

第20章 鋼製橋脚

20.1 概 説

都市内の道路橋やモノレール等の橋脚は道路の中央分離帯等の寸法に制約の多い場所に設置されることが多い。そのため、都市内に建設される橋脚については比較的小さな断面で大きな強度を有することが必要とされている。このような観点から、都市内の橋脚として鋼製橋脚が多く採用されている。

従来の道路橋の鋼製橋脚の設計法は、弾性域での力に着目した許容応力度設計法であった。しかしながら、兵庫県南部地震で初めて鋼製橋脚も大きな被害を受け[土木学会, 1995; 兵庫県南部地震震災対策委員会, 1995; 土木学会, 1999], その被害を教訓に塑性域での耐力および変形能を考慮した設計法が導入された。そこで、本章では、兵庫県南部地震での鋼製橋脚での被災例の概略について紹介するとともに、兵庫県南部地震以降に各機関で導入された鋼製橋脚の耐震設計の考え方、耐震補強の考え方および実際の耐震補強例、さらに耐震設計を行う上で参考となる鋼製橋脚の耐震性能に関する知見等について紹介する。

20.2 鋼製橋脚の被災例

兵庫県南部地震における鋼製橋脚の被災事例を写真 20.2.1～写真 20.2.5 に示す[日本道路協会, 2002]。兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会の調査報告によれば、調査対象の鋼製橋脚 355 基のうち、比較的被災度の高い、すなわち B（鋼材の座屈や部材の変形が部分的にみられるもの）以上と判定された橋脚は 51 基（全体の

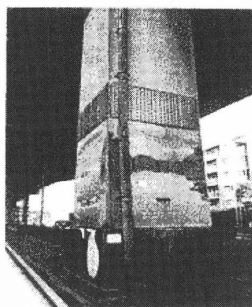


写真 20.2.1 角形断面
鋼製橋脚基部の座屈

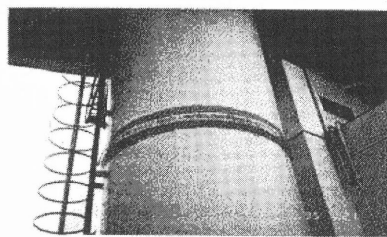


写真 20.2.2 円形断面鋼製橋脚の
提灯座屈

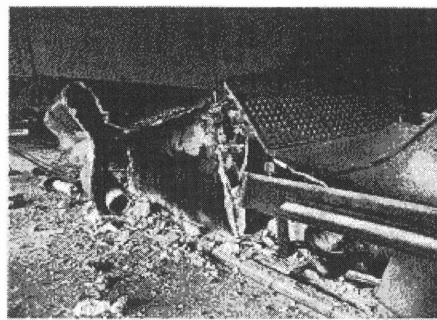


写真 20.2.3 圧壊した鋼製橋脚

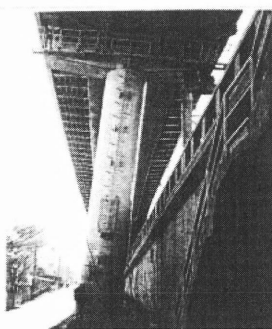


写真 20.2.4 大きく傾いた
鋼製橋脚

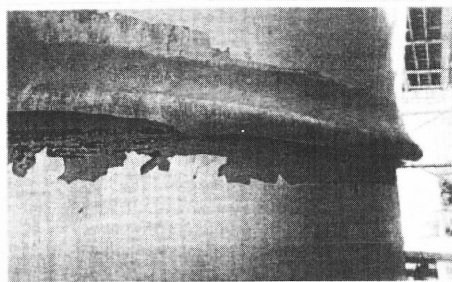


写真 20.2.5 提灯座屈部に発生した
円周方向の割れ

約 14%) となっている。

これらの被災した橋脚の多くは、局部座屈や変形が部分的に生じたものの（写真 20.2.1, 写真 20.2.2），倒壊には至っておらず，一定の耐震性能は有していたものと考えられる。しかしながら，一部の橋脚では，水平地震力の作用により補剛板の角溶接部に割れが生じたり，鋼管の提灯座屈による過度の変形の集中により割れが生じたり，大きな残留変形が生じたケースが見られた。倒壊に至った鋼製橋脚は 2 基であり，いずれも矩形断面である。写真 20.2.3 はそのうち 1 基の圧壊後の状況を示したものであり，補剛板の角溶接部付近に生じた割れにより，4 面すべてが板状に折り曲げられている。本橋脚の場合，ウェブおよびフランジの局部座屈の進展に伴い角溶接部が縦方向に裂け 4 面の補剛板がはがれたことが，鉛直方向の支持力を失うきっかけになったものと推定されている。

一方，円形断面橋脚については，倒壊に至った事例はないが，被災度の大きい橋脚の中には，写真 20.2.4 に示すような局部座屈による変形の進展に伴い橋脚が大きく傾斜した事例や，写真 20.2.5 に示すような局部座屈に伴う変形の進展により円周方向に割れが生じた事例が報告されている。

20.3 鋼製橋脚の準静的および動的性状

図 20.3.1 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ヤフラムまたは横方向補剛材で補剛された箱形断面ないしは無補剛のパイプ断面よりなる。これら以外に，八角形補剛断面も使用されている [山田ら，1997；前野ら，1998]。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柱基部に中詰めされているものが多いが，耐震性能の向上にある程度貢献できる。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。以下，コンクリート無充填鋼製橋脚とコンクリート充填鋼製橋脚に分けて述べることにする。

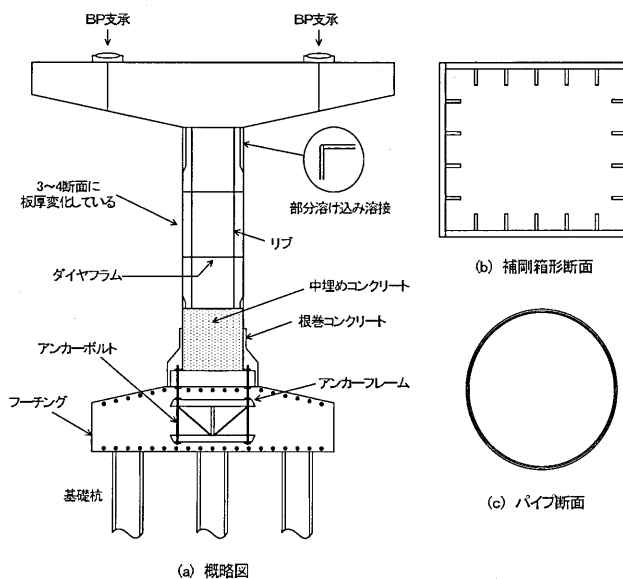


図 20.3.1 鋼製橋脚の一般図

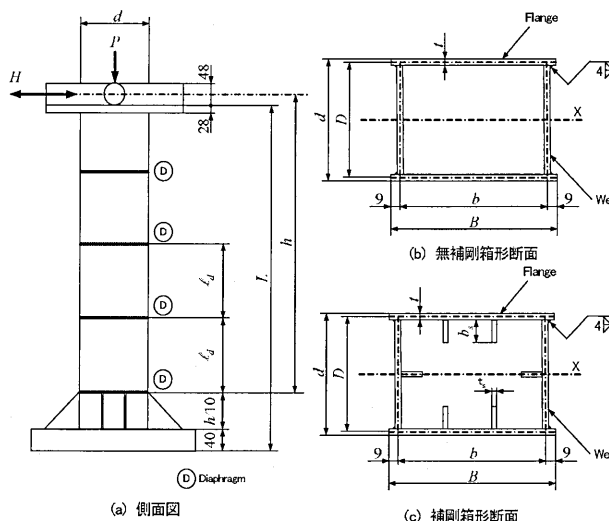


図 20.3.2 鋼製橋脚の準静的実験供試体

20.3.1 コンクリート無充填鋼製橋脚

(1) 準静的性状

図 20.3.2 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または解析から得られる水平荷重—水平変位の履歴曲線（例えば、図 20.3.3 [宇佐美ら, 1991]）の包絡線は、概略、図 20.3.4 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 点を過ぎても断面内の塑性化の進展、さらにひずみ硬化の影響で上昇し、概略、水平荷重の最大荷重点 (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（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箱形断面の全幅で半波のモードとなる（写真 20.3.1 [宇佐美ら, 1991]）。局部座屈が進展する過程で、橋脚の損傷が拡大し、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喪失することではなく、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）はかえって増加する傾向にあり、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 [宇佐美ら, 1993]。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 20.3.2 [宇佐美ら, 1992]）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（後述の図 20.4.15, n が繰り返し回数） [宇佐美ら, 1993]、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。

一次設計（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、二次設計に対しては、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 [土木学会関西支部, 1991]。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。したがって、最大荷重点 [日本道路協会, 2002b] または最大荷重を過ぎた後の 95 % 荷重点 [JSSC, 2000, 2003] を終局状態としているのが現状である。

(2) 動的性状

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 [才塚ら, 1995] により求められる。また、非弾性な応力—ひずみ関係や復元力モデルを用いた地震応答解析によっても評価できるようになりつつある。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動的性状について概説する。

図 20.3.5 は震度法によって一次設計された同一鋼製橋脚モデルに、I 種地盤および III 種地盤用レベル 2 地震波タイプ I [建設省土木研究所, 1992] を入力して行ったハイブリッド地震応答実験の結果を比較したものであ

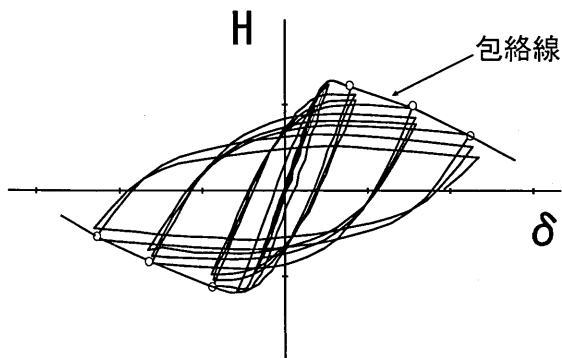


図 20.3.3 履歴曲線と包絡線

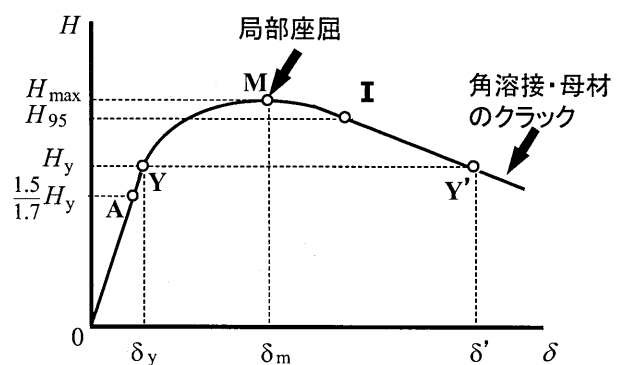


図 20.3.4 局部座屈およびクラックの発生時期

る [宇佐美ら, 1995a]. I 種地盤および III 種地盤用レベル 2 地震波の最大加速度はそれぞれ 360gal (0.367g) と 443gal (0.452g), 継続時間は 25 秒と 50 秒である. この図から分かるように, I 種地盤用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, その結果大きな残留変位が発生している. 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加速度が大きく, 継続時間も長いにもかかわらず, 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あまり影響を及ぼさない地震波である. この現象は, 兵庫県南部地震の観測地震波を入力した場合でも同様である [才塚ら, 1997].

20.3.2 コンクリート充填鋼製橋脚

(1) 準静的性状

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, 後述の図 20.4.13 に示されるように, コンクリートを充填しない箱形断面鋼製橋脚に比べ, 格段に大きくなる. これは, 充填コンクリートが, 柱基部に局部座屈を発生させないか, 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 20.3.3 [葛ら, 1994]), 脚

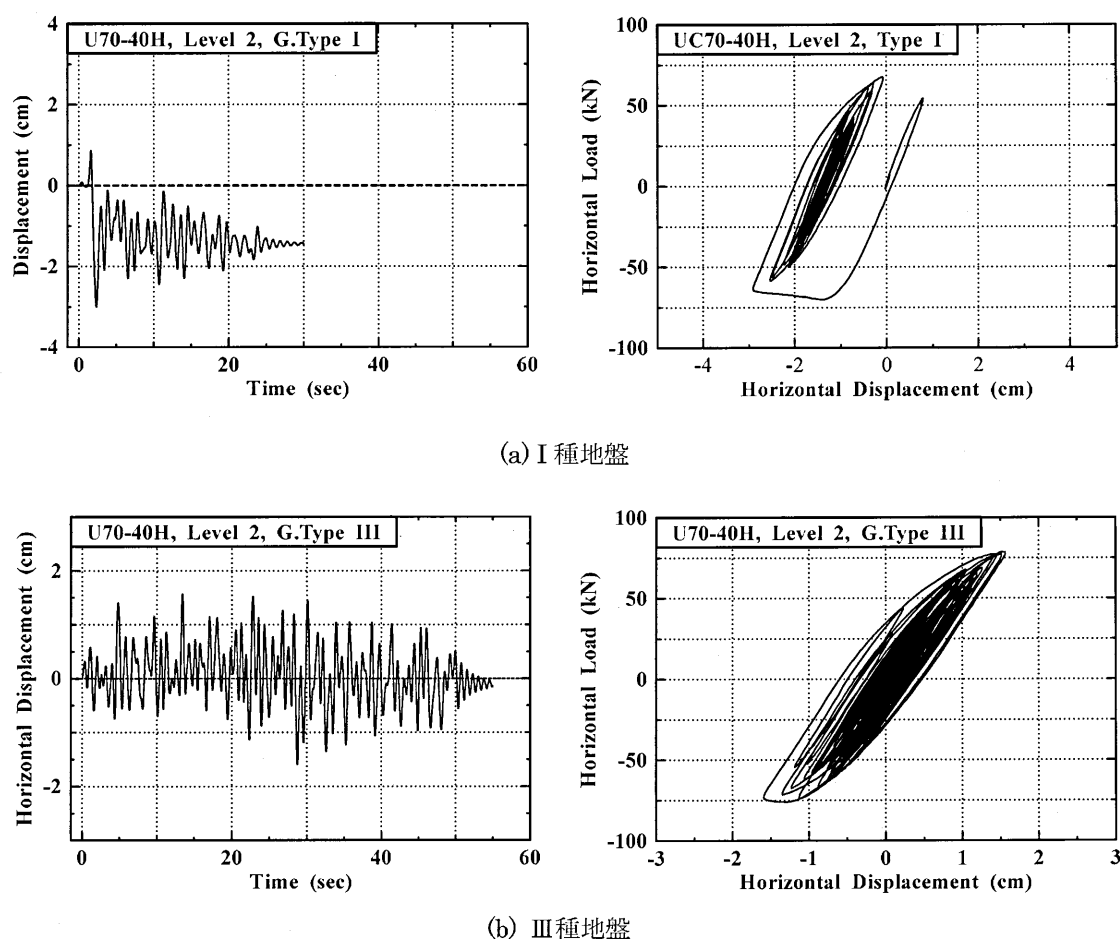
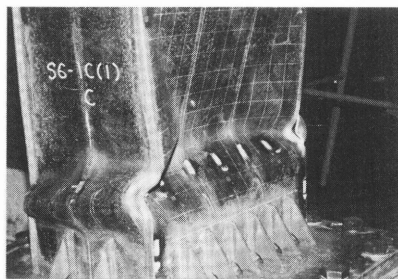


図 20.3.5 ハイブリッド地震応答実験の結果

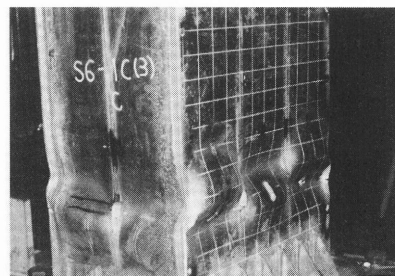
柱とベースプレートの溶接部のクラックまたは脚の母材のクラックが生じ（写真 20.3.4[宇佐美ら, 1995c]），次第に復元力を失うことがわかっている．角溶接部の割れは，充填コンクリートの存在により，鋼板が橋脚断面内部に局部座屈変形できず，4枚とも外側に変形するために生じる角溶接部の付加的曲げ応力に起因する．また，母材あるいはベースプレート付近の溶接部のクラックは，充填コンクリートにより柱基部の局部座屈発生が遅らされるため，ピーク荷重近辺で既にかかなり大きな繰返し塑性ひずみが鋼板あるいは溶接部に生じることに起因する（すなわち，ひずみ集中現象である）．したがって，コンクリート部分充填鋼製橋脚の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) 動的性状

動的性状については，コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚は，前述したコンクリート無充填鋼製橋脚の場合とほぼ同様である[才塚ら, 1995；鈴木ら, 1996]．



(a) 半波の座屈モード



(b) 補剛材間の座屈モード

写真 20.3.1 補剛断面鋼製橋脚での補剛板の座屈

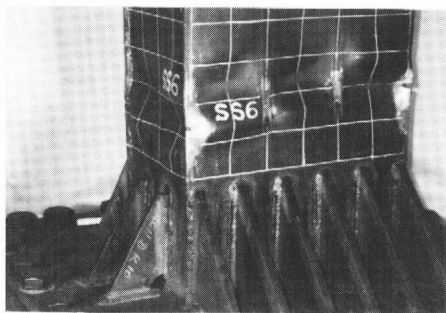


写真 20.3.2 母材の破断

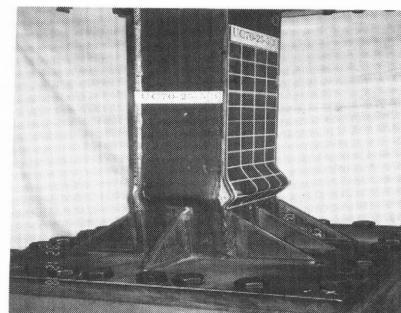


写真 20.3.3 角溶接部の破断



写真 20.3.4 実橋タイプ橋脚における脚の母材のクラック

20.4 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（表 19.3.2 を参照）として次のような項目が考えられる：① 構成要素の 幅厚比パラメータ（箱形断面）または径厚比パラメータ（パイプ断面）、② 柱の細長比パラメータ、③ 軸圧縮比、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パラメータ、⑧ 角溶接法、⑨ コンクリート充填高さ、⑩ 上部構造重量の偏心率（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についてより詳しい説明をする [鈴木ら、1995b; 新技術小委員会、1996]。

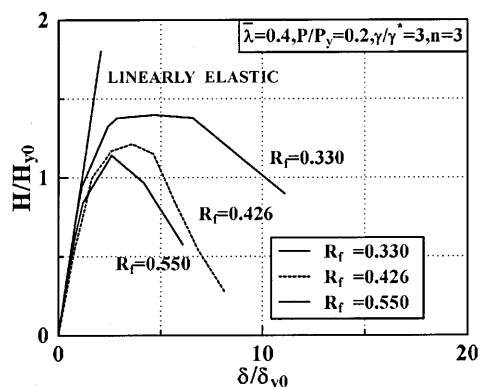


図 20.4.1 鋼製橋脚の準静的挙動に及ぼす幅厚比パラメータの影響

20.4.1 幅厚比パラメータまたは径厚比パラメータ

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。幅厚比パラメータ R_f （式 19.3.14）または径厚比パラメータ R_t （式 19.3.22）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発生し難い。しかし、耐震性能が良くなる一方、鋼重が増加する。

図 20.4.1 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）の载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 [宇佐美ら、1991; 宇佐美ら、1992; 鈴木ら、1995b]。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可以说える。

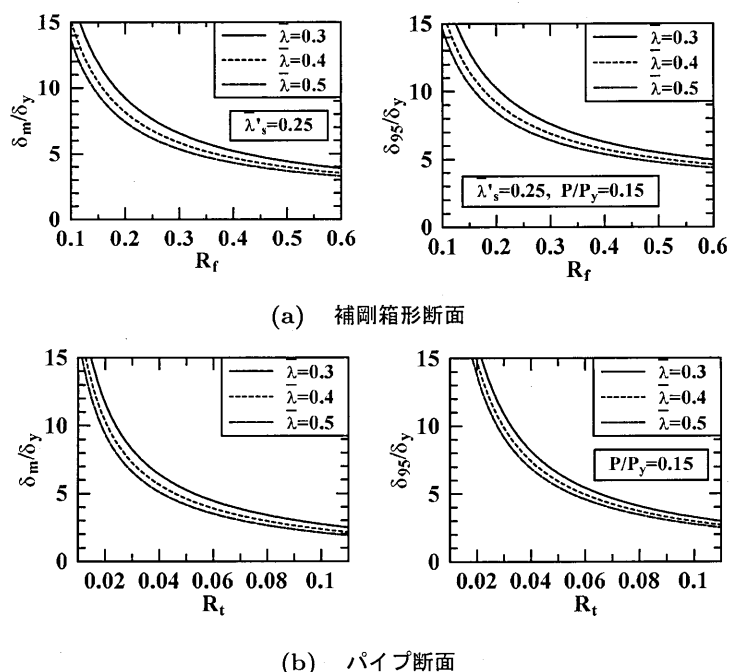


図 20.4.2 鋼製橋脚の変形能に及ぼす幅厚比・径厚比パラメータの影響

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道路橋示方書 [日本道路協会、2002b] 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。図 20.4.2 は第 19 章に示されている単柱式鋼製橋脚の変形能の推定式（式 19.3.7～19.3.12）をプロットしたものである。単柱式鋼製橋脚であれば細長比パラメータ λ が 0.5 を超えることはまれであるので、例えば 6.0 程度の変形能

(δ_{95}/δ_y)を確保するためには、補剛箱形断面で $R_f = 0.35$ 、パイプ断面で $R_t = 0.05$ であればよい。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ない橋脚であった。

20.4.2 細長比パラメータ

細長比パラメータは、脚柱の全体座屈を支配するパラメータで、前章の式(19.3.13)で定義される細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を用いるのが便利である。

図20.4.3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[宇佐美ら, 1991; 鈴木ら, 1995a, 1995b]。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生じるためである。また、図20.4.4に、この

パラメータが変形能に及ぼす影響(式(19.3.7)~(19.3.12))を示しており、 $\bar{\lambda}$ が大きくなれば、変形能は小さくなるが、幅厚比パラメータや径厚比パラメータほど顕著な変化はみられないことがわかる。

20.4.3 軸圧縮力

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。なお、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大荷重後の劣化が激しくなる。

図20.4.5は軸力比が橋脚の挙動に及ぼす影響を示したもの[宇佐美ら, 1991, 1992; 鈴木ら, 1995b]で、この影響が明瞭に読みとれる。また、軸力比と変形能との関係(式(19.3.7)~(19.3.12))を図20.4.6に示す。ただし、橋脚に対する軸圧縮力の大きさは、一次設計を行う限り、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。

道路橋示方書[日本道路協会, 1996b]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)とはり一柱強度相関式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20.4.7である[新技術小委員会, 1996]。これは、正方形箱形断面(補剛材本数3

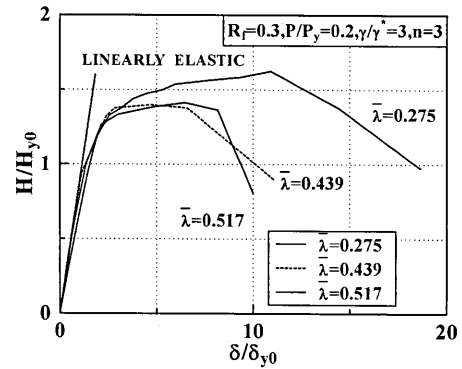


図20.4.3 鋼製橋脚の準静的挙動に及ぼす細長比パラメータの影響(箱形断面)

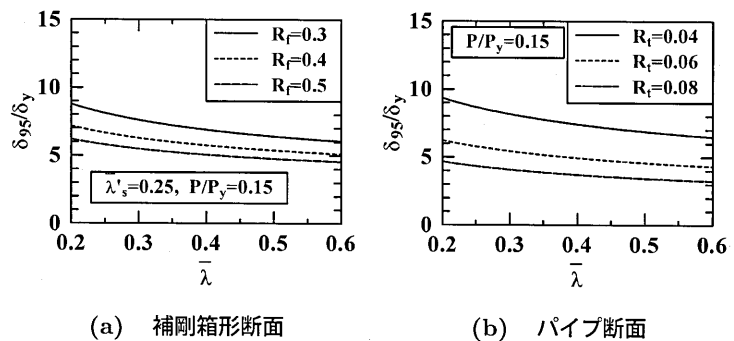


図20.4.4 鋼製橋脚の変形能に及ぼす細長比パラメータの影響

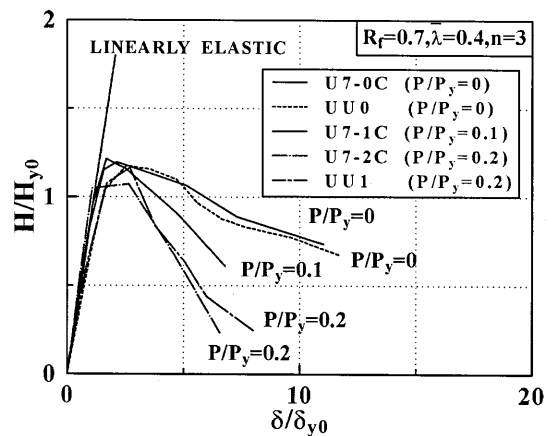


図20.4.5 鋼製橋脚の準静的挙動に及ぼす軸力比パラメータの影響(箱形断面)

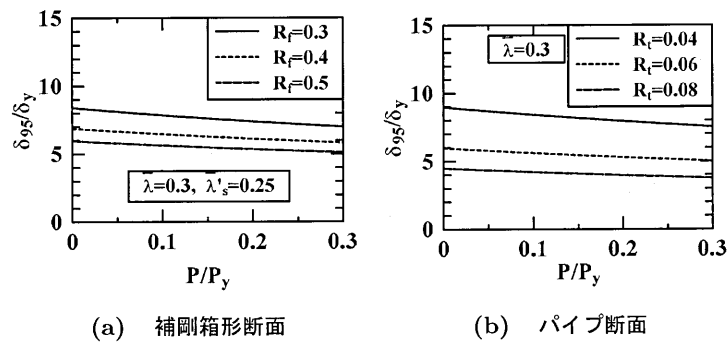


図 20.4.6 鋼製橋脚の変形能に及ぼす軸力比パラメータの影響

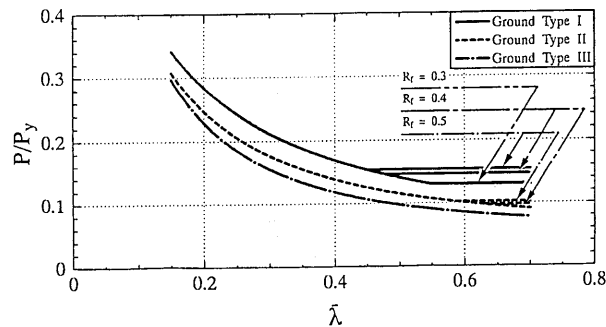


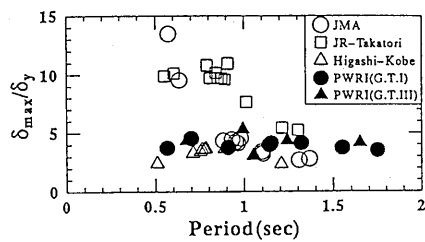
図 20.4.7 1 次設計時の橋脚の軸力比と細長比の関係（箱形断面）

本で、 $R_f = 0.3 \sim 0.5$) に対して求められたものである。図から、軸力比は細長比の大きさに反比例し、実用的な細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 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。

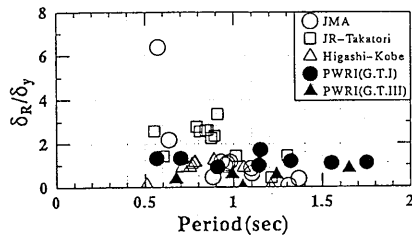
20.4.4 固有周期

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 20.4.8 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 $\delta_{\max}/\delta_y$ （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 $\Sigma E/E_e$ （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 [才塚ら, 1997]。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）および元建設省土木研究所（PWRI）のレベル 2a 地震波（I 及び III 地盤）である。レベル 2a 地震波は、道路橋示方書 [日本道路協会, 2002b] のレベル 2、タイプ I に相当する。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。

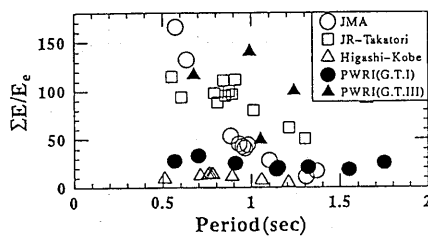
履歴吸収エネルギーは構造物の損傷と相関関係があると言われている。土木研究所の III 種地盤地震波は、橋脚にあまり大きな損傷を与える地震波ではないことから、履歴吸収エネルギーだけで橋脚の損傷度を推定する



(a) 最大応答変位

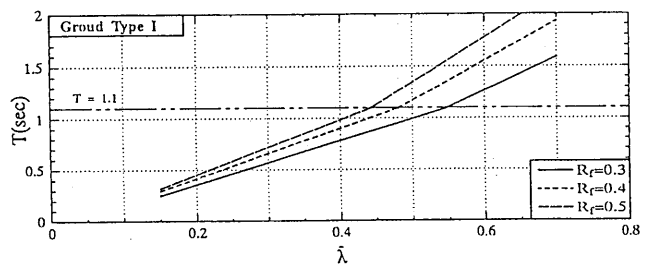


(b) 残留変位

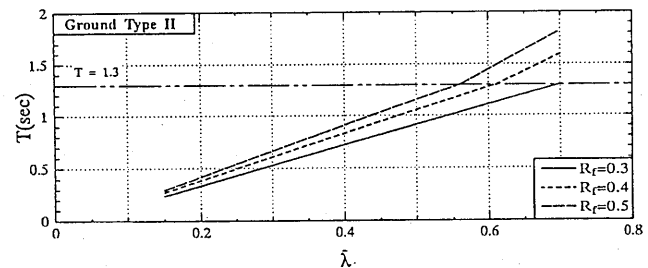


(c) 累積エネルギー

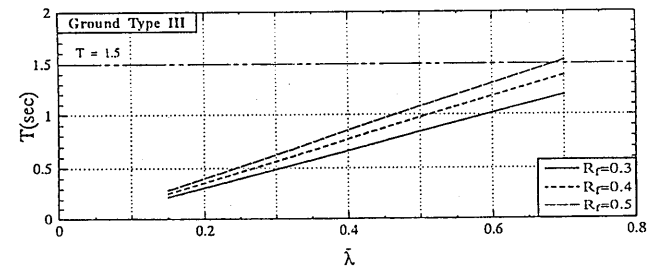
図 20.4.8 ハイブリッド実験から得られた
橋脚の最大応答変位, 残留変位
および累積エネルギー



(a) I 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤

図 20.4.9 一次設計時の橋脚の固有周期と
細長比パラメータの関係 (箱形断面)

のは問題があろう。橋脚の固有周期は、上部工と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 そのものである、これは前述のように細長比パラメータの関数であり、橋脚の剛性も同様に細長比パラメータの関数である。したがって、固有周期は、細長比パラメータの関数で表されることが予想される。図 20.4.9 は、前節の「動的性状」で用いた補剛箱形断面 (SM490 材で $\sigma_y = 313\text{MPa}$) に対して計算した固有周期と細長比の関係である [新技術小委員会, 1996]。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 λ 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。

20.4.5 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 γ^* 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) の幅厚比パラメータ R_f 。 (R_f の式で座屈係数 $k = 0.425$ と置いた式) を用いるのが便利である。

図 20.4.10 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 [宇佐美ら, 1991; 鈴木ら, 1995b] で、 γ/γ^* を 1.28 から 3.07 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。一方で、剛比を $5.32\gamma^*$ に上げても、劣化勾配は余り改善されない。したがって、最高荷重後、変形がかなり進んだところまで（例えば、降伏水平力まで荷重が低下する領域まで）設計に使用する場合には、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。ちなみに、道路橋示方書 [日本道路協会, 1996a, 2002a]

の必要剛比の式には、 $t > t_0$ の場合 (t_0/t)² の項があるため、幅厚比パラメータ $R_f \leq 0.5$ の領域で、 γ^* より、概略 $(R_f/0.5)^2$ 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% の値になる。そのため、補剛材位置で節となるような座屈波形でなく、補剛板の全体座屈になることに注意する必要がある。

20.4.6 縦方向補剛材細長比パラメータ

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パラメータがある。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、前章で定義される補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ (式 19.3.16) で表すのが便利である。

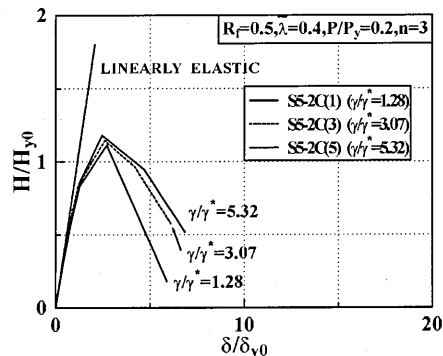


図 20.4.10 鋼製橋脚の準静的挙動に及ぼす縦方向補剛材剛比の影響

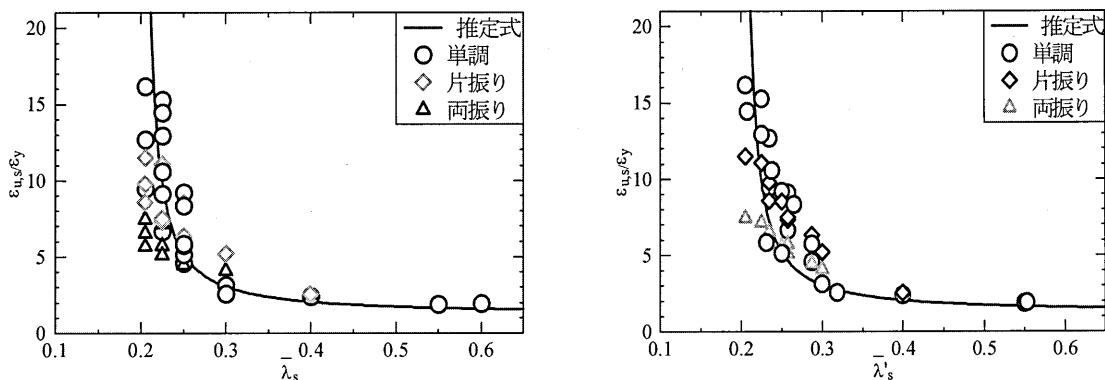
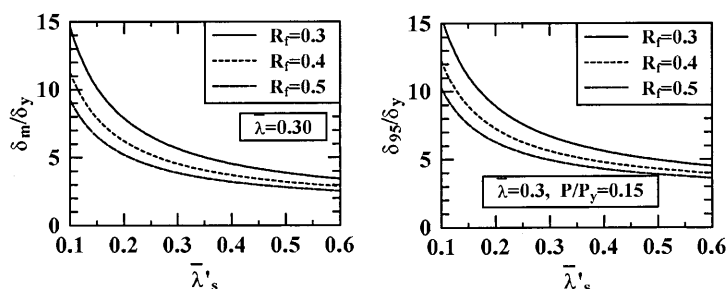


図 20.4.11 純圧縮補剛板の変形能に及ぼす補剛材細長比パラメータの影響

図 20.4.11 は、純圧縮補剛板の終局ひずみ $\epsilon_{u,s}$ をひずみ ϵ_y で除いた量を $\bar{\lambda}_s$ に対してプロットしたものである [渡辺ら, 1999]。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。ただし、この辺りでは、



(a) 最高荷重点 (b) ピーク後最高荷重の 95% 点
図 20.4.12 鋼製橋脚の変形能に及ぼす補正補剛材細長比パラメータの影響

繰り返し荷重方法と補剛板のアスペクト比 α による影響は大きいので、図 20.4.11(b) からわかるように、その影響を考慮した補正補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}'_s$ (式 19.3.19) を用いて評価したほうがより妥当である [渡辺ら, 1999]。また、変形能を高めるには、幅厚比パラメータを小さくするとともに、補正補剛材細長比パラメータも小さくするとより効果的になることが、図 20.4.12 に示されている。ただし、補剛材細長比パラメータは補剛材剛比とは独立でなく、補剛板幅厚比パラメータ R_f および補剛板のアスペクト比 $\alpha = a/b$ に関係することに注意されたい。

20.4.7 角溶接方法

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荷重実験において、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 20.4.1)。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。

荷重実験で観察されたもう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 20.3.4)。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タイプI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うことが実地震動に対してはないからであろう。ただし、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鋼製ラーメン橋脚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 [伯野, 1996] がなされている一方、隅角部の構造的なひずみ集中によるものとも言われている [三木ら, 1998]。

20.4.8 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 20.4.13 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 [葛ら, 1994]。

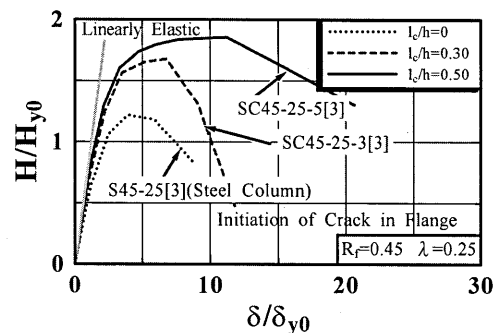


図 20.4.13 コンクリート充填の効果：準静的実験

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 20.4.14 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

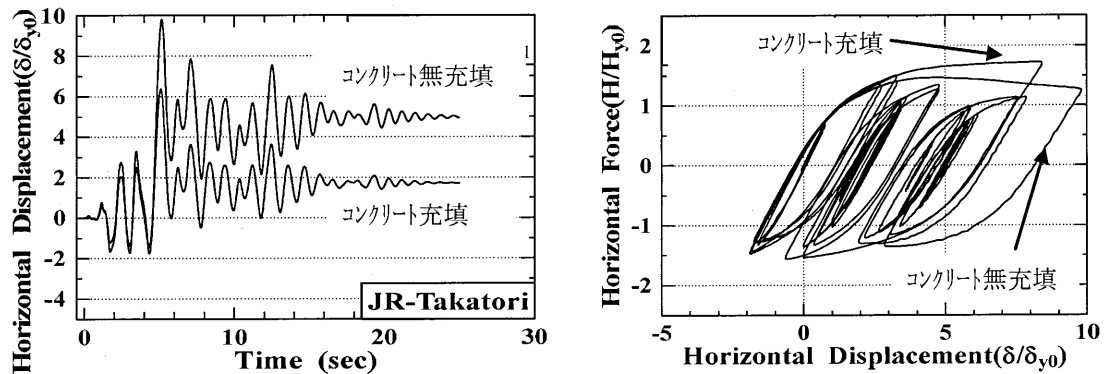


図 20.4.14 コンクリート充填の効果：ハイブリッド地震応答実験

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 [才塚ら, 1997]. 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、か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することがわかる。

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ようになる。(1) コンクリート充填部の上部には必ずダイヤフラムを設け、コンクリートを閉じこめた状態にする。ダイヤ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ヤフ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 [葛西ら, 1997]. (3) この考えで求められたコンクリートの最適充填高さは、単柱式の等断面鋼製橋脚の場合、柱長の 15~30% 程度になる [葛西ら, 1997]. (4) 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、一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 [新技術小委員会, 1996] を参照されたい。

20.4.9 静的実験における繰返し回数

変動変位振幅の準静的実験は、各変位振幅である決められた回数 (n 回) の繰返し载荷を行う。その際、繰返し回数 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 20.4.15 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 [宇佐美ら, 1993]. 単調载荷実験結果と繰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、繰返し载荷実験の方が最大荷重は大きくなる。これは繰返しひずみ硬化と言われる現象で、繰返し载荷により、ひずみ硬化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、 $n = 5$ までは有意義な差がない。繰返し回数の影響が最も大きく現れる

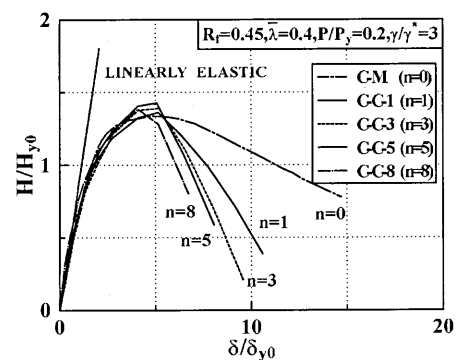


図 20.4.15 鋼製橋脚の準静的挙動に及ぼす繰返し回数の影響

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。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考えられる。可能ならば、 n を変えて多様な载荷プログラムによる実験を実施するのが望ましい。

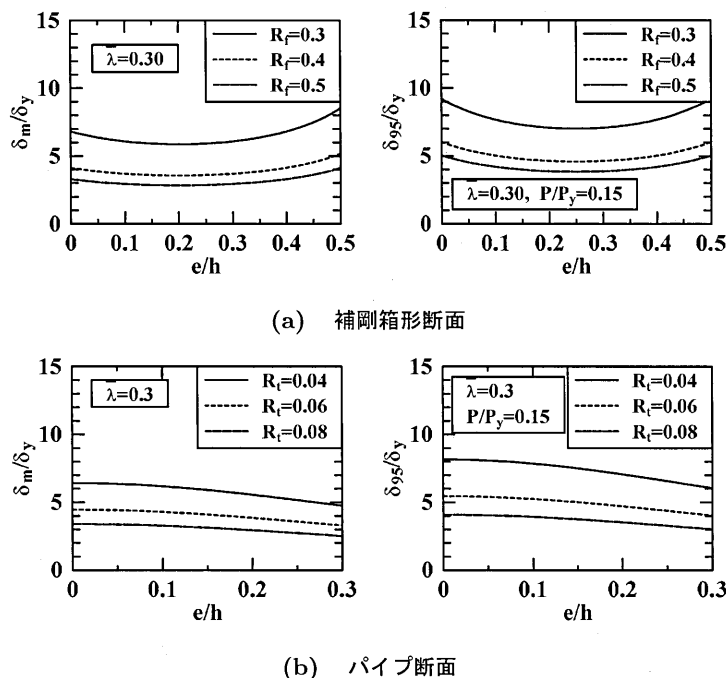


図 20.4.16 鋼製橋脚の変形能に及ぼす偏心率の影響

20.4.10 偏 心 率

上部構造の重心位置が橋脚の重心位置から偏心している、いわゆる逆 L 形鋼製橋脚の場合、パラメータとして上部構造重量の偏心量 e を脚の高さ h または脚断面 2 次半径 r_g で除したものをを用いるのが妥当であろう。準静的実験と解析の結果によれば、軸圧縮力比を一定とした場合は偏心パラメータが大きいと塑性率は小さくなる [宇佐美ら, 1999; 葛ら, 2000; 成瀬ら, 2001; 崎元ら, 2002]。また、面外方向に繰り返し载荷を受ける場合、橋脚が徐々に上部構造重量が偏心して作用する側（面内方向張り出し側）に傾いていき、その結果、面外方向の強度と変形能が大幅に小さくなる [青木ら, 2002]。しかし、通常、震度法による一次設計では偏心率が大きければ、軸圧縮力も小さくなるので、偏心率が大きくなっても、必ずしも変形能が大きく低下することはない [葛ら, 2003]。図 20.4.16 に、偏心率と面外方向の変形能の関係（式 (19.3.27)～(19.3.32)）を示す。なお、 δ_y は、中心軸圧縮柱の降伏変位である。一方、地震応答解析の結果においても、これと同様な結果が得られている [Liu ら, 2000]。それによれば、偏心率が 0.1 程度の時に最も大きい応答を得ることが示されている。一方、上部構造が橋脚の中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚（T 形鋼製橋脚）に比べれば、ねじりを伴い偏心载荷状態となる逆 L 形橋脚では、曲げのみを受ける橋脚より変形能がかなり低下するので、注意が必要である [後藤ら, 2001]。

20.5 耐震設計法および耐震解析法の考え方

20.5.1 鋼構造新技術小委員会報告書

土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG がまとめた報告書 [新技術小委員会, 1996] には, 鋼製橋脚に対する地震時保有水平耐力照査法 [宇佐美ら, 1995b] が初めて提案され, 鋼製橋脚の耐震性能に関する実験手法, 解析方法, 耐震性向上策など多くの新しい知見が掲載されている. ここでは, 同報告書で提案されている地震時保有水平耐力照査法の考え方を述べる. また, 20.4 の記述の多くは同報告書に基づくが, 鋼製橋脚の耐震性向上技術は同報告書に記載されている変形能向上技術が適用できる.

提案保有水平耐力照査法は, 限界値を静的 複合非線形解析 (Pushover 解析), 応答値をエネルギー一定則に基づいて算定する, 力に基づく照査法であり, コンクリート部分充填あるいは無充填の単柱式鋼製橋脚 (逆 L 形鋼製橋脚を含む) のみならず, 鋼製ラーメン橋脚にも適用できる [宇佐美, 1998; 鄭ら, 1999]. この手法の Pushover 解析は, 19.6 に詳述されているが, 照査法の主要点をまとめると以下のようになる.

- ① Pushover 解析は梁要素を用いた骨組構造解析であり, 解析時には局部座屈は考慮しない. 従って, 多くの汎用構造解析プログラムに用意されている静的複合非線形解析を用いればよい.
- ② 局部座屈の影響は, 解析によって求められる水平荷重-水平変位曲線の終点 (破壊点) を定めるときに使用される.
- ③ 破壊の条件は, 構造物内に設定した部材セグメント (有効破壊長と称する長さを持つ部材セグメント) にうち, 最も危険な (すなわち, 中空箱形断面であれば圧縮フランジの平均軸ひずみが最も大きな) 部材セグメントが過度の局部座屈変形あるいは塑性化により変形能を失ったときときである.
- ④ 地震後の使用性の照査は橋脚の残留変位によって行う. 残留変位は, エネルギー一定則によって推定される橋脚頂部の最大応答変位から, 実験によって得られた経験式により算定する.
- ⑤ ラーメン橋脚の解析では, 軸力変動が大きいので, その影響を正確に考慮できるファイバーモデル (一軸の応力-ひずみ関係を構成則としてそのまま用いる方法) を使用する.
- ⑥ 鋼 (SS400~SM570) およびコンクリートに対する応力-ひずみ関係は, 図 19.6.3 に与えられているものなどを使用する. 鋼に対しては, ひずみ硬化は必ず考慮しなければならない. また, コンクリートに対しては拘束効果を考慮し, 破壊ひずみは 0.011 とする.
- ⑦ 残留応力, 初期たわみは一般に考慮しなくても良い. それらの影響は繰り返し载荷の際は消滅してしまうため, 単調载荷で繰り返し载荷を代用している本解析では無視してもよい.

20.5.2 次世代土木鋼構造研究委員会報告書

次世代鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会は, 鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG の継続委員会として日本鋼構造協会内に設けられた委員会であり, 土木学会・鋼構造委員会の関連する委員会と協働で調査研究活動を行った [土木学会・JSSC, 2000]. 同委員会の活動の目的は以下の 4 項目である.

- 1) 耐震照査方法の開発
- 2) 耐震解析手法, 耐震解析ソフトおよび精度検証用ベンチマークの作成
- 3) 鋼製橋脚の耐震設計法および耐震補強法のコンセプトの整備
- 4) 耐震実験手法の標準化

この委員会の研究成果の一部は展望論文 [宇佐美ら, 2001] にまとめられている. この内, 1), 2), 3) に関する主要な成果は以下のようである.

- ① 鋼構造物の耐震照査法として、力で照査する方法に代わり、変形（変位またはひずみ）で照査する 4 種類の手法について述べ、それぞれの手法の特徴、適用限界を整理した。
- ② エネルギー一定則により応答値（水平力）を算定する代わりに、等価 1 自由度系に構造物を置き換え、その弾塑性時刻歴応答解析から応答値（水平変位）を算定する方法（静的・動的併用照査法 [宇佐美ら, 1999b]）を新たに提案した。ただし、この方法には基本モード卓越という適用限界があり、そのための判別式を明示している。
- ③ さらに、広範囲の鋼構造物の耐震照査に適用可能な、ひずみによる照査法（動的照査法）を提案している。
- ④ 耐震解析法および構成則を分類し、設計段階で推奨される Pushover 解析（静的複合非線形解析）および動的解析の手法を提案した。
- ⑤ 単柱、逆 L 形、1 層および 2 層ラーメン鋼製橋脚の Pushover 解析に対する信頼性のあるベンチマークを提供した。
- ⑥ 局部座屈を考慮して薄肉断面から厚肉断面までの鋼製橋脚の繰り返し弾塑性解析を精度良く実施するためには、材料レベルで十分に検討をなされた構成則（例えば、修正 2 曲面モデル、3 曲面モデル）を用いることが肝要である。ただし、薄肉断面鋼製橋脚の場合（補剛箱形断面の場合は $R_f > 0.6$ 、パイプ断面の場合は、 $R_t > 0.1$ ）には、等方硬化則および移動硬化則でも、水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線を十分な精度で予測できる。
- ⑦ 動的非線形解析では、小さな復元力の誤差であっても構造物の振動特性を変化させるため、静的解析のような明確なベンチマークを示すことはできなかった。動的解析を設計に用いる場合、解析法によりばらつく可能性のある計算値を設計でどのように評価するかは今後の問題である。
- ⑧ 鋼製橋脚の非線形解析に用いる構造モデルとして、はりモデル、1 自由度系モデル、板・シェルモデル等がある。さらにこれらのモデルに用いる材料構成則や復元力モデルも複数提示されているので、構造モデルと材料モデルの組み合わせを考えるとかなり多くの解析モデルが可能となる。それぞれの解析モデルの適用範囲が明示されているので、それらを十分理解した上で適用しなければならない。
- ⑨ 鋼製ラーメン橋脚の耐震設計コンセプトとして、柱とはりの損傷順序、および不静定構造物の終局限界の設定法（一部材セグメントの変形能喪失を構造物全体の終局状態とみなす考え）の妥当性に関する考察を行った。

20.5.3 道路橋示方書

20.2 で述べた通り、日本の道路橋の鋼製橋脚については、兵庫県南部地震において初めて甚大な被害を受けた。兵庫県南部地震以前の鋼製橋脚の設計は、弾性域での力に着目した設計法であり、変形能および塑性域での挙動については一般的に照査が行われていなかった。しかし、兵庫県南部地震での鋼製橋脚の被害を踏まえ、鋼製橋脚についても鉄筋コンクリート橋脚と同様の塑性域での耐力および変形能に着目した耐震設計法を適用することの重要性が改めて認識され、耐震設計法の見直しが行われた。本節では平成 14 年 3 月に改訂された道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 [日本道路協会, 2002]（以下、本章で「H14 道示 V」という）に記述されている鋼製橋脚の耐震設計の概要を示す。

H14 道示 V は、兵庫県南部地震以降の平成 7 年 2 月の「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説（案）」[日本道路協会, 1995]、平成 8 年 12 月に改訂された道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（以下、本章で「H8 道示 V」という）に引き続き改訂された示方書で、H8 道示 V 改訂以降に得られた鋼製橋脚の耐震性能に関する知見 [建設省土木研究所等, 1997a～1997g; 建設省土木研究所等, 1998; 建設省土木研究所等, 1999; 西川ら, 1999] 等を反映してより合理的で具体的な耐震性能照査手法の記述がなさ

れている。

鋼製橋脚の耐震性能を向上させる方法として、大きく下記の2つの手法が考えられる。

- 鋼製橋脚の内部に適切にコンクリートを充填する方法
- 鋼製橋脚内部にコンクリートを充填せず、鋼製橋脚の幅厚比パラメータ等の構造諸元を適切に設定する手法

そこで、H14 道示 V では H8 道示 V にない、鋼製橋脚にコンクリートを充填した鋼製橋脚（以下、本章で「コンクリート充填柱」という）とコンクリートを充填しない鋼製橋脚（以下、本章で「コンクリート無充填柱」という）について、それぞれ規定がなされている。

以下に H14 道示 V に記述されている鋼製橋脚の耐震設計手法の概要を紹介する。

(1) 動的照査法による耐震性能の照査

コンクリート無充填柱については非線形応答の簡易推定法であるエネルギー一定則の適用性とその精度について十分検証されていないこと、コンクリート充填柱およびコンクリート無充填柱いずれについても非線形性を考慮した動的解析に用いる適切な非線形履歴モデルが提案されたこと等を考慮し、鋼製橋脚については非線形性を考慮した動的解析により耐震性能を照査することが規定されている。そして非線形性を考慮した動的解析としては非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析による手法が紹介され、非線形履歴モデルとして曲げモーメント-曲率関係（ $M-\phi$ 関係）に基づく設定手法が具体的に示されている。図 20.5.1(a) に H14 道示 V に示されるコンクリート無充填柱の $M-\phi$ 関係を、図 20.5.1(b) にコンクリート充填柱の $M-\phi$ 関係を示す。

(2) ぜい性的破壊を防ぎじん性（変形能）を確保できる構造の採用

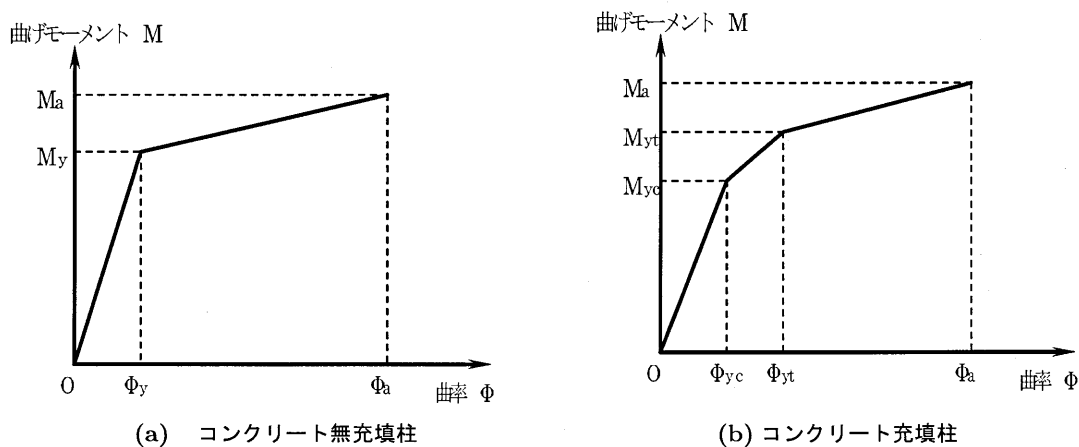


図 20.5.1 $M-\phi$ 関係の設定例

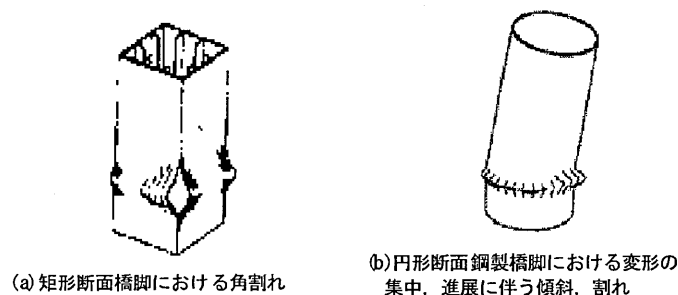


図 20.5.2 鋼製橋脚のぜい性的破壊モード

写真 20.2.3 および写真 20.2.5 に示すような兵庫県南部地震における鋼製橋脚の被災例から、矩形断面および円形断面の鋼製橋脚はそれぞれ図 20.5.2 の状態になると上部構造等の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失い変形能の乏しいぜい性的な破壊に至ることから、このようなぜい性的な破壊を防ぐとともに変形能を確保できる構造を採用することとしている。

(3) 残留変形の制限

残留変形が大きくなると地震後の使用性や復旧作業に支障をきたすことが考えられる。すなわち、残留変形をある程度制限し、橋脚の耐力とじん性を適切にバランスさせた設計を行うことが必要となる。そこで、兵庫県南部地震等の橋脚の被災例等を考慮し、コンクリート橋脚と同様に地震後の残留変位を許容値（許容残留変位）以下に抑えることとしている。

(4) アンカー部の設計

橋脚基部のアンカー部は橋脚の耐震性に大きな影響を与えるとともに、兵庫県南部地震における被害の経験から、損傷を受けた場合にはその発見が困難であり補修も大規模になる。よって、アンカー部については塑性変形を出来るだけ残さないようにアンカー部の耐力が橋脚基部の耐力を上回るように設計することが基本とされている。

20.6 耐震補強の考え方

20.6.1 耐震補強の基本方針

既設橋梁は適用された設計基準がさまざまであるため、橋梁ごとの耐震保有性能のレベルは異なり、また、周辺の施工条件により耐震補強方法も限定される場合が多い。よって、すべての橋梁に適用可能な耐震補強の方針を示すことは難しいが、H8 道示 V に準拠して既設橋を行う場合に耐震補強設計をできるだけ円滑に行うことができるようにその考え等を示した「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」（以下、本章で「耐震補強参考資料」という）[日本道路協会，1997] では、鋼製橋脚の耐震補強の基本方針として以下のことを挙げている。

- (1) 基礎やアンカー部への負担を小さくするため、基本的にはできるだけ橋脚の変形能を向上させ、水平耐力が過度に上がらないような補強工法を採用することが望ましい。
- (2) 橋脚各断面の耐力とアンカー部の耐力の大小関係に応じて、塑性ヒンジの位置および補強手法を検討するのを基本とする。この場合、塑性ヒンジは橋脚基部断面もしくは基部に出来るだけ近い位置になるようにし、その断面に変形能が期待できる補強工法を採用することとする。

そして、上記基本方針を満たす補強工法の具体的な耐震補強設計例として、コンクリート充填による方法および角補強による方法が示されている。

20.6.2 耐震補強の実例

実際に行われた橋脚の耐震補強として、東京都の新交通システム「ゆりかもめ」（写真 20.6.1）の鋼製橋脚で行われた、角補強構造の施工事例を以下に紹介する [村越ら，1998]。

角補強構造は、図 20.6.1 曲げ加工したコーナープレートを



写真 20.6.1 ゆりかもめ

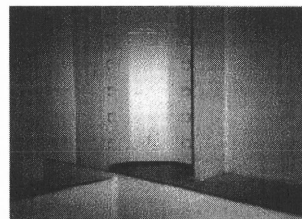


写真 20.6.2 角補強構造のコーナープレート

高力ボルトにより橋脚の4隅に取り付けるもので、補強による耐力の上昇がそれほど大きくなく、変形能の向上を図れることがその特徴としてあげられる。そのため、基礎やアンカー部の負担を少なくできる耐震補強工法の1つである。

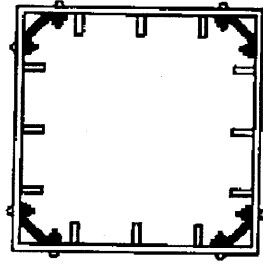


図 20.6.1 高力ボルトによる角補強構造

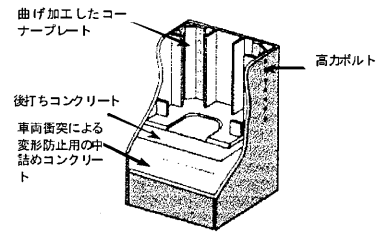


図 20.6.2 ダイヤフラム位置までのコンクリート充填

「ゆりかもめ」における角補強の施工手順の概略を以下に示す。

- (1) 鋼製橋脚のマンホールに入る大きさに分割されたコーナープレート（曲げ加工したもの）を橋脚内部に搬入する。
- (2) コーナープレートの取り付け位置にあわせて、ボルト孔をあける。
- (3) 高力ボルトによりコーナープレートを鋼製橋脚の接合する（写真 20.6.2）。

なお、これら鋼製橋脚にも車両衝突による変形防止用の中詰めコンクリートが充填されていたがダイヤフラム位置までは充填されていなかった。そこで、角補強構造の採用とあわせて、ダイヤフラムの位置までコンクリートが充填された（図 20.6.2 参照）。

20.7 まとめと将来展望

この章では、兵庫県南部地震における鋼製橋脚の被災事例をまず紹介し、鋼製橋脚の準静的（静的繰り返し）および動的挙動、耐震性能を支配するパラメータ、耐震設計法および耐震解析法に関する各種報告書および H14 道示 V の考え方について述べ、最後に耐震補強法のコンセプトと実例をまとめている。

鋼製橋脚の耐震性能を高めるためには、第 19 章および 20.2 の被災例で述べたように (1) 座屈、および (2) 低サイクル疲労に伴う脆性破壊、に起因する変形能低下に対する十分な配慮が必要である。

20.4 では、主として座屈に起因する変形能の低下を防止するという点から、鋼製橋脚の耐震性能を支配する主要な力学的パラメータを取り上げた。それらの力学的パラメータを適切に選ぶことにより、耐震性能（Capacity）の高い鋼製橋脚を設計することが可能になっている。そのうちの主要な点をまとめると以下ようになる。

1. 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）と補剛材の剛度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。幅厚比パラメータ R_f は 0.5 以下、径厚比パラメータ R_t は 0.08 以下になるようにし、補剛材剛比は最適剛比以上を使用するのがよい。
2. 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、脆性的破壊が顕在化するので注意すべきである（図 20.4.2、文献 [宇佐美, 1997; JSSC, 2003] 参照）。
3. コンクリートを鋼製橋脚内部に適切な高さまで充填することにより耐震性能を格段に高めることが可能である。
4. コンクリートは低強度（20MPa 程度）のものを柱基部に部分充填し、ダイヤフラムで充填コンクリートを閉じこめる（実際の施工時では、ダイヤフラム上部にまでコンクリートを充填する）ことが肝要である。
5. 箱形断面の角溶接は全断面とけ込みグループ溶接またはそれに相当する溶接にする。

6. 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、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等の対策を講じる必要がある。
7. 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、地震終了後の使用性の観点から、応答値 (*Demand*) をできるだけ小さくする工夫するのも1つの手法である。

20.5 では、土木学会および日本鋼構造協会での調査研究活動の報告書、ならびに道路橋示方書における耐震設計法・耐震解析法の考え方を概説した。それぞれの手法には得失があり、また適用限界がある。設計者は、内容を十分精査・理解し、適用に誤りがないように努めなければならない。

鋼製橋脚の耐震設計法はこの10年間で著しく進展した[宇佐美, 2004]。今後のさらなる高度化、精緻化を図るために推進していかなければならない研究課題のいくつかを挙げると以下のようなものである。

1. 低サイクル疲労に伴う脆性破壊に対する評価法
2. 高靱性鋼の開発と使用ガイドラインの作成
3. 残留変位低減構造の開発
4. ラーメン隅角部のひずみ集中低減構造の開発
5. 高軸力、水平2方向地震力、上部構造の質量偏在によるねじりモーメントなど、これまで設計で考慮していなかった外力が作用する鋼製橋脚の耐震設計法
6. 制震構造（主体構造の損傷をできるだけ抑え、損傷を制震ダンパーなど犠牲部材に集中させる構造）の設計法の整備
7. 大型震動台による支承、落橋防止構造を含めた鋼構造システムの破壊シナリオの検証

参考文献

- 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広 (1982): 鋼製ラーメン橋脚の実績調査, 橋梁と基礎, No.6, No.7, 1982 年.
土木学会: 座屈設計ガイドライン, 構造工学シリーズ 2, 福本嘸士編 (1987), 1987 年.
- 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人 (1991): 繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.37A, pp.93-106, 1991 年 3 月.
- 土木学会関西支部 (1991): 鋼構造物のダクティリティ評価に関する調査研究, 鋼構造物のダクティリティ評価に関する調査研究グループ (委員長: 渡邉英一), 1991 年 6 月.
- 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道 (1992): 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 年 3 月.
- 建設省土木研究所 (1992): 道路橋の免震設計法マニュアル (案), 1992 年 3 月.
- 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) (1992): 鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法, 1992 年 3 月.
- 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦 (1993): 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.
- 土木学会 (1994): 鋼構造物の終局強度と設計, 鋼構造シリーズ 6, 倉西茂編, 1994 年.
- 葛漢彬, 宇佐美勉, 戸谷和彦 (1994): 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.
- 宇佐美勉, 才塚邦宏, 木曾英滋, 伊藤義人 (1995a): ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.101-113, 1995 年 7 月.
- 宇佐美勉, 鈴木森晶, I.H.P. Mamaghani, 葛漢彬 (1995b): 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.
- 宇佐美勉, 鈴木俊光, 伊藤義人 (1995c): 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.

- 才塚邦宏, 宇佐美勉, 木曾英滋, 伊藤義人 (1995): 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, pp.277-288, 1995 年 3 月.
- 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史 (1995a): 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 年 1 月.
- 鈴木森晶, 宇佐美勉 (1995b): 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.
- 土木学会 (1995): 鋼構造物の安全性の調査報告 (阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について), 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会, 1995 年 5 月.
- 日本道路協会 (1995): 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料 (案), 1995 年 6 月.
- 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会 (1995): 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995 年 12 月.
- 新技術小委員会 (1996): 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 年 7 月.
- 鈴木俊光, 宇佐美勉, 伊藤義人, 豊島径 (1996): 細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.77-88, 1996 年 4 月.
- 日本道路協会 (1996a): 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 1996 年 12 月.
- 日本道路協会 (1996b): 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996 年 12 月.
- 伯野元彦 (1996): 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.
- 水谷慎吾, 宇佐美勉, 青木徹彦, 伊藤義人, 岡本隆 (1996): 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.
- 宇佐美勉 (1997): ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, pp.30-36, 1997 年 6 月.
- 葛漢彬, 葛西昭, 宇佐美勉 (1997): コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能, 橋梁と基礎, pp.23-29, 1997 年 9 月.
- 建設省土木研究所等 (1997a~1997g): 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (I)~(VII), 共同研究報告書第 178 号~184 号, 1997 年 4 月.
- 才塚邦宏, 宇佐美勉, 芳崎一也, 鈴木森晶 (1997): 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強震時挙動, 土木学会論文集, No.556/I-38, pp.119-129, 1997.1.
- 日本道路協会 (1997): 既設道路橋の耐震設計に関する参考資料, 1997 年 8 月.
- 山田尚之, 葛西昭, 宇佐美勉 (1996): コンクリートを部分的に充填した鋼製八角形断面柱の最適充填率と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.237-243, 1997 年 3 月.
- 宇佐美勉 (1998): Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998 年 1 月.
- 建設省土木研究所等 (1998): 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (VIII), 共同研究報告書第 212 号, 1998 年 9 月.
- 前野裕文, 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本隆, 水谷慎吾, 魚井啓次 (1998): コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.189-199, 1998 年 3 月.
- 三木千寿, 四十沢利康, 穴見健吾 (1998): 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998 年 4 月.
- 村越潤, 上仙靖 (1998): 鋼製橋脚の耐震補強—ゆりかもめで矩形橋脚を角補強—, 土木技術資料, Vol.40, No.10, 1998 年 10 月.
- 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也 (1999a): 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.197-206, 1999 年 7 月.
- 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬 (1999b): Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.231-240, 1999 年 7 月.
- 建設省土木研究所等 (1999): 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (総括編), 共同研究報告書第 219 号, 1999 年 11 月.
- 鄭沂, 葛漢彬, 宇佐美勉 (1999): 鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.25-32, 1999 年 1 月.
- 土木学会 (1999): 阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析, 1999 年.
- 西川和廣, 村越潤, 山本悟司, 上仙靖, 高橋実, 中嶋浩之, 岡田淳 (1999): 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木研究所資料第 3583 号, 1999 年 3 月.
- 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉 (2000): 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.271-284, 2000 年 7 月.

- JSSC (2000): 鋼構造物の耐震設計用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 日本鋼構造協会・鋼構造物の耐震検討小委員会・鋼橋の耐震設計小委員会 (主査: 宇佐美勉), 2000 年 4 月.
- Liu, Q.Y., Usami, T. and Kasai, A. (2000): Inelastic seismic response analysis of eccentrically loaded steel bridge piers, J. Struct. Mech Earthquake Eng., JSCE, No.654/I-52, pp.25-38, 2000.7.
- 宇佐美勉, 織田博孝 (2001): 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.
- 後藤芳顕, X.S.Li, 山口栄輝 (2001): 橋軸方向地震力を受ける逆 L 形鋼製橋脚の終局挙動と設計, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.313-330, 2001 年 4 月.
- 成瀬孝之, 青木徹彦, 鈴木森晶 (2001): 繰返し等荷重を受ける逆 L 形鋼製橋脚の強度と変形性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.45-55, 2001 年 3 月.
- 崎元達郎, 中山雅文, 川畑智亮, 渡辺浩, 江山栄一 (2002): 面外繰返し力を受ける逆 L 形鋼製橋脚の履歴挙動, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.215-224, 2002 年 1 月.
- 日本道路協会 (2002a): 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 2002 年.
- 日本道路協会 (2002b): 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 2002 年.
- 青木徹彦, 鈴木真一, 渡辺俊輔, 鈴木森晶, 宇佐美勉, 葛漠彬 (2003): 面外繰返し水平力を受ける逆 L 形鋼製箱形断面橋脚の強度と変形性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.213-223, 2003 年 1 月.
- 葛漠彬, 渡辺俊輔, 宇佐美勉, 青木徹彦 (2003): 面外繰返し水平力を受ける逆 L 形鋼製箱形断面橋脚の強度と変形性能に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.207-218, 2003 年 7 月.
- JSSC (2003): 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会 (委員長: 宇佐美勉), 2003 年 10 月.
- 宇佐美勉 (2004): 鋼構造物の耐震設計技術の進展, 阪神淡路大震災後 10 年間における防災工学の進展と今後の課題に関するシンポジウム, 土木学会, pp.7-10, 2004 年 10 月.