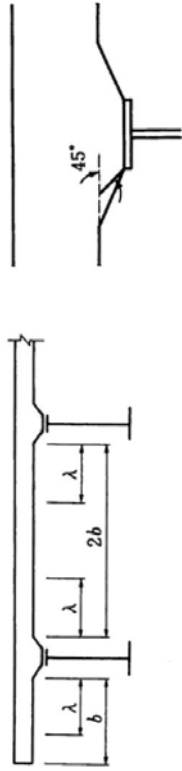


改定案 (14章)	現行	備考
<p>14.3 床版</p> <p>14.3.1 一般</p> <p>床版の設計は、この節の規定による他、11章の規定による。</p>	<p>12.4 床版</p> <p>12.4.1 一般</p> <p>床版の設計は、この節に示すほか、9章の規定による。</p>	
<p>14.3.2 床版のコンクリートの設計基準強度</p> <p>(1) 床版のコンクリートの設計基準強度は、所要の強度が確保できるようにする他、床版の耐久性を考慮して定めなければならない。</p> <p>(2) 床版のコンクリートの設計基準強度の決定にあたっては、試験練り又は実績等により、施工時に有害なひび割れが生じないことを確認する。</p> <p>(3) (4)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(4) 床版のコンクリートの設計基準強度σ_{ck}は、$24\text{N}/\text{mm}^2$以上とする。ただし、床版にプレストレスを導入する場合はI編9.2.3の規定による。</p> <p>(5) 床版のコンクリートと鋼筋との合成作用を考慮して設計する床版のコンクリートの設計基準強度σ_{ck}は、床版にプレストレスを導入しない場合に$27\text{N}/\text{mm}^2$以上、プレストレスを導入する場合に$30\text{N}/\text{mm}^2$以上とする。</p> <p>(6) 鋼コンクリート合成床版のコンクリートの設計基準強度σ_{ck}は、床版のコンクリートと鋼筋との合成作用の有無に関わらず$30\text{N}/\text{mm}^2$以上とする。</p> <p>床版にプレストレスを導入する場合には、一般に高強度のコンクリートを必要とすることが多い。しかし、高強度のコンクリートを得るために単位セメント量を多くすると、硬化の際にひび割れが生じやすい等の欠点があるので、床版のコンクリートの設計基準強度の決定にあたっては、十分に注意する必要がある。また、施工時に有害なひび割れを生じさせないためには、必要に応じて試験等による確認を行うとともに、施工時にもひび割れが生じないよう十分に配慮する必要がある。なお、鋼コンクリート合成床版の設計基準強度は、過去の実績を踏まえて$30\text{N}/\text{mm}^2$以上を標準とされた。</p>	<p>12.2.1 床版のコンクリートの設計基準強度</p> <p>(1) コンクリート床版のコンクリートの設計基準強度は、設計上必要となる強度を確保するほか、床版の耐久性を考慮して定めなければならない。</p> <p>(2) コンクリート床版のコンクリートの設計基準強度の決定にあたっては、試験練り又は実績等により、施工時に有害なひび割れが生じないことを確認する。</p> <p>(3) (4)及び(5)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(4) 鋼筋と床版のコンクリートの合成作用を考慮しない設計を行う床版のコンクリートの設計基準強度σ_{ck}は、$24\text{N}/\text{mm}^2$以上とする。ただし、床版にプレストレスを与える場合は共通編3.2.3の規定による。</p> <p>(5) 鋼筋と床版のコンクリートの合成作用を考慮する設計を行う床版のコンクリートの設計基準強度σ_{ck}は、床版にプレストレスを与えない場合に$27\text{N}/\text{mm}^2$以上、プレストレスを与える場合に$30\text{N}/\text{mm}^2$以上とする。</p> <p>床版にプレストレスを与える場合には、一般に高強度のコンクリートを必要とすることが多い。しかし、高強度のコンクリートを得るために単位セメント量を多くすると、硬化の際にひび割れが生じやすい等の欠点があるので、コンクリートの設計基準強度の決定にあたっては、十分に注意する必要がある。また、施工時に有害なひび割れを生じないためには、必要に応じて試験練りを行うなどによる確認を行うとともに、施工時にもひび割れが生じないよう十分に配慮する必要がある。</p>	
<p>14.3.3 引張力を受ける床版の鉄筋量及び配筋</p> <p>(1) 引張応力が生じるコンクリート系床版においては、コンクリートにひび割れが生じることによる影響を考慮して、床版の鉄筋量及び配筋を決定しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 引張応力が生じるコンクリート系床版の最小鉄筋量は次による。</p> <p>1) 引張応力が生じるコンクリート系床版において、コンクリートの断面を</p>	<p>12.2.3 引張応力を受ける床版の鉄筋量及び配筋</p> <p>(1) 引張応力を受けるコンクリート床版においては、コンクリートにひび割れが生じることによる影響を考慮して、床版の鉄筋量及び配筋を決定しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足すものとみなす。</p> <p>(3) 引張応力を受けるコンクリート床版の最小鉄筋量は次による。</p> <p>1) 引張応力を受けるコンクリート床版において、コンクリート断面を有効と</p>	

改定案 (14章)	現行	備考
<p>有効とする設計を行う場合の床版の橋軸方向最小鉄筋量は式 (14.3.1) による。</p> $T_{td} \leq T_{ind} \dots\dots\dots (14.3.1)$ <p>ここに、T_{td} : 床版に作用する全引張力 (N) T_{ind} : 引張強度の制限値 (N) でⅢ編により算出する。</p> <p>2) 引張応力が生じるコンクリート系床版において、コンクリートの断面を無視する設計を行う場合の床版の橋軸方向最小鉄筋量は、コンクリート断面積の 2% とする。 この場合、床版断面の鉄筋の周長の総和とコンクリートの断面積の比は 0.0045mm²/mm² 以上とすることを標準とする。なお、床版のために配置された鉄筋を橋軸方向鉄筋の一部として考慮してもよい。</p> <p>(4) 鉄筋は死荷重による曲げモーメントの符号が変化する点を超えて床版のコンクリートの圧縮側に定着する。</p> <p>(3)1) 引張応力が生じるコンクリート系床版のコンクリートにひび割れが生じると応力状態が計算の仮定と全く異なることになるので、全引張力を鉄筋で受け持たせるように規定されている。配筋は鉄筋コンクリート床版に準じて行い、この定着についても十分考慮する必要がある。</p> <p>なお、式(14.3.1)の鉄筋の引張強度の特性値は、Ⅲ編に規定される鉄筋の引張強度の制限値に鉄筋断面積を乗じて算出することとされた。この規定は、プレストレスを導入する床版を想定しているものと考えられるため、Ⅲ編 5.3.3 のプレストレスを導入する構造における制限値によることを標準とする。</p> <p>2) 引張応力が生じるコンクリート系床版において、コンクリートの断面を無視する連続成桁の中間支点付近においては、負の曲げモーメントによる橋軸方向鉄筋の引張ひずみに対応して床版のコンクリートにはひび割れが生じる。このひび割れは、鉄筋コンクリートばりの場合と同じく、コンクリートの引張応力を無視する設計においてはやむを得ないものであるが、これが床版のコンクリートの主桁作用及び床版作用に有害なものであつてはならない。このような趣旨から、橋軸方向鉄筋の断面積をコンクリート断面積の 2% 以上と定めたいものである。また、その床版断面の鉄筋の周長の総和とコンクリート断面積の比は、ひび割れ幅を抑える観点から 0.0045mm²/mm² 以上とするのがよい。</p>	<p>する設計を行う場合の床版の橋軸方向最小鉄筋量は式 (12.2.1) による。</p> $A_s = T / \sigma_{sa} \dots\dots\dots (12.2.1)$ <p>ここに、 A_s : 橋軸方向鉄筋断面積 (mm²) T : 床版に作用する全引張力 (N) σ_{sa} : 9.2.7 に規定する鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)</p> <p>2) 引張応力を受けるコンクリート床版においてコンクリート断面を無視する設計を行う場合の床版の橋軸方向最小鉄筋量は、コンクリート断面積の 2% とする。この場合、床版断面の鉄筋の周長の総和とコンクリートの断面積の比は 0.0045mm²/mm² 以上とするのがよい。なお、床版のために配置された鉄筋を橋軸方向鉄筋の一部として考慮してもよい。</p> <p>(4) 鉄筋は死荷重による曲げモーメントの符号が変化する点をこえて床版のコンクリートの圧縮側に定着する。</p> <p>(3) 1) 引張応力を受けるコンクリート床版のコンクリートにひび割れが生じるようなこと がある。と応力状態が計算仮定と全く異なることになるので、全引張応力を鉄筋で受け持たせるように規定したものである。配筋は鉄筋コンクリート床版に準じて行い、この定着についても十分考慮する必要がある。</p> <p>2) 引張応力を受けるコンクリート床版において、コンクリートの断面を無視する連続成桁の中間支点付近においては、負の曲げモーメントによる橋軸方向鉄筋の引張ひずみに対応して床版のコンクリートにはひび割れが生じる。このひび割れは、鉄筋コンクリートばりの場合と同じく、コンクリートの引張応力を無視する設計においてはやむを得ないものであるが、これが床版のコンクリートの主桁作用及び床版作用に有害なものであつてはならない。このような趣旨から、橋軸方向鉄筋の断面積をコンクリート断面積の 2% 以上と定めたいものである。また、その周長率は 0.0045mm²/mm² 以上とするのがよい。</p>	

14.3.4 床版の有効幅

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、応力分布を適切に考慮して床版の有効幅を設定しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、床版の有効幅の算出は13.3.4の規定による。ただし、 λ 及び b は図-14.3.1に示すとおりとし、この場合の水平に対するハンチの傾斜は 45° として取扱う。

図-14.3.1 λ と b のとり方

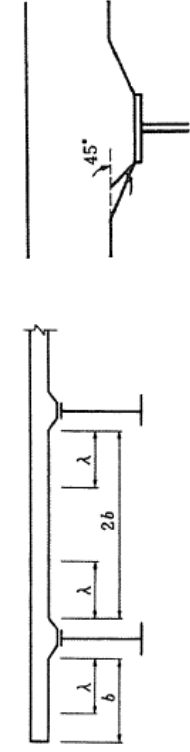
14.3.5 主桁作用と床版作用との重ね合わせ

- (1) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、床版は次の二つの作用に対して、それぞれ安全なように設計しなければならない。
- 1) 床版としての作用
 - 2) 桁の断面の一部としての作用
- (2) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、床版は(1)に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対して安全でなければならぬ。
- (3) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、(1)に示す二つの作用のそれぞれに対して、床版が最も不利になる載荷状態における応力を算出し、その合計に対して安全である場合には、(2)を満足するとみなしてよい。ただし、桁作用によって正の曲げモーメントを受ける部分の橋軸方向鉄筋の応力については、二つの作用の重ね合わせを考慮しなくてもよい。

床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する場合、床版のコンクリートは一般に桁作用としての応力と床版作用としての応力を同時に受けることになるので、床版としての作用及び桁断面の一部としての作用に対してそれぞれ安全であることを照査するほか、これらを重ね合わせに対して照査することが必要である。

12.2.4 床版の有効幅

- (1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合には、応力分布を適切に考慮して床版の有効幅を設定しなければならない。
- (2) (3)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。
- (3) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合は床版の有効幅の算出は11.3.5の規定による。ただし、 λ 及び b は図-12.2.1に示すとおりとし、この場合の水平に対するハンチの傾斜は 45° として取扱う。

図-12.2.1 λ と b のとり方

12.2.5 主桁作用と床版作用との重ね合わせ

- (1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合には、床版は次の二つの作用に対して、それぞれ安全であることを照査しなければならない。
- 1) 床版としての作用
 - 2) 主桁の断面の一部としての作用
- (2) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合には、床版は(1)の規定に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対して安全であることを照査しなければならない。
- (3) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合には、(1)の規定に示した二つの作用のそれぞれに対して、床版が最も不利になる載荷状態について応力を算出し、その合計に対して安全であることを照査した場合においては、(2)を満たすものとみなす。ただし、主桁作用によって正の曲げモーメントを受ける部分の橋軸方向鉄筋の応力については、二つの作用の重ね合わせを考慮しなくてもよい。

合成桁の床版のコンクリートは一般に主桁作用としての応力と床版作用としての応力を同時に受けることになるので、床版としての作用及び主桁断面の一部としての作用に対してそれぞれ安全であることを照査するほか、これらの重ね合わせを照査することとしている。具体的には圧縮側ではコンクリートの圧縮応力について、引張側では鉄筋応力についてそれぞれ

備考	現行	改定案（14章）
	<p>の最大応力を重ね合わせることとしている。この場合許容応力度は12.3.3.1の規定によって割増しを行ってよい。</p> <p>12.4.2 せん断力が集中する部分の構造</p> <p>(1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合には、活荷重や死荷重による応力、温度差応力及び乾燥収縮による応力等が集中的に作用する端支点付近又は中間支点付近の床版は、せん断力が円滑に伝達される構造とする。また、主引張応力によって床版のコンクリートにひび割れが発生させてはならない。</p> <p>(2) (3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) せん断力が集中する部分では、床版に生じるせん断力と主引張応力に対する補強鉄筋を配置する。</p> <p>(4) 補強鉄筋の直径は16mm以上とし、床版の中立面付近に150mm以下の間隔で配置するのがよい。</p> <p>(5) 補強鉄筋を配置する範囲は主桁方向、主桁直角方向ともに主桁間隔の1/2以上とする。</p> <p>(1) 端支点付近又は中間支点付近の床版には、活荷重や死荷重による応力のほか温度差応力、乾燥収縮による応力等が集中的に作用するので、補強鉄筋を配置してせん断力が円滑に伝達されるように、また、主引張応力によって版のコンクリートにひび割れが発生しないようにする必要がある。</p> <p>(2) (3)以下の規定は、(1)を考慮して補強鉄筋を設ける場合について規定したものであるが、これらによっておれば、配筋方法については特に計算によって求める必要はない。</p> <p>補強鉄筋の配置例を図-解12.4.1に示す。</p>	<p>具体的には、圧縮側のコンクリートの断面ではコンクリートの圧縮応力について、引張側のコンクリートの断面では鉄筋の引張応力についてそれぞれ最大の応力を重ね合わせることとしている。この場合、応力度の制限値は14.6.2の規定によって割増しを行ってよい。</p> <p>14.3.6 せん断力が集中する部分の構造</p> <p>(1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、死荷重や活荷重による応力、温度差や乾燥収縮による応力、風や地震の影響による応力等が集中的に作用する端支点付近及び中間支点付近の床版は、せん断力が円滑に伝達される構造とする。また、主引張応力によって床版のコンクリートにひび割れが生じないようにしなければならない。</p> <p>(2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) せん断力が集中する部分では、床版に生じるせん断力と主引張応力に対する補強鉄筋を配置する。</p> <p>(4) 補強鉄筋の直径は16mm以上とし、床版の中立面付近に150mm以下の間隔で配置することを標準とする。</p> <p>(5) 補強鉄筋を配置する範囲は主桁方向、主桁直角方向ともに主桁間隔の1/2以上とする。</p> <p>(1) 端支点付近及び中間支点付近の床版には、死荷重や活荷重による応力、温度差応力、乾燥収縮による応力のほか、風や地震の影響による応力等が集中的に作用するので、補強鉄筋を配置してせん断力が円滑に伝達されるようにする必要がある。また、主引張応力によって床版のコンクリートにひび割れが発生しないようにする必要がある。</p> <p>(2) (3)から(5)の規定は、(1)を考慮して補強鉄筋を設ける場合について規定したものであるが、これらによっておけば、配筋方法については特に計算によって求める必要はない。</p> <p>補強鉄筋の配置例を図-解14.3.1に示す。</p>

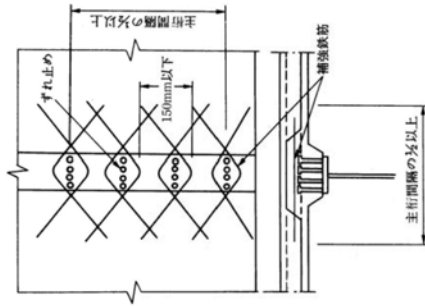


図-解 14.3.1 補強鉄筋の配置

14.3.7 構造目地

コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するコンクリート系床版のコンクリートには構造目地を設けてはならない。

床版の構造目地は、一般にその位置で鉄筋が中断されたり、コンクリートが中断されたりして構造上の弱点になりやすいので、鋼桁との合成作用を考慮して設計するコンクリート系床版のコンクリートでは、これを設けてはならないことを規定したものである。

14.3.8 合成作用を与えるときの床版のコンクリートの圧縮強度

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するコンクリート系床版のコンクリートでは、床版のコンクリート強度が、合成作用による応力度によって床版の安全性や耐久性や問題が生じない強度に達した後合成作用を与えなければならない。
- (2) 床版のコンクリートに合成作用を与えるときの床版のコンクリートの圧縮強度を、設計基準強度の80%以上とする場合には、(1)を満足するとみなしでよい。

- (2) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたり、コンクリート系床版において、床版のコンクリートに合成作用を与えることができる時期は、その時点におけるコンクリートの圧縮強度から定まる。合成作用を与えた後の持続荷重によるクリープを考慮すると、材齢があまり若い時期から合成作用を与えることはクリープが大きくなり好ましくない。したがって、これまでの実施例等を参考にして、 σ_{sk} の80%が確

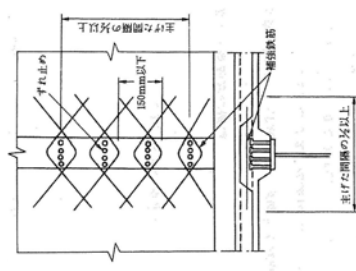


図-解 12.4.1 補強鉄筋の配置

12.4.3 構造目地

鋼桁との合成作用を考慮して設計するコンクリート床版のコンクリートには構造目地を設けてはならない。

床版の構造目地は、一般にその位置で鉄筋が中断されたり、又はコンクリートが中断されたりして構造上の弱点になりやすいので、鋼桁との合成作用を考慮して設計するコンクリート床版では、これを設けてはならない。

12.4.4 合成作用を与えるときの床版のコンクリートの圧縮強度

- (1) 鋼桁との合成作用を考慮して設計するコンクリート床版では、床版のコンクリート強度が、合成作用による応力度によって床版の安全性や耐久性に問題が生じない強度に達した後合成作用を与えなければならない。
- (2) 床版のコンクリートに合成作用を与えるときの床版のコンクリートの圧縮強度を、設計基準強度の80%以上とする場合には、(1)を満足するものとみなす。

- (2) 鋼桁との合成作用を考慮して設計するコンクリート床版において床版のコンクリートに合成作用を与える時期は、その時点におけるコンクリートの圧縮強度から定まるものである。合成作用を与えた後の持続荷重によるクリープを考慮すると、材齢があまり若い時期から合成作用を与えることはクリープが大きくなり好ましくない。したがって、これまでの実施例等を参考にして、 σ_{sk} の80%が確保される材齢に達した後と決め

改定案（14章）	現行	備考
<p>保される材齢に達した後と決められたものである。</p>	<p>たものである。</p>	
<p>14.4 鋼 桁 14.4.1 一 般</p>		
<p>鋼桁の設計は、この節の規定による他、13章の規定による。</p>		
<p>14.4.2 鋼桁のフランジ厚さ</p>	<p>12.6 鋼桁のフランジ厚さ</p>	
<p>(1) ずれ止めを取り付ける鋼桁のフランジは、著しい変形が生じることがない板厚としなければならない。 (2) ずれ止めに14.5.1(4)に規定するスタッドを使用する場合に、フランジの板厚を10mm以上とする場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p>	<p>(1) ずれ止めを取付ける鋼桁のフランジは、著しい変形が生じることがない板厚としなければならない。 (2) ずれ止めに12.5.8に規定するスタッドを使用する場合に、フランジの板厚を10mm以上とする場合には、(1)を満たすものとみなす。</p>	
<p>(1) ずれ止めを溶接により取り付ける場合には、溶接によりフランジに生じる変形などの影響を考慮する必要がある。</p>		
<p>14.5 ずれ止め 14.5.1 一 般</p>	<p>12.5 ずれ止め 12.5.1 一 般</p>	
<p>(1) 床版のコンクリートと鋼桁は、密着を確保するとともに車両の加速及び制動並びに地震等による水平力に対して所定の位置を確保できるように接合しなければならない。 (2) ずれ止めは、床版のコンクリートと鋼桁との間の作用力に対して安全となるように設計しなければならない。 (3) ずれ止めとして(4)のスタッドを用い、床版のコンクリートと鋼桁との間のせん断力が最も大きくなる場合について14.6.4を満足する場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。 (4) 床版を桁断面に見込んで設計する場合のずれ止めに使用するスタッドは、軸径が19mm及び22mmのものを標準とする。また、材質、種類、形状、寸法及び許容差について、JIS B 1198（頭付きスタッド）を標準としてよい。</p>	<p>(1) コンクリート床版と鋼桁は、密着を確保するとともに車両の加速及び制動並びに地震等による水平力に対して所定の位置を確保できるように接合しなければならない。 (2) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合のずれ止めは、鋼桁と床版のコンクリートとの間のせん断に対して安全となるよう設計しなければならない。 (3) ずれ止めとしてスタッドを用い、各種荷重の組合せによる鋼桁と床版のコンクリートとの間のせん断力が最も大きくなる場合について照査を行う場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。このとき、ずれ止めの許容応力度は割増しを行ってはならない。 (1) 鋼桁と床版が十分に固定されていないと、<u>輪荷重</u>の通行による衝撃の影響が生じたり、相互のずれ作用により、桁の摩耗や腐食の原因になるおそれがある。また車両の加速・制動、地震等による水平力に対し、床版が所定の位置を確保するようにする必要はある。更に、桁のフランジを床版に定着させることは圧縮フランジの局部座屈、横倒れ座屈に対して有効である。以上のことを考慮し、床版と鋼桁の合成作用を期待しない設計を行う場合にも、</p>	
<p>(1) 床版のコンクリートと鋼桁が十分に固定されていないと、<u>車両</u>の通行により衝撃の影響が生じたり、相互のずれ作用により、桁の摩耗や腐食の原因になるおそれがある。また、車両の加速、制動及び地震等による水平力に対し、床版が所定の位置を確保するようにする</p>		

改定案 (14章)

必要がある。更に、桁のフランジを床版に定着させることは圧縮フランジの局部座屈、横倒れ座屈に対して有効である。床版を桁断面として見込まない場合にも、適切なずれ止めを設置するのがよい。

図-解 14.5.1 に、これまで床版を桁断面として見込まない設計を行った場合に設計に用いられてきたスラブ止めの構造を示す。鋼桁橋の場合、設置間隔を 1m 以内とするのが一般的である。なお、スラブ止めを用いたとしても永続作用支配状況及び変動作用支配状況において合成作用が生じることから、ずれ止めの種類によらず、荷重条件に応じて床版のコンクリートと鋼桁との合成作用の影響については適切に考慮する必要がある。

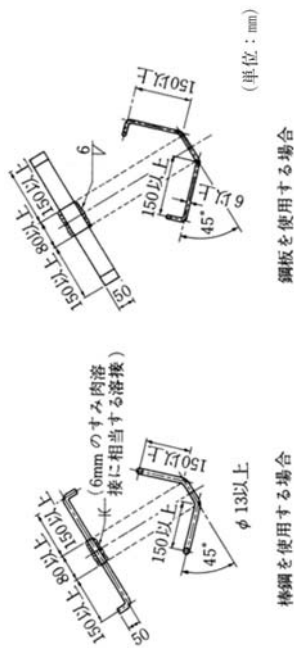


図-解 14.5.1 スラブ止め

なお、プレストレストコンクリート床版に用いる場合に、スラブ止めは、適用支間が鉄筋コンクリート床版に比較して大きい場合にはその影響を、またプレストレストの影響も受ける。そのため設計においてはその影響を考慮する必要がある。

(3) 一般に最大断面力が生じるのは、端支点又は中間支点付近のずれ止めで、以下のような組合せの荷重を受ける。

- 1) 合成後死荷重、活荷重、プレストレスト力及び温度差 (床版のコンクリートが鋼桁より高温の場合) によって生じる支間部より支点部へ向う荷重。
- 2) 乾燥収縮及び温度差 (鋼桁が床版のコンクリートより高温の場合) によって生じる端支点部より支間部へ向う荷重。

なお、このような作用の組合せに対しても、ずれ止めの応力度制限値は、安全側をとって割増しないこととしている。

上記のほか、I 桁の面外変形を横桁や補剛材で拘束する箇所には、大型の遮音壁からの荷重や、偏心した横縮めの PC ケーブルのプレストレスト力又は活荷重により、ずれ止めに、引抜力や圧縮力が発生するため、スタッド軸方向の応力に対しても照査する必要がある。また、それらの応力の組合せに対しても照査が必要である。

現行

適切なスラブ止めを設置するのがよい。
図-解 12.5.1 に、現在最も一般的に用いられているスラブ止めの構造を示す。鋼桁橋の場合、設置間隔を 1 m 以内とするのが一般的である。

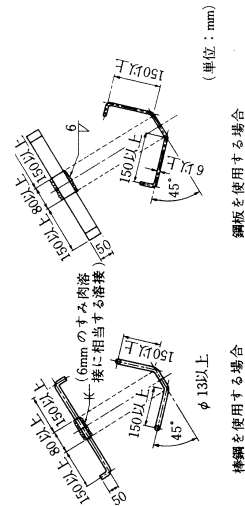


図-解 12.5.1 スラブ止め

なお、プレストレストコンクリート床版におけるスラブ止めは、適用支間が鉄筋コンクリート床版に比較して大きいことによる影響やプレストレストの影響を受けるので、その影響を考慮する必要がある。

(3) 合成桁のずれ止めの設計に用いる各種荷重とは、合成後死荷重、活荷重、プレストレスト、乾燥収縮の影響及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差を指すものである。一般に最大荷重を受けるのは、端支点又は中間支点付近のずれ止めで、以下のような組合せの荷重を受ける。

- 1) 合成後死荷重、活荷重、プレストレスト及び温度差 (床版のコンクリートが鋼桁より高温の場合) によって生じる支間部から支点部へ向う荷重。
- 2) 乾燥収縮及び温度差 (鋼桁が床版のコンクリートより高温の場合) によって生じる端支点部から支間部へ向う荷重。

なお、このような荷重の組合せに対しても、ずれ止めの許容応力度は、安全側をとって割増しないこととしている。

上記のほか、I 桁の面外変形を横桁や補剛材で拘束する箇所には、大型の遮音壁からの荷重や、偏心した横縮めの PC ケーブルのプレストレスト力又は活荷重により、ずれ止めに、引抜力や圧縮力が発生するため、必要に応じてスタッド軸方向の応力についても検討する必要がある。

備考

14.5.2 床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮する床版のコンクリートと鋼桁とのずれ止めは、床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力を適切に考慮しなければならぬ。
- (2) (3) による場合には、(1)を満足するとみなす。
- (3) 床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力を、床版の自由端部において、主桁間隔（主桁間隔が $L/10$ より大きいときは $L/10$ をとる）の範囲に設けるずれ止めで負担する。このとき、ずれ止めの設計にあたっては、図-14.5.1 に示すように、せん断力の全部が、支点上で最大となる三角形に分布するものとしてよい。

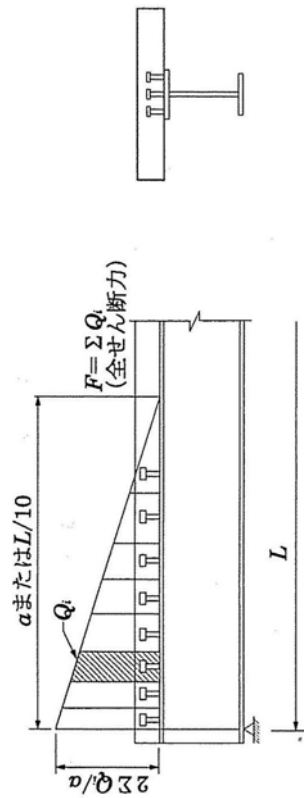


図-14.5.1 せん断力の分布

ここに、 a : 主桁間隔
 L : 単純桁の場合 L : 支間長
 連続桁の場合 L : 支間長の合計

- (3) コンクリート系床版と鋼桁が合成断面として挙動する場合、床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により床版と鋼桁との接面に生じるせん断力は、単純桁の場合は図-解 14.5.2 のように支点で最大、支間中央で 0 となるような分布を示すが、これを計算で求めるのは煩雑であるので、実用上の便を考え、この条文のような三角分布として取扱ってよいこととしている。

連続合成桁の場合も、端支点で最大、全支間の中央で 0 となるような分布を示すので、単純合成桁と同じように取扱ってよいこととしている。ただし、この場合 L としては連続

12.5.2 床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力

- (1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮する場合のずれ止めの設計では、床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力に対して安全なように設計しなければならない。
- (2) (3) の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力を、床版の自由端部において、主桁間隔（主桁間隔が $L/10$ より大きいときは $L/10$ をとる）の範囲に設けるずれ止めで負担する。このとき、ずれ止めの設計にあたっては、図-12.5.1 に示すように、せん断力の全部が、支点上で最大となる三角形に分布するものとしてよい。

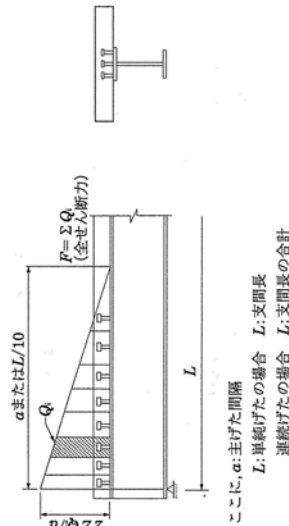


図-12.5.1 せん断力の分布

- (3) コンクリート床版と鋼桁が合成された状態では、床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により床版と鋼桁との接面に生じるせん断力は、単純桁の場合は図-解 12.5.2 のように支点で最大、支間中央で 0 となるような分布を示すが、これを計算で求めるのは煩雑であるので、実用上の便を考え、合成桁の設計にあたっては、この条文のような三角分布として取扱うこととしている。

連続桁の場合も、端支点で最大、全支間の中央で 0 となるような分布を示すので、単純桁と同じように取扱うこととしている。ただし、この場合 L としては連続桁の支間の合

合成桁の支間の合計をとる。

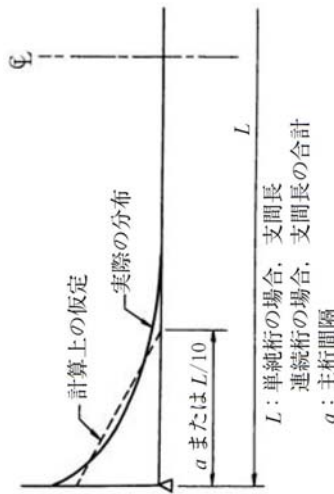


図-解 14.5.2 床版と鋼桁との接触面に生じるせん断力の分布

14.5.3 ずれ止めの最大間隔

- (1) ずれ止めの最大間隔は、床版と鋼桁とのずれ止めとしての機能を満足するように設定しなければならない。
- (2) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するための、ずれ止め14.5.1に規定するスタッドを用いる場合に、その最大間隔が床版のコンクリート厚さの3倍かつ600mmを超えない場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(1) コンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する場合のずれ止めの最大間隔は、従来の経験及び諸外国の規定を参照してこのように定められている。

なお、床版を桁断面に見込まずに設計する場合には、コンクリート系床版と鋼桁を密着させる目的で設けるスラブ止めは、その間隔を1m以内とするのがよい。

14.5.4 ずれ止めの最小間隔

- (1) ずれ止めの最小間隔は、床版と鋼桁とのずれ止めとしての機能を満足するように設定しなければならない。このとき、施工性が確保できること、床版のコンクリートに有害なひび割れが生じないことに配慮しなければならない。
- (2) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、ずれ止めとして14.5.1に規定するスタッドを用いる場合には、(3)及び(4)による場合に

計をとる。

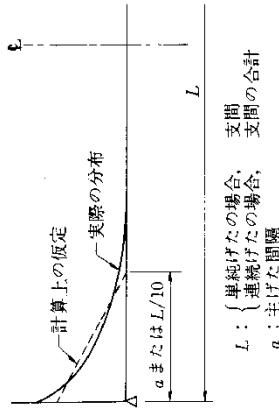


図-解 12.5.2 床版と鋼桁の接触面に生じるせん断力

12.5.3 ずれ止めの最大間隔

- (1) ずれ止めの最大間隔は、床版と鋼桁とのずれ止めとしての所定の機能が満たされるように設定しなければならない。
- (2) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合で、ずれ止め12.5.8に規定するスタッドを用いる場合に、その最大間隔を床版のコンクリート厚さの3倍かつ、600mmを超えないものとする場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(2) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合のずれ止めの最大間隔は従来の経験及び諸外国の規定を参照してこのように定めている。

なお、コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮しない設計を行う場合にコンクリート床版と鋼桁を密着させる目的で設けるスラブ止めでは、その間隔を1m以下とするのがよい。

12.5.4 ずれ止めの最小間隔

- (1) ずれ止めの最小間隔は、床版と鋼桁とのずれ止めとしての所定の機能が確保されるように設定しなければならない。このとき、施工性が確保できると、床版のコンクリートに有害なひび割れが生じないことに配慮しなければならない。
- (2) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行い、ずれ止めとして12.5.8に規定するスタッドを用いる場合には、(3)及び(4)の規定による場合に

改定案 (14章)	現行	備考
<p>は、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) スタッ드의橋軸方向の最小中心間隔を $5d$ 又は 100mm とし、橋軸直角方向の最小中心間隔は $\phi 30\text{mm}$ とする。ここに、d はスタッドの軸径 (mm) である。</p> <p>(4) スタッ드의幹とフランジ縁との最小純間隔は 25mm とする。</p> <p>(2) スタッ드의場合、その配置間隔があまり小さすぎると、スタッドの列に沿って床版のコンクリートにひび割れが生じるおそれがある。(3)及び(4)では、実験結果、内外の施工例及び溶接の施工等を基にスタッドの最小間隔を定めている。</p> <p>なお、ここで示した最小間隔は千鳥に配置するようなスタッドについては想定してはいない。</p>	<p>合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) スタッ드의橋軸方向の最小中心間隔を $5d$ 又は 100mm とし、橋軸直角方向の最小中心間隔は $d+30\text{mm}$ とする。ここに、d はスタッドの軸径 (mm) である。</p> <p>(4) スタッ드의幹とフランジ縁との最小純間隔は 25mm とする。</p> <p>(2) スタッ드의場合、その配置間隔があまり小さすぎると、スタッドの列に沿って床版のコンクリートにひび割れが生じるおそれがある。(3)及び(4)の条文では、実験結果、内外の施工例及び溶接の施工等を基にスタッドの最小間隔を定めている。</p> <p>なお、ここで示した最小間隔は千鳥に配置するようなスタッドについては想定してはいない。</p>	
<p>14.5.5 中間支点付近のずれ止め</p> <p>(1) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、中間支点付近のずれ止めは、着目点に生じる最大水平せん断力に対して設計しなければならぬ。</p> <p>(2) 中間支点付近のずれ止めの設計計算は、着目点の曲げモーメントの符号にかかわらず床版のコンクリート断面を有効として行ななければならない。</p> <p>(2) この条文は、引張応力を受けるコンクリート系床版において、コンクリートの断面を無視するとして設計する場合及びコンクリートの断面を有効として設計する場合のいずれの場合にも、ずれ止めの計算は床版のコンクリートの断面を有効として行う必要があることが規定されたものである。厳密な設計計算を行う場合、ずれ止めに作用する水平せん断力は、コンクリートの断面を有効とする場合は式(解 14.5.1)により、またコンクリートの断面を無視する場合は式(解 14.5.2)により算出することが考えられる。</p> $H_u = \frac{d_{vc}(A_c/n)}{I_v} S \dots\dots\dots \text{(解14.5.1)}$ $H_f = \frac{d_{pr}A_r}{I_f} S \dots\dots\dots \text{(解14.5.2)}$ <p>ここに、S : 着目断面の垂直せん断力 (N)</p> <p>A_c : 着目断面のコンクリート系床版の断面積 (mm²)</p> <p>A_r : 着目断面の橋軸方向鉄筋の断面積 (mm²)</p> <p>I_v : 図-解 14.1.2 に示す断面の断面二次モーメント (mm⁴)</p> <p>I_f : 図-解 14.1.3 に示す断面の断面二次モーメント (mm⁴)</p>	<p>12.5.6 中間支点付近のずれ止め</p> <p>(1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合、中間支点付近のずれ止めは、着目点に生じる最大水平せん断力に対して設計する。</p> <p>(2) 中間支点付近のずれ止めの設計計算を、着目点の曲げモーメントの符号にかかわらず床版のコンクリートの断面を有効として行う。</p> <p>(2) この条文は、引張応力を受けるコンクリート床版において、コンクリートの断面を無視するとして設計する場合及びコンクリートの断面を有効として設計する場合にかかわらず、ずれ止めの計算は床版のコンクリートの断面を有効として行うことを規定したものである。厳密な設計計算を行う場合、ずれ止めに作用する水平せん断力は、コンクリートの断面を有効とする場合は式(解 12.5.1)により、またコンクリートの断面を無視する場合は式(解 12.5.2)により算出することが考えられる。</p> $H_u = \frac{d_{vc}(A_c/n)}{I_v} S \dots\dots\dots \text{(解 12.5.1)}$ $H_f = \frac{d_{pr}A_r}{I_f} S \dots\dots\dots \text{(解 12.5.2)}$ <p>ここに、</p> <p>S : 着目断面の垂直せん断力 (N)</p> <p>A_c : 着目断面の橋軸方向鉄筋の断面積 (mm²)</p> <p>I_v : 図-解 12.1.2 に示す断面の断面二次モーメント (mm⁴)</p> <p>I_f : 図-解 12.1.3 に示す断面の断面二次モーメント (mm⁴)</p> <p>d_{vc}, d_{pr} : それぞれ図-解 12.1.2 及び図-解 12.1.3 による</p>	

改定案 (14章)

d_{cs} , d_{cp} : それぞれ図-解 14.1.1.2 及び図-解 14.1.3 による

しかしながら、同一断面に対しても載荷状態により正の曲げモーメントと負の曲げモーメントが作用する場合があり、引張力に対して床版のコンクリートの断面を無視する設計を行う場合に、正の曲げモーメントが作用する載荷ケースに対し、式(解 14.5.1)によりずれ止め作用する最大水平せん断力を求め、また負の曲げモーメントが作用する載荷ケースに対し、式(解 14.5.2)によりずれ止めに作用する最大水平せん断力を求めて、それぞれを比較することは実務上容易ではない。また、引張力に対して床版のコンクリート断面を無視する設計を行う場合でも、実際には床版のコンクリートと鋼桁の合成作用はある程度生じると考えられるので、この場合に対し安全な止め設計を行う必要がある。このためこの条文では、常に式(解 14.5.1)によりずれ止めに作用するせん断力を求めることとしている。

14.6 コンクリート系床版を有する鋼桁の限界状態 1

14.6.1 一般

コンクリート系床版を有する鋼桁で、床版を桁断面に考慮する場合には、床版が 11 章の、鋼桁が 13 章の規定をそれぞれ満足し、かつ、14.6.2 から 14.6.4 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

14.6.2 床版

- (1) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する際の、コンクリート及び鉄筋の応力度の制限値は、(2)から(4)による。
- (2) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する際の、床版のコンクリートの圧縮応力度の制限値は表-14.6.1 に示す値とする。

表-14.6.1 コンクリートの圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

作用の組合せ		コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	27	30
1	変動作用	1) 床版としての作用 2) 主桁の断面の一部としての作用 3) 1)と2)を同時に考慮した場合	10.0	10.8
	が支配的			
	な状況			
2	プレストレッティング直後		14.2	15.8
			12.9	14.3

現行

しかしながら、同一断面に対しても載荷状態により正の曲げモーメントと負の曲げモーメントが作用する場合があり、引張力に対してコンクリート床版の断面を無視する設計を行う場合に、正の曲げモーメントが作用する載荷ケースに対し (解 12.5.1) によりずれ止めに作用する最大水平せん断力を求め、また負の曲げモーメントが作用する載荷ケースに対し (解 12.5.2) によりずれ止めに作用する最大水平せん断力を求めて、それぞれを比較することは実務上容易ではない。また、引張力に対してコンクリート床版の断面を無視する設計を行う場合でも、実際には床版と鋼桁の合成作用はある程度生じると考えられるので、この場合に対し安全な止め設計を行う必要がある。このためこの条文では、常に (解 12.5.1) によりずれ止めに作用するせん断力を求めることとしている。

12.3 許容応力度

12.3.1 許容応力度

- (1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合のコンクリート及び鋼材の許容応力度は、次の(2)から(5)までの規定による。ただし、合成作用を設計上考慮しないコンクリートの許容応力度は 9 章の規定による。
- (2) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合の床版のコンクリートの許容圧縮応力度は表-12.3.1 に示す値とする。

表-12.3.1 コンクリートの許容圧縮応力度

1	主荷重	荷重の組合せ		許容応力度 (N/mm ²)
		1) 床版としての作用	2) 主桁の断面の一部としての作用	
2	主荷重+床版のコンクリートと鋼桁との温度差	3) 1)と2)を同時に考慮した場合		$\sigma_{cs}/3.5$, かつ, 10以下
3		プレストレッティング直後		1.1)の40%増し 1.1)の15%増し 1.1)の25%増し

改定案 (14章)

(3) 引張力を受けるコンクリート系床版においてコンクリートの断面を有効とする場合、床版のコンクリートの引張応力度の制限値は表-14.6.2に示す値とする。

表-14.6.2 コンクリートの引張応力度の制限値 (N/mm²)

作用の組合せ	コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	
	27	30
1 変動作用が支配的な状況	床版の上, 下縁	2.0
	床版厚中心	1.4
2 永続作用が支配的な状況	0.0	0.0

(4) 鉄筋の応力度の制限値は 180N/mm² とする。ただし、14.3.5の規定により、桁断面の一部としての作用と床版としての作用を同時に考慮する場合は、応力度の制限値を 20%増ししてよい。

(1) 床版作用に対するコンクリートの応力制限値は11章の規定による。

(2) コンクリート橋の床版と異なり、たわみ易い鋼桁に床版が支持されていることから、床版のコンクリートと鋼桁との合成効果が発揮されるとその床版の応力状態は複雑なものとなり、かつ床版の破損が桁の安全性に与える影響が大きい。このことに加えて輪荷重の実態や床版破損の状況等も勘案して、応力度の制限値は、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕となるよう定められている。

床版のコンクリートは、一般に桁作用としての応力と床版作用としての応力を同時に受けることになるが、表-14.6.1の3)は合成効果を考慮して耐力を評価するにあたって、これらの応力の重ね合わせを照査する場合の応力度制限値を定めたものである。この重ね合わせ応力は局部的に大きくなるが、床版のコンクリートの安全性を確保できる範囲として床版のコンクリートに対しては応力度制限値を補正して割増してよいこととしている。

(3) 引張応力を受けるコンクリート系床版においてコンクリートの断面を有効とする設計を行う場合の応力度の制限値を定めたものである。変動作用が支配的な状況に対する応力度の制限値は、部分係数化に伴ってこれまでの示方書と同等の安全余裕となるよう調整して定められている。永続作用が支配的な状況に対する応力度の制限値は、コンクリートの長期的な変形を見込んだものであり、変形後の状態に対して耐荷性能の照査を行うこととなるから、耐荷性能の前提と位置付けることができる。

(4) この条文で規定されている鉄筋の応力度の制限値は、引張応力度の制限値であり、これまでの示方書の許容応力度をもとに、部分係数化に伴い同等の安全余裕となるよう調整して定められている。圧縮応力度の制限値についても、引張応力度の制限値と同様の理由か

現行

(3) 引張応力を受けるコンクリート床版においてコンクリートの断面を有効とする設計を行う場合、床版のコンクリートの許容引張応力度は表-12.3.2に示す値とする。

表-12.3.2 コンクリートの許容引張応力度

荷重の組合せ	許容応力度 (N/mm ²)	
	床版の上, 下縁	$\sigma_{cd}/15$, かつ, 2.5 以下
1 主荷重	床版厚中心	$\sigma_{cd}/25$, かつ, 1.5 以下
2 活荷重, 衝撃を除く主荷重		0
3 主荷重+床版のコンクリートと鋼桁との温度差		1. の 15%増し
4 施工時荷重		$\sigma_{cd}/40$, かつ, 1.0 以下

(4) 鉄筋の許容応力度は、9章の規定による。ただし、12.2.5の規定により、主桁断面の一部としての作用と床版としての作用を同時に考慮する場合は、許容応力度を 20%増ししてよい。

(5) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合の鋼桁の許容応力度の割増係数は、3.1の規定にかかわらず表-12.3.3に示す値とする。

表-12.3.3 鋼桁の許容応力度の割増係数

荷重の組合せ	割増係数	
	正の曲げモーメントを受ける部分	負の曲げモーメントを受ける部分
1 クリープの影響と乾燥収縮の影響を除く主荷重	1.00	1.00
2 主荷重	圧縮縁	1.15
	引張縁	1.00
3 主荷重+床版と鋼桁との温度差	圧縮縁	1.30
	引張縁	1.15
4 施工時荷重	圧縮縁	1.25
	引張縁	1.25

合成桁の断面の設計に用いるコンクリート及び鋼材の許容応力度を示したものである。

(2) コンクリートの許容圧縮応力度

合成桁のコンクリートの許容圧縮応力度は $\sigma_{cd}/3.5$ とし、コンクリート床版と鋼桁の合

改定案 (14章)

現行

備考

ら、 260 N/mm^2 を用いてよい。また、床版作用と桁作用を同時に考慮する場合の応力度の制限値の補正については、安全を考慮して20%増しにおさえることとされている。

14.6.3 鋼 桁

床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する際の、鋼桁の制限値の補正係数は、表-14.6.3に示す値とする。

表-14.6.3 鋼桁の制限値の補正係数

設計で考慮する状況	補正係数	
	正の曲げモーメントを受ける部分	負の曲げモーメントを受ける部分
変動作用が支配的な状況	1.15	1.00
	1.00	1.00

床版のコンクリートと鋼桁との合成作用に対する鋼桁の制限値の補正係数を示したものである。

正の曲げモーメントを受ける部分の圧縮縁のフランジについては、ずれ止めで床版に強固に固定されているため座屈の恐れもなく、また合成断面では中立軸の位置が床版に近づき、活荷重による応力の増加率が他の部分よりも小さいため、これを考慮した15%の増しが行えることとされている。

なお、施工時の照査にあたっては、積載荷重の制御が可能であることや、再現期間が短いことなど、施工時特有の状況を考慮したうえで、照査の目的に合わせて作用の組合せとともに適切に制限値を定める必要がある。また、施工時においても適切に限界状態を設定し、部材応答が可逆性を有すること及び可逆性を失うものの、耐荷力を完全に失わない状態を超えないとみなせる安全余裕を有することを検討する必要がある。

14.6.4 せん断力を受けるスタッド

床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、せん断力を受けるスタッドに、14.5.1に規定するスタッドを用いる場合に、式(14.6.1)を超えない場合には、せん断力を受けるスタッドの限界状態1を超えないとみなしてよい。

なお、式(14.6.1)はスタッドの全高が150mm程度の場合に適用できるものとすし、このとき床版のコンクリートと鋼桁のフランジ間との付着力は無視する。

成作用を考慮しない場合やコンクリート橋の床版の値 ($\sigma_{yd}/3.0$) に比べて小さな値としている。これは、コンクリート橋の床版と異なり、たわみ易い鋼桁に床版が支持されていること、またコンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮しない場合に比べて合成作用を考慮する場合の床版は応力状態が複雑であり、かつ床版の破損が主桁の安全性に与える影響が大きいため、更に輸荷重の実態や床版破損の状況等も勘案して定めたものである。

合成桁の床版のコンクリートは一般に主桁作用としての応力と床版作用としての応力を同時に受けることになるが、表-12.3.1, 1の3)はこれらの応力の重ね合わせを照査する場合の許容応力度を定めたものである。この重ね合わせ応力は局部的に大きくなるが、床版のコンクリートの安全性を確保できる範囲として床版のコンクリートに対しては40%の許容応力度の割増しを認めることにしている。しかし、鉄筋については20%におさえることにしている。

(3) コンクリートの許容引張応力度

引張応力を受けるコンクリート床版においてコンクリートの断面を有効とする設計を行う場合の許容応力度を定めたものである。

(6) 合成桁の鋼桁の圧縮フランジは、一般に断面が小さい場合が多く、床版のコンクリートの打設時のフランジの曲げ圧縮応力を照査する必要がある。この場合、圧縮フランジの固定点間距離としては対傾構間隔等をとってよい。この場合、表-12.3.3の4に規定する許容応力度の割増しを行ってよい。

なお、合成桁の垂直補剛材の間隔を11.4.3により照査する場合及び継手の設計を行う場合に限り、設計の簡略化のために荷重の組合せとしてクリープの影響と乾燥収縮の影響を除く主荷重を考えればよい。

12.5.5 許容せん断力

(1) ずれ止めの許容せん断力は、疲労、降伏及び破壊に対して、安全性が確保できるように設定しなければならない。

(2) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合で、ずれ止めとして12.5.8に規定するスタッドを用いる場合のスタッドの許容せん断力を、式(12.5.1)で算出する場合においては、(1)を満たすものとみなす。

なお、式(12.5.1)はスタッドの全高が150mm程度の場合に適用できるものとすし、このとき床版のコンクリートと鋼桁のフランジ間との付着力は無視する。

改定案 (14章)	現行	備考
<p> $Q_i \leq 12.2d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad H/d \geq 5.5$ $Q_i \leq 2.23dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad H/d < 5.5$ </p> <p>ここに、</p> <p> Q_i : スタッドが受け持つ鋼桁と床版の間のせん断力の制限値(N) d : スタッドの軸径 (mm) H : スタッドの全高 (mm), 150mm 程度を標準とする。 σ_{ck} : 床版コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) </p>	<p> $Q_a = 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$ $Q_a = 1.72dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$ </p> <p>ここに、</p> <p> Q_a : スタッドの許容せん断力 (N/本) d : スタッドの軸径 (mm) H : スタッドの全高, 150mm 程度を標準とする (mm) σ_{ck} : 設計基準強度 (N/mm²) </p>	
<p>一般にスタッドのように変形の大いまいずれ止め耐力は実験的に求める必要がある。式(14.6.1)は、建設省土木研究所における実験結果に基づき得られたものである。実験によれば、ずれ止めとしてのスタッドの機能の仕方は、全高 H とスタッドの軸径 d との比により分かれる。$H/d \geq 5.5$ ではずれ止めの破壊はスタッドのせん断によって生じ、$H/d < 5.5$ では床版のコンクリートの割裂によって生じると考えられる。</p> <p>スタッドが、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕が確保されるように式(14.6.1)は与えられている。</p> <p>なお、スタッドは床版の下側鉄筋 (又はハンチ筋) の上まで埋込むのが望ましいので標準の高さを 150mm としている。</p> <p>式(14.6.1)以外の強度式の採用にあたっては、設計上想定しているコンクリート系床版の状態や強度に対する安全余裕等、要求する性能が確保されることを確認する必要がある。</p>	<p>一般にスタッドのように変形の大いまいずれ止め耐力は実験的に求める必要がある。この条文に示す式は、建設省土木研究所における実験結果に基づき得られたものである。実験によれば、ずれ止めとしてのスタッドの働き方は、全高 H とスタッドの軸径 d との比により分かれる。$H/d \geq 5.5$ ではずれ止めの破壊はスタッドのせん断によって生じ、$H/d < 5.5$ では床版のコンクリートの割裂によって生じると考えられる。</p> <p>この式により設計されたスタッドは、一般に降伏に対して 3 以上、破壊に対して 6 以上の安全率をもつものと考えてよい。</p> <p>なお、スタッドは床版の下側鉄筋 (又はハンチ筋) の上まで埋込むのが望ましいので標準の高さを 150mm としている。</p> <p>(12.5.1) 式以外の強度式の採用にあたっては、設計上想定している床版コンクリートの状態や強度に対する安全率等、要求する性能が確保されることを確認する必要がある。</p>	
<h3>14.7 コンクリート系床版を有する鋼桁の限界状態 3</h3> <h4>14.7.1 一般</h4> <p>コンクリート系床版を有する鋼桁で、床版を桁断面に考慮する場合には、床版が 11 章の、鋼桁が 13 章の規定をそれぞれ満足し、かつ、14.7.2 から 14.7.4 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> <p>床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、コンクリート系床版を有する鋼桁の多くの断面は正の曲げモーメントを受ける断面として設計されるため、ずれ止めが著しく早期に破壊しない限り、挙動の非線形性が顕著となる限界状態 1 から断面耐力が低下する限界状態 3 までは耐力の増加が見込める。</p> <p>床版を桁断面に見込まずに設計する場合や、床版を桁断面に見込むが負曲げを受ける断面が鋼断面として設計される場合は、鋼桁及び床版は各々設計されるため、ここでは規定され</p>		

備考	現行
	<p>改定案（14章）</p> <p>ていない。ただし、床版を桁断面に見込まずに設計する場合でも、合成作用の影響を適切に考慮して照査する必要がある。なお、合成構造とした場合と同様に、限界状態 1 を満足すれば限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。</p> <p>14.7.2 床版</p> <p>鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、床版のコンクリートが、14.6.2 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> <p>14.7.3 鋼桁</p> <p>床版のコンクリートとの合成作用を考慮するにあたって、鋼桁が、14.6.3 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> <p>14.7.4 せん断力を受けるスタッド</p> <p>床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、せん断力を受けるスタッドが、14.6.4 の規定を満足するスタッドを用いる場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> <p>スタッドが降伏に達したあと、荷重の増加に伴ってコンクリートの圧壊又はスタッドの破断が生じ、部材としての最大強度に達するため、スタッドの降伏を限界状態 1、コンクリートの圧壊又はスタッドの破断を限界状態 3 に対応すると考えることができる。</p> <p>14.6.4 に規定される限界状態 1 を超えないとみなせる条件は、限界状態 3 を超えないとみなすことができることにも配慮して規定されている。そのため、限界状態 1 を満足するとみなせる条件を満足させることで限界状態 3 を超えないとみなすことができるものである。</p> <p>14.8 そり</p> <p>コンクリート系床版を有する鋼桁には、死荷重、コンクリートの乾燥収縮、クリープ及びブレストレス力等によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつけなければならない。</p> <p>この条文のそりとは、死荷重等による桁のたわみに対応する上げ越しを意味している。なお、特殊な場合には、死荷重のほかにもコンクリートの乾燥収縮、クリープ及びブレストレス力等によるたわみに対する上げ越しが必要となることがある。</p>
	<p>12.7 そり</p> <p>コンクリート床版を有する桁構造の鋼桁には、死荷重、コンクリートの乾燥収縮、クリープ及びブレストレス等によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつける。</p> <p>この条文のそりとは、死荷重等による桁のたわみに対応する上げ越しを意味している。なお、特殊な場合には、死荷重のほかにもコンクリートの乾燥収縮、クリープ及びブレストレス等によるたわみに対する上げ越しが必要となることがある。</p>

備 考	現 行	改 定 案 (1 4 章)
	<p>死荷重によるたわみも小さく、そりを省略しても路面高さが確保できると考えられる場合には省略することも可能であるが、コンクリート床版のハンチの高さの調節によって、路面の勾配を確保するような場合には、ハンチや床版のコンクリートに無理な応力が加わらないように注意する必要がある。</p> <p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 前田幸雄, 佐伯章美, 日種俊哉, 梶川靖治: 鋼道路橋の合成桁の設計, 道路, 1972. 7 2) 橋善雄, 向山寿孝, 湊勝比古: プレストレスしない連続成げたの静的実験, 土木学会誌 10 号, 1968 3) Yasumi, M.: Simplified Treatment according to F. Chickoki of the Effect of Creep and Shrinkage in Composite Girders, Technology Reports of the Osaka Univ., Vol. 15, 1965 4) 小野精一: 単純および連続成げたの応力計算法に関する 2, 3 の考察, 橋梁と基礎, Vol. 5, No. 6, 1971 5) 前田幸雄, 岡村宏一, 佐伯章美: 道路橋示方書における有効幅の改訂, 道路 1972. 11 6) 山本稔, 中村正平: Studd Shear Connector の試験報告, 土木研究所報告 109 号の 4, 1961. 11 	<p>死荷重によるたわみも小さく、そりを省略しても路面高さが確保できると考えられる場合には省略することも可能であるが、コンクリート系床版のハンチの高さの調節によって、路面の勾配を確保するような場合には、ハンチや床版のコンクリートに無理な応力が加わらないように注意する必要がある。</p> <p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 前田幸雄, 佐伯章美, 日種俊哉, 梶川靖治: 鋼道路橋の合成桁の設計, 道路, 1972. 7 2) 橋善雄, 向山寿孝, 湊勝比古: プレストレスしない連続成げたの静的実験, 土木学会誌 10 号, 1968 3) Yasumi, M.: Simplified Treatment according to F. Chickoki of the Effect of Creep and Shrinkage in Composite Girders, Technology Reports of the Osaka Univ., Vol. 15, 1965 4) 小野精一: 単純および連続成げたの応力計算法に関する 2, 3 の考察, 橋梁と基礎, Vol. 5, No. 6, 1971 5) 前田幸雄, 岡村宏一, 佐伯章美: 道路橋示方書における有効幅の改訂, 道路 1972. 11 6) 山本稔, 中村正平: Studd Shear Connector の試験報告, 土木研究所報告 109 号の 4, 1961. 11

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編		現行	備考
改定案 (15章)	15章 トラス構造	13章 トラス	
15.1 適用の範囲	<p>この章は、トラス桁を主構造にもつ上部構造の設計に適用する。 なお、スパンドレルブレーストアーチ、アーチの補剛トラス等にはこの章を準用することができる。</p> <p>この章の適用の範囲を示したものである。単にトラスといった場合、それは軸方向力を受ける部材だけで構成された構造全般であるトラス構造を指すことになるが、この章は橋の主構造がトラスで構成されているものの設計に適用することを主たる目的としている。 構造要素として用いられるトラス一般にもこの章を準用することができるが、桁作用以外の作用を期待するものについては該当する章の規定を参照する必要がある。 スパンドレルブレーストアーチやアーチの補剛トラス等については、その構造の性質上この章のかなり部分の部分を準用することができる。</p>	<p>この章はトラス桁を主構造にもつ上部構造の設計に適用する。 スパンドレルブレーストアーチ、アーチの補剛トラス等にはこの章を準用することができる。</p> <p>この章の適用の範囲を示したものである。単にトラスといった場合、それは軸方向力を受ける部材だけで構成された構造全般を指すことになるが、この章は橋の主構造がトラスで構成されているものの設計に適用することを主たる目的としている。 構造要素として用いられるトラス一般にもこの章を準用することができるが、桁作用以外の作用を期待するものについては該当する章の規定を参照する必要がある。 スパンドレルブレーストアーチやアーチの補剛トラス等については、その構造の性質上この章のかなり部分の部分を準用することができる。</p>	
15.2 一般		13.2 部材	
15.2.1 設計の基本	<p>部材の設計については5章、接合の設計については9章の規定による。</p>	13.2.1 一般	<p>部材の設計一般については4章の規定による。</p>
15.2.2 トラスの二次応力に対する配慮	<p>(1) トラス部材の断面の構成にあたっては、二次応力の影響を小さくし、トラス面外の座屈の防止、格点での円滑な応力の伝達を図れるように配慮しなければならぬ。 (2) (3)から(7)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 断面の構成にあたっては、断面の図心がなるべく断面の中心と一致し、かつ骨組線と一致させる。 (4) 材片の組合せにあたっては、溶接部が左右はもとより上下にもなるべく対</p>	13.2.2 断面の構成	<p>(1) トラス部材の断面の構成にあたっては、二次応力の影響を小さくし、トラス面外の座屈の防止、格点での円滑な応力の伝達を図れるように配慮しなければならぬ。 (2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 断面の構成にあたっては、断面の図心がなるべく断面の中心と一致し、かつ骨組線と一致させる。 (4) 材片の組合せにあたっては、溶接部が左右はもとより上下にもなるべく対</p>

備考	現行	改定案（15章）
	<p>称な位置となるように設計する。</p> <p>(5) 圧縮力を受ける弦材、端柱及び中間支点に取付く斜材等は、原則として箱形又はπ形断面とし、かつ垂直軸まわりの断面二次半径に関する細長比は水平軸まわりのものよりも小さくするようにする。</p> <p>(6) 箱形断面部材においては、原則としてトラス面と平行に配置された板（以下「ウェブ」という。）の断面積は部材総断面積の40%以上とするのがよい。</p> <p>この条文は、断面の構成を設計するにあたり注意すべき事項を述べたものであり、詳細については、それぞれの該当する条文の規定による必要がある。</p> <p>(6)は格点における力の伝達がウェブで行われることを考慮し、それが無理なく行えるようにすること及び水平軸まわりの断面二次モーメントをなるべく小さくして、格点剛結の影響を小さくおさえようとする意図から定められたものである。ここに40%という数字には理論的根拠はないが、少なくともこの程度は確保したいという趣旨であり、(5)の条件を満たすように設計される部材では、この条件を満たすことはさして困難ではないため、実例等も参照して適当な値と認めたものである。</p>	<p>称な位置となるようにする。</p> <p>(5) 軸方向圧縮力を受ける弦材、端柱及び中間支点に取付く斜材等は、原則として箱形又はπ形断面とし、かつ垂直軸まわりの断面二次半径に関する細長比は、水平軸まわりのものよりも小さくする。</p> <p>(6) 箱形断面部材においては、原則としてトラス面と平行に配置された板（以下「腹板」という。）の断面積は部材総断面積の40%以上とする。</p> <p>(7) 格点剛結の影響による二次応力をできる限り小さくするようにし、主トラス部材の部材高は、部材の長さの1/10より小さくするのがよい。</p> <p>この節は、トラス部材の断面を設計するにあたっての基本的な事項を規定したものである。これによる他、詳細については、それぞれの該当する規定による必要がある。</p> <p>(6) 格点における応力の伝達が腹板で行われることを考慮し、それが無理なく行えるようにすること及び水平軸まわりの断面二次モーメントをなるべく小さくして、格点剛結の影響を小さくおさえようとする意図から定められたものである。ここに40%という数字には理論的根拠はないが、少なくともこの程度は確保するのがよいという趣旨であり、(5)の条件を満たすように設計される部材では、この条件を満たすことは容易であるため、実例等も参照して適当な値と認めたものである。</p>
<p>13.6 トラスの二次応力</p> <p>(1) トラスの設計にあたっては、格点剛結の影響による二次応力をできるだけ小さくするように配慮する。</p> <p>(2) 主トラス部材の部材高は、部材の長さの1/10より小さくするのがよい。</p> <p>一般の二次応力に関しては4章に規定しているが、ここではトラス特有の二次応力として、主として格点剛結の影響による二次曲げモーメントを対象としている。</p> <p>格点剛結の影響による二次応力が過大にならないようにするために、部材の細長比l/r又は部材高と部材長との比h/lが適正な範囲内にあることが必要である。l/rとh/lとはほぼ対応しているもので、ここでは取扱いの便利さも考慮して、h/lによって限界を示す方針をとっている。</p> <p>格点で部材が剛結されている構造物をトラスとして取り扱ってもよいとするためには、剛結の影響による二次応力がある許容限度より小さいことを保証する必要がある。しかし、二次応力を量的にどれだけ許容してよいかということは一律には決め難い性格のものであるため、ここでは一応の限界としてh/lの最大値を1/10程度としている。この数値は諸外国においてh/lが1/10以下の場合には二次応力の照査は不要であると</p>	<p>(7) 一般の二次応力に関しては5章に規定しているが、ここではトラス特有の二次応力として、主として格点剛結の影響による二次的な曲げモーメントを対象としている。</p> <p>格点剛結の影響による二次応力が過大にならないようにするために、部材の細長比l/r又は部材高と部材長との比h/lが適正な範囲内にあることが必要である。l/rとh/lとはほぼ対応しているもので、ここでは取扱いの便利さも考慮して、h/lによって限界を示す方針をとっている。</p> <p>格点で部材が剛結されている構造物をトラスとして取り扱ってもよいとするためには、剛結の影響による二次応力がある許容限度より小さいことを保証する必要がある。しかし、二次応力を量的にどれだけ許容してよいかということは一律には決め難い性格のものであるため、ここでは一応の限界としてh/lの最大値を1/10程度としている。この数値は諸外国においてh/lが1/10以下の場合には二次応力の照査は不要であるとして</p>	

に対応している。このような趣旨によって示した限界であるから、限界に近いような部材高をとるはなるべく避けるように努力すべきであり、やむを得ずそのような設計を行ったときは、場合によっては二次応力を照査してしかるべき処置をとることが望ましい。

h/l が1/10に近いような部材の l/r は30程度となるのが普通であるが、このような部材をトラス部材とみることにはかなりの無理があることを念頭において、設計上十分な配慮をする必要がある。

15.2.3 トラス圧縮部材の有効座屈長

- (1) トラス圧縮部材の有効座屈長は、格点での部材の拘束条件や他の部材による支持条件を考慮して適切に決定しなければならぬ。
- (2) 弦材に設けたガセットプレートに腹材を高力ボルトで接合する格点部の構造の場合、(3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) トラス面内の有効座屈長
 - 1) 弦材の有効座屈長は部材の骨組長をとる。
 - 2) ガセットにより弦材に連結された腹材の有効座屈長は、連結高力ボルト群の重心間距離をとってよい。ただし、骨組長の0.8倍を下回ってはならない。なお、横構や対傾構等で部材の両面にガセットを設けない構造では骨組長の0.9倍をとる。
 - 3) 結部の強さは、少なくとも斜材と弦材との連結部の強さの1/4以上とする。

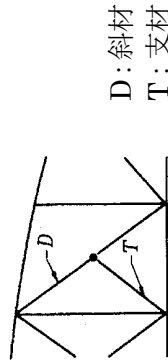


図-15.2.1 支材のある腹材

していることに対応している。このような趣旨によって示した限界であるから、限界に近いような部材高をとるはなるべく避けるように努力すべきであり、やむを得ずそのような設計を行ったときは、場合によっては二次応力を照査してしかるべき処置をとることが望ましい。

h/l が1/10に近いような部材の l/r は30程度となるのが普通であるが、このような部材をトラス部材とみることにはかなりの無理があることを念頭において、設計上十分な配慮をする必要がある。

13.2.3 トラス圧縮部材の有効座屈長

- (1) トラス圧縮部材の有効座屈長は、格点での部材の拘束条件や他の部材による支持条件を考慮して適切に決定しなければならぬ。
- (2) (3)から(5)までの規定による場合には、(1)を満足するものとみなす。
- (3) トラス面内の有効座屈長
 - 1) 弦材の有効座屈長は部材の骨組長をとる。
 - 2) ガセットにより弦材に連結された腹材の有効座屈長は、連結高力ボルト群の重心間距離をとってよい。ただし、骨組長の0.8倍を下回ってはならない。なお、横構や対傾構等の部材の両面にガセットを設けない構造では骨組長の0.9倍をとる。
 - 3) 部材の中間点を他の部材が有効に支持する場合はその支持点間を有効座屈長としてよい。ここに有効に支持するという意味は、例えば図-13.2.1のように斜材Dと支材Tとの連結が十分であり、かつ支材が4.1.5に規定する圧縮二次部材として設計されている場合をいう。この場合斜材Dと支材Tとの連結部の強さは、少なくとも斜材Dと弦材との連結部の強さの1/4以上とする。

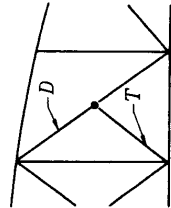


図-13.2.1 支材のある腹材

(4) トラス面外の有効座屈長
 圧縮部材のトラス面外の有効座屈長は骨組長をとるのを原則とする。ただし、15.4に規定する横構、対傾構又は橋門構によって横方向に支持される主トラス弦材及び腹材はその支持点間を有効座屈長としてよい。

(5) 軸方向力の異なるトラス部材の面外有効座屈長
 図-15.2.2に示す部材 \overline{ab} のように、 \overline{ab} 、 \overline{ba} で大きさの異なる軸方向圧縮力が作用し、トラス面外に支材がない場合、部材 \overline{ab} のトラス面外に対する有効座屈長 l は、式(15.2.1)によって求めてよい。

$$l = \left(0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \quad \dots\dots\dots (15.2.1)$$

ここに、 P_1 、 P_2 は部材 \overline{ab} 、 \overline{ba} に作用する軸方向圧縮力で $P_1 \geq P_2$ とする。

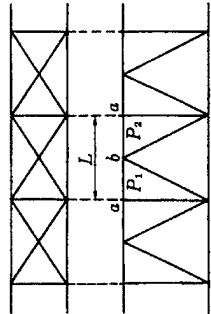


図-15.2.2 軸方向力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

また、図-15.2.3に示すKトラスの垂直材 \overline{aa} のように \overline{ab} 、 \overline{ba} で符号の異なる軸方向力が作用し、トラス面外に支材がない場合、部材 \overline{aa} のトラス面外に対する有効座屈長 l は式(15.2.2)によって求めてよい。

$$l = \left(0.75 - 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \quad \left. \begin{array}{l} (P_1 \geq P_2) \\ (P_1 < P_2) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (15.2.2)$$

$$l = 0.5L$$

(4) トラス面外の有効座屈長
 圧縮部材のトラス面外の有効座屈長は骨組長をとるのを原則とする。ただし、13.5に規定する横構、対傾構又は橋門構によって横方向に支持される主トラス弦材及び腹材はその支持点間を有効座屈長としてよい。

(5) 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長
 図-13.2.2に示す部材 \overline{aa} のように、 \overline{ab} 、 \overline{ba} で大きさの異なる圧縮力が作用し、トラス面外に支材がない場合、部材 \overline{aa} のトラス面外に対する有効座屈長 l は、式(13.2.1)によって求めることができる。

$$l = \left(0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \quad \dots\dots\dots (13.2.1)$$

ここに、 P_1 、 P_2 は部材 \overline{ab} 、 \overline{ba} に作用する圧縮力で $P_1 \geq P_2$ とする。

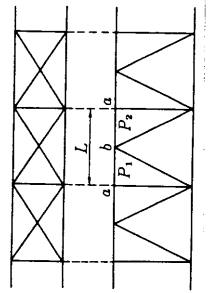


図-13.2.2 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

また、図-13.2.3に示すKトラスの垂直材 \overline{aa} のように各格間 \overline{ab} 、 \overline{ba} で符号の異なる軸力が作用し、トラス面外に支材がない場合、部材 \overline{aa} のトラス面外に対する有効座屈長 l は式(13.2.2)によって求めることができる。

$$l = \left(0.75 - 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \quad \left. \begin{array}{l} (P_1 \geq P_2) \\ (P_1 < P_2) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (13.2.2)$$

$$l = 0.5L$$

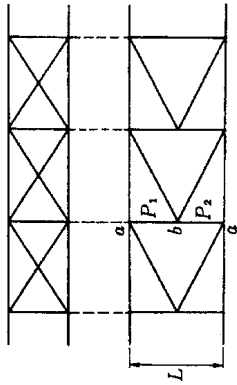


図-15.2.3 軸方向力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

ただし、 P_1 は軸方向圧縮力の絶対値、 P_2 は軸方向引張力の絶対値とする。
なお、これらの式は部材 a で断面が一定の場合に適用することができる。

この項は軸方向圧縮力を受けるトラス部材の細長比を求める際に用いる部材長としての有効座屈長のとり方を規定したものである。

(3) トラス面内に関しては、材端をガセットで拘束しているもので、それを考慮することになる。

一般に弦材の断面は腹材の断面より大きいのが普通であるから、その場合において弦材の座屈に対する腹材の影響はほとんど期待できないものとみなして、1)のように安全側に与えられている。これに対し、腹材はガセットによる拘束が上分期待できるが、それを一律に量的に評価することは困難なので、一応の目安として2)のように連結ボルト群の重心間距離をとってよいことになっている。

なお、これは設計が完了するまでは不確定なので作業遂行上の不便も予想される。実例について調査した結果によれば、この距離は骨組長の0.9倍以下になることが多いようである。したがって、設計には骨組長の0.9倍を用い、連結ボルトの配置が確定した段階でその重心間距離がそれ以下であることを確認しておくという方法をとれば上記の不便は避けられ、かつ安全である。連結ボルト群の重心間距離をとること自体が便宜的取扱いであることを考慮して運用するのがよい。

また、座屈に対する安全性を確保する趣旨から、有効座屈長を無制限に短くすることは避ける必要がある。このため、骨組長の0.8倍を下回らないことにした。一方、骨組長に対し有効座屈長が短いような部材は、トラス部材の性質からみて好ましくない。このような場合は、剛結骨組構造として取扱うべきものであり、トラスとして取扱う場合は相当の無理が生じることが明らかである。したがって、格点はなるべくコンパクトに設計し、ボルト群重心間距離が骨組長と極端に相違するような設計は避ける必要がある。

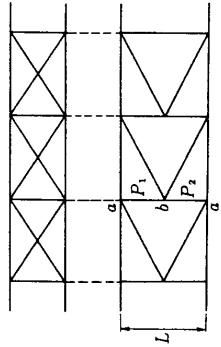


図-13.2.3 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

ただし、 P_1 は圧縮力の絶対値、 P_2 は引張力の絶対値とする。
なお、これらの式は部材 a で断面が一定の場合に適用することができる。

この条は圧縮力を受けるトラス部材の細長比を求める際に用いる部材長としての有効座屈長のとり方を規定したものである。

(3) トラス面内に関しては、材端をガセットで拘束しているもので、それを考慮することになる。

一般に弦材の断面は腹材の断面よりかなり大きいのが普通であるため、弦材の座屈に対する腹材の影響はほとんど期待できないものとみなして1)のように安全側に与えている。これに対し、腹材はガセットによる拘束がかなり期待できるが、それを一律に量的に評価することは困難なので、一応の目安として2)のように連結ボルト群の重心間距離をとってよいことになっている。

なお、これは設計が完了するまでは不確定なので作業遂行上の不便も予想される。実例について調査した結果によれば、この距離は骨組長の0.9倍以下になることが多いようである。したがって、設計には骨組長の0.9倍を用い、連結ボルトの配置が確定した段階でその重心間距離がそれ以下であることを確認しておくという方法をとれば上記の不便は避けられ、かつ安全である。連結ボルト群の重心間距離をとること自体が便宜的取扱いであることを考慮して運用すべきである。

また、座屈に対する安全性を確保する趣旨から、有効座屈長を無制限に短くすることは避ける必要がある。このため骨組長の0.8倍を下回らないことにした。一方、骨組長を要するならば、骨組長に対し有効座屈長があまり短いような部材は、トラス部材の性格からみて好ましくない。このようなものは剛結骨組構造として取扱うべきものであり、トラスとして取扱う場合は相当の無理が生じることが明らかである。この意味からも格点はなるべくコンパクトに設計し、ボルト群重心間距離が骨組長と極端に相違するような設計は避けるようにする必要がある。

今もOKか？

改定案（15章）	現行	備考
<p>横構や対傾構は、一般に主構部材より断面が小さいため、取付点の拘束が期待できるものとしている。横構部材等で大きな断面のものをダブルのガセットに準じた取扱いをすればよい。</p> <p>近年、コンパクトな格点を設計するために、<u>図-解15.3.1</u>及び<u>図-解15.3.2</u>に示す形式のガセットを介さず、斜材や垂直材等の腹材の端部を弦材に直接接合する例もみられる。この規定では、<u>図-解15.3.1</u>及び<u>図-解15.3.2</u>に示す形式のガセットを介して、箱断面の弦材と腹材を連結する格点を対象としている。</p> <p>(4) トラス面外の座屈については、格点による拘束が面内ほど期待できないので原則として骨組長をとることとしている。腹材のように格点において1部材ずつ切り離されているものについては、このように考えることよって安全側の結果が得られ特に問題はないが、弦材のように格点において剛性が連続している部材については、トラス面内のように格間間の骨組長を無条件でとることはできない。すなわち、トラス面内では格点には腹材が取付けられていて、格点の面内での変位は拘束されているが、面外に対しては主構のみによるこのような変位拘束はほとんど期待できない。したがって、主構弦材の面外への座屈に対しては、弦材を他の構造がどのように横支持しているかが大きな影響をもつことになる。ここで原則として骨組長をとることができるとした前提には、主構の格点が横構、対傾構又は橋門構等によって十分に横支持されていることが条件となっている。</p> <p>ポニートラスの場合にも同様であり、U形フレーム等による横支持が各格点において十分期待できるときに、はじめ骨組長として1格間長をとることができることになる。このような条件を取入れ有効座屈長を一律に示すことは困難なので、格点のトラス面外への変位は当然何らかの拘束を受けているものとして原則のみを示している。格点が有効に横支持されているかどうかの判定の基準としては、<u>15.4</u>に規定したような横構等が取付けられていることを条件としている。なお、格点外で弦材が横支持されるような場合も上記に準じて取扱い、場合によって支持点間をとつてもよいこととしている。このことは腹材にも同様に適用できることとしている。その部材と同一面内にある部材が、中間点を横支持するような場合も考えられるが、その場合有効な横支持の必要条件としては、<u>15.5</u>に規定するポニートラスの場合に準じて、その部材に作用する最大圧縮力の1%に相当する力に抵抗できるような部材によって横支持されていることを考慮すべきものとしている。トラス面外から他の部材が取付けられている場合にもこれに準じて判断すればよい。</p> <p>なお、以上のように配慮した場合1%の力に抵抗するための構造系について、接合部も含めて十分な検討を加えることが必要である。</p> <p>(5) 軸力が異なる部材についての取扱い方を示したものである。<u>図-15.2.2</u>にトラスの弦材の主トラス面外の座屈に関する有効座屈長のとり方及び<u>図-15.2.3</u>にKトラスの垂直材の面外有効座屈長のとり方を示している。</p>	<p>横構や対傾構の部材は、一般に主構部材より断面がかなり小さいのが普通であるため、取付点の拘束が期待できるものとしている。横構部材等でかなり大きな断面のものをダブルのガセットで取付けた場合は、主構部材に準じた取扱いをすればよい。</p> <p>(4) トラス面外の座屈については、格点による拘束が面内ほど期待できないので原則として骨組長をとることとしている。腹材のように格点において1部材ずつ切り離されているものについては、このように考えることよって安全側の結果が得られ特に問題はないが、弦材のように格点において剛性が連続している部材については、トラス面内のように格間間の骨組長を無条件でとることはできない。すなわち、トラス面内では格点には腹材が取付けられていて、格点の面内での変位は拘束されているが、面外に対しては主構のみによるこのような変位拘束はほとんど期待できない。したがって、主構弦材の面外への座屈に対しては、弦材を他の構造がどのように横支持しているかが大きな影響をもつことになる。ここで原則として骨組長をとることができるとした前提には、主構の格点が横構、対傾構又は橋門構等によって十分に横支持されていることが条件となっている。</p> <p>ポニートラスの場合にも同様であり、U形フレーム等による横支持が各格点において十分期待できるときに、はじめ骨組長として1格間長をとることができることになる。このような条件を取入れ有効座屈長を一律に示すことは困難なので、格点のトラス面外への変位は当然何らかの拘束を受けているものとして原則のみを示している。格点が有効に横支持されているかどうかの判定の基準としては、<u>13.5</u>に規定したような横構等が取付けられていることを条件としている。なお、格点外で弦材が横支持されるような場合も上記に準じて取扱い、場合によって支持点間をとつてもよいこととしている。このことは腹材にも同様に適用できることとしている。その部材と同一面内にある部材が、中間点を横支持するような場合も考えられるが、その場合有効な横支持の必要条件としては、ポニートラスの場合に準じて、その部材に作用する最大圧縮力の1%に相当する力に抵抗できるような部材によって横支持されていることを考慮すべきものとしている。トラス面外から他の部材が取付けられている場合にもこれに準じて判断すればよい。</p> <p>なお、以上のように配慮した場合1%の力に抵抗するための構造系について、接合部も含めて十分な検討を加えることが必要である。</p> <p>(5) 軸力が異なる部材についての取扱い方を示したものである。<u>図-13.2.2</u>にトラスの弦材の主トラス面外の座屈に関する有効座屈長のとり方及び<u>図-13.2.3</u>にKトラスの垂直材の面外有効座屈長のとり方を示している。</p>	

備考	現行	改定案（15章）
	<p>13.4 ダイアフラム等による補剛</p> <p>(1) トラス部材の設計にあたっては、その断面形状が保持できるようにするとともに、集中力の作用点では力の伝達が確実となるようにしなければならぬ。なお、箱形断面の部材では、特に部材内部の防せい防食に配慮しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) トラスの格点、トラス部材の中間部で横構等を取り付ける箇所及び現場継手の両側にはダイアフラムを設ける。ただし、箱形断面の場合、現場継手側のダイアフラムは密閉形とする。</p> <p>(4) トラス支承部、床桁の取付部等のように集中力の作用する場所の弦材及びガセットには、ダイアフラム等の補剛材を設けて力の伝達が確実に行われるようにする。</p> <p>ダイアフラムには断面の形状を保持する目的のもと、集中力の作用点において力の伝達を完全にし、かつ断面の変形を防ぐ目的のものがある。(3)は前者に相当し、特に力学的な照査は必要としない。現場継手部にはハンドホール等が設けられることが多いが、この場合部材内部を保護するために密閉形のダイアフラムが必要となる。(4)は後者に相当し、鋼桁の支点上の補剛材に準じて照査を行って安全を確認することが望ましい。</p> <p>13.3 格点</p> <p>13.3.1 一般</p> <p>(1) 格点の設計にあたってはなるべく単純な構造とし、各部材の連結が容易であり、かつ検査、排水、清掃等の維持作業が支障なく行えるように配慮しなければならぬ。</p> <p>(2) 部材に鋼管を用いる構造の場合は、15章の規定による。</p> <p>この条文は格点の構造に関する一般的注意を述べたものである。ここに示した事項のほか、格点部での部材端の処理等についても力の伝達が合理的かつ確実に行えるように配慮するとは当然である。しかし、これを具体的に規定することは困難なので、設計に際しては十分に注意することが望ましい。</p>	<p>15.2.4 ダイアフラム等による補剛</p> <p>(1) トラス部材の設計にあたっては、その断面形状が保持できるようにするとともに、集中力の作用点では応力の伝達が確実となるようにしなければならぬ。</p> <p>(2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満たすとみなしてよい。</p> <p>(3) トラスの格点、トラス部材の中間部で横構等を取り付ける箇所及び現場継手の両側にはダイアフラムを設ける。</p> <p>(4) トラス支承部、床桁の取付部等のように集中力の作用点の弦材及びガセットには、ダイアフラム等の補剛材を設けて応力の伝達が確実に行われるようにする。</p> <p>ダイアフラムには断面の形状を保持する目的のもと、集中力の作用点において応力の伝達を完全にし、かつ断面の変形を防ぐ目的のものがある。(3)は前者に相当し、特に力学的な照査は必要としない。(4)は後者に相当し、鋼桁の支点上の補剛材に準じて照査を行って安全を確認することが望ましい。</p> <p>15.3 格点</p> <p>15.3.1 一般</p> <p>(1) 格点部は部材間の応力を円滑に伝達させるとともに、二次応力や応力集中による損傷を防止できる構造とする。</p> <p>(2) 格点の設計にあたっては、なるべく単純な構造とし、各部材の連結が容易であり、かつ検査、排水、清掃等の維持作業が支障なく行えるように配慮しなければならぬ。</p> <p>(3) 部材に鋼管を用いる構造の場合は、19章の規定による。</p> <p>この条文は格点の構造に関する注意事項を規定したものである。ここに示した事項のほか、格点部での部材端の処理等についても応力の伝達が合理的かつ確実に行えるように配慮する必要がある。しかし、これを具体的に規定することは困難なので、設計に際しては個別に十分に注意する必要がある。</p>

15.3.2 ガセット

- (1) ガセットは、部材間の応力を円滑に伝達させるとともに、二次応力や応力集中による損傷を防止できる構造としなければならない。
- (2) (3)から(7)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 部材をガセットに連結する高力ボルトの配置は、部材の軸にできる限り対称とし、かつ部材とガセットとの接触面全体に行きわたらせる。
- (4) 主トラス格点において、弦材のウェブに重ねてガセットをあてる構造で、かつ部材面にガセットを使用する場合で 15.2.2 の規定を満足する場合には、ガセットの板厚は鋼材の種類にかかわらず、式 (15.3.1) により算出する。

$$t = 1.8 \times \frac{P}{b} \dots\dots\dots (15.3.1)$$

ここに、 t : ガセットの板厚 (mm)
 P : ガセットで連結される端柱又は腹材に作用する最大部材力 (kN)
 B : ガセットで連結される端柱又は腹材のガセット面に接する部分の幅 (mm)

- (5) ガセットと弦材又は端柱のウェブとを一体とする構造では、ガセット板厚はウェブより薄くしてはならず、式 (15.3.1) で算出した値以上とする。この場合、フィレット半径 r_f はガセットと一体となる弦材又は端柱のウェブの高さ h の 1/5 以上とする (図-15.3.1)。

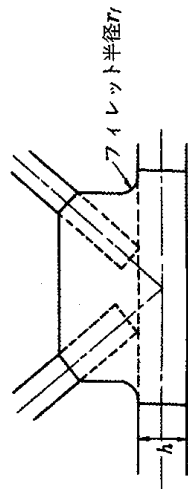


図-15.3.1 フィレット

- (6) 斜材又は垂直材に圧縮力が作用する場合には、ガセットの局部座屈を防止するため、図-15.3.2 における弦材とボルトの離れ l は、表-15.3.1 を超えないように設定する。

13.3.2 ガセット

- (1) ガセットは、部材間の力を円滑に伝達させるとともに、二次応力や応力集中による損傷を防止できる構造としなければならない。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 部材をガセットに連結する高力ボルトの配置は、部材の軸にできる限り対称とし、かつ部材とガセットとの接触面全体に行きわたらせる。
- (4) 主トラス格点において、弦材のウェブに重ねてガセットをあてる構造で、かつ部材面にガセットを使用する場合は、ガセットの板厚は鋼材の種類にかかわらず式 (13.3.1) により算出した値を標準とする。

$$t = 2 \times \frac{P}{b} \dots\dots\dots (13.3.1)$$

ここに、
 t : ガセットの板厚 (mm)
 P : そのガセットで連結される端柱又は腹材に作用する最大部材力 (kN)
 b : そのガセットで連結される端柱又は腹材のガセット面に接する部分の幅 (mm)

- (5) ガセットと弦材又は端柱のウェブとを一体とする構造では、ガセット板厚はウェブより薄くしてはならず、また式 (13.3.1) で算出した値以上とする。この場合、フィレット半径 r_f はガセットと一体となる弦材又は端柱のウェブの高さ h の 1/5 以上とする (図-13.3.1 参照)。
- (6) ガセットの最小板厚は 9mm とする。

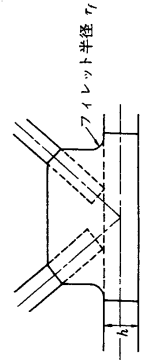


図-13.3.1 フィレット

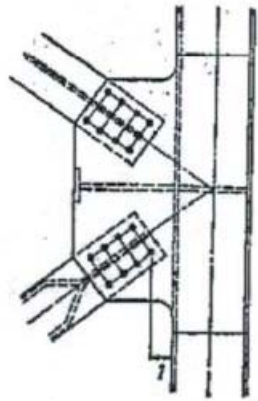


図-15.3.2 弦材とボルトとの離れ!

表-15.3.1 弦材とボルトとの離れ!

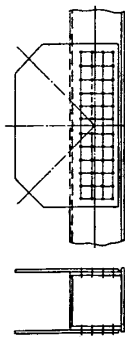
ガセットの鋼種	SM400	SM490	SM490Y	SBHS400	SM570	SBHS500
	SM400	SM490	SM490Y	SBHS400	SM570	SBHS500
	SMA400W	SMA490W	SMA490W	SBHS400W	SMA570W	SBHS500W
/	≦ 26t	≦ 22t	≦ 21t	≦ 20t	≦ 19t	≦ 18t

(7) ガセットの最小板厚は9mmとする。

(4) 図一解 15.3.1 に示す弦材のウェブに重ねてガセットを用いる構造の場合、ガセットの標準の板厚を与える式の係数としては、昭和 39 年の鋼道路橋示方書では当時の SS41 に対しては 20 (mm²/tf)、SS50、SM50AW に対しては 18 (mm²/tf) という数値が用いられていた。しかし、もともと SS41 に対する 20 (mm²/tf) という数値は明確な理論から定められたものではなく、リベット孔を通る引張破断面を想定した慣用計算法を多数の実例にあてはめて得られた経験的な数値であること、また、ガセットの所要厚は必ずしも破断だけで決まるものではないと考慮すれば、鋼種によって係数を細かく変えることの根拠も乏しいことから、昭和 48 年改定の道路橋示方書より鋼種にかかわらず一律に 20 (mm²/tf) とすることとされてきた。

今回の改定にあたり、腹材から引張力が作用する場合のガセットプレートとの応力分布を考慮した有効幅²⁾を抵抗断面とし、作用力とのつり合いから導出した設計式の検討が行われた。また、上記の慣用計算法では SS41 の引張に対して許容応力度設計法における許容応力度を用いて抵抗強度を算定していた³⁾と同様と解釈されることから、鋼材種ごとに降伏強度に対する安全率を与え、鋼材強度に応じて板厚が変化する設計式を与えることも検討された。しかし、板厚が薄くなることにより圧縮時の屈曲に対する安全性の低下が懸念されること、ガセット一体構造では解説(5)に示すフイレット部の応力集中度が上がる可能性が高いこと²⁾、また、これらに関する定量化した設計方法を確立するまでに至らなかったことから、これまでの示方書を踏襲した規定とされた。

(3) この条文はガセットに関する一般的な注意のほか、ガセットを弦材等のウェブに重ねる形式のもと、ガセットと弦材等のウェブとを一体にした形式のものについて、それぞれ設計方針を示したものである。



図一解 13.3.1 ガセットを弦材等のウェブに重ねる形式



図一解 13.3.2 ガセットと弦材等のウェブとを一体にした形式

(4) 弦材のウェブに重ねてガセットを用いる構造の場合、ガセットの標準の板厚を与える式の係数としては、昭和 39 年の鋼道路橋示方書では SS41 に対しては 20 (mm²/tf)、SS50、SM50AW に対しては 18 (mm²/tf) という数値が用いられていたが、もともと SS41 に対する 20 (mm²/tf) という数値の根拠も明確な理論から定められたものではなく、リベット孔を通る引張破断面を想定した慣用計算法を多数の実例にあてはめて得られた経験的な数値であること、またガセットの所要厚は必ずしも破断だけで決まるものではないとみなされること等を考慮すれば、鋼種によって係数を細かく変えることの根拠は薄いと考えられるので、昭和 48 年改定の道路橋示方書より鋼種にかかわらず一律に 20 (mm²/tf) とすることとしている。

しかしながら、式 (13.3.1) は一般的な規模の道路橋における調査に基づくものであるため、特に大きい部材力が加わる場合や二次応力がかかり顕著に働くような格点構造の場合には文献²⁾及び4)を参照して照査するのがよい。

表を修正

改定案 (15章)

なお、部分係数化に伴い、式(15.3.1)の係数は2.0から1.8に変更されている。
 式(15.3.1)は一般的な規模の道路橋における調査に基づいたものであるため、特に大きい部材力が加わる場合や二次応力がかなり顕著に働くような格点構造の場合などで本式によらない場合には文献3)及び4)を参照して設計するのがよい。

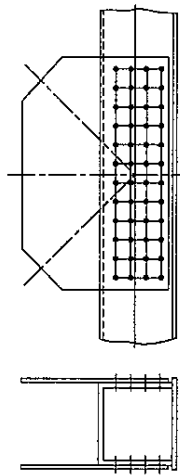


図-解 15.3.1 ガセットと弦材等のウェーブを重ねる形式

(5) 図-解 15.3.2 に示すガセットと弦材等のウェーブが一体となった構造の場合は、部材断面として作用する部分の機能をもたせるために、ガセットは弦材等のウェーブより薄くしてはならないことになっている。また、ガセット部分は当然式(15.3.1)を満たす必要がある。更に、このような構造ではガセットの側面と部材とが交差する部分に応力集中が生じることが一般に知られている。弦材に軸力もしくは曲げが作用する場合は、図-解 15.3.3 のようになる。

しかしながら、一般にフィレットのような応力集中部では最大応力が降伏点に達したあたりとは、応力分布は一樣になる傾向があるため、局部的な応力集中は材料の破壊強度にそれほど影響を与えない。したがって、繰返し荷重等の影響を考慮しなくてよい場合は、最大応力で部材の設計を行う必要はないと考え、極端な応力集中のみを避けるため r/h を 1/5 以上にすることにしている。

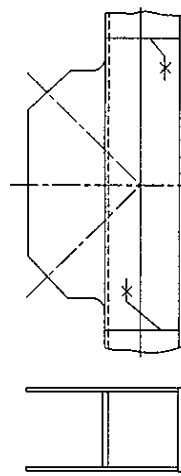


図-解 15.3.2 ガセットと弦材等のウェーブとを一体にした形式

現行

(6) ガセットと弦材等のウェーブが一体となった構造の場合は、部材断面として作用する部分の機能をもたせるために、ガセットは弦材等のウェーブより薄くしてはならないことになっている。また、ガセット部分は当然式(13.3.1)を満たす必要がある。さらに、このような構造ではガセットの側面と部材とが交差する部分に応力集中が生じることが一般に知られている。この場合の応力集中率は図-解 13.3.3 のようになる。従来の規定では、このような局部的な応力集中に対し、許容応力度の割増しを考慮して適当なフィレット半径を定める方法を採用していた。

しかしながら、一般にフィレットのような応力集中部では最大応力が降伏点に達したあたりとは、応力分布は一樣になる傾向があるため、局部的な応力集中は材料の破壊強度にそれほど影響を与えない。したがって、繰返し荷重等の影響を考慮しなくてよい場合は、最大応力で部材の設計を行う必要はないと考え、極端な応力集中のみを避けるため r/h を 1/5 以上にすることにしている。

備考

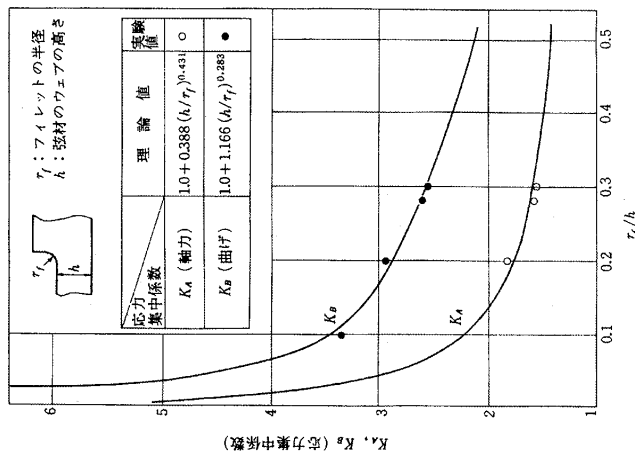


図-解 15.3.3 フイレット部の応力集中係数
(弦材が軸力又は曲げモーメントを受ける場合)

- (6) 斜材又は垂直材に圧縮力が作用する場合には、ガセットに局部座屈が発生する可能性がある。そこで、ガセットの局部座屈を防止するため、斜材又は鉛直材とボルトの離れ l を規定している。
- (7) ガセットの最小厚については、他の部材についての最小厚規定や実例等を参照して鋼種にかかわらず 9mm が適当なものとされた。

15.4 横構、対傾構及び橋門構

15.4.1 一般

- (1) トラス橋の設計にあたっては、橋が立体的に機能する構造となるようになければならない。
- (2) 10章及び15.4.2から15.4.4までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

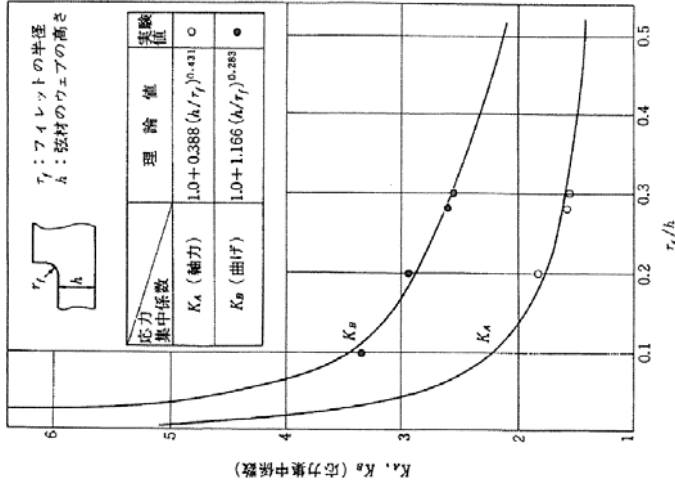


図-解 13.3.3 フイレット部の応力集中係数
(弦材が軸力又は曲げモーメントを受ける場合)

- (6) ガセットの最小厚については、他の部材についての最小厚規定や実例等を参照して鋼種にかかわらず 9mm を適当と認めている。

13.5 横構、対傾構及び橋門構

13.5.1 一般

- (1) トラス橋の設計にあたっては、橋が立体的に機能する構造となるようになければならない。
- (2) 8章及び13.5.2から13.5.4までの規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。

改定案（15章）	現行	備考
<p>(1) トラスを主体とした橋の上部構造に対する要求性能を規定したものであり、この項では、<u>横構、対傾構及び橋門構を用いることで立体的な機能</u>を確保する場合は、<u>10章の規定による必要がある。</u></p> <p>(2) <u>対傾構、横構の設計及び支点上の構造については、この節の規定によるほか、10章の規定による必要がある。</u></p> <p>横構、対傾構及び橋門構は主構とともに立体的な橋を構成するための重要な要素である。横構は単に横荷重に抵抗するための構造であるのみならず、上下両横構が対傾構や橋門構と共存することによって、橋の耐荷機構を立体的にし、ひいては全体の剛性を向上させ、かつ全体座屈に対する安全性を向上させる役目を果たしている。</p> <p>また、これらの構造は架設中の主構の位置を確保し、架設精度を向上させるためにも<u>主要な役割を果たすことも考える必要がある。</u></p> <p><u>近年、プレストレストコンクリート床版や鋼コンクリート合成品版等の長支間床版を有するトラス橋などにおいて、横構を省略したり、対傾構を簡略化した構造が設計される場合がある。</u>このような場合にも、構造物全体として横構や対傾構の機能を補完することでトラス橋が必要とする横荷重への抵抗や、構造物全体の剛性の確保等の要求を満たすように設計される必要がある。そのため、このような形式の適用にあたっては、横構の省略や対傾構の簡略化が床版等の他の部材に及ぼす影響や完成時、架設時における構造全体の安定性、地震時の荷重の確実な伝達等に対する安全性などについても十分検討を行い、橋に要求される性能が確保できることを個別に検証する必要がある。</p>	<p>トラスを主体とした橋の上部構造の設計における原則については規定したものである。対傾構、横構の設計及び支点上の構造については本節の規定によるほか<u>8章の規定による必要がある。</u></p> <p>横構、対傾構、橋門構は主構とともに立体的な橋を構成するための重要な要素である。横構は単に横荷重に抵抗するための構造であるのみならず、上下両横構が対傾構や橋門構と共存することによって、橋の耐荷機構を立体的にし、ひいては全体の剛性を向上させ、かつ全体座屈に対する安全性を向上させる役目を果たしている。したがって、<u>中間対傾構を省略したり、あまりにも簡易な構造で済ませたり、みだりに一方の横構を省略するのは好ましくない。</u>これらの構造は架設中の主構の位置を確保し、架設精度を向上させるためにも<u>必要であることを忘れてはならない。</u></p>	
<h3>15.4.2 横 構</h3> <p>(1) トラスの上弦及び下弦にはそれぞれ横構を設けることを原則とする。</p> <p>(2) 無載荷弦に横構部材を取り付ける部分においては、横構部材高が弦材高より小さくストラットがその部分に取り付いていない場合、取付部付近の横構部材を拡大して弦材の全高にわたって取り付けるのがよい。</p> <p>(3) 下路トラスのストラットの高さは少なくともそれが取り付く弦材の高さと同じにする。</p> <p>(4) 圧縮弦に取付けられる横構及びストラットは、式(15.4.1)及び式(15.4.2)による断面力に対して、5章及び9章に規定する部材等の限界状態1及び限界状態3を超えないとみなせる条件を満足する。</p> $\text{ストラットに対して} \quad \frac{P_1 + P_2}{100} \dots\dots\dots (15.4.1)$	<h3>13.5.2 横 構</h3> <p>(1) トラスの上弦及び下弦にはそれぞれ横構を設けることを原則とする。</p> <p>(2) 無載荷弦に横構部材を取付ける部分においては、横構部材高が弦材高より小さくストラットがその部分に取り付いていない場合、取付部付近の横構部材を拡大して弦材の全高にわたって取付けるのがよい。</p> <p>(3) 下路トラスのストラットの高さは少なくともそれが取付く弦材の高さと同じにする。</p> <p>(4) 圧縮弦に取付けられる横構及びストラットは、次に示す荷重に十分抵抗できなければならない。</p> $\text{ストラットに対して} \quad \frac{P_1 + P_2}{100} \dots\dots\dots (13.5.1)$	

改定案 (15章)

横構に対して $\frac{P_1 + P_2}{100} \sec \theta$ (15.4.2)

ここに、 P_1, P_2 : 横構又はストラットが取り付けられている格点の左右側にある弦材の圧縮力(N)
 θ : ストラットと横構とのなす角度

(5) 横構は主トラス弦材応力の一部を分担する他、中間対傾構の影響による付加応力を受けることがあるので、余裕を見込んだ設計を行うように配置することが望ましい。

(1) この条文は横構の設計に際して配慮すべき事項を規定している。ここでいう横構とは必ずしもトラスに組んだ横綾構のみを指すのではなく、横力に抵抗できる構造ならばラーメン形式も含んでいる。しかしながら、主構に及ぼす影響や部材の効率からみてもトラスに組むのが望ましい。

上記の趣旨から上下弦両方に横構を設けるのがよい。この場合横構の形式はそれ自体安定なものである必要がある。格点の剛結によってはじめて安定するような構造は避ける必要がある。

(2)(3)(4) 横構部材がある限度より弱くならないようにして、その機能を十分に発揮させるために設けた規定である。仮に応力上余裕があっても剛性が不足すると種々の欠陥の原因となりうるのでこの点に十分配慮して設計することが必要である。

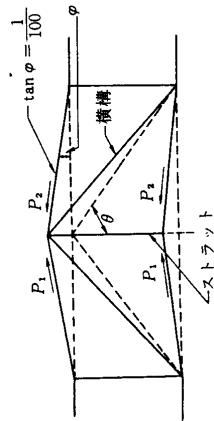


図-解 15.4.1 横構及びストラットの変形

(4) 通常支間中央付近においては、風荷重や地震荷重の影響等による設計格間せん断力が小さいので、この付近の横構を強化し、トラス面外への変位を拘束するに足る横構を設けることを意図したものである。式 (15.4.1) 及び (15.4.2) は図-解 15.4.1 に示すような構造物の変形を仮定して横構及びストラットに作用する荷重を求めたものである。

$\tan \phi = 1/100$ という数字には特に理論的根拠はないが、従来ポニートラスの横力として使

現行

横構に対して $\frac{P_1 + P_2}{100} \sec \theta$ (13.5.2)

ここに、 P_1, P_2 : 横構又はストラットが取り付けられている格点の左右側にある弦材の圧縮力 (N)
 θ : ストラットと横構とのなす角度

(5) 横構は主トラス弦材応力の一部を分担するほか、中間対傾構の影響による付加応力を受けることがあるので、余裕を見込んだ設計を行うように配置することが望ましい。

この条文は横構の設計に際して配慮すべき事項を規定している。ここでいう横構とは必ずしもトラスに組んだ横綾構のみを指すのではなく、横力に抵抗できる構造ならばラーメン形式も含んでいる。しかしながら、主構に及ぼす影響や部材の効率からみてもトラスに組むのが望ましい。

(1)は上記の趣旨から上下弦両方に横構を設けるのがよい。この場合横構の形式はそれ自体安定なものである必要がある。格点の剛結によってはじめて安定であるような構造は避ける必要がある。

(2)から(4)は横構部材がある限度より弱くならないようにして、その機能を十分に発揮させるために設けた規定である。仮に応力上余裕があっても剛性が不足すると種々の欠陥の原因となりうるのでこの点に十分配慮して設計することが必要である。

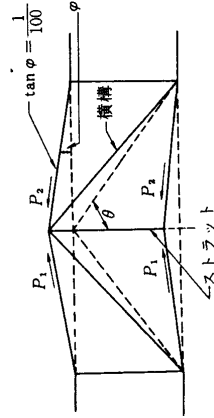


図-解 13.5.1 横構及びストラットの変形

(4)は、通常支間中央付近においては、風荷重や地震荷重の影響等による設計格間せん断力が小さいので、この付近の横構を強化し、トラス面外への変位を拘束するに足る横構を設けることを意図したものである。式 (13.5.1) 及び (13.5.2) は図-解 13.5.1 に示すような構造物の変形を仮定して横構及びストラットに作用する荷重を求めたものである。

$\tan \phi = 1/100$ という数字には特に理論的根拠はないが、従来ポニートラスの横力として使

備考

備考	現行	改定案（15章）	
	<p>われてきた値等を参照して定めている。これは部材の製作精度や橋の架設精度によっても変動する値であるが、実例等を参照した結果、これだけ考えておけば十分であると認められている。</p> <p>(5) 横構部材に主構部材よりも強度の低い材料を用いた場合は、付加応力について特に留意する必要があるが、これを量的に規定することは煩雑なので注意を喚起することと定めている。実状に応じて付加応力に対する安全を照査しておくことが望ましい。</p>	<p>われてきた値等を参照して定めている。これは部材の製作精度や橋の架設精度によっても変動する値であるが、実例等を参照した結果、これだけ考えておけば十分であると認められている。</p> <p>(5) 横構部材に主構部材よりも強度の低い材料を用いた場合は、付加応力について特に留意する必要があるが、これを量的に規定することは煩雑なので注意を喚起することと定めている。実状に応じて付加応力に対する安全を照査しておくことが望ましい。</p>	
<p>13.5.3 対傾構</p> <p>(1) トラスの各格点には対傾構を設けることを原則とする。</p> <p>(2) 上路トラスの場合</p> <p>1) 中間対傾構は、主構の全高にわたってトラスを組むことを原則とし、このとき部材の断面は4.1.5の規定を満たさなければならない。</p> <p>2) 支点上の対傾構は、トラスを組んで十分な剛性を確保し、かつ上弦に作用する横荷重の全反力を支点に伝え得るよう設計する。</p>	<p>15.4.3 対傾構</p> <p>(1) トラスの各格点には対傾構を設けることを原則とする。</p> <p>(2) 上路トラスの場合</p> <p>1) 中間対傾構は、主構の全高にわたってトラスを組むことを原則とし、このとき部材の断面は5.2.2の規定を満たさなければならない。</p> <p>2) 支点上の対傾構は、トラスを組んで十分な剛性を確保し、かつ上弦に作用する横荷重の全反力を支点に伝え得るものでなければならない。</p>	<p>この条文は対傾構の設計に際して留意すべき事項を規定している。対傾構は橋の立体的機能確保し、剛性の向上に大きな役割を果たすものであるため、中間対傾構を全格点に設けるのを原則としている。中間対傾構の設計荷重を慣用計算法（主構、床組、横構をおのおの独立に分離して設計する方法）の中で与えることは難しいので、応力の面から部材を定めることはできないが、上路橋の場合は細長比から定まる断面の部材を主構の全高にわたってトラスに組んだもので十分な機能を果たすことができ、下路橋の場合でも13.5.2の(3)及び(4)に規定しているようなストラットを用い、左右腹材との間になるべく深くニープレースを設けることによって相当の効果を期待できる。</p> <p>上路トラスの端対傾構及び下路トラスの橋門構は、これが十分な剛性をもたない場合は橋の立体的機能を発揮し得なくなるので、ただ単に力を伝達するに十分な強さを有するだけでなくなるべく剛性を高めるような配慮が必要である。橋門構ではやむを得ないが、上路橋の支点上の対傾構は特に支障のない限り主構の全高にわたってトラスを組み剛性を確保するようになっている。</p>	
	<p>13.5.4 橋門構</p> <p>下路トラス橋の橋門構は、上弦に作用する横荷重の全反力を支点に伝え得る構造とし、なるべく箱形断面の部材を用いて端柱及び上弦材のフランジに直接取付けるのがよい。I形断面の部材を用いる場合は端柱の図心の位置に取付け、ダイアフラム等を用いて応力の伝達を確実にするよう配置する。</p>	<p>15.4.4 橋門構</p> <p>下路トラス橋の橋門構は、上弦に作用する横荷重の全反力を支点に伝え得る構造とし、なるべく箱形断面の部材を用いて端柱及び上弦材のフランジに直接取付けるのがよい。I形断面の部材を用いる場合は端柱の図心の位置に取付け、ダイアフラム等を用いて応力の伝達を確実にするよう配置する。</p>	<p>この条文は対傾構の設計に際して留意すべき事項を規定している。対傾構は橋の立体的機能確保し、剛性の向上に大きな役割を果たすものであるため、中間対傾構を全格点に設けるのを原則としている。中間対傾構の設計荷重を慣用計算法（主構、床組、横構を各々独立に分離して設計する方法）の中で与えることは難しいので、応力の面から部材を定めることはできないが、上路橋の場合は細長比から定まる断面の部材を主構の全高にわたってトラスに組んだもので十分な機能を果たすことができ、下路橋の場合でも15.4.2の(3)及び(4)に規定しているようなストラットを用い、左右腹材との間になるべく深くニープレースを設けることによつて相当の効果を期待できる。</p> <p>上路トラスの端対傾構及び下路トラスの橋門構は、これが十分な剛性をもたない場合は橋の立体的機能を発揮し得なくなるので、ただ単に力を伝達するに十分な強さを有するだけでなくなるべく剛性を高めるような配慮が必要である。橋門構ではやむを得ないが、上路橋の支点上の対傾構は特に支障のない限り主構の全高にわたってトラスを組み剛性を確保するようになっている。</p>

改定案 (15章)	現行	備考
<p>橋門構の作用を確実にし、それを構成する部材に、ねじれなどが生じないように配慮して定めた規定である。</p> <p>15.5 ポニートラス</p> <p>(1) ポニートラスの上弦材、垂直材、床桁及びびそれらの連結部の設計にあたっては、上弦材の横座屈防止に必要な強度と剛性を確保しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなす。</p> <p>(3) ポニートラスの垂直材、床桁及び垂直材と床桁との連結部は、式(15.5.1)によって算出した横力に対して、5章及び9章に規定する限界状態1及び限界状態3を超えないとみなせる条件を満足する。</p> $H = \frac{P}{100} \dots\dots\dots (15.5.1)$ <p>ここに、H : 横力 (N)</p> <p>P : 上弦材に作用する最大軸方向圧縮力 (N)</p> <p>(4) ポニートラス上弦材の垂直軸まわりの断面二次半径は、水平軸まわりの断面二次半径の1.5倍以上とする。</p> <p>ポニートラスの上弦材は垂直材と床桁とで構成されるU形フレームによって横支持された圧縮材とみなして設計するのが従来から行われてきた方法である。この場合、U形フレームを構成する各部材及びびそれらの連結部は、上弦材の横座屈防止に必要な十分な強さと剛性を備えている必要がある。(3)の規定では強さの基本となる設計荷重を与えているのみであるが、フレームの剛性についても十分な考慮を必要とすることは上述のとおりである。床桁は通常十分な剛性を備えていると思われ、特に垂直材のU形フレーム面内における剛性の確保に留意する必要がある。</p> <p>必要と認められる場合は、U形フレームによる支持点において横方向にばね支持された圧縮材として座屈安定性を照査しておくべきであり、その際5章を基に強度照査する場合の制限値には、安全余裕として0.85を乗じるのがよい。</p> <p>ポニートラスの上弦材を他の部分と切り離してばね支持された圧縮材として取扱う方法は、あくまでも便宜的な手段であり、厳密には骨組構造全体の安全問題として取扱うべきものであるため、垂直材をもたない場合や支間長が大きい橋を設計する際にはこれらの点にも留意する必要がある。ポニートラスの上弦材は横方向の剛性に期待するところが大きいので、垂直軸まわりの断面二次半径を水平軸まわりのものより十分に大きくすることとし、その比を少なくとも1.5以上とすることとしている。</p>	<p>この条文は橋門構の作用を確実にし、それを構成する部材に、ねじれなどが生じないように配慮して定めた規定である。</p> <p>13.7 ポニートラス</p> <p>(1) ポニートラスの上弦材、垂直材、床桁及びびそれらの連結部の設計にあたっては、上弦材の横座屈防止に必要な強度と剛性を確保しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなす。</p> <p>(3) ポニートラスの垂直材、床桁及び垂直材と床桁との連結部は、式(13.7.1)によって算出した横力に抵抗できるよ設計する。</p> $H = \frac{P}{100} \dots\dots\dots (13.7.1)$ <p>ここに、H : 横力 (N)</p> <p>P : 上弦材に作用する最大軸方向圧縮力 (N)</p> <p>(4) ポニートラス上弦材の垂直軸まわりの断面二次半径は、水平軸まわりの断面二次半径の1.5倍以上とする。</p> <p>ポニートラスの上弦材は垂直材と床桁とで構成されるU形フレームによって横支持された圧縮材とみなして設計するのが従来から行われてきた方法である。この場合、U形フレームを構成する各部材及びびそれらの連結部は、上弦材の横座屈防止に必要な十分な強さと剛性を備えている必要がある。(3)の規定では強さの基本となる設計荷重を与えているのみであるが、フレームの剛性についても十分な考慮を必要とすることは上述のとおりである。床桁は通常十分な剛性を備えていると思われ、特に垂直材のU形フレーム面内における剛性の確保に留意する必要がある。</p> <p>必要と認められる場合は、U形フレームによる支持点において横方向にばね支持された圧縮材として座屈安定性を照査しておくべきであり、その際目標とする安全率は死荷重、活荷重及び衝撃によって生じる最大部材力に対して2.0以上とするのがよい。</p> <p>ポニートラスの上弦材を他の部分と切り離してばね支持された圧縮材として取扱う方法は、あくまでも便宜的な手段であり、厳密には骨組構造全体の安全問題として取扱うべきものであるため、垂直材をもたない場合や支間長が大きい橋を設計する際にはこれらの点にも留意する必要がある。ポニートラスの上弦材は横方向の剛性に期待するところが大きいので、垂直軸まわりの断面二次半径を水平軸まわりのものより十分に大きくすることとし、その比を少なくとも1.5以上とすることとしている。</p>	

改定案（15章）	現行	備考
<p>15.6 床版を直接支持する弦材</p> <p>(1) 主トラスの弦材がコンクリート床版を直接支持する構造とする場合には、その弦材は、主トラス部材としての機能と床組部材としての機能を同時に満たさなければならない。</p> <p>(2) 主トラスの弦材がコンクリート床版を直接支持する構造で、かつ格点外に作用した荷重の影響が弦材にのみ現れるとみなすことができる場合には、弦材を主トラス部材として算出した応力と床組部材として算出した応力とが同時に作用する部材として設計する場合には、(1)を満足するとみなすよい。ただし、この場合の圧縮応力度の制限値はその上限値を用いる。</p> <p>上路トラス橋の上弦材に縦桁としての作用も期待する構造は、格点外に荷重が作用して曲げ材を含む構造系となるので、厳密にはこの章の規定を適用して設計することに矛盾があるが、(2)は、上弦材のみにその影響が現われるものとみなし得る場合に限定してこの取扱い方を規定している。</p> <p>ここで、主トラスの弦材に主トラス部材としての機能と床組部材としての機能を同時に満たすためには、合理化トラスのような場合には、主トラスの弦材とコンクリート床版の合成効果が期待できる構造である必要があるため、14章に規定されるスタッド等の関連規定を満足する必要がある。なお、14章の規定によらず、この規定を適用する場合には、合成効果が期待できることを個別に検証する必要がある。</p> <p>弦材の応力はL荷重によって算出され、縦桁としての応力はT荷重によって算出されることになるので、これらを合成する際に問題がある。(2)は、着目する格間の弦材応力を最大にするようなL荷重の載荷状態と、縦桁応力を最大にするようなT荷重の位置とが通常あまり相違しないことに注意して、両者による応力をそのまま加え合わせることにしている。</p> <p>なお、コンクリート床版を直接支持する圧縮弦材及びコンクリート床版に接している板は、床版による固定作用が期待できることから、5.4.4及び5.4.1から5.4.3に規定される圧縮応力度の制限値はその上限値を用いることとしている。ただし、コンクリート床版に接していない板については、5.4.1から5.4.3に規定される圧縮応力度の制限値を用いる必要がある。</p>	<p>13.8 直接床版を支持する弦材</p> <p>(1) 主トラスの弦材が直接コンクリート床版を支持する構造とする場合、その弦材は、主トラス部材としての機能と床組部材としての機能を同時に満たすよう設計しなければならない。</p> <p>(2) 主トラスの弦材が直接コンクリート床版を支持する構造で、かつ格点外に作用した荷重の影響が弦材にのみ現れるとみなすことができる場合には、弦材を主トラス部材として算出した応力と床組部材として算出した応力とが同時に作用する部材として設計する場合には、(1)を満足するとみなす。ただし、この場合の許容応力度はその上限値を用い、かつ割増しは行わない。</p> <p>上路トラス橋の上弦材に縦桁としての作用も期待する構造は、格点外に荷重が作用して曲げ材を含む構造系となるので、厳密にはこの章の規定を適用して設計することに矛盾があるが、(2)は、上弦材のみにその影響が現われるものとみなし得る場合に限定してこの取扱い方を規定している。</p> <p>弦材の応力はL荷重によって算出され、縦桁としての応力はT荷重によって算出されることになるので、これらを合成する際に問題がある。(2)は、着目する格間の弦材応力を最大にするようなL荷重の載荷状態と、縦桁応力を最大にするようなT荷重の位置とが通常あまり相違しないことに注意して、両者による応力をそのまま加え合わせることにしている。したがって、許容応力度の割増しも行わない。</p> <p>なお、床版に接する弦材の許容応力度としては床版による固定作用が期待できるので許容圧縮応力度の上限値を用いることとしている。</p>	
<p>15.7 トラス構造の限界状態 1</p> <p>15.7.1 格点</p> <p>トラス構造の格点部が15.8.1の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなすよい。</p>		

改定案（15章）	現行	備考
<p>15.6 床版を直接支持する弦材</p> <p>(1) 主トラスの弦材がコンクリート床版を直接支持する構造とする場合には、その弦材は、主トラス部材としての機能と床組部材としての機能を同時に満たさなければならない。</p> <p>(2) 主トラスの弦材がコンクリート床版を直接支持する構造で、かつ格点外に作用した荷重の影響が弦材にのみ現れるとみなすことができる場合には、弦材を主トラス部材として算出した応力と床組部材として算出した応力とが同時に作用する部材として設計する場合には、(1)を満足するとみなすよい。ただし、この場合の圧縮応力度の制限値はその上限値を用いる。</p> <p>上路トラス橋の上弦材に縦桁としての作用も期待する構造は、格点外に荷重が作用して曲げ材を含む構造系となるので、厳密にはこの章の規定を適用して設計することに矛盾があるが、(2)は、上弦材のみにその影響が現われるものとみなし得る場合に限定してこの取扱い方を規定している。</p> <p>ここで、主トラスの弦材に主トラス部材としての機能と床組部材としての機能を同時に満たすためには、合理化トラスのような場合には、主トラスの弦材とコンクリート床版の合成効果が期待できる構造である必要があるため、14章に規定されるスタッド等の関連規定を満足する必要がある。なお、14章の規定によらず、この規定を適用する場合には、合成効果が期待できることを個別に検証する必要がある。</p> <p>弦材の応力はL荷重によって算出され、縦桁としての応力はT荷重によって算出されることになるので、これらを合成する際に問題がある。(2)は、着目する格間の弦材応力を最大にするようなL荷重の載荷状態と、縦桁応力を最大にするようなT荷重の位置とが通常あまり相違しないことに注意して、両者による応力をそのまま加え合わせることにしている。</p> <p>なお、コンクリート床版を直接支持する圧縮弦材及びコンクリート床版に接している板は、床版による固定作用が期待できることから、5.4.4及び5.4.1から5.4.3に規定される圧縮応力度の制限値はその上限値を用いることとしている。ただし、コンクリート床版に接していない板については、5.4.1から5.4.3に規定される圧縮応力度の制限値を用いる必要がある。</p>	<p>13.8 直接床版を支持する弦材</p> <p>(1) 主トラスの弦材が直接コンクリート床版を支持する構造とする場合、その弦材は、主トラス部材としての機能と床組部材としての機能を同時に満たすよう設計しなければならない。</p> <p>(2) 主トラスの弦材が直接コンクリート床版を支持する構造で、かつ格点外に作用した荷重の影響が弦材にのみ現れるとみなすことができる場合には、弦材を主トラス部材として算出した応力と床組部材として算出した応力とが同時に作用する部材として設計する場合には、(1)を満足するとみなす。ただし、この場合の許容応力度はその上限値を用い、かつ割増しは行わない。</p> <p>上路トラス橋の上弦材に縦桁としての作用も期待する構造は、格点外に荷重が作用して曲げ材を含む構造系となるので、厳密にはこの章の規定を適用して設計することに矛盾があるが、(2)は、上弦材のみにその影響が現われるものとみなし得る場合に限定してこの取扱い方を規定している。</p> <p>弦材の応力はL荷重によって算出され、縦桁としての応力はT荷重によって算出されることになるので、これらを合成する際に問題がある。(2)は、着目する格間の弦材応力を最大にするようなL荷重の載荷状態と、縦桁応力を最大にするようなT荷重の位置とが通常あまり相違しないことに注意して、両者による応力をそのまま加え合わせることにしている。したがって、許容応力度の割増しも行わない。</p> <p>なお、床版に接する弦材の許容応力度としては床版による固定作用が期待できるので許容圧縮応力度の上限値を用いることとしている。</p>	
<p>15.7 トラス構造の限界状態 1</p> <p>15.7.1 格点</p> <p>トラス構造の格点部が15.8.1の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなすよい。</p>		

備考	現行	改定案（15章）
		<p>トラス構造の格点部は、軸方向の引張力や圧縮力、曲げモーメント、せん断力及びそれぞれ組合せ力を受け、それぞれの作用力に応じて限界状態が異なる。引張力では降伏強度に達する状態を限界状態1ととらえることができるが、圧縮力やせん断力が卓越する場合には局部座屈が生じる可能性があり、5.3.1から5.3.3の解説に示すように、可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。このため、格点部について限界状態3を超えないとみなせる条件が、15.8.1において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、15.8.1の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなしてよいとされたものである。</p> <p>15.7.2 トラス構造</p> <p>トラス構造は、トラス構造を構成する各部材等の限界状態1を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>トラス構造は、構造全体として弾性応答する限界の状態を限界状態1と考えることができ。トラス構造を構成する各部材等が弾性応答する限界を超えず、かつ、トラス構造が全体として安定である場合には、少なくとも構造全体として弾性応答すると考えられる。この条の各部材等とは、上記の趣旨を踏まえ、トラス構造を構成する各部材及びそれらから構成されるトラス構造のことを意図したものである。したがって、トラス部材を構成する各部材のそれぞれが限界状態1を超えないとともに、弦材、格点部等によって成立するトラス構造が荷重支持能力を保持し、かつ、トラス構造が全体として安定であることを満足する場合には、トラス構造の限界状態1を超えないとみなしてよいとされている。</p> <p>15.8 トラス構造の限界状態3</p> <p>15.8.1 格点</p> <p>トラス構造の格点部は、格点部を構成する各部材等の限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p> <p>トラス構造の格点部は、軸方向の引張力や圧縮力、曲げモーメント、せん断力もしくはそれぞれの組合せ力を受け、それぞれの作用力に応じて限界状態が異なる。引張では降伏が生じたのちに最大強度に達する状態を、圧縮では座屈によって面外変形が生じる状態を限界状態3ととらえることができる。しかし、組み合わせる材料の強度や構造詳細に応じた強度評価法が確立できておらず、格点部を構成する部材それぞれについて、限界状態3に関する5章及び9章の関連規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよいこととされた。なお、本規定の前提として15.3のガセットの構造に関する規定は満足している必要がある。</p>

改定案（15章）	現行	備考
<p>15.8.2 トラス構造</p> <p>(1) トラス構造は、トラス構造を構成する各部材等の限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p> <p>(2) 主トラスの支間長に比べてその主構間隔が非常に狭いトラス橋では、3.5(9)の規定に従い、全体座屈について安全であるようにしなければならぬ。</p> <p>(1) トラス構造の限界状態3は、部材の一部に損傷が生じているもの、それが原因で荷重支持能力を完全に失わない限界の状態と考えることができる。トラス構造を構成する各部材が限界状態3を超えない場合には、各部材が荷重支持能力を完全に失っていない。また、そのような状態においてもトラス構造全体として荷重を支持する能力を保持し、かつ、構造全体が全体として安定であるならば、構造としての荷重支持能力を完全に失っていないと考えられる。</p> <p>この条文の各部材等とは、トラス構造を構成する各部材及びそれぞれから構成されるトラス構造の一部又は全部を指す。したがって、トラス構造を構成する各部材のそれぞれが限界状態3を超えないとともに、弦材、格点部等で構成されるトラス構造がどの単位に着目しても荷重支持能力を保持し、かつ、安定であることを満足する場合には、トラス構造全体として荷重支持能力を完全に失う状態にならないと考えられ、限界状態3を超えないとみなしてよいとされている。</p> <p>(2) 主構間隔が狭く、かつ、長支間のトラス橋では平面形状が非常に細長くなる。このような橋では、各部材が限界状態3を超える前に、横構によって連結された圧縮弦全体が横倒れ座屈を生じるおそれがあることから、部材それぞれが5章及び9章の限界状態3に関する規定を満足したうえで、構造全体としても限界状態3を超えないことを構造条件に応じて適切に照査する必要がある⁹⁾。</p>	<p>13.10 全体座屈に対する照査</p> <p>主トラスの支間長に比べてその主構間隔が非常に狭いトラス橋では、全体座屈について適当な方法により照査を行う。</p> <p>主構間隔がせまく、しかも長支間のトラス橋では平面形状が非常に細長くなる。このような橋では横構によって連結された圧縮弦全体が横倒れ座屈を生じるおそれがあるので、それを照査する必要がある⁴⁾。</p>	
<p>15.9 そり</p> <p>主トラスには、死荷重によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつける。</p> <p>この条文のそりとは、荷重係数を考慮しない死荷重による主トラスのたわみに対応する上げ越しを意味している。なお、死荷重等によるたわみが小さく、そりを省略しても路面高さが確保できると考えられる場合には省略することもできる。</p>	<p>13.9 そり</p> <p>主トラスには、死荷重によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつける。</p> <p>この条文のそりとは、死荷重による主トラスのたわみに対応する上げ越しを意味している。なお、死荷重によるたわみが小さく、そりを省略しても路面高さが確保できると考えられる場合には省略することも可能である。</p>	
<p>15.10 防せい防食</p> <p>(1) トラス構造の設計にあたっては、6章及び7章の規定による他、格点及び</p>		

改定案（15章）	現行	備考
<p>コンクリート埋込み部等は、発錆や防食機能の低下が生じないように配慮しなければならぬ。また、閉断面の場合は内部に滞水が生じないように、防せい防食処理の施工や排水に配慮しなければならぬ。</p> <p>(2) 箱形断面の場合は、現場継手両側のダイアフラムは密閉形とする。</p> <p>(1) (2) トラス構造の格点部及びコンクリート埋込み部における発錆と防食機能の劣化による断面欠損、部材の破断の事例が報告されている。こうした損傷は、疲労亀裂の誘発、ひいては落橋等さらに大きな損傷へとつながるため注意が必要である。また、排水が構造体にて飛散して錆が生じる事例もあり、排水の設計にも配慮する必要がある。トラス構造を構成する鋼部材のコンクリート埋込み部において、鋼部材との境界部から水が浸入し、境界部周辺において局所的に腐食するおそれがあるため、鋼部材をコンクリート部から切り離す等の構造上の配慮も行う必要がある。また、箱型断面の場合は現場継手部にハンドホール等が設けられることが多い。この場合、部材内部を保護するために継手部両側のダイアフラムは密閉形とする必要がある。</p>	<p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) 岡本舜三：「鋼構造の研究」8.3 トラス格点構造，技報堂，1977</p> <p>2) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・構造分科会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書 別冊 3，1976.3</p> <p>3) Fisher, J. W. and Struik, J. H. A.: Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, John Wileys & Sons, 1974</p> <p>4) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，1980.8</p>	
<p>1) AASHTO : LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 7th edition, 2014</p> <p>2) 岡本舜三編：「鋼構造の研究」8.3 トラス格点構造 技報堂 昭和52年</p> <p>3) 小西一郎編：鋼橋 設計編 I，昭和50年3月</p> <p>4) トラス格点構造設計指針（案），本州四国連絡橋公団，昭和51年3月。</p> <p>5) 鋼道路橋設計便覧，(社) 日本道路協会，昭和55年8月</p> <p>6) 山本一之：トラス格点部の力学的挙動に関する研究，東京大学学位請求論文，1975</p>	<p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) 岡本舜三：「鋼構造の研究」8.3 トラス格点構造，技報堂，1977</p> <p>2) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・構造分科会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書 別冊 3，1976.3</p> <p>3) Fisher, J. W. and Struik, J. H. A.: Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, John Wileys & Sons, 1974</p> <p>4) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，1980.8</p>	

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編	現行	備考
改定案（16章）	14章 アーチ	
16章 アーチ構造	14.1 適用の範囲	
16.1 適用の範囲	<p>(1) この章は、アーチ系橋の主構造の設計に適用する。</p> <p>(2) アーチ系橋の横構、橋門構及び対傾構の設計には、10章及び15章に定めるそれぞれの項の規定を準用してよい。</p> <p>この章の適用範囲を示したものである。</p> <p>アーチ系橋とは、その主構造がアーチ又は補剛アーチから成り立つものであり、この章は主構造としてのアーチ又は補剛アーチの設計に適用する。この章のアーチ構造とは、アーチ又は補剛アーチを指し、アーチ構造を構成する部材は、軸方向力のみを受ける部材又は軸方向力と曲げモーメントを受ける部材として5章により設計する必要がある。</p>	<p>(1) この章は、アーチ系橋の主構造の設計に適用する。</p> <p>(2) アーチ系橋の横構、橋門構及び対傾構の設計には、8章及び13章に定めるそれぞれの項の規定を準用してよい。</p> <p>この章の適用範囲を示したものである。</p> <p>アーチ系橋とは、その主構造がアーチ又は補剛アーチから成り立つものであり、この章は主構造としてのアーチ又は補剛アーチの設計に適用する。アーチ又は補剛アーチを構成する部材は、軸方向力のみを受ける部材又は軸方向力と曲げモーメントを受ける部材として3章及び4章によって設計する必要がある。</p>
16.2 一般	16.2 一般	
16.2 一般	<p>(1) 部材の設計については5章、接合部の設計については9章の規定による。</p> <p>(2) アーチ部材の配置、形状及び部材断面の選定にあたっては、アーチ面内外への全体座屈が生じないようにしなければならない。</p> <p>(3) アーチの部材軸線は、原則として骨組線と一致させなければならない。</p> <p>(4) アーチの設計にあたっては、アーチを構成する部材等が限界状態1又は2を超えたとしても、アーチとしての耐荷機構による耐荷性能が急激に失われることがないようにしなければならない。</p> <p>(3) アーチの部材軸線とは、アーチリブの断面図心を結ぶ線をいう。アーチの部材軸線は骨組線と一致させるのが望ましいが、活荷重等の変動作用を考慮した全ての荷重載荷状態において、これを一致させることは困難であるため、全体的な応力のバランスを考慮して部材軸線を決定している例が多い。なお、骨組線の変位の影響は16.3の規定による。</p>	<p>(1) アーチ主構造の配置、形状及び部材断面の選定にあたっては、アーチ面内外への全体座屈が生じないようにしなければならない。</p> <p>(2) アーチの部材軸線は、骨組線と一致させることを原則とする。</p>

16.3 変位の影響

アーチ系橋の設計にあたっては、必要に応じて骨組線の変位の影響を適切に考慮しなければならない。

このとき、1主構あたりの荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した死荷重強度が式(16.3.1)により算出される w (kN/m)より大きいアーチ系橋では、死荷重と活荷重を載荷することによって生じる骨組線の変位の影響を考慮して主構造を設計するものとする。ただし、補剛桁に軸方向力が生じるアーチ系橋では、これを無視してよい。

$$w = \frac{8\alpha}{\gamma} \frac{EI}{L^3} \cdot f \dots\dots\dots (16.3.1)$$

ここに、

- E : ヤング係数 (kN/m²)
- I : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面二次モーメントの平均値 (m⁴)。補剛アーチの場合には、アーチと補剛桁の和をとる。
- L : アーチの支間長 (m)
- f : アーチのライズ (m)
- α : 表-16.3.1に示すアーチの面内座屈係数
- γ : 表-16.3.1に示す補正係数

表-16.3.1 面内座屈係数 α 及び補正係数 γ

構造形式	f/L	α					γ			
		0	0.10	0.15	0.20	0.30	B活荷重	A活荷重		
無アーチ補剛	2ヒンジアーチ	39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	10.5	9.5		
		81.0	76.0	69.5	63.0	48.0				
補剛桁に軸方向力が生じない	側径間がない場合	λ	39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	14.0	12.5	
			0	81.0	76.0	69.5	63.0			48.0
			0.25	63.0	58.5	52.5	47.0			34.5
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5			30.5

14.3 変位の影響

アーチ橋の設計にあたっては、必要に応じて骨組線の変位の影響を適切に考慮する。

このとき、1主構あたりの死荷重強度が式(14.3.1)により算出される w (kN/m)より大きいアーチ橋では、死荷重と活荷重を載荷することによって生じる骨組線の変位の影響を考慮して主構造を設計するものと考えてよい。ただし、補剛桁に軸方向力が生じるアーチ橋では、これを無視してよい。

$$w = \frac{8\alpha}{\gamma} \frac{EI}{L^3} \cdot f \dots\dots\dots (14.3.1)$$

ここに、

- E : ヤング係数 (kN/m²)
- I : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面二次モーメントの平均値 (m⁴)。補剛アーチの場合には、アーチと補剛桁の和をとる。
- L : アーチの支間長 (m)
- f : アーチのライズ (m)
- α : 表-14.3.1に示すアーチの面内座屈係数
- γ : 表-14.3.1に示す補正係数

表-14.3.1 面内座屈係数 α 及び補正係数 γ

構造形式	f/L	α					γ			
		0	0.10	0.15	0.20	0.30	B活荷重	A活荷重		
無アーチ補剛	2ヒンジアーチ	39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	10.0	9.0		
		81.0	76.0	69.5	63.0	48.0				
補剛桁に軸方向力が生じない	側径間がない場合	λ	39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	13.5	12.0	
			0	81.0	76.0	69.5	63.0			48.0
			0.25	63.0	58.5	52.5	47.0			34.5
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5			30.5

ここに、

$$(a) \lambda = \frac{\alpha}{L} \left(1 + \frac{I_A}{I_G} \right) \dots\dots\dots (14.3.2)$$

改定案 (16章)

	0.75	51.5	48.0	43.0	38.5	28.5
	1.0	49.0	45.5	41.0	36.5	27.0
	2.0	45.0	41.0	36.5	32.0	22.5

(a) $\lambda = \frac{a}{L} \left(1 + \frac{I_A}{I_G} \right) \dots\dots\dots (16.3.2)$

ここに、

- a : 補剛桁の側径間の支間長 (m)
- L : アーチの支間長 (m)
- I_A : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面二次モーメントの平均値 (m⁴)
- I_G : 片側補剛桁の断面二次モーメントの平均値 (m⁴)

(b) f/L 及び λ が表-16.3.1 に示す値の中間の値となる場合は、 α は直線補間して算出してよい。

アーチ系橋の部材の設計は、アーチの支間が小さい場合は微小変位理論により行うことができる。しかしながら、支間の大きいアーチ系橋では、活荷重によって生じる骨組線の変位の影響が大きくなり、変位後の骨組線形状を考慮して断面力を求めなければ危険側となる場合がある。このような場合は、荷重-応力関係も線形ではなく、アーチ部材の断面力は変位の影響を考慮した有限変位理論によって求める必要がある。式(16.3.1)は、活荷重によって生じる骨組線の変位の影響が実用上無視できる限界値を近似的に示したものである。式(16.3.1)の根拠は式(解16.3.1)である。

$$M_D = M_E \frac{1}{1 - H/H_{cr}} \dots\dots\dots (解16.3.1)$$

ここに、 M_D 、 M_E はそれぞれ有限変位理論及び微小変位理論による曲げモーメントであり、 H はアーチの水平反力、 H_{cr} は限界水平力である。すなわち、アーチの水平反力が限界水平反力に近い場合に、変位の影響は大きくなる。式(16.3.1)は、設計荷重が載荷された場合に、変位の影響によるアーチ部材、補剛桁の応力度の増加が微小変位理論による応力度のおおむね10%を超えることがないように近似的に求めたものである。表-16.3.1の α はアーチの内座屈係数^{1),2),3)}を、また、 γ は構造形式により変位の影響による緑応力度の増加の割合が異なることを考慮した補正係数である。なお、等分布活荷重 p_1 の水平反力 H に及ぼす影響の度合は、B活荷重とA活荷重では異なるため、式(解16.3.1)からわかるように変形の影響の度

現行

ここに、
 a : 補剛桁の側径間の支間長 (m)
 L : アーチの支間長 (m)
 I_A : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面二次モーメントの平均値 (m⁴)
 I_G : 片側補剛桁の断面二次モーメントの平均値 (m⁴)
 (b) f/L 及び λ が表-14.3.1 に示す値の中間の値となる場合は、 α は直線補間して算出してよい。

アーチ橋の部材の設計は、アーチの支間が小さい場合は微小変位理論により行うことができる。しかしながら、支間の大きいアーチ橋では、活荷重によって生じる骨組線の変位の影響が大きくなり、変位後の骨組線形状を考慮して断面力を求めなければ危険側となる場合がある。このような場合は、荷重-応力関係も線形ではなく、アーチ部材の断面力は変位の影響を考慮した有限変位理論によって求める必要がある。式(14.3.1)は、活荷重によって生じる骨組線の変位の影響が実用上無視できる限界値を近似的に示したものである。式(14.3.1)の根拠は次式である。

$$M_D = M_E \frac{1}{1 - H/H_{cr}} \dots\dots\dots (解14.3.1)$$

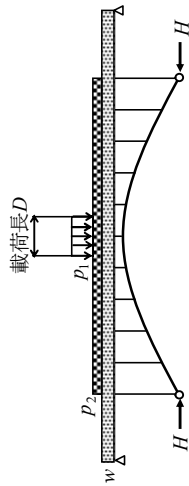
ここに、 M_D 、 M_E はそれぞれ有限変位理論及び微小変位理論による曲げモーメントであり、 H はアーチの水平反力、 H_{cr} は限界水平力である。すなわち、アーチの水平反力が限界水平反力に近い場合に、変位の影響は大きくなる。式(14.3.1)は、設計荷重が載荷された場合に、変位の影響によるアーチ部材、補剛桁の応力度の増加が微小変位理論による応力度のおおむね10%を超えることがないように近似的に求めたものである。表-14.3.1の α はアーチの内座屈係数^{1),2),3)}を、また、 γ は構造形式により変位の影響による緑応力度の増加の割合が異なることを考慮した補正係数である。なお、等分布活荷重 p_1 の水平反力 H に及ぼす影響の度合は、B活荷重とA活荷重では異なる。したがって、式(解14.3.1)からわかるように変形

備考

図を描く

備考	現行	改定案(16章)
	<p>の影響の度合もこれら両荷重で若干異なってくる。このため、γの値はそれぞれの荷重に応じて別の値を与えている。</p> <p>しかし、式(解14.3.1)が近似式であること、橋の形式及び載荷状態によって軸方向力による応力度と曲げモーメントによる応力度との比が異なることなどのため、この条文によって与えられる限界は微小変位理論による応力度に対して一定の比率を必ずしも与えるものではない。表14.3.1に示したa及びγの値は、軸方向力による応力度と曲げモーメントによる応力度との比が0.7~1.3くらいの範囲で適用しようと考えると考えてよい。支間の大きな橋で上記の数値と異なっている橋では、この節の数値のいかんにかかわらず活荷重によって生じる変位の影響を考慮するのが望ましい。</p> <p>限界値は橋の死荷重強度で与えてあるが、<u>厳密には活荷重強度も関係してくる。我が国で従来設計されたアーチ系橋における等分布活荷重p_2と死荷重強度の比は0.2~0.4程度の範囲にあり、式(14.3.1)もその範囲で有効である。式(14.3.1)に示す限界値は形式上死荷重のみで表現してあるが、死・活荷重強度比が上述の範囲では活荷重強度も考慮された値となっている。</u></p> <p>式(14.3.1)により、活荷重によって生じる骨組線の変位の影響を考慮しなくてよいと判定されたアーチ系橋は、通常面内座屈に対して十分な安全率を有する。なお、骨組線の変位の影響を考慮する場合は14.6の規定により終局強度の照査がなされる。骨組線の変位の影響は、主として偏載した活荷重によって生じるものであるが、有限変位理論によってアーチを設計する場合、活荷重のほかに死荷重も載荷して断面力を求める必要がある。活荷重のみを載荷して変位の影響を求めた場合、非線形性が著しく過小評価されるので注意する必要がある。</p> <p>表14.3.1の適用にあたっては、次の点に留意する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 補剛桁に軸力が生じない2ヒンジ補剛アーチとは、水平移動が拘束されない補剛桁によって補剛された上路式の2ヒンジアーチをいう。また表14.3.1の側径間とはアーチ支間の両側に設けられた対称な連続側径間を意味する。 2) 補剛桁に軸力が生じない固定補剛アーチについては、一般に支間が大きい場合に用いられるので、変位の影響を考慮する。 3) 補剛桁に軸力が生じない2ヒンジ補剛アーチで$\lambda > 2$の場合は、αは2ヒンジ無補剛アーチの値を用いてよい。ただし、γは12又は13.5を用いる。 4) 補剛桁とアーチ部材とが2点で剛結され、かつ補剛桁がライズのほぼ中央付近の高さにあるいわゆる中路式補剛アーチでも、アーチ部材が2ヒンジで補剛桁の両端で水平移動が自由な場合は、補剛桁に軸力が生じない補剛アーチとして表14.3.1を適用してよ 	<p>合もこれら両荷重で若干異なってくる。この影響を補正するため、γの値はそれぞれの荷重に応じて別の値を与えている。</p> <p>しかし、式(解16.3.1)が近似式であること、橋の形式及び載荷状態によって軸方向力による応力度と曲げモーメントによる応力度との比が異なることなどのため、この条文によって与えられる限界は微小変位理論による応力度に対して一定の比率を必ずしも与えるものではない。表16.3.1に示したa及びγの値は、軸方向力による応力度と曲げモーメントによる応力度との比が0.7~1.3程度の範囲で適用することができる。支間の大きな橋で上記の数値と異なっている橋では、この節の数値にかかわらず活荷重によって生じる変位の影響を考慮するのが望ましい。</p> <p>限界値は橋の死荷重強度を考慮したものであるが、<u>厳密には活荷重強度も関係してくる。これまでの示方書により設計されたアーチ系橋における等分布活荷重p_2と死荷重強度の比は0.2~0.4程度の範囲にあり、式(16.3.1)もその範囲で有効であった。この示方書では作用の組合せに応じて、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮するため、死活荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数分の割増し(1.25/1.05)を考慮すると、上述の比は0.24~0.48程度の範囲となっている。今回の改定では、その影響は補正係数γを見直すことにより考慮されている。式(16.3.1)は形式上死荷重のみで表現してあるが、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した死活荷重強度比が上述の範囲(0.24~0.48)では活荷重強度も考慮された値となっている。</u></p> <p>式(16.3.1)により、活荷重によって生じる骨組線の変位の影響を考慮しなくてよいと判定されたアーチ系橋は、通常面内座屈に対して十分な安全率を有する。なお、骨組線の変位の影響を考慮する場合は16.7.1の規定によりアーチ構造の耐荷力の照査がなされる。骨組線の変位の影響は、主として偏載した活荷重によって生じるものであるが、有限変位理論によってアーチを設計する場合、活荷重のほかに死荷重も載荷して断面力を求める必要がある。活荷重のみを載荷して変位の影響を求めた場合、非線形性が著しく過小評価されるので注意する必要がある。</p> <p>表16.3.1の適用にあたっては、次の点に留意する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 補剛桁に軸方向力が生じない2ヒンジ補剛アーチとは、水平移動が拘束されない補剛桁によって補剛された上路式の2ヒンジアーチをいう。また表16.3.1の側径間とはアーチ支間の両側に設けられた対称な連続側径間を意味する。 2) 補剛桁に軸方向力が生じない固定補剛アーチについては、一般に支間が大きい場合に用いられるので、変位の影響を考慮する。 3) 補剛桁に軸方向力が生じない2ヒンジ補剛アーチで$\lambda > 2$の場合は、αは2ヒンジ無補剛アーチの値を用いてよい。ただし、γは12.5又は14を用いる。 4) 補剛桁とアーチ部材とが2点で剛結され、かつ補剛桁がライズのほぼ中央付近の高さにあるいわゆる中路式補剛アーチでも、アーチ部材が2ヒンジで補剛桁の両端で水平移動が自由な場合は、補剛桁に軸方向力が生じない補剛アーチとして表16.3.1を適用してよ

備考	現行	改定案(16章)
	<p>い。</p> <p>式(14.3.1)、式(14.3.2)のI及びI_0を算出する際のアーチ部材の断面二次モーメントの平均値は、アーチ部材の断面二次モーメントのアーチ軸線方向の長さにおわたる平均値を用いばよい。</p> <p>なお、実際の設計においては、活荷重のような移動荷重は影響線を基に、それぞれの着目部材断面力が最大又は最小になるように移動載荷されるので、アーチ橋の骨組線の変位の影響を考慮して部材断面力を求めるために、それら全てのケースに対して、有限変位理論による解析を行うことは実用上困難である。したがって、初期軸力の幾何剛性を考慮した線形化解析法である線形化有限変位理論を用いてもよい⁴⁾。</p> <p>このとき、初期軸力としては、死荷重と活荷重による軸力を導入する。活荷重分については、実際の載荷状態に対応した発生軸力を導入すると最も精度が高くなるが、着目部材ごとに初期軸力を変化させるのは煩雑であるのでアーチ橋の特性から精度上の問題のない値として、活荷重による最大軸力の1/2としてよい。これは、幾何学的非線形性の影響は、アーチリブや補剛桁の曲げモーメントに現れるが、その影響線が正の曲げモーメントを生じさせる範囲と負の曲げモーメントを生じさせる範囲が常にほぼ等しくなるという特性を利用している。つまり、曲げモーメントが最大・最小となるような活荷重を載荷させた場合のアーチリブ軸力は、活荷重をアーチ径間部に満載した場合のほぼ1/2に等しくなるからである。ただし、非対称なアーチ橋等では、曲げモーメントの影響線が上記のようにならない場合があるので注意する必要がある。</p> <p>なお、条文では、様々な仮定条件を設けた上で限界水平反力を誘導し、式(14.3.1)に相当する死荷重強度wを、変位の影響を考慮する必要がある限界値として規定している。一方、限界水平反力については通常の設計計算においても比較的容易に精度良く求めることができる。すなわち、構造体系の線形固有値解析を行う場合には、アーチの限界水平反力を直接求め、式(解14.3.2)により判定してもよい。ここで、βは式(解14.3.1)の右辺のH/H_Gの逆数であり、これを10以上としたのは、条文の前提と同様に、曲げモーメントの増加率が10%を超えることがないようにするためである。</p> $\beta = \frac{H_{cr}}{H} \geq 10 \dots\dots\dots(\text{解}14.3.2)$ <p>ここに、</p> <p>H : アーチの設計荷重(死荷重+活荷重)による最大水平反力。通常は、活荷重は図-解14.3.1の要領で載荷する。</p> <p>H_{cr} : Hと同じ荷重載荷状態に対して、アーチ全体系の線形固有値解析を行って求めたアーチの面内座屈に対する限界水平反力。</p>	<p>てよい。</p> <p>式(16.3.1)、式(16.3.2)のI及びI_0を算出する際のアーチ部材の断面二次モーメントの平均値は、アーチ部材の断面二次モーメントのアーチ軸線方向の長さにおわたる平均値を用いばよい。</p> <p>なお、実際の設計においては、活荷重のような移動荷重は影響線を基に、それぞれの着目部材断面力が最大又は最小になるように移動載荷されるので、アーチ橋の骨組線の変位の影響を考慮して部材断面力を求めるために、それら全てのケースに対して、有限変位理論による解析を行うことは実用上困難である。したがって、初期軸方向力の幾何剛性を考慮した線形化解析法である線形化有限変位理論を用いてもよい⁴⁾。</p> <p>このとき、初期軸方向力としては、荷重係数を考慮した死荷重と活荷重による軸方向力を導入する。活荷重分については、実際の載荷状態に対応した発生軸方向力を導入すると最も精度が高くなるが、着目部材ごとに初期軸方向力を変化させるのは煩雑であるのでアーチ橋の特性から精度上の問題のない値として、活荷重による最大軸方向力の1/2としてよい。これは、幾何学的非線形性の影響は、アーチリブや補剛桁の曲げモーメントに現れるが、その影響線が正の曲げモーメントを生じさせる範囲と負の曲げモーメントを生じさせる範囲が常にほぼ等しくなるという特性を利用している。つまり、曲げモーメントが最大又は最小となるような活荷重を載荷させた場合のアーチリブ軸方向力は、活荷重をアーチ径間部に満載した場合のほぼ1/2に等しくなるからである。ただし、非対称なアーチ橋等では、曲げモーメントの影響線が上記のようにならない場合があるので注意する必要がある。</p> <p>なお、条文では、様々な仮定条件を設けた上で限界水平反力を誘導し、式(16.3.1)に相当する死荷重強度wを、変位の影響を考慮する必要がある限界値として規定されている。一方、限界水平反力については通常の設計計算においても比較的容易に精度良く求めることができる。すなわち、構造体系の線形固有値解析を行う場合には、アーチの限界水平反力を直接求め、式(解16.3.2)により判定してもよい。ここで、βは式(解16.3.1)の右辺のH/H_{cr}の逆数であり、これを10以上としたのは、条文の前提と同様に、曲げモーメントの増加率が10%を超えることがないようにするためである。</p> $\beta = \frac{H_{cr}}{H} \geq 10 \dots\dots\dots(\text{解}16.3.2)$ <p>ここに、</p> <p>H : アーチの設計荷重(荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した、死荷重+活荷重)による最大水平反力。通常は、活荷重は図-解16.3.1の要領で載荷する。</p> <p>H_{cr} : Hと同じ荷重載荷状態に対して、アーチ全体系の線形固有値解析を行って求めたアーチの面内座屈に対する限界水平反力。</p>



ここに、 P_1, P_2, w : 等分布活荷重及び死荷重

図-解 16.3.1 設計荷重の載荷状態

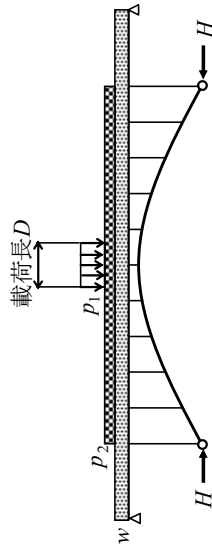
16.4 アーチリブの設計で考慮する断面力

- (1) アーチリブは、(2)による場合を除き、5.3.8及び5.4.8の規定により軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材として設計する。このとき、部材断面図心の骨組線からの偏心量として、互いに隣接する格点を結ぶ直線と部材軸線のへだたりを考慮する。
- (2) 1)から4)に示す条件を全て満足するアーチ系橋では、アーチリブを軸方向力のみを受ける部材として設計してよい。
- 1) 16.3に規定する変位の影響を無視できる。
- 2) アーチ軸線が各格点間で直線である。
- 3) アーチリブの部材高が格間の1/10以下である。
- 4) 式(16.4.1)を満足する。

$$\beta \cdot \frac{\sigma_{cud}}{\sigma_{tud}} \cdot \frac{h^G}{h^A} > 1 \dots\dots\dots (16.4.1)$$

ここに、

- h^A : アーチリブの部材高さの平均値 (mm)
- h^G : 補剛桁の部材高さの平均値 (mm)
- σ_{cud} : アーチリブの軸方向圧縮応力度の制限値の平均値 (N/mm²)
- σ_{tud} : 補剛桁の下フランジの軸方向引張応力度の制限値の平均値 (N/mm²)
- β : 補剛桁に軸方向力が生じない場合
 $\beta = 0.04 + 0.004 l/r$



ここに、 P_1, P_2, w : 等分布活荷重及び死荷重

図-解 14.3.1 設計荷重の載荷状態

14.5 アーチリブの設計

- (1) アーチリブは、(2)の規定により設計する場合を除き、4.3の規定により軸方向力と曲げモーメントとを受けける部材として設計する。このとき、部材断面図心の骨組線からの偏心量及び部材軸線が直線でない場合は、互いに隣接する格点を結ぶ直線と部材軸線のへだたりをそれぞれ考慮する。
- (2) 次に示す条件を全て満たすアーチ系橋では、アーチリブを軸方向力のみを受ける部材として設計してよい。
- 1) 14.3に規定する変位の影響を無視できる。
- 2) アーチ軸線が各格点間で直線である。
- 3) アーチリブの部材高が格間の1/10以下である。
- 4) 式(14.5.1)を満足する。

$$\beta \cdot \frac{\sigma_{ca}^A}{\sigma_{ca}} \cdot \frac{h^G}{h^A} > 1 \dots\dots\dots (14.5.1)$$

ここに、

- h^A : アーチリブの部材高さの平均値 (mm)
- h^G : 補剛桁の部材高さの平均値 (mm)
- σ_{ca}^A : アーチリブの許容軸方向圧縮応力度の平均値 (N/mm²)
- σ_{ca} : 補剛桁の下フランジの許容引張応力度の平均値 (N/mm²)
- β : 補剛桁に軸力が生じない場合
 $\beta = 0.04 + 0.004 l/r$
補剛桁に軸力が生じる場合
 $\beta = 1.75(0.04 + 0.004 l/r)$
- l/r : アーチ部材の細長比

備考	現行	改定案（16章）
	<p>(1) アーチリブの設計は、(2)による場合を除き、軸方向力と曲げモーメントを受ける部材として4.3の規定により設計する必要がある。14.3の規定により変位の影響を考慮する場合には、変位の影響を考慮した断面力を用いて部材を設計する必要がある。ここで規定しているアーチリブの設計に用いる部材の有効座屈長は、アーチの面内外への全体座屈に対する有効座屈長とは別に、一般には格間長として良い。</p> <p>ただし、支間長が長く非線形性が大きいアーチ橋の場合、構造条件によっては、この条文及び14.6の照査方法では、構造物全体の座屈性状を十分に捉えることができずに安全側の照査とならない場合がある。このような場合には、全体構造系に関する線形固有値解析により面内外への全体座屈に対する有効座屈長を求め、この有効座屈長による照査も併せて行う必要がある。</p> <p>(2) 補剛アーチの場合にh_eに対してh_eがある程度小さくなると、アーチリブに生じる曲げ応力度が小さくなり、このような場合にはアーチリブを軸方向力のみを受ける部材として構造解析を行って差し支えない。条文の規定は、曲げモーメントによる応力度の増加が、軸力による応力度の10%を超えることがないことを目安に近似的に定めたものである。</p>	<p>補剛桁に軸方向力が生じる場合</p> $\beta = 1.75(0.04 + 0.004 l/y)$ <p>l/y : アーチ部材の細長比</p> <p>(1) アーチリブの設計は、(2)による場合を除き、軸方向力と曲げモーメントを受ける部材として5.3.8及び5.4.8の規定により設計する必要がある。16.3の規定により変位の影響を考慮する場合には、変位の影響を考慮した断面力を用いて部材を設計する必要がある。ここで規定されているアーチリブの設計に用いる部材の有効座屈長は、アーチの面内外への全体座屈に対する有効座屈長とは別に、一般には格間長としてよい。</p> <p>ただし、支間長が長く非線形性が大きいアーチ橋の場合、構造条件によっては、この条文及び16.7.1の解析によらない照査方法では、構造物全体の座屈性状を十分に捉えることができずに安全側の照査とならない場合がある。このような場合には、全体構造系に関する線形固有値解析によりアーチ面内外への全体座屈に対する有効座屈長を求め、この有効座屈長による照査も併せて行う必要がある。</p> <p>(2) 補剛アーチの場合にh^eに対してh^eがある程度小さくなると、アーチリブに生じる曲げ応力度が小さくなり、このような場合にはアーチリブを軸方向力のみを受ける部材として構造解析を行ってもよい。条文は、曲げモーメントによる応力度の増加が、軸方向力による応力度の10%を超えることがないことを目安に近似的に定めたものである。</p>
	<h3>14.7 吊材又は支柱</h3> <p>(1) 吊材又は支柱の部材力の算出にあたっては、吊材又は支柱の長さが特に短いものを除いては、アーチ面内の変形に対してそれらの両端はピンと仮定してよい。</p> <p>(2) 吊材又は支柱を補剛桁又はアーチリブに取付けるにあたっては、連結部に有害な応力集中や二次応力が生じないように注意しなければならない。</p> <p>(3) 細長い吊材や支柱では、風によって有害な振動が発生しないように注意しなければならない。</p>	<h3>16.5 吊材又は支柱</h3> <p>(1) 吊材又は支柱の部材力の算出にあたっては、吊材又は支柱の長さが特に短いものを除いては、アーチ面内の変形に対してそれらの両端はピンと仮定してよい。</p> <p>(2) 吊材又は支柱と補剛桁又はアーチリブの連結部は、有害な応力集中や二次応力が生じないように注意しなければならない。</p> <p>(3) 細長い吊材や支柱では、風によって有害な振動が発生しないように注意しなければならない。</p>
	<p>(1) アーチ橋の吊材又は支柱は、構造解析上両端ピンと仮定してよい。ただし、上路アーチ橋のクラウン付近及び下路アーチ橋の端部付近の長さの短いものでは、格点剛性の影響によって活荷重の偏載及び温度変化による二次応力が大きくなるため、一律に両端ピンと仮定することは適切でない。特に上路アーチ橋のクラウン付近では、支柱の長さが短くかつ水平変位が大きいことから、二次応力が大きくなる傾向にあり、疲労損傷の原因となることがあるため、注意が必要である。</p> <p>実用上、両端ピンと仮定してよいと考えられる一応の目安としては、13.6の規定に準じ、</p>	<p>(1) アーチ橋の吊材又は支柱は、構造解析上両端ピンと仮定してよい。ただし、上路アーチ橋のクラウン付近及び下路アーチ橋の端部付近の長さの短いものでは、格点剛性の影響によって活荷重の偏載及び温度変化による二次応力が大きくなるため、一律に両端ピンと仮定することは適切でない。特に上路アーチ橋のクラウン付近では、支柱の長さが短くかつ水平変位が大きいことから、二次応力が大きくなる傾向にあり、疲労損傷の原因となることがあるため、注意が必要である。</p> <p>実用上、両端ピンと仮定してよいと考えられる一応の目安としては、15.2.2の規定に準</p>

備考	現行	改定案（16章）
	<p>部材高と部材長の比が 1/10 以下と考えられる。したがって、これを満たさない場合や、構造上やむを得ず二次応力が大きくなることが予想される場合には、適当な対策が必要である。</p> <p>(2) 吊材又は支柱の取付構造に関する一般的な注意を述べたものである。応力集中や過大な二次応力の発生は、疲労損傷につながるおそれがある。吊材や支柱の取付部は構造上どうしようとしてもそれらが発生しやすい部位であるため、細部構造の決定にあたっては注意が必要である。具体的には、応力の伝達が単純明快であること、ガセットプレートは必要以上に大きくしないこと、ガセットと腹板が連続している構造では適当なフィレットをつけること、偏心構造をさけること、溶接作業が容易な構造であることなどに留意するのが望ましい。</p> <p>(3) 細長い吊材や支柱では(1)に述べたことに起因する二次応力は小さいが、比較的低風速の風で振動が発生し、取付部の疲労損傷の原因となることがある。したがって、特に細長い吊材や支柱では、架橋地点における風の特性を勘案して、「道路橋耐風設計便覧」（日本道路協会）⁷⁾等に述べる方法を適用し、振動が発生する風速及び振動によって発生する応力を計算し、必要に応じて振動に対する対策を考える必要がある。制振対策としては、曲げ剛性を大きくする、表面にロープを巻きつけたり突起物をつける、吊材をワイヤーなどで相互に連結する等の耐風対策が考えられる。</p> <p>なお、端部の結合条件を剛にすれば発振風速を高くすることができるが、この場合には取付部の曲げ応力も大きくなるので注意が必要である。</p>	<p>じ、部材高と部材長の比を 1/10 以下と考えられる。したがって、これを満たさない場合や、構造上やむを得ず二次応力が大きくなることが予想される場合には、適当な対策が必要である。</p> <p>(2) 吊材又は支柱の取付構造に関する一般的な注意事項を規定したものである。応力集中や過大な二次応力の発生は、疲労損傷につながるおそれがある。吊材や支柱の取付部は構造上どうしようとしてもそれらが発生しやすい部位であるため、細部構造の決定にあたっては注意が必要である。具体的には、応力の伝達が単純明快であること、ガセットプレートは必要以上に大きくしないこと、ガセットと腹板が連続している構造では適当なフィレットをつけること、偏心構造をさけること、溶接品質が確保しやすい構造であることなどに留意するのが望ましい。</p> <p>(3) 細長い吊材や支柱では(1)に述べたことに起因する二次応力は小さいが、比較的低風速の風で振動が発生し、取付部の疲労損傷の原因となることがある。したがって、特に細長い吊材や支柱では、架橋地点における風の特性を勘案して、「道路橋耐風設計便覧」（日本道路協会）⁷⁾等に述べる方法を適用し、振動が発生する風速及び振動によって発生する応力を計算し、必要に応じて振動に対する対策を考える必要がある。制振対策としては、曲げ剛性を大きくする、表面にロープを巻きつけたり突起物をつける、吊材をワイヤーなどで相互に連結する等の耐風対策が考えられる。</p> <p>なお、端部の結合条件を剛にすれば発振風速を高くすることができるが、この場合には取付部の曲げ応力も大きくなるので注意が必要である。</p> <p>16.6 アーチ構造の限界状態 1</p> <p>アーチ構造は、アーチ構造を構成する各部材等の限界状態 1 を超えないとみなせる場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</p> <p>アーチ構造は、アーチリブに座屈が生じることがなく、また、各部材が限界状態 1 を超えない場合は、アーチ構造としての応答が弾性範囲を超えないと考慮してよく、アーチ構造として限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされている。</p> <p>アーチリブは、水平反力によって大きな軸方向圧縮力を受ける部材であり、その設計にあたっては、応力度や断面耐力の照査の他に、面内及び面外方向の座屈に対する安全性を確かめる必要がある。ここでいうアーチリブの座屈には、幾何学的非線形挙動、鋼材の応力とひずみの関係の非線形性による断面剛性の低下等による材料非線形的な挙動を含めて考えている。</p> <p>アーチ構造を構成する各部材が、いずれも限界状態 1 を超えないと全体座屈に対しても余裕があり、可逆性は失っていないとみなせる。</p>

改定案 (16章)	現行	備考
<p>16.7 アーチ構造の限界状態 3</p> <p>16.7.1 アーチ構造</p> <p>(1) アーチ構造は、アーチ構造を構成する各部材等の限界状態 3 を超えないとみなせるとともに、16.7.2、並びに(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> <p>(2) 16.3の規定により変位の影響を考慮するアーチ系橋では、荷重の増加に対して安全となるようにする。</p> <p>(3) 死荷重及び衝撃を含む活荷重の特性値に1.7を乗じた荷重により生じる応力度が、式(16.7.1)を超えない。</p> $\sigma_u = \left. \begin{array}{l} \sigma_{yk} \quad (\text{引張応力の場合}) \\ \rho_{crit} \sigma_{yk} \quad (\text{圧縮応力の場合}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (16.7.1)$ <p>ここに、</p> <p>σ_{yk} : 4.1.2に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)</p> <p>ρ_{crit} : 5.4.1, 5.4.2 及び 5.4.3 に示す局部座屈の影響を考慮した特性値の補正係数</p> <p>(1) アーチ構造として、<u>面内座屈又は面外座屈により面外変形が生じ最大強度に至る状態を限界状態 3 ととらえている。</u>(2)及び(3)は、<u>面内座屈により限界状態 3 を超えないとみなせる条件を規定しており、16.7.2は面外座屈により限界状態 3 を超えないとみなせる条件を規定している。</u>このとき、これらのアーチ構造に関する限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足する必要がある。アーチ構造を構成する部材も、5章及び9章の限界状態 3 に関する関連規定を満足している必要がある。。</p> <p>(2)16.3の規定により変位の影響を考慮するアーチ系橋では、断面力は荷重に対して線形ではないため、<u>3.2.1に規定する永続作用支配状況、変動作用支配状況、偶発作用支配状況のそれぞれの作用の組合せに対する耐荷力照査だけでは荷重の増加に対して所定の安全率が確保されないことが考えられる。</u>このため、<u>降伏応力が生じるレベルの荷重に対して耐荷性能が確保される主旨で条文のように定められたものである。</u></p> <p>(3)アーチ構造の面内座屈に対する耐荷力は、条文に定めた降伏点、局部座屈のほか、塑性ヒンジの形成、材料の非線形性、初期変形や残留応力等多くの要因に影響される。しかしながら多くの試算例によれば、条文に規定している照査により、アーチ構造の耐荷力を安全側に精度よく評価することができるので、設計を簡略化できるようにこのように定められたものである。</p>	<p>14.6 終局強度の照査</p> <p>(1) 14.3の規定により変位の影響を考慮するアーチ橋では、荷重の増加に対して安全になるようにしなければならない。</p> <p>(2) 死荷重の1.7倍及び衝撃を含む活荷重の1.7倍によって生じる応力度が、式(14.6.1)に示す応力度σ_uを超えない場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> $\sigma_u = \left. \begin{array}{l} 1.7\sigma_{ta} \quad (\text{引張応力の場合}) \\ 1.7\sigma_{crit} \quad (\text{圧縮応力の場合}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.6.1)$ <p>ここに、</p> <p>σ_{ta} : 表-3.2.2.1に示す許容軸方向引張応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_{crit} : 表-4.2.2, 表-4.2.3 及び表-4.2.5に示す局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)</p> <p>14.3の規定により非線形性を考慮するアーチ橋では、断面力は荷重に対して線形ではないため、設計荷重時のみの照査では荷重に対して所定の安全率が確保されないことが考えられる。このため、少なくとも設計荷重の1.7倍の荷重に対して終局強度が確保される趣旨で条文のように定められたものである。</p> <p>アーチの終局強度は、条文に定めた降伏点、局部座屈のほか、塑性ヒンジの形成、材料の非線形性、初期変形や残留応力等多くの要因に影響される。しかしながら多くの試算例によれば、条文に規定している照査により、アーチの終局強度を安全側に精度よく評価することができるので、設計を簡略化するためにこのように定められたものである。</p>	

改定案 (16章)

現行

備考

条文に規定している照査を行う場合、活荷重の載荷状態は一般に次に示す2つの場合を考慮すればよい。側径間がある場合等について、下記に準じて載荷方法を検討するのがよい。ただし、この場合の等分布活荷重 p_1 は曲げモーメントを算出する場合の値を用いる。

- 1) 等分布活荷重 p_2 をアーチ支間の全長にわたって載荷し、かつ等分布活荷重 p_1 をアーチ支間の中央に載荷する場合
- 2) 等分布活荷重 p_2 をアーチ支間の片側半分に載荷し、かつ等分布活荷重 p_1 をアーチ支間の1/4点付近に載荷する場合

降伏応力が生じるレベルの荷重に対する変位の影響を考慮した応力度の算出方法として、16.3の解説で述べた線形化理論を用いてもよい。このとき導入する初期軸方向力としては、降伏応力が生じるレベルの荷重による軸力となる。この方法によると、変位の影響を考慮した影響線を用いて終局時の最大断面力が求められるので、上記2つの活荷重の載荷状態に限らず、より厳密な照査が行える。

本規定は、アーチ構造全体として変位の影響がある場合に荷重の増加に対して所定の安全余裕を確保するために、これまでの示方書における照査基準を踏襲して規定されたものである。

16.7.2 アーチ構造の面外座屈

- (1) 主構間隔が支間に比べて小さいアーチ系橋は、面外座屈に対して安全であることを照査しなければならない。
- (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 3.5(9)の規定に従い、アーチ構造の面外座屈を設計するにあたっては、図-16.7.1に示す載荷状態について荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮して照査するのを原則とする。ただし、等分布活荷重 p_1 は曲げモーメントを算出する場合の値を用いる。

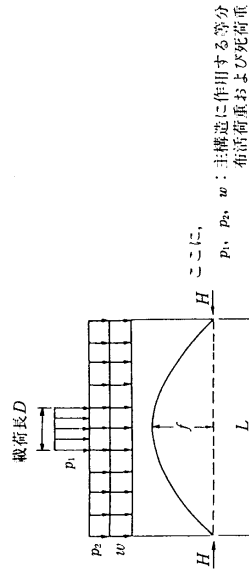


図-16.7.1 面外座屈の照査に用いる載荷状態

- (4) アーチ軸線が鉛直面内にあって対称な放物線をなし、部材がほぼ等高のアー

条文に規定している照査を行う場合、活荷重の載荷状態は一般に次に示す2つの場合を考慮すればよい。側径間がある場合等について、下記に準じて載荷方法を検討するのがよい。ただし、この場合の等分布活荷重 p_1 は曲げモーメントを算出する場合の値を用いる。

- 1) 等分布活荷重 p_2 をアーチ支間の全長にわたって載荷し、かつ、等分布活荷重 p_1 をアーチ支間の中央に載荷する場合
- 2) 等分布活荷重 p_2 をアーチ支間の片側半分に載荷し、かつ、等分布活荷重 p_1 をアーチ支間の1/4点付近に載荷する場合

1.7倍した設計荷重に対する変位の影響を考慮した応力度の算出方法として、14.3の解説で述べた線形化理論を用いてもよい。このとき導入する初期軸力としては、設計荷重による軸力を1.7倍したものとなる。この方法によると、14.3の設計荷重時の解析と同様に、変位の影響を考慮した影響線を用いて終局時の最大断面力が求められるので、上記2つの活荷重の載荷状態に限らず、より厳密な照査が行える。

14.4 アーチの面外座屈

- (1) 主構間隔が支間に比べて小さいアーチ橋は、面外座屈に対して安全であることを照査しなければならない。
- (2) (3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) アーチの面外座屈は、図-14.4.1に示す載荷状態について照査するのを原則とする。ただし、等分布活荷重 p_1 は曲げモーメントを算出する場合の値を用いる。

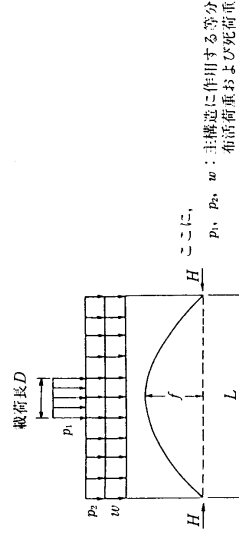


図-14.4.1 面外座屈の照査に用いる載荷状態

- (4) アーチ軸線が鉛直面内にあって対称な放物線をなし、部材がほぼ等高のアー

改定案 (16章)

一手で、横構と対傾構が15.4の規定に準じて設けられている場合には、アーチの面外座屈の照査は、式(16.7.2)によってよい。

$$\frac{H}{A_g} \leq \alpha \sigma_{cul} \dots \dots \dots (16.7.2)$$

ここに、

- H : 図-16.7.1に示す載荷によって片側アーチ部材に作用する軸方向力の水平成分 (kN)
- A_g : 片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m²)
- σ_{cul} : 片側アーチ部材のL/4点の5.4.4に規定する軸方向圧縮応力度の制限値 (kN/m²)。ただし、有効座屈長 (m) 及び断面二次半径 (m) は(5)による。
- α : アーチリブの面外座屈に対する補正係数0.7とする。

(5) (4)に規定する照査における有効座屈長 l 及び断面二次半径 r はそれぞれ式(16.7.3)による。

$$l = \varphi \beta_z L$$

$$r = \sqrt{\left\{ I_z + A_g \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right\} / A_g} \dots \dots \dots (16.7.3)$$

ここに、

- I_z : 片側アーチ部材の鉛直軸のまわりの断面二次モーメントの平均値 (m⁴)
- A_g : 片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m²)
- b : アーチ軸線の間隔 (m)
- β_z : 表-16.7.1に示す値。なお、f/L の中間の値に対しては直線的に補間してよい。

表-16.7.1 β_z の値

断面	ライズ比 f/L				
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40
I _z = 一定	0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
I _z (x) = I _{z,c} / cos φ _x	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86



現行

一手で、横構と対傾構が13.5の規定に準じて設けられている場合は、アーチの面外座屈の照査は、式(14.4.1)によってよい。

$$\frac{H}{A_g} \leq 0.85 \sigma_{ca} \dots \dots \dots (14.4.1)$$

ここに、

- H : 図-14.4.1に示す載荷によって片側アーチ部材に作用する軸方向力の水平成分 (kN)
- A_g : 片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m²)
- σ_{ca} : 片側アーチ部材のL/4点の3.2.1に規定される許容軸方向圧縮応力度 (kN/m²)。ただし、有効座屈長 (m) 及び断面二次半径 (m) は(5)の規定による。

(5) (4)に規定する照査における有効座屈長 l 及び断面二次半径 r はそれぞれ式(14.4.2)による。

$$l = \varphi \beta_z L$$

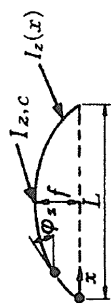
$$r = \sqrt{\left\{ I_z + A_g \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right\} / A_g} \dots \dots \dots (14.4.2)$$

ここに、

- I_z : 片側アーチ部材の鉛直軸のまわりの断面二次モーメントの平均値 (m⁴)
- A_g : 片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m²)
- b : アーチ軸線の間隔 (m)
- β_z : 表-14.4.1に示す値。なお、f/L の中間の値に対しては直線的に補間してよい。

表-14.4.1 β_z の値

断面	ライズ比 f/L				
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40
I _z = 一定	0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
I _z (x) = I _{z,c} / cos φ _x	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86



(i) 下路補剛アーチ φ = 1 - 0.35k

改定案 (16章)

$I_z = \text{一定}$	0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
$I_z(x) = I_z \cos^2 \varphi$	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86

- φ : (i)から(iii)に規定する値
 (i) 下路補剛アーチ $\varphi=1 - 0.35k$
 (ii) 上路補剛アーチ $\varphi=1 + 0.45k$
 (iii) 中路補剛アーチ $\varphi=1$
 k : 図-16.7.1の載荷状態において吊材又は支柱が分担する荷重の全荷重に対する比の値。ただし、上路補剛アーチで、アーチと補剛桁をアーチクラウンで剛結しない場合は、 $k=1$ とする。

(6) 3.5(9)の規定に従い、構造全体系の線形固有値解析を行って面外座屈に対する固有値を算出する場合には、(4)及び(5)にかかわらず、式(16.7.4)からアーチリブ各断面の有効座屈長を求めるとともに、この有効座屈長を基に5.4.4に規定する軸方向圧縮応力度の制限値を算出し、式(16.7.5)によりアーチリブ各断面の作用圧縮応力度を照査してもよい。

$$l_{ei} = \pi \sqrt{\frac{EI_i}{\lambda_{out} N_i}} \dots\dots\dots (16.7.4)$$

$$N_i / A_i \leq \alpha \sigma_{ca} \dots\dots\dots (16.7.5)$$

- ここに、
 λ_{out} : 固有値
 l_{ei} : 断面*i*の有効座屈長 (m)
 E : ヤング率 (kN/m²)
 I_i : 断面*i*の鉛直軸回りの断面二次モーメント (m⁴)
 N_i : 断面*i*の作用軸力 (kN)
 A_i : 断面*i*の断面積 (m²)
 α : アーチリブの面外座屈に対する補正係数で0.7とする。
 σ_{ca} : 式(16.7.4)の有効座屈長をもとに5.4.4によって算出した軸方向圧縮応力度の制限値

このとき、線形固有値解析の荷重としては荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した死荷重と活荷重を考慮し、活荷重はアーチリブ軸方向力が最大となるように載荷する。このときの活荷重は、着目断面ごとに變化させる必要は

現行

- (ii) 上路補剛アーチ $\varphi=1+0.45k$ $\dots\dots\dots$ (14.4.3)
 (iii) 中路補剛アーチ $\varphi=1$
 k : 図-14.4.1の載荷状態において吊材又は支柱が分担する荷重の全荷重に対する比の値。ただし、上路補剛アーチで、アーチと補剛桁をアーチクラウンで剛結しない場合は、 $k=1$ とする。

(6) 構造全体系の線形固有値解析を行って面外座屈に対する固有値を算出する場合には、(4)及び(5)の規定にかかわらず、式(14.4.4)からアーチリブ各断面の有効座屈長を求めるとともに、この有効座屈長を基に3.2.1に規定される許容軸方向圧縮応力度を算出し、式(14.4.5)によりアーチリブ各断面の作用圧縮応力度を照査してもよい。

$$l_{ei} = \pi \sqrt{\frac{EI_i}{\lambda_{out} N_i}} \dots\dots\dots (14.4.4)$$

$$N_i / A_i \leq 0.85 \sigma_{ca} \dots\dots\dots (14.4.5)$$

- ここに、
 λ_{out} : 固有値
 l_{ei} : 断面*i*の有効座屈長 (m)
 E : ヤング率 (kN/m²)
 I_i : 断面*i*の鉛直軸回りの断面二次モーメント (m⁴)
 N_i : 断面*i*の作用軸力 (kN)
 A_i : 断面*i*の断面積 (m²)
 σ_{ca} : 式(14.4.4)の有効座屈長を基に3.2.1によって算出した許容軸方向圧縮応力度 (kN/m²)

このとき、線形固有値解析の荷重としては死荷重と活荷重を考慮し、活荷重はアーチリブ軸力が最大となるように載荷する。このときの活荷重は、着目断面ごとに變化させる必要はなく、通常であれば図-14.4.1に示す状態で

改定案（16章）

なく、通常であれば図-16.7.1に示す状態であり。

(1) 幅員が狭く支間が大きいアーチ系橋では、構造系全体がアーチ面外方向に横倒れ座屈を起すおそれがあることを踏まえ、設けられた規定である。支間・ライズ比が約6以上で、十分な横構、対傾構及び橋門構を備えたアーチ系橋で、支間・主構間隔比が約20以下のアーチ系橋では、一般に完成系に対する面外座屈の照査は不要である。下路式アーチ橋及び中路式アーチ橋については、横構、対傾構等が十分でない場合があるので注意する必要がある。

上路補剛アーチでは、全体横倒れ座屈を防止するために、アーチと補剛桁をアーチクラウンで剛結することが効果的である。また、アーチ部材端部は、ねじりに対して十分な剛度をもつように設計する必要がある。

(3) (4) (5) 一般的な構造をもつアーチ系橋に対して、面外座屈の近似的な照査方法を示したものである。これまでの示方書での規定を踏襲し、照査での荷重状態はI編 3.3の規定によらず、死荷重と活荷重の組合せとしている（図-16.7.1）。照査では、これまでの示方書による場合と同程度の安全余裕を有するように、荷重係数を考慮し算出した軸方向力の水平成分と5.4.4に規定する軸方向圧縮応力度の制限値を基に算出した軸方向力の水平成分の制限値を用いることとされた。死荷重及び活荷重この照査方法は種々の仮定に基づくものであり、特に、十分な横構がアーチリブ全長にわたって配置されていることが前提であるため、橋門構による開口部がある場合や横構の剛性が不十分な場合等、条文中に示した条件を満たさないアーチ系橋については、(6)による照査を行う必要がある。

アーチの両端が面外に回転しないように拘束された等断面の対称な放物線アーチに、等分布荷重 q を満載した場合、面外座屈に関する限界水平力 H_{cr} は、式(解 16.7.1)で与えられる。

$$H_{cr} = \gamma \frac{EI_z}{L^2} \dots \dots \dots \text{(解16.7.1)}$$

ここに、 γ は面外座屈に対する座屈係数である（図-解 16.7.1）。

このアーチと等しい断面をもつ柱の耐荷力は、式(解 16.7.2)で与えられる。

$$H_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{L^2} \dots \dots \dots \text{(解16.7.2)}$$

アーチの耐荷力を求める場合に、アーチの支間長 L を柱としての有効座屈長 l に置き換えて、式(解 16.7.1)ではなく柱として式(解 16.7.2)により耐荷力を求められれば便利である。すなわち、2式を等値して有効座屈長として次式を得る。

$$l = \beta_2 \cdot L = \left(\frac{\pi}{\sqrt{\gamma}} \right) \cdot L \dots \dots \dots \text{(解16.7.3)}$$

式(16.7.3)は、この有効座屈長を表したものであり、有効座屈長を用いた場合、軸方向

現行

よい。

(1) 幅員がせまき支間が大きいアーチ橋では、構造系全体がアーチ面外方向に横倒れ座屈を起すおそれがあるため、照査規定を設けている。支間・ライズ比が約6以上で、十分な横構、対傾構、橋門構を備えたアーチ橋で、支間・主構間隔比が約20以下のアーチ橋では、一般に完成系に対する面外座屈の照査は不要である。下路式アーチ橋及び中路式アーチ橋については、横構、対傾構等が十分でない場合があるので注意を要する。

上路補剛アーチでは、全体横倒れ座屈を防止するために、アーチと補剛桁をアーチクラウンで剛結することが効果的である。また、アーチ部材端部は、ねじりに対して十分な剛度をもつように設計することが必要である。

(3) (4) (5) 一般的な構造をもつアーチ橋に対して、面外座屈の近似的な照査方法を示したものである。この照査方法は種々の仮定に基づくものであり、特に、十分な横構がアーチリブ全長にわたって配置されていることが前提であるため、橋門構による開口部がある場合や横構の剛性が不十分な場合等、条文中に示した条件を満たさないアーチ橋については、(6)による照査を行う必要がある。

アーチの両端が面外に回転しないように拘束された等断面の対称な放物線アーチに、等分布荷重 q を満載した場合、面外座屈に関する限界水平力 H_{cr} は、式（解 13.4.1）で与えられる。

$$H_{cr} = \gamma \frac{EI_z}{L^2} \dots \dots \dots \text{(解 14.4.1)}$$

ここに、 γ は面外座屈に対する座屈係数である（図-解 14.4.1）。

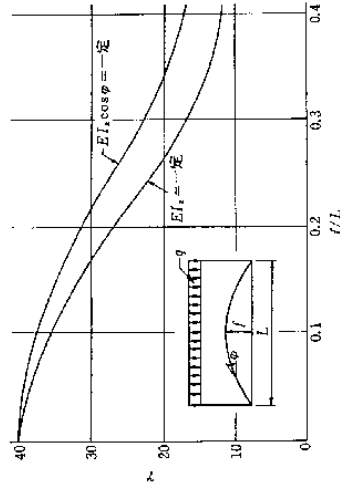


図-解 14.4.1 面外座屈パラメータ γ

このアーチと等しい断面をもつ柱の耐荷力は、式（解 14.4.2）で与えられる。

改定案 (16章)

圧縮応力度の制限値は5.4.4に定めた $\sigma_{\text{容}}$ を用いることができる。ただし、面外座屈に対する安全率 γ を2.0とするために、荷重組合せ係数及び荷重係数による荷重増加分を考慮し右辺に補正係数を乗じてある。

アーチリブを平行に配列したアーチで横構と対傾構とが15.4に従って設けられている場合は、面外座屈に対する曲げ剛性は式(16.7.3)に示すようにとることになっている。

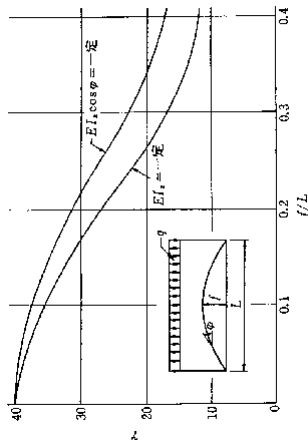


図-解 16.7.1 面外座屈パラメータ γ

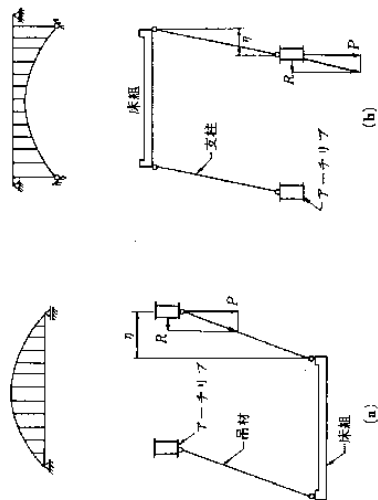


図-解 16.7.2 面外座屈時の吊材・支柱の作用

なお、式(16.7.3)の ϕ 値は面外座屈における荷重の作用方向の影響を補正するための係数である。まず、図-解16.7.2(a)に示すように床組がアーチリブの下側に取付けられている場合は、変形 η を戻そうとする反力 R が作用し、座屈荷重は吊材のないものより40%以上増大する。

一方、図-解16.7.2(b)に示すように床組がアーチリブの上部にある場合は、座屈時の変形 η を大きくさせようとする反力 R が作用し、座屈荷重は支柱のないものより25~40%程度低くなるということが明らかにされている。DIN 4114 (1952年)では、これらの補正を行っ

現行

$$H_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{l^2} \dots \dots \dots \text{(解 14.4.2)}$$

アーチの耐荷力を求める場合に、アーチの支間長 l を柱としての有効座屈長 l におきかえて、式(解14.4.1)ではなく柱として式(解14.4.2)により耐荷力を求められれば便利である。すなわち、2式を等値して有効座屈長として次式を得る。

$$l = \beta_2 \cdot L = \left(\frac{\pi}{\sqrt{\gamma}} \right) \cdot L \dots \dots \dots \text{(解 14.4.3)}$$

式(14.4.2)は、この有効座屈長を表したものであり、有効座屈長を用いた場合、許容応力度は3.2.1に定めた $\sigma_{\text{容}}$ を用いることができる。ただし、面外座屈に対する安全率 γ を2.0と考えたために、右辺に係数1.7/2.0=0.85を乗じてある。

アーチリブを平行に配列したアーチで横構と対傾構とが13.5に従って設けられている場合は、面外座屈に対する曲げ剛性は式(14.4.2)に示すようにとることになっている。

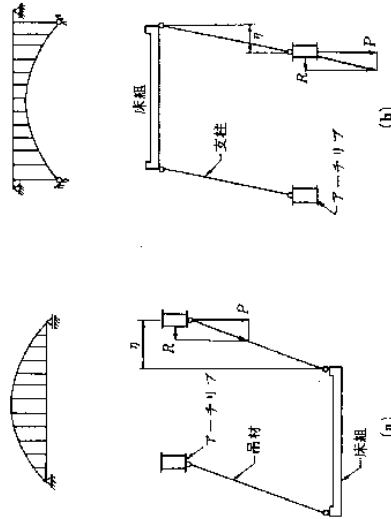


図-解 14.4.2 面外座屈時の吊材・支柱の作用

なお、式(14.4.2)の ϕ 値は面外座屈における荷重の作用方向の影響を補正するための係数である。まず、図-解14.4.2(a)に示すように床組がアーチリブの下側に取付けられている場合は、変形 η を戻そうとする反力 R が作用し、座屈荷重は吊材のないものより40%以上増大する。

一方、図-解14.4.2(b)に示すように床組がアーチリブの上部にある場合は、座屈時の変形 η を大きくさせようとする反力 R が作用し、座屈荷重は支柱のないものより25~40%程度低くなるということが明らかにされている。DIN 4114 では、これらの補正を行っ

備考

改定案 (16章)	現行	備考
<p>しており、これらも参考に、式(16.7.3)のϕを定めている⁹⁾。</p> <p>上路補剛アーチでは、全体横倒れ座屈を防止するために、アーチと補剛桁をアーチクラウンで剛結することが効果的である。また、アーチ部材端部は、ねじりに対して十分な剛度をもつように設計する必要がある。</p> <p>(6) アーチ橋の面外の有効座屈長は、構造形式や支持条件により異なるために、(4)及び(5)の規定で全てを一義的に決定することは困難であり、より一般性のある全体構造系に関する線形固有値解析により有効座屈長を決定する方法も規定している。この方法によると、厳密な有限変位弾塑性解析を行った場合と比較的良好な強度評価を与えることが明らかになっていく⁹⁾。</p> <h3>16.8 防せい防食</h3> <p>アーチ構造の設計にあたっては、6章及び7章の規定による他、アーチ部材と吊材等の接合部、及び、やむを得ずコンクリート中に部材を埋め込む場合の埋込み部等に発錆や防食機能の低下が生じないように配慮しなければならぬ。また、閉断面の場合は内部に滞水が生じないように、防せい防食処理の施工や排水に配慮しなければならぬ。</p> <p>アーチ部材と吊材等の各部材の接合部及びコンクリート埋め込み部における発錆と防食機能の劣化による断面欠損、部材の破断の事例が報告されている。こうした損傷は、疲労亀裂の誘発、ひいては部材の破壊や破断といったさらに大きな損傷や、ひいては落橋等の深刻な事態にもつながる可能性があり注意が必要である。また、排水が構造体に飛散して錆が生じる事例もあり、排水の設計にも配慮する必要がある。アーチを構成する鋼部材のコンクリート埋め込み部において、鋼部材との境界部から水が浸入し、境界部周辺において局所的に腐食するおそれがあるため、鋼部材をコンクリート部から切り離す等の構造上の配慮も行う必要がある。閉断面アーチリブ部材は、継手からの雨水の浸透、気温の変化による結露等によって、長年の間にかんまりの滞水を生じることがある。これらを完全に防ぐのは困難であるため、維持管理の方法も含めて構造細目に十分注意する必要がある。なお、滞水の中には架設時の不注意によるものもあるので、この点にも注意する必要がある。</p> <p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 平井敦：鋼橋Ⅲ，技報堂，1967 2) Column Research Committee of Japan：Handbook of Structural Stability，コロナ社，1971 3) Kunio OMORI and Nobuo NISHIMURA：Buckling Coefficients of Deck Arches with 	<p>こでもそれを準用して、式(14.4.3)のように定めている⁹⁾。</p> <p>上路補剛アーチでは、全体横倒れ座屈を防止するために、アーチと補剛桁をアーチクラウンで剛結することが効果的である。また、アーチ部材端部は、ねじりに対して十分な剛度をもつように設計することが必要である。</p> <p>(6) アーチ橋の面外の有効座屈長は、構造形式や支持条件により異なるために、(4)及び(5)の規定で全てを一義的に決定することは困難であり、より一般性のある全体構造系に関する線形固有値解析により有効座屈長を決定する方法も規定している。この方法によると、厳密な有限変位弾塑性解析を行った場合と比較的良好な強度評価を与えることが明らかになっていく⁹⁾。</p> <p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 平井敦：鋼橋Ⅲ，技報堂，1967 2) Column Research Committee of Japan：Handbook of Structural Stability，コロナ社，1971 3) Kunio OMORI, Nobuo NISHIMURA：Buckling Coefficients of Deck Arches with 	

備考	現行	改定案（16章）
	<p>Continuous Stiffening Girder, Technology Report of the OSAKA University, Vol. 44, No. 2195, 1994. 10</p> <p>4) 尾下里治, 大森邦雄: 線形化有限変位理論によるアーチ橋の設計法の提案, 構造工学論文集, Vol. 44A, 1998. 3</p> <p>7) (社) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 2008. 1</p> <p>5) DIN 4114, 1952</p> <p>6) 崎元達郎, 坂田力, 小堀俊之: 弾性固有値解を用いた有効長さ手法による鋼アーチ系橋梁の弾塑性性面外座屈強度の算定, 構造工学論文集, Vol. 37A, 1991. 3</p>	<p>Continuous Stiffening Girder, Technology Report of the OSAKA University, Vol. 44, No. 2195, 1994. 10.</p> <p>4) 尾下里治, 大森邦雄: 線形化有限変位理論によるアーチ橋の設計法の提案, 構造工学論文集, Vol. 44A, 1998. 3</p> <p>5) (社) 日本道路協会: 鋼道路橋耐風設計便覧, 2008. 1</p> <p>6) DIN 4114, 1952.</p> <p>7) 崎元達郎, 坂田力, 小堀俊之: 弾性固有値解を用いた有効長さ手法による鋼アーチ系橋梁の弾塑性性面外座屈強度の算定, 構造工学論文集, Vol. 37A, 1991. 3</p>

新旧対比表

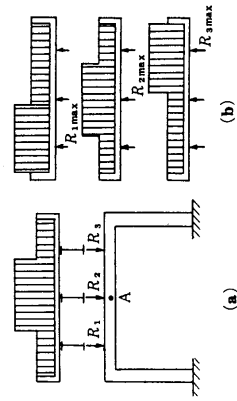
II 鋼橋・鋼部材編	現行	備考
<p style="text-align: center;">改定案（17章）</p> <p style="text-align: center;">17章 ラーメン構造</p> <p>17.1 適用の範囲</p> <p>この章は、ラーメン構造を用いた上部構造及び橋脚の設計に適用する。</p> <p>この章については、具体的な数値をあげて適用の範囲を示すことは特にしていないが、この章の各条文を定めるにあたり極端な事例は念頭に置かれていない。特にラーメン構造では形状的要素の影響が強いので、通常のラーメンの概念を大きく超える場合、例えば、張出長が大きい場合、高さが非常に高い場合、長さ、断面等の寸法比、剛度比が非常に大きい場合等には、別途十分に検討を行う必要がある。また、鋼桁の設計に固有な事項についてはこの編の13章によるほか、橋脚としての設計についてはIV編、鋼製橋脚の耐震設計に関しては、V編9章及び関連する規定による。</p> <p>なお、鋼製の上部構造とコンクリートの下部構造による一体構造のように、鋼部材とコンクリート部材の接合部を有する構造形式の設計については、9.13に要求性能を規定しているが、具体的な照査についてはこの章では規定していない。適用にあたっては、構造特性を適切に評価するとともに、橋の要求性能を考慮して構造各部の性能検証を行う必要がある。これらの構造のうち、橋台部ジョイントレス構造に関してはIV編7.8の規定による。</p> <p>17.2 一般</p> <p>17.2.1 設計の基本</p> <p>(1) 部材の設計については5章、接合部の設計については9章の規定による。 (2) 垂直応力度とせん断応力度が作用するラーメン部材の設計にあたっては、これらの組合せに対して安全となるようにしなければならない。 (3) ラーメン構造は全体座屈に対して安全となるように設計しなければならない。</p>	<p style="text-align: center;">16章 ラーメン構造</p> <p>16.1 適用の範囲</p> <p>この章は、ラーメン構造を用いた上部構造及び橋脚の設計に適用する。</p> <p>この節では具体的な数値をあげて適用の範囲を示すことは特にしていないが、この章の各条文を定めるにあたり極端な事例は念頭に置いていない。特にラーメン構造では形状的要素の影響が強いので、通常のラーメンの概念を大きくこえる場合、例えば、張出長が大きい場合、高さが非常に高い場合、長さ、断面等の寸法比、剛度比が非常に大きい場合等には、安易にこの章に準拠するのではなく、十分に検討を行うことが望ましい。また、鋼製橋脚の耐震設計に関しては、耐震設計編による。</p> <p>なお、鋼製の上部構造とコンクリートの下部構造による一体構造のように、鋼部材とコンクリート部材の接合部を有する構造形式の設計については本章では規定していない。適用にあたっては、構造特性を適切に評価するとともに、橋の要求性能を考慮して構造各部の性能検証を行う必要がある。これらの構造のうち、橋台部ジョイントレス構造に関しては下部構造編に今回の改定で規定されたところであり、接合部の設計については下部構造編による。</p>	

17.2.2 ラーメン橋脚の設計に用いる活荷重及び衝撃

- (1) ラーメン橋脚の設計にあたっては、上部構造反力を適切に考慮し、その影響に対して安全となるようにしなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ラーメン橋脚を設計する場合、活荷重は上部構造の支点反力が着目点に対して最も不利となるように、上部構造に載荷することを原則とする。ただし、T形ラーメンを除く他のラーメン橋脚を設計する場合は、着目点に対する影響線の符号が同一となるように作用する上部構造の活荷重最大支点反力を用いてよい。
- (4) ラーメン橋脚の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃を考慮する。

(3) この条文は構造計算の基本原則を示したものである。しかし、上部桁の格子分配を考慮する場合、非対称ラーメンの場合等は、原則に従って厳密な計算を行うことは困難になることが多いので、実用面で結果に大きな差がないと判断される慣用計算的な緩和条項を示している。例えば、図解 17.2.1(a)におけるA点の断面決定にあたり、本来ならば図解 17.2.1(a)に示す荷重状態で設計すべきところ、これを R_1 、 R_2 、 R_3 の代わりに近似的に図解 17.2.1(b)に示す R_{1max} 、 R_{2max} 、 R_{3max} の反力を用いて設計してもよい。

なお、T形ラーメンはこれによる危険側の設計となる場合もあり、単純にT形ラーメン全般に適用することができないので除外している。ただし、このような計算方法がT形ラーメン全てに適用できない訳ではないので、安全側の設計となる場合は、この緩和条項を準用することもできる。また、上部構造がラーメン橋脚上で連続構造でない場合、L荷重に含まれる等分布荷重 p_1 は1橋脚につき1組を考慮すればよい。



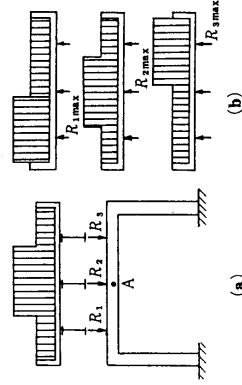
図解 17.2.1 ラーメン橋脚における活荷重の載荷方法

16.2 ラーメン橋脚の設計に用いる活荷重及び衝撃

- (1) ラーメン橋脚の設計にあたっては、上部構造反力を適切に考慮し、その影響に対して安全となるようにしなければならない。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) ラーメン橋脚を設計する場合、活荷重は上部構造の支点反力が着目点に対して最も不利となるように、上部構造に載荷することを原則とする。ただし、T形ラーメンを除く他のラーメン橋脚を設計する場合は、着目点に対する影響線の符号が同一となるように作用する上部構造の活荷重最大支点反力を用いてよい。
- (4) ラーメン橋脚の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃を考慮する。

(3) この節の前半は構造計算の基本原則を示したものである。しかしながら、上部桁の格子分配を考慮する場合、非対称ラーメンの場合等は、原則に従って厳密な計算を行うことはかなり困難になるので、実用面であまり結果に大きな差がないと判断される慣用計算的な緩和条項を示している。これは、例えば図解 16.2.1(a)におけるA点の断面決定にあたり、本来ならば図解 16.2.1(a)に示す荷重状態で設計すべきところ、これを R_1 、 R_2 、 R_3 の代わりに近似的に図解 16.2.1(b)に示す R_{1max} 、 R_{2max} 、 R_{3max} の反力を用いて設計してもよいことを意味するものである。

なおT形ラーメンはこれによる危険側の設計となる場合もあり、単純にT形ラーメン全般に適用することができないので除外している。ただし、このような計算方法をT形ラーメン全てに適用することを禁じている訳ではないので、安全側の設計となる場合は、この緩和条項を準用してもよい。また、上部構造がラーメン橋脚上で連続構造でない場合、L荷重に含まれる等分布荷重 p_1 は1橋脚につき1組を考慮すればよい。



図解 16.2.1 ラーメン橋脚における活荷重の載荷方法

改定案 (17章)	現行	備考
<p>17.2.3 風荷重</p> <p>(1) ラーメン構造の設計にあたっては、構造の特性に応じて適切に風荷重を考慮しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) ラーメン橋に作用する風荷重は、I編 8.17 に規定する上部構造に作用する風荷重とする。</p> <p>(4) ラーメン橋脚に作用する風荷重は、I編 8.17 に規定する下部構造に作用する風荷重とする。</p> <p>風荷重についてはI編 8.17に上部構造及び下部構造に作用する風荷重が規定されている。この項は、各々の適用範囲を明確にしたものである。すなわちラーメン橋の柱部は、下部構造と考えられないこともないが、構造系が比較的これに類似の上路リブアーチ橋が従来から上部構造として扱われていることもあり、全て上部構造として扱うこととしている。また、ラーメン橋脚は下部構造として取り扱うこととしている。</p> <p>17.2.4 基礎構造の影響</p> <p>鋼製のラーメン構造の設計において、基礎構造の回転及び相対移動が予想される場合は、その影響に留意しなければならない。</p> <p>ラーメン構造の設計においては、そのアンカー部を固定又は移動のないヒンジとして扱う場合が多い。しかし、基礎の沈下又は回転による影響が無視できないと考えられる場合には、これらについて留意しておく必要がある。</p> <p>17.2.5 ラーメン橋のたわみの照査</p> <p>ラーメン橋の衝撃を含まない活荷重による最大たわみは、式(17.2.1)を満足しなければならない。照査に用いるたわみの応答値の算出は、I編 8.2 に規定する活荷重の特性値としてよい。</p> $\delta \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots (17.2.1)$ <p>ここに、 δ : 活荷重 (衝撃を含まない) による最大たわみ (m) L : 支間長 (m) (図-17.2.1)</p>	<p>16.3 風荷重</p> <p>(1) ラーメン構造の設計にあたっては、設計対象となるラーメン構造の特性に応じて適切に風荷重を考慮しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) ラーメン橋に作用する風荷重は、共通編2.2.9に規定する上部構造に作用する風荷重とする。</p> <p>(4) ラーメン橋脚に作用する風荷重は、共通編2.2.9に規定する下部構造に作用する風荷重とする。</p> <p>風荷重については共通編 2.2.9 に上部構造及び下部構造に作用する風荷重が規定されている。この節は、おのおの適用範囲を明確にしたものである。すなわちラーメン橋の柱部は、下部構造と考えられないこともないが、構造系が比較的これに類似の上路リブアーチ橋が従来から上部構造として扱われていることもあり、全て上部構造として扱うこととしている。また、ラーメン橋脚は下部構造として取扱うこととしている。</p> <p>16.4 基礎構造の影響</p> <p>鋼製のラーメン構造の設計において、基礎構造の回転及び相対移動が予想される場合は、その影響に留意しなければならない。</p> <p>ラーメン構造の設計においては、そのアンカー部を固定又は移動のないヒンジとして扱う場合が多い。しかし、基礎の沈下又は回転による影響が無視できないと考えられる場合には、これらについて留意しておく必要がある。</p> <p>16.7 ラーメン橋のたわみ</p> <p>ラーメン橋の活荷重 (衝撃を含まない) による最大たわみは、式 (16.7.1) を満たさなければならない。</p> $\delta \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots (16.7.1)$ <p>ここに、 δ : 活荷重 (衝撃を含まない) による最大たわみ (m) L : 支間長 (m) (図-16.7.1参照)</p>	

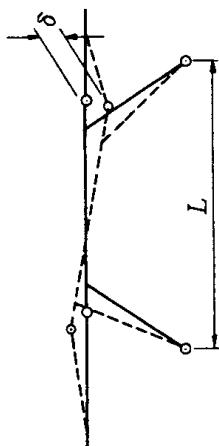


図-17.2.1 ラーメン橋のたわみ

この項は、3.8.2の規定に準拠してたわみの値を定め、基準となるLを与えたものである。たわみの規定は、従前から照査方法を含めて経験的に定められているものであることを踏まえ、1編の荷重組合せ係数及び荷重係数によらず、活荷重の特性値に対して算出した結果を用いることとされている。

なお、図-17.2.1ではδの例として隅角部におけるたわみを示しているが、δは必ずしも隅角部に生じるとは限らない。門形ラーメン橋では最大たわみδがはり中央部付近に生じる。条文中には、δを求める位置を明示していないことに注意する必要がある。また、図-17.2.1の例では隅角部は上方にも移動するが、連続桁のたわみを照査する場合と同様に、この項では、これを考慮する必要はない。

17.2.6 ラーメン橋脚のたわみの照査

主桁をラーメン橋脚で支える場合には、衝撃を含まない活荷重による最大たわみは、式(17.2.2)から式(17.2.6)を満足しなければならない。照査に用いるたわみの応答値の算出は、1編8.2に規定する活荷重の特性値としてよい。

$$(\delta_1 + \delta_2) \text{ 又は } (\delta_2 + \delta_3) \text{ のうち大きい方} \leq \frac{L_1 + L_2 + L_3}{500} \quad (17.2.2)$$

$$\text{図-17.2.2(a)の場合 } \delta_1 \leq \frac{L_1}{300} \dots\dots\dots (17.2.3)$$

$$\delta_3 \leq \frac{L_3}{300} \dots\dots\dots (17.2.4)$$

$$\text{図-17.2.2(b)の場合 } \delta_1 \leq \frac{L_1}{500} \dots\dots\dots (17.2.5)$$

$$\delta_3 \leq \frac{L_3}{500} \dots\dots\dots (17.2.6)$$

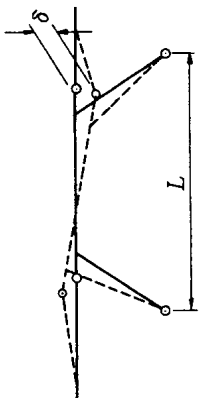


図-16.7.1 ラーメン橋のたわみ

この節は、2.3の規定に準拠してたわみの許容値を定め、基準となるLを与えたものである。

なお、図-16.7.1ではδの例として隅角部におけるたわみを示しているが、δは必ずしも隅角部に生じるとは限らない。門形ラーメン橋では最大たわみδがはり中央部付近に生じる。条文中には、δを求める位置を明示していないことに注意されたい。また、図-16.7.1の例では隅角部は上方にも移動するが、連続桁のたわみを照査する場合と同様に、この節では、これを考慮する必要はない。

16.8 ラーメン橋脚のたわみ

主桁をラーメン橋脚で支える場合、活荷重（衝撃を含まない）による最大たわみは次式を満足しなければならない。

$$(\delta_1 + \delta_2) \text{ 又は } (\delta_2 + \delta_3) \text{ のうち大きい方} \leq \frac{L_1 + L_2 + L_3}{500}$$

$$\dots\dots\dots (16.8.1)$$

$$\text{図-16.8.1(a)の場合 } \delta_1 \leq \frac{L_1}{300} \dots\dots\dots (16.8.2)$$

$$\delta_3 \leq \frac{L_3}{300} \dots\dots\dots (16.8.3)$$

$$\text{図-16.8.1(b)の場合 } \delta_1 \leq \frac{L_1}{500} \dots\dots\dots (16.8.4)$$

$$\delta_3 \leq \frac{L_3}{500} \dots\dots\dots (16.8.5)$$

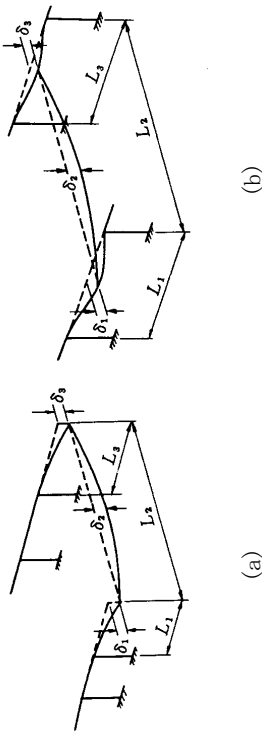


図-17.2.2 ラーメン橋脚のたわみ
 δ_1 , δ_3 : ラーメン横ばりの主桁の位置でのたわみ
 δ_2 : 主桁のたわみ

なお、式(17.2.2)から式(17.2.6)を満足する場合でも、上部構造の応力が δ_1 又は δ_3 によって無視し得ない影響を受けると考えられる場合は、主桁を弾性支承上のはりとして扱う解析モデルによる等の配慮をする。

ラーメン橋脚は、他の橋脚と比べ横ばりのたわみが大きく上に載る桁のたわみに近い量となる場合がある。したがって、ここでラーメン横ばりの最大たわみを規定している。その値としては、従来の桁のたわみ基準にならって、横ばりのみのたわみは $1/300$ 、横ばりと桁のたわみとの合計は $1/500$ としている。

たわみの規定は、従前から照査方法を含めて経験的に定められているものであることを踏まえ、I編の荷重組合せ係数及び荷重係数によらず、活荷重の特性値に対して算出した結果を用いることとされている。

なお、この場合のたわみ量には、ラーメン構造であるから、柱のたわみの影響は当然含まれる。

また、上部桁の構造形式によっては、ラーメンの剛度が荷重分配等に影響を及ぼすことがあるので、その点の注意を喚起している。

17.2.7 方づえラーメン橋の水平変位の影響

方づえラーメン橋の伸縮装置及び支承等の設計にあたっては、活荷重（衝撃を含む）による水平変位の影響を考慮する。

方づえのラーメン橋は、通常の鋼桁、トラス等と比べて活荷重による水平変位が非常に大きい。伸縮装置、側径間の支承等の設計に際しては、この影響を十分に考慮する必要がある

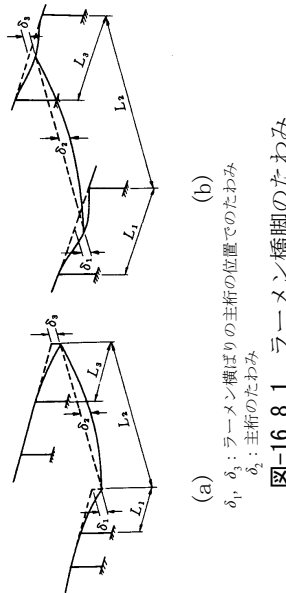


図-16.8.1 ラーメン橋脚のたわみ

なお、上式を満たす場合でも、上部構造の応力が δ_1 又は δ_3 によって無視し得ない影響を受けると考えられる場合は、主桁を弾性支承上のはりとして解く等の配慮をする。

ラーメン橋脚は、他の橋脚と比べ横ばりのたわみが大きく上に載る桁のたわみに近い量となる場合がある。したがって、ここでラーメン横ばりの最大たわみを規定している。その値としては、従来の桁のたわみ基準にならって、横ばりのみのたわみは $1/300$ 、横ばりと桁のたわみとの合計は $1/500$ としている。

なお、この場合のたわみ量には、ラーメン構造であるから、柱のたわみの影響は当然含まれる。

また上部桁の構造形式によっては、ラーメンの剛度が荷重分配等に影響を及ぼすことがあるので、その点の注意を喚起している。

16.9 方づえラーメン橋の水平変位の影響

方づえラーメン橋の伸縮装置及び支承等の設計にあたっては、活荷重（衝撃を含む）による水平変位の影響を考慮する。

方づえのラーメン橋は、通常の鋼桁、トラス等と比べて活荷重による水平変位が予想外に大きい。伸縮装置、側径間の支承等の設計に際しては、この影響を十分に考慮する必要がある

ため、このように定めている。

るためこのように定めている。

17.3 ラーメンの有効座屈長

ラーメンの有効座屈長 l は、特に厳密な計算を行わない場合は、表-17.3.1に示す値とする。

表-17.3.1 ラーメン柱の有効座屈長

座屈形式 部材(図)	面内座屈
1層の柱 (①~⑥)	$l=1.5h$: $k \leq 5$ $=\{1.5+0.04(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
2層以上の柱 (⑦~⑩)	$l=3.5h$: $k \leq 5$ $=\{3.5+0.2(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
1本足の柱 (⑨)	$l=1.9h$: $k \leq 5$ $=\{1.9+0.14(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
2層以上の1本足の柱 (⑩)	$l=2.0h$
	$l=2.2h$

ここに、

$$k = \frac{I_C/h}{I_B/L}$$

I_C : 柱の断面二次モーメントの平均値 (mm⁴)

I_B : はりの断面二次モーメントの平均値 (mm⁴)

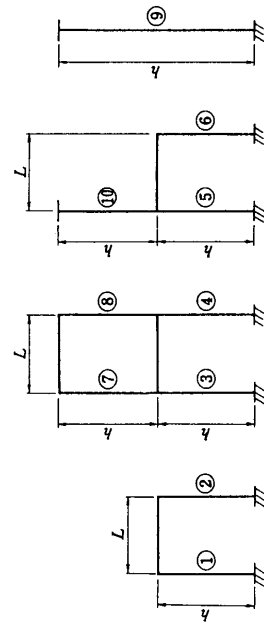


図-17.3.1 ラーメンの部材長

16.5.2 ラーメンの有効座屈長

ラーメンの有効座屈長 l は、特に厳密な計算を行わない場合は、表-16.5.1に示す値とする。

表-16.5.1 ラーメン柱の有効座屈長

座屈形式 部材(図-16.5.1)	面内座屈
1層の柱 (①~⑥)	$l=1.5h$: $k \leq 5$ $=\{1.5+0.04(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
2層以上の柱 (⑦~⑩)	$l=3.5h$: $k \leq 5$ $=\{3.5+0.2(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
1本足の柱 (⑨)	$l=1.9h$: $k \leq 5$ $=\{1.9+0.14(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
2層以上の1本足の柱 (⑩)	$l=2.0h$
	$l=2.2h$

ここに、

$$k = \frac{I_C/h}{I_B/L}$$

I_C : 柱の断面二次モーメントの平均値 (mm⁴)

I_B : はりの断面二次モーメントの平均値 (mm⁴)

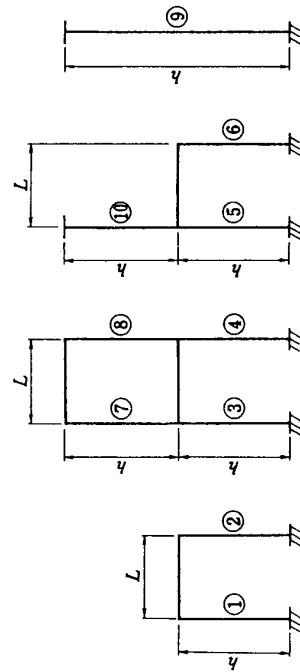


図-16.5.1 ラーメンの部材長

改定案（17章）	現行	備考
<p>ただし、構造全体系の弾性固値解析を行ってラーメンの有効座屈長を算出する場合には、この有効座屈長によってもよい。</p>	<p>ただし、構造全体系の弾性固値解析を行ってラーメンの有効座屈長を算出する場合には、この有効座屈長によってもよい。</p>	
<p>17.4 荷重集中点及び屈折部の補剛</p> <p>ラーメン構造の荷重集中点、フランジ又は腹板の屈折部等では、箱形断面の場合にダイアフラムを、I形断面の場合に補剛材をそれぞれ適切に設けて、応力を円滑に伝達できる構造にするとともに、断面の変形を防ぐことができる。</p>	<p>16.11 荷重集中点及び屈折部の補剛</p> <p>ラーメン部材の荷重集中点、フランジ又は腹板の屈折部等では、箱形断面の場合にダイアフラムを、I形断面の場合に補剛材をそれぞれ適切に設けて、力を円滑に伝達できる構造にするとともに、断面の変形を防ぐことができる。</p>	
<p>17.5 隅角部</p> <p>(1) 隅角部の設計にあたっては、横ばりの断面力を柱に円滑に伝達できるようにしなければならない。</p> <p>(2) 隅角部の設計では、良好な溶接品質が確保できる柱とはりを構成する板の組立方法としなければならない。</p> <p>(3) 隅角部の設計は、疲労耐久性にも留意するとともに、フランジの応力の伝達機構に留意し応力集中の影響を評価しなければならない。</p>	<p>16.10 隅角部</p> <p>隅角部における断面は、横ばりの断面力を柱に円滑に伝達できるように設計しなければならない。</p> <p>なお、隅角部の設計は、フランジ力の伝達機構に留意し応力集中の影響を評価して行うのがよい。</p>	
<p>隅角部が、横ばりの断面力を柱に円滑に伝達するためには、柱及び横ばりより先に限界状態 3 に達しないように設計する必要がある。特に、SBHS500(W)は降伏比が高いため、SBHS500(W)を隅角部に用いる場合、他の鋼材を隅角部に用いた場合と比較して降伏以降の耐力上昇が小さいことから、柱及び横ばりより先に限界状態 3 に達しないことを実験等により確認する必要がある。また、ラーメン隅角部においては、応力の方向が急変し、特に鋼構造は一般に薄肉構造であるため、応力の伝達機構が非常に複雑である。したがって、疲労に対する耐久性、フランジの応力の伝達方法、せん断遅れによる事柄について、十分な注意が必要である。隅角部の設計においては、有限要素解析や実験等により適切な事柄となる事柄について、十分な注意が必要である。隅角部の設計において支配的となる事柄については、有限要素解析や実験等によりその影響を評価するのがよい。</p> <p>隅角部のせん断遅れの影響の評価法が提案されているが³⁾、その評価法の根拠論文又は資料等に基づき、構造諸元、隅角部の形状等に関する各評価法の適用範囲を十分に把握した上で適用する必要がある。特に、複雑な形状の隅角部では、既往のせん断遅れ評価式では、隅角部の応力性状を適切に評価することは困難である。そのような場合には、実験又は妥当性の検証された弾塑性有限変位解析等の解析により、適切に応力を評価する必要がある。なお、隅角部の溶接部における応力集中を緩和させるために、柱とはりの角部の腹板にはフィレットを設けるなど細部構造に配慮する必要がある。</p> <p>また、組立時の作業性、特に溶接施工性が構造物の耐力や疲労強度に及ぼす影響も大き</p>	<p>ラーメン隅角部においては、力の方向が急変し、特に鋼構造は一般に薄肉構造であるため、力の伝達機構が非常に複雑である。したがって、フランジ力の伝達方法、せん断遅れによる応力集中の影響等、隅角部の設計において支配的となる事柄について、十分な注意が必要である。隅角部の設計において支配的となる事柄に対しては、有限要素解析や実験等によりその影響を評価するのがよい。なお、隅角部の溶接部における応力集中を緩和させるために、柱とはりの角部の腹板にはフィレットを設けるなど細部構造に配慮する必要がある。フィレットを設ける際には溶接施工が困難にならないように注意する必要がある。</p> <p>また、組立時の作業性、特に溶接施工性が構造物の耐力や疲労強度に及ぼす影響も大き</p>	

改定案（17章）	現行	備考
<p>17.6 支承部及びアンカー一部</p> <p>ラーメン構造の支承部及びアンカー一部は、作用する力を基礎構造へ十分に伝達できる構造としなければならない。</p> <p>一般にラーメン構造は、その柱基部等において、完全な固定又は水平・鉛直方向に固定するヒンジとなっていることを前提として設計されている。したがって、アンカー部の設計がラーメン構造全体の良否に大きく影響するので、このことについて注意を喚起するために設けられた規定である。</p> <p>ヒンジラーメン等において、鋼製支承を用いたヒンジ構造は、柱の曲げを介してはり部の曲げを低減する役割を果たしており、構造物全体の鉛直荷重に対する耐力に大きく影響する。また、アンカー部を有するラーメンについても、不静定次数や構造形状等によって違いはあるが、基部の耐力が構造全体の耐力に大きく影響するので、十分に配慮して設計することが必要である。更に、ラーメン構造の柱基部及びアンカー部については、この編によるほか、<u>V編9章</u>の規定による必要がある。</p>	<p>16.12 支承部及びアンカー一部</p> <p>ラーメン構造の支承部及びアンカー一部は、作用する力を基礎構造へ十分に伝達できる構造としなければならない。</p> <p>一般にラーメン構造は、その柱基部等において、完全な固定又は水平・鉛直方向に固定するヒンジとなっていることを前提として設計されている。したがって、アンカー部の設計がラーメン構造全体の良否に大きく影響するので、このことについて注意を喚起するためこの規定を設けている。</p> <p>ヒンジラーメン等において、鋼製支承を用いたヒンジ構造は、柱の曲げを介してはり部の曲げを低減する役割を果たしており、構造物全体の鉛直荷重に対する耐力に大きく影響する。また、アンカー部を有するラーメンについても、不静定次数や構造形状等によって違いはあるが、基部の耐力が構造全体の耐力に大きく影響するので、十分に配慮して設計することが必要である。さらに、ラーメン構造の柱基部及びアンカー部については、本編によるほか、<u>耐震設計編</u>の規定による。</p>	
<p>17.7 鋼製橋脚</p> <p>(1) 鋼製橋脚は、上部構造を確実に支持し、鋼製橋脚に作用する荷重に対して安全であるために、少なくとも1)から3)を満足しなければならない。</p> <p>1) 鋼製橋脚に作用する力を基礎構造物へ確実に伝達できる構造</p> <p>2) 脆性的な破壊が生じず、過度のたわみの発生を抑える構造</p> <p>3) 耐久性の高い構造</p> <p>(2) 鋼製橋脚の設計にあたっては、基礎構造物の影響を適切に考慮しなければならない。</p> <p>(3) この章及び19章の他、II編、IV編、V編の関連規定による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(1) 鋼製橋脚は、上部構造を確実に支持し、その力を確実に下部構造へ伝える非常に重要な役割をもつ構造物である。また、橋の設計供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動に対しても所要の耐力性能を有する等、鋼製橋脚は、上部構造及び鋼製橋脚自身に作用する荷重に対して安全性を確保する必要がある。さらに、近年、鋼製ラーメン</p>		

備考	現行	改定案（17章）
		<p>橋脚隅角部の疲労損傷例が報告され、その対策が講じられており、設計・製作時において疲労耐久性には十分配慮する必要がある。また、鋼製橋脚の構造細目や鋼製橋脚に使用する鋼材の材料特性によっては、脆性的な破壊を起す危険があるため、脆性的な破壊を起さないよう留意するとともに、過度のたわみの発生、防食等にも配慮して設計する必要がある。</p> <p>(2) 鋼製橋脚は都市内の軟弱地盤地帯に建設されることが多く、基礎の沈下又は回転による影響等、基礎構造の影響が無視できない場合も多いと考えられることから、鋼製橋脚の設計にあたっては、基礎構造物の影響も適切に考慮するものとされた。</p> <p>17.8 ラーメン構造の限界状態 1</p> <p>17.8.1 曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受けるラーメン構造の部材</p> <p>曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを同時に受けるラーメン構造の部材が、垂直応力度及びせん断応力度がともにそれぞれの制限値の45%以上の場合に、5.3.9の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントを同時に受けるラーメン構造の部材は、曲げモーメントによる直応力とせん断力によって面内にそれぞれの応力では降伏強度に達しない場合でも合成応力が作用することにより、降伏強度に達する可能性がある。その場合、部材が降伏すること、曲げ剛性の低下などが生じることになり、曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントに対する挙動のそれぞれに影響を与えることになる。したがって、曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを同時に受ける部材では、降伏に至る状態を限界状態1とみなし、von Mises の降伏条件による合成応力を基に降伏を超えないことにより評価してすることとされた。ラーメン構造では、これらがともに大きな値となる箇所が多いので、あらためて注意を喚起する意味でこの規定を設けている。</p> <p>17.8.2 ラーメン構造</p> <p>ラーメン構造が、17.9.2の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>ラーメン構造は、ラーメン構造の全体座屈によって耐荷力を失うとともに、各部材等が限界状態1に至った場合でも、ラーメン構造として不安定化する可能性もある。そのため、ラーメン構造に全体座屈が生じることなく、また、ラーメン構造を構成するはり、柱及び隅角部が限界状態1を超えない場合は、ラーメン構造としての応答が弾性範囲を超えないと考</p>

改定案（17章）	現行	備考
<p>よく、ラーメン構造として限界状態1を超えないとみなしてよいとされている。</p> <p>ラーメン構造に全体座屈が生じることがないこととみなせる条件については、17.9.2において、限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、17.9.2の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされた。</p>		
<p>17.8.3 隅角部</p> <p>ラーメン構造が、17.9.3の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>ラーメン構造の隅角部は、軸方向の引張力や圧縮力、曲げモーメント、せん断力、又はそれぞれの組合せ力を受け、それぞれの作用力に応じて限界状態が異なり、可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。このため、限界状態3を超えないとみなせる条件が、17.9.3において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、17.9.3の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされた。</p>		
<p>17.9 ラーメン構造の限界状態3</p> <p>17.9.1 曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受けるラーメン構造の部材</p> <p>曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを同時に受けるラーメン構造の部材が、17.8.1の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p> <p>曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを同時に受けるラーメン構造の部材では、限界状態1以降に最大強度に達する状態となる条件を明確に示すことは困難である。これらを踏まえて、17.8.1において5.3.9の規定を満足することにより限界状態1を超えないとみなしてよいこととされた。そのため、限界状態1を満足することで限界状態3を超えないとみなすことができるとされているものである。</p>	<p>16.6 合成応力度の照査</p> <p>(1) 垂直応力度とせん断応力度が作用するラーメン部材の設計にあたっては、これらの合成応力度に対して安全となるようにしなければならない。</p> <p>(2) 垂直応力度とせん断応力度がともにそれぞれの許容応力度の45%以上の場合において、11.2.5に規定する式(11.2.3)を満たす場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>断面の応力度の照査は、直応力のみ又はせん断力のみについて行われることが多いが、両者とも比較的大きな値となる場合は、これと同時に作用するものとして照査するよう11章にも規定されている。ラーメン構造では、これらがともに大きな値となる箇所が多いので、あらためて注意を喚起する意味でこの規定を設けている。</p>	
<p>17.9.2 ラーメン構造</p> <p>(1) ラーメン構造が、ラーメン構造を構成する各部材等の限界状態3を満足するとともに、(2)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなし</p>		

改定案 (17章)	現行	備考
<p>てよい。</p> <p>(2) 軸方向圧縮応力度の制限値について σ_{mid} を 17.3 に規定する有効座屈長を用いて式(5.4.17)により算出し、5.4.8の規定を満足する。</p> <p>(1)(2) ラーメン構造を構成する、はり、柱及び隅角部のいずれも限界状態 3 を超えないことに加え、17.3によりラーメン構造の有効座屈長を算出し、5.4.8の規定される軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材の限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足させる場合には、ラーメン構造の全体座屈に至らないと考へ、ラーメン構造としての限界状態 3 を超えないとみなすことができるとされた。なお、ラーメン構造を構成する部材は 5 章及び 9 章の関連規定を満足している必要がある。</p> <p>図-解 17.9.1 に示すような一般的な門形ラーメンの全体座屈について規定されたものであり、特殊な構造形式のラーメンや断面が著しく変化する場合には、別途厳密な照査を行う必要がある。</p> <p>ラーメンが面内で全体座屈するときの座屈モードは、下記の 2 つの場合に分けられる。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 側方への変形が無拘束の場合 2) 側方への変形が拘束される場合 <p>これらは構造形式や荷重状態によって区別できる。すなわち、2) の場合とは図-解 17.9.1(a)、(b) に示すように水平方向の変形を拘束する場合又は強固なブレースングが取り付けられた場合をいう。ただし、図-解 17.9.1(c) のようにブレースングが取り付けられていても水平荷重 H があれば、側方への変形を伴う 1) の場合とみなす。したがって、ラーメンの座屈は一般に 1) の場合を対象に考えればよい。</p> <p>ラーメン部材は一般に曲げモーメントと軸方向力を受けるので、設計(応力照査、座屈照査)は 5.4.8 によって行う。17.3 は 5.4.8 の軸方向圧縮強度の制限値を求める際に必要な有効座屈長を定めたものである^{1), 2)}。</p> $l = \beta \cdot h \dots\dots\dots (解 17.9.1)$ <p>ここに、h : 図-解 17.9.1 に示すようなそれぞれのラーメン柱の高さ</p>	<p>16.5 ラーメンの全体座屈</p> <p>16.5.1 一般</p> <p>(1) ラーメン橋及びびラーメン橋脚は全体座屈に対して安全となるように設計しななければならない。</p> <p>(2) 16.5.2 及び 16.5.3 の規定による場合においては、(1) を満たすものとみなす。</p> <p>16.5.3 軸方向圧縮力と曲げモーメントが作用するラーメン部材</p> <p>軸方向圧縮力と曲げモーメントが作用するラーメン部材の照査は、4.3 の規定に基づいて行う。この場合、許容軸方向圧縮応力度 σ_{ca} は 16.5.2 に規定した有効座屈長 l を用いて式 (3.2.1) により求める。</p> <p>この節は、図-解 16.5.1 に示すような一般的な門形ラーメンの全体座屈について規定したものであり、特殊な構造形式のラーメンや断面が著しく変化する場合には、別途厳密な照査を行う必要がある。</p> <p>ラーメンが面内で全体座屈するときの座屈モードは、下記の 2 つの場合に分けられる。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 側方への変形が無拘束の場合 2) 側方への変形が拘束される場合 <p>これらは構造形式や荷重状態によって区別できる。すなわち、2) の場合とは図-解 16.5.1(a)、(b) に示すように水平方向の変形を拘束する場合又は強固なブレースングが取り付けられた場合をいう。ただし、図-解 16.5.1(c) のようにブレースングが取り付けられていても水平荷重 H があれば、側方への変形を伴う 1) の場合とみなす。したがって、ラーメンの座屈は一般に 1) の場合を対象に考えればよい。</p> <p>ラーメン部材は一般に曲げモーメントと軸方向力を受けるので、設計(応力照査、座屈照査)は 4.3 によって行う。16.5.2 は 3.2 の許容軸方向圧縮応力度 σ_{ca} を求める際に必要な有効座屈長を定めたものである^{1), 2)}。</p> $l = \beta h \dots\dots\dots (解 16.5.1)$ <p>ここに、h : 図-解 16.5.1 に示すようなそれぞれのラーメン柱の高さ</p>	

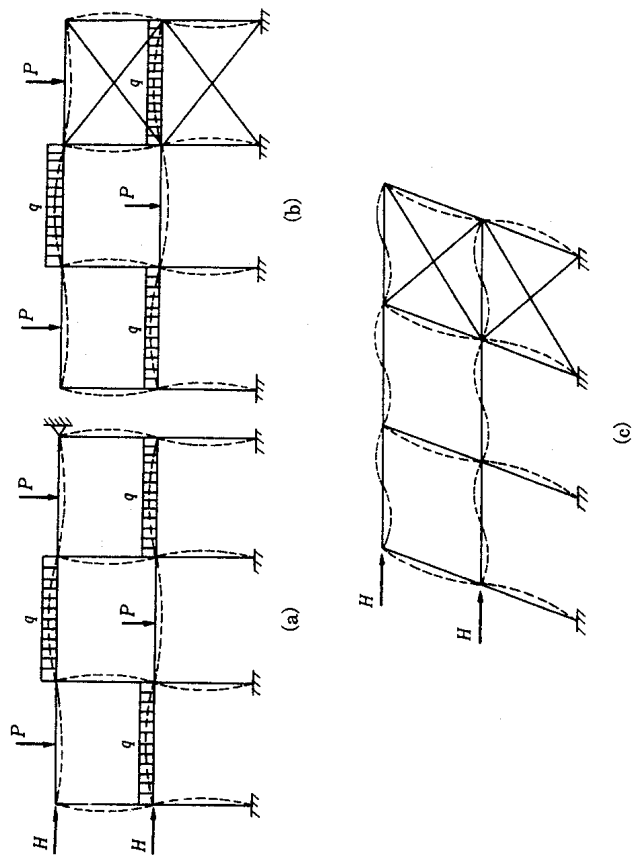


図-解 17.9.1 門形ラーメンの全体座屈モード

一般にラーメンのはりにおいては、作用する軸方向圧縮力が小さく、主に変動作用による影響が支配的な状況における、曲げモーメントにより断面が決定されるのが普通である。

図-解 17.9.2 に示すような特殊な形状、寸法で、かつ軸方向圧縮力が座屈問題として影響を及ぼすような場合は、別途その有効座屈長を決定する必要がある。

一方、5.4.6 の曲げ圧縮による横倒れ座屈に対する圧縮応力度の制限値 σ_{adm} が必要な場合は、安全側の値として、

$$l = h \text{ (柱)} \dots\dots\dots \text{(解 17.9.2)}$$

$$l = \text{固定点間距離 (はり)}$$

を採用することができる。

ラーメン構造には種々の形式があり、式(解 17.9.1)の有効座屈長を定める係数 β を簡単な公式で表すことは困難であるが、例えば、図-解 17.9.3 に示すラーメンの格点 u と l との間のラーメン柱の β は近似的に次式で求めることができる(側方変形無拘束の場合)^{2.9.3}。

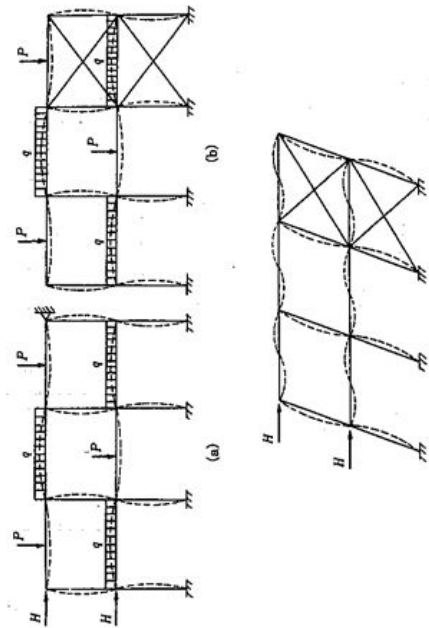
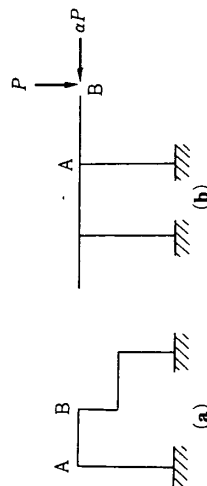


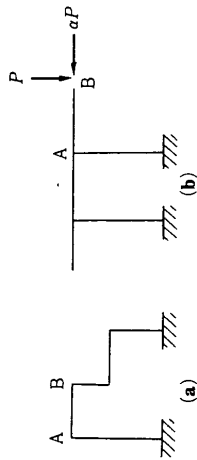
図-解 16.5.1 門形ラーメンの全体座屈モード

一般にラーメンのはりにおいては、作用する軸方向圧縮力が小さく、おもに主荷重による曲げモーメントにより断面が決定されるのが普通である。図-解 16.5.2 に示すような特殊な形状、寸法で、かつ軸方向圧縮力が座屈問題として影響を及ぼすような場合は、別途その有効座屈長を決定する必要がある。

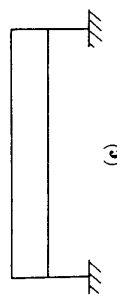


座屈時に部材回転角を生じるはり AB

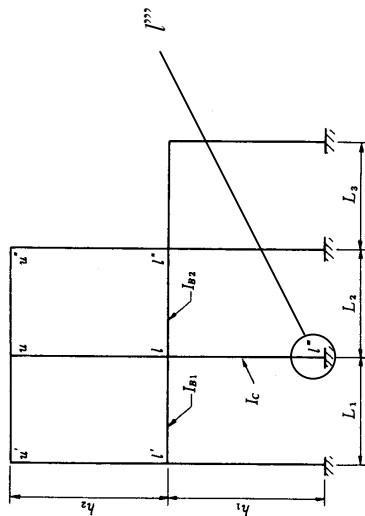
図-解 16.5.2 特殊な形状



座屈時に部材回転角を生じるはり AB



図解 17.9.2 特殊な形状



図解 17.9.3 ラーメン構造の格点部と部材長，断面二次モーメント

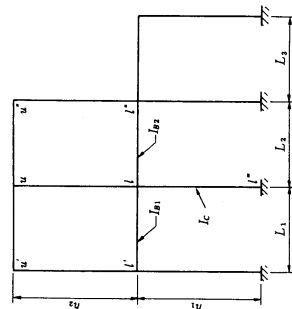
$$G_u G_l \left[\frac{\pi}{\beta} \right]^2 - 36 \frac{\pi \cot \left(\frac{\pi}{\beta} \right)}{6(G_u + G_l)} = \dots \dots \dots \text{(解 17.9.3)}$$

ただし，

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{h}}{\sum \left(\mu \cdot \frac{I_b}{L} \right)} \dots \dots \dots \text{(解 17.9.4)}$$

すなわち，式(解17.9.3)の G_u, G_l は各点 u, l に対して式(解17.9.4)より求めるが，

一方，3.2.1の許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{\text{容}}$ が必要な場合は，安全側の値として $l = h$ (柱) $\dots \dots \dots$ (解 16.5.2) $l =$ 固定点間距離 (はり) を採用することができる。



図解 16.5.3 ラーメン構造の格点部と部材長，断面二次モーメント

ラーメン構造には種々の形式があり，式(解16.5.1)の有効座屈長を定める係数 β を簡単な公式で表すことは困難であるが，例えば，図解16.5.3に示すラーメンの格点 u と l との間のラーメン柱の β は近似的に次式で求めることができる (側方変形無拘束の場合) $\dots \dots$ 。

$$\frac{G_u G_l \left[\frac{\pi}{\beta} \right]^2 - 36}{6(G_u + G_l)} = \frac{\pi \cot \left(\frac{\pi}{\beta} \right)}{\dots \dots \dots} \text{(解 16.5.3)}$$

ただし，

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{h}}{\sum \left(\mu \cdot \frac{I_b}{L} \right)} \dots \dots \dots \text{(解 16.5.4)}$$

すなわち，式(解16.5.3)の G_u, G_l は各点 u, l に対して式(解16.5.4)から求めるが，

備考	現行	改定案（17章）
	<p>Σは格点に集まる部材についての総和をとることを意味する。また、μは格点u又はlに取り付けられたはりの左端u'、l'又は右端u''、l''の結合形式による補正係数であり、式(解 16.5.5)の値とする。</p> $\left. \begin{array}{l} \mu = 1.0 \text{ (剛節点)} \\ \mu = 0.5 \text{ (ヒンジ結合)} \\ \mu = 0.67 \text{ (固定)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 16.5.5)}$ <p>βは以上の近似式で求めたものであるが、数多くの実例について剛比kの値について比べると、式(解 16.5.6)のようになる(例えば、図-解 16.5.3の柱//7'に対しては両側のはりの断面二次モーメントI_{B1}、I_{B2}及びL₁、L₂からk₁=(I_c/h₁)/(I_{B1}/L₁)、k₂=(I_c/h₁)/(I_{B2}/L₂)を求めk₁とk₂の平均値をkとする)。</p> $\left. \begin{array}{l} 0 < k \leq 5 \text{ (一般的な場合)} \\ 5 < k \leq 10 \text{ (特殊な場合)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 16.5.6)}$ <p>したがって、図-解 16.5.4に示す一般的なラーメンについてβを求めると次のようになる(側方への変形無拘束)。なお、[]内の数値はDIN 4114⁵⁾に基づいて求めたβである。</p>	<p>Σは格点に集まる部材についての総和をとることを意味する。また、μは格点u又はlに取り付けられたはりの左端u'、l'もしくは右端u''、l''の結合形式による補正係数であり、式(解 17.9.5)の値とする。</p> $\left. \begin{array}{l} \mu = 1.0 \text{ (剛節点)} \\ \mu = 0.5 \text{ (ヒンジ結合)} \\ \mu = 0.67 \text{ (固定)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 17.9.5)}$ <p>βは以上の近似式で求めたものであるが、数多くの実例について剛比kの値について比べると、式(解 17.9.6)のようになる(例えば、図-解 17.9.3の柱//7'に対しては両側のはりの断面二次モーメントI_{B1}、I_{B2}及びL₁、L₂よりk₁=(I_c/h₁)/(I_{B1}/L₁)、k₂=(I_c/h₁)/(I_{B2}/L₂)を求めk₁とk₂の平均値をkとする)。</p> $\left. \begin{array}{l} 0 < k \leq 5 \text{ (一般的な場合)} \\ 5 < k \leq 10 \text{ (特殊な場合)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 17.9.6)}$ <p>したがって、図-解 17.9.4に示す一般的なラーメンについてβを求めると次のようになる(側方への変形無拘束)。なお、[]内の数値はDIN 4114⁶⁾に基づいて求めたβである。</p>

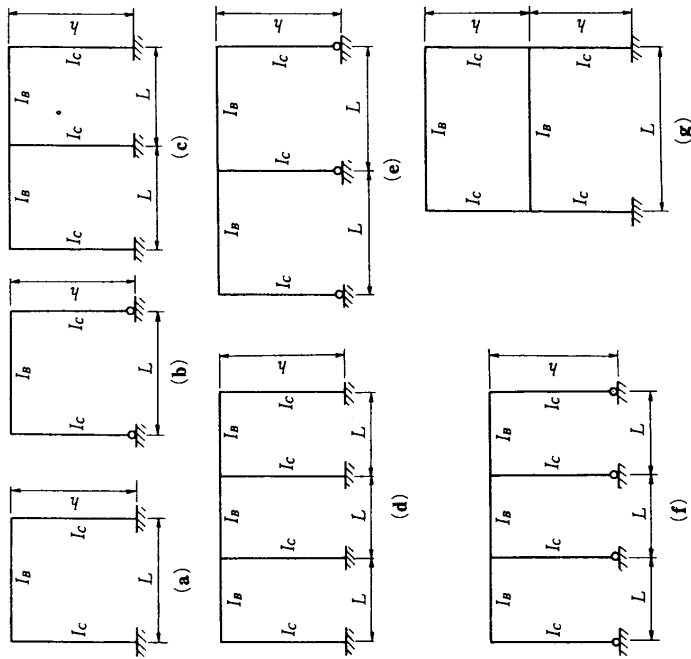


図-解 17.9.4 ラーメン構造の部材長と断面二次モーメント

- 1) 1層の柱
 - i) 下端固定 (図-解 16.5.4(a) (c) (d))
 - $k=5$ に対して, $\beta=1.5$ [1.5]
 - $k=10$ に対して, $\beta=1.7$ [1.7]
 - ii) 下端ヒンジ (図-解 16.5.4(b) (e) (f))
 - $k=5$ に対して, $\beta=3.5$, [3.6]
 - $k=10$ に対して, $\beta=4.5$, [4.5]
- 2) 2層以上の柱 (図-解 16.5.4(g))
 - $k=5$ に対して, $\beta=1.9$, [2.2]
 - $k=10$ に対して, $\beta=2.6$, [2.6]

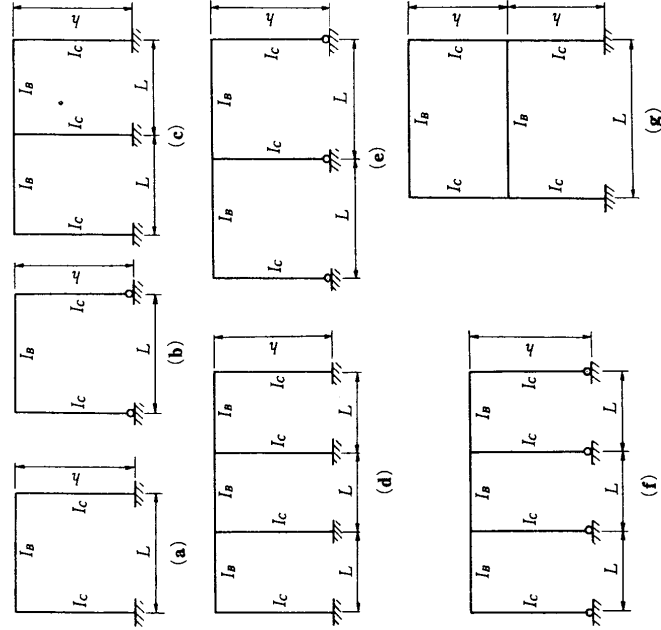


図-解 16.5.4 ラーメン構造の部材長と断面二次モーメント

- 1) 1層の柱
 - i) 下端固定 (図-解 17.9.4(a) (c) (d))
 - $k=5$ に対して, $\beta=1.5$ [1.5]
 - $k=10$ に対して, $\beta=1.7$ [1.7]
 - ii) 下端ヒンジ (図-解 17.9.4(b) (e) (f))
 - $k=5$ に対して, $\beta=3.5$, [3.6]
 - $k=10$ に対して, $\beta=4.5$, [4.5]
- 2) 2層以上の柱 (図-解 17.9.4(g))
 - $k=5$ に対して, $\beta=1.9$, [2.2]
 - $k=10$ に対して, $\beta=2.6$, [2.6]

改定案 (17章)

表-解 17.9.1 は以上の数値計算を基にして、 $k \leq 5$ の一般的な場合と、 $5 < k \leq 10$ の特別な場合とに分けて、 $5 < k \leq 10$ に対しては k 値による β 値の変動が大きいので直線補間式として表したものである。

なお、側方への変形が拘束された場合 (図-解 17.9.1(a)(b)) についての有効座屈長は表-解 17.9.1 より求めることができる ($0 < k \leq 10$)。すなわち図-解 17.9.1(a) の場合は鉛直荷重、水平荷重のいずれに対しても表-解 17.9.1 の有効座屈長が適用でき、また図-解 17.9.1(b) の場合は、鉛直荷重に対してのみ表-解 17.9.1 の有効座屈長を用いて照査することができる。

表-解 17.9.1 ラーメン構造の有効座屈長

部 材	有効座屈長
1層の柱	下端固定 $l=0.7h$
	下端ヒンジ $l=1.0h$
2層以上の柱	$l=0.9h$

ラーメンの面外座屈の有効座屈長については、より一般性のある構造全体系の断面固有値解析によって算出してもよい。ほぼ等断面のラーメンの面外座屈の有効座屈長は、図-17.3.1に示す単純なラーメンについてはラーメンの全高の2倍をとってよい。

17.9.3 隅角部

ラーメン構造の隅角部が、17.5の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

17.5のとおり、隅角部が横ばりの断面力を柱に円滑に伝達するためには、隅角部が柱及び横ばりより先に限界状態3に達しないように設計する必要がある。よって、17.5の規定を満足すれば、ラーメン構造として考えた場合、柱又は横ばりが隅角部より先に限界状態3に達するため、隅角部が限界状態3を超えることはない。

17.10 防せい防食

ラーメン構造の設計にあたっては、6章及び7章の規定による他、ラーメン構造の柱部の土中又は水中にある部分について、腐食環境に応じて根巻コンクリート、防食板、防食塗装で防護する等、発錆や防食機能の低下が生じないように配慮しなければならない。また、閉断面の場合は内部に、防せい防食処理の施工や排水に配慮しなければならない。

現行

表-16.5.1は以上の数値計算を基にして、 $k \leq 5$ の一般的な場合と、 $5 < k \leq 10$ の特別な場合とに分けて、 $5 < k \leq 10$ に対しては k 値による β 値の変動が大きいので直線補間式として表したものである。

なお、側方への変形が拘束された場合 (図-解 16.5.1(a)(b)) についての有効座屈長は表-解 16.5.1 から求めることができる ($0 < k \leq 10$)。すなわち図-解 16.5.1(a) の場合は鉛直荷重、水平荷重のいずれに対しても表-解 16.5.1 の有効座屈長が適用でき、また図-解 16.5.1(b) の場合は、鉛直荷重に対してのみ表-解 16.5.1 の有効座屈長を用いて照査することができる。

表-解 16.5.1 ラーメン構造の有効座屈長

部 材	有効座屈長
1層の柱	下端固定 $l=0.7h$
	下端ヒンジ $l=1.0h$
2層以上の柱	$l=0.9h$

ラーメンの面外座屈の有効座屈長については、より一般性のある構造全体系の弾性固有値解析によって算出してもよい。ほぼ等断面のラーメンの面外座屈の有効座屈長は、図-16.5.1に示す単純なラーメンについてはラーメンの全高の2倍をとってよい。

16.13 防せい防食

ラーメン構造の柱部の土中又は水中にある部分の設計にあたっては、5.2の規定によるほか、腐食環境に応じて根巻コンクリート、防食板、防食塗装で防護する等、特に防せい防食に配慮しなければならない。また、閉断面の場合は内部に滞水が生じないようにその構造細目に十分に注意する。

備考

備考	現行	改定案（17章）
	<p>根巻コンクリートや中埋コンクリートを設置する場合には、柱断面との境界部から水が浸入し、境界部周辺において局所的に腐食するおそれがあるので、水の浸入を防ぐとともにコンクリート埋設部の鋼材部分の防せい防食についても配慮する必要がある。閉断面ラーメン部材は、継手からの雨水の浸入、気温の変化による結露等によって、長年の間にかんりの滯水を生じることがある。これらを完全に防ぐのは困難なので、水抜き等構造細目について維持管理の方法も含めて十分注意する必要がある。なお、滯水の中には架設時の不注意によるものもある。この点にも注意する必要がある。</p> <p style="text-align: center;">参考文献</p> <p>1) Column Research Committee of Japan : Handbook of Structural Stability, コロナ社, 1971</p> <p>2) Kavanough, T. V. : Effective Length of Framed Columns, Trans of ASCE, Vol. 127, 1962</p> <p>3) Johnston, B. G : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd Edition, John Wiley & Sons Inc. , 1976</p> <p>4) Galambos, T. V. : Structural Member and Frames, Prentice-Hall Inc., 1968 [福本 士, 西野文雄訳: 鋼構造部材と骨組一強度と設計一, 丸善, 1970]</p> <p>5) DIN 4114</p>	<p>根巻コンクリートや中埋コンクリートを設置する場合には、柱断面との境界部から水が浸入し、境界部周辺において局所的に腐食するおそれがあるので、水の浸入を防ぐとともにコンクリート埋設部の鋼材部分の防せい防食についても配慮する必要がある。閉断面ラーメン部材は、継手からの雨水の浸透、気温の変化による結露等によって、長年の間にかんりの滯水を生じることがある。これらを完全に防ぐのは困難なので、水抜き等構造細目について維持管理の方法も含めて十分注意する必要がある。なお、滯水の中には架設時の不注意によるものもある。この点にも注意する必要がある。</p> <p style="text-align: center;">参考文献</p> <p>1) Column Research Committee of Japan : Handbook of Structural Stability, 1971, コロナ社</p> <p>2) Kavanough, T. V. : Effective Length of Framed Columns, Trans of ASCE, Vol. 127, 1962</p> <p>3) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第153号, 1968.5</p> <p>4) Johnston, B. G : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd Edition, 1976, John Wiley & Sons Inc.</p> <p>5) 福本, 西野訳: 鋼構造部材と骨組一強度と設計一, 丸善, 1970, 原書 Galambos : Structural Member and Frames, Prentice-Hall Inc., 1968</p> <p>6) DIN 4114</p>

II 鋼橋・鋼部材編		備考
改定案 (18章)	現行	
<p style="text-align: center;">18章 ケーブル構造</p> <p>18.1 適用の範囲</p> <p>この章は、ケーブル部材を単独部材として使用する場合のケーブル構造の設計に適用する。</p> <p>この章は、亜鉛めっき鋼線等の素線を束ねて作られたロープやストランド、ストランドを更により合わせて作られたロープ並びにPC鋼線及びPC鋼線より線束を束ねて作られたPC鋼材を橋の部材として用いている場合について規定している。ここではストランド、ロープ及びPC鋼材を総称してケーブルという。</p> <p>対象とするケーブルは、コンクリート等に埋め込んで他の部材と一体化することなく、吊橋の主ケーブル、斜張橋やエクストラード橋の斜ケーブル、吊橋や下路アーチ橋等のハンガーロープや吊材などのように、単独の部材として使用するケーブルである。</p> <p>ケーブルは鋼線等の素線を束ねて構成されており、ケーブルとそれを固定するソケット並びにくさび及びアンカーヘッド等で構成される定着具（以下、定着具という）を含めたものをケーブル部材、ケーブル部材が定着される部位を定着構造という。また、ケーブル部材が主として荷重に抵抗する構造をケーブル構造という。</p>	<p style="text-align: center;">17章 ケーブル構造</p> <p>17.1 適用の範囲</p> <p>この章は、ケーブルを単独部材として使用する場合のケーブル構造の設計に適用する。</p> <p>この章は、亜鉛めっき鋼線等の素線を束ねてつくられたストランドや、ストランドを更により合わせてつくられたロープを橋の部材として用いている場合について規定している。ここではストランド及びロープを総称してケーブルという。</p> <p>対象とする構造は、吊橋の主ケーブル、斜張橋のケーブル、吊橋や下路アーチ橋等の吊材（ハンガー）及びその他ケーブルを単独に部材として使用する上部構造のケーブルである。</p> <p>この章ではプレストレス材及び架設材としてのケーブルは特に対象としていないが、ここに定める規定を必要に応じて準用してよい。</p>	
<p>18.2 ケーブル部材</p> <p>18.2.1 一般</p> <p>(1) ケーブル部材の設計にあたっては、作用力に対して安全となるように行わなければならない。</p> <p>(2) ケーブル用ロープ及びストランドは、橋の部材として用いるために要求される品質及び機械的性質等の特性を有するものとしなければならない。</p> <p>(3) I編9.1に規定するケーブルを用いる場合には、(2)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(4) 設計計算に用いるケーブルのヤング係数は、使用するケーブルの特性及び品質を考慮して適切に設定しなければならない。</p>	<p>17.3 ケーブル用ロープ及びストランド</p> <p>(1) ケーブル用ロープ及びストランドは、橋の部材として用いるために要求される品質及び機械的性質等の特性を有するものとしなければならない。</p> <p>(3) 共通編3.1に規定する鋼材を用いる場合には、(1)を満たすものとみなす。</p>	

備考	現行	改定案（18章）
	<p>(2) ストランドロープは原則として吊橋のハンガーにのみ使用できる。</p>	<p>(5) 表-4.2.3 に示すケーブルのヤング係数を用いる場合には、(4) を満足するとみなしてよい。ただし、ストランドロープ、スパイラルロープ及びロッドコイルロープはブレテンションニングを行ってロープの構造伸びを除去して使用する。</p> <p>(6) ストランドロープは原則として吊橋のハンガーにのみ使用する。</p>
	<p>(1) ケーブル部材は、<u>構造解析上は軸方向引張力のみを受ける部材として扱い、曲げ剛性を無視しているが、かなり太くなると曲げ剛性が無視できなくなる。その場合は、曲げ剛性により二次応力を適切に考慮する必要がある。また、ケーブルは非常に可とう性に富む部材であることから、設計にあたって、ケーブルの伸びや形状の変化による構造物への影響を考慮する必要がある。</u></p> <p>(2) <u>さまざまな分野で使用されているロープやストランドには多くの種類があるが、橋の部材として用いる場合にはその目的に応じて要求される品質（寸法、外観、製造方法）及び機械的性質（強度、延性、じん性等）を有することを確認して使用する必要がある。特に吊橋の主ケーブルや斜張橋のケーブルとして用いるケーブル用ロープやストランドでは、ヤング係数が小さくなく、断面が密であってサドルやバンドの取付けが容易であり、また防せい防食や架設作業に支障のないものとする必要がある。</u></p> <p>(3) <u>使用するロープのヤング係数があらかじめ測定されているような場合は、その値を設計に用いてよい。</u></p> <p>(4) ストランドロープは、素線をより合わせたストランドを更により合わせて作ったもので、取扱いが容易で入手しやすいために、以前は我が国では小規模吊橋に多く用いられていた。しかし、<u>力学的特性はよりの影響でスパイラルロープや平行線ストランドに比べて劣るので、吊橋のハンガー以外には原則として用いないこととし、特に麻芯ロープの使用は認めない。</u></p> <p>(5) <u>ケーブル用ロープ及びストランドの規格は、共通編3.1による。</u></p>	<p>(1) <u>さまざまな分野で使用されているロープやストランドには多くの種類があるが、橋の部材として用いる場合にはその目的に応じて要求される品質（寸法、外観、製造方法）及び機械的性質（強度、延性、じん性等）を有することを確認して使用する必要がある。特に吊橋の主ケーブルや斜張橋のケーブルとして用いるケーブル用ロープやストランドでは、ヤング係数が小さくなく、断面が密であってサドルやバンドの取付けが容易であり、また防せい防食や架設作業に支障のないものとする必要がある。</u></p> <p>(2) <u>使用するロープのヤング係数があらかじめ測定されているような場合は、その値を設計に用いてよい。</u></p> <p>(3) ストランドロープは、素線をより合わせたストランドを更により合わせて作ったもので、取扱いが容易で入手しやすいために、以前は我が国では小規模吊橋に多く用いられていた。しかし、<u>力学的特性はよりの影響でスパイラルロープや平行線ストランドに比べて劣るので、吊橋のハンガー以外には原則として用いないこととし、特に麻芯ロープの使用は認めない。</u></p> <p>(4) <u>ケーブル用ロープ及びストランドの規格は、共通編3.1による。</u></p>
	<p>17.6.2 ケーブル及びハンガーの曲率半径</p> <p>(1) ケーブルの折曲点にはサドルを設置するとともに、サドルの曲率半径はケーブル直径の8倍以上とする。</p> <p>(2) ハンガーには原則として曲線部を設けてはならない。</p> <p>(3) ハンガーにやむを得ず曲線部を設ける場合は、その曲率半径をハンガー直</p>	<p>18.2.2 曲線部</p> <p>(1) ケーブルを曲げて用いる場合には、曲げの影響を適切に考慮しなければならぬ。</p> <p>(2) (1) を満足するために、少なくとも(3)から(6)を満足しなければならぬ。</p> <p>(3) PC 鋼材を除くケーブルの折曲点にはサドルを設置するとともに、サドルの曲率半径はケーブル直径の8倍以上とする。</p> <p>(4) ハンガーには原則として曲線部を設けてはならない。</p> <p>(5) ハンガーにやむを得ず曲線部を設ける場合は、その曲率半径をハンガー</p>

改定案（18章）

現行

備考

直径の5.5倍以上とする。曲げによるケーブル部材の強度低下として、設計強度を0.87倍する。

(6) ストランドシユ-の半径はワイヤ直径の50倍以上を標準とする。

(1)(3) ケ-ブルを曲げて使用すると、曲げによって強度の低下が生じるため、曲げによって生じる二次応力や側圧の影響などを適切に考慮する必要がある。なお、ケ-ブル部材の曲げ部に張力変動が生じた場合、ケ-ブル部材を構成する鋼線同士が擦れあうことによつて、フレツティング疲労が生じ易くなるため注意が必要である。

この項をまとめると表-解18.2.1のとおりである。曲率半径は図-解18.2.1に示すように最小の半径を用いる。直径はケ-ブルでは曲率半径方向に測った径とし、ハンガ-では最大径を用いる（図-解18.2.2）。

表-解18.2.1 曲率半径（PC鋼材を除く）

ケ-ブル ハンガ- ワイヤ	曲率半径/直径	備考
	8以上	サドル上で
	5.5以上	
	50以上	ストランドシユ-上で

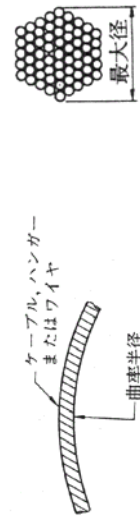


図-解18.2.1 曲率半径

図-解18.2.2 最大径

この項の規定は数値的根拠が薄い、あまり小さな曲率半径を用いると危険であるので、これを避ける意味で經驗的に制限を示したものである。

ケ-ブル部材は、サドルやシ-プ等では曲げが避けられないため、曲げ半径の最小値として制限値を設けている。

PC鋼材の曲げ半径については、曲げによる引張張力の増加を適切に考慮する必要がある。なお、設計にあたっては、国内外の規格等を参考にすることができる。

(5) ハンガ-ローブは、主ケ-ブル部でU字状に曲げて設置する場合が多いため、ハンガ-ローブには、引張強度、伸び特性の他に柔軟性に富んだローブを用いることが望ましい。

しかし、通常用いるローブ材料であっても、大きな曲げによって強度の低下は避けられないため、ローブの影響、曲げ部で鋼線が擦れることなどによって強度の低下は避けられないため、ローブを曲げることによる強度低下を適切に評価した上で設計を行う必要がある。従来は、曲げに

径の5.5倍以上とする。

(4) ストランドシユ-の半径はワイヤ直径の50倍以上を標準とする。

この項をまとめると表-解17.6.1のとおりである。曲率半径は図-解17.6.1に示すように最小の半径を用いる。直径はケ-ブルでは曲率半径方向に測った径とし、ハンガ-では最大径を用いる（図-解17.6.2）。

表-解17.6.1 曲率半径

ケ-ブル ハンガ- ワイヤ	曲率半径/直径	備考
	8以上	サドル上で
	5.5以上	
	50以上	ストランドシユ-上で

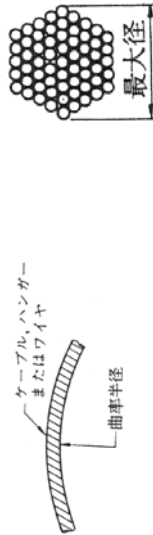


図-解17.6.1 曲率半径

図-解17.6.2 最大径

この項の規定は数値的根拠が薄い、あまり小さな曲率半径を用いると危険であるので、これを避ける意味で經驗的に一応の制限を示したものである。

改定案 (18章)	現行	備考
<p>よる影響を考慮して、ロープの破断強度に対して安全率4.0とし、一般部の安全率3.5に比べて見かけ上大きな安全率をとることで、ロープの安全性を確保することとしていた。ここでは、関門橋や本州四国連絡橋に関連して行われたU字状に曲げて行って引張試験の結果²⁾を踏まえ、上記の安全率の差を考慮することで、ロープの曲げの影響として、3.5と4.0の比である0.87を制限値で考慮することとした。</p> <p>なお、ハンガーロープの曲げ半径は、ハンガーロープを鞍掛けする主ケーブルの径により決まる。曲げ半径と主ケーブル径の比により、強度低下の率が異なることが実験により確認されている²⁾。これまでの使用実績と異なる構造形式の場合には、曲げて用いることによる強度低下を適切に考慮する必要がある。</p>	<p>17.6 構造設計</p> <p>17.6.1 ソケット</p> <p>(1) ケーブル及びハンガーの定着はソケットによるのを原則とする。ただし、エアスピニング工法による吊橋の主ケーブルはストランドシユューによって定着する。</p> <p>(2) ソケットの強度は、ケーブルの強度以上とするのを原則とする。ただし、ソケットへの作用力が小さい場合には、ソケットに生じる応力度が許容応力度以下であることを確認した上でソケットの強度をケーブルの耐力の75%まで低減してもよい。</p>	
<p>18.2.3 定着具</p> <p>(1) ケーブル部材の定着は定着具によることを原則とする。ただし、エアスピニング工法による吊橋の主ケーブルはストランドシユューによって定着する。</p> <p>(2) ケーブル部材の定着具は、静的な強度、疲労耐久性及びクリープ等の特性が明らかなものでなければならぬ。</p> <p>(3) 定着具の強度は、ケーブルの強度以上とすることを原則とする。ただし、定着具への作用力が小さい場合には、定着具に生じる応力度が制限値以下であることを確認したうえで、定着具に生じる応力度をケーブルの強度の75%まで低減してもよい。</p>	<p>(1) ケーブルの定着部としては、従来、純亜鉛又は亜鉛合金を鑄込んでワイヤを定着する金属鑄込み型のソケットが多く用いられてきたが、近年は疲労耐久性の向上を図った新しい構造のソケットや圧縮止め定着、またくさびを用いた定着構造などが斜張橋等に採用されてきている。これらについては、静的な強度、疲労耐久性、クリープ、使用実績等について十分な検討のうえ使用することができる。</p> <p>1) 金属鑄込み型ソケット</p> <p>金属鑄込み型ソケットに用いられるソケットメタルとしては、付着力が大きいこと、融点が低く、流動性に優れていること、クリープ変形が少ないこと等の条件を満たす純亜鉛亜鉛又は亜鉛98%、銅2%の合金を用いることを原則としている。しかしながら、純亜鉛の融点は約420℃と高温であるため、細線で強度の高い素線の機械的性質は影響を受ける恐れがあり、鑄込み温度を慎重に管理する必要がある。</p> <p>ソケットメタルの鑄込み寸法は、ソケットメタルと素線との間の付着応力度とソケット内壁面上での圧縮強度とを考慮して定められることが多く、この点について、JIS F 3432:1995 (船用ワイヤソケット) に準じるのが1つの標準となる。</p>	
	<p>(1) ケーブルの定着部としては、純亜鉛又は亜鉛合金を鑄込んでワイヤを定着する金属鑄込み型のソケットが従来多く用いられてきたが、近年は疲労耐久性の向上を図った新しい構造のソケットや圧縮止め定着、またくさびを用いた定着構造などが斜張橋等に採用されてきている。これらについては、静的な強度、疲労耐久性、クリープ、使用実績等について十分な検討のうえ使用することができる。</p> <p>1) 金属鑄込み型ソケット</p> <p>金属鑄込み型ソケットに用いられるソケットメタルとしては、付着力が大きいこと、融点が低く、流動性に優れていること、クリープ変形が少ないこと等の条件を満たす純亜鉛又は亜鉛98%、銅2%の合金を用いることを原則としている。しかしながら、純亜鉛の融点は約420℃と高温であるため、細線で強度の高い素線の機械的性質は影響を受ける恐れがあり、鑄込み温度の管理が必要である。</p> <p>ソケットメタルの鑄込み寸法は、メタルと素線との間の付着応力度とソケット内壁面上での圧縮強度とを考慮して定められることが普通となっており、この点について、JIS F3432 (船用ワイヤソケット) に準じるのが一つの標準となる。</p>	

改定案（18章）	現行	備考
<p>2) 非金属注入型ソケット</p> <p>素線をソケットに常温下で定着する方法として以下のような方法が国内外で採用されている。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鋼球、エポキシ樹脂及び亜鉛粉末を注入する方法 ・素線を冷間加工したヘッディングにエポキシ樹脂を注入する方法 ・シリカ粉末を含んだポリエステル樹脂を注入する方法 <p>これらの採用にあたっては、静的強度や疲労耐久性、クリープによる端抜けなどについて要求性能を満たすことを事前に確認する必要がある。</p> <p>3) くさび定着</p> <p>複数のPC鋼より線をくさびによりアンカーヘッドに定着する方法も採用されてきている。1本のケーブルとしての性能を満たすために、所定の許容誤差張力内により線の張力を管理する必要がある。また、採用にあたっては、<u>静的強度や疲労耐久性、クリープによる端抜けに加え、セツト量等についても事前に確認する必要がある。</u></p> <p>4) 圧着グリップ定着</p> <p>斜張橋ケーブルに、PC鋼より線のケーブル端を圧着グリップし、ねじ処理を行った定着具を採用する場合もある。採用にあたっては、<u>PC鋼より線と圧着グリップを用いた試験により、静的強度や疲労耐久性などが確認されたものを使用し、リラクゼーションやセツト量による荷重低下等についても事前に確認する必要がある。</u></p> <p>4) 圧着グリップ定着</p> <p>斜張橋ケーブルに、PC鋼より線のケーブル端を圧着グリップ定着し、ねじ処理を行った定着具を採用する場合もある。採用にあたっては、<u>PC鋼より線と圧着グリップを用いた試験により、静的強度や疲労耐久性などが確認されたものを使用し、リラクゼーションやクリープ端抜けによる荷重低下等についても事前に確認する必要がある。</u></p> <p>吊橋の主ケーブルをエアスピニング工法で架設する場合には、<u>素線相互の継手の採用にあたっては、継手効率や疲労耐久性及びスピニングホイールやシューによる曲げの影響についても検討する必要がある。</u>また、継手はストランドシュー内に設けてはならず、ケーブルの1つの断面内に集中して設けてはならない。</p> <p>(2) 定着具は、<u>静的な強度だけでなく、ケーブル部材としての繰返し載荷に対しても疲労耐久性を有することが求められる。</u></p> <p>(3) 定着具の強度をケーブルの強度以上とするのを原則としているのは、ケーブルが塑性域に達する以前に定着具が降伏しないよう、定着具はケーブルの0.7%全伸び耐力（引張強さが1,770N/mm²のケーブルについては0.8%全伸び耐力）に相当する引張力に対して降伏しないよう設計するためである。</p> <p>ケーブル部材を製作や架設作業の煩雑さを避けるなどの目的から、既製のケーブルタイプから同じ強度のケーブルを選定する場合には、<u>ケーブルの作用力に対して大きな余裕を有するケーブルを選定することになる。</u>このとき、定着具をケーブルの設計強度に対して設計すると、<u>大きな余裕を保持することとなるため、設計強度を低減できることとした。</u>一方、ケーブルの強度に比べて極端に耐力が小さい場合には、<u>地震時や架設時等の不慮</u></p>	<p>2) 非金属注入型ソケット</p> <p>素線をソケットに常温下で定着する方法として以下のような方法が国内外で採用されている。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鋼球、エポキシ樹脂及び亜鉛粉末を注入する方法 ・素線を冷間加工したヘッディングにエポキシ樹脂を注入する方法 ・シリカ粉末を含んだポリエステル樹脂を注入する方法 <p>これらの採用にあたっては、静的強度や疲労耐久性、クリープによる端抜けなどについて要求性能を満たすことを事前に確認する必要がある。</p> <p>3) くさび定着</p> <p>複数のPC鋼より線をくさびによりアンカーヘッドに定着する方法も採用されてきている。1本のケーブルとしての性能を満たすために、<u>所定の許容誤差張力内により線の張力を管理する必要がある。また、採用にあたっては、静的強度や疲労耐久性、クリープによる端抜けに加え、セツト量等についても事前に確認する必要がある。</u></p> <p>4) 圧着グリップ定着</p> <p>斜張橋ケーブルに、PC鋼より線のケーブル端を圧着グリップし、ねじ処理を行った定着具を採用する場合もある。採用にあたっては、<u>他の定着法と同様、静的強度や疲労耐久性、クリープによる端抜け等に対する検討が必要である。</u></p> <p>吊橋の主ケーブルをエアスピニング工法で架設する場合には、<u>素線相互の継手の採用にあたっては、継手効率や疲労耐久性及びスピニングホイールやシューによる曲げの影響についても検討する必要がある。</u>また、継手はストランドシュー内に設けてはならず、ケーブルの1つの断面内に集中して設けてはならない。</p> <p>(2) ソケットの強度については、<u>ケーブルの強度以上とするのを原則としている。</u>すなわち、ケーブルが塑性域に達する以前にソケットが降伏しないよう、ソケットは、ケーブルの0.7%全伸び耐力（引張強さが1,770N/mm²のケーブルについては0.8%全伸び耐力）に相当する引張力に対して降伏しないよう設計する必要がある。</p> <p>ただし、<u>活荷重たわみに対して構造物の剛性を確保する等の理由でケーブル断面が決定される場合や、ケーブル部材の曲げによる二次応力を考慮してケーブル断面が決定される場合</u>等では、<u>ソケットへの作用力に対してソケットの構造が過大な設計となることがある。</u>このような場合には、<u>ソケットが作用力に対して安全であること（許容応力度以下であること）を確認したうえで、その強度をケーブルの耐力の75%まで低減してよい。</u></p>	

の外力が作用した場合に弱点となり、また、ケーブル構造としての均衡がとれないことも考えられるため下限値が設けられたものである。

18.2.4 ケーブル部材の区分

- (1) ケーブル部材は、疲労耐久性が明らかであるとともに、疲労による機能の低下が生じないことが確認されたものでなければならぬ。
- (2) (3)の規定を満足するケーブル部材を用いる場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ケーブル部材は、表-18.2.1に示す区分のいずれかの条件下における200万回の繰返し載荷試験により、1)及び2)を満足するものであることを確認する。
- 1) 素線の破断数が2%以下とする。ただし、素線数が125本未満の場合は、素線の破断数が3本以下とする。
 - 2) ケーブル部材の引張強度の95%以上を有する、又はケーブル部材が実引張荷重の92%以上の引張強度を有する。

表-18.2.1 200万回繰返し載荷の条件とケーブル部材の区分

ケーブル部材の区分	200万回繰返し載荷における応力範囲(N/mm ²)	
	初期張力0.4 P_u ¹⁾ 又は0.45 P_u ¹⁾ の場合	初期張力0.55 P_u ¹⁾ 又は0.6 P_u ¹⁾ の場合
C1	194	160
C2	160	100
C3	130	80
C4	80	40

注：1) P_u はケーブルの引張強度とする。

- (1) 18.3及び18.4の規定を適用できる前提となるケーブル部材に求める性能品質として、強度特性及び疲労特性が規定されたものである。
- (3) 表-18.2.1は、繰返し載荷を受けるケーブル部材の耐久性確保の観点から、200万回の繰返し載荷によっても破断が生じないことを基準として区分されたものである。C1は平行線ケーブルの新定着法を用いる場合を想定して設定されている。C2はエポキシ樹脂被覆PC鋼より線及び亜鉛めっきPC鋼より線を現場製作ケーブルとして用いる場合を元に、疲労試験の結果及び海外基準を参考に設定されたものである。C3は、工場製作の平行線ケーブルの亜鉛鍍込み法及び現場製作の裸PC鋼より線によるケーブルを元に設定されたものである。

り、C4は、工場製作のロープ亜鉛鍍込み法を元に設定されたものである。

表-18.2.1に示す応力範囲は、それぞれの区分におけるケーブル部材の美観及び海外基準を参考に設定されたものである^{3),4),5)}。また、初期張力は疲労試験における最大張力であり、従来のケーブル部材で用いられていた安全率を参考に設定されたものである。

1)及び2)を満足することでケーブル部材に最低限必要な耐久性が保証される特性を有すると解釈できるとの考えから規定されたものである。そのため、新しいケーブル部材を適用する際には、表-18.2.1の試験を実施するとともに、示方書に規定されるケーブル部材と同程度の安全余裕が確保されることを個別に確認する必要がある。

18.3 ケーブル部材の限界状態1

軸方向引張力を受けるケーブル部材に生じる軸方向引張応力が、式(18.3.1)による軸方向引張応力の制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{t,rd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Yt} \cdot \sigma_{yk} \dots\dots\dots (18.3.1)$$

ここに、

σ_{rd} : 軸方向引張降伏応力の制限値(N/mm²)

σ_{yk} : 4章に示すケーブルの降伏強度の特性値(N/mm²)

Φ_{Yt} : 抵抗係数で表-18.3.1に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-18.3.1に示す値とする。

表-18.3.1 調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	Φ_{Yt}
i) ii)及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.95	0.90
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

これまでの示方書では、ケーブルの引張強度に対する安全余裕の確保によって、降伏強度に対しても安全余裕が確保されているように規定されていた。この示方書では、引張強度と降伏強度のそれぞれに対して必要な安全余裕が確保されることを照査することが基本となつている。一般の部材においては、部材としての挙動を制御する目的から、降伏強度に対して降伏強度のばらつきを考慮した安全余裕を確保した上で、引張強度のばらつきに対する安全余裕だけでなく、降伏強度を起点としたさらなる安全余裕が確保されるよう部材・構造係数

17.5 ケーブルの許容値

(1) ケーブルの破断に対する許容値は、破断荷重を表-17.5.1に示す安全率で除して求めた値を用いる。

表-17.5.1 ケーブル及びハンガーの安全率

部材	安全率	
ケーブル	吊橋	3.0
	斜張橋	2.5
ハンガー	直線部	3.5
	曲線部	4.0

(2) 各種荷重の組合せに対する安全率は、表-17.5.1に示す主荷重に対する安全率を表-3.1.1に示す許容応力度の割増係数で除した値を用いる。

(3) 破断荷重は、共通編3.1に示す規格の値を用いてもよい。

鋼線等を束ねて作られているケーブルやハンガーの引張強さは、JIS等に規定されており、破断試験において試験片が破断に至るまでの最大荷重である。

(1) (2)ケーブル及びハンガーの安全率の決定には、次のような要素が関連をもつ。

1) 死荷重応力と活荷重応力との比

2) 活荷重応力の発生頻度

3) 二次応力の影響

4) 応力の不均一性

5) 他の構造部分の安全率とのバランス

構造用圧延鋼材の許容応力度は、主に降伏点を対象として設定されており、降伏点に対して1.7~1.8の安全率としているが、ロープやストランドでは降伏点に相当するものとしてロープやストランドの0.7%全伸び耐力をとることとしている。一般的なロープや平行線ケーブルで0.7%全伸び耐力に対して2.0の安全率をとると、破断に対する安全率は約2.8

改定案(18章)	現行	備考
<p>が与えられている。一方、ケーブル部材においては、ケーブル部材によって境界条件の違いや変動作用の不確実性の影響が異なる。ケーブル部材としての挙動を制御するために、定着具の安全性が十分確認されたケーブル部材を用いることを前提としたうえで、ケーブルの降伏強度に対して降伏強度のばらつきを考慮した安全余裕を確保するだけでなく、荷重の変動の不確実性なども含め応答の違いを考慮した安全余裕を確保する必要がある。そのため、式(18.3.1)では、調査・解析係数と抵抗係数が、降伏強度に対する抵抗側の部分係数が与えられている。これらの係数により、ケーブルの降伏強度に対して安全余裕を確保することで、ケーブル部材が応答に可逆性を有する状態にとどまるとみなすこととされた。なお、前提とする定着具の安全性については、18.2.3(3)の規定を満足することで達成されると考えてよい。</p> <p>ケーブルの降伏強度の特性値については、ケーブルでは明確な降伏点が現れないため、便宜的に降伏点として平行線ケーブル及び構造用ストランドロープでは0.7%又は0.8%の全伸びのときの強度を、PC鋼線及びPC鋼より線では、0.2%の永久伸びのときの強度を、ケーブルの降伏強度の特性値としている。また、このときの平行線ケーブル、ロープ、PC鋼線及びPC鋼より線の伸び耐力の材料強度のばらつきに製作等の空間的ばらつきを加味して設定されている。</p> <p>一方、調査・解析係数は、係数として0.95が与えられている。桁構造とケーブル構造におけるケーブル部材では、部材の境界条件が大きく異なることから、桁構造を前提とした調査・解析係数の標準値を与えることができない。また、ケーブル構造でも構造形式によってケーブル部材の境界条件が異なることから、このような差異も考慮した調査・解析係数を定める必要がある。しかし、現状では構造形式の違いによる境界条件の違いを適切に考慮できる標準的な調査・解析係数の値を定めることが困難である。そのため、限界状態Ⅰを超えないとみなせる制限値を設定するために用いられるケーブル部材の調査・解析係数は、荷重の変化に対して部材に発生する断面力の変化が最も小さくなるエクストラードケーブル部材に対して定まる調査・解析係数の値が、構造形式によらず与えられている。また、エクストラードケーブル部材に対する調査・解析係数は、鋼材の降伏や鋼材の破断に対して、偏心の小さいケーブル構造や通常のプレレストレストコンクリート構造におけるPC鋼材と同程度の安全余裕が確保できるよう定められている。</p> <p>ケーブルにロープを使用する場合、18.4の解説に示すよりべり効果を考慮する必要がある。式(18.3.1)によりべり効果を考慮する場合は、降伏強度の特性値は4章に示すケーブルの引張強度の特性値σ_{mk}を用いて、式(解18.3.1)及び式(解18.3.2)に示す式で算出した値としてよい。式(解18.3.1)はスパイラルロープ及びロックドコイルロープに適用し、式(解18.3.2)はストランドロープに適用することができる。これはロープに0.2%の永久ひずみが生じるときは荷重と破断荷重の種々の実験結果及び海外基準を参考に設定されたものである。ロープのより方には普通よりとラングよりがあるが、ラングよりは形くずれしやすいため使用しない。</p>	<p>となる。</p> <p>吊橋のケーブルは曲げ剛性等による二次応力も考えられるので破断荷重に対する安全率として3.0をとることとしている。</p> <p>なお、近年、1,570N/mm²級の平行線ケーブルを用いた長大吊橋の主ケーブルでは、その安全率を2.5としていたが、これは支間長の増大により、主ケーブルに発生する引張応力の約8割を死荷重が占め、変動応力が相対的に小さくなってきていることによるものであり、安全率の設定にあたっては、ワイヤーの材料・強度・ケーブルの作用荷重・腐食・維持管理・架設精度・設計計算の精度等について総合的な検討が行われている。なお、この場合、ケーブルの耐力に対する安全率は約2.0、二次応力を考慮した場合にも破断に対して約2.0が確保されている。</p> <p>斜張橋ケーブルは、吊橋に比べ二次応力の影響が小さいこと等を考慮し、我が国での長大支間の斜張橋の実績、海外の基準等を参考に安全率として2.5をとることとしている。吊橋のハンガーでは死荷重応力の占める割合が小さく、また、活荷重応力の発生頻度も高くなるので安全率3.5をとることとしている。</p> <p>吊橋で、ケーブル断面が大きい場合はハンガーを2つ折りにしてケーブルにかける方法をとることがある。この場合ハンガーは局部的に大きく曲げられるので、その影響を考慮して安全率を4.0としている。また、このようなハンガーには可とう性に富むCFRCを用いるのが望ましい。一方、近年の長大吊橋では、被覆平行線ストランドをハンガーに用い、ピン定着でハンガーと桁及びケーブルバンドを連結する場合もある。このような構造では安全率を別途定めてもよい。</p> <p>斜張橋のケーブル等では、活荷重によるケーブル張力の変動が生じるため、疲労が問題となる場合がある。このような場合には、ケーブルに生じる応力振幅や繰返頻度を推定して安全性を照査する必要がある。また、必要に応じて疲労耐久性に優れたソケットを用いる必要がある。</p> <p>(3) よりを加えて製造されたケーブルの破断荷重は、いわゆるよりべり効果等によってそれを構成する素線の引張強さの合計に比べて低下する。よりべり効果は、ロープの種類や素線の本数、よりのピッチ等の種々の因子に影響されるため、共通編3.1に示す以外のロープやストランドを用いる場合には、実験等により機械的性質や破断荷重を求めることが必要である。また、同様の理由でストランドロープ、スパイラルロープ、ロックドコイルロープ等のより線の耐力は、素線の耐力に標準断面積を乗じた値に比べ低い値になる。その低減率はロープの断面構成以外に、製造方法やプレストレッティング等によってもばらつき、ストランドロープでは0.2~0.3であり、安全側の値としては0.3、スパイラルロープやロックドコイルロープでは約0.1である。</p>	

$\sigma_{yk} = \sigma_{yd} / 1.5 \dots \dots$ (解 18.3.1)

$\sigma_{yk} = \sigma_{yd} / 2.5 \dots \dots$ (解 18.3.2)

18.4 ケーブル部材の限界状態 3

軸方向引張力を受けるケーブル部材に生じる軸方向引張応力度が、式(18.4.1)による軸方向引張応力度の制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{t,ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{lt} \cdot \sigma_{tk} \dots \dots \dots (18.4.1)$$

ここに、

$\sigma_{t,ud}$: 軸方向引張応力度の制限値 (N/mm²)

σ_{tk} : 4章に示すケーブルの引張強度の特性値 (N/mm²)

Φ_{lt} : 抵抗係数で表-18.4.1に示す値とする。

$\xi_1 \cdot \xi_2$: 調査・解析係数と部材・構造係数との積で、表-18.4.1に示す値とする。

表-18.4.1 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	$\xi_1 \xi_2$ (ξ_1 と ξ_2 の積)	Φ_{lt}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	図-18.4.1 及び 図-18.4.2 より定める	0.90
	値のうち小さい方	1.00
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	図-18.4.1 及び 図-18.4.2 より定める値のうち小さい方に 1.4 を乗じた値	
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		

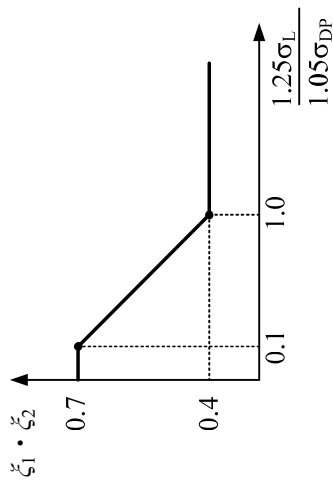


図-18.4.1 ζ_1 と ζ_2 の積と $1.25\sigma_L/1.05\sigma_{DP}$ の関係

ここに、

σ_L : 活荷重(L)(衝撃を含む)によりケーブルに生じる応力の最大値 (N/mm²)。ただし、 σ_L の算出では荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

σ_{DP} : ケーブルに導入される死荷重及びプレストレスにより生じる応力度 (N/mm²)。ただし、 σ_{DP} の算出では荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

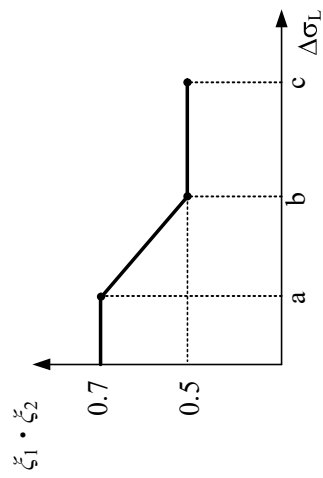


図-18.4.2 ζ_1 と ζ_2 の積と活荷重(L)(衝撃含む)によるケーブルの軸方向引張応力度の最大値と最小値の差の関係

表-18.4.1 図-18.4.2におけるabcの値(N/mm²)

ケーブル区分	a	b	c
C1	100	130	340

改定案 (18章)

C2	70	120	240
C3	60	90	180
C4	30	60	120

ここに、

$\Delta\sigma_L$: 活荷重(L)(衝撃含む)によるケーブルの軸方向引張応力度の最大値と最小値の差 (N/mm²)。ただし、 $\Delta\sigma_L$ の算出では荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

軸方向引張力を受けるケーブルは、鋼線を束ねて作られるストランドやロープの引張強度が最大耐力となるため、ケーブル部材が破断する状態を限界状態 3 としている。引張強度の特性値は、4.1.2 に規定されており、破断試験において試験片が破断に至るまでの最大強度である。

ケーブル部材としての特性値について、国内で製造された平行線ストランド及び被覆平行線ストランドの強度統計データを踏まえ、ストランドの強度特性としての素線の強度特性の下限値とストランドの公称断面積の積として求めてよいこととされた。

これは、平行線ストランドは鋼線が平行に集束されているため、鋼線のより合わせによる強度低下はなく、ストランドの強度は素線の母材強度の集合体と同等であるためである。なお、被覆平行線ストランドについても、より角度は 3.5° と小さく、より合わせによる強度低下はほとんどない。

よりを加えて製造されたケーブルの破断強度は、いわゆる効果等によってそれを構成する素線の引張強さの合計に比べて低下する。よりべり効果は、ロープの種類や素線の本数、よりのピッチ等の種々の因子に影響されるため、4.1.2 に示す以外のロープやストランドを用いる場合には、実験等により機械的性質や破断荷重を求めることが必要である。また、同様の理由でストランドロープ、スパイラルロープ、ロックドコイルロープ等のより線の耐力は、素線の耐力に標準断面積を乗じた値に比べ低い値になる。その低減率はロープの断面構成以外に、製造方法やプレストレス等によってもばらつき、ストランドロープでは 0.2~0.3 であり、安全側の値としては 0.3、スパイラルロープやロックドコイルロープでは約 0.1 である。

よりべり効果を考慮する場合、引張強度の特性値は、4章に示す各種規格で規定された破断荷重(引張試験においてロープが破断に至るまでの最大荷重)をロープの公称断面積で除した値としてよい。

PC 鋼材の PC 鋼より線については、それを構成する素線をより合わせた製造後の PC 鋼より線について破断強度を含めた機械的性質が確認されているので、別途、よりべり効果を考

備考	現行	改定案（18章）
		<p>慮する必要がない。ただしPC鋼より線をさらに複数本より合わせて使用する場合には、<u>破断強度などの機械的性質について、実験等によりその性能を確認する必要がある。</u></p> <p><u>これまでの示方書では、ケーブルの材料規格は規定されていたものの、定着具を含むケーブル部材の品質規定はなかった。この示方書では、18.2.4で国内外の実態とも整合するケーブル部材の要求品質が規定された。また、従来のケーブル部材に対する安全率は、そのようなケーブル部材を用いることを前提に、橋梁形式や構造形式により区分して設定されてきた。この示方書では、ケーブル部材に生じる発生断面力の不確実性や、荷重の変動により生じる応力振幅の影響も反映したものとなるように見直された。</u></p> <p><u>ケーブル部材の安全余裕として考慮されていた主な観点として、材料のばらつき、設計計算の精度、荷重の変動の発生頻度や大きさ、二次応力の影響、他の構造部位の安全余裕とのバランス、維持管理性、破断による影響などがある。今回の改定におけるケーブル部材の部分係数は、構造設計上の配慮と合わせて、これらの観点と従来実績を踏まえて設定されている。</u></p> <p><u>本来は、耐荷性能と耐久性能に対して必要となる安全余裕はそれぞれ独立に規定すべきであるが、疲労照査荷重及びケーブル部材の疲労強度等級等のデータも十分ではない。そのため、従来行われていた国内外の設計法等も参考にしながら、少なくとも荷重の変動により生じる応力振幅の影響とケーブル部材に生じる発生断面力の不確実性の影響を、活荷重による断面力を代表値として考慮することで、最終的に妥当な水準となるよう部分係数が設定されている。このように確保された安全余裕には、耐荷性能と耐久性の両方に関連する要素が考慮されたものとなっている。ただし、他の構造部位の安全余裕とのバランス、維持管理性、破断による影響の観点については、ここで定められた部分係数だけでは必ずしも十分に考慮できない場合がある。そのため、ケーブル構造に対しては、部分係数による安全余裕を確保した上で、これらの観点についても個々に検討を行うのがよい。</u></p> <p><u>抵抗係数については、ケーブルの引張強度に対する強度のばらつきと、素線等をケーブルに収束する際の不確実性等を考慮し設定されている。</u></p> <p><u>調査・解析係数及び部材・構造係数については、調査・解析係数と部材・構造係数の積として与えられている。通常の桁橋における部材とケーブル構造におけるケーブル部材では、解析上の境界条件などが大きく異なる。また、ケーブル構造の構造形式によっても解析上のケーブル部材の境界条件などが大きく異なる。そのため、桁橋における部材を前提として設定されている調査・解析係数の値を用いることができず。また、ケーブル部材に発生する断面力の不確実性や、荷重の変動による応力振幅の影響を考慮するために必要となる安全余裕には、作用効果を算出する過程に含まれる不確実性も含まれ、これを他の不確実性と明確に分離することができない。さらに、それぞれのケーブル部材における境界条件の違いなどによってもこれらの不確実性が変化するものと考えられる。そのため、この示方書では、作用効果を算出する過程に含まれる不確実性も含め、ケーブル部材に生じる断面力の不確実性</u></p>

改定案（18章）	現行	備考
<p>や応力振幅の影響について、調査・解析係数と部材・構造係数の積として考慮することとされた。これらの係数の積については、荷重の変動の影響をL荷重により代表させようとして、荷重の変動により生じる断面力そのものの不確実性の影響の観点と、荷重の変動により生じる応力振幅の影響の観点に対し、これまでの示方書で設計されたケーブル構造の実績も踏まえて、それぞれ必要とされる安全余裕を確保するよう定められている。すなわち、図-18.4.1、図-18.4.2及び表-18.4.1に規定される値のうち、最も小さい値を係数として用いる必要がある。</p> <p>図-18.4.1は、活荷重を変動作用の代表値として、変動作用により生じる断面力の不確実性の影響に対して確保すべき安全余裕を定めるためのものである。ここで規定される部分係数の値は、主要荷重に占める変動作用の比率と従来のケーブル部材の安全余裕に相関があることに基づき、これを代表パラメータとして変化させている。この示方書では、主要荷重に占める変動作用の比率として、式(解18.4.1)に示す死活荷重比率を用いることとされている。</p> <p style="text-align: center;"> </p> <p>ここで、σ_d：L荷重によりケーブルに発生する応力 σ_l：死荷重によりケーブルに発生する応力 σ_{d+l}：ケーブルに導入される緊張力により発生する応力</p> <p>なお、I編3.3で規定されている作用組合せでは、活荷重と死荷重（ケーブル張力を含む）の荷重係数がそれぞれ1.25及び1.05として与えられていることから、死活荷重比率は$1.25\sigma_d / (1.05(\sigma_d + \sigma_l))$とされている。主要荷重に占める変動作用の比率として、式(解18.4.1)に示す死活荷重比率以外にも、例えば最大断面力を与える荷重組合せにおける変動作用と永続作用のそれぞれを合計した値の比率を用いることなども考えられるが、L荷重が変動作用として支配的であり、それぞれの組合せを考慮した場合でも結果に大きな差が生じないことや、設計上の簡便さを考慮して、死活荷重比率が用いられることとされた。</p> <p>図-18.4.1において、死活荷重比率が0.1までは、部分係数は一律0.7とされている。この値は、これまでの示方書により設計されたプレストレストコンクリート桁における内ケーブルや桁内に配置された偏心の少ない外ケーブル構造における死活荷重比率や安全率を参考に定められている。これらの構造では、桁部材を構成する材料として実験等により安全性が確認されていることや、これまで耐荷性能上の大きな問題が生じていないことから、死活荷重比率0.1までは部分係数として0.7を確保することで、必要な安全余裕が確保されると考えてよい。</p> <p>一方、死活荷重比率が1.0を超えた場合には、部材係数は一律0.4とされている。この値は、これまでのニールセンローゼ橋における斜材及び吊橋におけるハンガーロープの実績を参考に定められている。死活荷重比率が1.0のとき部分係数0.4を確保すれば、ハンガーロープ（亜鉛鍍込み法）に対し、L荷重による断面力の1/1.5の荷重が繰返し作用した場合でも、</p>	<p>現行</p>	<p>備考</p>

備考	現行	改定案（18章）
		<p>ロープの1億回疲労強度を超えないために必要な安全余裕を確保していることに相当する。そのため、死活荷重比率が1.0を超えた場合に0.4の部分係数を確保することで、必要な安全余裕が確保されていると考えてよい。</p> <p>死活荷重比率が0.1から1.0までの区間については、部分係数を0.7から0.4まで直線的に変化させることとされている。この区間の部分係数については、死活荷重比に応じた安全余裕を定める上で十分な物理的根拠を有する曲線を与えることが困難であることから、直線と与えられている。</p> <p>図-18.4.2及び表-18.4.1は、国内外の実態を踏まえ、荷重の変動による応力振幅の影響に對して確保すべき安全余裕を定めるためのものである。これは、これまでの示方書で考慮されてきたケーブル部材の安全余裕に含まれていたと考えられる観点のうち、荷重の変動の発生頻度や振幅の違いに着目し、L荷重による変動応力を指標として確保すべき安全余裕の一として規定されたものである。なお、L荷重は荷重の変動の繰返しによる影響を直接的に表現できないものの、数値シミュレーションによって車両通過時の応力振幅との相関が確認されているため、これまでのコンクリート橋における実績を参考に、ここではL荷重の応力振幅（着目ケーブルにおけるL荷重の最大値と最小値の差）が指標とされている。</p> <p>ケーブルに発生する応力振幅が図18.4.2に示されるa点以下の場合、部分係数は0.7とされている。また、応力振幅がb点からc点までとなる場合、部分係数は0.5とされている。これらは、コンクリート斜張橋及び鋼斜張橋等での実績を踏まえ、I編3.3に示される荷重組合せ及び荷重係数等も考慮し、部分係数の上限値及び下限値として与えられている。また、応力振幅がa点からb点までの場合には、コンクリート橋のこれまでの実績を参考に、部分係数が安全側に直線と与えられている。</p> <p>a及びbの点は、200万回の繰返し載荷を行った場合にも疲労耐久性及び疲労による機能の低下が生じないことが確認された部材に対して、100年間相当の交通荷重の繰返し載荷が生じた場合でも十分安全が確認された点に対して、約2.5の安全余裕が確保されたものである。*)。このようにa点からb点の部分係数を定めることで、a点からb点までの区間の部分係数を安全側に与えることができる。なお、cの点は、応力度の水準が引張強度に対して0.6程度となる場合上記安全性が確認された応力度であり、この点を応力振幅の上限値としていえる。そのため、cの点を超える応力振幅が生じる場合には、応力振幅の影響について別途検討し、この条によらず適切な安全余裕を確保する必要がある。</p> <p>ただし、図18.4.2に示されるa、b、cの各点に對する応力振幅は、表-18.2.1で規定されているケーブルの区分によって異なる。</p> <p>よって、図-18.4.1、図-18.4.2及び表-18.4.1で規定される部分係数のうちいずれか小さい方を部分係数とすることで、従来のケーブル部材の安全余裕や海外基準とも大きな相違なく、必要な安全余裕が確保できることが確認されている。そのため、ケーブル部材に生じる応力度が式18.4.1に規定される制限値を超えない場合には、ケーブル部材は限界状態3を超</p>

改定案（18章）	現行	備考
<p>えないとみなしてよいとされている。</p> <p>18.5 ケーブル構造</p> <p>18.5.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) ケーブル構造は、ケーブル部材から作用する力の影響を考慮したうえで、各部材が所要の耐荷性能を満足するとともに、ケーブル構造全体として求められる耐荷性能を満足するようにしなければならない。</p> <p>(2) ケーブル構造の設計にあたっては、ケーブルの剛性の影響、ケーブルの変形の影響及び構造物の風による振動に配慮しなければならない。</p> <p>(3) ケーブル構造の応答算出にあたっては、ケーブルの剛性の影響、ケーブルの変形の影響、部材間の挙動の違いを適切に考慮できる解析モデル及び解析理論によらなければならない。</p> </div> <p>(1) ケーブル部材からの作用力を桁や塔などに伝達するケーブル定着構造を含めたケーブル構造について規定したものである。構造各部がケーブル部材からの作用力に対して安全であることはもちろん、構造各部が有する強度のバランスを適切に設定した上で設計を行う必要がある。</p> <p>ケーブル部材は、外部に露出しているため腐食による損傷が生じやすい。これまでも、吊橋ハンガーロープは、腐食による断面欠損や疲労による破断などで取替えた事例がある。斜張橋ケーブルでは、落雷や自動車の衝突、船舶の桁への衝突、大規模地震等によるケーブルの損傷のため、取替えが必要となった事例が国内外で報告されている。このため、そのような事象に対してケーブル部材を交換できるよう構造的な配慮について検討する必要がある。</p> <p>さらに、ケーブル部材に損傷が生じた際にも、ケーブル構造として致命的な状態とならないように、ケーブル部材の配置や本数等に配慮することが必要となる。例えば、斜張橋においてケーブルを多段配置するマルチケーブル形式の場合には、仮に斜ケーブル1本が不測の事態で破断したとしても、橋全体系として落橋等の致命的な状態となることはほとんどないと考えられる。また、吊橋におけるハンガーロープについても同様であり、既往の橋梁と同様のハンガーロープの設置間隔であれば、仮にハンガーロープ1本が破断した場合にも、ただちに致命的な事態が生じることはほとんどないと考えられる。</p> <p>なお、著しく斜ケーブルやハンガーロープの本数を減じるなど、これまでの構造と異なる場合には、ケーブル部材の取替え時の耐荷性能について検討を行うことが望ましい。なお、海外では、ケーブル構造の設計において、ケーブル部材1本が破断した場合の影響を考慮することを求めている事例もある³⁾。</p> <p>(2) (3) 吊橋や斜張橋などのケーブル構造は可とう性に富んだ構造物であり、活荷重の載荷</p>	<p>17.2 ケーブル構造設計一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ケーブル構造の設計では、ケーブルの剛性の影響、ケーブルの変形の影響及び構造物の風による振動に配慮しなければならない。</p> </div>	

備考	現行	改定案（18章）
	<p>ケーブルは構造解析上は引張のみを受けける部材として扱い、曲げ剛性を無視しているが、かなり太くなると曲げ剛性が無視できなくなり、そのため二次的応力が生じることがあるのに注意する必要がある。ケーブルは非常に可とう性に富む部材であるため、設計に際してケーブルの伸びや形状の変化による構造物への影響を考慮に入れなければならない場合が多い。</p> <p>ケーブルを用いたつり構造は、一般に柔構造となるため、風による橋の振動が課題となることが多く、それらが問題とならないよう、適切に耐風設計を行う必要がある。また、近年ポリエチレン等で被覆されたケーブルが長大斜張橋を中心に多く用いられるようになってきたが、これらの表面が滑らかなケーブルでは架橋地点の風の特性によっては振動を生じることがあり、制振対策が必要となる場合があるので注意が必要である。</p> <p>さらに、ケーブルは現場における不注意な取扱いによってその性質が著しく損なわれることが考えられるので、<u>工事中の取扱いには十分な配慮を払う必要がある。</u></p>	<p>などによって大きなたわみや振動が生じることがある。このような場合に、自動車の安全な走行を阻害したり、歩行者に不快感を与える可能性がある。さらに、大きな変形や振動によって、ケーブル部材の定着具の近傍やケーブル定着構造に局所的な曲げによる応力が生じることとなり、耐荷力の低下や疲労損傷の発生が懸念される。そのため、有害な変形や振動が生じないように設計する必要がある。</p> <p>また、ケーブル構造は、一般に柔構造となるため、風による橋の振動が課題となりやすく、振動が問題とならないよう、適切に耐風設計を行う必要がある。また、近年ポリエチレン等で被覆されたケーブルが長大斜張橋を中心に多く用いられるようになってきたが、これらの表面が滑らかなケーブルでは架橋地点の風の特性によっては振動を生じることがあり、制振対策が必要となる場合があるので注意が必要である。</p> <p>振動対策としては、桁や塔などの部材断面を工夫することや、ケーブル部材に減衰を付加するためのダンパー構造の設置やケーブル表面形状の変更による対策など、多くの事例があり、「道路橋耐風設計便覧（日本道路協会）」が参考となる。</p> <p>ケーブルは現場における不注意な取扱いによってその性質が著しく損なわれることが考えられるので、施工時の取扱いには十分に配慮する必要がある。特に、ポリエチレン被覆ケーブルに供用前にあつたと考えられる被覆の傷や補修部より雨水が浸入して内部のケーブルが腐食した例も報告されている。</p>
<p>17.6.4 ケーブル定着構造</p> <p>ケーブル定着構造の設計は、作用力に対して行うほか、17.5に規定するケーブルの許容値の75%以上の強度をもつようにする。</p> <p>ケーブルからの作用力を桁や塔などに伝達するケーブル定着構造の設計について規定したものである。</p> <p>ケーブル定着構造の設計は、作用力に対して許容応力度以下となるように設計することを原則としている。ただし、二次応力等を考慮して求められたケーブル部材に対して、定着構造の剛性が著しく小さい場合には、地震時や架設時などの不慮の外力に対して弱点となったり、構造全体としての均衡がとれない場合がある。このため、ケーブルの定着構造においては、7章に規定する部材の連結と同様に、作用力に対するほか、定着構造の強度の下限として、ケーブルの許容値の75%以上となるよう規定したものである。</p>	<p>18.5.2 ケーブル定着構造</p> <p>ケーブル定着構造の設計は、ケーブル部材からの作用力に対して行うことを原則とする。ただし、18.3及び18.4に規定するケーブル部材の制限値の75%以上の強度をもつようにする。</p> <p>ケーブル定着構造は、作用力に対して限界状態に対する制限値以下となるように設計することを原則とされた。ケーブル部材を製作の煩雑さを避けるなどの目的から、既製のケーブルタイプから同じ強度のケーブルを選定する場合には、ケーブルの作用力に対して大きな余裕を有するケーブルを選定することになる。ケーブル定着構造を、ケーブルの設計強度に対して設計すると、大きな余裕を保持することとなるため、設計強度を低減できることとした。なお、定着構造の剛性が著しく小さい場合には、地震時や架設時などの不慮の外力に対して弱点となったり、構造全体としての均衡がとれない場合がある。このため、ケーブル定着構造においては、9章に規定する連結と同様に、作用力に対するほか、定着構造の強度の下限として、ケーブル部材の制限値の75%以上となるよう規定したものである。</p>	

改定案（18章）	現行	備考
<p>18.5.3 ケーブルバンド</p> <p>(1) ケーブルバンドは、作用力に対して安全となるように設計しなければならない。</p> <p>(2) ケーブルバンドは、ケーブルとの間ですべりが生じないようにしなければならない。</p> <p>(3) (4)及び(5)を満足する場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(4) ケーブルバンドは、ケーブルを均一に縮付け、かつその縮付け力の減少がなるべく少ない構造とする。</p> <p>(5) ケーブルバンドのすべり抵抗力の制限値は、ケーブルバンドに生じるすべり力に対して、4.0以上の安全余裕を確保する。</p>	<p>17.6.3 ケーブルバンド</p> <p>(1) ケーブルバンドはケーブルを均一に縮付け、かつその縮付け力の減少がなるべく少ない構造とする。</p> <p>(2) ケーブルバンドのすべりに対する安全率は4.0を標準とする。</p>	
<p>(1) ケーブルバンドの強度は、</p> <p>1) ボルトの縮付け力</p> <p>2) ケーブルの変形</p> <p>3) ハンガーの張力</p> <p>によって生じる応力に対して安全に設計する必要がある。</p> <p>(2) ここにいうケーブリングバンドは次の用途のいずれかを有する金具である。</p> <p>1) ハンガークラスをケーブルに伝達する</p> <p>2) ケーブル断面形状を保持する</p> <p>3) ストランドを分離する</p> <p>4) ケーブルバンド、サドル等のすべり防止を補助する</p> <p>1)から4)のいずれの用途でも、ケーブリングバンドは一般にバンドとケーブルの間やケーブル構成要素間ですべらないよう設計する必要がある。</p> <p>(3) ケーブルバンドは、ボルトによって縮め付けられるが、このときケーブルは均一に縮め付けるようにする必要がある。適正な空隙率を用いるとともに、バンド内面とケーブル表面とは密着させる必要がある。このため、ケーブルにロープケーブルを使用する場合は、バンド内面にロープ溝を切ったり、ファイラーを介することがある。一般に、ロープ溝を切る方法の方が望ましいが、やむを得ずファイラーを用いる場合は、亜鉛・鋼線又はワイヤロープを素材とするファイラーがよい。縮付け力がよい。縮付け力は一般に以下の1)から4)の要因によって減少するので注意が必要である。</p> <p>1) 縮付けボルトのリラクセーション</p> <p>2) 応力によるケーブルの細り</p> <p>3) バンド縮付け力によるケーブル素線亜鉛被膜のクリープ</p> <p>4) バンドとケーブルとの温度差</p> <p>縮付け力の減少を小さくするために、縮付けボルトは縮付け長を十分長くすることが望</p>	<p>ここにいうケーブリングバンドは次の用途のいずれかを有する金具である。</p> <p>1) ハンガークラスをケーブルに伝達する</p> <p>2) ケーブル断面形状を保持する</p> <p>3) ストランドを分離する</p> <p>4) ケーブルバンド、サドル等のすべり防止を補助する</p> <p>いずれの用途でもケーブリングバンドは一般にバンドとケーブルの間やケーブル構成要素間ですべらないようにボルトで縮め付けられるが、このときケーブルは均一に縮め付けるようにする必要がある。適正な空隙率を用いるとともに、バンド内面とケーブル表面とは密着させる必要がある。このため、ケーブルにロープケーブルを使用する場合は、バンド内面にロープ溝を切ったり、ファイラーを介することがある。一般に、ロープ溝を切る方法の方が望ましいが、やむを得ずファイラーを用いる場合は、亜鉛・鋼線又はワイヤロープを素材とするファイラーがよい。縮付け力は次にあげる要因によって一般に減少するので注意を要する。</p> <p>1) 縮付けボルトのリラクセーション</p> <p>2) 応力によるケーブルの細り</p> <p>3) バンド縮付け力によるケーブル素線亜鉛被膜のクリープ</p> <p>4) バンドとケーブルとの温度差</p> <p>縮付け力の減少を小さくするために、縮付けボルトは縮付け長を十分長くすることが望ま</p>	

備考	現行	改定案（18章）
	<p>しい。縮付け長はケーブル径の80%以上を標準とする。また、縮付けボルトはなるべく高材質のものを用い、ボルトの縮付け応力度を大きくするのがよい。このことはケーブルを横から強気に締め上げることが意味しているのではない。ケーブルの縮付け応力度を過大にすることはケーブルの安全率を低下させるので避ける必要がある。</p> <p>ケーブルバンドのすべりに対する安全率は4.0を標準としているが、縮付け力減少の要因について十分検討を加え、安全性が確かめられたときは、安全率を最低3.0まで下げてよい。</p> <p>ケーブルバンドの強度は、</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) ボルトの縮付け力 2) ケーブルの変形 3) ハンガーの張力 <p>によって生じる応力に対して安全に設計する必要がある。</p>	<p>ましい。縮付け長はケーブル径の80%以上を標準とする。また、縮付けボルトはなるべく高材質のものを用い、ボルトの縮付け応力度を大きくするのがよい。ただし、ケーブルの縮付け応力度を過大にすることはケーブルの安全余裕を低下させるので注意する必要がある。</p> <p>(4) ケーブルバンドのすべりに対してすべり抵抗の制限値は4.0倍以上とすることが標準とされているが、縮付け力減少の要因について十分検討を加え、安全性が確かめられたときは、3.0倍以上としてよい。</p> <p>なお、ケーブルバンドが取り付けられる吊橋主ケーブルやケーブルバンドに接合されるハンガーロープ等の各構造部材の安全余裕を踏まえ適切なすべり抵抗の制限値を採用することが望ましい。</p> <h3>18.6 ケーブル構造の限界状態 1</h3> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ケーブル構造は、ケーブル構造を構成する各部材等の限界状態 1 を超えないとみなせる場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</p> </div> <p>ケーブル構造は、主として主塔、桁及び主構、床版、ケーブル部材等により構成されるが、構造全体として弾性応答する限界の状態を限界状態 1 と考えることができる。ケーブル構造を構成する各部材等が弾性応答する限界を超えず、かつ、ケーブル構造が全体として安定である場合には、少なくとも構造全体として弾性応答すると考えられる。この条文中の各部材等とは、上記の趣旨を踏まえ、ケーブル構造を構成する各部材及びそれらから構成されるケーブル構造のことを意図したものである。したがって、ケーブル部材を構成する各部材のそれぞれが限界状態 1 を超えないとともに、ケーブル部材、桁部材及び塔によって成立する荷重支持能力を保持し、かつ、ケーブル構造が全体として安定であることを満足する場合には、ケーブル構造の限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされている。</p> <h3>18.7 ケーブル構造の限界状態 3</h3> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ケーブル構造は、ケーブル構造を構成する各部材等の限界状態 3 を超えないとみなせる場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> </div> <p>ケーブル構造の限界状態 3 は、部材の一部に損傷が生じているもの、それが原因で荷重支持能力を完全に失わない限界の状態と考えることができる。ケーブル構造を構成するいずれかの部材が作用に対して耐荷力を失った場合、ケーブル構造としての耐荷力が失われる可能性がある。また、ケーブル構造を構成するいずれの部材も完全には耐荷力を失っていない場合でも、変位の影響によってケーブル構造全体が不安定化し、ケーブル構造としての耐荷力を喪失する可能性がある。この示方書では、これらの状態を限界状態 3 とらえている。</p>

備考	現行	改定案（18章）
	<p>17.7 防せい防食</p> <p>ケーブル構造の設計にあたっては、5.2の規定によるほか、特にソケット、バンド及びサドルでは防水に対して十分に配慮しなければならない。</p> <p>ケーブルの防せい防食法については、5.2によるが、特に部材としての重要度、交換の可否、維持管理の容易さ等を勘案し、将来の維持管理を考慮して適切な方法を選定する必要がある。なお、ケーブルの防せい防食法については長期間の耐久性に関するデータは十分とはいえず、現在採用されている方法についてもさまざまな改良が施されてきていることから、選定にあたっては十分な検討が必要である。</p> <p>ケーブルは素線の集合体であるため内部に空隙があり、ケーブル表面だけでは内部の腐食や発せいの程度が判定できないことに注意する必要がある。また、ケーブル内の空隙に水分と酸素が供給されると著しく腐食が促進するため、ケーブル表面を気密性の高い防せい防食層で覆うことが望ましく、更に素線には亜鉛めっき鋼線を使用するのが一般的である。</p> <p>ケーブル表面の防せい防食層は、吊橋の主ケーブルのように、現場で施工せざるを得ない場合と、斜張橋のケーブルのように工場で施工ができる場合とで大きく異なり、次のような方法が採用されている。</p> <p>1) 現場で施工する防せい防食層 現場でケーブルを整形した後にワイヤをケーブルの周りに密に巻き付けて、その上に塗装を施すワイヤラッピング法が採用されている。近年、更に気密性を向上させるためにゴム材による二重のラッピングをする方法やラッピングワイヤの形状を工夫しワイヤラッピング自体で気密性を向上させる方法も採用されている。</p> <p>2) 工場で施工する防せい防食層</p>	<p>この条文の各部材等とは、上記の趣旨を踏まえ、ケーブル構造を構成する各部材及びそれらから構成されるケーブル構造のことを意図したものである。したがって、ケーブル部材を構成する各部材のそれぞれが限界状態3を超えないとともに、ケーブル構造が全体として安定であることを満足する場合には、ケーブル構造の限界状態3を超えないとみなしてよいとされている。</p> <p>なお、ケーブル構造の安定の照査にあたっては、適切な有効座屈長の設定による座屈耐力解析が必要な場合がある。また、橋全体系を対象とした全橋耐力解析を行うことによつて、ケーブル構造の耐力の照査を行った事例もある⁷⁾。</p> <p>18.8 防せい防食</p> <p>ケーブル構造の設計にあたっては、6章及び7章の規定による他、ケーブル、定着具、定着構造、バンド及びサドルでは、発錆や防食機能の低下が生じないように、また、ケーブル構造の各部に滞水が生じないように、防せい防食処理の施工や排水に配慮しなければならない。</p> <p>ケーブル構造の防せい防食法については6章及び7章によるが、特にケーブル部材としての重要度、交換の可否、維持管理の確実性及び容易さ等を勘案し、将来の維持管理を考慮して適切な方法を選定する必要がある。なお、ケーブル部材の防せい防食法については長期間の耐久性に関するデータは十分とはいえず、現在採用されている方法についてもさまざまな改良が施されてきていることから、選定にあたっては十分な検討が必要である。</p> <p>ケーブル部材は素線の集合体であるため内部に空隙があり、ケーブル表面だけでは内部の腐食や発せいの程度が判定できないことに注意する必要がある。また、ケーブル内の空隙に水分と酸素が供給されると著しく腐食が促進されるため、ケーブル表面を気密性の高い防せい防食層で覆うことが望ましく、素線には亜鉛めっき鋼線を使用する方法、又は素線間に樹脂等を充填する方法が一般的である。</p> <p>ケーブル表面の防せい防食層は、吊橋の主ケーブルのように、現場で施工せざるを得ない場合と、斜張橋のケーブル部材のように工場で施工ができる場合とで大きく異なり、次のような方法が採用されている。</p> <p>1) 現場で施工する防せい防食層 現場でケーブルを整形した後にワイヤをケーブルの周りに密に巻き付けて、その上に塗装を施すワイヤラッピング法が採用されている。近年、更に気密性を向上させるためにゴム材による二重のラッピングをする方法やラッピングワイヤの形状を工夫しワイヤラッピング自体で気密性を向上させる方法も採用されている。</p> <p>2) 工場で施工する防せい防食層</p>

備考	現行	改定案（18章）
	<p>斜張橋のケーブル等では、ロープやストランド表面に、工場で直接ポリエチレン等のプラスチック材を被覆し、現場施工の軽減と防せい防食層の信頼性の向上を図る方法が多く採用されている。</p> <p>また、工場でケーブルを構成するロープやストランドごとに被覆を行い、現場で所定の本数を束ねて所定のケーブルとする方法もある。</p> <p>3) その他</p> <p>工場で被覆まで行うケーブルの普及以前には、斜張橋のケーブル等ではポリエチレン管等でケーブルを覆って間隙に充てん材を圧入する方法も採用されてきた。また、ロックコイルロッドの場合には、表層の異形線が緊密にかみ合っているためロープ内部へ水等が浸入しにくい構造であることと、ロープ表面が比較的平滑になっているためロープに直接塗装する方法が用いられてきた。</p> <p>また、吊橋の主ケーブルが定着されるアンカーフレーム部において、構造が複雑となり塗装の塗り替えが困難となること等から、定着部全体をカバーで覆って内部を除湿する方法や、長大吊橋の主ケーブルにおいて、ケーブル内部の空隙に乾燥空気を送ることによって水分を除去する方法も採用されている。</p> <p>以上のほか、ケーブルの構造上、防せい防食工の切れ目となりやすいサドル部やケーブルバンド部等は弱点となる場合が多く、雨水や塵埃の浸入、滯水の防止、結露水の速やかな排出が行える構造とする必要がある。</p>	<p>斜張橋のケーブル等では、ロープやストランド表面に、工場で直接ポリエチレン等のプラスチック材を被覆し、現場施工の軽減と防せい防食層の信頼性の向上を図る方法が多く採用されている。</p> <p>また、工場でケーブルを構成するロープやストランドごとに被覆を行い、現場で所定の本数を束ねて所定のケーブルとする方法もある。なお、近年では内部充てん型エポキシ樹脂被覆PC鋼より線などの被覆材が多く採用されている。</p> <p>3) その他</p> <p>工場で被覆まで行うケーブルの普及以前には、斜張橋のケーブル等ではポリエチレン管等でケーブルを覆って間隙に充てん材を圧入する方法も採用されてきた。また、ロックコイルロッドの場合には、表層の異形線が緊密にかみ合っているためロープ内部へ水等が浸入しにくい構造であることと、ロープ表面が比較的平滑になっているためロープに直接塗装する方法が用いられてきた。</p> <p>また、吊橋の主ケーブルが定着されるアンカーフレーム部において、構造が複雑となり塗装の塗り替えが困難となること等から、定着部全体をカバーで覆って内部を除湿する方法や、長大吊橋の主ケーブルにおいて、ケーブル内部の空隙に乾燥空気を送ることによって水分を除去する方法も採用されている。</p> <p>以上のほか、ケーブルの構造上、防せい防食工の切れ目となりやすいサドル部やケーブルバンド部等は弱点となる場合が多く、雨水や塵埃の浸入、滯水の防止、結露水の速やかな排出が行える構造とする必要がある。また、塗装は経年による塗膜の消耗だけではなく、ケーブルの伸縮によるケーブル断面方向の割れが生じる場合がある。このため、割れの発生を防止するために高い伸び性能を有する被覆材料を適用することが望ましい。ポリエチレン被覆ケーブルについても、ソケットとの境界部において隙が生じるなどの完壁な防食は難しく、また供用前にあつたと考えられる被覆の傷や補修部より雨水が浸入して内部のケーブルが腐食した例も報告されている。</p> <p>確実な防食による耐久性を確保するためには、定期的な点検によって変状を早期に発見し、適切な補修の施工や定期的な塗替塗装を行わなければならない。</p> <p style="text-align: center;">参考文献</p> <p>1) (一社) 日本鋼構造協会：構造用ケーブル材料規格，1994.10</p> <p>2) 日本道路公団、関門橋工事報告書，昭和52年3月</p> <p>3) Post-Tensioning Institute (PTI)：Recommendations for Stay-Cable Design, Testing, and Installation, 2012</p>

備考	現行	改定案 (18章)
		<p>4) 公益社団法人土木学会：コンクリート標準示方書 [規準編] 「PC工法の定着具および接続具の性能試験方法」 (ISCE-E 503-1999), 2010</p> <p>5) プレストレストコンクリート技術協会：PC斜張橋・エクストラードーズド橋設計施工基準 (PC技術規準シリーズ), 2009</p> <p>6) DIN 1073:Stahlerner Strassenbrucken, Berechnungsgrundlagen, 1974. 7</p> <p>7) 土木学会：鋼構造シリーズ 20 鋼斜張橋・技術とその変遷 [2010年版], 2011. 2</p>

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編

改定案（19章）

19章 鋼管

19.1 適用の範囲

この章は、主として円形鋼管部材を使用する上部構造及び鋼製橋脚の設計に適用する。

鋼管についてはこの章の規定による。部材の最小板厚については5.2.1による。

19.2 一般

部材の設計についてはこの章及び5章による他、接合部については9章の規定による。

19.3 鋼材

- (1) 鋼管部材に使用する鋼材は、1.4.2の規定を満足しなければならない。
 (2) 鋼管部材に使用する鋼材について、(3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 (3) 既製の鋼管を使用する場合
 1) 鋼管は表-19.3.1による。

表-19.3.1 既製の鋼管の規格と種類

規格番号及び名称	鋼種
JIS G 3444	STK400
一般構造用炭素鋼鋼管	STK490 ¹⁾

注：1) STK490の引張強さの上限は試験片を帯鋼又は鋼板から採取した場合610N/mm²、鋼管から採取した場合は640N/mm²とする。

現行

15章 鋼管構造

15.1 適用の範囲

この章は、主として円形鋼管部材を使用する上部構造及び鋼製橋脚の設計に適用する。

鋼管構造についてはこの章の規定による。部材の最小板厚については4.1.4による。

15.2 鋼材

- (1) 鋼管部材に使用する鋼材は、1.6の規定を満足しなければならない。
 (2) 鋼管部材に使用する鋼材について、(3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満足するものとみなす。
 (3) 既製の鋼管を使用する場合
 1) 鋼管は、表-15.2.1による。

表-15.2.1 既製の鋼管の規格と種類

規格番号及び名称	鋼種
JIS G 3444	STK400
一般構造用炭素鋼鋼管	STK490 ¹⁾

注：1) STK490の引張強さの上限は試験片を帯鋼又は鋼板から採取した場合610N/mm²、鋼管から採取した場合は640N/mm²とする。

備考

改定案（19章）

現行

備考

2) 鋼管の選定は、表-19.3.2による。

表-19.3.2 鋼管の選定

部材	製造方法別の分類	鋼種
主要部材	アーク溶接鋼管	STK400, STK490
	電気抵抗溶接鋼管	STK400
二次部材	アーク溶接鋼管	STK400, STK490
	電気抵抗溶接鋼管	STK400
	シームレス鋼管 鍛接鋼管	STK400

3) 主要部材として使用する鋼管のシーム部分は、原則として JIS Z 3122 : 2013 (突合せ溶接継手の曲げ試験方法) に規定する表曲げ試験を行い、わん曲部の外側に割れ、その他著しい欠陥が生じないことを確認する。ただし、曲げ試験の試験片の数は、同一ロットにおける同一寸法の管 1, 250m 又はその端数ごとに 1 本を管端の溶接部から採取する。

(4) ローラー曲げ法又はプレス曲げ法により鋼板から製作する場合

1) 製作管に使用する鋼板は、表-19.3.3による。

表-19.3.3 製作管に使用する鋼板の種類

規格番号及び名称	鋼種
JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400
JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM400A・B・C
	SM490A・B・C
	SM490YA・YB
	SM520C SM570
JIS G 3114 溶接構造用耐侯性熱間 圧延鋼材	SMA400AW・BW・CW SMA490AW・BW・CW SMA570W

ただし、表-19.3.3は主として直径 300mm 以上、厚さ 6.9mm 以上の鋼管

2) 鋼管の選定は、表-15.2.2による。

表-15.2.2 鋼管の選定

部材	製造方法別の分類	鋼種
主要部材	アーク溶接鋼管	STK400, STK490
	電気抵抗溶接鋼管	STK400
二次部材	アーク溶接鋼管	STK400, STK490
	電気抵抗溶接鋼管 シームレス鋼管 鍛接鋼管	STK400

3) 主要部材として使用する鋼管のシーム部分は、原則として JIS Z 3122 (突合せ溶接継手の曲げ試験方法) に規定する表曲げ試験を行い、わん曲部の外側に割れ、その他著しい欠陥が生じないことを確認する。ただし、曲げ試験の試験片の数は、同一ロットにおける同一寸法の管 1, 250m 又はその端数ごとに 1 本を管端の溶接部から採取する。

(4) ローラー曲げ法又はプレス曲げ法により鋼板から製作する場合

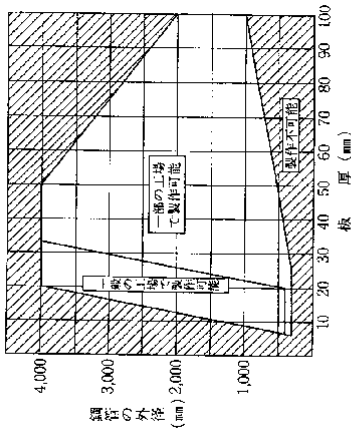
1) 製作管に使用する鋼板は、表-15.2.3による。

表-15.2.3 製作管に使用する鋼板の種類

規格番号及び名称	鋼種
JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400
JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM400A・B・C
	SM490A・B・C
	SM490YA・YB
	SM520C SM570
JIS G 3114 溶接構造用耐侯性 熱間圧延鋼材	SMA400AW・BW・CW SMA490AW・BW・CW SMA570W

ただし、表-15.2.3は主として直径 300mm 以上、厚さ 6.9mm 以上の鋼管を

改定案 (19章)	現行	備考
<p>を対象とする。</p> <p>2) 鋼管は鋼板を成形ローラー又はプレスにより円筒形に曲げ加工したうえ、シーム部分をアーク溶接して製作する。</p> <p>3) 鋼管の板厚による鋼種の選定は1.4.2の規定による。</p> <p>(2) 鋼管部材に使用される鋼管の規格を示したものである。</p> <p>(3) 既製の鋼管とは、製鉄会社で鋼管の形に製造されて製作者に供給されるものである。鋼材の規格は溶接性を考慮して表-19.3.1のように定めている。</p> <p>STK490 については、使用実績も比較的少なく、溶接上の欠陥を生じた場合の影響も大きいと思われる。したがって、引張強さの上限値を、試験片を帯鋼又は鋼板から採取した場合には、SM490 又は、SM490Y と同等の 610N/mm²、又試験片を鋼管から採取した場合には、鋼板の加工硬化による影響を見込み、鋼板の場合の 610N/mm² に相当する 640N/mm² としている。</p> <p>既製の鋼管の製造方法には多くの種類があるが、現在我が国で広く用いられている製造方法の中から主要部材、二次部材別の選定基準を表-19.3.2に示している。アーク溶接鋼管と電気抵抗溶接鋼管は総合的にみて信頼度が高いので主要部材への使用を認めている。シームレス鋼管は厚さの精度が他よりも悪いため、また、鍛接鋼管は製造能力から小径のものに限られるため、それぞれ二次部材に限って使用できるものとしている。</p> <p>既製の鋼管のうちアーク溶接鋼管、電気抵抗溶接鋼管を主要部材に使用する場合は、溶接部が完全であるかどうかを調べる目的で、原則として JIS Z 3122 (突合せ溶接継手の曲げ試験方法) に規定する表曲げ試験を行って、わん曲部の外側に割れその他著しい欠陥が生じないことを確認することとした。ただし、軸方向力のみを受ける部材で、応力的にも余裕がある場合はこれを省略してもよい。</p> <p>(4) ローラー曲げ法あるいはプレス曲げ法により鋼管を製作する場合に使用する鋼板の種類は表-19.3.3のとおりであるが、厚さ別の鋼種の選定は1.4.2の規定によればよい。ローラー曲げ法あるいはプレス曲げ法によって製作できる鋼管の最小径は約 300mm である (図-解 19.3.1 参照)。</p>	<p>対象とする。</p> <p>2) 鋼管は鋼板を成形ローラー又はプレスにより円筒形に曲げ加工したうえ、シーム部分をアーク溶接して製作する。</p> <p>3) 鋼管の板厚による鋼種の選定は1.6の規定による。</p> <p>(2) 鋼管部材に使用される鋼管の規格を示したものである。</p> <p>(3) 既製の鋼管とは、製鉄会社で鋼管の形に製造されて製作者に供給されるものである。鋼材の規格は溶接性を考慮して表-15.2.1のように定めている。</p> <p>STK490 については、使用実績も比較的少なく、溶接上の欠陥を生じた場合の影響も大きいと思われる。したがって、引張強さの上限値を、試験片を帯鋼又は鋼板から採取した場合には、SM490 又は、SM490Y と同等の 610N/mm²、又試験片を鋼管から採取した場合には、鋼板の加工硬化による影響を見込み、鋼板の場合の 610N/mm² に相当する 640N/mm² としている。</p> <p>既製の鋼管の製造方法には多くの種類があるが、現在我が国で広く用いられている製造方法の中から主要部材、二次部材別の選定基準を表-15.2.2に示している。アーク溶接鋼管と電気抵抗溶接鋼管は総合的にみて信頼度が高いので主要部材への使用を認めている。シームレス鋼管は厚さの精度が他よりも悪いため、また、鍛接鋼管は製造能力から小径のものに限られるため、それぞれ二次部材に限って使用できるものとしている。</p> <p>既製の鋼管のうちアーク溶接鋼管、電気抵抗溶接鋼管を主要部材に使用する場合は、溶接部が完全であるかどうかを調べる目的で、原則として JIS Z 3122 (突合せ溶接継手の曲げ試験方法) に規定する表曲げ試験を行って、わん曲部の外側に割れその他著しい欠陥が生じないことを確認することとしている。ただし、軸方向力のみを受ける部材で、応力的にも余裕がある場合はこれを省略してもよい。</p> <p>(4) ローラー曲げ法又はプレス曲げ法により鋼管を製作する場合に使用する鋼板の種類は表-15.2.3のとおりであるが、厚さ別の鋼種の選定は1.6の規定によればよい。</p> <p>ローラー曲げ法又はプレス曲げ法によって製作できる鋼管の最小径は約 300mm である (図-解 15.2.1 参照)。</p>	



注) 本図は鋼種SM490、鋼管の長さ6 mの場合、ただし、外径1,400mm以上では鋼管の長さ3～4 mの場合の目安を示す。

図-解 19.3.1 ローラー曲げ法あるいはプレス曲げ法による鋼管の製作可能寸法

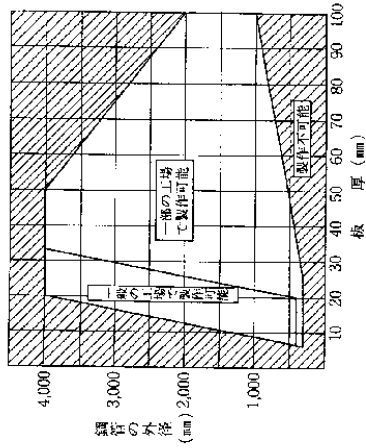
これ以上の直径のものでも鋼板の厚さ、長さ、材種及び成形ローラーあるいはプレスの能力によって製作不可能な場合がある。したがって、設計にあたっては製作の可能性を検討しておく必要がある。

なお、この節に定めた鋼管のほかに遠心力鑄造鋼管が鉄道高架橋や建築関係等に使用されているが、道路関係への使用実績はまだ少ないので、これについては対象外とした。

19.4 補剛材

- (1) 鋼管部材は、せん断及びねじれによる座屈又は局部的な変形が防止できる構造としなければならない。
- (2) 1)及び2)の規定を満足する補剛材を設ける場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

- 1) 補剛材の最大間隔
鋼管部材には環補剛材又はダイヤフラムを設けるのを原則とし、その最大間隔を鋼管の外径の3倍とする。ただし、 $R/t \leq 30$ の範囲にある場合は、これを省略することができる。
- 2) 環補剛材の剛度
環補剛材の突出脚の幅及び厚さは、それぞれ式(19.4.1)を満足しなければ



注) 本図は鋼種SM490、鋼管の長さ6 mの場合、ただし、外径1,400mm以上では鋼管の長さ3～4 mの場合の目安を示す。

図-解 15.2.1 ローラー曲げ法又はプレス曲げ法による鋼管の製作可能寸法

これ以上の直径のものでも鋼板の厚さ、長さ、材種及び成形ローラー又はプレスの能力によって製作不可能の場合がある。したがって、設計にあたっては製作の可能性を検討しておく必要がある。

なお、この節に定めた鋼管のほかに遠心力鑄造鋼管が鉄道高架橋や建築関係等に使用されているが、道路関係への使用実績はまだ少ないので、これについては規定しないこととしている。

15.4 補剛材

- (1) 鋼管部材は、せん断及びねじれによる座屈又は局部的な変形が防止できる構造としなければならない。
- (2) 1)及び2)の規定を満足する補剛材を設ける場合においては、(1)を満たすものとみなす。

- 1) 補剛材の最大間隔
鋼管部材には環補剛材又はダイヤフラムを設けるのを原則とし、その最大間隔を鋼管の外径の3倍とする。ただし、 $R/t \leq 30$ の範囲にある場合は、これを省略することができる。
- 2) 環補剛材の剛度
環補剛材の突出脚の幅及び厚さは、それぞれ式(15.4.1)を満たさなければ

ばならない。

$$\left. \begin{aligned} b &\geq \frac{d}{20} + 70 \\ t &\geq \frac{b}{17} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19.4.1)$$

ここに、
 b : 環補剛材の突出脚の幅 (mm)
 t : 環補剛材の板厚 (mm)
 d : 鋼管の外径 (mm)

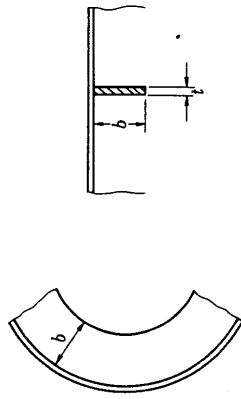


図-19.4.1 環補剛材

- (2) 1) 鋼管部材には、せん断及びねじれによる座屈又は局部的な変形を防止するため、原則として環補剛材又はダイヤフラムを設けることとし、その最大間隔は表-19.8.3に定めた局部座屈に対するせん断降伏強度を考慮して鋼管の外径の3倍としている。ただし、 $R/t \leq 30$ の範囲にある場合は、設計、製作上の便宜を考慮して補剛材を省略できるものとしている。この場合の局部座屈に対するせん断降伏強度は表-19.8.3の規定による。
- 2) 環補剛材の必要剛度については研究資料が乏しく不明の点が多いが、実施例等を参考にしてその最小寸法を式 (19.4.1) のように定めている。ただし、荷重集中点については19.6.5の規定による。

19.5 鋼管の継手

- (1) 鋼管を連結する場合の継手は、応力伝達を確実にするとともに、局部変形の防止、じん性の確保ができるものでなければならない。
- (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鋼管と鋼管とを軸方向に連結する場合は、高力ボルト又は溶接による直継手とし、二次部材でやむを得ない場合を除き、原則としてフランジ継手を用いてはならない。

ればならない。

$$\left. \begin{aligned} b &\geq \frac{d}{20} + 70 \\ t &\geq b/17 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15.4.1)$$

ここに、

b : 環補剛材の突出脚の幅 (mm)
 t : 環補剛材の板厚 (mm)
 d : 鋼管の外径 (mm)

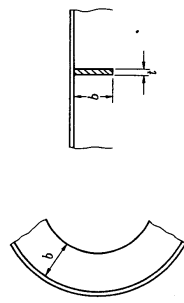
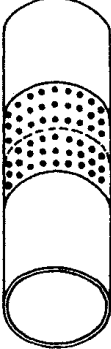
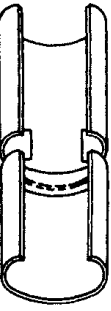
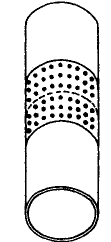
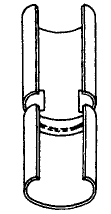


図-15.4.1 環補剛材

- (2) 1) 鋼管部材には、せん断及びねじれによる座屈又は局部的な変形を防止するため、原則として環補剛材又はダイヤフラムを設けることとし、その最大間隔は表-15.3.2に定めた許容せん断応力度を考慮して鋼管の外径の3倍としている。ただし、 $R/t \leq 30$ の範囲にある場合は、設計、製作上の便宜を考慮して補剛材を省略できるものとしている。この場合の許容せん断応力度は表-15.3.2の規定による。
- 2) 環補剛材の必要剛度については研究資料が乏しく不明の点が多いが、実施例等を参考にしてその最小寸法を式 (15.4.1) のように定めている。ただし、荷重集中点については15.6.5の規定による。

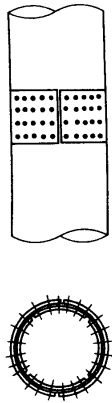
15.5 鋼管の継手

- (1) 鋼管を連結する場合の継手は、応力伝達を確実にするとともに、局部変形の防止、じん性の確保ができるものでなければならない。
- (2) 鋼管と鋼管とを軸方向に連結する場合は、高力ボルト又は溶接による直継手とし、二次部材でやむを得ない場合を除き、原則としてフランジ継手を用いてはならない。

改定案 (19章)	現行	備考
<p>(4) 部材軸の方向が異なる他の部材と鋼管とを連結する場合は、ガセット継手又は分岐継手とする。</p> <p>(5) 鋼管を連結する場合の継手の構造細目は19.6.1から19.6.4までの規定による。</p> <p>(3) 鋼管と鋼管を軸方向に連結する継手形式としては、</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 高力ボルト、溶接による直継手 (図-解 19.5.1) 2) 鋼管端部にフランジ・リップを設け、高力ボルトの引張力を利用したフランジ継手 (図-19.6.1) の2形式が考えられるが、応力伝達の確実な直継手によることになっている。しかしながら、小口径鋼管については、施工上直継手によりがたい場合もあるが、二次部材でやむを得ない場合はフランジ継手も認めることにしている。 	<p>(3) 部材軸の方向が異なる他の部材と鋼管とを連結する場合は、ガセット継手又は分岐継手とする。</p> <p>(4) 鋼管を連結する場合の継手の構造細目は15.6.1から15.6.4までの規定による。</p> <p>(2) 鋼管と鋼管を軸方向に連結する継手形式としては、</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 高力ボルト、溶接による直継手 (図-解 15.5.1) 2) 鋼管端部にフランジ・リップを設け、高力ボルトの引張力を利用したフランジ継手 (図-15.6.1) の2形式が考えられるが、応力伝達の確実な直継手によることになっている。しかしながら、小口径鋼管については、施工上直継手によりがたい場合もあるが、二次部材でやむを得ない場合はフランジ継手も認めることにしている。 	
<p>(4) 高力ボルトによる直継手例</p>  <p>(a) 高力ボルトによる直継手例</p> <p>(b) 溶接による直継手例</p>  <p>(b) 溶接による直継手例</p> <p>図-解 19.5.1 直継手</p> <p>なお、裏当て金を用いた溶接継手は、疲労耐久性上必要な溶接品質の確保が困難であり、特に、とくに鋼管構造で密閉構造とした場合には非破壊検査による品質の確認も困難であることから用いないことが望ましい。(疲労設計については、8章が参考になる。)。</p> <p>(4) 部材の連結法として、従来より用いられているガセット継手の他に部材軸の方向が異なる鋼管どうしを直接連結する分岐継手を鋼管独自の継手として規定している。</p>	<p>(a) 高力ボルトによる直継手例</p>  <p>(a) 高力ボルトによる直継手例</p> <p>(b) 溶接による直継手例</p>  <p>(b) 溶接による直継手例</p> <p>図-解 15.5.1 直継手</p> <p>裏当て金を用いた溶接継手は、疲労耐久性上必要な溶接品質の確保が困難であり、特に鋼管構造で密閉構造とした場合には非破壊検査による品質の確認も困難であるから用いないことが望ましい。なお、疲労設計については6章による。</p> <p>(3) 部材の連結法として、従来から用いられているガセット継手のほかに部材軸の方向が異なる鋼管どうしを直接連結する分岐継手を鋼管独自の継手として規定している。</p>	
<p>19.6 構造細目</p> <p>19.6.1 直継手</p> <p>高力ボルトによる鋼管の直継手では、高力ボルトの間隔は円周方向に一定とし、線間距離及びピッチを変化させないことを原則とする。</p> <p>なお、連結板の分割は4箇所以内を原則とする。</p> <p>連結板を使用して鋼管どうしを直接継ぐ場合、鋼管の等方性を保ち、また応力の不均等な伝達を避けるため、高力ボルトはできるかぎり均等に配置するのがよい。また、連結板は仮設時の作業性を考慮して分割することが多いが、その個数を剛性保持の面より4箇所以内と</p>	<p>19.6 構造細目</p> <p>19.6.1 直継手</p> <p>高力ボルトによる鋼管の直継手では、高力ボルトの間隔は円周方向に一定とし、線間距離及びピッチを変化させないことを原則とする。</p> <p>なお、連結板の分割は4箇所以内を原則とする。</p> <p>連結板を使用して鋼管どうしを直接継ぐ場合、鋼管の等方性を保ち、また応力の不均等な伝達を避けるため、高力ボルトはできるかぎり均等に配置するのがよい。また、連結板は仮設時の作業性を考慮して分割することが多いが、その個数を剛性保持の面から4箇所以内と</p>	

改定案 (19章)

するのを原則とする (図一解 19.6.1)。

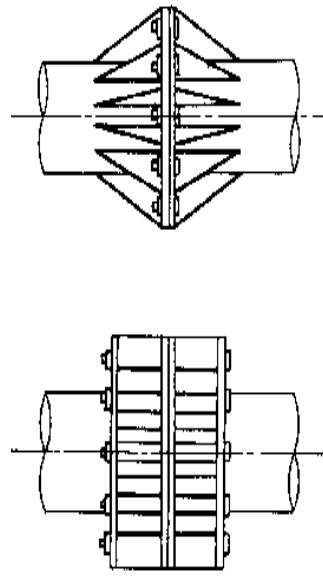


図一解 19.6.1 連結板の4分割使用例

19.6.2 フランジ継手

フランジ継手は、ダブルフランジ継手又はリップ付きフランジ継手とする (図

-19.6.1)。



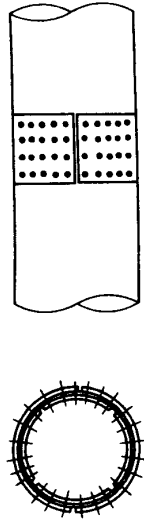
(a)ダブルフランジ継手 (b)リップ付きフランジ継手
図-19.6.1 フランジ継手

現場継手の一つにフランジ継手がある。これは高カボルトによる引張継手であるが、近年鋼管構造の増加に伴い小口径の鋼管の継手形式として採用されている。この種の継手形式には、

- 1)ダブルフランジ継手
 - 2)リップ付きフランジ継手
 - 3)リップなしフランジ継手
- の3種類があるが3)の形式については、てこ作用 (prying effect) 等の未解決の問題もあるので採用しないこととされた。

現行

するのを原則としている (図一解 15.6.1)。

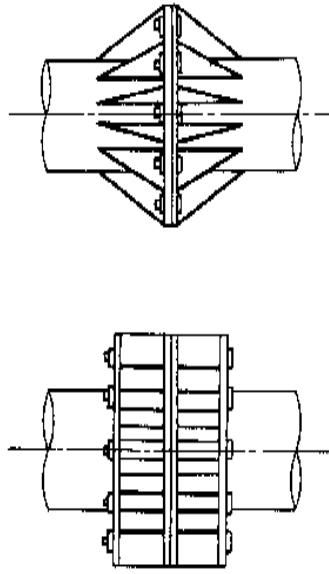


図一解 15.6.1 連結板の4分割使用例

15.6.2 フランジ継手

フランジ継手は、ダブルフランジ継手又はリップ付きフランジ継手とする (図

-15.6.1)。



(a)ダブルフランジ継手 (b)リップ付きフランジ継手
図-15.6.1 フランジ継手

現場継手の一つにフランジ継手がある。これは高カボルトによる引張継手であるが、近年鋼管構造の増加に伴い小口径の鋼管の継手形式として採用されている。この種の継手形式には、

- 1)ダブルフランジ継手
 - 2)リップ付きフランジ継手
 - 3)リップなしフランジ継手
- の3種類があるが3)の形式については、てこ作用 (prying effect) 等の未解決の問題もあるので採用しないこととしている。

19.6.3 ガゼット継手

- (1) ガゼットプレートを主管の管軸方向に取り付ける場合は、通しガゼットとするかリブをつけて主管を補強する（図-19.6.2(a), (b)）。ただし、横構のように主管からの力が比較的小さく、かつ主管の管軸方向に作用する場合はその限りではない。
- (2) 環補剛材のない格点における管軸直角方向のガゼット及び補剛リブの取付け幅は、鋼管の中心角が 120° となるように定める（図-19.6.2(b), (c)）。なお、図-19.6.2(c)のような場合は、必要に応じてガゼットプレートはリブ等で補強する。また、ガゼットプレートの支管側先端はまわし溶接を行った後になめらかに仕上げる（図-19.6.2(a)）。

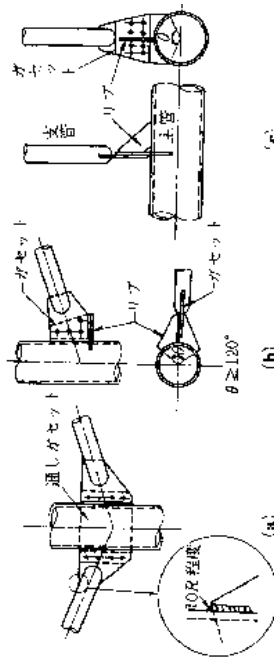


図-19.6.2 ガゼット継手

鋼管は、ねじり等に対し高い剛性を有しているが、図-解 19.6.2のように管軸方向のガゼットを介して集中荷重を受ける場合は局部変形を生じやすい。このような場合は通しガゼットとするか管軸直角方向のリブで補強することになっている。また、ガゼットプレートの溶接は疲労強度が低く疲労耐久性確保上の弱点となるので、まわし溶接を行った後グラインダー等でなめらかに仕上げることとした。なお疲労に関する事項については、この編の8章の規定に従う必要がある。

15.6.3 ガゼット継手

- (1) ガゼットプレートを主管の管軸線方向に取り付ける場合は、通しガゼットとするかリブをつけて主管を補強する（図-15.6.2(a), (b)）。ただし、横構のように主管からの力が比較的小さく、かつ主管の管軸方向に作用する場合はその限りではない。
- (2) 環補剛材のない格点における管軸直角方向のガゼット及び補剛リブの取付け幅は、鋼管の中心角が 120° となるように定める（図-15.6.2(b), (c)）。なお、図-15.6.2(c)のような場合は、必要に応じてガゼットプレートはリブ等で補強する。また、ガゼットプレートの支管側先端はまわし溶接を行った後になめらかに仕上げる（図-15.6.2(a)）。

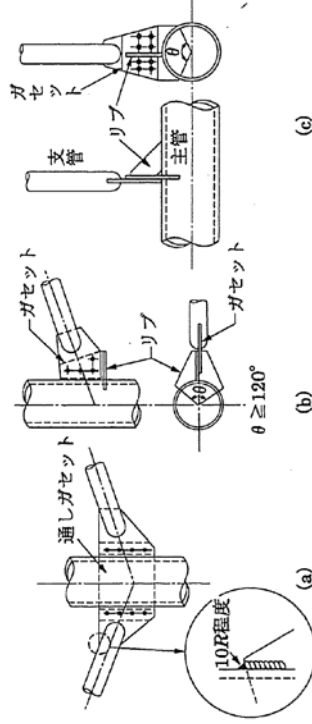


図-15.6.2 ガゼット継手

鋼管は、ねじり等に対し高い剛性を有しているが、図-解 15.6.2のように管軸方向のガゼットを介して集中荷重を受ける場合は局部変形を生じやすい。このような場合は通しガゼットとするか管軸直角方向のリブで補強することになっている。また、ガゼットプレートの溶接は疲労強度が低く疲労耐久性確保上の弱点となるので、まわし溶接を行った後グラインダー等でなめらかに仕上げることとしている。なお、疲労に関する事項については6章による。

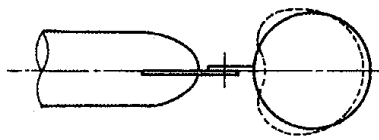
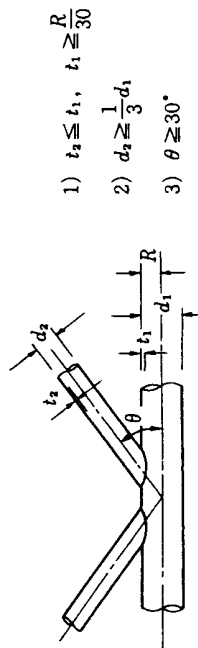


図-解 19.6.2 ガゼット継手部の局部変形

19.6.4 分岐継手

鋼管の分岐継手においては、1)から 5)の条件を満足しなければならない (図-19.6.3)。

- 1) 主管の板厚は $R/30$ 以上とし、原則として支管の板厚以上であること。
- 2) 支管の外径は、主管の外径の $1/3$ 以上であること。
- 3) 両管の交角が 30° 以上であること。
- 4) 両管の管軸に偏心が無いこと。ただし、支管が二次部材でやむを得ない場合は、支管側へ $d/4$ の範囲で偏心させることができる (図-19.6.4)。



- 1) $t_2 \leq t_1, t_1 \geq \frac{R}{30}$
- 2) $d_2 \geq \frac{1}{3}d_1$
- 3) $\theta \geq 30^\circ$

図-19.6.3 分岐継手

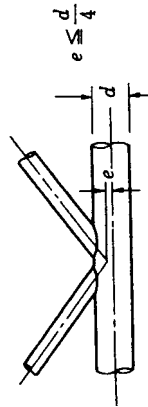


図-19.6.4 偏心のある分岐継手

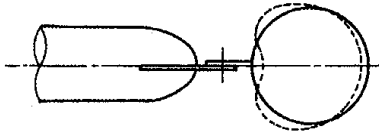
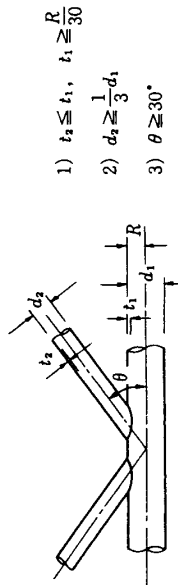


図-解 15.6.2 ガゼット継手部の局部変形

15.6.4 分岐継手

鋼管の分岐継手においては、次の条件を満足しなければならない (図-15.6.3)。

- (1) 主管の板厚は $R/30$ 以上とし、原則として支管の板厚以上であること。
- (2) 支管の外径は、主管の外径の $1/3$ 以上であること。
- (3) 両管の交角が 30° 以上であること。
- (4) 両管の管軸に偏心が無いこと。ただし、支管が二次部材でやむを得ない場合は、支管側へ $d/4$ の範囲で偏心させることができる (図-15.6.4)。
- (5) 支管管端の切断は鋼管自動切断機によること。



- 1) $t_2 \leq t_1, t_1 \geq \frac{R}{30}$
- 2) $d_2 \geq \frac{1}{3}d_1$
- 3) $\theta \geq 30^\circ$

図-15.6.3 分岐継手

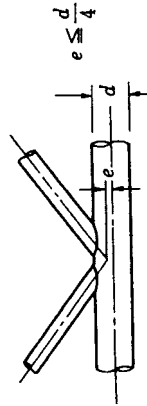
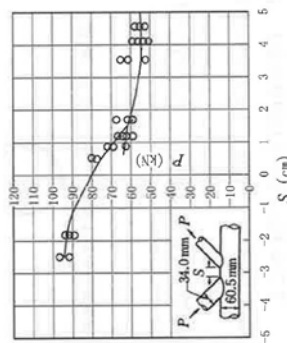


図-15.6.4 偏心のある分岐継手

分岐継手は鋼管独特のもので、2つの鋼管がある角度をもって交わる継手である。分岐継手の継手効率に影響を及ぼすものとして主管と支管の板厚、主管と支管の外径比、主管と支管の交角及び2つの鋼管が1点で交差する場合の偏心量等があるが、これらについては文献4)を参考に条文のように定めている。また、この継手は部材端部の開先加工の良否が継手性能を支配するので、切断は自動鋼管切断機によるものとしている。なお、参考までに分岐継手において相貫線の位置が節点の強度Pに及ぼす影響を図一解19.6.3に示す。



図一解 19.6.3 相貫線の位置が節点の強度Pに及ぼす影響

19.6.5 格点構造

- (1) 集中荷重が作用する格点部や支承部は、局部的な変形を防止し、円滑な応力の伝達を図れる構造としなければならない。
特に、格点部の設計にあたっては、局部変形に起因する付加応力を考慮し、その影響が小さくなるようにしなければならない。
- (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 集中荷重が作用する格点部や支承部は、原則として環補剛材又はダイアフラムで補強する。
- (4) 格点部の変形量は式(19.6.1)を満足しなければならない。

$$\delta \leq \frac{R}{500} \dots\dots\dots (19.6.1)$$

ここに、

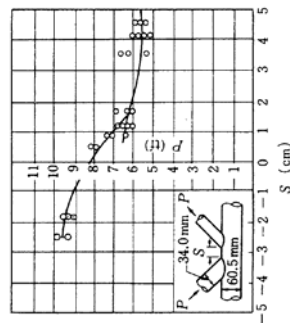
δ : 格点部変形量 (mm)

R : 鋼管の半径 (mm)

- (5) 環補剛材の断面二次モーメントが一定の場合、格点部の変形量は式

分岐継手は鋼管独特のもので、二つの鋼管がある角度をもって交わる継手である。分岐継手の継手効率に影響を及ぼすものとして主管と支管の板厚、主管と支管の外径比、主管と支管の交角及び二つの鋼管が1点で交差する場合の偏心量等があるが、これらについては文献4)を参考に条文のように定めている。また、この継手は部材端部の開先加工の良否が継手性能を支配するので、切断は自動鋼管切断機によるものとしている。

なお、参考までに分岐継手において相貫線の位置が節点の強度Pに及ぼす影響を図一解15.6.3に示す。



図一解 15.6.3 相貫線の位置が節点の強度Pに及ぼす影響

15.6.5 格点構造

- (1) 集中荷重が作用する格点部や支承部は、局部的な変形を防止し、円滑な応力の伝達を図れる構造としなければならない。
特に、格点部の設計にあたっては、局部変形に起因する付加応力について考慮し、その影響が小さくなるようにしなければならない。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 集中荷重が作用する格点部や支承部は、環補剛材又はダイアフラムで補強するのを原則とする。
- (4) 格点部の変形量は式(15.6.1)を満足しなければならない。

$$\delta \leq \frac{R}{500} \dots\dots\dots (15.6.1)$$

ここに、

δ : 格点部変形量 (mm)

R : 鋼管の半径 (mm)

- (5) 環補剛材の断面二次モーメントが一定の場合、格点部の変形量は式

(19.6.2)により算出してよい。

支材と併用する場合

$$\delta = 0.007 \frac{PR^3}{EI}$$

環補剛材のみの場合

$$\delta = 0.045 \frac{PR^3}{EI}$$

ここに、

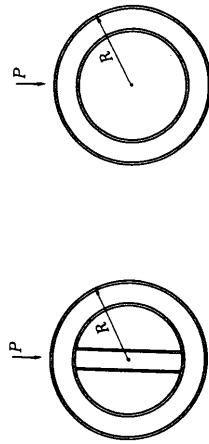
P : 作用荷重 (N)

I : 環補剛材の断面二次モーメント (mm^4)

E : ヤング係数 (N/mm^2)

δ : 格点部変形量 (mm)

R : 鋼管の半径 (mm)



(a)支材と併用する場合 (b)環補剛材のみの場合

図-19.6.5 環補剛材の形式

(6) 環補剛材の断面二次モーメントを算出する場合の鋼管の有効幅は、式(19.6.3)による。

$$\lambda = 0.78\sqrt{Rt} \dots\dots\dots (19.6.3)$$

ここに、

λ : 鋼管の有効幅 (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

R : 鋼管の半径 (mm)

(15.6.2)により算出してよい。

支材と併用する場合

$$\delta = 0.007 \frac{PR^3}{EI}$$

環補剛材のみの場合

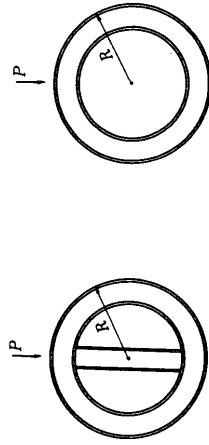
$$\delta = 0.045 \frac{PR^3}{EI}$$

ここに、

P : 作用荷重 (N)

I : 環補剛材の断面二次モーメント (mm^4)

E : ヤング係数 (N/mm^2)



(a)支材と併用する場合 (b)環補剛材のみの場合

図-15.6.5 環補剛材の形式

(6) 環補剛材の断面二次モーメントを算出する場合の鋼管の有効幅 λ は、式(15.6.3)による。

$$\lambda = 0.78\sqrt{Rt} \dots\dots\dots (15.6.3)$$

ここに、

λ : 鋼管の有効幅 (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

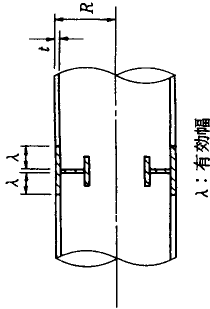


図-19.6.6 鋼管の有効幅

この条文は、アーチ、補剛アーチ等の主構部材やラーメン橋脚の柱等に大口径鋼管を用いた場合の格点部や支承部について規定したものである。鋼管は軸方向圧縮力及びねじれ等に対して有利な反面、集中荷重を受けた場合に半径方向の剛性は小さい。したがって、図-19.6.4及び図-19.6.5に示すような場合、環補剛材等を設けて変形を防止し、円滑な応力の伝達を図る必要がある。

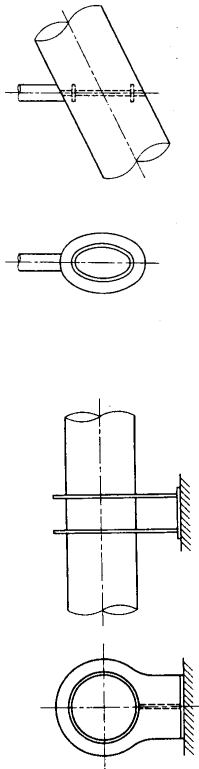


図-19.6.4 連続ばり中間支点

図-19.6.5 アーチリブ格点

(4) どの程度の剛性を有する補剛材を設けるかを定量的に規定することは、構造物の形式、使用目的等によって異なるため難しいが、この条文では、アーチ部材の格点剛度に関する実験研究結果等を参考にして式(19.6.1)を満たすような補剛を行うものとしている。この規定を満たす格点は、局部的変形に起因する付加応力の影響が少なく、鋼管は単純なはり理論を用いて設計してもよいことが上記の実験で確認されている。

(5) 変形量の計算については種々の理論式があるが、この条文では、せん断流理論を適用して解析した簡便式(19.6.2)を示している。

環補剛材の応力計算をする場合、一般に図-19.6.6(b)(c)に示すような円環ばりは三次不静定構造であり、その解析はかなり複雑なものとなるので、代表的な荷重状態について、せん断流理論による曲げモーメント、せん断力及び軸力の計算結果を図-19.6.7に示している。

(6) 環補剛材を設計する場合の有効幅については、これまでの示方書と同様において水圧鉄管に実績を有する米国内務省開拓局の計算基準に過去に示されていた規定を基にした式(19.6.3)を踏襲し規定している。

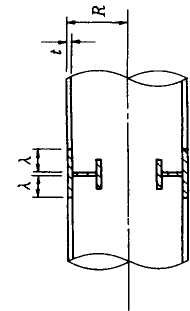


図-15.6.6 鋼管の有効幅

(3) この条文は、アーチ、補剛アーチ等の主構部材やラーメン橋脚の柱等に大口径鋼管を用いた場合の格点部や支承部について規定したものである。鋼管は軸方向圧縮力及びねじれ等に対して有利な反面、集中荷重を受けた場合に半径方向の剛性は小さい。したがって、図-15.6.4及び図-15.6.5に示すような場合、環補剛材等を設けて変形を防止し、円滑な応力の伝達を図る必要がある。

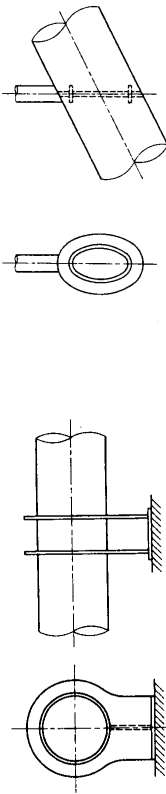


図-15.6.4 連続ばり中間支点

図-15.6.5 アーチリブ格点

(4) どの程度の剛性を有する補剛材を設けるかを定量的に規定することは、構造物の形式、使用目的等によって異なるため難しいが、この条文では、アーチ部材の格点剛度に関する実験研究結果等を参考にして式(15.6.1)を満たすような補剛を行うものとしている。この規定を満たす格点は、局部的変形に起因する付加応力の影響が少なく、鋼管は単純なはり理論を用いて設計してもよいことが上記の実験で確認されている。

(5) 変形量の計算については種々の理論式があるが、この条文では、せん断流理論を適用して解析した簡便式(15.6.2)を示している。

環補剛材の応力計算をする場合、一般に図-15.6.6(b)(c)に示すような円環ばりは三次不静定構造であり、その解析はかなり複雑なものとなるので、代表的な荷重状態について、せん断流理論による曲げモーメント、せん断力及び軸力の計算結果を図-15.6.7に示した。

(6) 環補剛材を設計する場合の有効幅については、水圧鉄管に実績を有する米国内務省開拓局の計算基準に示されている規定が現状では妥当と考え、式(15.6.3)を採用する。

改定案 (19章)

なお、格点であっても19.6.3及び19.6.4にそれぞれ示すようなガセット継手又は分岐継手においては、この条の規定は適用しない。

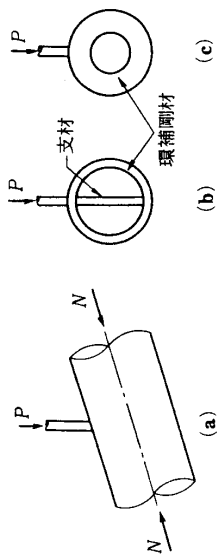


図-解 19.6.6 格点部の補強

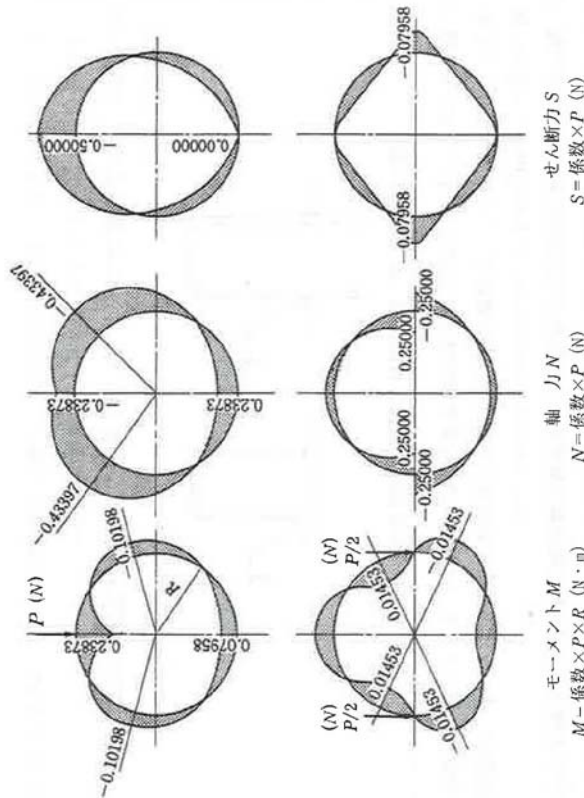


図-解 19.6.7 円周方向断面力図(数値は断面力を求めるための係数を示す)

19.6.6 単一鋼管部材

(1) 鋼管を細長比の大きい部材として使用する場合は、5章の規定による他、特に風による振動に対して疲労耐久性が確保できる構造としなければならぬ。

現行

なお、格点であっても15.6.3及び15.6.4にそれぞれ示すようなガセット継手又は分岐継手においては、この条の規定は適用しない。

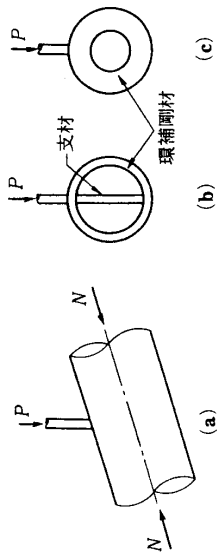


図-解 15.6.6 格点部の補強

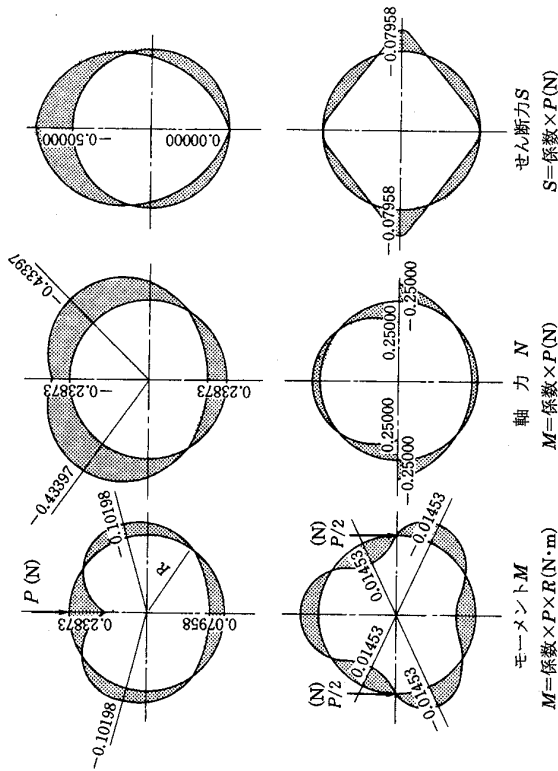


図-解 15.6.7 円周方向断面力図(数値は断面力を求めるための係数を示す)

15.6.6 単一鋼管部材

(1) 鋼管を細長比の大きい部材として使用する場合は、5章の規定によるほか、特に風による振動に対して疲労耐久性が確保できる構造としなければならぬ。

改定案 (19章)

- (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 (3) 鋼管の外径は式(19.6.4)による。

ただし、特別な振動対策を講じたうえでその効果を風洞実験等で確かめた場合及び直接風の影響を受けない部材についてはこの限りでない。

$$d \geq \frac{l}{30\sqrt{t}}$$

ただし、 $d \geq \frac{l}{40}$

ここに、

l : 部材長又は有効座屈長 (m)

d : 鋼管の外径 (m)

t : 鋼管の板厚 (mm)

- (4) (3)に従って設計した鋼管部材の端部を溶接により連結する場合は、全周溶接する。またその形状は、一般にすみ肉溶接による溶接継手とし、 d が $l/25$ 以下の場合は、図-19.6.7のようにレ型開先を用いた完全溶け込み溶接又は部分溶け込み溶接による溶接継手とする。

- (5) 鋼管にやむを得ずガゼットプレートやリブを取り付ける場合に、19.6.3の規定による。

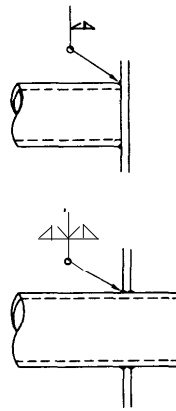


図-19.6.7 単一鋼管部材の端部の溶接方法 ($d \leq l/25$)

- (2) 細長比の大きい支柱、吊材等は比較的低風速の風が吹く場合、カルマン渦の周期的な発生により振動を起し、部材端の連結部から疲労破壊する場合がある。単一の鋼管部材では特にこの傾向が著しいのでその対策を定めている。

- (3) 風による振動性状を解明するには各種の空力係数や構造物の減衰性能を把握する必要があるが、これらの実測値のばらつきはかなり大きいのが普通であり、この条文の作成にあたっては次の数値を仮定している。

ストローハル数 $S=0.2$

揚力係数 C_L 図-解 19.6.8による

現行

- (2) (3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満すものとみなす。
 (3) 鋼管の外径は式 (15.6.4) を満たさなければならぬ。

ただし、特別な振動対策を講じたうえでその効果を風洞実験等で確かめた場合及び直接風の影響を受けない部材についてはこの限りでない。

$$d \geq \frac{l}{30\sqrt{t}}$$

ただし、 $d \geq \frac{l}{40}$

ここに、

l : 部材長又は有効座屈長 (m)

d : 鋼管の外径 (m)

t : 鋼管の板厚 (mm)

- (4) (3)の規定に従って設計した鋼管部材の端部を溶接により連結する場合は、全周溶接する。またその形状は、一般にすみ肉溶接とし、 d が $l/25$ 以下の場合は、図-15.6.7のようにレ型溶接とする。

- (5) 鋼管にやむを得ずガゼットプレートやリブを取付ける場合には、15.6.3の規定による。

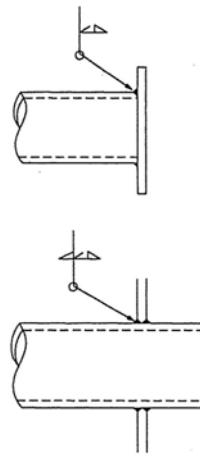


図-15.6.7 単一鋼管部材の端部の溶接方法 ($d \leq l/25$)

- (2) 細長比の大きい支柱、吊材等は比較的低風速の風が吹く場合、カルマン渦の周期的な発生により振動を起し、部材端の連結部から疲労破壊する場合がある。単一の鋼管部材では特にこの傾向が著しいのでその対策を定めている。

- (3) 風による振動性状を解明するには各種の空力係数や構造物の減衰性能を把握する必要があるが、これらの実測値のばらつきはかなり大きいのが普通であり、この条文の作成にあたっては次の数値を仮定している。

ストローハル数 $S=0.2$

揚力係数 C_L 図-解 15.6.8による

備考

改定案 (19章)

倍率係数

$\pi/\delta=150$ (δ は対数減衰率)

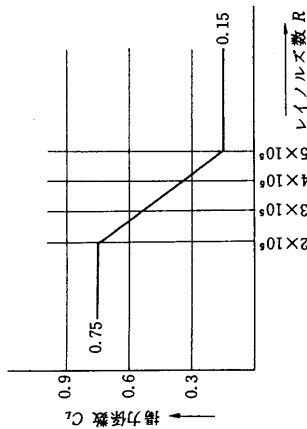


図-解 19.6.8 揚力係数 C_L

これらの数値と部材の固有振動数から式(解 19.6.1), 式(解 19.6.2) 及び式(解 19.6.3) により共振風速 v , 最大振幅 η 及び最大曲げ応力度 σ を求めることができる。

共振風速

$$v = \frac{fd}{S} \text{ (m/s)} \dots\dots\dots \text{(解19.6.1)}$$

ここに,

d = 鋼管の外径 (m)

f = 鋼管部材の固有振動数 (Hz)

最大振幅

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \frac{v^2 d l^4}{0.4 \pi^3 EI} C_L \frac{\pi}{\delta} \text{ (m)} \quad \text{両端単純支持} \\ \eta &= \frac{v^2 d l^4}{2 \pi^3 EI} C_L \frac{\pi}{\delta} \text{ (m)} \quad \text{両端固定} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(解19.6.2)}$$

ここに,

l : 部材の長さ (m)

EI : 部材の曲げ剛性 ($N \cdot m^2$)

C_L : 揚力係数

最大曲げ応力度

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{E \pi^2 d}{2 l^2} \eta \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{両端単純支持} \\ \sigma &= 2.65 \frac{E \pi^2 d}{2 l^2} \eta \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{両端固定} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(解19.6.3)}$$

現行

倍率係数

$\pi/\delta=150$ (δ は対数減衰率)

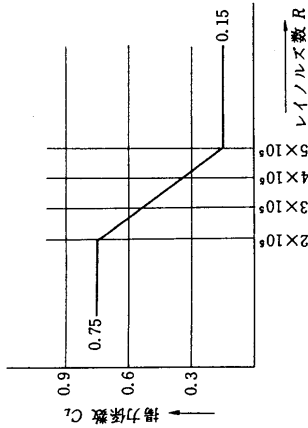


図-解 15.6.8 揚力係数 C_L

これらの数値と部材の固有振動数から式(解 15.6.1), 式(解 15.6.2) 及び式(解 15.6.3) により共振風速 v , 最大振幅 η 及び最大曲げ応力度 σ を求めることができる。

共振風速

$$v = \frac{fd}{S} \text{ (m/s)} \dots\dots\dots \text{(解 15.6.1)}$$

ここに,

d = 鋼管の外径 (m)

f = 鋼管部材の固有振動数 (Hz)

最大振幅

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \frac{v^2 d l^4}{0.4 \pi^3 EI} C_L \frac{\pi}{\delta} \text{ (解 15.6.2)} \quad \text{両端単純支持} \\ \eta &= \frac{v^2 d l^4}{2 \pi^3 EI} C_L \frac{\pi}{\delta} \text{ (m)} \quad \text{両端固定} \end{aligned} \right\}$$

ここに,

l : 部材の長さ (m)

EI : 部材の曲げ剛性 ($N \cdot m^2$)

C_L : 揚力係数

最大曲げ応力度

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{E \pi^2 d}{2 l^2} \eta \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{両端単純支持} \\ \sigma &= 2.65 \frac{E \pi^2 d}{2 l^2} \eta \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{両端固定} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 15.6.3)}$$

改定案 (19章)

いま、部材に作用している軸方向力の影響は通常数パーセントなので無視すると、共振風速と部材の l/d との関係は図 19.6.9 のようになる。また最大振幅、最大曲げ応力度の大きさは、揚力係数が限界レイノルズ数 (3.5×10^5) 付近で急変するため l/d の関数としてみなめらかな線を描くことはできないが、おおよそ表 19.6.1 のようになる。

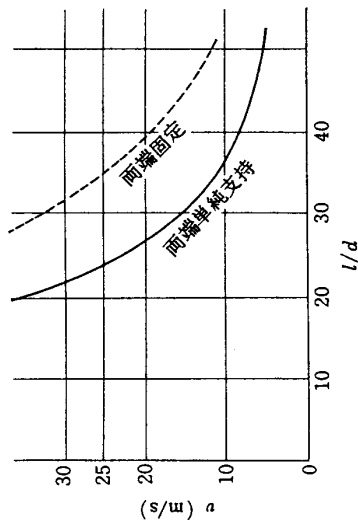


図-解 19.6.9 l/d 値と共振風速の関係

表一解 19.6.1 最大振幅と最大曲げ応力度 ($l/d < 40$, 鋼管の板厚 $t = 8\text{mm}$ の場合)

	最大振幅 η/l	最大曲げ応力度 (N/mm ²)
両端単純支持	1/800 ~ 1/400	40 ~ 60
両端固定	1/800 ~ 1/400	100 ~ 160

以上を総合して考察すれば、両端単純支持の場合、 $l/d < 40$ 程度であれば共振風速がかなり低いいため振動を起しやすすいが、発生する曲げ応力度は小さく部材の疲労は問題にならない。また、振幅も小さいので座屈安全度の低下も無視できる。

次に、両端固定の場合、共振風速が大きく剛性が大きいことから振動による曲げ応力度が相対的に大きくなり、振動が頻繁に生じる場合は疲労破壊に至るものと考えられる。したがって、共振風速を 25m/s 程度まで高めて一定風速の風が吹き続ける頻度を少なくするとともに、 l/d の最大値を 30 ないし 35 程度とするなど、疲労に対する配慮が必要である(図 19.6.9 参照)。さらに、この種の部材の端部の接合には、一般にすみ肉溶接が用いられるが、継手の疲労強度が低く、疲労に対する安全性の確保に十分な注意が必要である。

上記と同じ主旨から、単一鋼管部材には 5.2.2 に定める細長比とは別に式 (19.6.4) による制限を設けている。また、鋼管の厚さは共振風速とは無関係であるが、最大振幅及び最大曲げ応力度とは反比例の関係にあるので厚さが 8mm より大きいものは l/d を 40 まで

現行

いま、部材に作用している軸方向力の影響は通常数パーセントなので無視すると、共振風速と部材の l/d との関係は図 15.6.9 のようになる。また最大振幅、最大曲げ応力度の大きさは、揚力係数が限界レイノルズ数 (3.5×10^5) 付近で急変するため l/d の関数としてみなめらかな線を描くことはできないが、おおよそ表 15.6.1 のようになる。

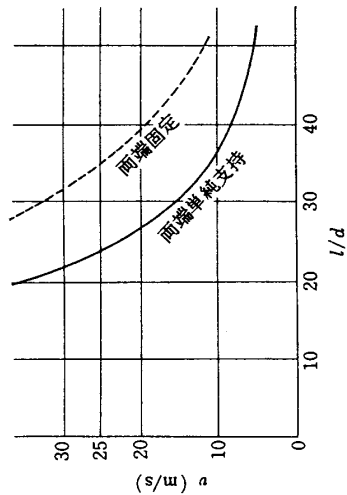


図-解 15.6.9 l/d 値と共振風速の関係

表-解 15.6.1 最大振幅と最大曲げ応力度 ($l/d < 40$, 鋼管の板厚 $t = 8\text{mm}$ の場合)

	最大振幅 η/l	最大曲げ応力度 (N/mm ²)
両端単純支持	1/800 ~ 1/400	40 ~ 60
両端固定	1/800 ~ 1/400	100 ~ 160

以上を総合して考察すれば、両端単純支持の場合、 $l/d < 40$ 程度であれば共振風速がかなり低いいため振動を起しやすすいが、発生する曲げ応力度は小さく部材の疲労は問題にならない。また、振幅も小さいので座屈安全度の低下も無視できる。

次に、両端固定の場合、共振風速が大きく剛性が大きいことから振動による曲げ応力度が相対的に大きくなり、振動が頻繁に生じる場合は疲労破壊に至るものと考えられる。したがって、共振風速を 25m/s 程度まで高めて一定風速の風が吹き続ける頻度を少なくするとともに、 l/d の最大値を 30 ないし 35 程度とするなど、疲労に対する配慮が必要である(図 15.6.9 参照)。さらに、この種の部材の端部の接合には、一般にすみ肉溶接が用いられるが、継手の疲労強度が低く、疲労に対する安全性の確保に十分な注意が必要である。

上記と同じ趣旨から、単一鋼管部材には 4.1.5 に定める細長比とは別に式 (15.6.4) による制限を設けている。また、鋼管の厚さは共振風速とは無関係であるが、最大振幅及び最大曲げ応力度とは反比例の関係にあるので厚さが 8mm より大きいものは l/d を 40 まで

備考

和できることにしている。振動の発生を防止し、又は振動の性状を安全なものに変えるために特別の対策を講じ、その効果を風洞実験等で十分に確認した場合は、この条文の規定によらなくてもよいが、抗力係数や部材重量の増加及び美観への影響等にも注意を払うことが必要である。また、地域的、地形的に季節風等の卓越する地点に設けられる構造物については、観測資料を参考にして安全を確認しておくことが望ましい。

(4) 以上のように、この条文の規定はあくまで振動の大きさや頻度を制限するものであるため、この条文の規定によって設計を行った場合でも多少の振動の発生があり得る。したがって、部材の端部では必ず全周溶接を行って疲労強度の低下を防ぐこととしている。 d が $1/25$ 以下のものでは、特に振動が発生しやすいため、肉溶接よりも理論のど厚が大さくなる部分溶込み先溶接を用いる。ガセットやリブ等のように突出した材片を溶接するのは、疲労強度を考えた場合好ましくないで、なるべく避けた方がよいが、やむを得ずこれらを取付ける場合は 19.6.3 の規定によりその先端部をなめらかに削り仕上げする。なお、疲労に関する事項は 8章による。

19.6.7 屈曲管の曲げ角度

屈曲管を用いる場合には、折曲部の付加応力や局部座屈に対して安全となるようにする。

ただし、屈曲管を用いて部材を構成する場合、折曲角度が式(19.6.5)を満足する場合は、直線部材として設計してよい。

$$\theta \leq 0.04 \frac{d}{L} \dots\dots\dots (19.6.5)$$

ここに、

- θ : 折曲げ角 (rad), 円弧アーチの場合 $\theta = L/R_g$
- d : 鋼管の直径 (m)
- L : 直線部材長 (m)
- R_g : アーチの曲率半径 (m)

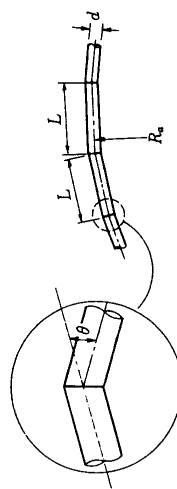


図-19.6.8 屈曲管

屈曲管の折曲角度が小さい場合は、その部材を直線部材として設計することができる。式

緩和できることとしている。振動の発生を防止し、又は振動の性状を安全なものに変えるために特別の対策を講じ、その効果を風洞実験等で十分に確認した場合は、この条文の規定によらなくてもよいが、抗力係数や部材重量の増加及び美観への影響等にも注意を払うことが必要である。また、地域的、地形的に季節風等の卓越する地点に設けられる構造物については、観測資料を参考にして安全を確認しておくことが望ましい。

(4) 以上のように、この条文の規定はあくまで振動の大きさや頻度を制限するものであるため、この条文の規定によって設計を行った場合でも多少の振動の発生があり得る。したがって、部材の端部では必ず全周溶接を行って疲労強度の低下を防ぐこととしている。 d が $1/25$ 以下のものでは、特に振動が発生しやすいため、肉溶接よりも疲労強度の高い開先溶接を用いる。ガセットやリブ等のように突出した材片を溶接するのは、疲労強度を考えた場合好ましくないで、なるべく避けた方がよいが、やむを得ずこれらを取付ける場合は 15.6.3 の規定によりその先端部をなめらかに削り仕上げするものとしている。なお、疲労に関する事項は 6章による。

15.6.7 屈曲管の曲げ角度

屈曲管を用いる場合には、折曲部の付加応力や局部座屈に対して安全となるようにする。

ただし、屈曲管を用いて部材を構成する場合、折曲角度が式(15.6.5)を満足する場合は、直線部材として設計してよい。

$$\theta \leq 0.04 \frac{d}{L} \dots\dots\dots (15.6.5)$$

ここに、

- θ : 折曲げ角 (rad), 円弧アーチの場合 $\theta = L/R_g$
- d : 鋼管の直径 (m)
- L : 直線部材長 (m)
- R_g : アーチの曲率半径 (m)

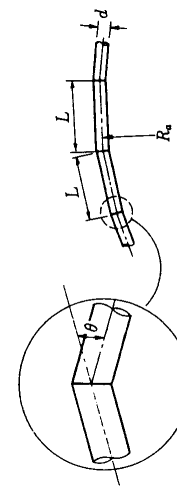


図-15.6.8 屈曲管

改定案 (19章)

(19.6.5)は、部材が折曲がっていることによる付加応力が、直線部材の応力度のほぼ2%以下になるように定めたものである。

また、折曲部の局部座屈については、この程度の曲げ角度では無視してよいことが実験により確かめられているので、特に考慮しなくてもよいこととされた。

19.7 鋼管部材の限界状態 1

19.7.1 軸方向圧縮力を受ける鋼管部材

軸方向圧縮力を受ける鋼管部材が、19.8.1の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

この示方書では、軸方向圧縮力を受ける鋼管部材の限界状態は、19.8.1の解説に示すとおり、5.4.4の解説に示す限界細長比パラメータを閾として異なるとしている。

細長比パラメータが小さい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して鋼管部材は降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することでも可逆性を失う。ただし、軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく、実構造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態 3 ととらえている。一方、細長比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して鋼管部材全体が降伏強度に達する前に面外変形が生じ、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態 3 ととらえている。ここで、いずれの場合も限界状態 3 と区別して別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。これらを踏まえて、いずれの領域についても限界状態 3 を超えないとみなせる条件が、19.8.1において限界状態 1 を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、19.8.1の規定に従って、限界状態 3 を超えないとみなせる場合には、限界状態 1 を超えないとみなすことができることとされているものである。

19.7.2 軸方向引張力を受ける鋼管部材

軸方向引張力を受ける鋼管部材が、5.3.5の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、部分係数は表-19.7.1に示す値とする。

表-19.7.1 調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_i	ϕ_{Rt}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00	

軸方向引張力を受ける鋼管部材では、鋼管部材に生じる応力度が鋼材の降伏強度に達する

現行

屈曲管の折曲げ角度が小さい場合は、その部材を直線部材として設計することができる。式(15.6.5)は、部材が折曲がっていることによる付加応力が、直線部材の応力度のほぼ2%以下になるように定めたものである。

また、折曲部の局部座屈については、この程度の曲げ角度では無視してよいことが実験により確かめられているので、特に考慮しなくてもよい。

15.3 許容応力度

(1) 鋼管の許容軸方向引張応力度、許容曲げ引張応力度、許容軸方向圧縮応力度及び許容曲げ圧縮応力度は、3章の規定による。

ただし、表-3.2.3の適用にあたってはそれぞれの鋼種に対する上限値を用い、3.2.1(2)、(3)及び4.3の適用にあたっては、表-15.3.1に示す局部座屈に対する許容応力度 σ_{cal} による。

なお、STK400 は SM400 に、STK490 は SM490 に準じる。

また、橋脚基部等の地震上変形能の確保が要求される部位に用いられる鋼管については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計する。

表-15.3.1 局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼管の板厚(mm)	局部座屈に対する許容応力度(N/mm ²)
SS400 SM400 SMA400W STK400	40以下	140 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 50$ 140-0.44 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 50\right)$: 50 < $\frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40を超え 100以下	125 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 55$ 125-0.39 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 55\right)$: 55 < $\frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40以下	185 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ 185-0.57 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: 35 < $\frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40を超え 100以下	175 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 40$ 175-0.56 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 40\right)$: 40 < $\frac{R}{\alpha t} \leq 200$
SM490 STK490	40以下	210 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ 210-0.68 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: 35 < $\frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40を超え 75以下	195 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ 195-0.62 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: 35 < $\frac{R}{\alpha t} \leq 200$
SM490Y SM520 SMA490W	40を超え 75以下	195 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ 195-0.62 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: 35 < $\frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	75を超え 100以下	190 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ 190-0.60 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: 35 < $\frac{R}{\alpha t} \leq 200$

改定案 (19章)

状態を限界状態 1 とし、5.3.5 に規定される軸方向引張力を受ける部材が限界状態 1 を超えないとみなせる条件を満足する場合、限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされた。

19.7.3 曲げモーメントを受ける鋼管部材

曲げモーメントを受ける鋼管部材が、19.8.3 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

曲げモーメントを受ける鋼管部材は、引張側では、部材に生じる引張応力度が可逆性を有する限界の状態が降伏強度に達して現れる。そのため、部材が降伏に至る状態を限界状態 1 ととらえることができる。一方、圧縮側では、19.8.1 の解説に示すとおり、径厚比が大きい領域では、部材が降伏に達する前に板の局部座屈により面外変形が生じ、最大強度に達するため、この状態を限界状態 3 に対処するものとしてとらえることができるものの、限界状態 1 となる状態となる条件を明確に示すことは困難である。これらを踏まえて、19.8.3 に規定する限界状態 3 を超えないとみなせる条件は、限界状態 1 を超えないとみなすことができることにも配慮して規定されている。そのため、限界状態 3 を満足するとみなせる条件を満足させることで限界状態 1 を超えないとみなすことができるものである。

19.7.4 せん断力を受ける鋼管部材

せん断力を受ける鋼管部材が、19.8.4 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

せん断力を受ける鋼管部材では、部材の径厚比や補剛の程度によって、座屈などのせん断破壊が、降伏強度に達した後生じる場合と、降伏強度に達する前に生じる場合とがある。

せん断破壊の前に部材が降伏する場合には、降伏強度に達する状態を限界状態 1 ととらえることができるが、降伏強度に達する前にせん断破壊が生じる場合には限界状態 1 となる状態となる条件を明確に示すことは困難である。これらを踏まえて、19.8.4 に規定する限界状態 3 を超えないとみなせる条件は、限界状態 1 を超えないとみなすことができることにも配慮して規定されている。そのため、限界状態 3 を満足するとみなせる条件を満足させることで限界状態 1 を超えないとみなすことができるものである。

現行

SM570 SMA570W	40 以下	255	$\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $255 - 0.82 \left(\frac{R}{\alpha t} - 25 \right) : 25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 を超え 75 以下	245	$\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $245 - 0.78 \left(\frac{R}{\alpha t} - 25 \right) : 25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	75 を超え 100 以下	240	$\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $240 - 0.77 \left(\frac{R}{\alpha t} - 25 \right) : 25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

ここに、 R : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離) (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

$$\alpha = 1 + \frac{\phi}{10}$$

$$\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

σ_1 : 曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm²)
ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

σ_2 : 曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm²)
ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

(2) せん断応力を受ける鋼管のせん断座屈に対する許容応力度は、支持条件及び溶接による初期変形及び残留応力等の初期不整の影響等を考慮して表-15.3.2 に示す許容応力度と同等以上の安全度を有するように設定する。

表-15.3.2 許容せん断応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
SS400 SM400 SMA400W STK400	40 以下	$80 - 0.0018 \left(\frac{R^2}{t} \right) : \frac{R}{t} \leq 120$ $7.500 / \left(\frac{R}{t} \right) - 9.0 : 120 < \frac{R}{t} \leq 200$	50
	40 を超え 100 以下	$75 - 0.0016 \left(\frac{R^2}{t} \right) : \frac{R}{t} \leq 130$ $7.500 / \left(\frac{R}{t} \right) - 9.0 : 130 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	40 以下	$105 - 0.0039 \left(\frac{R^2}{t} \right) : \frac{R}{t} \leq 95$ $7.500 / \left(\frac{R}{t} \right) - 9.0 : 95 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM490 STK490	40 を超え 100 以下	$100 - 0.0034 \left(\frac{R^2}{t} \right) : \frac{R}{t} \leq 100$ $7.500 / \left(\frac{R}{t} \right) - 9.0 : 100 < \frac{R}{t} \leq 200$	60

19.7.5 軸方向力及び曲げモーメントを受ける鋼管部材

軸方向力及び曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材が、19.8.5の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

軸方向力及び曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材の限界状態1は、部材の挙動が可逆性を有する限界に達する状態とできるが、軸方向力が引張の場合と圧縮の場合と異なる挙動となる。引張力の場合には部材が降伏に至る状態を限界状態1とできる。一方、圧縮力の場合には、部材が降伏に至る場合と降伏せずに局部座屈又全体座屈により面外に大きく変形してしまう状態があり、後者の場合には限界状態1の状態となる条件を明確に示すことは困難である。これらを踏まえて、19.8.5に規定する限界状態3を超えないとみなせる条件は、限界状態1を超えないとみなすことができることにも配慮して規定されている。そのため、限界状態3を満足するとみなせる条件を満足させることで限界状態1を超えないとみなすことができるものである。

19.7.6 軸方向圧縮力及びせん断力を受ける鋼管部材

軸方向圧縮力及びせん断力を受ける鋼管部材が、19.8.6の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

軸方向圧縮力及びせん断力を受ける鋼管部材の限界状態1は、部材の挙動が可逆性を有する限界に達する状態とできるが、部材が降伏強度に達する状態と降伏強度に達せずに局部座屈又は全体座屈により面外に大きく変形してしまう状態があり、後者の場合には限界

SM190Y SM520 SMA190W	40以下	$120 - 0.0056 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 85$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $85 < \frac{R}{t} \leq 200$	-
	40を超え 75以下	$115 - 0.0050 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 90$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $90 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75を超え 100以下	$110 - 0.0044 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM570 SMA570W	40以下	$145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 70$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	-
	40を超え 75以下	$140 - 0.0087 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75を超え 100以下	$135 - 0.0078 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

(3) 軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材は、4.3の規定によりこれらの組合せに対する座屈に対して安全であることを照査しなければならぬ。

(4) 軸方向力とせん断応力を同時に受ける鋼管部材は、これらの組合せに対して安全であることを照査しなければならない。

(5) (6)の規定による場合においては、(4)を満たすものとみなす。

(6) 鋼管が軸方向圧縮応力とせん断応力を同時に受ける場合は、式(15.3.1)により照査する。

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1 \quad \dots\dots\dots (15.3.1)$$

改定案 (19章)

現行

備考

状態1の状態となる条件を明確に示すことは困難である。これらを踏まえて、19.8.6に規定する限界状態3を超えないとみなせる条件は、限界状態1を超えないとみなすことができることにも配慮して規定されている。そのため、限界状態3を満足するとみなせる条件を満足させることで限界状態1を超えないとみなすことができるものである。

ここに、
 σ : 垂直応力度 (N/mm²)。圧縮応力度と曲げ応力度の和をとる。
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
 σ_a : (1)の規定による垂直応力に対する許容応力度 (N/mm²)
 τ_a : (2)の規定によるせん断応力に対する許容応力度 (N/mm²)

19.8 鋼管部材の限界状態3

19.8.1 軸方向圧縮力を受ける鋼管部材

軸方向圧縮力を受ける鋼管部材が、5.4.4の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、部分係数は表-19.8.1により、局部座屈の影響を考慮した特性値の補正係数は式(19.8.1)に示す値とする。

$$\rho_{cri} = \begin{cases} 1.0 & (x \leq x_c) \\ 1 - 0.009 \left(\frac{x}{x_c} - x \right) & (x < \frac{x}{x_c} \leq 200) \end{cases} \dots \dots \dots (19.8.1)$$

ここに、

- ρ_{cri} : 局部座屈の影響を考慮した特性値の補正係数
- R : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離) (mm)
- t : 鋼管の板厚 (mm)

$$\alpha = 1 + \frac{\phi}{10}$$

$$\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

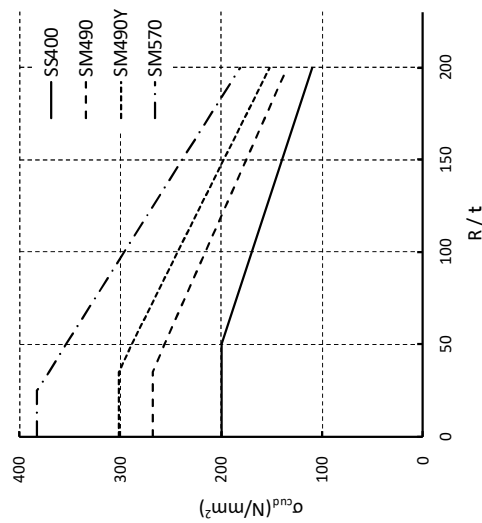
- σ_1 : 曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm²)。ただし、符号は圧縮応力度を負とする。
- σ_2 : 曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm²)。ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

x :	SS400相当の場合	50 ($t \leq 40$)
		55 ($t > 40$)
	SM490相当の場合	35 ($t \leq 40$)
		40 ($t > 40$)
	SM490Y相当の場合	35
	SM570相当の場合	25

表-19.8.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ζ_1	$\zeta_2 \Phi_{Rt}$ (ζ_2 と Φ_{Rt} の積)
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で㊹を考慮する場合	1.00	

軸方向圧縮力を受ける鋼管部材では, 部材を構成する板の局部座屈と部材の全体座屈のいづれかが生じる状態, もしくは鋼管の局部座屈及び部材の全体座屈の連成座屈が生じる状態が限界状態 3 ととらえることができる。部材自体の径厚比や細長比パラメータにより限界状態が異なることから, 細長比パラメータに応じた全体座屈は 5.4.4 の規定に基づき制限値を求め, その場合に径厚比に応じた局部座屈の影響による補正を式(19.8.1)で考慮することとされた。局部座屈の影響を考慮した補正係数は, 鋼管の製作誤差を考慮した座屈の式¹⁾を基に, 管壁の凹凸係数(unevenness factor)を $U=0.001$ として鋼管の半径と管厚との比 R/t の関数で求めたものである。 R/t が小さい範囲では補正係数は変化させず, R/t がある値以上の範囲では直線的に補正させている(図-解 19.8.1)。制限値の低減を行う R/t の範囲は, Plantema^{2),3)}の実験値を参考に決めてある。また, 鋼管の純曲げに対する局部座屈強度は, 実験結果によれば純圧縮に対するものより約 20~30%大きい。したがって, この節では純曲げの場合の制限値は純圧縮のもの 20%増しとし, 曲げと圧縮の組合せによって直線変化するように定めた。

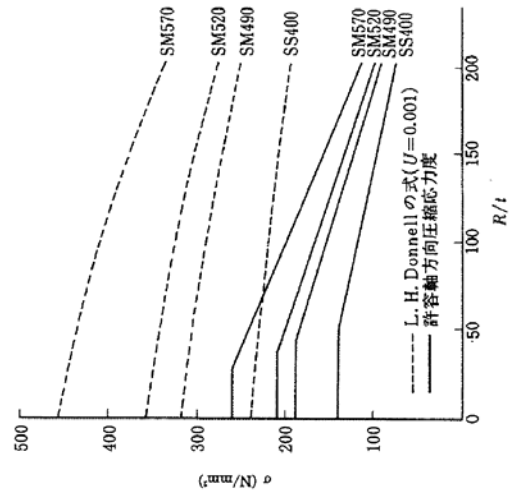


(1) 板厚の拡大に対応した降伏応力度に対して, R/t が 200 において従来の各材質の安全率を用い, 許容応力度を計算し, 表-15.3.1 の規定値としている。

局部座屈に対する許容応力度は, 鋼管の製作誤差を考慮した座屈の式¹⁾を基本とし, 管壁の凹凸係数(unevenness factor)を $U=0.001$ として鋼管の半径と管厚との比 R/t の関数で求めたものである。 R/t が小さい範囲では許容応力度は変化させず, R/t がある値以上の範囲では直線的に低減させている(図-解 15.3.1 参照)。

また, 許容応力度の低減を行う R/t の範囲は, Plantema の実験値^{2),3)}を参考に決めてある。安全率は, R/t が小さい範囲では 1.68~1.77 とし, R/t が大きいところでは研究資料の不足からある程度安全側に定めている。

また, 鋼管の純曲げに対する局部座屈耐力は, 実験結果によれば純圧縮に対するものより約 20~30%大きい³⁾。したがって, この節では純曲げの場合の座屈耐力は純圧縮のもの 20%増しとし, 曲げと圧縮の組合せによって直線変化するように定めている。



改定案 (19章)

図-解 19.8.1 鋼管の局部座屈の影響を考慮した圧縮応力度の制限値
(板厚 40mm 以下の場合)

19.8.2 軸方向引張力を受ける鋼管部材

軸方向引張力を受ける鋼管部材が、5.4.5の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、部分係数は表-19.8.2によるものとする。

表-19.8.2 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{Rt}$ (ξ_2 と Φ_{Rt} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

軸方向引張力を受ける鋼管部材では、降伏が生じた後、引張破壊に至るまでに最大強度に達することになり、この状態を限界状態 3 とみなすことができる。このため 5.4.5 の軸方向引張力を受ける鋼管部材が限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足することで、鋼管部材として限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされた。

19.8.3 曲げモーメントを受ける鋼管部材

曲げモーメントを受ける鋼管部材が、5.4.6の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。このとき、横倒れ座屈に対しては曲げ圧縮応力度の制限値の上限値を用いて照査し、局部座屈に対しては、19.8.1の規定を用いる。

曲げモーメントを受ける鋼管部材では、引張側では降伏が進み、最大強度となる状態を、圧縮側では局部座屈が生じる状態を、限界状態 3 と考えることができる。このため、5.4.6の曲げモーメントを受ける部材の限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされた。ただし、鋼管部材は閉断面であり、横倒れ座屈に対して十分な抵抗が期待できることから、全体座屈は生じず、局部座屈による面外変形が生じる状態を限界状態 3 としている。そのため、横倒れ座屈に対する曲げ圧縮応力度の制限値の上限値を用いて照査してよいこととされた。

現行

図-解 15.3.1 鋼管の局部座屈による許容応力度
(板厚 40mm 以下の場合)

また、平成 8 年の耐震設計編の改定において、鋼製橋脚の耐震設計に関する規定が設けられ、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚については、本編によるともに、脆性的な破壊を防ぎ変形能が確保できる構造とする旨が規定された。この条文では、これを受けて鋼製橋脚の基部等に、耐震設計上、変形能の確保が要求される部位に用いられる鋼管について、変形能を確保するために局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計するものとしている。

本規定は変形能の確保のための必要条件を示したものであり、構造細目については、耐震設計編の鋼製橋脚の規定に従う必要がある。鋼製橋脚の基部以外にも変形能の確保が必要と判断される構造部位においては、適宜、耐震設計編の鋼製橋脚の規定を参考にして設計するのが望ましい。

なお、耐震設計編に規定するコンクリートを充てんした鋼製橋脚については、この限りでない。

備考

19.8.4 せん断力を受ける鋼管部材

せん断力を受ける鋼管部材が、式(19.8.2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。このとき、支持条件、溶接による初期変形及び残留応力等の初期不整の影響、環補剛材やダイアフラムの有無等を考慮する。ただし、部分係数は表-19.8.4によるものとする。

$$\tau_{ud} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \phi_{Rs} \cdot \tau_{yk} \dots\dots\dots (19.8.2)$$

ここに、

τ_{ud} : せん断応力度の制限値(N/mm²)

τ_{yk} : 表-19.8.3に示す局部座屈に対するせん断降伏強度の特性値(N/mm²)

ϕ_{Rs} : 抵抗係数で、表-19.8.4に示す値とする。

ζ_1 : 調査・解析係数で、表-19.8.4に示す値とする。

ζ_2 : 部材・構造係数で、表-19.8.4に示す値とする。

表-19.8.3 局部座屈に対するせん断降伏強度の特性値

鋼種	鋼管の板厚(mm)	局部座屈に対するせん断降伏強度(N/mm ²)	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
SS400 SM400 SMA400W STK400	40 以下	$135 - 0.003 \left(\frac{R}{t} \right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 120$	85
		$12,500 / \left(\frac{R}{t} \right) - 15$: $120 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	40 を超え 100 以下	$125 - 0.003 \left(\frac{R}{t} \right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 130$	
		$12,500 / \left(\frac{R}{t} \right) - 15$: $130 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM490 STK490	40 以下	$180 - 0.007 \left(\frac{R}{t} \right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 95$	100
		$12,500 / \left(\frac{R}{t} \right) - 15$: $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	40 を超え 100 以下	$170 - 0.006 \left(\frac{R}{t} \right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 100$	
		$12,500 / \left(\frac{R}{t} \right) - 15$: $100 < \frac{R}{t} \leq 200$	

(2) 許容せん断応力度は、弾性範囲内ではせん断座屈の式

$$\tau = \frac{0.733}{\nu} E \cdot \left(\frac{t}{R} \right)^{\frac{5}{4}} \cdot \left(\frac{R}{t} \right)^{\frac{1}{2}}$$

を用い、 $1/R$ を 15.4(2)で規定する最大補剛材間隔とし、安全率を $\nu = 3.0$ として簡略式 $\tau = (7,500 t/R) - 9.0$ を定めて、これを基本式としている。塑性領域内では 3.2.1 に規定する許容せん断応力度と連続的にすりつけている。補剛材を設けないものの許容応力度は、 $1/R$ の値を実用上十分な大きさととり、 R/t を 15.4(2)に定める最大値 30 として求められている。曲げせん断座屈耐力は、ねじりせん断座屈耐力と比べて 20~60%程度高くなるといわれているが、資料の不足と、実際の設計での影響が小さいとの判断から区別をしていない。

参考のため図-解 15.3.2 に鋼管のせん断応力度の式を示す。

SM490Y SM520 SMA490W	40 以下	$205 - 0.010 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 85$ $12,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 15$: $85 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 を超え 75 以下	$190 - 0.008 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 90$ $12,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 15$: $90 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 を超え 100 以下	$185 - 0.007 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 95$ $12,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 15$: $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM570 SMA570W	40 以下	$250 - 0.018 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 70$ $12,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 15$: $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 を超え 75 以下	$235 - 0.016 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $12,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 15$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 を超え 100 以下	$230 - 0.015 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $12,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 15$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

表-19.8.4 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{Rs}$ (ξ_2 と Φ_{Rs} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合	1.00	

鋼管部材の局部座屈に対するせん断降伏強度の特性値については、部分係数化にあたり、これまで規定されていた許容値を基に、部分係数を乗じたあとの制限値がこれまでと同程度の安全余裕を持つように調整して設定されたものである。

JIS に規定されている構造用鋼材の降伏点又は耐力は、橋梁用高降伏点鋼板以外では板厚によって変化するので、鋼材の強度の特性値についても JIS に従った鋼種及び板厚ごとに規定している。なお、板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材(仕様)を使用する場合には、その鋼材の板厚に関わらず、板厚区分 40mm 以下の場合の強度規格値と同じ値を用いてもよい。

19.8.5 軸方向力及び曲げモーメントを受ける鋼管部材

軸方向力及び曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材が、5.4.8の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

軸方向力及び曲げモーメントが同時に作用する場合、鋼管部材を構成する要素に作用する応力は軸方向力及び曲げモーメントのそれぞれの断面力が単独に作用している時よりも増加することになる。このため、増加した応力に対してこの項の規定を満足する必要がある。これは5.4.8に規定される限界状態3を超えないとみなせる条件と同様であり、この規定を満足する場合には、鋼管部材として限界状態3を超えないとみなしてよいとされた。

19.8.6 軸方向圧縮力及びせん断力を受ける鋼管部材

軸方向圧縮力応力度及び曲げに伴うせん断応力度が同時に作用する鋼管部材が、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がそれぞれ最大となる荷重状態に対して、式(19.8.3)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_{cnd}} + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{nd}} \right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (19.8.3)$$

ここに、

- σ_d : 鋼管断面に作用する垂直応力度(N/mm²)で、軸方向圧縮応力度と曲げ応力度の和をとる。
- τ_d : 鋼管断面に作用する曲げに伴うせん断応力度(N/mm²)
- σ_{cnd} : 19.8.1に規定する圧縮応力度の制限値(N/mm²)
- τ_{nd} : せん断応力度の制限値(N/mm²)で式(19.8.2)により算出する。

軸方向力圧縮力及びせん断力が同時に作用する場合、それらの組み合わせによる座屈を照査するため、この条文が規定されている。式(19.8.3)はこれまでの示方書で規定されていた事項を踏襲し、軸方向圧縮力とせん断力の組合せ応力の式³⁾より定められている。

(6) 軸方向圧縮応力度とせん断応力度とを同時に受ける場合は、軸方向圧縮力とせん断力との組合せ座屈耐力の式³⁾から式(15.3.1)のように定めている。

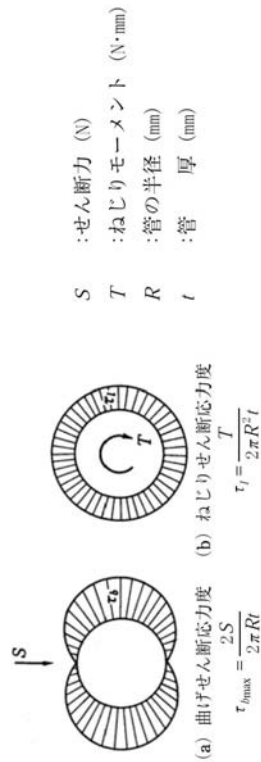
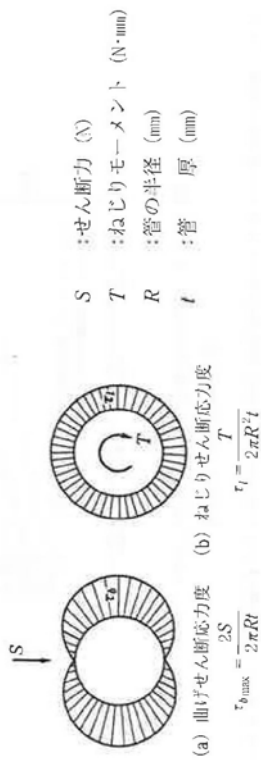


図-解 15.3.2 鋼管のせん断応力度



図解 19.8.2 鋼管のせん断応力度

参考文献

- 1) Donnell, L. H. and Wan, C. C. : Effect of Imperfection on Buckling of Thin Cylinders and Columns Under Axial Compression, Journal of Applied Mechanics, Vol. 17, pp. 73-83, Mar. 1950
- 2) Plantema, F. J. : Collapsing Stresses of Circular Cylinders and Round Tubes, Report S. 280, Nat Luchtvaartlaboratorium, Amsterdam, The Netherlands, 1946
- 3) Schilling, C. G. : Buckling Strength of Circular Tubes, proc. of ASCE, Vol. 91, No. ST. 5, pp. 325-348, 1965
- 4) 日本建築学会編：鋼管構造計算基準・同解説, 1970

新旧対比表

改定案（1章）	II 鋼橋・鋼部材編	現行	備考
<p style="text-align: center;">II 鋼橋・鋼部材編</p> <p style="text-align: center;">1章 総則</p> <p>1.1 適用の範囲</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>この編は、鋼部材及び主たる部材が鋼部材からなる上部構造に適用する。</p> </div> <p>鋼橋・鋼部材編は、主として鋼橋の上部構造に適用できるが、構造形式や部材の種類等によらない基本的な設計方法について示されているほか、鋼部材とコンクリート部材の接合部、コンクリート系床版を有する鋼桁のように、鋼のほかコンクリートを使用する部材等にも適用することができる。また、鋼製橋脚など下部構造に関わるものについては、主として下部構造による。その他、適用する橋及び準備の取扱いについては、共通編 1.1 に定めるとおりである。</p> <p>この編の構成は、1章から9章までに設計における構造形式や部材の種類等によらない基本的な設計方法について、10章から19章までに、鋼製の上部構造を構成する部材及びそれらが集積された個別の構造について、20章に製作・架設・検査・記録に関する事項がそれぞれ規定されている。個別の構造について、特に10章では主桁や主構等の部材を上部構造として立体的に機能させるための構造について規定し、11章からは上部構造を構成する構造要素や構造形式ごとに上部構造として用いる場合に必要事項等についてそれぞれ規定されている。</p> <p>以下、基本的に、「I 共通編」を「I編」、「II 鋼橋・鋼部材編」を「この編」、「III コンクリート橋・コンクリート部材編」を「III編」、「IV 下部構造編」を「IV編」、「V 耐震設計編」を「V編」と表記する。</p>	<p style="text-align: center;">II 鋼橋編</p> <p style="text-align: center;">1章 総則</p> <p>1.1 適用の範囲</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>この編は、主として鋼製の上部構造に適用する。</p> </div> <p>鋼橋編の適用範囲を明らかにしたものである。</p> <p>鋼橋編は主として、鋼製の上部構造に適用するが、コンクリート床版を有する鋼桁のように、鋼のほかコンクリートを使用する構造等にも適用する。また、鋼製橋脚など鋼部材として設計を行う場合については、この編の規定による。</p> <p>適用する橋及び準備の取扱いについては、共通編 1.1 の規定に定めるとおりである。</p> <p>本編の構成は、1章から7章までに設計における構造形式や部材の種類等によらない基本的な設計方法について規定し、8章から17章までに個別の構造について、18章に製作・施工についてそれぞれ規定している。</p> <p>個別の構造について、特に8章では主桁や主構等の部材を上部構造として立体的に機能させるための構造について規定し、9章からは上部構造を構成する個別の構造要素や構造形式ごとに上部構造として用いる場合に必要事項等についてそれぞれ規定している。</p>		

改定案（1章）	現行	備考
<p>1.2 用語の定義</p> <p>この編で用いる用語の定義は次のとおりとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 制限値 橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値。 (2) 規格値 日本工業規格(JIS)等の公的規格に定められた材料強度などの物性値。 (3) 相反応力 死荷重による応力と活荷重（衝撃含む）による応力のそれぞれの符号が異なる場合のその応力。 (4) 交番応力 荷重の載荷状態によって、部材に生じる応力が圧縮になったり、引張になったりする場合のその応力。 (5) 二次応力 通常の構造解析の仮定に従って得られる主要な応力（一次）に対して、構造解析上の仮定と実際との相違によって、実際には生じるがその構造解析では直接には考慮されない付加的な応力。 	<p>1.2 用語の定義</p> <p>この編で用いる用語の意味は次のとおりとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 主桁 橋の上部構造の主体となるもので、橋台や橋脚の間に渡され、上部構造に作用する荷重を下部構造に伝達する桁で、原則として充腹構造のもの。 (2) 主構 主桁と同じ機能を有する構造部分で、トラス構造のもの。 (3) 床組 床版からの荷重を主桁又は主構に伝達する部材。縦桁及び床桁で構成される。 (4) 対傾構 横荷重に抵抗する等の目的で、主桁又は主構を相互に連結するように鉛直面に配置する部材。 (5) 横構 横荷重に抵抗する等の目的で、主桁又は主構を相互に連結するように水平面に配置する部材。 (6) 二次部材 主要な構造部分を構成する部材（一次部材）以外の部材。対傾構や横構を横荷重のみに対して設計する場合には二次部材であるが、主桁間の荷重分配を考慮して設計する場合等には一次部材となる。 (7) 相反応力 荷重による応力と活荷重（衝撃含む）による応力のそれぞれの符号が異なる場合のその応力。 (8) 交番応力 荷重の載荷状態によって、部材に生じる応力が圧縮になったり、引張になったりする場合の応力。 (9) 二次応力 通常の構造解析の仮定に従って得られる主要な応力（一次応力）に対して、構造解析上の仮定と実際との相違によって、実際には生じるがその構造解析では直接には考慮されない付加的な応力。 	

改定案（1章）	現行	備考
<p>1.3 設計計算の精度</p> <p>(1) 設計計算の精度は、設計条件に応じて、適切に定めなければならない。</p> <p>(2) 設計計算は、最終段階で有効数字3桁が得られるように行うことを標準とする。</p>	<p>1.3 設計計算の基本</p> <p>(1) 設計計算の精度は、設計条件の精度を十分把握したうえで、適切に定めなければならない。設計計算は、最終段階で有効数字3桁が得られるように行うのがよい。</p> <p>(2) (※3.8.2に規定)</p>	
<p>(1) 設計計算では、計算の最終段階となる照査の信頼性が確保されるよう、設計計算の途中で必要とされる桁数を適切に考慮する必要がある。</p> <p>(2) この編で示される諸規定は、標準的な設計計算において最終段階で有効数字3桁となることを前提として定められているため、設計計算の最終段階で照査の対象となる数値の有効数字は、その設計限界値の有効数字が3桁以上で示されているものに対し、3桁までを確保すればよい。</p> <p>ただし、特性値及び抵抗側の部分係数等の有効数字が2桁以下の場合には、最終段階の有効数字の桁数を特性値等の有効桁数と同じとしても照査の信頼性が失われないため、特性値等の有効桁数に合わせて、最終段階の数値の桁数を少なくしてもよい。</p> <p>設計計算の途中で必要とする有効数字の桁数は、その計算方法や構造計算に用いる計算モデルに関する諸条件に適合したものを選ぶ必要があるが、例えば高次の不静定構造系を取扱う場合には、多くの有効数字を用いないと最終段階で3桁まで確保できなくなるので注意が必要がある。</p>	<p>(1) 設計の照査の対象となる数値の有効数字は、その許容値の有効数字が3桁以上で示されているものに対し、3桁までを確保すればよい。ただし、コンクリートの許容応力度や安全率等のように有効数字が2桁以下で示される許容値に対しては、これに応じて最終段階の有効数字の桁数を少なくして差し支えない。</p> <p>設計計算の途中で必要とする有効数字の桁数は、その計算方法や構造系の特徴に適合したものを選ぶ必要があるが、例えば高次の不静定構造系を取扱う場合には、かなり多くの有効数字を用いないと最終段階でこれを3桁まで確保できなくなるので注意が必要がある。</p>	
<p>1.4 設計の前提となる材料の条件</p> <p>1.4.1 一般</p>		
<p>(1) 使用する材料は、その材料がおかれる環境や施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる機械的特性及び化学的特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならぬ。</p> <p>(2) 使用する材料の特性は、測定可能な物理量により表されなければならない。</p> <p>(1) この編を適用して設計・施工する橋に用いる材料の品質に関する基本的な要求を規定したものである。使用する材料の機械的又は化学的特性は、使用期間中や施工中においても明らかであり、かつ、設計で前提とする確からしさを有することが求められる。特性の確</p>		

改定案（1章）	現行	備考
<p>からしき、すなわち品質の確保は、20章の各規定による。材料の力学的特性は、I編の各規定による。</p> <p>使用する材料は、要求される橋の性能に対して、鋼製の上部構造及びその他の鋼構造が求められる状態を満たすことができるように、鋼製の上部構造を構成する部材の強度や変形能及び耐久性を考慮して選定する必要がある。鋼橋の耐久性を確保するためには、一般的に鋼部材の腐食と疲労の影響を抑制するとともに、鋼部材の腐食要因である飛来塩分、凍結防止剤等への対応が必要となる。部材として求められる耐荷性能については、3章以降の各規定による。</p> <p>この編に規定される材料の品質確保は、20章の規定、材料の力学的特性は、I編9章の規定による。なお、この編に規定されない材料については他編による。</p> <p>また、道路橋示方書に規定されていない材料の適用の検討に際しては、この示方書の各編に規定される材料との関係を明確にしたうえで、設計・施工など関連する事項について、要求性能が満たされる条件を明確にし、所要の性能が得られることを検証する必要がある。そのような材料の適用にあたっては、少なくとも以下の項目に関して検討する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 材料特性（基本物性、機械的性質、化学成分等） 2) 接合特性（接合材料、接合方法・メカニズム、接合の影響等） 3) 材料が接合集成された部材としての強度特性（引張強度、座屈強度、疲労強度等） 4) 耐食特性（耐候性、防食方法・メカニズム等） 5) 施工性（接合、切断、加工等） <p>検証にあたっては、文献1)を参考に、試験等による直接的手法、解析等による間接的手法及び経験的手法により所要の性能が満たされることを確認するのがよい。</p> <p>(2) 材料の特性には、機械的特性である圧縮、引張、せん断等の強度特性、ヤング係数等の変形特性、又は化学的特性である熱特性等がある。これらの材料特性は、設計に用いる計算モデルに適切に反映される必要があるため、反映可能な物理量で表現されている必要がある。</p>	<p>1.6 鋼種の選定</p> <p>(1) 鋼種は、部材の応力状態、架橋位置の環境条件、防せい防食法等に応じて、鋼材の強度、伸び、じん性等の機械的性質、化学組成、有害成分の制限及び厚さやそり等の形状寸法等の特性や品質を考慮して適切に選定しなければならない。</p>	<p>1.4.2 鋼種の選定</p> <p>(1) 鋼種は、部材の応力状態、製作方法、架橋位置の環境条件、防せい防食法、施工方法等に応じて、鋼材の強度、伸び、じん性等の機械的性質、化学組成、有害成分の制限及び厚さやそり等の形状寸法等の特性や品質を考慮して適切に選定しなければならない。</p>

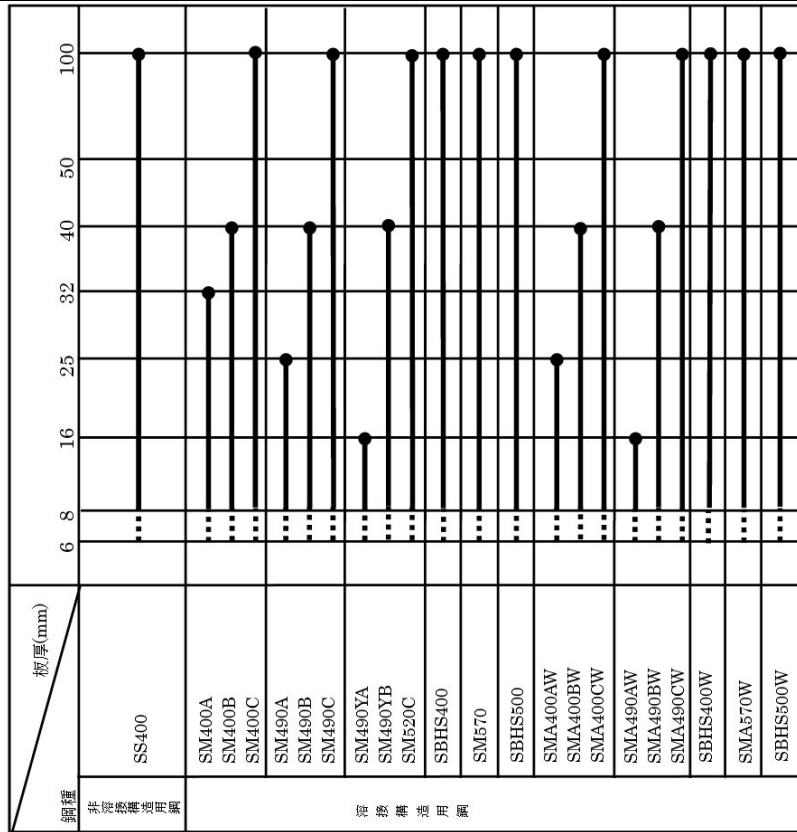
改定案（1章）	現行	備考
<p>(2) 次の場合には、鋼種の選定を特に注意して行わなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 気温が著しく低下する地方に使用される場合 2) 溶接により拘束力を受ける主要部材で主として板厚方向に引張力を受ける場合 3) 主要部材において小さな曲げ半径で冷間曲げ加工を行う場合 4) 溶接割れ防止の予熱温度を低減して溶接施工を行う場合 5) 溶接入熱量の大きい溶接法を適用する場合 6) 塑性化を考慮する場合 <p>(3) 溶接を行う鋼材には、溶接性が確保できることが確認された鋼材を用いなければならない。</p> <p>(4) JIS G 3106(溶接構造用圧延鋼材)、JIS G 3114(溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材)及び JIS G 3140(橋梁用高降伏点鋼板)のうち SBHS400、SBHS400W、SBHS500 及び SBHS500W の規格に適合する鋼材を用いる場合には、(3)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(5) JIS G 3101(一般構造用圧延鋼材)、JIS G 3106、JIS G 3114、及び JIS G 3140 のうち SBHS400、SBHS400W、SBHS500 及び SBHS500W の規格に適合する鋼材を用いる場合には、(3)に基づいて選定する鋼材を用いるにあたって、その鋼種及び板厚は表-1.4.1に基づいて選定するのを標準とする。</p>	<p>(2) 次の場合には、鋼種の選定にあたって特に配慮しなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 気温が著しく低下する地方に使用される場合 2) 溶接により拘束力を受ける主要部材で板厚方向に主として引張力を受ける場合 3) 主要部材において小さな曲げ半径で冷間曲げ加工を行う場合 4) 溶接割れ防止の予熱温度を低減して溶接施工を行う場合 5) 溶接入熱量の大きい溶接法を適用する場合 <p>(3) 溶接を行う鋼材には、溶接性が確保できることが確認された鋼材を用いなければならない。</p> <p>(4) JIS G 3106 (溶接構造用圧延鋼材) 及び JIS G 3114 (溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材) の規格に適合する鋼材を用いる場合には、(3)を満たすものとみなす。</p> <p>(5) JIS G 3101 (一般構造用圧延鋼材)、JIS G 3106 及び JIS G 3114 の規格に適合する鋼材を用いるにあたって、その鋼種及び板厚は表-1.6.1に基づいて選定するのを標準とする。</p>	

改定案（1章）

現行

備考

表-1.4.1 板厚による鋼種選定標準



注：板厚が 8mm 未満の鋼材については 5.2.1 及び 11.8.4 による。

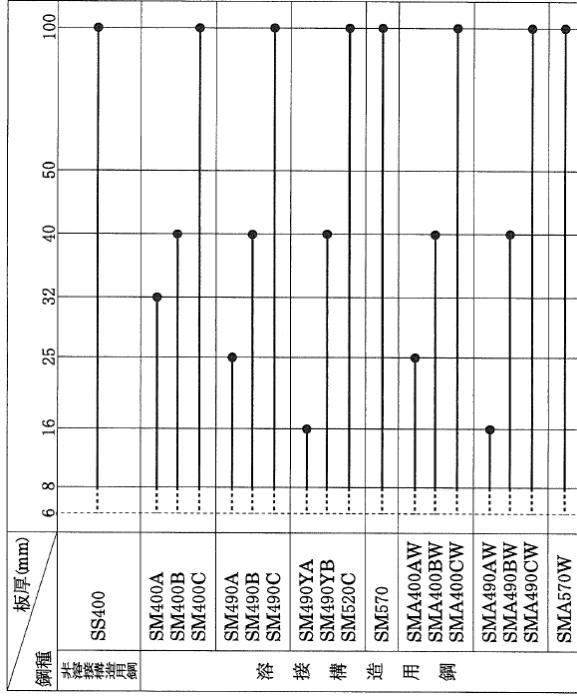
(1) 鋼種の選定における基本原則が示されたもので、これらの特性に加え、鋼種の選定にあたっては以下に配慮する必要がある。

- 1) 鋼材はぜい性破壊を発生させないために必要な、じん性を有すること。
- 2) 塑性化を考慮する材料が、必要な伸び性能を有すること。

(2)

1) 気温が著しく低下する地方に架設される橋では、特に低温じん性に注意して鋼種の選定を行う必要がある。この場合、引張力を受ける重要な溶接構造部材に使用する鋼材には、その地方における最低気温を考慮して適切なじん性を確保することが望ましい。

表-1.6.1 板厚による鋼種選定標準



注：板厚が 8mm 未満の鋼材については 4.1.4 及び 9.4.6 の規定による。

(1) 鋼種の選定における基本原則を示したものである。

(2) 本編に基づいて設計を行う鋼製の上部構造等に使用する鋼材は、設計、施工等の面から要求される強度、延性、じん性、化学組成、有害成分の制限、耐候性、耐久性、寸法公差等の要求性能を満足するものが選定される必要がある。

1) 気温が著しく低下する地方に架設される橋は、特に低温じん性に注意して鋼種の選定を行う必要がある。この場合、引張力を受ける重要な溶接構造部材に使用する鋼材は、その地方における最低気温を考慮して適切なじん性を確保することが望ましい。

改定案（1章）

2) 溶接により拘束力を受ける主要部材で主として板厚方向に引張力を受ける場合には、溶接部又はその周辺部に割れが発生する可能性がある一方で、絞り値等鋼材の板厚方向の特性に配慮する必要がある。

具体的には、表-解 1.4.1に示す JIS G 3199 (鋼板、平鋼及び形鋼の厚さ方向特性)を参考にし、板厚方向の絞り値が保証された鋼材を使用するのがよい。なお、溶接継手の種類や応力状態によって必要な板厚方向特性が異なるので、文献 3)、4)等を参考にし、耐ラメラ性能を有する JIS 鋼材を使用する場合は、JIS に従って、鋼種の名称の後にその性能を示す“-Z25S”等の記号を付記する。

表-解 1.4.1 厚さ方向の絞り値及び硫黄含有量

クラス番号	厚さ方向の絞り値		硫黄含有量
	3個の試験値の平均値	個々の試験値	
Z15S	15%以上	10%以上	0.010%以下
Z25S	25%以上	15%以上	0.008%以下
Z35S	35%以上	25%以上	0.006%以下

3) 主要部材において冷間曲げ加工を行う場合、内側半径は板厚の 15 倍以上とするのが望ましい。ただし、鋼材規格で衝撃試験が規定されている鋼種で JIS Z 2242: 2005(金屋材料のシャルピー衝撃試験方法)に規定するシャルピー衝撃試験の結果が表-解 1.4.2に示す条件を満たし、かつ化学成分中の全窒素量が 0.006%を超えない材料については、内側半径を板厚の 7 倍以上又は 5 倍以上とする。

表-解 1.4.2 シャルピー吸収エネルギーに対する冷間曲げ加工半径の許容値

シャルピー吸収エネルギー(J)	冷間曲げ加工の内側半径	付記番号 ^{注)}
150 以上	板厚の 7 倍以上	-7L, -7C
200 以上	板厚の 5 倍以上	-5L, -5C

注) 1 番目の数字：最小曲げ半径の板厚の倍率
2 番目の記号：曲げ加工方向 (L：最終圧延方向と同方向 C：最終圧延方向と直角方向)

4) 鋼材を溶接する場合、一般に鋼材の合金元素量が多いほど、また板厚が厚いほど溶接割れが生じやすくなるため、予熱が必要となる。このときの予熱条件は、20.8.4に規定された予熱温度が標準となる。この予熱温度を低減するため、合金元素の量を低くし、溶接割れ感受性組成(P_{CW})を低くした鋼材が実用化されている。予熱温度を低減する場

現行

2) 溶接により拘束力を受ける主要部材で主として板厚方向に引張力を受ける場合には、溶接部又はその周辺部に割れが発生する可能性がある一方で、絞り値等鋼材の板厚方向の特性に配慮する必要がある。

具体的には、表-解 1.6.1に示す JIS G 3199 を参考にし、板厚方向の絞り値が保証された鋼材を使用するのがよい。なお、この条文の適用については、溶接継手の種類や応力状態によって必要な板厚方向特性が異なるので、文献 2)、3)等を参考にし、耐ラメラ性能を有する JIS 鋼材を使用する場合は、JIS に従って、鋼種の名称の後にその性能を示す“-Z25S”等の記号を付記する。

表-解 1.6.1 厚さ方向の絞り値及び硫黄含有量

クラス番号	厚さ方向の絞り値		硫黄含有量
	3個の試験値の平均値	個々の試験値	
Z15S	15%以上	10%以上	0.010%以下
Z25S	25%以上	15%以上	0.008%以下
Z35S	35%以上	25%以上	0.006%以下

3) 主要部材において冷間曲げ加工を行う場合、内側半径は板厚の 15 倍以上とするのが望ましい。ただし、鋼材規格で衝撃試験が規定されている鋼種で JIS Z 2242 に規定するシャルピー衝撃試験の結果が表-解 1.6.2に示す条件を満たし、かつ化学成分中の全窒素量が 0.006%を超えない材料については、内側半径を板厚の 7 倍以上又は 5 倍以上とする。

表-解 1.6.2 シャルピー吸収エネルギーに対する冷間曲げ加工半径の許容値

シャルピー吸収エネルギー(J)	冷間曲げ加工の内側半径	付記番号 ^{注)}
150 以上	板厚の 7 倍以上	-7L, -7C
200 以上	板厚の 5 倍以上	-5L, -5C

注) 1 番目の数字：最小曲げ半径の板厚の倍率
2 番目の記号：曲げ加工方向 (L：最終圧延方向と同方向 C：最終圧延方向と直角方向)

4) 鋼材を溶接する場合、一般に鋼材の合金元素量が多いほど、また板厚が厚いほど溶接割れが生じやすくなるため、予熱が必要となる。このときの予熱条件は、18.4.4に規定された予熱温度が標準となる。この予熱温度を低減するため、最近では合金元素の量を低くし、溶接割れ感受性組成(P_{CW})の低い鋼材が実用化されている。予

備考

改定案（1章）	現行	備考
<p>合には、このようなP_{CM}の上限を規制した鋼材を用いるなどの注意が必要である。</p> <p>5) 鋼材の溶接施工時に溶接入熱量の大きい溶接法を適用すると、溶接パス数が低減され溶接施工の効率化が図れる場合がある。しかし、一般的な鋼材の溶接熱影響部は、溶接入熱量が大きいほどじん性が低下する傾向にある。また、パス間温度が高いと溶接後の冷却速度が遅くなりじん性が低下するという問題もある。このため、無制限に入熱の高い溶接法を適用することは避ける必要がある。なお、最近、大入熱溶接を適用してもじん性の低下が小さく、必要じん性が確保できる鋼材が開発されており、20.8.4に規定されている方法により、品質を確認したうえで、このような鋼材を使用することもできる。</p> <p>6) 解説を入れる</p> <p>(3) SS400については、JISでは化学成分として、PとSの量のみを規定し、溶接性を確保するための化学成分については規定されていない。そのため、原則としてSS400の橋への適用は非溶接部材に限定するのがよい。</p> <p>ただし、板厚22mm以下のSS400を仮設資材に用いる場合や、二次部材に用いられる形鋼や薄い鋼板等でSM材の入手が困難な場合には、事前に化学成分を調査したり、溶接施工試験等により、溶接性に問題がないことを確認したうえで使用することができる。なお、化学成分値で判断する際、当該鋼材の鋼材検査証明書に必要な化学成分の情報が記載されていない場合には、当該鋼材から採取した試験材を分析したうえで判断するのが望ましい。</p> <p>(4) JIS G 3106:2017(溶接構造用圧延鋼材)、JIS G 3114:2016(溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材)及びJIS G 3140:2011(橋梁用高降伏点鋼板) (SBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500W)の規格に適合する鋼材以外の溶接構造用規格鋼材については、20.8.4の溶接施工試験により、溶接性の確認を行ったうえで、使用することができる。溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材には、表-解1.4.3に示されるとおり、耐熱性に有効な元素としてCu、Cr及びNi等が添加されており、これによって鋼材表面に緻密なさびを形成し、鋼材の表面を保護することで腐食を抑制するという性質を有する。このような緻密なさびが形成されるには、鋼材表面に塩分付着が少ないこと、雨水の滞留などで長い時間湿潤環境が継続することがないこと、大気中において適度な乾燥の繰返しを受けること</p>	<p>熱温度を低減する場合には、このようなP_{CM}の上限を規制した鋼材を用いることができる。</p> <p>5) 鋼材の溶接施工時に溶接入熱量の大きい溶接法を適用することにより、溶接パス数が低減され溶接施工の効率化が図られる場合がある。しかし、一般的な鋼材の溶接熱影響部は、溶接入熱量が大きいほどじん性が低下する傾向にあるため、無条件に入熱の高い溶接法を適用することは避ける必要がある。また、パス間温度が高いと溶接後の冷却速度が遅くなりじん性が低下するという問題もある。最近、大入熱溶接を適用してもじん性の低下が小さく、じん性が確保できる鋼材が開発されており、18.4.4に記載されている方法により、品質を確認したうえで、このような鋼材を使用することができる。</p> <p>また、従来の鋼材に対して降伏強度が高く、溶接予熱の省略や低減が可能な施工性を向上させた鋼材が開発され、JIS G 3140 橋梁用高降伏点鋼板(SBHS)として制定されている。適用にあたっては、条文中に規定される鋼材と同等の安全性が確保されるように設計するとともに、製作・施工において所定の品質が確保されることを確認する等、十分に検討を行う必要がある。</p> <p>(3) SS400については、JISでは化学成分として、PとSの量のみを規定し、溶接性を確保するための化学成分については規定されていない。JIS規格材であれば、無制限に使用可能との誤解を避けるために、運用上、SS400の橋への適用を非溶接部材に限定している。</p> <p>ただし、板厚22mm以下のSS400を仮設資材に用いる場合や、二次部材に用いられる形鋼や薄い鋼板等でSM材の入手が困難な場合には、事前に化学成分を調査したり、溶接施工試験等により、溶接性に問題がないことを確認したうえで使用することができる。なお、化学成分値で判断する際、当該鋼材の鋼材検査証明書に必要な化学成分の情報が記載されていない場合には、当該鋼材から採取した試験材を分析したうえで判断するのが望ましい。</p> <p>JIS G 3106 及び JIS G 3114 の規格に適合する鋼材以外の溶接構造用規格鋼材については、18.4.4の溶接施工性試験により、溶接性の確認を行った上で、使用することができる。溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材には、表-解1.6.3に示すとおり、耐熱性に有効な元素としてCu、Cr及びNi等が添加されており、これによって鋼材表面に緻密なさびを形成し、鋼材の表面を保護することで腐食を抑制するという性質を有する。このような緻密なさびが形成されるには、鋼材表面に塩分付着が少ないこと、大気中において適度な乾燥の繰返しを受けること等の一定の環境条件が要求される。これに対して、近年、機械的性質がJISの耐熱性鋼材の規格に適合し、塩分に対する耐食性を向上させた耐熱性鋼材も使用され始めており、従来の耐熱性鋼材 (JIS G 3114) の適用が難しい地域環境においても適用でき</p>	

改定案（1章）	現行	備考
<p>等の一定の環境条件が要求される。これに対して、近年、機械的性質がJISの耐候性鋼材の規格に適合し、塩分に対する耐食性を向上させた耐候性鋼材も使用され始めており、従来の耐候性鋼材（JIS G 3114）の適用が難しい地域環境においても適用できる可能性が満ちたものであるかを検討するとともに、耐候性鋼材としての所定の性能が発揮されるよう、局部の環境も不整合を生じないよう細部の構造設計にも配慮する必要がある。</p> <p>従来の鋼材に対して降伏強度が高く、溶接予熱の省略や低減が可能な施工性を向上させた鋼材である橋梁用高降伏点鋼板（JIS G 3140）については、今回の改定において、SBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500Wが規定された。そのうち、SBHS400W及びSBHS500Wは、溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材と同様の耐候性性能を有した鋼材である。</p> <p>なお、SBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500Wに関して、使用実績が無い場合は、20.8.4の溶接施工試験を行う必要がある。SBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500Wに関する溶接施工試験のうち、開先溶接試験の衝撃試験については、溶接金属及び溶接熱影響部で母材の要求値以上と規定されており、母材の規格値以上（例えば、JIS G 3140に規定されているSBHS500及びSBHS500W）に関しては、-5℃Vノッチ（圧延直角方向）シャルピー吸収エネルギー100J以上）という意味ではないので、この点を誤解しないようにする必要がある。</p> <p>(5) 一般構造用圧延鋼材、溶接構造用圧延鋼材、溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材及び橋梁用高降伏点鋼板について、その使用板厚の標準が示されたものである。一般に板厚の厚い部材は内部の応力状態が複雑になり、製造上や溶接上にも問題が生じやすいため、所要のじん性のある鋼材が要求される。また、鋼種の選定にあたっては、構造物の使用条件（気象条件、溶接性）や部材の重要度（主要部材、二次部材）等に応じて、適切なじん性、溶接性をもった鋼種を選定すべきであるが、あまり細かく規定すると、一つの橋で数種の鋼材を混用することになり、取扱いが煩雑で間違いの元になるので、板厚ごとの標準を示した。したがって、二次部材等については必ずしもこれによらずともこれによらずともよい。板厚に関し、長手方向に連続的に板厚が変化する鋼板（LP（Longitudinally Profiled）鋼板）が、鋼重低減、製作加工工数の削減、接合部の等厚化によるボルト接合部でのファイラプレート</p>	<p>る可能性がある。ただし、適用にあたっては架橋地点の環境条件が使用材料の適用条件を満たすものであるかを検討するとともに、耐候性鋼材としての所定の性能が発揮されるよう、局部環境を整えるべく細部の構造設計にも配慮する必要がある。</p> <p>(5) 一般構造用圧延鋼材、溶接構造用圧延鋼材、溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材について、その使用板厚の標準を示したものである。一般に板厚の厚い部材は内部の応力状態が複雑になり、製造上や溶接上にも問題が生じやすいため、じん性のよい鋼材が要求される。また、鋼種の選定にあたっては、構造物の使用条件（気象条件、応力状態等）や部材の重要度（主要部材、二次部材）等に応じて、適切なじん性、溶接性をもった鋼種を選定すべきであるが、あまり細かく規定すると、一つの橋で数種の鋼材を混用することになり、取扱いが煩雑で間違いの元になるので、板厚ごとの標準を示した。したがって、二次部材等については必ずしもこれによらずともこれによらずともよい。なお、板厚に関しては、長手方向に連続的に板厚が変化する鋼板（LP（Longitudinally Profiled）鋼板）もあり、鋼重低減、製作加工工数の削減、接合部の等厚化によるボルト接合部でのファイラプレート</p> <p>から適用された例がある。</p> <p>溶接構造用圧延鋼材については、溶接性を確保するためにCとMnの量が規定されている。また、低温じん性の目安となるシャルピー吸収エネルギーによって3種類の規格があり、そのうちA材には0℃Vノッチシャルピー吸収エネルギーの規定がなく、B材では27J以上、C材では47J以上と規定されている。橋のように重要な構造物にはじん性が保証された鋼材を使用するのが望ましいが、従来からA材を使用してきた経</p>	

備考	現行	改定案（1章）
	<p>織もあり，A材の板厚使用限界は従来どおりとしている。</p> <p>なお，現在のJIS（表-解1.6.4参照）では，鋼材の降伏点又は耐力は板厚が厚くなるにつれて低下する。これに対して，板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材の製造が可能となり（表-解1.6.5），板厚が40mmを超える鋼材について，設計上有利となる場合には，このような降伏点又は耐力が変化しない鋼材を用いることもできる。この場合は鋼種の名称（SMA400C，SM490C，SME20 C，SM570，SMA400CW，SMA490CW，SMA570W）の後に“-H”を付記する。</p>	<p>ましいが，従来からA材を使用してきた経緯もあり，A材の板厚使用限界は従来どおりとしている。</p> <p>なお，表-解1.4.4に示す橋梁用高降伏点鋼板（SBHS400，SBHS400W，SBHS500及びSBHS500W）以外の鋼材の機械的性質については，鋼材の降伏点又は耐力は板厚が厚くなるにつれて低下する。これに対して，板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材の製造が可能となり（表-解1.4.5），板厚が40mmを超える鋼材について，設計上有利となる場合には，このような降伏点又は耐力が変化しない鋼材を用いることもできる。この場合は鋼種の名称（SMA400C，SM490C，SM520C，SM570，SMA400CW，SMA490CW，SMA570W）の後に“-H”を付記する。</p> <p>SBHS400，SBHS400W，SBHS500及びSBHS500Wの試験片及び試験片採取方向は圧延直角方向と定められている。これは，一般にシャルピー衝撃試験値は圧延直角方向の方が圧延方向よりも低い値となるが，SBHS400，SBHS400W，SBHS500及びSBHS500Wについては圧延直角方向で保証できることによる。</p>

改定案（1章）

現行

備考

表 解 1.4.3 一般構造用圧延鋼材，溶接構造用圧延鋼材，溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材，橋梁用高降伏点鋼板の化学成分

表 解 1.6.3 一般構造用圧延鋼材及び溶接構造用圧延鋼材，並びに溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の化学成分

鋼種	C	Si	Mn	P	S	N	Cu	Cr	Ni	その他
SS400	—	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—	—	—	—	—
	0.23 以下 50≧t	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.25 以下 50<t	—	2.5×C 以上	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.20 以下 50≧t	0.35 以下	0.60~1.50	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
SM400	0.22 以下 50<t	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.18 以下	0.35 以下	0.60~1.50	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.18 以下	0.35 以下	0.60~1.50	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
SMA400 AW・BW・CW	0.18 以下	0.15~0.65	1.25 以下	0.035 以下	—	—	0.30~0.50	0.45~0.75	0.05~0.30	各鋼種とも耐候性に有効な元素の Mo, Ni, Ti, V を添加しただし、これらの元素の総計は 0.15% を超えてはならない
	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.22 以下 50<t	—	—	—	—	—	—	—	—	—
SM490	0.18 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.22 以下 50<t	—	—	—	—	—	—	—	—	—
SMA490 AW・BW・CW	0.18 以下	0.15~0.65	1.40 以下	0.035 以下	—	—	0.30~0.50	0.45~0.75	0.05~0.30	各鋼種とも耐候性に有効な元素の Mo, Ni, Ti, V を添加しただし、これらの元素の総計は 0.15% を超えてはならない
	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.22 以下 50<t	—	—	—	—	—	—	—	—	—
SM520C	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.18 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
SM570	0.18 以下	0.15~0.65	1.40 以下	0.035 以下	—	—	0.30~0.50	0.45~0.75	0.05~0.30	各鋼種とも耐候性に有効な元素の Mo, Ni, Ti, V を添加しただし、これらの元素の総計は 0.15% を超えてはならない
	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.18 以下	0.55 以下	1.70 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
SMA570W	0.18 以下	0.15~0.65	1.40 以下	0.035 以下	—	—	0.30~0.50	0.45~0.75	0.05~0.30	各鋼種とも耐候性に有効な元素の Mo, Ni, Ti, V を添加しただし、これらの元素の総計は 0.15% を超えてはならない
	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—	—
	0.15 以下	0.55 以下	2.00 以下	0.020 以下	0.006 以下	0.006 以下	—	—	—	—

鋼種	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	その他
SS400	—	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—	—	—	—
	0.23 以下 A	—	2.5×C 以上	0.035 以下	—	—	—	—	—
	0.20 以下 B	0.35 以下	0.60~1.50	0.035 以下	—	—	—	—	—
SMA400 AW・BW・CW	0.18 以下	0.15~0.65	1.25 以下	0.035 以下	—	0.30~0.50	0.45~0.75	0.05~0.30	各鋼種とも耐候性に有効な元素の Mo, Ni, Ti, V を添加しただし、これらの元素の総計は 0.15% を超えてはならない
	0.20 以下 A	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
	0.18 以下 B	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
SM490	0.18 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
	0.20 以下 C	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.22 以下 50<t	—	—	—	—	—	—	—	—
SMA490 A・B	0.18 以下	0.15~0.65	1.40 以下	0.035 以下	—	0.30~0.50	0.45~0.75	0.05~0.30	各鋼種とも耐候性に有効な元素の Mo, Ni, Ti, V を添加しただし、これらの元素の総計は 0.15% を超えてはならない
	0.20 以下 A・B	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
	0.22 以下 50<t	—	—	—	—	—	—	—	—
SM520C	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
	0.18 以下	0.55 以下	1.70 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
SMA570W	0.18 以下	0.15~0.65	1.40 以下	0.035 以下	—	0.30~0.50	0.45~0.75	0.05~0.30	各鋼種とも耐候性に有効な元素の Mo, Ni, Ti, V を添加しただし、これらの元素の総計は 0.15% を超えてはならない
	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
	0.18 以下	0.55 以下	1.70 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—

表一解 1.6.4 一般構造用圧延鋼材及び溶接構造用圧延鋼材、並びに溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の機械的性質

Table with columns for steel type (鋼種), yield strength (降伏点又は耐力), tensile strength (引張強さ), elongation (伸び), Charpy impact energy (シャルピ一吸取エネルギー), and temperature (試験温度). Rows include SS400, SM400, SMA400W, SMA490V, SMA490W, SM520, SM570, SMA570W, and SBHS500W.

* : JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) による。
** : これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は、その試験温度に置きかえてもよい。

表一解 1.4.4 一般構造用圧延鋼材、溶接構造用圧延鋼材、溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材、橋梁用高降伏点鋼板の機械的性質

Table with columns for steel type (鋼種), yield strength (降伏点又は耐力), tensile strength (引張強さ), elongation (伸び), Charpy impact energy (シャルピ一吸取エネルギー), and temperature (試験温度). Rows include SBHS400W, SBHS500, SBHS500W, SS400, SM400, SMA400W, SMA490V, SMA490W, SM520, SM570, SMA570W, SBHS400, SBHS100W, SBHS500, and SBHS500W.

* : JIS Z 2241:2011 (金属材料引張試験方法) による。
** : これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は、その試験温度に置きかえてもよい。

改定案 (1章)

表-解 1.4.5 溶接構造用圧延鋼材及び溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材の機械的性質 (板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材)

鋼種	降伏点又は耐力 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)		伸 び			衝撃試験	
	鋼材の厚さ 100mm以下	鋼材の厚さ 100mm以下	鋼材の厚さ (mm)	試験片	伸び (%)	試験片	試験温度 (°C)	シャルピー 吸収エネルギー (J)	
									試験片
SM400C-H	235以上	400~510	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	18以上 22以上 24以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SMA400CW-H	235以上	400~540	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	17以上 21以上 23以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SM490C-H	315以上	490~610	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	17以上 21以上 23以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SMA490CW-H	355以上	490~610	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	15以上 19以上 21以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SME200C-H	355以上	520~640	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	15以上 19以上 21以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SM570H	450以上	570~720	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	5号 5号 4号	19以上 26以上 20以上	5号 5号 4号	-5	47以上	
SMA570W-H	450以上	570~720	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	5号 5号 4号	19以上 26以上 20以上	5号 5号 4号	-5	47以上	

* : JIS Z 2241:2011 (金属材料引張試験方法) による。

** : これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は、その試験温度に置きかえてもよい。

注：鋼種の名称の後の”-H”は降伏点一定鋼であり、”-H”はJIS規格と区別するための記号を表す。

1.5 設計の前提となる施工の条件

- (1) 設計にあたっては、設計の前提となる施工の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) 19章までの規定は、20章の規定が満足されることを前提とする。したがって、20章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない。

(1) 鋼橋の設計にあたっては、施工が現実的かつ確実なものとなるよう、施工の条件を適切に考慮する必要がある。

(2) この編における各種の規定は20章の施工に関する規定に従って所定の品質が確保され

現行

表-解 1.6.5 溶接構造用圧延鋼材及び溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材の機械的性質 (板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材)

鋼種	降伏点又は耐力 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)		伸 び			衝撃試験	
	鋼材の厚さ 100mm以下	鋼材の厚さ 100mm以下	鋼材の厚さ (mm)	試験片	伸び (%)	試験片	試験温度 (°C)	シャルピー 吸収エネルギー (J)	
									試験片
SM400C-H	235以上	400~510	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	18以上 22以上 24以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SMA400CW-H	235以上	400~540	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	17以上 21以上 23以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SM490C-H	315以上	490~610	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	17以上 21以上 23以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SMA490CW-H	355以上	490~610	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	15以上 19以上 21以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SM520C-H	355以上	520~640	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 1A号 4号	15以上 19以上 21以上	1A号 1A号 4号	0	47以上	
SM570-H	450以上	570~720	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	5号 5号 4号	19以上 26以上 20以上	5号 5号 4号	-5	47以上	
SMA570W-H	450以上	570~720	16以下 16を超え50以下 40を超えるもの	5号 5号 4号	19以上 26以上 20以上	5号 5号 4号	-5	47以上	

* : JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) による。

** : これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は、その試験温度に置きかえてもよい。

注：鋼種の名称の後の”-H”はJIS規格と区別するための記号である。

1.4 設計の前提となる施工の条件

- (1) 鋼橋の設計にあたっては、施工の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) 17章までの規定は、18章の規定が満たされることを前提とする。したがって、18章の規定により難しい場合には、実際の施工の条件を設計において考慮しなければならない。

鋼橋の設計にあたっては、施工の条件を適切に考慮する必要がある。例えば、本編における各種の規定は、18章に規定されている製作・施工において所定の品質が確保されることを前提に規定されている。したがって、18章に規定する施工の条件が守られない場合は別途試

備考

改定案（1章）	現行	備考
<p>ることを前提に規定されている。したがって、20章の規定により難しい場合には、施工品質の確保が確保に言い得ること及び設計で用いる特性値や制限値をはじめとする様々な条件に適合することを確認するため、別途試験を行うなどによって、設計の方法について十分に検討する必要がある。また、架設方法によっては、部材断面が必ずしも完成系の荷重状態で決定されるときは限らないので、各施工段階における荷重状態を適切に考慮して設計する必要がある。</p> <p>架設工法等の設計の前提となる施工の条件は、施工段階に変更が必要となる場合もあり、そのような場合には、設計の見直しの必要が生じることもある。したがって、設計図等には設計において前提とした架設工法等の施工の条件について明示することで、施工段階に設計との整合性が確認できるように配慮し、それらの前提条件の変更に適切に対応できるようにしておく必要がある。</p> <p>繰返し荷重による疲労や鋼材の腐食等に対する耐久性については、施工品質の良否の影響が大きい。したがって、各部材が設計耐久期間にわたって所要の耐久性を発揮できるように、施工時ににおける不確実な要因を極力排除するように配慮することが極めて重要である。そのため、20章の施工の規定に従った標準的な施工及び品質管理を行うことができ構造であるかどうか、溶接等の施工品質のばらつきへの対処として、構造的な余裕が適切に確保されているかどうか等、設計において施工の品質確保の観点から十分な配慮を行う必要がある。特に溶接線が集中する構造は、板組、溶接継手の配置、施工順序等について慎重に検討を行い、溶接施工、施工途中での段階的なプロセス管理及び製作後の非破壊検査が適切に行えるようにする必要がある。</p> <p>このように、この編に規定される照査式や抵抗側の部分係数等、設計で考慮する事項は全てにおいて適切な施工品質でできているという前提条件が満たされたうえで始めて成立するものである。したがって、適切に施工が行われることが保証されないような条件、またはこの示方書の各編に規定される施工の条件と異なる条件の施工が行われる場合には、この編で示される照査式や抵抗側の部分係数等を用いても橋の要求性能が満たされないことに注意も必要である。</p>	<p>験を行うなどによって、18章までの規定による場合と同等以上の安全性が確保されるように構造物を設計する必要がある。また、架設方法によっては、部材断面が必ずしも完成系の荷重状態で決定されるときは限らないので、架設時の荷重状態を適切に考慮する必要がある。</p> <p>さらに、架設工法等の設計の前提となる施工の条件は、変更が必要となる場合もあり、それに伴い、設計の照査や見直しの必要が生じることもある。したがって、設計図等には設計において前提とした架設工法等の施工の条件について明示することで、施工に先立って設計との整合性が確認できるように配慮し、それらの前提条件の変更に適切に対応できるようにしておく必要がある。</p>	
<p>1.6 設計の前提となる維持管理の条件</p> <p>設計にあたっては、設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならぬ。</p> <p>橋の設計にあたっては、I編 1.8.1 に規定されるように、目標とする橋の性能を達成するために、耐久性確保の方法と合わせて適切に維持管理条件を定めることが求められる。その</p>		

改定案（1章）	現行	備考
<p>ため、具体的に鋼橋の設計を進めるにあたっては、維持管理の方法等の前提条件について十分検討しておくとともに、例えば、検査路や点検スペースの配置の検討、補修等を見据えた吊足場等の荷重条件などの維持管理の条件も橋の性能に適切に反映させる必要がある。また、耐久性確保の方法として、取り替えを前提とする部材を設定する場合などには、3.8.3の規定に従い、確実かつ容易に維持管理が行えるよう構造設計上の配慮を行う必要がある。</p>	<p>1.5 設計図等に記載すべき事項</p> <p>設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。</p>	
<p>1.7 設計図等に記載すべき事項</p> <p>(1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。</p> <p>(2) 設計図等には、I編1.9に規定する事項の他、少なくとも1)から5)の項目を記載することを標準とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 使用材料に関する事項 2) 設計の前提とした施工方法及び手順 3) 設計の前提とした施工品質（施工精度、検査基準） 4) 設計の前提とした維持管理に関する事項 5) 設計において適用した技術基準等 <p>(1) 設計で前提とした事項を確実に施工及び維持管理の段階に引継ぐことが重要である。設計において標準的でない施工方法や維持管理方法を想定する場合には、特にそれらが誤りなく確実に行われるよう配慮して記録する必要がある。</p> <p>(2) 設計図及び設計計算書には、I編1.9によるほか、鋼橋においては1)から5)の項目を記載するとよい。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 使用材料に関する事項 <ul style="list-style-type: none"> 鋼材では単にその種別を記載するだけでなく、特別な性能を有する材料を使用する場合には設計の意図を伝えるために、その仕様を表す記号を設計図等に明記する必要がある。これらの記号には、例えば、板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材を表す“-H”、冷間曲げ加工において内側半径を板厚の7倍以上又は5倍以上とする鋼材を表す“-7L”、“-7C”、“-5L”、“-5C”などがある。 また、優れたじん性又は溶接性を有する鋼材の一つに熱加工制御鋼(TMCP鋼)があるが、これは制御圧延の後空冷又は強制的な制御冷却を行うことによって鋼の結晶組織を微細化して機械的性質を改善した鋼材であり、熱間加工の条件によっては熱処理によって得られた特性が失われる場合がある等、施工にあたっては注意が必要である。したがってこの鋼材を使用する場合には、鋼種の名称の後に“TMC”の記号を付記する等の配 	<p>1.5 設計図等に記載すべき事項</p> <p>設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。</p> <p>も下記の事項を記載するとよい。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 使用材料に関する事項 <ul style="list-style-type: none"> 鋼材では単にその種別を記載するだけでなく、特別な性能を有する材料を使用する場合には設計の意図を伝えるために、その仕様を表す記号を設計図等に明記する必要がある。これらの記号には、例えば、板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材を表す“-H”、冷間曲げ加工において内側半径を板厚の7倍以上又は5倍以上とする鋼材を表す“-7L”、“-7C”、“-5L”、“-5C”などがある。 また、優れたじん性又は溶接性を有する鋼材の一つに熱加工制御鋼(TMCP鋼)があるが、これは制御圧延の後空冷又は強制的な制御冷却を行うことによって鋼の結晶組織を微細化して機械的性質を改善した鋼材であり、熱間加工の条件によっては熱処理によって得られた特性が失われる場合がある等、施工にあたっては注意が必要である。したがってこの鋼材を使用する場合には、鋼種の名称の後に“TMC”の記号を付記する等の配慮が必要であ 	

改定案（1章）	現行	備考
<p>慮が必要である。</p> <p>2) 設計の前提とした施工方法及び手順 <u>施工に対する設計上の前提条件であり、施工において満たす必要がある事項等を記載する。例えば、加工方法や架設手順、溶接継手の種類や仕上げの程度等では、設計の前提と異なる施工が行われると設計条件が満たされなくなることがあるため、施工において満たさなければならない事項として記載する。</u></p> <p><u>溶接の種類、開先の形状・寸法、仕上げ等を設計図面上に表示するための記号及び表示方法については、JIS Z 3021:2016(溶接記号)に規定されている。例えば、完全溶込み開先溶接を指定する場合には、溶接記号の誤記や誤解を避けるとともに、必要な溶接品質が確保できる施工が行われるように、完全溶込み溶接である旨を「FP」と補助記号で表示し、開先形状と寸法、仕上げの方法、溶接指示の範囲等の溶接品質に影響を及ぼす事項等について記載する。さらに図-解1.7.1(b)に示すように、溶接記号だけではなく、実形状を示す詳細図を添えたりすることも有効である。</u></p> <div data-bbox="718 1456 877 1971" data-label="Image"> </div> <p>(a) 補助記号「FP」を付記した例 (b) 詳細図を添えた例</p> <p>「FP」の表示のある箇所は、完全溶込み溶接を用いる。 <small>詳細図</small></p>	<p>る。</p> <p>2) 設計の前提とした施工の条件 <u>施工に対する設計上の前提条件であり、架設手順や加工方法、溶接継手部の仕上げの程度等、設計条件が満たされるために施工において満足する必要がある事項等を記述する。</u> <u>特に溶接継手の施工品質や仕上げ方法などの条件は疲労耐久性に大きく影響するので設計図等にそれらについて示し、施工において確実に反映されることが重要である。</u></p> <p>3) 設計で考慮した維持管理に関する事項 <u>維持管理について設計上考慮した事項であり、点検や部材の更新等の維持管理作業を想定して設けた補強部材や吊り具又は管理用通路等の設備に関する設計条件等、将来の維持管理に関する事項で設計上考慮した条件について記述する。</u></p>	
<p>3) 設計の前提とした施工品質 <u>溶接の種類と要求品質、仕上げ方法などの施工品質は、疲労耐久性に大きく影響する。</u> <u>このような、橋や部材の性能に関わる加工や組み立て、架設などの施工に関する品質についての条件について設計図等に示し、施工において確実に施工品質が確保されること</u> <u>が重要である。また、設計時に見込んだ施工誤差、適用した検査基準を記載する。施工時に記録として残すべき事項については、20章による。</u></p> <p>4) 設計で配慮した維持管理に関する事項 <u>維持管理の方法などについて、設計で配慮した事項、設計にあたって前提とした将来の維持管理条件等を記載する。例えば、点検や部材等の更新等の維持管理作業を想定して設けた補強部材や吊り具又は管理用通路等の設備に関する設計条件等、将来の維持管</u></p>		

備考	現行	改定案（1章）
	<p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) (社) 日本道路協会：鋼道路橋施工便覧，1985.2</p> <p>2) (社) 日本溶接協会：WES3008 鋼板及び平鋼の厚さ方向特性，1999</p> <p>3) (社) 土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会：耐ラメラテア鋼の土木構造物への適用，土木学会誌，1985.8</p>	<p>理に関する事項で設計上考慮した条件等を記載する。また，構造設計上の配慮事項である I 編 1.8.3 に関わる検討については，設計の最重要項目のひとつであり，施工中のみならず供用中に損傷等が生じた場合にも必要な情報となるため，設計図等に記載するの がよい。</p> <p>5) 設計において適用した技術基準等</p> <p>設計に適用した技術基準等が特定できるように，適用した技術基準類や学協会等の参考図書について名称や発行年などを記載する。このとき，基準や図書の一部のみを設計で用いた場合には，必要に応じてどの部分をどのように反映したのかが特定できるように記載するのがよい。</p> <p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の技術評価手法に関する研究一新技術評価のガイドライン(案)一，国総研資料第 609 号，平成 22 年 9 月</p> <p>2) (公社) 日本道路協会：鋼道路橋施工便覧，平成 27 年 3 月</p> <p>3) (社) 日本溶接協会：WES3008 鋼板及び平鋼の厚さ方向特性，1999</p> <p>4) (社) 土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会：耐ラメラテア鋼の土木構造物への適用，土木学会誌，1985.8</p>

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編	現行	備考
<p>改定案（20章）</p> <p>20章 施工</p> <p>20.1 適用の範囲</p> <p>この章は、19章までの規定に基づいて設計された鋼部材及び主たる部材が鋼部材からなる上部構造の施工に適用する。</p> <p>この章は、この編で主として扱った鋼部材及び鋼構造の施工に適用するものであるが、19章までの設計上の規定は、基本的にこの章の施工上の規定が守られることを前提として定められている。したがって、この章の規定により難しい場合には、19章までの規定、特に応力度制限値、抵抗側の部分係数等について別途検討し、橋や部材に対する要求性能が確保されることを個別に確認する必要がある。</p> <p>また、この章に規定されていないコンクリート及びコンクリート部材の施工に関しては、III編及び関連する編の規定による必要がある。</p> <p>この章に示す施工上の規定には以下に示す4種類がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 製作された部材等について、非破壊検査や計測を行い部材等の健全性を判断する場合の可否の判定基準を規定したもの (例) 溶接部の外部きず検査・内部きず検査（放射線透過試験、超音波探傷試験）、部材精度等 2) 施工の各段階において守るべき事項や標準的な施工方法を示し、それを施工上の規定としたもの (例) 溶接施工上の注意点、材片の組合せ精度、溶接材料の乾燥、予熱、冷間加工、熱間加工、高力ボルト施工等 3) 2)のように標準的な施工方法を示さず、材料、部材、橋の種類、施工方法の組合せについてその都度施工試験を行って施工方法を定める方式、その際の施工試験結果についての判断基準を規定したもの (例) 溶接施工試験 4) その他品質管理上基本的に守るべき事項 	<p>18章 施工</p> <p>18.1 一般</p> <p>18.1.1 適用の範囲</p> <p>この章は、鋼橋編の17章までの規定に基づいて設計された鋼橋について規定する。</p> <p>施工がこの章の規定により難しい場合には、設計における安全度等について別途検討しなければならない。</p> <p>この章は、溶接構造を主体とした鋼道路橋の施工に適用するものであるが、17章までの設計上の規定は、この章の施工上の規定が守られるものとして定められている。したがって、この章の施工上の規定が守られない場合やこの章に示す施工方法の標準により難しい場合には、17章までの設計上の規定、特に許容応力度、安全率等について別途検討しておく必要がある。</p> <p>この章に示す鋼橋施工上の規定には以下に示す4種類がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) できあがった製品について非破壊検査を行い製品の健全性を判断する場合の可否の判定基準を規定したもの (例) 溶接部の外部検査・内部検査（放射線透過試験、超音波探傷試験）、製作精度等 2) 施工の各段階において守るべき事項や標準的な施工方法を示し、それを施工上の規定としたもの (例) 溶接施工上の注意、開先精度、溶接材料の乾燥、予熱、冷間加工、熱間加工、高力ボルト施工等 3) 2)のように標準的な施工方法を示さず材料、構造物の種類、施工方法の組合せについての施工試験を行って施工方法を定める方式、その際の施工試験結果についての判断基準を規定したもの (例) 溶接施工試験 4) その他品質管理上基本的に守るべき事項 	

改定案（20章）	現行	備考
<p>(例) 鋼材の保管、部材の運搬、溶接部の部材清掃と乾燥等</p> <p>1)には、検査の結果、補修が必要となった場合の標準的な補修方法についても規定がある。</p> <p>2)は設計の前提となる品質が得られるための条件として、守るべき事項である。また、仮に不良等が生じた場合に、補修するとかえって大きな欠陥を生じる場合や、非破壊検査により部材等の健全性の合否を判断することが困難な場合もあることから、施工方法を規定することによりできるだけ手戻りなく所定の性能を有する部材等を確実に得られることを意図して規定されたものである。</p> <p>3)に該当するのは、この編では溶接施工試験であり、20.8.4の規定による。</p> <p>4)は鋼橋の施工における基本的な事項であり、これらは例外なく守られるべき事項である。</p> <p>これらの他に、この章では規定していないが、材料、部材、施工方法の組合せについて、都度、施工試験を行って施工方法を定める場合には、施工試験結果及び実際の施工における再現性を確保するための段階検査等の検査方法を個別に検討する必要がある。</p>	<p>(例) 清掃、乾燥等</p> <p>1)は非破壊検査の結果、原則として手直し補修を行うわけであるが、その標準的な補修方法についても規定がある。</p> <p>2)は手直しをするとかえって大きな欠陥を生じるおそれがある場合や、非破壊検査により製品の合否を判断することが困難な場合があることから、施工方法を規定することにより所定の性能を有する製品を得ようとするものである。</p> <p>3)に該当するのは本編では溶接施工試験であるが、その詳細については、18.4.4を参照されたい。</p> <p>4)に属するものは鋼橋工事における基本的な事項であり、これらは例外なく守られるべき事項である。</p>	
<p>20.2 一般</p> <p>(1) 施工は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足するように行わなければならない。ただし、施工条件等により、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等が満たされない場合には、適用しようとする施工方法で橋の性能が確保されることを検証し、必要に応じて設計を見直したうえで施工方法を定める。</p> <p>(2) 施工にあたっては、施工管理上必要な調査等を行わなければならない。</p>	<p>18.1.2 施工一般</p> <p>鋼橋の施工は、設計において前提とした諸条件等が満たされるように行わなければならない。</p>	
<p>(1) 鋼橋及び鋼構造に求められる耐荷性能や耐久性能を確保するためには、供用中に部材等の状態が設計で求められる状態にとどまり、かつ、設計計算の前提条件が満たされるように施工がなされる必要がある。</p> <p>そのため、架設中の安全の確保のみならず、設計において供用中の部材に期待する状態や各種設計計算等の前提条件が一定の確からしさと担保できるように、架設時の設計を行う必要がある。架設時の設計で応力度による照査を行う場合、あるべき状態を一定の確からしさと保証できるように、品質のばらつき要因や施工で実現するばらつきを限度を考慮して、応力の制限値を検討する必要がある。また、架設中の安全を確保するための変位の制限値についても併せて検討する必要がある。</p> <p>設計段階では、事前の調査により設計段階で得られた条件等を踏まえたうえで、施工段階で実現可能と判断される施工条件を想定し、施工方法等が計画されることとなる。しかし、</p>		

備考	現行	改定案（20章）
	<p>18.1.3 施工要領書</p> <p>施工にあたっては、設計において前提とした諸条件が満たされる施工が行われることを確認できるよう施工要領書を作成しなければならない。</p> <p>条文の施工要領書とは、製作要領書、溶接施工要領書、架設計画書等の総称である。製品が所定の性能を確保していることを、最終段階の品質検査のみで確認しようとしたとき、その性能を検査することが難しい場合や、性能が満たされていない場合にそれらに対処することが難しいことがある。このため、一般的に所定の性能が得られるように施工途中に適切な品質管理を行うことが必要である。このようなことから、あらかじめ最終的な性能の確保のための方法を計画し、また施工途中の品質確保の重要性についても認識できるように施工要領書を作成し、これらには工程中の品質管理の方法及びその許容値について示しておくことが必要である。</p>	<p>借地を実施しての施工用地や工事用進入路の確保、資材搬入における交通規制の実施方法、河川や鉄道などの交差物や住居など工事用地に近接する構造物からの制約等の詳細な条件については、設計段階において明確にできない場合もある。施工段階において、設計で想定していた借地が使用不可能になる等により、設計で想定していた施工条件が変更となり、設計で計画していた施工方法等を変更せざるをえない場合も考えられる。その場合、新たに適用する施工方法で構造物の安全性、耐久性が確保されることを個別に検討するか、構造物の安全性、耐久性が確実に確保できる施工が確実に行えるように、設計段階における施工の条件の設定にまで戻った検討等が必要である。</p> <p>例えば、ベントを用いた架設において、交通規制の制約に伴う架設重機の仕様の変更や支保工位置の変更をせざるをえない場合には、架設時補強や製作キヤンバー設定の再検討等が必要である。</p> <p>(2) 施工に着手するときには、既に設計時の種々の調査が完了しており、一般に施工法をはじめ仮設備の構造、使用機械器具、作業方法、工期等施工上の事項についても検討がなされている。しかし、安全で確実な施工を実施するために、設計時に行った種々の調査結果を見直し、他に必要な事項があればそれらの調査を行う場合がある。また、施工中においても施工管理のために種々の調査を行う必要がある。例えば、支保工が、地盤の不等沈下に対して安全であるように、地盤が設計の想定と相違がないことを調査したり、必要に応じて架設中の沈下量等を計測することも考えられる。</p> <p>20.3 施工要領書</p> <p>施工にあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、施工の方法及び手順並びに検査の方法等に関する要領を定めなければならない。</p> <p>施工要領書とは、製作要領書、溶接施工要領書、架設計画書等の総称である。鋼橋を構成する部材等が求められる性能を確保していることを、最終段階の品質検査のみで確認しようとしても、その性能を検査することが難しい場合や、性能が満たされていないことが判明しても対処することが難しい場合がある。このため、一般的に最終的に要求される性能が得られるように施工途中に適切な品質管理を行うことが必要である。したがって、あらかじめ最終的に要求される性能を確保するための方法を計画するとともに、施工途中で確認する必要がある品質について明示した要領を記した文書（施工要領書）を作成し、品質管理の方法及びその許容値や制限値について示しておくことが必要である。なお、橋本体の部材に限らず支承、落橋防止構造、橋梁防護柵等の付属物に至るまでの全ての部材について、前述の考え方と同様に、施工段階を通して適切な品質管理を行うことが必要である。</p>

備考	現行	改定案(20章)
	<p>また、品質管理上の要点は、この章の各条文中に規定されており、それらの規定を施工要領書中に盛り込む必要がある。</p> <p>なお、施工要領書には、次の項目について、設計上の要求性能を確保することができる施工が行われることを示す要領を記載することを原則とする。</p> <p>1) 品質管理計画 2) 材料及び部品 3) 製作(加工、部材の組立) 4) 溶接 5) 組立 6) 防せい防食(工場塗装、めっき等) 7) 輸送 8) 架設 9) 高力ボルト 10) 床版工事 11) 現場塗装</p>	<p>品質管理における必要項目は、この章の各条文中に規定されており、それらの規定を施工要領書に盛り込む必要がある。</p> <p>なお、施工要領書には、次の項目について、設計上の要求性能を確保することができる施工が行われることを示す要領が記載されることを原則とする。</p> <p>1) 品質管理計画 2) 材料及び部品 3) 製作(部材等の加工、組立、仮組立等) 4) 溶接 5) 防せい防食(工場) 6) 輸送 7) 架設 8) 高力ボルト 9) 床版打設 10) 防せい防食(現場塗装等)</p> <p>11) その他必要な事項</p> <p>施工条件等の変更により、所定の品質及び性能等が満足できないことが予想される場合は、所定の品質及び性能を確保できるように、<u>施工前、施工中に関わらず施工計画及び施工要領書を見直すなど適切な対応が必要である。</u></p>
	<p>18.1.4 検査</p> <p>(1) 施工においては、設計上の要求事項が満たされる施工がなされていることを適切な方法で確認しなければならぬ。</p> <p>(2) 1) から 9) までに示す項目の中から、施工の難易、材料の種類等を勘案して検査項目を選定して実施するとともに、所定の施工方法で進められていることを確認した場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>1) 材料 2) ボルト及びアークスタッドジベル 3) 溶接(溶接業者、溶接器材、溶接作業、溶接部) 4) 部材及び部品(支承、伸縮装置、排水装置等) 5) 部材精度及び組立精度 6) 防せい防食 7) 架設(現場継手、架設時寸法等) 8) 床版(型枠、鉄筋、床版仕上り精度等) 9) 完成</p>	<p>20.4 検査</p> <p>(1) 施工においては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足することを適切な方法で確認しなければならぬ。</p> <p>(2) (1)を満足するためには、1)から10)に示す項目の中から、施工の難易、材料の種類等を勘案して適切に検査項目を選定して検査を実施するとともに、あらかじめ所要の施工品質が確保できることが確認された材料を用いて、所定の方法で施工が進められていることを確認しなければならぬ。</p> <p>1) 材料 2) 製作(加工、部材精度、組立精度等) 3) 溶接(溶接業者、溶接器材、溶接作業、材片の組合せ精度、溶接部、アークスタッド等) 4) 部材及び部品(支承、落橋防止構造、横変位拘束構造、伸縮装置、排水装置等) 5) 架設(荷重支持点、架設設備、架設時寸法、応力調整等) 6) 高力ボルト(締付け軸力、接合面、保管等) 7) 床版(型枠、鉄筋、仕上り精度等) 8) 防せい防食 9) 完成 10) その他必要な事項</p> <p>(1) 検査は、品質が判定基準に適合しているか否かを判定する行為である。検査技術が進歩すれば、将来的には完成段階での検査で品質の確認が行える可能性はあり、検査に関する技術開発も事後的にも品質確認が行えることを目指すべきと考えられる。しかし、一般に</p>

備考	現行	改定案(20章)
	<p>品質管理のため、通常施工の各段階で次のような検査が行われる。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 製品が所定の性能を有しているか否かを検査する。 2) 施工が所定の方法によって進められているか否かを確認する。 <p>ここでいう検査とは、鋼橋工事の施工者が品質を確認するために行うもので、いわば工事的施工者が自的に行うものである。</p> <p>この条文中に示した各検査項目についてどのような検査を実施するかは、施工の難易、材料の種類等を勘案して上記 1) 又は 2) のいずれかにするのがよい。ただし、いたずらに検査を複雑にすることも好ましくないので、検査頻度については慎重に検討して決定するのがよい。</p> <p>なお、従来、検査項目の標準として仮組立の項目があったが、いわゆる仮組立は橋の完成形としての組立精度を必要に応じて製作・施工の途中段階で確認する等のために行うものであり、所要の精度が確保できる場合には省略することも可能である。このため、前回の改定時に、部材精度及び組立精度に改められた。</p>	<p>は、橋の完成後の検査だけでは橋に要求される性能が確保される品質を有していることの確認は困難である。また、不適合があった場合に工程を遡っての是正は経済性や品質の信頼性の面でも問題となることが考えられる。そのため、製作・架設といった施工の各途中段階において、適切なタイミングで検査することが重要である。</p> <p>(2) 品質管理のため、通常、施工の各段階で次のような検査が行われる。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 製作された部材等が所定の性能を有しているか否かを検査する。 2) 製作・施工が所定の方法によって進められているか否かを確認する。 <p>製作された部材等が所定の性能を有していることを、最終段階の検査のみで確認しようとしても、性能を直接検査することが難しい場合や、性能が満たされないことが最終段階でわかって対処することが難しい場合がある。このため、一般には、部材等の製作及び現場施工時において段階的に適切な品質管理(プロセス管理)を行うことが必要である。上記 1)、2) は必ずしも独立したものでなく、相互に関連性があり、施工の各段階で 1) と 2) を適切に組み合わせる必要がある。</p> <p>検査の方法及び頻度は、施工の難易、材料の種類、工程の非可逆性等を勘案して設定するのがよい。なお、本章では、すべての検査項目に関して方法や頻度が規定されているわけではないので、規定のない検査項目についても、必要に応じて、方法、頻度を適切に設定して行わなければならない。検査計画の作成にあたって考慮すべき事項には次のようなものがある。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・部材等の重要性 ・対象となる施工プロセスの重要性、非可逆性 ・採用される施工方法の習熟度、各種条件による品質の変動 ・採用される材料の信頼性、各種条件による品質の変動 ・採用する検査試験方法の信頼性、結果の有用性、経済性 ・検査結果の評価の信頼性、結果の有用性、経済性 <p>検査結果は、維持管理における橋の初期状態の把握、点検・調査計画の立案、変状の進行・原因分析などの資料として不可欠な情報であるため、I 編 1.9 の解説に示されているとおり、維持管理段階に引き継ぎ、活用できるように保存されることが重要である。また、施工中の不具合等により性能に疑義が生じた場合は、適宜部分的な破壊試験等を実施し確認することも検討する。</p> <p>なお、いわゆる仮組立は橋の完成形としての組立精度を手戻りの回避などのために必要に応じて製作・施工の途中段階で確認する等のために行うものであり、数値仮組などの所要の精度が確保できる方法で確認が行えるのであれば、実際の部材を組合わせる行為は省略することも可能である。このとき、部材単体の寸法検査など耐荷力設計の限界状態や設計に用いた制限値との整合性に関わる精度については、適当なタイミングで直接的に確認して施工される必要がある。</p>

備考	現行	改定案（20章）
		<p>20.5 施工に関する記録</p> <p>施工に関する記録は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われたことの確認及び維持管理に用いることができるようにするため、1)から7)の事項について、取得及び作成するとともに、保存しなければならぬ。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 完成時の諸元、配置図、構造図 2) 仮設備の配置とその能力、施工方法、使用した機械器具 3) 検査記録 4) 環境対策及び安全対策 5) 施工中に変更を伴った事項とその対応 6) 施工に際して実施された調査の記録 7) その他関連する施工及び維持管理に引き継ぐべき事項 <p>施工中の記録は、施工の各段階において設計において前提とした諸条件が満たされる適切な施工が行われたことの確認のみならず、I編 1.9 に解説するように、施工や製作に関する記録は維持管理に引き継がれるものである。また、被災時や損傷等の変状発生時の対応や、自然災害などによる被災時の状態評価や復旧検討等を合理的かつ効率的に行うために不可欠な情報が含まれている。施工に関する記録の不足や欠落は、損傷等の原因究明に時間を要したり、不適切な評価や、対応・措置につながらる可能性もある。そのため、施工に関する記録を保管する必要がある。</p> <p>1)3) 鋼橋の場合、工場製作時の部材吊上げ時に必要となる吊金具などの各種仮設備（工場製作及び架設用の吊金具の設置箇所等）が図面に記載ないまま取り付けられて使用後に除去されることがある。これら仮設備を取付け除去する場合には母材に有害なダメージを残さないよう入念に行わなければならない等の配慮が前提となっているが、亀裂などの損傷が発生した場合の原因究明等のための情報として有用となる可能性がある。また、品質管理のために施工の各段階で行われる各種の検査の記録についても不具合発生時の原因究明等のための情報として有用となる可能性があるため、保管するのが望ましい。</p> <p>5) 損傷などに対する補修補強の材料や架設計算書など、当初の架設方法・手順及びそれを踏まえた応力状態の情報が必要となる場合や、施工時に発生した不具合に対する調査、試験、措置等の品質に関わる情報が必要となる場合がある。このため、施工中に変更を伴った事項についても保管する必要がある。</p>

改定案（20章）	現行	備考
<p>20.6 材 料</p> <p>20.6.1 鋼 材</p> <p>(1) 鋼製の上部構造及び橋脚構造に用いられる鋼材は、設計図等に記載された鋼材規格に、また特別な性能を要求する場合には、その要求内容にそれぞれ合格していることが施工着事前に確認されなければならない。</p> <p>(2) 鋼材の保管にあたっては、その鋼材が保有すべき特性及び品質が維持、確保されるように配慮されなければならない。なお、保管期間中にその特性及び品質に影響を与えたとと思われる事態が生じて、その程度を診断した結果、鋼材が要求性能を満たしていない場合には、その鋼材は、害のない適切な方法で補修又は矯正が行われなければならない。</p> <p>(3) 鋼板の厚さは JIS G 3193「熱間圧延鋼板及び鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差」表 5、厚さの許容差を適用し、かつ備考により、(一)側の許容差が公称板厚の 5%以内にならなければならない。</p> <p>(4) 鋼板の表面には、有害なきずがあってはならない。</p> <p>(5) 鋼板の平たん度は、板取り、けがき、接合等に支障のないものでなければならない。</p>	<p>18.2 鋼 材</p> <p>(1) 鋼製の上部構造及び橋脚構造に用いられる鋼材は、設計図等に記載された鋼材規格に、また特別な性能を要求する場合には、その要求内容にそれぞれ合格していることが施工着事前に確認されなければならない。</p> <p>(2) 鋼材の保管にあたっては、その鋼材が本来保有すべき特性及び品質が維持、確保されるように配慮されなければならない。なお、保管期間中にその特性及び品質に影響を与えたとと思われる事態が生じて、その程度を診断した結果、鋼材が要求性能を満たしていない場合には、その鋼材は、害のない適切な方法で補修又は矯正が行われなければならない。</p> <p>(3) 鋼板の厚さは JIS G 3193「熱間圧延鋼板及び鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差」表 5、厚さの許容差を適用し、かつ備考により、(一)側の許容差が公称板厚の 5%以内にならなければならない。</p> <p>(4) 鋼板の表面には、有害なきずがあってはならない。</p> <p>(5) 鋼板の平たん度は、板取り、けがき、接合等に支障のないものでなければならない。</p> <p>(1) 鋼製の上部構造及び橋脚構造に用いられる鋼材は、設計図等に記載された鋼材規格の要求性能、並びに設計及び製作架設上、必要に応じて追加された要求性能に合格していることを、鋼材メーカーが発行する鋼材検査証明書（ミルシート）に記載された事項と照合して確認するのが一般的である。なお、これら鋼材の要求性能は、<u>共通編 3.1</u> 及び<u>鋼橋編 1.6</u>の規定値によるのが一般的である。</p> <p>また、施工着事前に有害な表面なきずがないことを確認しておく必要がある。一方、市中鋼材を使用する場合には、あらかじめ鋼材検査証明書（ミルシート）に記載の数値のほか寸法、形状、表面を検査し、要求性能を満たしていることを確認する必要がある。</p> <p>同じ橋に多種類の鋼材が使用される場合には、部材製作段階で混同しないように塗色表示による識別や記号の表示による識別が一般的に行われている。表-解 18.2.1 に塗色表示による識別の標準例を示す。</p> <p>(2) 鋼材の保管にあたっては、保管期間中に平たん度不良や表面なきずの発生のほか著しい発せい等により本来保有すべき機械的性質などの特性や品質が損なわれ、施工上支障を来したり、部材としての要求性能が満たされなくならないように、十分な配慮が必要である。</p> <p>もし、保管期間中に鋼材の特性や品質に影響を与えたとと思われる事態が生じ、適切な方法で検査した結果、要求性能を満たさないことが判明した場合には、適切な方法で補修又は矯正を行ったうえでその鋼材を使用することは差し支えないが、このときその方法が</p>	

改定案 (20章)

鋼材にとって有害なものであってはならず、補修又は矯正が行われた後に、寸法、形状、機械的性質等が要求性能を満たす必要がある。

例えば、表面に有害なものがあつた場合の補修については、母材及び溶接継手部の健全な機能を確保するため、補修によって母材や溶接継手部に与える影響を十分に検討し、注意深く行う必要がある。表-解 20.6.2 にきずの補修方法例を示す。なお、補修方法の詳細については、JIS G 3193 (熱間圧延鋼板及び鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差) の7.外観 c) を参考にするのがよい。

鋼板の溶接補修にあつては、予熱温度は 20.8.4(2)4) に準じて溶接熱影響部 (HAZ) に割れが生じないように十分に配慮して決定し、20.8.6(2)6) 欠陥部の補修に準ずるとともに、溶接部始終端部にきずを生じないように注意深く処理する必要がある。また、余盛りはグラインダによる除去等の適切な方法で、鋼板面と同一高さにきれいに仕上げる必要がある。

引張強さが 570N/mm² 以上の高強度鋼の表面きずについては、グラインダによる除去を原則とし、溶接による肉盛り補修は行わないことが望ましい。しかし、やむを得ず溶接による肉盛り補修を実施する場合は、事前に部材における補修の位置、大きさ、深さ等から補修が部材にとって有害か否かを判断したうえで補修の可否を決定する必要がある。

溶接による肉盛り補修後は、グラインダにて平滑に仕上げ、非破壊検査によって有害な表面きず、及び内部きずがないことを確認する必要がある。

表-解 20.6.1 塗色表示による識別の例

(a) JIS に規定された鋼材

鋼種	識別色		摘要
	色の種類	基準の色	
SS400	白	N9.5	
SM400A, SM400B, SM400C	緑	5G5.5/6	A, B, Cの別を文字で記入
SM490A, SM490B, SM490C	黄	2.5Y8/12	A, B, C及びTMCの別を文字で記入
SM490YA, SM490YB	だいだい	2.5YR6/13	A, B及びTMCの別を文字で記入
SM520C	桃色	2.5R6.5/8	C及びTMCの別を文字で記入
SM570Q	赤	5R4/13	Q, TMCの別を文字で記入
SMA400AW, SMA400BW, SMA490AW, SMA490BW, SMA490CW	緑	5G5.5/6	AW, BW, CWの別を文字で記入
SMA570WQ	黄	2.5Y8/12	W及びQ, TMCの別を文字で記入
SBHS400	青	5R4/13	Q, TMCの別を文字で記入
SBHS400W	青	2.5PB5/6	W及びQ, TMCの別を文字で記入
SBHS500	紫	2.5PB5/6	Q, TMCの別を文字で記入
SBHS500W	紫	7.5P5/12	W及びQ, TMCの別を文字で記入

現行

鋼材にとって有害なものであってはならず、補修又は矯正が行われた後に、寸法、形状、機械的性質等が要求性能を満たす必要がある。

例えば表面に有害なものがあつた場合の補修については、母材及び溶接継手部の健全な機能を確保するため、補修によって母材や溶接継手部に与える影響を十分に検討し、注意深く行う必要がある。表-解 18.2.2 にきずの補修方法例を示す。なお、補修方法の詳細については、JIS G 3193 (熱間圧延鋼板及び鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差) の7.外観 c) を参考にするのがよい。

鋼板の溶接補修にあつては、予熱温度は 18.4.4(2)4) に準じて溶接熱影響部 (HAZ) に割れが生じないように十分に配慮して決定し、18.4.6(2)6) 欠陥部の補修に準ずるとともに、溶接部始終端部にきずを生じないように注意深く処理する必要がある。また、余盛りはグラインダによる除去等の適切な方法で、鋼板面と同一高さにきれいに仕上げる必要がある。

SM570 級鋼以上の高強度鋼の表面きずについては、グラインダによる除去を原則とし、溶接による肉盛り補修は行わないことが望ましい。しかし、やむを得ず溶接による肉盛り補修を実施する場合は、事前に部材における補修の位置、大きさ、深さ等から補修が部材にとって有害か否かを判断したうえで補修の可否を決定する必要がある。

溶接による肉盛り補修後は、グラインダにて平滑に仕上げ、非破壊検査によって有害な表面きず、及び内部きずがないことを確認する必要がある。

表-解 18.2.1 塗色表示による識別の標準

(a) JIS に規定された鋼材

鋼種	識別色		摘要
	色の種類	基準の色	
SS400	白	N9.5	
SM400A, SM400B, SM400C	緑	5G5.5/6	A, B, Cの別を文字で記入
SM490A, SM490B, SM490C	黄	2.5Y8/12	A, B, C及びTMCの別を文字で記入
SM490YA, SM490YB	だいだい	2.5YR6/13	A, B及びTMCの別を文字で記入
SM520C	桃色	2.5R6.5/8	C及びTMCの別を文字で記入
SM570Q	赤	5R4/13	Q, N及びTMCの別を文字で記入
SMA400AW, SMA400BW, SMA490AW, SMA490BW, SMA490CW	緑	5G5.5/6	AW, BW, CWの別を文字で記入
SMA570WQ	黄	2.5Y8/12	W及びQ, TMCの別を文字で記入
SMA570WV	赤	5R4/13	WQ, WV及びTMCの別を文字で記入

備考

改定案（20章）

(b) 板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材

鋼種	識別色		摘要
	色の種類	基準の色	
SM400C-H	緑	5G5.5/6	C-Hを文字で記入
SMA400CW-H	緑	5G5.5/6	CW-Hを文字で記入
SM490C-H	黄	2.5Y8/12	C-Hを文字で記入
SMA490CW-H	黄	2.5Y8/12	CW-H及びTMCの別を文字で記入
SM520C-H	桃色	2.5R6.5/8	C-H及びTMCの別を文字で記入
SM570-H	赤	5R4/13	-H及びTMCの別を文字で記入
SMA570W-H	赤	5R4/13	W-Hを文字で記入

注) 1) 本表は、日本鋼構造協会標準「構造用鋼材の識別表示標準 (JSS I 02)」を参考としている。
 2) 識別色の色の種類は、JIS Z 8102 (物体色の色名) により、基準色は JIS Z 8721 (色の表示方法 - 三属性による表示) によるものである。
 3) TMC: 熱加工制御鋼
 4) 板厚方向の特性を保證した鋼材は、その要求に対応する記号“-Z25”等を文字で記入する。

表-解 20.6.2 サイズの補修方法の例

サイズの種類	補修方法
1 鋼材の表面きざずで、あばた、かきざず等範囲が明瞭なもの	グラインダー仕上げを原則とする。局部的に深いきざずがある場合には、溶接で肉盛り補修ができるものとし、補修後、グラインダーで仕上げる。
2 鋼材の表面きざずで、へげ、割れ等範囲が不明瞭なもの	グラインダーでの除去を原則とする。板厚公差下限値より深いきざずの場合には、鋼種、きざず除去後の深さ、面積から、溶接肉盛した場合のその部材への影響を考慮して、補修可否を決定する。溶接肉盛補修後、グラインダーで仕上げる。板取を工夫しても鋼板端面から板厚の1/4程度以下の深さの割れが残存する場合には、端面から割れを除去後、溶接肉盛補修を行ってよい。溶接肉盛補修後、グラインダーで仕上げる。
3 鋼材端面の層状割れ	

(3) 鋼板の厚さは、JIS G 3193 (熱間圧延鋼板及び鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差) の表5、厚さの許容差を適用し、かつ備考により (一) 側の許容差が公称板厚の5%以内にならなければならないとしている。ただし、この場合の全許容差範囲は、同表の全許容差範囲に等しくする。

(4) 鋼板の表面には有害なきざずがないことを目視検査で確認する必要がある。表面きざずの補修については、JIS G 3193 に準じて行う。

(5) 鋼板の平たん度は、板取り、けがき、接合等に支障のないものである必要がある。そのため、実勢品質を参考に定められた表-解 20.6.3 に示す平たん度の上限の目安を満たした鋼板を使用するのが望ましい。平たん度の測定は、図-解 20.6.1 に示すように、通常、定盤上の鋼板の上側の面で行う。また、表-解 20.6.3 は、任意の位置及び方向における長さ2,000mm について適用し、鋼板の長さ2,000mm 未満の場合には、全長について適用する。また、波のピッチが2,000mm を超える鋼板については、その波のピッチの長さにおいて適

現行

(b) 板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材

鋼種	識別色		摘要
	色の種類	基準の色	
SM400C-H	緑	5G5.5/6	C-Hを文字で記入
SMA400CW-H	緑	5G5.5/6	CW-Hを文字で記入
SM490C-H	黄	2.5Y8/12	C-Hを文字で記入
SMA490CW-H	黄	2.5Y8/12	CW-H及びTMCの別を文字で記入
SM520C-H	桃色	2.5R6.5/8	C-H及びTMCの別を文字で記入
SM570-H	赤	5R4/13	-H及びTMCの別を文字で記入
SMA570W-H	赤	5R4/13	W-Hを文字で記入

注) 1) 本表は、日本鋼構造協会標準「構造用鋼材の識別表示標準 (JSS I 02)」による。
 2) 識別色の色の種類は、JIS Z 8102 (物体色の色名) により、基準色は JIS Z 8721 (色の表示方法 - 三属性による表示) によるものである。
 3) TMC: 熱加工制御鋼
 4) 板厚方向の特性を保證した鋼材は、その要求に対応する記号“-Z25”等を文字で記入する。

表-解 18.2.2 サイズの補修方法

サイズの種類	補修方法
1 鋼材の表面きざずで、あばた、かきざず等範囲が明瞭なもの	グラインダー仕上げを原則とする。局部的に深いきざずがある場合には、溶接で肉盛り補修ができるものとし、補修後、グラインダーで仕上げる。
2 鋼材の表面きざずで、へげ、割れ等範囲が不明瞭なもの	グラインダーでの除去を原則とする。板厚公差下限値より深いきざずの場合には、鋼種、きざず除去後の深さ、面積から、溶接肉盛した場合のその部材への影響を考慮して、補修可否を決定する。溶接肉盛補修後、グラインダーで仕上げる。板取を工夫しても鋼板端面から板厚の1/4程度以下の深さの割れが残存する場合には、端面から割れを除去後、溶接肉盛補修を行ってよい。溶接肉盛補修後、グラインダーで仕上げる。
3 鋼材端面の層状割れ	

(3) 鋼板の厚さは、JIS G 3193 (熱間圧延鋼板及び鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差) の表5、厚さの許容差を適用し、かつ備考により (一) 側の許容差が公称板厚の5%以内にならなければならないとしている。ただし、この場合の全許容差範囲は、同表の全許容差範囲に等しくする。

(4) 鋼板の表面には有害なきざずがないことを目視検査で確認する必要がある。表面きざずの補修については、JIS G 3193 に準じて行う。

(5) 鋼板の平たん度は、板取り、けがき、接合等に支障のないものである必要がある。そのため、実勢品質を参考に定められた表-解 18.2.3 に示す平たん度の上限の目安を満たした鋼板を使用するのが望ましい。平たん度の測定は、図-解 18.2.1 に示すように、通常、定盤上の鋼板の上側の面で行う。また、表-解 18.2.3 は、任意の位置及び方向における長さ2,000mm について適用し、鋼板の長さ2,000mm 未満の場合には、全長について適用する。また、波のピッチが2,000mm を超える鋼板については、その波のピッチの長さにおいて適

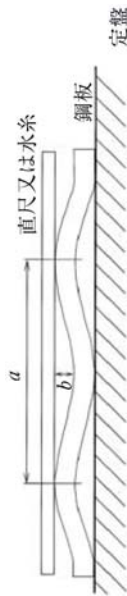
備考

改定案（20章）

用する。ただし、波のピッチが4,000mmを超える鋼板については、任意の位置及び方向における長さ4,000mmについて適用する。

表-解 20.6.3 鋼板の平たん度の上限の目安

厚さ (mm)	幅 (mm)				
	2,000 未満	2,000 以上 3,000 未満	3,000 以上		
6.00 以上 10.0 未満	9	14	15		
10.0 以上 25.0 未満	8	11	12		
25.0 以上 40.0 未満	6	9	10		
40.0 以上 63.0 未満	6	8	8		
63.0 以上 100 以下	5	7	7		



a : 波のピッチ
b : 平たん度

図-解 20.6.1 鋼板の平たん度の測定

20.7 製作

20.7.1 加工

- (1) 鋼材の加工にあたっては、設計で要求される機械的性質等の特性を確保しなければならぬ。また、高力ボルトの孔は設計で規定される継手強度が確保できる品質で加工しなければならぬ。
- (2) 鋼材の加工にあたっては、少なくとも1)から10)を満たすようにしなければならない。

1) 加工計画

設計で前提とした部材等に対して、施工及び検査が確実に実行されることを計画段階で確認する。

2) 製作図

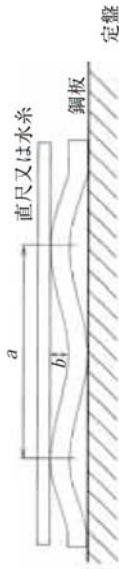
製作図において、板組、開先形状、溶接施工手順等が確認できる。

現行

用する。ただし、波のピッチが4,000mmを超える鋼板については、任意の位置及び方向における長さ4,000mmについて適用する。

表-解 18.2.3 鋼板の平たん度の上限の目安

厚さ (mm)	幅 (mm)				
	2,000 未満	2,000 以上 3,000 未満	3,000 以上		
6.00 以上 10.0 未満	9	14	15		
10.0 以上 25.0 未満	8	11	12		
25.0 以上 40.0 未満	6	9	10		
40.0 以上 63.0 未満	6	8	8		
63.0 以上 100 以下	5	7	7		



a : 波のピッチ
b : 平たん度

図-解 18.2.1 鋼板の平たん度の測定

18.3 製作

18.3.1 加工

- (1) 鋼材の加工にあたっては、設計で要求される機械的性質等の特性を確保しなければならぬ。また、高力ボルトの孔は設計で規定される継手強度が確保できる品質で加工しなければならぬ。

- (2) 1)から8)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

改定案（20章）

- 3) 板取り
 主要部材の板取りは、主たる応力の方向と圧延方向を一致させるのを原則とする。ただし、圧延直角方向についても、設計で要求する規格の機械的性質を満たす場合にはその限りではない。
- 4) けがき
 けがきをする際は、完成後も残る場所には原則としてタガネ、ポンチきずをつけてはならない。
- 5) 切断、切削、開先加工
 i) 主要部材の切断は、原則として自動ガス切断法、ブラズマアーク切断法又はレーザー切断法により行う。
 ii) 切断面、切削面及び開先面の品質は、表-20.7.1に示す品質より良好でなければならない。

表-20.7.1 切断面、切削面及び開先面の品質

部材の種類	主要部材	二次部材
最大表面粗さ ^{a)}	50 μ m以下	100 μ m以下 ^{c)}
ノッチ深さ ^{b)}	ノッチがあつてはならない。	1mm以下
スラグ	塊状のスラグが点在し、付着しているが、痕跡を残さず容易にはく離するもの。	
上縁の溶け	僅かに丸みをおびているが、滑らかな状態のもの。	

- 注：a) 最大表面粗さとは、JIS B 0601(2001)に規定する最大高さ粗さ R_z とする。
 b) ノッチ深さは、ノッチ上縁から谷までの深さを示す。
 c) 切削による場合には50 μ m以下とする。

- iii) フィラー、タイプレート、平鋼、板厚10mm以下のガセットプレート及び補剛材等はせん断により切断してもよい。ただし、切断線にはなほだしい肩落ち、かえり、不ぞろい等のある場合は、それらがなくなるまで縁削り又はグラインダ仕上げを行って平滑に仕上げなければならない。この場合の仕上げ面の品質は、表-20.7.1に示すものより良好でなければならない。
- iv) 塗装等の防せい防食を行う部材において、組み立てた後に自由縁となる部材の角には面取りを行う。

現行

- 1) 板取り
 主要部材の板取りは、主たる応力の方向と圧延方向を一致させるのを原則とする。ただし、圧延直角方向についても、設計で要求する規格の機械的性質を満たす場合にはその限りではない。
- 2) けがき
 けがきをする際は、完成後も残る場所には原則としてタガネ、ポンチきずをつけてはならない。
- 3) 切断、切削、開先加工
 i) 主要部材の切断は、原則として自動ガス切断法、ブラズマアーク切断法又はレーザー切断法により行う。
 ii) 切断面、切削面及び開先面の品質は、表-18.3.1に示す品質より良好でなければならない。

表-18.3.1 切断面、切削面及び開先面の品質

部材の種類	主要部材	二次部材
最大表面粗さ ^{a)}	50 μ m以下	100 μ m以下 ^{c)}
ノッチ深さ ^{b)}	ノッチがあつてはならない	1mm以下
スラグ	塊状のスラグが点在し、付着しているが、痕跡を残さず容易にはく離するもの。	
上縁の溶け	僅かに丸みをおびているが、滑らかな状態のもの。	

- 注：a) 最大表面粗さとは、JIS B 0601(2001)に規定する最大高さ粗さ R_z とする。
 b) ノッチ深さは、ノッチ上縁から谷までの深さを示す。
 c) 切削による場合には50 μ m以下とする。

- iii) フィラー、タイプレート、形鋼、板厚10mm以下のガセットプレート及び補剛材等はせん断により切断してもよい。ただし、切断線にはなほだしい肩落ち、かえり、不ぞろい等のある場合には、それらがなくなるまで縁削り又はグラインダ仕上げを行って平滑に仕上げなければならない。この場合の仕上げ面の品質は、表-18.3.1に示すものより良好でなければならない。
- iv) 塗装される主要部材において組立てた後に自由縁となる切断面の角には面取りを行う。

4) 孔あけ

備考

改定案（20章）

6) 孔あけ

i) ボルト孔の径

ボルト孔の径は、表-20.7.2に示すとおりとする。

表-20.7.2 ボルト孔の径

ボルトの呼び	ボルト孔の径 (mm)	
	摩擦接合 引張接合	支圧接合
M20	22.5	21.5
M22	24.5	23.5
M24	26.5	25.5

ii) ボルト孔の径の許容差

ボルト孔の径の許容差は、表-20.7.3に示すとおりとする。ただし、摩擦接合の場合には、1 ボルト群の20%に対しては+1.0mmまで認めてもよい。

表-20.7.3 ボルト孔の径の許容差

ボルトの呼び	ボルト孔の径の許容差 (mm)	
	摩擦接合 引張接合	支圧接合
M20	+0.5	±0.3
M22	+0.5	±0.3
M24	+0.5	±0.3

iii) 所定の径に孔あけする場合には、ドリル又はドリル及びリーマ通しの併用により行う。ただし、二次部材で板厚16mm以下の材片の孔あけは押抜きにより行ってよい。

iv) 組立前に、主要部材に所定の径で孔あけする場合には、原則としてNC穿孔機又は型板を使用する。

v) 孔あけによって孔の周辺に生じたまくれは削り取らなければならない。

7) 冷間加工

現行

i) ボルト孔の径

ボルト孔の径は、表-18.3.2に示すとおりとする。

表-18.3.2 ボルト孔の径

ボルトの呼び	ボルト孔の径 (mm)	
	摩擦接合 引張接合	支圧接合
M20	22.5	21.5
M22	24.5	23.5
M24	26.5	25.5

ii) ボルト孔の径の許容差

ボルト孔の径の許容差は、表-18.3.3に示すとおりとする。ただし、摩擦接合の場合には、1 ボルト群の20%に対しては+1.0mmまで認めてもよい。

表-18.3.3 ボルト孔の径の許容差

ボルトの呼び	ボルト孔の径の許容差 (mm)	
	摩擦接合 引張接合	支圧接合
M20	+0.5	±0.3
M22	+0.5	±0.3
M24	+0.5	±0.3

iii) 所定の径に孔あけする場合には、ドリル又はドリル及びリーマ通しの併用により行う。ただし、二次部材で板厚16mm以下の材片の孔あけは押抜きにより行ってよい。

iv) 組立前に、主要部材に所定の径で孔あけする場合には、原則としてNC穿孔機又は型板を使用する。

v) 孔あけによって孔の周辺に生じたまくれは削り取らなければならない。

5) 冷間加工

主要部材において冷間曲げ加工を行う場合には、1.6の規定に従っ

改定案（20章）

主要部材において冷間曲げ加工を行う場合には、1.4.2の規定に従って、鋼材の特性及び品質が確保されなければならない。

- 8) 熱間加工
調質鋼（Q）及び熱加工制御鋼（TMC）の熱間加工は、原則として行ってはならない。
- 9) ひずみとり
i) 溶接によって生じた部材の変形は、プレス、ガス炎加熱法等によって矯正する。
- ii) ガス炎加熱法によって矯正する場合の鋼材表面温度及び冷却法は表-20.7.4によるものとする。

表-20.7.4 ガス炎加熱法による線状加熱時の鋼材の表面温度及び冷却法

鋼種	鋼材表面温度	冷却法
調質鋼（Q）	750℃以下	空冷又は空冷後600℃以下で水冷
熱加工制御鋼（TMC）	$C_{eq} > 0.38$	空冷又は空冷後500℃以下で水冷
	$C_{eq} \leq 0.38$	加熱直後水冷又は空冷
その他の鋼材	900℃以下	赤熱状態からの水冷を避ける

$$C_{eq} = C + M_{Ti} / 6 + Si / 24 + Ni / 40 + C_{i1} / 5 + M_{i0} / 4 + V / 14 + (C_{i0} / 13) \quad (\%)$$

ただし、()の項は、 $Cu \geq 0.5\%$ の場合に加えるものとする。

- 10) 架設完了前に実部材を組み合わせての寸法精度の確認や部材相互の取り合い等の確認（仮組立）を行う場合のボルト孔の精度
けがきをする際は、完成後も残る場所には原則としてタガネ、ポンチきずをつけてはならない。
- i) ボルト孔のずれ
支圧接合を行う材片を組み合わせた場合、孔のずれは0.5mm以下とする。
- ii) ボルト孔の貫通率及び停止率
ボルト孔においては貫通ゲージの貫通率及び停止ゲージの停止率は表-20.7.5に示す値を満たさなければならない。

現行

- て、鋼材の特性及び品質が確保できるようにしなければならない。
- 6) 熱間加工
調質鋼（Q）及び熱加工制御鋼（TMC）の熱間加工は、原則として行ってはならない。
- 7) ひずみとり
i) 溶接によって生じた部材の変形は、プレス、ガス炎加熱法等によって矯正する。
- ii) ガス炎加熱法によって矯正する場合の鋼材表面温度及び冷却法は表-18.3.4による。

表-18.3.4 ガス炎加熱法による線状加熱時の鋼材の表面温度及び冷却法

鋼種	鋼材表面温度	冷却法
調質鋼（Q）	750℃以下	空冷又は空冷後600℃以下で水冷
熱加工制御鋼（TMC）	$C_{eq} > 0.38$	空冷又は空冷後500℃以下で水冷
	$C_{eq} \leq 0.38$	加熱直後水冷又は空冷
その他の鋼材	900℃以下	赤熱状態からの水冷を避ける

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14} + \left(\frac{Cu}{13} \right) \quad (\%)$$

ただし、()の項は、 $Cu \geq 0.5\%$ の場合に加える。

- 8) 架設完了前に実部材を組み合わせての寸法精度の確認や部材相互の取り合い等の確認（仮組立）を行う場合のボルト孔の精度
- i) ボルト孔のずれ
支圧接合を行う材片を組み合わせた場合、孔のずれは0.5mm以下とする。
- ii) ボルト孔の貫通率及び停止率
ボルト孔においては貫通ゲージの貫通率及び停止ゲージの停止率は表-18.3.5に示す値を満たさなければならない。

備考

表-20.7.5 ボルト孔の貫通率及び停止

ねじの呼び	貫通ゲージの径(mm)	貫通率 (%)	停止ゲージの径(mm)	停止率 (%)
摩擦接合 引張接合	M20	100	23.0	80以上
	M22	100	25.0	80以上
	M24	100	27.0	80以上
支圧接合	M20	100	21.8	100
	M22	100	23.8	100
	M24	100	25.8	100

(2) 1) 加工計画

切断や孔明け等の鋼材の加工、さらに組立、溶接及び溶接部の非破壊検査等が、確実に
に行えることを確認することを規定している。施工方法や施工順序を検討し、この章に
従って施工や検査が行えないと判断される場合は、1.5に規定されるように設計段階に
おける施工の条件の検討にまで戻って検討する必要がある。

2) 製作図

製作図とは、部材等の製作を指示する設計図のことを指す。部材等の製作は製作図を
基に施工されるため、加工の計画段階で1.7に規定される設計図に記載すべき事項、特
に施工を考慮した板組であるか、開先形状や仕上げを指示する溶接記号や詳細図がある
か、設計で指示する場合は溶接施工手順等が明確になっているかを確認する必要がある
る。

3) 板取り

鋼板の圧延方向と圧延直角方向による機械的性質の違いは一般に引張強さ、降伏点に
ついては、それほど大きくはないが、伸びについては10～15%、絞りについては5～15%
ほど圧延直角方向が小さく、またシャルピー吸収エネルギーは圧延直角方向が圧延方向
の1/2程度の値を示す場合もある。寒冷地において使用する場合に問題となる遷移温度
も10℃以上の相違を示す場合もある。主要な部材の板取りは、主たる応力の方向
と圧延方向を同じにするのを原則としている。ただし、連結板等の溶接されない部材
はこの限りでない。また、圧延直角方向でも所定の機械的性質を満たせば、主たる応力
の方向を圧延直角方向に一致させることができることとしている。例えば、橋梁用高降
伏点鋼板 (SBHS400, SBHS400W, SBHS500, SBHS500W) については、鋼板の圧延方向
と圧延直角方向による機械的性質の違いは、引張強さ、降伏点に加え、伸び、絞りにつ
いてもそれほど大きくはなく、またシャルピー吸収エネルギーは圧延方向より圧延直角
方向が小さく、圧延直角方向の値が衝撃試験の規格値として規定されている。このため、

表-18.3.5 ボルト孔の貫通率及び停止率

ねじの呼び	貫通ゲージの径(mm)	貫通率 (%)	停止ゲージの径(mm)	停止率 (%)
摩擦接合 引張接合	M20	100	23.0	80以上
	M22	100	25.0	80以上
	M24	100	27.0	80以上
支圧接合	M20	100	21.8	100
	M22	100	23.8	100
	M24	100	25.8	100

(2) 1) 板取り

鋼板の圧延方向と圧延直角方向による機械的性質の違いは一般に引張強さ、降伏点に
ついては、それほど大きくはないが、伸びについては10～15%、絞りについては5～15%
ほど圧延直角方向が小さく、またシャルピー吸収エネルギーは圧延直角方向が圧延方向
の1/2程度の値を示す場合もある。寒冷地において使用する場合に問題となる遷移温
度も10℃以上の相違を示す場合もある。主要な部材の板取りは、主たる応力の方
向と圧延方向を同じにするのを原則としている。ただし、連結板等の溶接されない部
材はこの限りでない。また、圧延直角方向でも所定の機械的性質を満たせば、主たる応
力の方向を圧延直角方向に一致させることができることとしている。

備考	現行	改定案（20章）	現行
	<p>SBHS400, SBHS500W, SBHS500 及び SBHS500W は主たる応力の方向を必ずしも圧延方向に一致させなくてもよい。</p> <p>4) けがき 引張応力の大きい部分や繰返荷重が作用する部分では、微細なきずのために耐力が低下することもある。この条文のように規定している。</p> <p>部材に直接架設用の組立記号等を記す場合には、できるだけタガネによる打撃を避け、母材の材質や品質を損なわない方法を用いるのがよい。タガネ等で記すことがどうしても必要な場合には、完成後までタガネやポンチききを残すようなことは避ける必要がある。また、応力集中や、引張応力が大きいところを避ける必要がある。</p> <p>ただし、識別管理用の応力集中が少ないローストレス刻印を用いる場合にはこの限りではない。</p> <p>5) 切断、切削、開先加工 鋼板の切断法にはガス切断法及びせん断法等がある。板厚が薄い場合には、せん断法によることもあるが、切断面の品質確保の点から、主要部材の切断法は原則として自動ガス切断法、プラズマアーク切断法、レーザー切断法による。</p> <p>上記の方法と同等の品質が確保される場合にはその方法によることも考えられるが、せん断法による場合、はなはだしい肩落ちやかえり等があると材片の密着度、耐荷力の低下等に問題を生じるので、これを仕上げる必要がある。</p> <p>選定した防食法とその仕様が本来の機能を発揮するためには、所要の品質を確保す必要がある。鋼材を切断したままの角部は、鋭い角をしており、塗装、溶融亜鉛めっき及び金属溶射等の防食法を行う場合には、その方法のいかんにかかわらず塗膜、めっき皮膜及び溶射皮膜が薄くなる。したがって、組立てた後に自由縁となる部材の角には面取りを行うものとした。塗装に対しては、通常、半径 2mm 以上の曲面仕上げを行う事が望ましく、塗装以外の防食法に対する面取りの施工上の留意事項については、鋼道路橋防食便覧（日本道路協会）が参考になる。</p> <p>切削については、表-20.7.1 に準じて切削面の品質を最大表面粗さ 50μm 以下と定められている。表-20.7.1 では二次部材に 100μm までを認めているが、現在の工作法ではむしろ切削面を 50μm 以上の最大表面粗さに仕上げることを困難であるという事情や、混乱を避ける意味で、粗さの限界として最大表面粗さを 50μm のみとしている。</p> <p>開先については、良好な溶接品質を確保できるように加工する必要がある。特に、鋼製橋脚隅角部のように、3 方向からの溶接線が集中する箇所では、溶接欠陥が生じやすいことから、コーナーカット（図-解 20.7.1 参照）を設ける等、溶接施工順序や開先形状などについて慎重に検討し、開先加工を行う必要がある。</p>	<p>2) けがき 引張応力の大きい部分や繰返荷重が作用する部分では、微細なきずのために耐力が低下することもある。この条文のように規定している。</p> <p>部材に直接架設用の組立記号等を記す場合には、できるだけタガネによる打撃を避け、母材の材質を損なわない方法を用いるのがよい。タガネ等で記すことがどうしても必要な場合には、完成後までタガネやポンチききを残すようなことは避ける必要がある。また、応力集中や、引張応力が大きいところを避ける必要がある。</p> <p>ただし、識別管理用の応力集中が少ないローストレス刻印を用いる場合にはこの限りではない。</p> <p>3) 切断、切削、開先加工 鋼板の切断法にはガス切断法及びせん断法等がある。板厚の薄い場合には、せん断法によることもあるが、切断面の品質確保の点から、主要部材の切断法は原則として自動ガス切断法によるものとしてきた。今回の改定では、これまでの実績や施工の実状等を踏まえ、自動ガス切断法と同等の切断法としてプラズマアーク切断法とレーザー切断法を規定している。</p> <p>上記の方法と同等の品質が確保される場合にはその他の方法によることも考えられるが、せん断法による場合、はなはだしい肩落ちやかえり等があると材片の密着度、耐荷力の低下等に問題を生じるので、これを仕上げる必要がある。</p> <p>鋼材を切断したままの角部は、鋭い角をしており、塗装を行う場合には、その方法のいかんにかかわらず塗膜が薄くなる。したがって、塗装寿命を高めるため主要部材の自由縁となる角には面取りを行うものとしている。通常、半径 2mm 以上の曲面仕上げを行うことが望ましい。主要部材以外の部材に対しても必要に応じて面取りをする等その性能を低下させないための適切な処理を施す。</p> <p>また、塗装以外の防食法を用いる場合にも、その方法に適した方法で必要に応じて切断縁を処理する必要がある。</p> <p>切削については、表-18.3.1 に準じて切削面の品質を最大表面粗さが 50μm 以下と定められている。表-18.3.1 では二次部材に 100μm までを認めているが、現在の工作法ではむしろ切削面を 50μm 以上の最大表面粗さに仕上げることを困難であるという事情や、混乱を避ける意味で、粗さの限界として最大表面粗さを 50μm のみとしている。</p> <p>開先については、良好な溶接品質を確保できるように加工する必要がある。特に、鋼製橋脚隅角部のように、3 方向からの溶接線が集中する箇所では、溶接欠陥が生じやすいことから、コーナーカット（図-解 18.3.1 参照）を設ける等、溶接施工順序や開先形状などについて慎重に検討し、開先加工を行う必要がある。</p>	

改定案（20章）

形状などについて慎重に検討し、開先加工を行う必要がある。

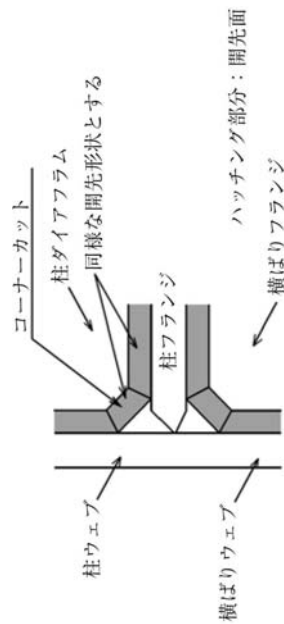


図-解 20.7.1 隅角部においてコーナカッターを設けた例

6) 孔あけ

摩擦接合に対する孔径は、設計の断面扣除が（呼び径+3mm）であるため、許容差 0.5mm を考慮して（呼び径+2.5mm）としている。ただし以下のような場合のうち施工上やむを得ない場合には、（呼び径+4.5mm）までの拡大孔をあけてよい。ただし、この場合には、設計の断面扣除を（拡大孔の径+0.5mm）として改めて継手の安全性を照査する必要がある。

① 部材を組み合わせた状態にしてリーミングを行うことが難しい場合

- i) 箱形断面部材の縦リブ継手
- ii) 鋼床版橋の縦リブ継手

② 架設の方法により、仮組立時と架設時の部材に対する応力状態が異なる場合

- i) 鋼床版橋の主桁と鋼床版を取り付ける縦継手

接合部に溶接と高力ボルト摩擦接合が混在する場合に拡大孔を適用しようとする場合には、20.10を参照のうえ慎重に検討する必要がある。

支圧接合に対しては、孔の精度は打込作業の難易に大きく影響するのでその精度は、工作上許容し得る限界として規定を設けている。

橋の部材の孔あけは、当初より所定の径に合わせる工法と、最初予備孔をあけておき、架設前に実際の部材を組み合わせた状態に組立てた後所定の径にリーマ通しを行う工法とがあるが、いずれの場合もドリルを用いることが原則である。

組立以前に所定の径に孔あけを行う場合は、精度が重要となるため、主要部材については、原則として型板を使用しなければならぬこととしてきた。前回の改定では、これまでの実績や施工の実状等を踏まえ、型板を使用する場合と同等の精度を確保できる孔あけ工法として NC 穿孔機の使用が追加された。また、押し抜きによる孔あけは能率的であるが、孔の周辺の材質をいためるので、板厚 16mm 以下の二次部材の孔あけに限って認めることとしている。板厚が 16mm を三

現行

備考

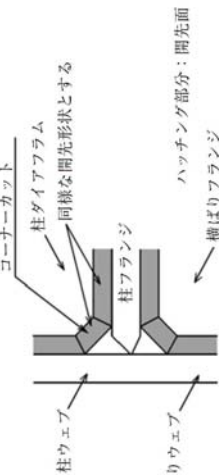


図-解 18.3.1 隅角部においてコーナカッターを設けた例

4) 孔あけ

摩擦接合に対する孔径は、設計の断面扣除が（呼び径+3mm）であるため、許容差 0.5mm を考慮して（呼び径+2.5mm）としている。ただし以下のような場合のうち施工上やむを得ない場合には、（呼び径+4.5mm）までの拡大孔をあけてよい。ただし、この場合には、設計の断面扣除を（拡大孔の径+0.5mm）として改めて継手の安全性を照査する必要がある。

① 部材を組み合わせた状態にしてリーミングを行うことが難しい場合

- i) 箱形断面部材の縦リブ継手
- ii) 鋼床版橋の縦リブ継手

② 架設の方法により、仮組立時と架設時の部材に対する応力状態が異なる場合

- i) 鋼床版橋の主桁と鋼床版を取付ける縦継手

接合部に溶接と高力ボルト摩擦接合が混在する場合に拡大孔を適用しようとする場合には、18.6を参照のうえ慎重に検討する必要がある。

支圧接合に対しては、孔の精度は打込作業の難易に大きく影響するのでその精度は、工作上許容し得る限界として規定を設けている。

橋の部材の孔あけは、当初より所定の径に合わせる工法と、最初予備孔をあけておき、架設前に実際の部材を組み合わせた状態に組立てた後所定の径にリーマ通しを行う工法とがあるが、いずれの場合もドリルを用いることが原則である。

組立以前に所定の径に孔あけを行う場合は、精度が重要となるため、主要部材については、原則として型板を使用しなければならぬこととしてきた。今回の改定では、これまでの実績や施工の実状等を踏まえ、型板を使用する場合と同等の精度を確保できる孔あけ工法として NC 穿孔機の使用を規定している。また、押し抜きによる孔あけは能率的であるが、孔の周辺の材質をいためるので、板厚 16mm 以下の二次部材の孔あけに限って認めることとしている。板厚が 16mm を超える材料に使用する場合には、施工試験を行い、継手性能を確認する必要がある。

備考	現行	改定案(20章)
	<p>いずれの場合でも、孔の周辺に生じたまくれは、材片の密着を阻害し、ボルトの首の部分に割れを生じる原因の一つともなるので、グラインダー等で削り取る必要がある。</p> <p>5) 冷間加工</p> <p>冷間加工を行うと、鋼材はじん性が低下したり、亀裂が生じたりするおそれがある。で、主要部材において冷間加工を行う必要がある場合には、<u>1.6</u>の規定に従って適切な鋼材を選定するとともに、局部的に大きなひずみを与えないようにするなど鋼材の機械的性質などの特性が損なわれないようにする必要がある。</p> <p>なお、曲げ加工を行う際には、次のようなことに注意する必要がある。</p> <p>① 加工によって材料に切欠きとなるときは、加工前に押刃及び受台をよく清掃しておく。</p> <p>② 折曲げ部のエッジは、加工前に最小 0.1t (t：板厚) の面取りを行うのを原則とする。</p> <p>③ 曲げ加工を行う鋼材の外側には、加工前にポンチを打たない。</p> <p>なお、製作上必要な逆ひずみは、この条文の規定を適用しない。</p> <p>6) 熱間加工</p> <p>調質鋼 (Q) のような焼き入れ、焼きもどし処理の施された鋼材は、熱間加工のために焼きもどし温度 (650℃) 以上に加熱すると、熱処理により得られた特性が失われるので、このような加工は避ける必要がある。</p> <p>調質鋼を種々の温度に加熱したのち空中放冷としたときの機械的性質の変化を図-解 18.3.2 に示すが、これによれば焼きもどし温度以上の加熱により機械的性質が低下することがわかる。</p> <p>同様に熱加工制御鋼 (TMC) も熱間加工を避ける必要がある。</p>	<p>える材片に使用する場合には、施工試験を行い、継手性能を確認する必要がある。</p> <p>いずれの場合でも、孔の周辺に生じたまくれは、材片の密着を阻害し、ボルトの首の部分にきずを付けて割れを生じさせる原因の一つともなるので、グラインダー等で削り取る必要がある。</p> <p>7) 冷間加工</p> <p>冷間加工を行うと、鋼材はじん性が低下したり、亀裂が生じたりするおそれがある。で、主要部材において冷間加工を行う必要がある場合には、<u>1.4.2</u>の規定に従って適切な鋼材を選定するとともに、局部的に大きなひずみを与えないようにするなど鋼材の機械的性質などの特性が損なわれないようにする必要がある。</p> <p>なお、曲げ加工を行う際には、次のようなことに注意する必要がある。</p> <p>① 加工によって材料に切欠きとなるときは、加工前に押刃及び受台をよく清掃しておく。</p> <p>② 折曲げ部のエッジは、加工前に最小 0.1t (t：板厚) の面取りを行うのを原則とする。</p> <p>③ 曲げ加工を行う鋼材の外側には、加工前にポンチを打たない。</p> <p>なお、製作上必要な逆ひずみは、この条文の規定を適用しない。</p> <p>8) 熱間加工</p> <p>調質鋼 (Q) のような焼き入れ、焼きもどし処理の施された鋼材は、熱間加工のために焼きもどし温度 (650℃) 以上に加熱すると、熱処理により得られた特性が失われるので、このような加工は避ける必要がある。</p> <p>調質鋼を種々の温度に加熱したのち空中放冷としたときの機械的性質の変化を図-解 20.7.2 に示すが、これによれば焼きもどし温度以上の加熱により機械的性質が低下することがわかる。</p> <p>同様に熱加工制御鋼 (TMC) も熱間加工を避ける必要がある。橋梁用高降伏点鋼板 (SBHS400、SBHS400W、SBHS500、SBHS500W) は、Q 又は TMC のいずれかであるため、Q 及び TMC と同様に、<u>本規定に従い熱間加工を避ける必要がある。</u></p>

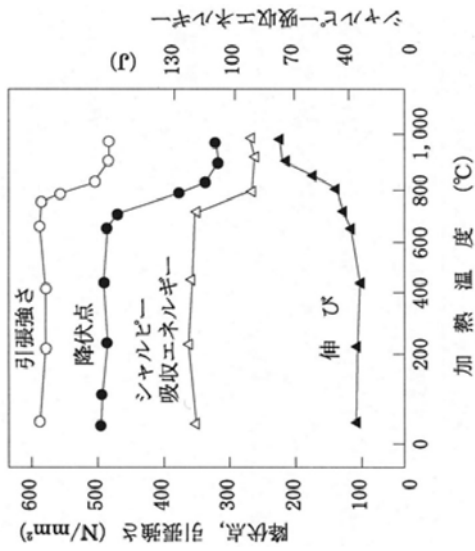


図-解 20.7.2 調質鋼 (SM570) の加熱による機械的性質の変化

9) ひずみとり

ひずみとりはガス炎によってひずみを矯正する場合について規定している。熱加工制御鋼 (TMC) の条件は、日本溶接協会の行った研究⁹⁾に基づいて設定している。SBHS400、SBHS400W、SBHS500 及び SBHS500W にガス炎加熱法を用いる場合には、鋼種 (Q 又は TMC) を確認したうえで、鋼材表面温度及び冷却法に関する本規定に従う必要がある。

10) 仮組立を行う場合のボルト孔の精度

支圧接合の場合は、孔の精度は打込み作業の難易に大きく影響するので孔ずれに対して厳しい値を規定している。摩擦接合の場合は孔ずれについては継手の性能上、特に問題にはならないこと及び貫通ゲージによりボルト挿入の確認ができることから、平成2年の改定時にこれを削除した。貫通ゲージは、ボルト挿入時にねじ山をいためないよううに、径をボルト呼び径+1mm とした。摩擦接合のボルト孔において 6) の解説に示すように、施工上やむを得ない理由によりボルト呼び径+4.5mm までの拡大孔を用いる場合には、貫通ゲージの貫通率及び停止ゲージの停止率は表-解 20.7.1 を用いる。

なお、仮組立形状を架設現場で再現するため、ベントを用いない等の架設工法によっては主桁・主構に架設用基準孔 (パイロットホール) を設けるのが望ましい。

表-解 20.7.1 拡大孔を用いる場合の貫通率および停止率

貫通ゲージの径 (mm)	貫通率 (%)	停止ゲージの径 (mm)	停止率 (%)
d0 + 1.0	100	d1 + 0.5	80 以上

d0 : ボルト呼び径 (mm) d1 : 拡大孔径 (mm)

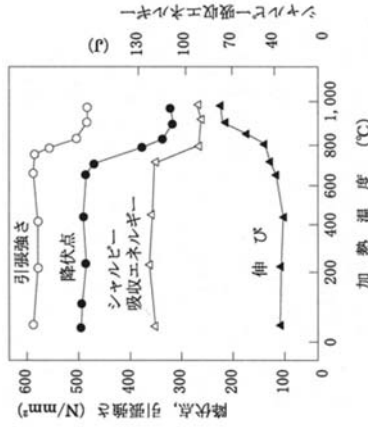


図-解 18.3.2 調質鋼の加熱による機械的性質の変化

7) ひずみとり

ひずみとりはガス炎によってひずみを矯正する場合について規定している。熱加工制御鋼 (TMC) の条件は、日本溶接協会の行った研究¹⁾に基づいて設定している。

8) 仮組立を行う場合のボルト孔の精度

支圧接合の場合には、孔の精度は打込み作業の難易に大きく影響するので孔ずれに対して厳しい値を規定している。摩擦接合の場合は孔ずれについては継手の性能上とくに問題にはならないこと及び貫通ゲージによりボルト挿入の確認ができることから、平成2年の改定時にこれを削除した。貫通ゲージは、ボルト挿入時にねじ山をいためないよううに、径をボルト呼び径+1mm とした。摩擦接合のボルト孔において 4) の解説に示すように、施工上やむを得ない理由によりボルト呼び径+4.5mm までの拡大孔を用いる場合には、貫通ゲージの貫通率及び停止ゲージの停止率は表-解 18.3.1 を用いる。

なお、仮組立形状を架設現場で再現するため、ベントを用いない等の架設工法によっては主桁・主構に架設用基準孔 (パイロットホール) を設けるのが望ましい。

表-解 18.3.1 拡大孔を用いる場合の貫通率及び停止率

貫通ゲージの径 (mm)	貫通率 (%)	停止ゲージの径 (mm)	停止率 (%)
d ₀ + 1.0	100	d ₁ + 0.5	80 以上

d₀ : ボルト呼び径 (mm) d₁ : 拡大孔径 (mm)

20.7.2 部材精度

- (1) 鋼橋を構成する部材の寸法精度は、19章までの規定の前提となる所定の精度が確保されなければならない。
 (2) 部材精度を表-20.7.6による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

表-20.7.6 部材の精度

番号	項目	許容誤差(mm)	備考	測定方法
1	フランジ幅 b (mm)	$\pm 2 \dots b \leq 0.5$ $\pm 3 \dots 0.5 < b \leq 1.0$ $\pm 1 \dots 1.0 < b \leq 2.0$ $\pm (3+b/2) \dots 2.0 < b$	左欄の b は b , h 及び b' を代 表したもので ある。	
	腹板高 h (mm)			
2	腹板間隔 b' (mm)	$h/250$ $w/150$	h : 腹板高 (mm) w : 腹板又は リブの間隔 (mm)	
	鋼桁及びトラス等の部材の腹板箱桁及びトラス等のフランジ、鋼床版のデッキプレート			
3	板の平面度 δ (mm)	$b/200$	b : フランジ幅 (mm)	
4	フランジの直角度 δ (mm)	$\pm 3 \dots \dots \dots I \leq 10$ $\pm 4 \dots \dots \dots I > 10$ $\pm 2 \dots \dots \dots I \leq 10$ $\pm 3 \dots \dots \dots I > 10$ $0 \sim 30$	b : フランジ幅 (mm)	
	鋼桁			
	トラス、アーチ等 伸縮継手			
5	部材長 l (m)	$l/1,000$	l : 部材長 (mm)	
	圧縮材の曲がり δ (mm)			
6	脚柱とベースプレート	$b/500$	b : 部材幅 (mm)	
	鋼製橋脚			
7	脚柱の鉛直度 δ (mm)	± 2	b : 孔中心間 距離 (mm) d : 孔の直径 (mm)	
	ベースプレート			

部材精度については、2章から19章まで設計についての規定に対応する許容値を示すと
 もに、測定方法を明記している。
 測定箇所や個数については表-解 20.7.2を参考にすることが望ましい。

18.3.2 部材精度

- (1) 鋼橋を構成する部材の寸法精度は、17章までの規定の前提となる所定の精度を確保する水準でなければならぬ。
 (2) 部材精度を表-18.3.6による場合には、(1)を満たすものとみなす。

表-18.3.6 部材の精度

番号	項目	許容誤差(mm)	備考	測定方法
1	フランジ幅 b (mm)	$\pm 2 \dots b \leq 0.5$ $\pm 3 \dots 0.5 < b \leq 1.0$ $\pm 1 \dots 1.0 < b \leq 2.0$ $\pm (3+b/2) \dots 2.0 < b$	左欄の b は h , h' 及び b' を代 表したもので ある。	
	腹板高 h (mm)			
2	腹板間隔 b' (mm)	$h/250$ $w/150$	h : 腹板高 (mm) w : 腹板又は リブの間隔 (mm)	
	鋼桁及びトラス等の部材の腹板箱桁及びトラス等のフランジ、鋼床版のデッキプレート			
3	板の平面度 δ (mm)	$b/200$	b : フランジ幅 (mm)	
4	フランジの直角度 δ (mm)	$\pm 3 \dots \dots \dots I \leq 10$ $\pm 4 \dots \dots \dots I > 10$ $\pm 2 \dots \dots \dots I \leq 10$ $\pm 3 \dots \dots \dots I > 10$ $0 \sim 30$	b : フランジ幅 (mm)	
	鋼桁			
	トラス、アーチ等 伸縮継手			
5	部材長 l (m)	$l/1,000$	l : 部材長 (mm)	
	圧縮材の曲がり δ (mm)			
6	脚柱とベースプレート	$b/500$	b : 部材幅 (mm)	
	鋼製橋脚			
7	脚柱の鉛直度 δ (mm)	± 2	b : 孔中心間 距離 (mm) d : 孔の直径 (mm)	
	ベースプレート			

部材精度については、2章から17章まで設計についての規定に対応する許容値を示すと
 もに、測定方法を明記している。
 測定箇所や個数については表-解 18.3.2を参考にすることが望ましい。

改定案（20章）

表一解 20.7.2 部材の測定箇所又は個数

番号	項目	鋼桁	トラス・アーチ等
1	フランジ幅 b (mm) 腹板高 h (mm) 腹板間隔 b' (mm)	主桁・主橋	各支点及び各支間中央付近
		床組等	構造別に5部材につき1個抜き取った部材の中央付近
2	板の平面度 δ (mm) 鋼桁及びトラス等の部材の腹板 箱桁及びトラス等のフランジ、鋼 床版のデッキプレート	主桁	各支点及び各支間中央付近
3	フランジの直角度 δ (mm)		
4	部材長 l (mm)	鋼桁	原則として仮組立をしない部材について 主要部材全数
		トラス・アーチ等	製品全般
5	圧縮材の曲がり δ (mm)		主要部材全数
6	脚柱とベースプレートの鉛直度 δ (mm)	鋼製	各脚柱・ベースプレート
		鋳鋼	全数
7	孔の位置 b (mm) 孔の径 d (mm)	ベースプレート	全数
		脚	全数

板の平面度は、溶接によるひずみの許容値を示したもので、圧縮部材の曲がり精度とともに、圧縮部材の応力度制限値が元たわみの影響を考慮に入れてあることに対応したものである。ただし、ここに規定している許容値はひずみの限界を示したものであるので、施工に際しては、ここに示した値より小さい値を目標とすることが望ましい。また、板の平面度はデッキプレートの舗装に対する許容値の、また、腹板等では補剛材の溶接によるやせ馬の限度ともなっている。

伸縮装置の部材長は道路の有効幅員を確保するという観点から、マイナス側の許容値を認めていない。

20.7.3 組立精度

- (1) 鋼橋を構成する部材の組立精度は、架設完了後に設計で要求する性能が満たされなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 架設完了後に、組み合わせた部材の組立精度が表-20.7.7の許容値を満たさなければならない。

表-20.7.7 架設完了後の組立精度

項目	許容値 (mm)
支間長	$\pm(20+L/5)$
そり	$\pm(25+L/2)$
通り	$\pm(10+2L/5)$

注) 許容値の式中、 L は主桁又は主構それぞれの支間長 (m)

現行

表一解 18.3.2 部材の測定箇所又は個数

番号	項目	鋼けた	トラス・アーチなど
1	フランジ幅 b (mm) 腹板高 h (mm) 腹板間隔 b' (mm)	主げた・主橋	各支点および各支間中央付近
		床組など	構造別に5部材につき1個抜き取った部材の中央付近
2	板の平面度 δ (mm) 鋼けたおよびトラスなどの部材の腹板 鋼けたおよびトラスなどのフランジ、鋼床版のデッキプレート	主げた	各支点および各支間中央付近
3	フランジの直角度 δ (mm)		
4	部材長 l (mm)	鋼けた	原則として仮組立をしない部材について 主要部材全数
		トラス・アーチなど	製品全般
5	圧縮材の曲がり δ (mm)		主要部材全数
6	脚柱とベースプレートの鉛直度 δ (mm)	鋼製	各脚柱・ベースプレート
		鋳鋼	全数
7	孔の位置 b (mm) 孔の径 d (mm)	ベースプレート	全数
		脚	全数

板の平面度は、溶接によるひずみの許容値を示したもので、圧縮部材の曲がり精度とともに、圧縮部材の許容応力度が元たわみの影響を考慮に入れてあることに対応したものである。ただし、ここに規定している許容値はひずみの限界を示したものであるので、施工に際しては、ここに示した値より小さい値を目標とすることが望ましい。また、板の平面度はデッキプレートの舗装に対する許容値の、また、腹板等では補剛材の溶接によるやせ馬の限度ともなっている。

伸縮装置の部材長については道路の有効幅員を確保するという観点から、マイナス側の許容値を認めていない。

18.3.3 組立精度

- (1) 鋼橋を構成する部材の組立精度は、架設完了後に設計で要求する性能を満たす水準でなければならない。
- (2) (3)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 架設完了後に、組み合わせた部材の組立精度が表-18.3.7の許容値を満たさなければならない。

表-18.3.7 架設完了後の組立精度

項目	許容値 (mm)
支間長	$\pm(20+L/5)$
そり	$\pm(25+L/2)$
通り	$\pm(10+2L/5)$

注) 許容値の式中、 L は主桁又は主構それぞれの支間長 (m)

備考

改定案（20章）

橋の施工において要求される寸法精度は、橋が完成系において設計に適合する形状となることである。ただし、これらを橋の要求性能に基づいて具体的に規定するのは困難であり、表-20.7.7.に規定した項目は、鋼橋の基本的な寸法の確保と床版工や舗装工等の後工程に対する影響について考慮し、これまでの実績や施工の実状等から規定しているものである。

ここに規定しないその他の項目については、例えば、桁間隔は支承の据付精度と横桁の長さを管理すれば必然的に十分な精度が達成できる等、通常の場合に20.7.2に規定している部材精度の確保と架設完了までの適切な品質管理と施工管理によって、必要な精度が確保されると考えられるため、特に条文では規定していない。また、支間長は、支承の位置ずれ量で規定することもできるが、その場合は、それぞれの支承でのずれ量を±(10+L/10)以内とすればよい。

なお、完成形で過大なねじれを発生させないために、表-20.7.7.の項目以外に支点部が所定の高さにあることを確認する必要がある。また、橋脚についても同様に経験的な値であるが、架設完了後の許容値として表-解20.7.3に示す値を参考にしてよい。

表-解 20.7.3 橋脚の架設完了後の組立精度

項目	許容値
基準高さ	±20(mm)
門柱間隔	±20(mm)
柱の傾き	1/500

製作・架設の途中段階で部材を組み合わせた状態に対して行う寸法精度の確認（仮組立）は、架設完了後に所要の組立精度が得られることを事前に確認するために行うものであり、構造が単純で精度管理が容易な橋等、部材精度や支承の据え付け精度を確実に保つことで仮組立を行わなくても架設完了後の組立精度を確保することが可能な場合も考えられる。

一方、複雑な構造形式や架設完了後の手直しを回避する目的から仮組立を行うことが望ましい場合もある。したがって、仮組立の必要性、その方法及び範囲については、橋の構造形式、斜角、曲率及び架設方法等を十分に考慮して検討する必要がある。

なお、仮組立を行う場合には、計測項目や計測方法・許容値等の品質管理要領を設計段階であらかじめ適切に定めておく必要があるが、このとき、表-解 20.7.4を参考にしてよい。また、組立時における計測項目の計測方法・頻度は表-解 20.7.5を標準としてよい。

仮組立には、実際に部材を組立てる方法と、部材計測を行った結果を用いて数値シミュレーションにより組立てた状態を確認する方法があるが、後者の場合にも実際の形状を計測したデータとの整合性を示す等により十分に信頼できることが確認されたシステムを適用すれば、品質的には実際に部材を組立てる方法と同等の確認が可能である。

なお、実際に部材を組み合わせる方法では、各部材がなるべく無応力状態とみなせるように支持して行うのが原則であり、組み合わせられる各部材のうち、主要部分の現場連結部は、

現行

橋の施工において要求される寸法精度は、橋が完成系において設計に適合する形状となることである。ただし、これらを橋の要求性能に基づいて具体的に規定するのは困難であり、表-18.3.7.に示す項目は、鋼橋の基本的な寸法の確保と床版工や舗装工等の後工程に対する影響について考慮し、これまでの実績や施工の実状等から規定しているものである。

ここに規定していないその他の項目については、例えば、桁間隔は支承の据付精度と横桁の長さを管理すれば必然的に十分な精度が達成できる等、通常の場合に18.3.2に規定している部材精度の確保と架設完了までの適切な品質管理と施工管理によって、必要な精度が確保されると考えられるため、特に条文では規定していない。また、支間長は、支承の位置ずれ量で規定することもできるが、その場合には、それぞれの支承でのずれ量を±(10+L/10)以内とすればよい。

なお、完成形で過大なねじれを発生させないために、表-18.3.7.の項目以外に支点部が所定の高さにあることを確認する必要がある。また、橋脚についても同様に経験的な値であるが、架設完了後の許容値として表-解18.3.3に示す値を参考にしてよい。

表-解 18.3.3 橋脚の架設完了後の組立精度

項目	許容値
基準高さ	±20(mm)
門柱間隔	±20(mm)
柱の傾き	1/500

製作・架設の途中段階で部材を組み合わせた状態に対して行う寸法精度の確認（仮組立）は、架設完了後に所要の組立精度が得られることを事前に確認するために行うものであり、構造が単純で精度管理が容易な橋等、部材精度や支承の据え付け精度を確実に保つことで仮組立を行わなくても架設完了後の組立精度を確保することが可能な場合も考えられる。

一方、複雑な構造形式や架設完了後の手直しを回避する目的から仮組立を行うことが望ましい場合もある。したがって、仮組立の必要性、その方法及び範囲については、橋の構造形式、斜角、曲率及び架設方法等を十分に考慮して検討する必要がある。

なお、仮組立を行う場合には、計測項目や計測方法・許容値等の品質管理要領を設計段階であらかじめ適切に定めておく必要があるが、このとき、表-解 18.3.4を参考にしてよい。また、組立時における計測項目の計測方法・頻度は表-解 18.3.5を標準としてよい。

仮組立には、実際に部材を組立てる方法と、部材計測を行った結果を用いて数値シミュレーションにより組立てた状態を確認する方法があるが、後者の場合にも実際の形状を計測したデータとの整合性を示す等により十分に信頼できることが確認されたシステムを適用すれば、品質的には実際に部材を組立てる方法と同等の確認が可能である。

なお、実際に部材を組み合わせる方法では、各部材が無応力状態とみなせるように支持して行うのが原則であり、組み合わせられる各部材のうち、主要部分の現場連結部は、ボルト及びド

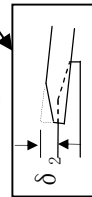
備考

備考	現行	改定案(20章)
	<p>リフトピンを使用し、堅固に締付けておく必要がある。また、締付後、母材と連結板に食い違いが生じた場合には、<u>必要な補修を行う必要がある。</u></p> <p>架設現場では、現場継手を仮組立時と同様に再現すれば、所定の形状が得られるが、架設工法によっては、全ての部材を仮組立時と同じ応力状態にしないこともある。例えば、支保工なしで架設する曲線桁や、斜角のきつい斜橋の架設においては、主桁のねじれや主桁相互のたわみ差が生じて横桁や対傾構の主桁とのとりに食い違いが生じることがある。このような場合には、設計や架設工法を考慮に入れて適切な仮組立方法を選ぶ必要がある。</p> <p>表-解 18.3.4 のそのりは各部材が無応力状態で組み合わせられたときの値である。したがって、実際に部材を組み合わせる仮組立を行う場合に、部材に応力が働いていれば、いかに形が正確に組み立てられていても部材にはひずみが生じており、架設のとき正確に組立てることができない。例えば、<u>合成桁の鋼桁は比較的剛性が小さいので、仮組立の支持点の反力の大きさを変えることにより、そりを広い範囲に調節できるが、架設時の組立に支障を生じるような部材の変形を仮組時に与えることは避ける必要がある。</u></p> <p>また、橋桁や鋼床版桁のそりを計測する場合には、日射による上下フランジの温度差の影響を受けるので、注意が必要である。</p> <p>現場継手部の隙間の許容値は、工作の実状をふまえて<u>規定された値</u>である。特に隙間からの水の浸入が問題となる場合には、止水剤を充てんする等の防水処理を施す必要がある。</p> <p>なお、落し込み部材等では、現場での部材の組立を容易にするため現場継手部に隙間をあける場合がある。表-解 18.3.4 に示した現場継手部の隙間の値は、このようなことを考慮して設計図に記された値に対する許容誤差を示したものである。</p> <p>伸縮装置には、直接輪荷重が載荷されるので、段差を生じると衝撃が増加し、伸縮装置そのもの、桁との連結部、床版等の破壊の原因となるので注意が必要である。</p> <p>なお、表-解 18.3.4 に示した各種精度を測定する場合の測定箇所としては、表-解 18.3.5 を標準とすればよい。</p>	<p>ボルト及びドリフトピンを使用し、堅固に締付けておく必要がある。また、締付後、母材と連結板に食い違いが生じた場合には、<u>適切な補修を行う必要がある。</u></p> <p>架設現場では、現場継手を仮組立時と同様に再現すれば、所定の形状が得られるが、架設工法によっては、全ての部材を仮組立時と同じ応力状態にしないこと<u>やできないこともある。</u></p> <p>例えば、支保工なしで架設する曲線桁や、斜角のきつい斜橋の架設においては、主桁のねじれや主桁相互のたわみ差が生じて横桁や対傾構の主桁とのとりに食い違いが生じることがある。このような場合には、設計や架設工法を考慮に入れて適切な仮組立方法を選ぶ必要がある。</p> <p>表-解 20.7.4 のそのりとは各部材が無応力状態で組み合わせられたときの値である。したがって、実際に部材を組み合わせる仮組立を行う場合に、部材に応力が働いていれば、いかに形が正確に組み立てられていても部材にはひずみが生じており、架設のとき正確に組立てることができない。例えば、剛性が小さい桁では、仮組立の支持点の反力の大きさを変えることにより、そりを広い範囲に調節できるが、架設時の組立に支障を生じるような部材の変形を仮組時に与えることは避ける必要がある。</p> <p>また、橋桁や鋼床版桁のそりを計測する場合には、日射による上下フランジの温度差の影響を受けるので、注意が必要である。</p> <p>表-解 20.7.4 に示した現場継手部の隙間の許容値は、工作の実状をふまえて<u>定められた値</u>である。特に隙間からの水の浸入が問題となる場合には、止水剤を充てんする等の防水処理を施す必要がある。</p> <p>なお、落し込み部材等では、現場での部材の組立を容易にするため現場継手部に<u>すき間</u>をあける場合がある。表-解 20.7.4 に示した現場継手部の隙間の許容値は、このようなことを考慮して設計図に記された値に対する許容誤差を示したものである。</p> <p>伸縮装置には、直接輪荷重が載荷されるので、段差を生じると衝撃が増加し、伸縮装置そのもの、桁との連結部及び床版等の破壊の原因となるので注意が必要である。</p> <p>なお、表-解 20.7.4 に示した各種精度を測定する場合の測定箇所としては、表-解 20.7.5 を標準とすればよい。</p>

改定案(20章)

表-解 20.7.4 仮組立の精度

項目	許容誤差(mm)	備考	測定方法
全長・支間長 L(m)	$\pm(10+L/10)$	L: 右図における L_0 及び L_1 (m)	
主桁・主槽の中心間距離 B(m)	± 4 $\pm(3+B/2)$ B>2	B≤2 B>2	
主槽の組立高さ H(m)	± 5 $\pm(2.5+H/2)$ H>5	H≤5 H>5	
主桁・主槽の通り δ(mm)	$5+L/5$ 25	L≤100 L>100	
主桁・主槽のそり δ(mm)	-5~+5 -5~+10 -5~+15 -5~+25	L≤20 20<L≤40 40<L≤80 80<L≤200	
主桁・主槽の橋端における出入り差 δ(mm)	10		
主桁・主槽の鉛直度 δ(mm)	$3+H/1,000$	H: 主桁・主槽の高さ(mm)	
鋼製橋及び柱の曲がり δ(mm)	± 5 ± 10 $\pm 10 + \left(\frac{L-20}{10}\right)$	L≤10 10<L≤20 20<L	
	L/1,000	L: 測線長(m)	
	10 H	H: 高さ(mm)	
現場継手部の隙間 δ(mm)	5	δ: 右図における δ ₁ , δ ₂ のうち大きいもの(mm)	
アンカプレート	上面の水平度 δ ₁ (mm)	b/500	
	鉛直度 δ ₂ (mm)	h/500	
	高さ h(mm)	±5	
伸縮装置	組み合わせる伸縮装置との高さの差 δ ₁ (mm)	設計値±4	
	フィンガーの食い違い δ ₂ (mm)	2	



現行

表-解 18.3.4 仮組立の精度

項目	許容誤差(mm)	備考	測定方法
全長・支間長 L(m)	$\pm(10+L/10)$	L: 右図における L_0 及び L_1 (m)	
主桁・主槽の中心間距離 B(m)	± 4 $\pm(3+B/2)$ B>2	B≤2 B>2	
主槽の組立高さ H(m)	± 5 $\pm(2.5+H/2)$ H>5	H≤5 H>5	
主桁・主槽の通り δ(mm)	$5+L/5$ 25	L≤100 L>100	
主桁・主槽のそり δ(mm)	-5~+5 -5~+10 -5~+15 -5~+25	L≤20 20<L≤40 40<L≤80 80<L≤200	
主桁・主槽の橋端における出入り差 δ(mm)	10		
主桁・主槽の鉛直度 δ(mm)	$3+H/1,000$	H: 主桁・主槽の高さ(mm)	
鋼製橋及び柱の曲がり δ(mm)	± 5 ± 10 $\pm 10 + \left(\frac{L-20}{10}\right)$	L≤10 10<L≤20 20<L	
	L/1,000	L: 測線長(m)	
	10 H	H: 高さ(mm)	
現場継手部の隙間 δ(mm)	5	δ: 右図における δ ₁ , δ ₂ のうち大きいもの(mm)	
アンカプレート	上面の水平度 δ ₁ (mm)	b/500	
	鉛直度 δ ₂ (mm)	h/500	
	高さ h(mm)	±5	
伸縮装置	組み合わせる伸縮装置との高さの差 δ ₁ (mm)	設計値±4	
	フィンガーの食い違い δ ₂ (mm)	2	

備考

改定案（20章）

表 20.7.5 仮組立精度の測定箇所又は個数

項 目	鋼けた	トラス・アーチなど
全長、支間長	L(m)	主桁・主構全数
主げた・主構の中心間距離	B(m)	各支点及び各支間中央付近
主構の組立高さ	H(m)	—
主げた・主構の通り	δ (mm)	最も外側の主げたまたは主構について 支点および支間中央の1点
主げた・主構のそり	δ (mm)	各主げたにつ いて 10～12m 間隔
主げた・主構の橋端における出入り差	δ (mm)	どちらか一方の主げた（主構）端
主げた・主構の鉛直度	δ (mm)	各主げたの両 端部
鋼製橋脚	柱の中心間隔・ 対角長	L(m)
	はりのキャンバー および柱の曲がり	δ (mm)
	柱の鉛直度	δ (mm)
	現場継手部のすき間	δ (mm)
アンカーフレーム	上面の水平度	δ (mm)
	鉛直度	δ (mm)
	高さ	h(mm)
伸縮装置	組み合わせる伸縮装 置との高さの差	δ ₁ (mm)
	フィンガーの 食い違い	δ ₂ (mm)

20.7.4 輸 送

部材は、途中で損傷することのないよう、安全に輸送されなければならない。

部材輸送時の損傷には、積込み時に生じるもの、輸送途中に生じるもの及び取りおろし時に生じるものがある。積込み時と取りおろし時に生じるものには、台付けワイヤーによる塗膜の損傷、クレーンの操作ミスによるガセットプレートの曲り等がある。また、輸送中に

現行

表-解 18.3.5 仮組立精度の測定箇所又は個数

項 目	鋼 桁	トラス・アーチ等
全長・支間長	L(m)	主桁・主構全数
主桁・主構の中心間距離	B(m)	各支点及び各支間中央付近
主構の組立高さ	H(m)	—
主桁・主構の通り	δ (mm)	最も外側の主桁又は主構について 10～12m 間隔
主桁・主構のそり	δ (mm)	各主桁について どちらか一方の主桁（主構）端
主桁・主構の橋端における出入り差	δ (mm)	各主桁の両端部
主桁・主構の鉛直度	δ (mm)	支点及び支間中央付近
鋼製橋脚	柱の中心間隔・対角長	L(m)
	はりのキャンバー及び柱の曲 がり	δ (mm)
	柱の鉛直度	δ (mm)
	現場継手部の隙間	δ (mm)
アンカー フレーム	上面の水平度	δ (mm)
	鉛直度	δ (mm)
	高さ	h(m)
伸縮装置	組み合わせる伸縮装置との高さ の差	δ ₁ (mm)
	フィンガーの食い違い	δ ₂ (mm)

18.3.4 輸 送

部材は、途中で損傷することのないよう、安全に輸送しなければならない。

部材輸送時の損傷には、積込み時に生じるもの、輸送途中に生じるもの、取りおろし時に生じるものがある。積込み時と取りおろし時に生じるものには、台付けワイヤーによる塗膜の損傷、クレーンの操作ミスによるガセットプレートの曲がり等がある。また、輸送中に

改定案（20章）	現行	備考
<p>生じるものとしては、荷くずれによる部材の変形がある。いづれにしても、木材、山形鋼等で堅固な部材固定方法を考え、部材を損傷させないように現場まで輸送するよう注意する必要がある。</p> <p>また、海上輸送を行った場合等には、過大な塩分が付着し、現場塗装等の品質に影響を与えることがあるので、事前に養生を行ったり、輸送後に水洗いを行うことなどについても考慮しておく必要がある。</p> <p>20.8 溶接</p> <p>20.8.1. 一般</p> <p>溶接は、各継手に要求される溶接品質を確保するため、少なくとも1)から8)に示す事項について十分に検討したうえで、適切に施工されなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 鋼材の種類及び特性 2) 溶接材料の種類及び特性 3) 溶接業者の保有資格 4) 継手の形状及び精度 5) 溶接環境及び使用設備 6) 溶接施工条件及び留意事項 7) 溶接部の検査方法 8) 不適合品の取扱い 	<p>生じるものとしては、荷くずれによる部材の変形がある。いづれにしても、木材、山形鋼等で堅固な部材固定方法を考え、部材を損傷させないように現場まで輸送するよう注意する必要がある。</p> <p>また、海上輸送を行った場合等には、過大な塩分が付着し、現場塗装等の品質に影響を与えることがあるので、事前に養生を行ったり、輸送後に水洗いを行うことなどについても考慮しておく必要がある。</p> <p>18.4 溶接</p> <p>18.4.1 溶接一般</p> <p>溶接施工は、各継手に要求される溶接品質を確保するため、下記に示すような事項について十分な検討を加えた後、適切に施工しなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 鋼材の種類及び特性 2) 溶接材料の種類及び特性 3) 溶接業者の保有資格 4) 継手の形状及び精度 5) 溶接環境及び使用設備 6) 溶接施工条件及び留意事項 7) 溶接部の検査方法 8) 不適合品の取扱い 	
<p>溶接継手には、突合せ継手、十字継手、T継手、角継手、重ね継手等があつて（表-解 9.2.1）、継手の強度、剛度及び剛性の面で必要な溶接の寸法、形状は、溶接記号によって設計図等に示される。しかし、一般に、溶接継手の性能は、溶接記号の指示のみで決定されるものではなく、施工に関連する冶金的性能やきずの存在程度等によって大きく変化する。しかも溶接継手は、必ずしも全線の検査ができるものではなく、要求された溶接品質が確保されていることを施工後に100%検証することは一般には困難である。そのような理由から、継手部の適正な品質を確保するためには、十分な経験と知識を有した技術者が、少なくとも条文中に規定している内容を含む適切な施工要領を作成することと、その施工要領に従って正しく施工が行われることの2点が非常に重要となる。</p> <p>完全溶込み開先溶接においては、初層に割れ等の溶接欠陥が発生しやすく、裏はつりを行わない場合、必要な溶接品質を確保できないおそれがある。このため、横方向突合せ溶接継手のみならず落橋防止装置などの付属物を含め、全ての完全溶込み開先溶接による溶接継手は、原則として、反対側からの溶接を行う前に健全な溶接層まで裏はつりを行う必要がある。また、裏はつりを行う場合には、良好な溶接品質で十分な溶込みを確保できるように、はつ</p>	<p>溶接継手には、突合せ継手、T継手、角継手、重ね継手等があつて、継手の強度、剛度及び剛性の面で必要な溶接の寸法、形状は、溶接記号によって設計図等に示される。しかし、一般に、溶接継手の性能は、溶接記号の指示のみで決定されるものではなく、施工に関連する冶金的性能やきずの存在程度等によって大きく変化する。しかも溶接継手は、必ずしも全線の検査ができるものではなく、要求された溶接品質が確保されていることを施工後に100%検証することは一般にはできない。そのような理由から、継手部の適正な品質を確保するためには、十分な経験と知識を有した技術者が、少なくとも条文中に規定している内容を含む適切な施工要領を作成することと、その施工要領に従って正しく施工が行われることの2点が非常に重要となる。</p>	

改定案（20章）

現行

備考

りの幅、深さ、長さ、形状に配慮する必要がある。この条文では、溶接品質の確保のために、最低限確認しておくべき事項を規定しているが、溶接品質には作業者の能力や意識に左右される部分もあり、事前に定められた要領どおりに正しく施工される部分もあり、溶接品質の確保のために、事前に定められた要領どおりに正しく施工される部分と、その内容を関係者に徹底するとともに、継手の重要度や、施工の難易度等も十分に考慮した適切な施工管理体制と手法を確立しておくことが必要である。さらに、定められた溶接施工要領に従って正しく施工されたことを示すのについても、事前に定めておくことが必要である。

20.8.2 溶接材料

- (1) 使用する溶接材料は、適用される鋼種に合わせ、継手に要求される成分や機械的性質を満足しなければならぬ。
- (2) 1)から4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- 1) 溶接材料の使用区分は、表-20.8.1 によるのを標準とする。

表-20.8.1 溶接材料区分

使用区分	使用する溶接材料
強度の同じ鋼材を溶接する場合	母材の規格値と同等又はそれ以上の機械的性質（じん性を除く）を有する溶接材料
強度の異なる鋼材を溶接する場合	低強度側の母材の規格値と同等又はそれ以上の機械的性質（じん性を除く）を有する溶接材料
じん性の同じ鋼材を溶接する場合	母材の要求値と同等又はそれ以上のじん性を有する溶接材料
じん性の異なる鋼材を溶接する場合	低じん性側の母材の要求値と同等又はそれ以上のじん性を有する溶接材料
耐候性鋼と普通鋼を溶接する場合	普通鋼の溶接材料
耐候性鋼と耐候性鋼を溶接する場合	母材の要求値と同等又はそれ以上の耐候性能を有する溶接材料

この条文では、溶接品質の確保のために最低限確認しておくべき事項を規定しているが、溶接品質には作業者の能力や意識に左右される部分もあり、事前に定められた要領どおりに正しく施工される部分と、その内容を関係者に徹底するとともに、継手の重要度や、施工の難易度等も十分に考慮した適切な施工管理体制と手法を確立しておくことが必要である。さらに、定められた溶接施工要領に従って正しく施工されたことを示すのについても、事前に定めておくことが必要である。

18.4.2 溶接材料

- (1) 使用する溶接材料は、適用される鋼種に合わせ、継手に要求される成分や機械的性質を満足しなければならぬ。
- (2) 1)から4)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- 1) 溶接材料の使用区分は、表-18.4.1 によるのを標準とする。

表-18.4.1 溶接材料区分

使用区分	使用する溶接材料
強度の同じ鋼材を溶接する場合	母材の規格値と同等又はそれ以上の機械的性質を有する溶接材料
強度の異なる鋼材を溶接する場合	低強度側の母材の規格値と同等又はそれ以上の機械的性質を有する溶接材料
じん性の同じ鋼材を溶接する場合	母材の要求値と同等又はそれ以上のじん性を有する溶接材料
じん性の異なる鋼材を溶接する場合	低じん性側の母材の要求値と同等又はそれ以上のじん性を有する溶接材料
耐候性鋼と普通鋼を溶接する場合	普通鋼の母材と同等又はそれ以上の機械的性質、じん性を有する溶接材料
耐候性鋼と耐候性鋼を溶接する場合	母材と同等又はそれ以上の機械的性質、じん性及び耐候性能を有する溶接材料

改定案（20章）

- 2) 以下の i) 及び ii) に該当する場合には、低水素系溶接材料を使用する。
- i) 耐候性鋼を溶接する場合
 - ii) SM490, SM490Y, SM520, SBHS400, SM570 及び SBHS500 を溶接する場合
- 3) 溶接材料の乾燥
- i) 溶接材料は適切に保管されていることを確認したうえで使用する。
 - ii) 被覆アーク溶接棒及びサブマージアーク溶接用フラックスの乾燥は、表-20.8.2 及び表-20.8.3 によるのを標準とする。

表-20.8.2 溶接棒の乾燥

溶接棒の種類	溶接棒の乾燥状態	乾燥温度	乾燥時間
軟鋼用被覆アーク溶接棒	乾燥（開封）後 12 時間以上経過した場合、又は溶接棒が吸湿したおそれがある場合	100～150℃	1 時間以上
低水素系被覆アーク溶接棒	乾燥（開封）後 4 時間以上経過した場合、又は溶接棒が吸湿したおそれがある場合	300～400℃	1 時間以上

表-20.8.3 フラックスの乾燥

フラックスの種類	乾燥温度	乾燥時間
溶融フラックス	150～200℃	1 時間以上
ボンドフラックス	200～250℃	1 時間以上

- 4) CO2 ガスシールドアーク溶接に用いる CO2 ガスは、JIS K 1106（液化二酸化炭素（液化炭酸ガス））に規定する 3 種とする。

(2) 1), 2) ここでは溶接材料の使用区分を規定している。耐候性鋼及び高張力鋼については被覆アーク溶接棒を用いる場合は耐割れ性を考慮して全て低水素系溶接棒を使用することとしている。母材のじん性要求値は母材のじん性規格値（例えば、JIS G 3140 の SBHS500 及び SBHS500W に関しては、-5℃Vノッチ（圧延直角方向）シャルピー吸収エネルギー100J 以上）という意味ではないので、この点を誤解しないようにする必要がある。

なお、強度の異なる鋼材を溶接する場合は低強度側の母材の規格値と同等又はそれ以上の機械的性質を有する溶接材料を、耐候性鋼と普通鋼を溶接する場合は普通鋼の溶接材料を使用することを標準としているが、20.8.4 で規定している予熱や入熱制限は高強度側や耐候性鋼側の鋼材に応じて行う必要がある。

現行

- 2) 次の項目に該当する場合には、低水素系溶接材料を使用する。
- i) 耐候性鋼を溶接する場合
 - ii) SM490 以上の鋼材を溶接する場合
- 3) 溶接材料の乾燥
- i) 溶接材料は適切に保管されていることを確認したうえで使用する。
 - ii) 被覆アーク溶接棒及びサブマージアーク溶接用フラックスの乾燥は、表-18.4.2 及び表-18.4.3 によるのを標準とする。

表-18.4.2 溶接棒の乾燥

溶接棒の種類	溶接棒の乾燥状態	乾燥温度	乾燥時間
軟鋼用被覆アーク溶接棒	乾燥（開封）後 12 時間以上経過した場合、又は溶接棒が吸湿したおそれがある場合	100～150℃	1 時間以上
低水素系被覆アーク溶接棒	乾燥（開封）後 1 時間以上経過した場合、又は溶接棒が吸湿したおそれがある場合	300～400℃	1 時間以上

表-18.4.3 フラックスの乾燥

フラックスの種類	乾燥温度	乾燥時間
溶融フラックス	150～200℃	1 時間以上
ボンドフラックス	200～250℃	1 時間以上

- 4) CO2 ガスシールドアーク溶接に用いる CO2 ガスは、JIS K 1106（液化二酸化炭素（液化炭酸ガス））に規定する 3 種とする。

(2) 1), 2) ここでは溶接材料の使用区分について規定し、耐候性鋼及び高張力鋼については被覆アーク溶接棒を用いる場合は耐割れ性を考慮して全て低水素系溶接棒を使用することとしている。

備考

改定案（20章）

現行

備考

3) ここでは被覆アーク溶接棒とサブマージアーク溶接用フラックスの乾燥条件及び許容放置時間の標準を示している。

軟鋼用溶接棒は割れのおそれのない場合に使用されるが、吸湿がはなはだしいと思われぬ欠陥が生じるので、乾燥をおろそかにしてはならない。低水素系溶接棒は、水素の発生が少なく耐割れ性のよいことを特徴としているので、その特徴を損なうような取扱いを避ける必要がある。低水素系溶接棒に規定している乾燥温度と時間は、吸湿水分を十分排除するのに必要な条件であり、放置時間、吸湿水分、拡散性水素量 (H_{GC}) の関係は図-解 20.8.1及び図-解 20.8.2に示すとおりである。

すなわち、低水素系溶接棒を25℃湿度85%のもとで4時間放置した場合の吸湿水分は約0.4%となり、その吸湿水分における各拡散性水素量 (JIS Z 3118 (鋼溶接部の水素量測定方法) のガスクロマトグラフ法による H_{GC}) は、ほぼ5~9ml/100gである。この値はJIS Z 3211 (軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用被覆アーク溶接棒) に定められる溶接棒のうち、表-解 20.8.1に示す種類の低水素系溶接棒の拡散性水素の許容量を満たす。一方、E4916 H15 の溶接棒の乾燥後経過時間と拡散性水素量の測定結果は、図-解 20.8.3に示すようなものであり、以上のことから許容放置時間として4時間を適当と考えたものである。

なお、乾燥時間が長時間となると、被覆材の性能が低下するおそれがあるため、使用する被覆アーク溶接棒に適した乾燥時間とするのがよい。



図-解 20.8.1 被覆アーク溶接棒の放置時間と吸湿水分の関係

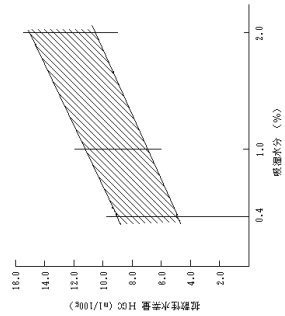


図-解 20.8.2 低水素系溶接棒の吸湿水分と拡散性水素量の関係

3) ここでは被覆アーク溶接棒とサブマージアーク溶接用フラックスの乾燥条件及び許容放置時間の標準を示している。

軟鋼用溶接棒は割れのおそれのない場合に使用されるが、吸湿がはなはだしいと思われぬ欠陥が生じるので、乾燥をおろそかにしてはならない。低水素系溶接棒は、水素の発生が少なく耐割れ性のよいことを特徴としているので、その特徴を損なうような取扱いを避ける必要がある。低水素系溶接棒に規定している乾燥温度と時間は、吸湿水分を十分排除するのに必要な条件であり、放置時間、吸湿水分、拡散性水素量 (H_{GC}) の関係は図-解 18.4.1及び図-解 18.4.2に示すとおりである。

すなわち、低水素系溶接棒を25℃湿度85%のもとで4時間放置した場合の吸湿水分は約0.4%となり、その吸湿水分における各拡散性水素量 (JIS Z 3118 (鋼溶接部の水素量測定方法) のガスクロマトグラフ法による H_{GC}) は、ほぼ5~9ml/100gである。この値はJIS Z 3211 (軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用被覆アーク溶接棒) に定められる溶接棒のうち、表-解 18.4.1に示す種類の低水素系溶接棒の拡散性水素の許容量を満たす。一方、E4916 H15 の溶接棒の乾燥後経過時間と拡散性水素量の測定結果は、図-解 18.4.3に示すようなものであり、以上のことから許容放置時間として4時間を適当と考えたものである。

なお、乾燥時間が長時間となると、被覆材の性能が低下するおそれがあるため、使用する被覆アーク溶接棒に適した乾燥時間とするのがよい。

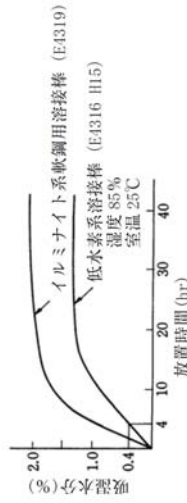


図-解 18.4.1 被覆アーク溶接棒の放置時間と吸湿水分の関係

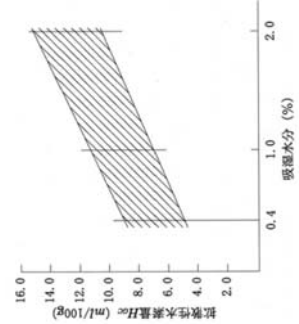


図-解 18.4.2 低水素系溶接棒の吸湿水分と拡散性水素量の関係

表-解 20.8.1 JIS に規定された拡散性水素量

低水素系溶接棒の種類	ガスクロマトグラフ法による拡散性水素量 (ml/100g)
E4316 H15	15 以下
E4916 H15	
E4928 H15	
E5516-G H10	10 以下
E5716 H10	
E5728 H10	

注) 本表は、JIS Z 3211 (軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用被覆アーク溶接棒) による。表中には、主な低水素溶接棒の種類を示している。

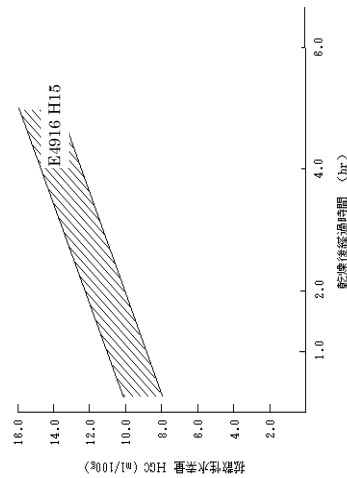


図-解 20.8.3 低水素系溶接棒の乾燥後経過時間と拡散性水素量の関係

サブマージアーク溶接用フラックスとして現在多用されている溶融タイプのもは、それ自体は吸湿しないが、粒子の表面に水分が付着すると溶接金属の拡散性水素が増加するため、乾燥が必要である。ボンドフラックスは粒子自体が吸湿するので乾燥温度を高く規定している。なお、乾燥時間は被覆アーク溶接棒と同様に、使用するフラックスに適した乾燥時間とする必要がある。ガスシールドアーク溶接用ワイヤとして、フラックス入りワイヤを使用する場合には吸湿に十分注意する必要がある。

4) CO₂ガスは、ガス中に水分が含まれていると溶接部にブローホール等の欠陥が生じる原因となるので、できるだけ水分の少ない JIS K 1106 (液化二酸化炭素 (液化炭酸ガス)) に規定される 3 種を使用する必要がある。一般的には、原料ガスとして JIS K 1105 (アルゴン) に規定される 2 級の Ar 及び JIS K 1106 に規定される 3 種の CO₂ を用いて、JIS Z 3253 (溶接及び熱切断用シールドガス) に規定される M21 の組成 (Ar 80%, CO₂ 20%)

表-解 18.4.1 JIS に規定された拡散性水素量

低水素系溶接棒の種類	ガスクロマトグラフ法による拡散性水素量 (ml/100g)
E4316 H15	15 以下
E4916 H15	
E4928 H15	
E5516-G H10	10 以下
E5716 H10	
E5728 H10	

注) 本表は、JIS Z 3211 (軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用被覆アーク溶接棒) による。表中には、主な低水素溶接棒の種類を示している。

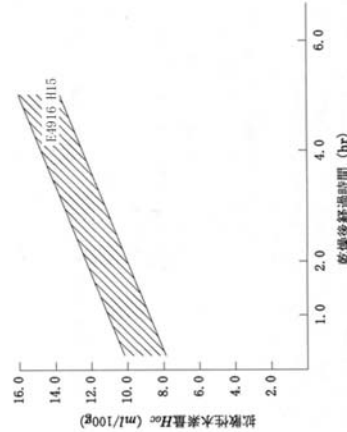


図-解 18.4.3 低水素系溶接棒の乾燥後経過時間と拡散性水素量の関係

サブマージアーク溶接用フラックスとして現在多用されている溶融タイプのもは、それ自体は吸湿しないが、高温多湿の場合には粒子の表面に水分が付着する場合もある。溶融フラックスより乾燥温度を高く規定している。なお、乾燥時間は被覆アーク溶接棒と同様に、使用するフラックスに適した乾燥時間とする必要がある。ガスシールドアーク溶接用ワイヤとして、フラックス入りワイヤを使用する場合には吸湿に十分注意する必要がある。

4) CO₂ガスは、ガス中に水分が含まれていると溶接部にブローホール等の欠陥が生じる原因となるので、できるだけ水分の少ない JIS K 1106 (液化二酸化炭素 (液化炭酸ガス)) に規定される 3 種を使用する必要がある。また、Ar と CO₂ の混合ガスは、ガス中の水分及び N₂ が多いと溶接部の性能に影響するため、できるだけ水分及び N₂ が少ない混合ガスを使用する必要がある。一般的には、原料ガスとして JIS K 1105 (アルゴン) に

改定案（20章）	現行	備考
<p>を標準とする組成)のシーールドガスが使用されている。</p> <p>20.8.3 材片の組合せ精度</p> <p>(1) 材片の組合せ精度は、継手部の応力伝達が円滑に行われ、かつ継手性能を満足するものでなければならぬ。</p> <p>(2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 材片の組合せ精度は 1)及び 2)の値を標準とする。ただし、施工試験によって誤差の許容量が確認された場合はそれに従ってもよい。</p> <p>1) 開先溶接</p> <p>i) ルート間隔の誤差：規定値±1.0mm 以下</p> <p>ii) 板厚方向の材片の偏心：$t \leq 50$ 薄い方の板厚の10%以下</p> <p>$50 < t \leq 50$ 薄い方の板厚</p> <p>t：薄い方の板厚</p> <p>iii) 裏当金を用いる場合の密着度：0.5mm 以下</p> <p>iv) 開先角度：規定値±10°</p> <p>2) すみ肉溶接</p> <p>材片の密着度：1.0mm 以下</p>	<p>規定される2級のAr及びJIS K 1106に規定される3種のCO₂を用いて、JIS Z 3253(溶接及び熱切断用シーールドガス)に規定されるM21の組成(Ar 80%、CO₂ 20%)を標準とする組成)のシーールドガスが使用されている。</p> <p>18.4.3 材片の組合せ精度</p> <p>(1) 材片の組合せ精度は、継手部の応力伝達が円滑に行われ、かつ継手性能が確保されるものでなければならぬ。</p> <p>(2) (3)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 材片の組合せ精度は下記の値を標準とする。ただし、施工試験によって誤差の許容量が確認された場合はそれに従ってもよい。</p> <p>i) 開先溶接</p> <p>a) ルート間隔の誤差：規定値±1.0mm 以下</p> <p>b) 板厚方向の材片の偏心：$t \leq 50$ 薄い方の板厚の10%以下</p> <p>$50 < t \leq 50$ 薄い方の板厚</p> <p>t：薄い方の板厚</p> <p>c) 裏当金を用いる場合の密着度：0.5mm 以下</p> <p>d) 開先角度：規定値±10°</p> <p>ii) すみ肉溶接</p> <p>材片の密着度：1.0mm 以下</p>	
<p>部材を組立てる場合、材片の組合せ精度が悪いと完成した部材そのものの精度や橋全体の精度を低下させるばかりでなく、局部的な溶接不良を起しやすいので、材片の組合せ精度は、継手部の応力伝達が円滑に行われ、かつ継手性能が満足されるものである。</p> <p>この項で示している標準値は、過去の実績から良好な溶接ができてきたことを示している。しかし、開先溶接のルート間隔の誤差や開先角度は、施工者によって異なることもある。また、板厚方向の材片の偏心許容量は、鋼床版の現場溶接継手や鋼管と軸方向に連結する継手形式のうちの溶接による直継手等、精度保持の難しい継手もあることを想定して定められたものであるから、一般の工場施工の場合には許容範囲の下限値を目標に施工することが望ましい。</p> <p>すみ肉溶接における材片の密着度は、一般の直線部分では比較的容易に確保されるが、素材に曲げ加工や突合せ継手等が存在する場合は不良となりやすいので、このような場合について十分な管理が行われるように許容量を定めている。ただし、例えば、鋼床版閉断面縦リブと横リブの交差点等、部材が他部材のスリットを貫通するはめ込み形式となる継手で、施</p>	<p>部材を組立てる場合、材片の組合せ精度が悪いと完成した部材そのものの精度、ひいては橋全体の精度を低下させるばかりでなく、局部的な溶接不良を起しやすいので、材片の組合せ精度は、継手部の応力伝達が円滑に行われ、かつ継手性能が満足されるものである。</p> <p>この項で示している標準値は、過去の実績から良好な溶接ができてきたものとして施工要領に記載された数値を指している。したがって、開先溶接のルート間隔や開先角度は、施工者によって異なることもある。また、板厚方向の材片の偏心許容量は、鋼床版現場継手やパイプの突合せ継手等、精度保持の難しい継手もあることを想定して定められたものであるから、一般の工場施工の場合には許容範囲の下限値を目標に施工することが望ましい。</p> <p>すみ肉溶接における材片の密着度は、一般の直線部分では比較的容易に確保されるが、素材に曲げ加工や突合せ継手が存在する場合は不良となりやすいので、このような場合について十分な管理が行われるように許容量を定めている。ただし、例えば、鋼床版閉断面縦リブと横リブの交差点等、部材が他部材のスリットを貫通するはめ込み形式となる継手で、施</p>	<p>II-20-30</p>

備考	現行	改定案(20章)
	<p>上やむを得ずこの密着度が守れない場合には、</p> <p>1. $0\text{mm} < \delta \leq 3.0\text{mm}$ のとき : 脚長を δ だけ増す</p> <p>3. $0\text{mm} < \delta$ のとき : 脚先をとり溶接</p> <p>ここに、δ : 材片間の隙間 (mm)</p> <p>とするのがよい。</p> <p>上記の材片の組合せ精度は、溶接後では確認が不可能となるため、適切な方法により溶接前に確認する必要がある。</p> <p>なお、部材の組立に際しては、補助治具を有効に利用し、無理のない姿勢で組立溶接できるように<u>行う必要がある</u>。また、支材やストロングバック等の異材を母材に溶接することはできる<u>だけ避け、やむを得ず溶接を行って母材をきずつけた場合には、表-18.4.8により補修する必要がある</u>。</p>	<p>上やむを得ずこの密着度が守れない場合は、</p> <p>1. $0\text{mm} < \delta \leq 3.0\text{mm}$ のとき : 脚長を δ だけ増す</p> <p>3. $0\text{mm} < \delta$ のとき : 脚先をとり溶接</p> <p>ここに、δ : 材片間の隙間 (mm)</p> <p>とするのがよい。</p> <p>上記の材片の組合せ精度は、溶接後では確認が不可能となるため、適切な方法により溶接前に確認する必要がある。</p> <p>なお、部材の組立に際しては、補助治具を有効に利用し、無理のない姿勢で組立溶接できるように<u>する必要がある</u>。また、支材やストロングバック等の異材を母材に溶接することはできる<u>だけ避け、やむを得ず溶接を行って母材をきずつけた場合には、表-20.8.8により補修する必要がある</u>。このような場合も、施工記録の一環として補修に関する記録を保管する必要がある。</p>
<p>18.4.4 溶接施工法</p> <p>(1) 溶接の施工は、所定の溶接品質を確保できる方法で行わなければならない。</p> <p>(2) 1)から6)までの規定による場合には、(1)を満足するものとみなす。</p> <p>1) 溶接作業者の資格</p> <p>i) 組立溶接及び本溶接に従事する溶接作業者は、次に示す資格を有していなければならない。</p> <p>a) 溶接作業者は、JIS Z 3801 (手溶接技術検定における試験方法及び判定基準) に定められた試験の種類のうち、その作業に該当する試験 (又は、これと同等以上の検定試験) に合格したものでなければならず、JIS Z 3841 (半自動溶接技術検定における試験方法及び判定基準) に定められた試験の種類のうち、その作業に該当する試験 (又は、これと同等以上の検定試験) に合格したものでなければならない。</p> <p>b) 工場溶接に従事する溶接作業者は、6ヶ月以上溶接工事に従事し、かつ工事前2ヶ月以上引き続きその工場において溶接工事に従事した者でなければならない。</p> <p>c) 現場溶接に従事する溶接作業者は、6ヶ月以上溶接工事に従事し、かつ適用する溶接施工方法の経験がある者又は十分な訓練を受けた者でなければならない。</p>	<p>20.8.4 溶接施工法</p> <p>(1) 溶接の施工は、所定の溶接品質を確保できる方法で行われなければならない。</p> <p>(2) 1)から6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>1) 溶接作業者の資格</p> <p>i) 組立溶接及び本溶接に従事する溶接作業者は、次に示す資格を有していなければならない。</p> <p>a) 溶接作業者は、JIS Z 3801 (手溶接技術検定における試験方法及び判定基準) に定められた試験の種類のうち、その作業に該当する試験 (又は、これと同等以上の検定試験) に合格したものでなければならず、JIS Z 3841 (半自動溶接技術検定における試験方法及び判定基準) に定められた試験の種類のうち、その作業に該当する試験 (又は、これと同等以上の検定試験) に合格したものでなければならない。</p> <p>b) 工場溶接に従事する溶接作業者は、6ヶ月以上溶接工事に従事し、かつ工事前2ヶ月以上引き続きその工場において溶接工事に従事した者でなければならない。</p> <p>c) 現場溶接に従事する溶接作業者は、6ヶ月以上溶接工事に従事し、かつ適用する溶接施工方法の経験がある者又は十分な訓練を受けた者でなければならない。</p>	

2) 溶接施工試験

- i) a) から f) のいずれかに該当する場合には、溶接施工試験を行う。
 - a) SM570, SMA570W, SM520 及び SMA490W において、1パスの入熱量が7,000J/mm を超える場合
 - b) SBHS500, SBHS500W, SBHS400, SBHS400W, SM490Y 及び SM490 において、1パスの入熱量が10,000J/mm を超える場合
 - c) 被覆アーク溶接法（手溶接のみ）、ガスシールドアーク溶接法（CO2 ガス又は Ar と CO2 の混合ガス）、サブマージアーク溶接法以外の溶接を行う場合
 - d) 鋼橋製作の実績がない場合
 - e) 使用実績のないところから材料供給を受ける場合
 - f) 採用する溶接方法の施工実績がない場合
- なお、過去に同等又はそれ以上の条件で溶接施工試験を行い、かつ施工経験をもつ工場では、その時の試験報告書によって判断し、溶接施工試験を省略できる。
- ii) 溶接施工試験は、表-20.8.4 に示す試験項目から該当する項目を選んで行うことを標準とし、供試鋼材の選定、溶接条件の選定その他は、a) から d) によることを原則とする。

2) 溶接施工試験

- i) 下記事項のいずれかに該当する場合には、溶接施工試験を行う。
 - a) SM570, SMA570W, SM520 及び SMA490W において、1パスの入熱量が7,000J/mm を超える場合
 - b) SM490 及び SM490Y において、1パスの入熱量が10,000J/mm を超える場合
 - c) 被覆アーク溶接法（手溶接のみ）、ガスシールドアーク溶接法（CO2 ガス又は Ar と CO2 の混合ガス）、サブマージアーク溶接法以外の溶接を行う場合
 - d) 鋼橋製作の実績がない場合
 - e) 使用実績のないところから材料供給を受ける場合
 - f) 採用する溶接方法の施工実績がない場合
- なお、過去に同等又はそれ以上の条件で溶接施工試験を行い、かつ施工経験をもつ工場では、その時の試験報告書によって判断し、溶接施工試験を省略できる。
- ii) 溶接施工試験は、表-18.4.4 に示す試験項目から該当する項目を選んで行うのを標準とし、供試鋼材の選定、溶接条件の選定その他は、下記によるのを原則とする。

表-20.8.4 溶接施工試験

試験の種類	試験項目	溶接方法	試験片の形状	試験片の個数	試験方法	判定基準
開先溶接試験	引張試験		JIS Z 3121 1号	2	JIS Z 2241	引張強さが母材の規格値以上
	型曲げ試験 (19mm未満裏曲げ) (19mm以上側曲げ)		JIS Z 3122	2	JIS Z 3122	原則として、亀裂が生じてはならない
	衝撃試験	図-20.8.1による	JIS Z 2242 Vノッチ	各部位につき3	JIS Z 2242	溶接金属及び溶接熱影響部で母材の要求値以上(それぞれの3個の平均値)
	マクロ試験		—	1	JIS G 0553 に準じる	欠陥があつてはならない
すみ肉溶接試験	非破壊試験		—	試験片継手全長	20.8.6及び20.8.7の規定による	
	マクロ試験	図-20.8.3による	図-20.8.3による	1	JIS G 0553 に準じる	欠陥があつてはならない
フラット溶接試験	引張試験	JIS B 1198	JIS B 1198	3	JIS Z 2241	降伏点は235N/mm ² 以上、引張強さは400～550N/mm ² 、伸びは20%以上とする。ただし溶接で切れる。ただし溶接で切れてはならない。
	曲げ試験	JIS Z 3145	JIS Z 3145	3	JIS Z 3145	溶接部に亀裂が生じてはならない。

表-18.4.4 溶接施工試験

試験の種類	試験項目	溶接方法	試験片の形状	試験片の個数	試験方法	判定基準
開先溶接試験	引張試験		JIS Z 3121 1号	2	JIS Z 2241	引張強さが母材の規格値以上
	型曲げ試験 (19mm未満裏曲げ) (19mm以上側曲げ)		JIS Z 3122	2	JIS Z 3122	原則として、亀裂が生じてはならない
	衝撃試験	図-18.4.1による	JIS Z 2242 Vノッチ	各部位につき3	JIS Z 2242	溶接金属及び溶接熱影響部で母材の要求値以上(それぞれの3個の平均値)
	マクロ試験		—	1	JIS G 0553 に準じる	欠陥があつてはならない
すみ肉溶接試験	非破壊試験		—	試験片継手全長	18.4.6及び18.4.7の規定による	
	マクロ試験	図-18.4.3による	図-18.4.3による	1	JIS G 0553 に準じる	欠陥があつてはならない
フラット溶接試験	引張試験	JIS B 1198	JIS B 1198	3	JIS Z 2241	降伏点は235N/mm ² 以上、引張強さは400～550N/mm ² 、伸びは20%以上とする。ただし溶接で切れてはならない。
	曲げ試験	JIS Z 3145	JIS Z 3145	3	JIS Z 3145	溶接部に亀裂が生じてはならない。

- a) 供試鋼板には、同じような溶接条件で取扱う鋼板のうち最も条件の悪いものを用いる。
- b) 溶接は実際の施工で用いる溶接条件で行い、溶接姿勢は実際に行う姿勢のうち最も不利な姿勢で行う。
- c) 異種の鋼材の開先溶接試験は、実際の施工と同等の組合せの鋼材で行う。同鋼種で板厚が異なる継手については、板厚の薄い方の鋼材で試験を行ってもよい。
- d) 再試験は最初の個数の2倍とする。

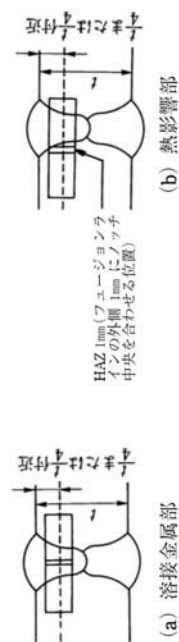


図-20.8.1 開先溶接試験溶接方法

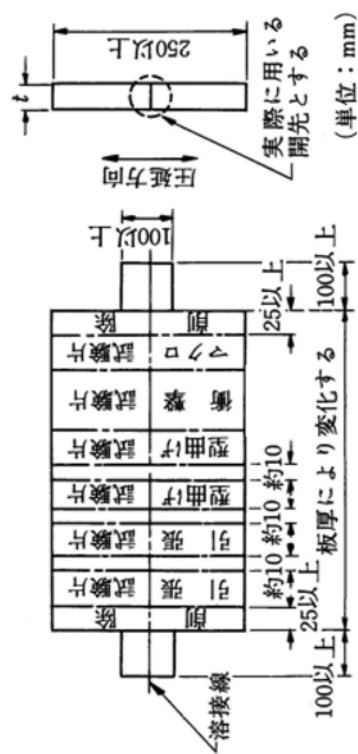


図-20.8.2 衝撃試験片（開先溶接試験片の採取位置）

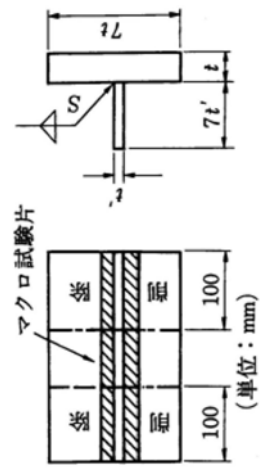


図-20.8.3 すみ肉溶接試験（マクロ試験） 溶接方法及び試験片の形状

- a) 供試鋼板には、同じような溶接条件で取扱う鋼板のうち最も条件の悪いものを用いる。
- b) 溶接は実際の施工で用いる溶接条件で行い、溶接姿勢は実際に行う姿勢のうち最も不利なもので行う。
- c) 異種の鋼材の開先溶接試験は、実際の施工と同等の組合せの鋼材で行う。同鋼種で板厚が異なる継手については、板厚の薄い方の鋼材で試験を行ってもよい。
- d) 再試験は最初の個数の2倍とする。

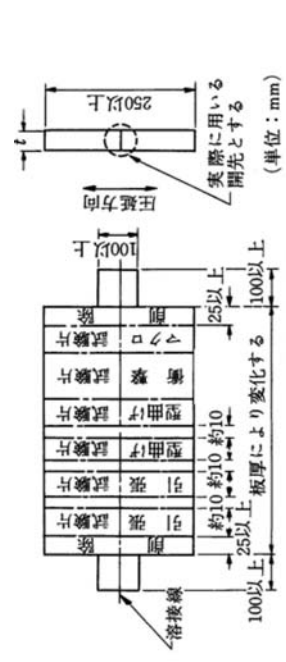


図-18.4.1 開先溶接試験溶接方法

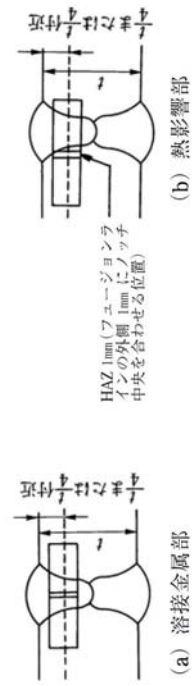


図-18.4.2 衝撃試験片（開先溶接試験片の採取位置）

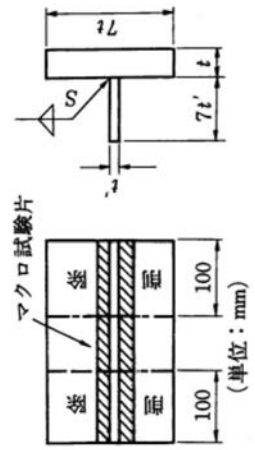


図-18.4.3 すみ肉溶接試験（マクロ試験） 溶接方法及び試験片の形状

3) 組立溶接

- i) 組立溶接は、本溶接の場合と同様に管理して施工されなければならない。
- ii) 組立溶接のすみ肉(又は換算)脚長は4mm以上とし、長さは80mm以上とする。ただし、厚い方の板厚が12mm以下の場合、又は次の式により計算した鋼材の溶接割れ感受性組成PCMが0.22%以下の場合には50mm以上とすることができる。

$$P_{CM} = C + \frac{Mn}{20} + \frac{Si}{30} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + \frac{Cu}{20} + \frac{5B}{20} \quad (\%)$$

- iii) 組立溶接は、組立終了時までにはスラグが除去され、溶接部表面に割れがないことが確認されなければならない。もし、割れが発見された場合は、その原因を究明し、適当な対策を講じなければならない。

4) 予熱

鋼種、板厚及び溶接方法に応じて、溶接線の両側100mm及びびークの前方100mm範囲の母材を表-20.8.5により予熱することを標準とする。

表-20.8.5 予熱温度の標準

鋼種	溶接方法	予熱温度(°C)				
		板厚区分(mm)				
		25以下	25を超え40以下	40を超え50以下	50を超え100以下	100以下
SM400	低水素系以外の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	—	—	—
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	50
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
SMA400W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	50
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	80	80	80
SM490 SM490Y	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	50
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	80	80	100	100
SM520 SM570	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	80
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	80	80	100	100
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	50	80	80
SMA490W SMA570W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	80
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	50	80	80
SBHS400 SBHS400W SBHS500 SBHS500W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	80
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし

3) 組立溶接

- i) 組立溶接は、本溶接の場合と同様に管理して施工しなければならない。
- ii) 組立溶接のすみ肉(又は換算)脚長は4mm以上とし、長さは80mm以上とする。ただし、厚い方の板厚が12mm以下の場合、又は次の式により計算した鋼材の溶接割れ感受性組成PCMが0.22%以下の場合には50mm以上とすることができる。

$$P_{CM} = C + \frac{Mn}{20} + \frac{Si}{30} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + \frac{Cu}{20} + \frac{5B}{20} \quad (\%)$$

- iii) 組立溶接は、組立終了時までにはスラグを除去するものとし、溶接部表面に割れがないことを確認しなければならない。割れが発見された場合には、その原因を究明し、適当な対策を講じなければならない。

4) 予熱

鋼種、板厚及び溶接方法に応じて、溶接線の両側100mm及びびークの前方100mm範囲の母材を表-18.4.5により予熱することを標準とする。

表-18.4.5 予熱温度の標準

鋼種	溶接方法	予熱温度(°C)				
		板厚区分(mm)				
		25以下	25を超え40以下	40を超え50以下	50を超え100以下	100以下
SM400	低水素系以外の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	—	—	—
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	50
	サブマージアーク溶接 ガスシールドアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
SMA400W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	50
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	80	80	80
SM490 SM490Y	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	50
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	50	50	50
SM520 SM570	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	80
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	80	80	100	100
SMA490W SMA570W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	80
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	50	80	80
SBHS400 SBHS400W SBHS500 SBHS500W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50	80
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし

注：予熱なしについては、気温(室内の場合は室温)が5°C以下の場合には、20°C程度に加熱する。

備考	現行	改定案（20章）
	<p>5) 入熱制限</p> <p>i) SM570, SMA570W, SM520 及びSMA490W の場合には、1 パスの入熱量を7,000J/mm 以下に、SM490 及びSM490Y の場合には、入熱量を10,000J/mm以下に管理することを原則とする。</p> <p>ii) i) の入熱量を超える場合には、溶接施工試験を実施して溶接部に所定の品質が確保できることを確認する必要がある。</p> <p>6) 溶接施工上の注意</p> <p>i) 溶接前の部材清掃と乾燥</p> <p>a) 溶接を行う部分には、溶接に有害な黒皮、さび、塗料、油等があつてはならない。</p> <p>b) 溶接を行う場合には、溶接線近傍を十分に乾燥させなければならぬ。</p> <p>ii) エンドタブ</p> <p>a) 開先溶接及び主桁のフランジと腹板のすみ肉溶接等の施工に際しては、原則として部材と同等な開先を有するエンドタブを取付け、溶接の始端及び終端が溶接する部材上に入らないようにしなければならぬ。</p> <p>b) エンドタブは、部材の溶接端部において所定の溶接品質を確保できる寸法形状の材片を使用する。</p> <p>c) エンドタブは、溶接終了後ガス切断法によって除去し、その跡をグラインダー仕上げする。</p> <p>iii) 裏はつり</p> <p>完全溶込み開先溶接においては、原則として裏はつりを行う。</p> <p>iv) 部分溶込み開先溶接の施工</p> <p>部分溶込み開先溶接の施工において、連続した溶接線を2種の溶接法で施工する場合には、前のビードの端部をはつり、欠陥のないことを確認してから次の溶接を行う。ただし、手溶接又は半自動溶接で、クレータの処理を行う場合にはこの限りでない。</p> <p>v) 開先形状が変化する継手の施工</p> <p>完全溶込み開先溶接からすみ肉溶接に変化する場合など、溶接線内で開先形状が変化する場合には、開先形状の遷移区間を設けなければならぬ。</p>	<p>注：“予熱なし”については、気温（室内の場合は室温）が5℃以下の場合 は、20℃程度に加熱する。</p> <p>5) 入熱制限</p> <p>i) SM570, SMA570W, SM520 及び SMA490W の場合、1 パスの入熱量を7,000J/mm 以下、SBHS500, SBHS400, SBHS400W, SM490Y 及びSM490 の場合には、1 パスの入熱量を10,000J/mm以下に管理することを原則とする。</p> <p>ii) i) の入熱量を超える場合には、2) i) a) 又はb)に従って溶接施工試験を実施して溶接部に所定の品質が確保できることを確認する必要がある。</p> <p>6) 溶接施工上の注意</p> <p>i) 溶接部の部材清掃と乾燥</p> <p>a) 溶接を行う部分には、溶接に有害な黒皮、さび、塗料、油等があつてはならない。</p> <p>b) 溶接を行う場合には、溶接線近傍を十分に乾燥させなければならぬ。</p> <p>ii) エンドタブ</p> <p>a) 開先溶接及び主桁のフランジと腹板のすみ肉溶接等の施工に際しては、原則として部材と同等な開先を有するエンドタブを取付けられ、溶接の始端及び終端が溶接する部材上に入らないようにされなければならない。</p> <p>b) エンドタブは、溶接端部において所定の溶接品質が確保できる寸法形状の材片を使用する。</p> <p>c) エンドタブは、溶接終了後、ガス切断法によって除去し、その跡をグラインダー仕上げする。</p> <p>iii) 裏はつり</p> <p>完全溶込み開先溶接においては、原則として裏はつりを行う。</p> <p>iv) 部分溶込み開先溶接の施工</p> <p>部分溶込み開先溶接の施工において、連続した溶接線を2種の溶接法で施工する場合には、前のビードの端部をはつり、欠陥のないことを確認してから次の溶接を行う。ただし、手溶接又は半自動溶接で、クレータの処理を行う場合はこの限りでない。</p> <p>v) 開先形状が変化する継手の施工</p> <p>完全溶込み開先溶接からすみ肉溶接に変化する場合等、溶接線内で開先形状が変化する場合には、開先形状の遷移区間を設けなければならぬ。</p>

い。

- vi) すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接の施工
- a) 材片の隅角部で終わるすみ肉溶接は、原則として隅角部をまわして連続的に施工する。
- b) サブマージアーク溶接又はその他の自動溶接法を使用する場合には、継手の途中でアークを切らずに溶接を行う。
- vii) 吊金具、架設用治具等の取り付け及び除去
- a) 運搬、架設等に使用する吊金具、治具等を取り付ける場合の溶接は、原則として工場内で行うものとし、その条件は工場溶接と同等以上のものでなければならぬ。やむを得ず、現場で取り付ける場合には、十分な管理のもとで、慎重に施工されなければならない。
- b) 吊金具、治具等の除去は母材に有害なきずを残さないよう入念に行われなければならない他、部位等に応じて適切な施工が行われる必要がある。鋼床版の上面では、舗装に対する影響について配慮した除去跡の処理が行われなければならない。

(2)1) 溶接作業者

溶接の品質は溶接作業者の技量によるところが大きいので、定められた認定試験に合格した有資格者をあてることが溶接構造では常識になっている。この編では、JIS Z 3801（手溶接技術検定における試験方法及び判定基準）を採用しているが、この規格は、溶接姿勢（下向F、立向V、横向H、上向O）、溶接作業（薄板1、中板2、厚板3）、溶接方法（被覆アーク溶接裏当金付きA、被覆アーク溶接裏当金なしN、ガス溶接G）の組合せで、非常に多くの試験種類を包含している。これは、多岐にわたる現在の溶接継手の全てに対応するように立案されたもので、各溶接作業者が全試験に合格する必要がある。

鋼橋の溶接では、アーク溶接が用いられ、裏当材を用いない片面の裏波溶接を要求される場合はほとんどないため、溶接方法としては被覆アーク溶接裏当金付きを対象とし、また、薄板や厚板の突合せ継手を溶接で施工することはまれであるため、溶接作業区分としては中板を対象とすればよく、結局、A-2F、A-2V、A-20 に合格していれば十分である。ただし、厚板の橋脚柱を現場突合せ溶接する場合は、A-3H の有資格者をあてる必要がある。サブマージアーク溶接については、現在、技術検定の国家規格はないが、手溶接は溶接の基本であるから、オペレータは少なくともA-2Fの試験に合格していることが望ましい。

この条文に示す半自動溶接とは、ワイヤを自動的にトーチのノズルから供給し、溶接

vi) すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接の施工

- a) 材片の隅角部で終わるすみ肉溶接は、原則として隅角部をまわして連続的に施工する。
- b) サブマージアーク溶接又はその他の自動溶接法を使用する場合には、継手の途中でアークを切らないのがよい。
- vii) 吊金具、架設用治具等の取り付け及び除去
- a) 運搬、架設等に使用する吊金具、治具等を取り付ける場合の溶接は、原則として工場内で行うものとし、その条件は工場溶接と同等以上のものでなければならぬ。やむを得ず、現場で取り付ける場合には、十分な管理のもとで、慎重に施工しなければならない。
- b) 吊金具、治具等の除去は母材に有害なきずを残さないよう入念に行われなければならないほか、部位等に応じて適切な施工が行われる必要がある。鋼床版の上面では、舗装に対する影響について配慮した除去跡の処理が行われなければならない。

(2) 1) 溶接作業者

溶接の品質は溶接作業者の技量によるところが大きいので、定められた認定試験に合格した有資格者をあてることが溶接構造では常識になっている。本編では、JIS Z 3801（手溶接技術検定における試験方法及び判定基準）を採用しているが、この規格は、溶接姿勢（下向F、立向V、横向H、上向O）、溶接作業（薄板1、中板2、厚板3）、溶接方法（被覆アーク溶接裏当金付きA、被覆アーク溶接裏当金なしN、ガス溶接G）の組合せで、非常に多くの試験種類を包含している。これは、多岐にわたる現在の溶接継手の全てに対応するように立案されたもので、各溶接作業者が全試験に合格する必要がある。

鋼橋の溶接では、アーク溶接が用いられ、裏当材を用いない片面の裏波溶接を要求される場合はほとんどないため、溶接方法としては被覆アーク溶接裏当金付きを対象とし、また、薄板や厚板の突合せ継手を溶接で施工することはまれであるため、溶接作業区分としては中板を対象とすればよく、結局、A-2F、A-2V、A-20 に合格していれば十分である。ただし、厚板の橋脚柱を現場突合せ溶接する場合は、A-3H の有資格者をあてる必要がある。サブマージアーク溶接については、現在、技術検定の国家規格はないが、手溶接は溶接の基本であるから、オペレータは少なくともA-2Fの試験に合格していることが望ましい。

この条文に示す半自動溶接とは、ワイヤを自動的にトーチのノズルから供給し、溶接作業者の手の操作によって溶接する溶接法のことであって、一般にC02ガス又はC02

改定案（20章）	現行	備考
<p>作業者の手の操作によって溶接する溶接法のことであって、一般にCO₂ガス又はCO₂とArの混合気体でアークをシールドするもので、いわゆるグラビティ溶接は含まない。</p> <p>半自動手溶接の資格については、手溶接の資格の考え方と同様に実際の作業で採用する溶接姿勢により JIS Z 3841（半自動溶接技術検定における試験方法及び判定基準）の SA-2F、SA-2V、SA-3H、SA-20 の中から試験種目を選ぶものとしている。</p> <p>現場の突合せ継手に用いる完全溶込み開先溶接では、一般的に半自動溶接に加えて、CO₂自動溶接やサブマージアーク溶接が用いられている。そのため、溶接作業者にあてて有資格者であるだけではないが、溶接作業区分、溶接姿勢に応じた有資格者であるだけでなく、溶接施工方法についての施工実績がある者又は自動機の操作等を含めて十分な訓練を受けた者としている。</p> <p>2) 溶接施工試験</p> <p>i) 溶接施工試験の目的は、使用鋼材の溶接性や溶接方法の適性を知ることにあるので、適用範囲としては、現状で使用実績が少ない又は施工上特別な注意を要する鋼材、溶接材料及び溶接方法を対象としている。</p> <p>なお、既に同じ材質、同レベルの炭素当量 (Ceq)、溶接割れ感受性組成 (PCM)、特殊成分、同じ施工方法、同じ溶接技術で、試験対象の以上の条件による溶接施工試験を実施している場合で、かつ施工経験をもつ場合には、資料の提出、検討によって溶接施工試験を省略できるものとしている。</p> <p>a) 現在の鋼橋に使用している鋼材は、通常の場合、板厚が厚くなくとも溶接割れ感受性組成 (PCM) が低く管理されているので材質・板厚による施工試験の実施は省略することとしている。しかし、調質鋼の溶接ビード近傍は、熱サイクルによって焼入れ焼戻し効果が多くなり、軟化やぜい化を起しやすいため、</p>	<p>と Ar の混合気体でアークをシールドするもので、いわゆるグラビティ溶接は含まない。</p> <p>半自動溶接の資格については、手溶接の資格の考え方と同様に実際の作業で採用する溶接姿勢により JIS Z 3841（半自動溶接技術検定における試験方法及び判定基準）の SA-2F、SA-2V、SA-3H、SA-20 の中から試験種目を選ぶものとしている。</p> <p>現場突合せ溶接では、一般的に半自動溶接に加えて、CO₂自動溶接やサブマージアーク溶接が用いられている。そのため、溶接作業者には、適用する箇所の溶接方法、溶接作業区分、溶接姿勢に応じた有資格者であるだけでなく、溶接施工方法についての施工実績がある者又は自動機の操作等を含めて十分な訓練を受けた者としている。</p> <p>2) 溶接施工試験</p> <p>i) 溶接施工試験の目的は、使用鋼材の溶接性や溶接方法の適性を知ることにあるので、適用範囲としては、現状で使用実績が少ない又は施工上特別な注意を要する鋼材、溶接材料及び溶接方法を対象としている。</p> <p>なお、既に同じ材質、同レベルの炭素当量 (Ceq)、溶接割れ感受性組成 (PCM)、特殊成分、同じ施工方法、同じ溶接技術で、試験対象の以上の条件による溶接施工試験を実施している場合で、かつ施工経験をもつ場合には、資料の提出、検討によって溶接施工試験を省略できるものとしている。</p> <p>a) 現在の鋼橋に使用している鋼材は、通常の場合、板厚が厚くなくとも溶接割れ感受性組成 (PCM) が低く管理されているので材質・板厚による施工試験の実施は省略することとしている。しかし、調質鋼の溶接ビード近傍は、熱サイクルによって焼入れ焼戻し効果が多くなり、軟化やぜい化を起しやすいため、</p>	<p>と Ar の混合気体でアークをシールドするもので、いわゆるグラビティ溶接は含まない。</p> <p>半自動溶接の資格については、手溶接の資格の考え方と同様に実際の作業で採用する溶接姿勢により JIS Z 3841（半自動溶接技術検定における試験方法及び判定基準）の SA-2F、SA-2V、SA-3H、SA-20 の中から試験種目を選ぶものとしている。</p> <p>現場突合せ溶接では、一般的に半自動溶接に加えて、CO₂自動溶接やサブマージアーク溶接が用いられている。そのため、溶接作業者には、適用する箇所の溶接方法、溶接作業区分、溶接姿勢に応じた有資格者であるだけでなく、溶接施工方法についての施工実績がある者又は自動機の操作等を含めて十分な訓練を受けた者としている。</p> <p>2) 溶接施工試験</p> <p>i) 溶接施工試験の目的は、使用鋼材の溶接性や溶接方法の適性を知ることにあるので、適用範囲としては、現状で使用実績が少ない又は施工上特別な注意を要する鋼材、溶接材料及び溶接方法を対象としている。</p> <p>なお、既に同じ材質、同レベルの炭素当量 (Ceq)、溶接割れ感受性組成 (PCM)、特殊成分、同じ施工方法、同じ溶接技術で、試験対象の以上の条件による溶接施工試験を実施している場合で、かつ施工経験をもつ場合には、資料の提出、検討によって溶接施工試験を省略できるものとしている。</p> <p>a) 現在の鋼橋に使用している鋼材は、通常の場合、板厚が厚くなくとも溶接割れ感受性組成 (PCM) が低く管理されているので材質・板厚による施工試験の実施は省略することとしている。しかし、調質鋼の溶接ビード近傍は、熱サイクルによって焼入れ焼戻し効果が多くなり、軟化やぜい化を起しやすいため、</p>
<p>入熱量 Q (J/mm) = $\frac{\text{電流 (A)} \times \text{電圧 (V)} \times 60}{\text{溶接速度 (mm/min)}}$</p>	<p>入熱量 Q (J/mm) = $\frac{\text{電流 (amp)} \times \text{電圧 (volt)} \times 60}{\text{溶接速度 (mm/min)}}$</p>	
<p>が大きいと、変質の程度と範囲も大きくなって継手の性能が低下する。SM570、SMA570W、SM520 及び SMA490W の場合、ほぼ 7,000J/mm 以下の入熱量では、継手性能の低下は見られないことが多いが、多くの実験から確認されており、また通常の鋼橋の施工で使用されるサブマージアーク溶接方法もこの入熱量以下で十分溶接施工が可能なので、7,000J/mm を一般的な施工の上限値としている。厚板の開先溶接で特に大電流を使用する場合は、施工試験でその適性を調べることで、7,000J/mm を超える場合には、施工試験でその適性を調べることをしている。</p>	<p>が大きいと、変質の程度と範囲も大きくなって継手の性能が低下する。SM570、SMA570W、SM520 及び SMA490W の場合、ほぼ 7,000J/mm 以下の入熱量では、継手性能の低下は見られないことが多いが、多くの実験から確認されており、また通常の鋼橋の施工で使用されるサブマージアーク溶接方法もこの入熱量以下で十分溶接施工が可能なので、7,000J/mm を一般的な施工の上限値としている。厚板の開先溶接で特に大電流を使用する場合は、施工試験でその適性を調べることをしている。</p>	

改定案（20章）	現行	備考
<p>としている。</p> <p>b) SM490Y及びSM490の場合、溶接入熱量が10,000J/mmを超える場合には、継手性能が低下する可能性があるため施工試験で確認することとしている。今回の改定では、SBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500Wについて、SM490Yと同等の溶接性を有する鋼板であることから、同様に10,000J/mmを一般的な施工の上限值としている。</p> <p>c) 被覆アーク溶接棒による手溶接、サブマージアーク溶接法及びガスシールドアーク溶接法（CO₂ガス又はArとCO₂の混合ガス）を一般扱いとし、その他の溶接法を施工試験の対象としている。鋼構造の溶接方法としては、現在、ミグ溶接、セルフシールドアーク溶接、エレクトロスラッグ溶接及びエレクトロガスアーク溶接、グラビディ溶接等が用いられている。これらの溶接方法は、能率上、手溶接よりまさっているが、現状では、溶接作業者の訓練や適性条件の管理の面で、無制限に採用できるほど一般化されておらず、また適用する継手によっては、特有の問題点も発生することによって、特有の問題点も発生することとしている。</p> <p>d) 過去に鋼橋の製作実績のない場合には、必要に応じて、実物大の試験体による施工試験を行い、溶接部の品質及び出来形状に問題がないことを確認する必要がある。</p> <p>e) 過去に使用実績のないところから材料供給を受ける場合には、試験データ十分な蓄積が得られない等、溶接の施工品質の信頼性が明らかにならないと考えられることから、溶接施工試験を行うこととしている。また、SBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500Wに関しても使用実績が無い場合は、1パスの入熱量が10,000J/mm以下の場合であっても、同様の施工試験を行う必要がある。</p> <p>f) 過去に実績がない溶接方法を用いる場合には、施工試験を行い、溶接部の品質に問題がないことを確認する必要がある。例えば、現場溶接は、気象条件、溶接姿勢、開先精度等種々の面で工場溶接より不利な条件にあるのが普通であり、また、鋼床版の片面溶接や橋脚の横向き溶接又は既設橋の補強などの現場溶接は、継手そのものも施工方法も一般の工場溶接とは著しく異なっていることが多い。このため、従来は、現場溶接に対しては現場の条件を加味した施工試験を行うことを原則としていたが、施工実績も多くなってきたため、品質が確保できる場合には必ずしも溶接施工試験を行わなくてもよいこととしている。しかし、過去に実績がない施工方法を用いる場合には施工試験による確認を行う必要がある。過去の実績には、鋼材（材質、板厚）、継手、溶接材料、気象条件、施工法（溶接手順、溶接方法、開先、拘束等）等の施工条件が考慮され</p>	<p>b) SM490、SM490Yの場合、溶接入熱量が10,000J/mmを超える場合には、継手性能が低下する可能性があるため施工試験で確認することとしている。</p> <p>c) 被覆アーク溶接棒による手溶接、サブマージアーク溶接法及びガスシールドアーク溶接法（CO₂ガス又はArとCO₂の混合ガス）を一般扱いとし、その他の溶接法を施工試験の対象としている。鋼構造の溶接方法としては、現在、ミグ溶接、セルフシールドアーク溶接、エレクトロスラッグ溶接及びエレクトロガスアーク溶接、グラビディ溶接等が用いられている。これらの溶接方法は、能率上、手溶接よりまさっているが、現状では、溶接作業者の訓練や適性条件の管理の面で、無制限に採用できるほど一般化されておらず、また適用する継手によっては、特有の問題点も発生することとしている。</p> <p>d) 過去に鋼橋製作の実績がない場合には、必要に応じて、実物大の試験体による施工試験を行い、溶接部の品質及び出来形状に問題がないことを確認する必要がある。</p> <p>e) 過去に使用実績のないところから材料供給を受ける場合には、信頼性のある試験データの蓄積が得られるまでの間、溶接施工試験を行うこととしている。</p> <p>f) 現場溶接は、気象条件、溶接姿勢、開先精度等種々の面で工場施工より不利な条件にあるのが普通であり、また、鋼床版の片面溶接や橋脚の横向き溶接又は既設橋の補強などの現場溶接は、継手そのものも施工方法も一般の工場溶接とは著しく異なっていることが多い。このため、従来は、現場溶接に対しては現場の条件を加味した施工試験を行うことを原則としていたが、施工実績も多くなってきたため、品質が確保できる場合には必ずしも溶接施工試験を行わなくてもよいこととしている。しかし、過去に実績がない施工方法を用いる場合には施工試験による確認を行う必要がある。</p>	

備考	現行	改定案(20章)
	<p>ii) 表-18.4.4.4には、開先溶接試験、すみ肉溶接試験、スタッド溶接試験の3種類の試験があげられている。しかし、溶接施工試験といえ、つねにこの全部を実施するものと解釈する必要はない。例えば、板厚が標準的な値を超えるような場合には、鋼材の特性を問題とするのではほぼ全種類となる(スタッドが用いられないときはスタッド溶接を除く)が、a)又はb)のみに該当する場合には、開先溶接試験のみでよい。</p> <p>また、ここに規定される試験内容には、技術検定的な色彩の強いもの(例えば、放射線透過試験、スタッド溶接試験)も含んでいるが、これらによって施工者の品質管理体制をチェックすることもできる。施工試験の意味を広く解釈してこれらの試験も含めることとしている。</p> <p>開先溶接試験の型曲げ試験において亀裂が生じた場合であっても、その発生原因がブローホール又はスラグ巻き込みであることが確認され、かつ、亀裂の長さが3mm程度までの場合には許容できると考えられる。</p> <p>なお、「JIS Z 3801(手溶接技術検定における試験方法及び判定基準)の13.合否判定基準」、「ASW DI.1/DI.1M(2010)、4.9.3.3 Acceptance Criteria for Bend Tests」、「ASME Boiler and Pressure Vessel Code(2010)、Section IX、QW-163 Acceptance Criteria-Bend Tests」等でも、亀裂の長さ3mmを許容限度としている。</p> <p>c)の規定は施工試験と実施工との整合性を考慮したものである。異種の鋼材の溶接施工試験は、実際に用いる鋼材及び溶接材料を使用することとしている。なお、この場合の可否の判定は、低強度側の鋼材の規格値で行う。</p> <p>開先溶接部の衝撃試験は平成6年の示方書までは溶接金属のみとなっていたが、より確実な試験検査を行うため溶接熱影響部(HAZ)の衝撃試験が平成8年の示方書から追加され、母材じん性値を満たすこととしている。また、平成6年の示方書までは、予熱の要否を判定するために最高硬さ試験が実施されてきたが、平成8年の示方書から、溶接割れ感受性組成(PCM)にて予熱を規定したので溶接施工試験の項目から最高硬さ試験を削除している。</p> <p>3) 組立溶接</p> <p>組立溶接は、本溶接によって全部再溶融されてしまう場合もあるが、一般には一部又は大部分が本溶接内に残留するので、組立溶接の品質を本溶接同様良好なものにするためこの項を定めている。なお、平成8年の示方書までは、「仮付け溶接」という言葉を使用してきたが、溶接割れ防止に対する配慮は本溶接の場合と同様に重要であり、「仮」という表現は必ずしも適切でないため、前回の改定時に、「組立溶接」に変更している。</p> <p>組立溶接は、組立段階で行われるため、とかく溶接業者がそれをおこなうことや、それを防ぐためにはまず資格を有する溶接業者を従事させることが重要である。AWSでは組立溶接を行う溶接業者についても技術検定を行うよう定めているが、我が国で</p>	<p>るべきであり、過去に実績がある溶接方法であっても施工条件が異なる場合には施工試験による確認を行う必要がある。</p> <p>ii) 表-20.8.4.4には、開先溶接試験、すみ肉溶接試験、スタッド溶接試験の3種類の試験があげられている。しかし、溶接施工試験といえ、常にこの全部を実施するものと解釈する必要はない。例えば、板厚が標準的な値を超えるような場合には、鋼材の特性を問題とするのではほぼ全種類となる(スタッドが用いられないときはスタッド溶接を除く)が、a)又はb)のみに該当する場合には、開先溶接試験のみでよい。</p> <p>また、ここに規定される試験内容には、技術検定的な色彩の強いもの(例えば、放射線透過試験、スタッド溶接試験)も含んでいるが、これらによって施工者の品質管理体制をチェックすることもできる。施工試験の意味を広く解釈してこれらの試験をも含めることとしている。</p> <p>開先溶接試験の型曲げ試験において亀裂が生じた場合であっても、その発生原因がブローホール又はスラグ巻き込みであることが確認され、かつ亀裂の長さが3mm程度までの場合には許容できると考えられる。</p> <p>なお、JIS Z 3801(手溶接技術検定における試験方法及び判定基準)の13.合否判定基準、「ASW DI.1/DI.1M(2010)、4.9.3.3 Acceptance Criteria for Bend Tests」、「ASME Boiler and Pressure Vessel Code(2010)、Section IX、QW-163 Acceptance Criteria-Bend Tests」等でも、亀裂の長さ3mmを許容限度としている。</p> <p>c)の規定は施工試験と実施工との整合性を考慮したものである。異種の鋼材の溶接施工試験は、実際に用いる鋼材及び溶接材料を使用することとしている。なお、この場合の可否の判定は、低強度側の鋼材の規格値で行う。</p> <p>開先溶接部の衝撃試験は平成6年の示方書までは溶接金属のみとなっていたが、より確実な試験検査を行うため溶接熱影響部(HAZ)の衝撃試験が平成8年の示方書から追加され、母材のじん性要求値を満たすこととしている。また、平成6年の示方書までは、予熱の要否を判定するために最高硬さ試験が実施されてきたが、平成8年の示方書から、溶接割れ感受性組成(P_{CM})にて予熱を規定したので溶接施工試験の項目から最高硬さ試験を削除している。</p> <p>3) 組立溶接</p> <p>組立溶接は、本溶接によって全部再溶融されてしまう場合もあるが、一般には一部又は大部分が本溶接内に残留するので、組立溶接の品質を本溶接同様良好なものにするためこの項を定めている。なお、平成8年の示方書までは、「仮付け溶接」という言葉を使用してきたが、溶接割れ防止に対する配慮は本溶接の場合と同様に重要であり、「仮」という表現は必ずしも適切でないため、現在は「組立溶接」とされている。</p> <p>組立溶接は、組立段階で行われるため、とかく溶接業者がそれをおこなうことや、それを防ぐためにはまず資格を有する溶接業者を従事させることが重要である。AWS</p>

備考	現行	改定案(20章)
	<p>は現在、組立溶接だけの検定制度がないので、本溶接を行う溶接業者と同等の技能をもつ者を従事させることが必要である。</p> <p>組立溶接の長さ(80mm以上)は、490N/mm²鋼のT継手にショートビードのすみ肉溶接を行った場合、ルートからポンドに沿って割れが発生しやすいが、ビード長さが80mm以上となると割れの発生が止まるとの研究成果に基づいたものである。しかし、最近の研究²⁾によれば、厚い方の板厚が12mm以下の場合や鋼材の炭素当量(Ceq)が0.36%以下では組立溶接長が50mmであっても割れが発生しないことが明らかにされている。また、鋼橋に使用される570N/mm²級以下の鋼材であれば、Ceqと溶接割れ感受性組成(PCM)の間にはほぼ相関があり、Ceq 0.36%に相当するPCMは0.22%となる。そこで、PCMが0.22%以下の場合には組立溶接長を50mm以上とすることができるとしている。</p> <p>前述のルート割れはビード表面に現れないことが多いが、その他の組立溶接割れは断面が小さいためしばしばビード表面に現れる。したがって、組立終了時に表面検査を行って割れを検出すれば、その段階で対策を立てることができるので、組立溶接のビードのスラッグは組立終了時に除去し、ビード表面の検査を行うこととしている。</p> <p>4) 予熱</p> <p>予熱については、既往の知見³⁾によって、指標として従来の炭素当量(Ceq)よりも、溶接割れ感受性組成(PCM)を用いた方がよいことが明らかにされている。また、平成8年の改定での板厚拡大に加え前回の改定では耐侯性鋼の適用板厚を100mmまで拡大したため、溶接にあたっては水素による遅れ割れを防止するための予熱条件をより正確に選定することが必要となったため、PCMを基本に予熱の規定を見直すこととしたものである。</p> <p>現在の国内の鋼橋に用いられている鋼材の使用実績に基づき、PCMについて整理したのが表-解 18.4.2である。一方、鋼橋の一般的な溶接継手における鋼材のPCM値と板厚及び溶接法に応じた割れ防止のための予熱温度は表-解 18.4.3となる。板厚が厚くなると溶接による継手の拘束度が增大するが、板厚が40～50mmを超えると頭打ちとなり、予熱温度をある程度以上高めなくても割れが防止できることが知られており、板厚50mm以上の鋼材の使用実績も増加してきたことから、板厚50mm以上では拘束度が一定になるとし、同じPCMの鋼材では板厚40～100mmの予熱温度を同じとしている。また、予熱温度区分は、割れの防止に配慮の上、「予熱なし」「50℃」「80℃」「100℃」と、20～30℃間隔で簡略化して、予熱管理の合理化を図った。</p>	<p>では組立溶接を行う溶接業者についても技術検定を行うよう定めているが、我が国では現在、組立溶接だけの検定制度がないので、本溶接を行う溶接業者と同等の技能をもつ者を従事させることが必要である。</p> <p>組立溶接の長さ(80mm以上)は、490N/mm²鋼のT溶接継手にショートビードのすみ肉溶接を行った場合、ルートからポンドに沿って割れが発生しやすいが、ビード長さが80mm以上となると割れの発生が止まるとの研究成果に基づいたものである。しかし、最近の研究²⁾によれば、厚い方の板厚が12mm以下の場合や鋼材の炭素当量(Ceq)が0.36%以下では組立溶接長が50mmであっても割れが発生しないことが明らかにされている。また、鋼橋に使用される570N/mm²級以下の鋼材であれば、Ceqと溶接割れ感受性組成(PCM)の間にはほぼ相関があり、Ceq 0.36%に相当するPCMは0.22%となる。そこで、PCMが0.22%以下の場合には組立溶接長を50mm以上とすることができるとしている。SBHS400及びSBHS400Wに関しては、JIS G 3140でP_{CM}は0.22%以下、SBHS500及びSBHS500Wに関しては、JIS G 3140でP_{CM}は0.20%以下と規定されており、組立溶接長を50mm以上とすることができるとしている。</p> <p>前述のルート割れはビード表面に現れないことが多いが、その他の組立溶接割れは断面が小さいためしばしばビード表面に現れる。したがって、組立終了時に表面検査を行って割れを検出すれば、その段階で対策を立てることができるので、組立溶接のビードのスラッグは組立終了時まで⁴⁾に除去し、ビード表面の検査を行うこととしている。</p> <p>4) 予熱</p> <p>予熱については、既往の知見³⁾によって、指標として従来の炭素当量(Ceq)よりも、溶接割れ感受性組成(P_{CM})を用いた方がよいことが明らかにされている。適用可能な板厚の拡大に伴い、溶接にあたっては水素による遅れ割れを防止するための予熱条件をより正確に選定することが必要となったため、P_{CM}を基本に予熱の規定がされている。</p> <p>現在の国内の鋼橋に用いられている鋼材の使用実績やJISに基づき、PCMについて整理したのが表-解 20.8.2である。一方、鋼橋の一般的な溶接継手における鋼材のPCM値と板厚及び溶接法に応じた割れ防止のための予熱温度は表-解 20.8.3となる。板厚が厚くなると溶接による継手の拘束度が增大するが、板厚が40～50mmを超えると頭打ちとなり、予熱温度をある程度以上高めなくても割れが防止できることが知られており、板厚50mm以上の鋼材の使用実績も増加してきたことから、板厚50mm以上では拘束度が一定になるとし、同じPCMの鋼材では板厚40mm～100mmの予熱温度を同じとしている。また、予熱温度区分は、割れの防止に配慮の上、「予熱なし」「50℃」「80℃」「100℃」と、20～30℃間隔で簡略化して、予熱管理の合理化を図った。</p>

表-解 20.8.2 予熱温度の標準を適用する場合の P_{CM} の条件 (%)

鋼種	SM400	SMA400W	SM490 SM490Y	SM520 SM570	SMA490W SMA570W	SBHS400 SBHS400W	SBHS500 SBHS500W
鋼材の板厚 (mm)							
25 以下	0.24以下	0.24以下	0.26以下	0.26以下	0.26以下	0.22以下	0.20以下
25 を超え 50 以下	0.24以下	0.24以下	0.26以下	0.27以下	0.27以下		
50 を超え 100 以下	0.24以下	0.24以下	0.27以下	0.29以下	0.29以下		

条文の表-20.8.5の予熱温度の標準は、表-解 20.8.2の鋼材の P_{CM} の条件を前提に、表-解 20.8.3の P_{CM} と板厚と予熱温度の関係から、溶接金属の拡散性水素量と溶接継手の拘束度が標準的な鋼橋の溶接継手条件に基づいて、従来の経験と他の基準類を参考に予熱温度を整理したものである。今回の改定で、SBHS400及びSBHS500Wに関しては、JIS G 3140 で P_{CM} は 0.22%以下、SBHS500 及び SBHS500W に関しては、JIS G 3140 で P_{CM} は 0.20%以下と規定されていることから、予熱なしとした。

なお、低水素系以外の溶接棒を用いた被覆アーク溶接の予熱温度については P_{CM} を用いて整理できないうので、従来のとおりとしている。
予熱は割れの生じない健全な溶接を行うための手段であるから、常にこれらの表に示した温度に予熱しさえすればよいというわけではなく、鋼材の P_{CM} や継手の拘束条件等によっては割れの発生を防止するために更に高温の予熱を行う等、施工条件に配慮する必要がある。

また、鋼材の P_{CM} 値を低減すれば予熱温度を低減できる。この場合の予熱温度は表-解 20.8.3 に従う必要がある。極低水素溶接棒をよく管理した状態で使用する場合には、ガスシールドアーク溶接法と同じ予熱温度に低減できる。また、実橋を模擬した溶接割れ試験等の実験資料によって割れ防止が保証される場合にも予熱温度を表-20.8.5 に示す温度より低減することができる。

表-解 18.4.2 予熱温度の標準を適用する場合の P_{CM} の条件 (%)

鋼種	SM400	SMA100W	SM490 SM490Y	SM520 SM570	SMA490W SMA570W
鋼材の板厚 (mm)					
25 以下	0.24以下	0.24以下	0.26以下	0.26以下	0.26以下
25 を超え 50 以下	0.24以下	0.24以下	0.26以下	0.27以下	0.27以下
50 を超え 100 以下	0.24以下	0.24以下	0.27以下	0.29以下	0.29以下

条文の表-18.4.5の予熱温度の標準は、表-解 18.4.2の鋼材の P_{CM} の条件を前提に、表-解 18.4.3の P_{CM} と板厚と予熱温度の関係から、溶接金属の拡散性水素量と溶接継手の拘束度が標準的な鋼橋の溶接継手条件に基づいて、従来の経験と他の基準類を参考に予熱温度を整理したものである。

なお、低水素系以外の溶接棒を用いた被覆アーク溶接の予熱温度については P_{CM} を用いて整理できないうので、従来のとおりとしている。

予熱は割れの生じない健全な溶接を行うための手段であるから、常にこれらの表に示した温度に予熱しさえすればよいというわけではなく、鋼材の P_{CM} や継手の拘束条件等によっては割れの発生を防止するために更に高温の予熱を行う等、施工条件に配慮する必要がある。

また、鋼材の P_{CM} 値を低減すれば予熱温度を低減できる。この場合の予熱温度は表-解 18.4.3 に従う必要がある。極低水素溶接棒をよく管理した状態で使用する場合には、ガスシールドアーク溶接法と同じ予熱温度に低減できる。また、実構造物を模擬した溶接割れ試験等の実験資料によって割れ防止が保証される場合にも予熱温度を表-18.4.5 に示す温度より低減することができる。

表解 20.8.3 P_{Cr} 値と予熱温度の標準

P_{Cr} (%)	溶接方法	予熱温度(°C)		
		板厚区分(mm)		
		$t \leq 25$	$25 < t \leq 40$	$40 < t \leq 100$
0.21	SMAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
0.22	SMAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
0.23	SMAW	予熱なし	予熱なし	50
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
0.24	SMAW	予熱なし	予熱なし	50
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
0.25	SMAW	予熱なし	50	50
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	50
0.26	SMAW	予熱なし	50	80
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	50
0.27	SMAW	50	80	80
	GMAW, SAW	予熱なし	50	50
0.28	SMAW	50	80	100
	GMAW, SAW	50	50	80
0.29	SMAW	80	100	100
	GMAW, SAW	50	80	80

注：1) “予熱なし”については、気温（室内の場合は室温）が5°C以下の場合には結露除去のためのウォームアップ(20°C程度に加熱)を行う。

2) 予熱温度算定式

$$T_p(°C) = 1,440 P_w - 392$$

$$\text{ここに、 } P_w = P_{Cr} + \frac{H_{GL}}{60} + \frac{K}{400,000} \text{ K}$$

3) 表中の予熱温度は下記の仮定に基づき、算定したものである。

- a) 溶接金属の拡散性水素量 (H_{GL})
低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接の場合 $H_{GL} = 2 \text{ ml}/100\text{g}$
サブマージアーク溶接及びガスシールドアーク溶接の場合 $H_{GL} = 1 \text{ ml}/100\text{g}$
- b) 溶接継手の拘束度 (K)

表解 18.4.3 P_{Cr} 値と予熱温度の標準

P_{Cr} (%)	溶接方法	予熱温度(°C)		
		板厚区分(mm)		
		$t \leq 25$	$25 < t \leq 40$	$40 < t \leq 100$
0.21	SMAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
0.22	SMAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
0.23	SMAW	予熱なし	予熱なし	50
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
0.24	SMAW	予熱なし	予熱なし	50
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	予熱なし
0.25	SMAW	予熱なし	50	50
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	50
0.26	SMAW	予熱なし	50	80
	GMAW, SAW	予熱なし	予熱なし	50
0.27	SMAW	50	80	80
	GMAW, SAW	予熱なし	50	50
0.28	SMAW	50	80	100
	GMAW, SAW	50	50	80
0.29	SMAW	80	100	100
	GMAW, SAW	50	80	80

注) SMAW：低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接
GMAW：ガスシールドアーク溶接
SAW：サブマージアーク溶接

注：1) “予熱なし”については、気温（室内の場合は室温）が5°C以下の場合には結露除去のためのウォームアップ(20°C程度に加熱)を行う。

2) 予熱温度算定式

$$T_p(°C) = 1,440 P_w - 392$$

$$\text{ここに、 } P_w = P_{Cr} + \frac{H_{GL}}{60} + \frac{K}{400,000}$$

3) 表中の予熱温度は下記の仮定に基づき、算定したものである。

- a) 溶接金属の拡散性水素量(HGL)
低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接の場合 $HGL = 2\text{ml}/100\text{g}$
サブマージアーク溶接及びガスシールドアーク溶接の場合 $HGL = 1\text{ml}/100\text{g}$
- b) 溶接継手の拘束度(K)
鋼橋の溶接継手の平均的な拘束度として板厚 t の 200 倍を想定

備考	現行	改定案(20章)
	<p>K=200t N/mm²mm 板厚 t は、50mm 以上の場合は 50mm とする。</p> <p>5) 入熱制限 溶接施工において、溶接入熱量を増大した場合、溶接熱でピーク温度に達した後の温度低下速度が遅くなるため、一般に溶接金属や溶接熱影響部 (HAZ) のじん性や強度が低下する。したがって、その鋼材や溶接方法に応じて入熱を抑え、継手に要求される機械的性質を確保できるように配慮する必要がある。</p> <p>鋼橋の溶接施工では一般に過大な入熱量での溶接は少ない。ただし、溶接施工効率向上のためサブマージアーク溶接やエレクトログラスアーク溶接等で過大な入熱量での溶接が採用され、鋼材の溶接熱影響部 (HAZ) のじん性劣化が問題となる場合がある。したがって、溶接熱影響部 (HAZ) のじん性確保のため、サブマージアーク溶接では、SM570、SMA570W、SM520、SMA490W の場合、入熱量 7,000J/mm 以下、SM490、SM490Y の場合、入熱量 10,000J/mm 以下に管理するのを原則としている。この入熱量を超える溶接を行う場合、又はエレクトログラスアーク溶接を行う場合は、溶接施工試験での性能確認が必要である。</p> <p>なお、こうした大入熱溶接を行う場合、大入熱溶接でも溶接熱影響部 (HAZ) じん性の良好な鋼材も開発されているので、入熱量に応じて適切な材料を使用することが望ましい。一方、溶接材料についても、溶接金属の性能を確保できる適切な材料を選定する必要があり、入熱制限を設定するのが望ましい。また、溶接部の機械的性質にはパス間度も影響するため、材料の特性を踏まえてその上限値を設定するのが望ましい。</p> <p>6) 溶接施工上の注意 i) 溶接前の部材の清掃と乾燥 溶接線近傍の黒皮、さび、塗料、油等はブローホールや割れの発生原因となる。しかし、欠陥の発生状況は異物の量と溶接方法とによつてかなり異なり、例えば、通常のプライマー塗膜は、下向き手溶接ではほとんど無害であるが、高速度で施工するすみ肉溶接に特に有害である。溶接線に水分の付着した状態は明らかに溶接に悪影響を与えるので、これを禁止している。</p> <p>ii) エンドタブ 開先溶接、主桁のフランジと腹板のすみ肉溶接等の溶接継手の始終端には、原則として部材と同等の開先形状を有するエンドタブを予め取り付けておき、溶接の始端が部材上に入らないようにするとともに、溶接完了後に切断除去する必要がある。また、エンドタブを除去した切断面は、溶接部でもあるため、切断面としての品質を確保するとともに、外部きず検査を行う必要がある。</p> <p>アーク溶接の開始時はアークが不安定でブローホールや融合不良等の欠陥が発生しやすいので、エンドタブ上でアークの発生を行い、アークを安定させてから溶接</p>	<p>K=200 t N/mm²mm 板厚 t は、50mm 以上の場合は 50mm とする。</p> <p>5) 入熱制限 溶接施工において、溶接入熱量を増大した場合、溶接熱でピーク温度に達した後の温度低下速度が遅くなるため、一般に溶接金属や溶接熱影響部 (HAZ) のじん性や強度が低下する。したがって、その鋼材や溶接方法に応じて入熱を抑え、継手に要求される機械的性質を確保できるように配慮する必要がある。</p> <p>鋼橋の溶接施工では一般に過大な入熱量での溶接は少ない。ただし、溶接施工効率向上のためサブマージアーク溶接やエレクトログラスアーク溶接等で過大な入熱量での溶接が採用され、鋼材の溶接熱影響部 (HAZ) のじん性劣化が問題となる場合がある。したがって、溶接熱影響部 (HAZ) のじん性確保のため、サブマージアーク溶接では、SM570、SMA570W、SM520 及び SMA490W の場合、入熱量 7,000J/mm 以下、SBHS500、SBHS500W、SBHS400、SBHS400W、SM490Y 及び SM490 の場合、入熱量 10,000J/mm 以下に管理するのを原則としている。この入熱量を超える溶接を行う場合、又はエレクトログラスアーク溶接を行う場合は、溶接施工試験での性能確認が必要である。</p> <p>なお、こうした大入熱溶接を行う場合、大入熱溶接でも溶接熱影響部 (HAZ) じん性の良好な鋼材も開発されているので、入熱量に応じて適切な材料を使用することが望ましい。一方、溶接材料についても、溶接金属の性能を確保できる適切な材料を選定する必要があり、入熱制限を設定するのが望ましい。また、溶接部の機械的性質にはパス間度も影響するため、材料の特性を踏まえてその上限値を設定するのが望ましい。</p> <p>6) 溶接施工上の注意 i) 溶接部の部材清掃と乾燥 溶接線近傍の黒皮、さび、塗料、油等はブローホールや割れの発生原因となる。しかし、欠陥の発生状況は異物の量と溶接方法とによつてかなり異なり、例えば、通常のプライマー塗膜は、下向き手溶接ではほとんど無害であるが、高速度で施工するすみ肉溶接に特に有害である。溶接線に水分の付着した状態は明らかに溶接に悪影響を与えるので、これを禁止している。</p> <p>ii) エンドタブ 開先溶接、主桁のフランジと腹板のすみ肉溶接等の溶接継手の始終端には、原則として部材と同じ開先形状を有するエンドタブを予め取り付けておき、溶接の始端が部材上に入らないようにするとともに、溶接完了後に切断除去する必要がある。また、エンドタブを除去した切断面は、溶接部でもあるため、切断面としての品質を確保するとともに、外部きず検査を行う必要がある。</p> <p>アーク溶接の開始はアークが不安定でブローホールや融合不良等の欠陥が発生し</p>

備考	現行	改定案(20章)
	<p>を行う。また、溶接終了時のクレータ部には割れ等の欠陥が発生しやすいので、終端側のエンドタブ上まで連続して溶接を行い、クレータが部材端部に残存しないようにする。このため、エンドタブは、溶接の始終端部において所定の溶接品質を確保できる厚さ、幅、長さの寸法形状の材片である必要がある。</p> <p>エンドタブの材質は、溶接性や強度、じん性の点から、母材と同材質のものをを用いることが望ましい。近年ではセラミックス製のエンドタブも開発されてきているが、その施工性を確認したうえで、鋼製エンドタブと同等に溶接端部の欠陥の発生を防止しようと認められた場合には、使用してもよい。</p> <p>iii) 裏はつり</p> <p>完全溶込み開先溶接においては、初層に割れ等の溶接欠陥が発生しやすいため、原則として、反対側からの溶接を行う前に健全な溶接層まで裏はつりを行う必要がある。また、裏はつりを行う場合には、良好な溶接品質で十分な溶込みを確保できるように、はつりの幅、深さ、長さ、形状に配慮する必要がある。ただし、現場溶接において上向き姿勢での裏はつりを伴う溶接等を行うと所定の溶接品質の確保が難しい場合がある。やむを得ず別の方法を用いて完全溶込み開先溶接を行う場合には、溶接施工試験により所定の溶接品質が確保されることを確認するとともに、確認された溶接条件を満たす溶接施工が行われていることを管理する等、十分な管理のもとで慎重に溶接施工を行う必要がある。なお、閉断面リブの裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接継手の溶接施工については、18.9の規定による。</p> <p>iv) 部分溶込み開先溶接の施工</p> <p>一般に溶接ビード終端にはクレータが生じ、この部分にはいわゆるクレータ割れが生じやすく、部分溶込み開先溶接のように比較的開先角度の小さい場合はこの傾向が著しい。したがって、自動溶接法では、途中でビードを切らずに溶接線を連続して施工することが望ましい。部材の形状や開先の変化等により、やむを得ず途中でビードを切ったり溶接方法を変える場合は、先行ビードの終端部をはつり取ってその前後の開先を成形しその次の溶接を行う必要がある。</p> <p>手溶接では終端部処理を注意して行えばクレータが生じることではなく、半自動溶接の場合は、クレータファイラ機能がある電源を使って、クレータファイラ電流で終端部処理を行えば、大きなクレータを生じることもないので、そのような場合はしい部処理を行えば、大きなクレータを生じることはない。</p>	<p>やすいので、エンドタブ上でアークの発生を行い、アークを安定させてから溶接を行う。また、溶接終了時のクレータ部には割れ等の欠陥が発生しやすいので、終端側のエンドタブ上まで連続して溶接を行い、クレータが部材端部に残存しないようにする。このため、エンドタブは、溶接の始終端部において所定の溶接品質を確保できる厚さ、幅、長さの材片である必要がある。</p> <p>エンドタブの材質は、溶接性や強度、じん性の点から、母材と同材質のものをを用いることが望ましい。近年ではセラミックス製のエンドタブも開発されてきているが、その施工性を確認したうえで、鋼製エンドタブと同等に溶接端部の欠陥の発生を防止しようと認められた場合には、使用してもよい。</p> <p>iii) 裏はつり</p> <p>完全溶込み開先溶接においては、初層に割れ等の溶接欠陥が発生しやすく、裏はつりを行わない場合、必要な溶接品質を確保できないおそれがある。このため、落橋防止装置などの付属物を含め、全ての完全溶込み開先溶接による溶接継手は、原則として、反対側からの溶接を行う前に健全な溶接層まで裏はつりを行う必要がある。また、裏はつりを行う場合には、良好な溶接品質で十分な溶込みを確保できるように、はつりの幅、深さ、長さ、形状に配慮する必要がある。裏はつりを行った後は、裏はつりの状況を確認することも重要である。なお、現場溶接において上向き姿勢での裏はつりを伴う溶接等を行うと所定の溶接品質の確保が難しい場合がある。そのため、設計段階でそのような施工とならないように配慮することが重要である。その上で、やむを得ず別の方法を用いる場合には、溶接施工試験により所定の溶接品質が確保されることを確認するとともに、確認された溶接条件を満たす溶接施工が行われていることを保証できるよう施工品質管理をする等、十分な管理のもとで慎重に溶接施工を行う必要がある。なお、片面溶接による横方向突合せ溶接継手のうち裏当て金付きとした閉断面リブの溶接施工については、20.13の規定による。</p> <p>iv) 部分溶込み開先溶接の施工</p> <p>一般に溶接ビード終端にはクレータが生じ、この部分にはいわゆるクレータ割れが生じやすく、部分溶込み開先溶接のように比較的開先角度の小さい場合はこの傾向が著しい。したがって、自動溶接法では、途中でビードを切らずに溶接線を連続して施工することが望ましい。部材の形状や開先の変化等により、やむを得ず途中でビードを切ったり溶接方法を変える場合は、先行ビードの終端部をはつり取ってその前後の開先を成形しその次の溶接を行う必要がある。</p> <p>手溶接では終端部処理を注意して行えばクレータが生じることではなく、半自動溶接の場合は、クレータファイラ機能がある電源を使って、クレータファイラ電流で終端部処理を行えば、大きなクレータを生じることもないので、そのような場合はしい部処理を行えば、大きなクレータを生じることはない。</p>

改定案（20章）	現行	備考
<p>て端部をはつり取る必要はない。</p> <p>v) 開先形状が変化する継手の施工</p> <p>溶接線内で開先形状が変化する場合は、溶接欠陥の発生防止のため及び継手内の応力伝達が円滑に行われるようにするために開先形状を徐々に変化させた開先の遷移区間を設ける必要がある。</p> <p>vi) すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接の施工</p> <p>この規定は、iv)で述べたのと同じ理由により定められたものである。半自動溶接法で長い継手を施工する場合には、装置の配置や移動性が悪いと連続溶接が行えなくなるので、あらかじめそれぞれに十分な配置をしておくことが望ましい。</p> <p>vii) 吊金具、架設用治具等の取付け及び除去</p> <p>ここでは、吊金具及び架設用治具等を取り付ける場合の溶接を主要部材への溶接という点を考慮して原則として工場内で行うことを規定している。なお、吊金具のうち床版を打設する際の上フランジ上面に取り付ける床版型枠吊金具のように施工上やむを得ず、現場溶接を行う場合には、工場溶接と同等の溶接条件を満たす必要がある。</p> <p>吊金具や治具等の除去にあたっては、きず等が母材に及ぼす影響のみならず、仕上げの程度や除去跡の突起高さ等が塗装や橋面舗装等の施工や品質に及ぼす影響についても配慮する必要がある。舗装に対する仕上げの程度等は文献4)が参考になる。</p> <p>吊金具や治具等が部材等に溶接される場合は、使用後に完全に除去される場合であっても、施工記録の一環として形状、配置位置、取付け方法等の記録を保管する必要がある。</p>	<p>v) 開先形状が変化する継手の施工</p> <p>溶接線内で開先形状が変化する場合は、溶接欠陥の発生防止のため及び継手内の応力伝達が円滑に行われるようにするために開先形状を徐々に変化させた開先の遷移区間を設ける必要がある。</p> <p>vi) すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接の施工</p> <p>この規定は、iv)で述べたのと同じ理由により定められたものである。半自動溶接法で長い継手を施工する場合には、装置の配置や移動性が悪いと連続溶接が行えなくなるので、あらかじめそれぞれに十分な配置をしておくことが望ましい。</p> <p>vii) 吊金具架設用治具等の取付け及び除去</p> <p>ここでは、吊金具及び架設用治具等を取り付ける場合の溶接を主要部材への溶接という点を考慮して原則として工場内で行うことを規定している。なお、吊金具のうち床版を打設する際の上フランジ上面に取り付ける床版型枠吊金具のように施工上やむを得ず、現場溶接を行う場合には、工場溶接と同等の溶接条件を満たす必要がある。</p> <p>吊金具や治具等の除去にあたっては、きず等が母材に及ぼす影響のみならず、仕上げの程度や除去跡の突起高さ等が塗装や橋面舗装等の施工や品質に及ぼす影響についても配慮する必要がある。舗装に対する仕上げの程度等は文献4)が参考になる。</p>	
<p>20.8.5 溶接部の仕上げ</p> <p>8.3.2に規定する継手の強度等級においては、溶接部の余盛りの削除や止端仕上げを条件とする継手の場合には、その強度等級を確保できるように溶接部の仕上げを行わなければならない。</p>	<p>18.4.5 溶接部の仕上げ</p> <p>6.3.2に規定する継手の強度等級において、溶接部の余盛りの削除や止端仕上げを条件とする継手の場合には、その強度等級を確保できるように溶接部の仕上げを行わなければならない。</p>	
<p>20.8.5 溶接部の仕上げ</p> <p>8.3.2に規定する継手の強度等級においては、溶接部の余盛りの削除や止端仕上げを条件とする継手の場合には、その強度等級を確保できるように溶接部の仕上げを行わなければならない。</p>	<p>18.4.5 溶接部の仕上げ</p> <p>6.3.2に規定する継手の強度等級において溶接部の仕上げを条件とする継手の場合、仕上げの方法や形状によっては、所定の強度等級を確保することができないため、必要となる溶接部の仕上げについて規定したものである。強度等級のうち、溶接部の余盛りの削除、止端仕上げを条件とする継手については、グラインダによる仕上げを前提としたものである。溶接部の仕上げでは、母材を削り込みアンダーカットを完全に除去することが重要である。ただし、母材の削り込み深さは0.5mm以下とし、応力方向と直角な直線上の切削痕を残さないよう曲面状に滑らかに仕上げる。また、すみ肉溶接部の仕上げでは、20.8.6(2) v)を満たすように</p>	

改定案（20章）	現行	備考
<p>に施工する必要があり、特に指定のど厚を下回らないように注意する必要がある。仕上げの方法として他の方法を用いる場合には、所定の強度等級を確保していることを予め確認する必要がある。</p> <p>20.8.6 外部きず検査</p> <p>(1) 溶接完了後、肉眼又は適切な他の非破壊検査方法によりビード形状及び外観を検査し、継手に必要とされる溶接品質を満たしていることが確認されなければならぬ。</p> <p>(2) 1)から6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>1) 溶接割れの検査 溶接ビード及びその近傍には、いかなる場合も割れがあってはならない。割れの検査は、溶接線全線を対象として肉眼で行うのを原則とし、判定が困難な場合には、磁粉探傷試験又は浸透探傷試験を行う。</p> <p>2) 溶接ビードの外観及び形状の検査 i) 1)からv)に示す溶接ビードの外観及び形状の検査は、溶接線全線を対象として行う。 i) 溶接ビード表面のピット 断面に考慮する突合せ溶接継手、十字溶接継手、T溶接継手、角溶接継手には、ビード表面にピットがあってはならない。その他のすみ肉溶接及び部分溶接及び部分溶込み開先溶接には、1継手につき3個又は継手長さ1mにつき3個までを許容する。ただし、ピットの大きさが1mm以下の場合には、3個を1個として計算する。 ii) 溶接ビード表面の凹凸 ビード表面の凹凸は、ビード長さ25mmの範囲における高低差で表し、3mmを超える凹凸があってはならない。 iii) アンダーカット アンダーカットの深さは、設計上許容される値以下でなければならぬ。 iv) オーバーラップ オーバーラップはあってはならない。 v) すみ肉溶接の大きさ すみ肉溶接のサイズ及びのど厚は、指定すみ肉サイズ及びのど厚を下回ってはならない。ただし、1溶接線の両端各50mmを除く部分では、</p>	<p>として他の方法を用いる場合には、所定の強度等級を確保していることを予め確認する必要がある。</p> <p>18.4.6 外部きず検査</p> <p>(1) 溶接完了後、肉眼又は適切な他の非破壊検査方法によりビード形状及び外観を検査し、継手に必要とされる溶接品質を満たしていることを確認しなければならぬ。</p> <p>(2) 1)から6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>1) 溶接割れの検査 溶接ビード及びその近傍には、いかなる場合も割れがあってはならない。割れの検査は肉眼で行うのを原則とするが、疑わしい場合には、磁粉探傷試験又は浸透探傷試験を用いるのがよい。</p> <p>2) 溶接ビードの外観及び形状の検査 i) 溶接ビード表面のピット 主要部材の突合せ継手及び断面を構成するT継手、角継手には、ビード表面にピットがあってはならない。その他のすみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接には、1継手につき3個又は継手長さ1mにつき3個までを許容する。ただし、ピットの大きさが1mm以下の場合には、3個を1個として計算する。 ii) 溶接ビード表面の凹凸 溶接ビード表面の凹凸は、ビード長さ25mmの範囲における高低差で表し、3mmを超える凹凸があってはならない。 iii) アンダーカット アンダーカットの深さは、0.5mm以下でなければならぬ。 iv) オーバーラップ オーバーラップはあってはならない。 v) すみ肉溶接の大きさ すみ肉溶接のサイズ及びのど厚は、指定すみ肉サイズ及びのど厚を下回ってはならない。ただし、1溶接線の両端各50mmを除く部分では、溶接長さの10%までの範囲で、サイズ及びのど厚ともに-1.0mmの誤</p>	
		<p>II-20-46</p>

改定案（20章）

溶接長さの10%までの範囲で、サイズ及びのど厚とも -1.0 mmの誤差を認める。

- 3) 開先溶接の余盛り及び仕上げ
設計において特に仕上げの指定のない開先溶接は、表-20.8.6に示す範囲内の余盛りは仕上げなくてよい。余盛りが表-20.8.6に示す値を超える場合には、ビード形状、特に止端部を滑らかに仕上げなければならない。

表-20.8.6 開先溶接の余盛り (mm)

ビード幅(B)	余盛り高さ(h)
$B < 15$	$h \leq 3$
$15 \leq B < 25$	$h \leq 4$
$25 \leq B$	$h \leq (4/25) \cdot B$

- 4) 非破壊試験を行う者の資格
非破壊試験のうち、磁粉探傷試験又は浸透探傷試験を行う者は、それぞれの試験の種類に対応した JIS Z 2305（非破壊試験—技術者の資格及び認証）に規定するレベル2以上の資格を有しなければならない。
- 5) アークスタッドの検査
i) アークスタッドの外観検査
アークスタッドの外観検査は、全数について行うものとし、表-20.8.7を満たさなければならない。

表-20.8.7 アークスタッドの外観検査基準

欠陥	判定基準
余盛り形状の不整	余盛りは全周にわたり包囲してはならない。 なお、余盛りは高さ1mm、幅0.5mm以上のものをいう。
割れ及びスラグ巻き込み	あってはならない。 すどい切欠状のアンダーカット及び深さ0.5mmを超えるアンダーカットがあってはならない。ただし、グラインダー仕上げ量が0.5mm以内に収まるものは仕上げて合格とする。
アンダーカット	
スタッドジベルの仕上り高さ	(設計値 ± 2 mm) をこえてはならない。

現行

- 差を認める。
- 3) 開先溶接の余盛り及び仕上げ
設計において特に仕上げの指定のない開先溶接は、表-18.4.6に示す範囲内の余盛りは仕上げなくてよい。余盛りが表-18.4.6に示す値を超える場合には、ビード形状、特に止端部を滑らかに仕上げなければならない。

表-18.4.6 開先溶接の余盛り (mm)

ビード幅(B)	余盛り高さ(h)
$B < 15$	$h \leq 3$
$15 \leq B < 25$	$h \leq 4$
$25 \leq B$	$h \leq (4/25) \cdot B$

- 4) 非破壊試験を行う者の資格
非破壊試験のうち、磁粉探傷試験又は浸透探傷試験を行う者は、それぞれの試験の種類に対応した JIS Z 2305（非破壊試験—技術者の資格及び認証）に規定するレベル2以上の資格を有しなければならない。
- 5) アークスタッドの検査
i) アークスタッドの外観検査
アークスタッドの外観検査は、全数について行うものとし、表-18.4.7を満たさなければならない。

表-18.4.7 アークスタッドの外観検査基準

欠陥	判定基準
余盛り形状の不整	余盛りは全周にわたり包囲してはならない。 なお、余盛りは高さ1mm、幅0.5mm以上のものをいう。
クラック及びスラグ巻き込み	あってはならない。 鋭い切欠状のアンダーカット及び深さ0.5mmを超えるアンダーカットがあってはならない。ただし、グラインダー仕上げ量が0.5mm以内に収まるものは仕上げて合格とする。
アンダーカット	
スタッドジベルの仕上り高さ	(設計値 ± 2 mm) を超えてはならない。

- ii) ハンマー打撃検査
 外観検査の結果が不合格となったスタッドジベルは全数ハンマー打撃による曲げ検査を行う。余盛りが包囲していないスタッドジベルはその方向と反対の方向に 15° の角度まで曲げる。さらに、外観検査の結果が合格のスタッドジベルの中から 1% について抜き取り曲げ検査を行う。
 - iii) ハンマー打撃検査の結果、割れ等の欠陥が生じないものを合格とする。15° 曲げても欠陥の生じないものは元に戻すことなく、曲げたままにしておかなければならない。
 - iv) 抜き取り曲げ検査の結果が不合格の場合、更に 2 倍の本数について検査を行い、全数合格をもって合格とする。
- 6) 欠陥部の補修
 欠陥部の補修は、補修によって母材及び溶接部の性能に与える影響を十分に検討し、注意深く行われなければならない。
 欠陥の補修は、欠陥の種類に応じて、表-20.8.8 による。補修溶接のビードの長さは 40mm 以上とし、補修にあたっては予熱等の配慮を十分に行わなければならない。

表-20.8.8 欠陥の補修方法

欠陥の種類	補修方法
1 アークストライク	母材表面に凹みを生じた部分は溶接肉盛りの後グラインダー仕上げする。わずかな痕跡のある程度のものはグラインダー仕上げのみでよい。
2 組立溶接の欠陥	欠陥部をアークエアガウジング等で除去し、必要があれば再度組立溶接を行う。
3 溶接割れ	割れ部分を完全に除去し、発生原因を究明して、それに応じた再溶接を行う。
4 溶接ビードの表面のビット	アークエアガウジングでその部分を除去し、再溶接する。
5 オーバーラップ	グラインダーで削り整形する。
6 溶接ビードの表面の凹凸	グラインダー仕上げする。
7 アンダーカット	程度に応じて、グラインダー仕上げのみ、また溶接後、グラインダー仕上げする。

- ii) ハンマー打撃検査
 外観検査の結果が不合格となったスタッドジベルは全数ハンマー打撃による曲げ検査を行う。余盛りが包囲していないスタッドジベルはその方向と反対の方向に 15° の角度まで曲げる。さらに、外観検査の結果が合格のスタッドジベルの中から 1% について抜き取り曲げ検査を行う。
 - iii) ハンマー打撃検査の結果、割れ等の欠陥が生じないものを合格とする。15° 曲げても欠陥の生じないものは元に戻すことなく、曲げたままにしておかなければならない。
 - iv) 抜き取り曲げ検査の結果が不合格の場合、更に 2 倍の本数について検査を行い、全数合格をもって合格とする。
- 6) 欠陥部の補修
 欠陥部の補修は、補修によって母材に与える影響を十分に検討し、注意深く行われなければならない。
 表-18.4.8 に欠陥の補修方法を示す。なお、補修溶接のビードの長さは 40mm 以上とし、補修にあたっては予熱等の配慮を十分に行わなければならない。

表-18.4.8 欠陥の補修方法

欠陥の種類	補修方法
1 アークストライク	母材表面に凹みを生じた部分は溶接肉盛りの後グラインダー仕上げする。僅かな痕跡のある程度のものはグラインダー仕上げのみでよい。
2 組立溶接の欠陥	欠陥部をアークエアガウジング等で除去し、必要があれば再度組立溶接を行う。
3 溶接割れ	割れ部分を完全に除去し、発生原因を究明して、それに応じた再溶接を行う。
4 溶接ビードの表面のビット	アークエアガウジングでその部分を除去し、再溶接する。
5 オーバーラップ	グラインダーで削り整形する。
6 溶接ビードの表面の凹凸	グラインダー仕上げする。
7 アンダーカット	程度に応じて、グラインダー仕上げのみ、又は溶接後、グラインダー仕上げする。

備考	現行	改定案（20章）
	<p>(2) 1) 溶接割れの検査 溶接構造物の割れの存在を許容できないことはいずれまでもないが、その完全な検出は極めて困難である。したがって、発生した割れのうち少なくとも表面に検出できるものは許容しないという意味からこの規定を設けているが、表面検出が可能な割れを防止しさえすれば、<u>ほかはかまわな</u>いという意味ではなく、割れの発生を防ぐために施工条件は<u>確実に守る必要がある</u>。すなわち、溶接割れについてはその発生を抑えることが第一の課題であり、<u>本編の規定を守り最大限の防止努力を払う必要がある</u>。</p> <p>なお、内部きずの検出方法として、放射線透過試験又は超音波探傷試験があるが、<u>T 継手</u>のすみ肉溶接部や角溶接継手の部分溶込み溶接部ではルーフト部の不溶着部と溶接欠陥の識別が困難であるので、割れの検出方法として採用していない。</p> <p>2) 溶接ビードの外観、形状の検査 溶接ビードの外観及び形状については欠陥か否かの判断には個人差があるので、この項にこれらの適正な許容量を与えて、客観的な判断が行えるような検査基準を設けている。開先溶接の余盛りについては、3)項で言及しているが、その<u>ほかビードの外観形状の良否を決定する因子として</u>、表面のピット、表面の凹凸、アンダーカット、オーバークラップ、すみ肉溶接の大きさ等があげられる。この条文は、<u>文献 5)</u>を参考にし、これに鋼橋の諸事情を加味して規定されたものである。</p> <p>i) ビード表面のピットは、異物や水分の存在によって発生したガスの抜け穴である。このうち小径で散発的なものは強度に影響しないが、大きなものや集中発生したものは応力集中の原因となり、また外観的にも好ましくない。そこで<u>主要部材の突合せ継手及び断面を構成する T 継手、角継手には</u>、これの存在を認めず、その他のすみ肉溶接継手及び部分溶込み開先溶接継手では若干の存在を許容している。</p> <p>ii) ビード表面の凹凸は、主としてビードの継目に現れるもので、クレータ処理や始端処理の不良な場合に極端に大きくなるので、それらの処理を丁寧に行わせる意味と外観上の良否とから 3mm を基準にしている。</p> <p>iii) アンダーカットは応力集中の主因となり、腐食の促進にもつながるので、過去の実績等から、<u>0.5mm 以下としたものである</u>。なお、リップやステイフナー等のすみ肉溶接継手の場合には、<u>応力集中の観点から本体構造物との止端部（すみ肉下足側）のアンダーカットが特に重要であり、下足側を確実に検査する必要がある</u>。</p>	<p>(2) 1) 溶接割れの検査 溶接割れの存在を許容できないことはいずれまでもないが、その完全な検出は<u>きわめて困難</u>である。したがって、発生した割れのうち少なくとも表面に検出できるものは許容しないという意味からこの規定を設けている。<u>すなわち</u>、表面検出が可能な割れを防止しさえすれば、<u>他はかまわな</u>いという意味ではなく、割れの発生を防ぐために施工条件は<u>確実に守る必要がある</u>。このように、溶接割れについてはその発生を抑えることが第一の課題であり、<u>この編の規定を守り最大限の防止努力を払う必要がある</u>。</p> <p>なお、内部きずの検出方法として、放射線透過試験又は超音波探傷試験があるが、<u>T 溶接継手</u>のすみ肉溶接部や角溶接継手の部分溶込み開先溶接部ではルーフト部の不溶着部と溶接欠陥の識別が困難であるので、割れの検出方法として採用していない。</p> <p>2) 溶接ビードの外観及び形状の検査 溶接ビードの外観及び形状については欠陥か否かの判断には個人差があるので、この項にこれらの適正な許容量を与えて、客観的な判断が行えるような検査基準を設けている。開先溶接の余盛りについては、3)項で言及しているが、その<u>他ビードの外観形状の良否を決定する因子として</u>、表面のピット、表面の凹凸、アンダーカット、オーバークラップ、すみ肉溶接の大きさ等があげられる。この条文は、<u>文献 5)</u>を参考にし、これに鋼橋の諸事情を加味して規定されたものである。</p> <p>i) ビード表面のピットは、異物や水分の存在によって発生したガスの抜け穴である。このうち小径で散発的なものは強度に影響しないが、大きなものや集中発生したものは応力集中の原因となり、また外観的にも好ましくない。そこで断面に<u>考慮する突合せ溶接継手、T 溶接継手、角溶接継手には</u>、これの存在を認めず、その他のすみ肉溶接継手及び部分溶込み開先溶接継手では若干の存在を許容している。</p> <p>ii) ビード表面の凹凸は、主としてビードの継目に現れるもので、クレータ処理や始端処理の不良な場合に極端に大きくなるので、それらの処理を丁寧に行わせる意味と外観上の良否とから 3mm を基準にしている。</p> <p>iii) アンダーカットは応力集中の主因となり、腐食の促進にもつながるので、<u>設計上許容される値以下としている</u>。疲労の影響を受けないと考えられる継手では、過去の実績等から、<u>アンダーカットの許容値は 0.5mm 以下としてよい</u>。なお、リップやステイフナー等のすみ肉溶接による溶接継手の場合には、<u>応力集中の観点から本体構造との止端部（すみ肉下足側）のアンダーカットが特に重要であり、下足側を確実に検査する必要がある</u>。</p> <p>また、所定の強度等級を満たすうえで許容されるアンダーカットの値については <u>8.3.2</u> に規定しているが、<u>0.5mm 以下より厳しい場合があるので注意する必要がある</u>。</p>

改定案(20章)

現行

備考

がある。表-解 20.8.4 に各継手の強度等級を満たすうえでのアンダーカットの許容値をま
 容値をまとして示す。表-解 20.8.5 には、疲労強度が著しく低い継手や品質確保
 が困難な継手について強度等級を満たすうえでのアンダーカットの許容値をま
 とめて示す。なお、表-解 20.8.4 および表-解 20.8.5 に示されていない強度等
 級を低減させた場合などの継手のアンダーカットの許容値については、8.3.2 の
 規定および解説に示されている。

表-解 20.8.4 アンダーカットの許容値

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	8.3.2に規定される強度等級	アンダーカットの許容値
縦方向 突合せ溶接継手	完全溶込み 開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)	余盛削除	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			止端仕上げ	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			非仕上げ	止端破壊	D	0.3mm
縦方向 片面溶接	片面溶接	裏当てが金がなく良好な裏波形状を有する	非仕上げ	止端破壊	D	0.3mm
			滑らかな止端	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			止端仕上げ	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
縦方向 荷重非伝達型 十字溶接継手	完全溶込み 開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)	非仕上げ	止端破壊	E	0.3mm
			滑らかな止端	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			止端仕上げ	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
縦方向 荷重非伝達型 十字溶接継手	部分溶込み 開先溶接	連続	非仕上げ	止端破壊	E	0.3mm
			滑らかな止端	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			止端仕上げ	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
縦方向 荷重非伝達型 十字溶接継手	すみ肉溶接	溶接の始終端を含む($d_0 \leq 100\text{mm}$)	非仕上げ	止端破壊	E	0.3mm
			滑らかな止端	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			止端仕上げ	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
縦方向 荷重非伝達型 十字溶接継手	すみ肉溶接	中空断面部材を含む($d_0 > 100\text{mm}$)	非仕上げ	止端破壊	F	0.3mm
			滑らかな止端	止端破壊	G	0.3mm
			止端仕上げ	止端破壊	F	0.3mm
縦方向 荷重非伝達型 十字溶接継手	完全溶込み 開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)	非仕上げ	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			滑らかな止端	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			止端仕上げ	止端破壊	E	0.3mm
縦方向 荷重非伝達型 十字溶接継手	部分溶込み 開先溶接	スカラップを含む($\Delta\tau_{\text{max}}/\Delta\sigma_{\text{max}} < 0.4$)	非仕上げ	止端破壊	G	0.3mm
			滑らかな止端	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)
			止端仕上げ	止端破壊	D	0.0mm(仕上げ)

解 18.4.4 に各継手の強度等級を満たすうえでのアンダーカットの許容値をま
 て示す。なお、表-解 18.4.4 に示されていない継手のアンダーカットの許容値につ
 いては、「鋼道路橋の疲労設計指針」(日本道路協会) 6)が参考にてきる。

表-解 18.4.4 アンダーカットの許容値

継手の種類	6.3.2に規定される強度等級	アンダーカットの許容値
余盛を削除した継手	D	0.0mm(仕上げ)
止端仕上げした継手	D	0.0mm(仕上げ)
非仕上げ	D	0.3mm
完全溶込み溶接開先継手	D	0.0mm(仕上げ)
部分溶込み溶接開先継手	D	0.5mm
すみ肉溶接継手	D	0.5mm
連続するすみ肉溶接継手	E	0.3mm
スカラップを含む溶接継手のまわし溶接部	G	0.3mm
切抜きガセットのフレット部	D	0.5mm
滑らかな止端を有するすみ肉溶接継手	E	0.5mm
止端仕上げしたすみ肉溶接継手	D	0.0mm(仕上げ)
非仕上げのすみ肉溶接継手	D	0.0mm(仕上げ)
溶接の始終端を含むすみ肉溶接継手	E	0.3mm
中空断面部材を含むすみ肉溶接した継手	F	0.3mm
$d \leq 100\text{mm}$	G	0.3mm
$d > 100\text{mm}$		
滑らかな止端を有する継手	D	0.0mm(仕上げ)
止端仕上げした継手	D	0.0mm(仕上げ)
非仕上げの継手	E	0.3mm
ガセットをすみ肉溶接又は完全溶込み開先溶接した継手(≦100mm)	E	0.0mm(仕上げ)
非仕上げ	F	0.3mm
フレットを有するガセットを完全溶込み開先溶接した継手(フレット部仕上げ)	E	0.0mm(仕上げ)
ガセットをすみ肉溶接した継手(>100mm)	G	0.3mm
ガセットを完全溶込み開先溶接した継手(仕上げ)	F	0.0mm(仕上げ)
主板上にガセットを貫通させた継手	G	0.3mm
フレットを有するガセットを完全溶込み開先溶接した継手のフレット部(仕上げ)	D	
ト部(仕上げ)	E	0.0mm(仕上げ)
継手	F	
ガセットを完全溶込み開先溶接した継手	G	0.0mm(仕上げ)
カバプレートを含む肉溶接で取付けた継手(≦300mm)	E	0.0mm(仕上げ)
カバプレートを含む肉溶接で取付けた継手(>300mm)	D	0.0mm(仕上げ)
スタッドを溶接した継手の主断面	G	0.5mm

注：0.0mm(仕上げ)とは、母材を削り込みアンダーカットを完全に除去することである。ただし、母材の削り込みはアンダーカットの許容値である0.3mm程度までを目安とする

改定案 (20章)

現行

備考

荷重非伝達型 角溶接継手	すみ肉溶接	開始端を含む スカラップを含む ($\Delta\tau_{max}/\Delta\sigma_{max} < 0.4$)	非仕上げ		E	0.3 mm
		連続	滑らかな止端 止端仕上げ 非仕上げ	まわし溶接部 止端破襲 止端破襲 止端破襲	E	0.3 mm
荷重伝達型 字溶接継手	完全溶込み 開先溶接	溶接の始終端を含む継手	滑らかな止端	止端破襲	D	0.0 mm (仕上げ)
		中空断面部材を含む ($d_0 \leq 100\text{mm}$)	止端仕上げ	止端破襲	D	0.0 mm (仕上げ)
荷重伝達型 溶接継手	完全溶込み 開先溶接	中空断面部材を含む ($d_0 > 100\text{mm}$)	非仕上げ	止端破襲	E	0.3 mm
		スカラップを含む ($\Delta\tau_{max}/\Delta\sigma_{max} < 0.4$)	滑らかな止端 止端仕上げ 非仕上げ	まわし溶接部 止端破襲 止端破襲	E	0.3 mm
荷重伝達型 溶接継手	完全溶込み 開先溶接	開始端を含む	滑らかな止端	止端破襲	D	0.0 mm (仕上げ)
		連続	止端仕上げ	止端破襲	D	0.0 mm (仕上げ)
荷重伝達型 溶接継手	完全溶込み 開先溶接	連続	非仕上げ	止端破襲	E	0.3 mm
		連続	滑らかな止端 止端仕上げ	止端破襲 止端破襲	D	0.0 mm (仕上げ)
荷重伝達型 溶接継手	完全溶込み 開先溶接	連続	非仕上げ	止端破襲	E	0.3 mm
		連続	滑らかな止端 止端仕上げ	止端破襲 止端破襲	D	0.0 mm (仕上げ)
面外ガセット 溶接継手	完全溶込み 開先溶接	ファイレットなし ($l \leq 100\text{mm}$)	止端仕上げ	まわし溶接部 止端破襲	E	0.0 mm (仕上げ)
		ファイレットなし ($l > 100\text{mm}$)	非仕上げ	まわし溶接部 止端破襲	F	0.3 mm
面外ガセット 溶接継手	完全溶込み 開先溶接	ファイレットあり (ファイレット部仕上げなし) ($l \leq 100\text{mm}$)	止端仕上げ	まわし溶接部 止端破襲	F	0.0 mm (仕上げ)
		ファイレットあり (ファイレット部仕上げなし) ($l > 100\text{mm}$)	非仕上げ	まわし溶接部 止端破襲	G	0.3 mm

改定案(20章)

現行

備考

		改定案(20章)		現行		備考	
縦方向	面内ガゼット溶接継手	ファイレットあり(ファイレット部仕上げあり)	ファイレット部	ファイレット部	ファイレット部	E	0.0mm(仕上げ)
		主板貫通(埋め戻し)	まわし溶接部止端破襲	まわし溶接部止端破襲	まわし溶接部止端破襲	G	0.3mm
縦方向	すみ肉溶接	ファイレットなし($l \leq 100\text{mm}$)	止端仕上げ	止端仕上げ	止端仕上げ	E	0.0mm(仕上げ)
		ファイレットなし($l > 100\text{mm}$)	非仕上げ	非仕上げ	非仕上げ	F	0.3mm
		ファイレットなし($l > 100\text{mm}$)	止端仕上げ	止端仕上げ	まわし溶接部止端破襲	等級なし	0.3mm
		ファイレットなし($l > 100\text{mm}$)	非仕上げ	非仕上げ	ルート破襲	等級なし	0.3mm
		ファイレットなし	止端仕上げ	止端破襲	まわし溶接部止端破襲	G	0.3mm
縦方向	カバープレートの溶接継手	ファイレットあり(ファイレット部仕上げなし)	溶接部仕上げ	止端破襲	ファイレット部	等級なし	-
		ファイレットあり(ファイレット部仕上げあり、 $1/3 \leq r/d$ または $r \geq 200\text{mm}$)	止端仕上げ	止端破襲	ファイレット部	D	
縦方向	すみ肉溶接	ファイレットあり(ファイレット部仕上げあり、 $1/5 \leq r/d < 1/3$)	非仕上げ	止端破襲	ファイレット部	E	0.0mm(仕上げ)
		ファイレットあり(ファイレット部仕上げあり、 $1/10 \leq r/d < 1/5$)	非仕上げ	止端破襲	ファイレット部	F	
縦方向	スタット溶接継手	$l \leq 300\text{mm}$	溶接部仕上げ	止端破襲	止端破襲	D	0.0mm(仕上げ)
		$l > 300\text{mm}$	非仕上げ	止端破襲	止端破襲	E	0.0mm(仕上げ)
縦方向	突合せ溶接継手	完全溶込み開先溶接	溶接部仕上げ	止端破襲	止端破襲	F	0.3mm
		部分溶込み開先溶接	非仕上げ	止端破襲	止端破襲	D	0.0mm(仕上げ)
縦方向	溶接継手	片面溶接	非仕上げ	止端破襲	止端破襲	G	0.3mm
		完全溶込み開先溶接	余盛削除	余盛削除	主断面	E	0.5mm
縦方向	溶接継手	片面溶接	非仕上げ	非仕上げ	非仕上げ	D	0.5mm
		完全溶込み開先溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	D	0.5mm
縦方向	溶接継手	片面溶接	非仕上げ	非仕上げ	非仕上げ	D	0.5mm
		完全溶込み開先溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	D	0.5mm

改定案 (20章)		現行		備考				
縦方向	角溶接継手	部分溶込み 開先溶接	面側溶接 片側溶接	- -	D D	0.5 mm 0.5 mm		
		片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	-	-	等級なし	-	
		すみ肉溶接	連続	-	-	D	0.5 mm	
				-	-			
				-	-			
			完全溶込み 開先溶接	面側溶接 (裏はつりあり)	余盛削除 非仕上げ	- -	D D	0.5 mm 0.5 mm
				切抜きガゼット ($1/5 \leq r/d$)	-	フィレット部	D	0.5 mm
				切抜きガゼット ($1/10 \leq r/d < 1/5$)	-	フィレット部	E	0.5 mm
				外側溶接のみ	-	-	D	0.5 mm
				内側すみ肉溶接あり	-	-	D	0.5 mm
			部分溶込み 開先溶接	切抜きガゼット ($1/5 \leq r/d$)	-	フィレット部	D	0.5 mm
				切抜きガゼット ($1/10 \leq r/d < 1/5$)	-	フィレット部	E	0.5 mm
			片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	-	-	D	0.5 mm
				スタッドをようせつした継手のス タッド断面	-	-	S	0.5mm
				重ね継手の側面すみ肉溶接のど断 面	-	-	S	0.5mm
		鋼管の側込み継手の側面すみ肉溶 接のど断面	-	-	S	0.5mm		
		上記以外	-	-	S	0.5mm		

注：0.0mm（仕上げ）とは、母材を削り込みアンダーカットを完全に除去することである。ただし、母材の削り込みはアンダーカットの許容値である0.3mm程度までを目安とする。

改定案 (20章)

表-解 20.8.5 アンダーカットの許容値

(表-解 20.8.4 に示す継手以外のもので使用しない方がよい継手)

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	8.3.2に規定される強度等級	アンダーカットの許容値	
突合せ溶接継手 横方向	部分溶込み 開先溶接	裏当て金付き (t ≤ 12mm)	—	止端破壊	等級なし	—	
	片面溶接	裏当て金付き (t > 12mm)	非仕上げ	止端破壊	F	0.3 mm	
		裏当て金がなく裏面の形状を確かめることができず (t ≤ 12mm)		止端破壊	G	0.3 mm	
		裏当て金がなく裏面の形状を確かめることができず (t > 12mm)		止端破壊	F	0.3 mm	
荷重伝達型 継手 横方向	完全溶込み 開先溶接	スカラップを含む (0.4 ≤ ∠t max / ∠o max)	—	まわし溶接部	H	0.3mm	
	部分溶込み 開先溶接		滑らかな止端	E	0.0 mm (仕上げ)		
	部分溶込み 開先溶接	連続	—	止端仕上げ	止端破壊	E	0.0 mm (仕上げ)
				非仕上げ	止端破壊	F	0.3 mm
				—	始末端を含む	F	0.3 mm
				—	連続	H	0.5 mm
	荷重伝達型 十字溶接継手 横方向	部分溶込み 開先溶接 (片面溶接)	中空断面部材を含む	—	止端破壊	H	0.3 mm
				—	ルード破壊 (のど断面)	H	0.5 mm
				—	止端破壊	F	0.3 mm
				—	止端破壊	G	0.3 mm
		片面溶接	中空断面部材を含む裏当て金なし 中空断面部材を含む裏当て金あり	滑らかな止端	止端破壊	E	0.0 mm (仕上げ)
				止端仕上げ	止端破壊	E	0.0 mm (仕上げ)
非仕上げ				止端破壊	F	0.3 mm	
—				始末端を含む	F	0.3 mm	
すみ肉溶接	連続	—	—	ルード破壊 (のど断面)	H	0.5 mm	
			—	止端破壊	H	0.3 mm	
			—	ルード破壊 (のど断面)	H	0.5 mm	
			滑らかな止端	止端破壊	E	0.0 mm (仕上げ)	
荷重伝達型 溶接継手 横方向	部分溶込み 開先溶接	連続	止端仕上げ	止端破壊	E	0.0 mm (仕上げ)	
			非仕上げ	止端破壊	F	0.3 mm	
			—	始末端を含む	F	0.3 mm	
			—	連続	H	0.5 mm	

改定案 (20章)		現行										備考
横方向	荷重伝達型角溶接継手	部分溶込み 開先溶接 (片面溶接)	中空断面部材を含む	—	止端破壊	H	0.3 mm					
		片面溶接	中空断面部材を含む裏当て金なし	—	ルート破壊 (のど断面)	H	0.5 mm					
横方向	面外ガ ット溶 接継 手	すみ肉溶接	中空断面部材を含む裏当て金あり	—	止端破壊	F	0.3 mm					
			連続	滑らかな止端	—	止端破壊	G	0.3 mm				
		すみ肉溶接	連続	止端仕上げ	止端破壊	E	0.0 mm(仕上げ)					
				非仕上げ	止端破壊	E	0.0 mm(仕上げ)					
		すみ肉溶接	連続	—	非仕上げ	F	0.3 mm					
				—	非仕上げ	F	0.3 mm					
		すみ肉溶接	連続	—	ルート破壊 (のど断面)	H	0.5 mm					
				—	止端破壊	H	0.3 mm					
		すみ肉溶接	連続	中空断面部材を含む	ルート破壊 (のど断面)	H	0.5 mm					
				連続	滑らかな止端	E	0.0 mm(仕上げ)					
横方向	面外ガ ット溶 接継 手	完全溶込み 開先溶接	主板貫通 (スカラップあり)	—	止端破壊	H'	0.3 mm					
				—	止端破壊	H'	0.3 mm					
横方向	面外ガ ット溶 接継 手	すみ肉溶接	主板貫通 (スカラップあり)	—	止端破壊	H'	0.3 mm					
				—	止端破壊	H'	0.3 mm					
横方向	面外ガ ット溶 接継 手	完全溶込み 開先溶接	フリレットなし	—	止端破壊	H	0.3 mm					
				—	止端破壊	H	0.3 mm					
横方向	重 ト溶 ね ガ ット 溶 接 継 手	すみ肉溶接	主板縁部でガセット板裏側へのま わし溶接なし	—	止端破壊	H	0.3 mm					
				—	止端破壊	H'	0.3 mm					
横方向	重 ト溶 ね ガ ット 溶 接 継 手	すみ肉溶接	—	—	主板断面	H	0.3 mm					
				—	添接板断面	H	0.3 mm					

改定案（20章）

				前面すみ肉 溶接のど 断面	H	0.5 mm
横方向	溶接継手	フラグ溶接 (栓溶接)	-	-	等級なし	-
		スロット溶 接 (溝溶接)	-	-	等級なし	-
縦方向	溶接継手	すみ肉溶接	-	リップ先端	H	0.3 mm
		突合せ溶接	-	細管終端	H	0.3 mm
縦方向	溶接継手	片面溶接	裏当て金付き (t ≤ 12mm)	-	E	0.5 mm
		片面溶接	裏当て金付き (t > 12mm)	-	F	0.5 mm
縦方向	溶接継手	すみ肉溶接	断続	-	E	0.3 mm
		片面溶接	裏当て金付き (t ≤ 12mm)	-	E	0.5 mm
縦方向	溶接継手	すみ肉溶接	裏当て金付き (t > 12mm)	-	F	0.5 mm
		連続	-	-	D	0.5 mm

注：0.0mm（仕上げ）とは、母材を削り込みアンダーカットを完全に除去することである。ただし、母材の削り込みはアンダーカットの許容値である0.3mm程度までを目安とする。

- iv) 最近の溶接材料では、よほど悪い条件でない限りオーバーラップが生じないことを考慮して、オーバーラップは全面的に認めないこととしている。
 - v) すみ肉溶接のサイズ及びのど厚にはマイナス公差を認め、溶接線の中間部では長さの10%まで-1.0mmを許容することとしている。これは、すみ肉溶接の溶着金属の強度が一般に母材よりかなり高いことを考慮したためであり、また施工のばらつきの下限を規定サイズとして目標値を設定すれば平均サイズは不必要に大きくなり、変形の点で不利になると判断されたためである。
- 3) 開先溶接の余盛り及び仕上げ
- 余盛りによる応力集中はピード止端部の形状に関係するものであり、余盛り中央部の高さとは直接に関係しないと考えられるので、ピード幅を基準にとつて表-20.8.6.6のよう規定している。
- この規定を超える余盛りについては、当然グラインダで超過分を削り取らなければならぬが、その際中央部だけ削って高さを減じても止端部の形状による影響を減じること

現行

- iv) 最近の溶接材料では、よほど悪い条件でない限りオーバーラップが生じないことを考慮して、オーバーラップは全面的に認めないこととしている。
 - v) すみ肉溶接のサイズ及びのど厚にはマイナス公差を認め、溶接線の中間部では長さの10%まで-1.0mmを許容することとしている。これは、すみ肉溶接の溶着金属の強度が一般に母材よりかなり高いことを考慮したためであり、また施工のばらつきの下限を規定サイズとして目標値を設定すれば平均サイズは不必要に大きくなり、変形の点で不利になると判断されたためである。
- 3) 開先溶接の余盛りと仕上げ
- 余盛りによる応力集中はピード止端部の形状に関係するものであり、余盛り中央部の高さとは直接に関係しないと考えられるので、ピード幅を基準にとつて表-18.4.6.6のよう規定している。
- この規定を超える余盛りについては、当然グラインダで超過分を削り取らなければならぬが、その際中央部だけ削って高さを減じても止端部の形状による影響を減じること

備考

備考	現行	改定案（20章）															
	<p>ことにはならないので、止端部を特にならぬように注意する必要がある。</p> <p>余盛りの存在による応力集中は溶接構造物にとって重要であり、外観上からも仕上げを要求されることもあるので、余盛りの仕上げの必要な箇所は設計図に指示すべきである。施工時にはこの仕上げ記号の有無をよく確認して施工する必要がある。</p> <p>4) 非破壊試験を行う者の資格</p> <p>非破壊試験の品質を確保するため、また、非破壊試験の資格認定が JIS に規定されたことから、今回の改定で、<u>非破壊試験を行う者が有していなければならない資格が規定された。</u>磁粉探傷試験又は浸透探傷試験について、それぞれの試験の種類に対応した JIS Z 2305（非破壊試験一技術者の資格及び認証）に規定されるレベル 2 以上の資格を有する者が行うこととしている。なお、磁粉探傷試験については道路橋では極間法磁粉探傷試験が一般的に適用されており、同試験を適用する場合には磁粉探傷試験の試験方法のうち極間法磁粉探傷試験のレベル 2 以上の資格を有していればよい。</p> <p>6) 欠陥部の補修</p> <p>補修の目的は、母材と溶接継手部の健全な機能を確保するために行うものであり、部材全体に与える影響をよく検討したうえで補修方法を決定し、必要以上の溶接や加熱をしないよう、注意深く行う必要がある。</p> <p>特に、補修溶接部の始終端には有害な欠陥が生じやすく、注意が必要である。</p>	<p>ことにはならないので、止端部を特にならぬように注意する必要がある。</p> <p>余盛りの存在による応力集中は溶接構造物にとって重要であり、外観上からも仕上げを要求されることもあるので、余盛り仕上げの必要な箇所は設計図に指示すべきである。施工時にはこの仕上げ記号の有無をよく確認して施工する必要がある。</p> <p>4) 非破壊試験を行う者の資格</p> <p>非破壊試験の品質を確保するため、非破壊試験を行う者が有していなければならない資格が規定された。磁粉探傷試験又は浸透探傷試験については、それぞれの試験の種類に対応した JIS Z 2305（非破壊試験一技術者の資格及び認証）に規定されるレベル 2 以上の資格を有する者が行うこととしている。なお、磁粉探傷試験については道路橋では極間法磁粉探傷試験が一般的に適用されており、同試験を適用する場合には磁粉探傷試験の試験方法のうち極間法磁粉探傷試験のレベル 2 以上の資格を有していればよい。</p> <p>6) 欠陥部の補修</p> <p>補修は、母材と溶接継手部の健全な機能を確保するために行うものであり、部材全体に与える影響をよく検討したうえで補修方法を決定し、必要以上の溶接や加熱をしないよう、注意深く行う必要がある。</p> <p>特に、補修溶接部の始終端には有害な欠陥が生じやすく、注意が必要である。</p>															
<p>18.4.7 内部きず検査</p> <p>(1) 完全溶込みの突合せ溶接継手の内部きずに対する検査は、溶接完了後、適切な非破壊検査方法により行い、要求される溶接品質を満足していることを確認しなければならない。</p> <p>(2) 完全溶込みの突合せ溶接継手の内部きずに対する検査を次に示す方法で行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p>	<p>20.8.7 内部きず検査</p> <p>(1) 完全溶込み開先溶接継手は、内部きずに対する検査を、溶接完了後、適切な非破壊検査により行い、要求される溶接品質を満足していることを確認しなければならない。</p> <p>(2) 表-20.8.9に示す溶接継手の内部きずに対する検査を以下に示す方法で行う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p>																
	<p>表-20.8.9 検査対象とする溶接継手</p> <table border="1" data-bbox="1161 1283 1442 2136"> <thead> <tr> <th>方向</th> <th>継手の形式</th> <th>溶接の種類</th> <th>溶接及び構造の細部形式</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">横方向</td> <td rowspan="2">突合せ溶接継手</td> <td>完全溶込み開先溶接</td> <td>両面溶接(裏はつりあり)</td> </tr> <tr> <td>片面溶接</td> <td>裏当て金がなく良好な裏波形状を有する</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">縦方向</td> <td rowspan="2">突合せ溶接継手</td> <td>完全溶込み開先溶接</td> <td>両面溶接(裏はつりあり)</td> </tr> <tr> <td>片面溶接</td> <td>裏当て金がなく良好な裏波形状を有する</td> </tr> </tbody> </table>	方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	横方向	突合せ溶接継手	完全溶込み開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)	片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	縦方向	突合せ溶接継手	完全溶込み開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)	片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する
方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式														
横方向	突合せ溶接継手	完全溶込み開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)														
		片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する														
縦方向	突合せ溶接継手	完全溶込み開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)														
		片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する														

改定案（20章）

- 1) 検査方法
非破壊試験は放射線透過試験、超音波探傷試験により行い、継手の板厚、形状等に応じて適切な方法を選定する。
- 2) 非破壊試験を行う者の資格
非破壊試験を行う者は、試験の種類に応じて、JIS Z 2305（非破壊試験一技術者の資格及び認証）に基づく a) から c) に示す資格を有していなければならない。
- a) 放射線透過試験を行う場合は、放射線透過試験におけるレベル 2 以上の資格とする。
- b) 超音波自動探傷試験を行う場合は、超音波探傷試験におけるレベル 3 の資格とする。
- c) 手探傷による超音波探傷試験を行う場合は、超音波探傷試験におけるレベル 2 以上の資格とする。
- 3) 抜取り検査率、判定基準、合否判定
i) 抜取り検査率
表-20.8.10 に示す 1 グループごとに 1 継手の抜取り検査を行う。ただし、現場溶接を行う表-20.8.9 に示す溶接継手のうち、鋼製橋脚のはり及びび柱、主桁のフランジ及び腹板、鋼床版のデッキプレートについては表-20.8.11 に従い検査を行う。また、その他の部材においては制限値を工場溶接の同種の継手と同じ値とする場合には、継手全長にわたって非破壊試験により検査を行う。

表-20.8.10 各部材における検査対象の溶接継手の非破壊試験検査率

部 材	1検査ロットをグループ分けする場合の1グループの最大継手数	放射線透過試験		超音波探傷試験 検査長さ
		撮影枚数	検査長さ	
引張部材	1	1枚(始端又は終端を含む)	1枚(始端又は終端を含む)	継手全長を原則とする
圧縮部材	5	1枚(始端又は終端を含む)	1枚(始端又は終端を含む)	
引張フランジ	1	1枚(始端又は終端を含む)	1枚(引張側)	
圧縮フランジ	5	1枚(始端又は終端を含む)	1枚(始端又は終端を含む)	
腹板	1	1枚(始端又は終端を含む)	1枚(引張側)	
曲げ部材	1	1枚(始端又は終端を含む)	1枚(始端又は終端を含む)	
鋼床版	1	1枚(始端又は終端を含む)	1枚(始端又は終端を含む)	

現行

- 1) 検査方法
非破壊試験は放射線透過試験、超音波探傷試験により行い、継手の板厚、形状等に応じて適切な方法を選定する。
- 2) 非破壊試験を行う者の資格
非破壊試験を行う者は、試験の種類に応じて、JIS Z 2305（非破壊試験一技術者の資格及び認証）に基づく a) ～ c) に示す資格を有していなければならない。
- a) 放射線透過試験を行う場合は、放射線透過試験におけるレベル 2 以上の資格とする。
- b) 超音波自動探傷試験を行う場合は、超音波探傷試験におけるレベル 3 の資格とする。
- c) 手探傷による超音波探傷試験を行う場合は、超音波探傷試験におけるレベル 2 以上の資格とする。
- 3) 抜取り検査率、判定基準、合否判定
i) 抜取り検査率
主要部材については、表-18.4.9 に示す 1 グループごとに 1 継手の抜取り検査を行う。ただし、現場溶接を行う完全溶込みの突合せ溶接継手のうち、鋼製橋脚のはり及びび柱、主桁のフランジ及び腹板、鋼床版のデッキプレートの溶接部については表-18.4.10 に従い検査を行う。
- また、その他の部材において許容応力度を工場溶接の同種の継手と同じ値とする場合には、継手全長にわたって非破壊試験により検査を行う。

表-18.4.9 主要部材の完全溶込みの突合せ溶接継手の非破壊試験検査率

部 材	1検査ロットをグループ分けする場合の1グループの最大継手数	放射線透過試験		超音波探傷試験 検査長さ
		撮影枚数	検査長さ	
引張部材	1	1枚(端部を含む)	1枚(端部を含む)	継手全長を原則とする
圧縮部材	5	1枚(端部を含む)	1枚(端部を含む)	
曲げ部材	1	1枚(端部を含む)	1枚(端部を含む)	
圧縮フランジ	5	1枚(端部を含む)	1枚(端部を含む)	
腹板	1	1枚(引張側)	1枚(端部を含む)	
鋼床版	1	1枚(端部を含む)	1枚(端部を含む)	

備考

表-20.8.11 現場溶接を行う検査対象の溶接継手の非破壊試験検査率

部 材	放射線透過試験	超音波探傷試験
	撮影箇所	検査長さ
鋼製鋼脚のはり及び柱 主桁のフランジ (鋼床版を除く)及び腹板	継手全長を原則とする	
鋼床版のデッキプレート	継手の始終端で連続して各50cm(2枚)、中間部で1mにつき1箇所(1枚)及びワイヤ継ぎ部で1箇所(1枚)を原則とする	継手全長を原則とする

ii) 判定基準

試験で検出されたサイズ寸法は、設計上許容される寸法以下でなければならぬ。

ただし、寸法によらず表面に開口した割れ等の面状サイズはあつてはならない。

なお、放射線透過試験による場合において、板厚が25mm以下の試験の結果については、a)及びb)を満たす場合には合格としてよい。

a) 引張応力を受ける溶接部は、JIS Z 3104 附属書4「透過写真によるサイズの像の分類方法」に示す2類以上とする。

b) 圧縮応力を受ける溶接部は、JIS Z 3104 附属書4「透過写真によるサイズの像の分類方法」に示す3類以上とする。

iii) 合否判定、不合格部の処置

① 表-20.8.10 による非破壊試験の結果がii)を満たさない場合には、次の処置をとる。

a) 検査ロットのグループが1つの継手からなる場合には、試験を行ったその継手を不合格とする。また、検査ロットのグループが2つ以上の継手からなる場合には、そのグループの残りの各継手に対して非破壊試験を行い合否を判定する。不合格となった継手は、その継手全体を非破壊試験によって検査して欠陥の範囲を確認し、不合格部は20.8.6(2)6)の規定を満たさなければならぬ。補修部はii)の規定を満たさなければならぬ。

② 表-20.8.11 による現場溶接を行う検査対象の溶接継手の非破壊試験の結果がii)の規定を満たさない場合には、次の処置をとる。

a) 継手全長を検査した場合に、規定を満たさない試験箇所を不合格とし、20.8.6(2)6)に従い補修しなければならない。

表-18.4.10 現場溶接を行う完全溶込みの突合せ溶接継手の非破壊試験検査率

部 材	放射線透過試験	超音波探傷試験
	撮影箇所	検査長さ
鋼製鋼脚のはり及び柱 主桁のフランジ(鋼床版を除く)及び腹板	継手全長を原則とする	
鋼床版のデッキプレート	継手の始終端で連続して各50cm(2枚)、中間部で1mにつき1箇所(1枚)及びワイヤ継ぎ部で1箇所(1枚)を原則とする	継手全長を原則とする

ii) 判定基準

試験で検出されたサイズ寸法は、設計上許容される寸法以下でなければならぬ。

ただし、寸法によらず表面に開口した割れ等の面状サイズはあつてはならない。

なお、放射線透過試験による場合において、板厚が25mm以下の試験の結果については、次を満たす場合には合格としてよい。

a) 引張応力を受ける溶接部は、JIS Z 3104 附属書4（透過写真によるサイズの像の分類方法）に示す2類以上とする。

b) 圧縮応力を受ける溶接部は、JIS Z 3104 附属書4（透過写真によるサイズの像の分類方法）に示す3類以上とする。

iii) 合否判定、不合格部の処置

① 表-18.4.9 に示す非破壊試験の結果がii)の規定を満たさない場合には、次の処置をとる。

a) 検査ロットのグループが1つの継手からなる場合には、試験を行ったその継手を不合格とする。また、検査ロットのグループが2つ以上の継手からなる場合には、そのグループの残りの各継手に対して非破壊試験を行い合否を判定する。不合格となった継手は、その継手全体を非破壊試験によって検査して欠陥の範囲を確認し、不合格部分は18.4.6(2)6)の規定に従い補修しなければならない。補修部はii)の規定を満たさなければならぬ。

② 表-18.4.10 に示す現場溶接を行う完全溶込み突合せ溶接継手の非破壊試験の結果がii)の規定を満たさない場合には、次の処置をとる。

a) 継手全長を検査した場合に、規定を満たさない試験箇所を不合格とし、18.4.6(2)6)の規定に従い補修しなければならない。補修部

ない。補修部はii)の規定を満たさなければならぬ。

- b) 放射線透過試験により、抜取り検査をした場合には、規定を満たさない撮影箇所、両側各1mの範囲について検査を行うものとし、それらの箇所においてもii)を満たさない場合にはその1継手の残り部分の全てを検査する。不合格となった箇所はきずの範囲を確認し、20.8.6(2)6)に従い補修しなければならぬ。補修部はii)の規定を満たさなければならぬ。なお、この場合において継手とは継手の端部から交差部又は交差部から交差部までを指す。

- (3) (2)以外の種類の完全溶込み開先溶接による溶接継手及び片面溶接による溶接継手の内部きずに対する検査を以下に示す方法で行う場合には、(1)を満たすとみなしてよい。

1) 検査方法

非破壊試験は超音波探傷試験により行い、継手の板厚、形状等に応じて適切な方法を選定する。

2) 非破壊試験を行う者の資格

非破壊試験を行う者は、JIS Z 2305（非破壊試験—技術者の資格及び認証）に基づきa)及びb)に示す資格を有していなければならない。

- a) 超音波自動探傷試験を行う場合は、超音波探傷試験におけるレベル3の資格とする。
- b) 手探傷による超音波探傷試験を行う場合は、超音波探傷試験におけるレベル2以上の資格とする。
- 3) 抜取り検査率、判定基準、合否判定
- i) 抜取り検査率
継手全長にわたって検査を行うことを原則とする。

ii) 判定基準

(2)の判定基準に準じて行う。

iii) 合否判定、不合格部の処置

非破壊試験の結果がii)を満たさない場合には、その継手を不合格とする。不合格となった継手は、欠陥の範囲を確認し、不合格部は20.8.6(2)6)に従い補修しなければならぬ。補修部はii)を満たさなければならぬ。

分はii)の規定を満たさなければならぬ。

- b) 放射線透過試験により、抜取り検査をした場合には、規定を満たさない撮影箇所、両側各1mの範囲について検査を行うものとし、それらの箇所においてもii)の規定を満たさない場合にはその1継手の残り部分の全てを検査する。不合格となった箇所はきずの範囲を確認し、18.4.6(2)6)の規定に従い補修しなければならぬ。補修部はii)の規定を満たさなければならぬ。なお、この場合において継手とは継手の端部から交差部又は交差部から交差部までを指す。

(1) 溶接継手の内部きずは目視では確認できないため、適切な非破壊検査方法により検査を行い、溶接継手としての要求品質が確保されていることを確認する必要がある。内部きず

備考	現行	改定案(20章)
	<p>超音波探傷試験を行う場合、手探傷では、<u>超音波探傷試験</u>に対応したレベル2以上の資格を有する者とし、自動探傷では、探傷装置の設定や操作に加えて探傷結果からのみでの判定等に所要の知識が必要なことから、<u>超音波探傷試験</u>に対応したレベル3の資格を有する者としている。ただし、現場でのレベル3の資格を有する者の監督下で探傷装置の操作のみを行う場合にはレベル2の資格を有する者でもよい。また、超音波自動探傷試験に関しては、信頼できる検査結果を得るためには、非破壊試験を行う者は、この条文の資格を有しているだけでなく、十分な訓練を行った者である必要がある。また、手探傷による場合でも同様に条文の資格を有しているだけでなく十分な訓練を行った者である必要がある。</p> <p>3) 抜取り検査率, 判定基準, 合否判定</p> <p>1) 抜取り検査率</p> <p>前回の改定では、表-18.4.9、表-18.4.10に超音波探傷試験の検査率が追加された。検査手法の特性の相違により、検査長さの単位は放射線透過試験の30cmに対して、超音波探傷試験では1継手の全線とされている。これは、前回の改定時に新たに超音波探傷試験について規定したものの、まだ実績が十分でないこと及び現状では検査技術者の技能に依存する部分が大きいことに注意が必要である。</p> <p>表-18.4.9の圧縮部材の検査率について、疲労設計を行った結果、所定の疲労強度を満たす条件として当該継手に内部きずに対する要求が示された継手に対しては、残留応力の影響から疲労亀裂の発生に関して圧縮部材と引張部材で相違がないと考えられるため引張部材と同じ検査率とするなど別途検討を行うことが必要である。</p> <p>溶接品質に影響を与える条件には、継手形式、材質、板厚、溶接条件、開先及び組立の精度、開先の清浄度、予熱、後熱及びパス間温度の管理、溶接作業者の技量等がある。そこで、これらの溶接条件が同じ溶接継手は品質管理上同じものであるとみなし、そのような継手の集合を1つの検査ロットとする。例えば、同じ板厚構成の突合せ継手が10継手あり、これらを同じ溶接方法で溶接した場合、この10継手で一つの検査ロットを構成することになる。ただし、ここでいう1継手とは、板と板との継手であり、部材と部材との継手という意味でない。したがって、1度に連続して溶接した部材を後から切断して10個の部材にしたとしても、継手として</p>	<p>超音波探傷試験を行う場合、手探傷では、<u>超音波探傷試験</u>に対応したレベル2以上の資格を有する者とし、自動探傷では、探傷装置の設定や操作に加えて探傷結果からのみでの判定等に所要の知識が必要なことから、<u>超音波探傷試験</u>に対応したレベル3の資格を有する者としている。ただし、現場でのレベル3の資格を有する者の監督下で探傷装置の操作のみを行う場合にはレベル2の資格を有する者でもよい。また、超音波自動探傷試験に関しては、信頼できる検査結果を得るためには、非破壊試験を行う者は、この条文の資格を有しているだけでなく、十分な訓練を行った者である必要がある。また、手探傷による場合でも同様に条文の資格を有しているだけでなく十分な訓練を行った者である必要がある。</p> <p>非破壊試験を実施する場合には、継手の板厚、形状等により適切な方法を選定して行うことが必要である。このため、溶接部の非破壊試験に関する十分な知識や経験を有する者が適切な試験方法と手順を事前に要領書に定め、これに基づいて溶接部の非破壊試験が行われるように管理される必要がある。また、施工中の品質管理(プロセス管理)の一環として、検査状況等を記録し、保存しておくことが必要である。</p> <p>3) 抜取り検査率, 判定基準, 合否判定</p> <p>1) 抜取り検査率</p> <p>2002年の改定では、<u>放射線透過試験の検査率</u>に超音波探傷試験の検査率が追加された。検査手法の特性の相違により、検査長さの単位は放射線透過試験の30cmに対して、超音波探傷試験では1継手の全線とされた。これは、当時、新たに超音波探傷試験について規定したものの、まだ実績が十分でないこと及び現状では検査技術者の技能に依存する部分が大きいことに注意が必要である。</p> <p>表-20.8.10の圧縮部材の検査率については、疲労設計を行った結果、所定の疲労強度を満たす条件として当該継手に内部きずに対する要求が示された継手に対しては、残留応力の影響から疲労亀裂の発生に関して圧縮部材と引張部材で相違がないと考えられるため引張材と同じ検査率とするなど別途検討を行う必要がある。</p> <p>溶接品質に影響を与える条件には、継手形式、材質、板厚、溶接条件、開先及び組立の精度、開先の清浄度、予熱、後熱、パス間温度の管理及び溶接工の技量等がある。そこで、これらの溶接条件が同じ完全溶込み開先溶接継手は品質管理上同じものであるとみなし、そのような継手の集合を1つの検査ロットとする。例えば、同じ板厚構成の横方向突合せ溶接継手が10継手あり、これらを同じ溶接方法で溶接した場合、この10継手で一つの検査ロットを構成することになる。ただし、ここでいう1継手とは、板と板との継手であり、部材と部材との継手という意味ではない。したがって、1度に連続して溶接した部材を後から切断して10個の部材にしたとし</p>

備考	現行	改定案(20章)
	<p>は1個として考える。次に、この検査ロットを表-18.4.9に示された最大継手個数ごとのグループに分け、各グループから1継手を取って検査するものとした。</p> <p>抜取り検査箇所はそのグループを代表しているもので、これが不合格の場合、そのグループを不合格とする。不合格になった場合は、そのグループの各継手に対し、表-18.4.9と同様の検査を行ってそれぞれの継手の可否を判定する。なお、抜取り検査においては、溶接部の品質を確保するために、適正な検査ロット、抜取り検査箇所を決定する必要がある。表-18.4.9中の放射線透過試験の撮影枚数の欄において(端部を含む)とは溶接の<u>はじめ又は終りの部分を含めて撮影する</u>という意味である。また、表-18.4.9に示している<u>抜取り検査率は溶接継手内にワイヤ継ぎがないことを前提としたものである</u>。設備の制約などからやむを得ず溶接継手内にワイヤ継ぎが生じる場合があるが、ワイヤ継ぎ位置は欠陥が発生しやすいため、検査率に関係なく全てのワイヤ継ぎ部を検査する必要がある。</p> <p>現場溶接を行う完全溶込み突合せ溶接継手については、検査方法を明確に規定したものである。特に鋼製橋脚のはり及び柱、主桁のフランジ及び腹板、鋼床版のデッキプレートの溶接部については主要部材の溶接部であり、品質の確保が重要なことから、現場溶接の品質管理の実績を踏まえて検査方法を規定し検査結果についてはii)の規定を満たさなければならないこととしている。主桁のフランジ及び腹板、鋼製橋脚については、原則として、継手全長を検査することとしている。</p> <p>鋼床版デッキプレート¹の完全溶込み突合せ溶接継手に対する放射線透過試験については、撮影箇所を1溶接線に均等に配分しているが、溶接線の始端部、交差部、ワイヤ継ぎ部に欠陥が発生し易い傾向があるため、これらの部分を重点的に検査することとしている。なお、自動溶接以外の工法を用いる場合や、開先条件や溶接条件が管理値を超えるような箇所はこの規定にかかわらず検査するのが望ましい。</p> <p>鋼床版デッキプレート現場溶接継手の撮影箇所の例を図-解 18.4.4に示す。なお、不合格のきずがあった場合、それが局所的なきずであるのか、連続したきずであるのかを判断するためきず箇所両側各1mの範囲について更に検査してきずの発生状況を判断する。追加検査部に不合格となるきずがない場合には局所的な欠陥と考える。一方、追加検査部にも不合格のきずがあった場合には、その1継手を全線検査する。また、超音波探傷試験の場合には、原則として継手全長を検査する。</p> <p>なお、デッキプレート厚が厚いと、従来の1パスによるサブマージアーク溶接による施工が難しくなり、初層に炭酸ガスシールド溶接を使用し、そのうえにサブマージアーク溶接を用いる等の多層盛溶接の施工となる。このような場合には、溶接部の品質検査の抜取り率を多層盛溶接によるきずの発生頻度などの実績を考慮して</p>	<p>ても継手としては1個として考える。次に、この検査ロットを表-20.8.10に示された最大継手個数ごとのグループに分け、各グループから1継手を取って検査するものとした。</p> <p>抜取り検査箇所はそのグループを代表しているもので、これが不合格の場合、そのグループを不合格とする。不合格になった場合は、そのグループの各継手に対し、表-20.8.10と同様の検査を行ってそれぞれの継手の可否を判定する。なお、抜取り検査においては、溶接部の品質を確保するために、適正な検査ロット、抜取り検査箇所を決定する必要がある。表-20.8.10中の放射線透過試験の撮影枚数の欄において1枚(始端又は終端を含む)とは溶接の始端又は終端を含めて1枚を撮影するという意味である。また、表-20.8.10に示している<u>抜取り検査率は溶接継手内にワイヤ継ぎがないことを前提としたものである</u>。設備の制約などからやむを得ず溶接継手内にワイヤ継ぎが生じる場合があるが、ワイヤ継ぎ位置は欠陥が発生しやすいため、検査率に関係なく全てのワイヤ継ぎ部を検査する必要がある。</p> <p>現場溶接を行う表-20.8.11に示す完全溶込み開先溶接継手については、検査方法を明確に規定したものである。特に鋼製橋脚のはり及び柱、主桁のフランジ及び腹板、鋼床版のデッキプレートの溶接部については、品質の確保が重要なことから、現場溶接の品質管理の実績を踏まえて検査方法を規定し、検査結果についてはii)の規定を満たさなければならないこととしている。主桁のフランジ及び腹板、鋼製橋脚については、原則として、継手全長を検査することとしている。</p> <p>鋼床版デッキプレート¹を現場溶接した表-20.8.11に示す完全溶込み開先溶接継手に対する放射線透過試験については、撮影箇所を1溶接線に均等に配分しているが、溶接線の始端部、交差部、ワイヤ継ぎ部に欠陥が発生し易い傾向があるため、これらの部分を重点的に検査することとしている。なお、自動溶接以外の工法を用いる場合や、開先条件や溶接条件が管理値を超えるような箇所はこの規定にかかわらず検査するのが望ましい。また、図-解 20.8.4に撮影箇所の例を示す。不合格のきずがあった場合、それが局所的なきずであるのか、連続したきずであるのかを判断するためきず箇所両側各1mの範囲について更に検査してきずの発生状況を判断する。追加検査部に不合格となるきずのない場合には局所的な欠陥と考える。一方、追加検査部にも不合格のきずがあった場合は、その1継手を全線検査する必要がある。また、超音波探傷試験の場合には、原則として継手全長を検査する。</p> <p>なお、デッキプレート厚が厚いと、1パスによるサブマージアーク溶接による施工が難しくなり、初層に炭酸ガスシールド溶接を使用し、そのうえにサブマージアーク溶接を用いる等の多層盛溶接の施工となる。このような場合には、溶接部の品質検査の抜取り率を多層盛溶接によるきずの発生頻度などの実績を考慮して決める</p>

ことが望ましい。

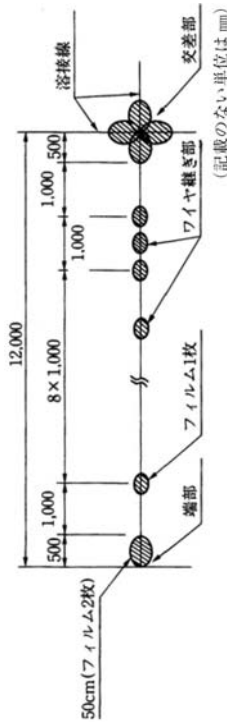


図-解 20.8.4 鋼床版デッキプレートのX線撮影箇所例
(記載のない単位はmm)

ii) 判定基準

完全溶込み開先溶接継手に許容される内部きずの寸法は、疲労に関する研究成果等によると、板厚の1/3以下となっている。この寸法は、ビード仕上げの有無にかかわらずかわらない。また、複数のきずが近接して存在するいわゆるゆる隣接きずや密集ホールに対しては、それらを単独のきずで換算した寸法に対して適用できる。なお、この編の規定に従って良好な施工が行われた溶接部に対する内部きず寸法の許容値も板厚の1/3と考えてよいが、疲労の影響が考えられる継手では、所定の強度等級を満たすうえで許容できるきず寸法はこの値より小さい場合があるので注意する。表-解 20.8.6に各継手の強度等級を満たすうえでの内部きず寸法の許容値をまとめて示す。表-解 20.8.7には、疲労強度が著しく低い継手や品質確保が困難な継手について強度等級を満たすために守るべき内部きず寸法の許容値をまとめて示す。なお、表-解 20.8.6および表-解 20.8.7に示されていない強度等級を低減させた場合などの継手の内部きず寸法の許容値については、8.3.2の規定および解説に示されている。

表-解 20.8.6 内部きず寸法の許容値

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	8.3.2に規定される強度等級	内部きず寸法の許容値
縦方向 溶接 溶接 溶接 継手	完全溶込み開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)	余盛削除	D	3mm ($t \leq 18$ mm) t/6mm ($t > 18$ mm)
			止端仕上げ	D	
			非仕上げ	D	
十字 溶接 溶接 継手	片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	非仕上げ	D	3mm ($t \leq 18$ mm) t/6mm ($t > 18$ mm)
			滑らかな止端	D	
			止端仕上げ	D	
			非仕上げ	E	

決めることが望ましい。

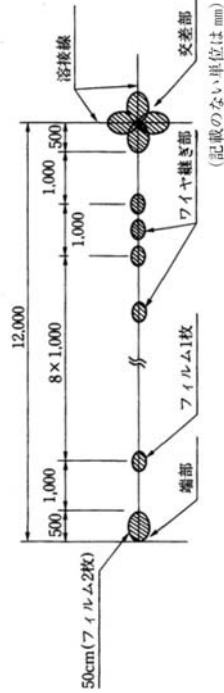


図-解 18.4.4 鋼床版デッキプレートのX線撮影箇所例
(記載のない単位はmm)

ii) 判定基準

完全溶込み突合せ溶接継手に許容される内部きずの寸法は、最近の疲労に関する研究成果等によると、板厚の1/3以下となっている。この寸法は、ビード仕上げの有無にかかわらずかわらない。また、複数のきずが近接して存在するいわゆるゆる隣接きずや密集ホールに対しては、それらを単独のきずで換算した寸法に対して適用できる。なお、本編の規定に従って良好な施工が行われた溶接部に対する内部きず寸法の許容値も板厚の1/3と考えてよいが、疲労の影響が考えられる継手では、所定の強度等級を満たすうえで許容できるきず寸法はこの値より小さい場合があるので注意する。表-解 18.4.5に各継手の強度等級を満たすうえでの内部きず寸法の許容値をまとめて示す。なお、表-解 18.4.5に示されていない継手の内部きず寸法の許容値は、「鋼道路橋の疲労設計指針」(日本道路協会)⁶⁾が参考にできる。

表-解 18.4.5 内部きず寸法の許容値

継手の種類	6.3.2に規定される強度等級	内部きず寸法の許容値
横溶接	D	3mm ($t \leq 18$ mm) t/6mm ($t > 18$ mm)
余盛りを削除した継手		
止端仕上げした継手		
縦溶接	D	t/3mm
両面溶接		
良好な裏波形状を有する片面溶接		
縦溶接	D	3mm ($t \leq 18$ mm) t/6mm ($t > 18$ mm)
完全溶込み開先溶接継手		
非仕上げ		
十字	D	3mm ($t \leq 18$ mm) t/6mm ($t > 18$ mm)
溶接		
溶接		
溶接	E	3mm ($t \leq 18$ mm) t/6mm ($t > 18$ mm)
溶接		
溶接		

横方向	荷重伝達型 溶接継手	完全溶込み 開先溶接	連続	滑らかな止端 止端仕上げ	D	3 mm ($t \leq 18$ mm) $t/6$ mm ($t > 18$ mm)
				非仕上げ	E	
横方向	角荷重伝達型 溶接継手	完全溶込み 開先溶接	連続	滑らかな止端 止端仕上げ	D	3 mm ($t \leq 18$ mm) $t/6$ mm ($t > 18$ mm)
				非仕上げ	E	
縦方向	突合せ溶接継手	完全溶込み 開先溶接	両面溶接 (裏はつりあり)	余盛削除	D	$t/3$ mm
		片面溶接	裏当て金がなく良好な裏 波形状を有する	非仕上げ	D	$t/3$ mm
縦方向	溶接継手	完全溶込み 開先溶接	両面溶接 (裏はつりあり)	非仕上げ	D	$t/3$ mm
		片面溶接	裏当て金がなく良好な裏 波形状を有する	非仕上げ	等級なし	$t/3$ mm
縦方向	角溶接継手	完全溶込み 開先溶接	両面溶接 (裏はつりあり)	非仕上げ	D	$t/3$ mm
		片面溶接	裏当て金がなく良好な裏 波形状を有する	非仕上げ	等級なし	$t/3$ mm

表-解 20.8.7 内部きず寸法の許容値

(表-解 20.8.6 に示す継手以外のもので使用しない方がよい継手)

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	8.3.2 に規定 される強度 等級	内部きず寸法の 許容値
縦方向	完全溶込み 開先溶接	裏当て金がなく裏面の形状を確か めることができないう ($t \leq 12$ mm) 裏当て金がなく裏面の形状を確か めることができないう ($t > 12$ mm) 裏当て金付き ($t \leq 12$ mm) 裏当て金付き ($t > 12$ mm)	非仕上げ	F	3 mm ($t \leq 18$ mm) $t/6$ mm ($t > 18$ mm)
				G	
横方向	片面溶接	中空断面部材 (片面溶接)	裏当て金なし 裏当て金なし	F	3 mm ($t \leq 18$ mm) $t/6$ mm ($t > 18$ mm)
				G	
横方向	片面溶接	中空断面部材 (片面溶接)	裏当て金なし 裏当て金なし	F	3 mm ($t \leq 18$ mm) $t/6$ mm ($t > 18$ mm)
				G	
横方向	完全溶込み 開先溶接	主板貫通 (スカラップあり)		H'	$t/3$ mm
				H	
横方向	完全溶込み 開先溶接	フィレットなし	非仕上げ	H	$t/3$ mm

改定案（20章）

縦方向	突合せ溶接 継手	片面溶接	裏当て金付き (t≤12mm)	E	1/3 mm
			裏当て金付き (t>12mm)	F	
縦方向	溶接継手	片面溶接	裏当て金付き (t≤12mm)	E	1/3 mm
			裏当て金付き (t>12mm)	F	
縦方向	角溶接継手	片面溶接	裏当て金付き (t≤12mm)	E	1/3 mm
			裏当て金付き (t>12mm)	F	

なお、平成8年までの示方書では、大きさによらず割れの存在は認めないが、さまざまな差異が見られないとの研究成果もあることから、許容実きず寸法はきずの種類にかかわらず適用できると考えてよい。ただし、磁粉探傷試験によって検出できる程度のごく表面近傍のきずについては、表面に開口している場合と同様、大きさによらず存在を認めないので許容きず寸法未満であっても補修を行う必要がある。

超音波探傷試験では、溶接ビードの形状によっては高いレベルできず以外によるエコーが検出され、きずの判別が困難となる場合があるが、このような場合には慎重なエコーの判別を行う必要がある。特に外観上、割れが存在する疑いがあるビード形状となつている場合等では注意が必要である。超音波探傷試験で詳細なきずの判別が困難な場合には、磁粉探傷試験による最終的な確認を行う。

放射線透過試験ではこれまで JIS Z 3104（鋼溶接継手の放射線透過試験方法）の附属書4に従い、きずの種類及び大きさによる点数で判定が行われてきたが、この判定基準は疲労に対する検討からのものでないこともあり、超音波探傷検査の判定基準とは必ずしも整合しないことが考えられる。しかし、従来の判定基準との整合等にも考慮し、板厚が25mm以下を対象とした放射線透過試験については従来の判定基準によつてもよいこととしている。ただし、板厚が25mmを超える場合には、放射線透過試験に対しても超音波探傷試験による場合と同様の判定基準を適用し、きず判別を区別せずに単独きずと隣接きずを含めた換算きず寸法で評価することが必要である。

超音波自動探傷試験では、これまで慣例として、JIS Z 3060（鋼溶接部の超音波探傷試験方法）附属書6を準用した、きずエコー高さ領域ときずの指示長さによる判定基準が用いられてきたが、前回の改定では、実際のきず寸法で評価することに変更された。実際のきず寸法の評価方法の妥当性は、個々の超音波自動探傷試験装置ごとにその特性に応じて定める必要がある。また、それらの評価方法の妥当性はあらかじめ信頼できる方法で確認する必要がある。更に、現状の超音波自動探傷試験では、判定作業において、まだ検査技術者の技量に依存する部分も多いため、

現行

なお、平成8年までの示方書では、大きさによらず割れの存在は認めないが、さまざまな差異が見られなかったことから、許容実きず寸法はきずの種類にかかわらず適用できると考えてよい。ただし、磁粉探傷試験によって検出できる程度のごく表面近傍のきずについては、表面に開口している場合と同様、大きさによらず存在を認めないので許容きず寸法未満であっても補修を行う必要がある。

超音波探傷試験では、溶接ビードの形状によっては高いレベルできず以外によるエコーが検出され、きずの判別が困難となる場合があるが、このような場合には慎重なエコーの判別を行う必要がある。特に外観上割れが存在する疑いがあるビード形状となつている場合等では注意が必要である。超音波探傷試験で詳細なきずの判別が困難な場合には、磁粉探傷試験による最終的な確認を行う。

放射線透過試験ではこれまで JIS Z 3104（鋼溶接継手の放射線透過試験方法）の附属書4に従い、きずの種類及び大きさによる点数で判定が行われてきたが、この判定基準は疲労に対する検討からのものでないこともあり、超音波探傷検査の判定基準とは必ずしも整合しないことが考えられる。しかし、従来の判定基準との整合等にも考慮し、板厚が25mm以下を対象とした放射線透過試験については従来の判定基準によつてもよいこととしている。ただし、板厚が25mmを超える場合には、放射線透過試験に対しても超音波探傷試験による場合と同様の判定基準を適用し、きず判別を区別せずに単独きずと隣接きずを含めた換算きず寸法で評価することが必要である。

超音波自動探傷試験では、これまで慣例として、JIS Z 3060（鋼溶接部の超音波探傷試験方法）附属書6を準用した、きずエコー高さ領域ときずの指示長さによる判定基準が用いられてきたが、前回の改定では、実際のきず寸法で評価することに変更された。実際のきず寸法の評価方法の妥当性は、個々の超音波自動探傷試験装置ごとにその特性に応じて定める必要がある。またそれらの評価方法の妥当性はあらかじめ信頼できる方法で確認する必要がある。さらに、現状の超音波自動探傷試験では、判定作業において、まだ検査技術者の技量に依存する部分も多いため、(2)に規定される資格を有しているだけでなく、十分な訓練を行った者である必要

備考

改定案（20章）	現行	備考
<p>(2) 2)に規定される資格を有しているだけでなく、十分な訓練を行った者である必要がある。</p> <p>なお、非破壊検査の実施時期については、溶接が完了してから適切な経過時間後に実施する必要がある。特に、材質や板厚などの関係で、遅れ割れを考慮する必要がある場合には、実施時期に配慮が必要である。</p> <p>iii) 合否判定、不合格部の処置</p> <p><u>合否判定の結果、判定基準を満たさない継手は、欠陥の位置を正確に把握した上で欠陥の取残しがないように入念に除去し、補修溶接を行う必要がある。補修溶接は、局所的な溶接となるため拘束が大きくなる。そのため、補修溶接による欠陥の発生を防止することが重要であり、特に、補修溶接長さや予熱等に十分に配慮して行う必要がある。</u></p> <p><u>補修溶接後の内部さきず検査の結果が不合格の場合、再度、補修溶接を行う必要があるが、補修溶接の繰返し回数が多くなると熟履歴により周辺の溶接部の機械的性質が低下するおそれがある。よって、補修溶接は周辺溶接部の機械的性質への影響にも十分に配慮して行う必要がある。</u></p> <p>(3) (2)で対象としている横方向突合せ溶接継手及び縦方向突合せ溶接継手以外の種類の完全溶込み開先溶接継手について、(2)に準拠し、検査方法、非破壊試験を行う者の資格、抜き取り検査率、判定基準、合否判定、不合格部の処置について規定したものである。</p>	<p>がある。</p> <p>なお、非破壊検査の実施時期については、溶接が完了してから適切な経過時間後に実施する必要がある。特に、材質や板厚などの関係で、遅れ破壁を考慮する必要がある場合には、実施時期に配慮が必要である。</p>	
<p>20.9 高力ボルト</p> <p>20.9.1 高力ボルト施工一般</p> <p>高力ボルトの締付け施工においては、継手に要求される品質を確保するため に、1)から5)に示す事項について十分に検討し、適切に施工しなければなら ない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 継手の種類及び特性 2) 高力ボルトの種類及び特性 3) 締付け方法並びに締付け軸力の管理及び検査方法 4) 接合面の処理方法 5) 締付ける材片の組立精度 <p>高力ボルト継手の接合方法として、摩擦接合、支圧接合及び引張接合があり、それぞれ 力の伝達機構が異なる。したがって、締付け施工に際しては、その特徴を十分に理解し、 継手に要求される品質を確保するための施工要領を定め、その要領に従って確実に施工する必</p>	<p>18.5 高力ボルト</p> <p>18.5.1 高力ボルト施工一般</p> <p>高力ボルトの締付け施工においては、継手に要求される品質を確保するため に下記に示す事項について十分に検討し、適切に施工しなければなら ない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 継手の種類及び特性 2) 高力ボルトの種類及び特性 3) 締付け方法並びに締付け軸力の管理及び検査方法 4) 接合面の処理方法 5) 締付ける材片の組立精度 <p>高力ボルト継手の接合方法として、摩擦接合、支圧接合及び引張接合があり、それぞれ 力の伝達機構が異なる。したがって、締付け施工に際しては、その特徴を十分に理解し、 継手に要求される品質を確保するための施工要領を定め、その要領に従って確実に施工する必</p>	

備考	現行	改定案（20章）
	<p>がある。</p> <p>摩擦接合は、高力ボルトにより継手を構成する部材同士を高い軸力で締付け、材片間の接触面に生じる摩擦力で力を伝達するものである。したがって、その施工においては、締付け軸力や接触面のすべり係数、締付け材片間の密着を確保することが必要である。</p> <p>支圧接合は、継手を構成する部材の孔とボルト軸部との支圧力により、ボルトのせん断抵抗を介して力を伝達するものである。継手部にずれのない打込み式高力ボルトを用いる場合には、締付け施工前に孔あけ精度や継手部の孔ずれの発生について予め確認し、締付け作業に問題が生じないように施工する必要がある。また、継手性能の改善を図る観点から締付け軸力を与えるのが一般的であり、この場合には摩擦接合同様な施工管理が必要である。</p> <p>高力ボルト引張接合は、継手面に接触応力を発生させてボルト軸方向の力を伝達させる形式である。この接合においては、ボルトの締付け軸力の確保のほかに継手接触面の平坦性や締付け後における密着性を確保することが必要となる。また、引張接合においても接合面の摩擦力でせん断力に抵抗する必要がある場合もある。そのような場合には、摩擦接合同様な施工管理が必要である。</p> <p>締付け方法については、締付け軸力の管理方法により、トルク法、ナット回転法、耐力点法等がある。それぞれの方法に応じて特定のボルトや締付け機器を使用する場合があるので、使用するボルトの種類や締付け機器の特性を十分に把握した上で、締付け施工及びその品質管理を行う必要がある。</p> <p>なお、締付け後の継手性能や締付け施工に問題が生じないように、締付け施工前には、継手部における部材同士の食い違いや材片間の肌隙の程度、孔のずれ等に関して部材の組立精度を確認し、必要に応じて適切な処置をしておく必要がある。</p>	<p>要がある。</p> <p>摩擦接合は、高力ボルトにより継手を構成する部材同士を高い軸力で締付け、材片間の接触面に生じる摩擦力で力を伝達するものである。したがって、その施工においては、締付け軸力や接触面のすべり係数、締付け材片間の密着を確保することが必要である。なお、高力ボルト摩擦接合継手の施工については、参考資料4及び参考資料5が参考にできる。</p> <p>支圧接合は、継手を構成する部材の孔とボルト軸部との支圧力により、ボルトのせん断抵抗を介して力を伝達するものである。継手部にずれのない打込み式高力ボルトを用いる場合には、締付け施工前に孔あけ精度や継手部の孔ずれの発生についてあらかじめ確認し、締付け作業に問題が生じないようにする必要がある。また、継手性能の改善を図る観点から締付け軸力を与えるのが一般的であり、この場合には摩擦接合同様な施工管理が必要である。</p> <p>引張接合は、接合面に接触応力を発生させてボルト軸方向の力を伝達させる形式である。この接合においては、ボルトの締付け軸力の確保のほかに継手接触面の平坦性や締付け後における密着性を確保することが必要となる。また、引張接合においても接合面の摩擦力でせん断力に抵抗する必要がある場合もある。そのような場合には、摩擦接合同様な施工管理が必要である。</p> <p>締付け方法については、締付け軸力の管理方法により、トルク法、ナット回転法、耐力点法等がある。それぞれの方法に応じて特定のボルトや締付け機器を使用する場合があるので、使用するボルトの種類や締付け機器の特性を十分に把握したうえで、締付け施工及びその品質管理を行う必要がある。</p> <p>なお、締付け後の継手性能や締付け施工に問題が生じないように、締付け施工前には、継手部における部材同士の食い違いや材片間の肌すきの程度、孔のずれ等に関して部材の組立精度を確認し、必要に応じて適切な処置をしておく必要がある。</p>
	<h3>18.5.2 高力ボルトの品質管理及び保管</h3> <p>(1) ボルト、ナット、座金及びそのセットについては、工場出荷時にその特性及び品質を保証する試験、検査を行い、規格に合格していることを確認しなければならぬ。また、現場搬入時には、検査成績書と照合し、特性及び品質の保証されたボルトセットであることを確認しなければならぬ。</p> <p>(2) ボルトセットは、工場出荷時の品質が現場施工時まで保たれるように、その包装及び現場保管に注意しなければならない。</p> <p>(1) 高力ボルトは、設計で指定された規格のものである必要がある。施工においては、工場出荷時に、ボルト、ナット、座金及びそのセットの機械的性質や形状寸法、トルク係数値、</p>	<h3>20.9.2 高力ボルトの品質管理及び保管</h3> <p>(1) ボルト、ナット、座金及びそのセットについては、工場出荷時にその特性及び品質を保証する試験、検査を行い、規格に合格していることを確認しなければならぬ。また、現場搬入時には、検査成績書と照合し、特性及び品質の保証されたボルトセットであることを確認しなければならぬ。</p> <p>(2) ボルトのセットは、工場出荷時の品質が現場施工時まで保たれるように、その包装及び現場保管に注意しなければならない。</p> <p>(1) 高力ボルトは、設計で指定された規格のものである必要がある。施工においては、工場出荷時に、ボルト、ナット、座金及びそのセットの機械的性質や形状寸法、トルク係数値、</p>

改定案（20章）

現行

備考

締付け軸力値等が所定の規格に合格していること、更に現場搬入時には搬入されたボルトと添付されている検査成績書を照合し品質の保証されたボルトであるか確認する必要がある。

なお、ボルトの機械的特性や化学成分、製造方法等について、特殊な性能、仕様を要求したボルトの場合には、それらに関して試験、検査により確認するとともに、その結果が検査成績書に記載されていることを確認する必要がある。

(2) ボルトセットの保管にあたっては、できるだけ工場包装のまま保管庫に収納し、雨や夜露等の湿気があたらないように注意し、工場出荷時の品質が現場施工時まで保たれる必要がある。開包後は雨や夜露等による濡れ、さびの発生、ほこり・砂等のねじ部への付着、乱暴な扱いによるねじ部のいたみなどによる品質の変化が生じやすいので、包装はできるだけ施工直前に解く必要がある。このためには、ボルトの施工箇所への搬入を計画的に行い、余分な開包を行わないよう注意する必要がある。また、工場出荷時の品質を施工時まで確保しておくためには、上記の注意をはらうとともに、工場出荷時から現場施工までの期間をできるだけ短くすることが望ましい。

20.9.3 接合面の処理

(1) 摩擦接合において接合される材片の接合面については、必要とするすべり係数が得られるように適切な処理を施さなければならない。

(2) 1)及び2)に示す処理を施した場合には、表-20.9.1に示すすべり係数が得られるものとみなす。1)及び2)に示す以外の処理を施す場合には、0.4以上のすべり係数が十分得られるように慎重に検討する。

1) 接触面を塗装しない場合には、接触面は黒皮を除去して粗面とする。

材片の締付けにあたっては接触面の浮さび、油、泥等を十分に清掃して取り除く。

2) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合、表-20.9.2に示す条件に従い、無機ジンクリッチペイントを使用する。

表-20.9.1 すべり係数

項目	すべり係数
a) 接触面を塗装しない場合	0.40
b) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合	0.45

締付け軸力値等が所定の規格に合格していること、さらに現場搬入時には搬入されたボルトと添付されている検査成績書を照合し品質の保証されたボルトであるか確認する必要がある。

なお、ボルトの機械的特性や化学成分、製造方法等について、特殊な性能、仕様を要求したボルトの場合には、それらに関して試験、検査により確認するとともに、その結果が検査成績書に記載されていることを確認する必要がある。

(2) ボルトセットの保管にあたっては、できるだけ工場包装のまま保管庫に収納し、雨や夜露等の湿気があたらないように注意し、工場出荷時の品質が現場施工時まで保たれる必要がある。開包後は雨や夜露等による濡れ、さびの発生、ほこり・砂等のねじ部への付着、乱暴な扱いによるねじ部のいたみなどによる品質の変化が生じやすいので、包装はできるだけ施工直前に解く必要がある。このためには、ボルトの施工箇所への搬入を計画的に行い、余分な開包を行わないよう注意する必要がある。また、工場出荷時の品質を施工時まで確保しておくためには、上記の注意をはらうとともに、工場出荷時から現場施工までの期間をできるだけ短くすることが望ましい。

18.5.3 接合面の処理

(1) 摩擦接合において接合される材片の接合面については、必要とするすべり係数が得られるように適切な処理を施さなければならない。

(2) 下記に示す処理を施した場合においては、表-18.5.1に示すすべり係数が得られるものとみなす。下記に示す以外の処理を施す場合には、0.4以上のすべり係数が十分得られるように慎重に検討する。

1) 接触面を塗装しない場合には、接触面は黒皮を除去して粗面とする。

材片の締付けにあたっては接触面の浮さび、油、泥等を十分に清掃して取り除く。

2) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合、表-18.5.2に示す条件に従い、無機ジンクリッチペイントを使用する。

表-18.5.1 すべり係数

項目	すべり係数
a) 接触面を塗装しない場合	0.40
b) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合	0.45

改定案（20章）

表-20.9.2 無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の条件

項目	条件
接触面片面あたりの最小乾燥塗膜厚	50 μm 以上
接触面の合計乾燥塗膜厚	100～200 μm
乾燥塗膜中の亜鉛含有量	80%以上
亜鉛末の粒径（50%平均粒径）	10 程度以上

(1) 摩擦接合では、接触面のすべり係数を仮定して継手のすべり耐力が算定されているため、施工においては設計で仮定したすべり係数が得られるように接合面について適切な処理を行う必要がある。

なお、支圧接合において継手性能の改善を目的としてボルトに締付け軸力を与え摩擦力による力の伝達を期待するような場合や、引張接合において接触面の摩擦力によりせん断力を伝達するような場合には、接合面について摩擦接合と同様な処理を行う必要がある。

(2) 従来より、黒皮を除去して接合面を粗面とした継手では、0.4以上のすべり係数が十分に確保できることが知られている。

しかし、工場製作時にこのような処理を行っても、現場で接合を行うまでこの状態を維持することが難しく、接合面に浮きび、油、泥等が付着している場合が多い。このような場合には、現場で接合する直前に接合面を十分に清掃して、これらを除去することが重要である。

一方、橋の大型化に伴い個々の連結板の重量が増加してきたため、現場における浮きび等の除去作業が困難になってきたこと、また、接合部の塗装が完成後の防食上弱点となりやすいことから、接合面にも塗装等の表面処理を施すことが考えられてきた。

このため、これまでもすべり係数0.4以上を確保できる塗装仕様²⁾が規定されていた。これに対して、現状の接合面の塗膜厚管理値や最近の研究成果を踏まえ、接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合のすべり係数を0.45とすること、及び表-20.9.2に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の塗装仕様が規定された。

ただし、接触面にそれぞれ異なる無機ジンクリッチペイントを用いたり、他の塗料を併用したりしてはいけない。また、無機ジンクリッチペイントを塗装する場合、素地調整後、直接、無機ジンクリッチペイントを塗装する。

摩擦接合面のみは無機ジンクリッチペイントを塗装し、他の部分に別の塗装系を用いる場合には、境界部の処理に注意し、塗装相互に悪影響を生じさせないように事前に検討しておくことが必要である。また、塗膜厚の管理は十分に行う必要がある。

接触面に条文(2)1)及び2)以外の防食処理を施す場合は、塗膜の種類や厚さ等に

現行

表-18.5.2 無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の条件

項目	条件
接触面片面あたりの最小乾燥塗膜厚	50 μm 以上
接触面の合計乾燥塗膜厚	100～200 μm
乾燥塗膜中の亜鉛含有量	80%以上
亜鉛末の粒径（50%平均粒径）	10 μm 程度以上

(1) 摩擦接合継手では、接触面のすべり係数を仮定して継手のすべり耐力が算定されているため、施工においては設計で仮定したすべり係数が得られるように接合面について適切な処理を行う必要がある。

なお、支圧接合において継手性能の改善を目的としてボルトに締付け軸力を与え摩擦力による力の伝達を期待するような場合や引張接合において接触面の摩擦力によりせん断力を伝達するような場合には、接合面について摩擦接合同様な処理を行う必要がある。

(2) 従来より、黒皮を除去して接合面を粗面とした継手では、0.4以上のすべり係数が十分に確保できることが知られている。

しかし、工場製作時にこのような処理を行っても、現場で接合を行うまでこの状態を維持することが難しく、接合面に浮きび、油、泥等が付着している場合が多い。このような場合には、現場で接合する直前に接合面を十分に清掃して、これらを除去することが大切である。

一方、橋の大型化に伴い個々の連結板の重量が増加してきたため、現場における浮きび等の除去作業が困難になってきたこと、また、接合部の塗装が完成後の防食上の弱点となりやすいことから、接合面にも塗装等の表面処理を施すことが考えられてきた。

このため、これまでもすべり係数0.4以上を確保できる塗装仕様⁹⁾、¹⁰⁾が規定されていた。これに対して、現状の接合面の塗膜厚管理値や最近の研究成果を踏まえることにより、塗装仕様を見直した場合にすべり係数0.45を確保できることが明らかにされており¹¹⁾、

今回の改定では、接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合のすべり係数を0.45とするとともに、表-18.5.2に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の塗装仕様を規定したものである。

ただし、接触面にそれぞれ異なる無機ジンクリッチペイントを用いたり、他の塗料を併用したりしてはいけない。また、無機ジンクリッチペイントを塗装する場合、素地調整後、直接、無機ジンクリッチペイントを塗装する。

摩擦接合面のみは無機ジンクリッチペイントを塗装し、他の部分に別の塗装系を用いる場合には、境界部の処理に注意し、塗装相互に悪影響を生じさせないように事前に検討しておくことが必要である。また、塗膜厚の管理は十分に行う必要がある。

接触面に条文(2)1)及び2)以外の防食処理を施す場合は、塗膜の種類や厚さ等に

備考

改定案 (20章)	現行	備考
<p>よっては、0.4 以上のすべり係数を確保できないおそれや、塗膜のクリーブによりボルト軸力の低下の原因となるおそれもあるので、その必要性も含めて慎重に検討したうえで使用する必要がある。</p> <p>なお、溶融亜鉛めっき橋におけるめっき処理を施した接合面については、プラスチック処理を実施して0.4 以上のすべり係数を確保するのがよいが、使用するプラスチック材の種類や施工条件によっては、0.4 以上のすべり係数が得られない場合があるので、文献 [1]等を参考とするのがよい。</p> <p>20.9.4 ボルトの締付け</p> <p>(1) ボルトの締付けにあたっては設計ボルト軸力が得られるように締付けなければならぬ。</p> <p>(2) ボルトの締付けは、各材片間の密着を確保し、十分な応力の伝達が行なわれるように施工しなければならぬ。</p> <p>(3) 1)から5)による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。</p> <p>1) ボルトの締付け</p> <p>i) ボルト軸力の導入は、ナットを回して行うのを原則とする。やむを得ず頭回しを行う場合には、トルク係数値の変化を確認する。</p> <p>ii) ボルトの締付けをトルク法によって行う場合には、締付けボルト軸力が各ボルトに均一に導入されるよう締付けトルクを調整する。</p> <p>iii) トルシア形高力ボルトを使用する場合には、本締めには専用締付け機を使用する。</p> <p>iv) ボルトの締付けを回転法によって行う場合には、接触面の肌隙がなくなる程度にトルクレンチで締められた状態又は組立用スパナで力いっぱい締めた状態から a) 及び b) 示す回転角を与える。</p> <p>ただし、回転法は F8T、B8T のみに用いる。</p> <p>a) ボルト長が径の 5 倍以下の場合 : 1/3 回転 (120 度) ± 30 度</p> <p>b) ボルト長が径の 5 倍を超える場合 : 施工条件に一致した予備試験によって目標回転角を決定する。</p> <p>v) ボルトの締付けを耐力点法によって行う場合には、9.5.2(3)(4)に規定する高力ボルトを用い、専用の締付け機を使用して本締めを行う。</p> <p>vi) 打込式高力ボルトの締付けは、ボルトねじ部にナットがかかるとまで打ち込んだ後にナットを回転してボルトを引き込む。</p> <p>2) 機械器具の検定</p>	<p>よっては、0.4 以上のすべり係数を確保できないおそれや、塗膜のクリーブによりボルト軸力の低下の原因となるおそれもあるので、その必要性も含めて慎重に検討したうえで使用する必要がある。</p> <p>なお、溶融亜鉛めっき橋におけるめっき処理を施した接合面については、プラスチック処理を実施して0.4 以上のすべり係数を確保するのがよいが、使用するプラスチック材の種類や施工条件によっては、0.4 以上のすべり係数が得られない場合があるので、文献 [2]等を参考とするのがよい。</p> <p>18.5.4 ボルトの締付け</p> <p>(1) ボルトの締付けにあたっては設計ボルト軸力が得られるように締付けなければならぬ。</p> <p>(2) ボルトの締付けは、各材片間の密着を確保し、十分な応力の伝達が行なわれるように施工しなければならぬ。</p> <p>(3) 1)から5)までの規定による場合には、(1)及び(2)を満たすもののみならず。</p> <p>1) ボルトの締付け</p> <p>i) ボルト軸力の導入は、ナットを回して行うのを原則とする。やむを得ず頭回しを行う場合には、トルク係数値の変化を確認する。</p> <p>ii) ボルトの締付けをトルク法によって行う場合には、締付けボルト軸力が各ボルトに均一に導入されるよう締付けトルクを調整する。</p> <p>iii) トルシア形高力ボルトを使用する場合には、本締めには専用締付け機を使用する。</p> <p>iv) ボルトの締付けを回転法によって行う場合には、接触面の肌隙がなくなる程度にトルクレンチで締められた状態又は組立用スパナで力いっぱい締めた状態から次に示す回転角を与える。</p> <p>ただし、回転法は F8T、B8T のみに用いる。</p> <p>a) ボルト長が径の 5 倍以下の場合 : 1/3 回転 (120°) ± 30°</p> <p>b) ボルト長が径の 5 倍を超える場合 : 施工条件に一致した予備試験によって目標回転角を決定する。</p> <p>v) ボルトの締付けを耐力点法によって行う場合には、7.3.2(3)に規定する高力ボルトを用い、専用の締付け機を使用して本締めを行う。</p> <p>vi) 打込式高力ボルトの締付けは、ボルトねじ部にナットがかかるとまで打ち込んだ後にナットを回転してボルトを引き込む。</p> <p>2) 機械器具の検定</p>	

改定案（20章）

ボルトの締付け機、測定器具等の検定は、適当な時期に行いその精度を確認する。

3) 締付けボルト軸力

- i) 摩擦接合, 支圧接合及び引張接合に用いるボルトは表-20.9.3 に示す設計ボルト軸力が得られるように締付ける。

表-20.9.3 設計ボルト軸力(kN)

セット	ねじの呼び	設計ボルト軸力
F8T B8T	M20	133
	M22	165
	M24	192
F10T S10T B10T	M20	165
	M22	205
S14T	M24	238
	M22	299
	M24	349

- ii) トルク法によって締付ける場合の締付けボルト軸力は、設計ボルト軸力の10%増を標準とする。
- iii) トルシア形高力ボルトの常温時(10℃~30℃)の締付けボルト軸力は、一つの製造ロットから5組の供試セットを無作為に抽出して試験を行った場合の平均値が、表-20.9.4 に示すボルト軸力の範囲に入らなければならぬ。

表-20.9.4 常温時(10℃~30℃)の締付けボルト軸力の平均値

セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセット締付けボルト軸力の平均値(kN)
S10T	M20	172~202
	M22	212~249
	M24	247~290
S14T	M22	311~373
	M24	363~435

- iv) 耐力点法によって締付ける場合の締付けボルト軸力については、使

現行

ボルトの締付け機、測定器具等の検定は、適当な時期に行いその精度を確認する。

3) 締付けボルト軸力

- i) 摩擦接合, 支圧接合及び引張接合に用いるボルトは表-18.5.3 に示す設計ボルト軸力が得られるように締付ける。

表-18.5.3 設計ボルト軸力

セット	ねじの呼び	設計ボルト軸力(kN)
F8T B8T	M20	133
	M22	165
	M24	192
F10T S10T B10T	M20	165
	M22	205
	M24	238

- ii) トルク法によって締付ける場合の締付けボルト軸力は、設計ボルト軸力の10%増を標準とする。
- iii) トルシア形高力ボルトの常温時(10℃~30℃)の締付けボルト軸力は、一つの製造ロットから5組の供試セットを無作為に抽出して試験を行った場合の平均値が、表-18.5.4 に示すボルト軸力の範囲に入らなければならぬ。

表-18.5.4 常温時(10℃~30℃)の締付けボルト軸力の平均値

セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値(kN)
S10T	M20	172~202
	M22	212~249
	M24	247~290

- iv) 耐力点法によって締付ける場合の締付けボルト軸力については、使用

備考

用する締付け機に対して一つの製造ロットから5組の供試セットを無作為に抽出して試験を行った場合の平均値が、表-20.9.5 に示すボルト軸力の範囲に入らなければならない。

表-20.9.5 耐力点法による締付けボルト軸力の平均値

セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセット締付けボルト軸力の平均値 (kN)
F10T	M20	$0.196\sigma_y \sim 0.221\sigma_y$
	M22	$0.242\sigma_y \sim 0.273\sigma_y$
	M24	$0.282\sigma_y \sim 0.318\sigma_y$

σ_y : ボルト試験片の耐力 (N/mm²) (JIS Z 2241 の4号試験片による)

4) 締付けの順序

ボルトの締付けは、連結板の中央のボルトから順次端部ボルトに向かつて行い、2度締めを行う (図-20.9.1)。なお、予備締め後には締忘れや共回りを容易に確認できるようにボルト、ナット及び座金にマーキングを行うのを原則とする。

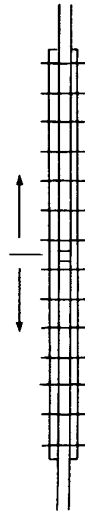


図-20.9.1 ボルト締付け順序

5) 継手の肌隙

部材と連結板又は接合する材片同士は、締付けにより密着させ肌隙が生じないようにする。

(3)1) ボルトの締付け

摩擦接合継手におけるボルトの締付け方法は締付けボルト軸力の管理方法によってトルク法、ナット回転法及び耐力点法に大別される。トルク法による場合、セットのトルク係数値はナットを回して締付けた場合について定められているので、ボルトの締付けはナットを回して行うのが原則である。施工上の手順でやむを得ずボルト頭を回す場合には、改めてその値を確認する必要がある。なお、トルク係数値を減じるために表面処理を行った座金を用いている場合には、それを回転させる側に用いるように注意する必要がある。

する締付け機に対して一つの製造ロットから5組の供試セットを無作為に抽出して試験を行った場合の平均値が、表-18.5.5 に示すボルト軸力の範囲に入らなければならない。

表-18.5.5 耐力点法による締付けボルト軸力の平均値

セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN)
F10T	M20	$0.196\sigma_y \sim 0.221\sigma_y$
	M22	$0.242\sigma_y \sim 0.273\sigma_y$
	M24	$0.282\sigma_y \sim 0.318\sigma_y$

σ_y : ボルト試験片の耐力 (N/mm²) (JIS Z 2241 の4号試験片による)

4) 締付けの順序

ボルトの締付けは、連結板の中央のボルトから順次端部ボルトに向かつて行い、2度締めを行う (図-18.5.1)。なお、予備締め後には締忘れや共回りを容易に確認できるようにボルト、ナット及び座金にマーキングを行うのを原則とする。



図-18.5.1 ボルト締付け順序

5) 継手の肌隙

部材と連結板又は接合する材片同士は、締付けにより密着させ肌隙が生じないようにする。

(3) 1) ボルトの締付け

摩擦接合継手におけるボルトの締付け方法は締付けボルト軸力の管理方法によってトルク法、ナット回転法及び耐力点法に大別される。トルク法による場合、セットのトルク係数値はナットを回して締付けた場合について定められているので、ボルトの締付けはナットを回して行うのが原則である。施工上の手順でやむを得ずボルト頭を回す場合には、改めてその値を確認する必要がある。なお、トルク係数値を減じるために表面処理を行った座金を用いている場合には、それを回転させる側に用いるように注意する必要がある。

備考	現行	改定案(20章)
	<p>トルク法による場合には、3)で述べる施工の標準とすべきボルト軸力に達するよう施工の前に締付けトルクを選定する必要がある。</p> <p>トルシア形高力ボルトを使用する場合には、専用の締付け機を用いる。</p> <p>ナット回転法は、締付けによるボルト軸力をボルトの伸びによって管理するもので、ボルトの伸びはナットの回転量となって現れる。iv)に規定されたナット回転量は、標準ボルト軸力を確保し、かつボルトの破断伸びに対して余裕をもって定められたものである。この回転量を与えた場合、ボルトの軸力は降伏点を超える程度にまで達するが、従来の経験と多くの実験^{13), 14)}の結果から、8Tボルトではそのような締付けを行っても安全であると判断し、回転法を用いてもよいこととしている。</p> <p>なお、通常使用されるボルトの首下長さは、径の5倍以下であることから、5倍以下の場合の回転角を規定する¹⁵⁾とともに、これ以上の長さのものを使用する場合は予備試験により回転量を確認することとしている。10Tボルトについても実験結果では8Tボルトと同様の変形特性を示すが、遅れ破壊に対するデータの不足により、ナット回転法は8Tに限るものとしている。</p> <p>また、回転量を測る始点におけるボルト軸力も重要であり、材片間の肌隙がなくなるよう、組立用スバナで力いっぱい締付けたり、インパクトレンチで始めの打撃を与えた程度まで締付けた状態を基準として回転量を測る。</p> <p>耐力点法は、高力ボルト締付け時の導入軸力とナット回転量の関係が耐力点付近では非線形となる性質を締付け機がとらえることによって管理し、所定の軸力を導入する締付け方法である。この方法は、施工管理が容易であり、導入軸力の変動が小さいが、トルク法に比較して導入軸力が高くなることにより、7.3.2に示しているように使用するボルトの化学成分、機械的性質等を JIS B 1186 (摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット)より厳しく規定して、遅れ破壊特性を高めている。この締付け法は、本州四国連絡橋等で多くの実績がある^{16), 17), 18)}。</p> <p>支圧接合において打込式高力ボルトを用いる場合には、打込み作業性(打込み難易度)に問題が生じることのないように、その締付け施工前に孔径や孔の食い違いについて確認する必要がある。また、ボルト打込み時の孔周縁部に有害なきずを生じさせないように注意する必要がある。</p> <p>2) 機械器具の検定</p> <p>ここにいう器具の検定は定期検定のことであり、現場における日常の検定ではない。軸力計には、油圧の変化で軸力を測定するものとひずみゲージを利用したロードセルタイプのものがあるが、これらは常に規定された精度内で使用できるようにしておく必要がある。このため、現場施工に先立ち、現場搬入直前に1回、その後も定期的に検定を行ってその精度を確認する必要がある。軸力計の精度は、トルクレンチ等に比べ</p>	<p>トルク法による場合には、3)で述べる施工の標準とすべきボルト軸力に達するよう施工の前に締付けトルクを選定する必要がある。</p> <p>トルシア形高力ボルトを使用する場合には、所定のトルク値に対応した専用の締付け機を用いる。</p> <p>ナット回転法は、締付けによるボルト軸力をボルトの伸びによって管理するもので、ボルトの伸びはナットの回転量となって現れる。iv)に規定されたナット回転量は、標準ボルト軸力を確保し、かつボルトの破断伸びに対して余裕をもって定められたものである。この回転量を与えた場合、ボルトの軸力は降伏点を超える程度にまで達するが、従来の経験と多くの実験^{13), 14)}の結果から、8Tボルトではそのような締付けを行っても安全であると判断し、回転法を用いてもよいこととしている。</p> <p>なお、通常使用されるボルトの首下長さは、径の5倍以下であることから、5倍以下の場合の回転角を規定する¹⁵⁾とともに、これ以上の長さのものを使用する場合は予備試験により回転量を確認することとしている。10Tボルトについても実験結果では8Tボルトと同様の変形特性を示すが、遅れ破壊に対するデータの不足により、ナット回転法は8Tに限るものとしている。</p> <p>また、回転量を測る始点におけるボルト軸力も重要であり、材片間の肌隙がなくなるよう、組立用スバナで力いっぱい締付けたり、インパクトレンチで始めの打撃を与えた程度まで締付けた状態を基準として回転量を測る。</p> <p>耐力点法は、高力ボルト締付け時の導入軸力とナット回転量の関係が耐力点付近では非線形となる性質を締付け機がとらえることによって管理し、所定の軸力を導入する締付け方法である。この方法は、施工管理が容易であり、導入軸力の変動が小さいが、トルク法に比較して導入軸力が高くなることにより、9.5.2に示しているように使用するボルトの化学成分及び機械的性質等を JIS B 1186 (摩擦接合用高力六角ボルト・六角ボルト・六角ナット・平座金のセット)より厳しく規定して、遅れ破壊特性を高めている。この締付け法は、本州四国連絡橋等で多くの実績がある^{16), 17), 18)}。</p> <p>支圧接合において打込式高力ボルトを用いる場合には、打込み作業性(打込み難易度)に問題が生じることのないように、その締付け施工前に孔径や孔の食い違いについて確認する必要がある。また、ボルト打込み時の孔周縁部に有害なきずを生じさせないように注意する必要がある。</p> <p>2) 機械器具の検定</p> <p>ここにいう器具の検定は定期検定のことであり、現場における日常の検定ではない。軸力計には、油圧の変化で軸力を測定するものとひずみゲージを利用したロードセルタイプのものがあるが、これらは常に規定された精度内で使用できるようにしておく必要がある。このため、現場施工に先立ち、現場搬入直前に1回、その後も定期的に検定を行ってその精度を確認する必要がある。軸力計の精度は、トルクレンチ等に比べて</p>

備考	現行	改定案(20章)
	<p>て取扱いによる影響を受けることが少ないので、定期検定は3ヶ月に1回を標準として行えばよい。</p> <p>なお、ボルトによって締付けられる軸力計の部分の剛性は、必ずしも実部材の剛性と同一でない。このため、同一の出力トルクで軸力計と実部材とを締付けた場合では、導入されるボルト軸力に若干差が生じることがある。したがって、なるべく実部材に近い剛性をもった軸力計を使用するのが望ましい。</p> <p>トルクレンチには、トルクをダイヤルゲージの目盛で読むもの、トルクレンチのたわみを利用して目盛を読むもの、ラチェット式の等があるが、いずれも粗雑に取り扱うと狂いが生じやすい。したがって、トルクレンチの検定は現場搬入時に1回、搬入後は1ヶ月に1回を標準とし、使用頻度によっては定期検定の期間を別に定めるのがよい。</p> <p>締付け機には電動式と油圧式とがあるが、いずれも締付け精度の持続性がよいので現場搬入前に1回点検し、搬入後の定期検定は3ヶ月に1回を標準としてよい。電動式、油圧式いずれの締付け機もガンと制御装置又は油圧調整装置が組合わされて使用されるので、定期検定はその組合せに対して行う必要がある。また、トルク法による場合、出力トルクの精度は使用するトルク値の範囲の数段階について検定する必要がある。</p> <p>上記締付け機以外にも電気式によるトルク制御式インパクトレンチがあるが、微調整が困難であり、締付け精度の持続性にも問題があるので、本締めには使用しないのがよい。</p> <p>ただし、予備締めではそれほど締付け精度を要しないので、作業能率のよいトルク制御式インパクトレンチを用いてもよい。</p> <p>トルシア形高力ボルトの締付け機のソケット部は、ナットとピンテールを保持する2側のソケットからなる。外側のソケットは、ナットを保持して締付けトルクを与え、内側のソケットは、ピンテールを保持して締付けトルクの反力を伝達する構造である。両方のソケットは、互いに逆方向に回転し、締付けトルクが、破断溝の破断トルクに達して切断するまでソケットが回転する。</p> <p>このように締付けトルクはピンテールを切断することにより制御されるので、専用締付け機は、トルクを制御する機能をもたず単にトルクを与えるためのものであることから、検定の必要はなく、整備点検を行えばよい。</p> <p>3) 締付けボルト軸力</p> <p>表-18.5.3の設計ボルト軸力は、3.2.3(2)の解説に述べたように、規定した許容力を満たすに必要な設計上のボルト軸力である。</p> <p>ボルトの締付けにあたっては、上記の設計ボルト軸力が得られるように締付けるのであるが、さらにトルク係数値のばらつき、クリープやリラクセーション、すべり係数のばらつき等の影響を考慮して、施工時のボルト軸力は設計ボルト軸力の10%増しを標準</p>	<p>取扱いによる影響を受けることが少ないので、定期検定は3ヶ月に1回を標準として行えばよい。</p> <p>なお、ボルトによって締付けられる軸力計の部分の剛性は、必ずしも実部材の剛性と同一でない。このため、同一の出力トルクで軸力計と実部材とを締付けた場合では、導入されるボルト軸力に若干差が生じることがある。したがって、なるべく実部材に近い剛性をもった軸力計を使用するのが望ましい。</p> <p>トルクレンチには、トルクをダイヤルゲージの目盛で読むもの、トルクレンチのたわみを利用して目盛を読むもの、ラチェット式の等があるが、いずれも粗雑に取り扱うと狂いが生じやすい。したがって、トルクレンチの検定は現場搬入時に1回、搬入後は1ヶ月に1回を標準とし、使用頻度によっては定期検定の期間を別に定めるのがよい。</p> <p>締付け機には電動式と油圧式とがあるが、いずれも締付け精度の持続性がよいので現場搬入前に1回点検し、搬入後の定期検定は3ヶ月に1回を標準としてよい。電動式、油圧式いずれの締付け機もガンと制御装置又は油圧調整装置が組合わされて使用されるので、定期検定はその組合せに対して行う必要がある。また、トルク法による場合、出力トルクの精度は使用するトルク値の範囲の数段階について検定する必要がある。</p> <p>上記締付け機以外にも電気式によるトルク制御式インパクトレンチがあるが、微調整が困難であり、締付け精度の持続性にも問題があるので、本締めには使用しないのがよい。</p> <p>ただし、予備締めではそれほど締付け精度を要しないので、作業能率のよいトルク制御式インパクトレンチを用いてもよい。</p> <p>トルシア形高力ボルトの締付け機のソケット部は、ナットとピンテールを保持する2側のソケットからなる。外側のソケットは、ナットを保持して締付けトルクを与え、内側のソケットは、ピンテールを保持して締付けトルクの反力を伝達する構造である。両方のソケットは、互いに逆方向に回転し、締付けトルクが、破断溝の破断トルクに達して切断するまでソケットが回転する。</p> <p>このように締付けトルクはピンテールを切断することにより制御されるので、専用締付け機は、トルクを制御する機能をもたず単にトルクを与えるためのものであることから、検定の必要はなく、整備点検を行えばよい。</p> <p>3) 締付けボルト軸力</p> <p>表-20.9.3の設計ボルト軸力は、9.6.2(1)の解説に述べたように、規定した設計すべり強度を満たすに必要な設計上のボルト軸力である。</p> <p>ボルトの締付けにあたっては、上記の設計ボルト軸力が得られるように締付けるのであるが、更にトルク係数値のばらつき、クリープやリラクセーション、すべり係数のばらつき等の影響を考慮して、施工時のボルト軸力は設計ボルト軸力の10%増しを標準</p>

改定案 (20章)	現行	備考																									
<p>としている。</p> <p>なお、ナット回転法による場合は、1)に規定されたナット回転量を与えれば、締付けボルト軸力は確保される。</p> <p>トルシア形高力ボルトによる場合は、前述の解説のように、締付け機に制御機構がなく、ボルトのセット自体で摩擦接合用高力ボルトのセットと同等の締付けボルト軸力が確保される。</p> <p>なお、ボルトの締付けにあたっては、先に述べた機械器具を用いて締付け力の調整を行うわけであるが、この場合、現場で求めたトルク係数は、9.5.2に規定した工場での製品としてのトルク係数とは本質的に異なるものである点に留意する必要がある。</p> <p>トルシア形高力ボルトによる場合には、2)の解説で述べたように締付け機がトルクを制御する機能をもたないで、ボルトの性能により締付け軸力が左右される。よって、工場出荷時において締付けボルト軸力の平均値が一定の範囲に入っていることを確認するとともに、工場出荷時から現場施工時までにその性能が保持されていることを確認する必要がある。そのため、使用するボルトはボルト締付け以前に表-20.9.4を用いてその性能を確かめておくことが必要である。</p> <p>なお、現場での締付け軸力試験においては、試験に用いる検査機器の機能上の制約からあらゆる首下長さのボルトに対して試験を行うことが困難な場合がある。このような場合には、使用ボルトと同じ製造メーカーから同一時期に現場搬入され、かつ同一の保管環境に置いた呼び径の等しいボルトのうちから試験可能な首下長さのボルトを抽出して締付け試験を実施し、工場出荷時の性能が現場搬入後においても保持されていることを確認することで使用ボルトの性能を保証してもよい。</p> <p>ボルトのトルク係数値は温度によって変化するので、締付けボルト軸力も変化する。常温時以外 (0℃～10℃, 30℃～60℃) で、試験をした場合は、表-解 20.9.1に示すボルト軸力の範囲による。</p>	<p>準としている。</p> <p>なお、ナット回転法による場合は、1)に規定されたナット回転量を与えれば、締付けボルト軸力は確保される。</p> <p>トルシア形高力ボルトによる場合は、前述の解説のように、締付け機に制御機構がなく、ボルトのセット自体で摩擦接合用高力ボルトのセットと同等の締付けボルト軸力が確保される。</p> <p>なお、ボルトの締付けにあたっては、先に述べた機械器具を用いて締付け力の調整を行うわけであるが、この場合、現場で求めたトルク係数は、7.3.2に規定した工場での製品としてのトルク係数とは本質的に異なるものである点に留意する必要がある。</p> <p>トルシア形高力ボルトを用いる場合には、2)の解説で述べたように締付け機がトルクを制御する機能をもたないで、ボルトの性能により締付け軸力が左右される。よって、工場出荷時において締付けボルト軸力の平均値が一定の範囲に入っていることを確認するとともに、工場出荷時から現場施工時までにその性能が保持されていることを確認する必要がある。そのため、使用するボルトはボルト締付け以前に表-18.5.4を用いてその性能を確かめておくことが必要である。</p> <p>なお、現場での締付け軸力試験においては、試験に用いる検査機器の機能上の制約からあらゆる首下長さのボルトに対して試験を行うことが困難な場合がある。このような場合には、使用ボルトと同じ製造メーカーから同一時期に現場搬入され、かつ同一の保管環境に置いた呼び径の等しいボルトのうちから試験可能な首下長さのボルトを抽出して締付け試験を実施し、工場出荷時の性能が現場搬入後においても保持されていることを確認することで使用ボルトの性能を保証してもよい。</p> <p>ボルトのトルク係数値は温度によって変化するので、締付けボルト軸力も変化する。常温時以外 (0℃～10℃, 30℃～60℃) で、試験をした場合には、表-解 18.5.1に示すボルト軸力の範囲による。</p>	<p>備考</p>																									
<p>表-解 20.9.1 常温時以外 (0℃～10℃, 30℃～60℃) の締付けボルト軸力の平均値</p> <table border="1" data-bbox="252 67 478 2098"> <thead> <tr> <th>セット</th> <th>ねじの呼び</th> <th>1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">S10T</td> <td>M20</td> <td>167～211</td> </tr> <tr> <td>M22</td> <td>207～261</td> </tr> <tr> <td>M24</td> <td>241～304</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">S14T</td> <td>M22</td> <td>299～391</td> </tr> <tr> <td>M24</td> <td>349～457</td> </tr> </tbody> </table>	セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN)	S10T	M20	167～211	M22	207～261	M24	241～304	S14T	M22	299～391	M24	349～457	<p>表-解 18.5.1 常温時以外 (0℃～10℃, 30℃～60℃) の締付けボルト軸力の平均値</p> <table border="1" data-bbox="252 353 478 1859"> <thead> <tr> <th>セット</th> <th>ねじの呼び</th> <th>1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">S10T</td> <td>M20</td> <td>167～211</td> </tr> <tr> <td>M22</td> <td>207～261</td> </tr> <tr> <td>M24</td> <td>241～304</td> </tr> </tbody> </table>	セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN)	S10T	M20	167～211	M22	207～261	M24	241～304	<p>耐力点法によって締付ける場合についても、条文のとおり作業前に締付け機の制御動</p>
セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN)																									
S10T	M20	167～211																									
	M22	207～261																									
	M24	241～304																									
S14T	M22	299～391																									
	M24	349～457																									
セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN)																									
S10T	M20	167～211																									
	M22	207～261																									
	M24	241～304																									

備考	現行	改定案（20章）
	<p>作軸力の平均値が一定の範囲に入っていることを確認する必要がある。なお、現場での締付け軸力試験において、トルシア形高力ボルトの場合と同様に試験が困難な場合には、トルシア形高力ボルトの場合と同様な試験を行う。</p> <p>4) 締付けの順序</p> <p>継手内でのボルト軸力が不均等であると、すべり耐力の減少をきたすこともある。この項はボルト群ができるだけ均一に締付けられるように定められたものである。継手の外側端からボルトを締付けると連結板が浮き上がり、密着性が悪くなる傾向があるため、中央から外に向かって締付ける。</p> <p>一般には1回で所要の軸力まで締付けると、最初に締付けたボルトが緩む傾向がある。予備締めは締付けボルト軸力の60%程度とするのがよい。また、部材の締付け厚さが大きい場合には、ボルトの緩む度合いが大きくなる可能性があるため、十分注意して施工を行う必要がある。</p> <p>なお、ナット回転法の場合には、初めに肌隙がなくなると締付けると、締付け力が十分大きくなり、一般に上記の意味での2度締めの必要はない。</p> <p>5) 継手の肌隙</p> <p>この項は、締付けが完了した状態で、部材を構成する各材片の摩擦によって十分に応力を伝達させるための処置を規定したものである。ボルト孔周辺部における肌隙の発生は応力の伝達を阻害するものであり、ボルトの締付けに際しては、このような肌隙が生じないように注意する必要がある。特に、連結板が厚いほど母材に接触しにくく、肌隙によるすべり耐力の低下が大きくなるので、十分に注意する必要がある。ボルト孔から離れた縁端部だけに肌隙が生じているような場合には、必ずしも応力伝達上問題があるとはいえないが、このような場合においても防せい防食上の配慮は必要である。</p> <p>材片間における肌隙は、板厚差のある場合や部材に食違いがある場合などに生じる。ここでのいう板厚差とは、板厚公差により生じるものであり、公称板厚が異なる部材を接する場合の処理については、設計時においてファイラーを設け板厚差をなくす等の対応が必要である。板厚公差については、鋼材の板厚が厚くなると公差も大きくなり、また、締付け後に肌隙の生じる可能性もあることから、継手の仮締付け時に肌隙の有無を確認し、本締付け後においても肌隙が残ってしまうことが予想される場合には、ファイラーブレードを設ける、被締付け材にテーパーパーをつける等の適切な処理を行う必要がある。</p> <p>部材の食違いについては、現場で食違いを矯正することは困難である。食違いが生じないよう工場製作時に製作方法等に留意するとともに、仮組立を行う場合には食違いがないことを確認し、もし食違いに伴う肌隙が見つかった場合には、適切な補修をしておくことが重要である。なお、食違いの生じた状態で連結板を締付けた場合には、連結板に有害な変形を生じさせてしまうことがあるので慎重に対処する必要がある。</p>	<p>作軸力の平均値が一定の範囲に入っていることを確認する必要がある。なお、現場での締付け軸力試験において、トルシア形高力ボルトの場合と同様に試験が困難な場合には、トルシア形高力ボルトの場合と同様な試験を行う。</p> <p>4) 締付けの順序</p> <p>継手内でのボルト軸力が不均等であると、すべり耐力の減少をきたすこともある。この項はボルト群ができるだけ均一に締付けられるように定められたものである。継手の外側端からボルトを締付けると連結板が浮き上がり、密着性が悪くなる傾向があるため、中央から外に向かって締付ける。</p> <p>一般には1回で所要の軸力まで締付けると、最初に締付けたボルトが緩む傾向がある。予備締めは締付けボルト軸力の60%程度とするのがよい。また、部材の締付け厚さが大きい場合には、ボルトの緩む度合いが大きくなる可能性があるため、十分注意して施工を行う必要がある。</p> <p>なお、ナット回転法の場合には、初めに肌隙がなくなると締付けると、締付け力が十分大きくなり、一般に上記の意味での2度締めの必要はない。</p> <p>5) 継手の肌隙</p> <p>この項は、締付けが完了した状態で、部材を構成する各材片の摩擦によって十分に応力を伝達させるための処置を規定したものである。ボルト孔周辺部における肌隙の発生は応力の伝達を阻害するものであり、ボルトの締付けに際しては、このような肌隙が生じないように注意する必要がある。特に、連結板が厚いほど母材に接触しにくく、肌隙によるすべり耐力の低下が大きくなるので、十分に注意する必要がある。ボルト孔から離れた縁端部だけに肌隙が生じているような場合には、必ずしも応力伝達上問題があるとはいえないが、このような場合においても防せい防食上の配慮は必要である。</p> <p>材片間における肌隙は、板厚差のある場合や部材に食違いがある場合などに生じる。ここでのいう板厚差とは、板厚公差により生じるものであり、公称板厚が異なる部材を接する場合の処理については、設計時においてファイラーを設け板厚差をなくす等の対応が必要である。板厚公差については、鋼材の板厚が厚くなると公差も大きくなり、また、締付け後に肌隙の生じる可能性もあることから、継手の仮締付け時に肌隙の有無を確認し、本締付け後においても肌隙が残ってしまうことが予想される場合には、ファイラーブレードを設ける、被締付け材にテーパーパーをつける等の適切な処理を行う必要がある。</p> <p>部材の食違いについては、現場で食違いを矯正することは困難である。食違いが生じないよう工場製作時に製作方法等に留意するとともに、仮組立を行う場合には食違いがないことを確認し、もし食違いに伴う肌隙が見つかった場合には、適切な補修をしておくことが重要である。なお、食違いの生じた状態で連結板を締付けた場合には、連結板に有害な変形を生じさせてしまうことがあるので慎重に対処する必要がある。</p>

20.9.5 締付け完了後の検査

- (1) 締付け後のボルトについては、所定の締付けがなされていることを検査により確認しなければならない。
- (2) 検査において不合格の場合には、適切な処置を施し所定の品質を確保しなければならぬ。
- (3) 1)及び2)による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
- 1) 締付け検査は、ボルト締付け後、速やかに行う。
 - 2) 締付け軸力の検査及び不合格の場合の処置はi)からiv)により行う。
 - i) トルク法による場合には、各ボルト群の10%のボルト本数を標準として、トルクレンチによって、締付け検査する。この場合の検査の可否基準は、締付けトルク値がキャリブレーション時に設定したトルク値の±10%の範囲内にあるときに合格とする。
 - ii) トルシア形高力ボルトの場合には、全数についてピンテールの切断の確認とマーキングによる外観検査を行う。
締忘れが確認された場合には締付けを実施し、共回りが認められる場合には、新しいボルトセットに取り替えて締直す。
 - iii) 回転法による場合には、全数についてマーキングによる外観検査を行い、締付け回転角が20.9.4に規定する範囲内であることを確認する。回転角が不足のものは所定回転角まで増し締めを実施する。回転角が過大なものについては新しいボルトセットに取り替え締直す。
 - iv) 耐力点法による場合には、全数についてマーキングによる外観検査を行い、各ボルト群においてボルトとナットのマーキングのずれによる回転角を5本抜き取りで計測し、その平均値に対して一群のボルト全数が±30度の範囲にあることを確認する。±30度の範囲を超える場合には、新しいボルトセットに取り替え締直す。
- (2) ボルト締付け後の検査方法及びその判定について規定したものである。

18.5.5 締付け完了後の検査

- (1) 締付け後のボルトについては、所定の締付けがなされていることを検査により確認しなければならない。
- (2) 検査において不合格の場合には、適切な処置を施し所定の品質を確保しなければならぬ。
- (3) 1)及び2)の規定による場合には、(1)及び(2)を満たすものとみなす。
- 1) 締付け検査は、ボルト締付け後速やかに行う。
 - 2) 締付け軸力の検査及び不合格の場合の処置は次により行う。
 - i) トルク法による場合には、各ボルト群の10%のボルト本数を標準として、トルクレンチによって、締付け検査する。この場合の検査の可否基準は、締付けトルク値がキャリブレーション時に設定したトルク値の±10%の範囲内にあるときに合格とする。
 - ii) トルシア形高力ボルトの場合には、全数についてピンテールの切断の確認とマーキングによる外観検査を行う。
締忘れが確認された場合には締付けを実施し、共回りが認められる場合には、新しいボルトセットに取り替えて締直す。
 - iii) 回転法による場合には、全数についてマーキングによる外観検査を行い、締付け回転角が18.5.4に規定する範囲内であることを確認する。回転角が不足のものは所定回転角まで増し締めを実施する。回転角が過大なものについては新しいボルトセットに取り替えて締直す。
 - iv) 耐力点法による場合には、全数についてマーキングによる外観検査を行い、各ボルト群においてボルトとナットのマーキングのずれによる回転角を5本抜き取りで計測しその平均値に対して一群のボルト全数が±30度の範囲にあることを確認する。±30度の範囲を超える場合には、新しいボルトセットに取り替えて締直す。
- (2) ボルト締付け後の検査方法及びその判定について規定したものである。

備考	現行	改定案(20章)
	<p>1) トルク法による場合には、締付け後長時間放置するとトルク係数値が変わるので検査は締付け後速やかに行う必要がある。</p> <p>2) トルク法によって締付けたボルトに対する締付け検査は、各ボルト群のうちから10%の本数を標準として定期検定によって精度確認されたトルクレンチを用いて行う。検査ボルトをトルクレンチにより増締めし、ナットが回り始めた時のトルク値を締付けトルクとし、このトルク値がキャリブレーション時に設定したトルク値に対して±10%の範囲内にあるときに合格と判定する。</p> <p>なお、ここでいう各ボルト群とは、同一日において同一寸法のボルトを同じ締付け機器を用いて締付けた場合の一連のボルト群を示しており、通常、部材断面を構成するフランジ、ウェブ等の各材片内でのボルト群を示していると考えてよい。</p> <p>トルシア形高力ボルトの締付け後の検査は、ピンテールが切断されれば適切な締付けが行われたとみなせるので、ピンテールの切断の有無の確認と、マーキングによって、共同りの検査を行えばよい。</p> <p>回転又は耐力点法によって締付けたボルトに対して、マーキングによって所要の回転角があるか否かを検査すればよい。耐力点法の場合には、各群ごとに回転角にばらつきがないことを確認することとし、正常に締付けられたボルトの回転角の平均値に対して所定範囲内の回転角であることを検査により確認することとしている。</p>	<p>1) トルク法による場合には、締付け後長時間放置するとトルク係数値が変わるので検査は締付け後、速やかに行う必要がある。</p> <p>2) トルク法によって締付けたボルトに対する締付け検査は、各ボルト群のうちから10%の本数を標準として定期検定によって精度確認されたトルクレンチを用いて行う。検査ボルトをトルクレンチにより増締めし、ナットが回り始めた時のトルク値を締付けトルクとし、このトルク値がキャリブレーション時に設定したトルク値に対して±10%の範囲内にあるときに合格と判定する。</p> <p>なお、ここでいう各ボルト群とは、同一日において同一寸法のボルトを同じ締付け機器を用いて締付けた場合の一連のボルト群を示しており、通常、部材断面を構成するフランジ、ウェブ等の各材片内でのボルト群を示していると考えてよい。</p> <p>トルシア形高力ボルトの締付け後の検査は、ピンテールが切断されれば適切な締付けが行われたとみなせるので、ピンテールの切断の有無の確認と、マーキングによって、共同りの検査を行えばよい。</p> <p>回転又は耐力点法によって締付けたボルトに対しては、マーキングによって所要の回転角があるか否かを検査すればよい。耐力点法の場合には、各群ごとに回転角にばらつきがないことを確認することとし、正常に締付けられたボルトの回転角の平均値に対して所定範囲内の回転角であることを検査により確認することとしている。</p>
<p>18.6 曲げモーメントを主として受ける部材における溶接と高力ボルト摩擦接合との併用施工</p> <p>(1) 曲げモーメントを主として受ける部材において、継手の一断面内で溶接と高力ボルト摩擦接合を併用する場合には、溶接に対する拘束を小さくし、かつ溶接変形に伴うすべり耐力の低下が生じないように施工しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)の規定による場合においては、(1)を満足するものとみなす。</p> <p>(3) 曲げモーメントを主として受ける部材のフランジ部と腹板部とで、溶接と高力ボルト摩擦接合をそれぞれ用いるような場合には、溶接の完了後に高力ボルトを締付けるのを原則とする。ただし、I形断面又は箱形断面の桁の上フランジが溶接で、腹板及び下フランジが高力ボルト摩擦接合の場合には、上フランジの溶接前に下フランジ近傍の腹板と下フランジのボルトを締付けてもよい。</p>	<p>20.10 曲げモーメントを主として受ける部材における溶接と高力ボルト摩擦接合との併用施工</p> <p>(1) 曲げモーメントを主として受ける部材において、継手の一断面内で溶接と高力ボルト摩擦接合を併用する場合には、溶接に対する拘束を小さくし、かつ溶接変形に伴うすべり耐力の低下が生じないように施工しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)による場合には、(1)を満足するものとみなしてよい。</p> <p>(3) 曲げモーメントを主として受ける部材のフランジ部と腹板部とで、溶接と高力ボルト摩擦接合をそれぞれ用いるような場合には、溶接の完了後に高力ボルトを締付けるのを原則とする。ただし、I形断面又は箱形断面の桁の上フランジが溶接で、腹板及び下フランジが高力ボルト摩擦接合の場合には、上フランジの溶接前に下フランジ近傍の腹板と下フランジのボルトを締付けてもよい。</p>	
<p>(1) この条文は、I形断面桁や箱形断面桁等の曲げモーメントを主として受ける部材において、一断面内のなかで、フランジを突合せ溶接継手、腹板やリブを高力ボルト摩擦接合継</p>	<p>(1) この条文は、I形断面桁や箱形断面桁等の曲げモーメントを主として受ける部材において、一断面内のなかで、フランジを横方向突合せ溶接継手、腹板やリブを高力ボルト摩擦</p>	

備考	現行	改定案（20章）
	<p>手とするような併用継手とする場合の施工手順について規定している。</p> <p>(2) 溶接に伴う変形を少なくする観点からは、ボルトの締付けを先にすべきであるとの<u>慮</u>もあるが、溶接に対する拘束を小さくし、また、溶接に伴う変形によるすべり耐力の低下を防止するために、溶接後にボルトの締付けを行うことを原則としている。この場合、溶接収縮に伴う変形により連結板と母材とのボルト孔位置のずれや桁のキャンパー変化等の生じる場合があるので、設計時に溶接変形による影響についても予め検討し、必要に応じて拡大孔の使用等の対策を講じる必要がある。</p> <p>高力ボルトを締付けてから溶接を行う場合には、溶接による収縮変形が拘束されることにより継手部に内部応力が導入され、溶接条件や拘束の程度によっては溶接部に割れが生じることがある。また、溶接に先立って締付けた高力ボルト継手部には部分的なすべりや局部的な面外変形が生じることがある。</p> <p>内部応力が導入された継手や部分的にすべりが生じた継手の耐力については、まだ十分に究明がなされていないことから、このような施工手順の採用にあたっては、継手の力学的な挙動について大型試験体による実験や解析等により慎重に検討することが必要であり、安易に採用してはならない。なお、開先精度や部材形状を確保するために溶接に先立ってボルト継手部を一時的に仮締付けするような場合においても上述したような問題が生じることがある。一般には、仮締付け時のボルトの締付け軸力は予備締付け程度とし、本締付けを行ってはならない。また、仮締付けの範囲は、溶接に伴う変形を拘束しないように決定し、仮締付けを行った高力ボルトは溶接完了後に新しいものに取り替えて本締付けを行う。</p> <p>I 形断面及び箱形断面の一般的な鋼桁において、上フランジ（鋼床版を含む）を溶接とし、腹板及び下フランジを高力ボルト摩擦接合とする場合には、上フランジの溶接前に下フランジ及びその近傍の腹板のボルトを締付けても、その拘束による影響の小さいことがこれまでの経験により確認されている。したがって、このような併用継手の施工については、上フランジの溶接に先立ち、下フランジと下フランジ近傍の高力ボルトを締付けてもよいこととしている。なお、下フランジ近傍の腹板部とは、部材の中立軸より下方で腹板高さの1/3程度を目安として考えてよい。</p> <p>上下フランジを溶接として腹板を高力ボルト摩擦接合継手とするような併用継手の場合やフランジ部を高力ボルト摩擦接合として腹板を溶接とするような併用継手の場合については、その使用実績も少なく、また、施工手順について不明な点も多い。したがって、このような併用継手の施工については、施工法が継手性能に及ぼす影響について予め十分に検討する必要がある。</p>	<p>接合継手とするような併用継手とする場合の施工手順について規定している。</p> <p>(3) 溶接に伴う変形を少なくする観点からは、ボルトの締付けを先にすべきであるとの<u>考え</u>もあるが、溶接に対する拘束を小さくし、また、溶接に伴う変形によるすべり耐力の低下を防止するために、溶接後にボルトの締付けを行うことを原則としている。この場合、溶接収縮に伴う変形により連結板と母材とのボルト孔位置のずれや桁のキャンパー変化等が生じる場合があるので、設計時に溶接変形による影響についても予め検討し、必要に応じて拡大孔の使用等の対策を講じる必要がある。</p> <p>高力ボルトを締付けてから溶接を行う場合には、溶接による収縮変形が拘束されることにより継手部に内部応力が導入され、溶接条件や拘束の程度によっては溶接部に割れが生じることがある。また、溶接に先立って締付けた高力ボルト継手部には部分的なすべりや局部的な面外変形が生じることがある。</p> <p>内部応力が導入された継手や部分的にすべりが生じた継手の耐力については、まだ十分に究明がなされていないことから、このような施工手順の採用にあたっては、継手の力学的な挙動について大型試験体による実験や解析等により慎重に検討することが必要であり、安易に採用してはならない。なお、開先精度や部材形状を確保するために溶接に先立ってボルト継手部を一時的に仮締付けするような場合においても上述したような問題が生じることがある。一般には、仮締付け時のボルトの締付け軸力は予備締付け程度とし、本締付けを行ってはならない。また、仮締付けの範囲は、溶接に伴う変形を拘束しないように決定し、仮締付けを行った高力ボルトは溶接完了後に新しいものに取り替えて本締付けを行う。</p> <p>I 形断面及び箱形断面の一般的な鋼桁において、上フランジ（鋼床版を含む）を溶接とし、腹板及び下フランジを高力ボルト摩擦接合とする場合には、上フランジの溶接前に下フランジ及びその近傍の腹板のボルトを締付けても、その拘束による影響の小さいことがこれまでの経験により確認されている。したがって、このような併用継手の施工については、上フランジの溶接に先立ち、下フランジと下フランジ近傍の高力ボルトを締付けてもよいこととしている。なお、下フランジ近傍の腹板部とは、部材の中立軸より下方で腹板高さの1/3程度を目安として考えてよい。また、このような場合、上フランジ側の溶接収縮で桁のそりが変化するため、桁製作時に適切なそりの値を定め、所定の桁形状となるよう管理する必要がある。</p> <p>上下フランジを溶接として腹板を高力ボルト摩擦接合継手とするような併用継手の場合やフランジ部を高力ボルト摩擦接合として腹板を溶接とするような併用継手の場合については、その使用実績も少なく、また、施工手順について不明な点も多い。したがって、このような併用継手の施工については、施工法が継手性能に及ぼす影響について予め十分に検討する必要がある。</p>

改定案（20章）	現行	備考
<p>20.11 架 設</p> <p>20.11.1 一般</p> <p>(1) 架設においては、原則として設計の前提とした施工方法及び施工順序によって施工する。</p> <p>(2) 設計時に考慮した施工方法及び施工順序と異なる方法を用いる場合には、改めて架設時及び完成時の応力及び変形について検討し、安全性を確かめなければならない。</p>	<p>18.7 架 設</p> <p>18.7.1 一般</p> <p>(1) 架設においては、原則として設計の前提とした施工方法及び施工順序によって施工する。</p> <p>(2) 設計時に考慮した施工方法及び施工順序と異なる方法を用いる場合には、改めて架設時及び完成時の応力及び変形について検討し、安全性を確かめなければならない。</p>	
<p>(1) 鋼橋の架設は、設計の前提とした施工方法及び施工順序によって適切かつ確実に施工する必要がある。架設においては、完成時のみならず架設時の安全性確保に十分な配慮が必要であり、適切に架設計画をたて、架設時の構造系に対して橋体構造及び仮設構造の安全性の照査を行う必要がある。これまでに架設時に橋体と架設機材から構成される構造系の不安定な状況に至り、橋体の座屈、変形等が生じた事例が報告されているが、架設時の安全性の確保にあたっての主な注意事項をまとめると次のとおりである。</p> <p>1) 施工法によっては、構造系が施工順序によって経時的に変化するため、施工段階に応じた構造解析により、架設時及び完成時の全体構造系の安全性を確かめる。</p> <p>2) 架設設備や橋体に作用する荷重は、橋体の構造条件や支持条件によっては単純な構造モデルによる計算とは異なる可能性がある。このため、これらの荷重に対して安全性が確保されるよう荷重支持点の照査を適切に行うとともに、架設設備の支持条件と設計計算モデルとの相違がないか注意する。</p> <p>3) 荷重支持点など局部的に応力が集中する箇所については、座屈や変形が生じないよう、支持点の構造細目に注意する。</p> <p>4) 架設時は、荷重支持点のジャッキ反力・変位、橋体や架設設備の傾斜、変位等、安全性の確保に必要な管理値を適宜設定し、架設計画で想定した状態から逸脱しないよう管理する。</p> <p>5) 架設設備の支持力については、地盤調査を実施して、支持力が確保できる基礎形式であることを確認する。</p> <p>(2) 同一構造物でも架設工法が変わると、鋼自重による死荷重応力が異なってくる。例えば、ペント工法で架設する場合、片持式工法で架設する場合、送出し工法で架設する場合等は、そのよい例といえよう。したがって、架設計画をたてる場合は、改めて橋体や架設設備の設計計算書を検討し、鋼自重による死荷重応力がどのような仮定で計算されているかを把握し、設計で考慮されていない架設応力を架設後に残さないように施工する必要がある。</p>	<p>(1) 鋼橋の架設は、設計の前提とした施工方法及び施工順序によって適切かつ確実に施工する必要がある。架設においては、橋の規模・構造条件、架設機材の構成、施工時荷重等の条件によっては、完成時のみならず架設時の安全性確保に十分な配慮が必要となる場合があり、適切に架設計画をたて、架設時の構造系に対して橋体の安全性の照査を行う必要がある。これまでに架設時に橋体と架設機材から構成される構造系が不安定な状況に至り、橋体の座屈、変形等が生じた事例が報告されているが、架設時の安全性の確保にあたっての主な注意事項をまとめると次のとおりである。</p> <p>1) 施工法によっては、構造系が施工順序によって経時的に変化するため、施工段階に応じた構造解析により、架設時及び完成時の全体構造系の安全性を確かめる。</p> <p>2) 架設設備や橋体に作用する荷重は、橋体の構造条件や支持条件によっては単純な構造モデルによる計算とは異なる可能性がある。このため、これらの荷重に対して安全性が確保されるよう荷重支持点の照査を適切に行うとともに、架設設備の支持条件と設計計算モデルとの相違がないか注意する。</p> <p>3) 荷重支持点など局部的に応力が集中する箇所については、座屈や変形が生じないよう、支持点の構造細目に注意する。</p> <p>4) 架設時は、荷重支持点のジャッキ反力・変位、橋体や架設設備の傾斜、変位など、安全性の確保に必要な管理値を適宜設定し、架設計画で想定した状態から逸脱しないよう管理する。</p> <p>(2) 同一構造物でも架設工法が変わると、鋼自重による死荷重応力が異なってくる。例えば、ペント工法で架設する場合、片持式工法で架設する場合、送出し工法で架設する場合等は、そのよい例といえよう。したがって、架設計画をたてる場合は、改めて本体の設計計算書を検討し、鋼自重による死荷重応力がどのような仮定で計算されているかを把握し、設計で考慮されていない架設応力を架設後に残さないように施工する必要がある。</p>	<p>設計時に仮定した施工法と異なる方法を用いる場合において、鋼自重による死荷重応力</p>

改定案（20章）	現行	備考
<p>が大きく変化するような場合には、橋体の変形に大きな差が生じ、最後の部材の閉合がで きなくなる場合もある。このような工法をどうしても採用しなければならぬ場合には、 あらかじめ架設途中と完成時における橋体の応力を照査し安全を確認するとともに、支承 の上げ下げ等の方法を併用して部材を閉合させる等留意する必要がある。</p> <p>また、鋼床版上に舗装を施工する場合には、施工方法によっては部材が高温になること や著しい温度差を生じること等による影響が現れる場合がある。このような場合にも、必 要に応じて橋体各部への影響についてあらかじめ安全性を確認する必要がある。</p>	<p>が大きく変化するような場合には、橋体の変形に大きな差が生じ、最後の部材の閉合がで きなくなる場合もある。このような工法をどうしても採用しなければならぬ場合には、 あらかじめ架設途中と完成時における橋体の応力を照査し安全を確認するとともに、支承 の上げ下げ等の方法を併用して部材を閉合させる等留意する必要がある。</p> <p>また、鋼床版上に舗装を施工する場合には、施工方法によっては部材が高温になること や著しい温度差を生じること等による影響が現れる場合がある。このような場合にも、必 要に応じて橋体各部への影響についてあらかじめ安全性を確認する必要がある。</p>	
<p>20.11.2 架設位置の確認</p> <p>主たる部材が鋼部材からなる上部構造の架設にあたっては、全体構造が下部 構造上の所定の位置と高さに据え付けられなければならない。</p> <p>橋の上部構造の完成形状を決定するうえで、最も重要な事項である。路面の高さや路面の平 面形状を正しく施工するためには、主桁又は主構の支点を正しい位置に施工することが前 提となる。架設に先立って下部構造の出来形を計測し、許容値以上の誤差がある場合には、 対応策を実施してから上部構造の架設施工を行う必要がある。</p>	<p>18.7.2 架設位置の確認</p> <p>(1) 鋼橋の架設にあたっては、全体構造が下部構造上の所定の位置と高さに据え付けられなければならない。</p> <p>(2) 上部構造の全ての支点が、所定の位置と高さに据え付けられる場合におい ては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>橋の上部構造の完成形状を決定するうえで、最も重要な事項である。路面の高さや路面の平 面形状を正しく施工するためには、主桁又は主構の支点を正しい位置に施工することが前提 となる。架設に先立って下部構造の出来形を計測し、許容値以上の誤差がある場合には、対 応策を実施してから上部構造の架設施工を行う必要がある。</p>	
<p>20.11.3 架設部材の品質の確保</p> <p>(1) 現場において受けて入れられた部材は、架設が完了するまで所定の品質が維持さ れなければならない。</p> <p>(2) 部材の仮置き及び組立において、1)から4)までの規定による場合には、(1)を満 足するとみなしてよい。</p> <p>1) 部材は、地面に接することがないようにし、かつ仮置き台からの転倒や 他部材との接触等による損傷のおそれがないように十分に防護する。</p> <p>2) 弦材及び斜材の長い部材は、重ね置きのために損傷を受けないように十 分に支持する。</p> <p>3) 仮置きが長期にわたる場合は、汚損及び腐食を防止するための適切な措 置を施す。</p> <p>4) 組立て中の部材は、損傷しないよう慎重に取扱う。</p>	<p>18.7.3 架設部材の品質の確保</p> <p>(1) 現場において受けて入れられた部材は、架設が完了するまで所定の品質が維持さ れなければならない。</p> <p>(2) 部材の仮置き及び組立において、1)から4)までの規定による場合において は、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>1) 部材は、地面に接することがないようにし、かつ仮置き台からの転倒や 他部材との接触等による損傷のおそれがないように十分に防護する。</p> <p>2) 弦材及び斜材の長い部材は、重ね置きのために損傷を受けないように十 分に支持する。</p> <p>3) 仮置きが長期にわたる場合は、汚損及び腐食を防止するための適切な措 置を施す。</p> <p>4) 組立て中の部材は、損傷しないよう慎重に取扱う。</p> <p>架設現場における部材の品質維持について述べたものである。現場の仮置き場は地形的 に必ずしも平坦な場所が確保できるとは限らないので、転倒防止には特に注意が必要であ</p>	

改定案（20章）	現行	備考
<p>20.11.4 組立</p> <p>(1) 部材の連結は、20.8 から 20.10 までの規定に従って施工しなければならぬ。</p> <p>(2) 現場溶接や高力ボルトの締付け施工に先だって、各部材を正しく組み合わせなければならない。</p> <p>(3) 部材の組立は、組立記号、所定の組立順序に従って正確に行われなければならない。</p>	<p>18.7.4 組立</p> <p>(1) 部材の連結は、18.4 から 18.6 までの規定に従って施工しなければならぬ。</p> <p>(2) 現場溶接や高力ボルトの締付け施工に先だって、各部材を正しく組合せなければならない。</p> <p>(3) 部材の組立は、組立記号、所定の組立順序に従って正確に行われなければならない。</p>	
<p>部材の組立と連結部の施工について規定している。現場溶接継手と高力ボルト継手の施工は各々の関連規定に従うものとし、ここでは全体的な部材同士の組立について記述している。従来、連結部の施工に先だって以下の要領で部材の仮固定を行っている。部材の組立に使用する仮締めボルトとドリフトピンとの合計は、その箇所の連結ボルト数の 1/3 程度を用いるのを標準とし、そのうち 1/3 以上をドリフトピンとする。ただし、大きな架設応力が作用する場合には、その架設応力に十分耐えるだけの仮締めボルトとドリフトピンを用いる。</p> <p>また、仮締めボルトとドリフトピンの合計は、ボルトの 1/3 を標準とするというのは、一応の目安であり、施工方法によって増減する必要がある。すなわち、現地の事情でどうしてもペントの設置が不可能な場合には、その数を多くしなければならぬし、ケーブルエレクション工法の場合等ではむしろ数を減らし、部材間の自由度を増やすように考慮して施工する方が有利となる場合もある。なお、仮締めボルトとドリフトピンとの合計の 1/3 以上をドリフトピンとしたのは、ドリフトピンは位置決めに使用し、ボルトは肌合わせに使用することをそれぞれの目的とするためである。</p>	<p>部材の組立と連結部の施工について規定している。現場溶接継手と高力ボルト継手の施工は各々の関連規定に従うものとし、ここでは全体的な部材同士の組立について記述している。従来、連結部の施工に先だって以下の要領で部材の仮固定を行っている。部材の組立に使用する仮締めボルトとドリフトピンとの合計は、その箇所の連結ボルト数の 1/3 程度を用いるのを標準とし、そのうち 1/3 以上をドリフトピンとする。ただし、大きな架設応力が作用する場合には、その架設応力に十分耐えるだけの仮締めボルトとドリフトピンを用いる。</p> <p>また、仮締めボルトとドリフトピンの合計は、ボルトの 1/3 を標準とするというのは、一応の目安であり、施工方法によって増減する必要がある。すなわち、現地の事情でどうしてもペントの設置が不可能な場合には、その数を多くしなければならぬし、ケーブルエレクション工法の場合等ではむしろ数を減らし、部材間の自由度を増やすように考慮して施工する方が有利となる場合もある。なお、仮締めボルトとドリフトピンとの合計の 1/3 以上をドリフトピンとしたのは、ドリフトピンは位置決めに使用し、ボルトは肌合わせに使用することをそれぞれの目的とするためである。</p>	
<p>20.11.5 応力調整</p> <p>設計において、架設時に応力調整の施工を考慮している場合には、適切な方法により導入応力が設計を満足していることを確かめなければならない。</p> <p>ただし、施工順序等の施工方法が設計時に考慮した条件に従って行われていることが確認できる場合には、応力を導入した後に、調整結果の変位とひずみの計測を省略することができる。</p>	<p>18.7.5 応力調整</p> <p>設計において、架設時に応力調整の施工を考慮している場合には、適切な方法により導入応力が設計を満足していることを確かめなければならない。</p> <p>ただし、施工順序等の施工方法が設計時に考慮した条件に従って行われていることが確認できる場合には、応力を導入した後に、調整結果の変位とひずみの計測を省略することができる。</p>	<p>死荷重合成桁や連続合成桁等をプレストレスト合成桁としたり、アーチの軸力を調整したり、連続桁の架設において支間中央で閉合したのち閉合部に曲げモーメントを導入したり、ゲルバー桁を連続桁として架設したのちヒンジ部の曲げモーメントを解放する等の場合、応</p>

改定案（20章）	現行	備考
<p>力調整を行うことがある。</p> <p>応力を導入するには多くの方法があり、またその導入応力を知る方法にもプレスストレッチ材に加える力やプレスストレッチ材の伸びを測定する方法、桁のたわみ変形を計測する方法又は部材のひずみを測定する方法がある。ひずみの測定もコンタクトゲージによる方法、抵抗線ひずみ計による方法等がある。これらの方法を併用して、設計条件を満たしていることを確認するのがよい。</p> <p>一度に全導入量を与えると、局部的に無理を生じるおそれがあり、特に座屈には十分注意する必要がある。</p> <p>数回に分けて応力を導入し、導入途中において導入量を検討し、確実に応力調整が行われていることを確かめながら作業を進めることが必要である。</p> <p>応力状態に疑わしい点がある場合には、あらかじめ模型実験等の方法によって、実際に生じる応力状態を調査しておくのがよい。</p> <p>応力調整作業中は桁に大きな変形を与えることが多いので、通常の荷重による変形のみを考えて設計した各部の余裕では不足することがある。特に支承の回転余裕や、可動量には十分な考慮が必要であり、桁端とパラペットとの余裕等にも注意する必要がある。</p> <p><u>連続桁の一部を一括架設するときは、継手拘束条件は施工条件を考慮した架設工法に基づいて選定する。</u></p> <p>桁の支点を上下させる等して応力調整を行うときは、桁の移動に注意を払うことが必要である。また、支保工の安全度を検討するのは当然であるが、特に上揚力の生じる支点の構造には注意が必要である。</p> <p>PC鋼材を用いて応力調整を行うときは、Ⅲ編に準拠するのがよい。</p> <p>20.12 コンクリート系床版</p> <p>20.12.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) コンクリート系床版に用いる材料は、I編9章の関連する規定によることを原則とする。</p> <p>(2) コンクリート系床版の施工については、この節による他、Ⅲ編の関連する規定による。</p> </div> <p>(2) この節は鋼桁に支持されたコンクリート系床版の施工特有の事項について主として規定してあり、プレスストレッチコンクリートの施工等、Ⅲ編の関連規定に共通する事項については規定していない。したがって、これらについてはⅢ編の関連規定によるものとしている。ただし、コンクリート系床版は部材厚が薄く、鋼桁による乾燥収縮の拘束等に起因</p>	<p>力調整を行うことがある。</p> <p>応力を導入するには多くの方法があり、またその導入応力を知る方法にもプレスストレッチ材に加える力やプレスストレッチ材の伸びを測定する方法、桁のたわみ変形を計測する方法又は部材のひずみを測定する方法がある。ひずみの測定もコンタクトゲージによる方法、抵抗線ひずみ計による方法などがある。これらの方法を併用して、設計条件を満たしていることを確認するのがよい。</p> <p>一度に全導入量を与えると、局部的に無理を生じるおそれがあり、特に座屈には十分注意する必要がある。</p> <p>数回に分けて応力を導入し、導入途中において導入量を検討し、確実に応力調整が行われていることを確かめながら作業を進めることが必要である。</p> <p>応力状態に疑わしい点がある場合には、あらかじめ模型実験などの方法によって、実際に生じる応力状態を調査しておくのがよい。</p> <p>応力調整作業中は桁に大きな変形を与えることが多いので、通常の荷重による変形のみを考えて設計した各部の余裕では不足することがある。特に支承の回転余裕や、可動量には十分な考慮が必要であり、桁端とパラペットとの余裕等にも注意する必要がある。</p> <p>桁の支点を上下させる等して応力調整を行うときは、桁の移動に注意を払うことが必要である。また、支保工の安全度を検討するのは当然であるが、特に上揚力が生じる支点の構造には注意が必要である。</p> <p>PC鋼材を用いて応力調整を行うときは、コンクリート橋編に準拠するのがよい。</p> <p>18.8 コンクリート床版</p> <p>18.8.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) コンクリート床版に用いる材料は、共通編3章の関連する規定によることを原則とする。</p> <p>(2) コンクリート床版の施工については、本節によるほか、コンクリート橋編の関連する規定による。</p> </div> <p>(2) 本節は鋼桁に支持されたコンクリート床版の施工特有の事項について主として規定してあり、プレスストレッチコンクリートの施工等、コンクリート橋編の関連規定に共通する事項については規定していない。したがって、これらについてはコンクリート橋編の関連規定によるものとしている。ただし、コンクリート床版は部材厚が薄く、鋼桁による乾燥収縮</p>	

改定案（20章）	現行	備考
<p>するひび割れが生じやすいため、コンクリート材料の配合等にあたってはひび割れ抑制について特に配慮するのが望ましい。</p> <p>20.12.2 コンクリート材料</p> <p>(1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティ等の所定の性能が確保され、かつ品質のばらつきが少ないものでなければならぬ。</p> <p>(2) III編の関連する規定には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>床版が設計で考慮した期間にわたり、その性能を保持することを確認するために、コンクリートの中性化、塩化物イオンの侵入、凍結融解作用等による劣化及び水密性に関する照査を行うことが必要である。</p> <p>コンクリートの配合にあたっては、設計上硬化後に要求する強度、耐久性等の性能のほか、硬化時の発熱、乾燥収縮、打設時の環境の影響等、施工上の課題をあらかじめ十分検討する必要がある。特に、いたずらに単位セメント量を多くすると、硬化時の発熱や乾燥収縮量が大きくなるので、所要の品質のコンクリートが得られる範囲でセメント量は少なくするのによい。また、単位セメント量が著しく多い場合や少ない場合には、割増係数の決定に用いる変動係数及び水セメント比と強度との関係について、あらかじめ十分検討することが必要である。</p> <p>コンクリートポンプを用いて施工を行う場合には、圧送効率をよくするために単位セメント量及び細骨材率を他の場合より大きくする傾向があり、その結果単位水量が増大して、硬化したコンクリートの乾燥収縮量が増大する等のおそれがある。単位水量を極力少なくするため、スランプはコンクリートの運搬やポンプ圧送に伴うスランプ低下分を考慮したうえでポンプ圧送が可能な範囲で最小限にとどめるのがよい。</p> <p>20.12.3 型枠及び支保工</p> <p>型枠及び支保工については、III編の関連する規定による。</p> <p>型枠及び支保工の施工に関しては、III編の関連する規定によるものとしているが、コンクリート系床版については、特にコンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみが床版のコンクリートに悪影響を及ぼさないよう、これをあらかじめ予測し適切な措置を講じておく必要がある。</p>	<p>縮の拘束等に起因するひび割れが生じやすいため、コンクリート材料の配合等にあたってはひび割れ防止について別途配慮するのが望ましい。</p> <p>18.8.2 コンクリート材料</p> <p>(1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティ等の所定の性能が確保され、かつ品質のばらつきが少ないものでなければならぬ。</p> <p>(2) コンクリート橋編の関連する規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>床版が設計で考慮した期間にわたり、その性能を保持することを確認するために、コンクリートの中性化、塩化物イオンの侵入、凍結融解作用等による劣化及び水密性に関する照査を行うことが必要である。</p> <p>コンクリートの配合にあたっては、設計上硬化後に要求する強度、耐久性等の性能のほか、硬化時の発熱、乾燥収縮、打設時の環境の影響等、施工上の課題をあらかじめ十分検討する必要がある。特に、いたずらに単位セメント量を多くすると、硬化時の発熱や乾燥収縮量が大きくなるので、所要の品質のコンクリートが得られる範囲でセメント量は少なくするのによい。また、単位セメント量が著しく多い場合や少ない場合には、割増係数の決定に用いる変動係数及び水セメント比と強度との関係について、あらかじめ十分検討することが必要である。</p> <p>コンクリートポンプを用いて施工を行う場合には、圧送効率をよくするために単位セメント量及び細骨材率を他の場合より大きくする傾向があり、その結果単位水量が増大して、硬化したコンクリートの乾燥収縮量が増大する等のおそれがある。単位水量を極力少なくするため、スランプはポンプ圧送によるスランプ低下分を考慮した上でポンプ圧送が可能な範囲で最小限にとどめるのがよい。</p> <p>18.8.3 型枠及び支保工</p> <p>型枠及び支保工については、コンクリート橋編の関連する規定による。</p> <p>型枠及び支保工の施工に関しては、コンクリート橋編の関連する規定によるものとしているが、コンクリート床版については、特にコンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみが床版のコンクリートに悪影響を及ぼさないよう、これをあらかじめ予測し適切な措置を講じておく必要がある。</p>	

改定案（20章）	現行	備考
<p>20.12.4 鉄筋の加工及び配筋</p> <p>(1) 鉄筋は、所定の強度及び耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工及び配置しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)による他、Ⅲ編の関連する規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 鉄筋の有効高さは、設計値の±10mm以内とし、かつ所要のかぶりを確保する。</p> <p>鉄筋間隔の誤差は、設計値の±20mm以内とする。ただし、有効高さに不足側の誤差がある場合、鉄筋間隔の広がる方向の誤差は10mmを限度とする。</p> <p>(3) この節で規定しない鉄筋の加工及び配筋に関しては、Ⅲ編の関連する規定による必要があるが、コンクリート系床版の場合、鉄筋の有効高さ及び配置間隔の誤差が、コンクリート及び鉄筋の応力度に及ぼす影響は大きく、特に鉄筋の高さが不足した場合には、コンクリート及び鉄筋の応力度増加が著しくなるため、配筋にあたっては精度の確保に十分注意する必要がある。なお、所定の精度を確保するため、少なくとも配筋作業の開始当初は鉄筋の有効高さ及び間隔を随時実測して確認するのがよい。</p>	<p>18.8.4 鉄筋の加工及び配筋</p> <p>(1) 鉄筋は、所定の強度及び耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工及び配置しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)の規定によるほか、コンクリート橋編の関連する規定による場合には、(1)を満足するとみなす。</p> <p>(3) 鉄筋の有効高さは、設計値の±10mm以内とし、かつ所要のかぶりを確保する。</p> <p>鉄筋間隔の誤差は、設計値の±20mm以内とする。ただし、有効高さに不足側の誤差がある場合、鉄筋間隔の広がる方向の誤差は10mmを限度とする。</p> <p>(3) 本節で規定しない鉄筋の加工及び配筋に関しては、コンクリート橋編の関連する規定による必要があるが、鉄筋コンクリート床版の場合、鉄筋の有効高さ及び配置間隔の誤差が、床版コンクリート及び鉄筋の応力度に及ぼす影響は大きく、特に鉄筋の高さが不足した場合には、コンクリート及び鉄筋の応力度増加が著しくなるため、配筋にあたっては精度の確保に十分注意する必要がある。なお、所定の精度を確保するため、少なくとも配筋作業の開始当初は有効高さ及び間隔を随時実測して確認するのがよい。</p>	
<p>20.12.5 コンクリートの品質管理</p> <p>(1) 20.12.2に規定するコンクリートの品質を確保するために、各施工段階でコンクリートの品質に異常が生じないように管理しなければならぬ。</p> <p>また、異常が生じた場合には、直ちに発見できるように管理しなければならぬ。</p> <p>(2) 各施工段階をとおして、所定のコンクリートの品質が確保されていることを確認しなければならぬ。</p> <p>(3) (4)から(7)による他、Ⅲ編の関連する規定による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(4) レディーミクスコンクリートを用いる場合の品質及び検査方法については、原則としてJIS A 5308（レディーミクスコンクリート）による。</p> <p>(5) レディーミクスコンクリートを用いる場合には、原則として全運搬車についてスランプトン試験を行う。</p> <p>(6) レディーミクスコンクリートを用いる場合の強度の検査は、原則として150m³ごとに1回又は少なくとも1径間の床版打設ごとに1回の割合で行う</p>	<p>18.8.5 コンクリートの品質管理</p> <p>(1) 18.8.2に規定するコンクリートの品質を確保するために、各施工段階でコンクリートの品質に異常が生じないように管理しなければならぬ。</p> <p>また、異常が生じた場合には、直ちに発見できるように管理しなければならぬ。</p> <p>(2) 各施工段階をとおして、所定のコンクリートの品質が確保されていることを確認しなければならぬ。</p> <p>(3) (4)から(7)までの規定によるほか、コンクリート橋編の関連する規定による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなす。</p> <p>(4) レディーミクスコンクリートを用いる場合の品質及び検査方法については、原則としてJIS A 5308（レディーミクスコンクリート）による。</p> <p>(5) レディーミクスコンクリートを用いる場合には、原則として全運搬車についてスランプトン試験を行う。</p> <p>(6) レディーミクスコンクリートを用いる場合の強度の検査は、原則として150m³ごとに1回又は少なくとも1径間の床版打設ごとに1回の割合で行う</p>	

改定案（20章）	現行	備考
<p>ものとし、1回の試験結果は任意の1運搬車から採取した試料で作った3個の供試体の試験結果の平均値で表す。</p> <p>(7) 現場練りコンクリートを用いる場合の強度の検査は、(6)に準じて行う。</p> <p>(1) この節で規定しないコンクリートの品質管理及び検査に関する事項については、Ⅲ編の関連する規定による。</p> <p>床版は、あらゆる構造部材のなかでも、最も苛酷な使用条件にさらされるものであるため、特に密実かつ均等質なコンクリートとすることが要求される。そのためには、品質変動の少ないコンクリートを用いて確実な施工を行うことが不可欠であり、床版コンクリート打設時にあたっては、逐次打設状況を確認することが望ましい。また、コンクリート打込み前に配筋精度を確認する必要がある。</p> <p>更に、打設中のコンクリートが所要の品質を満たすかどうかを確かめ、不都合がある場合には直ちに適切な処置を講じて所要の品質を確保するため、技術者を適切に配置すること及び品質の早期判定のための試験を適宜行う必要がある。</p> <p>(4) レディーミクストコンクリートを用いる場合には、JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）に適合するものを用いることとし、試験練り・品質試験により品質の確認を行い、所定の品質のコンクリートが得られるようコンクリートの種類を選定する必要がある。</p> <p>また、コンクリートの品質は使用する材料から製造までの過程における品質管理の良否が大きな影響を及ぼすので、品質管理状態を考慮して工場を選定するのがよい。</p> <p>(5) スランピング試験を行うことにより均等質なコンクリートが供給されているかどうかをよそ判断することができ、また、単位水量の変動があった時にそれを察知することができるので、コンクリート打込み中は、レディーミクストコンクリート運搬車の全車についてスランピングを確認する必要があるが、スランピング試験の結果が安定し良好な場合には、その後の品質の確保がなされるものとして、試験の頻度を低減することができる。</p> <p>(6)、(7) (4)に規定するとおり、レディーミクストコンクリートを用いる場合の強度の検査もJIS A 5308（レディーミクストコンクリート）によることを原則としているが、判定は次による。</p> <p>JIS A 1132（コンクリート強度試験用供試体の作り方）及びJIS A 1108（コンクリートの圧縮強度試験方法）に従って試験した標準養生供試体の材齢 28 日における圧縮強度が次の条件を満たす場合、合格と判定する。</p> <p>1) 1回の試験結果は、指定した強度（設計基準強度）の85%を下回らないこと。</p> <p>2) 3回の試験結果の平均値は、指定した強度（設計基準強度）を下回らないこと。</p> <p>判定条件は、「個々の試験結果のばらつき範囲としては0.85σ_{sk}まで許容するものの、3</p>	<p>ものとし、1回の試験結果は任意の1運搬車から採取した試料で作った3個の供試体の試験結果の平均値で表す。</p> <p>(7) 現場練りコンクリートを用いる場合の強度の検査は、(6)の規定に準じて行う。</p> <p>(1) 本節で規定していないコンクリートの品質管理及び検査に関する事項については、コンクリート編の関連する規定による。</p> <p>床版は、あらゆる構造部材のなかでも、最も苛酷な使用条件にさらされるものであるため、特に密実かつ均等質なコンクリートとすることが要求される。そのためには、品質変動の少ないコンクリートを用いて確実な施工を行うことが不可欠であり、床版コンクリート打設時にあたっては、逐次打設状況を確認することが望ましい。また、コンクリート打込み前に配筋精度を確認する必要がある。</p> <p>さらに、打設中のコンクリートが所要の品質を満たすかどうかを確かめ、不都合がある場合には直ちに適切な処置を講じて所要の品質を確保するため、技術者を適切に配置すること及び品質の早期判定のための試験を適宜行う必要がある。</p> <p>(4) レディーミクストコンクリートを用いる場合には、JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）に適合するものを用いることとし、試験練り・品質試験により品質の確認を行い、所定の品質のコンクリートが得られるようコンクリートの種類を選定する必要がある。</p> <p>また、コンクリートの品質は使用する材料から製造までの過程における品質管理の良否が大きな影響を及ぼすので、品質管理状態を考慮して工場を選定するのがよい。</p> <p>(5) スランピング試験を行うことにより均等質なコンクリートが供給されているかどうかをよそ判断することができ、また、単位水量の変動があった時にそれを察知することができるので、コンクリート打込み中は、レディーミクストコンクリート運搬車の全車についてスランピングを確認する必要があるが、スランピング試験の結果が安定し良好な場合には、その後の品質の確保がなされるものとして、試験の頻度を低減することができる。</p> <p>(6)、(7) (4)に規定するとおり、レディーミクストコンクリートを用いる場合の強度の検査もJIS A 5308（レディーミクストコンクリート）によることを原則としているが、判定は次による。</p> <p>JIS A 1132（コンクリート強度試験用供試体の作り方）及びJIS A 1108（コンクリートの圧縮強度試験方法）に従って試験した標準養生供試体の材齢 28 日における圧縮強度が次の条件を満たす場合、合格と判定する。</p> <p>1) 1回の試験結果は、指定した強度（設計基準強度）の85%を下回らないこと。</p> <p>2) 3回の試験結果の平均値は、指定した強度（設計基準強度）を下回らないこと。</p> <p>判定条件は、「個々の試験結果のばらつき範囲としては0.85σ_{ck}まで許容するものの、</p>	

改定案（20章）	現行	備考
<p>回の試験結果の平均値はσ_{ck}を下回らないこと」を旨とするので、コンクリート打設量が450m³に満たない場合でも、できるだけ3回の試験を行って1)及び2)の条件を同時に満たすことを確かめる。試験結果が3回以上得られる場合には、引き続き得られる3回の試験結果ごとに判定を繰返す。</p> <p>コンクリート打設量が少なく、3回の実験値が得がたい場合には、品質管理試験の結果もあわせて総合的に判定するのがよい。</p>	<p>3回の試験結果の平均値はσ_{ck}を下回らないこと」を旨とするので、コンクリート打設量が450m³に満たない場合でも、できるだけ3回の試験を行って1)及び2)の条件を同時に満たすことを確かめる。試験結果が3回以上得られる場合には、引き続き得られる3回の試験結果ごとに判定を繰返す。</p> <p>コンクリート打設量が少なく、3回の実験値が得がたい場合には、品質管理試験の結果もあわせて総合的に判定するのがよい。</p>	
<p>20.12.6 コンクリート工</p> <p>(1) コンクリートの施工にあたっては、所定の品質を確保できるように、コンクリートの運搬方法、運搬路、打込み場所、打込み方法、打込み順序、1回の打込み量、養生方法、打継目の処理方法について、あらかじめ計画を立てておかなければならない。また、所定の品質が得られるように、施工時期の気象条件に応じた適切な措置を行わなければならない。</p> <p>(2) Ⅲ編の関連する規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p>	<p>18.8.6 コンクリート工</p> <p>(1) コンクリートの施工にあたっては、所定の品質を確保できるように、コンクリートの運搬方法、運搬路、打込み場所、打込み方法、打込み順序、1回の打込み量、養生方法、打継目の処理方法について、あらかじめ計画を立てておかなければならない。また、所定の品質が得られるように、施工時期の気象条件に応じた適切な措置を行わなければならない。</p> <p>(2) コンクリート橋編の関連する規定による場合には、(1)の規定を満たすものとみなす。</p>	
<p>この節で規定していないコンクリートの施工に関する事項については、Ⅲ編の関連する規定による。</p> <p>施工時の日平均気温が4℃以下となるような低温時には、いわゆる寒中コンクリート工事としての万全の備えを行う必要があるが、特に、コンクリートの仕上がり面が寒風にさらされると急冷されることによりひび割れが入りやすく、また表層のコンクリートが凍結して耐久性が著しく低下するので、床版の仕上がり面及び底型枠面は風から防護することが必要である。また床版は部材厚さが薄く冷却されやすいので、適切な保温設備を設けてコンクリートが凍結しないようにする。</p>	<p>本節で規定していないコンクリートの施工に関する事項については、<u>コンクリート橋編</u>の関連する規定による。</p> <p>施工時の日平均気温が4℃以下となるような低温時には、いわゆる寒中コンクリート工事としての万全の備えを行う必要があるが、特に、コンクリートの仕上がり面が寒風にさらされるとひび割れが入りやすく、また表層のコンクリートが凍結して耐久性が著しく低下することおそれがあるので、床版の仕上がり面及び底型枠面は風から防護することが大切である。また床版は部材厚さが薄く冷却されやすいので、<u>コンクリートの適切な保温設備</u>を設けてコンクリートが凍結しないようにする。</p>	
<p>コンクリートの打設順序の決定にあたっては、コンクリートの自重による支持桁の変形の影響を小さくするため、一般に変形の大い箇所（たわみの大きいスパン中央等）から打設するのがよい。なお、設計上非合成であつても止め止めによる床版と支持桁の結合が、合成作用として施工時の応力状態に影響を及ぼすことがあるため、必要に応じて合成断面としての検討も行う。床版に有害なひび割れが生じないように配慮する。</p>	<p>コンクリートの打設順序の決定にあたっては、コンクリートの自重による支持桁の変形の影響を小さくするため、一般に変形の大い箇所（たわみの大きいスパン中央など）から打設するのがよい。</p> <p>打設したコンクリートは硬化中に、低温、急激な温度変化、振動、衝撃、荷重を加えてはならず、保温設備、強風に対する遮蔽設備等を設置し、適当な養生を行う必要があるが、特に床版のように比表面積が大きく、コンクリート中の水分が蒸発しやすい構造物にあつては、材齢初期に十分な湿潤状態を保つことがきわめて重要である。十分な湿潤状態を保つには、コンクリート表面を養生マット等で覆い、<u>散水車等により適宜散水してコンクリート表面が常に湿っているようにする必要がある</u>。なお、例えば<u>Ⅲ編の20.6</u>に規定</p>	
<p>コンクリートの打設順序の決定にあたっては、コンクリートの自重による支持桁の変形の影響を小さくするため、一般に変形の大い箇所（たわみの大きいスパン中央等）から打設するのがよい。なお、設計上非合成であつても止め止めによる床版と支持桁の結合が、合成作用として施工時の応力状態に影響を及ぼすことがあるため、必要に応じて合成断面としての検討も行う。床版に有害なひび割れが生じないように配慮する。</p> <p>コンクリートは硬化中に、低温、急激な温度変化、振動、衝撃、荷重を加えてはならず、保温設備、強風に対する遮蔽設備等を設置し、適当な養生を行う必要があるが、特に床版のように比表面積が大きく、コンクリート中の水分が蒸発しやすい構造物にあつては、材齢初期に十分な湿潤状態を保つことがきわめて重要である。十分な湿潤状態を保つには、コンクリート表面を養生マット等で覆い、<u>散水車等により適宜散水してコンクリート表面が常に湿っているようにする必要がある</u>。なお、例えば<u>Ⅲ編の17.9</u>に規定する養生期間は最低限の期間を定めたもの</p>	<p>打設したコンクリートは硬化中に、低温、急激な温度変化、振動、衝撃、荷重を加えてはならず、保温設備、強風に対する遮蔽設備等を設置し、適当な養生を行う必要があるが、特に床版のように比表面積が大きく、コンクリート中の水分が蒸発しやすい構造物にあつては、材齢初期に十分な湿潤状態を保つことがきわめて重要である。十分な湿潤状態を保つには、コンクリート表面をマット、<u>シロ</u>等で覆い、<u>散水車等により適宜散水してコンクリート表面が常に湿っているようにする必要がある</u>。なお、例えば<u>Ⅲ編の20.6</u>に規定</p>	

改定案（20章）

現行

備考

であり、一般には、コンクリートの強度が型枠を達するまで湿潤養生を行うのが望ましい。

20.12.7 床版厚さの精度

- (1) コンクリート系床版は、所定の厚さが確保されるように施工されなければならない。
- (2) コンクリート系床版の厚さの設計値に対する誤差が+20mm から-10mm の範囲にある場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

コンクリート系床版の厚さが設計値-10mm を下回らぬようにと規定したのは、11.2 から11.5に規定する設計曲げモーメントが上記の施工精度のもとに定められているためである。具体的な床版厚の管理は図-解 20.12.1 に示すように定規用鉄筋を用いて行うのが一般的であり、耐久性を考えた場合、定規用鉄筋であっても所定のかぶり¹を確保してコンクリート表面に露出することがないよう²にする必要がある。なお、床版の耐久性を確保する観点から、いかなる場合も計画高に合わせるために、仕上がった床版表面をはつりと³と⁴を行ってはならないが、一方で床版厚の増加によって所要の舗装厚さが確保できないと舗装の耐久性の低下につながることもあるため、床版の厚さの誤差は+10mm 以内⁵にすることが望ましい。

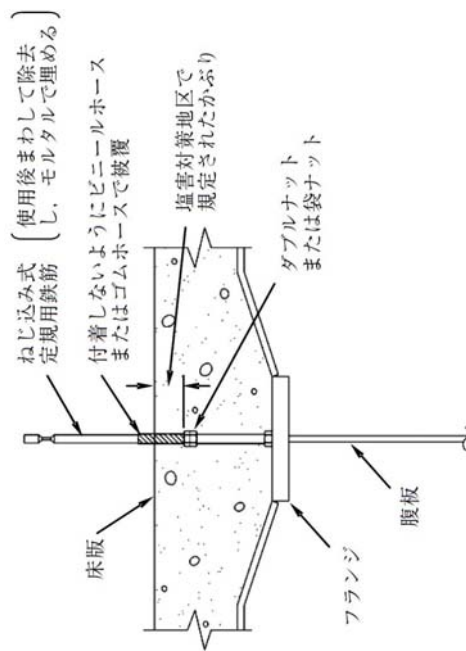


図-解 20.12.1 床版厚管理方法の一例

なお、床版表面の平たん性についても、橋面舗装の品質確保や施工性等に影響するため、必要に応じて別途検討する必要がある。舗装の平たん性については「車道及び側帯の舗装の構

する養生期間は最低限の期間を定めたものであり、一般には、コンクリートの強度が型枠を取りはずしてよい強度に達するまで湿潤養生を行うのが望ましい。

18.8.7 床版厚さの精度

- (1) コンクリート床版の厚さは、所定の寸法を確保するよう施工しなければならない。
- (2) コンクリート床版の厚さの設計値に対する誤差が+20mm から-10mm の範囲にある場合には、(1)を満足するとみなす。

コンクリート床版の厚さが設計値-10mm を下回らぬようにと規定しているのは、9.2 及び9.3に規定する設計曲げモーメントが上記の施工精度のもとに定められているためである。具体的な床版厚の管理は図-解 18.8.1 に示すように定規用鉄筋を用いて行うのが一般的であり、耐久性を考えた場合、定規用鉄筋であってもかぶり¹を確保してコンクリート表面に露出することがないよう²にするのが望ましい。なお、床版の耐久性を確保する観点から、いかなる場合も計画高に合わせるために、仕上がった床版表面をはつりと³と⁴を行ってはならないが、一方で床版厚の増加によって所要の舗装厚さが確保できないと舗装の耐久性の低下につながることもあるため、床版の厚さの誤差は+10mm 以内⁵にすることが望ましい。

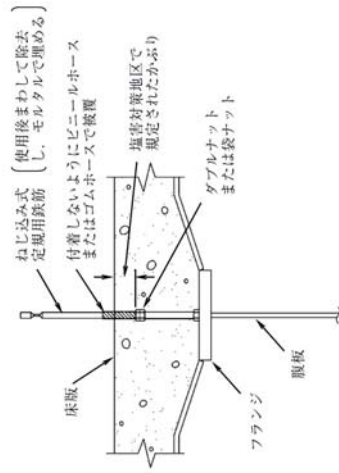


図-解 18.8.1 床版厚管理方法の一例

なお、床版表面の平たん性についても、橋面舗装の品質確保や施工性等に影響するため、必要に応じて別途検討する必要がある。舗装の平たん性については「車道及び側帯の舗装の構

備考	現行	改定案(20章)
	<p>造の基準に関する省令(平成13年6月26日国土交通省令第103号)による。</p> <p>18.9 鋼床版</p> <p>18.9.1 閉断面リブの溶接継手</p> <p>(1) 閉断面リブの裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接継手は、裏当て金と閉断面リブ母材のギャップ部の割れを防ぐとともに、ルート部からの疲労亀裂の発生に対しても所定の疲労強度を有するように施工されなければならない。</p> <p>(2) 閉断面リブの溶接が、18.4の規定によるものと、(3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 裏当て金は閉断面リブに密着させるものとし、組立溶接は突合せ溶接の開先部のみに行い、その後、一層目の溶接を行う。</p> <p>(4) 裏当て金は、所定の溶接品質が確保できる材料を使用する。</p> <p>(5) 十分な溶込み量が確保できるよう施工を行う。</p> <p>(1) 9.4.7(4)に規定しているとおりの閉断面リブの継手は高力ボルト継手によることを標準としているが、やむを得ず現場溶接継手を採用する場合には、裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接による。突合せ溶接部の裏当て金は平鋼を閉断面リブ形状に加工したものを利用する方法とダイアフラムを兼用する方法があるが、疲労試験の結果から平鋼を利用することが望ましい。また、平鋼を利用する場合、閉断面リブの冷間曲げ加工部に密着させていない場合、溶接割れの原因になることがある。裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接の溶接ルート部近傍の非破壊検査は、閉断面リブのように密閉構造の場合には困難であり、要求された品質を確保するためには、施工条件を管理することが重要である。そこで、開先内の精度について以下のような品質とし、かつ溶接施工が確実に行われた場合、溶接内部の品質が確保されたものと考えてよい。</p> <p>ルート間隔：4～8mm 目違い：1mm以下 裏当て金との隙間：1mm以下</p> <p>(3) 裏当て金を用いた突合せ溶接で発生する主な疲労亀裂は、閉断面リブの現場溶接に関する疲労試験の結果から以下のおりである。</p> <p>① 突合せ溶接一般部のルート部からビード表面に発生した亀裂 ② デッキプレート近傍のルート部からビード表面に発生した亀裂 ③ 裏当て金の取り付けのために施工したすみ肉溶接の止端部から発生した亀裂</p> <p>また、閉断面リブの冷間曲げ加工部分の密着性が悪いと溶接施工時の割れが疲労亀裂の</p>	<p>の構造の基準に関する省令(平成13年6月26日国土交通省令第103号)による。</p> <p>20.13 鋼床版</p> <p>20.13.1 閉断面リブの横方向突合せ溶接継手</p> <p>(1) 片面溶接による閉断面リブの横方向突合せ溶接継手のうち裏当て金付きのものは、裏当て金と閉断面リブ母材のギャップ部の割れを防ぐとともに、ルート部からの疲労亀裂の発生に対しても所定の疲労強度を有するように施工されなければならない。</p> <p>(2) 8.5の規定を満たす鋼床版の閉断面リブの溶接が、20.8の規定によるものと、(3)から(5)による場合には、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 裏当て金は閉断面リブに密着させるものとし、組立溶接は横方向突合せ溶接継手の開先部のみに行い、その後、一層目の溶接を行う。</p> <p>(4) 裏当て金は、所定の溶接品質が確保できる材料を使用する。</p> <p>(5) 十分な溶込み量が確保できるよう施工を行う。</p> <p>(1) 11.8.5(4)に規定しているとおりの閉断面リブの継手は高力ボルト継手によることを標準としているが、やむを得ず現場溶接継手を採用する場合には、片面溶接による横方向突合せ溶接継手の裏当て金付きの非仕上げによる。裏当て金は平鋼を閉断面リブ形状に加工したものを利用する方法とダイアフラムを兼用する方法があるが、疲労試験の結果から平鋼を利用することが望ましい。また、平鋼を利用する場合、閉断面リブの冷間曲げ加工部が十分に密着させていない場合、溶接割れの原因になることがある。片面溶接による横方向突合せ溶接継手の裏当て金付きの溶接ルート部近傍の非破壊検査は、閉断面リブのように密閉構造の場合には困難であり、要求された品質を確保するためには、施工条件を管理することが重要である。そこで、開先内の精度について以下のような品質とし、かつ溶接施工が確実に行われた場合、溶接内部の品質が確保されたものと考えてよい。</p> <p>ルート間隔：4～8mm 目違い：1mm以下 裏当て金との隙間：1mm以下</p> <p>(3) 片面溶接による横方向突合せ溶接継手の裏当て金付きの非仕上げに発生する主な疲労亀裂は、閉断面リブの現場溶接に関する疲労試験の結果から以下のおりである。</p> <p>① 横方向突合せ溶接継手の一般部のルート部からビード表面に発生した亀裂 ② デッキプレート近傍のルート部からビード表面に発生した亀裂 ③ 裏当て金の取り付けのために施工したすみ肉溶接の止端部から発生した亀裂</p> <p>また、閉断面リブの冷間曲げ加工部分の密着性が悪いと溶接施工時の割れが疲労亀裂の</p>

改定案（20章）

起点となることもある。

既往の検討からは、閉断面リブの横方向突合せ溶接継手に裏当て金を用いた片面溶接を行う場合、開先内に組立溶接を行った後に一層目の溶接を行う方法（図-解 20.13.1 参照）が、疲労強度の改善及び溶接時の割れの防止の観点からは望ましい方法であるとの結果が得られている。

(4) 裏当て金には、多くの場合、板厚が薄い鋼板が使用されるため、溶接構造用圧延鋼材（SM材）の入手が困難であるが、溶接構造用圧延鋼材以外の材料を用いる場合には、事前に溶接性に問題がないことを確認する必要がある。

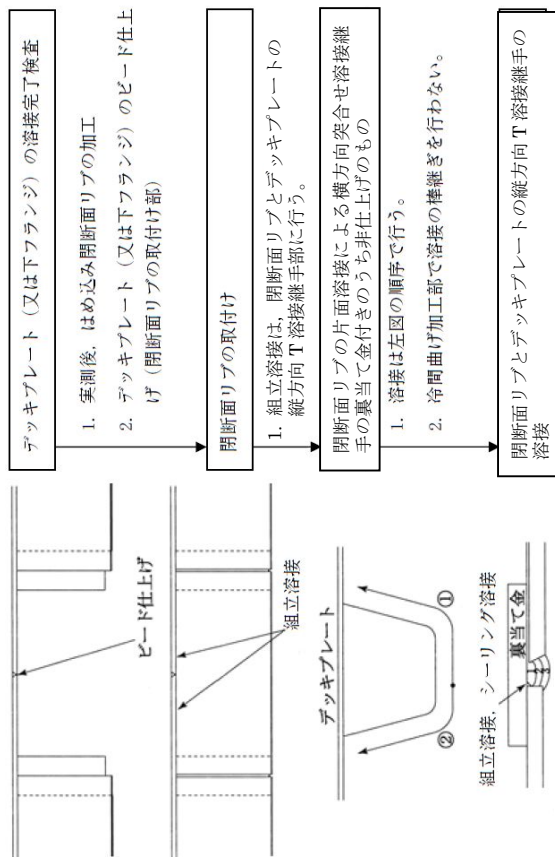


図-解 20.13.1 閉断面リブの現場溶接施工要領例

20.13.2 デッキプレートに対する縦方向 T 溶接継手

- (1) 閉断面リブ又はコーナープレートとデッキプレートの縦方向 T 溶接継手については、所定のど厚と溶込みが確保されていることを確認しなければならない。
- (2) 閉断面リブ又はコーナープレートとデッキプレートの溶接が、20.8の規定によるとともに、(3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなすよい。

現行

出発点となることもある。

既往の検討からは、閉断面リブについて裏当て金を用いた突合せ溶接を行う場合、開先内に組立溶接を行った後に一層目の溶接を行う方法（図-解 18.9.1 参照）が、疲労強度の改善及び溶接時の割れの防止の観点からは望ましい方法であるという結果が得られている。

(4) 裏当て金には、多くの場合、板厚が薄い鋼板が使用されるため、溶接構造用圧延鋼材（SM材）の入手が困難であるが、溶接構造用圧延鋼材以外の材料を用いる場合には、事前に溶接性に問題がないことを確認する必要がある。

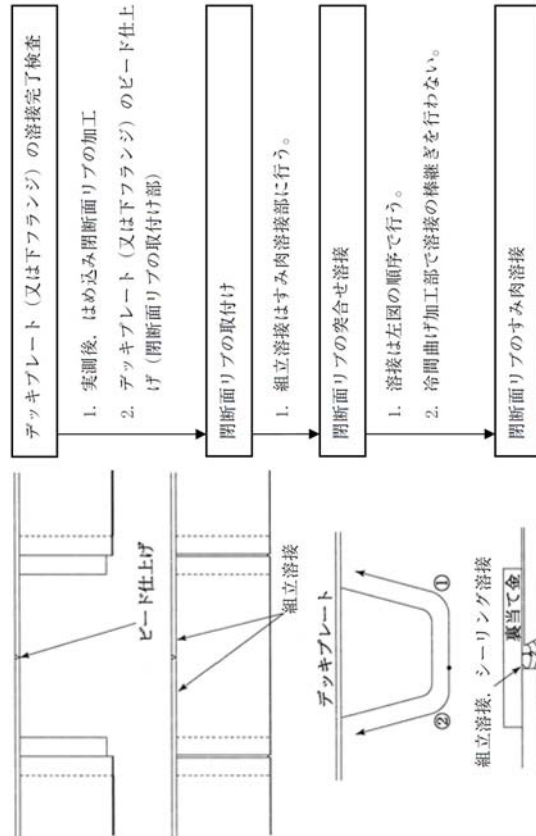


図-解 18.9.1 閉断面リブの現場溶接施工要領例

18.9.2 デッキプレートに対する縦方向溶接

- (1) 閉断面リブ又はコーナープレートとデッキプレートの溶接については、所定のど厚と溶込みが確保されていることを確認しなければならない。
- (2) 閉断面リブ又はコーナープレートとデッキプレートの溶接が、18.4の規定によるとともに、(3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。

備考

改定案（20章）

- (3) 溶接施工試験を実施し、所定のと厚と溶込み量が確保されることを確認するとともに、そこで確認された溶接条件で溶接を行う。なお、溶込み量を確保するために必要な場合には開先をとらなければならない。
- (4) 20.8 の規定に準じて溶接条件を満たす施工が行われていることを確認する。

閉断面リブとデッキプレートとの縦方向Ⅰ溶接継手、又はコーナープレートとデッキプレートの縦方向Ⅰ溶接継手の溶込みを非破壊検査で確認する方法には、超音波探傷試験による方法が考えられる。しかし、斜角探傷を閉断面リブ側又はデッキ側から行った場合の探傷作業は非常に多くの労力を必要とし、かつ必要な溶込み量が得られていることを管理するだけの探傷精度を確保することは難しい。したがって、事前に実際と同じ溶接条件での施工試験を実施することにより溶接断面の溶込み量を確保することを原則とし、その溶接条件で実際の溶接が行われることによって所定の溶込み量が確保されたものとしている。なお、溶込み量は、図-解 20.13.2 に示すように閉断面リブの板厚方向に対する溶込みの深さで定義され、溶込み量は8.5.2の規定によりリブ板厚の75%以上を確保する必要がある⁹⁾。

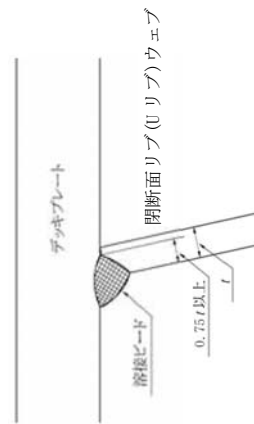


図-解 18.9.2 縦リブとデッキプレートの溶接の溶込み量

図-解 20.13.2 閉断面リブとデッキプレートの縦方向溶接継手の溶込み量

20.13.3 デッキプレートと溶接継手の検査

デッキプレートの完全溶込み開先溶接による横方向突合せ溶接継手、完全溶込み開先溶接による縦方向溶接継手と交差する閉断面リブ、横リブ、横桁、縦桁等の溶接部に用いられているスカラップ位置での非破壊検査にあたっては、20.8の規定によるものとし、このときスカラップの大きさを考慮した適切な方法で行わなければならない。

デッキプレートの溶接線と交差する横リブや縦リブでは、通常スカラップが設けられる。超音波探傷試験では、図-解 20.13.3 に示すように、スカラップ部のまわし溶接やすみ肉溶

現行

- (3) 溶接施工試験を実施し、所定のと厚と溶込み量が確保されることを確認するとともに、そこで確認された溶接条件で溶接を行う。なお、溶込み量を確保するために必要な場合には開先をとらなければならない。
- (4) 18.4 の規定に準じて溶接条件を満たす施工が行われていることを確認する。

閉断面リブとデッキプレートの溶接、又はコーナープレートとデッキプレートの溶接部の溶込みを非破壊検査で確認する方法には、超音波探傷試験による方法が考えられる。しかし、斜角探傷を閉断面リブ側又はデッキ側から行った場合の探傷作業は非常に多くの労力を必要とし、かつ必要な溶込み量が得られていることを管理するだけの探傷精度を確保することは難しい。したがって、事前に実際と同じ溶接条件での施工試験を実施することにより溶接断面の溶込み量を確保することを原則とし、その溶接条件で実際の溶接が行われることによって所定の溶込み量が確保されたものとしている。なお、溶込み量は、図-解 18.9.2 に示すように閉断面リブの板厚方向に対する溶込みの深さで定義され、溶込み量はリブ板厚の75%以上を確保する必要がある⁹⁾。

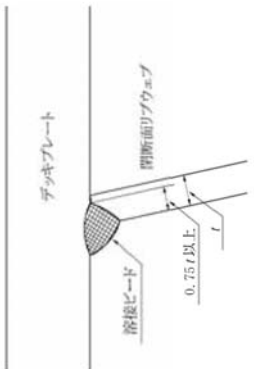


図-解 18.9.2 縦リブとデッキプレートの溶接の溶込み量

18.9.3 デッキプレートの溶接の検査

デッキプレートの閉断面リブ、横リブ、横桁、縦桁等の溶接部に用いられているスカラップ位置での非破壊検査にあたっては、18.4の規定によるものとし、このときスカラップの大きさを考慮した適切な方法で行わなければならない。

デッキプレートの溶接線と交差する横リブや縦リブでは、通常スカラップが設けられる。超音波探傷試験では、スカラップ部のまわし溶接やすみ肉溶接が、デッキプレートの裏面か

改定案（20章）

接がデッキプレート裏面からの反射エコーを使用する探傷を困難にするため、探傷にあたっては、デッキプレート裏面からの反射や溶接部の探傷可能領域に注意する必要がある。

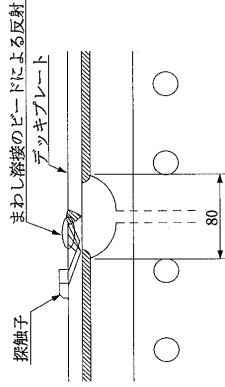


図-解 20.13.3 デッキプレートの完全溶込み開先溶接による溶接継手と交差する閉断面リブ、横リブ、横桁、縦桁等の溶接部の超音波探傷による検査の例

20.13.4 コーナー溶接

- (1) 縦リブと横リブ又は横桁との交差部において閉断面リブとデッキプレートとの縦方向溶接、デッキプレートと横リブ又は横桁との溶接及び閉断面リブと横リブ又は横桁との溶接の3方向の溶接線が交わる部位での所定の疲労強度が確保できるように施工されなければならない。
- (2) 交差部の溶接施工が、20.8の規定によるとともに、(3)及び(4)による場合には、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 縦リブとデッキプレートの縦方向溶接、縦リブと横リブウェブとの溶接及び横リブウェブとデッキプレートとの溶接の3方向の溶接線が交わる位置では、横リブウェブをコーナーカットし、過大な空隙が残らないように溶接する。
- (4) 溶接の始終端をコーナー部に設けてはならない。

デッキプレート側にスカラップを設けた場合、3方向の溶接部のいずれかの箇所においても疲労亀裂の発生のおそれがある。この疲労亀裂は、スカラップを設けないことにより抑制することはできるが、コーナーカット部の溶接が不十分な場合、中の空隙を起点として疲労亀裂の発生が考えられる。そこで、疲労亀裂の発生原因となる過大な空隙が残らないように溶接に注意する必要がある。

また、溶接始終端部は溶接欠陥を生じさせやすく、このような始終端が3方向の溶接線が交わる位置に置かれた場合、疲労亀裂の発生原因になる。このことから、溶接始終端は交差部を避けて置かれる必要がある。図-解 20.13.4 に疲労耐久性に配慮した交差部の標準

現行

らの反射エコーを使用する探傷を困難にするため、探傷にあたっては、デッキプレート裏面からの反射や溶接部の探傷可能領域に注意する必要がある。

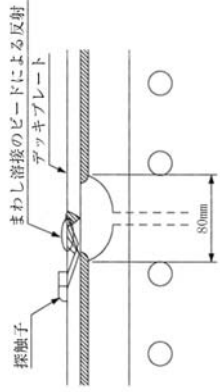


図-解 18.9.3 デッキプレート溶接部の超音波探傷による検査の例

18.9.4 コーナー溶接

- (1) 縦リブと横リブ又は横桁との交差部において閉断面リブとデッキプレートとの縦方向溶接、デッキプレートと横リブ又は横桁との溶接及び閉断面リブと横リブ又は横桁との溶接の3方向の溶接線が交わる部位での所定の疲労強度が確保できるように施工されなければならない。
- (2) 交差部の溶接施工が、18.4の規定によるとともに、(3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 縦リブとデッキプレートの縦方向溶接、縦リブと横リブウェブとの溶接及び横リブウェブとデッキプレートとの溶接の3方向の溶接線が交わる位置では、横リブウェブをコーナーカットし、過大な空隙が残らないように溶接する。
- (4) 溶接の始終端をコーナー部に設けてはならない。

デッキプレート側にスカラップを設けた場合、3方向の溶接部のいずれかの箇所においても疲労亀裂の発生のおそれがある。この疲労亀裂は、スカラップを設けないことにより抑制することはできるが、コーナーカット部の溶接が不十分な場合、中の空隙を起点として疲労亀裂の発生が考えられる。そこで、疲労亀裂の発生原因となる過大な空隙が残らないように溶接に注意する必要がある。

また、溶接始終端部は溶接欠陥を生じさせやすく、このような始終端が3方向の溶接線が交わる位置に置かれた場合、疲労亀裂の発生原因になる。このことから、溶接始終端は交差部を避けて置かれる必要がある。図-解 18.9.4 に疲労耐久性に配慮した交差部の標準

備考

標準的なディテールと溶接を示す。

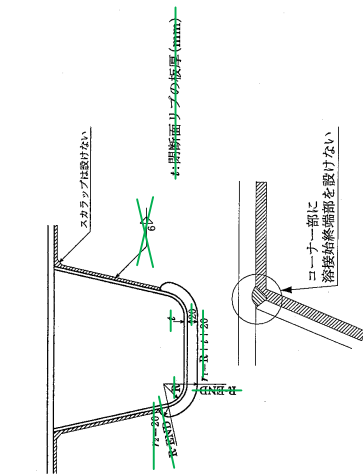


図-解 20.13.4 交差部のディテール及び溶接

20.14 防せい防食

防せい防食の施工にあたっては、1)から5)に示す事項について検討を行い、所定の品質が確保できるように施工されなければならない。

- 1) 防せい防食法の種類及び特性
- 2) 施工対象物の構造及び形状
- 3) 施工時期及び施工場所
- 4) 施工環境条件や留意事項
- 5) 検査方法

選定された防せい防食法について、耐食性や耐候性等の要求された性能を定められた期間維持するための施工の基本を示したものである。

鋼材の防せい防食法には、塗装や亜鉛めっき、金属溶射のように鋼材表面を被覆する方法や耐候性鋼材のように鋼材自体を改質した方法等があり、それぞれ防せい防食の方法が異なる。

したがって、施工にあたっては、その特徴を十分に理解したうえで、品質を確保するための施工要領を定め、その要領に従って確実に施工する必要がある。

塗装は最も一般的な防せい防食の方法であり、主に有機質の被膜（塗膜）により鋼材面を覆い、腐食の原因となる水や酸素、また塩分等を遮断する方法である。したがって、施工にあたっては、遮断性能と密着性能を確保することが必要である。塗装施工後に、素地調整や塗装条件、下層塗膜の乾燥（硬化）状態が品質を確保するための条件を満たしていることを

的ディテールと溶接を示す。

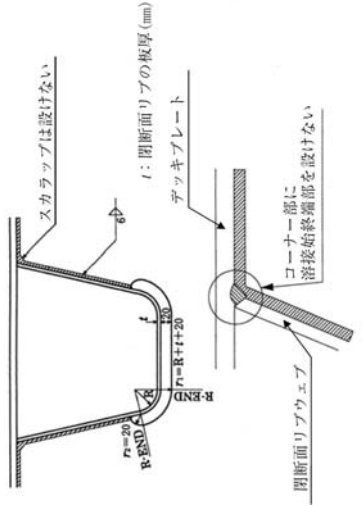


図-解 18.9.4 交差部のディテール及び溶接

18.10 防せい防食

防せい防食の施工にあたっては、1)から5)までに示す事項について検討を行い、所定の品質が確保できるように施工しなければならない。

- 1) 防せい防食法の種類及び特性
- 2) 施工対象物の構造及び形状
- 3) 施工時期及び施工場所
- 4) 施工環境条件や留意事項
- 5) 検査方法

選定された防せい防食法について、耐食性や耐候性等の要求された性能を定められた期間維持するための施工の基本を規定したものである。

鋼材の防せい防食法には、塗装や亜鉛めっき、金属溶射のように鋼材表面を被覆する方法や耐候性鋼材のように鋼材自体を改質した方法等があり、それぞれ防せい防食の方法が異なる。

したがって、施工にあたっては、その特徴を十分に理解したうえで、品質を確保するための施工要領を定め、その要領に従って確実に施工する必要がある。

塗装は最も一般的な防せい防食の方法であり、主に有機質の被膜（塗膜）により鋼材面を覆い、腐食の原因となる水や酸素、また塩分等を遮断する方法である。したがって、施工にあたっては、遮断性能と密着性能を確保することが必要である。塗装施工後に、素地調整や塗装条件、下層塗膜の乾燥（硬化）状態が品質を確保するための条件を満たしていることを

改定案（20章）	現行	備考
<p>確認することはほとんどの場合困難であり、数ヶ月～数年の時間が経過した後塗膜欠陥と して現われることがあるので施工にあたっては、十分な注意が必要である。</p> <p>耐候性鋼材は、鋼に微量の合金元素を添加して鋼材自体を改質したものであり、鋼材表面 に生成される緻密なさびが水や酸素を遮断しその後の腐食を抑制する方法であるが、緻密な さびの生成には適度な乾湿の繰返しが必要であり、所要の性能を発揮するための使用環境に は制限がある。したがって、輸送や保管などの施工の各段階でも塩分等の腐食因子が過度に 付着することがないようにするなどの注意が必要である。</p> <p>また、鋼材表面に黒皮や部材マーク、汚れ等の緻密なさびの生成を阻害する異物が存在す ると、さびの生成にむらを生じるため外観を損なうことがある。</p> <p>亜鉛めっきは、表面に生成される緻密な酸化膜が保護皮膜となつて鋼材表面を覆い、腐食 因子を遮断するとともに、亜鉛の犠牲陽極作用によって鋼材を電気化学的に保護する方法で ある。</p> <p>めっきは、高温のめっき浴に浸せきするため、設計・製作上の配慮が必要であり、変形防 止対策が必要となる場合もある。また、不めっき等のめっき欠陥を補修する場合、他の防せ い防食法によることになるので防せい防食上の弱点とならないよう留意しなければならな い。</p> <p>金属溶射は、亜鉛、アルミニウム、アルミニウム・マグネシウム合金、亜鉛・アルミニウ ム合金等の金属を溶融して鋼材表面に吹き付け金属被膜を形成し、その後封孔処理した被膜 により腐食因子を遮断する方法である。したがって、施工にあたっては、遮断性能と密着性 能を確保することが必要である。塗装と同様、溶射施工後に、素地調整等の施工条件が品質 を確保するための条件を満たしていることを確認することはほとんどの場合困難であり、数 ヶ月～数年の時間が経過した後欠陥が現われることがあるので、施工にあたっては十分な 注意が必要である。</p> <p>部材表面に被膜を形成する防せい防食法では、組立てた後に自由縁となる切断縁等の部材 角は一般に被膜が薄くなり防せい防食上の弱点となりやすい。したがって、今回の改定では、 20.7.1(2)5 iv)において、主要部材に限定せずに、塗装等の防せい防食を行う部材自由縁の 角の面取りの規定が設けられた。</p> <p>付属物の取付け等において、亜鉛めっきを施した鋼材とそれ以外の鋼材が接触したり、ス テンレスやアルミニウム等の異種金属と混用することがあるが、異種金属接触腐食により卑 な金属が急激に消耗することがあるので注意が必要である。</p> <p>鋼床版にアスファルト舗装を施工する場合、一般に舗装の品質確保のためにデッキプレー ト上面をプラスチック処理して舗装とデッキプレートとの密着性の向上を図る。この場合デッキ プレート上面の防せい防食は舗装構造そのものによることとなるため、舗装の品質確保に対す る十分な検討を行うとともに、I編 11.2 に規定するように万一床版上面に雨水等が浸入した としても速やかに排水されるように適切な処理を施すことが必要である。</p>	<p>確認することはほとんどの場合困難であり、数ヶ月～数年の時間が経過した後塗膜欠陥と して現われることがあるので施工にあたっては、十分な注意が必要である。</p> <p>耐候性鋼材は、鋼に微量の合金元素を添加して鋼材自体を改質したものであり、鋼材表面 に生成される緻密なさびが水や酸素を遮断しその後の腐食を抑制する方法であるが、緻密な さびの生成には適度な乾湿の繰返しが必要であり、所要の性能を発揮するための使用環境に は制限がある。したがって、輸送や保管などの施工の各段階でも塩分等の腐食因子が過度に 付着することがないようにするなどの注意が必要である。</p> <p>また、鋼材表面に黒皮や部材マーク、汚れ等の緻密なさびの生成を阻害する異物が存在す ると、さびの生成にむらを生じるため外観を損なうことがある。</p> <p>亜鉛めっきは、表面に生成される緻密な酸化膜が保護皮膜となつて鋼材表面を覆い、腐食 因子を遮断するとともに、亜鉛の犠牲陽極作用によって鋼材を電気化学的に保護する方法で ある。</p> <p>めっきは、高温のめっき浴に浸せきするため、設計・製作上の配慮が必要であり、変形防 止対策が必要となる場合もある。また、不めっき等のめっき欠陥を補修する場合、他の防せ い防食法によることになるので防せい防食上の弱点とならないよう留意する必要がある。</p> <p>金属溶射は、亜鉛やアルミニウム等の金属を溶融して鋼材表面に吹き付け金属皮膜を形成 し、その後封孔処理した皮膜により腐食因子を遮断する方法である。したがって、施工にあ たっては、遮断性能と密着性能を確保することが必要である。塗装と同様、溶射施工後に、 素地調整等の施工条件が品質を確保するための条件を満たしていることを確認することはほ とんどの場合困難であり、数ヶ月～数年の時間が経過した後欠陥が現われることがあるの で、施工にあたっては十分な注意が必要である。</p> <p>部材表面に被膜を形成する防せい防食法では、組立てた後に自由縁となる切断縁等の部材 角は一般に被膜が薄くなり防せい防食上の弱点となりやすい。したがって、18.3.1(2)3 iv) では塗装される主要部材を対象とした面取りの規定が設けられているが、これ以外の部材に 対しても必要に応じて面取りをする等その性能を低下させないための適切な処理を施す。</p> <p>付属物の取付け等において、亜鉛めっきを施した鋼材とそれ以外の鋼材が接触したり、ス テンレスやアルミニウム等の異種金属と混用することがあるが、異種金属接触腐食により卑 な金属が急激に消耗することがあるので注意が必要である。</p> <p>鋼床版にアスファルト舗装を施工する場合、一般に舗装の品質確保のためにデッキプレー ト上面をプラスチック処理して舗装とデッキプレートとの密着性の向上を図る。この場合デッキ プレート上面の防せい防食は舗装構造そのものによることとなるため、舗装の品質確保に対す る十分な検討を行うとともに共通編 5.2 に規定するように万一床版上面に雨水等が浸入した としても速やかに排水されるように適切な処理を施すことが必要である。</p>	

改定案(20章)	現行	備考
<p>なお、将来の維持管理に役立てるために、必要に応じて採用された防せい防食法、材料、施工年月日等を橋本体に表示するとともに、施工記録や検査記録等を保管しておくことが望ましい。</p> <p>参考文献</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) (社)日本溶接協会：溶接施工管理標準，1987.12 2) 三木千壽，中村勝樹，遠藤秀臣，等農岳巳：仮付け溶接の長さとしール・クラックの発生について，土木学会論文集，No.404/I-11，1989.4 3) (社)日本溶接協会：WES3001 溶接用高張力鋼板，1990 4) 本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準(案)，1983.4 5) (社)日本溶接協会造船部会溶接施工委員会編：船体外観の定量的検査ならびに管理基準 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所：鋼道路橋溶接部の超音波自動探傷検査要領・同解説，国土技術政策総合研究所資料第30号，2002.3 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所，東京工業大学，日本道路公団，(社)日本橋梁建設協会，(社)日本鉄鋼連盟，(社)日本非破壊検査工業会：共同研究報告書「鋼道路橋溶接部の非破壊検査手法に関する共同研究(I)」，国土技術政策総合研究所資料第31号，2002.3 8) 藤原洋司，西川和廣，田中良樹：無機ジンクリッチペイントを塗布した高力ボルト摩擦接合継手すべり耐力実験と塗装仕様案，土木技術資料，第29巻，第1号，1987.1 9) 建設省土木研究所：高力ボルト摩擦接合継手に関する試験調査，～接合面に無機ジンクリッチペイントを塗布した継手のすべり耐力等(その2)～，土木研究所資料第2796号，1989.8 10) 独立行政法人土木研究所，公立大学法人大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，共同研究報告書第428号，2012.1 11) (社)日本鋼構造協会：溶融亜鉛めっき橋の設計・施工指針，JSSC テクニカルレポート No.33，1996.1 12) (社)日本鋼構造協会：高力ボルトの遅れ破壊，JSSC，Vol.6，No.52，1970.4 13) (社)日本鋼構造協会：ボルト変形能に関する研究，JSSC，Vol.6，No.59，1970.11 14) (社)日本建築学会：鉄骨工事技術指針-工事現場施工編，1996.2 15) 本州四国連絡橋公団，(財)海洋架橋調査会：鋼上部構造委員会報告書，1991.3 16) (社)日本橋梁建設協会：高力ボルト締付工法検討委員会-耐力点法-報告書，1988.3 17) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等製作基準・同解説，1993.5 	<p>なお、将来の維持管理に役立てるために、必要に応じて採用された防せい防食法、材料、施工年月日等を橋本体に表示するとともに、施工記録や検査記録等を保管しておくことが望ましい。</p> <p>参考文献</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) (社)日本溶接協会：溶接施工管理標準，1987.12 2) 三木千壽，中村勝樹，遠藤秀臣，等農岳巳：仮付け溶接の長さとしール・クラックの発生について，土木学会論文集，No.404/I-11，1989.4 3) (社)日本溶接協会：WES3001 溶接用高張力鋼板，1990 4) 本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準(案)，1983.4 5) (社)日本溶接協会造船部会溶接施工委員会編：船体外観の定量的検査ならびに管理基準 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所：鋼道路橋溶接部の超音波自動探傷検査要領・同解説，国土技術政策総合研究所資料第30号，2002.3 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所，東京工業大学，日本道路公団，(社)日本橋梁建設協会，(社)日本鉄鋼連盟，(社)日本非破壊検査工業会：共同研究報告書「鋼道路橋溶接部の非破壊検査手法に関する共同研究(I)」，国土技術政策総合研究所資料第31号，2002.3 9) 藤原洋司，西川和廣，田中良樹：無機ジンクリッチペイントを塗布した高力ボルト摩擦接合継手すべり耐力実験と塗装仕様案，土木技術資料，第29巻，第1号，1987.1 10) 建設省土木研究所：高力ボルト摩擦接合継手に関する試験調査，～接合面に無機ジンクリッチペイントを塗布した継手のすべり耐力等(その2)～，土木研究所資料第2796号，1989.8 11) 独立行政法人土木研究所，大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，共同研究報告書第428号，2012.1 12) (社)日本鋼構造協会：溶融亜鉛めっき橋の設計・施工指針，JSSC テクニカルレポート No.33，1996.1 13) (社)日本鋼構造協会：高力ボルトの遅れ破壊，JSSC，Vol.6，No.52，1970.4 14) (社)日本鋼構造協会：ボルトの変形能に関する研究，JSSC，Vol.6，No.59，1970.11 15) (社)日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工事現場施工編，1996.2 16) 本州四国連絡橋公団，(財)海洋架橋調査会：鋼上部構造委員会報告書，1991.3 17) (社)日本橋梁建設協会：高力ボルト締付工法検討委員会-耐力点法-報告書，1988.3 18) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等製作基準・同解説，1993.5 <p>6) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3</p>	

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編

現行

改定案（2章）

備考

2章 調査

2.1 一般

設計にあたっては、鋼橋の鋼部材等の耐荷性能，耐久性能及びその他必要な事項の設計を行うため，並びに設計の前提となる材料，施工及び維持管理の条件を適切に考慮するために必要な事項について，必要な情報が得られるように計画的に調査を実施しなければならない。

調査は，所要の性能を有する鋼橋を確実に構築するために不可欠な設計・施工条件及び使用後の維持管理に必要な事項を明らかにするために行う。調査が不十分な場合，架橋条件などの見込み違いによって早期に構造物の安全性が損なわれる事態を招いたり，施工時に予期していなかった補助工法の導入や架設工法の変更などの手戻りを余儀なくされる可能性が高くなる。さらに，長期的にも環境不適合による構造部位の異常な腐食を生じるなどにより，結果的に目標とした耐久性能を維持できないうちがある。このため，調査にあたっては，その範囲・内容・数量・方法などについて慎重に検討を行い，適切に設計・施工条件を設定できるために必要な内容の実施する必要がある。I編に規定されるとおり，調査の結果によっては支間割や橋梁形式にまで遡って計画を変更せざるを得ない場合もある。で，手戻りを防ぐためにも，特に計画・設計の初期の段階においては，調査を慎重に行う必要がある。

2.2 調査の種類

設計にあたっては，少なくとも1)から4)の調査を行われなければならない。

- 1) 架橋環境条件の調査
- 2) 使用材料の特性及び製造に関する調査
- 3) 施工条件の調査
- 4) 維持管理条件の調査

鋼橋の設計，施工及び維持管理の各段階においては，その段階やそれ以降の段階で必要とされる事項について，事前に綿密な調査を実施することが求められる。設計段階においても，施工に関する事項について綿密に調査を行い，設計の前提とする施工の条件が適正なものに

なるようにする。施工段階においては、設計段階で行った種々の調査結果を十分に理解したうえで、必要に応じて不足する情報を得るための調査を追加する。

上部構造の設計にあたっては、適切な維持管理を行うことを含め、設計で想定する状態が確実に施工によって達成される必要がある。そのため、設計段階にて想定する条件が実現可能であるかを確認する目的で、少なくとも 1) から 4) の調査を実施する必要がある。表一解 2.2.1 には、1) から 4) を実施するにあたって、着眼すべき事項を挙げている。これらの着眼点に留意し、表一解 2.2.1 に示される具体的項目の中から、必要な調査を実施するのがよい。

施工段階における条件については設計段階で不明な事項も多いが、少なくとも設計で想定する施工条件が、施工段階で実現可能であるかを確認する必要がある。なお、下部構造に関する地盤に関する調査、河相・利水状況に関する詳しい調査等の内容については、IV編 2章に示されている。

施工箇所付近で過去に同種の鋼橋の新設や補修の施工事例がある場合には、設計、施工及び維持管理の全般にわたって検討するうえで参考になることが多い。したがって、実施例の設計図書、施工記録、関係資料を収集など設計、施工及び維持管理の条件に関する事項についての既存資料も調査するのが望ましい。

表一解 2.2.1 鋼橋の設計、施工及び維持管理のための調査の種類

調査の種類	調査の主要目的	調査内容
1) 架橋環境条件の調査	<ul style="list-style-type: none"> 腐食に関わる事項の調査 	<ul style="list-style-type: none"> 地形的条件 (海岸からの距離、地形形状等) 飛来塩分、SO₂量 波砕による海水付着の可能性 当該橋及び隣接橋における凍結防止剤散布の有無 道路線形、隣接道路・構造物との位置関係 維持管理の容易性 景観上の要求事項 架橋地点付近の既設橋の維持管理状況
②疲労環境	<ul style="list-style-type: none"> 荷重条件の設定 	<ul style="list-style-type: none"> 大型車交通量
③路線条件	<ul style="list-style-type: none"> 将来計画を見込んだ構造設計条件の把握 将来計画を見込んだ設計荷重としての付属設置重の設定、付属施設設置のための構造詳細の検討条件の把握 	<ul style="list-style-type: none"> (a) 道路構造条件 <ul style="list-style-type: none"> 将来拡張計画等 (b) 付属施設計画 <ul style="list-style-type: none"> 標識、照明、添架物、防護柵等の設置要件 環境アセスメント (遮音壁の設置・構造要件) (c) 交差条件

改定案(2章)		現行	備考
2) 使用材料の特性及び製造に関する調査	④気象・地形条件	<ul style="list-style-type: none"> 橋面排水設計条件の把握 支承、伸縮装置遊間量、設置条件等の把握 現場溶接条件、鋼材選定条件の把握 耐風設計条件の把握 鋼部材の疲労設計条件の把握 	<ul style="list-style-type: none"> 交差道路・鉄道の建築限界 交差河川の計画高水位と桁下空間 (d)大型車交通量の把握 道路交通センサスなど
	⑤構造設計上の配慮事項	<ul style="list-style-type: none"> 致命的な状態の回避 維持管理計画の把握 部材更新計画の把握 局所的な構造的劣化因子の把握 	<ul style="list-style-type: none"> (a)橋面排水 <ul style="list-style-type: none"> 計画降雨量 排水流末 (b)温度変化 <ul style="list-style-type: none"> 架橋地点の気温変化 (c)耐風設計条件 <ul style="list-style-type: none"> 架橋地点の風況調査(設計基準風速、気流の乱れ強度等) 大規模地震以外の設計で考慮すべき偶発作用の発生可能性 フェイルセーフ、補完性及び代替性の確保 維持管理設備の設置 補修時期や部材交換方法 継手構造や塩や水への対処など
3) 施工条件の調査	①関連法規等	<ul style="list-style-type: none"> 使用材料の選定 コンクリート製造プラントの選定 レディミクストコンクリートの品質確認 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材、セメント、水、骨材、混和材などの採取地、量、質等の調査、試験 プラントの立地条件、設備、品質管理体制などの調査 コンクリートの配合、強度、耐久性等の試験 労働安全衛生関連法規 クレーン等安全規則、クレーン等構造規格 道路法、道路構造令、道路交通法、車両制限令
	②運搬路等	<ul style="list-style-type: none"> 最大部材長設定のための輸送条件の把握 架設計画にあたっての輸送ルート設定のための条件把握 	<ul style="list-style-type: none"> (a)道路条件 <ul style="list-style-type: none"> 交差橋、ずい道、電線の高さ 道路幅員 交差点(曲がり角) 橋梁、仮設物(覆工板等)の耐力 (b)支障物件 <ul style="list-style-type: none"> 電柱、看板、緑石、地下埋設物等 (c)迂回路の有無 (d)軌跡

改定案（2章）			現行	備考
③ 現場状況等	架設工法検討、架設計画作成のための施工条件の把握	(e) 航路条件 ・ 交差橋梁、水門の高さ ・ 航路、橋脚、水門幅等 ・ 水深 ・ 閘門（河口堰）長さ (a) 既設構造物 ・ 既設構造物（架空線、地下埋設物、道路、その他構造物の有無と位置及び寸法） (b) 現場地形等 ・ 現場地形の調査（資材ヤード、架設ヤード、進入路、仮置きヤード用地及び機械、設備の配置） ・ 支持地盤の調査（仮設構造物等のアンカー、基礎及びクレームのアウトリガー位置等の土質、地盤耐力、地下水位）		
④ 自然現象	架設工法検討、架設計画作成のための施工条件の把握	(a) 気象 ・ 降雨日数、気温、風向、台風、霧等 (b) 水文 ・ 降雨量、降雪量、水位、流速、流量等 (c) 海象 ・ 潮位、潮流、波高、漂砂等		
⑤ 現場周辺環境	架設工法検討、架設計画作成のための施工条件の把握	(a) 自然環境 ・ 森林、湖沼、景観等 (b) 歴史環境 ・ 歴史的遺跡等 (c) 生活環境 ・ 居住環境、地盤沈下、騒音、振動、日照、交通状況、漁場環境等		
4) 維持管理条件の調査	維持管理計画の設定のための環境条件、路線条件の把握	環境条件（海岸からの距離、地形形状等） 使用条件（凍結防止剤の利用の有無、大型車交通量等） 管理条件（点検の頻度、構造物の重要度、部材の更新計画、第三者被害防止のための対策）		
1) 架橋環境条件の調査				
鋼橋の主たる劣化要因である鋼材の腐食及び鋼部材の疲労について、設計段階において考慮すべき調査事項を、表-解 2.2.1 に示している。各調査にあたっては、以下に示す点に留意する必要がある。				
① 腐食環境条件の調査				

現行	備考
<p>改定案（2章）</p> <p>周辺環境の調査のうち、<u>腐食環境の調査は、主に計画段階で必要となる。鋼橋の防食方法を選定するにあたっては、架橋地点における飛来塩分量やSO₂量、冬季の凍結防止剤散布の有無、海水付着の可能性、架橋後の構造物周りの通風性など、腐食環境について十分に把握する必要がある。飛来塩分量の影響の大小については、通常、海岸線からの距離をもって代表させることが多いが、○湖河川における塩水の遡上や地形風の影響など地形的な条件によっては、その影響は更に広範囲に渡ることもある。また、河川湖沼の存在に起因して結露しやすいなどの影響が現れることもある。これらの地理・地形的条件について事前に調査・把握することが望ましい。</u>また、<u>交差・隣接する土工・橋からの凍結防止剤の巻き上げといった、周辺環境から受ける影響についても十分考慮する必要がある。これらの事項について調査したうえで、当該橋が求められる景観上の要求や将来的な維持管理性の容易性を踏まえ、適切な防食法を選定することが望ましい。</u></p> <p>② <u>疲労環境の調査</u></p> <p><u>橋の将来交通量については、一般に当該橋の設計条件として計画交通量が与えられているため、疲労設計に用いる交通量の設定にあたっては、これを採用することができ。鋼橋の疲労設計にあたっては、設計で考慮する期間における自動車の交通によって部材に生じる変動応力範囲を求めることが基本となるが、そのためには当該期間内の自動車荷重の載荷頻度を設定することが必要となる。疲労設計に用いる交通量の設定は、一般に計画交通量のうち大型車交通量に着目すればよい。日大型車交通量は、道路交通センサスによる推計データにおける計画交通量の大型車比率から求めることができる。また、基となる将来交通量において伸び率などを考慮している場合には、この伸び率をどのように日大型車交通量の算出に反映するかについて、推計値の精度なども考慮して検討を行う必要がある。さらに特に重交通が想定されるような場合には、大型車交通量に加えて設計で考慮する荷重強度などの条件について十分に検討することが望ましい。</u></p> <p>③ <u>路線条件</u></p> <p><u>鋼橋の設計にあたっては、I編 1.6の規定に従い、十分に調査、情報収集を行う必要がある。</u></p> <p><u>また、河川や鉄道、道路などの交差条件が生じる場合には、構造上の制約条件や供用後の維持管理性についても事前に調査、整理する必要がある。</u></p> <p><u>使用目的との適合性に関連しては、当該路線の道路線形条件や設計速度を調査する必要がある。前後の道路平面線形によって、橋面上での車面の衝突や逸脱による重大事故及びび2次被害、落下時の第三者被害等が懸念される場合には、適切に防護柵種別、設置位置等について配慮する必要がある。また、将来的な遮音壁や標識柱、照明柱などの付属物の設置や橋面拡幅などが計画される場合には、それらの将来的</u></p>	

備考	現行	改定案（2章）
		<p>な荷重、構造の変化も考慮に入れた設計が求められる。</p> <p>また、将来的に路線の拡幅が予定され、主桁などの構造部材の増設が必要となることが予想されるなど、将来的に構造系が変化することが予想される場合がある。</p> <p>このような場合には、将来的な構造変化を考慮して設計しておくのが望ましい。</p> <p>④ 気象・地形条件</p> <p>環境によっては、個別に基準温度や温度変化の範囲を設定し、それらを主構造及び伸縮装置や支承の構造設計、凍結融解作用コンクリート材料の選定などに反映させる必要がある。また、架橋地点によって、風の動的作用が発散振動など構造安全性に影響を及ぼすおそれがある場合も考えられる。このような場合には、必要に応じて、風況調査を実施し、構造上の配慮について検討するのがよい。</p> <p>架設地点の耐震設計上の地域区分、地盤種別、設計水平震度等耐震設計において必要な情報を得るとともに、必要に応じ支点沈下などの影響を考慮すべく、地盤条件の調査が求められる。</p> <p>この他にも、地山近接や隣接橋の条件などの地形環境や、湖畔など汽水域との位置関係についても調査が必要になる場合がある。</p> <p>⑤ 構造設計上の配慮事項</p> <p>I編 1.8.2 に従い、橋梁の設計において十分な検証や適用範囲の検討が行われている項目、様々な技術図書を参考に、個別にこの示方書への適合性や適合させるための検討を行うべき項目の情報収集や調査が必要である。設計計算式や部分係数を適用するにあたって、それらの背景となる理論や検証経緯及び信頼性に照らして、適用性に問題がないかどうかを調べることも必要である。</p> <p>落石や船舶の衝突など、個別に構造設計に反映すべき偶発的作用が生じうる可能性について、綿密に調査を実施し、適切に構造設計に反映する必要がある。</p> <p>I編 1.8.3 に従い、具体的な橋梁形式や構造設計の検討に先だって、最終的に得られる橋の性能の一部として、維持管理の確実性及び容易さを担保し、また、不測の損傷に対する構造上の配慮が確実になされるように、設計の各段階で特に配慮し、具体化しておくべき事項を網羅的に考慮しておくこと、手戻りの少ない設計となる。</p> <p>2) 使用材料の特性及び製造に関する調査</p> <p>コンクリート部材に関する調査は、III編 2章解説による。</p> <p>3) 施工条件の調査</p> <p>設計段階では施工条件の調査については軽視されがちであるが、経済性と密接に関係するとともに、施工の安全性、確実性等に十分な配慮がなされた設計を行うためには、これらについて綿密な調査が必要である。</p> <p>施工計画段階においては、工法や機材の選定、設備の規模や配置、工期や工程等を決定するための調査が必要である。</p>

備考	現行	改定案（2章）
		<p>このとき、残留応力や二次応力ができるだけ小さく、また、完成形において想定された応力状態が達成されるように、施工の各過程で管理すべき反力、変位や打設量や順序を設計段階でも検討することで、施工の確実性が高まる。</p> <p>① 関連法規等 部材や資機材の運搬、架設工事については、関連する法規について十分に理解し、これを遵守する施工計画を立案する必要がある。</p> <p>② 運搬路等 部材や資機材の運搬路の選定にあたっては、道路条件、支障条件、迂回路の有無等について十分に調査、情報収集を行う必要がある。また、必要に応じて施工の制約条件について事前に整理し、施工計画に反映する必要がある。</p> <p>③ 現場状況等 架設工法の選定にあたっては、既設構造物、現場地形、支持地盤、下部工出来形等について十分に調査、情報収集を行う必要がある。また、調査結果に基づいて、現場条件等を施工計画に反映する必要がある。</p> <p>④ 自然現象 架設工法の選定にあたっては、気象、水文、海象等について十分に調査し、安全に影響を考慮して決定する必要がある。</p> <p>⑤ 現場周辺環境 架設工法の選定、架設計画作成にあたっては、自然環境、歴史環境、生活環境について十分に調査、情報収集を行い、施工の制約条件について事前に整理し、施工計画に反映する必要がある。</p> <p>4) 維持管理条件の調査 構造物は、その重要度、設計供用期間、環境条件などが全ての構造物で同一ではないため、設計においては、それぞれの構造物に対する点検の時期、頻度、方法等の維持管理の方針や計画を考慮し、維持管理が容易に実現できる設計上の工夫や維持管理のための配慮を行うことが必要である。</p> <p>将来における部材損傷時の補修・補強及び部材の更新時において、想定される施工の制約条件や上空や橋下など空間の状況・制約条件や、損傷時及び点検時に第三者被害の防止が必要となる範囲や措置なども事前に整理した上で点検計画を策定する必要がある。</p>

II 鋼橋・鋼部材編	改定案（3章）	現行	備考
<p>3章 設計の基本</p>	<p>2章 設計の基本</p>	<p>3.1 総則</p> <p>(1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の設計は、I編1.8に規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。</p> <p>(2) 鋼橋の上部構造は、少なくともI編2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有する他、橋の性能を満足するために必要なる他の事項を満足しなければならない。</p> <p>(3) 鋼橋の上部構造の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合の鋼部材等は、少なくともI編2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有する他、橋の性能を満足するために必要なる他の事項を満足しなければならない。</p> <p>(4) 鋼部材等は、I編6章に規定する部材等の耐久性能を有しなければならない。</p> <p>(5) 鋼部材等の設計にあたっては、部材等を主要部材と二次部材に適切に区分して扱う。</p> <p>(6) I編1.8.2に規定する設計の手法のうち、鋼橋における構造解析については、3.7によることを標準とする。</p> <p>(1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の設計にあたっては、橋の耐荷性能や耐久性能だけでなく、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和及び経済性も含め、様々なその他の橋の使用目的との適合性に関する事項が満足され、I編1.8に規定される橋の性能を満足するようにする必要がある。</p> <p>(2) 橋の性能を確保するために必要なる他の事項については3.8に規定されている。</p> <p>(3) 上部構造や下部構造を含め橋の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合には、それぞれが必要とされる耐荷性能を有する必要がある。</p> <p>(5) すべての部材について照査方法や照査で着目する内容に応じて、構造解析における扱いを定める必要がある。例えば、二次部材とすることは、個々の橋梁の構造や設計思想、着目している照査項目によっても異なるため一概には言えず、部材毎に適切に定める必要がある。</p>	<p>2.1 設計一般</p> <p>(1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性等の照査は、2.2に規定する荷重の組合せを用いて、2.3により行わなければならない。地震の影響の照査は、本編及び耐震設計編により行わなければならない。</p> <p>(2) 耐久性の検討は、5章の規定により行わなければならない。</p> <p>(1) 鋼橋の構造設計においては、荷重によって橋の各部材に生じる応力が、部材の安全を確保できるレベルに留まることを照査し、また荷重によって橋に生じる変位が有害なものとならないレベルに留まることを照査する。また、通行者が安全かつ快適に使用できる供用性を確保するためには、供用性を害するような過大な変形を生じないこと、及び通行者に不快感を与えような振動を生じないことが要求される。さらに、構造物の安全性を確保するためには、断面の破壊や部材の不安定化によって耐荷能力が失われることを避ける必要がある。構造設計とはこうした要求を満足するために、設計計算等を行なうことにより最適な構造諸元を決定する作業である。</p> <p>なお、設計にあたっては共通編1.3に規定する基本理念のうち施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和及び経済性について常に念頭におく必要がある。</p> <p>地震の影響の検討、すなわち、地震の影響に対する応答値の算出や部材の照査は、耐震設計編の規定による必要がある。ただし、レベル1地震動に対する耐震性能1の照査は、本編の規定による。</p> <p>(2) 構造物の性能は、時間の経過とともに変化する。一般的には低下していく。例えば、塗装を施した鋼橋の場合、経年的な塗膜の劣化により、色調が変化したり防食の機能が低下していくため、ある段階で塗替えを行うことが必要となる。このように、設計にあたっては経年変化による影響を適切に考慮する必要がある。なお、これまでの調査¹⁾、²⁾によっては鋼橋における主たる損傷形態は、鋼材の腐食と疲労、鉄筋コンクリート床版の損傷及び支承や伸縮装置の破損となっている。鋼材の疲労については、設計時に適切にその影</p>

備考	現行	改定案（3章）
	<p>響を考慮することで早期に大規模な補修や補強が必要となることがないようにすることも可能と考えられるが、<u>腐食、鉄筋コンクリート床版の疲労損傷、支承や伸縮装置の破損は、それらについて配慮して設計を行っても、様々な要因から発生が避け得ないことも考えられる。したがって、設計においては必要に応じて懸念される損傷形態とそれらに対する補修等の方法についても検討しておくことが望ましい。</u> なお、床版は、補修や取替えが必要となつた場合には、<u>一般に工事が大きかりになるだけでなく、交通への影響も大きなものとなる</u>ことが考えられるので、特に、耐久性について十分な検討を行うことが望ましい。</p>	<p>また、構造解析上無視した部材の存在によって実際の発生応力と設計応力の乖離が大きくなること、橋や部材の性能の実際と設計の乖離も大きくなり、必要な性能を満足しなくなることも想定される。そのため、部材の扱いは、着目している照査内容に応じて必ず安全側の結果が得られるようにする必要がある。</p> <p>3.2 耐荷性能に関する基本事項</p> <p>3.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況</p> <p>鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I編2.1に規定する、橋の耐荷性能の設計において考慮する以下の異なる3種類の設計状況を考慮する。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況） 2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況） 3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況） <p>鋼橋の上部構造及び鋼部材等の設計では、橋の耐荷性能の照査において考慮する状況に対して、それぞれが3.2.2に規定される状態であることを照査することとなる。</p> <p>3.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 鋼橋の上部構造の耐荷性能の照査にあたっては、I編2.2に規定する橋の状態を満足するために考慮する上部構造の状態を、1)から3)の区分に従って設定する。 <ol style="list-style-type: none"> 1) 上部構造として荷重を支持する能力が低下しておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態 2) 上部構造として荷重を支持する能力の低下があるもののその程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態 3) 上部構造として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態 (2) 鋼部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I編2.2に規定する橋の限界状態を満足するために考慮する部材等の状態を、1)から3)の区分に従って設定する。 <ol style="list-style-type: none"> 1) 部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態

備考	現行	改定案（3章）
		<p>2) 部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの、その程度は限定的であり、あらかじめ想定する範囲にある状態</p> <p>3) 部材等として荷重を支持する能力が完全に失われていない状態</p> <p>(1) 鋼橋の上部構造は、I編 2.2に規定されるように、着目する橋の耐荷性能を満足する、橋の限界状態を超えないとみなせる条件を満足することが求められる。</p> <p>なお、上部構造が荷重を支持する能力とは、上部構造が安定した状態で荷重を支持できることをいう。耐荷性能に着目した場合、鋼橋の上部構造の状態は、荷重支持という機能面に着目して規定のように区分して設定することができる。</p> <p>(2) 鋼部材等は、それが一部をなす上部構造等と同様に、I編 2.2に規定されるように、着目する橋の耐荷性能を満足する。橋の限界状態を超えないといたえるために必要な機能状態を満足することが求められる。</p> <p>耐荷性能に着目した場合、鋼部材等の状態は、その機能面に着目して規定のように区分して設定することができる。</p> <p>なお、鋼橋の上部構造と、それを構成する部材等の状態相互の状態の関係については、橋の耐荷性能との関係に着目して、所要の橋の状態が満足されるように適切に設定すればよい。</p> <p>3.2.3 耐荷性能</p> <p>(1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等は、I編 2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するよう、3.2.1で設定する耐荷性能の照査において考慮する状況に対して、3.2.2で設定する耐荷性能の照査において考慮する状態に、設計供用期間において所要の信頼性をもって留まるようにならなければならない。</p> <p>(2) 3.3から3.5による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(1) この示方書では、橋の性能は、大局的には耐荷性能と耐久性の組合せとして捉えられ、前者の求める組合せが所要の信頼性で実現することと定義されている。同様に、鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能も、設計において考慮するそれぞれの状況に対して、前者の求める組合せが所要の信頼性で実現することと定義されている。</p> <p>(2) 鋼橋の上部構造の耐荷性能及び鋼部材等の耐荷性能は、設計に適切に考慮する状況を3.2.1、設計に適切に考慮する状態を3.2.2とし、3.5により照査することとなる。</p>

2.2 設計に用いる荷重の組合せ

鋼橋の設計は、表-2.2.1に示す荷重組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して行わなければならない。

表-2.2.1 荷重の組合せ

荷重の組合せ	
(1)	主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)
(2)	主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+温度変化の影響(T)
(3)	主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+風荷重(W)
(4)	主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+温度変化の影響(T)+風荷重(W)
(5)	主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+制動荷重(BK)
(6)	主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+衝突荷重(CO)
(7)	活荷重及び衝撃以外の主荷重+地震の影響(EQ)
(8)	風荷重(W)
(9)	制動荷重(BK)
(10)	施工時荷重(ER)

この条文は、同時に作用する可能性が強い荷重の組合せのうち、構造物及び各部材に不利な影響を与える組合せを示したものである。

3.3 作用の組合せ及び荷重係数

- (1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能の照査にあつては、3.2.1に規定する耐荷性能の照査において考慮する状況を、少なくともI編3.2に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。
- (2) I編3.2に従い、施工時の状況は、(1)によらず、施工期間、施工方法等の施工条件を考慮して完成時に所要の耐荷性能及び耐久性が得られるよう、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。

(1) 設計使用期間中に鋼橋の上部構造及び鋼部材等がおかれる状況は、耐荷性能の照査においては基本的に作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数で考慮することとされており、それらについて少なくとも考慮すべき事項がI編3章に規定されている。また、主として鋼橋の上部構造及び鋼部材等のみ適用される作用に関しては、この編に規定されている。例えば、11章では鋼橋に用いられる床版の耐久性能の照査のための作用の組合せ、16章ではアーチの照査における作用の組合せが規定されている。ただし、地震の影響についてはV編に規定されている。なお、I編3章に規定される各係数及び作用の

備考	現行	改定案（3章）
		<p>組合せは、作用を組み合わせた結果としての100年最大値分布を基本に新たに設定されたものであるため、部材に発生する断面力は従来の荷重組合せによるものとは異なる。また、今回規定された作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数に対し、これまでの示方書による場合と同程度の安全余裕を確保するよう制限値や部分係数が定められており、荷重条件も安全余裕のとり方も基本的にこれまでの示方書のものとは異なることに注意が必要である。</p> <p>なお、I編3章に規定される作用の組合せに含まれる荷重のうち、死荷重D、プレストレス力PS、コンクリートのクリープの影響CR、コンクリートの乾燥収縮の影響SH、土圧E、水圧HP、浮力又は揚圧力Uについては、荷重係数及び荷重組合せ係数の積として1.05という値が規定されている。これらの荷重については、不静定力も含め有効プレストレス力の算出時においては荷重係数及び荷重組合せ係数の積を1.00として与え、PS、CR、SH等の値を確定した後、その値を1.05倍して作用として与えることで、断面力を算出する。</p> <p>(2) 施工時の荷重については、基本的にはI編3.3の解説に示される作用の組合せとしてよいが、これらに加えて想定される状況に合わせて必要に応じて適切に設定する必要がある。このとき、偶発作用が支配的な状況のうち、レベル2地震動を考慮する場合については、施工時の荷重を組み合わせて考慮する必要があるかどうかを含めて検討する必要がある。このとき供用中の道路・鉄道・航路等の上空、又はそれらに近接して架設する場合、施工中の構造物が倒壊したり、落下すると甚大な被害を与えるため、架設系の設計を十分慎重に行う必要がある。衝突の影響を考慮するかどうかについても条件に応じて、個別に判断する必要がある。</p> <p>いずれの作用の組合せに対しても、部材等の耐荷性能及び耐久性能の照査に用いる施工時の制限値は、積載荷重の制御が可能であることや、再現期間が短いことなど、施工時特有の状況を考慮したうえで、照査の目的に合わせて作用の組合せとともに適切に定める必要がある。施工時の設計においても適切に限界状態を設定し、部材応答が可逆性を有すること、及び破壊に対する安全性を有することなど所要の性能を有するように検討する必要がある。</p> <p>3.4 限界状態</p> <p>3.4.1 一般</p> <p>(1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.2に規定する耐荷性能の照査において考慮する状態の限界を、鋼橋の上部構造及び鋼部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。</p> <p>(2) 鋼橋の上部構造の限界状態は、3.4.2の規定による。</p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>(3) 鋼部材等の限界状態は、3.4.3の規定による。</p> <p>(4) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の限界状態は、工学的指標を用いて適切に設定しなければならぬ。</p> <p>(5) 工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、1)及び2)又は3)を満足しなければならぬ。</p> <p>1) 限界状態を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法、実験等により検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法により、限界状態に対応する特性値を設定する。</p> <p>2) 限界状態に対応する特性値及び適切な部分係数を用いて限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。</p> <p>3) 限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定する。</p> <p>(6) 地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)による他、V編2.4の規定を満足しなければならぬ。</p> <p>(7) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等について、5章及び9章から19章の規定、並びに地震時の影響を考慮する場合にV編6章及びV編8章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定める場合には、(5)及び(6)を満足するとみなす。</p> <p>(8) 施工時の限界状態は、施工途中の各段階における材料強度、構造等の条件及び完成形での限界状態を満足できることを考慮して適切に設定しなければならぬ。</p> <p>(4) 耐荷性能の照査においては、部材等における応答の可逆性など、着目する限界状態を超えないとみなせることを、適切な工学的指標を用いて示す必要がある。そのため、それぞれの部材等の挙動の限界点を適切な特性値によって代表させる必要がある。なお、限界状態には定量的な特性値のみによって表現されるものでなく、例えば、ある構造細目に従うなど、これまでの実績や実験的検証により確認された方法を満足することで満足されるものとみなすものもある。</p> <p>(5) 工学的指標の特性値は、その妥当性について十分な検討が行われている適切な方法により設定する必要がある。</p> <p>3.4.2 鋼橋の上部構造の限界状態</p> <p>(1) I編4.2に規定する鋼橋の上部構造の限界状態1は、1)及び2)とする。</p> <p>1) 上部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態</p> <p>2) 橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態</p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>(2) I編 4.2に規定する鋼橋の上部構造の限界状態2は、上部構造に損傷等が生じているものの、耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態とする。</p> <p>(3) I編 4.2に規定する鋼橋の上部構造の限界状態3は、鋼橋の上部構造に損傷が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態には至ることがない限界の状態とする。</p> <p>(1) 上部構造の限界状態1については、I編 4.2解説による。</p> <p>(2) 上部構造の限界状態2については、橋の機能を確保するために必要な強度や剛性を確保できる限界の状態とされている。このような状態は、上部構造全体としてどのように機能を達成するかによって異なる。そのため、上部構造の限界状態2は、上部構造としての機能の達成方法を考慮し、適切に定める必要がある。</p> <p>(3) 上部構造の限界状態3については、I編 4.2解説による。</p> <p>3.4.3 鋼部材等の限界状態</p> <p>(1) I編 4.3に規定する鋼部材等の限界状態1は、1)から3)とする。</p> <p>1) 部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態</p> <p>2) 部材等の機能を低下させる変位及び振動に部材等が至らない限界の状態</p> <p>3) 部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態</p> <p>(2) I編 4.3に規定する鋼部材等の限界状態2は、V編 2.4の規定による。</p> <p>(3) I編 4.3に規定する鋼部材等の限界状態3は、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態とする。</p> <p>(1)1) 部材等の限界状態1における、部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態とは、主として変動作用支配状況における軸方向力、曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントに対して、部材等が弾性に挙動する限界の状態である。すなわち、部材等に作用する荷重が除荷された場合に、部材等に残留するひずみや変位が生じない限界の点が、これに対応すると考えてよい。例えば、軸方向引張力を受け、鋼材が降伏するときの部材の状態がこれに対応する。</p> <p>(2) 部材等の限界状態2については、V編 6章による。</p> <p>(3) 部材等の限界状態3を規定する状態として挙げられている、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全に失わない限界の状態は、一般に荷重変位関係における最大荷重点で代表できる。軸方向圧縮力を受ける部材の座屈、圧縮力と曲げモーメントを受ける部材の断面圧縮側の部材が局部座屈や全体座屈を生じ、除荷後にも有害な残留変位が生じる</p>

状態などがこれに該当すると考えてよい。

なお、床版に主桁、主槽又は横方向力に抵抗する部材の一部としての機能を期待した設計を行う場合など部材の種類や役割によっては、必要な機能を確保するうえで、(1)から(3)によることが必ずしも合理的な設計とならない場合もあるもので、当該条件が橋全体の性能に与える影響を考慮し、部材等の限界状態を適切に設定する必要がある。

3.5 耐荷性能の照査

(1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能の照査は、3.2.3に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。

(2) 1編5章の規定に従い橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合の、鋼部材等の耐荷性能の照査は、1)から3)に従い行うことを標準とする。

- 1) 3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定める3.4.3に規定する部材等の限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3を、各々に必要な信頼性をもって超えないこと(3.5.1)及び式(3.5.2)を満足することにより確認する。

$$\sum S(\gamma_{qi} \gamma_{pi} P_i) \leq \xi_1 \phi_{RS} R_S \dots\dots\dots (3.5.1)$$

$$\sum S(\gamma_{qi} \gamma_{pi} P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \phi_{RU} R_U \dots\dots\dots (3.5.2)$$

ここに、

- P_i : 作用の特性値
- S_i : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値
- R_S : 部材等の限界状態1又は限界状態2に対応する部材等の抵抗に係る特性値
- R_U : 部材等の限界状態3に対応する部材等の抵抗に係る特性値
- γ_{pi} : 荷重組合せ係数
- γ_{qi} : 荷重係数
- ξ_1 : 調査・解析係数
- ξ_2 : 部材・構造係数
- ϕ_{RS} : 部材等の限界状態1又は限界状態2に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

備考	現行	改定案（3章）
		<p>ϕ_{RU} : 部材等の限界状態3に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数</p> <p>2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態1又は限界状態2と限界状態3のいずれかに区別したい場合には、当該事象を部材等の限界状態3として代表させ、3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の限界状態3を必要な信頼性をもって超えないことを式(3.5.2)により満足する。</p> <p>3) I編3.3に規定する以下の作用の組合せを考慮する場合の鋼部材等の耐荷性能の照査は、1)及び2)によらず、V編2.5の規定による。</p> <p style="padding-left: 2em;">⑩D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+(TF)+GD+SD+WP+EQ+(ER) ⑪D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+GD+SD+EQ</p> <p>(3) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用効果は、3.7、5章及び9章から19章の規定に従い算出する。</p> <p>(4) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用の特性値、荷重組合せ係数及び荷重係数は、3.3の規定に従い設定する。</p> <p>(5) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の抵抗係数及び抵抗の特性値は、5章及び9章から19章の規定に従い設定する。</p> <p>(6) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の調査・解析係数は、0.90を標準とし、十分な検討を行ったときには、0.95を上回らない範囲で設定することができる。</p> <p>(7) 式(3.5.2)の部材・構造係数は、5章及び9章から19章の規定に従い設定する。</p> <p>(8) 衝突荷重を含む作用の組合せを考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によらず、適切に工学的指標の特性値又は制限値を設定する。</p> <p>(9) 鋼橋の上部構造において特定される条件に対して安全性の検討を行う場合には、I編5.2(12)の規定に準じて上部構造の耐荷性能の照査を行う。</p> <p>(1) 1.2(1)の定義に見られるように、この示方書に示されている制限値は、部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値である。また、5章以降に示される制限値は、構造形式、部材の形状や寸法、材料の特性、外力の頻度、応答の特性や計測の方法、環境作用の条件など様々な要因との関連を考慮して規定されていることによる。このため、この示方書に示されていない照査手法を用いる場合には、この示方書に適</p>

備考	現行
	<p style="text-align: center;">改定案（3章）</p> <p>合した照査法によって見込まれた様々な要因に対して、同等の安全余裕が得られるように制限値を適切に設定したうえで用いる必要がある。</p> <p>(2)1) 部材や接合部は、限界状態 1 から限界状態 3 に至るまで、力学挙動が適切に制御されていることが求められる。そのため、部材等の設計では、部材や接合部の力学挙動を限界状態 1 又は限界状態 2 及び限界状態 3 の限界点で代表させ、これらの限界点に達する状態になることに対して適切な安全余裕が確保されていることを照査することで、それぞれの限界点を超えることなく、部材等の力学挙動が適切に制御されているものとみなすこととなる。すなわち、部材や接合部は、部材や接合部の応答が可逆性を有するように制御され、かつ最大耐力に対しても十分な余裕があるよう、適切な安全余裕をもって、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないこと、又は限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないことを照査する必要がある。</p> <p>以上より、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないことが、必要な信頼性で満足されるときを、それぞれ必要な抵抗係数等を考慮した式(3.5.1)及び式(3.5.2)によって確認することが基本とされている。ただし、限界状態 1 と限界状態 3 の物理的指標の間に定量的な関係が認められ、一方の限界状態を満足するとみなせる条件が、もう一方の限界状態を満足するとみなせることも考慮して設定されている場合などで、いずれかの限界状態を満足することを、もう一方の限界状態を満足するとみなすことができる場合もある。</p> <p>なお、限界状態毎に、対応する荷重条件に対して求められる信頼性は同じではないことに注意する必要がある。</p> <p>例えば、軸方向圧縮力を受ける鋼部材は、部材寸法等により、座屈が生じたあとの後座屈強度が異なり、他の部材に与える影響度が異なる。そこで、部材等が限界状態 1 又は限界状態 2 に達したとしても、他の部材に与える影響が甚大なものとならないよう制御されている必要がある。すなわち、部材としての力学的特性や挙動が弾性範囲を超えないだけでなく、部材の弾性挙動がせいぜい性的に失われるような破壊形態が生じないよう、部材の破壊性状は制御される必要がある。</p> <p>(4) 式(3.5.1)は、作用の特性値に対して荷重組合せ係数及び荷重係数が乗じられている。I編 3.3 に規定されるこれらの荷重組合せ係数及び荷重係数は、同じ作用に対しても部材によって応答が異なることも含め、一般的な条件で部材の応答値が最大となる作用の組合せに対して定められたものである。抵抗については、材料強度の特性値等から求められる部材抵抗のばらつき等を考慮したものが抵抗係数であるため、抵抗の特性値に対して抵抗係数が乗じられている。</p> <p>(5) 抵抗の特性値の設定には、照査の目的及び方法を考慮したうえで、限界値を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法や実験等による検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法を用いる必要がある。</p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>部材強度の特性値は、制限値の基準となるものであり、これに抵抗側の部分係数を乗じることにより、応答値に対して一定の信頼性を有した安全余裕を部材に付与させることになる。これまでの示方書では、許容応力度の設定にあたって、材料強度として JIS 規格値や、部材強度として試験データや踏まえた下限値相当の基準耐荷力等が用いられてきた。この示方書では、部分係数化に伴い試験データのばらつきを考慮したうえで、基本的には平均値を抵抗の特性値とし、試験値がそれを下回る確率がある一定の小さな値以下となることが保証された強度の値、又はそれと同程度の値により設定することが基本とされている。</p> <p>各部材耐力の算出は、部材の機能や役割、破壊に至るまでの抵抗機構、制限値や抵抗係数の評価に用いた強度評価式の種類などを考慮するとともに、強度の断定にあたっては、適切に有効幅や有効断面を仮定し、部材モデルを設定する必要がある。例えば、動的解析で上部構造の応答を算出するための構造解析モデルや有効幅や有効断面、耐力を算出するための構造解析モデルや有効幅や有効断面は、この意味で必ずしも一致している必要はない。</p> <p>基本的に、各種のばらつきを考慮した部材等の限界状態の評価の信頼性に係わる安全余裕は、抵抗係数 Φ_{RS} 又は Φ_{RD} にて、部材等が限界状態 1 又は限界状態 2 を超えた後の挙動に対する制御は部材・構造係数 ξ_i にて、また、部材の状態の把握に用いる応答の評価に係る不確実性は調査・解析係数 ξ_j にて考慮されている。これらの係数の意味については、I 編 5.2 解説及び V 編 2.5 解説を参照するとよい。</p> <p>I 編 5.2 の解説に示されているように、永続作用支配状況や変動作用支配状況のうち、I 編 3.2 の作用の組合せ①から⑨を考慮する場合の抵抗係数については、各ばらつき要因に関するデータの有無や影響度を踏まえたうえで、必要なばらつき要因を考慮して設定されている。なお、原則として、材料に係るばらつき要因を個別に材料係数として設定することはせず、抵抗側に係るばらつき要因を全て抵抗係数に含めている。</p> <p>部材等の特性値に関するばらつきや不確実性を推定する方法には、上記に関するばらつきや不確実性を個別に評価し、積み上げる方法もあれば、載荷試験で得られた強度と計算で得られた強度を比較し、材料強度以外を個々に区別せずまとめて評価する方法もある。この編で対象とする鋼部材については、軸方向引張力を受ける部材に対しては前者の方法で評価している。そして、鋼部材では十分な施工管理が行われるという前提条件の下では、その誤差要因は少なく、材料特性の影響が支配的と仮定し、抵抗係数については主として、材料特性のばらつきにより評価を行っている。</p> <p>設計上の材料強度（特性値）は、ある値以上となることが保証されるようにとられる値であり、実際の材料強度には統計的な偏りが生じることになる。しかし、材料強度の特性値は、実際の強度に対する最低限の保証値であることから、設計上材料強度の偏りは見込まない立場をとっている。</p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>キャリブレーションはこの示方書の適用範囲にある構造物のうち代表的なものに対して行われているので、この示方書の適用範囲内と考えられる一般的な条件の構造物に対しては、ここで示される抵抗係数や制限値を用いてよい。ただし、この編に示す照査に用いる抵抗係数の全てについて、ばらつきや不確実性を評価できるだけの十分な実験値等があるわけではない。一方で、経験的に妥当性が確認されている照査式や照査値もあるため、こうした場合には、ばらつきに基づき抵抗係数を設定しているのではなく、これまでの許容応力度設計法における照査式や照査値に基づき、これまでの示方書で設計された構造と同等の諸元を与えるよう抵抗係数を設定している。</p> <p>他方、変動作用支配状況のうち I 編 3.2 の作用の組合せ⑩を考慮する場合（レベル 1 地震動を考慮する設計状況）の抵抗係数や、偶発作用支配状況のうち I 編 3.2 の作用の組合せ⑪を考慮する場合（レベル 2 地震動を考慮する設計状況）の抵抗係数については、I 編 5.2 の(5)及び(6)並びに V 編 2.5(2)で解説されているように、従来この作用の組合せに対して設計された場合と同程度の諸元となるようにキャリブレーションされた値が各照査に与えられている。</p> <p>(6) 永続作用支配状況や変動作用支配状況のうち、I 編 3.2 の作用の組合せ①から⑨を考慮する場合の調査・解析係数については、I 編 5.2 の解説による。作用の組合せ⑩を考慮する場合（レベル 1 地震動を考慮する設計状況）における調査・解析係数は、V 編 2.5(2)の解説に示されているように、I 編 3.2 の作用の組合せ①から⑨を考慮する場合の調査・解析係数と同じ値とされている。一方、作用の組合せ⑩を考慮する場合（レベル 2 地震動を考慮する設計状況）における調査・解析係数は、V 編 2.5(2)の解説に示されている理由により、1.00 とされている。</p> <p>(7) 部材・構造係数は、弾性域から非弾性域に移行したのちの余剰強度の違いに着目し、これまでの示方書による諸元と著しく異なることがないよう、限界状態 3 に対応する抵抗値に乗じる形で導入されている。部材一般としての部材・構造係数は 5 章で設定されている。なお、限界状態 1 を超えないことの照査とは別に、限界状態 3 を超えないことの照査が行われている場合、限界状態 1 を超えた後の部材は制御できていることから、部材・構造係数を 1.0 としている場合もある。なお、この係数は状況によらず定まる値であるため、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合にも、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合と同様の値を見込む必要がある。</p> <p>I 編に規定されるように、作用の組合せと荷重組合せ係数及び荷重係数は、橋の性能を規定するうえで、設計使用期間中に橋がおかれる状況を表すものである。</p> <p>従前の許容応力度設計法では、荷重特性値どうしを荷重条件として単純に足し合わせる一方で、そのような足し合わされた荷重規模の状況が生じることの稀さを考慮して抵抗側で許容値を割り増すことが行われていた。しかし、今回の改定における作用の組合せは、設計使用期間として 100 年程度を想定し、橋がおかれる交通状況、気象状況、地震発生状</p>

現行	備考
	<p>改定案（3章）</p> <p>況を考慮し、橋に生じる断面力が実際に生じると考えられる最も厳しくなる状態を与えるように考慮されている。また、このときの個々の荷重毎の寄与を考慮して荷重規模が荷重係数により調整されているので、抵抗係数や各種応力度の制限値を作用の組合せを考慮して割り増すという概念は存在しないことに留意が必要である。</p> <p>なお、この示方書においては、橋全体系における部材等の損傷順序に対し照査を行うための作用の組合せや荷重規模を規定するには至っていない。このような検討は、一定の荷重規模に至るまで橋として致命的な状態にならないことの確認ではなく、あくまでも致命的な状態に至るまでの損傷過程を制御し、全体系に影響を与えたい部材の損傷が先行するように設計することが目的であるので、破壊が確認できるまでの載荷が必要と考えられる。ただし、このような検討は、荷重の規模によるだけでなく、部材や接合どうしの強度のばらつきなども考慮し、損傷が生じるべき部材に期待する形態の損傷が生じることが先行するようになど、必要に応じてその他の安全係数も見直す必要があることに留意する必要がある。</p> <p>この示方書の各規定の前提とは異なる照査手法を用いて設計を行う場合には、それらに対する制限値を当該照査手法に応じて適切に設定する必要がある。制限値は、例えば、1.2(1)の用語の定義に見られるように、部材の状態を計算で得られる工学的指標で表せることが確認された範囲で、部材があるべき状態を超えないように当該工学的指標を制限するものである。</p> <p>(9) 橋全体の安定などの照査は、I編5.2(12)の規定に従い、適切に抵抗係数や作用の組合せなどを定めて行う必要がある。</p> <h3>3.6 耐久性能の照査</h3> <p>鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐久性能の照査は、6章の規定によらなければならない。</p> <p>鋼部材の経年的な劣化としては、鋼材の腐食、活荷重や振動等による疲労などが考えられる。I編6.1に従い部材等の設計耐久期間を適切に定めるとともに、I編6.2に示されるいずれかの耐久性能確保の方法によって、設計耐久期間にわたって、耐荷性能が確保されるように設計する必要がある。</p> <p>耐久性能確保の手段は、部材や構造の交換、耐久性の高い材料の使用など、多様な対策方法が考えられる。いずれの手段による場合でも、I編6.2に示されるよう、耐久性確保の考え方を明らかにして所要の耐久性能が確保されるよう設計しなければならない。</p>

改定案（3章）	現行	備考
<p>3.7 構造解析</p> <p>(1) 橋の主方向及び断面方向を構成する部材等の断面力、応力及び変位の算出にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性や破壊過程、構造形式に応じた幾何学的特性、応力状態の複雑さ、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。</p> <p>(2) 1)から3)を満足する場合には、部材等の耐荷性能の照査において5章以降に規定する制限値を用いてよい。</p> <p>1) 部材をはり理論、版理論等に従い棒部材又は版部材としてモデル化する。</p> <p>2) 橋及びそれを構成する部材等を骨組や格子、版としてモデル化する。</p> <p>3) 線形解析により部材の断面力、変位及びその断面力に基づく応力を算出する。</p> <p>(3) 応力性状が複雑な場合には、適切な設計理論及び解析手法を用いて断面力又は応力度を算出しなければならない。</p> <p>(1) 設計計算に用いる解析手法については、対象とする構造の性能を適切に評価できることが必要であり、断面力や変位量の算出は、活荷重、地震荷重等の外的作用に対する構造物の挙動を適切に再現できる構造モデルを選定して計算を行う必要がある。また、どのような解析手法を用いる場合にも、荷重の載荷条件や構造形式に適合した適切なモデル化や境界条件の設定がなされなければならない十分な精度を有する解が得られないので、適用にあたっては十分に留意する必要がある。</p> <p>設計計算に用いる解析手法としては、従来、はり理論、格子計算等による線形構造解析が一般的に用いられてきた。</p> <p>近年のコンピュータ技術の著しい進歩により、床版等を含むより多くの部材の立体的な配置を表現したモデルによる有限要素解析、幾何学的非線形性の影響も考慮した有限変位解析、動的解析等の高度な解析手法も従来に比べてかなり一般的に用いられるようになっており、設計では、構造形式や照査の目的に応じて、これらの手法を適宜選択の上使用することができるとしている。ただし、これらの比較的高度な解析手法を用いる場合であっても、上述のとおり荷重の載荷方法や構造形式に適合した適切なモデル化がなされなければならない十分な精度を有する解が得られないので注意が必要である。</p> <p>橋の主方向を構成する部材と同様に、主方向を構成する部材と一体となって働く断面を構成する部材についても、3.3に規定される作用の組合せ及び荷重係数に対して、断面力及び変位を算出し、必要な照査を行う。また、主方向の部材の耐荷性能や耐久性能の前提条件として、断面方向部材の剛性を確保する必要がある場合もある。このような場合には断面方向のそれぞれ部材についても断面力及び変位を算出し、必要な照査を行うことが</p>	<p>1.3 設計計算の基本</p> <p>(2) 設計計算にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾何学的特性、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。</p> <p>(2) 設計計算に用いる解析手法については、対象とする構造の性能を適切に評価できることが必要であり、断面力や変位量の算出は、活荷重、地震荷重等の外的作用に対する構造物の挙動を適切に再現できる構造モデルを選定して計算を行う必要がある。また、どのような解析手法を用いる場合にも、荷重の載荷条件や構造形式に適合した適切なモデル化や境界条件の設定がなされなければならない十分な精度を有する解が得られないので、適用にあたっては十分に留意する必要がある。</p> <p>設計計算に用いる解析手法としては、従来、主として死荷重、活荷重等のさまざまな荷重の組合せに便利な方法として、はり理論、格子計算等による線形構造解析が用いられてきた。</p> <p>近年のコンピュータ技術の著しい進歩により、床版等を含むより多くの部材の立体的な配置を表現したモデルによる有限要素解析、幾何学的非線形性の影響も考慮した有限変位解析、動的解析等の高度な解析手法も従来に比べてかなり一般的に用いられるようになっており、構造形式や照査の目的に応じて、これらの手法を適宜選択の上使用することが望ましい。なお、これらの比較的高度な解析手法を用いる場合であっても、上述のとおり荷重の載荷方法や構造形式に適合した適切なモデル化がなされなければならない十分な精度を有する解が得られないので注意が必要である。さらに、例えば有限要素解析で得られる応力の算出結果の設計への反映方法等、解析方法ごとに結果の取扱いやその評価の方法について十分な検討が必要である。</p>	

備考	現行	改定案（3章）
		<p>必要である。</p> <p>設計計算での境界条件や初期条件と実際の構造の違いが、適切な安全性を確保される構造を設計した結果に極力影響を与えないよう、構造設計上の配慮が必要である。具体の配慮事項は、5.1及び5.2に規定されている。</p> <p>なお、施工時における仮固定材の設置及び撤去、架設順序の変更、使用材料の違いなどは発生応力や残留応力に影響を与えるので、20章の規定に従い、適切な架設設計を行う必要がある。</p> <p>(2) この編では、設計計算により得られる応答値が、部材等の限界状態を適当な確からしさで超えないとみなせる値以下となることを照査することとしている。したがって、設計に用いる解析手法や解析モデルといった計算手法は、照査の対象となる限界状態付近での応答を含め、想定する作用に対する応答を適切に表現できる必要がある。このため、部材の材料特性、構造の幾何学的特性等を適切に考慮して、応力度、断面力等の照査に用いる工学的指標を適切に算出できる解析理論及び解析モデルを用いることが重要である。5章以降では、こうした条件を満たす部材等の各限界状態と関連付けられた計算手法、限界状態を表す工学的指標及び抵抗係数等が、相互に関連付けられて規定されている。</p> <p>解析理論は、材料の非線形特性を考慮するか否かで線形理論と非線形理論とに、変形による二次的効果を考慮するか否かで微小変位理論と有限変位理論とに区別できる。例えば、線形解析は弾性微小変位理論に基づく解析である。</p> <p>構造解析においては、構造部材の材料的特性（応力度－ひずみ関係、クリープ・乾燥収縮、材料強度）、設計で考慮する荷重、桁構造や吊構造、アーチ構造といった構造特性に合った適切な解析理論を用いる必要がある。</p> <p>この示方書で与えられる応力の制限値、断面強度や抵抗係数等の多くは、部材実験結果や観察結果の解釈を行う際に梁理論や版理論等の計算モデルを仮定し、それらにより算出される断面力及び公称応力と計測強度との比較で整理されているので、設計計算においては、それぞれの条件に適合する値を求めることが基本となる。</p> <p>この示方書では、各部材を、棒部材、版部材、版部材あるいはそれらの組合せとして置き換えられるように設計したうえで、それらから直接的に公称応力を計算し、5章の応力度の制限値や抵抗係数等を適用することを基本にしている。公称応力を直接算出することが困難な場合には、公称応力を直接的に算出できない手法により応答を算出したり、あるいは計算応力と実際応答に大きな差が生じる場合もある。このような場合には、当該計算法や構造を適用範囲とした、調査・解析係数と抵抗係数を別途検討する必要がある。</p> <p>(3) (2)の規定のとおり、この示方書で与えられる応力の制限値、断面強度や抵抗係数は、基本的に梁理論や版理論によって計算される応力に対して適用されるよう定められている。応力算出が困難な応力性状が複雑な構造部材に対しては、有限要素法等を用いて応答値を算出することが考えられるが、この場合には、目的に応じて応答値の算出位置や制限</p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>値等を適切に設定する必要がある。</p> <p>なお、この示方書に示される前提と異なる照査手法による許容値や制限値を用いる場合には、照査手法の相違が算出される設計値の相違として影響する程度を把握して適切な安全余裕を確保する必要がある。</p> <h3>3.8 その他の必要事項</h3> <h4>3.8.1 一般</h4> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の設計においては、3.5及び3.6に規定する耐荷性能及び耐久性の照査の他、耐荷性能及び耐久性の照査の前提となる事項や、上部構造又は下部構造に求められる変位の制限値等、橋の性能を満足するために必要な事項を検討し、適切に設計に反映させなければならぬ。</p> <p>(2) 風の動的な影響に対する照査を、部材等に発現するおそれのある現象を適切に考慮して行わなければならない。</p> <p>(3) 活荷重に対するたわみの照査を、3.8.2の規定により行わなければならない。</p> </div> <p>(1) 部材等は、橋の使用目的との適合性を満足するよう、部材の耐荷性能及び耐久性だけでなく、その前提となる事項や、必ずしも耐荷性能や耐久性能と関連付けられない事項についても満足する必要がある。橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他の検討については、I編7章に解説されている。</p> <p>(2) 風的作用によって橋に生じる現象には、静的空気力による変形以外に、ガスト応答、発散振動、渦励振など動的な挙動が挙げられる。これらの現象が橋に与える影響は多岐にわたり、風による動的な影響については、特に部材や構造に発現するおそれのある現象を見極めて適切に考慮する必要がある。</p> <p>静的空気力による変形、ガスト応答については、大きさの違いはあるが、いずれの橋にも発現する可能性がある現象であり、I編に規定される風荷重に対して限界状態の照査を行う必要がある。一方、発散振動や渦励振などの動的な問題についての設計方法は示されていないが、例えば、一般に部材や構造に発現するおそれのある発散振動と渦励振等の限定振動を対象として以下のとおり行われている。</p> <p>1) 発散振動に対する照査においては、その発現風速が橋の設計供用期間中に想定される風速に比べて十分高いことを確認する。</p> <p>2) 渦励振等の限定振動に対する照査においては、その発現風速が照査風速に比べて十分高いか、もしくは発現振幅が限界状態を満たすことを確認する。</p>

これらの具体的な検討にあたっては、「道路橋耐風設計便覧」(日本道路協会)が参考になる。

限定振動に対しては振動を起ささないように設計するのが基本であるが、現象の不確実性を勘案すると、完全に振動を抑えることができるとは限らない。そのため、生じる可能性が高いと考えられる現象がなるべく生じにくくなるよう、配慮をするとともに、万一、生じた場合の対策についても必要に応じて設計を行い、措置を行えるようにしておくのがよい。このとき、振動発生時の供用性についても考えておくのがよい。また、振動の発生により疲労耐久性が懸念される場合は、6章、8章及び18章に準じて疲労の検討を行う必要がある。

(3) 鋼橋の上部構造の部材等の耐荷性能を満足する場合でも、橋全体としての剛性が低い場合には、二次応力による予期せぬ損傷が生じたり、過大なたわみや振動によって走行安全性に問題が生じる等、橋に要求される性能が満たされなくなることがある。

二次応力が懸念される場合として、鋼桁のたわみに伴う、コンクリート系床版への付加応力度の耐久性への影響、鋼部材間の連結部における変位誘起に伴う疲労損傷等が挙げられる。本規定が想定している二次応力による鋼部材、床版の疲労等の損傷や、利用者にとって不快感につながる振動等に対して、耐荷性能、耐久性能とは別に必要な検討事項として規定されたものである。

3.8.2 たわみの照査

- (1) 鋼橋の設計では、橋全体として必要な剛性を確保しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 衝撃を含まない活荷重に対して、部材の総断面積を用いて算出した主桁、床桁及び縦桁のたわみは、表-3.8.1に示す値以下とする。ただし、照査に用いるたわみの応答値の算出は、1編 8.2に規定する活荷重の特性値としてよい。なお、ラーメン構造のたわみの照査は17.2.5及び17.2.6の規定による。

表-3.8.1 たわみの値(m)

橋の形式	桁の形式		単純桁	ゲルバー桁の片持部
	コンクリート	$L \leq 10$	及び連続桁	$L/1,200$
鋼桁形式	コンクリート	$L \leq 10$	$L/2,000$	$L/1,200$

2.3 荷重に対する安全性等の照査

- (1) 構造物の安全性等を確保するために強度、変形及び安定を照査しなければならない。
- (2) (1)を照査するにあたっては、部材に発生する応力度が3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。
- (3) 衝撃を含まない活荷重に対して部材の総断面積を用いて算出した主桁、床桁及び縦桁のたわみは、表-2.3.1に示す許容値以内でなければならない。ただし、ラーメン構造のたわみの照査は16章の規定による。
- (4) (2)及び(3)で規定する照査によるほか、4章以降の規定に従って安全性等の照査を行う場合においては、基本的事項について(1)を満たすものとみなす。

表-2.3.1 たわみの許容値(m)

橋の形式	桁の形式		単純桁及び連続桁	ゲルバー桁の片持部
	コンクリート	$L \leq 10$	$L/2,000$	$L/1,200$
鋼桁	コンクリート	$L \leq 10$	$L/2,000$	$L/1,200$

改定案（3章）

系床版を有する鋼桁	$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000}$	$\frac{L}{12,000}$
	$40 < L$	$L/500$	$L/300$
その他の床版を有する鋼桁		$L/500$	$L/300$
吊橋形式			$L/350$
斜張橋形式			$L/400$
その他の形式		$L/600$	$L/400$
L：支間長 (m)			

(1) たわみの規定は、従前から照査方法を含めて経験的に定められているものであることを踏まえ、I編の荷重組合せ係数及び荷重係数によらず、活荷重の特性値に対して算出した結果を用いることとされている。

(3) 表-3.8.1は、これまでこの編に規定されてきた活荷重たわみの制限値であり、衝撃を含む活荷重に対して部材の総断面を用いて算出した主桁、床桁及び縦桁のたわみが、表中に示す制限値以内でなければならない。

鉄筋コンクリート床版の付加応力度については、主桁の正負の曲げモーメントが生じる箇所の橋軸方向及び橋軸直角方向の曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度、偏載荷重によって橋端部に生じるせん断応力度等のうち、一般に橋軸方向の曲げ圧縮応力度が最も大きな値を示すため、たわみの規定は主桁の曲率を制限するような形で表すことにしている。また、主桁の曲率を制限するという観点から、ゲルバー桁の片持部では単純桁の約2倍のたわみを許容することにしている。なお、ゲルバー桁の片持部のたわみは図-解3.8.1のようにとる。なお、これらの考え方はプレストレストコンクリート床版についても準用できる。

吊橋・斜張橋・その他の形式では支間長が十分大きいと考えられるため、床版の種類による区別を設けなかったが、側径間等で支間長40m以下の部分があれば上記の趣旨によって鋼桁の規定を準用する必要がある。コンクリート系床版を支えている床桁・縦桁についても、鋼桁として同様に扱う。条文の「部材の総断面積」の意味は、孔引き等を考慮しないことである。したがって、この条文を適用する場合は、各章に規定した有効幅を考慮して算出する。

現行

形式	床版を有する鋼桁	$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000}$	$\frac{L}{12,000}$
		$40 < L$	$L/500$	$L/300$
	その他の床版を有する鋼桁		$L/500$	$L/300$
	吊橋形式		$L/350$	
	斜張橋形式		$L/400$	
	その他の形式		$L/600$	$L/400$
L：支間長 (m)				

(3) 例えば、構造各部の応力が許容応力度以内であったとしても、橋全体としての剛性が低い場合には、二次応力による予期せぬ損傷が生じたり、過大なたわみや振動によって走行安全性に問題が生じる等、橋に要求される性能が満たされなくなることがあるため、橋全体としての剛性がある程度以上であることを規定したものである。

特にコンクリート床版を有する桁構造に関しては、鋼桁部分だけを考える場合には相当量のたわみを生じてもその安全性や耐力はほとんど影響を受けないが、鋼桁のたわみがコンクリート床版に及ぼす影響は極めて大きい。表-2.3.1は、桁のたわみによってコンクリート床版に付加される曲げ応力度が許容値を超えないために必要なたわみ制限量を算出して規定したものである。ここでは、鋼桁は格子剛度 $Z \geq 10$ を与える荷重分配横桁をもっているものとし、鉄筋コンクリート床版に加わる付加曲げモーメントを、9.2.4で規定する曲げモーメントの15%までを許容するものとしている。

鉄筋コンクリート床版の付加応力度については、主桁の正負の曲げモーメントが生じる箇所の橋軸方向及び橋軸直角方向の曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度、偏載荷重によって橋端部に生じるせん断応力度等を調べたが、一般に橋軸方向の曲げ圧縮応力度が最も大きな値を示すことがわかったため、たわみの規定は主桁の曲率を制限するような形で表すことにしている。また、主桁の曲率を制限するという観点から、ゲルバー桁の片持部では単純桁の約2倍のたわみを許容することにしている。なお、ゲルバー桁の片持部のたわみは図-解2.3.1のようにとる。なお、これらの考え方はプレストレストコンクリート床版についても準用できる。

吊橋・斜張橋・その他の形式では支間長が十分大きいと考えられるため、床版の種類による区別を設けなかったが、側径間等で支間長40m以下の部分があれば上記の趣旨によって鋼桁の規定を準用する必要がある。コンクリート床版を支えている床桁・縦桁についても、鋼桁として同様に扱う。条文の「部材の総断面」の意味は、孔引き等を考慮しないことである。したがって、この条文を適用する場合は、各章に規定した有効幅を考慮して算出する。

備考

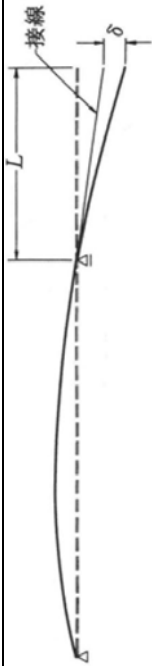


図-解 3.8.1 ゲルバー桁片持部のたわみ δ

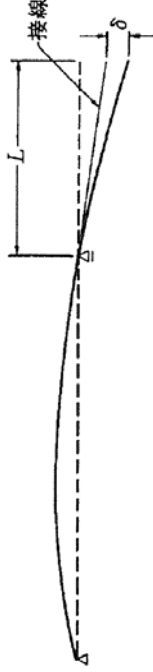


図-解 2.3.1 ゲルバー桁片持部のたわみ δ

(4) 本編は、鋼橋の設計における基本的な事項について記載しているものであり、設計にあたっては、必要に応じて関連する技術基準等を参考とする必要がある。

3.8.3 構造設計上の配慮事項

設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも1)から5)の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。

- 1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点。少なくとも、溶接継手に対しては、板組、溶接継手の配置、施工順序及び非破壊検査等について検討することを標準とする。
- 2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点。
- 3) 点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点。少なくとも、部材の端部等の狭い空間となる箇所については、検討すべき箇所とすることを標準とする。
- 4) 設計供用期間中の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にやる橋の構造とすることの観点。少なくとも、床版及びケールについては検討すべき部材とすることを標準とする。また、支点部についても、支承等の更新や修繕が確実に進める構造であるよう、検討すべき部材とすることを標準とする。
- 5) 局所的な応力集中、複雑な挙動、滞水等が生じにくい細部構造とすること。少なくとも、支点部付近及びケール定着構造については検討すべき箇所とすることを標準とする。

この項に規定する構造設計上の配慮事項は、橋毎に定型的に決められるものではなく、各橋の条件を考慮したうえで個別に検討する必要がある。

- 1) 1.5の解説に示すように、20章の施工の規定に従った標準的な施工及び品質管理を行う

現行	備考
	<p>改定案（3章）</p> <p>ことができ構造であるかどうか、溶接等の施工品質のばらつきへの対処として、構造的な余裕が適切に確保されているかどうか等、施工の品質確保の観点から十分な配慮を行う必要がある。特に溶接線が集中する構造では、板組、溶接継手の配置、施工順序等について慎重に検討を行い、溶接施工、施工途中での段階的なプロセス管理及び製作後の非破壊検査が適切に行えるように、必要に応じて構造を見直す等の配慮が必要である。</p> <p>2) V編2.7解説が参考となる。</p> <p>3) 維持管理が確実に実施できるためには、少なくとも点検が困難な箇所はできる限り少なくする必要がある。桁高の高い箱桁であっても、検査路などを設けることにより、床版などの近接目視等が確実に実施できるようにすることができる。このように、構造形式に応じた維持管理上必要と判断された場合には、検査路の設置を行うことも考えられる。なお、点検用検査路の設置にあたっては、検査路上に点検の妨げとなるような部材配置を行わないように、部材配置の段階から配慮する必要がある。加えて、偶発作用による損傷が懸念される際に、当該橋梁の重要部材の点検が確実に行えるような位置に検査路を設置するようにすることが必要である。</p> <p>ケーブル定着部や桁端部では点検のための空間を確保しておくことも、点検困難箇所を排除し確実な維持管理を達成するために有効である。アーチリブや箱桁の内部については、維持管理性を確保するため、断面の大きい部材においては部材内部に人が入れるような空間を確保すること、断面の小さい部材については、部材内部を確認できるための開口部の設置などについても検討するのがよい。</p> <p>4) 設計と実態の大きな乖離が生じやすく経験的に損傷が多い支承、伸縮装置、検査路等の付属物や、万一の想定外による損傷等が極めて重大な影響を及ぼす部材のうち、条件によっては配慮することで更新が可能とできる余地があるものとして、床版やケーブルなどよってが配慮することが更新が可能とできる余地があるものとして、床版やケーブルなどが考えられる。例えば、床版では設計供用期間中の交換を前提としない場合でも、不測の損傷が生じた場合に、橋の速やかな機能回復ができるように、設計段階で床版の一部更新や取替えが行いうるかどうかの検討を行うことは、橋の耐久性の信頼性向上の観点から有効である。また、ケーブル構造においては、車面による衝突や落雷など不測の損傷により、過去ケーブル部材が破断した事例もあることから、設計上取替えを計画的に行う維持管理を前提としない場合でも、ケーブル部材の交換ができるような構造とすることについて経済的合理性も考慮して、その必要性を検討するのがよい。</p> <p>5) 耐久性に関する配慮事項として、耐久性を低下させる因子が局所的に集中しないよう、部材の組み方や形状等の構造詳細について検討する必要がある。例えば、特定の個所で滞水が生じると、耐久性上の想定を逸脱し局所的に鋼材の腐食が促進する可能性がある。そのため、床版や箱桁内部などでは、必要に応じて部材内に滞水が生じないよう排水経路を定め、排水勾配や排水孔などの設定を行うなど、確実な排水が実現できるように設計する必要がある。また、伸縮装置を有する桁端部においては、伸縮装置からの漏水により局所的</p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>に内部鋼材の腐食が進展する可能性がある。そのため、漏水が生じたとしても著しい腐食により、危険な状態になりにくいよう桁端部において防水処理を行うなどの配慮が必要である。耐久性に配慮した構造詳細に関する個別の検討事項は、7章以降の各章にも規定されているものがありそれらについても満足する必要がある。</p>

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編

改定案（4章）

現行

備考

4章 材料の特性値

4.1 材料の強度の特性値

4.1.1 一般

- (1) 材料の強度の特性値は、適切に定められた材料強度試験法による試験値のばらつきを考慮したうえで、試験値がその強度を下回る確率がある一定の値以下となることが保証された値としなければならない。
- (2) 4.1.2及び4.1.3の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリートを使用する場合には、この編及びIII編に規定する材料の強度の特性値を用いることにより、(1)を満足するとみなしてよい。

(1) 設計に用いる材料の強度の特性値は、JIS等の規格値との関係、設定根拠となる統計データの多寡やばらつき等を考慮するとともに、材料強度試験などから得られた材料強度、機械的性質等に関する統計データに基づいて適切に定める必要がある。

(2) 鋼橋の設計にあたって、鋼材の基準となる強度に関しては、材料強度の規格値、すなわち下限に相当する値を基本に設定されている。これらによらない場合も試験結果のばらつきを想定したうえで、試験値がそれを下回る確率がある一定の小さな値以下となることが保証された強度の値、またはこれと同等程度の値により設定することが必要である。

この編で扱う鋼材は、JIS（日本工業規格）、JSS（日本鋼構造協会規格）及び日本道路協会規格に規定されたものであり、ほとんどの鋼材では規格の中で材料の機械的性質が規定されており、この章では、これらの強度規格値を強度の特性値としている。

国内で製造された鋼材の主たる材料強度である構造用鋼材の降伏強度については、製造工程管理上、保証値を下回る鋼材が出荷されることはないと考えられる。このため、鋼材の強度規格値を基本に強度の特性値が設定されている。

材料の強度の特性値を、この編とは別に設定する場合は、十分な統計データが存在し、かつ前提となる適切な製造工程管理が保証される場合には、強度の特性値を統計データの下限値として別途設定することも考えられる。その際、材料強度の試験結果の分布形状について十分調査を行い、適切に強度の特性値を設定する必要がある。鋼製品の場合には、製

品の幾何形状による応力集中、加工方法、載荷条件等が強度特性に影響を与えることがあるため、特性値はなるべく信頼性の高い試験データ等によるのがよい。

4.1.2 鋼材の強度の特性値

(1) 構造用鋼材の強度の特性値は、表-4.1.1に示す値とする。

表-4.1.1 構造用鋼材の強度の特性値(N/mm²)

鋼種	鋼材の板厚(mm)		SS400	SM490	SM490Y	SBHS400	SM570	SBHS500
	40以下	40を超え75以下	SM400	SMA400W	SM520	SBHS400W	SMA570W	SBHS500W
引張降伏 圧縮降伏	40以下	40を超え75以下	235	315	355	400	450	500
	75を超え100以下	以下	215	295	325		420	
	—	—	400	490	490 (520) ¹⁾		570	
せん断降伏	40以下	40を超え75以下	135	180	205	230	260	285
	75を超え100以下	以下	125	170	195		250	
	—	—	235	315	355		450	
鋼板 と鋼 の 間 の 支 座 の 支 座 度 ²⁾	40以下	40を超え75以下	215	295	325	400	420	500
	75を超え100以下	以下	—	—	—		—	
	—	—	1,250	1,450	—		—	

注：1) () は SM520 材の引張強度の特性値を示す。

2) 曲面接触において、図-4.1.1に示す r_1 と r_2 との比 r_1/r_2 が、円柱面と円柱面は 1.02 未満、球面と球面は 1.01 未満となる場合は、平面接触として取り扱う。この場合の支圧強度は、投影面積について算出した強度に対する値である。

表-解 1.6.4 一般構造用圧延鋼材及び溶接構造用圧延鋼材、並びに溶接構造用耐侯性熱間圧延鋼材の機械的性質

鋼種	引張強度 (N/mm ²)			引張強さ (N/mm ²)			伸び			衝撃試験	
	降伏点または耐力 (N/mm ²)			鋼材の厚さ (mm)	鋼材の厚さ (mm)	鋼材の厚さ (mm)	試験片	伸び (%)	記号	試験温度 (°C)	シャルピー 靱取 エネルギー (J)
	16以下	16を超え40以下	40を超え75以下								
SS400	245以上	235以上	215以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	1A号	17以上	—	—	—
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	1A号	21以上	—	—	—
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	23以上	—	—	—
SM400	245以上	235以上	215以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	1A号	18以上	A	—	—
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	1A号	22以上	B	0	27以上
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	24以上	C	0	47以上
SMA400W	245以上	235以上	215以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	1A号	17以上	A	—	—
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	1A号	21以上	B	0	27以上
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	23以上	C	0	47以上
SM490	325以上	315以上	295以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	1A号	17以上	A	—	—
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	1A号	21以上	B	0	27以上
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	23以上	C	0	47以上
SM490Y	365以上	355以上	335以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	1A号	15以上	A	—	—
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	1A号	19以上	B	0	27以上
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	21以上	C	0	47以上
SMA490W	365以上	355以上	335以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	1A号	15以上	A	—	—
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	1A号	19以上	B	0	27以上
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	21以上	C	0	47以上
SM520	365以上	355以上	335以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	1A号	15以上	C	0	47以上
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	1A号	19以上	—	—	—
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	21以上	—	—	—
SM570	460以上	450以上	430以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	5号	19以上	—	-5	47以上
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	5号	26以上	—	—	—
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	20以上	—	—	—
SMA570W	460以上	450以上	430以上	16以下	16を超え50以下	40を超え100以下	5号	19以上	—	-5	47以上
	—	—	—	16を超え50以下	40を超え100以下	100を超え150以下	5号	26以上	—	—	—
	—	—	—	100を超え150以下	150を超え200以下	200を超え235以下	4号	20以上	—	—	—

* : JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) による。

** : これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は、その試験温度に置きかえてもよい。

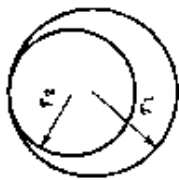


図-4.1.1 曲面接触

(2) 鍛造品の強度の特性値は、表-4.1.2 に示す値とする。

表-4.1.2 鍛造品の強度の特性値 (N/mm²)

強度の種類 鍛造品の種類	引張 降伏 圧縮 降伏	せん断 降伏	鋼板と鋼板 との間の支圧 強度 ¹⁾		ヘルツ公式を 用いる場合		
			支圧 強度	硬度 必要値 HB ²⁾	支圧強度	硬度 必要値 HB ²⁾	
鍛鋼品	SF490A	245	490	140	245	1, 250	125 以上
	SF540A	275	540	160	275	1, 450	145 以上
铸鋼品	SC450	225	450	130	225	1, 250 ⁵⁾	125 以上 ³⁾
	SCW410	235	410	135	235	1, 250 ⁵⁾	125 以上 ³⁾
	SCW480	275	480	160	275	1, 450 ⁵⁾	145 以上 ³⁾
	SCMn1A	275	540	160	275	1, 430	143 以上
	SCMn2A	345	590	200	345	1, 630	163 以上
機械構 造用鋼	S35CN ⁴⁾	305	510	175	305	1, 490	149 以上
	S45CN ⁴⁾	345	570	200	345	1, 670	167 以上
铸鉄品	FCD400	250	400	145	250	1, 300 ⁵⁾	130 以上 ³⁾
	FCD450	280	450	160	280	1, 400 ⁵⁾	140 以上 ³⁾

注：1) 曲面接触において、図-4.1.1に示す r_1 と r_2 との比 r_1/r_2 が、円柱面と円柱面では 1.02 未満、球面と球面では 1.01 未満となる場合は、平面接触として取り扱う。この場合の支圧強度は、投影面積について算出した強度に対する値である。

2) HB は JIS Z 2243 (ブリネル硬度試験 - 試験方法) に規定するブリネル硬度を表す。

3) JIS に規定がない鋼種について、支圧応力の特性値の算出に用いたブリネル硬度の下限値を表す。

4) 機械構造用鋼 S35CN, S45CN は JIS G 4051 に規定される材質

表-解 1.6.5 溶接構造用圧延鋼材及び溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材の機械的性質 (板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材)

鋼種	引張試験			衝撃試験			
	降伏点または耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び 鋼材の厚さ (mm)	試験片	伸び (%)	*** 試験温度 (°C)	シャルピー 吸収 エネルギー (J)
SM400 C-H	235以上	400~510	16以下	1A号	18以上	0	47以上
			16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 4号	22以上 24以上		
SMA 400 CW-H	235以上	400~540	16以下	1A号	17以上	0	47以上
			16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 4号	21以上 23以上		
SM490 C-H	315以上	490~610	16以下	1A号	17以上	0	47以上
			16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 4号	21以上 23以上		
SMA490 CW-H	355以上	490~610	16以下	1A号	15以上	0	47以上
			16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 4号	19以上 21以上		
SM520 C-H	355以上	520~640	16以下	1A号	15以上	0	47以上
			16を超え50以下 40を超えるもの	1A号 4号	19以上 21以上		
SM570 -H	450以上	570~720	16以下	5号	19以上	-5	47以上
			16を超え50以下 20を超えるもの	5号 4号	26以上 20以上		
SMA570 W-H	450以上	570~720	16以下	5号	19以上	-5	47以上
			16を超え50以下 20を超えるもの	5号 4号	26以上 20以上		

* : JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) による。

** : これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は、その試験温度に置きかえてもよい。

注：鋼種の名称の後の“-H”は JIS 規格材と区別するための記号である。

S35C, S45C に熱処理として焼ならしを施し、その規格の解説付表に示される機械的性質を満足する材料とする。
 5) SC450, SCW410, SCW480, FCD400, FCD450 を支圧部材に使用する場合は、右欄の硬さ必要値を満足することを確認しなければならぬ。

(3) 鋼管の強度の特性値は、表-4.1.3 に示す値とする。

表-4.1.3 鋼管の強度の特性値(N/mm²)

	鋼種			
	SS400 SM400 SMA400W STK400	SM490 STK490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
引張降伏 圧縮降伏	16を超え 40以下	315	355	450
	40を超え 75以下	295	335	430
	75を超え 100以下		325	420
引張強度	—	490	490 (520) ¹⁾	570

注：1) () はSM520材の引張強度の特性値を示す。

(4) 棒鋼及びPC鋼棒の強度の特性値は、表-4.1.4及び表-4.1.5に示す値とする。

表-4.1.4 鉄筋コンクリート用棒鋼の強度の特性値(N/mm²)

特性値	棒鋼の種類
引張降伏・圧縮降伏	SD345
引張強度	345
せん断降伏	490
	200

表-4.1.5 PC鋼棒の強度の特性値(N/mm²)

鋼棒の種類	丸棒A種		丸棒B種	
	2号	1号	1号	2号
特性値	SBPR785/1030	SBPR930/1080	SBPR930/1180	SBPR930/1180
引張降伏	785	930	930	930
引張強度	1,030	1,080	1,080	1,180

(5) PC 鋼線及び PC 鋼より線，平行線ストランド及び被覆平行線ストランド及び構造用ロープの強度の特性値は，表-4.1.6 から表-4.1.8 に示す値とする。

表-4.1.6 PC 鋼線及び PC 鋼より線の強度の特性値 (N/mm²)

鋼線材の種類	特性値		引張強度
	降伏強度	降伏強度	
SWPR1AN SWPR1AL SWPD1N SWPD1L	5mm	1,420	1,620
	7mm	1,320	1,510
	8mm	1,270	1,470
	9mm	1,220	1,410
SWPR1BN SWPR1BL	5mm	1,520	1,720
	7mm	1,420	1,610
	8mm	1,370	1,560
SWPR2N SWPR2L	2.9mm, 2本より	1,710	1,930
SWPD3N SWPD3L	2.9mm, 3本より	1,710	1,930
	9.3mm, 7本より	1,460	1,720
SWPR7AN SWPR7AL	10.8mm, 7本より	1,460	1,720
	12.4mm, 7本より	1,460	1,720
	15.2mm, 7本より	1,470	1,730
	9.5mm, 7本より	1,580	1,850
SWPR7BN SWPR7BL	11.1mm, 7本より	1,590	1,860
	12.7mm, 7本より	1,580	1,850
	15.2mm, 7本より	1,600	1,880
	17.8mm, 19本より	1,580	1,850
SWPR19N SWPR19L	19.3mm, 19本より	1,580	1,850
	20.3mm, 19本より	1,550	1,820
	21.8mm, 19本より	1,580	1,830
	28.6mm, 19本より	1,510	1,780

表-4.1.7 平行線ストランド及び被覆平行線ストランド用亜鉛めっき鋼線の強度の特性値 (N/mm²)

種別	降伏強度		引張強度
	0.7%全伸び耐力	0.8%全伸び耐力	
ST1570	1,160 以上	—	1,570 以上 1,770 以下

ST1770	-	1,370 以上 1,960 以下	1,770 以上 1,960 以下
--------	---	----------------------	----------------------

注：耐力は、降伏点の代用特性で、引張試験において全伸びが所定の量に達するときの値

表-4.1.8 構造用ワイヤロープ用素線の強度の特性値 (N/mm²)

区分	種別	降伏強度	引張強度
丸線	ST1470	1,080	1,470
	ST1570	1,160	1,570
	ST1670	1,220	1,670
T線	-	-	1,370
Z線	-	-	1,270

この編で扱う鋼材は、国内で製造された鋼材の強度統計データを踏まえ、それぞれの規格における材料の機械的性質を、強度の特性値として基本的に規定されている。ただし、材料の中には、必ずしも強度の統計データが十分得られていないものもあり、そのような場合には、これまでの示方書による材料の基準強度（降伏強度を安全率で除した値）の考え方に準じて、強度の特性値が設定されている。例えば、JIS 等の規格に適合する材料について、以下のように強度の特性値を与えている。

- 1) 鋼材の圧縮降伏強度の特性値は、材料の引張降伏強度の特性値に等しいものとする。
- 2) 鋼材のせん断降伏強度の特性値は、von Mises の降伏条件に基づき式(解 4.1.1)により算出し、数値を丸めたものである。

$$\tau_{yk} = \frac{\sigma_{yk}}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (解4.1.1)$$

ここに、

τ_{yk} ：鋼材のせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)

σ_{yk} ：鋼材の引張降伏強度の特性値 (N/mm²)

(1) 板厚区分について、JIS に規定される構造用鋼材の降伏点又は耐力は、表-解 4.1.1 に示すとおり、橋梁用高降伏点鋼板 (SBHS400, SBHS400W, SBHS500, SBHS500W) 及び SBHS500W) 以外は板厚によって変化する。鋼材の強度の特性値についても JIS に従った鋼種及び板厚ごとに規定している。なお、板厚 16mm 以下の鋼材については、従来と同様にその板厚区分は考慮しないこととし、16mm を超え 40mm 以下の場合の降伏点又は耐力に基づき規定している。

板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材 (H 仕様) を使用する場合には、表-解 4.1.2 に示すように、40mm を超える板厚に対し、降伏点又は耐力は 40mm 以下のものと同じ値となる。したがって、この場合は、その鋼材の板厚に関わらず、板厚区分 40mm 以下の場合の強度規格値と同じ値を用いてよい。

表-解 4.1.1 一般構造用圧延鋼材，溶接構造用圧延鋼材，溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材及び橋梁用高降伏点鋼板の強度の規格保証値

鋼種	降伏強度 (N/mm ²)			引張強度 (N/mm ²)
	鋼材の厚さ (mm)			
	16 以下	16 を超え 40 以下	40 を超え 75 以下	
SS400	245 以上	235 以上	215 以上	400～510
SM400	245 以上	235 以上	215 以上	400～510
SMA400W	245 以上	235 以上	215 以上	400～540
SM490	325 以上	315 以上	295 以上	490～610
SM490Y	365 以上	355 以上	335 以上	490～610
SMA490W	365 以上	355 以上	335 以上	490～610
SBHS400	400 以上	400 以上	400 以上	490～640
SBHS400W	400 以上	400 以上	400 以上	490～640
SM520	365 以上	355 以上	335 以上	520～640
SM570	460 以上	450 以上	430 以上	570～720
SMA570W	460 以上	450 以上	430 以上	570～720
SBHS500	500 以上	500 以上	500 以上	570～720
SBHS500W	500 以上	500 以上	500 以上	570～720

表-解 4.1.2 溶接構造用圧延鋼材及び溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の強度の規格保証値

(板厚により降伏強度が変化しない鋼材)

鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
	鋼材の厚さ	
SM400C-H	100mm 以下	400～510
	235 以上	
SMA400CW-H	235 以上	400～540
	315 以上	
SMA490CW-H	355 以上	490～610
	450 以上	
SM570-H	450 以上	570～720
	450 以上	

鋼材と鋼材との接触機構は，平面と平面（平面に近い円筒面や曲面を含む）とが接触する平面接触と，球面（又は円筒面）と平面（又は球面，円筒面）とが微小面で接触する点・線接触に分けられ，後者は一般に「ヘルツ理論による支圧」といわれている。

この示方書では，面接触として計算する場合と点・線接触（ヘルツ理論による支圧）として計算する場合とに分けて支圧強度の特性値が規定されている。

面接触における支圧強度は，接触している2部材の曲率半径がほぼ同一で接触面積が大きくなる場合に適用する。それ以外の場合にはヘルツ理論による支圧強度を用いることと

備考	現行	改定案（4章）
		<p>なる。これまでの示方書では、凹面と凸面の接触の場合、$r1/r2$が1.01～1.02の範囲で接触面積が急激に増大するため、円柱面と円柱面の場合 $r1/r2=1.02$ 以下、球面と球面の場合 $r1/r2=1.01$ 以下が面接触の範囲とされ、ヘルツ理論による支圧は円柱面と円柱面の場合 $r1/r2$が1.02以上、球面と球面の場合 $r1/r2$が1.01以上の場合に適用できるとされていた。ヘルツ理論の適用範囲については、本来であれば、ヘルツ理論による接触面上の支圧応力度がこれまでの許容応力度を使ったそれとは異なるため、適用範囲は変化することになるが、これまでの示方書による場合の設計との整合を考慮し、ヘルツ理論の適用範囲はこれまでの示方書のとおりとされた。</p> <p>面接触の支圧強度は、これまでの示方書においては降伏強度を基準としてこれを補正して規定されていた。これまでの示方書による場合との整合を考慮し、面接触の場合の支圧強度の特性値は、鋼材の降伏強度を基準に定められている。</p> <p>ヘルツ理論による支圧の場合、種々の金属表面にかたい鋼球を押し込み、圧痕の表面積で荷重を除いた値をもって測定される押し込み硬さ(例えばブリネル硬さ)がヘルツ接触部付近の接触部全域で塑性変形が生じる降伏支圧応力にほぼ相当する値とされている。</p> <p>そのため、ヘルツ理論による場合の支圧強度の特性値は、ブリネル硬さ HB を基準として、10HBとして定められている。</p> <p>SS400 級のブリネル硬さは HB≒140～150、SM490 級で HB≒150 であるが、これまでの示方書と同等となるよう、SS400、SM400、SMA400W の場合は HB=125、SM490 の場合は HB=145 として表-4.1.1 のように支圧強度の特性値が定められている。SM490Y 級及び SM520 級については、ヘルツの支圧強度の特性値を用いて設計する部材への使用実績も少なく、また、高支圧強度の支承等には合金鋳鍛又は高強度合金を用いることもできるため、強度の特性値は定められていない。</p> <p>(2) 鋼橋に使用される代表的な鋳鍛造品について主な強度の特性値が示されたものである。</p> <p>鋳鉄品は排水装置・高欄等に使用する場合もあるため、この場合に必要な特性値が規定されていない。ここに規定されていない鋳鉄品を使用する場合には、別途検討を行う必要がある。また、ねずみ鋳鉄 FC250 については降伏強度が明確でなく規格保証値がないため、降伏強度の特性値を示す鋳鍛造品の一覧からは除外されている。</p> <p>① 鋳鍛造品の引張・圧縮・せん断降伏強度の特性値 引張、圧縮、せん断抵抗強度は JIS 規格値に基づきそれぞれの強度の特性値が設定されている。</p> <p>② 鋳鍛造品の支圧強度の特性値 構造用鋼材同様、平面接触の場合と点・線接触（ヘルツ理論による支圧）の場合に分けて支圧強度の特性値が規定されている。平面接触の場合は鋼材の降伏強度が、ヘルツ理論による場合はブリネル硬さ(HB)を基準として10HBが、それぞれ支圧強度の特性値として規定されている。</p>

改定案（4章）

現行

備考

③ 機械構造用鋼 S35CN, S45CN

機械構造用鋼は熱処理の方法によりその機械的性質を変化させることができる。JISでは熱間圧延等によって製造されるS35CとS45Cについて、焼ならし(N)と焼入焼戻し(H)の2つの熱処理方法に対して、その解説付表にそれぞれの機械的性質が示されている。表-4.1.2に規定されたS35CN及びS45CNの特性値は、熱処理として焼ならしを行った場合の機械的性質（JISの解説付表に記載）に基づき定められた値であり、これを満たす材料が規定されている。

(3) 鋼橋に使用される代表的な鋼管について、主な強度の特性値が示された。鋼管の強度の特性値は、表-4.1.1の構造用鋼材の規定によることを基本とし、STK400はSM400に、STK490はSM490に準じるものとされた。

表-解 4.1.3 鋼管の強度 (N/mm²)

材 質	種類の記号	降伏点又は耐力	引張強さ
一般構造用炭素鋼管	STK400	235 以上	400 以上
	STK490	315 以上	490 以上

(5) ケーブル部材に用いられる代表的なPC鋼線及びPC鋼より線、平行線ストランド及び構造用ワイヤロープについて、強度の特性値を示したものである。

ケーブル部材に用いられるPC鋼材、平行線ストランドやロープには多くの種類があるが、橋の部材として鋼線材及び鋼線材二次製品を用いる場合には、その目的に応じて要求される品質（寸法、外観、製造方法）及び機械的性質（強度、延性、じん性等）を有することを確認して使用する必要がある。

表-4.1.6は、PC鋼線及びPC鋼より線の強度の特性値を示したものである。強度の特性値は、JIS G 3536:2014（PC鋼線及びPC鋼より線）に示される規格下限値とされており、PC鋼より線では、燃り加工後の強度の特性値が規定されている。

JIS G 3536:2014（PC鋼線及びPC鋼より線）では、耐力（又は降伏強度）として、0.2%の永久ひずみが生じるときの強度（0.2%永久伸びに対する強度）が用いられている。これは日本国内では従来から0.2%永久伸びに対する強度が降伏強度として扱われているためであり、PC鋼線及びPC鋼より線だけでなく、金属材料の引張試験規格であるJIS Z 2241:2011（金属材料引張試験方法）においても、特に規定のない場合には、0.2%永久伸びに対する強度を測定することが示されている。

ISO 6934-4:1991(Steel for the prestressing of concrete -- Part 4: Strand)では0.1%永久伸びに対する強度が基本として規定されているが、0.2%永久伸びに対する強度についても参考値として示されている。

表-4.1.7は、ケーブル部材に使用される代表的なケーブル用ストランドである平行線ス

改定案（4章）

現行

備考

トランド及び被覆平行線ストランドを構成する素線の強度の特性値を示したものである。
 複数の素線を集束したストランドの特性値は、ストランドの公称断面積と表-4.1.7の強度の特性値の積として求めることができる。

素線の引張強度は上限値も規定している。これは、引張強度のばらつきを少なくすることと、引張強度が高すぎること起因する遅れ破壊などを回避することを考慮したためである。

0.7%全伸び耐力は、図-解 4.1.1 に示す 0.7%の伸びに対応する応力を示し、ストランド用素線に用いられる高炭素鋼線は、応力-伸び線図に明確な降伏点が現れないために便宜的に応力-伸び線図の曲りはじめの点に相当する全伸びで降伏点が規定されている。0.7%全伸び耐力が規定されたのは、従来より、ST1570 耐力として、日本及びアメリカで平行線ストランド用ワイヤに用いられていたため強度データが規定されているためである。

なお、素線の引張強度が高くなると、降伏比が高くなるため、ST1570 より引張強度の高いST1770 では、0.7%全伸び耐力の代わりに0.8%全伸び耐力としている。

表-解 4.1.4 に示す素線の伸び及びねじり回数は、ケーブル部材として重要な特性であるじん性を代表する特性値である。

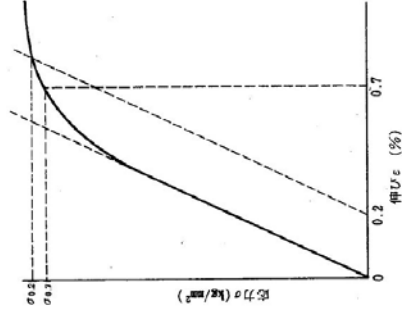


図-解 4.1.1 素線の 0.2%永久伸び耐力と 0.7%全伸び耐力

表-解 4.1.4 平行線ストランド及び被覆平行線ストランド用

亜鉛めっき鋼線の機械的性質

種別	伸び(%)	ねじり回数 (回)	
		ねじり回数 (回)	ねじり回数 (回)
ST1570	4.0 以上	Φ5mm	Φ7mm
		14	12
ST1770	4.0 以上	14	12

JIS G 3549:2000(構造用ワイヤロープ)に規定される構造用ワイヤロープの規格値としては、ロープを構成する素線の特性値は表-4.1.8に示すとおりである。一方、ロープの特性値は、ロープが複数の素線をより合わせて構成されることから、素線の特性値と公称断面積の積として求めることはできないことに注意する必要がある。

4.1.3 接合部に用いる鋼材の強度の特性値

- (1) 溶接部の強度の特性値はI編の表-9.1.1に示す溶接材料を使用し、20章の規定に従って溶接を行うことを前提として、表-4.1.9に示す値とする。
なお、溶接継手の現場溶接では、原則として20章に規定する工場溶接と同等の管理を行わなければならない。
- (2) 強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値をとる。

表-4.1.9 溶接部の強度の特性値(N/mm²)

鋼種	SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
鋼材の板厚 (mm)	40を超え100以下	40を超え100以下	40を超え100以下	100以下	40を超え75以下	75を超え100以下
工場溶接	235	295	335	400	430	500
	235	295	335	400	430	500
	135	170	195	230	250	285
完全溶込み開先溶接						
圧縮降伏						
引張降伏						
せん断降伏						

すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接	せん断降伏	135	125	180	170	205	195	185	230	260	250	240	285
		引張	400	490	490	490(520) ¹⁾	490	570	570				
現場溶接													
原則として工場溶接と同じ値とする													

注：1) ()内はSM520材の引張強度の特性値を示す。

(3) 高力ボルトの強度の特性値は、1)から3)に示す値とする。

1) 摩擦接合用高力ボルト及び摩擦接合用トルシア形高力ボルトの強度の特性値は、表-4.1.10に示す値とする。

表-4.1.10 摩擦接合用高力ボルトの強度の特性値(N/mm²)

ボルトの種類	ボルトの等級		
	F8T	F10T	S10T
引張降伏	640	900	900
せん断破断	460	580	580
引張強度	800	1,000	1,000

注：1)防せい処理されたボルトとする。

2) 支圧接合用高力ボルトの強度の特性値は、表-4.1.11及び表-4.1.12に示す値とする。

表-4.1.11 支圧接合用高力ボルトのせん断強度の特性値(N/mm²)

ボルトの等級	B8T	B10T
せん断降伏	370	520
せん断破断	460	580

引張強度	800	1,000
------	-----	-------

表-4.1.12 支圧接合用高力ボルトの支圧強度の特性値 (N/mm²)

母材及び連 結板の鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM49 0	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
鋼材の板厚 (mm)						
40 以下	400	535	605	680	765	850
40 を超え 75 以下	365	500	570		730	
75 を超え 100 以下			555		715	

3) 引張接合用高力ボルトの強度の特性値は、表-4.1.13 に示す値とする。

表-4.1.13 引張接合用高力ボルトの引張強度の特性値 (N/mm²)

応力の種類	ボルトの等級	F10T	S10T
引張降伏		900	900
引張強度		1,000	1,000

(4) 仕上げボルトの強度の特性値は、表-4.1.14 に示す値とする。

表-4.1.14 仕上げボルトの強度の特性値 (N/mm²)

応力の種類	JIS B 105I による 強度区分	4.6	8.8	10.9
引張・圧縮降伏		240	660	940
せん断降伏		135	380	540
引張強度		400	830	1,040
支圧		240	660	940

(5) 頭付きスタッドの強度の特性値は、表-4.1.15 に示す値とする。

表-4.1.15 頭付きスタッドの強度の特性値 (N/mm²)

降伏強度	引張強度
235	400

(1) 鋼橋に使用される代表的な鋼材に対して、I 編 9.1(2)に示される溶接材料を用いた場合の溶接部の主な強度の特性値が示されたものである。

開先溶接は、完全溶込み開先溶接と、部分溶込み開先溶接とに分けられるが、後者の部

改定案（4章）

現行

備考

分溶込み開先溶接は、その適用条件からすみ肉溶接と同じに取り扱うこととされた。

溶接部の強度は、これまでの示方書の考え方を踏襲して、完全溶込み開先溶接の圧縮、引張に関しては母材と同等とし、せん断に関しては開先溶接、すみ肉溶接ともに、その $1/\sqrt{5}$ をとることとされた。

現場溶接については、溶接技術が向上し、現場における施工管理及び品質管理が充実してきたことから、20章に規定される工場溶接と同等の品質管理が行われることを前提として、原則として工場溶接の場合と同じ特性値とされている。そのため、現場溶接を行う場合で工場溶接と同等とみなせる良好な施工品質管理が行えないおそれがある場合には、採用する強度の特性値について別途検討が必要であることを注意する必要がある。

完全溶込み開先溶接は、20章に規定される検査を行うことが設計の前提であり。例えば、鋼製橋脚の隅角部を分割して架設する場合などで、構造上、検査できない現場溶接継手となる場合にも、溶接施工試験を行う等により、その強度及び品質が確実に得られることを確認したうえでその条件を施工の際に再現することで品質が保証されなければならない。

すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接を、現場施工する場合には、溶接姿勢などの条件を考慮に入れた施工試験等により溶接品質を確認するのが望ましい。なお、設計にあたっては、現場溶接継手の位置を作用応力の低い位置に配置するように配慮するのが望ましい。

(3) 高力ボルト継手に用いるボルトとして、S10T、F10Tを超える強度のボルトについては、過去に道路橋で遅れ破壊の事例が見られ、昭和55年以降規定されてこなかった。一方で、近年ではS10T、F10Tを超える強度のボルトで、耐遅れ破壊性能を改善したものが開発され、建築分野における使用実績が増加している。これに加え、土木分野における技術的知見の蓄積²⁾も進んできたことから、今回の改定では摩擦接合用高力ボルトに新たにS14Tが追加されている。ただし、この示方書ではS14Tの使用条件は9.5.2で他の高強度ボルトよりも使用環境が厳しく制限されているため、使用にあたってはその点に注意が必要である。

摩擦接合用高力ボルトの機械的性質は、表-解4.1.5のとおりである。

表-解4.1.5 摩擦接合用高力ボルトの機械的性質

高力ボルトの等級	降伏点又は耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)
F8T	640以上	800～1,000	16以上	45以上
F10T	900以上	1,000～1,200	14以上	40以上
S10T	900以上	1,000～1,200	14以上	40以上

S14T	1, 260 以上	1, 400～ 1, 490	14 以上	40 以上
------	-----------	-------------------	-------	-------

支圧接合用高力ボルトの機械的性質は、表-解 4.1.6 のとおりである。

表-解 4.1.6 支圧接合用高力ボルトの機械的性質

高力ボルトの等級	降伏点又は耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)
B8T	640 以上	800～1, 000	16 以上	45 以上
B10T	900 以上	1, 000～ 1, 200	14 以上	40 以上

摩擦接合用高力ボルト及び支圧接合用高力ボルトのせん断強度の特性値については、せ
ん断降伏強度をボルト耐力の $1/\sqrt{5}$ 、破断強度を引張強さの $1/\sqrt{3}$ と考えると表-解 4.1.7 及
び表-解 4.1.8 のようになる。表-4.1.10 及び表-4.1.11 に示す高力ボルトのせん断降伏強
度の特性値はこれらの値をもとに定められたものである。

表-解 4.1.7 摩擦接合用高力ボルトのせん断強度の特性値の設定

高力ボルトの等級	引張強さ σ_B (N/mm ²)	$\frac{\sigma_B}{\sqrt{3}}$ (N/mm ²)
F8T	800～1, 000	462 以上
F10T	1, 000～ 1, 200	577 以上
S10T	1, 000～ 1, 200	577 以上
S14T	1, 400～ 1, 490	808 以上

表-解 4.1.8 支圧接合用高力ボルトのせん断強度の特性値の設定

高力ボルトの等級	耐力 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_B (N/mm ²)	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{5}}$ (N/mm ²)	$\frac{\sigma_B}{\sqrt{5}}$ (N/mm ²)
B8T	640	800～1, 000	370 以上	462 以上
B10T	900	1, 000～ 1, 200	520 以上	577 以上

支圧接合の支圧による破壊の判定は難しいが、接合部の応力方向に対しては、9.5.8 の

縁端距離の規定によれば、図-解 4.1.2 に示すはし抜けが生じるおそれはない。また、支圧応力が過大となって孔が拡大する破壊は、支圧応力を適當に抑えることによって防ぐことができる。疲労試験によれば、その支圧応力を母材の引張強度の2倍までとしても、特に異状を生じないが、実施例もないので、この示方書では、母材の支圧強度までとされている。

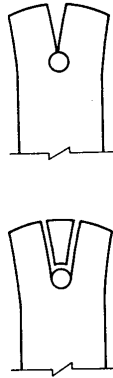


図-解 4.1.2 連結部のはし抜け

なお、耐候性鋼材を用いた鋼部材どうしの場合には、同様に耐候性を有するため、Cu, Cr, Ni 等の元素を添加した高力ボルトを用いることが防食仕様として合理的であり望ましい。これらの高力ボルトについては、現在 JIS に規定されていないが、この章で規定する高力ボルトに適合（同等であることが確認された）したものをを用いるものとし、ボルトのすべり耐力及び強度の特性値については9章による。

引張接合用高力ボルトはその締付けを導入軸力が弾性範囲内にあるトルク法によって行うのを原則とし、ナット回転角法、耐力点法は採用しないこととされている。

(4) 支承等の仕上げボルトとして使用される、JIS B 1180:2014(六角ボルト)に規定される六角ボルトについてその強度の特性値が定められたものである。六角ボルトの機械的性質は、JIS B 1051:2000(炭素鋼及び合金鋼締結用部品の機械的性質-第 1 部：ボルト、ねじ及び植込みボルト)において、強度区分毎に製品の機械的性質として規定されている。支承等の仕上げボルトとして一般に使用されているのは、このうち強度区分「4.6」、「8.8」、「10.9」の3種類のボルトであり、その機械的性質の規格値は表-解 4.1.9のとおりとなる。

引張・圧縮降伏強度については、JIS において規定される降伏点又は耐力を特性値とし、せん断降伏強度については引張降伏強度の $1/\sqrt{3}$ とされた。また、支圧強度の特性値については他の鋼材と同様に引張降伏強度の1.5倍とするが、引張強度は超えないものとして設定された。

表-解 4.1.9 六角ボルトの機械的性質

JIS B 1051 による強度区分	降伏点又は耐力 σ_s (N/mm ²)	引張強さ σ_B (N/mm ²)	伸び (%)
4.6	240 以上	400 以上	22
8.8	660 以上	830 以上	12
10.9	940 以上	1,040 以上	9

(5) 14章に規定されるコンクリート系床版を有する鋼桁の床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮した設計を行う場合のずれ止めとして使用される。JIS B 1198:2011(頭付きスタッド)に規定される頭付きスタッドについて、その強度の特性値を定めたものである。

鋼桁に用いるスタッドは、軸径 19mm 及び 22mm のものを標準としている。スタッドの試験及び施工検査については、20章の規定による。

JIS B 1198:2011(頭付きスタッド)に示されるスタッドの化学成分、機械的性質及び形状、寸法は表-解 4.1.10 から表-解 4.1.12 に示すとおりである。

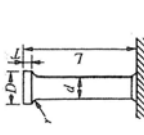
表-解 4.1.10 スタッドの化学成分

材 料	化学成分 (%)					
	C	Si	Mn	P	S	Al
シリコンキルド鋼	0.20 以下	0.15～ 0.35	0.30～ 0.90	0.040 以下	0.040 以下	—
アルミキルド鋼	0.20 以下	0.10 以下	0.30～ 0.90	0.040 以下	0.040 以下	0.02 以上

表-解 4.1.11 スタッドの機械的性質

降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
235 以上	400～550	20 以上

表-解 4.1.12 スタッドの形状、寸法及びその許容差 (mm)

呼び名	軸径 <i>d</i>		頭部直径 <i>D</i>		頭部厚さ <i>T</i>		首下の丸み <i>r</i>		標準形状及び寸法表示記号
	基準寸法	許容差	基準寸法	許容差	基準寸法	許容差	基準寸法	許容差	
19	19.0	±0.4	32.0	±0.3	10	-0.5 +1.0	2.5	±1.0	
22	22.0	±0.4	35.0	±0.3	10	-0.5 +1.0	3.0	±1.0	

コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合のずれ止めを使用するスタッドは、軸径が 19mm 及び 22mm のものを標準とし、材質、種類、形状、寸法及び許容差について、JIS B 1198 (頭付きスタッド) を標準としてよい。

合成桁に用いるスタッドは、軸径 19mm 及び 22mm のものを標準としている。スタッドの試験及び施工検査については、18章の規定による。

JIS B 1198 に示されるスタッドの化学成分、機械的性質及び形状、寸法は次のとおりである。

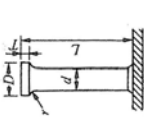
表-解 12.5.1 化学成分

材 料	化学成分 (%)					
	C	Si	Mn	P	S	Al
シリコンキルド鋼	0.20 以下	0.15～ 0.35	0.30～ 0.90	0.040 以下	0.040 以下	—
アルミキルド鋼	0.20 以下	0.10 以下	0.30～ 0.90	0.040 以下	0.040 以下	0.02 以上

表-解 12.5.2 機械的性質

降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
235 以上	400～550	20 以上

表-解 12.5.3 形状、寸法及びその許容差 (mm)

呼び名	軸径 <i>d</i>		頭部直径 <i>D</i>		頭部厚さ <i>T</i>		首下の丸み <i>r</i>		標準形状及び寸法表示記号
	基準寸法	許容差	基準寸法	許容差	基準寸法	許容差	基準寸法	許容差	
19	19.0	±0.4	32.0	±0.3	10	-0.5 +1.0	2.5	±1.0	
22	22.0	±0.4	35.0	±0.3	10	-0.5 +1.0	3.0	±1.0	

改定案 (4章)	現行	備考																																						
<p>4.2 設計に用いる定数</p> <p>4.2.1 一般</p> <p>(1) 設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定しなければならぬ。</p> <p>(2) 4.2.2 及び 4.2.3 による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p>	<p>4.3 設計計算に用いる物理定数 (I編)</p> <p>(1) 設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p>																																							
<p>4.2.2 鋼材の物理定数</p> <p>(1) I編の表-9.1.1に示す鋼材に関する定数の特性値は表-4.2.1の値とする。</p>	<p>(3) 表-3.1.1に示す鋼材の物理定数は表-3.3.1の値とする。</p>																																							
<p>表-4.2.1 鋼材に関する定数</p> <table border="1" data-bbox="582 817 869 1220"> <thead> <tr> <th>鋼</th> <th>種</th> <th>定数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="6">鋼</td> <td>鋼及び鋳鋼のヤング係数</td> <td>$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>PC鋼線のヤング係数</td> <td>$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>PC鋼より線のヤング係数</td> <td>$1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>PC鋼棒のヤング係数</td> <td>$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>鋳鉄のヤング係数</td> <td>$1.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>鋼のせん断弾性係数</td> <td>$7.70 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">鋼及び鋳鋼のポアソン比</td> <td>鋼</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>鋳鉄</td> <td>0.25</td> </tr> </tbody> </table>	鋼	種	定数	鋼	鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	PC鋼線のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	PC鋼棒のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	鋳鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$	鋼及び鋳鋼のポアソン比	鋼	0.30	鋳鉄	0.25	<p>表-3.3.1 鋼材の物理定数</p> <table border="1" data-bbox="582 817 869 1220"> <thead> <tr> <th>鋼</th> <th>種</th> <th>物理定数の特性値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">PC鋼線, PC鋼より線, PC鋼棒のヤング係数</td> <td>鋼及び鋳鋼のヤング係数</td> <td>$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>鋳鉄のヤング係数</td> <td>$1.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>鋼のせん断弾性係数</td> <td>$7.70 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>鋼及び鋳鋼のポアソン比</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">鋼及び鋳鋼のポアソン比</td> <td>鋼</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>鋳鉄</td> <td>0.25</td> </tr> </tbody> </table>	鋼	種	物理定数の特性値	PC鋼線, PC鋼より線, PC鋼棒のヤング係数	鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	鋳鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$	鋼及び鋳鋼のポアソン比	0.30	鋼及び鋳鋼のポアソン比	鋼	0.30	鋳鉄	0.25	
鋼	種	定数																																						
鋼	鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$																																						
	PC鋼線のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$																																						
	PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$																																						
	PC鋼棒のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$																																						
	鋳鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$																																						
	鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$																																						
鋼及び鋳鋼のポアソン比	鋼	0.30																																						
	鋳鉄	0.25																																						
鋼	種	物理定数の特性値																																						
PC鋼線, PC鋼より線, PC鋼棒のヤング係数	鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$																																						
	鋳鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$																																						
	鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$																																						
	鋼及び鋳鋼のポアソン比	0.30																																						
鋼及び鋳鋼のポアソン比	鋼	0.30																																						
	鋳鉄	0.25																																						
<p>(2) プレストレスの減少量を算出する場合のPC鋼材の見かけのリラクセーション率は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮し、その値の信頼性が確保される範囲において適切に定める。ただし、PC鋼材の見かけのリラクセーション率は、PC鋼材が一定のひずみを保持した状態で、PC鋼材の応力が時間の経過とともに減少する影響と、コンクリートが乾燥収縮、クリープ等により収縮する影響とを考慮して定めるPC鋼材引張力の減少量を、最初に与えたPC鋼材引張力に対する百分率で表した値とする。</p> <p>(3) PC鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-4.2.2の値を標準とする。ただし、高温の影響を受ける場合又は、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置されたPC鋼材の純かぶりが50mm未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。</p>	<p>なお、プレストレスの減少量を算出する場合のPC鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-3.3.2の値を標準とする。ここで、高温の影響を受ける場合又は、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置されたPC鋼材の純かぶりが50mm未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。</p>																																							
<p>表-4.2.2 PC鋼材の見かけのリラクセーション率 (%)</p> <table border="1" data-bbox="1508 817 1540 1220"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PC鋼材の種類</th> <th colspan="2">規格</th> <th rowspan="2">備考</th> </tr> <tr> <th>標準値</th> <th>高温の影響を受ける場合</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">PC鋼材の種類</td> <td>リラクセーション率</td> <td>リラクセーション率</td> <td rowspan="2">備考</td> </tr> <tr> <td>標準値</td> <td>高温の影響を受ける場合</td> </tr> </tbody> </table>	PC鋼材の種類	規格		備考	標準値	高温の影響を受ける場合	PC鋼材の種類	リラクセーション率	リラクセーション率	備考	標準値	高温の影響を受ける場合	<p>表-3.3.2 PC鋼材の見かけのリラクセーション率 (%)</p> <table border="1" data-bbox="1508 817 1540 1220"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PC鋼材の種類</th> <th colspan="2">規格</th> <th rowspan="2">備考</th> </tr> <tr> <th>標準値</th> <th>高温の影響を受ける場合</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">PC鋼材の種類</td> <td>リラクセーション率</td> <td>リラクセーション率</td> <td rowspan="2">備考</td> </tr> <tr> <td>標準値</td> <td>高温の影響を受ける場合</td> </tr> </tbody> </table>	PC鋼材の種類	規格		備考	標準値	高温の影響を受ける場合	PC鋼材の種類	リラクセーション率	リラクセーション率	備考	標準値	高温の影響を受ける場合															
PC鋼材の種類		規格			備考																																			
	標準値	高温の影響を受ける場合																																						
PC鋼材の種類	リラクセーション率	リラクセーション率	備考																																					
	標準値	高温の影響を受ける場合																																						
PC鋼材の種類	規格		備考																																					
	標準値	高温の影響を受ける場合																																						
PC鋼材の種類	リラクセーション率	リラクセーション率	備考																																					
	標準値	高温の影響を受ける場合																																						

改定案（４章）

PC鋼線	5	受ける場合	通常品	
	1.5	2.5		低リラクセーション品
	3	5		通常品

(1) 鋼のヤング係数E，せん断弾性係数G，ポアソン比μの間には，式(解4.2.1)の関係があることから， $E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ， $\mu=0.3$ とした場合の値に基づきせん断弾性係数Gが定められている。多くの本数のPC鋼線を束ねたり，又はより線にして用いている場合のケーブルのヤング係数は4.2.3に規定されている。

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \dots\dots\dots (解 4.2.1)$$

なお，PC鋼材のプレストレストレッシングの管理でPC鋼材の伸びを算出する場合には，Ⅲ編に規定するように，現場における試験により見かけのヤング係数を定める必要がある。

(2) PC鋼材の純リラクセーション率は，引張ひずみ一定の条件で生じる応力度の減少量を，初期のPC鋼材の引張応力度に対する比率（百分率）で表したものである。一方，これに対してPC鋼材がプレストレストレスを導入するコンクリートに用いられる場合には，コンクリートの乾燥収縮，クリープ等によって，最初に与えられたPC鋼材引張ひずみが時間とともに減少するため，ひずみ一定のもとで行うPC鋼材のリラクセーション試験で測定した値よりリラクセーションによる引張応力度の減少量は少なく，小さなリラクセーション率を示すこととなる。これを見かけのリラクセーションという。

見かけのリラクセーション率はプレストレスを導入するコンクリート部材の有効プレストレスに影響を及ぼすため，PC鋼材の選定にあたっては，原則として設計段階より考慮した見かけのリラクセーション率を有する鋼材を使用する必要がある。現在流通しているPC鋼材は低リラクセーション品がほとんどであるが，エポキシ樹脂を被覆した鋼材では通常品の場合があるので注意が必要である。

現行

PC鋼線	5	7	通常品
PC鋼より線	1.5	2.5	低リラクセーション品
PC鋼棒	3	5	通常品

これにより難しい場合は，PC鋼材の引張応力度に応じて測定されたリラクセーション率から，コンクリートのクリープ，乾燥収縮等の影響を考慮して別途にPC鋼材の見かけのリラクセーション率を定める。

(3) 鋼のヤング係数E，せん断弾性係数G，ポアソン比μの間には式(解3.3.1)の関係がある。

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \dots\dots\dots (解 3.3.1)$$

$E=2.0 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2)$ ， $\mu=0.3$ とすると $G=7.692 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2)$ となる。

しかし，Eやμの値は鋼材によってある程度のばらつきがあるものであるから，この数値を丸めて $G=7.7 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2)$ とした。

なお，支承の設計に対しては

鉄鋼のヤング係数は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，ポアソン比は 0.30 としてよい。

JISに規定されていない，多くの本数のPC鋼線を束ねる，又はより線にして用いる場合のケーブルのヤング係数は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 以下となることとあるので，試験により別途定めるものとする。

なお，PC鋼材のプレストレストレッシングの管理でPC鋼材の伸びを算出する場合には，コンクリート橋幅20.8に規定するように，現場における試験により見かけのヤング係数を定める必要がある。

PC鋼材の純リラクセーション率は，引張ひずみ一定の条件で生じる応力度の減少量を，初期のPC鋼材の引張応力度に対する比率（百分率）で表したものである。一方，これに対してPC鋼材がプレストレストレスコンクリートに用いられる場合には，コンクリートの乾燥収縮，クリープ等によって，最初に与えられたPC鋼材引張ひずみが時間とともに減少するため，ひずみ一定のもとで行うPC鋼材のリラクセーション試験で測定した値より引張応力度の減少量は少なく，小さなリラクセーション率を示すこととなる。これを見かけのリラクセーションという。

見かけのリラクセーション率はプレストレストレスコンクリート部材の有効プレストレスに影響を及ぼすため，PC鋼材の選定にあたっては，原則として設計段階より考慮した見かけのリラクセーション率を有する鋼材を使用する必要がある。

また，見かけのリラクセーション率は死荷重用作用時のPC鋼材位置でのコンクリートに作用している軸方向圧縮応力度の大きさによって異なるため，死荷重用作用時のPC鋼材位

備考

(3) PC 鋼材に低レベルの緊張力を与える場合等で特別にリラクセーション率を定める場合は、表-4.2.2によらず、引張応力度に応じた純リラクセーション率を試験により定める必要がある。この場合、JIS G 3536:2014 (PC 鋼線及びPC 鋼より線)を参考に、純リラクセーション率は、常温での 1,000 時間試験の値の3倍としてよい。

4.2.3 ケーブルのヤング係数

ケーブルのヤング係数は、表-4.2.3に示す値とする。

表-4.2.3 ケーブルのヤング係数 (N/mm²)

構造	ヤング係数 (N/mm ²)
ストランドロープ	1.35×10 ⁵
スパイラルロープ、ロックドコイルロープ	1.55×10 ⁵
平行線ストランド、被覆平行線ストランド	1.95×10 ⁵
PC 鋼材	1.95×10 ⁵

注) 亜鉛めっき鋼線では、めっき部を有効断面に含めて算出

ストランドロープのヤング係数は、従来の実績から 1.35×10⁵N/mm²としている。ただし、ヤング係数の誤差が主要構造に大きな影響を与えるような部分にストランドロープを使用する場合は、ヤング係数の値を十分に検討して、適正な値を選定する必要がある。

平行線ストランドのヤング係数には、ワイヤのヤング係数の平均値である 1.95×10⁵N/mm²を用いることとしている。平行線ストランドを束ねたケーブルのヤング係数についてもワイヤと同じ値を用いることができる。被覆平行線ストランドについては、よりの影響は無視できるため、平行線ストランドと同じヤング係数を用いてよい。

ケーブルを張り渡したとき、その張渡し張力が低いとそのときの見かけのヤング係数は張

置でのコンクリートに作用している圧縮応力度が5 N/mm²を下回るような場合は、表-7.3.2の値を用いることはできない。ただし、プレストレストレンディング直後のPC鋼材に作用している引張応力度が引張強度（規格値）の65%以下の場合には、上記のコンクリートの圧縮応力度が3N/mm²程度であっても表-7.3.2の値を用いてよい。

現在流通しているPC鋼材は低リラクセーション品がほとんどであるが、エポキシ樹脂を被覆した鋼材では通常品である場合があるので注意を要する。

PC鋼材に低い値の緊張力を与える場合等特別にリラクセーション率を定める場合は、引張応力度に応じた純リラクセーション率を試験により定めるものとする。この場合、純リラクセーション率は常温での 1,000時間試験の値の3倍とする (JIS G 3536 : 2008 参照)。

17.4 ケーブルのヤング係数

- (1) 設計計算に用いるヤング係数は、使用するロープ及びストランドの特性並びに品質を考慮して適切に設定しなければならない。
- (2) 共通編3.1に示したロープやストランドを使用するにあたって、有効断面積に対してヤング係数を、表-17.4.1に示す値とした場合においては、(1)を満たすものとみなす。ただし、ストランドロープ、スパイラルロープ及びロックドコイルロープはプレテンションニングを行って使用する。

表-17.4.1 ロープ及び平行線ストランドのヤング係数

構造	ヤング係数 (N/mm ²)
ストランドロープ	1.35×10 ⁵
スパイラルロープ、ロックドコイルロープ	1.55×10 ⁵
平行線ストランド、被覆平行線ストランド	1.95×10 ⁵

注) 亜鉛めっき鋼線では、めっき部を有効断面に含めて算出

(2) ストランドロープのヤング係数は、従来の実績から1.35×10⁵N/mm²としている。ただし、ヤング係数の誤差が主要構造に大きな影響を与えるような部分にストランドロープを使用する場合は、ヤング係数の値を十分に検討して、適正な値を選定する必要がある。

平行線ストランドのヤング係数には、ワイヤのヤング係数の平均値である1.95×10⁵N/mm²を用いることとしている。被覆平行線ストランドについては、よりの影響は無視できるため、平行線ストランドと同じヤング係数を用いてよい。

主ケーブルを張り渡したとき、その張渡し張力が低いとそのときの見かけのヤング

改定案（4章）	現行	備考
<p>渡し張力が高いときのそれに比べて低めになる。この誤差について架設時や完成時の挙動に十分考慮して処理されるものとして上記の値を定めている。</p> <p>表-4.2.3に示されるPC鋼材のヤング係数は、PC鋼線やPC鋼より線を束ねたり、又はより線にして用いる場合のケープルの値である。PC鋼線、PC鋼より線及びPC鋼棒を複数本束ねずに使用する場合のヤング係数は、4.2.2の規定による。</p> <p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) 独立行政法人土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査、土木研究所資料第4090号、平成20年3月</p> <p>2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：鋼道路橋への適用に向けた超高力ボルトを用いた摩擦接合継手の継手強度に関する研究、国総研資料第827号、平成27年2月</p>	<p>現行</p> <p>係数は張渡し張力が高いときのそれに比べて低めになる。この誤差は架設時や完成時の挙動に十分考慮して処理されるものとして上記の値を定めている。</p> <p>なお、ストランドロープ、スパイラルロープ、プレテンションを与え、ロープの構造伸びを除くから使用する必要がある。</p> <p>使用するロープのヤング係数があらかじめ測定されているような場合は、その値を設計に用いてよい。</p>	

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編

改定案（5章）

5章 耐荷性能に関する部材の設計

5.1 一般

5.1.1 設計の基本

- (1) 鋼部材の設計にあたっては、1)から7)を満足しなければならない。
- 1) 部材の主方向の照査及び部材の横方向の照査は、着目する方向の断面内に生じる曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメント及びその組合せ並びに支圧応力に対して行うことを原則とする。
 - 2) 部材の応答及び限界状態の特性値は、照査に用いる指標の算出や抵抗係数の前提条件に適合した方法で算出する。
 - 3) 鋼部材の設計にあたっては、部材への作用力及び作用力に対する部材の耐荷機構を明確にし、適切に部材の限界状態、照査項目、制限値、構造解析方法及び施工方法を定める。
 - 4) 着目する作用に対しては、上部構造の耐荷機構の前提として考慮された鋼部材により抵抗させる。
 - 5) 鋼部材は、作用の伝達や抵抗が一方向とみなせる棒部材又は作用の伝達や抵抗が二方向とみなせる版部材として扱う。
 - 6) 部材の偏心、格点の剛性、断面の急変、桁のたわみ差、部材の長さの変化に伴う変形、死荷重による部材のたわみの影響等により生じる二次応力ができる限り小さくなるようにする。
 - 7) 施工中の各段階において生じる残留応力が、部材の限界状態に対する照査に用いる発生応力の算出に及ぼす影響が、できるだけ小さくなるようにする。
- (2) 橋の立体的機能を確保するために、部材等における耐荷性能の確保だけでなく、少なくとも次の事項を満足しなければならない。
- 1) 橋の断面形の保持、橋の剛性の確保及び横荷重の支承部への円滑な伝達を図ることができること。
 - 2) 上部構造が全体として必要な剛性を有していること。

現行

4章 部材の設計

備考

備考	現行	改定案（5章）
		<p>3) 上部構造、下部構造及び上下部接続部のそれぞれが、橋に影響を及ぼす作用の効果を相互に伝達することで、それぞれが適切に所要の機能を発揮すること。</p> <p>(1) この章は、鋼橋の上部構造を構成する部材の耐荷性能に関する設計の一般事項を定めるものである。接合部、床版、鋼桁、トラス構造、アーチ構造、ラーメン構造、ケーブル構造等、各部材及び構造特有の事項についてはそれぞれの章の規定に従う必要がある。</p> <p>道路橋に用いる部材は、維持管理の確実性及び容易さを達成するため、各部材の設計において、部材等の限界状態 1 だけでなく限界状態 3 に至るまでの荷重や変位に対して必要な安全余裕を付与する必要がある。</p> <p>そのためには、比較的小さな荷重が作用している状態から破壊に至るまでの過程で部材の挙動が制御されている必要がある。使用材料の機械的性質、設計計算に用いる物理定数及び力学特性、並びに部材の有効断面及び応力度やひずみ分布特性、部材の形状や支持条件、接合方法等に応じた抵抗機構とその力学的特性、解析モデルの精度、根拠とされた実験等と照査内容の整合性が図られていることが求められる。</p> <p>そのうえで、作用及びその組合せに対する部材の抵抗機構と材料特性や部材形状、支持条件や接合方法に応じた力学的特性を明らかにするとともに、要求される限界状態に対して適切に照査項目や照査値を設定し、解析手法や解析モデルとの相互の関係性も含めて実験等により検証された適切な方法により設計することが求められている。</p>
	<p>4.1.1 二次応力に対する配慮</p> <p>構造の各部材は、部材の偏心、格点の剛性、断面の急変、床桁のたわみ、部材長さの変化に伴う床組の変形、自重による部材のたわみ等の影響により生じる二次応力ができなくなるように設計しなければならない。</p> <p>橋の構造においては、各種の原因によって多少の二次応力が生じるのはやむを得ないが、応力計算にあたっては二次応力を無視するのが普通である。しかし、過度な二次応力の発生は疲労損傷等の原因となる場合があるので、構造の各部の設計にあたっては、次のような諸点に留意して二次応力をできる限り小さくする必要がある。</p> <p>1) 部材の偏心 構造の細部を設計する場合、部材に偏心が生じるのをできる限り避ける必要がある。やむを得ず偏心が生じる場合でも、その影響をできる限り小さくするように設計する必要がある。</p> <p>2) 格点の剛性</p>	<p>5.1.2 二次応力に対する配慮</p> <p>構造の各部材には、部材の偏心、格点の剛性、断面の急変、床桁のたわみ、部材長さの変化に伴う床組の変形、自重による部材のたわみ等の影響により生じる二次応力がなるべく生じないようにしなければならない。</p> <p>橋の構造では、各種の原因によって多少の二次応力が生じるのはやむを得ないが、設計における応力計算にあたっては二次応力を無視するのが普通である。しかし、過度な二次応力の発生は疲労損傷等の原因となるだけでなく、実際の限界状態が設計の想定と乖離する場合があるので、橋の各部の設計にあたっては、以下の点に留意して二次応力をできる限り小さくする必要がある。</p> <p>1) 部材の偏心 橋の細部を設計する場合、部材に偏心が生じるのをできる限り避ける必要がある。やむを得ず偏心が生じる場合でも、その影響をできる限り小さくするように設計する必要がある。</p> <p>2) 格点の剛性</p>

備考	現行	改定案（5章）
	<p>一つの格点に集まる各部材に比べてその格点の剛性をあまり大きくすると二次応力が大きくなるので、部材の剛性に相応した格点の剛性とするのがよい。</p> <p>3) 床桁のたわみ</p> <p>床桁のたわみが大きいと、その端部の連結方法にもよるが、主桁を面外に変形させることになり二次応力が増す。また、床桁のたわみにより床版に付加曲げモーメントが作用する。したがって、床桁のたわみはなるべく小さくなるようにする必要がある。</p> <p>4) 部材の長さの変化に伴う床組の変形</p> <p>長支間のタイドアーチ等では、タイに大きな引張力が働く。このため床組がタイに剛結されているとタイとともに伸びて、予期しない変形を起こすこともある。このような場合には、縦桁の一部に伸縮装置を設ける等の配慮をするのがよい。</p> <p>5) 自重による部材のたわみ</p> <p>トラス部材のように軸方向力だけで設計する部材では、部材の自重による曲げ応力を小さくするためには、幅に比べて高さを大きくした方がよいのであるが、幅に比べて高さが大きすぎると格点の剛性が大きくなり二次応力が大きくなることに注意する必要がある。</p> <p>6) その他</p> <p>その他、桁の可動端の摩擦、支点沈下、温度変化等の影響による二次応力や、断面の急変、腐食等による応力集中についても配慮し、これらの応力をできるだけ小さくする必要があるのである。</p> <p>桁高が特に小さい床桁に高張力鋼を用いる場合には、普通鋼を用いる場合に比べて剛性が小さくなるため横桁のたわみが大きくなり、下路の鋼桁橋では主桁の面外変形、トラスでは腹材の面外曲げ等による二次応力が増大するので注意しなければならぬ。また主要部材に高張力鋼、二次部材に軟鋼を使用する場合は、種々の二次的な変形や応力を生じるので注意する必要がある。</p>	<p>一つの格点に集まる各部材に比べてその格点の剛性をあまり大きくすると二次応力が大きくなるので、部材の剛性に相応した格点の剛性とするのがよい。</p> <p>3) 床桁のたわみ</p> <p>床桁のたわみが大きいと、その端部の連結方法にもよるが、主桁を面外に変形させることになり二次応力が増す。また、床桁のたわみにより床版に付加曲げモーメントが作用する。したがって、床桁のたわみはなるべく小さくなるようにする必要がある。</p> <p>4) 部材の長さの変化に伴う床組の変形</p> <p>長支間のタイドアーチ等では、タイに大きな引張力が働く。このため床組がタイに剛結されているとタイとともに伸びて、予期しない変形を起こすこともある。このような場合には、縦桁の一部に伸縮装置を設ける等の配慮をするのがよい。</p> <p>5) 自重による部材のたわみ</p> <p>トラス部材のように軸方向力だけで設計する部材では、部材の自重による曲げ応力を小さくするためには、幅に比べて高さを大きくした方がよいのであるが、幅に比べて高さが大きすぎると格点の剛性が大きくなり二次応力が大きくなることに注意しなければならぬ。</p> <p>6) その他</p> <p>その他、桁の可動端の摩擦、支点沈下、温度変化等の影響による二次応力や、断面の急変、腐食等による応力集中についても配慮し、これらの応力をできるだけ小さくする必要があるのである。</p> <p>桁高が特に小さい床桁に高張力鋼を用いる場合には、普通鋼を用いる場合に比べて剛性が小さくなるため横桁のたわみが大きくなり、下路の鋼桁橋では主桁の面外変形、トラスでは腹材の面外曲げ等による二次応力が増大するので注意しなければならぬ。また主要部材に高張力鋼、二次部材に軟鋼を使用する場合は、種々の二次的な変形や応力を生じるので注意する必要がある。</p>
	<p>4.1.2 相反応力部材</p> <p>(1) 相反応力を生じる部材については、活荷重の増大に対して安全なように設計しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 活荷重は30%増しとして設計する。</p> <p>(4) 死荷重による応力が活荷重による応力の30%より小さい場合は、死荷重を無視し、活荷重のみを考慮する。この場合の活荷重は増しを行わない。</p>	<p>5.1.3 相反応力部材</p> <p>(1) 相反応力を生じる部材については、活荷重の増大に対して安全となるよう配慮しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 死荷重の荷重係数を1.0とし、活荷重（衝撃を含む）の荷重係数を1.3として、制限値に補正係数0.75を乗じて設計する。</p> <p>(4) 死荷重による応力が活荷重による応力の30%より小さい場合には、死荷重を無視し、活荷重のみを考慮する。この場合の活荷重（衝撃を含む）は荷重係数を1.0とする。</p>

改定案 (5章)

(1) 相応力部材においては、設計断面力により発生する応力度について、活荷重がわずかに増大する場合でも部材応力の増大する率に比べて大きい。また、死荷重による応力度及び活荷重による応力度の絶対値がほぼ等しい場合には、活荷重が増大すると、例えば引張部材として設計された部材に圧縮応力が作用することになる。このような場合には引張部材としてのみではなく、圧縮部材としても設計しておく必要がある。この規定はトラス部材だけでなく、連続桁中間支点付近にも適用する。

(3) これまでの示方書では、相応力部材に対して、活荷重を30%増した条件に対して照査を行うことで配慮されてきた。今回の改定では、照査の水準としてこれまでの示方書による場合と同等となるように定められた。(4) (3)によって応力図が不連続にならないように、この規定が定められた(図-解5.1.1)。

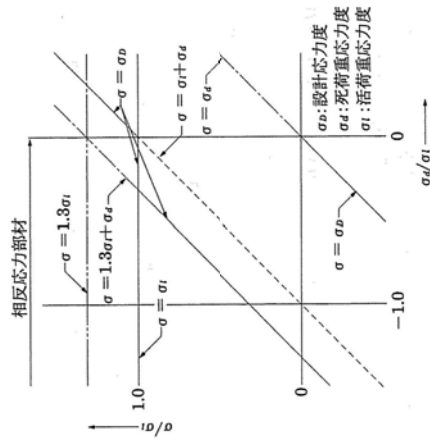


図-解 5.1.1 相応力部材の設計応力度

5.2 部材設計における一般事項

5.2.1 鋼材の最小板厚

- (1) 鋼材の板厚は、少なくとも腐食環境、製作及び輸送中の取扱いを考慮して必要な値以上としなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鋼材の板厚は8mm以上とする。ただし、I形鋼及び溝形鋼の腹板においては7.5mm以上とする。また、鋼床版や箱桁等の補剛材に用いる閉断面縦リブ

現行

相応力部材においては、活荷重がわずかに増大する場合でも部材応力の増大する率に比べて大きい。また、死荷重による応力度及び活荷重による応力度の絶対値がほぼ等しい場合には、活荷重が増大すると、例えば引張部材として設計された部材に圧縮応力が作用することになる。このような場合には引張部材としてのみではなく、圧縮部材としても設計しておく必要がある。このようなことから、相応力部材では活荷重を30%増して設計することとしている。なお、条文(4)は、この規定によって応力図が不連続にならないようにしたものである(図-解4.1.1参照)。

この規定はトラス部材だけでなく、連続桁中間支点付近にも適用する。ただし、12.3.2に示す合成桁のように降伏に対する安全度を照査する場合はこの限りではない。

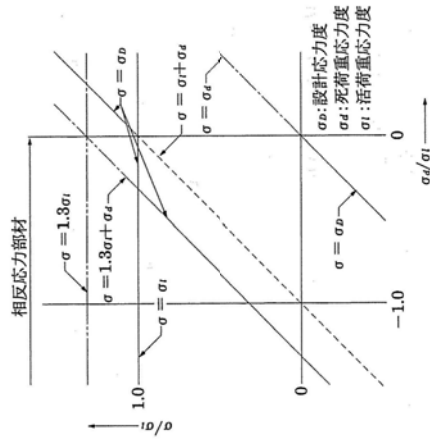


図-解 4.1.1 相応力部材の設計応力度

4.1.4 鋼材の最小板厚

- (1) 鋼材の最小板厚は、腐食環境や製作及び輸送中の取扱い等も考慮して定めなければならない。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなす。
- (3) 鋼材の板厚は8mm以上とする。ただし、I形鋼及び溝形鋼の腹板においては7.5mm以上としてよい。また、鋼床版や箱桁等の補剛材に用いる閉断面縦

改定案（5章）

について、腐食環境が良好又は腐食に対して十分な配慮を行う場合に、6mm以上とする。

(4) 主要部材に区分した鋼管の板厚は7.9mm以上とし、二次部材に区分した鋼管の板厚は6.9mm以上とする。

鋼材の最小板厚は、腐食や製作、運搬中の取扱いを考慮して決められたものである。防食の防食の方法や使用部位等によって腐食環境などの条件は異なり、取扱いや製作、輸送の条件も個々の橋によっても異なるが、一般的な値として規定したものが(3)及び(4)である。

I形鋼や溝形鋼の腹部の板厚は市場品使用の便を考慮して7.5mmまでと緩和している。ただし、山形鋼の板厚は8mm以上とする必要がある。また、閉断面縦リブについては11.8.4に規定しているが、近年の使用範囲の拡大を考慮してこの条文にも規定している。鋼管については、主要部材として使用される鋼管の板厚は7.9mm以上とし、JIS規格品(JIS G 3444:2016(一般構造用炭素鋼鋼管))使用の便宜を図った。二次部材については、鋼管の断面性能が優れていること等を考慮して6.9mm以上とした。

ただし、防護柵材、ファイラ材、歩道等用床版等はこの規定によらなくてもよい。

5.2.2 部材の細長比

(1) 部材の細長比は、橋全体の剛性を確保するために、必要な部材の剛度が確保できる値以下としなければならない。

(2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。ただし、アイバー、棒鋼、ワイヤロープ等はこの限りでない。

(3) 主要部材及び二次部材の細長比は、表-5.2.1に示す値以下とする。

表-5.2.1 部材の細長比

部材	細長比 (l/r)	
圧縮部材	主要部材	120
	二次部材	150
引張部材	主要部材	200
	二次部材	240

ここに、

l：引張部材の場合は骨組長、圧縮部材の場合は有効屈長(mm)

r：部材総断面の断面二次半径(mm)

なお、横構や対傾構を主要部材としての機能をもたせないで設計する場合には二次部材としてよい。

現行

リブについては、腐食環境が良好又は腐食に対して十分な配慮を行う場合に、6mm以上としてもよい。

(4) 主要部材として用いる鋼管の板厚は7.9mm以上とし、二次部材として使用する鋼管の板厚は6.9mm以上とする。

鋼材の最小板厚は、腐食や製作運搬中の取扱いを考慮して決められたものである。防食の方法や使用部位等によって腐食環境などの条件は異なり、取扱いや製作の条件も個々の橋によっても異なるが、一般的な値として規定したものが(3)及び(4)である。

I形鋼や溝形鋼の腹部の板厚は市場品使用の便を考慮して7.5mmまでと緩和している。ただし、山形鋼の板厚は8mm以上とする必要がある。また、閉断面縦リブについては、従来から9.4.6に規定されているが、近年の使用範囲の拡大を考慮してこの条文にも規定している。鋼管については、主要部材として使用される鋼管の板厚は7.9mm以上とし、JIS規格品(JIS G 3444)使用の便宜を図った。二次部材については、鋼管の断面性能が優れていること等を考慮して6.9mm以上とした。

ただし、防護柵材、ファイラ材、歩道等用床版等はこの規定によらなくてもよい。

4.1.5 部材の細長比

(1) 部材の細長比は、部材の剛度が確保できる値以下としなければならない。

(2) (3)の規定による場合には、(1)を満足するとみなす。ただし、アイバー、棒鋼、ワイヤロープ等はこの限りでない。

(3) 主要部材及び二次部材の細長比は、表-4.1.1に示す値以下とする。

表-4.1.1 部材の細長比

部材	細長比 (l/r)	
圧縮部材	主要部材	120
	二次部材	150
引張部材	主要部材	200
	二次部材	240

ここに、

l：引張部材の場合は骨組長、圧縮部材の場合は有効屈長(mm)

r：部材総断面の断面二次半径(mm)

なお、横構や対傾構を主要部材としての機能をもたせないで設計する場合には二次部材としてよい。

備考

(1) 橋全体の剛性を確保する目的で、部材の細長比の最大値を規定したものである。部材長1は部材方向によって異なる場合があるため、それぞれの方向について細長比を算出し、そのうち最大のものについてこの項を適用する必要がある。この項はほかに支障がなければこの数値までの細長比が許容されるという意味のものであるため、適用に際しては留意する必要がある。

(3) 二次部材では、表-5.2.1 に示す値を満たしても、部材の剛度が不足して過度の横揺れが生じたりしないように配慮する必要がある。橋を立体的に解析して主桁や主構間の荷重分配を受けもたせよう横構や対傾構を設計する場合は、主要部材として取り扱う必要がある。

5.2.3 孔あき板

- (1) 孔あき板を有する部材は、孔による断面欠損の影響について適切に考慮しななければならない。
- (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 孔あき板の最小板厚及び内側溶接線から孔までの最大幅は、表-5.2.2 に示す値とする。

表-5.2.2 孔あき板

鋼種	最小板厚(mm)	内側溶接線から孔までの最大幅(mm)
SS400 SM400 SMA400W	$\frac{d}{50}$	13t
SM490	$\frac{d}{40}$	11t
SM490Y SM520 SMA490W	$\frac{d}{40}$	11t
SBHS400 SBHS400W	$\frac{d}{35}$	10t
SM570 SMA570W	$\frac{d}{35}$	10t
SBHS500 SBHS500W	$\frac{d}{35}$	10t

この条文は、橋全体の剛性を確保する目的で、部材の細長比の最大値を規定したものである。部材長1は考える方向によって異なる場合があるため、それぞれの方向について細長比を算出し、そのうち最大のものについてこの条文を適用する。この条文はほかに支障がなければこの数値までの細長比が許容されるという意味のものであるため、適用に際しては十分その点を考慮する必要がある。主構造や床組部材等、橋の主要な構造部分を構成する部材である一次部材に対して、例えば横荷重のみに対して設計する場合の横構等のような二次部材では、細長比はこの条文を満足しても、部材の剛度が不足して過度の横揺れが生じたりしないように配慮する必要がある。橋を立体的に解析して主桁や主構間の荷重分配を受けもたせよう等主要部材と同等の機能を考慮して設計を行うような場合の横構や対傾構は主要部材として取扱う必要がある。

4.4 孔あき板

- (1) 孔あき板を有する部材の設計においては、孔による断面欠損の影響について考慮しなければならない。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 孔あき板の最小板厚及び内側溶接線から孔までの最大幅は、表-4.4.1 に示す値とする。

表-4.4.1 孔あき板

鋼種	最小板厚(mm)	内側溶接線から孔までの最大幅(mm)
SS400 SM400 SMA400W	$\frac{d}{50}$	13t
SM490	$\frac{d}{40}$	11t
SM490Y SM520 SMA490W	$\frac{d}{40}$	11t
SM570 SMA570W	$\frac{d}{35}$	10t

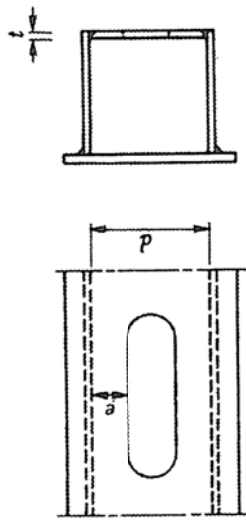


図-5.2.1 孔あき板

ここに、

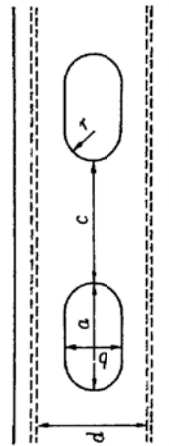
- t : 孔あき板の板厚 (mm)
- d : 内側溶接線間距離 (mm)
- e : 内側溶接線から孔までの距離 (mm)

- (4) 応力方向に測った孔の長さは孔の幅の2倍以下とする。
- (5) 応力方向に測った孔と孔の間の板の長さは d より大きくする。ただし、端部の孔の縁と孔あき板の端までの距離は $1.25d$ より大きくする。
- (6) 孔の縁の曲率半径は 40mm 以上とする。

孔あき板の厚さがあまり薄いと、孔あき板の局部的な座屈が先行して生じ、組合せ部材としての効果が期待できなくなるため、板厚の最小値を内側溶接線間距離に対し規定したものである。また、孔の中央部で測った孔の縁と内側溶接線との間隔は自由突出板の座屈を考慮して規定している。

図-解 5.2.1 において、応力方向（一般に材軸方向）に測った孔の長さ a は、孔の最大幅 b の2倍以下とする必要がある。また、孔と孔との間の板の長さ c は、内側溶接線距離 d より大きくする必要がある。ただし、端部の孔の縁から板の端部までの距離は、内側溶接線間距離 d の1.25倍以上とする必要がある。

孔の形状は円、長円その他これに類似の形とし、縁の曲率半径は最も小さいところでも 40mm 以上とする必要がある。



$$a \leq 2b, c \geq d, r \geq 40\text{mm}$$

図-解 5.2.1 孔あき板の孔形状

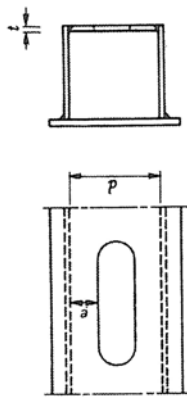


図-4.4.1 孔あき板

ここに、

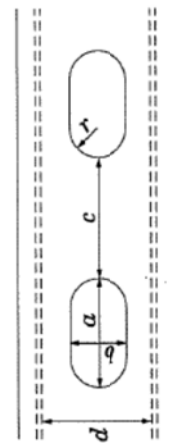
- t : 孔あき板の板厚 (mm)
- d : 内側溶接線間距離 (mm)
- e : 内側溶接線から孔までの幅 (mm)

- (4) 応力方向に測った孔の長さは孔の幅の2倍以下とする。
- (5) 応力方向に測った孔と孔の間の板の長さは d より大きくする。ただし、端部の孔の縁と孔あき板の端までの距離は $1.25d$ より大きくする。
- (6) 孔の縁の曲率半径は 40mm 以上とする。

孔あき板の厚さがあまり薄いと、組合せ部材としての効果が期待できないので、板厚の最小値を内側溶接線間距離に対し規定したものである。また、孔の中央部で測った孔の縁と内側溶接線との間隔は自由突出板の座屈を考慮して規定している。

図-解 4.4.1 において、応力方向（一般に材軸方向）に測った孔の長さ a は、孔の最大幅 b の2倍以下とする必要がある。また、孔と孔との間の板の長さ c は、内側溶接線距離 d より大きくする必要がある。ただし、端部の孔の縁から板の端部までの距離は、内側溶接線間距離 d の1.25倍以上とする必要がある。

孔の形状は円、長円その他これに類似の形とし、縁の曲率半径は最も小さいところでも 40mm 以上とする必要がある。



$$a \leq 2b, c \geq d, r \geq 40\text{mm}$$

図-解 4.4.1 孔あき板の孔形状

なお、孔あきカバープレートを含む部材の有効断面積及び断面二次半径は、孔の幅が最大の断面について算出する。また、部材の両側にある孔あき板の孔の位置がたがい違いにある場合は、計算上の便利及安全のために、孔が同一断面にあるものとして有効断面積を求め、この断面について断面二次半径を求める。ここにいう有効断面積とは、孔の最大幅だけを差し引いた断面積をいう。

5.2.4 引張力を受ける山形鋼の有効断面積

- (1) 山形鋼からなる引張材の有効断面積は、連結部における力の作用線と引張材の図心線との間の偏心による影響を考慮して算出しなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 1本の山形鋼でできている引張材、又は1枚のガセットの同じ側に背中合わせに取り付けられた2本の山形鋼から構成されている引張材の有効断面積は、ガセットに連結された脚の純断面積に、連結されていない脚の純断面積の1/2を加える。
- (4) 2本の山形鋼から構成されている引張材がガセットの両側に背中合わせに取り付けられた場合は、その全純断面積を有効とする。

1. 本の山形鋼からなる引張材をガセットに取り付ける場合は、ガセットに取り付けられる脚と取り付けられない脚とができる。この場合、連結部における力の作用線と引張材の図心線との間にはかなりの偏心があり、この偏心によって曲げモーメントが働くことになる。これに対してこの条文の規定を設けたもので、ガセットに取り付けられた脚の断面積はそのまま有効に働くものとし、ガセットに連結されない脚の1/2は無効としている（図-解 5.2.2(a)）。すなわち、等辺山形鋼であれば山形鋼の全純断面積から純断面積の1/4を減じることになる。図-解 5.2.2(b)のように、1枚のガセットの同じ側に2本の山形鋼が取り付けられた場合にはガセットと山形鋼の間に偏心があるため、ガセットに連結されない脚の1/2は無効としている。

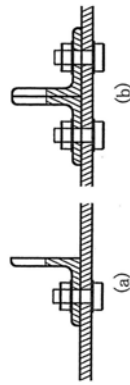


図-解 5.2.2 ガセットの片側に取り付けられた場合

なお、孔あきカバープレートを含む部材の有効断面積及び断面二次半径は、孔の幅が最大の断面について算出する。また、部材の両側にある孔あき板の孔の位置がたがい違いにある場合は、計算上の便利及安全のために、孔が同一断面にあるものとして有効断面積を求め、この断面について断面二次半径を求める。ここにいう有効断面積とは、孔の最大幅だけを差し引いた断面積をいう。

4.6 引張山形鋼の有効断面積

- (1) 山形鋼からなる引張材の有効断面積は、連結部における力の作用線と引張材の図心線との間の偏心による影響を考慮して算出しなければならない。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなす。
- (3) 1本の山形鋼でできている引張材、又は1枚のガセットの同じ側に背中合わせに取り付けられた2本の山形鋼から構成されている引張材の有効断面積は、ガセットに連結された脚の純断面積に、連結されていない脚の純断面積の1/2を加える。
- (4) 2本の山形鋼から構成されている引張材がガセットの両側に背中合わせに取り付けられた場合は、その全純断面積を有効とする。

1. 本の山形鋼からなる引張材をガセットに取り付ける場合は、ガセットに取り付けられる脚と取り付けられない脚とができる。この場合、連結部における力の作用線と引張材の図心線との間にはかなりの偏心があり、この偏心によって曲げモーメントが働くことになる。これに対してこの条文の規定を設けたもので、ガセットに取り付けられた脚の断面積はそのまま有効に働くものとし、ガセットに連結されない脚の1/2は無効としている（図-解 4.6.1(a)）。すなわち、等辺山形鋼であれば山形鋼の全純断面積から純断面積の1/4を減じることになる。図-解 4.6.1(b)のように、1枚のガセットの同じ側に2本の山形鋼が取り付けられた場合にはガセットと山形鋼の間に偏心があるため、ガセットに連結されない脚の1/2は無効としている。

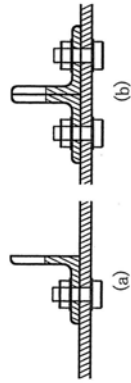


図-解 4.6.1 ガセットの片側に取り付けられた場合

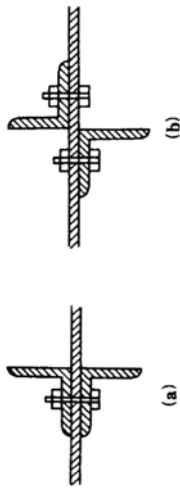


図-解 5.2.3 ガセットの両側に取り付けられた場合

2本の山形鋼が1枚のガセットの両側に取り付けられた引張材 (図-解 5.2.3) では全断面面積を有効と考えることができる。(a)の場合には、部材の重心線と連結位置が一致していないため、ガセット面に平行な軸直角方向には偏心が生じるが、ガセットと山形鋼との間にかかりの摩擦があることを考えて、偏心の影響を無視している。(b)の場合は偏心がない連結とみなされる。

なお、この規定は細長比の算定の際に考慮する必要がなく、断面二次半径は部材の総断面積について算出してよい。

偏心のある二次部材に対しては、簡単のためにこの規定のように考えて計算してもよいが、偏心は本来好ましいものではないので少なくとも主要部材の引張材では、なるべく偏心を小さくするようにするのがよい。

5.3 鋼部材の限界状態 1

5.3.1 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板

軸方向圧縮力を受ける両縁支持板が、5.4.1の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

この示方書では、軸方向圧縮力を受ける両縁支持板の限界状態が、5.4.1の解説に示す基準耐力曲線を基に、限界幅厚比パラメータを閾として異なるとしている。

幅厚比パラメータが小さい領域では、両縁支持板は、軸方向圧縮力の増加に対して降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし、軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく、実構造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態 3 ととらえている。一方、幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して両縁支持板全体が降伏強度に達する前に軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生し、それとほぼ同時に、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態 3 ととらえている。ここで、いずれの場合も、軸方向圧縮力の増加に対して軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生した後の挙動を定量的に評価するだけの情報が十分ではなく、最大強度以降の強度が低下する状態と区

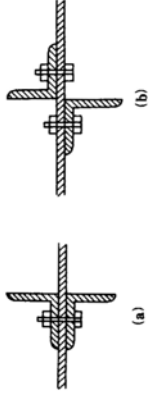


図-解 4.6.2 ガセットの両側に取付けられた場合

2本の山形鋼が1枚のガセットの両側に取り付けられた引張材 (図-解 4.6.2 参照) では全断面面積を有効と考えることができる。(a)の場合には、部材の重心線と連結位置が一致していないため、ガセット面に平行な軸直角方向には偏心が生じるが、ガセットと山形鋼との間にかかりの摩擦があることを考えて、偏心の影響を無視している。(b)の場合は偏心がない連結とみなされる。

なお、この規定は細長比の算定の際に考慮する必要がなく、断面二次半径は部材の総断面積について算出してよい。

偏心のある二次部材に対しては、簡単のためにこの規定のように考えて計算してもよいが、偏心は本来好ましいものではないので主要引張材については、なるべく偏心を小さくするようにするのがよい。

備考	現行	改定案（5章）
		<p>別して別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。これらを踏まえて、いずれの領域についても限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.4.1において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.4.1の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができると思われるものである。</p> <p>5.3.2 軸方向圧縮力を受ける自由突出板</p> <p>軸方向圧縮力を受ける自由突出板が、5.4.2の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>この示方書では、軸方向圧縮力を受ける自由突出板の限界状態が、5.4.2の解説に示す基準耐力曲線を基に、限界幅厚比パラメータを関として異なるとしている。</p> <p>幅厚比パラメータが小さい領域では、自由突出板は、軸方向圧縮力の増加に対して降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし、軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく、実構造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態3ととらえている。一方、幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して自由突出板全体が降伏強度に達する前に軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生し、それとほぼ同時に、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。ここで、いずれの場合も、軸方向圧縮力の増加に対して軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生した後の挙動を定量的に評価するだけの情報が十分ではなく、最大強度以降の強度が低下する状態と区別して別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。これらを踏まえて、いずれの領域についても限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.4.2において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.4.2の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができると思われるものである。</p> <p>5.3.3 軸方向圧縮力を受ける補剛板</p> <p>軸方向圧縮力を受ける補剛板が、5.4.3の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>この示方書では、軸方向圧縮力を受ける補剛板の限界状態が、5.4.3の解説に示す基準耐力曲線を基に、限界幅厚比パラメータを関として異なるとしている。</p> <p>幅厚比パラメータが小さい領域では、補剛板は、軸方向圧縮力の増加に対して降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし、軸方向変</p>

備考	現行	改定案（5章）
		<p>位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく、実構造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態3ととらえている。一方、幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して補剛板全体が降伏強度に達する前に軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生し、それとほぼ同時に、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。ここで、いずれの場合も、軸方向圧縮力の増加に対して軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生した後の挙動を定量的に評価するだけの情報が十分ではなく、最大強度以降の強度が低下する状態と区別して別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。これらを踏まえて、いずれの領域についても限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.4.3において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.4.3の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされているものである。</p> <p>5.3.4 軸方向圧縮力を受ける部材</p> <p>軸方向圧縮力を受ける部材が、5.4.4の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>この示方書では、軸方向圧縮力を受ける部材の限界状態は5.4.4の解説に示す基準耐荷力曲線を基に、限界細長比パラメータ及び限界幅厚比パラメータを閾として異なるとしている。細長比パラメータ及び幅厚比パラメータが小さい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して部材は降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし、軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく実構造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態3ととらえている。一方、細長比パラメータ又は幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して部材全体が降伏強度に達する前に面外変形が生じ、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。ここで、いずれの場合も限界状態3と区別して別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。これらを踏まえて、いずれの領域についても限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.4.4において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.4.4の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされているものである。</p>

3.2 鋼材の許容応力度
3.2.1 構造用鋼材の許容応力度

(1) 構造用鋼材の許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、表-3.2.1に示す値とする。

表-3.2.1 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

鋼材 の板厚 (mm)	鋼種			鋼種		
	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W	SM570 SMA570W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255	255	255
40を超え75以下	125	175	195	245	245	245
75を超え100以下			190	240	240	240

(1) 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度を規定するにあたって基準とした鋼材の降伏点は表-解3.2.1のとおりである。これらの値は、表-解1.6.4に示した板厚別の降伏点又は耐力に基づき設定している。

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、基本的には表-解3.2.1に示した基準降伏点に対して安全率約1.7を見込んだ値となっている。ただし、SM570及びSMA570Wについては、引張強さと降伏点との比が他の鋼材に比べて小さいことを考慮して、安全率を若干高めにとっている。

表-解3.2.1 基準降伏点及び安全率

鋼種	SS400 SM400 SMA400W		SM490		SM490Y SM520 SMA490W		SM570 SMA570W	
	40以下	40を超え100以下	40以下	40を超え100以下	40以下	40を超え75以下	40以下	40を超え75以下
鋼材の板厚 (mm)	40以下	40を超え100以下	40以下	40を超え100以下	40以下	40を超え75以下	40以下	40を超え75以下
基準降伏点 (N/mm ²)	235	215	315	295	355	335	450	420
許容軸方向引張応力度 (N/mm ²)	140	125	185	175	210	195	255	240
安全率	1.68	1.72	1.70	1.69	1.69	1.72	1.76	1.75

5.3.5 軸方向引張力を受ける部材

軸方向引張力を受ける部材に生じる軸方向引張応力度が、式(5.3.1)による軸方向引張応力度の制限値を超えない場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{pd} = \zeta_1 \cdot \Phi_{Y1} \cdot \sigma_{yk} \dots (5.3.1)$$

ここに、

- σ_{pd} : 軸方向引張応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Y1} : 抵抗係数で、表-5.3.1に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.1に示す値とする。

表-5.3.1 調査・解析係数、抵抗係数

	ζ_1	Φ_{Y1}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00	
合 合		

軸方向引張力を受ける部材では、軸方向引張力の増加に対して降伏強度付近で軸方向変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。この示方書では、この状態を限界状態 1 とらえている。

表-5.3.1に示す抵抗係数は、鋼板の降伏強度のばらつきに材料寸法等の空間的なばらつきを加味した変動係数を元に設定されている。なお、軸方向引張応力度の制限値は、はり理論により計算した応力を用いるが、有効幅等によるばらつきは無視できるほど小さいため、それらによるばらつきは無視できるとされている。

なお、特性値は4章に示す鋼材の降伏強度とし、部材に生じる引張応力度の算出には純断面積を用いてよい。

5.3.6 曲げモーメントを受ける部材

曲げモーメントを受ける部材が、5.3.5の規定、5.4.6の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

曲げモーメントを受ける部材は、引張側では、部材に生じる引張応力度が可逆性を有する限界の状態が降伏強度に達して現れる。そのため、部材が降伏に至る状態を限界状態 1 ととらえている。一方、圧縮側では、5.4.6の解説に示す基準耐力曲線で細長比パラメータが大きい領域では、軸圧縮力の増加に伴って板全体が座屈する前に、横倒れ座屈により面外変

備考	現行
<p>改定案（5章）</p>	<p>形が生じ、最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。ここで、座屈により強度が低下する状態と区別して別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難であるため、限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.4.6において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.4.6の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされているものである。</p> <p>5.3.7 せん断力を受ける部材</p> <p>せん断力を受ける部材が、5.4.7の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>せん断力を受ける部材では、部材の幅厚比や補剛の程度によって、座屈などのせん断破壊が降伏した後には生じる場合と、降伏に至る前に生じる場合とがある。</p> <p>せん断破壊の前に部材が降伏する場合には、降伏に至る状態を限界状態1ととらえることができるが、降伏に至る前にせん断破壊が生じる場合には、限界状態3と区別して別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。これらを踏まえて、限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.4.7において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.4.7の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされているものである。</p> <p>5.3.8 軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材</p> <p>軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材の限界状態1は、部材の挙動が可逆性を有する限界に達する状態とできるが、軸方向力が引張の場合と圧縮の場合と異なる挙動となる。引張力の場合には部材が降伏に至る状態を限界状態1とできる。一方、圧縮力の場合には、部材が降伏に至る場合と降伏せずに局部座屈又は全体座屈により面外に大きく変形してしまう状態があり、後者の場合には限界状態1の状態となる条件を式等で明確に示すことは困難であるが実状である。これらを踏まえて、5.4.8に規定する限界状態3を超えないとみなせる条件は、限界状態1を超えないとみなすことができるとにも配慮して規定されている。そのため、限界状態3を満足するとみなせる条件を満足させることで限界状態1を超えないとみなすことができるとされているものである。</p>

5.3.9 曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受けける部材

(1) 曲げモーメント及び曲げモーメントに伴うせん断力のみが作用する断面で、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がそれぞれ曲げ引張応力度の制限値、せん断応力度の制限値の45%を超える場合に、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がそれぞれ最大となる荷重状態に対して、式(5.3.2)から式(5.3.4)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\left(\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_{tyd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{bd}}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (5.3.2)$$

$$\sigma_{bd} \leq \sigma_{tyd} \dots\dots\dots (5.3.3)$$

$$\tau_{bd} \leq \tau_{yd} \dots\dots\dots (5.3.4)$$

(2) ねじりモーメントを考慮する場合に、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がそれぞれ最大となる荷重状態に対して、式(5.3.5)から式(5.3.7)を

11.2.5 合成応力度の照査

(1) 曲げモーメント及び曲げモーメントに伴うせん断力のみが作用する断面で、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がともに3.2.1に規定する許容応力度の45%を超える場合は、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる荷重状態について、式(11.2.3)を満たさなければならない。

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (11.2.3)$$

$$\sigma_b \leq \sigma_a$$

$$\tau_b \leq \tau_a$$

(2) ねじりモーメントを考慮する場合は、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる状態について、式(11.2.4)を満たすようにしな

改定案 (5章)

満足する場合には、限界状態 I を超えないとみなしてよい。

$$\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (5.3.5)$$

$$\sigma_d \leq \sigma_{tyd} \dots\dots\dots (5.3.6)$$

$$\tau_d \leq \tau_{yd} \dots\dots\dots (5.3.7)$$

ここに、

- σ_d : $\sigma_{hd} + \sigma_{wd}$ (N/mm²)
- τ_d : $\tau_{hd} + \tau_{sd} + \tau_{wd}$ (N/mm²)
- σ_{hd} : 照査断面に作用する曲げモーメントにより生じる垂直応力度 (N/mm²)
- τ_{hd} : 照査断面に作用する曲げモーメントに伴うせん断応力度 (N/mm²)
- τ_{sd} : 照査断面に作用する純ねじりにより生じるせん断応力度 (N/mm²)
- σ_{wd} : 照査断面に作用するそりねじりにより生じる垂直応力度 (N/mm²)
- τ_{wd} : 照査断面に作用するそりねじりにより生じるせん断応力度 (N/mm²)
- σ_{tyd} : 5.3.6 及び 5.4.6 に規定する曲げ引張応力度の制限値の小さい方 (N/mm²)
- τ_{yd} : 5.3.7 及び 5.4.7 に規定するせん断応力度の制限値の小さい方 (N/mm²)

曲げモーメントによる引張応力度及び曲げに伴うせん断応力度に対して設計する場合には、各応力度が個々の制限値内に入っても合成された応力度が制限値を超えることが考えられるためこの規定が設けられている。

(1) ねじりを考慮しない場合の曲げモーメント及びせん断力を同時に受ける部材では、曲げモーメントによる直応力とせん断力によって面内にそれぞれにその応力では降伏強度に達しない場合でも合成応力が作用することにより、降伏強度に達する可能性がある。その場合、部材が降伏することで、曲げ剛性の低下などが生じることになり、曲げモーメント及びせん断力に対する挙動のそれぞれに影響を与えることになる。したがって、曲げモーメント及びせん断力を受ける部材では、降伏に至る状態を限界状態 1 とし、von Mises の降伏条件による合成応力を基に降伏を超えないことにより評価することとされた。

式(5.3.2)は、 $\frac{\sigma_{wd}}{\sigma_{wd}} \leq \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd}}$ のいずれかが 0.45 より小さい場合には必ず満たされるので垂直応力度 σ_{wd} 、せん断応力度 τ_{wd} がそれぞれ曲げ引張応力度の制限値、せん断応力度の制限値の 45% を超える場合のみ照査する必要がある。 σ_{wd} と τ_{wd} の組合せは無数にあり、これらの組合せの全てを照査することはできないので、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる 2 つの荷重状態について照査すればよい。

現行

ければならない。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (11.2.4)$$

$$\sigma \leq \sigma_a$$

$$\tau \leq \tau_a$$

- ここに、 σ : $\sigma_b + \sigma_w$ (N/mm²)
- τ : $\tau_b + \tau_s + \tau_w$ (N/mm²)
- σ_b : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm²)
- τ_b : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm²)
- τ_s : 純ねじりによるせん断応力度 (N/mm²)
- σ_w : そりねじりによる垂直応力度 (N/mm²)
- τ_w : そりねじりによるせん断応力度 (N/mm²)
- σ_a : 3.2.1 に規定する許容引張応力度 (N/mm²)
- τ_a : 3.2.1 に規定する許容せん断応力度 (N/mm²)

(1) ねじりを考えないで、曲げモーメントによる応力度と曲げに伴うせん断応力度に対して設計する場合は、各応力度が個々の許容応力度内に入っても合成応力度が許容応力度を超えることが考えられるためこの規定を設けている。

$$(\sigma_b / \sigma_a)^2 + (\tau_b / \tau_a)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (解11.2.2)$$

上式は、 $\frac{\sigma_b}{\sigma_a} \leq \frac{\tau_b}{\tau_a}$ のいずれかが 0.45 より小さい場合には必ず満たされるので垂直応力度 σ_b 、せん断応力度 τ_b がともに許容応力度の 45% を超える場合のみ照査する。 σ_b と τ_b の組合せは無数にあり、これら組合せの全てを照査することはできないので、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる 2 つの荷重状態について照査すればよい。

改定案 (5 章)

1つの断面内では、垂直応力度とせん断応力度がともに大きくなる点で照査する必要がある。例えば、I形断面ではフランジと腹板の接合部、箱桁断面では隅角部である。

なお、せん断応力度の制限値 τ_{sd} は、5.3.7 及び 5.4.7 に規定される制限値の小さい方とされているが、これまでの示方書の考え方を踏まえて規定されたものである。せん断応力度の制限値は、5.3.7 には規定されていないが、5.4.7 の制限値を満足することにより、5.3.7 も満足するとみなせることから、式(5.3.2)では5.4.7 に規定される制限値を用いることとよい。

また、曲げ応力度とせん断応力度をともに考える場合には、これまでの示方書で経験的に10%程度の許容応力度の割増しを行っても安全であると判断されていたことを踏まえ、この示方書でもこの考え方を踏襲して10%程度応力度の制限値を割増しすることとされた。

(2) ねじりモーメントを考慮する場合の合計曲げ応力度及び合計せん断応力度は、

$$\sigma_t = \sigma_{sd} + \sigma_{wd} \dots \dots \dots \text{(解 5.3.1)}$$

$$\tau_t = \tau_{sd} + \tau_{wd} + \tau_{wd} \dots \dots \dots \text{(解 5.3.2)}$$

となる。ただし、13.2.4の規定により σ_{wd} 又は τ_{wd} を省略できる場合がある。これらの合計応力度が、それぞれの制限値より小さくなければならないことは当然であるが、そのほか(1)と同じく、式(5.3.5)を満足する必要がある。

曲げ応力度を最大にする荷重状態と、ねじり応力度が最大になる荷重状態は異なり、式(5.3.5)から式(5.3.7)に対して最も厳しい荷重状態を求めることは不可能な場合が多い。そこで、一般に設計を支配する曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力が、それぞれ最大となる荷重状態を超えないことを満足すればよいこととされた。

純ねじりによって生じるせん断応力度は、I断面部に対しては板厚内で図-解5.3.1のように分布し、その大きさは次式のようなになる。

$$\tau_{sd} = 2 \frac{T_s}{k} n \dots \dots \dots \text{(解 5.3.3)}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_s}{k} t \dots \dots \dots \text{(解 5.3.4)}$$

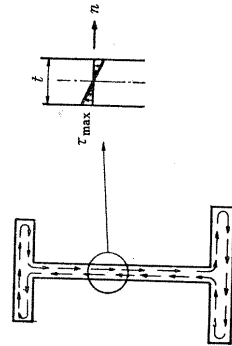


図-解5.3.1 I断面に対する純ねじりによるせん断応力分布

ここに、

T_s : 純ねじりモーメント (N・mm)

現行

1つの断面内では、垂直応力度とせん断応力度がともに大きくなる点で照査する必要がある。例えば、I形断面ではフランジと腹板の接合部、箱桁では隅角部である。

(2) ねじりモーメントを考慮する場合の合計応力度は、

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y \dots \dots \dots \text{(解 11.2.3)}$$

$$\tau = \tau_x + \tau_y + \tau_{xy} \dots \dots \dots \text{(解 11.2.4)}$$

となる。ただし、11.2.4の規定により τ_{xy} 又は σ_y 、 τ_x を省略できる場合がある。これらの合計応力度が、それぞれ許容応力度より小さくなければならないことは当然であるが、その他に(1)と同じく、

$$(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots \text{(解 11.2.5)}$$

なる合成応力度の照査が必要である。

曲げ応力度を最大にする荷重状態と、ねじり応力度が最大になる荷重状態は異なり、上記の照査式に対して最も厳しい荷重状態を求めることは不可能な場合が多い。そこで一般に設計を支配する曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力が、それぞれ最大となる荷重状態について照査すればよいこととしている。

備考

改定案 (5章)

現行

備考

K : 純ねじり定数 (mm⁴)

n : 板厚の中央線を原点とする法線座標 (mm)

またこの場合の純ねじり定数 K は

$$K = \sum_3^1 bt^3 \dots \dots \dots \text{(解 5.3.4)}$$

となり、記号 Σ は閉断面部の板すべつについて加え合わせたものであり、 b は板の厚さである。箱断面部における純ねじりせん断応力度は、板厚方向にほぼ一定の値となるが、単室か多室かで異なってくる。図-解 5.3.2 のような単室断面に対しては、

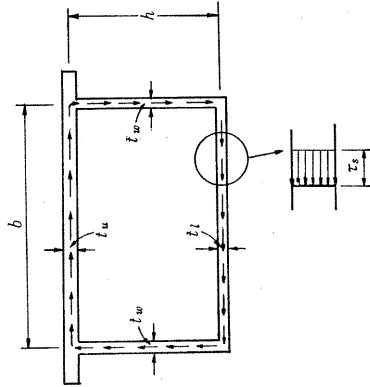


図-解 5.3.2 箱断面に対する純ねじりによるせん断応力分布

$$\tau_{sd} = \frac{T_s}{2Ft} \dots \dots \dots \text{(解 5.3.5)}$$

ここに、

F : 閉断面部の板厚中央線で囲まれる部分の面積 (mm²)

t : 板厚 (mm)

この場合の純ねじり定数 K は、

$$K = \frac{(2F)^2}{0 \frac{t_s}{t} + \frac{4b^2h^2}{2 \frac{t_w}{t} + \frac{t_u}{t} + t}} \dots \dots \dots \text{(解 5.3.6)}$$

となる。

多室閉断面の場合には、単室閉断面を基本系とした不静定せん断流の計算を行なう必要があるが、この計算法も確立されており、その分野の文献にも詳しく述べられているのでここでは説明を省略する。

そりねじりによりせん断応力度と垂直応力度が生じる。この場合のせん断応力度は次式で計算される。

$$\tau_{wd} = - \frac{T_w S_w}{I_w^2} \dots \dots \dots \text{(解 5.3.7)}$$

ここに、

改定案 (5章)	現行	備考
<p>I_w: そりねじりモーメント (N・mm²)</p> <p>I_w: そりねじり定数 (mm⁶)</p> <p>$S_w = \int wdf$ ここで積分は着目している点で切り離された断面について行なうものとする。</p> <p>垂直応力度は、</p> $\sigma_{wd} = \frac{M_w}{I_w} \dots\dots\dots (解 5.3.7)$ <p>ここに、</p> <p>M_w: そりモーメント (バイモーメント) (N・mm²)</p> <p>w: そり座標または単位そり (mm²)</p>	<p>11.2.6 二軸応力状態の照査</p> <p>主桁フランジとラーメン横ばりのフランジが直接連結される場合等に、主桁に2方向の応力が加わる部分の応力度は、式 (11.2.5) を満たさなければならぬ。</p> $\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (11.2.5)$ <p>ここに、</p> <p>σ_x, σ_y: 照査する箇所を互いに直交する方向に生じる垂直応力度、ただし引張応力度を正、圧縮応力度を負とする。(N/mm²)</p> <p>τ: 照査する箇所に生じるせん断応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_a: 3.2.1に規定する許容引張応力度 (N/mm²)</p> <p>τ_a: 3.2.1に規定する許容せん断応力度 (N/mm²)</p> <p>主桁のフランジとラーメン橋脚の横ばりのフランジが共用されているような場合、又は主桁のフランジに分配横桁のフランジが直接連結されているような場合は、その箇所の応力は二軸応力状態となり、各軸方向単独の応力照査のみでは危険となることがあるので、この条の規定を設けている。</p> <p>なお、σ_yが許容引張応力度となっているのは、圧縮応力度に対しては許容圧縮応力度の上限値をとるということであり、この条文中に規定した照査は圧縮応力度に対しても行うことはもちろんである。</p>	
<p>5.3.10 二方向の応力が生じる部分のある部材</p> <p>照査断面で互いに直交する二方向の応力が生じる部分のある部材では、式 (5.3.8) を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</p> $\left(\frac{\sigma_{xd}}{\sigma_{pyxd}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{xd}}{\sigma_{pyxd}}\right)\left(\frac{\sigma_{yd}}{\sigma_{tyyd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{yd}}{\sigma_{tyyd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (5.3.8)$ <p>ここに、</p> <p>σ_{xd}, σ_{yd}: 照査断面で互いに直交する方向に生じる垂直応力度 (N/mm²)。ただし引張応力度を正、圧縮応力度を負とする。</p> <p>τ_d: 照査断面に生じるせん断応力度 (N/mm²)</p> <p>$\sigma_{pyxd}, \sigma_{tyyd}$: 5.3.6及び5.4.6に規定する曲げ引張応力度の制限値の小さい方 (N/mm²)</p> <p>τ_{yd}: 5.3.7及び5.4.7に規定するせん断応力度の制限値の小さい方 (N/mm²)</p> <p>二方向の応力が生じる部分のある部材では、その箇所の応力は二軸応力状態となり、各軸方向単独の断面力が作用する場合に比べ、危険となることがあるため、この規定を設けられている。主桁のフランジとラーメン橋脚の横ばりのフランジが共用されているような場合、又は主桁のフランジに分配横桁のフランジが直接連結されているような場合は該当する。</p> <p>二方向の応力が生じる部分のある部材において、二方向の曲げモーメントによる直応力とせん断力によるせん断応力による面内の合成応力が作用することになり、これらの応力の合成により、降伏に達する場合があります。その場合には二方向の曲げ挙動、せん断挙動に影響を与え、強度が低下する可能性がある。そのため、二方向の応力が生じる部分のある部材が降</p>		

改定案 (5章)

現行

備考

伏に至る状態を限界状態 1 とみなし、von Mises の降伏条件によって合成応力を基に部材が降伏を超えないことにより評価してよいとされた。

なお、せん断応力度の制限値 τ_{sd} は、5.3.7 及び 5.4.7 に規定される制限値の小さい方とされているが、これまでの示方書の考え方を踏まえて規定されたものである。せん断応力度の制限値は、5.3.7 には規定されていないが、5.4.7 の制限値を満足することにより、5.3.7 も満足するとみなせることから、式(5.3.8)では 5.4.7 に規定される制限値を用いることとよい。

また、二方向の応力度が生じる場合には、これまでの示方書で経験的に 10%程度 の許容応力度の割増しを行っても安全であると判断されていたことを踏まえ、この示方書でもこの考え方を踏襲して 10%程度応力度の制限値を割増しすることとされた。

5.3.11 支圧力を受ける部材

鋼材と鋼材の接触による支圧力を受ける部材に生じる支圧応力度が、式(5.3.9)による支圧応力度の制限値を超えない場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{byd} = \zeta_1 \cdot \Phi_B \cdot \alpha \cdot \sigma_{bk} \quad \dots \dots (5.3.9)$$

ここに、

σ_{byd} : 支圧応力度の制限値 (N/mm²)

σ_{bk} : 表-4.1.1 に示す構造用鋼材及び表-4.1.2 に示す鋳鍛造品の支圧強度の特性値 (N/mm²)

α : 支圧力を受ける部材の支圧強度の特性値の補正係数で、表-5.3.2 に示す値とする。

Φ_B : 抵抗係数で、表-5.3.3 に示す値とする。

ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.3 に示す値とする。

表-5.3.2 支圧強度の特性値の補正係数

鋼材	鋼種	鋼材と鋼材との支圧	
		すべりのない平面接触	すべりのある平面接触
構造用鋼材	SS400	1.5	0.75
	SM400 SMA400W		

(4) 構造用鋼材の許容せん断応力度及び許容支圧応力度は、それぞれ表-3.2.4 に示す値とする。

表-3.2.4 許容せん断応力度及び許容支圧応力度 (N/mm²)

応力の種類	鋼材の板厚 (mm)		鋼種	
	40 以下	40 を超え 75 以下	SS400 SM400 SMA400W	SM490Y SM520 SMA490W
せん断応力度	80	105	SM490	SM570 SMA570W
	75	100		
	75 を超え 100 以下			145 140 135
鋼板と鋼板との間の支圧応力度	210	280		380
	190	260		365
	75 を超え 100 以下			285 355
ヘルツ公式で算出する場合	40 以下			
	40 を超え 75 以下			
	75 を超え 100 以下			
度		700		—

改定案 (5章)

SM490				
SM490Y SM520 SMA490W SBHS400 SBHS400W SM570 SMA570W SBHS500 SBHS500W				
鍛鋼品	1.5	0.75	1.0/α ¹⁾	
鋁鋼品	1.5	0.75	1.0/α ¹⁾	
機械構造用鋼	1.5	0.75	1.0/α ¹⁾	
鉄製品	1.0	0.50	1.0/α ¹⁾	

注：1) α = (HB²/900, 000+1)

HB：4章に示すブリネル硬度

表-5.3.3 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ _i	φ _b
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	鋼板と鋼板との間の支圧：0.85 0.80 ¹⁾ ヘルツ理論を用いる場合：0.70
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		鋼板と鋼板との間の支圧：1.00
iii) 3.5(2)3)で㊹を考慮する場合	1.00	0.95 ¹⁾ ヘルツ理論を用いる場合：0.85

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

支圧力を受ける部材の鋼板と鋼板の接触機構は、接触する2つの部材の接触面積の大きさに異なる。この条文では、接触面積が大きい面接触として計算する場合と、接触面積が小さい点・線接触（ヘルツ理論による支圧）として計算する場合とに分けて支圧応力の制限値が規定されている。面接触とするかヘルツ理論による支圧とするかの条件は4.1.2による。面接触については、鋼鉄道橋の設計標準²⁾や AASHTO³⁾の基準値を参考にして、これまでの

現行

(4) 許容せん断応力度及び許容支圧応力度

鋼材と鋼材との接触機構は、平面と平面（平面に近い円筒面や曲面を含む）とが接触するものと、球面（又は円筒面）と平面とが微小面で接触するものとに分けられ、後者は一般に「ヘルツ理論による支圧」といわれている。

ヘルツ理論には、

- 1) 接触面積の大きさが曲率半径に比べて十分小さい。
 - 2) 接触部の応力が弾性限度内であり、組織的に均一である。
- という仮定条件があり、現実の状態とは異なっているが、支承についてはこれによって実用上差し支えない。

ヘルツ接触部付近では、荷重を増加していくと金属の塑性変形が始まり、ごくわずかな残留変形が残るようになり（極限支圧応力状態）、更に荷重を増加していくと接触部付近全域で塑性変形を生じる（降伏支圧応力状態）。種々の金属表面にかたい鋼球を押し込み、圧痕の表面積で荷重を除いた値をもって測定される押し込み硬度（例えばブリネル硬度）は、ほぼ降伏支圧応力に相当するといわれている。

SS400級のブリネル硬度は、HB≒140～150、SM490級でHB≒150であり、降伏支圧応力の約50%を許容支圧応力とし、表-3.2.4のように規定したものである。

SM490Y級及びSM520級については、ヘルツの許容支圧応力を用いて設計する部材への使用実績も少なく、また高支圧強度の支承等は合金鋼又は高強度合金鋼を用いられよいため、特に規定されなかった。また、平面と平面が接触している場合には、鋼鉄道橋の設計標準²⁾や AASHTO³⁾の基準値を参考にして、許容引張応力の50%増しを許容支圧応力としており、この値は、平面どうしで相対的に移動しない場合を対象としており、相対的に移動がある構造は摩擦・摩耗が増大しやすくなるので、できるだけ避けるほうがよい。やむを得ない場合は、表-3.2.4に規定した許容値の1/2を用いる。

備考

改定案 (5章)

示方書では許容支圧応力度は以下のよう規定されていた。

鋼、鋳鋼：(圧縮許容応力度) × 1.5

鋳 鉄：(圧縮許容応力度) × 1.0

これを踏まえ、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕が確保されるように、限界状態 1 を降伏強度とし、それを補正することで支圧力を受ける部材の支圧強度の特性値となるように補正係数が表-5.3.2 に設定されている。

面接触の補正係数は、平面どうしで相対的に移動しない場合と移動する場合が示されている。面接触は平面どうしで相対的に移動しない場合を対象にしており、相対的に移動がある構造は摩擦・摩耗が増大しやすくなるので、できるだけ避ける方がよい。一方で、支承に使用される鋼材はピンやピボット部等では支圧を受けながら部材間ですべりを要求されることがある。一般にピンやピボット部等はすべり量が小さいので、すべりのある平面接触のやむを得ない場合として、その影響が表-5.3.2 に示す補正係数によって支圧強度の制限値に考慮することとされた。ただし、このような場合には、軸受性能のよい材料を選んだり、接触部の摩擦、摩耗等を十分検討して、部材の設計を行う等の配慮が必要である。抵抗係数については、軸方向引張力を受ける部材と同じとされている。

ヘルツの理論による支圧の場合については、ヘルツ理論には、

- 1) 接触面積の大きさが曲率半径に比べて十分に小さい
- 2) 接触部の応力が弾性限度内であり、組織的に均一である。

という仮定条件があり、現実の状態とは異なっているが、支承についてはこれによって実用上差支えない。

ヘルツ接触部付近では、荷重を増加していくと金属の塑性変形が始まり、ごく僅かな残留変形が残るようになり(極限支圧応力状態)、更に荷重を増加していくと接触部付近全域で塑性変形を生じる(降伏支圧応力状態)。この示方書では、点・線接触するヘルツ接触部付近全域で塑性変形が始まる状態である降伏支圧応力状態が可逆性を有する限界であるため、限界状態 1 としている。

これまでの示方書では、接触部の最高支圧応力度がブリネル硬さの 50%(球面と球面又は球面と平面のとき 60%)になったとき接触部に塑性変形が始まるとして、安全率が規定されていた。また、硬さが大きくなるとじん性が低下するので、硬さの大きい材料に対しては(HB2/900, 000+1)により安全率の割増しが考慮されていた。これを踏まえ、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕が確保されるように、支圧強度の特性値の補正係数が表-5.3.2 に設定されている。ここで、ブリネル硬さが示されていない SS400, SM400, SMA400W の場合は HB=125, SM490 の場合は HB=145 としてよい。表-5.3.3 に示す抵抗係数は、これまでの示方書において許容支圧応力度で考慮されていたものと同等の安全余裕が得られるように調整した値とされている。

現行

3.2.2 鋳鍛造品の許容応力度

支承部等に用いる鋳鍛造品の許容応力度は表-3.2.5 に示す値とする。

表-3.2.5 鋳鍛造品の許容応力度 (N/mm²)

鋳鍛造品の種類	軸方向応力度		せん断応力度		支圧応力度	
	引張	圧縮 ¹⁾	引張	圧縮 ¹⁾	すべりのない平面接触 ²⁾	ヘルツ公式で計算する場合の支圧応力度 ³⁾
鍛鋼品	SF490A	140	140	80	210	600
	SF540A	170	170	100	250	700
鋳鋼品	SC450	140	140	80	210	600
	SCW410	140	140	80	210	600
	SCW480	170	170	100	250	700
	SCMn1A	170	170	100	250	700
	SCMn2A	190	190	110	280	780
	機械構造用鋼	S35CN	190	190	110	280
	S45CN	210	210	120	310	800
鋳鉄品	FC250	60	120	50	120	650
	FCD400 ⁴⁾	140	140	80	210	—

注：1) 許容圧縮応力度は座屈を考慮しない場合の値である。

2) 曲面接触において、図-3.2.2 に示す r_1 と r_2 との比 r_1/r_2 が、円柱面と円柱面では 1.02 未満、球面と球面では 1.01 未満となる場合は、平面接触として取扱う。この場合の許容支圧応力度は、投影面積について算出した応力度に対する値である。

3) HB は JIS Z 2243 に規定するブリネル硬さを表す。

4) FCD400 については規格値のない項は使用しない。

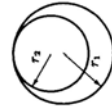


図-3.2.2 曲面接触

鋳鍛造品はその機械的性質の規格値から、ほぼ表-解 3.2.3 のグループに仕分けできる。したがって、鍛鋼品、鋳鋼品、機械構造用鋼の軸方向応力度、曲げ応力度及びせん断応力度について、それぞれ同グループ内の圧延鋼の許容応力度と同等としている。

備考

表-解 3.2.3 鋳鍛造品のグループ

種類	名称	SS400 グループ	SS490 グループ	SM490 グループ	SM520 グループ
圧延鋼		SS400, SM400	—	SM490	SM490Y, SM520
鍛鋼品		SF490A	SF540A	—	—
鋳鋼品		SC450, SCW410	SCW480, SCMn1A	SCMn2A	—
機械構造用鋼		—	—	S35CN	S45CN

機械構造用鋼の許容応力度については、熱処理として焼きならし(N)を施した場合の機械的性質を前提としている。表-3.2.5に規定する機械構造用鋼 S35CN 及び S45CN の許容応力度については、熱処理として焼きならし(N)を行った場合の機械的性質（JIS ハンドブック鉄鋼 I の巻末 参考 6. 機械構造用炭素鋼、合金鋼及びバナネ鋼の材料特性）に基づき定められた値であり、これを満たす材料を使用する必要がある。なお、S35CN 及び S45CN の機械的性質については、共通編 3.1 の解説に示されている。

鋳鉄品は橋の主要部分には使用しないのが原則であるが、排水装置・高欄等に使用する場合もあるので、この場合の計算に必要な許容応力度を規定したものである。ここに規定しない鋳鉄品を使用する場合は、別途十分に検討を行う必要がある。

機械構造用鋼の硬さ必要値については、JIS ハンドブック鉄鋼 I の巻末 参考 6. 機械構造用炭素鋼、合金鋼及びバナネ鋼の材料特性の解説付表に示される最小値にあわせることとしている。

許容支圧応力度はヘルツの理論による場合が一般的であるが、ヘルツ理論には接触面積が曲率半径に比べて十分小さいという仮定がある。したがって、接触している 2 部材の曲率半径がほぼ同一で接触面積が大きくなる場合は、ヘルツの理論による許容支圧応力度を用いることは適切でない。この条文では、ヘルツ理論で計算する場合と接触面積が大きい面接触として計算する場合とに分けて許容支圧応力度を規定している。

ヘルツ理論における許容支圧応力度は、許容引張応力度等と同様に、降伏応力に対してある安全率をみて決めることが基本となる。降伏応力としては押込み硬さ（ブリネル硬さ等）がほぼこれに相当する値であるので、ブリネル硬さを基準として許容応力度を定めている。

円柱面と円柱面又は円柱面と平面が接触している場合には、接触部の最高支圧応力度がブリネル硬さの 50%（球面と球面又は球面と平面のとき 60%）になったとき接触部に塑性変形が始まると考えられるので、安全率は 2 以上とする必要がある。また、硬さが大きくなるとじん性が低下するので、硬さの大きい材料に対しては安全率を大きくし、式（解 3.2.4）に

よって許容支圧応力度を求めている。

$$\sigma_{bs} = \frac{10HB}{\nu} \dots\dots\dots (解 3.2.4)$$

ここに、

σ_{bs} : 許容支圧応力度 (N/mm²)

HB : ブリネル硬さ

$$\nu : 安全率 \left[\nu = 2 \left(\frac{HB^2}{900,000} + 1 \right) \right]$$

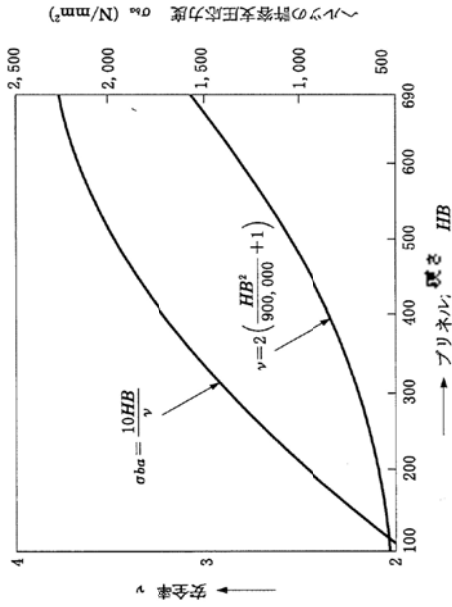


図-解 3.2.7 ヘルツの許容支圧応力度

なお、球面又は球面と平面とも接触している場合の許容支圧応力度は上記の値よりも大きくとれるが、煩雑になることを避けて同一の値としている。

表-解 3.2.4、表-解 3.2.5 に許容支圧応力度から許容荷重を求める計算及び許容荷重係数の値を示す。

表-解 3.2.4 ヘルツの接触における許容荷重計算式

接触の状態	球面と球面(凸と凹)	球面と平面	円柱面と円柱面(凸と凹)	円柱面と平面
許容荷重係数	$K_1 \left(\frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \right)^2$ (N) ただし $r_1/r_2 \geq 1.01$	$K_1 r_1^2$ (N)	$K_2 \left(\frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \right)$ (N/mm) ただし $r_1/r_2 \geq 1.02$	$K_2 r_1$ (N/mm)

注：1) K_1 , K_2 は表-解 3.2.5に示す許容荷重係数である (単位：N/mm²)。

2) r は球又は円の半径である (単位：mm)。

表-解 3.2.5 ヘルツの許容支圧応力度と許容荷重係数

ヘルツの許容 支圧応力度 σ ba (N/mm ²)	適用材料	許容荷重係数 (N/mm ²)	
		K_1	K_2
一般	—	$4.28 \sigma \text{ ba}^3 \times 10^{-10}$	$2.86 \sigma \text{ ba}^2 \times 10^{-5}$
鋼と鋼の接触 ヤング係数 $E = 2.0 \times 10^5$ (N/mm ²) ポアソン比 $\mu = 0.3$	SS400, SM400	0.092 (0.08)	10.3 (9.0)
	SF490A, SC450		
	SCW410		
	SM490, SF5 40A		
	SCW480, SC Mn1A		
720	S35CN	0.160 (0.14)	14.8 (14)
780	SCMn2A	0.203 (0.18)	17.4 (16)
800	S45CN	0.219 (0.19)	18.3 (17)
一般	—	—	$4.37 \sigma \text{ ba}^2 \times 10^{-5}$
鋼鉄と鋼の接触 ヤング係数 鋼鉄 $E_1 = 1.0 \times 10^5$ (N/mm ²) 鋼 $E_2 = 2.0 \times 10^5$ (N/mm ²)	FC250と鋼	—	18.5 (15)

ポアソン比				
鋼鉄 $\mu_1=0.25$				
鋼 $\mu_2=0.3$				

注：1) () 内の数値は実用推奨値

2) K_1 及び K_2 の一般式は次のとおりである。

$$K_1 = \frac{\sigma_{bd}^3 \pi^3}{6} \left(\frac{1 - \mu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \mu_2^2}{E_2} \right)^2$$

$$K_2 = \sigma_{bd}^2 \pi \left(\frac{1 - \mu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \mu_2^2}{E_2} \right)$$

面接触における許容支圧応力度は、前述したように接触している2部材の曲率半径がほぼ同一で接触面積が大きくなる場合に適用する。凹面と凸面との接触の場合は、半径比 r_1/r_2 が1.01~1.02の範囲で接触面積が急激に増大する。このため、凹柱面と凹柱面の場合 $r_1/r_2=1.02$ 以下、球面と球面の場合 r_1/r_2 が1.01以下を面接触の範囲としている。

したがって、ヘルツ理論による許容支圧応力度は凹柱面と凹柱面の場合 r_1/r_2 が1.02以上、球面と球面の場合 r_1/r_2 が1.01以上の場合に適用できる。

面接触による許容支圧応力度は次式により求めたものである。

鋼， 鋳鋼： (許容圧縮応力度) $\times 1.5$

鋳 鉄： (許容圧縮応力度) $\times 1.0$

なお、面接触の場合でも、支承に使用される鋼材はピンやボット部等では支圧を受けながら部材間ですべりを要求されることがある。このような場合には、軸受性能のよい材料を選ぶとか接触部の摩擦、摩耗等を十分検討して部材の設計を行う等の配慮が必要であるが、一般にピンやボット部等はすべり量が小さいので許容支圧応力度を1/2に低減して用いることにしている。

5.3.12 接合用部材

(1) アンカーボルトに生じる応力度が、式(5.3.10)による制限値を超えない場合には、限界状態Ⅰを超えないとみなしてよい。

1) せん断応力度

$$\tau_{yd} = \zeta_1 \cdot \Phi_S \cdot \tau_{yk} \dots (5.3.10)$$

ここに、
 τ_{yd} : せん断応力度の制限値(N/mm²)
 τ_{yk} : 表-4.1.1に示す構造用鋼材、及び表-4.1.2に示す鋳鍛造品のせん断降伏強度の特性値(N/mm²)
 Φ_S : 抵抗係数で、表-5.3.4に示す値とする。
 ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.4に示す値とする。

表-5.3.4 調査・解析係数、抵抗係数

	ζ_1	Φ_S
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (SS400)
		0.85 (S35CN)
		0.75 (S45CN)
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合	1.00	1.00 (SS400)
合		1.00 (S35CN)
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	0.90 (S45CN)
合		

(2) ピンに生じる応力度が、式(5.3.11)から式(5.3.13)による制限値を超えない場合には、限界状態Ⅰを超えないとみなしてよい。

1) せん断応力度

$$\tau_{yd} = \zeta_1 \cdot \Phi_S \cdot \alpha \cdot \tau_{yk} \dots (5.3.11)$$

ここに、
 τ_{yd} : せん断応力度の制限値(N/mm²)
 τ_{yk} : 表-4.1.1に示す構造用鋼材、及び表-4.1.2に示す鋳鍛造品のせん断降伏強度の特性値(N/mm²)

3.2.3 溶接部及び接合用鋼材の許容応力度

(3) アンカーボルト及びびピンの許容応力度
 アンカーボルト及びびピンの許容応力度は、表-3.2.11に示す値とする。

表-3.2.11 アンカーボルト及びびピンの許容応力度 (N/mm²)

応力の種類	鋼種		
	SS400	S35CN	S45CN
せん断応力度	アンカーボルト	110	110
	ピン	100	150
曲げ応力度	190	260	290
支圧応力度	ピン(回転を伴わない場合)	210	280
	ピン(回転を伴う場合)	105	140

(4) 仕上げボルトの許容応力度
 仕上げボルトの許容応力度は表-3.2.12に示す値とする。

表-3.2.12 仕上げボルトの許容応力度 (N/mm²)

応力の種類	JIS B 1051による強度区分	
	4.6	8.8
引張応力度	140	360
せん断応力度	90	200
支圧応力度	210	540
		700

α : せん断力を受ける接合用部材のせん断降伏強度の補正係数で、1.25とする。

Φ_S : 抵抗係数で、表-5.3.3.5に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.3.5に示す値とする。

表-5.3.5 調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	Φ_S
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合	1.00	
合		

2) 曲げ引張応力度

$$\sigma_{hyd} = \xi_1 \cdot \Phi_b \cdot \alpha \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.3.12)$$

ここに、

σ_{hyd} : 曲げ引張応力度の制限値(N/mm²)

σ_{yk} : 表-4.1.1に示す構造用鋼材、及び表-4.1.2に示す鋳鍛造品の引張・圧縮降伏強度の特性値(N/mm²)

α : 曲げモーメントを受ける接合用部材の引張・圧縮降伏強度の特性値の補正係数で、1.4とする。

Φ_b : 抵抗係数で、表-5.3.6に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.6に示す値とする。

表-5.3.6 調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	Φ_b
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合	1.00	
合		

3) 支圧応力度
 $\sigma_{bd} = \zeta_1 \cdot \phi_B \cdot \alpha \cdot \sigma_{bk}$. . . (5.3.13)

ここに、
 σ_{bd} : 支圧応力度の制限値(N/mm²)
 σ_{bk} : 表-4.1.1に示す構造用鋼材、及び表-4.1.2に示す鋳鍛造品の鋼板と鋼板との間の支圧強度の特性値(N/mm²)
 α : 支圧力を受ける接合用部材の支圧強度の特性値の補正係数で、表-5.3.7に示す値とする。
 ϕ_B : 抵抗係数で、表-5.3.8に示す値とする。
 ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.8に示す値とする。

表-5.3.7 支圧強度の特性値の補正係数

回転を伴わない場合	1.50
回転を伴う場合	0.75

表-5.3.8 調査・解析係数、抵抗係数

	ζ_1	ϕ_B
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合	1.00	
合 合		

(3) 仕上げボルトに生じる応力度が、式(5.3.14)から式(5.3.16)による制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

1) 引張応力度
 $\sigma_{pd} = \zeta_1 \cdot \phi_{Y1} \cdot \sigma_{yk}$. . . (5.3.14)

ここに、
 σ_{pd} : 引張応力度の制限値(N/mm²)
 σ_{yk} : 表-4.1.14に示す仕上げボルトの降伏強度の特性値(N/mm²)
 ϕ_{Y1} : 抵抗係数で、表-5.3.9に示す値とする。

ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.9に示す値とする。

表-5.3.9 調査・解析係数, 抵抗係数

	ζ_1	Φ_{YI}
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (強度区分 4.6)
		0.80 (強度区分 8.8)
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合	1.00	0.75 (強度区分 10.9)
合		1.00 (強度区分 4.6)
iii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合	1.00	0.95 (強度区分 8.8)
合		0.90 (強度区分 10.9)

2) せん断応力度

$$\tau_{yd} = \zeta_1 \cdot \Phi_S \cdot \tau_{yk} \quad \dots (5.3.15)$$

ここに,

τ_{yd} : せん断応力度の制限値(N/mm²)

τ_{yk} : 表-4.1.14に示す仕上げボルトのせん断降伏強度の特性値(N/mm²)

Φ_S : 抵抗係数で、表-5.3.10に示す値とする。

ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.10に示す値とする。

表-5.3.10 調査・解析係数, 抵抗係数

	ζ_1	Φ_S
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (強度区分 4.6)
		0.80 (強度区分 8.8)
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合	1.00	0.75 (強度区分 10.9)
合		1.00 (強度区分 4.6)
iii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合	1.00	0.95 (強度区分 8.8)
合		0.90 (強度区分 10.9)

3) 支圧応力度

$$\sigma_{bud} = \zeta_1 \cdot \Phi_B \cdot \alpha \cdot \sigma_{pk} \quad \dots (5.3.16)$$

ここに,

改定案（5章）

- σ_{hd} : 支圧応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{bk} : 表-4.1.14に示す仕上げボルトの支圧強度の特性値(N/mm²)
- α : 支圧力を受ける仕上げボルトの支圧強度の特性値の補正係数で1.5とする。
- Φ_B : 抵抗係数で、表-5.3.11に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.11に示す値とする。

表-5.3.11 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_B
i) ii) 及びiii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (強度区分 4.6) 0.80 (強度区分 8.8) 0.75 (強度区分 10.9)
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00 (強度区分 4.6) 0.95 (強度区分 8.8) 0.90 (強度区分 10.9)
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	
合		

(1)

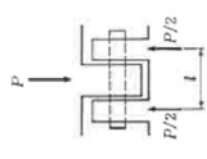
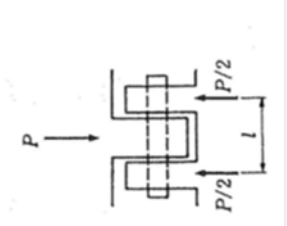
- 1) せん断応力度
ここで規定したアンカーボルトの応力度の制限値を求めるための部分係数はコンクリート中に埋込んで使用するアンカーボルトに関するものである。使用鋼材の機械的性質や材料特性を踏まえ、これまでの示方書による場合と概ね同等の安全余裕が得られるように調整した値となっている。
アンカーボルトは一般に支承部、鋼製橋脚基部、変位制限構造、落橋防止構造等に用いられ、このうち鋼製橋脚基部のアンカー部に用いられるアンカーボルトの限界状態 I は、この編及びV編による。式(5.3.10)はV編9.6の解説に示される橋脚基部のベースプレート下面にコンクリートが適切に充てんされることを前提とする場合に用いてよい。
また、アンカーボルトはそれを保持するコンクリートと強度上のバランスが必要とされるため、徒らに高強度の材料を使用することは望ましくない。したがって、アンカーボルトとしてS45CNを使用する場合でも、そのせん断応力度の制限値はS35CN相当に抑えることとして抵抗係数により調整されている。
- (2) ピンに生じる応力度の制限値は、これまでの示方書による場合と概ね同等の安全余裕が得られるように調整された抵抗則の部分係数等を用いて、式(5.3.11)から式(5.3.12)により算出する。

現行

- (3) アンカーボルト、ピンの許容応力度
アンカーボルト、ピンの許容応力度について定めたものである。これらの許容引張応力度については、構造形式を考慮して適宜定める。

- 1) せん断応力度
ここで規定したアンカーボルトの許容応力度はコンクリート中に埋込んで使用するアンカーボルトに関するものである。これまでアンカーボルトは一般に施工が不確実になりやすいこと及び計算外の力を受ける機会も多いこと等を考慮して、その許容応力度は、表-3.2.4及び表-3.2.5に規定される許容せん断応力度の70%程度の値としていた。これに対して、外力や施工の不確実性に対する安全余裕については、今回の改定では使用部位の荷重及び施工条件に応じて照査を規定する各編で規定するものとしており、アンカーボルトの許容応力度について、使用鋼材の機械的性質や材料特性を踏まえ、表-3.2.4及び表-3.2.5に規定される許容応力度と同じ値としている。
アンカーボルトは一般に支承部、鋼製橋脚基部、変位制限構造、落橋防止構造等に用いられ、このうち鋼製橋脚基部のアンカー部に用いられるアンカーボルトの照査は、本編及び耐震設計編によることとしている。照査においては、荷重組合せのうち最も不利となる条件を考慮するとともに、耐震設計編11.6の解説に示されているように橋脚基部のベースプレート下面にコンクリートが適切に充てんされることを前提に表-3.2.11に規定される許容応力度を用いてよい。
また、アンカーボルトは、それを保持するコンクリートと強度上のバランスが必要とされるため、高強度の材料を使用することは望ましくない。したがって、アンカーボルトとしてS45CNを使用する場合でも、そのせん断応力度はS35CN相当に抑えるこ

備考

改定案 (5章)	現行	備考
<p>1) <u>せん断応力度</u></p> <p>ピンは、板や形鋼のようにボルト孔を設けることもなく、また一般に切欠きをつくることもないので、応力集中が起こる心配もない。また、ピンは一般にせん断と支圧で設計される場合が多いが、すべりを伴う場合でもせん断に対する強度の低下がない。このような点を考慮して、その制限値は式(5.3.11)で計算することとされた。制限値の算出に用いる部分係数は、これまでの示方書による場合と概ね同等の安全余裕が得られるように調整されている。</p> <p>2) <u>曲げ応力度</u></p> <p>本条の規定は、ピンの支承条件が図-解 5.3.3 に示すように両端固定条件で、支持幅が比較的大きく、実際の応力度が支間よりも小さい場合として計算したものと併せて補正係数として考慮すに見込まれる場合に適用できる。また、1)に示したことも併せて補正係数として考慮することとし、その制限値は式(5.3.12)で計算することとされた。これらの制限値の算出に用いる部分係数は、これまでの示方書による場合と概ね同等の安全余裕が得られるように調整した値となっている。なお、これらの条件に適合するかどうかは個別に判断することが必要であるとともに、これらの条件に該当しない場合の部分係数等については、個別の構造・支持条件、応力分布等を検討して定める必要がある。</p>	<p>ととしている。</p> <p>ピンは、板や形鋼のようにボルト孔を設けることもなく、また一般に切欠きをつくることもないので、応力集中が起こる心配もない。また、ピンは一般にせん断と支圧で設計される場合が多いが、すべりを伴う場合でもせん断に対する許容値の低下がない。このような点を考慮して、許容せん断応力度を表-3.2.4及び表-3.2.5に規定した許容せん断応力度より大きく定めている。</p> <p>2) <u>曲げ応力度</u></p> <p>ピンの場合の支承条件は図-解 3.2.9 に示すように支持幅が比較的大きく、実際の応力度は支間を1として計算したものと併せて考慮したものである。また、1)で述べたことも併せて考慮し、許容応力度は表-3.2.3及び表-3.2.5に規定した許容曲げ応力度の約40%増としている。</p>	
<p>3) <u>支圧応力度</u></p> <p>ピンの支圧応力度の制限値は母材の支圧応力度の制限値と同様であるとして定めている。ピンの場合、「回転を伴う場合」とは接触面ですべりを生じることがあることを意味している。このような場合、接触面の支圧強度はかなり低下することが各種の実験で確かめられている。したがって、AASHTOの規定⁹⁾等を参考にして支圧強度をすべりを生じない場合の50%としたものであり、補正係数で考慮されている。これらの制限値の算出に用いる部分係数は、これまでの示方書による場合と概ね同等の安全余裕が得られるように調整した値となっている。</p> <p>3) <u>支圧等</u>の仕上げボルトとして使用される JIS B 1180(六角ボルト)に規定される六角ボルトについて、その制限値を定めたものである。六角ボルトの機械的性質は、JIS B 1051:2014(炭素鋼及び合金鋼製締結用部品の機械的性質—強度区分を規定したボルト、小</p>	<p>3) <u>支圧応力度</u></p> <p>ピンの許容支圧応力度は母材の許容支圧応力度と同様であるとして定めている。ピンの場合、「回転を伴う場合」とは接触面ですべりを生じることがあることを意味している。このような場合、接触面の支圧耐力はかなり低下することが各種の実験で確かめられている。したがって、AASHTOの規定⁹⁾等を参考にして許容支圧応力度をすべりを生じない場合の50%としたものである。(3.2.2参照)。</p> <p>(4) <u>仕上げボルトの許容応力度</u></p> <p>支承等の仕上げボルトとして使用される、JIS B 1180 に規定される六角ボルトについてその許容応力度を定めたものである。</p>	<p>図-解 5.3.3 ピンの応力度を算出する際の支間長</p>  <p>図-解 3.2.9 ピンの応力度を算出する際の支間長</p> 

改定案（5章）

ねじ及び種込みボルト一並目ねじ及び細目ねじの「鋼製のボルト、小ねじの機械的性質」において、強度区分ごとに製品の機械的性質として規定されている。支承等の仕上げボルトとして一般に使用されているのは、このうち強度区分4.6、8.8、10.9の3種類のボルトである。

強度区分 4.6 のボルトの制限値は、SS400 材の仕上げボルトの制限値と同様に定めている。強度区分 8.8 及び 10.9 のボルトの制限値は、降伏比が高いことを考慮して、基準降伏点に対して高い安全余裕を有するよう、抵抗係数が設定されている。

なお、せん断応力度の制限値は、引張応力度の制限値の $1/\sqrt{3}$ 倍、支圧応力度の制限値は引張応力度の制限値の 1.5 倍として規定されている。

5.3.13 圧縮力を受ける山形及び T 形断面を有する部材

フランジがガセットに連結された山形及び T 形断面を有する部材が、5.4.13 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

この示方書では、軸方向圧縮力を受ける山形及び T 形部材の限界状態は、5.4.13 の解説にある基準耐力曲線を基に、5.3.4 の軸方向圧縮力を受ける部材と同様に、細長比パラメータ及び限界幅厚比パラメータによって異なるとしている。

細長比パラメータ及び幅厚比パラメータが小さい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して部材は降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし、軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく、実造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態 3 ととらえている。一方、細長比パラメータ又は幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して部材全体が降伏強度に達する前に面外変形が生じ、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態 3 ととらえている。ここで、いずれの場合も限界状態 3 と區別して別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である。これらを踏まえて、いずれの領域についても限界状態 3 を超えないとみなせる条件が、5.4.13 において限界状態 1 を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.4.13 の規定に従って、限界状態 3 を超えないとみなせる場合には、限界状態 1 を超えないとみなすことができるとされているものである。

現行

六角ボルトの機械的性質は、JIS B 1051 「鋼製のボルト、小ねじの機械的性質」において、強度区分ごとに製品の機械的性質として規定されている。支承等の仕上げボルトとして一般に使用されているのは、このうち強度区分 4.6、8.8、10.9 の 3 種類のボルトであり、その機械的性質の規格値を比較すると表-解 3.2.10 のとおりとなる。

表-解 3.2.10 六角ボルトの機械的性質

JIS B1051 による 強度区分	降伏点又は耐力 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_B (N/mm ²)	伸び (%)
4.6	240 以上	400 以上	22
8.8	660 以上	830 以上	12
10.9	940 以上	1,040 以上	9

強度区分 4.6 のボルトの許容応力度は、SS400 材の仕上げボルトの許容応力度と同様に定めている。強度区分 8.8 及び 10.9 のボルトの許容引張応力度は、降伏比 (σ_y/σ_B) が高いことを考慮して、基準降伏点に対して安全率を高めに規定することとしている。

なお、許容せん断応力度は、許容引張応力度の $1/\sqrt{3}$ 倍、許容支圧応力度は許容引張応力度の 1.5 倍として規定している。

備考

改定案（5章）	現行	備考
<p>5.4 鋼部材の限界状態 3</p> <p>5.4.1 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板</p> <p>(1) 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板は、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、鋼桁の腹板には適用しない。</p> <p>(2) 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板の板厚 t は、表-5.4.1による。</p>	<p>4.2 圧縮応力を受ける板及び補剛板</p> <p>4.2.1 一般</p> <p>(1) 圧縮応力を受ける両縁支持板、自由突出板及び補剛板の局部座屈に対する許容応力度は、板の支持条件、溶接による初期変形及び残留応力等の初期不整の影響等を考慮して 4.2.2 から 4.2.4 までに規定する許容応力度と同等以上の安全度を有するように設定しなければならぬ。</p> <p>(2) 耐震設計上変形能の確保が要求される部位における両縁支持板、自由突出板及び補剛板については、変形能が確保できる部材寸法としなければならぬ。</p> <p>(3) 4.2.2 から 4.2.5 までの規定においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。</p> <p>(1) 圧縮応力を受ける板及び補剛板の局部座屈に対する許容応力度を定める際には、4.2.2 から 4.2.4 までに規定する許容応力度と同等以上の安全度を有するように設定する必要がある。圧縮応力を受ける両縁支持板、自由突出板及び補剛板の局部座屈に対する強度は、板の支持条件のほかに板の初期不整等の影響に左右される。板の初期不整は溶接による変形や残留応力によって生じるものであり、部材を構成する板の厚さに大きく左右される。そこで、4.2.2 から 4.2.4 までに規定する最小板厚が守られない場合には、基準耐力曲線も従来の規定から異なることに注意する必要がある。許容応力度の設定にあたっては、従来と同等以上の安全度を有することを基本とし、基準耐力に対して必要な安全率を確保する必要がある。</p> <p>(2) 鋼製橋脚の基部等では、地震時に脆性的な破壊を防ぐことに配慮して、変形能の確保を図ることができ部材寸法となるよう配慮する必要がある。構造細目については、耐震設計編の鋼製橋脚の規定に従う。</p> <p>4.2.2 圧縮応力を受ける両縁支持板</p> <p>(1) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚及び局部座屈に対する許容応力度は、(2)及び(3)の規定による。ただし、鋼桁の腹板には適用しない。</p> <p>(2) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚は、表-4.2.1 に示す値以上とする。ただし、架設時のみに一時的に圧縮応力を受ける場合の板厚は、式 (4.2.1) を満たせばよい。</p>	

表-5.4.1 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板の最小板厚 (mm)

鋼種 鋼材の 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
40 以下	$\frac{b}{56f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{46f}$	$\frac{b}{43f}$	$\frac{b}{41f}$	$\frac{b}{38f}$
40 を超 え 75 以下	$\frac{b}{58f}$	$\frac{b}{50f}$	$\frac{b}{48f}$			
75 を超 え 100 以 下						

ただし、架設時のみに一時的に軸方向圧縮力を受ける場合の板厚 t は、式(5.4.1)を満足すればよい。

$$t \geq \frac{b}{80f} \quad \text{かつ} \quad t \geq \frac{b}{220} \quad \dots\dots\dots (5.4.1)$$

ここに、

- t : 板厚 (mm)
- b : 板の固定縁間距離 (mm) (図-5.4.1)
- f : 応力勾配による係数, $f = 0.65\varphi^2 + 0.13\varphi + 1.0$
- φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

σ_1 : それぞれ板の両縁での縁応力度 (N/mm²)。ただし、 $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし、
 σ_2 : 圧縮応力を正とする (図-5.4.2)。

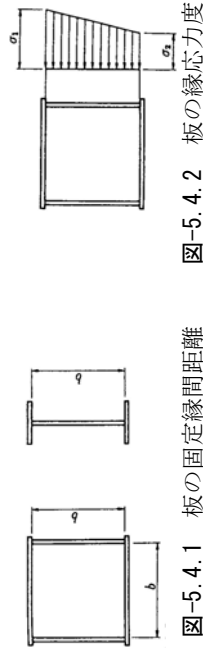


図-5.4.1 板の固定縁間距離 図-5.4.2 板の縁応力度

(3) 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板に生じる圧縮応力度が、式(5.4.2)による局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を超えない。

表-4.2.1 圧縮応力を受ける両縁支持板の最小板厚 (mm)

鋼種 鋼材の 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$\frac{b}{56f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{46f}$	$\frac{b}{40f}$
40 を超え 75 以下	$\frac{b}{58f}$	$\frac{b}{50f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{42f}$
75 を超え 100 以下				

$$t \geq \frac{b}{80f} \quad \text{かつ} \quad t \geq \frac{b}{220} \quad \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ここに、

- t : 板厚 (mm)
- b : 板の固定縁間距離 (mm) (図-4.2.1 参照)
- f : 応力勾配による係数, $f = 0.65\varphi^2 + 0.13\varphi + 1.0$
- φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

σ_1 , σ_2 : それぞれ板の両縁での縁応力度 (N/mm²)。ただし、
 $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし、圧縮応力を正とする (図-4.2.2 参照)。



図-4.2.1 板の固定縁間距離 図-4.2.2 板の縁応力度

(3) 圧縮応力を受ける両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度は、表-4.2.2に示す値とする。ただし、橋脚基部等の耐震設計上変形能の確保が要求される部位に用いられる両縁支持板については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計する。

$$\sigma_{crit} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crit} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.2)$$

ここに、

- σ_{crit} : 局部座屈に対する圧縮応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.2に示す値とする。
- ζ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.2に示す値とする。
- Φ_U : 抵抗係数で、表-5.4.2に示す値とする。
- ρ_{crit} : 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.3)による。式(5.4.3)に用いる幅厚比パラメータ R は式(5.4.4)による。

表-5.4.2 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

(a) SBHS500 及び SBHS500W 以外の場合

	ζ_1	ζ_2	Φ_{Uc}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		
合			

(b) SBHS500 及び SBHS500W の場合

	ζ_1	ζ_2	Φ_{Uc}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.95 ($R/f \leq 0.7$)	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	2.5 R/f -0.8 ($0.7 < R/f \leq 0.72$)	
合		1.00 ($0.72 < R/f$)	

表-4.2.2 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
SS400 SM400 SMA400W	40 以下	140 : $\frac{b}{38.7f} \leq t$
	40 を超え 100 以下	210,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{38.7f}$
	125	125 : $\frac{b}{41.0f} \leq t$
	210,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{41.0f}$	
SM190	40 以下	185 : $\frac{b}{33.7f} \leq t$
	40 を超え 100 以下	210,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{33.7f}$
	175	175 : $\frac{b}{34.6f} \leq t$
	210,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{34.6f}$	

SM190Y SM520 SMA190W	40 以下	210 : $\frac{b}{31.6f} \leq t$
	40 を超え 75 以下	210,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{31.6f}$
	195	195 : $\frac{b}{32.8f} \leq t$
	210,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{32.8f}$	
SM570 SMA570W	75 を超え 100 以下	190 : $\frac{b}{33.3f} \leq t$
	40 以下	255 : $\frac{b}{28.7f} \leq t$
	40 を超え 75 以下	210,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{28.7f}$
	240	240 : $\frac{b}{29.6f} \leq t$
	75 を超え 100 以下	210,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{29.6f}$

$$\rho_{crit} = \begin{cases} 1.00 & (R/f \leq 0.7) \\ \left(\frac{0.7f}{R}\right)^{1.83} & (0.7 < R/f) \end{cases} \dots\dots\dots (5.4.3)$$

R : 幅厚比パラメータ

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk} \cdot 12(1-\nu^2)}{E}} \dots\dots (5.4.4)$$

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65\varphi^2 + 0.13\varphi + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

b : 板の固定縁間距離 (mm)

t : 板厚 (mm)

E : ヤング係数 (N/mm²)

ν : ポアソン比

k : 座屈係数 (両縁支持板の場合, 4.0)

(2) 両縁支持板の最小板厚は表-5.4.1 で与えられるが、架設時のみに一時的に圧縮力を受ける板については式(5.4.1)を満たせばよい。これは、完成時には引張力を受ける両縁支持板が架設時に小さな圧縮力を受ける場合、表-5.4.1に示す値を最小板厚とすることにより不経済な設計となるのを避けるためである。

式(5.4.1)に規定される係数fは、板の座屈に及ぼす応力勾配の影響を示す係数であり、板に作用する力が純圧縮の場合1.0、純曲げの場合3.86となる。すなわち、板に作用する力が純曲げの場合に許容される板厚は、純圧縮の場合の1/3.86となる。(3) この示方書では、軸方向圧縮力を受ける両縁支持板の限界状態が、図-解 5.4.1 に示す基準耐力曲線を基に、限界幅厚比パラメータを閾として異なるとしている。

幅厚比パラメータが小さい領域では、両縁支持板は、軸方向圧縮力の増加に対して降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく実構造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態3ととらえている。一方、幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して両縁支持板全体が降伏強度に達する前に軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生し、それとは同時に、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。

図-解 5.4.1 両縁支持板の基準耐荷力曲線及び制限値

5.4.1の規定を適用する場合は板の支持条件に十分注意する必要がある。すなわち、板の支持部での面外方向への変位は十分に拘束されている必要がある。図-解 5.4.2 に示すような場合は上記の条件は満たされるが、図-解 5.4.3 に示すような場合は板の面外方向への拘束が不十分であり、5.4.1は適用してはならない。

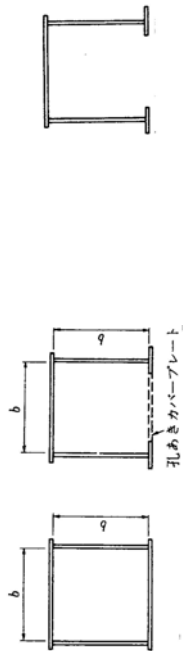


図-解 5.4.2 拘束が十分な場合

図-解 5.4.3 拘束が不十分な場合

また、両縁支持板に垂直応力と同時にせん断応力が生じる場合については、条文では規定していないが、式(解 5.4.1)により照査してよい。ただし、この場合、垂直応力度に対して、5.4.5 から 5.4.7 の規定により部材としての設計がなされていること及び 5.4.10 により垂直応力度とせん断応力度の合成応力度について照査がなされていることが前提条件となる。

$$\frac{2-\varphi}{2} \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right) + \frac{\varphi}{2} \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^2 \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{(解 5.4.1)}$$

ここに、

$$\sigma^* = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{\text{eff-c}} \cdot \sigma_{yk}$$

$$\tau^* = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{\text{eff-s}} \cdot \sigma_{yk}$$

σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値(N/mm²)

ζ_1 : 調査・解析係数(=0.9)

ζ_2 : 部材・構造係数(=1.00)

Φ_U : 抵抗係数(=0.85)

$\rho_{\text{eff-c}}$: 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数(=(0.7f/R)^{1.85})

改定案 (5章)

ρ_{std} : 局部座屈に対するせん断応力度の特性値に関する補正係数(=1/R²)

$$R: \text{幅厚比パラメータ} \quad \left(= \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \right)$$

K: 座屈係数

圧縮の場合 k=4.0

せん断の場合

$$K = 5.34 + 4.0 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \left(\frac{a}{b} > 1 \right)$$

$$4.0 + 5.34 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \left(\frac{a}{b} \leq 1 \right)$$

f: 応力勾配による係数, $f = 0.65 \varphi^2 + 0.13 \varphi + 1.0$

$$\varphi: \text{応力勾配}, \quad \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$$

σ : 圧縮縁応力度 (N/mm²) (図-解 5.4.4 の σ_t をとる)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

t: 板厚 (mm)

b: 板幅 (mm)

a: ダイアフラム又は十分剛な横方向補剛材の間隔 (mm)

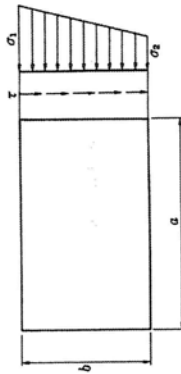


図-解 5.4.4 せん断力に対する照査

5.4.2 軸方向圧縮力を受ける自由突出版

- (1) 軸方向圧縮力を受ける自由突出版は、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 軸方向圧縮力を受ける自由突出版の板厚 t は、自由突出版 b の 1/16 以上とする。
- (3) 軸方向圧縮力を受ける自由突出版に生じる圧縮応力度が、式(5.4.5)による局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を超えない。

$$\sigma_{crit} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crit} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.5)$$

現行

4.2.3 圧縮応力を受ける自由突出版

- (1) 圧縮応力を受ける自由突出版の板厚 t は、自由突出版 b の 1/16 以上とする。

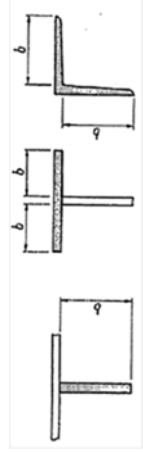


図-4.2.3 自由突出版

備考

改定案 (5章)

現行

備考

ここに、

- σ_{crit} : 局部座屈に対する圧縮応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.3に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.3に示す値とする。
- Φ_U : 抵抗係数で、表-5.4.3に示す値とする。
- ρ_{crit} : 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.6)による。式(5.4.6)に用いる幅厚比パラメータ R は式(5.4.7)による。

表-5.4.3 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
合	1.00		
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			
合			

(b) SBHS500 及び SBHS500W の場合

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.95 ($R \leq 0.7$)	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.24R+0.08 ($0.7 < R \leq 0.73$)	1.00
合	1.00	1.00 ($0.73 < R$)	
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			
合			

$$\rho_{crit} = \begin{cases} 1.00 & (R \leq 0.7) \\ \left(\frac{0.7}{R}\right)^{1.19} & (0.7 < R) \end{cases} \dots\dots\dots (5.4.6)$$

(2) 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度は、表-4.2.3に示す値とする。ただし、橋脚基部等の耐震設計上変形能の確保が要求される部位に用いられる自由突出板については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計する。

表-4.2.3 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

鋼 種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
SS400 SM400 SMA400R	40 以下	140 : $\frac{b}{12.8} \leq t$
	40 を超え 100 以下	$23,000 \left(\frac{f}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.8}$
SM490	40 以下	125 : $\frac{b}{13.6} \leq t$
	40 を超え 100 以下	$23,000 \left(\frac{f}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.6}$
SM490	40 以下	185 : $\frac{b}{11.2} \leq t$
	40 を超え 100 以下	$23,000 \left(\frac{f}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
SM490	40 以下	175 : $\frac{b}{11.5} \leq t$
	40 を超え 100 以下	$23,000 \left(\frac{f}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.5}$
SM490Y SME20 SMA490R	40 以下	210 : $\frac{b}{10.5} \leq t$
	40 を超え 75 以下	$23,000 \left(\frac{f}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$
SM490Y SME20 SMA490R	40 以下	195 : $\frac{b}{10.9} \leq t$
	40 を超え 75 以下	$23,000 \left(\frac{f}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.9}$

R : 幅厚比パラメータ

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk} \cdot 12(1-\mu^2)}{E \cdot \pi^2 k}} \quad \dots \quad (5.4.7)$$

b : 板の固定縁間距離 (mm)

t : 板厚 (mm)

E : ヤング係数 (N/mm²)

μ : ポアソン比

k : 座屈係数 (自由突出版の場合, 0.43)

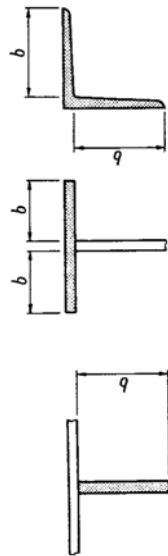


図-5.4.3 自由突出版

- (2) 5.4.1に規定される係数 f は、板の座屈に及ぼす応力勾配の影響を示す係数であり、5.4.2に規定する自由突出版の場合は、応力勾配の影響があまり大きくないため、それを無視し、純圧縮の値を用いた規定としている。
- (3) この示方書では、軸方向圧縮力を受ける自由突出版の限界状態が、図-解 5.4.5 に示す基準耐力曲線を基に、限界幅厚比パラメータを閾として異なるとしている。

幅厚比パラメータが小さい領域では、自由突出版は、軸方向圧縮力の増加に対して降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく実構造物

SM570 SMA570H	75を超え 100以下	190	$\frac{b}{11.0} \leq f$ $23,000 \left(\frac{f}{b} \right)^2 : \frac{b}{16} \leq f < \frac{b}{11.0}$
	40以下	255	$\frac{b}{9.5} \leq f$ $23,000 \left(\frac{f}{b} \right)^2 : \frac{b}{16} \leq f < \frac{b}{9.5}$
	40を超え 75以下	245	$\frac{b}{9.7} \leq f$ $23,000 \left(\frac{f}{b} \right)^2 : \frac{b}{16} \leq f < \frac{b}{9.7}$
	75を超え 100以下	240	$\frac{b}{9.8} \leq f$ $23,000 \left(\frac{f}{b} \right)^2 : \frac{b}{16} \leq f < \frac{b}{9.8}$

4.2.2及び4.2.3

(1) 4.2.2及び4.2.3は、圧縮応力を受ける部材を構成する板の最小板厚と局部座屈に対する許容応力度 σ_{ca1} を定めたものである。両縁支持板及び自由突出版の最小板厚は、それぞれ表-4.2.1及びb/16で与えられるが、両縁支持板の場合架設時のみに一時的に圧縮応力を受ける板については式(4.2.1)を満たせばよい。これは、完成時には引張応力を受ける両縁支持板が架設時に小さな圧縮力を受ける場合、表-4.2.1に示す値を最小板厚とすることにより不経済な設計となるのを避けるために規定したものである。

局部座屈を考慮した許容応力度は、軸方向圧縮応力度については3.2.1の(2)、曲げ圧縮応力度については3.2.1(3)の2)に規定されている。表-4.2.2及び表-4.2.3に示した局部座屈に対する許容応力度は、上記の規定により局部座屈を考慮した許容応力度を算出するために規定した値であって、照査にあたっては部材に生じる応力度が表-4.2.2又は表-4.2.3に示した値以下であればよいという意味ではないので、この点を誤解しないようにする必要がある。なお、コンクリート床版等によって板の局部座屈が十分に防止されている場合は、必ずしもこの条文によらなくてよい。

(2) 4.2.2に規定した係数 f は、板の座屈に及ぼす応力勾配の影響を示す係数であり、板に作用する力が純圧縮の場合1.0、純曲げの場合3.86となる。すなわち、板に作用する力が純曲げの場合に許容される板厚は、純圧縮の場合の1/3.86となる。4.2.3の自由突出版の場合は、応力勾配の影響があまり大きくないため、それを無視し、純圧縮の値を用いて簡略な規定としている。

(3) 4.2.2及び4.2.3に規定された局部座屈に対する許容応力度の基準耐力曲線は次のとおりであり、これは従来の規定を踏襲している。

改定案（5章）

では様々な不確か性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態3ととらえている。一方、幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して自由突出板全体が降伏強度に達する前に軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生し、それとほぼ同時に、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。

図-解 5.4.5 自由突出板の基準耐力曲線及び制限値

現行

$$\sigma_{cr}/\sigma_y = 1.0 \quad (R \leq 0.7)$$

..... (解 4.2.1)

$$\sigma_{cr}/\sigma_y = 0.5/R^2 \quad (0.7 < R)$$

ここに、

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$$

b : 板幅 (mm)

t : 板厚 (mm)

σ_y : 鋼材の降伏点 (N/mm²)

E : ヤング係数 (N/mm²)

μ : ポアソン比

k : 座屈係数 (両縁支持板の場合 4.0, 自由突出板の場合 0.43)

すなわち、 $R > 0.7$ の領域ではオイラー座屈強度の 1/2 を基準耐力としてしている。これは、幅厚比の大きい領域では低い応力度で面外たわみや剛度の低下が生じやすいことを考慮して安全側に定めたものである。

また、耐震設計編において、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚については、本編によるとともに、脆性的な破壊を防止変形能を確保できる構造とする旨が規定されている。この条文では、これを受けて鋼製橋脚の基部等のように、耐震設計上変形能の確保が要求される部位の両縁支持板又は自由突出板については、変形能を確保するための必要条件として、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲 (式 (解 4.2.1) において $R \leq 0.7$ の場合) で部材寸法を設計するものとしている。脆性的破壊を防止変形能を確保できる構造細目については、耐震設計編の規定に従う。鋼製橋脚の基部以外にも変形能の確保が必要と判断される構造部位においては、適宜鋼製橋脚の規定を参考にして設計するのが望ましい。

なお、耐震設計編に規定するコンクリートを充てんした鋼製橋脚については、この限りでない。

(4) 4.2.2 の規定を適用する場合は板の支持条件に十分注意する必要がある。すなわち、板の支持部での面外方向への変位は十分に拘束されている必要がある。図-解 4.2.1 に示すような場合は上記の条件は満たされるが、図-解 4.2.2 に示すような場合は板の面外方向への拘束が不十分であり、4.2.2 は適用してはならない。

備考

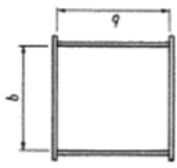


図-解 4.2.1 拘束が十分な場合

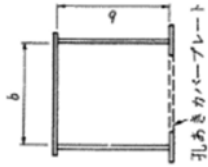


図-解 4.2.2 拘束が不十分な場合

(6) 両縁支持板が垂直応力と同時にせん断応力を受ける場合については、条文では規定していないが、式 (解 4.2.2) により部材としての設計がなされていること及び11.2.5により垂直応力とせん断応力の合成応力の合成分度について照査がなされていることが前提条件となる。

$$\frac{2-\varphi}{2} \left(\frac{\sigma}{\sigma^*} \right) + \frac{\varphi}{2} \left(\frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots(\text{解 } 4.2.2)$$

ここに、

$$\sigma^* = 210,000 f^2 (t/b)^2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau^* = 105,000 K (t/b)^2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$K = 5.34 + 4.0 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \left(\frac{a}{b} > 1 \right)$$

$$4.0 + 5.34 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \left(\frac{a}{b} \leq 1 \right)$$

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65\varphi^2 + 0.13\varphi + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$ (図-解 4.2.3 参照)

σ : 圧縮縁応力度 (N/mm²) (図-解 4.2.3 の σ_1 をとる)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

t : 板厚 (mm)

b : 板幅 (mm)

a : ダイアフラム又は十分剛な横方向補剛材の間隔 (mm)

なお、許容応力度の割増しを行う場合は、式 (解 4.2.2) の σ^* , τ^* を 3.1 に従って割増ししてよい。

5.4.3 軸方向圧縮力を受ける補剛板

- (1) 軸方向圧縮力を受ける両縁を支持された補剛板は、(4)から(7)の規定を満足する補剛材が等間隔に配置され、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、鋼桁の腹板及び鋼床版には適用しない。
- (2) 軸方向圧縮力を受ける補剛板の板厚 t は、表-5.4.4 による。

表-5.4.4 軸方向圧縮力を受ける補剛板の最小板厚(mm)

鋼種 鋼材の 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
40 以下	$\frac{b}{56fn}$	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{46fn}$	$\frac{b}{43fn}$	$\frac{b}{41fn}$	$\frac{b}{38fn}$
40 を超 え 75 以 下	$\frac{b}{58fn}$	b	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{43fn}$	$\frac{b}{41fn}$	$\frac{b}{38fn}$
75 を超 え 100 以 下	$\frac{b}{58fn}$	$\frac{b}{50fn}$	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{43fn}$	$\frac{b}{41fn}$	$\frac{b}{38fn}$

ただし、架設時のみに一時的な軸方向圧縮力を受ける補剛板の板厚 t は、式(5.4.8)を満たせばよい。

$$t \geq \frac{b}{80fn} \dots\dots\dots (5.4.8)$$

ここに、

t : 板厚 (mm)

b : 補剛板の全幅 (mm) (図-5.4.4)

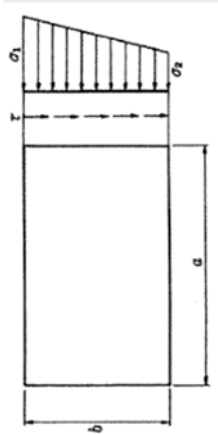


図-解 4.2.3 セン断力に対する照査

4.2.4 圧縮応力を受ける補剛板

- (1) 圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛板に、4.2.5の規定を満たす補剛材が等間隔に配置されている場合は、補剛板の板厚及び局部座屈に対する許容応力度は(2)及び(3)の規定による。ただし、鋼桁の腹板及び鋼床版には適用しない。
- (2) 圧縮応力を受ける補剛板の板厚は、表-4.2.4に示す値以上とする。ただし、架設時のみに一時的な圧縮応力を受ける補剛板の板厚は、式(4.2.2)を満たせばよい。

表-4.2.4 圧縮応力を受ける補剛板の最小板厚

鋼種 鋼材の 板厚 (mm)	SS100 SM100 SMA100W	SM190	SM190Y SM520 SMA190W	SM570 SMA570W
40 以下	$\frac{b}{56fn}$	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{46fn}$	$\frac{b}{40fn}$
40 を超 え 75 以 下	$\frac{b}{58fn}$	b	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{42fn}$
75 を超 え 100 以 下	$\frac{b}{58fn}$	$\frac{b}{50fn}$	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{42fn}$

$$t \geq \frac{b}{80fn} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

ここに、

t : 板厚 (mm)

b : 補剛板の全幅 (mm) (図-4.2.4 参照)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 ($n \geq 2$)

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0$

改定案 (5章)

現行

備考

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 ($n \geq 2$)

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65 \left(\frac{\varphi}{n}\right)^2 + 0.13 \left(\frac{\varphi}{n}\right) + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

σ_1, σ_2 : それぞれ補剛材の両縁での縁応力度 (N/mm^2)。ただし, $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし, 圧縮応力を正とする (図-5.4.5)。

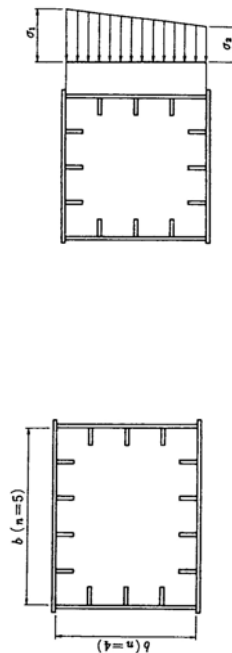


図-5.4.4 補剛材の全幅

図-5.4.5 補剛材の縁応力度

(3) 軸方向圧縮力を受ける両縁を支持された補剛材に生じる圧縮応力度が, 式(5.4.9)による局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を超えない。

$$\sigma_{crit} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crit} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.9)$$

ここに,

σ_{crit} : 局部座屈に対する圧縮応力度の制限値 (N/mm^2)

σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm^2)

ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-5.4.5に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で, 表-5.4.5に示す値とする。

Φ_U : 抵抗係数で, 表-5.4.5に示す値とする。

ρ_{crit} : 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.10)による。式(5.4.10)に用いる幅厚比パラメータ R_R は式(5.4.11)による。

$$\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$$

φ : 応力勾配,

σ_1, σ_2 : それぞれ補剛材の両縁での縁応力度 (N/mm^2)。ただし, $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし, 圧縮応力を正とする (図-4.2.5 参照)。

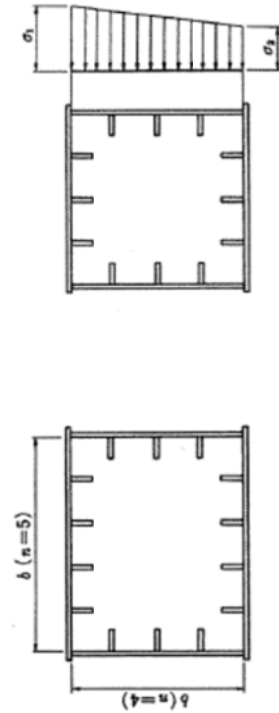


図-4.2.4 補剛材の全幅

図-4.2.5 補剛材の縁応力度

(3) 圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛材の局部座屈に対する許容応力度は, 表-4.2.5に示す値とする。ただし, 橋脚基部等の耐震設計上変形能の確保が要求される部位に用いられる補剛材については, 局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計する。

改定案 (5章)

表-5.4.5 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

(a) SBHS500 及び SBHS500W 以外の場合			
	ξ_1	ξ_2	Φ_{U_i}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

(b) SBHS500 及び SBHS500W の場合			
	ξ_1	ξ_2	Φ_{U_i}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.95 ($R_R/f \leq 0.5$)	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		$R_R/f + 0.45$ ($0.5 < R_R/f \leq 0.55$)	1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	1.00 ($0.55 < R_R/f$)	

$$\rho_{crit} = \begin{cases} 1.00 & (R_R/f \leq 0.5) \\ 1.50 - R_R/f & (0.5 < R_R/f \leq 1.0) \dots \dots (5.4.10) \\ 0.5(f/R_R)^2 & (1.0 < R_R/f) \end{cases}$$

R_R : 幅厚比パラメータ

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk} \cdot 12(1-\mu^2)}{E \cdot \pi^2 k_R}} \dots \dots (5.4.11)$$

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65 \left(\frac{\varphi}{n}\right)^2 + 0.13 \left(\frac{\varphi}{n}\right) + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

現行

表-4.2.5 補剛板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

鋼種 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM190	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140 : \frac{b}{28fn} \leq t$ 140 $-2.6 \left(\frac{b}{tfn} - 28\right) :$ $\frac{b}{56fn} \leq t < \frac{b}{28fn}$ $210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{56fn}$	$185 : \frac{b}{24fn} \leq t$ 185 $-3.9 \left(\frac{b}{tfn} - 24\right) :$ $\frac{b}{48fn} \leq t < \frac{b}{24fn}$ $210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{48fn}$	$210 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 210 $-4.6 \left(\frac{b}{tfn} - 22\right) :$ $\frac{b}{46fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{46fn}$	$255 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 255 $-6.9 \left(\frac{b}{tfn} - 22\right) :$ $\frac{b}{40fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{40fn}$
40 を超え 75 以下	$125 : \frac{b}{28fn} \leq t$ 125 $-2.1 \left(\frac{b}{tfn} - 28\right) :$ $\frac{b}{58fn} \leq t < \frac{b}{28fn}$	$175 : \frac{b}{24fn} \leq t$ 175 $-3.5 \left(\frac{b}{tfn} - 24\right) :$ $\frac{b}{50fn} \leq t < \frac{b}{24fn}$	$195 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 195 $-4.0 \left(\frac{b}{tfn} - 22\right) :$ $\frac{b}{46fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{46fn}$	$245 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 245 $-6.2 \left(\frac{b}{tfn} - 22\right) :$ $\frac{b}{42fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{42fn}$
75 を超え 100 以下	$210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{58fn}$	$210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{50fn}$	$240 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 240 $-3.7 \left(\frac{b}{tfn} - 22\right) :$ $\frac{b}{48fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{48fn}$	$240 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 240 $-6.0 \left(\frac{b}{tfn} - 22\right) :$ $\frac{b}{42fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $210,000 \left(\frac{tfn}{b}\right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{42fn}$

備考

b : 板の固定縁間距離 (mm)

t : 板厚 (mm)

E : ヤング係数 (N/mm²)

μ : ポアソン比

k_R : 座屈係数 (=4 n^2)

n : 補剛材で区切られたパネル数

(4) 縦方向補剛材の鋼種は、補剛される板の鋼種と同等以上のものとする。

(5) (7)により算出された縦方向補剛材 1 個の断面二次モーメント I_t (mm⁴) 及び断面積 A_t (mm²) は、それぞれ式(5.4.12)及び式(5.4.13)を満足しなければならぬ。

$$I_t \geq \frac{bt^3}{11} \cdot \gamma_{t,req} \dots \dots \dots (5.4.12)$$

$$A_t \geq \frac{bt}{10n} \dots \dots \dots (5.4.13)$$

ここに、

t : 補剛材の板厚 (mm)

b : 補剛材の全幅 (mm)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数

$\gamma_{t,req}$: (6)により算出した縦方向補剛材の必要剛比

(6) 縦方向補剛材の必要剛比 $\gamma_{t,req}$ が、1)及び2)を満足する。

1) $\alpha \leq \alpha_0$ かつ (7)により算出した横方向補剛材 1 個の断面二次モーメント I_t (mm⁴) が式(5.4.15)を満足する場合

$$\gamma_{t,req} = 4\alpha^2 n \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta_t) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \left. \begin{array}{l} (t \geq t_0) \\ (t < t_0) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (5.4.14)$$

$$= 4\alpha^2 n (1+n\delta_t) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \quad (t < t_0)$$

$$I_t \geq \frac{bt^3}{11} \cdot \frac{1+n\gamma_{t,req}}{4\alpha^3} \dots \dots \dots (5.4.15)$$

4.2.5 補剛材

(1) 4.2.4の規定により設計される補剛材の補剛材は、次の(2)から(5)までの規定による。

(2) 縦方向補剛材の鋼種は、補剛される板の鋼種と同等以上のものとする。

(3) (5)により算出された縦方向補剛材 1 個の断面二次モーメント I_t (mm⁴) 及び断面積 A_t (mm²) は、それぞれ式(4.2.3)及び式(4.2.4)を満足さなければならぬ。

$$I_t \geq \frac{bt^3}{11} \cdot \gamma_{t,req} \dots \dots \dots (4.2.3)$$

$$A_t \geq \frac{bt}{10n} \dots \dots \dots (4.2.4)$$

ここに

t : 補剛材の板厚 (mm)

b : 補剛材の全幅 (mm)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数

$\gamma_{t,req}$: (4)により算出した縦方向補剛材の必要剛比

(4) 縦方向補剛材の必要剛比 $\gamma_{t,req}$ は次のとおりとする。

1) $\alpha \leq \alpha_0$ かつ (5)により算出した横方向補剛材 1 個の断面二次モーメント I_t (mm⁴) が式(4.2.6)を満足する場合

$$\gamma_{t,req} = 4\alpha^2 n \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta_t) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \left. \begin{array}{l} (t \geq t_0) \\ (t < t_0) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (4.2.5)$$

$$I_t \geq \frac{bt^3}{11} \cdot \frac{1+n\gamma_{t,req}}{4\alpha^3} \dots \dots \dots (4.2.6)$$

2) 1)に規定する以外の場合

$$\gamma_{I,req} = \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2 \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta_I) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t \geq t_0) \quad \dots\dots (5.4.16)$$

$$= \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2 (1+n\delta_I) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t < t_0)$$

ここに,

α : 補剛板の縦横寸法比,

$$\alpha = \frac{a}{b} \quad (\text{図-5.4.6})$$

α_0 : 限界縦横寸法比, $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_I}$

a : 横方向補剛材間隔 (mm)

δ_I : 縦方向補剛材 1 個の断面積比, $\delta_I = \frac{A_I}{bt}$

γ_I : 縦方向補剛材の剛比, $\gamma_I = \frac{I_I}{bt^3} \frac{11}{11}$

t_0 : 表-5.4.6 に示す板厚 (mm)

表-5.4.6 板厚 t_0 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
t_0	$\frac{b}{28fn}$	$\frac{b}{24fn}$	$\frac{b}{22fn}$	$\frac{b}{20fn}$	$\frac{b}{19fn}$

ここに,

f : (2)に示す応力勾配による係数

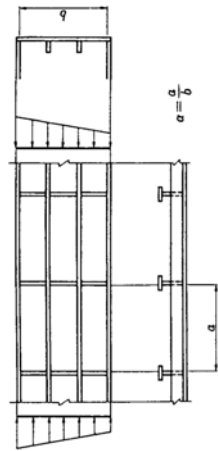


図-5.4.6 補剛板の縦横寸法比 α

2) 1)に規定する以外の場合

$$\gamma_{I,req} = \frac{1}{n} \left\{ \left[2n^2 \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta_I) - 1 \right]^2 - 1 \right\} \quad (t \geq t_0)$$

$$= \frac{1}{n} \left\{ \left[2n^2 (1+n\delta_I) - 1 \right]^2 - 1 \right\} \quad (t < t_0) \quad \dots\dots (4.2.7)$$

ここに,

α : 補剛板の縦横寸法比, $\alpha = \frac{a}{b}$ (図-4.2.6 参照)

α_0 : 限界縦横寸法比, $\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_I}$

a : 横方向補剛材間隔 (mm)

δ_I : 縦方向補剛材 1 個の断面積比, $\delta_I = \frac{A_I}{bt}$

γ_I : 縦方向補剛材の剛比, $\gamma_I = \frac{I_I}{bt^3} \frac{11}{11}$

t_0 : 表-4.2.6 に示す板厚 (mm)

表-4.2.6 板厚 t_0 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
t_0	$\frac{b}{28fn}$	$\frac{b}{24fn}$	$\frac{b}{22fn}$	$\frac{b}{22fn}$

ここに,

f : 4.2.4 に規定する応力勾配による係数

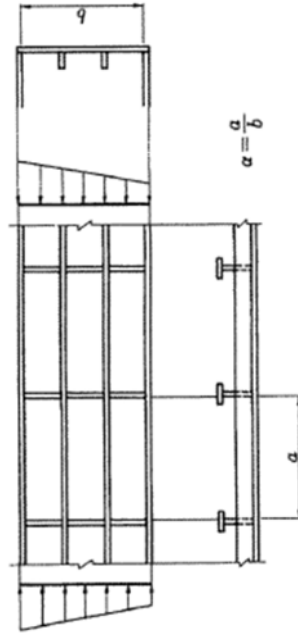


図-4.2.6 補剛板の縦横寸法比 α

改定案 (5章)

現行

備考

(7) 補剛材の断面二次モーメントは、1)又は2)により算出する。
 1) 補剛材が補剛される板の片側に配置されている場合は、補剛される板の補剛材側の表面に関する断面二次モーメントとする。
 2) 補剛材が補剛される板の両側に配置されている場合は、補剛される板の中立面に関する断面二次モーメントとする。

(5) 補剛材の断面二次モーメントは、次のとおり算出する。
 1) 補剛材が補剛される板の片側に配置されている場合は、補剛される板の補剛材側の表面に関する断面二次モーメントとする。
 2) 補剛材が補剛される板の両側に配置されている場合は、補剛される板の中立面に関する断面二次モーメントとする。

(1) この項で対象としているのは、(4)から(7)の規定を満足する補剛材が等間隔に配置されている補剛板である。鋼桁の腹板のように不等間隔に補剛材が配置される場合はこの項の対象外となる。鋼床版については、11.8の規定に従う場合、(4)から(7)に規定されるより大きい剛度のリブが配置され局部座屈に対して安全な設計となっているため、この条文を適用する必要がある。また、コンクリート系床版等によって、構造上、補剛板の局部座屈が防止されている場合には、必ずしもこの条文による必要はない。

4.2.4及び4.2.5
 (1) 4.2.4は補剛板について最小板厚と局部座屈に対する許容応力度を定めたものであるが、この条文で対象としているのは、4.2.5の規定を満たす補剛材が等間隔に配置されている補剛板であり、鋼桁の腹板のように不等間隔に補剛材が配置される場合はこの条文的対象外としている。また、鋼床版については、通常、4.2.5に規定される剛度より大きい剛度のリブが配置され局部座屈に対して安全な設計となっているため、この条文による局部座屈の照査を行う必要はなく、 σ_{all} は σ_{all} にとつてよい。またコンクリート床版等によって補剛板の局部座屈が十分に防止されている場合には、必ずしもこの条文による必要はない。

(2) 補剛板に使用される板要素は一般に板厚が小さく溶接による初期変形、残留応力等の初期不整の影響が大きいこと、また補剛材は板の面縁支持条件を満足するほど十分に剛ではないこと等から、補剛板を面縁支持板と同じように扱うのは必ずしも妥当ではない。このようなことから、この編では、既往の実験結果⁹⁾等に基づき補剛板の局部座屈に対する圧縮応力度の制限値及び補剛材の必要剛比を規定している(図-解5.4.6)。

(2) 補剛板についても、面縁支持板の場合と同じく、最小板厚、局部座屈に対する許容応力度がそれぞれ表-4.2.4及び表-4.2.5に与えられている。架設時のみに一時的に圧縮力を受ける補剛板の最小板厚は式(4.2.2)を満たせばよい。なお、表-4.2.5に規定した補剛板の局部座屈に対する許容応力度は、4.2.2及び4.2.3の解説に述べたのと同様に、局部座屈を考慮した部材の許容応力度を算出するための値であることに注意する必要がある。

式(5.4.14)を満足する補剛材必要剛比は、これまでの示方書の考え方が踏襲され、補剛板の全体座屈に関する幅厚比パラメータと局部座屈に関する幅厚比パラメータとの関係から式(解5.4.2)で与えられている。

$$\frac{\sigma_{\text{cr}}}{\sigma_y} = 1.0 \quad (R_R \leq 0.5)$$

$$\frac{\sigma_{\text{cr}}}{\sigma_y} = 1.5 - R_R \quad (0.5 < R_R \leq 1.0) \quad \dots\dots\dots (解 4.2.3)$$

$$\frac{\sigma_{\text{cr}}}{\sigma_y} = 0.5/R_R^2 \quad (1.0 < R_R)$$

$$R_F = 0.5 \quad (R_R \leq 0.5)$$

$$R_F = R_R \quad (R_R > 0.5)$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (解 5.4.2)$$

$$k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_1}{\alpha^2(1+n\delta_1)} \quad (\alpha \leq \alpha_0)$$

R_F : 補剛板の全体座屈に関する幅厚比パラメータ

k_F : 座屈係数

n : 補剛材で区切られるパネル数

改定案 (5章)

$$k_F = \frac{2(1 + \sqrt{1 + n\gamma_1})}{1 + n\delta_1} \quad (\alpha > \alpha_0)$$

γ_1 : 縦方向補剛材の剛比

δ_1 : 補剛材断面積比

(3) この示方書では、軸方向圧縮力を受ける補剛板の限界状態が、図-解 5.4.6 に示す基準耐荷力曲線を基に、限界幅厚比パラメータを関として異なるとしている。

幅厚比パラメータが小さい領域では、補剛板は、軸方向圧縮力の増加に対して降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく実構造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態3ととらえている。一方、幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して補剛板全体が降伏強度に達する前に軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生し、それとほぼ同時に、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。

図-解 5.4.6 補剛板の基準耐荷力曲線

現行

また、式 (解 4.2.3) を満たす補剛材必要剛比は次式で与えられる。

$$R_F = 0.5 \quad (R_F \leq 0.5)$$

..... (解 4.2.4)

$$R_F = R_g \quad (R_F > 0.5)$$

ここに、

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{12(1 - \mu^2)}{\pi^2 k_F}$$

$$k_F = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + n\gamma_1}{\alpha^2(1 + n\delta_1)} \quad (\alpha \leq \alpha_0)$$

$$k_F = \frac{1 + n\delta_1}{2(1 + \sqrt{1 + n\gamma_1})} \quad (\alpha > \alpha_0)$$

γ_1 : 縦方向補剛材の剛比

δ_1 : 補剛材断面積比

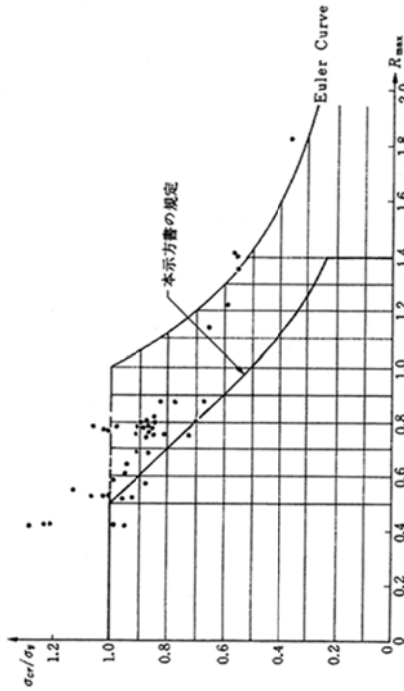


図-解 4.2.4 補剛板の基準耐荷力曲線

補剛板に使用される板要素は一般に板厚が小さく溶接による初期変形、残留応力等の初期不整の影響が大きいこと、また補剛材は板の両縁支持条件を満たすほど十分に剛ではないこと等から、補剛板を両縁支持板と同じように扱うのは必ずしも妥当ではない。このようなことから本編では、既往の実験結果¹⁾等に基づき補剛板の許容応力度及び補

備考

改定案（5章）	現行	備考
<p>(6) 補剛板に垂直応力に加えてせん断応力が作用する場合は、両縁支持板の場合と同じく、式(解 5.4.1)により安全性を照査する必要がある。この場合、垂直応力度に対して部材としての性能を満足していること、及び必要に応じてせん断強度と垂直応力度の合成応力度の照査を満足していることが前提条件となる。このとき、照査は補剛材で囲まれたパネルについて行えばよい。5.4.3に基づいて設計された補剛板の場合、図-解 5.4.4 の a、b はそれぞれ補剛材中心間隔をとってよい。</p>	<p>剛材の必要剛比を規定している（図-解 4.2.4 参照）。本編の基準耐荷力曲線は R が小さい領域では図-解 4.2.4 に示された実験値をほぼ安全側にカバーするように、また R が大きい領域では両縁支持板の場合と同じく、補剛板の面外変形、剛度の低下が生じやういことを考慮して安全側に定めている。</p> <p>また、耐震設計編において、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚に関しては本編によらずとも、脆性的な破壊を防止変形能が確保できる構造とする旨が規定されている。これを受けて本条文では、鋼製橋脚の基部等のように、耐震設計上変形能の確保が要求される部位の補剛板については、変形能の確保を図るために局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲（式（解 4.2.3）及び式（解 4.2.4）において $R_p \leq 0.5$ の場合）で部材寸法を設計するものとしている。</p> <p>本規定は変形能を確保するための必要条件を示したものであり、構造細目については耐震設計編の規定に従う。鋼製橋脚の基部以外にも変形能を確保することが必要と判断される構造部位においては、適宜耐震設計編の規定を参考にして設計するのが望ましい。また、既存の調査研究等によれば、補剛板を構成する板要素の座屈パラメータや補剛材の必要剛比を制限することにより、より高い変形能を期待できることが明らかになっている。これらの構造についても耐震設計編の規定に従い所要の性能が確保されている場合には用いてもよい。</p> <p>なお、耐震設計編に規定するコンクリートを充てんした鋼製橋脚については、この限りでない。</p> <p>(4) 補剛板が垂直応力に加えてせん断応力を受ける場合は、両縁支持板の場合と同じく、式（解 4.2.2）により安全性を照査する必要がある。この場合、垂直応力度に対して部材としての設計を満足していること、及び必要に応じてせん断強度と垂直応力度の合成応力度の照査を行うことが前提条件となる。また、照査は補剛材で囲まれたパネルについて行えばよい。4.2.4 及び 4.2.5 に基づいて設計された補剛板の場合、図-解 4.2.3 の a、b はそれぞれ補剛材中心間隔をとってよい。</p>	

改定案 (5章)	現行	備考
<p>(6) 補剛板に垂直応力に加えてせん断応力が作用する場合は、両縁支持板の場合と同じく、式(解 5.4.1)により安全性を照査する必要がある。この場合、垂直応力度に対して部材としての性能を満足していること、及び必要に応じてせん断強度と垂直応力度の合成応力度の照査を満足していることが前提条件となる。このとき、照査は補剛板で囲まれたパネルについて行えばよい。5.4.3に基づいて設計された補剛板の場合、図-解 5.4.4 の a、b はそれぞれ補剛材中心間隔をとってよい。</p>	<p>鋼材の必要剛比を規定している (図-解 4.2.4 参照)。本編の基準耐荷力曲線は R が小さい領域では図-解 4.2.4 に示された実験値をほぼ安全側にカバーするように、また R が大きい領域では両縁支持板の場合と同じく、補剛板の面外変形、剛度の低下が生じやういことを考慮して安全側に定めている。</p> <p>また、耐震設計編において、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚に関しては本編によらずとも、脆性的な破壊を防止変形能が確保できる構造とする旨が規定されている。これを受けて本条文では、鋼製橋脚の基部等のように、耐震設計上変形能の確保が要求される部位の補剛板については、変形能の確保を図るために局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲 (式 (解 4.2.3) 及び式 (解 4.2.4) において $R_p \leq 0.5$ の場合) で部材寸法を設計するものとしている。</p> <p>本規定は変形能を確保するための必要条件を示したものであり、構造細目については耐震設計編の規定に従う。鋼製橋脚の基部以外にも変形能を確保することが必要と判断される構造部位においては、適宜耐震設計編の規定を参考にして設計するのが望ましい。また、既存の調査研究等によれば、補剛板を構成する板要素の座屈パラメータや補剛材の必要剛比を制限することにより、より高い変形能を期待できることが明らかになっている。これらの構造についても耐震設計編の規定に従い所要の性能が確保されている場合には用いてもよい。</p> <p>なお、耐震設計編に規定するコンクリートを充てんした鋼製橋脚については、この限りでない。</p> <p>(4) 補剛板が垂直応力に加えてせん断応力を受ける場合は、両縁支持板の場合と同じく、式 (解 4.2.2) により安全性を照査する必要がある。この場合、垂直応力度に対して部材としての設計を満足していること、及び必要に応じてせん断強度と垂直応力度の合成応力度の照査を行うことが前提条件となる。また、照査は補剛板で囲まれたパネルについて行えばよい。4.2.4 及び 4.2.5 に基づいて設計された補剛板の場合、図-解 4.2.3 の a、b はそれぞれ補剛材中心間隔をとってよい。</p>	
<p>5.4.4 軸方向圧縮力を受ける部材</p> <p>(1) 軸方向圧縮力を受ける部材に生じる圧縮応力度が、式(5.4.17)による軸方向圧縮応力度の制限値を超えない場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> $\sigma_{cnd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{org} \cdot \rho_{chl} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots \dots (5.4.17)$	<p>3.2 鋼材の許容応力度</p> <p>3.2.1 構造用鋼材の許容応力度</p> <p>(2) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式 (3.2.1) により算出した値とする。</p> $\sigma_{ca} = \sigma_{crg} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cra} \quad \dots \dots (3.2.1)$ <p>ここに、 σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²) σ_{crg} : 表-3.2.2(a), (b) に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向</p>	
		<p>II-5-51</p>

改定案 (5章)

ここに、
 σ_{end} : 軸方向圧縮応力の制限値 (N/mm²)
 σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)
 ρ_{erg} : 柱としての全体座屈に対する圧縮応力の特性値に関する補正係数で式(5.4.18)及び式(5.4.19)により算出する。式(5.4.18)及び式(5.4.19)に用いる細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は式(5.4.20)による。

(溶接箱形断面以外の場合)

$$\rho_{erg} = \begin{cases} 1.00 & (\bar{\lambda} \leq 0.2, 0.29^{(1)}) \\ 1.109 - 0.545\bar{\lambda} & (0.2, 0.29^{(1)} < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ \frac{1}{0.773 + \bar{\lambda}^2} & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{cases} \dots (5.4.18)$$

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

(溶接箱形断面の場合)

$$\rho_{erg} = \begin{cases} 1.00 & (\bar{\lambda} \leq 0.2, 0.34^{(1)}) \\ 1.059 - 0.258\bar{\lambda} - 0.19\bar{\lambda}^2 & (0.2, 0.34^{(1)} < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ 1.427 - 1.039\bar{\lambda} + 0.223\bar{\lambda}^2 & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{cases} \dots (5.4.19)$$

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E}} \cdot \frac{l}{r} \dots (5.4.20)$$

l : 部材の有効座屈長 (mm)

r : 部材の断面二次半径 (mm)

$$r = \sqrt{I/A_{mk}}$$

I : 断面二次モーメント (mm⁴)

E : ヤング係数 (N/mm²)

現行

圧縮応力 (N/mm²)
 σ_{csl} : 4.2.2 から 4.2.4 及び 15.3 に規定する局部座屈に対する
 許容応力 (N/mm²)
 σ_{cso} : 表-3.2.2(a), (b) に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向
 圧縮応力の上限値 (N/mm²)

表-3.2.2(a) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力 (N/mm²)
 (溶接箱形断面以外の場合)

鋼種 厚さ (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82(\frac{l}{r} - 18): 18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2}$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2(\frac{l}{r} - 16): 16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + (\frac{l}{r})^2}$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5(\frac{l}{r} - 15): 15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + (\frac{l}{r})^2}$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1(\frac{l}{r} - 18): 18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + (\frac{l}{r})^2}$ $67 < \frac{l}{r}$
40 をこえ 75 以下	$125: \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68(\frac{l}{r} - 19): 19 < \frac{l}{r} \leq 96$ $\frac{1,200,000}{7,300 + (\frac{l}{r})^2}$ $96 < \frac{l}{r}$	$175: \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1(\frac{l}{r} - 16): 16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $\frac{1,200,000}{5,300 + (\frac{l}{r})^2}$ $82 < \frac{l}{r}$	$195: \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3(\frac{l}{r} - 15): 15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{4,700 + (\frac{l}{r})^2}$ $77 < \frac{l}{r}$	$245: \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0(\frac{l}{r} - 17): 17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,600 + (\frac{l}{r})^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
75 をこえ 100 以下	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3(\frac{l}{r} - 16): 16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + (\frac{l}{r})^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9(\frac{l}{r} - 17): 17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + (\frac{l}{r})^2}$ $69 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3(\frac{l}{r} - 16): 16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + (\frac{l}{r})^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9(\frac{l}{r} - 17): 17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + (\frac{l}{r})^2}$ $69 < \frac{l}{r}$

l : 部材の有効座屈長 (mm)
 r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)

備考

改定案 (5章)

- A_{hk} : 照査断面の有効断面積 (mm²)
- ρ_{crit} : 5.4.1から5.4.3及び19.8.1に規定する局部座屈に対する特性値に関する補正係数で、部材を構成する全ての板部材又は鋼管部材のうち、最も小さい値を用いる。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.7に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.7に示す値とする。ただし、局部座屈に関しては、部材を構成する全ての板部材のうち、 ρ_{crit} が最も小さい局部座屈に対する係数を用いる。
- Φ_U : 抵抗係数で、表-5.4.7に示す値とする。

表-5.4.7 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

(a) 両縁支持板及び自由突出板の場合

- i) 幅厚比パラメータ $R \leq 0.7$ かつ細長比パラメータ $\lambda \leq 0.2$, 0.29^1 , 0.34^2

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		0.95 ¹⁾²⁾	1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00		
合			

注：1) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外
2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

- ii) 幅厚比パラメータ $R \leq 0.7$ かつ細長比パラメータ $\lambda > 0.2$, 0.29^1 , 0.34^2

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00		
合			

注：1) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外
2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

現行

表-3.2.2 (b) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
(溶接箱形断面の場合)

種別 (mm)	SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40	$140 - \frac{l}{r} \leq 18$	$185 - \frac{l}{r} \leq 16$	$210 - \frac{l}{r} \leq 15$	$235 - \frac{l}{r} \leq 19$
以下	$140 - 0.37 \left(\frac{l}{r} - 0.0085 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 21 \right)$ $18 - \frac{l}{r} \leq 92$	$185 - 0.60 \left(\frac{l}{r} - 0.0093 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18 \right)$ $16 - \frac{l}{r} \leq 79$	$210 - 0.73 \left(\frac{l}{r} - 0.0096 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 17 \right)$ $15 - \frac{l}{r} \leq 75$	$235 - 1.01 \left(\frac{l}{r} - 0.0101 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23 \right)$ $19 - \frac{l}{r} \leq 67$
40	$140 - 0.4 \left(\frac{l}{r} - 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 39 \right)$ $92 - \frac{l}{r}$	$185 - 2.4 \left(\frac{l}{r} - 0.0027 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 32 \right)$ $79 - \frac{l}{r}$	$210 - 2.9 \left(\frac{l}{r} - 0.0029 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30 \right)$ $75 - \frac{l}{r}$	$235 - 4.2 \left(\frac{l}{r} - 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31 \right)$ $67 - \frac{l}{r}$
40		$195 - \frac{l}{r} \leq 16$	$195 - \frac{l}{r} \leq 16$	$245 - \frac{l}{r} \leq 19$
を		$195 - 0.65 \left(\frac{l}{r} - 0.0096 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18 \right)$	$195 - 0.65 \left(\frac{l}{r} - 0.0096 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18 \right)$	$245 - 0.96 \left(\frac{l}{r} - 0.0101 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23 \right)$
超		$175 - \frac{l}{r} \leq 16$	$16 - \frac{l}{r} \leq 77$	$19 - \frac{l}{r} \leq 69$
え		$175 - 0.55 \left(\frac{l}{r} - 0.0090 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18 \right)$	$195 - 2.7 \left(\frac{l}{r} - 0.0028 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33 \right)$ $77 - \frac{l}{r}$	$245 - 4.0 \left(\frac{l}{r} - 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31 \right)$ $69 - \frac{l}{r}$
75	$125 - 0.33 \left(\frac{l}{r} - 0.0077 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23 \right)$ $20 - \frac{l}{r} \leq 96$	$16 - \frac{l}{r} \leq 82$	$190 - \frac{l}{r} \leq 16$	$240 - \frac{l}{r} \leq 19$
を	$125 - 1.4 \left(\frac{l}{r} - 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 40 \right)$ $96 - \frac{l}{r}$	$190 - 0.62 \left(\frac{l}{r} - 0.0093 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18 \right)$ $82 - \frac{l}{r}$	$190 - 0.62 \left(\frac{l}{r} - 0.0093 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18 \right)$	$240 - 0.93 \left(\frac{l}{r} - 0.0101 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 22 \right)$
超		$16 - \frac{l}{r} \leq 78$	$190 - 2.4 \left(\frac{l}{r} - 0.0027 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33 \right)$ $78 - \frac{l}{r}$	$19 - \frac{l}{r} \leq 69$
え		$190 - 2.4 \left(\frac{l}{r} - 0.0027 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33 \right)$ $78 - \frac{l}{r}$		$240 - 3.7 \left(\frac{l}{r} - 0.0031 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30 \right)$ $69 - \frac{l}{r}$
100				
以下				
備考	l : 部材の有効座屈長 (mm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

改定案（5章）

現行

備考

iii) 幅厚比パラメータ $R > 0.7$ かつ細長比パラメータ $\lambda \leq 0.2, 0.29^{2)}, 0.34^{3)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の 組合せを考慮する場合	0.90	局部座屈の 部材・構造係 数 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場 合	1.00		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場 合	1.00		

注：1) 5.4.1 及び 5.4.2 に規定する ξ_2

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

3) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

iv) 幅厚比パラメータ $R > 0.7$ かつ細長比パラメータ $\lambda > 0.2, 0.29^{2)}, 0.34^{3)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の 組合せを考慮する場合	0.90	局部座屈の 部材・構造係 数 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場 合	1.00		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場 合	1.00		

注：1) 5.4.1 及び 5.4.2 に規定する ξ_2

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

3) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

(b) 補剛板の場合

i) 幅厚比パラメータ $R \leq 0.5$ かつ細長比パラメータ $\lambda \leq 0.2, 0.29^{1)}, 0.34^{2)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の 組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾²⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場 合	1.00		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場 合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

改定案（5章）

現行

備考

ii) 幅厚比パラメータ $R \leq 0.5$ かつ細長比パラメータ $\lambda > 0.2$, $0.29^{1)}$, $0.34^{2)}$

ζ_1	ζ_2	Φ_U
0.90	1.00	0.85
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合		
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
合		
1.00		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
合		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外
2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

iii) 幅厚比パラメータ $R > 0.5$ かつ細長比パラメータ $\lambda \leq 0.2$, $0.29^{2)}$, $0.34^{3)}$

ζ_1	ζ_2	Φ_U
0.90	局部座屈の部材・構造係数 ¹⁾	0.85
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合		
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
合		
1.00		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
合		

注：1) 5.4.3 に規定する ζ_2
2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外
3) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

iv) 幅厚比パラメータ $R > 0.5$ かつ細長比パラメータ $\lambda > 0.2$, $0.29^{2)}$, $0.34^{3)}$

ζ_1	ζ_2	Φ_U
0.90	局部座屈の部材・構造係数 ¹⁾	0.85
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合		
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
合		
1.00		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
合		

注：1) 5.4.3 に規定する ζ_2
2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外
3) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

軸方向圧縮力を受ける部材では、部材を構成する板の局部座屈と部材の全体座屈のいずれ

改定案 (5章)

かが生じる状態、又は板の局部座屈及び部材の全体座屈の連成座屈が生じる状態が限界状態3と考えることができる。部材を構成する板要素や部材自体の、幅厚比パラメータや細長比パラメータにより限界状態が異なることから、今回の改定においてもこれまでの示方書と同様に、これらのパラメータの影響が考慮された規定となっている。

すなわち、細長比パラメータ及び幅厚比パラメータが小さい領域では、軸方向圧縮力の増加に対して部材は降伏強度付近で軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生することで可逆性を失う。ただし、軸方向変位及び面外変位に非線形性が発生したのちの挙動については明確でなく実構造物では様々な不確実性があることを考慮し、この示方書ではこの状態を限界状態3ととらえている。一方、細長比パラメータ又は幅厚比パラメータが大きい領域では、軸方向圧縮力の増加に伴って部材全体が降伏強度に達する前に面外変形が生じ、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。

軸方向圧縮力を受ける部材の圧縮応力度の制限値は、式(5.4.18)及び式(5.4.19)に示す圧縮部材の不完全性を考慮した耐荷力曲線に基づいて定めている。

圧縮部材の不完全性を考慮して初期曲がり、荷重の偏心、残留応力、部材断面内における降伏点のばらつき等を考慮に入れた耐荷力を、文献②等の方法によって計算することができる。これらの不完全性の各種組合せに対して、細長比に対応する耐荷力を計算すると、部材断面ごとの耐荷力曲線を求めることができる。この場合、降伏点 σ_y を基準にして、この曲線を無次元化して表すと、全ての鋼種の耐荷力曲線を統一することができる。

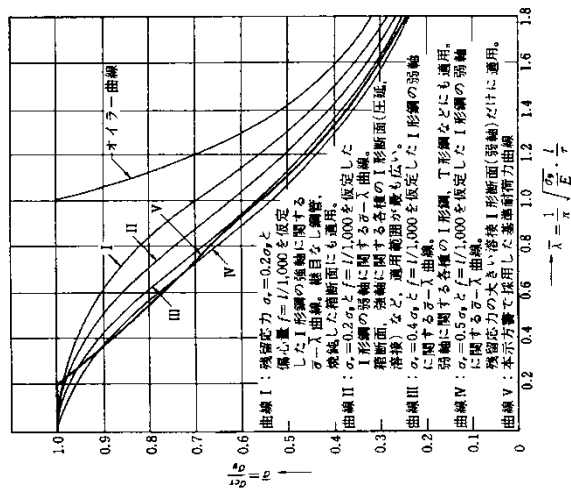


図-解 5.4.7 耐荷力曲線

現行

備考

(2) 許容軸方向圧縮応力度

表-3.2.2(a)及び表-3.2.2(b)に示される局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度は、圧縮部材の不完全性を考慮した耐荷力曲線に基づいて定めている。

圧縮部材の不完全性を考慮して初期曲がり、荷重の偏心、残留応力、部材断面内における降伏点のばらつき等を考慮に入れた耐荷力を、文献②等の方法によって計算することができる。これらの不完全性の各種組合せに対して、細長比に対応する耐荷力を計算すると、部材断面ごとの耐荷力曲線を求めることができる。この場合、降伏点 σ_y を基準にして、この曲線を無次元化して表すと、鋼種に無関係な耐荷力曲線に統一することができる。

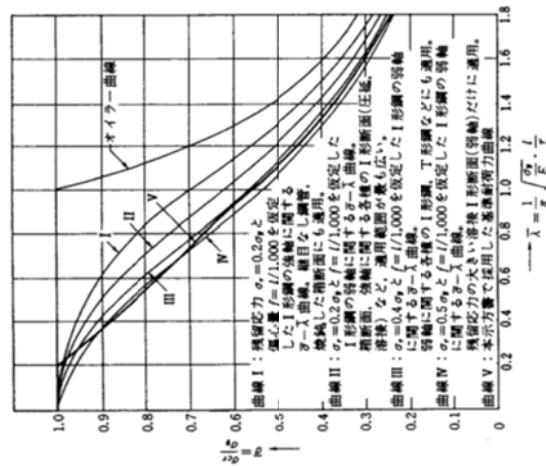


図-解 3.2.1 表-3.2.2(a)の許容応力度の基本とした耐荷力曲線

改定案（5章）	現行	備考
<p>G. Schulz は次の2つの条件に基づいて多数の耐力曲線を計算し、それらの妥当性を実験（ヨーロッパ鋼構造協会連合、VIII技術委員会で実施）によって確認している。</p> <p>i) 避けられない部材の初期曲がりとして、その中央で $f=1/1,000$ (f は部材長) のたわみをもつ正弦形のもの を考慮する。この $1/1,000$ という値は、上記VIII技術委員会の第2小委員会で1966年12月に採択された値である。</p> <p>ii) 多数の試験体について行った測定結果に基づいて、残留応力の分布は断面形状に応じて直線形又は放物線形のもの を、また残留応力の大きさは $\sigma_r = (0.3 \sim 0.7) \sigma_y$ を考慮する。</p> <p>部材断面として実際に多く用いられる各種のI形断面、T形断面、箱形断面及びパイプ断面について、上記の条件のもとで、多数の耐力曲線が求められている²⁾。これらの耐力曲線は部材の断面形状、残留応力の大きさ、座屈軸等により、圧縮力を受けた場合の塑性化の進展状況が異なるため、かなり大きな差異が生じる。G. Schulz は図5.4.7に示す4本の曲線で代表させることを提案している。曲線I～IVの計算実験等²⁾によって確認された適用範囲とを図5.4.7に略記した。</p>	<p>G. Schulz は次の3つの条件に基づいて多数の耐力曲線を計算し、それらの妥当性を実験（ヨーロッパ鋼構造協会連合、VIII技術委員会で実施）によって確認している。</p> <p>1) 避けられない部材の初期曲がりとして、その中央で $f=1/1,000$ (f は部材長) のたわみをもつ正弦形のもの を考慮する。この $1/1,000$ という値は、上記VIII技術委員会の第2小委員会で1966年12月に採択された値である。</p> <p>2) 多数の試験体について行った測定結果に基づいて、残留応力の分布は断面形状に応じて直線形又は放物線形のもの を、また残留応力の大きさは $\sigma_r = (0.3 \sim 0.7) \sigma_y$ を考慮する。</p> <p>3) 部材の両端はピン支点とし荷重は偏心なく作用するものとする。これは部材端の支持条件をも同時に考慮すると、代表的な耐力曲線を求めることが煩雑になるからである。</p> <p>部材断面として実際に多く用いられる各種のI形断面、T形断面、箱形断面及びパイプ断面について、上記の条件のもとで、多数の耐力曲線が求められている²⁾。これらの耐力曲線は部材の断面形状、残留応力の大きさ、座屈軸等により、圧縮力を受けた場合の塑性化の進展状況が異なるため、かなり大きな差異が生じる。G. Schulz はこれらを図-解3.2.1に示す4本の曲線で代表させることを提案している。曲線I～IVの計算実験等²⁾によって確認された適用範囲とを図-解3.2.1に略記した。</p> <p>図-解3.2.1に示したように、断面形状等に応じて適当な耐力曲線を用いれば経済的な設計ができるが、これまで、設計の簡略化を図るために、一つの耐力曲線だけを用いることとし、基準耐力曲線として図-解3.2.1の4本の曲線のほぼ下限値に相当する式（解3.2.1）が採用されていた。</p>	
<p>図-解5.4.7に示したように、断面形状等に応じて適当な耐力曲線を用いれば経済的な設計ができるが、従来から、設計の簡略化を図るために、1つの耐力曲線だけを用いることとし、図-解5.4.7の4本の曲線のほぼ下限値に相当する式(5.4.18)が採用されていた。前回の改定では、設計の合理化の観点から、この耐力曲線に加えて、圧縮部材として一般的に使用されている溶接箱形断面を対象として式(5.4.19)の耐力曲線が新たに規定された。この耐力曲線は、既往の耐力実験・解析結果^{8)から11)}を踏まえて、矩形断面形状の溶接箱形断面（矩形断面の4辺を溶接接合した部材）を対象として、初期不整形として残留応力と初期曲がりを考慮した場合の耐力曲線の下限値を基に設定したものである。耐力曲線の設定には、残留応力として既往の計測結果に基づき $0.25\sigma_y$ を、初期曲がりとして20.7.2に規定される $f=1/1,000$ を考慮している。</p>	<p>ここに、$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_{\sigma}}{\sigma_y}$, $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot l}{E \cdot I}}$</p> <p>今回の改定では、構造の合理化の観点から、この基準耐力曲線に加えて、圧縮部材において一般的に使用されている溶接箱形断面を対象として式（解3.2.2）の基準耐力曲線を新たに設定している。</p>	$\bar{\sigma} = 1.0 \quad (\bar{\lambda} \leq 0.2)$ $\bar{\sigma} = 1.109 - 0.545\bar{\lambda} \quad (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \quad (\text{解 } 3.2.1)$ $\bar{\sigma} = 1.0 / (0.773 + \bar{\lambda}^2) \quad (1.0 < \bar{\lambda})$

改定案 (5章)

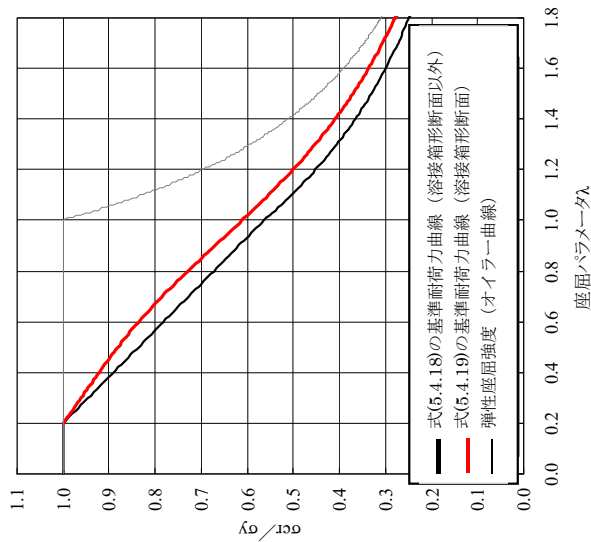


図-解 5.4.8 軸方向圧縮力を受ける部材の基準耐力曲線

現行

$$\begin{aligned} \bar{\sigma} &= 1.0 && (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ \bar{\sigma} &= 1.059 - 0.258\bar{\lambda} - 0.19\bar{\lambda}^2 && (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ \bar{\sigma} &= 1.427 - 1.039\bar{\lambda} + 0.223\bar{\lambda}^2 && (1.0 < \bar{\lambda}) \end{aligned} \quad (\text{解 } 3.2.2)$$

この基準耐力曲線は、既往の研究成果^{4), 5)}により、溶接箱形断面 (矩形断面の 4 辺を溶接接合した部材) を対象として、初期不整として残留応力と初期曲がり を考慮した場合の耐力の下限値を基に設定したものである。基準耐力曲線の設定には、残留応力として既往の計測結果に基づき $0.25\sigma_y$ を、初期曲がりとして 18.3.2 に規定される $f/1,000$ を考慮している。

許容軸方向圧縮応力度は、上記の基準耐力曲線に対して安全率 1.7 をとり定めることを基本方針としている。

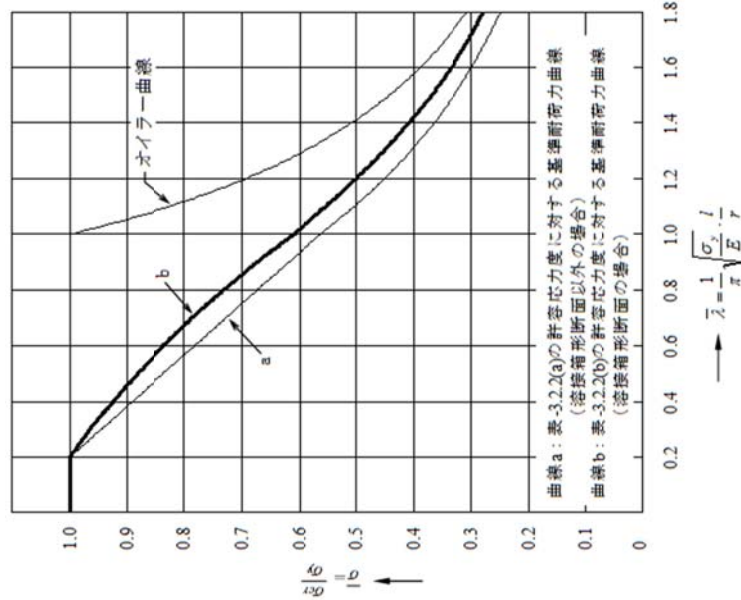


図-解 3.2.2 表-3.2.2 の許容応力度に対する基準耐力曲線

備考

SM570 及び SMA570W については、その許容軸方向圧縮応力値の上限値を約 4% 低い値におさえており、 $\bar{\epsilon}$ が小さい領域では安全率は 1.7 より大きくとっている（図-解 3.2.3 参照）。

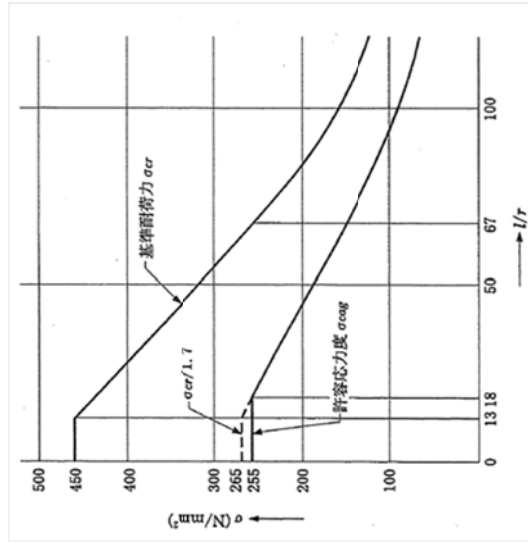


図-解 3.2.3 SM570, SMA570W の許容軸方向圧縮応力値
（溶接箱形断面以外かつ板厚 40mm 以下の場合）

なお、軸方向圧縮部材は一般に自重の影響を無視して設計してよいが、水平又はこれに近い状態で配置され、しかも l/r の大きい部材については、ごくまれに自重の影響を考慮する必要があるので注意しなければならない。ただし、片側ガゼットで取り付けられ偏心圧縮力を受ける山形又は T 形断面部材に対して 5.4.13 の規定を用いて設計する場合や鋼管部材のうちで製造管に属するものについては、 l/r にかかわらず自重の影響を無視することができる。これは、前者の場合、偏心の影響が卓越するので自重の影響は無視できると考えられ、また後者の場合、制限値そのものが製造管を対象とし、安全側の値をとっていることによるものである。しかし、ごくまれな用例として、両側にガゼットを設け通常中心圧縮部材と考えられるような部材で、しかも l/r が 70 程度を超えるような部材に対しては、自重による影響を考慮して設計する必要がある。この場合、軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材として設計する。有効座屈長 l については各章の規定によるが、規定されていない場合は表-解 5.4.1 を参考に $l = \beta \cdot L$ により求めることができる。

なお、軸方向圧縮部材は一般に自重の影響を無視して設計してよいが、水平又はこれに近い状態で配置され、しかも l/r の大きい部材については、ごくまれに自重の影響を考慮する必要があるので注意しなければならない。ただし、片側ガゼットで取付けられ偏心圧縮力を受ける山形又は T 形断面部材に対して 4.5 の規定を用いて設計する場合や鋼管部材のうちで製造管に属するものについては、 l/r にかかわらず自重の影響を無視することができる。これは、前者の場合偏心の影響が卓越するので自重の影響は無視できると考えられ、また後者の場合許容応力値そのものが製造管を対象とし、安全側の値をとっていることによるものである。しかし、ごくまれな用例として、両側にガゼットを設け通常中心圧縮部材と考えられるような部材で、しかも l/r が 70 程度を超えるような部材に対しては、自重による影響を考慮して設計する必要がある。この場合軸方向力と曲げモーメントを受ける部材として 4.3 の規定により設計する。有効座屈長 l については各章の規定によるが、規定されていない場合は表-解 3.2.2 を参考に $l = \beta \cdot L$ に

改定案 (5章)

軸方向圧縮応力度の制限値を示す式(5.4.17)は、上記により算出した局部座屈を考慮しない圧縮応力度の特性値 σ_{ex} ・ σ_{yk} に対して、更に部材を構成する板の局部座屈の影響を ρ_{eff} によって考慮して、それに部分係数を乗じて部材としての圧縮応力度の制限値 σ_{end} を与えたものである。5.4.1, 5.4.2及び5.4.3に規定される板及び補剛板の局部座屈に対する圧縮応力度の特性値が σ_{yk} に等しい場合、すなわち、局部座屈の影響を考慮しなくてよい場合(部材を構成する板要素の ρ_{eff} の最小値が1.0の場合)は、部材の圧縮応力度の制限値 $\sigma_{end} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_L \cdot \rho_{ex} \cdot \sigma_{yk}$ と考えてよい。

しかし、局部座屈に対する圧縮応力度の特性値が σ_{yk} を下回る場合、すなわち、局部座屈の影響を考慮しなければならない場合(部材を構成する板要素の ρ_{eff} の最小値が1.0未満の場合)は、柱としての全体座屈と局部座屈が連成して部材の座屈強度は両者を下回るものがある。この場合、部材の座屈強度が両者をどの程度下回るかは、部材の剛性、それを構成する板の剛性等により異なるが、ここではこれまでの示方書において考慮されていた、柱としての座屈強度と局部座屈強度の積で連成座屈強度を評価する積公式の考え方が踏襲され、式(5.4.17)のように定められた。

また、圧縮力に対して照査する断面の有効断面積は、普通ボルト孔、ピン孔等は除いた総断面積としてよい。

表-解 5.4.1 柱の有効座屈長 L：部材長

座屈系が点線のような場合	1	2	3	4	5	6
β の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
β の推論値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

材端条件	回転に対して	水平変位に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由

現行

より求めることができる。

式(3.2.1)は、上記により算出した局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 $\sigma_{c,RC}$ に対して、更に部材を構成する板の局部座屈の影響を考慮して、部材としての許容軸方向圧縮応力度 σ_{ca} を与えたものである。4.2.2, 4.2.3及び4.2.4に規定する板及び補剛板の局部座屈に対する許容応力度 σ_{ca1} が $\sigma_{c,RC}$ に等しい場合、すなわち局部座屈の影響を考慮しなくてよい場合は、部材の許容軸方向圧縮応力度 σ_{ca} は $\sigma_{c,RC}$ をとってよい。

表-解 3.2.2 柱の有効座屈長 L：部材長(mm)

座屈系が点線のような場合	1	2	3	4	5	6
β の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
β の推論値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

材端条件	回転に対して	水平変位に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由

しかしながら σ_{ca1} が $\sigma_{c,RC}$ を下回る場合、すなわち局部座屈の影響を考慮しなければ

改定案 (5章)

備考

図-解 5.4.9 軸方向圧縮力を受ける部材の部分係数

ならない場合は、柱としての座屈と局部座屈が連成して部材の座屈強度は両者を下回る
ことがある。この場合、部材の座屈強度が両者をどの程度下回るかは、部材の剛性、そ
れを構成する板の剛性等により異なるが、ここでは安全側をとり、また従来の示方書の
考え方に従い、式 (3.2.1) のように定めている。

5.4.5 軸方向引張力を受ける部材

軸方向引張力を受ける部材に生じる軸方向引張応力度が、式 (5.4.21) による
軸方向引張応力度の制限値を超えない場合には、限界状態 3 を超えないとみな
してよい。

$$\sigma_{nd} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.21)$$

ここに、

- σ_{nd} : 軸方向引張応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Ut} : 抵抗係数で、表-5.4.8に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.8に示す値とする。
- ζ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.8に示す値とする。

表-5.4.8 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ζ_1	ζ_2	Φ_{Ut}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の 組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場 合		0.95 ¹⁾	1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場 合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

軸方向引張力を受ける部材では、降伏が生じた後、引張破壊に至るまでに最大強度に達す
ることになり、この状態を限界状態 3 とみなすことができる。しかし、この最大強度につい
てのデータは十分でないものもあり、今回の改定では、限界状態 3 を超えないとみなせる条
件として、降伏強度の特性値を基準に、これに安全余裕を見込んだ制限値が設定されている。

改定案 (5章)

5.4.6 曲げモーメントを受ける部材

(1) 曲げモーメントを受ける部材の断面に生じる応力度が、式(5.4.22)による曲げ引張応力度の制限値、式(5.4.23)による曲げ圧縮応力度の制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

引張側：

$$\sigma_{tnd} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{L1} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots \dots (5.4.22)$$

圧縮側：

$$\sigma_{cnd} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{bng} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots \dots (5.4.23)$$

ここに、

- σ_{tnd} : 曲げ引張応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{cnd} : 曲げ圧縮応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値(N/mm²)
- ρ_{bng} : 曲げ圧縮による横倒れ座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.24)により算出する。ただし、圧縮フランジがコンクリート系床版で直接固定されている場合及び箱形断面、 π 形断面の場合は1.0としてよい。式(5.4.24)に用いる座屈パラメータ α は式(5.4.25)による。

$$\rho_{bng} = \begin{cases} 1.0 & (\alpha \leq 0.2, 0.32^{(1)}) \quad \dots \dots (5.4.24) \\ 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) & (0.2, 0.32^{(1)}) < \alpha \end{cases}$$

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

α : 座屈パラメータ

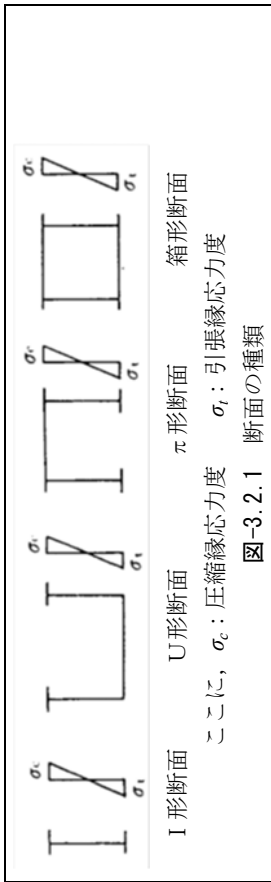
$$\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E}} \cdot \frac{l}{b} \quad \dots \dots$$

$$K = \begin{cases} 2 & (A_w/A_c \leq 2) \\ \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} & (A_w/A_c > 2) \end{cases}$$

l : 圧縮フランジ固定点間距離(mm)

現行

備考



改定案 (5章)

- b : 圧縮フランジ幅 (mm)
- E : ヤング係数 (N/mm²)
- A_w : 腹板の総断面積 (mm²)
- A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

ただし、 l/b は鋼種に応じて表-5.4.9 に示す値以下としなければならぬ。

表-5.4.9 l/b の最大値

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
l/b の最大値	30	30	27	25	25	23

- Φ_{U1} : 抵抗係数で、表-5.4.10 に示す値とする。
- Φ_U : 抵抗係数で、表-5.4.11 に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.10 及び表-5.4.11 に示す値とする。
- ζ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.10 及び表-5.4.11 に示す値とする。

表-5.4.10 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ζ_1	ζ_2	Φ_{U1}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		0.95 ¹⁾	1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00		
合			

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

表-5.4.11 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

(a) 座屈パラメータ $\alpha \leq 0.2, 0.32^{1)}$

	ζ_1	ζ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		0.95 ¹⁾	1.00
合			

現行

- (3) 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は次による。
 - 1) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、圧縮フランジの固定状態及び図-3.2.1 に示す断面の種類によって、表-3.2.3(a) 及び表-3.2.3(b) に示す値とする。

表-3.2.3(a) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
(圧縮フランジがコンクリート床版等で直接固定されている場合並びに箱形断面及びπ型断面の場合)

鋼種 鋼材の板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	140	185	210	255
40 を超え 75 以下	125	175	195	245
75 を超え 100 以下			190	240

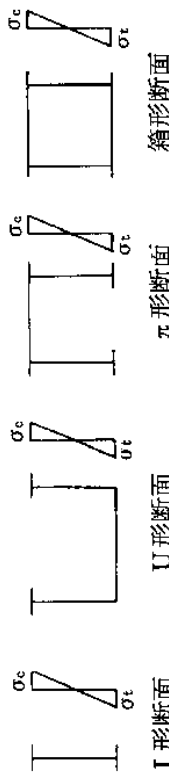
表-3.2.3(b) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
(表-3.2.3(a) に規定する以外の場合)

鋼種 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140 \cdot \frac{l}{b} \leq 4.5$	$185 \cdot \frac{l}{b} \leq 4.0$	$210 \cdot \frac{l}{b} \leq 3.5$	$255 \cdot \frac{l}{b} \leq 5.0$
40 を超え 75 以下	$-2.4 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right)$ $4.5 < \frac{l}{b} \leq 30$	185 $-3.8 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right)$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	210 $-4.6 \left(\frac{l}{b} - 3.5 \right)$ $3.5 < \frac{l}{b} \leq 27$	255 $-6.6 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right)$ $5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	$125 \cdot \frac{l}{b} \leq 5.0$	$175 \cdot \frac{l}{b} \leq 4.0$	$195 \cdot \frac{l}{b} \leq 4.0$	$245 \cdot \frac{l}{b} \leq 4.5$
125 以下	175	175	$4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$	$4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$

改定案 (5章)

iii) 3.5(2)3)で㊦を考慮する場合	1.00		
合			
注：1) SBHS500及びSBHS500W			
(b) 座屈パラメータ $\alpha > 0.2, 0.32^{1)}$			
	ξ_1	ξ_2	ϕ_U
i) ii)及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊦を考慮する場合			1.00
合			
iii) 3.5(2)3)で㊦を考慮する場合	1.00		
合			

注：1) SBHS500及びSBHS500W



ここに、 σ_c ：圧縮縁応力 σ_t ：引張縁応力

図-5.4.7 断面の種類

- (2) 5.4.1から5.4.3及び19.8.1に規定する局部座屈に対する圧縮応力の制限値が、曲げ圧縮応力の制限値より小さい場合には、(1)にかかわらず、5.4.1から5.4.3及び19.8.1に規定する局部座屈に対する圧縮応力の制限値を曲げ圧縮応力の制限値とする。
- (3) 設計断面を含む圧縮フランジの固定点間の部材において、部材両端の設計曲げモーメントが異なり、その間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合には、(1)で算出される曲げ圧縮応力の制限値に (M_d/M_{eq}) を乗じてよい。ただし、その値は、曲げ圧縮応力の制限値の上限値、又は、5.4.1から5.4.3及び19.8.1に規定する局部座屈に対する圧縮応力の制限値を超えてはならない。

ここに、

M_d ：照査断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

現行

75をこえ100以下	$-2.2(\frac{l}{b}-5.0)$ $5.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$-3.6(\frac{l}{b}-4.0)$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$190: \frac{l}{b} \leq 4.0$ $190: -4.0(\frac{l}{b}-4.0)$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$	$240: \frac{l}{b} \leq 4.5$ 240 $-6.0(\frac{l}{b}-4.5)$ $4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$
40以下	$140: \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ 140 $-1.2(K\frac{l}{b}-9)$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$185: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 185 $-1.9(K\frac{l}{b}-8)$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$210: \frac{l}{b} \leq \frac{7}{K}$ 210 $-2.3(K\frac{l}{b}-7)$ $\frac{7}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$255: \frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$ 255 $-3.3(K\frac{l}{b}-10)$ $\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$ 40をこえ75以下	$125: \frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$ 125 $-1.1(K\frac{l}{b}-10)$ $\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$175: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 175 $-1.8(K\frac{l}{b}-8)$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$195: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 195 $-2.1(K\frac{l}{b}-8)$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$245: \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ 245 $-3.1(K\frac{l}{b}-9)$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
75をこえ100以下	$190: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 190 $-2.0(K\frac{l}{b}-8)$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$240: \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ 240 $-3.0(K\frac{l}{b}-9)$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$		
備考	A_w ：腹板の総断面積 (mm ²) A_c ：圧縮フランジの総断面積 (mm ²) l ：圧縮フランジの固定点間距離 (mm) b ：圧縮フランジ幅 (mm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

- 2) 4.2.2から4.2.4までに規定する局部座屈に対する許容応力が表-3.2.3に示す値より小さい場合は、1)の規定にかかわらず4.2.2から4.2.4までに規定する局部座屈に対する許容応力を許容曲げ圧縮応力とする。
- 3) 応力度を照査する断面を含む圧縮フランジの固定点間の部材において、部材両端の曲げモーメントが異なり、その間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合は、表-3.2.3に示す値に (M/M_{eq}) を乗じて許容応力を割増してよい。ただし、表-3.2.3の上限値又は4.2.2から4.2.4までに規定する局部座屈に対する許容応力を超えてはならない。
- ここに、
 M ：応力度を照査する断面の曲げモーメント (N・mm)
 M_{eq} ：等価換算曲げモーメント (N・mm)。式 (3.2.2) 及び式 (3.2.3) のうち大きい方とする。

改定案 (5章)

M_{eq} : 等価換算曲げモーメント (N・mm)。式(5.4.26)及び式(5.4.27)のうち大きい方とする。

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \dots\dots\dots (5.4.26)$$

$$M_{eq} = 0.4M_1 \dots\dots\dots (5.4.27)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント (N・mm)。 $M_1 \geq M_2$ とし、
符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる曲げモーメントを正とする。

(1) 曲げモーメントを受ける部材では、引張側では降伏が進み、最大強度となる状態を、圧縮側では局部座屈及び横倒れ座屈のいずれかが生じる状態を、限界状態 3 と考えることができる。引張側では、5.4.5 の規定を準用し制限値が規定されている。圧縮側では、座屈パラメータが小さい領域では、圧縮降伏したあとに局部座屈により大きく面外変形が生じ最大強度に達する。一方、座屈パラメータが大きい領域では降伏強度に達する前に横倒れ座屈が生じ最大強度に達する。このように座屈パラメータの大きさににより限界状態が異なることから、今回の改定においてもこれまでの示方書と同様にその影響を考慮して規定されている。

桁の圧縮縁については、桁の横倒れ座屈強度を基本に曲げ圧縮応力度の制限値を定めている。すなわち、横倒れ座屈に対して、桁は圧縮フランジの固定点において単純支持されているものとし、この両端に等曲げモーメントが作用したときの圧縮縁の横倒れ座屈強度によって曲げ圧縮応力度の制限値を規定している。圧縮フランジが直接コンクリート床版等で固定されている場合並びに箱形及び π 形断面の場合は、曲げによる横倒れ座屈が起こりにくいので $\rho_{nc} = 1.0$ とし、曲げ圧縮応力度の制限値に圧縮降伏強度を基にした制限値をとるものとしている。

なお、圧縮フランジの固定点間距離は、横倒れ座屈を拘束するような構造の床桁、横構、対傾構等の取付部における部材骨組線の交点間の距離であり、ストラットのみの取付け間

現行

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \dots\dots\dots (3.2.2)$$

$$M_{eq} = 0.4M_1 \dots\dots\dots (3.2.3)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント (N・mm)。 $M_1 \geq M_2$ とし、
符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる曲げモーメントを正とする。

(3) 許容曲げ圧縮応力度

桁の圧縮縁については、桁の横倒れ座屈強度を基本に許容曲げ圧縮応力度を定めている。すなわち、横倒れ座屈に対して、桁は圧縮フランジの固定点において単純支持されているものとし、この両端に等曲げモーメントが作用したときの圧縮縁の許容横倒れ座屈応力度によって許容曲げ圧縮応力度を規定している。圧縮フランジが直接コンクリート床版等で固定されている場合並びに及び箱形及び π 形断面の場合は、曲げによる横倒れ座屈が起こりにくいので、許容曲げ圧縮応力度はその上限値までとるものとしている。

横倒れ座屈強度は、 A_w/A_c 及び l/b の関数として近似的に表すことができる。本編では、横倒れ座屈の基準耐力曲線を A_w/A_c の大きさにより 2 種類の基本式で与えている。この基本式は式(解 3.2.3)のとおりである。

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1.0 \quad (\alpha \leq 0.2)$$

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) \quad (\alpha > 0.2)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma}{E} \frac{l}{b}}$$

$$K = 2 \quad (A_w/A_c \leq 2)$$

$$= \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} \quad (A_w/A_c > 2)$$

この基準耐力曲線に対して安全率約 1.7 をとったものが、表 3.2.3 に示した許容曲げ圧縮応力度である。ただし、SM570 及び SMA570W については、許容曲げ圧縮応力度の上限値を約 4% 低い値としており、 α の小さい領域では安全率は 1.7 より大きくとっている。横倒れ座屈については、柱の座屈と異なり局部座屈と連成することは少ないが、局部座屈強度が横倒れ座屈強度を下回る場合、耐力は局部座屈により決定されるので、条文 2) のように定めている。

なお、圧縮フランジの固定点間距離は、横倒れ座屈を拘束するような構造の床桁、横構、対傾構等の取付部における部材骨組線の交点間の距離であり、ストラットのみの取付け間

備考

改定案 (5章)

隔や、腹板の垂直補剛材取付部の間隔をとってはならない(図-解 5.4.9)。

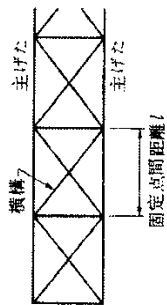


図-解 5.4.9 圧縮フランジの固定点間距離

また、 l/b の最大値 (例えば SM400 では $l/b=30$) は、曲げ圧縮応力度の制限値が極端に低下するのを防ぐために制限したものである。

また、式(5.4.24)は本来上下等フランジの桁に対する基準耐力曲線であるが、上下のフランジ断面積が等しくない桁に対しても十分な精度で適用できるので、この場合でも同じ基準耐力曲線を用いることとされた。また、式(5.4.23)はU形断面、 Λ 形断面の桁にも適用できるが、 Λ 形断面の桁では鉛直面内の曲げモーメントによって、断面の上フランジ及び腹板には外側へ開こうとする力が作用するので、断面変形を生じないように十分に剛な横構、対傾構を配置する必要がある。

この条文に規定した部材としての横倒れ座屈の他に、橋全体としての横倒れ座屈を照査することが必要となる場合がある。すなわち、断面全体の水平方向の断面二次モーメントが鉛直方向の断面二次モーメントより小さく、更に支間長が腹板間隔のおよそ 18 倍より大きい 2 主桁の橋等では橋全体の横倒れ座屈を照査する必要がある。

部分係数は、座屈パラメータが小さい領域では、5.4.5 に規定される軸方向引張力を受ける部材の部分係数を準用し定められた。一方、座屈パラメータが大きい領域では、実験データが少なく抵抗係数の設定が困難であることから、抵抗係数と部材・構造係数について、これまでの示方書による場合の安全余裕と概ね同等となるように調整した数値が与えられた。

照査断面の有効断面積は、引張側については純断面積、圧縮側については普通ボルト孔、ピン孔等を考慮しない総断面積としてよい。

(2) 横倒れ座屈については、柱の座屈と異なり局部座屈と連成することは少ないが、局部座屈強度が横倒れ座屈強度を下回る場合、耐荷力は局部座屈により決定されるので、(2)のよりに定められた。

(3) 固定点間で曲げモーメントがほぼ直線変化をする場合は、この条文の(2)に示すように曲げ圧縮応力度の制限値を増やすことができる。これは主として合成桁の架設時の桁端付近に適用することを目的としたものである。すなわち、図-解 5.4.10 のように両固定点①、②における曲げモーメントをそれぞれ M_1 、 M_2 (ただし $M_1 \geq M_2$) とすると、この固定点間で

現行

や、腹板の垂直補剛材取付部の間隔をとってはならない(図-解 3.2.4 参照)。

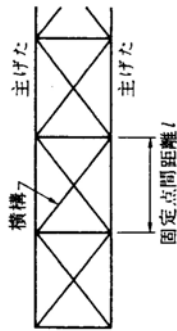


図-解 3.2.4 圧縮フランジの固定点間距離

また、 $1/b$ の最大値 (例えば SM400 では $1/b=30$) は、許容曲げ圧縮応力度が極端に低下するのを防ぐために制限したものである。

また、式(解 3.2.3)は本来上下等フランジの桁に対する基準耐力曲線であるが、上下のフランジ断面積が等しくない桁に対しても十分な精度で適用できるので、この場合でも同じ基準耐力曲線を用いることにしている。また、式(解 3.2.3)はU形断面、形断面の桁にも適用できるが、形断面の桁では鉛直面内の曲げモーメントによって、断面の上フランジ及び腹板には外側へ開こうとする力が作用するので、断面変形を生じないように十分に剛な横構、対傾構を配置する必要がある。

この条文に規定した部材としての横倒れ座屈のほか、橋全体としての横倒れ座屈を照査することが必要となる場合がある。すなわち、断面全体の水平方向の断面二次モーメントが鉛直方向の断面二次モーメントより小さく、更に支間長が腹板間隔のおよそ 18 倍より大きい 2 主桁の橋等では橋全体の横倒れ座屈を照査(6)する必要がある。

固定点間で曲げモーメントがほぼ直線変化をする場合は、この条文の(3)に示すように許容曲げ圧縮応力度を増やすことができる。これは主として合成桁の架設時の桁端付近に適用することを目的としたものである。すなわち、図-解 3.2.5 のように両固定点①、②における曲げモーメントをそれぞれ M_1 、 M_2 (ただし $M_1 \geq M_2$) とすると、この固定点間で換算曲げモーメント M_{eq} が全長にわたって作用するものとして設計することができる。規定ではこれを、 M/M_{eq} 倍した許容曲げ圧縮応力度に対し、設計断面に作用する曲げモーメント M を用いて算出した曲げ圧縮応力度を照査する形で表現している。

備考

改定案 (5章)

は換算曲げモーメント M_{eq} が全長にわたり作用するものとして設計することができる。規定ではこれを、 (M_d/M_{eq}) 倍した曲げ圧縮応力度の制限値に対し、設計断面に作用する曲げモーメント M を照査する形で表現している。この場合、部材断面は①と②の間で等断面であることが前提となっており、極端な変断面部材については上記の照査は適用できない。

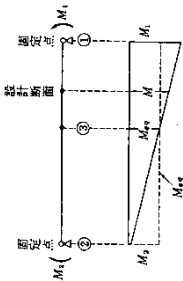


図-解 5.4.10 固定点間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合

また、図-解 5.4.11 に示すように固定点間に荷重が作用する場合は、式(5.4.26)又は式(5.4.27)によって求めた換算曲げモーメントに、その荷重によって生じる曲げモーメントの最大値 ΔM_{max} を加えた値をこの場合の換算曲げモーメントとするのが望ましいが、一般に ΔM_{max} の値は僅かであると考えられるので、特に規定していない。 ΔM_{max} が無視できない場合は別途検討する必要がある。

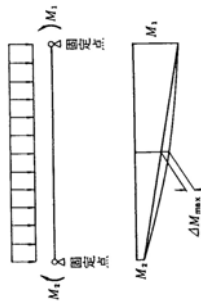


図-解 5.4.11 固定点間に荷重が作用する場合

連続縦桁等の支点付近の断面を設計する場合には、その支間長の 1/4 を固定点間距離としてもよい。ただし、この場合には(3)を適用してはならない。

現行

この場合、部材断面は①～②の間で等断面であることが前提となっており、極端な変断面部材については上記の照査は適用できない。

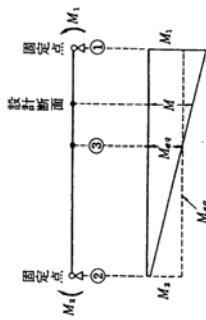


図-解 3.2.5 固定点間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合

また、図-解 3.2.6 に示すように固定点間に荷重が作用する場合は、式(3.2.2)又は式(3.2.3)によって求めた換算曲げモーメントに、その荷重によって生じる曲げモーメントの最大値 ΔM_{max} を加えた値をこの場合の換算曲げモーメントとするのが望ましいが、一般に ΔM_{max} の値は僅かであると考えられるので、特に規定されていない。 ΔM_{max} が無視できない場合は別途検討する必要がある。

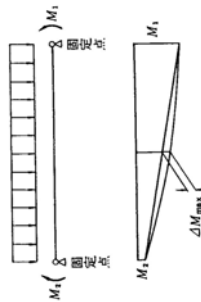


図-解 3.2.6 固定点間に荷重が作用する場合

連続縦桁等の支点付近の断面を設計する場合には、その支間長の 1/4 を固定点間距離としてもよい。ただし、この場合には(3)を適用してはならない。

備考

5.4.7 せん断力を受ける部材

せん断力を受ける部材に生じるせん断応力 τ が、式(5.4.28)によるせん断応力の制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

$$\tau_{ud} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{Us} \cdot \tau_{yk} \quad \dots \dots (5.4.28)$$

- ここに、
- τ_{ud} : せん断応力の制限値(N/mm²)
- τ_{yk} : 4章に示す鋼材のせん断降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Us} : 抵抗係数で、表-5.4.12に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.12に示す値とする。
- ζ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.12に示す値とする。

表-5.4.12 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ζ_1	ζ_2	Φ_{Us}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		0.95 ¹⁾	
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		1.00
合			

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

せん断力を受ける部材では、座屈などでせん断破壊に至る状態を限界状態3と考えることができるが、その強度は部材の幅厚比や補剛の状態によって異なり、どのような破壊形態になるかを指標により明確に区分することができない。そのため、せん断降伏強度を特性値に選び、それに適切な安全余裕を見込んだ制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよいこととされたものである。

せん断力を受ける部材の例として、鋼桁の腹板については13.4.2の規定に示すように、せん断力により降伏に至るより前に弾性座屈が生じないように腹板の板厚を制限している。この場合、せん断力を受ける腹板は荷重の増加に対し、せん断降伏に達した後、変形が進行し、最終的にはせん断座屈により、強度低下に至る。せん断降伏以降の強度上昇は様々な要因に影響され、これを定量的に評価することは困難である。このため、この規定によるせん断応力の制限値を用いて照査する必要がある。なお、鋼桁についてはこの規定のほか13.2.3に

(4) 構造用鋼材の許容せん断応力 σ 及び許容支圧応力 σ_p は、それぞれ表-3.2.4に示す値とする。

表-3.2.4 許容せん断応力 σ 及び許容支圧応力 σ_p (N/mm²)

応力の種類	鋼材の板厚 (mm)		SS400 SM400 SMA400W	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
	40以下	40を超え75以下			
せん断応力	40以下	40を超え75以下	80	105	145
	75を超え100以下		75	100	140
					135
支圧応力	40以下	40を超え75以下	210	280	380
	75を超え100以下		190	260	365
				285	355
ヘルツ公式で算出する場合	40以下	40を超え75以下	600	700	—
	75を超え100以下				—

(4) 許容せん断応力 σ 及び許容支圧応力 σ_p

表-3.2.4に定めた許容せん断応力 σ は、表-解3.2.1に示した基準降伏点について、von Misesの降伏条件 $\sigma_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ を適用し、更に安全率約1.7をとったものである。ただし、許容引張応力 σ の場合と同様に、SM570及びSMA570Wについては安全率を若干高くしている。

鋼材と鋼材との接触機構は、平面と平面（平面に近い円筒面や曲面を含む）とが接触するものと、球面（又は円筒面）と平面とが微小面で接触するものとに分けられ、後者は一般に「ヘルツ理論による支圧」といわれている。

ヘルツ理論には、

1) 接触面積の大きさが曲率半径に比べて十分小さい。

2) 接触部の応力が弾性限度内であり、組織的に均一である。

という仮定条件があり、現実の状態とは異なっているが、支承についてはこれによって実用上差し支えない。

ヘルツ接触部付近では、荷重を増加していくと金属の塑性変形が始まり、ごくわずかな残変形が残るようになり（極限支圧応力状態）、更に荷重を増加していくと接触部付近全域で塑性変形を生じる（降伏支圧応力状態）。種々の金属表面にかたい鋼球を押し込み、圧痕の表面積で荷重を除した値をもって測定される押し込み硬さ（例えばブリネル硬さ）は、ほぼ降伏支圧応力に相当するといわれている。

改定案 (5章)	現行	備考
<p>よる必要がある。</p> <p>この項における抵抗係数及び部材・構造係数は、5.4.6と同様の考え方により設定されている。なお、特性値であるせん断降伏強度は、4.1.2に規定された von Mises の降伏条件に基づいた値を用いる。</p>	<p>SS400 級のブリネル硬さは、HB≒140～150，SM490 級で HB≒150 であり、降伏圧応力の約 50%を許容圧応力度とし、表-3.2.4のように規定したものである。</p> <p>SM490Y 級及び SM520 級については、ヘルツの許容圧応力度を用いて設計する部材への使用実績も少なく、また高圧強度の支承等は合金鋼又は高強度合金鋼を用いればよいので、特に規定されなかった。また、平面と平面が接触している場合には、鋼鉄道橋の設計標準⁷⁾や AASHTO⁸⁾の基準値を参考にして、許容引張応力度の 50%増しを許容圧応力度としている。この値は、平面どうしで相対的に移動しない場合を対象としており、相対的に移動がある構造は摩擦・摩耗が増大しやすくなるので、できるだけ避けるほうがよい。やむを得ない場合は、表-3.2.4に規定した許容値の 1/2 を用いる。</p>	
<p>5.4.8 軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材</p> <p>(1) 軸方向力及び曲げモーメントを同時に受ける部材が、軸方向力及び曲げモーメントの組合せに対して、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> <p>(2) 軸方向力が引張の場合に、式(5.4.29)から式(5.4.31)を満足する。</p> $\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{tyd}}{\sigma_{tyud}} + \frac{\sigma_{tzd}}{\sigma_{tuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.29)$ $-\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{tyd}}{\sigma_{tyud}} + \frac{\sigma_{tzd}}{\sigma_{tuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.30)$ $-\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{tyd}}{\sigma_{tyud}} + \frac{\sigma_{tzd}}{\sigma_{tuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.31)$ <p>(3) 軸方向力が圧縮の場合に、式(5.4.32)及び式(5.4.33)を満足する。</p> $\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{cud}} + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{cyud}} + \frac{\sigma_{czd}}{\sigma_{cuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.32)$ $\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{cud}} + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{cyud}} + \frac{\sigma_{czd}}{\sigma_{cuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.33)$ <p>ここに、σ_{td} : 照査断面に生じる軸方向引張応力度 (N/mm²)</p>	<p>4.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材</p> <p>(1) 軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材の設計においては、軸方向力と曲げの組合せに対して、応力の照査と座屈に対する安定の照査を行わなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による照査を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 軸方向力が引張の場合</p> $\sigma_t + \sigma_{by} + \sigma_{bz} \leq \sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$ $-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bya}} + \frac{\sigma_{bz}}{\sigma_{bza}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$ $-\sigma_t + \sigma_{by} + \sigma_{bz} \leq \sigma_{cal} \quad \dots\dots\dots (4.3.3)$ <p>(4) 軸方向力が圧縮の場合</p> $\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bya}} + \frac{\sigma_{bz}}{\sigma_{bza}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4.3.4)$ $\sigma_c + \frac{\sigma_{by}}{\alpha_y} + \frac{\sigma_{bz}}{\alpha_z} \leq \sigma_{cal} \quad \dots\dots\dots (4.3.5)$ <p>ここに、σ_t, σ_c : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張及び圧縮応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_{by}, σ_{bz} : それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_{by}, σ_{bz} : それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)</p>	
<p>5.4.8 軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材</p> <p>(1) 軸方向力及び曲げモーメントを同時に受ける部材が、軸方向力及び曲げモーメントの組合せに対して、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> <p>(2) 軸方向力が引張の場合に、式(5.4.29)から式(5.4.31)を満足する。</p> $\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{tyd}}{\sigma_{tyud}} + \frac{\sigma_{tzd}}{\sigma_{tuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.29)$ $-\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{tyd}}{\sigma_{tyud}} + \frac{\sigma_{tzd}}{\sigma_{tuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.30)$ $-\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{tyd}}{\sigma_{tyud}} + \frac{\sigma_{tzd}}{\sigma_{tuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.31)$ <p>(3) 軸方向力が圧縮の場合に、式(5.4.32)及び式(5.4.33)を満足する。</p> $\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{cud}} + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{cyud}} + \frac{\sigma_{czd}}{\sigma_{cuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.32)$ $\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{cud}} + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{cyud}} + \frac{\sigma_{czd}}{\sigma_{cuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.33)$ <p>ここに、σ_{td} : 照査断面に生じる軸方向引張応力度 (N/mm²)</p>	<p>ここに、σ_t, σ_c : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張及び圧縮応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_{by}, σ_{bz} : それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_{by}, σ_{bz} : それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)</p>	

改定案（5章）

現行

備考

σ_{cd}	: 照査断面に生じる軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_{ta}	: 表-3.2.1 に示す許容軸方向引張応力度 (N/mm ²)
$\sigma_{tyd}, \sigma_{tzd}$: それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントにより生じる曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_{caz}	: 式 (3.2.1) により算出した弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)
$\sigma_{eyd}, \sigma_{ezd}$: それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントにより生じる曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_{bogy}	: 表-3.2.3 に示す局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)
σ_{tyd}	: 5.3.5及び5.4.5に規定する軸方向引張応力度の制限値のうち小さい方 (N/mm ²)	σ_{bto}	: 表-3.2.3 に示す局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm ²)
σ_{cud}	: 5.4.4に規定する軸方向圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	σ_{cal}	: 両縁支持板, 自由突出板, 補剛板及び鋼管についてそれぞれ4.2.2から4.2.4まで及び15.3に規定した局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
$\sigma_{tyzd}, \sigma_{tazd}$: 式(5.4.21)により算出した, それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりの曲げ引張応力度の制限値 (N/mm ²)	α_y, α_z	: それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし, 有限変位理論によって断面力を算出する場合には1とする。
σ_{eyzd}	: 5.4.6に規定する局部座屈を考慮しない強軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)		$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ey}} \dots\dots\dots (4.3.6)$
σ_{cuzdo}	: 5.4.6に規定する局部座屈を考慮しない弱軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値の上限値 (N/mm ²)		$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ez}} \dots\dots\dots (4.3.7)$
$\sigma_{cuzld}, \sigma_{cuzrd}, \sigma_{cuzzd}$: 両縁支持板, 自由突出板, 補剛板及び鋼管について, それぞれ5.4.1から5.4.3及び19.8.1に規定する局部座屈に対する軸方向圧縮応力度の制限値, 並びに強軸及び弱軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	σ_{ey}, σ_{ez}	: それぞれ強軸及び弱軸まわりのオイラー一座屈応力度 (N/mm ²)
α_y, α_z	: それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし, 有限変位理論によって断面力を算出する場合には1.0とする。		$\sigma_{ey} = \pi^2 E / (l/r_y)^2 \dots\dots\dots (4.3.8)$
			$\sigma_{ez} = \pi^2 E / (l/r_z)^2 \dots\dots\dots (4.3.9)$
			l : 各章に規定する有効座屈長 (mm)
			r_y, r_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)
			E : 鋼材のヤング係数 (N/mm ²) で, 共通編表-3.3.1による。

σ_{cd}	: 照査断面に生じる軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_{ta}	: 表-3.2.1 に示す許容軸方向引張応力度 (N/mm ²)
$\sigma_{tyd}, \sigma_{tzd}$: それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントにより生じる曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_{caz}	: 式 (3.2.1) により算出した弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)
$\sigma_{eyd}, \sigma_{ezd}$: それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントにより生じる曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_{bogy}	: 表-3.2.3 に示す局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)
σ_{tyd}	: 5.3.5及び5.4.5に規定する軸方向引張応力度の制限値のうち小さい方 (N/mm ²)	σ_{bto}	: 表-3.2.3 に示す局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm ²)
σ_{cud}	: 5.4.4に規定する軸方向圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	σ_{cal}	: 両縁支持板, 自由突出板, 補剛板及び鋼管についてそれぞれ4.2.2から4.2.4まで及び15.3に規定した局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
$\sigma_{tyzd}, \sigma_{tazd}$: 式(5.4.21)により算出した, それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりの曲げ引張応力度の制限値 (N/mm ²)	α_y, α_z	: それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし, 有限変位理論によって断面力を算出する場合には1とする。
σ_{eyzd}	: 5.4.6に規定する局部座屈を考慮しない強軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)		$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ey}} \dots\dots\dots (4.3.6)$
σ_{cuzdo}	: 5.4.6に規定する局部座屈を考慮しない弱軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値の上限値 (N/mm ²)		$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ez}} \dots\dots\dots (4.3.7)$
$\sigma_{cuzld}, \sigma_{cuzrd}, \sigma_{cuzzd}$: 両縁支持板, 自由突出板, 補剛板及び鋼管について, それぞれ5.4.1から5.4.3及び19.8.1に規定する局部座屈に対する軸方向圧縮応力度の制限値, 並びに強軸及び弱軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	σ_{ey}, σ_{ez}	: それぞれ強軸及び弱軸まわりのオイラー一座屈応力度 (N/mm ²)
α_y, α_z	: それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし, 有限変位理論によって断面力を算出する場合には1.0とする。		$\sigma_{ey} = \pi^2 E / (l/r_y)^2 \dots\dots\dots (4.3.8)$
			$\sigma_{ez} = \pi^2 E / (l/r_z)^2 \dots\dots\dots (4.3.9)$
			l : 各章に規定する有効座屈長 (mm)
			r_y, r_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)
			E : 鋼材のヤング係数 (N/mm ²) で, 共通編表-3.3.1による。

改定案 (5章)	現行	備考
<p>l : 各章に規定する有効座屈長 (mm)</p> <p>r_p, r_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)</p> <p>E : 鋼材のヤング係数 (N/mm²) で、表-4.2.1による。</p> <p>軸方向力及び曲げモーメントを受ける場合、部材を構成する要素に生じる応力は軸方向力及び曲げモーメントのそれぞれの断面力を単独に受ける時よりも増加することになる。このため、増加した応力に対してこの項の規定を満足する必要がある。</p> <p>軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材の限界状態 3 は、最大強度を示す状態であり、引張と圧縮とで異なる挙動となる。引張力の場合には部材の最大強度が、また圧縮力の場合には弾性座屈(局部座屈、全体座屈)又は圧縮降伏がこれにあたる。これらの限界状態 3 は、引張力の場合には限界状態 1 と合わせて小さい方の引張応力度の制限値で照査する必要があるが、圧縮力の場合には限界状態 3 での圧縮応力度の制限値を用いる必要がある。</p> <p>ラーメンやアーチ部材等のように、軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材は、一般に応力と安定の照査を行う必要がある。応力の照査は、照査断面に作用する軸方向力及び曲げモーメントによって生じる応力度が 5.3.5 及び 5.4.5 に規定された引張応力度の制限値又は 5.4.1 から 5.4.3 及び 19.8.1 の局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を超えないことを全ての断面について照査することとなる。これに対して、安定の照査は部材又は板の局部座屈及び全体座屈が生じないことを照査するもので、一組の作用力について部材の安定照査を行えばよい。しかし、変断面の場合の照査方法が明らかでないので、変断面部材に対する適用と設計の便宜を考慮して、この規定ではこれまでの示方書と同様に各断面に対する断面力照査の形で安定を照査している。</p> <p>なお、この条文に示す強軸 (y 軸)、弱軸 (z 軸) は、その軸のまわりの座屈強度の大きい方を強軸と定義している。したがって、強軸、弱軸の決定には、断面形状のほか各軸の支持点間距離も関係することに注意する必要がある。</p> <p>(2) 軸方向力が引張の場合</p> <p>断面力の照査は引張側に着目して行えばよく、式(5.4.29)はそのための照査式である。この場合、軸方向引張応力度の制限値の計算には純断面積を用いる。曲げ引張応力度は、総断面に対して計算した後、引張フランジにボルト孔がある場合には引張フランジの総断面積 A_{te} と純断面積 A_n との比 A_n/A_{te} を乗じて低減すればよい。純断面積の計算は高力ボルト摩接接合の場合は 9.5.5 による。</p> <p>厳密には曲げモーメントによるたわみ δ と軸方向力 P による付加曲げモーメント $P \cdot \delta$ によって引張力はいくらか減少するが、式(5.4.29)ではその影響を無視している。</p> <p>圧縮側の曲げモーメントが作用する場合には、曲げ作用面外への横倒れ座屈が生じることもあり、式(5.4.30)により安定の照査を行う必要がある。一般に引張力の存在によって座屈強度は増大するが、計算の簡単及び安全のため定められたものである。圧縮側の曲げモー</p>	<p>軸方向力と曲げを同時に受ける部材では (例えばラーメンやアーチの部材等)、一般に応力の照査と安定の照査とを行う必要がある。応力の照査は、軸方向力と曲げによって断面に生じる応力度が 4.2 に規定された局部座屈に対する許容圧縮応力度又は許容引張応力度を超えないことを全ての断面について照査するものである。これに対して、安定の照査は部材又は板の局部、全体座屈が生じないことを照査するもので、一組の作用力について部材の安定照査を 1 回行えばよい。しかし、変断面の場合の照査方法が明らかでないので、変断面部材に対する適用と設計の便宜を考慮して、この規定では従来の示方書と同様に各断面に対する応力照査の形で安定を照査している。</p> <p>なお、この条文でいう強軸 (y 軸)、弱軸 (z 軸) は、その軸のまわりの座屈強度の大きい方を強軸と定義している。したがって、強軸、弱軸の決定とは、断面形状のほか各軸の支持点間距離も関係することに注意する必要がある。</p> <p>(3) 軸方向力が引張の場合</p> <p>応力度の照査は曲げ引張線に対して行えばよく、式(4.3.1)はそのための照査式である。この場合、軸方向引張力によって生じる引張応力度 σ_u の計算には純断面積 A_n を用いる。曲げモーメントによって生じる引張縁応力度 σ_{ue} は総断面に対して計算した後、引張フランジにボルト孔がある場合には引張フランジの総断面積 A_{te} との比 A_n/A_{te} を乗じて割増しすればよい。厳密には曲げモーメントによるたわみ δ と軸方向力 P による付加曲げモーメント $P \cdot \delta$ によって引張応力はいくらか減少するが、式(4.3.1)ではその影響を無視している。</p> <p>縁圧縮応力が生じる場合には、曲げ作用面外への横倒れ座屈が生じることもあり、式(4.3.2)により安定の照査を行う必要がある。一般に引張応力の存在によって座屈強度は増大するが、計算の簡単のため及び安全をとって定められたものである。縁圧縮応力が生じ</p>	

改定案 (5章)

メントが作用する場合は、更に圧縮力を受ける板の局部座屈の照査を行う必要がある。式(5.4.31)はこのような主旨で定められたものであり、一般に圧縮縁のフランジ等に適用される。

(3) 軸方向力が圧縮の場合

1) 付加曲げモーメントの影響

付加曲げモーメントの影響は、式(5.4.34)及び式(5.4.35)の α_y, α_z で表されている。これまでの示方書では、部材の強度に対する安全率に加え、変位の影響を安全側に考慮するために、付加曲げモーメントの影響を考慮する項においてもオイラー座屈応力度 σ_e を1.7で除した許容オイラー座屈応力度 σ_{aw} を用いていた。しかし、部材の細長比によつては、付加曲げモーメントの影響を過大に考慮することになり、不合理な設計となる可能性がある。そこで、この示方書では理論解を基本として安全側の評価となるように、オイラー座屈応力度 σ_e に0.8を乗じた値を用いることとしている¹⁰⁾。

なお、付加曲げモーメントの影響を無視した場合、圧縮縁応力の誤差は図-解5.4.12のようになる。この図は曲げモーメントが強軸(y軸)まわりに作用する場合を例にとり、箱形断面部材について計算したものである。

ただし、 $\bar{\lambda}_z$ はz軸に関する細長比(l/r)_zを無次元化したもので、

$$\bar{\lambda}_z = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{l}{r} \right)^2} \dots\dots\dots \text{(解 5.4.3)}$$

である。

図-解5.4.12に示すように l/r が小さい場合付加曲げモーメントの影響は小さい。

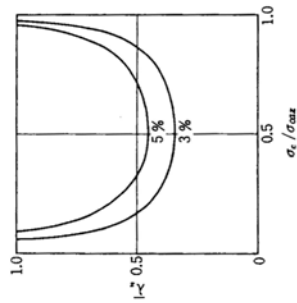


図-解 5.4.12 細長比パラメータと付加曲げモーメントの関係

また、式(5.4.32)及び式(5.4.33)は微小変位理論により断面力を算出することを前提として定められた式である。変位の影響が適切に考慮された有限変位理論などによつて

現行

る場合は、更に圧縮力を受ける板の局部座屈の照査を行う必要がある。式(4.3.3)はこのような主旨で定められたものであり、一般に圧縮縁のフランジ等に適用される。

(4) 軸方向力が圧縮の場合

1) 付加曲げモーメントの影響

付加曲げモーメントの影響は、式(4.3.6)及び式(4.3.7)の $(1-\sigma_y/0.8\sigma_{ey})$ 、 $(1-\sigma_z/0.8\sigma_{ez})$ で表されている。従来の示方書では、部材の強度に対する安全率に加え、変位の影響を安全側に考慮するために、付加曲げモーメントの影響を考慮する項においてもオイラー座屈応力度 σ_e を1.7で除した許容オイラー座屈応力度 σ_{aw} を用いていた。しかし、部材の細長比によつては、過大に付加曲げモーメントの影響を考慮することになり、不合理な設計となる可能性がある。そこで、今回の改定では、理論解を基本として安全側の評価となるように、0.8を乗じたオイラー座屈応力度 σ_e を用いることとしている¹⁰⁾。

なお付加曲げモーメントの影響を無視した場合、圧縮縁応力の誤差は図-解4.3.1のようになる。この図は曲げモーメントが強軸(y軸)まわりに作用する場合を例にとり、箱形断面部材について計算したものである。

ただし、 $\bar{\lambda}_z$ はz軸に関する細長比(l/r)_zを無次元化したもので、

$$\bar{\lambda}_z = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{l}{r} \right)^2} \dots\dots\dots \text{(解 4.3.1)}$$

である。

このように図-解4.3.1に示されたように l/r が小さい場合付加曲げモーメントの影響は小さい。

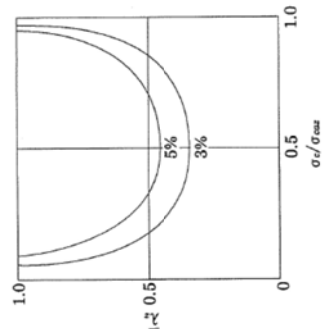

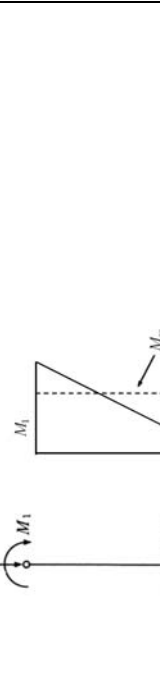


図-解 4.3.1 細長比パラメータと付加曲げモーメントの関係

また、式(4.3.4)及び式(4.3.5)は微小変位理論により断面力を算出することを前提として定められた式である。変位の影響が適切に考慮された有限変位理論などによつて

備考

改定案 (5章)	現行	備考
<p>断面力を算出する場合には、断面力に付加曲げモーメントの影響が考慮されており、付加曲げ項を考慮しなくても、厳密な弾塑性有限変位解析結果と比較して安全側の強度評価を与えることから、条文のとおり見直しをしている。</p> <p>2) 局部座屈の影響</p> <p>軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材の設計においては、局部座屈の影響を考慮する必要があるため、圧縮応力を受ける板は式(5.4.31)又は式(5.4.33)により照査する必要がある。</p> <p>3) 曲げモーメントが部材端間ではほぼ直線変化をする場合</p> <p>図-解 5.4.13 のように曲げモーメントが部材端間でほぼ直線変化をする場合は、式(解 5.4.4)に示す換算曲げモーメントが部材に一樣に作用するとして M_{eq}、M_{sd} を求め、式(5.4.32)により安定を照査することができる。</p> $M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \geq 0.4M_1 \dots\dots\dots (解 5.4.4)$ <p>ただし、$-1 \leq M_2/M_1 \leq 1$</p> <p>この場合、M_{comp}、$M_{tensile}$ は圧縮応力の制限値を用いるものとし、5.4.6(3)に示されたように圧縮応力の制限値を M_d/M_{comp} 倍してはならない。また、式(5.4.33)に規定される照査を行う場合の M_{comp}、M_{sd} は部材に作用する曲げモーメントについて求めるものとし、M_{eq} を用いてはならない。</p>  <p>図-解 5.4.13 曲げモーメントが部材端間ではほぼ直線変化をする場合</p> <p>4) 変断面部材</p> <p>以上は部材断面が一樣である場合を取り扱ったものである。部材断面が一樣でない場合の安定照査に式(5.4.32)を準用するとしても、P_{cur}及び$M_{tensile}$の計算にどのような断面を用いるのがよいか正確には難しい問題である。しかも、変断面部材が用いられる場合、曲げモーメントは一樣ではないのが普通であり、問題が更に複雑になる。そこで便宜的に次のような方法をとっている。</p> <p>変断面の場合には、ある断面で式(5.4.32)の照査を行うことにより部材の安定照査</p>	<p>断面力を算出する場合には、断面力に付加曲げモーメントの影響が考慮されており、付加曲げ項を考慮しなくても、厳密な弾塑性有限変位解析結果と比較して安全側の強度評価を与えることから、条文のとおり見直しをしている。</p> <p>2) 局部座屈の影響</p> <p>軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の設計においては、局部座屈の影響を考慮する必要があるため、圧縮応力を受ける板は式(4.3.3)又は式(4.3.5)により照査する必要がある。</p> <p>3) 曲げモーメントが部材端間ではほぼ直線変化をする場合</p> <p>図-解 4.3.2 のように曲げモーメントが部材端間でほぼ直線変化をする場合は、式(解 4.3.2)に示す換算曲げモーメントが部材に一樣に作用するとして σ_{buck}、σ_{buz} を求め、式(4.3.4)により安定を照査することができる。</p> $M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \geq 0.4M_1 \dots\dots\dots (解 4.3.2)$ <p>ただし、$-1 \leq M_2/M_1 \leq 1$</p>  <p>図-解 4.3.2 曲げモーメントが部材端間ではほぼ直線変化をする場合</p> <p>この場合 σ_{buck}、σ_{buz} は表-3.2.3 に示された値をそのまま用いるものとし、3.2.1(3)の3)に示されたように許容応力度を M/M_{cur} 倍してはならない。また、式(4.3.5)に規定される照査を行う場合の σ_{buck}、σ_{buz} は部材に作用する曲げモーメントについて求めるものとし、M_{eq} を用いてはならない。</p> <p>4) 変断面部材</p> <p>以上は部材断面が一樣である場合を取扱ったものである。部材断面が一樣でない場合の安定照査に式(4.3.4)を準用するとしても、σ_{cur}及びσ_{buz}の計算にどのような断面を用いるのがよいか正確には難しい問題である。しかも、変断面部材が用いられる場合、曲げモーメントは一樣ではないのが普通であり、問題が更に複雑になる。そこで便宜的に次のような方法をとっている。</p> <p>変断面の場合には、ある断面で式(4.3.4)の照査を行うことにより部材の安定照査</p>	<p>備考</p>

改定案（5章）	現行	備考
<p>に替え得るような断面があるはずである。しかし、その断面の位置を一般的に決定することは困難である。それゆえ、全ての断面で式(5.4.32)の照査を行うこととしておけば、上述の断面に対する照査は行われたことになる。このような考えで、全ての断面に対して安定の照査を行うという応力照査の形式をとっている。</p>	<p>査に替え得るような断面があるはずである。しかし、その断面の位置を一般的に決定することは困難である。それゆえ、全ての断面で式(4.3.4)の照査を行うこととしておけば、上述の断面に対する照査は行われたことになる。このような考えで、全ての断面に対して安定の照査を行うという応力照査の形式をとっている。</p> <p>なお、従荷重に対する許容応力度の割増しを行う場合は、許容応力度$\sigma_{\text{容}}$及び$\sigma_{\text{屈}}$を3.1に従ってそれぞれ割増しするが、オイラー座屈応力度σ_eは割増ししない。同様に式(4.3.3)、式(4.3.5)の$\sigma_{\text{容1}}$も割増ししてよいが、式(3.2.1)により$\sigma_{\text{容}}$を求める際の$\sigma_{\text{容1}}$は割増ししてはならない。</p>	
<p>5.4.9 曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受ける部材</p>		
<p>曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受ける部材が、5.3.9の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p>		
<p>曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを同時に受ける部材では、限界状態1以降に最大強度に達する状態となる条件を式等で明確に示すことは困難であるのが実状である。これらを踏まえて、5.3.9に規定する限界状態1を超えないとみなせる条件は、限界状態3を超えないとみなすことができることにも配慮して規定されている。そのため、限界状態1を満足するとみなせる条件を満足させることで限界状態3を超えないとみなすことができることとされているものである。</p>		
<p>5.4.10 二方向の応力が生じる部分のある部材</p>		
<p>二方向の応力が生じる部分のある部材が、5.3.10の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p>		
<p>二方向の断面力が作用する部材では、異なる方向での直応力とせん断応力の合力によって、部材の状態が影響を受け、限界状態1以降に最大強度となる条件を式等で明確に示すことは困難であるのが実状である。これらを踏まえて、5.3.10に規定する限界状態1を超えないとみなせる条件は、限界状態3を超えないとみなすことができることにも配慮して規定されている。そのため、限界状態1を満足するとみなせる条件を満足させることで限界状態3を超えないとみなすことができることとされているものである。</p>		
<p>5.4.11 支圧力を受ける部材</p>		
<p>支圧力を受ける部材が、5.3.11の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p>		

支圧力を受ける部材は、面接触の場合には、巨視的には弾性状態とみなせる表面凹凸周辺の突起部分の微視的な塑性変形状態から、接触部付近全域で塑性変形が生じる状態となり、強度が上昇する。点・線接触の場合には、接触部全域で塑性変形を生じる降伏支圧応力状態以降に強度が上昇する。いずれの場合も、支圧力の増加に対して接触部付近全域で塑性変形した後の挙動を定量的に評価するだけの情報が十分ではなく、降伏又は降伏支圧応力状態とは別に最大強度となる状態を明確に示すことが困難である。これらを踏まえて、いずれの接触についても限界状態1を超えないとみなせる条件が、5.3.11において限界状態3を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.3.11の規定に従って、限界状態1を超えないとみなせる場合には、限界状態3を超えないとみなすことができることとされているものである。

5.4.12 接合用部材

アンカーボルト、ピン及び仕上げボルトが、5.3.12の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

支圧力以外の作用を受ける接合用部材の限界状態3は、コンクリート中に埋め込まれたアンカーボルトについては引張又はせん断による破断、ピンについてはせん断による破断又は曲げによる変形量の増大などが考えられる。5.3.12に規定する限界状態1を超えないとみなせる条件は、それを満足することで、限界状態3を超えないとみなせる程度の安全余裕も確保されるものとなっていることから、5.3.12の規定に従い限界状態1を超えないことを満足する場合には、限界状態3を超えないとみなすことができるとされているものである。

5.4.13 圧縮力を受ける山形及びT形断面を有する部材

- (1) フランジがガセットに連結された山形又はT形断面の圧縮力を受ける部材の設計にあたっては、部材図心軸とガセット位置との偏心による曲げモーメントの影響を考慮しなければならない。
- (2) (3)又は(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 図-5.4.8のようにフランジがガセットに連結された山形又はT形断面圧縮部材が式(5.4.38)を満足する。

$$\sigma_{ed} \leq \sigma_{cnd} \cdot \left(0.5 + \frac{l/r_x}{1000} \right) \dots\dots\dots (5.4.38)$$

ここに、

4.5 山形及びT形断面を有する圧縮部材

- (1) フランジがガセットに連結された山形又はT形断面の圧縮部材の設計においては、部材図心軸とガセット位置との偏心による曲げモーメントの影響を考慮しなければならない。
- (2) (3)又は(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 図-4.5.1のようにフランジがガセットに連結された山形又はT形断面圧縮部材は式(4.5.1)により設計する。

$$\frac{P}{A_g} \leq \sigma_{ca} \left(0.5 + \frac{l/r_x}{1,000} \right) \dots\dots\dots (4.5.1)$$

ここに、

P : 軸方向圧縮力 (N)

改定案（5章）

- σ_{cd} : 照査断面に生じる軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cnd} : 5.4.4に規定する軸方向圧縮応力度の制限値 (N/mm²)
- l : 部材の有効座屈長 (mm)
- r_x : 部材の図心を通り、ガセット面に平行な軸 (図-5.4.8のx軸) のまわりの断面二次半径 (mm)

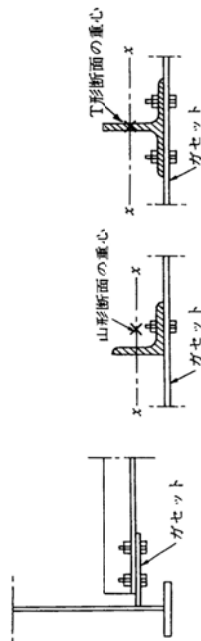


図-5.4.8 山形及びT形断面を有する圧縮部材

- (4) (3)によらない場合は、その部材断面の図心を通るガセット面に平行な軸のまわりの偏心による曲げモーメント及び軸方向圧縮力を受ける部材として5.4.8を満足する。ただし、 $\rho_{org}=1.0$ とし、柱としての全体座屈の影響は考慮しなくてよい。この場合、偏心圧縮力はガセット面内に作用するものとし、断面二次半径としては曲げ変形が生じる軸に関するものを用いる。

部材端にガセットをもつ山形鋼の圧縮試験によると、単一山形部材は偏心圧縮によって生じるx軸まわりの曲げ (図-5.4.8) と圧縮を受ける部材として、5.4.8の規定に従って計算するのが望ましい。しかし、部材ごとに5.4.8の規定を適用することはいたずらに計算を煩雑にするだけなので、x軸まわりの断面二次半径を用いて求められた軸方向圧縮応力度の制限値に低減率 $0.5+0.001(l/r_x)$ を乗じて設計強度を求めるとい形にまとめている。上記の低減率は、次に述べるようにT形断面を有する圧縮部材について求められたものであるが、図-5.4.14に示すように山形鋼の圧縮試験結果とかなりよい一致しているため、それが準用されている。

現行

- A_g : 部材の総断面積 (mm²)
- σ_{ca} : l/r_x を用いて3.2.1の規定により算出した許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- l : 有効座屈長 (mm)
- r_x : 断面の図心を通り、ガセット面に平行な軸 (図-4.5.1のx軸) のまわりの断面二次半径 (mm)

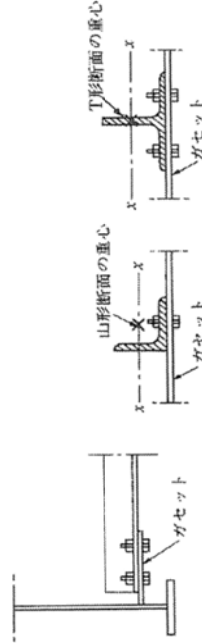


図-4.5.1 山形及びT形断面を有する圧縮部材

- (4) (3)の規定によらない場合は、その部材断面の図心を通るガセット面に平行な軸まわりの偏心による曲げモーメント及び軸方向圧縮力を受ける部材として4.3の規定により設計する。ただし、 σ_{eng} には許容軸方向圧縮応力度の上限値を用いる。この場合、偏心圧縮力はガセットプレート面内に作用するものとし、断面二次半径としては曲げ変形が生じる軸に関するものを用いる。

部材端にガセットをもつ山形鋼の圧縮試験によると、単一山形部材は偏心圧縮によって生じるx軸まわりの曲げ (図-4.5.1参照) と圧縮を受ける部材として、4.3の規定に従って計算するのが望ましい。しかし、部材ごとに4.3の規定を適用することはいたずらに計算を煩雑にするだけなので、x軸まわりの断面二次半径を用いて求めた許容軸方向圧縮応力度に低減率 $0.5+0.001(1/r_x)$ を乗じて許容応力度を求めるとい形にまとめている。上記の低減率は、次に述べるようにT形断面を有する圧縮部材について求められたものであるが、図-4.5.1に示すように山形鋼の圧縮試験結果とかなりよい一致をみたのでそれを準用するにととしている。

備考

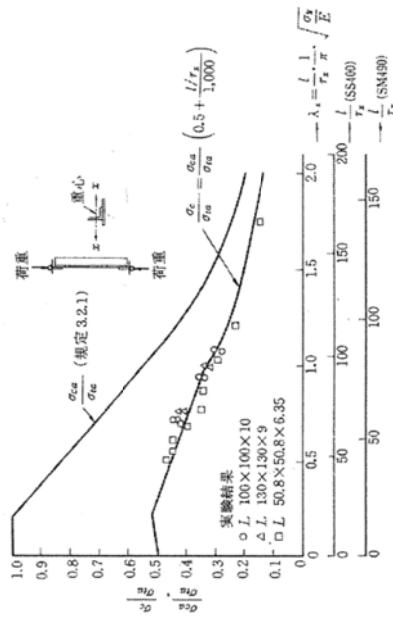


図-解 5.4.14 山形及びT形断面を有する圧縮部材の基準耐力曲線

図-解 5.4.15 のように T 形断面部材に偏心圧縮力を用いた状態を考える。5.4.8 の規定及びその解説に従えば、

$$\sigma_{ca} = P/A_g, \sigma_{bc} = (P \cdot e) / Z \dots \dots \dots \text{(解 5.4.5)}$$

$$-\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{bc} \left(1 - \frac{\sigma_{ca}}{0.8\sigma_c}\right)} \leq 1 \dots \dots \dots \text{(解 5.4.6)}$$

となる。これから種々の T 形断面について許容荷重 P を計算し ($e = e_x + 5mm$ として計算), P_{allow} を計算すると図-解 5.4.16 のように比較的まとまった形となる。したがって, $(1/r_x)$ を用いて求めた制限値に低減率 $0.5 + 0.001(1/r_x)$ を乗じて軸方向圧縮応力度の制限値を求めてもよいこととされている。

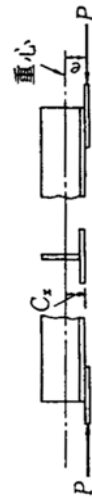


図-解 5.4.15 T 形断面部材に作用する偏心圧縮力

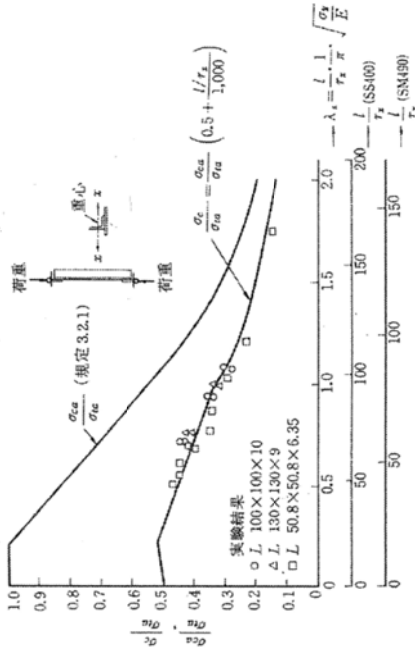


図-解 4.5.1 山形及びT形断面を有する圧縮部材の基準耐力曲線

図-解 4.5.2 のように T 形断面部材に偏心圧縮力を用いた状態を考える。4.3 の規定及びその解説に従えば、

$$\sigma_c = \frac{P}{A_g}, \sigma_b = \frac{P \cdot e}{Z} \dots \dots \dots \text{(解 4.5.1)}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{bc} \left(1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_c}\right)} \leq 1 \dots \dots \dots \text{(解 4.5.2)}$$

となる。これから種々の T 形断面について許容荷重 P を計算し ($e = e_x + 5mm$ として計算), $\sigma_c = P/A_g$ から σ_c/σ_{ca} を計算すると図-解 4.5.3 のように比較的まとまった形となる。したがって, $(1/r_x)$ を用いて求めた許容軸方向圧縮応力度に低減率 $0.5 + 0.001(1/r_x)$ を乗じて許容応力度を求めてもよいこととされている。



図-解 4.5.2 T 形断面部材に作用する偏心圧縮力

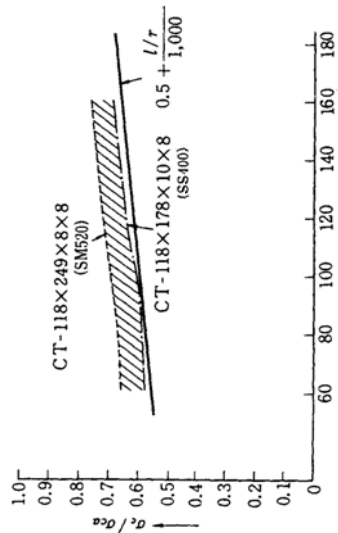
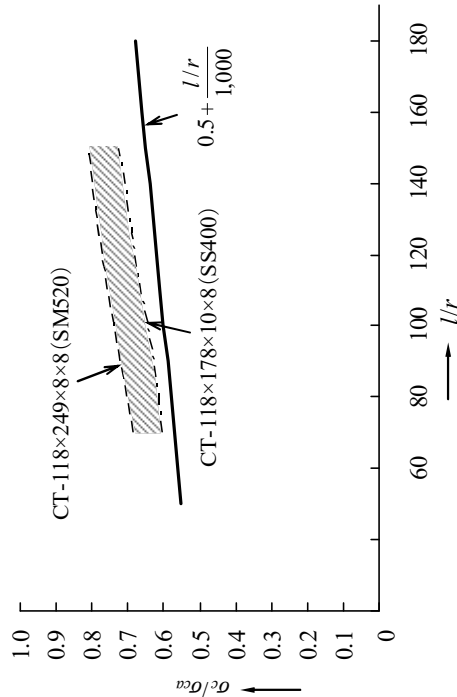


図-解 5.4.16 許容軸方向圧縮応力度の低減率

なお、山形及び T 形断面を有する圧縮部材を主要部材として連結の設計を行う場合、部材の全強は $A_g \times \sigma_{end}$ をとつてよい。 $A_g \times \sigma_{end}$ を全強と考えるのは安全側の設計となるが、この場合でも所要ボルト数又は溶接延長は小さく、実務上十分である。

参考文献

- 1) (財)鉄道総研技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、鋼・合成構造物、平成 21 年 7 月
- 2) (社)土木学会：鋼鉄道橋設計標準、1974 年
- 3) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, 12th edition, 1977.
- 4) Public Works Research Institute: A Study of the Safety of Box Girder Bridges, Technical Memorandum of Public Works Research Institute, No.1436, 1978. 12
- 5) Galambos, T. V.: Structural Member and Frames, Prentice-Hall Inc., 1968 (福本 秀士, 西野文雄訳：鋼構造部材と骨組一強度と設計一, 丸善, 1970)
- 6) 成岡昌夫, 福本秀士, 伊藤敏一：ヨーロッパ鋼構造協会連合・Ⅷ委員会の鋼柱座屈曲線について, JSSC, Vol.6, No.55, 1970
- 7) Johnston, B. G.: Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd Edition, 1976, John Wiley & Sons Inc.
- 8) 西村宣男, 青木徹彦, 西井学, 福本秀士：鋼柱部材の基本強度の統一評価, 土木学会論文集, 第 410 号/I-12, 1989 年 10 月



なお、山形及び T 形断面を有する圧縮部材を主要部材として連結の設計を行う場合、部材の全強は $A_g \times \sigma_{en}$ をとつてよい。 $A_g \times \sigma_{en}$ を全強と考えるのは安全側の設計となるが、この場合でも所要ボルト数又は溶接延長は小さく、実務上十分である。

参考文献

- 7) (社)土木学会：鋼鉄道橋設計標準, 1974
- 8) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges, 12th edition, 1977.
- 1) Galambos, T. V. : Structural Member and Frames, Prentice-Hall Inc., 1968 (福本 秀士, 西野文雄訳：鋼構造部材と骨組一強度と設計一, 丸善, 1970)
- 2) 成岡昌夫, 福本秀士, 伊藤敏一：ヨーロッパ鋼構造協会連合・Ⅷ委員会の鋼柱座屈曲線について, JSSC, Vol.6, No.55, 1970
- 3) Johnston, B. G. : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd Edition, 1976, John Wiley & Sons Inc.
- 4) 西村宣男, 青木徹彦, 西井学, 福本秀士：鋼柱部材の基本強度の統一評価, 土木学会論文集, 第 410 号/I-12, 1989. 10

改定案（5章）	現行	備考
<p>9) 独立行政法人土木研究所：鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討，土木研究所資料第 4221 号，2012.3</p> <p>10) 伊藤文人，田島二郎：高張力鋼を用いた溶接角柱の圧縮強さ，鉄道技術研究報告 第 516 号，1966 年 1 月</p> <p>11) 宇佐美勉，福本秀士，青木徹彦：溶接箱断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 308 号，1981 年 4 月</p> <p>12) 佐伯彰一，西川和廣，滝沢晃：プレートガーダー側道橋の全体横倒れ座屈に関する検討（その 1），土木研究所資料第 1795 号，昭和 57 年 2 月</p> <p>13) 山口栄輝，山田啓太，高間徹：曲げモーメントを受ける部材の照査に関する考察，構造工学論文集，Vol.1. 58A，2012.3</p> <p>14) 宇佐美勉，Galambos, T.V.：2 軸曲げを受ける単一山形鋼柱の強度，土木学会論文報告集，第 191 号，1971.7</p> <p>15) 宇佐美勉，福本秀士：プレージング材としての山形および T 形鋼部材の圧縮強度と設計，土木学会論文報告集，第 201 号，1972.5</p> <p>16) 福本秀士，藤原稔，渡辺信夫：溶接 I 形部材の横倒れ座屈に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 189 号，1971.5</p>	<p>5) 独立行政法人土木研究所：鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討，土木研究所資料第 4221 号，2012.3</p> <p>6) 建設省土木研究所：プレートガーダー側道橋の全体横倒れ座屈に関する検討（その 1），土木研究所資料第 1795 号，1982.2</p> <p>9) (社) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針，1993</p> <p>10) (社) 日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)，JSSIV05-1994，1994.3</p>	

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編	現行	備考
<p style="text-align: center;">改定案（6章）</p> <p style="text-align: center;">6章 耐久性能に関する部材の設計</p> <p>6.1 一般</p> <p>(1) 鋼部材は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならぬ。</p> <p>(2) 経年的な劣化の影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならぬ。</p> <p>(3) 鋼部材の耐久性能の確保にあたっては、3.8.3の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、I編6.1の規定に従い部材の耐久性能を保持するための設計耐久期間を定めたいえ、I編6.2の規定に従わなければならない。</p> <p>(4) 鋼材の腐食に関しては7章の規定による。鋼橋の疲労の影響のうち、鋼部材の疲労の影響は8章、床版の疲労の影響は11章の規定による。</p> <p>(1), (2) 構造物の性能は、時間の経過とともに変化し、一般的には低下していくため、設計にあたっては経年変化による影響を適切に考慮する必要がある。これまでの調査によると、鋼橋の主たる損傷形態は、鋼の部材等の腐食と疲労、鉄筋コンクリート床版の損傷及び支承や伸縮装置の破損となっている。鋼材は自然環境中において不可逆的に腐食又はさび化していくため、鋼橋を健全に維持するためには、適切な防せい防食の処置を講じておく必要がある。</p> <p>また、鋼橋において、主桁及び主桁への部材の取付け部、鋼床版、鋼製橋脚の隅角部等のさまざまな部材、部位で疲労亀裂の発生が報告されている。現状における厳しい重車面の交通状態も踏まえて、鋼橋の設計にあたっては、疲労の影響を必ず考慮することとされている。</p> <p>(3) 鋼部材等の設計では、I編6.1に規定されるとおりそれぞれに設計耐久期間を定め、その期間においてI編6.2に規定される永続作用の影響や変動作用の影響に対する部材の耐荷性能を保持するための具体的な方法を、部材等のそれぞれについて定める必要があることから本条が規定されている。</p> <p>橋の設計供用期間中に想定される経時的な影響による部材の耐荷性能の低下について考慮し、それを防止するための方法を設計段階で適切に検討しておく必要がある。</p>	<p style="text-align: center;">5章 耐久性の検討</p> <p>5.1 一般</p> <p>鋼橋の部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。</p> <p>5.3 疲労設計</p> <p>(1) 鋼橋の設計にあたっては、疲労の影響を考慮しなければならない。</p> <p>(2) 疲労の影響を考慮するにあたっては、鋼部材は6章の規定により、床版は9章の規定による。</p> <p>(1) 近年、鋼道路橋において、主桁及び主桁への部材の取付け部、鋼製橋脚の隅角部等のさまざまな部材、部位で疲労亀裂の発生が報告されている。現状における厳しい重車面の交通状態により、将来の疲労損傷の増大も懸念されることから、鋼橋の設計にあたっては、疲労の影響を考慮することとしている。</p> <p>(2) 鋼部材の場合には、今回の改定で新たに「6章疲労設計」が設けられたので、これによる必要がある。疲労設計にあたっては、6章に規定されるように、あらかじめ疲労強度が著しく低い継手や溶接の品質確保が難しい構造は原則避ける必要がある。また、活荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を評価して、疲労耐久性が確保できる継手や構造となるようにする必要がある。このとき、鋼床版や鋼製橋脚等のように応力変動の適切な評価が困難な場合にも、過去の知見からより疲労耐久性に優れる継手や構造が明らかになつ</p>	

備考	現行	改定案（6章）
	<p>ている場合には、それらを採用する等によって疲労の影響について考慮することが可能である。</p> <p>なお、疲労設計にあたっては「鋼道路橋の疲労設計指針」（日本道路協会）5）や「鋼橋の疲労」（日本道路協会）6）が参考にできる。</p> <p>また、道路橋に軌道又は鉄道を併用する場合、列車荷重による部材応力度の変動に対する疲労の影響については、鉄道橋の設計基準⁷⁾を参考にするとよい。</p> <p>風による振動に伴う疲労については、振動そのものの発生を防止又は抑制することが効果的であり、制振方法の検討にあたっては「道路橋耐風設計便覧」（日本道路協会）8）が参考になる。</p> <p>なお、溶接部の品質は継手の疲労耐久性に大きく影響するため、なるべく施工が容易であり、非破壊検査による品質の確認が行える継手や構造となるよう配慮する必要がある。</p>	<p>なお、例えば鋼材の腐食特性は、環境条件によって大きく異なるため、架橋位置での環境や橋の部位などを適切に考慮して、防せい防食法を選定する必要がある。鋼部材の疲労設計にあたっては、なるべく疲労の影響を受けにくくなるように、あらかじめ疲労強度が著しく低い継手や溶接の品質確保が難しい構造は原則避ける必要がある。なお、鋼床版や鋼製橋脚等のように応力変動の正確な評価が困難な場合にも、過去の知見から、より疲労耐久性が優れる継手や構造が明らかな場合には、それらを採用することににより疲労の影響を考慮することが可能である。</p> <p>溶接部の品質は継手の疲労耐久性に大きく影響するため、なるべく施工が容易であり、外観目視検査や非破壊検査による品質の確認が確実に行えるよう配慮する必要がある。</p> <p>そのうえで、腐食、疲労、鉄筋コンクリート床版の疲労損傷、支承や伸縮装置の破損など鋼橋に生じる劣化・損傷は、それらについて配慮して設計を行っても、様々な要因から発生を避けることができなことも考えられる。したがって、設計においては、適切かつ計画的な点検と、必要に応じて懸念される損傷形態とそれらに対する補修等の方法についても検討し、必要な維持管理が確実に行えるように配慮しなければならない。</p> <p>設計併用期間中の交換を考慮する部材においては、部材交換の際に必要な仮設材の配置想定や、設計時に想定する交換工法が適用可能な構造になるように設計する。なお、床版は、補修や取替えが必要となった場合には、一般に工事が大きかりになるだけでなく、交通への影響も大きなものとなることが考えられるので、特に、耐久性及び補修時等の併用性の確保について十分な検討を行う必要がある。</p> <p>耐久性を適切に設定し、かつそれを確実に満足させるためには、I編1.8.3に規定される構造設計上の配慮事項について適切に条件を設定して、それに対応した設計を行うことが重要である。</p> <p>(4) 鋼橋の耐久性の確保に関する具体的方法はこの条に規定されるほか、道路橋に軌道又は鉄道を併用する場合、列車荷重による部材応力度の変動に対する疲労の影響については、鉄道橋の設計基準¹⁾を参考にするとよい。</p> <p>また、風による振動に伴う疲労については、振動そのものの発生を防止又は抑制することが効果的であり、制振方法の検討にあたっては「道路橋耐風設計便覧」（日本道路協会）²⁾が参考となる。</p>
	<p>7) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，2009.7</p> <p>8) (社) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，2008.1</p> <p>5) (社) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3</p> <p>6) (社) 日本道路協会：鋼橋の疲労，1997.5</p>	<p>参考文獻</p> <p>1) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，2009.7</p> <p>2) (社) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，2008.1</p>

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編

改定案（7章）

7章 防せい防食

7.1 一般

- (1) 鋼橋の部材等には、腐食による機能の低下を防ぐため、防せい防食を施さなければならぬ。このとき、鋼部材の耐荷性能に腐食による影響が生じるまでの期間が、維持管理の前提条件に応じて定める当該部材の設計耐久期間よりも長くなるようにしなければならぬ。また、防せい防食の点検及び補修や更新等の想定する維持管理を確実に実行できるように配慮しなければならぬ。
- (2) 鋼材の防せい防食法の選定にあたっては、架橋地点の環境、橋の部位及び規模、部材の形状及び経済性を考慮しなければならない。
- (3) 鋼橋の設計にあたっては、防せい防食法に応じて、細部構造の形状及び材料の組合せ等について適切に配慮しなければならない。

(1) 鋼材は自然環境中において不可逆的に腐食又はさびび化していくため、鋼橋を健全に維持するためには、適切な防せい防食の処置を講じておく必要腐食が生じない材料を採用する必要がある。防せい防食の処置の基本的な考え方は、I編 6.2 に規定される耐久性確保の方法 1 から 3 のいずれかに基づき必要がある。鋼橋の防せい防食は一般に鋼材表面に施されるが、鋼材の表面性状は鋼橋の景観に影響するため、色彩等の景観要求がある場合はこれに配慮する必要がある。なお、この章では防せい防食についての基本的な事項のみが規定されており、構造や部位等に応じて配慮すべき事項等について各章に別途定めがある場合にはそれらの関連する規定にもよる必要がある。

防せい防食を施した鋼部材に腐食による悪影響が生じるのは、一般的に、施した防せい防食の機能が低下し部材の耐荷性能の低下が生じるまでに腐食による減肉が進行した場合である。しかし景観上の要求やライフサイクルコスト等の他条件により、防せい防食の機能喪失前に補修が必要とされる場合もあり、維持管理の前提条件を考慮する際には、留意する必要がある。

防せい防食機能の低下や喪失時には、防せい防食の補修や更新が必要となることから、部材の形状や配置を決定する際、防せい防食の補修や更新の作業に必要な空間を確保して

現行

5章 耐久性の検討

5.2 防せい防食

- (1) 鋼橋の部材には、腐食による機能の低下を防ぐため、防せい防食を施さなければならぬ。
- (2) 鋼材の防せい防食法の選定にあたっては、架橋地点の環境、橋の部位及び規模、部材の形状及び経済性を考慮しなければならない。
- (3) 鋼橋の設計にあたっては、防せい防食法に応じて、細部構造の形状及び材料の組合せ等について適切に配慮しなければならない。

(1) 鋼材は自然環境中において不可逆的に腐食又はさびび化していくため、鋼橋を健全に維持するためには、適切な防せい防食の処置を講じておく必要がある。鋼橋の防せい防食は一般に鋼材表面に施されるが、鋼材の表面性状は鋼橋の景観に影響するため、色彩等の景観要求がある場合はこれに配慮する必要がある。なお、本章では防せい防食についての基本的な事項のみが規定されており、構造や部位等に応じて配慮すべき事項等について各章に別途定めがある場合にはそれら関連する規定にもよる必要がある。

備考

改定案（7章）

おく必要がある。特に、桁端部などの腐食環境の厳しい箇所では、点検や補修、更新が困難な狭隙部が生じないようにするなど、維持管理に必要な行為に十分に配慮した設計を行う必要がある。

(2) 鋼材の腐食は水と酸素が存在する環境で発生し、塩化物やいおう酸化物等の介在によって促進される。このような腐食の発生や促進の要因は架橋地点によって異なり、橋のように複雑な形状をした構造物では、雨水や結露水による濡れ時間や腐食の原因となる物質の付着量は部位によっても異なる。例えば、飛来塩分の影響を受ける海岸部や水はけが悪く滞水しやすい箇所では腐食が促進される。

防せい防食法は使用される環境条件に対して必要な耐久性が得られるものでなければならぬが、方法ごとに適用できる部材の規模、形状等の条件が制約されることや、防せい防食性能の維持に必要な点検の難易度や補修の作業性についても方法ごとに条件が異なる。したがって、鋼橋の防せい防食法の選定にあたっては、耐久性や景観等の要求に応じて、環境条件、点検と補修に関する維持管理計画、経済性を考慮する必要がある。

鋼材の防せい防食法には表面被覆、耐食性材料の使用、環境改善、電気防食などの方法があるが、一般的には鋼材表面に何らかの被覆を形成することによって、鋼材自体の腐食を防止又は一定の限度内に抑制しようとする方法が多く適用されている。これら被覆の性能は、通常、時間の経過とともに徐々に低下していくため、その機能を一定の水準以上に維持するためには、適切かつ効果的な維持管理計画を立て、それに基づいた計画的な維持管理（点検、調査、補修等）を行う必要がある。そのためには、架橋地点の環境条件や維持管理の条件を反映した適切な暴露試験や促進試験等により、採用する方法の防せい防食原理及び耐久性が明らかになっていることが前提となる。これらが明らかでないものは、効果的かつ実効性のある点検、調査、維持管理をすることができないので、鋼橋の防せい防食法として用いてはならない。

なお、鋼材の代表的な防せい防食法である、塗装、耐候性鋼材の使用、溶融亜鉛めっき、金属溶射についてはこれまでの使用実績から、適切に設計が行われた場合には、一般には要求性能を満たすようにすることができると考えられる。これらの防せい防食原理、機能低下形態及び機能喪失時の補修方法を表-解 7.1.1 に示す。各防せい防食方法の防食設計については、文献1)、2)を参考にすることがよい。

表-解 7.1.1 鋼橋の代表的な防せい防食方法

	主たる防せい防食原理	機能低下形態 (予想外の劣化 進行を含む)	機能喪失時の 補修方法
① 塗装	塗膜による大気環境遮断	塗膜の劣化	塗替え
② 耐候性鋼材	緻密なさび層の形成による腐食速度の抑制	層状剥離さびの発生とそれによる断面減少	塗装等

現行

(2) 鋼材の腐食は水と酸素が存在する環境で発生し、塩化物やいおう酸化物等の介在によって促進される。このような腐食の発生や促進の要因は架橋地点によって異なり、橋のように複雑な形状をした構造物では、雨水や結露水による濡れ時間や腐食の原因となる物質の付着量は部位によっても異なる。例えば、飛来塩分の影響を受ける海岸部や水はけが悪く滞水しやすい箇所では腐食が促進される。

防せい防食法は使用される環境条件に対して必要な耐久性が得られるものでなければならぬが、方法ごとに適用できる部材の規模、形状等の条件が制約されることや、防せい防食性能の維持に必要な点検の難易度や補修の作業性についても方法ごとに条件が異なる。したがって、鋼橋の防せい防食法の選定にあたっては、耐久性や景観等の要求に応じて、環境条件、点検と補修に関する維持管理計画、経済性を考慮する必要がある。

鋼材の防せい防食法には表面被覆、表面改質、電気防食、鋼材自体の改質など多くの方法があるが、一般的には鋼材表面に何らかの被覆を形成することによって、鋼材自体の腐食を防止又は一定の限度内に抑制しようとするものである。これら被覆の性能は、通常、時間の経過とともに徐々に低下していくため、その機能を一定の水準以上に維持するためには、適切かつ効果的な維持管理計画を立て、それに基づいた計画的な維持管理（点検、調査、補修等）を行う必要がある。そのためには、架橋地点の環境条件や維持管理の条件を反映した適切な暴露試験や促進試験等により、採用する方法の防せい防食原理及び耐久性が明らかになっていることが前提となる。これらが明らかでないものは、効果的かつ実効性のある点検、調査、維持管理をすることができないので、鋼橋の防せい防食法として用いてはならない。

なお、鋼材の代表的な防せい防食法である、塗装、耐候性鋼材の使用、亜鉛めっき、金属溶射についてはこれまでの使用実績から、適切に設計が行われた場合には、一般には要求性能を満たすようにすることができると考えられる。これらの防せい防食原理、機能低下形態及び機能喪失時の補修方法を表-解 5.2.1 に示す。各防せい防食方法の防食設計については、文献1)、2)を参考にすることがよい。

表-解 5.2.1 鋼橋の代表的な防せい防食法

	主たる防せい防食原理	機能低下形態 (予想外の劣化進行を含む)	機能喪失時の 補修方法
① 塗装	塗膜による大気環境遮断	塗膜の劣化	塗替え
② 耐候性鋼材	緻密なさびの発生による腐食の抑制	層状剥離さびの発生とそれによる断面減少	塗装等

改定案（7章）

③溶融亜鉛めっき	亜鉛酸化物による保護皮膜及び亜鉛による犠牲防食	亜鉛層の減少	塗装等
④金属溶射	溶射金属の保護皮膜及び溶射金属（アルミ、亜鉛等）による犠牲防食	溶射金属層（アルミ、亜鉛等）の減少	溶射又は塗装

塗装は鋼材表面に保護被膜を形成して腐食を防止する。構造上の制約が少なく、色彩選択の自由度が大きい等の特徴があるが、環境中では種々の要因で塗膜が劣化するため、塗替え等による機能の維持が必要であることを考慮する必要がある。鋼橋の塗装には機能に応じて数種類の塗装系があるが、架橋位置の環境、維持管理方法を考慮して適切なものを選定する必要がある。

耐候性鋼材は鋼材に適量の合金元素を添加することで、鋼材表面に緻密なさび層を形成させ、これが鋼材表面を保護することで以降のさびの進展が抑制され、腐食速度が普通鋼に比べて低下する。耐候性鋼材がこのような所定の性能を発揮するためには、その鋼材に応じた適切な環境条件下で使用する必要がある。例えば、無塗装で用いた場合に、飛来塩分が多い場合や凍結防止剤を散布する場合、また凍結防止剤を散布する橋に隣接する場合など、塩化物の影響を受ける橋や、鋼材表面が適度な乾湿繰返しとならない環境では均一で緻密なさび層が形成されにくい場合がある。桁の端部等の局部環境の悪い箇所に耐候性鋼材を使用する場合には橋全体としての耐久性を確保するために、防せい防食の機能が補修により回復しやすい塗装等の他の防食法の併用なども検討することが必要である。

例えば、JIS G 3114 に規定される溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材については、所定の方法で計測した飛来塩分量が 0.05mdd (NaCl:mg/100cm²/day) を超えない地域、又は図-解 7.1.1 に示す地域では一般に無塗装で用いることができる³⁾。この場合、飛来塩分量を測定して無塗装使用の適否を評価する際には、海岸線からの距離、気象条件の相違による地域特性、季節変動、年変動等を十分把握しておくとともに、架橋地点周辺の既存の調査結果等との比較などによって慎重に検討する必要がある。また、ここでの使用適否の評価はあくまでも地域的な環境を指しており、架橋地点の地形的な条件や橋を構成する部材の細部構造等に支配される局所的な腐食環境については、個々の橋に応じて配慮する必要がある。

このようことから、耐候性鋼材の場合には、鋼材表面のさびの状況について、供用後の初回点検時に個々の橋の環境条件に対する適合性や局所的な腐食環境による不具合の有無やその可能性を確認するとともに、供用後も環境条件の変化により、異常なさびが生じていないか確認を行い、不適合が明らかとなった場合には、すみやかにその原因を取り除いたり、必要に応じて塗装を行うなどの適切な対応策を講じることになる。

現行

③亜鉛めっき	亜鉛酸化物による保護皮膜及び亜鉛による犠牲防食	亜鉛層の減少	溶射又は塗装
④金属溶射	溶射金属の保護皮膜及び溶射金属（アルミ、亜鉛等）による犠牲防食	溶射金属層（アルミ、亜鉛等）の減少	溶射又は塗装

塗装は鋼部材の防せい防食法として現在一般的に用いられる方法であり、鋼材表面に保護被膜を形成して腐食を防止する。構造上の制約が少なく、色彩選択の自由度が大きい等の特徴があるが、環境中では種々の要因で塗膜が劣化するため周期的な塗替えによる機能の維持が必要である。塗装には機能に応じて数種類の塗装系があるが、架橋位置の環境、維持管理方法を考慮して適切なものを選定する必要がある。

耐候性鋼材は鋼材に適量の合金元素を添加することで、鋼材表面に緻密なさび層を形成させ、これが鋼材表面を保護することで以降のさびの進展が抑制され、腐食速度が普通鋼に比べて低下する。耐候性鋼材が所定の性能を発揮するためには、その鋼材に応じた適切な環境条件下で使用する必要がある。例えば、無塗装で用いた場合に、飛来塩分が多い場合や凍結防止剤を散布する場合、また凍結防止剤を散布する橋に隣接する場合など、塩化物の影響を受ける橋や、鋼材表面が適度な乾湿繰返しとならない環境では均一で緻密なさび層が形成されにくい場合がある。また、塗装橋梁においても防食に対する十分な配慮が必要とされる桁の端部等の局部環境の悪い箇所では、耐候性鋼材を使用する場合であっても橋全体としての耐久性を確保するために部分的に塗装する等の他の防食法を検討することが必要がある。

例えば、JIS G 3114 に規定される溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材については、所定の方法で計測した飛来塩分量が 0.05mdd (NaCl:mg/100cm²/day) を超えない地域、又は図-解 5.2.1 に示す地域では一般に無塗装で用いることができる³⁾。この場合、飛来塩分量を測定して無塗装使用の適否を評価する際には、海岸線からの距離、気象条件の相違による地域特性、季節変動、年変動等を十分把握しておくとともに、架橋地点周辺の既存の調査結果等との比較などによって慎重に検討する必要がある。また、ここでの使用適否の評価はあくまでも地域的な環境を指しており、架橋地点の地形的な条件や橋を構成する部材の細部構造等に支配される局所的な腐食環境については、個々の橋に応じて配慮する必要がある。

また、耐候性鋼材の場合には、鋼材表面のさびの状況について、供用後の初回点検時に個々の橋梁の環境条件に対する適合性や局所的な腐食環境による不具合の有無等を確認するとともに、定期的に点検を行い、供用後の環境条件の変化に留意しつつ、異常なさびが生じた場合には、その原因を取り除き、必要に応じて塗装を行うなどの適切な対応策を講じることが必要である。

備考



地域区分	飛来塩分量の測定を省略してよい地域
日本海沿岸部	I 海岸線から 20 km を超える地域
	II 海岸線から 5 km を超える地域
太平洋沿岸部	海岸線から 2 km を超える地域
瀬戸内海沿岸部	海岸線から 1 km を超える地域
沖縄	なし

図 7.1.1 耐候性鋼材を無塗装で使用する場合の適用地域

溶融亜鉛めっきは 440℃前後の溶融した亜鉛中に鋼材を浸せきし、その表面に鉄と亜鉛の合金層と純亜鉛層からなる皮膜を形成し、環境中で表面に形成される酸化皮膜による保護効果と犠牲防食効果により鋼材の腐食を抑制するものである。亜鉛めっきの耐久性は亜鉛の付着量、腐食環境によって異なるため、定期的な点検により効果を確認する必要がある。また、設計にあたっては亜鉛めっき槽による部材寸法の制限や、めっき時のやけ、変形に対する材料や構造上の配慮等が必要である。具体的な内容は、文献 4) を参考にすることがよい。

金属溶射はプラスチック処理等の表面処理を施した鋼材面に溶融した金属を圧縮空気で吹付けて皮膜層を形成させる方法である。溶射金属としては亜鉛、アルミニウム、亜鉛アルミニウム合金、アルミニウム・マグネシウム合金等が使用され、鋼材表面に金属皮膜を得る方法である。金属溶射面は凹凸が多く塗料の付着性がよいことから塗装の下地として用いられることもある。

(3) 防せい防食法に所定の機能を発揮させるためには、例えば塗装を行う部材において面取



地域区分	飛来塩分量の測定を省略してよい地域
日本海沿岸部	I 海岸線から 20 km を超える地域
	II 海岸線から 5 km を超える地域
太平洋沿岸部	海岸線から 2 km を超える地域
瀬戸内海沿岸部	海岸線から 1 km を超える地域
沖縄	なし

図 解 5.2.1 耐候性鋼材を無塗装で使用する場合の適用地域

溶融亜鉛めっきは 440℃前後の溶融した亜鉛中に鋼材を浸せきし、その表面に鉄と亜鉛の合金層と純亜鉛層からなる皮膜を形成し、環境中で表面に形成される酸化皮膜による保護効果と犠牲防食効果により鋼材の腐食を抑制するものである。亜鉛めっきの耐久性は亜鉛の付着量、腐食環境によって異なるため、定期的な点検により効果を確認する必要がある。また、設計にあたっては亜鉛めっき槽による部材寸法の制限や、めっき時のやけ、変形に対する材料や構造上の配慮等が必要である。具体的な内容は、文献 4) を参考にすることがよい。

金属溶射はプラスチック処理等の表面処理を施した鋼材面に溶融した金属を圧縮空気で吹付けて皮膜層を形成させる方法である。溶射金属としては亜鉛、アルミニウム、亜鉛アルミニウム合金等が使用され、鋼材表面に金属皮膜を得る方法である。金属溶射面は凹凸が多く塗料の付着性がよいことから塗装の下地として用いられることもある。

(3) 防せい防食法の機能を発揮させるためには、例えば塗装を行う部材において面取

改定案（7章）	現行	備考
<p>りを行う等、それぞれの方法に応じて構造の細部についても十分な配慮を行うことが必要である。</p> <p>異種の金属が接触する場合には、より電位の低い材料の腐食が著しく促進されるいわゆる異種金属接触腐食が生じることがある。したがって、異種の金属が接触する場合には、電位差に応じて異種金属接触腐食が生じることを注意が必要である。このとき、直接金属が触れ合わなくても滞水などにより電気的に接触し異種金属接触腐食を生じる場合があり、絶縁にはこの点も考慮が必要である。</p> <p>コンクリート内に鋼部材が埋込まれる構造のようにコンクリートと鋼材の接触面があり、その境界から水が浸入するような場合には、鋼材が点検困難な埋込まれた内部で腐食をおそれがある。したがって、そのような構造はできる限り避けることが必要であり、やむを得ずこのような境界部が設けられる場合には、水の浸入を防ぐとともに、コンクリート埋設部の鋼材部分の防せい防食について十分配慮する必要がある。特に、鋼製橋脚の基部については、17.10の規定による必要がある。</p>	<p>行う等、それぞれの方法に応じて構造の細部についても十分な配慮を行うことが必要である。</p> <p>また、溶接やボルト接合を行う場合等で異種の金属が接触する場合には、電位差に応じてより電位の低い材料の腐食が著しく促進されるいわゆる異種金属接触腐食が生じることがある。このとき、このよう場合には両者を絶縁する等の注意が必要である。</p> <p>また、コンクリート内に鋼部材が埋込まれる構造のようにコンクリートと鋼材の接触面があり、その境界から水が浸入するような場合には、鋼材が腐食するおそれがあり、かつコンクリート内の点検も困難である。したがって、そのような構造はできる限り避けることが必要であり、やむを得ずこのような境界部が設けられる場合には、水の浸入を防ぐとともに、コンクリート埋設部の鋼材部分の防せい防食について十分配慮する必要がある。特に、鋼製橋脚の基部については、16.13の規定による必要がある。</p>	
<h3>7.2 防せい防食での構造配慮</h3> <p>鋼橋の防せい防食では、3.8.3の規定に従い、少なくとも1)及び2)に配慮した構造としなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 防せい防食の所定の機能が発揮されることの確実性 2) 防せい防食の維持管理の確実性と容易さ 		
	<p>防せい防食法が所定の機能を発揮できるためには、腐食環境が各部材各部位において、適当なものでなければならない。例えば、設計の想定とは異なる箇所で滞水が生じると、その防せい防食法の耐久性能の前提条件を逸脱し、局部的に鋼材の腐食が促進される。こういったリスクを避けるためには、適切に排水孔や排水勾配を設け、不測の事態にも配慮して確実に排水が実現できるように排水設計を行う必要がある。箱桁内の水抜き孔や垂直補剛材、ダイアフラム、横リブ等でスカラップがその機能の一部になっている場合もある。床版においても、路面からの排水経路を定め、十分な排水勾配や排水孔を設けるなどにより、確実に排水が実現できるように設計する必要がある。伸縮装置を有する桁端部においては、伸縮装置からの漏水により局所的に鋼材腐食が進展する可能性がある。そのため、伸縮装置を非排水構造とする、桁端部で結露が生じにくいよう通気性を確保する、漏水が生じたとしても、腐食状況が想定と著しく異ならないように、桁端部において防水処理を行う、橋座面に排水溝や排水勾配を設けるなどの配慮が必要である。このほか、7.1に示した異種金属接触腐食や鋼部材のコンクリート埋設部の腐食など、局部的にも腐食が生じにくい細部構造の形状や材料の組合せについても配慮が必要である。</p> <p>防せい防食の維持管理の確実性と容易さへの配慮には、防せい防食の方法に応じた点検や</p>	

備考	現行	改定案（7章）
	<p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) (社) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，2005.12</p> <p>2) (社) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧資料集，2010.9</p> <p>3) 建設省土木研究所，(社) 鋼材倶楽部，(社) 日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(XX)―無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（改訂案），共同研究報告書第88号，1993.3</p> <p>4) (社) 日本鋼構造協会：溶融亜鉛めっき橋の設計・施工指針，1996.1</p>	<p>補修あるいは更新の作業などの維持管理行為が確実にできるように、点検ができにくい構造をなくしたり、作業空間を確保したりすることなどがある。点検や補修作業時の作業足場が設置できるような空間を確保したり、点検において目視できにくい箇所をなくすような足場設置箇所の設計や箱桁など閉断面部材においては適切にマンホールを設置することなども検討することが必要である。除湿や乾燥空気の送気による防食などの施設の稼動を伴う防せい防食等では、機器類の補修や更新をあらかじめ想定し、補修や更新作業に必要な空間を確保するよう設計時に配慮が必要である。さらに、漏水などにより局部的な腐食が生じやすい桁端部では、構造的に狭隘部が生じやすいが、点検時にアクセス可能な空間を設ける、素地調整や塗装替えなどの補修作業が行える部材の配置や空間の確保を行うなどの配慮も必要である。</p> <p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) (公社) 日本道路協会：鋼道路橋防食便覧，2014.3</p> <p>2) (公社) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧資料集，2010.9</p> <p>3) 建設省土木研究所，(社) 鋼材倶楽部，(社) 日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(XX)―無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（改訂案），共同研究報告書第88号，1993.3</p> <p>4) (社) 日本鋼構造協会：溶融亜鉛めっき橋の設計・施工指針，1996.1</p>

新旧対比表

II 鋼橋・鋼部材編	現行	備考
<p>改定案（8章）</p> <p>8章 疲労設計</p> <p>8.1 一般</p> <p>(1) 鋼部材の設計にあたっては、原則として、疲労強度が著しく低い継手及び溶接の品質確保が難しい構造の採用を避けるとともに、活荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を評価して必要な疲労耐久性を確保しなければならない。</p> <p>このとき、少なくとも自動車の通行に起因する発生応力については、その繰り返しによる影響を適切に評価できるように、照査に用いる荷重とその載荷回数を定めなければならない。</p> <p>(2) 設計計算によって算出した応力度の公称値と部材に発生する実応力との関係が明らかである場合には、8.2の規定により応力による疲労耐久性の照査を行わなければならない。</p> <p>(3) 設計計算によって算出した応力度の公称値と部材に発生する実応力との関係が明らかでない場合には、二次応力に対する疲労耐久性が確保できるよう細部構造に配慮しなければならない。</p> <p>この章では、鋼橋の疲労設計の基本的な考え方、疲労照査の方法、継手の疲労強度等級等について規定している。</p> <p>(1) 疲労に対する耐久性の確保のためには、設計にあたって疲労強度が著しく低い継手の採用を原則避けることが必要である。更に、継手形式や継手位置、構造ディテールの決定にあたっては、設計時のモデル化と実構造との違いによる二次応力の発生や、応力集中の程度等について疲労耐久性の観点から配慮することが極めて重要である。</p> <p>疲労設計の基本は、部材に生じる応力変動を適切に評価し、疲労に対する所要の<u>耐久性</u>が確保できることを照査することであるが、鋼床版や橋脚構造等のように通常行われる設計計算によっては応力変動の適切な評価が困難な場合もある。このような場合でも過去の</p>	<p>6章 疲労設計 (H24 道示)</p> <p>6.1 一般 (H24 道示)</p> <p>(1) 疲労設計にあたっては、原則として、疲労強度が著しく低い継手及び溶接の品質確保が難しい構造の採用を避けるとともに、活荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を評価して必要な疲労耐久性を確保する。</p> <p>(2) 設計計算によって算出した応力度の公称値と部材に発生する実応力との関係が明らかである場合には、6.2の規定により応力による疲労耐久性の照査を行わなければならない。</p> <p>(3) 設計計算によって算出した応力度の公称値と部材に発生する実応力との関係が明らかでない場合には、二次応力に対する疲労耐久性が確保できるよう細部構造に配慮しなければならない。</p> <p>鋼橋の疲労設計に関しては、従来の示方書では、基本的な考え方を示すにとどめ、具体的な方法については、参考図書として「<u>鋼道路橋の疲労設計指針</u>」（日本道路協会）¹⁾がとりまとめられている。今回の改定では、<u>同指針における疲労設計の方法及び疲労照査に必要となる継手の疲労強度について規定している。照査方法、照査に用いる活荷重、疲労に配慮した鋼床版等の構造詳細については同指針が参考にできる。</u></p> <p>(1) <u>疲労耐久性の確保のためには、設計にあたって疲労強度が著しく低い継手の採用を原則避けることが必要である。さらに、継手形式や継手位置、構造ディテールの決定にあたっては、設計時のモデル化と実構造との違いによる二次応力の発生や、応力集中の程度等について疲労耐久性の観点から配慮することが極めて重要である。</u></p> <p>疲労設計の基本は、部材に生じる応力変動を適切に評価し、<u>必要な耐久性が確保できることを照査することであるが、鋼床版や橋脚構造等のように通常行われる設計計算によっては応力変動の適切な評価が困難な場合もある。このような場合でも過去の知見から、疲労耐久性</u></p>	

備考	現行	改定案（8章）
	<p>が著しく低い継手や構造の採用を避け、また、より疲労耐久性に優れる継手や構造が明らか な場合には、それらを採用するのがよい。</p>	<p>知見から、疲労耐久性が著しく低い継手や構造の採用を避け、また、より疲労耐久性に優 れる継手や構造が明らかなる場合には、それらを採用するのがよい。</p> <p>一方で、自動車荷重の繰り返しによって主桁などに生じる変動応力は、部材の位置毎に も大きく異なることから、設計計算においてそれらがある程度適切に評価できる場合に は、それを求めて想定される変動応力の繰り返し回数を考慮して、所要の耐久性が得られ るようにすることが合理的である。このとき照査で対象とする期間中に実際に負荷される 軸重や輪荷重並びにその繰り返し回数を精度よく予測することは困難であり、特に変動応 力の振幅は部材の部位毎に異なる影響線に対して同時に載荷される車輪の数や距離によ っても大きく異なるため、これを設計において忠実に考慮することは困難である。そのた めこの示方書では、代表的な交通荷重実態の分析結果から、一般的な道路路橋の部材に対 して適当な耐久性の照査が行えるように、設計で考慮する軸重列の載荷状態が生じさせる変 動振幅応力と繰り返し回数によって得られる疲労への影響について線形累積被害則を前 提として、その累積損傷比と等価な損傷度が得られるように調整された設計用荷重とその 載荷回数を8.2.2のとおりに定めている。</p> <p>このように疲労設計用の荷重と照査で考慮するその載荷回数は、結果として交通流によ る累積損傷比が近似できるように設定されたものであり、実際の車面や耐力設計で考慮 する活荷重とは意味合いが異なることに注意する必要がある。</p> <p>なお、過去に疲労損傷を生じたことのある構造と類似の構造を採用する場合には、二次 応力や応力集中の影響について特に慎重に検討することが必要である²⁾。</p> <p>また、溶接部の品質確保が困難な継手を極力用いないように配慮することも必要であ る。特に溶接部の品質は事後の非破壊検査によって把握することが困難な場合が多く、施 工が困難な継手では所定の品質が確保されおそれがあるため、設計段階から溶接施工 性や品質検査の方法についても十分に検討することが必要である。また、これまでに使用 実績がなく疲労耐久性が明らかでない継手の採用にあたっては、残留応力の影響等も含 め、実橋での応力状態を再現できる疲労試験を実施する等の十分な検討が必要である。</p> <p>荷重伝達機構が同じ継手でも、その形状や仕上げの有無等によって疲労強度が異なる場 合が多く、設計では疲労耐久性について考慮したうえで具体的にどのような継手を用いる のかを明確にするとともに、設計での意図を製作・架設まで正確に伝達し、設計の前提と して継手に要求した品質が最終的に確保できるように製作・架設されることが重要であ る。また、設計段階で考慮していなかった吊り金具や各種の補強材等を製作や架設段階で 設けるような場合には、その継手も疲労設計の対象となることに注意が必要である。また これらを撤去する場合には、20章の製作・施工に関連する規定に従って母材の品質が損な われないようにするとともに、必要な疲労強度を満たすように仕上げを行う等の対応が必 要である。</p> <p>なお、あらかじめ一定水準以上のアンダーカットや内部きずが生じることを前提として</p>

備考	現行	改定案（8章）
	<p>設計や施工を行うことは施工や検査の確実性からも疲労耐久性を確保する上で望ましくなく、各継手において6.3で規定する強度等級が満足できるよう設計・施工を行うことが原則である。</p> <p>(3) 力の流れが複雑な構造部位や、強度等級の当てはめが困難な継手・構造の場合には一般に疲労照査は困難であることが多い。高度なFEM解析によりモデル化を行っても、指標とする応力変動の適切な設定や、それに対応する疲労強度の等級に<u>関係</u>して必ずしも現時点で適切な評価を示せるには至っていない。このように応力変動の適切な評価が困難な継手や構造の場合には疲労耐久性に優れる継手や構造を採用する必要がある。また、局部的な応力の流れや伝達を適切に把握するとともに、過度な応力集中を引き起こさないよう構造詳細に配慮することが重要である。さらに、構造的に品質管理が困難な継手や、二次応力や応力集中が想定される場合には力の伝達に配慮した適切な継手を採用する、又は高力ボルト継手を採用する等の配慮が必要である。</p> <p>特に、鋼床版構造では、自動車荷重によって生じる応力に対する舗装の剛性、輪荷重のばらつき、輪荷重走行位置の分布などの影響が大きく、かつ設計計算で得られる応力範囲を基にした疲労耐久性の照査により適切な評価を行うことは一般に困難であり、構造詳細に配慮する必要がある。</p> <p>「<u>鋼道路橋の疲労設計指針</u>」（日本道路協会）¹⁾では、<u>適用範囲（鋼床版構造の条件）を限定した上で疲労耐久性を確保できる細部構造等の構造詳細に関する事項が示されており、これを参考にすることができ。</u></p>	<p>設計や施工を行うことは、施工や検査の確実性からも疲労耐久性を確保するうえで望ましくなく、各継手において8.3で規定する強度等級を満たすよう設計・施工を行うことが原則となる。</p> <p>(3) 応力の流れが複雑な構造部位や、強度等級の当てはめが困難な継手や構造の場合には、一般に疲労照査は困難であることが多い。高度な有限要素解析によりモデル化を行っても、指標とする応力変動の適切な設定や、<u>公称応力以外の応力に対応する疲労強度の等級</u>などに関して必ずしも現時点で一般的な方法を示せるには至っていない。このように応力変動の適切な評価が困難な継手や構造の場合には、疲労耐久性に優れる継手や構造を採用する必要がある。また、局部的な応力の流れや伝達を適切に把握するとともに、過度な応力集中を引き起こさないよう構造詳細に配慮することが重要である。更に、構造的に品質管理が困難な継手や、二次応力や応力集中の発生が想定される場合には応力の伝達に配慮した適切な継手を採用する、又は高力ボルト継手を採用する等の配慮が必要である。</p> <p>特に、鋼床版構造では、自動車荷重によって生じる応力に対する舗装の剛性、輪荷重のばらつき、輪荷重走行位置の分布などの影響が大きく、かつ設計計算で得られる応力範囲を基にした疲労耐久性の照査により適切な評価を行うことは一般に困難であり、構造詳細に特に配慮する必要がある。</p> <p><u>疲労耐久性確保にあたっての構造配慮事項</u>については、8.4及び8.5にも規定されている。</p>

改定案（8章）	現行	備考																				
<h2>8.2 応力による疲労照査</h2> <h3>8.2.1 照査の基本</h3> <p>(1) 応力による疲労照査では、継手部に作用する応力範囲とその繰り返し数による影響を適切に評価しなければならぬ。</p> <p>(2) 大型の自動車の繰返し载荷の影響に対しては、8.2.2から8.5までの規定を満足すれば、疲労に対する安全性が確保されるとみなしてよい。</p> <p>なお、表-8.2.1の条件をすべて満足する場合には、8.2.3の規定によらず疲労に対する安全性が確保されているものとみなしてよい。</p> <p>表-8.2.1 疲労に対する安全性が確保されるとみなしてよい条件</p> <table border="1"> <tr> <td>橋梁形式</td> <td>コンクリート床版を有する鋼桁橋</td> </tr> <tr> <td>使用継手</td> <td>8.3.2の規定において疲労強度等級AからF等級に分類される継手</td> </tr> <tr> <td>使用鋼種</td> <td>SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SMA400, SMA490, SMA490Y, SMA520, SBHS400</td> </tr> <tr> <td>支間長</td> <td>最小支間長が50m以上</td> </tr> <tr> <td>ADTT_{slj}</td> <td>1000台/(日・車線)以下</td> </tr> </table> <p>(1) 応力による疲労照査では、部材の設計耐久期間にその部材に作用する活荷重等の影響によって生じる最大応力の応力範囲を考慮するとともに、応力範囲とその繰り返し数による継手部での線形累積被害則に基づく照査を行う。</p> <p>(2) コンクリート床版を有する標準的な鋼桁橋について多くの試験設計を行った結果から、8.2.2に示す疲労設計荷重による発生応力に基づく照査を行った場合に、一般に疲労耐久性が確保できているとの結果が得られる条件を示したものである。</p> <p>なお、本条に該当する鋼桁橋は、主として曲げモーメントとせん断力を受ける充腹のI形断面、箱形断面の桁構造からなり、床版、主桁及び主桁を連結する横桁、対傾構等で構成され、かつ主桁端部が支承により支持された標準的な構造形式を対象としている。したがって、トラス及びアーチ橋等他の構造形式、著しい斜橋や曲線橋、鋼とコンクリートの複合構造や上下部剛結構造、あるいは主桁にプレストレスを導入するような場合等について</p>	橋梁形式	コンクリート床版を有する鋼桁橋	使用継手	8.3.2の規定において疲労強度等級AからF等級に分類される継手	使用鋼種	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SMA400, SMA490, SMA490Y, SMA520, SBHS400	支間長	最小支間長が50m以上	ADTT _{slj}	1000台/(日・車線)以下	<h2>6.2 応力による疲労照査（H24 道示）</h2> <p>(1) 応力による疲労耐久性の照査にあたっては、大型の自動車の繰返载荷の影響を適切に評価して、部材中の各継手が疲労に対する安全性を確保していることを確認しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 疲労耐久性の照査は、共通編 2.2.2に規定する自動車荷重に、大型の自動車の交通の状況を考慮して算出した継手の応力変動と、6.3に規定する継手の強度等級を用いて次に示す方法により行うことを基本とする。</p> <p>1) 継手に作用する応力範囲の最大値が、各継手の一定振幅応力に対する打ち切り限界としての応力範囲以下であることを確認する。</p> <p>2) 1)を満たさない場合、繰返载荷によって継手に作用する応力変動を考慮して、線形累積被害則に基づく照査を行う。</p> <h2>4.3 疲労照査（「鋼道路橋の疲労設計指針（平成14年3月）」）</h2> <p>(1) コンクリート床版を有する標準的な鋼げた橋において、表-4.3.1の条件をすべて満たす場合には、以下の(2)、(3)によらず疲労に対する安全性が確保されているものとみなしてよい。</p> <p>表-4.3.1 疲労に対する安全性が確保されるとみなしてよい条件</p> <table border="1"> <tr> <td>橋梁形式</td> <td>コンクリート床版を有する鋼げた橋</td> </tr> <tr> <td>使用継手</td> <td>3.2の規定において疲労強度等級A～F等級に分類される継手</td> </tr> <tr> <td>使用鋼種</td> <td>SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SMA400, SMA490, SMA490Y, SMA520</td> </tr> <tr> <td>支間長</td> <td>最小支間長が50m以上</td> </tr> <tr> <td>ADTT_{slj}</td> <td>1000台/(日・車線)以下</td> </tr> </table> <p>(2) 省略（p. II-8-15に記載のため）</p> <p>(3) 省略（p. II-8-15に記載のため）</p> <p>(1) コンクリート床版を有する標準的な鋼げた橋について多くの試験設計を行った結果から、本指針に示す疲労設計荷重による発生応力に基づく照査を行った場合に、一般に疲労耐久性が確保できているとの結果が得られる条件を示したものである。</p> <p>なお、本条に該当する鋼げた橋は、主として曲げモーメントとせん断力を受ける充腹のI形断面、箱形断面の桁構造からなり、床版、主桁及び主桁を連結する横桁、対傾構等で構成され、かつ主桁端部が支承により支持された標準的な構造形式を対象としている。したがって、トラス及びアーチ橋等他の構造形式、著しい斜橋や曲線橋、鋼とコンクリートの複合構造や上下部剛結構造、あるいは主桁にプレストレスを導入するような</p>	橋梁形式	コンクリート床版を有する鋼げた橋	使用継手	3.2の規定において疲労強度等級A～F等級に分類される継手	使用鋼種	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SMA400, SMA490, SMA490Y, SMA520	支間長	最小支間長が50m以上	ADTT _{slj}	1000台/(日・車線)以下	<p>←疲労設計における照査荷重を規定していないかかったことによる部分 （今回、疲労設計指針をすべて反映することに伴いH24道示の内容を削除）</p>
橋梁形式	コンクリート床版を有する鋼桁橋																					
使用継手	8.3.2の規定において疲労強度等級AからF等級に分類される継手																					
使用鋼種	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SMA400, SMA490, SMA490Y, SMA520, SBHS400																					
支間長	最小支間長が50m以上																					
ADTT _{slj}	1000台/(日・車線)以下																					
橋梁形式	コンクリート床版を有する鋼げた橋																					
使用継手	3.2の規定において疲労強度等級A～F等級に分類される継手																					
使用鋼種	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SMA400, SMA490, SMA490Y, SMA520																					
支間長	最小支間長が50m以上																					
ADTT _{slj}	1000台/(日・車線)以下																					

改定案（8章）

ては本条を適用してはならず、主要部材各部の継手の疲労に対する安全性を別途検討しなければならぬ。

表-8.2.1に示す条件のうち、支間長のとり方はこの編の規定による。また、使用鋼種については、応力度の照査を行う部位の鋼種によって適用の可否を判定してよい。

なお、本条の規定に関わらず、本章に示す疲労設計に関する基本的な事項は守らなければならない。

8.2.2 疲労設計荷重と応力範囲の算出

(1) 変動応力の算出

自動車の通行に起因する発生応力の影響を考慮する場合、変動応力の算出には図-8.2.1に規定する疲労設計荷重（F荷重）を用いる。

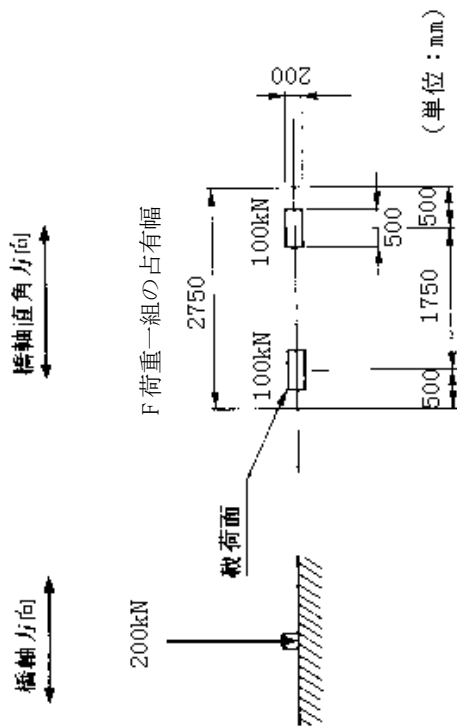


図-8.2.1 疲労設計荷重（F荷重）の標準

F荷重は、図-8.2.1に示す一組の鉛直荷重を標準とし、これを車線中央位置に載荷し、進行方向に移動させる。車線が複数ある場合には、それぞれ車線毎に移動載荷を行って応力を算出する。

(2) 変動応力の補正

疲労設計荷重（F荷重）の移動載荷により求めた変動応力には、以下の変動応力補正係数 γ_F を考慮する。

現行

場合等については本条を適用してはならず、主要部材各部の継手の疲労に対する安全性を別途検討しなければならない。

表-4.3.1に示す条件のうち、支間長のとり方はこの編の規定による。また、使用鋼種については、応力度の照査を行う部位の鋼種によって適用の可否を判定してよい。

なお、本章の規定にかかわらず、第2章に示す疲労設計に関する基本的な事項は守らなければならない。

4.2 疲労設計荷重と応力範囲の算出（「鋼道路橋の疲労設計指針（平成14年3月）」）

4.2.1 疲労設計荷重

設計に用いる自動車荷重は、道路橋示方書に規定する自動車荷重（T荷重）とする。

4.2.2 変動応力の計算

(1) 変動応力の算出

着目部位の変動応力は、一組の疲労設計荷重を車線中央に載荷し、進行方向に移動載荷させて算出するものとする。車線が複数ある場合には、それぞれ車線毎に算出するものとする。

(2) 活荷重補正係数

1) 変動応力の算出にあたっては、式（4.2.1）による活荷重補正係数 γ_T を考慮するものとする。

備考

改定案 (8章)

$$\gamma_F = \gamma_{F1} \times \gamma_{F2} \times \gamma_{F3} \times i_f \times \gamma_a \dots \dots \dots (8.2.1)$$

ここに、
 γ_F : 変動応力補正係数
 γ_{F1} : 同時載荷等補正係数 1 (複数の車軸が同時に載荷される影響を考慮するための係数)。3.0としてよい。
 γ_{F2} : 同時載荷等補正係数 2 (影響線の基線長の違いが変動応力に与える影響を考慮するための係数)。
 ($\log L_{B1} + 1.50$) / 3.0 (ただし、2/3 $\leq \gamma_{F2} \leq 1.00$)

L_{B1} : 対象とする断面力の影響線の基線長のうち影響線縦距が最大となる位置を含む範囲のもの (m)
 ここに、影響線の基線長とは、影響線が0となる位置で影響線を分割した場合のそれぞれの範囲の長さとする。

γ_{F3} : 同時載荷等補正係数 3 (隣接する車線に同時に載荷される軸重の影響を考慮するための係数)。
 対象とする断面力の影響線が正負に交番する場合は $\gamma_{F3} = 1.00$
 対象とする断面力の影響線が常に0以上又は0以下というように同一符号となる場合は表-8.2.2に与える値

表-8.2.2 正負交番しない影響線形状を有する部材の同時載荷等補正係数

γ_{F3}	
L_{B2}	$L_{B2} \leq 50m$
$ADTT_{SLI}$	$50m < L_{B2}$
$ADTT_{SLI} \leq 2000$	1.00
$2000 < ADTT_{SLI}$	1.00
$ADTT_{SLI}$	1.10

ここに、
 L_{B2} : 対象とする断面力の影響線の基線長の和 (m)
 $ADTT_{SLI}$: 一方向一車線当たり日大型車交通量 (台/ (日・車線))
 i_f : 動的作用の影響を補正するための係数
 車両の動揺に伴う軸重の変化等、動的作用の影響を考慮するための係数で、原則として式 (8.2.2) により算出す

現行

$$\gamma_T = \gamma_{T1} \times \gamma_{T2} \dots \dots \dots (4.2.1)$$

ここに、
 γ_T : T 荷重補正係数
 $\gamma_{T1} = \log L_{B1} + 1.50$ (ただし、 $2.00 \leq \gamma_{T1} \leq 3.00$)
 L_{B1} : 対象とする断面力の影響線の基線長のうち、影響線縦距が最大となる位置を含む範囲のもの (m)
 影響線の基線長とは、影響線が0となる位置で影響線を分割した場合のそれぞれの範囲の長さという。
 γ_{T2} : 同時載荷係数
 対象とする断面力の影響線が正負に交番する場合は $\gamma_{T2} = 1.00$
 対象とする断面力の影響線が常に0以上または0以下というように同一符号となる場合は表-4.2.1に与える値

表-4.2.1 正負交番しない影響線形状を有する部材の同時載荷係数 γ_{T2}

L_{B2}	
$ADTT_{SLI}$	$L_{B2} \leq 50m$
$ADTT_{SLI} \leq 2000$	1.00
$2000 < ADTT_{SLI}$	1.00
$ADTT_{SLI}$	1.10

ここに、
 L_{B2} : 対象とする断面力の影響線の基線長の和 (m)
 $ADTT_{SLI}$: 一方向一車線当たり日大型車交通量 (台/ (日・車線))
 2) 衝撃の影響
 変動応力の算出にあたっては、衝撃の影響を考慮するものとし、衝撃係数 i_f は原則として式 (4.2.2) により算出するものとする。

改定案 (8章)

現行

備考

$i_f=10/(50+L)$ (8.2.2)
 ここに、
 L : 衝撃係数 (I編) を求めるときの支間長 (m)
 γ_a : 計算応力補正係数
 疲労設計荷重 (F 荷重) の移動荷重に用いた構造解析モデルの相連の影響を考慮するための補正係数で、原則として表-8.2.3によってよい。

表-8.2.3 各種解析手法と主構造に対する計算応力補正係数 γ_a

構造形式	解析手法	計算応力補正係数 γ_a
コンクリート床版を有する鋼桁のうち I 形又は箱形断面のもの (ただし、少数桁橋を除く)	三次元 FEM 解析	1.0
	骨組解析又は格子解析	0.8
鋼床版を有する鋼桁のうち I 形又は箱形断面のもの	三次元 FEM 解析	1.0
	その他 ^{注)}	1.0

注:1) 実応力と計算応力の相連に関して十分に検討した場合には別途設定してよい。

- (3) 応力範囲の算出
 応力範囲の算出は、(2) の規定に基づき補正された変動応力の波形に対して適切な波形処理の方法を用いて行うものとする。
- (4) 疲労設計にあたって考慮する疲労設計荷重の載荷頻度は、式 (8.2.3) に基づいて算出するものとする。

$$m_f = ADTT_{sLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y \dots\dots\dots (8.2.3)$$

ここに、
 m_f : 設計で考慮する疲労設計荷重の載荷回数
 $ADTT_{sLi}$: 一方向一車線 (車線 i) 当たりの日大型車交通量
 $ADTT_{sLi} = ADTT/n_L \times \gamma_L$
 γ_n : 頻度補正係数 (標準的には 0.03 としてよい)
 Y : 設計耐久期間 (年)

$i_f=10/(50+L)$ (4.2.2)
 ここに、
 L : 衝撃係数を求めるときの支間長 (m)
 3) 構造解析係数
 変動応力の算出にあたっては、表-4.2.2 に示す構造解析係数 γ_a を考慮してもよい。

表-4.2.2 各種解析手法と主構造に対する構造解析係数 γ_a

構造形式	解析手法	応力算出補正係数 γ_a
コンクリート床版を有する鋼桁のうち I 形または箱形断面のもの (ただし、少数けた橋を除く)	三次元 FEM 解析	1.0
	骨組解析または格子解析	0.8
鋼床版を有する鋼桁のうち I 形または箱形断面のもの	三次元 FEM 解析	1.0
	その他 ^{注)}	1.0

注): 実応力と計算応力の相連に関して十分に検討した場合には別途設定してよい。

- (3) 応力範囲の算出
 応力範囲の算出は、(2) の規定に基づき補正された変動応力の波形に対して適切な波形処理の方法を用いて行うものとする。

4.2.3 疲労設計荷重の載荷回数

疲労設計にあたって考慮する疲労設計荷重の載荷頻度は、式 (4.2.3) に基づいて算出するものとする。

$$n_{t_i} = ADTT_{sLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y \dots\dots\dots (4.2.3)$$

ここに、
 n_{t_i} : 設計で考慮する期間に考慮する疲労設計荷重の載荷回数
 $ADTT_{sLi}$: 一方向一車線 (車線 i) 当たりの日大型車交通量
 $ADTT_{sLi} = ADTT/n_L \times \gamma_L$
 γ_n : 頻度補正係数 (標準的には 0.03 としてよい)
 Y : 設計耐久期間 (年)

改定案（8章）	現行	備考
<p>ADTT : 一方向当りの日大型車交通量</p> <p>n_L : 車線数</p> <p>γ_L : 車線交通量の偏りを考慮するための係数（偏りがない場合には1.0）</p>	<p>ADTT : 一方向当りの日大型車交通量</p> <p>n_L : 車線数</p> <p>γ_L : 車線交通量の偏りを考慮するための係数（偏りがない場合には1.0）</p> <p>4.2.1</p> <p>疲労設計に用いる自動車荷重については、実車両の形状や軸重分布等を模擬した車両モデルを採用するという考え方や疲労の影響を評価するために適切な仮想の車両軸配置を仮定するとの考え方もあり、そのような設計法による規定化の検討も今後行われていくものと考えられるが、この示方書では、従来の疲労設計の実績も考慮し、かつ設計の便を考慮して耐荷力設計で用いているT荷重と同じ分布形状及び強度の荷重(F荷重)とされている。</p> <p>実際の交通荷重下で生じる部材各部の変動応力の振幅と繰り返し回数については、多岐にわたる軸重、軸距の自動車不規則に通過することの影響となるため、変動振幅応力の大きさと繰り返し回数をともに忠実に再現して設計に考慮することは一般には困難である。そのためこの示方書では、一般的な道路橋の部材に対してF荷重を用いて適当な耐久性の照査が行えるように、線形累積被害則を前提として、代表的な交通荷重実態の分析結果から、軸重列の載荷状態が生じさせる変動振幅応力とその繰り返し回数によって得られる累積損傷比と等価な損傷度が得られるように調整された載荷回数を算出することが定められている。</p> <p>応力の変動波形は、疲労設計荷重(F荷重)一組を各車線の通行位置に移動載荷して求めるものとする。なお、車線が複数ある場合には、すべての車線に対して個別に疲労設計荷重の載荷を行って着目位置の変動応力を求めるものとし、このとき複数の車両や車軸が同時に載荷されることの影響などは補正係数で考慮することを基本としているため、移動載荷にはF荷重一組を車線あたり一度移動載荷すればよい。</p>	<p>備考</p>
<p>改定案（8章）</p>	<p>4.2.2</p> <p>(1) 応力の変動波形は、疲労設計荷重を各車線の通行位置に移動載荷して求めるものとする。なお、車線が複数ある場合には、すべての車線に対して個別に疲労設計荷重の載荷を行って着目位置の変動応力を求めるものとし、このとき複数の車線に同時に載荷することはしなくてよい。</p> <p>(2) 1) 活荷重補正係数</p> <p>T荷重補正係数は、設計で考慮する期間にその橋に載荷される可能性のある最重量級の自動車荷重の影響を考慮するとともに、実車両の様々な軸距や軸数による応力変動をT荷重で表現したことの差違を補正するための係数である。同時載荷係数は複数の車両が同時に載荷されることの影響を考慮するための係数である。これらは、わが国の代表的な路線における活荷重実態調査結果^{1),2),3)}や、実交通流を模擬したコンピュータシミュレーション^{4),5)}による検討から定めたものである。</p>	<p>(2) 1) 変動応力の補正</p> <p>この示方書における設計に用いる疲労設計荷重とその繰り返し載荷回数については、設計の便も考慮して、様々な軸重、軸距の自動車不規則に通過することの影響を線形累積被害則を前提としてそれと等価な疲労損傷度が得られるように調整したものが与えられているが、単純に一軸の集中荷重の車線毎の移動載荷では、様々な橋梁構造や車線数の橋に対する影響や計算応力算出に用いられる解析モデルによる実応答の再現性の差異の模倣には限界がある。そこで、わが国の代表的な路線における活荷重実態調査結果^{2),3),4)}や、実交通流を模擬したコンピュータシミュレーション^{4),5),6),7)}による検討をもとに、補正係数により調整することとされている。</p> <p>i) γ_{T1} (同時載荷等補正係数1)</p> <p>同時載荷等補正係数1は、設計で考慮する期間にその橋に載荷される可能性のある最</p>

備考	現行	改定案（8章）
	<p>2) 衝撃の影響</p> <p>道路橋示方書と同様に活荷重は衝撃を生じるものとし、橋に与える動的な影響を衝撃係数で考慮することとした。</p> <p>道路橋示方書では従来より諸外国の規定等を参考にその値を定めているが、既往の研究によつてはこの値は実測される値の上限に近いものとなっていることが明らかになっている。疲労損傷は応力変動の繰返しによる影響が累積することによって生じるものであり、自動車荷重の全に上限値に相当するよう動的な影響を考慮して疲労設計を行うことは過度に安全側となる可能性があるため、本指針では、衝撃係数を原則として道路橋示方書に定める値の1/2を考慮することとした。</p> <p>なお、一般に桁端部の近傍では路面凹凸が生じやすく、地盤沈下の影響等も考えられるため、けた端部近傍への荷重による応力に対しては、必要に応じて道路橋示方書に規定する衝撃係数を1/2とせず、そのまま用いる等の配慮をすることが望ましい。</p> <p>衝撃係数には、車両の走行条件や橋梁諸元、路面凹凸性状等様々な要因が影響するため、本章の規定によらず別途係数を設定する場合には、実際に生じる動的な影響を再現できる載荷試験や、十分な精度のある解析を行う等による検討が必要である。</p> <p>3) 構造解析係数</p> <p>自動車荷重によつて橋の各部に実際に生じる応力は、一般には設計計算で得られる応力に対して小さくなることが多い。図-解 4.2.1は、建設省土木研究所がコンクリート床版を有するI形断面鋼桁橋の主桁について一般的な骨組解析で得られる計算応力と既性の載荷試験で得られた実発生応力を比較したものであるが、実測値は計算応力の0.5~0.8程度の値となっている。</p>	<p>重量級の自動車の影響を考慮するとともに、同時に載荷される複数の車軸や、その実車両の様々な軸距や軸数による応力変動を一軸の代表荷重(F荷重)で表現したことの差違を補正するための係数である。</p> <p>ii) γ_{F2} (同時載荷等補正係数 2)</p> <p>同時載荷等補正係数 2は、着目部位の影響線の基線長によつて、変動応力の大きさや発生回数に影響を及ぼす、同時に載荷される車軸の数や実車両の様々な軸距・軸数の影響が異なることに対して、その影響を補正するための係数である。</p> <p>iii) γ_{F3} (同時載荷等補正係数 3)</p> <p>同時載荷等補正係数 3は、隣接する車線に同時に車軸が載荷される場合の影響を補正するための係数である</p> <p>iv) i_r (動的作用の影響を補正するための係数)</p> <p>移動する車軸の軸重は変動しており、部材に発生する応力にはその影響が現れる。そのため疲労設計にあつても、設計で用いる計算応力にはその影響を考慮する必要がある。例えば、I編においても耐荷力設計に用いる活荷重(L荷重やT荷重)に対して、従来より諸外国の規定等を参考に定めた衝撃係数を考慮することを基本としている。</p> <p>一方、既往の研究によつて、条件によつては衝撃係数の値は実測される値の上限に近いものとなっていることが明らかになっている。疲労損傷は応力変動の繰返しによる影響が累積することによって生じるものであり、自動車荷重の全に上限値に相当するよう動的な影響を考慮して疲労設計を行うことは過度に安全側となる可能性があるため、IIの示方書の鋼部材の疲労設計では、耐荷力設計においてT荷重に考慮される衝撃係数の1/2を考慮することとした。</p> <p>なお、一般に桁端部の近傍では路面凹凸が生じやすく、桁端部近傍への荷重による応力に対しては、必要に応じてI編に規定する衝撃係数を1/2とせずそのまま用いる等の配慮をすることが望ましい。</p> <p>衝撃係数には、車両の走行条件や橋梁諸元、路面凹凸性状等様々な要因が影響するため、本章の規定によらず別途係数を設定する場合には、実際に生じる動的な影響を再現できる載荷試験や、十分な精度のある解析を行う等による検討が必要である。</p> <p>v) γ_d (計算応力補正係数)</p> <p>自動車荷重によつて橋の各部に実際に生じる応力は、従来一般的な耐荷力設計手法による設計計算で得られる応力に対して小さくなるが多い。図-解 8.2.1は、過去に建設省土木研究所がコンクリート床版を有するI形断面鋼桁橋の主桁について一般的な骨組解析による設計手法で得られる計算応力と既往の載荷試験で得られた実発生応力を比較したものであるが、実測値は計算応力の50%~80%程度の値となっている。</p>

改定案 (8章)

この示方書では、このような既往の検討結果をもとにコンクリート床版を有する鋼桁について一般的な骨組解析によって応力を算出した場合には、疲労設計で考慮する応力は骨組解析で得られる計算応力の0.8としてよいこととした。

疲労設計では変動応力の影響を累積して評価することから、過度に安全側に算出された計算応力をもとに照査を行うと不合理な設計となることが考えられる。そのため設計に用いる変動応力の算出やその結果の照査への反映にあたっては、設計しようとする橋梁構造の特徴と実発生応力との乖離についても考慮して、必要に応じて計算応力を補正するなどにより不合理な設計とならないように配慮するのがよい。

ここで、表-8.2.3に示す計算応力補正係数 γ_a の設定に用いたデータの大部分は一般的な多主桁橋の主桁に関するものであるため、床組部材や鋼製橋脚、アーチ橋や床版支間の大きな少数主桁橋等に対しては、計算応力補正係数を1.0とするか、個々の構造形式や解析手法に応じて計算応力と実際に部材に生じる応力との相違に関する検討を行う必要がある。また、有限要素法解析を行う場合にも、使用する要素の種類や分割数、着目する要素の位置等によって得られる応力の値が変化するとともに、形状による応力集中や二次的な応力を含んだ値が算出されるため、疲労に対する安全性の照査に用いる公称応力の算出にあたっては注意が必要である。

コンクリート床版を有する鋼桁橋の床組については、床組を骨組部材として考慮した格子解析による計算応力に対して実測される応力が50%程度以下となることが多いことから、このような場合には計算応力補正係数 γ_a を0.5としてよいこととされた。また、従来よりコンクリート連続床版を経て活荷重が作用する連続縦桁の断面力をこの道路橋示方書の12.3の規定に基づいて単純桁と仮定して求まる断面力から簡易的に算出することが行われてきたが、この場合の γ_a はさらに小さくなるものと考えられる。

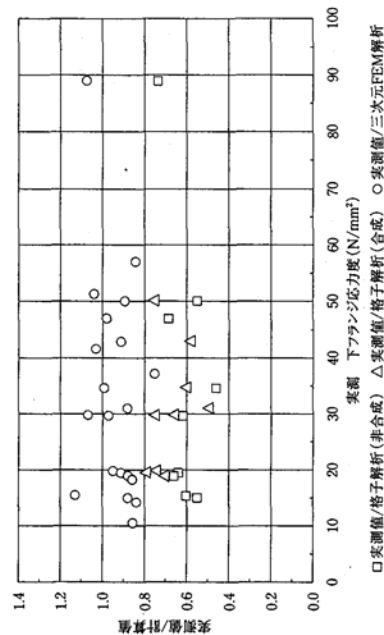


図-解 8.2.1 コンクリート床版を有する I 形断面の鋼桁橋の主桁に発生する実応力と格子解析の計算値との比較図

現行

本指針では、既往の検討結果をもとにコンクリート床版を有する鋼桁について一般的な骨組解析によって応力を算出した場合には、疲労設計で考慮する応力は骨組解析で得られる計算応力の0.8としてよいこととした。

ここで、表-4.2.2に示す構造解析係数 γ_a の設定に用いたデータの大部分は一般的な多主桁橋の主桁に関するものであるため、床組部材や鋼製橋脚、アーチ橋や床版支間の大きな少数主桁橋等に対しては、構造解析係数を1.0とするか、個々の構造形式や解析手法に応じて計算応力と実際に部材に生じる応力との相違に関する検討を行う必要がある。また、有限要素法解析を行う場合にも、使用する要素の種類や分割数、着目する要素の位置等によって得られる応力の値が変化するとともに、形状による応力集中や二次的な応力を含んだ値が算出されるため、疲労に対する安全性の照査に用いる公称応力の算出にあたっては注意が必要である。

コンクリート床版を有する鋼桁橋の床組については、床組を骨組部材として考慮した格子解析による計算応力に対して実測される応力が50%程度以下となることが多いことから、このような場合には構造解析係数 γ_a を0.5としてよい。また、従来よりコンクリート連続床版を経て活荷重が作用する連続縦桁の断面力を道路橋示方書の規定に基づいて単純桁と仮定して求まる断面力から簡易的に算出することが行われてきたが、この場合の γ_a はさらに小さくなるものと考えられる。

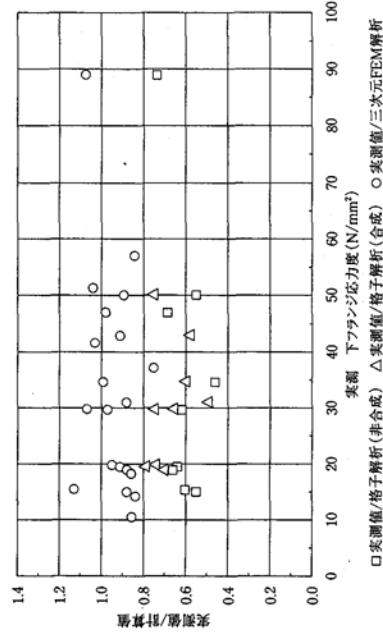


図-解 4.2.1 コンクリート床版を有する I 形断面の鋼桁橋の主桁に発生する実応力と格子解析の計算値との比較図

備考

改定案 (8章)

現行

備考

(3) 変動振幅応力の波形から応力範囲及びその頻度分布を求める方法には様々な方法が考えられるが⁷⁾、疲労の影響を考慮するにあたっては一般にレインフロー法が用いられる。レインフロー法による応力範囲の計数の概要は以下の通りである。

図-解 8.2.2 のように、変動振幅応力波形の応力軸を水平、時間軸を鉛直方向にとり、最初の応力の極値 (A 点) に水源を置いて水を流したとする。水はそれぞれの極値のところで鉛直に流れ落ちるが、この流れ落ちた水の流線どうしの幅を利用して応力範囲を計数する。

具体的には、変動振幅応力波形に 4 つの応力の極値 σ_1 , σ_2 , σ_3 , σ_4 が引続いて現れたとき、式 (解 8.2.1) の条件を満たす場合には $|\sigma_2 - \sigma_3|$ を応力範囲として計数し、 σ_2 と σ_3 を変動応力波形より削除する。

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \leq \sigma_4 \text{ 又は } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq \sigma_4 \dots \dots \dots \text{ (解8.2.1)}$$

このような計算を続けていくと、漸増・漸減する波形が残ることもあるが、その場合には残った波形について極大値と極小値の差が大きいのから対にしてその差を応力範囲として計数する。

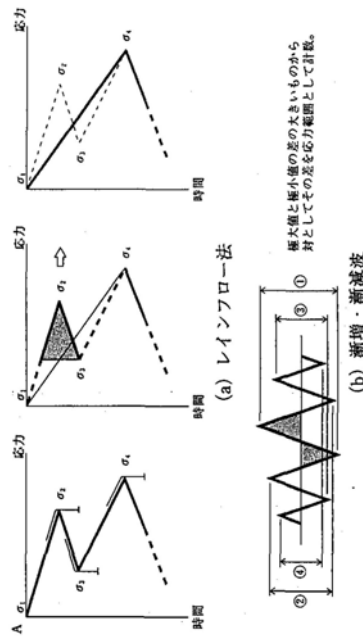


図-解 8.2.2 レインフロー法による応力範囲の計数

(4) 実橋における応力頻度測定結果によると、乗用車や小型トラック等によって部材に生じる変動応力範囲はほとんどの場合、変動振幅応力に対する応力範囲の打切り限界以下であることから、疲労設計において考慮する疲労設計荷重の載荷回数⁸⁾は、設計で考慮する期間の大型車交通量に⁹⁾対して定めることとした。

設計に用いる日大型車交通量の設定にあたっては、一般に当該橋の計画交通量を用いてよい。なお、ここで大型車には全国道路交通情勢調査 (道路交通センサス) における車種分類の普通貨物車、バス、特殊用途自動車、及び特殊自動車相当と考えるとよい。

(3) 変動振幅応力の波形から応力範囲及びその頻度分布を求める方法には様々な方法が考えられるが⁷⁾、疲労の影響を考慮するにあたっては一般にレインフロー法が用いられる。レインフロー法による応力範囲の計数の概要は以下の通りである。

図-解 4.2.2 のように、変動振幅応力波形の応力軸を水平、時間軸を鉛直方向にとり、最初の応力の極値 (A 点) に水源を置いて水を流したとする。水はそれぞれの極値のところで鉛直に流れ落ちるが、この流れ落ちた水の流線どうしの幅を利用して応力範囲を計数する。

具体的には、変動振幅応力波形に 4 つの応力の極値 σ_1 , σ_2 , σ_3 , σ_4 が引続いて現れたとき、式 (解 4.2.1) の条件を満たす場合には $|\sigma_2 - \sigma_3|$ を応力範囲として計数し、 σ_2 と σ_3 を変動応力波形より削除する。

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \leq \sigma_4 \text{ あるいは } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq \sigma_4 \dots \dots \dots \text{ (解4.2.1)}$$

このような計算を続けていくと、漸増・漸減する波形が残ることもあるが、その場合には残った波形について極大値と極小値の差が大きいのから対にしてその差を応力範囲として計数する。

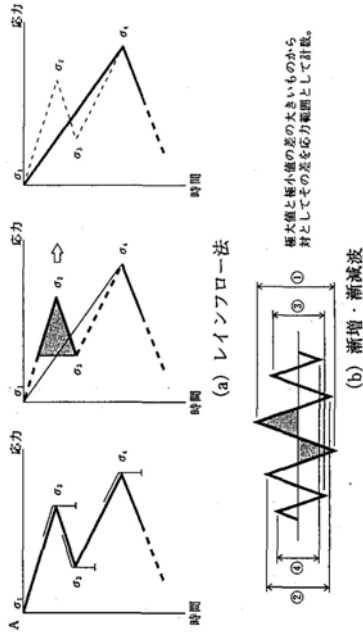


図-解 4.2.2 レインフロー法による応力範囲の計数

4.2.3

実橋における応力頻度測定結果によると、乗用車や小型トラック等によって部材に生じる変動応力範囲はほとんどの場合、変動振幅応力に対する応力範囲の打切り限界以下であることから、疲労設計において考慮する疲労設計荷重の載荷回数⁸⁾は、設計で考慮する期間の大型車交通量に⁹⁾対して定めることとした。

設計に用いる日大型車交通量の設定にあたっては、一般に当該橋の計画交通量を用いてよい。なお、ここで大型車には全国道路交通情勢調査 (道路交通センサス) における車種分類の普通貨物車、バス、特殊特種車が相当すると考えてよい。

改定案（8章）

一般的に交通量推計に用いられてきた標準的な車種区分と道路交通センサスの車種区分の対応について表-解 8.2.1に示す。

表-解 8.2.1 交通量の推計における標準的な車種区分と交通センサスの車種区分

車種区分		自動車番号登録票 頭番号
交通量推計	道路交通センサス	
乗用車類	自動二輪車	3, 8
	軽乗用車	5
	乗用車	3, 5, 7
小型貨物車類	軽貨物車	3, 6
	貨客車	4, 6
	小型貨物車	4, 6
	普通貨物車	1
普通貨物車類	特種用途自動車	8, 9, 0
	特殊自動車	
バス（乗合自動車）	バス（乗合自動車）	2

設計の段階で計画交通量から、車線毎の大型車交通量を設定することは一般には困難である。したがって、あらかじめ偏りが予測される場合を除いて車線毎の大型車交通量は同じとしてよい。なお高速自動車国道における車両の走行実態調査結果の例⁹⁾では、走行車線と追越車線の大型車交通量の比は6:4前後であり、車線毎の大型車交通量に標準的な偏りがあるとする場合には、 $\gamma_L=1.2$ としてよい。この場合、もう一方の車線は $\gamma_L=0.8$ となる。

疲労設計荷重（F荷重）を用いて算出される応力範囲は、結果的に、複数軸を有し、重量が最大級の重車両1台によるものに相当する程度の値と考えられる。一方、大型車交通量として考慮される車両は現実には必ずしも満載状態で走行しているわけではなくその重量は様々である。このようことから疲労設計用荷重（F荷重）の載荷頻度として大型車交通量をそのまま用いることは適切でなく、頻度補正係数 γ_n によってその影響を考慮している。

頻度補正係数 γ_n の標準値とした0.03は、疲労設計荷重（F荷重）を用い、変動応力補正係数 γ_n を考慮して算出される応力範囲による疲労損傷度と、代表的な一般国道における大型車の実交通によって算出される疲労損傷度がほぼ等価なものとなるよう定めたものである。したがって、当該橋の大型車交通について十分に把握・検討したうえでこの標準値を用いることが適切でない判断できる場合には、別途 γ_n を設定することが望ましい。なお、頻度補正係数の標準値を検討するにあたって考慮した大型車交通量のうち約半数が車両総重量8トン未満のいわゆる中型車相当の車両であったことから、あらかじめ中型車相当車両の混入率がこれと大きく異なることが明らかで、かつ別途 γ_n を設定することで規定困難な場合には、中型車相当車両を除く大型車交通量を設定し、それに対してここで規定

現行

一般的に交通量推計に用いられる標準的な車種区分と道路交通センサスの車種区分の対応について表-解 4.2.1に示す。

表-解 4.2.1 交通量の推計における標準的な車種区分と交通センサスの車種区分

車種区分		自動車番号登録 票 頭番号
交通量推計	道路交通センサス	
乗用車類	自動二輪車	3, 8
	軽乗用車	5
	乗用車	3, 5, 7
小型貨物車類	軽貨物車	3, 6
	貨客車	4, 6
	小型貨物車	4, 6
	普通貨物車	1
普通貨物車類	特種特種車	8, 9, 0
	バス（乗合自動車）	2

設計の段階で計画交通量から、車線毎の大型車交通量を設定することは一般には困難である。したがって、あらかじめ偏りが予測される場合を除いて車線毎の大型車交通量は同じとしてよい。なお高速自動車国道における車両の走行実態調査結果の例⁹⁾では、走行車線と追越車線の大型車交通量の比は6:4前後であり、車線毎の大型車交通量に標準的な偏りがあるとする場合には、 $\gamma_L=1.2$ としてよい。この場合、もう一方の車線は $\gamma_L=0.8$ となる。

本指針において、疲労設計荷重を用いて算出される応力範囲は、結果的に、複数軸を有し、重量が最大級の重車両1台によるものに相当する程度の値と考えられる。一方、大型車交通量として考慮される車両は現実には必ずしも満載状態で走行しているわけではなくその重量は様々である。このようことから疲労設計荷重の載荷頻度として大型車交通量をそのまま用いることは適切でなく、頻度補正係数 γ_n によってその影響を考慮している。

頻度補正係数 γ_n の標準値とした0.03は、疲労設計荷重を用い、活荷重補正係数 γ_L を考慮して算出される応力範囲による疲労損傷度と、代表的な一般国道における大型車の実交通によって算出される疲労損傷度がほぼ等価なものとなるよう定めたものである。したがって、当該橋の大型車交通について十分に把握・検討したうえでこの標準値を用いることが適切でない判断できる場合には、別途 γ_n を設定することが望ましい。なお、頻度補正係数の標準値を検討するにあたって考慮した大型車交通量のうち約半数が車両総重量8トン未満のいわゆる中型車相当の車両であったことから、あらかじめ中型車相当車両の混入率がこれと大きく異なることが明らかで、かつ別途 γ_n を設定することが困難な場合には、中型車相当車両を除く大型車交通量を設定し、それに対してここで規定した γ_n の値の2倍、すなわち0.06を用いなければならないことになる。

備考

した γ_n の値の2倍, すなわち0.06を用いなければならないことになる。

8.2.3 応力による照査の方法

- (1) 8.2.2の規定により算出される応力範囲の最大値と8.3.1に規定する一定振幅応力に対する打切り限界が式(8.2.4)の関係を満たす場合, その継手は疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい。

$$\left. \begin{aligned} & \text{直応力に対して} \\ & \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t \quad \dots\dots\dots (8.2.4) \\ & \text{せん断応力に対して} \\ & \Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_{ce} \end{aligned} \right\}$$

ここに,

- $\Delta\sigma_{max}, \Delta\tau_{max}$: 8.2.2で算出される対象継手部の最大応力範囲(N/mm²)
- $\Delta\sigma_{ce}, \Delta\tau_{ce}$: 一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界(N/mm²)
- C_R : 8.3.3に規定する平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打切り限界を補正するための係数
- C_t : 8.3.4に規定する板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打切り限界を補正するための係数

- (2) 式(8.2.4)を満たさない場合においても, 式(8.2.5)を満たす場合には, その継手は疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい。このとき, 変動振幅応力に対する応力範囲の打切り限界 $\Delta\sigma_{ve}, \Delta\tau_{ve}$ 以下の応力範囲については, その影響を無視してよい。

$$D \leq 1.00 \quad \dots\dots\dots (8.2.5)$$

ここに,

D : 累積損傷比

$$D = \sum_i D_i$$

D_i : 車線*i*に対する疲労設計荷重の移動載荷による累積損傷比

$$D_i = \sum_j (nt_i/N_{i,j})$$

nt_i : 8.2.2に従って求められる疲労設計荷重の載荷回数

(=応力範囲 $\Delta\sigma_{i,j}$ 又は $\Delta\tau_{i,j}$ の頻度)

$N_{i,j}$: 疲労設計曲線より求められる $\Delta\sigma_{i,j}$ 又は $\Delta\tau_{i,j}$ に対応する疲労寿命

4.3 疲労照査 (「鋼道路橋の疲労設計指針 (平成14年3月)」)

- (1) 省略 (p. II-8-4に記載のため)
- (2) 4.2.2の規定により算出される応力範囲の最大値と一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界が式(4.3.1)の関係を満たす場合, その継手は疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい。

$$\left. \begin{aligned} & \text{直応力に対して} \\ & \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t \quad \dots\dots\dots (4.3.1) \\ & \text{せん断応力に対して} \\ & \Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_{ce} \end{aligned} \right\}$$

ここに,

- $\Delta\sigma_{max}, \Delta\tau_{max}$: 4.2.2の規定により計算される対象継手部の最大応力範囲
- $\Delta\sigma_{ce}, \Delta\tau_{ce}$: 一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界
- C_R : 4.3.3に示す平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打切り限界を補正するための係数
- C_t : 4.3.4に示す板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打切り限界を補正するための係数

- (3) 式(4.3.1)を満たさない場合においても, 式(4.3.2)を満たす場合には, その継手は疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい。このとき, 変動振幅応力に対する応力範囲の打切り限界 $\Delta\sigma_{ve}, \Delta\tau_{ve}$ 以下の応力範囲については, その影響を無視してよい。

$$D \leq 1.00 \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$$

ここに,

$$D = \sum_i D_i$$

D_i : 車線*i*に対する疲労設計荷重の移動載荷による累積損傷比

$$D_i = \sum_j (nt_i/N_{i,j})$$

$\Delta\sigma_{i,j}$: 活荷重によって生じる直応力の応力範囲成分

$\Delta\tau_{i,j}$: 活荷重によって生じるせん断応力の応力範囲成分

nt_i : 4.2にしたがって求められる疲労設計荷重の載荷回数

(=応力範囲 $\Delta\sigma_{i,j}$ または $\Delta\tau_{i,j}$ の頻度)

改定案 (8章)

$N_{i,j} = C_0 \cdot (C_R \cdot C_T)^m / \Delta\sigma_{i,j}^m$ 又は $N_{i,j} = D_0 / \Delta\tau_{i,j}^m$
 $\Delta\sigma_{i,j} / \Delta\tau_{i,j}$: 車線 i に対する疲労設計荷重一組の移動載荷によって得られる j 番目の応力範囲
 C_0, D_0 : 8.3.1 に示す疲労設計曲線を表すための定数
 C_R : 8.3.3 に規定する平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及びび打切り限界を補正するための係数
 C_T : 8.3.4 に規定する板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲及びび打切り限界を補正するための係数
 m : 疲労設計曲線の傾きを表すための係数
 直応力を受ける継手 ($m=3$)
 せん断応力を受ける継手 ($m=5$)
 直応力を受けるケール及び高力ボルト ($m=5$)

- (1) 8.2.2 で変動応力補正係数による補正を考慮して算出される応力範囲は、自動車荷重一組の影響として生じる可能性のある最大級の応力範囲に相当する値と考えられることや、わが国のこれまでの疲労設計の実績も踏まえて、鋼道路橋の疲労設計指針(平成14年3月)と同様に、8.2.2 で算出される応力範囲の最大値が一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界以下である場合には、当該部材の設計耐久期間においては疲労耐久性が確保されていると考慮してよいものとした。
- (2) 変動振幅応力による疲労の影響を、線形累積被害則の考え方を適用して評価することとされたものである。線形累積被害則とは、図-解 8.2.3 に示すように損傷が生じるまでの繰り返し回数が N である応力範囲 $\Delta\sigma$ が n 回生じたときの疲労損傷度を (mN) と定義した場合に、対象部位に対するすべての応力範囲に対する疲労損傷度の合計(累積損傷比)がある値に達したときに疲労破壊に至るとする考え方である。

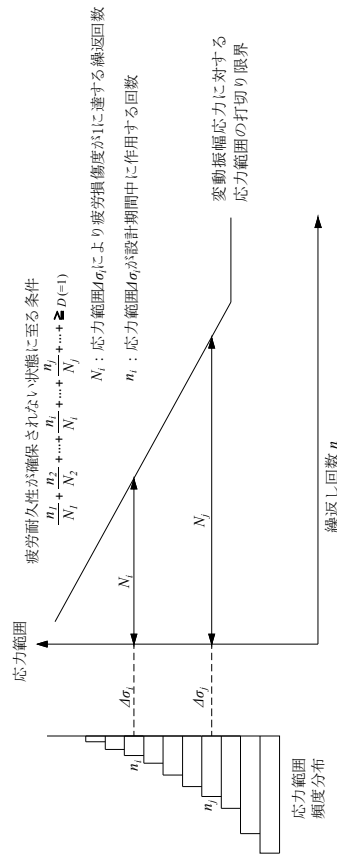


図-解 8.2.3 線形累積被害則の考え方

現行

$N_{i,j}$: 疲労設計曲線より求められる $\Delta\sigma_{i,j}$ または $\Delta\tau_{i,j}$ に対応する疲労寿命
 $N_{i,j} = C_0 \cdot (C_R \cdot C_T)^m / \Delta\sigma_{i,j}^m$ または $N_{i,j} = D_0 / \Delta\tau_{i,j}^m$
 $\Delta\sigma_{i,j} / \Delta\tau_{i,j}$: 車線 i に対する疲労設計荷重一組の移動載荷によって得られる j 番目の応力範囲
 C_0, D_0 : 3.1 に示す疲労設計曲線を表すための定数
 C_R : 3.3 に示す平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及びび打切り限界を補正するための係数
 C_T : 3.4 に示す板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲及びび打切り限界を補正するための係数
 m : 疲労設計曲線の傾きを表すための係数

- (1) 省略 (p. II-8-4 に記載のため)
- (2) 本指針において活荷補正係数による補正を考慮して算出される応力範囲は、自動車荷重一組の影響として生じる可能性のある最大級の応力範囲に相当する程度の値と考えられることから、応力範囲の最大値が一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界以下である場合には、疲労耐久性が確保されているものと考えてよいものとした。

- なお、最大応力範囲は、対象となる継手部に生じる変動応力の中の最大値と最小値の差として簡単に求められる。
- (3) 変動振幅応力による疲労の影響を、線形累積被害則の考え方を適用して評価することとした。線形累積被害則とは、図-解 4.3.1 に示すように損傷が生じるまでの繰り返し回数が N である応力範囲 $\Delta\sigma$ が n 回生じたときの疲労損傷度を (mN) と定義した場合に、対象部位に対するすべての応力範囲に対する疲労損傷度の合計(累積損傷度)がある値に達したときに疲労破壊に至るとする考え方である。

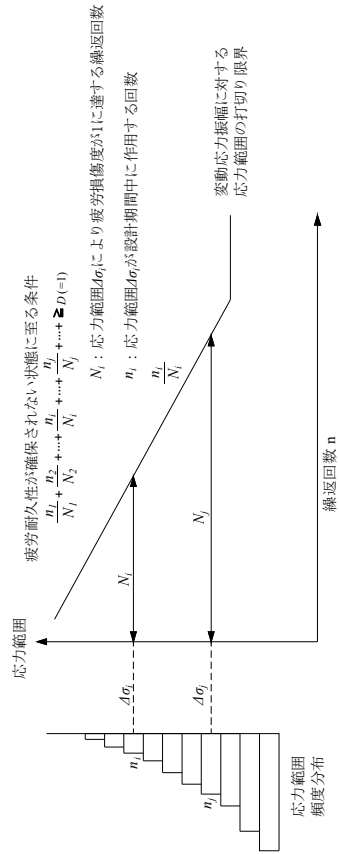


図-解 4.3.1 線形累積被害則の考え方

備考

改定案（8章）

供用下の道路橋の部材では、通常一定振幅応力のみが繰り返されることはなく、変動振幅応力が繰り返されることとなる。近年の研究によれば、実現象としては変動振幅応力に対する打切り限界は存在しないとされている。また繰り返しの回数が特に大きい領域におけるS-N線の傾きについてはデータが限られることもあり、設計で用いられるS-N線については世界的にも統一的な考え方が確立しておらず、設計における扱いも国によっても異なっているのが実状である。

「鋼道路橋の疲労設計指針（平成14年3月）」では、このような実態や背景も踏まえたうえで、照査に用いる荷重の大きさや繰り返しの回数設定と合わせて全体としては危険側の照査とならないよう配慮しつつ、疲労設計の実務上の便を考慮して、設計に用いる目的のS-N線として変動振幅応力に対する打切り限界が設定されていた。この示方書では、疲労設計に用いる照査荷重を含めて、基本的に疲労設計指針の方法が踏襲された。

8.3 継手の疲労強度

8.3.1 継手の疲労設計曲線

(1) 継手の疲労強度は、8.3.2に規定する強度等級に応じた式(8.3.1)、又は式(8.3.2)による疲労設計曲線で表す。

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C_0 \left. \begin{array}{l} (\Delta\sigma > \Delta\sigma_{ce}, \Delta\sigma_{ve}) \\ (\Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{ce}, \Delta\sigma_{ve}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8.3.1)$$

$$N = \infty$$

$$\Delta\tau^m \cdot N = D_0 \left. \begin{array}{l} (\Delta\tau > \Delta\tau_{ce}, \Delta\tau_{ve}) \\ (\Delta\tau \leq \Delta\tau_{ce}, \Delta\tau_{ve}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8.3.2)$$

$$N = \infty$$

ここに、N：疲労耐久性が確保されない状態に至るまでの応力の繰返し回数

$$C_0 : 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m$$

$$D_0 : 2 \times 10^6 \cdot \Delta\tau_f^m$$

$\Delta\sigma$ ：直応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\tau$ ：せん断応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\sigma_f$ ：直応力に対する2×10⁶回基本許容応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\tau_f$ ：せん断応力に対する2×10⁶回基本許容応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\sigma_{ce}$ ：一定振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲

現行

6.3 継手の疲労強度 (H24 道示 (内容的には「疲労設計指針」まま))

6.3.1 継手の疲労設計曲線

(1) 継手の疲労強度は、6.3.2に規定する強度等級に応じた式(6.3.1)、又は式(6.3.2)による疲労設計曲線で表す。

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C_0 \left. \begin{array}{l} (\Delta\sigma > \Delta\sigma_{ce}, \Delta\sigma_{ve}) \\ (\Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{ce}, \Delta\sigma_{ve}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.3.1)$$

$$N = \infty$$

$$\Delta\tau^m \cdot N = D_0 \left. \begin{array}{l} (\Delta\tau > \Delta\tau_{ce}, \Delta\tau_{ve}) \\ (\Delta\tau \leq \Delta\tau_{ce}, \Delta\tau_{ve}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.3.2)$$

$$N = \infty$$

ここに、

N：疲労耐久性が確保されない状態に至るまでの応力の繰返し回数

$$C_0 : 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m$$

$$D_0 : 2 \times 10^6 \cdot \Delta\tau_f^m$$

$\Delta\sigma$ ：直応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\tau$ ：せん断応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\sigma_f$ ：直応力に対する2×10⁶回基本許容応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\tau_f$ ：せん断応力に対する2×10⁶回基本許容応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\sigma_{ce}$ ：一定振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\sigma_{ve}$ ：変動振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\tau_{ce}$ ：一定振幅応力に対する打切り限界としてのせん断応力範囲

改定案（8章）

現行

備考

$\Delta\sigma_{re}$: 変動振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲
(N/mm²)
(N/mm²)

$\Delta\tau_{re}$: 一定振幅応力に対する打切り限界としてのせん断応力範囲 (N/mm²)

$\Delta\tau_{ve}$: 変動振幅応力に対する打切り限界としてのせん断応力範囲 (N/mm²)

m : 疲労設計曲線の傾きを表すための係数で、8.2.3(2)に規定する値とする。

(2) 継手の強度等級に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲は、表-8.3.1 から表-8.3.3 までに示す値とする。

表-8.3.1 直応力を受ける継手の強度等級 (m=3)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
A	190
B	155
C	125
D	100
E	80
F	65
G	50
H	40
H'	30

表-8.3.2 せん断応力を受ける継手の強度等級 (m=5)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
S	80

表-8.3.3 直応力を受けるケーブル及び高力ボルトの強度等級 (m=5)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
K1	270
K2	200
K3	150
K4	65
K5	50

$\Delta\tau_{ve}$: 変動振幅応力に対する打切り限界としてのせん断応力範囲
(N/mm²)

m : 疲労設計曲線の傾きを表すための係数
直応力を受ける継手 (m=3)
せん断応力を受ける継手 (m=5)
直応力を受けるケーブル及び高力ボルト (m=5)

(2) 継手の強度等級に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲は、表-6.3.1 から表-6.3.3 までに示す値とする。

表-6.3.1 直応力を受ける継手の強度等級 (m=3)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
A	190
B	155
C	125
D	100
E	80
F	65
G	50
H	40
H'	30

表-6.3.2 せん断応力を受ける継手の強度等級 (m=5)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
S	80

表-6.3.3 直応力を受けるケーブル及び高力ボルトの強度等級 (m=5)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
K1	270
K2	200
K3	150
K4	65
K5	50

(3) 継手の一定振幅応力及び変動振幅応力に対する、それぞれの打切り限界と
しての応力範囲は、表-8.3.4から表-8.3.6までに示す値とする。

表-8.3.4 直応力を受ける継手の打切り限界としての応力範囲 (m=3)

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ve}$ (N/mm ²)
A	190	88
B	155	72
C	115	53
D	84	39
E	62	29
F	46	21
G	32	15
H	23	11
H'	16	7

表-8.3.5 せん断応力を受ける継手の打切り限界としての応力範囲 (m=5)

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\tau_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\tau_{ve}$ (N/mm ²)
S	67	42

表-8.3.6 直応力を受けるケープル及び高力ボルトの

打切り限界としての応力範囲 (m=5)

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ve}$ (N/mm ²)
K1	270	170
K2	200	126
K3	148	68
K4	46	21
K5	32	15

条文に示す疲労設計曲線を図-解 8.3.3.1～図-解 8.3.3.3に示す。変動振幅応力に対する打切り
限界としての応力範囲は文献 11) を参考に、一定振幅応力に対する打切り限界としての応力
範囲は既往の研究成果を基にそれぞれ定められたものである。

いずれもこの示方書では、平成 14 年からの疲労設計の実績も踏まえて、「鋼道路橋の設計
指針（平成 14 年 3 月）」に示されたものが踏襲されている。

(3) 継手の一定振幅応力及び変動振幅応力に対する、それぞれの打切り限界と
しての応力範囲は、表-6.3.4から表-6.3.6までに示す値とする。

表-6.3.4 直応力を受ける継手の打切り限界としての応力範囲 (m=3)

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ve}$ (N/mm ²)
A	190	88
B	155	72
C	115	53
D	84	39
E	62	29
F	46	21
G	32	15
H	23	11
H'	16	7

表-6.3.5 せん断応力を受ける継手の打切り限界としての応力範囲 (m=5)

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\tau_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\tau_{ve}$ (N/mm ²)
S	67	42

表-6.3.6 直応力を受けるケープル及び高力ボルトの

打切り限界としての応力範囲 (m=5)

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ve}$ (N/mm ²)
K1	270	170
K2	200	126
K3	148	68
K4	46	21
K5	32	15

条文に示す疲労設計曲線を図-解 6.3.3.1～図-解 6.3.3.3に示す。変動振幅応力に対する打ち切
り限界としての応力範囲は、文献 3) を参考に、一定振幅応力に対する打切り限界としての応
力範囲は、既往の研究成果を基に、それぞれ定められたものである。

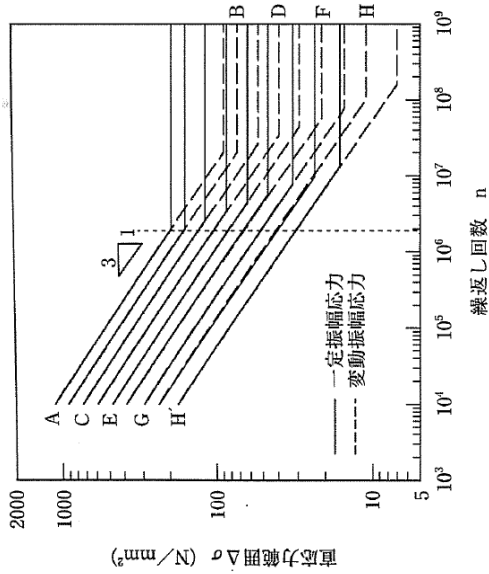


図-解 8.3.1 直応力を受ける継手の疲労設計曲線

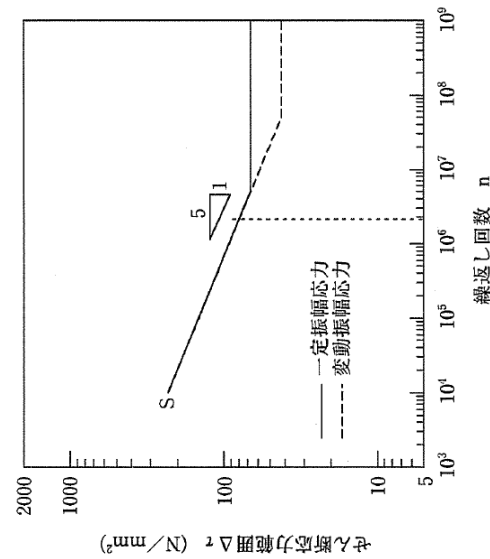


図-解 8.3.2 セン断応力を受ける継手の疲労設計曲線

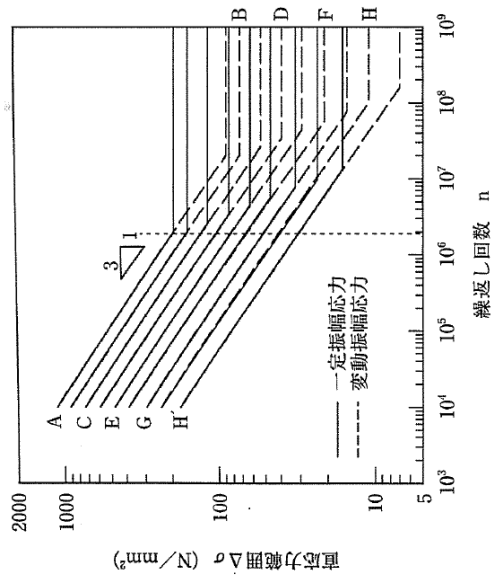


図-解 6.3.1 直応力を受ける継手の疲労設計曲線

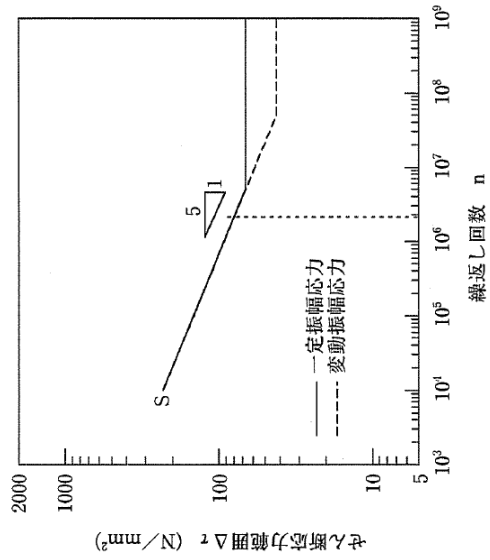


図-解 6.3.2 セン断応力を受ける継手の疲労設計曲線

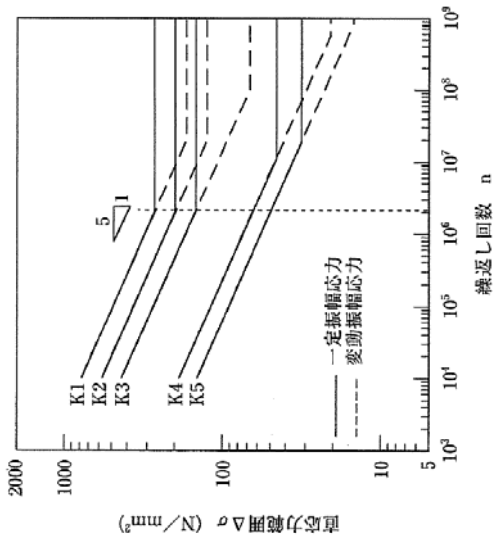


図-解 8.3.3 直応力を受けるケールボルト及び高力ボルトの疲労設計曲線

8.3.2 継手の強度等級

- (1) 部材の接合に用いる継手の強度等級は、継手の種類に応じて適切に定めなければならない。
- (2) (3)及び(4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 部材の接合に用いる継手のうち、設計に用いる強度等級は、表-8.3.7 から表-8.3.9までに示すものによることを原則とする。
- (4) 表-8.3.7から表-8.3.9までに示す以外の継手を使用する場合には、のど厚、開先、姿勢、電流、電圧、溶接材料等の溶接条件、残留応力、板厚等の実構造で用いる場合の溶接条件や継手の拘束条件及び荷重の条件を適切に評価した疲労試験によって疲労強度を確認する。

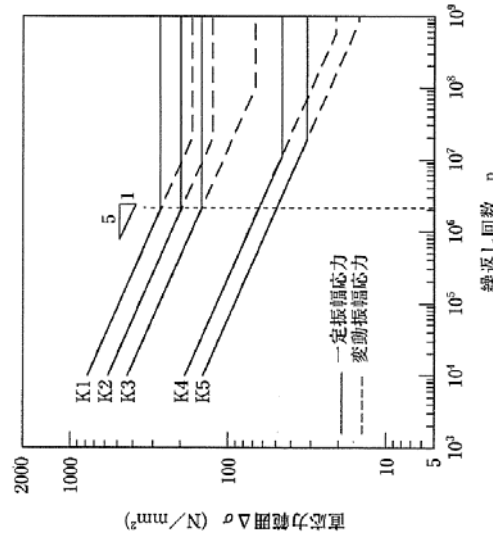


図-解 6.3.2 直応力を受けるケールボルト及び高力ボルトの疲労設計曲線

6.3.2 継手の強度等級

- (1) 部材の連結に用いる継手には、継手の種類に応じて適切に疲労強度の強度等級を定めなければならない。
- (2) (3)及び(4)の規定を満たす場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 部材の連結に用いる継手に対する強度等級は、表-6.3.7から表-6.3.9までに示すものによることを原則とする。
- (4) 表-6.3.7から表-6.3.9までに示す以外の継手を使用する場合には、のど厚、開先、姿勢、電流、電圧、溶接材料等の溶接条件、残留応力、板厚、継手の構造及び作用する荷重の条件を適切に評価した疲労試験によって疲労強度を確認する。

表-8-3.7 直応力を受ける継手の種類と強度等級

(a) 非溶接継手

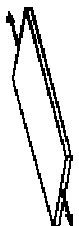



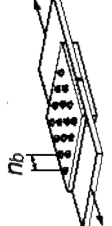
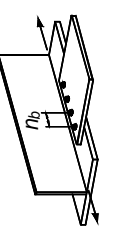
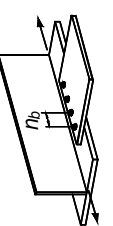
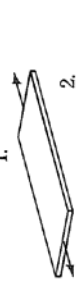


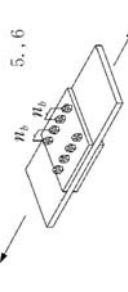
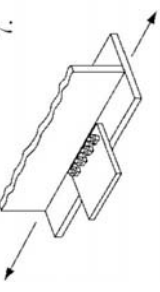
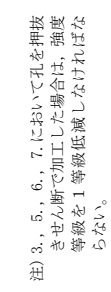
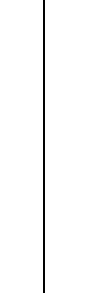
継手の形式	構造の細部形式	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
1. 帯板	(1) 表面及び側面、機械仕上げ (表面粗さ 50 μ m 以下)	A(190)		n_b : 1 ボルト線上のボルト本数 (最大) 注) 3., 5., 6., 7. において孔を押し抜き加工した場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。 注) 表面粗さとは、JIS B 0601(2013)に規定する最大高さ粗さ R_a とする。
	(2) 黒皮付き、ガス切断 (表面粗さ 100 μ m 以下)	B(155)		
	(3) 黒皮付き、ガス切断 (著しい条痕は除去)	C(125)		
2. 形鋼	(1) 黒皮付き	B(155)		
	(2) 黒皮付き、ガス切断 (表面粗さ 100 μ m 以下)	B(155)		
	(3) 黒皮付き、ガス切断 (著しい条痕は除去)	C(125)		
3. 円孔を有する母材 (純断面応力、実断面応力)		C(125)		
4. フレット付きの切抜きガセットを有する母材	(1) $1/5 \leq r/d$ (切断面の表面粗さ 50 μ m 以下)	B(155)		
	(2) $1/10 \leq r/d < 1/5$ (切断面の表面粗さ 50 μ m 以下)	C(125)		
	(3) $1/5 \leq r/d$ (切断面の表面粗さ 100 μ m 以下)	C(125)		
	(4) $1/10 \leq r/d < 1/5$ (切断面の表面粗さ 100 μ m 以下)	D(100)		
5. 高力ボルト摩擦接合継手の母材 (純断面応力)	(1) $1 \leq n_b \leq 4$	B(155)		
	(2) $5 \leq n_b \leq 15$	C(125)		
6. 高力ボルト支圧接合継手の母材 (純断面応力)	$n_b \leq 4$	B(155)		
7. 応力方向に力を伝えない高力ボルト締め孔を有する母材 (純断面応力)		B(155)		

表-6-3.7 直応力を受ける継手の種類と強度等級

(a) 非溶接継手

継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	備考	
1. 帯板	(1) 表面及び側面、機械仕上げ (表面粗さ 50 μ m 以下)	A(190)	
	(2) 黒皮付き、ガス切断 (表面粗さ 100 μ m 以下)	B(155)	
	(3) 黒皮付き、ガス切断 (著しい条痕は除去)	C(125)	
2. 形鋼	(1) 黒皮付き	B(155)	
	(2) 黒皮付き、ガス切断 (表面粗さ 100 μ m 以下)	B(155)	
	(3) 黒皮付き、ガス切断 (著しい条痕は除去)	C(125)	
3. 円孔を有する母材 (純断面応力、実断面応力)	C(125)		
4. フレット付きの切抜きガセットを有する母材	(1) $1/5 \leq r/d$ (切断面の表面粗さ 50 μ m 以下)	B(155)	
	(2) $1/10 \leq r/d < 1/5$ (切断面の表面粗さ 50 μ m 以下)	C(125)	
	(3) $1/5 \leq r/d$ (切断面の表面粗さ 100 μ m 以下)	C(125)	
	(4) $1/10 \leq r/d < 1/5$ (切断面の表面粗さ 100 μ m 以下)	D(100)	
5. 高力ボルト摩擦接合継手の母材 (純断面応力)	(1) $1 \leq n_b \leq 4$	B(155)	
	(2) $5 \leq n_b \leq 15$	C(125)	
6. 高力ボルト支圧接合継手の母材 (純断面応力)	$n_b \leq 4$	B(155)	
7. 応力方向に力を伝えない高力ボルト締め孔を有する母材 (純断面応力)	B(155)		

注) 3., 5., 6., 7. において孔を押し抜き加工した場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。

改定案 (8章)

現行

備考

(b) 横方向突合せ溶接継手

方向	横方向										
継手の形式	突合せ溶接継手										
溶接の種類	1. 完全溶込み開先溶接		2. 片面溶接								
溶接及び構造の細部形式	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)		(1) 裏当て金がなく良好な裏波形状を有する								
溶接部の状態	D) 余盛 削除		D) 非仕 上げ								
着目	-		止端破壊								
強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm^2))	D(100)		D(100)								
継手形状図											
備考	注) 1. (1)(1), 1. (1)(2), 1. (1)(3), 2. の強度等級は、溶接内部のきず寸法が次のものを対象とする。 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>板厚 t</td> <td>きず寸法</td> </tr> <tr> <td>$t \leq 18mm$</td> <td>3mm 以下</td> </tr> <tr> <td>$t > 18mm$</td> <td>板厚の 1/6 以下</td> </tr> </table> これらの継手において、溶接内部のきず寸法が板厚の 1/6 を超え、板厚の 1/3 以下とした場合は、強度等級を F 等級としなければならぬ。 注) 1. (1)(1)において、余盛の削除に際してはアンダーカットを残してはならない。 注) 1. (1)(2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実にに行わなければならない。 止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。 注) 1. (1)(3), 2. の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え、0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。		板厚 t	きず寸法	$t \leq 18mm$	3mm 以下	$t > 18mm$	板厚の 1/6 以下			
板厚 t	きず寸法										
$t \leq 18mm$	3mm 以下										
$t > 18mm$	板厚の 1/6 以下										

(b) 横突合せ溶接継手

継手の種類			備考
強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm^2))	D(100)		備考
1. 余盛りを削除した継手			 2, 3. (1)
2. 止端仕上げした継手			 3. (2)
(1) 両面溶接	D(100)		注) 1. において、余盛の削除に際してはアンダーカットを残してはならない。 注) 2. において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実にに行わなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。 注) 3. の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え、0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。
(2) 良好な裏波形状を有する片面溶接	D(100)		
3. 非仕上げ			

改定案 (8章)

現行

備考

(c) 横方向荷重非伝達型十字溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造的細部形式	溶接部の状態	差目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
荷重非伝達型十字溶接継手 横方向	1. 完全溶込み肉溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 1. (D1), 2. (D1), 3. (D1)において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行われなければならない。 注) 1. (D2), 2. (D2), 3. (D2)において、仕上げはアンダーカットが裏にないように応力の方向と平行に確実に行われなければならない。 止端仕上げの曲率半径 3 mm 以上とする。 注) 1. (D3), 2. (D3), 3. (D3), 3. (D3), 3. (D3), 3. (D3)の強度等級は、アンダーカットが 0.3 mm 以下の継手を対象とする。 これらの継手において、アンダーカットが 0.3 mm を超え、0.5 mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。
			2) 止端仕上げ	止端破壊	D(100)		
			3) 非仕上げ	止端破壊	E(80)		
			1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		
			2) 止端仕上げ	止端破壊	D(100)		
			3) 非仕上げ	止端破壊	E(80)		
	2. 部分溶込み肉溶接	(1) 連続	(2) 始端を含む	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)	
				2) 止端仕上げ	止端破壊	E(80)	
				3) 非仕上げ	止端破壊	E(80)	
				1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)	
				2) 止端仕上げ	止端破壊	D(100)	
				3) 非仕上げ	止端破壊	E(80)	
3. すみ肉溶接	(1) 連続	(2) 溶接の始端を含む	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		
			2) 止端仕上げ	止端破壊	D(100)		
			3) 非仕上げ	止端破壊	E(80)		
			1) 滑らかな止端	止端破壊	E(80)		
			2) 止端仕上げ	止端破壊	F(65)		
			3) 非仕上げ	止端破壊	G(60)		

(d) 荷重非伝達型十字溶接継手

継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	備考
1. 滑らかな止端を有するすみ肉溶接継手	D(100)	 1, 2, 3.
2. 止端仕上げしたすみ肉溶接継手	D(100)	
3. 非仕上げのすみ肉溶接継手	E(80)	
4. 溶接の始端端を含むすみ肉溶接継手	E(80)	
5. 中空断面部材をすみ肉溶接した継手	F(65)	
	G(50)	 d ₀ : 鋼管の直径(外径)



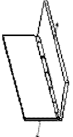
注) 1. において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行われなければならない。
注) 2. において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行われなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。
注) 3, 4, 5. の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え 0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。

改定案 (8章)

現行

備考

(e) 横方向荷重非伝達型角溶接継手

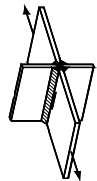
方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細節形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
横方向	荷重非伝達型角溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 板曲げ応力が作用する場合には適用してはならない。 注) 1. (1)1), 2. (1)1)において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行わなければならない。
				2) 止端仕上げ	止端破壊	D(100)		
				3) 非仕上げ	止端破壊	E(80)		
		2. 部分溶込み開先溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破断	D(100)		注) 1. (1)3), 2. (1)3), 2. (2)の強度等級は、アンダーカットが0.3 mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3 mmを超え0.5 mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならない。
				2) 止端仕上げ		D(100)		
				3) 非仕上げ		E(80)		
			(2) 粘着端を含む	止端破壊	E(80)			

改定案 (8章)

現行

備考

(f) 横方向荷重伝達型十字溶接継手

方向	横方向										
継手の形式	荷重伝達型十字溶接継手										
溶接の種類	1. 完全溶込み開先溶接										
溶接及び構造の細部形式	(1) 連続										
溶接部の状態	1) 滑らかな止端	2) 止端破壊	3) 非仕上げ	止端破壊							
強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	D (100)	D (100)	E (80)								
継手形状図											
備考	<p>注) 1. の強度等級は、溶接内部のきず寸法が次のものを対象とする。</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>板厚 t</td> <td>きず寸法</td> </tr> <tr> <td>$t \leq 18\text{mm}$</td> <td>3mm 以下</td> </tr> <tr> <td>$t > 18\text{mm}$</td> <td>板厚の 1/6 以下</td> </tr> </table> <p>これらの継手において、溶接内部のきず寸法が板厚の 1/3 以下とした場合は、強度等級を F 等級としなければならぬ。</p> <p>注) 1. (1)(2)において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行われなければならない。</p> <p>注) 1. (1)(3)の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。アンダーカットが 0.3mm を超え 0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。</p>					板厚 t	きず寸法	$t \leq 18\text{mm}$	3mm 以下	$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下
板厚 t	きず寸法										
$t \leq 18\text{mm}$	3mm 以下										
$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下										

(e) 荷重伝達型十字溶接継手


継手の種類	1. 完全溶込み開先溶接	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	備考						
	(1) 滑らかな止端を有する継手	D (100)	<p>1. (1), (2), (3) の強度等級は、溶接内部のきず寸法が次のものを対象とする。</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>板厚 t</td> <td>きず寸法</td> </tr> <tr> <td>$t \leq 18\text{mm}$</td> <td>3mm 以下</td> </tr> <tr> <td>$t > 18\text{mm}$</td> <td>板厚の 1/6 以下</td> </tr> </table> <p>これらの継手において、溶接内部のきず寸法が板厚の 1/6 を超え板厚の 1/3 以下とした場合は、強度等級を F 等級としなければならぬ。</p> <p>注) 1. (1)において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行われなければならない。</p> <p>注) 1. (2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行われなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。</p> <p>注) 1. (3)の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。アンダーカットが 0.3mm を超え 0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。</p>	板厚 t	きず寸法	$t \leq 18\text{mm}$	3mm 以下	$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下
	板厚 t	きず寸法							
	$t \leq 18\text{mm}$	3mm 以下							
$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下								
(2) 止端仕上げした継手	D (100)								
(3) 非仕上げの継手	E (80)								

改定案 (8章)

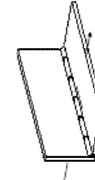
現行

備考

(g) 横方向荷重伝達型 T 溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造的細部形式	溶接部の状態	著目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
荷重伝達型溶接継手 横方向	1. 完全溶込み型先溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 1. の強度等級は、溶接内部のきず寸法が次のものを対象とする。 板厚 t 寸法 備考 $t \leq 18\text{mm}$ 3mm 以下 $t > 18\text{mm}$ 3mm 以下の1/6
			2) 止端仕上り	止端破壊	D(100)		
			3) 非仕上り	止端破壊	E(80)		

(h) 横方向荷重伝達型角溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造的細部形式	溶接部の状態	著目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
荷重伝達型角溶接継手 横方向	1. 完全溶込み型先溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 板曲げ応力が作用する場合には適用してはならない。 注) 1. (1) において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行われなければならない。 注) 1. (1) (2) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行われなければならない。 注) 1. (1) (2) において、止端仕上りの曲率半径は 3mm 以上とする。アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え 0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。
			2) 止端仕上り	止端破壊	D(100)		
			3) 非仕上り	止端破壊	E(80)		

改定案 (8章)

現行

備考

(i) 横方向面外ガゼット溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
横方向	面外ガゼット溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) フォイレットなし ($1 \leq 100mm$)	まわし溶接部止端破壊 非仕上り	E(80)		注) 1. (1)(1), (2)(1), (5), 2. (1), (2), (2)(1)において、仕上げはアンダーカットが残らないよう、応力の方向と平行に施す。非仕上り後、3mm以上とする。	
			(2) フォイレットなし ($1 > 100mm$)	まわし溶接部止端破壊 非仕上り	F(65)		注) 1. (1)(2), 1. (2)(2), 1. (3), 1. (4), 2. (1)(2), 2. (2)(2)の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。	
			(3) フォイレットあり (フォイレット部仕上りなし) ($1 \leq 100mm$)	まわし溶接部止端破壊	F(65)		これら継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならない。	
		2. すみ肉溶接	(4) フォイレットあり (フォイレット部仕上りなし) ($1 > 100mm$)	まわし溶接部止端破壊	G(50)			
			(5) フォイレットあり (フォイレット部仕上りあり)	フォイレット部	E(80)			
			(6) 主板貫通 (埋め戻し)	まわし溶接部止端破壊 非仕上り	G(50)			

(i) 横方向面内ガゼット溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
横方向	面内ガゼット溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) フォイレットなし	止端破壊 非仕上り	止端破壊	G(50)		注) 1. (1)(1), 1. (3), 1. (4), 1. (6)において、仕上げはアンダーカットが残らない

(F) ガゼット継手

継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	備考
面外ガゼット	E(80)	1. ガゼットをすみ肉溶接又は完全溶込み開先溶接した継手 ($1 \leq 100mm$)
		(1) 止端仕上り
	F(65)	(2) 非仕上り
		E(80)
	G(50)	3. ガゼットをすみ肉溶接した継手 ($1 > 100mm$)
	F(65)	4. ガゼットを完全溶込み開先溶接した継手 ($1 > 100mm$)
	G(50)	(1) 止端仕上り
G(50)	(2) 非仕上り	
面内ガゼット	G(50)	5. 主板にガゼット貫させた継手
		(1) 完全溶込み開先溶接
		D(100)
	E(80)	(1) $1/5 \leq r/d$
	F(65)	(2) $1/5 \leq r/d < 1/3$
		(3) $1/10 \leq r/d < 1/5$
	G(50)	7. ガゼットを完全溶込み開先溶接した継手
	(1) 止端仕上り	

注) 1. (1), 2., 4. (1), 6., 7. (1)において、仕上げはアンダーカットが平行に施す。非仕上り後、3mm以上とする。

注) 1. (1), 4. (1), (2)において、止端仕上りの曲率半径は3mm以上とする。

注) 1. (2), 3., 4. (2), 5. (1)の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。

注) これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならない。

改定案 (8章)

溶接	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接の部位	着目	強度等級 (A _{σf} (N/mm ²))	継手形状図	備考
(2) フイレットあり (ワイレット部 仕上げなし)	-	-	溶接部	溶接部	なし		ように応力の方向と平行に施されなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。 注) 1. (2) の強度等級は、アンダーカットが 0.5mm 以下の継手を対象とする。 この継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え 0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。
(3) フイレットあり (ワイレット部 仕上げあり, 1/3 ≤ r/d 又は r ≥ 20mm)	-	(1) 1 ≤ 300 mm	溶接部	止端破断	D(100)		
(4) フイレットあり (ワイレット部 仕上げあり, 1/5 ≤ r/d < 1/3)	-	(2) 1 > 300 mm	溶接部	止端破断	E(80)		
(6) フイレットあり (ワイレット部 仕上げあり, 1/10 ≤ r/d < 1/5)	-	-	溶接部	1) 主筋脚端破断	F(65)		

(k) その他の横方向溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接の部位	着目	強度等級 (A _{σf} (N/mm ²))	継手形状図	備考
カバレープレートの溶接継手	1. すみ肉溶接	(1) 1 ≤ 300 mm	溶接部	止端破断	D(100)		注) 1. (D11), 1. (D) 2, 1. (D) 1) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に施されなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3 mm 以上とする。 注) 1. (D) 3, 1. (D) 2, (2) の強度等級は、アンダーカットが 0.3 mm 以下の継手を対象とする。 これらにおいて、アンダーカットが 0.3 mm を超え 0.5 mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。 注) 1. (D) 1) の脚長 S _b , S _b は、S _b ≥ 0.8c, S _b ≥ 2S _t とする (c: カバレープレートの板厚)。
スタッド溶接継手	2. スタッド溶接	(2) 1 > 300 mm	溶接部	止端破断	E(80)		

(1) 縦方向突合せ溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接の部位	着目	強度等級 (A _{σf} (N/mm ²))	継手形状図	備考
突合せ溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	溶接部	-	D(100)		注) 1. (D) 1) において、余盛りの削除に際してはアンダーカットを残してはならない。 注) 1. (D) 2, 2, 3. の強度等級は、アンダーカットが 0.5 mm 以下の継手を対象とする。
			溶接部	-	D(100)		
			溶接部	-	D(100)		
突合せ溶接継手	2. 部分溶込み開先溶接	-	溶接部	-	D(100)		
			溶接部	-	D(100)		

現行

継手の種類	強度等級 (A _{σf} (N/mm ²))	備考	
		1. (1)	2. (2)
1. カバレープレートをすみ肉溶接で取付けた継手 (l ≤ 300mm)	E(80)		
(1) 止端仕上げ	F(65)		
(2) 非仕上げ	D(100)		
2. カバレープレートをすみ肉溶接で取付けた継手 (l > 300mm)	G(50)		
(1) 溶接部仕上げ	E(80)		
(2) 非仕上げ	E(80)		

注) 1. (1), 2. (1) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に施されなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。
注) 1. (2), 2. (2) の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
これらにおいて、アンダーカットが 0.3mm を超え 0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。
注) 2. (1) の脚長 S_b, S_b は、S_b ≥ 0.8c, S_b ≥ 2S_t とする (c: カバレープレートの板厚)。

(c) 縦方向溶接継手

継手の種類	強度等級 (A _{σf} (N/mm ²))	備考
(1) 余盛削除	D(100)	
1. 完全溶込み開先溶接継手	D(100)	
(2) 非仕上げ	D(100)	
2. 部分溶込み開先溶接継手	D(100)	

備考

改定案 (8章)

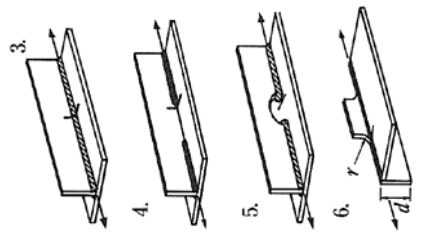
現行

備考

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
縦方向	T溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 片面溶接 (裏はつりあり)	-	-	D(100)		注) 4. (2)の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。 この継手において、アンダーカットが0.3mmを超え0.5mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならぬ。 注) 1., 2., 3., 4. (1)の強度等級は、アンダーカットが0.5mm以下の継手を対象とする。
			(2) 片面溶接	-	-	D(100)		
		3. 片面溶接	(1) 裏当て金がなく良好な翼波形状を有する	-	-	等級なし		
			(1) 連続	-	-	D(100)		
4. すみ肉溶接	(2) 断続	-	-	E(80)				

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
縦方向	角溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 片面溶接 (裏はつりあり)	1) 余盛削除	-	D(100)		注) 1. (1)(1)において、余盛りの削除に際してはアンダーカットを残してはならない。 注) 1. (1)(2), 1. (2), 1. (3), 2., 3.の強度等級は、アンダーカットが0.5mm以下の継手を対象とする。
				2) 非仕上げ	-	D(100)		

3. すみ肉溶接継手	D(100)			
4. 断続するすみ肉溶接継手	E(80)			
5. スカラップを含む溶接継手のまわし溶接部	G(50)	$\Delta\sigma_{max}/\Delta\sigma_{max} < 0.4$		
6. 切抜きガゼットのフレレット部	D(100)	(1) $1/5 \leq r/d$		
	E(80)	(2) $1/10 \leq r/d < 1/5$		



注) 1. (1)において、余盛りの削除に際してはアンダーカットを残してはならない。
注) 4., 5.の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。
これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え0.5mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならない。
注) 5.の $\Delta\sigma_{max}$ はウェブの最大せん断応力範囲、 $\Delta\sigma_{max}$ はフランジの曲げによる最大直応力範囲とする。

改定案 (8章)

溶接の種類	溶接及び製造の細部形式	溶接部の状態	書目	強度等級 (A _f , E (N/mm ²))	継手形状図	備考
2. 部分溶込み開先溶接	(2)切抜きガセット (L/S≦r/d)	-	-	D(100)		注) 2. (1) 新定着法とはケーブル本体と同程度の疲労強度を有する定着部構造とする。
	(3)切抜きガセット (L/S≦r/d)	-	-	E(80)		
	(1)外側溶接のみ	-	-	D(100)		
	(2)内側すみ肉溶接あり	-	-	D(100)		
3. 片面溶接	(3)切抜きガセット (L/S≦r/d)	-	-	D(100)		注) 2. (1) 新定着法とはケーブル本体と同程度の疲労強度を有する定着部構造とする。
	(4)切抜きガセット (L/S≦r/d)	-	-	E(80)		
	(1)裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	-	-	D(100)		

表-8.3.8 直応力を受けるケーブル及び高力ボルトの種類と強度等級

継手の形式	溶接の種類	溶接及び製造の細部形式	溶接部の状態	書目	強度等級 (A _f , E (N/mm ²))	継手形状図	備考
1. ケーブル本体	-	(1)平行線	-	-	K1(270)		注) 2. (1) 新定着法とはケーブル本体と同程度の疲労強度を有する定着部構造とする。
		(2)ロープ	-	-	K2(200)		
2. ケーブル定着部	-	(1)平行線新定着法	-	-	K1(270)		注) 2. (1) 新定着法とはケーブル本体と同程度の疲労強度を有する定着部構造とする。
		(2)平行線垂鉛垂鉛挿込み	-	-	K2(200)		
		(3)ロープ垂鉛垂鉛挿込み	-	-	K3(150)		
3. 高力ボルト	-	(1)転造	-	-	K4(65)		注) 2. (1) 新定着法とはケーブル本体と同程度の疲労強度を有する定着部構造とする。
		(2)切削	-	-	K5(50)		

表-6.3.9 直応力を受けるケーブル及び高力ボルトの種類と強度等級

ケーブル及び高力ボルトの種類	強度等級 (A _f , E (N/mm ²))	備考
1. ケーブル本体	(1) 平行線	
	(2) ロープ	
2. ケーブル定着部	(1) 平行線新定着法	
	(2) 平行線垂鉛垂鉛挿込み	
	(3) ロープ垂鉛垂鉛挿込み	
3. 高力ボルト	(1) 転造	
	(2) 切削	

備考

改定案（8章）

現行

備考

表-8.3.9 せん断応力を受ける継手の種類と強度等級

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 (A of (N/mm ²))	継手形状図	備考
-	せん断応力を受ける継手	-	1. スタッドを溶接した継手のスタッド断面	-	-	S (80)	1.	
		-	2. 重ね継手の側面すみ肉溶接の側面すみ肉溶接のと断面	-	-	S (80)	2.	
		-	3. 鋼管の割込み継手の側面すみ肉溶接のと断面	-	-	S (80)	2.	
		-	4. 上記以外	-	-	S (80)		

(3) 本条では道路橋の部材に用いることができる溶接継手とその疲労強度等級が示されている。溶接継手は、①継手が受ける応力の種類、②応力の方向と着目する溶接部の溶接線方向との関係、③継手形式、④溶接の種類、⑤溶接と構造の細部形式、⑥溶接品質、⑦疲労破壊の起点、の各項目の組合せによって分類することができる。

溶接継手が受ける応力の種類は、直応力とせん断応力の2種類に区分でき、直応力を受ける継手のうち、着目するき裂が生じる溶接線の区間の方向と同一方向に応力が作用する場合は縦方向、溶接線直角方向に応力が作用する場合は横方向に分類される。

なお、継手形式及び溶接の種類については、様々な分類方法が考えられ、学協会の技術資料や内外の基準類においても統一されていない。今回の改定では、既存の分類方法と道路橋の設計実務の実態を考慮して、実際に使おうとする継手と分類区分との対応関係が明確となるように分類区分や継手の名称が再整理されている。

通常の場合、直応力を受ける継手において強度等級がH等級以下であるような疲労強度が低い継手を採用すると、必要な疲労耐久性を確保することが困難となる場合がある。また、片面溶接による溶接継手のうち裏当て金付きのものや部分溶込み開先溶接による溶接継手は、施工において良好な品質を確保することが難しく、施工後に品質を確認することにも困難であり、本来有しているべき疲労強度が満たされないことがある。したがって疲労強度が著しく低い継手や品質確保が困難な継手についてはできる限り使わないようにする必要がある。

表-8.3.7(b)横方向突合せ溶接継手、(f)横方向荷重伝達型十字溶接継手に示す継手の強

表-6.3.8 せん断応力を受ける継手の種類と強度等級

継手の種類	強度等級 (A _{tr} (N/mm ²))	備考
1. スタッドを溶接した継手のスタッド断面	S (80)	1. 2. 2.
2. 重ね継手の側面すみ肉溶接のと断面	S (80)	
3. 鋼管の割込み継手の側面すみ肉溶接のと断面	S (80)	
4. 上記以外	S (80)	

(3) 通常の場合、直応力を受ける継手において強度等級がH等級以下であるような疲労強度が低い継手を採用すると、必要な疲労耐久性を確保することが困難となる場合がある。また、裏当て金付きの片面突合せ溶接継手や部分溶込み開先溶接継手は、施工において良好な品質を確保することが難しく、施工後に品質を確認することも困難であり、本来有しているべき疲労強度が満たされないことがある。したがって疲労強度が著しく低い継手や品質確保が困難な継手については出来る限り使わないようにする必要がある。表-6.3.7(b)、(e)に示す継手の強度等級が確保されるための溶接部の許容きず寸法については、文献(4)を踏まえ、多層盛り溶接できず長さに対する高さの比(アスペクト比)が0.2~1.0を満た

備 考	現 行	改 定 案 (8 章)
	<p>していることを前提に定めている。このため、溶接方法により実きず寸法がこの範囲外になると考えられる場合には、疲労試験により許容きず寸法を定める必要がある。</p> <p>また、止端仕上げした継手の強度等級を満足するための止端形状は、止端曲率半径を 3mm 以上とするとともに、仕上げの方法については 18 章の規定に従う必要がある。</p> <p>なお、各継手に対する要求品質のうち内部きずやアンダーカットについては、これらからあらかじめ一定水準以上生じさせることを前提にして設計・施工を行うことは施工や検査の確実性からも疲労耐久性上望ましいことではない。したがってやむを得ない場合を除いては、表-6.3.7 の備考に示す強度等級の低減を前提とせず、所定の強度等級が満足されるよう設計・施工する必要がある。</p> <p>直応力を受ける場合の疲労強度に関する主な留意事項等を挙げると以下のようなものがある。</p> <p>① 高力ボルト摩擦接合継手の母材(表-6.3.7 の「(a) -5.」)</p> <p>ここでは、1 ボルト線上のボルト本数 n_b について、15 本までの多列配置となる場合の強度等級を設定しているが、高力ボルト摩擦接合継手の設計にあたっては、7.3.1(2) の規定に基づき、1 ボルト線上のボルト本数に配慮する必要がある。</p> <p>② スカラップを含む縦方向溶接継手(表-6.3.7 の「(c)-5.」)</p> <p>スカラップを含む縦方向溶接継手は既往の研究⁹⁾により、せん断力の作用下で疲労強度が低下することが明らかにされている。そこで、鋼桁のウェブに対してせん断応力とフランジに作用する曲げ応力の比が 0.4 を下回るものについてのみ本節で示した。なお、箱桁の縦リブ等せん断力を分担しないものと想定される継手では、$\Delta\tau_{max} \approx 0$ と考えられるため G 等級としてよい。</p> <p>③ ガセット継手(表-6.3.7 の「(f)-1., 3.」)</p> <p>ガセットをすみ肉溶接した継手のまわし溶接部の止端仕上げを行う場合、仕上げによりのど厚が減少すると、ルーフト部からの亀裂発生を誘発し疲労強度の向上が見込めないことがある。このため、止端仕上げを行う場合には、必要に応じてガセット端部に隅切りを設けるなど、のど厚の確保に配慮する必要がある。なお、ガセット取付け長さが長くなるるとまわし溶接部のルーフトの応力状態が疲労強度に影響を与えるため、100mm を超えるガセットをすみ肉溶接した継手に対して止端仕上げを行う場合の強度等級は規定していない。</p>	<p>度等級が確保されるための溶接部の許容きず寸法については、文献 12) を踏まえ、多層盛り溶接で、きず長さに対する高さの比 (アスペクト比) が 0.2~1.0 を満たしていることを前提に定めている。このため、溶接方法により実きずの形状がこの範囲外になると考えられる場合には、疲労試験により許容きず寸法を定める必要がある。</p> <p>また、止端仕上げした継手の強度等級を満たすための止端形状は、止端曲率半径を 3mm 以上とするとともに、仕上げの方法については 20 章の規定に従う必要がある。</p> <p>なお、各継手に対する要求品質のうち内部きずやアンダーカットについては、これらからあらかじめ一定水準以上生じさせることを前提にして設計・施工を行うことは施工や検査の確実性からも疲労耐久性上望ましくなくない。したがって、やむを得ない場合を除いては、表-8.3.7 の備考に示す強度等級の低減を前提とせず、所定の強度等級が満たされるよう設計・施工する必要がある。</p> <p>直応力を受ける場合の疲労強度に関する主な留意事項等には以下のようなものがある。</p> <p>① 高力ボルト摩擦接合継手(表-8.3.7 の「(a) -5.」)</p> <p>ここでは、1 ボルト線上のボルト本数 n_b について、15 本までの多列配置となる場合の強度等級を設定しているが、高力ボルト摩擦接合継手の設計にあたっては、9.5.1(5) の規定に基づき、1 ボルト線上のボルト本数に配慮する必要がある。</p> <p>② 横方向荷重非伝達型角溶接継手、横方向荷重伝達型角溶接継手(表-8.3.7 の「(e), (h)」)</p> <p>横方向荷重非伝達型角溶接継手及び横方向荷重伝達型角溶接継手の疲労強度等級は、横方向荷重非伝達型十字溶接継手及び横方向荷重伝達型十字溶接継手の疲労強度を参考に定められている。なお、これらは、直応力が作用する場合の実験結果を基に定められたものであり、板曲げが作用する場合には、溶接部のき裂発生位置や継手の破壊形態が直応力の場合と異なる可能性があることから、板曲げが作用する場合には適用してはならない。また、これらの継手では作用荷重や拘束条件によっては付加的な曲げが生じやすく、適用にあたっては十分な検討が必要である。</p> <p>③ 横方向面外ガセット溶接継手(表-8.3.7 の「(i) -1. (1), 2. (1)」) 及び横方向面内ガセット溶接継手(表-8.3.7 の「(j) -1. (2) (3)」)</p> <p>すみ肉溶接による横方向面外ガセット溶接継手のまわし溶接部の止端仕上げを行う場合、のど厚が確保されず破断が生じないことが示されている場合には、非仕上げと同等の疲労強度が期待できる。しかし、仕上げによりどのど厚が減少すると、ルーフト部からのき裂発生を誘発し疲労強度の向上が見込めないことがある。このため、止端仕上げを行う場合には、必要に応じてガセット端部に隅切りを設けるなど、のど厚の確保に配慮する必要がある。なお、ガセット取付け長さが 100mm 以上の場合で、すみ肉溶接の止端部を仕上げた場合は、実験データが十分になく、かつ、破壊がルーフト部か止端部が明確でもないことから強度等級が規定されていない。</p>

備考	現行	改定案（8章）
	<p>④ ケーブル定着部(表-6.3.9の「2.」)</p> <p>ケーブル定着部の新定着法とは、定着部の疲労強度の改善を図り、定着部がケーブル一般部と同等の疲労強度を有するように設計された定着構造であり、エポキシ樹脂の接着力と鋼球のくさび効果を利用した定着法や、定着部のケーブルワイヤのスプレー開始点近傍で従来の亜鉛銅合金に代えてエポキシ樹脂を用いた定着法が、この定着法に分類される^{②)}。</p> <p>⑤ 高カボルト(表-6.3.9の「3.」)</p> <p>高カボルト引張接合に対しては、高カボルトのねじの製作方式に応じて適宜、相当する疲労強度を用いる必要がある。この際、照査に用いる応力範囲は、高カボルトに生じる変動応力範囲とする。</p> <p>(4) この条文で示した継手の疲労強度は、各継手の疲労試験結果の下限值又は下限値に相当する非破壊確率97.7%の値に基づいて定められた文献³⁾及び、近年の疲労試験結果等も参考に定められたものである。</p> <p>このため、条文に定められていない継手を用いる場合には、実構造を忠実に再現した疲労試験等を実施して、その疲労強度を確認したうえで用いる必要がある。例えば疲労試験体の作成にあたっては、実際の施工と同様の溶接条件（のど厚、開先、姿勢、電流、電圧、溶材、溶接順序ほか）で施工し、残留応力の状態についても評価できるようにする必要がある。</p>	<p>フレットを有するガセットを用いた完全溶込み開先溶接による横方向面内ガセット溶接継手のフレット部を仕上げない場合、フレットを有することによる止端部の応力集中の低減効果は小さいものと考えら。この継手形式の実験データが十分になく、かつ、破損が止端部を起点とすることも考えられることから強度等級が規定されていない。</p> <p>これまでの道路橋示方書では、フレットを有するガセットを用いた完全溶込み開先溶接による横方向面内ガセット溶接継手のフレット部（フレット部仕上げ）の疲労強度は、フレット半径 r と主板の全幅 d との比 r/d により分類されていた。近年の研究によれば、主板の全幅 d が大きい場合でもフレット半径 r が 200mm 以上であれば D 等級を満足するとの報告があることから、本規定では、D 等級を満たすフレット半径を、フレット半径と主板の全幅 d の比 r/d が $1/3$ 以下あるいはフレット半径 r が 200mm 以上としている。</p> <p>④ スタット溶接によるスタット溶接継手における主板断面（表-8.3.7の「(k)-2.」）スタット溶接によるスタット溶接継手における主板断面の疲労強度は、一方のせん断応力を繰り返して受け、鋼桁フランジのように比較的厚い鋼板に溶接されたスタットを対象としている。例えば、底鋼板と床版コンクリートを一体化した鋼コンクリート合成床版にもスタットが用いられる場合があるが、比較的薄い鋼板に溶接されているため鋼板の局部的変形の影響を受けることから、疲労に対する耐久性の照査は 11.5 による。</p> <p>⑤ ケーブル定着部(表-8.3.8の「2.」)</p> <p>ケーブル定着部の新定着法とは、定着部の疲労強度の改善を図り、定着部がケーブル一般部と同等の疲労強度を有するように設計された定着構造であり、エポキシ樹脂の接着力と鋼球のくさび効果を利用した定着法や、定着部のケーブルワイヤのスプレー開始点近傍で従来の亜鉛銅合金に代えてエポキシ樹脂を用いた定着法が、この定着法に分類される^{②)}。</p> <p>⑥ 高カボルト(表-8.3.8の「3.」)</p> <p>高カボルト引張接合に対しては、高カボルトのねじの製作方式に応じて、相当する疲労強度を用いる必要がある。この際、照査に用いる応力範囲は、高カボルトに生じる変動応力範囲とする。</p> <p>(4) この条文で示した継手の疲労強度は、各継手の疲労試験結果の下限值又は下限値に相当する非破壊確率 97.7%の値に基づいて定められた文献¹⁾及び、その後の近年の疲労試験結果等も参考に定められたものである。</p> <p>このため、条文に定められていない継手を用いる場合には、実構造の条件を忠実に再現した疲労試験等を実施して、その疲労強度を確認したうえで用いる必要がある。例えば疲労試験体の作成にあたっては、実際の施工と同様の溶接条件（のど厚、開先、姿勢、電流、電圧、溶材、溶接順序ほか）で施工し、残留応力の状態についても評価できるようにする必要がある。</p>

改定案 (8章)

現行

備考

必要がある。また板厚、溶接部のディテール、試験体の構造や縮尺及び荷重載荷方法等、残留応力や溶接部の応力状態に大きく影響する要因についても実際の構造を正しく評価できるような慎重に検討する必要がある。鋼床版やスカラップを有する継手等、構造によっては、小型試験体による実験では実構造で発生する断面力を適切に評価できないことがあり、この場合には、より実態に近い大きさの大型の疲労試験体が必要となることがある^{14), 15)}。

表-8.3.7に示す継手には、疲労強度が著しく低い継手や品質確保が困難な継手(表-解8.3.1)は含まれていない。ただし、疲労の影響のない部材や、橋の供用期間中の交換を前提とする部材などで、やむを得ず表-8.3.7に示す継手以外の溶接継手を用いる場合には、表-解8.3.1に示す強度等級を参考にし、作用応力に配慮する必要がある。また、用いる溶接継手が所定の疲労強度を確保できるように、溶接部の品質が良好なものとなる施工や検査等の方法について十分検討する必要がある。

スカラップを含む横方向Ⅰ溶接継手は既往の研究¹⁰⁾により、せん断力の作用下で疲労強度が低下することが明らかにされている。そこで、鋼桁の腹板に作用するせん断応力とフランジに作用する曲げ応力の比が0.4を下回るものについてのみ表-8.3.7で示した。なお、箱桁の縦リブ等せん断力を分担しないものと想定される継手では、 $\Delta\sigma_{rms} = 0$ と考えられるためG等級としてよい。

表-解 8.3.1 直応力を受ける継手の種類と強度等級
(表-8.3.7に示す継手以外のもので使用しない方がよい継手)

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造的細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma$ or f (N/mm ²))	継手形状図	備考
鋼桁 横方向 突合せ溶接継手	1. 部分溶込み 面溶接	-	-	止端破断	等級なし		注) 2. の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え0.5mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならない。
				止端破断	F(65)		
	2. 片面溶接	-	非仕上げ	止端破断	G(50)		注) 2. の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。
				止端破断	F(65)		

表-解 6.3.1 直応力を受ける継手の種類と強度等級
(表-6.3.7に示す継手以外のもので使用しない方がよい継手)

継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	備考
1. 非仕上げ	F(65)	注) 2. の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。
2. 片面溶接	G(50)	注) 2. の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。

ある。また板厚、溶接部のディテール、試験体の構造や縮尺及び荷重載荷方法等、残留応力や溶接部の応力状態に大きく影響する要因についても実際の構造を正しく評価できるような慎重に検討する必要がある。鋼床版やスカラップを有する継手等、構造によっては、小型試験体による実験では実構造で発生する断面力を適切に評価できないことがあり、この場合には、より大型の疲労試験体が必要となることがある^{14), 15)}。

(3)に述べたとおり、表-6.3.7で示す継手には、疲労強度が著しく低い継手や品質確保が困難な継手(表-解6.3.1)は含まれていない。やむを得ず表-6.3.7で示す継手以外の溶接継手を用いる場合には、表-解6.3.1に示す強度等級を参考にし、作用応力に配慮する必要がある。また、用いる溶接継手が所定の疲労強度を確保できるように、溶接部の品質が良好なものとなる施工や検査等の方法について十分検討する必要がある。

改定案 (8章)

現行

備考

(d) 横方向荷重非伝達型 T 溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	差目	強度等級 (A of (N/mm ²))	継手形状図	備考
側方向	1. 完全溶込み溶接 2. 部分溶込み溶接 3. オミテ溶接	(1) スカフolding を含む (0.4 ≤ Δσ max / Δσ max) (2) 部分溶込み溶接	まわり溶接部	H(40)		注) 1., 2., 3. の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超える、0.5mm 以下とした場合は強度等級を 1 等級低減しなければならない。 注) 1., 2., 3. の Δσ max はウェーブの最大せん断応力範囲、Δσ max はフランジの曲げによる最大直応力範囲。

(e) 荷重伝達型十字溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接部		強度等級 (A of (N/mm ²))	備考
		溶接部の状態	差目		
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(1) 連続	1) 清らか な止端 2) 止端仕上げ 3) 非仕上げ	E(80) E(80) F(65) F(65)	注) 1.(1)(2), 4.(1)(2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に実施しなければならない。 注) 1.(1)(2), 4.(1)(2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に実施しなければならない。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(2) 始端を 含む	止端破壊	F(65)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(3) 連続	1) ルート破 壊 (のど断 面)	H(40)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(1) 中空断面 部材を含む	1) 止端破 壊	H(40)	
側方向	3. 片面溶接 4. 部分溶込み溶接	(1) 中空断面 部材を含む	2) 非仕上げ 破壊 (のど断 面)	H(40)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(2) 中空断面 部材を含む	2) 非仕上げ 破壊 (のど断 面)	H(40)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(1) 連続	1) 連続	F(65)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(2) 始端を 含む	止端破壊	G(50)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(3) 連続	1) 連続	E(80)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(1) 中空断面 部材を含む	止端破壊	E(80)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(2) 始端を 含む	止端破壊	F(65)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(3) 連続	止端破壊	F(65)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(1) 連続	1) 連続	H(40)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(2) 始端を 含む	止端破壊	H(40)	

(f) 荷重伝達型十字溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接部		強度等級 (A of (N/mm ²))	備考
		溶接部の状態	差目		
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(1) 連続	1) 清らか な止端 2) 止端仕上げ 3) 非仕上げ	E(80) E(80) F(65) F(65)	注) 1.(1)(2), 4.(1)(2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に実施しなければならない。 注) 1.(1)(2), 4.(1)(2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に実施しなければならない。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(2) 始端を 含む	止端破壊	F(65)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(3) 連続	1) ルート破 壊 (のど断 面)	H(40)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(1) 中空断面 部材を含む	1) 止端破 壊	H(40)	
側方向	3. 片面溶接 4. 部分溶込み溶接	(1) 中空断面 部材を含む	2) 非仕上げ 破壊 (のど断 面)	H(40)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(2) 中空断面 部材を含む	2) 非仕上げ 破壊 (のど断 面)	H(40)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(1) 連続	1) 連続	F(65)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(2) 始端を 含む	止端破壊	G(50)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(3) 連続	1) 連続	E(80)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(1) 中空断面 部材を含む	止端破壊	E(80)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(2) 始端を 含む	止端破壊	F(65)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(3) 連続	止端破壊	F(65)	
側方向	1. 部分溶込み溶接 2. 完全溶込み溶接	(1) 連続	1) 連続	H(40)	注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 注) 1.(1)(3), 2.(1)(4), 2.(3)(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
		(2) 始端を 含む	止端破壊	H(40)	

(h) 横方向荷重伝達型角溶接継手

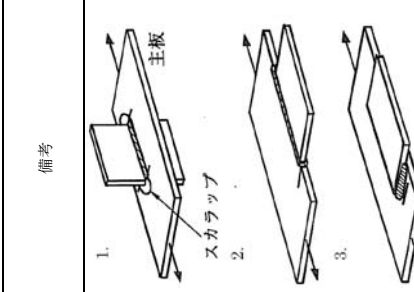
継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の断面形式	溶接部の状態	著目	強度等級 (Δσ _T (N/mm ²))	継手形状図	備考
1. 部分溶接継手	(1) 連続	(1) 連続	① 溝らかな正端仕上げ	止端破損	E (80)		注) 1., 2. において、曲げが作用する場合には強度等級を適用してはならない。 注) 1. (1), (2), (1)D) において、アンダーカットは除去する。このときは、仕上げは応力の方向と平行に確実に実施を行わなければならない。 注) 1. (1), (2), (1)D) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に行い確実に実施を行わなければならない。 正端仕上げの曲率半径 3mm以上とする。
			② 非仕上げ		F (65)		
2. すみ肉溶接	(3) 連続	(3) 連続	① ルー下破損	H (40)		注) 1. (1), (2), (1)D) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に行い確実に実施を行わなければならない。 注) 1. (1), (2), (1)D) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に行い確実に実施を行わなければならない。 正端仕上げの曲率半径 3mm以上とする。	
			② 非仕上げ	F (65)			
2. すみ肉溶接	(3) 連続	(3) 連続	① ルー下破損	H (40)		注) 1. (1), (2), (1)D) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に行い確実に実施を行わなければならない。 注) 1. (1), (2), (1)D) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に行い確実に実施を行わなければならない。 正端仕上げの曲率半径 3mm以上とする。	
			② 非仕上げ	F (65)			

(i) 横方向面外ガセット溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の断面形式	溶接部の状態	著目	強度等級 (Δσ _T (N/mm ²))	継手形状図	備考
面外ガセット溶接継手	1. 完全溶込み溶接	(1) 主板貫通 (スガラツプあり)	二	止端破損	H (30)		注) 1. (1), 2. (1) の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。
面内ガセット溶接継手	2. すみ肉溶接	(1) 主板貫通 (スガラツプあり)	二	止端破損	H (30)		注) 1. (1), 2. (1) の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。

(f) ガセット継手

継手の種類	強度等級 (Δσ _T (N/mm ²))	備考
面外ガセット	H (30)	1. 主板上にガセットを貫通させた継手 (1) 完全溶込み開先溶接にスガラツプを伴う (2) すみ肉溶接
面内ガセット	H (30)	(1) 非仕上げ (2) ガセットを完全溶込み開先溶接した継手
3. 重ねガセット継手の主板	H (40)	(1) 主板縁部でガセット板裏側へのまわし溶接なし (2) 主板縁部でガセット板裏側へのまわし溶接あり
	H (30)	(1) 主板上にガセットを貫通させた継手 (2) ガセットを完全溶込み開先溶接した継手 (3) 重ねガセット継手の主板



注) 1. (1), 3. (1) の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え、0.5mm 以下とした場合は強度等級を 1 等級低減しなければならぬ。
注) 1. (1), 1. (2), 3. (2) の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。

改定案 (8章)

現行

備考

(j) 横方向内面ガゼット溶接継手

継手の形式	鋼管の内面ガゼット溶接継手	溶接の位置	鋼管の内面	溶接及び溶接部の形状	継手形状図	備考
方向	横方向	溶接の種類	上、完全溶込み開先溶接	(1) フライレットなし		注) 1.(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。
差目	止端破壊	強度等級 ($\Delta \sigma_f$ (N/mm ²))	H(40)	止端破壊		

(k) その他の継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び溶接部の形状	差目	強度等級 ($\Delta \sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
鋼管の内面ガゼット溶接継手	1. オナミ肉溶接	(1) 主板縁部でガゼット板裏側へのみ溶接なし	止端破壊	H(40)		注) 1.(1)の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。
		(2) 主板縁部でガゼット板裏側へのみ溶接あり	止端破壊	H(30)		注) 1.(2)の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。
		＝	(1) 主板断面	H(40)		注) 1.(1), 1.(2)の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。
鋼管の内面溶接継手	2. アラフ溶接 (縦溶接)	＝	＝	＝		＝
		＝	＝	＝		＝
		＝	＝	＝		＝
鋼管の内面溶接継手	3. スロット溶接 (縦溶接)	＝	＝	＝		注) 1., 2.の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。
		＝	＝	＝		注) 1., 2.の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。

(g) その他の継手

継手の種類	強度等級 ($\Delta \sigma_f$ (N/mm ²))	備考
1. 重ね継手	(1) 主板断面	
	(2) 添接板断面	
	(3) 前面すみ肉溶接の断面	
2. 鋼管の割込み継手	(1) リブ先端	
	(2) 鋼管終端	


注) 1.(1), 1.(2), 2.の継手の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え、0.5mm以下とした場合は強度等級を1等級低減しなければならない。
注) 2.重ね継手の主板端部で添接板の裏側へまわり溶接した場合、強度等級はH等級とする。

改定案 (8章)

現行

備考

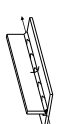

(l) 縦方向突合せ溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
縦方向 突合せ溶接継手	1. 片面溶接 2. すみ肉溶接	(1) 裏当て金付き ($t \leq 12$ mm)	E(80)		
		(2) 裏当て金付き ($t > 12$ mm)	F(65)		


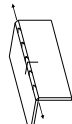
(c) 縦方向溶接継手

継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	備考	
		1) $t \leq 12$ mm	E(80)
2) $t > 12$ mm	F(65)		
2. スカラップを含む溶接継手のまじり溶接部	H(40)	<p>注) 2. の継手の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。 これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え、0.5mm 以下とした場合は強度等級を 1 等級低減しなければならぬ。 注) 2. の $\Delta\sigma_{max}$ はウェーブの最大せん断応力範囲、$\Delta\sigma_{max}$ はフランジの曲げによる最大直応力範囲。</p>	

(m) 縦方向 T 溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	裏当て	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
縦方向	1. 片面溶接	(1) 裏当て金付き ($t \leq 12$ mm)	—	E(80)		
		(2) 裏当て金付き ($t > 12$ mm)	—	F(65)		
	2. すみ肉溶接	断絶	—	E(80)		

(n) 縦方向角溶接継手

継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
縦方向	1. 片面溶接	(1) 裏当て金付き ($t \leq 12$ mm)	E(80)		
		(2) 裏当て金付き ($t > 12$ mm)	F(65)		
	2. すみ肉溶接	(1) 連続	—	D(100)	

8.3.3 平均応力 (応力比) の影響

直応力を受ける継手に対して、平均応力の影響を考慮する場合の 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は、表-8.3.1 及び表-8.3.4 に規定する値に、式(8.3.3)により算出した平均応力に関する補正係数 C_R を乗じた値とする。

$$\left. \begin{aligned} C_R &= 1.00 && (-1.00 < R < 1.00) \\ C_R &= 1.30(1.00-R)/(1.60-R) && (R \leq -1.00) \\ C_R &= 1.30 && (R > 1.00) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.3.3)$$

ここに、 R : 応力比 $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$
 σ_{min} : 最小応力度 (N/mm²)
 σ_{max} : 最大応力度 (N/mm²)

一般に、溶接部の近傍では鋼材の降伏点に達するよう高い引張の残留応力が存在している。そのため通常の場合、変動応力は降伏点に近いところでの引張側の繰返応力となっており、応力比が疲労強度に与える影響は小さいことから本条文では、表-解 8.3.2 に示すように引張応力が卓越する、応力比が $-1.00 < R < 1.00$ の範囲では平均応力の影響を無視し、平均応力に関する補正係数 $C_R = 1.00$ としている。一方、圧縮応力が卓越する応力比 $R \leq -1.00$ 及び $R > 1.00$ の範囲では、疲労き裂の進展にもなつて残留応力が解放され、き裂の進展が遅くなるとともに、脆性的な破壊を生じるき裂の寸法にも応力比の影響が現れることから、 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は、平均応力に関する補正を行うこととしている。

なお、応力比の算出に用いる最大及び最小応力度は、死荷重状態の応力に疲労設計で考慮する応力変動の影響を足し合わせた合計の応力度の最大及び最小値である。

表-解 8.3.2 平均応力に対する補正係数

最大応力 σ_{max}	平均応力 $\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$	最小応力 σ_{min}	応力比 $R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$	状態	補正係数 C_R
+	+	+	$0 < R < 1$	部分片振り引張	1.00
				完全片振り引張	
0	0	-	$-1 < R < 0$	部分面振り	1.30(1.00-R)/(1.60-R)
				完全面振り	
-	-	-	$R < -1$	部分片振り圧縮	1.30
				完全片振り圧縮	

6.3.3 平均応力の影響 (H24 道示 (内容的には「疲労設計指針」まま))

直応力を受ける継手に対して、平均応力の影響を考慮する場合の 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は、表-6.3.1 及び表-6.3.4 に規定する値に、式 (6.3.3) により算出した平均応力に関する補正係数 C_R を乗じた値とする。

$$\left. \begin{aligned} C_R &= 1.00 && (-1.00 < R < 1.00) \\ C_R &= 1.30(1.00-R)/(1.60-R) && (R \leq -1.00) \\ C_R &= 1.30 && (R > 1.00) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.3)$$

ここに、 R : 応力比、 $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$
 σ_{min} : 最小応力度 (N/mm²)
 σ_{max} : 最大応力度 (N/mm²)

一般に、溶接部の近傍では鋼材の降伏点に達するよう高い引張の残留応力が存在している。そのため通常の場合、変動応力は降伏点に近いところでの引張側の繰返応力となっており、応力比が疲労強度に与える影響は小さいことから本条文では、表-解 6.3.2 に示すように引張応力が卓越する、応力比が $-1.00 < R < 1.00$ の範囲では平均応力の影響を無視し、平均応力に関する補正係数 $C_R = 1.00$ としている。一方、圧縮応力が卓越する応力比 $R \leq -1.00$ 及び $R > 1.00$ の範囲では、疲労き裂の進展にもなつて残留応力が解放され、亀裂の進展が遅くなるとともに、脆性的な破壊を生じる亀裂の寸法にも応力比の影響が現れることから、 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は、平均応力に関する補正を行うこととしている。

なお、応力比の算出に用いる最大及び最小応力度は、死荷重状態の応力に疲労設計で考慮する応力変動の影響を足し合わせた合計の応力度の最大及び最小値である。

表-解 6.3.2 平均応力に対する補正係数

最大応力 σ_{max}	平均応力 $\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$	最小応力 σ_{min}	応力比 $R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$	状態	補正係数 C_R
+	+	+	$0 < R < 1$	部分片振り引張	1.00
				完全片振り引張	
0	0	-	$-1 < R < 0$	部分面振り	1.30(1.00-R)/(1.60-R)
				完全面振り	
-	-	-	$R < -1$	部分片振り圧縮	1.30
				完全片振り圧縮	

改定案 (8章)

0	R = -∞	完全片振り 圧縮	1.30
-	1 < R	部分片振り 圧縮	

8.3.4 板厚の影響

板厚が 25mm を超えかつ非仕上げの溶接継手のうち、横方向突合せ溶接継手、横方向荷重非伝達型十字溶接継手、横方向荷重伝達型十字溶接継手、横方向面外ガセット溶接継手、カバープレートの溶接継手においては、直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は、表-8.3.1 及び表-8.3.4 に示す値に、式 (8.3.4) により算出した補正係数 C_1 を乗じた値とする。

ただし、横方向荷重非伝達型十字溶接継手及び完全溶込み開先溶接による横方向荷重伝達型十字溶接継手において付加板の厚さが 12mm 以下の場合には、直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は補正しなくてもよい。

$$C_1 = \sqrt[3]{25/t} \dots\dots\dots (8.3.4)$$

ここに、 t : 板厚 (mm)

溶接継手の応力分布や応力集中には、板厚の違いによる影響があると考えられており、文献 11) では、既往の実験結果で板厚効果が認められている板厚 25mm を超える非仕上げの横方向十字溶接継手 (荷重非伝達型、荷重伝達型) とカバープレートをすみ肉溶接で取付けた溶接継手にのみ、 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲に対して板厚による補正を行うこととしている。一方、文献 11)、12)、17) によると横方向突合せ溶接継手と横方向面外ガセット溶接継手の両方ともに疲労試験の結果からは板厚効果が認められている。本条文はこれらを考慮して定めたものである。

8.4 疲労設計における配慮事項

- 鋼橋の疲労設計では、3.8.3 の規定に従い、少なくとも以下の事項に配慮した構造としなければならない。
- 1) 二次応力及び応力集中
 - 2) 部材の振動

部材の疲労耐久性を確保するための構造的配慮としては、二次応力や応力集中が過度に大

現行

6.3.4 板厚の影響 (H24 道示 (内容的には「疲労設計指針」まま))

板厚が 25mm を超えかつ非仕上げの溶接継手のうち、横突合せ溶接継手、荷重非伝達型十字溶接継手、荷重伝達型十字溶接継手、面外ガセット溶接継手、カバープレートをすみ肉溶接で取付けた継手においては、直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は、表-6.3.1 及び表-6.3.4 に示す値に、式 (6.3.4) により算出した補正係数 C_1 を乗じた値とする。

ただし、荷重非伝達型十字溶接継手及び完全溶込みの荷重伝達型十字溶接継手において付加板の厚さが 12mm 以下の場合には、直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は補正しなくてもよい。

$$C_1 = \sqrt[3]{25/t} \dots\dots\dots (6.3.4)$$

ここに、 t : 板厚 (mm)

溶接継手の応力分布や応力集中には、板厚の違いによる影響があると考えられており、文献 3) では、既往の実験結果で板厚効果が認められている板厚 25mm を超える非仕上げの十字溶接継手 (荷重非伝達型、荷重伝達型) とカバープレートをすみ肉溶接で取付けた溶接継手にのみ、 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲に対して板厚による補正を行うこととしている。一方、文献 4)、9) によると横突合せ溶接継手と面外ガセット溶接継手の両方ともに疲労試験の結果からは板厚効果が認められている。本条文はこれらを考慮して定めたものである。

備考

備考	現行	改定案（8章）
	<p>5.1 適用の範囲（「鋼道路橋の疲労設計指針（平成14年3月）」）</p> <p>本章は、次の1)から3)までの条件を満足する鋼床版構造の疲労設計に適用する。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 縦リブ支間Lが、$L \leq 2.5m$である。 2) 縦リブが、バルブプレートリブ、平板リブまたは以下に示す閉断面リブである。 	<p>大きくならないように配慮した構造や、部材が風や交通振動などの影響により過度に振動しないように配慮した構造を採用することが挙げられる。</p> <p>鋼橋では、設計計算に用いる橋のモデルと実際の構造の挙動の差異によって生じる二次応力によって引き起こされる疲労損傷が少なくない。このような疲労損傷を防ぐには、発生する二次応力を低減させるための配慮や、継手部での応力集中を低減させるための構造的な配慮を行うことが必要となる。例えば、部材の取付け位置や取付け方法を工夫することにより、荷重が一点に過度に集中しないようにすること、フレット構造などの採用により応力が滑らかに伝達するようにすること、部材の局部的な変形に起因して発生する二次応力に対しては、板厚を増加することや部材を補剛することなどが有効な場合がある。</p> <p>吊金具などの架設用治具、点検通路などの維持管理設備や橋梁付属物の主構造への取付け金具についても、溶接により取り付ける場合は、疲労の影響を受けやすい部位への取付けを極力避けるとともに、その形状や主構造への取付け手法、取付け方向を検討するなど、応力集中が小さく疲労強度が大きくなるような配慮が必要である。また、これらの金具類であっても、主構造への取付けにおいては、20.8に規定される施工品質を満足する必要がある。なお、架設用治具などを架設後に除去する場合には母材（主構造）に傷などを残さないようにするとともに、20章の規定に従う必要がある。</p> <p>また、鋼橋の疲労損傷の中には、風や交通振動の影響による部材の振動により生じる疲労損傷もあり、橋梁主構造だけでなく、橋梁付属物及びその主構造への取付け部位などに疲労損傷の報告がある。これらの疲労現象の原因の多くは、設計当初に想定していない部材の振動や共振現象であると言われている。このような疲労損傷に対しては、部材の取り付け位置を振動が生じにくい箇所とする、あるいは振動を励起する振動数と部材の固有振動数が合致しないようにすることにより、振動そのものの発生を防止又は抑制することや、部材の剛性を増大し応力を低減する構造、もしくは疲労強度のより高い構造を採用することなどが考えられる。なお、18.5に風や自動車通行によるケープルの振動に対する規定があるほか、19.6.6に単一鋼管部材の風に対する振動の規定が示されている。風による部材振動の制振方法の検討にあたっては「道路橋耐風設計便覧」（日本道路協会）¹⁸⁾が参考となる。</p> <p>8.5 構造詳細による鋼床版の疲労設計</p> <p>8.5.1 一般</p> <p>11.8の規定を満足する鋼床版の疲労に対して、設計耐久期間を100年とする場合、1)から3)までの条件を満足する鋼床版が、8.5.2の規定を満足する場合には、疲労耐久性が確保されるとみなしてよい。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 縦リブ支間Lが、$L \leq 2.5m$である。 2) 縦リブが、バルブプレートリブ、平板リブ又は以下に示す閉断面リブで

改定案（8章）	現行	備考
<p>ある。</p> <p>① U-320×240×6, ② U-320×260×6, ③ U-320×240×8, ④ U-320×260×8</p> <p>3) デッキプレートの場合、大型の自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下のデッキプレートの板厚は16mm以上である。</p>	<p>る。</p> <p>① U-320×240×6, ② U-320×260×6, ③ U-320×240×8, ④ U-320×260×8</p> <p>3) デッキプレートの板厚 t_d が、$12\text{mm} \leq t_d \leq 16\text{mm}$ である。</p> <p>5.2 一般（「鋼道路橋の疲労設計指針（平成14年3月）」）</p> <p>5.3の規定を満足する場合には、疲労耐久性が確保されるものとみなしてよい。</p> <p>5.1, 5.2</p> <p>鋼床版では、自動車荷重によって生じる応力に対する舗装の剛性、輪荷重のばらつき、輪荷重走行位置の分布などの影響が大きく、設計計算で得られる応力範囲を基にした<u>疲労安全性の照査</u>で適切な評価を行うことは一般に困難である。そこで本指針では、適用範囲（鋼床版構造の条件）を限定した上で、疲労耐久性が確保できる細部構造等の構造詳細に関する事項を規定している。</p> <p>鋼床版構造の横リブ間隔は2.5m以下の場合が多く、疲労試験等による構造等の検討例も多い^{1), 2), 3)}。5.3の規定は、こうした疲労試験等により確認された疲労耐久性に優れる構造詳細について規定しており、これらの規定を満足することで疲労に対する安全性が確保できるものとされたものである。</p> <p>2) 鋼床版に用いる縦リブには、一般にバルブプレートリブ、平板リブ及び閉断面リブがあり、閉断面リブについては日本鋼構造協会規格に準拠したU形鋼が使われることが多い。近年、これらの閉断面リブを大型化し、かつデッキプレートを厚板化することにより、合理化を図った鋼床版構造もある。これらは従来サイズの閉断面リブを用いる場合と比べて、輪荷重と閉断面リブの腹板位置の関係が異なってくるため、閉断面リブとデッキプレートとしての全体挙動が従来のものと異なることが考えられる。このように、縦リブの種類、大きさ、及びデッキプレート厚についても適用の範囲を設け、閉断面リブについては、日本鋼構造協会規格(JSS II 08-1983)に準拠したU形鋼によることとされている。</p> <p>3) これまで、厚さ12mm以上、16mm以下のデッキプレートを有する鋼床版に対して、床版及び床組としての作用による疲労に対する検討が行われている。条文では、床版及び床組としての作用に対して、疲労耐久性が確保されているデッキプレートの板厚を規定している。ただし、主桁の一部としての作用に対して、デッキプレートの板厚が16mmを超える場合には、その板厚を優先し、板厚が16mm以上あれば床版及び床組としての作用に対する疲労耐久性が確保されているとみなしてよい。</p> <p>近年、既設橋の鋼床版において、大型の自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下に、閉</p>	<p>る。</p> <p>① U-320×240×6, ② U-320×260×6, ③ U-320×240×8, ④ U-320×260×8</p> <p>3) デッキプレートの板厚 t_d が、$12\text{mm} \leq t_d \leq 16\text{mm}$ である。</p> <p>5.2 一般（「鋼道路橋の疲労設計指針（平成14年3月）」）</p> <p>5.3の規定を満足する場合には、疲労耐久性が確保されるものとみなしてよい。</p> <p>5.1, 5.2</p> <p>鋼床版では、自動車荷重によって生じる応力に対する舗装の剛性、輪荷重のばらつき、輪荷重走行位置の分布などの影響が大きく、設計計算で得られる応力範囲を基にした<u>疲労安全性の照査</u>で適切な評価を行うことは一般に困難である。そこで本指針では、適用範囲（鋼床版構造の条件）を限定した上で、疲労耐久性が確保できる細部構造等の構造詳細に関する事項を規定している。</p> <p>鋼床版構造の横リブ間隔は2.5m以下の場合が多く、疲労試験等による構造等の検討例も多い^{1), 2), 3)}。5.3の規定は、こうした疲労試験等により確認された疲労耐久性に優れる構造詳細について規定しており、これらの規定を満足することで疲労に対する安全性が確保できるものとされたものである。</p> <p>2) 鋼床版に用いる縦リブには、一般にバルブプレートリブ、平板リブ及び閉断面リブがあり、閉断面リブについては日本鋼構造協会規格に準拠したU形鋼が使われることが多い。近年、これらの閉断面リブを大型化し、かつデッキプレートを厚板化することにより、合理化を図った鋼床版構造もある。これらは従来サイズの閉断面リブを用いる場合と比べて、輪荷重と閉断面リブの腹板位置の関係が異なってくるため、閉断面リブとデッキプレートの変形挙動や鋼床版としての全体挙動が従来のものと異なることが考えられる。このように、縦リブの種類、大きさ、及びデッキプレート厚についても適用の範囲を設け、この示方書の規定による場合の閉断面リブは、日本鋼構造協会規格(JSS II 08-1983)に準拠したU形鋼によることとされている。</p> <p>3) これまで、厚さ12mm以上、16mm以下のデッキプレートを有する鋼床版に対して、床版及び床組としての作用による疲労に対する検討が行われている。条文では、床版及び床組としての作用に対して、疲労耐久性が確保されているデッキプレートの板厚を規定している。ただし、主桁の一部としての作用に対して、デッキプレートの板厚が16mmを超える場合には、その板厚を優先し、板厚が16mm以上あれば床版及び床組としての作用に対する疲労耐久性が確保されているとみなしてよい。</p> <p>近年、既設橋の鋼床版において、大型の自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下に、閉</p>

備考	現行	改定案（8章）
	<p>大型化した閉断面リブを用いる等、5.1に示す範囲外の鋼床版構造の採用にあたっては、本章の構造詳細に関する規定を準用して疲労に配慮した構造とするとともに、実際に自動車荷重が載荷された場合の挙動についても検討し、有限要素法解析等、応力を精度よく評価できる手法による解析を行うか、荷重状態を再現できる実物大の疲労試験を行う等によって疲労に対する安全性を照査しなければならぬ。同様に5.1に規定する範囲の鋼床版構造であっても、5.3の規定が満足されない場合には、別途疲労に対する安全性を確認した上で採用しなければならぬ。</p> <p>鋼床版構造は、溶接による薄板集成構造であり、組立精度の確保等、溶接部に所定の品質を確保するには十分な配慮が要求される。一方、溶接部の品質が疲労強度に及ぼす影響は非常に大きく、鋼床版構造の施工にあたっては道路橋示方書の関連する規定にしたがうとともに所定の品質が確保できるよう、特に注意しなければならない。</p> <p>なお、斜張橋のケーブル定着点付近の鋼床版では構造が複雑となり、例えば、ダイヤフラムと縦リブの交差部では、ケーブル定着点を支点としてダイヤフラムが内面変形することの影響があらわれる等、応力性状も一般部の鋼床版とは異なる。このような複雑な構造や特殊な応力状態となる部位について疲労耐久性が確保できる構造詳細を一概に定めることは困難であり、このような場合には、別途疲労に対する安全性の照査を行い疲労耐久性が確保できることを確認する必要がある。</p> <p>5.3 構造詳細による疲労設計（「鋼道路橋の疲労設計指針（平成14年3月）」）</p> <p>5.3.1 閉断面リブとデッキプレートの溶接</p>	<p>断面縦リブ（Uリブ）とデッキプレートの溶接部からデッキプレート内を貫通した疲労き裂による損傷事例が報告されている。これまでの調査研究において、このき裂の大半が最小板厚12mmのデッキプレートにおいて報告されていること、その一方でデッキプレートの板厚を増加させることが耐久性の向上に有効であることが確認されている²⁰。き裂の発生原因や進展挙動に関しては、不明な点もあるが、これらの状況を踏まえ、この示方書に従う閉断面縦リブを使用した鋼床版の耐久性を向上させるための対策として、大型の自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下のデッキプレートの板厚は16mm以上とすることが標準とされたものである。</p> <p>大型化した閉断面リブを用いる等、本節の範囲外の鋼床版構造の採用にあたっては、8.5.2の構造詳細に関する規定を準用して疲労に配慮した構造とするとともに、実際に自動車荷重が載荷された場合の挙動についても検討し、有限要素法解析等、応力を精度よく評価できる手法による解析を行うか、荷重状態を再現できる実物大の疲労試験を行う等によって疲労に対する安全性を照査しなければならぬ。同様に8.5.1の範囲の鋼床版構造であっても、8.5.2の規定が満足されない場合には、別途疲労に対する安全性を確認した上で採用しなければならぬ。</p> <p>鋼床版構造は、溶接による薄板集成構造であり、組立精度の確保等、溶接部に所定の品質を確保するには十分な配慮が要求される。一方、溶接部の品質が疲労強度に及ぼす影響は非常に大きく、鋼床版構造の施工にあたっては20章の規定によるとともに所定の品質が確保できるよう特に注意しなければならない。</p> <p>なお、斜張橋のケーブル定着点付近の鋼床版では構造が複雑となり、例えば、ダイヤフラムと縦リブの交差部では、ケーブル定着点を支点としてダイヤフラムが内面変形することの影響があらわれる等、応力性状も一般部の鋼床版とは異なる。このような複雑な構造や特殊な応力状態となる部位について疲労耐久性が確保できる構造詳細を一概に定めることは困難であり、このような場合には、別途疲労に対する安全性の照査を行い疲労耐久性が確保できることを確認する必要がある。</p> <p>8.5.2 構造細目</p> <p>(1) 閉断面リブとデッキプレートの縦方向溶接継手は、必要など厚を確保するとともに、リブ板厚の75%以上の溶込み量を確保するものとする。</p>

閉断面リブとデッキプレートの縦方向溶接継手は、必要など厚を確保するとともに、リブ板厚の75%以上の溶込み量を確保するものとする。

(2) デッキプレート橋軸方向継手位置は、なるべく輪荷重の直下となる位置と一致しないよう配慮するとともに、横リブ及び横桁の継手部では(5)の規定を満足する。

(3) 縦リブの継手

- 1) 縦リブの継手は、縦リブの支間中央部の $L/2$ (L : 縦リブ支間長) の範囲に設けない。
- 2) 縦リブの継手は、原則として高力ボルト摩擦接合継手を標準とする。やむを得ず閉断面リブで溶接継手とする場合には、裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接継手とする。
- 3) 縦リブの高力ボルト摩擦接合継手は、次の規定による。
 - i) 輪荷重の載荷位置直下に位置する縦リブ継手部のスカラップの長手方向の大きさは80mm以下とする。
 - ii) 連結板の設計にあたっては、縦リブ母材の断面欠損の影響を考慮する。
- 4) 高力ボルト摩擦接合継手部の縦リブの増厚は行わなくてもよい。
- 5) 閉断面リブの継手部では、閉断面リブ内部の防せい防食を確保する。

(4) 閉断面リブ内部には、防せい防食のために密閉構造とする場合を除き、原則としてダイヤフラムを設けない。

(5) 横リブの継手

- 1) 横リブ及び横桁の継手部において、デッキプレートの溶接のために設けられるスカラップの長手方向の大きさは80mm以下とする。
- 2) 輪荷重の直下となる位置には、原則として横リブ又は横桁の継手部を設けないものとする。
- (6) 縦リブと中間横リブ又は横桁の交差部
 - 1) 縦リブと横リブ又は横桁交差部では、原則として縦リブ、及び縦リブとデッキプレートとの縦方向溶接を連続させる。

5.3.2 閉断面リブとデッキプレートの溶接

デッキプレート橋軸方向継手位置は、なるべく輪荷重の直下となる位置と一致しないよう配慮するとともに、横リブ及び横桁の継手部では5.3.5の規定を満足するものとする。

5.3.3 縦リブの継手

- (1) 縦リブの継手は、縦リブの支間中央部の $L/2$ (L : 縦リブ支間長) の範囲に設けないものとする。
- (2) 縦リブの継手は、原則として高力ボルト摩擦接合継手を標準とする。やむを得ず閉断面リブで溶接継手とする場合には、裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接継手とする。
- (3) 縦リブの高力ボルト摩擦接合継手は、次の規定によるものとする。
 - 1) 輪荷重の載荷位置直下に位置する縦リブ継手部のスカラップの長手方向の大きさは80mm以下とする。
 - 2) 連結板の設計にあたっては、縦リブ母材の断面欠損の影響を考慮する。
 - (4) 高力ボルト摩擦接合継手部の縦リブの増厚は行わなくてもよい。
 - (5) 閉断面リブの継手部では、閉断面リブ内部の防せい防食を確保するものとする。

5.3.4 閉断面リブのダイヤフラム

閉断面リブ内部には、防せい防食のために密閉構造とする場合を除き、原則としてダイヤフラムを設けないものとする。

5.3.5 横リブの継手

- (1) 横リブ及び横桁の継手部において、デッキプレートの溶接のために設けられるスカラップの長手方向の大きさは80mm以下とする。
- (2) 輪荷重の直下となる位置には、原則として横リブまたは横桁の継手部を設けないものとする。

5.3.6 縦リブと中間横リブまたは横桁の交差部

- (1) 縦リブと横リブまたは横桁交差部では、原則として縦リブ、及び縦リブとデッキプレートとの縦方向溶接を連続させなければならない。

改定案 (8章)

- 2) 交差部は、図-8.5.1, 図-8.5.2に示す構造を標準とし、縦リブとデッキプレートとの縦方向溶接を連続させるために設けられる横リブ又は横桁のコーナーカット部には埋戻し溶接を行うものとする。
- 3) 縦リブが貫通する中間横リブ又は横桁では、開口部の影響による剛性の低下に配慮しなければならない。

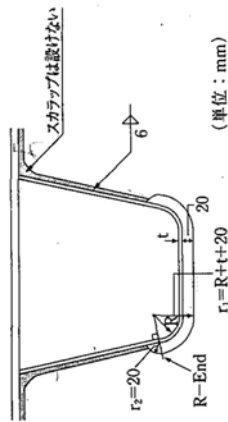


図-8.5.1 閉断面リブと中間横リブ又は横桁との交差部構造の標準

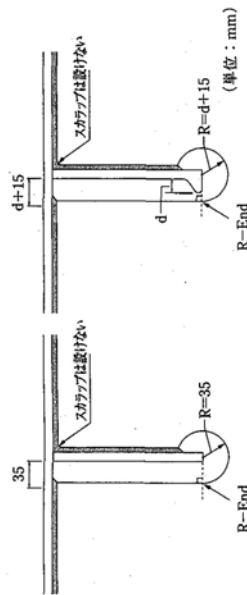


図-8.5.2 平板リブ又はバルブプレートリブと中間横リブ又は横桁との交差部構造の標準

- (7) 縦リブと端横リブ又は端横桁の交差部
- 1) 交差部は、図-8.5.3, 図-8.5.4に示す構造を標準とする。
- 2) 以下の条件を満たす場合には、閉断面の縦リブと端横リブ又は端横桁との接合を裏当て金を用いた完全溶込み開先溶接としてよい。
- i) 閉断面リブと裏当て金は密着している。
 - ii) 閉断面リブと端横リブ又は端横桁の腹板とのギャップ間隔は 4～5mm を保持している。

現行

- (2) 交差部は、図-5.3.1, 図-5.3.2に示す構造を標準とし、縦リブとデッキプレートとの縦方向溶接を連続させるために設けられる横リブまたは横げたのコーナーカット部には埋戻し溶接を行うものとする。
- (3) 縦リブが貫通する中間横リブまたは横げたでは、開口部の影響による剛性の低下に配慮しなければならない。

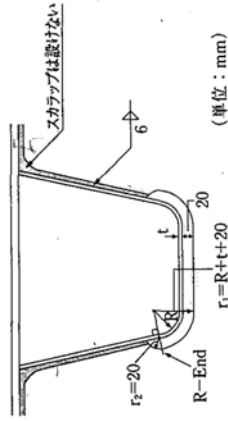


図-5.3.1 閉断面リブと中間横リブまたは横げたとの交差部構造の標準

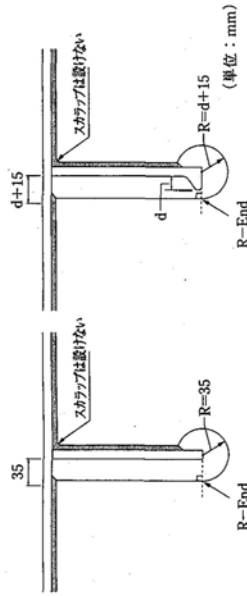


図-5.3.2 平板リブまたはバルブプレートリブと中間横リブまたは横げたとの交差部構造の標準

5.3.7 縦リブと端横リブまたは端横げたの交差部

- (1) 交差部は、図-5.3.3, 図-5.3.4に示す構造を標準とする。
- (2) 以下の条件を満たす場合には、閉断面の縦リブと端横リブまたは端横げたとの接合を裏当て金を用いた完全溶込み開先溶接としてよい。
- 1) 閉断面リブと裏当て金は密着している。
 - 2) 閉断面リブと端横リブもしくは端横げたの腹板とのギャップ間隔は 4～5mm を保持している。

備考

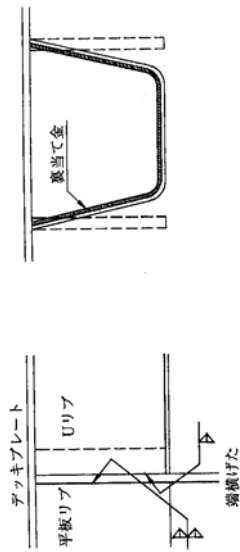


図-8.5.3 閉断面リブと端横リブ又は端横桁の交差部構造の標準

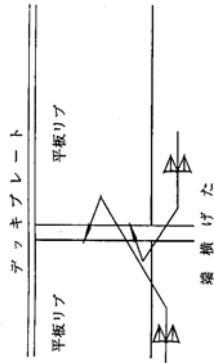


図-8.5.4 平板リブ又はバルブプレートリブと端横リブ又は端横桁の交差部構造の標準

(8) 横リブ又は横桁の垂直補剛材の取付けは、図-8.5.5 に示す構造を標準とし、デッキプレートに溶接しない。

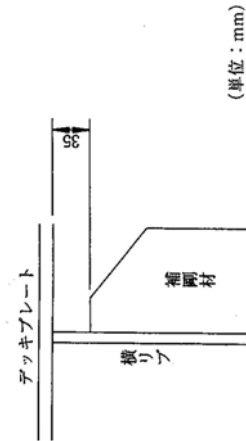


図-8.5.5 横リブ又は横桁の垂直補剛材の取付け構造の標準

(9) 大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、原則として縦桁を配置し

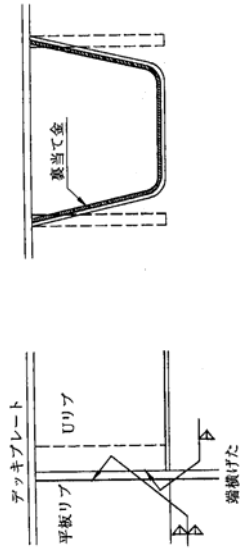


図-5.3.3 閉断面リブと端横リブまたは端横げたの交差部構造の標準

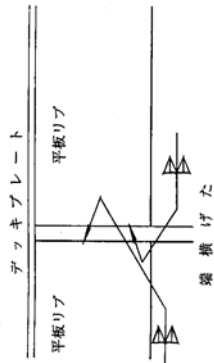


図-5.3.4 平板リブまたはバルブプレートリブと端横リブまたは端横げたの交差部構造の標準

5.3.8 垂直補剛材

横リブまたは横げたの垂直補剛材の取付けは、図-5.3.5 に示す構造を標準とし、デッキプレートに溶接しないものとする。

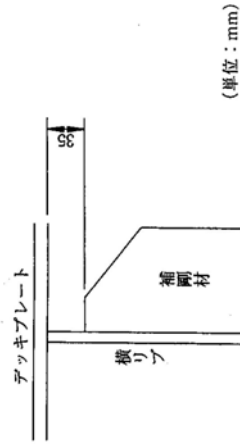


図-5.3.5 横リブまたは横げたの垂直補剛材の取付け構造の標準

5.3.9 縦桁

大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、原則として縦桁を配置し

ない。やむを得ず、輪荷重載荷位置直下又はその近傍に縦桁を配置する場合にも、縦桁の垂直補剛材上部のデッキプレートとの溶接部端の常時載荷位置とならないようにする。

(10) 大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、コーナープレートを配置しないことを標準とする。やむを得ず配置する場合には、コーナープレートとデッキプレートの縦方向溶接において75%以上の溶込み量を確保する。

(1) デッキプレートと閉断面縦リブの縦方向溶接では、輪荷重が直上を走行する際の変形によるルート部からの疲労き裂発生に対して、溶込み量の確保による応力集中の緩和が有効であるが、完全溶込み溶接で施工することは困難であり、ここでは図-解8.5.1に示すように75%以上の溶込みの確保が要求されている。海外においても、現在、閉断面リブに開先をとり、80%以上の溶込み量を要求している事例が多い²⁾。

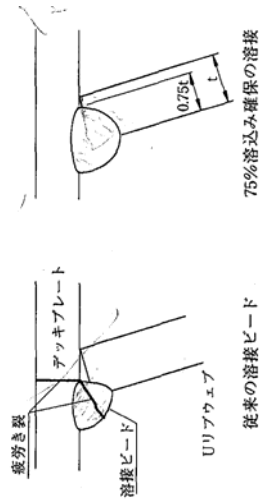


図-解 8.5.1 閉断面リブとデッキプレートの溶接

(2) デッキプレートの橋軸方向継手位置では、横リブ又は横桁にスカラップが設けられることが多いが、スカラップ上に輪荷重が載荷されると、スカラップ周りでは断面欠損や形状変化に起因する大きな局部応力が生じて疲労き裂が生じる原因となる。したがって、デッキプレートの橋軸方向継手位置については大型車の車輪走行位置に設置しないよう配慮するとともに、疲労強度上有利な構造とする必要がある。

(3) 1) 疲労に対する耐久性を確保するためには、縦リブの継手は曲げモーメントがなるべ

ないものとする。やむを得ず、輪荷重載荷位置直下またはその近傍に縦桁を配置する場合にも、縦桁の垂直補剛材上部のデッキプレートとの溶接部端の近傍が輪荷重の常時載荷位置とならないようにしなければならない。

5.3.10 コーナープレート

大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、コーナープレートを配置しないことを標準とする。やむを得ず配置する場合には、コーナープレートとデッキプレートの縦方向溶接において75%以上の溶込み量を確保しなければならない。

5.3.1

デッキプレートと閉断面縦リブの縦方向溶接では、輪荷重が直上を走行する際の変形によるルート部からの疲労き裂発生に対して、溶込み量の確保による応力集中の緩和が有効であるが、完全溶込み溶接で施工することは困難であり、本指針では図-解5.3.1に示すように75%以上の溶込みの確保を要求することとした。海外においても、現在、閉断面リブに開先をとり、80%以上の溶込み量を要求している事例が多い²⁾。

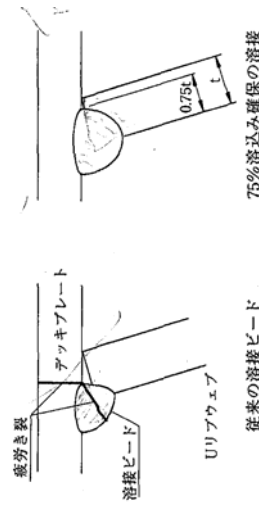


図-解 5.3.1 閉断面リブとデッキプレートの溶接

5.3.2

デッキプレートの橋軸方向継手位置では、横リブまたは横桁にスカラップが設けられることが多いが、スカラップ上に輪荷重が載荷されると、スカラップ周りでは断面欠損や形状変化に起因する大きな局部応力が生じて疲労き裂が生じる原因となる。したがって、デッキプレートの橋軸方向継手位置については大型車の車輪走行位置に設置しないよう配慮するとともに、疲労強度上有利な構造とする必要がある。

5.3.3

(1) 疲労耐久性を確保するためには、縦リブの継手は曲げモーメントがなるべく小さくな

備考	現行	改定案（8章）
	<p>る位置に設ける必要があるが、継リブ支間中央から左右両側へそれぞれL/4離れた位置までのL/2の範囲には継手を設けないこととした。</p> <p>(2) バルブプレートトリブ及び平板リブの接合には、一般に高力ボルト摩擦接合継手が用いられてきた。また、閉断面リブの接合には、これまで高力ボルト摩擦接合継手と溶接継手が用いられてきた。裏当て金付きの突合せ溶接の疲労強度が低いことは疲労試験の結果からも確かめられており、実橋においても裏当て金を用いた突合せ溶接部に疲労き裂が生じた例もあることから、高力ボルト摩擦接合継手を標準とした。</p> <p>やむを得ず閉断面リブで溶接継手とする場合の裏当て金を用いた完全溶込み溶接継手に用いる裏当て金には、平鋼をリブの形状にあわせて加工して用いる方法とダイヤブラムを兼用する方法があるが、疲労試験結果及び過去の損傷事例からは平鋼による方が望ましい。ただし、この場合裏当て金と閉断面リブの曲面コーナー部の密着が十分でないこと、溶接割れの原因となることがあるので十分な注意が必要である。</p> <p>(3) 従来、継リブの高力ボルト継手部ではデッキプレート³の突合せ溶接部の放射線透過試験に伴うフィルム装着用長さ120mm程度のスカラップが設けられてきた。しかし、継リブのスカラップ部ではせん断力による応力集中が生じ、また輪荷重が直上に載荷された場合には、デッキプレートの面外変形により、デッキプレート側の溶接止端部で大きな応力集中を生じることから、図-解5.3.2に示す位置に疲労き裂が生じやすい。この対策として、スカラップの大きさを80mm以下とするよう規定した。上限値の80mmは、デッキプレート溶接部の検査にあたって、放射線透過試験のX線フィルムの設置が可能であること、また超音波探傷試験においても、スカラップ部のまわし溶接部の影響が排除できることを考慮して定めたものである。</p> <p>デッキプレート厚が12mmと薄く、かつ重交通路線である等の条件により、スカラップ部のまわし溶接部の疲労損傷の発生が懸念される場合には検討を行ったうえで、必要に応じて溶接止端部の仕上げやデッキプレート増厚等を行うのが望ましい。</p> <p>(4) 閉断面リブの継手部に高力ボルト摩擦接合を用いる場合、ハンドホールやボルト孔による断面欠損が生じるため、従来、継手部の継リブの増厚を行ってきた。しかしながら、板継ぎに用いる裏当て金付き突合せ溶接継手の施工品質の確保が困難で、必要な疲労強度が確保されないという問題点があった。そこで、(1)に継手位置を横リブまたは横桁寄りに設置するよう規定することにより、閉断面リブの増厚は行わなくてもよいこととした。</p> <p>(5) 閉断面リブの内側となる部分は狹隘かつ、完成後に防せい防食の措置を行うことは通常不可能である。また、溶接の影響を受けるため内面に予め塗装が行われる場合にも密閉構造となるよう施工することが多い。ただしボルト継手部では密閉性が確保できなくなると密閉ダイアブラムを設ける等によって防せい防食が確保されるようにしなければならない。</p>	<p>く小さくなる位置に設ける必要があるが、継リブ支間中央から左右両側へそれぞれL/4離れた位置までのL/2の範囲には継手を設けないこととした。</p> <p>2) バルブプレートトリブ及び平板リブの接合には、一般に高力ボルト摩擦接合継手が用いられてきた。また、閉断面リブの接合には、これまで高力ボルト摩擦接合継手と溶接継手が用いられてきた。裏当て金付きの突合せ溶接の疲労強度が低いことは疲労試験の結果からも確かめられており、実橋においても裏当て金を用いた突合せ溶接部に疲労き裂が生じた例もあることから、高力ボルト摩擦接合継手を標準とされている。</p> <p>やむを得ず閉断面リブで溶接継手とする場合の裏当て金を用いた完全溶込み溶接継手に用いる裏当て金には、平鋼をリブの形状にあわせて加工して用いる方法とダイヤブラムを兼用する方法があるが、疲労試験結果及び過去の損傷事例からは平鋼による方が望ましい。ただし、この場合裏当て金と閉断面リブの曲面コーナー部の密着が十分でないこと、溶接割れの原因となることがあるので十分な注意が必要である。</p> <p>3) 継リブのスカラップ部ではせん断力による応力集中が生じ、また輪荷重が直上に載荷された場合には、デッキプレートの面外変形により、デッキプレート側の溶接止端部で大きな応力集中を生じることから、図-解8.5.2に示す位置に疲労き裂が生じやすい。この対策として、スカラップの大きさを80mm以下とすることが規定されている。上限値の80mmは、デッキプレート溶接部の検査にあたって、放射線透過試験のX線フィルムの設置を考慮して定められたものである。なお超音波探傷試験においては、スカラップ部のまわし溶接部の影響を考慮する必要がある。</p> <p>4) 閉断面リブの継手部に高力ボルト摩擦接合を用いる場合、ハンドホールやボルト孔による断面欠損が生じるため、従来、継手部の継リブの増厚を行ってきた。しかしながら、板継ぎに用いる裏当て金付き突合せ溶接継手の施工品質の確保が困難で、必要な疲労強度が確保されないという問題点があった。そこで、1)に継手位置を横リブ又は横桁寄りに設置するよう規定することにより、閉断面リブの増厚は行わなくてもよいこととしたのである。</p> <p>5) 閉断面リブの内側となる部分は狹隘かつ、完成後に防せい防食の措置を行うことは通常不可能である。そのため、閉断面リブの内面に予め塗装を行う場合においても密閉構造となるよう施工することが望ましい。このとき、ボルト継手部では密閉性が確保できなくなると密閉ダイアブラムを設ける等によって防せい防食が確保されるようにしなければならない。</p>

改定案（8章）

現行

備考

なお、縦リブ支間中央付近では応力の変動範囲が大きく、疲労に対する安全性が確保できない可能性があるため、1)と同様の主旨から密閉ダイヤフラムをこのような位置に設けることは避けなければならない。

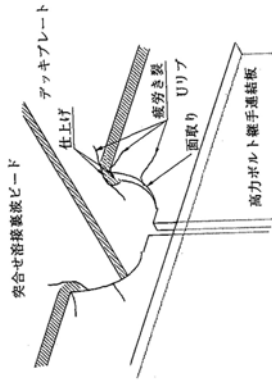


図-解 8.5.2 スカラップまわし溶接部の疲労き裂

(4) 横リブと閉断面縦リブ交差部のスリット周りの疲労強度を上げるために横リブの腹板位置に閉断面リブのダイヤフラムを設ける方法が提案される場合がある。これにより、横リブ腹板に作用するせん断力をダイヤフラムが分担するが、腹板位置とダイヤフラム位置を正確に一致させることは難しく、かつ一致していることを確認することも困難である。また、閉断面リブと横リブ交差部の溶接時に拘束による割れが生じる恐れがある。このことから、ダイヤフラムは閉断面リブ内部の防せい防食を目的として継手部の前後にのみ設ける以外は設けないものとした。

(5) 1) 横リブの継手部にも縦リブと同様に、デッキプレートの溶接のためにスカラップが設けられるが、縦リブの継手部と同様に、スカラップの寸法をできるだけ小さくするよう規定されている。

2) 継手部に設けられたスカラップ直上に常時輪荷重が載荷されると、スカラップ部からの疲労き裂の発生が懸念される。したがって、やむを得ず輪荷重載荷位置となることが予想される位置にスカラップを設ける場合には、別途疲労照査を行うか、スカラップ部のまわし溶接止端部の仕上げを行うなどの対策を講じなければならない。

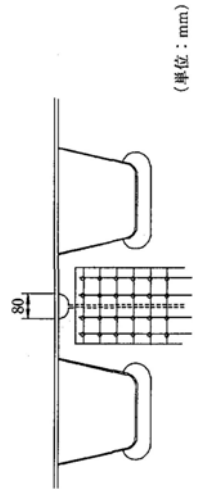


図-解 8.5.3 横リブ継手部のディテール

なお、縦リブ支間中央付近では応力の変動範囲が大きく、疲労に対する安全性が確保できない可能性があるため、(1)と同様の主旨から密閉ダイヤフラムをこのような位置に設けることは避けなければならない。

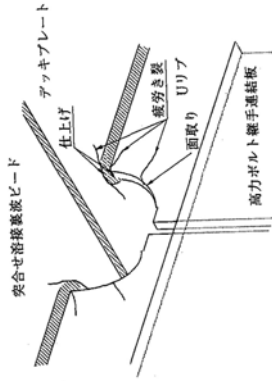


図-解 5.3.2 スカラップまわし溶接部の疲労き裂

5.3.4

横リブと閉断面縦リブ交差部のスリット周りの疲労強度を上げるために横リブの腹板位置に閉断面リブのダイヤフラムを設ける方法が提案される場合がある。これにより、横リブ腹板に作用するせん断力をダイヤフラムが分担するが、腹板位置とダイヤフラム位置を正確に一致させることは難しく、かつ一致していることを確認することも困難である。また、閉断面リブと横リブ交差部の溶接時に拘束による割れが生じる恐れがある。このことから、ダイヤフラムは閉断面リブ内部の防せい防食を目的として継手部の前後にのみ設ける以外は設けないものとした。

5.3.5

(1) 横リブの継手部にも縦リブと同様に、デッキプレートの溶接のためにスカラップが設けられるが、縦リブの継手部と同様に、スカラップの寸法をできるだけ小さくするよう規定されている。

(2) 継手部に設けられたスカラップ直上に常時輪荷重が載荷されると、スカラップ部からの疲労き裂の発生が懸念される。したがって、やむを得ず輪荷重載荷位置となることが予想される位置にスカラップを設ける場合には、別途疲労照査を行うか、スカラップ部のまわし溶接止端部の仕上げを行うなどの対策を講じなければならない。

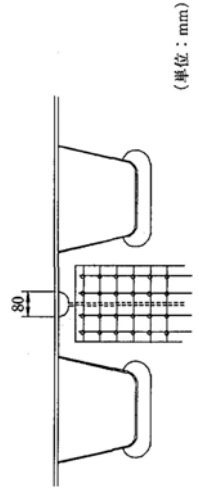


図-解 5.3.3 横リブ継手部のディテール

(6) 2) 閉断面の縦リブと中間横リブ又は横桁の交差部で生じる主な疲労き裂は、図-解 8.5.4 (構造 I) に示すように①閉断面リブとデッキプレートとの縦方向溶接のルート部 (A)、②横リブ又は横桁とデッキプレートのまわし溶接部 (B, C)、③閉断面リブと横リブ又は横桁のまわし溶接部 (D) を起点としたものである。これらのき裂発生はスカラップを無くすことにより防止できると考えられることから、横リブ又は横桁のコーナー部はカットして縦リブとデッキプレートとの縦方向溶接を連続させるとともにカット部は埋め戻すこととされている。一方、スカラップを無くすと閉断面リブとデッキプレートとのすみ肉溶接のルート部に大きな応力集中が生じ、その位置からの疲労き裂はデッキプレートに進展する可能性もあるが (図-解 8.5.4 構造 II の E)、これを防止するためにこの示方書では (1) に規定されるように、この縦方向溶接に 75% 以上の溶込みを確保するとともに、デッキプレートの剛性を上げる目的で、8.5.1 にも最小板厚が規定されている。

3) 横リブのスリット部の疲労強度の向上には、横リブの面内及び面外剛性を高めることが有効であるが、本節の適用範囲における標準的な構造寸法に対しては、少なくとも横リブの腹板高を 600~700mm 程度以上にすることで必要な面内剛性が確保されることが考えられる。

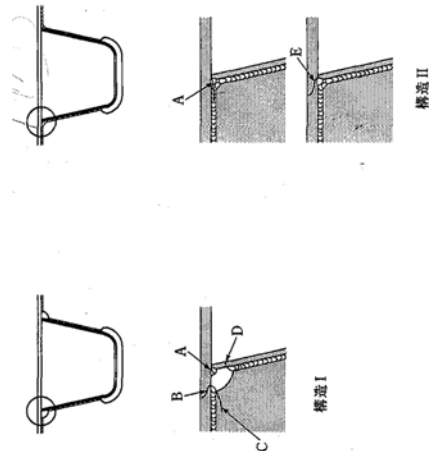


図-解 8.5.4 デッキプレート側スカラップ部の主な疲労き裂発生箇所

(7) 縦リブと端横リブ又は端横桁との交差部では、縦リブが横リブ又は横桁の腹板に直接接合されるが、このとき縦リブ端部のすみ肉溶接で荷重伝達を行うこととなる。このような構造では、横リブ又は横桁の面内曲げによる応力だけでなく、輪荷重の移動に伴って横リブ又は横桁腹板に面外変形が生じるため、図-解 8.5.5 に示すように腹板側の溶接止端部か

5.3.6

(2) 閉断面の縦リブと中間横リブまたは横げた交差部で生じる主な疲労き裂は、図-解 5.3.4 (構造 I) に示すように①閉断面リブとデッキプレートとの縦方向溶接のルート部 (A)、②横リブまたは横桁とデッキプレートのまわし溶接部 (B, C)、③閉断面リブと横リブまたは横桁のまわし溶接部 (D) を起点としたものである。これらのき裂発生はスカラップを無くすことにより防止できると考えられることから、横リブまたは横げたのコーナー部は埋め戻すこととされている。一方、スカラップを無くすと閉断面リブとデッキプレートとのすみ肉溶接のルート部に大きな応力集中が生じ、その位置からの疲労き裂はデッキプレートに進展する可能性もあるが (図-解 5.3.4 構造 II の E)、これを防止するために本指針では 5.3.1 に、この縦方向溶接に 75% 以上の溶込みを確保するよう規定している。

(3) 横リブのスリット部の疲労強度の向上には、横リブの面内および面外剛性を高めることが有効であるが、本指針の適用範囲における標準的な構造寸法に対しては、少なくとも横リブの腹板高を 600~700mm 程度以上にすることで必要な面内剛性が確保されることが考えられる。

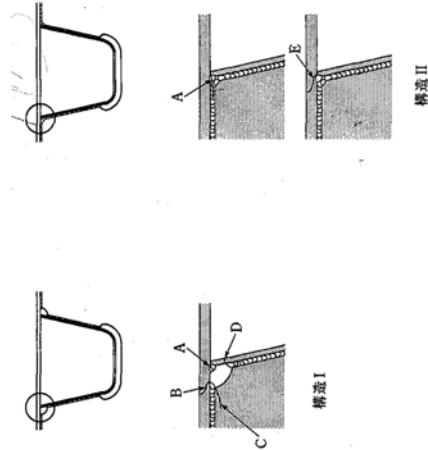


図-解 5.3.4 デッキプレート側スカラップ部の主な疲労き裂発生箇所

5.3.7

縦リブと端横リブまたは端横桁との交差部では、縦リブが横リブまたは横げたの腹板に直接接合されるが、このとき縦リブ端部のすみ肉溶接で荷重伝達を行うこととなる。このような構造では、横リブまたは横げたの面内曲げによる応力だけでなく、輪荷重の移動に伴って横リブまたは横げた腹板に面外変形が生じるため、図-解 5.3.5 に示すように腹板側の溶接

ら疲労き裂が生じることがある。

以上のことから、ここでは所定の溶接品質が確保できるような構造の標準が定められている。

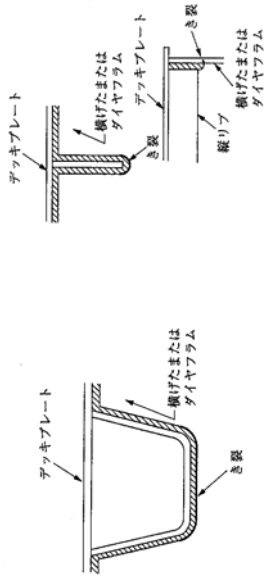


図-解 8.5.5 縦リブと端横桁との溶接部の疲労き裂の例

(8) 横リブ又は横桁に配置される垂直補剛材がデッキプレートに溶接された構造では、輪荷重が溶接部の補剛材端近傍に載荷された場合に大きな応力集中を生じ、デッキプレートに疲労き裂が生じる原因となる。垂直補剛材をデッキプレートと溶接しない場合には、いわゆるウェブギャップ部において局所的な面外曲げを生じ、横リブ又は横桁のウェブに疲労き裂を生じることがある。しかし、横リブや横桁は、一般に縦リブが接合されていることにより面外剛性が高く、ウェブギャップ間隔を大きくとらないかぎり垂直補剛材をデッキプレートに溶接した場合よりも疲労強度が高くなる。以上を考慮し、本項では、35mmのウェブギャップ間隔を設けて垂直補剛材をデッキプレートと溶接しない構造が標準とされている。

(9) 縦桁や主桁腹板に配置される垂直補剛材は、一般的にデッキプレートと溶接されるが、輪荷重が溶接部の補剛材端近傍に載荷されると非常に大きな応力集中が発生し、疲労き裂の原因となることに配慮したものである。

(10) コーナプレートに斜めウェブを用いた場合、コーナプレートとデッキプレートとの溶接部の密着が確保できず、縦方向溶接のルート部からの疲労き裂が生じやすいため、大型車の輪荷重常時載荷位置にはコーナプレートを設けないことが標準とされた。

また、コーナプレートを設けると、縦桁又は主桁腹板とデッキプレートの溶接部が隠れ、維持管理上も好ましくないでコーナプレートはなるべく設けないのがよい。

上端部から疲労き裂が生じることがある。

以上のことから、本指針では所定の溶接品質が確保できるような構造の標準を定めた。

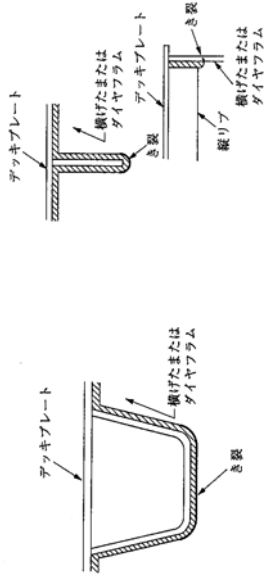


図-解 5.3.5 縦リブと端横桁との溶接部の疲労き裂の例

5.3.8 横リブまたは横桁に配置される垂直補剛材がデッキプレートに溶接された構造では、輪荷重が溶接部の補剛材端近傍に載荷された場合に大きな応力集中を生じ、デッキプレートに疲労き裂が生じる原因となる。垂直補剛材をデッキプレートと溶接しない場合には、いわゆるウェブギャップ部において局所的な面外曲げを生じ、横リブまたは横桁のウェブに疲労き裂を生じることがある。しかし、横リブや横桁は、一般に縦リブが接合されていることにより面外剛性が高く、ウェブギャップを大きくとらないかぎり垂直補剛材をデッキプレートに溶接した場合よりも疲労強度が高くなる。以上を考慮し、本指針では、35mmのウェブギャップ間隔を設けて垂直補剛材をデッキプレートと溶接しない構造を標準とした。

5.3.9

縦げたや主げたウェブに配置される垂直補剛材は、一般的にデッキプレートと溶接されるが、輪荷重が溶接部の補剛材端近傍に載荷されると非常に大きな応力集中が発生し、疲労き裂の原因となることに配慮したものである。

5.3.10

コーナプレートに斜めウェブを用いた場合、コーナプレートとデッキプレートとの溶接部の密着が確保できず、縦方向溶接のルート部からの疲労き裂が生じやすいため、大型車の輪荷重常時載荷位置にはコーナプレートを設けないことを標準とした。

また、コーナプレートを設けると、縦桁又は主桁腹板とデッキプレートの溶接部が隠れ、維持管理上も好ましくないでコーナプレートはなるべく設けないのがよい。

改定案 (8章)	現行	備考
<p>参考文献</p> <p>1) (社) 日本道路協会：鋼橋の疲労，1997.5</p> <p>2) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討，土木研究所資料第2539号，1988.</p> <p>3) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討 II，土木研究所資料第2700号，1989.</p> <p>4) Miki, C., Goto, Y., Yoshida, H., Mori, T.: Computer Simulation Studies on The Fatigue Load and Fatigue Design of Highway Bridges, PROC. OF JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol. 2, No. 1, April 1985</p> <p>5) 森猛，梶原仁，長谷川洋介：JSSC 指針に基づく鋼構造物の疲労安全性照査プログラムの開発とその応用，鋼構造論文集，第2巻第8号，pp.37-45, 1995.12.</p> <p>6) 坂野昌弘，藤原慎二，堀新：交通条件の時間変化を考慮した疲労設計用同時載荷係数の設定，鋼構造年次論文報告集，第8巻，pp.711-716, 2000</p> <p>7) 森猛：2車線道路橋の疲労設計荷重に用いる同時載荷係数の検討，土木学会論文集，No.759, pp.247-258, 2004.4</p> <p>8) 阪神高速道路公社：旧梅田入路構造物に関する調査研究報告書，1992</p> <p>9) 例えば，小西一郎編：鋼橋基礎編I，丸善，1977</p> <p>10) 石井孝男，篠原修二：東名高速道路の交通荷重測定と荷重特性について，土木学会論文集，No.453/VI-17, pp.163-170, 1992.9</p> <p>11) (社) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説 (2012年改訂版)，2012.4</p> <p>12) 三木千壽，西川和廣，高橋実，町田文孝，穴見健吾：横突合せ溶接継手の疲労性能への内部欠陥の影響と要求品質レベルの設定，土木学会論文集，No.752/I-66, 2004.1</p> <p>13) 杉井健一，三田村武，奥川淳志：PWS 定着部の疲労強度，構造工科学論文集，Vol.37A, 1991.3</p> <p>14) 大江慎一，三木千壽，奥川淳志，安井成豊：800MPa 級鋼材を用いた実大トラス弦材各種構造の疲労強度，構造工科学論文集，Vol.38A, 1992.3</p> <p>15) 三木千壽，館石和雄，奥川淳志，藤井裕司：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度，土木学会論文集，No.516/I-32, 1995.7</p> <p>16) 三木千壽，館石和雄，石原謙治，梶本勝也：溶接構造部材のスカラップブレイクの疲労強度，土木学会論文集，No.483/I-26, 1994.1</p> <p>17) 坂野昌弘，三上市蔵，新井正樹，米本栄一，高垣奈津子：面外ガセット溶接継手の板厚効果に関する疲労実験，構造工科学論文集，Vol.40A, 1994.3</p> <p>18) (社) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，2007</p> <p>19) (社) 土木学会：鋼構造シリーズ4 鋼床版の疲労 (2010年改訂版)，2010.12</p>	<p>参考文献</p> <p>1) (社) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3</p> <p>2) (社) 日本道路協会：鋼橋の疲労，1997.5</p> <p>3) (社) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993.4</p> <p>4) 三木千壽，西川和廣，高橋実，町田文孝，穴見健吾：横突合せ溶接継手の疲労性能への内部欠陥の影響と要求品質レベルの設定，土木学会論文集，No.752/I-66, 2004.1</p> <p>6) 杉井健一，三田村武，奥川淳志：PWS 定着部の疲労強度，構造工科学論文集，Vol.37A, 1991.3</p> <p>7) 大江慎一，三木千壽，奥川淳志，安井成豊：800MPa 級鋼材を用いた実大トラス弦材各種構造の疲労強度，構造工科学論文集，Vol.38A, 1992.3</p> <p>8) 三木千壽，館石和雄，奥川淳志，藤井裕司：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度，土木学会論文集，No.516/I-32, 1995.7</p> <p>5) 三木千壽，館石和雄，石原謙治，梶本勝也：溶接構造部材のスカラップブレイクの疲労強度，土木学会論文集，No.483/I-26, 1994.1</p> <p>9) 坂野昌弘，三上市蔵，新井正樹，米本栄一，高垣奈津子：面外ガセット溶接継手の板厚効果に関する疲労実験，構造工科学論文集，Vol.40A, 1994.3</p>	

備考	現行	改定案(8章)
		<p>20) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所, (社) 日本橋梁建設協会: 共同研究報告書「損傷状況を考慮した鋼床版の構造形式見直しに関する研究」, 国土技術政策総合研究所資料第 608 号, 2010.9</p> <p>21) 例えば, <u>American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1998</u></p>

新旧対比表

改定案（9章）	鋼橋・鋼部材編 現行	備考
<p style="text-align: center;">9章 接合部</p> <p>9.1 一般</p> <p>9.1.1 設計の基本</p> <p>(1) 接合部の耐荷性能の照査は、作用力に対して行わなければならない。</p> <p>(2) 接合部の限界状態を適切に定めなければならない。</p> <p>(3) 接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態と、接合部の限界状態との関係を明確にしたうえで、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにしなければならない。</p> <p>(4) 接合部は、部材相互の応力を確実に伝達できるようにしなければならない。</p> <p>(5) (4)において接合部が所要の接合の機能を発揮するよう、接合部及び連結される各部材に求められる条件を明らかにし、これを満足するようにななければならない。</p> <p>(6) 主要部材の接合部は、原則として母材の全強の75%以上の強度をもつようにする。ただし、せん断力については作用力を用いてよい。</p> <p>(7) 接合部の構造詳細は、少なくとも1)から4)の事項を満足する。</p> <p>1) 応力の伝達が明確であること。</p> <p>2) 構成する各材片において、なるべく偏心がないようにすること。</p> <p>3) 有害な応力集中を生じさせないこと。</p> <p>4) 有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと。</p> <p>(1) <u>ここで</u>の作用力とは、設計荷重に対して構造解析等により得られる接合部の断面力を意味している。なお、設計荷重の作用位置や組合せについては、接合部が最も不利になる状況を想定することが基本であり、個別に検討が必要である。部材の接合部は、(7)に規定する事項や接合部の偏心又は応力の不均一な分布による局部的な応力集中についても考慮したうえで、作用力で設計する。</p>	<p style="text-align: center;">7章 連結</p> <p>7.1 部材の連結</p> <p>7.1.1 一般</p> <p>(1) 部材の連結の設計は、作用力に対して行わなければならない。</p> <p>(2) 主要部材の連結の設計は、(1)の規定によるほか、原則として母材の全強の75%以上の強度をもつようにする。ただし、せん断力については作用力を用いてよい。</p> <p>(3) 部材の連結部の構造は、次の事項を満たすように設計しなければならない。</p> <p>1) 応力の伝達が明確であること。</p> <p>2) 構成する各材片において、なるべく偏心がないようにすること。</p> <p>3) 有害な応力集中を生じさせないこと。</p> <p>4) 有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと。</p> <p>(1) 条文の作用力とは、設計荷重に対して構造解析等により得られる連結部の断面力を意味している。</p> <p>部材の連結は、(3)に規定する事項や連結部の偏心又は応力の不均一な分布による局部的な応力集中を十分考慮検討の上、連結部を作用力で設計する。</p>	

改定案（9章）	現行	備考
<p>(3) 接合部は、連結される部材が一体となることで作用力に対して抵抗する。そのため、接合部には、設計で定める耐荷機構が成立するよう、必要な強度や剛性などが求められる。接合部の降伏や破壊は、全体系の安全性に与える影響が大きいため、慎重に設計する必要がある。</p> <p>接合部を有する部材を接合部の存在を考慮しない一体の部材として設計計算で扱う場合には、接合部の影響が無視できるよう、接合部の構造や限界状態を定める必要がある。例えば、9.2から9.11に規定される溶接継手及び高力ボルト継手では、一般に接合部を有する部材を一体の部材として設計することができる。</p> <p>(4) 部材を連結し一体の部材とする場合には、連結された部材が限界状態に至る前に、連結により形成された接合部の状態が変化してしまうと、連結され一体となった部材に求められる性能が発揮できないおそれがある。そのため、部材が限界状態に至る前に、接合部が限界状態に至ることがないようするなど、所要の機能に応じて相互の限界状態の関係を明確にする必要がある。</p> <p>(5) 接合部は、設計上期待する剛度や荷重伝達が得られ、かつ接合部の限界状態1や限界状態3を設定するために必要な力学特性が明らかであることが求められる。また、接合部に求められる機能に応じて接合部が限界状態に達するまでの力学的挙動が異なる。例えば、部材を連結し一体の部材とする場合には、接合部は剛結となり全断面力を確実に伝達することが求められるほか、連結される部材のうち接合部でない領域が限界状態3に達するまで確実に断面力を伝達する必要がある。この場合に、9.2から9.11に規定される溶接継手及び高力ボルト継手では、接合後には一体の部材として扱うことができる。</p> <p>(6) 最低板厚規定や細長比により断面が決定する場合のように、母材の全強（着目する部材の抵抗強度の特性値に抵抗側の部分係数を乗じたもの）に対して作用力にはなほは大きく余裕のある部材の接合部を作用力で設計すると、母材に比べて接合部の剛性が極端に低下し、地震時や架設時等の不慮の外力又は二次応力に対して弱点となったり、構造全体としての均衡がとれない場合がある。</p> <p>母材と接合部の強度差が過度に生じないために、主要部材の接合部においては、作用力による設計のほか接合部の強さの下限を確保するものとし、母材の全強の75%以上の強度をもつように設計する必要がある。母材に板厚差がある場合には、接合板は薄い側の母材を対象として、全強の75%以上の強度をもつように設計すればよい。</p> <p>ただし、ラーメン橋脚隅角部のように応力集中を考慮して断面が決定されている場合、輸送上の都合で、全強と作用力の差がはなほは大きい位置に接合部を設けなければならず、母材の全強の75%以上で設計すると高力ボルトが多列化して配列が不可能になることがある。このような場合には、接合方法を現場溶接継手に変更するか、(7)に規定する事項のほか、接合部と応力集中部との応力関係等を検討のうえ、接合部を作用力で設計してもよい。なお、連結板に関しては、剛性保持の観点から、母材の全強の75%を確保するのが望</p>	<p>(2) 最低板厚規定や細長比の関係で断面が決定するときのように、母材の全強に対して作用力にはなほは大きく余裕のある部材の連結を作用力で設計すると、母材に比べて継手箇の剛性が極端に低下し、地震時や架設時等の不慮の外力又は二次応力に対して弱点となったり、構造全体としての均衡がとれない場合がある。このため、主要部材の連結部においては、作用力による設計のほか連結部の強さの下限を確保するものとし、母材の全強の75%以上の強度をもつように設計する必要がある。母材に板厚差がある場合には、連結板は薄い側の母材を対象として、全強の75%以上の強度をもつように設計すればよい。</p> <p>ただし、ラーメン橋脚隅角部のように応力集中を考慮して断面が決定されている場合、輸送上の都合で、全強と作用力の差がはなほは大きい位置に連結部を設けなければならず、母材の全強の75%以上で設計すると高力ボルトが多列化して配列が不可能になることがある。このような場合には、連結方法を現場溶接継手に変更するか、(3)に規定する事項のほか、連結部と応力集中部との応力関係等を検討の上、連結部を作用力で設計してもよい。なお、連結板に関しては、剛性保持の観点から、母材の全強の75%を確保するのが望</p>	

改定案（9章）	現行	備考
<p>ましい。</p> <p>母材の全強については、制限値を用いて算出する^{1), 2)}。なお、せん断力については全強と比較して作用力が一般に小さく、全強で設計すると不経済となるため、<u>接合部の設計にあたっては作用力を用いてもよいこととした。</u></p> <p>(7) <u>接合部の構造詳細の設計にあたって守るべき主要な事項について規定したものである。</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 接合部の構造はなるべく単純にして、構成する材片の応力伝達が明確な構造にする必要がある。 2) 部材軸に対して接合部が偏心しないように注意する必要がある。すなわち、高力ボルト及び溶接は一樣な応力を受けるように、部材軸に対してできるかぎり偏心しないように配置するのがよい。例えば、横構部材において図-9.1.1のようにボルト線を中央にして、山形鋼の図心線に近づけるのもこの趣旨からである。また、連結用のボルトは部材の各部にいきわたるように配置し、応力の伝達が無理なく行えるようにする。いくつかの材片から部材断面が構成されるため、材片ごとに部材を接合するのが望ましい。なお、H断面のトラス斜材等はフランジのみガセットに接合することが一般的に行われているが、このような場合、腹板の応力が無理なくフランジに伝わるように接合部の長さを十分とすることが必要である。 	<p>ましい。</p> <p>母材の全強については、許容応力度を用いて算出する^{1), 2)}。なお、せん断力については全強と比較して作用力が一般に小さく、全強で設計すると不経済となるため、<u>連結部の設計にあたっては作用力を用いてもよいこととしている。</u></p> <p>(3) <u>連結部の構造詳細の設計にあたって守るべき主要な事項について規定したものである。</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 連結部の構造はなるべく単純にして、構成する材片の応力伝達が明確な構造になるようにする必要がある。 2) 部材軸に対して連結部が偏心しないように注意する必要がある。すなわち、高力ボルト及び溶接は一樣な応力を受けるように、部材軸に対してできるかぎり偏心しないように配置するのがよい。例えば、横構部材において図-7.1.1のようにボルト線を中央にして、山形鋼の図心線に近づけるのもこの趣旨からである。また、連結用のボルトは部材の各部にゆきわたるように配置し、応力の伝達が無理なく行えるようにする。いくつかの材片から部材断面が構成されている場合、応力伝達をなめらかにするため、材片ごとに部材を連結するのが好ましい。なお、H断面のトラス斜材等は、フランジのみガセットに連結することが普通行われているが、このような場合、腹板の応力が無理なくフランジに伝わるように<u>連結部の長さを十分とすることが必要である。</u> 	
<p>ましい。</p> <p>母材の全強については、制限値を用いて算出する^{1), 2)}。なお、せん断力については全強と比較して作用力が一般に小さく、全強で設計すると不経済となるため、<u>接合部の設計にあたっては作用力を用いてもよいこととした。</u></p> <p>(7) <u>接合部の構造詳細の設計にあたって守るべき主要な事項について規定したものである。</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 接合部の構造はなるべく単純にして、構成する材片の応力伝達が明確な構造にする必要がある。 2) 部材軸に対して接合部が偏心しないように注意する必要がある。すなわち、高力ボルト及び溶接は一樣な応力を受けるように、部材軸に対してできるかぎり偏心しないように配置するのがよい。例えば、横構部材において図-9.1.1のようにボルト線を中央にして、山形鋼の図心線に近づけるのもこの趣旨からである。また、連結用のボルトは部材の各部にいきわたるように配置し、応力の伝達が無理なく行えるようにする。いくつかの材片から部材断面が構成されるため、材片ごとに部材を接合するのが望ましい。なお、H断面のトラス斜材等はフランジのみガセットに接合することが一般的に行われているが、このような場合、腹板の応力が無理なくフランジに伝わるように接合部の長さを十分とすることが必要である。 	<p>3) ボルト接合において、連結長が長すぎるとボルトに作用する力が不均等になるため、1ボルトに作用する力が不均等になるため、1ボルト線上に並ぶ本数について配慮が必要である。詳しくは7.3.1(2)の解説による。</p> <p>4) 溶接による接合の場合は、溶接に伴う残留応力に対しても十分注意する必要がある。なお、上記以外にも、接合部は腐食に対して特に弱点部となりやすいため、設計では雨水等の浸入や滞水に注意するとともに、維持管理作業が容易な構造とするなどの配慮を行う必要がある。</p> <p>また、過去における疲労損傷の多くは、有害な応力集中や二次応力等が生じやすい接合部に発生しており、接合部では特に疲労に配慮した構造とすることが必要である。</p>	<p>3) ボルト接合において、連結長が長すぎるとボルトに作用する力が不均等になるため、1ボルト線上に並ぶ本数について配慮が必要である。詳しくは7.3.1(2)の解説による。</p> <p>4) 溶接による連結の場合は、溶接に伴う残留応力に対しても十分注意する必要がある。なお、上記以外にも、連結部は腐食に対して特に弱点部となりやすいため、設計では雨水等の浸入や滞水に注意するとともに、維持管理作業が容易な構造とするなどの配慮を行う必要がある。</p> <p>また、過去における疲労損傷の多くは、有害な応力集中や二次応力等が生じやすい連結部に発生しており、連結部では特に疲労に配慮した構造とすることが必要である。</p>

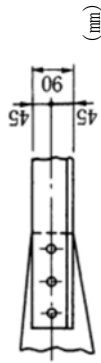


図-9.1.1 山形鋼の図心に近づけたボルト線

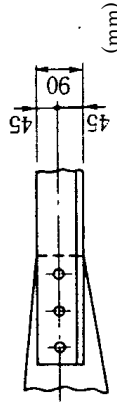


図-7.1.1 山形鋼の図心に近づけたボルト線

改定案（9章）	現行	備考
<p>9.1.2 溶接と高力ボルトを併用する継手</p> <p>(1) 溶接と高力ボルトを併用する継手は、それぞれが適切に応力を分担するよう設計しなければならない。</p> <p>(2) 応力に直角なすみ肉溶接と高力ボルト摩擦接合とは併用してはならない。</p> <p>(3) 溶接と高力ボルト支圧接合とは併用してはならない。</p> <p>(1) 溶接と高力ボルトを併用する場合は、それぞれの継手の応力とひずみの関係が母材のそれとほぼ等しいこと、併用継手としての強度が溶接継手の強度と高力ボルト継手のすべり強度の和を下回らないことを確認する必要がある。</p> <p>設計当初から1材片の継手に溶接と高力ボルトとの併用継手を採用することは、既設部材の補強でやむを得ず採用する場合を除いて、一般には行われない。なお、この章では、鋼床版箱桁のような1断面内で溶接継手と高力ボルト継手を混用する場合も併用として扱う。</p> <p>鋼床版箱桁断面でデッキプレート¹の現場溶接継手と、腹板・下フランジ・デッキ縦リブの高力ボルト摩擦接合継手との併用については、それぞれの継手が応力を分担するものとしてよい。</p> <p>少数主桁橋等の大型断面の上下フランジ現場溶接継手と腹板の高力ボルト摩擦接合継手との併用については、厚板のフランジの現場溶接時の収縮による腹板の先行縮付高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力の低下等、検討すべき課題がある。</p> <p>また、部材形状が同じI形や箱形の断面であっても、例えば、作用力として曲げモーメントやせん断力ではなく軸力が支配的な場合がある等、検討にあたっては応力性状に十分な注意が必要である。</p> <p>(2) 応力に直角なすみ肉溶接と高力ボルト摩擦接合とを併用した場合には、両者の変形性状や応力分担の関係が未解明であり、また、実用上両者の併用を禁じても支障ないの考えから現時点では併用しないこととしている。</p> <p>高力ボルト摩擦接合による継手の母材総断面に関する応力とひずみの関係は母材のそれにほぼ等しいので、開先溶接と併用しても協働するとみなすことができる。また、継手材片間の摩擦面でのせん断応力の伝達におけるずれ係数は、側面すみ肉溶接におけるそれと近いので、応力に平行なすみ肉溶接（側面すみ肉溶接）と摩擦接合とを併用した場合にも、それぞれが応力を分担するものとしてよい。なお、応力方向に継手長さが長いすみ肉溶接による重ね継手の場合は、応力の不均等な分布により端部における部材間のずれが大きくなり、すみ肉溶接端部で降伏がはじまる。その場合の協働作用については、まだ十分に検討がなされないで注意を要する。</p> <p>(3) 高力ボルト支圧接合では、応力の伝達がボルトのせん断変形によって行われる。そのため、高力ボルト支圧接合と溶接では力と変位の関係が著しく異なっているため、両者を併</p>	<p>7.1.2 溶接、高力ボルトの併用</p> <p>(1) 溶接と高力ボルトを併用する場合には、それぞれが適切に応力を分担するよう設計しなければならない。</p> <p>(2) 応力に直角なすみ肉溶接と高力ボルト摩擦接合とは併用してはならない。</p> <p>(3) 溶接と高力ボルト支圧接合とは併用してはならない。</p> <p>(1) 溶接と高力ボルトを併用する場合は、それぞれの継手の応力とひずみの関係が母材のそれとほぼ等しいこと、併用継手としての強度が溶接継手の強度と高力ボルト継手のすべり強度の和を下回らないことを確認する必要がある。</p> <p>設計当初から1材片の継手に溶接と高力ボルトとの併用継手を採用することは、既設部材の補強でやむを得ず採用する場合を除いて、一般には行われない。なお、本編では、鋼床版箱桁のような1断面内で溶接継手と高力ボルト継手を混用する場合も併用として扱う。</p> <p>鋼床版箱桁断面でデッキプレート¹の現場溶接継手と、腹板・下フランジ・デッキ縦リブの高力ボルト摩擦接合との併用については、それぞれの継手が応力を分担するものとしてよいが、少数主桁橋の大型I桁断面の上下フランジ現場溶接継手と腹板の高力ボルト摩擦接合継手との併用等の美観の少ない併用継手については、検討すべき課題が多々残されているため、採用するには継手内の応力性状や部材全体としての強度について十分に検討する必要がある。</p> <p>また、部材形状が同じI形や箱形の断面であっても、例えば、作用力として曲げやせん断ではなく軸力が支配的な場合がある等、検討にあたっては応力性状に十分な注意が必要である。</p> <p>(2) 応力に直角なすみ肉溶接と高力ボルト摩擦接合とを併用した場合には、両者の変形性状や応力分担の関係が未検討であり、また、実用上両者の併用を禁じても支障ないの考えから現時点では併用しないこととしている。</p> <p>高力ボルト摩擦接合による継手の母材総断面に関する応力とひずみの関係は母材のそれにほぼ等しいので、開先溶接と併用しても協働するとみなすことができる。また、継手材片間の摩擦面でのせん断応力の伝達におけるずれ係数は、側面すみ肉溶接におけるそれと近いので、応力に平行なすみ肉溶接（側面すみ肉溶接）と摩擦接合とを併用した場合にも、それぞれが応力を分担するものとしてよい。なお、応力方向に継手長さが長い重ね継手の場合は、応力の不均等な分布により端部における部材間のずれが大きくなり、すみ肉溶接端部で降伏がはじまる。その場合の協働作用については、まだ十分に検討がなされないで注意を要する。</p> <p>(3) 高力ボルト支圧接合では、応力の伝達がボルトのせん断変形によって行われる。そのため、高力ボルト支圧接合と溶接では力と変位の関係が著しく異なっているため、両者を併</p>	

改定案（9章）	現行	備考
<p>用しないものとしている。</p> <p>9.2 溶接継手</p> <p>9.2.1 一般</p> <p>(1) 溶接継手の設計にあたっては、部材の接合部として所要の性能が得られるために必要な溶接品質が確保できるように、適用箇所、施工性及び継手の形式等について検討を行わなければならない。</p> <p>(2) 溶接継手の設計にあたっては、少なくとも曲げモーメント、軸方向力及びせん断力並びにそれらの組合せに対して安全となるようにしなければならない。</p>	<p>用しないものとしている。</p> <p>7.2 溶接継手</p> <p>7.2.1 一般</p> <p>溶接継手の設計にあたっては、部材の連結部として所定の機能が満足できるように、適用箇所、施工性及び継手の形式等について十分検討を行わなければならない。</p>	
<p>溶接継手の設計では、部材間でどのように応力を伝達させるか等の設計で意図する機能を満たすようにする必要がある。このとき溶接品質や溶接部の応力状態が疲労耐久性に大きく影響することなども考慮し、9.1.1(7)の規定を満たすよう適用箇所や施工性等の諸条件、及び継手の形式等について十分検討する必要がある。特に、溶接線が集中する箇所では、開先形状及び施工順序等について慎重に検討を行い、施工時に溶接が困難とならないよう設計する必要がある。溶接継手には応力の伝達に有害な影響がなく、防せい防食上及び施工性に十分配慮した溶接を採用する必要がある。また、一般に、溶接量が増えると溶接変形が大きくなる傾向にあり、部材の寸法精度に影響を及ぼす場合もあるので、溶接変形の観点からも、溶接の種類や溶接順序に配慮する必要がある。</p> <p>以上のような設計で考慮した内容は施工時に確実に反映できるように、設計図面にはこれを明確に記載する必要がある。</p>	<p>溶接継手の設計では、部材間でどのように応力を伝達させるか等の設計で意図する機能が満足できるようにする必要がある。このとき溶接品質や溶接部の応力状態が疲労耐久性に大きく影響することなども考慮し、7.1.1(3)の規定を満たすよう適用箇所や施工性等の諸条件、及び継手の形式等について十分検討する必要がある。特に、溶接線が集中する箇所では、板組、開先形状、施工順序等について慎重に検討を行い、施工時に溶接が困難とならないよう設計する必要がある。</p> <p>7.2.2 溶接の種類と適用</p> <p>(1) 応力を伝える溶接継手には、完全溶込み開先溶接、部分溶込み開先溶接又は連続すみ肉溶接を用いなければならない。</p> <p>(2) 溶接線に直角的な方向に引張応力を受ける継手には、完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし、部分溶込み開先溶接を用いてはならない。</p> <p>(3) 主要部材にはブラッグ溶接及びスロット溶接を用いてはならない。やむを得ず用いる場合には、応力の伝達を考慮してはならない。</p>	
<p>溶接継手の設計では、部材間でどのように応力を伝達させるか等の設計で意図する機能を満たすようにする必要がある。このとき溶接品質や溶接部の応力状態が疲労耐久性に大きく影響することなども考慮し、9.1.1(7)の規定を満たすよう適用箇所や施工性等の諸条件、及び継手の形式等について十分検討する必要がある。特に、溶接線が集中する箇所では、開先形状及び施工順序等について慎重に検討を行い、施工時に溶接が困難とならないよう設計する必要がある。溶接継手には応力の伝達に有害な影響がなく、防せい防食上及び施工性に十分配慮した溶接を採用する必要がある。また、一般に、溶接量が増えると溶接変形が大きくなる傾向にあり、部材の寸法精度に影響を及ぼす場合もあるので、溶接変形の観点からも、溶接の種類や溶接順序に配慮する必要がある。</p> <p>以上のような設計で考慮した内容は施工時に確実に反映できるように、設計図面にはこれを明確に記載する必要がある。</p>	<p>溶接継手の設計では、部材間でどのように応力を伝達させるか等の設計で意図する機能が満足できるようにする必要がある。このとき溶接品質や溶接部の応力状態が疲労耐久性に大きく影響することなども考慮し、7.1.1(3)の規定を満たすよう適用箇所や施工性等の諸条件、及び継手の形式等について十分検討する必要がある。特に、溶接線が集中する箇所では、板組、開先形状、施工順序等について慎重に検討を行い、施工時に溶接が困難とならないよう設計する必要がある。</p> <p>7.2.2 溶接の種類と適用</p> <p>(1) 応力を伝える溶接継手には、完全溶込み開先溶接、部分溶込み開先溶接又は連続すみ肉溶接を用いなければならない。</p> <p>(2) 溶接線に直角的な方向に引張応力を受ける継手には、完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし、部分溶込み開先溶接を用いてはならない。</p> <p>(3) 主要部材にはブラッグ溶接及びスロット溶接を用いてはならない。やむを得ず用いる場合には、応力の伝達を考慮してはならない。</p>	

改定案（9章）	現行	備考
<p>連を考慮してはならない。</p> <p>(1) 完全溶込み開先溶接では、初層に割れ等の溶接欠陥が発生しやすいため、反対側から健全な溶接層まで裏はつりを行って、両側から溶接することが原則とされている。裏はつりについては20.8.4(2)g)による必要がある。また、連続すみ肉溶接としたのは、溶接線を断続させるとクレータ等の欠陥をもつ溶接端部の数が増大し、更に応力集中の悪影響も加わるためである。二次部材等で、溶接ひずみを小さくする等の意味から断続すみ肉溶接を併用することが、その際には応力上、防せい防食上及び施工上の問題を十分考慮する必要がある。また、疲労の影響が懸念されるすみ肉溶接を用いないのがよい。</p> <p>(2) 溶接線に直角な方向に引張応力を受ける継手には、応力の伝達がスムーズな完全溶込み開先溶接による溶接継手を用いるのを原則としている。ルート部に不溶着部を残した部分溶込み開先溶接による溶接継手やすみ肉溶接による溶接継手はルート部に応力が集中しやすいため、これを用いないことにしている。ただし、9.3.2の解説に示すように特に引張応力度が小さい場合等でも溶接性や溶接ひずみを考慮すると裏はつりが必要とする完全溶込み開先溶接による溶接継手を避けた方がよい場合もありえるので、部分溶込み開先溶接による溶接継手やすみ肉溶接による溶接継手の使用の余地を残している。この場合は完全溶込み開先溶接による溶接継手と比較し、疲労強度も低いため、9.3及び9.4の照査だけでなく、8章に示す疲労耐久性の照査を行い、十分安全であることを確認する必要がある。使用にあたっては溶接継手が所定の疲労強度が確保できるように、溶接品質確保に十分留意する必要がある。また、地震時に大きな引張力が作用するような溶接部に不溶着部が内在すると、低サイクル疲労亀裂や脆性破壊の起点となる可能性があるため、十分に注意する必要がある。</p> <p>(3) プラグ溶接及びスロット溶接による溶接継手では十分な溶込みを得ることが難しく、スラグ巻込み等の欠陥が生じやすいため、溶接線に十分な溶込みを得ることが難しく、スラグ巻込み等の欠陥が生じやすいため、主要部材には用いないのを原則としている。ただし、板と板との密着をよくする目的等でやむを得ずこれらを用いる場合もあるので、条文のように定めていない。この場合、施工上の留意事項については20章に従い、関連する規定の趣旨や注意点を十分理解した上で採用する必要がある。</p>	<p>溶接継手は応力の伝達に有害な影響がなく、防せい防食上及び施工性に十分配慮した溶接を採用する必要がある。</p> <p>(1) 開先（グループ）をとって溶接するものを開先溶接、材片の交わった表面の間に溶接するのすみ肉溶接という用語の分類の上から、条文(1)のような表現としたものである。連続すみ肉溶接としたのは、溶接線を断続させるとクレータ等の欠陥をもつ溶接端部の数が増大し、更に応力集中の悪影響も加わるためである。二次部材等で、溶接ひずみを小さくする等の意味から断続すみ肉溶接を併用することも考えられるが、その際には応力上、防せい防食上及び施工上の問題を十分考慮する必要がある。また、疲労の影響が懸念される部材では部分溶込み開先溶接を用いないのがよい。</p> <p>(2) 溶接線に直角な方向に引張応力を受ける継手には、応力の伝達がスムーズな完全溶込み開先溶接を用いるのを原則としている。ルート部に不溶着部を残した部分溶込み開先溶接はルート部に応力が集中しやすいため、これを用いないことにしている。ただし、7.2.8の解説に述べるように引張応力度が小さい場合等では、溶接性や溶接ひずみを考慮するとすみ肉溶接をした方がよい場合もあるので、すみ肉溶接の使用の余地を残している。</p> <p>(3) プラグ溶接及びスロット溶接では十分な溶込みを得ることが難しく、スラグ巻込み等の欠陥が生じやすいため、主要部材には用いないのを原則としている。ただし、板と板との密着をよくする目的等でやむを得ずこれらを用いる場合もあるので、条文のように定めていない。この場合、施工上の留意事項については18章に従い、関連する規定の趣旨や注意点を十分理解した上で採用する必要がある。</p>	<p>鋼板を用いた溶接継手の形式は以下のいずれか、又は、その組み合わせによることを原則とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 突合せ継手 母材がほぼ同じ面内で互いに突き合わされて溶接された継手 2) 十字継手

改定案（9章）

現行

備考

T継手の一つの板の裏側の面にも同様に直角にもう一つの板が溶接されて十字形になる継手

3) T継手

一つの板の端面を他の板の表面に載せて溶接されてT形となる継手

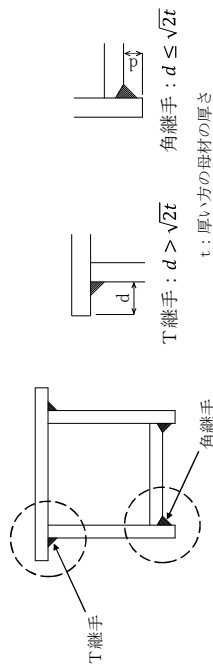
4) 角継手

母材をほぼ直角にL字形に保ちそれぞれの端を溶接された継手

5) 重ね継手

母材の一部を重ねて溶接された継手





















溶接継手は、板組による形状により表一解9.2.1のように分類できる。このうち1)から5)に示す溶接継手を用いることが標準とされており、これらを組み合わせて部材を構成し、作用力に抵抗する構造とすることがある。それぞれの継手で、溶接線と応力の作用方向に応じた疲労に対する強度が異なるため、8章の規定に従い、疲労設計を行う必要がある。また、各継手形式に対しての設計上従う必要がある事項が9.2.8から9.2.11に規定されている。なお、T継手に関して、図一解9.2.1のように、一方の母材の両側に他方の母材表面が突出する場合において、突出長 d が小さい場合には、角継手に近い挙動になると考えられる。T継手と角継手の閾を明確に判別することは難しいが、突出長 d が9.2.6の規定を満足しない場合には、角継手に分類して差し支えない。



図一解 9.2.1 突出長 d の違いによるT継手と角継手の分類

表一解 9.2.1 溶接継手の種類

溶接の種類 継手形式	開先溶接			すみ肉溶接
	完全溶込み 開先溶接	部分溶込み 開先溶接	片面溶接	
突合せ溶接継手 ・両面溶接 (裏はつりあり)				
			細分類: ・裏当て金あり ・裏当て金なし	

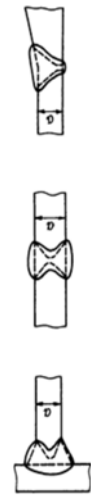
改定案 (9章)					現行	備考
十字溶接継手						
・両面溶接 (裏はつりあり)	細分類： ・連続 ・始終端を含む	細分類： ・裏当て金あり ・裏当て金なし	細分類： ・裏当て金あり ・裏当て金なし	細分類： ・連続 ・断続		
T溶接継手						
・両面溶接 (裏はつりあり)	両面溶接 片面溶接	細分類： ・裏当て金あり ・裏当て金なし	細分類： ・裏当て金あり ・裏当て金なし	細分類： ・連続 ・断続		
角溶接継手						
・両面溶接 (裏はつりあり)	すみ肉溶接 ・内側すみ肉溶接あり ・外側溶接のみ	細分類： ・裏当て金あり ・裏当て金なし	細分類： ・裏当て金あり ・裏当て金なし	細分類： ・連続 ・断続		
重ね溶接継手						
				$d \leq \sqrt{2t}$		
その他の溶接継手						
	スタッド溶接継手	フレア溶接継手		プラグ溶接 スロット溶接		

9.2.4 溶接部の有効厚

- (1) 応力を伝える溶接部の有効厚は、その溶接の理論のど厚とする。
- (2) 溶接継手の種類ごとの理論のど厚は、1)から3)による。
- 1) 完全溶込み開先溶接による溶接継手の理論のど厚は、図-9.2.1に示すとおりとし、部材の厚さが異なる場合は薄い方の部材の厚さとする。

7.2.3 溶接部の有効厚

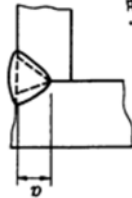
- (1) 応力を伝える溶接部の有効厚は、その溶接の理論のど厚とする。
- (2) 溶接継手の種類ごとの理論のど厚は、次の規定による。
- 1) 完全溶込み開先溶接の理論のど厚は、図-7.2.1に示すとおりとし、部材の厚さが異なる場合は薄い方の部材の厚さとする。



a : 理論のど厚

図-9.2.1 完全溶込み開先溶接による溶接継手の理論のど厚

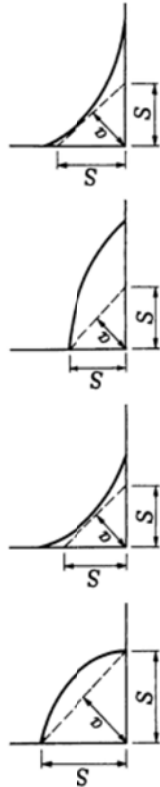
2) 部分溶込み開先溶接による溶接継手の理論のど厚は、図-9.2.2に示す溶込み深さとする。



a : 理論のど厚

図-9.2.2 部分溶込み開先溶接による溶接継手の理論のど厚

3) すみ肉溶接による溶接継手の理論のど厚は図-9.2.3に示す継手のルートを頂点とする二等辺三角形の底辺のルートからの距離とする。



a : 理論のど厚

S : サイズ (mm)

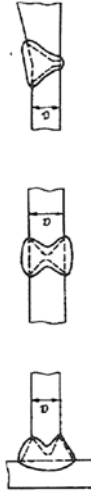
(a) 等脚の場合

(b) 不等脚の場合

図-9.2.3 すみ肉溶接による溶接継手の理論のど厚

(2)1) 完全溶込み開先溶接における溶接継手における理論のど厚は、ピード仕上げをするとし、有効厚は理論のど厚としてよい。

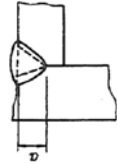
2) 部分溶込み開先溶接による溶接継手には、9.2.2の規定のようにピードに直角な方向の引張力を受け、規定の引張力を受けないように設計するが、せん断力に抵抗するときの理論のど厚は、規定のとおり溶かされるとおり溶込み深さとする。したがって、設計の際には溶接部の溶込みを考慮する



a : 理論のど厚

図-7.2.1 完全溶込み開先溶接の理論のど厚

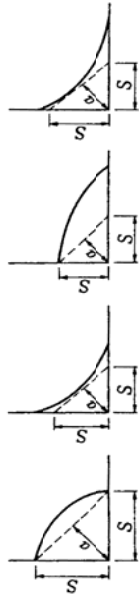
2) 部分溶込み開先溶接の理論のど厚は、図-7.2.2に示す溶込み深さとする。



a : 理論のど厚

図-7.2.2 部分溶込み開先溶接の理論のど厚

3) すみ肉溶接の理論のど厚は図-7.2.3に示す継手のルートを頂点とする二等辺三角形の底辺のルートからの距離とする。



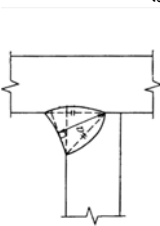
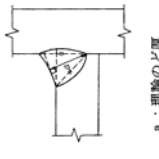
(a) 等脚の場合

(b) 不等脚の場合

図-7.2.3 すみ肉溶接の理論のど厚

(2)1) 完全溶込み開先溶接における理論のど厚は、ピード仕上げをするとし、有効厚は理論のど厚としてよい。

2) 部分溶込み開先溶接による溶接継手には、7.2.2の規定のようにピードに直角な方向の引張力を受け、規定のとおり溶かされるとおり溶込み深さとする。したがって、設計の際には溶接部の溶込みを考慮することになる。

改定案（9章）	現行	備考
<p>ことになる。なお、部分溶込み開先溶接による溶接継手では、溶接方法や開先の取り方、開先角度によってルート部に溶込み不足が生じることがあるため、それらも考慮して有効な抵抗断面を適切に設定する必要がある³⁾。</p> <p>3) すみ肉溶接による溶接継手における有効厚は理論のど厚としてよい。また、<u>図-解 9.2.2</u>に示すように、部分溶込み開先溶接にすみ肉溶接を重ね合わせる場合の理論のど厚は、すみ肉溶接の場合に準じてよい。</p>  <p>a : 理論のど厚</p> <p><u>図-解 9.2.2</u> 部分溶込み開先溶接にすみ肉溶接を重ね合わせる場合の理論のど厚</p>	<p>3) <u>図-解 7.2.1</u>に示すように、部分溶込み開先溶接にすみ肉溶接を重ね合わせる場合の理論のど厚の算定は、すみ肉溶接の場合に準じてよい。</p>  <p>a : 理論のど厚</p> <p><u>図-解 7.2.1</u> 部分溶込み開先溶接にすみ肉溶接を重ね合わせる場合の理論のど厚</p>	

改定案（9章）

ことになる。なお、部分溶込み開先溶接による溶接継手では、溶接方法や開先の取り方、開先角度によってルート部に溶込み不足が生じることがあるため、それらも考慮して有効な抵抗断面を適切に設定する必要がある³⁾。

- 3) すみ肉溶接による溶接継手における有効厚は理論のど厚としてよい。また、図-解 9.2.2に示すように、部分溶込み開先溶接にすみ肉溶接を重ね合わせる場合の理論のど厚は、すみ肉溶接の場合に準じてよい。

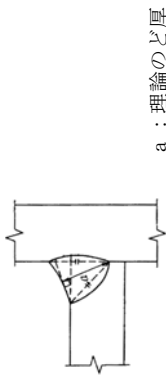


図-解 9.2.2 部分溶込み開先溶接にすみ肉溶接を重ね合わせる場合の理論のど厚

9.2.5 溶接部の有効長

- (1) 溶接部の有効長は、理論のど厚を有する溶接部の長さとする。
 (2) すみ肉溶接でまわし溶接を行った場合は、まわし溶接部分は有効長に含めない。
 (3) 完全溶込み開先溶接で溶接線が応力方向に直角でない場合は、有効長を応力に直角な方向に投影した長さとする。

- (1), (3) 溶接の有効長とは、設計に有効な溶接長さをいい、溶接線の方向に応力に直角でない場合の有効長は、図-解 9.2.3のように応力に直角な方向に投影した長さとする。

図-解 9.2.4に示すような、溶接の終了部のクレータでは、つぼ状の凹みを生じ、割れが生じやすい。また、溶接開始点では溶着金属の断面が不完全で溶込みも不十分となり、十分な応力の伝達が期待できないので、溶接の有効長にはこれらの部分を入れてはならない。したがって、応力を伝える重要な継手では、エンドタブを使用し、すみ肉溶接ではまわし溶接を行って開始点及びクレータの影響を除去する必要がある。



有効長 $l = l_1 \sin \alpha$

図-解 9.2.3 溶接の有効長

図-解 9.2.4 溶接の有効長

現行

- 3) 図-解 7.2.1に示すように、部分溶込み開先溶接にすみ肉溶接を重ね合わせる場合の理論のど厚の算定は、すみ肉溶接の場合に準じてよい。



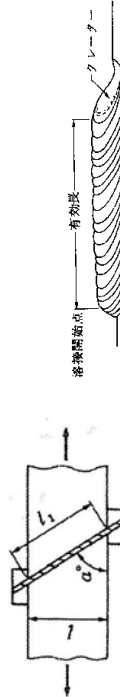
図-解 7.2.1 部分溶込み開先溶接にすみ肉溶接を重ね合わせる場合の理論のど厚

7.2.4 溶接部の有効長

- (1) 溶接部の有効長は、理論のど厚を有する溶接部の長さとする。
 (2) すみ肉溶接でまわし溶接を行った場合は、まわし溶接部分は有効長に含めない。
 (3) 完全溶込み開先溶接で溶接線が応力方向に直角でない場合は、有効長を応力に直角な方向に投影した長さとする。

- (1), (3) 溶接の有効長とは、設計に有効な溶接長さをいい、溶接線の方向に応力に直角でない場合の有効長は、図-解 7.2.2のように応力に直角な方向に投影した長さとする。

図-解 7.2.3に示すような、溶接の終了部のクレータでは、つぼ状の凹みを生じ、割れが生じやすい。また、溶接開始点では溶着金属の断面が不完全で溶込みも不十分となり、十分な応力の伝達が期待できないので、溶接の有効長にはこれらの部分を入れてはならない。したがって、応力を伝える重要な継手では、エンドタブを使用し、すみ肉溶接ではまわし溶接を行って開始点及びクレータの影響を除去する必要がある。



有効長 $l = l_1 \sin \alpha$

図-解 7.2.2 溶接の有効長

図-解 7.2.3 溶接の有効長

備考

改定案（9章）

(2) まわし溶接部では応力の方向が変化するため、応力の伝達状態が不明確になること、クレータや溶接開始点の影響を除くことが難しいこと等によりこの部分を有効長に入れない（図-解 9.2.5）。また、返し溶接部も同様の理由で有効長に入れない。

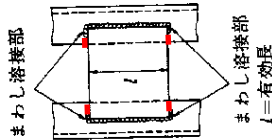


図-解 9.2.5 まわし溶接部の有効長

9.2.6 すみ肉溶接の脚及びサイズ

- (1) すみ肉溶接は等脚すみ肉溶接とするのを原則とする。
- (2) すみ肉溶接のサイズは、設計上必要な寸法を確保するとともに、有害なきずが生じない等の施工上必要な寸法を確保する。
- (3) 主要部材の応力を伝えるすみ肉溶接のサイズは6mm以上とし、式 (9.2.1) を満たす大きさとするのを標準とする。

$$t_1 > S \quad \text{かつ} \quad S \geq \sqrt{2}t_2 \quad \dots\dots\dots (9.2.1)$$

ここに、 S : サイズ (mm)

t_1 : 薄い方の母材の厚さ (mm)

t_2 : 厚い方の母材の厚さ (mm)

- (1) すみ肉溶接を不等脚とすると、材片に対する溶接棒の角度が一方に片寄ってアンダーカット等の欠陥を生じる原因となりやすい。一方、等脚の場合は、溶着金属の断面積に対してど厚が最大となり最も有効なので、すみ肉溶接は等脚を原則としている。なお、重ねフランジのすみ肉溶接では、角が溶けることのないような脚長を選ぶ必要がある。

- (2) サイズとは、図-解 9.2.6 に示す S のことであって、必ずしも溶着金属端部までの長さ

現行

(2) まわし溶接部では応力の方向が変わり応力の伝達が不明確になること、クレータや溶接開始点の影響を除くことが難しいこと等によりこの部分を有効長に入れない（図-解 7.2.4）。また、返し溶接部も同様の理由で有効長に入れない。

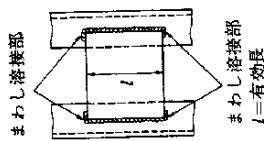


図-解 7.2.4 まわし溶接部の有効長

7.2.5 すみ肉溶接の脚及びサイズ

- (1) すみ肉溶接は等脚すみ肉溶接とするのを原則とする。
- (2) すみ肉溶接のサイズは、設計上必要な寸法を確保するとともに、有害なきずが生じない等の施工上必要な寸法を確保する。
- (3) 主要部材の応力を伝えるすみ肉溶接のサイズは6mm以上とし、式 (7.2.1) を満たす大きさとするのを標準とする。

$$t_1 > S \quad \text{かつ} \quad S \geq \sqrt{2}t_2 \quad \dots\dots\dots (7.2.1)$$

ここに、

S : サイズ (mm)

t_1 : 薄い方の母材の厚さ (mm)

t_2 : 厚い方の母材の厚さ (mm)

- (1) すみ肉溶接を不等脚とすると、材片に対する溶接棒の角度が一方に片寄ってアンダーカット等の欠陥を生じる原因となりやすい。一方、等脚の場合は、溶着金属の断面積に対してど厚が最大となり最も有効なので、すみ肉溶接は等脚を原則としている。ただし、2枚の鋼板を重ねたフランジ前面すみ肉溶接では、応力の流れを円滑にするために不等脚とするように 11.3.4 に規定している。このような重ねフランジのすみ肉溶接では、角が溶けることのないような脚長を選ぶ必要がある。

- (2) サイズとは、図-解 7.2.5 に示す S のことであって、必ずしも溶着金属端部までの長さ

備考

改定案（9章）

現行

備考

とは限らない。図-解 9.2.7 に示すような不等脚の場合は S をサイズという。

サイズの大きさについては、接合する部材の厚さに比べ溶接のサイズが小さすぎると、溶接部は急冷されて割れ等を起しやすく、また不必要に大きなサイズの溶接をすると、溶接によるひずみが大きく、また母材の組織が変化する範囲が広がる。このように、すみ肉溶接では、設計計算上必要となるサイズ以外に、溶接部が急冷されることによる有害な割れ等の欠陥を発生させないこと等、施工上から必要となるサイズについても考慮する必要があることから条文のように定めている。

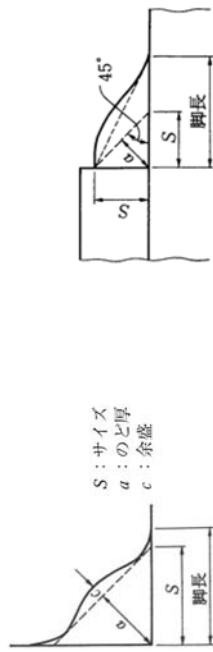


図-解 9.2.6 溶接のサイズ 図-解 9.2.7 不等脚の場合の溶接のサイズ

(3) すみ肉溶接の最小及び最大サイズを規定したものである。なお、20 章に示される施工条件を満足した溶接施工試験等により、有害な割れ等の欠陥が生じないことが確認でき、強度上必要な溶接サイズを満足する場合は 8mm を上限としてよい⁴⁾。部材の厚さが大きく異なる場合に、 $t_1 \leq \sqrt{2t_2}$ となつて式(9.2.1)が適用できないことがある。この場合は、一般に $S < t_1$ としてよいが、溶接部に割れが生じやすくなるので、特に溶接時の予熱については十分検討する必要がある。

また、主桁の腹板とフランジの溶接サイズは、式(9.2.1)で決定されれば、従来の多主桁橋等では応力的に問題となることは稀であったが、少数主桁橋や箱桁橋ではせん断応力度及び合成応力度が大きくなり、特に支点付近等で応力から必要となる溶接サイズが、 $\sqrt{2t_2}$ で決定した値を超える場合もあるため別途照査が必要である。

9.2.7 すみ肉溶接の最小有効長

- (1) 主要部材のすみ肉溶接の設計では、少なくとも溶接部に有害なきずを生じない施工が可能となる有効長を確保しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 主要部材のすみ肉溶接の有効長を、サイズの 10 倍以上かつ 80mm 以上を確保する。

(3) 周囲の熱容量に比べてすみ肉溶接の量が少なすぎると、溶接部が急冷されて割れ等の欠

とは限らない。図-解 7.2.6 に示すような不等脚の場合は S をサイズという。

サイズの大きさについては、接合する部材の厚さに比べ溶接のサイズが小さすぎると、溶接部は急冷されて割れ等を起しやすく、また不必要に大きなサイズの溶接をすると、溶接によるひずみが大きく、また母材の組織が変化する範囲が広がる。このように、すみ肉溶接では、設計計算上必要となるサイズ以外に、溶接部が急冷されることによる有害な割れ等の欠陥を発生させないこと等、施工上から必要となるサイズについても考慮する必要があることから条文のように定めている。



図-解 7.2.5 溶接のサイズ 図-解 7.2.6 不等脚の場合の溶接のサイズ

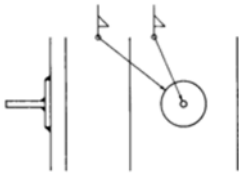
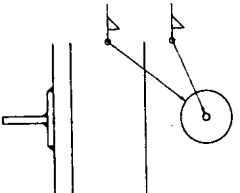
(3) すみ肉溶接の最小及び最大サイズを規定したものである。なお、部材の厚さが大きく異なる場合に、 $t_1 \leq \sqrt{2t_2}$ となつて式(7.2.1)が適用できないことがある。この場合は、一般に $S < t_1$ としてよいが、溶接部に割れが生じやすくなるので、特に溶接時の予熱については十分検討する必要がある。

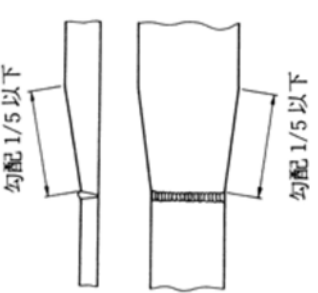
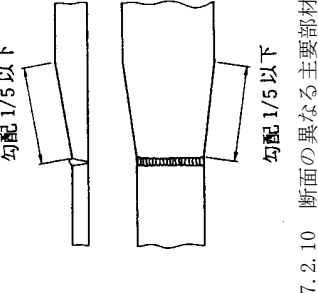
また、主桁の腹板とフランジの溶接サイズは、式(7.2.1)で決定されれば、従来の多主桁橋等では応力的に問題となることは稀であったが、長スパン化傾向にある少数主桁橋や箱桁橋ではせん断応力度及び合成応力度が大きくなり、特に支点付近等で応力から必要となる溶接サイズが、 $\sqrt{2t_2}$ で決定した値を超える場合もあるため別途照査が必要である¹⁾。

7.2.6 すみ肉溶接の最小有効長

- (1) 主要部材のすみ肉溶接の設計では、少なくとも溶接部に有害なきずを生じない施工が可能となる有効長を確保しなければならない。
- (2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 主要部材のすみ肉溶接の有効長を、サイズの 10 倍以上かつ 80mm 以上を確保する。

(2) 周囲の熱容量に比べてすみ肉溶接の量が少なすぎると、溶接部は急冷されて割れ等欠陥

改定案（9章）	現行	備考
<p>隙を生じやすい。実験によれば、引張強さ 490N/mm²級の鋼板で、室温で割れを防ぐには 80～100mm の溶接長が必要である。予熱等の処置により、また鋼材によってはそれをより短くすることができるが、安全のために 80mm 以上としている⁵⁾。</p> <p>やむを得ず有効長が、<u>ここに規定する値より短くなる場合には</u>、20 章の組立溶接の規定を参考に、適切な材質選定・予熱・溶接法等を検討したうえでその適用の可否を決定する必要がある⁶⁾。</p> <p>なお、ステップ用に丸鋼を溶接するような場合は、全周溶接しても延長が(2)に規定する長さを超えないことがある。このような場合は、別の板を挟み、主要部材に対する溶接延長を長くするか、予熱等を行い延長が短くすむような配慮が必要である(図-解 9.2.8)。</p>  <p style="text-align: center;">図-解 9.2.8 丸鋼の取付け方法の例</p>	<p>を生じやすい。実験によれば、引張強さ 490N/mm²級の鋼板で、室温で割れを防ぐには 80～100mm の溶接長が必要である。予熱等の処置により、また鋼材によってはそれをより短くすることができるが、安全を期し 80mm 以上としている⁵⁾。</p> <p>やむを得ず有効長が、<u>条文(2)に規定する値より短くなる場合には</u>、18 章の組立溶接の規定を参考に、適切な材質選定・予熱・溶接法等を検討したうえでその適用の可否を決定する必要がある⁴⁾。</p> <p>なお、ステップ用に丸鋼を溶接するような場合は、全周溶接しても延長が<u>条文(2)に規定する長さを超えないことがある</u>。このような場合は、別の板をはさみ主要部材に対する溶接延長を長くするか、予熱等を行い延長が短くすむような配慮が必要である(図-解 7.2.7)。</p>  <p style="text-align: center;">図-解 7.2.7 丸鋼の取付け方法の例</p>	
<p>9.2.8 突合せ継手</p> <p>(1) 断面が異なる主要部材の突合せ継手部では、応力集中をできるだけ小さくし、溶接部に欠陥を生じないように部材の断面を変化させなければならない。</p> <p>(2) (3) による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 厚さ及び幅は徐々に変化させ、長さ方向の傾斜を 1/5 以下とする。</p> <p>(3) 厚さや幅又はその両方が異なる板を突合せ溶接する場合は、溶接熱がなるべく両方の板に等しく伝わるよう、また、応力集中等が生じないように、長さ方向に 1/5 以下の傾斜をつけるようにしている(図-解 9.2.9)。</p>	<p>7.2.10 突合せ継手</p> <p>(1) 断面が異なる主要部材の突合せ継手部では、応力集中をできるだけ小さくし、溶接部に欠陥を生じないように部材の断面を変化させなければならない。</p> <p>(2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 厚さ及び幅は徐々に変化させ、長さ方向の傾斜を 1/5 以下とする。</p> <p>(2) 厚さや幅又はその両方が異なる板を突合せ溶接する場合は、溶接熱がなるべく両方の板に等しく伝わるよう、また、応力集中等が生じないように、長さ方向に 1/5 以下の傾斜をつけるようにしている(図-解 7.2.10)。</p>	

改定案（9章）	現行	備考
<p>図-解 9.2.9 断面の異なる主要部材の突合せ継手</p>  <p>9.2.9 重ね継手</p> <p>(1) 応力を伝える重ね継手部では、有害な応力集中や二次応力が生じないよう配慮しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 応力を伝える重ね継手には、2列以上のすみ肉溶接を用いるものとし、部材の重なり長さの薄い方の板厚の5倍以上とする。</p> <p>(4) 軸方向力を受ける部材の重ね継手に側面すみ肉溶接のみを用いる場合は、次の1)及び2)による。</p> <p>1) 溶接線の間隔は薄い方の板厚の16倍以下とする。ただし、引張力のみを受ける場合は、薄い板の板厚の値を20倍とする。</p> <p>2) すみ肉溶接のそれぞれの長さは、溶接線間隔より大きくする。</p> <p>(1) 重ね継手は、疲労強度が著しく低い継手であり使用しない方が望ましく、疲労の影響のない部材にやむを得ず採用する場合にも、有害な応力集中や二次応力に特に注意がある。</p> <p>(3) 重ね継手に1列のすみ肉溶接を用いるとピードに曲げモーメントが働き、応力集中等が生じやすく好ましくないため、前面及び側面すみ肉溶接を合わせて2列以上のすみ肉溶接を用いることにしている。また、重なりが少ない重ね継手は、荷重の偏心作用に対する抵抗が弱く変形しやすい。このため溶接部に二次応力が生じるようになり、破断強度を低下させるので、この規定が設けられている（図-解 9.2.10(a)）。</p> <p>(4) 部材端の軸方向力を受ける重ね継手に側面すみ肉溶接のみを用いる場合の規定である（図-解 9.2.10(b)）。</p> <p>1) 側面すみ肉溶接の線間距離の規定は、ボルトの最大中心間距離の規定に相当し、材片</p>	<p>図-解 7.2.10 断面の異なる主要部材の突合せ継手</p>  <p>7.2.11 重ね継手</p> <p>(1) 応力を伝える重ね継手部では、有害な応力集中や二次応力が生じないよう配慮しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 応力を伝える重ね継手には、2列以上のすみ肉溶接を用いるものとし、部材の重なり長さは薄い方の板厚の5倍以上とする。</p> <p>(4) 軸方向力を受ける部材の重ね継手に側面すみ肉溶接のみを用いる場合は、次の1)及び2)の規定による。</p> <p>1) 溶接線の間隔は薄い方の板厚の16倍以下とする。ただし、引張力のみを受ける場合は、上記の値を20倍とする。</p> <p>2) すみ肉溶接のそれぞれの長さは、溶接線間隔より大きくする。</p> <p>(1) 応力を伝える重ね継手全般について規定したものである。</p> <p>溶接による重ね継手は、疲労強度が著しく低い継手であり使用しない方が望ましく、疲労の影響のない部材にやむを得ず採用する場合にも、有害な応力集中や二次応力に特に注意する必要がある。</p> <p>(3) 重ね継手に1列のすみ肉溶接を用いるとピードに曲げモーメントが働き、応力集中等が生じやすく好ましくないため、前面及び側面すみ肉溶接を合わせて2列以上のすみ肉溶接を用いることにしている。また、重なりが少ない重ね継手は、荷重の偏心作用に対する抵抗が弱く変形しやすい。このため溶接部に二次応力が生じるようになり、破断強度を低下させるので、この規定が設けられている（図-解 7.2.11 参照）。</p> <p>(4) 部材端の軸方向力を受ける重ね継手に側面すみ肉溶接のみを用いる場合の規定である（図-解 7.2.11(b) 参照）。</p> <p>1) 側面すみ肉溶接の線間距離の規定は、ボルトの最大中心間距離の規定に相当し、材片の</p>	<p>備考</p>

改定案 (9章)

の局部座屈や浮き上がり防止する目的と応力の伝達をなめらかにする目的とをもっている。
 2) 側面すみ肉溶接の1本の長さをその溶接線間距離より大きくするのは、応力の流れをなめらかにするためである。ただし、側面すみ肉溶接の長さを極端に大きくすると端部の応力集中が著しくなるので好ましくない。

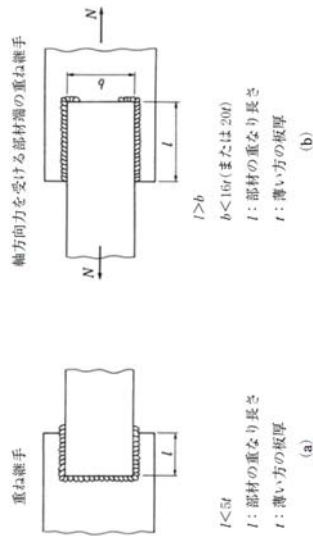


図-解 9.2.10 重ね継手のすみ肉溶接

9.2.10 T継手

- (1) T継手の溶接は、ルート部に有害な応力集中を起こさず、変形に対して十分抵抗できるような配置しなければならない。
- (2) T継手に用いるすみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接を継手の両側に配置する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 材片の交角が60°未満又は120°を超えるT継手には完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし、すみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接を用いる場合は、応力の伝達を期待してはならない。

(2) T継手において片側のみ、すみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接がある場合は、荷重が作用すると、すみ肉溶接のルートに応力集中を起し、また変形に対する抵抗も弱い。したがって、トラス弦材断面の隅の溶接のように横方向の変形に対して抵抗できる構造である場合はこのような溶接を用いてもよいが、単独のT継手では両側に溶接する必要がある(図-解9.2.11)。

現行

局部座屈や浮き上がりを防止する目的と応力の伝達をなめらかにする目的とをもっている。
 2) 側面すみ肉溶接の1本の長さをその溶接線間距離より大きくするのは、応力の流れをなめらかにするためである。ただし、側面すみ肉溶接の長さを極端に大きくすると端部の応力集中が著しくなるので好ましくない。

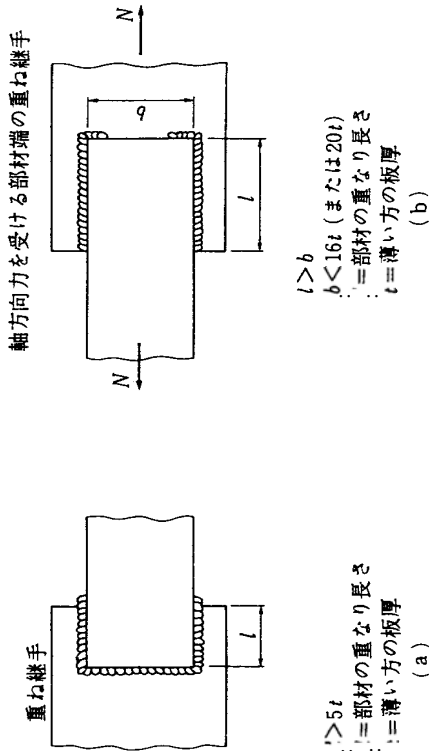


図-解 7.2.11 重ね継手のすみ肉溶接

7.2.12 T継手

- (1) T継手の溶接は、ルート部に有害な応力集中を起こさず、変形に対して十分抵抗できるような配置しなければならない。
- (2) T継手に用いるすみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接を継手の両側に配置する場合には、(1)を満足するとみなす。
- (3) 材片の交角が60°未満又は120°を超えるT継手には完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし、すみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接を用いる場合は、応力の伝達を期待してはならない。

(2) T継手において片側のみ、すみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接がある場合は、外力が作用すると、すみ肉溶接の弱点であるルートに応力集中を起し、また変形に対する抵抗も弱い。したがって、トラス弦材断面の隅の溶接のように横方向の変形に対して抵抗できる構造である場合はこのような溶接を用いてもよいが、単独のT継手では両側に溶接する必要がある。

備考

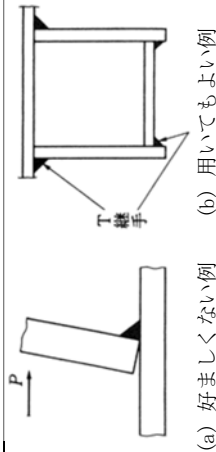
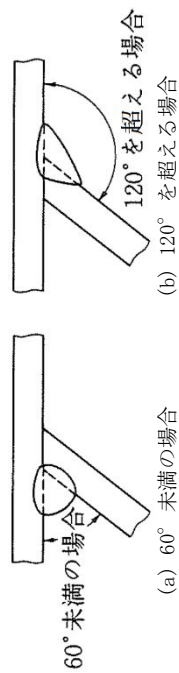


図-解 9.2.11 T継手

(3) T継手の交角が 60° より小さい場合は、すみ肉溶接のルーートの溶込みが不完全となり、 120° を超えるような大きな交角になると、所要のど厚を確保するための溶接量が多くなる。したがって、このような場合は、すみ肉溶接や部分溶込み開先溶接は用いないことを原則としている（図-解 9.2.12）。

図-解 9.2.12 交角が 60° 未満又は 120° を超えるT継手

9.2.11 角継手

(1) 角継手の溶接は、ルーート部に有害な応力集中を起さず、変形に対して十分抵抗できるよう配置しなければならない。

(2) 角継手においてすみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接を継手の両側に配置する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(2) 角継手において片側のみすみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接がある場合は、外力が作用すると、すみ肉溶接の弱点であるルーートに応力集中を起し、また変形に対する抵抗も弱い。このため、箱断面の角継手には、曲げや変形に対して十分に抵抗できるよう、継手の両側に溶接を配置することとされている（図-解 9.2.13）。

角継手においてもT継手と同様に、トラス桁材断面の隅の溶接のように主に軸力を受け持つ部材が横方向の変形に対して抵抗できる箱断面の構造である場合には、片側のみすみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接を用いてもよい。ただし、片側のみ部分溶込み開先溶接を配置する場合には、溶込みが不完全となりブローホールや材片接触部の隙間での溶接のた

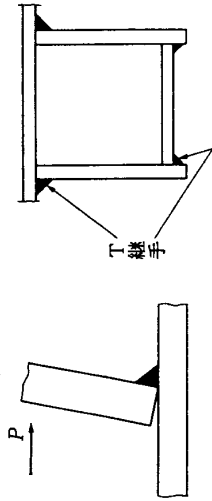
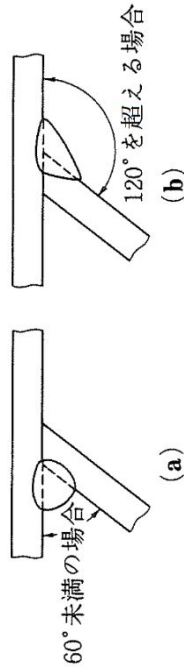


図-解 7.2.12 T継手

(3) T継手の交角が 60° より小さい場合は、すみ肉溶接のルーートの溶込みの完全を期すことはできず、 120° を超えるような大きな交角になると、所要のど厚を確保するための溶接量が多くなる。したがって、このような場合は、すみ肉溶接や部分溶込み開先溶接は用いないことを原則としている（図-解 7.2.13 参照）。

図-解 7.2.13 交角が 60° 未満又は 120° を超えるT継手

れ落ち等により、部材の疲労強度の低下をまねくおそれがあるため、製用上注意が必要である⁷⁾。また、トラス下弦材の格点間に横桁を連結した場合など、部材に曲げ及びねじりを受ける場合には、部材断面を構成する角継手の両側に溶接が必要である。

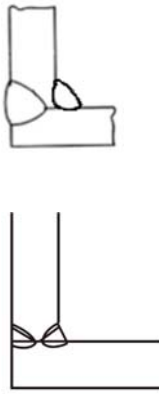


図-解 9.2.13 角継手

9.3 溶接継手の限界状態 1

9.3.1 軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手

軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手が、式(9.3.1)又は式(9.3.2)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手は、作用する力の種類にかかわらず式(9.3.2)による。

$$\sigma_{Nd} = \frac{P}{\sum(a \cdot l)} \leq \sigma_{Nytd} \quad \dots \dots \dots (9.3.1)$$

$$\tau_d = \frac{P}{\sum(a \cdot l)} \leq \tau_{ytd} \quad \dots \dots \dots (9.3.2)$$

ここに、

- σ_{Nd} : 継手に生じる軸方向応力度 (N/mm²)
- τ_d : 継手に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- P : 継手に生じる力 (N)
- a : 溶接の有効厚 (mm)
- l : 溶接の有効長 (mm)
- σ_{Nytd} : 軸方向引張応力度の制限値 (N/mm²)で、式(9.3.3)により算出する。
- τ_{ytd} : せん断応力度の制限値 (N/mm²)で、式(9.3.4)により算出する。

7.2.7 軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手の応力度

- (1) 溶接部の設計にあたっては、作用する軸方向力及びせん断力によって生じる応力度を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 継手に軸方向力又はせん断力が作用する場合は溶接部に生じる応力度は、式(7.2.2)又は式(7.2.3)により算出する。ただし、すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接に生じる応力度は、作用する力の種類にかかわらず式(7.2.3)によって算出する。

$$\sigma = \frac{P}{\sum a l} \quad \dots \dots \dots (7.2.2)$$

$$\tau = \frac{P}{\sum a l} \quad \dots \dots \dots (7.2.3)$$

ここに、

- σ : 溶接部に生じる垂直応力度 (N/mm²)
- τ : 溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- P : 継手に作用する力 (N)
- a : 溶接の有効厚 (mm)
- l : 溶接の有効長 (mm)

$$\sigma_{yjd} = \zeta_1 \cdot \Phi_{Mmn} \cdot \sigma_{yk} \dots\dots\dots (9.3.3)$$

$$\tau_{yjd} = \zeta_1 \cdot \Phi_{Mmn} \cdot \tau_{yk} \dots\dots\dots (9.3.4)$$

ここに、

- σ_{yk} : 表-4.1.1.9 に示す溶接部の降伏強度の特性値(N/mm²)
- τ_{yk} : 表-4.1.1.9 に示す溶接部のせん断降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Mmn} : 抵抗係数で表-9.3.1 に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.3.1 に示す値とする。

表-9.3.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ζ_1	Φ_{Mmn}
i) ii) 及びiii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

溶接部 (溶接金属部及びその近傍) が降伏しないとするれば、溶接継手 (溶接を含むある範囲) の挙動は弾性域にとどまると考えることができる。この示方書では、軸方向力又はせん断力を受ける溶接部が降伏に至る状態を溶接継手の限界状態 1 とし、降伏強度の特性値に対して部分係数を乗じた制限値を超えないことで、溶接継手が限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされた。

9.3.2 曲げモーメントを受ける溶接継手

曲げモーメントを受ける溶接継手が、式(9.3.5)又は式(9.3.7)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

- 1) 完全溶込み開先溶接による溶接継手

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \leq \sigma_{Myd} \dots\dots\dots (9.3.5)$$

ここに、

- σ_{Md} : 溶接部に生じる垂直応力度(N/mm²)
- M_d : 継手に生じる曲げモーメント(N・mm)
- I : 溶接部断面の断面二次モーメント(mm⁴)
- y : 展開図形の中立軸から照査位置までの距離(mm)

7.2.8 曲げモーメントを受ける溶接継手の応力度

(1) 溶接部の設計にあたっては、作用する曲げモーメントによって生じる応力度を適切に考慮しなければならない。

- (2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 曲げモーメントを受ける溶接部に生じる応力度は、式 (7.2.4) 又は式 (7.2.5) によって算出する。

- 1) 完全溶込み開先溶接

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y \dots\dots\dots (7.2.4)$$

改定案 (9章)

現行

備考

σ_{Myd} : 曲げ応力度の制限値 (N/mm²) で、式(9.3.6)により算出する

$$\sigma_{Myd} = \zeta_1 \cdot \Phi_{Mmb} \cdot \sigma_{yk} \dots\dots\dots (9.3.6)$$

- σ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Mmb} : 抵抗係数で表-9.3.2 に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.3.2 に示す値とする。

2) すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手

$$\tau_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \leq \tau_{Myd} \dots\dots\dots (9.3.7)$$

- ここに、
- τ_{Md} : 溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- M_d : 継手に生じる曲げモーメント (N・mm)
- I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴)
- y : 展開図形の中立軸から照査位置までの距離 (mm)
- τ_{Myd} : せん断応力度の制限値 (N/mm²) で、式(9.3.8)により算出する

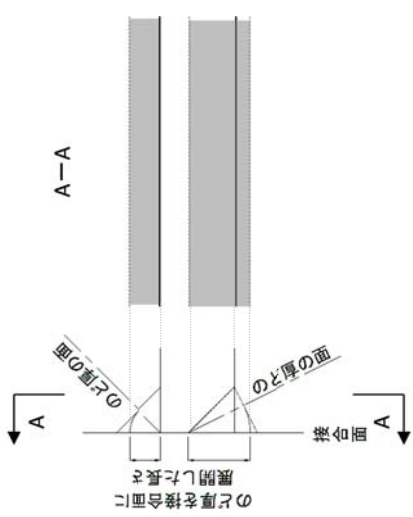
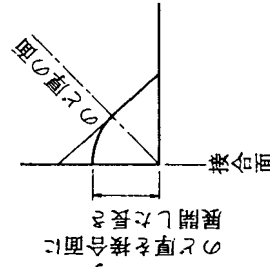
$$\tau_{Myd} = \zeta_1 \cdot \Phi_{Mmb} \cdot \tau_{yk} \dots\dots\dots (9.3.8)$$

- τ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部のせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Mmb} : 抵抗係数で、表-9.3.2 に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-9.3.2 に示す値とする。

表-9.3.2 調査・解析係数、抵抗係数

	ζ_1	Φ_{Mmb}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00

- 2) すみ肉溶接
- $\tau = \frac{M}{I} \cdot y \dots\dots\dots (7.2.5)$
- ここに、
- σ : 溶接部に生じる垂直応力度 (N/mm²)
- τ : 溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- M : 継手に作用する曲げモーメント (N・mm)
- I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴)
- y : 展開図形の中立軸から応力度を算出する位置までの距離 (mm)

改定案（9章）		現行	備考
iii) 3.5(2)3)で㊦を考慮する場合	1.00		
<p>曲げモーメントを受ける溶接継手の限界状態 1 は、9.3.1 と同様の考えに基づき設定されている。</p> <p>曲げモーメントを受ける継手には、完全溶込み開先溶接を用いるのを原則としているが、主桁と横桁との連結部等に作用する曲げモーメントが小さい場合は、溶接性や溶接ひずみの面から部分溶込み開先溶接を用いた方がよい場合もある。ただし、その場合には個別に検討を行い作用力に対して耐荷性能を有することを確認する必要がある。</p> <p>また、構造上どうしても部分溶込み開先溶接やすみ肉溶接に曲げモーメントが作用する場合があります。その場合は、図一解9.3.1に示すように、継手のルートを中心としてどの厚を接合面まで回転させた図形（展開断面）を求め、その中立軸のまわりの断面二次モーメントにより応力度を計算する。完全溶込み開先溶接の場合は、展開断面の中立軸と部材の中立軸とが一致するが、部分溶込み開先溶接やすみ肉溶接では必ずしも一致しない。その場合でも、展開断面の中立軸をとる。</p> <p>また、上記の主桁と横桁との連結部等では、フランジに完全溶込み開先溶接を、腹板にすみ肉溶接を用いることがある。このような場合は、両者の変形性能が異なり、完全溶込み開先溶接部の応力が大きくなる。したがって、完全溶込み開先溶接と部分溶込み開先溶接やすみ肉溶接とを併用する場合には、曲げモーメントに対しては部分溶込み開先溶接やすみ肉溶接を無視するのが望ましい。なお、この場合には継手部の母材も同様な考え方で設計する必要がある。</p>		<p>(2) 曲げモーメントを受ける継手には、完全溶込み開先溶接を用いるのを原則としているが、主桁と横桁との連結部等で曲げモーメントによって生じる応力度が小さい場合は、溶接性や溶接ひずみの面からすみ肉溶接を用いた方がよい場合もある。</p> <p>また、構造上どうしてもすみ肉溶接に曲げ応力が作用する場合があります。その場合は、図一解 7.2.8 に示すように、継手ルートを中心としてどの厚を接合面まで回転させた図形を求め、その中立軸のまわりの断面二次モーメントにより応力度を計算する。完全溶込み開先溶接の場合は、展開断面の中立軸と部材の中立軸とが一致するが、すみ肉溶接では必ずしも一致しない。その場合でも、展開断面の中立軸をとる。</p> <p>また、上記の主桁と横桁との連結部等では、フランジに完全溶込み開先溶接を、腹板にすみ肉溶接を用いることがある。このような場合は、両者の変形性能が異なるため、完全溶込み開先溶接部の応力が大きくなる。したがって、完全溶込み開先溶接とすみ肉溶接とを併用する場合には、曲げモーメントに対してはすみ肉溶接を無視するのが望ましい。なお、この場合には継手部の母材も同様な考え方で設計する必要がある。</p>	
			<p>図一解 9.3.1 部分溶込み開先溶接及びすみ肉溶接ののど厚の展開</p> <p>図一解 7.2.8 すみ肉溶接ののど厚の展開</p>

改定案（9章）	現行	備考
<p>9.3.3 曲げモーメント及びせん断力を受ける溶接継手</p> <p>曲げモーメント及びせん断力を同時に受ける溶接継手に生じる合成応力が、式(9.3.9)又は式(9.3.10)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>1) 完全溶込み開先溶接による溶接継手</p> $\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.2 \quad \dots\dots\dots (9.3.9)$ <p>2) すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手</p> $\left(\frac{\tau_{bd}}{\tau_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (9.3.10)$ <p>ここに、</p> <p>σ_d : 溶接部に生じる軸方向力もしくは曲げモーメントによる垂直応力度又は両者の和(N/mm²)</p> <p>τ_d : 溶接部に生じるせん断力によるせん断応力度(N/mm²)</p> <p>τ_{bd} : 溶接部に生じる軸方向力もしくは曲げモーメントによるせん断応力度又は両者の和(N/mm²)</p> <p>σ_{yd} : 9.3.2及び9.4.2に規定する曲げ応力度の制限値の小さい方(N/mm²)</p> <p>τ_{yd} : 9.3.2及び9.4.2に規定するせん断応力度の制限値の小さい方(N/mm²)</p> <p>垂直応力とせん断応力とが作用する場合の鋼材の破壊については、せん断ひずみエネルギー一定説、主応力説等があるが、このτではせん断ひずみエネルギー一定説によることとしている。</p> <p>この説によれば、垂直応力度σとせん断応力度τが作用する状態は、垂直応力度として$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$が存在する場合に相当する。したがって、$\sigma$と$\tau$との組合せが式(解9.3.1)を満足すれば$\sigma$のみが存在する部材と同等の安全性が保証されることになる。</p> $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_{yd} \quad \dots\dots\dots (\text{解}9.3.1)$ <p>σ_{yd} : 引張降伏強度の特性値</p> <p>また、σとτをとともに考える場合は、経験的に10%程度の降伏強度の割増しを行っても安全であると判断して、</p>	<p>7.2.9 溶接継手の合成応力度の照査</p> <p>(1) 軸方向力、曲げモーメント及びせん断力が組合わされて作用する溶接継手部分は、合成応力度に対して安全となるようにしなければならない。</p> <p>(2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 溶接部に生じる合成応力度は、式(7.2.6)又は式(7.2.7)を満たさなければならぬ。</p> <p>1) 完全溶込み開先溶接</p> $\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad \dots\dots\dots (7.2.6)$ <p>2) すみ肉溶接</p> $\left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (7.2.7)$ <p>ここに、</p> <p>σ : 軸方向力若しくは曲げモーメントによる垂直応力度又は両者の和(N/mm²)</p> <p>τ_b : 軸方向力若しくは曲げモーメントによるせん断応力度又は両者の和(N/mm²)</p> <p>τ_s : せん断力によるせん断応力度(N/mm²)</p> <p>σ_a : 許容引張応力度(N/mm²)</p> <p>τ_a : 許容せん断応力度(N/mm²)</p> <p>(3) 垂直応力とせん断応力とが作用する場合の鋼材の破壊については、せん断ひずみエネルギー一定説、主応力説等があるが、τではせん断ひずみエネルギー一定説によることとしている。</p> <p>この説によれば、垂直応力度σとせん断応力度τが作用する状態は、垂直応力度として$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$が存在する場合に相当する。したがって、$\sigma$と$\tau$との組合せが式(解7.2.1)を満足すれば$\sigma$のみが存在する部材と同等の安全性が保証されることになる。</p> $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots (\text{解}7.2.1)$ <p>σ_a : 許容引張応力度</p> <p>また、σとτをとともに考える場合は、経験的に10%程度の許容応力度の割増しを行っても安全であると判断して、</p>	
		<p>II-9-21</p>

改定案 (9章)

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_{yd} \dots\dots\dots (解9.3.2)$$

とし、ここでせん断降伏強度の特性値 τ_{yd} を引張降伏強度の特性値 σ_{yd} の $1/\sqrt{3}$ に選べば式(解9.3.2)のようになる。

$$\left(\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{sd}}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.21 \dots\dots\dots (解9.3.3)$$

完全溶込み開先溶接による溶接継手の場合の式(9.3.9)は、式(解9.3.3)の右辺の数値を丸めたものである。

また、 σ_b 、 τ_b 、 τ_{bd} は照査断面に作用する応力度、 σ_{yd} 、 τ_{yd} は9.3.2と9.4.2に規定される制限値の小さい方の値である。

せん断ひずみエネルギー一定説によるこの編の考え方は、図解9.3.3に示すように主応力説によるものに比べて安全側となる。

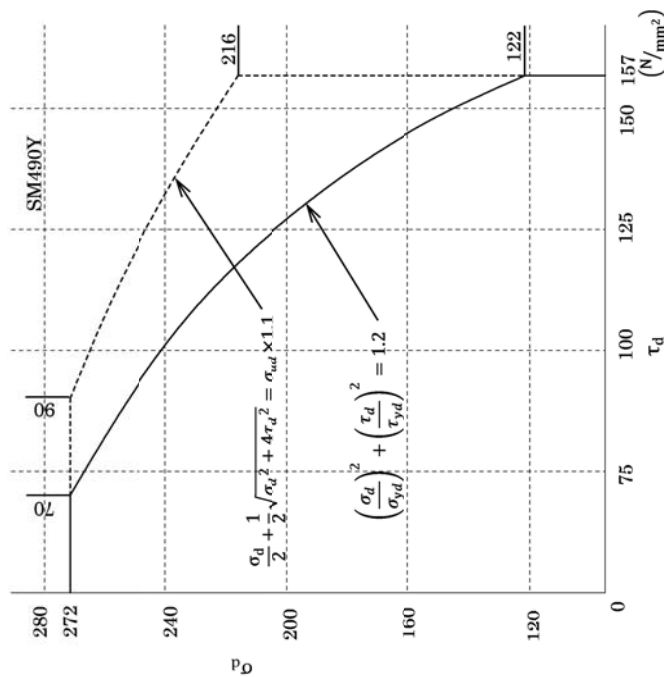


図-解 9.3.2 垂直応力度とせん断応力度の関係

現行

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_a \dots\dots\dots (解 7.2.2)$$

とし、ここで許容せん断応力度 τ_a を許容引張応力度 σ_a の $1/\sqrt{3}$ に選べば式(解7.2.2)のようになる。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.21 \dots\dots\dots (解 7.2.3)$$

完全溶込み開先溶接の場合の式(7.2.6)は、式(解7.2.3)の右辺の数値をまるめたものである。

また、 σ 、 τ 、 τ_b は7.2.7、7.2.8の規定により算出した値、 σ_a 及び τ_a は3.2.3(1)に示す値である。

せん断ひずみエネルギー一定説による本編の考え方は、図-解7.2.9に示すように主応力説によるものに比べて安全側にある。

なお、すみ肉溶接の場合は、曲げモーメント等によるせん断応力とせん断力によるせん断応力が単純に合成されると考えて、式(7.2.7)で照査すればよいものとしている。

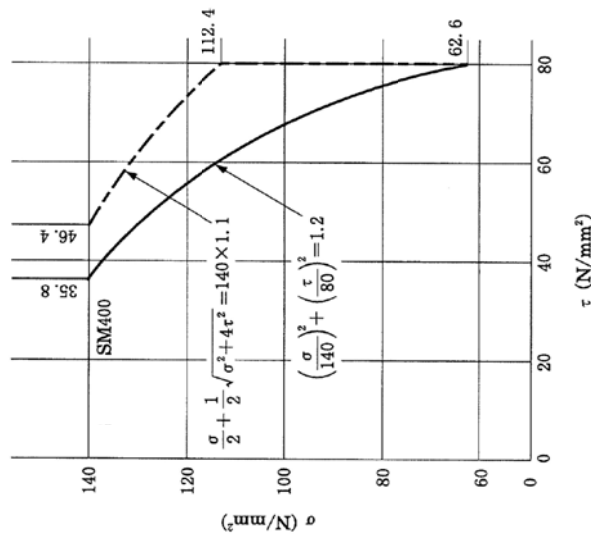


図-解 7.2.9 垂直応力度とせん断応力度の関係

備考

改定案（9章）	現行	備考
<p>なお、すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手の場合は、<u>曲げモーメント等によるせん断応力とせん断力によるせん断応力が単純に合成されると考え</u>て、式(9.3.10)で照査すればよい。</p> <p>9.4 溶接継手の限界状態3</p> <p>9.4.1 軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手</p> <p>軸方向力又はせん断力が作用する場合の溶接継手が、式(9.4.1)又は式(9.4.2)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手は、作用する力の種類にかかわらず式(9.4.2)による。</p> $\sigma_{Nd} = \frac{P}{\sum(a \cdot l)} \leq \sigma_{Nld} \quad (9.4.1)$ $\tau_d = \frac{P}{\sum(a \cdot l)} \leq \tau_{ld} \quad (9.4.2)$ <p>ここに、</p> <ul style="list-style-type: none"> σ_{Nd} : 継手に生じる軸方向応力度(N/mm²) τ_d : 継手に生じるせん断応力度(N/mm²) P : 継手に生じる力(N) a : 溶接の有効厚(mm) l : 溶接の有効長(mm) σ_{Nld} : 軸方向引張応力度の制限値(N/mm²)で、式(9.4.3)により算出する τ_{ld} : せん断応力度の制限値(N/mm²)で、式(9.4.4)により算出する $\sigma_{Nld} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Mmm} \cdot \sigma_{yk} \quad (9.4.3)$ $\tau_{ld} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Mmm} \cdot \tau_{yk} \quad (9.4.4)$ <ul style="list-style-type: none"> σ_{yk} : 表-4.1.9に示す溶接部の降伏強度の特性値(N/mm²) τ_{yk} : 表-4.1.9に示す溶接部のせん断降伏強度の特性値(N/mm²) Φ_{Mmm} : 抵抗係数で、表-9.4.1に示す値とする。 ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.4.1に示す値とする。 ξ_2 : 部材・構造係数で、表-9.4.1に示す値とする。 		

表-9.4.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ζ_1	ζ_2	Φ_{Mmm}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手では、降伏が生じた後、引張又はせん断破壊に至るまでに最大強度に達することになり、この状態を限界状態 3 と考えることができる。しかし、この最大強度についてのデータは十分でないため、今回の改定では、限界状態 3 を超えないとみなせる条件として、溶接部の降伏強度の特性値を基準に、これに適切な安全余裕を見込んだ制限値が設定された。なお、溶接継手部において、地震時などの過大な外力の繰返しに起因する低サイクル疲労破壊や脆性破壊が懸念される場合には、別途その影響を評価する必要があるのである。限界状態 1 の場合と同様に、溶接部で伝える応力は、完全溶込み開先溶接では引張応力・圧縮応力・せん断応力であり、すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接ではせん断応力である。溶接部の強度は、20 章の規定に従って十分な施工管理・品質管理が行われていることを前提に、接合される母材の引張強度と同等とする。なお、継手に生じる応力度が、軸方向圧縮応力の場合は、軸方向引張応力の場合と同様に制限値を算出する。

9.4.2 曲げモーメントを受ける溶接継手

曲げモーメントを受ける溶接継手が、式(9.4.5)又は式(9.4.7)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

- 1) 完全溶込み開先溶接による溶接継手

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \leq \sigma_{Mdd} \dots\dots\dots (9.4.5)$$

ここに、

- σ_{Md} : 溶接部に生じる垂直応力度 (N/mm²)
- M_d : 継手に生じる曲げモーメント (N・mm)
- I : 溶接部断面の断面二次モーメント (mm⁴)
- y : 展開図形の中立軸から照査位置までの距離 (mm)
- σ_{Mdd} : 曲げ応力度の制限値 (N/mm²)で、式(9.4.6)により算出す

る

$$\sigma_{Mtd} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{Mmb} \cdot \sigma_{yk} \dots\dots\dots (9.4.6)$$

- σ_{yk} : 表-4.1.9に示す溶接部の降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Mmb} : 抵抗係数で、表-9.4.2に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-9.4.2に示す値とする。
- ζ_2 : 部材・構造係数で、表-9.4.2に示す値とする。

2) すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手

$$\tau_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \leq \tau_{Mtd} \dots\dots\dots (9.4.7)$$

ここに、

- τ_{Md} : 溶接部に生じるせん断応力度(N/mm²)
- M_d : 継手に生じる曲げモーメント(N・mm)
- I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント(mm⁴)
- y : 展開図形の中立軸から照査位置までの距離(mm)
- τ_{Mtd} : せん断応力度の制限値(N/mm²)で、式(9.4.8)により算出する

$$\tau_{Mtd} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{Mmb} \cdot \tau_{yk} \dots\dots\dots (9.4.8)$$

- τ_{yk} : 表-4.1.9に示す溶接部の降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Mmb} : 抵抗係数で、表-9.4.2に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-9.4.2に示す値とする。
- ζ_2 : 部材・構造係数で、表-9.4.2に示す値とする。

表-9.4.2 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ζ_1	ζ_2	Φ_{Mmb}
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		0.95 ¹⁾	1.00

備考	現行	改定案（9章）		
		<table border="1" data-bbox="143 1294 223 2145"> <tr> <td data-bbox="143 1294 183 2145">iii) 3.5(2)3)で㉑を考慮する場合</td> <td data-bbox="183 1294 223 2145">1.00</td> </tr> </table> <p data-bbox="191 1780 215 2105">注：1) SBHS500 及び SBHS500W</p> <p data-bbox="247 1276 422 2150"> <u>曲げモーメントを受ける溶接継手では、溶接部で降伏が生じた後、引張又はせん断破壊に至るまでに最大強度に達することになり、この状態を溶接継手の限界状態 3 と考えることができる。しかし、この最大強度についてのデータは十分でないため、今回の改定では、限界状態 3 を超えないとみなせる条件として、溶接部の降伏強度の特性値を基準に、これに安全余裕を見込んだ制限値が設定された。</u> </p> <p data-bbox="518 1556 542 2150">9.4.3 曲げモーメント及びせん断力を受ける溶接継手</p> <div data-bbox="571 1276 651 2150" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>曲げモーメント及びせん断力を受ける溶接継手が、9.3.3 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</p> </div> <p data-bbox="678 1276 893 2150"> <u>曲げモーメント及びせん断力を同時に受ける溶接継手では、限界状態 1 以降に最大強度に達し、この状態を限界状態 3 に対処するものとして扱うことができる。しかし、今のところ限界状態 3 となる条件を式等で明確に示すことは困難であるため、9.3.3 に規定される限界状態 1 を超えないとみなせる条件が、限界状態 3 を超えないとみなすことができることも考慮して規定されている。このため、これを満足することで限界状態 3 を超えないとみなすことができる。</u> </p> <p data-bbox="941 1892 965 2150">9.5 高力ボルト継手</p> <p data-bbox="997 1960 1021 2150">9.5.1 一般</p> <div data-bbox="1053 1276 1284 2150" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) 高力ボルトを用いる継手の設計にあたっては、接合部としての所定の機能が満たされるよう、適用箇所、施工性及び継手面の状態等について十分検討を行わなければならない。</p> <p>(2) 高力ボルトを用いる継手は、摩擦接合、支圧接合及び引張接合とし、引張接合は、継手面がある板を直接締付ける短締め形式と、継手面をリブプレート等を介して締付けて接合する長締め形式に区分する。</p> </div> <p data-bbox="1404 1276 1468 2150">(3) 高力ボルトを用いる継手は、継手としての限界状態に対して所要の安全性を有していなければならない。このため、継手を構成する各要素が作用力に</p>	iii) 3.5(2)3)で㉑を考慮する場合	1.00
iii) 3.5(2)3)で㉑を考慮する場合	1.00			
	<p data-bbox="901 996 925 1243">7.3 高力ボルト継手</p> <p data-bbox="957 1086 981 1243">7.3.1 一般</p> <div data-bbox="1013 369 1356 1243" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) 高力ボルトを用いる継手は、摩擦接合、支圧接合及び引張接合とし、引張接合は、継手面がある板を直接締付ける短締め形式と継手面をリブプレート等を介して締付けて接合する長締め形式に区分する。</p> <p>各接合方式の採用にあたっては、部材の連結部としての所定の機能が満足されるよう、適用箇所、施工性及び継手面の状態等について十分検討を行わなければならない。</p> </div>			

改定案（9章）	現行	備考
<p>対して安全となるように設計しなければならぬ。</p> <p>(4) 高力ボルトを用いる継手の設計では、9.5.2から9.5.12の規定を満足しなければならぬ。</p> <p>(5) 高力ボルトを用いる継手は、ボルトに作用する力が不均等とならぬように、1ボルト線上に並ぶ本数に配慮して設計しなければならぬ。</p>	<p>(2) 高力ボルトを用いる継手は、ボルトに作用する力が不均等とならぬように、1ボルト線上に並ぶ本数に配慮して設計しなければならぬ。</p> <p>(3) 高力ボルト摩擦接合を採用する場合は、摩擦面のすべり及び母材又は連結板の降伏に対して安全となるように設計しなければならぬ。</p> <p>(4) 高力ボルト支圧接合を採用する場合は、ボルトのせん断応力及びボルトと母材又はボルトと連結板との間の支圧応力並びに母材又は連結板の降伏に対して安全となるように設計しなければならぬ。</p> <p>(5) 高力ボルト引張接合を採用する場合は、ボルトの引張応力及び応力伝達に関係する各部の応力に対して安全となるように設計しなければならぬ。</p>	
<p>(1)(2) 高力ボルトを用いる継手は、応力伝達の機構から条文に示した3つの接合方式に分類して適用する。</p> <p>摩擦接合は、高力ボルトで母材及び連結板を締付け、それらの間の摩擦応力によって応力を伝達させるものである。</p> <p>支圧接合は、ボルト円筒部のせん断抵抗及び円筒部とボルト孔壁との間の支圧によって応力を伝達させるものである。なお、20.9.4に示すように、ボルトには摩擦接合の場合と同様な軸力を与えて継手性能の改善を図っている。この章では、支圧接合に用いるボルトとして9.5.2(4)に示す打込みボルトを用いることとしているが、ボルトの作業性（打込み難易度）や、ボルトを打ち込んだときのボルト孔周縁に付ける傷の程度等は、継手母材の厚さと打込み強さ、ボルト孔の大きさと食い違い等の部材製作精度、ボルト円筒部の径、きざみの形やボルトの強さ等に関する必要がある。</p>	<p>(1) 高力ボルト継手は、応力伝達の機構から条文に示した3つの接合方式に分類して適用することとしている。引張接合には、継手面を有する2枚の板を高力ボルトで締付けて接合する形式（短締め形式）と継手面を有する板を直接締付けずに、リブプレート等を介して高力ボルト、鋼ロッドやPC鋼棒等で締付けて接合する形式（長締め形式）がある。</p> <p>なお、摩擦接合や支圧接合でも継手形状によっては軸方向応力が付加される場合や、引張接合でも接合面にせん断力が作用する場合もあるので、設計にあたっては実際に継手部に生じる応力状態について慎重に検討する必要がある。</p> <p>(3) 摩擦接合は、高力ボルトで母材及び連結板を締付け、それらの間の摩擦力によって応力を伝達させるものである。したがって、摩擦面のすべり及び母材と連結板の応力に対して安全となるよう設計する必要がある。</p> <p>摩擦面に肌隙があるとすべり耐力が低下するばかりでなく、腐食等の原因となるので、母材に板厚差のある場合は7.3.15に基づいてファイラーを挿入する必要がある。</p> <p>(4) 支圧接合は、ボルト円筒部のせん断抵抗及び円筒部とボルト孔壁との間の支圧によって応力を伝達させるものである。したがって、これらの応力及び母材と連結板の応力に対して安全となるよう設計する必要がある。</p> <p>なお、18.5.4に示すように、ボルトには摩擦接合の場合と同様な軸力を与えて継手性能の改善を図っている。また、母材に板厚差のある場合には7.3.15に基づいてファイラーを挿入する必要がある。</p> <p>本編では、支圧接合に用いるボルトとして7.3.2(4)に示す打込みボルトを用いることとしているが、ボルトの作業性（打込み難易度）や、ボルトを打ち込んだときのボルト孔周縁に付ける傷の程度等は、継手母材の厚さと打込み強さ、ボルト孔の大きさと食い違い等の部材製作精度、ボルト円筒部の径、きざみの形やボルトの強さ等に関する必要がある。問題は複雑である。</p> <p>したがって、支圧接合は、3.2.3(2)に示すように摩擦接合に比べて許容応力度は50%高</p>	

引張接合には、継手面を有する2枚の板を高力ボルトで直接縮付けて接合する形式（短縮め形式）と継手面を有する板を直接縮付けずに、リブプレート等を介して高力ボルト、鋼ロッドやPC鋼棒等で縮付けて接合する形式（長縮め形式）がある。引張接合は継手面に発生させた接触圧力を介して応力を伝達させる方式であるため、継手接触面の平坦さや接合部の補強等について検討が必要である。短縮め形式では作用によりボルトにてこの反力と呼ばれる付加力が生じるので、これを小さくするための構造詳細等について十分な検討を行うとともに、ボルトが付加力に対して安全となるように設計する必要がある。図-解 9.5.1に引張接合形式の構造例を示す。

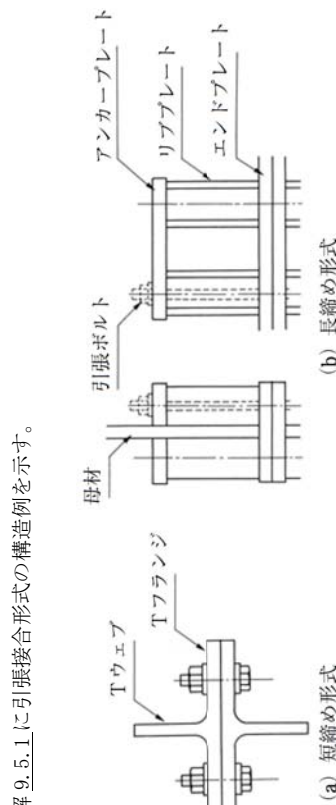


図-解 9.5.1 高力ボルト引張接合の例

なお、摩擦接合や支圧接合でも継手形状によっても軸方向力が付加される場合や、引張接合でも接合面にせん断力が作用する場合もあるもので、設計にあたっては実際に継手部に生じる応力状態について慎重に検討する必要がある。

(3)、(4) 高力ボルトを用いる継手は、(2)の規定に示される各接合方式それぞれの限界状態に対して所要の安全性が確保されなければならない。このとき、設計では継手を構成する各要素の構造が安全であることを確認する必要がある。9.5.2から9.5.12には各継手方式で用いるボルトや連結板等が満足すべき一般事項及び耐荷性能の照査で必要となる設計事項が規定されており、これらを満足するように設計する必要がある。

(5) 高力ボルト摩擦接合、支圧接合において、1ボルト線上に並ぶボルト本数が多くなり多列配置となるとボルトに作用する力が不均等になり、所要の耐力が確保されないおそれがある。したがって、高力ボルト支圧接合の場合は1ボルト線上に並ぶ本数をなるべく6本以下とするのがよい。また、高力ボルト摩擦接合では接触面の処理方法にかかわらず、なるべく8本以下とするのがよい。

くとれ有効な接合であるが、継手性能の特徴をよくわきまえてその施工性を十分検討したうえで適用する上に心がける必要がある。また、支圧接合の研究はある程度進んでいるが、我が国の橋での施工例はまだ少なく、今後なお慎重な施工と研究を積み重ねる必要がある。

(6) 引張接合は継手面に発生させた接触圧力を介して応力を伝達させる方式であるため、継手接触面の平坦さや接合部の補強等について検討が必要である。

短縮め形式では作用によりボルトに付加力が生じるので、これを小さくするための構造詳細等について十分な検討を行うとともに、ボルトが付加力に対して安全となるように設計する必要がある。図-解 7.3.1に引張接合形式の構造例を示す。

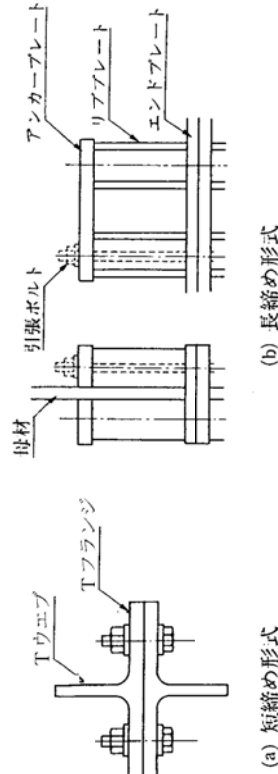


図-解 7.3.1 高力ボルト引張接合の例

改定案（9章）

なお、接合面を無塗装とする場合の高力ボルト摩擦接合継手及び、接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の高力ボルト摩擦接合継手については、最近の実験等により、多列配置がすべり耐力に及ぼす影響が確認されている²⁾。これらを踏まえ、接合面を無塗装とする継手及び、接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する継手に対し、表-9.6.1.1に示す摩擦接合用高力ボルトのすべり強度の特性値に表-解 9.5.1に示す低減係数を乗じて設計を行う場合には、1 ボルト線上に並ぶボルト本数を最大12本までとすることができる。

表-解 9.5.1 摩擦接合用高力ボルトのすべり強度の特性値に乘じる低減係数

1 ボルト線上に並ぶボルト本数	低減係数
8本以下	1.00
9本	0.98
10本	0.96
11本	0.94
12本	0.92

注1) この表に示す低減係数は、接合面を無塗装とする場合の継手及び 20.9.3 の規定に従って接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装した継手を対象としたものである

注2) 1ボルト線上に並ぶボルト本数が8本を超える場合には、対象とする継手の全てのボルトについて、この低減係数を乗じる。

9.5.2 ボルト、ナット及び座金

- (1) 高力ボルト継手に用いるボルト、ナット及び座金は、締付け方法や接合法に応じた必要な機械的性質等の特性や品質を満たさなければならない。
- (2) 高力ボルト継手に用いるボルト、ナット及び座金について、接合法に応じて、(3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 摩擦接合
 - 1) トルニア形を除く摩擦接合に用いるボルト、ナット及び座金は、JIS B 1186に規定する第1種 (F8T) 及び第2種 (F10T) の呼びM20、M22及びM24を標準とする。この場合、セットのトルク係数値は表-9.5.1による。

現行

なお、接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の高力ボルト摩擦接合継手については、最近の実験等により、多列配置がすべり耐力に及ぼす影響が確認されている²⁾。これらを踏まえ、接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する継手に対し、表-3.2.7に示す摩擦接合用高力ボルトの許容力に表-解 7.3.1に示す低減係数を乗じて設計を行う場合には、1 ボルト線上に並ぶボルト本数を最大12本までとすることができる。

表-解 7.3.1 摩擦接合用高力ボルトの許容力に乘じる低減係数

1 ボルト線上に並ぶボルト本数	低減係数
8本以下	1.00
9本	0.98
10本	0.96
11本	0.94
12本	0.92

注1) 本表に示す低減係数は、18.5.3の規定に従って接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装した継手を対象としたものである。

注2) 1ボルト線上に並ぶボルト本数が8本を超える場合には、対象とする継手の全てのボルトについて、この低減係数を許容力に乗じる。

7.3.2 ボルト、ナット及び座金

- (1) 高力ボルト継手に用いるボルト、ナット及び座金は、締付け方法や接合法に応じた必要な機械的性質等の特性や品質を満たさなければならない。
- (2) 高力ボルト継手に用いるボルト、ナット及び座金について、(3)から(5)までの規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 摩擦接合
 - 1) トルニア形を除く摩擦接合に用いるボルト、ナット及び座金は、JIS B 1186に規定する第1種 (F8T) 及び第2種 (F10T) の呼びM20、M22及びM24を標準とする。この場合、セットのトルク係数値は表-7.3.1による。

備考

表-9.5.1 セットのトルク係数値

1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の平均値	0.110 ～ 0.160
1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の変動係数	5% 以下
1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の温度による変化量	20°Cの温度変化に対して、出荷時の平均値の5%以下

- 2) 摩擦接合に用いるトルシア形ボルトは、4.1.3(3)に示す S10T 及び S14T とし、S10T の呼びは M20、M22 及び M24 を標準とする。S14T の呼びは M22 及び M24 を標準とし、耐遅れ破壊特性の明らかなものとする。ナット及び座金は、ボルトの締付け又は緩み等に有害な影響を与えないものとする。
- 3) S14T のボルト、ナット及び座金は防錆皮膜を施したものを標準とし、i) から v) の全ての条件を満たす部位以外には用いない。なお、被接合材は SM570 又は SBHS500 とする。
- i) 塩分環境が厳しくない
 - ii) 雨水等の影響を直接受けない
 - iii) 滞水などにより長期に湿潤環境が継続する可能性が少ない
 - iv) 点検・補修が可能である
 - v) 折損を生じても第三者被害を生じるおそれがない
- 4) 耐力点法によって締付けを行う摩擦接合用高力ボルト、六角ナット及び座金は、JIS B 1186 に規定する第 2 種 (F10T) の呼び M20、M22 及び M24 を標準とし、耐遅れ破壊特性が明らかで、かつ良好なものとする。

(4) 支圧接合

支圧接合に用いるボルトは、4.1.3(3)に示す B8T 及び B10T とし、ナット及び座金は、F8T 及び F10T に用いるものを使用することを標準とする。

(5) 引張接合

引張接合に用いるボルトは、(3)1) に示す F10T、2) に示す S10T 又はこれらと同等の材質の鋼ロッドを用いるのを標準とし、ナット及び座金は、F10T 用のナット・座金のセットを用いるのを標準とする。

この条文に規定されていない高力ボルトを用いる場合は、9.5.4 以降の関連する規定について別途検討する必要がある。

- (1) I 編 8 章では、通常使用される機械的性質の保証されたボルト、ナット及び座金について

表-7.3.1 セットのトルク係数値

1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の平均値	0.110～0.160
1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の変動係数	5%以下
1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の温度による変化量	20°Cの温度変化に対して、出荷時のトルク係数値の平均値の5%以下

- 2) 摩擦接合に用いるトルシア形ボルト、ナット及び座金は「摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット（日本道路協会）」（S10T）による。

- 3) 耐力点法によって締付けを行う摩擦接合用高力ボルト、六角ナット及び座金は、JIS B 1186 に規定する第 2 種 (F10T) の呼び M20、M22 及び M24 を標準とし、耐遅れ破壊特性の良好なものとする。

(4) 支圧接合

支圧接合に用いるボルト、ナット及び座金は、「支圧接合用打込み高力ボルト、六角ナット、平座金のセット暫定規格（日本道路協会）」（B8T、B10T）による。

(5) 引張接合

引張接合に用いるボルトは、(3)1) に示される F10T、2) に示される S10T 又はこれらと同等の材質の鋼ロッドを用いるのを標準とし、ナット及び座金は、F10T 用のナット・座金のセットを用いるのを標準とする。

この条文に規定されていない高力ボルトを用いる場合は、7.3.4 以下の関連する規定について別途検討する必要がある。

- (1) 共通編 3 章では、通常使用される機械的性質の保証されたボルト、ナット及び座金について

改定案（9章）	現行	備考
<p>て規定している。一般にはこれらを用いて問題ないが、締付け方法によっては耐遅れ破壊特性に優れるボルトとすると等、締付け方法や接合方法に応じて適切な材料を用いる必要がある。また、(3)から(5)に示す以外の高強度ボルトや太径ボルトを用いる場合も、機械的性質以外に、耐遅れ破壊特性やリラクセーション量等に配慮すると同時に、9.5.4以降の関連する規定について別途検討する必要がある。</p> <p>(3) 1) トルク係数については、軸力導入時のトルク係数のばらつき、機械誤差、施工条件等を勘案し、最終的に所要の継手性能が得られるような締付けを行うために必要と考えられる条件を求め、これを規定している。したがって、橋においては、JISに規定されたセットの中から表9.5.1の条件を満たすものを使用する。なお、表9.5.1の規定は、工場出荷時の検査であり、室温で行った場合の値である。ただし、温度変化に対する値は、0℃から60℃程度までの範囲で何段階かに分けて試験を行い、最小二乗法で求めたトルク係数値の変化量とする。</p> <p>なお、セットの種類第1種、第2種は適用する構成部品の組合せのうち、ボルトの機械的性質による等級で代表させて、F8T、F10Tと呼ばれることが多い。M24を上回るサイズのボルトについても使用実績が増えているが、適用にあたっては文献5)、6)が参考となる。</p> <p>2)、3) 摩擦接合に用いるトルシア形高力ボルト S10T (F10Tに相当) S14T に対するボルト、ナット及び座金については、付録4及び5が参考にできる。S14Tは屋外使用の実績が乏しく、また、軸力導入後の耐遅れ破壊性能が、S10Tと同程度あることについて実環境において完全には明らかでないことから、少なくとも参考資料2を参考に耐遅れ破壊特性が良好であることが確認されている材料で、かつ、防錆皮膜を施したボルトとナット及び座金を使用することが標準とされている。さらに、鋼材の塗装等の防食機能が低下した場合の鋼材腐食に起因する遅れ破壊の防止と、点検と補修の確実性の確保及び万一ボルトが破断し落下した場合の第三者被害の防止を考慮し、使用する部位を当面条のi)からv)を全て満足する部位に限定することとした。</p> <p>i) 塩分環境が厳しくない 飛来塩分により腐食が生じる可能性が高い環境で使用してはならないことを示しており、塩分環境が厳しい環境とは、例えばIII編6.2.3による地域区分A～Cの地域での暴露環境が該当する。</p> <p>ii) 雨水等の影響を直接受けない 雨水等が直接かかる場合には、塗装等の防食機能の低下が進む可能性があり、雨水等が直接かかる場所としては、桁外面などが該当する。</p> <p>iii) 滞水などにより長期に湿潤環境が継続する可能性が少ない 滞水などにより長期に湿潤環境が継続した場合には、その箇所によって局所的に腐食が進む可能性があり、その危険性がある部位としては、箱桁内での排水菅の接続部や流末処理部などが該当する。</p>	<p>いて規定している。一般にはこれらを用いて問題ないが、締付け方法によっては耐遅れ破壊特性に優れるボルトとすると等、締付け方法や接合方法に応じて適切な材料を用いる必要がある。また、(3)～(5)に示す以外の高強度ボルトや太径ボルトを用いる場合も、機械的性質以外に、耐遅れ破壊特性やリラクセーション量等に配慮すると同時に、7.3.4以下の関連する規定について別途検討する必要がある。</p> <p>(3) 1) トルク係数については、軸力導入時のトルク係数のばらつき、機械誤差、施工条件等を勘案し、最終的に所要の継手性能が得られるような締付けを行うために必要と考えられる条件を求め、これを規定している。したがって、橋においては、JISに規定されたセットの中から表7.3.1の条件を満たすものを使用する。なお、表7.3.1の規定は、工場出荷時の検査であり、室温で行った場合の値である。ただし、温度変化に対する値は、0℃から60℃程度までの範囲で何段階かに分けて試験を行い、最小二乗法で求めたトルク係数値の変化量とする。</p> <p>なお、セットの種類第1種、第2種は適用する構成部品の組合せのうち、ボルトの機械的性質による等級で代表させて、F8T、F10Tと呼ばれることが多い。M24を上回るサイズのボルトについても使用実績が増えているが、適用にあたっては文献5)、6)が参考となる。</p> <p>2) 摩擦接合に用いるトルシア形高力ボルトに対するボルト、ナット及び座金については、「摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット」（日本道路協会）⁷⁾によることにした。この規定では、JIS B 1186に規定されたものうち、F10Tに相当するS10Tを規定している。</p>	

改定案（9章）	現行	備考																																																																																																																						
<p>iv) 点検・補修が可能である <u>定期的な点検や緊急時の点検において、外觀目視に加えて打音や触診を行うことができ、また、補修が必要になった場合において、ボルト交換などの修繕が比較的容易に行うことができる部位であることが求められる。</u></p> <p>v) <u>折損を生じても第三者被害を生じる懸念がない</u> <u>不測の事態により万一ボルトが破断した場合でも、落下物によって第三者への被害が生じない部位又は落下対策が施された部位であることが求められる。</u> また、S14T は、ボルトの締付けにより導入される板厚方向応力と外力による軸方向応力の合成効果により、被接合材の強度が低いと、局部的降伏が広範囲に生じることが懸念される。このため、適用する被接合材の鋼種を、SM570 又は SBHS500 とすることを原則としている。</p> <p>4) 耐力点法とは、ボルトの導入軸力とナット回転量との関係から耐力点を電氣的に検出できる締付け機を用いてボルトの締付けを行う工法である。 この締付け法では、弾性域を超えてボルトの締付けを行うため、JIS B 1186:2013(摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット)に規定される機械的性質以外に耐遅れ破壊特性に配慮したボルトを使用する必要がある。これまでの実績、調査研究等を踏まえ、耐遅れ破壊特性として表-解 9.5.2 及び表-解 9.5.3 を満足する高力ボルトを使用するのがよい。</p> <p>表-解 9.5.2 耐力点法に用いる高力ボルト用鋼材の化学成分 (%)</p> <table border="1" data-bbox="869 1276 1061 2139"> <thead> <tr> <th>ねじの呼び</th> <th>C</th> <th>Si</th> <th>Mn</th> <th>P</th> <th>S</th> <th>Cr</th> <th>B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>M20</td> <td>0.18</td> <td>0.05</td> <td>0.70</td> <td>0.025</td> <td>0.025</td> <td>0.15</td> <td>0.0005</td> </tr> <tr> <td>M22</td> <td>～</td> <td>～</td> <td>～</td> <td>以下</td> <td>以下</td> <td>～</td> <td>～</td> </tr> <tr> <td>M24</td> <td>0.23</td> <td>0.35</td> <td>1.00</td> <td>以下</td> <td>以下</td> <td>0.80</td> <td>0.0025</td> </tr> <tr> <td>備考</td> <td colspan="7">このほか、Ti, Al を有効な範囲で添加してよい</td> </tr> </tbody> </table> <p>表-解 9.5.3 耐力点法に用いる高力ボルト用鋼材の特性と JIS 規格値の比較</p> <table border="1" data-bbox="1141 1276 1468 2139"> <thead> <tr> <th rowspan="2">特性項目</th> <th colspan="2">耐力点法に用いる高力ボルト</th> <th>JIS B 1186</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ボルトの熱処理</td> <td>焼き戻し温度</td> <td>410℃</td> <td>規定なし</td> </tr> <tr> <td>ボルトの引張強さ</td> <td>引張強さの上限</td> <td>1,157N/mm²</td> <td>1,200N/mm²</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">ボルトの硬さ</td> <td>頭部側面の3点の平均値</td> <td>27～38HRC</td> <td>27～38HRC</td> </tr> <tr> <td>軸部の断層硬さ分布</td> <td>27～38HRC</td> <td>規定なし</td> </tr> </tbody> </table>	ねじの呼び	C	Si	Mn	P	S	Cr	B	M20	0.18	0.05	0.70	0.025	0.025	0.15	0.0005	M22	～	～	～	以下	以下	～	～	M24	0.23	0.35	1.00	以下	以下	0.80	0.0025	備考	このほか、Ti, Al を有効な範囲で添加してよい							特性項目	耐力点法に用いる高力ボルト		JIS B 1186	ボルトの熱処理	焼き戻し温度	410℃	規定なし	ボルトの引張強さ	引張強さの上限	1,157N/mm ²	1,200N/mm ²	ボルトの硬さ	頭部側面の3点の平均値	27～38HRC	27～38HRC	軸部の断層硬さ分布	27～38HRC	規定なし	<p>3) 耐力点法とは、ボルトの導入軸力とナット回転量との関係から耐力点を電氣的に検出できる締付け機を用いてボルトの締付けを行う工法である。 この締付け法では、弾性域を超えてボルトの締付けを行うため、JIS B 1186 に規定される機械的性質以外に耐遅れ破壊特性に配慮したボルトを使用する必要がある。これまでの実績、調査研究等を踏まえ、耐遅れ破壊特性として表-解 7.3.2 及び表-解 7.3.3 を満足する高力ボルトを使用するのがよい。</p> <p>表-解 7.3.2 耐力点法に用いる高力ボルト用鋼材の化学成分 (%)</p> <table border="1" data-bbox="861 448 1069 1209"> <thead> <tr> <th>ねじの呼び</th> <th>C</th> <th>Si</th> <th>Mn</th> <th>P</th> <th>S</th> <th>Cr</th> <th>B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>M20</td> <td>0.18</td> <td>0.05</td> <td>0.70</td> <td>0.025</td> <td>0.025</td> <td>0.15</td> <td>0.0005</td> </tr> <tr> <td>M22</td> <td>～</td> <td>～</td> <td>～</td> <td>以下</td> <td>以下</td> <td>～</td> <td>～</td> </tr> <tr> <td>M24</td> <td>0.23</td> <td>0.35</td> <td>1.00</td> <td>以下</td> <td>以下</td> <td>0.80</td> <td>0.0025</td> </tr> <tr> <td>備考</td> <td colspan="7">このほか、Ti, Al を有効な範囲で添加してよい</td> </tr> </tbody> </table> <p>表-解 7.3.3 耐力点法に用いる高力ボルト用鋼材の特性と JIS 規格値の比較</p> <table border="1" data-bbox="1149 448 1460 1209"> <thead> <tr> <th rowspan="2">特性項目</th> <th colspan="2">耐力点法に用いる高力ボルト</th> <th>JIS B 1186</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ボルトの熱処理</td> <td>焼き戻し温度</td> <td>410℃</td> <td>規定なし</td> </tr> <tr> <td>ボルトの引張強さ</td> <td>引張強さの上限</td> <td>1,157N/mm²</td> <td>1,200N/mm²</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">ボルトの硬さ</td> <td>頭部側面の3点の平均値</td> <td>27～38HRC</td> <td>27～38HRC</td> </tr> <tr> <td>軸部の断層硬さ分布</td> <td>27～38HRC</td> <td>規定なし</td> </tr> </tbody> </table>	ねじの呼び	C	Si	Mn	P	S	Cr	B	M20	0.18	0.05	0.70	0.025	0.025	0.15	0.0005	M22	～	～	～	以下	以下	～	～	M24	0.23	0.35	1.00	以下	以下	0.80	0.0025	備考	このほか、Ti, Al を有効な範囲で添加してよい							特性項目	耐力点法に用いる高力ボルト		JIS B 1186	ボルトの熱処理	焼き戻し温度	410℃	規定なし	ボルトの引張強さ	引張強さの上限	1,157N/mm ²	1,200N/mm ²	ボルトの硬さ	頭部側面の3点の平均値	27～38HRC	27～38HRC	軸部の断層硬さ分布	27～38HRC	規定なし	
ねじの呼び	C	Si	Mn	P	S	Cr	B																																																																																																																	
M20	0.18	0.05	0.70	0.025	0.025	0.15	0.0005																																																																																																																	
M22	～	～	～	以下	以下	～	～																																																																																																																	
M24	0.23	0.35	1.00	以下	以下	0.80	0.0025																																																																																																																	
備考	このほか、Ti, Al を有効な範囲で添加してよい																																																																																																																							
特性項目	耐力点法に用いる高力ボルト		JIS B 1186																																																																																																																					
	ボルトの熱処理	焼き戻し温度	410℃	規定なし																																																																																																																				
ボルトの引張強さ	引張強さの上限	1,157N/mm ²	1,200N/mm ²																																																																																																																					
ボルトの硬さ	頭部側面の3点の平均値	27～38HRC	27～38HRC																																																																																																																					
	軸部の断層硬さ分布	27～38HRC	規定なし																																																																																																																					
ねじの呼び	C	Si	Mn	P	S	Cr	B																																																																																																																	
M20	0.18	0.05	0.70	0.025	0.025	0.15	0.0005																																																																																																																	
M22	～	～	～	以下	以下	～	～																																																																																																																	
M24	0.23	0.35	1.00	以下	以下	0.80	0.0025																																																																																																																	
備考	このほか、Ti, Al を有効な範囲で添加してよい																																																																																																																							
特性項目	耐力点法に用いる高力ボルト		JIS B 1186																																																																																																																					
	ボルトの熱処理	焼き戻し温度	410℃	規定なし																																																																																																																				
ボルトの引張強さ	引張強さの上限	1,157N/mm ²	1,200N/mm ²																																																																																																																					
ボルトの硬さ	頭部側面の3点の平均値	27～38HRC	27～38HRC																																																																																																																					
	軸部の断層硬さ分布	27～38HRC	規定なし																																																																																																																					

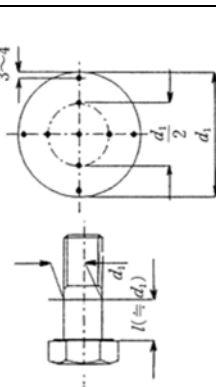
改定案（9章）

現行

備考

ナットの硬さ	硬さの上限值	32HRC
	硬さの上限值	43HRC
座金の硬さ	硬さの上限值	35HRC
	硬さの上限值	45HRC

ナットの硬さ	硬さの上限值	32HRC
	硬さの上限值	43HRC
座金の硬さ	硬さの上限值	35HRC
	硬さの上限值	45HRC



以下の2つの平均値で規定する
 ①中心点と直径 $d_1/2$ 上の4点の平均値
 ②周辺(縁から 3~4mm 内側)4点の平均値

(4) 支圧接合に用いるボルト、ナット及び座金については、参考資料3によるのがよい。
 支圧接合に用いるボルトは、摩擦接合と同様な形状のもの、打込み式と2種類あるが、前者の場合はボルト円筒部とボルト孔との間に隙間があるため、継手が支圧状態になるまですずれが生じる。橋ではそのような継手の変形は好ましくないので、継手部にずれの生じない打込み式ボルトを用いることとした。

(4) 支圧接合に用いるボルト、ナット及び座金については、JIS B 1186—1970に基づいて作られた「支圧接合用打込み式高力ボルト、六角ナット、平座金のセット暫定規格—1971年」（日本道路協会）⁸⁾による。
 支圧接合に用いるボルトは、摩擦接合と同様な形状のもの、打込み式と2種類あるが、前者の場合はボルト円筒部とボルト孔との間に隙間があるため、継手が支圧状態になるまですずれが生じる。橋ではそのような継手の変形は好ましくないので、継手部にずれの生じない打込み式ボルトを用いることとしている。

参考資料3には、ボルト強度がF8T、F10Tに相当するB8T、B10Tについて示されている。また、ボルトの形状は、丸頭、継手表面に突起がないことが強く望まれるような場合に適用できるさら頭、縮付け時に頭を押さえることが必要になると判断される場合に用いる六角頭の3種類がある。

暫定規格では、ボルト強度はF8T、F10Tに相当するB8T、B10Tを規定している。また、ボルトの形状は、丸頭、継手表面に突起がないことが強く望まれるような場合に適用できるさら頭、縮付け時に頭を押さえることが必要になると判断される場合に用いる六角頭の3種類がある。

ボルト円筒部の太さはボルト孔径との関連で打込みの施工性に大きく影響するが、種々検討の結果、標準ボルト孔径と等しい値とされている。したがって、標準ボルト孔径でリマ通しを行うようなときには、リーマが少しふれたり、太い場合には、打込みは容易であるが、縮付けの初期に共回りをすること等が生じかねない。そのような場合は六角頭を用いておくことよい。

ボルト円筒部の太さはボルト孔径との関連で打込みの施工性に大きく影響するが、種々検討の結果、標準ボルト孔径と等しい値とされている。したがって、標準ボルト孔径でリマ通しを行うようなときには、リーマが少しふれたり、太い場合には、打込みは容易であるが、縮付けの初期に共回りをすること等が生じかねない。そのような場合は六角頭を用いておくことよい。

(5) 引張接合は、摩擦接合と同様に、一定の初期軸力を導入することにより継手面に接触力を発生させ、これにより応力を伝達する継手形式であるため、リラクセーションによる軸力低下の大きいボルトは好ましくない。ここに挙げたボルトは、このリラクセーション量が僅かで、数%程度であることが実験で確かめられている。

なお、耐候性鋼材に用いる高力ボルトについてはまだJISに規定されていないが、この条文中に規定する同種の高力ボルトの規格にあつたものを用いる必要がある。

短締め形式に用いるボルトは、これまでの研究成果や橋における使用頻度を考慮して、S10T及びF10Tを標準としている。なお、S10Tを使用する場合はボルト頭の鋼材へのめりこみによる初期ボルト軸力の減少が摩擦接合に比べ大きくなることを懸念されるため、ボ

(6) 引張接合は、一定の初期軸力を導入することにより継手面に接触応力を発生させる形式であるため、リラクセーションによる軸力低下の大きいボルトは好ましくない。ここに挙げたボルトは、このリラクセーション量が僅か数%程度であることが実験で確かめられている。
 短締め形式に用いるボルトは、これまでの研究成果や橋における使用頻度を考慮して、摩擦接合に用いられているのと同様S10T、F10Tを標準としている。なお、S10Tを使用する場合はボルト頭の鋼材へのめりこみによる初期ボルト軸力の減少が摩擦接合に比

改定案（9章）	現行	備考
<p>ルト頭部側にも座金を用いることを原則としている。なお、S14Tについては、引張接合と して使用された場合の耐荷力やラックセクション等の力学挙動について知見がなく、使用 するボルトの標準から除かれている。</p> <p>長締め形式に用いるボルトは、締付け長が長くなって市販のボルトが入手できない場合 もあることを考慮して、F10Tと同等材質の鋼ロッドを標準に加えている。F10Tと同等材 質の鋼ロッドとしては、比較的細径の場合は、JIS G 3109：2008(PC 棒鋼)に規定される PC 鋼棒が該当する。</p> <h3>9.5.3 ボルトの長さ</h3> <p>ボルトの長さは部材を十分に締付けられるものとしなければならない。な お、支圧接合においては、ねじ部がせん断面にかかってはならない。</p> <p>ボルトで部材を十分に締め付けるためには、(1)及び(2)の条件を満たす必要がある。</p> <p>(1) ボルトの平先部（又は丸先部）が締付け完了後に、少なくともナットの面より外側にあ ること。</p> <p>(2) ボルトの締付け完了後、ボルトの不完全ねじ部がナットの中に入らないこと。また、ね じ部は断面積が小さくなり支圧面積も減ることから、支圧接合においてはねじ部がせん断 面にかからないようにする必要がある。</p> <h3>9.5.4 ボルトの制限値</h3> <p>(1) 摩擦接合のボルトの制限値は9.6.2の規定による。また、9.9.2に規定す る限界状態 3 の制限値は、ねじ部有効径を直径とする断面積を用いて算出し たせん断力の制限値及び支圧力の制限値のうち小さい方の値とする。この場 合、ボルトの有効支圧面積はねじ部有効径と使用する鋼材の厚さとの積とす る。</p> <p>(2) 支圧接合のボルトの制限値は、9.7.2及び9.10.2の規定によるものとし、 ねじ部外径を直径とする断面積を用いて算出したせん断力の制限値及び支圧 力の制限値のうち小さい方の値とする。この場合、ボルトの有効支圧面積は ねじ部外径と使用する鋼材の厚さとの積とする。ただし、さらボルトの有効 支圧面積の計算にあたっては、さら部はその深さの 1/2 を有効とする。</p> <p>(3) 引張接合のボルトの引張強度の制限値は9.8.2及び9.11.2の規定による。 またボルトの初期導入軸力は摩擦接合による場合と同じとする。</p> <p>(1)、(2) 摩擦接合用及び引張接合用高力ボルトの引張強度の特性値、支圧接合用高力ボルト のせん断強度及び支圧強度の特性値の考え方は、4章の規定による。</p>	<p>べ大きくなくすることが懸念されるため、ボルト頭部側にも座金を用いることを原則としてい る。</p> <p>長締め形式に用いるボルトは、締付け長が長くなって市販のボルトが入手できない場合 もあるため、F10Tと同等材質の鋼ロッドを標準に加えている。F10Tと同等材質の鋼ロッ ドとしては、比較的細径の場合は、JIS G 3109に規定されるPC鋼棒が該当する。</p> <h3>7.3.3 ボルトの長さ</h3> <p>ボルトの長さは部材を十分に締付けられるものとしなければならない。なお 、支圧接合においては、ねじ部がせん断面にかかってはならない。</p> <p>ボルトで部材を十分に締め付けるためには、次の2つの条件を満足する必要がある。</p> <p>(1) ボルトの平先部（又は丸先部）が締付け完了後に少なくともナットの面より外側にある こと。</p> <p>(2) ボルトの締付け完了後、ボルトの不完全ねじ部がナットの中に入らないこと。また、ね じ部は断面積が小さくなり支圧面積も減ることから、支圧接合においてはねじ部がせん断 面にかからないようにする必要がある。</p> <h3>7.3.4 ボルトの許容力</h3> <p>(1) 摩擦接合のボルトの許容力は3.2.3の規定による。</p> <p>(2) 支圧接合のボルトの許容力は、ねじ部外径を直径とする断面積を用いて算 出した許容せん断力と許容支圧力のうち小さい方の値とする。この場合、ボ ルトの有効支圧面積はねじ部外径と支承する鋼材の厚さとの積とする。ただ し、さらボルトの有効支圧面積の計算にあたっては、さら部はその深さの1/2 を有効とする。</p> <p>(3) 引張接合のボルトの許容力は3.2.3の規定による。また、ボルトの初期導入 軸力は摩擦接合による場合と同じとする。</p> <p>(1)、(2) 摩擦接合用ボルトの許容力、支圧接合用ボルトの許容せん断応力度及び許容支圧応 力度の考え方は、3章の規定による。</p>	

改定案（9章）

支圧接合に用いるさらボルトは支圧面が傾斜しているのに、支圧面積の計算では、さら部分の1/2を有効支圧面積として計算する。さらボルトのさら部分のみに接触し、軸部がかからないような薄板には、さらボルトの使用は避けるべきである（図-解 9.5.2）。

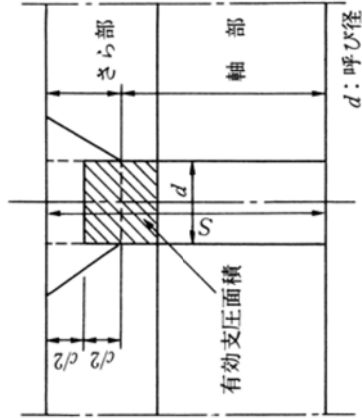


図-解 9.5.2 さらボルトの有効支圧面積

(3) 引張接合は一般に同一構造物で摩擦接合と混在して使われるため両者の初期導入軸力が異なるのは現場施工の点で好ましくない。また、これまでの多くの研究成果が摩擦接合と同等の初期導入軸力を前提としていること等を考慮し、引張ボルトの初期導入軸力は、摩擦接合において設定されているボルト軸力と同じとしている。

9.5.5 純断面積の計算

- (1) 高力ボルト継手部の設計にあたっては、継手部の断面積を適切に考慮しななければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 引張材の純断面積は1)から4)により計算する。
 - 1) 純断面積は純幅と板厚との積とする。この場合、材片の純幅はその総幅からボルト孔により失われる幅を除いたものとする。
 - 2) 摩擦接合では、母材及び連結板の限界状態1における純断面応力度を照査する場合に用いる純断面積は1)の規定により計算される値の1.1倍まで割増してよい。ただし、総断面積を超えてはならない。
 - 3) 部材の純断面積を算定する場合のボルト孔の径は、ボルトの呼びに3mmを加えたものとする。
 - 4) 千鳥にボルト締めされた材片の純幅は、総幅から考えている断面の最初のボルト孔についてその全幅を控除し、以下順次に式(9.5.1)のwを各ボルト孔についてその全幅を控除し、以下順次に式(9.5.1)のwを各

現行

支圧接合に用いるさらボルトは支圧面が傾斜しているのに、支圧面積の計算では、さら部分の1/2を有効支圧面積として計算する。さらボルトのさら部分のみに接触し、軸部がかからないような薄板には、さらボルトの使用は避けるべきである（図-解 7.3.2）。

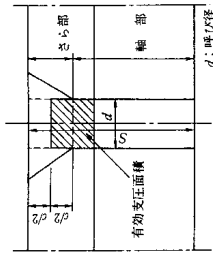


図-解 7.3.2 さらボルトの有効支圧面積

(3) 引張接合は一般に同一構造物で摩擦接合と混在して使われるため両者の初期導入軸力が異なるのは現場施工の点で好ましくない。また、これまでの多くの研究成果が摩擦接合と同等の初期導入軸力を前提としていること等を考慮し、引張ボルトの初期導入軸力は、摩擦接合において設定されている設計ボルト軸力と同じとしている。

7.3.9 純断面積の計算

- (1) 高力ボルト継手部の設計にあたっては、継手部の断面積を適切に考慮しななければならない。
- (2) (3)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 引張材の純断面積は次の各項により計算する。
 - 1) 純断面積は純幅と板厚との積とする。この場合、材片の純幅はその総幅からボルト孔により失われる幅を除いたものとする。
 - 2) 摩擦接合では、母材及び連結板の純断面応力度を照査する場合に用いる純断面積は1)の規定により計算される値の1.1倍まで割増してよい。ただし、総断面積を超えてはならない。
 - 3) 部材の純断面積を算定する場合のボルト孔の径は、ボルトの呼びに3mmを加えたものとする。
 - 4) 千鳥にボルト締めされた材片の純幅は、総幅から考えている断面の最初のボルト孔についてその全幅を控除し、以下順次に式(7.3.13)のwを各

備考

改定案 (9章)

ト孔について控除したものとす。

$$w = d - \frac{p^2}{4g} \quad (mm) \dots\dots\dots (9.5.1)$$

ここに、 d : ボルト孔の直径 (ボルトの呼び+3mm) (mm)

p : ボルトのピッチ (mm)

g : 応力直角方向のボルト線間距離 (mm)

- 5) T形, H形等の組合せ断面の純断面積は, 材片ごとに1)から4)の方法により求めた純断面積の総和とし, 圧延形鋼の場合もこれに準じる。ただし, 山形鋼, 溝形鋼では, 図-9.5.1 に示すように展開した形で純断面積の算出を行う。



図-9.5.1 山形鋼の展開方法

- (3)1) 孔のある部材における孔周辺の応力分布は, 応力集中が生じ複雑であり, ボルトの有無によってもその状態は異なる。また, 破断強さも孔の位置や孔の幅の純断面積に対する割合でも異なってくるが, 従来, 純断面積は材片総幅からボルト孔の幅を除いた純断面積を乗じたものとする考え方で設計されている。

- 2) 高力ボルト摩擦接合継手では, 部材軸力の一部がボルト継手の最外列 (連結板の最内列) の純断位置に至る前に母材から連結板に伝達されており, 既往の研究成果¹⁰⁾及び諸外国の規定を参考に, 摩擦接合の場合, 母材及び連結板の限界状態1)における純断応力度の照査に用いる純断面積を1)による値の1.1倍まで割増してよいこととしている。

- 3) 控除するボルト孔の径は, ボルトの呼び径に3mmを加えた値とする。ただし, 20.7.1の解説に示すように施工中やむを得ない理由により (呼び径+4.5mm) までの拡大孔をあける場合は, 拡大孔の径に0.5mmを加えた値で改めて継手の安全性を照査する必要がある。

- 4) 千鳥にボルトが配置された場合は, 孔と孔とを結ぶ斜めの方向で破断することもある。この条文の規定により斜め方向の孔の影響を考え, 純断面積が最小となる断面で設計する必要がある。

- 5) 組合せ部材では, 材片ごとに破断することがあるので, 各材片について純断面積を求

現行

ボルト孔について控除したものとす。

$$w = d - \frac{p^2}{4g} \quad (mm) \dots\dots\dots (7.3.13)$$

ここに,

d : ボルト孔の直径 (ボルトの呼び+3mm)

p : ボルトのピッチ (mm)

g : 応力直角方向のボルト線間距離 (mm)

- 5) T形, H形等の組合せ断面の純断面積は, 材片ごとに上記の方法により求めた純断面積の総和とし, 圧延形鋼の場合もこれに準じる。ただし, 山形鋼, 溝形鋼では, 図-7.3.3に示すように展開した形で純断面積の算出を行う。

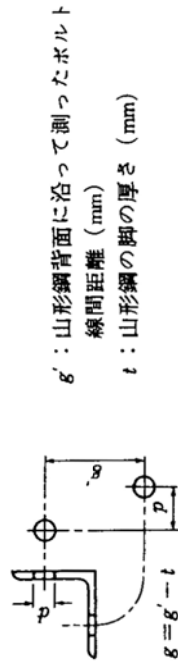


図-7.3.3 山形鋼の展開方法

- (3)1) 孔のある部材における孔周辺の応力分布は, 応力集中が生じ複雑であり, ボルトの有無によってもその状態は異なる。また, 破断強さも孔の位置や孔の幅の純断面積に対する割合でも異なってくるが, 従来, 純断面積は材片総幅からボルト孔の幅を除いた純断面積を乗じたものとする考え方で設計されている。

- 2) 摩擦接合継手では, 部材軸力の一部がボルト継手の最外列 (連結板の最内列) の純断位置に至る前に母材から連結板に伝達されており, 既往の研究成果¹⁰⁾及び諸外国の規定を参考に, 摩擦接合の場合, 母材及び連結板の純断応力度の照査に用いる純断面積を1)による値の1.1倍まで割増してよいこととしている。

- 3) 控除するボルト孔の径は, ボルトの呼び径に3mmを加えた値とする。ただし, 18.3.1の解説に示すように施工中やむを得ない理由により (呼び径+4.5mm) までの拡大孔をあける場合は, 拡大孔の径に0.5mmを加えた値で改めて継手の安全性を照査する必要がある。

- 4) 千鳥にボルトが配置された場合は, 孔と孔とを結ぶ応力と斜めの方向で破断することもある。この条文の規定により斜め方向の孔の影響を考え, 純断面積が最小となる断面で設計する必要がある。

- 5) 組合せ部材では, 材片ごとに破断することがあるので, 各材片について純断面積を求

備考

改定案（9章）

め、その和を部材の純断面積とする。圧延形鋼の場合は、その破壊性状は複雑なものとなると考えられ、それについての実験等の資料も十分でないので、安全側と考えられる組合せ部材の規定を準用することとしている。ただし、山形鋼、溝形鋼等では、従来どおり展開することにより(3)の1)2)3)を適用できるとされている。

9.5.6 ボルトの最小中心間隔

- (1) ボルトの中心間隔は、ボルトの締付けにあたって支障のない寸法以上としなければならない。
- (2) ボルトの最小中心間隔を表-9.5.2に示す値とする場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

表-9.5.2 ボルトの最小中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最小中心間隔
M24	85
M22	75
M20	65

- (1) ボルトの中心間隔が小さすぎると、ボルト締め作業ができなかつたり材質をいためたりするおそれがあるので、これらに配慮してボルトの最小中心間隔を決める必要がある。なお、やむを得ない場合には、最小中心間隔をボルト径の3倍まで小さくすることも考えられるが、支障なく締付けができ連結部の性能が満たされることが前提である。

9.5.7 ボルトの最大中心間隔

- (1) ボルトの中心間隔は、ボルト間の材片が局部座屈することなく、かつ材片の密着性が確保できる寸法以下としなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ボルトの最大中心間隔を表-9.5.3に示す値のうち小さい方の値とする。ただし、引張部材のと同じ合せボルトの応力方向の最大中心間隔は $24t$ としてよい。このとき 300mm を超えてはならない。

表-9.5.3 ボルトの最大中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最大中心間隔	
	p	g
M24	170	$24t$
M22	150	ただし、 300 以下

現行

め、その和を部材の純断面積とする。圧延形鋼の場合は、その破壊性状は複雑と考えられ、それについての実験等の資料も十分でないので、安全側と考えられる組合せ部材の規定を準用することとしている。ただし、山形鋼、溝形鋼等では、従来どおり展開することにより(3)の1)2)3)を適用することとしている。

7.3.10 ボルトの最小中心間隔

- (1) ボルトの中心間隔は、ボルトの締付けにあたって支障のない寸法以上としなければならない。
- (2) ボルトの最小中心間隔を表-7.3.2に示す値とする場合には、(1)を満足するとみなす。

表-7.3.2 ボルトの最小中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最小中心間隔
M24	85
M22	75
M20	65

- (1) ボルトの中心間隔が小さすぎると、ボルト締め作業ができなかつたり材質をいためたりするおそれがあるので、これらに配慮してボルトの最小中心間隔を決める必要がある。なお、やむを得ない場合には、最小中心間隔をボルト径の3倍まで小さくしてもよいが、支障なく締付けができ連結部の性能が満足できることが前提である。

7.3.11 ボルトの最大中心間隔

- (1) ボルトの中心間隔は、ボルト間の材片が局部座屈することなく、かつ材片の密着性が確保できる寸法以下としなければならない。
- (2) (3)の規定による場合には、(1)を満足するとみなす。
- (3) ボルトの最大中心間隔を表-7.3.3に示す値のうち小さい方の値とする。ただし、引張部材のと同じ合せボルトの応力方向の最大中心間隔は $24t$ としてよい。このとき 300mm を超えてはならない。

表-7.3.3 ボルトの最大中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最大中心間隔	
	p	g

改定案 (9章)

M20	130	$15t - \frac{3}{8} \cdot g$ ただし、 $12t$ 以下
-----	-----	--

ここに、 t : 外側の板又は形鋼の厚さ (mm)

p : 継手に作用する応力の方向のボルトの間隔 (mm)

g : 継手に作用する応力と直角方向のボルトの間隔 (mm)

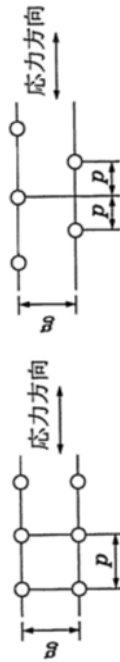


図-9.5.2 ボルトの配置と間隔のとおり方

(1) 外側の板が局部座屈するようになると高力ボルト継手の性能が十分発揮できないため、また、密着が悪いと腐食の原因にもなることから、これらを考慮してボルトの最大中心間隔を決める必要がある。

(3) ボルトの最大中心間隔は、(1)を考慮して定められたものである。すなわち、ボルトの最大中心間隔を $12t$ とすれば、連結板では溶接による残留応力がないのほぼ降伏点まで耐えられる範囲となり、ボルト間で局部座屈するおそれがない。ただし、片面のみに連結板を当てるような場合は偏心による曲げ応力が生じるので、最大中心間隔は小さめにするように配慮が必要である。

千鳥配置の場合は、ボルト線間距離を応力直角方向の間隔と考えてよい。また千鳥にボルト締めする場合には、ピッチの中間にくる隣りのボルト線のボルトによる固定作用を考えて、 p を千鳥配置を考えない場合より大きくとることができる。ただし、 g が大きくなるにつれ固定作用が小さくなるので、この条文はそれを考慮した規定となっている。応力に直角方向の最大中心間隔は、応力方向に比べて規定を緩和し $24t$ 、かつ 300mm 以下としている。なお、引張部材の同じ合せボルトについては応力直角方向の規定に準じる。

9.5.8 縁端距離

(1) ボルト孔の中心から板の縁までの最小距離 (最小縁端距離) は、縁端部の破壊によって継手部の強度が制限値を下回らない寸法としなければならない。また、ボルト孔の中心から縁までの最大距離 (最大縁端距離) は、材片間の密着性が確保できる寸法としなければならない。

現行

M24	170	$12t$ 千鳥の場合は、 $15t - 3/8 \cdot g$ ただし、 300 以下
M22	150	
M20	130	

ここに、

t : 外側の板又は形鋼の厚さ (mm)

p : 継手に作用する応力の方向のボルトの間隔 (mm)

g : 継手に作用する応力と直角方向のボルトの間隔 (mm)

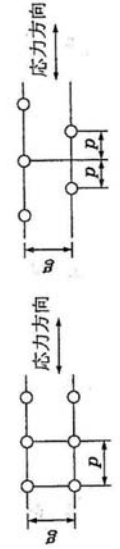


図-7.3.4 ボルトの配置と間隔のとおり方

(1) 外側の板が局部座屈するようになると高力ボルト継手の性能が十分発揮できないため、また、密着が悪いと腐食の原因にもなることから、これらを考慮してボルトの最大中心間隔を決める必要がある。

(3) ボルトの最大中心間隔は、(1)の要求性能を考慮して定められたものである。すなわち、ボルトの最大中心間隔を $12t$ とすれば、連結板では溶接による残留応力がないのほぼ降伏点まで耐えられる範囲となり、ボルト間の局部座屈を心配する必要がない。ただし、片面のみに連結板を当てるような場合は偏心による曲げ応力が生じるので、最大中心間隔は小さめにするように配慮が必要である。

千鳥配置の場合は、ボルト線間距離を応力直角方向の間隔と考えてよい。また千鳥にボルト締めする場合には、ピッチの中間にくる隣りのボルト線のボルトによる固定作用を考えて、 p を千鳥配置を考えない場合より大きくとることができる。ただし、 g が大きくなるにつれ固定作用が小さくなるので、この条文はそれを考慮した規定となっている。応力に直角方向の最大中心間隔は、応力方向に比べて規定を緩和し $24t$ 、かつ 300mm 以下としている。なお、引張部材の同じ合せボルトについては応力直角方向の規定に準じる。

7.3.12 縁端距離

(1) ボルト孔の中心から板の縁までの最小距離 (最小縁端距離) は、縁端部の破壊によって継手部の強度が設計値を下回らない寸法としなければならない。また、ボルト孔の中心から縁までの最大距離 (最大縁端距離) は、材片間

備考

改定案 (9章)

- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 (3) 最小縁端距離は表-9.5.4に示す値とする。

表-9.5.4 最小縁端距離 (mm)

ボルトの呼び	せん断縁 手動ガス切断縁	圧延縁、仕上げ縁 自動ガス切断縁
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

ただし、摩擦接合及び支圧接合においては、応力方向のボルト本数が1本の場合、応力方向の最小縁端距離は表-9.5.4による他、式(9.5.2)を満足しなければならぬ。

$$V_{sd} \leq V_{ud} \dots \dots \dots (9.5.2)$$

ここに、

V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力(N)

V_{ud} : はし抜け破壊に対するせん断力の制限値(N)で、式(9.5.3)により算出する

$$V_{ud} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{Us} \cdot \tau_{yk} \cdot 2et \dots \dots \dots (9.5.3)$$

ここに、

τ_{yk} : 表-4.1.1に示す母材(連結板)のせん断降伏強度の特性値(N/mm²)

Φ_{Us} : 抵抗係数で表-9.5.5に示す値とする。

ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.5.5に示す値とする。

ζ_2 : 部材・構造係数で表-9.5.5に示す値とする。

e : 応力方向に測った最小縁端距離 (mm)

t : 1面せん断の場合は薄い方の板厚 (mm)

2面せん断の場合は母材の板厚又は連結板の板厚の合計のいずれか薄い方の値 (mm)

表-9.5.5 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

現行

- の密着性が確保できず寸法としない場合においては、(1)を満たすものとみなす。
 (2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
 (3) 最小縁端距離は表-7.3.4に示す値とする。

表-7.3.4 最小縁端距離 (mm)

ボルトの呼び	せん断縁 手動ガス切断縁	圧延縁、仕上げ縁 自動ガス切断縁
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

ただし、支圧接合においては、応力方向のボルト本数が2本以下の場合、応力方向の最小縁端距離は表-7.3.4によるほか、式(7.3.14)を満足しなければならぬ。

$$\left. \begin{aligned} \text{1面せん断の場合} \quad e &\geq \alpha \cdot \frac{A}{t} \\ \text{2面せん断の場合} \quad e &\geq \alpha \cdot \frac{2A}{t} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7.3.14)$$

ここに、 e : 応力方向に測った最小縁端距離 (mm)

α : ボルトと母材との許容せん断応力度の比

A : ねじ部外径を基に算出したボルトの公称断面積 (mm²)

t : 1面せん断の場合は薄い方の板厚 (mm)
 2面せん断の場合は母材の板厚又は連結板の板厚の合計のいずれか薄い方の値 (mm)

- (4) 材片の重なる部分の最大縁端距離は、外側の板厚の8倍とする。ただし、150mmを超えてはならない。

備考

	ζ_1	ζ_2	ϕ_{ls}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3)で㊹を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

(4) 材片の重なる部分の最大縁端距離は、外側の板厚の8倍とする。ただし、150mmを超えてはならない。

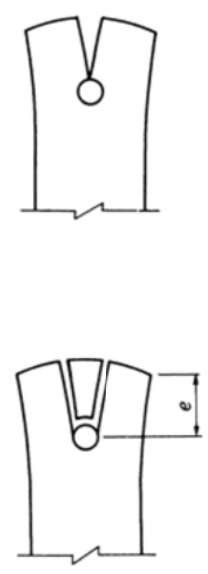
(1) 最小縁端距離は、ボルトがその強度を発揮する前に縁端部が破断しないよう決める必要がある。最大縁端距離は、材片間の密着を図り隙間から雨水等が浸入するのを防ぐこと等に配慮して決める必要がある。

(3) 表-9.5.4に示す値は、縁端部が先に破断しないようリベット孔に対して慣用されたものであるが、ボルト孔に対してもこの値が用いられてきた。

自動ガス切断縁は、技術の発達により良好なものが得られ、内部応力や材質の硬化等による影響の懸念もないので、圧延縁や仕上げ縁と同等とみなすことができる。

摩擦接合及び支圧接合の場合は、ボルトの強度が大きく表-9.5.4の規定だけでは不十分である。実験によれば、図-解 9.5.3に示すいずれの破壊状態の場合も、破壊時のボルトに作用する力を $P_B = 2et \cdot \tau_B$ とすれば、 τ_B は母材の破断強度 σ_B の約 $1/\sqrt{3} \sim 0.5$ の値を示す。

したがって、縁端距離は(a)の破壊状態すなわち、二つのせん断破壊面を考慮して次に示すように求めることができる。



(a) せん断が支配的な場合 (b) 曲げが支配的な場合
図-解 9.5.3 縁端部の破壊形式

縁端部でのせん断破壊強度： $P = 2et \cdot \tau_B$ (N)

(1) 最小縁端距離は、ボルトがその強度を発揮する前に縁端部が破断しないよう決める必要がある。最大縁端距離は、材片間の密着を図り隙間から雨水等が浸入するのを防ぐこと等に配慮して決める必要がある。

(3) 表-7.3.4に示す値は、縁端部が先に破断しないよう従来リベット孔に対して慣用されたものであるが、ボルト孔に対してもこの値を用いるものとしている。

自動ガス切断縁は、技術の発達により良好なものが得られ、内部応力や材質の硬化等による影響の懸念もないので、圧延縁や仕上げ縁と同等とみなすことができる。

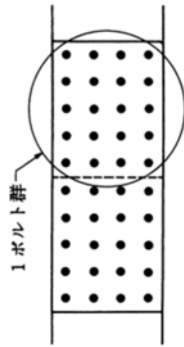
支圧接合の場合は、ボルトの許容力が大きく表-7.3.4の規定だけでは不十分である。実験によれば、図-解 7.3.6に示すいずれの破壊状態の場合も、破壊時のボルトに作用する力を $P = 2et \cdot \tau_B$ とすれば、 τ_B は母材の破断強度 σ_B の約 $1/\sqrt{3} \sim 0.5$ の値を示す。したがって、縁端距離は(a)の破壊状態すなわち、二つのせん断破壊面を考慮して次に示すように求めることができる。



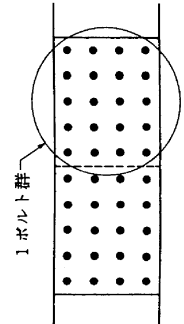
(a) せん断が支配的な場合 (b) 曲げが支配的な場合
図-解 7.3.6 縁端部の破壊形式

1) 1面せん断の場合
ボルト1本の許容力 $P_B = \tau_B \cdot A$ (N)
縁端部のせん断応力 $\tau = P/2et$ (N/mm²)
 $e = P / \tau_B \cdot 2t = \tau_B / \tau_B \cdot A / (2t)$ (mm)

改定案（9章）	現行	備考
<p>これまでの示方書では、応力方向のボルトが2本以下の場合に、縁端部のせん断破壊がボルトのせん断破壊に対して、先行しないように最小縁端距離の規定は、ボルトのせん断破壊の許容力に対し縁端部のせん断許容力を2倍確保することを基にした照査式によつてきた。今回の改定において、ボルトの強度と縁端部の強度差ではなく、作用力に対して式(9.5.2)により縁端部でのせん断破壊を直接照査することにより、はし抜け破壊が生じないように最小縁端距離を定める規定とされた。また、応力方向のボルト本数が2本以上ある場合、ボルト孔間のせん断面が有効に働くこと¹⁰を考慮し、式(9.5.2)による照査を行うのは、応力方向のボルト本数が1本の場合に限定されている。はし抜け破壊に対するせん断力の制限値の部分係数は、5.4.5及び5.4.7の規定に準拠し規定されている。</p> <p>なお、式(9.5.2)において、tは1面せん断の場合は薄い方の板厚、2面せん断の場合は母材の板厚又は連結板の板厚の合計のいずれか薄い方の値であることに注意する必要がある。</p> <p>(4)最大縁端距離は、(3)の規定を満足する範囲なるべく小さくするのがよい。</p>	<p>2) 2面せん断の場合</p> <p>ボルト1本の許容力 $P_u = 2 \tau_u \cdot A \quad (N)$ したがって、$e = \tau_u / \tau_a \cdot A / t \quad (mm)$</p> <p>上記において、$t$は1面せん断の場合は薄い方の板厚、2面せん断の場合は母材の板厚又は連結板の板厚の合計のいずれか薄い方の値である。</p> <p>この条文の規定は、$\tau_u / \tau_a = \alpha$とし、安全をみて上記の値の2倍として、</p> <p>1面せん断の場合 $e \geq \alpha \cdot A / t$ 2面せん断の場合 $e \geq \alpha \cdot 2A / t$ と定めたものである。</p> <p>応力方向のボルト本数が3本以上の場合には、ボルト孔間のせん断面も働き、上記のようにはし抜けのおそれがないので、規定は2本以下の場合としている。</p> <p>(4)最大縁端距離は、実際の設計にあたっては(3)の規定を犯さない範囲でなるべく小さくするのがよい。</p>	
<p>9.5.9 ボルトの最少本数</p> <p>高力ボルト継手は、1群として2本以上のボルトを配置する。</p> <p>高力ボルトを使用する場合は、ボルト1本では、部材どうしの密着性が十分でないおそれがあること、組立のしやすさ等も考慮して最少2本としている。なお、1群のボルトとは図解9.5.4に示す部分をいう。</p>	<p>7.3.13 ボルトの最少本数</p> <p>高力ボルト継手において、1群として2本以上のボルトを配置する。</p> <p>高力ボルトを使用する場合は、ボルト1本では、部材どうしの密着性が十分でないおそれがあること、また、組立時のこと等を考慮して最少2本としている。なお、1群のボルトとは図解7.3.7に示す部分をいう。</p>	
<p>9.5.10 勾配座金及び曲面座金</p> <p>(1) ボルト軸と部材面が直角でない場合や部材が曲面の場合は、ボルトや座金に曲げによる応力が生じないようにしなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) ボルト頭又はナット面と部材面とが1/20以上傾斜している場合に、勾配</p>	<p>7.3.14 勾配座金及び曲面座金</p> <p>(1) ボルト軸と部材面が直角でない場合や部材が曲面の場合は、ボルトや座金に曲げ応力が生じないようにしなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p>	



図解 9.5.4 1 ボルト群



図解 7.3.7 1 ボルト群

改定案（9章）	現行	備考
<p>ファイラーを用いるか勾配座金を用いてボルトに偏心応力が生じないようにする。</p> <p>(4) 継手部が曲面でその曲率半径が小さい場合に、曲面座金を用いる。</p> <p>(1) I形鋼、溝形鋼のフランジを連結する場合には継手の両面が平行でないと、ボルト軸と部材面とが直角でなくなるために、ボルトに曲げ応力が生じ、好ましくない。継手部が曲面の場合は曲面内側の座金に曲げが作用し、割れが発生するおそれがある。このため、この条文のように規定したものである。</p> <p>(3) 傾斜に対して勾配座金を用いる場合は、座金が回転するとかえって傾斜を増す結果になるので注意する必要がある。連続した勾配ファイラーと平座金を用いる方が確実な施工が期待できる。</p> <p>(4) 実験によれば、直径 1.0m 程度以下の曲面の接合部に対しては特に注意をする必要がある。</p> <p>9.5.11 ファイラー</p> <p>(1) ファイラーを使用するにあたっては、肌隙が生じないようにするとともに、連結部の荷重伝達機構が確保されるように設計しなければならぬ。</p> <p>(2) (3) 及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) ファイラーは2枚以上を重ねて用いない。</p> <p>(4) 支圧接合において、連結される部材及び連結板間にファイラーを用いる場合の設計は、1)及び2)による。</p> <p>1) ファイラーの厚さが6mm 以上の場合には、9.6.2の規定を満たす必要本数よりも30%増とする。</p> <p>2) ファイラーの厚さが9mm 以上の場合には、ファイラーを延長し、1)の規定により増加したボルトをファイラーの延長した部分に配置する。</p> <p>(5) 摩擦接合に用いるファイラーは、母材の鋼種にかかわらず、一般構造用圧延鋼材としてよい。</p> <p>(1) 接合部の設計において、母材に板厚差がある場合には肌隙が生じないようにファイラーを用いる必要がある。肌隙があると接合部の耐力が低下するばかりでなく、腐食等の原因となる。</p> <p>摩擦接合継手に関しては、母材の板厚差が1mm でも板厚差のない場合に比べてすべり耐力が低下するという研究結果²⁾が報告されている。したがって、設計上は原則として板厚差が0となるようにファイラーを用いる必要がある。このとき板厚によっては材料の入手が困難となる場合もあるため注意が必要である。なお、板厚が6mm 未満の場合に1mm 刻み</p>	<p>(3) ボルト頭又はナット面と部材面とが1/20以上傾斜している場合に、勾配ファイラーを用いるか勾配座金を用いてボルトに偏心応力が生じないようにする。</p> <p>(4) 継手部が曲面でその曲率半径が小さい場合に、曲面座金を用いる。</p> <p>(1) I形鋼、溝形鋼のフランジを連結する場合には継手の両面が平行でないと、ボルト軸と部材面とが直角でなくなるために、ボルトに曲げ応力が生じ、好ましくない。継手部が曲面の場合は曲面内側の座金に曲げが作用し、割れが発生するおそれがある。このため、この条文のように規定したものである。</p> <p>(3) 傾斜に対して勾配座金を用いる場合は、座金が回転するとかえって傾斜を増す結果になるので注意する必要がある。連続した勾配ファイラーと平座金を用いる方が確実な施工が期待できる。</p> <p>(4) 実験によれば、直径 1.0m 程度以下の曲面の接合部に対しては特に注意を要する必要がある。</p> <p>7.3.15 ファイラー</p> <p>(1) ファイラーを使用するにあたっては、肌隙が生じないようにすると同時に、連結部の荷重伝達機構が確保されるように設計しなければならぬ。</p> <p>(2) (3) 及び(4)の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) ファイラーは2枚以上を重ねて用いない。</p> <p>(4) 支圧接合において、連結される部材及び連結板間にファイラーを用いる場合の設計は次の1)及び2)の規定による。</p> <p>1) ファイラーの厚さが6mm 以上の場合には、7.3.6の規定を満たす必要本数よりも30%増とする。</p> <p>2) ファイラーの厚さが9mm 以上の場合には、ファイラーを延長し、1)の規定により増加したボルトをファイラーの延長した部分に配置する。</p> <p>(5) 摩擦接合に用いるファイラーは、母材の鋼種にかかわらず、一般構造用圧延鋼材としてよい。</p> <p>(1) 連結部の設計において、母材に板厚差がある場合には肌隙が生じないようにファイラーを用いる必要がある。</p> <p>摩擦接合継手に関しては、母材の板厚差が1mm でも板厚差のない場合に比べてすべり耐力が低下するという研究結果²⁾が報告されている。また、使用板厚が100mm まで拡大されたのに伴い、従来に比べ板厚の大きな連結板が用いられるケースが増加しているが、連</p>	

改定案（9章）	現行	備考
<p>の板厚が入手でききない等のやむを得ない事情から板厚差が生じる場合にも、連結板の板厚や材質が同程度の実験データ等によって摩擦接合面のすべり係数が摩擦接合用高力ボルトの制限値の設定に適用している値以上を確保できることを確認する必要がある。なお、使用板厚が100mmまで拡大されて以降、従来に比べ板厚の大きな連結板が用いられるケースが増加しているが、連結板が厚いほど肌隙によるすべり耐力の低下が大きくなるので注</p> <p>意が必要である。</p> <p>すべり耐力の低下を抑える方法としては、母材端部のボルト縁端距離を大きくする、厚板側の母材端部にテーパパーを付す等が考えられるが、すべり耐力は板厚差や連結板の板厚、材質等に影響を受けるため適用にあたっては十分な検討が必要である。</p> <p>支圧接合においてファイラーを用いる場合、ファイラーを介しての間接的な連結となり、ファイラーを用いない直接連結と荷重伝達機構が異なるため、設計上の配慮が必要である。</p> <p>(3) 2枚以上のファイラーを重ねて用いるのは、肌隙が生じる等の不確実な連結となっており、腐食を生じる原因となりやすいため、条文のように規定したものである。また、2mm以下の厚さのファイラーも同様の理由により用いないのがよい。</p> <p>(4) 支圧接合にファイラーを使用した場合、間接的な連結となり、直接連結に比べてボルトにより大きなすべりが生じるのでボルト数を増す必要がある。ただし、ファイラーの厚さが6mm未満の場合は、その影響は小さいと考えられるので、割増しなくともよいこととし、6mm以上の場合は30%割増しすることとしている。なお、摩擦接合においても限界状態1以降（すべり発生以降）、支圧接合に移行することを想定しているが、接合面には摩擦力が存在し、その荷重伝達機構は、支圧接合のそれとは異なることから、本規定はこれまでどおり、支圧接合にのみ適用することとされている。</p> <p>ファイラーの厚さが9mmを超える場合は、図-解 9.5.5 のようにファイラーを連結板の外にのばし、割増したボルトを、ファイラーと材片の連結に用いるようにした方がよい。ファイラーの厚さが9mm以下の場合は、腐食やボルト締め等のために肌隙ができてきやすいのでファイラーは連結板よりのばさない方がよい。</p>	<p>図-解 9.5.5 ファイラーを用いた場合の支圧接合ボルト継手</p>  <p>図-解 9.5.5 ファイラーを用いた場合の支圧接合ボルト継手</p> <p>(5) ファイラーの材質については、一般構造用圧延鋼材のファイラーを用いた摩擦接合のすべり耐力試験によって、ファイラーの鋼種にかかわらず接合部が所要のすべり耐力を有することが確かめられていること、また、すべり発生以降の限界状態3の照査においては、ファイ</p>	<p>結板が厚いほど肌隙によるすべり耐力の低下が大きくなるので注意が必要である。したがって、設計上は原則として板厚差が0となるようにファイラーを用いる必要がある。このとき板厚によっては材料の入手が困難となる場合もあるため注意が必要である。なお、板厚が6mm未満の場合に1mm刻みの板厚が入手でききない等のやむを得ない事情から板厚差が生じる場合にも、連結板の板厚や材質が同程度の実験データ等によって摩擦接合面のすべり係数が摩擦接合用高力ボルトの許容力の設定に適用している値以上を確保できることを確認する必要がある。</p> <p>すべり耐力の低下を抑える方法としては、母材端部のボルト縁端距離を大きくする、厚板側の母材端部にテーパパーを付す等が考えられるが、すべり耐力は板厚差や連結板の板厚、材質等に影響を受けるため適用にあたっては十分な検討が必要である。</p> <p>支圧接合においてファイラーを用いる場合、間接的な連結となるので設計上の配慮が必要である。</p> <p>(3) 2枚以上のファイラーを重ねて用いるのは、肌隙等の不確実な連結及び腐食等の原因となりやすいため、条文のように規定したものである。また、2mm以下の厚さのファイラーも同様の理由により用いないのがよい。</p> <p>(4) ファイラーを使用した場合、間接的な連結となり、直接連結に比べてボルトにより大きなすべりが生じるので所要ボルト数を増す必要がある。しかし、ファイラーの厚さが6mm未満の場合は、その影響は小さいと思われ、割増しなくともよいこととし、6mm以上の場合は30%割増しすることとしている。</p> <p>また、ファイラーの厚さが9mmを超える場合は、図-解 7.3.8 のようにファイラーを外にのばし、割増したボルトを、ファイラーと材片の連結に用いるようにした方がよい。ファイラーの厚さが9mm以下の場合は、腐食やボルト締め等のために肌隙ができてきやすいのでのばさない方がよい。</p> <p>図-解 7.3.8 ファイラーを用いた場合の支圧接合ボルト継手</p> <p>(5) ファイラーの材質については、一般構造用圧延鋼材のファイラーを用いた摩擦接合のすべり耐力試験によって、ファイラーの鋼種に関わらず連結部が所要のすべり耐力を有することが</p>

改定案（9章）	現行	備考
<p>一の強度は見込まないため、条文のように一般構造用圧延鋼材を用いてよいこととする。ただし、母材が耐候性鋼材の場合には防せい防食上から原則として同種の鋼材とする必要がある。</p> <p>なお、ファイラーは板厚が厚いほど母板中心軸のずれによる偏心曲げモーメントが大きくなり、継手のすべり耐力に影響を及ぼすことが知られている。そのため、ファイラーの板厚は、厚い側の母材板厚の1/2程度かつ25mm程度を限度とするのが望ましい。</p>	<p>確かめられており、条文のように一般構造用圧延鋼材を用いてよいこととしている。ただし、母材が耐候性鋼材の場合には防せい防食上から原則として同種の鋼材とするなど、継手部の応力伝達機能以外の要因から材質が制限される場合があるので注意する必要がある。</p> <p>なお、ファイラーは板厚が厚いほど母板中心軸のずれによる偏心曲げモーメントが大きくなり、継手のすべり耐力に影響を及ぼすことが知られている。そのため、ファイラーの板厚は厚い側の母材板厚の1/2程度かつ25mm程度を限度とするのが望ましい。</p>	
<p>9.5.12 連結板</p> <p>(1) 摩擦接合及び支圧接合における連結板は、母材に作用する軸方向力、せん断力及び曲げモーメントに対して安全となるように設計しなければならない。</p> <p>(2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 連結板に用いる鋼材の鋼種及び断面積は、母材と同等以上とすることを原則とする。また、曲げモーメントが作用する板の連結板は、母材と同等以上の曲げ剛性とすることを原則とする。</p>		
<p>(3) この規定を満足することで、連結板の降伏や破壊が母材に先行することはない。このため、母材が限界状態を超えないとみなせる条件を満足する場合には、連結板もその限界状態を超えることはないこととみなすことができる。この原則によらない場合、連結板が各継手形式の限界状態1及び限界状態3を超えないことを確認しなければならない。</p>		
<p>9.6 高力ボルト摩擦接合の限界状態1</p> <p>9.6.1 一般</p>		
<p>高力ボルト摩擦接合において、9.6.2及び9.6.3の規定による場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>高力ボルト摩擦接合継手は、すべりが発生するまでは母材間の相対変位はわずかであり、高い剛性を示す。すべり発生後は、母材間に大きな相対変位を示すが、その際、急激な荷重支持機能の低下を示す場合と低下を伴わない場合がある。すべり発生後には、高力ボルトがボルト孔壁に接触し、支圧状態となる。支圧状態となった後は、ボルト孔壁の塑性変形の増大、母材の純断面における塑性化の進展、さらには、縁端部での塑性化の進展が見られ、最終的には、ボルト又は母材の破断に至る。</p> <p>これらを踏まえて、高力ボルト摩擦接合継手の限界状態として、すべりと母材・連結板の</p>		

改定案 (9章)	現行	備考
<p>降伏を限界状態 1 と考え、9.6.2 及び 9.6.3 により摩擦接合でのボルトと被接合材の母材及び連結板それぞれが限界状態 1 を超えないとみなせる条件を満足することにより、摩擦接合継手として限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされた。</p> <p>9.6.2 摩擦接合用高力ボルト</p>	<p>7.3.5 摩擦接合用高力ボルトの設計</p> <p>(1) 摩擦接合におけるボルトは、母材に作用する軸方向力、せん断力及び曲げモーメントに対して安全となるように設計しなければならない。</p> <p>(2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 垂直応力が作用する板を連結する場合には、各列のボルトが式 (7.3.1) を満たすように設計する。ただし、垂直応力が均等に分布している場合は、式 (7.3.2) を満たせばよい。</p> $\rho_{pi} = P_i / n_i \leq \rho_a \quad \dots\dots\dots (7.3.1)$ $\rho_p = P / n \leq \rho_a \quad \dots\dots\dots (7.3.2)$ <p>ここに、</p> <p>ρ_{pi} : i 列目のボルト 1 本に作用する力 (N)</p> <p>ρ_p : ボルト 1 本に作用する力 (N)</p> <p>P_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群に作用する力 (N)</p> <p>P : 接合線の片側にある全ボルトに作用する力 (N)</p> <p>n_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群のボルト本数</p> <p>n : 接合線の片側にあるボルトの全本数</p> <p>ρ_a : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)</p>	
<p>(1) 直応力が生じる板を連結する場合に、式 (9.6.1) を満足する。ただし、垂直応力が均等に分布している場合は、式 (9.6.2) を満足する。</p> $V_{sdi} = P_{sdi} / n_i \leq \zeta_i \cdot \Phi_{Mfy} \cdot V_{fk} \cdot m \dots\dots\dots (9.6.1)$ $V_{sd} = P_{sd} / n \leq \zeta_i \cdot \Phi_{Mfy} \cdot V_{fk} \cdot m \dots\dots\dots (9.6.2)$ <p>ここに、</p> <p>V_{sdi} : i 列目のボルト 1 本あたりに生じる力 (N)</p> <p>P_{sdi} : 図-9.6.1 に示す i 列目の接合線の片側にあるボルト群に生じる力 (N)</p> <p>1 列目のボルト</p> $h_1 = g_0 + \frac{g_1}{2}$ $P_{sdi} = \frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2} \cdot h_1 \cdot t$ <p>i 列目のボルト</p> $h_i = \frac{g_i + g_{i+1}}{2}$ $P_{sdi} = \frac{\sigma_{i-1} + \sigma_i}{2} \cdot h_i \cdot t$ <p>ここに、</p> <p>g_i : 作用力と直交方向のボルト間隔又はボルト縁端距離 (mm)</p> <p>σ_i : 照査位置に生じる垂直応力度 (N/mm²)</p> <p>b_i : i 列目のボルトの作用力分担幅 (mm)</p> <p>t : 母材の板厚 (mm)</p> <p>n_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群のボルト本数</p> <p>V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N)</p>		

改定案（9章）

現行

備考

P_{sd} : 図-9.6.2 に示す接合線の片側にある全ボルトに生じる力 (N)

$$P_{sd} = \sigma \cdot b \cdot t$$

σ : 照査位置の垂直応力 (N/mm²)

$b \cdot t$: 母材の断面積 (mm²), 母材の板幅 b (mm), 母材の板厚 t (mm)

n : 接合線の片側にあるボルトの全本数

m : 摩擦面数 (単せん断: $m=1$, 複せん断: $m=2$)

V_{fk} : 1 ボルト 1 摩擦面あたりのすべり強度 (N) で, 表-9.6.1 に示す値とする。

Φ_{Mfv} : 抵抗係数で表-9.6.2 に示す値とする。

ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.6.2 に示す値とする。

表-9.6.1 摩擦接合用高力ボルトのすべり強度の特性値 (kN)

(1 ボルト 1 摩擦面あたり)
(a) 接触面を塗装しない場合

ボルトの等級 ねじの呼び	F8T	F10T	S10T	S14T
M20	53	66	66	—
M22	66	82	82	120
M24	77	95	95	140

(b) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合

ボルトの等級 ねじの呼び	F8T	F10T	S10T	S14T
M20	60	74	74	—
M22	74	92	92	135
M24	87	107	107	157

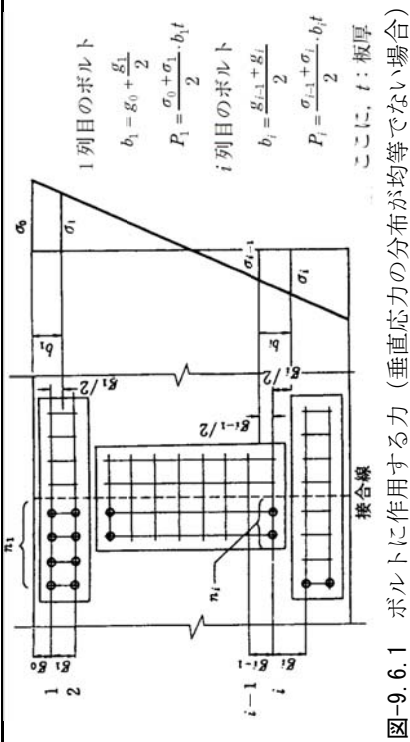


図-9.6.1 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等でない場合)

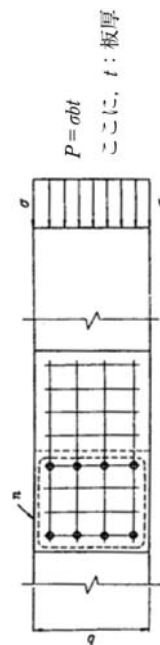


図-9.6.2 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等な場合)

(2) せん断力が作用する板を連結する場合に、式(9.6.3)を満足する。

$$V_{sds} = S_{sd} / n \leq \zeta_1 \cdot \Phi_{Mfs} \cdot V_{fk} \cdot m \dots \dots \dots (9.6.3)$$

ここに、

- V_{sds} : ボルト1本あたりに生じるせん断力(N)
- S_{sd} : 連結部に生じるせん断力(N)
- n : 接合線の片側にあるボルトの全本数
- m : 摩擦面数 (単せん断: $m=1$, 複せん断: $m=2$)
- V_{fk} : 表-9.6.1に示すボルト1本あたりのすべり強度の特性値(N)
- Φ_{Mfs} : 抵抗係数で、表-9.6.2に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で、表-9.6.2に示す値とする。

(3) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が同時に作用する板を連結する場に、式(9.6.4)を満足する。

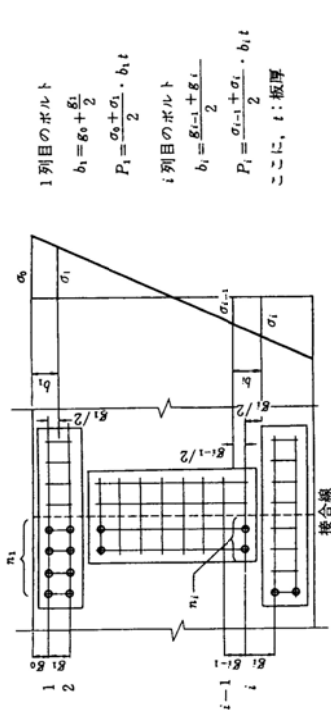


図-7.3.1 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等でない場合)

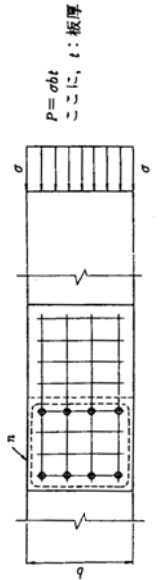


図-7.3.2 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等な場合)

(4) せん断力が作用する板を連結する場合は、式(7.3.3)を満たすように設計する。

$$\rho_s = S/n \leq \rho_a \dots \dots \dots (7.3.3)$$

ここに、

- ρ_s : ボルト1本に作用する力(N)
 - S : せん断力(N)
 - n : 接合線の片側にあるボルトの全本数
 - ρ_a : ボルト1本あたりの許容力(N)
- (5) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が同時に作用する板を連結する場合は、式(7.3.4)を満たすように設計する。

$$\sqrt{V_{sdp}^2 + V_{sds}^2} \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfc} \cdot V_{fk} \cdot m \dots\dots\dots (9.6.4)$$

ここに、

- V_{sdp} : 曲げモーメント及び軸方向力による垂直応力によってボルト1本に生じる力 (N)
- V_{sds} : せん断力によってボルト1本に生じる力 (N)
- m : 摩擦面数 (単せん断: $m=1$, 複せん断: $m=2$)
- V_{fk} : 表-9.6.1に示すボルト1本あたりのすべり強度 (N)
- Φ_{Mfc} : 抵抗係数で、表-9.6.2に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.6.2に示す値とする。

(4) 曲げによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合には、式(9.6.5)を満足する。

$$V_{sdh} = S_{sd} \cdot \frac{Q}{I} \cdot \frac{p}{n} \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfm} \cdot V_{fk} \cdot m \dots\dots\dots (9.6.5)$$

ここに、

- V_{sdh} : 水平方向に連結するボルト1本あたりに生じる力 (N)
- S_{sd} : 計算する断面に生じるせん断力 (N)
- Q : 部材の総断面の中立軸回りの、せん断力を計算する接合線の外側の断面一次モーメント (mm³)
- I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント (mm⁴)
- p : ボルトのピッチ (mm)
- n : 接合線直角方向のボルト数
- m : 摩擦面数 (単せん断: $m=1$, 複せん断: $m=2$)
- V_{fk} : 表-9.6.1に示すボルト1本あたりのすべり強度 (N)
- Φ_{Mfm} : 抵抗係数で、表-9.6.2に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.6.2に示す値とする。

表-9.6.2 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ (Φ_{Mfc} , Φ_{Mfs} , Φ_{Mfc} , Φ_{Mfm})
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_a^2} \leq \rho_a \dots\dots\dots (7.3.4)$$

ここに、

- ρ : ボルト1本に作用する力 (N)
- ρ_p : 曲げモーメント及び軸方向力による垂直応力によってボルト1本に作用する力 (N)
- ρ_s : せん断力によってボルト1本に作用する力 (N)
- ρ_a : ボルト1本あたりの許容力 (N)

(6) 曲げによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合は、式(7.3.5)を満足するように設計する。

$$\rho_h = \frac{SQ}{I} \cdot \frac{p}{n} < \rho_a \dots\dots\dots (7.3.5)$$

ここに、

- ρ_h : 水平方向に連結するボルトに作用する力 (N)
- S : 計算する断面に作用するせん断力 (N)
- Q : 部材の総断面の中立軸回りの、せん断力を計算する接合線の外側の断面一次モーメント (mm³)
- I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント (mm⁴)
- p : ボルトのピッチ (mm)
- n : 接合線直角方向のボルト数
- ρ_a : ボルト1本あたりの許容力 (N)

の等級	呼び	α	σ_{yk} (N/mm ²)	Ae (mm ²)	N (kN)	V _k (kN)
F8T	M20			245	133	53
	M22	0.4	640	303	165	66
	M24			353	193	77
F10T S10T	M20			245	165	66
	M22	0.4	900	303	205	82
	M24			353	238	95
S14T	M22	0.4	1260	316	299	120
	M24			369	349	140

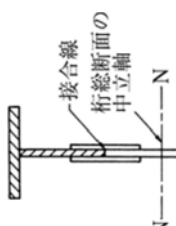
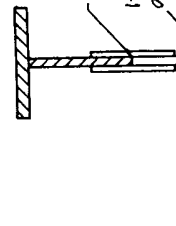
(b) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合

高力ボルト の等級	ねじの 呼び	μ	N			V _k (kN)	
			α	σ_{yk} (N/mm ²)	Ae (mm ²)		
F8T	M20				245	133	60
	M22	0.45	640	303	165	74	74
	M24			353	193	87	87
F10T S10T	M20			245	165	74	74
	M22	0.45	900	303	205	92	92
	M24			353	238	107	107
S14T	M22	0.45	1260	316	299	135	135
	M24			369	349	157	157

接触面を塗装しない場合のすべり係数 μ は、黒皮を除去した小型試験片による実験値では平均0.5以上を得ることができるが、ボルトの配置や圧力による不均等などによるすべり荷重のばらつきやボルトのクリープ、リラクゼーションによる導入軸力の減少、その他を考慮し0.4と定めている。

すべり係数 μ は、20.9.3の規定に従って接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合には0.45を確保できることが確認されている。なお、締め付け厚さは150mm程度までの範囲とし、これを超える場合は継手性能に与える影響を確認する必要がある。

接触面に無機ジンクリッチペイント以外の防食方法を施す場合には、防食仕様がすべり耐力に与える影響を実験等で明らかにしたうえで、すべり係数を適切に設定するとともに、施工管理方法などについて慎重に検討を行う必要がある。

改定案 (9章)	現行	備考
<p>なお、規定のすべり係数を確保するためには、接合面の処理について、十分配慮する必要がある。20.9.3に定められた施工条件を満たす必要がある。</p> <p>ボルト軸力の引張降伏強度に対する比率αは、F10T、S10T及びS14Tについては変形性能やボルトの遅れ破壊に対する安全性等を考慮し0.75としており、F8Tについては従来の実績から締付け力を高めても安全であると考えられるので0.85としている。</p> <p>(2) せん断力が作用する場合は、ボルト群が全体で均等に抵抗するものと考えて設計してよい。ただし、ねじりモーメントによるせん断力を無視できない場合はその影響を考慮する必要がある。</p> <p>(3) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が作用する場合の照査式を示したものであり、合成した力に対して安全であることを照査する。</p> <p>(4) 鋼桁の腹板を水平方向に連結する場合には、曲げによるせん断力を受ける水平継手ではボルト1本に作用する力は式(9.6.5)で求めればよい。この場合、断面一次モーメントは図-解9.6.1の斜線部分のように接合線から外側の総断面について算出する。鋼床版桁等で、床版幅の広いものでは鋼床版を橋軸方向に連結するが、その場合にもこの式を用いることができる。</p> <p>なお、式(9.6.5)は曲げモーメントによるせん断力を受ける場合を対象としており、ねじりモーメントを受ける場合には別途その影響を考慮する必要がある。</p>	<p>(4) せん断力が作用する場合は、ボルト群が全体で均等に抵抗するものと考えて設計すればよい。ねじりモーメントによるせん断力を無視できない場合はその影響を考慮する必要がある。</p> <p>(6) 垂直応力とせん断力が同時に作用する場合の照査式を示したものであり、合成した力に対して安全かどうか照査する。</p> <p>(6) 鋼桁の腹板を水平方向に連結する場合には、曲げによるせん断力を受ける水平継手ではボルト1本に作用する力は式(7.3.5)で求めればよい。この場合、断面一次モーメントは図-解7.3.3のハッチ部分のように接合線から外側の総断面について算出する。鋼床版桁等で、床版幅の広いものでは鋼床版を橋軸方向に連結するが、その場合にもこの式を用いる。</p> <p>なお、式(7.3.5)は曲げによるせん断力を受ける場合を対象としており、ねじりモーメントを受ける場合には別途その影響を考慮する必要がある。</p>	<p>図-解9.6.1 腹板の水平連結</p>  <p>図-解 9.6.1 腹板の水平連結</p> <h3>9.6.3 摩擦接合での母材及び連結板</h3> <p>(1) 引張力が作用する母材が、9.5.5に規定する純断面に対して、5.3.5の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>(2) 圧縮力が作用する母材が、9.9.3の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p> <p>(3) 連結板は母材が、(1)及び(2)を満足し、かつ、9.5.12の規定による場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。</p>
<p>図-解9.3.3 腹板の水平連結</p>  <p>図-解 7.3.3 腹板の水平連結</p> <h3>7.3.8 連結板の設計</h3> <p>(1) 連結板は作用力に対して安全であると同時に、部材全体として必要な継手強度が得られるように設計しなければならない。</p> <p>(2) (3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 引張力が作用する板の連結板は、7.3.9に規定する純断面に生じる応力度が許容引張応力度以下となるように設計する。</p> <p>(4) 圧縮力が作用する板の連結板は、総断面に生じる応力度が3.2.1に規定する</p>	<p>図-解 7.3.3 腹板の水平連結</p> <h3>7.3.8 連結板の設計</h3> <p>(1) 連結板は作用力に対して安全であると同時に、部材全体として必要な継手強度が得られるように設計しなければならない。</p> <p>(2) (3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 引張力が作用する板の連結板は、7.3.9に規定する純断面に生じる応力度が許容引張応力度以下となるように設計する。</p> <p>(4) 圧縮力が作用する板の連結板は、総断面に生じる応力度が3.2.1に規定する</p>	<p>図-解 7.3.3 腹板の水平連結</p> <h3>7.3.8 連結板の設計</h3> <p>(1) 連結板は作用力に対して安全であると同時に、部材全体として必要な継手強度が得られるように設計しなければならない。</p> <p>(2) (3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 引張力が作用する板の連結板は、7.3.9に規定する純断面に生じる応力度が許容引張応力度以下となるように設計する。</p> <p>(4) 圧縮力が作用する板の連結板は、総断面に生じる応力度が3.2.1に規定する</p>

改定案（9章）	現行	備考
<p>(1)、(2) 軸方向引張力又は曲げモーメントによる引張力を受ける母材は、5.3.5の規定により照査してよいが、その場合の純断面は9.5.5(3)2)による必要がある。</p> <p>軸方向圧縮力又は曲げモーメントによる圧縮力を受ける母材は9.9.3により限界状態3を超えないとみなせしめる条件を満足することで限界状態1を超えないとみなしてよいとされている。これは、5.3.4と同様の理由によるが、この場合、母材の総断面を抵抗断面と考へてよい。</p> <p>なお、ファイラーを有する摩擦接合継手の場合は、引張、圧縮とも薄板側の母材断面を抵抗断面とし、ファイラー断面は抵抗断面に見込まず設計する必要がある。</p> <p>(3) 9.5.12の規定によると、連結板は母材と同等以上の強度及び剛性となることから、(1)及び(2)を満足することで、限界状態1を超えないとみなすことができる。</p>	<p>許容圧縮応力度の上限値以下となるように設計する。</p> <p>(5) 曲げモーメントが作用する板の連結板は、式 (7.3.12) を満たすように設計する。</p> $\sigma = \frac{M}{I} y \leq \sigma_a \dots\dots\dots (7.3.12)$ <p>ここに、</p> <p>σ : 連結板の縁端に生じる応力度 (N/mm²)</p> <p>M : 連結板に作用する曲げモーメント (N・mm)</p> <p>I : 中立軸に関する連結板の総断面の断面二次モーメント (mm⁴)</p> <p>y : 中立軸から連結板の縁端までの距離 (mm)</p> <p>σ_a : 3.2.1に規定する許容応力度の上限値 (N/mm²)</p> <p>(1) 母材断面が細長比や低減された許容圧縮応力度に対して決まっている場合等では、母材に比べて連結板の板厚がかなり小さくなることがあり得る。このような場合、極端に板厚の小さな連結板を用いると不慮の外力等に対して連結部が弱点となることも考えられる。したがって、構造系の変化や不慮の外力に対する余裕を確保するために、極端に板厚の小さい連結板の使用は避けることが望ましい。</p> <p>(4) 圧縮力が作用する場合、連結板はボルトによって固定されており、屈曲は生じないと考えられるので、連結板の許容応力度としては、3.2.1に規定する許容圧縮応力度の上限値をとるものとしている。</p> <p>(5) 曲げモーメントが作用する板の連結板においても(4)と同様の理由により、式 (7.3.12) で求めた連結板の応力度を許容応力度の上限値以下とするものとしている。ここに、式 (7.3.12) における連結板に作用する曲げモーメントMは、例えば鋼桁の腹板の連結にあつては式 (解 7.3.1) で与えられる曲げモーメントである。また、式 (7.3.12) において、連結板の断面二次モーメントや中立軸から連結板の縁端までの距離を求める場合の中立軸は、板の中立軸ではなく部材の中立軸を意味している。これは、個々の板を個別に連結するのではなく、部材全体として必要な継手強度が得られるように連結することを意図したものである。</p> <p>なお、一般には、モーメントプレートとシアプレートとを一体化した連結板を用いたほうが、材片数の削減及び接合作業の省力化の観点から有利となる場合が多い。</p>	

改定案（9章）	現行	備考
<p>9.7 高力ボルト支圧接合の限界状態 1</p> <p>9.7.1 一般</p> <p>高力ボルト支圧接合が、9.7.2及び9.7.3の規定による場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</p> <p>高力ボルト支圧接合継手は、ボルト円筒部のせん断抵抗及びボルト孔壁とボルト円筒部間の支圧によって、荷重を伝達させるものである。ボルトのせん断降伏、ボルト及び母材、連結板の支圧限界（巨視的には弾性状態とみなせる表面凹凸周辺の突起部分の微視的な塑性変形状態から、接触部付近全域で塑性変形が生じる状態となる）のいずれかに至る状態を限界状態 1 と考えることができる。このため、9.7.2及び9.7.3により支圧接合でのボルトと被接合材の母材及び連結板それぞれが限界状態 1 を超えないとみなせる条件を満足すること で、支圧接合として限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされた。なお、全強の 75% の強度を持たせる場合は、これに相当する作用力に対して安全となるように設計する必要がある。</p> <p>9.7.2 支圧接合用高力ボルト</p> <p>(1) 軸方向力又はせん断力が作用する板を連結する場合に、式(9.7.1)を満足する。</p> $V_{sd} \leq V_{yd} \dots\dots\dots (9.7.1)$ <p>ここに、</p> <p>V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N)</p> <p>V_{yd} : ボルト 1 本あたりの制限値 (N) で、式(9.7.2)による場合と式(9.7.3)のうち、いずれか小さい方とする</p> $V_{syd} = \zeta_1 \cdot \Phi_{MBSI} \cdot \tau_{vk} \cdot A_s \cdot m \dots\dots\dots (9.7.2)$ <p>ここに、</p> <p>V_{syd} : ボルトのせん断降伏に対する軸方向力又はせん断力の制限値 (N)</p> <p>A_s : ねじ部の有効断面積 (mm²)</p> <p>m : 接合面数 (単せん断: $m=1$, 複せん断: $m=2$)</p> <p>τ_{vk} : 表-4.1.11 に示す支圧接合用ボルトのせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)</p> <p>Φ_{MBSI} : 抵抗係数で表-9.7.1 に示す値とする。</p> <p>ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.7.1 に示す値とする。</p>	<p>7.3.6 支圧接合用高力ボルトの設計</p> <p>(1) 支圧接合におけるボルトは、母材に作用する軸方向力、せん断力及び曲げモーメントに対して安全となるように設計しなければならぬ。</p> <p>(2) (3) から (6) までの規定による場合においては、(1) を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 軸方向力又はせん断力が作用する板を連結する場合は、ボルトが式 (7.3.6) を満たすように設計する。</p> $\rho = P/n \leq \rho_a \dots\dots\dots (7.3.6)$ <p>ここに、</p> <p>ρ : ボルト 1 本に作用する力 (N)</p> <p>P : 軸方向力又はせん断力 (N)</p> <p>n : ボルトの本数</p> <p>ρ_a : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)</p>	

改定案 (9章)

$V_{byd} = \zeta_1 \cdot \Phi_{MBS2} \cdot \sigma_{BK} \cdot A_b$ (9.7.3)

V_{byd} : ボルトの支圧限界に対する軸方向力又はせん断力の制限値(N)

A_b : 9.5.4(2)に規定するボルトの有効支圧面積(mm²)

σ_{BK} : 表-4.1.12に示す支圧接合用ボルトの支圧強度の特性値(N/mm²)

Φ_{MBS2} : 抵抗係数で表-9.7.1に示す値とする。

ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.7.1に示す値とする。

(2) 曲げモーメントが作用する板を連結する場合に、式(9.7.4)を満足する。

$$V_{sd} = \frac{M_{sd}}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} V_{yd} \quad \dots \dots \dots (9.7.4)$$

ここに、

V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力(N)

M_{sd} : ボルト群に生じる曲げモーメント(N・mm)

y_i : ボルトから中立軸までの距離(mm)

Σ : 接合線の片側にあるボルトに対する和

y_n : 最縁ボルトの中立軸からの距離(mm)。ただし、同一連結部のフランジをボルトで連結している場合は、中立軸からフランジの圧縮縁又は引張縁までの距離(mm)

V_{yd} : 式(9.7.2)、式(9.7.3)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし、抵抗係数は、それぞれ、表-9.7.1に示す Φ_{MBm1} 、 Φ_{MBm2} とする。

(3) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が組み合わされて作用する板を連結する場合に、式(9.7.5)を満足する。

$$\sqrt{(V_{sp} + V_{sm})^2 + V_{ss}^2} \leq V_{yd} \quad \dots \dots \dots (9.7.5)$$

ここに、

V_{sp} : 軸方向力によるボルト1本あたりに生じる力(N)

V_{sm} : 曲げモーメントによるボルト1本あたりに生じる力(N)

V_{ss} : せん断力によるボルト1本あたりに生じる力(N)

現行

(4) 曲げモーメントが作用する板を連結する場合は、式(7.3.7)を満たすように設計する。

$$\rho = \frac{M}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} \rho_a \quad \dots \dots \dots (7.3.7)$$

ここに、

ρ : ボルト1本に作用する力(N)

ρ_a : ボルト1本あたりの許容力(N)

M : 曲げモーメント(N・mm)

y_i : ボルトから中立軸までの距離(mm)

Σ : 接合線の片側にあるボルトに対する和

y_n : 最縁ボルトの中立軸からの距離。ただし、同一連結部のフランジをボルトで連結している場合は、中立軸からフランジの圧縮縁又は引張縁までの距離(mm)

(5) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が組合わされて作用する板を連結する場合は、式(7.3.8)を満たすように設計する。

$$\rho = \sqrt{(\rho_p + \rho_M)^2 + \rho_s^2} \leq \rho_a \quad \dots \dots \dots (7.3.8)$$

ここに、

ρ : ボルト1本に作用する力(N)

ρ_p : 軸方向力によるボルト1本あたりの作用力(N)

ρ_M : 曲げモーメントによるボルト1本あたりの作用力(N)

備考

改定案 (9章)

V_{yd} : 式(9.7.2), 式(9.7.3)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし, 抵抗係数は, それぞれ, 表-9.7.1に示す Φ_{MBc1} , Φ_{MBc2} とする。

(4) 曲げモーメントによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合に, 式(9.7.6)を満足する。

$$V_{sdh} = S_{sd} \cdot \frac{Q}{I} \cdot \frac{p}{n} \leq V_{yd} \quad \dots\dots\dots (9.7.6)$$

ここに,

- V_{sdh} : 水平方向に連結するボルト1本あたりに生じる力(N)
- S_{sd} : 計算する断面に生じるせん断力(N)
- Q : 部材の総断面の中立軸回りの, せん断力を計算する接合線の外側の断面一次モーメント(mm³)
- I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント(mm⁴)
- p : ボルトのピッチ(mm)
- n : 接合線直角方向のボルト数
- V_{yd} : ボルト1本あたりの制限値(N)で, 式(9.7.2)による場合と式(9.7.3)のうち, いずれか小さい方とする。

表-9.7.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ (Φ_{MBs1} , Φ_{MBm1} , Φ_{MBc1} , Φ_{MBs2} , Φ_{MBm2} , Φ_{MBc2})
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で㊹を考慮する場合	1.00	

ボルトと母材又は連結板の支圧面においては, 作用力の増加に伴って, ボルト孔壁と高力ボルトの接触域において塑性化が進行する。これまでの示方書では, 公称支圧応力が母材及び連結板の降伏点を超えないように規定されてきた。塑性化の進行状況, 孔壁の変形状態に

現行

ρ_s : せん断力によるボルト1本あたりの作用力 (N)
 ρ_a : ボルト1本あたりの許容力 (N)

(6) 曲げによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合は, 式(7.3.5)を満たすように設計する。

備考

改定案 (9章)

現行

備考

関する実験的、解析的検討は多くはないが、一軸方向の軸方向引張力による孔壁周辺の塑性化の進行は限定的であり、継手としての変形も大きくないことが明らかにされている¹²⁾。したがって、この示方書では、設計で想定する限界状態 1 としては、ボルト 1 本に作用する力が降伏強度と支圧面積の積に達するときと考え、限界状態 1 を超えないとみなせる条件が設定された。

(1) 軸方向力やせん断力を受ける場合、各ボルトが伝達する応力は均等ではないが、これを均等と考えても実用上問題とならないため、これまでの示方書の考え方を踏襲し式(9.7.1)のように規定している。なお、ボルトの本数 n は、突合せ継手及び重ね継手の場合、それぞれ図-解 9.7.1 のようになる。

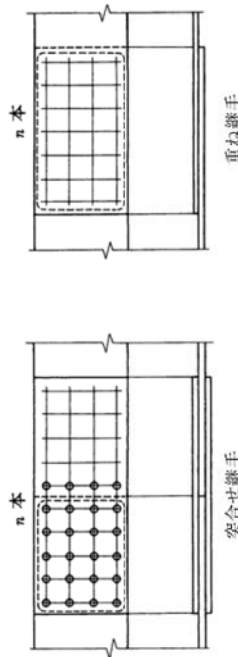


図-解 9.7.1 ボルトの本数 n

(2) 曲げモーメントが作用する板の連結は、従来と同様、各ボルトの伝達する応力がボルトから中立軸までの距離に比例するものとして計算する。

なお、曲げモーメントを受ける部材において、それを構成する各板に作用する曲げモーメント等は次のようにして求める。

腹板に作用する曲げモーメント M_w

$$M_w = M \cdot \frac{I_w}{I} \dots\dots\dots (解9.7.1)$$

フランジに作用する軸方向力 P_f

$$P_f = M \cdot \frac{A_{fg} \cdot Y_f}{I} \dots\dots\dots (解9.7.2)$$

ここに、

M_w : 腹板に作用する曲げモーメント (N・mm)

M : 部材に作用する曲げモーメント (N・mm)

I : 部材の総断面の中立軸に関する部材の総断面の断面二次モーメント (mm⁴)

I_w : 部材の総断面の中立軸に関する腹板の総断面の断面二次モーメント

(1) 支圧接合におけるボルトは作用力に対して安全となるように設計する必要がある。全強の75%の強度を持たせる場合は、これに相当する荷重に対して安全となるように設計する。

(3) 軸方向力やせん断力を受ける場合、各ボルトが伝達する力は均等ではないが、これを均等と考えても実用上問題とならないため、従来どおり式 (7.3.6) のように規定している。なお、ボルトの本数 n は、突合せ継手及び重ね継手の場合、それぞれ図-解 7.3.4 のようになる。

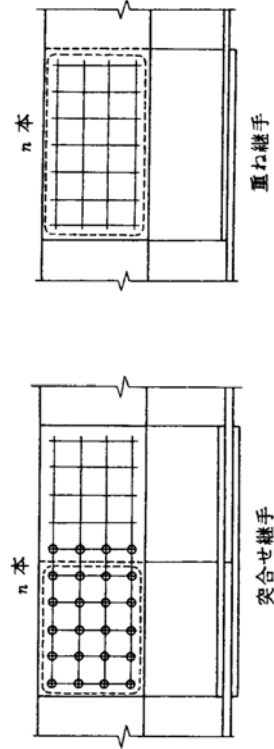


図-解 7.3.4 ボルトの本数 n

(4) 曲げモーメントが作用する板の連結は、従来と同様、各ボルトの伝達する力がボルトから中立軸までの距離に比例するものとして計算する。

なお、曲げモーメントを受ける部材において、それを構成する各板に作用する曲げモーメント等は次のようにして求める。

腹板に作用する曲げモーメント M_p

$$M_p = M \cdot \frac{I_p}{I} \dots\dots\dots (解 7.3.1)$$

フランジに作用する軸方向力 P_f

$$P_f = M \cdot A_{fg} \cdot Y_f / I \dots\dots\dots (解 7.3.2)$$

ここに、

M_p : 腹板に作用する曲げモーメント (N・mm)

M : 部材に作用する曲げモーメント (N・mm)

I : 部材の総断面の中立軸に関する部材の総断面の断面二次モーメント (mm⁴)

I_p : 部材の総断面の中立軸に関する腹板の総断面の断面二次モーメント (mm⁴)

P_f : フランジに作用する軸方向力 (N)

Y_f : 部材の総断面の中立軸からフランジの板厚中心線までの距離 (mm)

改定案 (9 章)	現行	備考
<p>ト (mm⁴)</p> <p>P_f : フランジに作用する軸方向力 (N)</p> <p>y_f : 部材の総断面の中立軸からフランジの板厚中心線までの距離 (mm)</p> <p>A_f : フランジの総断面積 (mm²)</p> <p>したがって、曲げモーメントを受ける部材の腹板を連結する場合は、式(解 9.7.1)で得られるM_nを式(9.7.4)のM_{sd}として用いられよ、また、フランジについては、式(解 9.7.2)で得られるP_fをボルト本数nで割った値を式(9.7.1)のI_{sd}として用いられよ。</p> <p>なお、この場合、式(9.7.4)のy_f, y_nを算出する中立軸は、腹板でなく部材の総断面に関する中立軸を用いる必要がある。</p> <p>(3) 曲げモーメント、軸方向力及びびせん断力が組み合わされて作用する場合はボルトに作用する力の照査式を示したものである。</p>	<p>A_{fl}: フランジの総断面積 (mm²)</p> <p>したがって、曲げモーメントを受ける部材の腹板を連結するボルトを設計する場合は、式(解 7.3.1)で得られるM_nを式(7.3.7)のMとして用いられよ、また、フランジについては、式(解 7.3.2)で得られるP_fを式(7.3.6)のPとして用いられよ。</p> <p>なお、この場合、式(7.3.7)のy_f, y_nを算出する中立軸は、腹板でなく部材の総断面に関する中立軸を用いる必要がある。</p> <p>(5) 曲げモーメント、軸方向力及びびせん断力が組み合わされて作用する場合はボルトに作用する力の照査式を示したものである。</p>	
<p>9.7.3 支圧接合での母材及び連結板</p> <p>(1) 軸方向引張力が作用する母材が、9.5.5に規定する純断面に対して、5.3.5の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよ。</p> <p>(2) 軸方向圧縮力が作用する母材が、9.10.3の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよ。</p> <p>(3) 連結板は母材が(1)及び(2)を満足し、かつ、9.5.12の規定による場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよ。</p>		
<p>(1) 軸方向引張力を受ける母材は5.3.5の規定により照査してよいが、その場合の純断面は9.5.5(3)による必要がある。なお、母材の孔壁部での支圧については、9.7.2(3)で考慮されている。</p> <p>(2) 軸方向圧縮力を受ける母材は9.10.3により限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足することで限界状態 1 を超えないとみなしてよとされている。これは、5.3.4と同様の理由によるが、この場合、母材の総断面を抵抗断面と考えてよ。</p> <p>(3) 9.5.12の規定によると、連結板は母材と同等以上の強度及び剛性となることから、(1)及び(2)を満足することで、限界状態 1 を超えないとみなすことができる。</p>		
<p>9.8 高力ボルト引張接合の限界状態 1</p> <p>9.8.1 一般</p> <p>高力ボルト引張接合が、1)及び2)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよ。</p>		

改定案（9章）	現行	備考
<p>1) 高力ボルトが9.8.2の規定を満足する。</p> <p>2) 被接合材が5章の関連規定により限界状態1を超えないとみなせる条件を満足する。</p> <p>引張接合継手は、高力ボルトの縮付けによって生じる接合面の接触圧力が作用力とつり合って荷重伝達する。ボルトの引張降伏、被接合材の板曲げ降伏のいずれかに至る状態を限界状態1と考えることができる。このため、9.8.2により引張接合でのボルトが限界状態1を超えないとみなせる条件を満足すること、被接合材が限界状態1を超えないとみなせる条件を満足することにより、引張接合として限界状態1を超えないとみなしてよいとされた。なお、被接合材は、曲げやせん断、引張など作用力の方向に対して、5章に規定される限界状態1に関する関連規定を満足する必要がある。</p>	<p>7.3.7 引張接合用高力ボルトの設計</p> <p>(1) 引張接合におけるボルトは、引張力とせん断力に対して安全となるように設計するものとし、短縮め形式では引張力によって生じてこ反力を考慮しななければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 短縮め形式</p> <p>1) 引張力が作用する接合部のボルトは、式(7.3.9)を満たすように設計する。</p> $\rho_p = P(1+p_y) / n \leq \rho_{d1} \quad \dots\dots\dots (7.3.9)$ <p>ここに、</p> <p>ρ_p : てこ反力を考慮したボルト1本に作用する荷重 (N)</p> <p>P : 接合部に作用する引張力 (N)</p> <p>p_y : てこ反力係数</p> <p>n : 接合部のボルト本数</p> <p>ρ_{d1} : ボルト1本当たりの引張接合としての許容力 (N)</p>	
<p>9.8.2 引張接合用高力ボルト</p> <p>(1) 短縮め形式</p> <p>短縮め形式では引張力によって生じてこ反力を考慮しなければならぬ。</p> <p>1) 引張力が生じる接合部のボルトが、式(9.8.1)を満足する。</p> $V_{sdp} = P_{sd}(1+p_y) / n \leq V_{nd} \quad \dots\dots\dots (9.8.1)$ <p>ここに、</p> <p>V_{sdp} : てこ反力を考慮したボルト1本に生じる引張力 (N)</p> <p>P_{sd} : 接合部に生じる引張力 (N)</p> <p>p_y : てこ反力係数</p> <p>n : 接合部のボルト本数</p> <p>V_{nd} : ボルト1本あたりに生じる引張力の制限値 (N)で、式(9.8.2)により算出する。</p> $V_{nd} = \zeta_1 \cdot \Phi_{MTr} \cdot \sigma_{yk} \cdot A_e \quad \dots\dots\dots (9.8.2)$ <p>A_e : ねじ部の有効断面積 (mm²)</p> <p>σ_{yk} : 表-4.1.13に示す引張接合用高力ボルトの引張降伏強度の特性値 (N/mm²)</p> <p>Φ_{MTr} : 抵抗係数で表-9.8.1に示す値とする。</p> <p>ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.8.1に示す値とする。</p>		

改定案（9章）

表-9.8.1 調査・解析係数、抵抗係数、

	ξ_1	Φ_{MT}
i) ii) 及びiii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

2) 引張力及びせん断力が同時に作用する接合部のボルトが、引張力に対しては式 (9.8.1) を、せん断力に対して式(9.8.3)を満足する。ただし、せん断力を負担できる構造を別に設ける場合はこの限りでない。

$$V_{sds} = S_d / n \leq V_{fnd} \cdot (nN - T) / nN \dots \dots \dots (9.8.3)$$

ここに、

- V_{sds} : ボルト 1 本に生じるせん断力 (N)
- S_d : 接合部に生じるせん断力 (N)
- n : 接合部のボルト本数
- N : ボルトの初期導入軸力 (N)
- T : 接合部に生じる引張力 (N)
- V_{fnd} : ボルト 1 本あたりの摩擦接合としてのすべりに対するせん断力の制限値 (N)

(2) 長縮め形式

1) 引張力が作用する接合部のボルトが、式(9.8.4)を満足する。

$$V_{sdp} = P_d / n \leq V_{fnd} \dots \dots \dots (9.8.4)$$

- V_{sdp} : ボルト 1 本に生じる引張力 (N)
- P_d : 接合部に生じる引張力 (N)
- n : 接合部のボルト本数
- V_{fnd} : ボルト 1 本あたりの引張力の制限値 (N) で、式(9.8.2)に
より算出する

2) 引張力及びせん断力が作用する接合部では、ボルトに直接せん断力を負担させてはならない。また、接合面にせん断力を負担させる場合は、十分な検討を行う。引張力に対しては式 (9.8.4) による。

現行

2) 引張力とせん断力が同時に作用する接合部のボルトは、せん断力に対して式 (7.3.10) を満たすように設計する。ただし、せん断力を負担できる構造を別に設ける場合はこの限りでない。引張力に対しては式 (7.3.9) による。

$$\rho_s = S/n \leq \rho_{al} \cdot (nN - T) / nN \dots \dots \dots (7.3.10)$$

ここに、

- ρ_s : ボルト 1 本に作用するせん断力 (N)
- S : 作用せん断力 (N)
- n : 接合部のボルト本数
- N : ボルトの初期導入軸力 (N)
- T : 接合部に作用する引張力 (N)
- ρ_{al} : ボルト 1 本あたりの摩擦接合としての許容力 (N)

(4) 長縮め形式

1) 引張力が作用する接合部のボルトは、式 (7.3.11) を満たすように設計する。

$$\rho_p = P / n \leq \rho_{al} \dots \dots \dots (7.3.11)$$

ここに、

- ρ_p : ボルト 1 本に作用する荷重 (N)
- P : 接合部に作用する荷重 (N)
- n : 接合部のボルト本数
- ρ_{al} : ボルト 1 本あたりの引張接合としての許容力 (N)

2) 引張力とせん断力が作用する接合部では、ボルトに直接せん断力を負担させてはならない。また、接合面にせん断力を負担させる場合は、十分な検討を行う。引張力に対しては式 (7.3.11) による。

改定案 (9章)

引張接合はボルト軸方向に作用する引張力を伝達する継手形式であるが、同時にせん断力も作用するのが普通である。全強の75%の強度をもたせる場合は、これに相当する作用力に対して安全となるように設計する必要がある。

Tフランジが剛とみなせる短縮め形式ではてこ反力Rが生じ、一般にはTフランジの曲げによって図-解9.8.1に示すてこ反力Rが生じ、この分ボルト軸力を増大させることとなる。したがって、設計にはこれを考慮する必要がある。長縮め形式では連結部の局部変形がリブプレートにより阻止されるとともに、リブプレートによってボルト軸力が接合面に均等に伝達されることから、てこ反力が生じにくくこれを考慮しなくてもよい。

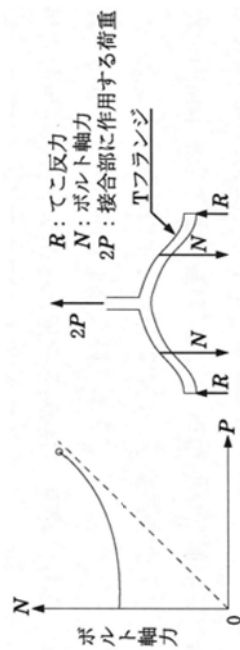


図-解 9.8.1 てこ反力

(1) 引張接合用高力ボルトの制限値 N_{ad} は、表-解 9.8.1 の強度の特性値を使用して算出される値 N_t に各種部分係数を乗じたものを用いてよい。なお、ボルトの締付けは初期導入軸力が弾性範囲内にあるトルク法によって行うのが原則であり、ナット回転角法、耐力点法は採用しない。

表-解 9.8.1 引張接合用高力ボルトの降伏ボルト軸力

ボルトの等級	ねじの呼び	N (kN)	A_t (mm ²)	σ_y (N/mm ²)	N_y (kN)
F10T	M20	165	245	900	221
	M22	205	303		273
	M24	238	353		318
S10T	M20	165	245	900	221
	M22	205	303		273
	M24	238	353		318

ここに、

N : ボルト軸力 (kN)

A_t : JIS B 1082:2009 (ねじの有効断面積及び座面の負荷面積) に規定されるねじ部の有効断面積 (mm²)

σ_y : 表-4.1.13 に規定される引張接合用高力ボルトの引張強度の特性値 (N/mm²)

N_y : 降伏ボルト軸力 (kN) $N_y = \sigma_y \cdot A_t$

現行

(1) 引張接合はボルト軸方向に作用する引張力を伝達する継手形式であるが、同時にせん断力も作用するのが普通であるため条文のように規定している。全強の75%の強度をもたせる場合は、これに相当する荷重に対して安全となるように設計する必要がある。

Tフランジが剛と見なせる短縮め形式ではてこ反力Rが生じ、一般にはTフランジの曲げによって図-解 7.3.5. に示すてこ反力Rが生じ、この分ボルト軸力を増大させることとなる。したがって、設計にはこれを考慮する必要がある。長縮め形式では連結部の局部変形がリブプレートにより阻止されるとともに、リブプレートによってボルト軸力が接合面に均等に伝達されることから、てこ反力が生じにくくこれを考慮しなくてもよい。

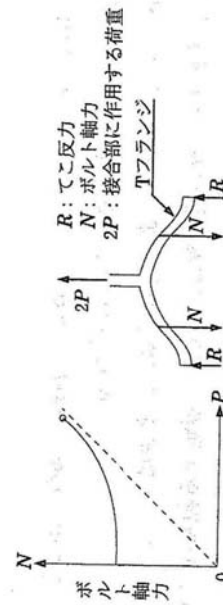


図-解 7.3.5 てこ反力

備考

改定案（9章）	現行	備考
<p>1) てこ反力と接合部に作用する荷重の比をてこ反力係数という。てこ反力の大きさに影響を与える要因には、Tフランジの板厚、ボルト配置及び接合部の各部寸法等があり、構造詳細の設計にあたっては、てこ反力をなるべく小さくするための配慮が必要である。</p> <p>てこ反力の算出方法は種々提案がされており、適用にあたってはボルト配置や接合部の板厚等、それらが前提としている構造詳細等の条件に留意する必要がある。これについては文献14)を参考にすることができる。</p> <p>2) 外力の増加により、ボルト位置付近の接触圧力が減少し、摩擦抵抗が低下することを考慮したものである。</p> <p>一方、外力の増加によるてこ反力の増加は摩擦抵抗を増加させるが、式(9.8.3)はてこ反力による摩擦抵抗増大効果を無視しており、安全側の結果を与える。なお、接合面の処理は摩擦接合の規定に準じてよい。</p> <p>(2)1) 長締め形式ではてこ反力は無視できるほど小さいので、式(9.8.4)により設計してよいこととしている。</p> <p>接合部はボルトの初期導入軸力と外力による応力となるべく同様となるようにボルトの長さ、最大間隔等に配慮する必要がある。文献9)では接合部の構造詳細についてもとりまとめており、これを参考にする¹⁾ことができる。</p> <p>2) 接合面の平坦度が悪いと付加ボルト軸力が増大したり、局部的な応力集中が生じるので、長締め形式では接合面を機械切削加工することが多い。この場合には十分なすべり耐力が得られなくなるので、接合面にせん断力を負担させず、せん断力が作用する場合はこれに抵抗できる構造に設ける必要がある。</p>	<p>(3) 1) てこ反力と接合部に作用する荷重の比をてこ反力係数という。てこ反力の大きさに影響を与える要因には、Tフランジの板厚、ボルト配置及び接合部の各部寸法等があり、構造詳細の設計にあたっては、てこ反力をなるべく小さくするための配慮が必要である。</p> <p>てこ反力の算出方法は種々提案がされており、適用にあたってはボルト配置や接合部の板厚等、それらが前提としている構造詳細等の条件に留意する必要がある。</p> <p>これについては文献9)を参考にすることができる。</p> <p>2) 外力の増加により、ボルト位置付近の接触圧力が減少し、摩擦抵抗が低下することを考慮したものである。</p> <p>一方、外力の増加によるてこ反力の増加は摩擦抵抗を増加させるが、式(7.3.10)はてこ反力による摩擦抵抗増大効果を無視しており、安全側の結果を与える。また、継手面の処理は摩擦接合の規定に準じてよい。</p> <p>(4) 1) 長締め形式ではてこ反力は無視できるほど小さいので、式(7.3.11)により設計してよいこととしている。</p> <p>接合部はボルトの初期導入軸力と外力による応力となるべく同様となるようにボルトの長さ、最大間隔等に配慮する必要がある。文献9)では接合部の構造詳細についてもとりまとめており、これを参考にする¹⁾ことができる。</p> <p>2) 継手面の平坦度が悪いと付加ボルト軸力が増大したり、局部的な応力集中が生じるので、長締め形式では接合面を機械切削加工することが多く、この場合には十分なすべり耐力が得られなくなるので、接合面にせん断力を負担させず、せん断力が作用する場合はこれに抵抗できる構造に設ける必要がある。</p>	
<p>9.9 高力ボルト摩擦接合の限界状態3</p> <p>9.9.1 一般</p> <p>高力ボルト摩擦接合が、9.9.2及び9.9.3の規定による場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p> <p>摩擦接合継手では、限界状態1を超えたあとに、ボルト孔周辺の支圧降伏の進展のあと、ボルトの破断又は被接合材の破壊が生じ、これらのどちらかの状態を限界状態3と考えることができる。そのため、9.9.2及び9.9.3により摩擦接合でのボルトと被接合材の母材及び連結板それぞれが限界状態3を超えないとみなせる条件を満足することにより、摩擦接合として限界状態3を超えないとみなしてよいとされた。</p>		

改定案 (9章)

現行

備考

9.9.2 摩擦接合用高力ボルト

(1) 軸方向力又はせん断力が作用する板を連結する場合に、式(9.9.1)を満足する。

$$V_{sd} \leq V_{fud} \dots\dots\dots (9.9.1)$$

ここに、

- V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力 (N)
- V_{fud} : ボルト1本あたりの制限値(N)で、式(9.9.2)によるボルトのせん断破断に対する軸方向力又はせん断力の制限値 (N)

$$V_{fud} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{MBSI} \cdot \tau_{ok} \cdot A_s \cdot m \dots\dots\dots (9.9.2)$$

- A_s : ねじ部の有効断面積 (mm²)
- m : 接合面数 (単せん断: $m=1$, 複せん断: $m=2$)
- τ_{ok} : 表-4.1.10 に示す摩擦接合用ボルトのせん断破断強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{MBSI} : 抵抗係数で表-9.9.1 に示す値とする。
- ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.9.1 に示す値とする。
- ζ_2 : 部材・構造係数で表-9.9.1 に示す値とする。

(2) 曲げモーメントが作用する板を連結する場合に、式(9.9.3)を満足する。

$$V_{sd} = \frac{M_{sd}}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} V_{fud} \dots\dots\dots (9.9.3)$$

ここに、

- V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力 (N)
- M_{sd} : ボルト群に生じる曲げモーメント (N・mm)
- y_i : ボルトから中立軸までの距離 (mm)
- Σ : 接合線の片側にあるボルトに対する和
- y_n : 最縁ボルトの中立軸からの距離 (mm)。ただし、同一連結

備考	現行	改定案 (9章)
		<p>部のフランジをボルトで連結している場合は、中立軸からフランジの圧縮縁又は引張縁までの距離(mm)</p> <p>V_{fnd} : 式(9.9.2)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし、抵抗係数は、表-9.9.1に示す Φ_{MBM1} とする。</p> <p>(3) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が組み合わされて作用する板を連結する場合に、式(9.9.4)を満足する。</p> $\sqrt{(V_{sp} + V_{sM})^2 + V_{ss}^2} \leq V_{fnd} \dots\dots\dots (9.9.4)$ <p>ここに、</p> <p>V_{sp} : 軸方向力によるボルト1本あたりに生じる力(N)</p> <p>V_{sM} : 曲げモーメントによるボルト1本あたりに生じる力(N)</p> <p>V_{ss} : せん断力によるボルト1本あたりに生じる力(N)</p> <p>V_{fnd} : 式(9.9.2)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし、抵抗係数は、表-9.9.1に示す Φ_{MBM1} とする。</p> <p>(4) 曲げモーメントによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合に、式(9.9.5)を満足する。</p> $V_{sdh} = S_{sd} \cdot \frac{Q}{I} \cdot \frac{p}{n} \leq V_{fnd} \dots\dots\dots (9.9.5)$ <p>ここに、</p> <p>V_{sdh} : 水平方向に連結するボルト1本あたりに生じる力(N)</p> <p>S_{sd} : 計算する断面に生じるせん断力(N)</p> <p>Q : 部材の総断面の中立軸回りの、せん断力を計算する接合線の外側の断面一次モーメント(mm³)</p> <p>I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント(mm⁴)</p> <p>p : ボルトのピッチ(mm)</p> <p>n : 接合線直角方向のボルト数</p> <p>V_{fnd} : 式(9.9.2)に示すボルト1本あたりの制限値(N)</p>

表-9.9.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ζ_1	$\zeta_2 \cdot \Phi$ (Φ_{MBSI} , Φ_{MBmI} , Φ_{MBCI}) (ζ_2 と Φ の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.50
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		0.60
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

高力ボルト摩擦接合のボルトの限界状態 3 は、ボルトの破断と考えることができる。これは支圧接合のボルトの限界状態 3 と同じ状態であることから、これまでの示方書でのボルト破断強度を基に規定されてきた支圧ボルトの許容応力度による設計と、概ね同程度の安全余裕を有するように調整された係数を用いて定められた制限値を超えないことを照査することとされている。

9.9.3 摩擦接合での母材及び連結板

- (1) 軸方向引張力を受ける母材は 9.5.5 に規定する純断面に対して、5.4.5 の規定を満足し、かつ、9.5.6 及び 9.5.8 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 軸方向圧縮力が作用する母材は、総断面に対して 5.4.4 の規定を満足し、かつ、9.5.6 及び 9.5.8 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、式(5.4.17)における ρ_{org} , ρ_{crf} の補正係数は考慮しなくとよい。
- (3) 連結板は母材が(1)及び(2)を満足し、かつ、9.5.12 の規定による場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(1), (2) 軸方向引張力を受ける母材は 5.4.5 の規定により照査してよいが、その場合の純断面は、9.5.5(3)2) による割り増しをしない純断面であることに注意が必要である。なお、母材のはし抜け等の縁端部でのせん断破壊は、9.5.6 及び 9.5.8 の規定によりボルトの最小間隔と縁端距離の規定を満足することで生じないと考えられる。

軸方向圧縮力を受ける母材は 5.4.4 により限界状態 3 を超えない条件を満足することで限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされた。この場合、母材の総断面を抵抗断面と考えてよく、また、連結部では局部座屈が生じないと考えられることから式(5.4.17)での補

改定案 (9章)	現行	備考
<p>正係数は考慮しなくてよい。</p> <p>なお、ファイラーを有する摩擦接合の場合は、引張、圧縮とも薄板側の母材断面を抵抗断面とし、ファイラー断面は抵抗断面に見込まず設計する必要がある。</p> <p>(3) 9.5.12の規定によると、連結板は母材と同等以上の強度及び剛性となることから、(1)及び(2)を満足することで、限界状態3を超えることはない。</p> <p>9.10 高力ボルト支圧接合の限界状態3</p> <p>9.10.1 一般</p> <p>高力ボルト支圧接合が、9.10.2及び9.10.3の規定による場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい</p> <p>支圧接合継手では限界状態1を超えたあとに、ボルト孔周辺での支圧降伏の進展の後、ボルトの破断又は被接合材の破壊が生じ、これらのどちらからの状態を限界状態3と考えることができる。そのため、9.10.2及び9.10.3により支圧接合でのボルトと被接合材の母材及び連結板それぞれが限界状態3を超えないとみなせる条件を満足することにより、支圧接合として限界状態3を超えないとみなしてよいとされた。</p> <p>9.10.2 支圧接合用高力ボルト</p> <p>(1) 軸方向力又はせん断力が作用する板を連結する場合に、式(9.10.1)を満足する。</p> $V_{sd} \leq V_{ud} \dots\dots\dots (9.10.1)$ <p>ここに、</p> <p>V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力(N)</p> <p>V_{ud} : ボルト1本あたりの制限値(N)で、式(9.10.2)によるボルトのせん断破断に対する軸方向力又はせん断力の制限値。</p> $V_{ud} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{MBS,l} \cdot \tau_{ex} \cdot A_s \cdot m \dots\dots\dots (9.10.2)$ <p>A_s : ねじ部の有効断面積(mm²)</p> <p>m : 接合面数(単せん断：$m=1$、複せん断：$m=2$)</p> <p>τ_{uk} : 表-4.1.11に示す支圧接合用ボルトのせん断破断強度の特性値(N/mm²)</p>		

備考	現行	改定案（9章）
		<p> Φ_{MBsl} : 抵抗係数で、表-9.10.1に示す値とする。 ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.10.1に示す値とする。 ζ_2 : 部材・構造係数で表-9.10.1に示す値とする。 </p> <p> (2) 曲げモーメントが作用する板を連結する場合に、式(9.10.3)を満足する。 </p> $V_{sd} = \frac{M_{sd}}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} V_{ud} \dots\dots\dots (9.10.3)$ <p> ここに、 </p> <ul style="list-style-type: none"> V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力 (N) M_{sd} : ボルト群に生じる曲げモーメント (N・mm) y_i : ボルトから中立軸までの距離 (mm) Σ : 接合線の片側にあるボルトに対する和 y_n : 最縁ボルトの中立軸からの距離 (mm)。ただし、同一連結部のフランジをボルトで連結している場合は、中立軸からフランジの圧縮縁又は引張縁までの距離 (mm) V_{ud} : 式(9.10.2)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし、抵抗係数は、表-9.10.1に示す Φ_{MBsl} とする。 <p> (3) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が組み合わされて作用する板を連結する場合に、式(9.10.4)を満足する。 </p> $\sqrt{(V_{sp} + V_{sm})^2 + V_{ss}^2} \leq V_{ud} \dots\dots\dots (9.10.4)$ <p> ここに、 </p> <ul style="list-style-type: none"> V_{sp} : 軸方向力によるボルト1本あたりに生じる力 (N) V_{sm} : 曲げモーメントによるボルト1本あたりに生じる力 (N) V_{ss} : せん断力によるボルト1本あたりに生じる力 (N) V_{ud} : 式(9.10.2)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし、抵抗係数は、表-9.10.1に示す Φ_{MBsl} とする。 <p> (4) 曲げモーメントによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合に、式(9.10.5)を満足する。 </p>

$$V_{sdh} = S_{sd} \cdot \frac{Q}{I} \cdot \frac{p}{n} \leq V_{ud} \dots\dots\dots (9.10.5)$$

ここに,

- V_{sdh} : 水平方向に連結するボルト1本あたりに生じる力(N)
- S_{sd} : 計算する断面に生じるせん断力(N)
- Q : 部材の総断面の中立軸回りの、せん断力を計算する接合線の外側の断面一次モーメント(mm³)
- I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント(mm⁴)
- p : ボルトのピッチ(mm)
- n : 接合線直角方向のボルト数
- V_{ud} : ボルト1本あたりの制限値(N)で、式(9.10.2)による

表-9.10.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi(\Phi_{MBSI}, \Phi_{MBMI}, \Phi_{MBCI})$ (ξ_2 と Φ の積)
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.50
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		0.60
iii) 3.5(2)3)で㊹を考慮する場合	1.00	

設計で考慮する支圧接合継手のボルトの限界状態3は、ボルトの破断と考えることができ、この項ではボルトの破断に対して照査する規定となつている。なお、これまでの示方書でのボルト破断強度を基に規定されてきた支圧ボルトの許容応力度による設計と、概ね同程度の安全余裕を有するように調整された係数を用いて制限値が規定されている。

9.10.3 支圧接合での母材及び連結板

- (1) 軸方向引張力が作用する母材が、9.5.5に規定する純断面に対して、5.4.5の規定を満足し、かつ、9.5.6及び9.5.8の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 軸方向圧縮力が作用する母材が、総断面に対して5.4.4の規定を満足し、かつ、9.5.6及び9.5.8の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、式(5.4.17)における ρ_{erg} , ρ_{crit} の低減係数は考慮しなくとよい。

現行	備考
<p style="text-align: center;">改定案（9章）</p> <p>(3) 連結板は母材が、(1)及び(2)を満足し、かつ、9.5.12の規定による場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p> <p>(1) 軸方向引張力を受ける母材の限界状態3は5.4.5の規定によるが、その場合の純断面は9.5.5(3)(2)による割増しをしない純断面であることを注意が必要である。なお、母材のはし抜け等の縁端部でのせん断破壊は、9.5.6及び9.5.8の規定によりボルトの最小間隔と縁端距離の規定を満足することで生じないとみなせるとされた。</p> <p>(2) 軸方向圧縮力を受ける母材は5.4.4により限界状態3を超えないことを満足することで限界状態3を超えないとみなしてよいとされた。この場合、母材の総断面を抵抗断面と考えてよく、また、連結部では局部座屈が生じないとみなせることから式(5.4.17)での補正係数は考慮しなくてよい。</p> <p>(3) 9.5.12の規定によることで、連結板は母材と同等以上の強度及び剛性となるため、この場合には(1)及び(2)を満足することで、限界状態3を超えないとみなすことができる。</p> <p style="text-align: center;">9.11 高力ボルト引張接合の限界状態3</p> <p style="text-align: center;">9.11.1 一般</p> <p>高力ボルト引張接合が、1)及び2)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。</p> <p>1) 高力ボルトが9.11.2の規定を満足する。</p> <p>2) 被接合材が5章の関連規定により限界状態3を超えないとみなせる条件を満足する。</p> <p>引張接合継手は、高力ボルトの縮付けによって生じる接合面の接触圧力が作用力とつり合って荷重伝達する。ボルトの引張破断、被接合材の破壊のいずれかの状態を限界状態3と考えることができるため、9.11.2によりボルトが限界状態3を超えないとみなせる条件を満足すること、被接合材が限界状態3を超えないとみなせる条件を満足することにより、引張接合として限界状態3を超えないとみなしてよいとされた。なお、被接合材は、曲げやせん断、引張など作用力の方向によって5章の限界状態3に関する関連規定を満足する必要がある。</p> <p style="text-align: center;">9.11.2 引張接合用高力ボルト</p> <p>(1) 短縮め形式 短縮め形式では引張力によって生じるてこ反力を考慮しなければならぬ。</p> <p>1) 引張力が生じる接合部のボルトが、式(9.11.1)を満足する。</p>	

$$V_{sdp} = P_{sd} (1+p_y) / n \leq V_{ind} \dots\dots\dots (9.11.1)$$

ここに、

V_{sdp} : てこ反力を考慮したボルト1本に生じる引張力(N)

P_{sd} : 接合部に生じる引張力(N)

p_y : てこ反力係数

n : 接合部のボルト本数

V_{ind} : ボルト1本あたりに生じる引張力の制限値(N)で、式(9.11.2)により算出する。

$$V_{ind} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{MTI} \cdot \sigma_{tk} \cdot A_e \dots\dots\dots (9.11.2)$$

A_e : ねじ部の有効断面積(mm²)

σ_{tk} : 表-4.1.13に示す引張接合用高力ボルトの引張降伏強度の特性値(N/mm²)

Φ_{MTI} : 抵抗係数で表-9.11.1に示す値とする。

ζ_1 : 調査・解析係数で表-9.11.1に示す値とする。

ζ_2 : 部材・構造係数で表-9.11.1に示す値とする。

表-9.11.1 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ζ_1	$\zeta_2 \cdot \Phi_{MTI}$ (ζ_2 と Φ_{MTI} の積)
i) ii) 及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.75
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合		0.90
iii) 3.5(2)3)で㊹を考慮する場合	1.00	

(2) 長縮め形式

引張力が作用する接合部のボルトが、式(9.11.3)を満足する。

$$V_{sdp} = P_d / n \leq V_{ind} \dots\dots\dots (9.11.3)$$

ここに、

h_{sdp} : ボルト1本に生じる引張力(N)

P_d : 接合部に生じる引張力 (N)
 n : 接合部のボルト本数
 V_{ind} : ボルト 1 本あたりの引張力の制限値 (N) で、式 (9.11.2) により算出する。

(1) 長締め形式での引張接合用高力ボルトは、破断に至る状態を限界状態 3 と考えることができ、式 (9.11.1) を満たす場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされた。このとき、短締め形式で式 (9.11.1) では、てこ反力を考慮されており、てこ反力に関する留意点は、9.8.2 の解説と同様である。引張接合用高力ボルトの引張力の制限値 V_{ul} は、表-解 9.11.1 の強度の特性値を使用して算出される値 N_u に各種の部分係数を乗じたものを用いてよい。

表-解 9.11.1 引張接合用高力ボルトのボルト破断軸力

ボルトの等級	ねじの呼び	n (kN)	A_f (mm ²)	σ_{uk} (N/mm ²)	N_u (kN)
F10T	M20	165	245	1000	245
	M22	205	303		303
	M24	238	353		353
S10T	M20	165	245	1000	245
	M22	205	303		303
	M24	238	353		353

ここに、 N : ボルト軸力 (kN)

A_e : JIS B 1082 に規定されるねじ部の有効断面積 (mm²)

σ_{uk} : JIS B 1186 に規定されるボルトの破断強度の下限値 (N/mm²)

N_u : ボルト破断軸力 (kN) $N_u = \sigma_{uk} \cdot A_e$

(2) 長締め形式での引張接合用高力ボルトでは、ボルトの破断を限界状態 3 と考えることができ、式 (9.11.3) を満たす場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされた。このとき、長締め形式ではてこ反力は無視できるほど小さいので、その影響は考慮されていない。

9.12 ピンによる連結

9.12.1 一般

- (1) ピンによる連結では、ピンに働く作用力に対してピン自身が安全であるととも、ピンにより連結される部材も安全でなければならぬ。
- (2) ピンによる連結部では、ピン及び連結される部材が移動しないようにしな

7.4 ピンによる連結

- (1) ピン孔を有する部材は孔周辺に生じる応力集中に対して安全となるように設計しなければならない。
- (2) ピンで部材を連結する場合は、その連結部で部材が移動しないようにし、

改定案（9章）	現行	備考
<p>ければならない。また、ピン及びピン孔は回転による摩擦の影響が少なくない。</p> <p>(3) (4)から(9)並びに、9.12.2及び9.12.3の規定を満足する場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(4) <u>ピンによる連結では、主にせん断と支圧により力を伝達し、ピン軸まわりに回転を可能とする構造とする。</u></p> <p>(5) <u>ピンの直径は75mm以上とし、ボルト孔や切り欠きを設けない。</u></p> <p>(6) <u>ピンの仕上げ部の長さは部材の外間距離より6mm以上長くし、ピンの両端にはローマスナット又は座金付き普通ナットを使用する。</u></p> <p>(7) <u>ピンとピン孔の直径の差は、ピンの直径130mm未満のものに対しては0.5mm、ピンの直径130mm以上のものに対しては1mmとする。</u></p> <p>(8) <u>ピン孔を通る横断面における引張部材の純断面積は、計算上必要な純断面積の140%以上、引張部材のピン孔背後における純断面積は、計算上必要な純断面積の100%以上とする。</u></p> <p>(9) <u>ピン孔がある部分の引張部材の腹板厚はその純幅の1/8以上とする。</u></p>	<p>適当な方法でナットが緩まないようにしなければならぬ。また、ピン及びピン孔は回転による摩擦の影響が少なくなるように配慮しなければならぬ。</p> <p>(3) <u>ピン及びピン孔を有する部材の設計にあたって(4)から(8)までの規定による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。</u></p> <p>(4) <u>ピンの直径は75mm以上とする。</u></p> <p>(5) <u>ピンの仕上げ部の長さは部材の外間距離より6mm以上長くし、ピンの両端にはローマスナット又は座金付き普通ナットを使用する。</u></p> <p>(6) <u>ピンとピン孔の直径の差は、ピンの直径130mm未満のものに対しては0.5mm、ピンの直径130mm以上のものに対しては1mmとする。</u></p> <p>(7) <u>ピン孔を通る横断面における引張部材の純断面積は、計算上必要な純断面積の140%以上、引張部材のピン孔背後における純断面積は、計算上必要な純断面積の100%以上とする。</u></p> <p>(8) <u>ピン孔がある部分の引張部材の腹板厚はその純幅の1/8以上とする。</u></p>	
<p>(1) <u>部材をピンで連結する場合には、ピン本体とピンによる連結のための嵌接部材のピン孔が作用力に対して安全であることが求められる。</u></p> <p>(2) <u>部材をピンで連結する場合、部材の移動は振動の原因となり、二次応力を生じるので、部材が定められた位置から移動しないようにカラーを用いる等の方法によって、部材片の位置を固定する必要がある。適当な方法でナットが緩まないようにすることが有効である。また、ピンとピン孔の直径の差は、ヒンジとして回転する限り、組立に無理のない範囲でなるべく小さくするのがよい。</u></p> <p>(4) <u>この項でのピンを用いた部材の連結は、主にせん断と支圧により力を伝達すると共に、ピン軸周りに回転を可能とする構造を対象として、5.3.12(2)の制限値を用いることができることから規定されている。ピンの支持条件による構造特性として、曲げも作用することになるが、<u>図解5.3.1</u>に示すように、両端支持でその支持幅が大きく、実際の応力度が支間を1として計算した場合よりも十分に小さいような、せん断と支圧が支配的な構造とする必要がある。このような条件に適合した場合のみ、この幅のピン連結に関する各種の規定や制限値等を用いることができる。</u></p> <p>(5) <u>ピンは、計算上の強度が十分あってもあまり細いものは摩擦したときの強度低下が大きくなり、使用しないのがよいことから、<u>ピンの直径は、75mm以上とされている。</u>ただし、部材力の伝達を期待しない部材等を連結するの用に用いるピンはこの限りではない。部材力の伝達の使用の前提として、ボルト孔や切り欠きを設けず、応力集中のない構造とする必要がある。</u></p>	<p>(2) <u>部材をピンで連結する場合、部材の移動は振動の原因となり二次応力を生じるので、部材が定められた位置から移動しないようにカラーを用いる等の方法によって、部材片の位置を固定する必要がある。また、ピンとピン孔の直径の差は、ヒンジとして回転する限り、組立に無理のない範囲でなるべく小さくするのがよい。</u></p> <p>ピンは、計算上の強度が十分あってもあまり細いものは摩擦したときの強度低下が大きいため使用しないのがよい。</p> <p>(4) <u>ピンの直径は、摩擦等を考慮して75mm以上とするのが望ましい。ただし、部材力の伝達を期待しない部材等を連結するの用に用いるピンはこの限りではない。</u></p>	

改定案 (9章)

現行

備考

(6) ピンの仕上げ部の長さは、部材の外間距離より6mm以上(片側3mmずつ)長くし、ねじ部が部材にかからないようにする。仕上げ部の長さが部材の外間距離より長くなるか、いるので、ナット部材を完全におさえることができるようにローマスナットを使用するか、普通ナットの場合には座金を使用するのがよい(図-解9.12.1)。

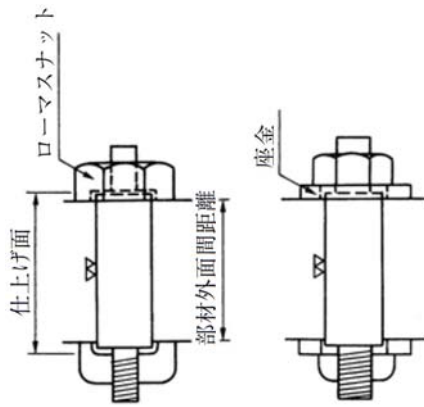


図-解 9.12.1 ピン及びナット

(7) ピンとピン孔の直径の差は、ヒンジとして回転する限り、なるべく小さい方がよいが、組立のために多少余裕をみて直径130mm未満のピンでは0.5mm、それ以上で1mmとしている。

(8) ピン孔を有する引張材では、部材の軸に直角に測ったピン孔を通したの純断面積(図-解9.12.2のa-a断面)はその部材の計算上必要な純断面積より40%大きくする。また、それに直角な方向(部材軸方向のピン孔を通しての断面。図-解9.12.2のb-b断面)の純断面積も必要純断面積以上とする。

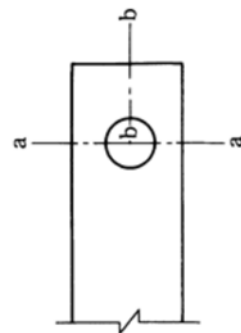


図-解 9.12.2 ピン孔を有する引張材

(9) アイバーについては、図-解9.12.3のt-t断面の断面積は、計算上必要な断面積の

(6) ピンの仕上げ部の長さは、部材の外間距離から6mm以上(片側3mmずつ)長くし、ねじ部が部材にかからないようにする。仕上げ部の長さが部材の外間距離より長くなるか、いるので、ナット部材を完全におさえることができるようにローマスナットを使用するか、普通ナットの場合には座金を使用するのがよい(図-解7.4.1)。

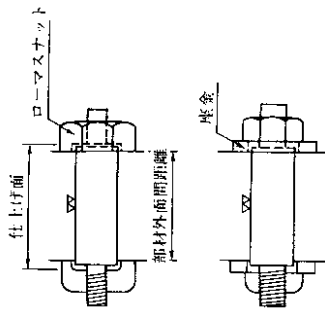


図-解 7.4.1 ピン及びナット

(6) ピンとピン孔の直径の差は、ヒンジとして回転する限り、なるべく小さい方がよいが、組立のために多少余裕をみて直径130mm以下のピンでは0.5mm、それ以上で1mmとしている。

(7) ピン孔を有する引張材では、部材の軸に直角に測ったピン孔を通したの純断面積(図-解7.4.2のa-a断面)はその部材の計算上必要な純断面積より40%大きくする。また、それに直角な方向(部材軸方向のピン孔を通しての断面。図-解7.4.2のb-b断面)の純断面積も必要純断面積以上とする。

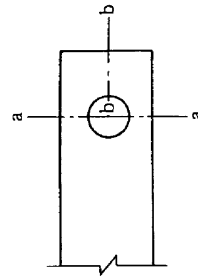
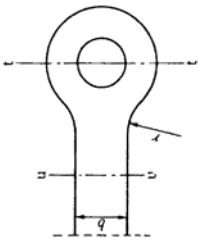
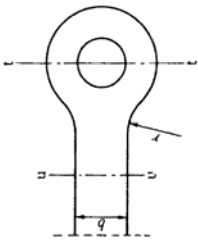


図-解 7.4.2 ピン孔を有する引張材

(8) アイバーについては、図-解7.4.3のt-t断面の断面積は、計算上必要な断面積の135%

改定案（9章）	現行	備考
<p>135%以上として、頭の形はピン孔と同心円とするのがよい。また、<u>図-解 9.12.3</u>に示す変曲部の半径 r はあまり小さいと応力集中がはなはだしいので、できるだけ大きくする。アイバーの厚さは、計算上必要がなくても 25mm 以上として、ピンの直径はアイバーの幅 b の 0.8 倍以上とするのがよい。</p>	<p>以上として、頭の形はピン孔と同心円とするのがよい。また、<u>図-解 7.4.3</u>に示す変曲部の半径 r はあまり小さいと応力集中がはなはだしいので、できるだけ大きくする。アイバーの厚さは、計算上必要がなくても 25mm 以上として、ピンの直径はアイバーの幅 b の <u>8/10 以上</u>とするのがよい。</p>	
<p>9.12.2 ピンによる連結の限界状態 1</p> <p>ピンによる連結部が 5.3.12(2)の規定を満足し、かつ、被連結部が 5.3.11の規定を満足する場合には、<u>限界状態 1 を超えないとみなしてよい。</u></p> <p>ピンによる連結部は、9.12.1(4)のとおり、せん断と支圧により力を伝達することを基本としている。このため、ピンがせん断力と支圧力に対して限界状態 1 を超えないとみなせる条件を満足すること、被連結部材の孔壁が支圧力に対して限界状態 1 を超えないとみなせる条件を満足することにより、ピンによる連結部が限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされた。そのため、ピンがせん断力及び支圧力に対して 5.3.12(2)の規定を満足し、被連結部材は支圧力に対して 5.3.11の規定を満足する必要がある。</p>	<p></p> <p><u>図-解 9.12.3 アイバーの形状</u></p>	
<p>9.12.3 ピンによる連結の限界状態 3</p> <p>ピンによる連結部が 5.4.12の規定を満足し、かつ、被連結部が 5.4.11の規定を満足する場合には、<u>限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u></p> <p>ピンによる連結部は、9.12.1(4)の規定のとおり、せん断と支圧により力を伝達することを基本としている。このため、ピンがせん断力と支圧力に対して限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足すること、被接合部材の孔壁が支圧力に対して限界状態 1 を超えないとみなせる条件を満足することにより、ピンによる連結部が限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされた。そのため、ピンがせん断力及び支圧力に対して 5.3.12(2)の規定を満足し、被連結部材が支圧力に対して 5.4.11の規定を満足する必要がある。</p>	<p></p> <p><u>図-解 7.4.3 アイバーの形状</u></p>	

改定案（9章）	現行	備考
<p>9.13 鋼部材とコンクリート部材の接合</p> <p>(1) 鋼部材とコンクリート部材とを連結し一体の部材とする場合の接合部においては、少なくとも(2)から(4)を満足しなければならない。なお、この節に規定されていない事項については、関連する各編の規定によらなければならない。</p> <p>(2) 接合部における鋼材及びコンクリートの荷重分担が明確であり、部材相互の応力を確実に伝達できる構造とする。</p> <p>(3) 接合部付近では、鋼材部材及びコンクリート部材に発生する二次応力や応力集中の影響が生じない構造とする。</p> <p>(4) 施工工程を考慮し、各施工段階の応力度及びそれぞれの合成応力度に対し、所要の安全性を確保する。</p>		
<p>(1) この節では、鋼部材とコンクリート部材の接合部の設計において、構造特性にかかわらず満足する必要がある事項を規定している。なお、この節に規定がない事項及び具体的な構造部位等の設計事項に関する規定については、関連する各編の規定による。例えば、鋼部材とコンクリート部材の接合としては、鋼桁とコンクリート床版の接合、鋼桁とコンクリート下部工の接合（橋台部ジョイントレス構造の鋼桁と橋台の隅角部、鋼多径間ラーメン橋梁の鋼桁と橋脚の剛結部など）、鋼桁とコンクリート桁の接合、鋼製橋脚とフーチングの接合、鋼製の落橋防止システムとコンクリートの橋台及び橋脚との接合などが考えられる。具体的な事項については、14.5 ずれ止め、IV編の7.8における橋台部ジョイントレス構造など、鋼部材とコンクリート部材の合成構造に応じた各編の規定による必要がある。</p> <p>(2) 接合を有する部材の性能の前提として、設計上の耐荷機構における、鋼材及びコンクリートの荷重分担を明確にすることが求められる。</p> <p>実験により構造特性が明確となっている接合部を採用する場合においても、実験で考慮された条件が成立する範囲で用いる必要がある。接合部の位置は、接合部の剛性低下等の影響が構造物全体系に大きな影響を与えない位置とするのがよい。</p> <p>(3) 接合した部材の軸線間に大きな偏心がある場合は、局部的な曲げモーメントやせん断力が発生し、有害な応力集中やびびり割れの原因となる。したがって、接合部を構成する各要素においては偏心を小さく抑えることが望ましい。軸力の作用する主桁に混合構造を適用する場合は接合部の設計においては、特に注意が必要である。</p> <p>(4) 鋼とコンクリートの接合部は、コンクリートの打込みや部材の設置手順等により施工工程に応じて発生する応力の状態が異なる。そのため、あらかじめ想定した施工条件に従い、各施工段階における応力の状態を適切に評価し、それぞれに対して安全であることを確認する必要がある。</p>		

改定案（9章）	現行	備考
<p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) 示方書小委員会鋼橋示方書分科会：道路橋示方書適用上の注意，道路，1975年11月</p> <p>2) 日本道路協会橋梁委員会：道路橋示方書に関する質問および回答，道路，1981年3月</p> <p>3) 木原博・稲垣道夫・堀川一男・栗山良員：「50kg/mm²級高張力鋼すみ肉溶接部の割れについて」，溶接学会誌 第39巻 第3号，1970年</p> <p>4) 三木千壽・中村勝樹・遠藤秀臣・等農克巳：「仮付け溶接の長さごとヒール・クラックの発生について」，土木学会論文集 第404号/I-11，1989年4月</p> <p>5) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，平成元年4月</p> <p>6) 本州四国連絡橋公団：HBS高力ボルト規格 B1101, B1102, B1103，平成4年8月</p> <p>9) (社)日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)，JSS IV 05-199.5，平成6年3月</p> <p>10) 西村宣男・秋山寿行：「曲げを受ける鋼I桁高力ボルト継手のすべり機構と限界強度の評価」，鋼構造年次論文報告集，Vol.1.4, 1996.11</p> <p>11) 宮崎晴之・黒田充紀・田中雅人・森猛：「板厚の異なる材片を接合した高力ボルト摩擦接合の滑り耐力」，構造工學論文集，vol.44A, 1998.3</p> <p>12) 独立行政法人土木研究所，公立大学法人大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，共同研究報告書第428号，2012.1</p> <p>13) 南邦明・糟谷正・三木千壽：「道路橋示方書におけるすみ肉溶接サイズ基準の考察」，溶接学会論文集，第23巻，第3号，2005</p> <p>14) (社)日本鋼構造協会：溶接開先標準JSS I 03-2005，平成17年12月改正</p> <p>15) 土木学会、本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、別冊2、<u>疲れに関する検討</u>、S55年3月</p> <p>16) 高井俊和、山口隆司、三ツ木幸子、西川真未：「高力ボルト継手の終局挙動における孔変形に着目した2、3の考察」，構造工學論文集 Vol.60A，2014.3.</p>	<p style="text-align: center;">参 考 文 献</p> <p>1) 示方書小委員会鋼橋示方書分科会：道路橋示方書適用上の注意，道路，1975.11</p> <p>2) (社)日本道路協会橋梁委員会：道路橋示方書に関する質問および回答，道路，1981.3</p> <p>3) 木原博，稲垣道夫，堀川一男，栗山良員：50kg/mm²級高張力鋼すみ肉溶接部の割れについて，溶接学会誌 第39巻 第3号，1970</p> <p>4) 三木千壽，中村勝樹，遠藤秀臣，等農克巳：仮付け溶接の長さごとヒール・クラックの発生について，土木学会論文集 第404号/I-11，1989.4</p> <p>5) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.4</p> <p>6) 本州四国連絡橋公団：HBS高力ボルト規格 B1101, B1102, B1103，1992.8</p> <p>9) (社)日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)，JSS IV 05-1994.1994.3</p> <p>10) 西村宣男，秋山寿行：曲げを受ける鋼I桁高力ボルト継手のすべり機構と限界強度の評価，鋼構造年次論文報告集，Vol.1.4, 1996.11</p> <p>11) 宮崎晴之，黒田充紀，田中雅人，森猛：板厚の異なる材片を接合した高力ボルト摩擦接合の滑り耐力，構造工學論文集，Vol.1.44A, 1998.3</p> <p>12) 独立行政法人土木研究所，大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，共同研究報告書第428号，2012.1</p> <p>7) (社)日本道路協会：摩擦接合用トルシヤ形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット，1983</p> <p>8) (社)日本道路協会：支圧接合用打込み式高力ボルト・六角ナット・平座金のセット，1971</p>	

新旧対比表

I 共通編		現行	備考
改定案		目次	
I 共通編		目次	
I 共通編		I 共通編	
1章 総則	1章 総則	1.4 調査	
1.1 適用の範囲	1.1 適用の範囲	1.5 計画	
1.2 用語の定義	1.2 用語の定義	1.5.1 架橋位置と形式の選定	
1.2.1 用語の定義	1.2.1 用語の定義	1.5.2 交差物件との関係	
1.2.2 字句の意味	1.2.2 字句の意味	1.6 設計	
1.3 設計の基本理念	1.3 設計の基本理念	1.6.1 設計の手法	
1.4 橋の重要度		1.6.2 構造設計上の配慮事項	
1.5 設計供用期間		1.7 設計図等に記載すべき事項	
1.6 調査			
1.7 計画			
1.7.1 架橋位置と形式の選定			
1.7.2 交差物件との関係			
1.8 設計			
1.8.1 設計の基本方針			
1.8.2 設計の手法			
1.8.3 構造設計上の配慮事項			
1.9 設計図等に記載すべき事項			
1.10 施工			
2章 橋の耐荷性能に関する基本事項	2章 橋の耐荷性能に関する基本事項		
2.1 橋の耐荷性能の設計において考慮する状況の区分	2.1 橋の耐荷性能の設計において考慮する状況の区分		
2.2 橋の耐荷性能の設計において考慮する橋の状態の区分	2.2 橋の耐荷性能の設計において考慮する橋の状態の区分		
2.3 橋の耐荷性能	2.3 橋の耐荷性能		
3章 設計状況	3章 設計状況		
3.1 作用の種類	3.1 作用の種類		

改定案	現行	備考
<p>3.2 設計状況の設定</p> <p>3.3 作用の組合せ</p> <p>4章 橋の限界状態</p> <p>4.1 橋の限界状態</p> <p>4.2 上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態</p> <p>4.3 部材等の限界状態</p> <p>4.4 構造細目</p> <p>5章 橋の耐荷性能の照査</p> <p>5.1 一般</p> <p>5.2 照査の方法</p> <p>6章 橋の耐久性能に関する基本的事項と照査</p> <p>6.1 一般</p> <p>6.2 耐久性確保の方法と照査</p> <p>7章 橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討</p> <p>7.1 一般</p> <p>8章 作用の特性値</p> <p>8.1 死荷重</p> <p>8.2 活荷重</p> <p>8.3 衝撃の影響</p> <p>8.4 プレストレス力</p> <p>8.5 コンクリートのクリープの影響</p> <p>8.6 コンクリートの乾燥収縮の影響</p> <p>8.7 土圧</p> <p>8.8 水圧</p> <p>8.9 浮力又は揚圧力</p> <p>8.10 温度変化の影響</p> <p>8.11 温度差の影響</p> <p>8.12 雪荷重</p> <p>8.13 地盤変動の影響</p> <p>8.14 支点移動の影響</p>	<p>2章 荷重</p> <p>2.1 荷重の種類</p> <p>2.2 荷重</p> <p>2.2.1 死荷重</p> <p>2.2.2 活荷重</p> <p>2.2.3 衝撃</p> <p>2.2.4 プレストレス力</p> <p>2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮</p> <p>2.2.6 土圧</p> <p>2.2.7 水圧</p> <p>2.2.8 浮力又は揚圧力</p> <p>2.2.10 温度変化の影響</p> <p>2.2.12 雪荷重</p> <p>2.2.13 地盤変動及び支点移動の影響</p>	

改定案	現行	備考
<p>8.15 遠心荷重</p> <p>8.16 制動荷重</p> <p>8.17 風荷重</p> <p>8.18 波圧</p> <p>8.19 地震の影響</p> <p>8.20 衝突荷重</p> <p>8.21 施工時荷重</p> <p>9章 使用材料</p> <p>9.1 鋼材</p> <p>9.2 コンクリート</p> <p>9.2.1 一般</p> <p>9.2.2 コンクリート材料</p> <p>9.2.3 コンクリートの強度</p> <p>9.3 設計計算に用いる定数</p> <p>10章 上下部接続部</p> <p>10.1 支承部</p> <p>10.1.1 一般</p> <p>10.1.2 支承部の耐荷性能に関する設計</p> <p>10.1.3 支承部に作用する力</p> <p>10.1.4 支承部の限界状態</p> <p>10.1.5 抵抗の特性値</p> <p>10.1.6 支承部の耐荷性能の照査</p> <p>10.1.7 支承と上下部構造の取付部の設計</p> <p>10.1.8 支承の移動量</p> <p>10.1.9 支承部の耐久性能に関する設計</p> <p>10.1.10 支承部の施工</p> <p>10.1.11 メナーゼヒンジ支承</p> <p>10.2 遊間</p> <p>10.3 伸縮装置</p> <p>10.3.1 一般</p> <p>10.3.2 伸縮装置に作用する力</p> <p>10.3.3 設計伸縮量</p> <p>10.3.4 伸縮装置の耐久性能に関する検討</p>	<p>2.2.15 遠心荷重及び制動荷重</p> <p>2.2.9 風荷重</p> <p>2.2.14 波圧</p> <p>2.2.11 地震の影響</p> <p>2.2.17 衝突荷重</p> <p>2.2.16 施工時荷重</p> <p>3章 使用材料</p> <p>3.1 鋼材</p> <p>3.2 コンクリート</p> <p>3.2.1 一般</p> <p>3.2.2 コンクリートの材料</p> <p>3.2.3 コンクリートの強度</p> <p>3.3 設計計算に用いる物理定数</p> <p>4章 支承部, 伸縮装置</p> <p>4.1 支承部</p> <p>4.1.1 一般</p> <p>4.1.2 支承部に作用する力</p> <p>4.1.3 支承の移動量</p> <p>4.1.4 支承と上下部構造との取付部</p> <p>4.1.5 耐久性に対する配慮</p> <p>4.1.6 支承の据付け</p> <p>4.2 伸縮装置</p> <p>4.2.1 一般</p> <p>4.2.3 伸縮装置に作用する力</p> <p>4.2.2 設計伸縮量</p>	

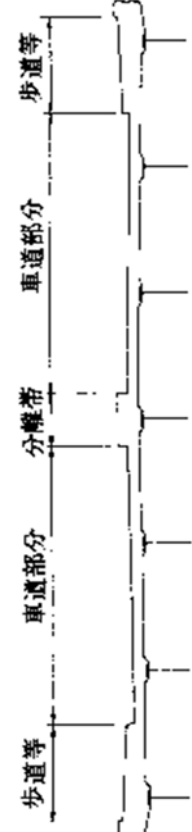
改定案	現行	備考
<p>10.3.5 伸縮装置の施工 10.4 フェールセーフ</p> <p>11章 付属物等 11.1 橋梁用防護柵 11.1.1 一般 11.1.2 橋梁用防護柵が床版部分に与える影響 11.2 排水 11.3 橋面舗装 11.4 点検施設等 11.5 付属施設 11.6 添架物 11.7 その他</p> <p>12章 記録 12.1 橋梁台帳 12.2 橋歴板 12.3 設計・施工に関する事項</p>	<p>5章 付属物等 5.1 橋梁用防護柵 5.1.1 一般 5.1.2 橋梁用防護柵が床版に与える影響 5.2 排水 5.3 橋面舗装 5.4 点検施設等 5.5 付属施設 5.6 添架物 5.7 その他</p> <p>6章 記録 6.1 橋梁台帳 6.2 橋歴板 6.3 設計・施工に関する事項</p>	

改定案（1章）	現行	備考
<p style="text-align: center;">I 共通編 1章 総則</p> <p>1.1 適用の範囲</p> <p>(1) 道路橋示方書は、支間長が200m以下の橋の設計及び施工に適用する。ただし、支間長が200mを超える橋についても、橋種、構造形式、架橋地点の実状等に応じ必要かつ適切な補正を行って、この示方書を準用することができる。</p> <p>(2) この示方書は、I共通編、II鋼橋・鋼部材編、IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、IV下部構造編、V耐震設計編で構成し、各編の適用の範囲は以下のとおりとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) I共通編 橋の性能等、共通的な事項及び支承部、伸縮装置、付属物等 2) II鋼橋・鋼部材編 主として鋼上部構造、鋼部材 3) IIIコンクリート橋・コンクリート部材編 主としてコンクリート上部構造、コンクリート部材 4) IV下部構造編 主として下部構造 5) V耐震設計編 耐震設計 <p>(1) 道路橋示方書は、適用範囲を支間長が200m以下の橋とされている。なぜなら、支間長が大きくなると、それに応じた荷重の取り方や設計細目等を考慮する必要がある。このよう な橋に対してこの示方書の規定をそのまま適用するのは必ずしも妥当とはいえないため である。しかし、道路橋示方書が定める基本的な事項の多くは支間長が200mを超える橋 にも適用でき、この観点から、支間長が200mを超える橋にも準用してよいとされている。 なお、支間長が200m以下であっても、その構造形式で、わが国での既存の施工実績の 最大支間長に近いあるいは超える橋長では、荷重の取り方や組合せ、材料管理、部分係数 値の適用等必要に応じて適切な検討を行う必要がある。</p>	<p style="text-align: center;">I 共通編 1章 総則</p> <p>1.1 適用の範囲</p> <p>(1) 道路橋示方書は、支間長が200m以下の橋の設計及び施工に適用する。ただし、支間長が200mを超える橋についても、橋種、構造形式、架橋地点の実状等に応じ必要かつ適切な補正を行って、この示方書を準用することができる。</p> <p>(2) この示方書は、I共通編、II鋼橋編、IIIコンクリート橋編、IV下部構造編、V耐震設計編で構成し、各編の適用の範囲は次のとおりとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) I共通編 ……荷重等各編に共通する事項及び支承部、伸縮装置、付属物等 2) II鋼橋編 ……主として鋼製の上部構造 3) IIIコンクリート橋編 ……主としてコンクリート製の上部構造 4) IV下部構造編 ……主として下部構造 5) V耐震設計編 ……耐震設計 <p>(1) 支間長が大きくなると、それに応じた荷重のとり方や設計細目等を考慮する必要がある。このよう な橋に対してこの示方書の規定をそのまま適用するのは必ずしも妥当 とはいえない。このため、この示方書の適用範囲を支間長が200m以下の橋としている。 しかし、この示方書で定める基本的な事項の多くは支間長が200mを超える橋にも適用 でき、この観点から、これらの橋にも準用してよい。 なお、支間長が200m以下であっても、橋の構造形式によっては我が国での施工実績を 超える場合があり得る。したがって、それぞれの構造形式における最大支間長に近い支 間長を有する橋又はそれを超えるような橋を設計する場合は、応力や変形の解析、材料</p>	

備考	現行	改定案（1章）
	<p>管理等必要に応じて適切な検討を行う必要がある。</p> <p>(2) 各編の適用範囲のうち、鋼部材については鋼橋編を、コンクリート部材についてはコンクリート橋編を適用するとともに、ラーメン構造の橋脚躯体及び鋼製橋脚を含め下部構造に関わるものについては下部構造編を、耐震設計に関わるものについては耐震設計編を適用する。</p> <p>鋼橋編、下部構造編におけるコンクリートの施工に関しては、それぞれの編において定めた規定のほか、コンクリート橋編に定めた規定を準用するのがよい。</p> <p>なお、橋は道路の本体の一構造物であるから、その構造規格は道路構造令の規定によらなければならない。また、この示方書に規定していない事項については、必要に応じて関連する技術基準等を参考に検討することが望ましい。</p>	<p>条文にて施工に適用する規定とあるのは、道路橋示方書では設計に関する規定とその前提条件としての施工に関する規定をもとに定めていることに対応している。完成時に設計で意図する所要の要求性能を満足するためには、材料や施工の条件、地盤等の調査、品質管理の方法等について、橋の設計に正しく反映されることが必要であり、また施工にあたっては、設計で前提とした条件に合致する施工が行われなければならない。</p> <p>なお、橋は道路の本体の一構造物であるから、その構造規格は道路構造令の規定によらなければならない。</p> <p>(2) この示方書では、まず、共通編にて、橋に求められる性能やそれを達成する方法に係わる基本的な考え方が規定されている。そして、橋が有すべき所要の性能については、II編以下を適切に適用し、照査を満足したときと同等である必要がある。照査については、上部構造の主たる部材が鋼部材である場合、又は、コンクリート部材である場合には、それぞれII編、又は、III編が適用できる。橋脚、基礎など下部構造特有の事項に関わるものについては主としてIV編を、耐震設計に関わるものについては主としてV編を適用できるが、これらの編を適用するにあたっては、鋼部材については主として鋼橋・鋼部材編を、コンクリート部材については主としてコンクリート橋・コンクリート部材編を適用する。また、鋼構造及びコンクリート構造の設計施工のうち、IV編及びV編に規定されない事項についてはII編及びIII編によることが前提になっている。</p> <p>橋梁技術の進展にとよまない、鋼とコンクリートの複合構造、上下部構造が一体となった橋梁形式などの採用事例も増えているなどの理由から、今回の改定では、示方書の構成を現在のIからV編から見直すことも考えられた。しかし、いわゆる混合構造、合成構造、複合構造であっても基本的には鋼部材としての設計、コンクリート部材としての設計が主たる部分を占めること、上下部一体構造であっても、上部構造部分と下部構造部分では主たる機能が異なり従来の上部構造としての設計手法、下部構造としての設計手法が基本となることから、従来の構成が踏襲されている。換言すれば、構造や材料によっていづれかの編のみによればよいということではなく、構造や材料によらず基本的に全ての編を適用して最も適当な方法で設計されなければならないということである。</p> <p>この示方書に規定していない事項については、必要に応じて関連する技術論文や図書を参考に検討することが可能であるが、各条文の趣旨を十分に反映する必要がある。条文の多くは、それぞれ密接な関連性を有しており、全編の関連する規定との関係に注意して設計することが必要である。関連する技術論文や図書においては、実現しようとする性能や記載事項の前提となる力学条件等がこの示方書と必ずしも一致しないこともあるので、他の技術論文や技術図書を参考にすることをその点に注意した適切な取り扱いが必要である。これに関連して、設計の手法に関わる留意点については1.8.2の解説も、材料の取扱いについては9.2(2)の解説も参考にされたい。</p> <p>条文においては、特にことわりのない限り、「II 鋼橋・鋼部材編」を「II編」、「III 鋼</p>

備考	現行	改定案(1章)
	<p>1.2 用語の定義</p> <p>1.2.1 用語の定義</p> <p>(1) 上部構造 橋台、橋脚に支持される橋桁その他の構造部分をいう。</p> <p>(2) 下部構造 上部構造からの荷重を基礎地盤に伝達する構造部分で、橋台、橋脚及びそれらの基礎をいう。</p> <p>(3) 鋼橋 上部構造を構成する主要部材が鋼材からなる橋をいう。</p> <p>(4) コンクリート橋 上部構造を構成する主要部材がコンクリートからなる橋をいう。</p> <p>(5) 車道部分 車道部(車道、中央帯、路肩等)のうち自動車が行き交う部分(歩道、自転車道等)を除く部分をいう。</p> <p>(6) 歩道等 道路構造令第2条で定義する歩道、自転車道及び自転車歩行者道をいう。</p> <p>(7) 主荷重 橋の主要構造部を設計する場合において、常に作用すると考えなければならない荷重をいう。</p> <p>(8) 従荷重 橋の主要構造部を設計する場合において、必ずしも常時又はしばしば作用するとは限らないが、荷重の組合せにおいて必ず考慮しなければならない荷重をいう。</p> <p>(9) 特殊荷重 橋の主要構造部を設計する場合において、橋種、構造形式、架橋地点の状況等の条件によっては、特に考慮しなければならぬ荷重をいう。</p>	<p>1.2 用語の定義</p> <p>1.2.1 用語の定義</p> <p>(1) 上部構造 橋台、橋脚に支持される橋桁その他の構造部分をいう。</p> <p>(2) 下部構造 上部構造からの荷重を基礎地盤に伝達する構造部分で、橋台、橋脚及びそれらの基礎をいう。</p> <p>(3) 上下部接続部 上部構造と下部構造を接続するための構造部位をいう。</p> <p>(4) 鋼橋 上部構造を構成する主要部材が鋼材からなる橋をいう。</p> <p>(5) コンクリート橋 上部構造を構成する主要部材がコンクリートからなる橋をいう。</p> <p>(6) 車道部分 車道部(車道、中央帯、路肩等)のうち自動車が行き交う部分(歩道、自転車道等)を除く部分をいう。</p> <p>(7) 歩道等 道路構造令第2条で定義する歩道、自転車道及び自転車歩行者道をいう。</p> <p>(8) 部材等 着目する単独の部材又は複数の部材の集合、部材の一部分又は接合部、安定に関わる周辺地盤をいう。</p> <p>(9) 設計供用期間 適切な維持管理が行われることを前提に、設計の前提として橋が所要の性能を発揮することを期待する期間をいう。</p> <p>(10) 橋の性能 橋の耐荷性能や耐久性能、その他使用目的との適合性を満足するために必要な性能から構成される一連の性能をいう。</p> <p>(11) 橋の耐荷性能 設計状況に対して、橋としての荷重を支持する能力の観点及び橋の構造安全性の観点から、橋の状態が想定される区分にあることを所要の信頼性で実現する性能をいう。</p>

備考	現行	改定案（1章）
		<p>(12) 橋の耐久性能 設計供用期間に対して、材料の経年的劣化が橋の耐荷性能に影響を及ぼさない状態を、所要の信頼性で実現する性能をいう。</p> <p>(13) 設計状況 地形、地質、気象、自動車の通行の状況等、橋が置かれる外的環境について、外的環境に係る作用の組合せで代表させたものをいう。</p> <p>(14) 限界状態 橋の耐荷性能を照査するにあたって、応答値に対応する橋や部材等の状態を区分するために用いる状態の代表点をいう。</p> <p>(15) 作用 部材等が発生する断面力や変形等の状態変化を部材等に生じさせる全ての働きをいう。</p> <p>(16) 荷重 部材等に働く作用を力に変換したものをいう。</p> <p>(17) 永続作用 設計供用期間内において、その大きさが大きく変動することなく継続的に、又は、非常に高い頻度で部材等に影響を及ぼす作用をいう。</p> <p>(18) 変動作用 設計供用期間内において、絶えず大きさが変動し、その作用の最大値又は最小値が部材等に及ぼす影響が無視できない作用をいう。</p> <p>(19) 偶発作用 設計供用期間内に生じる可能性が極めて小さい、又は、その規模や頻度について確率統計的に扱うことが困難であるが、部材等に及ぼす影響が甚大である作用をいう。</p> <p>(20) 応答値 断面力や変形等、作用により変化する部材等の状態を表す指標の値をいう。</p> <p>(21) 特性値 設計計算において、作用や材料の性質、部材等の応答の性質を最も適切に代表できるものとした指標の値をいう。</p> <p>(22) 二次部材 橋の耐荷性能の着目している照査にあたって、その存在の影響を見込まない部材をいう。</p> <p>(23) 部材等の設計耐久期間</p>

改定案（1章）	現行	備考
<p>適切な維持管理が行われることを前提に、経年の影響に対し、部材等毎に材料の機械的性質や力学的特性等が部材等の耐荷性能の設計における前提に適合する範囲に留まることを期待する期間をいう。</p>	<p>この示方書で条文の意味を明確にするために必要な用語について定義が規定されている。</p> <p>(2) 下部構造は、その部材構成にかかわらず、上部構造を所定の位置に保持すること、及び、上部構造からの荷重を基礎地盤に伝達し、これを支持することを担う構造部分である。地盤からの支持力や構造からの復元力が確実に得られるように、橋台背面アブローチ部及び基礎地盤なども含めて下部構造と考えるのがよい。</p> <p>部材の状態の評価に当たっては、基礎と地盤の相互作用並びにそのばらつきの影響を見込む必要がある。特に、支承やフーチングを有さず上下部が一体とされるような構造については、基礎と地盤の相互作用の影響を見込む構造の範囲に適切に評価し、場合によってはIV編の関連する規定も上部構造の設計にも適切に準用することが必要になる。</p> <p>(3) 上下部接続部とは、上部構造と下部構造を接続する部位であり、一般に、支承を介して接合される場合、剛結合される場合、メナーゼヒンジ支承などでヒンジ結合される場合がある。また、アーチ橋の端支柱と補剛桁やアーチアバットの接合部のように、上下部構造の接続部と同様に2つの構造が分離している部位も、上下部接続部に類する部位として、上下部接続部に必要な性能を満足させるように設計する必要がある。</p> <p>(4) (5) この示方書では、設計において考慮する状況やこれを代表する作用の組合せや境界状態を明確にした耐荷性能の照査の実施などの設計体系が主要部材を構成する材料によらず統一されている。また、今回、従来の鋼橋編、コンクリート橋編を鋼部材編、コンクリート部材編ともしており、橋種の別なく、鋼部材やコンクリート部材を組み合わせて橋が設計できるようにされた。複合構造を本示方書により設計する場合は、本編によるとともに、主としてII編とIII編の規定を適切に準用し、設計すればよい。各編の適用に係わる留意事項については1.1(2)の解説も参照のこと。</p> <p>(9) この示方書では、橋の耐荷性能の照査においては、作用の組合せを評価する期間として設計供用期間が用いられ、作用の組合せや各作用に乗じる部分係数が設定されている。また、橋の耐久性の照査においては、外的作用の経年の累積に伴う材料の劣化に対して、設計段階から予定されるものとして考慮する以外の大規模な補修や補強を行う必要が生じないものとして想定する期間として設計供用期間を用いている。橋の設計供用期間については、1.4の解説も参照のこと。</p> <p>(10) 1.3に規定されるように橋の性能を構成する要素は種々あるが、ここでは基本的な要素が示されている。橋の性能の構成する基本的な要素については1.3の解説を併せて参照されたい。また、性能のうち、橋の耐荷性能や耐久性能については、(11)及び(12)の解説、並びに、1.8.1.2.3及び6.1の解説も併せて参照のこと。</p>	<p>備考</p>
	<p>(6) 車道部分とは自動車が物理的に通行できる部分をいう。具体的には図-解1.2.1に示すように段差、縁石、防護柵等を設けて自動車の通行を物理的に排除している部分以外をいう。</p>  <p>図-解1.2.1 車道部分、歩道等及び分継帯の区分</p> <p>(7) 歩道、自転車道及び自転車歩行者道に作用する活荷重はほぼ同一の性質を有しているもので、この示方書ではこれらを一括して歩道等と定義し、同一の活荷重をとるものとして扱う。</p> <p>(8) (9) この示方書では荷重を載荷の頻度、作用の仕方、構造物に与える影響等の観点から主荷重、従荷重及び特殊荷重の三つに区分しており、主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重のみ考慮する場合は許容応力度の割増しを許していないが、従荷重及び従荷重</p>	<p>備考</p>

備考	現行
	<p>(11)、(12) この示方書では、橋の耐荷性能に対する設計は、設計供用期間中の任意の時刻における作用の組合せにおける橋又は部材等の状態が、橋としての荷重を支持する能力の観点や構造安全性の観点から発揮されるべき適切な状態の区分にあるようにすることが求められる。橋の耐荷性能の照査のために設定する限界状態を代表する制限値も、荷重変位曲線上の強度や変位を指標とすることが多い。設計で考慮する作用の評価においては、同時載荷される作用の組合せの最大値（極値）に着目し、設計供用期間中に生じる作用の同時載荷の統計的な性質を評価し、これに従来の経験も加味して評価することが考え方の根底になっている。同時載荷される作用の組合せの最大値（極値）に着目しているということには、設計で考慮する同時載荷状況の発生時期と関係づけて作用を評価しているものではないこと、部材等の耐荷性能を照査するために用いる作用の組合せの評価も橋の設計供用期間と常に一致させることに留意する。</p> <p>橋の耐久性能は、設計供用期間中の任意の時刻において橋が適切な耐荷性能を発揮するための前提の一つとして捉えられている。しかし、劣化に応じた橋や部材等の劣化の影響を受けた強度の変化を追跡し、強度の変化によって橋の耐荷性能が変化することを評価するようなことは求めていない。この示方書では、橋の耐荷性能の評価に影響を及ぼすような劣化が、橋の耐荷性能の照査で見込んだ有効断面及び有効断面内の材料の力学特性を損なうことのない状態に留まるように設計することが基本的な設計方針とされている。したがって、設計では、橋の耐荷性能を評価する前提として見込んだ有効断面、及び、その材料の機械的性質や力学特性に累積的效果が生じないとみなせる期間が、当該部材等の設計耐久期間以上であることを照査することが求められている。そして、作用の評価については、着目する劣化に直接に関係する作用の累積を評価することが考え方の根底になっている。</p> <p>また、橋の耐久性能に関しては、作用の累積と関係づけられておられることや、部材等を積極的に交換することで確実な長寿命化を合理的に達成するような設計も期待できるところから、6章では、部材等の耐久性能を評価するにあたっては、作用の累積を評価する期間として、橋における個別の部材等の設計耐久期間を橋の設計供用期間とは別に設定し、用いることも可能とされている。詳細は、6章の解説を参照のこと。</p> <p>実際には、既知の実績ある照査方法を構造細目や照査方法を適用することで橋の耐荷性能や耐久性能を満足させることも多く、この示方書に示す照査方法の全てが、必ずしも上記の根底にある考え方をそのまま体現しているわけではない。たとえば、橋の耐荷性能を照査するための作用の組合せについても、橋が従来発揮してきた性能を達成できるように、単に確率統計的な調査を行って定めるのではなく、経験や実績も加味している。また、コンクリート部材等の耐久性の照査を行うにあたっては、ある作用の組合せを仮定し、それに対する応力や変位を算出して行う方法も用いられている。しかし、本編の規定の適切な運用に当たっては、この示方書では、基本的な考え方として、橋の耐久性能が橋の耐荷</p>

性能の前提条件として捉えられていること、また、橋の耐荷性能と耐久性能では、橋がお
 かる外的状況が橋に与える影響の評価について異なる捉え方をしていることを認識してお
 くのがよい。

(14) この示方書では、橋の耐荷性能を橋が置かれる状況と状態の組合せで定義するものとさ
 れている。したがって、橋の耐荷性能を定義するためには、橋の状態を区分し、これと設
 計状況が組み合わせられる。また、橋の耐荷性能の照査を行うためには、適切な状態にあ
 ることの信頼性を測ればよい。その方法の一つとして、状態の区分を定義するための限界
 状態を定義し、これを超えないことの信頼性を測ることを以て、橋が適切な状態にあるこ
 との信頼性を測るとみなすことが規定されている。そこで、条文では、限界状態は、橋や
 部材等の状態を区分するために定義したものとされている。

(15) (16) 作用を考慮するにあたって、力学的な外力として表現したものを荷重、クリープの
 影響などのように本来その性質が直接的には外力とはならないものを影響と呼び、区別し
 ている。また、塩分の浸透などのように材料の経年劣化に影響を与える外的要因であり、
 また、その性質が直接的に外力とはならないものも、総称として、作用という用語に包含
 させ、作用という用語を用いている。

(22) 二次部材や主要部材の区別は、特定の部材の種類と関連づけられたものではなく、当
 該部材が個々の橋の構造や設計思想によってどのよう位置付けられるのかによって決ま
 るものである。橋の設計毎に適切に分類され、かつ、分類に整合するように設計されなけ
 ればならない。

(23) 維持管理の方法等も考慮したときに、補修や部材等の更新なども含めて橋全体としての
 耐久性能を合理的に確保するためには、橋の設計供用期間に加えて、部材毎に耐久性確保
 することを期待する期間を個別に付与することもできるように意図されたものである。

1.2.2 字句の意味

規定の末尾に用いられる字句の意味は表-1.2.1 に示すとおりとする。

表-1.2.1 末尾に置く字句の意味

末尾に置く字句	意味の区別
.....する。	理論上又は実際上の明確な根拠に基づ づく規定又は規格や取扱いを統一する必 要性から設けた規定。 したがって、よほどはつきりした理 由がない限り当該規定に従わなければ ならない。
.....とする。	
.....による。	
.....とおりとする。	
.....しなればならない。	

1.2.2 字句の意味

規定の末尾に用いられる字句の意味は表-1.2.1 に示すとおりとする。

表-1.2.1 末尾に置く字句の意味

末尾に置く字句	意味の区別
.....する。	理論上又は実際上の明確な根拠に基づ づく規定又は規格や取扱いを統一する必 要性から設けた規定。 したがって、よほどはつきりした理 由がない限り当該規定に従わなければ ならない。
.....とする。	
.....による。	
.....とおりとする。	
.....しなればならない。	

改定案（1章）

現行

備考

<p>……原則として……する。 ……を標準とする。</p>	<p>周囲の状況等によって一律に規制することはできないが、実用上、規格や取扱いを統一する必要性から設けた規定。したがって、規定の趣旨を逸脱しない範囲であれば、必ずしも当該規定に従う必要はない。</p>
<p>……することができる。</p>	<p>(1) 本来、厳密な検討を行ったうえで設計するのがよいもの、設計を簡単にすることを旨とするときの便宜上、簡便法を与えた規定。したがって、厳密な検討を行う場合には、それが当該規定に優先する。</p> <p>(2) 規定が全て安全側につくられているため、それをそのまま適用すると厳しすぎる場合、緩和するための規定。したがって、原則や標準とする規定が安全側にすぎることが明らかなる場合には、必ずしも当該規定に従う必要はない。</p>

<p>……原則として……する。 ……を標準とする。</p>	<p>周囲の状況等によって一律に規制することはできないが、実用上の必要から設けた規定。したがって、規定の趣旨を逸脱しない範囲であれば、必ずしも当該規定に従う必要はない。</p>
<p>……するのがよい。 ……することが望ましい。</p>	<p>理論上又は実際は規定どおり実施してほしいが、構造により、又は簡易を旨とする橋等で、そこまで厳重に規制する必要はないと思われる規定。 したがって、特に大きな支障がない限り規定に従わなければならない。</p>
<p>……してもよい。 ……することができる。</p>	<p>(1) 本来、厳密な検討を行ったうえで設計するのがよいのではあるが、設計を簡単にすることを旨とするときの便宜上、簡便法を与えた規定。したがって、厳密な検討を行う場合には、それが当該規定に優先する。</p> <p>(2) 規定が全て安全側につくられているため、それをそのまま適用すると厳しすぎる場合、緩和するための規定。したがって、安全側にすぎることが明らかなる場合には、緩和規定によってよい。</p>

この条文は、この示方書の条文中に用いる末尾に置く語句の意味を明らかにして適用上の疑義を防ぐために設けられている。

「原則として……する。」「……を標準とする」という語尾を有する規定がある一方で、当該条に緩和規定（「……することができる。」など）が特に規定されていないこともある。そのときには、規定の趣旨を逸脱しない範囲において当該規定の要求性能に照らして厳密な検討を行うのであれば、必ずしも原則又は標準のとおりにする必要はないと解釈できる。

「……を満足するとみなしてよい。」という語尾は、道路橋示方書が、性能規定型の規定方法、すなわち、各条文の構成は、要求する事項とその要求する事項を満たすと考えられる具体的方法をもとに規定する構成を基本としていることから、用いられている。このように、この示方書の規定の構成を理解し、適切に運用を行うために重要な役割を果たしている語尾であるが、その意味は字義どおりのみならず、よみやすいものである。条文中は、字句の意味について規定されていない。

また、橋に求める性能を設定し、必要な性能を確保するという観点からは、望ましい事項について仕様の的に規定するのではなく、構造設計上の配慮事項として検討する項目を明らかにし、精査を求めるものとされた。そこで、今回、この示方書では「……する」が望ましい

この条はこの示方書に用いる末尾に置く語句の意味を明らかにして適用上の疑義を防ぐために設けた。

改定案（1章）	現行	備考
<p>い」という語尾は、これを用いる必要がないので、定義から削除されている。なお、解説を付すにあたって、語尾は、条文中で用いられる語尾に捕らわれず、例えば考慮しておくことが望ましいと考えられる事項を解説するときに「望ましい」という語尾を使用している。また、語尾の意味は、その字義のとおりに捉えられよう。</p> <p>1.3 設計の基本理念</p> <p>橋の設計にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、維持管理の確実性及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。</p> <p>橋の設計において、橋全体に要求される性能を確保するうえで常に留意しなければならない事項を、設計の基本理念として示したものである。</p> <p>使用目的との適合性とは、橋が計画どおりに交通に利用できる機能のことであり、橋の性能を全て包括する概念である。</p> <p>構造物の安全性とは、死荷重、活荷重、地震の影響等の作用に対し、設計供用期間中に橋が適切な安全性を有していることであり、この示方書では、橋の耐荷性能がこれを代表している。使用目的との適合性からは、橋が、その置かれる状況において所要の機能を発揮できている状態にあることも安全性の意味に含まれると解釈される。</p> <p>構造物の耐久性とは、橋に経年的な劣化等による変化が生じたとしても、設計供用期間中、橋の耐荷性能やそれを含むより広い意味での使用目的との適合性が確保できることである。維持修繕を確実かつ容易にすることで、構造物の安全性を維持、回復させられるように設計することも耐久性の確保に含まれる。この示方書では、橋の耐久性能がこれを代表している。例えば、部材設計で見込んだ有効断面が維持されるように、想定される繰返し荷重による疲労や鋼材の腐食等の影響に対して設計するなど、構造物の安全性の前提条件を維持することが求められる。</p> <p>構造物の安全性や耐久性の他にも、通行者が安全かつ快適に橋を使用できるために必要な性能、たわみ等種の剛性にかかわる設計など、橋の耐荷性能とも耐久性とも関連はあるもののいづれとも区分し難かつたり、定量的にその効果を明らかにできないがにして性能を測る方法が明確でない設計事項、また、これまでの道路橋の落橋経験、損傷経験なども踏まえて、不測の事態に対して橋が致命的な状態に陥ることを抑止する一定の対策（フェールセーフ）を施すことなど、本示方書において、使用目的との適合性は広範な内容を包含している。</p> <p>以上の基本的な性能を達成するにあたって、設計又は性能の前提条件となるべき事項に、維持管理の確実性及び容易さ並びに施工品質の確保がある。</p> <p>維持管理の確実性及び容易さとは、供用中の日常点検、定期的な点検、地震等の災害時に被災の可能性の有無や程度などの橋の状態を確認するために行う必要がある調査、劣化や損</p>	<p>1.3 設計の基本理念</p> <p>橋の設計にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。</p> <p>橋の設計において、橋全体に要求される性能を確保するうえで常に留意しなければならない事項を、設計の基本理念として示したものである。</p> <p>それぞれは必ずしも独立、並列した内容ではなく、あくまでこれら全てを橋の調査、計画、設計、維持管理の各段階で常に念頭に置いて、この示方書の他の条文に従い、合理的かつ適切に橋の設計を行う必要がある。</p> <p>使用目的との適合性とは、橋が計画どおりに交通に利用できる機能のことであり、通行者が安全かつ快適に使用できる供用性などを含む。</p> <p>構造物の安全性とは、死荷重、活荷重、地震の影響等の荷重に対し、橋が適切な安全性を有していることである。</p> <p>耐久性とは、橋に経年的な劣化が生じたとしても使用目的との適合性や構造物の安全性が大きく低下することなく、所要の性能が確保できることである。例えば、繰返し荷重による疲労や、鋼材の腐食等に対して耐久性を有していなければならない。</p> <p>施工品質の確保とは、使用目的との適合性や構造物の安全性及び耐久性を確保できることとの前提となる所要の施工品質が確実に行われることである。また、施工段階における安全性も有していなければならない。施工の良し悪し及び耐久性に及ぼす影響が大きいことを設計の段階で十分に認識して、適切な施工品質が得られるよう努めることが重要である。また、設計計算だけでは決定しないような構造細目なども、耐久性と密接に関係がある場合があるので、設計において慎重に検討する必要がある。</p> <p>維持管理の確実性及び容易さとは、供用中の日常点検、定期的な点検、地震等の災害時に被災の可能性の有無や程度などの橋の状態を確認するために必要な調査、劣化や損傷が生じた場合に必要となる調査、補修や補強作業等が、確実かつ合理的に行えることとであり、これは設計の前提として耐久性や経済性にも関連するものである。</p> <p>従来の示方書では、この条文で維持管理の容易さとしていたため、例えば、設計において、あらかじめ点検を行う部位を決めておき、その部位に対しては、点検などの維持管理行為ができるだけ容易となるようにするもの、将来の不測の事態を考慮して、橋の中に点</p>	

備考	現行	改定案（1章）
	<p>検が行えない部位をできるだけ少なくするということについては配慮されない可能性があった。そのため、単に点検など設計段階で予定する維持管理行為に対する容易さに配慮するだけでなく、点検などの維持管理が困難な部位をできるだけ少なくするなど、維持管理ができることの確実性についても配慮すべきことが明確にされたものである。</p> <p>維持管理にあたっては、供用期間全体にわたって点検・診断・措置のサイクルを安定的に実施していくことが必要である。したがって、設計の段階から供用期間中に想定している各種の点検や異常時における点検についても適切に対応できるように設計の前提として具体的な維持管理の方法等の計画について考慮することが必要である。特に、地震等の災害時における供用の可否を判断するためには、速やかに構造物の状態を把握できることが不可欠である。また、計画した維持管理が確実に実行されるためには、点検や調査などの維持管理行為が確実に実行されるよう配慮されていることが重要である。</p>	<p>傷を生じた場合に必要となる調査や対策が確実に実施かつ合理的に行えることである。</p> <p>平成13年（2001年）の示方書では、この条文が維持管理の容易さとされていたため、例えば、設計において、あらかじめ点検を行う部位を決めておき、その部位に対しては、点検などの維持管理行為ができるだけ容易となるようにするもの、将来の不測の事態を考慮して、橋の中に点検が行えない部位をできるだけ少なくすることについては配慮されない可能性があるがあった。そのため、平成24年（2012年）の改定にて、単に点検など設計段階で予定する維持管理行為に対する容易さに配慮するだけでなく、点検などの維持管理が困難な部位をできるだけ少なくするなど、維持管理ができることの確実性についても配慮すべきことが明確にされた。この示方書でもこれが踏襲されている。なお、この示方書において不測の事態とは、構造物の状態に影響を与えうる可能性はあるが設計状況として考慮するのに十分な知見や経験がなく具体的に考慮すべき作用の規模等が示されていない状況、供用後に想定している要因により劣化し、部材の更新や大規模な補修が必要となる事態、又は交通環境の変化など、この示方書の規定には示されない供用環境の変化をいう。</p> <p>維持管理にあたっては、<u>道路法及び関連の政省令の定めに従って、供用期間全体にわたって点検・診断・措置・記録のメンテナンスサイクルを安定的に実施していくことが必要となる</u>。したがって、<u>定期点検やその他供用期間中に想定している各種の点検、地震や台風などの自然災害が生じたときにおける点検についても適切に対応できるように設計の前提として、具体的な維持管理の方法等の計画について設計の段階から考慮することが必要である</u>。特に、<u>地震等の災害時における供用の可否を判断するためには、速やかに構造物の状態を把握できることが不可欠である</u>。また、<u>計画した維持管理が確実に実行されるためには、点検や措置などの維持管理行為が確実に実行されるよう構築上配慮されていることが重要である</u>。</p> <p><u>施工品質の確保とは、施工段階における安全性が確保でき、かつ、使用目的との適合性や構造物の安全性及び耐久性が確保できることなど性能の照査で前提とする所要の施工品質が確実に得られる施工が行えることである</u>。施工の良し悪しが耐久性に及ぼす影響が大きいことを設計の段階で十分に認識し、適切な施工品質が得られるようにすることが重要である。このとき設計計算だけでは決定しないような細部構造なども耐久性と密接に関係する場合は、<u>あるので、設計において慎重に検討する必要がある</u>。また、<u>施工品質の確保にあたっては、所定の方法で施工が行われていることの検査を適当な時点で確実に行うことができるように、設計の段階から十分に認識して適切な構造となるようにすることが肝要である</u>。</p> <p>以上の設計を行うにあたって、<u>設計の各段階で常に念頭に常に考慮する事項に、環境との調和や経済性がある</u>。</p> <p>環境との調和とは、橋が建設地点周辺の社会環境や自然環境に及ぼす影響を軽減すること又は橋が周辺環境と調和すること及び橋が周辺環境にふさわしい景観性を有すること等である。橋の場合、個々の橋のみに着目して景観性や周辺地形の改変などの環境条件を考慮しても、路線全体としては適切とはならないこともあるため、計画段階から様々な視点で検討する</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>点から検討することが重要である。</p> <p>経済性に関しては、ライフサイクルコストを最小化する観点から、単に建設費を最小にするのではなく、点検管理や補修等の維持管理費を含めた費用がより小さくなるよう心がけることが大切である。このとき、個々の橋のみに着目して経済性を考慮しても、橋を含む区間や路線全体としては経済性が優れたものとならないこともある。そのため、建設から維持管理までの全過程を通して、当該橋のみならず関連する道路区間などの全体として経済的となるように配慮することが必要である。</p> <p>橋は道路網を構成する重要な構造物であり、架け替えや大規模な補修によって道路としての機能が一時的にでも失われることが極力ないように設計することが望ましい。このため、適切な維持管理が行われることが前提に、橋が良好な状態を維持する期間を設計時に想定することは、設計の基本理念を実効あるものにする上で不可欠である。</p> <p>そのため、過去の実績や現状における技術的知見をもとに設計上の目標期間として具体的な期間を定めるべきとの意見もある。しかし、この期間は、設計に用いる荷重値の設定等とも密接に関連するが、従来の規定を用いて設計された構造物に大きな支障が生じていないことや、見直すに足る十分なデータの蓄積がないことから、具体的な期間の設定は行わず、多くの規定は従来のものが踏襲された。なお、耐久性に関する事項については、性能を照査するにあたって設計上目標とする時間の概念が必要であることから、一定の知見が得られているものについては100年を目安に設定されている。</p> <p>橋を供用する目的は個別の路線や整備される地域、想定される利用者によって異なるが、供用期間中に橋に求められる性能を満たすためには、橋の調査、計画、設計、維持管理の各段階は密接に関連していることから、それぞれの段階の配慮事項は独立しているものではなく、一体的に検討するべきである。</p> <p>また、現在までに建設され供用中の橋についての調査、計画、設計、維持管理からの知見を、新設及び供用中の橋について最大限活用することが重要である。</p>	<p>ことが重要である。</p> <p>経済性に関しては、ライフサイクルコストを最小化する観点から、単に建設費を最小にするのではなく、点検管理や補修等の維持管理費を含めた費用がより小さくなるよう心がけることが大切である。このとき個々の橋のみに着目して経済性を考慮しても、橋を含む区間や路線全体としては経済性が優れたものとならないこともある。そのため当該橋のみならず関連する道路区間などの全体として経済的となるように配慮することが必要である。</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>1.4 橋の重要度</p> <p>(1) 橋の設計において実現するべき橋の性能は、物流等の社会・経済活動上の位置付けや、防災計画上の位置付け等の道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性を考慮して決定する。</p> <p>(2) 耐震設計上の橋の重要度は、V編 2.1(2)によるものとする。</p> </div> <p>道路橋の設計において実現するべき橋の性能の内容や水準は、橋がその一部として機能を果たすこととなる道路の種類や防災上の位置付けなどに応じて適切に設定される必要がある。計画の段階から設計、施工の段階における各段階において、多くの選択肢からより適当なものを抽出することを繰り返すが、その選択にあたっては、道路ネットワークにおける橋</p>

備考	現行	改定案（1章）
		<p>の位置付けを常に念頭に置くのがよいため、本条が規定されている。</p> <p><u>橋の耐荷性能の選択にあたっては、耐震設計上の橋の重要度を考慮することが本編 2.3 及び V 編 2.1(2) に規定されている。また、V 編 2.7.1(2) では、橋の耐荷性能の観点に加えて、耐震設計上の橋の重要度が B 種の橋では、機能回復を速やかに行うための対策の必要性を検討するものとされている。これ以外の、たとえば橋の耐久性能や維持管理の容易さに関する橋の重要度と性能の選択肢を設定する考え方に標準化されたものはないが、本条は、設計の各段階で常に念頭におくべき事項として、広い概念として、橋の位置付けを考慮することが明確にされている。本編 1.8.3 における構造全体としての補完性又は代替性の確保、維持管理のしやすさ（補修・補強等の対応のしやすさ）などの配慮事項に対する方策や本編 6 章における橋の耐久性能に関する設計において橋に付与する性能を考えるにあたっては、例えば平常時の重み付けとしての国際物流基幹ネットワークや緊急時の重み付けとしての緊急輸送道路などとして当該路線が担うネットワーク機能ができるだけ絶えないようにするための路線の代替性を常に念頭に置くのがよい。</u></p> <p>1.5 設計供用期間</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>橋の設計にあたっては、適切な維持管理が行われることを前提に橋が性能を発揮することを期待する期間として設計供用期間を定めることとし、100 年を標準とする。</p> </div> <p>この示方書では、部分係数設計法の考え方を取り入れるとともに、橋の性能を確保する目標期間としての設計供用期間が規定された。この示方書における設計供用期間とは、設計の前提として参照する期間であり、次の二つの意味合いを持つ。</p> <p>一つは、作用やその組合せを評価する際に参照する期間である。この示方書の検討にあたっては、作用やその組合せを評価する際に基準とする期間として、設計供用期間を用いることが基本とされている。</p> <p>もう一つは、設計の前提として仮定する維持管理の条件が満足される場合には、設計段階から予定されるものとして考慮する以外の大規模な補修や補強を行う必要が生じないと考える期間である。ただし耐久性に関する作用の累積、それにより部材や材料が受ける影響のいずれにもばらつきがあるため、設計供用期間の前に何らかの劣化事象が生じることもある。ば、その期間が過ぎても劣化事象が生じないこともある。</p> <p>設計の前提となる維持管理の条件についても、自然災害が発生した場合や定期点検などの点検の種類、点検頻度及び手法、損傷などに対する対応方法など設計時点で想定することが妥当な項目を設定し、その項目について設計供用期間と整合するように条件を適宜定める必要がある。</p>

備考	現行	改定案（1章）
		<p>平成13年（2001年）の改定以後の示方書や疲労設計指針における塩害、疲労等の対策は100年を念頭に検討されたものである一方で、100年を超えた耐久性については現状の設計技術では定量的な評価の信頼性が十分でなく、いたずらに長い目標期間を設定することが必ずしも合理的な設計には結びつかない可能性が高いと考えられる。また、荷重を評価するにあっても、設計供用期間を100年として現在利用可能な統計データに基づき荷重を評価した結果は過去の荷重値と大差がないこと、また、日々橋がおかれる状況を考えたとときに、設計供用期間をこれよりも幾分短くしたとしても設計に用いる荷重に顕著な差が生じるとは考え難いこと、適切な維持管理を行うことで相当の長い期間にわたって供用されている道路橋も存在していることなども考慮して総合的に判断された結果、設計供用期間は100年が標準とされた。</p> <p>6章に従って橋の耐久性に対する設計を行うにあたっては、維持管理の確実性及び容易さという観点からも全部材に対して橋の設計供用期間に対して耐久性を確保するのではなく、橋を構成するそれぞれの部材などでは、設計供用期間中に更新することを前提として設計計する方が合理的となる場合も考えられる。そこで、6章では、このような場合には、検討を行ったうえで、着目する部材に対して耐久性上の目標期間である設計耐久期間を設定することができるとされている。部材毎に設計耐久期間や対応する耐久性確保策を検討するにあたっては、橋の供用にあたったの各種制限、部材等の修繕や更新が橋の性能や交通に与える影響度、ライフサイクルコストなどの経済性、その他の条件を考慮して検討することになる。</p> <p>なお、部材等の耐久性に係る設計において、作用の累積を評価するための期間として部材等の設計耐久期間を用い、部材等の設計耐久期間を橋の設計供用期間よりも短くした場合でも、橋又は部材等の耐荷性能の照査に用いる作用の組合せは橋の設計供用期間に対して評価したものから変更しない。なぜならば、橋の耐荷性能の設計において用いる作用の組合せは、基本として、橋がおかれる同時載荷状況のうち最も厳しい状況を代表できるものの一連であり、それらは、橋の設計供用期間中のいつ生じてもおかしくなく、かつ、生じたときには部材等は等しく、その同時載荷の影響を受けるものとして捉えるものだからである。これに対して、部材等の耐久性能に関わる設計においては、作用の累積を評価する期間を橋の設計供用期間に必ずしも一致させる必要は無く、部材毎に設計耐久期間を別途設定し、着目する劣化に関する作用の累積を評価することができるとしている。</p>
		<p>1.6 調査</p> <p>橋の適切な設計、施工、維持管理を行うために、橋の建設予定地点の状況、構造物の規模等に応じて必要な調査を行わなければならない。なお、調査については、本編による他、Ⅱ編からⅤ編の関連する規定によらなければならない。</p>
		<p>1.4 調査</p> <p>橋の適切な設計、施工、維持管理を行うために、橋の建設予定地点の状況、構造物の規模等に応じて必要な調査を行わなければならない。なお、調査については、本編によるほか各編の関連する規定によらなければならない。</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>橋の設計及び施工にあたって必要となる調査項目は、橋の構造形式や規模などに応じて、建設予定地点及びその周辺の地形・地質、気象、隣接構造物や地下埋設物の条件、地域や環境に於いて配慮すべき事項や制限など、極めて多岐にわたる。したがって、予定する橋の計画段階などできただけ早い段階から必要な調査項目とその手段、実施時期について検討を行い、橋の完成までできただけ手戻りなく確実に所要の性能が得られることに配慮するのがよい。調査に関しては、本編によるほか各編に関連する規定にも従わなければならない。各編においては、<u>下部構造編</u>では2章に、<u>耐震設計編</u>では1.4にそれぞれ調査に関する規定がなされているほか、<u>鋼橋編</u>、<u>コンクリート橋編</u>においても、<u>耐久性の検討や施工等</u>に関連する調査について記述がなされている。</p>	<p>橋の設計及び施工にあたって必要となる調査項目は、建設予定地点及びその周辺の地形、地質、気象、隣接構造物や地下埋設物の条件、地域や環境などに於いて配慮すべき事項や制限など、極めて多岐にわたる。したがって、予定する橋の計画段階などできただけ早い段階から必要な調査項目とその手段、実施時期について検討を行い、橋の完成までできただけ手戻りなく確実に所要の性能が得られることに配慮するのがよい。</p> <p>設計供用期間中に橋に求められる性能は、<u>個別の路線や整備される地域、想定される利用者</u>によって異なる。しかし、性能を満足した橋にするために必要な、<u>橋の調査、計画、設計、施工、維持管理の各段階の配慮事項は、独立しているものではなく、密接に関係している。</u></p> <p>そこで、<u>各段階の配慮事項を一体的に検討するべきであり、現在までに建設され供用中の橋についての調査、計画、設計、施工、維持管理からの知見を最大限活用することが重要である。</u></p> <p>調査に関しては、本編によるほか各編の関連する規定にも従わなければならない。各編においては、<u>Ⅰ編、Ⅲ編及びⅣ編</u>では2章に、<u>Ⅴ編</u>では1章にそれぞれ調査に関する規定がなされている。</p>
	<p>1.5 計画</p> <p>1.5.1 架橋位置と形式の選定</p>	<p>1.7 計画</p> <p>1.7.1 架橋位置と形式の選定</p>
<p>橋の計画にあたっては、<u>路線線形や地形、地質、気象、交差物件等の外部的な諸条件、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性を考慮し、加えて地域の防災計画や関連する道路網の計画とも整合するように、架橋位置及び橋の形式の選定を行わなければならない。</u></p>	<p>橋の計画にあたっては、<u>路線線形や地形、地質、気象、交差物件等の外部的な諸条件、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性を考慮し、加えて地域の防災計画や関連する道路網の計画とも整合するように、架橋位置及び橋の形式の選定を行わなければならない。</u></p>	<p>橋の計画にあたっては、<u>路線線形や地形、地質、気象、交差物件等の外部的な諸条件、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、維持管理の確実性及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性を考慮し、加えて地域の防災計画や関連する道路網の計画とも整合するように、架橋位置及び橋の形式の選定を行わなければならない。</u></p>
<p>架橋位置や橋の形式選定においてこれらに留意することが、<u>設計で意図した橋の性能が確実に得られる</u>ためには重要であると考えられることから、<u>条文のように規定したものである</u>。また、橋によって路線全体の線形が決まることがある場合も少なくないことから、<u>架橋位置の選定にあたっては諸条件を勘案して慎重に行わなければならない。</u></p> <p>橋は道路の一部をなすものである。道路計画の最も基本となる路線線形の決定段階においては、最終的にその路線や特定の区間に対して道路に求められる機能が確実に発揮できるように、<u>道路橋をはじめとする各種の道路構造物や切土・盛土などについて、できるだけ安全で信頼性の高いものが計画できるように配慮することが重要である</u>。しかし、必ずしも十分な配慮がな</p>	<p>架橋位置や橋の形式選定においてこれらに留意することが、<u>設計で意図した橋の性能が確実に得られる</u>ためには重要であると考えられることから、<u>条文のように規定したものである</u>。また、橋によって路線全体の線形が決まることがある場合も少なくないことから、<u>架橋位置の選定にあたっては諸条件を勘案して慎重に行わなければならない。</u></p> <p>橋は道路の一部をなすものである。道路計画の最も基本となる路線線形の決定段階においては、最終的にその路線や特定の区間に対して道路に求められる機能が確実に発揮できるように、<u>道路橋をはじめとする各種の道路構造物や切土・盛土などについて、できるだけ安全で信頼性の高いものが計画できるように配慮することが重要である</u>。しかし、必ずしも十分な配慮がな</p>	<p>設計で意図した橋の性能が確実に得られるために、<u>架橋位置や橋の形式選定において留意することが重要である</u>と考えられる事項が規定されたものである。橋によって路線全体の線形が決まることがある場合も少なくないことから、<u>架橋位置の選定にあたっては諸条件を勘案して慎重に行わなければならない。</u></p> <p>橋は道路の一部をなすものである。道路計画の最も基本となる路線線形の決定段階においては、最終的にその路線や特定の区間に対して道路に求められる機能が確実に発揮できるように、<u>道路橋をはじめとする各種の道路構造物や切土・盛土などについて、できるだけ安全で信頼性の高いものが計画できるように配慮することが重要である</u>。必ずしも十分な配慮がな</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>されていない上位の路線計画による線形を重視した結果、斜角の著しく小さい斜橋、幅員や曲線変化の著しい橋、極めて不安定な地盤等に支持させる橋、災害時や不測の損傷に対して供用性の確保が予想される橋など、橋の設計、施工及び維持管理の面から見ると、必ずしも好ましいとはいえない橋が計画された場合も見られることから、架橋位置や橋の形式選定において、これらに注意する必要がある。</p> <p>平成 23 年（2011 年）の東北地方太平洋沖地震では、津波によって沿岸部の橋が落橋したり、漂流物の衝突や堆積、背面盛土の流出などによって供用性を喪失する被害を生じた。一方で、現在のところ地震に伴って生じる津波による橋に対する影響については、地域の防備は困難である。そのため浸水が予想される地域の道路橋の設計においては、地域の防備と整合して被災時の避難経路、救援や復旧活動などに支障を生じることなく、それぞれの橋に求められる性能が発揮できるように、架橋位置や構造形式等に配慮を行うのがよい。</p> <p>計画の段階から供用中に行うことを想定している点検方法などの維持管理の具体的な条件についても考慮して、適切な維持管理が確実かつ合理的に行えるように配慮することが重要である。</p>	<p>ない上位の路線計画による線形を重視した結果、斜角の著しく小さい斜橋、幅員や曲線変化の著しい橋、極めて不安定な地盤等に支持させる橋、災害時や不測の損傷に対して供用性の確保が予想される橋など、橋の設計、施工及び維持管理の面から見ると、必ずしも好ましいとはいえない橋が計画された場合も見られることから、架橋位置や橋の形式選定において、これらに注意する必要がある。</p> <p>道路橋では、供用期間中、少なくとも道路法及び関連の政省令に基づいて定期点検等の維持管理行為が行われなければならない。さらに被災時など供用中には様々な調査や点検が必要となることが想定される。このため、計画の段階から点検方法などの維持管理の具体的な条件についても考慮して適切な維持管理が確実かつ経済的に見えるよう配慮することが重要である。特に、跨道橋や跨線橋では、定期点検や、地震や台風など自然災害が生じたときの点検、将来の劣化や被災時の補修や復旧などの工事が適切に行えることに対する維持管理上の制約を考慮した構造形式や維持管理設備の計画を行う必要がある。</p> <p>平成 23 年（2011 年）の東北地方太平洋沖地震では、津波によって沿岸部の橋が落橋したり、漂流物の衝突や堆積、背面盛土の流出などによって供用性を喪失する被害を生じた。一方で、現在のところ地震に伴って生じる津波による橋に対する影響については、地域の防災計画は困難である。そのため浸水が予想される地域の橋の設計においては、地域の防災計画と整合して被災時の避難経路、救援や復旧活動などに支障をきたすことなく、それぞれの橋に求められる性能が発揮できるように架橋位置や構造形式等に配慮を行うのがよい。詳細は、V 編 1.4 解説を参照されたい。</p> <p>平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震では、地滑りによる下部構造の移動により落橋した事例もあり、架橋位置や橋の形式の選定にあたって配慮が行われる主な例のひとつとして地滑りなどの地盤変動の影響が従前から解説されているところであるが、平成 28 年の熊本地震は改めて地盤変動の影響に配慮した架橋位置の選定の重要性を認識させるものであった。平成 28 年（2016 年）の熊本地震では、強震動の影響だけではなく、断層変位や地滑りによる下部構造の移動との複合的な影響により生じた損傷が橋の供用性を喪失させた事例が見られた。調査の結果得られた斜面等の地形条件や地質的な地盤の成り立ちなどの条件を考慮して、基本として地盤変動の影響を避けられるように架橋位置を選定するのが望ましい。一方で、その他の条件も加味したうえでこれによらない場合には、地盤変動に対して粘り強い基礎構造を採用したり、基礎が移動したり斜面移動による外力を受け続ける状態に陥ったとしても自立性が高く、応力状態が比較的明確なままであるような支間割りや上部構造形式を採用したりするなど、それぞれの橋に求められる性能が発揮できるように構造形式の選定において配慮する必要がある。詳細は、IV 編 8.4 解説や V 編 3.8.2.2 解説を参照されたい。</p> <p>以上の他に、橋の形式の選定にあたって配慮が行われる主な例として、連続形式を選定するなど、走行上の快適性等に配慮した形式の選定がある。</p>
<p>架橋位置や橋の形式の選定にあたって配慮が行われる主な例には、次のようなものがある。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・走行上の快適性等に配慮した連続形式の選定 		

改定案（1章）	現行	備考
<p>1.7.2 交差物件との関係</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>架橋位置、支間割、橋脚位置、橋脚形状、橋下空間等は、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、維持管理の確実性及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性を考慮し、また、交差物件の管理者と十分協議して定めなければならない。</p> <p>橋の計画に際しては、架橋予定地点(交差物件)の管理者と十分協議しなければならない。交差物件との関係を適切に考慮しなければ、当該橋に求められる使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、維持管理の確実性及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性が十分に達成されなくなることも考えられる。特に設計の前提として計画する点検や被災時の調査などの維持管理行為や防食の更新などの将来の補修工事については、できるだけ適切に行えるようあらかじめ計画しておかなければ、供用後の条件変更は困難な場合がほとんどである。交差条件ごとの主な諸条件は次のとおりである。なお、橋下空間については、橋下の交差物件に必要な空間のほか、橋本体と交差物件の両方の維持管理に必要な空間を考慮して決定する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 河川等に架橋する場合 <ol style="list-style-type: none"> 1) 架橋位置、橋長、橋台の位置の決定には、河川形状、改修計画等 2) 支間長、桁下高、橋脚の形状の決定には、計画高水位、計画高水流量、船舶通過の条件、隣接構造物等 3) 基礎の天端高さの決定には、改修計画、洗掘状態等 (2) 海峡、運河に架橋する場合 <ol style="list-style-type: none"> 支間長、桁下高の決定には、航路通過船舶の大きさ等 (3) 道路、鉄道に架橋する場合 <ol style="list-style-type: none"> 1) 橋長、支間長、桁下高、橋脚の位置・形状の決定には、道路、鉄道の幅員構成、建築限界、視距等 2) 橋台、橋脚及び基礎の位置・形状の決定には、地下埋設物、地中構造物等 <p>以上の情報は、維持管理上も参考になるので、1.9の規定の趣旨に則り、根拠となる考え方を設計図書に記録しておくのがよい。</p> </div>	<p>1.5.2 交差物件との関係</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>架橋位置、支間割、橋脚位置、橋脚形状、橋下空間等は、交差物件の管理者と使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和、経済性を考慮して十分協議して定めなければならない。</p> <p>橋の計画に際しては、架橋予定地点(交差物件)の管理者と十分協議しなければならない。交差物件との関係を適切に考慮しなければ、当該橋に求められる使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和、経済性が十分に達成されなくなることも考えられる。特に設計の前提として計画する点検や被災時の調査などの維持管理行為や防食の更新などの将来の補修工事については、できるだけ適切に行えるようあらかじめ計画しておかなければ、供用後の条件変更は困難な場合がほとんどである。交差条件ごとの主な諸条件は次のとおりである。なお、橋下空間については、橋下の交差物件に必要な空間のほか、橋本体と交差物件の両方の維持管理に必要な空間を考慮して決定する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 河川等に架橋する場合 <ol style="list-style-type: none"> 1) 架橋位置、橋長、橋台の位置の決定には、河川形状、改修計画等 2) 支間長、桁下高、橋脚の形状の決定には、計画高水位、計画高水流量、船舶通過の条件、隣接構造物等 3) 基礎の天端高さの決定には、改修計画、洗掘状態等 (2) 海峡、運河に架橋する場合 <ol style="list-style-type: none"> 支間長、桁下高の決定には、航路通過船舶の大きさ等 (3) 道路、鉄道に架橋する場合 <ol style="list-style-type: none"> 1) 橋長、支間長、橋下高、橋脚の位置・形状の決定には、道路、鉄道の幅員構成、建築限界、視距等 2) 橋台、橋脚及び基礎の位置・形状の決定には、地下埋設物、地中構造物等 </div>	<p>・断層の存在や地滑りなどの地盤変動、津波による浸水など架橋位置と橋に求められる機能などについて特に考慮すべき固有の条件を考慮した橋梁形式や下部構造の位置の選定</p> <p>・跨道橋や跨線橋で、定期点検や地震、台風など異常時の点検、将来の劣化や被災時の補修や復旧などの工事が適切に行えることに対する維持管理上の制約を考慮した構造形式や維持管理設備の計画</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>1.6 設計</p>	<p>1.8 設計</p> <p>1.8.1 設計の基本方針</p> <p>(1) 設計にあたっては、橋の耐荷性能、橋の耐久性能、その他使用目的との適合性の観点から橋の性能を適切に設定し、これらを満足させなければならぬ。</p> <p>(2) 橋の耐荷性能を満足するために、設計供用期間中の交通の状況、地形、地質、気象その他の状況に対して、橋が落橋等の致命的な状態に対して安全な状態であること、及び、状況に応じて必要な橋の機能を満足する適切な状態にあることを、それぞれ所要の信頼性で実現できるように設計する。</p> <p>(3) 橋の耐久性能を満足するために、経年的な劣化を考慮し、所要の橋の耐荷性能が設計供用期間未まで確保されていることが所要の信頼性で実現できるように設計する。</p> <p>(4) 橋の設計にあたっては、橋の使用目的との適合性を満足するために、通行者が安全かつ快適に使用できるために必要な性能、道路橋の損傷経験等も踏まえて付与しておくのがよい性能等のその他必要な性能について検討し、適切に設計に反映させるものとする。</p> <p>(5) 2章以降に従って設計する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(6) 橋の設計にあたっては、橋の性能の前提とする維持管理の条件を定めなければならぬ。</p> <p>(7) 橋の設計にあたっては、橋の性能の前提とする施工の条件を定めなければならぬ。</p> <p>(1) 橋の設計においては、必ずしも橋の耐荷性能と耐久性能に区分しがたいものの満足すべき事項もあり、それらは、その他橋の使用目的との適合性を満足させるための性能に包含される。具体的な内容については、本条(4)の規定、7章の規定及び1.3の解説も参照されたい。</p> <p>(2) 橋の耐荷性能に関する設計方針が規定されたものである。本条は、自動車の通行の状況等の外的状況に対して、橋が十分な安全な状態であり、かつ橋に求められる機能を満足するために必要な状態であるように設計することを規定している。橋の耐荷性能に関する設計の基本的事項は、2章に規定されるとおりである。設計供用期間中に橋が置かれる状況を区分すること、また、橋の状態を区分すること、そして両者の区分を適切に組み合わせ、橋が、各状況の区分において、求める状態の区分にあることを所要の信頼性で満足することが橋の耐荷性能であるという基本的な構図が規定されている。</p>

現行	備考
	<p style="text-align: center;">改定案（1章）</p> <p>橋の耐荷性能について設計を行うためには、時々刻々と変化する作用の同時耐荷状況を設計供用期間中に生じるものとして想定しなければならぬ一連の作用の組合せに置き換える必要がある。そのために3章が規定されている。3章では、設計供用期間中に生じるものとして想定しなければならぬ見なせる一連の作用の組合せを設計状況と称し、状況の区分毎に、荷重係数や荷重組合せ係数を乗じた作用の組合せが与えられる。なお、作用の組合せの設定にあたっては時々刻々と変化する状況を正確に再現しようとするのではなく、確率統計的な性質も考慮すること、そして、確率統計的な性質を考慮しつつも、各作用の特性値の設定は、橋の性能に直接影響するので、個々の橋の架橋位置における統計的な性質だけでなく、道路ネットワークとしての橋の位置付けなども十分考慮して行わねばならないことに注意する。</p> <p>実現することを求める橋の状態は、2.2で定義されている。それらの各状態の限界及び限界を超えないとみなせる条件を限界状態として4章で設定し、最終的に、5章では、設計状況として考慮する荷重係数や荷重組合せ係数を乗じて設定する一連の作用の組合せが橋に載荷されたときの橋の状態（橋の応答）を評価し、評価された橋の状態（橋の応答）が限界状態を超えないことについて所要の信頼性を有することを照査することで、耐荷性能を満足させることが規定されている。照査にあたっては、荷重や抵抗のばらつき等を考慮し、適当な信頼性で求める状態の区分に橋の状態が留まるように部分係数を考慮すること、所要の信頼性が担保されるところとみなせる。</p> <p>(3) 橋の耐久性能の設計に関する基本方針が規定されたものである。この示方書では、1.2.1解説や1.3解説でも解説したとおり、橋の耐久性能は、橋の耐荷性能の前提条件のひとつとして捉えられている。橋の耐久性能に関する設計の基本的事項は6章に規定されており、橋の設計にあたっては、経年劣化の影響を考慮し、これを考慮しううえで橋に必要な性能を確保するように設計を進めるとともに、維持管理の方法についても適切な検討を行うことが求められる。</p> <p>(2)で解説したとおり、橋の耐荷性能の照査では、設計状況（荷重係数や荷重組合せ係数を乗じた作用の組合せ）に対応する橋の状態（橋の応答）を算出し、これが限界状態を超えないことを照査することで耐荷性能を満足させることが規定されている。他方、橋の耐久性能の照査においては、橋の耐荷性能に影響を及ぼすまで永続作用や変動作用の累積的な影響が達しない期間が、橋の設計供用期間よりも長くなることを照査することで、橋の耐久性能を満足させることが規定されている。ただし、橋全体として耐久性能を確保するにあたって適切な維持管理を前提にすることが合理的であることから、6章では、条件によっては耐久性能確保の方法や部材種別によっては積極的にこれらを更新することを前提に部材等の設計耐久期間を橋の設計供用期間とは別にも設定できるようにされている。</p> <p>ただし、基本的な設計方針として、ある劣化事象に対して、劣化に応じた橋の耐荷力の变化を評価するものとはしていない。橋の耐久性能に関するこの示方書の基本的な設計方針</p>

備考	現行	改定案（1章）
		<p>針は、部材毎に、設計耐久期間に対して、着目する劣化事象の要因となる永続作用や変動作用の累積を評価し、作用の累積が橋の耐荷性能の設計で見込む有効断面や材料の力学特性を損なわせることがないと見なせるように設計すること、そして、橋の耐久性能の設計のために予め想定する維持管理を適切に実施することを以て、橋の耐荷性能が橋の設計供用期間未まで確保されているとみなせるというものである。</p> <p>(4) いわゆる橋の使用性と呼ばれる通行の安全性や快適性、橋の存在が周辺環境に与える影響などが本条の対象に含まれると考えてよい。たとえば、上部構造のたわみに対する設計がこれに該当する。また、橋の設計にて検討する事項のうち、橋の耐荷性能や耐久性能のいずれにも関係するものの、それぞれの性能の達成との直接的な因果関係を明示したり、区分したりし難いものについては、本条の対象と解される。たとえば上部構造のたわみに対する設計は、単に橋の使用性というだけでなく、橋の耐荷性能にも耐久性能にも影響を及ぼし得るものであり、その意味からも本規定に該当する事項の例と理解できる。</p> <p>橋の耐荷性能と耐久性能、それと本規定の関係については、1.3の解説を参考にするとよい。</p> <p>その他、たとえば上部構造の落下そのもの又は上部構造からのコンクリート片等の落下が橋の通行者以外の第三者に与える影響、設計で想定する以上の損傷が生じたときのことも考え、予め措置を講じておくことも本条の対象に含まれていると考えてよい。たとえば、不測の要因に起因する上下部接統部の機能不全に対するフェールセーフについては、10.4に、フェールセーフの概念に含まれる措置行為のうち、地震の影響による上部構造の落下をできるだけ避けるための措置の検討や、耐震設計上の重要度がB種の橋において、支承部の破壊を想定したとしても橋の機能の回復を速やかに行い行う対策の必要性についての検討は、V編2.7.1に規定されている。</p> <p>なお、本規定に沿った検討をするにあたっての具体的な着目点は、7章に規定されている。</p> <p>(6) 具体的に橋及びそれを構成する部材等の設計を行うにあたっては、橋の設計供用期間中のどのような維持管理を前提とするかによって橋の性能を満足させるための設計の条件が異なってくる。例えば、6章に規定される部材等の耐久性能に対する照査においては、維持管理の条件によって、部材等に求める設計耐久期間が変わる。また、地震等による影響を受けた場合に、橋の機能が損なわれているかどうかを速やかに確認できるような構造になっっていないかたり必要な維持管理設備が設けられていないかたりする場合には、橋の状態で速やかに把握できないことになり、早期の橋の機能の回復や緊急車両等に対する使用目的との適合性を求めたにも関わらず、結果として想定した水準でこれらを達成されないことにもなる。このように、橋の性能の実現には、どのような維持管理を前提として具体的な部材や構造等の設計を行うのかが密接に関連することから、橋の設計において、あらかじめ前提とする維持管理の条件を定めることが必要である。</p>

現行	備考
<p style="text-align: center;">改定案（1章）</p> <p>橋全体としての設計供用期間にかかわらず、橋を構成するそれぞれの部材では、橋の設計供用期間中に更新することを前提として設計する方が合理的となる場合もある。そこで、6章では、部材によっては、橋の設計供用期間とは別に耐久性を確保する目標期間を別途定めて、それぞれの部材等において所要の耐久性が確保されるように設計することが規定されている。このような部材毎の設計条件が維持管理に確実に反映され、更新や補修などが適切な時期に適切な手法で行われる必要がある。なお、1.5 解説のとおり、6章に従って更新や補修を前提とすることし、部材等の設計耐久期間を橋の設計供用期間よりも短くした部材であっても、5章に従って部材等の耐荷性能の照査を行うにあたっては、3.3に規定される作用の組合せを用いて照査を行う必要があること留意する。</p> <p>構造全体としての補完性や代替性が小さい橋の場合には、一部の部材の損傷や異常によって橋全体が致命的な状態に至る危険性が高い。構造全体としての補完性や代替性に対しては、設計において個別の橋の条件に応じて適切な配慮がなされることが必要であるが、維持管理にあたっては、不測の重大事故や供用性の喪失や制限につながる可能性もある。そこで、設計の各段階で構造全体としての補完性や代替性の配慮をすることには、維持管理の確実性についても併せて注意することが必要である。</p> <p>(7) 前項に示した維持管理と同様に、橋の性能の実現には、どのような施工方法、施工管理、施工品質を前提として具体的な部材等の設計を行うのかか密接に関連することから、橋の設計では、前提となる施工の条件を定めるとともに、それらと整合するように設計しなければならぬ。施工品質が確保しやすいこと、施工の品質の検査が容易かつ確実であること、条件変更に対して一定の柔軟性を有すること等に十分配慮して、施工にて前提とする条件を設定する。</p> <p>照査に用いられる照査式や抵抗係数などの多くは、それが満足されるための施工品質の要求水準などからなる施工の条件が前提となっている。したがって、設計においては、どのような施工方法や検査等の品質管理（施工管理）方法によるのかを予め定めておき、それに応じて性能の照査を行わなければならない。</p> <p>特に施工品質は橋の耐久性に大きな影響を及ぼすことから、耐久性との関係を考慮して所要の条件を設定することが重要である。設計において考慮した施工の条件については、施工の段階において必要に応じて変更することもあるもので、設計図等に特に明らかにされているべきである。</p> <p>施工の安全性並びに完成物の確実な品質の確保を行うためには、製作や架設において必要となる施工管理行為や検査行為が実施できることを設計時点から検証していくことが肝要である。たとえば、溶接については、設計にて求める溶接が施工時に困難となったり、溶接後に検査不能箇所が生じたりしないように板組等を設計することが求められる。コネクリート構造についても、コネクリート打設による内部応力の残留等をできるだけ発生</p>	

備考	現行	改定案（1章）
	<p style="text-align: center;">1.6.1 設計の手法</p> <p>設計は、理論的な妥当性を有する手法、実験等による検証がなされた手法等適切な知見に基づいて行わなければならない。</p> <p>この示方書は、性能規定型の規定方法が採用されている。そのため、各規定の構成は基本的に、要求する事項とその要求する事項を満たすと考えられる具体的な方法などの規定をもとに条文として規定する構成となっている。</p> <p>このため、要求する事項を満たすと考えられる方法として規定される内容に従うことで所要の性能を満たすとする設計も可能である一方、要求する事項を満たすとすることが検証されないならば、要求する事項を満たすと考えられる方法として規定される内容に厳密に従わない方法による設計も採用できる。しかし、この場合には、要求する事項を満たすか否かの判断が必要となる。本来、要求する事項を満たすか否かの判断基準をこの示方書において具体的に示すとともに、その評価方法を示すことが望ましいが、現時点では必ずしもそのような体系とはなっていない。このため、その判断は、当該橋の条件に応じて、要求する事項を満たすと考えられる方法として規定される内容に従う場合に確保されるものと同等以上の性能を有することを一つの目安として、理論的な妥当性や実験等による検証等適切な知見に基づいて行うことを規定したものである。</p>	<p style="text-align: center;">1.8.2 設計の手法</p> <p>設計は、理論的な妥当性を有する手法、実験等による検証がなされた手法等適切な知見に基づいて行わなければならない。</p> <p>道路示方書は、性能規定型の規定方法、すなわち、各条文の構成は、要求する事項とその要求する事項を満たすと考えられる具体的な方法をもとに規定する構成を基本としている。</p> <p>また、各条文の構成だけでなく、今回の改定では、最終的に求められる橋の性能が部材等どのような性能で実現されたいればよいかなどの橋の性能の構成要件が体系的に規定されるように、条文間の構成も見直された。本編の2章から7章で基本的な事項が規定され、それを受けた各部材等の要求性能は、本編の要求事項に基づき各編で規定されている。また、各章節間の関係においても、要求する事項である章、節と、それを満足するとみなせる具体の方法を規定した章、節の関係性を有するように規定されている場合もある。</p> <p>そして、具体的な方法の規定は、理論的な妥当性や実験等による検証、又は、過去の経験や実績に基づき、この示方書に規定される要求事項を満足するとみなされているものからなっており、かつ、それらの方法は、この示方書が求める所要の性能性が具体化されたものとして位置付けられている。</p> <p>性能規定型の規定方法をとっているため、要求する事項を満たすと考えてよい方法として、規定されている方法に従うことで所要の性能を満たすとする設計も可能である一方、要求する事項を満たすと考えてよい方法として規定されている方法に厳密に従わない方法による設</p>

備考	現行	改定案（1章）
		<p>計も採用できる。すなわち、条文の階層として下位の照査式の規定がない場合には、上位規定を適用し、かつ、規定のある下位規定を適用できる材料や構造を設計した場合と同等の信頼性で上位規定を満足するように設計することになる。採用の判断は、当該橋の条件に応じて、要求する事項を満たすとみなしてよい方法として規定されている方法に従う場合に確保される性能と同等以上の性能を表現できることを一つの目安として、理論的な妥当性や実験等による検証等適切な知見に基づいてその判断を行うことを規定している。</p> <p>数値解析技術の著しい進歩により、床版等を含むより多くの部材の立体的な配置、立体的な板組、鋼材とコンクリートの複合断面形状等をより忠実に有限要素でモデル化した有限要素解析、さらにはそれらの非線形挙動や動的挙動を評価できる高度な解析手法も従来に比べてかなり一般的に用いられるようになってきている。このような構造解析手法は、荷重の載荷方法、構造形状、初期応力や形状初期不整、境界条件等に適切なモデル化となるように留意したうえで、目的に応じて適宜活用することができる。ただし、応答や強度の算出方法、部分係数及び部材の構造詳細は、本質的に相互に関連するものである。5.2及び各編で規定する調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数並びに応力度の制限値の中には実験等により定めた構造細目を前提にそれと組み合わせて適用される場合もあるため、各編の規定やその背景に従い、適切な配慮のもと構造解析や設計を行うことが求められる。この示方書では、材料の力学特性に線形を仮定し、橋を骨組みでモデル化して、断面保持を仮定した梁理論等に従い部材断面に作用する断面力や応力を算出する場合には、抵抗係数等の規定される部分係数の値を基本的にそのまま適用できるようにされている。</p> <p>なお、性能や信頼性の検証が理論的に困難な新しい技術や実績の乏しい方法であっても、例えば、実際の架橋条件や施工条件を比較的忠実に再現できる現地において試験的に施工を行うことや、寸法効果や実施工との違いも考慮した周到な実験を行うことなどによって性能を評価することも可能である。特に現地条件を反映した検証は、実際の施工で用いる手順や品質・施工管理基準などの妥当性が直接的に確認できることから、現地の条件に比較的影響を受けやすい技術や工法に対しては合理的かつ有効であることも多い。また、完成後にその強度を確かめる試験を行うことは困難であることを考えれば、所要の強度や破壊形態が達成されるよう、試験施工や実験結果の前提条件を施工段階に応じた管理に反映させる必要がある。</p> <p>新しい材料や二次製品については、破壊形態、強度や変形能、耐久性などの性能が確認された範囲で使用条件や抵抗係数を定める必要がある。他方、実験等により検証した範囲で用いる場合であっても、実際の橋として用いる場合の耐久性や耐震性について不確実な点も残らざるを得ないことから、材料の性質、施工法や施工管理方法の特性を考慮し、採用を行う部材、箇所・方向等を慎重に選択する、維持管理の確実性や点検や打ち替え・取り替え方法を予め計画することにより維持管理の確実性を向上させるのがよい。</p>
	<p>なお、理論的に性能や信頼性の検証が困難な新しい技術や実績の乏しい方法であっても、例えば、実際の架橋条件や施工条件を比較的忠実に再現できる現地において試験的に施工を行うことや、相当規模の実験を行うことなどによって性能を評価することも可能である。特に現地条件を反映した検証は、実際の施工に対する品質管理基準や施工手順などの妥当性が直接的に確認できることから、現地の条件に比較的影響を受けやすい技術や工法に対しては合理的かつ有効であることも多い。</p>	

備考	現行	改定案（1章）
	<p>1.6.2 構造設計上の配慮事項</p> <p>橋の設計にあたっては、次の事項に配慮して構造設計しなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 橋の一部の部材の損傷等が原因となって、崩壊などの橋の致命的な状態となる可能性。 (2) 供用期間中の点検及び事故や災害時における橋の状態を評価するために行う調査並びに計画的な維持管理を適切に行うために必要な維持管理設備の設置。点検施設等を設置する場合には、5.4の規定による。 (3) 供用期間中に更新することが想定される部材については、維持管理の方法等の計画において、あらかじめ更新が確実かつ容易に行えるよう考慮しなければならない。 	<p>1.8.3 構造設計上の配慮事項</p> <p>(1) 橋の設計にあたっては、1)から5)の観点等について構造設計上配慮できる事項と構造設計への反映方法を総合的に検討し、必要に応じて、設計上配慮できる事項を橋の構造設計に反映する。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 施工品質の確認の確実性及び容易さの観点 2) 橋の一部の部材や接合部の損傷等が原因となって崩壊等の橋の致命的な状態となる可能性及び橋の機能の回復が困難になる可能性の観点 3) 地域の防災計画や関連する道路網の計画との整合性の観点 4) 維持管理の実施の確実性及び容易さの観点 5) 経済性の観点 <p>(2) 少なくとも、1)から5)について構造設計上配慮できる事項を検討することを標準とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 設計で前提とする施工品質が満足されていることを、確実かつ容易に確認することができる構造とするための配慮。 2) 橋の一部の部材や接合部の損傷等が原因となって崩壊等の橋の致命的な状態となる可能性に対して、補完性又は代替性を考慮した部材の配置を行うこと、一旦発生すると制御困難な現象の防止策を設けること、又は一部の損傷が橋の安全性に与える影響を拡大させない別途の部材等を設置すること等の致命的な状態を回避するための配慮。 3) 橋の一部の部材や接合部の損傷等が原因となって橋の機能の回復が困難になる可能性に対する部材等の修繕や更新の実現性への配慮。特に設計供用期間中に更新することを想定する部材については、更新が確実かつできるだけ容易に行うことができる構造とするための配慮。 4) 設計供用期間中の点検及び事故や災害時における橋の状態を評価するために、行う調査及び計画的な維持管理を適切に行うことができる構造とするための配慮。なお、維持管理設備、点検施設等を設置する場合には、11.4の規定による。 5) 耐久性を満足するための設計の前提条件と部材各部における局所的な応力性状や暴露環境との乖離を小さくすることができる細部構造とするための配慮。 <p>具体的な橋梁形式や構造設計の検討においてはあらゆる段階において取り得る選択肢の吟味と選択肢からより適当なものを抽出することが繰り返されるが、本条は、選択肢の吟味と選択肢からより適当なものを抽出するにあたって、少なくとも配慮することが望ましい事項について定めたものである。</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>しかし、これらについて設計段階で適切に配慮することから、橋の性能を確実に発揮できるとの信頼性を高めるためにも重要であることから、規定されたものである。</p> <p>このため、設計にあたっては、必要に応じてこれらについて配慮することが望ましい。</p> <p>(1) 橋の設計では、設計時点で考慮する供用期間中に橋のおかれる状況や橋に対する作用による影響が考慮されることとなる。一方で、道路橋では、供用期間中に設計では考慮されない不測の外力を受けることや、損傷を生じる可能性も否定できない。</p> <p>このような場合に対しても、橋の条件によっては橋全体が崩壊するような致命的な状態となることをなるべく回避できるような配慮を行うことが、供用期間を通じて使用目的との適合性を満足させるという意味で重要である。なお、致命的な状態とは、一般的に、落橋や崩壊には至っていないものの、落橋に至る可能性がある変状が生じたために、安全性への懸念から長期に通行止めをせざるを得ないような状態や架け替えを余儀なくされる損傷を生じた状態も含まれている。</p> <p>橋の形式や規模によっては、一部の部材の損傷や異常による影響によって、橋全体が不安定になったり、連鎖的に損傷範囲が拡大して橋全体が致命的な状態に至るものもあると考えられる。そして、これらの事態を回避できることを設計段階で具体的に見込むためには、明確な照査基準などが必要である。一方、現在のところ設計段階においてこのような致命的な状態になり得るかどうかに対して、統一的な評価基準に基づいて照査することができる手法については、知見が十分ではなく確立されていないことも事実である。</p> <p>以上を踏まえ、この示方書では、具体的な照査基準については条文に示していないが、一部の部材の損傷や異常の発生や進展によって、橋全体の性能が大きく損なわれることの影響を設計段階から念頭におくとともに、橋の条件に照らして、必要な場合には、橋の一部の部材の損傷等が原因となって橋を致命的な状態に至らせることを、できるだけ回避できるような対策について、設計で考慮することが望ましいことを定めたものである。</p> <p>一部の部材の損傷や異常による影響によって、橋全体が不安定になったり、連鎖的に損傷範囲が拡大して橋全体が致命的な状態に至ることを回避するために配慮される事項には、次のものが考えられる。</p> <ul style="list-style-type: none"> ①構造全体としての補完性又は代替性の確保 ②発散振動などの自励的で制御困難な現象の防止 ③フェイルセーフ機能の付与 	<p>それぞれの項目については、経済性や施工品質の確保など関連する様々な要求との関係において総合的な判断が必要であり、一概にその方法を規定することは困難である。しかし、これらについて設計段階で適切に配慮することが、橋の性能を確実に発揮できることの信頼性を高めるためにも重要であることから、この条は規定されたものである。</p> <p>このため、設計にあたっては、橋の構造設計上配慮できる範囲と構造設計への反映方法を総合的に検討したうえで、必要に応じて、総合的に検討した結果に基づき反映させることにならる。また、総合的に検討した結果として具体的な構造として反映させない場合においても、必要に応じて、それを施工や維持管理の段階に引き継げるように設計図書に記載しておくことが望ましい。</p> <p>(1) 橋の設計では、設計供用期間中に橋のおかれる状況が設計状況として考慮される。一方で、橋は、設計供用期間中に設計では具体的なには考慮されない不測の外力を受けることや劣化損傷が生じる可能性も否定できない。このような場合に対しても、橋の条件によっては橋全体が崩壊するような致命的な状態となることをなるべく回避できるような配慮を行うことが、供用期間を通じて使用目的との適合性を満足させるという意味で重要となる。なお、致命的な状態とは、一般的に、落橋や崩壊には至っていないものの、落橋に至る可能性のある損傷が生じている、又は、落橋に至る可能性がある変状の存在が疑われる状態も含まれている。</p> <p>橋の形式や規模によっては、一部の部材や接続部の損傷や異常による影響によって、橋全体が不安定になったり、連鎖的に損傷範囲が拡大して橋全体が致命的な状態に至るものもあると考えられる。そして、これらの事態を回避できることを設計段階で具体的に見込むためには、明確な照査基準などが必要である。一方、現在のところ設計段階においてこのような致命的な状態になり得るかどうかに対して、統一的な評価基準に基づいて照査する手法については、知見が十分ではなく確立されていないことも事実である。以上を踏まえ、少なくとも、一部の部材の損傷や異常の発生や進展によって、橋全体の性能が大きく損なわれることの影響を設計段階から念頭におくとともに、必要な場合には、橋の一部の部材の損傷等が原因となって橋を致命的な状態に至らせることをできるだけ回避できるような対策について設計で考慮することが望ましいとされているものである。</p> <p>一部の部材の損傷や異常によって、橋全体が不安定になったり、連鎖的に損傷範囲が拡大して橋全体が致命的な状態に至ることを回避するために配慮される事項には、次のものが考えられる。</p> <ul style="list-style-type: none"> ①構造全体としての補完性又は代替性の確保 ②発散振動などの自励的で制御困難な現象の防止 ③フェイルセーフ機能の付与 <p>構造全体としての補完性又は代替性とは、例えば、着目する一部の部材が破壊しても他の同様な機能を有する部材への応力再分配などでその機能が補われることにより致命的</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>構造全体としての補完性又は代替性とは、例えば、着目する一部の部材が破壊しても他の同様な機能を有する部材への応力再配分などでその機能が補われることにより致命的な状態には至らないような場合、又は着目する部材の機能喪失によって耐荷機構や構造特性が当初とは異なるものとなったとしても、橋全体としては致命的な状態となることが回避されるような場合がこれに相当すると考えられる。なお、補完性と代替性の両者を明確に区別することは困難なことも想定される。そのため、これらを設計において考慮する場合にも、補完性と代替性を特に区別する必要はなく、想定する条件に対して致命的な状態が回避できるとみなせるかどうかについて直接確認すればよい。このとき、どのような部材に対してどの程度の損傷や破壊を想定するのかについても部材の構造や特性によって一概には言えないことから、橋ごとに個別に検討するのがよい。さらに部材によっては維持管理の段階で重大な変状に発展する前に確実に異常が検出できるようにすることで破壊に至ることまでは想定しないなど、補完性又は代替性の確保については維持管理の条件も考慮して総合的に判断するのがよい。</p> <p>ケーブル部材では一度発生すると風速の僅かな増加により急激に振動応答が大きくなる発散的な振動を生じることがある。このような自励的な現象は僅かな条件の相違によって発現するかどうか左右されることがある。事前に行うことができる発散条件となるようには「道路橋耐風設計便覧（日本道路協会、平成20年1月）」が参考になる。</p> <p>フェールセーフ機能の付与とは、着目する部材等の機能が喪失した場合に、平常時には機能していない別に設けられた部材が機能することで橋全体に致命的な影響が生じることを回避するようになっているものである。</p> <p>なお、これらの配慮事項については、具体的に考慮する外力等の範囲や規模によって、橋の経済性が大きく左右される場合もある。そのため、橋の位置付けや構造特性に応じて配慮事項をどの程度考慮するのかについては一概に言えず、計画段階より十分に検討を行うたうえで決定するのがよい。</p> <p>(2) 橋の性能は、所要の橋の状態とするための耐久性、修復性の観点からも考慮されるべきである。このため、供用期間中に橋の性能を満たすためには、前提として適切かつ計画的な点検、診断・判定を経て、補修・経過観察等の措置を実施し、維持管理を行うことが不可欠である。</p> <p>個別の橋の供用性を考える場合、何らかの要因で損傷を生じた場合や損傷を生じた可能性がある場合に、橋の状態を確実に確認することが可能かどうかや修復性そのものに関わってくる。</p> <p>このため、橋の設計にあたっては、不測の事故や災害時に対しても、橋の状態に関わる部材等の状態をできるだけ速やかに確認ができるように、あらかじめ設計時において耐久性や耐震性能などの前提条件として具体的な配慮をしておくことが重要である。</p>	<p>な状態には至らないような場合、又は着目する部材の機能喪失によって耐荷機構や構造特性が当初とは異なるものとなったとしても、橋全体としては致命的な状態となることが回避されるような場合がこれに相当すると考えられる。部材によっては維持管理の段階で重大な損傷に発展する前に確実に異常が検出できるようにすることで破壊に至ることまでは想定しないなど、補完性又は代替性の確保については維持管理の条件も考慮して総合的に判断するのがよい。</p> <p>なお、補完性と代替性の両者を明確に区別することは困難なことも想定される。そのため、これらを設計において考慮する場合にも、補完性と代替性を特に区別する必要はなく、想定する条件に対して致命的な状態が回避できるとみなせるかどうかについて直接検討すればよい。このとき、どのような部材に対してどの程度の損傷や破壊を想定するのかについても部材の構造や特性によって一概には言えないことから、橋ごとに個別に検討するのがよい。</p> <p>鋼橋やケーブル部材等では、構造の条件によっては、一度発生すると風速の僅かな増加により急激に振動応答が大きくなる発散的な振動を生じることがある。このような自励的な現象は僅かな条件の相違によって発現するかどうか左右されることがある。事前に行うことができる発散条件となるようには「道路橋耐風設計便覧（日本道路協会、平成20年1月）」が参考になる。</p> <p>フェールセーフ機能の付与とは、着目する部材等の機能が喪失した場合に、平常時には機能していない別に設けられた部材が機能することで橋全体に致命的な影響が生じることを回避するようになっているものである。</p> <p>なお、これらの配慮事項については、具体的に考慮する外力等の範囲や規模によって、橋の経済性が大きく左右される場合もある。そのため、橋の位置付けや構造特性に応じて配慮事項をどの程度考慮するのかについては一概に言えず、計画段階より十分に検討を行うたうえで決定するのがよい。</p> <p>(2) 1) 所要の耐力や耐久性が得られるための設計の前提条件が満足されることを確認できるように、設計時点から十分な配慮を行うことが規定された条文である。たとえば、架設時の反力や形状の管理、軟弱地盤における場所打ち杭の直径の管理、溶接に代表される施工結果の事後検査のような施工品質の確認方法も想定しながら、施工品質の確認を確実にを行うことができるような構造並びに施工となるように設計時点から十分に配慮する必要がある。</p> <p>2) (1)に解説したとおりである。</p> <p>3) 物流等の社会・経済活動上の位置付けや防災計画上の位置付け等の道路のネットワークにおける路線の位置付けや代替性に応じて、一時的にでも供用性が失われることが特に許容され難いような条件に対しては、橋や構造の形式の選定段階から十分な配慮が必要</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>地震時の部材の変形状態や疲労亀裂の有無の確認では、部材に近接することが不可欠な場合もある。また、維持管理段階の点検において着目すべき項目となっているものについては、定期的に近接する必要がある部位もある。構造計画の段階からどのような維持管理を行うのかを想定した上で、維持管理設備の設置の有無や範囲、構造なども含め、必要な維持管理が確実かつ容易に行えるようにすることが重要である。</p> <p>(3) 将来的に道路計画の変更が予定されているなど架橋環境や使用条件によっては、全ての部材等に対して等しく長期の耐久性を確実に満足させることが困難又は合理的でない場合があり得る。このような場合には、橋全体としてのライフサイクルコストも考慮した上で、特定の部材に対して供用期間中の交換を念頭に設計することも許容される。このとき、具体的な補修や部材更新の方法についても設計の段階で明確にしておき、補修や交換の時期を判断する方法、そのための点検や調査の方法、供用状態に応じた施工の確実性や道路機能への影響について明らかにしておくことが必要である。なお、一般には橋の性能に応じて将来の供用性の阻害や物流等への影響をできるだけ小さくできるようにしておくことが必要である。</p> <p>また、路線の位置付けなどから一時的にでも供用性が失われることが許容できないような条件に対しては、橋や構造の形式の選定段階から十分な配慮が必要である。</p>	<p>要である。</p> <p>他方、将来的に道路計画の変更が予定されているなど架橋環境や使用条件によっては、全ての部材等に対して等しく長期の耐久性を確実に満足させることが困難又は合理的でない場合がある。このように場合には、6章にて要求される橋の耐久性性能からは、想定どおりの維持管理を実施する確実性や橋全体としてのライフサイクルコストも考慮したうえで、特定の部材に対して設計供用期間中の更新を念頭に設計することも許容される。このとき、具体的な補修や部材更新の方法についても設計の段階で明確にしておき、補修や更新の時期を判断する方法、そのための点検や調査の方法、供用状態に応じた施工の確実性や道路機能への影響について明らかにしておくことが必要である。</p> <p>なお、6章の耐久性の確保において、疲労並びに腐食及び塩害の影響を受けないうみとさせるような方法を用いる設計も採用し得るものの、この方法を採用したことで定期点検等の維持管理が不要になることを意味するものではない。適切かつ計画的な点検や予測の損傷に対する補修等、必要な維持管理が常に確実に、また、必要に応じて容易に行えるようにすることは条件によらず求められる。</p> <p>4) 特に、耐久性又は耐震性、その他災害に対する構造の安全性については、ばらつきやその要因について十分なデータを得ることが特に困難である。たとえば、耐久性に関する実験において、実施工の品質のばらつきや供用中の環境条件について再現することにも限界がある。そこで、設計供用期間間に更新や打ち替えが必要であるように設計したり事前に実験等により耐久性の検証を実施したりしても、実際の使用条件下では損傷を生じることにも配慮し、所要の橋の状態を回復するための維持管理の確実性が考慮されるべきである。</p> <p>また、地震の影響による部材の変形状態、疲労によるき裂の有無の確認では、部材に近接することが不可欠な場合もある。維持管理段階の点検において着目すべき項目となっているものについては、定期的に近接する必要がある部材等もある。すなわち、個別の橋の供用性を考える場合、何らかの要因で損傷が生じた場合や損傷が生じた可能性がある場合に、橋の状態を適時に、かつ、的確に把握することが可能かどうか維持管理の確実性や容易さそのものに関わってくる。このことについて、どこまで配慮すべきかの標準的な考え方は定まっておらず基準に規定されていないが、現状からは、少なくとも、橋の位置付けや構造特性に応じて以下の範囲において具体的な配慮事項を検討するのがよいと考えられる。詳細は、本編10章や各編の規定による。</p> <p>① 補修補強のために供用性が制限されることが特に許容されたい橋については、少なくとも直接軸荷重を支えたり、また、荷重集中点である支承については、補修や更新が確実かつ容易に実施できるようなあらかじめ構造設計上の配慮をしておくこと。ただし、10.1.1に解説を付したように、道路ネットワークにおける橋の位置付けや代替性も考慮したうえで構造の簡易を旨とする橋では、ここまで厳</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>1.7 設計図等に記載すべき事項</p> <p>設計図等には少なくとも次の事項を記載する。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 路線名及び架橋位置 (2) 橋名 (3) 責任技術者 (4) 設計年月日 (5) 主な設計条件等 <ol style="list-style-type: none"> 1) 橋の種類別 2) 設計概要 3) 荷重の条件 4) 地形・地質・地盤条件 5) 材料の条件 6) 製作・施工の条件 7) 維持管理の条件 8) その他必要な事項 <p>設計図等は、施工段階において設計で考慮されている前提条件と整合した適切な施工が行われるために必要であるだけでなく、供用期間中の橋の補修、補強、その他の維持管理にとっても必要なものである。このため一般に設計図等に最低限記載すべき事項を定めたもので</p>	<p>重に検討を行う必要はないと考えられる。</p> <p>② 構造計画の段階からどのような維持管理を行うのかを想定したうえで、維持管理設備の設置の有無や範囲、構造なども含め、必要な維持管理が確実かつ容易に行えるように配慮しておくこと。</p> <p>5) 橋の耐久性に関する設計は、本編 6 章及び各編の規定によるほか、その信頼性にも配慮する必要がある。材料の経年劣化は、橋の各部における応力状態やその他の劣化因子に対する暴露状況の局所的な条件にも依存するので、条文は、部材の局所的な環境条件の違いを原因とする耐久性のばらつきをできるだけ小さくできるように、構造各部の詳細構造（細部構造）に十分配慮することを規定している。たとえば、継手の位置や補剛材の位置関係、接合部等への設計上不要な仮補強材や鉄筋の配置が設計で想定する応力条件に対する局所的な乖離を生じさせざる影響も考慮して連結や接合位置や構造詳細を検討すること、水の排出・滞留状態は局所的な構造特性にも依存し、局所的に耐久性をばらつかせる要因となり得ることに対して構造細部にわたって適切な配慮を行うこと、その他できる限り構造の細部に配慮を行うことが求められる。このような劣化因子に関する情報は、維持管理上の留意点として、設計図書等に記録しなければならぬ。</p> <p>1.9 設計図等に記載すべき事項</p> <p>設計図等には少なくとも、(1)から(5)の事項を記載する。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 路線名及び架橋位置 (2) 橋名 (3) 責任技術者 (4) 設計年月日 (5) 主な設計条件 <ol style="list-style-type: none"> 1) 橋の種類別 2) 設計概要 3) 荷重の条件 4) 地形・地質・地盤条件 5) 材料の条件 6) 製作・施工の条件 7) 維持管理の条件 8) その他必要な事項 <p>設計図等は、施工段階において設計で考慮されている前提条件と整合した適切な施工が行われるために必要であるだけでなく、供用期間中の橋の補修、補強、その他の維持管理にとっても必要なものである。このため一般に設計図等に最低限記載すべき事項を定めたもので</p>

改定案（1章）	現行	備考
<p>ある。</p> <p>設計図を含む設計図書や調査、施工、品質管理などの情報は、地震等による被災時、各種の点検、補修・補強、添架設備の設置や更新をはじめ適切な維持管理には不可欠な情報でもあるため、供用開始までにその内容を精査して正しい記録となるように努め、橋の供用期間を通じて維持管理段階に活用できるように保存されるようにする必要がある。</p> <p>なお、施工段階で必要となる形状保持や輸送・架設のための各種の仮設物が橋本体に設けられたり、施工中のひびわれ防止のために鉄筋が配置されたりすることがある。そして、被災、損傷、変状等に対する調査、補修や補強などにおいて、これらに関する情報の不足や欠落が不適切な対応につながる可能性がある。そのため、構造計算で考慮されているかどうかにかかわらず、コンクリート内部に埋設されるなどで橋本体に残置されるものも含めて、橋本体と一体となっている全ての部材等について、維持管理段階で用いる図面などの資料にはできなく記載することが望ましい。</p> <p>このように、ここでいう設計図等とは、設計に関する情報のみを対象としているのではなく、設計で考慮される施工の条件などの製作や施工に関する情報も含んだものとして、供用中の維持管理段階で活用するための情報として整備される橋の設計に関する図面等の資料も意味している。必ずしも契約上求められる設計図書のみを指しているわけではないことに注意する必要がある。</p> <p>なお、計画から供用開始までの段階を考慮して、本条が主として設計完了段階までに規定となつていているのに対して、本条文とは別に12章において施工完了までの情報を対象として最終的に維持管理段階に引継がれるべき各種の記録などの情報について規定されている。本条文と併せて、最終的に合理的な維持管理に必要な情報が適切に引継がれるようにすることが重要である。</p> <p>(5)主な設計条件</p> <p>1) 橋の種別や活荷重の区分など、橋の位置付けなどによってこの示方書の条文において適用区分の選択肢がある場合に対して、当該橋にどの区分を適用することとしたのかについては、設計の前提条件として明確にしておく必要がある。</p> <p>2) 橋の設計では、あらゆる段階において取り得る選択肢の吟味と選択肢からより適当なものを出ることが繰り返される。また、この示方書に必ずしも規定がない事項についても含めて、少なくとも1.3及び1.6から1.8に照らして、それぞれに根拠や裏付けをもって採用される必要がある。これらの情報は、当該設計の妥当性の評価に不可欠である。また、1.8.3に規定する構造設計上の配慮事項に關しても、橋の状態の評価や将来の補修や補強の際にも合理的な対応のためには重要となる。以上のように、橋の設計内容を正確に理解できるように必要な情報を設計概要としてとりまとめるとともに、これが維持管理段階まで確実に引継がれるように整理し、設計概要とする必要がある。た</p>	<p>ある。</p> <p>設計図を含む設計図書や調査、施工、品質管理などの情報は、地震等による被災時、各種の点検、補修・補強、添架設備の設置や更新をはじめ適切な維持管理には不可欠な情報でもあるため、供用開始までにその内容を精査して正しい記録となるように努め、橋の供用期間を通じて維持管理段階に活用できるように保存されるようにする必要がある。</p> <p>なお、道路橋の場合、施工段階で必要となる形状保持や輸送・架設のための各種の仮設物が、橋本体に設けられることがある。被災時や損傷等の変状に対する調査、補修や補強などにおいて、これらに関する情報の不足や欠落が不適切な対応につながる可能性がある。そのため、構造計算で考慮されているかどうかにかかわらず、コンクリート内部に埋設されるなどで橋本体に残置されるものも含めて、橋本体と一体となっている全ての部材について、維持管理段階で用いる図面などの資料にはできなく記載されている必要がある。</p> <p>このように、ここでいう設計図等とは、設計に関する情報のみを対象としているのではなく、設計で考慮される施工の条件などの製作や施工に関する情報も含んだものとして、供用中の維持管理段階で活用するための情報として整備される橋の設計に関する図面等の資料を意味している。</p> <p>なお、道路橋の計画から供用開始までの段階を考慮して、本条が主として設計完了段階までに規定となつていているのに対して、本条文とは別に6章において施工完了までの情報を対象として最終的に維持管理段階に引継がれるべき各種の記録などの情報について規定されている。本条文と併せて、最終的に合理的な維持管理に必要な情報が適切に引継がれるようにすることが重要である。</p> <p>(6)主な設計条件</p> <p>1) 活荷重や耐震設計における性能の区分など、橋の位置付けなどによってこの示方書の条文において適用区分の選択肢がある場合に対して、当該橋にどの区分を適用することとしたのかについては、設計の前提条件として明確にしておく必要がある。</p> <p>2) この示方書の条文を適用するにあたって設計計算で用いた解析手法や1.6.2に規定する構造設計上の配慮事項に關してどのような考え方で設計がなされたのかといった情報は、当該設計の妥当性の評価に不可欠であるだけでなく、被災時の橋の状態の評価や将来の補修や補強の際にも合理的な対応のためには重要となる。そのため橋の設計内容を正確に理解できるように必要な情報を設計概要として引継がれるように整理しておくのがよい。</p>	

備考	現行	改定案(1章)
	<p>3) 道路橋の設計では、橋の構造条件や架橋条件によってはこの示方書の条文だけでは特定できない特殊な荷重の載荷方法となる場合や個別に荷重強度を設定することも考えられる。維持管理段階において橋の耐力を正確に評価するためにはこれらの荷重条件の情報が必要となるため、示方書の条文のみからは特定できない可能性のある荷重条件となっている場合にはそれを正確に引継がれるように記録しておく必要がある。</p> <p>4) 地震による被災や洗掘による変位などに際して、供用性の判断や復旧方法の検討を行うにあたっては、架橋地点の地形・地質・地盤条件に関する情報が重要となることが多い。また、死荷重が増加するような補強や拡張などの機能向上にあたっては、架橋地点の地質条件や地盤条件が不明であると合理的な対策が行えないことにもなる。</p> <p>5) 橋に用いられる材料は、その品質や特性が、関連する規格の変更や技術の進展によって時代とともに変化していく。したがって、将来の適切な維持管理のためには橋に用いられた材料の種類や規格、特性、品質などの情報を正確に記録しておくなければならない。</p> <p>6) この示方書の設計に関する規定では、その規定が成立するために前提としている製法や施工の方法及びその品質の許容範囲が定められているものも多い。製作や施工の段階でこれらの前提条件との不整合が生じると設計で意図した性能が得られないこととなるため、設計の前提と整合した製作・施工が確実に行われるためには、設計の前提条件を明らかにしておくなければならない。</p> <p>7) 橋の設計においては、その橋に対して供用中にとどのような手段や頻度で点検を行うかや、地震等による被災時にどのような手段で調査を行うのかといった維持管理方法の具体的な条件を明らかにした上で、それらを設計に反映させなければならない。例えば、防食の仕様や地震時に損傷を許容する場合の損傷させる部材やその位置、橋に当初より設置しておく検査路等の維持管理設備などは、これらの設計で考慮する維持管理の条件と整合し</p>	<p>とえば、1.3及び1.6から1.8に規定される項目それぞれについて、当該橋の設計で考慮した事項や技術的検討の要点を要領よくまとめるのがよい。</p> <p>3) 橋の設計では、橋の構造条件や架橋条件によってはこの示方書の条文だけでは特定できない特殊な荷重条件を設定することも考えられる。維持管理段階において橋の耐力を正確に評価するためにはこれらの荷重条件の情報が必要となるため、示方書の条文のみからは特定できない可能性のある荷重条件となっている場合にはそれを正確に引継がれるように記録しておく必要がある。</p> <p>4) 地震による被災や洗掘による損傷や変位などに際して、供用性の判断や復旧方法の検討を行うにあたっては、架橋地点の地形・地質・地盤条件に関する情報が重要となることが多い。また、死荷重が増加するような補強や拡張などの機能向上にあたっては、架橋地点の地質条件や地盤条件が不明であると合理的な対策が行えないことにもなる。</p> <p>5) 橋に用いられる材料は、その品質や特性が、関連する規格の変更や技術の進展によって時代とともに変化していく。したがって、将来の適切な維持管理のためには橋に用いられた材料の種類や規格、特性、品質などの情報を正確に記録しておくなければならない。</p> <p>6) この示方書の設計に関する規定では、その規定が成立するために前提としている製法や施工の方法及びその品質の許容範囲が定められているものも多い。製作や施工の段階でこれらの前提条件との不整合が生じると設計で意図した性能が得られないこととなるため、設計の前提と整合した製作や施工が確実に行われるためには、設計の前提条件を明らかにしておくなければならない。例えば、溶接については、溶接種別や開先、溶込み形状や深さを製作図に明確に記載する必要があるなどである。</p> <p>一方で、施工の段階で、橋の耐力性能や耐久性能を達成するにあたって設計で前提とした施工の条件を替えることは極力避けるべきであるが、変更が行うことが必要な場合も想定される。また、コンクリートの打設順序などの施工の詳細については、設計で前提とした施工法又は施工順序と異なる方法を用いて施工することも想定される。これらのような場合には、II編では20.2や20.11に、III編では17.2や17.8に、IV編では15.2に規定されるとおり、架設時及び完成系において、必要な性能を満足することを改めて確かめる必要がある。そのためにも、橋の耐力性能や耐久性能を達成するにあたって設計で前提とした施工の条件やその他必要な性能を満足する橋の各部の状態を設計図等にて明らかにし、施工に確実に引き継ぐ必要がある。</p> <p>7) 橋の設計においては、その橋に対して供用中にとどのような手段や頻度で点検を行うのか、地震等による被災時にどのような手段で調査を行うのか、変位が生じ得る部材の更新を前提とするかしないのかといった維持管理方法の具体的な条件を明らかにしたうえで、それらを設計に反映させなければならない。例えば、防食の仕様や地震が生じたときに損傷を許容する場合の損傷させる部材やその位置、橋に当初より設置しておく検</p>

備考	現行	改定案（1章）
	<p>たものとする必要がある。</p> <p>8) その他、維持管理段階に引継ぐ必要のある事項について記載する。また、設計図等に記載すべき事項については、本編によるほか、各編の関連する規定にも従わなければならない。</p>	<p>査路等の維持管理設備などは、これらの設計で考慮する維持管理の条件と整合したものとする必要があります。</p> <p>8) その他、維持管理段階に引継ぐ必要のある事項について記載する。また、設計図等に記載すべき事項については、本編によるほか、各編の関連する規定にも従わなければならない。</p> <p>1.10 施工</p> <p>(1) 橋の施工にあたっては、少なくとも1)から3)を考慮しなければならない。</p> <p>1) 設計において前提とした諸条件が満足されること</p> <p>2) 工事の安全性を確保すること</p> <p>3) 周辺環境、交通等に及ぼす影響をあらかじめ計画する範囲内とすること</p> <p>(2) 橋の施工にあたっては、必要な調査を行うとともに、施工の各段階で適切に施工が行われていることを確認することができる方法についてあらかじめ検討し、これを定めなければならない。</p> <p>(3) 適切な施工方法で進められたことが確認できる施工に関する記録を保存しなければならない。</p> <p>(4) 維持管理に引き継ぐべき事項のうち、施工に関する記録は施工完了後に保存しなければならない。</p> <p>(1) この示方書では、部分係数設計法が採用されたり、耐久性についても部材毎に設計耐久期間を設定して設計を行えるように規定されたりするなど、きめ細かい設計が可能になった替わりに、これらを実現するためには、当然、施工においても必要な信頼性の確保が必須である。したがって、橋の機能、安全性、耐久性に関する設計において前提としている諸条件が満足されるように確実な施工が求められている。</p> <p>(2) 施工においては、設計との整合を考え、(1)1)に関連する事項の変更は極力避けるべきであり、変更を行う場合には設計との整合を考え、また、当該橋に求められる性能が確保されるように入念に見直しを行うことが必要となる。見直しにあたっての留意点は、関連する規定であるⅡ編では20.2や20.11に、Ⅲ編では17.2や17.8に、Ⅳ編では15.2の解説も参照のこと。</p> <p>工事の安全や周辺環境、交通等に及ぼす影響については、必要な調査を行い、施工の方法に反映することが必要である。また、架設設備の設計に必要な調査を適切に実施することが事故の防止にも有用である。</p> <p>施工品質の確保に必要な施工過程を追った検査、記録品質を都度確認することが容易であるように架設の方法を定めることは、品質にかかわるトレーサビリティの確保につながるだけでなく、事故の防止にもつながる。したがって、架設方法について、これらの事項</p>

備考	現行	改定案（1章）
		<p>を反映させることが肝要である。</p> <p>(3) <u>記録の不足や欠落は、事故、災害、経年劣化による損傷の原因究明や対策に時間を要する原因となるので、施工の各段階で所要の施工が行われたことを記録しておくことが求められている。</u></p> <p>(4) <u>凶面、工事記録、架設計算書、調査結果が適切に保存されることで、何らかの要因で損傷等が生じた場合の調査診断、補修補強設計、補修補強のための施工の助けになる。そこで、施工段階における記録を残すものとされている。</u></p>

2章 橋の耐荷性能に関する基本事項

2.1 橋の耐荷性能の設計において考慮する状況の区分

設計にあたっては、1)から3)の異なる3種類の状況を考慮する。

- 1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）
- 2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）
- 3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）

設計で考慮する状況（設計状況）とは、設計供用期間中の任意の時点における様々な作用の組合せ（橋がおかれる状況）のうち、橋の性能を照査するための一連の作用の組合せをいう。道路橋の場合、設計供用期間が長く、この間に橋がおかれる可能性のある状況は多岐にわたる。また人為的に引き起こされる事故や沿道の火災などによる二次的被害、故意の破壊活動等による影響などについても橋によっては想定することが適当な場合もあると考えられるが、これらの状況を全てこの橋に対して同じように考慮することは必ずしも合理的でない。このため設計にあたっては当該橋が設計供用期間中に遭遇する可能性のある状況のうち設計で考慮する事象やその範囲についてあらかじめ明確にしたうえで、その状況を考慮して設計すればよい。

設計供用期間中に橋がおかれる状況は多岐にわたる作用の無数の組合せの連続であり、これらの全てを対象に設計でそれぞれ考慮することは不可能である。したがって、橋の性能を評価するうえで支配的となる状況を抽出して設計で考慮するために、設計にあたっては、橋が設計供用期間中におかれる全ての状況について、これを網羅できるいくつかの状況で代表させたい。それらを用いて性能を照査することが合理的である。このため、この示方書では、橋がおかれる状況を異なる特性をもつ作用のおおのが支配的となる状況に区分し、それぞれの区分毎に最も不利となる状況を適当な作用の組合せで表現し、それで代表してよいこととされている。なお、支配的となりうる状況の区分は、支配的な要因となりうる作用の種類（永続作用、変動作用、偶発作用）に基づくとし、永続作用支配状況、変動作用支配状況、偶発作用支配状況と表現している。設計で考慮する作用は3章並びに8章に規定されるとおりである。

各作用は表-解2.1.1に示す観点で区分される。永続作用は、設計供用期間中においてほとんどその大きさが変動することはないか変動してもその影響は著しく小さい継続的に働く作用である。これらは原則としてその大きさの変動や発生頻度については確率統計的な扱いを行わない。永続作用による影響が支配的な状況は、例えば、次のものが対象として該当する。

- ・死荷重のように設計供用期間中に継続的に作用しているもの

備考	現行	改定案（2章）
		<p>・死荷重、土圧、水圧などの重力に起因する作用や、クリープ等の材料特性の長期的な変化により橋が受ける影響が支配的な状況</p> <p>変動作用は、設計供用期間中に絶えず大きさが変動し、その作用の最大値又は最小値が構造物に及ぼす影響が無視できない作用である。これらは一般に発生頻度や大きさについて設計において確率統計的な扱いが行われる。例えば、風荷重、複数の車両群の同時載荷による荷重、気温に対応する温度変化の影響などは変動作用としてとらえられる。変動作用による影響が支配的な状況は、例えば、次のものが対象として該当する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・複数の車両群の同時載荷による荷重、気温に対応する温度変化の影響、設計供用期間中に発生する確率が高い地震や数回生じる程度の強風などの同時載荷を考慮する状況 <p>偶発作用は、設計供用期間中に生じる可能性は極めて小さいが、構造物に及ぼす影響が甚大たり得る作用である。これらは一般に橋の設計供用期間中に発生確率が極めて小さいか、又は、過去に実績が少なく設計にあたってその大きさが生じる可能性について確率統計的な扱いが困難であるため、確率統計的な扱いを行わない。例えば、プレート境界型の大規模な地震、兵庫県南部地震のような内陸直下型の大規模な地震などは偶発作用として扱われる。偶発作用による影響が支配的な状況は、例えば、次のものが対象として該当する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・設計供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動や船舶等による大規模な衝突などの作用の影響を考慮する状況 <p>しかし、橋の設計において考慮する、設計供用期間中に橋がおかれる最も不利な状況としては、広義には、不測の事故や災害も含まれると解される。これらを偶発作用と見るかどうかが議論となるところではあるが、この示方書では、1.7の計画や1.8.3の構造設計上の配慮事項に規定されているとおり、計画上十分な配慮を行ったり、橋の状態に関わる部材等の状態をできるだけ速やかに確認ができるようあらかじめ具体的な構造上の配慮をしておくことが求められる。たとえれば、地震に伴う地盤変位や津波の影響は、本編1.7並びにV編1.4に規定されるとおり、路線計画の段階から十分に配慮したうえで、さらに構造計画の観点からも十分配慮を講じることや、復旧のための計画や資材等の整備について事前に検討を実施しておく等、ソフト及びハードの両面から総合的に検討することが基本かつ重要である。</p>

表-解2.1.1 作用の区分の観点

作用の区分	作用の仕方（特性）	例
永続作用	常時又は高い頻度で生じ、時間的変動がある場合にもその変動幅は平均値に比較し小さい。	構造物の自重、プレストレス、環境作用等
変動作用	しばしば発生し、その大きさの変動が平均値に比べて無視できず、かつ変化が偏りを有していない。	自動車、風、雪、地震動等

改定案（2章）		現行	備考
偶発作用	極めて稀にしか発生せず、発生頻度などを統計的に考慮したり発生に関する予測が困難である作用。ただし、一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大たり得ることから社会的に無視できない。		
<p>2.2 橋の耐荷性能の設計において考慮する橋の状態の区分</p> <p>設計にあたっては、設計供用期間中に生じることがを考慮する橋の状態を1)及び2)に区分して設定する。</p> <p>1) 橋としての荷重を支持する能力に係る観点</p> <p>i) 橋としての荷重を支持する能力が損なわれない状態</p> <p>ii) 部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態</p> <p>2) 橋の構造安全性に係る観点</p> <p>i) 橋としての荷重を支持する能力の低下が生じ進展しているものの、落橋等の致命的ではない状態</p> <p>この示方書による橋の設計では、橋が目標とする性能を満足することを照査するために、設計供用期間中に橋がおかれる様々な状況等に対して、致命的な状態に至らないということに加えて、橋がどのような状態となるのかを具体的に想定することが必要となる。したがって、橋の設計にあたっては、性能照査の前提となる橋の状態についてあらかじめ区分しておくかなければならない。このとき、各状態区分の境界が限界状態となる。</p> <p>橋がそれぞれの区分の状態に留まることは、適切な工学的指標による制限値を用い、部材等が限界の状態を超えないことを検証することにより確認できることが多い。それぞれの区分の限界の状態が、4章にて規定される橋の耐荷性能の照査に用いる橋の限界状態である。4章に規定されるように、橋の限界状態は、橋を構成する構造及びそれらを構成する部材等並びに橋の安定に関わる周辺地盤の安定などの限界状態によって代表することができる。4章に規定されるように、示方書の各編では部材単位を基本とした設計の考え方が規定されている。</p> <p>1) i) この示方書における橋としての機能が損なわれない状態とは、橋が計画どおりに交通に利用できることである。この示方書における損傷とは、部材の塑性変形などの橋本体そのものの損傷のみならず、支持力や下部構造の安定にかかわる周辺地盤の特性の変化など橋の性能に直接的に関係する全ての要因を含む概念である。また、橋の機能が損なわれる場合は、損傷が生じている場合のみならず、供用性を害するような過大な変形や通行者に不快感を与えるような振動が生じている場合も示している。</p> <p>ii) i) に対して i) は、設計供用期間中に生じることが極めて稀であり、発生に関する予測が困難な状況に対する緩和規定である。具体的には、大地震の直後に、橋は、緊急輸送道路等、地域の防災計画等において期待される機能を担うことが求められ、ii) は、</p>			

備考	現行	改定案（2章）
		<p>この機能の観点から、設計で考慮する橋の状態が規定されている。</p> <p>2) この示方書では、各設計状況に対して、橋の機能状態に加えて、常に橋の構造安全性における余裕度についても同時に確認することが求められている。そのため、2)として橋の構造安全性に係る観点から避けるべき状態を明確にすることが求められている。この状態を設定するにあたっては、橋の供用の可否を考える必要性はないものの、橋全体の安定や必要な強度の保持について考慮する。</p> <p>なお、この示方書でいう致命的な状態とは、一般的に、落橋や崩壊には至っていないものの、落橋に至る可能性がある損傷が生じている、又は、落橋に至る可能性がある損傷の存在が疑われる状態も含まれている。</p> <h3>2.3 橋の耐荷性能</h3> <p>(1) 橋の耐荷性能は、道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性、架橋位置や交差物件との関係等を勘案し、1)及び2)に規定する橋の耐荷性能1又は2とする。</p> <p>1) 橋の耐荷性能1は、橋としての荷重を支持する能力の観点からi)について、また、橋の構造安全性の観点からii)及びiii)について、それぞれ所要の信頼性を満足する性能とする。</p> <p>i) 永続作用支配状況や変動作用支配状況において、部分的にも損傷が生じておらず橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態を実現すること。</p> <p>ii) 永続作用支配状況や変動作用支配状況において、i)に加えて、落橋等の致命的な状態に至らないだけの十分な終局強さを有している状態を実現すること。</p> <p>iii) 偶発作用支配状況において、橋としての荷重を支持する能力の低下が生じているものの橋として落橋等の致命的な状態を実現すること。</p> <p>2) 橋の耐荷性能2は、橋としての荷重を支持する能力の観点からi)及びiii)について、また、橋の構造安全性の観点からii)及びiv)について、それぞれ所要の信頼性を満足する性能とする。</p> <p>i) 永続作用支配状況や変動作用支配状況において、部分的にも損傷が生じておらず橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態を実現すること。</p> <p>ii) 永続作用支配状況や変動作用支配状況において、i)に加えて、落橋等の致命的な状態に至らないだけの十分な終局強さを有している</p>

備考	現行	改定案（2章）
		<p>る状態を実現すること。</p> <p>iii) 偶発作用支配状況において、直後に橋に求められる荷重を支持する能力を速やかに確保できる状態を実現すること。</p> <p>iv) 偶発作用支配状況において、iii)に加えて、橋としての荷重を支持する能力の低下が生じているものの、橋として落橋等の致命的ではない状態を実現すること。</p> <p>(2) 橋の耐荷性能は、耐震設計上の橋の重要度を考慮して、V編2.1(2)にて設定する耐震設計上の重要度がA種の橋では橋の耐荷性能1を、耐震設計上の重要度がB種の橋では橋の耐荷性能2とすることを標準とする。</p> <p>(1) 橋の耐荷性能を構成する、橋の設計で考慮する状況の区分ととときに求められる橋の状態の区分の組合せ、並びに、各組合せで求められる達成の確からしさの関係を表一解2.3.1に示す。これまでの道路橋示方書において、橋全体としての性能は、耐震設計においてのみ、地震直後における橋全体としての機能に着目して区分して規定されてきた（橋の耐荷性能1～3）。この道路橋示方書では、耐震設計に限らず、橋全体の耐荷性能を普遍的かつ明確なものとなるように定めている。橋の耐荷性能は、設計供用期間中の任意の時点に対する作用の組合せに対して、橋の構造が十分な安全な状態にあり、かつ、橋に求められる機能が満足される状態にあることが、安全な状態と機能を満足する状態に対してそれぞれ求める確からしさを同時に達成される性能である。</p> <p>設計供用期間中における作用の組合せは無数にあるが、設計では、2.1に規定されおりこれらは設計状況として区分して考慮され、さらに各区分に対して、3章にて作用と作用の組合せが設定される。3.3にて、作用の組合せは、作用に荷重係数及び荷重組合せ係数を乗じ、それを組み合わせることで与えられる。また、橋の設計で考慮する状態の区分は2.2に規定される。これらの状態区分の限界が、4章にて橋の限界状態として設定される。</p> <p>5章に規定される照査では、まず、荷重係数及び荷重組合せ係数を作用に乗じて組み合わせた作用の組合せを橋に載荷したときの橋の状態（応答）を評価する。また、橋の強度に評価に対する不確実性等を考慮した部分係数を用いるなどして、橋の限界状態に対応する工学指標を評価する。そして、橋の状態（応答）と限界状態に対応する特性値や制限値を比較することで、橋の状態が求める状態の区分を超えないことの照査を行うことが規定されている。なお、特性値や制限値の定義や設定については、II編からIV編の1.2及び3.4.1を参照のこと。</p> <p>以上のように、この示方書では、まず設計で考慮する状況に関わらず橋の構造が致命的でない状態にあることが求められ、さらに、設計で考慮する状況に応じた橋の機能を満足することが求められる。そして、これらの達成の確からしさを含めて性能と捉えられ</p>

ている。

表-解 2.3.1 橋の耐荷性能

(a) 橋の耐荷性能 1

状態 (2.2)	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
状況 (2.1)	橋としての機能が損なわれていない状態	部分的には機能が低下しているが、橋として予め想定する機能を確保している状態	致命的な状態でない
永続作用や変動作用が支配的な状況	状態を所要の信頼性で実現する。		所要の安全性を確保する。
偶発作用が支配的な状況			所要の安全性を確保する。

(b) 橋の耐荷性能 2

状態 (2.2)	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
状況 (2.1)	橋としての機能が損なわれていない状態	部分的には機能が低下しているが、橋として予め想定する機能を確保している状態	致命的な状態でない
永続作用や変動作用が支配的な状況	状態を所要の信頼性で実現する。		所要の安全性を確保する。
偶発作用が支配的な状況		状態を所要の信頼性で実現する。	所要の安全性を確保する。

橋の耐荷性能 1 も耐荷性能 2 も、平時において永続作用や変化し続ける変動作用が時々刻々載荷される状況において、橋には、致命的な状態に対して十分な安全性を確保しつつ、損傷が生じておらず、橋の機能が損なわれていない状態であることを求めている。ここでいうところの橋として荷重を支持する能力とは、特別な注意無く、又は、あらかじめ想定する注意の範囲のもとで橋を使用するにあたって必要な剛度、強度を有することで、作用に対して必要な抵抗を発揮できることをいう。

偶発作用が支配的な状況においては、直後に求められる橋の機能の面からみても、許容される橋や部材の状態が、永続作用が支配的な状況や変動作用が支配的な状況で許容される状態とは異なる。それぞれの橋の耐荷性能を満足するときの橋の状態として、一般に想定される例には次のようなものが挙げられる。

橋の耐荷性能 1

設計供用期間中の任意の時点において橋として荷重を支持する能力に影響を及ぼすような損傷は生じないが、大規模な地震など偶発的な事象に対しては、落橋などの

備考	現行	改定案（2章）						
		<p>致命的な状態でない範囲での損傷も生じる。</p> <p><u>橋の耐荷性能 2</u></p> <p>設計供用期間中の任意の時点において橋として荷重を支持する能力に影響を及ぼすような損傷が生じず、かつ大規模な地震など偶発的な事象に対しても、当該状況において橋に求める機能を確保することができ、あらかじめ想定する荷重支持能力の低下の範囲の損傷に留まる。</p> <p>過去の地震等による被災時の対応実績からは「速やかな機能回復が図れる程度」について、路線、橋や周辺状況に応じて、また復旧の際に求められる機能回復の程度に応じて時間的猶予が異なる条件もあると考えられる。しかし、現状ではこれらを明確に区分して要求性能として差別化した規定を作成するには知見が足りないため、この示方書では「速やかな機能回復」の程度を区分していない。設計にあたっては、必要に応じて、橋としての機能回復のために許容される時間的猶予（「速やか」の程度）についてより個別の橋毎に具体的に想定して設計することも考えられる。</p> <p>他方、永続作用や変動作用が支配的な状況における修復性に関して、橋があるべき状態を具体的に定めるための指標を見いだすことは困難である。そこで、この示方書では、何らかの理由により部分的に損傷が生じたとしても、橋に及ぼす影響は限定的であり、橋として速やかな機能回復を行い得る状態にとどめることも目的に、各部材等を弾性限界に対してだけでなく破壊に対しても十分に安全に設計しておくこと、1.8.3(1)に規定されるように、一部の部材や接続部の損傷が崩壊などの橋の致命的な状態となる可能性をできるだけ減らすように設計しておくこと、及び、計画の段階から適切な維持管理が確実かつ合理的に行えるように維持管理の具体的な条件についても考慮して設計しておくことが求められる。</p> <p>(2) V編 2.1(2)にて設定する耐震設計上の橋の重要度の区分を表-解 2.3.2に示す。</p> <p style="text-align: center;">表-解 2.3.2 耐震設計上の橋の重要度の区分（V編 表-2.1.1）</p> <table border="1" data-bbox="1061 1281 1412 2139"> <thead> <tr> <th>耐震設計上の橋の重要度の区分</th> <th>対象となる橋</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A種の橋</td> <td>下記以外の橋</td> </tr> <tr> <td>B種の橋</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> ・ 高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・ 都道府県道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 ・ 市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 </td> </tr> </tbody> </table>	耐震設計上の橋の重要度の区分	対象となる橋	A種の橋	下記以外の橋	B種の橋	<ul style="list-style-type: none"> ・ 高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・ 都道府県道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 ・ 市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋
耐震設計上の橋の重要度の区分	対象となる橋							
A種の橋	下記以外の橋							
B種の橋	<ul style="list-style-type: none"> ・ 高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・ 都道府県道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 ・ 市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 							

改定案 (3章)	現行	備考
<p style="text-align: center;">3章 設計状況</p> <p>3.1 作用の種類</p> <p>(1) 設計で考慮する状況を設定するための作用として、以下に示す荷重又は影響を考慮する。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 死荷重 (D) 2) 活荷重 (L) 3) 衝撃の影響 (I) 4) プレストレス力 (PS) 5) コンクリートのクリープの影響 (CR) 6) コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH) 7) 土圧 (E) 8) 水圧 (HP) 9) 浮力又は揚圧力 (U) 10) 温度変化の影響 (TH) 11) 温度差の影響 (TF) 12) 雪荷重 (SW) 13) 地盤変動の影響 (GD) 14) 支点移動の影響 (SD) 15) 遠心荷重 (CF) 16) 制動荷重 (BK) 17) 橋桁に作用する風荷重 (WS) 18) 活荷重に対する風荷重 (WL) 19) 波圧 (WP) 20) 地震の影響 (EQ) 21) 衝突荷重 (CO) 22) その他 <p>(2) 作用の特性値を、8章の規定に従い設定する。</p> <p>(3) 施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるよう(1)及び(2)に関わらず以下に従い、施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮しなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 橋の施工時の安全性を確保するため、施工方法、施工途中の各段階 		

改定案（3章）

現行

備考

における構造等の条件を適切に考慮して、自重、施工に用いる資機材、風、地震の影響等に対して必要な検討を行い、施工時荷重（ER）を設定する。

- 2) 施工時荷重（ER）の特性値は、施工期間等に応じて適切に設定する。
- 3) 橋の完成時に所要の性能が得られるための設計における前提条件を満足するため、施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を適切に考慮して、施工時荷重（ER）を設定しなければならぬ。あわせて、施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を完成系の設計にて適切に考慮する。

(1) この示方書では、橋の性能にかかわる全ての働きを作用とし、具体的な設計計算などで扱えるようにその影響を表現しなおしたものが荷重及び影響として扱われている。例えば、作用には、風による振動の影響や地震動によって橋に及ぼされる動的な効果、地盤変動などの影響など設計において荷重を載荷しない方法で考慮する場合もある。これらの影響については適当な方法により、設計で考慮することが必要である。従来、ここでいう荷重とは体系と整合を図り、荷重と影響を包含して作用と呼ぶことにされたものである。表-解2.1.1に示した観点から各作用特性の分類した例を表-解3.1.1に示す。

表-解 3.1.1 各作用特性の分類

	永続作用	変動作用	偶発作用
1) 死荷重 (D)	○		
2) 活荷重 (L)		○	
3) 衝撃の影響 (I)		○	
4) プレストレス力 (PS)	○		
5) コンクリートのクリープの影響 (CR)	○		
6) コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH)	○		
7) 土圧 (E)	○	○	
8) 水圧 (HP)	(○) *	○	
9) 浮力又は揚圧力 (U)	(○) *	○	
10) 温度変化の影響 (TH)		○	
11) 温度差の影響 (TF)		○	
12) 雪荷重 (SW)		○	
13) 地盤変動の影響 (GD)	○		

改定案 (3章)		現行	備考
14) 支点移動の影響 (SD)	○		
15) 遠心荷重 (CF)		○	
16) 制動荷重 (BK)		○	
17) 風荷重 (WS, WL)		○	
18) 波圧 (WP)		○	
19) 地震の影響 (EQ)		○	
20) 衝突荷重 (CO)		○	

※設計供用期間中の水位の変動幅や橋への荷重効果としての変動幅によっては、永続作用として扱うこともある。

橋の設計で考慮する状況を表示するための個々の荷重及び影響の特性値は8章に規定されており、基本的にこれまでの示方書で考慮しているものが踏襲されている。そして、3.3に規定されるように、橋の耐荷性能の照査で考慮する設計状況は、個々の荷重特性値に荷重係数や荷重組合せ係数を乗じ、組み合わせたもので表現される。

これまでの示方書では、橋の設計で考慮すべき温度変化の影響には、橋全体の温度変化によるものと、部材間の温度差によるものの両者をひととめにして温度変化の影響として規定されてきた。しかし、様々な構造形式の開発が今後期待されるなかで温度変化の影響が構造物に与える効果をより正確に捉えられるように、今回の改定では、橋全体の温度変化による影響と構造部材間の温度差による影響が分かかれて規定された。

これまでの示方書では、「想定する自動車の通行状況などほぼ確実にその影響が特定でき、常に考えなければならない荷重(主荷重)」、「必ずしも常時又はしばしば作用することのない荷重(従荷重)」、「架橋地点の状況や橋の構造によって生じる場合と生じない場合があり、また生じる場合でもしばしば起こりうるものとそうでないものがあるその他の荷重(特殊荷重)」の分類を設けて荷重や影響をその捉え方によって区別していた。また、組合せの発生頻度の違いも加味して、主荷重に従荷重を組み合わせるにあたっては、許容応力度の割り増しを行っていた。しかし、この示方書では、これまでの示方書とは異なり、荷重組合せに応じて抵抗側の制限値を調整するという概念はなく、新たに、設計供用期間中の作用の同時載荷頻度に関する確率統計的な水準が作用側で考慮できるように検討を行われ、その結果も考慮しながら荷重組合せと各荷重に乗じる部分係数(荷重組合せ係数や荷重係数)が設定された。従前の方法に比べて今回の改定で採用された方法は、組合せ作用として考慮する確率統計的な水準も直接的に加味することができるものであり、許容応力度の割増しを行うことで同時載荷頻度の違いを経験的に設計に反映させるよりも、橋の耐荷性能の達成度に対する説明性の向上が図られている。

(2) 作用の特性値は、作用が部材等を与える効果の性質を最も適切に代表できるように設定

備考	現行	改定案（3章）
		<p>する必要がある。設計計算においては、所要の安全余裕が確保されるように、特性値に部分係数を考慮して得られる設計値を組み合わせて橋に作用させる。したがって、作用の特性値の設定は、性能照査における信頼性に直接的に影響するので、荷重及び影響の種類ごとに適切な値を設定することが求められる。</p> <p>作用には、<u>永続的に作用するもの（死荷重など）、自然現象としての変動特性を有するもの（温度変化の影響など）、人為的な要素が強いもの（活荷重、衝突荷重など）、設計供用期間中にまれにしか発生しないもの（地震の影響など）</u>など様々な特性があり、確率的な手法で扱うことが必ずしも適切でないものもある。また、これまでの設計で一般的に用いられてきた値から特性値を替えることは設計実務上混乱を招くことも懸念される。そこで、この示方書では、<u>特性値を統一的な手法で導出する規定は設けられておらず、8章にて、従前の基準における荷重の規定も考慮して個々に与えられている。なお、地震の影響（地震動、地震にともなう地盤変位、津波など）に関する具体的な取り扱いについては耐震設計の規定による。</u></p> <p>(3) <u>施工時の状況については、施工段階において適切な安全が確保されるように、また、施工中に生じる内力や変形などが完成系に求められる性能を損なう可能性や悪影響の程度を適当な確からしさと低減できるように設計するために、適切に設計状況を設定しなければならぬ。</u>後者の設計のためには、特に留意すべき作用として、例えば、コンクリート打設中の温度昇降や密接による熱影響、コンクリートの打設順序に起因する拘束応力、架設段階の必要に応じて設置された部材で完成後も残置されるものの影響などが挙げられる。</p> <p>なお、許容応力度設計法であったこれまでの示方書においても、<u>工事毎に千差万別の工事の期間や方法に対して、施工時荷重の大きさ、施工時に風荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の割増係数等を規定することは困難であったこと、また、規定をすることが必ずしも合理的な運用にならない可能性も踏まえて規定されてこなかった。同じ理由から、部分係数設計法が導入されたこの示方書においても、多様な工事期間や方法に適用できる作用の組合せや作用に乗じる部分係数を規定することは行われていない。工事の条件毎に個別に検討を行い、適切に設計を行うことが基本的な考え方となっている。</u></p> <p>1)2) <u>施工段階の安全性については、一般に考慮すべき期間が設計供用期間に比べて短く、期間に応じた変動作用の設定が可能となる一方、構造系が完成時と異なり、適切に安全余裕が見込まれないと事故が生じたり、完成系の橋の性能に深刻な悪影響を及ぼす可能性がある。</u></p> <p>したがって、設計にあたっては、<u>施工段階ごとに考慮すべき作用やその組合せを適切に特定し、工事中の所要の安全性を確保するとともに完成時の橋の性能が満足されるようにしなければならない。</u>また、<u>施工時の足場、仮固定・支持を行う設備等の安全性に</u>関係しても検討すること、<u>施工手順やコンクリート打設順序等に応じて適切な施工管理値を設定する必要がある。</u></p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>施工時荷重の特性値の設定や施工管理値の設定にあたっては、特に以下のような事項に注意が必要である。</p> <p>架設系の各段階に要する時間</p> <p>冬期や洪水期の外力等の条件</p> <p>架設資機材や工事用車両の載荷（静的、動的）</p> <p>架設資機材や工事用車両の稼働に起因する外力等の条件（制動力・振動など）</p> <p>架設系の各段階における支持条件や不均等が与える影響</p> <p>仮設材の存在に起因する外力等の条件（死荷重、風荷重など）</p> <p>施工に伴う振動や一時的な荷重</p> <p>完成系と異なる応力や変位の発生</p> <p>完成系と異なる耐荷力特性（溶接による熱影響、まだ固まらないコンクリートなど）</p> <p>架設段階の必要に応じて設置された部材で完成後も残置されるものの影響</p> <p>3) 施工途中における設計や管理が不十分であると、施工中の安全性に直接は関わらないまでも、設計計算で仮定した有効断面が確保できない、位置・形状が想定通りにならないう、耐久性に影響を与える不具合が生じるなど、橋の性能が達成できない事態につながる。したがって、施工中の手順や荷重の変化を適切に設定し、設計の前提条件が確実に満足されること、並びにその確認の方法を検討する必要がある。特に以下のような場合には注意が必要である。</p> <p>冬期や洪水期の外力等の条件</p> <p>コンクリートの施工中の温度昇降</p> <p>コンクリート分割打設に伴う新旧打ち継目上での収縮拘束に伴い発生する応力</p> <p>架設系の各段階における支持条件</p> <p>完成系と異なる応力や変位の発生</p> <p>完成系と異なる耐荷力特性（溶接による熱影響、まだ固まらないコンクリートなど）</p> <p>架設段階の必要に応じて設置された部材で完成後も残置されるものの影響（重量だけでなく形状や剛性等が部材に与える影響なども考えられる）</p> <p>あわせて、施工中に生じ、残留する内力については、本体構造の設計に適切に反映されるようにしなければならない。</p>
		<p>3.2 設計状況の設定</p> <p>(1) 設計にあたっては、2.1の規定に示す設計状況を、3.1に規定する作用を用いて適切に設定しなければならない。また、設定にあたっては、それぞれの設計状況の区分において橋にとって最も不利となる作用の組合せを考慮することを原則とする。</p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>(2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 作用の組合せを、3.3の規定に従い設定する。</p> <p>(4) 施工時の設計状況は、(3)に関わらず、施工条件を考慮して所要の橋の性能が得られるよう適切に設定する。</p> <p>(1) 橋の耐荷性能において設計で考慮する状況（設計状況）は、作用を適切に組み合わせることによって表現できる。</p> <p>設計で考慮する作用については現実には確率的扱いが困難な要因によるものや継続的影響を及ぼすなど必ずしも頻度という概念でとらえることが適切でないものも含まれるが、橋の耐荷性能では、その基本的な概念として、設計供用期間中に当該橋が受ける作用等の（継続的なものも含む）頻度と規模に応じて設定される設計状況に対して所要の機能が發揮されるなどの橋の状態が実現されることの確からしさが求められることから、設計供用期間中に生じ得ると想定する、橋にとって不利な作用の組合せで設計状況を代表させることが原則とされた。</p> <p>(3) 作用の組合せは、3.3(3)にえ規定されるとおり、荷重係数と荷重組合せ係数を乗じた作用の組合せとして与えられる。この示方書は、設計供用期間中に生じ得ると想定する最も不利な状況を、設計供用期間中に橋が置かれる複数の作用の同時載荷の極値分布も考慮して、加えて、既往の損傷事例や被災実績、橋梁構造の変化なども参考にした工学的判断に基づき設定した作用の組合せを設計状況として考慮することのみなしている。</p> <p>(4) 一般に、橋本体に対しては、構造物の死荷重や架設資機材や工事用車両の載荷の影響を考慮するための施工時荷重などに加えて、温度差の影響、温度変化の影響、地震の影響、風荷重を組み合わせることが多い。ここに、地震の影響や風荷重の影響については、施工期間等を考慮して組み合わせ方を検討するのがよいと考えられる。</p> <h3>3.3 作用の組合せ</h3> <p>(1) 2.1に規定する設計状況は、3.1に規定する作用を(2)から(5)のとおり組み合わせ代表させた場合には、3.2(1)の規定を満足するとみなしてよい。</p> <p>(2) 少なくとも、1)から3)の作用の組合せを考慮する。このとき、各組合せにおいて、括弧書きの作用については橋にとって最も不利な状況になる条件を考慮して組み合わせなければならない。</p> <p>1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）</p> <p>①D +PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) +GD+SD +WP + (ER)</p> <p>2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）</p>

改定案（3章）	現行	備考
<p>②D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) + (SW) + GD+SD+ (CF) + (BK) +WP + (ER)</p> <p>③D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +TH+ (TF) +GD+SD +WP + (ER)</p> <p>④D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +TH+ (TF) +GD+SD +WS +WP + (ER)</p> <p>⑤D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U) +TH+ (TF) + (SW) + GD+SD+ (CF) + (BK) +WP + (ER)</p> <p>⑥D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) +GD+SD+ (CF) + (BK) +WS+WL+WP + (ER)</p> <p>⑦D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U) +TH+ (TF) +GD+SD+ (CF) + (BK) +WS+WL+WP + (ER)</p> <p>⑧D +PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) +GD+SD +WS +WP + (ER)</p> <p>⑨D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +TH+ (TF) + (SW) + GD+SD +WP+EQ + (ER)</p> <p>⑩D +PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) +GD+SD +WP+EQ + (ER)</p> <p>3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）</p> <p>⑪D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +GD+SD +EQ</p> <p>⑫D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +GD+SD +CO</p> <p>(3) (2)1)から3)に規定する作用の組合せに対して、表-3.3.1の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する。</p> <p>ここに、γ_p：荷重組合せ係数であり、異なる作用の同時載荷状況に応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。</p> <p>γ_q：荷重係数であり、作用の特性値に対するばらつきに応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。</p> <p>なお、活荷重に対する衝撃の影響（I）を考慮するにあたって、衝撃の影響（I）には荷重組合せ係数γ_p及び荷重係数γ_qを乗じる必要はない。</p> <p>(4) 風荷重については必要に応じて他の作用を考慮しない場合等、(2)1)2)以外の条件を適切に設定する。</p> <p>(5) 衝突荷重及び制動荷重については死荷重及び活荷重のみと組み合わせる場合等、(2)1)2)以外の条件を適切に設定する。</p>		

表-3.3.1 作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数

設計状況の区分	作用の組合せ													
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫		
D	D+L	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
	D+TH	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
	D+TH+WS	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
	D+L+TH	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	0.95	1.25	
	D+L+WS+WL	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	0.95	1.25	
	D+WS	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
	D+TH+EQ	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
	D+EQ	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
	D+CO	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
	D	D	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05
		L	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05
		PS	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05
		CR	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05
SH		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
HP		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
U		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
E		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
TH		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
TF		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
SW		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
SD		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
GD		1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	
BK	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05		
CF	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05		
WS	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05		
WL	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05		
WP	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05		
EQ	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05		
CO	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.05		

荷重組合せ係数 p と荷重係数 q の値

備考	現行	改定案（3章）
		<p>(2)(3) 橋の設計状況は、3.1に規定する作用に荷重係数と荷重組合せ係数を乗じて組み合わせることで表現される。条文において「少なくとも」とされているのは、(2)及び(3)に規定される荷重組合せが標準である一方で、構造の特徴などに応じて必要があれば、照査目的や着目事項に応じた荷重組合せを追加検討すべきだからである。</p> <p>この示方書では、設計状況を作用とその組合せで規定している。また、橋の状態は、応答値を用いて代表させている。そして、5章では、荷重係数や荷重組合せ係数を乗じた組合せ作用が同時載荷されたときの橋の各部の状態（応答）を評価し、評価された応答が橋の各限界状態を超えないことを、それぞれの限界状態毎に必要な安全性を有して満足することを照査することが求められている。作用の組合せを用いて橋が置かれる状況を想定するにあたって、個々の作用の評価の不確定要因や作用の組合せ方は、作用に乗じる部分係数である作用自体のばらつきを表す荷重係数と組合せ状態を表す荷重組合せ係数で考慮される。</p> <p>今回の改定では、質の高い設計や橋梁形式開発のためには、橋の供用中に実際に生じ得る荷重同時載荷状況を考慮する必要性が従来にも増しても高まっていると判断されたことから、温度と地震の組合せもモンテカルロシミュレーション結果も参考に規定されるなど、複数の変動作用を同時に組み合わせる設計状況も設定されている。従来形式の橋であれば複数の変動作用が同時載荷される荷重組合せが設計結果を支配することは多くないと考えられるが、複数の変動作用の同時載荷に対しても合理的な構造形式や部材構成を検討するにあたっては、長期荷重や施工時の残留応力、温度差の影響等が橋の立体的な構造特性から生じる内力が構造物の性能に与える影響についても常に考え、合理的な構造形式や部材構成となるように検討する。</p> <p>i) 荷重組合せ、荷重係数組合せ係数及び荷重係数の検討に用いられた理論</p> <p>荷重組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数の検討にあたっては、橋の置かれる状況を表す作用が、その種類ごとに独立な事象であり、それぞれに仮定する確率過程に従って設計供用期間の標準である100年間に生じるものとし、橋に支配的な影響をあたえる状況がどのような作用の組合せとして出現しうるのかについて検討が行われた。その検討では、確率的な検討と工学的な判断が併用されている。</p> <p>まず、確率的な検討として、単に荷重規模のみを確率統計的に検討するのではなく、様々な橋について、荷重同時載荷状況のシミュレーションもを行い、各断面力の100年最大値を与えた荷重の組合せとその内訳である個々の荷重規模が検討されている。具体的には、実際に想定される荷重の組合せについて、ある代表荷重に対して他の荷重がどのように組み合わせられ、かつ、そのときの各荷重の規模がどの程度の範囲にあるのかを網羅的に把握するためにモンテカルロシミュレーションが活用されている。モンテカルロシミュレーションで推定された様々な橋、断面における各断面力の100年間最大値分布（極値分布）に</p>

備考	現行
	<p style="text-align: center;">改定案（3章）</p> <p>に基づき、少なくとも極値分布の平均値相当を与える同時載荷状況を網羅でき、また、基本的には非超過確率 95%相当となるような同時載荷状況をできるだけ網羅できるよう、この示方書で用いている作用の組合せと各作用に乘じる部分係数の範囲の概略が推定された。ここに、作用の組合せや各作用に部分係数を検討するにあたって着目した確率統計的な水準は、これまでの示方書にて設計したときの部材断面諸元の決定根拠となる断面力の規模を参考に推定された。</p> <p>そのうえで、最終的には、既往の損傷事例や被災実績、橋梁構造の変化、また従前の示方書で規定されていた組合せなども参考に工学的判断が加えられ、荷重組合せや荷重組合せ係数、荷重係数の値が設定された。</p> <p>永続作用支配状況や変動作用支配状況における標準となる荷重の組合せの大半である①から⑨については、確率過程を考慮した検討結果が特に参考にされ、荷重組合せ並びに対応する荷重組合せ係数と荷重係数が定められた。これまでの示方書が用いていた許容応力度法では荷重組合せ毎の発生頻度の違いが許容応力度の割増係数として考慮されていたが、この示方書が用いている部分係数設計法では、荷重組合せ係数を用いて、作用の同時載荷状況の頻度が調整された作用の組合せが与えられる。したがって、5章の照査において、原理的には、荷重組合せ毎に抵抗側に乘じる部分係数が変わることはない。</p> <p>必ずしも確率過程に従った検討ばかりではなく、表-3.3.1の⑩及び⑪の組合せのように、従来基準から引き継いだ死荷重と地震の組合せもある。これは、荷重組合せのみでなく、その照査項目や照査方法も含めて、従来からの経験上引き続き考慮すべき照査として従来基準から引き継いだものであり、設計状況として改めて位置付けるにあたっては、⑩の組合せは変動作用支配状況、⑪の組合せは偶発作用支配状況として区分された。⑩及び⑪の組合せに対して照査するときに用いる抵抗側に乘じる抵抗側の部分係数は、各部分係数の定義、工学的意味も踏まえたうえで、Ⅱ編からⅤ編では、組合せ①から⑨と同じにすることには必ずしも拘らず必要な係数値が検討され与えられている。すなわちこの場合にも、死荷重と活荷重からなる作用の組合せを用いた照査ケースを基本にして、その他の組合せを用いた照査ケースでは抵抗値に生じる部分係数を調整しているのではない。また、この示方書のひとつひとつの作用の組合せを従来の常時、地震時、暴風時といった設計ケースに当てはめようとしても、この示方書では全く異なる設計体系をとっており、つじつまが合わないだけでなく、この示方書の解釈にあたって却って妨げになるので、注意されたい。</p> <p>ii) 荷重組合せ係数や荷重係数の意味合い</p> <p>本示方書における荷重組合せ係数や荷重係数は、設計供用期間中に時々刻々と変化する橋がおかれる状況のうち、橋の耐荷性能の照査において、設計供用期間中に橋が置かれると想定すべき状況を代表するものであり、本質的には、橋の構造特性には依存せず、架橋地点が決まれば決定できると考えられるものである。</p>

現行	備考
	<p>改定案（3章）</p> <p>設計で考慮される荷重や影響それぞれのもつ不確実性の程度を考慮するため及び同時に考慮する他の荷重や影響と組み合わせられた状態としてとるべき規模に当該荷重の大きさを補正するために、荷重係数 γ_{dl} 及び荷重組合せ係数 γ_{dl} が定義されている。</p> <p>荷重係数 γ_{dl} は、8章の規定される作用の特性値に対して、そのばらつきや設計供用期間中の変動の特性を考慮して得られる最大値分布（極値分布）に基づき、設計供用期間中に生じる個々の作用の値がこれを下回る可能性を十分小さくするように補正するものである。</p> <p>活荷重については、様々な自動車からの荷重が橋軸及び橋軸直角方向にも同時に載荷される状況について、荷重形状と載荷方法の異なる L 荷重と T 荷重という二種類の荷重モデルで考慮している。橋面上の自動車の同時載荷状況のみを取り出したときに、自動車の同時載荷状況が各部材に与える影響を部材断面力の 100 年最大値分布（極値分布）で代表させ、様々な橋で部材が受ける影響に関する極値分布を推定し、極値分布の非超過確率 95% 相当の影響が再現できるように荷重係数を評価した結果も参考に、L 荷重についても T 荷重についてもいずれも荷重係数として 1.25 程度見込むことにされた。なお、他の作用についても同様であるが、L 荷重や T 荷重に関する荷重係数は、8.2 の規定に従い橋に載荷し、橋の耐荷性能の照査に用いるときを念頭に設定されている。</p> <p>変動作用としての地震の影響については、荷重係数を 1.00 としても概ね再現期間 100 年のオーダ一の規模とみなしても良さそうであること、また、過去の被災事例からも従来設計に大きな不足がないと認識されたことから、条文のように荷重係数が決められた。</p> <p>荷重組合せ係数 γ_{dl} は、橋が置かれる状況を荷重の組合せとして与えるにあたって、その同時載荷状況に応じて個々の荷重の規模を補正するものである。荷重係数 γ_{dl} が個々の荷重の統計的な性質を考慮している一方で、荷重組合せ係数 γ_{dl} は、たとえば、変動作用支配状況においては、設計供用期間中の荷重の無数の組み合わせと組み合わせ比率を対象に、荷重を組み合わせた結果の 100 年最大値分布を対象に、設計で考慮する作用の組み合わせがこれを下回る可能性を所要の確からしきで小さくするように補正するための部分係数である。そこで、個々の荷重について、荷重係数や荷重組合せ係数を乗じた結果としての荷重規模がその荷重の再現期間としての程度の確率水準に相当するのかを個々の荷重について求めても設計状況としての意味は無く、作用の組み合わせは、組み合わせた結果についてののみ設計状況として、また、確率的な意味を有するものである。</p> <p>荷重組合せ係数は、一つの変動作用が永続作用と組み合わせられた状況が橋にとって支配的な状況を代表する場合には、変動作用に乗じる荷重組合せ係数は 1.00 にされている。他方、複数の変動作用が同時に作用する組合せでは、個々の変動作用に乗じる荷重組合せ係数は 1.00 を下回る。これは、個々の変動作用が 100 年最大値に相当するような規模ではないにしても、複数の異なる作用が同時載荷される結果が、橋が 100 年間置かれる状況のなかで最も不利な状況の一つになり得ることを代表している。たとえば風荷重と活荷重</p>

備考	現行
	<p style="text-align: center;">改定案（3章）</p> <p>の組合せについても、I 未満の組合せ係数を風荷重に考慮していることは必ずしも暴風が生じている状況を想定しているものではなく、むしろ活荷重の影響を重視していると思われるものである。</p> <p>活荷重についての組合せ係数をどの程度にすべきかは様々な議論があるところではあるが、モンテカルシミュレーションの結果ととともに、橋の機能と活荷重は特に密接に関係するものであることも重視されて1.00 又は1 に近い値が特に選ばれている。</p> <p>なお、荷重を作用させてからその効果（断面力等で代表される応答）を算出するまでの不確実性は、橋の形式、各部材の抵抗特性に応じて異なるものであるもので、橋が置かれる状況を表す荷重に乗じる部分係数で考慮することは行わず、5.2(7)にて定義され抵抗側で乗じられる調査・解析係数にて考慮されているので、部分係数の適用にあたって留意するのがよい。</p> <p>iii) 荷重組合せの適用にあたっての留意事項</p> <p>8.3(1)解説のとおり、衝撃の影響は、活荷重が橋に与える影響が様々な理由によって静荷重を載荷したときよりも大きくなることを考慮するものであり、作用の各組合せの中で想定する活荷重の状況に応じた衝撃の影響を加味して、活荷重が橋に与える影響を評価する必要がある。これを、式で書くことと以下のとおりになる。</p> $I = (y_{qL} \cdot y_{qL} \cdot L) \cdot x \cdot i$ <p style="text-align: right;">式（解3.3.1）</p> <p>ここに、</p> <p>I： 衝撃の影響</p> <p>L： 活荷重</p> <p>y_{qL} 及び y_{qL}：活荷重Lに対して考慮する荷重組合せ係数及び荷重係数で、表-3.3.1にて作用の組合せごとに与えられているもの</p> <p>i： 上部構造の衝撃係数で、表-8.3.2により与えられる</p> <p>なお、衝撃の影響 I はその定義上から橋に載荷する活荷重 L の状況に応じて見込むことが当然である一方で、条文にも補足されているとおり式（解3.3.1）で得られた衝撃の影響 I にさらに乗じる荷重組み合わせ係数や荷重係数を乗じる必要はなく、表-3.3.1でも、式（解3.3.1）で得られた I にさらに乗じる荷重組合せ係数や荷重係数は与えられていない。</p> <p>地震の影響に関する荷重係数や荷重係数の適用については、V編2.3による。</p> <p>雪荷重については必要に応じて見込むものであり、また、見込む場合には、維持管理の条件や架橋地点の気象の状況を考慮して荷重を見込むのがよい。雪荷重と同時に温度変化の影響 (TH) や温度差の影響 (TF) を組み合わせたときに温度や温度差をどの程度見込むかは基準で定められていないので、架橋地点の気象や積雪の状況及び構造の条件を考慮して決定する。また、橋上の雪に対する地震の影響の考慮については、V編2.5の解説されている。</p> <p>温度差の影響は、従来、温度変化の影響の組合せの一部として扱われていたが、今回の</p>

備考	現行
	<p style="text-align: center;">改定案（3章）</p> <p>改定では温度変化の影響と温度差の影響を独立させて考慮するものとされた。これは、<u>一</u> <u>つには、温度変化の影響については架橋条件から決まるものであり、橋をとりまく外的な</u> <u>状況を表す作用そのものであるのに対して、温度差の影響については、構造形式の影響を</u> <u>強く受け、かつ、橋自身が存在することで生み出す効果でもあり、橋を取り巻く外的な状</u> <u>況とは別に扱うべきものであることが理由として挙げられる。考慮にあたっては、常に、</u> <u>設計に不利になるようにする。なお、温度差の影響を荷重モデルに置き換えたり、荷重効</u> <u>果に変換するにあたっては、個々の構造の特性を反映できるようにするのがよいが、この</u> <u>示方書では8章において設計で見込むべき温度差のみが規定され、温度差を荷重モデルに</u> <u>置き換えたり、温度差から荷重効果を算出する方法は規定されていない。そこで、8.11</u> <u>の解説では、温度差の影響の効果を荷重効果の算出する方法として、従来実績が豊富であ</u> <u>り妥当と考えられる方法を解説しているのであわせて参照されたい。</u></p> <p><u>表-3.3.1において、死荷重、プレストレス力、クリープの影響、乾燥収縮の影響、土圧、</u> <u>水圧、浮力についての荷重係数は一律1.05とされている。これは少なくとも見込むべき</u> <u>値として設定されている。プレストレス力、クリープの影響、土圧、浮力、水圧の算出で</u> <u>は単位体積重量を用いるが、それらの単位体積重量に表-3.3.1の死荷重の荷重組合せ係数</u> <u>と荷重係数を乗じる必要はない。</u></p> <p><u>プレストレス力、クリープ及び乾燥収縮の影響は相互に影響を及ぼし合うものである。</u> <u>そして、この条文で与えている作用の組合せは組み合せた結果として意味を持つものであ</u> <u>る。したがって、プレストレス力、クリープの影響及び乾燥収縮の影響が相互に影響を及</u> <u>ぼし合った一連の結果としての影響をプレストレス力及び不静定力として評価し、プレ</u> <u>ストレス力、クリープの影響及び乾燥収縮の影響が組み合わされた状況一式の特性値とみな</u> <u>し、組み合わせられた状況一式としての特性値に荷重係数1.05を見込むことで、プレスト</u> <u>レス力、クリープ及び乾燥収縮に対してそれぞれ荷重係数を見込んだとみなしてよい。</u></p> <p><u>なお、たとえば、コンクリートのクリープや乾燥収縮のばらつきが橋に与える影響を画</u> <u>一的に評価するのは容易でなく、1.05という荷重係数を考慮することを以て、これらの影</u> <u>響のばらつきが設計結果に与える影響が如何なる材料や構造でもも万全に考慮されてい</u> <u>ると考えるようなものではない。長期荷重の扱いやそれが設計結果に与える影響の評価</u> <u>は、設計施工を通じて入念な検討が必要なる場合もある。</u></p> <p><u>クリープや乾燥収縮の影響に関連するコンクリート材料の調査や評価にあたっては、</u> <u>III編2章や4章に基づき、適切な取扱いを行うことが求められる。</u></p> <p><u>それでも、従前の示方書においても示されるように、コンクリート橋の場合、比較的部</u> <u>材寸法が大きく部材内部は乾燥しにくいこと、内部に配置されている補強鋼材がコンクリ</u> <u>ートの収縮を拘束することから、例えば上部構造の上フランジと下フランジでは収縮度合</u> <u>いが変わるとの指摘もある。材料特性や品質が確かな骨材を用いた場合には、乾燥収縮の</u> <u>ばらつきが構造物の状態に大きな影響を及ぼす可能性は一般に少ないと考えられるもの</u></p>

備考	現行	改定案（3章）
		<p>の、今回の改定ではクリープや乾燥収縮にも荷重係数を見込むことにされたり、温度変化の影響と地震の影響の組合せも規定されたりしていることも踏まえれば、ラーメン構造など不静定の構造や長支間のアーチ構造等においては、必要に応じて、クリープや乾燥収縮、温度変化の影響やそのばらつきが設計結果に与える影響を把握するなどし、材料だけでなく構造についても慎重に検討するのがよい。</p> <p>iv) 施工時の荷重組合せや部分係数</p> <p>この示方書では、従前の基準と同じく施工時の荷重組合せは定められておらず、3.2(4)に規定されたとおり、施工時の荷重組合せや部分係数については任意である。なぜならば、施工において考慮すべき荷重組合せや部分係数については、架橋地点の特性だけでなく、構造物の規模、施工期間、施工方法等も含めた当該橋梁の施工条件に大きく依存するためである。</p> <p>そこで、個別に、施工時の荷重組合せや部分係数を検討することとなるが、過去の実績を基本に、本条の規定も参考にすれば、たとえば、たとえ、以下の1)～4)の組合せが考えられる。なお、3)の地震の影響についても、施工時に対する過去の設計実績を踏まえて示したものである。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) $1.05D + 1.05ER + 1.00TH + 1.00TF + 1.05(GD, SD, WP, PS, CR, SH, E, HP, U)$ 2) $1.05D + 1.05ER + 1.00WS + 1.00TF + 1.05(GD, SD, WP, PS, CR, SH, E, HP, U)$ 3) $1.05D + 1.05ER + 0.50EQ + 1.00TF + 1.05(GD, SD, WP, PS, CR, SH, E, HP, U)$ 4) その他必要に応じて設定する組合せ <p>ここに、1)から3)は、実績に基づき共通的に考慮するのがよいと考えられる荷重組合せであり、カッコの中の作用は、構造物にとって不利になるように組み合わせるという意味である。車面の通行が想定される場合には、車面重量の管理などの実情に応じて十分安全側に車面の影響をBRの中に見込むことを想定している。各作用が橋に与える影響を評価するにあたって、衝撃や揺動、不均等の影響等も適切に考慮する。一方で、構造物の規模や施工方法、施工期間や架橋地点における地形、地質、気象その他の状況によっては、1)から3)の組合せや係数値では施工時に橋が置かれる状況を考慮するのに不十分な場合も考えられるので、必要に応じて、4)その他必要な組合せを考慮したり、1)から3)で各作用に乗じる係数値を見おしたりするのがよい。</p> <p>施工においても、橋の連続化と部材の少数化が進む中、施工中の支持条件の変化により生じる内力、コンクリート打設・硬化時に蓄えられる拘束応力や温度応力が、完成形の橋の性能に与える影響の度合いが従来よりも大きくなってきている。そこで、この示方書では、3.1(3)(3)や3.2(4)に規定されるように、施工時荷重(ER)や施工時状況を適切に設定することが規定されている。この点については、この示方書は、施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を完成系の設計にて適切に考慮し、設計と実構造物の応力状態の乖離を小さくするようにすることを重視している。</p>

改定案（4章）	現行	備考
<p style="text-align: center;">4章 橋の限界状態</p> <p>4.1 橋の限界状態</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 10px;"> <p>(1) 橋が所要の耐荷性能を満足するために求める状態に留まることを照査することにあたっては、橋の状態を区分するための橋の限界状態を適切に設定することを標準とする。</p> <p>(2) (3)から(5)による場合には、橋の限界状態を適切に設定したものとみなしてよい。</p> <p>(3) 橋の限界状態として、橋としての荷重を支持する能力に係わる観点及び橋の構造安全性の観点から橋の限界状態1から3を設定する。</p> <p>1) 橋の限界状態1 橋としての荷重を支持する能力が損なわれない限界の状態</p> <p>2) 橋の限界状態2 部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態</p> <p>3) 橋の限界状態3 これを超えると構造安全性が失われる限界の状態</p> <p>(4) 橋の耐荷性能の照査に用いる橋の限界状態は、橋を構成する部材等及び橋の安定に関わる周辺地盤の安定等の限界状態によって代表させることができる。</p> <p>(5) 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態によって橋の限界状態を代表させる場合には、4.2の規定に従って適切に上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態を設定する。</p> <p>(6) 設計で考慮する橋の限界状態を関係づける特性値や部分係数は、5章並びにII編、III編、IV編及びV編の規定による。</p> </div> <p>(1) 橋に対する要求性能は、本来橋全体としての要求性能であり、またその水準はできるだけ定量的に規定する又は照査できることが望ましい。限界状態を定義して、設計状況に対してこれを超えないことを照査した場合、着目する設計状況において橋が求める状態に留まらない可能性が十分に小さいと考えることができる。限界状態に着目して性能の照査を行うことで、それ以外の状態（例えば、異なる限界状態と限界状態の間の状態）は、性能の照査において直接的に取り上げねばならない、支配的な状態ではないと一般に考えてよいが、換言すれば、そのように扱えるような橋を表現するように橋の設計や限界状態の設</p>		

備考	現行	改定案（4章）				
		<p>定を行うことが必要であることに留意する。</p> <p>(3) 橋の限界状態の記述は、橋の性能の記述と同じく、橋の機能の観点と構造安全性の観点からなる。橋の限界状態 1 と 2 は、主として、橋の機能やその一部である荷重支持能力について主として着目している。また、この示方書では、構造安全性については限界状態 3 で代表して扱われており、構造安全性を喪失しているか、していないかということのみ着目して限界状態が規定されている。</p> <p>(4) 部材等の終局強度を評価する方法はある程度確立されている一方で、部材の補完性又は代替性も考慮し、橋全体系をシステムとしてとらえて橋の限界状態 2 や 3 を評価する方法に標準的な考え方は確立されていない。そこで、部材等の限界状態で橋の限界状態を代表させることができるように橋の構造を検討するのがよい。検討にあたっては、1.8.3 の規定に従い、補完性や代替性について十分に考慮する必要がある。</p> <p>下部構造の支持力や安定にかかわる周辺地盤の特性の変化も橋の性能に直接的に影響を及ぼしうるので、設計で前提としている周辺地盤状態が設計供用期間中満足されるように設計に反映する必要がある。</p> <h4>4.2 上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態</h4> <p>(1) 4.1 に規定する橋の限界状態を上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態で代表させる場合には、それぞれの限界状態を適切に設定し、橋の限界状態に応じてそれらを適切に組み合わせることで橋の限界状態を代表させなければならない。</p> <p>(2) (3) から (8) の規定により上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態を設定し、これを組み合わせる場合には、(1) を満足するとみなすよい。</p> <p>(3) 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態 1 から 3 を、表-4.2.1 により適切に設定する。</p> <table border="1" data-bbox="774 1288 1474 2139"> <caption>表-4.2.1 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態</caption> <tr> <td>上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 1</td> <td>部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態</td> </tr> <tr> <td>上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 2</td> <td>部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲にあり、かつ特別な注意のもとで使用できる限界の状態</td> </tr> </table>	上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 1	部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態	上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲にあり、かつ特別な注意のもとで使用できる限界の状態
上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 1	部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態					
上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲にあり、かつ特別な注意のもとで使用できる限界の状態					

改定案（４章）		現行	備考
<p>上部構造，下部構造，上下部接続部の限界状態 3</p>	<p>これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態</p>		
<p>(4) 橋の限界状態 1 は，上部構造，下部構造又は上下部接続部の状態が，表-4.2.1 の上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態 1 に達した状態とする。</p> <p>(5) 橋の限界状態 2 は，上部構造，下部構造又は上下部接続部の中から塑性化を考慮するものを適切に定めたいえで，塑性化を考慮するものが上部構造，下部構造又は上下部接続部の限界状態 2 に達した状態，又は，塑性化を考慮しないものが上部構造，下部構造又は上下部接続部の限界状態 1 に達した状態とする。</p> <p>(6) 橋の限界状態 3 は，上部構造，下部構造又は上下部接続部の状態が，表-4.2.1 の上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態 3 に達した状態とする。</p> <p>(7) 表-4.2.1 に対応する上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態をⅡ編からⅤ編の規定に従って適切に設定し，それを組み合わせた場合には，(4)から(6)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(8) 上部構造が支間の途中で支承等で接続されて一連とされている場合，下部構造躯体と基礎が一連で連結されておらず支承等で接続されている場合には，それぞれの接続部の限界状態は，上下部接続部の限界状態を踏まえて適切に定めなければならない。</p> <p>(9) 上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態を部材等の限界状態で代表させる場合には，4.3 の規定に従って適切に部材等の限界状態とその組合せを設定する。</p>			
<p>(1)から(3) 橋は上部構造，下部構造，上下部接続部の組合せとして扱えることが多いので，<u>条文ではこの3つに大別して扱うことが標準とされている。しかし，例外もある。条文において上部構造が支間の途中で支承等で接続されている場合，下部構造躯体と基礎が一連で連結されておらず支承等で接続されている場合などは，ゲルバー構造の接続部，橋脚と基礎がメナージェヒンジ支承で接続されている場合などが想定されている。上部構造がケーブル構造や PC 外ケーブル部材からなる場合にはケーブルと桁部材を分けて扱うのが合理的な場合もあれば必ずしもそうでない場合もある。以上のように，条文はあくまで標準であり，必要に応じて個別の橋毎，部材毎に限界状態を定めるのがよい。</u></p> <p>表-4.2.1 では，<u>限界状態が求められる機能の観点から定義されている。これについて，限界状態の定義をそれを代表する工学的指標と結び付けるためには，限界状態を力学的な</u></p>			

改定案（4章）

現行

備考

観点から解釈する必要がある。具体的な解釈は本編 10 章上下部接続部の規定及び各編による必要があるが、概ね表-解 4.2.1 のとおり解釈できると考えてよい。

表-解 4.2.1 上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態の力学的な解釈例

限界状態 1	部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず，耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態	・ 挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 ・ 構成する部材等に残留変位が残らないとみなせる限界の状態 ・ 橋としての荷重を支持する能力を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態
限界状態 2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているものの限定的であり，耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲にあり，かつ特別な注意のもとで使用できる限界の状態	一部の部材等に損傷や残留変位が生じているものの，組み合わせる状況において求める橋の荷重支持能力を確保するために必要な強度や剛性を確保できる限界の状態
限界状態 3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態	落橋しないとみなせる限界の状態

4.3 部材等の限界状態

- (1) 4.2 に規定する上部構造，下部構造又は上下部接続部の限界状態をこれらの部材等の限界状態で代表させる場合には，部材等の限界状態を適切に設定し，上部構造，下部構造又は上下部接続部の限界状態に応じて適切に組み合わせることで，上部構造，下部構造又は上下部接続部の限界状態を代表させなければならない。
- (2) (3) から (7) の規定により部材等の限界状態を設定し，これを組み合わせた場合には，(1) を満足するとみなしてよい。
- (3) 部材等の限界状態 1 から 3 を，表-4.3.1 により適切に設定する。

表-4.3.1 部材等の限界状態

部材の限界状態 1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態
部材の限界状態 2	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態
部材の限界状態 3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

- (4) 上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態 1 は、上部構造、下部構造又は上下部接続部を構成する部材等の状態が、部材等の限界状態 1 に達した状態とする。
- (5) 上部構造の限界状態 2 は、二次部材を除く上部構造を構成する主要な部材等に着目し、それらが部材等の限界状態 1 を超えない限界の状態とする。下部構造又は上下部接続部の限界状態 2 は、下部構造又は上下部接続部を構成する部材等が部材等の限界状態 2 に達した状態とする。
- (6) 上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態 3 は、上部構造、下部構造又は上下部接続部を構成する部材等が、部材等の限界状態 3 に達した状態とする。ただし、上部構造、下部構造又は上下部接続部の構造の特性によっては、その挙動における幾何学的非線形性の影響が理由で、それぞれの限界状態を部材等の限界状態 で必ずしも代表できない場合があるため、その場合には、部材の限界状態で代表させることに加えて、4.2 の規定に従って上部構造、下部構造又は上下部接続部の全体系としての限界状態 3 を別途適切に定めなければならない。
- (7) 表-4.3.1 に対応する部材等の限界状態を II 編から V 編の規定に従って適切に設定し、組み合わせた場合には、(4) から (6) を満足するとみなすてよい。

(3)から(6) 表-4.3.1 では、限界状態が荷重支持能力の観点から定義されている。限界状態 3 については荷重支持能力の喪失の有無を指標とし、各設計状況における部材の構造安全性を測るために定義されているものである。3 つの限界状態の定義の背景として、各設計状況における構造安全性を測るときは限界状態 3 を、併せて機能状態の信頼性を測るときには限界状態 1 又は 2 を用いることが基本的な考え方になっている。これらについて、限界状態の定義をそれを代表する工学的指標と結び付けるためには、限界状態を力学的な観点から解釈する必要がある。具体的な解釈は本編 10 章上下部接続部の規定及び各編による必要があるが、概ね表-解 4.3.1 のとおり解釈できると考えてよい。

表-解 4.3.1 上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態の力学的な解釈例

限界状態 1	<ul style="list-style-type: none"> ・ 挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 ・ 部材機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態 ・ 橋の機能を低下させる変位や振動程度に部材が至らない限界の状態
	<ul style="list-style-type: none"> ・ 荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 (特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態)

改定案（4章）		現行	備考
限界状態2	<p>部材等としての荷重を支持する能力は低下しているものあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態（特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態）</p>	<p>部材として最大強度点を超えず、かつ、十分な塑性変形能が残存するとみなせる限界の状態</p> <p>・組み合わせる状況に対して求める橋の機能に影響を与えない限界の状態</p>	
限界状態3	<p>これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態</p>	<p>部材として最大強度点を超えない状態</p> <p>・部材として変形性能を喪失しない限界の状態</p>	
<h4>4.4 構造細目</h4>			
<p>4.3 に規定される部材等の限界状態を用いて橋の耐荷性能の照査を行う場合には、前提条件として、橋の構造は、少なくとも、1)及び2)を満たさなければならない。</p> <p>1) 橋は、構造全体及び各部分で一定の剛性を有し、様々な作用に対して、一定程度、橋の断面形状が保持される構造であること。</p> <p>2) 橋の耐荷性能の設計で考慮する状況において、鉛直方向及び水平方向に作用する荷重を、支承部や下部構造に円滑に伝達できる上部構造であること。</p> <p>橋が置かれる状況は作用の組合せとして代表される一方で、組合せの中で考慮しないその他の作用も複雑であり、施工段階、供用中のあらゆる場面において、作用効果の見積もりと実態の乖離をできるだけ少なくするようにするか、安全側となるように構造の設計をすることが必要になる。そこで、本章の適用の前提として、本条文が規定されている。</p> <p>橋が立体的にその構造機能を確認したうえで、部材等の限界状態に対して適切な安全余裕を有するように設計するにあたっては、まず、立体機能の確保という点で、全体系において節のような弱部を有さず必要な剛性が発揮されること及び支点上で想定の支持及び荷重伝達機構が発揮されるようにすることが前提になる。そのうえで、全体系として面内、面外に必要な剛性を有し、各部材等がある程度非線形領域に達するまで全体として断面形状が保持されることで初めて、部材等の単位での安全性の評価結果を以て全体系の安全性の評価を行ったとみなせる。特に薄肉部材は、そりやねじりなどに対する部材断面変形に対して一定の抵抗を有するようにしておくことなどで、棒部材と仮定して作用断面力を算出したり、部材の終局強度の算出等を行う前提となる条件が損なわれることがないように留意する必要がある。</p> <p>また、橋の限界状態は、部材等の状態によって代表させたり、各部材の状態を適切に組み合わせることで設定されたりするが、いずれも部材や断面単位での断面力や応力と抵抗の関係に基づいて部材の照査を行うことになる。したがって、部材等に生じる断面力や応力の算</p>			

備考	現行	改定案（４章）
		<p>出で前提としている部材の状態や破壊進行形態が実現され、また計算上考慮されない二次応力ができるだけ小さくなるような部材の形状及び接統構造とすることが前提となる。</p>

備考	現行	改定案（5章）
		<p style="text-align: center;">5章 橋の耐荷性能の照査</p> <p>5.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) 橋の耐荷性能の照査は、2.3の規定により選択した橋に対する要求性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。</p> <p>(2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 橋の耐荷性能1又は2を満足する橋は、3.3に規定する永続作用支配状況及び変動作用支配状況においてその状態が橋の限界状態1及び3を超えないことを、設計状況と限界状態の各組合せにおいて所要の信頼性を有して満足することを照査する。</p> <p>(4) 橋の耐荷性能1又は2を満足する橋は、3.3に規定する偶発作用支配状況においてその状態が橋の限界状態3を超えないことを、所要の信頼性を有して満足することを照査する。</p> <p>(5) 橋の耐荷性能2を満足する橋は、3.3に規定する偶発作用支配状況において、その状態が橋の限界状態2を超えないことを、所要の信頼性を有して満足することを照査する。</p> <p>(6) (3)から(5)の照査を行うにあたっては、橋の主方向及び横方向のそれぞれについて橋の状態を評価しなければならない。</p> </div> <p>(1) この示方書における橋の耐荷性能の照査における基本的な考え方を示したものである。</p> <p>1.3に規定する設計の基本理念のうち環境との調和及び経済性について、又、1.8.3に規定する構造設計上の配慮事項については設計の過程で常に念頭におき、いくつかの検討結果を比較する等最適なものとなるように配慮する。</p> <p>条文でいう橋に対する要求性能とは、この条文では、橋に求められる多様な性能のうち、橋の耐荷性能に関して求める性能を意味しているが、橋の耐荷性能の照査を満足することのみで橋の性能が満足されるわけではなく、1.3や1.8.1の規定に従い、耐荷性能に限らず、橋に求める性能を適切に設定し、満足するように設計する必要がある。</p> <p>(3)から(6)表-解2.3.1に対応するように、表-解5.1.1に、(3)から(6)に規定される照査事項を表形式で表した。</p> <p>橋の安全性に関する照査は橋の限界状態3を超えないことの安全性を測ることで代表される。橋に求める構造安全性の照査は、永続作用支配状況や変動作用支配状況と偶発作用支配状況では求められる実現性の度合いが異なるため、それぞれの状況で限界状態3を超えないことに求める実現性の度合いが確保されることを照査することが基本となる。</p>

改定案（5章）

現行

備考

橋に求める機能状態の照査は橋の限界状態 1 を超えないことの照査で代表される。永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、橋の限界状態 1 を超えないことに対し求められる実現性の度合いが確保されることが基本となっている。

また、同じ設計状況の区分に対して、異なる橋の限界状態に対しては異なる実現性の度合いが求められるので、2つの限界状態それぞれの照査を行うことが基本となっている。

加えて、橋の耐荷性能 2 を求める橋では、偶発作用が支配的な状況において橋に求める機能状態が確保できることを、橋の限界状態 2 を超えないことを照査することで確認する。

この示方書では、永続作用支配状況や変動作用支配状況におけるいわゆる修復性を直接的に照査していない。たとえば橋を構成する各部材等に対して限界状態 1 を超えないように設計しただけで、さらに限界状態 3 を超えないことに対しても十分な余裕を与えた結果として、仮に一部の部材等において荷重支持能力が低下するようになっても、一般には、橋として機能回復が速やかに可能な状態に留まると考えている。

(6) 斜角や曲線部を有する橋では、荷重を作用させる方向や照査する断面の方向について、橋軸直角方向だけでなく適宜追加の必要性を検討し、必要に応じて追加するのがよい。

表-解 5.1.1 橋の耐荷性能の照査

(a) 橋の耐荷性能 1 に対する照査

状態 (2.2) 状況 (2.1)	橋としての機能が損なわれていない状態	主として機能面からの橋の状態	安全面からの橋の状態
	橋の限界状態 1 を超えないことの実現性。	部分的には機能が低下しているが、橋として予め想定する機能を確保している状態	致命的な状態でない
永続作用や変動作用が支配的な状況	橋の限界状態 1 を超えないことの実現性。		橋の限界状態 3 を超えないことの実現性。
偶発作用が支配的な状況			橋の限界状態 3 を超えないことの実現性。

(b) 橋の耐荷性能 2 に対する照査

状態 (2.2) 状況 (2.1)	橋としての機能が損なわれていない状態	主として機能面からの橋の状態	安全面からの橋の状態
	橋の限界状態 1 を超えないことの実現性。	部分的には機能が低下しているが、橋として予め想定する機能を確保している状態	致命的な状態でない
永続作用や変動作用が支配的な状況	橋の限界状態 1 を超えないことの実現性。		橋の限界状態 3 を超えないことの実現性。
偶発作用が支配的な状況		橋の限界状態 2 を超えないことの実現性。	橋の限界状態 3 を超えないことの実現性。

5.2 照査の方法

- (1) 橋の耐荷性能の照査は、部材等の耐荷性能の照査で代表させてよい。
- (2) 橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合には、永続作用支配状況や変動作用支配状況においては部材等の状態がその限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないこと、偶発作用支配状況においては部材等の状態がその限界状態 1 又は 2 を超えないこと並びに限界状態 3 を超えないことを照査することを標準とし、表-3.3.1 に規定する作用の組合せに対する部材等の状態が各限界状態を超えないことをそれぞれ所要の信頼性を有して満足することを照査する。
- (3) 部材等の耐荷性能は、式(5.2.1)により確かめることを標準とする。

$$\sum S_i (Y_{qi} Y_{pi} P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \phi_R R(f_c, \Delta_c) \dots \dots \dots (5.2.1)$$

ここに、 P_i : 作用の特性値

S_i : 作用効果であり、作用の組合せに対する橋の状態

R : 部材等の抵抗に係る特性値で、材料の特性値 f_c や寸法の特性値 Δ_c を用いて算出される値

f_c : 材料の特性値

Δ_c : 寸法の特性値

Y_{pi} : 荷重組合せ係数

Y_{qi} : 荷重係数

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

ϕ_R : 抵抗係数

- (4) 式(5.2.1)の作用の特性値 P_i は 8 章の規定による。また、橋の主方向及び横方向の両者について、作用の組合せは 3.3 の規定による。式(5.2.1)の作用効果 S_i は、各編の関連する規定に従って適切に算出する。作用効果を算出するにあたって、作用は、着目する部材等に最も不利な状態が生じるように載荷する。

- (5) 式(5.2.1)の抵抗に係る特性値 R は、照査の目的に応じて着目する部材等の限界状態を代表する工学的指標で表すものとする。各編に関連する規定がある場合にはそれに従って適切に算出する。

- (6) 式(5.2.1)の荷重組合せ係数 Y_{pi} 及び荷重係数 Y_{qi} は、それぞれ、設計供用期間中の荷重の同時載荷状況を考慮するための係数と 8 章で規定する作用の特性値が設計供用期間中に橋に与える影響の極値を考慮するため

現行	備考
<p>改定案（5章）</p> <p>の係数であり、3.3の規定による。</p> <p>(7) 式(5.2.1)の抵抗係数ϕ_Rは、抵抗値Rの評価に直接関係する確率統計的な信頼性の程度を考慮するための係数であり、その値は、II編からV編に規定がある場合にはそれによることができる。</p> <p>(8) 式(5.2.1)の調査・解析係数ξ_1は、橋の構造をモデル化し、作用効果を算出する過程に含まれる不確実性を考慮して抵抗係数ϕ_Rを補正するための係数である。その値は、0.90を標準とし、十分な検討を行ったときには0.95を上回らない範囲で設定することができる。ただし、II編からV編にて別途の値が規定されている場合にはその規定が優先する。</p> <p>(9) 式(5.2.1)の部材・構造係数ξ_2は、橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させることも踏まえ、部材等の非弾性域における強度増加又は減少の特性の違いに応じて抵抗係数ϕ_Rを補正するための係数であり、その値はII編からV編に規定がある場合にはそれによることができる。</p> <p>(10) 上部構造又は下部構造の設計から決まる許容変位に対して設計する等の必要に応じて目的に適する照査項目、作用の組合せ、照査方法等を検討し、適切に照査する。</p> <p>(11) 鋼部材やコンクリート部材の耐荷性能の照査は、10章並びにII編からV編の関連する規定による。</p> <p>(12) 橋全体系において特定の条件に対して安全性の検討を特に行う場合には、(1)に加えて、3.3に規定されるとおり作用の組合せを適切に設定するとともに、検討の目的や構造の特性に応じた部分係数の種類や値を適切に設定する。</p>	<p>(1) 4.1(4)に示すように橋の状態については一般に部材単位で評価することが合理的であることから、当該橋の性能に対応する部材単位の性能の照査又は一部の構造の性能の照査を行うことで、橋の耐荷性能の照査に換えることができるとされている。</p> <p>(2) それぞれの荷重組合せに対して、橋の機能の観点から限界状態1又は2を超えないこと、及び、橋の安全性の観点からは橋の限界状態3を超えないことの両者の照査を行うことが標準とされている。</p> <p>作用の組合せも確率的な背景を有して設定されており、また、抵抗係数等も確率的な背景を有して設定されることから、ある作用の組合せに対して限界状態1を超えないことを照査し、これを満足したとしても、それを超えない確率がゼロになるわけではない。そこで、限界状態1を超えたとしても、部材等が安全な状態、又は、供用に支障のない程度の残留変形や復元力特性の状態に留まることが期待できる構造にできるように、限界状態3</p>

に対する照査も必要になるというのが、条文の基本的な考え方である。

また、部材によって影響を受ける作用の種類が異なったり、作用同士が相互に打ち消しあったりすることについても漏れなく照査できるように、変動作用支配状況において限界状態1と限界状態3を超えないことをそれぞれの限界状態で考慮する部材・構造係数等の値を考慮して照査を行うだけでなく、永続作用支配状況についても、限界状態1と3を超えないことをそれぞれに求める部分係数値を考慮して照査するのが、条文の基本的な考え方である。

もちろん、実際には、永続作用支配状況と変動作用支配状況の応答値の比率や、限界状態1と3に関する抵抗値や部分係数の比率から、いずれかの状況に対して、または、いずれか一つの照査を満足させることで、他の照査の一部又は全てを満足することが大半であるので、適宜、省略可能と考えられる照査ケースについては、その旨を明らかにしたうえで照査のための計算を省略してよい。

外力の増加に対して部材挙動が非線形化したのちも荷重の増加に対して引き続き抵抗できるような非線形挙動をするときには、例えば、部材の限界状態1と限界状態3の2段階の限界状態に対して対応する工学指標を設定することは比較的容易にできるが、そうでない場合には、限界状態としては1段階でしか定義できないこともある。例えば、コンクリート部材のせん断破壊や後座屈強度の上昇が期待できない鋼部材の座屈などがこれにあたる。このように限界状態1と限界状態3が区別しがたいときや、限界状態2と限界状態3が区別し難いときには、その状態の区分点を限界状態3として扱うとよい。このような考え方をとる照査項目については、各編の規定によらねたい。

(3) 部材等の耐荷性能に多雨する設計において最も基本となる照査式である。この示方書では、常に、作用側は作用側で、抵抗側は抵抗側で、それぞれに必要な信頼性水準が得られるように部分係数を検討することを基本としている。

式(5.2.1)の左辺は、荷重係数や荷重組合せ係数を乗じた作用の組合せを橋に載荷し、作用効果としての応答Sを算出する。このSが、設計で考慮する状況における橋の状態になる。すなわち、式(5.2.1)のとおり荷重組合せ係数や荷重係数を乗じ、組み合わせた作用が設計状況であり、これを載荷して算出する作用効果Sには乗じる部分係数はない。作用の中には、3.3(2)(3)に解説したとおり、プレストレス力、クリープの影響や乾燥収縮の影響のように相互作用を有し、最終的に相互作用の結果としてのプレストレス力や不静定力を作用の特性値とみなし、荷重係数1.05を乗じるものもあるが、この場合にも、不静定力を作用の特性値とみなして、それに荷重係数を直接乗じて橋に載荷すると解釈すべきものであり、荷重係数を応答Sに乘じたと考えるものではない。

式(5.2.1)の右辺は、限界状態を代表する抵抗の特性値Rを算出したのちに、これに抵抗係数、調査・解析係数、部材・構造係数を乗じ、抵抗の制限値を得る。ただし、抵抗の制限値は、必ずしも構造物の限界状態を直接的に表す特性値に部分係数を乗じて得るので

備考	現行	改定案（5章）
		<p>はなく、モデルの限界や実用上の精度の限界から、特性値と部分係数を用いずに、制限値を直接与える場合もある。</p> <p>そして、最終的に、左辺と右辺を比べることで、橋の状態（＝左辺）が橋の限界状態（＝右辺）を超える可能性が十分小さいことを照査する。</p> <p>条文にて照査式（5.2.1）を用いることが「標準」とされているのは、實際上、必ずしも工学的な指標を計算により算出、確認することを必要としないことも工学的には認められるためである。例えば、適用範囲等を明確にしたうえで一定の諸元や細部構造を有すること等の外形的条件などから経験的に性能の確認を行うことともありえる。</p> <p>(4) 作用の組合せは橋が置かれる状況を評価するものなので、橋の主方向、横方向によらず、基本的に作用の組合せを変えずに照査を行うものとされた。5.1(6)の規定のとおり、照査にあたっては、条文のとおり、地震の影響や風荷重に対してだけでなく、永続作用が支配的な状況、変動作用が支配的な状況、偶発作用が支配的な状況の各荷重組合せに対して、上部構造でも橋の主方向及び横方向のそれぞれについて各部材が限界状態を超えないことを照査する必要がある。箱桁の場合の横方向の照査とは、箱断面を構成する各フランジやウェブの応答を各荷重組合せに対して算出し、各フランジやウェブ毎に限界状態1や限界状態3を超えないことを照査することも含まれる。</p> <p>作用の組合せに関し、橋の主方向及び横方向のいずれに対しても表-3.3.1を適用することが条文にて標準的な扱いとされているのは、明らかにその照査を省略できる組合せについての照査を省略することは差し支えないことが考慮されたものである。また、(10)の規定のとおり、必要に応じて作用の組合せの検討も行うことがあり得ることも考慮されている。</p> <p>作用効果を算出するにあたって、作用は、橋並びに着目する部材等に最も不利な状態（応答）が生じるように載荷することを原則としている。これは、影響線、並びに、作用方向を適切に考慮することを意味している。斜橋や曲線橋では、桁の伸縮や回転の方向、それと土圧の作用方向なども総合的に考慮し、部材毎に強度、変位、安定のそれぞれで最も不利になるように載荷する方向を検討することが必要な場合もあるので、各編の規定を参考に検討するのがよい。</p> <p>ケーブル構造や少数部材化された構造などで相対的に剛性の低い上部構造が橋軸並びに橋軸直角方向に対して非対称性が強い幾何形状を有する場合には、上部構造のねじりやそりの影響について特別な検討を行うための活荷重の載荷方法を検討することが必要な場合があったり、部材接合部に最も不利な活荷重の載荷方法を検討することも考えられる。この点については、8.2でも解説したが、本条(10)及び(12)を適用する必要性と併せて分布又は集中荷重でモデル化される活荷重の形状や載荷方法について必要に応じて検討するのがよい。</p> <p>(5)から(9) 国内外の構造物の設計基準として実績もあり、各種不確実性の要因に着目し、</p>

備考	現行	改定案（5章）
		<p>要因毎に安全性を付与する係数を与えることができる部分係数法により照査を行うことを原則とした。そして、部分係数の適用の仕方が様々考えられる中でも、許容応力度法の照査書式にも外見上類似性があることで実務での混乱が最も少ないと考えられる方法として、荷重と抵抗に対してそれぞれ部分係数を考慮する荷重抵抗係数設計法を標準とすることにした。ここに、部分係数とは、従来の安全率に変わり、不確実性の要因や大きさに応じて、不確実性の要因ごとに考慮される割増係数、低減係数をいう。ただし、従来のように、荷重の組合せに応じて抵抗係数を割り増すような概念はないので注意する。過去の設計実績は、経験的にその妥当性が確認されており、信頼性に概ね過不足がないとみなせ、本示方書の部分係数も、基本的に、この立場で検討された。</p> <p>構造工学の分野では、設計の合理化のために、荷重、抵抗のそれぞれの不確実要因を明示的に考慮し、それらに対して直接的に信頼性を評価する設計法が長年研究されてきている。一方で、求める信頼性について、実務において過不足のない性能を実現するために基準としては困難である。作用側と抵抗側のいずれの特性についても、不確実の種類を細かく分類しても実際に得られる統計的なデータではそれらが相互に関連し合った結果でしか得られない場合もあつたり、データの量や質に応じて検討に限界があつたりする。作用や抵抗の特性を既往の統計データに基づき確率統計的に設定するときでも、統計データの取得範囲には自ずと限界がある。このような理由から統一的な尺度を用いて性能を満足する確からしさを厳密に確率的な表現のみで規定するのは困難な現状である。</p> <p>本示方書では、橋が置かれる状況、すなわち時々刻々と変化する温度変化、風、地震などの状況、交通の状況について、それらのばらつきや同時載荷頻度は荷重組合せ係数や荷重係数で表されている。すなわち、本示方書における荷重組合せ係数や荷重係数は、本質的には、構造特性には依存せず、架橋地点が決まれば決定できると考えられるものである。</p> <p>3.3に規定されているように、設計で考慮される荷重や影響それぞれのもつ不確実性の程度を考慮するため及び同時に考慮する他の荷重や影響と組み合わせられた状態としてとるべき規模に当該荷重の大きさを補正するために、荷重組合せ係数 γ_{Ri} 及び荷重係数 γ_{Qi} が定義されている。交通の状況や地質、気象等の橋が置かれる状況を表す荷重組合せ係数や荷重係数は、構造や材料に依存しないことが基本とされている。これらの係数の扱いについては3章による。</p> <p>架橋地点が決まると想定が可能である橋が置かれる状況については作用側に乗じる部分係数で考慮される一方で、この示方書では、設計における構造決定の行為の中で工夫することにより不確実性を減らせる要因については、抵抗値 R に乗じる部分係数、すなわち、抵抗係数 Φ_{Ri}、調査・解析係数 ξ_{Ri}、部材・構造係数 ξ_{Qi} にて考慮される。</p> <p>式(5.2.1)の抵抗値 R は、必ずしも断面強度とは限らず、照査の目的に応じて適切な事象や工学的な指標（たとえば、強度、応力、変位、ひずみ、塑性率など）を選定する。た</p>

備考	現行
	<p>改定案（5章）</p> <p>とえば、コンクリート部材の有効断面が計算で想定するとおりに設計供用期間中確保されることを照査する場合には、ひびわれの深さやそれを幅に置き換えて工学的指標としたり、さらにはそれらを材料に発生する応力に置き換えて照査することも考えられる。抵抗値Rの算出にあたっては、特性値f_cとの適合性、用いようとする抵抗係数との相互に整合するように適切に行わなければならないことに留意する必要がある。II編からV編に規定がある場合にはそれによる必要がある。</p> <p>II編からV編では、抵抗側の部分係数は、一般に、以下のとおり扱われ、規定されている。</p> <p><永続作用支配や変動作用支配状況></p> <p>抵抗係数Φ： 3.3の作用の組合せ①から⑨と組み合わせる場合には、たとえば部材耐力であれば、5%フラクタイム値が安全側に評価された設計値となるように、丸めた抵抗係数が設定されている。他方、3.3の荷重組合せ⑩については、従来この組合せに対して設計したときと諸元が大幅に変わらないように別途キャリブレーションされた値が設定されている。</p> <p>調査・解析係数ξ_1： その定義からも基本的に作用の組合せとは関係するものでなく、橋の応答を線形解析で求める場合においては、条文のとおり、0.90を標準とし、十分な検討を行ったときには0.95を上回らない範囲で設定することができるとされている。ただし、地盤調査にかかわる諸条件を考慮する場合など、個別の条文にてその特有の条件のもとで、別途、値を規定することも行われている。</p> <p>部材・構造係数ξ_2： その定義からも基本的に作用の組合せとは関係するものでなく、部材の抵抗特性における、弾性域から非弾性域に移行したのちの余剰強度の違いに着目し、値が与えられている。</p> <p><偶発作用支配状況></p> <p>抵抗係数： 特に3.3の荷重組合せ⑩については、従来この組合せに対して設計したときと諸元が大幅に変わらないように別途キャリブレーションされた値が設定されている。</p> <p>調査・解析係数ξ_1： 橋の非線形の応答を算出することが自ずと想定される荷重組合せ⑩については、橋の応答を線形解析で求める場合とは異なる係数値がV編の2.5(6)で規定され、II編からV編においてこれを用いられている。本来、荷重組合せとは無関係であるが、設定にあたっては、従来この組合せに対して設計したときと橋の諸元が大幅に変わらないように別途抵抗側の部分係数値をキャリブレーションするにあたって、この係数値に1.00が考慮された。</p> <p>部材・構造係数ξ_2： 上述のとおり。</p> <p>従来の示方書では、荷重どうしの組合せ状況を表すために荷重特性値どうしの単純和を用いる代わりに、特定の組合せを与条件として無視したり、又は組合せの稀さに応じて許</p>

備考	現行
	<p style="text-align: center;">改定案（5章）</p> <p>容応力度を割増すなどしたりしてきた。本示方書においては、それぞれの特性値どうしやそれらの最大値が同時に重ならないことも考慮し、組み合わせられた状況においては、とるべき荷重の規模を補正する役割を持つ組合せ係数と荷重のばらつきを考慮して荷重特性値を補正する役割を持つ荷重係数を乗じている。3.3にて規定する永続作用支配状況や変動作用支配状況における標準的な荷重の組合せのうち、その大半である①から⑨については、確率的な検討結果に基づき荷重組合せ並びに対応する荷重組合せ係数と荷重係数が定められており、その組合せは、設計状況として、橋に与える影響の大きさの確率水準もほぼ一定になることが意図され、調整されたものである。従来、荷重組合せ毎に与えられていた許容応力度の割増係数のように、荷重組合せ毎に抵抗側に乗じる部分係数を変えらるという概念は不要になっている。</p> <p>本示方書では、必ずしも確率過程に従った検討ばかりで設計状況を与えておらず、従来からの設計実績も十分加味するものとして、表-3.3.1の⑩及び⑪の組合せのように、従来基準からそのままとした死荷重と地震の組合せもある。既に3.3の解説で付したとおり、⑩及び⑪の組合せに対して照査するときに用いる抵抗側に乗じる部分係数は、その趣旨も踏まえたいうえで、Ⅱ編からⅤ編では、従来基準で設計されたものと諸元が大幅には変わらないようにキヤリブレーションされ、その結果①から⑨までに対して用いる抵抗係数値と異なる抵抗係数値が与えられている。抵抗係数値を割り増したのではなく、別途抵抗係数値が検討されたと解釈すべきものである。</p> <p>以上のように、従来の常時や地震時といった概念を読み替えて各設計状況や対応する部分係数を決めているのではなく、設計状況、又は、限界状態の設定、また、設計状況の区分と確保すべき状態の区分それぞれにおける所要の信頼性は、新たに検討がしなおされているので、従来基準からの読み替えて係数の使い分けを理解しようとすることは、かえって理解を妨げることになるので、注意を要する。荷重組合せや部分係数の設定にあたっては、地震の影響を考慮する状況をまとめたものを地震時としてくくってグルーピングしたり、抵抗側の部分係数を調整するというような概念自体がなくなっている。橋が置かれる状況を想定するうえでの変動作用支配状況として常に生じ得る状況の一つとして位置付けられるD+TH+EQの組合せ⑩や、従来からの経歴から照査項目及び方法そのものを引き継ぐべきとされたD+EQの組合せ⑪を改めて変動作用支配状況の一つとして位置付けたことの意味合いの違いに応じて、組合せ⑨と⑩では抵抗側の部分係数の設定もそれぞれ行われている。</p> <p>抵抗係数Φ_Rは、部材耐力のように部材の限界状態に対応する強さ、又は、対応する応力、変位、ひずみなど、限界状態を表す抵抗の特性値のモデル化誤差のように、基本的には確率統計的に扱えるばらつきを考慮するための部分係数である。製作・施工中に生じる残留応力、材料品質や実施工・加工に起因する材料強度や寸法等の空間変動等のばらつき、部材耐力評価のための有効断面設定のモデル誤差、及びこれらの根拠となるデータの多寡や</p>

データ取得時の精度等のばらつきを考慮している。新しい材料の開発、製作や架設品質の向上などに対応するためには、材料品質、製作及び架設品質等のばらつきを独立して扱う部分係数を考慮することが妥当であると考えられ、抵抗係数 Φ_R が設定された。特性値は、ある状況における構造物の限界状態を定義する値であり、限界状態を記述するのにふさわしい、適切な工学的な指標（例えば、応力・ひずみ・断面力・変位・塑性率など）で表された数値である。II編からV編の抵抗係数の設定では、材料や製品の寸法など生産者が制御する余地がある材料強度や寸法のバイアスは、確実に期待できる抵抗を見込むという観点からこれを無視することが安全であれば無視されている。部材強度等の特性値を算出するための算出式が有する統計的又は物理的なモデル誤差については、実測や実験との比較結果に基づき、そのバイアスも含めたばらつきがモデル化され、抵抗係数の算出にて考慮される。最終的には、ばらつき程度の程度を見ながら、たとえば部材耐力であれば、5%フラクティル値が安全側に評価された設計値となるように、丸めた抵抗係数が設定されている。必ずしも統計データが十分でない場合には、従来の構造諸元との比較なども行うことで、大まかな抵抗係数のオーダーが評価される。見込まれる変動係数のオーダーと対応する抵抗係数の関係の例を表-解 5.2.1 に整理した。なお、抵抗係数を検討するにあたっては変動係数や抵抗係数を丸めたり、工学的な判断も必要であり、表-解 5.2.1 は、各列を機械的に補間したり、単純に外挿したりして扱うために示しているのではないことに留意されたい。

表-解 5.2.1 変動係数の程度に応じた抵抗係数の設定例

（5%フラクティル値を仮定した場合）

変動係数	5%	10%	12.5%	15%	17.5%	20%	30%	40%
抵抗係数 Φ_R	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.50	0.35

調査・解析係数 ξ_1 は、ISO2394 でモデル不確定性の概念が導入されていることも参考に立てられた係数である。モデル不確実性にも様々な要因が考えられ、また、応答の算出には作用のモデル化と抵抗のモデル化の不確実性の両者が関係するため応答の算出の不確実性の評価にあたってこれを分離することは理論的に難しいところである。しかしながら、橋の立体的な挙動を考慮することで部材配置の合理化を図っていくうえでは部材に作用する断面力を評価するときに数値解析技術の活用も考えられることから、調査・解析係数 ξ_1 が立てられた。

この示方書では、設計状況は橋が置かれる状況であり、その不確実性については荷重係数や荷重組合せ係数にて、出来るだけ構造（抵抗）に依存しないように設定されている。一方で、構造に依存する、荷重組合せ係数や荷重係数を乗じた作用の組み合わせを橋に載荷したあとから部材応答が算出されるまでの過程に含まれる様々な種類のモデル誤差全

備考	現行	改定案（5章）
		<p>般については、構造物が有する抵抗特性を離散化しモデル化することや、モデル化手法の特徴、上部構造、下部構造又は上下部接続部などの抵抗特性、部材種別や部材接合方法に依存した構造の立体挙動特性等が関係する。そこで、これらが構造に依存した不確実性であることを踏まえて、調査・解析係数は抵抗側（式(5.2.1)の右辺）にて考慮することにされた。</p> <p>調査・解析係数α_1の値は、II編にて後述の部材・構造係数α_2が1.00と設定されている設計計算項目について、従来設計と同等の断面諸元となる設計結果を与えることも念頭におきながら各編でキャリブレーションされた結果を参考に0.90が標準とされている。</p> <p>なお、部材作用力の算出という点では地盤調査の質や量もこれに影響する。IV編では、部材と地盤の相互作用において地盤調査結果の質、量などが部材作用力の算出に与える影響を考慮するために調査・解析係数が適用されている。</p> <p>また、この示方書では、個々の不確実性の要因に応じて部分係数を調整できるとい部分係数設計法の利点を活かし、十分な検討を行った場合には0.95を上回らない範囲で適宜数値を設定することができるとされている。なお、0.95という上限が与えられているのは、部材等の設計計算において算出する部材作用力の評価は境界値問題であり、特に理由がない限り初期値や境界値の設定に含まれる不確実性を一定程度考慮することも必要なことを考慮し、工学的な判断により与えられたものである。</p> <p>しかし、個別の設計において調査・解析係数の値を0.95を超えない範囲で調整するたために十分な検討については、構造特性や着目する部材等の果たす役割、施工に求める条件なども考慮する必要があると考えられるが、現在のところ標準的な考え方は規定されていない。少なくとも単に構造の離散化を精緻にすることではなく、応答の算出という点で現地調査や現地計測の結果との比較検討を慎重に行った場合など、その結果の評価に慎重な検討を加えることが必要であり、そのうえで、構造特性や着目する部材等の果たす役割、施工に求める条件なども踏まえた総合的な判断が求められる。</p> <p>部材・構造係数α_2は、ISO2394 や米国 AASHTO 基準などと同様に部材の信頼性とシステム信頼性の関係性、並びに、部材が機能不全に陥ったときの荷重伝達経路の多重性も考慮した橋の設計を行うために立てられた係数である。一部の部材や接続部の挙動が非線形化したり抵抗を喪失したりときに、橋の状態に及ぼす影響度は、部材相互の補完性や代替性に応じて異なる。例えば主桁（主構）本数とそれぞれの主桁の余剰強度の違いに応じて、ひとつの主桁（主構）に降伏や局部座屈等が生じたあとの上部構造全体への影響度が異なると考えられる。本示方書では、一部の部材や接合部の挙動が非線形化したり抵抗を喪失したりしたときの部材相互の補完性や代替性に応じて橋の状態に及ぼす影響を、橋、又は、上部構造、下部構造又は上下部接続部としての全体系で直接的に測る代わりに、実務上は、部材・構造係数α_2を考慮することで、部材等の挙動が非線形化したのちの剛性や強さの定</p>

備考	現行	改定案（5章）
		<p>性的かつ相対的な違いが評価される。この係数は、部材降伏後に強度が期待できる場合には、降伏し、終局に至るまでの間の強度増加特性の違いに着目している。また、この係数は、座屈やコンクリートのせん断破壊のように、材料としての降伏前や降伏とほぼ同じ荷重強度に達したとき、その強さが低下するような挙動をするときには、ピーク後挙動の違いに着目している。いずれの場合であっても、この係数は、弾性域から非弾性域に移行したのちの余剰強度の違いに着目している。</p> <p>部材・構造係数ξ_sの係数値は、鋼部材やコンクリート部材の破壊形態に応じた非弾性挙動の定性的かつ相対的な特徴に応じて1.00から0.50までの範囲で調整するものとされた。係数値の設定にあたっては、本来の係数の趣旨の通りシステム信頼性の評価結果等の知見を元にすることが理想であるが、それを評価するための荷重組合せの設定や求めるべき橋の状態の設定等の方法論について十分な知見がない。そこで、部材・構造係数ξ_sの係数値の設定にあたっては、現在までに供用されてきている代表的な規模や型式の橋の性能については大きな不足がないとの認識のもとで、従来の示方書で設計された橋の断面諸元を著しく変えることがないように、まず1.00が基本とされた。そのうえで、各編では、従前の示方書において安全性を確保するにあたって配慮されてきた以下のような例について部材・構造係数ξ_sの係数値に1.00以外の値を設定するものとし、従来の示方書で設計された橋の断面諸元を著しく変えることがないように0.50を下回らない範囲で値が与えられている。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 軸力を受ける板の座屈に対して、幅厚比パラメータによっては大きめの安全率を考慮していた。 2) 曲げを受けるコンクリート部材において鋼材が降伏した場合にも急激に耐力が低下しないように、コンクリートの圧縮芯力度に対して、材料特性のばらつきのみを考慮したのではない大きめの安全率を設定していた。 3) コンクリート部材の曲げとせん断では、せん断による破壊の方が最大耐力発揮後のねばりが期待できないと考えられることから、せん断に対しては、曲げとせん断の最大耐力のばらつきの違いだけではない大きめの安全余裕を与えるように安全率や耐力式が設定されていた。 <p>すなわち部材の非弾性挙動や損傷形態等を考慮し、全体系としての非弾性挙動も適切に制御された構造となるような設計を求めることがこの係数には意図されている。</p> <p>なお、路線の位置付けや橋が跨ぐ対象（跨線橋における鉄道）に応じて橋の状態が社会に及ぼす影響度が異なることを考慮する部分係数は考慮されていない。その理由は、路線の位置付けや橋が跨ぐ対象（跨線橋における鉄道）に応じて橋の状態が社会に及ぼす影響度は、既に2.3における橋の耐荷性能の選定にて考慮されているためである。</p> <p>抵抗係数Φ_Rを検討するためのデータが少ない場合などには、いわゆるコードキャリブレーションを行うに当たり抵抗係数Φ_Rと部材・構造係数ξ_sを分離し、各々の部分係数を検討</p>

現行	備考
<p>改定案（5章）</p>	<p>することが困難な場合もあった。そのような場合にⅡ編からⅤ編では、二つの係数を乗じた結果としての係数値のみが規定されることもある。詳細の扱いは各編の規定による。</p> <p>以上の係数の体系をまとめると、設計における不確実性の考慮とその対処の基本的な考え方は、表-解 5.2.2 及び表-解 5.2.3 のようにまとめられる。表-解 5.2.2 は、部分係数の種類ごとに、扱う対象と、扱う不確実性を整理したものである。表-解 5.2.3 は、設計で想定する状況と、設計で想定できない事象等への対応のそれぞれに対しての性能確保の手段の体系を整理したものである。表-解 5.2.2 のように、設計で考慮すべき不確実性を四分類し体系化したことで、それぞれの分類における知見の蓄積、また、構造や材料の工夫に於いて、今後の基準の合理的な見直しが可能になると考えられた。また、新しい材料や構造の場合には、既存の材料や構造のように、ひろく適用範囲を網羅できような量のデータが揃わないことも多い。その場合には、1.8.2 条に解説するとおり、たとえば、それぞれ別の分類の不確実性を既存構造の設計で想定するものと同じになるように、実際の施工条件においての施工試験を行う、また、そのような試験体を用いた載荷試験を行うなどで、既存の材料や構造に対する抵抗係数を適用できるように検討を行う、また、それでも残る不確実な部分に対する対応は、表-解 5.2.3 に示すように重層的な安全性の確保策を検討することが考えられる。たとえば、橋は、限界状態 1 を超えない状態に留まっている部材や接合からなることが当然であり、さらに、部材や接合は、限界状態 3 に対しても必要な安全性が確保されていること、そして、橋は、1.8.3 条との関係から、不測の状況・状態に対して損傷が生じたとしても、できるだけ回復が可能であるような抵抗メカニズムを有するような部材構成であること、部材間が適切に接合されていることを前提条件としている。なお、本示方書の各規定の全てが理論的に体系化できるわけではないが、新しい構造や材料を適用する場合には、表-解 5.2.2 及び表-解 5.2.3 に示す基本的な考え方を理解し、橋の耐荷性能の確保を図るのがよい。</p> <p>(10) この条は、以下の 2 つの趣旨から規定されている。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 3.3(2)、(3)において解説したように、表-3.3.1 に規定される荷重組合せが標準である一方で、新しい構造形式などでは、構造の特徴などに応じて、表-3.3.1 の荷重組合せだけでは設計状況として十分でない可能性や、8 章の荷重モデルによることが安全側にならない可能性が懸念されるときなどには、表-3.3.1 に加えて適切と考えられる荷重組合せを検討して考慮するのがよいこと。 ・ 部材等の耐荷性能の照査においては、3 章に従い、荷重組合せ係数や荷重係数を乗じた作用の組合せを用いて照査することになるが、その前提条件として付与する性能については、必ずしも 3 章で規定する作用の組合せを用いる必要はないこと。(換言すれば、適切な方法により前提条件を満足させたいうえで、最終的に、3 章に従った荷重組合せ係数や荷重係数を乗じた作用の組合せを用いて部材等の耐荷性能を照査する。)

備考	現行	改定案（5章）
		<p>後者については、たとえば、鋼部材やコンクリート部材における相反部材の照査などがこれにあたる。また、土に関連する構造において荷重係数や抵抗係数を設定することは、気中にある構造に比べると難易度が増し、未だ研究の途上にある。これは、土に接する構造では、作用や荷重が及ぼす効果の結果と、作用や荷重そのものの分離が難しいことや、地盤抵抗の弾性限界は、基礎と地盤の相対変位にも依存していたり、荷重効果として部材が受ける影響は地盤中の応力の変化によるものであったりすることが主な理由である。例えば基礎や橋台において、構造と土の相互作用による地盤中の応力変化や、構造物の変位から逆算される土からの影響が、土圧や地盤変位など作用として表されたり、地盤反力係数など抵抗として表されたりすることによる。これの解決には今後の研究の進展によるところが大きい。そこで、現状では、構造物の変位に応じた土からの作用や反力の効果が支配的な部材等の変位や耐力を照査するための荷重の組合せ、荷重係数や抵抗係数を別途定め、部材等の耐荷性能を満足するための前提条件とすることも多い。</p> <p>i. 橋の機能について、活荷重に対する上部構造や下部構造の即時たわみや即時沈下、恒常的な振動等の影響に着目したときに、通常の使用において橋の荷重支持能力が阻害されないことを計算や実験等を行い設計する場合。</p> <p>ii. 地震中に基礎に生じる変位に対して、地盤抵抗の塑性化が原因となつて基礎の状態の可逆性（安定性）が損なわれないことを下部構造の変位や地盤反力の制限値を用いて設計しようとする場合、並びに、そのときの部材等の状態を設計する場合。</p> <p>iii. 地震の影響について、上部構造からの慣性力の影響に比べて背面地盤からの影響が大きい橋台の本体や基礎の変位や部材等の照査を行う場合。</p> <p>なお、その他使用目的との適合性を満足するために必要な検討において、橋や部材等に荷重を載荷し、応答を算出することで検討を行うという検討方法を取る場合も、必ずしも、応答を算出するための荷重の組合せや荷重係数等を表-3.3.1と同じにする必要はない。たとえば、Ⅱ編では上部構造のたわみを照査する荷重組合せや荷重係数を別途定めていたり、Ⅴ編では、落橋防止構造の設計に用いる作用の組合せを別途定めていたりする。</p> <p>このように、部材の耐荷性能の照査そのものであるのか、部材の耐荷性能に関連した前提条件として性能の照査であるのかによって荷重組合せ係数や荷重係数の適用が異なる。また、橋の耐久性能の照査や7章の橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討において、特定の作用を載荷したときの応答を指標に照査や検討を行うときには、Ⅱ編からⅤ編においては、必要に応じて、作用の組合せや各作用に乘じる係数値を決めて照査係数の適用を適宜解説するようにしたので、参考にされたい。</p> <p>(11) Ⅱ編からⅤ編に規定される標準的な設計事項について検討するのはもちろんのこと、必要に応じて本条(12)等によるなど適宜検討を行うことが求められる。</p> <p>(12) 構造系によってはこのような検討が欠かせないものがあり得ること、部材単位のみな</p>

備考	現行	改定案（5章）
		<p>らず、部材等から構成される構造（アーチ構造等）や橋全体系での座屈など、構造的な特徴から特殊な応答が懸念される場合には、よく用いられる格子モデルや微小変位の仮定によるだけでなく、立体的な幾何学的非線形性や有限変位を考慮した断面力の算出や強度の評価を用いる必要があることから規定されている条文である。以上のような場合には、載荷方法や荷重強度も適切に考慮しなければ橋の耐荷性能として求める安全性が検証できない可能性がある。検討にあたっては目的や達成目標も橋毎に異なるので、荷重の組合せや載荷方法については橋毎に検討する必要がある。たとえば、II編の中には、従前と同様に、鋼アーチの全体座屈に対する耐荷性能の検証で、考慮する荷重と応答の制限値を一連のものとした方法が規定されている。</p> <p>特殊な構造では、個々の構成部材に着目するだけではなく、複数の塑性ヒンジの発生を同時に考慮して橋として不安定になるまでの部材間の破壊進行順序や破壊形態を評価することが望ましい。必要に応じて、載荷の方法、荷重モデル（分布形状等）、着目部材などを適切に選定し、着目した部材の材料非線形化や破壊が橋全体に与える影響を適切な方法で評価するのがよい。このような特殊な構造の例としては、過去に経験のほとんどない形式の橋、経験のある形式でも経験が乏しい規模に大規模化する場合など、過去に実施された詳細な性能の検証の知見によることができると必ずしも言えない場合が当てはまると解釈できる。</p> <p>また、検討方法の例としては、荷重漸増解析が用いられる例があり、検討方法の一つとして考えてよい。たとえば、この示方書では作用を永続作用、変動作用又は偶発作用と区分していることを考えれば、永続作用と変動作用の不確実性の性質の違いを考慮した載荷方法は有効と考えられる。表-3.3.1に規定される変動作用が支配的な状況や偶発作用が支配的な状況の各荷重組合せに対して、永続作用は一定に保つたまま、組合せに含まれる全変動作用を変動作用どうしの比率を保つたまま漸増させる、又は、永続作用は一定に保つたまま組合せに含まれる偶発作用だけを漸増させるといった載荷方法は有効な載荷方法の一つと考えてよい。</p> <p>検討の目的に応じて、また、個々の橋の特性も考慮して、載荷方法の決定と載荷結果の解釈を行う必要がある。</p>

表-解 5.2.2 設計で考慮する不確実性と各種部分係数の関係

状態の 区別	状況		状態	
	(式(5.2.1)左辺)	(式(5.2.1)右辺)	(式(5.2.1)右辺)	
特徴	構造に依存しない設計項目		構造に依存する設計項目	
対象	作用や作用の組合せ	橋毎、部材毎の荷重効果の差異（応答の結果として発生する状態評価の差異）	全体系としての強度の付与	抵抗メカニズム（限界状態）
部分係数の種類	荷重組合せ係数 荷重係数	調査・解析係数	部材・構造係数	抵抗係数
扱う不確実性	橋が置かれる自然現象・交通状況の同時作用頻度・ばらつき	荷重に対する応答の算出に係わる不確実性 例） ・設計計算における境界条件、部材相互作用、施工精度、加工精度の評価誤差 ・地盤調査法の違いに起因する構造の状態評価誤差の違い ・応答計算モデルが有するモデル化誤差の違い	部材単位の全体性能評価の限界、維持管理の困難さ	限界状態の評価に係わる各種誤差 例） ・材料強度評価のばらつき ・残留応力、二次応力、長期荷重なども考慮した部材強度のばらつき ・部材強度評価モデルのモデル化誤差 ・実構造物としての有効断面モデル化誤差 ・実構造物として、強度の空間変動、施工・加工条件

改定案（5章）

現行

備考

表-解 5.2.3 本条と各編の構造細目や1.8条の関係

橋の構造諸元 決定の観点	橋の耐荷性能の確保		構造設計上の配慮
	設計で想定する 状況	信頼性	1.8.2や1.8.3に関連する, 設計で想定できない事象等への対応
性能確保の 手 段	部材の限界状態 1を超えないこ とに対する信頼 性の確保	信頼性の向上 (部材の限界状態 3 を超えないことに対 する信頼性の確保)	維持、修繕での対応策 (部材が限界状態 1 を超え たのち限界状態 3 に至るま での過程において、挽回策 確保のための別途対策を構 造細目等で別途付与)
式(5.2.1)の照 査がカバーす るもの	○	○ (なお、部材等の限 界状態 1 に対応する 状態が結果的にほぼ 限界状態 3 であると みなさざるを得ない 場合には、その限界 状態を超えないこと に対して、より大き な安全性に確保す る)	
必ずしも式(5. 2.1)の照査で カバーされな いため、別途の 対処が行われ るもの		○ (なお、挽回可能性 の制御が困難である 場合には、限界状態 1 を超えないことに対 して、より大きな安 全性に確保する)	○

(○印は、設計の過程で何らかの考慮をするものを意味する)

6章 橋の耐久性に関する基本的事項と照査

6.1 一般

- (1) 橋の設計にあたっては、各部材等については、道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性、性能の低下が橋の性能に及ぼす影響の程度、修繕が生じたときに橋や道路の通行に及ぼす影響の程度、異常の発見や修繕の容易さの程度を考慮して、各部材等に必要な耐久性を確保しなければならない。
- (2) (3)から(5)及び6.2の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 材料の機械的性質や力学的特性等が部材等の耐荷性能の設計における前提に適合する範囲に留まることを期待する期間である設計耐久期間を、架橋条件等に関連した維持管理に係わる制約事項、部材等の機能、異常の発見と措置の容易さの程度、経済性等を勘案して、部材等毎に適切に設定する。
- (4) 経年の影響を評価し、材料の機械的性質や力学的特性等が部材等の耐荷性能の設計における前提に適合する範囲に留まる期間が、当該部材等の設計耐久期間以上となるように、部材毎に耐久性を確保する。
- (5) 経年の影響として、少なくとも次の事象については考慮する。
 - 1) 鋼部材及びコンクリート部材の疲労
 - 2) 鋼材の腐食
 - 3) ゴム材料の疲労及び熱、紫外線等の環境作用による劣化
- (6) 部材等の設計耐久期間を表-6.1.1により設定する場合に(3)を満足する。

表-6.1.1 部材等の種別と設計耐久期間の組合せの標準

部材等の種別	部材等の設計耐久期間
橋の設計供用期間中の更新を前提としない部材等	橋の設計供用期間とする。
橋の設計供用期間中の更新を前提とする部材等	橋の設計供用期間を超えない範囲で適切に定める。

備考	現行	改定案（6章）
		<p>(1) (3) 実質的に 100 年以上にわたり供用されることが自然である道路橋の特徴及び過去の道路橋の維持管理の経験なども考慮して、設計であらかじめ考慮して必要な配慮をしておくのであれば、供用期間中の維持管理行為による補修や部材等の更新なども含めて橋全体として耐久性が維持されることができるとしている。</p> <p>部材等の設計耐久期間の設定や耐久性確保の方法を検討するにあたって、地域の防災計画や経済活動など当該道路に期待される道路ネットワークの一部としての役割、架橋位置や交差物件との関係を考慮した維持管理に関わる制約条件、構造の特徴や着目する部材等の機能を考慮した異常の発見と措置の用意の程度が考慮される例として、以下の例が考えられる。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 平時に橋に求められる機能や架橋条件、同等の機能を有する迂回路利用の容易さなどによって、修繕の機会が発生する可能性をできるだけ減らすことを求めること。 ・ 道路ネットワーク上における道路の役割、架橋位置や交差物件との関係から橋の維持管理上の制約が相対的に小さい場合には、ライフサイクルコストの観点も考慮したうえで、設計供用期間中に部材等の更新等を行うことをあらかじめ設定すること。 ・ 異常の発見や修繕が容易ではない部材等において不測の事態を特に避けたいと考えられる場合には、特に慎重に耐久性の信頼性向上を図ること。 ・ 耐久性の不確実性について知見等が少ない場合に、異常が生じたときの発見や措置の容易さなども考慮したうえで、部材等については交換を前提として設計耐久期間を設定したり耐久性確保の方法を検討すること。 <p>(6) 永続予作用や変動作用の累積的影響に対して、部材等の耐荷性能を評価する前提として見込んだ有効断面、及び、その材料の機械的性質や力学特性が確保される期間をその部材の設計耐久期間よりも長くするための手段は複数考えられる。いずれの手段によるとしても橋全体の設計供用期間に対して当該部材等が不測の損傷を生じたり、考慮すべき経年の影響に特に大きな不確実性があることでその定量的な見積もりが困難と考えられる場合には、部材等の設計耐久期間を橋全体の設計供用期間より短く設定したうえで、その更新を見込んでおくことも合理的となる場合がある。</p>
	<p>6.2 耐久性確保の方法と照査</p> <p>(1) 部材等の設計耐久期間に対して所要の耐久性を確保するための方法は、以下の方法 1 から 3 のいずれかに区分し、補修、更新等の想定される維持管理を適切に設計に反映しなればならない。</p> <p>方法 1：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、これを定量的に評価した断面とすることで、</p>	

備考	現行	改定案（6章）
		<p>その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法</p> <p>方法2：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、当該部材等の断面には影響を及ぼさない対策の追加等の別途の手段を付加的に講じること、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法</p> <p>方法3：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に及ぼす経年の影響が現れる可能性がないか、無視できるほど小さいものとすることで、当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法</p> <p>(2) 鋼部材やコンクリート部材における耐久性の照査は、Ⅱ編の6章、Ⅲ編の6章、Ⅳ編の6章の関連する規定による。</p> <p>(1) 既設橋の長寿命化の取り組みが行われている中で、平成25年には道路法42条が改正され、それを受け、平成26年には5年に一度の定期点検が法定化された。これも踏まえ、今回の道路橋示方書の改定では、長寿命化を合理的に実現するための規定の充実、また、多様な構造や長寿命化のための技術の提案が期待される中で、維持管理条件も考えながら、それらを活用していくことを後押しする観点での規定の充実が図られた。具体的にどのような耐久性を確保するのかについては適切に検討すればよいが、様々な耐久性確保の方法について、主として方法1から3のどの方法に当てはまる方法であるのかを吟味すること、道路のネットワークの位置付けや代替性の有無も考慮したうえでの維持管理の方法に検討が加えられるように意図され、6.1と本条が規定されている。</p> <p>方法1は、設計耐久期間に対する経年の変化を前提に設計するもので、<u>方法3とは異なる</u>目標とする部材等の設計耐久期間に対して、材料の機械的性質、力学的特性等の経年変化が生じる可能性を具体的に定量評価し、照査した結果に基づいた対策を行うものである。例えば、腐食に対して、耐候性鋼材の使用や腐食しるを与えることなどがこれにあたる。</p> <p>方法2は、無対策では経年による影響が無視できない部材等に対して、その部材等そのものでは耐久性を満足するための対策をとらず、その部材等の耐荷性能には関係しない別途の措置を施すことで対象部材等に経年の影響が及ばないようにするものである。例えば、鋼材の腐食に対して、腐食しないのみならず、断面を大きくして腐食しるを設けるなどではなく、部材等そのものは耐荷性能上必要な断面のみで設計し、表面に塗装やめっきなどの被覆系の防食被膜を設けて腐食因子を遮断する場合や電気防食によって電氣的に腐食現象そのものを防止する場合はこれに該当する。</p>

備考	現行
<p>改定案（6章）</p>	<p>方法3は、経年の影響が現れる見込みがないと一般にみなせる方法である。経年の影響の定量的な評価には限界があり、その不確実性や見込みとの違いが橋の維持管理に与える影響も考慮して特に必要な場合を想定して規定された方法の分類である。部材等の設計耐久期間を橋の設計供用期間としたうえで、更に、不測の事態が生じるリスクを下げるための方法としてこの方法3を用いることができるように意図されている。例えば、腐食に對しては、使用材料の観点からは、耐食性の特に優れた材料で断面を構成することが考えられる。構造の観点からは、完全に密閉された閉断面部材の内面にとつては方法3に相当するとみなせる。使用材料の観点で、これに適合する材料については今回の改定では示すに至っていないが、今後の調査研究の蓄積が期待される。なお、新しい材料については、耐久性の観点のみならず、その材料を用いた部材の耐荷性能の観点からの適用性の検証も必要であることは留意すべきである。</p> <p>(2) 耐久性能について具体的に何らかの計算を行った結果を用いて照査を行うとき、照査に用いるための指標として応力や変形量を用いることがあるが、それを算出するための荷重組合せは、必ずしも3.3の規定と同じである必要はなく、本示方書でも、それぞれの事象発生メカニズムや確立されている耐久性の各方法に見合うものが用いられている。たとえば、鋼部材の疲労の照査においては、荷重としてF荷重が用いられ、それを各種係数で補正し、交通流にて生じる部材中の変動応力振幅とその累積の影響程度を過去の損傷実態も踏まえたうえで一定の信頼性で評価できるようにされている。詳細はII編8章の解説を参照のこと。</p>

改定案（7章）	現行	備考
<p>7章 橋の使用目的との適合性を満足するために必要な その他検討</p> <p>7.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) 橋の耐荷性能や耐久性と必ずしも直接関係づけられないものの橋の使用目的との適合性の観点から必要な性能を満足させるにあたっては、少なくとも1)及び2)について検討が必要な事項を適切に設定する。</p> <p>1) 橋の損傷の発生が第三者に被害を及ぼす可能性の程度</p> <p>2) 振動や騒音等が発生する可能性、又は、発生した際に橋の通行者や周辺環境に及ぼす影響の程度</p> <p>(2) (1)を受けて検討を行うときには、検討の目的や構造の特性を考慮し、適切に設計に反映させるものとする。</p> </div> <p>(1) たとえば、上部構造のたわみの照査、上下下部接合部に支承を用いるときに設置するフェールセーフの設計などがこれに当たる。上部構造のたわみは、橋の耐荷性能や耐久性、機能に係るものと考えられる一方で、直接的な因果関係を明確に整理することは困難である。また、支承は、10.1において、その耐荷性能を満足するように設計を行う一方で、設計供用期間中に設計では具体的に考慮されない不測の外力を受けることや劣化損傷が生じる可能性にも配慮しながら、それは別途、上下部接続部にはフェールセーフを設置するものとされている。このように橋の耐荷性能や耐久性と直接的には関係しないが、橋の使用目的との適合性を満足させるために必要な検討事項や性能として求める範囲を適切に設定することが求められている。</p> <p>例えば、下路橋やコンクリート主塔のようなものを考えたときに路面上方に部材が配置されることも想定される。このとき、二次部材やその接合部に損傷が生じ落下の危険性が懸念される場合、路面上方の部材に地震の影響により損傷が生じ、損傷の発生に伴ってコネクリート片の落下等が懸念される場合には、必要に応じて、第三者被害の観点からも、使用目的との適合性を満足させるために損傷を制御することを、本条による設計項目の一つとしても扱うことができる。</p> <p>この他、例えば、橋台背面アブローチ部について、沈下等の非可逆の変位によって橋と背面側の盛土等と路面の連続性が損なわれないことを計算や実験等を行い設計する場合も、本条による設計項目の一つとして扱うことができる。</p> <p>(2) (1)は条文として特に規定されていない事項や設計項目以外について、検討する項目や性能として求める範囲も個別の橋毎に決められると解される。そして、(2)では、その対応に</p>		

備考	
現行	
<p>改定案（7章）</p> <p>ついて、検討の目的と設計への反映方法についても、構造の特性を踏まえて個々に対応が 取れるようにされたものである。たとえば、設計への反映方法も、何らかの荷重等の組合 せを仮定して計算等を行った結果に基づくこともあれば、過去の実績や経験等による方法 もあり一概ではないことが考慮されている。</p>	

8章 作用の特性値

8.1 死荷重

- (1) 死荷重は、材料の単位体積重量を適切に評価して定めなければならない。
 (2) 表-8.1.1に示す単位体積重量を用いて死荷重を算出した場合には(1)を満足するとみなすよい。

表-8.1.1 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材 料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレスを導入するコンクリート(設計基準強度 60N/mm ² 以下)	24.5
プレストレスを導入するコンクリート(設計基準強度 60N/mm ² を超え 80N/mm ² まで)	25.0
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材(防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

- (3) 材料の単位体積重量を(2)によらず定める場合には、(4)から(6)に従わなければならない。
 (4) 材料の単位体積重量のばらつきを適切に評価する。
 (5) JIS 等の公的規格に従って材料の単位体積重量や部材寸法等の変動の上限值や下限値が制御された材料を用いる場合には、規格を満足するもののみを母集団とする場合のばらつきで評価する。
 (6) 材料の単位体積重量の特性値は、その母集団を正規分布としたときの非超過確率50%に相当する値とすることを標準とする。

2.2 荷重

2.2.1 死荷重

(1) 死荷重は、材料の単位体積重量を適切に評価して設定しなければならない。

(2) 死荷重の算出には表-2.2.1に示す単位体積重量を用いてもよい。

表-2.2.1 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材 料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレストコンクリート	24.5
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材(防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

備考	現行	改定案（8章）
	<p>(1) 橋の設計において死荷重の影響は大きい。死荷重は大きい。材料の単位体積重量はあらかじめ実重量を明らかにする等によって適切に評価して設定しなければならぬ。</p> <p>(2) 各種材料の単位体積重量の一応の標準を示す意味で、調査結果をもとにこの条に示す値を採用した。なお、いずれも各種測定値の中からやや大きい値をとっている。</p> <p>設計基準強度が60N/mm²を超える高強度コンクリートを用いる場合のプレストレストコンクリートの単位体積重量は、「高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計施工指針—(案)」(建設省土木研究所他、平成7年11月)を参考に、標準的な値として25kN/m³を用いてもよい。</p> <p>木材の単位体積重量は樹齢や含水率によって異なり、8.0kN/m³は通常の使用材に対してやや過大であるが、かすがい、ボルト等の金物を含むものとして、上記の値とした。</p> <p>土の単位体積重量については2.2.6の解説を参照されたい。</p>	<p>(1) 橋の設計において死荷重の影響は大きい。死荷重がばらばらつきがある。そのため設計にあたっては材料の単位体積重量のばらつきや部材の寸法のばらつきがある。そのため設計にあたっては材料の単位体積重量の特性値をそのばらつきに関する統計的データに基づいて信頼性を明らかにしたうえで適切に反映して定めなければならないことを規定したものである。</p> <p>(2) これまでの示方書では材料の単位体積重量の標準的な値として、各種測定値の中からやや大きい値がとられており、本示方書でもこれらの値を踏襲している。例えば、木材の重量は樹齢や含水率によって異なり、8.0kN/m³は通常の使用材に対して、かすがい、ボルト等の金物を含むものとして設定されている。土の単位体積重量については8.7の解説を参照されたい。</p> <p>設計基準強度が60N/mm²を超える高強度コンクリートを用いる場合のプレストレストを導入するコンクリートの単位体積重量は、「高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計施工指針—(案)」(建設省土木研究所他、平成7年11月)の研究成果より、25kN/m³を標準としている。</p> <p>(6) 橋に用いられる材料の単位体積重量については、一般には単位体積重量の平均値を特性値として用いてよい。</p> <p>なお、部材や材料の寸法については、橋の性能に影響を与えうる程度の寸法のばらつきが想定される場合以外には、そのばらつきを死荷重の特性値に考慮しなくてもよい。</p>
	<h3>2.2.2 活荷重</h3> <p>(1) 活荷重は、自動車荷重(T荷重、L荷重)、群集荷重及び軌道の車両荷重とし、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重及びB活荷重に区分しなければならぬ。</p> <p>(2) 高速自動車国道、一般国道、都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成する市町村道の橋の設計にあたってはB活荷重を適用しなければならぬ。その他の市町村道の橋の設計にあたっては、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重又はB活荷重を適用しなければならぬ。</p> <p>(3) 床版及び床組を設計する場合の活荷重 床版及び床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。 1) 車道部分には図-2.2.1に示すT荷重を載荷する。T荷重は橋軸方向には1組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷する。T荷重の橋軸直角方向の載荷位置</p>	<h3>8.2 活荷重</h3> <p>(1) 活荷重は、自動車荷重(T荷重、L荷重)、群集荷重及び軌道の車両荷重とし、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重及びB活荷重に区分しなければならぬ。</p> <p>(2) 活荷重は、着目する部材等の応答が最も不利となる方法で路面部分に載荷しなければならぬ。</p> <p>(3) 高速自動車国道、一般国道、都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成する市町村道の橋の設計にあたってはB活荷重を適用しなければならぬ。その他の市町村道の橋の設計にあたっては、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重又はB活荷重を適用しなければならぬ。</p> <p>(4) 床版及び床組を設計する場合の活荷重 床版及び床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。 1) 車道部分には図-8.2.1に示す集中荷重(T荷重)を載荷する。T荷重は、橋軸方向に1組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、</p>

改定案（8章）

設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷する。T 荷重の橋軸直角方向の載荷位置は、載荷面の中心が車道部分の端部より 250mm までとする。載荷面の辺長は、橋軸直角方向及び橋軸直角方向にそれぞれ 200mm 及び 500mm とする。

なお、B 活荷重を適用する橋の床組を設計する場合には、T 荷重によって算出した断面力等に表-8.2.1 に示す係数を乗じたものを用いるものとするが、この係数は 1.5 を超えてはならない。

支間長が特に長い縦桁等は、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計しなければならない。

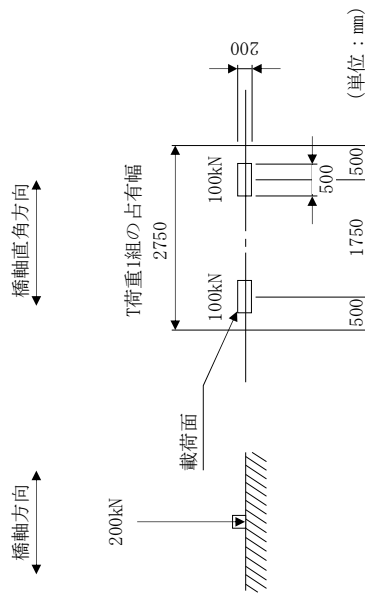


図-8.2.1 T 荷重

表-8.2.1 床組を設計する場合に乘じる係数

部材の支間長 L(m)	$L \leq 4$	$4 < L$
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

2) 歩道等には、群集荷重として 5.0kN/m² の等分布荷重を載荷する。

3) 軌道には、軌道の車両荷重と T 荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷する。軌道の車両は両数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力を与えるように載荷する。占有幅及び荷重は当該軌道の規定に従わなければならない。

(5) 主桁を設計する場合の活荷重
主桁を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

現行

は、載荷面の中心が車道部分の端部より 250mm までとする。載荷面の辺長は、橋軸直角方向及び橋軸直角方向にそれぞれ 200mm 及び 500mm とする。

なお、B 活荷重を適用する橋の床組を設計する場合には、T 荷重によって算出した断面力等に表-2.2.2 に示す係数を乗じたものを用いるものとするが、この係数は 1.5 を超えてはならない。

支間長が特に長い縦桁等は、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計しなければならない。

2) 歩道等には、群集荷重として 5.0kN/m² の等分布荷重を載荷する。

3) 軌道には、軌道の車両荷重と T 荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷する。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅及び荷重は当該軌道の規定に従わなければならない。

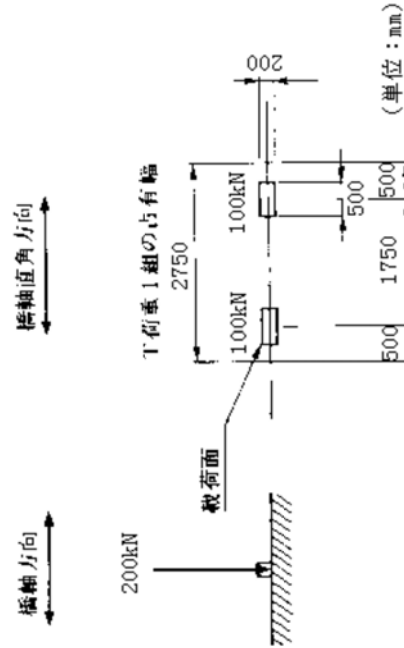


図-2.2.1 T 荷重

表-2.2.2 B 活荷重を適用する際に床組等の設計に用いる係数

部材の支間長 L(m)	$L \leq 4$	$4 < L$
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

(4) 主桁を設計する場合の活荷重
主桁を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

1) 車道部分にはA活荷重又はB活荷重の区分に応じて、図-8.2.2及び表-8.2.2に示す2種類の等分布荷重 p_1 , p_2 よりなるL荷重を載荷する。 p_1 は1橋につき1組とし、L荷重は着目している点又は部材に最も不利な応力が生じるように、橋の幅5.5mまでは等分布荷重 p_1 及び p_2 (主載荷荷重) を、残りの部分にはそれらの各々の1/2 (従載荷荷重) を載荷する。

ただし、支間長が特に短い主桁や床版橋は、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計しなければならない。T荷重を用いて設計する場合には、T荷重は橋軸直角方向には2組を限度とし、3組目からは1/2に低減する。なお、B活荷重を適用する橋を設計する場合には、T荷重によって算出した断面力等に表-8.2.1に示す係数を乗じることとするが、この係数は1.5を超えてはならない。

ゲルバー桁の吊桁及び片持部に対しては、表-8.2.2における支間長Lとしてそれぞれ図-8.2.3に示す L_1 及び L_2 とする。

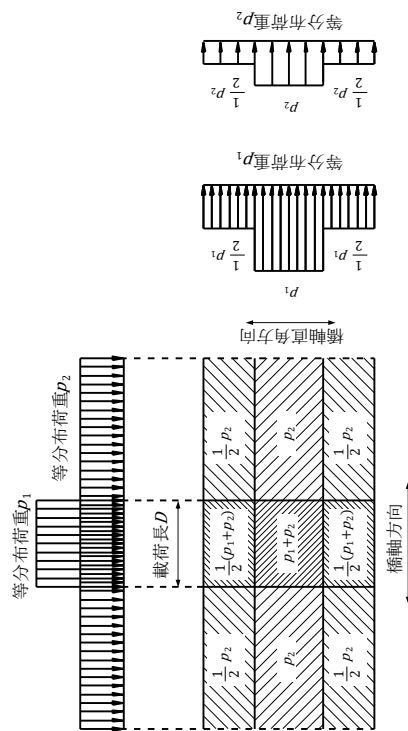


図-8.2.2 L荷重

表-8.2.2 L荷重

荷重	主載荷重 p_1		等分布荷重 p_2		従載荷重
	等分布荷重 p_1		等分布荷重 p_2		
	載荷長 D (m)	曲げモーメントを算出する場合	せん断力を算出する場合	断面力を出する場合	
	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L$		

1) 車道部分にはA活荷重又はB活荷重の区分に応じて、図-2.2.2及び表-2.2.3に示す2種類の等分布荷重 p_1 , p_2 よりなるL荷重を載荷する。 p_1 は1橋につき1組とし、L荷重は着目している点又は部材に最も不利な応力が生じるように、橋の幅5.5mまでは等分布荷重 p_1 及び p_2 (主載荷荷重) を、残りの部分にはそれらの各々の1/2 (従載荷荷重) を載荷する。

ただし、支間長が特に短い主桁や床版橋は、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計しなければならない。T荷重を用いて設計する場合には、T荷重は橋軸直角方向には2組を限度とし、3組目からは1/2に低減する。なお、B活荷重を適用する橋を設計する場合には、T荷重によって算出した断面力等に表-2.2.2に示す係数を乗じることとするが、この係数は1.5を超えてはならない。

ゲルバー桁の吊桁及び片持部に対しては、表-2.2.3における支間長Lとしてそれぞれ図-2.2.3に示す L_1 及び L_2 としなければならない。

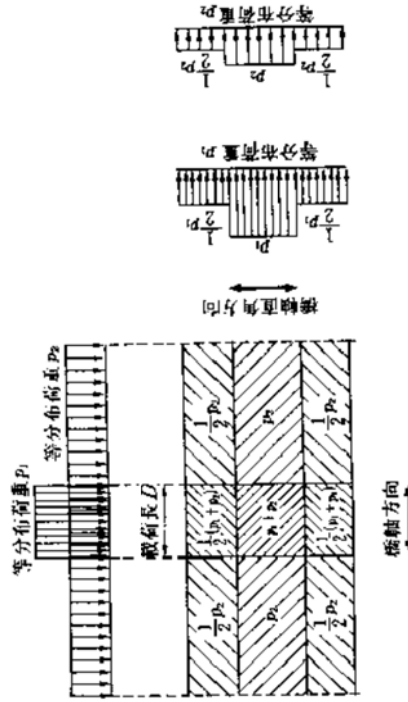


図-2.2.2 L荷重

表-2.2.3 L活荷重

荷重	主載荷重 p_1		等分布荷重 p_2		従載荷重
	等分布荷重 p_1		等分布荷重 p_2		
	載荷長 D (m)	曲げモーメントを算出する場合	せん断力を算出する場合	断面力を出する場合	
	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L$		

A活荷重	6	10	12	3.5	4.3-0.01L	3.0	主載荷荷重の50%
B活荷重	10						

ここに、L：支間長（m）

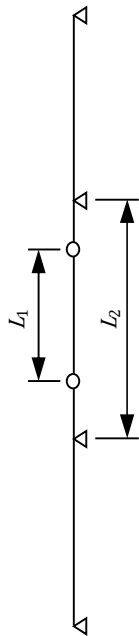


図-8.2.3 ゲルバー桁における支間長 L(m)のとり方

2) 歩道等には、群集荷重として表-8.2.3に示す等分布荷重を載荷する。

表-8.2.3 歩道等に載荷する等分布荷重

支間長 L(m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L$
等分布荷重 (kN/m ²)	3.5	4.3-0.01L	3.0

3) 軌道には、軌道の車両荷重と L 荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷する。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅及び荷重は当該軌道の規定による。自動車の通行を許さない軌道敷がある場合には、L 荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。

(6) 下部構造を設計する場合の活荷重

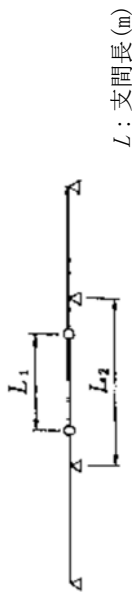
下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として(5)に規定する荷重とする。

(1)(2) 道路構造令第35条の規定を受け、設計自動車荷重を245kNとし、これに交通量と大型の自動車の交通状況を勘案して、荷重強度及び自動車荷重の載荷方法を設定した活荷重を定めたものである。

自動車の走行による橋への影響は、大型の自動車の走行頻度により異なると考えられる。活荷重は、総重量245kNの大型の自動車の走行頻度が比較的高い状況を想定したB活荷重と、総重量245kNの大型の自動車の走行頻度が比較的低い状況を想定したA活荷重の2つに区分することとしている。A活荷重はB活荷重かによらず、3.3に規定される荷重係数を乗じることで設計に必要な荷重強度が考慮されることとなる。

なお、鋼部材の疲労設計用の活荷重は、II編 8.3.2のF荷重を用いる。具体的な荷重モ

A活荷重	6	10	12	3.5	4.3-0.01L	3.0	主載荷荷重の50%
B活荷重	10						



L：支間長（m）

図-2.2.3 ゲルバー桁における支間長 Lのとり方

2) 歩道等には、群集荷重として表-2.2.4に示す等分布荷重を載荷する。

表-2.2.4 歩道等に載荷する等分布荷重

支間長 L(m)	$L \leq 80$	$0 < L \leq 130$	$130 < L$
等分布荷重 (kN/m ²)	3.5	4.3-0.01L	3.0

3) 軌道には、軌道の車両荷重と L 荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷する。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅及び荷重は当該軌道の規定による。自動車の通行を許さない軌道敷がある場合には、L 荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。

(5) 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として(4)に規定する荷重とする。

道路構造令第35条の規定を受け、設計自動車荷重を245kNとし、これに大型の自動車の交通状況を勘案して活荷重を定めたものである。

(1) 自動車の走行による橋への影響は、大型の自動車の走行頻度により異なると考えられる。そこで、活荷重は、総重量245kNの大型の自動車の走行頻度が比較的高い状況を想定したB活荷重と、総重量245kNの大型の自動車の走行頻度が比較的低い状況を想定したA活荷重の2つに区分することとしている。これを平成5年改定以前の活荷重との関係で見ると、A活荷重は「1等橋に負載する活荷重」として定められていたTL-20荷重を、またB活荷重は「特定の路線にかかる橋に負載する活荷重」として定められていたTT-43荷重

改定案（8章）

デルは、従来広く用いられ、設計結果の妥当性について実績も蓄積されている「鋼道路橋の疲労設計指針（日本道路協会，平成14年3月）」における疲労設計荷重のままである。鋼部材の疲労設計では荷重の規模と載荷頻度の両者を考慮し疲労設計荷重を設定する必要があるのであること、耐荷力の照査のために最も不利になるような荷重モデルとは異なる、疲労耐久性に着目した荷重モデルについて今後検討の余地もあることが考慮され、本条ではなく、鋼橋編にて今般改めてF荷重として定義されたものである。

(3) 高速自動車国道，一般国道，都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成するいわゆる幹線市町村道については，幹線道路としての役割とネットワークとしての機能の連続性等を考慮して，B活荷重を適用することとしている。その他の市町村道については，大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重とできるものとした。

なおこの示方書では利用の便を考慮し，活荷重をA活荷重とB活荷重の総称で区分している。それぞれ自動車荷重（T荷重，L荷重），群集荷重，軌道の車両荷重から構成されるが，このうち群集荷重及び軌道の車両荷重については活荷重の区分による違いはない。

(4) 床版及び床組の設計する場合の活荷重

1) 一般に，床版及び床組に不利な応力を生じさせる荷重と，主桁に不利な応力を生じさせる荷重とは，その分布範囲や起こりうる回数に差があることから，活荷重は従来どおり床版及び床組の設計に用いる荷重と，主桁の設計に用いる荷重とに区別することとしている。

床版及び床組の設計には，歩道等及び軌道敷きを除き一般にT荷重を用いるものとした。床版及び床組の設計においては，車両1台の載荷が支配的になることからA，B活荷重とも同じT荷重を適用することとした。

T荷重は橋軸方向には1組，橋軸直角方向には組数に制限がないものとし，着目している点又は部材に最も不利な応力を与えるように載荷するものとしている。また，T荷重の橋軸直角方向の載荷位置は，図-解8.2.1に示すように載荷面の中心が車道部分の端部より250mmまでとしている。

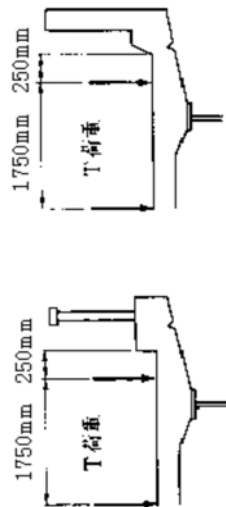


図-解 8.2.1 T 荷重の載荷位置

このT荷重は，実際の車両の軸重を示したのではなく，車両の隣り合う車軸を1組

現行

をそれぞれ包括している。

また，利用の便を考慮し，活荷重をA活荷重とB活荷重の総称で区分している。A，B活荷重は，それぞれ自動車荷重（T荷重，L荷重），群集荷重，軌道の車両荷重から構成されるが，このうち群集荷重及び軌道の車両荷重については，A，B活荷重による違いはない。

(2) 高速自動車国道，一般国道，都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成するいわゆる幹線市町村道については，幹線道路としての役割とネットワークとしての機能の連続性等を考慮して，B活荷重を適用することとしている。その他の市町村道については，大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重又はB活荷重を適用することとしている。

(3) 一般に，床版及び床組に不利な応力を生じさせる荷重と，主桁に不利な応力を生じさせる荷重とは，その分布範囲や起こりうる回数に差があることから，活荷重は従来どおり床版及び床組の設計に用いる荷重と，主桁の設計に用いる荷重とに区別することとしている。なお，床版を主桁の一部として安全性の照査を行う場合には，主桁の設計に用いる荷重を適用する等，適切な荷重を用いる必要がある。

床版及び床組の設計には，歩道等及び軌道敷きを除き一般にT荷重を用いるものとしている。床版及び床組の設計においては，車両1台の載荷が支配的になることからA，B活荷重とも同じT荷重を適用することとしている。

T荷重は橋軸方向には1組，橋軸直角方向には組数に制限がないものとし，着目している点又は部材に最も不利な応力を与えるように載荷するものとしている。また，T荷重の橋軸直角方向の載荷位置は，図-解2.2.1に示すように載荷面の中心が車道部分の端部より250mmまでとしている。

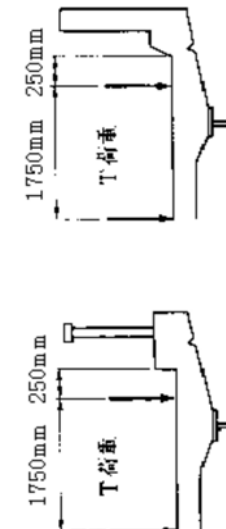
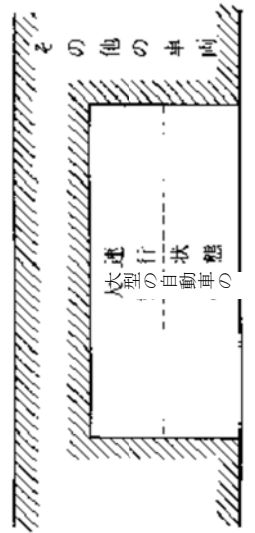


図-解 2.2.1 T 荷重の載荷位置

このT荷重は，実際の車両の軸重を示したのではなく，車両の隣り合う車軸を1組の

備考

備考	現行	改定案（8章）
	<p>集中荷重に置き換えたものである。T 荷重の 200kN は、この車軸の影響に、床版及び床組の耐久性を考慮して定めたものである。</p> <p>B 活荷重を適用する橋の床組の設計においては、支間長がある長さを超えた場合に隣接する車両の影響を考慮する必要がある。この影響を考慮するために表-2.2.2 に示す係数を設け、T 荷重で算出した断面力等(曲げモーメント、せん断力、反力、たわみ等)に、支間長に応じて係数を乗じることとしたものである。ここでいう部材の支間長とは、車両進行方向に平行な部材の支間長であり、一般には縦桁、横桁の設計にかかわらず、縦桁の支間長を指す。一方、A 活荷重は大型の自動車の走行頻度が比較的低い状況を想定していることから、隣接する車両の影響は考慮せず、T 荷重によって算出した断面力等に対して表-2.2.2 の係数は乗じないこととしている。</p> <p>また、縦桁等において支間長が長くなると、T 荷重より(4)の1)に規定するL 荷重の影響が大きくなるため、支間長が特に長い縦桁等においては、T 荷重とL 荷重のうち不利な応力を与える荷重で設計するものとしている。この場合、一般に 15m 未満は T 荷重が、15m 以上は L 荷重が不利な応力を与える荷重としてもよい。なお、L 荷重により算出した断面力等には、表-2.2.2 に示す係数は適用しない。</p> <p>歩道等の床版及び床組の設計には、群集荷重として 5.0kN/m² の等分布荷重を載荷するものとしている。なお、歩道等の床組には冬季の除雪作業、又は架設時の転圧等思わぬ大きな集中荷重が作用することがあるから注意を要する。上記の数値はこれらを考慮して若干の余裕を見たものであるが、必要により特別な荷重を考える必要がある。</p> <p>なお、床組が車道部分と歩道等にまたがるような場合には、歩道等の部分に対しては群集荷重を載荷する必要がある。</p> <p>(4) 大型の自動車は橋上に満載される確率はかなり小さいと考えられることから、主桁を設計する場合には、着目している点又は部材に最も不利な応力を生じる位置に大型の自動車を運行させて載荷するとともに、その周囲にはその他の車両を載荷するという考え方をとっている(図-解2.2.2)。ここでは、この状態がある一定の長さを持つ1組の等分布荷重 P_1 と全体に載荷する等分布荷重 P_2 で置き換えたものである。等分布荷重 P_1 の載荷長は、B 活荷重では 10m とするが A 活荷重では大型の自動車の走行頻度が低いことから低減して 6m とする。</p>	<p>集中荷重に置き換えたものである。</p> <p>B 活荷重による床組の設計においては、支間長がある長さを超えた場合に隣接する車両の影響を考慮する必要がある。この影響を考慮するために表-8.2.1 に示す係数を設け、T 荷重で算出した断面力(曲げモーメント、せん断力、反力、たわみ等)に、部材の支間長に応じて係数を乗じることとしたものである。ここでいう部材の支間長とは、車両進行方向に平行な部材の支間長であり、一般には縦桁、横桁の設計にかかわらず、縦桁の支間長を指す。一方、A 活荷重は大型の自動車の走行頻度が比較的低い状況を想定していることから、隣接する車両の影響は考慮せず、T 荷重によって算出した断面力等に対して表-8.2.1 の係数は乗じないこととしている。</p> <p>また、縦桁等において支間長が長くなると、T 荷重より L 荷重の影響が支配的となるため、支間長が特に長い縦桁等においては、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重で設計するものとした。この場合、一般に 15m 未満は T 荷重が、15m 以上は L 荷重が不利な応力を与える荷重としてもよい。なお、L 荷重により算出した断面力等には、表-8.2.1 に示す係数は適用しない。</p> <p>2) 歩道等の床版及び床組の設計には、群集荷重として等分布荷重を載荷するものとしている。なお、歩道等の床組には冬季の除雪作業、又は、架設時の転圧等思わぬ大きな集中荷重が作用することがあるから注意を要する。</p> <p>なお、床組が車道部分と歩道等にまたがるような場合には、歩道等の部分に対しては群集荷重を載荷する必要がある。</p> <p>(5) 主桁を設計する場合の活荷重 主桁の設計で支配的な影響を与える大型の自動車が橋上に同時に載荷される確率は設計供用期間における当該橋の交通流の特性を考慮して見込むことが必要である。この示方書では、交通流の特性を荷重実態調査などの実測調査と数値シミュレーションの結果から設定し、一般に主桁を設計する場合に着目している点又は部材に安全側に考慮の結果から生じるものとして、荷重配置や分布形状に関する荷重載荷モデルを設定した。その結果、主桁の設計で着目している点又は部材に最も不利な応力を生じる位置に大型の自動車を運行させて載荷するとともに、その周囲にはその他の車両を載荷するという考え方で、ある一定の長さを持つ1組の等分布荷重 P_1 と全体に載荷する等分布荷重 P_2 で置き換えた荷重の載荷方法をそのまま踏襲した。</p> <p>等分布荷重 P_1 は、曲げモーメントを算出する場合には 10kN/m²、せん断力を算出する場合には 12kN/m² を用いることとしている。曲げモーメント及びせん断力以外の断面力等を算出する場合には、原則として軸力及びたわみの計算には、10kN/m² を、反力及びねじりモーメントの計算には 12kN/m² を用いるものとする。ただし、例えばトラスの斜材、アーチ</p>



改定案（8章）

橋の垂直材等の軸力部材のように、せん断に対し有効に働く部材、反力を受けて設計する部材等については、等分布荷重 p_1 に 12kN/m^2 を用いる必要がある。

等分布荷重 p_2 は、大型の自動車以外の全ての荷重（自動車、群集、自転車等）を代表したものであるが、このうち支配的な影響があるものは自動車荷重であり、 3.5kN/m^2 を適用としている。特別な場合には車道部分上の群集荷重がこの値以上になることも考えられるが、このような場合を想定する必要がある場合には、本条によらず別途適切に考慮しなければならぬ。

等分布荷重 p_2 と支間長 L との関係については、 L の増加に伴って p_2 を減少させるのが適当と考えられ、支間長 80m 以下では一定値、 80m を超える場合は低減を考慮し、その最小値を 3.0kN/m^2 としている。

主桁を設計する場合の歩道等に載荷する群集荷重は、車道部分の活荷重が T 荷重、 L 荷重にかかわらず 3.5kN/m^2 を用いることとし、車道部分と同様に支間長が 80m 以上の橋では荷重を低減することにした。

L 荷重は車道部分に載荷し、着目している点又は部材に最も不利な応力を生じさせるように、幅 5.5m までは主載荷荷重を、他の車道部分には従載荷荷重を載荷するものとした。したがって、主載荷荷重及び従載荷荷重は、橋軸方向及び橋軸直角方向において影響線が同一符号となる範囲に載荷するものである。

橋軸方向において、影響線が等分布荷重 p_1 の載荷長より短い区間で正負反転する場合には、図-解 8.2.2 に示すように等分布荷重 p_1 を載荷長の範囲内で同一符号区間のみに載荷する。

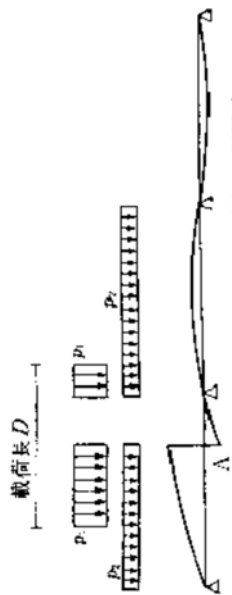


図-解 8.2.2 等分布荷重 p_1 の載荷方法

現行

図-解 2.2.2 L 荷重の考え方

等分布荷重 p_1 は、曲げモーメントを算出する場合には 10kN/m^2 、せん断力を算出する場合に 12kN/m^2 を用いることとしている。

曲げモーメント及びせん断力以外の断面力等を算出する場合には、原則として軸力及びたわみみの計算には、 10kN/m^2 を、反力及びびねじりモーメントの計算には 12kN/m^2 を用いるものとする。ただし、例えば、トラスの斜材、アーチ橋の垂直材等の軸力部材のように、せん断に対し有効に働く部材、反力を受けて設計する部材等については、等分布荷重 p_1 に 12kN/m^2 を用いる必要がある。

等分布荷重 p_2 は、大型の自動車以外の全ての荷重（自動車、群集、自転車等）を代表したものであるが、このうち支配的な影響があるものは自動車荷重であり、 3.5kN/m^2 を適用としている。特別な場合には車道部分上の群集荷重がこの値以上になることも考えられるが、このようなことは極めてまれにしか起こらないものとし、通常の設計荷重としては考えないことにしている。

等分布荷重 p_2 と支間長 L との関係については、 L の増加に伴って p_2 を減少させるのが適当と考えられ、支間長 80m 以下では一定値、 80m を超える場合は低減を考慮し、その最小値を 3.0kN/m^2 としている。

L 荷重は車道部分に載荷し、着目している点又は部材に最も不利な応力を生じさせるように、幅 5.5m までは主載荷荷重を、他の車道部分には従載荷荷重を載荷するものとした。したがって、主載荷荷重及び従載荷荷重は、橋軸方向及び橋軸直角方向において影響線が同一符号となる範囲に載荷するものである。

橋軸方向において、影響線が等分布荷重 p_1 の載荷長より短い区間で正負反転する場合には、図-解 2.2.3 に示すように等分布荷重 p_1 を載荷長の範囲内で同一符号区間のみに載荷する。

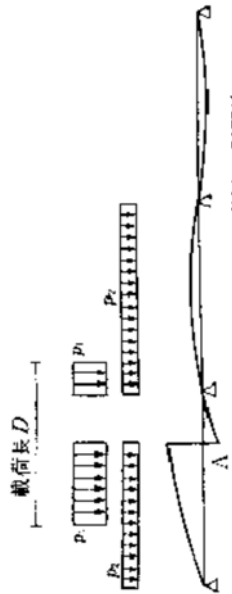


図-解 2.2.3 等分布荷重 p_1 の載荷方法

備考

また、斜橋や曲線橋を設計する場合の等分布荷重 p_1 は、着目している点又は部材に不利な応力を生じさせるように載荷する。すなわち、図-解 8.2.3 に示すように載荷範囲を決定するための基準線を設け、その基準線上で着目横断面に平行に等分布荷重 p_1 の載荷範囲を定める必要がある。なお、このときの基準線は、原則として構造物中心とする。斜橋において着目横断面が支承線に平行な場合の例を図-解 8.2.4 に示す。

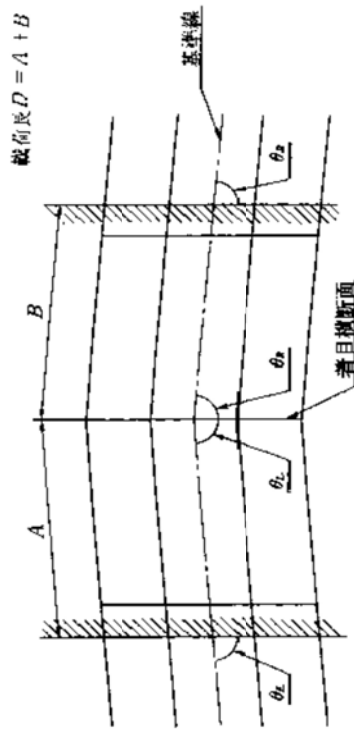


図-解 8.2.3 等分布荷重 p_1 の載荷方法の例

図-解 8.2.4 斜橋における等分布荷重 p_1 の載荷方法の例

橋軸直角方向については、図-解 8.2.5 に示すように主桁 A における反力の影響線は (b) のようになるから、C の部分には載荷しないことになる。主桁相互の協力作用を考慮して計算を行う場合も同様である (図-解 8.2.6)。

また、斜橋や曲線橋を設計する場合の等分布荷重 p_1 は、着目している点又は部材に不利な応力を生じさせるように載荷する。すなわち、図-解 2.2.4 に示すように載荷範囲を決定するための基準線を設け、その基準線上で着目横断面に平行に等分布荷重 p_1 の載荷範囲を定める必要がある。なお、このときの基準線は、原則として構造物中心とする。斜橋において着目横断面が支承線に平行な場合の例を図-解 2.2.5 に示す。

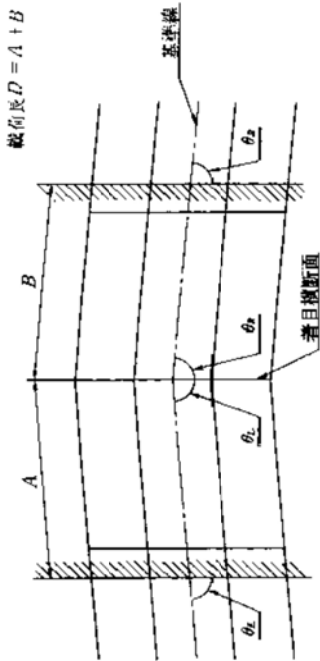


図-解 2.2.4 等分布荷重 p_1 の載荷方法の例

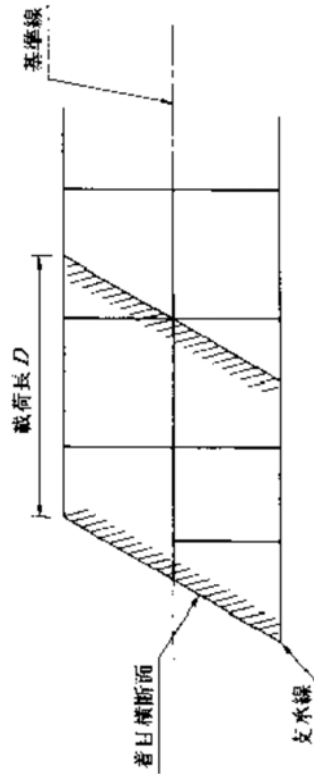


図-解 2.2.5 斜橋における等分布荷重 p_1 の載荷方法の例

橋軸直角方向については、図-解 2.2.6 に示すように主桁 A における反力の影響線は (b) のようになるから、C の部分には載荷しないことになる。主桁相互の協力作用を考慮して計算を行う場合も同様である (図-解 2.2.7)。

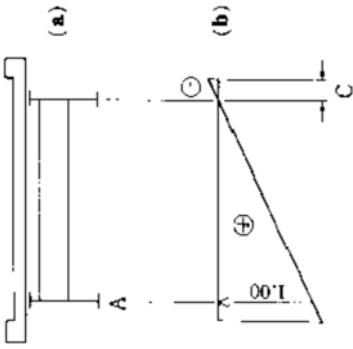


図-解 8.2.5 主桁 A の影響線

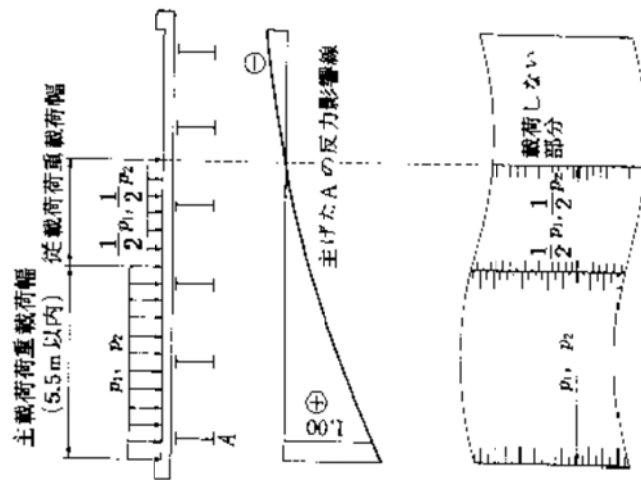


図-解 8.2.6 L 荷重の荷重方法

ここに具体的方法を示さないが、床版が主桁作用を支持する一方でウエブにて不連続支
持されるような床版、主方向又は横方向に非対称性が高いケーブール構造などでは、それぞ
れ床版不連続部に最も不利になるように、又、主塔や上部構造のねじれに対して最も不利
になるようになど、L 荷重の荷重方法について特別な扱いをする必要性を検討するのがよ

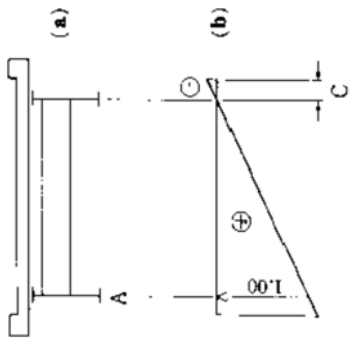


図-解 2.2.6 主桁 A の影響線

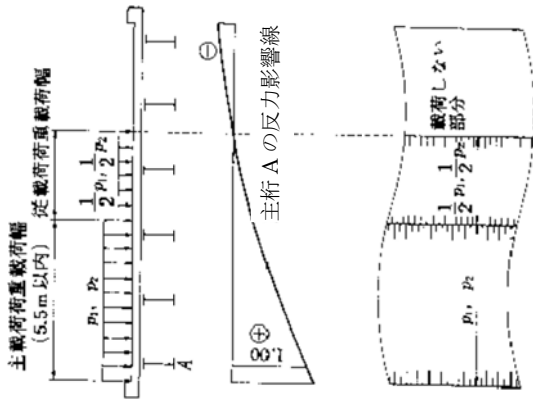


図-解 2.2.7 L 荷重の荷重方法

改定案（8章）

1.1.

幅員の大きい橋では、大型の自動車は横方向に満載されることはまれにしか起こらないものと考えられる。したがって、幅員の大きい橋では荷重の値を多少減らして設計するのが合理的である。すなわち、図-解 8.2.7 に示されるように、着目している桁断面 C において、設計で想定される車両が主桁①に最も大きい影響を与える状態で 2 台並ぶことはしばしばあると考えられるが、さらにその側方にその車両と同程度の荷重が同時に並ぶことは極めてまれであることより、この範囲においては等分布荷重を 1/2 に減じて載荷することとしたものである。

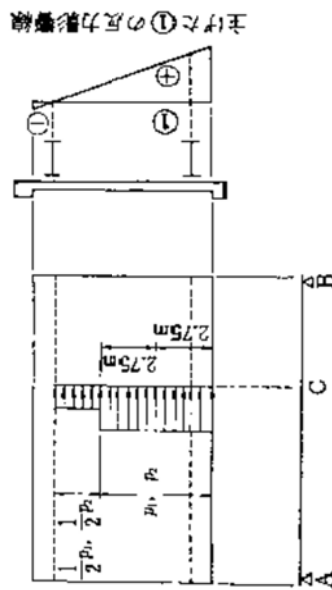


図-解 8.2.7 橋軸直角方向の荷重の低減

主桁の設計にあたっては一般に L 荷重を用いるものとしたが、支間長が短くなると L 荷重より T 荷重の影響が大きくなるため、支間長が特に短い主桁や床版橋においては、L 荷重と T 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとしている。この場合、一般に 15m 以上は L 荷重が、15m 未満は T 荷重が不利な応力を与える荷重としてもよい。なお、T 荷重を用いて設計する場合には、B 活荷重では T 荷重によって算出した断面力等に表-8.2.1 に示す係数を乗じたものを用いるが、このときの部材の支間長は 8.3 に示す衝撃係数を求めるときの支間長に準じるものとする。一方、A 活荷重では(4)と同様の考え方から表-8.2.1 の係数は乗じないこととした。また、T 荷重が橋軸直角方向に 3 組以上載荷されるときには、3 組目から 1/2 に低減するものとした(図-解 8.2.8)。

現行

幅員の大きい橋では、大型の自動車は横方向に満載されることはまれにしか起こらないものと考えられる。したがって、幅員の大きい橋では荷重の値を多少減らして設計するのが合理的である。低減の方法については、諸外国で行っている方法を参考にして、次のように規定されている。すなわち、図-解 2.2.8 に示されるように、着目している桁断面 C において、設計で想定される車両が主桁①に最も大きい影響を与える状態で 2 台並ぶことはしばしばあると考えられるが、さらにその側方にその車両と同程度の荷重が同時に並ぶことは極めてまれであることより、この範囲においては等分布荷重を 1/2 に減じて載荷することとしたものである。

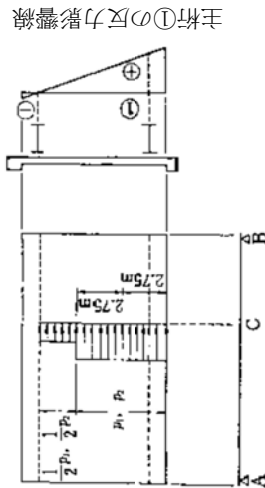


図-解 2.2.8 橋軸直角方向の荷重の低減

主桁の設計にあたっては一般に L 荷重を用いるものとしたが、支間長が短くなると L 荷重より T 荷重の影響が大きくなるため、支間長が特に短い主桁や床版橋においては、L 荷重と T 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとしている。この場合、一般に 15m 以上は L 荷重が、15m 未満は T 荷重が不利な応力を与える荷重としてもよい。なお、T 荷重を用いて設計する場合には、B 活荷重を適用する橋では T 荷重によって算出した断面力等に表-2.2.2 に示す係数を乗じたものを用いるが、このときの部材の支間長は 2.2.3 に示す衝撃係数を求めるときの支間長に準じるものとする。一方、A 活荷重を適用する橋では(3)と同様の考え方から表-2.2.2 の係数は乗じないこととしている。また、T 荷重が橋軸直角方向に 3 組以上載荷されるときには、3 組目から 1/2 に低減するものとしている(図-解 2.2.9)。

備考

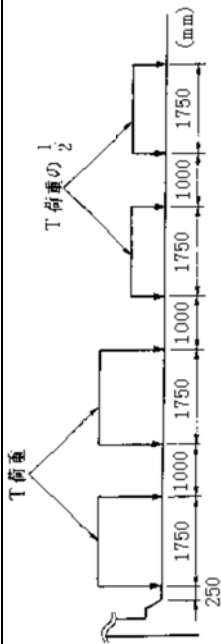


図 解 8.2.8 主桁設計時の T 荷重の載荷方法

(6) 下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、(4) 又は (5) に規定した荷重のうち不利な影響を与える荷重とすべきであるが、ほとんどの場合(5)に規定した荷重が不利な影響を与えるのでこの荷重を載荷することを原則とした。

8.3 衝撃の影響

- (1) 活荷重の載荷に際しては、(4)及び(5)の規定による場合を除き、動的な影響による応答の増幅分を衝撃の影響として考慮しなければならない。
- (2) 衝撃の影響の特性値は、橋の支間長、構造特性、死荷重と活荷重の比、交通特性、車両軸重とその変動の影響を考慮して適切に定めなければならない。
- (3) 衝撃の影響は、活荷重にその影響分に相当する係数を乗じてこれを考慮しなければならない。
- (4) 歩道等に載荷する等分布荷重、吊橋の主ケーブル及び補剛桁を設計する際には衝撃の影響は考慮しない。
- (5) 下部構造の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃の影響を考慮しない。ただし、支承部、鋼製橋脚及びコンクリート製の張出しばり、ラーメン橋脚若しくはこれに類似の軽量の躯体には活荷重による衝撃の影響を考慮する。
- (6) 表-8.3.1の支間長を用いて、表-8.3.2により上部構造の衝撃係数を算出し、衝撃の影響を考慮した場合には、(1)から(3)を満足するとみなすよい。

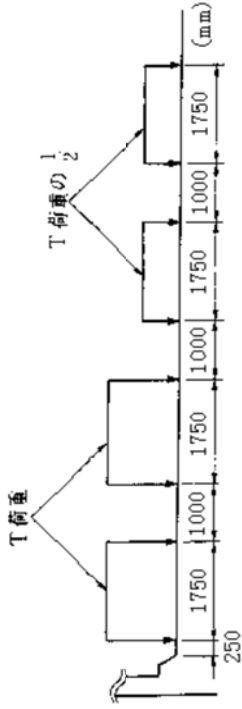


図 解 2.2.9 主桁設計時の T 荷重の載荷方法

主桁を設計する場合の歩道等に載荷する群集荷重は、車道部分の活荷重が T 荷重、上荷重にかかわらず 3.5 kN/m^2 を用いることとし、車道部分と同様に支間長が 80m 以上の橋では荷重を低減することとしている。

(5) 下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、(3)若しくは(4)に規定した荷重のうち不利な影響を与える荷重とすべきであるが、ほとんどの場合、(4)に規定した荷重が不利な影響を与えるのでこの荷重を載荷することを原則としている。

2.2.3 衝撃

- (1) 活荷重の載荷に際しては衝撃を考慮しなければならない。衝撃は橋の支間長、構造特性、死荷重と活荷重の比等を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) (3)及び(4)の規定により衝撃を考慮する場合には、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 表-2.2.5の支間長を用いて、表-2.2.6により上部構造の衝撃係数を算出し、衝撃を考慮する。ただし、歩道等に載荷する等分布荷重、吊橋の主ケーブル及び補剛桁を設計する際の活荷重による衝撃は考慮しない。
- (4) 下部構造の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃を考慮しない。ただし、支承部、鋼製橋脚及びコンクリート製の張出しばり、ラーメン橋脚若しくはこれに類似の軽量の躯体には活荷重による衝撃を考慮する。

表-8.3.1 衝撃係数を求めるときの支間長

形式	部材	L(m)
単純桁	桁及び支承	支間長
	弦材・端柱及び支承	支間長
	下路トラスの吊材	床桁の支間長
	上路トラスの支柱	床桁の支間長
	分格間の斜材の類	床桁の支間長
	その他の腹材	支間長の 75%
連続桁	① ② ③ ④	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては L_2 荷重③に対しては $(L_1 + L_2)/2$
	① ② ③ ④ ⑤	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては $L_2 + L_3$ 荷重③に対しては 吊桁に対して L_3 片持部及び定着桁に 対して $L_2 + L_3$ 荷重④に対しては $(L_1 + L_2 + L_3)/2$
ゲルバー 桁	① ② ③ ④ ⑤	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては L_2 荷重③に対しては L_3 荷重④に対しては 吊桁に対して L_3 片持部及び定着桁に 対して $L_2 + L_3$ 荷重⑤に対しては $(L_1 + L_2 + L_3)/2$
	① ② ③ ④ ⑤	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては $(L_1 + L_2)/2$
ラーメン	① ② ③ ④ ⑤	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては L_1 荷重③に対しては L_2 吊桁に対して L_2 片持部及びラーメンに 対して $L_2 + L_3$ 荷重④に対しては ラーメンに対して L_1

表-2.2.5 衝撃係数を求めるときの支間長

形式	部材	L(m)
単純桁	桁及び支承	支間長
	弦材・端柱及び支承	支間長
	下路トラスの吊材	床桁の支間長
	上路トラスの支柱	床桁の支間長
	分格間の斜材の類	床桁の支間長
	その他の腹材	支間長の 75%
連続桁	① ② ③ ④	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては L_2 荷重③に対しては $(L_1 + L_2)/2$
	① ② ③ ④ ⑤	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては $L_2 + L_3$ 荷重③に対しては 吊桁に対して L_3 片持部及び定着桁に 対して $L_2 + L_3$ 荷重④に対しては $(L_1 + L_2 + L_3)/2$
ゲルバー 桁	① ② ③ ④ ⑤	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては L_2 荷重③に対しては L_3 荷重④に対しては 吊桁に対して L_3 片持部及び定着桁に 対して $L_2 + L_3$ 荷重⑤に対しては $(L_1 + L_2 + L_3)/2$
	① ② ③ ④ ⑤	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては $(L_1 + L_2)/2$
ラーメン	① ② ③ ④ ⑤	荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては L_1 荷重③に対しては L_2 吊桁に対して L_2 片持部及びラーメンに 対して $L_2 + L_3$ 荷重④に対しては ラーメンに対して L_1

	片持部に対して $L_2 + L_3$
アーチ及び補剛桁を有するアーチ	アーチリブ、アーチの弦材、補剛桁、補剛トラスの弦材、支承及びタイドアーチのタイ アーチ及び補剛トラスの腹材 上路アーチの支柱 下路アーチの吊材
支間長	支間長の75% 床桁の支間長 床桁の支間長
吊橋	ハンガー 床桁の支間長
斜張橋	主桁 ケーブル 連続桁に準じる 連続桁の支点に準じる

	片持部に対して $L_2 + L_3$
アーチ及び補剛桁を有するアーチ	アーチリブ、アーチの弦材、補剛桁、補剛トラスの弦材、支承及びタイドアーチのタイ アーチ及び補剛トラスの腹材 上路アーチの支柱 下路アーチの吊材
支間長	支間長の75% 床桁の支間長 床桁の支間長
吊橋	ハンガー 床桁の支間長
斜張橋	主桁 ケーブル 連続桁に準じる 連続桁の支点に準じる

表-8.3.2 衝撃の影響の標準

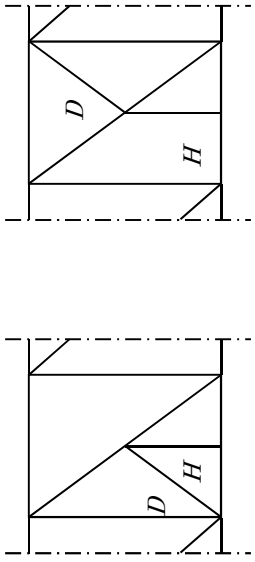
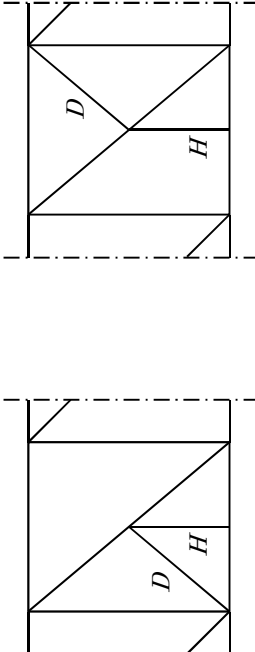
橋種	衝撃係数 i	備考
鋼橋	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重, L 荷重の使用の別にかかわらない
	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重を使用する場 合
	$i = \frac{7}{20 + L}$	L 荷重を使用する場 合
鉄筋コンクリート橋	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重を使用する場 合
	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重を使用する場 合
	$i = \frac{10}{25 + L}$	L 荷重を使用する場 合

表-2.2.6 衝撃係数

橋種	衝撃係数 i	備考
鋼橋	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重, L 荷重の使用の別にかかわらない
	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重を使用する場 合
	$i = \frac{7}{20 + L}$	L 荷重を使用する場 合
鉄筋コンクリート橋	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重を使用する場 合
	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重を使用する場 合
	$i = \frac{10}{25 + L}$	L 荷重を使用する場 合

- (1) 活荷重は橋面の凹凸、車両の加速・減速、前後車両との協同作用等種々の理由によって静荷重よりも大きな影響を橋の構造に与える。一般にこれを衝撃の影響と称し、設計でこれを考慮する。
- (2) 衝撃の影響の大きさは、支間長、死荷重と活荷重との比、構造特性等によって異なるためこれらに応じて適切に考慮しなければならない。
- (3) 従来より、衝撃の影響は活荷重にその相当分を考慮する係数を乗じる方法で考慮されて

- (1) 活荷重は橋面の凹凸、車両の加速・減速、前後車両との協同作用等種々の要因によって静荷重よりも大きな影響を橋の構造に与える。一般にこれを衝撃と称し、衝撃係数をもって衝撃の度合を表わす。
この衝撃係数は支間長、構造特性、死荷重と活荷重との比等によって異なるので適切に考慮しなければならない。
- (3) 表-2.2.6 は各構造物の実態を考慮し、かつ諸外国の規定も参考として衝撃係数の算定

備考	現行	改定案（8章）
	<p>式を定めているものである。</p> <p>歩道等に作用する群集荷重や吊橋の主ケーブル及び補剛桁に作用する活荷重は、前者については荷重の性質上、後者についてはその構造特性上衝撃を考慮しないものとするが、その他の活荷重は全て衝撃を考慮し、衝撃による応力は活荷重応力に衝撃係数を乗じたものとする。</p> <p>1) 単純桁 充腹形式の桁等で単純に支持されたものに適用する。床組及び床版で単純支持として設計されたものにも適用するが、縦桁や床版で連続桁として設計されたものは連続桁の項を適用する必要がある。床組及び床版の支間長のとり方はそれぞれⅡ編又はⅢ編の項による。</p> <p>なお、床組の連結部におけるせん断力の計算においても、衝撃の影響を考慮する必要がある。</p> <p>2) トラス 分格間の斜材の類とは図-解 2.2.10 に示す斜材及び吊材のことである。腹材の載荷長は一般に支間長の 50%から 100%の間で変化するが、平均値をとって 75%としたものである。</p>  <p style="text-align: center;">D = 分格間の斜材 H = 吊材</p> <p style="text-align: center;">図-解 2.2.10 分格間の斜材及び吊材</p> <p>3) 連続桁 荷重①とは端支点又は端支間上の荷重で、これに対しては端支間長 L_1 をとる。荷重②とは中間支間上の荷重で、これに対してはその支間長 L_2 をとる。荷重③とは中間支点上の荷重で、これに対しては荷重両側の平均支間長 $(L_1 + L_2) / 2$ をとる。</p>	<p>きた。この示方書でも原則として当該部材等で考慮する活荷重に係数を乗じる方法でこれを見込むものとした。</p> <p>(4) 歩道等に作用する群集荷重や吊橋の主ケーブル及び補剛桁に作用する活荷重は、前者については荷重の性質上、後者についてはその構造特性上衝撃の影響を考慮しないものとするが、その他の活荷重は全て衝撃の影響を考慮し、衝撃による応力は活荷重応力に衝撃係数を乗じたものとする。</p> <p>1) 単純桁 充腹形式の桁等で単純に支持されたものに適用する。床組及び床版で単純支持として設計されたものにも適用するが、縦桁や床版で連続桁として設計されたものは連続桁の項を適用する必要がある。床組及び床版の支間長のとり方はそれぞれⅡ編又はⅢ編の各項による。</p> <p>なお、床組の連結部におけるせん断力の計算においても、衝撃の影響を考慮する必要がある。</p> <p>2) トラス 分格間の斜材の類とは図-解 8.3.1 に示す斜材及び吊材のことである。腹材の載荷長は一般に支間長の 50~100%の間で変化するが、平均値をとって 75%としたものである。</p>  <p style="text-align: center;">D = 分格間の斜材 H = 吊材</p> <p style="text-align: center;">図-解 8.3.1 分格間の斜材及び吊材</p> <p>3) 連続桁 荷重①とは端支点又は端支間上の荷重で、これに対しては端支間長 L_1 をとる。荷重②とは中間支間上の荷重で、これに対してはその支間長 L_2 をとる。荷重③とは中間支点上の荷重で、これに対しては荷重両側の平均支間長 $(L_1 + L_2) / 2$ をとる。</p>

備考	現行	改定案（8章）
	<p>4) ゲルバー桁 荷重①とは定着桁上又は端支点上（端支間が定着桁の場合）の荷重で、これに対しては定着桁の支間長 l_1 とする。荷重②とは片持部にある荷重で、これに対しては片持部の突出長に吊桁の支間長を加えた長さとする。荷重③とは吊桁上又は端支点上（端支間が吊桁の場合）の荷重で、これに対し、吊桁とその支承の応力計算には吊桁の支間長を、片持部、定着桁及びそれらの支承の応力計算には吊桁の支間長と片持部の突出長との和をとる。荷重④とは中間支点上にある荷重で、これに対してはその両側にある定着桁の支間長、片持部の長さ及び吊桁の支間長の和の半分をとる。</p> <p>5) ラーメン 荷重①とはラーメンの水平部材上にある荷重で、これに対しては荷重が載る部分の支間長をとり、荷重②とは中間支点上の荷重で、これに対しては荷重の両側の支間長の平均値をとる。ゲルバー式ラーメンではゲルバー桁とラーメンの場合を組み合わせて考えればよい。</p> <p>6) アーチ及び補剛桁を有するアーチ アーチにはリブアーチ、ブレーストアーチを含み、アーチリブとはリブアーチのリブを、また弦材、腹材とはブレーストアーチの弦材、腹材を意味する。上路アーチの支柱、下路アーチの吊材は、リブアーチ、ブレーストアーチいずれの場合でもよい。</p> <p>7) 吊橋 吊橋の主ケーブル及び補剛桁は可とう性に富み衝撃を吸収しやすいので、活荷重による衝撃の影響を考慮しなくてよいこととしている。ただし、ハンガーについては衝撃を考慮する必要がある。</p> <p>8) 斜張橋 斜張橋の主桁及びケーブルに作用する活荷重による衝撃の影響はケーブルによって弾性支持されている支点も橋脚、橋台上の支点と同格に扱って算定する。 ただし、多ケーブル型式や長支間の斜張橋では、主桁の鉛直変位をケーブル取付点で拘束すると仮定した表-2.2.5の支間長のとおり方では、車両の走行によって生じる振動の性状が実際と大きく異なり、衝撃係数が過大に評価されることがあるので、影響線の形状等を参考にして別途検討することが望ましい。</p> <p>(4) 下部構造は一般に衝撃による影響度合が小さいため、これを設計する際の上部構造反力には、衝撃の影響を考慮しないこととしている。ただし、衝撃の影響を受けやすい支承部、鋼製橋脚及びコンクリート製の張出しばりやラーメン橋脚のように衝撃による曲げ応力の影響が無視できない構造形式又は2柱、3柱式やパイルベント式のような細い柱式のコンクリート橋脚の躯体では、活荷重による衝撃の影響を考慮することとしている。この場合、衝撃係数は表-2.2.6により算出する。</p>	<p>4) ゲルバー桁 荷重①とは定着桁上又は端支点上（端支間が定着桁の場合）の荷重で、これに対しては定着桁の支間長 l_1 とする。荷重②とは片持部にある荷重で、これに対しては片持部の突出長に吊桁の支間長を加えた長さとする。荷重③とは吊桁上又は端支点上（端支間が吊桁の場合）の荷重で、これに対し、吊桁とその支承の応力計算には吊桁の支間長を、片持部、定着桁及びそれらの支承の応力計算には吊桁の支間長と片持部の突出長との和をとる。荷重④とは中間支点上にある荷重で、これに対してはその両側にある定着桁の支間長、片持部の長さ及び吊桁の支間長の和の半分をとる。</p> <p>5) ラーメン 荷重①とはラーメンの水平部材上にある荷重で、これに対しては荷重が載る部分の支間長をとり、荷重②とは中間支点上の荷重で、これに対しては荷重の両側の支間長の平均値をとる。ゲルバー式ラーメンではゲルバー桁とラーメンの場合を組み合わせて考えればよい。</p> <p>6) アーチ及び補剛桁を有するアーチ アーチにはリブアーチ、ブレーストアーチを含み、アーチリブとはリブアーチのリブを、また弦材、腹材とはブレーストアーチの弦材、腹材を意味する。上路アーチの支柱、下路アーチの吊材は、リブアーチ、ブレーストアーチいずれの場合でもよい。</p> <p>7) 吊橋 吊橋の主ケーブル及び補剛桁は可とう性に富み衝撃を吸収しやすいので、活荷重による衝撃の影響を考慮しなくてよいことにした。ただし、ハンガーについては衝撃の影響を考慮する必要がある。</p> <p>8) 斜張橋 斜張橋の主桁及びケーブルに対する活荷重による衝撃の影響はケーブルによって弾性支持されている支点も橋脚、橋台上の支点と同格に扱って算定する。ただし、マルチケーブル型式や長支間の斜張橋では、主桁の鉛直変位をケーブル取付点で拘束すると仮定した表-8.3.1の支間長のとおり方では、車両の走行によって生じる振動の性状が実際と大きく異なり、衝撃係数が過大に評価されることがあるので、影響線の形状等を参考にして別途検討することが望ましい。</p> <p>(5) 下部構造は一般に衝撃による影響度合が小さいため、これを設計する際の上部構造反力には、衝撃の影響を考慮しないこととしている。ただし、衝撃の影響を受けやすい支承部、鋼製橋脚及びコンクリート製の張出しばりやラーメン橋脚のように衝撃による曲げ応力の影響が無視できない構造形式又は2柱、3柱式やパイルベント式のような細い柱式のコンクリート橋脚の躯体では、活荷重による衝撃の影響を考慮することとしている。</p>

8.4 プレストレス力

- (1) 構造物にプレストレス力を導入する場合には、これを適切に考慮しなければならぬ。
- (2) プレストレス力は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び有効プレストレス力に区分して、それぞれ適切に考慮しなければならぬ。
- (3) プレストレス力により不静定力が生じる場合には、これを適切に考慮しなければならぬ。
- (4) (5)及び(6)による場合には(1)及び(2)を、(7)による場合には(3)を満たすとみなしてよい。
- (5) プレストレッシング直後のプレストレス力の特性値は、PC鋼材の引張端に与えた引張力に、次の影響を考慮して適切に定めなければならない。
- 1) コンクリートの弾性変形
 - 2) PC鋼材とシースの摩擦
 - 3) 定着具におけるセット
- (6) 有効プレストレス力の特性値は、(5)のプレストレッシング直後のプレストレス力の特性値に考慮される影響以外に、次の影響を考慮して適切に定めなければならない。
- 1) コンクリートのクリープ
 - 2) コンクリートの乾燥収縮
 - 3) PC鋼材のリラクセーション
- (7) 有効プレストレス力による不静定力は、プレストレッシング直後のプレストレス力による不静定力にPC鋼材引張力の有効係数を部材全体にわたって平均した値を乗じて算出する。

(5) プレストレッシング直後のプレストレス力の減少はプレテンション方式ではコンクリートの弾性変形を、ポストテンション方式ではコンクリートの弾性変形、PC鋼材とシースの摩擦、定着具及びビジャッキ内部の摩擦、定着具におけるセットを考慮する必要がある。

1) コンクリートの弾性変形によるPC鋼材の引張応力度の減少量は、プレテンション方式の場合には、コンクリートにプレストレスが一度に与えられるため、PC鋼材の図心位置でのコンクリート応力度にPC鋼材とコンクリートのヤング係数比(n)を乗じて算出される。ポストテンション方式の場合には、一般に、PC鋼材が1本ごと又はグループごとと緊張され、緊張段階においてすでに定着されたPC鋼材の引張力が順次変化していくので、これらを考慮して減少量を考慮するものとする。

コンクリートの弾性変形によるPC鋼材の引張応力度の平均減少量は、式(解8.4.1)及

2.2.4 プレストレス力

- (1) 構造物にプレストレス力を導入する場合には、これを適切に考慮しなければならぬ。
- (2) プレストレス力は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び有効プレストレス力に区分して、それぞれ適切に考慮しなければならぬ。
- (3) プレストレス力により不静定力が生じる場合には、これを適切に考慮しなければならぬ。
- (4) (5)及び(6)の規定による場合には(1)及び(2)を、(7)の規定による場合には(3)を満たすものとみなす。
- (5) プレストレッシング直後のプレストレス力は、PC鋼材の引張端に与えた引張力に、次の影響を考慮して算出する。
- 1) コンクリートの弾性変形
 - 2) PC鋼材とシースの摩擦
 - 3) 定着具におけるセット
- (6) 有効プレストレス力は、(5)の規定により算出するプレストレッシング直後のプレストレス力に、次の影響を考慮して算出する。
- 1) コンクリートのクリープ
- この場合に考慮する持続荷重は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び死荷重とする。
- 2) コンクリートの乾燥収縮
 - 3) PC鋼材のリラクセーション
- (7) 有効プレストレス力による不静定力は、プレストレッシング直後のプレストレス力による不静定力にPC鋼材引張力の有効係数を部材全体にわたって平均した値を乗じて算出する。

(6) プレストレッシング直後のプレストレス力の減少はプレテンション方式ではコンクリートの弾性変形を、ポストテンション方式ではコンクリートの弾性変形、PC鋼材とシースの摩擦、定着具及びビジャッキ内部の摩擦、定着具におけるセットを考慮する必要がある。

1) コンクリートの弾性変形によるPC鋼材の引張応力度の減少量は、プレテンション方式の場合には、コンクリートにプレストレスが一度に与えられるため、PC鋼材の図心位置でのコンクリート応力度にPC鋼材とコンクリートのヤング係数比(n)を乗じて算出される。ポストテンション方式の場合には、一般に、PC鋼材が1本ごと又はグループごとと緊張され、緊張段階においてすでに定着されたPC鋼材の引張力が順次変化していくので、これらを考慮して減少量を算出する。

コンクリートの弾性変形によるPC鋼材の引張応力度の平均減少量は、式(解2.2.1)

改定案 (8章)	現行	備考
<p>び式 (解 8.4.2) により算出してよい。</p> <p>(a) プレテンション方式の場合 $\Delta\sigma_p = n \cdot \sigma_{cpg} \dots\dots\dots (解 8.4.1)$</p> <p>(b) ポストテンション方式の場合 $\Delta\sigma_p = \frac{1}{2} n \cdot \sigma_{cpg} \cdot \frac{N-1}{N} \dots\dots\dots (解 8.4.2)$</p> <p>ここに、$\Delta\sigma_p$: PC 鋼材の引張応力度の減少量 (N/mm²)</p> <p>n : ヤング係数比 $n = \frac{E_p}{E_c}$</p> <p>E_p : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)</p> <p>E_c : 緊張時の材齢におけるコンクリートのヤング係数 (N/mm²)</p> <p>σ_{cpg} : PC 鋼材緊張による PC 鋼材の図心位置におけるコンクリートの応力度 (N/mm²)</p> <p>N : PC 鋼材の緊張回数 (PC 鋼材本数)</p> <p>2) 摩擦による PC 鋼材引張力の減少は、主として PC 鋼材とシースとの摩擦によって生じるが、工法によっては定着具の摩擦とジャッキ内部の摩擦があるので、これらの摩擦による影響についても考慮する必要がある。</p> <p>PC 鋼材とシースとの摩擦の影響を考慮した PC 鋼材の引張力は、PC 鋼材及びシースの種類、配置の形状等により異なるものである。一般に PC 鋼材の引張力は、PC 鋼材の図心線の角変化と PC 鋼材の長さを考慮して式 (解 8.4.3) により算出することができる。</p> $P_x = P_i \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda x)} \dots\dots\dots (解 8.4.3)$ <p>ここに、P_x : 設計断面における PC 鋼材の引張力 (N)</p> <p>P_i : PC 鋼材のジャッキの位置の引張力 (N)</p> <p>μ : PC 鋼材の角変化 1 rad あたりの摩擦係数</p> <p>α : PC 鋼材の角変化 (rad) $\alpha = \sum_{i=1}^n \alpha_i$</p> <p>$\lambda$: PC 鋼材の長さ 1 m あたりの摩擦係数</p> <p>x : PC 鋼材の引張端から設計断面までの長さ (m)</p> <p>PC 鋼材の長さが 40m 程度以下、PC 鋼材の角変化が $\pi/6$rad (30 度) 程度以下の場合には式 (解 8.4.4) により、摩擦の影響を考慮した PC 鋼材引張力を算出してよい。</p> $P_x = P_i \cdot (1 - \mu\alpha - \lambda x) \dots\dots\dots (解 8.4.4)$ <p>これらの式における μ 及び λ の値は、一般に表-解 8.4.1 の値を用いてよい。なお、シリコン樹脂の塗布のような摩擦を減少させるための措置を施す場合、グリース等を塗布しポリエチレンシース等で被覆した PC 鋼材を用いる場合等は、実験値等を参考に</p>	<p>及び式 (解 2.2.2) により算出してよい。</p> <p>(a) プレテンション方式の場合 $\Delta\sigma_p = n \cdot \sigma_{cpg} \dots\dots\dots (解 2.2.1)$</p> <p>(b) ポストテンション方式の場合 $\Delta\sigma_p = \frac{1}{2} n \cdot \sigma_{cpg} \cdot \frac{N-1}{N} \dots\dots\dots (解 2.2.2)$</p> <p>ここに、$\Delta\sigma_p$: PC 鋼材の引張応力度の減少量 (N/mm²)</p> <p>n : ヤング係数比 $n = \frac{E_p}{E_c}$</p> <p>E_p : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)</p> <p>E_c : 緊張時の材齢におけるコンクリートのヤング係数 (N/mm²)</p> <p>σ_{cpg} : PC 鋼材緊張による PC 鋼材の図心位置におけるコンクリートの応力度 (N/mm²)</p> <p>N : PC 鋼材の緊張回数 (PC 鋼材本数)</p> <p>2) 摩擦による PC 鋼材引張力の減少は、主として PC 鋼材とシースとの摩擦によって生じるが、工法によっては定着具の摩擦とジャッキ内部の摩擦があるので、これらの摩擦による影響についても考慮する必要がある。</p> <p>PC 鋼材とシースとの摩擦の影響を考慮した PC 鋼材の引張力は、PC 鋼材及びシースの種類、配置の形状等により、異なるものである。一般に PC 鋼材の引張力は、PC 鋼材の図心線の角変化と PC 鋼材の長さを考慮して式 (解 2.2.3) により算出することができる。</p> $P_x = P_i \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda x)} \dots\dots\dots (解 2.2.3)$ <p>ここに、P_x : 設計断面における PC 鋼材の引張力 (N)</p> <p>P_i : PC 鋼材のジャッキの位置の引張力 (N)</p> <p>μ : PC 鋼材の角変化 1 rad あたりの摩擦係数</p> <p>α : PC 鋼材の角変化 (rad) $\alpha = \sum_{i=1}^n \alpha_i$</p> <p>$\lambda$: PC 鋼材の長さ 1 m あたりの摩擦係数</p> <p>x : PC 鋼材の引張端から設計断面までの長さ (m)</p> <p>PC 鋼材の長さが 40m 程度以下、PC 鋼材の角変化が $\pi/6$rad (30 度) 程度以下の場合には式 (解 2.2.4) により、摩擦の影響を考慮した PC 鋼材引張力を算出してよい。</p> $P_x = P_i \cdot (1 - \mu\alpha - \lambda x) \dots\dots\dots (解 2.2.4)$ <p>これらの式における μ 及び λ の値は、一般に表-解 2.2.1 の値を用いてよい。なお、シリコン樹脂の塗布のような摩擦を減少させるための措置を施す場合、グリース等を塗布しポリエチレンシース等で被覆した PC 鋼材を用いる場合等は、実験値等を参考に</p>	

て摩擦係数を別途定めてもよい。

表-解 8.4.1 PC 鋼材とシー스의摩擦係数

	λ	μ
鋼線束	0.004	0.30
鋼より線	0.004	0.30
鋼棒	0.003	0.30

- 3) 定着具のセットの影響による PC 鋼材引張力の減少量は、各 PC 工法によって異なる。ねじ式及びびばたん式の定着方式においては、セット量が僅小であるのでその影響を無視できるが、くさび式の定着方式では比較的大きなセット量が生じるのでその影響を考慮して、PC 鋼材引張力の減少量を算出するなど工法ごとにその特性に応じて適切に考慮しなければならぬ。

PC 鋼材とシースとの間に摩擦がない場合、セットの影響による PC 鋼材引張力の減少量は、式 (解 8.4.5) により算出してよい。

$$\Delta P = E_p \cdot A_p \cdot \Delta l / l \quad \dots\dots\dots (解 8.4.5)$$

ここに、 ΔP : PC 鋼材のセットの影響による PC 鋼材引張力の減少量 (N)

l : PC 鋼材の長さ (mm)

Δl : セット量 (mm)

A_p : PC 鋼材の断面積 (mm²)

E_p : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

PC 鋼材とシースの間に摩擦がある場合には、計算が比較的煩雑となるので、以下に示すような図解法によって PC 鋼材引張力の減少量を求めてよい。

PC 鋼材を緊張するときの摩擦抵抗と、ゆるめるとき摩擦抵抗が同じ値であると仮定すると、PC 鋼材の引張力の分布は図-解 8.4.1 に示すようになる。すなわち、PC 鋼材を a 端で緊張した場合、PC 鋼材の引張力は定着直前では a' b' co' となり、緊張直後の引張端における PC 鋼材の緊張力 P_1 は定着後では P_1 に低下した状態になる。

にして摩擦係数を別途定めてもよい。

表-解 2.2.1 PC 鋼材とシースの摩擦係数

	λ	μ
鋼線束	0.004	0.30
鋼より線	0.004	0.30
鋼棒	0.003	0.30

- 3) 定着具のセットの影響による PC 鋼材引張力の減少量は、各 PC 工法によって異なる。ねじ式及びびばたん式の定着方式においては、セット量が僅小であるのでその影響を無視できるが、くさび式の定着方式では比較的大きなセット量が生じるのでその影響を考慮して、PC 鋼材引張力の減少量を算出する。

PC 鋼材とシースとの間に摩擦がない場合、セットの影響による PC 鋼材引張力の減少量は、式 (解 2.2.5) により算出してよい。

$$\Delta P = E_p \cdot A_p \cdot \Delta l / l \quad \dots\dots\dots (解 2.2.5)$$

ここに、 ΔP : PC 鋼材のセットの影響による PC 鋼材引張力の減少量 (N)

l : PC 鋼材の長さ (mm)

Δl : セット量 (mm)

A_p : PC 鋼材の断面積 (mm²)

E_p : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

PC 鋼材とシースの間に摩擦がある場合には、計算が比較的煩雑となるので、以下に示すような図解法によって PC 鋼材引張力の減少量を求めてよい。

PC 鋼材を緊張するときの摩擦抵抗と、緩めるとき摩擦抵抗が同じ値であると仮定すると、PC 鋼材の引張力の分布は図-解 2.2.11 に示すようになる。すなわち、PC 鋼材を a 端で緊張した場合、PC 鋼材の引張力は定着直前では a' b' co' となり、緊張直後の引張端における PC 鋼材の緊張力 P_1 は定着後では P_1 に低下した状態になる。

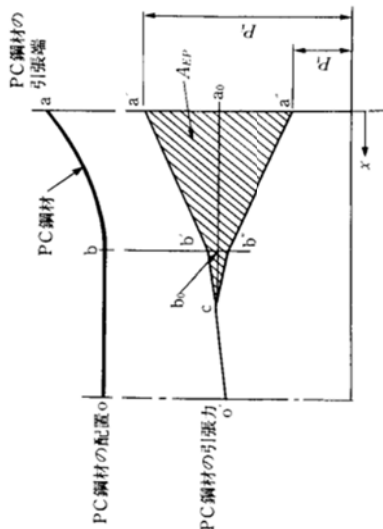


図-解 8.4.1 セットにより生じる PC 鋼材引張力の減少量

この場合、a' b' c' と a" b" c" は水平軸 ca₀ に対して対称となり、a' b' c b" a" により囲まれる面積 A_{EP} を A_p · E_p で除いたものが定着具のセット量を表すものである (式 (解 8.4.6) 参照)。

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_p \cdot E_p} \dots\dots\dots (解 8.4.6)$$

ここに、Δl : PC 鋼材のセット量 (mm)

A_{EP} : 図-解 8.4.1 に示す a' b' c b" a" により囲まれる面積 (N · mm)

A_p : PC 鋼材の断面積 (mm²)

E_p : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

したがって、A_{EP} が Δl · A_p · E_p と等しくなる c 点を図上で求め、cb" a" 線を定めれば、この線がセットにより生じる PC 鋼材引張力の減少量を考慮した PC 鋼材引張力の分布となる。

(6) 有効プレストレス力 P₀ は、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮と PC 鋼材の見かけのリラクセーションによるプレストレス力の減少量をプレストレスリング直後のプレストレス力より減ずることによって求めてよい。

コンクリートと PC 鋼材との間に付着がある場合、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材引張応力度の減少量は、式 (解 8.4.7) により算出してよい。

$$\Delta \sigma_{pq} = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}}} \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (解 8.4.7)$$

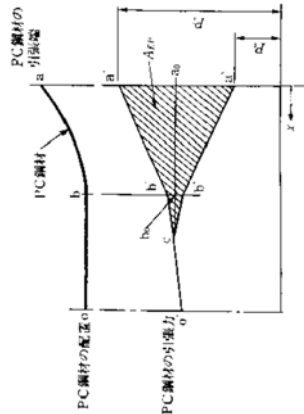


図-解 2.2.11 セットにより生じる PC 鋼材引張力の減少量

この場合、a' b' c' と a" b" c" は水平軸 ca₀ に対して対称となり、a' b' c b" a" により囲まれる面積 A_{EP} を A_p · E_p で除いたものが定着具のセット量を表すものである (式 (解 2.2.6) 参照)。

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_p \cdot E_p} \dots\dots\dots (解 2.2.6)$$

ここに、Δl : PC 鋼材のセット量 (mm)

A_{EP} : 図-解 2.2.11 に示す a' b' c b" a" により囲まれる面積 (N · mm)

A_p : PC 鋼材の断面積 (mm²)

E_p : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

したがって、A_{EP} が Δl · A_p · E_p と等しくなる c 点を図上で求め、cb" a" 線を定めれば、この線がセットにより生じる PC 鋼材引張力の減少量を考慮した PC 鋼材引張力の分布となる。

(6) 有効プレストレス力 P₀ は、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮と、PC 鋼材の見かけのリラクセーションによるプレストレス力の減少量を、プレストレスリング直後のプレストレス力より減ずることによって求めてよい。

コンクリートと PC 鋼材との間に付着がある場合、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材引張応力度の減少量は、式 (解 2.2.7) により算出してよい。

$$\Delta \sigma_{pq} = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}}} \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (解 2.2.7)$$

改定案 (8章)	現行	備考
<p>ここに、$\Delta\sigma_{pp}$: コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材応力度の減少量 (N/mm²)</p> <p>φ : III編 4.2.3 に示すコンクリートのクリープ係数</p> <p>ε_s : III編 4.2.3 に示すコンクリートの乾燥収縮度</p> <p>n : ヤング係数比 $n = \frac{E_p}{E_c}$</p> <p>E_p : III編 4.2.3 に示す PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)</p> <p>E_c : III編 4.2.3 に示すコンクリートのヤング係数 (N/mm²)</p> <p>σ_{cp} : PC 鋼材図心位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力 (N/mm²)。この場合の持続荷重は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び死荷重とする。</p> <p>σ_{pt} : プレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_{cpt} : PC 鋼材図心位置におけるプレストレッシング直後のコンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)</p> <p>ただし、死荷重の一部がプレストレス導入後に作用する場合には、必要に応じてその影響を考慮するのがよい。</p> <p>また、外ケーブル構造のように PC 鋼材とコンクリートとの間に付着がない場合は、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材引張応力度の減少量は、付着がないことの影響を考慮して算出することが望ましい。</p> <p>PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度の減少量は、式 (解 8.4.8) により算出してよい。</p> $\Delta\sigma_{py} = \gamma \cdot \sigma_{pt} \dots\dots\dots (解 8.4.8)$ <p>ここに、$\Delta\sigma_{py}$: PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度の減少量 (N/mm²)</p> <p>γ : III編 4.2.3 に規定する PC 鋼材の見かけのリラクセーション率</p> <p>σ_{pt} : プレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度 (N/mm²)</p> <p>なお、有効プレストレス力として、必要に応じてコンクリートのクリープ等の終了する前のプレストレス力についても考慮する必要がある。</p> <p>(7) 不静定構造の場合には、一般に、プレストレス力による部材の変形が拘束されるため、不静定力が生じる。したがって、断面の応力度の算出にあたっては、この不静定力を考慮する必要がある。</p> <p>プレストレス力を用いた直後に発生する不静定力は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮及び PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材の引張力の減少に伴い変化する。この変化量は断面ごとに異なるものであり、最終の不静定力を厳密に求めるためには非常に</p>	<p>ここに、$\Delta\sigma_{pp}$: コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材応力度の減少量 (N/mm²)</p> <p>φ : 表-2.2.7 に示すコンクリートのクリープ係数</p> <p>ε_s : 表-2.2.8 に示すコンクリートの乾燥収縮度</p> <p>n : ヤング係数比 $n = \frac{E_p}{E_c}$</p> <p>E_p : 表-3.3.1 に示す PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)</p> <p>E_c : 表-3.3.3 に示すコンクリートのヤング係数 (N/mm²)</p> <p>σ_{cp} : PC 鋼材図心位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力 (N/mm²)。この場合の持続荷重は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び死荷重とする。</p> <p>σ_{pt} : プレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_{cpt} : PC 鋼材図心位置におけるプレストレッシング直後のコンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)</p> <p>ただし、死荷重の一部がプレストレス導入後に作用する場合には、必要に応じてその影響を考慮するのがよい。</p> <p>また、外ケーブル構造のように PC 鋼材とコンクリートとの間に付着がない場合は、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材引張応力度の減少量は、付着がないことの影響を考慮して算出することが望ましい。</p> <p>PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度の減少量は、式 (解 2.2.8) により算出してよい。</p> $\Delta\sigma_{py} = \gamma \cdot \sigma_{pt} \dots\dots\dots (解 2.2.8)$ <p>ここに、$\Delta\sigma_{py}$: PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度の減少量 (N/mm²)</p> <p>γ : 表-3.3.2 に規定する PC 鋼材の見かけのリラクセーション率</p> <p>σ_{pt} : プレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度 (N/mm²)</p> <p>なお、有効プレストレス力として、必要に応じてコンクリートのクリープ等の終了する前のプレストレス力についても考慮する必要がある。</p> <p>(7) 不静定構造の場合には、一般に、プレストレス力による部材の変形が拘束されるため、不静定力が生じる。したがって、断面の応力度の算出にあたっては、この不静定力を考慮する必要がある。</p> <p>プレストレス力を用いた直後に発生する不静定力は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮及び PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材の引張力の減少に伴い変化する。この変化量は断面ごとに異なるものであり、最終の不静定力を厳密に求めるためには非</p>	<p>ここに、$\Delta\sigma_{pp}$: コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材応力度の減少量 (N/mm²)</p> <p>φ : 表-2.2.7 に示すコンクリートのクリープ係数</p> <p>ε_s : 表-2.2.8 に示すコンクリートの乾燥収縮度</p> <p>n : ヤング係数比 $n = \frac{E_p}{E_c}$</p> <p>E_p : 表-3.3.1 に示す PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)</p> <p>E_c : 表-3.3.3 に示すコンクリートのヤング係数 (N/mm²)</p> <p>σ_{cp} : PC 鋼材図心位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力 (N/mm²)。この場合の持続荷重は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び死荷重とする。</p> <p>σ_{pt} : プレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_{cpt} : PC 鋼材図心位置におけるプレストレッシング直後のコンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)</p> <p>ただし、死荷重の一部がプレストレス導入後に作用する場合には、必要に応じてその影響を考慮するのがよい。</p> <p>また、外ケーブル構造のように PC 鋼材とコンクリートとの間に付着がない場合は、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材引張応力度の減少量は、付着がないことの影響を考慮して算出することが望ましい。</p> <p>PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度の減少量は、式 (解 2.2.8) により算出してよい。</p> $\Delta\sigma_{py} = \gamma \cdot \sigma_{pt} \dots\dots\dots (解 2.2.8)$ <p>ここに、$\Delta\sigma_{py}$: PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度の減少量 (N/mm²)</p> <p>γ : 表-3.3.2 に規定する PC 鋼材の見かけのリラクセーション率</p> <p>σ_{pt} : プレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度 (N/mm²)</p> <p>なお、有効プレストレス力として、必要に応じてコンクリートのクリープ等の終了する前のプレストレス力についても考慮する必要がある。</p> <p>(7) 不静定構造の場合には、一般に、プレストレス力による部材の変形が拘束されるため、不静定力が生じる。したがって、断面の応力度の算出にあたっては、この不静定力を考慮する必要がある。</p> <p>プレストレス力を用いた直後に発生する不静定力は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮及び PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材の引張力の減少に伴い変化する。この変化量は断面ごとに異なるものであり、最終の不静定力を厳密に求めるためには非</p>

煩雑な計算が必要となるが、その結果は一般に小さな値となる。コンクリートを均一のと仮定し、PC鋼材の引張力の時間的変化のみを考慮して厳密な計算を行った結果では、PC鋼材引張力の変化による不静定力はプレストレッシング直後の不静定力の10%程度で異符号となる。また、この条文に規定する方法によって算出すると、この不静定力はプレストレッシング直後の値の10%から15%となり厳密計算との差を無視できる。一方、各断面の有効係数 $\eta (= P_e/P_t)$ の値は、一般に80%から85%程度であるが、部材全体にわたる平均値はこれより大きい値となる。したがって、一般の場合には条文に規定する方法によってよい。

プレストレス力による不静定力は、構造系に変化があるなしかかわらず近似的には同様に扱ってよいと考えられるので、構造系に変化がある場合でも、有効係数の平均値を用いて有効プレストレス力による不静定力を算出してよい。

8.5 コンクリートのクリープの影響

- (1) コンクリートのクリープによる影響は、クリープひずみとして考慮するものとする。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリートのクリープひずみを、Ⅲ編 4.2.3に従い算出する。
- (4) コンクリートのクリープの影響により生じる不静定力は、次の規定により算出する。

1) 構造系に変化がない場合

構造物全体を一度に支保工上で施工し、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がない場合には、コンクリートのクリープの影響は一般に考慮しなくてよい。

2) 構造系に変化がある場合

構造物全体を一度に施工せず、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がある場合には、コンクリートのクリープの影響による不静定力は(3)による値を用いて算出する。なお、この場合に考慮する持続荷重は死荷重、プレストレス力及び乾燥収縮の影響とする。

常に煩雑な計算が必要となるが、その結果は一般に小さな値となる。コンクリートを均一のと仮定し、PC鋼材の引張力の時間的変化のみを考慮して厳密な計算を行った結果では、PC鋼材引張力の変化による不静定力はプレストレッシング直後の不静定力の10%程度で異符号となる。また、この条文に規定する方法によって算出すると、この不静定力はプレストレッシング直後の値の10%から15%となり厳密計算との差を無視できる。一方、各断面の有効係数 $\eta (= P_e/P_t)$ の値は、一般に80%から85%程度であるが、部材全体にわたる平均値はこれより大きい値となる。したがって、一般の場合には条文に規定する方法によってよい。

プレストレス力による不静定力は、構造系に変化があるなしかかわらず近似的には同様に扱ってよいと考えられるので、構造系に変化がある場合でも、有効係数の平均値を用いて有効プレストレス力による不静定力を算出してよい。

2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

- (1) コンクリート部材の設計においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)から(7)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) コンクリートのクリープひずみは式 (2.2.1) により算出する。

$$\epsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、 ϵ_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

σ_c : 持続荷重による応力度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

φ : コンクリートのクリープ係数

- (4) プレストレスの減少量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表-2.2.7の値を標準とする。

表-2.2.7 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材齢(日)	4~7	14	28	90	365
クリープ	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7
					1.2

係数	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4
----	----------------	-----	-----	-----	-----	-----

(6) (4)又は(5)の規定により難い場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材料や材齢等を考慮して別途にコンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度を定める。

(7) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響により生じる不静定力は、次の規定により算出する。

1) 構造系に変化がない場合

構造物全体を一度に支保工上で施工し、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がない場合においては、コンクリートのクリープの影響は一般に考慮しなくてよい。乾燥収縮の影響による不静定力を算出する場合には、コンクリートの乾燥収縮度を 15×10^{-5} とする。ただし、軸方向鋼材量が部材のコンクリート断面積の 0.5%未満の場合には乾燥収縮度を 20×10^{-5} とする。

2) 構造系に変化がある場合

構造物全体を一度に施工せず、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がある場合においては、コンクリートのクリープの影響による不静定力は(4)又は(6)に規定する値を用いて算出する。なお、この場合に考慮する持続荷重は死荷重、プレストレス力及び乾燥収縮の影響とする。また、乾燥収縮の影響による不静定力は(6)の規定により算出する。

(1) コンクリート部材のほか鋼桁とコンクリート床版の合成作用を考慮する部材については、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を考慮しなければならない。なお、鉄筋コンクリート部材では特に鉄筋量が多い場合を除き、静定構造物の部材における鉄筋の応力度の算出においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響は考慮しなくてもよい。

(3) コンクリートのクリープひずみについては、作用する持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の40%程度以下の場合、式(2.2.1)が成立すると考えてよい。一般には、コンクリートの圧縮強度の40%を超える持続荷重による応力度が作用することはないので、式(2.2.1)が用いられるが、40%を超える場合には別途試験等によりクリープひずみを定める必要がある。

(4) コンクリートのクリープひずみは、図-解2.2.12に示すように、作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和であると考えられる。一般に、プレストレスの減少量を算出する場合は、クリープひずみをこれら2成分に分けて算出しても、又は分けずに算出しても結果的に大差ないので、表2.2.7に示すクリープ

(1) コンクリート部材のほか鋼桁とコンクリート床版の合成作用を考慮する部材については、コンクリートのクリープの影響を考慮しなければならない。なお、鉄筋コンクリート部材では軸方向鉄筋量が特に多い場合を除き、静定構造物の部材における鉄筋の応力度の算出においてはコンクリートのクリープの影響は考慮しなくてもよい。

(3) III編4.2.3(4)の解説による。

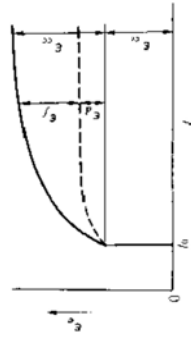
(4) コンクリートのクリープによる変形が拘束される不静定構造物では、この拘束によって不静定力が生じるが、この項はこれらの考え方の基本を示したものである。

1) 連続桁を一度に施工する場合のように、施工期間中と施工後の構造系に変化がない場合には、コンクリートのクリープ特性は構造物全体を通じて同一とみなすことができ

改定案（8章）	現行	備考
<p>る。この場合、クリーブひずみと応力度の関係は、一般にⅢ編の式（4.2.2）で表わされているため、クリーブによる影響は、コンクリートのヤング係数が一般に減少したと考えることができる。すなわち、クリーブによって変形が増加するのみで、クリーブによる断面力は生じない。ただし、プレストレストコンクリート斜張橋等では、桁を一度に施工した場合でも斜材にはクリーブ性状の異なる材料を使用するため、クリーブによって不静定力が生じるので注意する必要がある。</p> <p>また、長支間のアーチ橋等では、クリーブによる変形が断面力に影響するため、その影響を考慮して断面力を算定する必要がある。</p> <p>構造系に変化がない場合の乾燥収縮による不静定力は、コンクリートの材齢が若い時点から発生すると考えられ、実際の乾燥収縮度は条文に規定する値よりも大きい。しかも、乾燥収縮によって生じる不静定力はコンクリートのクリーブのためには弾性理論で計算した値よりもかなり小さくなるので、コンクリートの乾燥収縮度は16×10^{-5}の値を用いることとしている。したがって、一般にはこれらにさらにクリーブの影響を考慮してはならない。</p>	<p>係数をそのまま用いてよい(2.2.4(6)解説参照)。なお、持続荷重を載荷したときのコンクリートの材齢が表-2.2.7に示す値の間にある場合のクリーブ係数は直線補間による値を用いてよい。</p> <p>(6) プレテンション部材等のように、特にコンクリート材齢の若い時期にプレストレストレングを行う場合、コンクリート床版との合成作用を考慮する鋼桁橋のようにコンクリートのクリーブ差及び乾燥収縮差の影響を考慮する場合等(4)及び(5)により難い場合は、条文中に示す諸要因を考慮して試験により別途定める必要がある。試験によらない場合は、次に示す方法によって定めてもよい。なお、PHC杭については、工場製品であり一般のコンクリートと比較して高強度であることや、養生方法も異なることにより、試験によって求めるのがよいが、一般にクリーブ係数は2.0、乾燥収縮度は20×10^{-5}としてよい。</p> <p>1) クリーブ係数</p> $\varphi(t, t_0) = \varphi_{d0} \cdot \beta_d(t - t_0) + \varphi_{r0} \{ \beta_r(t) - \beta_r(t_0) \} \dots \dots \dots \text{(解 2.2.9)}$ <p>ここに、</p> <p>$\varphi(t, t_0)$: 材齢t_0日に持続荷重が載荷されたコンクリートの、材齢t日におけるクリーブ係数</p> <p>t_0及びt : 持続荷重が載荷される時及びクリーブ係数の値を算出する時のコンクリートの材齢(日)。コンクリートの温度及びセメントの種類により式(解2.2.10)で補正した値を用いる。</p> <p>t_0又はt (解 2.2.10)</p> $\alpha = \begin{cases} 2.0 \dots \dots \text{早強ポルトランドセメント} \\ 1.0 \dots \dots \text{普通ポルトランドセメント} \end{cases}$ <p>T : コンクリートの温度(°C)</p> <p>$\Delta t'$: コンクリート温度が$T^\circ\text{C}$である期間の日数(日)</p> <p>φ_{d0} : 持続荷重を取り除くときと時間の経過とともに回復するひずみ(遅れ弾性ひずみ、図-解2.2.12参照)に対するクリーブ係数で、一般に0.4としてよい。</p> <p>$\beta_d(t - t_0)$: 持続荷重載荷後の経過日数($t - t_0$)に関する関数で、図-解2.2.13に示す値を用いてよい。ただし、持続荷重載荷後の経過日数($t - t_0$)が3か月を超える場合は$\beta_d(t - t_0) = 1$としてよい。</p> <p>φ_{r0} : 持続荷重を取り除いても回復しないクリーブひずみ(フロアーひずみ、図-解2.2.12参照)に対するクリーブ係数で、環境条件に応じて表-解2.2.2に示す値を用いてよい。</p> <p>$\beta_r(t)$: コンクリートの材齢t(日)及び式(解2.2.11)に示す部材の仮想厚さh_{gr}に関する関数であり、図-解2.3.14に示す値を用いてよい。</p>	

$$h_{th} = \lambda \cdot \frac{A_c}{u} \dots\dots\dots (解 2.2.11)$$

- h_{th} : 部材の仮想厚さ (mm)
- λ : 環境条件に関する係数で、表-解 2.2.2 に示す値を用いてよい。
- A_c : 部材の断面積 (mm²)
- u : 外気に接する部材の周長 (mm)



- ここに、 ϵ_c : コンクリートのひずみ
 ϵ_{ce} : コンクリートの弾性ひずみ
 ϵ_{cs} : コンクリートのクリープひずみ
 ϵ_f : コンクリートの回復しないひずみ (フロアひずみ)
 ϵ_d : コンクリートの回復するひずみ (遅れ弾性ひずみ)
 t : コンクリートの齢
 t_0 : 持続荷重載荷時のコンクリートの齢

図-解 2.2.12 コンクリートのクリープひずみ

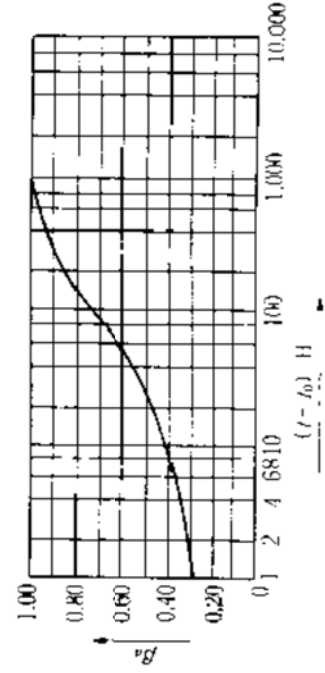


図-解 2.2.13 $\beta_d(t-t_0)$ の値

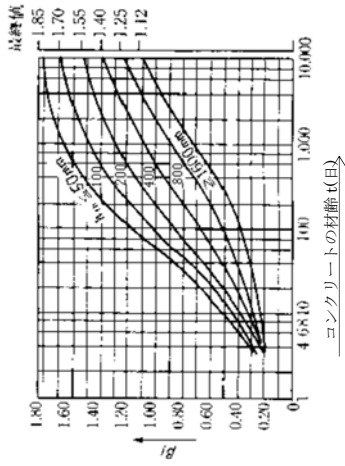


図-解 2.2.14 $\beta_f(t)$ の値

表-解 2.2.2 環境条件による φ_{f0} と λ の値

環境条件	φ_{f0}	λ
水中	0.8	60
相対湿度 90%	1.3	10
" 70%	2.0	3
" 40%	3.0	2

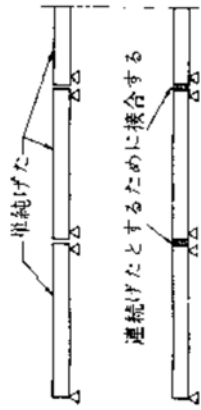
(注) コンクリートのスランズが 50~100mm 程度の場合に適用する。

(7) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による変形が拘束される不静定構造物では、この拘束によって不静定力が生じるが、この項はこれらの考え方の基本を示したものである。

1) 連続桁を一度に施工する場合のように、施工期間中と施工後の構造系に変化がない場合には、コンクリートのクリープ特性は構造物全体を通じて同一とみなすことができる。この場合、クリープひずみと応力度の関係は、一般に式 (2.2.1) で表わされているため、クリープによる影響は、コンクリートのヤング係数が一律に減少したと考えることができる。すなわち、クリープによって変形が増加するのみで、クリープによる断面力は生じない。ただし、プレストレストコンクリート斜張橋等では、桁一度に施工した場合でも斜材にはクリープ性状の異なる材料を使用するため、クリープによって不静定力が生じるので注意する必要がある。

また、長支間のアーチ橋等では、クリープによる変形が断面力に影響するため、その影響を考慮して断面力を算定する必要がある。

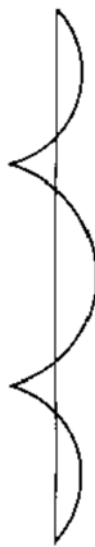
改定案 (8章)	現行	備考
<p>2) 構造系に変化がある場合とは、例えば、</p> <p>① プレキヤスト単純桁を架設し、後に支点上でこれらを結合して連続桁とする場合 (図-解 8.5.1)</p> <p>② 片持式架設を行い、最後に先端を閉合して連続桁を形成する場合</p> <p>③ 連続桁を1径間ごとに、支保工を転用しながら施工する場合</p> <p>等のように、施工中の静定構造系から不静定構造系に変化した時、又は不静定次数が変化したりする場合のことをいう。</p> <p>構造系が変化した後では、変化する前の構造系におけるクリープ変形が拘束されるため、クリープが進行するとともに、新しく不静定力が発生する(図-解 8.5.1)。このクリープによる不静定力は厳密には構造系が変化する時のコンクリートの材齢から構造系各部のクリープ係数を求め、持続荷重による断面力を変換して算出されるものである。</p> <p>しかし、厳密な方法は、構造系が変化する回数が増えるに従って複雑になる。クリープによる不静定力を近似的に計算する方法として、式(解 8.5.1)によりクリープによる反力の変化量を計算し、不静定力を算出する方法がある。</p> $\Delta R_{\phi} = (R_0 - R_1)(1 - e^{-\phi}) \dots \dots \dots \text{(解 8.5.1)}$ <p>ここに、ΔR_{ϕ} : コンクリートのクリープによる反力の変化量 (N)</p> <p>R_0 : 最終構造系を一度に施工すると仮定した場合の死荷重及びプレストレスによる反力(N)</p> <p>R_1 : 最終構造系になる前の構造における死荷重及びプレストレスによる反力 (N)</p> <p>ϕ : 最終構造系が完成した後の各材材におけるクリープ係数の平均値</p>	<p>構造系に変化がない場合の乾燥収縮による不静定力は、コンクリートの材齢が若い時点から発生すると考えられ、実際の乾燥収縮度は条文に規定する値よりも大きい。しかし、乾燥収縮によって生じる不静定力はコンクリートのクリープのために弾性理論で計算した値より小さくなるので、コンクリートの乾燥収縮度は 15×10^{-5} の値を用いることとしている。したがって、一般にはこれらにさらにクリープの影響を考慮してはならない。</p> <p>2) 構造系に変化がある場合とは、例えば、</p> <p>① プレキヤスト単純桁を架設し、後に支点上でこれらを結合して連続桁とする場合 (図-解 2.2.16)</p> <p>② 片持式架設を行い、最後に先端を閉合して連続桁を形成する場合</p> <p>③ 連続桁を1径間ごとに、支保工を転用しながら施工する場合</p> <p>等のように、施工中の静定構造系から不静定構造系に変化した時、又は不静定次数が変化したりする場合のことをいう。</p> <p>構造系が変化した後では、変化する前の構造系におけるクリープ変形が拘束されるため、クリープが進行するとともに、新しく不静定力が発生する(図-解 2.2.16)。このクリープによる不静定力は厳密には構造系が変化する時のコンクリートの材齢から構造系各部のクリープ係数を求め、持続荷重による断面力を変換して算出されるものである。</p> <p>しかし、厳密な方法は、構造系が変化する回数が増えるに従って複雑になる。クリープによる不静定力を近似的に計算する方法として、式(解 2.2.14)によりクリープによる反力の変化量を計算し、不静定力を算出する方法がある。</p> $\Delta R_{\phi} = (R_0 - R_1)(1 - e^{-\phi}) \dots \dots \dots \text{(解 2.2.14)}$ <p>ここに、ΔR_{ϕ} : コンクリートのクリープによる反力の変化量 (N)</p> <p>R_0 : 最終構造系を一度に施工すると仮定した場合の死荷重及びプレストレスによる反力(N)</p> <p>R_1 : 最終構造系になる前の構造における死荷重及びプレストレスによる反力 (N)</p> <p>ϕ : 最終構造系が完成した後の各材材におけるクリープ係数の平均値</p> <p>また、構造系が変化する場合の乾燥収縮による不静定力を厳密に計算するためには、構造系ごとに、施工期間ごとの不静定力を算出し、合計する必要がある。しかし、乾燥収縮による不静定力があまり大きくないと考えられる場合には、近似的に最終構造系についての乾燥収縮による不静定力を用いてもよい。</p>	



連続桁とするために接合する



(1) 各径間を単純げたとして架設した場合の曲げモーメント図

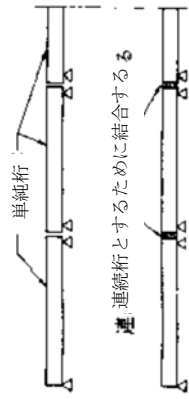


(2) 各径間を支保工上で1体として架設した場合の曲げモーメント図 (2)の曲げモーメント図 (1)の曲げモーメント図



(3) (1)の状態を施工途中で(2)の状態に構造を変更した場合、曲げモーメント図は斜線部の範囲内で変化する。

図-解 8.5.1 単純桁を支点上で結合して連続桁とする場合



連続桁とするために結合する



(1) 各径間を単純桁として架設した場合の曲げモーメント図



(2) 各径間を支保工上で1体として架設した場合の曲げモーメント図 (2)の曲げモーメント図 (1)の曲げモーメント図



(3) (1)の状態を施工途中で(2)の状態に構造を変更した場合、曲げモーメント図は斜線部の範囲内で変化する。

図-解 2.2.16 単純桁を支点上で結合して連続桁とする場合

8.6 コンクリートの乾燥収縮の影響

- (1) コンクリートの乾燥収縮の影響は、乾燥収縮によるひずみ（コンクリートの乾燥収縮度）として考慮するものとする。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度をⅢ編 4.2.3に従い設定する。
- (4) コンクリートの乾燥収縮の影響により生じる不静定力は、1)又は2)により算出する。
 - 1) 構造系に変化がない場合
 構造物全体を一度に支保工上で施工し、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がない場合には、Ⅲ編 4.2.3の規定によらず、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの乾燥収縮度を 15×10^{-5} とする。ただし、軸方向鋼材量が部材のコンクリート断面積の 0.5%未満の場合には乾燥収縮度を 20×10^{-5} とする。
 - 2) 構造系に変化がある場合
 構造物全体を一度に施工せず、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がある場合には、Ⅲ編 4.2.3の規定によらず、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材料や材齢等を考慮して別途にコンクリートの乾燥収縮度を定め、不静定力を算出する。なお、この場合に考慮する持続荷重は死荷重、プレストレス力及び乾燥収縮の影響とする。

2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

- (1) コンクリート部材の設計においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)から(7)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (5) プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表-2.2.8の値を標準とする。

表-2.2.8 コンクリートの乾燥収縮度
 (普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢(日)	4~7	28	90	365
乾燥収縮度	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

- (6) (4)又は(5)の規定により難しい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材料や材齢等を考慮して別途にコンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度を定める。
- (7) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響により生じる不静定力は、次の規定により算出する。
 - 1) 構造系に変化がない場合
 構造物全体を一度に支保工上で施工し、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がない場合には、コンクリートのクリープの影響は一般に考慮しなくてよい。乾燥収縮の影響による不静定力を算出する場合には、コンクリートの乾燥収縮度を 15×10^{-5} とする。ただし、軸方向鋼材量が部材のコンクリート断面積の 0.5%未満の場合には乾燥収縮度を 20×10^{-5} とする。
 - 2) 構造系に変化がある場合
 構造物全体を一度に施工せず、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がある場合には、コンクリートのクリープの影響による不静定力は(4)又は(6)に規定する値を用いて算出する。なお、この場合に考慮する持続荷重は死荷重、プレストレス力及び乾燥収縮の影響とする。また、乾燥収縮の影響による不静定力は(6)の規定により算出する。

(1) コンクリート部材のほか鋼筋とコンクリート床版の合成作用を考慮する部材については、コンクリートの乾燥収縮の影響を考慮しなければならない。なお、鉄筋

備考	現行	改定案（8章）
	<p>コンクリート部材では特に鉄筋量が多い場合を除き、<u>静定構造物の部材における鉄筋の応力度の算出においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響は考慮しなくてもよい。</u></p> <p>(5) <u>コンクリートの収縮は厳密に区別すると、コンクリート中の水分が乾燥によって外部に逸散する際に生じるもの、セメントの水和によりコンクリート中の水分が消費することによって生じるもの（自己収縮）等に分類される。ここでいう乾燥収縮はこれらを含んだものである。ただし、特に水セメント比が小さいと自己収縮が大きくなることがあるの</u><u>ので、このような場合は「コンクリート標準示方書〔設計編〕」（土木学会、平成20年3月）により乾燥収縮を算出してもよい。</u></p> <p><u>表-2.2.8に示したコンクリートの乾燥収縮度は、相対湿度70%、部材の仮想厚さが400mm程度の場合を想定して定められたものであり、プレストレスの減少量を算出する場合は一般にこの値を用いて差し支えない。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材齢が表-2.2.8に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は、直線補間による値を用いてよい。</u></p> <p>(7) <u>コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による変形が拘束される不静定構造物では、この拘束によって不静定力が生じるが、この項はこれらの考え方の基本を示したものである。</u></p> <p>1) <u>連続桁を一度に施工する場合のように、施工期間中と施工後の構造系に変化がない場合には、コンクリートのクリープ特性は構造物全体を通じて同一とみなすことができる。この場合、クリープひずみと応力度の関係は、一般に式(2.2.1)で表わされているため、クリープによる影響は、コンクリートのヤング係数が一律に減少したと考えることができる。すなわち、クリープによって変形が増加するのみで、クリープによる断面力は生じない。ただし、プレストレストコンクリート斜張橋等では、桁を一度に施工した場合でも斜材にはクリープ性状の異なる材料を使用するため、クリープによって不静定力が生じるので注意する必要がある。</u></p> <p><u>また、長支間のアーチ橋等では、クリープによる変形が断面力に影響するため、その影響を考慮して断面力を算定する必要がある。</u></p> <p><u>構造系に変化がない場合の乾燥収縮による不静定力は、コンクリートの材齢が若い時点から発生すると考えられ、実際の乾燥収縮度は条文に規定する値よりも大きい。しかし、乾燥収縮によって生じる不静定力はコンクリートのクリープのために弾性理論で計算した値より小くなるので、コンクリートの乾燥収縮度は15×10^{-5}の値を用いることとした。したがって、一般にはこれらにさらにクリープの影響を考慮してはならない。</u></p> <p>2) <u>構造系に変化がある場合とは、例えば、</u></p> <p>① <u>プレキャスト単純桁を架設し、後に支点上でこれらを結合して連続桁とする場合</u> (図-解2.2.16)</p> <p>② <u>片持式架設を行い、最後に先端を閉合して連続桁を形成する場合</u></p>	<p>では特に鉄筋量が多い場合を除き、<u>静定構造物の部材における鉄筋の応力度の算出においては、コンクリートの乾燥収縮の影響は考慮しなくてもよい。</u></p> <p>(3) <u>III編4.2.3(4)の解説による。</u></p> <p>(4) <u>コンクリートの乾燥収縮による変形が拘束される不静定構造物では、この拘束によって不静定力が生じるが、この項はこれらの考え方の基本を示したものである。</u></p> <p><u>構造系に変化がない場合の乾燥収縮による不静定力は、コンクリートの材齢が若い時点から発生すると考えられ、実際の乾燥収縮度は条文に規定する値よりも大きい。しかし、乾燥収縮によって生じる不静定力はコンクリートのクリープのために弾性理論で計算した値より小くなるので、コンクリートの乾燥収縮度は15×10^{-5}の値を用いることとした。したがって、一般にはこれらにさらにクリープの影響を考慮してはならない。</u></p>

改定案（8章）	現行	備考
<p>③ 連続桁を1径間ごとに、支保工を転用しながら施工する場合のように、<u>施工中の静定構造系から不静定構造系に変化した</u>り、又は不静定次数が変化したりする場合のことをいう。</p> <p>構造系が変化した後では、<u>変化する前の構造系におけるクリーブ変形が拘束されるため</u>、クリーブが進行するとともに、<u>新しく不静定力が発生する</u>（図-解2.2.16）。このクリーブによる不静定力は厳密には構造系が変化する時のコンクリートの材齢から構造系各部のクリーブ係数を求め、<u>持続荷重による断面力を考慮して算出されるものである</u>。</p> <p>しかし、<u>厳密な方法は、構造系が変化する回数が増えるに従って複雑になる</u>。</p> <p>クリーブによる不静定力を近似的に計算する方法として、式（解2.2.14）によりクリーブによる反力の変化量を計算し、<u>不静定力を算出する方法がある</u>。</p> <p>また、<u>構造系が変化する場合の乾燥収縮による不静定力を厳密に計算するために</u>は、<u>構造系ごとに、施工期間ごとの不静定力を算出し、合計する必要がある</u>。しかし、<u>乾燥収縮による不静定力があまり大きくないと考えられる場合には、近似的に最終構造系についての乾燥収縮による不静定力を用いてもよい</u>。</p> <p>(6) プレテンション部材等のように、特にコンクリート材齢の若い時期にプレストレストレングを行う場合、<u>コンクリート床版との合成作用を考慮する</u>場合等(4)及び(5)により難い場合は、<u>条文のクリーブ差及び乾燥収縮差の影響を考慮する</u>場合等(4)及び(5)により難い場合は、<u>条文に示す諸要因を考慮して試験により別途定める必要がある</u>。試験によらない場合は、<u>次に示す方法によって定めてもよい</u>。なお、PIC杭については、<u>工場製品であり一般のコンクリートと比較して高強度であることや、養生方法も異なることにより、試験によって求めるのがよいが、一般にクリーブ係数は2.0、乾燥収縮度は20×10^{-5}としてよい</u>。</p> <p>2) 乾燥収縮</p> $\epsilon_{cs}(t, t_0) = \epsilon_{s0} \cdot \beta_s(t - t_0) \dots \dots \dots \text{ (解 2.2.12)}$ <p>ここに、$\epsilon_{cs}(t, t_0)$: コンクリートの乾燥開始材齢t_0日から材齢tまでの乾燥収縮度 t_0及びt : 湿潤養生されて硬化した、ポルトランドセメントを用いたコンクリートの材齢 (日)。コンクリート温度によって、式（解2.2.13）により補正する値を用いる。</p> $t_0 \text{又は } t \dots \dots \dots \text{ (解 2.2.13)}$ <p>T : コンクリートの温度 (°C)</p>	<p>構造系が変化する場合の乾燥収縮による不静定力を厳密に計算するためには、<u>各構造系で、施工期間ごとの不静定力を算出し、合計する必要がある</u>。しかし、<u>乾燥収縮による不静定力があまり大きくないと考えられる場合には、近似的に最終構造系についての乾燥収縮による不静定力を用いてもよい</u>。</p> <p>なお、<u>部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材齢や材齢を考慮してコンクリートの乾燥収縮度を定める場合の方法については、III編4.2.3の解説による</u>。</p>	

$\Delta t'$: コンクリートの温度が T °C である期間の日数 (日)

ϵ_{s0} : コンクリートの基本乾燥収縮ひずみであり、環境条件に応じて表-解 2.2.3 に示す値を用いてよい。

$\beta_s(t)$: コンクリートの材齢 t 日及び部材の仮想厚さ h_{ef} 式 (解 2.2.11) により算出される) に関する関数であり、図-解 2.2.15 に示す値を用いてよい。

表-解 2.2.3 環境条件による ϵ_{s0} の値

環境条件	ϵ_{s0}
水	-10×10^{-5}
相対湿度 90%	$+10 \times 10^{-5}$
"	$+25 \times 10^{-5}$
"	$+50 \times 10^{-5}$

(注) コンクリートのスランブが 50~100mm 程度の場合に適用する。

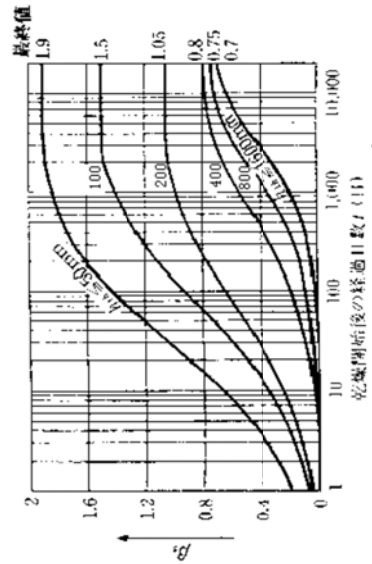


図-解 2.2.15 $\beta_s(t)$ の値

近年、コンクリートの過大な収縮が原因と見られるひび割れとたわみによる問題が生じたことから、骨材の種類がコンクリートの乾燥収縮量に多大な影響を及ぼすことがあるとの認識が一般に広まってきた。コンクリートの乾燥収縮ひずみの大きさが設計で考慮した範囲を超えると、設計で見込んだプレストレスが導入されないこととなる。また不静定力も設計で考慮したものと乖離するおそれがある。したがって、地域の骨材事情などにより乾燥収縮の発生が大きくなることが懸念される等の場合には、事前にコンクリートの乾燥収縮量を試験により把握する等により本条文の規定によることができるかどうかについて

改定案 (8章)	現行	備考
<p>8.7 土圧</p> <p>(1) 土圧は、構造物の種類、土質条件、構造物の変位や土に生じるひずみ の大きさ、土の力学特性の推定における不確実性等を適切に考慮して設定 しなければならない。</p> <p>(2) 地震時土圧は、V編の規定による。</p> <p>(3) 橋台の土圧の作用面は、原則として以下のとおりとする。</p> <p>1) 重方式橋台の場合は、躯体コンクリート背面とする。</p> <p>2) 逆T式橋台の場合は、壁の断面計算においては躯体コンクリート背 面、安定計算においては、後フーチング縁端での鉛直な仮想背面とす る。</p> <p>(4) (5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(5) 土圧は、壁面に働く分布荷重とし、荷重強度の特性値を以下とする。</p> <p>1) 主働土圧及び受働土圧</p> <p>i) 砂質土</p> $p_A = K_A \cdot \gamma \cdot x + K_A \cdot q \quad \dots \dots \dots (8.7.1)$ $p_P = K_P \cdot \gamma \cdot x + K_P \cdot q \quad \dots \dots \dots (8.7.2)$ <p>ii) 粘性土</p> $p_A = K_A \cdot \gamma \cdot x - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A + K_A \cdot q} \quad \dots \dots \dots (8.7.3)$ <p>ただし、$p_A \geq 0$</p> $p_P = K_P \cdot \gamma \cdot x + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_P + K_P \cdot q} \quad \dots \dots \dots (8.7.4)$ <p>ただし、</p>	<p>確認しておくことが必要である。</p> <p>なお、道路橋の場合、実際の構造物では比較的部材寸法が大きく部材内部は乾燥しにくい こと、内部に配置されている補強鋼材がコンクリートの収縮を拘束するため、従来の規定 に従って材料特性や品質が確かな骨材を用いた場合には、乾燥収縮度の値を変更しなけれ ばならないほどの大きな影響を及ぼす可能性は一般に少ないと考えられる。このことから、 明らかに、従来橋に用いられてきた骨材より大きな乾燥収縮を生じるおそれがある場合を 除き、プレストレスの減少量および不静定力を算出する際に用いる乾燥収縮度の値は従来 の規定を踏襲することとした。</p> <p>なお、コンクリート断面の表層では乾燥収縮ひずみが大きくなり、特に乾燥収縮の大きな コンクリートでは、初期の水和発熱に伴う温度応力と相まって、表面ひび割れの発生につ ながりやすく、注意が必要である。</p> <p>2.2.6 土圧</p> <p>(1) 土圧は、構造物の種類や土質条件を適切に考慮して設定しなけれ ばならない。</p> <p>(2) 地震時土圧は、耐震設計編の規定による。</p> <p>(3) (4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(4) 土圧は壁面に働く分布荷重とし、荷重強度は次のとおりとする。</p> <p>1) 可動壁</p> <p>i) 砂質土</p> $p_A = K_A \cdot \gamma \cdot x + K_A \cdot q \quad \dots \dots \dots (2.2.2)$ $p_P = K_P \cdot \gamma \cdot x + K_P \cdot q \quad \dots \dots \dots (2.2.3)$ <p>ii) 粘性土</p> $p_A = K_A \cdot \gamma \cdot x - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A + K_A \cdot q} \quad \dots \dots \dots (2.2.4)$ <p>ただし、$p_A \geq 0$</p> $p_P = K_P \cdot \gamma \cdot x + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_P + K_P \cdot q} \quad \dots \dots \dots (2.2.5)$ <p>ただし、</p>	

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2} \cdot \quad (8.7.5)$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2} \cdot \quad (8.7.6)$$

なお、 $\phi \pm \alpha < 0$ の場合には $\sin(\phi \pm \alpha) = 0$ とする。

2) 静止土圧

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot x + K_0 \cdot q \dots\dots\dots (8.7.7)$$

ここに、 γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

p_A : 深さ x における主動土圧強度 (kN/m²)

p_P : 深さ x における受働土圧強度 (kN/m²)

p_0 : 深さ x における静止土圧強度 (kN/m²)

K_A : クーロン土圧による主動土圧係数

K_P : クーロン土圧による受働土圧係数

K_0 : 静止土圧係数

x : 土圧 p_A, p_P, p_0 が壁面に作用する深さ (m)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

q : 地表載荷荷重 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

α : 地表面と水平面とのなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (度)

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2} \cdot \quad (2.2.6)$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2} \cdot \quad (2.2.7)$$

なお、 $\phi \pm \alpha < 0$ の場合には $\sin(\phi \pm \alpha) = 0$ とする。

2) 固定壁

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot x + K_0 \cdot q \dots\dots\dots (2.2.8)$$

ここに、 γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

p_A : 深さ x における主動土圧強度 (kN/m²)

p_P : 深さ x における受働土圧強度 (kN/m²)

p_0 : 深さ x における静止土圧強度 (kN/m²)

K_A : クーロン土圧による主動土圧係数

K_P : クーロン土圧による受働土圧係数

K_0 : 静止土圧係数

x : 土圧 p_A, p_P, p_0 が壁面に作用する深さ (m)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

q : 地表載荷荷重 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

α : 地表面と水平面とのなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (度)

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)

ここで用いている角度は反時計回りを正とする。

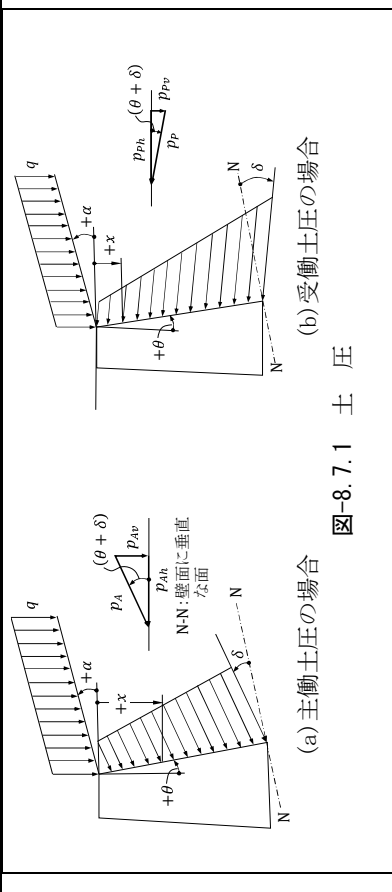


図-8.7.1 土圧

(1) 土圧がばらばらつく要因には、裏込め土の単位体積重量、内部摩擦角、粘着力、壁面摩擦角などの土質定数のばらつきがある。設計にあたっては、IV編 4.2 を参考に、これらのばらつきの影響について適切に考慮して設計に用いる土圧を算出しなければならぬ。

(2) 土自体が受ける地震の影響を考慮して算出する土圧という意味で地震時土圧という用語が用いられている。しかし、前述のとおり、許容応力度法が廃止されたこの示方書では、作用の組合せにて地震の影響を考慮するものを地震時としてグループ化したり、また、部分係数を割増すといった概念など、従来の各種設計時と設計項目が適直読み替えられているわけではないので、この条文の地震時という用語は、従来使っていた地震時という意味合いでは用いられないことを留意する。

(3) 重力式橋台のように後フーチング突出長が短い場合の土圧は、躯体コンクリート背面に直接作用させる (図-解 8.7.1 参照)。

逆 T 式橋台の土圧の作用面は、一般に後フーチングの突出長が長い場合、安定計算では図-解 8.7.2 に示す後フーチングの上載土砂 (abcd で囲まれた土砂) を躯体の一部とみなし、dc 面を仮想背面として土圧を作用させる。また、壁の断面計算では図-解 8.7.2 の a b 面を土圧の作用面とする。

地震時土圧でも同様に考え、安定計算では作用荷重として自重及び後フーチング上の載荷土とその慣性力のほか、仮想背面 (dc 面) に土圧を作用させて計算する。壁の断面計算に際しては、土圧を躯体コンクリート背面に直接作用させ、後フーチング載荷土砂の慣性力は考慮しなくてもよい。

なお、一般の場合、土圧作用面の壁面摩擦角 δ は表-解 8.7.1 としてよい。

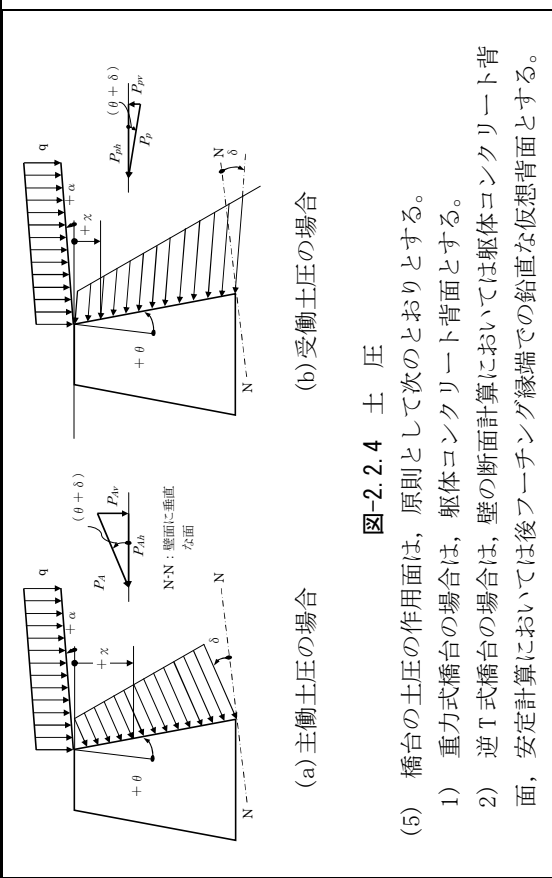


図-2.2.4 土圧

(5) 橋台の土圧の作用面は、原則として次のとおりとする。

- 1) 重力式橋台の場合は、躯体コンクリート背面とする。
- 2) 逆 T 式橋台の場合は、壁の断面計算においては躯体コンクリート背面、安定計算においては後フーチング縁端での鉛直な仮想背面とする。

(5) 重力式橋台のように後フーチング突出長が短い場合の土圧は、躯体コンクリート背面に直接作用させる (図-解 2.2.17 参照)。

逆 T 式橋台の土圧の作用面は、一般に後フーチングの突出長が長い場合、安定計算では図-解 2.2.18 に示す後フーチングの上載土砂 (abcd で囲まれた土砂) を躯体の一部とみなし、dc 面を仮想背面として土圧を作用させる。また、壁の断面計算では図-解 2.2.18 の ab 面を土圧の作用面とする。

地震時の場合にも同様に考え、安定計算では作用荷重として自重及び後フーチングの上載土砂とその慣性力のほか、仮想背面 (dc 面) に地震時土圧を作用させて計算する。壁の断面計算に際しては、地震時土圧を躯体コンクリート背面に直接作用させ、後フーチングの上載土砂の慣性力は考慮しなくてもよい。

なお、一般の場合、土圧作用面の壁面摩擦角 δ は表-解 2.2.5 としてよい。

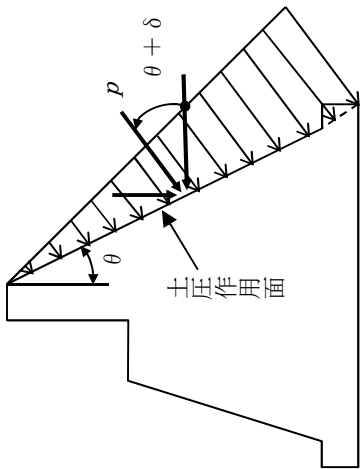


図-解 8.7.1 重力式橋台の土圧作用面

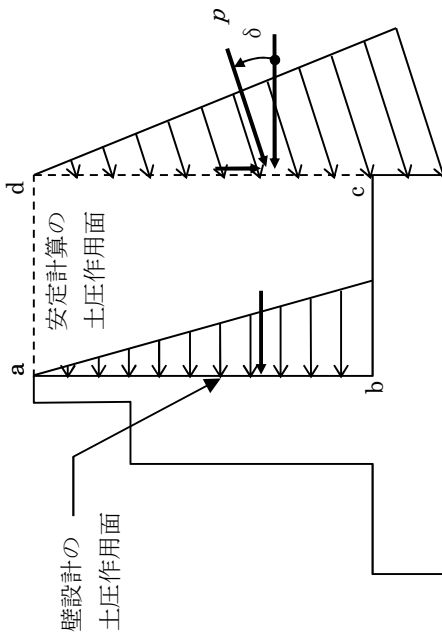


図-解 8.7.2 逆T式橋台の土圧作用面

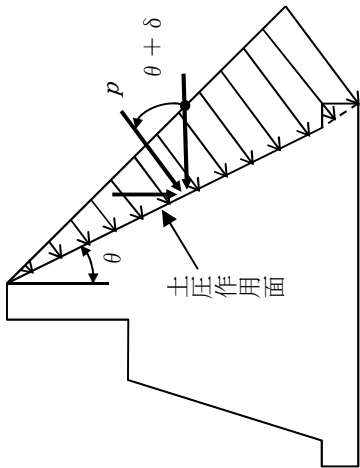


図-解 2.2.17 重力式橋台の土圧作用面

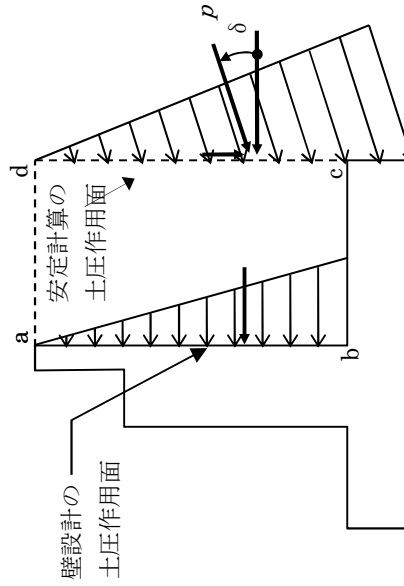


図-解 2.2.18 逆T式橋台の土圧作用面

改定案（8章）

現行

備考

表-解8.7.1 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角	
			永続作用 変動作用 (地震の影響無)	変動作用 偶発作用 (地震の影響有)
重力式橋台	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
				$\phi/2$
逆T式橋台 控え壁式橋台	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

(5) 土圧公式にはクーロン、ランキン、テルツァーギの土圧公式等、多くの式が提案されているが、構造物それ自身が剛体で、回転したり、前面に押し出されるような変位をする場合、主働土圧及び受働土圧はクーロンの土圧公式が比較的真測値に近い値を示すと言われている。しかし、鋼矢板等たわみややすい構造物に作用する土圧は複雑な曲線分布を示すので、この場合にはクーロン土圧を用いてはならない。

壁面摩擦角の符号は、下部構造の基礎は一般に強固であるから、図-8.7.1に示すように主働土圧の場合には正、受働土圧の場合には負をとるものとする。

クーロンの受働土圧は $(-\theta)$ 、 α 、 $(-\delta)$ の大きな値に対し過大となるので、受働土圧の計算の際公式の適用に次のような制限を設ける。すなわち $(-\delta)$ の値は、裏込め土のせん断抵抗角の $1/3$ とし、 α 及び $(-\theta)$ の値は最大 20° とする。

土圧の計算に使用する土の単位体積重量 γ (kN/m³)は施工箇所から採取した土質試料を用いて求めるべきであるが、概略設計の場合には表-解8.7.2の値を用いてもよい。

粘性土の場合は、主働土圧及び受働土圧の算定には粘着力の影響を考慮することとし、直接的にクーロンの土圧係数を用いて表すこととしている。しかし、一般に粘性土は含水比によって著しくその性質を変え、構造物の存置期間中の背面の粘性土の性質を的確に把握することは難しい。すなわち、設計にあたって、原位試験又は採取試験による室内試験の結果から、粘着力を求めても、その時の値を知りうるに過ぎない。このような事情から、土の粘着力を正確に推定できない場合には粘着力の影響を無視し、せん断抵抗角を小さくにとって土圧係数を求めるのがよい。

表-解2.2.5 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角 δ	
			常時 δ	地震時 δ_E
重力式橋台	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
				$\phi/2$
逆T式橋台 控え壁式橋台	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

(4) 土圧公式にはクーロン、ランキン、テルツァーギの土圧公式等、多くの式が提案されているが、構造物それ自身が剛体で、回転したり、前面に押し出されるような変位をする場合、主働土圧及び受働土圧はクーロンの土圧公式が比較的真測値に近い値を示すと言われている。しかし、鋼矢板等たわみややすい構造物に作用する土圧は複雑な曲線分布を示すので、この場合にはクーロン土圧を用いてはならない。

壁面摩擦角の符号は、下部構造の基礎は一般に強固であるから、図-2.2.4に示すように主働土圧の場合には正、受働土圧の場合には負をとるものとする。

クーロンの受働土圧は $(-\theta)$ 、 α 、 $(-\delta)$ の大きな値に対し過大となるので、受働土圧の計算の際公式の適用に次のような制限を設ける。すなわち $(-\delta)$ の値は、裏込め土のせん断抵抗角の $1/3$ とし、 α 及び $(-\theta)$ の値は最大 20° とする。

土圧の計算に使用する土の単位体積重量 γ (kN/m³)は施工箇所から採取した土質試料を用いて求めるべきであるが、概略設計の場合には表-解2.2.4の値を用いてもよい。

粘性土の場合は、主働土圧及び受働土圧の算定には粘着力の影響を考慮することとし、直接的にクーロンの土圧係数を用いて表すこととしている。しかし、一般に粘性土は含水比によって著しくその性質を変え、構造物の存置期間中の背面の粘性土の性質を的確に把握することは難しい。すなわち、設計にあたって、原位試験又は採取試験による室内試験の結果から粘着力を求めても、その時の値を知り得るに過ぎない。このような事情から、土の粘着力を正確に推定できない場合には粘着力の影響を無視し、せん断抵抗角を小さくにとって土圧係数を求めるのがよい。

改定案（8章）

表解 8.7.2 概略設計で用いる土の単位体積重量(kN/m³)の標準値の例

地盤	土質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

- (注) (1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。
 (2) 砕石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
 (3) 砂利まじり砂質土、又は砂利まじり粘性土については、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
 (4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

静止土圧係数は土質や締固めの方法によって異なり0.4~0.7程度であると言われているが、通常の砂質土や粘性土（液性限界（LL）<50）に対しては、0.5程度は考えておくのが望ましい。ただし、軟弱地盤等については、別途検討する必要がある。
 壁背面の地表に荷重が作用する場合は土圧は載荷荷重に土圧係数を乗じたものとしてよい。橋台に対する地表面載荷荷重としては、一般に $q=10\text{kN/m}^2$ としてよい。これは、橋台のように壁面寸法に対して載荷面積が大きい場合にいえることであって、実際に荷重の載荷面積が小さい場合には、深さとともに土圧強度は低減する。したがって、パラペットのように車両の輪荷重を受ける場合は一般に深さ方向の低減を考慮してよい。この場合の詳細はIV編7.4.4によるものとする。

8.8 水圧

- (1) 水圧は、水位の変動、流速、洗掘の影響及び橋脚の形状・寸法を適切に考慮して設定しなければならない。
 (2) 地震時動水圧は、V編の規定による。
 (3) (4)及び(5)による場合には(1)を満足するとみなしてよい。
 (4) 静水圧は式(8.8.1)により算出する。ただし、構造物の地中にある部分に働く水圧がこの理論水圧の値まで作用しないことが明らかかな場合は、

現行

表解 2.2.4 土の単位体積重量(kN/m³)

地盤	土質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

- (注) (1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。
 (2) 砕石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
 (3) 砂利まじり砂質土、又は砂利まじり粘性土については、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
 (4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

静止土圧係数は土質や締固めの方法によって異なり0.4から0.7程度であると言われているが、通常の砂質土や粘性土（LL<50）に対しては、0.5程度は考えておくのが望ましい。ただし、軟弱地盤等については、別途検討する必要がある。
 壁背面の地表に荷重が作用する場合は土圧は載荷荷重に土圧係数を乗じたものとしてよい。橋台に対する地表面載荷荷重としては、一般に $q=10\text{kN/m}^2$ としてよい。これは、橋台のように壁面寸法に対して載荷面積が大きい場合にいえることであって、実際に荷重の載荷面積が小さい場合には、深さとともに土圧強度は低減する。したがって、パラペットのように車両の輪荷重を受ける場合は一般に深さ方向の低減を考慮してよい。この場合の詳細は下部構造編8.4.3による。

2.2.7 水圧

- (1) 水圧は、水位の変動、流速、洗掘の影響及び橋脚の形状・寸法を適切に考慮して設定しなければならない。
 (2) 地震時動水圧は、耐震設計編の規定による。
 (3) (4)及び(5)の規定による場合には(1)を満足するとみなす。
 (4) 静水圧は式(2.2.9)により算出する。ただし、構造物の地中にある部分に働く水圧がこの理論水圧の値まで作用しないことが明らかかな場合は、

備考

改定案 (8章)

その明らかな値まで低減することができる。

$$p_h = w_0 \cdot h \dots\dots\dots (8.8.1)$$

ここに、 p_h : 水面より深さ h のときの静水圧 (kN/m²)

h : 水面よりの深さ (m)

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

(5) 流水圧を流水方向に対する橋脚の鉛直投影面積に作用する水平荷重とし、式 (8.8.2) により算出する。作用位置は河床より 0.6H とする。

$$P = K \cdot v^2 \cdot A \dots\dots\dots (8.8.2)$$

ここに、 P : 流水圧 (kN)

K : 表-8.8.1 に示す橋脚の形状によって定まる係数




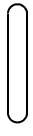
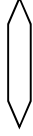

v : 最大流速 (m/s)

A : 橋脚の鉛直投影面積 (m²)

H : 水深 (m)

洗掘の影響がある場合における流水圧の算出に用いる水深は、下部構造による洗掘の影響のないときの水深に下部構造の影響によって生じる洗掘の深さと、橋の供用中に予想される全般的な河床低下量を加えた深さととする。洪水時においては、上記の水深に、洪水時の水位の増加と洪水時の洗掘深さを加えた深さととする。

表-8.8.1 橋脚の形状に応じた係数

橋脚の流水方向端部の形状	係数
→ 	0.7
→ 	
→ 	0.4
→ 	
→ 	
→ 	0.2

(2) 地震の影響を考慮して算出する水圧という意味で地震時動水圧という用語が用いられている。しかし、前述のとおり、許容応力度法が廃止されたこの示方書では、作用の組合せにて地震の影響を考慮するものを地震時としてグループ化したり、また、部分係数を割増すといった概念など、従来の各種設計時と設計項目が適宜読み替えられているわけではないので、この条文の地震時という用語は、従来使っていた地震時という意味合いでは用いられないことを留意する。

現行

その明らかな値まで低減してもよい。

$$p_h = w_0 \cdot h \dots\dots\dots (2.2.9)$$

ここに、 p_h : 水面より深さ h のときの静水圧 (kN/m²)

h : 水面よりの深さ (m)

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

(5) 流水圧は流水方向に対する橋脚の鉛直投影面積に作用する水平荷重とし、式 (2.2.10) により算出する。作用位置は河床より 0.6H とする。

$$P = K \cdot v^2 \cdot A \dots\dots\dots (2.2.10)$$

ここに、 P : 流水圧 (kN)

K : 表-2.2.9 に示す橋脚の形状により定まる係数







v : 最大流速 (m/s)

A : 橋脚の鉛直投影面積 (m²)

H : 水深 (m)

洗掘の影響がある場合における流水圧の算出に用いる水深は、下部構造による洗掘の影響のないときの水深に下部構造の影響によって生じる洗掘の深さと、橋の供用中に予想される全般的な河床低下量を加えた深さととする。洪水時においては、上記の水深に、洪水時の水位の増加と洪水時の洗掘深さを加えた深さととする。

表-2.2.9 橋脚の形状により定まる係数

橋脚の流水方向端部の形状	係数
→ 	0.7
→ 	
→ 	0.4
→ 	
→ 	
→ 	0.2

改定案（8章）	現行	備考
<p>(4) 水圧は地盤の状況によっては三角形分布とならず、ある深さから分布が異なることもあ るので、それが間隙水圧等の調査によって明らかである場合は、その値まで低減してよい こととしている。</p> <p>なお、水位の変動の著しい箇所において、実際に計画される橋台の場合には前面の水位 と裏込内の水位の間に水位差を生じることがある。このような場合には、この水位差に伴 う残留水圧を考慮する必要がある。</p> <p>(5) 流水圧</p> <p>1) 流水中にある物体に作用する力</p> <p>流水中にある物体に作用する力は、物体表面の圧力差等によるものであるが、一般に式(解 8.8.1)で表わされる。</p> $P = K'w_0 \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot A \dots\dots\dots (解 8.8.1)$ <p>ただし、P : 流水圧 (kN)</p> <p>K' : 物体の形状によって定まる係数。厳密にはレイノルズ数によって変 化するが、普通の橋脚と流速の場合はほぼ一定と考慮してよい。</p> <p>w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)</p> <p>v : 流速 (m/s)</p> <p>g : 重力加速度 (9.8m/s²)</p> <p>A : 橋脚の流水方向に対する鉛直投影面積 (m²)</p> <p>式(8.8.2)は小型模型実験により求めたK'の値と$w_0 = 9.8$ (kN/m³)、$g = 9.8$ (m/s²) を代入し、数値を整理したものである。</p> <p>上述のようにK'の値は小型模型実験より求めたもので一応の目安であるから、流水 が特に問題となるような場合は別途検討することが望ましい。(安全側 の値となるように)又は(平均的な性質を表すように)K'の値を検討するのがよい。</p> <p>2) 水路幅との関係</p> <p>式(解8.8.1)は河川等で治水上許される程度に橋脚が配置されたときの値と考慮 してよい。したがって、一般には水路幅との関係による修正は必要でないが、橋脚幅が水路 幅の1/2近くを占めるような特殊な場合は、規定の流水圧は2倍程度に増加するものと 考えてよい。</p> <p>3) 流水圧の作用位置</p> <p>流速が水面から河床まで一様である場合は、全流水圧は0.5Hのところ働くが、一 般には、流速分布は一様でないので、単純のため安全側をとって0.6Hとした。</p> <p>4) 洗掘の影響</p> <p>橋脚付近の水深は洗掘がある場合、河床は一般に図-解8.8.1のような様相を示して いると考慮してよい。条文という洪水時とは、流水圧の算出にあたって、橋が洪水の影響</p>	<p>(4) 水圧は地盤の状況によっては三角形分布とならず、ある深さから分布が異なることもあ るので、それが間隙水圧等の調査によって明らかである場合は、その値まで低減してよい こととしている。</p> <p>なお、水位の変動の著しい箇所において、実際に計画される橋台の場合には前面の水位 と裏込内の水位の間に水位差を生じることがある。このような場合には、この水位差に伴 う残留水圧を考慮する必要がある。</p> <p>(5) 流水圧</p> <p>1) 流水中にある物体に作用する力</p> <p>流水中にある物体に作用する力は、物体表面の圧力差等によるものであるが、一般に 式(解2.2.15)で表わされる。</p> $P = K'w_0 \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot A \dots\dots\dots (解 2.2.15)$ <p>ただし、P : 流水圧 (kN)</p> <p>K' : 物体の形状によって定まる係数。厳密にはレイノルズ数によって 変化するが、普通の橋脚と流速の場合はほぼ一定と考慮してよい。</p> <p>w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)</p> <p>v : 流速 (m/s)</p> <p>g : 重量の加速度 (9.8m/s²)</p> <p>A : 橋脚の流水方向に対する鉛直投影面積 (m²)</p> <p>式(2.2.10)は小型模型実験により求めたK'の値と$w_0 = 9.8$ (kN/m³)、$g = 9.8$ (m/s²)を 代入し、数値を整理したものである。</p> <p>上述のようにK'の値は小型模型実験より求めたもので一応の目安であるから、流水 圧が特に問題となるような場合は別途検討することが望ましい。</p> <p>2) 水路幅との関係</p> <p>式(解2.2.15)は河川等で治水上許される程度に橋脚が配置されたときの値と考慮 してよい。したがって、一般には水路幅との関係による修正は必要でないが、橋脚幅が 水路幅の1/2近くを占めるような特殊な場合は、規定の流水圧は2倍程度に増加するも のと考えてよい。</p> <p>3) 流水圧の作用位置</p> <p>流速が水面から河床まで一様である場合は、全流水圧は0.5Hのところ働くが、一 般には、流速分布は一様でないので、単純のため安全側をとって0.6Hとした。</p> <p>4) 洗掘の影響</p> <p>橋脚付近の水深は洗掘がある場合、河床は一般に図-解2.2.19のような様相を示して いると考慮してよい。このような場合は全流水圧は式(解2.2.16)又は式(解2.2.17)</p>	

改定案 (8章)

を受けると特に想定するときをいう。全流水圧は式 (解 8.8.2) 又は式 (解 8.8.3) で算出してよい。

$$P = K \cdot v_n^2 \cdot A$$

$$= K \cdot v_n^2 \cdot \frac{B_a + B_b}{2} \cdot H_n \quad (\text{橋の設計で一般に考慮するの流水圧}) \dots\dots\dots (\text{解 8.8.2})$$

又は

$$= K \cdot v_f^2 \cdot \frac{B_a + B_b}{2} \cdot H_f \quad (\text{洪水の影響を受けると特に想定するときの流水圧})$$

なお、作用位置は、式 (解 8.8.2) を用いるときは b から $0.6H_n$ の高さ、式 (解 8.8.3) を用いるときは b から $0.6H_f$ の高さ、となる。

ここに、 K : 表-8.8.1に示す橋脚の抵抗係数

H_n : 設計水深 (m)

H : 流水の水深 (m)

ΔH_d : 予想河床低下量 (m)

ΔH_{sn} : 洗掘深さ (m)

H_f : 洪水時の設計水深 (m)

ΔH_f : 洪水時の H に対する増加水深 (m)

ΔH_{sf} : 橋の設計上常に生じていると想定する洗掘線 (図-解 8.8.1) では常時洗掘線という) よりの洪水時の洗掘深さ (この量は洪水後は埋まるものとする) (m) (この洗掘深さに対応する洗掘線を図-解 8.8.1 では洪水時洗掘線という)

B_a, B_a' : a 又は a' における躯体の幅 (m)

B_b, B_b' : b 又は b' における躯体の幅 (m)

v_n : 平常生じるものとして想定する最大流速 (m/s)

v_f : 洪水の影響を受けると特に想定するときを考慮する最大流速 (m/s)

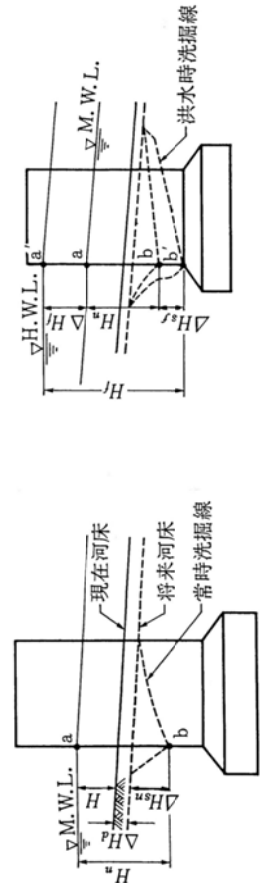


図-解 8.8.1 橋脚付近における水深のとり方

現行

で算出してよい。

$$P = K \cdot v_n^2 \cdot A$$

$$= K \cdot v_n^2 \cdot \frac{B_a + B_b}{2} \dots\dots\dots (\text{解 2.2.16})$$

あるいは

$$= K \cdot v_f^2 \cdot \frac{B_a + B_b'}{2} \cdot H_f \quad (\text{洪水時}) \dots\dots\dots (\text{解 2.2.17})$$

なお、作用位置は常時は b から $0.6H_n$ 、洪水時は b' から $0.6H_f$ の高さとなる。

ここに、 K : 表-2.2.9に示す橋脚の形状により定まる係数

H_n : 設計水深 (m)

H : 流水の水深 (m)

ΔH_d : 予想河床低下量 (m)

ΔH_{sn} : 洗掘深さ (m)

H_f : 洪水時の設計水深 (m)

ΔH_f : 洪水時の H に対する増加水深 (m)

ΔH_{sf} : 洪水時の常時洗掘線よりの洗掘深さ (この量は洪水後は埋まるものとする) (m)

B_a, B_a' : a 又は a' における躯体の幅 (m)

B_b, B_b' : b 又は b' における躯体の幅 (m)

v_n : 常時の最大流速 (m/s)

v_f : 洪水時の最大流速 (m/s)

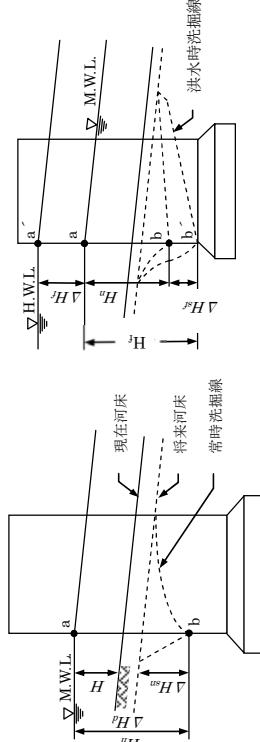


図-解 2.2.19 橋脚付近における水深のとり方

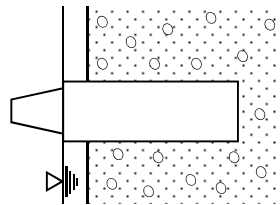
8.9 浮力又は揚圧力

- (1) 浮力又は揚圧力は、間げき水や水位の変動を考慮して適切に定めなければならぬ。
- (2) 浮力又は揚圧力は、鉛直方向に作用するものとし、構造物に最も不利になるように載荷する。

(1) ここでいう浮力とは地盤中又は地盤と構造物の間に間隙水が存在する構造物の底面に作用する上向き静水圧によって生じる力であり、揚圧力とは構造物の前後の水位差や波浪等による一時的な構造物位置での水位の上昇によって生じる上向きの力である。

(2) 浮力又は揚圧力の作用が明らかでない場合の例を図-解 8.9.1 に、明らかでない場合の例を図-解 8.9.2 に示す。

浮力又は揚圧力の作用が明らかでない場合にはこれを考慮する必要があるが、その作用が明らかでない場合も、経年的な水の浸透又は構造物の接地状態によってこれらの力が作用することが予測される。したがって、設計では安全側になるようにその作用を考えるのがよい。例えば、安定計算のうち転倒や滑動等の場合には考慮し、支持の場合には無視する方法が考えられる。



砂層あるいは砂利層のように透水性が高く底面における水圧が水頭と同程度あるような地盤

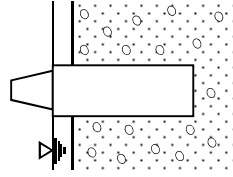
図-解 8.9.1 浮力又は揚圧力の作用が明らかでない場合

2.2.8 浮力又は揚圧力

- (1) 浮力又は揚圧力は、間隙水や水位の変動を適切に考慮して設定しなければならぬ。
- (2) 浮力又は揚圧力は鉛直方向に作用するものとし、構造物に最も不利になるように載荷する。

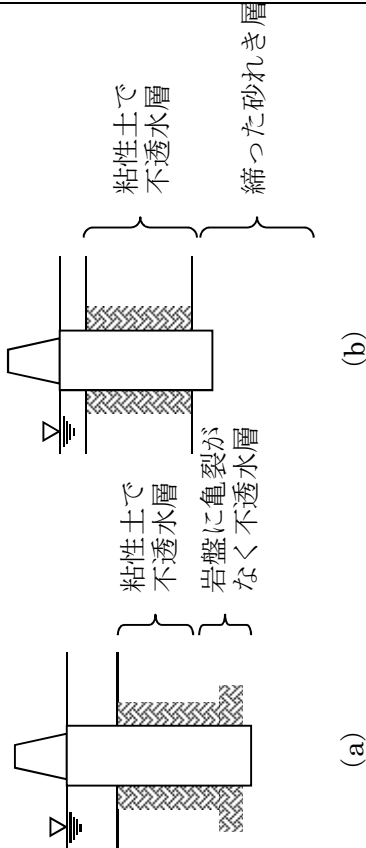
(1) ここでいう浮力とは地盤中又は地盤と構造物の間に間隙水が存在する構造物の底面に作用する上向き静水圧によって生じる力であり、揚圧力とは構造物の前後の水位差や波浪等による一時的な構造物位置での水位の上昇によって生じる上向きの力である。

(2) 浮力又は揚圧力の作用が明らかでない場合の例を図-解 2.2.20 に、明らかでない場合の例を図-解 2.2.21 に示す。

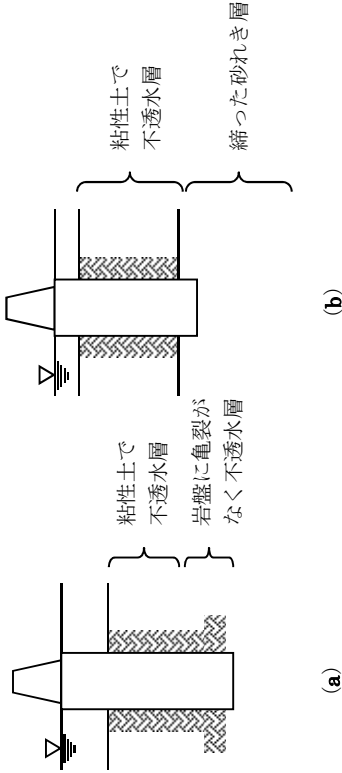


砂層あるいは砂利層のように透水性が高く底面における水圧が水頭と同程度あるような地盤

図-解 2.2.20 浮力又は揚圧力の作用が明らかでない場合



図一解 8.9.2 浮力又は揚圧力の作用が明らかでない場合



図一解 2.21 浮力又は揚圧力の作用が明らかでない場合

浮力又は揚圧力の作用が明らかでない場合にはこれを考慮する必要があるが、その作用が明らかでない場合も、経年的な水の浸透又は構造物の接地状態によってこれらの力が作用することが予測される。したがって、設計は安全側になるようにその作用を考えるのがよい。例えば、安定計算のうち転倒や滑動等の場合には考慮し、支持の場合には無視する方法が考えられる。

8.10 温度変化の影響

- (1) 温度変化の影響は、構造物の種類、構造条件、架橋地点の環境条件及び部材の材質・寸法を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) (3)から(6)による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 設計に用いる基準温度は+20℃を標準とする。ただし、寒冷な地域においては+10℃を標準とする。
- (4) 設計に用いる温度変化の範囲は次のとおりとし、構造物における温度の昇降は基準温度からの差として考慮する。

1) 鋼構造

鋼構造全体の一様な温度変化を考慮する場合の温度変化の範囲は、-10℃から+50℃までとする。ただし、寒冷な地方においては-30℃から+50℃までとする。

部材間又は部材各部における相対的な温度差は15度とする。

2) コンクリート床版を有する鋼桁橋

コンクリート床版と鋼桁の温度差による影響を考慮する必要がある場合

2.2.10 温度変化の影響

- (1) 設計に用いる基準温度及び温度変化の範囲は、構造物の種類、架橋地点の環境条件及び部材の材質・寸法を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) (3)から(5)まで規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 設計に用いる基準温度は+20℃を標準とする。ただし、寒冷な地域においては+10℃を標準とする。
- (4) 設計に用いる温度変化の範囲は次のとおりとし、構造物における温度の昇降は基準温度からの差として考慮する。

1) 鋼構造

鋼構造全体の一様な温度変化を考慮する場合の温度変化の範囲は、-10℃から+50℃までとする。ただし、寒冷な地方においては-30℃から+50℃までとする。

部材間又は部材各部における相対的な温度差は15度とする。

2) コンクリート床版を有する鋼桁橋

コンクリート床版と鋼桁の温度差による影響を考慮する必要がある場合

- 2) コンクリート構造
 コンクリート構造全体の温度変化を考慮する場合の温度昇降は、一般に、基準温度から地域別の平均気温を考慮して定める。一般の場合、温度の昇降はそれぞれ15度とする。断面の最小寸法が700mm以上の場合には、上記の標準を10度とすることができる。
- 3) 支承及び伸縮装置
 支承の移動量及び伸縮装置の伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は、1)及び2)にかかわらず表-8.10.1を用いる。

表-8.10.1 支承の移動量並びに伸縮装置の伸縮量算定に用いる温度変化の範囲

橋種	温度変化	
	普通の地方	寒冷な地方
鉄筋コンクリート橋	-5℃～+35℃	-15℃～+35℃
プレストレストコンクリート橋	-10℃～+40℃	-20℃～+40℃
鋼橋（上路橋）	-10℃～+50℃	-20℃～+40℃
鋼橋（下路橋及び鋼床版橋）	-10℃～+50℃	-20℃～+40℃

- 4) 水中又は土中にある構造物では温度変化の影響を考慮しなくてよい。
- (5) 設計に用いる線膨張係数は、次のとおりとする。
- 1) 鋼構造物における鋼の線膨張係数は 12×10^{-6} とする。
- 2) コンクリート構造物における鋼材及びコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。
- 3) 鋼桁とコンクリート床版の合成作用を考慮する場合の鋼及びコンクリートの線膨張係数は 12×10^{-6} とする。
- (6) 温度変化の影響を(3)から(5)によらず定める場合には、構造物の種類、構造条件及び部材の材質・寸法を考慮したうえで、温度変化の範囲の特性値については、設計供用期間に対して、架橋地点が該当する地域の年最高気温と年最低気温の統計的性質を考慮し、最大級の値となるように定めなければならない。

- 版においては、その温度差を10度とし、温度分布は鋼桁及びコンクリート床版においてそれぞれ同様とする。
- 3) コンクリート構造
 コンクリート構造全体の温度変化を考慮する場合の温度昇降は、一般に、基準温度から地域別の平均気温を考慮して定める。一般の場合、温度の昇降はそれぞれ15度とする。断面の最小寸法が700mm以上の場合には、上記の標準を10度としてもよい。
- 床版とその他の部材の相対的な温度差は5度とし、温度分布は床版その他の部材においてそれぞれ同様とする。
- 4) 支承及び伸縮装置
 支承の移動量及び伸縮装置の伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は、1)から3)までの規定にかかわらず表-2.2.16を用いる。

表-2.2.16 支承の移動量及び伸縮装置の伸縮量算定に用いる温度変化の範囲

橋種	温度変化	
	普通の地方	寒冷な地方
鉄筋コンクリート橋	-5℃～+35℃	-15℃～+35℃
プレストレストコンクリート橋	-10℃～+40℃	-20℃～+40℃
鋼橋（上路橋）	-10℃～+50℃	-20℃～+40℃
鋼橋（下路橋及び鋼床版橋）	-10℃～+50℃	-20℃～+40℃

- 5) 水中又は土中にある構造物では温度変化の影響を考慮しなくてよい。
- (5) 設計に用いる線膨張係数は、次のとおりとする。
- 1) 鋼構造物における鋼の線膨張係数は 12×10^{-6} とする。
- 2) コンクリート構造物における鋼材及びコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。
- 3) 鋼桁とコンクリート床版の合成作用を考慮する場合の鋼及びコンクリートの線膨張係数は 12×10^{-6} とする。

改定案（8章）

(1) 温度変化により橋には伸縮やそり等の変形が生じる。変形量は温度変化に対応して生じるものであり、架橋地点の環境条件を適切に考慮するとともに、構造物の種類や不静定次数などの構造条件、部材の断面寸法等を考慮して基準温度及び温度変化の範囲を適切に設定するものとする。設計に用いる温度変化の範囲は構造物の形式、立地条件、構造材料の性質及び温度変化の影響と組み合わせる他の荷重の種類、強度によって必ずしも一律に定める必要はないので、これらの諸条件について特に検討を加えた場合には、実状に応じて温度変化の範囲を定めることができる。

(3) 基準温度とは、設計図に示された構造物の形状や寸法が再現される時の温度であるとともに、設計において温度による影響を考慮する場合の基準となる温度である。
基準温度の値は、気温の特性が地方によって異なることに配慮し、気候が普通の地方と寒冷な地方（北海道、東北地方等）に分けて、それぞれ+20℃と+10℃を標準としている。

(4) 計算に必要な温度昇降の標準を示した。

1) 鋼構造物における温度変化の範囲は地方によって異なるので、気候が普通の地方と特に寒冷な地方（北海道、東北地方等）に分け、前者に対しては-10℃から+50℃まで（最高最低温度差 60 度）、後者に対しては-30℃から+50℃まで（最高最低温度差 80 度）とすることを標準としている。

なお、鋼構造物では基準温度時に無応力となるように製作すれば基準温度と架設時の温度の相違を、設計で考慮する必要はない。ただし、架設時に無応力となる架設工法を用いる場合は、必要に応じて架設温度と基準温度との差を設計時点で考慮する必要がある。

2) コンクリート構造では、基準温度と構造物施工時の温度が異なる場合には設計で想定した以上の温度応力が生じることもあるが、この温度応力はコンクリートのクリープや乾燥収縮によって大半が解放されるものである。したがって、ここでは構造物の施工時の温度にかかわらず、構造物全体の温度変化を考慮する場合の温度の昇降は±15度としている。

現行

(1) 温度変化により橋には伸縮やそり等の変形が生じる。変形量は温度変化に対応して生じるものであり、構造物の種類、架橋地点の環境条件及び部材の材質・寸法等を適切に考慮して基準温度及び温度変化の範囲を適切に設定しなればならない。設計に用いる温度変化の範囲は、上記の諸条件や、これと組み合わせる他の荷重の種類、強度によって必ずしも一律に定める必要はないので、これらの諸条件について特に検討を加えた場合には、実状に応じて温度変化の範囲を定めることができる。

(3) 基準温度とは、設計図に示された構造物の形状や寸法が再現される時の温度であるとともに、設計において温度による影響を考慮する場合の基準となる温度である。
基準温度の値は、気温の特性が地方によって異なることに配慮し、気候が普通の地方と寒冷な地方（北海道、東北地方等）に分けて、それぞれ+20℃と+10℃を標準としている。

(4) 計算に必要な温度昇降の標準を示している。

1) 鋼構造物における温度変化の範囲は地方によって異なるので、気候が普通の地方と特に寒冷な地方（北海道、東北地方等）に分け、前者に対しては-10℃から+50℃まで（最高最低温度差 60 度）、後者に対しては-30℃から+50℃まで（最高最低温度差 80 度）とすることを標準としている。

なお、鋼構造物では基準温度時に無応力となるように製作すれば基準温度と架設時の温度の相違を、設計で考慮する必要はない。ただし、架設時に無応力となる架設工法を用いる場合は、必要に応じて架設温度と基準温度との差を設計時点で考慮する必要がある。

タイドアーチ、補剛桁を有するアーチ、ラーメン、鋼床版橋等では、アーチ部分や吊材等のように日光の直射を受ける部分と、タイや補剛桁のように日陰になる部分とがある。このように橋では、夏季に両者の温度差が大きくなり、それによる応力を考えることが必要となることもある。このような場合の部材間又は部材相互の相対的な温度差は、架橋地点の環境条件や塗料の色によっても一定しないが、15度を標準としている。

3) コンクリート構造では、基準温度と構造物施工時の温度が異なる場合には設計で想定した以上の温度応力が生じることもあるが、この温度応力はコンクリートのクリープや乾燥収縮によって大半が解放されるものである。したがって、ここでは構造物の施工時の温度にかかわらず、構造物全体の温度変化を考慮する場合の温度の昇降は±15度としている。
構造物の形式、立地条件、気象条件等によっては、部材相互間に温度差を生じる。実測によると、床版の上面と下面では日光の直射等の影響を受けて5度から15度の温度差が生じ、温度分布を図-解2.2.25 (a) に示すように生じ、ウェーブ部の温度分布はほぼ一定に近い。したがって、温度分布を図-解2.2.25 (b) に示すようにし、温度差を5度としている。

備考

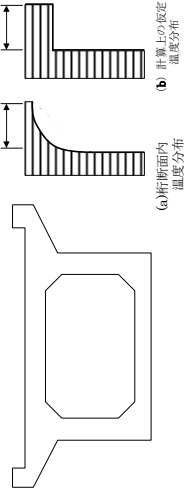


図-解 2.25 床版と桁の温度差

この値は、実測された温度分布より算出された桁に生じる応力度と大差ない応力度が生じるように換算したものである。

- 4) 支承の移動量や伸縮装置の伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は(4)のものとは異なる数値となっているが、これは実橋における伸縮量の測定結果等に基づいて定めたものである。
- (6) 温度変化による応力の算出に必要な各材料の線膨張係数を示したものである。

- 3) 支承の移動量や伸縮装置の伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は(4)のものとは異なる数値となっているが、これは実橋における伸縮量の測定結果等に基づいて定めたものである。

(5) この条文は温度変化による応力の算出に必要な各材料の線膨張係数を示したものである。

(6) 橋の温度の変動には、構造物の種類、構造条件、架橋地点の環境条件及び部材の材質・寸法などが関係する。設計にあたってはこれらによるばらつきの影響についても適切に考慮して設計に用いる温度変化の影響を算出しなければならない。

8.11 温度差の影響

- (1) 構造部材間の温度差の影響は、構造条件、架橋地点の環境条件及び部材の材質・寸法を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) 鋼構造、コンクリート床版を有する鋼桁橋及びコンクリート構造において(3)及び(4)による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 構造部材間の温度差の影響を評価するときの温度差を次のとおりとし、かつ、設計部材に最も不利な応力が生じるようにその影響を考慮する。
 - 1) 鋼構造
 - 部材間又は部材各部における相対的な温度差は15度とする。
 - 2) コンクリート床版を有する鋼桁橋
 - コンクリート床版と鋼桁の温度差による影響を考慮する必要がある場合には、その温度差を10度とし、温度分布は鋼桁及びコンクリート床版においてそれぞれ一様とする。
 - 3) コンクリート構造
 - 床版とその他の部材の相対的な温度差を5度とし、温度分布は床版

改定案（8章）

とその他の部材においてそれぞれ同様とする。
 (4) 設計に用いる線膨張係数は、8.10(5)の規定による。

(1) この示方書で規定されているのは、温度差の影響を考慮すること並びに温度差の標準である。
 (2) 鋼構造、コンクリート床版を有する鋼桁橋及びコンクリート構造における計算に必要な温度差の標準を示した。なお、鋼・コンクリート複合構造を用いる場合には、温度の分布や値を個別に検討する必要がある。
 (3) 温度の分布や作用のさせ方についてはこの示方書に規定されていないもの、以下の1)から3)に示す値は、実測された温度分布より算出された桁に生じる応力度と大差ない応力度が生じるように温度差分布状態を換算したものであり、一般に設計で考慮されるものであるので、これを用いてよい。

1) タイドアーチ、補剛桁を有するアーチ、ラーメン、鋼床版橋等では、アーチ部分や吊材等のように日光の直射を受ける部分と、タイや補剛桁のように日陰になる部分とがある。このような橋では、夏季に両者の温度差が大きくなり、それによる応力を考える必要が生じることもある。このような場合の部材間又は部材相互の相対的な温度差は、架橋地点の環境条件や塗料の色によっても一定でないが、15度を標準としている。
 2) コンクリート床版を有する鋼桁橋において合成作用を考慮し、床版コンクリートと鋼桁との相対的な温度差による影響が無視できない場合にあっては、その温度差を10度とし、床版のコンクリートの方が高温のとき、鋼桁の方が高温のときのそれぞれについて照査する。温度の分布については、図-解8.11.1に示すような状態が考えられるが、両者の境界で温度差が段違いになる(a)の状態を考慮する。

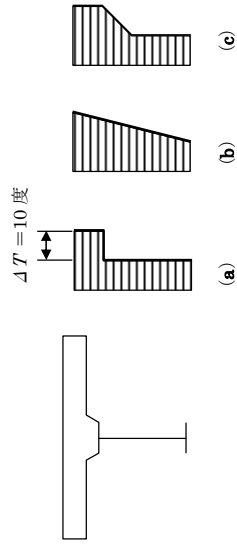


図-解 8.11.1 温度差の分布状態

3) 構造物の形式、立地条件、気象条件等によっては、コンクリート構造物の部材間に温度差を生じる。実測によると、床版の上面と下面では日光の直射等の影響を受けて5～15度の温度差が図-解8.11.2(a)に示すように生じ、ウェブ部の温度分布はほぼ一定に

現行

タイドアーチ、補剛桁を有するアーチ、ラーメン、鋼床版橋等では、アーチ部分や吊材等のように日光の直射を受ける部分と、タイや補剛桁のように日陰になる部分とがある。このような橋では、夏季に両者の温度差が大きくなり、それによる応力を考えることが必要となることもある。このような場合の部材間又は部材相互の相対的な温度差は、架橋地点の環境条件や塗料の色によっても一定しないが、15度を標準としている。

2) コンクリート床版を有する鋼桁橋において合成作用を考慮し、床版コンクリートと鋼桁との相対的な温度差による影響が無視できない場合にあっては、その温度差を10度とし、床版のコンクリートの方が高温のとき、鋼桁の方が高温のときのそれぞれについて照査する。温度の分布については、図-解2.2.24に示すような状態が考えられるが、両者の境界で温度差が段違いになる(a)の状態を考慮する。

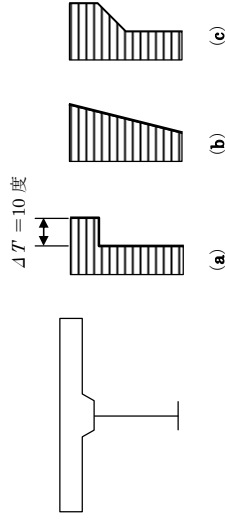


図-解 2.2.24 温度差の分布状態

構造物の形式、立地条件、気象条件等によっては、部材相互間に温度差を生じる。実測によると、床版の上面と下面では日光の直射等の影響を受けて5度から15度の温度差が図-解2.2.25(a)に示すように生じ、ウェブ部の温度分布はほぼ一定に近い。したがって

備考

改定案 (8 章)

近い。したがって、温度分布を図-解 8.11.2(b)に示すようにし、温度差を 5 度としている。

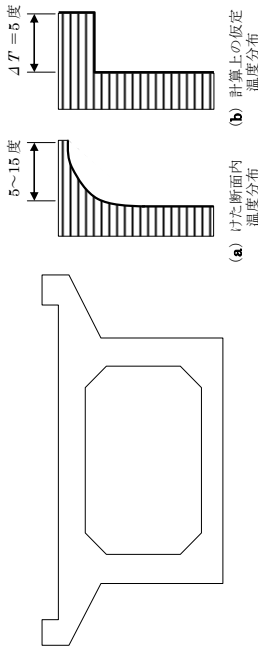


図-解 8.11.2 床版と桁の温度差

8.12 雪荷重

- (1) 雪荷重を考慮する必要のある地域においては、雪荷重の設定にあたって、架橋地点の積雪状態や設計の前提となる除雪等の維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 十分圧縮された雪の上を自由に車両が通行する場合に対して、活荷重に加えて橋の全面に 1kN/m^2 を考慮する。
- (4) 積雪が特に多く自動車交通が積雪と同時に載荷されない場合には、式 (8.12.1) を考慮する。

$$SW = P \cdot Z_s \dots\dots\dots (8.12.1)$$

ここに、 SW : 雪荷重 (kN/m^2)

P : 雪の平均単位体積重量 (kN/m^3)

Z_s : 設計積雪深 (m) で、通常の場合は架橋地点における再現期間 10 年に相当する年最大積雪深を考慮し、これに既往の記録や橋上での積雪状態を勘案し適切に定める。

- (5) 雪荷重を (3) 又は (4) によらず定める場合には、設計の前提となる除雪等の維持管理の条件を適切に考慮するとともに、自動車の通行を見込まない場合の雪荷重の特性値には、通常の場合は架橋地点における再現期間 10 年に相当する年最大積雪深を考慮すればよい。

(2) 橋上の積雪に対しては除雪するのが原則であるが、完全除雪ができない場合には、架

現行

で、温度分布を図-解 2.2.25 (b) に示すようにし、温度差を 5 度としている。

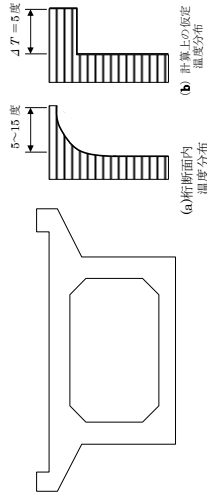


図-解 2.2.25 床版と桁の温度差

この値は、実測された温度分布より算出された桁に生じる応力度と大差ない応力度が生じるように換算したものである。

2.2.12 雪荷重

雪荷重を考慮する必要のある地域においては、雪荷重を架橋地点の積雪状態や管理の実状を適切に考慮して設定しなければならない。

橋上の積雪に対しては除雪するのが原則であるが、完全除雪ができない場合等には、架橋

備考	現行	改定案（8章）
	<p>地点の管理の状況も勘案し適切な雪荷重を考慮する必要がある。</p> <p>我が国において雪荷重を考慮する必要がある場合は、通常次の2通りである。第1は十分に圧縮された雪の上を自由に車両が通行する場合であり、第2は積雪が特に多くて自動車交通が不能となり、雪だけが荷重としてかかる場合である。中間的な状態、例えば積雪のために自動車の通行にある程度の制限が加えられる場合にも、上記のいずれかによって設計しておけば安全である。</p> <p>第1の場合、積雪がある程度以上になれば規定の活荷重が通行する機会は極めて少なくなる。したがって、規定の活荷重のほかにとるべき雪荷重としては通常 1kN/m^2（圧縮された雪で約 150mm厚）程度をみておけば十分と考えられる。なお、この雪荷重は、もちろん主荷重に相当する特殊荷重であって、設計計算上は橋の全面に載荷する。</p> <p>第2の場合は、次式により求められる</p> $SW = P \cdot Z_s \dots\dots\dots (解 2.2.26)$ <p>ここに、SW : 雪荷重 (kN/m^2) P : 雪の平均単位体積重量 (kN/m^3) Z_s : 設計積雪深 (m)</p> <p>雪の平均単位体積重量は、地方や季節等により異なるが、多雪地域においては一般に 3.5kN/m^3を見込めばよい。また、比較的長支間の下路トラス、下路アーチ等で、橋面及び上横構面に積った雪の層が及び上横構面に積った雪の層が春先の暖気と降雨のため水分で飽和し、横構や弦材の一部に降伏点以上の応力が生じた例がある。したがって、このような構造形式の場合には、雪荷重の決定、断面形状の選定に特に注意を要する。</p> <p>なお、比較的長支間の下路トラス、下路アーチ等で、橋面及び上横構面に積った雪の層が春先の暖気と降雨のため水分で飽和し、横構や弦材の一部に降伏点以上の応力が生じた例がある。したがって、このような構造形式の場合には、雪荷重の決定、断面形状の選定に特に注意を要する。</p> <p>(5) 設計積雪深は、架橋地点の既往の積雪記録及び橋上での積雪状態等を勘案して適当な値を設定するが、通常の場合は架橋地点における再現期間10年に相当する年最大積雪深を考慮すればよい。</p> <p>2.2.13 地盤変動及び支点移動の影響</p> <p>(1) 下部構造に対する地盤変動の影響 下部構造完成後、地盤の圧密沈下等による地盤変動が予想されること ではこの影響を適切に考慮しなければならない。</p> <p>(1) 地盤変動の例としては次のようなものがあげられる。 1) 基礎周辺地盤の圧密沈下 2) 背面盛土による軟弱地盤の側方移動 3) 河川の流れ、波浪による洗掘、河床低下 これらが構造物の完成後予測されることでは設計にこれを適切に考慮しなければならぬ。</p>	<p>橋地点の設計で想定する維持管理の方法を勘案し適切な雪荷重を考慮する必要がある。</p> <p>我が国において雪荷重を考慮する必要がある場合は、通常次の2通りである。第1は十分に圧縮された雪の上を自由に車両が通行する場合であり、第2は積雪が特に多くて自動車交通が不能となり、雪だけが荷重としてかかる場合である。中間的な状態、例えば積雪のために自動車の通行にある程度の制限が加えられる場合にも、上記のいずれかによって設計しておけば安全である。</p> <p>第1の場合、積雪がある程度以上になれば規定の活荷重が通行する機会は極めて少なくなる。したがって、規定の活荷重のほかにとるべき雪荷重としては通常 1kN/m^2（圧縮された雪で約 150mm厚）程度をみておけば十分と考えられる。なお、この雪荷重は、設計計算上は橋の全面に載荷する。</p> <p>なお、雪の平均単位体積重量は、地方や季節等により異なるが、多雪地域においては一般に 3.5kN/m^3を見込めばよい。また、比較的長支間の下路トラス、下路アーチ等で、橋面及び上横構面に積った雪の層が春先の暖気と降雨のため水分で飽和し、横構や弦材の一部に降伏点以上の応力が生じた例がある。したがって、このような構造形式の場合には、雪荷重の決定、断面形状の選定に特に注意を要する。</p> <p>(5) 設計積雪深は、架橋地点の既往の積雪記録及び橋上での積雪状態等を勘案して適当な値を設定するものとするが、通常の場合は架橋地点における再現期間10年に相当する年最大積雪深を考慮すればよい。</p> <p>8.13 地盤変動の影響</p> <p>下部構造完成後、地盤の圧密沈下等による地盤変動が予想されること はこの影響を適切に考慮しなければならない。</p> <p>地盤変動の例としては次のようなものがあげられる。 1) 基礎周辺地盤の圧密沈下 2) 背面盛土による軟弱地盤の側方移動 3) 河川の流れ、波浪による洗掘、河床低下 これらが構造物の完成後予測されることでは設計にこれを適切に考慮しなければならぬ。</p>

改定案（8章）	現行	備考
<p>(3) 遠心荷重は曲線軌道がある場合に考える。厳密に言えば曲線部分の橋や、自動車が蛇行する場合には遠心荷重が生じるが、その値はきわめて小さいから通常考える必要はない。曲線軌道がある場合には遠心荷重の8%が遠心荷重として作用するものとしている。鉄道橋設計標準では、曲率半径1,000m以下の場合には12%、1,000～2,000mで8%と規定していること等を考慮して、8%を適当な値と認めたものである。</p> <p>遠心荷重の作用高さを決めるにあたっては、車両高さを考慮し、多少の安全を見込み1.8mとしていた。</p> <p>8.16 制動荷重</p>	<p>(3) 遠心荷重</p> <p>遠心荷重は曲線軌道がある場合に考える。厳密に言えば曲線部分の橋や、自動車は蛇行する場合には遠心荷重が生じるが、その値は極めて小さいから通常考える必要はない。曲線軌道がある場合には遠心荷重の8%が遠心荷重として作用するものとしている。鉄道橋設計標準では、曲率半径1,000m以下の場合には12%、1,000mから2,000mで8%と規定していること等を考慮して、8%を適当な値と認めたものである。</p> <p>遠心荷重の作用高さを決めるにあたっては、車両高さを考慮し、多少の安全を見込み1.8mとしていた。</p> <p>2.2.15 遠心荷重及び制動荷重</p>	
<p>(1) 制動荷重は、自動車及び軌道車両の通行、橋の構造形式を適切に考慮して設定しなければならない。</p> <p>(2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなす。</p> <p>(3) 制動荷重は、軌道のある場合に限り軌道車両の輪荷重総和の10%をレール面上1.8mの高さにおいて車両の進行方向に作用させる。極端に軽い橋等特別な場合には自動車制動荷重は25kNとし、橋面上1.8mの高さにおいて自動車の進行方向に作用させる。</p>	<p>(1) 遠心荷重及び制動荷重は、自動車及び軌道車両の通行、橋の構造形式を適切に考慮して設定しなければならない。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(4) 自動車の制動荷重は、極端に軽い橋、軌道がある等特別な場合において自動車の進行方向に作用させる。軌道車両の制動荷重は25kNとし、橋面上1.8mの高さにおいて自動車の進行方向に作用させる。軌道車両の制動荷重は輪荷重総和の10%とし、レール面上1.8mの高さにおいて車両の進行方向に作用させる。</p> <p>(4) 制動荷重</p> <p>制動荷重は一般の道路橋ではほとんど考える必要がない荷重であるが、自重が極端に軽い上部構造やトレスル橋脚の設計等、特別な場合には考慮する必要があることも予想され、また軌道がある場合には相当大きな荷重となる場合も考えられることから検討する必要がある。</p> <p>制動荷重は設計自動車荷重又は軌道車両の輪荷重総和の10%とし、作用高は路面又はレール面上1.8mとしている。</p>	
<p>(1) 制動荷重は一般の道路橋ではほとんど考える必要がない荷重であるが、自重が極端に軽い上部構造やトレスル橋脚の設計等、特別な場合には考慮する必要があることも予想され、また軌道がある場合には相当大きな荷重となる場合も考えられることから検討する必要がある。</p>		

8.17 風荷重

- (1) 風の影響は、架橋地点の位置、地形及び地表条件や橋の構造特性、断面形状を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) 吊橋、斜張橋のようにたわみややすい橋及び特いたわみややすい部材の設計では、風による動的な影響を考慮しなければならない。
- (3) (4)及び(5)による場合は(1)を満足するとみなしてよい。
- (4) 上部構造に作用する風荷重は、設計基準風速を40m/sとして求めた橋軸に直角に作用する水平荷重とし、設計部材に最も不利な応力を生じるようにその有効投影面積に載荷する。ただし、遮音壁が設置される場合には、風の特性及び遮音壁の構造に応じて風荷重を低減することができる。

1) 鋼桁

鋼桁に作用する風荷重 WS は、1 橋の橋軸方向の長さ 1m につき表-8.17.1 に示す値とする。

表-8.17.1 鋼桁の風荷重 (kN/m)

断面形状	風荷重
$1 \leq B/D < 8$	$(V/40)^2 \cdot [4.0 - 0.2(B/D)] \cdot D \geq 6.0$
$8 \leq B/D$	$(V/40)^2 \cdot 2.4D \geq 6.0$

ここに、B : 橋の総幅 (m) (図-8.17.1 参照)

D : 橋の総高 (m) (表-8.17.2 参照)

V : 設計基準風速 (m/s)

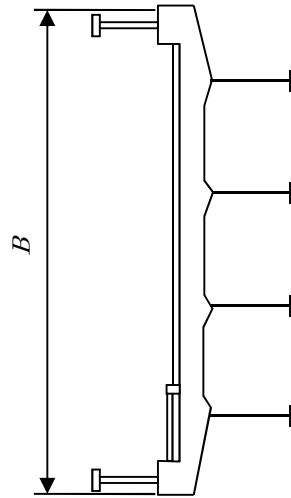


図-8.17.1 Bのとり方

2.2.9 風荷重

- (1) 橋に作用する風荷重は、架橋地点の位置、地形及び地表条件や橋の構造特性、断面形状を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) 吊橋、斜張橋のようにたわみややすい橋及び特いたわみややすい部材については、風による動的な影響を考慮して設計しなければならない。

(3) (4)及び(5)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

- (4) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸に直角に作用する水平荷重とし、設計部材に最も不利な応力を生じるように載荷する。ただし、遮音壁が設置される場合においては、風の特性及び遮音壁の構造に応じて風荷重を低減してもよい。

1) 鋼桁

鋼桁に作用する風荷重は、1 橋の橋軸方向の長さ 1m につき表-2.2.10 に示す値とする。

表-2.2.10 鋼桁の風荷重 (kN/m)

断面形状	風荷重
$1 \leq B/D < 8$	$[4.0 - 0.2(B/D)] D \geq 6.0$
$8 \leq B/D$	$2.4D \geq 6.0$

ここに、B : 橋の総幅 (m) (図-2.2.5 参照)

D : 橋の総高 (m) (表-2.2.11 参照)

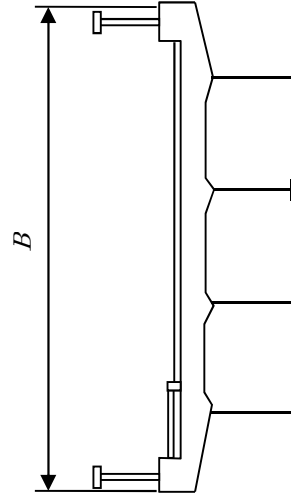
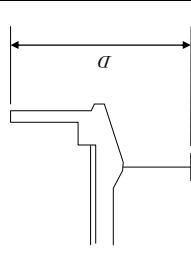
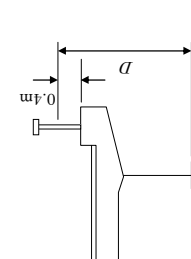


図-2.2.5 Bのとり方

表-8.17.2 鋼桁のDのとり方

橋梁用防護柵	壁型剛性防護柵	壁型剛性防護柵以外
Dのとり方		

2) 2主構トラス

2主構トラスに作用する風荷重 WS は、風上側の有効鉛直投影面積 $1m^2$ につき、表-8.17.3 に示す値とする。ただし、標準的な2主構トラスについては、表-8.17.4 に基づいて風上側弦材の橋軸方向の長さ $1m$ あたりの風荷重を求めてよい。なお、このときの長さ $1m$ あたりの風荷重は、載荷弦において $6.0kN/m$ 以上、無載荷弦においては $3.0kN/m$ 以上とする。

表-8.17.3 2主構トラスに作用する風荷重 (kN/m²)

トラス	活荷重無載荷時	$2.5(V/40)^2 / \phi^{0.5}$
橋床	活荷重無載荷時	$3.0(V/40)^2$

ただし、 $0.1 \leq \phi \leq 0.6$

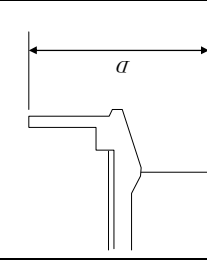
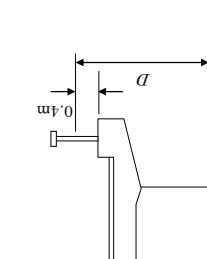
ここに、 ϕ : トラスの充実率 (トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比)

V : 設計基準風速(m/s)

表-8.17.4 標準的な2主構トラスの充実率と有効鉛直投影高 (m)

トラスの充実率 ϕ	有効鉛直投影高さ (m)
$4h/\lambda$	載荷弦と無載荷弦 : $2h$ 橋床 : D

表-2.2.11 鋼桁のDのとり方

橋梁用防護柵	壁型剛性防護柵	壁型剛性防護柵以外
Dのとり方		

2) 2主構トラス

2主構トラスに作用する風荷重は、風上側の有効鉛直投影面積 $1m^2$ につき、表-2.2.12 に示す値とする。ただし、標準的な2主構トラスについては、風上側弦材の橋軸方向の長さ $1m$ につき表-2.2.13 に示す風荷重を用いてもよい。

表-2.2.12 2主構トラスに作用する風荷重 (kN/m²)

トラス	活荷重載荷時	$1.25/\sqrt{\phi}$
	活荷重無載荷時	$2.5/\sqrt{\phi}$
橋床	活荷重載荷時	1.5
	活荷重無載荷時	3.0

ただし、 $0.1 \leq \phi \leq 0.6$

ここに、 ϕ : トラスの充実率 (トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比)

表-2.2.13 標準的な2主構トラスの風荷重 (kN/m)

弦材	風荷重
載荷弦	活荷重載荷時 $1.5 + 1.5D + 1.25\sqrt{\lambda h} \geq 6.0$ 活荷重無載荷時 $3.0D + 2.5\sqrt{\lambda h} \geq 6.0$
無載荷弦	活荷重載荷時 $1.25\sqrt{\lambda h} \geq 3.0$ 活荷重無載荷時 $2.5\sqrt{\lambda h} \geq 3.0$

改定案 (8章)

ただし、 $7 \leq \lambda/h \leq 40$
 ここに、 D : 橋床の総高 (m)。ただし、橋軸直角方向から見て弦材と重なる部分の高さは含まない (図-8.17.2 参照)
 h : 弦材の高さ (m)
 λ : 下弦材中心から上弦材中心までの主構高さ (m)

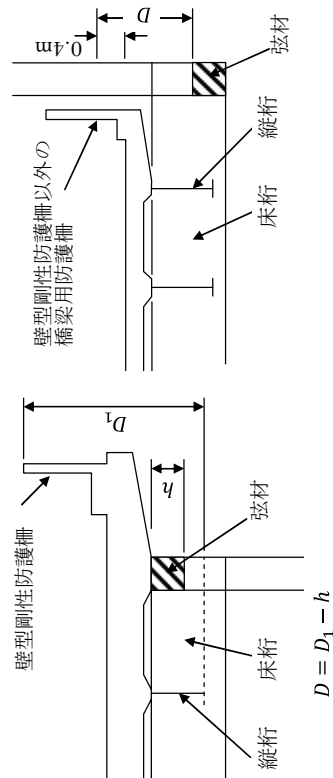


図-8.17.2 2主構トラスのDのとおり方

- 3) その他の形式の橋の風荷重
 その他の形式の橋の橋桁部分に作用する風荷重 W_S は、桁形状に応じ
 1) 又は 2) を適用する。
 1) 又は 2) に規定されていないような部材に作用する風荷重は、断面形状に応じ表-8.17.5 に示す値とする。

表-8.17.5 鋼桁又は2主構トラス以外の橋の部材に作用する風荷重 (kN/m²)

部材の断面形状	風荷重	
	風上側部材	風下側部材
円形	$1.5(V/40)^2$	$1.5(V/40)^2$
角形	$3.0(V/40)^2$	$1.5(V/40)^2$

ここに、 V : 設計基準風速 (m/s)

現行

ただし、 $7 \leq \lambda/h \leq 40$
 ここに、 D : 橋床の総高 (m)。ただし、橋軸直角水平方向から見て弦材と重なる部分の高さは含まない (図-2.2.6 参照)。
 h : 弦材の高さ (m)
 λ : 下弦材中心から上弦材中心までの主構高さ (m)

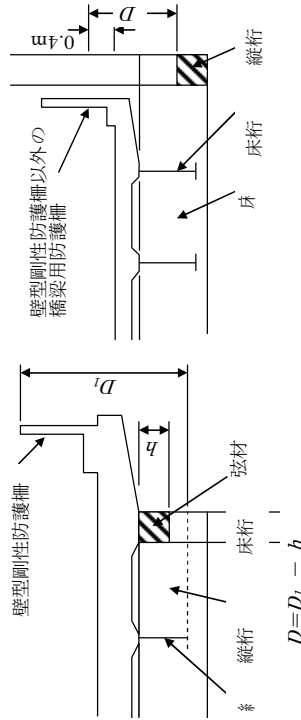


図-2.2.6 2主構トラスのDのとおり方

- 3) その他の形式の橋
 その他の形式の橋の橋桁部分に作用する風荷重は、桁形状に応じ 1) 又は 2) を適用する。
 1) 又は 2) に規定されていないような部材に作用する風荷重は、断面形状に応じ表-2.2.14 に示す値とする。なお、活荷重載荷時には、活荷重に対して橋面上 1.5m の位置に 1.5kN/m の風荷重を作用させる。

表-2.2.14 鋼桁又は2主構トラス以外の橋の部材に作用する風荷重 (kN/m²)

部材の断面形状	風荷重	
	風上側部材	風下側部材
円形	活荷重載荷時 0.75 活荷重無載荷時 1.5	0.75 1.5
角形	活荷重載荷時 1.5 活荷重無載荷時 3.0	0.75 1.5

備考

改定案（8章）

4) 並列橋

鋼桁橋が並列する場合には、その影響を考慮して表-8.17.1の風荷重を適切に補正する。

5) 活荷重に対する風荷重 WL

活荷重無載荷時には、活荷重に対して橋面上 1.5m の位置に $3.0(V/40)^2$ kN/m² の風荷重 WL を作用させる。

(5) 下部構造に直接作用する風荷重 WS は、橋軸直角方向及び橋軸方向に作用する水平荷重とする。ただし、同時に 2 方向には作用しないものとする。風荷重 WS の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して表-8.17.6 に示す値とする。

表-8.17.6 下部構造に作用する風荷重 (kN/m²)

躯体の断面形状		風荷重
円形	活荷重無載荷時	$1.5(V/40)^2$
小判形	活荷重無載荷時	$3.0(V/40)^2$

ここに、V：設計基準風速 (m/s)

(6) 設計基準風速を(4)によらず定める場合には、架橋地点における風の変動の影響や統計的性質を考慮して設計供用期間中に生じ得る最大級の値となるように定めなければならない。

(1) 橋に作用する風の影響は、架橋地点の風の特性及び橋の構造特性や断面形状によって異なるため、これらを適切に考慮して設定しなければならない。

風の影響には、静的風荷重、ガスト応答、発散振動、渦励振等が挙げられる。その結果、橋に力が作用し、橋が変形、振動することが考えられるが、これらが橋の安全性及び使用性を損なわないように設計する必要がある。

自然の風は、風速が時間的にも空間的にも変動している。このため、風により橋に作用する力も変動しているが、これを時間的に一定とみなせる力と変動的な力とに分けて考える。このうち前者を静的風荷重と呼ぶ。自然の風の風速変動によって生じる変動的な力は構造物に振動をもたらすが、これをガスト応答と呼ぶ。静的風荷重及びガスト応答については、静的風荷重にガスト応答係数を乗じた風荷重により両者の影響を考慮することができ

る。静的風荷重とガスト応答は自然風中での構造物にも作用又は発生するものであるため、全ての橋においてその影響を考慮する必要がある。

現行

4) 並列橋

鋼桁橋が並列する場合には、その影響を考慮して表-2.2.10の風荷重を適切に補正する。

(5) 下部構造に直接作用する風荷重は、橋軸直角方向及び橋軸方向に作用する水平荷重とする。ただし、同時に 2 方向には作用しないものとする。風荷重の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して表-2.2.15 に示す値とする。

表-2.2.15 下部構造に作用する風荷重 (kN/m²)

躯体の断面形状		風荷重
円形	活荷重無載荷時	0.75
小判形	活荷重無載荷時	1.5
角形	活荷重無載荷時	1.5
	活荷重無載荷時	3.0

(1) 風荷重は、架橋地点の風の特性及び橋の構造特性や断面形状によって異なるため、これらを適切に考慮して設定しなければならない。

橋に作用する風の影響には、静的風荷重、ガスト応答、発散振動、渦励振等が挙げられる。その結果、橋に力が作用し、橋が変形、振動することが考えられるが、これらが橋の安全性及び使用性を損なわないように設計する必要がある。

自然の風は、風速が時間的にも空間的にも変動している。このため、風により橋に作用する力も変動しているが、これを時間的に一定とみなせる力と変動的な力とに分けて考える。このうち前者を静的風荷重と呼ぶ。自然の風の風速変動によって生じる変動的な力は構造物に振動をもたらすが、これをガスト応答と呼ぶ。静的風荷重及びガスト応答については、静的風荷重にガスト応答係数を乗じた風荷重により両者の影響を考慮することができ

る。静的風荷重とガスト応答は自然風中での構造物にも作用又は発生するものであるため、全ての橋においてその影響を考慮する必要がある。

備考

改定案（8章）	現行	備考
<p>なお、水平剛度の保持等の理由より、鋼桁及び2主構トラスにおける橋軸方向単位長さあたりの風荷重は、(4)1)又は2)に規定される値を下回らないことが望ましい。</p> <p>(2) 構造物は風によって周囲に発生した渦により振動したり（渦励振）、構造物自身の振動によりその振動を促進するような空気が作用して振動が急激に大きくなったり（発散振動）することがある。中小の橋又はたわみにくい部材では、通常これらの振動が発現する風速が高く、問題となることはほとんどないが、吊橋、斜張橋のようなたわみやすい橋、及びたわみやすい部材においては、これらの振動が発現するおそれがある。このため、たわみやすい橋及び部材においては、発散振動、渦励振等についても考慮する。</p> <p>発散振動、渦励振等については、架橋地点の風の特性及び橋の構造特性等を適切に考慮して、それらの発現風速及び振動振幅を推定する。その結果、発現風速がその橋の供用中に発生すると考えられる風速に比べて十分高い、又は振動が橋の安全性及び使用性に支障をきたさないと判断されれば所要の性能を確保していると評価することができる。</p> <p>渦励振等が懸念される部材としては、アーチ橋の吊材や斜張橋のケーブル等があげられる。このうちアーチ橋の吊材の設計については、II編 15.7 及びII編 17.5.6 に規定されている。</p> <p>なお、具体的な検討にあたっては、道路橋耐風設計便覧（日本道路協会、平成20年1月）が参考となる。</p>	<p>なお、水平剛度の保持等の理由より、鋼桁及び2主構トラスにおける橋軸方向単位長さあたりの風荷重は、表-2.2.10 又は表-2.2.13 に示す最低値を下回らないことが望ましい。</p> <p>(2) 構造物は風によって周囲に発生した渦により振動したり（渦励振）、構造物自身の振動によりその振動を促進するような空気が作用して振動が急激に大きくなったり（発散振動）することがある。中小の橋又はたわみにくい部材では、通常これらの振動が発現する風速が高く、問題となることはほとんどないが、吊橋、斜張橋のようなたわみやすい橋、及びたわみやすい部材においては、これらの振動が発現するおそれがある。このため、たわみやすい橋及び部材においては、発散振動、渦励振等についても考慮する必要がある。</p> <p>発散振動、渦励振等については、架橋地点の風の特性及び橋の構造特性等を適切に考慮して、それらの発現風速及び振動振幅を推定する。その結果、発現風速がその橋の供用中に発生すると考えられる風速に比べて十分高い、又は振動が橋の安全性及び使用性に支障をきたさないと判断されれば所要の性能を確保していると評価することができる。</p> <p>渦励振等が懸念される部材としては、アーチ橋の吊材や斜張橋のケーブル等があげられる。このうちアーチ橋の吊材の設計については、鋼橋編 14.7 及び15.6.6 に規定されている。</p> <p>なお、具体的な検討にあたっては、「道路橋耐風設計便覧」（日本道路協会、平成20年1月）が参考となる。</p> <p>(3) 風荷重は橋ごとに異なるものとなるが、支間長の短い中小橋では設計に及ぼす風荷重の影響は小さく、詳細な規定に従って風荷重を算出することは必ずしも得策と考えられないため、標準的な風荷重を用いてもよいこととしている。ただし風荷重の影響が大きく、かつ設計基準風速が40m/s以上となると想定される場合は、十分な検討が必要である。</p> <p>(4) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸直角方向で水平に吹く風による抗力を基本とし、これに風速変動の影響を考慮して定めている。</p> <p>単位面積あたりに作用する風荷重 p (N/m²) は設計基準風速 U_d (m/s)、空気密度 ρ (=1.23kg/m³)、抗力係数 C_d 及びガスト応答係数 G を用いて式(解 2.2.18) より求められる。</p> $p = \frac{1}{2} \rho U_d^2 C_d G \dots\dots\dots (解 2.2.18)$	<p>なお、ガスト応答係数 G は風速変動の影響を補正するものである。この風荷重 p に橋軸方向単位長さあたりの上部構造の有効鉛直投影面積 A_n (m²/m) を乗じることにより、橋軸方向単位長さあたりの風荷重 P (N/m) が求められる。</p> $P = p A_n \dots\dots\dots (解 2.2.19)$ <p>1) 設計基準風速 (風速の特性値)</p> <p>風は風速が時間的にも空間的にも変動しているが、これを平均的な風速と、そのまわりの変動的な風速とに分けて考える。このうち、設計で考える平均的な風速を設計基準風速</p>
<p>(4) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸直角方向で水平に吹く風による抗力を基本とし、これに風速変動の影響を考慮して定めている。</p> <p>単位面積あたりに作用する風荷重 p (N/m²) は設計基準風速 U (m/s)、空気密度 ρ (=1.23kg/m³)、抗力係数 C_d 及びガスト応答係数 G を用いて式(解 8.17.1) より求められる。</p> $p = \frac{1}{2} \rho U^2 C_d G \dots\dots\dots (解 8.17.1)$ <p>ここで、ガスト応答係数 G は風速変動の影響を補正するものである。この風荷重 p に橋軸方向単位長さあたりの上部構造の有効鉛直投影面積 A_n (m²/m) を乗じることにより、橋軸方向単位長さあたりの風荷重 P (N/m) が求められる。</p> $P = p A_n \dots\dots\dots (解 8.17.2)$ <p>1) 設計基準風速 (風速の特性値)</p> <p>風は風速が時間的にも空間的にも変動しているが、これを平均的な風速と、そのまわりの変動的な風速とに分けて考える。設計の基本とする風速とする風速であり、架橋地点で標準的</p>	<p>(4) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸直角方向で水平に吹く風による抗力を基本とし、これに風速変動の影響を考慮して定めている。</p> <p>単位面積あたりに作用する風荷重 p (N/m²) は設計基準風速 U_d (m/s)、空気密度 ρ (=1.23kg/m³)、抗力係数 C_d 及びガスト応答係数 G を用いて式(解 2.2.18) より求められる。</p> $p = \frac{1}{2} \rho U_d^2 C_d G \dots\dots\dots (解 2.2.18)$ <p>なお、ガスト応答係数 G は風速変動の影響を補正するものである。この風荷重 p に橋軸方向単位長さあたりの上部構造の有効鉛直投影面積 A_n (m²/m) を乗じることにより、橋軸方向単位長さあたりの風荷重 P (N/m) が求められる。</p> $P = p A_n \dots\dots\dots (解 2.2.19)$ <p>1) 設計基準風速</p> <p>風は風速が時間的にも空間的にも変動しているが、これを平均的な風速と、そのまわりの変動的な風速とに分けて考える。このうち、設計で考える平均的な風速を設計基準風速</p>	<p>1) 設計基準風速</p> <p>風は風速が時間的にも空間的にも変動しているが、これを平均的な風速と、そのまわりの変動的な風速とに分けて考える。このうち、設計で考える平均的な風速を設計基準風速</p>

備考	現行	改定案（8章）
	<p>風と呼ぶ。変動的な風速の影響については、後に述べるガスト応答係数で考慮している。風速は地理的位置、周辺の地形条件、地表条件及び架橋位置の高度によって異なる。すなわち、上空における風速は地表条件によらず一定と考えると考えられるが、地表に近づくにつれ、地形及び地表粗度の影響により風速は減少する。上空での風速が同じ場合、地表近くの同一高度では海面のように表面が滑らかな方が、大都市のように高層建築物が密集している場所と比べ、平均風速は高い。設計基準風速は、一般にこれららの影響を考慮して設定されるが、標準的な風荷重の設定にあたっては40m/sを設計基準風速としている。</p> <p>2) 抗力係数</p> <p>a) 鋼桁</p> <p>充腹のI形断面、π形断面及び箱形断面の桁を主構造にもつ上部構造の風荷重には、鋼桁の風荷重を適用する。</p> <p>鋼桁では橋の総高(D)に対する橋の総幅(B)の比(B/D)が増加するに従い抗力係数は小さくなる。このため、鋼桁の抗力係数は次のように定めている。</p> $C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \dots\dots\dots \text{(解 2.2.20)}$ <p>なお、断面形状が軸方向に変化する場合には、各径間において、その径間の平均的な断面のB及びDを用いてよい。例えば、3径間連続変断面橋の場合には、側径間では径間中央、中央径間では径間1/4点の断面よりB及びDを定める。</p> <p>b) 2主構トラス</p> <p>トラス断面では充実率φ（トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比）が増加するに従い抗力係数は小さくなる。</p> <p>このため、2主構トラスの抗力係数は次のように定めている。</p> $C_d = 1.35/\sqrt{\phi} \dots\dots\dots \text{(解 2.2.21)}$ <p>ただし、$0.1 \leq \phi \leq 0.6$</p> <p>標準的な2主構トラスの諸元として、弦材の高さをh(m)、主構高さ及び格間長をλ(m)、斜材の幅を0.8h(m)、その長さを1.4λ(m)、鉛直材の幅を0.5h(m)とすれば、トラスの1格間あたりの有効鉛直投影面積は</p> $2h \times \lambda + 0.8h \times 1.4\lambda + 0.5h \times \lambda = 3.62h\lambda \text{ (m}^2\text{)}$ <p>となる(図-解2.2.22参照)。これにガセット等に対する余裕をみて4hλ(m²)とする。一方、トラスの1格間あたりの外郭面積はλ×(λ+h)(m²)であるため、充実率φは、λ≫hを考慮して</p>	<p>な地表条件を仮定した場合の平均風速を基本風速と呼び、これを橋の高度及び地表条件を考慮して補正した。設計で考える平均的な風速を設計基準風速と呼ぶ。変動的な風速の影響については、後に述べるガスト応答係数で考慮している。風速は地理的位置、周辺の地形条件、地表条件及び架橋位置の高度によって異なる。すなわち、上空における風速は地表条件によらず一定と考えられるが、地表に近づくにつれ、地形及び地表粗度の影響により風速は減少する。上空での風速が同じ場合、地表近くの同一高度では海面のように表面が滑らかな方が、大都市のように高層建築物が密集している場所と比べ、平均風速は高い。風速の特性値は、一般にこれららの影響を考慮して設定されるが、標準的な風荷重の設定にあたっては40m/sを風速の特性値としている。</p> <p>2) 抗力係数</p> <p>a) 鋼桁</p> <p>充腹のI形断面、π形断面及び箱形断面の桁を主構造にもつ上部構造の風荷重には、「鋼桁」の風荷重を適用するものとする。</p> <p>鋼桁では橋の総高(D)に対する橋の総幅(B)の比(B/D)が増加するに従い抗力係数は小さくなる。このため、鋼桁の抗力係数は次のように定めた。</p> $C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \dots\dots\dots \text{(解 8.17.3)}$ <p>なお、断面形状が軸方向に変化する場合には、各径間において、その径間の平均的な断面のB及びDを用いてよい。例えば、3径間連続変断面橋の場合には、側径間では径間中央、中央径間では径間1/4点の断面よりB及びDを定める。</p> <p>b) 2主構トラス</p> <p>トラス断面では充実率φ（トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比）が増加するに従い抗力係数は小さくなる。</p> <p>このため、2主構トラスの抗力係数は次のように定めている。</p> $C_d = 1.35/\sqrt{\phi} \dots\dots\dots \text{(解 8.17.4)}$ <p>ただし、$0.1 \leq \phi \leq 0.6$</p> <p>標準的な2主構トラスの諸元として、弦材の高さをh(m)、主構高さ及び格間長をλ(m)、斜材の幅を0.8h(m)、その長さを1.4λ(m)、鉛直材の幅を0.5h(m)とすれば、トラスの1格間あたりの有効鉛直投影面積は</p> $2h \times \lambda + 0.8h \times 1.4\lambda + 0.5h \times \lambda = 3.62h\lambda \text{ (m}^2\text{)}$ <p>となる(図-解8.17.1参照)。これにガセット等に対する余裕をみて4hλ(m²)とする。一方、トラスの1格間あたりの外郭面積はλ×(λ+h)(m²)であるため、充実率φは、λ≫hを考慮して</p>

改定案（8章）

$$\phi = \frac{4h}{\lambda + h} = 4 \frac{h}{\lambda}$$

となる。これを式（解 8.17.4）に代入すると、標準的な 2 主構トラスの抗力係数は以下のようになる。

$$C_d = 0.68 \sqrt{\lambda/h} \dots \dots \dots \text{（解 8.17.5）}$$

ただし、 $7 \leq \lambda/h \leq 40$

なお、トラスの諸元が上述のものと著しく異なる場合には、充実率 ϕ を忠実に求め、式（解 8.17.4）により抗力係数を算出する。

トラスの橋床に対しては、標準的な抗力係数値を 1.6 とする。

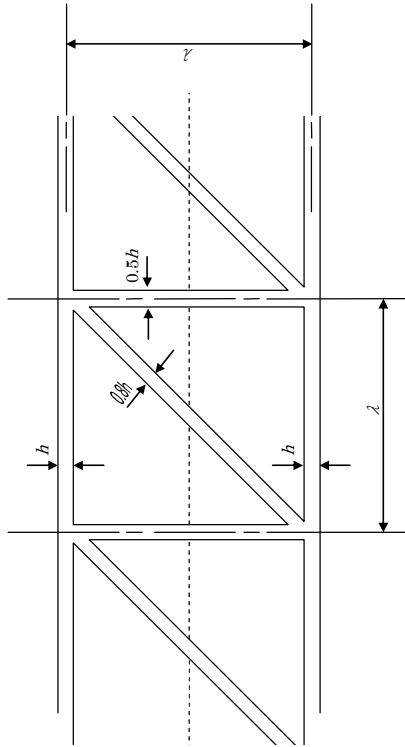


図-解 8.17.1 標準的な 2 主構トラスの諸元

c) その他の型式の橋

アーチ橋のアーチ部材、補剛桁、吊材及び支柱に対しては、角形断面の場合には、風上側部材及び風下側部材にそれぞれ 1.6 及び 0.8 の抗力係数を適用し、円形断面の場合には、風上側部材及び風下側部材とも 0.8 の抗力係数を適用する。アーチ橋の橋床の抗力係数は 1.6 とする。

吊橋、斜張橋の橋桁部分に対しては、その形状に応じ、鋼桁又は 2 主構トラスの抗力係数を適用する。塔については、風上側部材及び風下側部材にそれぞれ 1.6 及び 0.8 の抗力係数を適用し、ケーブル及び吊材については、風上側及び風下側とも 0.8 の抗力係数を適用する。なお、塔については断面形状に応じ抗力係数の値を適切に補正することが望ましい。

d) 活荷重

活荷重の抗力係数は 1.6 とする。

3) ガスト応答係数

自然風は、時間的にも空間的にも風速が変動する乱流である。このため橋には、平均

現行

$$\phi = \frac{4h}{\lambda + h} = 4 \frac{h}{\lambda}$$

となる。これを式（解 2.2.21）に代入すると、標準的な 2 主構トラスの抗力係数は次のように求まる。

$$C_d = 0.68 \sqrt{\lambda/h} \dots \dots \dots \text{（解 2.2.22）}$$

ただし、 $7 \leq \lambda/h \leq 40$

なお、トラスの諸元が上述のものと著しく異なる場合には、充実率 ϕ を忠実に求め、式（解 2.2.21）により抗力係数を算出する。

トラスの橋床に対しては、標準的な抗力係数値を 1.6 とする。

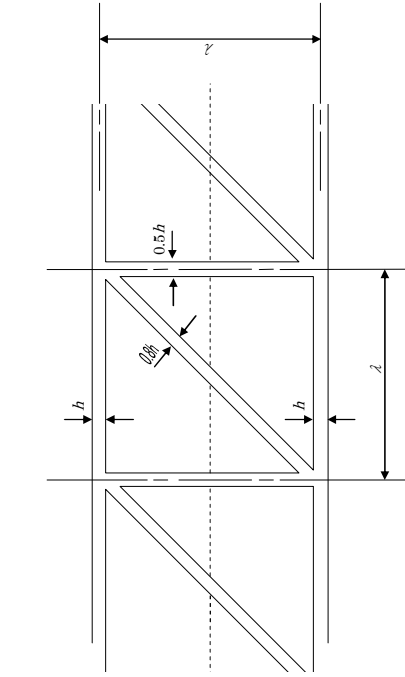


図-解 2.2.22 標準的な 2 主構トラスの諸元

c) その他の型式の橋

アーチ橋のアーチ部材、補剛桁、吊材及び支柱に対しては、角形断面の場合には、風上側部材及び風下側部材にそれぞれ 1.6 及び 0.8 の抗力係数を適用し、円形断面の場合には、風上側部材及び風下側部材とも 0.8 の抗力係数を適用する。アーチ橋の橋床の抗力係数は 1.6 とする。

吊橋、斜張橋の橋桁部分に対しては、その形状に応じ、鋼桁又は 2 主構トラスの抗力係数を適用する。塔については、風上側部材及び風下側部材にそれぞれ 1.6 及び 0.8 の抗力係数を適用し、ケーブル及び吊材については、風上側及び風下側とも 0.8 の抗力係数を適用する。なお、塔については断面形状に応じ抗力係数の値を適切に補正することが望ましい。

d) 活荷重

活荷重の抗力係数は 1.6 とする。

3) ガスト応答係数

自然風は、時間的にも空間的にも風速が変動する乱流である。このため橋には、平均風

備考

備考	現行	改定案(8章)
	<p>速に起因する抗力の他に、変動風速に起因する変動的な抗力が作用する。変動的な抗力に起因する構造物の変形又は振動は、ガスト応答と呼ばれており、ガスト応答係数によりその効果が考慮される。変動風速の標準偏差と平均風速との比は乱れ強さと呼ばれているが、この乱れ強さが大きいほどガスト応答係数は大きくなる。風の乱れ強さは、高度が低いほど、また地表粗度が粗いほど大きい。ガスト応答係数の値の設定にあたっては海上の風を想定しおおよそ1.9を標準値とする。田園地帯、住宅地又は大都市では海上に比べ風速の乱れ強さが強く、ガスト応答係数も大きくなるが、設計基準風速が海上に比べ低下することにより風荷重としては補い合うと考えられる。</p> <p>4) 単位面積あたりの風荷重</p> <p>1)から3)より、鋼桁に作用する単位面積あたりの風荷重は次のとおりとなる。</p> $p = \begin{cases} 4.0 - 0.20(B/D) & (kN/m^2) & 1 \leq B/D < 8 & \dots\dots (解 2.2.23) \\ 2.4 & (kN/m^2) & 8 \leq B/D \end{cases}$ <p>同様に、2主構トラスに作用する単位面積あたりの風荷重は次のとおりとなる。</p> $p = \begin{cases} 2.5/\sqrt{\phi} & (kN/m^2) & \dots \text{トラス, ただし, } 0.1 \leq \phi \leq 0.6 & \dots\dots (解 2.2.24) \\ 3.0 & (kN/m^2) & \dots \text{橋床} \end{cases}$ <p>2)b)で示した標準的なトラスの場合には、式(解2.2.24)は、次のように書き改められる。</p> $p = \begin{cases} 1.25\sqrt{\lambda/h} & (kN/m^2) & \dots \text{トラス, ただし, } 7 \leq \lambda/h \leq 40 & \dots (解 2.2.25) \\ 3.0 & (kN/m^2) & \dots \text{橋床} \end{cases}$ <p>その他の角形断面の部材及び円形断面の部材に作用する単位面積あたりの風荷重はそれぞれ3.0kN/m²及び1.5kN/m²となる。</p> <p>活荷重が載荷された状態に対しては最大風圧を考える必要はないものと考え、1/2の風荷重を載荷するものとした。同様に、活荷重に対する風荷重も1.5kN/m²とする。</p> <p>5) 有効鉛直投影面積</p> <p>有効鉛直投影面積は、風荷重の作用方向に直角な面に対する、構造物の構造軸方向単位長さあたりの平均投影面積である。主桁、縦桁、床版、地覆、橋梁用防護柵及び活荷重に対しては風上側側面の投影面積のみを考慮する必要があるが、アーチ橋のアーチ部材、補剛桁、吊材及び支柱、吊橋、斜張橋の塔、ケーブル等で風下側にも部材が配置される場合には、風下側部材の風上側側面の投影面積も考慮する必要がある。</p> <p>a) 鋼桁</p> <p>鋼桁の底面から地覆の天端までの高さに、橋梁用防護柵の有効鉛直投影面積を加えて求める。壁型剛性防護柵の有効鉛直投影面積はその高さであり、壁型剛性防護柵以外の橋梁用防護柵の有効鉛直投影面積は標準的な形状を考慮して0.4m²/mとする。</p>	<p>風速に起因する抗力の他に、変動風速に起因する変動的な抗力が作用する。変動的な抗力に起因する構造物の変形又は振動は、ガスト応答と呼ばれており、ガスト応答係数によりその効果が考慮される。変動風速の標準偏差と平均風速との比は乱れ強さと呼ばれているが、この乱れ強さが大きいほどガスト応答係数は大きくなる。風の乱れ強さは、高度が低いほど、また地表粗度が粗いほど大きい。ガスト応答係数の値の設定にあたっては海上の風を想定しおおよそ1.9を標準値とする。田園地帯、住宅地又は大都市では海上に比べ風速の乱れ強さが強く、ガスト応答係数も大きくなるが、設計基準風速が海上に比べ低下することにより風荷重としては補い合うと考えられる。</p> <p>4) 単位面積あたりの風荷重</p> <p>1)から3)より、鋼桁に作用する単位面積あたりの風荷重は以下のとおりとなる。</p> $p = \begin{cases} 4.0 - 0.20(B/D) & (kN/m^2) & 1 \leq B/D < 8 & \dots\dots\dots (解 8.17.6) \\ 2.4 & (kN/m^2) & 8 \leq B/D \end{cases}$ <p>同様に、2主構トラスに作用する単位面積あたりの風荷重は以下のとおりとなる。</p> $p = \begin{cases} 2.5/\sqrt{\phi} & (kN/m^2) & \dots \text{トラス, ただし, } 0.1 \leq \phi \leq 0.6 & \dots (解 8.17.7) \\ 3.0 & (kN/m^2) & \dots \text{橋床} \end{cases}$ <p>2)b)で示した標準的なトラスの場合には、式(解8.17.7)は、次のように書き改められる。</p> $p = \begin{cases} 1.25\sqrt{\lambda/h} & (kN/m^2) & \dots \text{トラス, ただし, } 7 \leq \lambda/h \leq 40 & \dots (解 8.17.8) \\ 3.0 & (kN/m^2) & \dots \text{橋床} \end{cases}$ <p>その他の角形断面の部材及び円形断面の部材に作用する単位面積あたりの風荷重はそれぞれ3.0kN/m²及び1.5kN/m²となる。</p> <p>3.3で荷重組合せ係数が乗じられているのは、活荷重との同時載荷状況が生じる稀さを考慮したものである。結果的には特性値の風荷重よりも低い風速の状況を考慮していることになる。</p> <p>5) 有効鉛直投影面積</p> <p>有効鉛直投影面積は、風荷重の作用方向に直角な面に対する構造物の構造軸方向単位長さあたりの平均投影面積である。主桁、縦桁、床版、地覆、橋梁用防護柵及び活荷重に対しては風上側側面の投影面積のみを考慮する必要があるが、アーチ橋のアーチ部材、補剛桁、吊材及び支柱、吊橋、斜張橋の塔、ケーブル等で風下側にも部材が配置される場合には、風下側部材の風上側側面の投影面積も考慮する必要がある。</p> <p>a) 鋼桁</p> <p>鋼桁の底面から地覆の天端までの高さに、橋梁用防護柵の有効鉛直投影面積を加えて求める。壁型剛性防護柵の有効鉛直投影面積はその高さであり、壁型剛性防護柵以外の橋梁用防護柵の有効鉛直投影面積は標準的な形状を考慮して0.4m²/mとする。</p>

備考	現行	改定案（8章）
	<p>b) 2主構トラス トラスと橋床それぞれについて有効鉛直投影面積を求める。 2)で示した標準的なトラスでは、斜材及び鉛直材の面積は載荷弦（床版を取り付ける方の弦材）と無載荷弦（床版を取り付けない方の弦材）に等分するものとすれば、1格間における載荷弦側、無載荷弦側のトラスの有効鉛直投影面積は相等しく $2h$ (m^2/m) となる。 橋床については、縦桁の底面から地覆の天端までの高さに、橋梁用防護柵又は遮音壁の有効鉛直投影面積を加えて求める。ただし、弦材と重なる部分については含まれてはならない。 c) 活荷重 活荷重は橋面上0.6mから2.4mの間に有効鉛直投影面積 $1\text{m}^2/\text{m}$ で分布することを標準とする。</p> <p>6) 単位長さあたりの風荷重 単位長さあたりの風荷重に有効鉛直投影面積を乗じて、単位長さあたりの風荷重を算出する。なお、水平剛度の保持等の理由により、鋼桁及び2主構トラスについては橋軸方向単位長さあたりの風荷重についてそれぞれ表-2.2.10、表-2.2.13に示される最低限度値を設定している。 鋼桁に関しては活荷重載荷時の風荷重が活荷重無載荷時の風荷重に比べ小さいことから、活荷重載荷時の風荷重は考慮しなくてもよい。</p> <p>7) 載荷方法 構造物の風上側の有効鉛直投影面積の図心位置に、考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように、単位長さあたりの風荷重を載荷する。ただし、吊橋、斜張橋の塔及びケーブルに対しては、風上側部材及び風下側部材それぞれに、各部材の単位長さあたりの風荷重を載荷させてもよい。単位長さあたりの風荷重を橋軸方向にどのように分布させるかについては、議論の余地があるところであるが、風荷重は橋の水平剛度の確保のためにも用いられること等を考慮し、今までどおり考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように分布させることとしている。</p> <p>8) 遮音壁を有する橋に作用する風荷重 遮音壁が設置される橋の周囲には、住宅等の建物が密集しているものと考えられる。この場合には、建物の影響により海上に比べ平均風速は低く、乱れ強さは大きくなるものと考えられる。式（解 2.2.18）に示されているように、風荷重に対しては平均風速に関する設計基準風速の方が、乱れ強さに関するガスト応答係数よりも大きな影響を与える。以上のような理由から、遮音壁が取り付く橋で、周囲に建物が密集している</p>	<p>b) 2主構トラス トラスと橋床それぞれについて有効鉛直投影面積を求める。 2)で示した標準的なトラスでは、斜材及び鉛直材の面積は載荷弦（床版を取り付ける方の弦材）と無載荷弦（床版を取り付けない方の弦材）に等分するものとすれば、1格間における載荷弦側、無載荷弦側のトラスの有効鉛直投影面積は相等しく $2h$ (m^2/m) となる。 橋床については、縦桁の底面から地覆の天端までの高さに、橋梁用防護柵又は遮音壁の有効鉛直投影面積を加えて求める。ただし、弦材と重なる部分については含まれないものとする。 c) 活荷重 活荷重は橋面上0.6mから2.4mの間に有効鉛直投影面積 $1\text{m}^2/\text{m}$ で分布することを標準とした。経験的な側面も含むため橋毎に見直す必然性はないため従前の値を踏襲することにした。</p> <p>6) 単位長さあたりの風荷重 単位長さあたりの風荷重に有効鉛直投影面積を乗じて、単位長さあたりの風荷重を算出する。なお、水平剛度の保持等の理由により、鋼桁及び2主構トラスについては橋軸方向単位長さあたりの風荷重についてそれぞれ8.17(4)1、2)に示される最低限度値を設定している。 鋼桁及び2主構トラスに関しては活荷重載荷時の風荷重が活荷重無載荷時の風荷重に比べ小さいことから、活荷重載荷時の風荷重は考慮しなくてもよい。</p> <p>7) 載荷方法 構造物の風上側の有効鉛直投影面積の図心位置に、考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように、単位長さあたりの風荷重を載荷する。ただし、吊橋、斜張橋の塔及びケーブルに対しては、風上側部材及び風下側部材それぞれに、各部材の単位長さあたりの風荷重を載荷させてもよい。単位長さあたりの風荷重を橋軸方向にどのように分布させるかについては、議論の余地があるところであるが、風荷重は橋の水平剛度の確保のためにも用いられること等を考慮し、今までどおり考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように分布させることとしている。</p> <p>8) 遮音壁を有する橋に作用する風荷重 遮音壁が設置される橋の周囲には、住宅等の建物が密集しているものと考えられる。この場合には、建物の影響により海上に比べ平均風速は低く、乱れ強さは大きくなるものと考えられる。式（解 8.17.1）に示されているように、風荷重に対しては平均風速に関する設計基準風速の方が、乱れ強さに関するガスト応答係数よりも大きな影響を与える。以上のような理由から、遮音壁が取り付く橋で、周囲に建物が密集している</p>

備考	現行	改定案（8章）
	<p>4)に示した単位面積あたりの風荷重を0.8倍に低減することができる。すなわち、表-2.2.10又は表-2.2.13のDとして遮音壁の高さも含め、風荷重を計算し、その値を0.8倍とする。ただし、単位長さあたりの風荷重はそれぞれ表に示した最低限度以上とする。また、遮音壁がある値以上の風荷重を橋本体に伝達しないような構造になっている場合は、その構造を考慮して適切に風荷重を定めることができる。</p> <p>遮音壁に関しては、風下側の風荷重値は微小であることが実験により確認されており、風上側のみ載荷すればよい。また遮音壁と重なる活荷重に対しては、風荷重を載荷しなくともよい。表-2.2.13の載荷弦の活荷重載荷時の風荷重には、活荷重に作用する風荷重として1.5kN/mが含まれているため、遮音壁が設置される場合にはこれを除いてよい。</p> <p>9) 並列する橋の風荷重</p> <p>鋼桁橋が並列する場合は、上流側及び下流側の橋桁に作用する風荷重は、単独時と異なってくる。並列橋の補正は図-解2.2.23に示す橋の水平方向の中心間距離S_h及び鉛直方向の中心間距離S_vがそれぞれ、$S_h \leq 1.5B_1$かつ$S_v \leq 2.5D_1$の場合に考慮する。並列の効果はその位置関係に応じて変化するが、一般的には表-2.2.10を用いて計算される風荷重に、表-解2.2.6から得られる並列の効果の補正係数を乗じればよい。なお、橋軸方向に橋桁の位置関係が変化する場合は、橋の支間長の2分の1の位置におけるS_h、S_v、総幅B、総高Dを用い並列の補正係数を求めてもよい。また、上部構造の設計のためには、風向にかかわらず並列する2橋とも同一の補正を行うが、下部構造の設計に用いる上部構造に作用する風荷重を補正する場合は、橋軸に直交する2つの風向を考え、それぞれについて一方を風上側の橋、他方を風下側の橋と区別して補正する。</p> <p>なお、並列の効果は橋の断面形状や種類によって若干異なるため、風洞実験等によって別途に補正係数が求められている場合は、これを用いてもよい。</p> <p>トラス橋に関しては、風の透過性が高いため、並列の影響を考慮する必要はない。その他の形式の橋は、単独橋の風荷重を求めた際と同様に、その橋桁形状に応じて鋼桁橋又はトラス橋に準じて並列の影響を考慮する。</p>	<p>場合には、4)に示した単位面積あたりの風荷重を0.8倍に低減することができる。すなわち、表-8.17.1又は表-8.17.4のDとして遮音壁の高さも含め、風荷重を計算し、その値を0.8倍とする。ただし、単位長さあたりの風荷重はそれぞれ表に示した最低限度以上とする。また、遮音壁がある値以上の風荷重を橋本体に伝達しないような構造になっている場合には、その構造を考慮して適切に風荷重を定めることができる。</p> <p>遮音壁に関しては、風下側の風荷重値は微小であることが実験により確認されており、風上側のみ載荷すればよい。また遮音壁と重なる活荷重に対しては、風荷重を載荷しなくともよい。</p> <p>9) 並列する橋の風荷重</p> <p>鋼桁橋が並列する場合は、上流側及び下流側の橋桁に作用する風荷重は、単独時と異なってくる。並列橋の補正は図-解8.17.2に示す橋の水平方向の中心間距離S_h及び鉛直方向の中心間距離S_vがそれぞれ、$S_h \leq 1.5B_1$かつ$S_v \leq 2.5D_1$の場合に考慮する。並列の効果はその位置関係に応じて変化するが、一般的には表-8.17.1を用いて計算される風荷重に、表-解8.17.3から得られる並列の効果の補正係数を乗じればよい。なお、橋軸方向に橋桁の位置関係が変化する場合は、橋の支間長の2分の1の位置におけるS_h、S_v、総幅B、総高Dを用い並列の補正係数を求めてもよい。また、上部構造の設計のためには、風向にかかわらず並列する2橋とも同一の補正を行うが、下部構造の設計に用いる上部構造に作用する風荷重を補正する場合は、橋軸に直交する2つの風向を考え、それぞれについて一方を風上側の橋、他方を風下側の橋と区別して補正する。</p> <p>コンクリート桁橋と鋼桁橋が並列する場合には、鋼桁橋に作用する風荷重に対して並列効果の補正係数を乗じる。ただし、コンクリート桁橋については、鋼桁と比べて死荷重や剛性が大きく、並列の効果による影響は小さいとみなし、コンクリート桁橋に作用する風荷重に対して並列効果の補正を行う必要はない。</p> <p>なお、並列の効果は橋の断面形状や種類によって若干異なるため、風洞実験等によって別途に補正係数が求められている場合は、これを用いてもよい。</p> <p>鋼トラス橋に関しては、風の透過性が高いため、並列の影響を考慮する必要はない。鋼桁橋や鋼トラス橋以外の形式の橋は、単独橋の風荷重を求めた際と同様に、その橋桁形状に応じて鋼桁橋又は鋼トラス橋に準じて並列の影響を考慮する。</p>

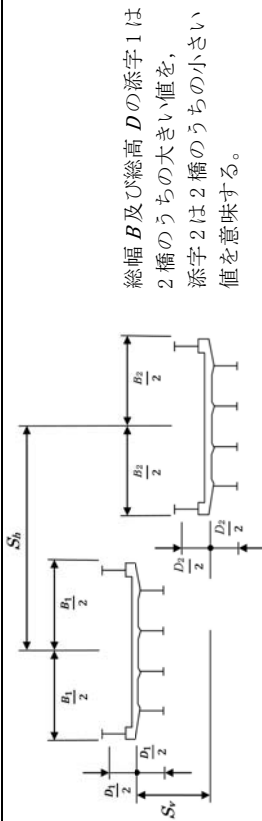


図-解 8.17.2 並列橋の位置関係
 総幅 B 及び総高 D の添字 1 は 2 橋のうちの大きい値を, 添字 2 は 2 橋のうちの小さい値を意味する。

表-解 8.17.3 並列の効果による上部構造に作用する風荷重の補正係数

並列の効果による風荷重の補正係数		
1.3		
上部構造の設計	S_h	風上側 風下側
	$S_h \leq 0.5B_1$	1.3
下部構造の設計	$0.5B_1 < S_h \leq 1.5B_2$	$S_v \leq 0.5D_2$
		$0.5D_2 < S_v \leq 1.5D_2$
		$1.5D_2 < S_v \leq 2.5D_1$
$1.5B_2 < S_h \leq 1.5B_1$	1.3	1.0

ここに、並列橋の補正は橋の水平方向の中心間距離 S_h 及び鉛直方向の中心間距離 S_v がそれぞれ、 $S_h \leq 1.5B_1$ かつ $S_v \leq 2.5D_1$ の場合に考慮する。

(5) 下部構造に直接作用する風荷重も抗力のみを対象とし、風向は水平方向で橋軸直角方向と橋軸方向の2方向に限定した。設計基準風速及びガスト応答係数は上部構造と同じ値を考えている。抗力係数の値は部材の形状によって異なるが、ここでは相当の差違の認められる形状に分類し、円形及び小判形の場合を0.8に、角形の場合を1.6に設定した。他の形状の場合には技術者の判断によって適切に定めるのがよい。

なお、柱が風向に対して2本前後に並ぶようなときは次のように対処する。すなわち、柱が径の2倍以上離れている場合は単一部材が2本存在すると考え、風下側部材にも表-8.17.6に示す風荷重を載荷する。それ以外の場合には風下側部材に載荷する風荷重は、表-8.17.6に示す値の0.5倍とする。

(6) 風荷重の変動には、架橋地点の位置、地形及び地表条件や橋の構造特性、断面形状などが関係する。設計にあたってはこれらによるばらつきの影響についても適切に考慮して設計に用いる風荷重を算出しなければならない。

地域によって10分間平均風速の年最大値が40m/sを上回る場合には、道路橋耐風設計便覧(日本道路協会、平成20年1月)を参考に適切に基本風速や設計基準風速(風速の

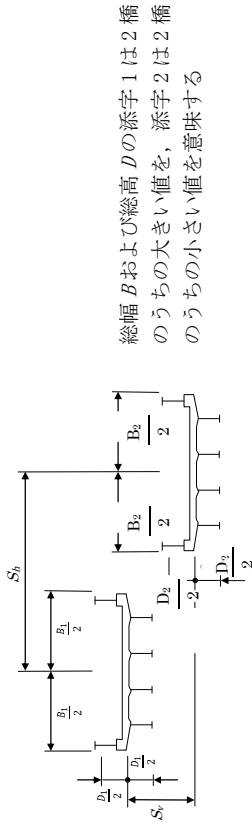


図-解 2.2.23 並列橋の位置関係
 総幅 B および総高 D の添字 1 は 2 橋のうちの大きい値を, 添字 2 は 2 橋のうちの小さい値を意味する

表-解 2.2.6 並列の効果による上部構造に作用する風荷重の補正係数

並列の効果による風荷重の補正係数		
1.3		
上部構造の設計	S_h	風上側 風下側
	$S_h \leq 0.5B_1$	1.3
下部構造の設計	$0.5B_1 < S_h \leq 1.5B_2$	$S_v \leq 0.5D_2$
		$0.5D_2 < S_v \leq 1.5D_2$
		$1.5D_2 < S_v \leq 2.5D_1$
$1.5B_2 < S_h \leq 1.5B_1$	1.3	1.0

ここに、並列橋の補正は橋の水平方向の中心間距離 S_h 及び鉛直方向の中心間距離 S_v がそれぞれ、 $S_h \leq 1.5B_1$ かつ $S_v \leq 2.5D_1$ の場合に考慮する。

(6) 下部構造に直接作用する風荷重も抗力のみを対象とし、風向は水平方向で橋軸直角方向と橋軸方向の2方向に限定している。設計基準風速及びガスト応答係数は上部構造と同じ値を考えている。抗力係数の値は部材の形状によって異なるが、ここでは相当の差違の認められる形状に分類し、円形及び小判形の場合を0.8に、角形の場合を1.6に設定した。他の形状の場合には技術者の判断によって適切に定めるのがよい。

なお、柱が風向に対して2本前後に並ぶようなときは次のように対処する。すなわち、柱が径の2倍以上離れている場合は単一部材が2本存在すると考え、風下側部材にも表-2.2.15に示す風荷重を載荷する。それ以外の場合には風下側部材に載荷する風荷重は、表-2.2.15に示す値の0.5倍とする。

備考	現行	改定案（8章）
	<p>2.2.14 波圧</p> <p>(1) 波圧は、構造物が設置される水深及び波の性状を適切に考慮して設定しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 鉛直壁に作用する砕波の波圧は式(2.2.11)により算出する。波圧は静水面上1.25H₀の高さから海底まで一様に分布するものとして算出する。</p> $p = 1.5 \cdot w \cdot H_0 \quad \dots\dots\dots (2.2.11)$ <p>ここに、</p> <p>p : 砕波の波力(kN/m²)</p> <p>w : 海水の単位体積重量(kN/m³)</p> <p>H₀ : 沖波の波高(m)</p> <p>(4) 河中等の橋脚に作用する波圧は一般に無視してよい。</p> <p>(1) 条文の式は広井公式である。この波力は局所的な波力を示すものでなく、主として防堤が全体的に受ける平均波力を表わすものと考えられている。この点は橋脚の場合と異なるが、実用的には大差がないものと考えて採用したものである。</p> <p>また、この式は砕波の波力の式であるから水深が波高の2倍以下のときのみ適用できる。この限界を超すと作用する波は重複波として作用する。近年、重複波から砕波に至る波圧をその適用限界により区分することなく連続的に、かつ精度よく求めることのできる手法も提案されており、波圧の算定にあたっては条件に応じて適切な手法を用いるのがよい。なお、具体的な検討にあたっては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（日本港湾協会、平成19年9月）が参考になる。</p>	<p>8.18 波圧</p> <p>(1) 波圧は、構造物が設置される水深及び波の条件を適切に考慮して設定しなければならぬ。</p> <p>(2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 鉛直壁に作用する砕波の波圧を静水面上1.25H₀の高さから海底まで一様に分布するものとして式(8.18.1)により算出する。</p> $p = 1.5 \cdot w \cdot H_0 \quad \dots\dots\dots (8.18.1)$ <p>ここに、p : 砕波の波力(kN/m²)</p> <p>w : 海水の単位体積重量(kN/m³)</p> <p>H₀ : 沖波の波高(m)で、最大波圧の年最大値分布に従い、設計供用期間における再現期待値に相当する値を設定する。</p> <p>(4) 河中等の橋脚に作用する波圧は一般に無視してよい。</p> <p>(3) 条文の式は広井公式である。この波力は局所的な波力を示すものでなく、主として防堤が全体的に受ける平均波力を表わすものと考えられている。この点は橋脚の場合と異なるが、実用的には大差がないものと考えて採用したものである。</p> <p>また、この式は砕波の波力の式であるから水深が波高の2倍以下のときのみ適用できる。この限界を超すと作用する波は重複波として作用する。近年、重複波から砕波に至る波圧をその適用限界により区分することなく連続的に、かつ精度よく求めることのできる手法も提案されており、波圧の算定にあたっては条件に応じて適切な手法を用いるのがよい。なお、具体的な検討にあたっては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（日本港湾協会、平成19年9月）が参考になる。</p>

改定案（8章）	現行	備考
<p>地震などによる津波の影響を考慮する場合には、V編を参考にすることができる。</p> <p>(4) 河中、湖中等に設けられる橋脚に対しては一般に水深が浅く、波圧の影響は小さいので無視してよい。</p> <p>— 近くを通過する船舶による波から受ける波圧も同様である。</p> <p>8.19 地震の影響</p> <p>(1) 地震の影響は、2.1に規定する変動作用として定義する、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動による影響と、偶発的作用として定義する、橋の設計供用期間中に発生することは極めてまれであるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動による影響を適切に設定しなければならない。</p> <p>(2) 橋に作用する地震動の特性値は、橋の建設地点の地震環境条件、橋の建設地点の地形・地質・地盤条件等の影響を適切に考慮して設定しなければならない。</p> <p>(3) (1)及び(2)に対応する地震の影響をV編2.3に従って扱う場合には、橋に地震の影響を適切に考慮したものとみなしてよい。</p> <p>(1) 地震の影響は橋の設計に必ず考慮しなければならない荷重である。橋の設計で考慮する地震動の影響の特性値には、橋の建設地点周辺における地震や地震動に関する統計データ、過去の観測データ等、構造物の種類・構造条件などが関係する。設計にあたってはこれらの変動の影響についても適切に考慮して設計に用いる地震動の影響を算出しなければならない。</p> <p>(3) 地震の影響の具体的な取扱いには本編によるほか、V編による。</p>	<p>(4) 河中、湖中等に設けられる橋脚に対しては一般に水深が浅く、波圧の影響は小さいので無視してよい。</p> <p>— 近くを通過する船舶による波から受ける波圧も同様である。</p> <p>2.2.11 地震の影響</p> <p>地震の影響については耐震設計編による。</p> <p>地震の影響は橋の設計に必ず考慮しなければならない荷重である。その具体的な取扱いは耐震設計編による。</p>	

改定案（8章）	現行	備考
<p>8.20 衝突荷重</p>	<p>2.2.17 衝突荷重</p>	
<p>(1) 橋に自動車、流木又は船舶等が衝突するおそれのある場合には、これらの衝突の影響を適切に設定しなければならない。</p> <p>(2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 自動車の衝突</p> <p>自動車の衝突のおそれのある躯体には、コンクリート壁等の十分な防護施設を設ける。これらの防護施設が設けられない場合には、次の衝突荷重のいずれかが路面から1.8mの高さに水平に働くものとして設計を行う。</p> <p>(4) 流木等の衝突</p> <p>車道方向について1,000kN、車道と直角方向について500kN</p> <p>流木その他の流送物の衝突のおそれがある場合には、式(8.20.1)により算出される衝突力を水面位置に作用させる。</p> $P = 0.1 \cdot W \cdot v \dots\dots\dots (8.20.1)$ <p>ここに、P：衝突力(kN) W：流送物の重量(kN) v：表面流速(m/s)</p> <p>(5) 船舶の衝突</p> <p>橋に船舶の衝突のおそれがある場合には、この衝突時荷重を往來する船舶の規模や衝突時における船舶の速度等を適切に考慮して設定する。</p>	<p>(1) 橋に自動車、流木又は船舶等が衝突するおそれのある場合には、これらの衝突荷重を適切に設定しなければならない。</p> <p>(2) (3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 自動車の衝突</p> <p>自動車の衝突のおそれのある躯体には、コンクリート壁等の十分な防護施設を設ける。これらの防護施設が設けられない場合においては次の衝突荷重のいずれかが路面から1.8mの高さに水平に働くものとして設計を行う。</p> <p>(4) 流木等の衝突</p> <p>車道方向について1,000kN、車道と直角方向について500kN</p> <p>流木その他の流送物の衝突のおそれがある場合には、式(2.2.12)により算出される衝突力を水面位置に作用させる。</p> $P = 0.1 \cdot W \cdot v \dots\dots\dots (2.2.12)$ <p>ここに、P：衝突力(kN) W：流送物の重量(kN) v：表面流速(m/s)</p> <p>(5) 船舶の衝突</p> <p>橋に船舶の衝突のおそれがある場合には、この衝突荷重を往來する船舶の規模や衝突時における船舶の速度等を適切に考慮して設定する。</p>	
<p>(3) 高架構造のように、他の道路の道路上に躯体があれば自動車衝突のおそれがあり、その破損は時として落橋を生じるものであるから自動車衝突のおそれがある躯体には、躯体本体とは独立した強固な防護施設を設ける必要がある。</p> <p>ここでいう強固な防護施設とは、自動車衝突しても躯体自体には影響を及ぼさないものでなければならない。防護施設の耐荷力としては、躯体と防護施設との間の空間が十分でない場合は、車道方向に対して1,000kN、車道と直角方向に対して500kNを目標とし、躯体と防護施設との間に自動車の衝突エネルギーを吸収するに足る空間が確保されれば、その程度に応じて上記の値を適宜低減すればよい。</p> <p>既設の道路と立体交差する場合等で、強固な防護施設を設ける余地がどうしても確保できない場合は、躯体自体が衝突荷重に対して十分な耐荷力を有するようにならなければならない。実験によると設計荷重が設計速度で衝突した場合の衝突荷重はかなり大きな値となるが、このような場合はまれであるので外国の例を参考として、強固な防護施設がない場</p>	<p>(3) 高架構造のように、他の道路上に躯体があれば自動車衝突のおそれがあり、その破損は時として落橋を生じるものであるから自動車衝突のおそれがある躯体には、躯体本体とは独立した強固な防護施設を設ける必要がある。</p> <p>ここでいう強固な防護施設とは、自動車衝突しても躯体自体には影響を及ぼさないものでなければならない。防護施設の耐荷力としては、躯体と防護施設との間の空間が十分でない場合は、車道方向に対して1,000kN、車道と直角方向に対して500kNを目標とし、躯体と防護施設との間に自動車の衝突エネルギーを吸収するに足る空間が確保されれば、その程度に応じて上記の値を適宜低減すればよい。</p> <p>既設の道路と立体交差する場合等で、強固な防護施設を設ける余地がどうしても確保できない場合は、躯体自体が衝突荷重に対して十分な耐荷力を有するようにならなければならない。実験によると設計荷重が設計速度で衝突した場合の衝突荷重はかなり大きな値となるが、このような場合はまれであるので外国の例を参考として、強固な防護施設がない場</p>	

備考	現行	改定案（8章）
	<p>ない場合の衝突荷重をこの条のように定められている。</p> <p>衝突荷重の作用高さは、<u>2.2.15</u>と同様の理由で1.8mとしている。</p> <p>(4) 洪水時には流水のほか、上流の木橋や木製の水制工等が流されて下流の橋に被害を与えることがある。</p> <p>流送物の重量を決定するにあたって、架橋地点付近の住民の経験談、上流の橋、河川構造物、山地の状況等を調査のうえ、適切な値を定める。</p> <p>(5) 河川の下流部で舟航が行われている場合でも、通常の下部構造に対しては小型の川舟の衝突はほとんどその安定条件を左右するに至らない。しかし、河口に近い港湾区域の一部とか、海中に建設される橋脚の場合には、大型の鋼鉄船が衝突することが予想される。この場合は船舶の影響を設計に考慮する必要がある。</p> <p>しかし、一般に船舶が衝突するのは、気象の悪条件から舵を誤った場合、機関に故障を生じて漂流した場合等であり、巡航速度で衝突することはほとんど考えられないので十分調査して衝突荷重を定める。</p> <p>2.2.16 施工時荷重</p> <p>橋の施工時の安全性を確保するため、施工方法、施工中の構造を適切に考慮して、自重、施工機材、風、地震の影響等に対して必要な検討を行い、施工時荷重を設定しなければならない。</p> <p>施工時荷重とは橋の施工時に作用する荷重である。これによる応力は施工方法によっては施工後の状態とはまったく異質なものであったり、施工後の応力よりも大きな値を示すことがあり、例えば、上部構造では橋桁の座屈、落橋といった事態にもなり得る。また、下部構造では、ケーソン基礎本体の他に、張出架設中の上部構造を支持している橋脚や頭部ヒンジ固定のフレキシブルピア等においては、施工時の安定及び断面照査から躯体及び基礎の寸法諸元が決定されることも多い。したがって、橋の設計時には施工方法と施工中の構造とを考慮して、自重、施工機材、風、地震、温度変化等に対して検討するよう規定している。</p>	<p>場合の衝突荷重がこの条のように定められている。</p> <p>衝突荷重の作用高さは、<u>8.15</u>と同様の理由で1.8mとしている。</p> <p>(4) 洪水時には流水のほか、上流の木橋や木製の水制工等が流されて下流の橋に被害を与えることがある。</p> <p>流送物の重量を決定するにあたって、架橋地点付近の住民の経験談、上流の橋、河川構造物、山地の状況等を調査のうえ、適切な値を定める。</p> <p>(5) 河川の下流部で舟航が行われている場合でも、通常の下部構造に対しては小型の川舟の衝突はほとんどその安定条件を左右するに至らない。しかし、河口に近い港湾区域の一部とか、海中に建設される橋脚の場合には、大型の鋼鉄船が衝突することが予想される。この時は船舶の影響を設計に考慮する必要がある、船舶の影響を設計に考慮するときの荷重を条文では<u>衝突時荷重</u>と呼んでいる。</p> <p>しかし、一般に船舶が衝突するのは、気象の悪条件から舵を誤った場合、機関に故障を生じて漂流した場合等であり、巡航速度で衝突することはほとんど考えられないので十分調査して衝突荷重を定める。</p> <p>8.21 施工時荷重</p> <p>橋の施工時の安全性及び完成後の橋の性能を確保するため、また、<u>3.1(3)</u>を満足するように、施工方法、施工中の構造を適切に考慮して、自重、施工機材、風、地震の影響等に対して必要な検討を行い、施工時荷重を設定しなければならない。</p> <p>施工時荷重とは橋の施工時に作用する荷重である。これによる応力は施工方法によっては施工後の状態とはまったく異質なものであったり、施工後の応力よりも大きな値を示すことがあり、例えば、上部構造では橋桁の座屈、落橋といった事態にもなり得る。また、下部構造では、ケーソン基礎本体の他に、張出架設中の上部構造を支持している橋脚や頭部ヒンジ固定のフレキシブルピア等においては、施工時の安定及び断面照査から躯体及び基礎の寸法諸元が決定されることも多い。したがって、橋の設計時には施工方法と施工中の構造とを考慮して、自重、施工機材、風、地震、温度変化等に対して検討するよう規定している。</p>

9章 使用材料

9.1 鋼材

(1) 鋼材は、強度、伸び、じん性等の機械的性質、化学組成、有害成分の制限、厚さやそり等の形状寸法等の特性や品質が確かなものでなければならぬ。

(2) 表-9.1.1 に示す鋼材は、(1)を満足するとみなしてよい。

表-9.1.1 鋼材 (JIS)

鋼材の種類	規格	鋼材記号
1) 構造用鋼材	JIS G 3101	SS400
	JIS G 3106	SM400, SM490, SM490Y SM520, SM570
	JIS G 3114	SMA400W, SMA490W SMA570W
	JIS G 3140	SBHS400, SBHS400W SBHS500, SBHS500W
	JIS G 3444	STK400, STK490
2) 鋼管	JIS A 5525	SKK400, SKK490
	JIS A 5530	SKY400, SKY490
3) 接合用鋼材	JIS B 1186	F8T, F10T
	JIS B 1180	強度区分4.6, 8.8, 10.9
	JIS B 1181	強度区分8, 10
4) 溶接材料	JIS Z 3211	軟鋼, 高張力鋼及び低温用 鋼用被覆アーク溶接棒
	JIS Z 3214	耐侯性鋼用被覆アーク溶 接棒
	JIS Z 3312	軟鋼, 高張力鋼及び低温用 鋼用のマグ溶接及びびミグ 溶接ソリッドワイヤ
	JIS Z 3313	軟鋼, 高張力鋼及び低温用 鋼用アーク溶接フラック ス入りワイヤ
	JIS Z 3315	耐侯性鋼用のマグ溶接及 びミグ溶接用ソリッドワ イヤ
	JIS Z 3320	耐侯性鋼用アーク溶接フ ラックス入りワイヤ

3章 使用材料

3.1 鋼材

(1) 鋼材は、強度、伸び、じん性等の機械的性質、化学組成、有害成分の制限、厚さやそり等の形状寸法等の特性や品質が確かなものでなければならぬ。

(2) 表-3.1.1 及び表-3.1.2 に示す鋼材については、(1)を満たすものとみなす。

表-3.1.1 鋼材 (JIS)

鋼材の種類	規格	鋼材記号
1) 構造用鋼材	JIS G 3101	SS400
	JIS G 3106	SM400, SM490, SM490Y SM520, SM570
	JIS G 3114	SMA400W, SMA490W SMA570W
2) 鋼管	JIS G 3444	STK400, STK490
	JIS A 5525	SKK400, SKK490
	JIS A 5530	SKY400, SKY490
3) 接合用鋼材	JIS B 1186	F8T, F10T
	JIS B 1180	強度区分4.6, 8.8, 10.9
	JIS B 1181	強度区分4, 8, 10
	JIS Z 3211	軟鋼, 高張力鋼及び低温用 鋼用被覆アーク溶接棒
4) 溶接材料	JIS Z 3214	耐侯性鋼用被覆アーク溶 接棒
	JIS Z 3312	軟鋼, 高張力鋼及び低温用 鋼用のマグ溶接及びびミグ 溶接ソリッドワイヤ

改定案（9章）

	JIS Z 3351	炭素鋼及び低合金鋼用サブマージアーク溶接ソリッドワイヤ	SF490A, SF540A
	JIS Z 3352	サブマージアーク溶接及びエレクトロslag溶接用フラックス	SC450
5) 鑄鍛造品	JIS G 3201	炭素鋼鍛鋼品	SC450
	JIS G 5101	炭素鋼鑄鋼品	SCW410, SCW480
	JIS G 5102	溶接構造用鑄鋼品	SCMn1A, SCMn2A
	JIS G 5111	構造用高張力炭素鋼及び低合金鋼鑄鋼品	S35C, S45C
	JIS G 4051	機械構造用炭素鋼材	FC250
	JIS G 5501	ねずみ鑄鉄品	FCD400, FCD450
	JIS G 5502	球状黒鉛鑄鉄品	SWRS
	JIS G 3502	ピアノ線材	SWRH
6) 線材	JIS G 3506	硬鋼線材	SWPR1, SWPD1, SWPR2
線材二次製品	JIS G 3536	PC鋼線及びPC鋼より線	SWPR7, SWPR19
	JIS G 3549	構造用ワイヤロープ	SR235, SD295A, SD295B, SD345, SD390, SD490
	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	SBPR785/1030
7) 棒鋼	JIS G 3109	PC鋼棒	SBPR930/1080
	JIS B 1198	頭付きスタッド	SBPR930/1180
8) その他			呼び名19, 22

(3) (2)に示す以外に、表-9.1.2 に示す鋼材について必要な特性や品質を有することが確認されたものは、(1)を満足するとみなしてよい。

現行

	JIS Z 3315	耐候性鋼用炭酸ガスアーク溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3320	耐候性鋼用炭酸ガスアーク溶接フラックス入りワイヤ	
	JIS Z 3351	炭素鋼及び低合金鋼用サブマージアーク溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3352	サブマージアーク溶接用フラックス	
5) 鑄鍛造品	JIS G 3201	炭素鋼鍛鋼品	SF490A, SF540A
	JIS G 5101	炭素鋼鑄鋼品	SC450
	JIS G 5102	溶接構造用鑄鋼品	SCW410, SCW480
	JIS G 5111	構造用高張力炭素鋼及び低合金鋼鑄鋼品	SCMn1A, SCMn2A
	JIS G 4051	機械構造用炭素鋼材	S35CN, S45CN
	JIS G 5501	ねずみ鑄鉄品	FC250
	JIS G 5502	球状黒鉛鑄鉄品	FCD400, FCD450
6) 線材	JIS G 3502	ピアノ線材	SWRS
線材二次製品	JIS G 3506	硬鋼線材	SWRH
	JIS G 3536	PC鋼線及びPC鋼より線	SWPR1, SWPD1, SWPR2
	JIS G 3549	構造用ワイヤロープ	SWPR7, SWPR19
7) 棒鋼	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235, SD295A, SD295B
	JIS G 3109	PC鋼棒	SD345, SD390, SD490
	JIS B 1198	頭付きスタッド	SBPR785/1030
			SBPR930/1080
			SBPR930/1180
8) その他			呼び名19, 22

備考

表-9-1.1.2 鋼材（JIS以外）

鋼材の種類	名称	鋼材記号
接合用鋼材	摩擦接合用トルシア形高力ボルト（S10T）・六角ナット・平座金のセット	S10T
	摩擦接合用トルシア形超高力ボルト（S14T）・六角ナット・平座金のセット	S14T
	支圧接合用打込み式高力ボルト（B8T, B10T）・六角ナット・平座金のセット	B8T, B10T
	平行線ストランド	
線材二次製品	被覆平行線ストランド	

(1) 橋に使用する鋼材への基本的な要求を規定したものである。鋼材は、橋としての全体構造及び部材の安全性、耐久性、又は溶接等の施工性等の使用目的に応じて要求される種々の特性や品質が確かなものでなければならぬ。

橋の設計は、使用材料の特性や品質をあらかじめ想定したうえで行われる。そのため、使用する鋼材は所要の特性を有するとともに安定した品質が確保されていることが使用上の前提条件となる。

(2) 使用する構造用鋼材、線材、棒鋼等の鋼材等は、製造時に材料としての特性や品質が決定されるため、その特性や品質が確保されていることが使用上の前提条件である。このような特性や品質の確保の手段として一般的に JIS 等の規格品が用いられている。JIS に適合し、かつこれまでに十分な使用実績のある鋼材は、通常の場合、鋼材の特性が明確でしかも品質が一定の水準以上であるものと考えられるため、(1) を満たすものとしている。使用実績が多くないものであっても、材料としての品質が確保され、かつ、その材料を用いた部材等の載荷試験や施工試験等により、部材としての特性について一定の確認がされたものについても、(1) を満たすものとしている。したがって、表-9.1.1 に示す材料については、鋼材検査証明書を確認することにより、所要の特性や品質を有するものとみなすことができる。

製作、施工の合理化や経済性、又は耐久性等の性能向上を目的に、新しい鋼材や鋼材に代わる新たな材料が提案されている。このような鋼材や材料を橋に適用するにあたっては、これらの性質が構造物の性能に及ぼす影響を載荷試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等の規格と同等であることを確認する必要がある。

なお、抵抗係数は、残留応力の影響や部材としてのじん性なども考慮して決められていることも多く、ある程度の数や力学的パラメータを網羅した構造実験が必須である係数もある。したがって、JIS 材料を使用していることが条文に規定された部分係数適用の必要十分条件ではなく十分条件であること、また、その結果、各編において全ての JIS 材料に部分係数が規定されていないことに注意を要する。具体の扱いは、各編による。

表-3.1.1.2 鋼材（JIS以外）

鋼材の種類	規格	鋼材記号
接合用鋼材	摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット（日本道路協会）	S10T
	支圧接合用打込み式高力ボルト・六角ナット・平座金暫定規格（日本道路協会）	B10T, B8T
	平行線ストランド（日本鋼構造協会規格）	
線材二次製品	被覆平行線ストランド（日本鋼構造協会規格）	

(1) 橋に使用する鋼材への基本的な要求を規定したものである。鋼材は、橋としての全体構造及び部材の安全性、耐久性、又は溶接等の施工性等の使用目的に応じて要求される種々の特性や品質が確かなものでなければならぬ。

橋の設計は、使用材料の特性や品質をあらかじめ想定した上で行われる。そのため、使用する鋼材は所要の特性を有するとともに安定した品質が確保されていることが使用上の前提条件となる。

(2) 使用する鋼材は、製造時に材料としての特性や品質が決定されるため、その特性や品質が確保されていることが使用上の前提条件である。このような特性や品質の確保の手段として一般的に JIS 等の規格品が用いられている。JIS や日本道路協会規格等に適合し、かつこれまでに十分な使用実績のある鋼材は、通常の場合、鋼材の特性が明確でしかも品質が一定の水準以上であるものと考えられるため、(1) を満たすものとしている。したがって、表-3.1.1 及び表-3.1.2 に示す材料については、鋼材検査証明書を確認することにより、所要の特性や品質を有するものとみなすことができる。

最近、製作、施工の合理化や経済性、又は耐久性等の性能向上を目的に、新しい鋼材が提案されている。このような鋼材を橋に適用するにあたっては、鋼材特性が構造物の性能に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等の規格と同等であることを確認する必要がある。

改定案（9章）

現行

備考

- 1) 構造用鋼材
従来使用されてきた「一般構造用圧延鋼材」及び「溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材」については、通常裸使用されるW種のみを示している。
- 2) 鋼管
現在鋼管構造として多く使用されている「一般構造用炭素鋼管」「鋼管ぐい」「鋼管矢板」を示している。

- 1) 構造用鋼材
従来使用されてきた「一般構造用圧延鋼材」「溶接構造用圧延鋼材」を示し、「溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材」については、通常裸使用されるW種のみを示している。
- 2) 鋼管
現在鋼管構造として多く使用されている「一般構造用炭素鋼管」「鋼管ぐい」「鋼管矢板」を示している。

表一解 9.1.1 鋼管の機械的性質

機械的性質 材質	種類の記号	降伏点又は耐力(N/mm ²)	引張試験			曲げ試験		へん平試験 平板間の距離 Dは管の外径
			引張強さ(N/mm ²)	伸び(%) 11号試験片縦方向 12号試験片横方向	5号試験片横方向	曲げ角度 Dは管の外径	内側半径 Dは管の外径	
一般構造用炭素鋼管	STK400	235以上	400以上	23以上	18以上	90	60	2/3D
鋼管ぐい	SKK400	235以上	400以上	—	18以上	—	—	2/3D
鋼管矢板	SKV400	235以上	400以上	—	18以上	—	—	2/3D
	SKY490	315以上	490以上	—	18以上	—	—	7/8D

表一解 3.1.1 鋼管の機械的性質

機械的性質 材質	種類の記号	降伏点又は耐力(N/mm ²)	引張試験			曲げ試験		へん平試験 平板間の距離 Dは管の外径
			引張強さ(N/mm ²)	伸び(%) 11号試験片縦方向 12号試験片横方向	5号試験片横方向	曲げ角度 Dは管の外径	内側半径 Dは管の外径	
一般構造用炭素鋼管	STK400	235以上	400以上	23以上	18以上	90	60	2/3D
鋼管ぐい	SKK400	235以上	400以上	—	18以上	—	—	2/3D
鋼管矢板	SKV400	235以上	400以上	—	18以上	—	—	2/3D
	SKY490	315以上	490以上	—	18以上	—	—	7/8D

- 3) 接合用鋼材
摩擦接合用高力ボルトについては、JIS B 1186に規定されたものうち第1種と第2種を標準としている。
支承の仕上げボルト等を使用される高力ボルト以外の六角ボルトは、JIS B 1180附属書の規定によるものとし、使用実績を考慮して、鋼ボルトの強度区分4.6, 8.8, 10.9の3種について示されている。また組み合わせて用いる六角ボルトについても示されている。
- 4) 溶接材料
溶接材料は、溶接部が十分な機械的性質をもち、溶接部にブローホール、割れ等の欠陥を生じないこと、溶込みが深いこと等のほかに作業性のよいものが望ましい。
軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用被覆アーク溶接棒についてはJIS Z 3211に規定があり、引張強さ420N/mm²から570N/mm²級の溶接棒を示している。
規定に適した同一種類の溶接棒でも、その作業性には差異があり、また機械的性質にばらつきがあることから、必要に応じて使用前に作業性の検査や割れ試験を行い、機械的性質について抜取り試験を行うのがよい。

- 3) 接合用鋼材
摩擦接合用高力ボルトについては、JIS B 1186に規定されたものうち第1種と第2種を標準としている。
また、JISに規定された通常の高力ボルトのほかに日本道路協会規格「摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット」についても、通常のボルトと同様に使用できることとしている。
いわゆる支圧接合用高力ボルトについては、日本道路協会規格「支圧接合用打込み式高力ボルト・六角ナット・平座金暫定規格」によるものとしている。
支承の仕上げボルト等を使用される高力ボルト以外の六角ボルトは、JIS B 1180附属書の規定によるものとし、使用実績を考慮して、鋼ボルトの強度区分4.6, 8.8, 10.9の3種について示している。また組み合わせて用いる六角ボルトについても示している。
- 4) 溶接材料
溶接材料は、溶接部が十分な機械的性質をもち、溶接部にブローホール、割れ等の欠陥を生じないこと、溶込みが深いこと等のほかに作業性のよいものが望ましい。
軟鋼用及び高張力鋼用被覆アーク溶接棒については、JIS Z 3211にそれぞれ規定があり、引張強さ420N/mm²から570N/mm²級の溶接棒を示している。
規定に適した同一種類の溶接棒でも、その作業性には差異があり、また機械的性質にばらつきがあることから、必要に応じて使用前に作業性の検査や割れ試験を行い、機械的性質について抜取り試験を行うのがよい。

備考	現行	改定案（9章）
	<p>低水素系の溶接棒は、その性質上使用にあたって特に被覆材中の水分（結晶水を含む）を完全に除去することが必要である。</p> <p>また、炭素鋼用サブマージアーク溶接材料については、JIS Z 3351にワイヤが、JIS Z 3352にフラックスが規定されている。溶接ワイヤと溶接フラックスの組合せによって得られる溶着金属の品質区分及び試験方法については、JIS Z 3183に規定されている。フラックスはその製法上から溶融フラックスとボンドフラックスとに大別されるが、それぞれの適用にあたっては<u>鋼編18.4.2</u>を参照されたい。</p> <p>手溶接、ガスシールドアーク溶接及びサブマージアーク溶接以外の溶接法については、溶接材料その他に関するJISがほとんどなく、また使用実績も比較的少ないので、その採用にあたっては十分に調査、研究を行い、その安全性を確かめてから採用するのが望ましい。</p> <p>耐候性鋼材用の溶接材料については、JIS Z 3214、JIS Z 3315及びJIS Z 3320に規定されている。</p> <p>5) 鍛造品</p> <p>鍛造品は、支承のほか排水装置、防護柵、鋼製接合キヤ、特殊な伸縮装置、ピン等に用いられるものである。近年構造物が大型化かつ特殊化されるにつれて、これらの付属物に用いられる材質も多岐にわたってきている。それらのうち材質的にも安定しており、生産量及び使用実績の多いものを示している。</p> <p>鍛造品の機械的性質については、表-解 3.1.2に概要を示す。</p> <p>炭素鋼鍛造品については、SF490A及びSF540Aを、炭素鋼鑄鋼品及び溶接構造用鑄鋼品についてはそれぞれSC450、SCW410及びSCW480を示している。</p> <p>低マンガン鋼鑄鋼品は、Si、Mnを含む鑄鋼品でSC450等に比べてじん性を有する高強度の材料である。そのうち機械的性質がほぼSS490に相当する1種SCMn1A及びSM490に相当する2種SCMn2Aについて示したものである。SC450を超える強度の鑄鋼品を必要とする場合には、これらの低マンガン鋼鑄鋼品を使用するのが原則である。</p> <p>機械構造用炭素鋼鋼材については、熱処理として焼きならしを施したS85CN及びS45CNを示している。従来、機械部品として使用されてきたもので、生産量及び使用実績も多く材質的にも安定しているものである。主に、鋼製橋脚アンカー部のアンカーボルトや支承のピン材等に使用されている。これらの材料の機械的性質はJIS本文中に規定されており、熱処理を行った場合について、参考値としてJISハンドブック鉄鋼Iの巻末参考6に示されている。強度部材として重要な部分に用いる場合には、所定の試験を行って強度を確認する必要がある。</p> <p>ねずみ錆鉄品、球状黒鉛鑄鉄品については、FC250、FCD400又はFCD450を示している。</p>	<p>低水素系の溶接棒は、その性質上使用にあたって特に被覆材中の水分（結晶水を含む）を完全に除去することが必要である。</p> <p>軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用の溶接材料については、JIS Z 3312に規定されている。また、JIS Z 3313も使用することができる。</p> <p>炭素鋼用サブマージアーク溶接材料については、JIS Z 3351にワイヤが、JIS Z 3352にフラックスが規定されている。溶接ワイヤと溶接フラックスの組合せによって得られる溶着金属の品質区分及び試験方法については、JIS Z 3183に規定されている。フラックスはその製法上から溶融フラックスとボンドフラックスとに大別されるが、それぞれの適用にあたっては<u>鋼編20.8.2</u>を参照されたい。</p> <p>手溶接、ガスシールドアーク溶接及びサブマージアーク溶接以外の溶接法については、溶接材料その他に関するJISがほとんどなく、また使用実績も比較的少ないので、その採用にあたっては十分に調査、研究を行い、その安全性を確かめてから採用するのが望ましい。</p> <p>耐候性鋼材用の溶接材料については、JIS Z 3214、JIS Z 3315及びJIS Z 3320に規定されている。</p> <p>5) 鍛造品</p> <p>鍛造品は、支承のほか排水装置、高柵、鋼製接合キヤ、特殊な伸縮装置、ピン等に用いられるものである。近年構造物が大型化かつ特殊化されるにつれて、これらの付属物に用いられる材質も多岐にわたってきている。それらのうち材質的にも安定しており、生産量及び使用実績の多いものを示している。</p> <p>鍛造品の機械的性質については、表-解 9.1.2に概要を示す。</p> <p>炭素鋼鍛造品については、SF490A及びSF540Aを、炭素鋼鑄鋼品及び溶接構造用鑄鋼品についてはそれぞれSC450、SCW410及びSCW480を示している。</p> <p>低マンガン鋼鑄鋼品は、Si、Mnを含む鑄鋼品でSC450等に比べてじん性を有する高強度の材料である。そのうち機械的性質がほぼSS490に相当する1種SCMn1A及びSM490に相当する2種SCMn2Aについて示したものである。SC450を超える強度の鑄鋼品を必要とする場合には、これらの低マンガン鋼鑄鋼品を使用するのが原則である。</p> <p>機械構造用炭素鋼鋼材については、熱処理として焼きならしを施したS85CN及びS45CNを示している。従来、機械部品として使用されてきたもので、生産量及び使用実績も多く材質的にも安定しているものである。主に、鋼製橋脚アンカー部のアンカーボルトや支承のピン材等に使用されている。これらの材料の機械的性質はJIS本文中に規定されており、熱処理を行った場合について、参考値としてJISハンドブック鉄鋼Iの巻末参考6に示されている。強度部材として重要な部分に用いる場合には、所定の試験を行って強度を確認する必要がある。</p> <p>ねずみ錆鉄品、球状黒鉛鑄鉄品については、FC250、FCD400又はFCD450を示している。</p>

表-解 9.1.2 鑄造品の機械的性質

機械的性質 材種	種類の記号	引張試験 (14A号試験片又は4号試験片)				衝撃試験 (4号試験片)		炭素当量 (%)
		降伏点又は耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	試験温度 (°C)	シャルピー吸収エネルギー (J)	
炭素鋼線鋼品	SF490A	245以上	490~590	22以上	40以上	—	—	134以上
	SF540A	275以上	540~640	20以上	35以上	—	—	152以上
炭素鋼線鋼品	SC450	225以上	450	19以上	30以上	—	—	—
	SCW410	235以上	410	21以上	—	0	27以上	0.40以下
溶接構造用鋼品	SCW480	275以上	480	20以上	—	0	27以上	0.40以下
	SCMn1A	275以上	540	17以上	35以上	—	—	143以上
構造用高張力炭素鋼及び低合金鋼線鋼品 (低マンガン鋼線鋼品)	SCMn2A	345以上	590	16以上	35以上	—	—	163以上
	S35C	305以上	510	23以上	—	—	—	149~207
機械構造用炭素鋼 (低マンガン鋼)	S45C	345以上	570	20以上	—	—	—	167~229
	FC250	—	250	—	—	—	—	241以上
ねずみ鉄品 ²⁾	FCD400	250以上	400	15以上 ³⁾	—	—	—	130~180 ³⁾
	FCD450	280以上	450	10以上	—	—	—	140~210 ³⁾

注：1) 値はJISハンドブック鉄鋼Iの巻末参考6に示される参考値である。

2) 値は別鑄込み供試材に対するものである。

3) HBはJIS Z 2243に規定されるブリネル硬さを表す。

4) 値はFCD400-15の規格値である。

5) 値は参考値である。

ねずみ鉄品は従来から多く使用されてきた鑄鉄品であり、機械的性質は引張試験、硬さ試験で規定されている。しかし、じん性についての試験がされていないことから高強度を必要とする部材や重要な部材には鑄鋼品を使用するのが望ましい。

球状黒鉛鑄鉄品はグラフアイトが球状化しているため、機械加工度がよく、かつ比較的じん性を有する材料である。橋では、防護柵、伸縮量の比較的大きい場合のフィンガータイプの伸縮装置、及び機械加工度を要求される部品 (プレキャストセグメント橋に用いられる鋼製接合キー等) に用いられる例がある。

6) 線材、線材二次製品

道路橋において、一般に使用されているPC鋼線及びPC鋼より線の機械的性質、公称断面積、単位体積重量等は、表-解 9.1.3のとおりである。

異形PC鋼線の表面形状についてはJIS G 3536に規定されていないが、表面形状によっては鋼線自体の疲労強度が低下したり、プレテンション方式に用いた場合、部材端部の

表-解 3.1.2 鑄造品の機械的性質

機械的性質 材種	種類の記号	引張試験 (14A号試験片又は4号試験片)				衝撃試験 (4号試験片)		炭素当量 (%)
		降伏点又は耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	試験温度 (°C)	シャルピー吸収エネルギー (J)	
炭素鋼線鋼品	SF490A	245以上	490~590	22以上	40以上	—	—	134以上
	SF540A	275以上	540~640	20以上	35以上	—	—	152以上
炭素鋼線鋼品	SC450	225以上	450	19以上	30以上	—	—	—
	SCW410	235以上	410	21以上	—	0	27以上	0.40以下
溶接構造用鋼品	SCW480	275以上	480	20以上	—	0	27以上	0.45以下
	SCMn1A	275以上	540	17以上	35以上	—	—	143以上
構造用高張力炭素鋼及び低合金鋼線鋼品 (低マンガン鋼線鋼品)	SCMn2A	345以上	590	16以上	35以上	—	—	163以上
	S35C	305以上	510	23以上	—	—	—	149~207
機械構造用炭素鋼 (低マンガン鋼)	S45C	345以上	570	20以上	—	—	—	167~229
	FC250	—	250	—	—	—	—	241以上
ねずみ鉄品 ²⁾	FCD400	250以上	400	15以上 ³⁾	—	—	—	130~180 ³⁾
	FCD450	280以上	450	10以上	—	—	—	140~210 ³⁾

注：1) 値はJISハンドブック鉄鋼Iの巻末参考6に示される参考値である。

2) 値は別鑄込み供試材に対するものである。

3) HBはJIS Z 2243に規定されるブリネル硬さを表す。

4) 値はFCD400-15の規格値である。

5) 値は参考値である。

ねずみ鉄品は従来から多く使用されてきた鑄鉄品であり、機械的性質は引張試験、抗折試験、硬さ試験で規定されている。しかし、抗折試験は試験片の精度及び試験法に差異が大きく、かつ各規格値も比較的低いので高強度を必要とする部材や重要な部材には鑄鋼品を使用するのが望ましい。

球状黒鉛鑄鉄品はグラフアイトが球状化しているため、機械加工度がよく、かつ比較的じん性を有する材料である。橋では、防護柵、伸縮量の比較的大きい場合のフィンガータイプの伸縮装置、及び機械加工度を要求される部品 (プレキャストセグメント橋に用いられる鋼製接合キー等) に用いられる例がある。

6) 線材、線材二次製品

道路橋において、一般に使用されているPC鋼線及びPC鋼より線の機械的性質、公称断面積、単位体積重量等は、表-解 3.1.3のとおりである。

異形PC鋼線の表面形状についてはJIS G 3536に規定されていないが、表面形状によっては鋼線自体の疲労強度が低下したり、プレテンション方式に用いた場合、部材端部の

改定案 (9章)

備考

定着部に大きな割裂応力を生じさせるものがあるので、使用にあたっては注意を要する。

部の定着部に大きな割裂応力を生じさせるものがあるので、使用にあたっては注意を要する。

表-解 9.1.3 PC鋼線及びPC鋼より線の機械的性質、公称断面積、単位質量

記号	呼び名	0.2%永久伸びに対する荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	伸び (%)	リラクセーション値 (%)		公称断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)
					N	L		
SWPRLAN SWPRLAL SWPRLIN SWPRLIL	5mm	27.9以上 (1.40以上)	31.9以上 (1.60以上)	4.0以上	8.0以下	2.5以下	19.64	0.154
	7mm	51.0以上 (1.30以上)	58.3以上 (1.50以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	38.48	0.302
	8mm	64.2以上 (1.25以上)	74.0以上 (1.45以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	50.27	0.395
	9mm	78.0以上 (1.20以上)	90.2以上 (1.40以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	63.62	0.499
SWPRLBN SWPRLBL	5mm	29.9以上 (1.50以上)	33.8以上 (1.70以上)	4.0以上	8.0以下	2.5以下	19.64	0.154
	7mm	54.9以上 (1.40以上)	62.3以上 (1.60以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	38.48	0.302
SWPRLZN SWPRLZL	8mm	69.1以上 (1.35以上)	78.9以上 (1.55以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	50.27	0.395
	2.9mm 2本より 7本より	22.6以上 (1.70以上)	25.5以上 (1.95以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	13.21	0.104
SWPRLTN SWPRLTAL SWPRLTIN SWPRLTIL	9.3mm 7本より	75.5以上 (1.45以上)	88.8以上 (1.70以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	51.61	0.405
	10.8mm 7本より	102以上 (1.45以上)	120以上 (1.70以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	69.68	0.546
	12.4mm 7本より	136以上 (1.45以上)	160以上 (1.70以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	92.90	0.729
	15.2mm 7本より	204以上 (1.45以上)	240以上 (1.70以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	138.7	1.101
SWPRLTBN SWPRLTBL	9.5mm 7本より	86.8以上 (1.60以上)	102以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	54.84	0.432
	11.1mm 7本より	118以上 (1.60以上)	138以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	74.19	0.580
SWPRLTZN SWPRLTZL	12.7mm 7本より	156以上 (1.60以上)	183以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	98.71	0.774
	15.2mm 7本より	222以上 (1.60以上)	261以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	138.7	1.101
	17.8mm 19本より	330以上 (1.60以上)	387以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	208.4	1.652
	19.3mm 19本より	387以上 (1.60以上)	451以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	243.7	1.931
SWPRLT9N SWPRLT9L	20.3mm 19本より	422以上 (1.60以上)	495以上 (1.80以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	270.9	2.149
	21.8mm 19本より	495以上 (1.60以上)	573以上 (1.80以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	312.9	2.482
	28.6mm 19本より	807以上 (1.50以上)	949以上 (1.80以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	532.4	4.229

(注1) 記号及びリラクセーション値におけるNは通常品、Lは低リラクセーション品である。

(注2) 0.2%永久伸びに対する荷重及び引張荷重の欄の()内の値は、規格値を公称断面積で除した値(単位:kN/mm²)である。

7) 棒 鋼

鉄筋コンクリート用棒鋼は、JIS G 3112に規定されている種類のうち、橋に多く使用

表-解 3.1.3 PC鋼線及びPC鋼より線の機械的性質、公称断面積、単位質量

記号	呼び名	0.2%永久伸びに対する荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	伸び (%)	リラクセーション値 (%)		公称断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)
					N	L		
SWPRLAN SWPRLAL SWPRLIN SWPRLIL	5mm	27.9以上 (1.40以上)	31.9以上 (1.60以上)	4.0以上	8.0以下	2.5以下	19.64	0.154
	7mm	51.0以上 (1.30以上)	58.3以上 (1.50以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	38.48	0.302
	8mm	64.2以上 (1.25以上)	74.0以上 (1.45以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	50.27	0.395
	9mm	78.0以上 (1.20以上)	90.2以上 (1.40以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	63.62	0.499
SWPRLBN SWPRLBL	5mm	29.9以上 (1.50以上)	33.8以上 (1.70以上)	4.0以上	8.0以下	2.5以下	19.64	0.154
	7mm	54.9以上 (1.40以上)	62.3以上 (1.60以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	38.48	0.302
SWPRLZN SWPRLZL	8mm	69.1以上 (1.35以上)	78.9以上 (1.55以上)	4.5以上	8.0以下	2.5以下	50.27	0.395
	2.9mm 2本より 7本より	22.6以上 (1.70以上)	25.5以上 (1.95以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	13.21	0.104
SWPRLTN SWPRLTAL SWPRLTIN SWPRLTIL	9.3mm 7本より	75.5以上 (1.45以上)	88.8以上 (1.70以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	51.61	0.405
	10.8mm 7本より	102以上 (1.45以上)	120以上 (1.70以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	69.68	0.546
	12.4mm 7本より	136以上 (1.45以上)	160以上 (1.70以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	92.90	0.729
	15.2mm 7本より	204以上 (1.45以上)	240以上 (1.70以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	138.7	1.101
SWPRLTBN SWPRLTBL	9.5mm 7本より	86.8以上 (1.60以上)	102以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	54.84	0.432
	11.1mm 7本より	118以上 (1.60以上)	138以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	74.19	0.580
SWPRLTZN SWPRLTZL	12.7mm 7本より	156以上 (1.60以上)	183以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	98.71	0.774
	15.2mm 7本より	222以上 (1.60以上)	261以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	138.7	1.101
	17.8mm 19本より	330以上 (1.60以上)	387以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	208.4	1.652
	19.3mm 19本より	387以上 (1.60以上)	451以上 (1.85以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	243.7	1.931
SWPRLT9N SWPRLT9L	20.3mm 19本より	422以上 (1.60以上)	495以上 (1.80以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	270.9	2.149
	21.8mm 19本より	495以上 (1.60以上)	573以上 (1.80以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	312.9	2.482
	28.6mm 19本より	807以上 (1.50以上)	949以上 (1.80以上)	3.5以上	8.0以下	2.5以下	532.4	4.229

(注1) 記号及びリラクセーション値におけるNは通常品、Lは低リラクセーション品である。

(注2) 0.2%永久伸びに対する荷重及び引張荷重の欄の()内の値は、規格値を公称断面積で除した値(単位:kN/mm²)である。

7) 棒 鋼

鉄筋コンクリート用棒鋼は、JIS G 3112に規定されている種類のうち、橋に多く使

改定案（9章）

現行

備考

されているものを示したものである。

用されているものを示したものである。

表-解 9.1.4 鉄筋コンクリート用棒鋼の機械的性質

記号	引張試験			曲げ性		
	降伏点又は耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	引張試験片	伸び (%)	曲げ角度	内側半径
SR235	235以上	380～520	2号	20以上	180°	公称直径の1.5倍
			14A号	22以上		
SD295A	295以上	440～600	2号に準じるもの	16以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16を超えるもの 公称直径の2倍
			14A号に準じるもの	17以上		
			2号に準じるもの	16以上		
SD295B	295～390	440以上	2号に準じるもの	16以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16を超えるもの 公称直径の2倍
			14A号に準じるもの	17以上		
			2号に準じるもの	18以上		
SD345	345～440	490以上	2号に準じるもの	18以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16をご超えD41以下 公称直径の2倍 D51 公称直径の2.5倍
			14A号に準じるもの	19以上		
			2号に準じるもの	16以上		
SD390	390～510	560以上	2号に準じるもの	16以上	180°	公称直径の2.5倍
			14A号に準じるもの	17以上		
			2号に準じるもの	12以上		
SD490	490～625	620以上	2号に準じるもの	12以上	90°	D25以下 公称直径の2.5倍 D25を超えるもの 公称直径の3倍
			14A号に準じるもの	13以上		
			2号に準じるもの	13以上		

(注1) 異形棒鋼で、寸法が呼び名D32をご超えるものの伸びについては、呼び名が3を増すごとに表の値からそれぞれ2%減じるものとする。ただし、減じる限度は4%とする。

機械的性質はJISに従って表-解 9.1.4によつてよい。ただし、コンクリート部材に降伏点の高いSD390やSD490の鉄筋を用いる場合、ひび割れを生じさせないための構造細目や耐震性能の照査に関する規定には、これらの鉄筋の使用を前提としていないものもある。したがって、使用にあたっては関連する規定との関係を確認して適切に用いる必要がある。

表-解 3.1.4 鉄筋コンクリート用棒鋼の機械的性質

記号	引張試験			曲げ性		
	降伏点又は耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	引張試験片	伸び (%)	曲げ角度	内側半径
SR235	235以上	380～520	2号	20以上	180°	公称直径の1.5倍
			14A号	22以上		
SD295A	295以上	440～600	2号に準じるもの	16以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16を超えるもの 公称直径の2倍
			14A号に準じるもの	17以上		
			2号に準じるもの	16以上		
SD295B	295～390	440以上	2号に準じるもの	16以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16を超えるもの 公称直径の2倍
			14A号に準じるもの	17以上		
			2号に準じるもの	18以上		
SD345	345～440	490以上	2号に準じるもの	18以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍 D16をご超えD41以下 公称直径の2倍 D51 公称直径の2.5倍
			14A号に準じるもの	19以上		
			2号に準じるもの	16以上		
SD390	390～510	560以上	2号に準じるもの	16以上	180°	公称直径の2.5倍
			14A号に準じるもの	17以上		
			2号に準じるもの	12以上		
SD490	490～625	620以上	2号に準じるもの	12以上	90°	D25以下 公称直径の2.5倍 D25を超えるもの 公称直径の3倍
			14A号に準じるもの	13以上		
			2号に準じるもの	13以上		

(注) 異形棒鋼で、寸法が呼び名D32をご超えるものの伸びについては、呼び名が3を増すごとに表の値からそれぞれ2%減じるものとする。ただし、減じる限度は4%とする。

今回の改定では、近年その使用実績が増加し技術的知見が蓄積されてきたことを踏まえ、新たにSD390、SD490の2種が追加されている。機械的性質はJISに従って表-解3.1.4によつてよい。ただし、コンクリート部材にこれらの従来の規定より降伏点の高い鉄筋を用いる場合、この示方書に示す有害なひび割れを生じさせないための構造細目や耐震性能の照査に関する規定には、これらの鉄筋の使用を前提としていないものもある。したがって、使用にあたっては関連する規定との関係を確認して適切に用いる必要がある。

改定案 (9章)

現行

備考

表-解 9.1.5 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法

呼び名	単位質量 (kg/m)	公称直径(d) (mm)	公称断面積(S) (mm ²)	公称周長(L) (mm)
D 6	0.249	6.35	31.67	20
D 10	0.560	9.53	71.33	30
D 13	0.995	12.7	126.7	40
D 16	1.56	15.9	198.6	50
D 19	2.25	19.1	286.5	60
D 22	3.04	22.2	387.1	70
D 25	3.98	25.4	506.7	80
D 29	5.04	28.6	642.4	90
D 32	6.23	31.8	794.2	100
D 35	7.51	34.9	956.6	110
D 38	8.95	38.1	1140	120
D 41	10.5	41.3	1340	130
D 51	15.9	50.8	2027	160

表-解 3.1.5 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法

呼び名	単位質量 (kg/m)	公称直径(d) (mm)	公称断面積(S) (mm ²)	公称周長(L) (mm)
D 6	0.249	6.35	31.67	20
D 10	0.560	9.53	71.33	30
D 13	0.995	12.7	126.7	40
D 16	1.56	15.9	198.6	50
D 19	2.25	19.1	286.5	60
D 22	3.04	22.2	387.1	70
D 25	3.98	25.4	506.7	80
D 29	5.04	28.6	642.4	90
D 32	6.23	31.8	794.2	100
D 35	7.51	34.9	956.6	110
D 38	8.95	38.1	1140	120
D 41	10.5	41.3	1340	130
D 51	15.9	50.8	2027	160

表-解 9.1.6 PC鋼棒の機械的性質

種類	記号	引張強度			リラクセーション値 (%)
		降伏点又は耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	
丸鋼A種	2号	SBPR785/1030	785以上	1030以上	5以上
	1号	SBPR930/1080	930以上	1080以上	5以上
丸鋼B種	2号	SBPR930/1080	930以上	1180以上	5以上

表-解 3.1.6 PC鋼棒の機械的性質

種類	記号	引張強度			リラクセーション値 (%)
		降伏点又は耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	
丸鋼A種	2号	SBPR785/1030	785以上	1030以上	5以上
	1号	SBPR930/1080	930以上	1080以上	5以上
丸鋼B種	2号	SBPR930/1180	930以上	1180以上	5以上

表-解 9.1.7 PC鋼棒の種類

呼び名	基本径 (mm)	ねじの呼び	ピッチ (mm)	公称断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)
9.2mm	9.2	M10	1.25	66.48	0.52
11mm	11.0	M12	1.5	95.03	0.75
13mm	13.0	M14	1.5	132.7	1.04
17mm	17.0	M18	1.5	227.0	1.78
23mm	23.0	M24	2	415.5	3.26
26mm	26.0	M27	2	530.9	4.17
32mm	32.0	M33	2	804.2	6.31

表-解 3.1.7 PC鋼棒の種類

呼び名	基本径 (mm)	ねじの呼び	ピッチ (mm)	公称断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)
9.2mm	9.2	M10	1.25	66.48	0.52
11mm	11.0	M12	1.5	95.03	0.75
13mm	13.0	M14	1.5	132.7	1.04
17mm	17.0	M18	1.5	227.0	1.78
23mm	23.0	M24	2	415.5	3.26
26mm	26.0	M27	2	530.9	4.17
32mm	32.0	M33	2	804.2	6.31

JIS G 3112に規定されている鉄筋コンクリート用棒鋼の機械的性質及び異形棒鋼の単位質量、標準寸法はそれぞれ表-解 9.1.4及び表-解 9.1.5のとおりである。

PC鋼棒の機械的性質は表-解 9.1.6、ねじ加工等は表-解 9.1.7のとおりである。

PC鋼棒はねじをつけて使用するのが通例であるが、JISは材料規格のみであるので使用にあたってはねじ部の保証を十分確認する必要がある。

鋼棒ねじを加工する場合は、表-解 9.1.7に示した呼び名のJIS B 0207 (メートル細

JIS G 3112に規定されている鉄筋コンクリート用棒鋼の機械的性質及び異形棒鋼の単位質量、標準寸法はそれぞれ表-解 3.1.4及び表-解 3.1.5のとおりである。

PC鋼棒の機械的性質は表-解 3.1.6、ねじ加工等は表-解 3.1.7のとおりである。

PC鋼棒はねじをつけて使用するのが通例であるが、JISは材料規格のみであるので使用にあたってはねじ部の保証を十分確認する必要がある。鋼棒にねじを加工する場合

は、表-解 3.1.7に示した呼び名のJIS B 0205 (一般用メートルねじ) に適合する転造ね

備考	現行	改定案（9章）
	<p>じを加工するのが一般的である。</p> <p>PC鋼棒にねじを転造加工した場合、基本径が26mm以上の太径では塑性加工によるねじ部の引張強度は低下はほとんどない。しかし、基本径が23mm以下の細径ではねじ部の引張強度は低下してPC鋼棒の母材の規格値を満足できないこともあるので、試験を行って母材の引張強度を満足できることを確認する必要がある。ねじ部の強度低下が認められた場合には、規格値を新たに定めて使用しなければならない。</p> <p>表-解3.1.7の値はJIS G 3109に示されているものである。</p> <p>表-解3.1.3に示したPC鋼材以外の多層PC鋼より線又はその他の鋼材等については、JIS G 3536、JIS G 3109又は同種の鋼材に適用されるJISに規定されている品質試験に準じた試験を行い、その品質を照査、確認し、引張強さ、降伏強さを定めるものとする。ただし、表-解3.1.3に規定するPC鋼材より高強度の品質のものを用いる場合は、遅れ破壊の検討等設計、施工上の注意事項について別途検討する必要がある。</p> <p>8) その他</p> <p>鋼桁とコンクリート床版の合成作用を考慮した設計を行う場合に用いるスタッドは、JIS B 1198 に規定されるものうち軸径19mm及び22mmのものを標準とする。</p>	<p>目ねじ) に適合する転造ねじを加工するのが一般的である。</p> <p>PC鋼棒にねじを転造加工した場合、基本径が26mm以上の太径では塑性加工によるねじ部の引張強度はほとんど低下しないが、基本径が23mm以下の細径ではねじ部の引張強度は低下してPC鋼棒の母材の規格値を満足できないこともあるので、試験を行って母材の引張強度を満足できることを確認するものとする。ねじ部の強度低下が認められた場合には、規格値を新たに定めて使用しなければならない。</p> <p>表-解 9.1.7の値はJIS G 3109に示されているものである。</p> <p>表-解 9.1.3に示したPC鋼材以外の多層PC鋼より線又はその他の鋼材等については、JIS G 3536、JIS G 3109又は同種の鋼材に適用されるJISに規定されている品質試験に準じた試験を行い、その品質を照査、確認し、引張強さ、降伏強さを定めるものとする。ただし、表-解 9.1.3に規定するPC鋼材より高強度の品質のものを用いる場合は、遅れ破壊の検討等設計、施工上の注意事項について別途検討する必要がある。</p> <p>8) その他</p> <p>合成桁に用いるスタッドは、JIS B 1198 に規定されるものうち軸径19mm及び22mmのものを標準とする。</p> <p>(3) JIS以外の規格等に適合し、かつこれまで十分に使用実績のある鋼材についても、鋼材の特性が明確であり、しかも品質が一定の水準以上であることを鋼材検査証明書により確認できるものは、(1)を満たすものとしている。したがって、表9.1.2に示す材料については、鋼材検査証明書を確認することにより、所要の特性や品質を有するものとみなすことができる。</p> <p>1) 接合用鋼材</p> <p>平成24年(2011年)の道路橋示方書では、「摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット(昭和58年10月, 日本道路協会)」に適合することを確認したS10Tについては、通常のボルトと同様に使用できるとしていた。関連するJISの改定やSI単位への移行に伴い、「摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット(昭和58年10月, 日本道路協会)」の内容を更新したII編の参考資料1に適合することを確認したものについては通常のボルトと同様に使用できる。</p> <p>F10TやS10Tを超える強度を有するボルトについて、元素成分を改善することにより従前よりも遅れ破壊が生じにくくされたボルトが開発されている。いわゆる超高力ボルトと称されるボルトのうち、耐遅れ破壊性能が改善された引張強さ1400N/mm²、降伏点1260N/mm²を有する摩擦接合用トルシア形超高力ボルトS14Tは、実験データの蓄積ならびに建築分野での使用実績の増加に加え、要素試験及び荷重試験によりこれを用いた継手の強度特性が確認されたことから、新たに規定された。S14Tの特性や品質についてはII編の参考資料2に合致することを確認したものを使用するのがよい。しかし、道路橋における実際の使用条件下での暴露環境での使用実績がないことから、実績の</p>

備考	現行	改定案（9章）
	<p>3.2 コンクリート</p> <p>3.2.1 一般</p> <p>コンクリートは、強度、変形能、耐久性や施工に適するワーカビリティ等の特性や品質が確かなものでなければならぬ。そのためには材料の選定、配合及び施工の各段階において適切な配慮をしなければならない。</p> <p>コンクリートは、フレッシュコンクリート及び硬化コンクリートとしての所要の特性や品質を有する必要がある。</p> <p>フレッシュコンクリートとして必要とされる特性は、構造物の構造条件や施工条件下において均質かつ密実に施工することのできるワーカビリティ、ポンプ圧送性、凝結特性及び施工時強度を有することである。一方、硬化コンクリートとして必要とされる特性は、所要の強度、変形能、耐久性を有することであり、これらを確保するためには必要に応じて中性化速度係数、塩化物イオンに対する拡散係数、相対動弾性係数、耐化学的浸食性、耐アルカリ骨材反応性、透水係数、耐火性、乾燥収縮特性等を考慮する必要がある。また、これらの特性は、コンクリートが所要の機能を発揮する上では、ばらつきが十分に小さい等の品質を有していなければならない。</p> <p>これらコンクリートの特性や品質は、コンクリートを構成する材料の特性や品質だけでなく、配合、施工による影響を大きく受ける。したがって、これら全ての過程においてコンク</p>	<p>多いS10Tと比べて耐遅れ破壊性能が完全に同等以上とまでは確認できていないとも言えることから、S14Tの使用にあたってはⅡ編9.5.2の規定による必要がある。また、維持管理の観点からは、排水環境等に十分注意し、直接水があたることのないように橋の構造の詳細を設計すること、維持管理の容易さ及び確実性について十分検討することが望ましい。維持管理の確実性及び容易さについては、打音や触診による点検を容易に行え、また、ボルト交換などの修繕が確実に行えるように継手位置を定めたり、維持管理に必要な設備を配置したりすることなどが検討の観点として挙げられる。</p> <p>いわゆる支圧接合用高力ボルトは、平成24年(2011年)の道路橋示方書では「支圧接合用打込み式高力ボルト、六角ナット、平座金暫定規格(昭和46年4月、日本道路協会)」により使用できるとしていた。SI単位への移行に伴い、「支圧接合用打込み式高力ボルト、六角ナット、平座金暫定規格(昭和46年4月、日本道路協会)」の内容を更新したⅡ編の参考資料3に適合することを確認したものについては使用することができる。</p> <p>2) 線材二次製品</p> <p>平行線ケーブル並びに被覆平行線ストランドは、日本鋼構造協会規格に適合するものを使用することができる。</p> <p>9.2 コンクリート</p> <p>9.2.1 一般</p> <p>コンクリートは、強度、変形能、耐久性や施工に適するワーカビリティ等の特性や品質が確かなものでなければならぬ。そのためには材料の選定、配合及び施工の各段階において適切な配慮をしなければならない。</p> <p>コンクリートは、フレッシュコンクリート及び硬化コンクリートとしての所要の特性や品質を有する必要がある。</p> <p>フレッシュコンクリートとして必要とされる特性は、構造物の構造条件や施工条件下において均質かつ密実に施工することのできるワーカビリティ、ポンプ圧送性、凝結特性及び施工時強度を有することである。一方、硬化コンクリートとして必要とされる特性は、所要の強度、変形能、耐久性を有することであり、これらを確保するためには必要に応じて中性化速度係数、塩化物イオンに対する拡散係数、相対動弾性係数、耐化学的浸食性、耐アルカリ骨材反応性、透水係数、耐火性、乾燥収縮特性等を考慮する必要がある。また、これらの特性は、コンクリートが所要の機能を発揮するうえでは、ばらつきが十分に小さい等の品質を有していなければならない。</p> <p>これらコンクリートの特性や品質は、コンクリートを構成する材料の特性や品質だけでなく、配合、施工による影響を大きく受ける。したがって、これら全ての過程においてコンク</p>

改定案（9章）

備考

リートに要求される特性を実現するための適切な配慮が必要である。
なお、コンクリートの施工に関する詳細規定については、Ⅲ編を参考にすべし。

リートに要求される特性を実現するための適切な配慮が必要である。
なお、コンクリートの施工に関する詳細規定については、コンクリート橋編を参考にすべし。

9.2.2 コンクリート材料

3.2.2 コンクリート材料

- (1) コンクリートに用いる材料は、次に示すものを使用しなければならぬ。
- セメントは、比表面積、凝結時間、圧縮強さ、有害成分の制限等の特性や品質が確かなものでなければならぬ。
 - 水には油、酸、塩類、有機物等の有害物が含まれてはならない。
 - 細骨材は、清浄、強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに、ごみ、泥、有機不純物、塩化物等を有害量含まれてはならない。
 - 粗骨材は、清浄、強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに、薄い石片、細長い石片、有機不純物、塩化物等を有害量含まれてはならない。
 - 混和材料として用いる混和剤及び混和材は、コンクリートの特性や品質の改善に対する効果及びその特性や品質が確かなものとする。
- (2) 表-9.2.1に示す規格又は規定に適合する材料については、上記品質を有するとみなす。

表-9.2.1 コンクリート用材料の規格又は規定

材料の種類	規格又は規定	摘要
1)セメント	JIS R 5210	ポルトランドセメント
	JIS R 5211	高炉セメント
2)水	JIS A 5308 附属書C	レディーミクストコンクリートの練混ぜに用いる水
	JIS A 5308 附属書A	レディーミクストコンクリート用骨材
4)混和剤	JIS A 6204	コンクリート用化学混和剤
5)混和材	JIS A 6201	コンクリート用フライアッシュ
	JIS A 6206	コンクリート用高炉スラグ微粉末

- (1) コンクリートに用いる材料は、次に示すものを使用しなければならぬ。
- セメントは、比表面積、凝結時間、圧縮強さ、有害成分の制限等の特性や品質が確かなものでなければならぬ。
 - 水には油、酸、塩類、有機物等の有害物が含まれてはならない。
 - 細骨材は、清浄、強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに、ごみ、泥、有機不純物、塩化物等を有害量含まれてはならない。
 - 粗骨材は、清浄、強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに、薄い石片、細長い石片、有機不純物、塩化物等を有害量含まれてはならない。
 - 混和材料として用いる混和剤及び混和材は、コンクリートの特性や品質の改善に対する効果及びその特性や品質が確かなものとする。
- (2) 表-3.2.1に示す規格又は規定に適合する材料については、上記品質を有するとみなす。

表-3.2.1 コンクリート用材料の規格又は規定

材料の種類	JIS R 5210	JIS R 5211	JIS A 5308 附属書C	JIS A 5308 附属書A	JIS A 6204	JIS A 6201	JIS A 6206	規格又は規定	摘要
1)セメント								ポルトランドセメント	普通、早強
								高炉セメント	
2)水								レディーミクストコンクリートの練混ぜに用いる水	
								レディーミクストコンクリート用骨材	
4)混和剤								コンクリート用化学混和剤	
5)混和材								コンクリート用フライアッシュ	
								コンクリート用高炉スラグ微粉末	

備考	現行	改定案(9章)
	<p>アルカリ量が表示されたポルトランドセメント等を使用し、コンクリート1m³に含まれるアルカリ総量をNa₂O換算で3.0kg以下にする。</p> <p>b) 抑制効果のある混合セメント等の使用</p> <p>JIS R 5211高炉セメントに適合する高炉セメント (B種又はC種) 又はJIS R 5213フライアッシュセメントに適合するフライアッシュセメント (B種又はC種) , 若しくは混和材をポルトランドセメントに混入した結合材でアルカリ骨材反応抑制効果の確認されたものを使用する。</p> <p>c) 安全と認められる骨材の使用</p> <p>骨材のアルカリシリカ反応性試験 (化学法又はモルタルバー法*) の結果で無害と確認された骨材を使用する。</p> <p>*) JIS A 1145又はJIS A 1146による。</p> <p>なお、海水又は潮風の影響を著しく受ける海岸付近において、a) 又はb) のいずれかの対策をとる場合で、アルカリ骨材反応による損傷が構造物の安全性に重大な影響を及ぼすと考えられる場合には、塩分の浸透を防止するための塗装等の措置を講ずることが望ましい。</p> <p>4) 混和剤</p> <p>混和剤はJIS A 6204に適合するAE剤、減水剤、AE減水剤及び高性能AE減水剤を用いる。JIS A 6204に規定されていない種類の混和剤を用いる場合には、配合試験等によりその適用性を確認して用いる必要がある。</p> <p>混和剤の中には多量の塩化物を含むものがあり、その使用に注意を要するものがある。中でも促進形のものには塩化カルシウム等が主成分のひとつとなっているものが多いので、特に注意を要する。</p> <p>流動化剤を用いる場合にはJIS A 6204に適合するものを用いるものとし、ベースコンクリートに用いられるAE剤、減水剤、AE減水剤又は高性能AE減水剤との相互作用によって、それぞれの効果に悪影響を及ぼすものを用いてはならない。また、使用に際しては、使用方法についてもあらかじめ検討を行い、十分な品質管理を行う必要がある。</p> <p>5) 混和材</p> <p>混和材には、フライアッシュ、高炉スラグ微粉末、シリカフェューム等がある。フライアッシュは、JIS A 6201に、高炉スラグ微粉末は、JIS A 6206に、シリカフェュームは、JIS A 6207に適合するものを用いることとする。その他の混和材を用いる場合には十分に実績を調査するとともに試験を行い、特性を明らかにしておくことが必要である。いずれの混和材を用いる場合にも材料特性だけでなく、施工においても特別な配慮が必要な場合が多いため、併せて事前に検討しておく必要がある。</p> <p>(3) コンクリート構造物の長期的な耐久性を確保するため、フレッシュコンクリート中の塩</p>	<p>アルカリ量が表示されたポルトランドセメント等を使用し、コンクリート1m³に含まれるアルカリ総量をNa₂O換算で3.0kg以下にする。</p> <p>b) 抑制効果のある混合セメント等の使用</p> <p>JIS R 5211高炉セメントに適合する高炉セメント (B種又はC種) 又はJIS R 5213フライアッシュセメントに適合するフライアッシュセメント (B種又はC種) , 若しくは混和材をポルトランドセメントに混入した結合材でアルカリ骨材反応抑制効果の確認されたものを使用する。</p> <p>c) 安全と認められる骨材の使用</p> <p>骨材のアルカリシリカ反応性試験 (化学法又はモルタルバー法*) の結果で無害と確認された骨材を使用する。</p> <p>*) JIS A 1145又はJIS A 1146によるものとする。</p> <p>なお、海水又は潮風の影響を著しく受ける海岸付近において、a) 又はb) のいずれかの対策をとる場合で、アルカリ骨材反応による損傷が構造物の安全性に重大な影響を及ぼすと考えられる場合には、塩分の浸透を防止するための塗装等の措置を講ずることが望ましい。</p> <p>4) 混和剤</p> <p>混和剤はJIS A 6204に適合するAE剤、減水剤、AE減水剤及び高性能AE減水剤を用いる。JIS A 6204に規定されていない種類の混和剤を用いる場合には、配合試験等によりその適用性を確認して用いる必要がある。</p> <p>混和剤の中には多量の塩化物を含むものがあり、その使用に注意を要するものがある。中でも促進形のものには塩化カルシウム等が主成分のひとつとなっているものが多いので、特に注意を要する。</p> <p>流動化剤を用いる場合にはJIS A 6204に適合するものを用いるものとし、ベースコンクリートに用いられるAE剤、減水剤、AE減水剤又は高性能AE減水剤との相互作用によって、それぞれの効果に悪影響を及ぼすものを用いてはならない。また、使用に際しては、使用方法についてもあらかじめ検討を行い、十分な品質管理を行う必要がある。</p> <p>5) 混和材</p> <p>混和材には、フライアッシュ、高炉スラグ微粉末、シリカフェューム等がある。フライアッシュは、JIS A 6201に、高炉スラグ微粉末は、JIS A 6206に、シリカフェュームは、JIS A 6207に適合するものを用いることとする。その他の混和材を用いる場合には十分に実績を調査するとともに試験を行い、特性を明らかにしておくことが必要である。いずれの混和材を用いる場合にも材料特性だけでなく、施工においても特別な配慮が必要な場合が多いため、併せて事前に検討しておく必要がある。</p> <p>(3) コンクリート構造物の長期的な耐久性を確保するため、フレッシュコンクリート中の塩</p>

改定案（9章）

化物量は、塩化物イオン質量で0.3kg/m³以下とする。

ただし、一般の条件下で使用される無筋コンクリート及び鉄筋コンクリート部材の場合で、塩化物量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、塩化物イオン質量で0.6kg/m³以下としてもよい。この場合には、水セメント比又は単位水量をできるだけ小さくすると、コンクリートの打込みを急に入念に行う等の配慮をして注意深く施工することが肝要である。

9.2.3 コンクリートの強度

コンクリートは原則として、表-9.2.2に示す最低設計基準強度以上のものを用いるものとする。

表-9.2.2 コンクリートの最低設計基準強度 (N/mm²)

部材の種類	最低設計基準強度
無筋コンクリート部材	18
鉄筋コンクリート部材	21
プレストレストコンクリート部材	36
プレテンション方式	30

コンクリートの耐久性は、コンクリートの緻密さに依存することから、一般に水セメント比W/Cと関係がある。このため、最低限の耐久性を確保する観点から、水セメント比と関係があるコンクリートの設計基準強度の最低値が規定されている。また、コンクリートの配合選定にあたっては、単位セメント量及び単位水量をむやみに多くすると、コンクリート硬化時の水和発熱の増大や乾燥収縮の増加を招き、ひび割れが生じやすくなる可能性がある。したがって、作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で、コンクリート設計基準強度に見合った適切な水セメント比W/Cを設定したうえで、単位セメント量及び単位水量をできるだけ小さくすることが必要となる。

重力式橋台、ケーゾンの底版等に用いられる無筋コンクリートの設計基準強度は18N/mm²以上のものを原則としている。なお、フーチング下面に打ち込まれる均しコンクリート（捨コンクリート）等は無筋コンクリート部材の最低設計基準強度以下のコンクリートを使用することも可能である。

コンクリート橋及び下部構造の主構造部に用いる鉄筋コンクリート部材の設計基準強度は21N/mm²以上とする。ただし、コンクリート自体の耐久性を向上させるためには、できる限りW/Cを下げた密実なコンクリートとするのが望ましい。

現行

化物量は、塩化物イオン質量で0.3kg/m³以下とするのがよい。

ただし、一般の条件下で使用される無筋コンクリート及び鉄筋コンクリート部材の場合で、塩化物量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、塩化物イオン質量で0.6kg/m³以下としてもよい。この場合には、水セメント比又は単位水量をできるだけ小さくすること、コンクリートの打込みを急に入念に行う等の配慮をして注意深く施工することが肝要である。

3.2.3 コンクリートの強度

コンクリートは原則として、表-3.2.2に示す最低設計基準強度以上のものを用いなければならない。

表-3.2.2 コンクリートの最低設計基準強度 (N/mm²)

部材の種類	最低設計基準強度
無筋コンクリート部材	18
鉄筋コンクリート部材	21
プレストレストコンクリート部材	36
プレテンション方式	30

コンクリートの耐久性は、コンクリートの緻密さに依存することから、一般に水セメント比W/Cと関係がある。このため、最低限の耐久性を確保する観点から、同様に水セメント比と関係があるコンクリートの設計基準強度の最低値が規定されている。また、コンクリートの配合選定にあたっては、単位セメント量及び単位水量をむやみに多くすると、コンクリート硬化時の水和発熱の増大や乾燥収縮の増加を招き、ひび割れが生じやすくなる可能性がある。したがって、作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で、コンクリート設計基準強度に見合った適切な水セメント比W/Cを設定したうえで、単位セメント量及び単位水量をできるだけ小さくすることが必要となる。

重力式橋台、ケーゾンの底版等に用いられる無筋コンクリートの設計基準強度は18N/mm²以上のものを原則としている。なお、フーチング下面に打ち込まれる均しコンクリート（捨コンクリート）等は無筋コンクリート部材の最低設計基準強度以下のコンクリートを使用してもよい。

コンクリート橋及び下部構造の主構造部に用いる鉄筋コンクリート部材の設計基準強度は21N/mm²以上とすることを原則としている。

備考

改定案（9章）

プレストレストコンクリート部材は、設計、施工上、高い圧縮強度を有するコンクリートを用いる必要があるため、この条文のように規定している。

9.3 設計計算に用いる定数

設計計算に用いる定数は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定しなければならぬ。

各編の規定による。

現行

プレストレストコンクリート部材は、設計、施工上、高い圧縮強度を有するコンクリートを用いる必要があるため、この条文のように規定している。ただし、プレストレストが比較的小さく、定着部を有しない横桁の場所打ちコンクリート等については、耐久性を考慮した上で設計基準強度を $24\text{N}/\text{mm}^2$ 程度までとしてもよい。

3.3 設計計算に用いる物理定数

- (1) 設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮した上で適切に設定しなければならぬ。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 表-3.1.1に示す鋼材の物理定数は表-3.3.1の値とする。

表-3.3.1 鋼材の物理定数

鋼種	物理定数の値
鋼及び铸鋼のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$
PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$
铸鉄のヤング係数	$1.0 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$
鋼のせん断弾性係数	$7.7 \times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$
鋼及び铸鋼のポアソン比	0.30
铸鉄のポアソン比	0.25

なお、プレストレストの減少量を算出する場合のPC鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-3.3.2の値を標準とする。ここで、高温の影響を受ける場合は、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置されたPC鋼材の純かぶりが50mm未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。

表-3.3.2 PC鋼材の見かけのリラクセーション率（%）

PC鋼材の種類	リラクセーション率		備考
	標準値	高温の影響を受ける場合	
PC鋼線	5	7	通常品
PC鋼より線	1.5	2.5	低リラクセーション品
PC鋼棒	3	5	通常品

これにより難しい場合は、PC鋼材の引張応力度に応じて測定されたリラクセーション率から、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮して別途にPC鋼材の見かけのリラクセーション率を定める。

備考

- (4) コンクリートのヤング係数は次による。
- 1) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力又は弾性変形の算出及びプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表-3.3.3の値とする。
 - 2) 鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比 n は 15 とする。

表-3.3.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4	3.3×10^4	3.5×10^4

- (5) コンクリートのせん断弾性係数は式(3.3.1)により算出しなければならぬ。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ここに、 G_c : コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

- (6) コンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度は2.2.5の規定によらなければならない。

- (3) 鋼のヤング係数 E , せん断弾性係数 G , ポアソン比 μ の間には式(解3.3.1)の関係がある。

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \dots\dots\dots (解 3.3.1)$$

$E=2.0 \times 10^5$ (N/mm²), $\mu=0.3$ とすると $G=7.692 \times 10^4$ (N/mm²) となる。

しかし、 E や μ の値は鋼材によってある程度のばらつきがあるものであるから、この数値を丸めて $G=7.7 \times 10^4$ (N/mm²) とした。

なお、支承の設計に対しては

鋼のヤング係数は 2.0×10^5 N/mm², ポアソン比は 0.30

としてよい。

JISに規定されていない、多くの本数のPC鋼線を束ねる、又はより線にして用いる場合のケーブルのヤング係数は 2.0×10^5 N/mm²以下となることもあるので、試験により別途定めるものとする。

なお、PC鋼材のプレストレストレンシングの管理でPC鋼材の伸びを算出する場合には、コンクリート橋編20.8に規定するように、現場における試験により見かけのヤング係数を定める必要がある。

PC鋼材の純リラクセーション率は、引張ひずみ一定の条件で生じる応力度の減少量

を、初期のPC鋼材の引張応力度に対する比率（百分率）で表したものである。一方、これに対してPC鋼材がプレストレストコンクリートに用いられる場合には、コンクリートの乾燥収縮、クリープ等によって、最初に与えられたPC鋼材引張ひずみが時間とともに減少するため、ひずみ一定のもとで行うPC鋼材のリラクセーション試験で測定した値より引張応力度の減少量は少なく、小さなリラクセーション率を示すこととなる。これを見かけのリラクセーションという。

見かけのリラクセーション率はプレストレストコンクリート部材の有効プレストレストに影響を及ぼすため、PC鋼材の選定にあたっては、原則として設計段階より考慮した見かけのリラクセーション率を有する鋼材を使用する必要がある。

また、見かけのリラクセーション率は死荷重作用時のPC鋼材位置でのコンクリートに作用している軸方向圧縮応力度の大きさによって異なるため、死荷重作用時のPC鋼材位置でのコンクリートに作用している圧縮応力度が 5 N/mm^2 を下回るような場合は、表-3.3.2の値を用いることはできない。ただし、プレストレストリング直後のPC鋼材に作用している引張応力度が引張強度（規格値）の65%以下の場合には、上記のコンクリートの圧縮応力度が 3 N/mm^2 程度であっても表-3.3.2の値を用いてよい。

現在流通しているPC鋼材は低リラクセーション品がほとんどであるが、エポキシ樹脂を被覆した鋼材では通常品である場合があるので注意を要する。

PC鋼材に低い値の緊張力を与える場合等特別にリラクセーション率を定める場合には、引張応力度に応じた純リラクセーション率を試験により定めるものとする。この場合、純リラクセーション率は常温での1,000時間試験の値の3倍とする（JIS G 3536：2008 参照）。

(4) 引張応力が作用する場合と圧縮応力が作用する場合は、コンクリートの応力度・ひずみ曲線は若干異なるのでヤング係数は必ずしも等しくはないが、設計計算において一般に問題とならないので、等しいものとしている。

表-3.3.3の値は全国の調査結果の平均値である。設計基準強度が表-3.3.3の間の場合には、ヤング係数は直線補間による値としてよい。

プレキャスト部材において、設計基準強度が 60 N/mm^2 を超え 80 N/mm^2 までの高強度コンクリートを用いた場合は、コンクリートのヤング係数は表-解3.3.1による。

表-解 3.3.1 高強度コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

コンクリートの設計基準強度	70	80
ヤング係数	3.7×10^4	3.8×10^4

なお、表-3.3.3の値は、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の部材の設計に用いるもので、コンクリートが若材齢時に部材の応力度又は破壊に対する安全度の照査を行う場合にはコンクリートのヤング係数を試験等により別途定める必要がある。

改定案（9章）	現行	備考
	<p>PHC杭のコンクリートのヤング係数は、$4.0 \times 10^4 \text{N/mm}^2$を用いてよい。また、SC杭のコンクリートのヤング係数は、$3.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$を用いてよい。</p> <p>(5) 式 (3.3.1) はコンクリートのポアソン比を$1/6$として求めたものである。</p>	

改定案（10章）	現行	備考
<p>10章 上下部接続部</p> <p>10.1 支 承 部</p> <p>10.1.1 一 般</p> <p>(1) 支承部は、次の性能を確保するよう、適切な形式、構造及び材料を選定しなければならない。</p> <p>1) 支承部は、上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達すること。</p> <p>2) 支承部は、活荷重、温度変化等による上部構造の伸縮や回転に追随し、上部構造と下部構造と下部構造の相対的な変位を吸収すること。</p> <p>(2) 支承部の耐震設計は、V編の規定による。</p> <p>(3) 支承部の設計にあたっては、経年の影響を考慮する。</p> <p>(4) 塵埃、滞水等の劣化要因をできる限り減らすこと、並びに、耐久性、維持管理の確実性や容易さに配慮しなければならない。</p> <p>(5) 支承部の設計にあたっては、施工品質の確保に配慮しなければならない。</p> <p>(6) 支 承 や そ の 他 支 承 部 を 構 成 す る 部 材 等 を 設 計 す る に あ た っ て は、10.1.9(2)の規定に基づき設定する設計耐久期間によらず、橋の設計供用期間中の支承部の点検や交換、支承部の損傷時の措置方法について検討を行い、支承部及びこれが取り付けられる上下部構造の設計に反映することを原則とする。</p> <p>(1) 条文でいう支承部とは、支承本体、アンカーボルト、セットボルト等の上下部構造との取付部材、沓座モルタル、アンカーバー等、支承の性能を確保するための部分と考えてよい。上下部構造を剛結する場合には、II編やIII編の接合の規定を満足するように設計する必要がある。</p> <p>支承部は、荷重の作用や環境の変化等に対して、橋の構造部材として健全であることが必要であり、上部構造に作用する荷重を確実に支持して下部構造に伝達しなければならない。また路面の連続性を損なわないために、上部構造への活荷重の載荷や温度変化による水平変形、たわみによる回転変位に対して適切に作動しなければならない。さらに、地震や風等によって上部構造に働く横荷重も全て支承部を通して下部構造に伝達されることとから、支承部はこれらの横荷重に対しても安全であり、また地震の影響等による予測し</p>	<p>4章 支承部・伸縮装置</p> <p>4.1 支 承 部</p> <p>4.1.1 一 般</p> <p>(1) 支承部は、次の性能を確保するよう、適切な形式、構造及び材料を選定しなければならない。</p> <p>1) 上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達すること。</p> <p>2) 活荷重、温度変化等による上部構造の伸縮や回転に追随し、上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収すること。</p> <p>(2) 支承部の設計にあたっては、塵埃、水の滞留等の劣化要因に対する耐久性や施工、維持管理及び補修の確実性や容易さに配慮しなければならない。</p> <p>(3) 支承部の耐震設計は、耐震設計編の規定による。</p> <p>(1) 支承部とは、支承本体、アンカーボルト、セットボルト等の上下部構造との取付部材、沓座モルタル、アンカーバー等、支承の性能を確保するための部分をいう。</p> <p>支承部は、荷重の作用や環境の変化等に対して、橋の構造部材として健全であることが必要であり、上部構造に作用する荷重を確実に支持して下部構造に伝達しなければならない。また路面の連続性を損なわないために、上部構造への活荷重の載荷や温度変化による水平変形、たわみによる回転変位に対して適切に作動しなければならない。さらに、地震や風等によって上部構造に働く横荷重も全て支承部を通して下部構造に伝達されることとから、支承部はこれらの横荷重に対しても安全であり、また地震時等の予測</p>	

備考	現行	改定案(10章)
	<p>しない上揚力に対しても十分に考慮する必要がある。</p> <p>なお、具体的な検討にあたっては、「<u>道路橋支承便覧</u>（日本道路協会、平成16年4月）を参考にするのがよい。</p> <p>支承部には前述した荷重伝達機能と変位追随機能の他に、地震時に生じる振動に対して減衰機能を付加する等の複数の機能が求められる場合がある。これらの機能を単一の部材で同時に確保しようとすると、一部の局所的な損傷や耐久性の低下による機能損失が他の機能にも影響を与えることもある。そのため、必要に応じて単一機能を有する支承の組合せや、機能を明確に分離した機能分離型の支承の採用を検討することがよい。</p> <p>(2) 支承部は滞水や塵埃等が堆積しやすいにもかかわらず、維持管理が行いにくい場所となることが多い。このため、一般には橋の主構造と同等の耐久性を確保することが困難なことが多く、大規模な地震に対しては損傷を生じることも想定されるため、供用中の補修や部材の更新等について考慮しておくことが合理的である。また、点検時の健全性の確認や大規模地震等で被災が懸念される場合の供用性の判断のためには、支承部には容易に近づくことができることに加えて状態の確認や応急対策などが行えるための空間が確保されていることも重要である。支承部の構造や支承の選定にあたっては、初期費用のほか、点検、補修、取替え等が容易かつ迅速に行えるようにしておく必要がある。さらに、既設橋の支承の交換や被災時の応急対策では、主桁の仮支持のために主桁の補強が必要になる場合も多く、設計の段階であらかじめこのような維持管理段階で想定される補修や補強への配慮を行うことも復旧性やライフサイクルコストの低減の観点からは合理的となる場合が考えられるため、検討しておくことが望ましい。</p>	<p>ない上揚力に対しても十分に考慮する必要がある。</p> <p>なお、具体的な検討にあたっては、「<u>道路橋支承便覧</u>（日本道路協会、平成16年4月）を参考にするのがよい。ただし、荷重、荷重組合せ、限界状態やその特性値の設定は、この便覧では反映されていないので、便覧の趣旨を踏まえながら参考にする必要がある。</p> <p>(2) 支承部には前述した荷重伝達機能と変位追随機能の他に、地震の影響により生じる橋の振動に対して減衰機能を付加する等の複数の機能が求められる場合がある。これらの機能を単一の部材で同時に確保しようとすると、一部の局所的な損傷や耐久性の低下による機能損失が他の機能にも影響を与えることもある。そのため、必要に応じて単一機能を有する支承の組合せや、機能を明確に分離した機能分離型の支承の採用を検討することがよい。</p> <p>(3)(4) 支承部は滞水や塵埃等が堆積しやすいにもかかわらず、維持管理が行いにくい場所となることが多い。このため、一般には橋の主構造と同等の耐久性を確保することが困難なことが多く、大規模な地震に対しては損傷を生じることも想定し、供用中の補修や部材の更新等について考慮しておくことが合理的である。また、点検時の健全性の確認や大規模地震等で被災が懸念される場合の供用性の判断のためには、支承部には容易に近づくことができることに加えて状態の確認や応急対策などが行えるための空間が確保されていることも重要である。支承部の構造や支承の選定にあたっては、初期費用のほか、点検、補修、取替え等が容易かつ迅速に行えるようにしておく必要がある。さらに、既設橋の支承の交換や被災時の応急対策では、主桁の仮支持のために主桁の補強が必要になる場合も多く、設計の段階であらかじめこのような維持管理段階で想定される補修や補強への配慮を行っておくことも復旧性やライフサイクルコストの低減の観点からは合理的となる場合が考えられるため、検討しておくことが望ましい。</p> <p>(6) 支承部は、その細部構造や材料を(3)、(4)の規定に従って配慮したとしても、それだけでは耐久性を確保することが困難なことが多いため、供用中の補修や部材の更新等を考慮しておくことが合理的であることから、支承部の各部材等の設計耐久期間に係わらず、支承部の交換や損傷時の措置方法も含めた維持管理の方法について検討を行い、これを支承部の設計に反映させることを原則とすることが規定されている。</p> <p>例えば、定期点検等における健全性の確認や大規模地震等で被災が懸念される場合の供用性を判断するためには、支承部には容易に近づき状態を確認できることに加えて、応急対策などが行えるための空間が確保されていることも重要である。支承部の構造設計にあたってはこのような観点を考慮して点検、補修、更新等が容易かつ迅速に行えるようにしておくのがよい。</p> <p>また、支承の更新や損傷発生時の応急対策では、上部構造の仮支持のために、支持点となる上下部構造の荷重集中点の補強が必要になる場合も多い。通行機能の低下が社会的に及ぼす影響が大きい路線の橋のような場合は、維持管理段階で想定される補修、補強、又は支承の更新のための一時的な通行規制は最小限に留めることが求められる。このため、</p>

改定案（10章）

現行

備考

支承部の補修や補強を行う段階で上下部構造の荷重集中点等に部分的な補強などを行うことができようにしておくことも選択としてあるが、復旧性やライフサイクルコストの低減の観点からあらかじめこのような維持管理段階で想定される補修や補強に配慮した構造としておく等の措置を建設時点で講じておくことがよいこともある。

なお、橋の重要度も考慮したうえで、橋の構造の簡易を旨とする橋では、ここまで厳重に維持管理の方法を検討する必要はないと考えられる。

10.1.2 支承部の耐荷性能に関する設計

支承部の耐荷性能に関する設計は、10.1.3から10.1.8の規定による。

10.1.3 支承部に作用する力

(1) 支承部の耐荷性能に関する設計にあたっては、3.3に規定する作用の組合せに基づき、また、橋の構造形式、支承の形式等を適切に考慮して、支承部に作用する力を算出する。

(2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 (3) 支承部に作用する鉛直力は、3.3に規定する作用の組合せに加えて、負の力が生じるおそれがある場合には、式(10.1.1)及び式(10.1.2)によって求めた負の力のうち不利な値に対して設計するのを原則とする。

$$R_U = \alpha R_{L+I} + R_D \dots\dots\dots (10.1.1)$$

$$R_U = R_D + R_W \dots\dots\dots (10.1.2)$$

ここに、 R_U : 支点に生じる負の力(kN)

R_{L+I} : 衝撃を含む活荷重による最大の負の力(kN)

R_D : 死荷重による力(kN)

R_W : 風荷重による最大の負の力(kN)

α : 衝撃の影響を含む活荷重による最大の負の力に対する割増係数で1.65とする。

(4) 支承部に作用する水平力は次により算出する。

1) 可動支承部を設計する際は、摩擦力を考慮するものとし、摩擦係数を用いて算定する。必要に応じて支承の形式や使用材料による経年劣化による摩擦係数の変化を考慮する。

2) 固定支承部を設計する際は、同一上部構造の可動支承部に生じる動摩擦による水平力を減じてはならない。

4.1.2 支承部に作用する力

(1) 支承部に作用する力は、作用荷重、橋の構造形式、支承の形式等を適切に考慮して設定しなければならない。

(2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(3) 支承部に作用する鉛直力は、鋼橋編2.2に規定する荷重の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して算出する。負の力が生じるおそれがある場合においては、式(4.1.1)及び式(4.1.2)によって求めた負の力のうち不利な値に対して設計するのを原則とする。

$$R_U = 2R_{L+I} + R_D \dots\dots\dots (4.1.1)$$

$$R_U = R_D + R_W \dots\dots\dots (4.1.2)$$

ここに、 R_U : 支点に生じる負の力(kN)

R_{L+I} : 衝撃を含む活荷重による最大の負の力(kN)

R_D : 死荷重による力(kN)

R_W : 風荷重による最大の負の力(kN)

(4) 支承部に作用する水平力は次により算出する。

1) 可動支承部を設計する際は、摩擦力を考慮するものとし、摩擦係数を用いて算定する。必要に応じて支承の形式や使用材料による経年劣化による摩擦係数の変化を考慮する。

2) 固定支承部を設計する際は、同一上部構造の可動支承部に生じる動摩擦による水平力を減じてはならない。

改定案（10章）

(1) 支承部の設計においては、考慮する作用の組合せは、3.3によるものとし、荷重係数及び荷重組合せ係数を考慮して算出する。ただし、架設地点の諸条件や構造等に応じて支点移動の影響や施工時荷重等の作用を考慮することが必要である。

(3) 支承部に作用する力のうち、特に支承部を浮き上がらせるような負の力が加わると、橋の各部に予期しない応力が発生して好ましくないので、橋の構造形式の選定にあたっては負の力ができるだけ生じないような構造系を選定することがよい。負の力が発生するおそれのある場合には、この条文に従い負の力を評価し、十分な安全性を有するように設計する必要がある。

基本的には、式 (10.1.1) は橋軸方向の偏載を、式 (10.1.2) は橋軸直角方向の荷重を想定しているが、式 (10.1.1) については、張出しが大きくなると橋軸直角方向の偏載により負の力を生じやすくなる場合もあるので、その場合には橋軸直角方向についても同時に検討が必要である。

構造形式や架設誤差等を勘案しても負の力が生じないことが明らかである場合には、必ずしも条文の規定によらなくてもよいが、この場合でも支承部の設計においては十分な余裕を見込んでおくことが望ましい。なお、 $\alpha=1.65$ は、3.3に規定される荷重係数や荷重組合せ係数を考慮して算出する各荷重の反力に対して支承の設計を行った場合に、従来と同程度の R_0 を与えるように導出された値である。

(4) 可動支承部に作用する水平力の算定には、これまでの経験より摩擦係数を用いて摩擦の影響を考慮するものとした。摩擦係数は支承の形式や使用材料によって異なるため、これらに応じた係数を実験的に求めるとともに、経年劣化による摩擦係数が増すことを考慮する必要がある。なお、表-解 10.1.1 に示す可動支承を採用する場合の摩擦係数はこれによってよい。

表-解 10.1.1 可動支承の摩擦係数

摩擦機構	水平移動の機構(支承の種類)	摩擦係数
ころがり摩擦	鋼製のローラー支承	0.05
すべり摩擦	ふっ素樹脂とステンレス板	0.10

ころがり摩擦における摩擦係数は、弾性接触領域内において 10^{-3} 程度であり極めて小さい。しかしながら、接触部が腐食や摩耗による変形を生じたり、すべり摩擦を伴う箇所が存在したりするので、摩擦係数は大きめの値を示している。すべり摩擦におけるふっ素樹脂とステンレス板の摩擦係数については、実験的に得られる値よりもやや大きめの値を示しているが、これは経年変化による摩擦係数の増大を考慮しているためである。

現行

(3) 支承部の設計においては、架設地点の諸条件や構造等に応じて支点移動の影響や施工時荷重等の特殊荷重を考慮することが必要である。考慮する荷重の組合せは、鋼橋編2.2.2又はコンクリート橋編2.2(2)に規定する荷重の組合せとするが、両者は同じであることからこの条文では鋼橋編2.2.2によることとしている。

支承部に作用する力のうち、特に支承部を浮き上がらせるような負の力が加わると、橋の各部に予期しない応力が発生して好ましくないので、橋の構造形式の選定にあたっては負の力ができるだけ生じないような構造系を選定することがよい。負の力が発生するおそれのある場合には、この条文に従い十分な安全性を有するように設計する必要がある。

基本的には、式 (4.1.1) は橋軸方向の偏載を、式 (4.1.2) は橋軸直角方向の荷重を想定しているが、式 (4.1.1) については、張出しが大きくなると橋軸直角方向の偏載により負の力を生じやすくなる場合もあるので、その場合には橋軸直角方向についても同時に検討が必要である。

この条文に示す各荷重の組合せに対する許容応力度については、原則として鋼橋編3.1に示す許容応力度の割増係数を適用することができる。なお、構造形式や架設誤差等を勘案しても負の力が生じないことが明らかである場合には、必ずしも条文の規定によらなくてもよいが、この場合でも支承部の設計においては十分な余裕を見込んでおくことが望ましい。

(4) 可動支承部に作用する水平力の算定には、これまでの経験より摩擦係数を用いて摩擦の影響を考慮するものとした。摩擦係数は支承の形式や使用材料によって異なるため、これらに応じた係数を実験的に求めるとともに、経年劣化による摩擦係数が増すことを考慮する必要がある。なお、表-解 4.1.1 に示す可動支承を採用する場合の摩擦係数はこれによってよい。

表-解 4.1.1 可動支承の摩擦係数

摩擦機構	水平移動の機構(支承の種類)	摩擦係数
ころがり摩擦	鋼製のローラー支承	0.05
すべり摩擦	ふっ素樹脂とステンレス板	0.10

ころがり摩擦における摩擦係数は、弾性接触領域内において 10^{-3} 程度であり極めて小さい。しかしながら、接触部が腐食や摩耗による変形を生じたり、すべり摩擦を伴う箇所が存在したりするので、摩擦係数は大きめの値を示している。すべり摩擦におけるふっ素樹脂とステンレス板の摩擦係数については、実験的に得られる値よりもやや大きめの値を示しているが、これは経年変化による摩擦係数の増大を考慮しているためである。

備考

備考	現行	改定案（10章）
	<p>動摩擦係数は、静止摩擦係数よりも運動中又は停止前に大きくなることがあり、理論的な静摩擦、動摩擦の考えをそのまま工学的に用いることには疑問な点がある。したがって、可動支承部に動摩擦による水平力を分担させて固定支承部に作用する水平力を減少させるような設計をしてはならない。</p>	<p>動摩擦係数は、静止摩擦係数よりも運動中又は停止前に大きくなることがあり、理論的な静摩擦、動摩擦の考えをそのまま工学的に用いることには疑問な点がある。したがって、可動支承部に動摩擦による水平力を分担させて固定支承部に作用する水平力を減少させるような設計をしてはならない。</p> <p>10.1.4 支承部の限界状態</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) 支承部の限界状態1は、以下のいずれかを満足しなくなる限界の状態とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 挙動が可逆性を有する状態 2) 支承部の機能や橋の機能から制限される変位や振動に至っていない状態 <p>(2) 支承部の限界状態2は、支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部の挙動が可逆性を失うもの、耐荷力が想定する範囲内で確保できる限界の状態とする。</p> <p>(3) 支承部の限界状態3は、支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部の挙動が可逆性を失うもの、耐荷力を完全に失わない限界の状態とする。</p> </div> <p>支承部の限界状態の設定にあたっては、<u>支承の機構や材料などの特性はもとより、支承部を構成する支承本体、これを上下部構造へ取り付けるためのセットボルトやアンカーボルトなど個々の部材や接合部が支承部全体に与える影響を考慮して設定する必要がある。</u></p> <p>支承部を構成する個々の部材には、<u>鋼材やコンクリートのほかに、材料の成分によっても特性が様々であることなどからこの編の使用材料に規定されていないゴム等の材料も用いられている。</u>鋼やコンクリートでない材料を用いた支承部又は支承部の部材については、<u>理論的な妥当性を有する手法や実験等を行い、本条に基づいて、適切に限界状態を定める。</u></p> <p>10.1.5 抵抗の特性値</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>支承部を構成する部材等の抵抗の特性値の設定は次によるものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 限界状態における抵抗の特性を適切に考慮する。 2) 照査の目的及び方法を勘案し、限界値を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法や実験等による検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法による。 </div> <p>支承部を構成する部材は、<u>ゴム支承のように複数の材料から構成されているものや、ロー</u></p>

備考	現行	改定案（10章）
		<p>ラ一支承などのように支承本体が複数の要素から構成されるものなど多様である。このため支承を構成する部材等の特性値の設定に対しては、材料特性や部材を構成する要素の特性を考慮し、実験等による検証等により適切と判断される知見に基づいて行う必要がある。</p> <p>ゴム支承本体は、ゴム自体の強度や応力・ひずみの特性はもとより、支承として用いる場合の形状や寸法、内部鋼板との一体化の方法、減衰機能の有無、鉛直及び水平荷重支持機能を兼用するか否かなどの条件により、設計で考慮すべき限界状態が異なるため、一律に限界状態や対応する特性値を示すことはできないが、ゴム支承本体の限界状態や対応する特性値を設定するにあたっては、少なくとも次の1)から9)の観点を考慮する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 圧縮を受けるゴム本体の応答線形性や局部座屈 2) 引張りを受けるゴム本体の応答線形性や破断 3) セン断を受けるゴム本体の応答線形性や破断 4) 内部鋼板の降伏強度や引張強度 5) ゴム本体と内部鋼板の一体性 6) ゴム本体の応力振幅に応じた力学特性の変化 7) ゴム本体の持続応力に応じた変形の増大傾向 8) 固有周期 9) 支承に生じる変形量 <p>10.1.6 支承部の耐荷性能の照査</p> <p>(1) 以下の1)及び2)による場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して、支承部の限界状態1を超えないことについて所要の信頼性を有するとみなしてよい。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して、10.1.3で算出した力が支承部に作用したときの支承部各部の応答が鋼部材又はコンクリート部材としての限界状態1を超えないことを、Ⅱ編5章及び9章又はⅢ編5章及び7章の規定により照査する。 2) ゴム部材を含む支承部についても、10.1.4及び10.1.5の規定に基づき支承部としての限界状態1とそれを代表する制限値を設定し、永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して10.1.3で算出した力が支承部に作用したときの応答がその制限値を超えないことを1)と同等の信頼性で満足することを照査する。 <p>(2) 以下の1)及び2)により設計した場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して、支承部の限界状態3を超えないことについて所要の信頼性を有するとみなしてよい。</p>

備考	現行	改定案（10章）
	<p style="text-align: center;">4.1.4 支承と上下部構造の取付部</p> <p>(1) 支承と上下部構造との取付部は、支承部に作用する力を確実に伝達する構造とする。</p> <p>(2) (3)から(5)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) 支承と上下部構造との取付部材（ソールプレート及びベースプレート）に用いる鋼板の板厚は22mm以上とする。</p> <p>(4) 支承と下部構造の固定にアンカーボルトを使用する場合は、最小径を25mmとし、上向きの方に對して抵抗できる十分な付着が得られるように下部構造中へその直径の10倍以上の固定長を確保する。</p> <p>(5) 支承部と下部構造との固定及びアンカーボルトの埋込みは、無収縮モルタルを用いる。</p>	<p>1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して、10.1.3で算出した力が支承部に作用したときの支承部各部の応答が鋼部材又はコンクリート部材としての限界状態3を超えないことを、II編5章及び9章又はIII編5章及び7章の規定により照査する。</p> <p>2) ゴム部材を含む支承部についても、10.1.4及び10.1.5の規定に基づき支承部としての限界状態3とそれを代表する制限値を設定し、永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して10.1.3で算出した力が支承部に作用したときの応答がその制限値を超えないことを1)と同等の信頼性で満足することを照査する。</p> <p>ゴム製の支承のように、鋼やコンクリートでない材料を用いた部材については、当該部材の材料の特性等を踏まえて、適切に限界状態を定める必要がある。また、これを超えないことを鋼部材、コンクリート部材と同等以上の信頼性で満足することができるように、個別に、支承部の限界状態を代表する特性値や関連する部分係数を適切に設定する必要がある。</p> <p style="text-align: center;">10.1.7 支承と上下部構造の取付部の設計</p> <p>(1) 支承と上下部構造との取付部は、支承部に作用する力を確実に伝達する構造とする。</p> <p>(2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなすことにより。</p> <p>(3) 支承と上下部構造との取付部材（ソールプレート及びベースプレート）に用いる鋼板の板厚は、22mm以上とする。</p> <p>(4) 支承と下部構造の固定にアンカーボルトを使用する場合には、以下の1)から3)を満足する。</p> <p>1) 支承から作用する力がアンカーボルトにできる限り均等に分散される配置にする。</p> <p>2) コンクリート部材からなる下部構造へのアンカーボルトによる接合部の設計は、III編7.5の規定を満足する。</p> <p>3) 最小径を25mmとし、上向きの方に對して抵抗できる十分な付着強度が得られるように下部構造中へその直径の10倍以上の固定長を確保する。</p> <p>(5) 支承部が取り付けられる上部構造及び下部構造は、集中荷重により局部的に変形や損傷が生じないように補強しなければならない。</p> <p>(2) 接合部や接合のために用いる板（ソールプレートやベースプレート）、アンカーボルトは、II編9章やIII編7章の規定を満足するように設計する必要がある。支承の接合部にお</p>

改定案（10章）

現行

備考

いて特に考慮しなければならぬ事項が(3)及び(5)に規定されている。

(3) 桁と支承との取付部材（ソールプレート及びびースプレート）はあまり薄いと均等な反力が期待できないことを考慮して、22mm以上とすることとしたものである。特に橋が傾斜している場合には、支承が水平に据え付けられ、反力が垂直に伝わるようソールプレートの板厚で調節するのが原則であるが、このような場合でも最も薄い部分で22mmを確保することが必要である。

鋼橋の場合、支承部と上部構造との取付部において、取付部構造や支承部構造の機能が十分に発揮されない等により疲労損傷を受けることがあるため、疲労を考慮した取付部の構造とすることがある。

上部構造からの反力は、上沓や下沓の曲げ剛性で下部構造に伝達されるので、支承の上・下部構造の接触部に均等な支圧分布をさせるために相当な厚さが必要となる。このため上下沓の部材厚さ t は有効支圧幅を b とすれば、式（解10.1.1）を満足させることが望ましい。

$$t \geq \frac{b}{5} \dots\dots\dots (解 10.1.1)$$

(4) このアンカーボルトは支承に作用する橋軸方向及び橋軸直角方向の全荷重に抵抗できる断面積（通常せん断力によって決定される）を有する必要がある。特に大きな引張力をとらせる必要がある場合等以外に高い材料強度のアンカーボルトを用い、アンカーボルトの径をいたずらに小さくすることは望ましくないことから、直径25mm以上を用いることが一般的である。

また、アンカーボルト、ナット方式の下沓はアンカーボルト孔径とアンカーボルトの径の差が大きいことにより、水平力が各アンカーボルトに均等に伝達しにくい場合がある。このため、一つの支承に多くのアンカーボルトを使用すると、地震の影響に伴う水平力に対してアンカーボルトが一体となって働かず各個撃破の原因となったり、主桁や下部構造を破壊したりすることがあるので、水平力を複数のアンカーボルトに均等伝達できる構造を考慮するか、比較的長支間の橋に用いる支承でも多くのアンカーボルトを配置しないのがよい。

(3) 桁と支承との取付部材（ソールプレート及びびースプレート）はあまり薄いと均等な反力が期待できないことを考慮して、22mm以上とすることとしたものである。特に橋が傾斜している場合には、支承が水平に据え付けられ、反力が垂直に伝わるようソールプレートの板厚で調節するのが原則であるが、このような場合でも最も薄い部分で22mmを確保することが必要である。

鋼橋の場合、支承部と上部構造との取付部において、取付部構造や支承部構造の機能が十分に発揮されない等により疲労損傷を受けることがあるため、疲労を考慮した取付部の構造とすることがある。

上部構造からの反力は、上沓や下沓の曲げ剛性で下部構造に伝達されるので、支承の上・下部構造の接触部に均等な支圧分布をさせるために相当な厚さが必要となる。このため上下沓の部材厚さ t は有効支圧幅を b とすれば、式（解4.1.2）を満足させることが望ましい。

$$t \geq \frac{b}{5} \dots\dots\dots (解 4.1.2)$$

(4) 支承を下部構造に確実に固定するためにアンカーボルトの使用を基本とした。このアンカーボルトは支承に作用する橋軸方向及び橋軸直角方向の全荷重に抵抗できる断面積（通常せん断力によって決定される）を有する必要がある。

特に大きな引張力をとらせる必要がある場合等以外に、いたずらに許容応力度の大きい材料を用いてアンカーボルトの径を小さくすることは望ましくないことから、直径25mm以上を用いることが一般的である。

また、アンカーボルト、ナット方式の下沓はアンカーボルト孔径とアンカーボルトの径の差が大きいことにより、水平力が各アンカーボルトに均等に伝達しにくい場合がある。このため、一つの支承に多くのアンカーボルトを使用すると、地震時の水平力に対してアンカーボルトが一体となって働かず各個撃破の原因となったり、主桁や下部構造を破壊したりすることがあるので、水平力を複数のアンカーボルトに均等伝達できる構造を考慮するか、比較的長支間の橋に用いる支承でも多くのアンカーボルトを配置しないのがよい。

下部構造への埋込長については、上向き力に対して付着が得られる長さを確保することとし、アンカーボルトの直径の10倍以上を確保することとしている。

これらコンクリート中に埋込込まれるアンカーボルトを含め、支承に用いられる鑄造製品及び接合用鋼材の許容応力度は鋼橋編3.2の規定によるものとする。従来の示方書では、アンカーボルトは一般に施工が不確実になりやすいこと及び計算外の力を受ける機会も多いこと等を考慮し、鋼橋編3.2.1及び3.2.2に規定される許容せん断応力度の70%程

備考	現行	改定案（10章）
	<p>度の値を許容応力度として規定されていた。しかし、今回の改定では、許容応力度の低減の理由とされた外力や施工の不確実性については、<u>照査の際に適切に考慮することとし、鋼橋編3.2.3においてアンカーボルトの許容せん断応力度の値が見直された。支承部のアンカーボルトについては、無収縮モルタルの使用により施工性が向上したことや引張力及び引張力とせん断力の同時作用に対する照査法が整備されたことから、一般には、許容応力度の低減を考慮しなくても、アンカーボルトに求められる機能を確保することができるとしてよい。</u>しかし、アンカーボルトの施工が不確実となる場合や計算外の力を受ける可能性が高い等、<u>安全余裕をとる必要があると考えられる場合には、これらの不確実性を適切に考慮する必要がある。</u></p> <p>なお、支承部に働く水平力に抵抗するものとしてアンカーボルトのほかは支承底面に設けられた突起がある。従来、<u>鋳鋼を用いた鋼製支承では、アンカーボルト孔とアンカーボルトの孔径の差が大きいことから、<u>突起前</u>面に対し、<u>突起前</u>面による支圧により抵抗してきたが、<u>連続桁の固定支承のように水平力が増大してくると、この突起の高さが相当大きくなり、モルタル充填が不確実になりがちなこと、又は下部構造中の鉄筋や支承座面の補強鉄筋の配置を妨げることにもなり、下部構造の施工が不十分になるおそれがあること等を考慮して突起の高さは最大80mm程度とし、設計上は常にアンカーボルトのみで水平力に抵抗できるようにするの</u>がよい。</u></p> <p>支承部に負の反力が生じ、これをアンカーボルトで抵抗させる場合には、アンカーボルトとコンクリートの付着により伝達することを基本とするが、<u>上向きの力が大きく付着では対応が困難な場合や構造的に付着を期待できない場合などでは、アンカープレートやアンカーフレームを使用する必要がある。</u>この場合、アンカープレートやアンカーフレームの支圧面の応力及びコンクリートのせん断応力の照査を行うものとするが、アンカーボルトの付着応力を加算しない。</p> <p>なお、この条文はコンクリート製の下部構造を想定しており、鋼製の下部構造の場合には別途検討を必要とする。</p> <p>(5) 支承部の下面及びアンカーボルトの固定は、十分な施工が困難となる場合があるので、<u>無収縮モルタルを用いることとしている。</u></p> <p><u>無収縮モルタルを用いて下部構造と支承との固定及びアンカーボルトの埋込みを行う場合には、支承下面の設計が必要とされる許容支圧応力度以上とする。コンクリートの許容支圧応力度は、コンクリート橋編3.2(6)により算出する。なお、無収縮モルタル以外でアンカーボルトを固定する場合は、アンカーボルトが確実に固定されることを確認することが必要である。</u></p>	<p>なお、支承部に働く水平力に抵抗するものとしてアンカーボルトのほかは支承底面に設けられた突起がある。従来、<u>鋳鋼を用いた鋼製支承では、アンカーボルト孔とアンカーボルトの孔径の差が大きいことから、<u>突起前</u>面による支圧により抵抗するとしてきたが、<u>連続桁の固定支承のように水平力が増大してくると、この突起の高さが相当大きくなり、モルタル充填が不確実になりがちなこと、又は下部構造中の鉄筋や支承座面の補強鉄筋の配置を妨げることにもなり、下部構造の施工が不十分になるおそれがあること等を考慮して突起の高さは最大80mm程度とし、また、設計上は常にアンカーボルトのみで水平力に抵抗できるようにアンカーボルトの設計をするの</u>がよい。</u></p> <p>支承部に負の反力が生じ、これをアンカーボルトで抵抗させる場合には、アンカーボルトとコンクリートの付着により伝達することを基本とするが、<u>上向きの力が大きく付着では対応が困難な場合や構造的に付着を期待できない場合などでは、アンカープレートやアンカーフレームを使用する必要がある。</u>この場合、アンカープレートやアンカーフレームの支圧面の応力及びコンクリートのせん断応力の照査を行うものとするが、アンカーボルトの付着応力を加算しない。</p> <p>(5) <u>少なくとも、II編13.4、III編10.5及び14.4、IV編7.6によるとともに、その解説を参考に適切に補強されたい。</u></p>

10.1.8 支承の移動量

(1) 支承の設計移動量は、桁の温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、プレストレスによる弾性変形、活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量及び施工時の余裕量を考慮して設定しなければならぬ。

(2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 温度変化による移動量は式(10.1.3)による。

$$\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \dots\dots\dots (10.1.3)$$

ここに、 Δl_t : 温度変化による移動量(mm)

ΔT : 表-8.10.1に示す温度変化の範囲

α : 8.10(5)に規定する線膨張係数

l : 伸縮桁長(mm)

(4) コンクリートの乾燥収縮及びクリープによる移動量は、式(10.1.4)、式(10.1.5)を標準とする。

$$\Delta l_s = \epsilon_{cs} \cdot l \dots\dots\dots (10.1.4)$$

$$\Delta l_c = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot \varphi \cdot l \dots\dots\dots (10.1.5)$$

ここに、 Δl_s : コンクリートの乾燥収縮による移動量(mm)

Δl_c : コンクリートのクリープによる移動量(mm)

ϵ_{cs} : III編 4.2.3に示す乾燥収縮度

P_t : プレストレッシング直後のPC鋼材に作用する引張力(N)

A_c : コンクリートの断面積 (mm²)

E_c : III編 4.2.3に示すコンクリートのヤング係数 (N/mm²)

φ : III編 4.2.3に示すコンクリートのクリープ係数

l : 伸縮桁長 (mm)

(5) コンクリートのプレストレスによる弾性変形による移動量は式(10.1.6)による。

$$\Delta l_p = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot l \dots\dots\dots (10.1.6)$$

4.1.3 支承部の移動量

(1) 支承部の設計移動量は、桁の温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、プレストレスによる弾性変形、活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量及び施工時の余裕量を考慮して設定しなければならぬ。

(2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(3) 温度変化による移動量は式(4.1.3)による。

$$\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \dots\dots\dots (4.1.3)$$

ここに、

Δl_t : 温度変化による移動量(mm)

ΔT : 表-2.2.16に示す温度変化の範囲

α : 2.2.10(5)に規定する線膨張係数

l : 伸縮桁長(mm)

(4) コンクリートの乾燥収縮及びクリープによる移動量は、式(4.1.4)、式(4.1.5)を標準とする。

$$\Delta l_s = \epsilon_{cs} \cdot l \dots\dots\dots (4.1.4)$$

$$\Delta l_c = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot \varphi \dots\dots\dots (4.1.5)$$

ここに、

Δl_s : コンクリートの乾燥収縮による移動量(mm)

Δl_c : コンクリートのクリープによる移動量(mm)

ϵ_{cs} : 表-2.2.8に示す乾燥収縮度

P_t : プレストレッシング直後のPC鋼材に作用する引張力(N)

A_c : コンクリートの断面積 (mm²)

E_c : 表-3.3.3に示すコンクリートのヤング係数(N/mm²)

φ : 表-2.2.7に示すコンクリートのクリープ係数

l : 伸縮桁長 (mm)

(5) コンクリートのプレストレスによる弾性変形による移動量は式(4.1.6)による。

$$\Delta l_p = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot l \dots\dots\dots (4.1.6)$$

改定案（10章）	現行	備考
<p>ここに、Δl_p : コンクリートのプレストレスによる弾性変形による移動量 (mm)</p> <p>P_t : プレストレッシング直後の PC 鋼材に作用する引張力(N)</p> <p>A_c : コンクリートの断面積 (mm²)</p> <p>E_c : III編 4.2.3 に示すコンクリートのヤング係数 (N/mm²)</p> <p>l : 伸縮桁長 (mm)</p> <p>(6) 活荷重によって生じる桁のたわみによる上部構造の移動量は、構造解析により求めた値を用いる。</p>	<p>ここに、Δl_p : コンクリートのプレストレスによる弾性変形による移動量 (mm)</p> <p>P_t : プレストレッシング直後の PC 鋼材に作用する引張力(N)</p> <p>A_c : コンクリートの断面積 (mm²)</p> <p>E_c : 表-3.3.3 に示すコンクリートのヤング係数 (N/mm²)</p> <p>l : 伸縮桁長 (mm)</p> <p>(6) 桁の活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量は、構造解析により求めた値を用いる。</p>	
<p>(1) 支承の移動量の算定方法を示したものである。</p> <p>移動量の算定には、計算移動量のほかに設置するときの据付け誤差や下部構造の施工差があるため、余裕量をみておかなければならない。</p> <p>この余裕量は、橋の規模によって異なるが、支承本体の構造計算における余裕量の扱いは支承の種類に応じて次のように考えてよい。</p> <p>鋼製支承の設計移動量は、据付け時の温度を想定し、それからの最大移動量を考慮し算出し、施工時に支承として上部構造の変位に追隨する機能を喪失しないよう調整して据え付けることが一般的である。</p> <p>ゴム支承では、施工時の調整が煩雑となる場合が多いため、実際の設置時の温度にかかわらず、最高温度時に設置されるものと仮定して、温度変化による移動量を算出するものとし、この中に余裕量は含まれるものとして別途考慮しない。ただし、橋長が長く設計移動量が特に大きくなり、最高温度時に設置されるものとして設計を行なうと、ゴムの設計が不合理となる場合は、設置時の温度を想定し、施工時に水平ジャッキにより上部構造を水平移動させてゴム支承にあらかじめせん断変形を与えたり、ジャッキアップによる断変形を開放する等の方法を検討し、適切な移動量で設計を行なうことがよい。</p> <p>(4) コンクリートのクリーブ係数及び乾燥収縮度は 8.5 及び 8.6 の規定をそれぞれ準用する。その際、環境条件、コンクリートの材齢等を適切に考慮する必要がある。</p> <p>(6) 一般に桁橋の場合には、桁のたわみによる影響は桁端における回転による移動量についてののみ考慮すればよい。連続桁の中間支点においてもその影響があるが、一般にその値は小さいので無視してもよい。</p>	<p>(1) 支承部の移動量の算定方法を示したものである。</p> <p>移動量の算定には、計算移動量のほかに設置するときの据付け誤差や下部構造の施工差があるため、余裕量をみておかなければならない。</p> <p>この余裕量は、橋の規模によって異なるが、支承本体の構造計算における余裕量の扱いは支承の種類に応じて次のように考えてよい。</p> <p>鋼製支承の設計移動量は、据付け時の温度を想定し、それからの最大移動量を考慮し算出し、施工時に支承として上部構造の変位に追隨する機能を喪失しないよう調整して据え付けることが一般的である。そのため、こうした調整をする場合、余裕量は一般に5度の温度変化に相当する移動量としてよい。</p> <p>ゴム支承では、施工時の調整が煩雑となる場合が多いため、実際の設置時の温度にかかわらず、最高温度時に設置されるものとみなして、温度変化による移動量を算出するものとし、この中に余裕量は含まれるものとして別途考慮しない。ただし、橋長が長く設計移動量が特に大きくなり、最高温度時に設置されるものとして設計を行なうと、ゴムの設計が不合理となる場合は、設置時の温度を想定し、施工時に水平ジャッキにより上部構造を水平移動させてゴム支承にあらかじめせん断変形を与えたり、ジャッキアップによる断変形を開放する等の方法を検討し、適切な移動量で設計を行なうことがよい。この場合は施工時の据え付け精度等を考慮して余裕量は5度の温度変化に相当する移動量としてよい。なお、可動型のゴム支承の場合は鋼製支承と同様の取り扱いとする。</p> <p>(4) コンクリートのクリーブ係数及び乾燥収縮度は2.2.5の規定をそれぞれ準用する。その際、環境条件、コンクリートの材齢等を適切に考慮する必要がある。</p> <p>(6) 一般に桁橋の場合には、桁のたわみによる影響は桁端における回転による移動量についてののみ考慮すればよい。連続桁の中間支点においてもその影響があるが、一般にその値は小さいので無視してもよい。活荷重のたわみによる移動量は上部構造の構造解析で求</p>	

改定案 (10章)

現行

備考

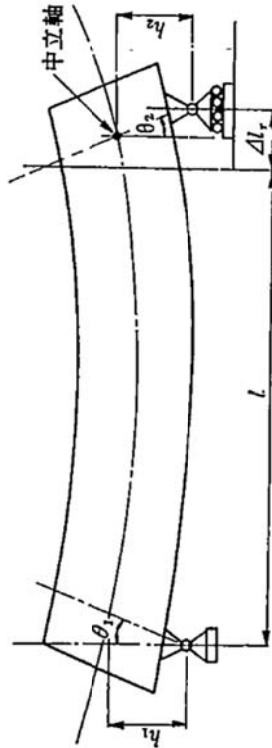
活荷重のたわみによる移動量は上部構造の構造解析で求められた値を用いることを原則とするが、従来同様に式 (解10.1.2) を用いて算出することができる。

$$\Delta l_r = \sum(h_i \times \theta_i) \dots\dots\dots (解10.1.2)$$

ここに、 Δl_r : 8.2に規定する活荷重を載荷したときの移動量(mm)

θ_i : 支承上の桁の回転角 (rad)

h_i : 桁の中立軸から、支承の回転中心までの距離 (mm)



Δl_r : 8.2に規定する活荷重を載荷したときの移動量(mm)

θ_i : 支承上の桁の回転角 (rad)

h_i : 桁の中立軸から、支承の回転中心までの距離 (mm)

図-解 10.1.1 桁のたわみによる移動量

ここに、活荷重を載荷したときの移動量の算出にあたっては、荷重組合せ係数や荷重係数を乗じる必要はない。以上のとおり従来通りの算出方法を解説した理由は、5.2(10)に解説されたとおり荷重組合せ係数や荷重係数を変位量に着目してキャリブレーションすることはこれまで検討されておらず個別に照査法や部分係数を検討する余地があることが5.2(10)に規定されていること、実質的に従来と同じだけの移動量を見込んだ設計を行うことで従来設計と同等の性能が得られると考えられることによる。

桁橋のたわみによる移動量は図-解10.1.1に示すように桁端における回転角から算出できるが、単純桁の場合には可動支承に固定支承における回転の影響が加算されて2倍になることに注意が必要である。

通常 h は桁高の2/3を、 θ は鋼橋で1/150、コンクリート橋で1/300を考えればよい。アーチ橋やラーメン橋の場合には、活荷重によるたわみが直接的に桁端における移動量として現われてくるので、十分に検討する必要がある。さらに桁端における回転の影響が付加されることもあるので注意する必要がある。

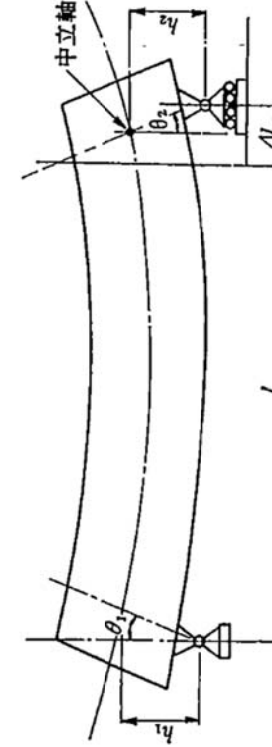
められた値を用いることを原則とするが、式 (解4.1.1) を用いて算出してよい。

$$\Delta l_r = \sum(h_i \times \theta_i) \dots\dots\dots (解4.1.1)$$

ここに、 Δl_r : 活荷重のたわみによる移動量(mm)

θ_i : 支承上の桁の回転角 (rad)

h_i : 桁の中立軸から、支承の回転中心までの距離 (mm)



Δl_r : 活荷重による桁のたわみによる移動量(mm)

θ_i : 支承上の桁の回転角 (rad)

h_i : 桁の中立軸から、支承の回転中心までの距離 (mm)

図-解 4.1.1 桁のたわみによる移動量

桁橋のたわみによる移動量は図-解4.1.1に示すように桁端における回転角から算出できるが、単純桁の場合には可動支承に固定支承における回転の影響が加算されて2倍になることに注意が必要である。

通常 h は桁高の2/3を、 θ は鋼橋で1/150、コンクリート橋で1/300を考えればよい。アーチ橋やラーメン橋の場合には、活荷重によるたわみが直接的に桁端における移動量として現われてくるので、十分に検討する必要がある。さらに桁端における回転の影響が付加されることもあるので注意する必要がある。

改定案（10章）	現行	備考
<p>10.1.9 支承部の耐久性に関する設計</p> <p>(1) 支承部の耐久性に関する設計の基本的事項は、6章の規定による。</p> <p>(2) (1)の他に支承部の材料及び構造は、鋼材の腐食やゴムの劣化など、それを構成する材料の経年劣化による機能の低下ができるだけ生じないよう配慮しなければならない。</p> <p>(3) (2)を満足するために、少なくとも(4)から(7)によらなければならない。</p> <p>(4) 鋼製支承本体及びその他の鋼部材には適切な防せい防食の機能を有するものとする。ゴム支承本体の外気と接する面には、内部のゴムと同等以上の耐久性を有する厚さ5mm以上の被覆ゴムを設ける。</p> <p>(5) ゴム支承本体と上下鋼板の接合面近傍は、適切な防せい防食を施し、両者には相対変位が生じないようにする。</p> <p>(6) 支承を設置する沓座面は、支承の防せい防食上の配慮から水はけのよい構造とする。</p> <p>(7) 鋼製支承の主要部の厚さは25mm以上とする。</p>	<p>4.1.5 耐久性に対する配慮</p> <p>(1) 支承部は、鋼材の腐食やゴムの劣化による機能の低下が生じないよう配慮しなければならない。</p> <p>(2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。</p> <p>(3) ゴム支承本体の外気と接する面には、内部のゴムと同等以上の耐久性を有する厚さ5mm以上の被覆ゴムを設ける。鋼製支承本体及びその他の鋼部材には適切な防せい防食を施す。</p> <p>(4) ゴム支承本体と上下鋼板の接合面近傍は、適切な防せい防食を施し、両者には相対変位が生じないようにする。</p> <p>(5) 支承を設置する沓座面は、支承の防せい防食上の配慮から水はけのよい構造とする。</p> <p>(6) 鋼製支承の主要部の厚さは25mm以上とする。</p>	
<p>(4) ゴム支承のこれまでの試験や使用実績によると、外気と接する表面に5mm程度の被覆ゴムが設置されている場合は、内部のゴム支承材料の物性値に大きな変化は見られず、支承の機能は維持されていると推察される。そこでゴム支承の表面に、支承本体と同等の耐久性を有する被覆ゴムを厚さ5mm以上設けた場合には、内部鋼材の腐食、ゴムの劣化が生じない構造と考えてよいこととしている。ただし、海上等の腐食環境の厳しい場所や低温環境下ではゴムの耐候性が著しく低下する例もあるため、被覆ゴムの厚さに注意するとともに、取替え可能な構造とする等の配慮も必要である。また、鋼製支承は、支圧面の摩擦や腐食によつて、水平移動機能や回転機能が損なわれ、上下部構造に損傷が生じることがあるため、鋼製支承本体やその他の鋼部材についても塗装、亜鉛めっき等、支承形式や環境条件に応じて適切な防せい処理を施すこととしている。</p> <p>(5) 支承部は雨水や桁からの漏水による影響を受けやすいため、特にゴム支承本体と上下鋼板の接合面近傍は、防せいに十分配慮することとしている。また、ゴム支承本体の上下面にも2mmから3mm程度の被覆ゴムを設けることは鋼板の防せいと滑動防止に有効な対策である。しかし、ゴム支承本体と上下鋼板をボルトにより締結する構造の場合は、被覆ゴムの影響で相対変位が生じ、ボルトの疲労やゆるみが生じるおそれがあるため、上</p>	<p>(3) ゴム支承のこれまでの試験や使用実績によると、外気と接する表面に5mm程度の被覆ゴムが設置されている場合は、内部のゴム支承材料の物性値に大きな変化は見られず、支承の機能は維持されていると推察される。そこでゴム支承の表面に、支承本体と同等以上の耐久性を有する被覆ゴムを厚さ5mm以上設けた場合には、内部鋼材の腐食、ゴムの劣化が生じない構造と考えてよいこととしている。ただし、海上等の腐食環境の厳しい場所や低温環境下ではゴムの耐候性が著しく低下する例もあるため、被覆ゴムの厚さに注意するとともに、取替え可能な構造とする等の配慮も必要である。また、鋼製支承は、支圧面の摩擦や腐食によつて、水平移動機能や回転機能が損なわれ、上下部構造に損傷が生じることがあるため、鋼製支承本体やその他の鋼部材についても塗装、亜鉛めっき等、支承形式や環境条件に応じて適切な防せい処理を施すこととしている。</p> <p>(4) 支承部は雨水や桁からの漏水による影響を受けやすいため、特にゴム支承本体と上下鋼板の接合面近傍は、防せいに十分配慮することとしている。また、ゴム支承本体の上下面にも2mmから3mm程度の被覆ゴムを設けることは鋼板の防せいと滑動防止に有効な対策である。しかし、ゴム支承本体と上下鋼板をボルトにより締結する構造の場合は、被覆ゴムの影響で相対変位が生じ、ボルトの疲労やゆるみが生じるおそれがあるため、上</p>	

改定案（10章）

現行

備考

覆ゴムの設置には注意が必要である。

(6) 支承は橋の中でも特に腐食しやすい場所に設置されるので、防せいには十分配慮する必要がある。特に沓座部は常に滞水している状態に置かれることがないようには水はけを良くし、高さの低い支承の場合には台座コンクリートを設ける等の設計上の配慮を行う。なお、台座コンクリートを設けても下部構造の上面の排水勾配が十分でなかったり、上方からの雨水や排水によって高頻度に湿潤環境におかれたり塵埃の堆積を招くと支承の耐久性が損なわれることになるので支承部全体として良好な環境となるような配慮が必要である。

台座コンクリートは、コンクリートが薄く、ひび割れを生じやすいなど施工品質を確保することが難しい一方で、台座コンクリートに欠けやひび割れを生じると橋座に支承部の反力が適切に伝達できなかつたり、アンカーボルトの腐食や緩みに繋がり、支承の性能に重大な悪影響を及ぼすことにもなる。したがって、台座コンクリートを設ける場合には、図-解 10.1.1.2のように台座の高さは台座部の支承縁端距離以下に抑えて、橋座に十分支圧が伝達するようにする。

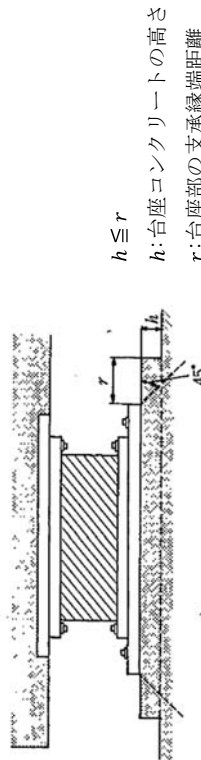


図-解 10.1.1.2 台座コンクリートの高さ

(7) 鋼製支承の主要部を構成する鉄鋼については、あまり肉厚の薄いものは製作上弱点がでやすいので主要部の最小厚を 25mm としている。

10.1.10 支承部の施工

- (1) 支承部の製作、据付けにあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、製作の方法や手順、検査の方法等に関する要領を定める。
- (2) 施工の難易、材料の種類等を勘案して適切に検査項目を設定し検査を実施するとともに、所定の方法で施工が進められていること及び所要の施工品質が保たれていることを確認できるようにする。
- (3) II編からV編における該当する施工に関する規定を満足する。

下面の被覆ゴムの設置には注意が必要である。

(5) 支承は橋の中でも特に腐食しやすい場所に設置されるので、防せいには十分配慮する必要がある。特に沓座部は常に滞水することがないようには水はけを良くし、高さの低い支承の場合には台座コンクリートを設ける等の設計上の配慮を行う。なお、台座コンクリートを設けても下部構造の上面の排水勾配が十分でなかったり、上方からの雨水や排水によって高頻度に湿潤環境におかれたり塵埃の堆積を招くと支承の耐久性が損なわれることになるので支承部全体として良好な環境となるような配慮が必要である。

台座コンクリートは、コンクリートが薄く、ひび割れを生じやすいなど施工品質を確保することが難しい一方で、台座コンクリートに欠けやひび割れを生じると橋座に支承部の反力が適切に伝達できなかつたり、アンカーボルトの腐食やゆるみに繋がり、支承の性能に重大な悪影響を及ぼすことにもなる。したがって、台座コンクリートを設ける場合には、図-解 4.1.1.2のように台座の高さは台座部の支承縁端距離以下に抑えて、橋座に十分支圧が伝達するようにする。

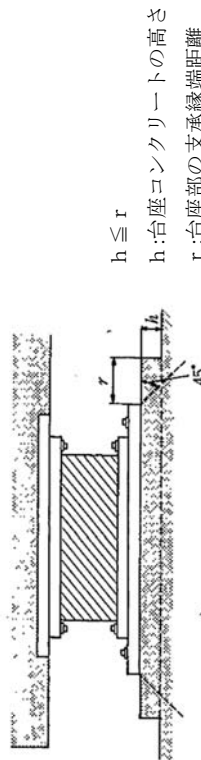


図-解 4.1.1.2 台座コンクリートの高さ

(6) 鋼製支承の主要部を構成する鉄鋼については、あまり肉厚の薄いものは製作上弱点がでやすいので主要部の最小厚を25mmとしている。

4.1.6 支承部の据付け

- (1) 支承部は所定の位置に正確に据付けなければならない。
- (2) 下部構造への支承部の固定及びアンカーボルトの埋込みは特に入念に行わなければならない。

改定案（10章）	現行	備考
<p>(1) 支承部の施工にあたっては、支承本体の製作及び所定の上下部構造位置への取付けを適切に行い、求められる性能を確保していることが必要となる。あらかじめ最終的な性能確保のための方法を計画し、製作や据付け途中の品質確保の重要性についても認識できるように施工要領書を作成し、これらには工程中の品質管理の方法及びその許容値について示しておくことが必要である。施工要領書の立案にあたっては、次の事項について、設計上の要求性能を確保することができる施工が行われていることを示す要領が記載されることを原則とする。</p> <p>1) 品質管理計画、2) 材料及び部品、3) 製作（部材等の加工、組立）、4) 溶接、5) 組立、6) 防せい防食（工場塗装、被覆等）、7) 輸送、8) その他、支承構造及び取り付けられる上下部構造に応じた必要事項</p> <p>(2) 品質管理のためには、製作、施工の各段階で所定の方法によって進められていることを確認する必要がある。</p> <p>支承部を構成する各部材の製作において、段階的に適切な品質管理を行うことが必要である。検査項目は、材料、支承本体の製造プロセス、すべり支承の摩擦係数やゴム支承の非線形履歴特性などの力学的特性、架設時に対して、適切な項目を設定する必要がある。特に、支承の剛性は各下部構造に伝達される上部構造の慣性力の分担のさせ方に大きな影響を及ぼすため、設計の前提となる剛性となっていることを確認する必要がある。例えば、エネルギー吸収を期待しない支承においては、実際に用いられる支承の剛性のばらつきが設計計算で用いた剛性の±10%以内となることを確認する必要がある。なお、道路橋支承便覧（日本道路協会、平成16年4月）に記載されている品質管理のための試験方法を参考にすることができる。</p> <p>なお、検査結果は、維持管理における構造物の初期状態の把握、点検・調査計画の立案、変状の進行・原因分析などの資料として貴重なものであるため、本編1.10(4)にて解説したとおり、維持管理に引き継ぎ、活用できるように適切に記録し保存しなければならない。</p> <p>支承の据付けにあたっては、下部構造の測量結果、上部構造の仮組立測定結果等をもとに誤差を確認して、また、ゴム支承の場合は検査時に得られた鉛直剛性を考慮して、所定の位置に正確に据付ける必要がある。</p> <p>支承の据付けは一般に次の諸点に注意して行う。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 測量に使用する鋼製巻尺又は光波測距儀等と仮組立に使用するものとの誤差 2) 仮組立時と架設時の温度差による支間の変化 3) 死荷重たわみによる支間の変化 4) 上部構造の温度変化等による桁の伸縮とキャンバーの吸収方法 <p>支承の固定時期に大別して上部構造の架設前に固定する方法と、架設完了後固定する方法とがある。鋼製支承の場合は先に下査を下部構造に固定させて、温度変化、乾</p>	<p>(1) 支承部の据付けにあたっては、下部構造の測量結果、上部構造の仮組立測定結果等をもとに誤差を確認して、また、ゴム支承の場合は検査時に得られた鉛直剛性を考慮して、所定の位置に正確に据付けなければならない。</p> <p>支承部の据付けは一般に次の諸点に注意して行う。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 測量に使用する鋼製巻尺又は光波測距儀等と仮組立に使用するものとの誤差 2) 仮組立時と架設時の温度差による支間の変化 3) 死荷重たわみによる支間の変化 4) 上部構造の温度変化等による桁の伸縮とキャンバーの吸収方法 <p>支承の固定時期には大別して上部構造の架設前に固定する方法と、架設完了後固定する方法とがある。鋼製支承の場合は先に下査を下部構造に固定させて、温度変化、乾</p>	

備考	現行	改定案（10章）
	<p>乾燥収縮等やキャンバーによる桁の伸縮に対し、上杓を偏心させることで調整する方法が一般的である。一方、上下杓が一体であるゴム支承は、鋼製支承のように偏心して据え付けることが施工上煩雑となるため、設計移動量を設計段階で見込んでおき、据え付けてよい。ただし、設計移動量が特に大きく、これを見込むとゴム支承の設計が不合理となる場合は、設置時の温度を想定して変位調整を行い支承を所定の位置に据え付けることで、適切な移動量を設定するのがよい。また、コンクリートのクリープや乾燥収縮による桁の伸縮については、コンクリートの材齢を適切に考慮して、その影響を見込む必要がある。</p> <p>(2) 支承部の下面及びアンカーボルトの固定は、十分な施工が困難となる場合があるので、無収縮モルタルを用いることを原則としている。しかし、無収縮モルタルを使用しても、施工が不確実な場合には思わぬ損傷を起こすことになり、念な管理を行う必要がある。</p>	<p>乾燥収縮等やキャンバーによる桁の伸縮に対し、上杓を偏心させることで調整する方法が一般的である。一方、上下杓が一体であるゴム支承は、鋼製支承のように偏心して据え付けることが施工上煩雑となるため、設計移動量を設計段階で見込んでおき、据え付ける。ただし、設計移動量が特に大きく、これを見込むとゴム支承の設計が不合理となる場合は、設置時の温度を想定して変位調整を行い支承を所定の位置に据え付けることで、適切な移動量を設定する必要がある。また、コンクリートのクリープや乾燥収縮による桁の伸縮については、コンクリートの材齢を適切に考慮して、その影響を見込む必要がある。</p> <p>支承部と下部構造との固定は、設計の前提に適合するとともに、隙間無く充てんでき、必要な強度や耐久性が確保できる材料を用いるのがよい。たとえば、支承の下面及びアンカーボルトの固定は、アンカーボルトの強度評価式の前提にも矛盾せず、また、充てん性が不確実な場合には思わぬ損傷を起こすことになるので、充てんにあたっては特に入念な施工管理を行う必要がある。</p> <p>10.1.11 メナーゼヒンジ支承</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>メナーゼヒンジ支承を用いる場合には、III編7章の規定を満足する構造とする。また、少なくとも以下の1)から4)を満足する構造としなければならない。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 作用力に対して、せん断力及び軸力のみを伝達し、曲げモーメントが生じないとみなせる構造とする。 2) 部材から伝達される軸力及びせん断力が確実に伝達されるように、交差鉄筋を適切に配置し、また十分な定着長を確保する。また、交差鉄筋からの支圧応力に対して、交差鉄筋埋め込み部コンクリートはIII編5.7の規定を満足する構造とする。 3) 支承の応答の繰返しに応じて交差鉄筋の定着部にてコンクリートのひび割れが進展し続けることがないように、交差鉄筋の定着部を横方向鉄筋で補強する。 4) 交差鉄筋に防食を行う場合には、鉄筋の機械的性質及び力学的特性が変化しないように行う。また、防食を行った鉄筋を曲げ加工する場合には、鉄筋の機械的性質、力学的特性及び防食機能が低下しない範囲で曲げ加工する。 </div> <p>支承部としての基本的事項は、10.1.1 から 10.1.6 による一方で、本条では、メナーゼヒ</p>

備考	現行	改定案（10章）
		<p>ンジ特有の事項が定められている。</p> <p><u>ヒンジが可動する範囲内においては部材間の曲げモーメントの伝達が大幅に低減されるため、この部分で曲げモーメントが発生しない構造として扱うことができる。ただし、適用範囲を超えた場合には曲げモーメントが発生することから、必要な方向や量の回転機能が確保されるような構造とする必要がある。メナーゼヒンジの具体的な設計法については、「道路橋支承便覧」（日本道路協会、平成16年4月）を参考にすることがよい。</u></p> <p><u>ヒンジの隙間に柔軟材料を配置する場合には、ヒンジ部の構造や柔軟材料の選定にあたって、柔軟材料の存在やそれが劣化した場合において、ヒンジ部の耐久性に与える影響やヒンジ部の維持管理の確実性や容易さについても検討するのがよい。</u></p> <p><u>鉄筋を防食のためにメッキするときには材質変化することが懸念されることから、鉄筋の材質や防食方法ごとに試験等を適切に行うことで鉄筋の品質及び安全性を確認し、安全が確保できる範囲内で曲げ加工を行う必要がある。また、曲げ戻し後の材料のじん性等について検証を行い、施工方法や施工管理項目にも反映させる必要がある。</u></p> <h3>10.2 遊間</h3> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) 上部構造端部と、これに橋軸方向に隣接する上部構造端部又は下部構造の部材との遊間は、相対水平変位によりこれらの構造間が衝突しないように設けることを原則とする。</p> <p>(2) 地震の影響を考慮しない設計状況に対して、遊間量を10.1.8の規定により算出する値以上確保する場合は(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(3) 地震の影響を考慮する場合は、V編13.2.1の規定による。</p> </div> <p>(1) 隣接する上部構造どうし等の遊間は、設計で考慮する状況に対して生じる相対水平変位によって衝突しないように設けることで、上部構造とこれを支持する下部構造との荷重伝達や相対変位をそれぞれ独立して設計で考慮できることから、本条のように規定されている。</p> <p>しかし、レベル2地震動を考慮する設計状況では、構造条件によっては隣接する上部構造どうし等の相対変位が非常に大きくなることもある。このような場合にも衝突しないように遊間を確保するよりも衝突を考慮する方が合理的なことも考えられることから、条文では一律に衝突をさせないとするのではなく、原則として上部構造と下部構造が衝突しないように遊間を設けるものとされている。</p> <p>(2) 上下部接続部に支承を用いる場合は、支承の移動量以上に遊間を確保しておけば、支承が破壊されない限りはそれ以上の移動は生じないことから、本条のように規定されている。</p>

改定案（10章）	現行	備考
<p>10.3 伸縮装置</p> <p>10.3.1 一般</p> <p>(1) 伸縮装置は、橋の使用目的との適合性を満足するために、次の性能を満足するよう、適切な構造及び材料を選定しなければならない。</p> <p>1) 2.1.2)の変動作用支配状況において、車両が支障なく走行できる路面の平坦性及び強さを確保できること。</p> <p>2) 車両の通行に対して必要な耐久性を有すること。</p> <p>3) 雨水等の浸入に対して水密性を有すること。</p> <p>4) 車両の通行による騒音、振動が極力発生しないよう配慮した構造であること。</p> <p>5) すべり抵抗が路面として求められる水準以上にあること。</p> <p>(2) 地震の影響を考慮する場合の伸縮装置の本編に規定する以外の性能は、V編の規定による。</p> <p>(3) 伸縮装置に対して10.3.4(1)の規定に基づき設定する設計耐久期間のいかに関わらず、橋の設計供用期間中の点検や交換、損傷時の措置方法について検討を行い、伸縮装置及びこれが取り付けられる構造の設計に反映することを原則とする。</p>	<p>4.2 伸縮装置</p> <p>4.2.1 一般</p> <p>(1) 伸縮装置は次の性能を確保するよう、適切な型式、構造及び材料を選定しなければならない。</p> <p>1) 桁の温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重等による橋の変形が生じた場合にも、車両が支障なく通行できる路面の平坦性を確保できること。</p> <p>2) 車両の通行に対して必要な耐久性を有すること。</p> <p>3) 雨水等の浸入に対して水密性を有すること。</p> <p>4) 車両の通行による騒音、振動が極力発生しないよう配慮した構造であること。</p> <p>5) 施工、維持管理及び補修の確実性及び容易さに配慮した構造であること。</p> <p>(2) 伸縮装置の耐震設計は、耐震設計編の規定による。</p>	
<p>(1) 伸縮装置の型式には、ゴム材、鋼材等で構成された一般的なジョイントや比較的大きな伸縮量に対応したフィンガージョイント、埋設ジョイント、大変位吸収システム等がある。また、荷重の支持構造から分類すると、床版遊間でT荷重を支持する荷重支持型と支持しない突き合わせ型に大別できる。伸縮量が比較的小さな場合は突き合わせ型及び埋設ジョイントが使用される。伸縮量の大きな場合は荷重支持型の伸縮装置が一般的に使用されている。伸縮装置の型式は、まず伸縮量でその型式を選定し、さらに設置箇所において要求される性能を総合的に判断して決定する必要がある。</p> <p>1) 伸縮装置の遊間は、一般に橋の伸縮量に応じて変化する。伸縮装置はこうした橋の変形に対応して伸縮するとともに、車両が安全に通行できるものとする。設計供用期間中は常に繰返し伸縮挙動をすることに對しても適切に動作するように、伸縮装置としての試験を行う等、事前に性能の確認をすることが望ましい。</p> <p>伸縮装置を含めた舗装面の施工精度は、車両の走行方向に伸縮装置を含む3m長に対して路面の凹凸が±3mm以内とするのが一般的である。このため、可能な場合は伸縮装置の施工においては、先に連続的に舗装を仕上げた後で必要部を切削して伸縮装置を設置する後付工法が望ましい。また、通行車両が伸縮装置に衝撃を与えないよう施工時に定着を十分行うとともに、橋の変形の経時変化による影響を考慮して必要</p>	<p>(1) 伸縮装置の型式には、ゴム材、鋼材等で構成された一般的なジョイントや比較的大きな伸縮量に対応したフィンガージョイント、大変位吸収システム、埋設ジョイント等がある。また、荷重の支持構造から分類すると、床版遊間でT荷重を支持する荷重支持型と支持しない突き合わせ型に大別できる。伸縮量が比較的小さな場合は突き合わせ型及び埋設ジョイントが使用される。伸縮量の大きな場合は荷重支持型の伸縮装置が一般的に使用されている。伸縮装置の型式は、まず伸縮量でその型式を選定し、さらに設置箇所において要求される性能を総合的に判断して決定する必要がある。</p> <p>1) 伸縮装置の遊間は、一般に橋の伸縮量に応じて変化する。伸縮装置はこうした橋の変形に対応して伸縮するとともに、車両が安全に通行できるものとする。</p> <p>伸縮装置を含めた舗装面の施工精度は、車両の走行方向に伸縮装置を含む3mの長さに対し路面の凹凸が±3mm以内とするのが一般的である。このため、可能な場合は伸縮装置の施工においては、先に連続的に舗装を仕上げた後で必要部を切削して伸縮装置を設置する後付工法が望ましい。また、通行車両が伸縮装置に衝撃を与えるような段差が現れないよう施工時に定着を十分行うとともに、橋の変形の経時変化による</p>	

改定案（10章）	現行	備考
<p>な初圧縮量を確保した状態で伸縮装置を設置する必要がある。なお、初圧縮量を定める場合の伸縮装置の標準温度は装置の性能を確実に確保できるように適切に設定するのがよい。</p> <p>2) 伸縮装置は、衝撃を伴う輪荷重が直接載荷されることから、十分な疲労耐久性が確保できるように設計を行う必要がある。ただし、伸縮装置に対する疲労の影響については応力照査等による方法で正確に把握することは一般に困難であるため、疲労耐久性の確保には構成部材に十分な板厚を確保するなど、細部構造や構造形式のものにおいて十分な配慮を行うことが必要である。</p> <p>3) 伸縮装置部から雨水や塵埃が侵入すると、上部構造端部の腐食や支承部の損傷を引き起こすおそれがある。このため伸縮装置部は水密性を有するよう十分な配慮が必要である。また伸縮装置部が滞水しないように、橋面の排水計画において配慮しなければならぬ。伸縮装置の補修、更新作業は交通規制を必要とし、渋滞の発生等円滑な交通に影響を与えない。伸縮装置の補修、更新作業は疲労も考慮し、高い耐久性を有する装置の採用が望ましい。橋面の排水や床版の防水については「道路橋床版防水便覧」（日本道路協会、平成19年3月）も参考にするのがよい。</p> <p>4) 伸縮装置は、騒音、振動の発生源の一つであるため、車両が伸縮装置上を走行したとき、路面と平坦で段差が小さく、騒音、振動が発生しにくい伸縮装置が望ましい。</p> <p>(3) 伸縮装置部は、支承部と同様に橋の構成部材の中でも比較的滞水や塵埃等の堆積が生じやすいにもかかわらず維持管理が行いにくい場所となることも多く、輪荷重が直接載荷されることから不測の損傷をうけることも考えられる。また大規模地震の際には遊間異常を生じたり構造そのものに大きな損傷を受けることも避けられないことがある。伸縮装置に損傷が生じた場合は、部分的な補修ではなく装置全体の更新となることが一般的である。このため、伸縮装置部は、使用中の補修や部材等の更新を前提とすることを標準としている。また、伸縮装置部は供用性に極めて重大な影響をもつため、連結部の構造や伸縮装置の選定にあたっては、清掃、点検、補修、取替え等の維持管理を確実に実施かつ容易に行えるよう十分に考慮すると共に、取替えの際に一次的な通行規制を最小限に留められるように車線ごと更新できる構造とするなどの配慮も考えられる。</p>	<p>影響を考慮して必要な初圧縮量を確保した状態で伸縮装置を設置する必要がある。なお、初圧縮量を定める場合の伸縮装置の標準温度は+15℃が用いられている。</p> <p>2) 伸縮装置は、衝撃を伴う輪荷重が直接載荷されることから、十分な疲労耐久性が確保できるように設計を行う必要がある。ただし、伸縮装置に対する疲労の影響については応力照査等による方法で正確に把握することは一般に困難であるため、疲労耐久性の確保には構成部材に十分な板厚を確保する等、細部構造や構造形式のものにおいて十分な配慮を行うことが必要である。</p> <p>3) 伸縮装置部から雨水や塵埃が侵入すると、桁端部の腐食や支承部の損傷を引き起こすおそれがある。このため伸縮装置部は水密性を有するよう十分な配慮が必要である。また伸縮装置部が滞水しないように、橋面の排水計画において配慮する必要がある。伸縮装置の補修、更新作業は交通規制を必要とし、渋滞の発生等円滑な交通に影響を与えない。伸縮装置の補修、更新作業は疲労も考慮し、高い耐久性を有する装置の採用が望ましい。橋面の排水や床版の防水については「道路橋床版防水便覧」（日本道路協会、平成19年3月）も参考にするのがよい。</p> <p>4) 伸縮装置は、騒音、振動の発生源の一つであるため、車両が伸縮装置上を通行したとき、路面と平坦で段差が小さく、騒音、振動が発生しにくい伸縮装置が望ましい。</p> <p>5) 伸縮装置部は、支承部と同様に橋の構成部材の中でも比較的滞水や塵埃等の堆積が生じやすいにもかかわらず維持管理が行いにくい場所となることも多く、輪荷重が直接載荷されることから不測の損傷が生じることも考えられる。また大規模地震の際には遊間異常を生じたり構造そのものに大きな損傷を受けることも避けられないことがある。このため、通常は橋の主構造と同等の耐久性を確保することが困難であり、使用中の補修や部材等の更新が必要となることが多い。一方で、伸縮装置部は供用性に極めて重大な影響をもつ部位であり、連結部の構造や伸縮装置の選定にあたっては、清掃、点検、補修、取替え等の維持管理を確実に実施かつ容易に行えるよう十分に考慮するとともに、初期費用のみならず、これら維持管理段階の費用についても考慮することが必要である。</p>	
<p>10.3.2 伸縮装置に作用する力</p> <p>(1) 伸縮装置に作用する力は、作用荷重、伸縮装置の形式等を適切に考慮して設定しなければならない。</p> <p>(2) 設計に用いる鉛直荷重を算出するにあたっては、8.2に規定するT荷重を考慮することを基本とし、その際、衝撃の影響を適切に考慮する。</p> <p>(3) 歩道等に対応する部分の伸縮装置には、使用条件に応じた鉛直荷重を</p>	<p>4.2.3 伸縮装置に作用する力</p> <p>伸縮装置に作用する力は、作用荷重、伸縮装置の形式等を適切に考慮して設定しなければならない。</p>	

改定案（10章）	現行	備考
<p>考慮してよい。</p> <p>(4) 歩道等に対応する部分を除く伸縮装置の設計に用いる鉛直荷重については(5)及び(6)による場合には、(2)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(5) 輪荷重を直接受ける部材には、それぞれ少なくとも100kNの鉛直荷重を考慮する。その際、(6)に従い衝撃の影響を考慮する。</p> <p>(6) 衝撃の影響として生じる応力は、ゴム材、鋼材からなる伸縮装置では活荷重応力の75%、表面に張出しを有する鋼部材を持つフラインジャージョイント等では活荷重応力の150%を考慮する。</p>	<p>伸縮装置には、遊間部を通過する車両の輪荷重に相当する鉛直荷重が直接載荷されえらる。T荷重は、実際の車両の軸重を示したのではなく隣接する車軸の影響を一組の集中荷重に置き換えたものであるが、設計に用いる鉛直荷重はT荷重を基本とし、<u>両輪が同時に載荷されない部材は、その片輪の100kNを考慮する</u>。その際、<u>衝撃の影響や荷重のばらつきも考慮し、ゴム材、鋼材からなる伸縮装置では衝撃による応力は活荷重応力の75%、表面に張出しを有する鋼部材を持つフラインジャージョイント等では活荷重応力の150%としている</u>。これらの割増しについて定量的なデータは無いが、従来の値を参考に、かつ、<u>Ⅱ編やⅢ編の規定に従って伸縮装置の諸元を算出したときに従来と同等の諸元を与えるように値が決まられている</u>。</p> <p>ただし、受け桁など、構造的に両輪の同時載荷の影響を受ける部材では、同時に両輪が載荷されるようにT荷重を考慮することとなる。なお、歩道部等の伸縮装置には、使用条件に応じた荷重を用いてもよい。</p> <p>なお、除雪作業により伸縮装置の隙間に雪が押し込まれることによる影響も想定されることではある。この示方書では、それを荷重として扱い、何らかの設計計算を行い対応することは困難と考えられているので荷重として与えていないが、必要に応じて構造上の配慮をするなど考えられる。</p>	
<p>10.3.3 設計伸縮量</p> <p>(1) 伸縮装置の設計伸縮量は、桁の温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量、並びに施工時の余裕量を考慮して設定しなければならない。</p> <p>(2) 設計伸縮量を10.1.8の規定により算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。</p>	<p>伸縮装置には、床版遊間部を通過する車両の輪荷重に相当する鉛直荷重が直接載荷される。このため、この荷重に対する耐荷力及びその繰返載荷に対する疲労耐久性を有するよう、設計にあたっては作用する力を適切に設定しなければならぬ。</p> <p>現行のT荷重は、実際の車両の軸重を示したのではなく隣接する車軸の影響を一組の集中荷重に置き換えたものであるが、設計に用いる鉛直荷重はT荷重を基本とし、その片輪の100kNを考慮する。その際、衝撃を考慮するものとし、ゴム材、鋼材からなる伸縮装置では衝撃による応力は活荷重応力の40%、表面に張り出しを有する鋼部材を持つフラインジャージョイント等では活荷重応力の100%が一般的である。なお、歩道部等の伸縮装置には、使用条件に応じた荷重を用いてもよい。</p>	
<p>4.2.2 設計伸縮量</p> <p>(1) 伸縮装置の設計伸縮量は、桁の温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量、及び施工時の余裕量を考慮して設定しなければならない。</p> <p>(2) 設計伸縮量を4.1.3の規定により算出する場合には、(1)を満たすものとみなす。</p>	<p>(1) 伸縮装置の設計伸縮量は、桁の温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量に据付時の施工誤差等の余裕量を踏まえてよい。</p> <p>(1) 伸縮装置の設計伸縮量は、桁の温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重によって生じる桁の回転等による上部構造の移動量に据付時の施工誤差等の余裕量を踏</p>	

改定案（10章）

まえて設定する必要がある。なお、V編13.2.2に規定する地震の影響を考慮するときの設計伸縮量が、本条に規定する設計伸縮量を上回る場合があるので、伸縮量の設定にあたっては地震の影響を適切に考慮して設定する必要がある。

(2) 設計伸縮量は、支承の移動量の算出と同様の方法で算出することを基本とする。活荷重によって生じるたわみによる伸縮量については、桁端部における橋の挙動を考慮し、適切に検討する必要がある。また、余裕量については10mmを標準とし、橋の規模や施工誤差等、実状に応じて別途定めることができる。

現行

踏まえて設定しなければならぬ。なお、耐震設計編14.4.2に規定する地震時設計伸縮量が、条文に規定する設計伸縮量を上回る場合があるので、伸縮量の設定にあたっては地震の影響を適切に考慮して設定する必要がある。

(2) 設計伸縮量は、支承の移動量の算出と同様の方法で算出することを基本とする。活荷重によって生じるたわみによる伸縮量については、桁端部における橋の挙動を考慮し、適切に検討する必要がある。また、余裕量については10mmを標準とし、橋の規模や施工誤差等、実状に応じて別途定めることができる。

上記による場合、桁のたわみによる回転量の算出等、その算出が煩雑となる場合には、表-解4.2.1に示す簡易算定法が参考となる。この簡易算定法による基本伸縮量には、縦断勾配、桁の回転、活荷重によるたわみの影響を含まないため、伸縮量算定の誤差として実際の桁の温度及び線膨張係数の差や乾燥収縮、クリープ変位の差等による誤差と施工誤差を基本伸縮量の20%としている。なお、この余裕量は橋の規模や施工誤差等に応じて別途定めることができる。

表-解 4.2.1 伸縮量簡易算定式 (単位：mm)

橋種	鋼橋	鉄筋コンクリート橋	プレストレストコンクリート橋
伸縮量	①温度変化	0.61(0.72)l	0.41(0.5)l
	②乾燥収縮	-	0.21β
	③クリープ	-	0.41β
基本伸縮量 ①+②+③	0.61 (0.72)l	0.41 + 0.21β (0.51 + 0.21β)	0.41 + 0.61β (0.51 + 0.61β)
余裕量	基本伸縮量×20%、ただし、最小10mm ※施工誤差等が大きい場合は別途考慮		

l = 伸縮桁長(m), β = 低減係数 (表-解4.2.2)

表中の()内は、寒冷な地域に適用

表-解 4.2.2 伸縮装置に用いる乾燥収縮及びクリープ簡易低減係数

コンクリートの材齢(月)	1	3	6	12	24
低減係数(β)	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

また、斜橋や曲線橋の場合、伸縮装置に桁端直角方向と接線方向の伸縮が作用するため、接線方向にも適切な余裕量を見込む必要がある。

備考

備考	現行	改定案（10章）
		<p>10.3.4 伸縮装置の耐久性に関する検討</p> <p>(1) 伸縮装置の耐久性の検討は、6章の規定に準じるものとする。</p> <p>(2) 伸縮装置の耐久性の検討にあたっては、車両の通行に伴う部材等の摩耗についても考慮する。</p> <p>10.3.5 伸縮装置の施工</p> <p>(1) 伸縮装置の製作、据付けにあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、製作の方法や手順、検査の方法等に関する要領を定めなければならない。</p> <p>(2) 施工の難易、材料の種類等を勘案して適切に検査項目を設定し検査を実施するとともに、所定の方法で施工が進められていることが確認できるようにしなければならない。</p> <p>(3) 1.10による(ほかⅡ編からⅤ編における該当する施工に関する規定を満足する。</p> <p>温度変化、コンクリートの材令に応じたクリープや乾燥収縮、キャンパー等による桁の伸縮を適切に考慮して、設計伸縮量を見込むのがよい。</p> <p>10.4 フェールセーフ</p> <p>(1) 支承を用いた上下部接続部やこれに類する部位には、上部構造とこれを支持する構造との過大な相対変位の発生に伴う上部構造の落下が容易に生じないようにするための適切な対策を行うことを原則とする。</p> <p>(2) 対策を行うにあたっては、橋の構造特性や架橋条件等を考慮し、適切な方法による。</p> <p>(3) 少なくとも耐震設計の観点から、上下部接続部の不測の機能不全に対して、上部構造の落下等に対する致命的な事態をできる限り避けられるように対策を行うものとする。</p> <p>(4) Ⅴ編2.7.1(2)の規定により上部構造が容易に落下しないための対策を検討し、実施した場合は、(1)から(3)を満足するとみなしてよい。</p> <p>(5) フェールセーフの耐久性の検討にあたっては、6章の規定に準じるものとする。</p> <p>(1) 支承部が十分な耐荷性能を有するよう設計することは独立し、支承部を有する上下</p>

備考	現行	改定案（10章）
		<p>部接続部の落下が生じないように、フェールセーフを設置することを原則とした。フェールセーフであるので、その設置の有無やフェールセーフとして設ける装置等の性能によって支承部に求められる耐荷性能が変わることは無い。支承を用いた上下部接続部に類する部位の一つとして、部材の途中にヒンジ接合を入れる場合が想定され、主桁の途中にダブルヒンジを設けたり、下部構造の途中にヒンジを設けることも否定はできないが、これらについても本条に準じて対策について検討する。このほかの上下部接続部に類する部位の例としては、1.2.1(3)に解説したように、アーチ橋の端支柱と補助桁やアーチアバットとの接合部が挙げられ、フェールセーフ設置の必要性を個別に検討するのがよい。</p> <p>支承部が破壊し、上下部構造に大きな変位が生じる要因はたとえば自然災害の影響やそれにとまらぬ地盤の移動などの影響などが考えられるが、どこまでの対策を取るべきかを画一的に定めることは難しく、例えば架橋条件によっても変わると考えられる。条文(1)では適切な対策を行うことを原則とし、フェールセーフの程度の選択の余地やフェールセーフを設置しないことの余地が残されている。</p> <p>なお、概念としてフェールセーフは地震の影響だけを対象にする必要も必ずしもなく、地震の影響以外の要因に対してもフェールセーフを設置する考え方を否定する必要もないこと、かつ、V編における耐震設計の一部としての落橋防止システムの設置も包含できるようにすることから、本条では、落橋防止システムではなく、より一般的な用語としてフェールセーフという用語が用いられている。</p> <p>(2) 容易に上部構造が落下しないようにするためには、必ずしも上下部接続部に何らかのフェールセーフ装置を取り付けるのではなく、その他の方法も取り得ることを明確化した。その他の方法について標準的な考え方や例を示すに至っていないわけではないが、必ずしも上下部接続部の箇所に対策をとれる空間が確保できない場合もあり得るので、その他の方法も取り得ることが明確にされたものである。</p> <p>(3) (4) わが国では、幾多の地震被災経験を経て、これまでも支承が機能を喪失したとしても落橋を容易に生じさせないような桁かかり長の確保や物理的に変位を拘束するためのケーブルやブロック等を設置してきているところであり、この条文では、耐震設計編の規定に従いフェールセーフを設置した場合には、地震以外の事象に対しても適当な範囲の対策がされたとみなしてよいとしている。</p> <p>また、斜張橋では支承に上揚力が生じる場合があるが、支承に上揚力が生じていない橋に比べると、この場合に支承が破壊しても上部構造が落下に至る可能性は低くなるが、その復旧は必ずしも容易ではない。条文(3)は、上部構造の不測の機能不全を想定した対策について規定されているので、上下部構造が落下しないことが想定される場合でも、復旧の容易さの観点からのフェールセーフを設置することも検討するのがよい。</p>

改定案 (11章)	現行	備考
<p style="text-align: center;">11章 付属物等</p> <p style="text-align: center;">11.1 橋梁用防護柵</p> <p style="text-align: center;">11.1.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>橋梁用防護柵の設置に関しては「防護柵の設置基準」(道路局長通達)による。</p> </div> <p>橋梁用防護柵とは、車両の橋梁外への転落防止のための「車両用防護柵」、歩行者等の橋梁外への転落防止のための「歩行者自転車用柵」、さらに車両用防護柵に歩行者等の転落防止機能を付加した「歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵」をいう。</p> <p>橋梁用防護柵の設置基準、性能、設置方法等は「防護柵の設置基準・同解説」(日本道路協会、平成28年12月)によることとし、車両用防護柵の標準仕様については「車両用防護柵標準仕様・同解説」(日本道路協会、平成16年3月)による。</p>	<p style="text-align: center;">5章 付属物等</p> <p style="text-align: center;">5.1 橋梁用防護柵</p> <p style="text-align: center;">5.1.1 一般</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>橋梁用防護柵の設置に関しては「防護柵の設置基準」(道路局長通達)による。</p> </div> <p>橋梁用防護柵とは、車両の橋梁外への転落防止のための「車両用防護柵」、歩行者等の橋梁外への転落防止のための「歩行者自転車用柵」、さらに車両用防護柵に歩行者等の転落防止機能を付加した「歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵」をいう。</p> <p>橋梁用防護柵の設置基準、性能、設置方法等は「防護柵の設置基準・同解説」(日本道路協会、平成20年1月)によることとし、車両用防護柵の標準仕様については「車両用防護柵標準仕様・同解説」(日本道路協会、平成16年3月)による。</p> <p style="text-align: center;">5.1.2 橋梁用防護柵が床版部分に与える影響</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>(1) 歩行者自転車用柵を設置する場合、橋の床版部分は柵の頂部に働く荷重、歩道等の等分布荷重の組合せに対して、損傷が生じないように設計しなければならぬ。この場合、許容応力度の割増しは行わない。</p> <p>(2) 車両用防護柵を設置する場合、橋の床版部分は車両用防護柵への車両の衝突により生じる外力に対して、損傷が生じないように設計しなければならぬ。</p> <p>(3) (4)の規定による場合においては、(2)を満たすものとみなす。</p> <p>(4) ガードレール等のように支柱式の車両用防護柵を地覆に設ける場合には、支柱最下端断面の支柱の抵抗モーメントを柱間隔で割った値が床版に均等に端モーメントとして働くものとして設計する。鉄筋コンクリート壁式の場合には、壁下端の設計に用いた作用モーメントをそのまま床版に端モーメントとして加えて設計する。</p> <p>なお、支柱を直接床版に定着する場合には、衝突による作用モーメントが床版に分散して作用する構造とする。この場合、床版への作用モーメントは地覆に設ける場合と同様としてよい。</p> <p>(5) 鋼上部構造についてはII編11.12、コンクリート上部構造についてはIII編9.6の照査を満足する。</p> </div>	

改定案（11章）	現行	備考
<p>(1) 歩行者自転車用柵には歩行者の寄り掛かり等により水平推力が外側へ作用するものとして床版の安全性を照査しなければならない。その際の柵の頂部に作用する水平推力及び柵の高さは、「防護柵の設置基準」（道路局長通達）に示される2.5kN/m、路面より1.10mを標準とする。</p> <p>(2) 車両用防護柵には、歩行者用自転車用柵を兼用した車両防護柵を含む。</p> <p>(4) 防護柵が支柱式の場合には、自動車への衝突に対する抵抗は防護柵の反力と変形との共同作用によって行われるので、支柱最下端に発生するモーメントは自動車の衝突荷重や衝突高さから一義的に決まらず、防護柵自体の断面寸法にも影響される。したがって、支柱式防護柵の場合には、計算上の便宜も考えて支柱最下端断面の支柱の抵抗モーメントが床版に作用するものとして設計してよいことにした。</p> <p>防護柵が鉄筋コンクリート壁式の場合には、自動車の衝突に対してほとんど変形しないので通常その設計は自動車の衝突荷重を単純に静荷重におきかえて行われている。したがって、床版に作用させるモーメントは壁下端の設計に用いた作用モーメントをそのまま用いてよいことにした。ただし、防護柵の使用条件から求められる事項があれば、それを満足するように設計する必要がある。</p> <p>防護柵を歩道境界に設ける場合には、支柱を直接床版に定着すると、地覆部に設ける場合と異なり衝突によるモーメントが非常に大きくなる。したがって、支柱の定着部は衝突により生じるモーメントが床版に分散することになる。したがって、支柱の定着部は衝突により生じるモーメントが床版に分散するような構造としなければならないとした。なお、支柱定着部の設計は「防護柵の設置基準・同解説」（日本道路協会、平成28年12月）又は「車両用防護柵標準仕様・同解説」（日本道路協会、平成16年3月）を参考にすることがよい。</p>	<p>(1) 歩行者自転車用柵には歩行者の寄り掛かり等により水平荷重が外側へ作用するものとして床版の安全性を照査しなければならない。その際の柵の頂部に作用する水平荷重及び柵の高さは、「防護柵の設置基準」（道路局長通達）に示される2.5kN/m、路面より1.1mを標準とする。</p> <p>(2) 車両用防護柵には、歩行者用自転車用柵を兼用した車両防護柵を含む。</p> <p>(4) 防護柵が支柱式の場合には、自動車への衝突に対しては防護柵の反力と変形により抵抗するので、支柱最下端に発生するモーメントは自動車の衝突荷重や衝突高さから一義的に決まらず、防護柵自体の断面寸法にも影響される。したがって、支柱式防護柵の場合には、計算上の便宜も考えて支柱最下端断面の支柱の抵抗モーメントが床版に作用するものとして計算してよいことにしている。</p> <p>防護柵が鉄筋コンクリート壁式の場合には、自動車の衝突に対してほとんど変形しないので通常その設計は自動車の衝突荷重を単純に静荷重におきかえて行われている。したがって、床版に作用させるモーメントは壁下端の設計に用いた作用モーメントをそのまま用いてよいことにしている。</p> <p>支柱を直接床版に定着すると、地覆部に設ける場合と異なり衝突によるモーメントが分散して床版に作用することが期待できないため、非常に大きなモーメントが床版に作用することになる。したがって、支柱の定着部は衝突により生じるモーメントが床版に分散するような構造としなければならないとしている。なお、支柱定着部の設計は「防護柵の設置基準・同解説」（日本道路協会、平成20年1月）又は「車両用防護柵標準仕様・同解説」（日本道路協会、平成16年3月）を参考にすることがよい。</p>	
<h3>11.2 排水</h3> <p>(1) 車両の走行安全性等に配慮して、橋面の水を速やかに排除できる構造としなければならない。</p> <p>(2) 橋の耐久性に配慮して、構造各部は排水が確実に行える構造としなければならない。また、床版上面に浸入した雨水等が速やかに排除できる構造としなければならない。</p> <p>(3) 排水設備は、橋の設計供用期間にわたって確実に機能が維持されるよう、維持管理計画と整合した構造や耐久性を有するものとしなければならない。</p>	<h3>5.2 排水</h3> <p>(1) 車両の走行安全性等に配慮して、橋面の水を速やかに排除できる構造としなければならない。</p> <p>(2) 橋の耐久性に配慮して、構造各部は排水が確実に行える構造としなければならない。また、床版上面に浸入した雨水等を速やかに排除できる構造としなければならない。</p> <p>(3) 排水施設は、橋の供用期間中に確実に機能が維持されるよう、維持管理の方法等の計画と整合し、かつ、必要な耐久性を有する構造としなければならない。</p>	
<p>(1) 車両の走行安全性を確保するために橋面への滞水は避けることが必要であり、橋面の水を</p>	<p>(1) 車両の走行安全性を確保する観点から橋面の水を速やかに排除するため、路面には必</p>	

改定案（11章）	現行	備考
<p>を速やかに排除するために路面には必要な横断勾配を付け、路肩部には必要な間隔に十分な大きさの排水ますを設ける必要がある。</p> <p>橋面の横断勾配は1.5～2.0%を標準とし、特に橋前後の縦断勾配の関係で橋面が凹になる場合には必ずその凹部の最低部に排水ますを設けなければならない。その付近での排水ますの間隔は3～10m程度とするのがよく、それ以外の橋面上では縦横断勾配を考慮して設置しなければならない。このときの間隔は、一般には20m以下とするのがよい。また、伸縮装置の近くには排水ますを設けて伸縮装置への流入量を極力減じることが望ましい。このほか「道路土工要綱」（日本道路協会、平成21年6月）を参考とす。</p> <p>(2) 橋の維持管理において、腐食に対する配慮は最も重要な事柄の一つである。雨水の滯水や浸透が生じないよう構造上の配慮を行うことが第一であるが、これらを完全に抑えることは難しく、万一生じた場合でも部材中の滯水を避けるために、構造物の各部は排水が確実に与えられるよう構造とする。</p> <p>鋼構造等の箱桁、ラーメン橋脚、トラス等の閉断面では、その添接箇所より雨水が浸入し内部に滯水する場合があり、それが原因で腐食することが考えられるので水抜き孔を設けて排水が完全に行える構造とする。</p> <p>床版上面に浸入した雨水等が滞留すると、防水層とアスファルト舗装下層との剥離の原因となったり、床版の耐久性に影響を及ぼす等、舗装や床版の耐久性に悪影響を及ぼすおそれがある。したがって、舗装表層に排水機能を付加した舗装を用いる場合や、縦横断勾配の関係等から床版上面に滯水の発生を防止し、排水ますを設ける必要に留意する必要がある。なお、排水孔を設ける場合には、輪荷重の影響が小さい位置に設けるものとする。また、排水の処理に注意しなければならない。</p> <p>排水管は、特にごみが詰まりやすいのでその断面は原則として円形とし、内径は最小150mm以上として急激な屈曲は避けるのがよい。また、排水は、橋体等に飛散しないよう地上の排水施設まで導水するのがよいが、桁や床版の下から直接排水する場合には、排水が風により飛散し橋にかかる場合もあるもので注意が必要である。さらに排水管は風等による振動を生じることがあるため耐久性に配慮した構造や取付方法とする必要がある。</p> <p>なお、排水装置がその機能を十分に発揮し、かつ景観を損なわないようにするためには、橋の設計の初期段階から排水計画に配慮するのが望ましい。</p> <p>(3) 近年、箱桁内部に設置した排水管の劣化や破損によって桁内部に滯水を生じて鋼部材が激しく腐食したり、コンクリート部材の劣化が促進される例が確認されている。排水管は橋本体に比べて材料的にも構造的にも耐久性に劣ることが一般的であり、定期的な状態の確認を行うことが不可欠である。特に桁内部での漏水や滯水が放置されたり、桁外</p>	<p>必要な横断勾配を付け、路肩部には必要な間隔に十分な大きさの排水ますを設ける必要がある。</p> <p>橋面の横断勾配は1.5%から2.0%を標準とし、特に橋前後の縦断勾配の関係で橋面が凹になる場合には必ずその凹部の最低部に排水ますを設けなければならない。その付近での排水ますの間隔は3mから10m程度とするのがよく、それ以外の橋面上では縦横断勾配や幅員等を考慮して設置しなければならない。このときの間隔は一般には20m以下とするのがよい。また、伸縮装置の近くには排水ますを設けて伸縮装置への流入量を極力減じることが望ましい。このほか「道路土工要綱」（日本道路協会、平成21年6月）を参考とす。</p> <p>(2) 橋の維持管理において、腐食に対する配慮は最も重要な事柄の一つである。雨水の滯水や浸透が生じないよう構造上の配慮を行うことが第一であるが、これらを完全に抑えることは難しく、万一生じた場合でも部材中の滯水を避けるために、構造物の各部は排水が確実に与えられるよう構造とする。</p> <p>鋼構造等の箱桁、ラーメン橋脚、トラス等の閉断面では、その添接箇所より雨水が浸入し内部に滯水する場合があり、それが原因で腐食することが考えられるので水抜き孔を設けて排水が完全に行える構造とする。</p> <p>床版上面に浸入した雨水等が滞留すると、防水層とアスファルト舗装下層との剥離の原因となる等、舗装や床版の耐久性に悪影響を及ぼすおそれがある。したがって、舗装表層に排水機能を付加した舗装を用いる場合や、縦横断勾配の関係等から床版上面に滯水の発生を防止し、排水ますを設ける必要に留意する必要がある。なお、排水孔を設ける場合には、輪荷重の影響が小さい位置に設けるものとする。また、排水の処理に注意しなければならない。</p> <p>排水管は、特にごみが詰まりやすいのでその断面は原則として円形とし、内径は最小150mm以上として急激な屈曲は避けるのがよい。また、排水は、橋体等に飛散しないよう地上の排水施設まで導水するのがよいが、桁や床版の下から直接排水する場合には、排水が風により飛散し橋にかかる場合もあるもので注意が必要である。さらに排水管は風等による振動を生じることがあるため耐久性に配慮した構造や取付方法とする必要がある。</p> <p>また、排水装置がその機能を十分に発揮し、かつ景観を損なわないようにするためには、橋の設計の初期段階から排水計画に配慮するのが望ましい。</p> <p>(3) 近年、箱桁内部に設置した排水管の劣化や破損によって桁内部に滯水を生じて鋼部材が激しく腐食したり、コンクリート部材の劣化が促進される例が確認されている。排水管は橋本体に比べて材料的にも構造的にも耐久性に劣ることが一般的であり、定期的な状態の確認を行うことが不可欠である。特に桁内部での漏水や滯水が放置されたり、桁外</p>	<p>必要な横断勾配を付け、路肩部には必要な間隔に十分な大きさの排水ますを設ける必要がある。</p> <p>橋面の横断勾配は1.5%から2.0%を標準とし、特に橋前後の縦断勾配の関係で橋面が凹になる場合には必ずその凹部の最低部に排水ますを設けなければならない。その付近での排水ますの間隔は3mから10m程度とするのがよく、それ以外の橋面上では縦横断勾配や幅員等を考慮して設置しなければならない。このときの間隔は一般には20m以下とするのがよい。また、伸縮装置の近くには排水ますを設けて伸縮装置への流入量を極力減じることが望ましい。このほか「道路土工要綱」（日本道路協会、平成21年6月）を参考とす。</p> <p>(2) 橋の維持管理において、腐食に対する配慮は最も重要な事柄の一つである。雨水の滯水や浸透が生じないよう構造上の配慮を行うことが第一であるが、これらを完全に抑えることは難しく、万一生じた場合でも部材中の滯水を避けるために、構造物の各部は排水が確実に与えられるよう構造とする。</p> <p>鋼構造等の箱桁、ラーメン橋脚、トラス等の閉断面では、その添接箇所より雨水が浸入し内部に滯水する場合があり、それが原因で腐食することが考えられるので水抜き孔を設けて排水が完全に行える構造とする。</p> <p>床版上面に浸入した雨水等が滞留すると、防水層とアスファルト舗装下層との剥離の原因となる等、舗装や床版の耐久性に悪影響を及ぼすおそれがある。したがって、舗装表層に排水機能を付加した舗装を用いる場合や、縦横断勾配の関係等から床版上面に滯水の発生を防止し、排水ますを設ける必要に留意する必要がある。なお、排水孔を設ける場合には、輪荷重の影響が小さい位置に設けるものとする。また、排水の処理に注意しなければならない。</p> <p>排水管は、特にごみが詰まりやすいのでその断面は原則として円形とし、内径は最小150mm以上として急激な屈曲は避けるのがよい。また、排水は、橋体等に飛散しないよう地上の排水施設まで導水するのがよいが、桁や床版の下から直接排水する場合には、排水が風により飛散し橋にかかる場合もあるもので注意が必要である。さらに排水管は風等による振動を生じることがあるため耐久性に配慮した構造や取付方法とする必要がある。</p> <p>また、排水装置がその機能を十分に発揮し、かつ景観を損なわないようにするためには、橋の設計の初期段階から排水計画に配慮するのが望ましい。</p> <p>(3) 近年、箱桁内部に設置した排水管の劣化や破損によって桁内部に滯水を生じて鋼部材が激しく腐食したり、コンクリート部材の劣化が促進される例が確認されている。排水管は橋本体に比べて材料的にも構造的にも耐久性に劣ることが一般的であり、定期的な状態の確認を行うことが不可欠である。特に桁内部での漏水や滯水が放置されたり、桁外</p>

改定案（11章）	現行	備考
<p>された排水管の異常による漏水が橋の同じ部位に飛散し続けると橋本体に深刻な悪影響を及ぼすことになる。そのため、排水施設は予定する点検などの維持管理計画によって確実にその状態が把握できるとともに、橋本体に重大な影響を及ぼす前に適切な措置がとれることとを求めている。</p>	<p>に配置された排水管の異常による漏水が橋の同じ部位に飛散し続けると橋本体に深刻な悪影響を及ぼすことになる。そのため、排水施設は、予定する点検などの維持管理の方法等の計画によって確実にその状態が把握できるとともに、橋本体に重大な影響を及ぼす前に適切な措置がとれることとを求めている。</p>	
<h3>11.3 橋面舗装</h3> <p>(1) 橋面舗装の構造に関しては、「舗装の構造に関する技術基準」（都市・地域整備局長、道路局長通達）による。</p> <p>(2) セメントコンクリート舗装とする場合は、床版コンクリートと一体の構造となるよう施工しなければならない。</p> <p>(3) アスファルト舗装とする場合は、橋面より浸入した雨水等が床版内部に浸透しないよう防水層等を設けなければならない。</p> <p>(1) 橋面舗装は、床版を交通荷重による衝撃や雨水等の気象の影響等から保護するとともに、車両等の安全かつ快適な通行を確保するために設けられ、橋面舗装の良否は橋の耐久性や使用目的との適合性等に大きく影響する。したがって、橋の設計にあたっては橋面舗装の構造等についても十分に配慮しなければならない。</p> <p>橋面舗装の品質の確保には、床版のたわみの影響、床版厚の施工誤差や鋼床版デッキプレートとの溶接変形、連結部の突起物等の平坦性等の構造や橋面の条件が大きく影響する。このため、橋面舗装の設計にあたっては、舗装の一般的技術基準を定めた「舗装の構造に関する技術基準」（都市・地域整備局長、道路局長通達）によるとともに、床版、床組、伸縮装置、排水ます等の構造との関連についても十分に配慮しなければならない。</p> <p>(2) セメントコンクリート舗装とする場合は、舗装コンクリートを床版コンクリートと別々に打設すると、その厚さが薄いため乾燥収縮によるひび割れが生じやすく、橋体の振動、車輪からの衝撃、雨水等の浸透で剥離するおそれがある。よって、舗装コンクリートが床版コンクリートと一体の構造となるように、両者を同時に打設する等の施工上の配慮が必要である。</p> <p>(3) 鉄筋コンクリート床版に雨水等が浸透すると、床版内部の鉄筋や鋼材を腐食させるばかりでなく、コンクリートの劣化、特に繰返し荷重用下の床版コンクリートの劣化を促進し、床版の耐力や耐久性に著しく悪影響を及ぼす。したがって、防水層を設ける等により床版上面に達した雨水等が床版に浸透しないよう必要な措置を講じるものとした。このとき、地覆、排水ます、伸縮装置、マンホール等と接する箇所からも床版へ雨水が浸入しないよう、境界部分の遮水処置も十分に必要がある。</p>	<h3>5.3 橋面舗装</h3> <p>(1) 橋面舗装の構造に関しては、「舗装の構造に関する技術基準」（都市・地域整備局長、道路局長通達）による。</p> <p>(2) セメントコンクリート舗装とする場合は、床版コンクリートと一体の構造となるよう施工しなければならない。</p> <p>(3) アスファルト舗装とする場合は、橋面より浸入した雨水等が床版内部に浸透しないよう防水層等を設けなければならない。</p> <p>(1) 橋面舗装は、床版を交通荷重による衝撃や雨水等の気象の影響等から保護するとともに、車両等の安全かつ快適な通行を確保するために設けられ、橋面舗装の良否は橋の耐久性や使用目的との適合性等に大きく影響する。したがって、橋の設計にあたっては橋面舗装の構造等についても十分に配慮する必要がある。</p> <p>橋面舗装の品質の確保には、床版のたわみの影響、床版厚の施工誤差や鋼床版デッキプレートとの溶接変形、連結部の突起物等の平坦性等の構造や橋面の条件が大きく影響する。このため、橋面舗装の設計にあたっては、舗装の一般的技術基準を定めた「舗装の構造に関する技術基準」（日本道路協会、平成13年9月）によるとともに、床版、床組、伸縮装置、排水ます等の構造との関連についても十分に配慮する必要がある。</p> <p>(2) セメントコンクリート舗装とする場合は、舗装コンクリートを床版コンクリートと別々に打設すると、その厚さが薄いため乾燥収縮によるひび割れが生じやすく、橋体の振動、車輪からの衝撃、雨水等の浸透で剥離するおそれがある。よって、舗装コンクリートが床版コンクリートと一体の構造となるように、両者を同時に打設する等の施工上の配慮が必要である。</p> <p>(3) 鉄筋コンクリート床版に雨水等が浸透すると、床版内部の鉄筋や鋼材を腐食させるばかりでなく、コンクリートの劣化、特に繰返し荷重用下の床版コンクリートの劣化を促進し、床版の耐力や耐久性に著しく悪影響を及ぼす。したがって、防水層を設ける等により床版上面に達した雨水等が床版に浸透しないよう必要な措置を講じるものとした。このとき、地覆、排水ます、伸縮装置、マンホール等と接する箇所からも床版へ雨水が浸入しないよう、境界部分の遮水処置も十分に必要がある。</p>	

備考	現行	改定案（11章）
	<p>また、歩道部の床版と舗装の間には、砕石や砂が充てんされていることが多いが、舗装面から浸透した雨水等がこの部分に滞水すると、床版に影響を及ぼす可能性がある。特に寒冷地域では、この水が凍結融解を繰返し、床版コンクリートの劣化を促進するおそれがある。また、この水が縁石の下を伝わり防水層と床版の間に浸透し、防水層の剥離を引き起こす可能性がある。したがって、歩道部においても雨水の排水が確実にできるように、構造上の配慮を行う必要がある。</p> <p>なお、防水層の設計・施工にあたっては、「道路橋床版防水便覧」（日本道路協会、平成19年3月）を参考にするのがよい。</p> <p>5.4 点検施設等</p> <p>点検施設等を設置する場合には、できる限り橋本体に与える影響が少なくなるように配慮しなければならない。</p> <p>橋の維持管理上必要な点検施設等を設置する際に、その取付構造等が橋本体にできる限り悪影響を及ぼさないような構造とすることを示したものである。</p> <p>吊りピース等の小さな部材の取付けであっても、橋本体の疲労強度の低下を引き起こすことも想定されるので、取付構造や位置の選定には注意が必要である。</p> <p>点検施設等の設置にあたっては架橋位置、交差条件、構造型式等の諸条件を総合的に判断して検討する必要がある。点検施設として、検査路、はしご等の固定施設を取り付けることその他に、カメラや橋梁点検車等を用いた点検手法等も考慮して、適切な施設を設置するのがよい。</p> <p>5.5 付属施設</p> <p>照明、標識、遮音壁等の付属施設を設置する場合には、これらが橋に及ぼす影響を考慮し、必要な措置を講じなければならない。付属施設の設置位置の選定にあたっては、できる限り橋本体に与える影響が少なくなるように配慮しなければならない。</p> <p>付属施設を設置する場合又は将来設置する計画がある場合には、付属施設の死荷重や風の影響等を考慮して橋の設計計算を行う必要がある。</p> <p>橋に設置される付属施設は、走行車両や風等によって振動等が生じる可能性があるが、</p>	<p>また、歩道部の床版と舗装の間には、砕石や砂が充填されていることが多いが、舗装面から浸透した雨水等がこの部分に滞水すると、床版に影響を及ぼす可能性がある。特に寒冷地域では、この水が凍結融解を繰返し、床版コンクリートの劣化を促進するおそれがある。また、この水が縁石の下を伝わり防水層と床版の間に浸透し、防水層のはく離を引き起こす可能性がある。したがって、歩道部においても雨水の排水が確実にできるように、構造上の配慮を行う必要がある。</p> <p>なお、防水層の設計・施工にあたっては、「道路橋床版防水便覧」（日本道路協会、平成19年3月）を参考にするのがよい。</p> <p>11.4 点検施設等</p> <p>点検施設等を設置する場合には、できる限り橋本体の耐荷性能や耐久性に与える影響が少なくなるように配慮しなければならない。</p> <p>橋の維持点検上必要な点検施設等を設置する際に、その取付構造等が橋本体の耐荷性能や耐久性にできる限り悪影響を及ぼさないような構造とすることを示したものである。</p> <p>吊りピース等の小さな部材の取付けであっても、橋本体の疲労強度の低下を引き起こすことも想定されるので、取付構造や位置の選定には注意が必要である。</p> <p>架橋位置、交差条件及び構造形式を踏まえ、各部材への近接方法等の諸条件を総合的に検討し、点検施設等の設置を判断することになる。点検施設として、検査路、はしご等の固定施設を取り付けることその他に、橋梁点検車やテレビカメラ等を用いた点検手法等も考慮して、適切な施設を設置するのがよい。</p> <p>11.5 付属施設</p> <p>照明、標識、遮音壁等の付属施設を設置する場合には、これらが橋に及ぼす影響を考慮し、必要な措置を講じなければならない。</p> <p>付属施設の設置位置の選定にあたっては、できる限り橋本体の耐荷性能や耐久性に与える影響が少なくなるように、また、付属施設の維持管理の実践性や容易さに配慮しなければならない。</p> <p>付属施設を設置する場合又は将来設置する計画がある場合には、付属施設の死荷重や風の影響等を考慮して橋の設計計算を行う必要がある。</p> <p>また、付属施設の設置位置の選定にあたっては、橋本体だけでなく付属施設の点検が確実かつ容易であること、付属施設の更新に配慮することも重要である。</p> <p>橋に設置される付属施設は、走行車両や風等によって振動等が生じる可能性があるが、</p>

改定案（11章）	現行	備考
<p>による付属物本体や取付部の損傷，取付ボルトのゆるみ等に対して設計上の注意が必要である。</p> <p>また，設置後の環境条件によっては局部的に著しい腐食を生じた事例もある。付属物では設置位置や構造によっては倒壊や落下物による第三者への被害を生じるおそれのある場合もあることから，設計の段階から定期点検や第三者被害の予防のための点検の方法，異常が発生した場合の発見や措置の容易さなど，将来の維持管理が適切に行えることに十分配慮することが必要である。</p> <p>なお，付属物本体の設計については，この示方書とは別にそれぞれ関連する技術基準等に従って設計しなければならぬ。照明及び標識の設置については，それぞれ「道路照明施設設置基準」（都市局長，道路局長通達）及び「道路標識設置基準」（都市局長，道路局長通達）を参考にするとよい。</p>	<p>疲労による付属物本体や取付部の損傷，取付ボルトのゆるみ等に対して設計上の注意が必要である。</p> <p>また，設置後の環境条件によっては局部的に著しい腐食を生じた事例もある。付属物では設置位置や構造によっては倒壊や落下物による第三者への被害を生じるおそれのある場合もあることから，設計の段階から定期点検や第三者被害の予防のための点検の方法，異常が発生した場合の発見や措置の容易さなど，将来の維持管理が適切に行えることに十分配慮することが必要である。</p> <p>なお，付属物本体の設計については，本示方書とは別にそれぞれ関連する技術基準等に従って設計しなければならぬ。照明及び標識の設置については，それぞれ「道路照明施設設置基準」（都市局長，道路局長通達）及び「道路標識設置基準」（都市局長，道路局長通達）による。</p>	
<h3>11.6 添架物</h3> <p>水道管等を添架する場合には，これらが橋に及ぼす影響を考慮し，必要な措置を講じなければならない。</p> <p>添架位置の選定や添架構造の設計にあたっては，できる限り橋本体の性能に与える影響が少なくなるように，また，添架物の維持管理の確実性や容易さにも配慮しなければならない。</p>	<h3>5.6 添架物</h3> <p>水道管等を添架する場合には，これらが橋に及ぼす影響を考慮し，必要な措置を講じなければならない。添架位置の選定や添架構造の設計にあたっては，できる限り橋本体に与える影響が少なくなるように配慮しなければならない。</p>	
<p>水道管，ガス管等を添架する場合，又は将来添架する計画がある場合にはこれらが橋に及ぼす影響を考慮して設計計算を行う必要がある。添架位置の選定にあたっては，橋本体の維持管理の確実性や容易さに与える影響のみならず，添架物の維持管理の確実性や容易さについても考慮する必要がある。また，添架物の本体への取付構造の選定にあたっては，添架物本体と添架構造及びそれが設置される橋本体のいずれに対しても疲労強度の低下等に配慮し適切な構造とする必要がある。</p> <p>地震の影響を受けるときの橋の移動量等を考慮して，橋に悪影響が生じないような伸縮部を設ける等添架構造に配慮しなければならない。</p>	<p>水道管，ガス管等を添架する場合，又は将来添架する計画がある場合にはこれらが橋に及ぼす影響を考慮して設計計算を行う必要がある。添架物の本体への取付け構造の選定にあたっては，添架物本体と添架構造及びそれが設置される橋本体のいずれに対しても疲労強度の低下等に配慮し適切な構造とする必要がある。</p> <p>地震時における橋の移動量等を考慮して，橋に悪影響が生じないような伸縮部を設ける等添架構造に配慮する必要がある。</p>	
<h3>11.7 その他</h3> <p>橋梁施設の安全確保等のために，必要に応じ第三者が橋梁施設に出入りできないよう配慮しなければならない。</p> <p>橋梁施設へ第三者が出入りすることで，土やごみ等の持ち込みによる腐食の進行や，火災等の被害が懸念される。そこで，橋の安全確保と維持管理の両面から必要に応じて立ち入り</p>	<h3>5.7 その他</h3> <p>橋梁施設の安全確保等のために，必要に応じ第三者が橋梁施設に出入りできないよう配慮しなければならない。</p> <p>橋梁施設へ第三者が出入りすることで，土やごみ等の持ち込みによる腐食の進行や，火災等の被害が懸念される。そこで，橋の安全確保と維持管理の両面から必要に応じて立ち</p>	

備考	現行	改定案（11章）
	<p>入り防止柵の設置や管理用通路出入口への施錠等の施設を設けることが望ましい。</p>	<p>防止柵の設置や管理用通路出入口への施錠等の対策を講じることが望ましい。</p>

改定案（12章）	現行	備考
<p>12.1 橋梁台帳</p> <p>橋梁台帳には、橋長、幅員、設計荷重、道路橋示方書（年度）、設計震度、基礎の形式及び根入れ長、地盤条件、主要部分の構造図、竣工年月、その他の将来の維持管理に必要な事項を記載しこれを保管しなければならない。</p> <p>橋梁台帳は維持管理、今後の計画、各種調査のために必要なものであるから、その整備、保管には特に留意しなければならない。</p> <p>また、部材の補修履歴等、点検、維持管理上重要な事項についても、別途記録し保管することが望ましい。</p>	<p>6.1 橋梁台帳</p> <p>橋梁台帳には、橋長、幅員、設計荷重（適用示方書）、設計震度、基礎の形式及び根入れ長、地盤条件、主要部分の構造図、竣工年月、その他の将来の維持管理に必要な事項を記載しこれを保管しなければならない。</p> <p>橋梁台帳は維持管理、今後の計画、各種調査のために必要なものであるから、その整備、保管には特に留意する必要がある。</p> <p>また、部材の補修履歴等、点検、維持管理上重要な事項についても、別途記録し保管することが望ましい。</p>	<p>6章 記 録</p>
<p>12.2 橋歴板</p> <p>橋には、橋歴板を取り付けるのを原則とし、橋名、竣工年月、道路橋示方書（年度）、活荷重、使用鋼材、事業主体、設計及び製作・施工会社名等、将来の維持管理に最低限必要な事項を記載しなければならない。</p> <p>橋歴板は将来橋に関する問題、例えば補修、補強、維持その他の参考にするため設置しなければならない。将来の維持管理において必要となる可能性のある情報は多岐にわたる。その橋に対して直接的、間接的に関わりのあるあらゆる記録や文献、計画・調査・設計・施工などに関する資料があることが、被災や劣化又は損傷に対する診断、補修・補強、機能向上などを適切かつ合理的に実施するために有効であることが多い。逆に維持管理の段階でこれらの情報が無い場合には、必要な情報を得るための調査が行えず不合理な対応とならざるを得なかったり、調査が行えたとしても現場の制約などから時間や費用のかかる大がかりなものとなることが多い。</p>	<p>6.2 橋歴板</p> <p>橋には、橋歴板を取付けるのを原則とし、橋名、竣工年月、適用示方書、活荷重、使用鋼材、事業主体、設計及び製作・施工会社名等、将来の維持管理に最低限必要な事項を記載しなければならない。</p> <p>橋歴板は将来橋に関する問題、例えば補修、補強、維持管理その他の参考にするため設置するものである。なお、橋歴板の寸法等については図-解 6.2.1を参考にしてもよい。</p>	<p>図-解 6.2.1 橋歴板の例</p> <p>なお、将来の維持管理において必要となる可能性のある情報が多岐にわたる。その橋に対して直接的、間接的に関わりのあるあらゆる記録や文献、計画・調査・設計・施工などに関する資料が残されていることが、被災や劣化又は損傷に対する診断、補修・補強、機能</p>

備考	現行	改定案（12章）
	<p>能向上などを適切かつ合理的に実施するために有効であることが多い。逆に維持管理の段階でこれらの情報がない場合には、必要な情報を得るための調査が行えず不合理な対応とならざるを得なかつたり、調査が行えたとしても現場の制約などから時間や費用のかかる大がかりなものとなることが多い。</p> <p>そのため、本条文中に規定する事項を現地で確認できる最低限の情報として橋歴板に記載する以外に、その橋に関連のある情報のうち将来の維持管理で必要となる可能性のある情報は、6.3に従って将来活用できるような形態で保管されるようにするのがよい。</p> <p>6.3 設計・施工に関する事項</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>橋の完成後は、少なくとも設計や施工に関する次に定める事項について、供用期間中の維持管理に用いることが可能となるよう、保存しなければならぬ。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 1.4に規定する調査に関する記録 (2) 1.5に規定する計画に関する記録 (3) 1.6.1に規定する設計の手法に関する記録 (4) 1.6.2に規定する構造設計上の配慮事項に関する記録 (5) 1.7に規定する設計図等 (6) 施工に関する記録 </div> <p>(1) 橋の建設にあたっては、計画段階から完成までの過程で建設予定地点及びその周辺の地形・地質、気象、隣接構造物や地下埋設物の条件、地域や環境に関して多岐にわたる調査が行われる。それらの結果は、設計の前提条件として橋の性能と密接な関係があるものも多く、将来の劣化や損傷などの不具合の発生への対処、被災時の橋の状態の評価や復旧の検討などを合理的に行うためには不可欠な情報が多く含まれる。また地盤情報などでは供用後に再度取得することが困難な場合もある。</p> <p>(2) 架橋位置や橋梁形式の決定にあたっては、橋の設計のみならず施工や供用後の維持管理計画なども考慮して所要の性能が確実に得られることにも配慮される。その示される計画段階の検討に関する情報は橋の性能と密接な関係をもつ場合が多い。特に地滑りの影響や地震による被災が原因と疑われる異常の発生の際には、架橋位置及びその周辺の地形、地質、気象、交差物件等の外部的な諸条件がどのように橋の設計において考慮されているのかといった情報は、対策を検討するうえで重要となる。なお、計画段階の検討経緯や諸元等の決定根拠は、一旦失われると事後に正確に把握することは難しい。</p> <p>(3) 橋の設計では、様々な解析技術や設計理論が用いられる。また実験等によって個別に検証を行って諸元等を決定することもある。供用期間中に補修や補強が必要となった場合に</p>	<p>そのため、本条に規定する事項を現地で確認できる最低限の情報として橋歴板に記載する以外に、その橋に関連のある情報のうち将来の維持管理で必要となる可能性のある情報は、12.3に従って将来活用できるような形態で保管されるようにするのがよい。</p> <p>なお、橋歴板の寸法や材質は個々に適切に選定すればよい。</p> <p>12.3 設計・施工に関する事項</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>橋の完成後は、設計や施工に関する少なくとも次の事項について、供用期間中の維持管理に用いることができるよう記録を残さなければならぬ。</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 1.6に規定する調査に関する記録 (2) 1.7に規定する計画に関する記録 (3) 1.8.2に規定する設計の手法に関する記録 (4) 1.8.3に規定する構造設計上の配慮事項に関する記録 (5) 1.9に規定する設計図等 (6) 1.10に規定する施工に関する記録 </div> <p>(1) 橋の建設にあたっては、計画段階から完成までの過程で建設予定地点及びその周辺の地形・地質、気象、隣接構造物や地下埋設物の条件、地域や環境に関して多岐にわたる調査が行われる。それらの結果は、設計の前提条件として橋の性能と密接な関係があるものも多く、将来の劣化や損傷などの不具合の発生への対処、被災時の橋の状態の評価や復旧の検討などを合理的に行うためには不可欠な情報が多く含まれる。また地盤情報などでは供用後に再度取得することが困難な場合もある。</p> <p>(2) 架橋位置や橋の形式の決定にあたっては、橋の設計のみならず施工や供用後の維持管理計画なども考慮して所要の性能が確実に得られることにも配慮される。そのため1.7に示される計画段階の検討に関する情報は橋の性能と密接な関係をもつ場合が多い。特に地滑りの影響や地震による被災が原因と疑われる異常の発生の際には、架橋位置及びその周辺の地形、地質、気象、交差物件等の外部的な諸条件がどのように橋の設計において考慮されているのかといった情報は、対策を検討するうえで重要となる。なお、計画段階の検討経緯や諸元等の決定根拠は、一旦失われると事後に正確に把握することは難しい。</p> <p>(3) 橋の設計では、様々な解析技術や設計理論が用いられる。また実験等によって個別に検証を行って諸元等を決定することもある。供用期間中に補修や補強が必要となった場合に</p>

改定案（12章）	現行	備考
<p>は、当初にどのような手法で設計されたものであるかを把握したうえで、それに照らして適切な方法で対策を行う必要がある。また対策の検討にあたって直接目視できない狭隘部や閉断面部材の内部、地中や水中となる基礎構造、プレストレスト力などの初期導入力が不明であると構造モデルの再現や合理的な対策が行えないこともある。そのため設計に関する情報は供用期間中にわたりできるだけ保管しておく必要がある。</p> <p>(4) 1.8.3に規定される構造設計上の配慮事項については、橋の条件によって実橋への反映の程度や具体的な内容が異なってくる。そのためどのような考え方でどのような配慮がなされたのかといった情報は、記録がなければ将来それを特定することは困難である。また、被災時の緊急対応や劣化や損傷に対する補修・補強の検討においても、これらの配慮事項を適切に反映しなければ合理的な対策とはならない。</p> <p>(5) (6) 1.9に規定する設計図等に記載すべき事項、1.10に規定する施工の各規定は、設計及び完成した橋の性能と関係のある調査・計画段階から施工品質などの情報、施工の段階で生じた設計等に関する変更の内容など供用期間中の橋の補修、補強、その他の維持管理にあって必要なものとして整理されたものである。そのため(1)～(4)に挙げられた情報と合わせて過不足なく記録として残しておく必要があり、溶接種類等が明確に記録に残るよう¹⁾にしておくことよい。</p>	<p>には、当初にどのような手法で設計されたものであるかを把握した上で、それに照らして適切な方法で対策を行う必要がある。また対策の検討にあたって直接目視できない狭隘部や閉断面部材の内部、地中や水中となる基礎構造、プレストレスト力などの初期導入力が不明であると構造モデルの再現や合理的な対策が行えないこともある。そのため設計に関する情報は供用期間中にわたりできるだけ保管しておく必要がある。</p> <p>(4) 1.6.2に規定される構造設計上の配慮事項については、橋の条件によって実橋への反映の程度や具体的な内容が異なってくる。そのためどのような考え方でどのような配慮がなされたのかといった情報は、記録がなければ将来それを特定することは困難である。また被災時の緊急対応や劣化や損傷に対する補修・補強の検討においても、これらの配慮事項を適切に反映しなければ合理的な対策とはならない。</p> <p>(5) 1.7に規定する設計図等に記載すべき事項は、設計および完成した橋の性能と関係のある調査・計画段階から施工品質などの情報、施工の段階で生じた設計等に関する変更の内容など供用期間中の橋の補修、補強、その他の維持管理にあって必要なものとして整理されたものである。そのため(1)～(4)に挙げられた情報と合わせて過不足なく記録として残しておく必要がある。</p>	