

# コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱 の終局強度と変形能に関する解析的研究

葛 漢 彬<sup>1</sup>・宇佐美 勉<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 名古屋大学助手 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)  
<sup>2</sup>正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

本研究の目的は、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震極限設計を行う際に必要となる、鋼柱の荷重-変位特性を簡単に解析できる手法を確立しようとするものである。解析手法は、短柱のモーメント-曲率関係を部材の長さ方向に積分することにより、部材の荷重-変形挙動を解析しようとするものである。破壊を定義するため、有効破壊長の概念を導入する。開発した解析手法による数値計算結果を実験結果と比較・検討を行い、さらにパラメトリック解析を行うことにより耐震極限設計を行う際に必要となる極限強度とそれに対応する変形を与える設計チャートを示すとともに、充填コンクリートの最適長さの提案を行う。

**Key Words :** bridge pier, concrete-filled column, deformation, design, failure, moment-thrust-curvature relationship, ultimate strength.

## 1. 緒言

コンクリートを充填した鋼製橋脚が、単なる鋼製橋脚に比べて耐震の面から優れた特性を有することは、繰り返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験によって、明らかにされている<sup>1)~4)</sup>。この種の構造部材の耐震極限設計を行う際、破壊点における終局強度とそれに対応する変形を計算する必要がある。コンクリートと鋼からなる合成構造物を対象とした3次元非線形解析を行う場合、限られた条件下では高精度な解析が可能な場合もあるが、現象面での複雑さもあり、現状ではまだ実用的なレベルに達していない。また、入力データの作成や計算に要する時間と費用に関しても、3次元解析では多くを必要とする。このような理由から、本来3次元解析が望ましいものも含めて、2次元または1次元解析に頼らざるを得ない。

本研究は、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震極限設計を行う際に必要となる、鋼柱の荷重-変位特性を1次元解析を用いて簡単に解析できる手法の確立を目的としたものである。解析手法として、短柱のモーメント-曲率関係を部材の長さ方向に積分する手法を採用している。この解析手法をより一般的に適用可能にするため、局部座屈を無視して求めたモーメント-曲率関係を用いる。そして、構造物の破壊を定義するため、有効破壊長の概念を導入し、中空鋼断面部分とコンクリート充填断面部分の有効破壊長の範囲内の平均曲率のどちらかがそれぞれの限界曲率に達したら、構造物は破壊したと考える。開発した解析手

法による数値計算結果を実験結果と比較・検討を行い、さらにパラメトリック解析を行うことにより、耐震極限設計を行う際に必要となる終局強度とそれに対応する変形を与える設計チャートを示すとともに、充填コンクリートの最適長さの提案、およびそれに伴う設計に関する考察を行う。

## 2. 数値解析方法

本解析で用いた方法は、曲げ変形のみを考慮した、棒部材に対する有限変位理論に基づく有限要素法である。この数値解析方法については、文献5)で詳述したので、ここではその概要についてのみ述べる。解析の対象は、Fig. 1に示すように、柱頂部に一定鉛直力と漸増水平力を受ける、コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形断面柱である。

部材の荷重変位の解析を行うため、次のことを仮定する。1) 軸方向力による部材の変形を無視する、2) 軸力は変形後も大きさが一定である、3) 断面の  $M-P-\Phi$  関係は与えられている、4) 部材軸方向の初期たわみを考えない。以上の仮定により、要素の増分形剛性方程式は、次のようになる<sup>5)</sup>。

$$(\mathbf{k} - P\mathbf{k}_G) \cdot \Delta \mathbf{d} = \Delta \mathbf{r} + \mathbf{r} - \mathbf{f} \quad (1)$$

上式中、 $\Delta \mathbf{r}$  と  $\mathbf{r}$  は節点力増分ベクトルと節点力ベクトル、 $\Delta \mathbf{d}$  は節点変位増分ベクトルである。また、

$$\mathbf{k} = \int_0^L B \cdot \mathbf{N}^{iT} \cdot \mathbf{N}'' dx \quad (2)$$

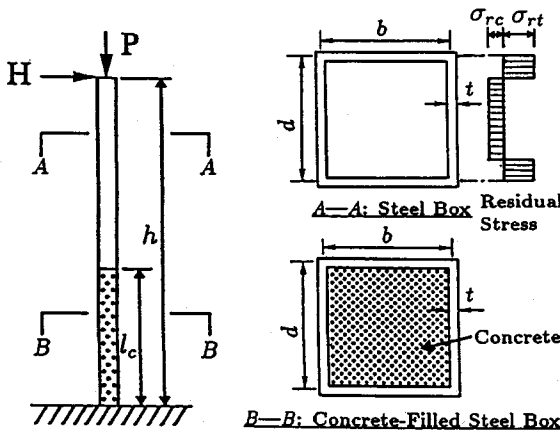


Fig. 1 Cantilever Column to be Analyzed

$$k_G = \int_0^L N'^T \cdot N' dx$$

$$= \frac{1}{30L} \begin{bmatrix} 36 & 3L & -36 & 3L \\ & 4L^2 & -3L & -L^2 \\ \text{Sym.} & & 36 & -3L \\ & & & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$f = - \int_0^L MN'^T dx - Pk_G \cdot d \quad (4)$$

ただし、 $L$  = 要素長； $k$  = 要素の接線剛性マトリックス； $k_G$  = 要素の幾何剛性マトリックス； $f$  = 内力から求められる節点力ベクトル，すなわち等価節点力ベクトルである。曲げモーメント  $M$  と接線剛性  $B$  は、ある軸力  $P$  と曲率  $\Phi(x)$  に対応して  $M$ - $P$ - $\Phi$  曲線から求められる。また、 $N$  は形状関数（3次式を仮定），プライムは部材軸  $x$  に関する微分を表す。

構造物全体の剛性方程式は、要素の剛性方程式を重ね合わせるにより次式のようになる。

$$(K - PK_G) \cdot \Delta D = \Delta R + R - F \quad (5)$$

ここで、 $K$  = 構造物全体の剛性マトリックス； $K_G$  = 構造物全体の幾何剛性マトリックス； $\Delta D$  = 一般変位増分ベクトル； $\Delta R$  = 一般力（荷重増分）ベクトル； $R$  = 一般力（荷重）ベクトル； $F$  = 構造物全体の等価荷重ベクトルである。この式は以下の数値計算に使用する増分形の剛性方程式である。

式(2)および式(4)の数値積分計算法として Gauss-Lobatto の 4 点積分公式を用いている。また、剛性方程式(5)を解くために、変位増分法を用いた。

### 3. 断面の $M$ - $P$ - $\Phi$ 曲線

前述したように、本解析の手法は、短柱のモーメント-軸力-曲率関係を部材の長さ方向に積分することにより、部材の荷重-変形挙動を解析しようとするものである。この解析手法をより一般的に適用するため、局部座屈を無視して求めたモーメント-曲率関係を用いることにする。断面は、Fig. 1 に示すような無補剛の長方形箱形断面（フランジ幅= $b$ ；ウェブ幅= $d$ ；板厚= $t$ ）とし、フランジとウェブの板厚は同一と仮定する。

#### (1) 鋼断面の $M$ - $P$ - $\Phi$ 曲線

著者らは、局部座屈を考慮した場合と考慮しない場合の鋼箱形断面の  $M$ - $P$ - $\Phi$  曲線の定式化を弾塑性有限変位解析によって行っている<sup>6)</sup>。解析には、Fig. 1 に示すような矩形分布形の残留応力を考えた。図中、 $\sigma_{rc}$  は圧縮残留応力（ $=0.25\sigma_y$ ）， $\sigma_{rt}$  は引張残留応力（ $=\sigma_y$ ）， $\sigma_y$  は降伏応力である。初期たわみについては、形状は板要素の幅、長さ方向とも半波の余弦曲線で、フランジとウェブの中央の最大初期たわみ  $\Delta_p$  は実測値の平均値<sup>7)</sup>を参照してそれぞれの幅の  $1/500$  を用いた。また、材料の構成則は、ひずみ硬化の影響を考慮した SS400 の鋼材に対する応力-ひずみ関係<sup>6)</sup>を用いている。解析結果を表現するため、モーメント ( $M$ )、軸力 ( $P$ ) および曲率 ( $\Phi$ ) をそれぞれ次のように無次元化してある。

$$m = \frac{M}{M_y}, \quad p = \frac{P}{P_y}, \quad \varphi = \frac{\Phi}{\Phi_y} \quad (6)$$

ここに、 $M_y$  は降伏モーメント（ $=W\sigma_y$ ； $W$ =断面係数）； $P_y$  は鋼断面の全塑性軸力（ $=A_s\sigma_y$ ； $A_s$ =断面積）； $\Phi_y$  は降伏曲率（ $=M_y/EI$ ； $EI$ =曲げ剛性）。

文献 6) で提案した、局部座屈を考慮しない場合の、SS400 の鋼材に対する  $m$ - $p$ - $\varphi$  曲線の近似式は、以下に示すものである。

$0.0 \leq \varphi \leq \varphi_1$  (弾性領域) :

$$m = \varphi \quad (7)$$

$\varphi_1 \leq \varphi \leq \varphi_h$  (ひずみ硬化のない弾塑性領域) :

$$m = b_n \cdot \exp(-a_n \varphi) + m_{pcz} \quad (8)$$

$\varphi_h \leq \varphi$  (ひずみ硬化のある弾塑性領域) :

$$m = m_{pcz} + S_{hs} \cdot (\varphi - \varphi_h) \quad (9)$$

ここに、 $m_{pcz}$  はひずみ硬化を考慮しないときの、圧縮と曲げを受ける無補剛箱形断面の極限曲げ強度<sup>6),7)</sup>（ $=M_{pcz}/M_y$ ）であるが、後述の式(18)でコンクリートの圧縮強度  $f_{ck}$  を零に置いた式より求めることもできる。なお、 $S_{hs}$  は、ひずみ硬化の考慮によるモーメント増加係数であり、

$$S_{hs} = 0.01 + 0.05p, \quad 0 \leq p \leq \frac{1}{1 + \frac{b+1}{2-t}} \quad (10)$$

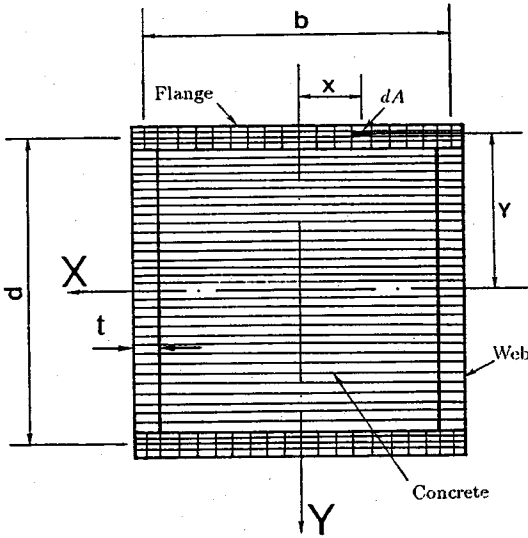


Fig. 2 Fine Mesh for Concrete-Filled Box Section

$$S_{hs} = 0.01 + \frac{0.05}{1 + \frac{b+t}{d-t}}, \frac{1}{1 + \frac{b+t}{d-t}} \leq p \leq 1.0 \quad (11)$$

で近似することができる。また、 $\varphi_1$ と $\varphi_h$ は、解析から得られた  $m$ - $p$ - $\varphi$  曲線より次式で表した。

$$\varphi_1 = 1 - p - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y} \quad (12)$$

$$\varphi_h = -4.80p + 6.14 \quad (13)$$

そして、残りの二つのパラメータ  $a_n$ と $b_n$ は、式(7)と(8)の境界での連続条件より次式のように得られる。

$$a_n = \frac{1}{m_{pcz} - m_1} \quad (14)$$

$$b_n = -\frac{m_{pcz} - m_1}{e^{-m_1/(m_{pcz} - m_1)}} \quad (15)$$

## (2) コンクリート充填断面の $M$ - $P$ - $\Phi$ 曲線

コンクリート充填断面の場合、鋼板の局部座屈を無視する数値解析法<sup>9),10)</sup>より種々のフランジ幅厚比  $R$ 、コンクリートの圧縮強度  $f_{ck}$ と圧縮力  $P$ についてモーメント-軸力曲率の関係を求めた。用いたコンクリートの圧縮強度  $f_{ck}$ は、23.5, 39.2および49.0N/mm<sup>2</sup> (240, 400および500kgf/cm<sup>2</sup>)である。ここで、 $R$ は次式で定義される。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (16)$$

上式中、 $E$ は弾性係数、 $\nu$ はポアソン比、 $k$ は板の座屈係数 (=4.0)である。

解析の際に、Fig. 2に示すように、フランジ、ウェブおよびコンクリートを細かく分割し、鋼断面の場合と同様な残留応力を考えた。ただし、板パネルの初期たわみは無視した。また、鋼材のひずみ硬化の影響<sup>6)</sup>も考慮している。コンクリートの応力-ひずみ関係におい

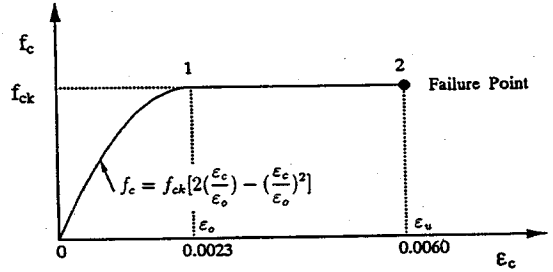


Fig. 3 Stress-Strain Relation for Concrete

ては、Fig. 3に示すような、ひずみが $\epsilon_0$  (圧縮強度に対応するひずみ)までは二次曲線(経路0-1)で、それ以後はコンクリートの鋼板による拘束を考慮するため強度劣化せず直線(経路1-2)で表すモデルを用いた。ただし、コンクリートは鋼板による拘束効果を考慮して、文献9)に従い、ひずみが0.6%に達したら破壊すると仮定した。このようなコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化は、鋼によるコンクリートの拘束効果をコンクリートの材料特性のうえで考慮することによるものである。すなわち、鋼とコンクリートからなる合成構造物の2次元または1次元解析は、そのような特性を有するコンクリート材料をあらかじめ定義したうえで解析することにある。

解析結果については、モーメントと軸力は次のように無次元化した。

$$m = \frac{M}{M_{pc,o}}, \quad p = \frac{P}{P_{yc}} \quad (17)$$

ここで、 $M_{pc,o}$ は圧縮力が作用しないときのコンクリート充填断面の全塑性モーメント、 $P_{yc}$ はコンクリート充填断面の全塑性軸力である。無次元曲率 $\varphi$ は、式(6)に示す鋼断面の場合と同様に、鋼断面に対する降伏曲率 $\Phi_y$ を用いて無次元化する。

式(17)中の $M_{pc,o}$ は、次のように求められる。文献2)によると、任意の軸力 $P$ が作用するとき、Fig. 2に示すような、コンクリートを充填した無補剛箱形断面の、コンクリートの引張強度を無視した場合の全塑性モーメント $M_{pc}$ は次の式で表すことができる。

$$M_{pc} = \frac{1}{2}(b-t)\eta_0^2 f_{ck} + [(b+t)d + \eta_0^2 + (d-t-\eta_0)^2]t\sigma_y - (\eta_0 - \frac{d-t}{2})P \quad (18)$$

$\eta_0$ は極限状態における中立軸の位置を表すパラメータであり、軸方向の力のつり合いより定められる。すなわち、

$$\eta_0 = \frac{2(d-t)t\sigma_y + P}{(b-t)f_{ck} + 4t\sigma_y} \quad (19)$$

軸力が零のとき、 $P = 0$ を式(18)と(19)に代入して $M_{pc,o}$ が求められる。

一方、充填コンクリート断面の全塑性軸荷重  $P_{yc}$  は次のように求められる。

$$P_{yc} = A_s \sigma_y + A_c f_{ck} \quad (20)$$

ここで、 $A_c$  = 充填コンクリートの断面積。

解析から得られたモーメント-曲率関係に基づいてそれらを予測する近似式を次のように提案する。

$0.0 \leq \varphi \leq \varphi_1$  (弾性領域) :

$$m = a_{oo} \varphi \quad (21)$$

$\varphi_1 \leq \varphi \leq \varphi_h$  (ひずみ硬化のない弾塑性領域) :

$$m = c_{oo} \cdot \exp(-b_{oo} \varphi) + m_{pc} \quad (22)$$

$\varphi_h \leq \varphi$  (ひずみ硬化のある弾塑性領域) :

$$m = m_{pc} + 0.02(\varphi - \varphi_h) \quad (23)$$

上式中、 $\varphi_1$  は降伏モーメント  $m_1$  に対応する曲率 (式は後述)、 $\varphi_h$  はひずみ硬化の影響が出始めた時点での曲率、 $m_{pc} (= M_{pc,p} / M_{pc,o})$  はひずみ硬化の影響を考えないときのコンクリート充填断面の極限曲げ強度で、次式より求められる。

$$m_{pc} = 1.0 - (1 + \bar{c}) p^2 + \bar{c} p \quad (24)$$

ここで、 $\bar{c}$  は形状パラメータである。数値解析の結果より、 $\bar{c}$  と二つのパラメータ  $R$  と  $f_{ck} / \sigma_y$  の関係は次式で表すことができる。

$$\bar{c} = 2.50R + 14.0 \frac{f_{ck}}{\sigma_y} - 2.50 \quad (25)$$

ただし、式 (24) と式 (18) は、基本的に同じものであり、式 (24) は式 (18) の非常に精度の良い近似式となっている。なお、両式とも  $f_{ck} = 0$  にすることにより中空鋼断面の極限曲げ強度式として使える。

そして、 $a_{oo}$ 、 $b_{oo}$  および  $c_{oo}$  は、鋼断面の場合と同様に、連続条件を用いて、次のように求められる。

$$a_{oo} = \frac{m_1}{\varphi_1} \quad (26)$$

$$b_{oo} = \frac{m_1}{\varphi_1 (m_{pc} - m_1)} \quad (27)$$

$$c_{oo} = -\frac{m_{pc} - m_1}{e^{-m_1 / (m_{pc} - m_1)}} \quad (28)$$

上式中の  $m_1$ 、 $\varphi_1$  および式 (23) 中の  $\varphi_h$  は、数値計算より次式で与えられる。

$0.0 \leq p \leq 0.3$

$$m_1 = (1.04R + 0.291)p + (0.133R + 0.286) \quad (29)$$

$$\varphi_1 = 0.707p + 0.533 \quad (30)$$

$$\varphi_h = 10.0p + 7.0 \quad (31)$$

$0.3 \leq p \leq 0.9$

$$m_1 = (0.634R + 0.539)(1.0 - p) \quad (32)$$

$$\varphi_1 = 1.0 - 0.85p \quad (33)$$

$$\varphi_h = 10.0 \left( \frac{0.3}{p} \right)^{0.6} \quad (34)$$

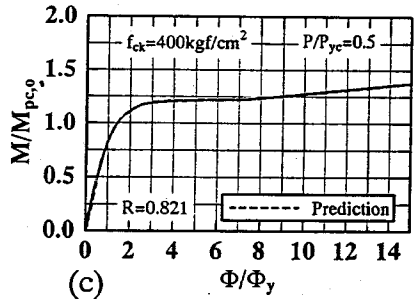
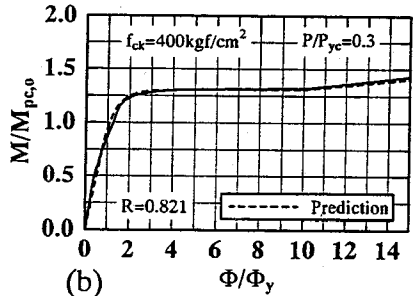
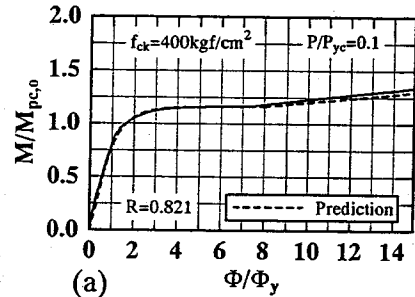


Fig. 4 Comparisons of Predicted and Computed  $M$ - $P$ - $\Phi$  Curves for Concrete-Filled Box Section

ただし、コンクリートの圧縮強度の  $m_1$ 、 $\varphi_1$  および  $\varphi_h$  に対する影響は非常に小さかったため、式 (29)~(34) に含まれていない。したがって、これらの式の適用範囲は、 $240 \text{ kgf/cm}^2 \leq f_{ck} \leq 500 \text{ kgf/cm}^2$  である。

$R = 0.821$  の場合を例にして  $m$ - $p$ - $\varphi$  曲線の近似式 [(21)~(23)] と解析結果との比較を Fig. 4 に示す。同図より、提案式は解析結果を精度良く近似していると考えられる。

### (3) コンクリート充填断面の限界曲率

数値計算結果より、コンクリート充填断面の破壊時点 (コンクリートのひずみが 0.6% に達した点) での曲率を決定する近似式を幅厚比、コンクリートの圧縮強度および軸力の関数として、次式のように表す。

$$\varphi_{f,c} = \alpha_1 \cdot \exp[\alpha_2 (1 - p)^{\alpha_3}] + 2.5 - \alpha_1 \quad (35)$$

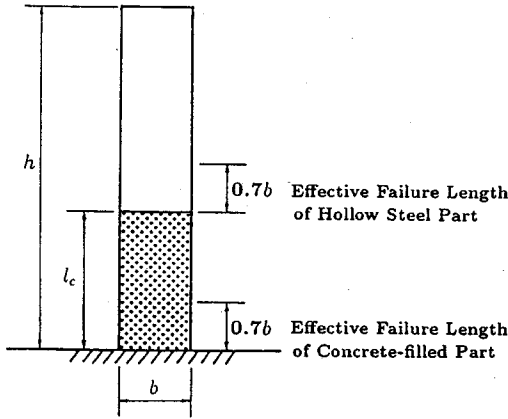


Fig. 5 Effective Failure Length Concept

ここで、 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ および $\alpha_3$ は $R$ 、 $f_{ck}/\sigma_y$ の関数であり、以下に示す式で近似できる。

$$\alpha_1 = -0.040R - 0.041\left(\frac{f_{ck}}{\sigma_y}\right) + 0.344R\left(\frac{f_{ck}}{\sigma_y}\right) + 2.55 \quad (36)$$

$$\alpha_2 = 0.282R + 1.88\left(\frac{f_{ck}}{\sigma_y}\right) + 0.701R\left(\frac{f_{ck}}{\sigma_y}\right) + 0.907 \quad (37)$$

$$\alpha_3 = -0.298R - 1.94\left(\frac{f_{ck}}{\sigma_y}\right) + 2.15R\left(\frac{f_{ck}}{\sigma_y}\right) + 2.34 \quad (38)$$

式(35)は、次節で示す部材の強度と変形の解析に用いられる。

#### 4. 部分コンクリート充填柱の破壊基準

コンクリート充填断面の $M$ - $P$ - $\Phi$ 関係を求める際に、コンクリート充填断面はコンクリートのひずみが0.6%に達したら破壊すると仮定して限界曲率を求めた。本研究では、この概念を柱部材の破壊基準の定義に用いることにした。ただし、部材内のある点での最大曲率がこの限界曲率に達した時点で部材が破壊になったと考えることは必ずしも合理的ではない。

この種の構造物の破壊を定義するため、有効破壊長の概念を導入する。すなわち、中空鋼断面部分とコンクリート充填断面部分の有効破壊長の範囲内の平均曲率のどちらかがそれぞれの限界曲率に達したら、構造物は破壊に達したと考える。この有効破壊長を定義するため、実験供試体<sup>1)~3)</sup>の破壊部分(座屈した部分)の長さを定量的に調べた。その結果として、座屈した部分の長さはフランジ幅 $b$ の0.5~1.0倍であることがわかった。このため、本研究では、中空鋼断面とコンクリート充填断面とも有効破壊長を $0.7b$ とした。ただし、充填コンクリートの長さ $l_c$ が $0.7b$ より小さい場合、充填コンクリート部分の有効破壊長を $l_c$ とした。

中空鋼断面の限界曲率 $\varphi_{f,s}$ については、局部座屈を考慮した場合の鋼断面の $M$ - $P$ - $\Phi$ 曲線の最大強度に対応

する曲率 $\varphi_m$ を用いることにした。最大強度に対応する曲率 $\varphi_m$ は、幅厚比 $R$ および軸力比 $p$ の関数として、次式のように提案してある<sup>6)</sup>。

$$\varphi_{f,s} = \varphi_m = \frac{0.07}{(R-0.2)^{2.53}} - 2.17p + 1.85 \quad (39)$$

まとめてみると、Fig. 5に示すように、コンクリートを柱基部にのみ充填した鋼柱の解析に採用する破壊基準は、以下に示す二つの式のどちらが満たされれば、部材が破壊に達した、というものである。

$$\Phi_{ave,c} = \Phi_{f,c} \equiv \varphi_{f,c} \cdot \Phi_y \quad (40)$$

$$\Phi_{ave,s} = \Phi_{f,s} \equiv \varphi_{f,s} \cdot \Phi_y \quad (41)$$

ここで、 $\Phi_{ave,c}$ と $\Phi_{ave,s}$ はそれぞれ充填コンクリート部分と中空鋼断面部分の有効破壊長内の平均曲率であり、 $\varphi_{f,c}$ 、 $\varphi_{f,s}$ はそれぞれ式(35)と(39)で与えられる。また、 $\Phi_y$ は鋼断面の降伏曲率である。

#### 5. 解析結果および考察

##### (1) 実験結果との比較

著者らが行ったコンクリート充填鋼柱の実験結果<sup>2),3)</sup>を本解析結果と比較する。実験は一定の鉛直荷重のもとで柱上端部に地震荷重を想定した繰り返し水平荷重が作用する条件で行った。用いた8体の実験供試体の幅厚比パラメータ、細長比パラメータおよびコンクリートの充填率などはFig. 6とFig. 7に示されている。細長比パラメータは次のような式で定義される。

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (42)$$

ここで、 $K$ は有効座屈係数(片持柱では $K=2$ )、 $h$ は供試体の柱としての長さおよび $r$ は鋼断面の断面二次半径である。軸圧縮力の大きさは鋼断面の全断面降伏軸力 $P_y$ の0.2倍とした。

実験供試体の荷重-変形挙動の解析結果を実験結果とともに、縦軸に $\delta_{y_0}$ で無次元化した柱上端部の水平変形、横軸に $H_{y_0}$ で無次元化した水平荷重でプロットし、Fig. 6とFig. 7に示す。実験は繰り返し荷重で行ったが、ここでは、水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線を用いる。 $H_{y_0}$ と $\delta_{y_0}$ は次式で定義される。

$$H_{y_0} = \frac{M_y}{h} \quad (43)$$

$$\delta_{y_0} = \frac{H_{y_0} h^3}{3EI} \quad (44)$$

解析は、破壊基準を満たしたら、すなわち、部材が破壊になったら、計算を終了させた。Fig. 6とFig. 7に示した解析より得られた荷重-変形曲線でマーク▲を付けた点は、柱の破壊点を示している。これらの図からわかるように、最大荷重およびそれに対応する変形に関しては、解析結果は実験結果と良く一致している。したがって、本解析手法は、この種の構造物の強

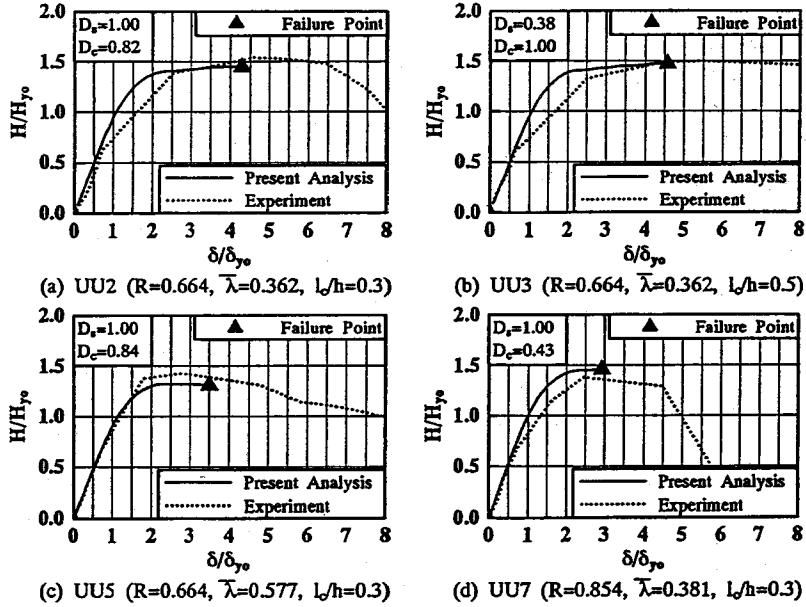


Fig. 6 Comparisons of Computed Results by Present Analysis and Experimental Data<sup>2)</sup>

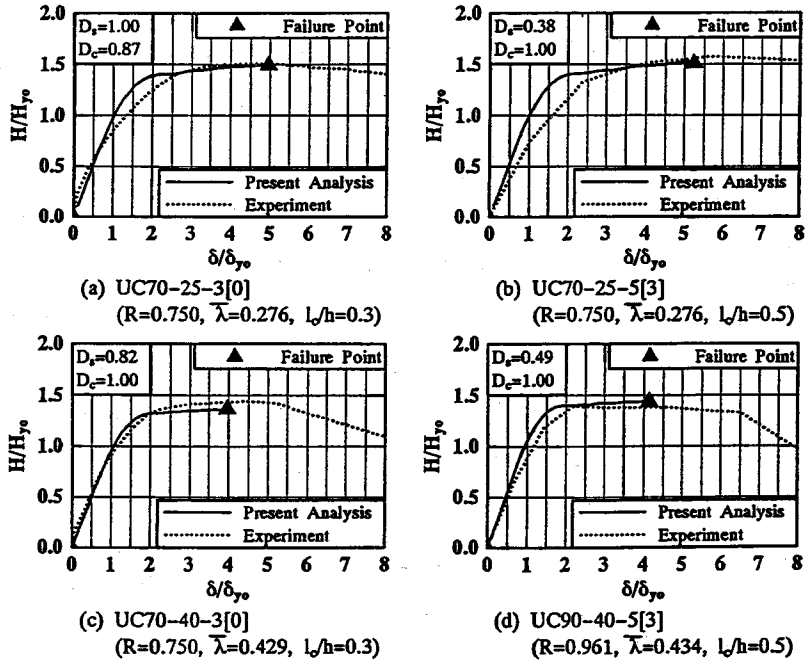


Fig. 7 Comparisons of Computed Results by Present Analysis and Experimental Data<sup>3)</sup>

度と変形を解析する際に、信頼できる解を得ることができると考えられる。

前述した破壊基準によると、柱の破壊は、中空鋼断面または充填コンクリート断面のどちらかで発生する。中空鋼断面と充填コンクリート断面部分の損傷度を評価するため、以下に示す二つの指標を用いた。

$$D_s = \frac{\Phi_{ave,s}}{\Phi_{f,s}} \quad (45)$$

$$D_c = \frac{\Phi_{ave,c}}{\Phi_{f,c}} \quad (46)$$

ここで、部材が破壊に達したとき  $D_s$  と  $D_c$  のどちらかが

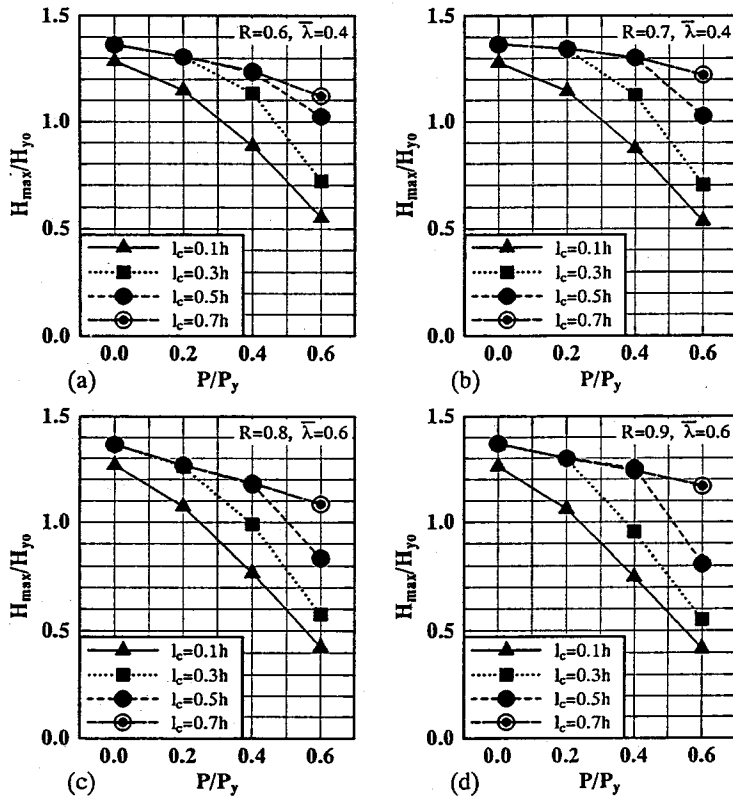


Fig. 8 Examples of Design Charts for Determining Ultimate Strength

Table 1 Input Data for Parametric Analysis

Property or Parameter	Value
$E$ ( $N/mm^2$ )	$2.06 \times 10^5$
$\sigma_y$ ( $N/mm^2$ )	235
$\nu$	0.3
$t$ (mm)	20
$R$	0.6, 0.7, 0.8, 0.9
$\bar{\lambda}$	0.2, 0.4, 0.6
$P/P_y$	0.0, 0.2, 0.4, 0.6
$l_c/h$	0.1, 0.3, 0.5, 0.7
$f_{ck}$ ( $N/mm^2$ )	23.5
$n$ (Number of elements used)	20

1.0になる。すなわち、部材の破壊は、 $D_s = 1.0$ の場合、中空鋼断面の部分に生じ、 $D_c = 1.0$ の場合、コンクリート充填断面の部分に生じたことを意味する。Fig. 6(a)に示す実験供試体 UU2( $l_c = 0.3h$ )については、 $D_s = 1.0$ 、 $D_c = 0.82$ となっている。この解析結果は、柱の中空鋼断面部分が先に破壊に至っており、コンクリート充填部分がまだ破壊状態までに至っていないことを表している。また、この二つのパラメータ( $D_s$ と $D_c$ )の大きさはそれぞれ断面の損傷程度を反映しているため、 $D_c = 0.82$ というのは、柱部材の破壊時点において、コンクリート充填部分には破壊が発生していなかったが、 $D_c$

の値はかなり大きかったため、大きなダメージが生じていたと言えよう。一方、実験供試体 UU3( $l_c = 0.5h$ )の解析結果(Fig. 6(b))を見てみると、 $D_s = 0.38$ 、 $D_c = 1.0$ となっている。すなわち、コンクリート充填部分は破壊したが、 $D_s$ の値はかなり小さかったため、中空鋼断面部分は概ね健全な状態を保っていたと考えられる。また、この解析結果は、二つの実験供試体 UU5と UC70-40-3[0](Fig. 7(c)を参照)を除いて、実験で得られた破壊モードと一致していることがわかった。実験供試体 UU5については、解析では、 $D_s = 1.00$ 、 $D_c = 0.84$ となる。また、実験供試体 UC70-40-3[0]の場合には、 $D_s = 0.82$ 、 $D_c = 1.00$ である。この結果は、前述したように、中空鋼断面とコンクリート充填断面は共にほぼ破壊の状態であったことを表している。

## (2) パラメトリック解析

耐震設計を行う際に、部材の終局強度と変形が必要とされる。このとき、設計用の経験式またはチャートがあれば、便利である。そこで、本研究では、上述した簡易解析法を用い、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚をモデル化しパラメトリック解析を行った。

### 解析に用いるデータ

解析には幅厚比、細長比、コンクリート充填率および

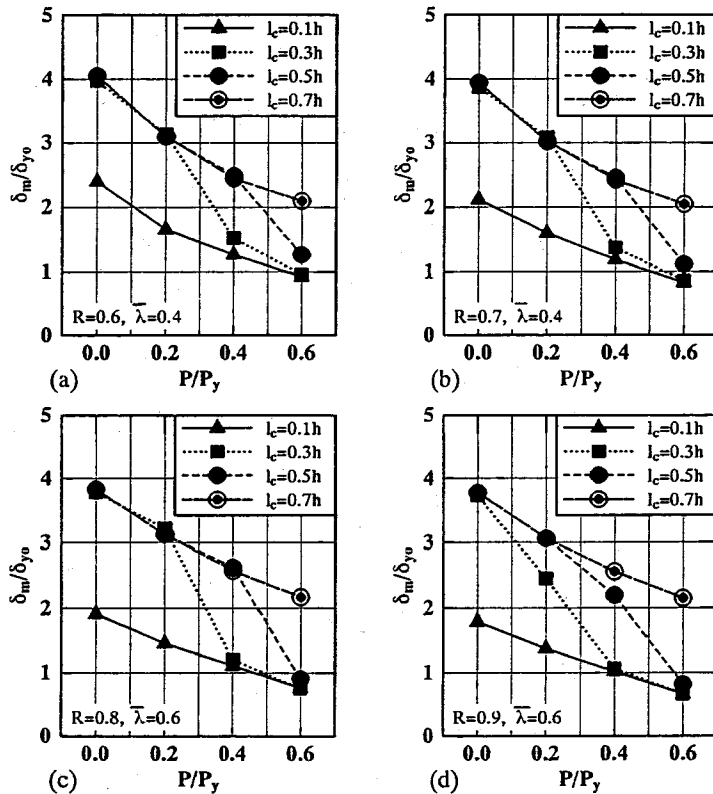


Fig. 9 Examples of Design Charts for Determining Ultimate Deformation

び軸圧縮力を主なパラメータとした部分コンクリート充填鋼柱を用い、それらの値と材料定数と共に Table 1 に示す。

#### 極限強度と変形

前述のデータを用いて、種々のコンクリート充填鋼柱について荷重-変形曲線を計算した。得られた終局強度 ( $H_{max}/H_{yo}$ ) と変形 ( $\delta_m/\delta_{yo}$ ) を設計チャートの形式でそれぞれ Fig. 8 と Fig. 9 に示す。ここで、無次元化のために用いられたパラメータ  $H_{yo}$  と  $\delta_{yo}$  は式 (43) と (44) で定義したものである。したがって、パラメータ  $R_f$ ,  $\bar{\lambda}$ ,  $P/P_y$  および  $l_c/h$  が既知であれば、部材の終局強度と変形は Fig. 8 と Fig. 9 より簡単に求まる。

#### 充填コンクリートの最適長さ

前節では、コンクリート充填鋼柱の損傷度を評価するため、 $D_s$  と  $D_c$  の二つの指標を導入した。ここで、この二つの指標を用い充填コンクリートの最適長さの考察を行う。耐震極限設計の観点から言えば、中空鋼断面とコンクリート充填断面に同時に破壊を生じさせる設計理念は、合理的である。そうすると、 $D_s$  と  $D_c$  は 1.0 となる。このときのコンクリートの充填長さが最適であると考える。

Fig. 10 は、解析から得られた  $D_s$  と  $D_c$  の値をコンクリートの充填長さに対してプロットしたものである。

この図からわかるように、コンクリートの充填長さ  $l_c = 0.1h$  のとき、すべてのケースにおいて、破壊は中空鋼断面部分に発生している。これに対して、コンクリートの充填長さ  $l_c$  を  $0.3h$  に増大したとき、破壊の位置はケースによって異なる。すなわち、破壊は中空鋼断面部分に発生しているケースがあれば、コンクリート充填鋼断面部分に発生しているケースもある。この結果によれば、幅厚比、細長比および軸圧縮力が大きければ、コンクリートの充填長さを大きくする必要があることがわかる。前述したように、コンクリートの最適充填長さは、鋼断面とコンクリート充填断面に同時に破壊するという条件によって決定されるが、現実的に考えると、厳密な数値を得ても意味がないから、本研究では、 $0.1h$ ,  $0.3h$ ,  $0.5h$ ,  $0.7h$  および  $1.0h$  の五つの離散値についてコンクリートの最適充填長さの定義を試みる。Fig. 10 より、安全側をみて、コンクリート充填断面部分の損傷度指標  $D_c$  が 1.0 となるような最小のコンクリート充填長さを最適長さとする。例えば、 $R = 0.6$ ,  $\bar{\lambda} = 0.2$  の場合、 $P/P_y = 0.2$  に対しコンクリートの最適長さは厳密に計算すれば  $0.1h$  と  $0.3h$  の間にあるはずが、安全側をみて、 $0.3h$  とした (Fig. 10(b) を参照)。すべての解析結果を全般的にみても、充填コンクリートの最適長さは幅厚比パラメータと軸圧縮



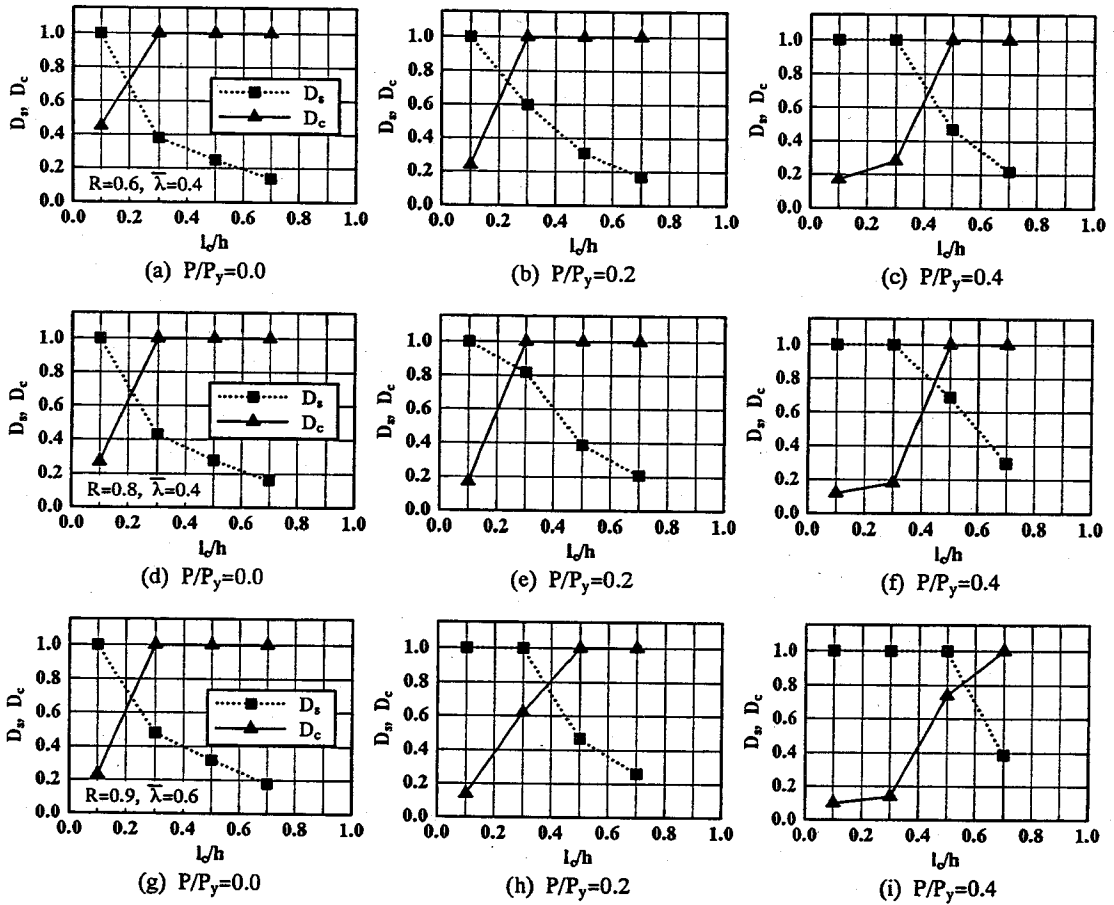


Fig. 10 Examples of  $D_s$  and  $D_c$  Values of Analyzed Columns

力に大きく依存することがわかった。ただし、鋼製橋脚の場合、上部工重量を想定した軸圧縮力  $P$  は、建築物の柱部材の場合に比べかなり小さく、せいぜい  $0.2P_y$  程度である。ここで、 $P_y$  は鋼断面の全塑性荷重である。それで、 $P/P_y \leq 0.4$  のケースについて、Fig. 10 から得られた充填コンクリートの最適長さの値を Table 2 にまとめている。同表からわかるように、 $R = 0.9$ 、 $\bar{\lambda} = 0.6$  および  $P/P_y = 0.4$  の一つのケースを除いたすべてのケースにおいて、充填コンクリートの最適長さは  $0.3h$  または  $0.5h$  となっている。この結果にしたがって、鋼製橋脚の耐震極限設計を行う際に、ほとんどの場合、充填コンクリートの長さを  $0.3h$  または  $0.5h$  にすればよいと考えられる。以上のことより、充填コンクリートの最適長さを次のように提案する。

(1)  $R \leq 0.7$

$$l_c = 0.3h \quad (0.0 \leq \frac{P}{P_y} \leq 0.2) \quad (47)$$

$$l_c = 0.5h \quad (0.2 < \frac{P}{P_y} \leq 0.4) \quad (48)$$

$$l_c = 0.7h \quad (0.4 < \frac{P}{P_y} \leq 0.6) \quad (49)$$

(2)  $0.7 < R \leq 0.9$

$$l_c = 0.3h \quad (\frac{P}{P_y} = 0.0) \quad (50)$$

$$l_c = 0.5h \quad (0.0 < \frac{P}{P_y} \leq 0.4) \quad (51)$$

$$l_c = 0.7h \quad (0.4 < \frac{P}{P_y} \leq 0.6) \quad (52)$$

この提案により得られた各ケースの充填コンクリートの最適長さを解析より得られたものとともに Table 2 に示す。三つのケースの場合、提案値は計算値と異なっている。そのうち、二つのケースの場合、提案値は計算値の  $0.3h$  を上回っており、 $0.5h$  とした。明らかに、このような変化は部材の耐震性を減少することがない。残りの一つのケースの場合、計算値は  $0.7h$  であったが、提案として  $0.5h$  にした。しかし、後述のように、このケースにおいて、コンクリートの充填長さを  $0.5h$  にしても、等価水平震度の低減係数は  $0.275$  となっているため、設計震度をかなり抑えることができる。

Table 2 Optimum Lengths of Filled-in Concrete and Reduction Factors for Equivalent Seismic Coefficient

R	$\bar{\lambda}$	$\frac{P}{P_y}$	$l_c/h$		$\frac{H_{max}}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$	$\frac{H_{y0}}{H_y}$	RF <sub>m</sub>
			Calculated	Proposed				
0.6	0.2	0.0	0.3	0.3	1.48	6.91	1.00	0.253
		0.2	0.3	0.3	1.46	5.38	1.25	0.241
		0.4	0.5	0.5	1.41	4.19	1.67	0.218
0.7	0.2	0.0	0.3	0.3	1.49	7.03	1.00	0.250
		0.2	0.3	0.3	1.51	5.62	1.25	0.233
		0.4	0.5	0.5	1.48	4.35	1.67	0.210
0.8	0.2	0.0	0.3	0.3	1.50	7.14	1.00	0.247
		0.2	0.5	0.5	1.55	5.58	1.25	0.232
		0.4	0.5	0.5	1.55	4.54	1.67	0.202
0.9	0.2	0.0	0.3	0.3	1.49	6.84	1.00	0.254
		0.2	0.5	0.5	1.56	5.35	1.25	0.237
		0.4	0.5	0.5	1.60	4.43	1.67	0.202
0.6	0.4	0.0	0.3	0.3	1.36	3.97	1.00	0.353
		0.2	0.3	0.3	1.31	3.14	1.25	0.339
		0.4	0.5	0.5	1.23	2.49	1.67	0.306
0.7	0.4	0.0	0.3	0.3	1.37	3.87	1.00	0.358
		0.2	0.3	0.3	1.34	3.09	1.25	0.340
		0.4	0.5	0.5	1.30	2.46	1.67	0.304
0.8	0.4	0.0	0.3	0.3	1.39	4.16	1.00	0.342
		0.2	0.3	0.5	1.38	3.41	1.25	0.318
		0.4	0.5	0.5	1.36	2.68	1.67	0.284
0.9	0.4	0.0	0.3	0.3	1.41	4.53	1.00	0.324
		0.2	0.5	0.5	1.42	3.62	1.25	0.305
		0.4	0.5	0.5	1.42	3.02	1.67	0.261
0.6	0.6	0.0	0.3	0.3	1.34	3.44	1.00	0.386
		0.2	0.3	0.3	1.20	2.81	1.25	0.371
		0.4	0.5	0.5	1.07	2.28	2.03	0.283
0.7	0.6	0.0	0.3	0.3	1.35	3.57	1.00	0.377
		0.2	0.3	0.3	1.23	3.03	1.25	0.352
		0.4	0.5	0.5	1.13	2.43	2.03	0.268
0.8	0.6	0.0	0.3	0.3	1.37	3.78	1.00	0.363
		0.2	0.3	0.5	1.26	3.23	1.25	0.337
		0.4	0.5	0.5	1.18	2.62	2.03	0.253
0.9	0.6	0.0	0.3	0.3	1.37	3.73	1.00	0.366
		0.2	0.5	0.5	1.30	3.07	1.25	0.344
		0.4	0.7	0.5	1.25	2.20	2.03	0.275

## 6. 耐震設計に関する一提案

現行の道路橋示方書<sup>11)</sup>の鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計の考え方から従って、コンクリート充填鋼製橋脚の2段階耐震設計法を提案する。

鋼製橋脚の1次設計は、コンクリートの影響を無視して、道路橋示方書<sup>11)</sup>に従って行う。これによって、鋼製橋脚の各パラメータ、すなわち R,  $\bar{\lambda}$  および  $P/P_y$  は決まる。

次に、地震時保有水平耐力の照査を次の過程から行う。

- (1) まず、充填コンクリートの長さを決定する。

前節で述べたように、安全性かつ経済性を考慮し中空鋼断面とコンクリート充填断面にほぼ同時に破壊を生じさせるような考え方に基づいて求められた充填コンクリートの長さを最適長さと考え、式

(47)~(52)より求める。

- (2) 次に、部材の終局強度  $H_{max}/H_{y0}$  と変形  $\delta_m/\delta_{y0}$  を設計チャート (Figs. 8 と 9) より求める。もし、より正確なものが要求されるならば、本研究の解析手法を用い数値解析を行い、これらの値を求める。
- (3) 次に、塑性変形による設計水平震度の低減係数を求める。

低減係数は、降伏荷重から終局強度までの強度増加を考慮して、Newmark のエネルギー一定則の考え方にに基づき、次式を用いる<sup>3), 8)</sup>。

$$RF_m = \frac{1}{\sqrt{\mu_m(1+\alpha) - \alpha}} \quad (53)$$

ここで、 $\alpha = H_{max}/H_y$ 、 $\mu_m = \delta_m/\delta_y$  である。 $\mu_m$  は、最大荷重点における塑性率である。また、 $H_y$  はコンクリートの影響を無視したはり一柱としての初期降伏、局部座屈または不安定荷重の最小値

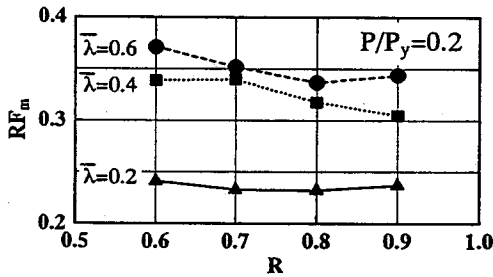


Fig. 11 Calculated Values of  $R F_m$  for  $k_c$

である。一方、 $\delta_y$ は、降伏荷重  $H_y$  に対応する曲げ変形のみを考えた水平変位で、 $\delta_y/\delta_{y0} = H_y/H_{y0}$  の線形関係式から求める。文献 12) によると、コンクリート充填無補剛柱の場合、板パネルの幅厚比  $R$  が 0.9 より小さいとき、板パネルの局部座屈は起こらない。したがって、降伏荷重  $H_y$  は、以下に示す二つの局部座屈を考えない鋼部材に対する終局強度相関式から求められた水平荷重  $H$  の小さい方である<sup>13)</sup>。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{0.85M}{M_y(1-P/P_E)} = 1.0 \quad (54)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} = 1.0 \quad (55)$$

ここで、 $M = H \cdot h$ 、 $P_E$  は Euler 座屈荷重である ( $=\pi^2 EI/4h^2$ )。一方、 $P_u$  は道路橋示方書<sup>11)</sup> に与えられている中心軸圧縮柱の強度式より求められる。

- (4) 等価水平震度  $k_h$  を次式より求める。

$$k_h = R F_m \cdot k_c \quad (56)$$

設計水平震度  $k_c$  は、道路橋示方書<sup>11)</sup> と同様に、地震発生の地域性、建造物の振動特性および重要度を配慮し、標準設計水平震度  $k_c (= 1.0)$  を補正したものである。

- (5) 最後に、地震時の保有水平耐力の照査は文献 11) に従って式 (57) で行う。

$$k_h \cdot W \leq H_a \quad (57)$$

$$W = W_U + 0.5W_L \quad (58)$$

$$H_a = H_y + \frac{H_{max} - H_y}{\alpha_f} \quad (59)$$

ここで、 $W$  = 照査に用いる等価重量； $H_a$  = コンクリート充填鋼製橋脚の地震時保有水平耐力； $W_U$  = 上部工の総重量； $W_L$  = コンクリートを充填した鋼製橋脚の重量； $\alpha_f$  = 安全係数 = 1.5。

種々のパラメータをもつコンクリート充填鋼製橋脚の低減係数の値  $R F_m$  を Table 2 に示し、 $P/P_y = 0.2$  の場合について、設計水平震度の低減係数  $R F_m$  を幅厚比パラメータ  $R$  に対しプロットしたものを Fig. 11 に示す。Table 2 と Fig. 11 からわかるように、すべて

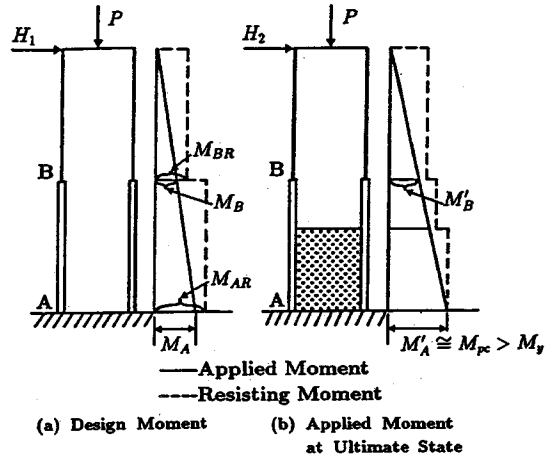


Fig. 12 A Design Concept for Stepped Section

のケースの場合には、低減係数は 0.4 以下になっており、最も大きいのは  $R = 0.6$ 、 $\bar{\lambda} = 0.6$  および  $P/P_y = 0.0$  のケースで、低減係数が 0.386 であった。

## 7. 変断面橋脚の 1 次設計に対する考察

前節までは、等断面鋼製橋脚を対象とした研究結果について述べてきたが、実際の橋脚では、変断面が多い。ここでは、このような変断面橋脚の耐震設計 (1 次設計) の考え方について若干考察する。

例えば、Fig. 12 に示す、2 段の変断面橋脚を考える。1 次設計用の水平荷重  $H_1$  による作用モーメントを図に示すように柱基部で  $M_A$ 、変断面部で  $M_B$  とする。1 次設計では、作用モーメントと軸力を基に設計を行うと、抵抗モーメントが Fig. 12(a) のように定められる。現行道路橋示方書では鋼断面は降伏モーメント  $M_y$  を基準に設計されているため、基部での抵抗モーメント  $M_{AR}$  は  $M_y$  程度の大きさである。この橋脚にコンクリートを Fig. 12(b) のように充填すると、大地震時には、柱基部の作用モーメント  $M'_A$  は、鋼断面の降伏モーメント  $M_y$  を越え、コンクリート充填断面の全塑性モーメント  $M_{pc}$  近くに達する。したがって、中間部 B 点での作用モーメント  $M'_B$  は、鋼断面の抵抗モーメント  $M_{BR}$  を越えることも十分予想される。よって、B 点の抵抗モーメントが  $M'_B$  より大きくなるように、作用モーメントの増幅率を考慮しておく必要がある。この増幅率は、概略  $M'_B/M_B \cong M_{pc}/M_A$  程度になると考えられるが、これについてはより詳細な検討が必要である。なお、変断面橋脚の 2 次設計 (最適長さを含む) の具体的な手法についても、今後研究してゆく必要がある。

## 8. 結言

本研究では、コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形断面鋼柱の極限強度と変形を簡単に解析できる手法および数値解析結果について述べた。解析には局部座屈を無視して求めたモーメント-曲率関係を用いた。この種の構造物の破壊を定義するため、有効破壊長の概念を導入し、中空鋼断面部分とコンクリート充填断面部分の有効破壊長の範囲内の平均曲率のどちらかがそれぞれの限界曲率に達したら、構造物は破壊になったと仮定した。開発した解析手法による数値計算結果を実験結果と比較・検討を行い、さらにパラメトリック解析を行うことにより、耐震極限設計を行う際に必要となる極限強度とそれに対応する変形を与える設計チャートを示すとともに、充填コンクリートの最適長さの提案を行った。その結果として、実際の設計には、ほとんどの場合、鋼製橋脚の柱基部に充填するコンクリートの長さは柱長の0.3倍または0.5倍程度で設計すれば適切であることを明らかにした。さらに、これまでの実験的および理論的研究の成果を踏まえて、コンクリート充填鋼構造物の耐震極限設計法の提案の試みを行っている。本提案に従って耐震極限設計を行うとき、設計水平震度をかなり抑えることが可能であることを示した。本研究では等断面柱を仮定しているが、実橋に見られるような変断面柱に対する1次設計の留意点についても若干の考察を行った。今後の課題としては、補剛箱形断面を含めた変断面橋脚の2次設計法(地震時保有水平耐力の照査法)を確立することにある。その場合にも、本研究の成果は、参考になる所が多いと考えられる。

謝辞： 本研究は土木学会鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG(代表：宇佐美 勉)からの研究費の補助を受けたことを付記し、関係方々に謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 宇佐美 勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.105-117, 1992.
- 2) 宇佐美 勉, 葛漢彬, 水谷慎吾: コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.249-262, 1993.
- 3) 葛漢彬, 宇佐美 勉, 戸谷和彦: 繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.163-176, 1994.
- 4) 才塚邦宏, 木曾英滋, 宇佐美 勉, 伊藤義人: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol.41A, 1995.
- 5) 宇佐美 勉, 寺尾圭史: 局部座屈を考慮した箱形断面骨組構造物の強度, 土木学会論文集, 第398号/I-10, 1988年.
- 6) 葛漢彬, 宇佐美 勉, 織田博孝: 局部座屈を考慮した無補剛箱形断面短柱のモーメント-軸力-曲率関係の定式化, 土木学会論文集へ投稿中.
- 7) 福本 昶士編: 座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987.
- 8) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会: 鋼構造の新技術に関する調査研究・報告書(中間報告), 1993年3月.
- 9) Chen, W. F. and Atsuta, T.: *Theory of Beam-Columns*, Vol.1, McGraw-Hill, 1976.
- 10) 垣内辰雄: 鋼骨組構造物の非弾性域における有効座屈長, 名古屋大学工学部土木工学科卒業論文, 1987.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説書, 丸善, 1990.
- 12) 葛漢彬, 宇佐美 勉, 寺田昌弘: コンクリートを充填した鋼製箱形短柱の圧縮耐荷力に関する実験的および理論的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.119-132, 1992.
- 13) 宇佐美 勉: 鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.79-88, 1990.

(1994. 9. 29 受付)

# ANALYTICAL STUDY ON ULTIMATE STRENGTH AND DEFORMATION OF PARTIALLY CONCRETE-FILLED STEEL BEAM-COLUMNS OF BOX SECTIONS

Hanbin GE and Tsutomu USAMI

In many instances, the determination of the maximum loads and displacements of structural members is of greater practical importance. The development of efficient methods for computing the load-carrying and deformation capacities in a more simple way, therefore, is of great practical interest to engineers. This study is concerned with the development of such a method. To obtain the complete load-deformation behavior of the columns, the  $M-P-\Phi$  relations proposed by writers are integrated along the member axis with the use of the finite element technique. This procedure is first described in detail, and is followed by a comparison of the numerical results with the experiments. Next, design charts for determining the ultimate strengths and corresponding deformations of the concrete-filled steel box columns under constant axial force and lateral load are presented. Finally, a design recommendation for determining the optimum length of the filled-in concrete is proposed.