

I - 2 鋼橋の地震時挙動

2.1 研究の現状

土木鋼構造物の終局限界状態を考えた耐震設計（以後、終局耐震設計と呼ぶ）に関する研究の歴史は浅い。最も早くにこの種の研究の必要性に着目し、1985年頃より繰り返し荷重（準静的荷重）下での薄肉鋼箱形部材の弾塑性挙動に関する研究を行ったのは福本・草間 [1, 2] であった。しかし一般にはその重要性が良く理解されなかった。所が、平成2年に道路橋示方書・V耐震設計編が改訂され、鉄筋コンクリート橋脚について地震時保有水平耐力の照査法が整備されたが、鋼製橋脚については研究が不十分ということで基準化が見送られるという事態が生じた。以来、鋼構造、特に耐荷力関係の研究者の間でこの種の研究の必要性が認識されるようになり、多くの研究者により従来の静荷重下での座屈・耐荷力だけでなく、準静的荷重および動的荷重下での鋼構造物の挙動に関する実験的、理論的研究が盛んに行われるようになってきた。そのような機運の中、繰り返し荷重下における鋼構造物の座屈安定と変形能に関する日米セミナー [3] が1991年に開かれ、土木および建築の研究者間で活発な討議が行われた。そして、鋼製橋脚に対する終局耐震設計法の試案がまとまる間近で、兵庫県南部地震が発生した。この地震は、それまでの研究で想定していた大地震（建設省土木研究所のレベル2地震波で、最大加速度440ガル程度）をはるかに越える巨大な地震で、試案の再検討を余儀なくさせられた。現在では、大学、学協会、建設省土木研究所等で土木鋼構造物の耐震設計に関する研究が精力的に行われてきている。この地震はまた我々に数々の教訓を残していったが、それについては第II編・II-1で詳しく述べられている。

鋼構造物の強度と変形能に関する1990年までの土木・建築分野の研究を調査し整理したのものとして文献 [4] がある。さらに、文献 [5] は、土木鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計に関する1993年当時の最新の研究成果を紹介したもので、鋼素材の構成則、部材および骨組の強度と変形能、さらに終局耐震設計法の提案で取り扱っている。この文献で提案されている2段階耐震設計法は、さらに発展された形として、文献 [6, 7] に紹介されている。

建築鋼構造物の終局耐震設計に関する研究は、土木にくらべ、かなり前から行われている。しかしながら、建築鋼構造物が対象とする部材断面は、比較的厚肉で局部座屈が余り問題にならないH型、無補剛箱形、パイプなどであり、それらの研究で得られた多くの知見は土木構造物に直ちに適用できるわけではない。しかし、基本的な考え方は参考になるところが多い。この方面の研究を知るための文献として [8] が参考になる。

本耐震設計WGの1992年,1993年の報告書として文献[9,10]があり,主として鋼製橋脚および橋脚定着部の準静的実験,鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験および動的解析などから得られた数多くの知見が盛り込まれている。また,1995年には,阪神・淡路大震災に関する鋼構造物の被害報告[11]を本WGのメンバーで執筆した。そこには,被害調査のみならず,それまで調査研究してきた事項を踏まえ,今後の耐震設計の方向性に関する提言および地震時保有水平耐力照査法の具体的な提案等が述べられている。提言で強調された事項の一つとして,耐震設計の総合化である。すなわち,部材または部品ごとに最適化を行うと共に,構造物全体を一つのシステムとしてとらえて,最適な耐震設計を行うことの必要性である。もう一つの重要な事項は,地震終了後の機能保持を前提とした耐震設計を考えることの必要性であった。本WGの最終年度(1995年度)の主たる検討課題はこの2点で,本報告書で提案されている指針案にその成果が盛り込まれている。

2.2 鋼製橋脚の準静的および動的 basic 性状

2.2.1 概説

ここでは,土木鋼構造のうち鋼橋を取り上げ,耐震上最も重要な部材であり,かつ研究が進んでいる鋼製橋脚の地震時挙動について概説する。

図2.1は,単柱式鋼製橋脚の一般図を示したものである。鋼製橋脚は,多くの場合縦方向補剛材およびダイアフラムで補剛された箱形断面ないしは無補剛のパ

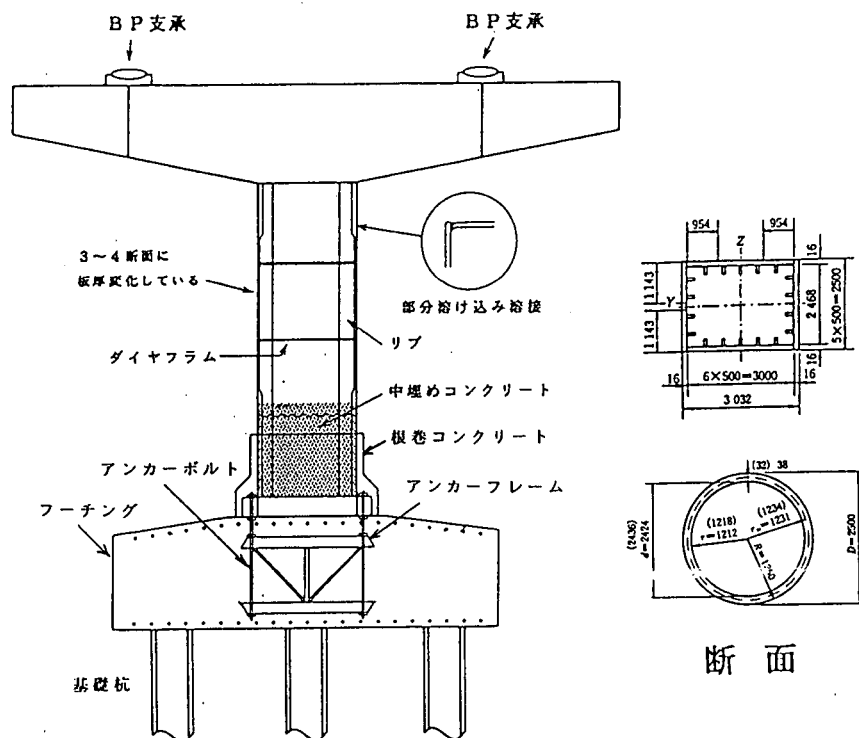


図 2.1 鋼製橋脚の一般図

イブ断面よりなる。橋脚は、アンカーフレーム・アンカーボルトによってコンクリート製のフーチングに定着され、さらに杭基礎により地盤に固定される。橋脚内部には車両衝突防護用コンクリートが地表面から2m程度中埋めされているものが多い。箱形断面の角溶接は、通常、外側からレ型溶接、内側からすみ肉溶接されている。

鋼製橋脚の崩壊に至るまでの基本的な性状を実験的に調べるために、脚部のみをモデル化した鋼製橋脚の実験、フーチングに橋脚基部・アンカーフレーム・アンカーボルトを埋め込んだ橋脚定着部モデルの実験等が行われている（第II編・II-3参照）。ここでは、前者の実験から得られた鋼製橋脚の基本弾塑性性状について述べる。詳細は第II編・II-3を参照されたい。

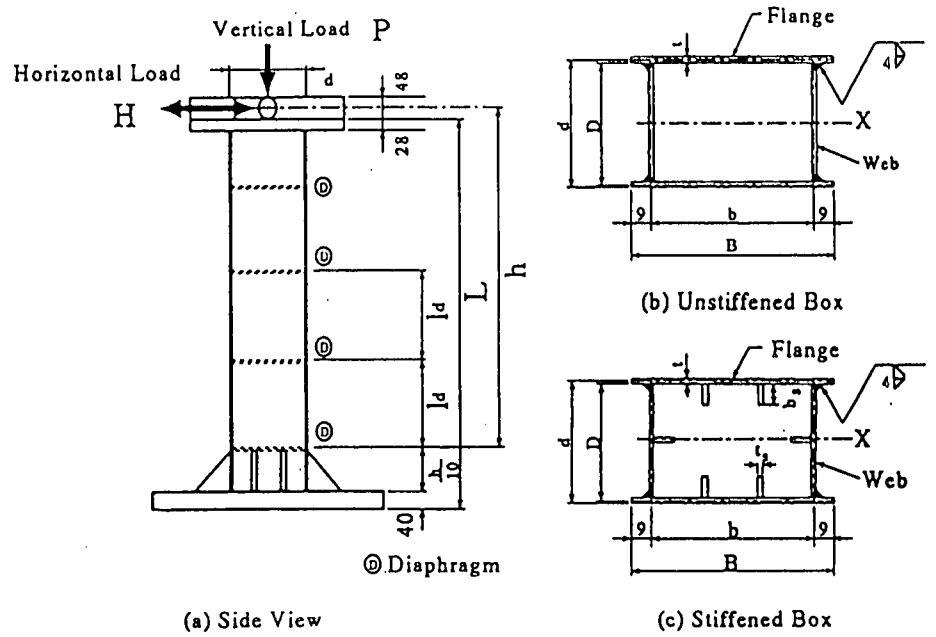


図 2.2 鋼製橋脚の準静的実験

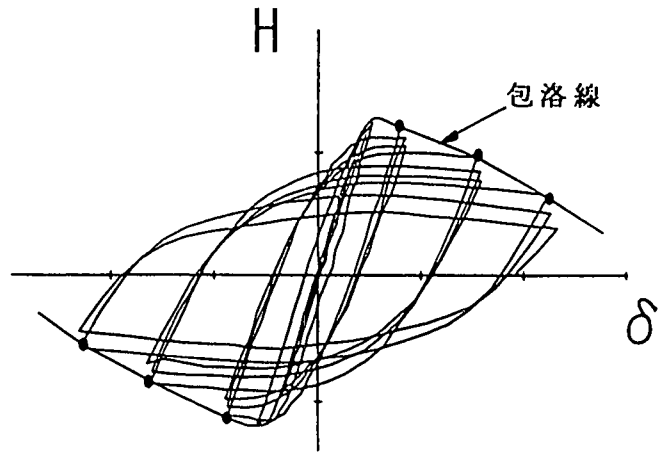


図 2.3 準静的実験から得られた履歴曲線と包絡線

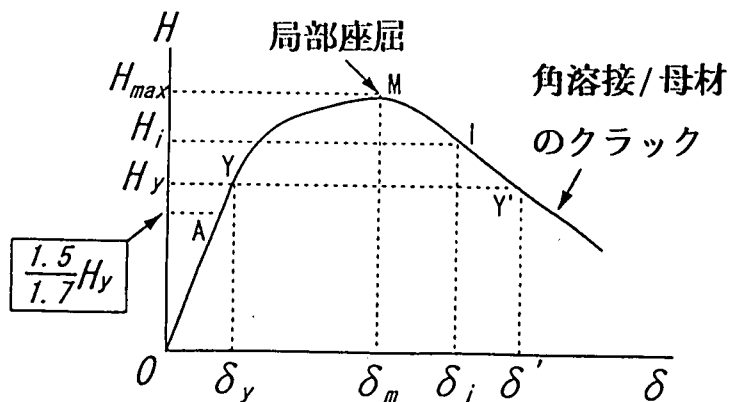


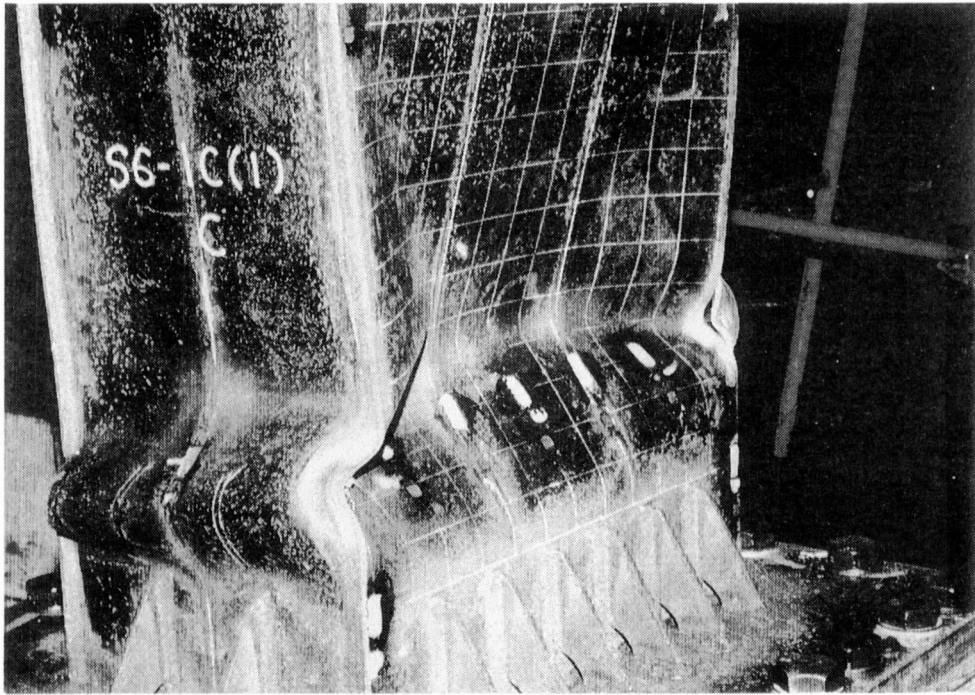
図 2.4 局部座屈およびクラックの発生時期

2.2.2 準静的性状

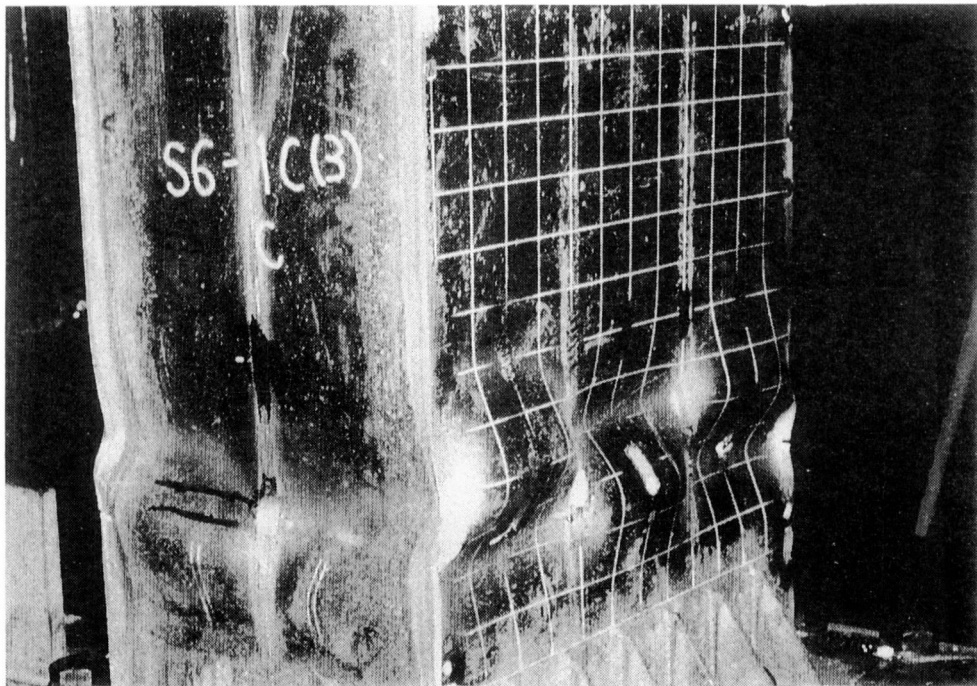
図 2.2 に示すような、頂部に一定鉛直荷重 P と繰り返し水平力 H を受ける片持柱タイプの箱形断面鋼製橋脚の変動変位準静的実験（第 II 編・II-3 参照）から得られる水平荷重 (H) - 水平変位 (δ) の履歴曲線（図 2.3）の包絡線は、概略図 2.4 のようになる。Y 点は降伏荷重で、理論的な初期降伏荷重、構成板要素の局部座屈荷重、または柱としての不安定荷重の最小値にほぼ等しい。通常、水平荷重は Y 点を過ぎてみずみ効果の影響で上昇し、概略水平荷重のピーク点 (M 点) 辺りで、局部座屈が認められるようになる。ただし、この時点では、局部座屈は肉眼で見分けるのは難しく、手で触れれば凹凸を感ずる程度である。その後、荷重を繰り返すごとに局部座屈が進展し、肉眼でも局部座屈波形を見分けられるようになる。局部座屈モードは、縦方向補剛材の剛比が、概略、最適剛比 γ^* （後述）の 3 倍以上であれば補剛材の位置で節となるモード、それより剛比が小さいときは幅方向に半波のモードとなる（写真 2.1）。局部座屈が進展する過程で、柱の損傷が拡大し、水平荷重が低下していく。しかし、局部座屈後も復元力が急速になくなるわけではなく、耐震性能の良い橋脚ではエネルギー吸収能力（履歴ループが囲む面積）はかえって増加してゆき、概略 Y 点（包絡線が再び降伏荷重 H_y と交わる点）辺りで最大となる [12]。また Y' 点よりさらに水平荷重が低下すると、角溶接部の割れ、または母材の破断（写真 2.2）などが生じ、急激に復元力を失う。水平荷重のピークまでは同一変位での繰り返し回数にあまり依存しないが、劣化域の勾配はこれに大きく依存する（後述の図 2.5(e) 参照。n が繰り返し回数）ため [12]、この領域での復元力特性を外力に無関係に定めるのは難しい。

震度法における設計荷重は A 点であるので、可能なら Y' 点までを耐震設計で利用するのが合理的である [5]。しかし、上述の理由により、この点を終局状態と設定すると、劣化域での損傷を的確に評価するモデルを考案し、弾塑性地震応答解析を実施する必要がある。

コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の挙動も上記と大差はない。しかし、コンクリートを適切な高さまで部分充填することにより、降伏荷重点 Y から最高荷重点 M までの強度および変形は、コンクリートを充填しない橋脚に比べ、格段に大きくなる（後述の図 2.11 参照）。これは、コンクリート充填により柱基部の局部座屈の発生が生じないか、または遅らされるからである。また、コンクリート充填長が十分で中空断面部に局部座屈が生じないような橋脚の多くは、ピーク荷重後 Y 点まで荷重が低下するに以前に、柱基部付近で脚部の角溶接部の割れ（写真 2.3）、脚とベースプレートの溶接部のクラックまたは脚の母材のクラックが生じ（写真 2.4）、次第に復元力を失っていく。角溶接部の割れは、充填コンクリートの存在により、鋼板が橋脚断面内部に局部座屈変形できず、4 枚と



(a) 半波の局部座屈モード ($\gamma / \gamma^* = 1.0$)



(b) 補剛材間の座屈モード ($\gamma / \gamma^* = 3.0$)

写真2.1 補剛板の座屈モード

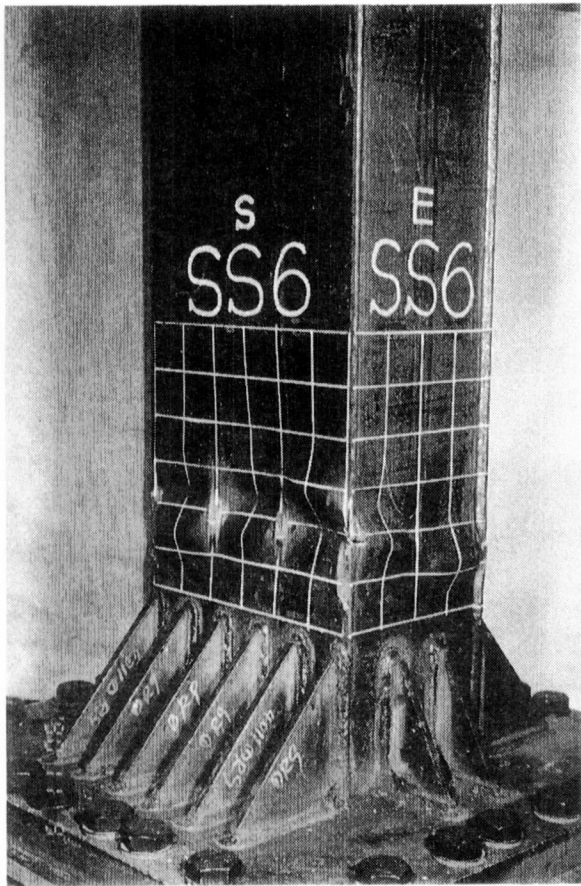


写真2.2 母材の破断

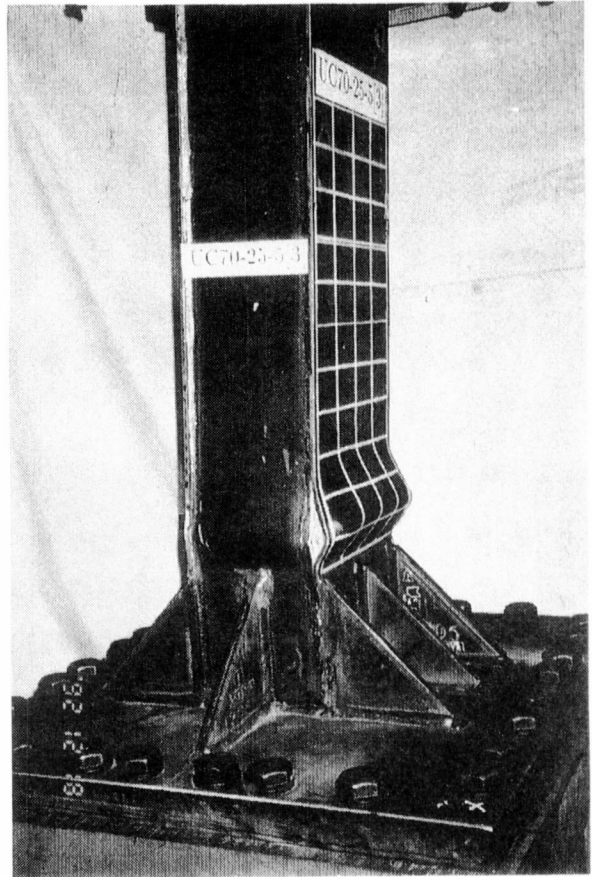
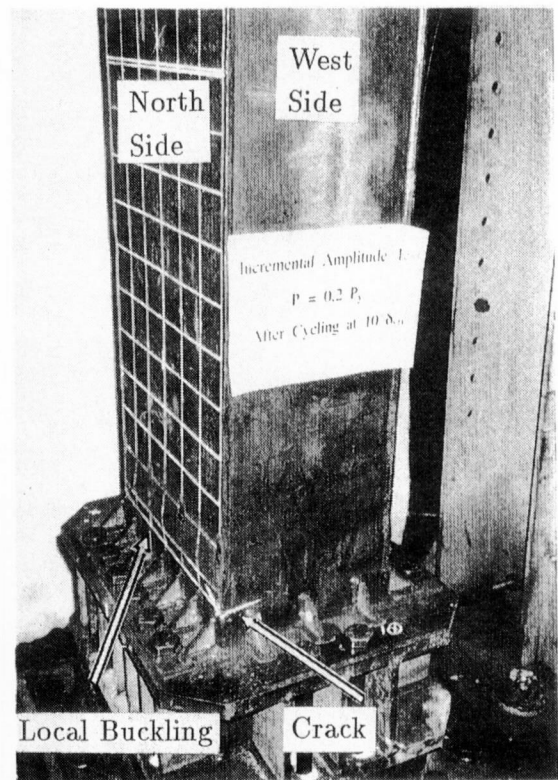


写真2.3 角溶接部の破断



(a) 三角リブのない場合



(b) 三角リブのある場合

写真2.4 実橋タイプ橋脚における脚の母材のクラック

も外側に変形するために生じる角溶接部の付加的曲げ応力に起因する。また、母材あるいはベースプレート付近の溶接部のクラックは、充填コンクリートにより柱基部の局部座屈発生が遅らされるため、ピーク荷重近辺で既にかなり大きい繰り返し塑性ひずみが鋼板あるいは溶接部に生じているためである。従って、コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局状態はピーク点（M点）またはその点から荷重が少し低下した点（図 2.4 の I 点で、例えばピーク荷重の 95% 荷重点）をとるのが現実的であろう。3.2 節の提案設計指針では、この点を終局状態としている。

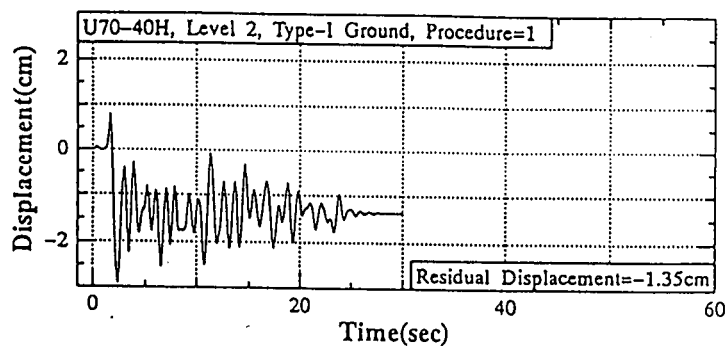
2.2.3 動的性状

第 II 編で詳しく述べるように、鋼製橋脚の地震時挙動は振動台実験あるいはハイブリッド地震応答実験により求められる。ここでは、ハイブリッド地震応答実験から得られた鋼製橋脚の地震時挙動について概説する。

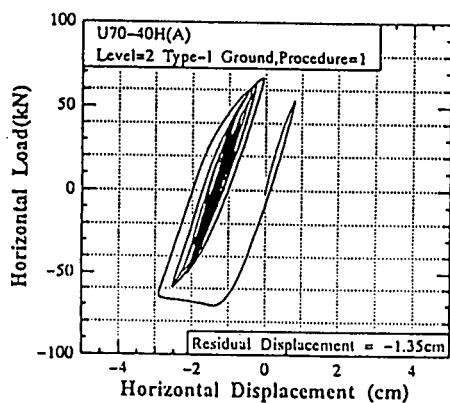
準静的実験によりほぼ同じ耐震性能を持つと判定された鋼製橋脚でも、地震時挙動は大きく異なることがある。すなわち、鋼製橋脚の地震時挙動は準静的実験では考慮されない、固有周期と入力地震動に大きく依存する。前者については後述するものとし、後者についてここで若干触れたい。

図 2.5 は現行道路橋示方書の震度法によって 1 次設計された同一鋼製橋脚モデルに、建設省土木研究所の I 種および III 種地盤用ハール 2 地震波（後述の L2a 地震波）を入力して行ったハイブリッド地震応答実験結果を比較したものである。I 種および III 種地盤用ハール 2 地震波は、最大加速度はそれぞれ 360gal および 443gal、継続時間は 2.5 秒および 5.0 秒である。この図から分かるように、I 種地盤用の地震波を入力した橋脚は片側に大きく傾き、元の位置に戻ることなく振動し、従って残留変位が大きく出ている。このような地震動は、地震終了後の橋梁の機能保持に重大な影響を与える。一方、III 種地盤用地震波は、I 種地盤用地震波よりも最大加速度は大きく、継続時間も長いに関わらず、橋脚の最大応答は I 種地盤のそれよりもかなり小さい。また、残留変位も非常に小さく、地震終了後の機能保持についても余り影響を及ぼさない地震波である。

上で考察したように、構造物の地震時の正確な挙動を求めるためには、動的実験あるいは動的応答解析がぜひ必要であり、準静的実験あるいは静的解析に基づく設計法には限界があることが分かる。

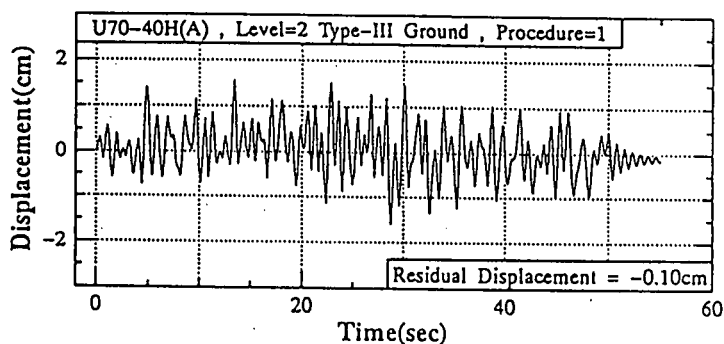


Displacement Time-History

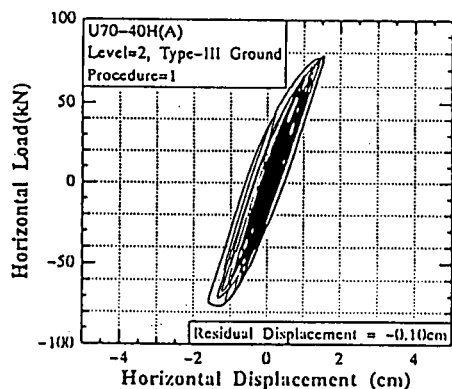


Restoring Force

Response due to Type I Ground Acceleration Record



Displacement Time-History



Restoring Force

Response due to Type III Ground Acceleration Record

図 2.5 鋼製橋脚モデルのハイブリッド地震応答実験結果

[地震波：建設省土木研究所レベル2地震波（上：I種地盤，下：III種地盤）]

2.3 鋼製橋脚の耐震性能を支配するパラメータ

鋼製橋脚の耐震性能を支配する主要なパラメータとして次のような項目が考えられる [9] : ①構成板要素の幅厚比 (箱形断面) または径厚比 (パイプ断面), ②柱の細長比, ③軸圧縮力, ④固有周期, ⑤断面形状, ⑥補剛材剛比, ⑦補剛材の細長比, ⑧溶接部, ⑨コンクリート充填高さ, などである. 以下, 単柱式鋼製橋脚について, これらのパラメータのいくらのより詳しい説明をする.

2.3.1 幅厚比または径厚比

箱形断面の場合はフランジ板の幅厚比 (フランジ幅と板厚の比), パイプ断面の場合は径厚比 (半径と厚さの比) が耐震性能に大きな影響を及ぼす. 幅厚比または径厚比は局部座屈強度を支配する重要なパラメータで, それらの値が小さいほど局部座屈が生じづらいので, 鋼重は増すが, 耐震性能が良くなる. 補剛箱形断面のフランジ板幅厚比および無補剛パイプ断面の径厚比は, それぞれ次式で定義される幅厚比パラメータ R_f , 径厚比パラメータ R_t を用いるのが便利である.

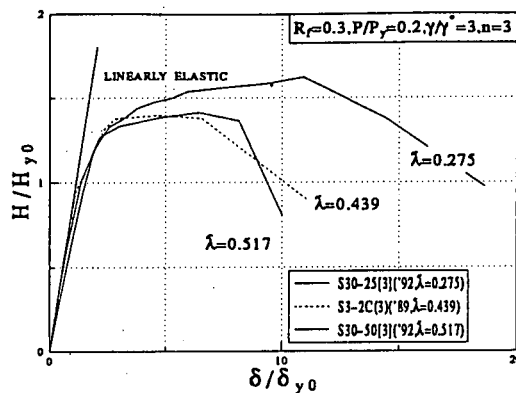
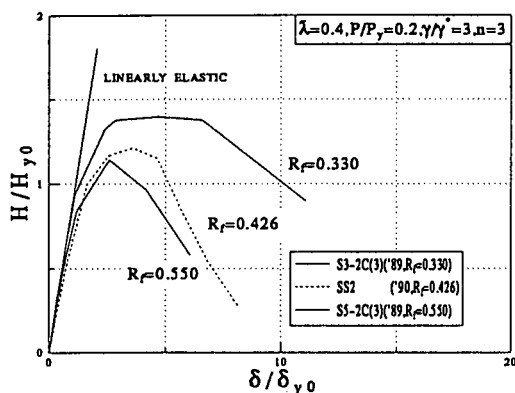
$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (2.1)$$

$$R_t = 1.65 \frac{\sigma_y}{E} \frac{D}{2t} \quad (2.2)$$

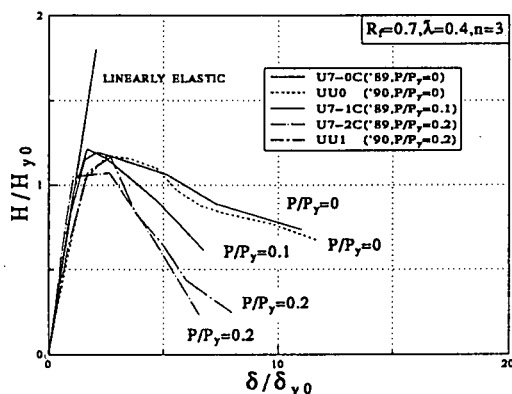
ここで, b =フランジ板幅, t =フランジ板厚, σ_y =降伏応力, E =弾性係数, ν =ポアソン比, $k=4n^2$ =座屈係数, n =縦補剛材で囲まれたサブパネルの数, D =パイプの直径である.

図 2.6(a) は頂部に一定鉛直荷重 (軸力) P と繰り返し水平荷重 H を受ける鋼製橋脚モデル (補剛箱形断面) の載荷実験から得られた履歴曲線の包絡線を R_f をパラメータにとって比較したものである [13]. ここで, 水平荷重 H および対応する水平変位 δ はそれぞれ鉛直荷重 P が零のときの降伏水平荷重 H_y および対応する水平変位 δ_y で無次元化してある. 図から分かるように, 幅厚比が大きい場合には, 水平荷重のピーク後荷重が急激に低下するが, 幅厚比が小さい場合 ($R_f=0.33$) には, 劣化の程度は小さくなる. なお, パイプ断面に関しても, 幅厚比パラメータを径厚比パラメータに置き換えれば同様なことが言える [14].

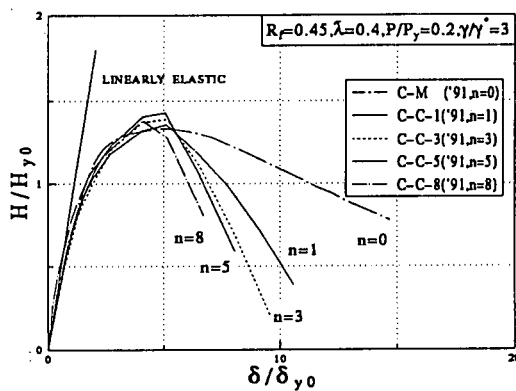
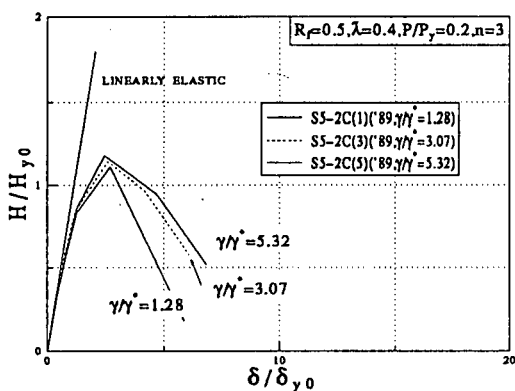
これまでの研究から, 急激な強度劣化を防ぐため, 幅厚比は少なくとも現行道路橋示方書の限界幅厚比以下 ($R_f < 0.5$) または限界径厚比以下 ($R_t < 0.091$) にしておくのが望ましい. 変形能を上昇させるためには, 後述のように, もう少し小さい値を用いるのが良い. ちなみに, 兵庫県南部地震で圧壊した 2 つの箱形断面鋼製橋脚の幅厚比パラメータの値は 0.6 前後であり, 耐震性能はあまり高く



(a) Effect of Width-Thickness Ratio (Stiffened) (b) Effect of Slenderness Ratio (Stiffened)



(c) Effect of Axial Load (Unstiffened)



(d) Effect of Stiffener Rigidity (Stiffened) (e) Effect of Number of Cycles (Stiffened)

図 2.6 各種パラメータが鋼製橋脚の準静的挙動に及ぼす影響

ない橋脚である。

2.3.2 細長比

細長比は、柱の全体座屈を支配するパラメータで、次式で定義される細長比パラメータを用いるのが便利である。

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2.3)$$

ここで、 K =有効座屈長（片持柱の時は2.0）、 h =柱の長さ、 r =断面2次半径である。

図 2.6(b) は、前述と同様な実験結果を、細長比をパラメータにとって比較したものである。図より明らかなように、細長比が大きいほど最高荷重後の劣化勾配が大きくなる。これは、細長比の大きな柱ほど水平変位が大きくなるため、 $P-\Delta$ 効果による付加的なモーメントの影響が大きくなるためである。

上記は、静的または準静的載荷の場合であるが、動的載荷の場合は固有周期が関係するため事情が違ってくる。片持柱橋脚の場合、後述のように、細長比は固有周期とほぼ比例的な関係にあり、細長比が大きくなると固有周期も長くなる。従って、動的挙動を考えた場合、細長比の大きい橋脚は細長比の小さい橋脚よりもかえって応答変位が小さくなり、安全になる場合がある。このことは、兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台の地震波のように、卓越周期が短周期領域に偏っている場合に顕著に現れる [15]。

2.3.3 軸圧縮力

軸圧縮力は、細長比と同様、 $P-\Delta$ 効果に影響を及ぼし、この値が大きいほど最高荷重後の劣化が激しくなる。軸圧縮力の影響は、軸力 P と全断面降伏軸力 P_y の比すなわち軸力比で評価するのが便利である。図 2.6(c) は軸力比が橋脚の挙動に及ぼす影響を図示したもので、この影響が明瞭に読みとれる。

橋脚に対する軸圧縮力の大きさは、震度法による1次設計を行う限り、橋脚断面が決まれば一義的に決定されることに注意すべきである。すなわち、鋼製橋脚の1次設計は、局部座屈の影響が無いとき（すなわち、 $R_t < 0.5$ または $R_t < 0.091$ のとき）には、次式が満足されるように行われる。

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{C_m \nu M_0}{M_y \left(1 - \frac{\nu P}{P_E}\right)} \leq 1.0 \quad (2.4)$$

$$\frac{\nu P}{P_y} + \frac{\nu M_0}{M_y} \leq 1.0 \quad (2.5)$$

ここで、 P_u = 有効座屈長を用いて計算した柱の中心軸圧縮強度、 M_y = 降伏モーメント、 M_o = 柱基部の曲げモーメント、 $C_m = 0.85$ = 等価モーメント修正係数 [16]、 ν = 安全率 ($=1.14$) である。式 (2.4) が部材の安定照査式、式 (2.5) が降伏照査式である。等価モーメント修正係数 C_m は、現行道路橋示方書では側方移動のない場合の式 ($C_m = 0.6 + 0.3M_2/M_1 = 0.6$) が用いられているが、片持柱のように側方移動のある柱に対する、より適切な値である 0.85 を用いる方がよい [16]。柱基部の曲げモーメントは、図 2.2 のような片持柱では $M_o = k_h \cdot P \cdot h$ (k_h = 設計水平震度で標準値は 0.2) であるので、これを式 (2.4),(2.5) に代入して求められる P の小さい方の値が許容最大軸圧縮力である。当然のことであるが、設計水平震度 k_h または安全率 ν の値を大きくすれば必然的に軸圧縮力は小さくなる。従って、兵庫県南部地震の教訓から、軸圧縮力の大きさに制限を設けた方がよいという意見があるが、これは設計水平震度または安全率を上げることと等価である。あるいは式 (2.4),(2.5) の右辺を 1.0 より小さい値にして座屈安定あるいは降伏に対して余裕を持たせるという考え方も出来る。

橋脚のハイブリッド地震応答実験においても、震度法で設計した構造物を実験すると言う前提に立つならば、加えるべき軸圧縮力の大きさは上と同様な過程から決定されるべきである。

現行道路橋示方書の震度法で用いられる設計水平震度（ただし、地域別補正係数および重要度別補正係数は共に 1.0 とする）と式 (2.4), 式 (2.5) を用いて求められた軸力比 P/P_y を細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ に対してプロットしたものが図 2.7 である。

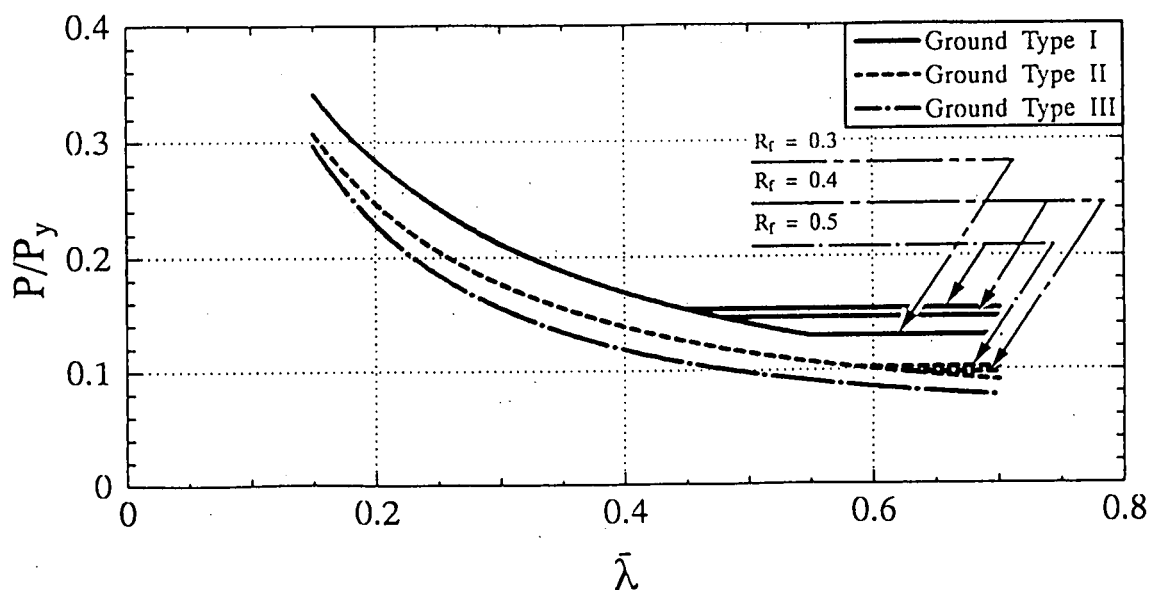


図 2.7 震度法で設計された橋脚の軸力比と細長比の関係（箱形断面）

これは、正方形箱形断面（補剛材本数3本で、 $R_f = 0.3 \sim 0.5$ ）に対して求められたものである。軸力比は、補剛材本数に無関係に、また細長比パラメータが概略0.5より小さいときには、幅厚比パラメータにほぼ無関係に次式で表される。

$$\frac{P}{P_y} = ae^{-b\sqrt{\bar{\lambda}}} + c \geq d \quad (0.15 \leq \bar{\lambda} \leq 0.7) \quad (2.6)$$

ここで、 a, b, c, d は定数で、表2.1に示すとうりである。

表 2.1 式 (2.6) の定数 $a \sim d$ の値

Ground Type	a	b	c	d
I	1.21	3.70	0.0519	0.130 ($R_f = 0.3, \bar{\lambda} \geq 0.55$)
				0.146 ($R_f = 0.4, \bar{\lambda} \geq 0.48$)
				0.153 ($R_f = 0.5, \bar{\lambda} \geq 0.45$)
II	1.53	4.72	0.0609	—
				0.097 ($R_f = 0.4, \bar{\lambda} \geq 0.63$)
				0.102 ($R_f = 0.5, \bar{\lambda} \geq 0.59$)
III	2.08	5.59	0.0576	—
				—
				—

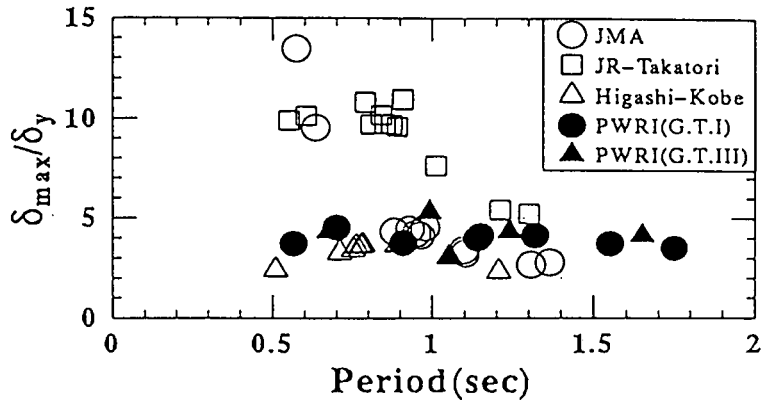
図から、軸力比は細長比の大きさに反比例し、実用的な細長比 $\bar{\lambda}$ の領域が0.2以上とすると高々0.25であり、建築構造物と比べるとかなり低いことが分かる。

なお、今回の地震では鉛直動の大きさが問題になっているが、この影響については軸圧縮力の増大という観点から研究しておく必要がある。

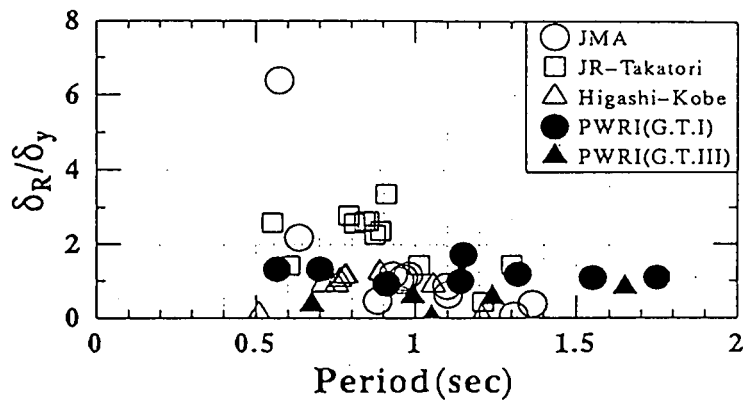
2.3.4 固有周期

前述のように地震動によっては橋脚の固有周期が動的応答に非常に大きな影響を与える。図2.8は、震度法で設計された鋼製橋脚（コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚を含む）を用いたハイブリッド地震応答実験から得られた最大応答変位 δ_{max}/δ_y （ここで、 δ_y = 降伏変位）、残留変位 δ_R/δ_y 、累積履歴吸収エネルギー $\Sigma E/E_0$ （ここで、 E_0 = 弾性限でのひずみエネルギー）を固有周期 T に対してプロットしたものである[17]。用いた地震波は、兵庫県南部地震で観測された3種類の地震波（I種地盤：神戸海洋気象台(JMA)、II種地盤：JR鷹取駅、III種地盤：東神戸大橋）および建設省土木研究所(PWRI)のレベル2a地震波（I及びIII種地盤）である。この図より分かるように、神戸海洋気象台、JR鷹取駅の地震波は、固有周期の変化による最大応答変位および残留変位の変動が激しく、

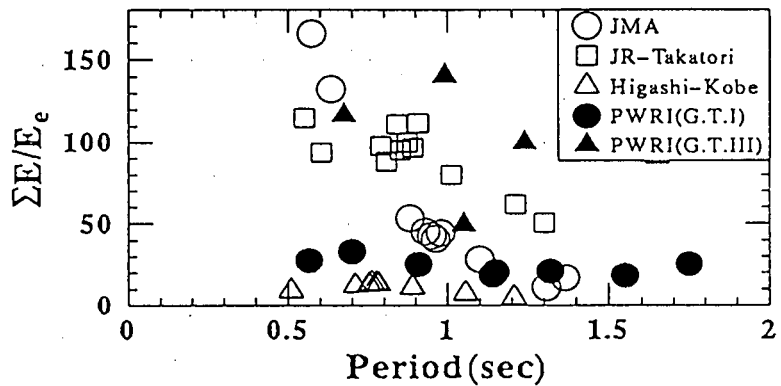
しかも固有周期が小さい領域で非常に大きな値を示す。それに対し、東神戸大橋および建設省土木研究所のハル2a地震波は固有周期の変動にほぼ無関係に、一定の比較的小さい応答値を示す。履歴吸収エネルギーについてもほぼ上と同じことが言えるが、例外は土木研究所のⅢ種地盤地震波で、神戸海洋気象台およびJR鷹取駅の地震波に匹敵するほどの大きな値を示している。これは、この地震波の継続時間が他の地震波に比べ格段に長いことに起因する。履歴吸収エネルギーは構造物の損傷と相関関係があると言われている。所が、土木研究所のⅢ種地盤地震波は、橋脚にあまり大きな損傷を与える地震波ではないことから、履歴吸収エネルギーだけで橋脚の損傷度を測るのは問題があるかもしれない。橋脚の固有周期は、上部工および橋脚の自重および橋脚の剛性によって決まってくる。ところが、自重は橋脚に作用する軸力Pそのものであって、これは前述のように細長比の関数であり、橋脚の剛性も同様に細長比の関数である。従って、固有周期は、細長比の関数で表されることが予想される。図2.9は、2.2.3節で用いた補剛箱形断面（SM490材で $\sigma_y = 32\text{kg/mm}^2$ ）に



(a) Maximum displacement δ_{max}



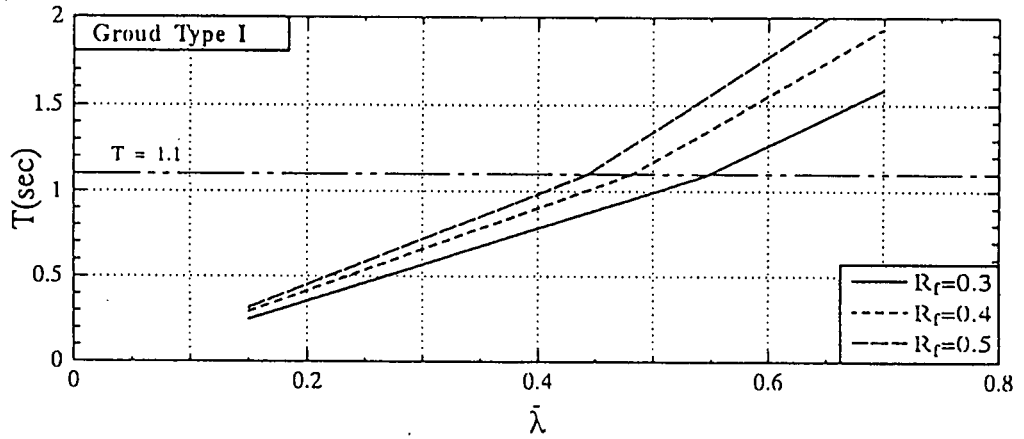
(b) Residual displacement δ_R



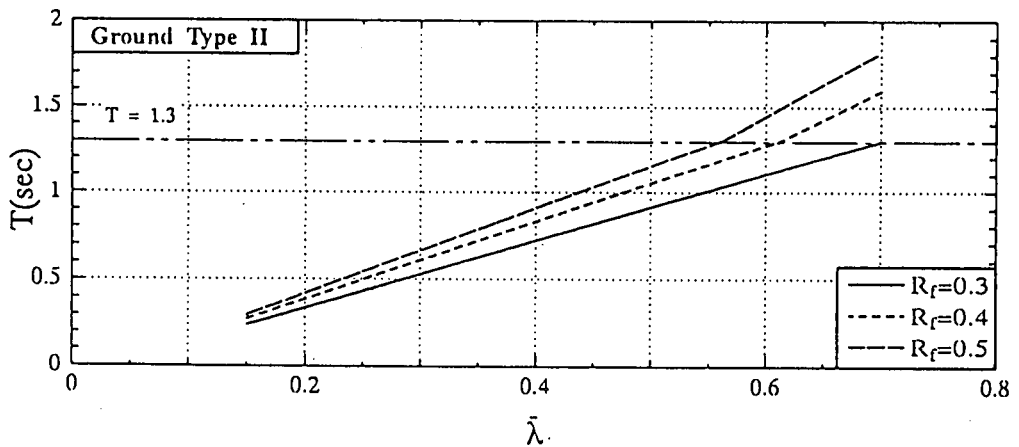
(c) Cumulative energy ΣE

図2.8 ハイブリッド実験から得られた橋脚の最大応答変位、残留変位および累積エネルギー吸収量

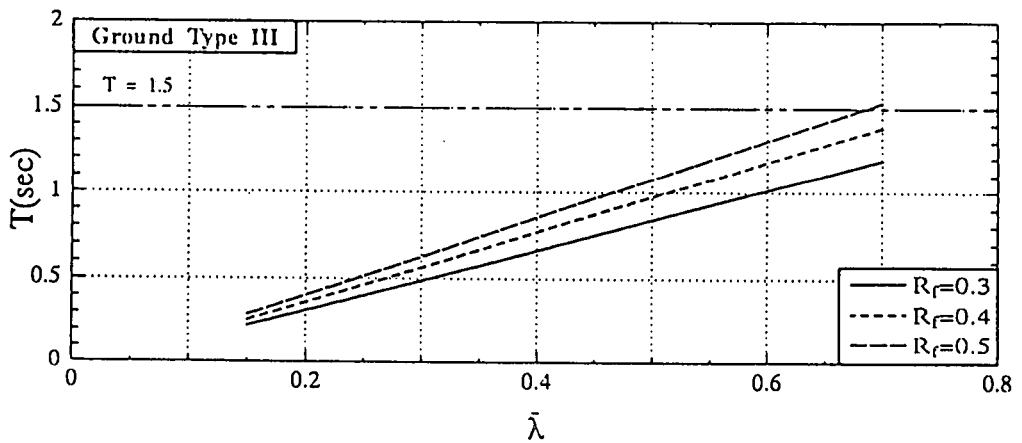
して計算した固有周期と細長比の関係である。この図より、固有周期は細長比にほぼ比例的に増大し、多くの鋼製橋脚の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が 0.4 以下であることを考えると、固有周期は 1 秒以下であることが分かる。なお、この図は $\sigma_y = 32 \text{ kgf/mm}^2$ として計算されたものであることに注意する。



(a) Ground Type I



(b) Ground Type II



(c) Ground Type III

図 2.9 震度法で設計された橋脚の固有周期と細長比の関係
(箱形断面, $\sigma_y = 32 \text{ kgf/mm}^2$)

2.3.5 補剛材剛比および幅厚比

補剛板に対しては縦方向補剛材が重要な役目を果たし、これが座屈すると補剛板の耐荷力が無くなり、変形能が低下する。そのため、補剛材の剛性は高くし、また、幅厚比を小さくしておく必要がある。補剛材の剛度は、縦方向補剛材剛比 γ と線形座屈理論から求められる最適剛比 γ^* (現行道路橋示方書の式 (3.2.5) および (3.2.7) で $t_0/t=1.0$ と置いた式) との比で表すのが便利である。また、補剛材の幅厚比は片持ち板の幅厚比パラメータ R 。(式 (2.1) で、 $k=0.425$ と置いた式) を用いるのが便利である。

図 2.6(d) は、補剛材剛比が水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線に及ぼす影響を示したもので、 γ/γ^* を 1.28 から 3.02 と変化させても最高荷重までは、曲線の形は余り変化しないが、劣化域で勾配が緩やかになる。これは、 $\gamma/\gamma^*=1.28$ 程度では縦補剛材が有効に働かずフランジ全体が幅方向に半波のモードで座屈するが、 $\gamma/\gamma^*=3$ 程度になると座屈モードが縦方向補剛材間で半波となるモードに移行するためである。このことから、剛比を $5.32\gamma^*$ に上げてても、劣化勾配は余り改善されないことも理解できる。従って、剛比 γ は線形座屈解析から求められる最適剛比の 3 倍程度以上にするのがよいであろう。ちなみに、現行道路橋示方書の必要剛比は、幅厚比パラメータ $R \leq 0.5$ の領域で、 γ^* より、概略 $(R/0.5)^2$ に比例して小さくなる。例えば、 $R=0.3$ の時は γ^* のほぼ 36% の値になり、かなり小さくなることに注意する必要がある。

また、現行道路橋示方書での補剛材の限界幅厚比パラメータは 0.7 であるが、耐震性能を上げるために、0.5 程度以下にするのが望ましい。

2.3.6 補剛材細長比

補剛板の変形能を支配するもう 1 つの重要な量として補剛材の細長比がある。これは、補剛材と隣接する 2 枚の板パネルの幅の半分ずつからなる T 型断面の柱を考え、次式で定義される細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ で表すのが便利である [18]。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2.8)$$

$$Q = \frac{1}{2R} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R}] \leq 1.0 \quad (2.9)$$

$$\beta = 1.33R + 0.868 \quad (2.10)$$

ここで、 a = ダイアフラム間距離または横方向補剛材間隔、 r_s = 1 本の補剛材と隣接パネルからなる T 型断面 (ただし、T 型断面のフランジ総幅は縦方向補剛材

間隔)の、板パネルに平行な主軸回りの断面2次半径、 Q =縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度、 R =補剛板の幅厚比パラメータで式(2.1)で表される。式(2.8)の補剛材細長比は、奈良によって定義された量である[6]。

図2.10は、純圧縮補剛板の終局ひずみ $\epsilon_{u,s}$ を降伏ひずみ ϵ_y で除した量を補剛材細長比パラメータに対してプロットしたものである。この図より、補剛板の変形能は、 $\bar{\lambda}_s$ が0.3より小さくなると急激に大きくなり、 $\bar{\lambda}_s=0.2$ では実質上局部座屈は無視でき、降伏ひずみの20倍以上の変形能が期待できることが分かる。図中の終局ひずみと補剛材細長比パラメータの関係は次式で表される。

$$\frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (2.11)$$

上式は、3.2節において、鋼製橋脚の終局変位を求めるときに使われる。

補剛材細長比 $\bar{\lambda}_s$ は補剛材剛比とは独立ではなく、補剛

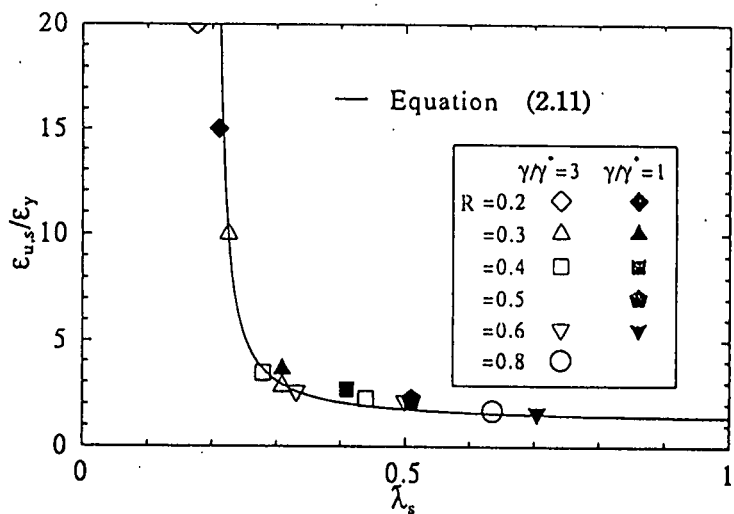
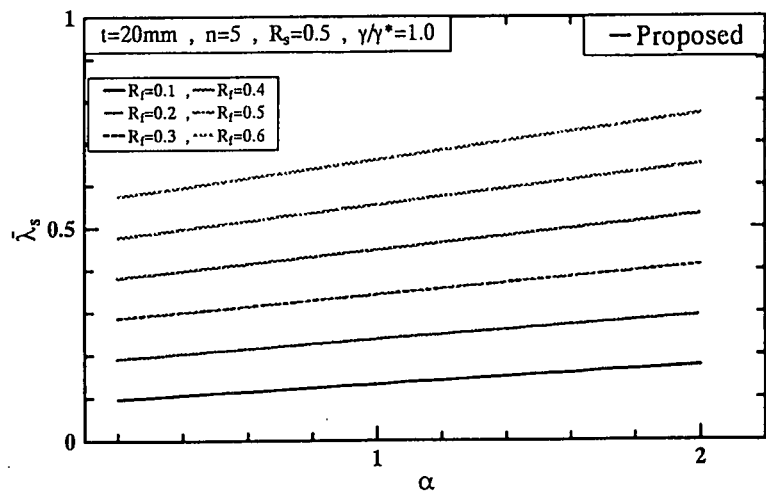
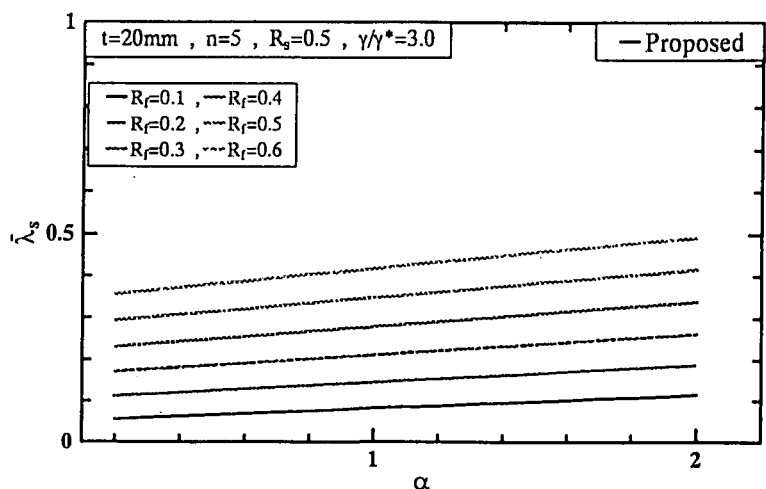


図 2.10 極限ひずみ $\epsilon_{u,s}$ と $\bar{\lambda}_s$ の関係



(a) $\gamma / \gamma^* = 1.0$



(b) $\gamma / \gamma^* = 3.0$

図 2.10 補剛材細長比 $\bar{\lambda}_s$ とアスペクト比 α の関係 ($R_t = R$)

板幅厚比パラメータ R および補剛板のアスペクト比 $\alpha = a/b$ を介して、概略次式で関係づけられる。

$$\bar{\lambda}_s = \left(0.067R + \frac{0.03}{\gamma/\gamma^{*0.2}} + \frac{0.065R}{\gamma/\gamma^*} \right) \cdot \alpha + (0.47R)^{(0.035\gamma/\gamma^*+1)} + \frac{0.47R}{\gamma/\gamma^*} \quad (2.12)$$

上記の関係は、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ および 3.0 の場合について図 2.11 に示す。この図より、 $\bar{\lambda}_s=0.2$ を確保するためには、次のようにパラメータを選択すればよい。

表 2.2 $\bar{\lambda}_s=0.2$ を確保するために必要なパラメータの値の例

α	γ/γ^*	R
0.5	1.0	0.19 以下
	3.0	0.34 以下
1.0	1.0	0.16 以下
	3.0	0.31 以下

この表より、 $\alpha=0.5$ のとき、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ であれば $R < 0.19$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ であれば $R < 0.34$ でよいことが分かる。後者の場合は、実際の設計でも十分実現可能な数値である。効率的な設計法としては、 $\alpha=1.0$ 、 $R=0.35$ 、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ 程度で補剛板の設計を行い、その後、中間に横方向補剛材を 1 本設けることである。 そのことにより、アスペクト比 α は 0.5 になり、補剛材剛比 γ/γ^* は概略 4.0 程度になるので、 $\bar{\lambda}_s$ は 0.2 に近くなって設計された補剛板の変形能は十分大きくなる。

なお、部材としての変形能を評価するためには細長比も考慮する必要があるが、これについては後述する。

2.3.7 溶接部

箱形断面の場合、角溶接部が重要になる。兵庫県南部地震で圧壊した 2 基の橋脚のいずれも角溶接部が裂けた状態で崩壊していた [11]。角溶接部の割れは、コンクリート部分充填柱の準静的載荷実験において、変形がかなり進んだ状態でコンクリート充填部に観察される（写真 2.2）。従って、コンクリート部分充填鋼製橋脚のコンクリート充填部の角溶接部に対しては、次のような措置をとるのが望ましい。

- ① 全断面溶け込みグループ溶接またはそれに相当する溶接にする。
- ② コーナー部を円形にした断面（R 付き箱形断面）にする。
- ③ 角を補強した構造にする。

実験室で見られたもう 1 つの溶接部の損傷事例としては、脚基部と上ベースブ

レートの溶接部の割れがある（写真 2.4）。この事例については前述したが（2.2 節），コンクリート充填柱において，縦方向補剛材が上ベースプレートを貫通していないディーテールを持つ供試体の準静的実験で観察されている。ただし，レベル 2 地震動を数回入力して行ったハイブリッド地震応答実験あるいは振動台実験では現れていない [17,19,20]。また，兵庫県南部地震での事例も報告されていない。従って，溶接部の低サイクル疲労に起因すると考えられるこの種の損傷 [7] は，柱基部のディーテールに注意すれば，レベル 2a の実地震動を数回入力した程度では生じないと考えても良いと思われる。これは，準静的実験に見られるような高ひずみが多数回繰り返されるといことが実地震動に対してはないからであろう。但し，これまでの実験では，ひずみ速度の影響については考慮されていない。

兵庫県南部地震で見られた溶接部の損傷の事例として門型ラーメン隅角部の亀裂がある。これについてはまだ十分研究が進んでいないが，衝撃的な地震動の影響という説明がなされている。この意味するところは，高ひずみ速度（文献 [21] によれば，今回の地震で構造物内に生じたであろうひずみの速度は 20%/sec 程度にもなるという）による脆性的な破壊ということであろう。もしそうであるならば，このような破壊モードを実験室で再現するためには，できる限り実物に近い模型を用いた，リアルタイム・スードダイナミック実験（実時間で行うハイブリッド地震応答実験）あるいは振動台実験など，高速載荷実験設備が必要である [21]。

2.3.8 コンクリート充填高さ

コンクリートを柱基部に部分充填することにより局部座屈の発生が遅らされるため，橋脚の変形能は格段に上昇する。図 2.12 は，フランジの幅厚比パラメータ $R_f=0.45$ ，細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.25$ で $P/P_y=0.2$ の軸圧縮力を受ける箱形断面橋脚モデルに，コンクリートを柱高さの 50%(SC45-25-5) および 30%(SC45-25-3) 充填した場合の $H-\delta$ 履歴曲

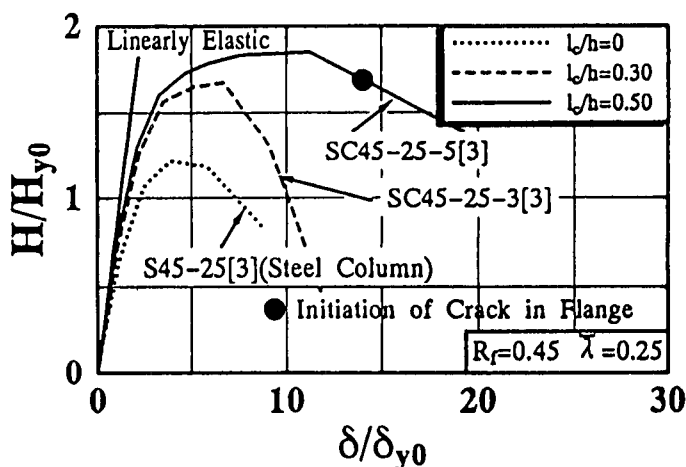


図 2.12 コンクリート充填の効果

（ l = コンクリート充填高， h = 柱高）

線の包絡線を鋼柱 (S45-25) のそれと比較したものである [22]。図からコンクリート充填の効果は明らかで，強度および変形能ともに格段に上昇することが分かる。次に，充填コンクリートの効果を明白に示すハイブリッド地震応答実験結果 [17]

を示す。ハイブリッド実験の詳細については、第2編のII-2、II-3で述べられている。図2.13は、フランジ幅厚比パラメータ $R_f=0.45$ 、細長比パラメータ $\lambda=0.35$ の補剛箱形断面で、無充填コンクリート供試体 S45-35H と柱の長さの20%だけコンクリートを充填した供試体 SC45-35-20H を用い、兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取駅の地震波を用いたハイブリッド地震応答実験結果（時刻歴応答および復元力特性）を比較したものである。この図より、コンクリートの充填効果は明らかで、コンクリート充填供試体には劣化域が存在せず、従って局部座屈は発生せず、且つ残留変位もコンクリート無充填の供試体に比べ 1/2 程度に減少している。

コンクリート部分充填橋脚の設計の際に注意すべきことを列挙すると以下のようになる。

- (1) コンクリート充填部の上部には必ずダイアフラムを設け、コンクリートを閉じこめた状態にする [22]。ダイアフラムを設けないと、柱基部のコンクリートに水平方向のクラックが貫通し、コンクリートが上下に2分割されてしまい、強度および変形能ともダイアフラムを設けた場合ほど上昇しない。

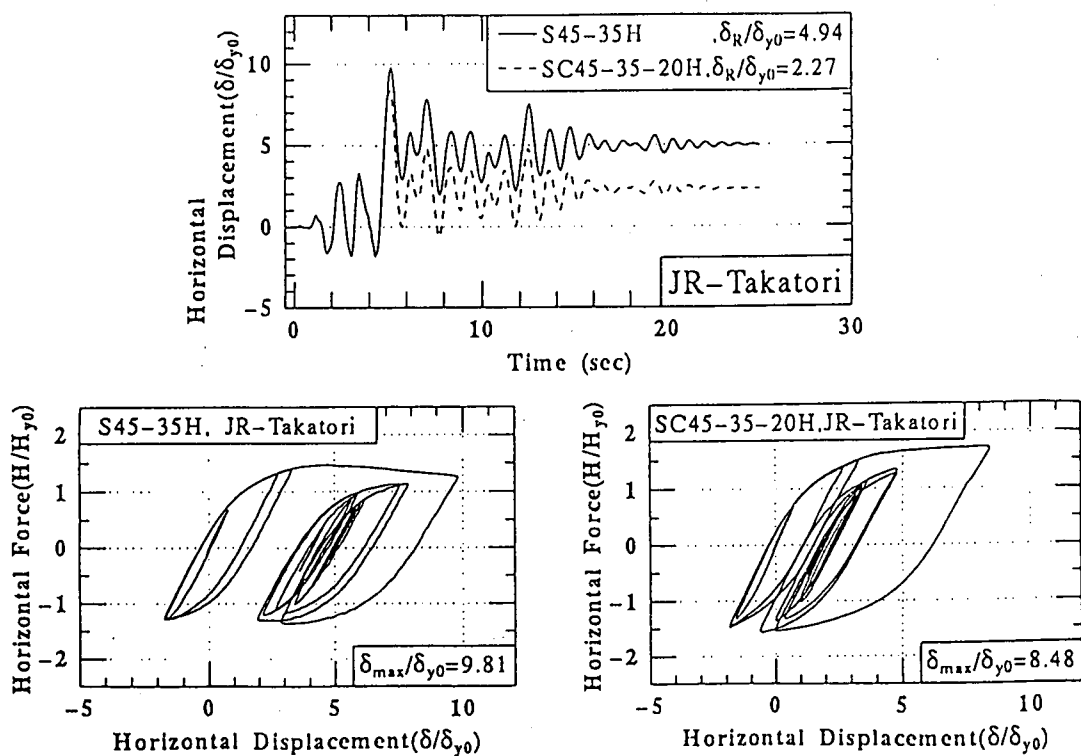


図 2.13 コンクリート部分充填柱（SC45-35-20H）と無充填柱（SC45-35）のハイブリッド実験の結果（地震波：JR 鷹取駅）

- (2) コンクリートの充填高さは、コンクリート充填部および中空断面部がほぼ同時に限界状態（コンクリートの破壊または局部座屈崩壊）に達するようにする。このことにより、コンクリート無充填部が適度に塑性変形し、ほぼ最大の変形能が得られる [18].
- (3) 充填コンクリートにより柱基部の抵抗モーメントが上昇するので、1次設計においてはそれを見込んで柱中間の断面変化部に余裕を持たせて設計する [22]. これらの注意点を取り入れたコンクリート部分充填鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法および機能保持照査法は第 I 編・I-3 で述べられている。

2.3.9 静的実験における繰り返し回数

変動変位振幅の準静的実験は、第 II 編・II-3 で述べられているように、各変位振幅である決められた回数（ n 回）の繰り返し载荷を行う。その際、2.2 節で触れたように、繰り返し回数 n が荷重-変形関係に及ぼす影響を考慮しておく必要がある。

図 2.6(e) は同一の供試体について、 $n=0$ （単調载荷）、1,3,5,8 として行った実験の履歴曲線の包絡線を比較したものである [12]。単調载荷実験結果と繰り返し载荷実験結果を比較すると、最大荷重に至るまでは、差は余り大きくないものの、繰り返し载荷実験の方が最大荷重は大きくなる。これは繰り返しひずみ効果 (Cyclic Strain-hardening) と言われる現象 [23] で、繰り返し载荷により、ひずみ効果の影響が単調载荷より早く現れる現象である。最大荷重に対応する変位は、 $n=5$ までは余り差がない。繰り返し回数の影響が最も大きく現れるのは最大荷重以後の挙動である。特に、単調载荷と $n=1$ の差が大きく、 $n=3$ より大きくなると繰り返し回数の影響は徐々に小さくなる。

準静的実験を行う目的は、①部材の耐震性能を調べ、部材間の比較をする、②動的解析のための復元力モデルを構築するときの基礎資料を得る、などである。①のためには、同一の繰り返し回数で行った実験結果あるいは繰り返し回数の影響を取り入れた部材の損傷度指標（第 2 編・II-6 参照）などを用いて比較を行う必要がある。損傷度指標によって耐震性能を比較する方法は、様々な载荷条件で行った実験結果を同一の基準で評価できるため便利である。一方、②のためには、スケルトンカーブを得るための単調増大荷重実験および少なくとも 1 本の繰り返し载荷実験が必要である（第 2 編・II-5 参照）。後者の実験での繰り返し回数 n は、理論的には任意でよいが、種々の変位振幅での結果をモデルに反映させるためには、ある変位で急激に荷重が低下する場合（例えば $n=8$ 以上）よりも比較的穏やかに劣化して行く $n=1 \sim 3$ 程度の値にするのがよいと思われる。もちろん可能ならば、 n を変えて 2、3 本の実験を実施するのが望ましい。

2.4 鋼製橋脚の強度と変形能

前節で述べたように、鋼製橋脚の強度と変形能は種々のパラメータの影響を受ける。ここでは、特定のパラメータの値に対して、期待できる橋脚の強度と変形能の具体的な数値について述べる。ただし、コンクリート無充填の箱形断面橋脚を対象とする。

支配的なパラメータのうち、影響の大きいパラメータ [13] として、①フランジ板の幅厚比パラメータ R_f 、②細長比パラメータ λ 、③軸力比 P/P_y を取り上げ、準静的実験から得られた最高荷重 H_{max}/H_y 、 H_{max} に対応する変位 δ_m/δ_y 、 $0.95H_{max}$ まで荷重が低下した点に対応する変位 δ_{95}/δ_y (ここで、 H_y および δ_y は、それぞれ降伏荷重および降伏変位) を上記パラメータの適切な組み合わせを横軸にとって示したものが図 2.14 である (詳細については、第 II 編・II-3 参照)。 H_{max} および δ_m に及ぼす軸圧縮力 P の影響はあまり大きくないので無視してある。実線は最小 2 乗法によって求められた回帰曲線 (M 曲線)、点線はそれから条件付標準偏差を差し引いた曲線 (M-S 曲線) である。この図から分かるように、実験値特に変形のばらつきが大きい。この原因については、文献 [13] に詳細に考察されている。強度は、降伏荷重の 1.1 倍以上は期待できるようである。変形能 δ_m/δ_y は、実験値が少ないので確定的なことは

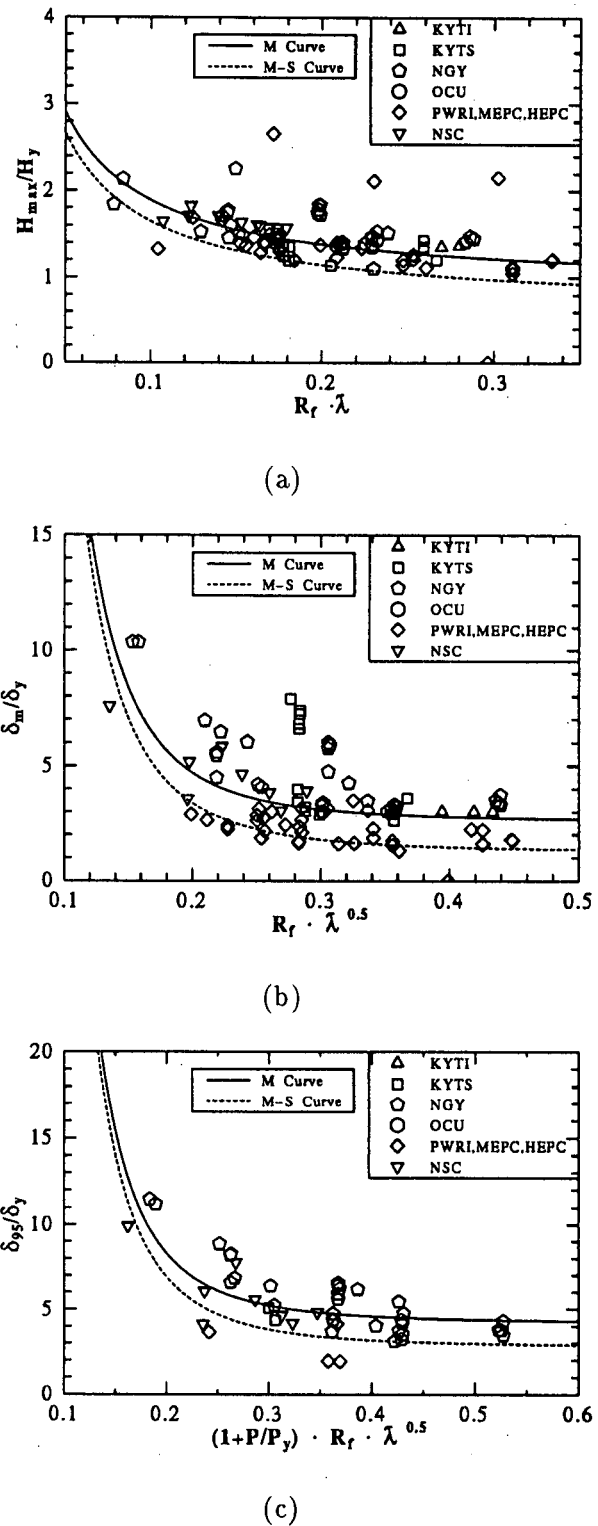


図 2.14 補剛箱形断面橋脚の強度と変形能 (実験値と回帰曲線)

言えないが、横軸が概略 0.2 以下になると急激に上昇する。2.3.6 節で考察した大きな変形能が期待できる補剛板の場合、例えば $R_r=0.35$ とすると、図 2.14(b) の横軸が 0.2 より小さくなる細長比パラメータの値は概略 0.33 程度である。細長比パラメータがこれ以下であれば、最高荷重を基にした橋脚の平均的な変形能 δ_m / δ_v は概略 4.5 は確保できるようである。

2.5 鋼製橋脚の終局限界状態および機能保持限界状態

2.5.1 終局限界状態

鋼製橋脚モデル、橋脚定着部モデルの準静的実験、ハイブリッド地震応答実験、振動台実験等から得られた終局限界状態に、阪神・淡路大震災での事例を含めると、鋼製橋脚の終局限界状態は次のようなものが考えられよう。

- (1) 脚部の過度の塑性変形
- (2) 脚部の過度の局部座屈変形
- (3) 脚部の母材の破断
- (4) 脚部の角溶接部の割れ
- (5) 脚基部とベースプレートの溶接部の割れ
- (6) 不静定構造物の場合の隅角部の溶接割れ
- (7) フーチングの破壊
- (8) 橋脚定着部のアンカーボルトの破断あるいは過度の伸び
- (9) 基礎の損傷

想定地震動の元でこれらの限界状態が生じないように橋脚を設計するのが、終局耐震設計法である。

2.5.2 機能保持限界状態

ここで言う機能保持限界状態は、終局限界状態に達していなくても、橋梁が本来持っている機能を喪失する限界状態を言う。すなわち、大地震終了後の橋梁の使用性限界のことである。この限界状態を考えた鋼橋の耐震設計法については次節（第 I 編・I-3）で詳述する。ここで考えている機能保持限界状態は次の 2 つである。

- (1) 過度の地震応答変位
- (2) 過度の残留変位

過度の地震応答変位は、落橋という重大な事態を招き、過度の残留変位はその程度により機能回復までに一定の期間を必要とするか、または修復不可能になり、復旧までの期間、橋としての機能を停止することとなる。

参考文献

1. Fukumoto, Y. and Kusama, H.: Cyclic Bending Tests of Thin-walled Box Beams, Proc. of JSCE, No.356/I3, pp.141-151, 1985.4.
2. 福本 昉士・草間 晴幸：薄肉鋼箱形けたの交番座屈挙動特性，構造工学論文集 A, 31A, pp.37-50, 1985.3.
3. Fukumoto, Y. and Lee, G.C. ed.: Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading, CRC Press, 1992.
4. 鋼構造物のダクティリティー評価に関する調査研究グループ（委員長：渡邊 英一）：鋼構造物のダクティリティー評価に関する調査研究，土木学会関西支部，1991年6月
5. 土木学会鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状小委員会（委員長：山田 善一）：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，1992年3月.
6. 倉西 茂編：鋼構造物の終局強度と設計，土木学会鋼構造シリーズ6，1994.
7. 阪神高速道路管理技術センター・日本鋼構造協会：鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する研究業務・報告書，1995年3月.
8. 日本建築学会：地震荷重：その現状と将来の展望，1987年11月.
9. 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.
10. 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.
11. 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会：鋼構造の安全性の調査報告，1995年5月.
12. 宇佐美 勉・坂野 茂・是津 文章・青木 徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39A, pp.235-247, 1993年3月.
13. 鈴木 森晶・宇佐美 勉・繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，No.519/I-32, pp.115-125, 1995年7月.
14. 水谷 慎吾・宇佐美 勉・青木 徹彦・伊藤 義人・岡本 隆：パイプ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.42A, pp.105-114, 1996年3月.
15. 宇佐美 勉：阪神大震災から得た教訓と今後の耐震設計—鋼構造，平成7年度土木学会中部支部第2回技術講座，1996年1月.
16. 福本 昉士編：座屈設計ガイドライン，土木学会構造工学シリーズ2，1987.
17. 才塚 邦宏・宇佐美 勉・鈴木 森晶・伊藤 義人：兵庫県南部地震で観測された地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，阪神・

- 淡路大震災に関する学術講演会講演論文集，土木学会， pp. 551-558,1996年1月.
18. 宇佐美勉・鈴木森晶・I.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 ,No.525/I-33,pp.69-82,1995年10月.
 19. 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， No.525/I-33, pp.55-67, 1995年10月.
 20. 首都高速道路公団：鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する実験研究（概要書），鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG提出資料，1994年7月.
 21. 伯野元彦：地震動のどのような特性が壊したのか+地盤の非線形性の影響，阪神・淡路大震災に関する学術講演会講演論文集，土木学会， pp.125-130,1996年1月.
 22. 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年3月
 23. Shen,C., Mizuno,E. and Usami,T: Development of a Cyclic Two-Surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, NUCE Research Report No.9302, Department of Civil Engineering, Nagoya University, 1993.