

論文 RC 橋脚の補強手法に関する解析的検討

安田扶律^{*1}・星隈順一^{*2}・佐々木協一^{*3}・新保 弘^{*4}

要旨：阪神・淡路大震災を受けて提示された復旧仕様に基づいて耐震補強を行った都市高架橋の橋脚について縮小模型実験を行い、復旧仕様による変形性能照査結果との比較を行った。また、部材の荷重-変位関係の算出法における解析方法と材料構成則についてパラメータ解析を行い、これらの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。

その結果、今回の実験の範囲では、復旧仕様に基づいて算出される終局変位は耐震補強を行った場合に対しても安全側の評価となること、また荷重変形関係の推定には橋脚高さ方向曲率分布の適切なモデル化が必要であることがわかった。

キーワード：耐震補強、RC橋脚、模型実験、靱性、解析、材料構成則

1. はじめに

阪神・淡路大震災を受けて、平成7年2月に兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会より『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』¹⁾ (以下復旧仕様と略記) が提示された。復旧仕様では強度の確保とともに靱性を増すことによりRC橋脚の耐震性能を向上させることとしているが、復旧仕様で想定されるような大地震に対応する大規模な補強を行った橋脚の地震時保有水平耐力を実験的に検証した例は少ない。また、復旧仕様による地震時保有水平耐力の照査にあたって終局変位を求める際に、コンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係からモーメント-曲率関係を求め、これを積分することにより終局変位を計算することとされているが、その際に採用されているトリリニアの曲率分布の仮定が終局変位の計算結果に大きく影響することが知られている。

そこで、復旧仕様に基づく耐震補強を行った都市高架橋のRC橋脚を対象とした1/6縮小RC模型実験を実施し、この結果を復旧仕様による荷重-変位計算結果と比較することにより補強後の橋脚が十分な保有水平耐力を有しているかを確認した。また、部材の荷重-変位関係の算出法における解析方法と材料構成則についてパラメータスタディを行い、これらの要因が計算結果に与える影響について検討した。

2. 実験

2.1 縮小RC模型

今回の実験では阪神高速道路・神戸線の代表的な橋脚に耐震補強を行った場合を想定し、縮尺1/6の縮小模型による交番加力実験を行った。ここでは実施された実験のうち、以下に示す代表的な4種類の補強工法の実験について検討を行った。

- | | |
|--------------------------|-----------------------|
| ①鋼板巻き立て工法 (試験体No.5,6) | ②RC巻き立て工法 (試験体No.8) |
| ③鋼板併用RC巻き立て工法 (試験体No.10) | ④RC再構築 (試験体No.12,12') |

*1 阪神高速道路公団工務部設計課・係長、工修 (正会員)

*2 建設省土木研究所耐震研究室・研究員、工修 (正会員)

*3 八千代エンジニアリング構造部・設計課長 (正会員)

*4 鹿島技術研究所第一研究部・研究員、工修 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体 No.	補強方法	断面形状		備考	土研式		
		既存断面	補強後断面		ρ_s	ϵ_{cu}	
5	①鋼板巻き立て	60cm×60cm	60cm×60cm	巻き立て鋼板をアンカー定着 巻き立て鋼板を定着しない	1.19%	0.51%	
6							
8	②RC巻き立て	60cm×70cm	70cm×70cm	一次加力で3 δ_y まで 加力後に補強 中間帯鉄筋を配置 No.12の横補強増強	1.21%	0.51%	
10	③鋼板併用RC					1.26%	0.48%
12	④RC再構築					0.53%	0.37%
12'					1.14%	0.57%	

これらの試験体の一覧を表-1に、断面図を図-1に、外形図と加力方法を図-2に示す。①②③は震災による損傷を受けた既設橋脚に鋼板やRC巻立てることにより再利用する工法、④は既設橋脚を撤去し、既存のフーチングを再利用して新たに橋脚を構築する工法である。試験体No.5はアンカーフレームを介して巻立て鋼板をフーチングに定着して曲げ耐力も増加させている。試験体No.8とNo.10は実際に降伏変位の3倍の変位まで交番加力による一次加力を行って損傷を与えた後に補強を行った。その他の試験体では一次加力が行っていない。再構築を想定した試験体No.12とNo.12'には、復旧仕様に従い中間帯鉄筋を配置している。

表-2に試験体の横拘束鋼材の配置を示す。試験体の柱部にはGmax=20mm、実験時圧縮強度40N/mm²のコンクリートを使用した。柱筋と横拘束鋼材には降伏強度381N/mm²のD10鉄筋、328N/mm²のD6鉄筋、241N/mm²の鋼板を使用した。

2.2 加力条件

水平力と軸力の加力には油圧式アクチュエータを用い、一定軸力下でせん断スパン長301cmの交番繰り返し加力を行った。水平力の加力は変位制御で行い、計算上の降伏荷重時の変位の整数倍で、同一変位での繰り返し数を3回とした。軸力は実橋での各補強工法に応じ、No.5,6試験

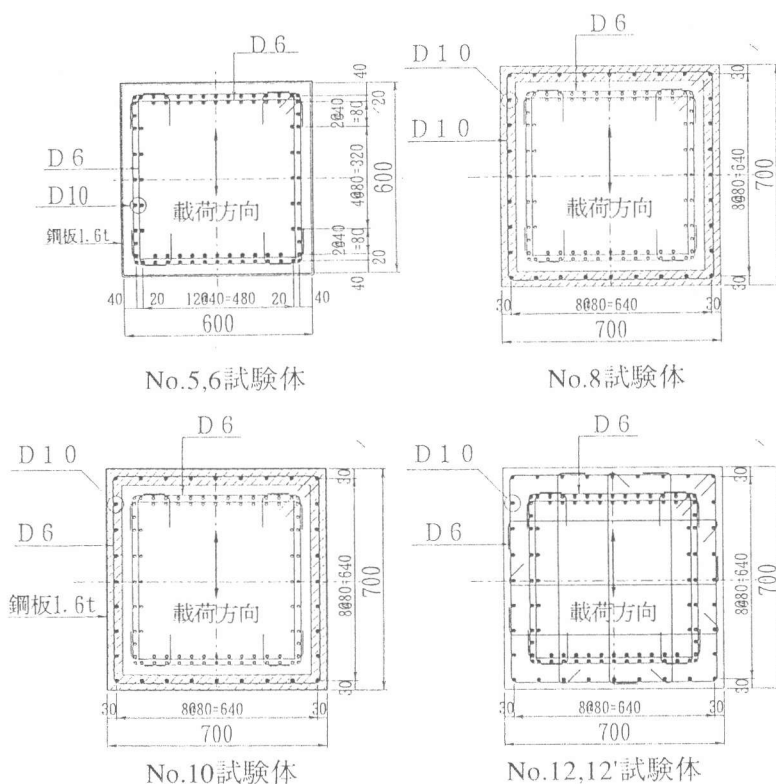


図-1 試験体断面

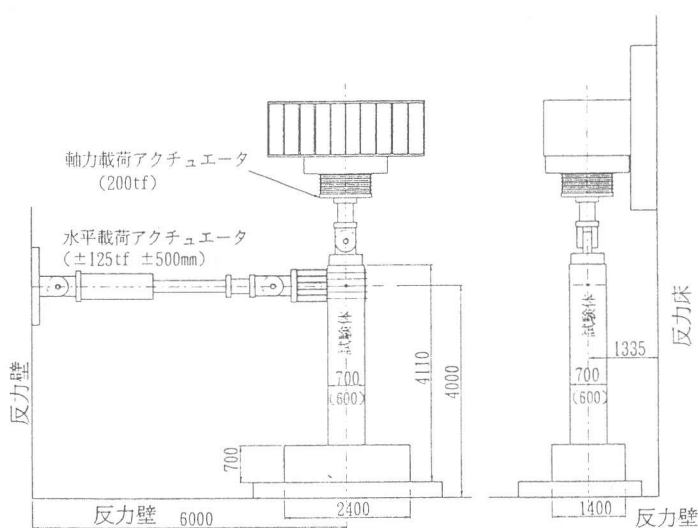


図-2 試験体外形と加力方法

体では 1.50N/mm^2 、No.8,10試験体では 1.13N/mm^2 、No.12,12'試験体では 1.29N/mm^2 の軸圧縮応力を与えた。実験結果の一例を図-3に示す。

3. 解析手法と検討項目

3.1 解析手法の影響の検討

(1) トリリニア法

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断面計算によってひび割れ発生時、降伏時、終局時のモーメントと曲率を求め、3点間のモーメント-曲率関係を直線と仮定して橋脚の曲率分布を与える。これを橋脚高さ方向に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。以下この方法をトリリニア法と記す。今回の検討では、計算上の降伏時は引張鉄筋図心位置のひずみが降伏ひずみに達した時、終局時は圧縮縁のコンクリートが終局ひずみに達した時とした。

(2) 精算法

柱頭部変位の算定方法としては、復旧仕様のようにひび割れ発生時、降伏時、終局時の3点のみでなく、断面計算から得られた連続したモーメント-曲率関係を橋脚の曲率分布として与えてこれを積分する方法（以下この方法を精算法と記す）も考えられる。そこで、この曲率分布の仮定の違いによる終局変位の計算結果の違いを検討するために、精算法による荷重変位計算を行った。精算法による計算には材料非線形・幾何学的非線形を考慮できるフレーム解析プログラム（SLAP）を使用した。

3.2 材料構成則の影響の検討

鉄筋とコンクリートの応力ひずみ関係が計算結果に与える影響を検討するために、いくつかの応力ひずみモデルについて計算を行った。

(1) コンクリートの応力ひずみ関係

ここで採用したコンクリートの構成則による応力ひずみ関係の例を図-4に示す。

a. 土研式

復旧仕様で与えられる、コンクリートの圧縮強度 f'_c 、横拘束鋼材の体積比 ρ_s と降伏強度 f_y をパラメータとした式により得られる応力ひずみ関係を用いた。以下この応力ひずみ関係を表す式を土研式と記す。この式は一軸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^[2]13]。

表-2 試験体の横拘束鋼材配置

試験体 No.	横拘束鋼材				巻き立て 鋼板厚さ
	既設		新設		
	径	間隔	径	間隔	
5	D6	200	-	-	1.6
6	D6	200	-	-	1.6
8	D6	200	D6	40	-
10	D6	200	D10	80	1.6
12	-	-	D6	150	-
12'	-	-	D6	70	-

単位：mm

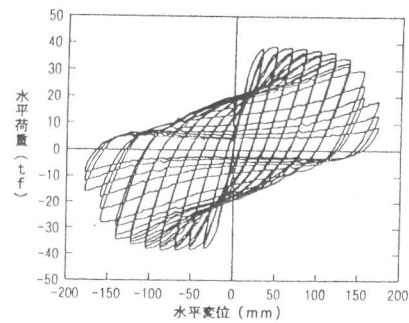


図-3 実験のP- δ 関係の一例

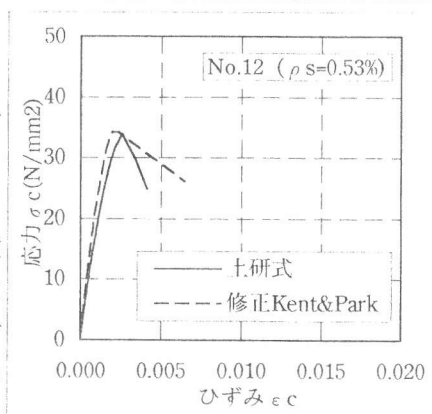
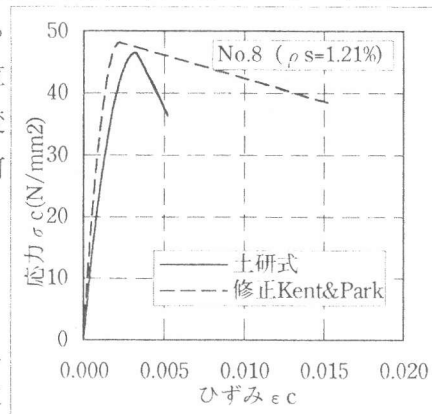


図-4 コンクリートの σ - ϵ 関係

b. 修正Kent&Park式

D. C. KentとR. Parkにより提案された応力ひずみ関係式の修正版で、拘束効果によるコンクリートの一軸圧縮強度の上昇が加味されている¹⁴⁾。修正Kent&Park式では終局ひずみが定義されていないため、ここでは土研式に倣い、コンクリートの圧縮応力が最大応力度の80%に低下した点でのひずみを終局ひずみとした。図-4に見られるように、横拘束鋼材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鋼材の間隔を含むため、鋼板巻き立て工法には適用できない。

(2) 鉄筋の応力ひずみ関係

ここで採用した鉄筋の応力ひずみ関係を図-5に示す。軸方向鉄筋の弾性係数は基本的に $2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ としたが、一次載荷を行った試験体の既設柱筋の弾性係数は、道路震災対策便覧¹⁵⁾に従い、終局時の計算ではそのまま($2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)とし、降伏時の計算では新設柱筋の2/3($1.37 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)とした。また、トリリニア法では断面降伏時の定義が計算結果に大きく影響するが、断面内に弾性係数が異なる鉄筋が配置される場合、断面の降伏時を再定義する必要がある。ここでは図-6に示すように、弾性係数が異なる各々の引張鉄筋の降伏ひずみをその断面積比で案分した”換算降伏ひずみ”を定義し、引張鉄筋の図心位置が換算降伏ひずみに達したときを断面の降伏とした。

a. 完全弾塑性モデル

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いた値とした。

b. ひずみ硬化型モデル

ひずみ硬化のある鉄筋応力ひずみモデルとして、鉄筋引張試験での降伏点と破断点を結ぶような第二勾配を持つバイリニアの応力ひずみ関係を与えた。

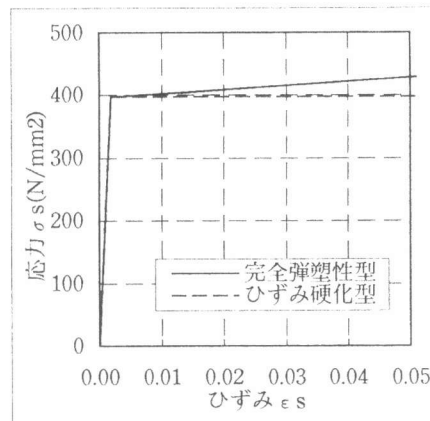


図-5 鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係

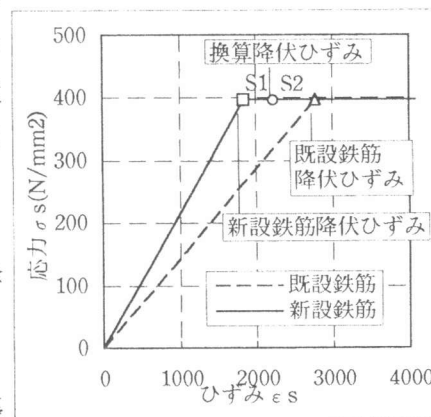


図-6 換算降伏ひずみ

4. 解析結果と考察

4.1 復旧仕様による終局変位の推定値

各試験体の実験結果と復旧仕様による終局変位の計算結果の一覧を表-3に示す。ここで、実験結果の変位は柱筋の抜け出し回転に伴う付加水平変位 Δh の補正を行った終局時の柱部の曲げ変形量の推定値も併記した。 Δh には、 $3\delta y$ ($1\delta y$ =降伏時水平変位)までは試験体基部

側面に接着したアングルとフーチングの鉛直方向相対変位から求めた基部回転角 θ にスパン長 L (3m) をかけた値を、 $3\delta y$ 以降は $2\delta y \sim 3\delta y$ の Δh と柱頭部水平変位の関係を外挿した値を用いた。また、

表-3 復旧仕様による終局変位

試験体 No.	復旧仕様による横拘束鋼材体積比 ρ_s	終局変位			比率= 実験値A 計算値	比率= 実験値B 計算値
		計算値	実験値			
			補正なし	抜出し補正		
5	1.19%	51.4	122	80.6	2.4	1.6
6	1.19%	63.4	92.5	58.1	1.5	0.9
8	1.21%	82.1	147	110	1.8	1.3
10	1.26%	75.5	113	79.1	1.5	1.0
12	0.53%	36.8	112	83.4	3.0	2.3
12'	1.14%	58.4	120	113	2.1	1.9

実験の終局は耐力が最大耐力の80%に低下したときとした。

表より、復旧仕様による終局変位の計算値は抜け出しの補正を行わない場合はすべての試験体で安全側となり、抜け出しの補正を行った場合でもNo.6試験体を除いて安全側の評価を与えていることがわかる。特に中間帯鉄筋を有する再構築試験体 (No.12,12') では計算値は実験上の終局変位よりかなり小さい値となっている。これは、復旧仕様による横拘束鋼材の体積比の算出において、中間帯鉄筋がある場合、断面の周囲に2段に配筋されている帯鉄筋のうち外側の帯鉄筋の存在が計算上考慮されていないことが一因と考えられる。

4.2 解析手法の影響

No.8、No.10試験体の抜け出し補正を行った荷重-変位関係の包絡線と計算値を比較して図-7、8に示す。ここで示す計算値は復旧仕様による計算値と、精算法に復旧仕様と同じ材料構成則 (土研式+完全弾塑性) を与えて求めた計算値である。これより、精算法はトリリニア法による終局時変位よりも過小な終局変位を与えていることがわかる。

また、精算法による荷重-変位関係の計算値を実験値と比較すると、荷重ピーク付近までは比較的よく一致しているが、終局変位は実験値よりもかなり小さくなっていることがわかる。これは図-9に示すように、引張鉄筋図心位置の降伏で与えられる計算上の降伏点が断面のM- ϕ 関係で見た変曲点と離れているため、トリリニア法と精算法で想定している曲率分布が大きく異なり、特に鉄筋降伏以降のモーメントに対する曲率の差が大きいことから積分値である終局変位の計算値の差となって現れるためと考えられる。したがって、靱性を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、曲率の高さ方向分布を精度よく設定することが重要と考えられる。

4.3 材料構成則の影響

No.8試験体、No.12試験体の抜け出し補正を行った荷重-変位関係の包絡線と材料構成則を変えた場合の精算法による計算値を図-10、11に示す。

まず、コンクリートの応力ひずみモデルが荷重変位関係の計算値に与える影響に着目すると、図

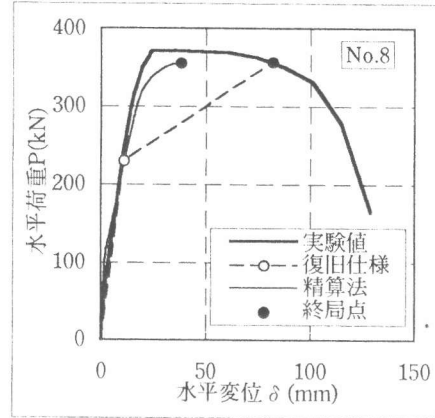


図-7 No.8試験体のP- δ 関係

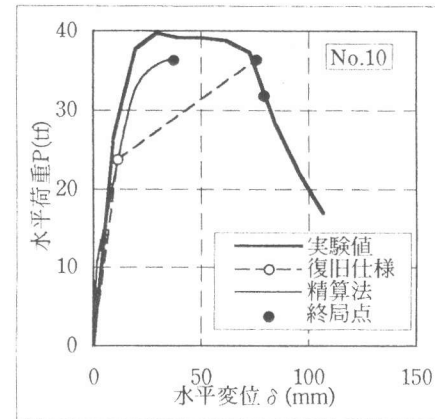


図-8 No.10試験体のP- δ 関係

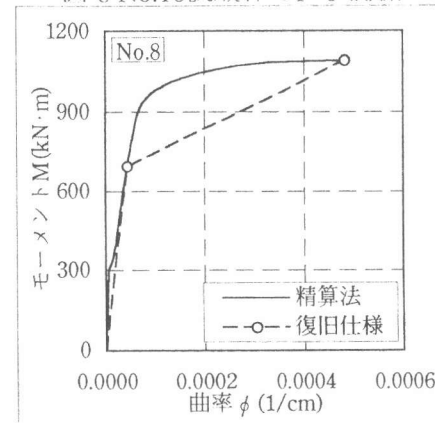


図-9 No.8試験体のM- ϕ 関係

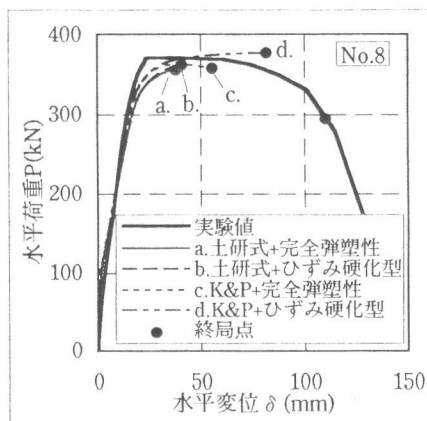


図-10 No.8試験体のP- δ 関係

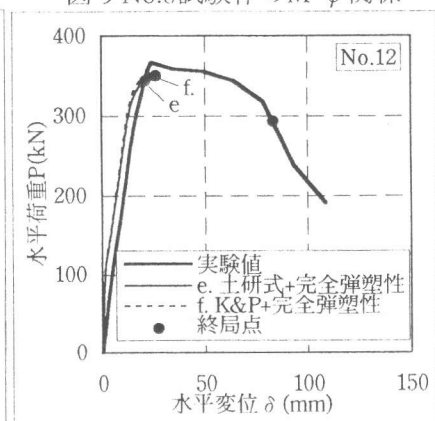


図-11 No.12試験体のP- δ 関係

より、荷重ピークまでは土研式、修正Kent&Park式どちらでも大差ないが、土研式で得られる終局変位は実験で得られたものよりもかなり小さくなっていることがわかる。また、No.8試験体では修正Kent&Park式で得られた終局変位は土研式の場合よりもかなり大きく、比較的实验値に近い値となっているのに対して、No.12試験体ではどちらもほとんど変わらない。これは、図-4に示すように、横拘束鋼材の体積比が小さい場合、修正Kent&Park式と土研式の応力ひずみ関係における応力ピーク後の下降勾配が同程度になるためと考えられる。

次に、図-10において鉄筋の応力ひずみモデルが荷重変位関係の計算値に与える影響に着目すると、土研式との組み合わせでは鉄筋のモデルの影響はほとんど見られないが、修正Kent&Park式とひずみ硬化型モデルを組み合わせた場合は完全弾塑性モデルを組み合わせた場合に比べ、最大耐力と終局変位計算値が大きくなり、より実験値に近くなっている。

RC巻き立てと再構築試験体の終局変位の実験値と精算法で求められた計算値の比を表-4に示す。ここでは材料構成則として修正Kent&Park式と完全弾塑性モデルを使用した。表-4より、修正Kent&Park式を用いた場合の精算法による終局変位の計算値は実験値に比べて安全側となり、その安全率は2倍～3倍程度となった。

表-4 精算法による終局変位

試験体 No.	終局変位		比率= 実験値 計算値
	精算法 計算値	実験値 抽出し補正	
	mm	mm	
8	55.5	110	2.0
12	29.2	83.4	2.9
12'	43.0	113	2.6

5.まとめ

1. 復旧仕様に基づいて算出される終局変位は、本文で示した耐震補強工法に対して、安全側の評価となることを実験結果との比較から明らかにした。
2. 特に再構築タイプでは復旧仕様による計算値は通常のRC巻き立てタイプよりさらに安全側の計算値を与えた。これは中間帯鉄筋を配置した断面の場合、復旧仕様では安全側のため通常の帯鉄筋を横拘束鋼材量に考慮しないことが原因と考えられる。
3. トリリニア法と精算法では、終局変位の算定結果に大きな違いが生じる。これは終局時における塑性ヒンジ域の曲率分布の仮定が異なるためであり、曲率分布の積分値としての終局変位を精度よく算定するためには曲率分布のより適切なモデル化を図る必要がある。
4. 精算法による計算結果と実験の荷重変位関係は修正Kent&Park式、土研式とも荷重ピークまではよく一致した。また、終局変位の計算値は修正Kent&Park式、土研式とも実験値に比べかなり安全側の評価となったが、修正Kent&Park式のほうが実験値に近い値が得られる場合があった。

参考文献

- [1] 兵庫県南部地震道路協会震災対策委員会：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
- [2] 星隈順一ほか：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
- [3] 星隈順一ほか：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
- [4] Park, R et al. : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol.108, No. ST4, pp.929-950, April, 1982
- [5] 日本道路協会：道路震災対策便覧、1988.2