

接合部パネル崩壊型コンクリート充てん 角形鋼管構造骨組の弾塑性挙動解析

森野 捷輔・上田 実香・川口 淳

ANALYTICAL STUDY ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR FRAMES FAILING

By *Shosuke MORINO, Mika UEDA and Jun KAWAGUCHI*

Synopsis

Failure mode of cruciform frames consisting of concrete-filled square steel tubular (CFST) columns and H-shaped beams are investigated by comparing ultimate flexural strength of column with ultimate shear strength of beam-to-column connection panel, which are evaluated in two different manners: the one is based on the standards published by Architectural Institute of Japan, and the other considers shear resisting mechanism in the panel and the effects of local buckling and strain-hardening of steel on column flexural strength. In addition, the load-deflection behavior of the frame is analyzed. The results show that the failure mode of a certain frame with the hollow tubular column changes from the panel-failing mode to the column-failing mode, when the concrete is filled, and that the stiffness of the CFST frame of the panel-failing type is smaller than those of the column-failing type.

1. 序 論

骨組の柱に角形鋼管を用いる場合、柱はり接合部の形式は柱鋼管を通し柱として外回りダイアフラム形式ではりを接合する方法や、柱を切断して内ダイアフラム形式ではりを接合する方法が一般的である。これらの場合、柱はり接合部パネル部分は柱と同一の鋼管が使用されることが多い。既往の研究によると、このような架構の崩壊形式は弱パネル型になることが多いという報告がある。その一方で筆者らは、このような構造形式の柱鋼管にコンクリートを充てんした場合について載荷実験を行い¹⁾、日本建築学会鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準 (SRC 規準)²⁾による設計では弱パネル型となる試験体の耐力が、規準による計算値を大きく上回り、最終的には柱の最大耐力に達して崩壊することを確認している。本研究は、耐震設計において重要な要素である架構の崩壊形式を把握するために、各種の要因によって変化する柱耐力と接合部パネル耐力の関係を求め、コンクリート充てん角形鋼管を柱に用いた架構の崩壊形式とその弾塑性挙動を数値解析によって調べたものである。

2. 耐力評価法

2.1 対象モデル

崩壊形式を把握するために対象とした計算モデルは、Fig. 1 に示すようなスパン 6 m、階高 4 m の平面ラーメンの中間部分を、柱およびはりの反曲点で取り出した十字形架構モデルで、柱には角形鋼管 □-400

×400 を、はりには H- D_p ×400×13×35 (D_p : はりせい) を用い、柱はり接合部は内ダイアフラム形式とした。また、接合部の断面は柱鋼管と同一のものを用いた。なお以後の数値計算では、はり弾性域で挙動するものとした。

計算に用いた変数は、柱と接合部の耐力に影響を与える要因である鋼管板厚 (8, 16 mm)、接合部パネル部分のせい (300, 400, 600, 800 mm)、柱軸力比 (15, 30 %) および柱鋼管へのコンクリート充てんの有無とコンクリート強度 ($F_c=300, 600 \text{ kgf/cm}^2$) とした。変数一覧を **Table 1** に示す。また、柱鋼管、H形鋼はりは SM490 クラスの高張力鋼 ($\sigma_y=323.4 \text{ N/mm}^2$) とした。

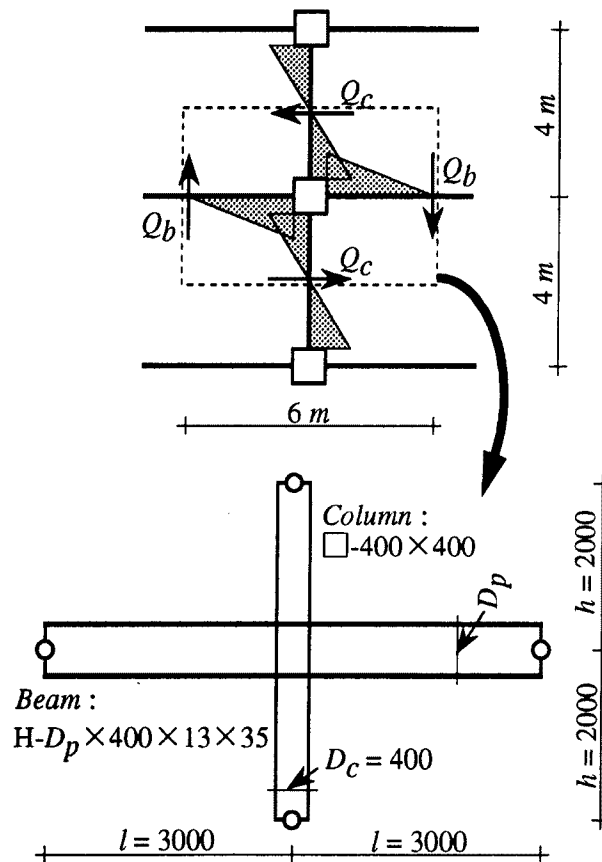


Fig. 1 Frame model.

Table 1. Parameters

Thickness [mm] (b/t)	8 (50), 16 (25)
Depth of Panel [mm] (D_p/D_c)	300 (0.75), 400 (1.0), 600 (1.5), 800 (2.0)
Axial Load ratio (N/N_y) [%]	15%, 30%
Strength of Filled Concrete F_c [kgf/cm ²]	0 (void), 300, 600

N_y : Squash Load

2.2 耐力評価法

架構に地震力が作用したとき、その部材力の分布は Fig. 2 に示すようになる。架構の耐力は、接合部パネルの終局せん断耐力を曲げモーメントの形式で表現した ${}_jM_U$ (パネルモーメント) と、式(1)に示す柱の終局曲げ耐力 ${}_cM_U$ を接合部パネルに作用するモーメントで表現した ${}_j{}_cM_U$ (柱モーメント) の小さい方で決定される。

$${}_j{}_cM_U = 2 \cdot {}_cM_U \left(1 - \frac{h}{l} \frac{d_c}{2h - D_p} \right) \quad (1)$$

- D_p : はりの断面せい
- d_c : 柱フランジの中心間距離
- $2h$: 階高
- $2l$: スパン長さ

この ${}_j{}_cM_U$ と ${}_jM_U$ を (1) 学会 SRC 規準による計算と、(2) これを修正した計算の 2 種類で評価した。

(1) 学会 SRC 規準による耐力

学会 SRC 規準は、柱の終局曲げ耐力 ${}_cM_U$ を一般化累加強度式によって求めることにし、パネルの終局耐力 ${}_jM_U$ の計算としては式(2)を与えている。

$${}_jM_U = {}_cV \cdot {}_jF_s \cdot {}_j\beta + 1.2 {}_sV \frac{{}_s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad \dots (2)$$

$${}_cV = {}_cA \cdot {}_c d_p$$

$${}_jF_s = \min \left(0.12 F_c, 18 + \frac{3.6 F_c}{100} \right) \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$${}_j\beta = \min \left(2.5 \frac{D_c}{d_p}, 4 \right)$$

- F_c : コンクリート強度
- ${}_s\sigma_y$: 鉄骨の降伏応力度
- D_c : 柱の断面せい
- d_p : はりフランジの中心間距離
- ${}_c d_p$: コンクリートパネルのせい
- ${}_cA$: コンクリートパネルの断面積
- ${}_sV$: 鉄骨パネルの体積
- ${}_cV$: コンクリートパネルの体積

(2) 修正耐力

修正耐力のうち、柱の終局曲げ耐力については鋼管によるコンクリートの拘束効果を考慮して、学会規準式の充てんコンクリート部分の低減係数を ${}_c r_U = 1.0$ としたのみで、学会規準による一般化累加耐力と基本的には同じである。

一方、接合部パネル耐力については文献³⁾にもとづき、次の 3 者の累加によって与えられるものとした。

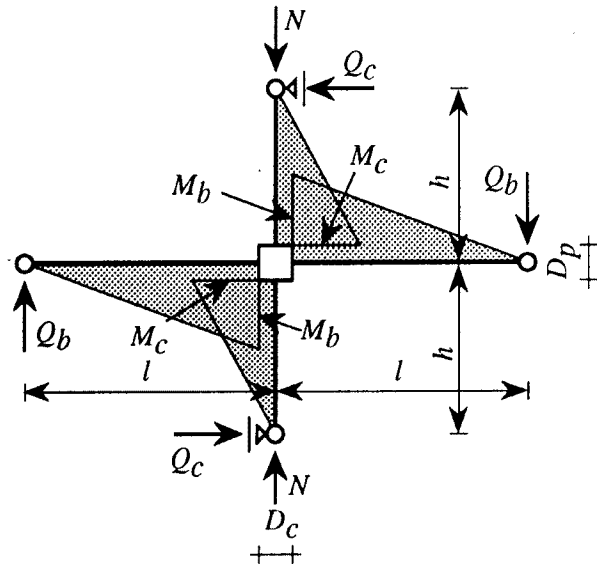


Fig. 2 Forces around panel.

なお、パネル耐力におよぼす軸力の影響は考慮していない。

(a) 鉄骨パネルは降伏せん断応力度 $s\tau_y = s\sigma_y/\sqrt{3}$ が一様に分布する純せん断状態にある、と仮定して得られるせん断耐力に相当するパネルモーメント $s_f M_w$

$$s_f M_w = \frac{sV}{2} \frac{s\sigma_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (3)$$

(b) Fig. 3 に示すように、鉄骨パネルを囲むフランジとダイアフラムで構成される口字形骨組が、柱フランジとダイアフラムの交差部に塑性ヒンジが生じて崩壊する、と仮定して得られる水平耐力 $s_f Q_f$ (フランジの枠効果) に相当するパネルモーメント $s_f M_f$

$$s_f M_f = 4 \cdot d_f M_p = 4 \left(D_c \cdot \beta^2 \cdot \frac{s\sigma_y}{4} \right) \dots\dots\dots (4)$$

$d_f M_p$: フランジ交差部の全塑性モーメント
 β : フランジ交差部の対角線距離

(c) Fig. 4 に示すように、柱フランジとダイアフラムに拘束された接合部パネル内のコンクリートが、圧縮力のみで抵抗する斜材要素として働きその圧縮応力度がコンクリート強度 F_c に達している、と仮定して得られるせん断耐力 $c_f Q_{max}$ に相当するパネルモーメント $c_f M_{max}$

$$c_f M_{max} = F_c \cdot \frac{\sin 2\theta}{2} \cdot c d_p \cdot c d_c \cdot d_p \dots\dots\dots (5)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{c d_p}{c d_c} \right)$$

$c d_c, c d_p$: コンクリートパネルの幅とせい

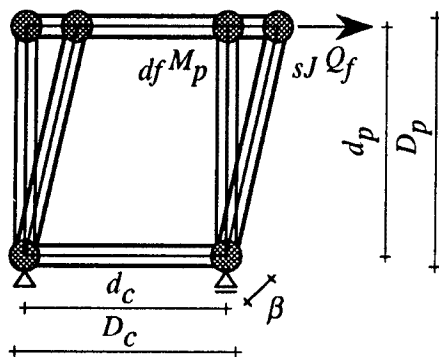


Fig. 3 Frame of flanges surrounding panel.

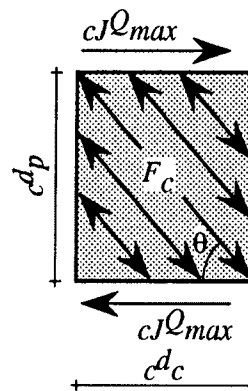


Fig. 4 Diagonal strut elements in concrete panel.

2.3 数値計算結果と考察

Fig. 5 に軸力比 15%，幅厚比 $b/t=25$ の場合の修正式による耐力比 jM_U'/JCM_U' とパネル辺長比 D_p/D_c の関係を示す。なお、耐力比が 1 以上なら柱崩壊型、1 以下ならパネル崩壊型となる。この図から、 D_p/D_c が増加するとパネル体積の増加により修正パネル耐力 jM_U' が増加するため jM_U'/JCM_U' が上昇すること、中空鋼管の場合は $D_p/D_c=2.0$ の場合でも jM_U' の増加が低いためパネル崩壊型になることがわかる。

Fig. 6 は軸力比 15%， $b/t=50$ の場合の jM_U'/JCM_U' とコンクリート強度 F_c の関係を示したもので、 $D_p/D_c=1.5, 2.0$ では F_c が小さい場合でも柱崩壊型となるが、 $D_p/D_c=0.75$ では $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ の場合でもパネル崩壊型となることがわかる。

Fig. 7 は $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ ， $D_p/D_c=1.0$ ， $b/t=25$ の場合の軸力 N と規準式および修正式による柱耐力 JCM_U ， JCM_U' の相関関係を示し、破線は修正パネル耐力 jM_U' を表す。コンクリート充てん鋼管の柱曲げ耐力は、コンクリートの影響によって低軸力域では軸力の増加とともに増加しその後低下する。そのためパネル耐力の値によっては、Fig. 7 のようにパネル耐力直線と柱耐力曲線との交点、つまり崩壊形式が変わるポイントが 2 点できるもの ($b/t=25$) や、ここには示していないが交点がなく常に柱崩壊型になるもの

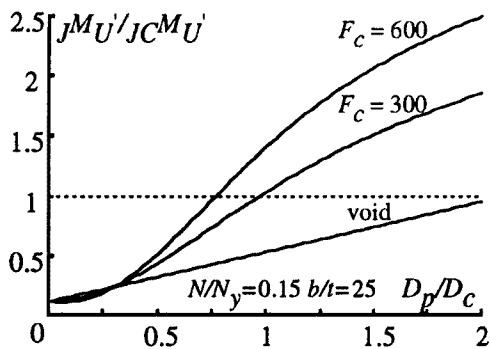


Fig. 5 Effect of aspect ratio of panel.

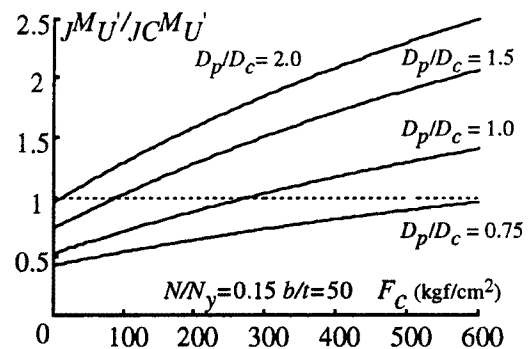


Fig. 6 Effect of filled concrete.

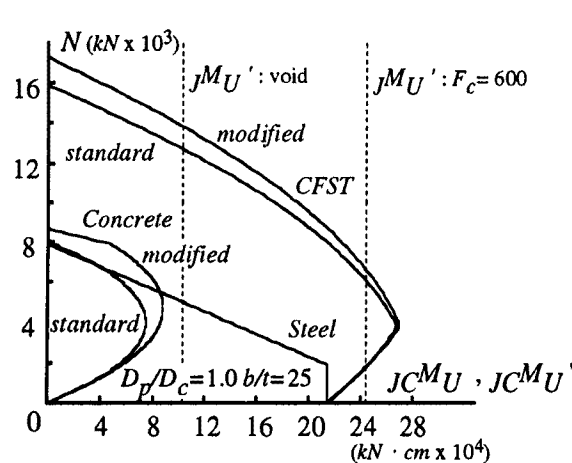


Fig. 7 N-M interaction curves.

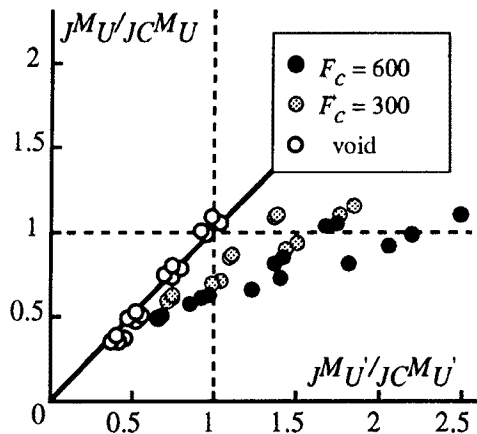


Fig. 8 Comparison of maximum strength.

($b/t=50$) がある。

Fig. 8 に規準耐力比 ${}_jM_U/{}_jM_U'$ と修正耐力比 ${}_jM_U''/{}_jM_U'$ の相関関係をプロットしたものを示す。規準式で計算するとパネル崩壊型であった骨組が修正式で計算すると柱崩壊型と判定されるものが12個あり、したがって修正式による計算の方が柱崩壊型になる骨組が多く、この傾向はコンクリート強度が高い方が顕著である。これは、規準式ではコンクリートパネル耐力が、式(2)に見られるようにパネルせいに関係なく決定される場合があるためである。中空鋼管では両者の差はほとんどない。

3. 理論解析

前章では最大耐力について考察を行ったが、架構の耐震性能を評価するには最大耐力のみでなく変形性能にも着目する必要がある。また、鋼材の局部座屈やひずみ硬化などの影響が最大耐力の検討には考慮されていないので、これらを考慮した架構の弾塑性性状を数値解析によって考察する。

3.1 解析方法

Fig. 2 に示したような、柱上下端の水平変位を拘束し、はり先端に逆対称荷重を加えた十字形架構のはり端鉛直変位 Δ は、柱の曲げ変形による変位 Δ_c 、接合部パネルのせん断変形による変位 Δ_p 、はりの曲げ変形による変位 Δ_b の3成分で構成され、この3成分の累加により求められる。なお、柱およびはりのせん断変形、パネルの曲げ変形、接合部パネルにおよぼす軸力の影響は無視する。骨組の解析手順は Fig. 9 に示すように、ある Δ_p あるいは Δ_c (パネル崩壊型は Δ_p 、柱崩壊型は Δ_c) に対応するはり端荷重 Q_b を定め、その Q_b に対応する Δ_b あるいは Δ_c (パネル崩壊型は Δ_c 、柱崩壊型は Δ_p) を求めて、これらに Δ_b を加えて架構全体の荷重 Q -変形 Δ 関係が導かれる。ただし、柱崩壊型の場合は、柱の局部座屈による耐力劣化域で、パネルには図中点線で示すような弾性もどりが生ずるものと仮定している。以下に、柱および接合部パ

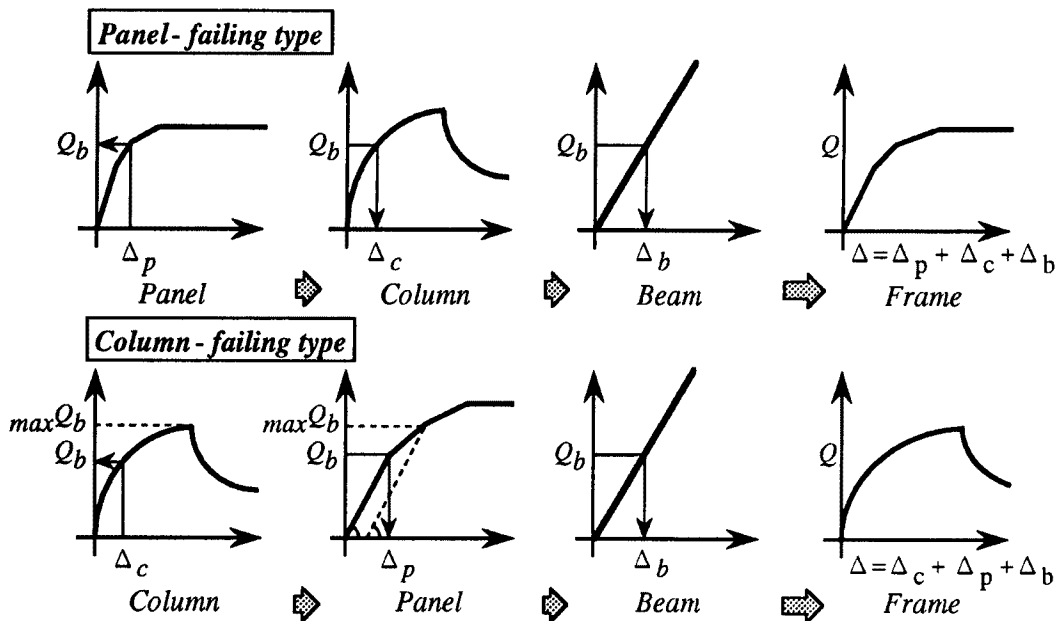


Fig. 9 Method of analysis.

ネルの復元力特性のモデルを示す。

(1) 柱の弾塑性性状

柱の弾塑性性状の解析では、材料の応力-ひずみ関係から曲げモーメント M_c -曲率 ϕ 関係を求めた後、Fig. 10 に示す柱モデルにもとづいて柱脚のモーメントと回転角 θ の関係を求め、式(6)によってはり端荷重 Q_b とはり端鉛直変位 Δ_c 関係を導いた。なお、Fig. 10 のモデルでは柱の弾塑性変形可能な区間で柱脚モーメント M_c に対応する曲率が一樣に分布するものとし、他は剛体とした。また、変形区間の長さ d は弾性時の関係が精解を与えるように設定し、 $d=0.423(h-D_p/2)$ とした。

$$Q_b = \frac{h}{l} \cdot \frac{M_c}{h - \frac{D_p}{2}} \dots\dots\dots (6)$$

$$\Delta_c = \theta \cdot l = \frac{\phi \cdot d \left(h - \frac{d}{2} \right)}{h} l$$

- Q_b ：はり先端に作用する横荷重
- M_c ：柱脚に作用するモーメント
- Δ_c ：柱の曲げ変形によるはり先端の鉛直変位
- d ：弾塑性変形可能な区間の長さ
- θ ：柱脚の回転角
- ϕ ：弾塑性変形可能な区間の曲率

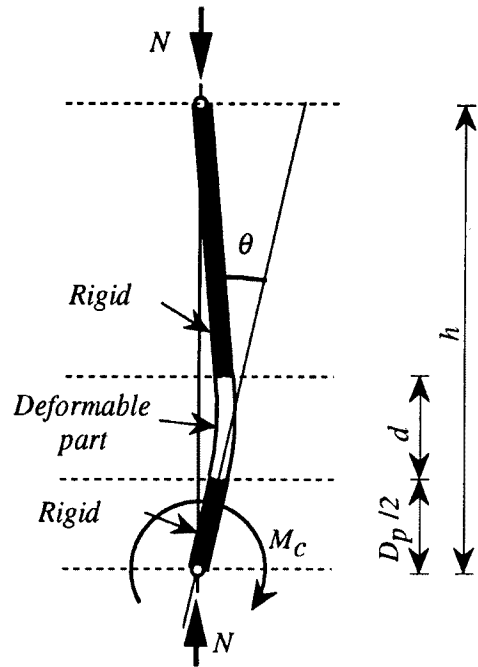


Fig. 10 Model of column.

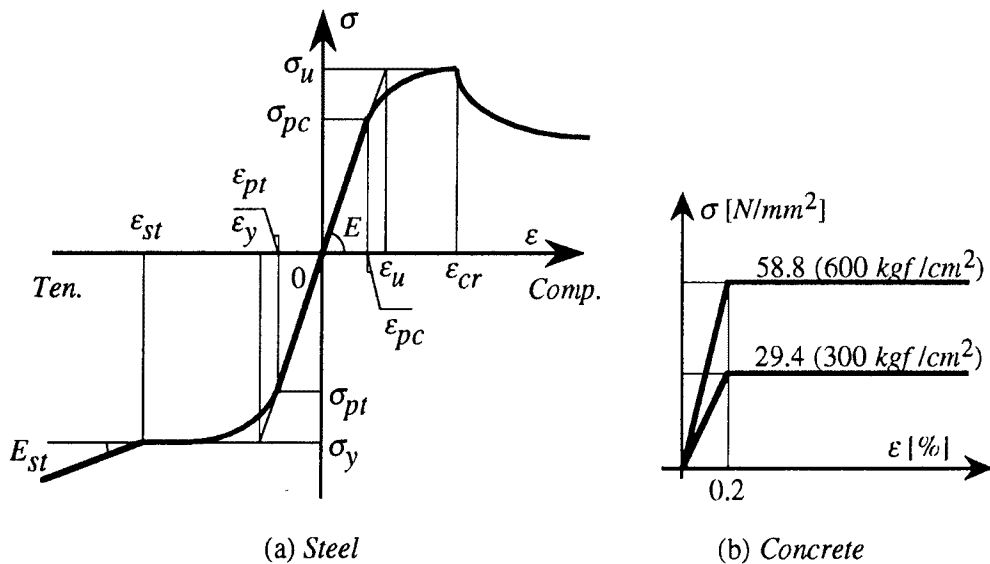


Fig. 11 Stress-strain relations.

計算に用いた材料の応力-ひずみ関係と機械的性質をそれぞれ Fig. 11, Table 2 に示す。鉄骨については、比例限度以上での湾曲部、圧縮側での局部座屈による耐力低下部、引張側でのひずみ硬化部が考慮されているが、これは研究者らがこれまでに行った角形鋼管の短柱圧縮試験と素材の引張試験の結果を参考にして決定したもので、このモデルについては文献⁴⁾に詳しい。コンクリートについてはバイリニア形とし、鋼管によるコンファインド効果を考慮して最大耐力 F_c を維持し続けるものと考え、引張抵抗は無視した。

(2) 接合部パネルの弾塑性性状

接合部パネルの弾塑性性状の解析では、文献³⁾にもとづいて Fig. 12(a), 12(b) に示すようなトライリニア形の鉄骨パネル部分とコンクリートパネル部分のせん断力-せん断変形角関係をそれぞれ求めておき、これらを累加することによって接合部パネル全体のせん断力 Q_b とせん断変形角 γ_p の関係を導いた。これを下に示す式(7)に代入すると、はり端荷重 Q_b -変位 Δ_b 関係が求められる。

$$Q_b \frac{D_p \cdot h}{2 \left(l - \frac{D_c}{2} \right) h - D_p \cdot l} Q_p \dots\dots\dots (7)$$

$$\Delta_b = \gamma_p \cdot l$$

- Q_b : 接合部パネルに作用するせん断力
- Δ_b : 接合部パネルのせん断変形によるはり先端の鉛直変位
- γ_p : 接合部パネルのせん断変形角

以下に Fig. 12 における復元力特性の求め方を示す。

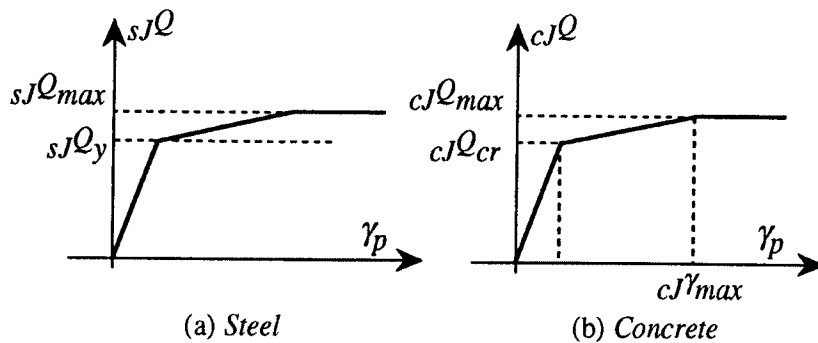


Fig. 12 Relations of shear force vs. deformation angle.

(a) 鉄骨パネル

鉄骨パネルについては、それぞれ第2勾配が0のバイリニア形せん断力-せん断変形角関係を持つ、鉄骨ウェブ部分とこれを囲むフランジとダイアフラムで構成される口字形骨組の挙動を重ね合わせて、Fig. 12(a)のトライリニア形関係を構成している。

まず、鉄骨パネル部分は純せん断状態であると仮定して、弾性時のせん断応力-せん断ひずみ関係と降伏耐力から、バイリニア形の鉄骨パネル負担せん断力とせん断変形角関係を構成した。折れ点のせん断力 ${}_sQ_w$ とせん断変形角 ${}_s\gamma_w$ は次式で与えられる。

$${}_sQ_w = \frac{{}_sA}{2} \frac{{}_s\sigma_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (8)$$

$${}_s\gamma_w = \frac{{}_s\sigma_y}{\sqrt{3} \cdot {}_sG}$$

${}_sA$ ：鉄骨パネル面積
 ${}_sG$ ：鉄骨のせん断弾性係数

鉄骨フランジとダイアフラムで構成される口字形骨組については、Fig. 13に示すような骨組の弾性剛性と、全塑性モーメント ${}_aM_p$ を持つ塑性ヒンジが4個形成されて機構状態となったときの全塑性水平耐力 ${}_sQ_f$ から、バイリニア形の負担水平力と骨組上下端の相対変形角の関係を求めた。折れ点の水平耐力 ${}_sQ_f$ と相対変形角 ${}_s\gamma_f$ は次式で与えられる。

$${}_sQ_f = 4 \frac{{}_aM_p}{d_p} \dots\dots\dots (9)$$

$${}_s\gamma_f = {}_aM_p \left(\frac{d_c}{6 \cdot {}_sE \cdot {}_sI_b} + \frac{d_p}{6 \cdot {}_sE \cdot {}_sI_c} \right)$$

${}_sI_c$ ：口字型骨組の柱に相当する角形鋼管フランジの断面2次モーメント
 ${}_sI_b$ ：口字型骨組のはりに相当するダイアフラムの断面2次モーメント
 ${}_sE$ ：鉄骨のヤング係数

以上2種のバイリニア関係のせん断変形角を一致させて耐力を累加すると、Fig. 12(a)のトライリニア形関係が得られる。

(b) コンクリートパネル

コンクリートパネルは、せん断ひび割れが生じるまでは純せん断応力状態にあるものとして弾性時のせん断力とせん断変形角の関係を定めた。ひび割れ発生時のせん断力 ${}_cQ_{cr}$ とせん断変形角 ${}_c\gamma_{cr}$ は次式で与えられる。ここに、 τ_{cr} は日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準⁵⁾によった。

$${}_cQ_{cr} = \tau_{cr} \cdot {}_cA \dots\dots\dots (10)$$

$${}_c\gamma_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{{}_cG}$$

$$\tau_{cr} = \min \left\{ 3 \left(5 + \frac{F_c}{100}, \frac{F_c}{10} \right) \right\} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

${}_cG$ ：コンクリートのせん断弾性係数

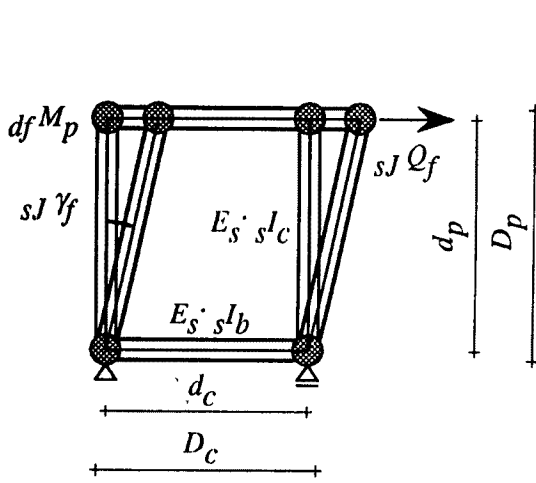


Fig. 13 Model of frame of flanges.

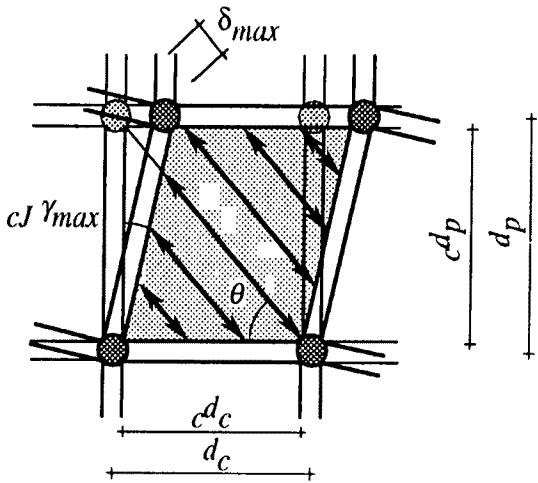


Fig. 14 Model of concrete panel.

せん断ひび割れが発生した後は Fig. 14 に示すような純圧縮状態にある斜材要素が形成され、その圧縮応力およびひずみが Fig. 11(b) に示すコンクリートの圧縮強度 F_c および降伏ひずみ 0.2% に達したときに、パネルは最大耐力に達すると仮定した。最大せん断力 cJQ_{max} とそのときのせん断変形角 $cJ\gamma_{max}$ は次式で与えられる。

$$cJQ_{max} = F_c \cdot \frac{\sin 2\theta}{2} \cdot c d_b \cdot c d_c \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$cJ\gamma_{max} = \frac{c\varepsilon}{\sin\theta \cdot \cos\theta}$$

$$c\varepsilon = 0.2\%$$

式(11)の cJQ_{max} は Fig. 4 の応力状態から算定され、式(5)と同等である。また、 $cJ\gamma_{max}$ は Fig. 14 を参考にして、斜材要素の圧縮ひずみが 0.2% に達したときのパネル対角線方向の縮み δ_{max} から求められている。

(3) はりの荷重-変位関係

はり完全弾性であると仮定すると、はり端荷重 Q_b と曲げによる先端変位 Δ_b の関係として次式が得られる。

$$\Delta_b = \frac{Q_b l^3}{3 \cdot s E \cdot s I_g} \quad \dots\dots\dots (12)$$

sI_g : はりの断面 2 次モーメント

3.2 解析結果

解析結果の一例として、Fig. 15 に軸力比 30%、幅厚比 $b/t=25$ 、コンクリート強度 $F_c=300 \text{ kgf/cm}^2$ および中空鋼管の場合のはり端荷重 Q_b とはり端部材変形角 $R(=\Delta_b/l)$ の関係を示す。この図より、柱にコンクリートを充てんとすると耐力が上昇すること、とくにパネル辺長比 $D_b/D_c=1.5$ ではパネル部の耐力上昇が著しく、パネル崩壊型から柱崩壊型になることがわかる。また、コンクリート充てん鋼管の柱崩壊型骨組の

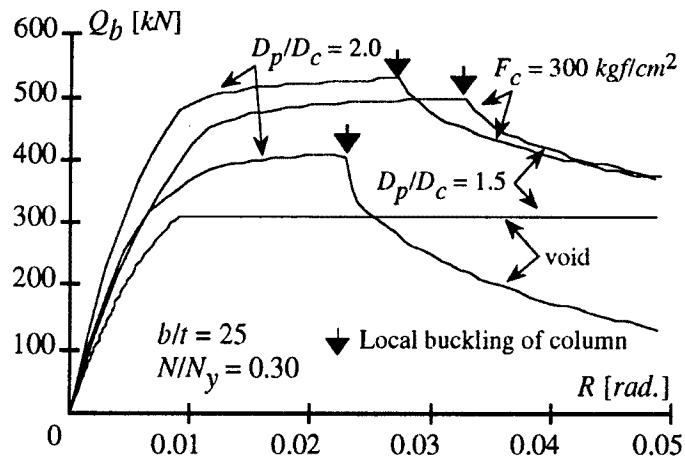


Fig. 15 Relations of load vs. rotation angle.

なかで、中空鋼管の場合にパネル崩壊型であった骨組がコンクリートを充てんしたために柱崩壊型になるケースは、もともと中空鋼管の場合でも柱崩壊型になるケースに比べて、初期剛性が低く最大耐力発揮点での部材変形角が大きくなっているのがわかる。また、中空鋼管の場合は局部座屈による耐力の低下が激しい。

3.3 実験結果との比較

文献¹⁾の実験結果と本解析結果の比較を、Fig. 16(a) (柱崩壊型) および Fig. 16(b) (パネル崩壊型) に示す。試験体はコンクリートを充てんした角形鋼管の柱 □-125×125 と、H-250×125×6×9 のはりで構成した十字形骨組で、解析にはこの試験体の精確な寸法や材料の性質を用いたが、詳細は文献¹⁾を参照された。柱崩壊型骨組の場合は、弾性域および塑性域ともに実験値の挙動をよくとらえている。また、パネル崩壊型骨組の場合は、解析では骨組耐力が最大値に達した後一定となるのに対し、実験ではひずみ硬化などで耐力が上昇し続け最終的には柱が崩壊するが、よく実験の挙動をとらえている。

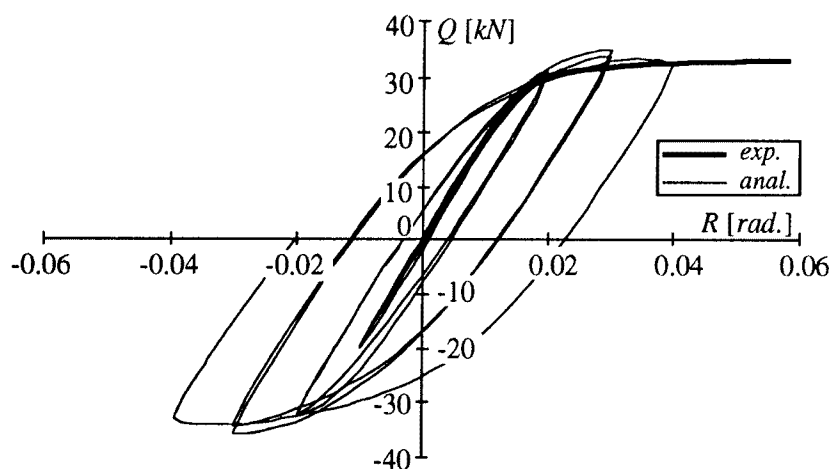
4. 結 論

コンクリート充てん角形鋼管柱と H 形鋼はりで構成した十字形骨組の解析結果から次のような結論が得られた。

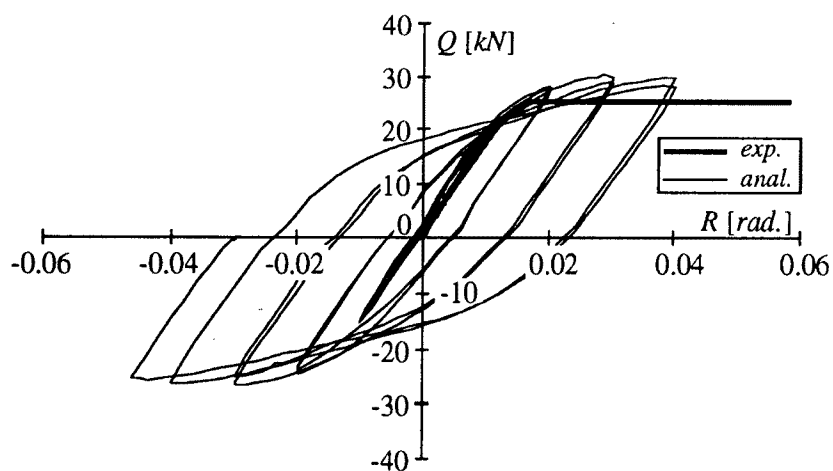
骨組の崩壊形式については、

- (1) 接合部パネル耐力にはパネル体積とコンクリート強度が最も影響する。
- (2) 崩壊形式に影響を与えるのは、コンクリート充てんの有無とパネル辺長比および軸力比である。
- (3) 中空鋼管を柱に用いた骨組では、パネル崩壊型になることが多い。
- (4) 中空鋼管柱を用いたパネル崩壊型骨組にコンクリートを充てんすると、柱崩壊型に移行するものもある。
- (5) 接合部パネルの最大せん断耐力の計算に用いた修正式は規準式に比べパネル耐力を高く評価するが、これは規準式によるとコンクリートパネル耐力がパネルせいに関係なく決定される場合があるためである。

弾塑性性状については、



(a) Column - failing type



(a) Panel - failing type

Fig. 16 Comparison of experimental and analytical results.

- (6) コンクリート充てん鋼管の柱崩壊型骨組のなかで、中空鋼管の場合にパネル崩壊型であった骨組がコンクリートを充てんしたために柱崩壊型になるケースは、もともと中空鋼管の場合でも柱崩壊型になるケースに比べて、初期剛性が低く最大耐力発揮点での変形が大きい。
- (7) 中空鋼管を用いた骨組では、局部座屈による耐力低下が激しい。
- (8) 本解析手法は、実験挙動を非常によく追跡する。

参考文献

- 1) 金沢 聡・川口 淳・森野捷輔：コンクリート充てん角形鋼管構造立体架構の弾塑性性状に関する実験的研究（その3：平面架構実験結果との比較・考察），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，1992年8月，pp.1843-1844.
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987年.
- 3) 西村泰志・南 宏一・若林 実：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断耐力，日本建築学会構造系論文報告集，1986年7月，pp.87-97.
- 4) J. Kwaguchi, S. Morino and H. Atsumi：Strength Deterioration Behavior of Concrete-Filled Steel Tubular Beam-Columns under Repeated Horizontal Loading, Proc. of ASCCS-3, Sep., 1991, pp.119-124.
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1982年.