

無充填区間を有するコンクリート充填工法による 既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究

Experimental Study on Seismic Retrofitting Method by Filling Concrete with Empty Gap into Existing Bridge Piers

松村政秀*, 北田俊行**, 澤登善誠***, 中原嘉郎****

Masahide Matsumura, Toshiyuki Kitada, Yoshinobu Sawanobori, Yoshirou Nakahara

* 工修 大阪市立大学助手, 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 工博 大阪市立大学教授, 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

*** 工修 阪神高速道路公団, 工務部, 工務第一課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

**** 大阪市立大学大学院工学研究科, 土木工学専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

Suggested in this paper is a new seismic retrofitting method for existing steel bridge piers, which improves current retrofitting methods drastically in a practical and economical point of view. It is intended in the method that plastic deformation occurs intensively and substantially in a narrow region with steel cross section in a bridge pier. And the validity of the method is investigated through an experimental study by using 5 specimens subjected to gradually increased cyclic bending moment and constant axial force. It is concluded that the sufficient ductility can be obtained if existing steel bridge piers are strengthened by this retrofitting method with a little increment of the ultimate strength of the bridge piers.

Key Words: existing steel bridge pier, seismic retrofitting, ductility, plastic deformation, cyclic loading test

キーワード: 既設鋼製橋脚, 耐震補強, 塑性率, 塑性変形, 繰返し漸増水平変位載荷実験

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震を契機に, 従来, RC橋脚にのみ適用されていた耐震設計法, すなわち塑性変形を許して構造物の変形性能を向上させる設計法が, 新設する鋼製橋脚の設計にも適用されるようになった¹⁾. 同時に, その設計基準を満足しない既設の鋼製橋脚については, 変形性能を改善し, 設計基準を満足させるための耐震補強が行われている.

阪神高速道路公団・保全施設部・保全技術課においては, 「鋼製橋脚研究委員会」における平成8年度の理論的な検討結果にもとづいて, 「既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(案)・同施工マニュアル(案)」²⁾をとりまとめ, 橋脚柱の致命的な損傷を防止し, 限定された損傷にとどめるように既設鋼製橋脚の耐震補強が実施されている. 文献2)にしたがって既設鋼製橋脚の耐震補強を行う場合, 基本的な耐震補強工法としては, ①コンクリート充填工法, および②縦補剛材補強・追加工法との2つが挙げられる.

本研究では, 既設鋼製橋脚の耐震補強法の中でも, 強度上昇の関係でコンクリート充填工法が適用できない橋脚に対して施工される縦補剛材補強・追加工法のように, 橋脚

柱部材の中に塑性変形を発生させる箇所を限定し, 橋脚基礎構造の補強・補修を必要としない新しい耐震補強工法を提案している. 円形断面鋼製柱の外側に鋼板を溶接してヒューズ構造を設ける補強法については, 文献3)および4)に一部報告されている. 本提案法においては, 塑性変形を発生させる箇所としてコンクリート無充填区間(以下, 中空区間という)を設けてコンクリートを充填する方法(以下, 中空コンクリート充填補強工法という)を採用している. そして, その提案法の妥当性を5体の実験供試体を用いた漸増繰返し水平変位載荷実験により検討し, 考察を加えている.

2. 縦補剛材補強・追加工法

既設の鋼製橋脚に耐震補強を施すことにより, その耐震性, すなわち変形性能を適切に確保する方法として, 橋脚柱内にコンクリートを充填し合成断面とする工法が, 施工の簡便さ, 経済性のため, 優先的にその採用が検討されている. このような合成断面は, 橋脚構成補剛板の断面内側への座屈変形を抑制し, また橋脚柱が大きく変形した場合には鋼断面のフープ効果により充填コンクリートが三軸応

力状態に至り、橋脚柱部材の耐力および変形性能を大きく改善できる構造である。

しかしながら、コンクリートを橋脚柱に充填すると、柱部材の耐力がアンカー部の耐力を上回り、アンカー部の補強が必要となったり、アンカー部に損傷が集中するなど好ましくない崩壊モードを引き起こす可能性のあることが予想される。この崩壊モードは、アンカー部を杭方式でなく、RC方式で設計された鋼製橋脚の耐震補強を行う場合に発生しがちである⁵⁾。

また、アンカー部の補強・補修には、大掛かりな工事と、それに伴い隣接する道路の交通遮断とを必要とし、多大な時間と費用とを要する。さらに、鋼製橋脚は、社会基盤構造物としての性格上、工事に伴う長期間の交通遮断が認められず、都市内の建築限界等の規制の厳しい場所、および海上部・埋立地等の軟弱地盤上にその多くが建設されている。したがって、脚下端を最弱点部とする耐震設計法は、最適であるとは言いがたい。

そこで、コンクリート充填補強工法が適用できないような既設鋼製橋脚に対して、補剛板および縦補剛材を補強・追加する縦補剛材補強・追加工法が採用される²⁾。縦補剛材補強・追加工法では、橋脚柱部材に塑性変形を発生させる、すなわち、鋼部材のみで橋脚の耐震性能を改善し、補強に伴う強度の著しい上昇を抑えることができるため、基礎構造の耐震補強は必要とならない。

著者らは、文献 6) を参考に、実際の既設鋼製橋脚の補剛板構造をできるだけ再現した梁・柱実験供試体を、上述の阪神高速道路公団の既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(案)²⁾にしたがって補強を施した実験供試体を用いて、縦補剛材補強・追加工法の妥当性を、繰返し漸増水平変位載荷実験により検討している。その詳細は文献 7) および 8) を参照されたいが、実験結果の要点をまとめると以下のようになる。

橋脚柱の変形性能を塑性率 ν_p (作用曲げモーメントが最大となる終局回転角 θ_{wm} を降伏回転角 θ_{yo} で無次元化した値 $\theta_{wm} / \theta_{yo}$)、および無補強の既設橋脚を想定した鋼断面供試体と比較した強度上昇率 (補強を施した実験供試体の終局荷重を無補強の鋼断面供試体の終局荷重で無次元化した値) とに着目して考察すると、軸方向力比 (作用軸方向力を全塑性軸方向力で無次元化した値) が 11% の鋼製橋脚を想定した箱形断面柱形式の実験供試体 (塑性率 3) を、補強後には、耐力上昇を補強前の 20% 程度にとどめ、塑性率を文献 1) で期待されている以上の 5.5 まで改善できることが確認されている。

しかしながら、現在採用されている縦補剛材補強・追加工法は、縦補剛材の補強に必要な材片の数が多く、また溶接・ボルト接合・塗装など橋脚内部の狭い空間での作業が多いため、断面の小さな鋼製橋脚への適用が困難であるなど、経済性・施工性の面で改善の余地が多い。

以上から、縦補剛材補強・追加工法の利点を踏襲した新しい耐震補強工法を以下では提案する。

3. 新しい耐震補強工法の提案

縦補剛材補強・追加工法の有効性を検証した実験結果⁷⁾を踏まえ、縦補剛材補強・追加工法のように橋脚基礎構造の補強・補修を必要としない耐震補強工法、すなわち、橋脚柱部材の中に塑性変形を発生させる中空区間を設けることにより、強度の上昇を抑え、所定の変形性能を確保する耐震補強法を考案した。

3.1 柱部材の中に中空区間を設ける利点

橋脚柱部材の中に中空区間を設けることによって、以下に示すようなメリットが考えられる。

- ①中空区間以外は、強度設計を行えばよく、耐震設計が容易になる。
- ②したがって、従来の断面の強度計算にもとづく設計ツールがそのまま使える。
- ③損傷を早期に発見できる。
- ④損傷後の補修・補強が容易になる。

すなわち、中空区間を、実用上十分な耐力と変形性能とを有するように設計すれば、橋脚柱の耐力は、その区間の鋼断面の耐力により決定される。したがって、大掛かりな基礎構造を必要とせず、また従来の断面構造をそのまま使用できるため、設計を行う上でも、これまでの強度計算にもとづく設計ツール・経験を十分に活用できる。そして、鋼材は強度のばらつきが少ないため、鋼断面の塑性変形ならびに耐力を精度良くコントロールでき、設計コンセプトどおりの性能を確保することが容易となる。

また、中空区間を橋脚基部でなく柱部材の中間の地上部の鋼断面に限定すると、塗装の剥離および局部座屈変形により、損傷の程度が目視によりある程度判断できるため、損傷の発見が容易となる。

さらに、損傷を受けた場合にも、兵庫県南部地震の時に鋼製橋脚の復旧で用いられたように、プレスにより座屈変形を元に戻す方法、あるいは損傷した鋼板を取り除き新しい鋼板と置き換える方法などが可能であり、その補修・補強が容易である。

3.2 中空コンクリート充填補強工法の提案

図-1 には、柱部材の中にコンクリートを充填しない中空区間を設けた耐震補強法の概略を示す。すなわち、この工法は、柱部材の中に中空区間を設け、この区間での早期の座屈の発生を抑制するため、中空区間の長さ (以下、中空区間長という) を短く設定し、しかも、その中空区間を他の断面よりも先行して塑性変形させることにより、変形性能を改善するとともに、アンカー部の耐力を超えないように耐力をコントロールすることを期待した工法である。

中空コンクリート充填補強工法を、単柱形式の鋼製橋脚に適用する場合、①中埋めコンクリートの充填高さ、②中空区間長、③中空区間内の縦補剛材の形状、および④追加充填コンクリートの充填高さが、その補強効果に大きな影

響を及ぼすと考えられる。

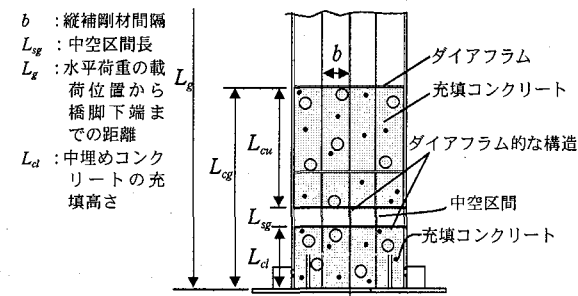


図-1 中空コンクリート充填補強工法の概要

①中埋めコンクリートの充填高さ

兵庫県南部地震の以前から、鋼製橋脚には、車両衝突による大きな損傷を防止するため、中埋めコンクリートが打設されていた。その高さは、一般には「(ベースプレート下端から地面までの高さ) + (地面から 2m 以上の高さ)」となる。すなわち、少なくとも、ベースプレート下端から 3.5m 以上の高さまで中埋めコンクリートが充填されていることになる⁹⁾。

②中空区間長、および③中空区間内の縦補剛材の形状

橋脚柱が十分な変形性能を確保できるようにするためには、中空区間の鋼のみからなる断面の十分な塑性変形性能を確保する必要がある。したがって、中空区間長の長短、および中空区間の縦補剛材の形状が補強効果に著しい影響を及ぼすと考えられる。

④追加充填コンクリートの充填高さ

中空区間に限定し塑性変形を発生させるために、中空区間よりも上に位置する断面には、座屈防止のためコンクリートを追加・打設し合成断面とする。その際、追加充填コンクリートの充填高さを適切に設定する必要がある。

4. 中空コンクリート充填補強工法の有効性の検討

3.2 で考案した中空区間を設定した構造の基本的な性質、ならびにその妥当性を検討するため、5 体の実験供試体を用いて、静的な漸増繰返し水平変位載荷実験を実施した。なお、それに先だって、適切な中空区間長を弾塑性有限変位解析により検討した。

4.1 弾塑性有限変位解析による適切な中空区間長の検討

中空コンクリート充填補強工法において、中空区間の鋼断面で局部座屈の発生を抑制し、期待する変形性能を確保することが重要である。そこで、適切な中空区間長を、弾塑性有限変位解析を行い検討した。なお、解析には、補剛板構造の弾塑性有限変位解析のための専用プログラム USSP¹⁰⁾を用いた。

(1) 解析モデルの設定

解析モデルには、図-2(a)に示すように、中空区間の縦補剛材間の鋼断面を対象とし、同図(b)および(c)に示すように、

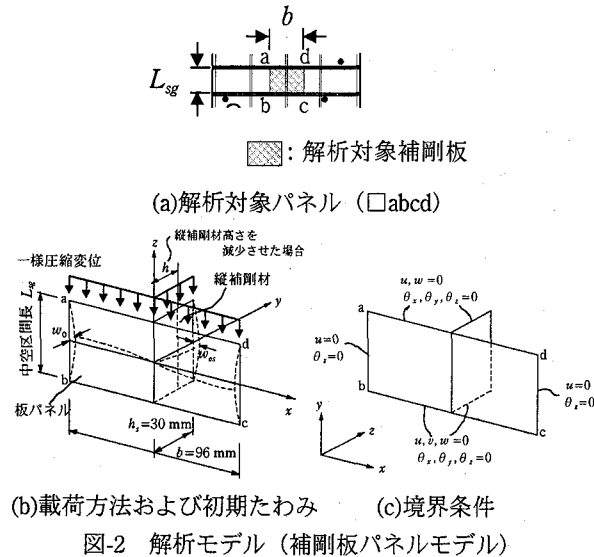
縦補剛材を中央に、縦補剛材間隔の補剛板パネルを取り出しモデル化し、 z 方向に一樣な圧縮変位を漸増させて弾塑性有限変位解析を行った(以下、この解析モデルを補剛板パネルモデルという)。そして、補剛板パネルモデル abcd の板パネルの板厚を 3.2mm (一定) とし、式(1)から求まる縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R は約 0.53 となるように縦補剛材間隔 b を 96mm (一定) とした。さらに、アスペクト比 $\alpha_s (=L_{sg}/b, L_{sg}$: 中空区間長) をパラメータとして、表-1 に示す中空区間長および縦補剛材高さの異なる 7 つの解析モデルを設定した。ここで、補剛板パネルモデル 0.4Lb0.6 は、解析対象範囲の板パネルのアスペクト比 α_s を 0.4、縦補剛材高さ h を対象とした補剛材高さ h_s の 0.6 倍に設定したことを示す。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{SY}}{E_S} \frac{12(1-\mu_s^2)}{4.0\pi^2}} = 0.532 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{SY}}{E_S}} \quad (1)$$

ここに、 μ_s はポアソン比である。

表-1 補剛板パネルモデルの種類

補剛板パネル モデル名	アスペクト 比 α_s	縦補剛材の 高さ(h/h_s)
0.2Lb1.0	0.2	1.0
0.4Lb1.0	0.4	1.0
0.6Lb1.0	0.6	1.0
0.8Lb1.0	0.8	1.0
1.0Lb1.0	1.0	1.0
0.4Lb0.6	0.4	0.6
0.4Lb0.2	0.4	0.2



解析には、図-3 に示す鋼材の応力-ひずみ関係、および機械的性質を用いた。そして、初期不整として、初期たわみと残留応力とを考慮した。初期たわみは、正弦波形によって与え、その最大値は、板パネルおよび縦補剛材とで、それぞれ道路橋示方書¹¹⁾の製作基準に準じ、 $b/150$ および $L_{sg}/1,000$ とした。また、残留応力は、文献 12) を参考に、図-4 のようにモデル化し、補剛板パネルモデルに導入した。

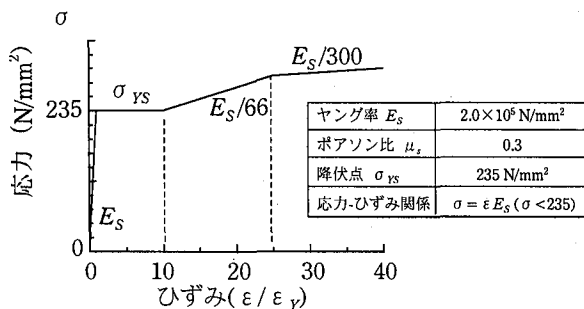


図-3 解析に用いた鋼材の応力-ひずみ関係

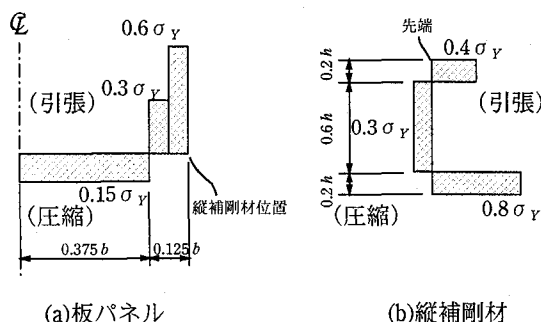


図-4 解析に導入した残留応力分布

(2) 解析結果

図-5 には、解析から得られた軸方向圧縮荷重-軸方向平均ひずみ関係を示す。ここで、縦軸は面内圧縮荷重 P を補剛板パネルの全塑性軸方向力 P_{YSU} ($=$ 補剛板パネルモデルの断面積 $\times \sigma_{ys}$) で、また、横軸は載荷方向の平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ ($=v/L_{sg}$, v : 軸方向変位) を降伏ひずみ ϵ_{ys} ($=\sigma_{ys}/E_s$) で割り、それぞれ無次元化し、プロットしたものである。

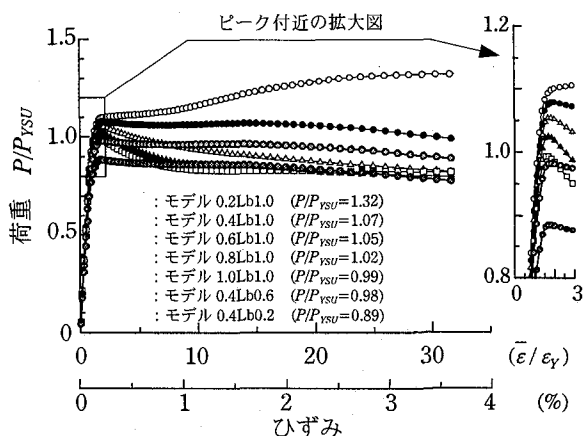


図-5 軸方向圧縮荷重-軸方向平均ひずみ関係

同図によると、アスペクト比が $\alpha_s \leq 0.4$ では、縦補剛材高さを 1/5 にした補剛板モデル 0.4Lb0.2 を除き、中空区間の板パネルが上・下ダイアフラムおよび縦補剛材に拘束され、座屈変形が拘束されているため、ピーク荷重後の耐力の大きな低下は見られない。一方、 $\alpha_s \geq 0.6$ では、板パネルの座屈変形が大きく現れるため、ピーク荷重後の耐力の低下が著しい。

すなわち、中空区間の鋼断面における局部座屈の発生を

抑制し、耐力の大きな低下を生じさせないようにするためには、 α_s を 0.4 以下に設定すればよいことがわかる。

さらに、同図から、縦補剛材の高さを、もとの 0.6 倍および 0.2 倍と低くすると、ピーク荷重は縦補剛材の断面積の低減につれて減少することがわかる。

4.2 漸増繰返し水平変位載荷実験による検討

文献2)による補強対象となる補剛板構造を有する鋼製橋脚柱を想定し、さらに、文献6)を参考に、実験には、実際の鋼製橋脚柱の補剛板構造をできるだけ再現した梁・柱供試体を用いた。すなわち、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R (式(1)参照)、補剛板全体の幅厚比パラメータ $R_F^{11)}$ 、および縦補剛材のみの幅厚比パラメータ $R_S^{11)}$ を、それぞれ文献2)に規定されている制限値の 0.4、0.4、および 0.5 を満足せず、耐震補強が必要となる補剛板構造を有する箱形断面柱を想定した。

(1) 引張試験

実験供試体の製作に用いた鋼板の機械的性質を調べるために、板厚 6mm の平鋼板と、それを切削加工した板厚 3.2mm の鋼板とを用いて引張試験を行った。そして、それぞれロール方向とロール直角方向とに分け、3 種類、合計 12 本の引張試験を行った。

表-2 には、ロール方向の鋼板の機械的性質を示す。また、6mm の平鋼板を切削加工した場合には、板厚の違いによる鋼材の応力-ひずみ曲線に有意な差異が表れないことが分かっている (文献7) 参照)。そこで、図-6 には、3.2mm の鋼材を用いた引張試験から求まる応力-ひずみ曲線の一例を示す。同図から、使用鋼板は、実橋脚に用いられている平板鋼板の応力-ひずみ曲線と同様に、明確な降伏棚を有していることがわかる。

なお、ロール直角方向の機械的性質は、ロール方向と比較して、有意な差異は認められなかった。

表-2 使用鋼材の機械的性質

実測板厚 t (mm)	降伏点 σ_{ys} (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	ポアソン比 μ_s	伸び (%)
3.20	322.4	429.6	1.97×10^5	0.281	37
6.00	324.3	434.1	2.04×10^5	0.285	25

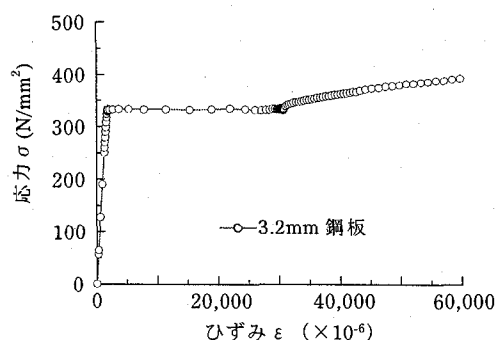


図-6 使用鋼板の応力-ひずみ曲線の一例

(2) コンクリートの圧縮強度試験

実験供試体に充填したコンクリートには、実験の実施日程の関係から早強コンクリートを用いた。そして、コンクリート強度の時間的推移を調べるために、材料試験を、打設後7日目、28日目、ならびに各実験供試体の載荷実験日である13日目（実験供試体 C02-L/5 および実験供試体 C04S-L/5）、17日目（実験供試体 C02-L/10）、および26日目（実験供試体 C04-L/5）に行った（各実験供試体の内訳は、後述の図-8 および表-5を参照）。

なお、実験供試体に充填するコンクリートの圧縮強度 σ_{ck} およびスランプは、それぞれ18 N/mm²および15cmを目標とした。表-3 および図-7には、一例として、実験供試体 C04S-L/5 に使用した早強コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} およびヤング係数 E_c の材令による変化状況を示す。これらから、一部の例外を除き、材令とともに σ_{ck} および E_c ともに大きくなるが15日程度で一定値になる傾向が確認できる。すなわち、実験の実施日には、充填コンクリートの圧縮強度およびヤング係数の値は、ほぼ一定値に収束していることがわかる。

表-3 コンクリートの材料試験結果（実験供試体 C04S-L/5）

材令 (日)	圧縮強度 σ_{ck} (N/mm ²)	引張強度 σ_{ct} (N/mm ²)	ヤング係 数 E_c (N/mm ²)	ポアソ ン比 μ_c
7	16.7	1.32	1.54×10^4	0.193
13	19.2	1.53	1.65×10^4	0.144
28	20.7	1.73	1.76×10^4	0.188

※ 材令13日は、実験供試体 C04S-L/5 の実験実施日。

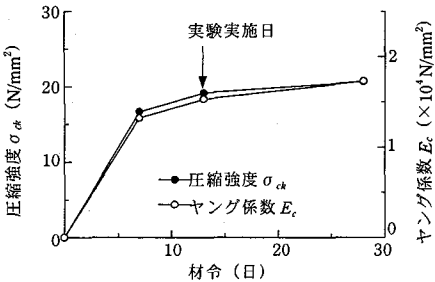


図-7 充填コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} およびヤング係数 E_c の材令による変化状況の一例（実験供試体 C04S-L/5）

----- : ダイアフラム [] : 追加充填コンクリート [] : 中埋めコンクリート

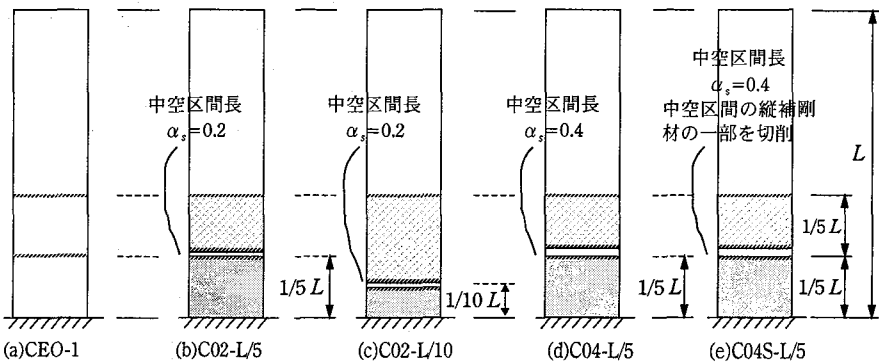


図-8 実験供試体の内訳とそれらの断面構成

表-4 実験供試体の幅厚比パラメータおよび縦補剛材剛比

実験供試体名	C02-L/5	C02-L/10	C04-L/5	C04S-L/5	CEO-1
主なパラメータ					
既設の縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R	0.638				0.616
補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F	0.468				0.471
縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S	0.589				0.568
縦補剛材剛比 γ_s/γ_s^*	2.028				1.856

(3) 実験供試体の設計

表-4には、実橋脚を想定した実験供試体の幅厚比パラメータおよび縦補剛材剛比をまとめている。なお、表-4の値の算出方法は、文献2) および文献7) を参照されたい。

また、中空コンクリート充填補強工法において、3.2 で述べたように、その補強効果に大きな影響を及ぼすと考えられる、4つの寸法を考慮して、図-8 および表-5に示す4体の実験供試体を作製した。なお、実験供試体 CEO-1⁷⁾は、平成10年度の研究で用いた実験供試体であり、中空コンクリート充填補強を施した実験供試体との比較に用いた。

① 中埋めコンクリートの充填高さ L_d

実験には、既設の鋼製橋脚をできるだけ再現するために、中埋めコンクリートを考慮することにした。

そして、実験供試体の中埋めコンクリートの充填高さ L_d は、補強対象となる実橋脚に採用されている中埋めコンクリート充填高さ⁹⁾を参考に、 $L/5$ (L : 橋脚高さ) とした。さらに、充填高さによる挙動の差異を調べるため、 $L/10$ の場合も対象とした。

② 中空区間長

縦補剛材間隔と中空区間長との比から算出される補剛板パネルのアスペクト比 α_s を、弾塑性有限変位解析による結果にもとづき、鋼断面に早期の局部座屈を生じさせないように、 $\alpha_s=0.2$ および 0.4 となるように決定した。

③ 中空区間の縦補剛材の形状

実験結果の考察（後述の4.2 参照）で述べるが、早期の座屈が発生しにくいようにした中空区間では、鋼材の

表-5 実験供試体の内訳

実験供試体名	中空区間長 $\alpha_s=(L_{rg}/b)$	中埋めコンクリートの充填高さ L_d/L
CEO-1	-	-
C02-L/5	0.2	1/5
C02-L/10	0.2	1/10
C04-L/5	0.4	1/5
C04S-L/5	0.4	1/5

④追加充填コンクリートの充填高さ

なお、既設のダイヤフラム、および本工法のために追加するダイヤフラムにより、中埋めコンクリートおよび追加充填コンクリートを、それぞれ上下端で密閉し、それらの充填効果を高めている。

図-9 切削した縦補剛材の形状（実験供試体 C04S-L/5）

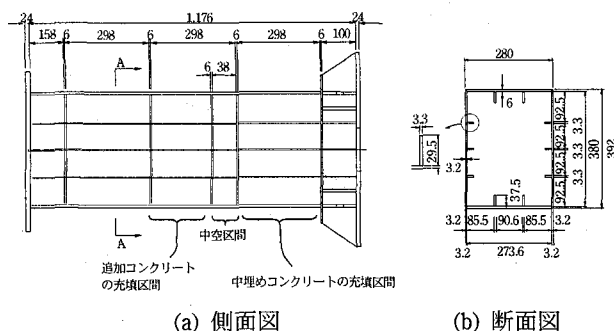


図-10 実験供試体 C04S-L/5 の概略図 (寸法単位: mm)

(4) 漸増繰返し水平変位載荷実験

性支持となる.)，頭部が円筒ベアリングを用いてピン接合されている¹⁴⁾。

鉛直荷重には、上部構造物の死荷重を想定した作用軸方向力 N として鋼断面の全塑性軸方向圧縮力の 11% に相当する 258kN を載荷した。

また、水平変位の漸増繰返し载荷方法としては、建設省土木研究所において単柱形式の鋼製橋脚供試体の载荷に用いられた静的漸増繰返し载荷実験¹⁾を参考にして、 $\pm n\delta_y$ ($n=1, 2, \dots$)として、降伏水平変位 δ_y づつ繰返し水平変位 δ を水平変位マイナス側から漸増させた。ここで、 δ_y は、軸方向力の影響を考慮した水平荷重による降伏水平変位であり、実験供試体基部の弾性支持による剛体変位を含む変位である。

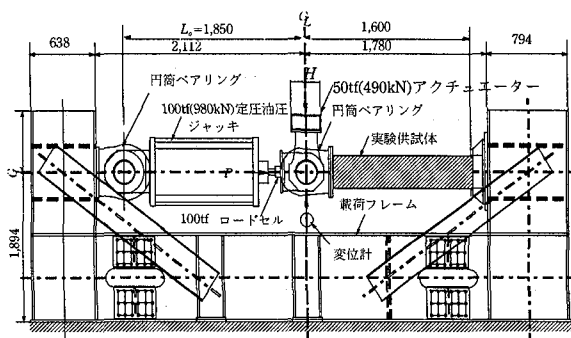


図-11 ハイブリッド実験装置を用いた載荷方法の概要
(単位：mm)¹⁴⁾

まず、実験前に、弾性範囲内 ($\pm 3\text{tf}$) における繰返し水平変位を 3 回載荷したデータを用いて、実験供試体を支持する載荷フレームの弾性剛性に対応するバネ定数を求めた。そして、本番の実験では、供試体基部の弾性支持に起因する剛体水平変位を含む降伏水平変位 δ_y を実験的に求め、それを用いて繰返し漸増水平変位を制御した。

また、この載荷装置では、水平荷重 H による変位 δ が大きくなると、軸方向荷重 N の鉛直方向成分 $N \cdot \sin(\delta/L_0)$ (L_0 :100tf (980kN) ジャッキの固定間距離) が、水平荷重 H に加算され、この影響が無視できなくなる。以下では、この影響を補正した値で評価している。

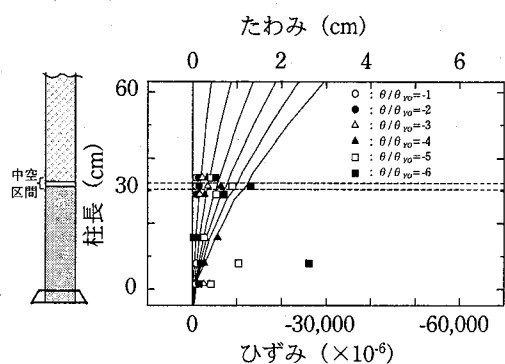
なお、以下では、1 回目の繰返しの際、はじめに圧縮力を受ける補剛板をフランジプレート J (J 面)、引張力を受ける補剛板をフランジプレート H (H 面) と呼ぶ。

4.3 漸増繰返し水平変位載荷実験の結果, および耐荷力と変形性能とに関する考察

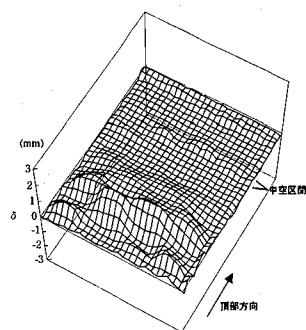
(1) 崩壊および応力集中の状況

図-12～図-15には、各実験供試体ごとに、(a)繰返し6回までの高さ方向のたわみとひずみとの分布図、(b)実験終了後の損傷の様子をレーザー変位計を用いて計測して作成した残留変形図、ならびに(c)実験終了後の損傷状況のスケッチをまとめて示す。

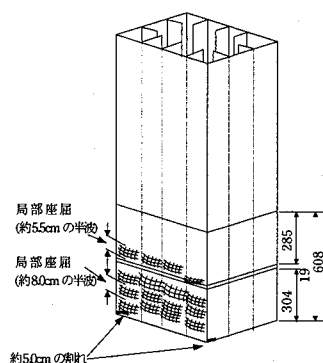
さらに、写真-1 には、実験供試体 C04S-L/5 の実験後の損傷状況を示す。以下では、それらについて考察する。



(a)高さ方向のたわみ・ひずみの分布

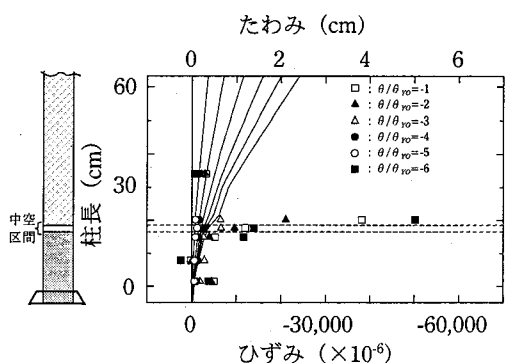


(b)残留変形 (H 面)

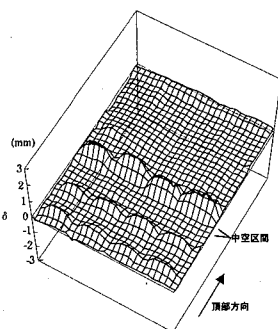


(c)損傷状況 (H 面)

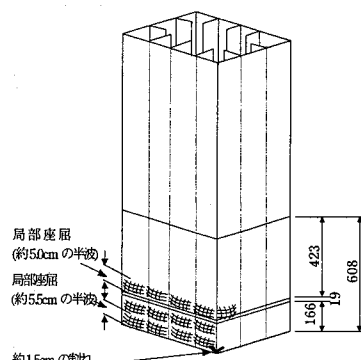
図-12 実験供試体 C02-L/5 の損傷過程および損傷状況



(a)高さ方向のたわみ・ひずみの分布

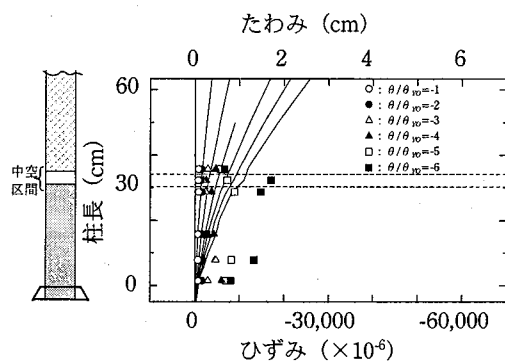


(b)残留変形 (H 面)

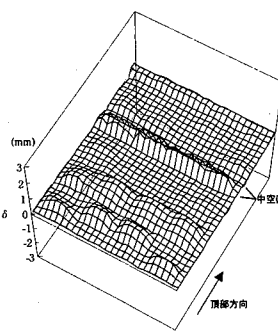


(c)損傷状況 (H 面)

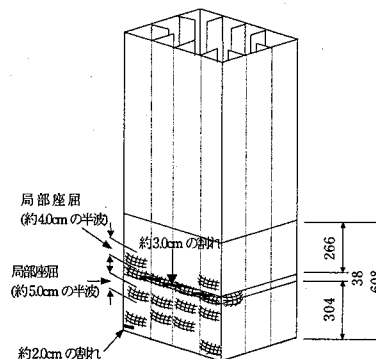
図-13 実験供試体 C02-L/10 の損傷過程および損傷状況



(a)高さ方向のたわみ・ひずみの分布

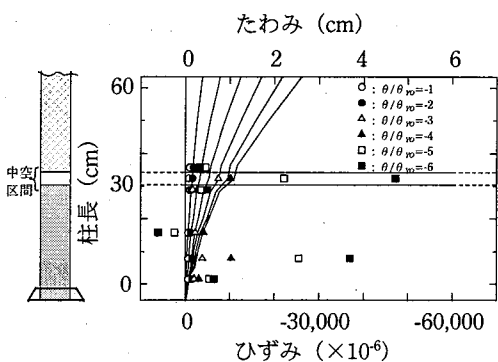


(b)残留変形 (H 面)

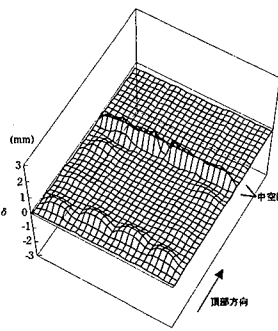


(c)損傷状況 (H 面)

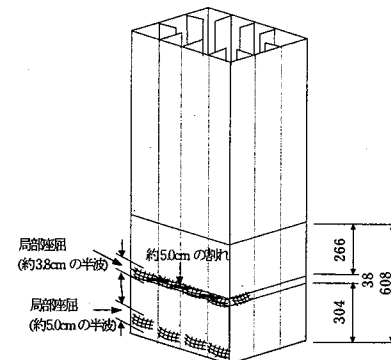
図-14 実験供試体 C04-L/5 の損傷過程および損傷状況



(a)高さ方向のたわみ・ひずみの分布



(b)残留変形 (H 面)



(c)損傷状況 (H 面)

図-15 実験供試体 C04S-L/5 の損傷過程および損傷状況

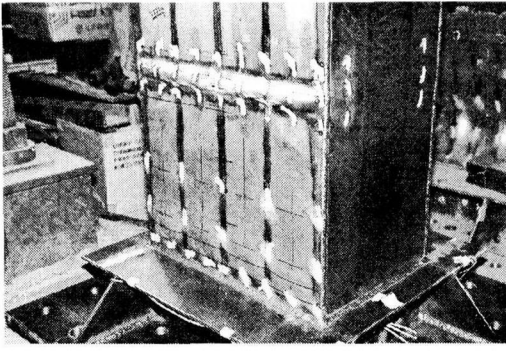


写真-1 局部座屈変形の実験後の残留状況

(実験供試体 C04S-L/5)

①実験供試体 C02-L/5

中空区間のアスペクト比を $\alpha_s=0.2$ 、および中埋めコンクリートの充填高さを $L_d=L/5$ に設定した実験供試体 C02-L/5 では、繰返し回数の増大に伴って、中埋めコンクリートの充填部分に、半波長 5cm 程度の局部座屈変形が連続して発生した。また、繰返し 7 回目で基部コーナー部に割れが発生し、その後 5cm 程度まで割れが進展し、次第に耐荷力が低下した (図-12 参照)。

②実験供試体 C02-L/10

$\alpha_s=0.2$ で、中埋めコンクリートの充填高さを $L/10$ に設定した実験供試体 C02-L/10 では、繰返し 4 回目以降、局部座屈が中空区間直上の追加充填コンクリート部分の板パネルに発生した (図-13 参照)。

③実験供試体 C04-L/5

$\alpha_s=0.4$ で中埋めコンクリートの充填高さを $L/5$ に設定した実験供試体 C04-L/5 では、繰返し 5 回目以降、局部座屈変形が、まず中空区間の鋼断面に集中して発生した。その後、繰返し回数 8 回目以降で、中埋めコンクリート部の鋼板にも、半波長 4cm 程度の小さな局部座屈変形が発生した (図-14 参照)。

④実験供試体 C04S-L/5

中空区間の縦補剛材の一部を切削した実験供試体 C04S-L/5 では、繰返し 4 回目以降、局部座屈変形が中空区間に集中して発生し、それ以外の鋼断面にはほとんど発生しなかった (図-15 および写真-1 参照)。

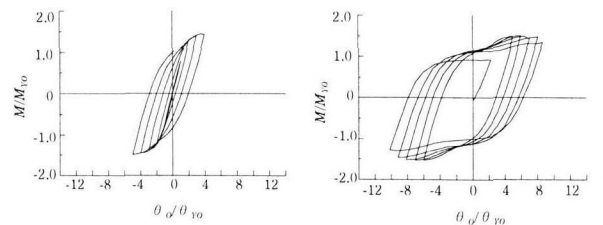
以上から、各実験供試体において、ひずみが集中した断面と損傷が集中して発生した断面とが、良好に一致しているのが分かる。そして、中空区間長 L_{sg} および中埋めコンクリートの充填高さ L_d の違いにより、異なる崩壊モードを呈しているのが確認できる。すなわち、適切な中埋めコンクリートの充填高さ、あるいは中空区間長を設定することにより、橋脚柱の崩壊箇所を制御できると考えられる。

なお、いずれの実験供試体においても、繰返し 3~4 回目で、柱下端・中埋めコンクリート部のコーナーに近い縦補剛材間の板パネルには、箱断面の外側にふくらむ目視で確認できる程度の小さな局部座屈変形が発生した。

(2) 曲げモーメント-回転角関係

中空補強を施した実験供試体と、コンクリート無充填の鋼断面のみからなる実験供試体 CEO-1 とで、耐荷力が決定される断面が、中空区間と柱下端と異なった。ここでは、両者を比較するため、橋脚柱の崩壊断面に作用する曲げモーメント-回転角関係について考察を加える。図-16~図-19 には、各実験供試体の曲げモーメント-回転角曲線を示す。ただし、繰返し回数の増加に伴って、明らかに挙動の異なる 2 種類の履歴特性がみられた。そこで、鋼断面特有の紡錘型のヒステリシスを描く前半と RC 断面特有の S 字型の後半とで、2 つに分けて示した。これらの図の縦軸は、各実験供試体の中空区間下端に作用する曲げモーメント M をコンクリート無充填の鋼断面のみからなる柱 (実験供試体 CEO-1) の降伏曲げモーメント M_{Y0} で無次元化したものである。また、横軸は、頂部の回転角 $\theta_o (= \delta_o/L_g)$ を各実験供試体の降伏回転角 $\theta_{Y0} (= \delta_{Y0}/L_g)$ で無次元化したものである。ここで、 δ_o および δ_{Y0} は、それぞれ供試体基部の弾性ばね変形による剛体変形を取り除いた水平変位および降伏水平変位を、また L_g は、供試体基部から水平荷重の作用位置 (以下、単に頂部という) までの高さを示す。なお、以下では、橋脚柱の変形性能を塑性率 ν_p について考察する。

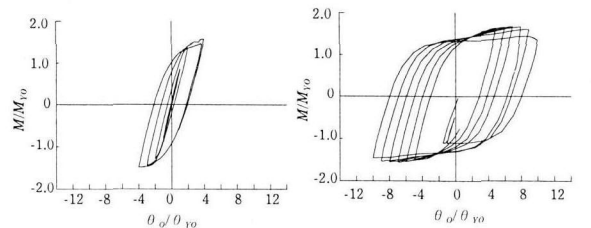
また、図-20 には、すべての実験供試体の塑性率および作用最大曲げモーメントの値を比較するため、各载荷サイクルの正側および負側の曲げモーメント-回転角曲線のピーク時点の座標値の絶対値の平均値をそれぞれプロットした包絡線を示す。さらに、表-6 には、同図から得られた各実験供試体の実験供試体 CEO-1 に対する強度上昇率および塑性率とを比較して、まとめた。



(a) $-5\theta_{Y0} \leq \theta_o \leq 5\theta_{Y0}$ (b) $\theta_o < -5\theta_{Y0}$, $5\theta_{Y0} < \theta_o$

図-16 作用曲げモーメント-回転角曲線

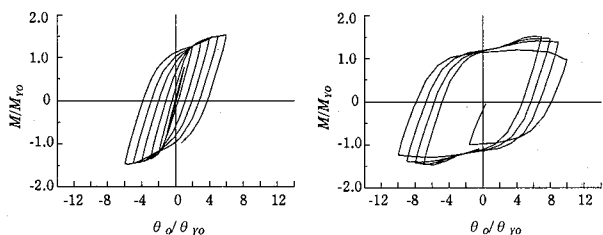
(実験供試体 C02-L/5)



(a) $-4\theta_{Y0} \leq \theta_o \leq 4\theta_{Y0}$ (b) $\theta_o < -4\theta_{Y0}$, $4\theta_{Y0} < \theta_o$

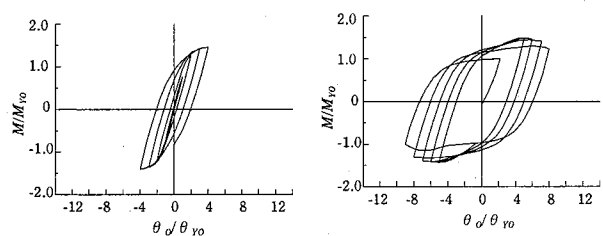
図-17 作用曲げモーメント-回転角

(実験供試体 C02-L/10)



(a) $-6\theta_{y0} \leq \theta_o \leq 6\theta_{y0}$ (b) $\theta_o < -6\theta_{y0}, 6\theta_{y0} < \theta_o$

図-18 作用曲げモーメント-回転角曲線
(実験供試体 C04-L/5)



(a) $-4\theta_{y0} \leq \theta_o \leq 4\theta_{y0}$ (b) $\theta_o < -4\theta_{y0}, 4\theta_{y0} < \theta_o$

図-19 作用曲げモーメント-回転角曲線
(実験供試体 C04S-L/5)

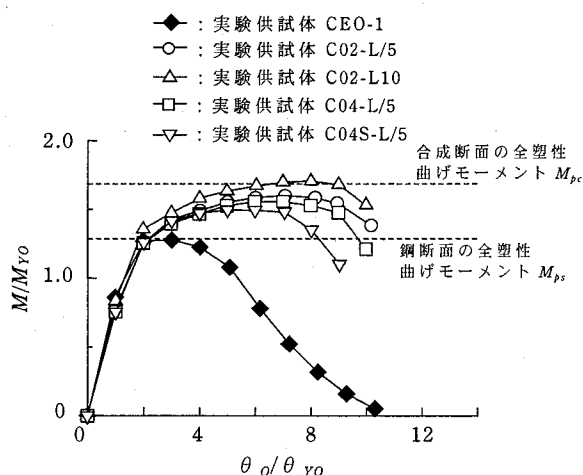


図-20 各実験供試体から得られた包絡線

表-6 各実験供試体の強度上昇率および塑性率

実験供試体名	中空区間長 L_{sg}	中埋め高さ L_d/L	強度上昇率	塑性率 ν_p
CEO-1	—	—	1.00	3
C02-L/5	$\alpha_s=0.2$ (19mm)	1/5	1.25	7
C02-L/10	$\alpha_s=0.2$ (19mm)	1/10	1.33	8
C04-L/5	$\alpha_s=0.4$ (38mm)	1/5	1.21	7
C04S-L/5	$\alpha_s=0.4$ (38mm)	1/5	1.17	5

(3) 中埋めコンクリートの充填高さの影響

図-16, 図-17, 図-20, および表-6 から, 中埋めコンクリートの充填高さが異なる実験供試体 C02-L/5 と C02-L/10 と

を比べると, 中埋めコンクリートの高さを低く設定した方が少ない繰返し回数で, 紡錘型の履歴ループから, S 字型に移行していることがわかる. また, 各実験供試体のピーク荷重を鋼断面のみからなる実験供試体 CEO-1 のピーク荷重で無次元して求まる強度上昇率は, 中埋めコンクリートの充填高さが $L/5$ の場合, $L/10$ の場合に比較して, 約 8% 大きくなる.

(4) 中空区間長の違いによる影響

また, 図-16, 図-18, 図-20 および表-6 から, 中空区間長の異なる実験供試体 C02-L/5 と C04-L/5 とを比較すると, 強度上昇率および塑性率ともに, 今回設定した 2 種類の中空区間長の違いによる曲げモーメント-回転角関係への影響は顕著には現れなかった. しかし, 中空区間長を $\alpha_s=0.4$ と設定した実験供試体 C04-L/5 は, 中空区間の縦補剛材間の板パネルに著しい座屈変形が発生した繰返し 10 回目になってはじめて, 包絡線の落ち込みが顕著となる. これは, 繰返し回数の増大に伴い, 局部座屈変形が中空区間の鋼断面に集中して発生し, 中空区間の鋼板に割れが生じたためである.

(5) 中空区間の縦補剛材の形状による影響

さらに, 図-18, 図-19, 図-20, および表-6 から, 中空区間の縦補剛材の下端を切削した実験供試体 C04S-L/5 とそうでない C04-L/5 とを比べると, 中空区間の縦補剛材を切削すると, 強度上昇率を 17% 程度に抑制できる. 一方, 塑性率は実験供試体 C04-L/5 では 7, 実験供試体 C04S-L/5 では 5 となり, 縦補剛材の一部を切削すると, 座屈強度が若干低下するため, 塑性率も若干減少すると考えられる. しかし, 繰返し 4 回目以降, 局部座屈変形が中空区間に集中して発生し, それ以外の鋼断面にはほとんど発生しなかった.

なお, 中空補強を施した各実験供試体全体の軸方向縮みは, 各実験供試体の中空区間の鋼断面の軸方向縮みどほぼ同量であった. したがって, これらの実験供試体では, 補剛板全体の座屈が発生したコンクリート無充填の実験供試体 CEO-1 と比較して, 小さな軸方向縮みに留まった.

以上から, 中空コンクリート充填補強による強度上昇率は 17~33% となり, 多少の強度上昇は伴うものの, 塑性率は 5~8 と道路橋示方書 V 耐震設計編⁷⁾で要求されている以上の変形性能を確保できることがわかった. また, これらの強度上昇には, 鋼断面の局部座屈の発生を抑制する効果をもたらす中埋めコンクリートの有無および鋼材のひずみ硬化現象が大きく影響していると考えられる. 今後, 中空区間の鋼断面の変形性能 (塑性率) を定量的に評価できる方法の開発, および中埋めコンクリートを含め, 鋼板により密閉されるコンクリートの影響の正確な評価方法の開発が必要である.

以上のように, ここで提案する中空コンクリート充填補強工法を採用し, $\alpha_s=0.4$ 程度の適切な中空区間長を設定し, 併せて中空区間の縦補剛材の一部を切削することにより, 橋脚損傷箇所を中空区間に意図的に限定して発生させ

ることで、地震後の早期補修・復旧を容易ならしめる構造を提案することがわかった。

今後、中埋めコンクリートを有する種々の形式の既設鋼製橋脚、あるいは新たに設置する橋脚への提案した断面構造の適用を考えると、追加的な実験・解析を行い、提案する断面構造の効果を定量的に評価できる簡便な方法を開発することが必要である。

5. まとめ

本研究では、車両衝突による橋脚柱の損傷防止を目的として打設されている既設中埋めコンクリートの上方に、隙間を設けて、構成補剛板の座屈防止のための充填コンクリートを追加打設することによって、橋脚柱部材の強度はあまり上昇させずに変形性能のみを向上させる耐震補強工法を提案した。そして、その妥当性を検討するために5体の実験供試体を用いて、一定の軸方向圧縮力を導入した状態で漸増繰返し水平変位を与える載荷実験を行った。

本研究より得られた主な成果は、以下に示すとおりである。

- i) 中空コンクリート充填補強工法に必要な適切な中空区間長、すなわち、鋼とコンクリートとからなる合成断面の中程に位置するコンクリートを充填しない中空区間の適切な長さを、弾塑性有限解析により検討した。
- ii) その結果、中空区間のアスペクト比 α_s ($=$ 中空区間長 L_{sg} / 既存の縦補剛材間隔 b) を 0.4 以下に設定すると、中空区間の鋼断面の局部座屈発生による強度低下は生じないことがわかった。
- iii) 中空区間長 ($\alpha_s=0.2$ および 0.4)、中埋めコンクリートの充填高さ ($L_d=L/10$ および $L/5$)、および中空区間の縦補剛材の形状 (一部切削の有無) の違いにより、異なる崩壊モードが観察された。
- iv) 中空コンクリート充填補強工法を施した実験供試体を用いたいずれの実験結果からも、補強による強度上昇率 (各実験供試体のピーク荷重を鋼断面のみからなる実験供試体 CEO-1 のピーク荷重で無次元化した値) は 17~33% となり、多少の強度上昇は伴うものの、塑性率 (作用曲げモーメントが最大となる終局回転角 θ_m を降伏回転角 θ_y で無次元化した値) は 5~8 と道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾で要求されている以上の変形性能を確保できることがわかった。
- v) 座屈パラメータをコントロールして、中空区間長および中空区間の縦補剛材の高さを適切に設定すると、所定の強度と変形性能とを確保し、かつ、橋脚柱の崩壊・損傷モードおよび損傷箇所を制御できることがわかった。
- vi) また、中空区間の鋼断面の塑性率を定量的に評価できる方法の開発、ならびにそのために必要となる中空区間を有し、鋼板により密閉された充填コンクリートが橋脚柱の剛性、強度、および変形性能に及ぼす効果の正確な評価方法の開発が必要である。
- vii) さらに、単柱形式、多層ラーメン形式など種々の形式で、

中埋めコンクリートを有する既設鋼製橋脚、あるいは新たに設置する橋脚への提案した断面構造の適用を考えた場合、さらなる実験・解析を行い、提案断面構造を採用した場合の強度上昇および変形性能を定量的に評価できる方法を開発することが必要である。

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、平成8年12月。
- 2) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(案)・同施工マニュアル(案)、平成9年。
- 3) 忠 和男、櫻井孝昌：ヒューズ構造を用いた既設円筒鋼製橋脚の靱性向上の為の補強法、豊田工業高等専門学校研究紀要、Vol.32、pp.71-82、1999年11月。
- 4) 忠 和男、櫻井孝昌、園原誠之：ヒューズ構造を用いた既設円筒鋼製橋脚の補強法に関する解析的研究、豊田工業高等専門学校研究紀要、Vol.33、pp.99-106、2000年11月。
- 5) 北田俊行、迫田治行、尾立圭巳、堀江佳平、新名 勉：鉄筋コンクリート方式で設計された鋼製橋脚定着部の終局強度について、鋼構造年次論文報告集、第6巻、日本鋼構造協会、pp.221-228、1998年11月。
- 6) 阪神高速道路公団湾岸管理部、川田・日立建設工事共同企業体：緊急鋼製橋脚補強工事(9-1湾岸)、北港西北出P2、平成9年度、設計計算書、平成10年6月。
- 7) 北田俊行、中井 博、加賀山泰一、松村政秀：既設鋼製橋脚における補剛板の耐震補強に関する研究、構造工学論文集、Vol.45A、土木学会、pp.215-226、1999年3月。
- 8) 北田俊行、中井 博、松村政秀、加賀山泰一：繰返し漸増水平変位載荷による既設鋼製橋脚補剛板の耐震補強法に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.46A、土木学会、pp.127-134、2000年3月。
- 9) 阪神高速道路公団：設計基準(第2部)、構造物設計基準(橋梁編)、平成6年7月。
- 10) USSP 研究会：USSP ユーザーズ・マニュアル、理論編、Ver.3.0、日本構研情報(株)、1996年10月。
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I.共通編、II.鋼橋編、1994年2月。
- 12) 小松定夫、北田俊行、宮崎清司：残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析、土木学会論文報告集、第244号、pp.1~14、1975年12月。
- 13) 北田俊行、中井 博、徳林孝宗、坂口三代治・川副孝行：コンクリートを充填し、コーナー部に曲率を設けた鋼製橋脚柱の耐荷力と変形性能とに関する研究、構造工学論文集、Vol.46A、土木学会、pp.51-60、2000年3月。
- 14) 中井 博、北田俊行、中西克佳：ハイブリッド実験システムを用いた鋼柱・合成柱の耐荷性、および耐震性に関する研究、紀要特別号、阪神・淡路大震災の調査・報告、大阪市立大学・工学部、pp.131-148、1997年1月。

(2000年9月14日 受付)