第 6 章　限界状態の照査

6.1　一般

構造物に応じたすべての限界状態について安全性の照査を行うことを原則とする．ここに，限界状態としては，終局限界状態，使用限界状態，疲労限界状態の３種類を考えるものとする．

【解　説】　構造物の設計では，本章に示す３つの限界状態の照査をすれば十分であると考えられるので，このように規定した．本章での条項以外に，**“第9章 部材に関する一般事項”** に代表される設計細則のなかで，限界状態に対して十分な安全性が確保された上で，経済性をそこなうことなく設計することができるよう構造細則を規定することもある．この場合，その項目に関する限界状態の安全性の照査は当然ながら不要となる．

6.2　骨組部材の終局限界状態の照査

6.2.1　軸方向力を受ける部材の照査

軸方向力を受ける部材の照査は次の各項により行うものとする．

(1) 引張力を受ける場合

$$\frac{P_d}{P_{tu}} \leq 1 \tag{6.1}$$

(2) 圧縮力を受ける場合

$$\frac{P_d}{P_{cu}} \leq 1 \tag{6.2}$$

ここに，

P_d　：安全率を考慮した設計軸方向力 (kgf)

P_{tu}　：式(5.2) で与えられる断面の引張耐力 (kgf)

P_{cu}　：式(5.3) で与えられる局部座屈を考慮した部材圧縮耐力 (kgf)

【解　説】　本条項を例として，本指針での荷重応答値，断面耐力および安全率の扱われ方について述べる．荷重応答値としての P_d は，安全率 ν 倍された設計荷重に対して適切な構造計算/解析がなされた結果としての軸方向力である．断面耐力 P_{tu}, P_{cu} は下界強度であり，寸法・形状のばらつきや製作過程による断面の終局強度の低減などの効果がそれぞれの部材強度係数により考慮されており，さらに 断面の局部座屈による断面耐力の低減も Q–ファクター法 により考慮されている（**第５章**）．

式(6.1), (6.2) による終局限界状態の照査は，部材断面力が荷重に対して線形応答する範囲にあるかぎり，従来の許容応力度法による照査と原則的には同じ結果となる．しかし，終局強度設計法としては，例えば座屈後の構造耐力あるいは塑性化後の断面強度が評価される必要がある．この範囲まで考えると断面力は荷重に対して一般に非線形の応答関係にあり，材料強度を安全率で除した許容応力と設計荷重の直接の応答値としての断面応力とを比較する立場をとる許容応力度設計法とは，考え方の上で基本的に異なる．現行の許容応力度設計法，例えば, 道路橋示方書[1)]では，実際にはある程度の範囲で限界状態に

関する非線形効果を許容応力度の上にもどして考慮しているが（例えば，薄板要素よりなる断面の局部座屈による軸圧縮耐力の低減は考慮しているが，厚板要素よりなる断面の全断面塑性化までの曲げ耐力は考えていない），生じる非線形効果をそのままの順序で考慮しながら終局状態の場面で照査を行おうとする式(6.1), (6.2) の方がより自然であり，これ以降考えられる終局状態に関する新しい研究成果もとり込みやすいと考えられる．本指針では全文を通じてこの形での終局限界状態の照査を採用している．

骨組構造は，断面全体の変位パラメータと断面力を用いて解析される構造であり，基本的には断面力により断面の応力分布は一義的に定まる．この意味で，断面力を各部の応力に変換した後，応力表示で照査を行うより，断面力を直接用いた照査式の方がより合理的であると考えられる．本指針では可能な限り断面力表示での照査式に表現を統一した．

圧縮力を受ける場合で，部材の断面が一様でなく変断面部材であるときには，部材座屈が関係した圧縮耐力の照査式(6.2) を適用するには別途配慮が必要となる．鋼構造設計規準(日本建築学会)[4]では，圧縮を受ける変断面部材に対しては，これと同じ弾性座屈荷重となる等断面圧縮材に換算して安全性を照査することができるとしている．ただし，断面変化が著しい場合には，断面積の小さい部分で圧縮応力が過大とならないように注意する必要があるとしている．他に，構造の全体座屈をもとに各断面での細長比を定義して，この細長比を用いて各断面で安全性を照査する方法も提案されている[5),6)]．

6.2.2 曲げモーメントを受ける部材の照査

曲げモーメントを受ける部材の終局限界状態の照査は式(6.3), (6.4) により行うことを基本とする．このとき，箱形，およびI型，H 形断面において構成する全ての板要素が **表5.16** の塑性限界幅厚比より小さい場合には，式(6.3) の照査は式(6.5) ～ (6.7) に，式(6.4) の照査は式(6.8) に代えることができる．

断面強度の照査

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} + \frac{M_{dz}}{M_{uz}} \leq 1 \tag{6.3}$$

部材強度の照査

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} + \frac{M_{dz}}{M_{buz}} \leq 1 \tag{6.4}$$

塑性限界幅厚比以下の板からなる箱形, π 形 および 円形断面の断面強度：

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} \leq \frac{M_{dz}}{M_{uz}} \text{ の場合：} \quad \frac{3}{4}\left(\frac{M_{dy}}{M_{uy}}\right)^2 + \frac{M_{dz}}{M_{uz}} \leq 1 \tag{6.5}$$

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} > \frac{M_{dz}}{M_{uz}} \text{ の場合：} \quad \frac{M_{dy}}{M_{uy}} + \frac{3}{4}\left(\frac{M_{dz}}{M_{uz}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.6}$$

塑性限界幅厚比以下の板からなる I 形 および H 形断面の断面強度：

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} + \left(\frac{M_{dz}}{M_{uz}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.7}$$

塑性限界幅厚比以下の板からなる断面の部材強度照査：

$$\left(\frac{M_{dy}}{M_{uy}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{dz}}{M_{buz}}\right)^\alpha \leq 1 \tag{6.8}$$

ただし，

箱形断面で　$\alpha = 1.4$

I 形および H 形断面で　$\alpha = 1.0$　　$(B/D < 0.3)$

$= 0.4 + \dfrac{B}{D} \geq 1$　　$(B/D \geq 0.3)$

ここに,

B　：フランジ幅(cm)

D　：断面の高さ(cm)

M_{dy}, M_{dz}　：それぞれ，照査する断面に作用する弱軸，強軸まわりの設計曲げモーメント(kgf·cm)．ただし，式(6.4)の適用にあたって，部材両端の曲げモーメントが異なり直線的に変化する場合には，M_{dy}, M_{dz} を等価換算曲げモーメント M_{eqy}, M_{eqz} に置き換えてよい．

M_{eqy}, M_{eqz}：式(6.9), (6.10)のうちの大きい方の値として決まる等価換算曲げモーメント(kgf·cm)

$$M_{eq} = 0.6\,M_1 + 0.4\,M_2 \tag{6.9}$$

$$M_{eq} = 0.4\,M_1 \tag{6.10}$$

ただし，M_1, M_2 は部材両端の曲げモーメントであり，着目しているフランジに圧縮応力が生じるモーメントを正とし，$M_1 > M_2$ とする．

M_{uy}, M_{uz}　：照査する断面の弱軸および強軸まわりの終局曲げモーメント(kgf·cm)であり，**5.4.3** で表される曲げ基準強度 M_{ny}, M_{nz} に対して式(6.11)のように得られる

$$M_{uy} = \phi_{bo} \cdot M_{ny}\,, \quad M_{uz} = \phi_{bo} \cdot M_{nz} \tag{6.11}$$

全塑性モーメント M_P に達し得ないときには，引張側と圧縮側のそれぞれの M_{tuy}, M_{cuy} および M_{tuz}, M_{cuz} を用いて，その両方を照査する．

M_{buz}　：照査するはり部材の強軸まわりの横倒れ座屈を考慮した部材曲げ強度(kgf·cm)であり，式(5.6)で与えられる．

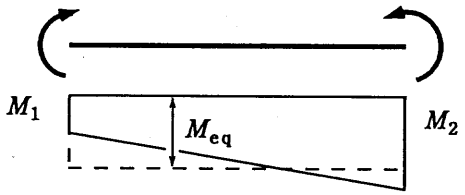
ϕ_{bo}　：曲げに対する断面の部材強度係数 ($= 0.92$)

【解　説】　これまでの許容応力度設計法では，部材の曲げ耐力は，断面縁端の降伏と全体横倒れ座屈および断面の局部座屈を限界状態として弾性範囲で照査されている．この場合，柱の座屈とは異なり，曲げの場合では全体横倒れ座屈と断面局部座屈との連成効果は少なく，この両者の限界値を別々に求めた後，その小さい方の耐力で照査する方法がとられている[1)]．しかし，薄板断面の局部座屈以降の曲げ耐力，あるいは厚板断面の全断面塑性化までの曲げ耐力などを考える終局限界状態設計法としては，断面の塑性化と局部座屈および全体横倒れ座屈の連成効果を十分に考慮する必要がある．本指針では，**表 5.16** に示す断面構成板の塑性限界幅厚比と弾性限界幅厚比をそれぞれ全断面塑性化と弾性局部座屈の目安として断面の基準強度 M_{ny}, M_{nz} を求めて，その上で横倒れ座屈に対する部材曲げ強度 M_{buz} を定めている．

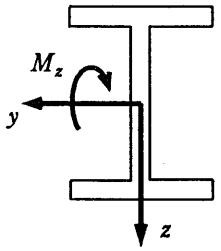
曲げモーメントのみを受ける部材の終局限界状態の照査は，式(6.3), (6.4)により行うことを原則とする．式(6.3)は，局部座屈を考慮した各断面の終局曲げモーメントに対する照査式であり，式(6.4)は，局部座屈の連成を考慮した上での横倒れ座屈に対する照査式である．このとき，断面を構成する板の幅厚

比が小さく，２軸曲げを受けて全塑性モーメントに達し得るはり部材では，式(6.3), (6.4) の形の重ね合わせ以上の強度を期待することができ，合理的な設計のために非線形の強度相関式(6.5) ～ (6.8) を用いた照査もできるものとした[13].

２軸曲げの強度相関式としての分母には，弱軸，強軸まわりにそれぞれ単独の曲げモーメントが作用したときの終局曲げ強度を用いている．断面全体を一式で照査する断面力表示を用いているが，それぞれの軸まわりでの断面強度を決定する応力の場所と状態は異なるのが一般的であり，それぞれの有効断面の上での終局強度を式(6.3) ～ (6.8) のように相関させるとき，安全側に過ぎる結果となる場合もある．これに対しては断面各場所毎の応力表示による照査も考えられるが，その場合であっても，幅厚比が大きく局部座屈を生じながら強度が決まる断面などでは，的確な有効断面を設定しながら連成効果を評価することはかなり煩雑な展開となり，これまでのところ十分なデータは得られていない[13].



解説図 6.1 曲げモーメントが直線的に変化する部材



解説図 6.2 強軸曲げモーメント

式(6.4) の部材強度の照査は，等曲げを受ける等断面部材の横倒れ座屈時での曲げ圧縮応力をもとに定められており，両端で等しい曲げモーメントを受ける等断面部材を照査の基本としている．このとき，両端の曲げモーメントが異なる場合には，等価換算曲げモーメントを評価して式(6.4) の照査に適用することが考えられる．本条文では，道路橋示方書[1]を参考にして，弱軸，強軸まわりの両方の等価換算曲げモーメント M_{eqy}, M_{eqz} を式(6.9), (6.10) で与えてよいものとしている．

6.2.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査

軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材の終局限界状態の照査は，次の各項により行うものとする．

(1) 軸方向力が引張力の場合

$$\frac{P_d}{P_{tu}} + \frac{M_{dy}}{M_{tuy}} + \frac{M_{dz}}{M_{tuz}} \leq 1 \tag{6.12}$$

$$-\frac{P_d}{P_{tu}} + \frac{M_{dy}}{M_{cuy}} + \frac{M_{dz}}{M_{cuz}} \leq 1 \tag{6.13}$$

$$-\frac{P_d}{P_{tu}} + \frac{M_{dy}}{M_{cuy}} + \frac{M_{dz}}{M_{buz}} \leq 1 \tag{6.14}$$

このとき，断面を構成するすべての板要素が **表 5.4** の塑性限界幅厚比より小さい場合には，圧縮側の断面強度照査式(6.13) は不要となり，式(6.12) の断面強度の照査は，次の各項に代えることができる．

a) 箱形および円形中空断面の断面強度：

$$\frac{M_{dz}}{M_{npz}} \leq \frac{M_{dy}}{M_{npy}} \text{ の場合：} \quad \frac{M_{dy}}{M_{npy}} + \frac{3}{4}\left(\frac{M_{dz}}{M_{npz}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.15}$$

$$\frac{M_{dz}}{M_{npz}} > \frac{M_{dy}}{M_{npy}} \text{ の場合：} \quad \frac{3}{4}\left(\frac{M_{dy}}{M_{npy}}\right)^2 + \frac{M_{dz}}{M_{npz}} \leq 1 \tag{6.16}$$

ただし，

$$M_{npy} = C\left(1 - \frac{P_d}{P_{tu}}\right)\phi_{bo}M_{py} \leq \phi_{bo}M_{py}$$

$$M_{npz} = C\left(1 - \frac{P_d}{P_{tu}}\right)\phi_{bo}M_{pz} \leq \phi_{bo}M_{pz}$$

$C = 1.18$ （箱形断面），　$= 1.25$ （円形中空断面）

b) I 形 および H 断面の断面強度：

$$\frac{M_{dy}}{M_{npy}} + \left(\frac{M_{dz}}{M_{npz}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.17}$$

ただし，

$$M_{npy} = 1.19\left[1 - \left(\frac{P_d}{P_{tu}}\right)^2\right]\phi_{bo}M_{py} \leq \phi_{bo}M_{py}$$

$$M_{npz} = 1.18\left(1 - \frac{P_d}{P_{tu}}\right)\phi_{bo}M_{pz} \leq \phi_{bo}M_{pz}$$

(2) 軸方向力が圧縮力の場合

$$\frac{P_d}{P_{cul}} + \frac{M_{dy}}{M_{cuy}} + \frac{M_{dz}}{M_{cuz}} \leq 1 \tag{6.18}$$

$$-\frac{P_d}{P_{tu}} + \frac{M_{dy}}{M_{tuy}} + \frac{M_{dz}}{M_{tuz}} \leq 1 \tag{6.19}$$

$$\frac{P_d}{P_{cu}} + \frac{M_{dy}}{M_{cuy}(1 - \frac{P_d}{P_{cry}})} + \frac{M_{dz}}{M_{buz}(1 - \frac{P_d}{P_{crz}})} \leq 1 \tag{6.20}$$

このとき，断面を構成するすべての板要素が **表5.16** の塑性限界幅厚比より小さい場合には，引張側の断面強度照査式(6.19)は不要となり，式(6.18)の断面強度の照査，および式(6.20)の部材強度の照査は，次の各項に代えることができる．

a) 箱形および円形中空断面

断面強度の照査：

$$\frac{M_{dz}}{M_{npz}} \leq \frac{M_{dy}}{M_{npy}} \text{ の場合：} \quad \frac{M_{dy}}{M_{npy}} + \frac{3}{4}\left(\frac{M_{dz}}{M_{npz}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.21}$$

$$\frac{M_{dz}}{M_{npz}} > \frac{M_{dy}}{M_{npy}} \text{ の場合：} \quad \frac{3}{4}\left(\frac{M_{dy}}{M_{npy}}\right)^2 + \frac{M_{dz}}{M_{npz}} \leq 1 \tag{6.22}$$

ただし，

$$M_{npy} = C\left(1-\frac{P_d}{P_{cul}}\right)\phi_{bo}M_{py} \leq \phi_{bo}M_{py}$$
$$M_{npz} = C\left(1-\frac{P_d}{P_{cul}}\right)\phi_{bo}M_{pz} \leq \phi_{bo}M_{pz}$$
$C = 1.18$ （箱形断面），　$C = 1.25$ （円形中空断面）

部材強度の照査：

$$\left(\frac{M_{dy}}{M_{nuy}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{dz}}{M_{nuz}}\right)^{\beta} \leq 1 \tag{6.23}$$

ただし，

$$\alpha = 1.3 + \frac{P_d}{P_{cul}}\cdot\frac{1000}{(l/r_y)^2} \geq 1.4$$
$$\beta = 1.3 + \frac{P_d}{P_{cul}}\cdot\frac{1000}{(l/r_z)^2} \geq 1.4$$
$$M_{nuy} = \left(1-\frac{P_d}{P_{cu}}\right)\left(1-\frac{P_d}{P_{cry}}\right)\phi_{bo}M_{py}$$
$$M_{nuz} = \left(1-\frac{P_d}{P_{cu}}\right)\left(1-\frac{P_d}{P_{crz}}\right)M_{buz}$$

a) I 形 および H 形断面

断面強度の照査：

$$\frac{M_{dy}}{M_{npy}} + \left(\frac{M_{dz}}{M_{npz}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.24}$$

ただし，

$$M_{npy} = 1.19\left[1-\left(\frac{P_d}{P_{cul}}\right)^2\right]\phi_{bo}M_{py} \leq \phi_{bo}M_{py}$$
$$M_{npz} = 1.18\left(1-\frac{P_d}{P_{cul}}\right)\phi_{bo}M_{pz} \leq \phi_{bo}M_{pz}$$

部材強度の照査：

$$\left(\frac{M_{dy}}{M_{nuy}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{dz}}{M_{nuz}}\right)^{\alpha} \leq 1 \tag{6.25}$$

ただし，

$$\alpha = 1.0 \qquad (B/D < 0.3)$$
$$= 0.4 + \frac{P_d}{P_{cul}} + \frac{B}{D} \geq 1 \qquad (B/D \geq 0.3)$$
$$M_{nuy} = \left(1-\frac{P_d}{P_{cu}}\right)\left(1-\frac{P_d}{P_{cry}}\right)\phi_{bo}M_{py}$$
$$M_{nuz} = \left(1-\frac{P_d}{P_{cu}}\right)\left(1-\frac{P_d}{P_{crz}}\right)M_{buz}$$

ここに，

B ：フランジ幅 (cm)

D ：断面高さ (cm)

F : **表5.1** に示す材料強度の規格値(kgf/cm^2)

l : 部材の有効座屈長(cm). **表5.13** に示す値を基準とするが，拘束が不十分と考えられる場合には，その値を合理的な値に増大させる.

A_g : 照査する断面の総断面積(cm^2)

A_n : 照査する断面の純断面積(cm^2)

r_y, r_z : 総断面のそれぞれ弱軸と強軸まわりの断面2次半径(cm)

Z_y, Z_z : 総断面のそれぞれ弱軸と強軸まわりの塑性断面係数(cm^3)

P_d : 軸方向引張力または圧縮力(kgf)であり，それぞれ正値であつかう.

M_{dy}, M_{dz} : 照査する断面の強軸および弱軸それぞれのまわりに作用する曲げモーメント(kgf·cm). 式(6.14), (6.20), (6.23)および(6.25)の適用にあたって，部材両端の曲げモーメントが異なる場合でほぼ直線的に変化するときには，等価換算曲げモーメント M_{eqy}, M_{eqz} に置き換えることができる.

M_{eq} : 等価換算曲げモーメント(kgf·cm). 次式のうちで大きい方の値を用いる.

$$M_{eq} = 0.6\,M_1 + 0.4\,M_2$$
$$M_{eq} = 0.4\,M_1$$

M_1, M_2 : 部材両端の曲げモーメント(kgf·cm). 注目しているフランジ側に圧縮応力が生じる曲げモーメントを正にとり，$M_1 > M_2$ とする.

M_{buz} : 強軸まわりの曲げモーメントに対するはり部材としての曲げ強度(kgf·cm)であり，式(5.6)で与えられる.

M_{cuy}, M_{cuz}: それぞれ弱軸および強軸まわりの作用曲げモーメントに対して圧縮側に着目した曲げ強度(kgf·cm)であり，次式で与えられる.

$$M_{cuy} = \phi_{bo} M_{ny}\,, \qquad M_{cuz} = \phi_{bo} M_{nz}$$

M_{tuy}, M_{tuz}: それぞれ弱軸および強軸まわりの作用曲げモーメントに対して引張側に着目した曲げ強度(kgf·cm)であり，次式で与えられる.

$$M_{tuy} = \phi_{bo} M_{ny}\,, \qquad M_{tuz} = \phi_{bo} M_{nz}$$

M_{ny}, M_{nz} : 照査する断面の局部座屈を考慮したそれぞれ弱軸および強軸まわりの曲げ基準強度(kgf·cm)であり，**5.4.3** で与えられる. ただし，引張側/圧縮側の照査に対して，引張側/圧縮側それぞれの断面係数を用いる.

M_{py}, M_{pz} : 断面のそれぞれ弱軸および強軸まわりの全塑性モーメント(kgf·cm)であり，次式で与えられる.

$$M_{py} = F\,Z_y\,, \qquad M_{pz} = F\,Z_z$$

P_{cry}, P_{crz} : それぞれ弱軸および強軸まわりのオイラー座屈荷重(kgf)であり，式(5.3)の細長比 λ を用いて次式で与えられる.

$$P_{cry/z} = \frac{A_g \cdot F}{\lambda_{y/z}^2}$$

P_{cul} : 局部座屈を考慮した断面の圧縮強度(kgf)であり，次式により与えられる.

$$P_{cul} = \phi_{co} \cdot Q_c \cdot F \cdot A_g$$

P_{cu} : 局部座屈を考慮した部材の圧縮強度(kgf)であり，式(5.3)で与えられる.

P_{tu}	：断面の引張強度 (kgf) であり，次式で与えられる． $P_{tu} = \phi_t \cdot F \cdot A_n$
Q_c	：局部座屈を考慮するための有効断面積係数であり，式(5.5) で与えられる．
ϕ_{bo}	：曲げに対する断面の部材強度係数 (= 0.92)
ϕ_{co}	：圧縮に対する断面の部材強度係数 (= 0.92)
ϕ_t	：引張に対する断面の部材強度係数 (= 0.92)

【解　説】　許容応力度設計法としての道路橋示方書[1)]では，曲げモーメントを受ける部材では軸力が同時に作用する場合であっても，断面縁端の材料降伏と部材の全体座屈，および断面の局部座屈はそれぞれ別の限界状態として考えられており，軸圧縮力による弾性座屈に影響する局部座屈強度と材料強度の比の効果は考慮されているが，原則的には弾性域内での構造計算を前提としながら，これらの限界状態に対して独立した照査式が示されているといえる．本指針では，曲げモーメントを受ける部材であっても，局部座屈の効果はそれによる有効断面積の消失という形で考慮されており，他方で厚板断面では塑性化以降の断面曲げ耐力を期待することができる体裁をとっている．これは，断面の局部座屈や縁端の降伏があるとしてもそれらの連成の上での最終的な部材耐力を評価するためのものであり，具体的には，式(6.12) ～ (6.25) の照査式において，**5.4** で示される局部座屈あるいは曲げ降伏を考慮した基準曲げ強度 M_{ny}, M_{nz} を基にした断面強度を用いることで達成されている．

軸引張力と軸圧縮力を受ける場合とに大別した上で，それぞれで考えられる限界状態に応じた照査式を定めている．軸方向力が引張である場合，式(6.12) は作用曲げモーメントの引張側に着目した断面強度の照査式である．式(6.13) は断面の圧縮側に対しての断面強度照査式であるが，有効断面が２軸対称であるときには式(6.12) に対して不要となる．この2式による照査では，後述する軸力が圧縮である場合も含めて，断面が２軸対称でなく断面強度が縁端降伏モーメントであるときには，過度に安全側となる場合があり，応力表示での断面照査をすることも考えられる．他方で，断面のすべての板要素が **表 5.16** の塑性限界幅厚比より小さく，全塑性モーメントまで断面強度が期待できるときには，合理的な設計のために，非線形の断面照査式(6.15) ～ (6.17) を用いることができるものとした．式(6.14) は，横倒れ座屈に対しての部材強度の照査式であるが，厚板断面での非線形照査式はその研究成果が十分に得られていないので採用していない．

軸方向力が圧縮である場合，式(6.18) が断面の圧縮側に着目した断面強度の照査式である．式(6.19) は引張側の断面強度の照査式であるが，有効断面が２軸対称である場合には不要となる．式(6.20) は，部材座屈に対しての照査式であるが，分母に含まれる $(1 - P_d/P_{cry})$, $(1 - P_d/P_{crz})$ は，曲げモーメントによる変形の上に軸圧縮力が作用して生じる付加曲げモーメントの効果を考慮したものであり，道路橋示方書[1)]に準じて採用している．断面を構成するすべての板要素が **表5.16** の塑性限界幅厚比より小さい場合では，式(6.18) ～ (6.20) に代えて，非線形の断面強度と座屈強度の照査式(6.21) ～ (6.25) を用いることができるものとした．

6.2.4 せん断力あるいはねじりモーメントを受ける部材の照査

(1) 部材断面のせん断力に対する照査は，式(6.26)により行うものとする．

$$\frac{S_d}{S_u} \leq 1 \tag{6.26}$$

(2) せん断力とねじりモーメントを受ける部材断面の照査は，式(6.27), (6.28), (6.29)により行うものとする．

$$\frac{S_d}{S_u} + \frac{T_{ds}}{T_{su}} + \frac{T_{d\omega}}{T_{\omega u}}1 \leq 1 \tag{6.27}$$

$$\frac{M_{dz}}{M_{tuz}} + \frac{M_{d\omega}}{M_{\omega u}} \leq 1 \tag{6.28}$$

$$\frac{M_{dz}}{M_{cuz}} + \frac{M_{d\omega}}{M_{\omega u}} \leq 1 \tag{6.29}$$

ただし，式(6.30)に示すねじり定数比 κ が，$\kappa < 0.4$ の場合には純ねじりモーメント T_{sd} を，$\kappa > 10$ の場合にはそりねじりモーメント T_ω をそれぞれ無視することができる．

$$\kappa = l\sqrt{\frac{GK}{EI_{\omega\omega}}} \tag{6.30}$$

ここに，

S_d ：断面に作用するせん断力(kgf)

S_u ：断面のせん断耐力(kgf)であり，$S_u = A_e \cdot \tau_u$

A_e ：照査する断面のせん断力を受けもつ有効断面積(cm^2)

τ_u ：式(5.19)で与えられるせん断強度(kgf/cm^2)．ただし，局部座屈の照査を行う場合には式(5.38)を用いるものとする．

T_{ds} ：断面に作用する純ねじりモーメント(kgf·cm)

$T_{d\omega}$ ：断面に作用するそりねじりモーメント(kgf·cm)

$M_{d\omega}$ ：断面に作用するバイモーメント(kgf·cm^2)

M_{dz} ：断面に作用する曲げモーメント(kgf·cm)

T_{su} ：断面の終局純ねじりモーメント(kgf·cm)
$T_{su} = \frac{K}{h} \cdot \tau_u$

K ：断面の純ねじり定数(cm^4)

h ：純ねじりモーメントに対する換算縁端距離(cm)

$$= \begin{cases} t & (\text{開断面の場合}) \\ \frac{2A_c}{t\oint \frac{1}{t}ds} & (\text{閉断面の場合}) \end{cases}$$

t ：板厚(cm)

A_c ：板厚中心線が囲む面積(cm^2)

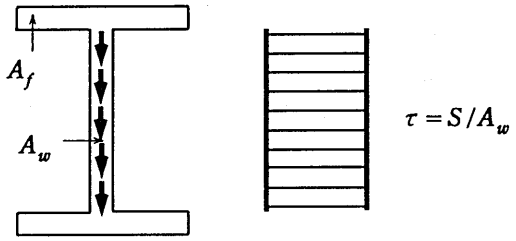
s ：板厚中心線にそった座標(cm)

$T_{\omega u}$ ：断面の終局そりねじりモーメント(kgf·cm)
$T_{\omega u} = \frac{I_{\omega\omega}}{(Q/t)_{\max}} \cdot \tau_u$

$M_{\omega u}$: 断面の終局バイモーメント(kgf·cm^2)
$M_{\omega u} = \frac{I_{\omega\omega}}{\omega_{\max}} \cdot \phi_o F$
F_u : **表5.2** に示す設計基準強度(kgf/cm^2)
ϕ_o : 部材強度係数 (= 0.92)
ω : そり関数(cm^2)
Q : そり1次関数(cm^4)
$I_{\omega\omega}$: そりねじり定数(cm^6)
M_{tuz} : 断面の引張側における終局曲げモーメント(kgf·cm)
$M_{tuz} = \frac{I_{zz}}{z_t} \phi_o F_u$
M_{cuz} : 断面の圧縮側における終局曲げモーメント(kgf·cm)
$M_{cuz} = \frac{I_{zz}}{z_c} \phi_o F_u$
I_{zz} : 強軸まわりの断面2次モーメント(cm^4)
z_t : z軸の原点(中立軸)から引張縁までの距離(cm)
z_c : z軸の原点(中立軸)から圧縮縁までの距離(cm)
κ : ねじり定数比
l : ねじりに関する支間長(cm)
G : せん断弾性係数(kgf/cm^2)
E : ヤング係数(kgf/cm^2)

【解 説】 道路橋示方書[1)]の 8.2.2 および 8.2.3 に規定されている内容を断面力の表現を用いて定めた．プレートガーダーあるいはそれと類似の構造部材が強軸まわりの曲げとせん断力，あるいは曲線部材であるときのねじりの作用がある場合での，せん断力に対する照査を主に考えている．

せん断力を受ける部材の照査式である式(6.26)は，プレートガーダーあるいはそれと類似の構造部材の腹板の照査を目的とした略算式である．この場合には，**解説図6.3** に示すようにせん断力が腹板内で一定であるとして，腹板の面積が照査する断面のせん断力を受けもつ有効断面積 A_e となる．しかし，フランジについては，上記のような略算式を用いて照査することはできないので，せん断力が板の中心線にそった方向に流れるとして考えるせん断流理論により応力度を算出した後，フランジのせん断力に対する照査が必要となる．



解説図6.3 プレートガーダー/ウエブのせん断応力

せん断力に加えてねじりモーメントの影響を考慮する場合の安全性の照査は，曲線部材の曲率面外方向で断面の強軸方向に荷重が作用してねじりの影響が無視できない場合に適用される．プレートガーダーあるいはそれと類似の薄肉断面部材では，ねじりモーメントは純ねじりモーメントとそりねじりモーメ

ントの和として受け持たれる．純ねじりモーメントは断面内にせん断応力のみを生じさせ，そりねじりモーメントはそりねじりに伴う直応力とそれにつり合うせん断応力を生じさせる．式(6.27)において，T_{ds} が純ねじれモーメントを，$T_{d\omega}$ が曲げねじれによるそりねじれモーメントを表している．式(6.28), (6.29)では，M_{dz} が強軸曲げモーメントを，$M_{d\omega}$ がバイモーメントを表している．ねじりモーメントを受ける薄肉部材では，純ねじりモーメントとそりねじりモーメントが共存しているが，一般に箱形断面のような閉断面部材では純ねじりモーメントの方が大きく，I 形, π 形, U 形断面のような開断面部材ではそりねじりモーメントの方が大きい．これらの分担の比率が式(6.30)で示されるねじり定数比 κ で判断できるため，条文のように，$\kappa < 0.4$ の場合は純ねじりモーメント T_{ds} を無視してそりねじりモーメント $T_{d\omega}$ のみを考慮すればよいとし，$\kappa > 10$ の場合にはそりねじりモーメント $T_{d\omega}$ を無視して純ねじりモーメント T_{ds} のみを考慮すればよいとしている．また，$0.4 < \kappa < 10$ の場合には，純ねじりモーメント T_{ds} とそりねじりモーメント $T_{d\omega}$ を考慮した曲げねじり理論に基づいて安全性の照査を行う必要がある．

普通，大きなねじりモーメントが作用する部材には，ねじり抵抗の大きい箱形断面部材が使用される．

6.2.5 合成応力度の照査

軸方向応力度とせん断応力度がともにそれぞれの材料強度の 25% 以上の場合は，次の各項により合成応力度の照査を行うものとする．

(1) 軸方向力, 曲げモーメントとせん断力を同時に受ける部材の照査は，式(6.31)により行うものとする．

$$\left(\frac{P_d}{P_u}+\frac{M_{dy}}{M_{uy}}+\frac{M_{dz}}{M_{uz}}\right)^2+\left(\frac{S_{dy}}{S_{uy}}+\frac{S_{dz}}{S_{uz}}\right)^2 \leq \psi \tag{6.31}$$

(2) ねじりモーメントの影響を考慮にいれる場合の照査は，式(6.32)により行うものとする．

$$\left(\frac{P_d}{P_u}+\frac{M_{dy}}{M_{uy}}+\frac{M_{dz}}{M_{uz}}+\frac{M_{d\omega}}{M_{\omega u}}\right)^2+\left(\frac{S_{dy}}{S_{uy}}+\frac{S_{dz}}{S_{uz}}+\frac{T_{ds}}{T_{su}}+\frac{T_{d\omega}}{T_{\omega u}}\right)^2 \leq \psi \tag{6.32}$$

ここに，

P_d	: 軸方向力(kgf)．引張，圧縮ともに絶対値をとる．
M_{dy}, M_{dz}	: 断面に作用するそれぞれ弱軸，強軸まわりの曲げモーメント(kgf·cm)
S_{dy}, S_{dz}	: それぞれ断面に作用する y軸, z軸方向のせん断力(kgf)
T_{ds}	: 断面に作用する純ねじりモーメント(kgf·cm)
$T_{d\omega}$	: 断面に作用するそりねじりモーメント(kgf·cm)
$M_{d\omega}$	: 断面に作用するバイモーメント(kgf·cm^2)
ψ	: 強度の割り増しに対する調整係数 ($=1.21$)
F	: **表5.1** に示す材料強度の規格値(kgf/cm)
ϕ_t	: 試験法係数 ($=0.92$)
τ_u	: 式(5.19)で与えられるせん断強度(kgf/cm^2)
P_u	: 断面の軸方向耐力(kgf)であり，$P_u = \phi_t \cdot A_n \cdot F$
A_n	: 照査する断面の純断面積(cm^2)
M_{uy}, M_{uz}	: 照査する断面のそれぞれ弱軸，強軸まわりの終局曲げモーメント(kgf·cm)

$M_{uy} = \frac{I_{yy}}{y}\phi_t F, \qquad M_{uz} = \frac{I_{zz}}{z}\phi_t F$

$y,\ z$: それぞれy軸およびz軸の原点(中立軸)から縁端までの距離(cm)

$I_{yy},\ I_{zz}$: 照査する断面のそれぞれ弱軸, 強軸まわりの断面2次モーメント(cm^4)

$S_{uy},\ S_{uz}$: それぞれ照査する断面の y軸, z軸方向のせん断耐力(kgf)
$S_{uy} = A_{ey}\cdot\tau_u, \qquad S_{uz} = A_{ez}\cdot\tau_u$

A_{ey}, A_{ez} : それぞれ断面に作用する y–軸, z–軸方向のせん断力の有効断面積(cm^2)

T_{su} : 断面の終局純ねじりモーメント(kgf·cm)
$T_{su} = \frac{K}{h}\tau_u$

K : 断面の純ねじり定数(cm^4)

h : 純ねじりモーメントに対する換算縁端距離(cm)

$$= \begin{cases} t & (\text{開断面の場合}) \\ \dfrac{2A_c}{t\oint\frac{1}{t}ds} & (\text{閉断面の場合}) \end{cases}$$

t : 板厚(cm)

A_c : 板厚中心線が囲む面積(cm^2)

s : 板厚中心線にそった座標(cm)

$T_{\omega u}$: 断面の終局そりねじりモーメント(kgf·cm)
$T_{\omega u} = \frac{I_{\omega\omega}}{(Q/t)_{\max}}\cdot\tau_u$

$M_{\omega u}$: 断面の終局バイモーメント(kgf·cm^2)
$M_{\omega u} = \frac{I_{\omega\omega}}{\omega_{\max}}\cdot\phi_o F$

ω : そり関数(cm^2)

Q : そり1次関数(cm^4)

$I_{\omega\omega}$: そりねじり定数(cm^6)

【解 説】 道路橋示方書(II 鋼橋編)[1)]の 8.2.4 に規定されている内容を断面力の表現を用いて定めた. この条文の適用にあたっては, 本指針の 6.2.1～6.2.4 の各項が満たされていることが前提である. 合成応力度の照査が重要となる箇所は, 一般に, 腹板とフランジとを連結する溶接部の母材やすみ肉溶接部などである. 薄肉断面部材に本条文を適用した場合, 不経済な断面構成になることも考えられるので, このような場合には, せん断流理論を用いて補正を行うことが望ましい.

さらに, 本条文は杭や斜張橋なども適用対象としているため, 軸方向力と2方向の曲げモーメントを作用させている.

なお, 照査式の根拠はせん断ひずみエネルギー説によっている. この説によれば, 垂直応力 σ_d とせん断応力 τ_d が共存する状態は, 垂直応力 $\sqrt{\sigma_d^2+3\tau_d^2}$ が存在する状態に相当する. したがって, σ_d と τ_d の組合せが次式を満足すれば, τ_d のみを受ける状態と同等の安全率が確保できる.

$$\frac{\sqrt{\sigma_d^2+3\tau_d^2}}{\phi_t\cdot F} \leq 1$$

一般に, σ_d と τ_d の合成応力度を照査するときには, 従来の経験より強度を 10% 程度高めることができるので, 前式は次のように書き換えられる.

$$\frac{1}{1.1}\cdot\frac{\sqrt{\sigma_d^2+3\tau_d^2}}{\phi_t\cdot F} \leq 1$$

式(6.31), (6.32)は, この式の両辺を2乗した後, 割増し係数の2乗を右辺に移して調整係数としたものである.

6.2.6 2軸応力状態の照査

2方向の応力が加わる部分の照査は，式(6.35)により行うものとする．

【解 説】 骨組部材において，2軸応力状態が発生する箇所の例としては，連続縦桁の連結部でフランジを共有するような箇所があげられる．本条文の適用にあたっては，**6.2.1**～**6.2.4** の安全性の照査が行われていることが前提である．

6.3 板の限界状態の照査

6.3.1 面内力を受ける板の照査

面内力を受ける板の照査は次の各項により行うものとする．

(1) 応力度の照査

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_u} \leq 1 \tag{6.33}$$

$$\frac{\tau_d}{\tau_u} \leq 1 \tag{6.34}$$

(2) 2軸応力状態の照査

$$\left(\frac{\sigma_{xd}}{\sigma_u}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{xd}}{\sigma_u}\right)\left(\frac{\sigma_{yd}}{\sigma_u}\right) + \left(\frac{\sigma_{yd}}{\sigma_u}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_u}\right)^2 \leq \beta_c \tag{6.35}$$

(3) 座屈の照査

$$\frac{\sigma_{cxd}}{\sigma_{culx}} + \left(\frac{\sigma_{bxd}}{\sigma_{bulx}}\right)^2 + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{culy}} + \left(\frac{\sigma_{byd}}{\sigma_{buly}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{ul}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.36}$$

ここに，

ϕ_t ： 試験法係数 ($\phi_t = 0.92$)

σ_d ： 垂直応力度 (kgf/cm^2) で，絶対値をとる．

F ： **表5.1** に示す材料強度の規格値 (kgf/cm^2)

σ_u ： 次式で求める一軸強度 (kgf/cm^2)

$\sigma_u = \phi_t F$

τ_d ： せん断応力度 (kgf/cm^2)

τ_u ： 次式で求めるせん断強度 (kgf/cm^2)

$\tau_u = \phi_t F/\sqrt{3}$

β_c ： 式の精度に関する調整係数 ($\beta_c = 1.21$)

σ_{xd}, σ_{yd} ： 照査する箇所で互いに直交する方向に生じる垂直応力度 (kgf/cm^2)．ただし，引張応力度を正，圧縮応力度を負とする．

τ_d ： 照査する箇所に生じるせん断応力度 (kgf/cm^2)

$\sigma_{cxd}, \sigma_{cyd}$ ： 互いに直交する方向に生じる垂直応力度 (kgf/cm^2)．ただし，一様引張応力度が作用している場合には零とする．

$\sigma_{bxd}, \sigma_{byd}$ ： 互いに直交する方向に生じる曲げ応力度の最大値 (kgf/cm^2)

$\sigma_{culx}, \sigma_{culy}$ ： 互いに直交する方向の式(5.20)に示す局部座屈強度 (kgf/cm^2)

$\sigma_{bulx}, \sigma_{buly}$ ： 互いに直交する方向の式(5.21)に示す曲げ圧縮座屈強度 (kgf/cm^2)

τ_{ul} : 式(5.11)に示すせん断座屈強度(kgf/cm^2)

【解　説】面内力を受ける板の照査は，式(6.33)，(6.34)に示す応力度に対する照査，式(6.35)に示す二軸応力状態の照査，および式(6.36)に示す座屈に対する照査よりなっている．応力度に対する照査は板の断面内の最大垂直応力と最大せん断応力度に対するものであるので，板の形状，板厚の変化の影響を受けずに，一般的な板について適用できる．２軸応力状態の照査は，**6.2.5** の合成応力度の照査の解説でも述べたように，せん断ひずみエネルギー説によっている．この説によれば，２軸応力状態にある場合の相当応力度は$\sqrt{\sigma_{xd}^2 - \sigma_{xd}\sigma_{yd} + \sigma_{yd}^2 + 3\tau_d^2}$と表される．したがって，合成応力度の照査の場合と同様に照査式を

$$\frac{\sqrt{\sigma_{xd}^2 - \sigma_{xd}\sigma_{yd} + \sigma_{yd}^2 + 3\tau_d^2}}{\phi_t F} \leq \beta_c^{1/2} \tag{解6.1}$$

とした．式(6.35)は，式(解6.1)の両辺を二乗し，$\tau_u = \phi_t F/\sqrt{3}$を用いて定めたものである．この照査式も一般的な板に適用可能な照査式である．

座屈に対する照査は，4辺が単純支持された板厚一定の長方形平板要素のみを対象としている．板要素の形状が長方形平板と見なせない場合や境界条件が仮定と相違する場合などについては，適切な構造解析法を用いて限界状態の照査を行う必要がある．

6.3.2　面外力を受ける板の照査

面外力を受ける板の照査は次の各項により行うものとする．

(1) 応力度の照査

$$\frac{\sigma_{maxd}}{\sigma_u} \leq 1 \tag{6.38}$$

$$\frac{\tau_{maxd}}{\tau_u} \leq 1 \tag{6.39}$$

(2) ２軸応力状態の照査

$$\left(\frac{\sigma_{xd}}{\sigma_u}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{xd}}{\sigma_u}\right)\left(\frac{\sigma_{yd}}{\sigma_u}\right) + \left(\frac{\sigma_{yd}}{\sigma_u}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_u}\right)^2 \leq \beta_c \tag{6.40}$$

ここに，

σ_{maxd} : 最大垂直応力度(kgf/cm^2)で，絶対値をとる．

σ_u : 一軸強度(kgf/cm^2)で次式で求める．

$\sigma_u = \phi_t F$

ϕ_t : 試験法係数 ($\phi_t = 0.92$)

F : **表 5.1** に示す強度の規格値(kgf/cm^2)

τ_{maxd} : 最大せん断応力度(kgf/cm^2)

τ_u : せん断強度(kgf/cm^2)で次式で求める．

$\tau_u = \phi_t F/\sqrt{3}$

β_c : 式の精度に関する調整係数 ($\beta_c = 1.21$)

σ_{xd}, σ_{yd} : 照査する箇所で互いに直交する方向に生じる垂直応力度(kgf/cm^2)．ただし，引張応力度を正，圧縮応力度を負とする．

τ_d : 照査する箇所に生じるせん断応力度(kgf/cm^2)

【解　説】面外力を受ける板の照査は，応力度の照査と２軸応力状態の照査よりなる．応力度の照査は

板の外縁部での照査であり，τ_{maxd} は一般にモールの応力円を用いて計算される．ここでは，薄板を対象としているため，板厚方向に分布するせん断応力度の照査は行っていない．したがって，厚板の場合には板厚方向のせん断応力についてもせん断応力度の照査が必要となる．２軸応力状態の照査については，**6.3.1** の解説と同様に，相当応力度に対する照査である．

なお，面外力を受ける板は，面外たわみが増大すると，板としての働きに加えて膜としての働きも期待できるようになるので，この点を考慮して強度を割増すことがある．本条文では適用の対象を特定していないため，このような強度の割増しは行っていない．

6.3.3 横断面に組み合わせ力を受ける鋼管の照査

鋼管横断面に軸力，曲げモーメント，ねじりモーメントおよびせん断力の組み合わせ力を受ける鋼管の局部座屈強度は，強度式として式(5.20)，(5.21) および(5.38) を用いる場合は，式(6.41) に示す照査式を標準とする．

$$\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{cul}} + \frac{\sigma_{bd}}{\sigma_{bul}} + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{ul}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.41}$$

式(5.22) および(5.38) を用いる場合は，式(6.42) に示す照査式を標準とする．

$$\frac{\sigma_{cd} + \sigma_{bd}}{\sigma_{cbul}} + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{ul}}\right)^2 \leq 1 \tag{6.42}$$

ここに，

σ_{cd} : 圧縮応力度 (kgf/cm^2)
σ_{bd} : 曲げ圧縮応力度 (kgf/cm^2)
τ_d : せん断応力度 (kgf/cm^2)
σ_{cul} : 式(5.20) で与えられている圧縮強度 (kgf/cm^2)
σ_{bul} : 式(5.21) で与えられている曲げ圧縮強度 (kgf/cm^2)
σ_{cbul} : 式(5.22) で与えられている圧縮強度 (kgf/cm^2)
τ_{ul} : 式(5.38) で与えられているせん断強度 (kgf/cm^2)

【解　説】式(6.41),(6.42) における曲げ圧縮応力度σ_{bd}は鋼管断面に作用する曲げ応力 M_{bd}, 断面係数 W として，$\sigma_{bd} = M_{bd}/W$ より求める．なお，これらの組み合わせ力を受ける照査式は，Schilling[14)]による座屈強度の相関式より定めた．

6.3.4 面内力と面外力を受ける板の照査

板が最も不利になる載荷状態に対して，**6.3.1** と **6.3.2** を参考に，合応力度の照査と２軸応力状態の照査を行うことを前提とし，必要に応じて座屈の照査を行うものとする．

【解　説】面内力と面外力を受ける板の照査は，条文として整えるほどには照査方法が明確になっていない．このため，条文のような表現にとどめた．

面内力と面外力を受ける板の応力度の照査は，垂直応力度のそれぞれの合計値について照査を行えばよい．二軸応力状態の照査については**6.3.1**，**6.3.2** と変わる所はない．座屈に対する照査では，面外力がどのような影響を板に与えるかを十分に検討する必要がある．

境界条件によっては，膜応力の存在によって強度の増加が期待できることがある．その場合には，周辺の支持条件に十分注意する必要がある．

6.4 連結部の終局限界状態の照査

6.4.1 溶接継手の照査

(1) 軸方向力またはせん断力を受ける溶接継手の安全性の照査は式(6.43)により行うものとする.

$$\frac{P_d}{P_u} \leq 1 \tag{6.43}$$

ここに,

P_d : 継手に作用する力(kgf)
P_u : $P_u = \sigma_{tu} \sum al$または$\tau_u \sum al$ (kgf). ただし, すみ肉溶接および部分溶込み溶接の場合のみ, 作用力による応力はすべてせん断応力と見なし, P_uは後者をとる. すみ肉溶接および部分溶込み溶接を用いた溶接継手では引張応力を生じさせないような設計を原則とする.
σ_{tu}, τ_u : **5.7**に示す溶接部の強度(kgf/cm^2)
a : 溶接の有効のど厚 (cm) (**9.2.2**参照)
l : 溶接の有効長 (cm) (**9.2.3**参照)

(2) 曲げモーメントを受ける溶接継手の安全性の照査は式(6.44)により行うものとする.

$$\frac{M_d}{M_u} \leq 1 \tag{6.44}$$

ここに,

M_d : 継手に作用する曲げモーメント(kgf・cm) $M_u = \frac{I}{Y_t}\sigma_{tu}$ または $\frac{I}{Y_t}\tau_u$ (kgf・cm). ただし, すみ肉溶接の場合のみ作用モーメントによる応力はすべてせん断応力と考え, M_uとして後者をとる.
σ_{tu}, τ_u : 溶接部の強度で**5.7**による(kgf/cm^2)

I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸のまわりの断面二次モーメント(cm^2)(**図6.2**参照)
Y_t : 展開図形の中立軸から溶接継手の安全性を照査する位置までの距離(cm)

(3) 軸方向力, 曲げモーメントおよびせん断力を同時に受ける溶接継手の安全性の照査は次の各項により行うものとする.
1) 全断面溶込グルーブ溶接の場合

$$\left(\frac{P_{pd}}{P_u} + \frac{M_d}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{P_{sd}}{P_u}\right)^2 \leq \beta_c \tag{6.45}$$

ここに,

P_{pd} : 継手に作用する軸方向力(kgf)
P_{sd} : 継手に作用するせん断力(kgf)
M_d : 継手作用する曲げモーメント (kgf・cm)
P_u : $P_u = \sigma_{tu} \sum al$または$\tau_u \sum al$ (kgf)
M_u : $M_d = \frac{I}{Y_t}\sigma_{tu}$ (kgf・cm)

σ_{tu}, τ_u : **5.7** に示す溶接部の強度 (kgf/cm^2)
a : 溶接の有効のど厚 (cm)
l : 溶接の有効長 (cm)
I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸のまわりの断面二次モーメント (cm^4)
Y_t : 展開図形の中立軸から溶接継手の安全性を照査する位置までの距離 (cm)
β_c : 調整係数 (=1.21)

2) すみ肉溶接の場合

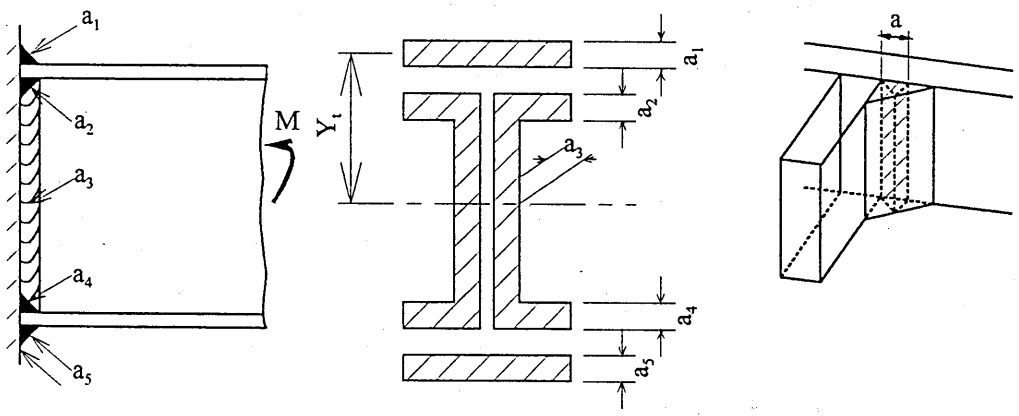
$$\left(\frac{P_{pd}}{P_u}+\frac{M_d}{M_u}\right)^2+\left(\frac{P_{sd}}{P_u}\right)^2 \leq 1 \tag{6.46}$$

ここに,

P_{pd} : 継手に作用する軸方向力 (kgf)
P_{sd} : 継手に作用するせん断力 (kgf)
M_d : 継手に作用する曲げモーメント (kgf・cm)

$P_u = \tau_u \sum al$ (kgf)
$M_u = \frac{I}{Y_t}\tau_u$(kgf/cm^2)

τ_u : 溶接部の強度で **5.7** による (kgf/cm^2)
a : 溶接の有効のど厚 (cm)
l : 溶接の有効長 (cm)
I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸のまわりの断面二次モーメント (cm^2)
Y_t : 展開図形の中立軸から溶接継手の安全性を照査する位置までの距離 (cm)

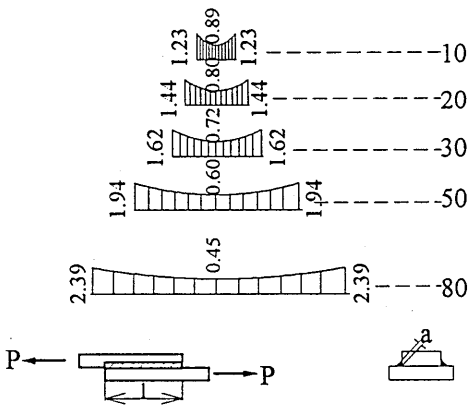


(a) すみ肉溶接継手　(b) のど厚断面の展開図形　(c) のど厚展開面のとり方

図6.1 曲げモーメントを受けるすみ肉溶接継手

【解　説】　道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編)[1] の 4.2.6-4.2.8 の規定を参考に断面力の表現を用いて定めた.

(1) 全断面溶込み溶接継手の場合には，式(6.43) より継手部に母材と同等以上の耐力が期待できることが分かる．すみ肉溶接の場合には，作用断面力，溶接線の方向にかかわらず，のど断面におけるせん断強度で抵抗すると考えているため，式(6.43) の P_u にただし書きがついている．前面すみ肉溶接の破壊面をのど断面とするならば，すみ肉溶接の強度は作用力の方向によって変化させるのが合理的であるが，繁雑さを避ける意味で，その最低値であるせん断強度を使用して，すみ肉溶接継手の耐力を照査することとした．また，側面すみ肉溶接では，**解説図 6.4** に示すようにその端部は中央部に比べて応力度が高くなり，この傾向は溶接の有効長が長くなるほど著しくなる．したがって，特別に長いすみ肉溶接の場合には式(6.6) によって継手部の照査を行うことは適切でない．たとえば，鋼構造設計規準[4] では，側面すみ肉溶接の有効長がすみ肉のサイズの 30 倍を超えるときには，強度を低減するように規定している．



解説図 6.4 側面すみ肉溶接におけるせん断応力分布

(2) 曲げモーメントを受ける溶接継手には，全断面溶込みグルーブ溶接を用いるのを原則としている．ただし，主げたと横げたとの連結部などで曲げモーメントにより生じる応力度が小さい場合には，溶接性を考え，すみ肉溶接を用いることがある．

(3) 式(6.45) は **6.2.5** で述べた合成応力度の照査式と等価であり，全断面溶込みグルーブ溶接継手の照査式を断面力の表現を用いて記述したものである．すみ肉溶接の場合には，曲げに伴うせん断応力とせん断力によるせん断応力が単に合成されるだけであるので，式(6.46) のような照査式となり，調整係数 β_c は 1 となる．

6.4.2 高力ボルト継手の照査

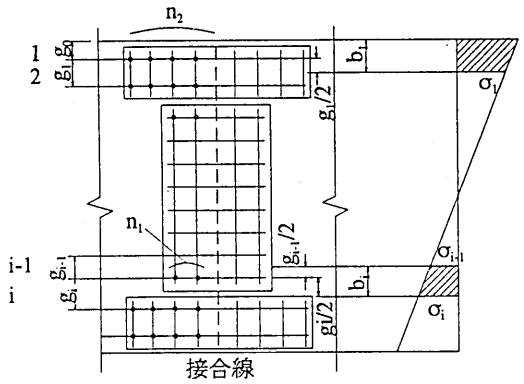
(1) 摩擦接合の場合

1) 軸方向力を曲げモーメントを受ける高力ボルト継手の安全性の照査は，各列のボルトが式(6.47) を満足するように行うものとする．ただし，軸方向力のみを受ける場合は，式(6.48) を満足すればよい．

$$\frac{P_{di}}{n_i m P_u} \leq 1 \tag{6.47}$$

ここに,

P_{di} : i列目の接合線の片側にあるボルト群に作用する力 (kgf) (**図6.2**参照)
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
m : 摩擦面の数
P_u : **表5.4**に示すボルト1本，1摩擦面あたりのすべり耐力 (kgf)



1列目のボルトでは

$$b_1 = g_0 + \frac{g_1}{2}$$

$$p_1 = \frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2} \cdot b_1 t$$

i列目のボルトでは

$$b_i = \frac{g_{i-1} + g_i}{2}$$

$$p_i = \frac{\sigma_{i-1} + \sigma_i}{2} \cdot b_i t$$

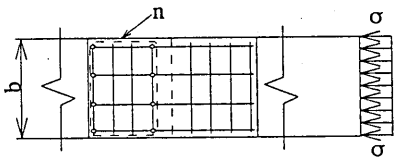
ここに、t:板厚

図6.2 ボルトに作用する力（軸方向力と曲げモーメントを受ける場合）

$$\frac{P_d}{nmP_u} \leq 1 \tag{6.48}$$

ここに,

P : 接合線の片側にある全ボルトに作用する力 (kgf)
n : 接合線の片側にある全ボルトの本数
m : 摩擦面の数
P_u : **表5.4**に示すボルト1本，1摩擦面あたりのすべり耐力 (kgf)



$P = \sigma \cdot bt$

ここに、t:板厚

図6.3 ボルトに作用する力（軸方向のみの場合）

2) せん断力を受ける高力ボルト継手の安全性の照査は式(6.49)により行うものとする.

$$\frac{S_d}{nmP_u} \leq 1 \tag{6.49}$$

ここに,

S_d : せん断力 (kgf)
n : 接合線の片側にある全ボルトの本数
m : 摩擦面の数
P_u : **表5.4**に示すボルト1本，1摩擦面あたりのすべり耐力 (kgf)

3) 曲げモーメント，軸方向力およびせん断力を同時に受ける高力ボルト継手の安全性の照査は，式(6.50)により行うものとする．

$$\left(\frac{P_{di}}{n_i m P_u}\right)^2 + \left(\frac{S_d}{nmP_u}\right)^2 \leq 1 \tag{6.50}$$

ここに，

P_{di} : i列目の接合線の片側にあるボルト群に作用する力 (kgf)
S_d : 継手に働くせん断力 (kgf)
n_i : i列目の接合線の片側にあるボルト群の本数
m : 摩擦面の数
n : 接合線の片側にあるボルトの全本数
P_u : **表5.4**に示すボルト1本，1摩擦面あたりのすべり耐力 (kgf)

(2) 支圧接合の場合
支圧接合ボルトの照査は**6.4.2(1)**の定めを準用するものとする．
(3) 引張接合の場合
支圧接合ボルトの引張接合部では，十分な配慮のもとにボルトの軸方向引張およびせん断力，接合される板の曲げモーメントに対して安全性の照査を行うものとする．
(4) 連結板の場合
高力ボルト継手における連結板の安全性の照査は次の各項により行うものとする．
1) 軸方向力を受ける場合

$$\frac{P_d}{P_u} \leq 1 \tag{6.51}$$

2) 曲げモーメントを受ける場合

$$\frac{M_d}{M_u} \leq 1 \tag{6.52}$$

ここに，

ϕ_t : 試験法係数 ($\phi_t = 0.92$)
F : **表5.1**に示す材料強度の規格値 (kgf/cm^2)
P_d : 連結板に作用する軸方向力
P_u : $A_n \phi_t F$ (作用力が引張力のとき) (kgf)
P_u : $A_g \phi_t F$ (作用力が圧縮力のとき) (kgf)
A_n, A_g : それぞれ連結板の純断面積，総断面積 (cm^2)
M_d : 連結板に作用する曲げモーメント (kgf・cm)

$M_u = \frac{I}{Y}\sigma_{tu}$ (kgf・cm)

I : 部材断面の中立軸に関する連結板の総断面の断面二次モーメント (cm^2)
Y : 部材断面の中立軸から連結板の縁端までの距離 (cm)

σ_{tu} : 次式で求める一軸強度

$$\sigma_{tu} = \phi_t F$$

【解　説】　ここでは，高力ボルト引張接合の場合を除いて，道路橋示方書(II鋼橋編)[1)]4.3.4-4.3.7の規定を参考に，断面力の表現を用いて条文を作成した．

(1) 高力ボルト摩擦接合継手の安全性の照査は，母材の応力分布に着目して定めている．摩擦が有効な範囲内で使用するようにボルトの本数を定めれば，力の伝達に変形は関与しないので，中立軸からの距離にかかわらずボルトのすべり耐力に対して式(6.47)の照査を行えばよい．軸方向力のみを受ける場合およびせん断力を受ける場合には，ボルト群全体で均等に抵抗するものと考え，それぞれ式(6.48)，(6.49)により安全性の照査を行うことになる．曲げモーメント，軸方向力，およびせん断力を同時に受ける場合には，合成された応力度に対する照査式(6.50)を適用する．

(2) 高力ボルトの支圧接合継手の安全性の照査は，リベットの規定を準用している．

(3) 高い引張強さを利用してボルト軸方向の力を伝達させる引張接合の利用価値は大きいと考えられるが，高力ボルト引張接合を採用する場合には，ボルトの強度，締付け力，継手部の剛性，応力状態などについて十分配慮する必要がある．ただし，疲労の影響が考えられる連結部には使用しないことを原則とする．

たとえば，高力ボルト接合設計施工指針（日本建築学会)[8)]では，引張接合の例として，**解説図6.5**に示すようなスプリットT接合とエンドプレート接合が挙げられている．さらに，引張接合部の安全性の照査は次の各項に示す方法を標準としている．

(a) スプリットT接合　　(b) エンドプレート接合

解説図6.5 高力ボルトの引張接合[8)]

a) スプリットT接合の場合

1) 軸方向引張力を受けるボルトの安全性の照査は，各ボルトが式(解6.2)を満足するように行う．

$$\frac{P_d + R_d}{P_u} \leq 1 \qquad \text{(解6.2)}$$

ここに，

P_d : ボルト1本あたりの軸方向引張力 (kgf)

R_d : てこ反力でTフランジの板厚，その形状，寸法，ボルトの位置，ボルトおよび接合される板の剛性などを考慮して解析により求める (kgf). (**解説図6.6**参照)

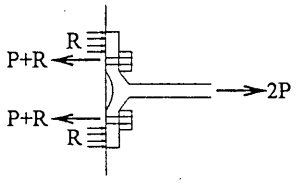
P_u : **表5.4**に示すボルト1本あたりの引張力 (kgf)

2) 接合される板の安全性の照査は式(解6.3)を満足するように行う.

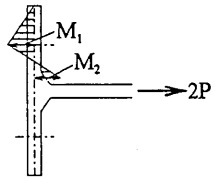
$$\frac{M_d}{M_u} \leq 1 \qquad \text{(解6.3)}$$

ここに,

M_d : 接合される板の曲げモーメントの最大値(kgf・cm)(**解説図6.7** 参照)
M_u : 全塑性モーメント (kgf・cm)



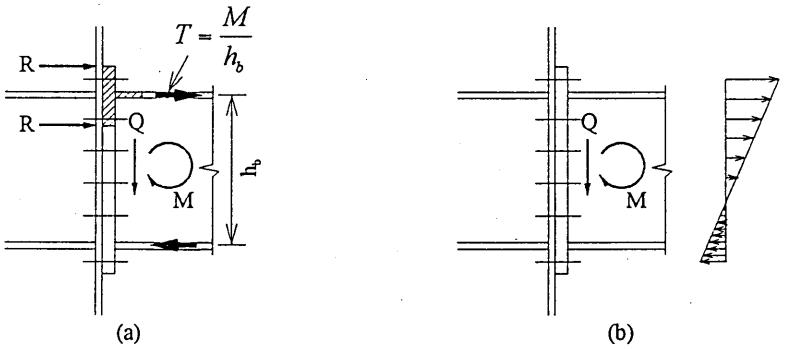
解説図6.6 てこ反力



解説図6.7 曲げモーメント図[8)]

b) エンドプレート接合の場合

エンドプレート接合の場合には, 引張側フランジ周辺の部分だけを対象に, この部分について, スプリットT接合の安全性の照査法を準用するか(**解説図6.8(a)** 参照), エンドプレートの板厚を厚くして, てこ反力の影響をなくし, ボルトに作用する力を平面保持の仮定により単純化して安全性の照査を行うか(**解説図6.8(b)** 参照)のどちらかである.



解説図6.8 エンドプレートの接合のモデル化

(4) 連結板では, 軸方向圧縮応力を受ける場合でも, 連結板はボルトで固定されており, 座屈は生じないと考えられるので, 連結板の強度として設計基準強度を利用して安全性の照査を行っている.

6.4.3 普通ボルト継手の照査

(1) 普通ボルト継手の安全性の照査は，**6.4.2(2),(3)** の定めを準用するものとする．ただし，普通ボルトの強度は**表5.8**に示す強度を標準とする．
(2) 普通ボルト継手における連結板の安全性の照査は，**6.4.2(4)** を準用するものとする．

【解　説】　普通ボルト継手の安全性の照査は高力ボルト継手の規定を準用することとした．ただし，普通ボルト継手は疲労の影響が考えられる連結部には使用しないことを原則とする．

6.4.4 リベット継手の照査

(1) リベット継手の安全性の照査は次の各項により行うものとする．
1) 軸方向力またはせん断力を受ける場合

$$\frac{P_d}{nP_u} \leq 1 \tag{6.55}$$

2) 曲げモーメントを受ける場合

$$\frac{M_d}{M_u} \leq 1 \tag{6.56}$$

3) 軸方向力，曲げモーメントおよびせん断力を同時に受ける場合

$$\left(\frac{P_{pd}}{nP_u} + \frac{M_d}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{P_{sd}}{nP_u}\right)^2 \leq 1 \tag{6.57}$$

ここに，

n：リベットの本数（**図6.4**参照）

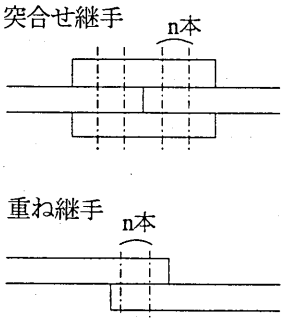


図6.4 リベットの本数

P_d：継手に働く軸方向力(P_{pd})またはせん断力(P_{sd}) (kgf)
M_d：継手に働く曲げモーメント(kgf・cm)
P_u：リベット1本あたりの耐力(kgf)で，径に基づいて算出したせん断耐力と支圧耐力のうち小さい方の値．この場合，リベットの有効支圧面積はリベット径と支承する鋼材の厚さとの積とする．ただし，さらにリベッ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(**図6.5**参照)．

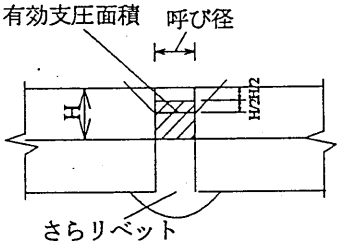


図6.5 さらリベットの有効支圧面積

M_u：リベット継手の終局曲げモーメント(kgf・cm)

$$M_u = \frac{\sum Y_i^2}{Y_n} P_u$$

$\sum$：接合面の片側にあるリベットに対する和
Y_i：リベットから中立軸までの距離
Y_n：最縁リベットの中立軸からの距離(cm)．ただし，同一連結部のフランジをリベットで連結している場合は，中立軸からフランジの圧縮縁または引張までの距離．

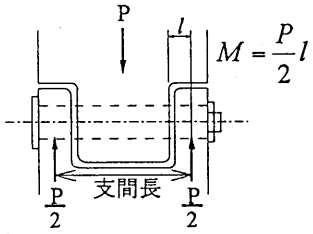
(2) リベット継手における連結板の安全性の照査は**6.4.2**を準用するものとする．

【解　説】　道路橋示方書(II鋼橋編)[1)]4.4.4-4.4.6の規定を参考に断面力の表現を用いて定めた．

6.4.5　ピン継手の照査

ピン継手の照査は，軸方向力が作用しない場合のボルトの支圧接合**6.4.2(2)**あるいはリベット継手**6.4.4**の定めを準用するものとする．ただし，ピンの支圧力を計算する場合の有効支圧面積は，その径と支承する鋼材の厚さとの積とする．

【解　説】　ピンは短いはりに横荷重が加わる形式で力を伝え，支承の幅も比較的大きいので，発生する応力は計算応力より小さくなる場合が多い．このため，道路橋示方書では，断面力算出時の支持幅を考慮して（**解説図6.9**参照），ピンの曲げ強度を**表5.9**のように定めている．



解説図6.9 ピンの計算上の支間長

6.5 使用限界状態の照査

6.5.1 一般

使用限界状態の照査は，構造物または部材の変位・変形・振動・騒音等が，構造物の機能，使用性，および，耐久性を損なわないことを，適宜適切な形で照査するものとする．

【解 説】 限界状態設計法において，構造物または部材の過度の変位・変形・振動・騒音等により，構造物の機能や，使用性，耐久性などがその耐用期間中に損なわれる限界の状態を使用限界状態という．本節は，この使用限界状態の照査方法を規定するものである．

6.5.2 静的解析による照査

(1) 使用限界状態の照査は，構造物または部材のたわみ制限の形で静的解析により照査することを基本とし，次式により照査するものとする．

$$\frac{\delta}{\delta_u} \leqq 1 \tag{6.58}$$

ここに，δ ：構造物または部材のたわみ

δ_u ：構造物または部材のたわみの限界値である．

(2) 構造物または部材のたわみは，死荷重などの永久荷重を除いた変動荷重（衝撃は含まず）による荷重作用に対して，部材の総断面積を用いて算出することを原則とする．

(3) たわみの限界値は，対象とする構造物の形式や規模，および，その使用条件に応じて定めるものとし，類似の構造物に設計基準等の定めがある場合にはそれを準用し，ない場合には類似の構造物における動的応答解析結果や測定結果なども参照して責任技術者の判断により定めるものとする．

【解 説】 (1),(2) たわみは，振動や疲労などに関連して，間接的に構造物の安全性に関与している．また，車両が走行したり，歩行者が利用する構造物や，駆動装置，電源装置，通信施設等を内蔵する構造

物においては，たわみそのものが使用状態に影響を与える場合もある．そこで，構造物または部材のたわみ制限に関する照査式を限界状態設計法の書式で表現した．

このように，たわみ制限の形での使用限界状態の照査は，機能や，使用性，耐久性などを確保するうえで必要な剛性を構造物に付与することを意味している．すなわち，動的作用を含む現象を静的現象に置き換えて簡略化し，使用限界状態における安全性を照査とするものであり，**4.3**にも規定したように，作用荷重についても単純化して衝撃を含めないことを原則とした．また，たわみを部材の総断面積を用いて算出することも単純化の一つであるが，孔引きなどを考慮しないという意味であり，たわみの算出にあたっては，設計基準等に定められた有効幅を考慮しなければならない．

(3) たわみの限界値の設定にあたっては，類似の構造物に設計基準等の定めがある場合にはそれを準用し，ない場合には，類似の構造物における動的応答解析結果や測定結果なども参照して責任技術者の判断により定めるものとした．

橋梁を例に取ると，道路橋示方書[16]1.4節では，車両の安全な走行の保障，変形に伴う2次応力の影響などに対する構造物の安全性の確保，および，通行者に与える不快感の排除などを考えれば，たわみは**解説表6.1**に示す値(単位：m) 以下としなければならないと定めている．特に，プレートガーダーに関しては，鋼けたのたわみが鉄筋コンクリート床版に及ぼす影響が極めて大きいとして，制限値が細かく定められている．ただし，ゲルバーげたの片持部のたわみは，他の部分のたわみによる影響を取り除いた，片持部のみのたわみ成分の最大値を表している．

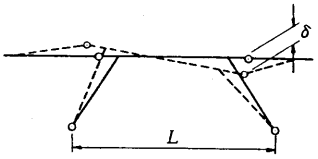
解説表6.1 たわみの許容値(m)

橋の形式 ＼ けたの形式			単純げたおよび連続げた	ゲルバーげたの片持部
プレートガーダー形式	鉄筋コンクリート床版をもつプレートガーダー	$L \leqq 10$	$L/2\,000$	$L/1\,200$
		$10 < L \leqq 40$	$\dfrac{L}{20\,000/L}$	$\dfrac{L}{12\,000/L}$
		$40 < L$	$L/500$	$L/300$
	その他の床版をもつプレートガーダー		$L/500$	$L/300$
吊橋形式			$L/350$	
斜張橋形式			$L/400$	
その他の形式			$L/600$	$L/400$

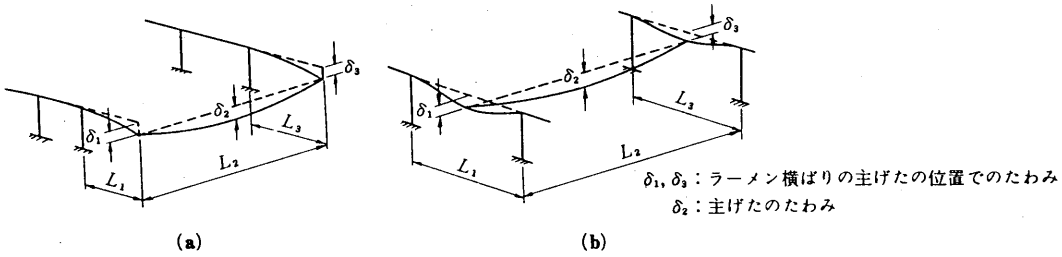
L：支間長(単位：m)

さらに，同示方書13.7節では，上述の1.4節の規定に準拠して，ラーメン橋の最大たわみδは，制限値$L/500$（L：支間長，単位：cm，**解説図6.10**参照）以下としなければならないと定めている．また，13.8節では，主桁をラーメン橋脚で支える場合，最大たわみ（$\delta_1+\delta_2$）あるいは（$\delta_2+\delta_3$）のうち大きいほうの値が，制限値（$L_1+L_2+L_3$）/500（L_1, L_2, L_3：支間長，単位：cm，**解説図6.52**参照）以下にならなければならないと定めている．同時に，**解説図6.11(a)**の場合，$\delta_1 \leqq L_1/300$，$\delta_3 \leqq L_3/300$，**解説図6.11(b)**の場合，$\delta_1 \leqq L_1/500$，$\delta_3 \leqq L_3/500$なる条件式をそれぞれ満足しなければならないこと，および，それらを満足する場合でも，上部構造の応力がδ_1または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，主げたを弾性支承上のはりとして解くなどの配慮をしなければならないことも規定されている．



解説図6.10 ラーメン橋のたわみ



解説図6.11 ラーメン橋脚のたわみ

鉄道橋に関して，鉄道構造物等設計標準[17]8.1節では，たわみ制限によって列車の走行性，乗り心地を確保する方法は使 用限界状態の照査の一つであるとして，鉛直方向の主桁のたわみ(単位：m)，横桁のたわみ(単位：mm)，および，左右レール位置でのたわみ差（単位：mm，**解説図6.12**参照）の限度値をそれぞれ**解説表6.2**，**解説表6.3**，および，**解説表6.4**に示すように定め，変断面桁のたわみを求める略算式を与えるとともに，横方向の剛性が小さいと考えられる場合には，水 平方向のたわみについても検討し，鉛直方向のたわみ限度の1/2を超えないようにするのがよいと解説している．

解説表 6.2 主桁のたわみの限度値

在来鉄道	機関車荷重	スパン L (m)			$0<L<50$		$L\geqq 50$	
					$L/800$		$L/700$	
	電車・内燃動車荷重	スパン L (m)			$0<L\leqq 20$	$20<L<50$	$L\geqq 50$	
		2 連以上連続する場合	列車速度 (km/h)	$V\leqq 100$	$L/800$	$L/850$	$L/700$	
				$100<V\leqq 130$	$L/1000$	$L/1100$	$L/900$	
				$130<V\leqq 160$	$L/1300$	$L/1400$	$L/1200$	
		単連の場合	列車速度 (km/h)	$V\leqq 100$	$L/700$			
				$100<V\leqq 130$	$L/800$		$L/700$	
				$130<V\leqq 160$	$L/1100$		$L/900$	
新幹線		スパン L (m)			$0<L\leqq 40$	$40<L\leqq 50$	$50<L<100$	$L\geqq 100$
		2 連以上連続する場合			$L/1800$	$L/2000$	$L/2500$	$L/2000$
		単連の場合			$L/1600$			

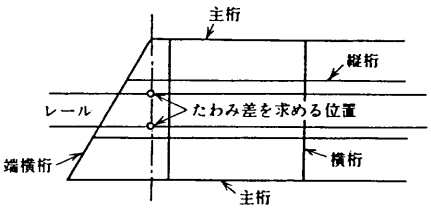
注：1) 在来鉄道では，トラスの場合，たわみの限度値を $L/1000$ 以下とする．
2) 表の値はレール面に反りを与えるなど，たわみを相殺するような考慮がなされている場合には緩和してよい．
3) 表の値は在来鉄道の機関車荷重では 130 km/h，新幹線では 260 km/h までの列車速度に対して適用する．

解説表 6.3 横桁の縦桁取付け点におけるたわみ差の限度値 (mm)

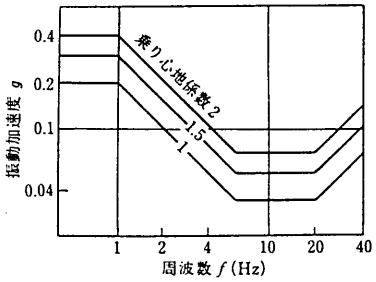
			端横桁	中間横桁
在来鉄道	列車速度 (km/h)	$V\leqq 130$	4	5
		$130<V\leqq 160$	3	4
新幹線			2	3

解説表 6.4 左右レール位置でのたわみの限度値 (mm)

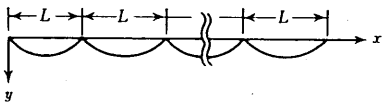
	左右レール位置でのたわみの差
在来鉄道	3
新幹線	2



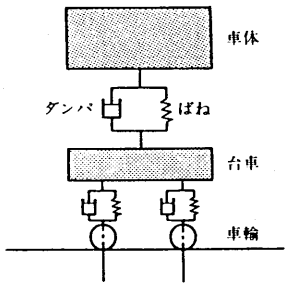
解説図 6.12 左右レール位置でのたわみ差



解説図 6.13 Janeway の乗り心地係数



解説図6.14 半正弦波形状たわみ



解説図6.15 半車体モデル

4.3 で解説したように，本標準では，衝撃の無視に加えて，列車荷重そのものも低減してよいとし，その根拠が付属資 料に詳述されているが，動的応答解析によって，輪重減少による走行性の検討だけでなく，車体上下方向加速度による乗り 心地を検討した結果についても述べられており，0.85程度の実たわみ比を考慮すれば特に問題はないとしている．なお，ここでは，輪重減少の限界値として減少率0.25を，車体上下方向加速度の限界値として**解説図6.13** に示すJaneway の乗り心 地係数1.5を，それぞれ超過しないことを目標としている．

解説表6.2 の限度値は，**解説図6.14** に示す半正弦波形状のたわみ曲線上を半車体モデル（**解説図6.15** 参照）が走行する場合の動的応答解析を行って，走行性と乗り心地の両面から検討し，正弦波形状のたわみや桁端部の角折れについても 検討を加えた結果などを基に，部材の変形などによる2次応力や，レールの応力限度とその締結装置の耐久性にも配慮して定めたと解説している．上述の付属資料には，このような走行シミュレーションによって，たわみの許容限度を定めた過程についてもその詳細が述べられている．

解説表6.3 の限度値は，端横桁のたわみが大きいと橋台から列車が橋梁を出入する際，乗り心地を害したり走行の安全に影響を及ぼす恐れがあること，および，端横桁と主桁との取付け点に無理が生じたり隣接中間横桁と縦桁との連結部に変 状を発生させる原因となることなどから，これらを避けるために定められたものである．中間横桁のたわみに関しても同様であるが，端横桁に比べて影響は小さいと考え，緩和された値が定められている．ただし，連続縦桁の曲げモーメントの算出に際して考慮されている程度の横桁沈下量に収まるように，注意する必要があるとしている．

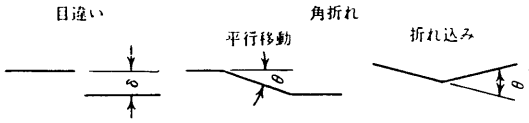
解説表6.4 の限度値は，一般に斜角桁では，左右の主桁の同一横桁取付け点でたわみに差があり，その結果，車両には周期的にローリングを生じさせることを考え，乗り心地の観点から規定されたものである．乗り心地が最悪の状態になるの は，周期的に生じるローリングの振動数と車両のローリング固有振動数とが一致したときであり，乗り心地は一般に車体重 心点での横加速度によって評価され，その値は車両のばねの減衰率などに関連して変わるが，この横加速度の限度を0.08 g（gは重力加速度）として定めたものである．なお，別の付属資料には，ローリングの運動方程式を解き，斜角桁の左右レー ル位置でのたわみ差の限度値が定められた経過が詳述されている．

また，上記標準の8.2節では，レールの応力限度やその締結装置の締結力等にも配慮して，列車を支持する構造物上のレー ルレベルでの水平方向変位量の限度値を**解説表6.5** のように定め，一般には8.1節の照査をしてあれば必要ないが，高橋 脚上の橋梁などでは，乗り心地や走行安全性を確認するために必要であるとしている．

解説表6.5 列車を支持する構造物のレールレベルでの変位量の限度値

変位の方向	列車速度 (km/h)	目違い δ (mm)	折れ角 θ (1/1000)			
			平行移動		折れ込み	
			$L<30$ m	30 m≦L	$L<30$ m	30 m≦L
水平	70	2	6	6	6	6
	110		4	5.5	5	6
	160		3	3	3.5	4
	210		2.5	2	3	2.5
	260	1.5	2	1.5	2.5	2

注：1) 用語の意味は次図のとおりである．



2) L は桁長またはラーメン高架橋のブロック長等を表す．

一方，立体横断施設技術基準[18]2.12節 では，歩道橋の主げたの最大たわみは，支間長 L の 1/600 を超えてはならないと 定められており，**解説表6.1** における道路橋の制限値に比べて厳しい値となっている．これは，一般に横断歩道橋は，道路橋に比べて剛度が小さいため，たわみが大きくなり，歩行者に不安感，不快感を与える恐れがあることによるものである．

したがって，本基準では，次項で述べるように，振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には，$L/400$ まで大 きくしてよいことが規定されている．また，$L/400$ 程度のたわみであれば，一般的に構造物の安全性にも有害な影響を与える恐れはないことも解説されている．

6.5.3 動的解析を伴う照査

(1) 使用限界状態の照査にあたって，責任技術者が必要と認める場合には，動的解析を伴う適切な形で照査を行うものとする．

(2) 静的解析によるたわみを制限する形での使用限界状態の照査において，動的解析を併用し，振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には，たわみの限界値を緩和してもよい．

(3) 動的解析により，使用限界状態の照査を行う場合には，利用者の振動感覚に関する測定結果などに基づいて，対象とする構造物，および，その使用条件に応じた適切な形で照査するものとする．

【解 説】(1) 動的解析を伴う使用限界状態の照査を必要とする構造物に対して規定した条項である．橋梁を例に取 れば，前項の規定にしたがってたわみを制限することにより，車両の走行安定性，利用者の乗り心地や歩行の快適さなどは 通常確保されることになるが，構造形式は多様であり，その規模や使用条件によっては，振動数や，加速度，速度，変位な どの動的応答値による照査が必要となる場合がある．

(2) たわみ制限による使用限界状態の照査は，非常に簡便で有用なものである．しかしながら，構造物によっては，動的解析による照査を併用して，設計の自由度を高め，利用者の安全性の確保や，不快感・不安感の排除などをより確実にすることも必要である．本条項は，そのようにして，振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には，たわみの限界値を緩和してもよいと規定したものである．橋梁を例に取れば，道路橋，歩道橋において，たわみの制限値が緩和されている設計基準には次のようなものがある．

1) 道路橋のたわみの照査

道路橋の場合，構造形式が多様で，構造形式別に一律に定めたものでは該当しない場合も考えられる．また，道路橋における歩道の有無や，その利用形態によっても，たわみの制限値は異なるはずである．

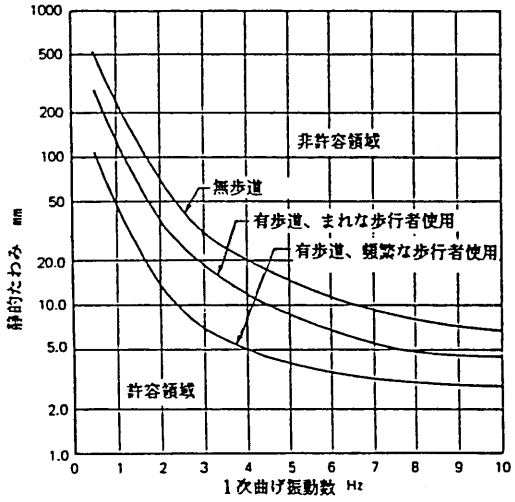
カナダのOntario code[19]2.6.2項では，構造形式別に評価するのではなく，道路橋の1次曲げ固有振動数に応じて，歩行者の予想利用頻度ごとに静的たわみ制限を**解説図6.16** に示すように設けており，歩行者の利用状態を次の3タイプに分け，それぞれに適した振動制限を考慮して設定したと解説している．

1) 歩道を有しない橋梁で，歩行者か管理者が臨時的にしか使用しない．

2) 歩道を有する橋梁であるが，歩行者はほとんど使用せずに，使用しても通常は歩くだけである．

3) 一般に都市部内の歩道を有する橋梁で，歩行者が歩いたり立ち止まったりして頻繁に使用する．

解説図6.16 は，明らかに，振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮したことによる静的たわみの制限値の緩和を表しており，無歩道の場合と歩行者が頻繁な歩道を有する場合とでは大きな差異がある．ただし，ここでは，1次曲げ振動数の関数としても与えられる動荷重増幅率を活荷重に乗じ，さらに荷重係数0.80を乗じたものを作用荷重としている．



解説図6.16 歩道の有無，使用頻度を考慮したたわみ制限

なお，歩行者が頻繁な歩道を有する場合，橋梁上の車両は通常 60km/h 以下の遅い速度で走行することや，平均的な車両 荷重 150kN による動的たわみ振幅の平均値が静的たわみの12％から15％の範囲であることなど，実橋の動的応答の現場測定結果に基づいてたわみ制限を定めたことも解説されている．これらを参考に逆算すると，歩行者の利用が頻繁な歩道を有する道路橋に対する制限は，後述する歩道橋の加速度の制限値と同程度のものに相当しており，上記codeにおける両者の使用性は整合のとれたものとなっている．

2) 歩道橋のたわみの照査

歩道橋の場合，道路橋に比べて設計活荷重が小さいことから，同じスパンであれば桁高が低く，板厚も薄くなり，一般にスレンダーで剛性が低く，振動しやすい構造となる．近年の構造形式の多様化に加え，剛性もよりスレンダーなものが多く なりつつあり，動的解析による振動に対する照査を併用する必要性が高まっている．

前項の解説でも述べたように，立体横断施設技術基準[18] 2.12節では，振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には，たわみの制限値を1.5倍まで緩和してよいと明確に規定しており，2.13節では，振動に対する具体的な配慮としては，活荷重による主桁の振動は利用者に不快感を与えないもの

でなければならないとし，次のようなことが解説されている．すなわち，パワースペクトル密度による測定例を示して，歩行者がほぼ2 Hzの強制周期力を橋に与えるとみなし，主構 造系のたわみ固有振動数が2 Hz前後（1.5Hzから2.3Hzの領域）にならないように配慮することが必要であるとしている．

ただし，その後，建設省による"土木構造物標準設計"[20] の立体横断施設に関する解説書では，下路形式の単純プレートガーダー橋を対象に，同様に，歩道橋の主桁のたわみ振動の固有振動数は平均歩調2 Hz前後（1.5Hzから2.3Hzの領域）にならないようにと解説しているが，上述のようなたわみの制限値の緩和はなく支間長Lの1/600と明記され，それらを同時に 満足する標準設計例が支間別に与えられている．

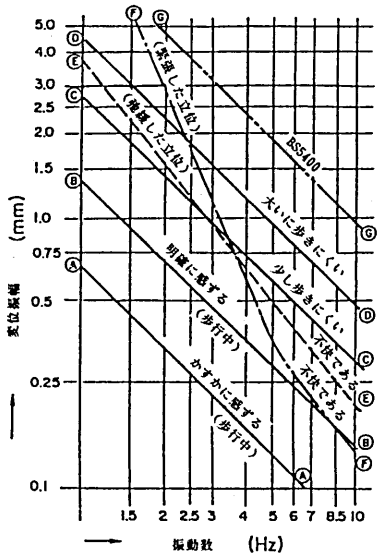
(3) 動的解析により得られる振動応答値に対して，使用限界状態の照査を行う場合の規定であり，対象とする構造物，お よび，その使用条件に応じた適切な形で照査するものとした．橋梁を例に取れば，道路橋，歩道橋に関する振動使用性の照 査方法には，次のようなものなどがある[21),22)]．

1) 道路橋の振動使用性

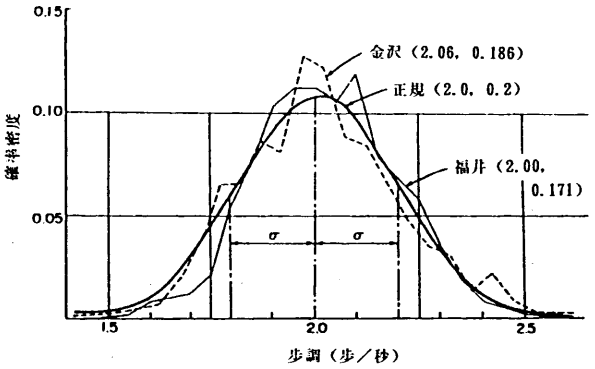
歩行者の振動感覚の立場からの道路橋の振動使用性を，前述のOntario codeのようなたわみ制限以外の形で照査する方法 は，動的応答値に制限を設けることである．BS5400[23)]7.1.5項では，"20tf車の通過に伴って生ずる振動の最大加速度と最大変位の積を5 in^2/sec^2以下にするのがよい"との制限項目を設けている．この制限は，最大振動速度を $\sqrt{4}$in/sec以下に することにほぼ相当しており，さらに最大変位で表すと，振動数に依存して**解説図6.17** に示すG線のようになる．

わが国では，設計基準等に道路橋の振動感覚に関する規定はみられず，それに関する研究も少ないが，提案されている評価基準を図示すると，**解説図6.17** のA－F線のようになる．A，B，C，D線は歩行位の振動感覚の各段階に相当する変 位の実効値（下限値）を，E線は弛緩した立位で"不快"となる場合のそれを，測定結果に基づき歩行者の振動感覚の立場 からそれぞれ与えたものである[24)]．また，F線は，同様に測定結果に基づいて，緊張した立位で"不快"となる場合のそれを与えたものである[25)]．

さらに，通常頻繁に生じるような振動によって歩きにくくならないようにすべきであるとして，20tf車1台の通過による 橋梁の応答速度の実効値を，"少し歩きにくい"という段階のC線に相当する変位の実効値を振動数に依存しない速度の実 効値で表した値1.7cm/sec未満とすることが提案されている[24)]．道路橋の場合，実測によると実効値は最大値のほぼ1/3で あることが指摘されているので，この制限は上述のBS5400の基準値（$\sqrt{5}$in/secに1/3を乗じると 1.86cm/secとなる）と同 程度のものである．



解説図6.17 振動数，変位振幅と人体の感覚



解説図6.18 歩調分布

2) 歩道橋の振動使用性

歩道橋の場合，立体横断施設技術基準[18] 2.13節において，主げたのたわみ振動の固有振動数が2 Hz前後にならないよう に共振域を避けた場合にも，たわみ振動がなお歩行者に不快感を与えることのないようにする必要があるとして，次のよう なことが解説されている．すなわち，設計荷重350kg/m^2(1 m^{2}あたり5人程度)の1/5，従って1 m^{2}あたり1人程度の通常の 使用状況において，これらの歩行者が2 Hzの強制周期力を橋に与えた場合の最大加速度が0.1 g (gは重力加速度) 以下とな るように設計することが望ましいとしている．

このように，わが国では従来より，**解説図6.18**[26]に示す1.6歩/秒から2.4歩/秒の領域に一般歩行者の歩調のほとんどが あることに配慮して，歩道橋の設計はその振動数範囲にかなり左右されてきた感があるが，ジョギングをする者など周波数 のより高い外力を受ける場合があり，それらとの共振によって大きく揺れることも考えられる．したがって，利用者に不安 感や不快感を与えない程度の振動に確実に抑えるためには，周期外力の振動数を限定することなく，予測される動的応答の 最大値を歩道橋の振動特性にも配慮した適切な方法で求め，それに対する照査を行うことが必要となる．その結果として， 共振域としての2 Hz前後の歩道橋の振動数範囲そのものは余り意味がなくなり，設計の自由度が高まることも期待できる．

近年，わが国のみならず，世界各国でも非常にスレンダーな歩道橋が数多く建設され，それらのために振動使用性の照査 方法が規定されるようになってきており，これらの照査方法における動的応答量(振動量) の計算方法，および，最大応答 値に対する制限値としての振動じょ限度の設定などは，次のようなものに集約されつつある．

i) 応答振動量の計算法

基本的には，歩行者の移動周期外力を受ける構造物の動的応答計算をすればよく，計算法そのものは特別難しいわけでは ないが，与えられている照査用数値の根拠が簡単には理解できないものや，特殊なパラメータを決定する必要があるものな ど，計算条件の設定が必ずしも明確でない方法もある．応答振動量の主な計算方法を以下に示す．

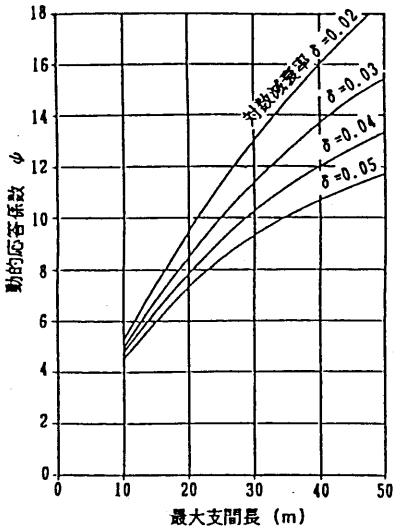
1)BS5400に採用されている計算法

イギリスのTransport Road Research Laboratory (TRRL) のBlanchardら[27]は，歩道橋の固有振動数と同じ歩調をf(Hz)，歩幅を0.9mとして，歩行者の歩行外力を$F = 180sin(2\pi ft)$ (N)，移動速度を$V_t = 0.9f$ (m/sec)なる式で与え，このよ うな外力を歩道橋に作用させたときの鉛直方向の最大加速度aを求めることを提案しており，照査する橋の減衰に関するデ ータがない時には，対数減衰率δ (減衰定数h) として鋼構造の場合は0.03 (0.5%)，合成構造の場合は0.04 (0.6%)， および，コンクリート構造の場合は0.05 (0.8%) をそれぞれ用いることを薦めている．

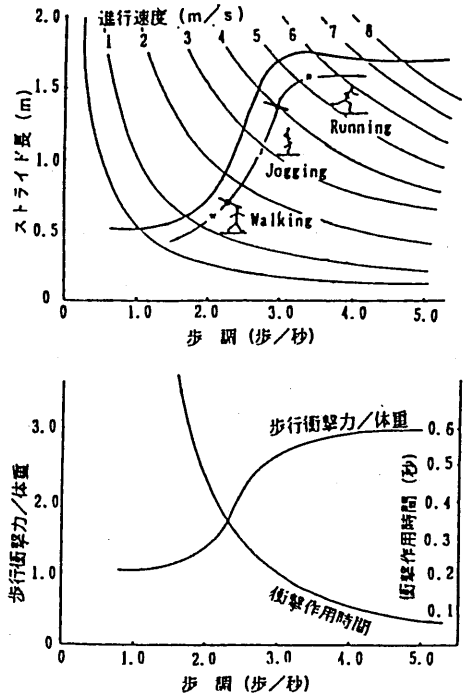
さらに，単純桁や，対称な2，3径間連続桁などの簡単な桁橋については，$a = 4\pi^2 f^2 y_S K \phi$ (m/sec^2) なる式で表される簡易計算式により，最大加速度aを求めてもよいことが提案されている．ここに，f(Hz)は歩道橋の基本固有振動数，y_s(m)は歩行者の静的荷重700Nによる最大たわみである．また，Kは構造形式に関する**解説表6.6** に示す形状係数を表し，ϕは支間長と減衰の値をパラメータとする**解説図6.19** に示す動的応答係数を表している．

解説表6.6 形状係数

橋梁形式		K
Δ L Δ	—	1.0
Δ L Δ L Δ	—	0.7
Δ L₁ Δ L Δ L₁ Δ	支間比L₁/L	
	1.0	0.6
	0.8	0.8
	0.6以下	0.9



解説図6.19 動的応答係数



解説図6.20 歩行パラメータ

上述のようなBlanchard らによる最大加速度の計算方法が，BS5400[23]7.1.5 項には採用されている．

2)Ontario code に採用されている計算法

Ontario Code[19]2.6.2 項では，BS5400 に採用されたBlanchard らによる動的応答計算法がほぼそのまま採用されており，歩行加振力の式には上述の歩行外力の式と同一のものを適用しているが，歩調と歩幅に関しては，1 次曲げ振動数とジョギング者に対する上限値である 4 Hz のうち小さい方を仮定歩行周波数(歩調)，この歩調で歩行する場合の移動速度が 2.5m/sec となる歩幅と 0.9m のうち小さい方を仮定歩幅とすることが定められている．

3) 提案されているその他の計算法

オーストラリアのWheeler[28]は，歩行時の床面への衝撃について詳細に検討し，半正弦波と仮定して衝撃力，衝撃作用時間，ストライド長，および，進行速度などを歩調に応じて**解説図6.20** に示すように与え，これを外力として有限要素法による一般的な橋梁構造に対する計算方法を提案している．さらに，オーストラリアの 22 橋の歩道橋に対する計算結果を示しており，それらの歩道橋で実施された歩行試験結果と比較し，よく一致していることを報告している．このような成果は，外力の扱い方の緻密さに加えて，有限要素法を用いてより精度の高い動的応答解析を行うことによるものと考えられ，最も一般性のある方法といえる．

さらに，わが国において提案された計算法として，歩道橋の場合は歩行者の歩調とあるモードとの共振を考えればよいと考え，動的応答計算にいわゆるモード解析法を適用する方法[29] があり，１質点系の強制振動の解析解を利用することによって，容易に動的応答値が与えられる．

ii) 振動じょ限度の設定

歩行者の振動感覚を考慮した最大加速度による振動量の制限値，すなわち，振動じょ限度は，次の代表的な３つに分類される．なお，じょ限度の"じょ"は"恕"であり，"おもいやり"などの意がある．

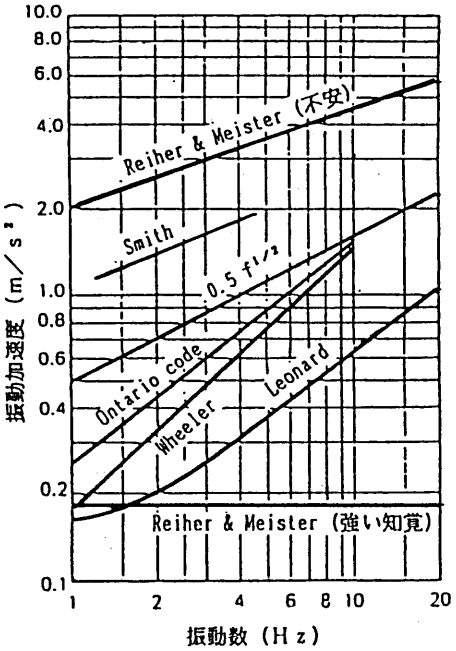
1)BS5400に採用されているじょ限度

従来，イギリスでの歩道橋振動については，TRRLにおけるLeonard の実験データ[30]が参考にされてきた．その後，Smithが発表した実験データは，実はLeonard の実験データの５倍ほど大きなところにじょ限度があり，両者の勾配はよく似てはいるものの，あまりに掛け離れている感があった．

これらに対して，Smithが共著者でもある前出のBlanchard らの文献27) では，じょ限度として $0.5f^{1/2}$ m/sec^2（f Hz：振動数）を提案しており，**解説図6.21** に示すように，下限としてのLeonard の実験データと上限としてのSmithの実験データのほぼ中間を結んだ形となっている．このBlanchard らのじょ限度は，BS5400[23]7.1.5項に採用されるだけでなく，後述するOntario codeや，Wheelerも参考にしている．

2)Ontario Codeに採用されている振動じょ限度

Ontario Code[19] 2.6.2項 では，動的応答計算法については，前述のようにBS5400におけるBlanchard らによる方法とほぼ同様であるが，振動じょ限度については，**解説図6.21** に示したように独自のものを採用している．その解説によると，建築物の床振動に対する人の反応データをも参考にしたようであり，最大加速度が１Hzで0.25m/sec^2，10Hzで1.5m/sec^2 となるように両対数軸上で結んだものを許容限度としている．さらに，上部構造の橋軸方向および横方向振動数が，１次曲げ振動数の１.5倍と４Hzのうち小さい方の値を下回らないように，設計しなければならないとしている．



解説図6.21 歩道橋振動に対するじょ限度

3) 提案されているその他のじょ限度

Wheelerも，Blanchard らと同様に，応答計算法を提案した前出の文献[28]においてじょ限度を同時

に提案している．薦められたじょ限度（最大振動速度で約24mm/sec）は振動感覚実験のデータから得られたもので，実験の報告[24]によると，このじょ限度は"不快"あるいは"少し歩きにくい"と感ずる人が50％となる振動に対応している．振動速度で整理すると振動数に依存しないが，加速度で表現すると**解説図6.21** に示したように振動数に依存した形となる．

この提案は，Ontario code 作成の際に参考とされ，チェコの吊床版橋の振動使用性の照査では実際に適用されている．また，Wheeler のじょ限度は，わが国において，前出の文献[29]で提案され，"少し歩きにくい"という感覚に対応して適用が薦められている限界値（実効値として17mm/sec であり，正弦波を仮定すれば，$17\times\sqrt{2}\fallingdotseq 24$mm/sec となる）と一致するとともに，前述した道路橋の振動じょ限度に関するBS5400の規定やわが国における提案[24]とも整合がとれている．

なお，**解説図6.21** には，参考のために，振動に対する人体感覚の基準とされているMeister の感覚曲線[31]を加速度表示したものも付記している．

3) 橋梁の風に対する振動使用性

橋梁の振動使用性の問題では，車両の走行や歩行者の歩行による振動の他に，風による振動も無視できない．"道路橋耐風設計便覧"[32]の5.3.5項では，渦励振の許容振幅に関して，使用性，初通過破壊，疲労破壊の３つの限界状態に対して設定される必要があるとし，既往の事例から，加速度で 100ガル (cm/sec^2) 以下の振動であれば，どの限界状態に対しても問題がないようであると指摘している．また，支間200m よりわずかに短い橋梁で加速度100ガル程度の振動に相当する速度 0.25m/sec を，たわみ振動では桁上で，ねじり振動では照査対象を吊橋，斜張橋に限り，桁外側に最も近い歩道部あるいは車線の中央で許すことを目安にすれば無理がないとし，さらに，これを換算して許容変位振幅を振動数と桁幅とから求める簡易計算式も与えている．

6.6 疲労限界状態の照査

荷重による応力度が繰り返し変化する部材や連結部の設計では，繰り返し応力の数，応力変化の範囲，部材や連結部の形式と位置に注意を払い，疲労に対する安全性の照査を行うものとする．

【解　説】　具体的な照査法については"鋼構造物の疲労設計指針・同解説"[15]を参考にする．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書·同解説 (I 共通編, II 鋼橋編), 1980年2月.
2) AISC：Specification for the Design, Fabrication and Erection of Steel for Bridges, 8th Ed., 1980.
3) 桑野忠生·依田照彦：局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐荷力に関する一考察, 土木学会論文報告集, No.386/I-5, 1986.
4) 日本建築学会：鋼構造設計基準, 1973年5月.
5) 西野文雄·三木千寿·鈴木 篤：道路橋示方書 II 鋼橋編改訂の背景と運用 (第8回)，橋梁と基礎, 1981年10月.
6) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説, 1983年4月.
7) LR PASS：Lloy'd Resister's Plan Appraisal Systems for Ships, 1978.
8) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針, 1983年7月.
9) 日本道路協会：立体横断施設技術基準·同解説, 1979年1月.
10) BSI：BS 5400, Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 10, Code of Practice for Fatigue, 1980.
11) AASHTO：Standard Specifications for Highway Bridges, 13th Ed., 1983.
12) ECCS：Recommendations for Fatigue Design of Steel Structures, 1985.
13) 土木学会：鋼構造シリーズ, 鋼構造物の終局強度と設計, 1994年7月.
14) Schilling, CG:Buckling Strength of Circular Tubes, Proc. of ASCE, Vol.91, No.ST5, pp.325-348, 1965.
15) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂，1993年
16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I. 共通編，II. 鋼橋編），1994年2月.
17) 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），丸善，1992年10月.
18) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，1979年1月.

19) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準1983年版(共通編・鋼橋編)，同解説，1985年3月.
20) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計，第5巻解説書(立体横断施設－横断歩道橋・地下横断歩道)，1985年5月.
21) 土木学会：土木技術者のための振動便覧，1985年10月.
22) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993年10月.
23) BSI: Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads, 7.1.5 Vibration service-ability, BS 5400, 1978.
24) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，No.230，pp.23-31，1974.
25) 三輪俊輔・米川善晴：振動の評価法１，２，３，日本音響学会誌，Vol.27，No.1，pp.1-32，1971.
26) 梶川康男・小堀為雄：動的応答からみた歩道橋の使用性に関する確率論的考察，土木学会論文報告集，No.266，pp.51-61，1977.
27) Blanchard J., B.L.Davis and J.W.Smith: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, TRRL Supplementary Report 275, Ministry of Transport Road Research Laboratory (UK TRRL), pp.90-106, 1977.
28) Wheeler J.E. : Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, Vol.108, No.ST9, pp.2045-2065, 1982.
29) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，No.325，pp.23-33，1982.
30) Leonard D.R. : Human Tolerance Levels for Bridge Vibrations, TRRL Report No.34, Ministry of Transport Road Research Laboratory (UK TRRL), 1966.
31) 大島正光：生体振動論，東京大学出版会，1969.
32) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991年7月.