

鋼桁の強度評価と限界状態設計

EVALUATION OF STRENGTH AND LIMIT STATE DESIGN IN PLATE GIRDERS

大塚久哲・彦坂 熙

H. OHTSUKA and H. HIKOSAKA

This paper investigates the limit state design (LSD) in steel structures, especially plate girders, using building and bridge design codes developed by Canadian Standards Association and Ministry of Transportation and Communications, Ontario, Canada. Firstly basic concept of limit state design is introduced, and focussing the evaluation of ultimate strength of plate girders (including beams), the characteristics of design procedure in these two codes are clarified by comparing with Japanese codes written in allowable stress design (ASD) method. Furthermore to show the concrete design process in limit state design method, the illustrative design example is offered for a simple span girder.

1. まえがき

限界状態設計法は、1964年にヨーロッパコンクリート委員会によって提唱されて以来、次第に各国の規準類にとり入れられている。我国でも1983年土木学会からコンクリート構造の限界状態設計法指針(案)が発行され、近年中に同設計法への移行が行われようとしている。この背景として、従来の許容応力度設計法は(1)破壊に対する均一な安全度を確保するのに不便である。(2)荷重の性質の相違、たとえば、死荷重と活荷重における変動の相違が考慮しにくく、荷重の組合せの影響を合理的に取り扱いにくいなどの欠点が指摘されていたことがあげられよう。

ところで、鋼構造に関しては、降伏、座屈、疲労などの現象を限界状態と考えた設計法が古くから行われているが、設計法の体裁としてはやはり許容応力度設計法であるため、我国でも限界状態設計法に書き改める試みが始まっているようである。

限界状態設計法による規準類の改変は近年、欧米先進諸国で活発に行われているが、中でもカナダのオンタリオ州は、限界状態設計法で統一したすぐれた道路橋示方書²⁾を有している。同国は、また、建築構造基準¹⁾も限界状態設計法で作成しており、両基準は、我国でも参考にすべき点が多いものと思われる。

本文は、文献1)、2)の両規準をケーススタディとして鋼構造物、特に桁(プレートガーダー)の限界状態設計法を検討したものである。まず本設計法の基礎的概念を紹介し、ついで梁、プレートガーダーの終局強度

※ 工博 九州大学助教授 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)

※ 工博 九州大学教授 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)

評価式に焦点をあててその設計手順の特長を、我国の規準類と対比させて概説した。さらにカナダで採用している限界状態設計法の設計手順を具体的に示す目的で簡単な単純桁の設計例を提示した。

2. 限界状態設計法²⁾の概念

限界状態設計法とは、種々の荷重レベルに対して規定される限界状態に対して、構造物の性能が検討される設計法である。鋼構造の設計で検討する限界状態には、終局限界状態と使用限界状態とがある。終局限界状態とは、耐荷力の超過・転倒・滑動・疲労などの原因による破壊のような構造物の安全に係わる状態をいう。使用限界状態とは、過度のたわみ・振動・永久変形など、不本意な挙動が構造物に生じる状態をいう。

設計者は、合理的安全率を考慮した上で構造物（あるいは構造要素）の最大強度が、構造物にかかる荷重の効果よりも大きいことを保証しようとするが、これが終局限界状態の判断基準である。加えて、構造物が常用荷重（service load）を受けたときに機能を満足することを保証しようとするが、これが使用限界状態の判断基準と言える。

終局限界状態を検討する基礎方程式は、建築構造物に対しては、式(1)で与えられている¹⁾（文献2)では、荷重の種類、荷重係数がさらに細く規定されているが、煩雑となるのでここでは割愛する）。

$$\phi R \geq [\alpha_D D + \gamma \phi (\alpha_L L + \alpha_Q Q + \alpha_T T)] \text{ の効果} \quad (1)$$

ここに、

ϕ ：耐力係数	(performance factor, resistance factor)
R ：構造要素の公称耐力	(nominal resistance)
γ ：重要度係数	(importance factor)
ϕ ：荷重組合せ係数	(load combination factor)
α ：荷重係数	(load factor)

D 、 L 、 Q 、 T ：死荷重(D)、活荷重(L)、風あるいは地震荷重(Q)および温度変化・収縮クリープあるいは不等沈下による影響(T)の規格値

耐力係数 ϕ は、材料特性・寸法・できばえのばらつきにより実際の部材強度が予想された強度以下になる事実を考慮するために、公称部材強度（耐力）にかけ合わされる係数である。文献 1)、2)では、一般の鋼部材の ϕ 値を0.90としている（支圧耐力や、支圧型接合部のボルトの ϕ 値は例外的に0.67としている）。構造物（あるいは部材、接合部）の耐力 R は、材料特性の規格値、公称寸法および構造物（部材、接合部）の理論的挙動を表現する式に基づく公称強度である。終局限界状態の定義では、耐力と耐力係数の積である構造要素の耐力の設計用値 ϕR は、荷重効果の設計用値以上でなければならない。

重要度係数 γ は、構造物の崩壊の社会的重大さを考慮する係数であり、通常の構造では、 $\gamma=1.00$ である。荷重組合せ係数 ϕ は、異なる原因に基づく多くの荷重が同時に起る確率を考慮する係数である。

D 、 L 、 Q および T は、法的権限をもつ当局によって規定された荷重の規格値であり、荷重の規格値と適当な荷重係数 α の積を荷重の設計用値という。荷重の設計用値は、終局限界状態を検討するのに用いられ、荷重の規格値は使用限界状態を検討する時に用いられる。

荷重の設計用値を得るために荷重の規格値にかけられる荷重係数 α は、予想以上の荷重が構造物に働く確率や、荷重を予期する際に含まれる不確実性、構造物に対する荷重作用の解析の際の近似を考慮している。文献1)では、死荷重を予想する際の不確実性は、活荷重を予想する際の不確実性より小さいことを考慮して次の荷重係数値が与えられている。

$$\alpha_D = 1.25 \quad (\text{転倒、応力反転、アップリフトが含まれるときには、}\alpha_D = 0.85 \text{としてよい})$$
$$\alpha_L = \alpha_Q = 1.50 \quad , \quad \alpha_T = 1.25$$

3. 鋼桁（梁）の設計

3.1 曲げに対する断面の設計

(1) 断面の種類

梁（桁）のモーメント－たわみ曲線は、その断面諸元により図-1に示すような4種類に分類されている³⁾。ここに、1種（塑性設計）断面は、全塑性モーメント M_p に達した後も十分な変形性能を有し、いわゆる塑性ヒンジの形成が可能な断面である。2種（コンパクト）断面は、 M_p に達することはできるが十分な変形を起すことなく耐力を失う断面である。3種（ノンコンパクト）断面は、降伏モーメント M_y に達することができる断面である。4種（スレンダー）断面は降伏応力に到達することなく、耐力を失う断面である。ただし、文献 2) によれば橋梁に使用されるのは2種、3種及び4種断面に限られ、1種の塑性設計断面は用いられていない。

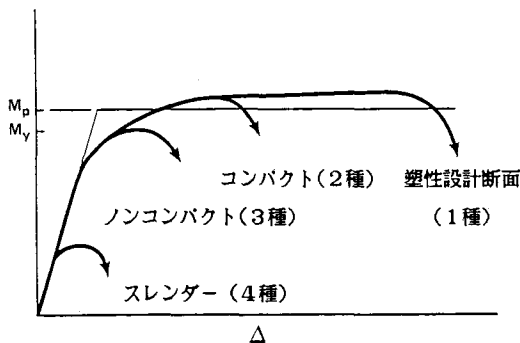


図-1 荷重－たわみ曲線

1種の塑性設計断面は用いられていない。

(2) 横方向に支持されている桁（梁）

梁（桁）の応答を決定するのは、圧縮フランジ・腹板の局部座屈と、横倒れ座屈の2つである。圧縮フランジの横方向たわみが拘束され、かつ腹板は鉛直座屈が起らないように十分頑丈であるとする、梁に生じる座屈形状は、圧縮フランジと腹板の局部座屈のみとなる。この局部座屈を防止するために定められたフランジと腹板の幅厚比制限を満足すれば（表-1参照）、モーメント耐力の設計用値は、2種断面で ϕM_p 、3種断面と一部の4種断面で ϕM_y 、腹板の幅厚比の大きい4種断面では、 ϕM_y に低減係数をかけたものとなる²⁾（表-1）。ここで、多くの実験結果から耐力係数 ϕ を0.90としている。

(3) 横方向に支持されていない桁（梁）

横方向に支持されていない梁・桁の強度は、横（倒れ）座屈に支配される。横座屈強度は、部材の固定点間距離と断面特性に依存する。いま両端が単純支持される2軸対称断面の梁に、端モーメントが作用している場合を考えると、弾性横座屈が発生する限界の曲げモーメントは次式で与えられる。

$$M_u = \frac{\pi}{L} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_w} \quad (2)$$

ここに、 $E I_y$ ：断面の弱軸まわりの曲げ剛性、 $G J$ ：サンブナンのねじり剛性

$E C_w$ ：そりねじり剛性

$$I \text{ 形断面に対しては、} M_u = S \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} \quad (\text{Nmm}) \quad (3)$$

ここに、 S ：断面の弾性断面係数 (mm^3)、 $\sigma_1 = 140,000 / (L d / A_{cf})$ 、 $\sigma_2 = 1,700,000 / (L / r_t)^2$

L ：固定点間距離 (mm)、 d ：桁の高さ (mm)、 A_{cf} ：圧縮フランジ断面積 (mm^2)

r_t ：圧縮フランジと腹板の1/6とからなるT断面の対称軸まわりの回転半径 (mm)

実際の梁（桁）では、フランジ先端に比較的大きな残留応力が存在するので、作用モーメントが部材の局部座屈強度（ M_p または M_y ）の約2/3に達したときに降伏が起る。したがって、文献 1)、2)では、1、2種断面では M_u が $(2/3)M_p$ に達するまで、3、4種断面では M_u が $(2/3)M_y$ に達するまで式(2)が有効であると考え、モーメント耐力の設計用値を $M_r = \phi M_u$ で計算できるとしている。 M_u がそれ以上の場合には、フランジ先端の降伏によって圧縮フランジの剛性がかなり低下するので、文献 1)、2)では、経験的にモーメント耐力の設計用値を表-1に示すように低減している。

表-1 モーメント耐力の設計用値とフランジ・腹板の幅厚比制限

断面の種類		2種（コンパクト断面）	3種（ノンコンパクト断面）	4種（スレンジャー断面）＜補剛腹板を有する桁＞	
フランジの幅厚比制限		$b_a/t \leq 170/\sqrt{F_y}$	$b_a/t \leq 170/\sqrt{F_y}$		
腹板の幅厚比制限		$h/w \leq 1370/\sqrt{F_y}$	$h/w \leq 1810/\sqrt{F_y}$	$h/w \leq 2550/\sqrt{F_y}$	$h/w \leq 6000/\sqrt{F_y}$
モーメント耐力の設計用値	横方向に支持されている桁	$M_r = \phi M_p = \phi Z F_y$	$M_r = \phi M_p = \phi S M_y$		モーメント耐力の低減係数 $1.0 - 0.0005(A_w/A_o) \times (h/w - 2550/\sqrt{F_y})$ 3150/$\sqrt{F_y}$ 垂直補剛材のみ ← 垂直補剛材 + 水平補剛材1本
	横方向に支持されていない桁	$M_u > (2/3)M_p$ のとき、 $M_r = 1.15 \phi M_c (1 - 0.28 M_p/M_u) \leq \phi M_p$ $M_u \leq (2/3)M_p$ のとき、 $M_r = \phi M_u$	$M_u > (2/3)M_p$ のとき、 $M_r = 1.15 \phi M_c (1 - 0.28 M_p/M_u) \leq \phi M_p$ $M_u \leq (2/3)M_p$ のとき、 $M_r = \phi M_u$		

（４） 日本の規準類との比較

一方、鋼道示⁴⁾では、桁の横倒れ座屈強度を基にして許容曲げ圧縮応力度を定めている。1軸対称断面の横倒れ座屈強度は、 A_w/A_o 、 L/b の関数として近似的に表わし得ると考えて、次の基本式を与えている。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_y &= 1.0 & \alpha &\leq 0.2 \\ \sigma_{cr}/\sigma_y &= 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) & \alpha &> 0.2 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここに、 $\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{L}{b}$ 、 $K = 2$ ($A_w/A_o \leq 2$) あるいは $\sqrt{3 + A_w/2A_o}$ ($A_w/A_o > 2$)

いま、耐力力曲線 $M_r/\phi M_p$ (式(3))

と、 σ_{cr}/σ_y (式(4)) とを3種類の桁に対して比較すれば、図-2を得る。

幅厚比の異なる3種類の断面に対し、鋼道示の σ_{cr}/σ_y はほとんど一致しているが、横倒れ座屈強度をより厳密に考慮した文献 1)、2)では、耐力力に明確な差が生じている。このように、プレートガーダーを対象にした鋼道示の近似式では、断面形状の差による耐力差（許容応力差）がほとんど現われず、したがって幅厚比が小さく座屈強度の高い断面に対してかなり安全側の許容応力となっている。

と言える。また、両規準では、遷移領域の耐力力の評価が異なっているようである。

フランジ及び腹板の幅厚比制限について、文献 1)、2)の規準と、我国建築学会の鋼構造塑性設計指針⁵⁾、鋼構造設計規準⁶⁾及び鋼道示とを比較すれば、表-2を得る。この表から次のことが言えよう。

(1) 鋼道示では、昭和55年の改訂によって、降伏応力度以下で局部座屈を生じるような板の使用が認めら

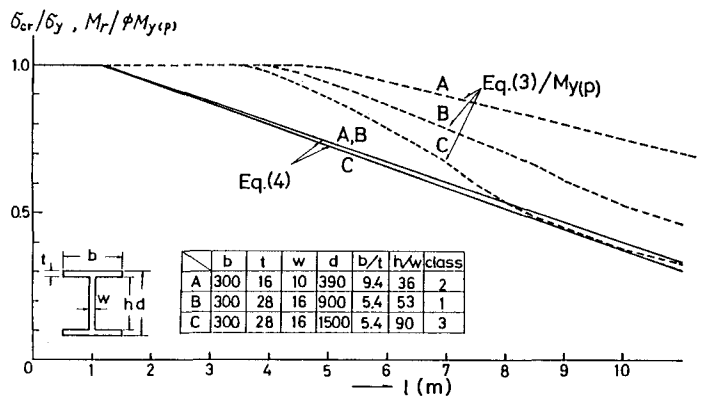


図-2 曲げを受ける桁の耐力力曲線

れた。したがって、フランジの幅厚比制限は文献 2)の規定では3、4種が同じ制限値であるのに対し、鋼道示では、局部座屈による許容応力度の低減を考慮するために、幅厚比の制限はゆるやかになっている。ただし、許容応力の低減を考えない場合の制限値は、文献 2)の2種と3種の間に位置し、若干厳しい。建築学会の基準では、文献 5)は1種、文献 6)は3種にほぼ等しい。

(2) 水平補剛材を必要としない限界幅厚比について、鋼道示と文献 2)とを比較すると、例えばSS41材では152と205であり、文献2)の制限の方がゆるやかである。ただし、文献 2)では、h/w が166 以上になれば、モーメント耐力に低減係数をかけることになる(表-1)。建築学会の規準は両者とも1種と同じである。

表-2 フランジ・腹板の幅厚比制限比較

鋼 種 および 降伏応力度		SS41 2,400 (235)	SM50 3,200 (314)	SMA50 3,600 (353)	SMA58 4,600 (451)
幅厚比制限		b _a /t h/w	b _a /t h/w	b _a /t h/w	b _a /t h/w
文献(1) 及び 文献(2)	1種	9.5 72	8.2 62	7.7 59	6.8 52
	2種	11.1 89	9.6 77	9.0 73	8.0 65
	3種	17.0 118	14.7 102	13.8 96	12.2 85
	4種	166 (低減) 17.0 205(水平0)	144 14.7 178	136 13.8 168	120 12.2 148
文献(1)		391 (最大)	339	319	283
(建)塑性指針 ⁵⁾		9.7 71	8.4 61	7.9 58	7.0 51
(建)設計規準 ⁶⁾		15.5 71	13.4 61	12.6 58	11.2 51
(土)鋼道示 ⁴⁾		13.1 152(水平0) 126(水平1) 16.0 310(水平2)	11.2 130(0) 220(1) 16.0 310(2)	10.7 123(0) 209(1) 16.0 294(2)	9.6 110(0) 188(1) 16.0 262(2)

3. 2 せん断に対する断面の設計

(1) 無補剛腹板

文献 1)、2)では、せん断に対する桁の設計を次のように規定している。
まず、せん断応力を受ける腹板の座屈応力は、次式で求められる。

$$\tau_{cr} = k_v \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h/w)^2}$$

ここに、4辺単純支持と考えると、a/h ≥ 1 に対し、k_v = 5.34 + 4/(a/h)²であり、 a/h < 1 に対し、k_v = 4 + 5.34/(a/h)²である。アスペクト比 a/h = ∞の無補剛板を考え、E = 200 × 10³ MPa、ν = 0.3を代入すると次式をうる。

$$\tau_{cr} = F_s = \frac{180,000 k_v}{(h/w)^2} \qquad [F_s: \text{終局せん断応力 (MPa)}] \qquad (5)$$

無補剛腹板のもうひとつの限界は、せん断降伏応力により与えられる。鋼が組合せ応力状態にあるときのせん断降伏応力τ_yは、Von Misesの降伏条件により、τ_y = σ_y / √3 = 0.58 σ_yで与えられる。したがって、

腹板のせん断座屈が生じない h/w の範囲では、

$$F_s = 0.58 F_y \quad (6)$$

となる。(文献 1)では、ひずみ硬化という有利な性質を考慮して、 $F_s = 0.66 F_y$ としている。))

式(5)と式(6)は、残留応力の存在により直接交わることはできないと予想されるので、実験結果を基に次の遷移曲線を定めている。

$$F_s = \frac{290 \sqrt{F_y k_v}}{(h/w)} \quad (7)$$

式(5)の適用範囲は、せん断における比例限度がせん断降伏値の約0.8倍であることが実験により確認されていることから、式(5)を $0.8 \times 0.58 F_y$ と等値した次の値となる。

$$h/w = 621 \sqrt{k_v / F_y} \quad (8)$$

式(5)の適用範囲の上限値は、腹板の鉛直座屈から求められる幅厚比制限を参考にして $h/w \leq 6000 / \sqrt{F_y}$ としている。また、式(7)はせん断降伏応力 $0.58 F_y$ 以上にはなり得ないから、式(7)を $0.58 F_y$ と等値して、

$$h/w = 502 \sqrt{k_v / F_y} \quad (9)$$

をうる。これらの結果を図示する

と図-3の破線をうる。

(2) 補剛腹板

補剛材を有する腹板では、張力場作用によるせん断耐力の上昇を考慮して終局せん断応力 F_s を次式で与えている。

$$F_s = \tau_{cr} + \frac{\sigma_t}{2} \frac{1}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \quad (10)$$

ここに、右辺第1項は、式(5)で与えられる無補剛腹板の終局せん断応力、第2項は張力場形成によるせん断応力の増加分である。

このときの降伏条件が

$$\sigma_t / F_y = 1 - \tau_{cr} / \tau_y \quad (11)$$

と表わされるとすれば、 $\tau_y = 0.58 F_y$ を考慮して、式(10)を整理すると次式をうる。

$$F_s = \frac{180,000 k_v}{(h/w)^2} \tau + \eta F_y \quad (12)$$

$$\text{ここに、} \tau = 1 - \frac{0.866}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \quad \eta = \frac{0.50}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \quad (13)$$

また遷移曲線の領域では、 τ_{cr} が式(7)で与えられているので、これを式(10)に代入整理して得られる次の式を用いている。

$$F_s = \frac{290 \sqrt{F_y k_v}}{(h/w)} \tau + \eta F_y \quad (14)$$

式(12)、(14)の適用範囲は、無補剛腹板と同じである。これらの結果を図示すると、図-3の実線が得られ、補剛材の存在により終局せん断降伏応力の上昇が顕著であることが知られる。以上で定義した F_s を用いて、コンパクト断面、ノンコンパクト断面、及び補剛腹板を有する断面に対するせん断耐力の設計用値は次

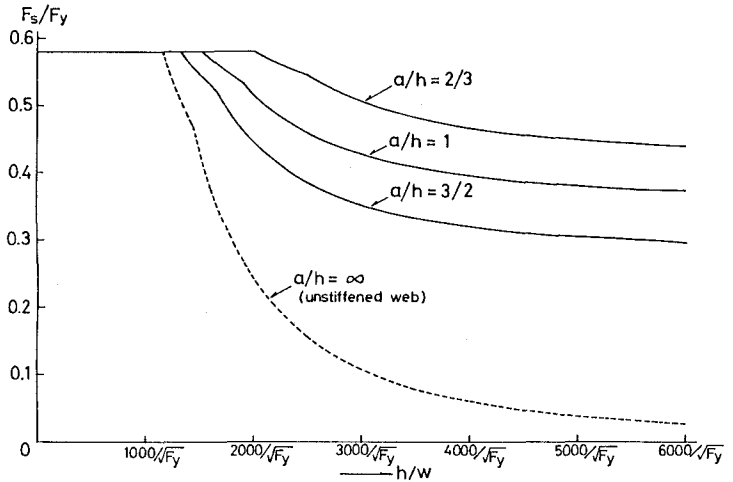


図-2 腹板のせん断強度

式で計算される。

$$V_r = \phi A_w F_y \quad (15)$$

ここに、 A_w =せん断面積 ($h \times w$)

(3) 日本の規準類との比較

これに対し、鋼道示では許容せん断応力を τ_y /安全率 (ここに $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$) より定めており、許容せん断応力の低減を直接規定してはいない。しかし、垂直補剛材の配置、間隔に対しては、垂直応力とせん断応力が同時に作用する場合の座屈照査式を用い、しかも後座屈強度を考慮して、座屈安全率を1.25としている。

また、文献1)では、せん断力を受ける梁の腹板に終局せん断応力 $F_y = 0.66 F_y$ を保証するためには、 $h/w \leq 439 / \sqrt{K_v / F_y}$ ($K_v = 5.34$) を満足せねばならないことを規定している。一方、鋼道示では、許容曲げ応力の0.45倍の曲げ応力と許容せん断応力に等しいせん断応力が作用する状態での板座屈関与式 (座屈安全率1.25) を用いて、垂直補剛材を省略できる腹板の幅厚比を規定している。これらの幅厚比規定を比較すると表-3のようである。

表-3 垂直補剛材を省略できる腹板の限界幅厚比

鋼種 および 降伏応力度	SS41 2,400 (235)	SM50 3,200 (314)	SMA50 3,600 (353)	SMA58 4,600 (451)
文献(1)	66	57	54	48
文献(2)	76	65	62	55
鋼道示 ⁴⁾	70	60	57	50

降伏応力度 : kg/cm^2 (MPa)

3.3 せん断力と曲げモーメントの相互作用式

文献1), 2)では、共に、 $h/w \geq 502 \sqrt{h_v / F_y}$ で $V_r / V_u \geq 0.6$ の区間に対して、次の検照式を満足することを要求している。

$$0.727 \frac{M_r}{M_r} + 0.455 \frac{V_r}{V_r} \leq 1.0 \quad (16)$$

ここに、 M_r 、 V_r はそれぞれ曲げモーメントとせん断力の設計用値、 M_r 、 V_r はそれぞれ曲げモーメント耐力とせん断耐力の設計用値である。

式(16)は、図-4に示される相互作用線のBC間を直線近似したものである。図中、 M_{r1} はフランジのみに作用する降伏応力による曲げモーメントである。プレートガーダーの終局せん断強度に対してフランジは全く寄与しないと考えられているから、 $M_r / M_y \leq M_{r1} / M_y$ の領域では、せん断強度がモーメントの存在によって減ぜられることはない。したがって、AB間では $V_r / V_u = 1.0$ としている。3、4種ではモーメント耐力が M_y を超えることはないので、相互曲線は垂線 $M_r / M_y = 1$ で切断される (CE)。点Cの V_r / V_u 値は、BCDを表わす次の実験式 (放物線)

$$\left(\frac{V_r}{V_u} \right)^2 + \frac{M_r - M_{r1}}{M_y - M_{r1}} = 1 \quad (17)$$

に、 $M_r / M_y = 1$ を代入して求められ、その値は約 0.6である (ここに、 $M_{r1} = \sigma_y h A_f$ 、 $M_y = \sigma_y h (A_f + A_w / 6)$ 、 $M_p = \sigma_y h (A_f + A_w / 4)$ である)。

我国の鋼道示⁴⁾ (8.2.4) では、次式に示す合成応力度の照査式によって、合成応力度が許容応力度を超えることがないように配

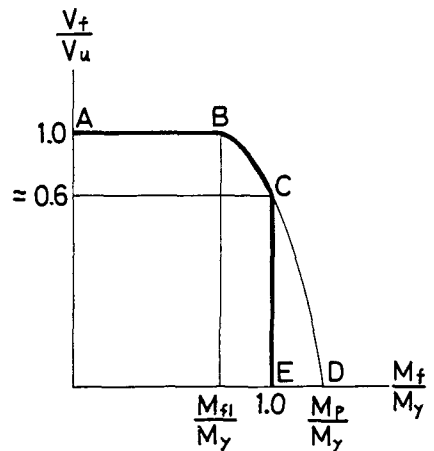


図-4 相関曲線

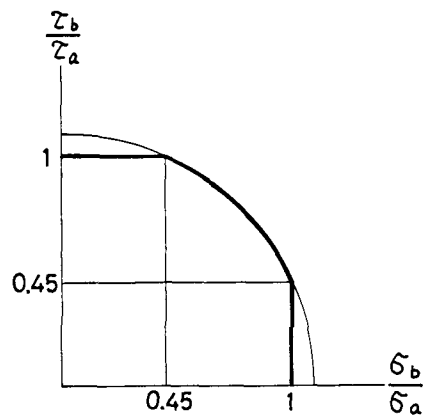


図-5 合成応力度の照査曲線

慮されている(図-5)。 σ_b/σ_a および $\tau_b/\tau_a \geq 0.45$ に対し、

$$(\sigma_b/\sigma_a)^2 + (\tau_b/\tau_a)^2 \leq 1.2 \quad (18)$$

4. 設計例

図-6に示すようなスパンおよび荷重条件で、限界状態設計法²⁾によりプレートガーダーを設計する。なお十分な数の横構が配置されていて、横ねじれ座屈による強度低下を考慮する必要がないものとする。鋼種はSS41 ($\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ すなわち $F_y = 235 \text{ Mpa}$) を用いる。

活荷重 P_L 、 p_L に荷重係数 $\alpha_L = 1.50$ ¹⁾ を、死荷重 p_D に $\alpha = 1.25$ を乗じて求めた曲げモーメント図およびせん断力図を図-7に示す。

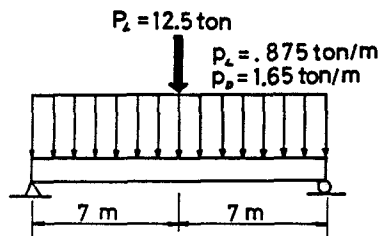


図-6 設計桁

(1) 基本寸法の設定

まず腹板高を推定する³⁾。

$$h = 540 \left(\frac{M_r}{F_y} \right)^{1/3} = 540 \left(\frac{148.3 \times 9.8 \text{ kNm}}{235 \text{ Mpa}} \right)^{1/3} = 991 \text{ mm}$$

上式より $h = 100 \text{ cm}$ と推定する。概算フランジ面積は、

$$A_f = M_r / (F_y h) = 148,300 \times 10^3 / (2,400 \times 100) = 61.8 \text{ cm}^2$$

よって $30 \text{ cm} \times 2 \text{ cm}$ のフランジを仮定し、細長さの検討を行う。3種断面における細長さの限界は $b_o/t \leq 260/\sqrt{F_y}$ であるから、

$$b_o/t = 15/2 = 7.5 \leq 260/\sqrt{235} \text{ Mpa} = 16.95 \quad (\text{OK})$$

次に腹板の最大細長比は $h/w \leq 83,000/F_y = 83,000/235 = 353$ となり、 $h = 100 \text{ cm}$ では $w_{\min} = 2.8 \text{ mm}$ である。モーメント耐力の低減を考慮しないでよい h/w は、 $h/w \leq 2,250/\sqrt{235} = 166.0$ 。ゆえに、 $h = 100 \text{ cm}$ では $w = 6.0 \text{ mm}$ 以上でなければならない。ここでは $w = 7 \text{ mm}$ と仮定する。このときフランジ断面積 A_w および幅厚比 h/w は、 $A_w = 100 \times 0.7 = 70 \text{ cm}^2$ 、 $h/w = 100/0.7 = 143$ となる。

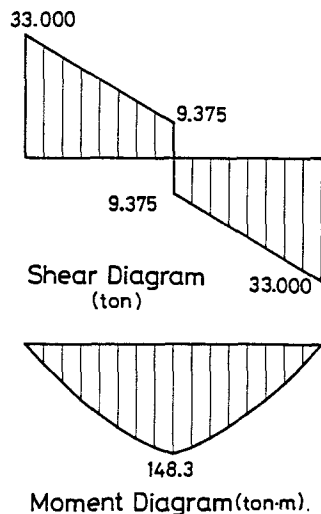


図-7 M、Q-図

(2) モーメント耐力の検討

基本耐力 M_r は、断面2次モーメント I が $I = 370,500 \text{ cm}^4$ より、

$$M_r = \phi S F_y = 0.90 \times (370,500/52) \times 2,400 = 153.9 \text{ tm}$$

これは、実際の係数モーメント 148.3 tm より大きいから曲げに関しては満足である。フランジ寸法を一度だけ変化させるものとし、 $100 \text{ cm} \times 7 \text{ mm}$ の腹板と $20 \text{ cm} \times 2 \text{ cm}$ のフランジよりなるとすれば、

$$M_r = \phi S F_y = 0.90 \times (266,400/52) \times 2,400 = 110.7 \text{ tm}$$

このモーメントは端部から約4.3mの点で生じるので、この点で断面を変化させる。

せん断力と曲げモーメントの組合せの影響に関し、相互作用式(16)を満足するか否かをスパン中央点、 $V_r/V_c = 0.6$ の断面、フランジ断面変化点で検討したところいずれも相互作用式を満足することが確認された。

(3) 中間補剛材の設計

次に中間補剛材の必要性を吟味する。無補剛桁としてのせん断耐力を求めれば、終局せん断応力は、

$$F_s = 961,200 / (143)^2 = 47.0 \text{ MPa} = 480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore V_r = \phi A_w F_s = 0.90 \times 70 \times 480 = 30,240 \text{ kg}$$

このせん断耐力は桁端のせん断力33,000kgより小さいので中間補剛材を配置する。 $a/h \leq 2$ (文献 2) 10-9.7.2)であるから、 $a=2m$ とすると、 $a/h=2$ 、 $k_v=6.34$ より、

$$F_s = \frac{180,000 \times 6.34}{143^2} \left[1 - \frac{0.866}{\sqrt{1+2^2}} \right] + \sqrt{\frac{0.50}{1+2^2}} \times 235 = 86.74 \text{ MPa} = 885 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(h/w = 143 > [621 \sqrt{k_v / F_y}] = 123.8 \right)$$

$$\therefore V_r = 0.90 \times 70 \times 885 = 55,755 \text{ kg} > 33,000 \text{ kg}$$

集中荷重および分布荷重作用点の支圧補剛材は、不要であることが確かめられるから、中間補剛材を2m間隔で6本配することにする。

文献 2) 10-9.7.2によれば、補剛材の慣性モーメント I と断面積 A_s は、補剛材を腹板の片側に配置するとして次の制限値を満足しなければならない。

$$I \geq a w^3 j \text{ mm}^4 = 2,000 \times 7^3 \times 0.5 = 343,000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} A_s &\geq \frac{a w}{2} \left[1 - \frac{a/h}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] \left[1 - \frac{310,000 k_v}{F_y (h/w)^2} \right] \times 2.4 \\ &= \frac{2000 \times 7}{2} \left[1 - \frac{2}{\sqrt{1+2^2}} \right] \left[1 - \frac{310,000 \times 6.34}{235.2 \times (1,000/7)^2} \right] \times 2.4 = 1,050 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

作用最大せん断力 V_r が V_r より小さいので、この面積は次のように低減される。

$$A_s' = 1,050 \times 33,000 / 55,755 = 620 \text{ mm}^2$$

簡単のため、すべての中間補剛材面積を同一とすれば、7 mm×90 mmの補剛材を配すればよいことがわかる。

$$A = 7 \times 90 = 630 \text{ mm}^2 > 620 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$I = 7 \times 90 \times 45^2 + 7 \times 90^3 / 12 = 1,701,000 \text{ mm}^4 > 343,000 \text{ mm}^4 \quad (\text{OK})$$

(4) 端補剛材の設計

幅厚比 $h/w = 143$ は規定された限界 $1100 / \sqrt{235} = 72$ を越えているので桁の両側に端補剛材が必要である。

7 mm×80 mm の2枚の板を仮定し、文献2)の10.8.6、10.8.3にしたがって計算する。

$$b/t = 80/7 = 11.4 \leq 260 / \sqrt{235} = 17.0、$$

$$A = (80 \times 7 \times 2) + (70 \times 7) = 1,610 \text{ mm}^2$$

$$I = 7 \times 167^3 / 12 = 2.72 \times 10^6、$$

$$r = \sqrt{2.72 \times 10^6 / 1,610} = 41.1 \text{ mm}$$

$$KL/r = 0.75 \times 1000 / 41.1 = 18.2、$$

$$\lambda = 18.2 \times \sqrt{2,400 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^6)} = 0.20$$

$$\therefore C_r = 0.9 \times 17.08 \times 2400 \times (1.035 - 0.202 \times 0.20 - 0.222 \times 0.20^2) = 36,400 \text{ kg}$$

$C_r = 36,400 \text{ kg}$ は端部の実際の係数荷重(33,000 kg)より大きいので試断面は満足できる。

結果を図-8に示す。

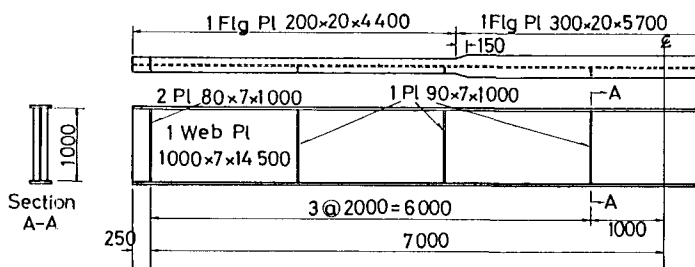


図-8 試設計の結果

5. 結論

鋼構造の限界状態設計法として、カナダの規準を例にとり、その基本的考え方、設計手順を概観した。同時に、許容応力度設計法でまとめられている我国の規準類と比較して、両者の相違点を幾つか指摘した。また、限界状態設計法における設計手順の具体例として、スパン 14 m の単純桁の設計例を 1 例示した。

本文が、我国において鋼構造の限界状態設計法を考えるに際し、何らかの参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) Canadian Standard Association: CAN3-S16.1-M78, "Steel Structures for Building - Limit State Design.
- 2) Ministry of Transportation and Communications, Ontario, Canada: Ontario Highway Bridge Design Code, 1983. (邦訳; 九州橋梁・構造工学研究会: 道路橋の限界状態設計法に関する調査研究報告書—カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準、1985.3.)
- 3) Adams, P.F. et al: Limit State Design in Structural Steel- SI Units, 1981.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (Ⅱ鋼橋編), 1980.
- 5) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 1975.
- 6) 日本建築学会: 鋼構造設計規準, 1976.