

アスペクト比の異なる部分支持された薄鋼板のせん断座屈耐力 及び座屈後耐力評価

BUCKLING STRENGTH AND POST-BUCKLING STRENGTH OF THIN STEEL PLATE WITH VARIOUS ASPECT RATIO SUPPORTED PARTIALLY BY STEEL FRAMES

金箱 温春^{*1}, 小河 利行^{*2}, 竹内 徹^{*3}, 松原 洋介^{*1}

Yoshiharu KANEBAKO, Toshiyuki OGAWA, Toru TAKEUCHI
and Yousuke MATSUBARA

The authors described buckling strength and post buckling strength of thin steel plate with aspect ratio of 1.0 partially supported by steel frames in the previous paper. In this paper, the buckling stress of the plate of aspect ratio between 1.0 and 3.0 used by the bracing model is discussed. The approximation formula of the buckling strength is proposed by using the tensile-compressive bracing model. The result are compared with the buckling mode analysis and the geometric nonlinear analysis by FEM. The approximation formula of the post buckling strength of thin steel plate combined with steel stiff frame is proposed in consideration of stress distribution and yield condition. Also the relationship between the bending rigidity of the steel flange and post buckling strength of the steel plate is examined.

Keywords : Thin Steel Plate, Partially Support, Shear Buckling, Post-Buckling Strength, FEM Analysis, Bracing Model, Aspect Ratio

薄鋼板, 部分支持, せん断座屈, 座屈後耐力, FEM解析, プレースモデル, アスペクト比

1. はじめに

前報において, 筆者らはアスペクト比1.0の形状の薄鋼板を対象として, 部分支持された状態でせん断力を受ける場合の座屈耐力及び座屈後耐力の評価式の提案をブレースモデルに基づいて行い, 数値解析結果と合わせて示している¹⁾。その結果, ブレースモデル及び最大耐力時の応力分布に基づいた提案式により, 枠材剛性がゼロの場合, 及び枠材剛性が十分に大きい場合については簡便な式で座屈耐力, 座屈後最大耐力が評価できることを示した。

鋼板と周囲の枠材が連続的に接合された状態では, 既往の研究においてアスペクト比の影響を考慮したせん断座屈強度の評価が行なわれており, 周辺単純支持及び周辺固定支持の座屈耐力の算定式において座屈係数として考慮されている²⁾。実際には単純支持と固定支持の中間の状態も想定され, Leeにより中間状態での座屈係数についてアスペクト比をパラメータとして提案されている³⁾。Aliniaは鋼板せん断壁を対象とした数値解析により, 座屈耐力に対しては枠材の捩れ剛性の影響により座屈耐力が変わることを示し, アスペクト比の影響を座屈係数で表している⁴⁾。一方, 座屈後耐力に対するアスペクト比の影響に関する研究として, 見村, 秋山は幅厚比が260~460でアスペクト比が1.0から2.0の鋼板耐震壁の繰返し加力実験により復元力特性の考察を行ない, 最大耐力に関しては完全張力場理論による張力場の形成する角度としてアスペクト比の影響を評価している⁵⁾。Driver^{6), 7)}, Elgaaly⁸⁾はストライプ状ブレースのモデルを用いて座屈後挙動の予測を行ない実験結果との対応を検討しているが, アスペクト比をパラメータとした検討は行なっていない。山梶は格子型ブレースのモデル

を用いて正方形, 縦長, 横長のフレーム付き鋼板の数値解析を行い, フレーム及び鋼板の応力分布や復元力特性を明らかにしているが, アスペクト比をパラメータとする評価式は採用していない⁹⁾。Leeは数値解析結果をもとに, アスペクト比の影響を座屈係数によって考慮し, 弾性座屈耐力と塑性せん断耐力によってプレートガーダーの座屈後耐力評価を行なっている³⁾。木村, 小河は, 座屈後耐力に対してもアスペクト比の影響を座屈係数として考慮することで評価できることを示し, また周辺のリブ剛性と座屈後耐力の関係をアスペクト比1.0の場合について検討している^{10), 11)}。以上のように, 座屈後耐力や座屈後挙動に関してさまざまな研究が行なわれているが, アスペクト比の影響について座屈耐力のように統一的に確立されたものはない。

本論文は, 前報の考え方を拡張し, 1から3までのアスペクト比の範囲で, せん断力を受ける部分支持された薄板鋼板のせん断座屈耐力及び座屈後耐力の評価式を提案するものである。座屈後耐力は枠材剛性がゼロの場合と十分に大きい場合について検討し, さらに枠材の曲げ剛性が鋼板の座屈後耐力に及ぼす影響を検討する。

2. 部分支持された板の座屈耐力

2-1. ブレースモデルによる座屈耐力の推定式

本論の数値解析は前報同様, 有限要素法の汎用プログラムMIDAS/GEN (ver. 7.0.0)を用いて行い, 弾性応力解析, 座屈固有値解析, 複合非線形解析の3種類の解析を行っている¹³⁾。板要素は四角形要素で, 非適合モードを有するアイソパラメトリック要素を用いている。解析モデルは図1に示すようにアスペクト比 β (β は1.0, 2.0, 3.0を検討)の板

^{*1} 金箱構造設計事務所 工修

^{*2} 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 教授・工博

^{*3} 東京工業大学理工学研究科建築学専攻
准教授・博士(工学)

Kanebako Structural Engineers, M. Eng.

Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

要素モデルで短辺方向の一边を20分割の正方形要素を用いている。支持部分では鋼板の面外方向の並進と回転を拘束し、また、枠材どうしは剛体連結機能を用いて枠材間の距離が変わらないようモデル化している。さらに、板が動かないように下部の2頂点をピンとピンローラーで支持している。荷重は板に純せん断が加わるように支持区間内に载荷している。

図2に $\alpha=0.2$, $\beta=2.0$ の場合の解析結果より得られた弾性応力度分布(主応力方向とその大きさ)を示している。前報と同様の仮定条件を適用し、鋼板を対角線方向の圧縮ブレースと引張ブレースとしてモデル化し、圧縮ブレース側の座屈時点を板のせん断座屈と考えて α および β との関係において座屈耐力の推定式を導く。

図2では対角線方向に引張、圧縮主応力が支持部から中央にかけて広がりを持っている。対角線方向の引張、圧縮主応力が支持部から中央にかけての広がりの角度を3:1と仮定、ブレースは支持部から中央に広がりを持つものとする。図中aはブレース中央部の有効幅の半分の、bは隅角部での応力伝達幅を示す。AからDまでの各部の長さは幾何学的に以下となる。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1}{\beta} \quad (1)$$

$$A = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot L}{\sqrt{1+\beta^2}} \quad (2)$$

$$B = \frac{\alpha \cdot \beta^2 \cdot L}{\sqrt{1+\beta^2}} \quad (3)$$

$$C = \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{2} \cdot L - \frac{\alpha \cdot \beta^2}{\sqrt{1+\beta^2}} \cdot L \quad (4)$$

$$D = C - A \cdot \tan \theta = \left(\frac{1-\alpha}{2} \right) \cdot \sqrt{1+\beta^2} \cdot L \quad (5)$$

これらの値を用いて、図中のaとbは以下となる。

$$a = A + \frac{1}{3} \cdot D = \frac{1}{\sqrt{1+\beta^2}} \left\{ \alpha \cdot \beta + \left(\frac{1-\alpha}{2} \right) \cdot \frac{(1+\beta^2)}{3} \right\} \cdot L \quad (6)$$

$$b = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot L}{\sqrt{1+\beta^2}} \quad (7)$$

中央に広がったブレース断面を幅2aの長方形断面とみなすとこの部分

の断面2次モーメントは以下となる。

$$I = \frac{1}{12} \cdot 2a \cdot t^3 = \frac{1}{6} \left\{ \frac{\alpha \beta}{\sqrt{1+\beta^2}} + \left(\frac{1-\alpha}{2} \right) \cdot \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{3} \right\} L t^3 \quad (8)$$

t : 鋼板の板厚, L : 短辺の辺長

座屈長さ l_k は図3に示す l の0.7倍とする。

$$l = (B+C) - \frac{\alpha \cdot \beta \cdot L}{2} \cdot \frac{1}{\cos \theta} = \frac{(1-\alpha)}{2} \cdot \sqrt{1+\beta^2} \cdot L \quad (9)$$

$$l_k = 0.7 \cdot l = 0.35(1-\alpha) \cdot \sqrt{1+\beta^2} \quad (10)$$

以上より、図3に示す圧縮ブレースの座屈荷重は以下の式で表せる。

$$(P_{cr})_{cl} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} = \frac{\pi^2 E}{0.735} \cdot \frac{\left\{ \frac{\alpha \cdot \beta}{\sqrt{1+\beta^2}} + \left(\frac{1-\alpha}{2} \right) \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{3} \right\}}{(1-\alpha)^2 \cdot (1+\beta^2)} \cdot \left(\frac{t}{L} \right)^2 \cdot L \cdot t \quad (11)$$

E : 鋼材のヤング係数

一方、図2の応力分布を見ると、隅角部では対角線方向と直交方向にも応力が発生し、左下、右上部分では圧縮力が支持点間で生じている。 α の異なる場合においてもこの部分の応力度は中央部とほぼ同じである傾向が確認されたため、隅角部の圧縮応力は中央部と同じであると仮定する。2bの部分での負担する力を $(P_{cr})_{c2}$ とすれば、圧縮ゾーンの全体としての軸力は、

$$(P_{cr})_{cl} + (P_{cr})_{c2} = (P_{cr})_{cl} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \quad (12)$$

$$\text{ここで } \frac{b}{a} = \frac{\alpha \beta}{\alpha \beta + \left(\frac{1-\alpha}{2} \right) \cdot \frac{(1+\beta^2)}{3}}$$

である。このとき引張ブレースも同等の力を負担していることより、板の座屈耐力 Q_{cr} は以下となる。

$$Q_{cr} = \frac{2}{\sqrt{1+\beta^2}} (P_{cr})_{cl} \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right) = 2.722 \pi^2 \cdot E \cdot \frac{12 \alpha \cdot \beta + (1-2\alpha)(1+\beta^2)}{6(1-\alpha)^2(1+\beta^2)^2} \cdot \frac{L \cdot t}{\lambda^2} \quad (13)$$

λ : 鋼板の幅厚比 L/t

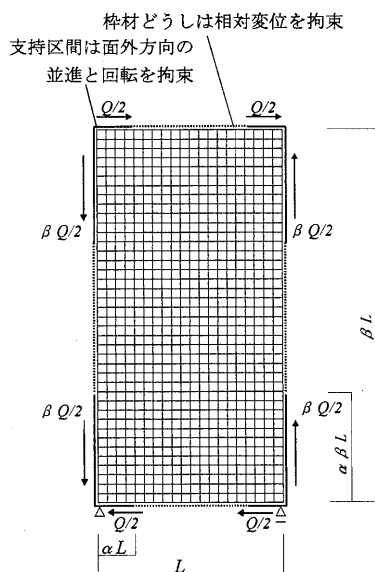


図1 弾性応力解析モデル

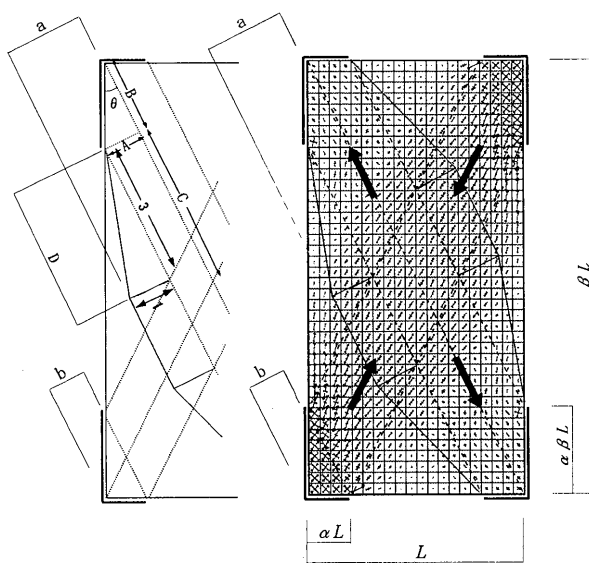


図2 部分支持された板の応力状態とブレースモデル

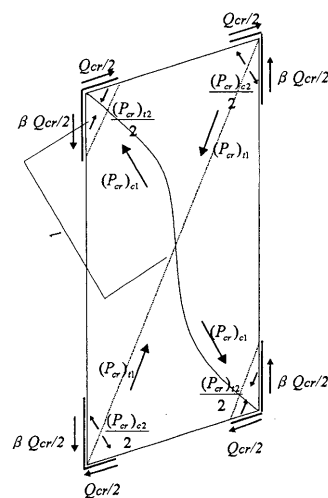


図3 力の釣り合いと圧縮ブレースの座屈長さの取り方

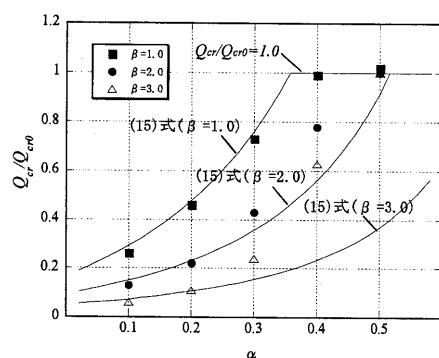


図4 座屈耐力と支持長さ比の関係

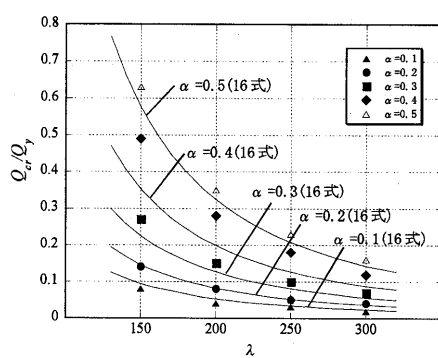


図5(a) 座屈耐力と幅厚比の関係($\beta=2.0$)

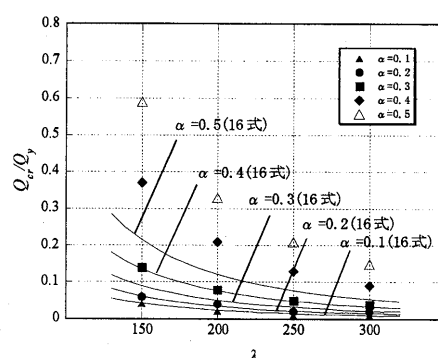


図5(b) 座屈耐力と幅厚比の関係($\beta=3.0$)

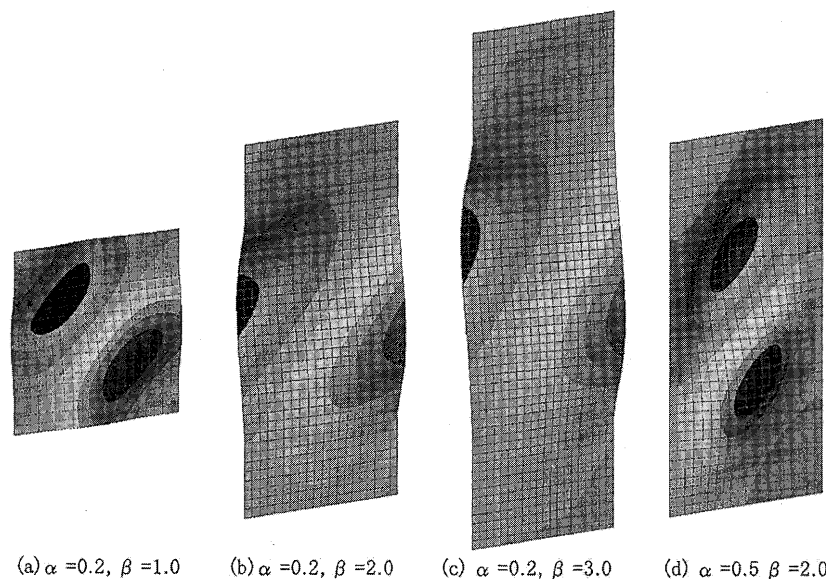


図6 座屈モード($\lambda=250$ の場合)

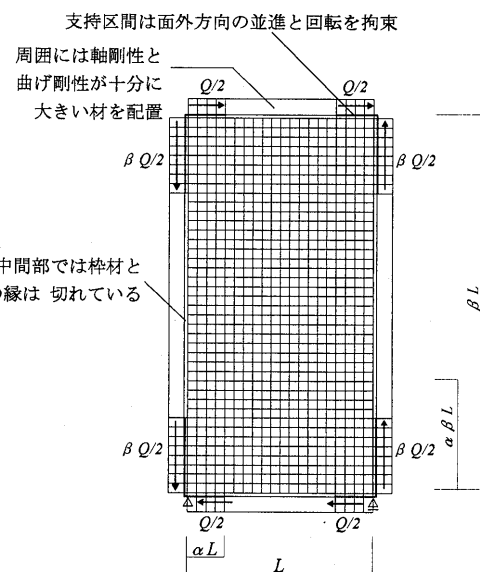


図7 枠材付き鋼板の解析モデル

ここで、四周固定のせん断板の座屈理論式は下式で与えられる¹²⁾。

$$Q_{cr0} = \left(\frac{5.6}{\beta^2} + 8.98 \right) \frac{E \cdot \pi^2}{10.92} \cdot \frac{L \cdot t}{\lambda^2} \quad (14)$$

これを用いて(13)式を無次元化すると下式となる。

$$\frac{Q_{cr}}{Q_{cr0}} = 4.92 \cdot \frac{12\alpha \cdot \beta + (1-2\alpha) \cdot (1+\beta^2)}{\{(1-\alpha)^2 \cdot (1+\beta^2)\} \cdot \left(\frac{5.6}{\beta^2} + 8.98 \right)} \quad (15)$$

(15)式は幅厚比に依存せず、 α と β だけの関数として表され、図4の実線及び破線で示すものとなる。後述する座屈後耐力との統一を計るため(14)式を Q_y で無次元化すると以下となる。

$$\frac{Q_{cr}}{Q_y} = \frac{0.785\pi^2 \cdot E}{\sigma_y \cdot \lambda^2} \cdot \frac{12\alpha \cdot \beta + (1-2\alpha) \cdot (1+\beta^2)}{(1-\alpha)^2 \cdot (1+\beta^2)} \quad (16)$$

σ_y : 降伏応力度

(15), (16)式とも $\beta=1.0$ とすると文献1)で示した式と同じになる。

2-2. 座屈固有値解析

座屈固有値解析を行い、2-1.で検討をした周辺を部分支持された板の座屈耐力を求める。パラメータは周辺の支持長さ α と幅厚比とする。 α は0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5の5種類($\alpha=0.5$ は全周支持)とし、幅厚比は150, 200, 250, 300の4種類、アスペクト比は1.0, 2.0, 3.0の3種類とする。解析モデルの設定は前項の弾性応力解析と同様、図1に

示すものを用いた。

図4は板周辺の支持長さ α と四周支持の板のせん断座屈耐力で無次元化した Q_{cr}/Q_{cr0} の関係を固有値解析結果と(15)式とを合わせて示したものである。全周固定の座屈耐力 Q_{cr0} に対する座屈耐力の比は板の幅厚比に関係なく α と β のみに依存した値となっている。図4に示されるように、 β が1.0の場合に α が大きくなると(15)式は1.0を超えるが、この場合は座屈耐力は(14)式で表されるものと考えられる。 β が2.0や3.0で α が0.3を超える場合には、提案式と数値解析結果の乖離が大きくなるが、これらの形状では α が0.3以上になると応力分布は対角線方向から45度方向になる傾向があるため、提案式のモデル化との相違が生じてくるのが理由である。

図5に板の降伏せん断力 Q_y で無次元化した Q_{cr}/Q_y を、2-1.で求めた(16)式とともに示す。SS400級の板を想定し、降伏応力度235N/mm²とした。幅厚比が大きく、また α が小さくなるほど板の座屈耐力が小さくなる様子が分かる。 α が0.3を超える場合には提案式との誤差が特に大きくなるため、次項以降でブレースモデルによる評価式を用いて座屈後耐力評価を行な際には、 α が0.3程度以下での適用することを前提とする。この適用範囲ではアスペクト比に拘わらず(15)式の値は1.0を下回り、この式のみで座屈耐力は表記できる。

図6(a)~(c)に $\alpha=0.2$ で β が1.0, 2.0, 3.0の場合の座屈モードを示す。いずれも座屈モードは引張力が生じる対角線上に不動域が分布し、圧縮力が生じる対角線方向に2波の変形を生じるモードであり、ほぼ

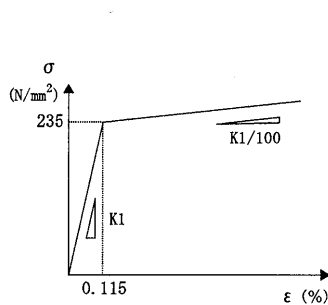


図8 材料の応力-歪み関係

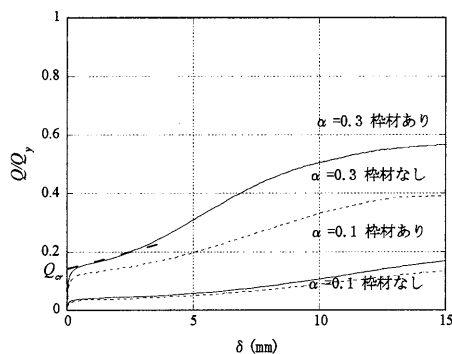


図9(a) 荷重変位（面外方向）関係(β=2.0)

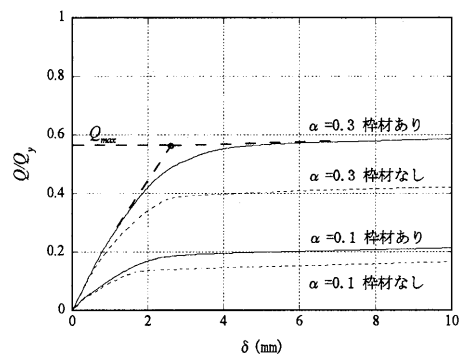


図9(b) 荷重変位（面内方向）関係(β=2.0)

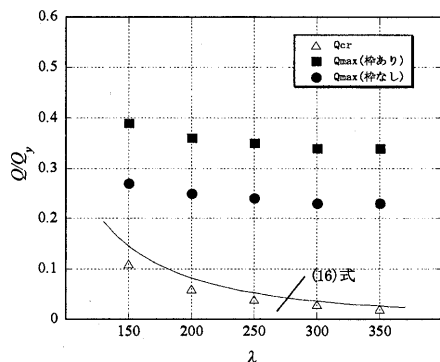


図10(a) 座屈耐力と座屈後耐力 (α=0.2, β=2.0)

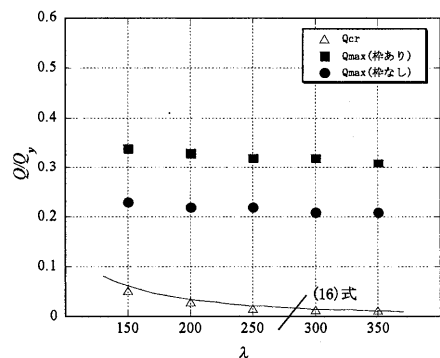


図10(b) 座屈耐力と座屈後耐力 (α=0.2, β=3.0)

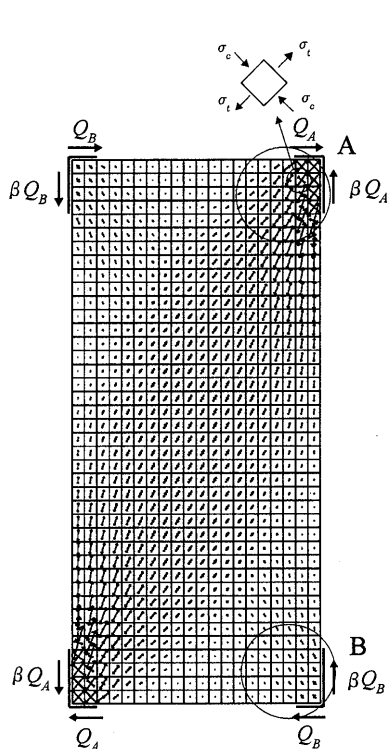


図11 最大荷重時の応力分布
(枠材なし, α=0.1, β=2.0)

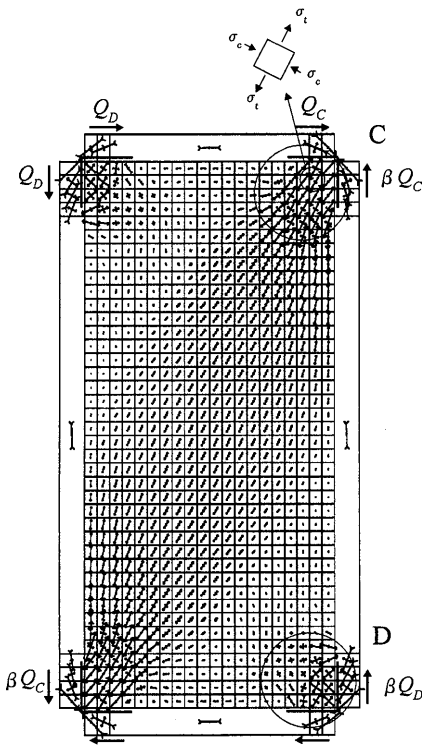


図12 最大荷重時の応力分布
(枠材あり, α=0.1, β=2.0)

図3で想定したものとなっている。しかし、アスペクト比2.0, 3.0の場合には、圧縮力による面外変形は長辺側のみが大きく生じてねじれを伴う座屈変形となっている。図6(d)にアスペクト比が2.0で全周支持の場合のモード図を示すが、中央部が面外に変形した2波の座屈形状となっており、部分支持状態の(b)とは異なっている。

3. 部分支持された鋼板の非線形増分解析

部分支持されせん断力を受ける鋼板の座屈後挙動をみるため、非線形増分解析を行った。パラメータは座屈固有値解析と同じく周辺の支持区間長さ(α=0.1, 0.2, 0.3), アスペクト比(β=1.0, 2.0, 3.0)及び幅厚比とし、枠材あり(図7)となし(図1)の場合の2種類について検討した。

解析は形状非線形と材料非線形を考慮し、初期たわみとして、座屈固有値解析で求めた板の座屈形状を用いて最大たわみを板厚の1%として与えた。材料の応力-歪み関係を図8に示す。

得られた荷重-変位関係の一例として、図9にβ=2.0, 幅厚比200のモデルのせん断力と面外方向変位、及びせん断力と面内方向変位の関係を示す。前報同様に、荷重面外変形から座屈耐力 Q_{cr} を求めるが、

非線形増分解析による座屈耐力は座屈固有値解析で得られた座屈耐力の80~100%となり、初期たわみによる座屈耐力の低下が見られ、文献6)で示されているものと同じ傾向が表れている。座屈後に面外変形を伴いながらせん断力は増加するが、支持点付近の鋼板が降伏することによりせん断力-面内変位関係の勾配が急激に低下する。その後もせん断力は増加していくが、これは材料の降伏後のヤング率を弾性剛性の1/100としているための増加分、及び大変形領域では対角線方向の引張力が同じ大きさであってもせん断力に換算する際に大きくなるのが原因と考えられる。大変形領域では荷重変位関係はほぼ一定勾配となるため、この直線の傾きと座屈後の剛性から図9(b)に示すように座屈後耐力 Q_{max} を決定する。

座屈耐力と座屈後耐力の比較をα=0.2について比較したものを図10に示す。幅厚比が大きい鋼板では座屈耐力に対して座屈後耐力の比率は大きくなる。幅厚比が大きくなると座屈耐力は小さくなるが、座屈後耐力に対しては幅厚比の影響は小さくなる傾向にある。枠材なしの場合の最大荷重時の面内応力度分布を図11に示す。これを見ると、対角線方向から45°方向にかけて斜張力が生じることにより

座屈後の強度が増大している。支持点付近では、アスペクト比が2及び3の場合でも主応力方向がほぼ45° となっている。

枠材ありの場合の最大荷重時の面内応力度分布を図12に示す。これを見ると、引張力は支持点付近でも対角線方向に発生し、またこれと釣合う曲げと軸力が枠材に生じているため、枠材なしの場合と異なり、引張り方向隅角部では鋼板に圧縮力がほとんど生じていない。

4. 部分支持された鋼板の座屈後強度の推定式

4-1. 枠材の曲げ剛性なしの場合

前述した座屈耐力の推定式(13)を用い、また図11の最大荷重時の応力分布の考察から座屈後耐力の推定式を導く。図11の定義により以下のように考える。

$$Q_{\max} = Q_A + Q_B \quad (17)$$

ここに Q_A 、 Q_B は図11のA部及びB部の応力度分布に対応するものである。 Q_A は引張方向の隅角部で45° 方向の引張力と直交方向の圧縮力が釣り合った状態で降伏状態に達し、座屈後耐力に到達していると考えられる。ここに隅角部での圧縮応力度を σ_c 、引張応力度を σ_t とすれば以下の式が成り立つ。

$$\sigma_c = -(\sigma_t) \quad (18)$$

これより、隅角部でのvon-misesの降伏条件より以下の式が成り立つ。

$$\sigma_t = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (19)$$

よってこれらの主応力によるせん断耐力 Q_A は

$$Q_A = \sigma_t \cdot \alpha \cdot t \cdot L = \alpha \cdot Q_y \quad (20)$$

となる。右下、左上の隅角部付近は斜張力の影響はなく、座屈時の応力状態がそのまま維持されていると考え、 Q_B は座屈耐力の半分と

なる。したがって最大せん断耐力 $Q_{\max}$ は以下で表わせる。

$$Q_{\max} = \alpha \cdot Q_y + Q_{cr}/2 \quad (21)$$

Q_{cr} に(13)式を用い、 Q_y で無次元化して以下の式となる。

$$\frac{Q_{\max}}{Q_y} = \frac{0.393\pi^2 \cdot E}{\sigma_y \cdot \lambda^2} \cdot \frac{12\alpha \cdot \beta + (1-2\alpha) \cdot (1+\beta^2)}{(1-\alpha)^2 \cdot (1+\beta^2)^2} + \alpha \quad (22)$$

$\beta=1.0$ の場合には前報で示した提案式と同じ式となる。(22)式を数値解析結果と合わせて $\beta=1.0, 2.0, 3.0$ それぞれについて図13に示す。解析値は推定式の92~115%となっており、おおよその一致をみている。

4-2. 枠材の曲げ剛性が大きい場合

図12の応力分布から座屈後耐力の推定式を導く。Cの部分は板の座屈後斜張力が対角線方向に生じ、枠材の負担する応力と釣り合いながら増加し、引張応力度がほぼ降伏応力度となる。座屈後耐力のC部に対応するせん断耐力を Q_c とすると、

$$Q_c = \frac{1}{2} Q_{cr} + Q_T \quad (23)$$

となる。 Q_T は斜張力によるせん断耐力増加分、 Q_{cr} は(13)式で与えられる座屈耐力を示す。斜張力を生じさせるための応力度は座屈耐力との関係において決まり、文献14)を参考に以下の式で表す。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_y} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right)^2 \quad (24)$$

鋼板の縁での応力の釣り合い条件より σ_t と板の周囲に生じているせん断応力度 τ の関係を導くと、

$$\frac{\beta \cdot l}{\sqrt{1+\beta^2}} \cdot \sigma_t \cdot \frac{1}{\sqrt{1+\beta^2}} = \tau \cdot l \quad (25)$$

$$\tau = \frac{\beta \cdot \sigma_t}{1+\beta^2} \quad (26)$$

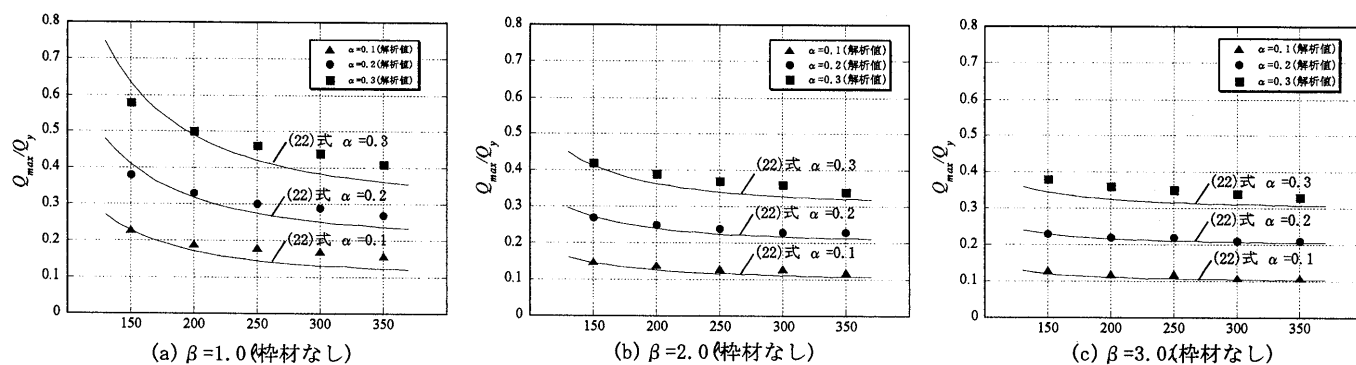


図13 枠材なし鋼板の座屈後耐力

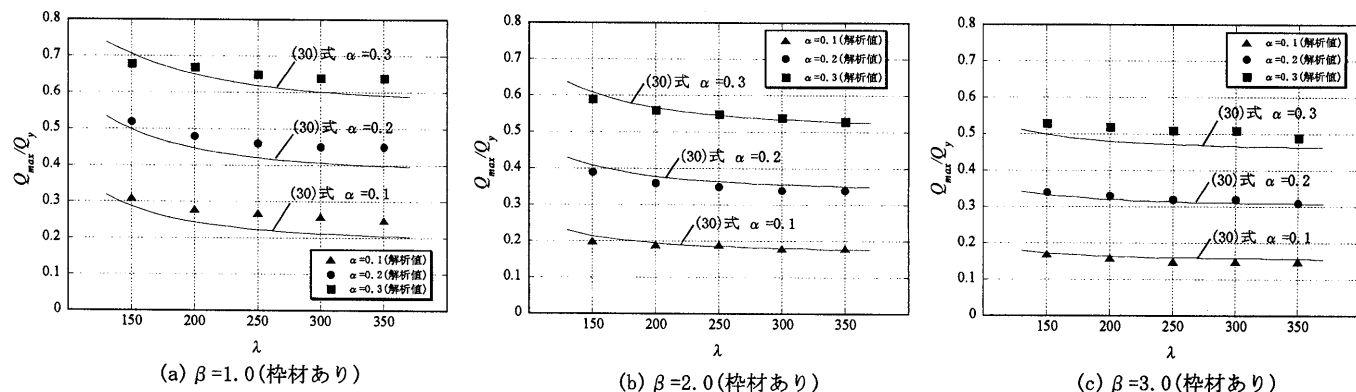


図14 枠材ありの鋼板の座屈後耐力

となるため、 σ_t が対角線方向に生じている時に支持部で負担するせん断力 Q_T は次式となる。

$$Q_T = \left(\frac{\beta}{1+\beta^2} \right) \cdot \alpha \cdot t \cdot L \cdot \sigma_t \quad (27)$$

一方、D部では引張応力と圧縮応力が生じて降伏状態となっており、前項のA部と同じような傾向となっている。従って、 Q_D は(20)式と同じと考える。

$$Q_D = \alpha \cdot Q_y \quad (28)$$

座屈後耐力は Q_C と Q_D の和で表されるので

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= Q_C + Q_D \\ &= \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\sqrt{3} \cdot \alpha \cdot \beta}{(1+\beta^2)} \cdot \left(\frac{Q_{cr}}{Q_y} \right) \right\} \cdot Q_{cr} + \left(\frac{\sqrt{3} \cdot \beta}{1+\beta^2} + 1 \right) \cdot \alpha \cdot Q_y \end{aligned} \quad (29)$$

Q_{cr} に(13)式を用い、 Q_y で無次元化すると以下の式となる。

$$\begin{aligned} \frac{Q_{\max}}{Q_y} &= \left\{ 0.393 - \frac{1.067\alpha \cdot \beta}{(1+\beta^2)} \left(\frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_y \cdot \lambda^2} \cdot \frac{12\alpha \cdot \beta - 2\alpha + 1}{(1-\alpha)^2 \cdot (1+\beta^2)} \right) \right\} \cdot \\ &\quad \left(\frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_y \cdot \lambda^2} \cdot \frac{12\alpha \cdot \beta - 2\alpha + 1}{(1-\alpha)^2 \cdot (1+\beta^2)} \right) + \left(\frac{\sqrt{3} \cdot \beta}{1+\beta^2} + 1 \right) \cdot \alpha \end{aligned} \quad (30)$$

$\beta=1.0$ の場合には前報で示した提案式と同じ式となる。(30)式を数値解析結果と合わせて図14に示す。解析値は推定式の96~108%となっており、おおよそ一致をみている。

5. 枠材剛性が座屈後耐力に与える影響

5-1. 枠材の曲げ剛性と座屈後耐力の関係

枠材が付いた鋼板がせん断力を受ける場合、座屈後は斜張力により枠材に曲げモーメント、せん断力、軸力が生じ、この際に枠材の曲げ剛性、曲げ降伏強度が十分に大きいと、前項で示した座屈後耐力が確保される。そこで、枠材の曲げ剛性が座屈後耐力に与える影響を検討する。枠材の曲げ剛性を評価するための基準の剛性として、斜張力により枠材に発生する曲げモーメントに対して必要な曲げ降伏強度を有する場合の枠材剛性を用い、この基準剛性に対する曲げ剛性比と座屈後耐力の関係を調べる。

枠材に生じる曲げモーメントは、図15に示すようなモデル化により求める。アスペクト比 β 、支持部分の長さ比を α とすると、短辺、長辺の分布荷重は、板厚 t 、板の斜張力 σ_t を用いてそれぞれ(31)、(32)式で表され、最大曲げモーメントはどちらの枠材も同じ(33)式で表される。

$$w_1 = \frac{\beta \cdot \sigma_t \cdot t}{1+\beta^2} \quad (31)$$

$$w_2 = \frac{\sigma_t \cdot t}{1+\beta^2} \quad (32)$$

$$M_{\max} = \frac{(2-\alpha)^2 \cdot \alpha^2 \cdot \beta^2}{8 \cdot (1+\beta^2)} \cdot \sigma_t \cdot t \cdot L^2 \quad (33)$$

枠材の断面2次モーメントを I_f 、枠材せいを D_f 、降伏応力度を σ_{yf} とすると、枠材の降伏曲げモーメントは下式で表される。

$$M_a = \frac{2I_f}{D_f} \cdot \sigma_{yf} \quad (34)$$

σ_t は(24)式で表されるが、幅厚比が大きい鋼板では σ_t に近似できる。式を簡略化するため、 σ_t と σ_y を等しいとすれば、枠材に生じる曲げモーメントと許容曲げモーメントとが等しくなる時の断面2次モー

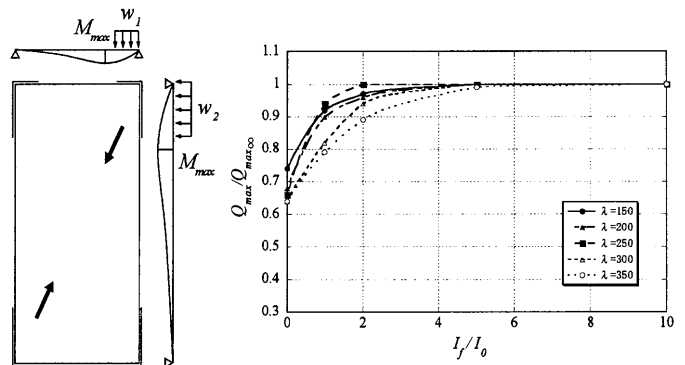


図15 枠材に生じる応力

図16 幅厚比を変化させた場合の枠材曲げ剛性と座屈後耐力($\alpha=0.2, \beta=1.0$)

メント I_0 は(33)、(34)式より下式で表される。

$$I_0 = \frac{(2-\alpha)^2 \cdot \alpha^2 \cdot \beta^2}{16(1+\beta^2)} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{yf}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{t} \right) \cdot t^2 \cdot L^2 \quad (35)$$

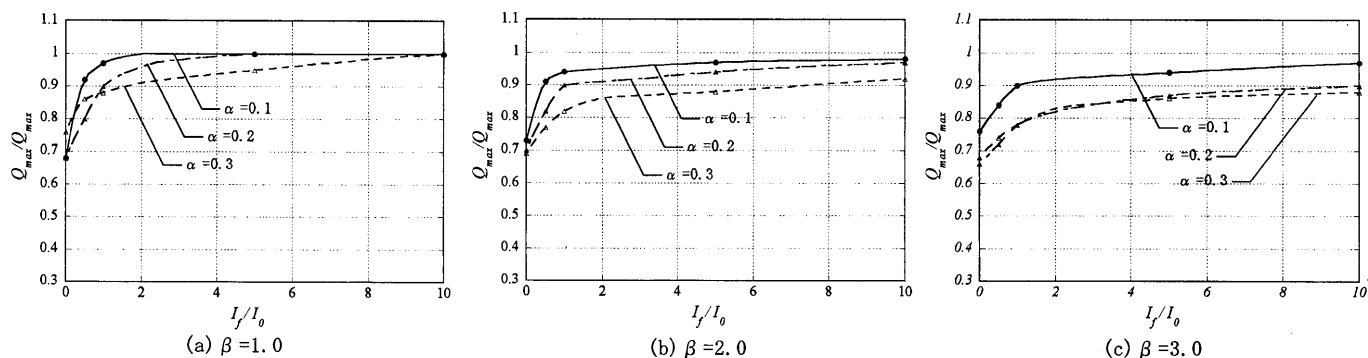
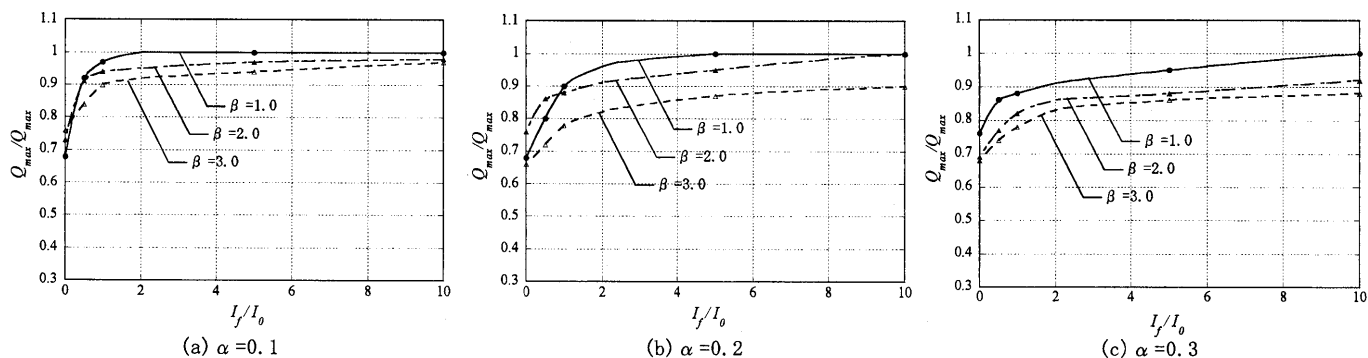
σ_y : 鋼板の降伏応力度, σ_{yf} : 枠材の降伏応力度

5-2. 枠材剛性をパラメータとした非線形解析

枠材の剛性が座屈後耐力に与える影響を検討するため、枠材剛性、アスペクト比、支持長さ比、幅厚比をパラメータとして枠付き鋼板の非線形解析を行い、座屈後耐力を求めた。鋼板と枠材の降伏応力度は同じとし、枠材のせいを示す無次元化パラメータ(D_f/t)を10とした。

得られた座屈後耐力を枠材剛性が十分大きい場合の解析値($Q_{\max co}$)で無次元化した結果(以下耐力比と呼ぶ)を図16~18に示す。横軸は無次元化した枠材曲げ剛性であり、以下枠材曲げ剛性比と呼ぶ。図16は $\alpha=0.2, \beta=1.0$ の条件下で幅厚比を変化させたものであり、幅厚比の差による耐力比の違いは比較的小さく、曲げ剛性比1.0~2.0の範囲では耐力比で10%程度となっている。図17は幅厚比200について、 β をそれぞれ1.0, 2.0, 3.0とした条件下で α を変化させた結果、図18は幅厚比200について、 α をそれぞれ0.1, 0.2, 0.3とした条件下で β を変化させた結果を示している。いずれの場合も枠材曲げ剛性比が大きくなると座屈後耐力は大きくなり、耐力比が1.0に収束していく傾向にある。 α の値が小さい場合ほど収束が早く、 $\alpha=0.1$ では枠材曲げ剛性比が1.0以上であれば、完全剛の枠材の場合の座屈後耐力の90%程度が確保される。同じ曲げ剛性比でも α の違いにより耐力比の違いが生じるのは、曲げ強度を基準とした剛性比が同じであっても、 α が大きくなると変形の増大の影響がより大きくなるためと考えられる。 β の違いによる耐力比の差の理由も同様であり、曲げ降伏強度を基準とした枠材曲げ剛性比だけでは変形に係る剛性の影響を完全に評価できていないことが分かる。図15に示しているように、 α, β とも同じ場合には幅厚比の違いによる耐力比の差は小さい。

木村、小河はアスペクト比1の鋼板のせん断座屈後耐力について検討し、枠材の曲げ降伏時の曲げ剛性に対しておおよそ16倍以上の剛性を有する場合には剛性の変化による影響は収束し、完全張力場が形成されとしている⁽¹⁰⁾。本論でも基準剛性は曲げ降伏強度の剛性を用いているが、アスペクト比が1.0の場合の数値解析結果では4~10倍程度の剛性比で完全剛な枠材が付いた場合の座屈耐力に収束している。鋼板と枠材の接続が隅角部のみであることにより、曲げ強度を基準とした同じ剛性比を持つ枠材であっても、曲げによる変形量が小さいことが耐力比の違いを生じさせていると考えられる。

図 17 α を変化させた場合の枠材曲げ剛性と座屈後耐力図 18 β を変化させた場合の枠材曲げ剛性と座屈後耐力

総じて、今回の検討範囲では、枠材の曲げ降伏時強度の曲げ剛性に対して10倍程度以上の剛性を有していれば、(30)式で評価される完全剛な枠材を有する座屈後耐力の90%程度以上の耐力が確保できていると考えられる。

6. 結

部分支持された幅厚比の大きい鋼板の座屈耐力、座屈後耐力を、アスペクト比が1.0以外の場合についてもブレースモデル及び応力度分布に基づいた評価式を提示した。また、数値解析を行い提案した評価式との比較を行ない以下のことを確認できた。

- 1) 部分支持された板の座屈強度は、支持長さの辺長に対する割合 α 、アスペクト比 β をパラメータとして、適用範囲を $\alpha \leq 0.3$ 、 $\beta \leq 3$ とすれば、弾性応力分布から想定したブレースモデルにより、(13)式で概ね評価できる。
- 2) 枠材の付いた鋼板は、枠材の曲げ剛性がゼロの場合でも座屈後の強度が増大し、支持部の長さが辺長の30%以下でかつ、幅厚比が200以上の場合に限定すれば、座屈後耐力は α 、 β を用いて(22)式で概ね推定できる。
- 3) 枠材の付いた鋼板で枠材の曲げ剛性を無限大とした場合には、支持部の長さが辺長の30%以下でかつ、幅厚比が200以上の場合に限定すれば、座屈後耐力は α 、 β を用いて(30)式でおおむね推定できる。
- 4) 枠材の曲げ剛性によって座屈後耐力は影響を受け、今回の検討範囲では、曲げ降伏時の曲げ剛性に対して10倍以上の剛性を有している場合には、(30)式で評価される完全剛な枠材を有する座屈後耐力の90%程度以上の耐力が確保できる。

上記の結果を基にすれば、必要な曲げ剛性を持った枠材に部分支持されたアスペクト比3.0以下の鋼板耐震壁の座屈後耐力をおおむね推

定できる。ただし、実際の構造物では柱としての枠材には軸力が加わるが、本論では軸力が作用したとしても曲げ剛性はほとんど変わらないという前提で、枠材曲げ剛性と板の座屈後耐力について軸力を考慮しないで検討を行なった。

参考文献

- 1) 金箱温春, 小河利行, 竹内徹, 松原洋介: せん断力を受ける部分支持された薄鋼板の座屈耐力及び座屈後耐力の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第610号, pp.185-190, 2006.12
- 2) Lee, S.C., Davidson, J.S., Yoo, C.H.: Shear Buckling coefficients of plate girder web panels. Computers and Structures, Vol. 59, No. 5, pp. 789-795, 1996
- 3) Alinia, M.M., Dastfan, M.: Behavior of thin steel plate walls regarding frame members, J. Const. Steel Research, Vol. 62, No. 7, pp. 730-738, 2006.
- 4) 見村博明, 秋山宏: 張力場を形成する鋼板耐震壁の復元力特性, 日本建築学会論文報告集, 第260号, pp.109-114, 1977.10
- 5) Driver, R.G., Kulak, G.L., Elwi AE, Kennedy DJL: Cyclic tests of four-story steel plate shear wall: Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 2, pp. 112-120, 1998
- 6) Driver, R.G., Kulak, G.L., Elwi AE, Kennedy D.J.L.: FE and simplified models of steel plate shear wall: Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 2, pp. 121-130, 1998
- 7) Elgaaly, M., Caccese, V., Du, C.: Post-buckling behavior of steel plate shear walls under cyclic loads, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 2, pp. 588-605, 1993
- 8) 山梶隆吉: 鋼板壁に対する格子型ブレースモデルを用いた数値解析, 日本建築学会構造系論文集, 第604号, pp.159-165, 2006.6
- 9) Lee, S.C., Yoo, C.H.: Strength of plate girder web panels under pure shear. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 2, pp. 184-194, 1998
- 10) 木村衛, 小河利行, 清水英樹: 薄板の面内せん断挙動について, 日本建築学会構造系論文集, 第543号, pp.169-174, 2001.5
- 11) 木村衛, 井上哲郎, 谷口元, 橋村徹, 小松健: 薄板の座屈後耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第545号, pp.135-140, 2001.7
- 12) 長柱研究委員会: 弾性座屈要覧, 1969
- 13) MIDAS Information technology: MIDAS GEN General structural design system, Analysis & Design, 2002
- 14) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 1996

(2007年1月9日原稿受理, 2007年3月27日採用決定)