

第1編 概論

概 論

名古屋大学大学院
工学研究科 宇佐美 勉

要 旨

本章では、阪神・淡路大震災（以後、大震災と略称する）で見られた鋼橋、特に鋼製橋脚の被害実例、ならびにそれから学んだ教訓を総括する。次いで、大地震時の鋼製橋脚の挙動および耐震性能向上のための方策について述べ、大震災後10年間の鋼構造物に対する耐震設計の進展について概観する。最後に、本講座を終えた技術者が更に勉強するための参考書を挙げている。

1. 大地震で鋼橋はどう壊れたか

参考文献

2. どうすれば鋼橋は地震に強くなるか—鋼製橋脚の例

2.1 鋼製橋脚の地震時挙動

2.2 鋼製橋脚の耐震性能を支配するパラメータ

参考文献

3. 何がどこまで分かったか—10年間の耐震技術の進展

3.1 緒言

3.2 課題別の進展と成熟度

3.3 結言

参考文献

4. さらに勉強するために

参考書

1. 大地震で鋼橋はどう壊れたか

大震災、あるいは実験室で観察された鋼製橋脚の損傷・破壊モードは次のようである^{1),2)}

- a) 脚部の局部座屈 (写真 1-1, 写真 1-2)
- b) 脚部の局部座屈と全体座屈の連成 (写真 1-3)
- c) ラーメン橋脚梁のせん断座屈 (写真 1-4)
- d) 脚部の母材の破断 (写真 1-5)
- e) 脚部の角溶接部の割れ (写真 1-6)
- f) 脚基部とベースプレートの溶接部の割れ (写真 1-7, 写真 1-8)
- g) 不静定構造物の場合の隅角部の溶接割れ (写真 1-9)
- h) 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 (写真 1-10)
- i) フーチングの損傷
- j) 完全に圧壊した橋脚 (写真 1-11)

完全に圧壊した橋脚は、a), e) の損傷が複合して生じたと考えられるため、鋼製橋脚における鋼部材の損傷モードは、概ね次の 2 つに大別されよう。

- 1) 座屈に起因する損傷. (a~c)
- 2) 低サイクル疲労に起因する損傷 (d~h)

震災での土木構造物の損傷事例を踏まえ、直後に土木学会から耐震設計に関する第 1 次³⁾および第 2 次提言⁴⁾が公表された。その内、鋼構造物の耐震設計に関連する主要な内容は以下のものである。

- 1) 地震動のレベル (レベル 1, 2) と重要度に応じて構造物に要求される耐震性能を定める。
- 2) 重要な構造物および早期復旧が必要な構造物は地震後、比較的早期に修復可能であること。
- 3) 上記以外の構造物に対しては構造物全体系が崩壊しないこと。
- 4) 鋼構造物に対しても保有耐力や変形性能の照査を行うこと。
- 5) 不静定次数が低い構造物は保有耐力の確認を厳格に実施すること。
- 6) 不静定次数が高い構造物は損傷過程を考慮した変形性能解析が望ましい。
- 7) 変形性能を高めるための断面構成あるいは断面内応力の制限についての研究開発を行うこと。
- 8) 免震・制震技術等の新技術の積極的導入を図ること。

これらの項目の実現状況は第 3 次提言⁵⁾にまとめられている。項目 1)~6) については提言に沿うような耐震設計基準案が策定され、7) については座屈に関連する項目はほぼ解明されている。また、8) の免震構造については数多くの研究が行われてきたが、制震構造については研究が始まったばかりである。震災後 10 年の鋼構造に対する耐震設計技術の進展に関しては、概論 第 3 章で述べる。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼構造物の安全性の調査研究，鋼構造委員会，1995.5
- 2) 土木学会：阪神淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，鋼構造委員会，1999.3.
- 3) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言，耐震基準等基準問題検討会議，1995.5.
- 4) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」，耐震基準等基準問題検討会議，1996.1.
- 5) 土木学会：土木構造物の耐震設計法等に関する第 3 次提言と解説，2000.6.

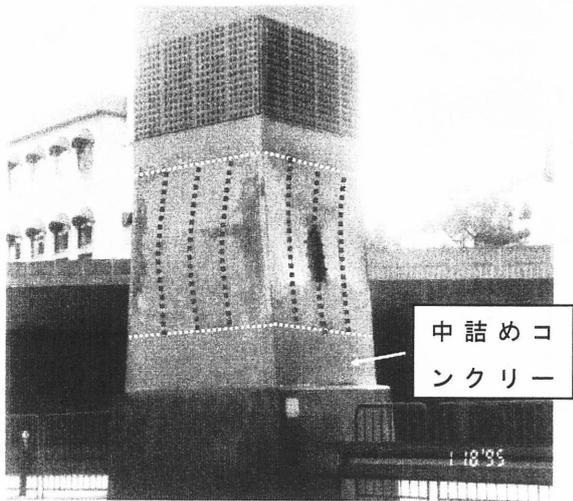


写真 1-1 箱形断面橋脚の局部座屈

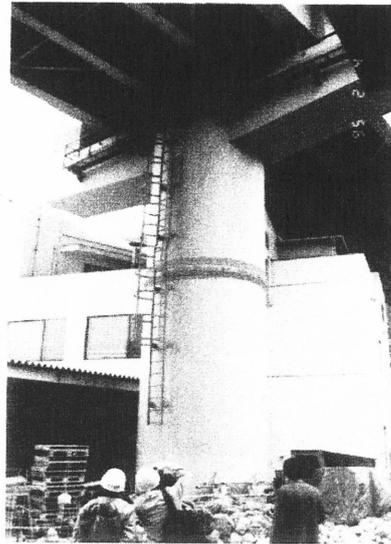


写真 1-2 パイプ断面橋脚の局部座屈

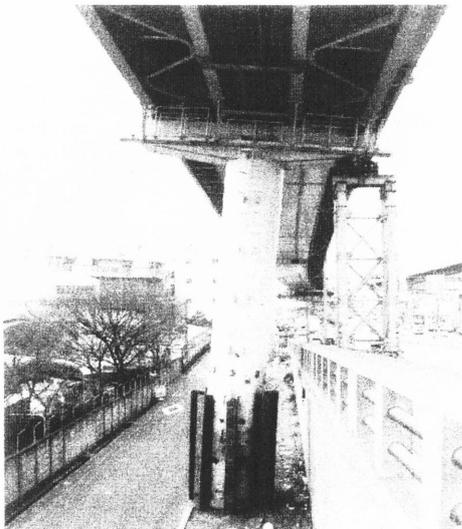


写真 1-3 橋脚の局部座屈と全体座屈の連成

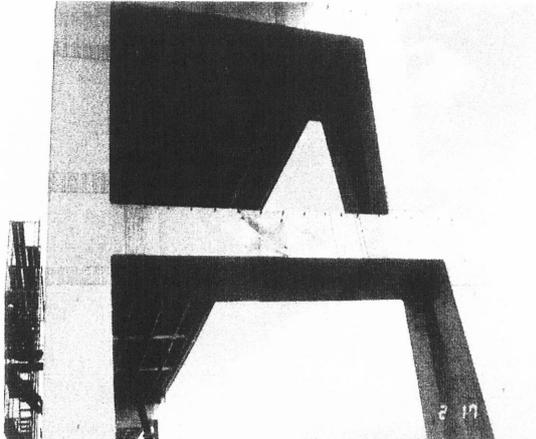


写真 1-4 ラーメン橋脚梁のせん断座屈

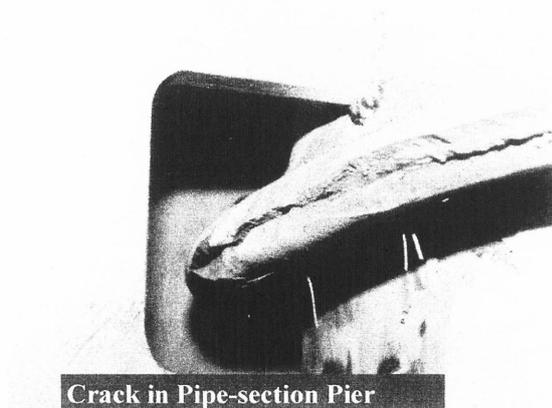


写真 1-5 パイプ断面橋脚母材の破断

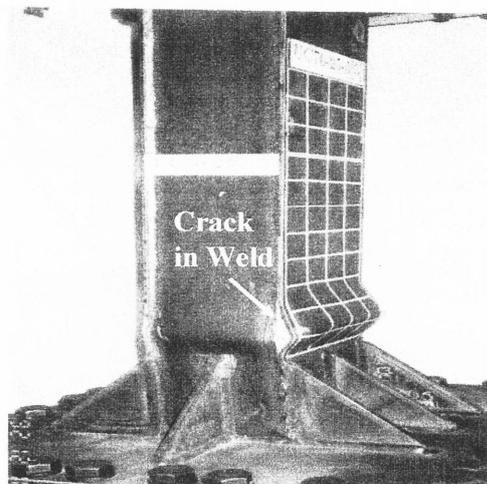


写真 1-6 橋脚角溶接部の割れ (実験)

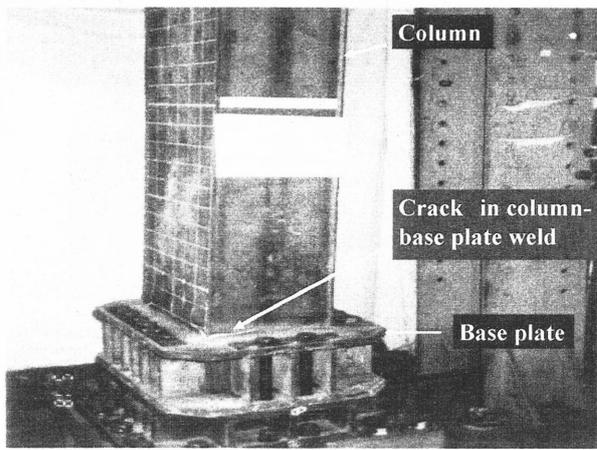


写真 1-7 橋脚基部とベースプレート溶接部の割れ（実験）

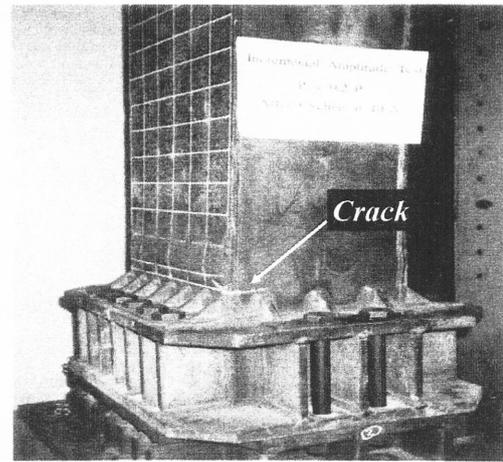


写真 1-8 3角リブ付き橋脚基部とベースプレート溶接部の割れ（実験）

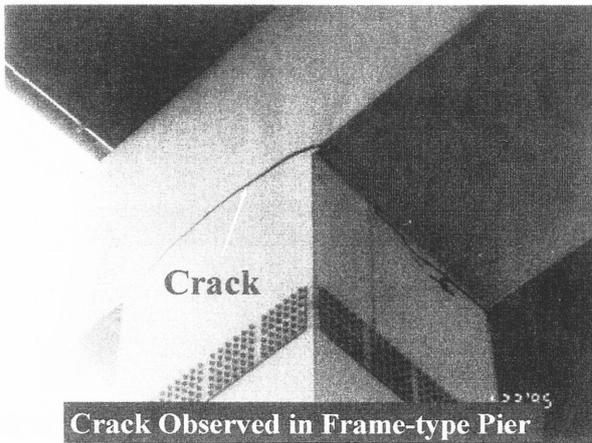


写真 1-9 ラーメン橋脚隅角部の溶接割れ

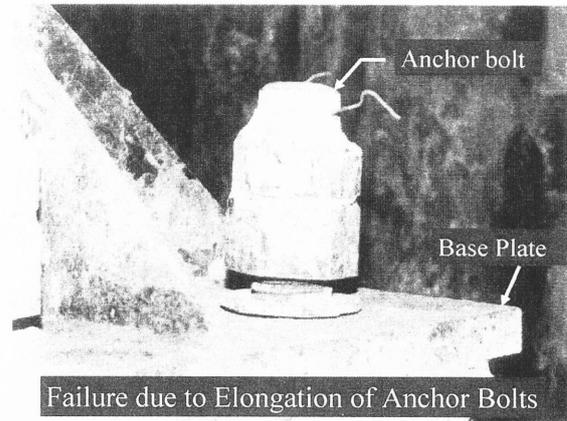


写真 1-10 アンカーボルトの過度の伸び



写真 1-11 圧壊した箱形断面鋼製橋脚

2. どうすれば鋼橋は地震に強くなるか — 鋼製橋脚

2.1 鋼製橋脚の基本性状^{1),2),3)}

鋼製橋脚の崩壊に至るまでの基本的性状を調べるため、脚部のみをモデル化した鋼製橋脚の実験および数値解析が行われている。

図 2.1 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または解析から得られる水平荷重—水平変位の履歴曲線の包絡線は、概略、図 2.2 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 点を過ぎてみずみ硬化の影響で上昇し、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じる程度である。その後、荷重を繰り返し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、縦方向補剛材の剛度が、大きいときは補剛材の位置で節となるモード、小さいときには幅方向に箱形断面の全幅で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、橋脚の損傷が拡大

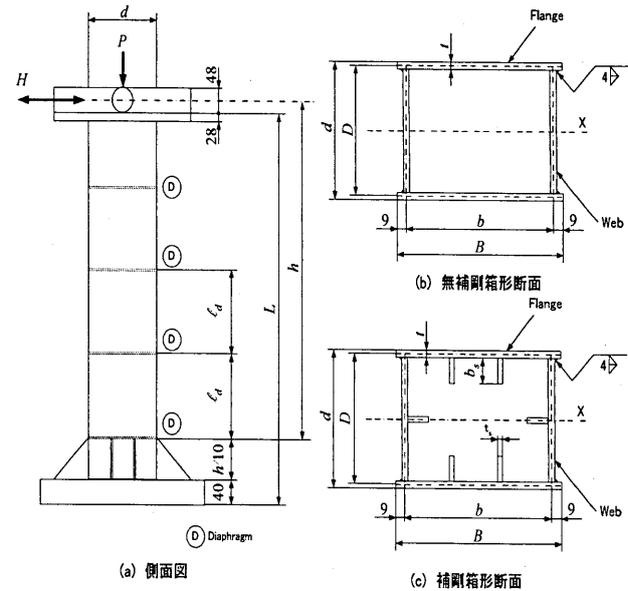


図 2.1 鋼製橋脚の繰り返し载荷実験供試体

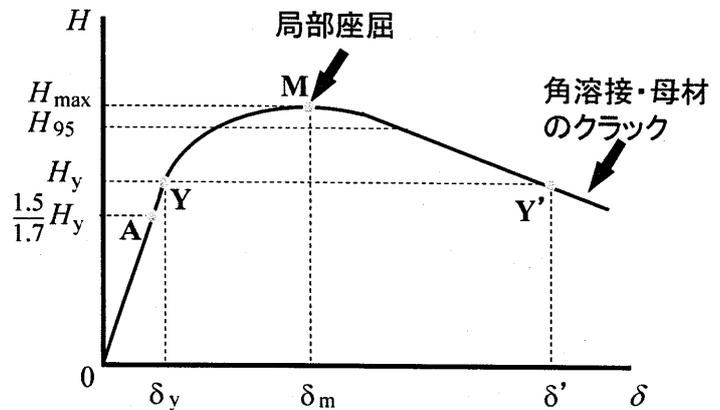
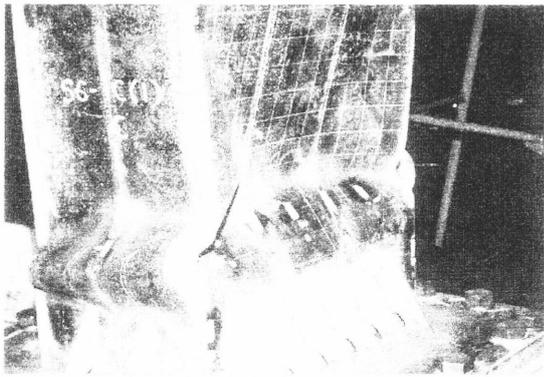
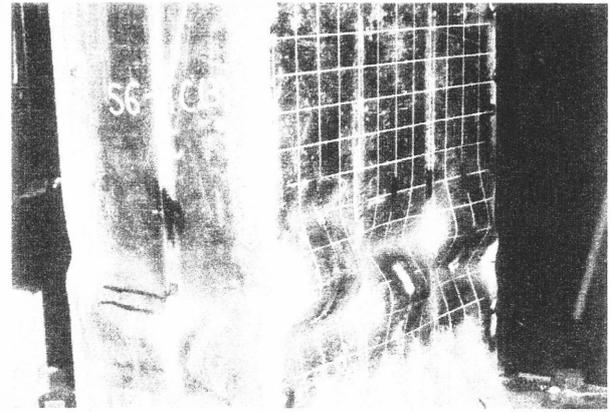


図 2.2 繰り返し载荷実験より得られる包絡線

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、耐震性能の高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' 点で (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。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ため、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。1 次設計 (レベル 1 地震動に対する設計) における設計荷重は A 点であるので、2 次設計に対しては、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。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が必要となる。



(a) 半波の座屈モード（補剛材剛度小）



(b) 補剛材間の座屈モード（補剛材剛度大）

写真 2.1 補剛断面鋼製橋脚での補剛板の座屈モード

従って、現在、最大荷重点⁴⁾または最大荷重を過ぎた後の95%荷重点^{1)~3)}を終局状態としている。

コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の挙動は、前述したコンクリート無充填鋼製橋脚の場合と大差はない。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能は、コンクリートを充填しない鋼製橋脚に比べ、格段に大きくなる。これは、コンクリートの充填により、柱基部に局部座屈が発生しないか、または遅らせるからである。また、コンクリート充填高さが十分で、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以前に、柱基部付近で角溶接部の割れ（写真 1-6）、脚柱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 1-7, 1-8）、次第に復元力を失って行く。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 枚とも外側に变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な繰返し塑性ひずみが鋼板あるいは溶接部に生じていることに起因する（すなわち、ひずみ集中現象である）。したがって、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）またはピーク荷重後の 95% 荷重点（I 点）を取るのが合理的である。

2.2 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^{1), 2), 5), 6)}：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軸力比、④固有周期、⑤断面形状、⑥縦方向補剛材剛比とその幅厚比、⑦縦方向補剛材細長比、⑧溶接部、⑨コンクリート充填高さ、⑩上部構造重量の偏心量（偏心率）、などである。以下、単柱式鋼製橋脚を例に取り上げ、これらのパラメータの一部についてより詳しい説明をする。

2.2.1 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，あるいは径厚比は次のような無次元量（それぞれ，幅厚比パラメータ R_f ，あるいは径厚比パラメータ R_t と称する）で与えるのが良く，これらは局部座屈強度を支配する重要なパラメータであり，それらの値が小さいほど局部座屈が発生し難く，耐震性能が良くなる。

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

$$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{\sigma_y}{E} \frac{D}{2t} = 1.65 \frac{\sigma_y}{E} \frac{D}{2t} \quad (2.2)$$

ここで， b =フランジ板幅， t =フランジ板厚またはパイプ厚， $k=4n^2$ =座屈係数， n =フランジのサブパネル数（無補剛板の場合 $n=1$ ）， σ_y =降伏応力， E =弾性係数， ν =ポアソン比， D =パイプの直径である。

図 2.3(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。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_{y0} および対応する水平変位 δ_{y0} 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。

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（ $R_f \leq 0.5$ ）または限界径厚比以下（ $R_t \leq 0.08$ ）にしておくのが望ましい。変形能を上昇させるためには，もう少し小さい値を用いるのが良く，適切に設計すれば，コンクリートを充填することなく変形能の非常に大きな鋼製橋脚の設計は可能である⁶⁾。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ない橋脚であった。

2.2.2 細長比

細長比は，脚柱の全体座屈を支配するパラメータで，細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 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 $K=2.0$ ）， h =柱高さ， r =柱断面の断面2次半径である。

図 2.3(b)は，前述と同様な実験結果を， $\bar{\lambda}$ 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曲げ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¹⁾。したがっ

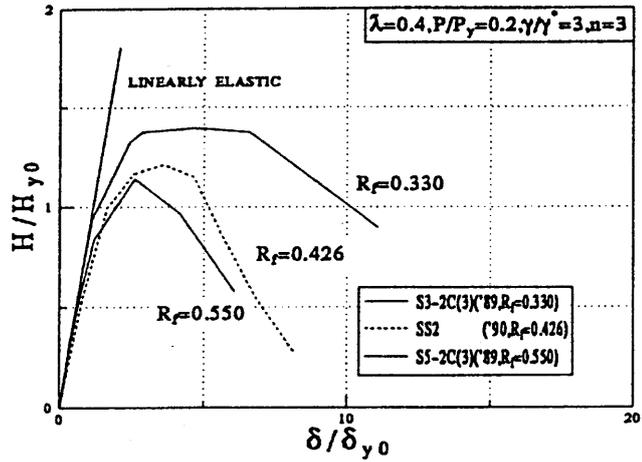
て、動的挙動を考えた場合、細長比の大きい橋脚は細長比の小さい橋脚よりもかえって応答変位が小さくなり、安全になる場合がある。このことは、兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台の地震波のように、卓越周期が短周期領域に偏っている場合に顕著に現れる。

2.2.3 軸圧縮力

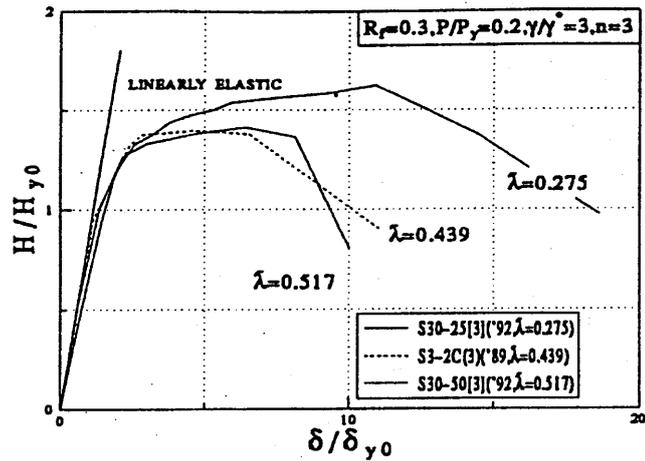
軸圧縮力は、細長比と同様、 $P-\Delta$ 効果に影響を及ぼし、この値が大きいほど最高荷重後の劣化が激しくなる。軸圧縮力の影響は、軸力 P と全断面降伏軸力 P_y の比、すなわち軸力比 P/P_y で評価するのが便利である。図2.3(c)は軸力比が橋脚の挙動に及ぼす影響を図示したもので、この影響が明瞭に読みとれる。なお、橋脚に対する軸圧縮力の大きさは、1次設計を行う限り、橋脚断面が決まれば一義的に決定されることに注意すべきである。単柱式橋脚の場合は、軸力比は最大でも0.25程度である¹⁾。

2.2.4 固有周期

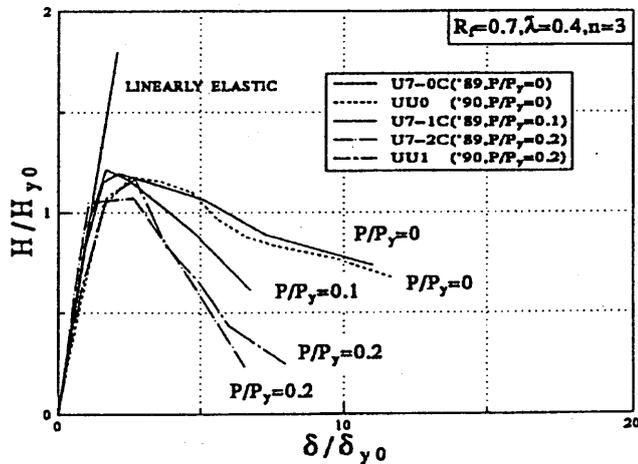
地震動によっては橋脚の固有周期が動的応答に非常に大きな影響を与える。図2.4は震度法で1次設計された鋼製橋脚(コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚を含む)を用いたハイブリッド地震応答実験から得られた最大応答変位 δ_{max}/δ_y (ここで、 δ_y =降伏変位)、残留変位 δ_R/δ_y 、累積履歴吸収エネルギー $\sum E/E_e$ (ここで、 E_e =弾性限でのひずみエネルギー)を固有周期 T に対してプロットしたものである⁷⁾。用いた地震波は、兵庫県南部地震で観測された3種類の地震波(I種地盤:神戸海洋気象台JMA, II種地



(a) 幅厚比パラメータ



(b) 細長比パラメータ



(c) 軸力比

図2.3 鋼製橋脚の準静的挙動に及ぼす幅厚比、細長比および軸力比の影響

盤：JR 鷹取駅，III 種地盤：東神戸大橋）および元建設省土木研究所（PWRI）のレベル 2a 地震波（I 種及び 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，東神戸大橋および元建設省土木研究所のレベル 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いる．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推定するのは問題があるかもしれない．なお，橋脚の固有周期は，上部構造と橋脚の自重の和および橋脚の剛性によって決まってくる．多くの単柱式鋼製橋脚の固有周期は 1 秒以下である¹⁾．

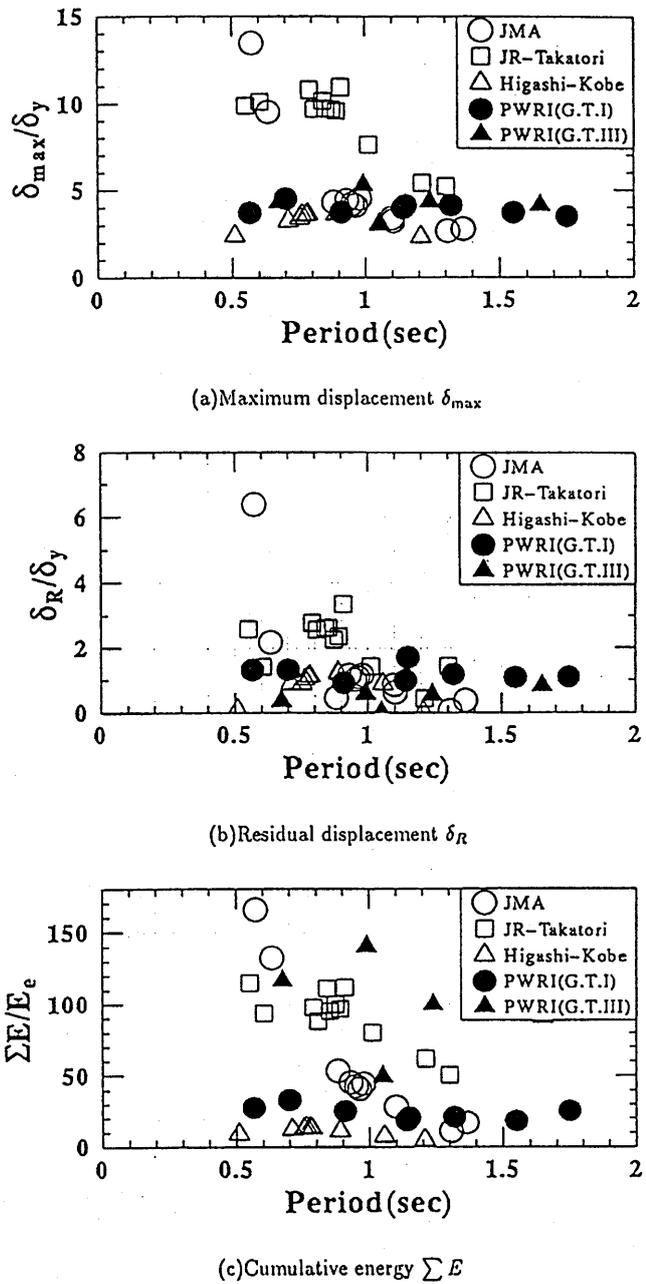


図 2.4 ハイブリッド実験から得られた橋脚の最大応答変位，残留変位および累積エネルギー

2.2.5 縦方向補剛材剛比とその幅厚比

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低下するとともに，変形能も低下する．そのため，補剛材の剛性は高く，また，幅厚比を小さく設定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⁸⁾ γ^* (道路橋示方書の縦補剛材必要剛比算定式(4.2.5)で， $t=t_0$ 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板（3 辺単純支持，1 辺自由）の幅厚比 β

ラメータ (R_f の式 2.1 で $k=0.425$ と置いた式) を用いるのが便利である。

図 2.5 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、劣化勾配が緩やかになる。これは、 $\gamma/\gamma^*=1.28$ 程度では縦方向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。

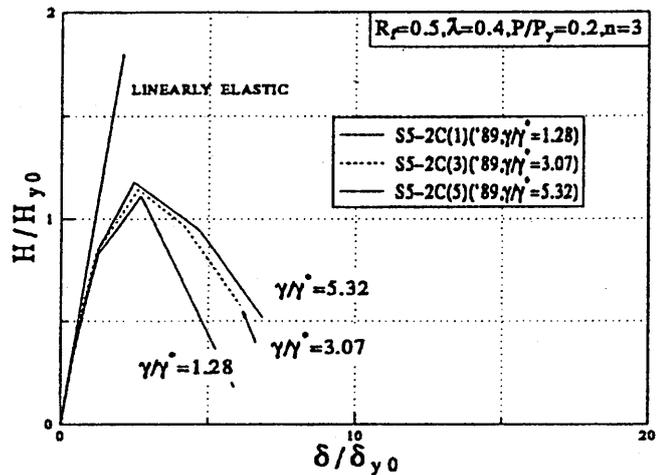


図 2.5 縦方向補剛材剛比の影響

一方で、剛比を $5.32\gamma^*$ に上げて、劣化勾配は余り改善されないことも明らかになった。したがって、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と結論付けられた。ちなみに、道路橋示方書 [2002] の必要剛比は、幅厚比パラメータ $R_f \leq 0.5$ 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、 $R_f=0.3$ 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。

2.2.6 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。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 2.3)。したがって、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、脚基部と上ベースプ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、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。また、兵庫県南部地震での事例も報告されていない。したがって、溶接部のひずみ集中による極低サイクル疲労に起因する可能性の高いこの種の損傷は、柱基部のディーテールに注意すれば、レベル 2 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考えられる。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 (写真 1-9) がある。これについてはまだ十分研究が進んでいないが、低サイクル疲労に起因する亀裂と考えられる。

2.2.7 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 2.6 は、箱形断面橋脚に、コンクリートを柱高さの 50% (SC45-25-5) および 30% (SC45-25-3) 充填した場合の水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線をコンクリート無充填鋼柱 (S45-25) のそれと比較したものである⁹⁾。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。

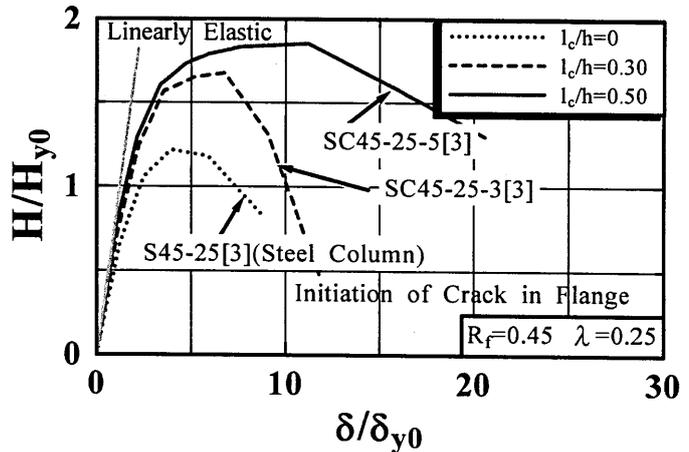


図 2.6 コンクリート充填の効果：準静的実験

図 2.7 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 $\bar{\lambda}=0.35$ の補剛箱形断面で、コンクリート無充填供試体 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⁷⁾。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、したが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半分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なになる。

- (1) コンクリート充填部の上部には必ずダイアグラムを設け、コンクリートを閉じこめた状態にする。ダイアグラムを設けないと、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グラムを設けた場合ほど上昇しない。
- (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終局状態（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

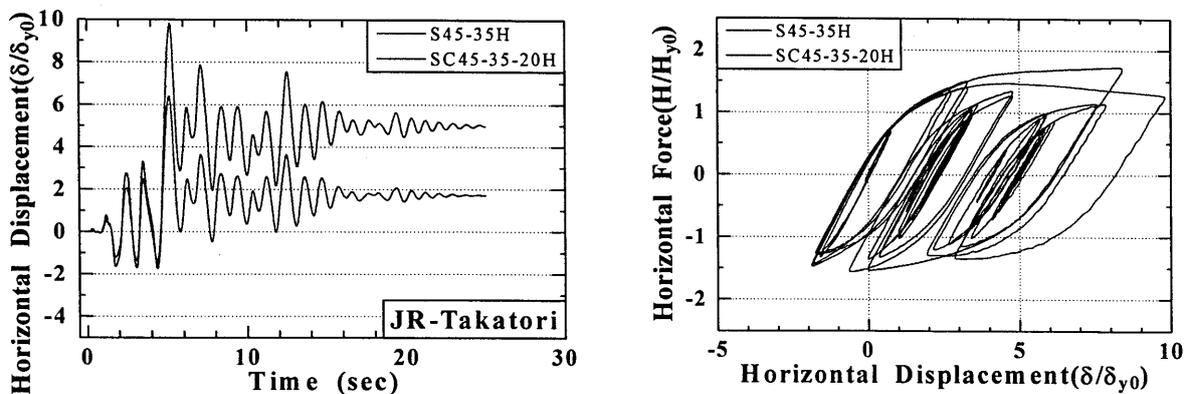


図 2.7 コンクリート充填の効果：ハイブリッド地震応答実験

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。

(3) 充填コンクリートにより柱基部の抵抗曲げ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。

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は、報告書¹⁾で提案されている。

2.3 まとめ

単柱式鋼製橋脚の耐震性に及ぼす幾つかのパラメータの影響について述べた。定量的な考察については文献1),6)を参照されたい。現在では、これらのパラメータを適切に選ぶことにより、耐震性能 (*Capacity* と呼ぶ) の非常に高い鋼製橋脚を設計することが可能になっている。

鋼製橋脚の耐震性能を高めるための主要な点を列挙すると以下のようである。

- a. コンクリート部分充填が鋼製橋脚の耐震性能を高めるために最も効果的で安価な方法である。
- b. コンクリートは低強度(20 MPa程度)のもので柱基部に部分的に充填し、ダイアフラムで蓋をする。最適な充填高さは、単柱式橋脚であれば柱高さの20~30%程度である。
- c. 角溶接は全断面とけ込み溶接にする。
- d. コンクリートを充填しない鋼製橋脚では、幅厚比(パイプ断面であれば、径厚比)と補剛材の剛性が主要パラメータである。幅厚比(あるいは径厚比)は小さいほど、また補剛材剛性は高いほど耐震性能が高くなる。
- e. 一方、幅厚比(あるいは径厚比)を極端に小さくし、非常に大きなひずみ領域まで使用する設計を行うと、脆性的破壊の心配が出てくる。脆性的破壊の照査法については研究がまだ進んでいないので、幅厚比パラメータ $R_f=0.35$ 、あるいは径厚比パラメータ $R_t=0.05$ 程度を使用するのが適切であろう。
- f. ラーメン橋脚などの隅角部は、低サイクル疲労による脆性的な破壊が生じないようにすべきである。これについてはまだ十分に研究されていないが、構造的には過度の応力集中を避けるような構造(例えば、ハンチを付ける)、また材料的には亀裂進展を遅らせるように靱性の高い鋼材を使用する(第3章の(10)高性能鋼材の項参照)等の対策を講じる必要がある。
- g. 変形性能の非常に大きい鋼製橋脚の設計が可能になり、それを最大限利用する耐震設計を行うと、たとえ大地震に耐えることが出来ても地震後の損傷が大きくなり、残留変形が大きくなりがちである。従って、地震終了後の供用性の観点から、応答値(Demand)をできるだけ小さくする工夫をするのがよい。
- h. 橋脚の応答値を押さえる構造として免震、制震構造がある。免震構造は、せん断剛性の小さい支承により桁を支持して固有周期を長くし、かつ減衰を付与して橋脚の負担力、従って損傷を低減する構造である。ただ、桁の変位が大きくなるため、伸縮装置の破壊、桁間の衝突が新たな課題となる。
- i. 一方、制震構造は地震エネルギーを吸収する装置(制震ダンパー)を橋梁内部あるいは外部との間に取り付け、損傷を専らそのダンパーに受け持たせ、主構造を出来るだけ損傷させない構造である。制震構造の土木鋼構造への適用については研究が始まったばかりである(第3章参照)が、耐震補強への適用を含め将来有望な設計コンセプトである¹⁰⁾。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG（主査：宇佐美勉），1996.7.
- 2) 日本鋼構造協会：鋼構造技術便覧〔土木編〕；4.2 耐震・免震設計，技報堂，1998.
- 3) 宇佐美勉，織田博孝：鋼構造物の耐震設計法および耐震照査法に関する研究展望，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.1-16，2001.1.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，2002.3.
- 5) 鈴木森晶，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.99-108，1995.1.
- 6) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，Vol.31，No.6，pp.30-36，1997.6.
- 7) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部地震観測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，土木学会論文集，No.556/I-38，pp.119-129，1997.1.
- 8) 土木学会：座屈設計ガイドライン，構造工学シリーズ2，土木学会，1987.10.
- 9) 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.163-176，1994.3.
- 10) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上，鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会，2003.10.

3. 何がどこまで分かったかー10年間の耐震技術の進展

3.1 緒言

鋼構造物，特に鋼橋の耐震設計技術のこの10年間(1995年～2004年)の進展を，土木学会・鋼構造委員会および日本鋼構造協会の調査研究活動成果と関連付けて述べる。活動成果は，14項目の課題別に，現状(2004年)および阪神淡路大震災以前・直後(1995年)に分類してまとめられ，それぞれの項目における技術の成熟度に対する評価も行われている。

成熟度のランクは次のようであり，Ⅰ－1が最も高いランク，Ⅲ－3が最も低いランクである。

ランクⅠ－1～Ⅰ－3：実用的段階

ランクⅡ－1～Ⅱ－3：調査研究段階

ランクⅢ－1～Ⅲ－3：課題抽出段階

3.2. 課題別の進展と成熟度

(1) 鋼橋の性能照査型耐震設計^{8),10),17),20),21),23)}

〔現状〕現行の道路橋示方書および鉄道構造物等設計標準は性能照査型設計のスタイルになっているが，適用範囲は，概ね単柱式の鋼製橋脚どまりである。一般的な鋼構造物に対する性能照査型設計の枠組み，具体的な照査法（静的・動的併用照査法，および動的照査法）の試案は，土木学会および日本鋼構造協会（JSSC）の報告書に見られ，照査法の一部は既に実務に使用されている。（成熟度ランク：Ⅰ－3）

[震災前・直後] 性能照査型設計についてはほとんど知られていなかった。(成熟度ランク：Ⅲ-3)

(2) 鋼構造物の非線形解析技術^{4),12)~15),23)}

[現状] 鋼構造物に対しては一般に複合非線形性を考慮した解析が、静的解析 (*Pushover* 解析)，準静的解析 (繰返し解析) および動的解析 (地震応答解析) で必要である。現在では、鋼構造物の耐震設計に必要な解析ソフトは市販されており、数千自由度の鋼橋に対する複合非線形動的解析もパソコン程度で対応可能な状態になっている。また、ベンチマーク問題もある程度整備されてきており、実用的段階に達していると考えられる。但し、動的解析、特に地盤との連成解析における粘性減衰の適切な設定法に対しては種々の議論がある。構成則は、はり要素を用いて最大応答変位あるいは最大応答ひずみを求める場合には、単軸のバイリニア一型の移動硬化則で十分な場合が多い。局部座屈を考慮した複合非線形解析にはシェル要素を用いた解析が必要であるが、構成則として精緻な3Dモデルが開発され、比較的簡単な鋼構造物であればその静的および準静的挙動は、解析のみから精確に求めることが可能な状態である。但し、動的解析にはまだ収束性などの問題が残されている。また、局部座屈から、亀裂の発生に進展するまでの解析はまだ不可能である。

(I-2)

[震災前・直後] 少数の機関で、単柱式鋼製橋脚に対する複合非線形性を考慮した静的、準静的、動的解析が行われていたが、はり要素を用いた解析どまりであった。(Ⅱ-3)

(3) 鋼製橋脚の耐震設計^{1),4),6),9),10),12)~16),20),21),23)}

[現状] 現行の道路橋示方書および鉄道構造物等設計標準は、コンクリート部分充填および無充填の単柱式鋼製橋脚の耐震設計をカバーしている。公団・公社の基準もほぼ同様であるが、一層の門型ラーメン橋脚までの設計基準を備えたものもある (例えば、名古屋高速道路公社)。2層以上の門型ラーメン橋脚、あるいは異形ラーメン橋脚など複雑な形状の鋼製橋脚に対しては、変位による照査法 (静的・動的併用照査法) あるいはひずみによる照査法 (動的照査法) が土木学会および日本鋼構造協会 (*JSSC*) の報告書に見られ、一部は既に実務に使用されている。ただし、隅角部の設計方法に関してはまだ十分に研究がなされていない。また、低サイクル疲労と脆性破壊に起因する限界状態に対する実用的な照査法はまだ研究途上であり、現在では、限界ひずみの大きさに制限 (降伏ひずみの20倍) を設けて対処している。(I-2)

[震災前・直後] 震災以前にも少数の機関でコンクリート部分充填および無充填の鋼製橋脚の繰返し載荷実験、ハイブリッド地震応答実験が行われ、それらの成果に基づく鋼製橋脚の設計法は、震災直後にまとめられた土木学会の報告書あるいは震災復旧仕様に記載されている。(Ⅱ-3)

(4) 耐震性能の評価^{4),8),11),12),16),23)}

[現状] コンクリート無充填の単柱式箱形断面およびパイプ断面鋼製橋脚 (逆L型橋脚を含む) に対する耐震性能 (強度と変形能) 評価式は提案されており、軸力比、幅厚比 (あるいは径厚比)、細長比、補剛材剛比、上部構造重量の偏心量などの力学的パラメータを与えれば耐震性能を評価出来る状態になっている。コンクリート部分充填単柱式鋼製橋脚あるいはラーメン鋼製橋脚の耐震性能は *Pushover* 解析により算定するが、その評価法もほぼ確立されている。ただし、2方向に水平力を受ける鋼製橋脚の耐震性能、および低サイ

クル疲労に起因する限界状態に対する実用的な評価法はまだ研究途上である。(I-2)

[震災前・直後] コンクリート無充填の単柱式鋼製橋脚の耐震性能評価式, およびPushover解析によるコンクリート部分充填単柱式鋼製橋脚あるいはラーメン鋼製橋脚の耐震性能評価法は, 震災直後にまとめられた土木学会の報告書に記載されている。(II-3)

(5) 補強工法^{4),5),13),19)}

[現状] 鋼製橋脚に対しては, 種々の補強工法(コンクリート部分充填, 角補強, 縦・横補剛材の追加あるいは補強, 2重鋼管, 炭素繊維巻き立てなど)が提案され, 既に一部は実用化されている。アーチ橋, トラス橋, 斜張橋などの一般の鋼橋に対する補強工法は, 個別の橋梁に対して免震・制震構造化を含めて検討されている段階である。(I-2)

[震災前・直後] 鋼製橋脚に対する上記の補強工法はH8年道路橋示方書に既に記載されている。(II-3)

(6) 免震橋梁の設計^{12),14),17),20),23)}

[現状] 鋼製橋脚に免震支承を設置した橋梁の研究は数多く行われており, レベル1の地震動で設計された免震橋が, レベル2の地震動に対してどの程度の耐震性能を持つかに関する研究は, コンクリート充填・無充填鋼製橋脚に対して数多く行われている。また, 免震橋の損傷配分の最適化の試みもなされている。しかしながら, 構造システムとして考えた場合に問題となる桁間あるいは桁と橋台との衝突に関する研究は, 緩衝装置の設計を含めてまだ研究途上にある。また, 長周期地震動に対する安全性の検討もまだ行われていない。(I-2)

[震災前・直後] 鋼橋に特化した免震構造に関する研究はほとんど行われてこなかった。

(III-3)

(7) パッシブ型制震構造^{17),20),23)}

[現状] ラーメン橋脚, アーチ橋, トラス橋に座屈拘束ブレースあるいはせん断ダンパーを取り付けることにより主構造の損傷が大幅に低減出来ることが分かり, 鋼アーチ橋に対し我が国初めての制震ブレース付き構造が現在施工中である。また, 長大鋼トラス橋, ラーメン橋脚に対しても座屈拘束ブレースの設置による補強方法が検討されている。土木分野では, この方面の研究はまだ緒についたばかりであり, 今後の研究に期待する所が多い。

(II-3)

[震災前・直後] 制震構造については研究がほとんど見られない。(III-3)

(8) 制震デバイスの開発^{16),23)}

[現状] 橋梁構造物に適した制震ブレースとして座屈拘束ブレースの開発研究が2, 3の機関で行われている。この分野の開発研究は建築分野が先行しており, 鉄鋼メーカー, ゼネコンが各種のデバイスを開発し特許を取得している。その他, セミアクティブ制震デバイスとして, 各種ダンパーが開発研究されているが, 橋梁への適用はまだのようである。

(II-3)

[震災前・直後] 制震デバイスについては研究がほとんど見られない。(III-3)

(9) 高耐震性構造^{4),8),11),12),18),23)}

[現状] 高耐震性鋼構造の開発には, 座屈に対する評価と低サイクル疲労に伴う脆性破壊に対する評価の両方が必要である。座屈に対する評価法は既に数多くの研究がありほぼ解明された感がある。すなわち, 補剛・無補剛箱形断面およびパイプ断面単柱式鋼製橋脚(逆

L型鋼製橋脚を含む) に関しては、軸力比、幅厚比(あるいは径厚比)、細長比、補剛材剛比、上部構造重量の偏心量などの力学的パラメータを与えれば耐震性能を評価出来、その結果からどのようにパラメータを選択すれば高耐震性構造になるかが分かる状態になっている。コンクリート部分充填単柱式鋼製橋脚あるいはラーメン鋼製橋脚の耐震性能は *Pushover* 解析を行って求めるが、その評価法もほぼ確立されている。一方、脆性破壊の評価には、応力集中の生じない構造の開発と、靱性の高い鋼材の使用があるがこの方面はまだ研究途上である。現状では、*Pushover* 解析での終局判定時に使用する限界ひずみのある一定値(降伏ひずみの20倍)に制限することで対処している。(I-2)

[震災前・直後] 震災以前および直後にも少数の機関で鋼製橋脚の繰り返し載荷実験が行われ、それらの成果に基づきコンクリートを橋脚基部に部分的に充填することにより鋼製橋脚の耐震性が格段に増すことが見いだされていた。(II-2)

(10) 高性能鋼材^{8),11),14),18), 22)}

[現状] 低サイクル疲労による亀裂が進展して生ずる脆性破壊を防ぐには、靱性の高い鋼材の使用が必要である。鋼材の破壊靱性は、低温でのシャルピー吸収エネルギーあるいは *COD*(亀裂開口変位)によって測るが、脆性破壊が生ずる可能性のある部位には破壊靱性の高い高性能鋼材(例えば、シャルピー吸収エネルギー $\geq 100\text{J}@0^\circ\text{C}$)の使用が提案されている。しかし評価法に関してはまだ研究途上である。因みに、建築構造では、鉄骨はり端溶接接合部の脆性的破断防止のために靱性の高い *SN* 鋼材($\geq 70\text{J}@0^\circ\text{C}$)の使用ガイドラインが既に定められている。(II-3)

[震災前・直後] 低サイクル疲労に対する研究は行われていたものの、パイプ断面鋼製橋脚に見られたような局部座屈後の大きなひずみ集中に起因する脆性破壊、あるいは非常に大きな塑性ひずみが数回程度作用して生ずる極(超)低サイクル疲労については研究がほとんど行われていなかった。(III-3)

(11) 新構造形式^{8), 23)}

[現状] 耐震性向上のための多くの構造形式が提案され、一部は実際に施工されているものもある。例を挙げれば、八角形断面鋼製橋脚、2重鋼管の間にコンクリートを充填した鋼製橋脚、基部にテーパ鋼板を使用した鋼製橋脚、中間横はりにエネルギー吸収機能(*Shear Link*)を持たせたラーメン橋脚、対傾構及び横構を無くしてフィーレンディール形式にしたアーチ橋、上下部一体構造の連続橋、などである。(I-3)

[震災前・直後] 種々の模索的な研究が行われてきた。(II-3)

(12) 残留変位低減構造の開発²³⁾

[現状] 残留変位低減鋼製橋脚構造として、幅厚比が比較的小さい橋脚にさらにコンクリートを部分充填して変形能のみならず耐力の上昇を図った橋脚、1次設計時の安全率を意図的に大きくして作用軸力を低減した橋脚、2重鋼管の内部鋼管を弾性域に保つように工夫した橋脚等が試みられているが決定的な残留変位低減構造になり得ない。最近では、損傷制御構造の考えを採用し、制震部材(犠牲部材)を取り付けることにより主構造を出来るだけ弾性状態に保ち、残留変形を低減する方策が研究されている。(II-3)

[震災前・直後] 研究は全く無かった。(III-3)

(13) 損傷制御構造^{17),23)}

[現状] 地震後の使用性向上を図る目的で制震部材(犠牲部材)を取り付けた制震構造の

研究が土木の方面でも進められつつあるが、まだ緒についたばかりである。建築構造と違って、多種多様な形態の土木構造に、どのように制震部材を配置し、どの程度の強度と剛性を持たせるかの研究はまだ始まったばかりである。(Ⅱ-3)

[震災前・直後] 研究は全く無かった。(Ⅲ-3)

(14) 実験技術^{1),4),6),8)}

[現状] 鋼製橋脚を対象として、*Capacity* を求めるための準静的実験、*Demand* を明らかにするためのハイブリッド地震応答実験および振動台実験は数多く行われてきている。繰り返し載荷実験では実験手法の標準化(例えば、各変位振幅での繰り返し数)については、まだコンセンサスが得られていない。ハイブリッド地震応答実験では、相似則を考えた比較的厳密な実験技術が提案されており、現在では多機関の実験装置をネットワークで結び構造システムの地震応答を求めるためのハイブリッド実験も試みられている。地震動の速度の影響を考慮出来るリアルタイムハイブリッド地震応答実験は土木の分野ではまだ試みられていない。また大型構造物模型(単体およびシステム)の震動台実験は、*E-Defense* に期待するところが大きい。(Ⅰ-2)

[震災前・直後] 鋼製橋脚の繰り返し載荷実験、相似則を考えたハイブリッド地震応答実験は、現在と同じようなシステムがすでに提案されていた。(Ⅱ-1)

3.3. 結言

阪神淡路大震災以前の鋼構造の耐震設計技術は、コンクリート構造に比べ立ち後れが見られたが、現在はかなりのレベルまで達してきている。しかも、多くは日本独自の技術である。今後は、制震構造に対する技術開発、多種多様な鋼構造および合成構造に対する耐震設計技術の向上と総合化、構造物単体・システムの大型模型による震動台実験、などを推進し、耐震設計技術の更なる高度化を図る必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，鋼構造委員会，鋼構造動的極限性状研究小委員会，1993.8.
- 2) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言，耐震基準等基準問題検討会議，1995.5.
- 3) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」，耐震基準等基準問題検討会議，1996.1.
- 4) 土木学会：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，鋼構造委員会，鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG，1996.7.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，1996.12.
- 6) 建設省土木研究所：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告(Ⅰ)～(Ⅷ)，建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会，1997.4～1999.3.
- 7) 土木学会：阪神淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，鋼構造委員会，鋼構造震災調査特別小委員会，1999.3.
- 8) 日本鋼構造協会：耐震設計における鋼構造・合成構造の特性評価について，JSSC テ

クニカルレポート No.46, 1999.12.

- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）,1999.10.
- 10) 土木学会：鋼構造物の性能照査型耐震設計法，
鋼構造委員会，鋼構造物の耐震検討小委員会，2000.4.
- 11) 土木学会：耐震用高性能鋼材とハイダクティリティー構造，鋼構造委員会，鋼構造物
の耐震検討小委員会，2000.4.
- 12) 土木学会・日本鋼構造協会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度
化，鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会，日本鋼構造協会・次世代土木鋼構
造特別委員会，2000.4.
- 13) 土木学会・日本鋼構造協会：橋梁システムの動的解析と耐震性，鋼構造委員会・鋼構
造物の耐震検討小委員会，日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造特別委員会，2000.4.
- 14) 土木学会：土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説，土木構造物の耐震
設計法に関する特別委員会，2000.6.
- 15) 宇佐美勉，織田博孝：鋼構造物の耐震設計法および耐震照査法に関する研究展望，土
木学会論文集，No.668/I-54, pp.1-16, 2001.1.
- 16) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン，JSSC テクニカルレポート
No.49, 2001.10.
- 17) 土木学会：減震・免震・制震構造設計法ガイドライン（案），地震工学委員会，減震・
免震・制震小委員会，2002.1.
- 18) 土木学会：鋼構造物の限界強度の評価法に関する研究調査報告書，鋼構造委員会，鋼
構造物の限界強度・保有性能の評価法に関する研究小委員会，2002.3.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，2002.3.
- 20) 土木学会：橋の動的耐震設計，地震工学委員会，動的耐震設計法に関する研究小委員
会，2003.2.
- 21) 土木学会：鋼構造物の性能照査型設計体系の構築に向けて，鋼構造委員会，鋼構造物
の性能照査型設計法に関する調査特別小委員会，2003.4.
- 22) 三木千壽，市川篤司，楠 隆，川端文丸：橋梁用高性能鋼材(BHS500, BHS700)の提案，
土木学会論文集，No.738/I-64, 2003.7.
- 23) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上，鋼橋の性能照査
型耐震設計法検討委員会，2003.10.

4. さらに勉強するために

鋼構造の耐震設計の基礎と応用を勉強するための参考書を挙げておく。

- 耐震工学の全般的な勉強のためには参考書1)が最適である。この本の第1版は20年以上前に出版され、第2版はマイナーな改訂を施されたのみであるが、未だこれを凌駕する参考書は我が国で見あたらない。是非読んでいただきたい本である。
- 動力学関係の英文書では、演習問題が豊富で、SAP2000のCD-ROM付きの参考書2)が読みやすい。この参考書の旧版のパソコンによる実習書3)があるが、NECパソコン対応の5"FD付であるので制限がきつい。
- 動的解析に慣れるには、自分でパソコンを動かして演習を行うのがよい。パソコンで解く静的・動的解析(材料非線形解析を含む)の演習書としてCD-ROM付きの4)がある。
- 鋼構造の耐震設計の勉強には、座屈・耐荷力の基礎知識も必要である。この方面の参考書として5)がある。この本は現在改訂中であり、2005年に改訂版が出る予定である。
- さらに、鋼材に関する基礎知識を得るためには参考書6)が読みやすい。
- 鋼橋の耐震・免震・制震設計の最新の知見を得るために、実務者を対象にした参考書7),8)がある。
- 鋼構造物の制震設計技術は建築が先行しており、その方面の勉強のためには参考書9)が読み易く内容も豊富である。

参考書

- 1) 柴田明德：最新耐震構造解析，第2版，森北出版，2003.5.
- 2) Paz, M. and Leigh, W.: *Structural Dynamics- Theory and Computation*, 5th ed., Kluwer Academic Publishers, 2003.9.
- 3) Paz, M. (木村欽一訳)：パソコンで解く「振動と力」，丸善，1989.
- 4) 藤谷義信，藤井大地，野中哲也：パソコンで解く「骨組の静的・動的・弾塑性解析」，丸善，2000.3.
- 5) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987 (改訂中)
- 6) 太田孝二，深沢誠：橋と鋼，建設図書，2000.2
- 7) 土木学会：橋の動的耐震設計，2003.2.
- 8) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上，2003.10.
- 9) 和田章，岩田衛，清水敬三，安部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善，1998.7.