

復旧可能な箇所エネルギー吸収断面を有する 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 Setting Repairable Energy Absorption Segment in Existing Steel Bridge Piers

松村政秀*, 北田俊行**, 乙黒幸年***, 中原嘉郎****

Masahide Matsumura, Toshiyuki Kitada, Yukitoshi Ootoguro, Yoshirou Nakahara

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

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

*** 工修 阪神高速道路公団, 計画部, 計画第一課 (〒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・前期博士課程 2 年生 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

Proposed in this paper is a new seismic retrofitting method for the column member in an existing steel bridge pier, which improves current methods in a practical and economical point of view. It is intended in the method a pre-selected segment deforms intensively and plastically prior to the other cross section. The proposed method requires to set a short segment in the column member for enhancing the ductility by utilizing an intensive and plastic deformation of the segment prior to yielding of the other part of the column member. The validity of the proposed method is investigated through a cyclic loading test and pseudo-dynamic test. Applications of the methods to column members in existing steel bridge piers are also discussed.

Key Words: existing steel bridge pier, seismic retrofitting method, plastic deformation, cyclic loading test, pseudo-dynamic test

キーワード: 既設鋼製橋脚, 耐震補強法, 塑性変形, 漸増繰返し水平変位載荷実験, ハイブリッド実験

1. まえがき

兵庫県南部地震に代表される最大弾性応答加速度が 2,000 gal 規模の強地震動 (レベル 2・タイプ II の地震動) に対する鋼製橋脚の耐震性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 (以下, コンクリート充填工法という) が, 経済性・施工性にも優れた方法として用いられる¹⁾。このような合成断面は, 補剛板の断面内側への座屈変形を抑制することができ, また大きく変形した場合にも充填コンクリートが三軸応力状態に至るため, 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。

一方, 既設鋼製橋脚の耐震補強においては, 日本道路協会²⁾, 首都高速道路公団³⁾, 阪神高速道路公団⁴⁾, および名古屋高速道路公社⁵⁾などによって, 各々, 既設鋼製橋脚の耐震設計要領が作成されている。各要領にしたがって既設鋼製橋脚の耐震補強を行う場合, コンクリートの充填高さの算定方法, 座屈パラメータの制限値, あるいは補強工法の選定方法に関して細かな違いはあるものの, 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縦補剛材を補強・増設する補強工法 (以

下, 縦補剛材補強・追加工法という) との 2 つが挙げられる。

しかし, 既設の鋼製橋脚の耐震補強の場合, コンクリートを橋脚柱部材に充填すると, 柱部材の耐力がアンカー部の耐力を上回り, 橋脚基部に被害が誘導される場合がある。すなわち, 橋脚の耐力は, 橋脚下端断面の耐力あるいはアンカー部の耐力により決定されることになる。したがって, 柱定着部が損傷を全く受けないためには, 鋼製橋脚を新設する場合, 従来に比べ大規模な定着構造が, また, 既設鋼製橋脚に耐震補強を施す場合にはアンカー部の補強が必要となることも考えられる。いずれの場合も, 柱部材下端における作用ひずみが増大し, 柱部材下端断面のコーナー部で鋼板の割れやアンカーボルトの破断を引き起こす好ましくない崩壊モードを引き起こすことが予想される。定着部が損傷を受けた場合, その補強・補修には, 大掛かりな工事と, それに伴う交通遮断とを必要とし, 多大な時間と費用とを要する。鋼製橋脚は, 海上部・埋立地等の軟弱地盤上をはじめ, 都市内の建築限界等の規制の厳しい場所にその多くが建設されており, 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は困難である。したがって,

橋脚下端を最弱点部としたり、基礎構造の補強・補修を必要とする耐震設計法・耐震補強法は、経済性の観点から必ずしも合理的であるとは言えない。

既設鋼製橋脚の耐震補強において、コンクリート充填方式が適用できない場合には、基礎構造の耐震補強を必要とせず、鋼部材のみで橋脚の耐震性能を向上できる補強工法として、補剛板パネルの変形性能を向上させる工法、すなわち縦補剛材補強・追加工法が、例えば、上記耐震設計要項（案）にも挙げられている⁴⁾。この耐震補強方法の詳細は、文献 4) を参照されたいが、文献 2)～5) のいずれの工法も、縦補剛材間の板パネル、および縦補剛材自身、補剛板パネル全体の座屈変形を抑制し、柱全体の変形性能を改善することを目的としている。著者らは、文献 4) 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検証している^{6,7)}。その結果、補強後には、耐荷力上昇を補強前の 20% 程度にとどめ、文献 1) で期待されている以上に変形性能が改善できることを確認している。しかしながら、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。

以上の検討を通して、文献 7) では、コンクリートを充填するなどして、柱部材の強度を上げて橋脚の最弱点部を橋脚柱下端に置くのではなく、柱部材の中間にヒューズ的に塑性変形を許容する箇所を設けることにより、その箇所でエネルギーを吸収し耐荷力の上昇をさせて構造物全体のじん性を向上させる耐震補強法が有効であることが強調されている。

そこで、著者らは、柱部材の中間に他の断面よりも先行して塑性化する断面（以下、塑性区間という）を設定し、その断面の強度と変形性能とで、柱全体の強度と変形性能とをコントロールすることを期待した、これまでにない新しい耐震補強方法（以下、中空コンクリート充填補強法という）を提案⁸⁾し、比較的短い塑性区間の長さ（以下、塑性区間長という）を有する梁・柱供試体を用いた載荷実験により、その有効性を検討してきた⁹⁾。

本研究は、上記の文献 9) に示されているうちの 2 体、および、その後に実施した 3 体の漸増繰返し水平変位載荷実験の結果とを用いて、以下の 2 点に着目して、中空コンクリート充填補強方法の妥当性、および、その実橋脚への適用性について、考察を加えたものである。すなわち、①補強効果に著しい影響を与えられられる最適な塑性区間長、および②被災後の補修性に重要な役割を果たす死荷重を受け持つ芯の導入効果とに着目した。さらに、強地震に対する安全性についても、中空コンクリート充填補強を施した実験供試体（1 体）を用いたハイブリッド実験も実施し、検討し考察を加えている。

2. 中空コンクリート充填補強工法

まえがきに述べた主旨にしたがって、著者らは、中空コンクリート充填補強工法を考案した。

2.1 中空コンクリート充填補強工法の概要

図-1 には、塑性区間を設けた鋼製橋脚柱部材の概略を示す。この補強方法は、鋼断面柱部材の中間に、コンクリートを充填せず、鋼断面のみからなる区間（塑性区間）を設け、この塑性区間に他の部分よりも先行して大きな塑性変形を発生させる。そして、塑性区間長を塑性区間の補剛板パネル全体の局部座屈変形の発生を防止できるように短く設定し、橋脚全体の変形性能を高めるとともに、補強後の橋脚の強度レベルをコントロールすることを期待した耐震補強工法である。また、最終的な崩壊箇所を塑性区間に限定できる。すなわち、修復すべき箇所も塑性区間に限定できるため、路面よりも上方の位置に塑性区間を導入することにより、被災後の損傷の早期発見、および損傷後の早期復旧も期待した耐震補強工法である（図-2 参照）。ここで、中空コンクリート充填補強工法の利点をまとめると、以下のとおりとなる。

- ①変形性能の向上・強度レベルのコントロール
- ②施工性・経済性に有利
- ③損傷の早期発見
- ④損傷後の早期復旧（補修・補強が容易）

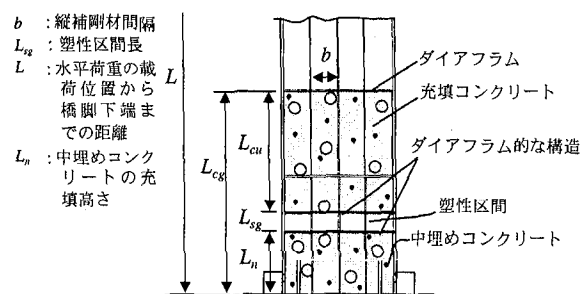


図-1 中空コンクリート充填補強工法の概要

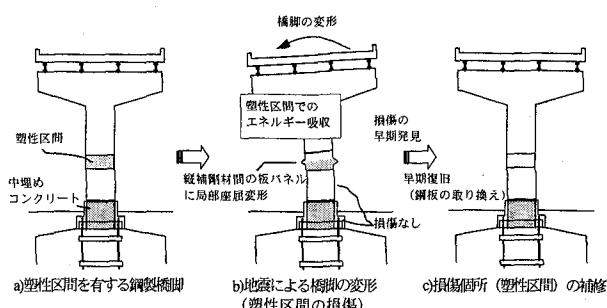


図-2 塑性区間を設置した柱部材の復旧プロセス

2.2 実橋脚への適用

被災後の損傷の早期発見・早期復旧を期待すると、塑性区間は、路面よりも上方の位置に導入される必要がある。また、塑性区間での確実なエネルギー吸収を考慮すると、塑性区間を設定する高さは、図-3 に示すように、塑性区間に作用する曲げモーメント M_p が塑性区間の終局曲げモーメント M_{pu} に達する以前に、アンカー一部の作

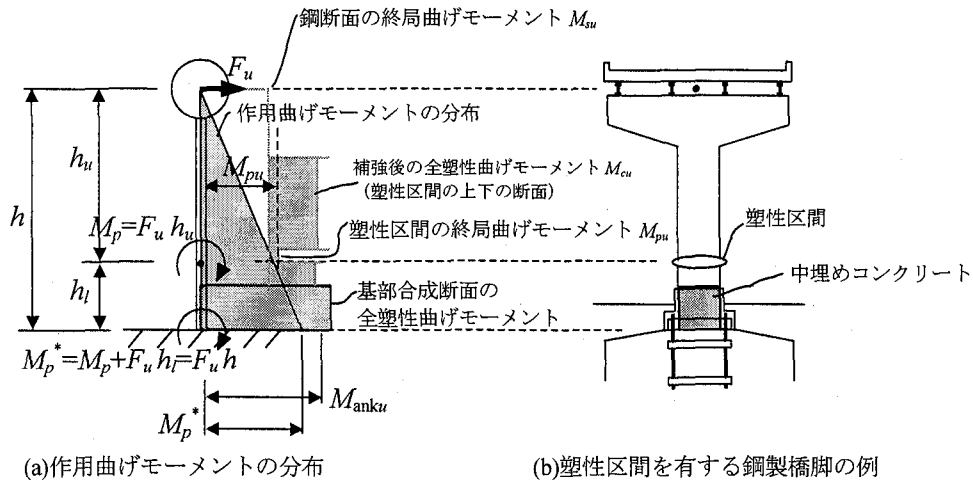


図-3 作用曲げモーメント分布と各断面の終局曲げモーメント

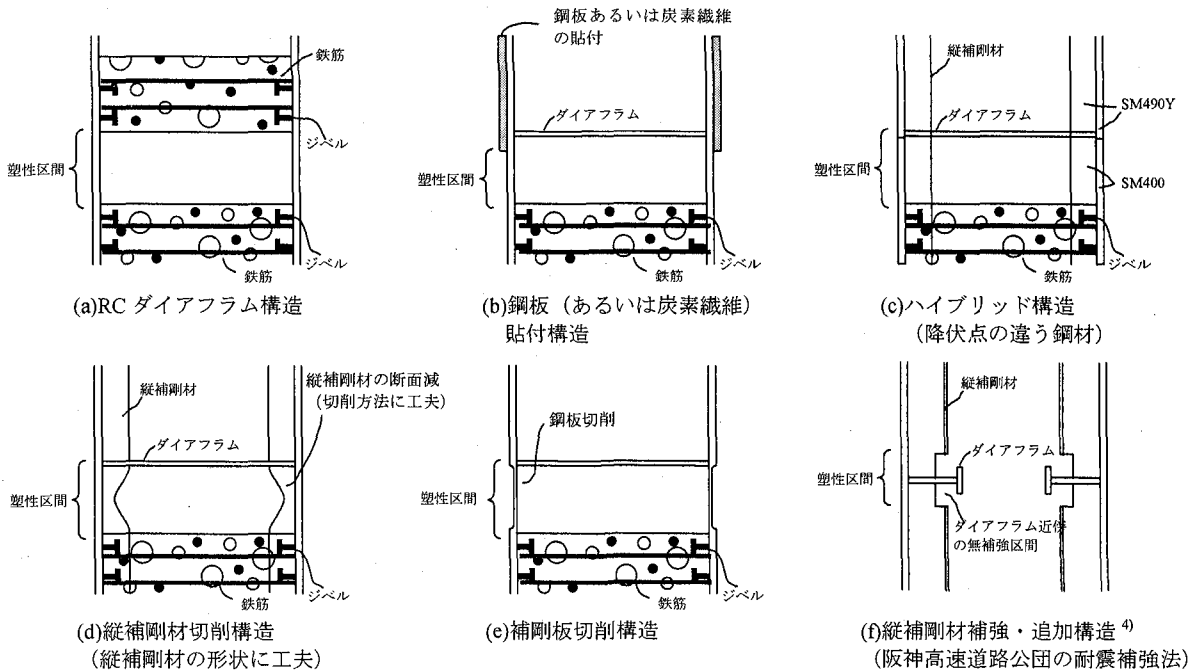


図-4 塑性区間を柱部材に導入するための構造の例

用曲げモーメント M_p^* がアンカー部の耐荷力 M_{anku} を上回らないように設計されることが必要である。実橋脚へ中空コンクリート充填補強工法を適用する場合、既設の鋼製橋脚下端には、通常、車両衝突による柱部材の大損傷を防止するために中埋めコンクリートが、フーチング上面より高さ 3m 以上まで充填されている¹⁰⁾ため、塑性区間はその直上断面、もしくは、既存の中埋めコンクリートを追加充填し、その直上に設ける必要がある。

また、塑性区間の鋼断面に限定し、塑性変形を発生させる構造としては、図-4に示すようなものが考えられる。すなわち、これらの構造は、塑性区間における鋼断面の補剛板パネル全体が座屈変形することを防止できるように、塑性区間長を短く設定し、しかも、その塑性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、柱部材全体の变形性能を高めるとともに、アンカー部の耐荷力を超えないように柱部材の耐荷力をコントロールす

ることを期待した構造である。したがって、十分な変形性能と耐荷力とが確保できるように、適切な塑性区間長が決定されなければならない。また、塑性区間以外の断面は、強度的に塑性区間の断面よりも若干強くなるようにし、座屈しないように講じればよく、補強計算に变形性能を考慮する必要はない。

3. 実験供試体の製作

3.1 使用鋼板の引張試験

実験供試体の製作には、実橋脚に用いられる鋼板と同様に降伏棚を有する公称板厚 6mm の鋼板、および、その鋼板から切削加工した板厚 3.2mm の鋼板を用いた。そして、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 6.0mm の使用鋼板 (SM400) から、ロール方向に 3 本の 5 号引張試験片を製作し、引張試験を

実施した。表-1 および図-5 には、鋼板の機械的性質および鋼材の応力-ひずみ曲線を、それぞれ示す。同図から、使用鋼板は明確な降伏棚を有していることが確認できる。

表-1 使用鋼材の機械的性質の一例 (実験供試体 C10-L/5)

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 (%)
6.00	288.5	436.2	1.90×10^5	0.283	40.7

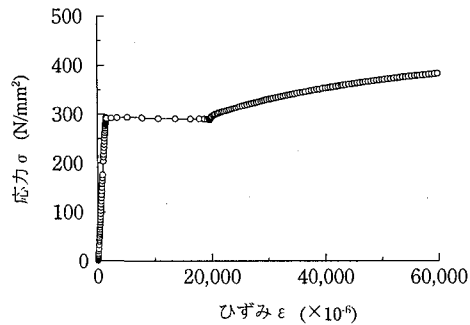


図-5 使用鋼板の応力-ひずみ曲線の一例 (板厚：6.0mm，実験供試体 C10-L/5)

3.2 充填コンクリートの圧縮・引張強度試験

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。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 15 cm を目標とした。また、コンクリート強度の時間的な推移を調べるために、標準である打設後 7 日目、28 日目、ならびに各実験供試体の載荷実験日に圧縮強度試験および引張強度試験を行った。

表-2 コンクリートの材料試験結果 (実験供試体 C10-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*	18.2	1.49	1.96×10^4	0.184
28	24.8	2.10	2.14×10^4	0.192

表中* 印は、実験供試体 C10-L/5 の実験実施日を示す。

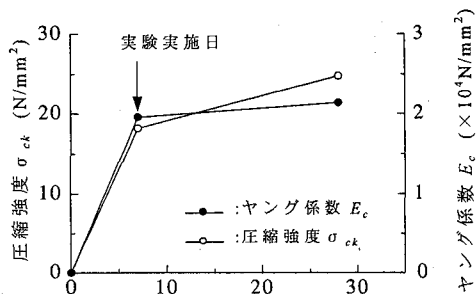


図-6 充填コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} およびヤング係数 E_c の材令による変化状況の一例 (実験供試体 C10-L/5)

表-2 および図-6 には、一例として、実験供試体 C10-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 の材令による変化を示す。図-6 より、実験に用いた早強コンクリートは、圧縮強度 σ_{ck} およびヤング係数 E_c ともに、実験実施日には、目標とした圧縮強度 $\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ を上回っていることを確認した。また残りの実験供試体についても同様であることを確認した。

3.3 実験供試体の設計

補強の対象となる既設の鋼製橋脚には、中埋めコンクリートが高さ L_n ($=L/5$, L : 供試体基部から水平荷重の作用位置、単に橋脚高さと呼ぶ) まで充填されているものを想定した。また、中空コンクリート充填補強工法を適用する場合、①その補強効果に大きな影響を及ぼすと考えられる塑性区間長、および②被災後の補修性に重要な役割を果たす死荷重を受け持つ芯の有無とに着目し、図-7～図-11 および表-3 に示す 6 体の実験供試体を製作した。

さらに、実験供試体には、文献 4)において補強対象となる補剛板構造を有する矩形断面柱を想定し、文献 11)を参考に、実際の鋼製橋脚柱の補剛板構造をできるだけ再現し、その橋脚柱を 1/5 に縮小した梁・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 、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F 、および縦補剛材のみの幅厚比パラメータ R_S を、それぞれ文献 4)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単柱形式の箱形断面柱を想定した。表-4 には実験供試体の幅厚比パラメータおよび縦補剛材剛比を、文献 12)に従って算出し、まとめて示す。ここで、“C”で始まる実験供試体は、漸増繰返し水平変位載荷実験に用いた実験供試体であることを示し、それらに続く 2 桁の数値は、塑性区間における縦補剛材間の板パネルのアスペクト比 α_{sg} ($=L_{sg}/b$; L_{sg} =塑性区間長, b =縦補剛材間隔)を示す。なお、 $\alpha_{sg}=0.7 \sim 1.0$ が圧縮力を受ける 4 辺単純支持板の座屈モードの 1 波形と考えられるため、実験供試体 C02-L/5 および C04-L/5 は、それよりも小さい長さの塑性区間を設定したことになる。

表-3 実験供試体の内訳

実験供試体名	塑性区間長 $\alpha_{sg} = (L_{sg}/b)$ ($b=98\text{mm}$ (一定))	中埋めコンクリートの充填高さ L_n	備考
CEO-L/5	-	1/5	既設
C02-L/5	$\alpha_{sg}=0.2$ ($L_{sg}=19\text{mm}$)		補強 (H10-L/5 はハイブリッド実験に用いた実験供試体、C10C-L/5 は芯を設けた実験供試体)
C04-L/5	$\alpha_{sg}=0.4$ ($L_{sg}=38\text{mm}$)		
C10-L/5	$\alpha_{sg}=1.0$ ($L_{sg}=98\text{mm}$)		
H10-L/5	$\alpha_{sg}=1.0$ ($L_{sg}=98\text{mm}$)		
C10C-L/5	$\alpha_{sg}=1.0$ ($L_{sg}=98\text{mm}$)		

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	CEO-L/5 C02-L/5 C04-L/5	C10-L/5	C10C-L/5 H10-L/5
主なパラメータ			
縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R	0.638	0.618	0.650
補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F	0.468	0.494	0.490
縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S	0.589	0.579	0.616
縦補剛材剛比 γ_s/γ_s^*	2.028	1.704	2.028

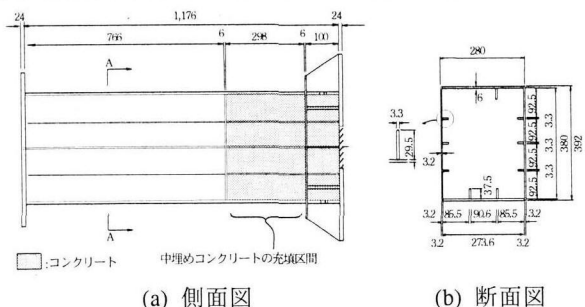


図-7 実験供試体 CEO-L/5 の概略図 (寸法単位: mm)

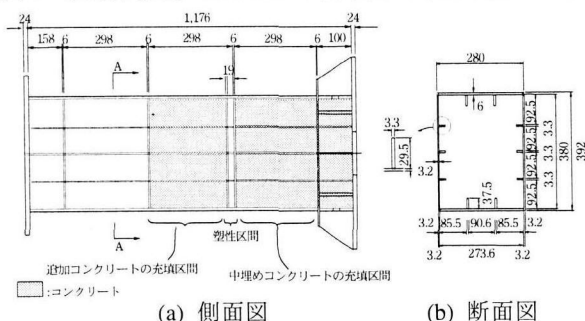


図-8 実験供試体 C02-L/5 の概略図 (寸法単位: mm) ⁹⁾

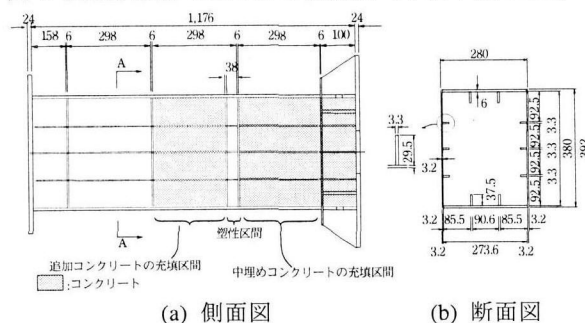


図-9 実験供試体 C04-L/5 の概略図 (寸法単位: mm) ⁹⁾

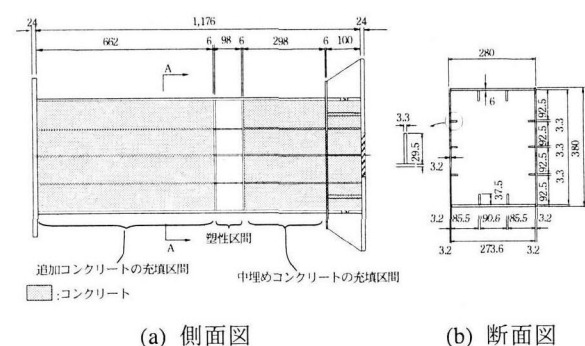


図-10 実験供試体 C10-L/5 および H10-L/5 の概略図 (寸法単位: mm)

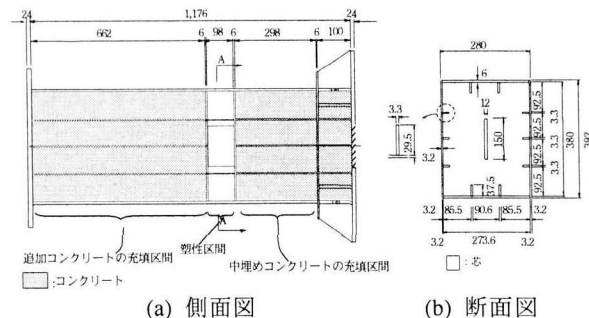


図-11 実験供試体 C10C-L/5 の概略図 (寸法単位: mm)

実験供試体 CEO-L/5 は、塑性区間を設置せず、中埋めコンクリートのみを考慮した既設鋼製橋脚を想定し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補強効果の比較に用いた。また、実験供試体 C10C-L/5 は、実験供試体 C10-L/5 と同様に $\alpha_{sg}=1.0$ および $L_n=L/5$ とし、塑性区間への作用応力の確実な伝達と、塑性区間を有する柱部材が損傷を受けた後の補修性、すなわち残留変位の除去・損傷鋼板の取り替えを容易にするために、上部構造の死荷重を受け持つのに十分な断面を有する芯を設置している (図-11 参照)。すなわち、塑性区間の鋼板が座屈変形した場合にも、死荷重を芯で支え、変形した鋼板の補修・交換を容易ならしめるものである。さらに、実験供試体 H10-L/5 は、ハイブリッド実験に用いた実験供試体であり、漸増繰返し水平変位載荷実験に用いた実験供試体 C10-L/5 と同様な断面寸法を有する実験供試体である。なお、実験供試体 C02-L/5 および C04-L/5 の 2 体の実験供試体については、文献 9) にて報告済みの実験結果を引用した。そして、中空コンクリート充填補強を施し、塑性区間を有するすべての実験供試体には、塑性区間を導入するための構造として、図-4(a)に示した RC ダイアフラム構造の代わりに、2 つの鋼ダイアフラムを設置し、塑性区間の上下断面にコンクリートを充填し密閉する構造を採用した。なお、追加充填コンクリートの充填高さは、実験供試体 C02-L/5⁹⁾ および C04-L/5⁹⁾ の結果によると追加コンクリートの充填部分には変形が生じなかったため、今回新たに報告する実験供試体 C10-L/5、H10-L/5 および C10C-L/5 は、供試体天板までとした。

3.4 載荷装置

実験には、図-12 に示すように、最大荷重 1,000 kN、ストローク ± 15 cm の定荷重油圧ジャッキを水平方向に、最大荷重 500 kN、ストローク ± 15 cm のアクチュエーターを鉛直方向に、それぞれ独立に、または同時に載荷できるように設計された実験装置を用いた¹³⁾。実験供試体は、横向きの状態にして設置され、それぞれ、地面に対して水平方向の荷重を実験供試体に対する軸方向圧縮力、また鉛直方向の変位 (荷重) を水平変位 (荷重) としている。なお、実験供試体は、基部が固定支持され (実際には、載荷フレームが弾性変形する。そのため、厳密には弾性支持となる。)、頂部を円筒ベアリングによるピ

ン結合としている。また、この載荷装置では、水平荷重 H による変位 δ が増大していくと、軸方向荷重 N の鉛直成分 $N \sin(\delta/L_0)$ (L_0 : 1,000 kN 定圧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、この影響を計算により補正している。

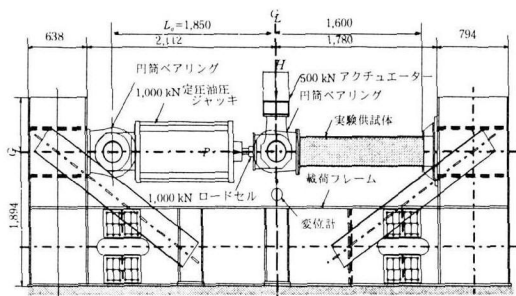


図-12 ハイブリッド実験装置を用いた載荷方法の概要 (単位：mm) ¹³⁾

4. 中空コンクリート充填補強工法の妥当性を検討するための載荷実験

中空コンクリート充填補強法の有効性、すなわち塑性区間を設置した柱部材の基本的な性質、および、その妥当性を検討するため、5 体の実験供試体を用いた静的な漸増繰返し水平変位載荷実験を、また、強地震に対する安全性を検討するため、1 体の実験供試体を用いたハイブリッド実験を実施した。

4.1 耐力力と変形性能とに関する結果および考察(漸増繰返し水平変位載荷実験)

(1) 載荷方法

実験供試体には、はじめに上部構造物の死荷重を想定して鋼断面の全塑性軸方向圧縮力 N_{ps} の 11% を作用軸方向圧縮力として載荷する。つぎに、水平変位は、国土交通省土木研究所において単柱形式の鋼製橋脚供試体の載荷に用いられた静的漸増繰返し水平変位載荷実験を参考として、降伏水平変位 δ_{ym} を基準として、その ± 2 倍、 ± 3 倍、 ± 4 倍・・・となるように漸増させ、実験供試体の耐力力の低下が認められるまで載荷した(図-13 参照)。ここで、降伏水平変位 δ_{ym} は、軸方向圧縮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。

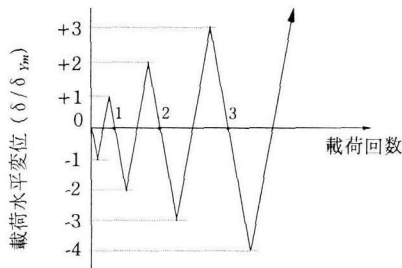


図-13 載荷回数と水平変位量との関係

そこで、実験開始前に、弾性範囲 (± 30 kN) における繰返し水平変位を 3 回載荷した弾性実験のデータを用いて、各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パネ定数を求めた。そして、供試体基部に起因する剛体水平変位を含む降伏水平変位 δ_{ym} を実験的に求め、本番の実験での制御水平変位とした。その具体的な算出方法は文献 6) を参照されたい。

なお、以下 1 回目に繰返しの際、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)、引張側を受ける補剛板をフランジ・プレート H (H 面) と呼ぶ。

(2) 崩壊および応力集中の状況

図-14～図-18 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軸方向ひずみとの分布図、および(b)実験終了後の損傷状況 (フランジ・プレート H 面) の写真を示す。以下では、それらについて考察する。

a. 補強を施さない既設の鋼製橋脚 (実験供試体 CEO-L/5)

図-14 より、ダイヤフラムを設置し、中埋めコンクリートを $L/5$ まで充填した実験供試体 CEO-L/5 では、中埋めコンクリートの上の鋼断面において、繰返し 4 回目以降、補剛板全体が内側方向へ著しく座屈変形した。

b. 塑性区間長の違いによる影響

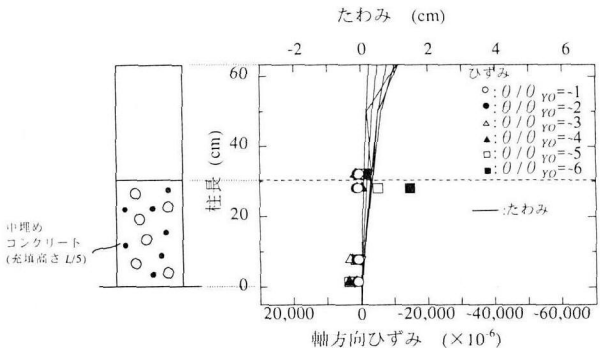
図-15～17 によると、塑性区間の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比を、それぞれ、 $\alpha_{sg}=0.2$ 、 0.4 、および 1.0 とに設定した実験供試体 C02-L/5、C04-L/5、および C10-L/5 とを比較すると、塑性区間長が $\alpha_{sg}=1.0$ へと大きくなるにつれて、i)塑性区間に作用する軸方向ひずみが大きくなる、ii)供試体基部付近への作用軸方向ひずみが小さくなる、さらに、iii)供試体基部付近の座屈変形がほとんど見られないことがわかる。また、実験供試体 C02-L/5 および C04-L/5 の基部コーナー部では溶接線に沿って、若干の割れが発生した。すなわち、実験供試体 C02-L/5 のように、塑性区間長を短く設定しすぎると、鋼断面からなる塑性区間を設けるにもかかわらず、柱基部付近に損傷が集中することも確認された。一方、塑性区間長を $\alpha_{sg}=1.0$ に設定した実験供試体 C10-L/5 には、塑性区間の鋼断面に縦補剛材間の板パネルに局部座屈変形が集中して発生し、それ以外の断面にはほとんど変形が発生しなかった。

c. 塑性区間の芯の有無による影響

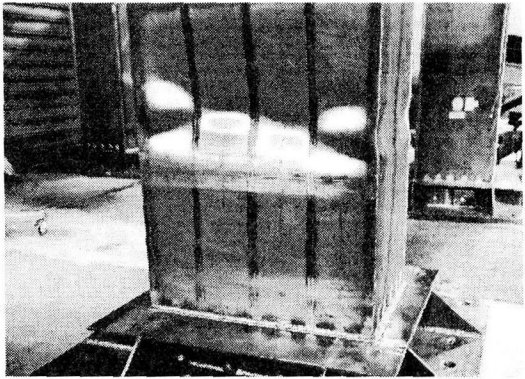
塑性区間の断面の中心に死荷重を受け持つのに十分な大きさの芯を設置した実験供試体 C10C-L/5 の塑性区間の鋼断面には、同じ繰返し回数で比較すると、芯を設置しない実験供試体 C10-L/5 よりも、大きな軸方向ひずみが作用している。また、実験供試体 C10C-L/5 には、実験供試体 C10-L/5 で見られた柱基部の小さな局部座屈変形は発生せず、塑性区間の鋼断面にのみ縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形が、集中して発生した。

以上から、各実験供試体において、作用する軸方向ひずみが集中した断面と、水平変位の繰返し载荷による損傷が生じた断面とが、良好に一致しているのが分かる。また、塑性区間長の違いにより、軸方向ひずみの集中する箇所と高さ方向の分布形状が異なることが確認できた。すなわち、適切な長さを有する塑性区間を設定すれば、提案した中空コンクリート充填補強により、橋脚柱部材の崩壊箇所を制御できることが確認された。

また、塑性区間に確実に軸方向ひずみを集中させ、塑性ヒンジを誘導し、その他の断面とりわけ柱基部への損傷をなくするためには、塑性区間の縦補剛材間のアスペクト比 α_{sg} を 1.0 程度に設定するのが適当と考えられる。そして、この補強効果は、塑性区間に死荷重を受け持つのに十分な面積を有する芯を設置することで、より確実なものとなる。

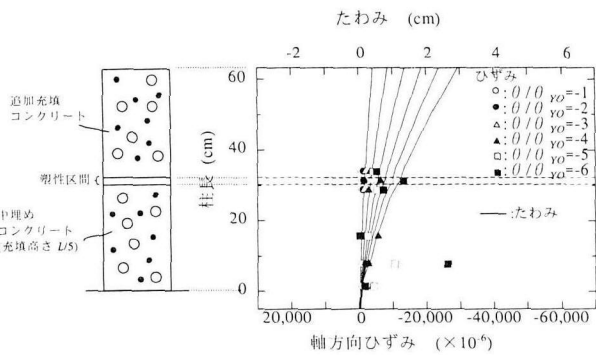


(a)高さ方向のたわみ・軸方向ひずみの分布

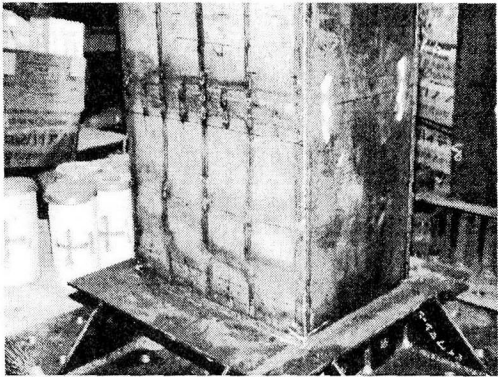


(b)損傷状況 (H面)

図-14 実験供試体 CEO-L/5 の損傷過程および損傷状況

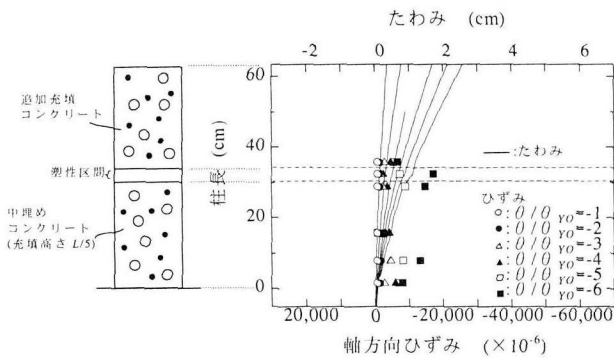


(a)高さ方向のたわみ・軸方向ひずみの分布

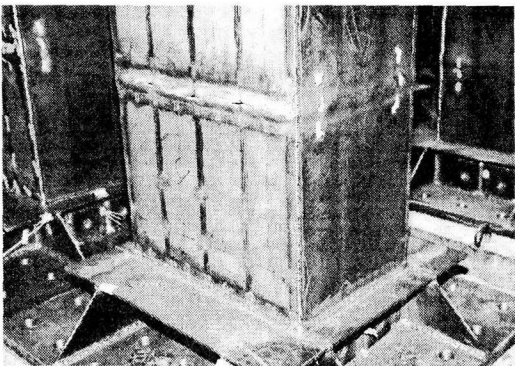


(b)損傷状況 (H面)

図-15 実験供試体 C02-L/5 の損傷過程および損傷状況

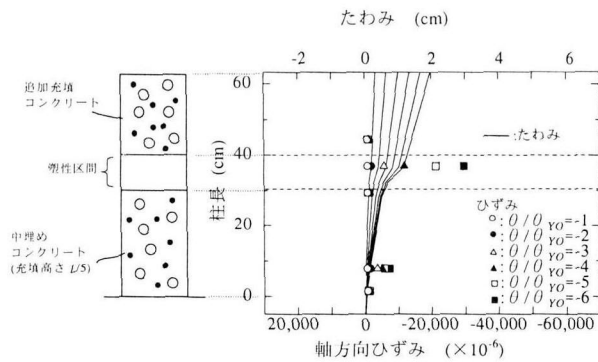


(a)高さ方向のたわみ・軸方向ひずみの分布

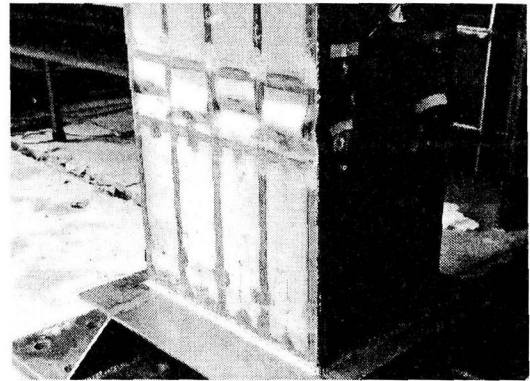


(b)損傷状況 (H面)

図-16 実験供試体 C04-L/5 の損傷過程および損傷状況

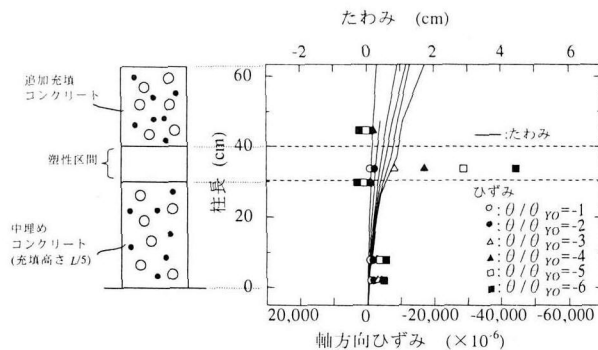


(a)高さ方向のたわみ・軸方向ひずみの分布

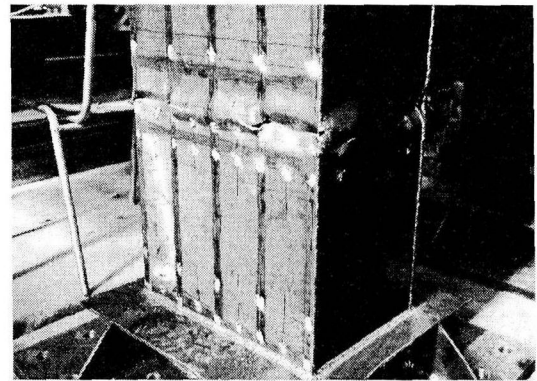


(b)損傷状況 (H面)

図-17 実験供試体 C10-L/5 の損傷過程および損傷状況



(a)高さ方向のたわみ・軸方向ひずみの分布



(b)損傷状況 (H面)

図-18 実験供試体 C10C-L/5 の損傷過程および損傷状況

(2) 曲げモーメント-回転角関係

図-20～図-22 には、各実験供試体の曲げモーメント-回転角曲線を示す。また、図-23 には、各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-5 には、同図から得られた各実験供試体の、実験供試体 CEO-L/5 に対する強度上昇率 Δm_u および塑性率 μ_u とを比較して、まとめた。なお、繰返し水平変位を受ける各実験供試体の耐震性能、すなわち耐力と変形性能との評価には、図-19 に示すように、強度上昇率 Δm_u および塑性率 μ_u とを指標として用いた。それらは以下の式(1)および(2)により算出される。

ここで、これらの曲げモーメント-回転角曲線の縦軸は、各実験供試体に作用する曲げモーメント M を、各実験供試体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）の回転角 $\theta_o (= \delta_o / L)$ を各実験供試体の降伏回転角 $\theta_{Y0} (= \delta_{Y0} / L)$ ⁶⁾ で無次元化したものである。ここで、 δ_o および δ_{Y0} は、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であることを、それぞれ示す。

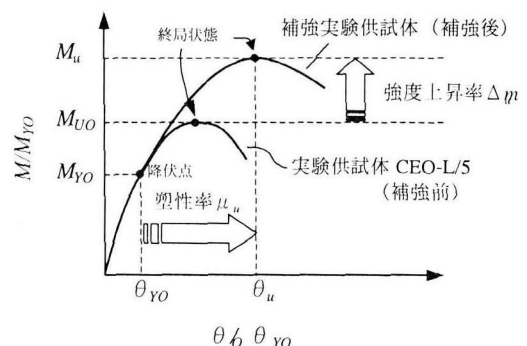


図-19 耐力と変形性能との評価方法

強度上昇率 Δm_u :

$$\Delta m_u = \frac{M_u}{M_{U0}} \quad (1)$$

塑性率 μ_u :

$$\mu_u = \frac{\theta_u}{\theta_{Y0}} \quad (2)$$

ここで、 M_u : 各実験供試体の終局曲げモーメント

M_{U0} : 実験供試体 CEO-L/5 の終局曲げモーメント

θ_u : M_u に対応する回転角

θ_{Y0} : 各実験供試体の降伏回転角 ⁶⁾

a. 補強を施さない既設の鋼製橋脚（実験供試体 CEO-L/5）

図-20、図-23、および表-5 から、ダイヤフラムを設置し、中埋めコンクリートを橋脚高さの 1/5 まで充填した既設の鋼製橋脚を想定した実験供試体 CEO-L/5 は、 $M_u/M_{Y0}=1.84$ および塑性率は $\mu_u=4$ であった。これは、中埋めコンクリート充填部分の上の鋼断面において、補剛板パネル全体が箱断面内側へ著しく座屈変形（図-14(b) 参照）したため、柱部材の耐力力の低下につながったことがわかる。

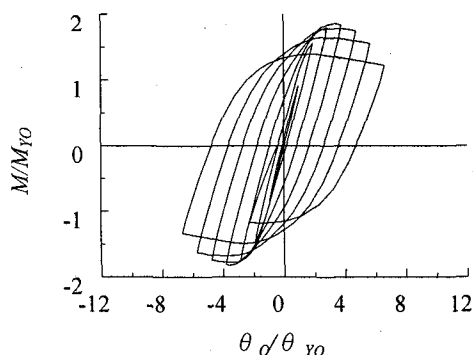
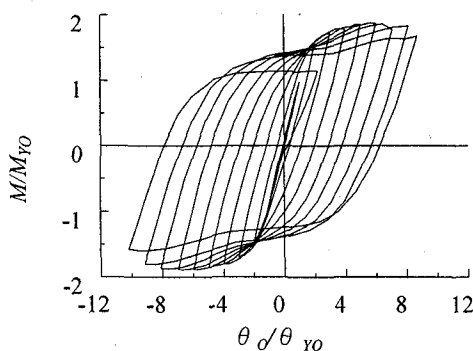


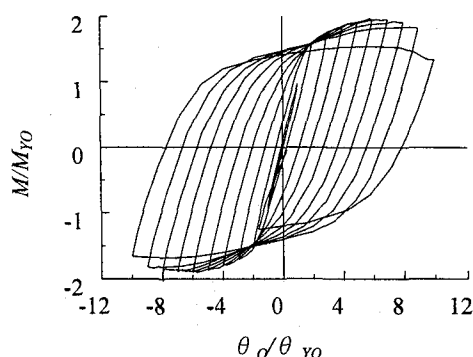
図-20 作用曲げモーメント-回転角曲線
(実験供試体 CEO-L/5)

b. 塑性区間長の違いによる影響

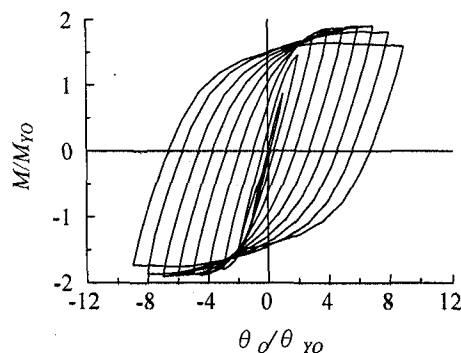
図-21、図-23、および表-5 から、塑性区間の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比を、それぞれ、 $\alpha_{sg}=0.2, 0.4$, および 1.0 とに設定した実験供試体 C02-L/5, C04-L/5, および C10-L/5 とを比較すると、強度上昇率 Δm_u は、1.08, 1.05, および 0.99, 塑性率 μ_u は 7~8 となった。強度上昇率に着目すると、塑性区間長を短く設定することにより、約 10% 強度が上昇することがわかる。一方、塑性区間長を、圧縮力を受ける 4 辺単純支持板の座屈モードの 1 波長よりも若干大きく設定した実験供試体 C10-L/5 ($\alpha_{sg}=1.0$) は、0.99 となり、実験供試体 CEO-L/5 の耐力力とほぼ同等の値をとった。すなわち、 $\alpha_{sg}=1.0$ 程度の適切な塑性区間長を設定し、中空コンクリート充填補強を施すと、補強前・後で耐力力を変更することなしに、変形性能のみを改善できることがわかる。



(a)実験供試体 C02-L/5



(b)実験供試体 C04-L/5



(c)実験供試体 C10-L/5

図-21 作用曲げモーメント-回転角曲線

c. 塑性区間の芯の有無による影響

図-22、図-23、および表-5 から、実験供試体 C10-L/5 の塑性区間の断面の中心に、死荷重を受け持つのに十分な大きさの芯を設置した実験供試体 C10C-L/5 は、実験供試体 C10-L/5 と比較すると、塑性率は 7 から 5 へと若干低減するものの、安定した履歴ループを描き、耐力力を補強前のそれよりも 5% 程度小さくすることができる。これは、芯を設置することにより、塑性区間の補剛板の局部座屈に伴う塑性区間の軸方向縮みが防止できるため、終局荷重後の包絡線の落込みは、他の実験供試体と比較しても、極めて緩やかとなった。

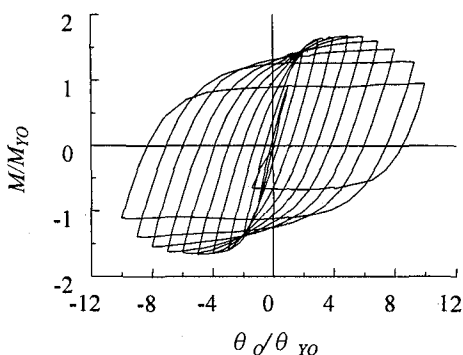


図-22 作用曲げモーメント-回転角曲線
(実験供試体 C10C-L/5)

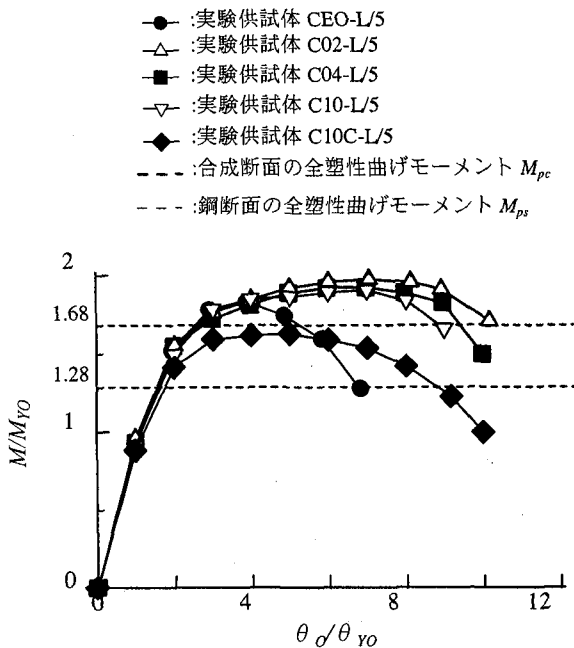


図-23 各実験供試体から得られた包絡線

表-5 各実験供試体の強度上昇率および塑性率

実験供試体名	塑性区間長 L_{sg}	強度上昇率 β	塑性率 μ_u
CEO-L/5	—	1.00	4 (4.75)
C02-L/5	$\alpha_{sg}=0.2$ ($L_{sg}=19\text{mm}$)	1.08 (1.08)	8 (8.75)
C04-L/5	$\alpha_{sg}=0.4$ ($L_{sg}=38\text{mm}$)	1.05 (1.05)	7 (8.92)
C10-L/5	$\alpha_{sg}=1.0$ ($L_{sg}=98\text{mm}$)	0.99 (1.04)	7 (8.18)
C10C-L/5	$\alpha_{sg}=1.0$ ($L_{sg}=98\text{mm}$)	0.95 (0.91)	5 (7.18)

表中 () 内数値は、 M_u が 95% まで降下した点での評価値

以上から、中空コンクリート充填補強を施すと、強度上昇率は、既設の橋脚と比べて、 $\beta = 0.95 \sim 1.08$ となる。一方、塑性率は 5~8 となることがわかった。また、中空コンクリート充填補強工法において、塑性区間のアスペクト比 α_{sg} を 0.4 よりも小さく設定した場合には、橋脚の耐力力が若干、補強前よりも上昇した。今後、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が、合成構造物の耐力に及ぼす効果を、正確に評価するための方法を検討する必要がある。

以上をまとめると、中空コンクリート充填補強工法を、既設の鋼製橋脚に適用する場合、塑性区間長を $\alpha_{sg}=1.0$ 程度に設定する。さらには、地震後の補修・早期復旧を容易にするために、塑性区間に死荷重を受け持つための芯を設けることにより、中埋めコンクリートが充填されている既設鋼製橋脚の耐力力を大きく上昇させることなしに、道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾で要求されているのと同様か、それ以上の変形性能を確保できる。

4.2 ハイブリッド実験の結果およびその考察

(1) 載荷方法

本検討で行ったハイブリッド実験とは、任意の入力加速度に対する構造部材の応答シミュレーションを行うものである。すなわち、図-24 に示すように、1 質点系の振動モデルを想定し、地震加速度を入力加速度として構造物へ与え、コンピュータの内部で、振動モデルの運動方程式を数値的に解析する。そして、実験結果から計測される構造部材の復元力と、ある時刻の地震加速度とから、各時間ステップにおける応答変位を算定し、実験供試体に載荷するものである¹³⁾。

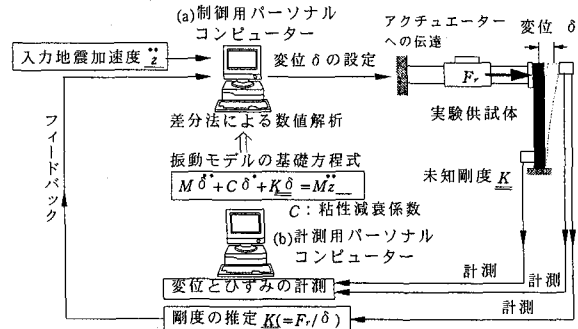


図-24 ハイブリッド実験の概要¹³⁾

ここで、ハイブリッド実験には、漸増繰返し水平変位載荷実験に用いた実験供試体 C10-L/5 と同様な構造を有する実験供試体 H10-L/5 を用いた。そして、一定な軸方向圧縮力として、前述の漸増繰返し水平変位載荷実験と同様に、補強しない既存鋼製橋脚の断面における全塑性軸方向力の 11% を載荷した。また、入力地震加速度として、兵庫県南部地震の際に、JR 鷹取駅構内地盤上 (Ⅱ種地盤上) において、観測・記録された南北方向の地震波 (最大加速度 641.7 gal) (以下では、JR 鷹取地震波という) を、新道示・耐震設計編¹⁾に規定する加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した修正加速度波形、すなわち同文献に規定されている標準加速度応答スペクトルに近い振動特性を有するように振幅調整された地震波形 (最大加速度 686.8 gal) (以下では、JR 鷹取修正地震波という) を用いた (図-25 参照)。

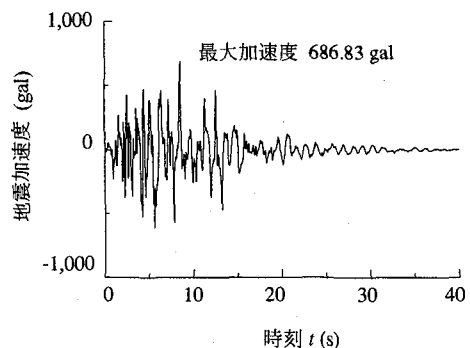


図-25 入力地震波の加速度の時刻歴

ここで、図-26 に示すように、対象とする鋼製橋脚の固有振動周期 0.757 (s)に対応する加速度応答スペクトルは、JR 鷹取修正地震波、標準加速度応答スペクトル、および JR 鷹取地震波とで、それぞれ 1,750, 1,750, および 1,618 gal となる。さらに、表-6 に示す相似則を考慮して、想定橋脚の上部構造の質量 M_p の 1/5 に相当する上部構造の質量 M_m を、また、JR 鷹取修正地震波を 1/5 の大きさに縮尺した入力地震加速度を用いた。

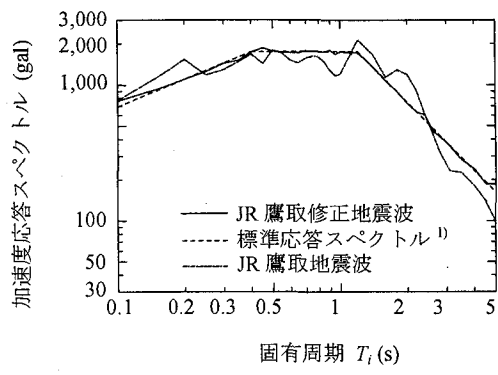


図-26 入力地震波の加速度応答スペクトル (Ⅱ種地盤, タイプⅡ)

表-6 ハイブリッド実験に関する相似率

寸法に関する相似率: S	5
質量: $M_m(\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{cm})$	$M_p/5=140.1$ (M_p : 想定橋脚柱上部工質量)
入力地震加速度	実地震加速度の 1/5 倍
固有振動周期 (s)	0.757

(2) 水平変位・加速度の時刻歴応答, および水平荷重-水平変位曲線

図-27 には、実験供試体の水平変位の時刻歴応答曲線を、図-28 には、水平荷重-水平変位曲線を示す。

図-27 によると、実験供試体 H10-L/5 には、時刻 $t=5.97$ (s)において、最大応答変位 4.72 cm ($=5.65 \delta_{ym}$, 実橋脚レベルでは 23.6 cm であり、橋脚高さの 1/33) が発生する。また、残留変位 δ_R は 1.18 cm ($=1.40 \delta_{ym}$, 実橋脚レベルでは 5.90 cm であり、橋脚高さの 1/133) となった。この値は、耐震設計編¹⁾で定められている残留変位の許容値 (=橋脚高さの 100 分の 1 以内) よりも小さい。また、地震加速度の絶対最大値が発生するプラス側に、最大応答変位が発生するが、残留変位は最大応答変位とは反対側に生じている。すなわち、図-27 を参考にすると、最大応答変位以降の水平荷重-水平変位ループの中心の原点からのずれは、残留変位の方、および値の大小に影響を及ぼしていることがわかる。

ここで、実験終了後、フランジ・プレート H 面における残留変形を観察すると、下端からの高さ 35.0cm に位置する塑性区間の縦補剛材間の板パネルに、半波長 3.5cm

で、1.2cm 程度の膨らみ (補剛板の板厚の 4 倍程度) が発生したものの、補剛板パネル全体の座屈変形は発生せず、とりわけ実験供試体の最下端にはなんら損傷が見られなかった。すなわち、塑性区間の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比 α_{sg} を 1.0 とし、中空コンクリート充填補強を施した既設の鋼製橋脚に、JR 鷹取修正地震波を入力した場合にも、耐荷力の低下は見られず、強地震に対する塑性区間を有する柱部材の安全性が検証された。

以上から、橋脚柱部材の中程の鋼断面に、塑性ヒンジを導入し損傷が塑性区間に集中し発生したとしても、縦補剛材間の板パネルに発生する座屈変形の大きさが、補剛板板厚の 4 倍程度であれば、本研究で対象とした橋脚は健全な状態で保たれることがわかる。

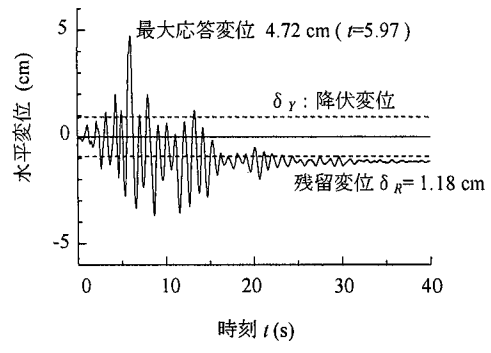


図-27 水平変位の時刻歴応答

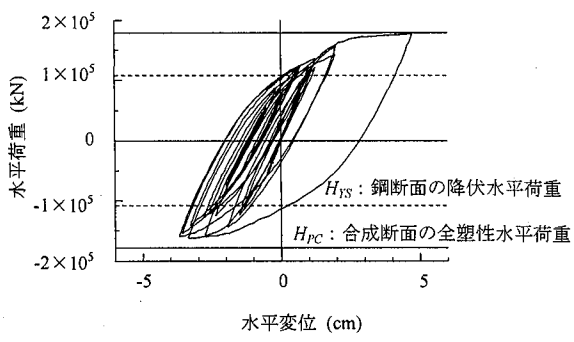


図-28 水平荷重-水平変位の応答曲線

5. まとめ

著者らは、車両衝突による柱部材の大損傷防止を目的に打設されている中埋めコンクリートの上方に、大きな塑性塑性変形が可能で、エネルギーを吸収するための塑性区間を設けることによって、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法、すなわち中空コンクリート充填補強法を提案している。本研究では、実橋脚に中空コンクリート充填補強を適用する場合に、①その補強効果に著しい影響を与えられと考える塑性区間長、および②被災後の補修性に重要な役割を果たす死荷重を受け持つ芯の導入効果とに着目してとりまとめ、上記の耐震補強方法の妥当性および実橋脚への適用性、さらに強地震に対する同構造の安全性について、検討し考察を加えたものである。

本研究より得られた主な結論は、以下に示す通りまとめられる。

- i) 塑性区間の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比を、それぞれ、 $\alpha_{sg}=0.2, 0.4$, および 1.0 とに設定した実験供試体を用いた漸増繰返し水平変位載荷実験を実施した。その結果、 α_{sg} が 1.0 へと大きくなるにつれて、塑性区間に作用するひずみが大きくなる、また供試体基部付近への作用ひずみが小さくなる、さらに、供試体基部付近の座屈変形がほとんど見られないことがわかった。とりわけ、塑性区間長を $\alpha_{sg}=1.0$ に設定した実験供試体 C10-L/5 には、塑性区間の鋼断面に縦補剛材間の板パネルに局部座屈変形が集中して発生し、それ以外の断面にはほとんど変形が発生しなかった。なお、 $\alpha_{sg}=1.0$ は、圧縮力を受ける 4 辺単純支持板の座屈モードの 1 波長よりも若干大きい長さに相当する。
- ii) また、塑性区間長の違いにより、作用ひずみの集中する箇所と高さ方向の分布形状が異なることが確認できた。すなわち、適切な塑性区間長を有する塑性区間を設定すれば、提案した中空コンクリート充填補強により、橋脚柱部材の崩壊箇所を塑性区間にできることが確認された。
- iii) 塑性区間に死荷重を受け持つのに十分な断面を有する芯を設置すると、塑性区間の補剛板の局部座屈に伴う塑性区間の軸方向縮みが防止できるため、終局荷重後の包絡線の落込みは、他の実験供試体と比較しても、極めて緩やかとなった。さらに、この芯は、被災後の残留変位の除去、あるいは損傷した鋼板の補修・補強に重要な役割を果たすと考えられる。
- iv) 中空コンクリート充填補強をコンクリートを $L/5$ まで充填した既設の鋼断橋脚柱に施すと、補強に伴う強度上昇率は、 $0.95\sim1.08$ となり、補強前の耐力力を大きく上昇させることなしに、塑性率を $5\sim7$ 程度にまで改善することができ、道路橋示方書 V 耐震設計編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。
- vi) 塑性区間を設置した柱部材の強地震に対する安全性を検証するため、道路橋示方書・耐震設計編に規定されている標準加速度応答スペクトルに近い振動特性を有するように、既往の強地震記録を振動数領域で振幅調制した JR 鷹取修正地震波を入力地震加速度として用いて、 $\alpha_{sg}=1.0$ の塑性区間を有する実験供試体 H10-L/5 に対して、ハイブリッド実験を実施した。その結果、最大応答変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で無次元化すると、 $\delta_{max}/\delta_y=5.2$ となる。また、残留変位 δ_R を橋脚高さ L で無次元化すると、 $\delta_R/L=1/133$ となり、道路橋示方書・耐震設計編で定められている制限値 $1/100$ を下まわることがわかった。
- v) 塑性区間の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比を 1.0 とし、JR 鷹取修正地震波を入力した場合にも、損傷は塑性区間の縦補剛材間の板パネルのみに限定して発生した。すなわち、橋脚柱部材の中程の鋼断面に、

導入した塑性区間に損傷が集中し発生したとしても、縦補剛材間の板パネルに発生する座屈変形の大きさが、補剛板の板厚の 4 倍程度であれば、橋脚は健全な状態で保たれることがわかった。

最後に、本研究を実施するにあたり、阪神高速道路公団の宮脇 潔課長、ならびに（財）阪神高速道路管理技術センター・鋼橋の耐久性に関する調査研究委員会の委員各位の協力を得た。ここに記して感謝の意を表する。

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，1998 年 12 月。
- 2) 日本道路協会：「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・解説」に基づく設計計算例，平成 7 年 6 月。
- 3) 首都高速道路公団：既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領（暫定案），1996 年 8 月。
- 4) 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），1998 年 3 月。
- 5) 名古屋高速道路公社保全部：既設鋼製橋脚の耐震補強要領（案），1997 年 9 月。
- 6) 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。
- 7) 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。
- 8) 松村政秀，北田俊行，陳 生金：塑性変形の発生箇所を限定した鋼製橋脚の耐震設計法について，第 4 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，pp.271-276，2000 年 12 月。
- 9) 松村政秀，北田俊行，澤登善誠，中原嘉郎：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，構造工学論文集，Vol.47A，土木学会，pp.35-44，2001 年 3 月。
- 10) 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。
- 11) 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。
- 12) 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。
- 13) 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。

(2001 年 9 月 14 日受付)