

論文 神戸高速鉄道・大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能

中村晋¹, 梅原俊夫², 青木一三三³,*柳瀬高人⁴

要旨: 復旧した神戸高速鉄道・大開駅の中柱の耐力や変形性能などの耐震性能を把握するため水平方向交番載荷実験を, 被災を受けた既設柱, さらに現行基準類に基づいて設計した柱についてと合わせて実施した結果, 復旧柱は兵庫県南部地震クラスの地震に対しても十分な耐震性を有していることが明かとなった. さらに, 鋼管を圧縮のみ分担する部材としてモデル化し鋼管によるコンクリートのコンファインド効果を考慮した解析により耐力や変形性能が評価可能であること等が明かとなった.

キーワード: 中柱, 耐力, 変形性能, 水平交番載荷実験, コンファインド効果

1. はじめに

神戸高速鉄道・大開駅の被害は, 駅横断方向の震動により中柱が曲げせん断破壊し, 中柱が圧壊したことにより生じたと考えられる[1]. 中柱の破壊は, 地震力の大きさのみならず, 大開駅の有する構造条件に起因し, かなり高い軸力(100kgf/cm²)が常時作用していること, 引張鉄筋比が2.4%と多く帯鉄筋比が0.09%と少ないこと等から, せん断耐力や変形性能が十分でなかったことなどが考えられる. 中柱は45×45の角形鋼管により補強したRC柱を3本連ねることにより再構築した. 復旧した中柱(以後, 復旧柱と呼ぶ)及び被災を受けた既設柱の耐震性能を実大規模の試験体を用いた水平交番載荷実験に基づき評価した. さらに, 現行設計基準類に基づいて設計された柱の耐力, 変形性能の確認実験も, 現行基準類の課題を把握するために実施した.

本論では, まずそれらの結果を報告するとともに, 高軸力下での実験により得られた耐力や変形性能の評価への既往の評価手法の適用性について検討を行った. さらに, 復旧柱や他の試験体への鋼管また鉄筋によるコンファインド効果を考慮した幾つかの応力~ひずみ関係に関する評価式の変形性能評価への適用性についても検討を行った.

2. 実験概要

試験体は被災した既設柱(Case1), 角形鋼管(t=12mm)を用いた復旧柱(Case2-1,2), 現行の設計指針に基づき曲げせん断を受ける部材として設計した柱(Case3-1,2)の5体製作した. その構造特性の一覧を表-1, 柱の横断面を図-1に示す. 各試験体の断面形状は正方形とした.

既設柱のコンクリート強度は, 鋼管が復旧柱の耐力向上に及ぼす影響を把握するため実柱の強度400kg/cm²とは異なる復旧柱の強度と同じ値に設定した. また, 帯筋には稲妻筋をモデル化し9φを使用している. 復旧柱については, 主筋は残置下床版の丸鋼と新設部の異形鉄筋が下床版より30cmから60cmの位置でエンクロズ溶接により接合されていることから, 下床版および上床版近傍を模擬したCase2-1,2の2ケースの試験体を作成した. なお, 鋼管は柱脚部でスタブコンクリートと接しており, 軸力を負担する機構となっている. また, Case3-1,2については軸力を考慮した構造細目に対する明確な規程のない土木仕様(鉄道構造物等設計標準・同解説)と規程のある建築

¹ 佐藤工業(株)中央技術研究所, 土木研究部, 主任研究員, 工博(正会員)

² 日本鉄道建設公団設計技術室, 調査役

³ 日本鉄道建設公団設計技術室, 主任技師

⁴ 佐藤工業(株)中央技術研究所, 建築研究部, 工修

表-1 試験体一覧

試験体名		Case1	Case2-1	Case2-2	Case3-1	Case3-2
柱寸法		400×400	450×450		400×400	
柱高さ		1.9m(実柱高さの半分)				
軸応力度		100kgf/cm ²				
コンクリート強度		307	315	339	274	275
使用セメント		早強セメント			普通セメント	
主筋	材質,本数	SR235, 12-φ32		SD345, 12-D32		
	鉄筋比	6.03%	5.32%	5.25%	5.96%	
帯筋	材質	SR235		SD345		
	本数	φ9@350	D13@300	D10@100	4-D10@100	
	鉄筋比	0.09%	0.2% (角型鋼管も考慮した場合5.52%)	0.36%	0.71%	
	かぶり	35	31	40		

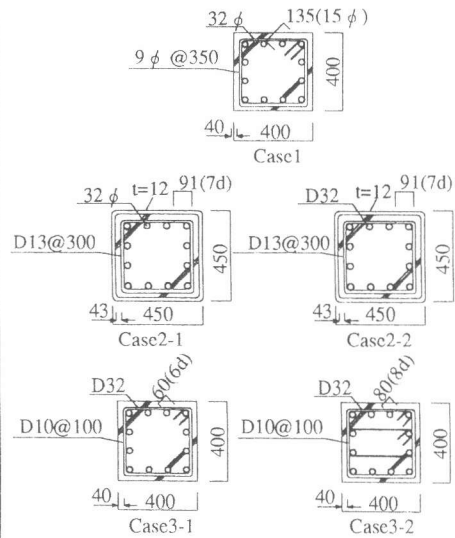


図-1 各ケースの断面配筋

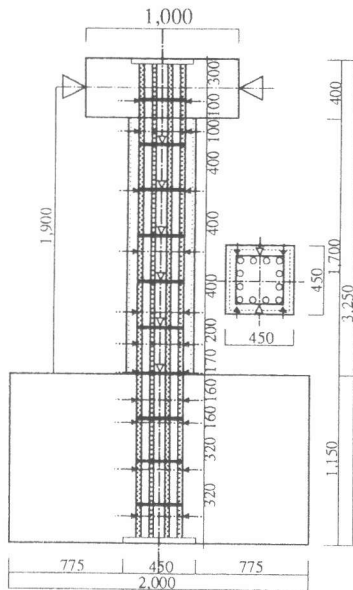


図-2 柱形状,配筋及びひずみ計測位置

仕様(鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説)の2つの試験体を作成した。

試験体の加力軸方向の断面形状の1例としてCase2-1の形状を図-2に示す。その寸法は柱断面の寸法の違いを除いて各ケースとも同一である。スラブ高さは、主筋径の35倍以上の1,150mmとし、定着を確実にするためにスラブ底部に設けた鉄板に溶接している。

水平力と軸力は、それぞれ100tfアキュエータ、ローラー支承を持つ300tfアキュエータにより、ピン治具を介して試験体に作用させた[2]。加力スケジュールは、まず7段階の変形角R(2.5, 5, 10, 14.9, 30.3, 40, 50×10⁻³rad)で3回繰返す正負繰返し加力とし、それ以降は変形角R=100×10⁻³radまで単調載荷することとした。計測は、試験体各部の変形、鉄筋のひずみ、鋼管のひずみ等について行い、柱の主筋と帯筋のひずみは図-2に示した位置にて計測し、引張りを正の値としている。

3. 実験結果

(1) 耐力及び変形性状

各試験体における柱頭荷重と柱頭変位関係(以後、荷重-水平変形関係と呼ぶ)のピーク値を包絡した関係を図-3に示す。図中の荷重と変位の関係は軸力によるP-δ効果を補正している。ここで加力中に破壊したCase1は最大耐力の生じる前にコンクリートに圧壊が生じ、Case3-1は最大耐力の生じる直前に鉄筋の降伏が生じていることから、両ケースの破壊モードは曲げせん断破壊であると考えられる。また、破壊に至らないケースは最大耐力の生じる前に鉄筋の降伏が生じていることから、変形モードとしては曲げ型であると考えられる。

まず、実験による最大荷重と種々の計算手法に基づく終局曲げモーメントより得られる最大荷重及びせん断耐力との比較を表-2に示す。計算には、終局曲げモーメントについて鉄道構造物等設計標準・同解説(以後、鉄道標準と呼ぶ)、道路橋示方書(以後、道示と呼ぶ)および建築系の

鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料(以後、終局強度設計資料と呼ぶ)の3種類、せん断耐力についてはそれら3つに鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説(以後、終局強度型指針と呼ぶ)を加えた4種類を用いた。終局曲げモーメントについては、Case2-2を除き、いずれの評価手法も実験値との差異が1割程度とかなり小さく、せん断耐力についてはCase1の鉄道標準に基づいた値を除き計算値は実験値と大きく異なり、ほとんど計算値が

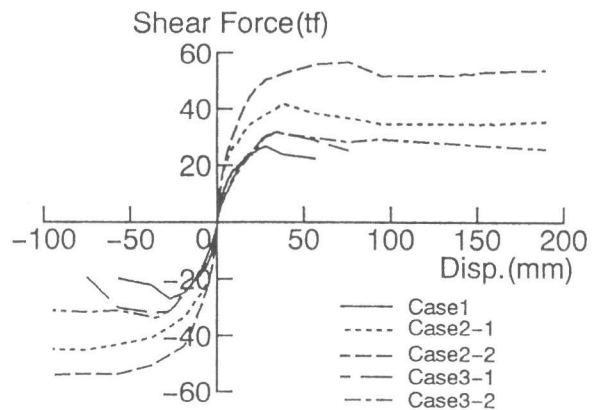


図-3 各ケースの荷重～水平変形関係のピーク包絡線

Case1を除き大きな値となっていることが分る。さらに、表中に示したせん断耐力と終局曲げモーメントより得られた最大荷重の比より、Case1を除きその値はほぼ1.0以上であり曲げ破壊型であることを示している。しかし、実験ではCase3-1も曲げせん断破壊を示している。このことから、比較的高い軸力下でのせん断破壊の可能性の評価としてこの最大荷重比を用いる場合にその値に注意が必要であろう。最後に、復旧柱のCase2-1,2の耐力はCase1に対して、それぞれ1.5、2.0倍とかなり向上している。

次に、図-3に示した荷重～水平変形関係より靱性率を算出し、鉄道設計標準、町田ら[3]および松貝ら[4]の評価式に基づく計算値との比較を行う。ただし、柱の構造条件のうち引張り鉄筋比および軸応力はこれら評価式の適用範囲外の値となっている。実験による靱性率を算出する際、降伏変位は、i)主鉄筋が引張りまた圧縮降伏した際の変位 δy_1 、ii)最大荷重に達した際の変位 δy_2 、終局変位は破壊時の載荷変位、また破壊していないケースについて最大載荷変位とした。Case3-1について、町田式が実験値と比較的よい対応を示していることが分る。一方、鉄道設計標準において、終局変位は実験値と比較的良く対応している。最後に、復旧柱Case2-1,2は上下床版間の相対変位に換算して38cm以上の変形能力を有しており、兵庫県南部地震におけるその推定値[1]の10倍以上の値であり、十分な耐震性を有していることが確認された。

(2)主・帯鉄筋ひずみ及び鋼管ひずみの性状

主筋と帯鉄筋の各サイクルの引張り側の柱軸方向最大値分布を図-4に示す。主鉄筋についてみると、丸鋼を用いたCase1とCase2-1は、付着の劣化に起因し脚部で降伏するまで各ひずみの値に大きな差がない。Case2-2、Case3-1,2では丸鋼を用いたCase1、Case2-1とは付着性状の差異に起因し、柱脚部で最も大きなひずみを示し、柱部材では脚部から頂部側へ急激に小さくなっている。帯鉄筋についてみると、Case-1は脚部から35cmの位置のひずみが最大1000 μ 程度)と最も大きな値を示している。Case2-1は全てのひずみはほとんど0であるが、Case2-2はCase2-1とは異なり、脚部から30、60cmの位置での最大1000 μ 程度の値を示した。Case3-1は、脚部から80cmの位置で先ず降伏に至り、破壊時は40cmの位置の帯筋も降伏した。Case3-2は、外周の帯筋のひずみに比べて中子筋の方が大きく、中子筋は脚部から40cm、80cmの位置でのひずみが顕著であった。

鋼管のフランジの柱軸方向のひずみ成分に関する各サイクルの圧縮側と引張り側の最大値分布を図-5に示す。圧縮側では、軸方向ひずみが変形角とともに増大し、最大で1400 μ 程度の値となっている。引張り側では100～300 μ 程度と小さく、曲げ引張応力を負担していないことが分る。軸方向ひずみより求めた最大曲げモーメントはCase2-1で約30tf \cdot m、Case2-2で約40tf \cdot mであり、実験の最大曲げモーメント(Case2-1;71.6tf \cdot m,Case2-2:94.6tf \cdot m)の5割程度と耐力に大きな影響を及ぼしている。

表-2 実験および終局曲げモーメント，せん断耐力より得られる最大荷重の比較

Case	実験値 (tf)	鉄道設計標準		道示		終局強度設計資料		終局強度型指針	
		計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
Case1	24.5	25.9 24.4(0.94)	0.95 1.0	26.3 9.9(0.37)	0.93 2.49	27.6 33.0(1.2)	0.89 0.74	- 13.4(0.49)	- 1.83
Case2-1	37.7	38.5 -	0.98 -	46.3 -	0.81 -	34.1 -	1.11 -	- -	- -
Case2-2	49.8	42.3 -	1.18 -	51.5 -	0.97 -	39.2 -	1.27 -	- -	- -
Case3-1	28.9	27.1 34.3(1.27)	1.07 0.84	26.6 20.2(0.76)	1.09 1.43	30.2 37.2(1.23)	0.96 0.78	- 31.6(1.05)	- 0.91
Case3-2	29.1	27.1 49.3(1.83)	1.07 0.59	26.6 35.1(1.31)	1.09 0.83	30.2 41.8(1.38)	0.96 0.70	- 56.1(1.85)	- 0.52

*上段は終局曲げモーメントより得られた荷重,下段はせん断耐力,括弧内はせん断耐力と終局曲げモーメントより得られた最大荷重比を表す。

表-3 各ケースの靱性率と各種評価式の比較

Case	実験値					鉄道設計標準		町田式		松貝式	
	終局変位 (mm)	靱性率1		靱性率2		計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2	計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2	計算値	実/計 上段:μ1 下断:μ2
		δy1	μ1	δy2	μ2						
Case1	57.	-	-	27.06	2.1	2.10 (44.4)	- 0.84	(0.71)	- 2.85	2.96	- 0.68
Case2-1	190.以上	51.64	3.68以上	38.26	4.97以上	-	-	-	-	-	-
Case2-2	190.以上	26.12	7.27以上	57.01	3.33以上	-	-	-	-	-	-
Case3-1	76.	27.15	2.80	34.32	2.21	3.93 (99.0)	0.60 0.48	2.99	0.94 0.74	9.08	0.31 0.24
Case3-2	190.以上	34.39	5.52以上	34.39	5.52以上	7.87 (190.5)	0.54 0.54	6.03	0.92 0.92	16.8	0.33 0.33

*ここで鉄道構造物等設計標準における靱性率の計算値中の括弧内は終局変位を示している。

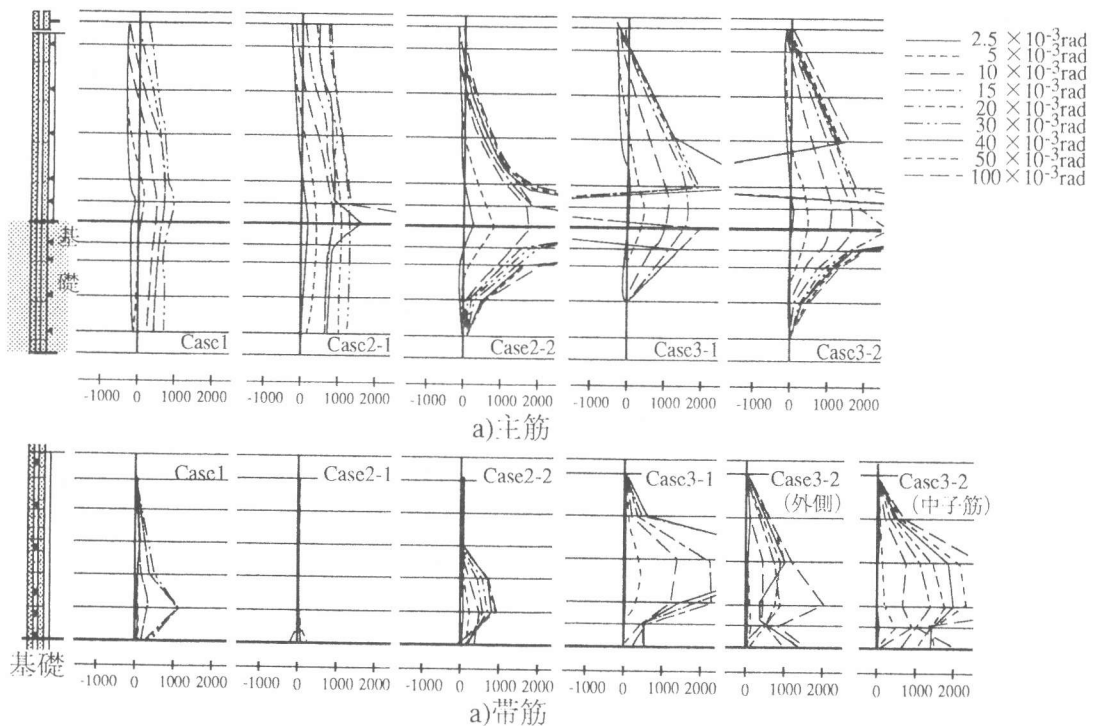


図-4 主筋と帯鉄筋に発生するひずみの各サイクルの引張り側の柱軸方向最大値分布

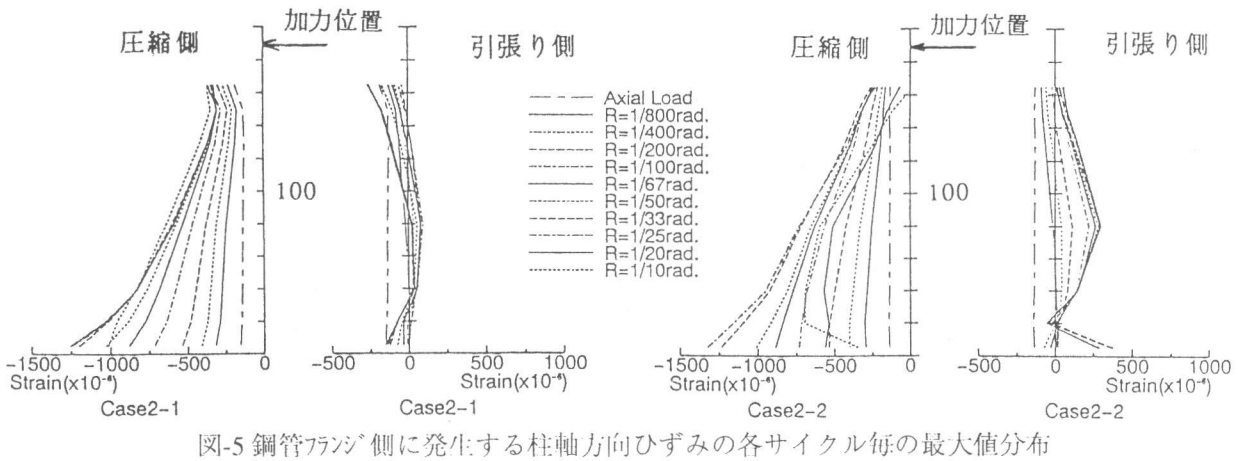


図-5 鋼管フランジ側に発生する柱軸方向ひずみの各サイクル毎の最大値分布

4. 解析による荷重-水平変形関係の評価

解析には2次元ファイバー解析を用いた。コンクリートの応力-ひずみ関係には星隈等の提案式[5]、NewRCの提案式[6]および六車の式[7]の3つを用いた。特に、NewRC式は高軸力下での実験結果も踏まえて提案されたものであり、本実験への適用として有用であろうと考えられる。Case2-1,2のコンファイトコンクリートの強度には、図-4より帯筋の発生ひずみが小さいことから鋼管のみのコンファイト効果による強度増加を考慮した。鉄筋の応力-ひずみ関係には、鉄筋降伏までを弾性それ以上のひずみに対して応力が一定となる完全弾塑性を仮定し、降伏応力度には材料試験で求めた値を用いた。部材の変形は加力位置から柱脚部までの曲率の分布を三角形分布と仮定して計算した。

まず、各提案式によるプレーンおよびコンファイトコンクリートの応力-ひずみ関係と試験体毎の圧縮試験によるプレーンコンクリートの応力-ひずみ関係の比較の一例としてCase2-2およびCase3-2について図-6に示す。星隈式の適用に際して、プレーンコンクリートには道示の応力-ひずみ関係を準用している。図より、プレーンコンクリートについては、六車式、NewRC式とも試験結果と良く対応している。一方、星隈式では圧縮強度を道路橋示方書に基づき $0.85\sigma_B$ としているため、他の提案式と異なっている。コンファイトコンクリートについては、Case2-1, 2では提案式により圧縮強度、剛性に大きな差がある。帯鉄筋で補強されたものについては、圧縮強度時のひずみに差が認められるが圧縮強度には差は認められない。3種類の提案式を比較すると、星隈式は全般的に剛性が小さい傾向にある。

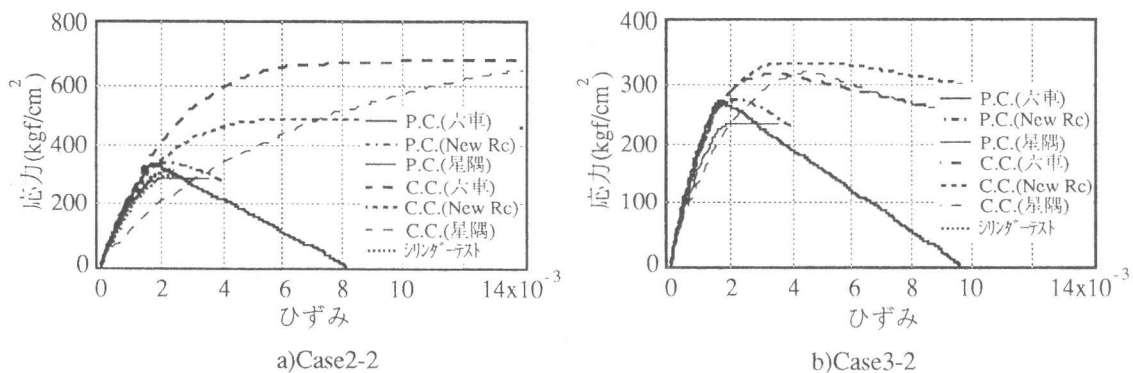


図-6 解析に用いた各ケースのコンクリートの応力-ひずみ関係

次に、解析の実験による荷重-水平変形関係の比較を図-7に示す。実験結果の変形は、全体変形から鉄筋のひずみから求めたスタブからの鉄筋の抜け出しによる変形を減じた部材の変形であり、荷重は軸力によるP- δ 効果を考慮した値である。Case2-1,2において、鋼管は図-5に示した様に引張り側で発生するひずみが小さいことから、圧縮側の鋼管を剛性比から等価断面積を有する鉄筋と置き換えて圧縮縁に配置することにより考慮した。その応力-ひずみ関係は、発生ひずみが

1000~1250 μ 以上とならないことから1000 μ までは弾性でそれ以上のひずみに対しては応力一定(1000 μ 時)となる完全弾塑性形とした。図より、降伏変形付近までの剛性および耐力についてはコンクリートのモデルの違いによらず実験値と解析は比較的よい対応が認められる。降伏変形以降は、コンクリートのモデルにより耐力低下度に差がある。Case2-2では、降伏変形以降もコンクリートの劣化が小さいためコンクリートのモデルの違いに関係なく、実験値をよく追跡している。一方、主筋に丸鋼を用いたCase2-1では、降伏変形以降の挙動を追跡できなくなっている。帯筋で補強したCase3-1,2では、全体的に六車式が実験値と良く一致し、最大耐力近傍ではNewRC式も比較的よい対応を示している。Case1では、破壊形式が異なるが、NewRC式が実験値と比較的良く一致している。

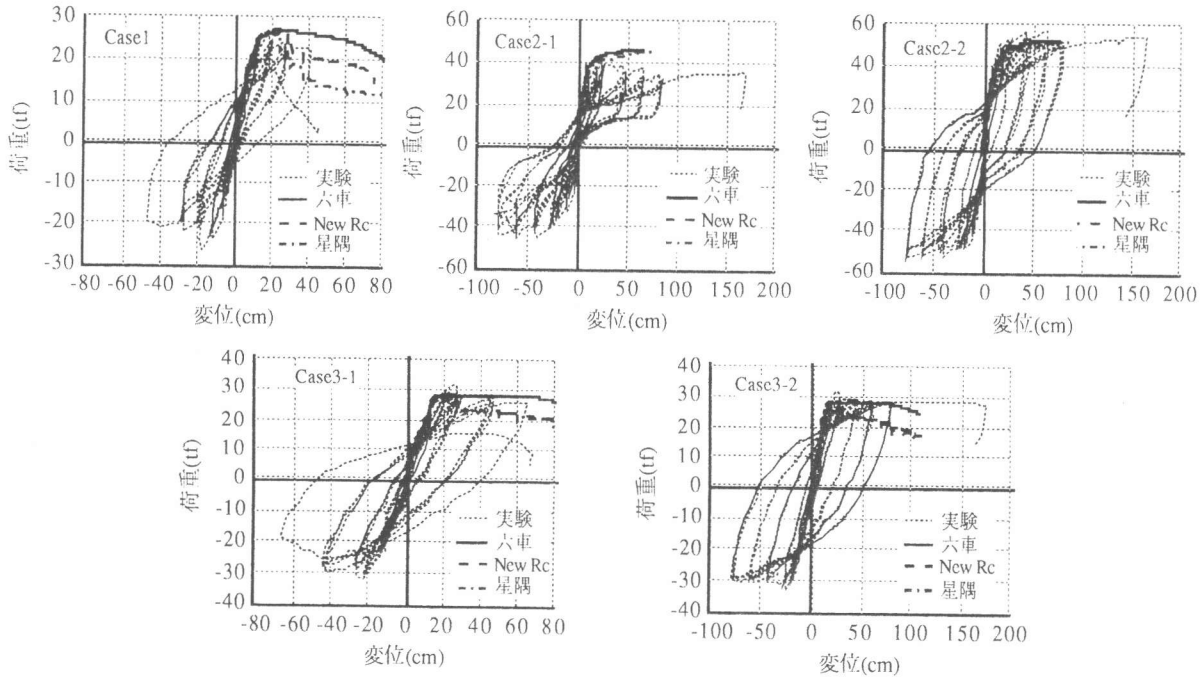


図-7 実験値と解析値の比較

5. あとがき

本論で実施した復旧した大開駅の中柱および被災を受けた既設柱、さらに現行基準類に基づいて設計した柱を対象とした水平方向交番載荷実験より、復旧柱の耐力は被災柱と同様な配筋を有する柱に比べ1.5~2.0倍、変形性能は兵庫県南部地震における大開駅の上下床版間の相対変位の推定値に対して10倍以上の値を有していることや、破壊モードの推定に現行基準類による曲げとせん断の耐力比を用いる場合に必ずしも安全側の値にならないことなどが明かとなった。

さらに、復旧柱や他の試験体の変形性能評価への鋼管また鉄筋によるコンファインド効果を考慮した幾つかの応力~ひずみ関係に関する評価式を適用した結果、復旧柱の変形性能は鋼管を圧縮抵抗部材として考慮した解析により評価できること、コンファインド効果を考慮した応力~ひずみ関係のモデルとしてNewRC提案式が適当であることが明かとなった。

参考文献

- [1] 廣戸敏夫他, 神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会, 247-254, 1996, [2] 飯田廣臣他, 実験に基づく大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会, 263-270, 1996, [3] 町田篤彦他, 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.203-212, 1987, [4] 松貝勇他, 曲げ降伏後のせん断破壊に関するRC部材の破壊メカニズムに関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, pp.329-334, 1987, [5] 星隅順一他, 鉄筋コンクリート橋脚の地震時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, 1-11, 1995.8, [6] (財)国土開発技術研究センター, NewRC研究開発概要報告書, 1993.3, [7] 六車他, 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化, セメント技術年報, 1980