

阪神高速道路における鋼製橋脚の耐震設計

北沢正彦^{*}、堀江佳平^{**}、西岡敬治^{***}

^{*}工博 阪神高速道路公団工務部設計課長（〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

^{**}工修 阪神高速道路公団工務部設計係長（〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

^{***}工修 阪神高速道路公団保全技術部保全設計係長（〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

〔論文主旨〕

鋼製橋脚の耐震設計に関しての阪神高速道路公団の検討状況(1)阪神大震災の前後の復旧、補強の取り組み状況と(2)震災復旧時の残留変形一傾きの修復についての評価、(3)模型実験からの鋼単独柱（矩形）の非線形モデル化の考え方等について紹介する。

1. 阪神高速道路公団の鋼製橋脚の耐震設計の経緯（方針）

1.1 阪神大震災以前

阪神高速道路公団（以下阪神公団）では昭和62年度から関係機関、大学等と鋼製橋脚の地震時の弾塑性挙動についての検討を始めた。特に平成4年度からはRC橋脚の地震時保有水平耐力照査（平成2年道示）¹⁾と同レベルの地震力（弾性応答I Gレベル）に対応すべく、研究会²⁾を組織し、主に補剛板の局部座屈に起因する崩壊モードに着目し、大型供試体による載荷実験を中心に検討をすすめた。この結果、当面の対策として鋼製橋脚の基部断面（矩形）に対して弾性域での局部座屈を防ぐことを目的に座屈パラメータである幅厚比および縦補剛材剛比の制限規定（ $R_f \leq 0.4$, $R_t \leq 0.5$, $\gamma = \gamma^*$ ）を基準化した（平成6年5月）。

ここで、

R_f 板パネルの幅厚比パラメータ

R_t 縦補剛材の幅厚比パラメータ

γ 縦補剛材剛比

γ^* 弾性座屈理論より求められる必要縦補剛材剛比をそれぞれ示す。

1.2 震災復旧（再構築方針）

3号神戸線武庫川～月見山間の163基の鋼製橋脚の内、被災ランクが高く撤去した12基の再構築にあたっては道路橋示方書（平成6年）に準拠した設計をおこなうとともに地震時保有水平耐力を向上させるために既設橋脚の補強と同様、復旧仕様に基つき柱内部にコンクリートを充填するものとした。特に再構築の場合は充填部上側の鋼単独断面部においても以下に示す変形性能を改良した断面を用いることにした。

1) 矩形断面の場合

- ・柱縦補剛材間のフランジ、ウェブパネルや縦補剛材の幅厚比を制限し、鋼材の弾性領域での局部座屈の発生を防ぐ。（ $R_f \leq 0.4$, $R_t \leq 0.5$, $\gamma = \gamma^*$ 、前項規定）
- ・縦補剛材剛度を弾性座屈理論から得られる必要剛比 γ

の3倍以上とし、大変形時（塑性時）に縦補剛材位置を節とすることにより、補剛板全体の局部座屈をおこりにくくする。

2) 円形断面の場合

- ・局部座屈による許容応力度の低減の必要のない鋼管の径厚比 R/t （旧道示Ⅱ編）を用いる。
- ・円周方向のたわみ波形（亀裂）の進展防止のため所定の剛度や幅厚比を有する縦補剛材を配置する。

これらは終局時において柱基部のコンクリート充填（中埋め）された断面を終局断面とするが、充填部上側の鋼単独断面部でもある程度の塑性化を許容し、この部分の変形性能（エネルギー吸収）も期待しようとするものである。計算の結果、コンクリート充填高さは、柱高さの約3割～4割程度となった。

一方、アンカー部の地震時保有水平耐力は、アンカーボルトを鉄筋と見なしたRC断面として算定し、充填コンクリートの影響を考慮した柱部の保有水平耐力を上回るものとする。アンカー部の終局状態はアンカーボルト（引張鉄筋）の限界ひずみを0.05、コンクリートの圧縮ひずみを0.0035（ $1.0\sigma_u$ ）として算定した。

鋼単独断面部の耐力と変形性能は、便宜的に微小変形解析による片持ち梁としてM- ϕ 関係より算定した。

（3章参照）

1.3 既設鋼製橋脚の補強方針

現在、震災復旧区間以外で阪神公団が管理している鋼製橋脚は約800基であり、緊急に耐震補強する必要がある。阪神公団では「道路橋示方書平成8年12月」（以下道示）と震災以降に新たに得られた知見等に基づき「既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（素案）平成9年3月」をとりまとめた。以下にその基本方針を示す（図-2.1参照）。

1.3.1 補強箇所と基本補強工法の選定

構造の最弱点（制御断面）をアンカー一定着部や基礎工としないで、脚柱部のコンクリート充填部か鋼単独部のいずれかにする。したがって、既設鋼製橋脚のア

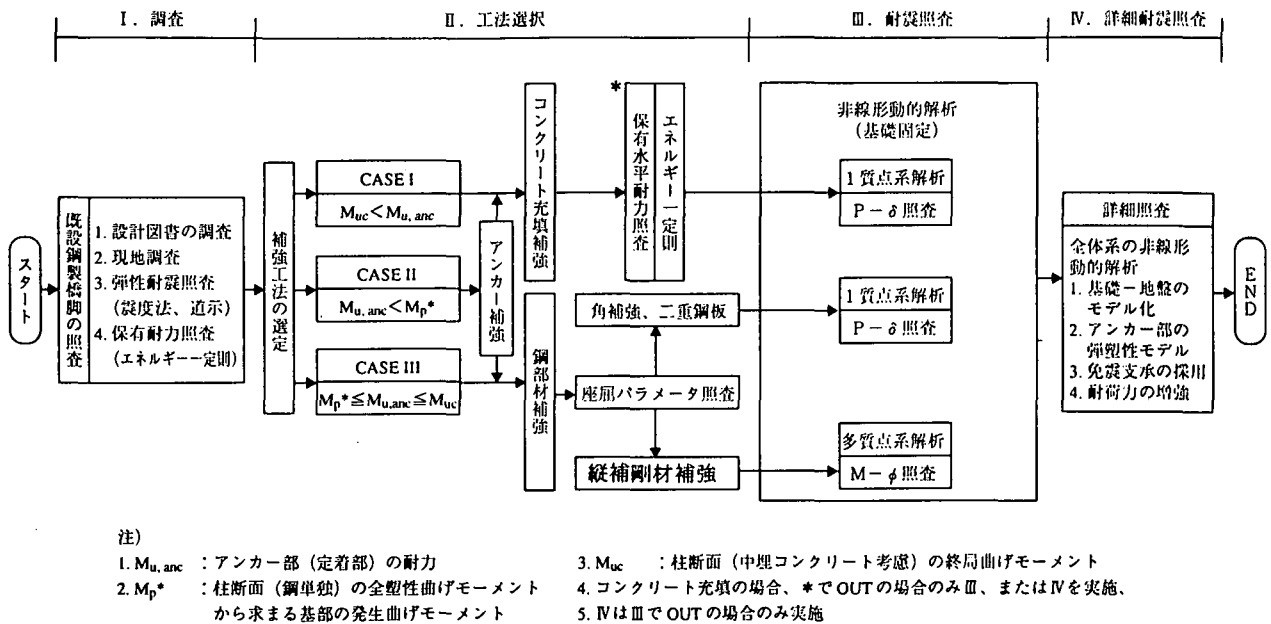
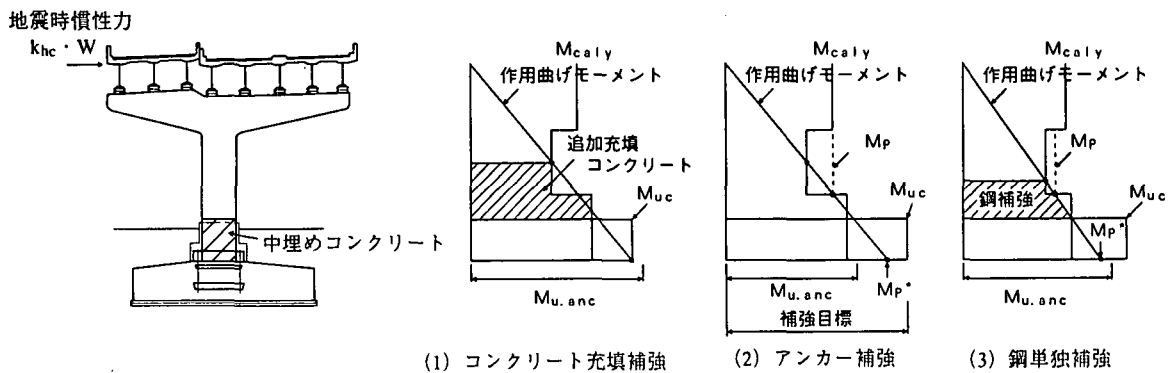


図-2.1 耐震設計の基本的な手順



M_{caly} : 局部座屈および軸力を考慮した曲げモーメント
 M_p : 制御断面の全塑性曲げモーメント
 $M_{u,c}$: 柱断面 (中埋コンクリート考慮) の終局曲げモーメント
 $M_{u,anc}$: アンカー部 (定着部) の耐力
 M_{p*} : 制御断面の M_p から求まる基部の発生曲げモーメント

図-2.2 耐震補強工法の選定

ンカー定着部、柱コンクリート充填部、および柱鋼単独部の耐力バランスを考慮して補強工法を決定する。

コンクリート充填部の曲げ耐力 $M_{u,c}$ がアンカー部の曲げ耐力 $M_{u,anc}$ を上回らない場合は、コンクリート充填方式 (図-2.2, (1)) を選択する。またアンカー部の曲げ耐力 $M_{u,anc}$ が鋼単独断面部 (制御断面) の曲げ耐力 M_p (便宜的に全塑性曲げモーメントとする) から求まる基部の発生曲げモーメント M_{p*} を下回る場合は、アンカー部の補強が必要になる (図-2.2, (2))。そして $M_{u,anc}$ が M_{p*} と $M_{u,c}$ との間にある場合は、鋼部材補強を選択する (図-2.2, (3))。

1.3.2 補強工法

1) コンクリート充填方式

経済性、施工性に優れた「コンクリート充填方

式」を補強の基本とし、鋼単独断面が塑性化しない高さまでコンクリートを充填する。設計照査の考え方は「道示」に拠る。

2) 鋼部材方式 (矩形断面)

矩形断面の場合の鋼単独補強は「角補強」か「縦補剛材補強」のいずれかを選択するものとする。

「角補強」は断面の角部内面に補強プレートを添接するもので設計、構造細目は新道示³⁾に準拠する。ただし、角補強方式の場合には補強対象橋脚の軸力比や細長比によって変形性能が小さくなる場合があり、土木研究所の実験結果を参考にして、以下の適用範囲を設定した。

$$\lambda \cdot R_F \cdot \sigma_c / \sigma_y \leq 0.02 \quad \text{式(1)}$$

ここで λ : 細長比
 R_F : 補剛版の幅厚比パラメータ
 σ_c / σ_T : 軸力比

をそれぞれ示す。

「縦補剛材補強」は局部座屈を抑制し、変形性能を向上させるために、以下に示す寸法制限規定を満足するように補剛材を付加、または縦補剛材に補強材を設置するものである。

補剛板の幅厚比パラメータ $R_F \leq 0.4$ 式(2)
 板パネルの幅厚比パラメータ $R_P \leq 0.4$ 式(3)
 縦補剛材の幅厚比パラメータ $R_I \leq 0.5$ 式(4)
 縦補剛材剛比 $\gamma / \gamma^* \geq 1.0$ 式(5)

縦補剛材補強の場合の耐力と変形性能は、前述の「復旧再構築」と同様に微小変形解析による片持ち梁としてM- ϕ 関係により算定する(3章参照)。

3) 鋼単独方式(円形断面)

円形断面を有する場合の「鋼単独補強工法」としては縦補剛材を追加する「縦補剛材補強工法」と鋼板を巻きたてる「2重管工法」がある。これらの工法の使い分けは、関係する研究成果、施工性、および施工性等を総合的に判断して決定する予定である(検討中)。

2. 震災復旧における橋脚の残留変位・傾きの評価

RC単柱橋脚の場合、3号神戸線の復旧にあたってはB、C、Dランクでも、橋脚天端での残留変位15cm(残留傾き1/60)を越える橋脚は撤去・再構築するものとした。これは、傾きを残したまま補強をおこなっては、上部工の施工や道路機能上、そして外観上の不安感等から問題があると判断されたことや、適当な反力(100tf程度)で傾きだけを修正するためには、上部工を仮受けし

た状態で脚基部のほとんどの鉄筋を切断する必要があり、撤去・再構築と比べて精度良い施工が期待できないことや対象基数が多く(約100基)から工期短縮もはかれない等全体としてのメリットが無いことから判断したものである。

上記の傾きの判定値そのものは、RC巻き立ての厚さが30cmまで可能であることや上部工の補修工事—特に支承の移設可能量などから決めたものであり、「道示」においてはRC、鋼橋脚ともに1/100に規定されている。

一方、鋼製橋脚では傾きの生じたものは、基礎の変形による1基を除けば柱部の座屈もしくはアンカー一部の伸びによるものであった。そして傾きの判定により新たにB、C、Dランクの橋脚を撤去・再構築したものは無かったが、これらの修正にあたっては損傷部の部分撤去取り替えが必要であり、結果的に長期の修復期間を要することになった。

鋼製橋脚の変形(傾き等)が設計上どこまで許せるかどうかを判断するにあたっては、RC単柱橋脚の場合と同様に上部工の補修工事の施工性や道路の機能性、外観上の不安感等を考慮することが必要である。

一方、修復・補強の観点からは、鋼製橋脚の特性—橋

表-3.1 実験供試体

供試体	H1, H2, H3	H4	H5, H6, H7	H8	H9
実験目的	基本モデル	幅厚比パラメータ、縦補剛材剛比、および荷重載荷方法の影響	復旧確認(円形)		
σ_T	4070	2876	4297	4297	4062
R_F	0.488	0.197	0.246	0.423	—
R_P	0.370	0.410	0.423	0.423	—
R_I	0.758	0.531	0.551	0.551	0.449
γ / γ^*	0.560	5.030	3.004	0.998	—
σ_c / σ_T	0.092	0.062	0.079	0.079	0.051
λ	0.52	0.46	0.55	0.55	0.62

注) σ_T 降伏点 (kgf/cm²)

γ / γ^* 補剛材剛比

R_F 補剛板の幅厚比パラメータ

σ_c / σ_T 軸力比

R_P 板パネルの幅厚比パラメータ

λ 細長比パラメータ

R_I 縦補剛材の幅厚比パラメータ

表-3.2 分類した領域と変形性能

分類した領域			領域Ⅱ（塑性化領域）			領域Ⅲ（劣化領域）			
着目パラメータ	パラメータ値	供試体	H_u/H_T	μ_u	正規化値	* μ_{u95}	正規化値	μ_{uT}	正規化値
縦補剛材剛比 γ/γ^* (R_F)	0.56 (0.49)	H2	1.20	1.78	1.00	2.18	1.00	2.50	1.00
	1.00 (0.42)	H8	1.23	2.22	1.24	3.16	1.45	4.25	1.70
	3.04 (0.25)	H6	1.40	3.34	1.87	3.84	1.77	5.26	2.11
荷重載荷方法	単調載荷	H5	1.27	3.41	1.02	5.01	1.30	7.01	1.33
	両振り(1回)	H6	1.40	3.34	1.00	3.84	1.00	5.26	1.00
	両振り(3回)	H7	1.35	2.80	0.84	3.38	0.88	4.58	0.87

注) *は耐荷力が H_u の95%にまで低下した場合の変形性能

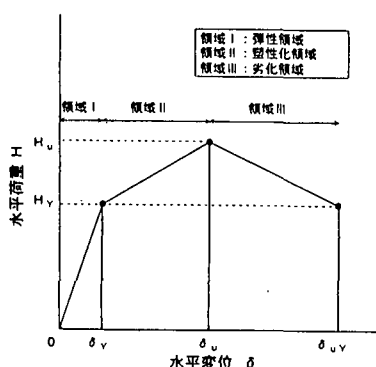


図-3.1 骨格曲線のモデル化

脚損傷部の残存耐力と補強方法の評価・判定が重要になる。例えば、変形－傾きの制限値を設計上小さく（厳しく）することにより、初期コストは変形性能を有効に活用していないために不経済となるが、被災後の修復・補強において、損傷部を取り替えないで済むとか、あるいは補強・補修工事の規模が著しく軽減される等のメリットが、傾きを制限することによって保証されるのかどうかはひとつのポイントになると思われる。すなわち、修復や補強に要する費用や期間が、あまり変わらないのであれば、崩壊や落橋等に対する安全性が確認されている範囲で傾きの制限値を緩和することも可能かと思われる。

3. 矩形断面を有する鋼製橋脚の非線形特性とそのモデル化

3.1 阪神公団実験結果概要

表-3.1に阪神公団で行った実験供試体の一覧を示す（詳細は文献4）を参照）。

3.2 骨格曲線（矩形断面）

図-3.1に実験結果より得られた骨格曲線の概念図を示し、図中の領域と鋼製橋脚の変形性能との関係を表-3.2にまとめて示す。表中の正規化値とは、供試体H2の各領域での変形性能 μ で各供試体の対応する値を正規化したものである。ただし、荷重載荷方法の変形性能に対する影響に関しては、供試体H6の変形性能 μ を基準値としている。

降伏以降、最大耐力点までの領域Ⅱにおいては R_r 、および γ/γ' の影響が大きく、特に $\gamma/\gamma'=3.0$ のとき、変形性能は供試体H2と比較して87%増加していることがわかる。

荷重載荷方法の影響に対しては、領域Ⅱでは、大きな変形性能の差はないが、最大耐力点以降の領域Ⅲにおいては供試体H5（単調載荷）場合と供試体H6（両振り載荷1回）との間に変形性能の差が30%以上ある。

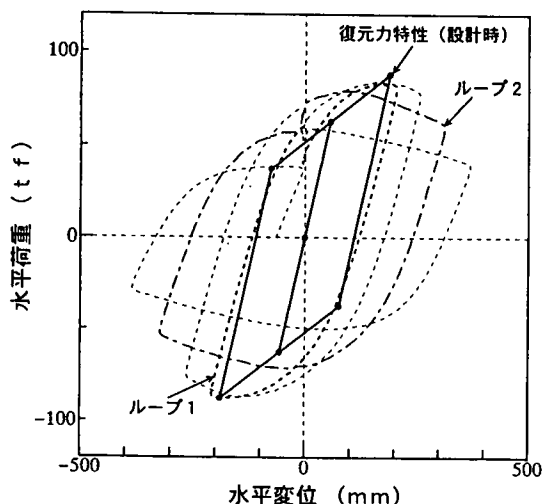


図-3.2 復元力特性（供試体H6）

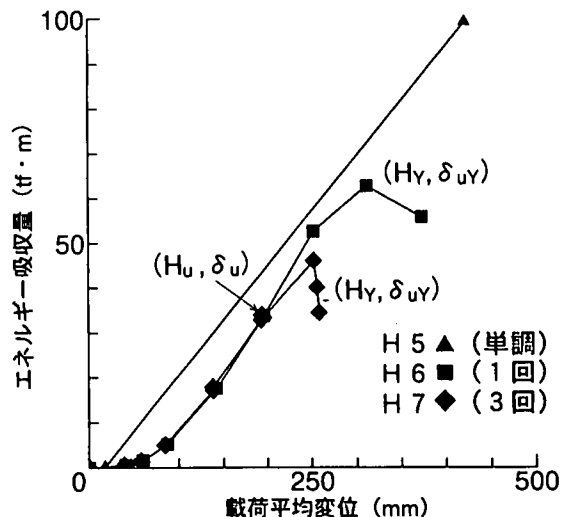


図-3.3 エネルギー吸収量(H5, H6, H7)

また、供試体H7（両振り載荷3回）と供試体H6（両振り載荷1回）とを比較した場合、変形性能の差は小さい。

これらのことから、寸法制限を遵守した場合、領域Ⅲ（劣化領域）の挙動に対しても適切なモデル化を行えば、鋼製橋脚の耐震設計に反映させることは可能であると考えられる。

3.3 復元力特性

図-3.2には、実験供試体H6の荷重変位曲線とバイリニア型の復元力特性との関係を示している。この復元力特性のエネルギー吸収量は、実験値（最大耐力点を含む荷重変位曲線：ループ1で囲まれる面積）の約76%であった。図中のループ2は、エネルギー吸収量が最大となる荷重変位曲線である。

図-3.3には、供試体H5、H6、およびH7の実験から得られた各載荷ループごとの履歴吸収エネルギー量と平均載荷変位との関係を示している。吸収エネルギー量は、最大耐力点+ δ_r までは、荷重載荷（くり返し載荷回数）の影響を受けず増加することがわかる。

現段階においては、荷重載荷方法（地震特性）の影響が少ない最大耐力点 H_u を終局状態と見なしてモデル化を試みた。

3.4 解析モデル

薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動を以下の仮定に基づきモデル化する（図-3.4）。

- ①水平荷重と水平変位との関係（骨格曲線）は、微小変位理論に基づいて、片持ち梁モデルにより静的に求め、このときの鋼材の応力とひずみとの関係は、完全バイリニア型とする（降伏点以降のひずみ硬化は考慮しない）。
- ②履歴ループは、バイリニア型、またはトリリニア型とする。
- ③柱断面の曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係は平

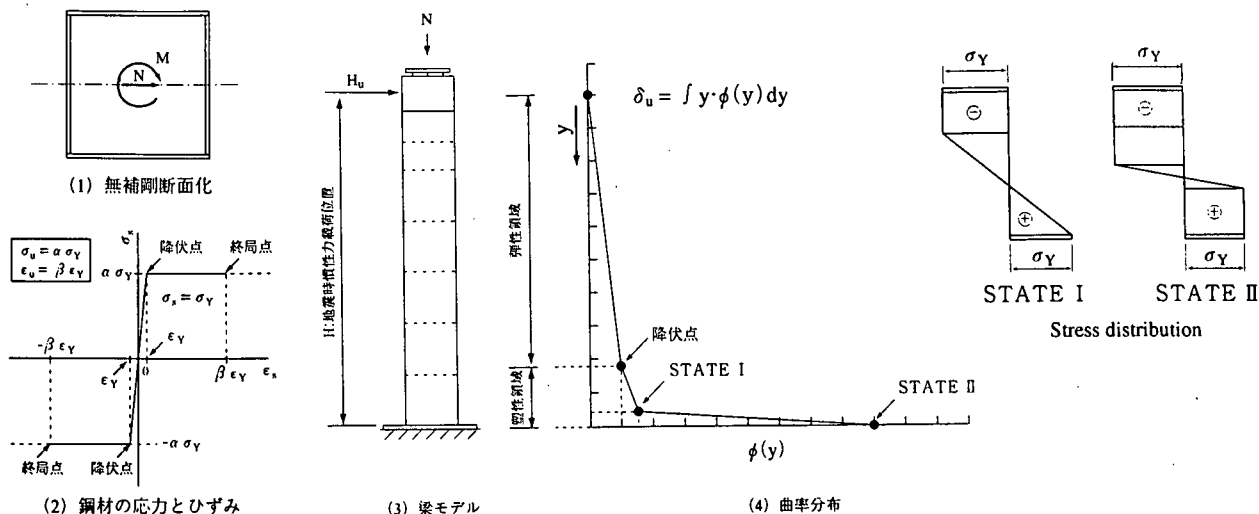


図-3.4 解析モデル

面保持の法則に基づいて求め、水平変位 δ は求めた曲率分布を積分することにより与えられる。

- ④最大耐力点 H_u 時の基部断面の圧縮縁ひずみを終局圧縮ひずみ ϵ_u とする。すなわち終局圧縮ひずみ ϵ_u は、上記仮定に基づく梁モデルに対して水平力 H を漸増的に载荷し、荷重載荷点の水平変位 δ が実験から得られた最大耐力点 H_u の水平変位 δ_u を近似する時の圧縮ひずみとする。

図-3.5、および図-3.6にそれぞれ供試体H6 ($\gamma/\gamma^*=3.0$, $\lambda=0.55$)、供試体H8 ($\gamma/\gamma^*=1.0$, $\lambda=0.55$)、および供試体D2 ($\gamma/\gamma^*=3.0$, $\lambda=0.23$)⁵⁾の荷重変位曲線における実験値と解析値との比較を示している。

供試体H8 ($\gamma/\gamma^*=1.0$) の場合は、モデル上の基部圧縮縁のひずみ ϵ が降伏ひずみ ϵ_y の約10倍の時、実験値 δ_u に達しており、供試体H6 ($\gamma/\gamma^*=3.0$) の場合は、降伏ひずみ ϵ_y の約20倍の時、実験値 δ_u に達している。ただし、終局応力 σ_u は σ_t としている。

供試体D2の場合は、圧縮縁のひずみ ϵ が降伏ひずみ ϵ_y の約20倍の時、実験値 δ_u に達している。ただし、終局応力 σ_u は $1.2\sigma_t$ としている。

$\sigma_u = \sigma_t$ の場合、完全バイリニア型の応力ひずみ曲線

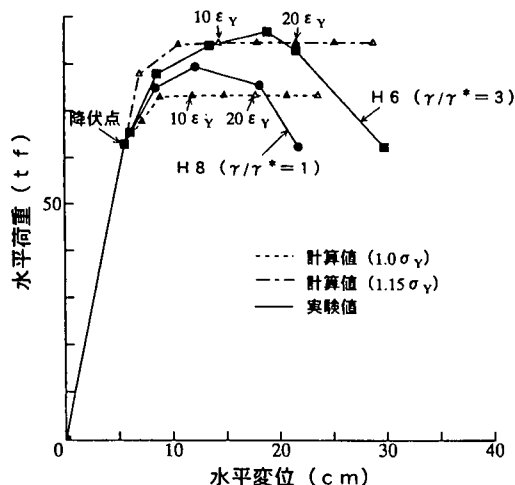


図-3.5 実験値と解析値との比較 (H6, H8) $\lambda=0.56$

を用いたため、解析値は実験値と比較して、耐力を低く評価していることがわかる。

これらのことから、現段階では、鋼製橋脚の終局状態を最大耐力点 H_u とし、そのときの終局ひずみ ϵ_u を式(6)のように暫定的に規定する。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_u &= 10 \epsilon_y \quad (\sigma_u = \sigma_t, \gamma/\gamma^*=1.0) \\ \epsilon_u &= 20 \epsilon_y \quad (\sigma_u = \sigma_t, \gamma/\gamma^*=3.0) \end{aligned} \right\} \text{式(6)}$$

この値が常に安全側か否かは少ない実験値からの推定値であり保証はしえないが、ここでは大きく変化しないと考えている。

なお、補剛材剛比 γ/γ^* の効果は、劣化領域においても認められているので、設計時の地震力の特徴 (規模、主要動の繰り返し回数) が明らかになれば、弾塑性有限変位解析等の詳細な研究をもとに、この劣化領域における変形性能への寄与分を設計に取り込める可能性が高い。

今後、この解析精度を向上させるための課題を列挙すると次のようになる。

- ①鋼材のひずみ硬化、および繰り返し硬化の影響を

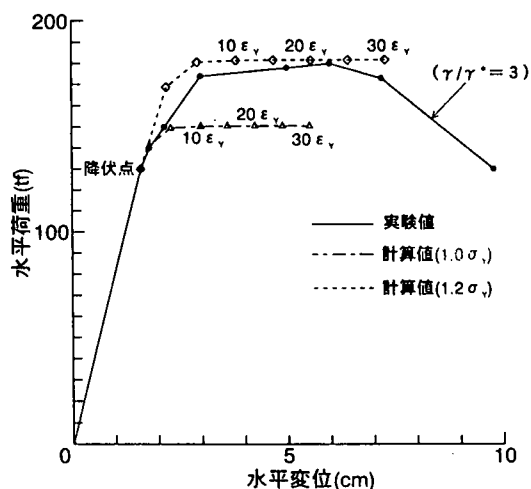


図-3.6 実験値と解析値との比較 (D2) $\lambda=0.23$

考慮した応力ひずみ曲線の設定

②弾塑性有限変位解析によるP- δ 効果に関する研究

3.4 部分的コンクリート充填の効果

供試体H3は中埋めコンクリートが打設された部分の直上の鋼単独断面部に局部座屈が発生し耐力が低下した。供試体H3の終局水平変位 δ_u 、および終局水平力 H_u ともに、供試体H2（鋼単独断面）と比較して優れていた。

基部の充填された中埋めコンクリートのうち、ダイヤフラムで密閉化された部分の塑性化に起因する頂部水平変位 δ は終局水平変位 δ_u の約36%を占めている（詳細は文献4）。図-3.7にコンクリートが鋼製橋脚の変形性能に及ぼす効果の概念図を示している。

5. まとめ

鋼製橋脚の耐震設計に関して、阪神公団での震災復旧、既設補強の基本的な考え方を示した。また鋼単独断面（矩形）の場合について、寸法制限（幅厚比パラメータ、縦補剛材剛比）と基部への部分充填コンクリートによる変形性能の改善効果を実験的に示すとともに、この寸法制限条件下での最大耐力点を終局とした時の骨格曲線（非線形挙動）に対するモデル化の考え方を示した。

6. おわりに

阪神公団では、緊急性のある震災復旧や既設補強の検討を重点的に行ってきた。一方、新設の鋼製橋脚の耐震設計法の確立には、既設橋脚に対する補強とは異なり、設計施工に対する自由度が高いため、構造・材料、そして解析方法等について新たな知見をとりこんでいく必要がある。阪神公団では、今後とも、こうした課題について関係機関や学識経験者とも協力して検討を進めていきたいと考えている。

6. 謝 辞

本報告は、「鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究会、主査：北田大阪市立大学助教授、（財）阪神高速道路管理技術センター」、「震災復旧技術委員会鋼構造分科会、主査：渡邊京都大学教授、阪神高速道路公団」、「鋼製橋脚研究委員会、主査：北田大阪市立大学助教授、

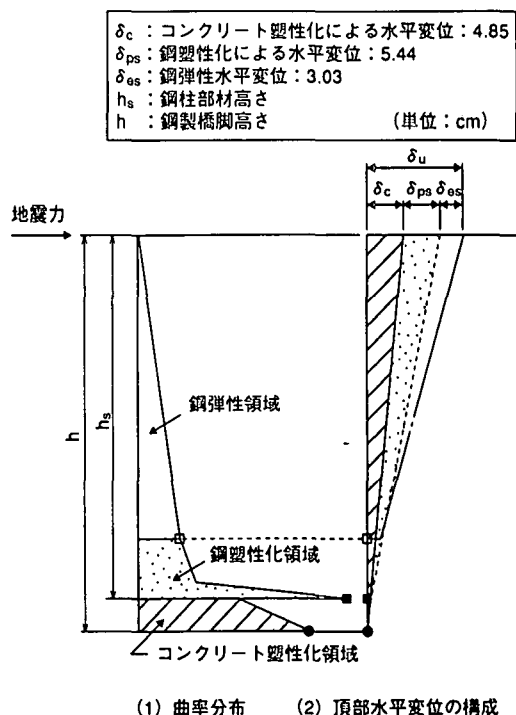


図-3.7 部分充填コンクリートの効果

（財）阪神高速道路管理技術センター」、および「建設省土木研究所はじめ5社共同研究」の成果を取りまとめたものである。ここに各委員会の委員の方々に深く感謝の意を表するものである。

7. 参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説: V. 耐震設計編, 1990年2月
- 2) 阪神高速道路公団: 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する調査研究業務報告書(その2)、1994年3月
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説: V. 耐震設計編, 1996年12月
- 4) 南荘・堀江・陵城・井元: 鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、掲載予定、1997年5月
- 5) 橋本・小林・安波・中川・水谷: コンパクト断面橋脚の耐震性に関する検討、橋梁と基礎、PP135~137、1996年8月

SEISMIC DESIGN FOR STEEL PIERS OF HANSHIN EXPRESSWAY

Masahiko KITAZAWA, Yoshihei HORIE, Takaharu NISHIOKA

This paper introduces the process of establishing the seismic design specifications for steel piers of Hanshin Expressway bridge structures. The focus of this paper is placed on (1) the transition of reinforcement project of steel piers before and after the Great Hanshin Earthquake, (2) the evaluation of repair method of residual displacement and indication of steel piers by the earthquake, and (3) the proposal of a non-linear modelling method of simple rectangle steel pier based on model loading experiment.