

# R C 橋脚の変形性能向上に関する実験的研究

幸左賢二<sup>1</sup>・大塚久哲<sup>2</sup>・星隈順一<sup>3</sup>・佐々木協一<sup>4</sup>・新保弘<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph. D. 阪神高速道路公団 復旧建設部 (〒663 兵庫県神戸市中央区新港町16-1)

<sup>2</sup>フェロ-工博 九州大学 工学部 都市建設工学科

<sup>3</sup>正会員 工修 建設省 土木研究所 耐震研究室

<sup>4</sup>正会員 八千代エンジニアリング(株) 構造部

<sup>5</sup>正会員 工修 鹿島(株) 技術研究所 第一研究部

兵庫県南部地震により大きな被害を被った阪神高速道路3号神戸線のRC橋脚を対象に、鋼板巻立て、RC巻立て、RC・鋼板併用、RC再構築を用いた復旧手法が5 $\delta y$ を超えるような変形性能を有しているかを確認するための模型実験、保有水平耐力照査およびファイバーモデルによるシミュレーション解析を実施した。

その結果、いずれの補強手法を用いた実験および解析結果も、補強前の試験体および復旧仕様で想定されるよりも大きな変形性能の向上を示すことおよび後施工アンカーが耐震上の弱点とならないことが明らかとなった。

**Key Words** : ductility, load-deflection, non-linear analysis, retrofit

## 1. まえがき

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震は阪神地方に甚大な損害を与えた。阪神高速道路においても例外ではなく、特に3号神戸線の兵庫県域の区間においては、5箇所で落橋に至るなどの大きな被害を被った。このため、損傷の比較的大きなRC橋脚については既存橋脚を撤去し新たな橋脚を設置するとともに、損傷の比較的小さい橋脚については補修および耐震補強を行っている。また、フーチングおよび杭はほぼ健全であったことからすべて再使用し、橋脚とフーチングは後施工アンカーにより接続し一体化することを基本としている<sup>1)</sup>。

再構築RC橋脚の復旧設計においては、今回規模の地震に対しても十分耐えうるためには、耐力ばかりでなく変形性能を向上させてねばり強い構造とする必要がある。このため、"兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様(以下復旧仕様)"においては、鉄筋の横方向拘束効果を増し、十分なじん性を確保することとされている<sup>2)</sup>。一方、阪神高速道路神戸線のRC橋脚は鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋段落とし部の規定や地震時保有水平耐力照査などが制定される以前の昭和39年および46年の道路橋示方書に基づいて設計されており、今回規模の地震にも十分耐えうるためには、損傷の軽微で

あった橋脚についても十分な耐震補強を実施する必要がある。

以上のように、復旧設計においては、再構築橋脚の変形性能向上ばかりでなく、補修・補強橋脚においても十分な変形性能を確保するための検討が必要である。

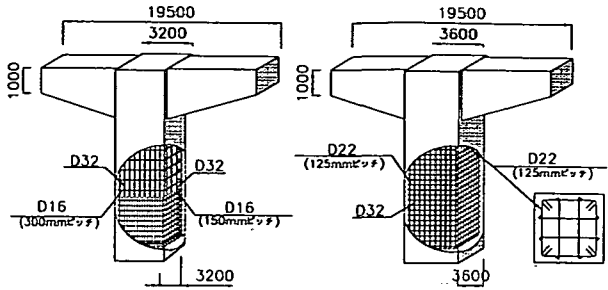
しかしながら、これまでの実験は、帯鉄筋比が0.4%、変形性能が5 $\delta$ 程度までを対象とした構造物の耐震性能に対する評価が多く、また補強効果についても同様のレベルでの評価が一般的であった<sup>3)・4)・5)・6)</sup>。このため、今回規模のようなさらに高い変形性能が必要とされる構造物を設計するためには、その変形性能および補強効果を実験的に確認する必要がある。

そこで、本研究では従来の神戸線RC橋脚を対象にまず鋼板巻立て、RC巻立て、RC・鋼板併用、RC再構築を用いた復旧手法が、十分な変形性能を有しているかを確認するための実験を実施した。ついで、実験結果を復旧仕様およびKent-Parkモデルを用いた荷重-変位曲線により比較し、補強効果を定量的に評価できうるかを検討した。最後に、従来から橋脚の正負交番解析に適用されていたファイバーモデルを用いて、鉄筋の横方向拘束を増した補強橋脚を対象に正負交番解析を実施し、荷重-変形挙動の解析的検討を行った。

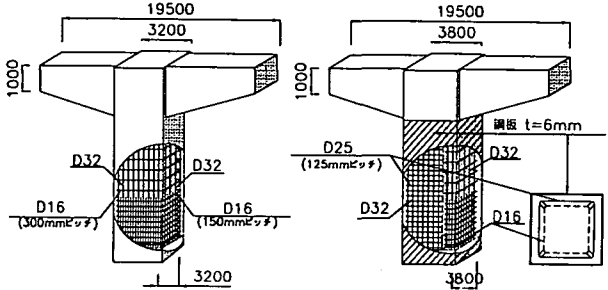
表-1 実験配列と実験パラメーター

ラング	試験体	補強工法	1) 柱筋比 (%)	2) 等筋比 (%)	設計 1) 水平震度 (k2)	補強鋼材の定着方法	注 記
C	1	既 存					Cラング縦筋
	2	既 存					Cラング縦筋
	3	既 存	1.58	0.11	0.66		Bラング縦筋
	4	既 存					Bラング縦筋
D	5	鋼板巻立て	2.05		1.28	後施工鋼筋アンカー ① フーチング下地筋まで	鋼板下層をアンカーで定着 $V_p=0$ ( $V_p$ : 鋼板とフーチングのあいそ)
	6	鋼板巻立て		0.64			$V_p=5$ cm
	7	鋼板巻立て	1.58		1.20		
B	8	RC巻立て		0.60	1.84	後施工鋼筋アンカー ① フーチング下地筋まで	①: RC鋼筋を実験後利用 C②: 鋼筋の増強効果検証 B③: 鋼筋の増強効果検証
	9	RC巻立て	1.63				①: RC鋼筋を実験後利用, $V_p=5$ cm C②: 鋼筋の増強効果検証 B③: 鋼筋の増強効果検証
A	10	鋼板+RC		0.68	1.67	後施工鋼筋アンカー ① 上層筋から必要定着長さ	①: RC鋼筋を実験後利用, $V_p=5$ cm B③: 鋼筋の増強効果検証
	11	鋼板+RC					
Aa	12	RC再構築				先施工鋼筋 フーチング下地筋まで	基準試験体
	13	RC再構築		0.27	1.21	後施工鋼筋アンカー ① フーチング下地筋まで	
	14	RC再構築	1.63			後施工鋼筋アンカー ① 上層筋から必要定着長さ	
	12'	RC再構築		0.58	1.88	先施工鋼筋 フーチング下地筋まで	

1) 鋼筋比は、既存部補強筋を含めた補強後の値。  
2) フーチングの厚さの1/2に計算上必要となる定着長を加えた長さ  
3) フーチングの上層筋より計算上必要となる定着長を加えた長さ



1) 再構築による形状変化 (左: 既設 右: 再構築)



2) 橋脚補強による形状変化 (左: 既設 右: 補強)

図-1 照査結果模式図

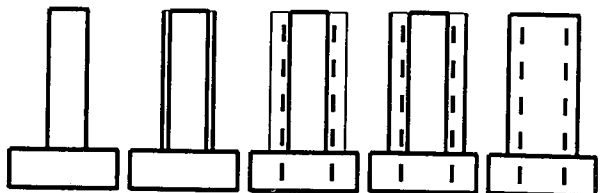
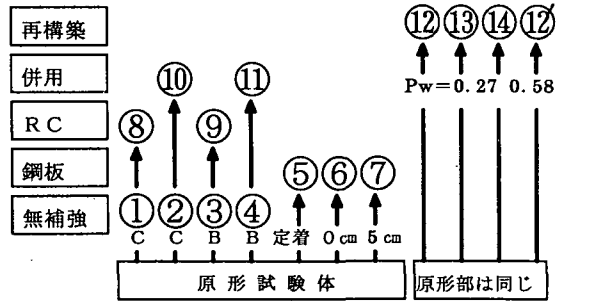
## 2. 阪神高速3号神戸線RC橋脚補強設計の考え方

3号神戸線の大部分の橋脚は昭和39年(1964年)制定の鋼道路橋設計示方書に基づいて1960年代後半に建設されている。設計水平震度は0.2が採用されており、また当時のコンクリート許容せん断応力度は $7\text{kgf/cm}^2$ 程度と昭和55年以降の道路橋示方書( $4.2\text{kgf/cm}^2$ )に比べて大きく、一般にコンクリート断面のみで十分なせん断耐力を有していると考えられていた。このため、図-1に示すように、帯鉄筋量は最小帯鉄筋量の規定に基づきD16が15~30cmピッチ程度の配筋であった。

損傷した橋脚は、地震直後より実施した応急調査に基づきAsからDまでの5ランクに区分した。判定区分は道路震災対策便覧(震災復旧編)<sup>7)</sup>による構造物別被災度の判定手法に基づいている。神戸線のうち損傷の大きな区間(武庫川ランプ~月見山ランプ間)におけるRC橋脚は943基あり、その15%が比較的損傷の大きなA<sub>s</sub>・Aランク、35%が比較的軽微な損傷のB、Cランクであった。橋脚の復旧はフーチングは既存のものを再利用し、橋脚の損傷レベルに応じて既存橋脚を撤去して再構築する手法(A<sub>s</sub>、Aランク)、および既存橋脚を補修・補強する手法(B、C、Dランク)の2種類に分けられる。復旧設計においては、次の3段階の地震レベルに対して設計照査を実施した。

①レベル1(平成2年度版道路橋示方書耐震設計編に基づく震度法による許容応力度設計)

神戸線が位置する一般的な地盤種別であるII種地盤の場合、旧設計においては設計水平震度が0.20であったが現行示方書では0.25となる。



原形 鋼板巻立て (定着・有/無) RC巻立て 鋼板・RC併用 再構築

図-2 試験体模式図

②レベル2（平成2年度版道路橋示方書耐震設計編に基づく地震時保有水平耐力照査）

平成2年以前の道路橋示方書においては実施されていなかった地震時保有水平耐力照査を実施する。照査用震度はⅡ種地盤の場合0.85となる。

③レベル3-1（復旧仕様で示された応答スペクトルによる地震時保有水平耐力照査）

照査の方法は道路橋示方書に従う。ただし、コンクリートの応力-ひずみ曲線および照査用震度は“復旧仕様の準則に関する参考資料”<sup>8)</sup>に基づく。コンクリートの応力-ひずみ曲線では、拘束鉄筋量により曲線形状、終局ひずみに変化し照査用震度はⅡ種地盤の場合1.75となる。

④レベル3-2（今回の地震において最大加速度が観測された地点の地震記録を用いた非線形動的解析による照査）

動的応答照査は神戸海洋気象台の記録やJR西日本鷹取駅の記録のような各地盤の代表波形を用いる。

上記の手法による検討レベル1および2を満足する標準的な部材断面を図-1に示す。矩形断面では、部材寸法が3.2から3.6~3.8mと0.4~0.6m程度増加する結果となっている。次に、レベル1および2を満足する断面に対してレベル3の照査を実施する。今回規模のような大きな設計外力に対してエネルギー一定則を適用すると、通常のRC橋脚で6~8程度のじん性率が必要となり、再構築橋脚でD22帯鉄筋が125mm間隔（中間帯鉄筋は断面に4本必要）、補強橋脚ではD25帯鉄筋が125mm間隔および6mm厚の巻立て鋼板が必要となる。このように設計上高い変形性能が必要とされるため、帯鉄筋や鋼板配置による変形性能向上および補強効果を以下に示す実験的手法により確認した。

### 3. 実験概要

#### (1) 実験の考え方

表-1に実験配列と実験パラメータ、図-2に検討模式図を示す。実験の対象とした補強方法は鋼板巻立て工法、RC巻立て工法、RC鋼板併用工法およびRC再構築工法の4種類である。また、既存橋脚の損傷レベルが耐力に与える影響を検討するために、既存橋脚の損傷レベル（Bランク：5 $\delta_y$ まで載荷、Cランク：3 $\delta_y$ まで載荷）を変え、損傷鉄筋をそのまま再使用し、その外側にRC巻立ておよびRC・鋼板併用工法で補強した場合の効果を確認した。試験体は、表-1に示すように設計水平震度や補強鋼材の定着方法などを加味した合計15体である。な

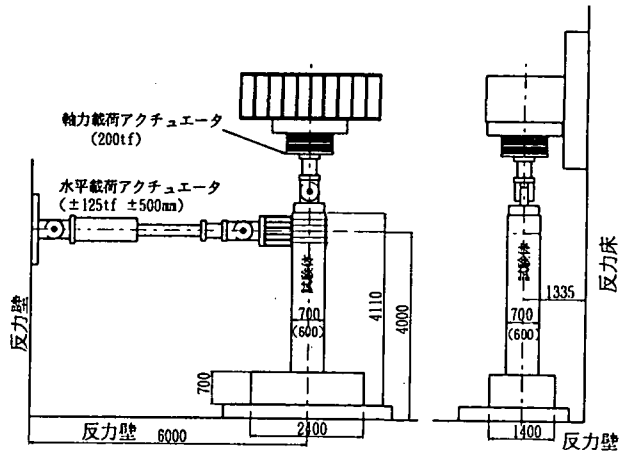
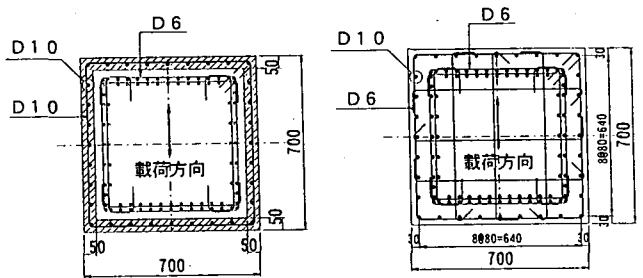


図-3 載荷要領図



No. 8, 9

No. 1, 2, 3, 4

- \*NO. 10, 11はNO. 8, 9に鋼板t=1.6mmを巻き立てたものである。
- \*NO. 12'はNO. 12の帯鉄筋ピッチを150から70mmに変えている。
- \*NO. 1~4はNO. 8, 9の斜線部分のないものである。

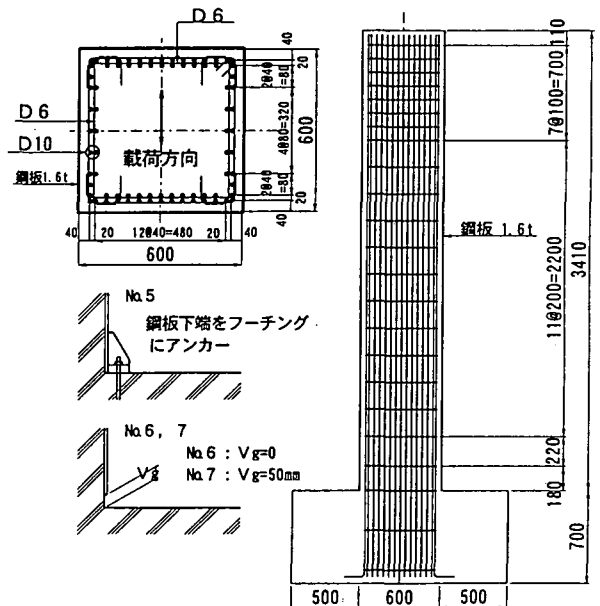


図-4 試験体形状図

お、表-1における設計水平震度とは、試験体の保有水平耐力(Pa)と許容塑性率(μ)、等価重量(W)を用いて、次式による地震時保有水平耐力照査に用いる設計水平震度(k<sub>hc</sub>)を求めたものである。

$$k_{hc} \cdot W = Pa \cdot (2\mu - 1)^{0.5} \quad (1)$$

試験体はすべて正方形断面とし、実橋を模擬した1/6縮小模型とした。図-3に載荷要領図を示す。

## (2) 試験体形状

### ① 既存橋脚試験体 (NO. 1, 2, 3, 4)

図-4に試験体の形状を示す。本実験目的が、曲げ変形性能向上の評価であることおよび、橋脚の平均的せん断鉄筋比が0.11%であることから、試験体には0.11%のせん断鉄筋比を配置した。柱のせん断スパン比は5.0、柱鉄筋比は1.58%であり、実橋脚とほぼ同等とした。モデルとした実橋脚では柱鉄筋にD35、帯鉄筋にD16が使用されている。試験体は断面を1/6縮尺の60x60cmとし、寸法に比べて相対的にやや大きめのD10およびD6を使用した。また、柱鉄筋は実橋脚に合わせてフーチング下端筋まで定着長を確保している。

### ② 鋼板巻立て補強試験体 (NO. 5, 6, 7)

試験体は、既設橋脚断面に鋼板を樹脂接着により巻立てフーチング上面より50mmの開きを設けたもの(NO.7)、と開きを設けないもの(NO.6)、およびフーチングに定着したアンカーをフレーム(t=30mmの鋼板および4.5mmのリブ)を介して巻立て鋼板と一体化したもの(NO.5)、の3種類である。鋼板は実橋脚では6~12mmが想定されることから、平均の9mmをモデル化し板厚を約1/6の1.6mmとした。

### ③ RC巻立て補強試験体 (NO. 8, 9)

震災によって損傷した橋脚は、損傷鉄筋は取替え、損傷コンクリート部分ははつり、コンクリートを再打設することを想定している。しかしながら、現場条件によっては損傷鉄筋の取替えが困難な場合も想定される。そこで、ここではより危険側の状態を想定し、損傷鉄筋をそのまま再使用し、コンクリート部分を補修し、再使用した場合について検討した。試験体では、損傷(BランクおよびCランク)を生じさせた既存橋脚について次のような補修を実施した。Bランク損傷試験体(NO.9)は損傷鉄筋はそのまま再使用し、ひびわれに樹脂注入し、基部から1.5m区間のかぶりコンクリートをはつり無収縮モルタルにより修復した。Cランク損傷試験体(NO.8)は損傷鉄筋はそのまま再使用し、ひびわれ部に対してエポキシ樹脂を注入した。増厚コンクリート部分の軸方向鉄筋は後施工アンカーで既存フーチングに定着した。アンカー筋の定着長は、設計上の必要定着長

表-2 実験および解析結果

試験体 No.	柱鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 (%)	実験結果				計算結果				
			P <sub>y</sub> (tf)	δ <sub>y</sub> (mm)	P <sub>u</sub> (tf)	δ <sub>u</sub> (mm)	P <sub>y</sub> (tf)	δ <sub>y</sub> (mm)	P <sub>u</sub> (tf)	δ <sub>u</sub> (mm)	μ
1	1.58	0.11	20.6	16.6	24.3	51.7	—	—	—	—	—
2			19.8	16.6	24.3	51.4	—	—	—	—	—
3			20.8	16.8	24.7	87.6	—	—	—	—	—
4			20.1	16.7	24.7	87.6	—	—	—	—	—
5	2.05	0.64	27.0	16.4	35.1	122.2	26.8	14.1	31.7	51.0	3.6
6			22.9	17.2	26.0	92.5	19.5	13.2	23.8	63.1	4.8
7	1.58	0.64	23.1	17.2	25.0	94.9	19.7	12.9	24.0	61.1	4.7
8			28.1	17.0	37.9	147.3	25.0	12.2	36.3	81.8	6.7
9	1.63	0.66	27.4	17.0	38.8	96.3	25.0	12.2	36.3	81.7	6.7
10			27.8	15.0	38.8	113.2	25.1	12.1	36.4	75.2	6.2
11	1.63	0.27	26.6	15.0	38.7	94.8	25.0	12.4	36.1	77.9	6.3
12			28.7	18.4	37.0	112.2	28.8	11.7	35.8	36.5	3.1
13			29.5	18.4	37.4	128.0	28.8	11.7	36.1	36.5	3.1
14			31.1	18.4	37.5	118.1	28.8	11.3	36.1	36.6	3.2
12'		0.58	28.8	16.7	36.6	120.3	28.4	11.9	35.8	58.1	4.9

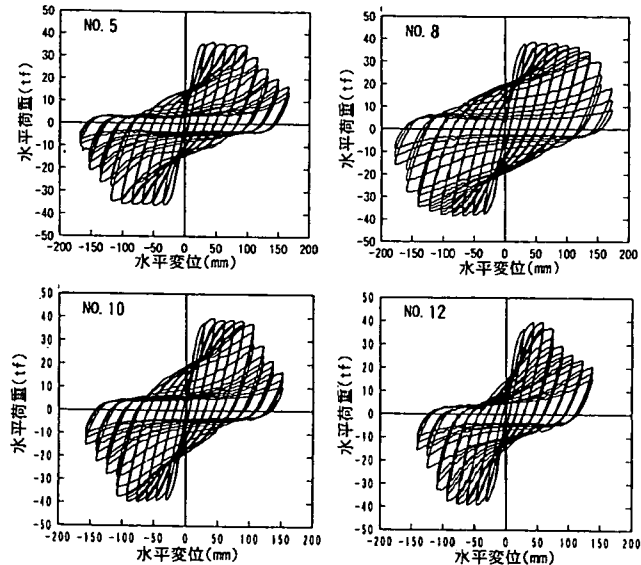


図-5 荷重-変位曲線の代表例

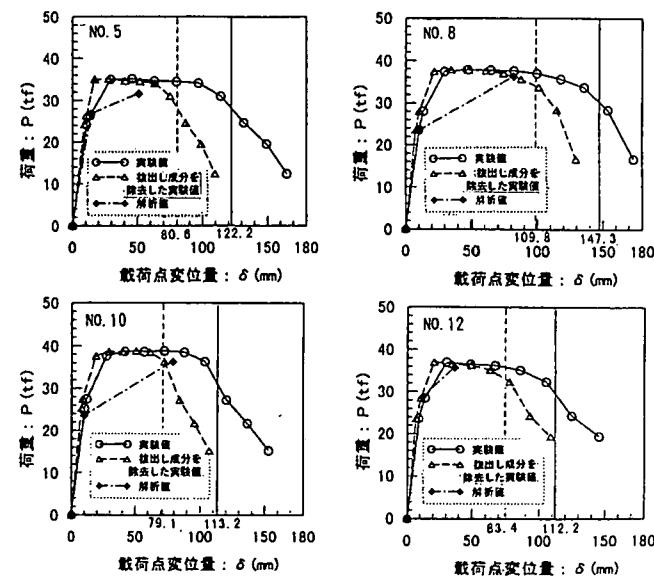


図-6 荷重-変位包絡線の代表例

(30φ)にフーチング高の半分の余裕代をとり650mmとしている。その後、帯鉄筋D10を40mmピッチで配置し、無収縮モルタルで巻立てた。

#### ④RC・鋼板併用補強試験体(NO. 10, 11)

損傷(BおよびCランク)を生じさせた既存橋脚は、上記NO. 8, NO. 9と同様の方法で補修およびRC巻立て部分の補強を実施した。横方向拘束効果を増すための新設帯鉄筋はD6を8cmピッチ、鋼板は板厚を1.6mmとし、フーチング上面より50mmの開きを設けて配置した。

#### ⑤RC再構築試験体(NO. 12, 13, 14, 12')

再構築橋脚では、基礎を再利用しレベル1の設計水平震度を0.2から0.25に増すことを想定している。このため、試験体では断面を60x60cmから70x70cmに増加させるとともに、後施工アンカーにより橋脚とフーチングを一体化することによっても、十分耐力が確保されているかを確認した。すなわち、RC橋脚をフーチングと一体で打設したもの(NO. 12)、後施工アンカーを用いて定着長を必要定着長のみ確保したもの(NO. 14)およびフーチング高の半分の余裕代をさらに見込んだものでフーチングと一体化したもの(NO. 13)を比較している。さらに、NO. 12タイプにD6帯鉄筋ピッチを150mmから70mmに密にしたものを加えている(NO. 12')。

#### (3) 使用材料

コンクリートは早強セメントを使用した粗骨材最大寸法20mmのレディーミックスコンクリート(呼び強度270kgf/cm<sup>2</sup>)であり、載荷試験時の平均圧縮強度は385kgf/cm<sup>2</sup>(弾性係数2.80x10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup>)であった。RC巻立て部および補修部には無収縮モルタルを使用した。その平均圧縮強度は422kgf/cm<sup>2</sup>(弾性係数2.02x10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup>)であった。また、柱鉄筋(D10)の降伏点は3900kgf/cm<sup>2</sup>、帯鉄筋(D6)の降伏点は3300kgf/cm<sup>2</sup>、巻立て鋼板(厚さ1.6mm)の降伏点は2500kgf/cm<sup>2</sup>であった。

#### (4) 実験方法と測定項目

実験は、実橋脚に作用している補強工法に応じた軸応力度(既存橋脚試験体、鋼板巻立て試験体では15.3kgf/cm<sup>2</sup>、RC巻立て、RC・鋼板併用、RC再構築試験体では11.5kgf/cm<sup>2</sup>)を図-3に示すような柱頭部に油圧ジャッキで軸力を加え、交番水平力をアクチュエータにより柱頭部に載荷した。軸力用ジャッキはスライド装置を介して載荷フレームに固定し、柱頭部にはスイベルを介して加力し柱頭部が水平変位しても常に鉛直一定軸力が作用するようにした。実験は解析により求めた最外縁鉄筋の降伏荷重

をもとに、降伏荷重以前は荷重制御で、降伏荷重以降は降伏荷重時変位 $\delta_y$ の実測値の整数倍で繰返し数3回の正負交番載荷を行った。載荷は最大荷重を過ぎて、最大荷重の50%を下回るまで行った。測定項目は、載荷点変位、柱の水平変位の高さ方向分布、柱基部とフーチング面との相対鉛直変位、鋼材ひずみなどである。

## 4. 実験結果と考察

### (1) 実験結果の整理方法

載荷点水平変位の抜け出し分の補正は以下のようにして実施した。実験時に、橋脚基部の回転変位を測定しているため、この値を軸方向鉄筋の抜け出しによる橋脚基部の回転変位とみなし除去した。具体的には抜け出し量が直線的に載荷点変位に比例するとみなして、2~3 $\delta_y$ の抜け出し量の実測値を外挿することによって補正を行った。降伏変位に占める抜け出し量は平均的には40%であり、終局時には25%であった。また、じん性率の評価では、降伏変位と終局変位の定義が評価値に大きな影響を与える。そこで、本論文ではこれらについて以下のように定義する。断面の降伏は、引張鉄筋の図心位置が鉄筋の降伏ひずみに達した状態とした。また柱の基部断面が降伏するときを部材の降伏、このときの荷重の計算値を降伏荷重、降伏荷重時の実測変位を降伏変位とした。また、荷重変位包絡線で耐力が最大耐力の80%まで低下したときの変位を終局変位とし、終局変位を降伏変位で割ったものをじん性率として検討を行った。

### (2) 荷重-変位関係

各試験体の載荷点における荷重と水平変位関係の代表例を図-5に示す。また、各載荷ステップ1回目の正負交番載荷による荷重-変位包絡線の代表例を図-6に示す。図-6において、実測における抜け出し量の補正は、抜け出し量が直線的に載荷点変位に比例するとみなして、2~3 $\delta_y$ の抜け出し量の実測値を外挿することによって補正を行った。代表例としてNO. 3, 5, 8, 12試験体の荷重履歴性状を以下に示す。

NO. 3試験体は5 $\delta_y$ まで載荷しBランク損傷を設ける予備試験体であるが、2 $\delta_y$ (荷重: 24.9tf)で基部より2D(D:断面幅)の範囲において水平ひびわれが増加した。4 $\delta_y$ (24.0tf)で柱基部の圧壊が始まり、5 $\delta_y$ (23.8tf)で鉄筋座屈および最大荷重の低下が認められ、ほぼ終局状態に達した。損傷状況を図-7に示す。

NO. 5試験体は、2 $\delta_y$ (30.8tf)から鋼板がはらみ初め、

4 $\delta y$  (34.7lf)でフレームとの接続部の鋼板に亀裂を生じ6 $\delta y$ (34.2lf)で鋼板リブ上で四隅が柱軸方向に裂け、8 $\delta y$ (24.3lf)で最大荷重時の7割程度に低下した。

NO. 8試験体は3 $\delta y$  (37.9lf)で基部より2Dの範囲においてひびわれが増加し、7 $\delta y$ (36.0lf)で軸鉄筋の座屈が始まった。8~9 $\delta y$ で鉄筋破断が荷重中に生じ、9 $\delta y$ (29.3lf)で9本の帯鉄筋が破断し、10 $\delta y$ で主鉄筋が破断した。損傷状況を図-7に示す。NO. 3試験体に比べると、ひびわれが密に入るとともに、NO. 3でみられたせん断ひびわれは発生していない。

NO. 12試験体は3 $\delta y$ (36.2lf)で基部より1.5Dの範囲において水平ひびわれが増加し、6 $\delta y$ (32.0lf)でコンクリートがブロック状に割れ、7 $\delta y$ (23.8lf)で主鉄筋の破断が生じた。以上のように、補強した試験体はいずれも基部付近に曲げによる水平ひびわれを生じ、主鉄筋の座屈から破断に至る典型的な曲げ先行型の破壊であった。

### (3) 最大耐力の対比

設計された試験体に対し、道路橋示方書および復旧仕様に従って地震時保有水平耐力の計算を行った。解析値および実験結果を表-2および図-6に示す。ここで、計算上の材料定数については実測値を用いている。ただし、B, Cランクの損傷鉄筋の弾性係数は、道路橋震災対策便覧<sup>7)</sup>に基づき終局時の計算は $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ を用い、降伏時の計算は $2/3E_s$ に低減している。表-2に示すとおり実験の最大耐力は、既存橋脚試験体で24.3~24.7lf、鋼板巻立て工法を除いた補強試験体で36.6~38.8lfとなり補強前の1.5倍程度の耐力が認められた。鋼板巻立て工法でもフーチングに鉄筋を定着させたNO. 5試験体では35.1lfと補強前の1.4倍の耐力が認められた。解析による終局荷重は実験による最大耐力とほぼ同等の値であった。

### (4) じん性率

図-8に各試験体において荷重が最大荷重の80%程度まで低下したときの変位を終局変位とした場合のじん性率を示す。実験値は抜け出し量を補正しても復旧仕様による解析値より安全側であった。特に、RC巻立て(NO. 8)および再構築試験体(NO. 13, 12')では実験値は8以上が確保されているものがあり、解析値を大幅に上回っている。これは、帯鉄筋の拘束効果が大きいことや実験の補強タイプは帯鉄筋が多段となっているが、解析上はこの効果を評価していないことなどが考えられる。また、鋼板巻立てタイプでもNO. 5のフレーム定着タイプでは、解析値を大幅に上回っている。これはフレームによる定着は耐力を増すばかりでなく柱鉄筋の座屈をおさえる効

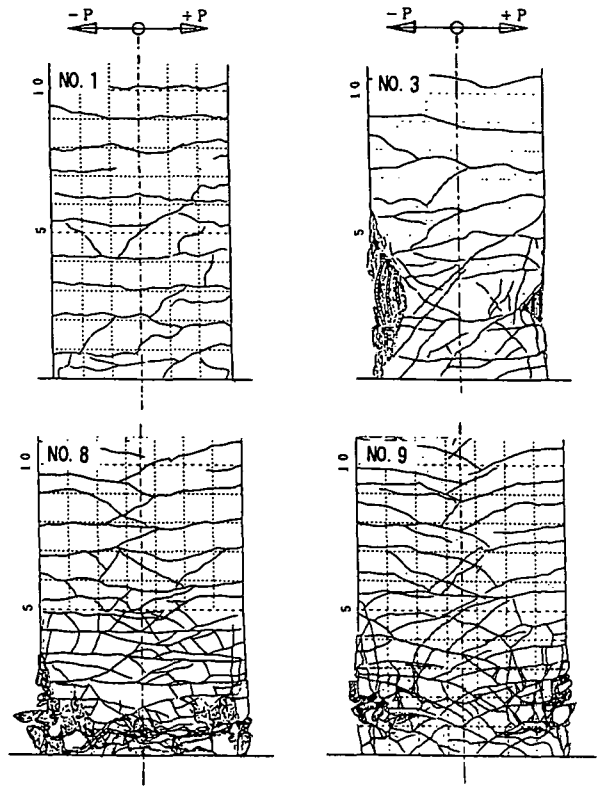


図-7 試験体損傷状況

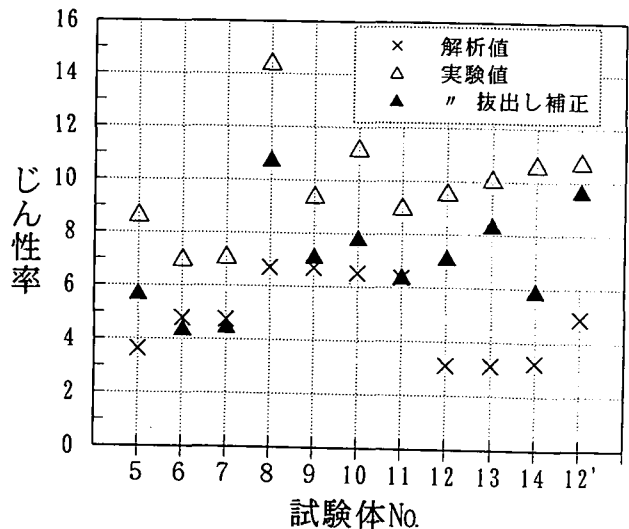


図-8 じん性率プロット図

果があるためと考えられる。図-9はRC補強タイプにおける帯鉄筋比とじん性率の関係を示す。図において直線は最小二乗法により求めた。帯鉄筋の増加に伴い、じん性率が6から9程度に増加しており、帯鉄筋の増加がじん性率増加に有効であることが分かる。また、復旧仕様によるじん性率は、帯鉄筋が少ない範囲では3程度と実験値の6程度よりもかなり小さいが、帯鉄筋が比較的大きい範囲では7程度と実験値の値（8程度）に近づいて来る。これは、一般にRC橋脚では0.2%程度の帯鉄筋量を有することにより、せん断破壊から正負交番載荷による曲げせん断破壊になるので5程度のじん性率は確保されるが、復旧仕様ではじん性を便宜上曲げ圧縮の終局ひずみで評価しており、0.2%程度では終局ひずみを小さくみなしているためと考えられる。その後の鉄筋拘束効果によるじん性率の増加は、実験値は解析値よりもゆるやかであるが、0.6~0.7%の領域では妥当な範囲となっており、結果として0.7%程度までのすべての範囲に渡って安全側となっている。しかしながら、上記の結果および実構造物の帯鉄筋量が0.7~0.9%程度が限界であることを考慮すると、通常のRC補強試験体ではじん性率は10程度が上限である可能性が認められる。

### (5) エネルギー吸収量

各試験体の荷重と水平変位包絡線で囲まれたエネルギー吸収量を図-10に示す。じん性率とほぼ同様の傾向となっており、すべての試験体で復旧仕様より求めた解析値を上回っている。特にNO. 8, 13, 12'は解析値を大幅に上回っていることがわかる。これに対して、Bランクを補強したNO. 9, 11ではCランク補強に比べて面積が低下していることがわかる。図-11にRC補強タイプにおける帯鉄筋比とエネルギー吸収面積の関係を示すが、帯鉄筋比の増加とともに吸収面積が2.0から3.0tf・mに増加しており、帯鉄筋量増加が吸収面積向上にも有効であることが分かる。また、帯鉄筋比と吸収エネルギー面積関係は、じん性率と同じ傾向となり、帯鉄筋比が0.3%程度では解析値はかなり安全側となり、0.6~0.7%ではほぼ妥当な範囲となっている。

### (6) 鋼板巻立て補強に対する評価

図-12に鋼板巻立て補強タイプの荷重-変位包絡線を示す。鋼板下端をアンカーしたNO. 5は、他の試験体に比べて最大耐力、変形性能とも優れていることが分かる。これに対してフーチングと鋼板の開きを5cmと0cmとしたNO. 6, 7試験体では耐力、変形性能ともほとんど有意差は認められなかった。こ

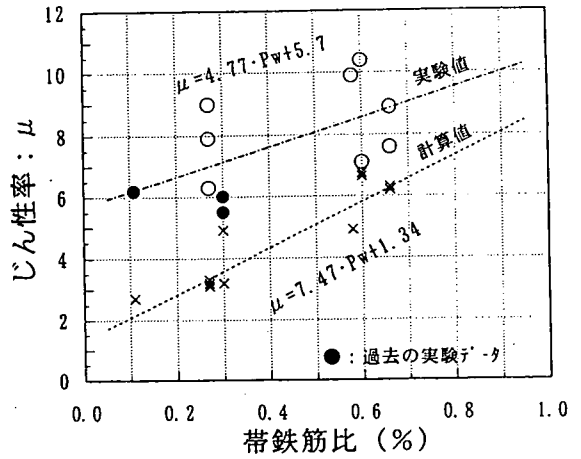


図-9 帯鉄筋比-じん性率関係

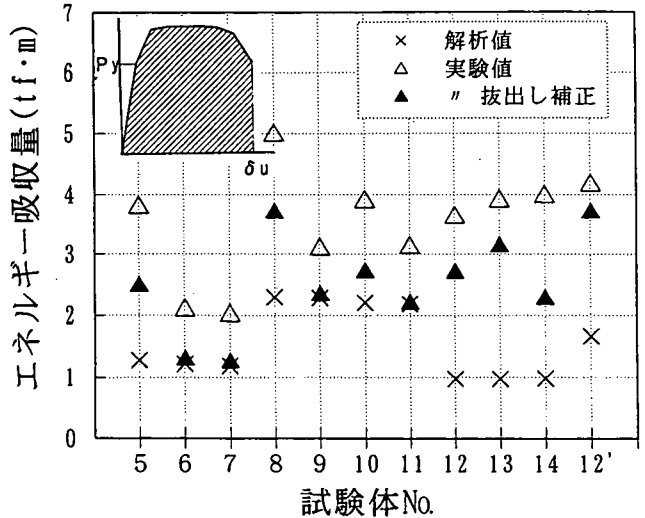


図-10 終局変位までのエネルギー吸収量

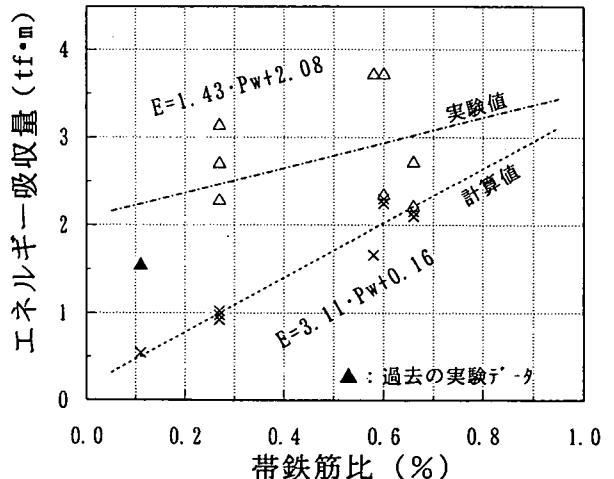


図-11 帯鉄筋比-終局変位までのエネルギー吸収量

のことから、本実験においては基部付近の鋼板の開きによる影響は小さいと考えられる。

### (7) RC再構築橋脚に対する評価

図-13にRC再構築試験体の荷重-変位包絡線を示す。

NO. 12, 13, 14試験体ではじん性に大きな差異は認められず、またアンカー付近での破壊も認められなかったことから、アンカー定着が耐震上の弱点とならないことが明らかとなった。図-14に荷重点変位と吸収エネルギー面積の関係を示す。ここで、履歴吸収エネルギー面積は2サイクル目の荷重-変位履歴曲線に囲まれた面積を求めたものである。図-13, 14に示すように、NO. 12, 13, 14はほぼ同じ傾向で $5\delta y$  (荷重34.8~36.7tf)から、荷重が徐々に低下し始める。これに対して帯鉄筋量を増したNO. 12'試験体は荷重が $6\delta y$  (35.2tf)から低下し始め、 $8\sim 9\delta y$  (150cm程度)の変位で同じ履歴吸収エネルギー面積となったが、 $6\sim 8\delta y$ 間では履歴吸収エネルギー面積が大きい。このことから、帯鉄筋の増加が曲げ終局変位付近の吸収エネルギー量を大きくする効果が認められる。また、図-15はNO. 12'試験体の帯鉄筋ひずみを示すが、荷重の増加とともに、帯鉄筋および中間帯鉄筋が降伏ひずみ程度まで増加しており、両者とも有効に働いていることが分かる。

### (8) 損傷を受けた試験体の補強に対する評価

図-16にB, Cランクの損傷を補強した試験体の荷重-変位包絡線を示す。Bランク損傷を受けたNO. 9, 11試験体はCランク補強試験体に比較して最大耐力は同等であるが、荷重の低下が早いことがわかる。これは、Bランク損傷の場合、一次加力により鉄筋が座屈し、はじめからはらんでいる状態であり、載荷荷重増加により圧縮力が加わると、横方向に変形しやすいためであると考えられる。これに対してCランク損傷のNO. 8, 10試験体においては12'試験体とほぼ同様のじん性、エネルギー吸収率が確保されており、鉄筋損傷の影響は小さいと考えられる。図-17にNO. 10試験体の帯鉄筋および鋼板のひずみ分布を示す。図に示すように荷重増加に伴い、帯鉄筋のひずみが急激に増加するのに対して鋼板のひずみは徐々に増加してゆくことが分かる。

しかしながら、じん性率・エネルギー吸収率からはRC・鋼板併用試験体はRC再構築試験体とほぼ同様の値となっており、同程度の換算帯鉄筋量では定量的な差異は小さい。

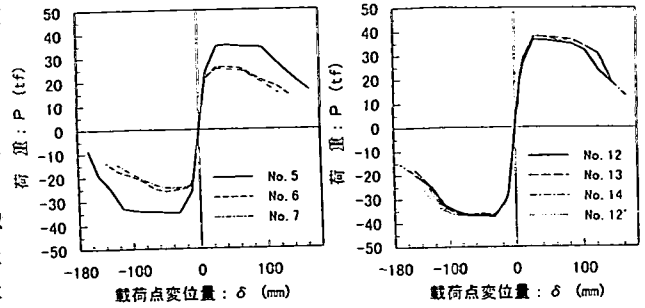


図-12 荷重-包絡線図 図-13 荷重-包絡線図

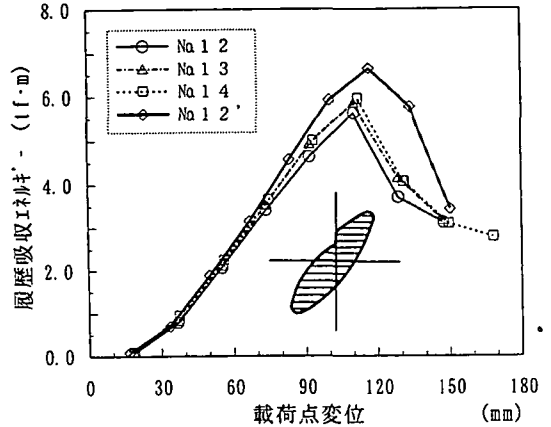


図-14 荷重点変位-履歴吸収エネルギー関係

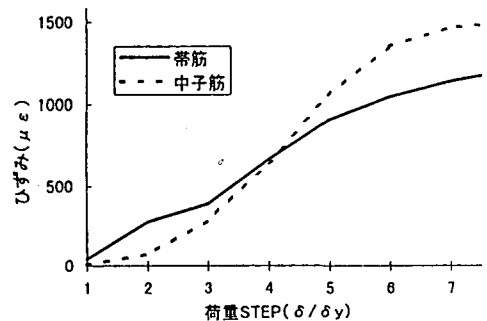


図-15 ひずみ-荷重サイクル関係

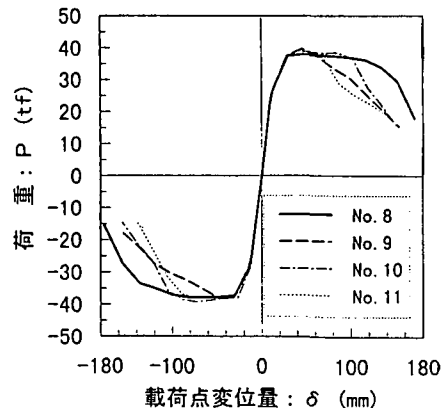


図-16 荷重-変位包絡線図 (NO. 8, 9, 10)



### (9) 残留変形に関する検討

巨大地震力作用に対して十分なじん性および強度を確保するとともに、荷重-包絡線図重要構造物においては地震に伴って生じる残留変形量を供用上支障のない範囲に小さくおさえる必要がある。残留変形については、現在まで厳密な解析<sup>14)</sup>が実施されている。ここでは、地震力が極端な方向性を持っている場合や、地震作用時の途中段階において構造系が変わり作用力が極端に変化する場合は想定し、じん性率と残留変形量の関係を定性的に評価した。図-18に示すとおり、荷重履歴曲線において残留変形量が目安値として50mmとなるとき値に対応する荷重-変位包絡線を補間することによって変位量( $\delta$ )を求めた。目安値の50mmは、実橋において、抜け出しによる変形の影響を考慮せずに橋脚天端に300mmの残留変形量が生じる場合であり、抜け出し量を補正した躯体の残留変形が200mm程度となる値である。次にこの値を $\delta y$ で割ることによって、残留変形量に対応する許容じん性率を求めた。表-3に残留変形量が50mmの場合の許容じん性率を示すが、いずれも4.5~5.5の範囲であり各試験体の終局じん性率に比べて60%程度の値となっている。

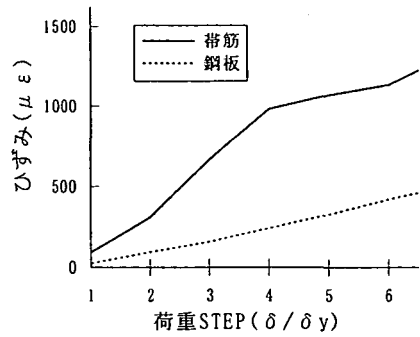


図-17 ひずみ量-荷重サイクル関係 (NO. 10)

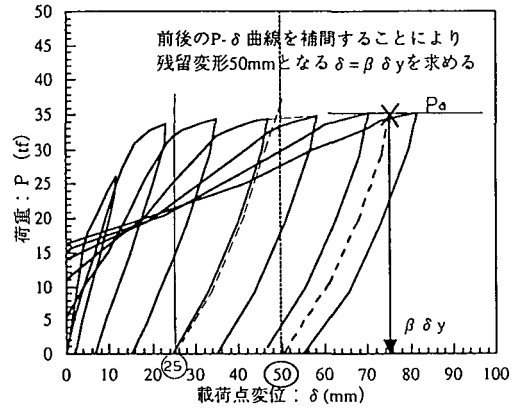


図-18 残留変形推定法

表-3 残留変位量より求めた塑性率

試験体 No.	降伏時(実験値) $\delta y$ (cm)	$P_y$ (tf)	残留変位50mm時 $\delta u$ (cm)	$P_u$ (tf)	塑性率 $\mu$
3	1.68	20.7	8.06	24.7	4.8
4	1.67	19.5	8.45	24.7	5.1
5	1.64	27.0	8.17	37.8	5.0
6	1.72	22.9	7.84	24.3	4.6
7	1.72	23.1	7.81	23.0	4.5
8	1.70	28.1	8.50	38.3	5.0
9	1.70	27.4	8.75	33.4	5.1
10	1.50	27.8	8.36	39.6	5.6
11	1.50	26.6	8.25	35.6	5.5
12	1.84	28.7	8.64	36.3	4.7
13	1.84	29.5	8.53	37.4	4.6
14	1.84	31.1	8.17	37.8	4.4
12'	1.67	28.8	8.45	36.7	5.1

## 5. 解析的検討

### (1) 概要

ここでは、橋脚の地震時保有水平耐力照査が必要となる荷重-変位関係の算出法についてパラメータ解析を行い、各要因が計算結果に与える影響について実験結果と比較して検討した。RC柱部材のじん性率を求める際の終局変位の考え方には実験的、解析的にいくつかの考え方がある。実験的には、計算上の降伏荷重まで耐力が低下したときの水平変位とする考え方の他にも、最大耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める点とする考え方や、最大荷重の80%を下回らない変位を限界変位とする考え方などが、解析的には基部断面の曲げモーメントが最大となる水平変位とする考え方などである。RC柱部材の終局変位を部材耐力低下域に定義してこれを解析的に表現するためには、柱鉄筋の座屈や破断以降のM- $\phi$ 関係をモデル化することで真の曲率分布を推定し、これを高さ方向に積分することによって終局時の荷重-変形関係を推定する必要がある。しかし、現状では柱鉄筋の座屈や破断をメカニズムで説明することは難しいため、ここでは、柱鉄筋の座屈発生を部材の終局とみなし、終局変位の解析手法とこれに用いる材料構成則について検討を行った。

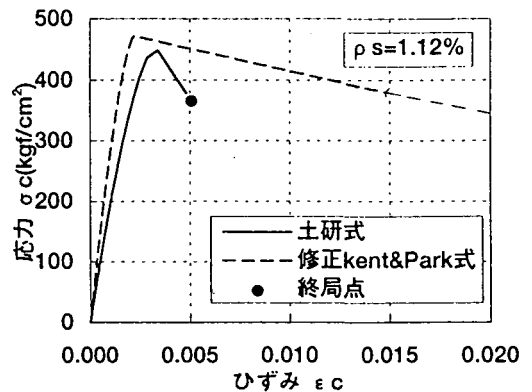


図-19 コンクリートの応力-ひずみモデル (NO. 8)

## (2) トリリニア法と精算法

復旧仕様による地震時保有水平耐力の照査では、まずコンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係から橋脚各断面に作用する力を求め、力のつり合いから各断面におけるひびわれ発生時、降伏時、終局時のモーメントと曲率を求める。次に3点間のモーメント-曲率関係を直線と仮定して橋脚の高さ方向の曲率分布を与え、これを2回積分することにより降伏時、終局時の柱頭部変位を求めている（以下トリリニア法と記す）。今回の検討では、計算上の降伏点は引張鉄筋図心位置のひずみが降伏ひずみに達した値、計算上の終局点は圧縮縁のコンクリートが復旧仕様による終局ひずみに達する値とした。柱頭部変位の算定方法としては、上述の手法のみでなく、断面計算から得られた連続したモーメント-曲率関係を橋脚の高さ方向の曲率分布として与えてこれを積分する方法（以下精算法と記す）も考えられる。そこで、トリリニア法と精算法が荷重変位関係に与える影響を検討した。

## (3) コンクリートの応力ひずみモデル

コンクリートの応力ひずみモデル2種類（土研式、修正Kent-Park式）の適用性について検討した。コンクリートの応力ひずみ関係の例を図-19、20に示す。復旧仕様で示されている土研式では、コンクリートの圧縮強度 $f'_c$ 、横拘束鋼材の体積比 $\rho_s$ と降伏強度 $f_y$ をパラメータとした応力ひずみ関係を用いている。この式は圧縮試験で最大応力から50%に低下するまでの実験データに基づいて算出されている<sup>9), 10)</sup>。修正kent-Park式では、拘束効果によるコンクリートの圧縮強度の上昇が加味されているが<sup>11)</sup>、土研式の終局ひずみに相当する値は定義されていない。図-20に見られるように、横拘束鉄筋量が大きい場合、修正Kent-Park式は土研式に比べ応力ピーク後の下降勾配が緩やかになる傾向がある。また修正Kent-Park式はパラメータに横拘束鉄筋の間隔を含むため鋼板巻き立て工法には適用できない。鉄筋の応力ひずみ関係には復旧仕様で採用されている完全弾塑性モデルを用いた。降伏強度は引張試験結果に基づき $3900\text{kgf/cm}^2$ としている。

## (4) 解析手法の影響

NO. 8, NO. 10試験体の抜き出し成分を除去した荷重-変位関係の包絡線と計算値の比較を図-21, 22に示す。計算値はコンクリートの応力ひずみ関係に土研式を用い、変位算定法としてトリリニア法および精算法を用いた。これより、土研式とトリリニア法で求めた終局変位は実験結果を安全側に推定している

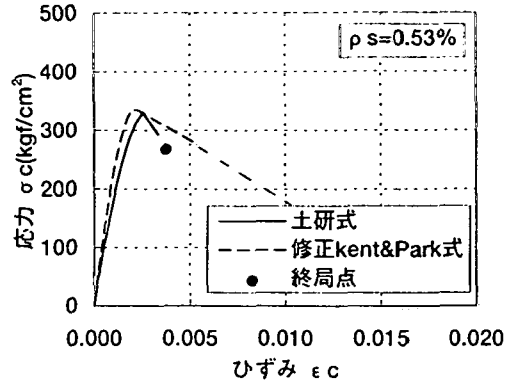


図-20 コンクリートの応力ひずみモデル (NO. 12)

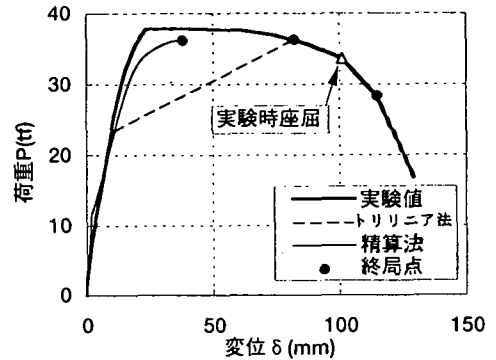


図-21 NO. 8試験体の荷重-変位関係

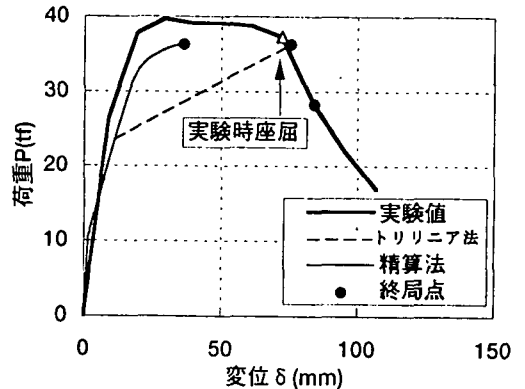


図-22 NO. 10試験体の荷重-変位関係

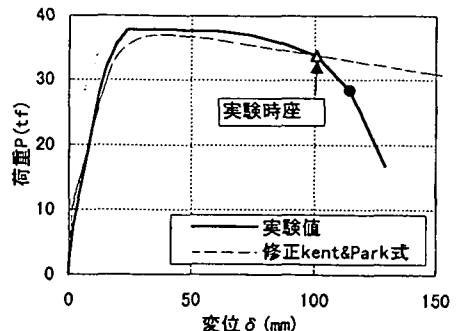


図-23 精算法による荷重-変位関係 (NO. 8)

が、土研式と精算法を用いて求めた終局変位は実験値に比べ小さな値となることがわかる。これは、復旧仕様においては、土研式による応力ひずみ関係がトリリニア法による変位算定法（橋脚の高さ方向の曲率分布）を前提としているためである。

### (5) 精算法の適用性に関する検討

前項(4)の検討より土研式と精算法による終局変位の推定は適切でないことがわかった。そこで、ここでは修正kent-Park式と精算法による終局変位の推定について検討する。図-23~25にNO. 8, 12, 12'試験体の荷重-変位包絡線と精算法による計算結果を示す。これより、計算値は柱筋の座屈発生までは比較的よく一致していることがわかる。そこで、実験結果から座屈発生時の変位を求め、精算法による解析でこの変位が得られるときの圧縮縁のコンクリートひずみ $\epsilon_{br}$ を逆算した。逆算コンクリートひずみと修正Kent-Park式で示される拘束度の指標( $K=1+\rho_s \cdot f_{yh}/f'_c$ )との関係を図-26に示す。修正Kent-Park式が適用できる試験体が少ないため定量的な評価は難しいが、拘束の小さいNO. 12試験体では32000 $\mu$ 、拘束の大きいNO. 8, 12'試験体では42000 $\mu$ ~47000 $\mu$ 程度であり、座屈時のコンクリート圧縮ひずみと拘束度指標の間には相関が認められるようである。

## 6. ファイバーモデルによる評価

### (1) 解析概要

ファイバーモデルによるRC非線形解析を実施し、今回の橋脚補強の定量的検討を行った。梁要素のモデル化には断面をファイバーと呼ばれる線素に分けるファイバーモデルを採用し、構造解析は梁理論に基づくフレーム解析により行う。解析詳細は、参考文献(12), (13)の手法に基づいており、コンクリートの応力-ひずみ履歴モデルには修正六車・渡辺モデルを、鉄筋の応力-ひずみ履歴モデルにはGMPモデルを採用している。パウシンガー効果を評価するパラメーター $R_0$ は一般には20.0が推奨されているが、本解析では正負繰返し载荷を対象としているので15.0を採用した<sup>12)</sup>。解析ケースとしては、以下の2ケースを実施した。

- a) NO. 1試験体を解析対象試験体とし、5 $\delta_y$ までの解析を行い、3 $\delta_y$ での劣化度を評価する。
- b) NO. 8試験体を解析対象試験体とし、7 $\delta_y$ までの解析を行い、実験結果と比較する。

図-27にNO. 1試験体の解析モデルの概要を示す。柱基部に基礎の剛性をモデル化した線形の回転バネと、柱鉄筋の抜け出しをモデル化した非線形の回転バネ

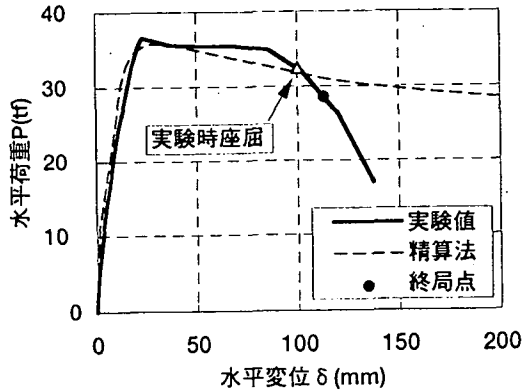


図-24 精算法による荷重-変位関係 (NO. 12')

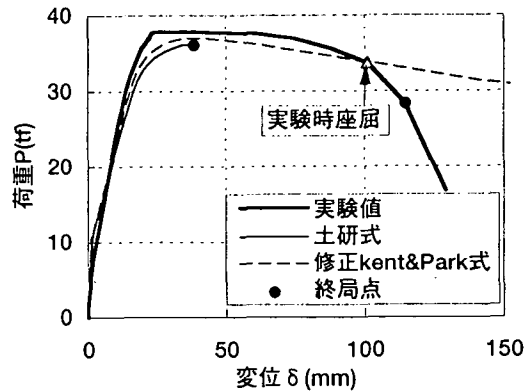


図-25 精算法による荷重-変位関係 (NO. 12)

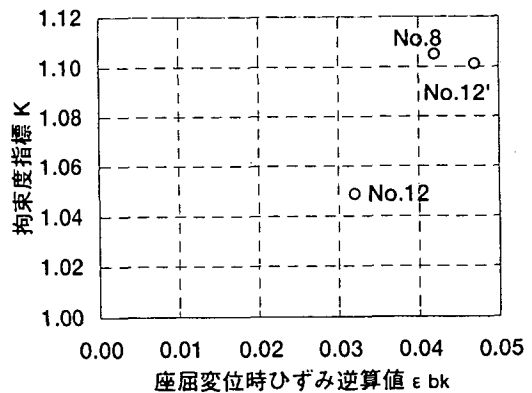


図-26 拘束度とひずみ逆算値の関係

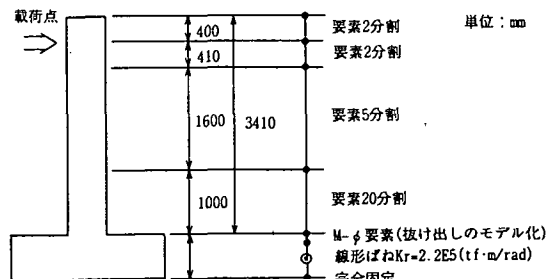


図-27 解析モデル

(武藤ルール)を挿入した。解析モデルは、高さ3.41m、断面0.6x0.6mの正方形断面を有する柱構造である。要素分割は図に示す通りで、要素数24、節点数25とし、すべての要素を非線形要素でモデル化した。断面のファイバー分割数は50とした。鉄筋は複鉄筋および側鉄筋を全てモデル化している。初期軸力として、 $N=55.08\text{tf}$ を鉛直方向に載荷した。NO. 8試験体の解析モデルについても、断面形状(70x70cm)が異なる以外は同様のモデルとした。主な物性値を表-4、5にまとめた。鉄筋の第二勾配は初期勾配の2%としている。

表-4 物性値(N0.1)

コンクリート	
初期ヤング率	$2.75 \times 10^6 \text{tf/m}^2$
降伏強度	$3650.0 \text{tf/m}^2$
降伏ひずみ	$2000 \times 10^{-6}$
引張強度	$257.0 \text{tf/m}^2$
鉄筋	
初期ヤング率	$2.1 \times 10^7 \text{tf/m}^2$
降伏強度	$38900.0 \text{tf/m}^2$
第二勾配	$2.1 \times 10^5 \text{tf/m}^2$

表-5 物性値(N0.8)

コンクリート	
初期ヤング率	$1.99 \times 10^6 \text{tf/m}^2$
降伏強度	$4250.0 \text{tf/m}^2$
降伏ひずみ	$2000 \times 10^{-6}$
引張強度	$314.0 \text{tf/m}^2$
鉄筋	
初期ヤング率	$2.1 \times 10^7 \text{tf/m}^2$
降伏強度	$38900.0 \text{tf/m}^2$
第二勾配	$2.1 \times 10^5 \text{tf/m}^2$

## (2) 解析結果

### ①NO. 1試験体

図-28に強制変位を載荷したNO. 1試験体モデルの橋脚天端(載荷点)における荷重-変位曲線を示す。実験では各振幅で3サイクルの繰返しを行ったが、図には各振幅における最初のサイクルでの荷重-変位曲線を示した。NO. 1試験体の3 $\delta_y$ での劣化度は最外縁の鉄筋で $R=2.0$ 程度であり、初期勾配で65%程度の値であった。そこで、NO. 8試験体モデルを用いて、劣化度を既存鉄筋の $R_0$ の平均的低下度と捉えて、図-29に示すように単調載荷による感度分析を行った。解析結果は、 $R_0=2.0$ 以上では既存鉄筋の $R_0$ の劣化は補強後に大きな影響を与えないことを示している。

### ②NO. 8試験体

前記の既存鉄筋の劣化度評価により、NO. 8試験体の解析では既存鉄筋を $R_0=15.0$ として解析した。図-30に強制変位を載荷したNO. 8試験体モデルの橋脚天端における荷重-変位曲線を示す。また、比較のため、参考文献12)において実施した昭和55年度道路橋示方書に基づく標準橋脚の解析結果を図-31に示す。

## (3) 考察

### ①解析結果の評価

NO. 1およびNO. 8試験体ともに、参考文献12)、13)と同様に、荷重-変位曲線が顕著な軟化を示すまでは、解析結果は実験結果と良い一致を示している。補強に関する定量的な評価では、感度解析によりNO. 1試験体での3 $\delta_y$ 程度の劣化は、補強後の挙動に大きな影響を与えないことが示された。

### ②昭和55年度道路橋示方書に基づく標準橋脚との比較

NO. 1およびNO. 8試験体ともに、参考文献12)と同様の結果が得られた。しかし、今回の解析では、NO. 1およびNO. 8試験体ともに、昭和55年度道路橋示方書に基づく標準橋脚と比較して、鉄筋の抜け出し部の

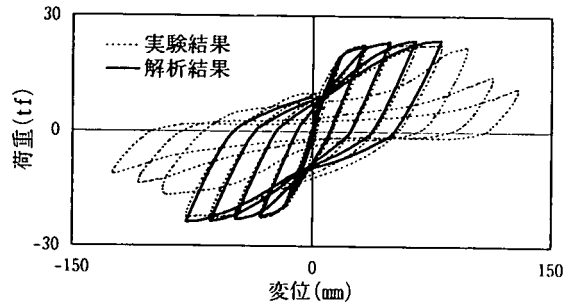


図-28 載荷点での荷重-変位曲線(N0.1試験体)

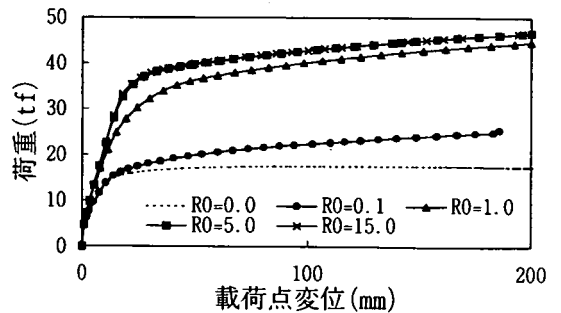


図-29 単調載荷解析結果(N0.8)

回転バネの剛性が橋脚本体剛性と比較して相対的に小さな値となっている。これは実験条件による計測値（回転バネ値）の変動，試験体規模の相違，繰返し载荷回数などの要因によるものと考えられる<sup>12)</sup>。このため，図-31の解析結果に比較して，今回の解析結果は，鉄筋の拔出し部の塑性変形の影響が大きく，荷重-変位曲線の変化がより直線的になっている傾向がある。その他の点では大きな差異はない。

## 7. まとめ

旧基準（昭和39年道路橋示方書）で設計されたRC橋脚に対して鋼板巻立て，RC巻立て，RC・鋼板併用補強およびRC再構築手法で補強した橋脚を対象とした正負交番繰返し载荷実験および解析により得られた主な結果をまとめると以下のとおりである。

- ①種々の補強手法を用いた試験体の正負交番繰返し载荷実験結果は，いずれも補強前の橋脚に比べて大幅な変形性能の向上を示した。
- ②RC再構築橋脚のうち，主鉄筋を後施工アンカーによりフーチング部に定着した試験体は，後施工アンカーを用いない通常の一体定着型試験体に比べ，破壊モード，耐力，変形性能ともに有意差は認められなかった。このことから後施工アンカーによる定着が耐震上の弱点とならないことが明らかになった。
- ③復旧仕様による地震時保有水平耐力照査は，実験結果と比較して安全側の計算値を与え，補強を行った橋脚に対しても実用上有効な手法といえる。しかしながら補強帯鉄筋の増加とともに，じん性の向上率が若干低下する傾向が認められ，適用の上限値が存在する可能性が認められた。
- ④鋼板巻立て補強タイプ試験体のうち，下端をアンカー定着しかつフレーム拘束した試験体は，復旧仕様に比較し，耐力，変形性能の大幅な向上が認められた。これに対して，鋼板のみで横拘束した試験体は，復旧仕様とほぼ同程度の値となり，定着工法に比べ変形性能向上が若干低下する傾向が認められた。
- ⑤RC再構築タイプ試験体は，いずれも復旧仕様で想定される変形性能を大幅に上回った。これは復旧仕様に基づく鉄筋の横拘束効果がかなり安全側に評価しているためと考えられる。
- ⑥Bランク損傷（ $5\delta_c$ まで一次载荷）を補強したRCおよびRC鋼板併用試験体の最大耐力はCランク損傷（ $3\delta_c$ ）を補強した試験体とほぼ同程度であったが，最大耐力以降の荷重下降が比較的に早いことに変形性能は若干低下する結果となった。これは座

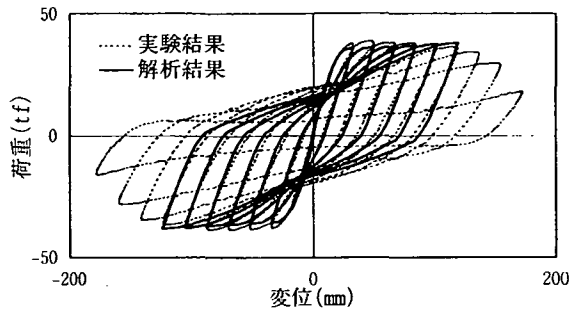


図-30 载荷点での荷重-変位曲線(N0.8試験体)

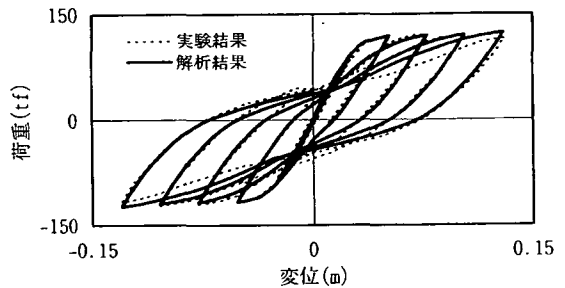


図-31 载荷点での荷重-変位曲線(55年道路橋示方書に基づく試験体)

屈が生じている主鉄筋損傷部を補修しない場合，作用荷重による圧縮力が加わると横方向に変形しやすいとめと考えられる。

⑦修正Kent-Park式および土研式を用いた精算法による計算結果と実験の荷重-変位関係は荷重ピークまではよく一致した。また，修正Kent-Parkモデルを用いた精算法による荷重-変位関係は鉄筋座屈発生までは実験値と比較的によく一致した。

⑧ファイバーモデルを採用するとともに柱鉄筋拔出し量を非線形の回転バネとして考慮したRC非線形解析を実施し，実験結果のシミュレーション解析を行った。その結果，ファイバーモデルは高い変形性能を有する試験体に対しても座屈発生までは荷重-変位挙動をよくシミュレートできることが明らかとなった。

## 参考文献

- 1) 林秀侃：阪神高速3号神戸線の復旧設計の概要，土木施工，Vol. 36, NO. 12, pp. 71-76, 1995. 11.
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：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，1995. 2.
- 3) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的研究，土木学会論文集，第378号/V-6, pp. 203-212, 1987. 2.

- 4) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 桑澤庄次郎, 石橋忠良: 静的交番繰り返し荷重下でのRC柱の履歴復元力特性に関する研究, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp. 45-54, 1986. 2.
- 5) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 解析的研究に基づくRC部材の塑性変形能定量化, 土木学会論文集, 第442号/V-16, pp. 127-135, 1992. 2.
- 6) 川島, 運上, 杉田, 中島: 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落とし部の耐震性能判定法および耐震補強法に関する研究, 建設省土木研究所報告, 第189号, 1993. 9.
- 7) 日本道路協会: 道路橋震災対策便覧(震災復旧編), 1988. 2.
- 8) 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わる仕様の準用に関する参考資料(案), 1995. 6.
- 9) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力ひずみ関係, 土木学会論文集, NO. 520/V-28, pp. 1-11, 1995. 8.
- 10) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 大型模型を用いた拘束コンクリート柱の圧縮載荷実験と応力ひずみ特性の分析, 土木技術資料 Vol. 37, NO. 7, pp. 32-37, 1995. 7.
- 11) Park, R. Priestley, N.: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol. 108, NO. ST. 4, pp. 929-950, April, 1982.
- 12) 右近, 幸左, 井上, 吉澤: RC標準橋脚のファイバーモデルによる交番載荷実験シミュレーション解析, コンクリート工学年次論文報告集, 第17巻 第2号, 1995. 6.
- 13) 幸左, 小林, 村山, 吉澤: 大型RC橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, NO. 538/V-31, pp. 47-56, 1996. 5.
- 14) 川島, Macrae, 星隈, 長屋: 残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, NO. 501/I-29, pp. 183-192, 1994. 10.

(1996. 11. 9受付)

## EXPERIMENTAL STUDY TO INCREASE THE DUCTILITY OF THE RC PIERS

Kenji KOSA, Hisanori OHTSUKA, Jyunichi HOSHIKUMA, Kyouichi SASAKI  
and Hiroshi SHINBO

The Great Hanshin Earthquake caused tremendous damage to the RC piers on the Hanshin Expressway's Kobe Route, and those piers needed retrofit or reconstruction. To investigate the effect of ductility increase on those piers, four types of reinforcing methods (Steel plate jacketing, Reinforced concrete jacketing, a combination of steel plate jacketing and reinforced concrete jacketing and reconstruction of reinforced concrete piers) were tested, and RC non-linear analyse were conducted. All the results from both tests and analyses were showed that considerable increase of ductility was achieved and satisfied analysis values derived from Restoration Specifications. It was also found that post-installed anchors do not give any detrimental effect to the ductility of the piers.