

付録3 コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法

1 まえがき

平成7年1月17日に兵庫県南部を襲った直下型地震は、同地域の社会基盤施設に未曾有の損害を与えたが、鋼製橋脚の被害は、鉄筋コンクリート橋脚に比べれば少なかった。その理由の1つとして、橋脚基部に中詰めされている車両衝突防止用のコンクリート（いわゆる捨てコンクリート）の存在が挙げられる。中詰めコンクリートの強度は $160\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度と低いが、柱基部の構成板要素の局部座屈の発生を防止することにより、橋脚の耐震性能（強度と変形能）の向上に大きく貢献をしたと考えられる。これは、過去の実験より分かっている事実である [5]。この効果をよりいっそう発揮させ、かつ自重軽減を意図した鋼製橋脚が、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚である [1~6]。

これまでに行われた箱形断面鋼製橋脚（片持柱）の準静的およびハイブリッド地震応答実験から得られた、耐震性向上に関する知見を纏めると以下のようなになる。

- (1) コンクリートを柱基部から柱長の30~50%程度の高さまで充填する。
- (2) 充填コンクリート上部にはダイアフラムを設ける。
- (3) 板パネルの幅厚比は道路橋示方書の圧縮補剛板の限界幅厚比以下（式3.1.3の R で0.5以下）にする。
- (4) 縦方向補剛材剛比は線形座屈理論から得られる最適剛比 γ^* の3倍以上とする。
- (5) ダイアフラムを密に配置する [2]。
- (6) コンクリート充填部の角溶接は全断面とけ込みグループ溶接とする。
- (7) 充填コンクリートは、比較的低強度のコンクリート（ $240\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度以下）を使用する。
- (8) 断面変化点の抵抗モーメントに余裕を持たせる [11]。

本規定は、これらの研究成果を踏まえ、コンクリートを基部に部分的に充填した片持柱タイプの鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法について規定したものである。設計の流れは図1.1.1に示されているが、基本的な考えは道路橋示方書・V耐震設計編（平成2年2月）に準拠している。断面形状は、研究が進んでいる無補剛あるいは補剛箱形断面とする。

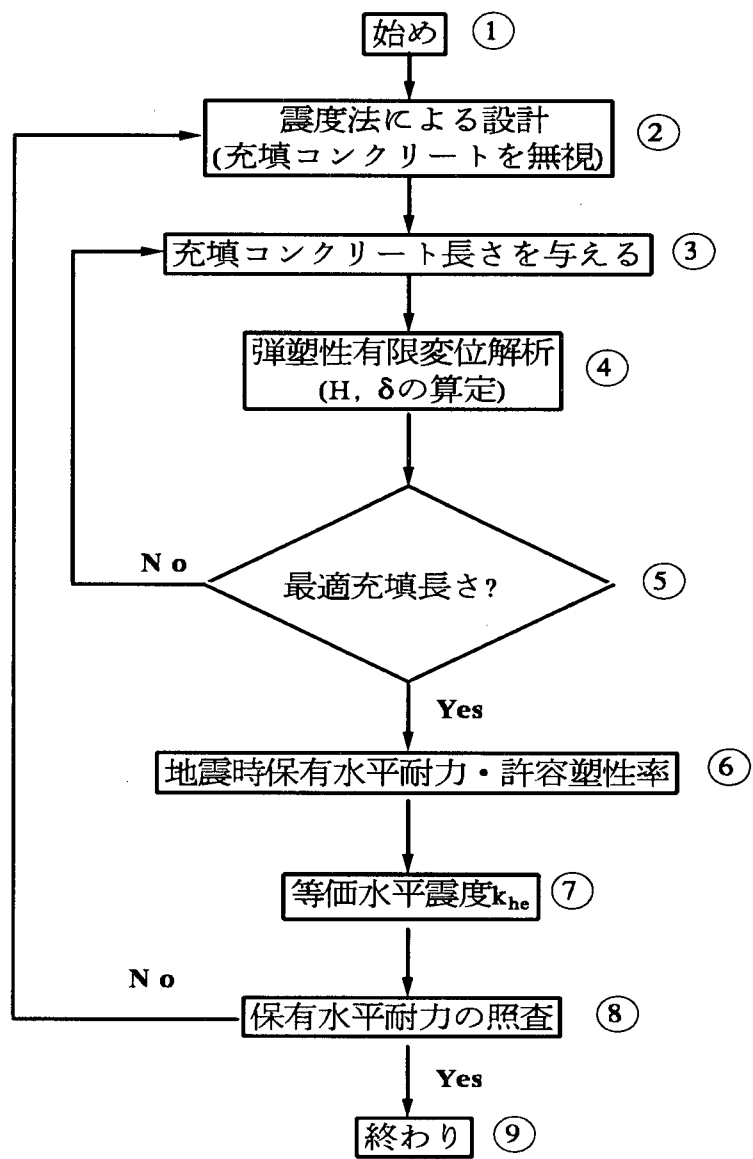


図 1.1.1 設計の流れ

2 一般

- (1) 鋼製橋脚は大地震時に必要なねばりを向上させるため、震度法による設計に加えて、地震時保有水平耐力を照査する。
- (2) 鋼製橋脚は、柱基部にコンクリートを部分的に中詰めすることにより、大地震時に必要なねばりを確保する。

3 震度法による設計

- (1) 震度法による設計は、ここで定める事項以外は、道路橋示方書（平成2年2月）による。
- (2) 震度法による設計においては、充填コンクリートを無視し、鋼断面のみを考慮する。
- (3) 鋼製橋脚断面の構成板パネルおよび縦方向補剛材は下記の条件を満足するように設計する。

$$R \leq 0.5 \quad (3.1.1)$$

$$\gamma \geq 3\gamma^* \quad (3.1.2)$$

ここに、

$$R = 0.526 \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.1.3)$$

γ : 縦方向補剛材剛比

γ^* : 線形座屈理論から求められる縦方向補剛材の最適剛比

b : 板の総幅

t : 板厚

n : サブパネル数

σ_y : 降伏応力

- (4) 橋脚の断面変化部は、5.2の照査を前提として、作用応力度に余裕を持たせるのがよい。

- (1) 中小地震を対象とした震度法による鋼製橋脚の設計に用いる荷重、設計条件および設計震度は道路橋示方書・V耐震設計編（平成2年2月）3章および4章の規定に従う。また、許容応力度、構造細目等に関しても、ここで規定する事項以外は、道路橋示方書・II鋼橋編（平成2年2月）に従う。

- (2) コンクリートは、橋脚基部の鋼板の局部座屈発生を防止するために充填する。コ

ンクリートを中詰めし、その上部にダイアフラムを設けるのみで、橋脚の剛性および耐荷力を高めことができるが、震度法による許容応力度設計（1次設計）では、鋼製橋脚のみで外力に抵抗するとみなし、コンクリートとの合成効果を見捨てる。ただし、コンクリート充填による余剰耐力は、地震時保有水平耐力の照査で考慮する。

- (3) 補剛板の設計方法は、道路橋示方書・II 鋼橋編（平成2年2月）3.2.3に規定されているが、鋼製橋脚の構成板要素に対しては、変形性能を向上させるために、板パネル幅厚比および補剛材剛比により厳しい制限を設ける。式(3.1.1)の制限は、純圧縮補剛板が全断面降伏まで局部座屈を起こさないと考えられる幅厚比である。また、式(3.1.2)の最適剛比 γ^* は、道路橋示方書・II 鋼橋編（平成2年2月）の式(3.2.5)、(3.2.7)において $t_o/t=1.0$ と置いた式から求められる。
- (4) コンクリート充填鋼製橋脚の基部の抵抗モーメントは、鋼とコンクリートの合成断面としての全塑性モーメントにほぼ等しくなる。震度法ではコンクリートを見捨てる設計するが、地震時保有水平耐力照査時には鋼とコンクリートの合成効果を考慮するため、中空鋼断面の断面変化部の応力度に余裕がないと、そこで局部座屈破壊が生ずることとなる[11]。このような破壊モードは兵庫県南部地震で多数見られた。この照査は5.2で行うが、作用応力度と許容応力度との間にあらかじめ余裕を持たせて設計しておくのがよい。

4 充填コンクリート

- (1) 鋼製橋脚には、変形性能を高めるため、橋脚基部の下ベースプレートの上から所定の高さまで中詰めコンクリートを充填する。
- (2) 充填コンクリート天端には中間ダイアフラムを必ず設けなければならない。
- (3) 充填コンクリートは設計基準強度が160~240kgf/cm²のコンクリートを使用することを原則とする。
- (4) コンクリートの充填高さは、5.2に定めるように、コンクリート充填部および中空鋼断面部がほぼ同時に限界状態に達するように決める。

- (1) コンクリートを適切な高さまで充填することにより、鋼製橋脚の変形性能を格段に高めることができる[1~5]。コンクリートは、図4.1.1に示すように、下ベースプレート上部から、所定の充填高さ位置に設けたダイアフラムの上部まで充填するものとする。

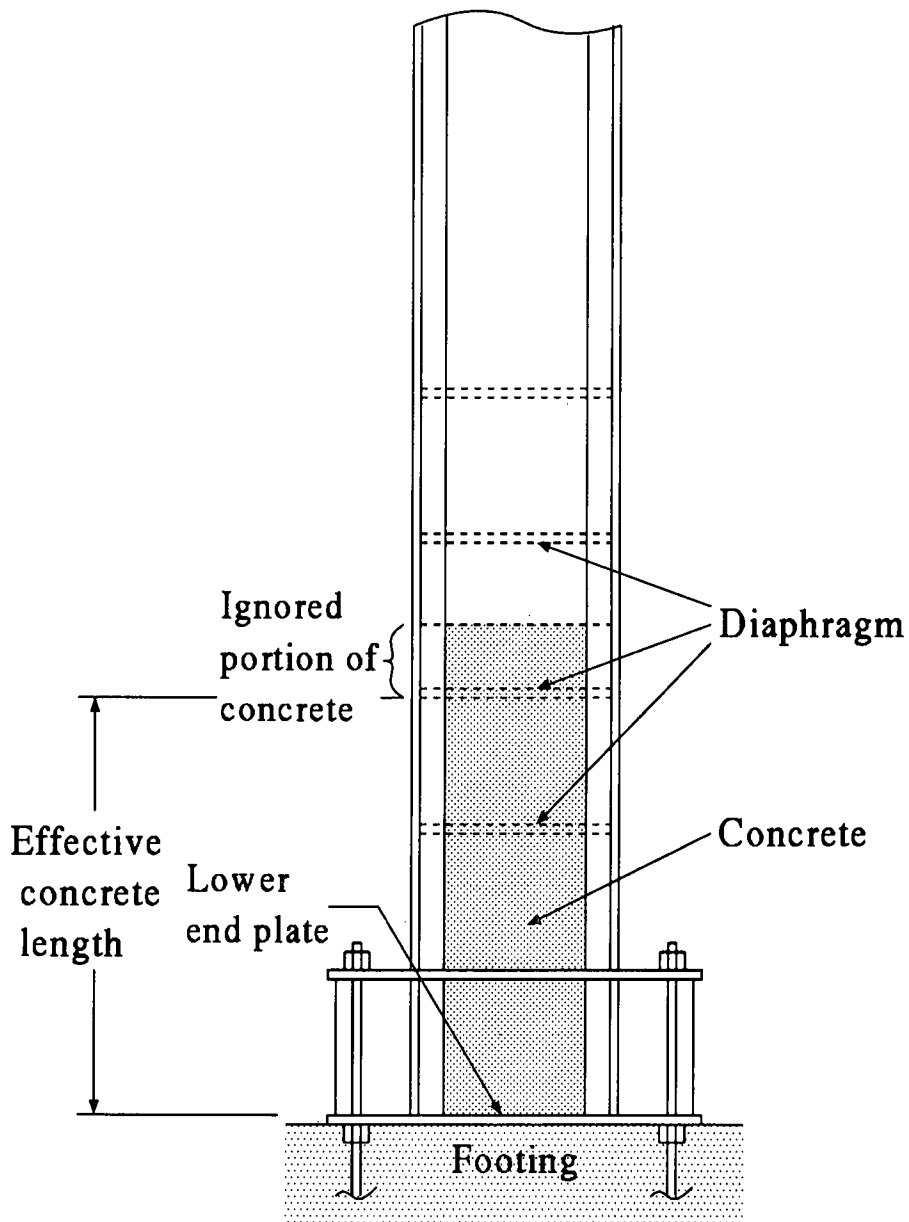


図 4.1.1 コンクリート充填柱

- (2) コンクリートうち止め天端にダイアフラムを設けることにより、充填コンクリートが密閉され、鋼とコンクリートの合成効果を期待できる。ダイアフラムがない場合でも、ある程度の耐荷力と変形性能の向上は見込めるが [5]、不確定要素が多いため、合成効果を期待する充填コンクリート天端には必ずダイアフラムを設けなければならない。従って、コンクリート天端にダイアフラムがないパネルについては、その部分のコンクリートを無視する（図 4.1.1 参照）。
- (3) コンクリートの強度が高くなれば橋脚の耐荷力は当然上昇するが、その分基礎に大きな力が作用することになる。従って、橋脚はむやみに強度を上げるよりは、変形能により耐震性能を向上させるのが好ましいことから、コンクリートの強度に制限を設ける。
- (4) コンクリートの最適充填高さは、この規定のように決めるが、多くの場合橋脚高さの 30%まで充填すれば十分 [3] であるので、この値を初期値として用いる。

5 地震時保有水平耐力および許容塑性率の計算方法

5.1 解析方法

- (1) コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率を算出する場合には、図 5.1.1 に示すように、上部構造の自重に相当する一定鉛直力 P と上部構造の慣性力に相当する水平力 H が、上部構造の慣性力の作用位置に作用する、はり一柱として取り扱う。ただし、橋脚の自重の影響は無視しても良い。
- (2) コンクリート充填鋼製橋脚の降伏水平力 H_y および降伏変位 δ_y 、ならびに終局水平耐力 H_u および終局変位 δ_u は、次の条件により上部構造の慣性力の作用位置において算出するものとする。
 - (a) 降伏水平力 H_y および降伏変位 δ_y は、コンクリート充填鋼製橋脚の、ある断面で鋼板が降伏するときの水平力および水平変位とする。
 - (b) 終局水平耐力 H_u および終局変位 δ_u は、コンクリート充填鋼製橋脚の 1 部が 5.2 に示す破壊基準を満たすときの水平力および水平変位とする。
 - (c) 鋼およびコンクリートの応力-ひずみ曲線は、それぞれ、図 5.1.2 および図 5.1.3 に示すとうりとする。また、コンクリートの引張強度は無視する。
 - (d) 鋼とコンクリートの付着は完全とみなし、平面保持の仮定を用いて断面の軸ひずみを計算する。

- (1) 鉄筋コンクリート橋脚と同様に、コンクリート充填鋼製橋脚の水平力-水平変位関係を算定して、地震時保有水平耐力の照査を行う。鉄筋コンクリート橋脚の場

合には、微小変位理論に基づく弾塑性解析により水平力－水平変位関係を求めているが、鋼製橋脚の場合には変位が大きくなり、いわゆる P - Δ 効果の影響が大きくなることが予想されるため、鉛直力を考慮してはり一柱 (Beam-column) 部材に対する弾塑性有限変位理論により解析する。

骨組構造物の弾塑性有限変位解析については数多くの手法が発表されている [13] が、ここで取り扱っているような幾何学的非線形性の余り強くない問題では、どの方法を用いても大差ない結果が得られる。

解析は、鉛直力がまず所定の大きさまで作用し、その後鉛直力を一定に保ちながら水平力が漸増するという条件で行う。従って、図 5.1.1(a) のように鉛直力が柱の重心軸上に作用する場合、および同図 (b) のように偏心して作用する場合の水平力－水平変位関係は、それぞれ図 5.1.4(a),(b) のようになる。偏心鉛直力が作用する場合には、偏心モーメントによる初期変位 δ_0 が水平力の作用前に存在するが、全水平変位 δ から δ_0 を差し引くことにより水平力によって生ずる水平変位を求めることができる。

- (2) 鋼材の応力－ひずみ関係にはひずみ効果の影響を考慮する。図 5.1.2 の応力－ひずみ関係は SS400 鋼材に対するもの [11] であるが、これに代わる信頼できる実験結果があればそれを用いても良い。

コンクリートの圧縮応力－ひずみ関係は図 5.1.3 のものを用いる。コンクリートの破壊は、鋼板による拘束効果があるため、0.6%まで生じないと仮定している [11]。

解析には、補剛箱形断面をそのまま用いても良いが、等価な無補剛箱形断面に置き換えてもよい。置換は、次のような条件で行う (図 5.1.5 参照)。

- ① 断面の外形は変わらない (フランジ幅 B , ウェブ高さ D_w は不変)。
- ② 断面積は変わらない。
- ③ z 軸回りの全塑性モーメントは変わらない。

これらの条件より、置換断面のフランジ板厚 \bar{t}_f , ウェブの板厚 \bar{t}_w は、条件②, ③を表す次式を解くことによって容易に求められる。

$$2[B\bar{t}_f + (D_w - 2\bar{t}_f)\bar{t}_w] = A \quad (5.1.1)$$

$$B\bar{t}_f(D_w - \bar{t}_f)\sigma_{yf} + \frac{1}{2}(D_w - 2\bar{t}_f)^2\bar{t}_w\sigma_{yw} = M_p \quad (5.1.2)$$

ここで、 σ_{yf} = フランジの降伏応力、 σ_{yw} = ウェブの降伏応力、 A = 補剛断面の全断面積、 M_p = 補剛断面の全塑性モーメントである。

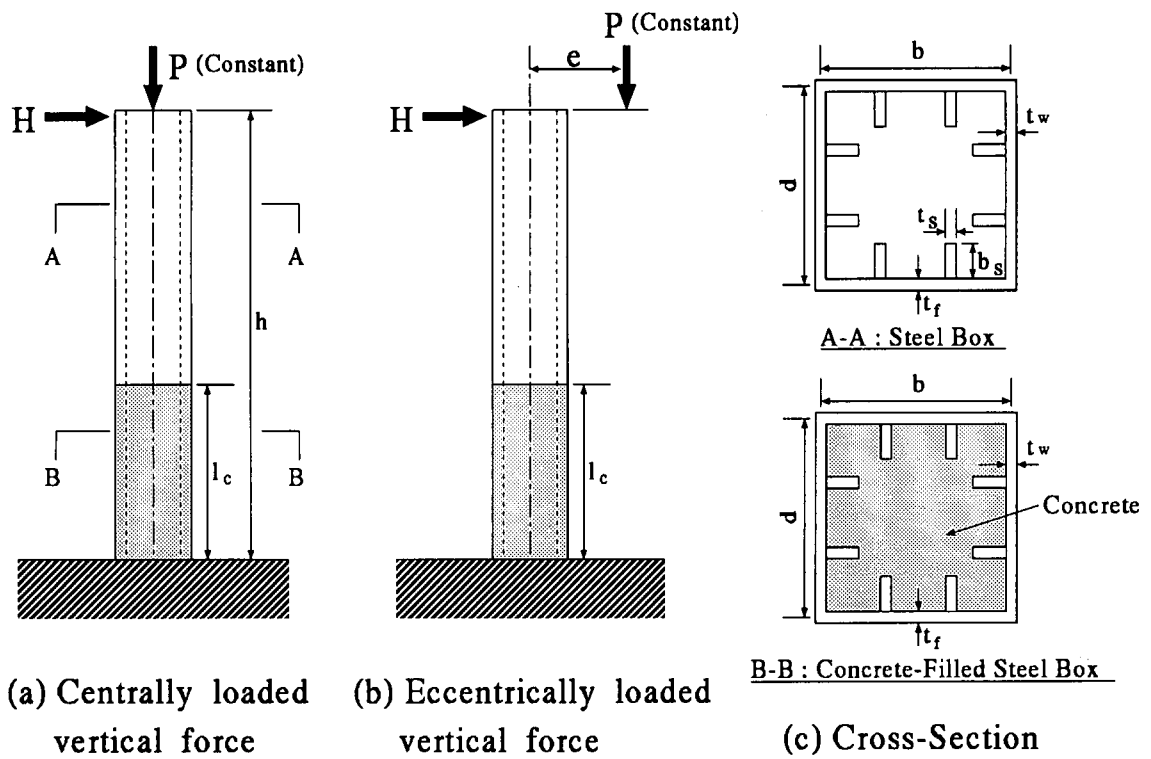


図 5.1.1 解析モデル

例えば、フランジとウェブの降伏応力が同じ ($\sigma_{yf} = \sigma_{yw} = \sigma_y$) とすれば、 \bar{t}_f 、 \bar{t}_w は次式で与えられる。

$$\bar{t}_f = \frac{4Z - AD_w}{2(BD_w - A)} \quad (5.1.3)$$

$$\bar{t}_w = \frac{A - 2B\bar{t}_f}{2(D_w - 2\bar{t}_f)} \quad (5.1.4)$$

ここで、 Z = 補剛断面の塑性断面係数である。

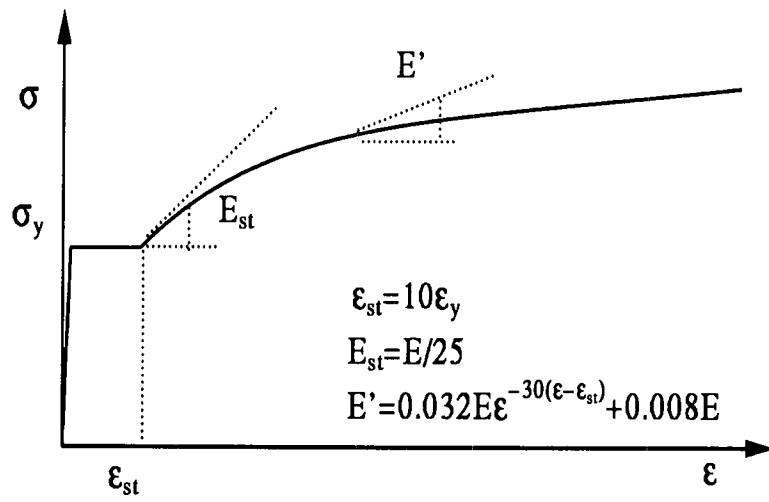


図 5.1.2 鋼材の応力-ひずみ関係

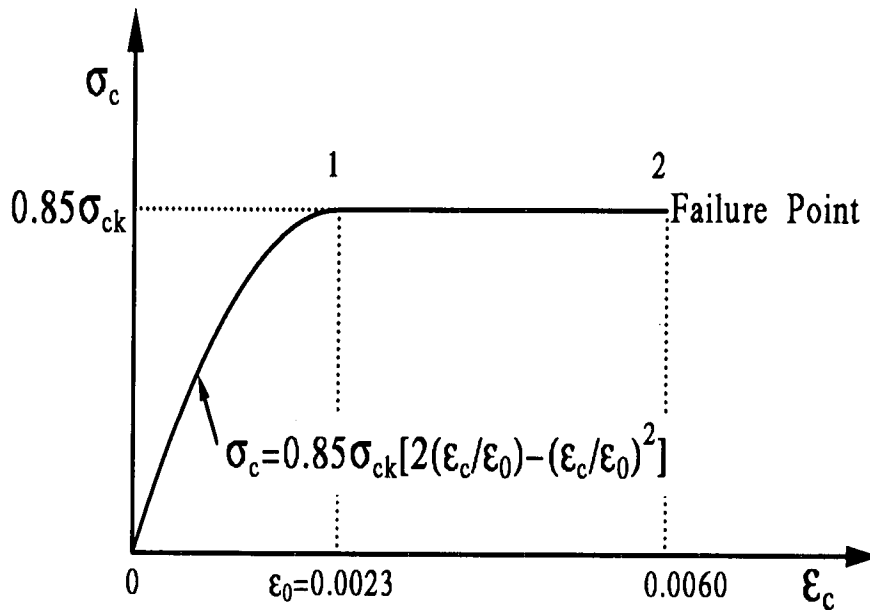
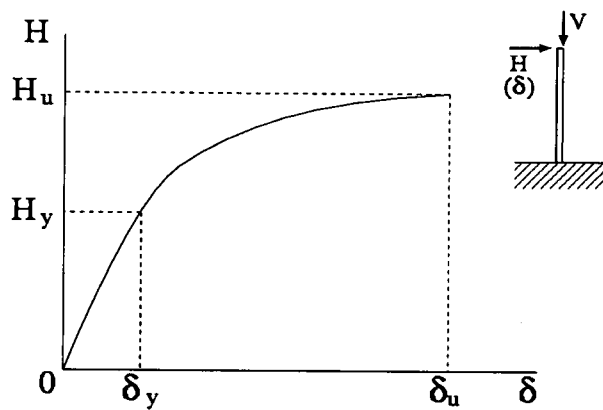
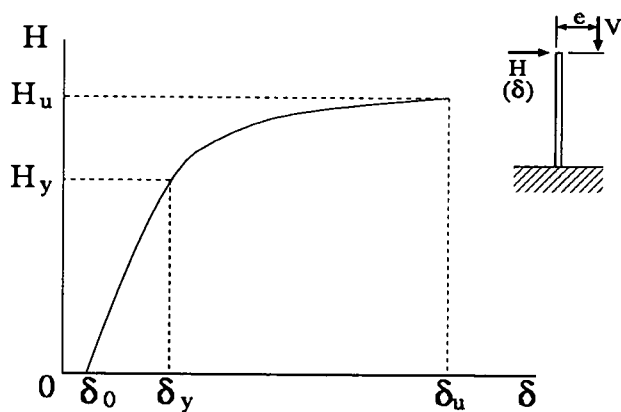


図 5.1.3 コンクリートの応力-ひずみ関係

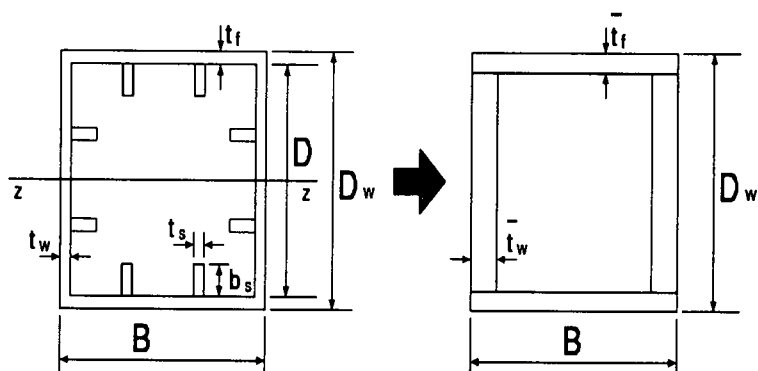


(a) Centrally loaded vertical force



(b) Eccentrically loaded vertical force

図 5.1.4 橋脚の水平力-水平変位関係



(a) Original Stiffened Section (b) Equivalent Unstiffened Section

図 5.1.5 等価断面の概念図

5.2 破壊基準

- (1) コンクリート充填部および中空鋼断面部の損傷度はそれぞれ式 (5.2.1) および式 (5.2.2) より算定する。いずれかが 1.0 に達したときに橋脚は終局状態に達したとみなす。

$$D_c = \frac{\varepsilon_{a,c}}{\varepsilon_{u,c}} \quad (5.2.1)$$

$$D_s = \frac{\varepsilon_{a,s}}{\varepsilon_{u,s}} \quad (5.2.2)$$

ここに、

D_c : コンクリート充填部の損傷度

D_s : 中空断面部の損傷度

$\varepsilon_{a,c}$: コンクリート最縁端に生ずる圧縮ひずみの、コンクリート充填部の有効破壊長 (=0.7b) 領域での平均

$\varepsilon_{a,s}$: 中空鋼断面フランジに生ずる圧縮ひずみの、中空鋼断面部の有効破壊長 (0.7b または a の小さい方の長さ) 領域での平均

b : フランジ幅

a : 中空鋼断面フランジ補剛板のダイアフラム間距離

$\varepsilon_{u,c}$: コンクリートの限界ひずみ (=0.006)

$\varepsilon_{u,s}$: 中空鋼断面フランジの限界ひずみで、式 (5.2.3) より求める。

$$\frac{\varepsilon_{u,s}}{\varepsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (5.2.3)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5.2.4)$$

$$Q = \frac{1}{2R} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R}] \leq 1.0 \quad (5.2.5)$$

$$\beta = 1.33R + 0.868 \quad (5.2.6)$$

r_s : 1本の縦方向補剛材と隣接板パネルよりなる T形断面 (フランジ総幅 = b/n) の断面 2次半径。

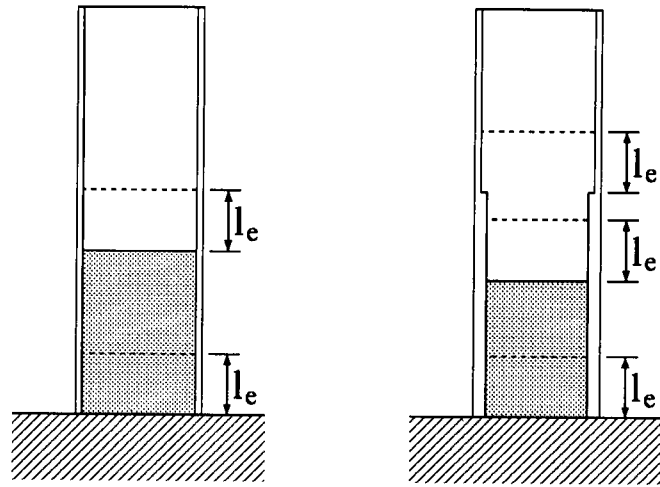
n : フランジ補剛板のサブパネル数

R : フランジ補剛板の幅厚比パラメータで式 (3.1.3) より求める。

σ_y : フランジ補剛板の降伏応力

ε_y : フランジ補剛板の降伏ひずみ (σ_y/E)

- (2) コンクリートの充填高さは、橋脚の終局状態において、 $D_c=1.0$ 、および $0.8 \leq D_s < 1.0$ になるように決めるのがよい。
- (3) 中空鋼断面の断面変化点についても損傷度 D_s を算定し、橋脚の終局状態において、 $D_s \leq 1.0$ であることを確かめなければならない。



$l_e = 0.7b$: Effective failure length, b : Flange width

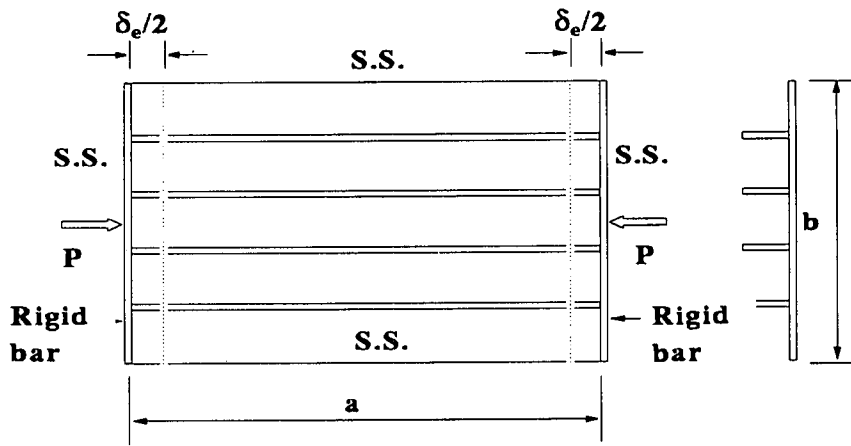
(a) Uniform section (b) Stepped section

図 5.2.1 ひずみを照査する断面および有効破壊長の概念図

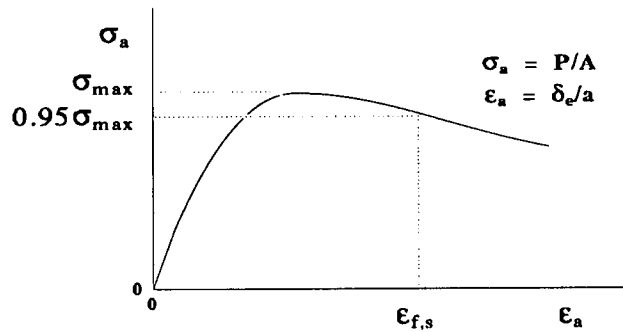
- (1) 破壊基準は、5.1 で求める水平力-水平変位関係の終点を定める条件であり、その点より、終局水平力 H_u および終局変位 δ_u が求められる。

ひずみを照査する断面は、等断面の場合は図 5.2.1(a) に示すような 2 カ所（柱基部および中空鋼断面部）であるが、図 5.2.2(b) のような変断面の場合には断面変化部も照査する必要がある。

コンクリート充填部はコンクリートの軸ひずみが破壊ひずみ 0.6% に達した状態を破壊としているので、 $\varepsilon_{u,c} = 0.006$ である。一方、中空鋼断面部の限界ひずみは次のように求めた [13]。図 5.2.2 に示すように、ダイアフラム間のフランジ補剛板を取り挙げ、それが純圧縮（载荷辺は剛板を介して载荷されていると考え、板の幅方向に一樣な変位を長さ方向に与える）を受けるときの载荷縁での平均応力 σ_a （圧縮力/補剛板断面積）と平均ひずみ ε_a （载荷縁の縮み/補剛板の長さ）関係を弾塑性有限変位解析により求め、平均応力がピーク値 σ_{max} を過ぎ、 $0.95\sigma_{max}$ まで降下した点での平均ひずみを、中空断面部の限界ひずみとする。 $0.95\sigma_{max}$ を用いる理由は、耐震性能の良い部材の補剛板は、補剛材剛比が大きく、かつ幅厚比が小さいため、最高荷重後の荷重低下が非常になだらかで σ_{max} をとらえるのが難しいこと、および σ_{max} に対応する平均ひずみでは補剛板の変形能を有効利用できないと考えたからである。解析は、補剛材 4 本（サブパネル数 $n=5$ ）の補剛板について行った。図 5.2.3 は、解析から得られた $\varepsilon_{u,s}$ を $\bar{\lambda}_s$ に対してプロットしたものである。これから、最小 2 乗近似をすることにより式 (5.2.3) が得られる。



(a) Simply supported stiffened plate ($n=5$) in compression



(b) Average stress–average strain relation

図 5.2.2 フランジ補剛板

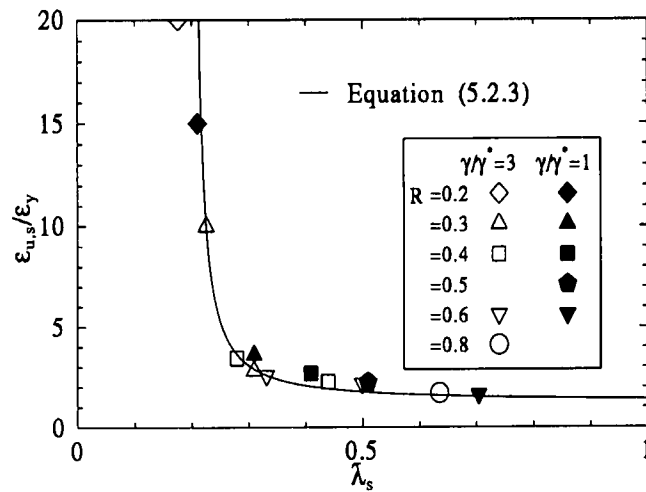


図 5.2.3 極限ひずみ $\bar{\epsilon}_{u,s}$ と $\bar{\lambda}_s$ の関係

5.3 地震時保有水平耐力，許容塑性率および等価固有周期

(1) 地震時保有水平耐力

地震時保有水平耐力は，式 (5.3.1) により算出するものとする。

$$H_a = H_y + \frac{H_u - H_y}{\alpha} \quad (5.3.1)$$

ここに，

H_a : 橋脚の地震時保有水平耐力

H_u : 5.1 に規定する，橋脚の終局水平耐力

H_y : 5.1 に規定する，橋脚の降伏水平耐力

α : 安全係数 (1.5 とする)

(2) 許容塑性率

(a) 鉛直力 P が橋脚の重心軸に作用する場合の許容塑性率は，式 (5.3.2) により算出するものとする。

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (5.3.2)$$

ここに，

μ : 橋脚の許容塑性率

δ_u : 5.1 に規定する，橋脚の終局水平変位

δ_y : 5.1 に規定する，橋脚の降伏水平変位

α : 安全係数 (1.5 とする)

(b) 鉛直力 P が偏心して橋脚に作用する場合の許容塑性率は，式 (5.3.3) により算出するものとする。

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha(\delta_y - \delta_o)} \quad (5.3.3)$$

ここに，

δ_o : 上部構造の慣性力の作用位置において算出した，偏心して作用する鉛直力によって生ずる橋脚の初期水平変位

(3) 等価固有周期

等価固有周期は，道路橋示方書・V 耐震設計編，式 (5.4.4)~(5.5.7) により算出する。

(1) この規定は，道路橋示方書・V 耐震設計編 5.4.1 と同一である。

(2) δ_o は弾性微小変位理論によって算定して良い。

5.4 地震時保有水平耐力の照査に用いる水平震度

5.4.1 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度 k_{hc} は、道路橋示方書・V 耐震設計編、式 (5.3.2) により算出する。ただし、設計水平震度の k_{hco} の標準値は 1.0 とする。

5.4.2 地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度

地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度 k_{he} は、橋脚の許容塑性率および地震時保有水平耐力と降伏水平耐力の比に応じて式 (5.4.1) により求めるものとする。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{\left(1 + \frac{H_a}{H_y}\right)\mu - \frac{H_a}{H_y}}} \quad (5.4.1)$$

ここに、

k_{he} : 地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度

k_{hc} : 5.4.1 に規定する地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

μ : 5.3 に規定する橋脚の許容塑性率

H_a : 5.1 に規定する、橋脚の地震時保有水平耐力

H_y : 5.1 に規定する、橋脚の降伏水平耐力

道路橋示方書・V 耐震設計編の式 (5.3.1) には、鉄筋コンクリート橋脚に対して、Newmark のエネルギー一定則に従い、弾性応答から求められる水平慣性力を橋脚の塑性変形に応じて低減出来るよう規定している。この式は、水平力-水平変位関係を完全弾塑性体と仮定して求められているが、図 5.4.1 のような Bilinear 形の場合は式 (5.4.1) に示したようになる [12]。

Newmark のエネルギー一定則は、弾性応答と弾塑性応答のポテンシャルエネルギーが等しい [14] として導かれたものであるが、この考えの妥当性をハイブリッド地震応答実験結果から検証してみる。図 5.4.2 は名古屋大学で行われたコンクリート充填柱のハイブリッド地震応答実験 [6,15,16] から得られた最大応答水平変位 δ_{max} とエネルギー一定則の考えを用いて求められた最大応答変位の予測値 δ_{EL} の比を固有周期 T に対してプロットしたものである。同図には、変位一定則すなわち「弾塑性応答変位は弾性応答変位と等しい [14]」から得られた予測値との比も示されている。用いた地震波は、土木研究所作成のレベル 2 地震波（地震時保有水平耐力照査用地震波） [17] のうち第 I 種地盤用地震波である。この地震波の加速度応答スペクトルの一定領域は 1.4 秒までで、それ以降は速度がほぼ一定である。エネルギー一定則は加速度応答スペクトルが一定の領域、変位一定則は速度応答スペクトルが一定の領域で比較的良く合う [14] と言わ

れているが、図 5.4.2 の結果はそのことを良く表している。固有周期が 1.4 秒以上の橋脚はかなりスレンダーな橋脚（細長比パラメータ [10] で 0.6 以上）であるため、通常の橋脚ではエネルギー一定則を用いれば十分であると思われる。

5.5 安全性の照査

地震時保有水平耐力の照査では、5.3 に規定する橋脚の地震時保有水平耐力 H_a が、5.4 に規定する等価水平震度 k_{he} に式 (5.5.2) の等価重量 W を乗じて求められる力以上となるようにしなければならない。すなわち、

$$H_a \geq k_{he} \cdot W \quad (5.5.1)$$

$$W = W_U + 0.5W_P \quad (5.5.2)$$

ここに、

H_a : 5.3 に規定する橋脚の地震時保有水平耐力

k_{he} : 5.4 に規定する等価水平震度

W : 安全性の照査に用いる等価重量

W_U : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量

W_P : 橋脚躯体の重量

6 構造細目

- (1) コンクリート充填部の橋脚のフランジと腹板のかど溶接は、全断面とけ込みグループ溶接によるものとする。
- (2) 橋脚の板パネルの縦方向補剛材は上ベースプレートを貫通させた構造とする。

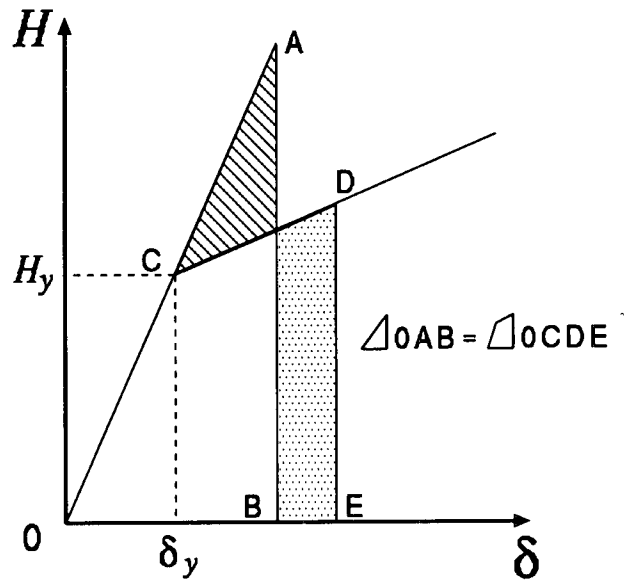


図 5.4.1 Bilinear 形の H - δ 関係

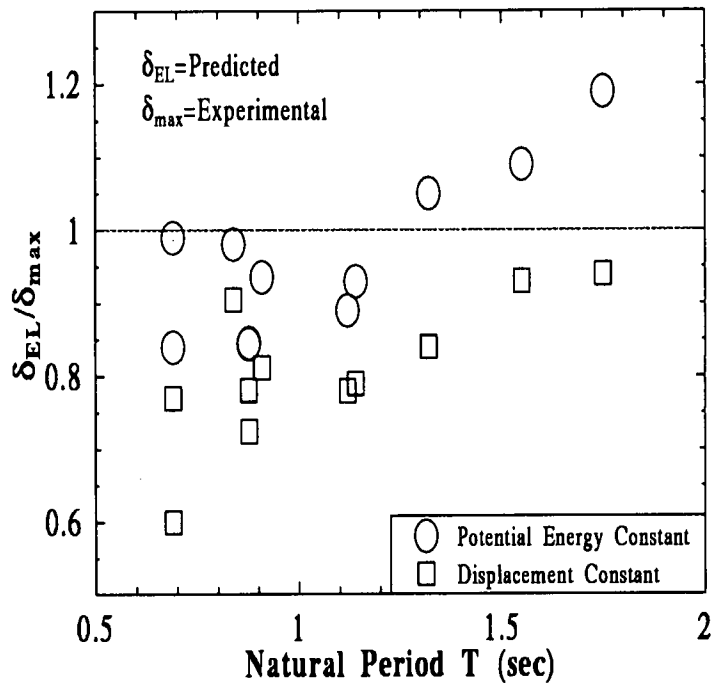


図 5.4.2 最大応答変位の前測値と固有周期との関係

参考資料 実験結果との比較

5.2 で求めた破壊基準を用いて計算した解析結果を実験結果と比較する。実験は、名古屋大学で行われた8体の無補剛箱形断面柱 [4,5] および6体の補剛箱形断面柱 [3,5] である。いずれも、コンクリートが柱の高さの30%ないしは50%充填されている。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を作用させる条件で行われている。以下、水平荷重—水平変位の履歴曲線の包絡線を解析結果と比較する。

(1) 無補剛箱形断面柱

図一参1はフランジの幅厚比パラメータ $R=0.664$, 細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.362$ で、コンクリート充填率 $l_c/h=0.3$ (図の a,b,c), および 0.5 (d,e,f) の供試体の実験結果を解析結果と比較したものである。ここで、 $\bar{\lambda}$ は式(参1)で定義され、水平荷重、水平変位はそれぞれ式(参2), (参3)で定義される降伏水平荷重、対応する水平変位で無次元化されている。

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (\text{参1})$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (\text{参2})$$

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (\text{参3})$$

ここで、 h =柱の高さ、 r =柱の断面2次半径、 I =鋼断面の断面2次モーメント、 M_y =鋼断面の降伏モーメントである。

また、無補剛箱形断面に対しては式(5.2.3)の限界ひずみの式は使えないので、式(参4)で表される無補剛板に対する限界ひずみの式 [13] を用いた。

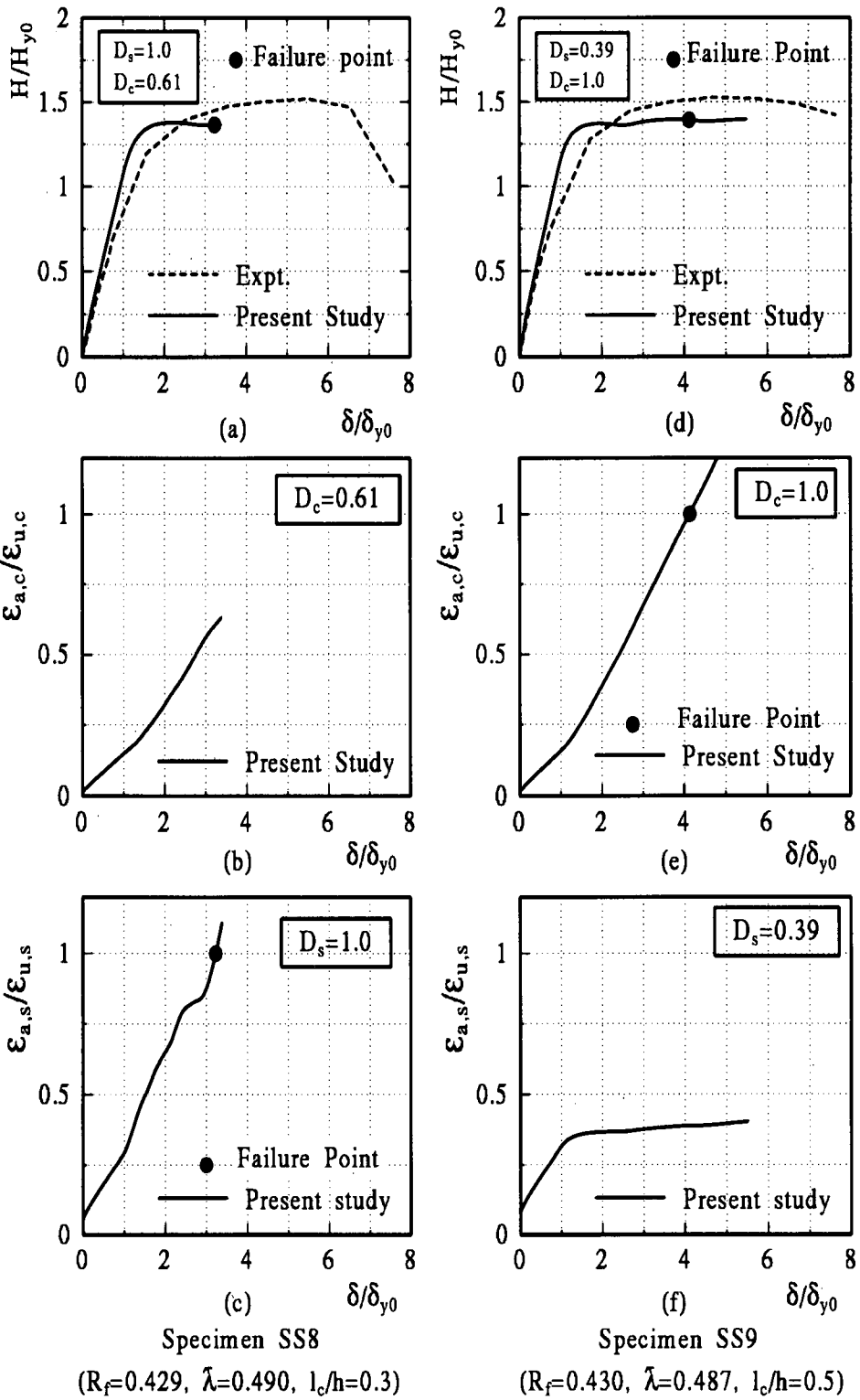
$$\frac{\varepsilon_{u,s}}{\varepsilon_y} = \frac{0.07}{(R-0.2)^{2.53}} + 1.85 \leq 20.0 \quad (\text{参4})$$

図の(b), (e)はコンクリート充填部、(c), (d)は中空断面部の平均圧縮応力の進展の計算値を水平変位に対してプロットしたものである。図中の D_c, D_s は式(5.2.1), (5.2.2)で定義したコンクリート充填部、中空断面部の損傷度であるが、そのいずれかが1.0に達すれば部材はその位置で破壊すると判定される。したがって、30%コンクリート充填柱は中空断面部、50%充填柱はコンクリート充填部でそれぞれ局部座屈破壊を起こすことになるが、この事実は、実験結果 [4] と一致している。図一参2は残りの6体の供試体についての実験結果を解析結果と比較したものである。これらの図より、両解析結果、実験結果は細部で相違があるものの、供試体パラメータの広い範囲に亘って実験結果をある程度説明していると考えられる。

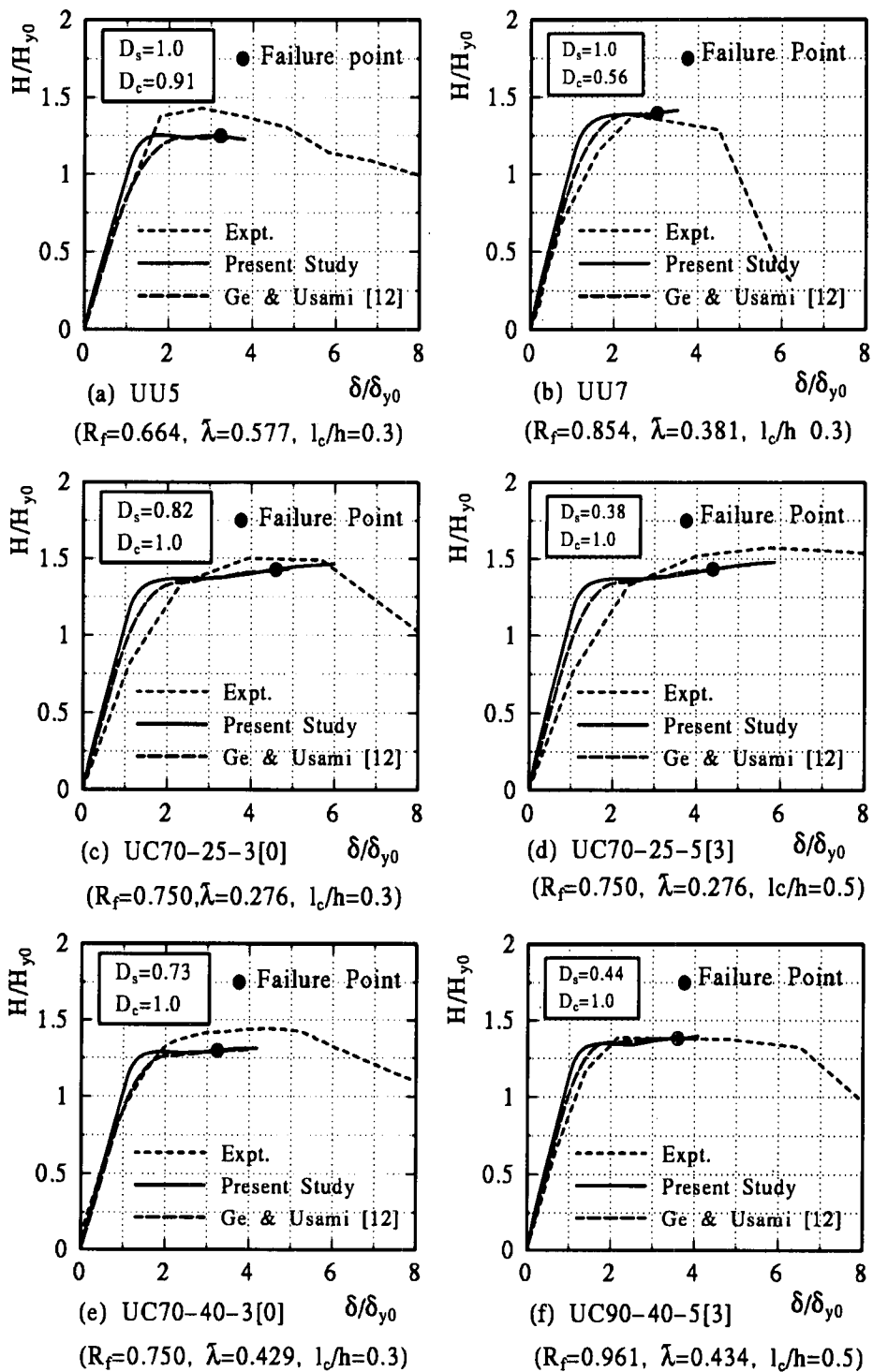
(2) 補剛箱形断面柱

検証に用いた補剛箱形断面柱供試体 [3,5] の諸元およびパラメータの値を表一参1 および表一参2 に示す。これらの値を用いて計算した結果と実験値の比較を、無補剛柱供試体と同様な図で示したものが図一参3、図一参4である。

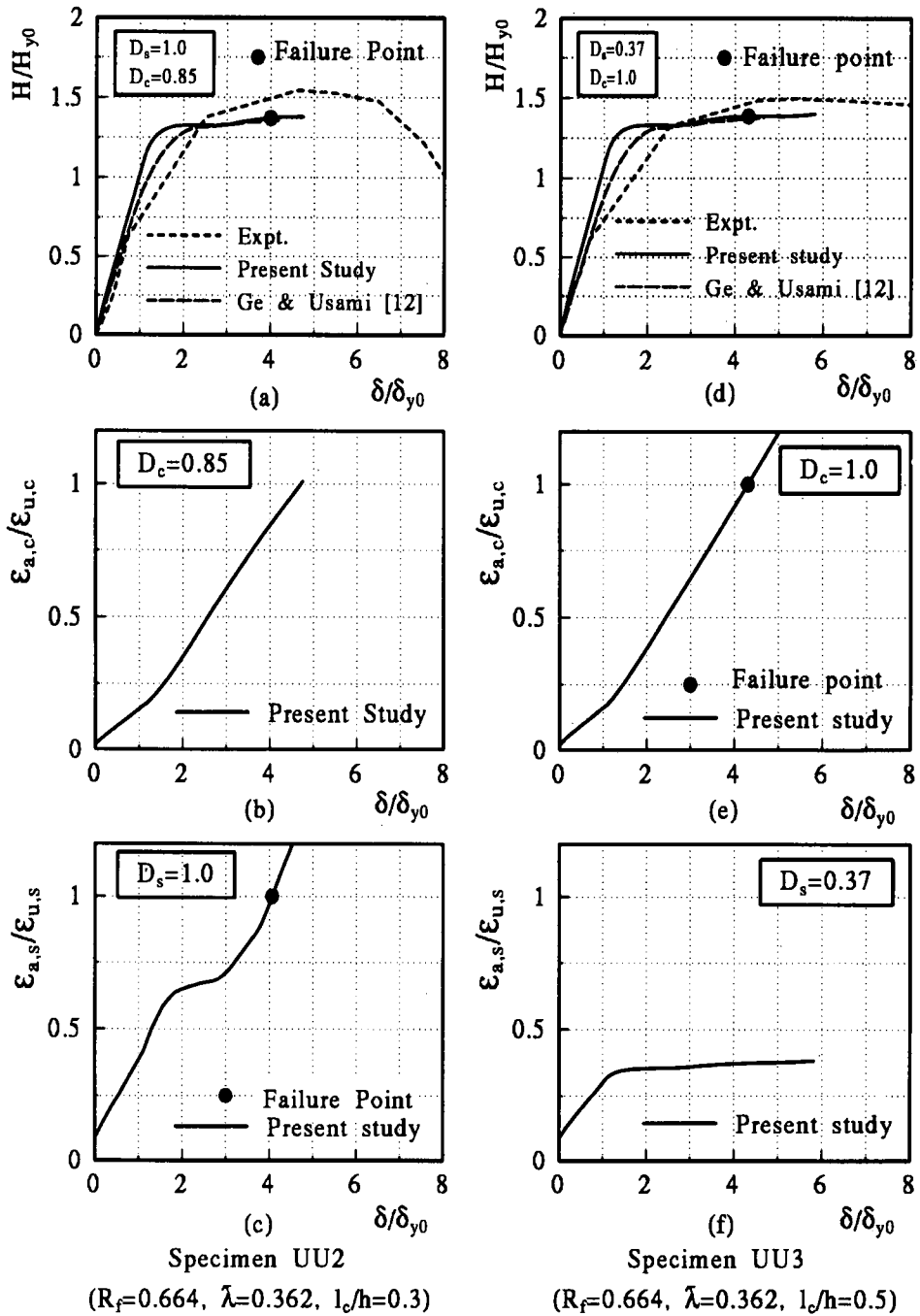
図一参3の左側(SS8 供試体)の図が30%コンクリート充填柱で中空部で局部座屈崩壊した例、右側(SS9)が50%コンクリート充填柱でコンクリート充填部で崩壊した例である。傾向としては、無補剛柱の場合と同じであり、実験より得られた崩壊モードとも一致している。強度と変形能についても無補剛柱と同様なことが言えるが、変形能については、特に細長比の小さい供試体について計算値は実験値よりかなり小さく、安全側の予測値を与えている。計算にはせん断変形の影響は考慮されていないため、細長比の小さい供試体に差がでたとも思われる。ただ、部材の変形解析にせん断変形を考慮することは研究レベルでは可能であるが、かなり複雑になることが予想されるため、設計への適用を前提にすると必ずしも適切でないかも知れない。



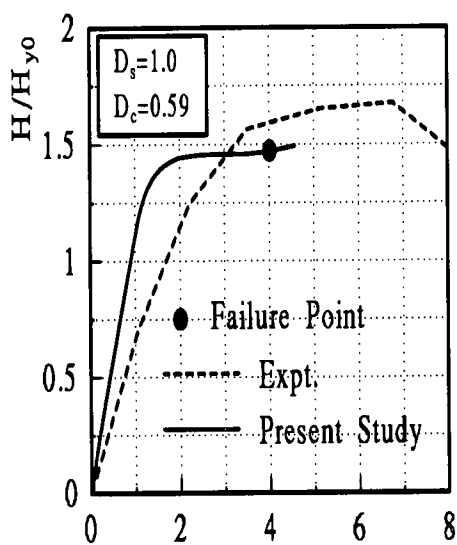
図参1 解析結果と実験結果との比較（無補剛柱・その1）



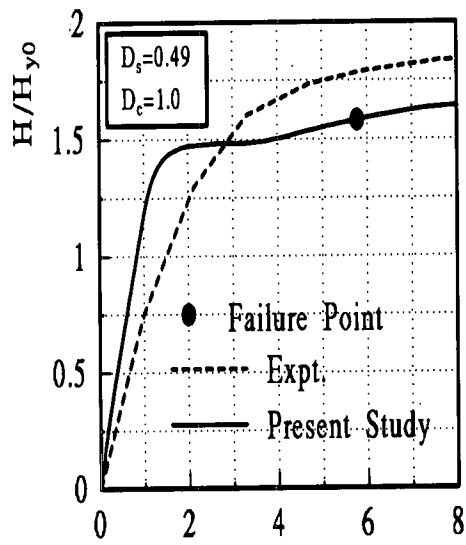
図参2 解析結果と実験結果との比較（無補剛柱・その2）



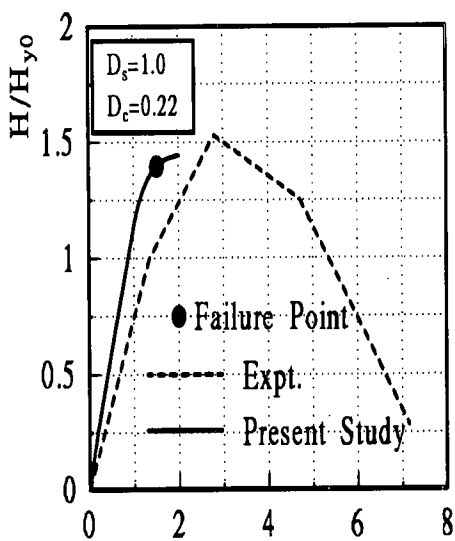
図参3 解析結果と実験結果との比較（補剛柱・その1）



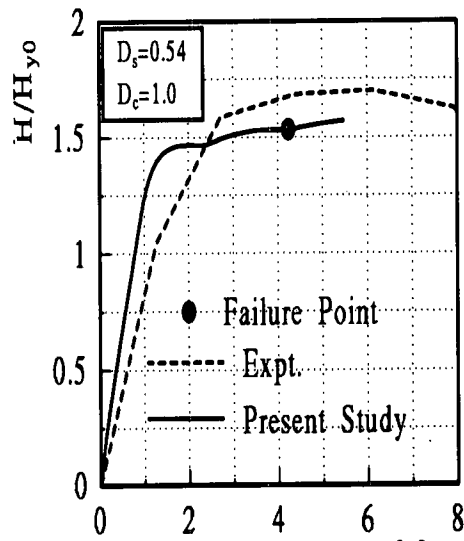
(a) SC45-25-3[3] δ/δ_{y0}
 $(R_f=0.480, \bar{\lambda}=0.244, l_c/h=0.3)$



(b) SC45-25-5[3] δ/δ_{y0}
 $(R_f=0.479, \bar{\lambda}=0.249, l_c/h=0.5)$



(c) SC60-35-3[3] δ/δ_{y0}
 $(R_f=0.641, \bar{\lambda}=0.366, l_c/h=0.3)$



(d) SC60-35-5[3] δ/δ_{y0}
 $(R_f=0.639, \bar{\lambda}=0.367, l_c/h=0.5)$

図参4 解析結果と実験結果との比較（無補剛柱・その2）

参考文献

- (1) 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），同資料集，1993年3月。
- (2) 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），同資料集，1994年3月。
- (3) 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，1992，pp.105-117.
- (4) 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，1993，pp.249-262.
- (5) 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，1994，pp.163-176.
- (6) 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.
- (7) 中井 博，北田俊行，吉川 紀，中西克佳，尾山達巳：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1347-1360，1993年3月。
- (8) 中井 博，北田俊行，中西克佳，杉山 功，河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱（充填形式）の耐荷力，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1401-1412，1994年3月。
- (9) Kawashima, K., MacRae, G.A., Hasegawa, K., Ikeuchi, T., 構造工学論文集，Vol.40A，pp.1401-1412，1994年3月。
- (10) Kawashima, K., MacRae, G.A., Hasegawa, K., Ikeuchi, T. and Oshima, K.: Ductility of Steel Bridge Piers from Dynamic Loading Tests. *Satbility and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading*, Y. Fukumoto and G. Lee, ed., CRC press, Florida, pp.149-162.
- (11) 福本秀士編：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987.
- (12) 葛 漢彬，宇佐美 勉：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，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.77-88，1995年4月。

- (13) 倉西 茂編：鋼構造物の終局強度と設計，土木学会，1994年7月.
- (14) 宇佐美 勉，鈴木森晶，H. P. Mamaghani，葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集へ投稿中.
- (15) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，pp.135-135, 1981年.
- (16) 宇佐美 勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集へ投稿中.
- (17) 鈴木俊光：ハイピアーならびに実橋脚基部をモデル化したコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，名古屋大学大学院工学研究科修士論文，1995年3月.
- (18) 建設省土木研究所：道路橋の耐震設計法マニュアル，1992.