

R C橋脚のダクティリティーに関する実験的研究

工 務 部 設 計 課 橋 本 良 之
大阪第三建設部 武庫川工事事務所 中 林 正 司
工 務 部 設 計 課 幸 左 賢 二

要 約

R C橋脚の地震時における耐荷力とじん性を把握するための模型実験は数多く実施されている。しかしながら、これら実験はほとんど小型試験体レベルであるため配筋が実構造物とかなり異なっており、せん断耐力、鉄筋抜け出し等の評価が十分でないと考えられる。そこで、阪神高速道路の標準的なR C橋脚を対象に、配筋状態を実構造物に合わせた比較的大きな供試体(1/3スケール)を用いて、従来の縮小模型実験(1/10スケール)と比較実験を行った。

その結果、せん断耐力については現行コンクリート示方書の照査法が適用できることが明らかになった。しかしながら、終局状態における鉄筋の抜け出しの全変位に占める割合は破壊形状により異なり、基部破壊の場合30%程度とかなり大きな値となった。

キーワード：実験、R C橋脚、じん性、地震時、限界状態、大型模型、交番載荷、段落し、耐荷力

1. まえがき

R C橋脚は一般に地震荷重によって断面が決定されることが多い。現行道路橋示方書によると、通常規模の地震は許容応力度において設計するとともに、長期間において発生が予想される大規模な地震に対しては地震時保有水平耐力の照査が規定されており、構造物の弾性範囲を越えた塑性領域での安全性、すなわち大規模地震のもとでの変形性能に対する考慮が特に要求されるようになってきている。このような塑性領域でのR C橋脚の挙動を把握しじん性性能に富んだ構造物の構築を図ることが今後における耐震構造物設計の大きな課題となっている。このような観点から過年度、撤去予定の旧梅田入路橋脚を対象とし、塑性域での構造物挙動を把握すべく水平載荷実験が実施された。その結果、R C橋脚円形断面のM- δ 特性、

橋脚全体の非線形曲げ挙動(P- δ 特性)、柱基部からの鉄筋抜け出し、主鉄筋段落し部のせん断耐力等の特性が評価された。

しかしながら、旧梅田入路橋脚実験は既存橋脚を対象としたため、計測機器の配置が十分でなく、また昭和40年頃の設計指針に基づいており構造細目等が現行基準とはやや異なることから、現行設計橋脚に対する解析的に十分な考察は得られなかった。そのため、現行の代表的なR C橋脚として阪神道路公団における標準設計図に基づくR C橋脚を取りあげ、これを可能な限り忠実にモデル化した1/10及び1/3模型を用いた交番繰り返し実験を行った。本報告は、これらの実験及び解析により明らかになった、主に下記の項目について報告するものである。

- 1) 塑性域での曲げ変形特性
- 2) セン断耐力評価
- 3) 鉄筋抜け出し量

2. 実験概要

2-1 実験目的

R C 橋脚の地震時における耐荷力とじん性を把握するための模型実験は数多く実施されている。しかしながら、これら実験はほとんど小型試験体レベルであるため次の点で実構造物とかなり異なっている。

- (1) 柱筋や帯鉄筋は模型橋脚断面寸法に比べて相対的に太径の鉄筋を使用せざるを得ない。例えば、実橋脚の場合は鉄筋径は部材の断面寸法に比べて小さく、断面寸法が3 m程度の場合1%程度以下となる。これに対して1/10レベルでは30 cm程度の場合5%程度の鉄筋径となり、鉄筋の抜け出し等に大きく影響すると考えられる。
- (2) 阪神高速道路のような都市型高架R C 橋脚の柱筋は多段配筋となっており、部材内で多数の柱筋と帯鉄筋が平面状に交差している。
- (3) 多くの場合、実橋脚では、柱筋は橋脚高さの途中で段落しとなり、せん断型の破壊が生じやすい。

以上の問題を解決するために、図-1の模型供試体比較フロー図において示すように、阪神高速道路の標準的なR C 橋脚を対象に、配筋状態を実物に合わせた比較的大きな供試体(1/3スケール)を用いて、従来の縮小模型実験(1/10スケール)と比較実験を実施した。

2-2 供試体形状

阪神高速道路R C T 型標準設計橋脚を標準モデルにして、3体の橋脚模型について実験を実施した。実験供試体形状を表-1に示す。また、代表例として供試体No.2配筋図を図-2に示す。

表-1における、No.1供試体(1/10縮尺)は、既往の縮小供試体と同程度の縮尺とし、標準橋脚の特徴を調べるものである。また、No.2供試体(1/3縮尺)は実橋脚の配筋状態を再現した大型

橋脚模型で、橋脚基部の破壊が先行するように配筋したものである。No.1供試体とNo.2供試体の破壊状況等の実験結果を比較することにより、既往のスケール規模の実験結果と実際の配筋供試体との相違を調べる。また、No.3供試体(1/3縮尺)は、軸方向鉄筋の段落し位置を実橋の場合よりも1d(d:有効幅)下げ、段落し部分で破壊が先行することを意図したものである。No.2試験体と

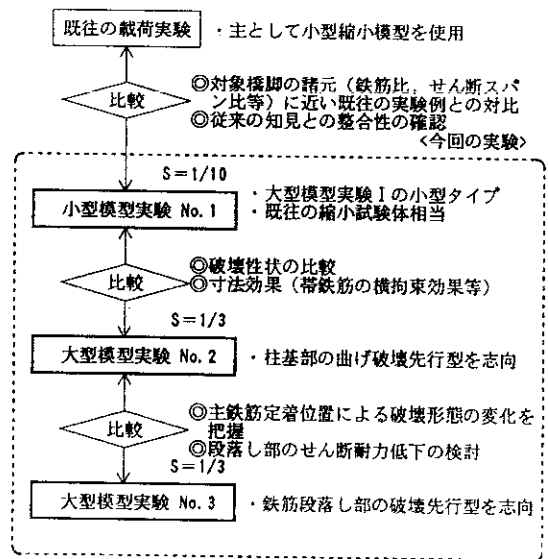


図-1 模型供試体比較図

表-1 実験供試体一覧表

	縮尺	軸方向鉄筋配置	帯鉄筋配置
No.1試験体	1/10	1段(段落し無し)	閉合形
No.2試験体	1/3	多段(段落し標準位置)	非閉合形
No.3試験体	1/3	多段(段落し位置1d下げ)	非閉合形

表-2 実験時のコンクリート強度試験結果

	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)	骨材寸法 (mm)
No.1試験体	289	27	0.28	20
No.2試験体				
柱上部	272	—	—	
柱下部	283	24	0.22	10
フーチング	343	—	—	
No.3試験体				
柱上部	306	—	—	
柱下部	304	23	0.23	10
フーチング	350	—	—	

No.3 試験体の実験結果を比較することにより、段落し部分の耐力と破壊状況を調べるものである。

2-3 材料諸元

(1)コンクリート材料

コンクリートの強度は、実験時強度として実橋脚の設計基準強度を目標とした。早強セメントを使用し、粗骨材の最大寸法はNo.1 供試体が20mmのレディミクストコンクリートをNo.2 及びNo.3 供試体は10mmのマイクロコンクリートを使用した。表-2に、コンクリート強度試験結果を示す。

(2)鉄筋

軸方向鉄筋はD16 (1/10供試体)、D13 (1/3供試体)、帯筋はD6でSD35相当品を使用した。また、D6鉄筋は材質に大きな変化が生じているので、一旦熱処理(焼きなまし)を施して使用した。

実構造物あるいは1/3縮尺試験体における差し筋は、帯筋量としては計上せず、端部を内側に折り曲げた閉合型帯筋とした。なお、鉄筋比は柱筋比(柱脚部断面積に対し):2.20%、帯筋比(柱下端部):0.21%、帯筋比(一般部):0.10%となる。

2-4 加力方法

供試体は、フーチングの柱部から離れた位置で鋼棒により反力床に緊結した。軸力は、シーソを利用して重心位置が柱の中心に一致するように配置したアンボンド鋼棒で導入した。水平加力は、押し引きが可能な1本の串型ジャッキ(両働ジャッキ)を用い、反力壁で反力をとりながら橋脚試験体の頂部を加力した。そのため、柱頭部には、図-3に示すような鋼製治具を試験体の柱に埋設し、ジャッキの先端をPC鋼棒で試験体に緊結した。

水平加力は、最外縁の軸方向鉄筋が降伏する少し前までは荷重制御方式で、その後は変位制御方式で交番加力した。加力ステップと交番加力の繰り返し回数は、降伏荷重まではステップ数3回、繰り返し数1回とし、降伏荷重以降終局時までには、降伏変位の正数倍ごとに10回とした。

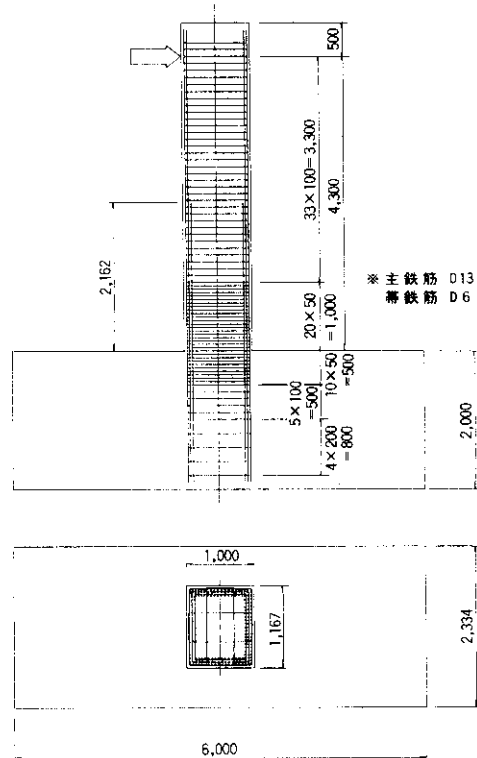


図-2 供試体配筋図

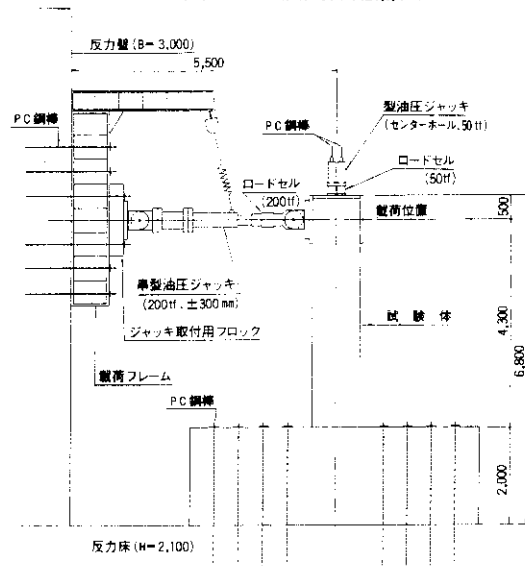


図-3 載荷装置概要図

実験は、最大荷重経過後、荷重の大きさが降伏荷重相当あるいは最大荷重の0.7倍程度に低下するまで継続実施した。

2-5 測定

荷重（ロードセル）、変位置、ひずみ量等の代表的計測項目の測定位置を図-4に示す。

3. 実験結果

3-1 No.2 供試体実験結果

代表的な載荷試験結果としてNo.2 供試体の荷重—変位曲線を図-5にひびわれ発生図を図-6に示す。加力実験中の主な変位を以下にまとめる。

- (1)ひびわれ発生 (35.5t)
- (2)柱中段付近の曲げひびわれが緩やかな斜めひびわれに移行。柱下端付近の曲げひびわれは変化せず (降伏荷重：90.3t)
- (3)柱下端部付近では、明確な斜めひびわれに進展 ($2\delta y$)
- (4)荷重低下の傾向及びコンクリートの剥落増加 ($4\delta y$)
- (5)著しい荷重の低下及びコンクリートの著しい剥

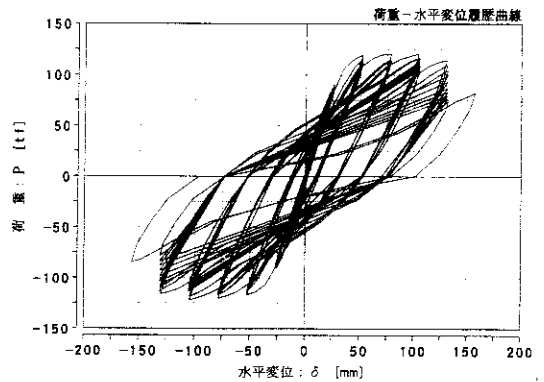


図-5 No.2 供試体 荷重—水平変位図

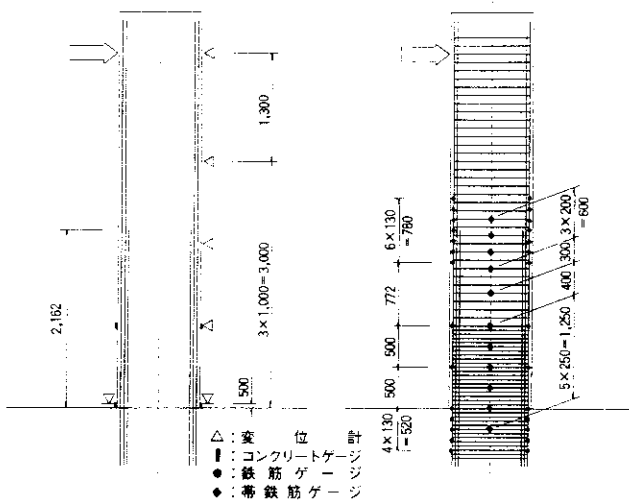


図-4 計測器位置図

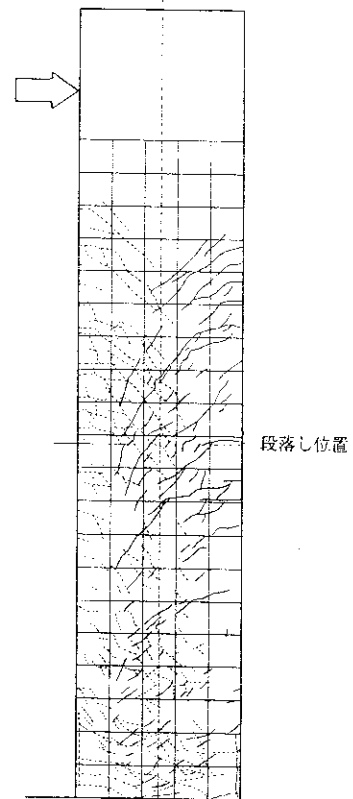


図-6 No.2 供試体 ひびわれ発生図

落(5 δy)

以上のように、No.2 試験体は段落し部で破壊することなく柱の下端で曲げ破壊した。また、じん性率も5～6と良好な変形性能を有することが確認された。

3-2 No.3 供試体実験結果

No.3 供試体の荷重-変位曲線を図-7に、ひびわれ発生図を図-8に示す。主な加力実験中の変状過程をまとめると以下ようになる。

- (1)隅角部にひびわれ発生 (13.3t)
- (2)段落し付近の曲げひびわれが斜めひびわれに移行。柱下端部付近の曲げひびわれは変化せず (降伏荷重: 75.2t)
- (3)段落し部でコンクリート剥離及び剥落の範囲が増大 (3 δy , n=3)
- (4)柱筋座屈 (3 δy , n=6)
- (5)P- δ 包絡線の著しい荷重低下及び損傷が進行 (4 δy , n=1)

以上のようにNo.3 試験体は、標準タイプのNo.2 供試体での段落し(途中定着)の位置を1d下げ、かつ段落した柱筋本数を全体の1/3から1/2に増加させたものであるが、段落し部分で柱筋が降伏し、この位置で部材は破壊した。標準タイプに比べて最大荷重、じん性率ともに低下したが、じん性率は4程度あり必ずしも脆性的な破壊モードとはならなかった。

4. 実験結果の評価

4-1 終局曲げ耐力評価

試験体に用いられた鉄筋、コンクリートの材料強度試験結果を用いて単調載荷による解析を実施し、正負交番載荷実験に対する単調載荷解析の有効性について検討を行う。

コンクリートの応力-ひずみモデルについては多くの提案がなされているが、図-9に示す帯鉄筋の横拘束効果を考慮するとともに断面内のひずみ勾配の影響も取り入れている京大モデルを適用した。また、鉄筋の応力-ひずみモデルとしては図-10に示す鉄筋のひずみ硬化を考慮したPark-

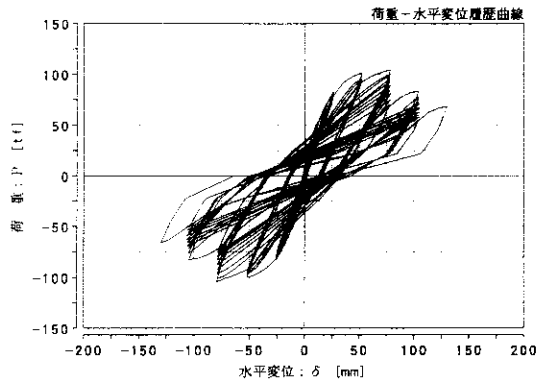


図-7 No.3 供試体 荷重-水平変位図

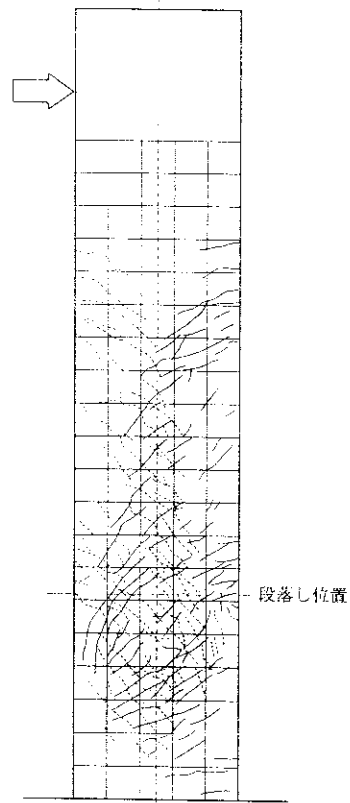


図-8 No.3 供試体 ひびわれ発生図

Paulayモデルを用いた。なお、ひずみ硬化に至るまでの区間は引張試験結果から $8.5 \epsilon_{sy}$ を採用している。

表-3に、解析により得られたMmax時における最大水平荷重を、段落し・柱下端の両部位に分けて、実験最大荷重と比較して示す。

図-11には曲げモーメント-曲率履歴を実験値(圧縮、引張両側の鉄筋ひずみより算定)と比較して示し、図-12には荷重-水平変位履歴を実験値と比較して示している。

図-11のM- ϕ 曲線によれば、解析値は実験値を比較的良好にとらえており、最大荷重時における両者の差は数%である。これに対して図-12のP- δ 曲線においては、荷重に伴う変形性状は大きく異なる結果となっている。これは、交番繰り返し載荷、鉄筋抜け出し等が大きく影響しているためであると考えられる。

4-2 終局せん断耐力評価

4-2-1 終局せん断耐力の算定

コンクリート標準示方書による棒部材のせん断耐力 V_y は(1)式のとおりである。

$$V_y = V_c + V_s \quad (1)$$

ここに

V_c : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力 (コンクリートの分担分)

V_s : せん断補強鉄筋 (帯鉄筋) が負担するせん断耐力 (せん断補強鉄筋の分担分)

ここで、安全係数 (材料係数、部材係数) をすべて1.0とすると V_c, V_s はそれぞれ以下のようにして算定される。

$$V_c = f_{vc} b w d \quad (2)$$

ここに

f_{vc} : せん断強度 $=0.9 \beta_d \beta_p \beta_n \sqrt{f'_c}$

f'_c : コンクリート圧縮強度

β_d : 部材高さによる補正係数 $= (100/d)^{1/4}$
(≤ 1.5)

β_p : 軸方向鉄筋比による補正係数 $= \sqrt[3]{100P_w}$
(≤ 1.5)

β_n : 軸方向力による補正係数 $= 1 + M_o/M_d$
(≤ 2)

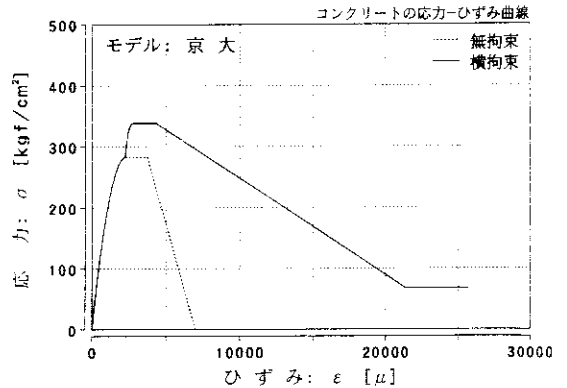


図-9 コンクリートの応力-ひずみモデル

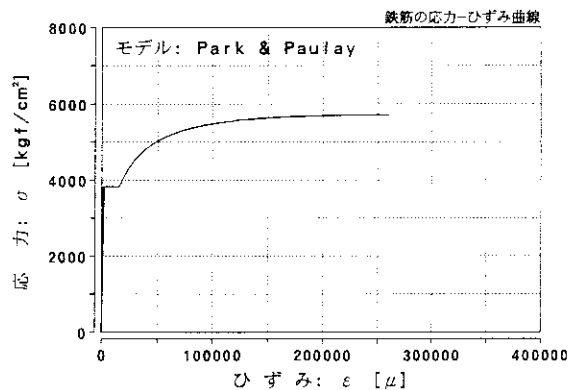


図-10 鉄筋の応力-ひずみモデル

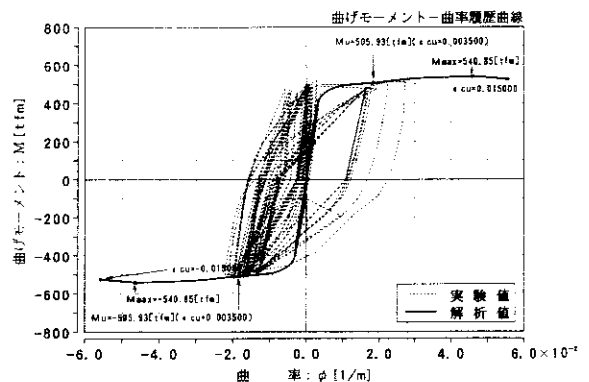


図-11 No.2 供試体 M- ϕ 曲線

b_w : 腹部の幅
 d : 有効高さ
 $V_s = (A_w f_{wy} / S_s) z$ (3)

ここに

A_w : 区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度
 S_s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鉄筋筋心までの距離 ($= d / 1.15$)

表-4 に表-1 に示す材料特性値を用いて求めたせん断耐力の計算値を示す。

No.3 試験体の腹部帯鉄筋の荷重-ひずみ履歴曲線を図-13 に示す。図中に示す数値は算定されたせん断耐力のコンクリート分担分 (V_c)、終局せん断耐力 (V_y) であり、鉄筋降伏ひずみ (ϵ_{sy}) は、材料強度試験で得られた帯鉄筋降伏ひずみである。図-13 によると、各試験体とも算定した終局せん断耐力のコンクリート分担分 V_c に至るまでほとんど帯鉄筋にはひずみは生じておらず、 V_c 以降荷重の増加とともにひずみは増加している。このことから、 V_c の値がほぼ妥当であることが確認された。

次に、No.3 試験体の段落とし部帯鉄筋の荷重-ひずみ履歴曲線により V_y の評価を行う。図-13 によると、 V_c までは前述のように帯鉄筋にはほとんどひずみは生じておらず、以降の荷重増加とともにひずみが増加し、最大荷重時にはほぼ降伏ひずみまで到達している。その最大ひずみ時での荷重は算定した終局せん断耐力 (V_y) とほぼ一致している。この結果から、No.3 試験体では旧梅田入路橋脚と同様に段落し部破壊であるが、その性状は異なっており、コンクリート示方書のせん断耐力評価式が妥当であると考えられる。

4-2-2 旧梅田入路橋脚載荷実験結果との比較

ここでは、梅田橋脚と同じく段落し部で破壊しているNo.3 試験体の実験結果と対比することにより改めて段落し部の終局せん断耐力に関する検討を行う。旧梅田橋脚実験では、軸方向主鉄筋の降

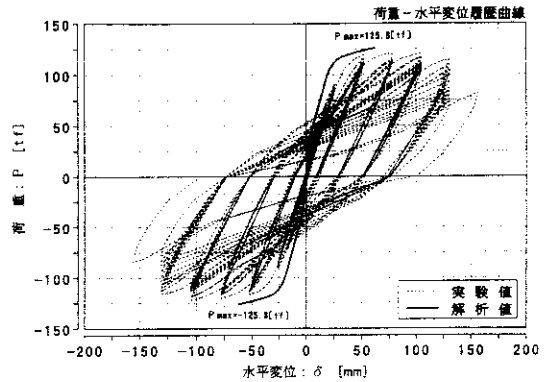


図-12 No.2 供試体 荷重-水平変位曲線

表-3 曲げ終局時水平荷重 (単位: tf)

		No.1 試験体	No.2 試験体	No.3 試験体
段落し	解析値	-	155.8	99.1
	実験値	-	-	104.7
柱下端	解析値	9.95	117.7	118.3
	実験値	10.51	122.1	-

表-4 終局せん断耐力 (単位: tf)

		No.1 試験体		No.2 試験体		No.3 試験体	
		V_c	V_y	V_c	V_y	V_c	V_y
段落し	解析値 1	-	-	57.4	108.0	55.0	105.9
	解析値 2	-	-	-	-	54.7	105.6
柱下端	解析値 1	8.00	13.67	64.4	163.9	65.9	165.4
	解析値 2	8.00	13.67	64.2	163.7	-	-

解析値 1 : 実験後材料強度試験値使用 (単調載荷)
 解析値 2 : 実験最大荷重より破壊部位の曲げモーメントを算定し M_c とした (交番載荷)

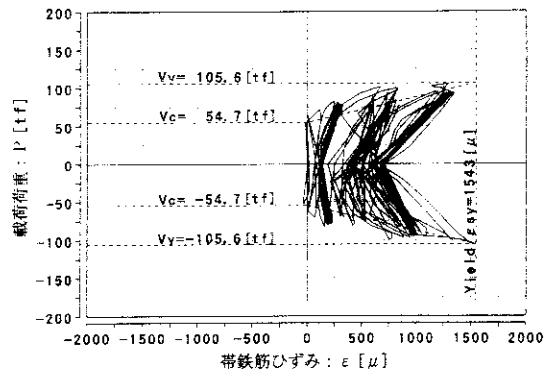


図-13 No.3 供試体 帯鉄筋ひずみ

伏以降、鉄筋段落し部の水平ひびわれが次第に顕著になり、荷重増加とともにこの水平ひびわれが斜め下方に進展していき、実験最大荷重時には斜めひびわれの様相を呈して曲げせん断破壊が生じた。この時のせん断耐力は110tと示方書から算定した7割程度の耐力となった（図-14に梅田橋脚の実験結果を示す）。また表-5には、梅田橋脚およびNo.3試験体の帯鉄筋比 ρ_w を示す。ここでは破壊耐力について考察する。尾坂らは、単調増載荷による供試体の実験体の実験データをもとに L_{cut}/a とせん断耐力（実験値/計算値）の関係をプロットした。

その結果は、図-15に示すような関係となっており、適用範囲は L_{cut}/a は0.6までであり、一様にこの結果を本実験と対比することは困難であるが、 L_{cut}/a が増加するにつれてせん断力（実験値/計算値）が減少していくことがわかる。特に、 L_{cut}/a が0.6付近ではせん断力は0.7程度に減少していることがわかる。このことから、今回の実験および梅田入路におけるせん断耐力低下も支点からカットオフ点までの距離（ L_{cut} ）と引張鉄筋のカットオフ比（ ρ_{cut} =カットオフされた引張主鉄筋量/全引張主鉄筋量）が大きいための影響であると考えられる。

4-3 鉄筋の抜け出し影響評価

ここでは、主に実測に基づく鉄筋の抜け出し量が水平変化に与える影響について評価する。図-16に示すように、鉄筋の抜け出しが水平変位に与える影響を柱下端の鉛直計による計測値を用い、橋脚頭部が回転変形によって生じる水平変位量を求める簡易モデルによって、鉄筋抜け出しによる荷重載荷位置での水平変位が全水平変位に占める抜け出しによる水平変位の割合を表-6に示す。

表-6によると、No.1試験体では鉄筋降伏時50%、終局時70%と抜け出しによる影響は大きく、既往の小型供試体を用いた研究成果とほぼ一致する傾向を示している。大型模型であるNo.2、No.3試験体および実橋脚では、表-6のとおり影響度はNO.1試験体に比べて小さくなっている。この違いは断面寸法に対する鉄筋径の比がNo.1試験体の

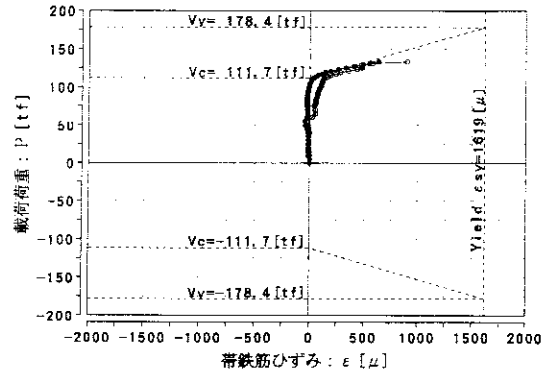


図-14 梅田入路橋脚 帯鉄筋ひずみ

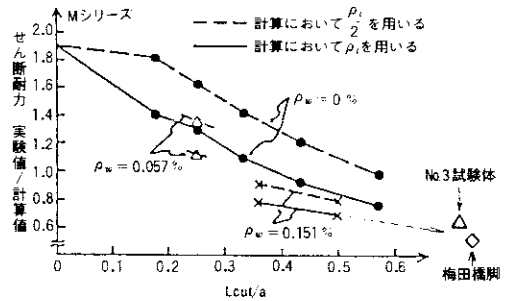


図-15 実験値/計算値と L_{cut}/a の関係

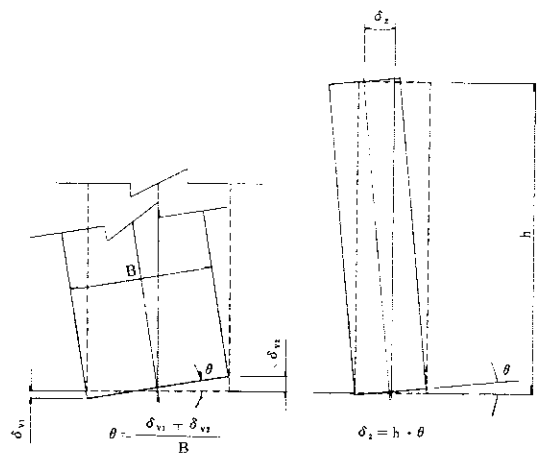


図-16 実測の鉄筋抜け出しによる水平変位の評価

場合は大きく、大型模型、実橋脚ではその比が小さいことが原因の一つに上げられる。鉄筋降伏時～終局時に至るまでの影響度をみると、No.1、No.2試験体の影響度は鉄筋降伏時以降荷重増加とともに大きくなっており、No.3試験体、実橋脚は小さくなっている。図-17に鉄筋の抜け出しの水平変位に与える影響度を示す。このような違いの原因には破壊部位の違いが上げられる。段落し部破壊の場合、鉄筋降伏時以降の荷重増加により変位を増加させていくと鉄筋抜け出しによる変位よりも段落し位置より上方の橋脚躯体の変位の増加が大きくなり、全変位に占める抜け出しによる変位の割合が小さくなる。

柱下端部破壊の場合、橋脚躯体の変位は荷重増加とともに増大し、さらに抜け出し位置が破壊されるため抜け出し量も荷重増加とともに増大するため水平変位に及ぼす影響度は鉄筋降伏時と比較して小さくはならず、影響度は大きくなっている。このように抜け出しの影響度は、定性的にみると変動はあるものの鉄筋降伏時までは全ての試験体が増加傾向を示している。しかし鉄筋降伏時以降は、柱下端部破壊の場合増加傾向を示し、段落し部破壊の場合減少傾向を示しており、破壊部位の違いにより鉄筋降伏時以降は異なる傾向を示すことが明らかとなった。

5. まとめ

大型模型供試体を用いた水平載荷試験結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 実験により得られた荷重-水平変位曲線は鉄筋及びコンクリートの材料強度から得られた応力-ひずみ曲線を用いて解析的に求めたものとほぼ一致した。
- 2) セン断破壊を生じさせた供試体の耐力はコンクリート示方書により求めた V_c 、 V_y の値とほぼ一致した。このことから大型供試体レベルに対しても上記せん断耐力式は適用できると考えられる。
- 3) 鉄筋の抜け出しの全水平変位に占める割合は鉄筋降伏までは10数%であった。しかしながら、

表-5 梅田橋脚とNo.3 供試体比較表

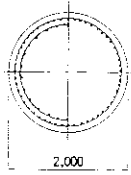
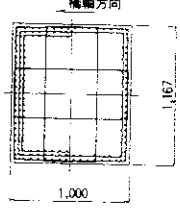
項目	旧梅田入路・実橋脚	No.3 試験体
主鉄筋	柱下端部	D13-3.0段ctc50 (橋軸方向)
	段落とし部	D13-3.0段ctc60 (直角方向)
	段落とし部	D13-1.5段ctc50 (橋軸方向) D13-1.5段ctc60 (直角方向)
主鉄筋比 ρ_s (%)	柱下端部 : 1.62	柱下端部 : 2.28
	段落とし部 : 1.08	段落とし部 : 1.26
帯鉄筋比 ρ_w (%)	柱下端部 : 0.150	柱下端部 : 0.326
	段落とし部 : 0.075	段落とし部 : 0.163
カットオフ位置	柱下端より2.71[m]	柱下端より1.233[m]
	柱下端部 段落とし部	柱下端部 段落とし部
断面形状		

表-6 抜け出しによる影響度

試験体	鉄筋降伏時	終局時	備考
No.1 試験体	50 %	70 %	1/10縮尺、柱下端破壊
No.2 試験体	18 %	30 %	1/3 縮尺、柱下端破壊
No.3 試験体	16 %	13 %	1/3 縮尺、段落し破壊
旧梅田入路橋脚	12 %	9 %	実橋脚、段落し破壊

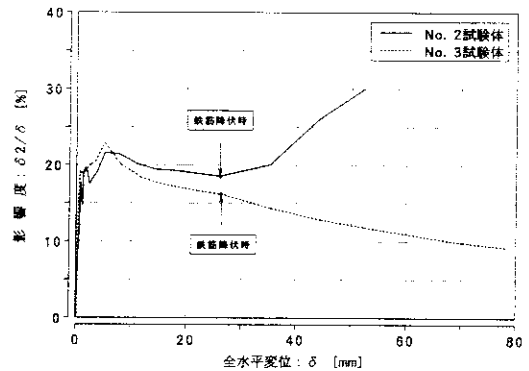


図-17 鉄筋抜け出しの全水平変位に対する影響度

鉄筋降伏以降は、柱基部破壊の場合増加傾向を示し、段落し部破壊の場合減少傾向を示しており、破壊部位の違いにより異なる傾向を示すことが明かになった。

最後に本研究の実験から解析に至るまで始終貴重な助言と指導を頂きました'R C橋脚のダクテイリテーに関する調査研究会(主査：小林和夫大阪工業大学教授)の委員各位に深く謝意を表します。

参考文献：

- 1) 尾坂・鈴木・桑沢・石橋：静的交番繰り返し荷重下でのR C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.45-54,1988年2月.
- 2) 石橋・吉野：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、第390号/V-5,pp.57-66.1988年2月.