

多段配筋RC橋脚の鉄筋抜出しに関する研究

工務部 設計課 前川 義 男
管理技術センター 富田 穰
工務部 設計課 幸左 賢 二

要 約

RC橋脚の地震時水平変形には、曲げ変形によるもののほか、柱軸方向主鉄筋のコーチングからの抜出しによる橋脚の回転による水平変形が生じることが知られている。そこで実橋脚レベルの鉄筋抜出しの影響を評価するために、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)を用いた載荷実験を実施した。その結果、既往の研究よりも多段配筋、すなわち鉄筋間隔が密である影響により、付着応力分布長が長くなるとともに、鉄筋の抜出し量そのものが大きくなることが明らかとなった。また鉄筋抜出しの橋脚水平変位への影響度は破壊部位によって差異が得られた。すなわち、基部破壊タイプにおいては、鉄筋降伏後の応力増加が大きいため、鉄筋の抜出し量そのものが大きくなる。これに対して、段落し部破壊では、基部付近の鉄筋降伏後の応力増加が小さいため、鉄筋抜出し量そのものの増加が小さいと考えられる。

キーワード：RC橋脚、多段配筋、大型模型実験、正負交番載荷実験、鉄筋抜出し、
地震時保有水平耐力、終局耐力、耐震性、じん性、段落し

1 まえがき

現行道路橋示方書によると、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下での変形性能が特に要求されるようになっている。このため塑性領域でのRC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耐震構造物設計上の大きな課題となっている。しかしながら、RC橋脚の場合、地震作用のような正負交番繰り返し荷重を受けるときには、躯体の曲げ変形等のほかに、コーチングからの主鉄筋の抜出しによる橋脚の回転による水平変

形が生じることが知られている。一般の小型供試体実験によると、鉄筋の抜出しが水平変形に及ぼす影響は大きく、50~70%¹⁾程度にも達するとの報告が多い。このため、これらの構造における変形を議論する際には、軸方向主鉄筋のコーチングからの抜出しによる影響、特に実構造物規模における影響を評価することが重要である。しかしながら、鉄筋の抜出しによる影響を供試体により実験的に評価するときには、次のような問題が生ずる。すなわち、断面幅3m程度の実橋脚の場合、基部の鉄筋抜出しの影響を表す指標である、鉄筋径と部材断面幅の比($\phi/D=3.2/300=0.01$)は

1%程度となる。これに対して、通常の1/10寸法レベルの模型実験においては、実橋と鉄筋比を近似させると、断面幅が30cmの場合、鉄筋径と部材断面幅の比 ($\phi/D=1.9/30 \approx 0.06$) は6%程度となり、鉄筋の抜出しが水平変形に与える影響度

は大きく異なると考えられる。そこで、上記の問題点を評価するために、図-1の模型供試体比較フロー図に示すように、阪神高速道路の標準的なRC橋脚を対象に、配筋状態を実構造物に合わせた (ϕ/D を同一とする) 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) との比較実験を実施し、曲げ変形能、せん断耐力、鉄筋抜出し量等の評価を行った。本報告は、これらの検討項目のうち、主として鉄筋抜出し挙動について述べるものである。

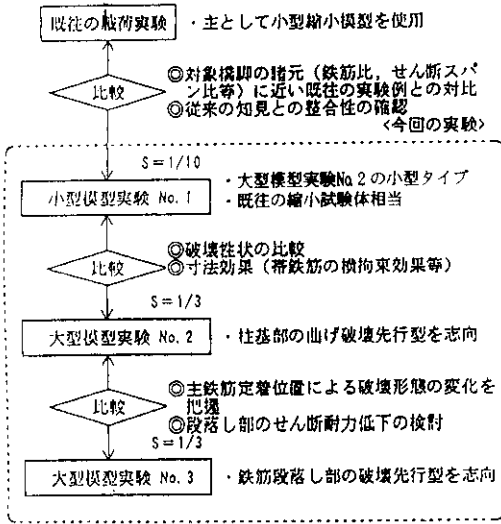


図-1 模型供試体の比較フロー図

2 実験概要

2-1 供試体形状

都市内の多段配筋型橋脚として阪神高速道路標準設計図集²⁾によるRC単柱のT型タイプの標準橋脚をモデルにして3体の橋脚模型を作成し実験を実施した。図-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

表-1 RC橋脚模型供試体の基本諸元

模型 番号	縮尺	断面寸法 B×H(mm)	軸方向鉄筋				帯鉄筋				
			カッタワ 位置(m)	鉄筋径	鉄筋比 ρ_l (%)	カッタワ比 $\rho_{...}$ (%)	鉄筋径	柱基部		一般部	
								間隔 (cm)	鉄筋比 ρ_w (%)	間隔 (cm)	鉄筋比 ρ_w (%)
No.1	1/10	350×300	なし	D19	2.18	—	D6	8.5	0.21	17	0.11
No.2	1/3	1167×1000	2.162	D13	2.28	1.61	D6	5	0.22	10	0.11
No.3	1/3	1167×1000	1.233	D13	2.28	1.26	D6	5	0.22	10	0.11

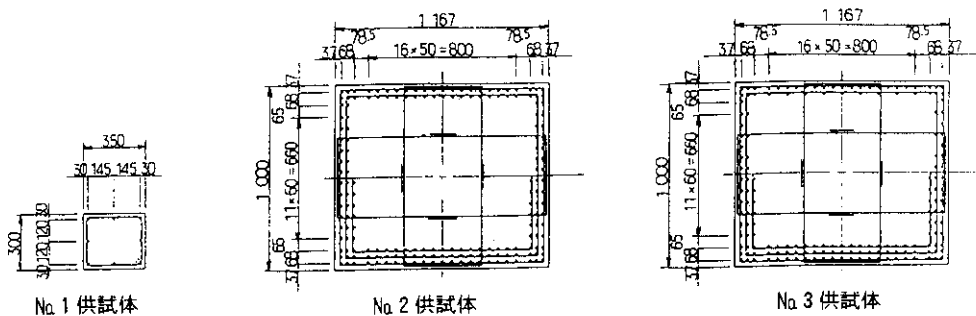


図-2 断面形状図

に配筋したものである。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、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、段落し部分で破壊が先行することを意図したものであり、段落し部分の耐力と破壊状況を調べるものである。表-1にRC橋脚模型供試体の基本諸元、図-2に断面形状図を示す。コンクリートは早強セメントを使用し、実橋脚の設計基準強度(270kgf/cm²)を実験時目標強度とした。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。軸方向主鉄筋はD19(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。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。載荷は図-3の載荷装置概要図に示すように、供試体はフーチングの柱部から十分離れた位置で鋼棒により反力床に緊結した。上部工死荷重分に相当する軸力(15kgf/cm²)は、シース内に挿入した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によって導入した。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、最外縁の軸方向主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、後述の図-5の加力パターン模式図に示すように、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は、降伏変位(δ_v)の整数倍ごとに10回とした。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。

2-2 実験結果

No. 1供試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、 $5\delta_v$ 変形時以降降伏荷重程度に低下することが認められたことから、じん性率($\delta u/\delta_v = 5\delta_v/\delta_v$)も5程度と良好な変形性能を有することが確認された。これに對

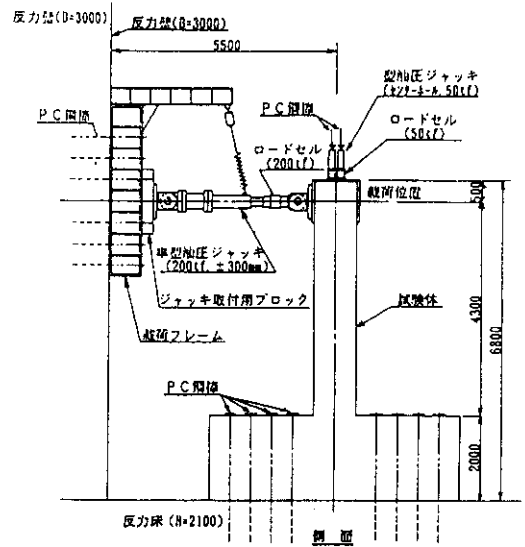


図-3 載荷装置概要図

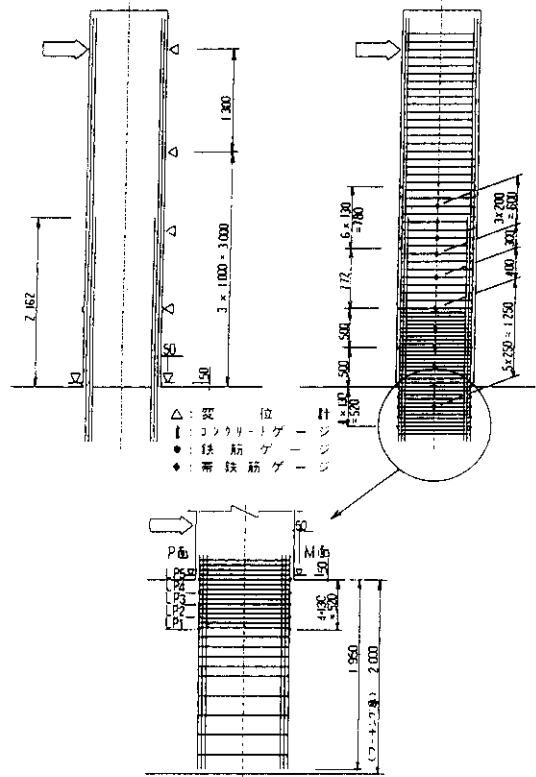


図-4 測定計器配置図

してNo.2 供試体は $5\delta_y$ から 6δ 変形時において降伏荷重程度に低下することから、じん性率は5~6となった。また荷重-変位関係も従来タイプの小型試験体であるNo.1 供試体とよく似た挙動を示した。しかしながら、大型供試体においてはコンクリートの剥落などの破壊範囲が小型供試体よりもかなり小さいことが認められた。No.3 供試体は、曲げひびわれ先行型ではあったが、終局時には段落し部分で柱筋が降伏し、この位置で部材はせん断破壊した。標準タイプに比べて最大荷重、じん性率ともに低下が認められたが、じん性率は4程度($\delta u/\delta_y = 4\delta_y/\delta_y$)確保されており、必ずしも脆性的な破壊モードとはならなかった。表-2 に実験の終局耐力と解析値との対比表を示す。No.1, 2 供試体の曲げ破壊耐力は材料試験結果に基づく応力-ひずみ関係から求めた解析値と比較的よく一致した。また、せん断破壊したNo.3 供試体のせん断耐力は、コンクリート標準示方書式から求めたせん断耐力とほぼ一致した。

3 計測結果に基づく鉄筋拔出し解析

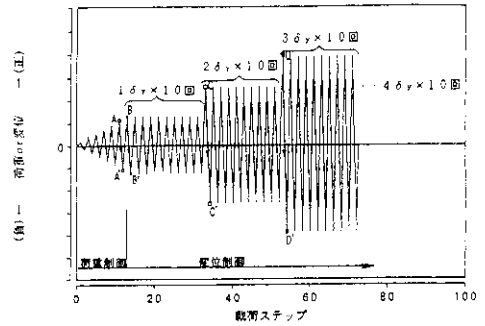
3-1 測定手法

供試体により得られた鉛直変位量および鉄筋ひずみ計の測定値から鉄筋の拔出し量を推定する。図-4の測定計器配置図に示すように、柱基部両端部のフーチング上面より50mm、柱側面より50mm 離れの位置に鉛直変位計を設置し、各荷重段階ごとの変位量を測定し、これを鉄筋拔出し量(解析値1)とした。すなわち、解析値1は鉄筋の拔出しと鉛直計とフーチング間(5cm)の変位量を含

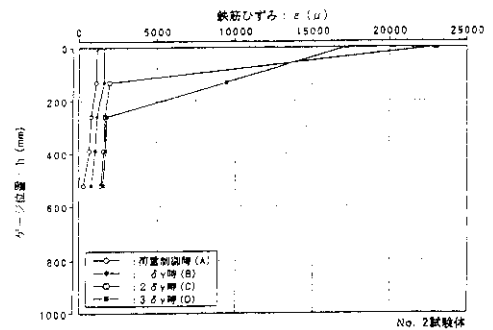
表-2 実験終局耐力と解析値の対比

単位: kN

供試体	実験最大荷重	解析値	解析方法
No.1	10.5	9.8	鉄筋・コンクリートの応力-ひずみモデルから求めた曲げ最大荷重
No.2	122.1	116.5	鉄筋・コンクリートの応力-ひずみモデルから求めた曲げ最大荷重
No.3	104.7	105.6	コンクリート標準示方書から求めたせん断耐力



(b) 加力パターン模式図



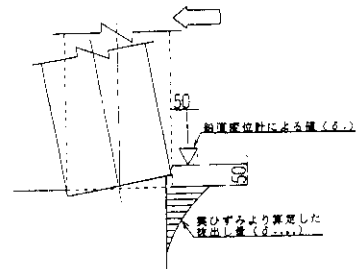
(c) 引張荷重ピーク時のひずみ分布

図-5 フーチング定着部の鉄筋ひずみ分布図

表-3 鉄筋拔出し量の対比

終局ステップ	No.2 試験体		No.3 試験体	
	δ_{y1}	δ_{y2}	δ_{y1}	δ_{y2}
0.5 時	0.682	0.730	0.597	0.619
1.0 時	-0.458	-0.482	-0.357	-0.315
2.0 時	2.677	2.462	0.905	0.887
3.0 時	-0.933	-0.680	-0.470	-0.396
4.0 時	3.007	3.116	1.071	0.960
5.0 時	-1.758	-1.164	-0.503	-0.445
6.0 時	3.130	-	-	0.736
7.0 時	-3.558	-	-	-0.379
8.0 時	-	-	-	0.588
9.0 時	-	-	-	-0.319

*1 δ_{y1} : 柱下部鉛直変位計による実測値(解析値1)
 *2 δ_{y2} : 実ひずみより算定した拔出し量(解析値2)
 *3 負の値は押し込み量



んだものである。また、基部付近のフーチング内に埋め込まれた鉄筋ひずみはフーチング上面から、鉄筋径(ϕ)の10倍(13cm)間隔の計5箇所まで計測されている。各荷重段階の鉄筋ひずみ量を積分することによって、鉄筋拔出し量を推定する(解析値2)。

3-2 鉄筋ひずみ分布

実験による各荷重段階における引張側鉄筋ひずみ分布例として、No.2供試体の各載荷ステップの1サイクルにおける引張荷重ピーク時におけるひずみ分布を図-5に示す。図-5からも分かる通り、多段配筋したNo.2,3供試体は、最深部測定点(40 ϕ)においても比較的大きなひずみを生じている。ひずみ分布曲線を深さ方向に延長し不動点を求めると約90cm(70 ϕ)と既応の実験結果³⁾において報告されている定着長(20 ϕ)の3倍程度の値となった。このように、定着長が長くなった原因には、正負交番および多段配筋に伴う密な鉄筋間隔による鉄筋の付着応力の低下が考えられるが、既往の研究結果によると、特に密な鉄筋間隔の影響が大きいといわれている。すなわち、杭構造物の群杭効果と同様に、多数の鉄筋がみかけ上、太径の鉄筋に置き替わったようになり、群鉄筋の間に挟まれているコンクリートが鉄筋の拔出しに抵抗できなくなり、みかけの付着強度が低下するためと考えられる。村山ら⁴⁾、石橋ら⁵⁾の既往の研究によっても、鉄筋間隔が3 ϕ 程度になると影響が大きいことが明かにされている。本供試体の場合、内外鉄筋間隔が2.6 ϕ 、隣接鉄筋間隔が3.8 ϕ 程度と相互方向に非常に密に配筋されており、これらにより鉄筋の付着応力低下および定着長が長くなる現象が生じたものと考えられる。

3-3 鉄筋拔出し量の比較

表-3に、各荷重ステップの1サイクル載荷時の鉄筋拔出し量を鉛直変位計から求めた(解析値1)および鉄筋ひずみから求めたもの(解析値2)を示す。なお、解析値2は上述のように、鉄筋ひずみの不動点を求め、ゼロ点(フーチング上面)から不動点までのひずみ量を積分することに

よって鉄筋拔出し量を求めた。表-3によると、2 δy 時までの拔出し量を比較すると解析値1がやや大き目となっているものの両者の差は10%程度であった。以上のことから、鉛直変位計および鉄筋ひずみから求めた鉄筋拔出し量は、2 δy まではほぼ定量的に一致していると考えられる。このことは、2 δy までの基部付近5cm区間の曲げ変形に伴う変形量が小さいことから類推でき、2 δy 程度までの鉄筋拔出し量は鉛直変位計によっても評価できると考えられる。

4 付着力低下を考慮した鉄筋拔出し解析

鈴木らは正負交番繰返し載荷を対象とした、鉄筋拔出し解析を実施している。ここでは、これらの手法を基本とし、図-6の解析フロー図に示すように付着力低下を考慮した単調載荷解析を実施する。鈴木らは、付着応力-すべり関係を図-7に示すような多折線型に設定しているが、各点は実験結果等を基にして以下のように定めている。

点C：鉄筋とコンクリートの粘着力の切れる点

$$\tau_c = 5.15 + 0.02f' \quad S_c = 0$$

点A：鉄筋周辺に内部ひびわれが発生する点

$$\tau_A = 3.2f' c^{1/2} \quad S_A = 0.003 D$$

点Y：最大付着強度を示す点

$$T_{max} = 6.0f' c^{1/2} \quad S_y = 0.019 D$$

点R：残留付着強度に到着する点

$$\tau_R = 1.8f' c^{1/2}$$

前述のように、石橋ら⁵⁾は鉄筋間隔による付着力低下を評価するための実験的研究から次式のような付着力補正係数Kを提案している。

$$K = 0.40 + 0.03 \cdot D / \phi$$

$$\text{ただし、} 3 \leq D / \phi \leq 16$$

本実験では、 D/ϕ は2.6(最小鉄筋間隔D:34mm, ϕ :13mm)となり、上式の適用範囲外となるが、 D/ϕ が3.0の近傍であること、隣接鉄筋の影響も考えられることから、上式に $D/\phi = 2.6$ の値を代入して解析を行う。すなわち、図-7の付着応力-すべり関係を破線のように付着応力を低下させることによって、鉄筋間隔の影響を考慮する。柱鉄筋軸方向に沿った付着応力分布は図-

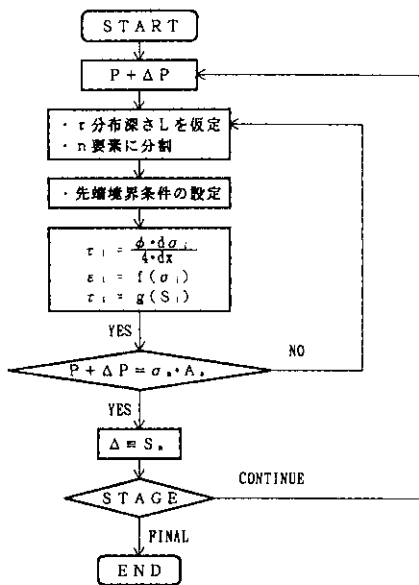


図-6 鉄筋抜出しの解析フロー図

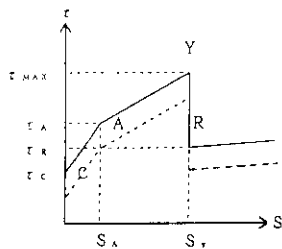


図-7 付着応力-すべり関係図

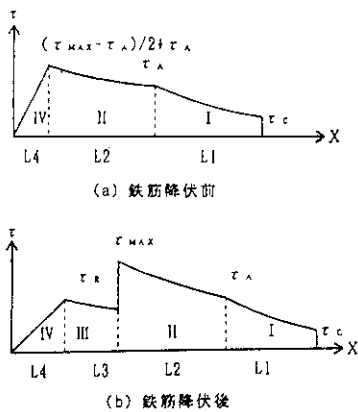


図-8 付着応力分布図

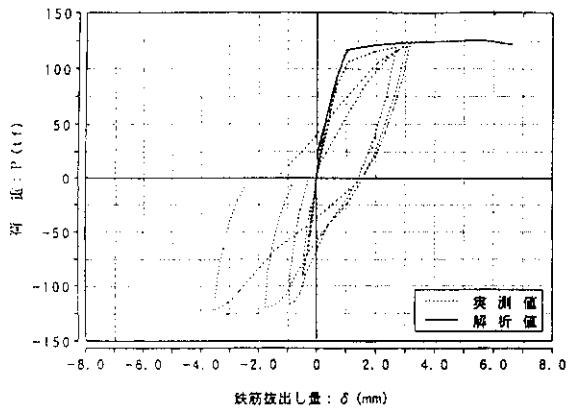
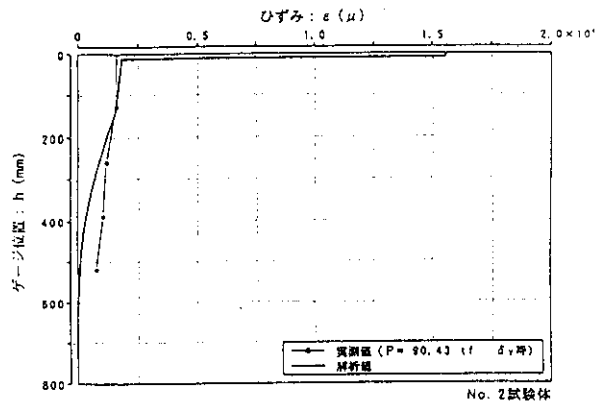
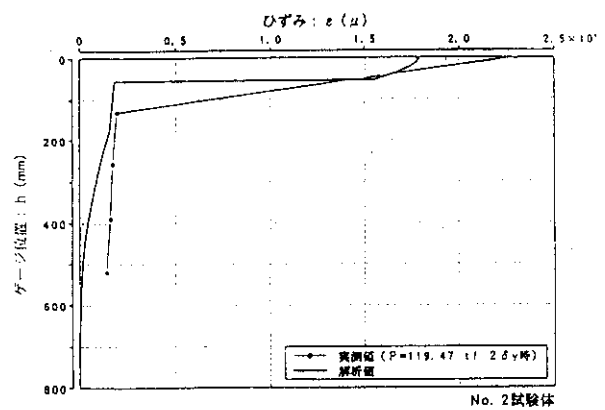


図-9 鉄筋抜出し量の対比図



(a) δ_y時ひずみ分布図



(b) 2δ_y時ひずみ分布図

図-10 ひずみ分布の比較

8に示すように鉄筋降伏前と鉄筋降伏後に分けて設定する。図-8の各領域の長さ L_1 、 L_2 および L_3 は、荷端の作用荷重とのつりあい条件によって求める。また L_1 については、漏斗状のひびわれによる荷端の付着損失を考慮したもので、既往の研究成果を基に鉄筋降伏前は2D、鉄筋降伏後は3D(D:鉄筋径)としている。なお解析に用いた引き抜け力は単調荷重時のM- ϕ 解析より得られる柱基部のM- ϵ 関係より鉄筋の応力-ひずみ関係を用いて算定している。図-9に解析より得られた鉄筋拔出量を実測値と比較して示す。実測値と解析値は比較的よく一致しており、解析値は実測値をほぼ捉えることができている。特にPy時における拔出量はほぼ一致しており、実測における鉄筋降伏以降の急激な拔出の伸びを解析的に表現できている。また図-10のひずみ分布をみると、解析値は実測値の柱基部近傍の鉄筋が降伏している状況を比較的よく捉えており、実測値に見られるように、50 ϕ 程度の比較的深い位置でひずみが生じている性状を捉えた結果となっている。しかし、20 ϕ 以深では実測値のひずみ分布が、解析値よりも大きくなっており、この原因には正負交番荷重の影響によりかなり深い位置まで付着力が低下した可能性が考えられ、今後正負交番の付着応力に与える影響について、解析的に検討を加える必要がある。

5 鉄筋拔出しが水平変位におよぼす影響解析

鉛直変位計により計測された変位量を求め、つぎに圧縮および引張側両端の変位量から回転角度を求め、橋脚高さを掛けることによって、橋脚水平変位に及ぼす鉄筋拔出しの影響を求める。表-4に鉄筋降伏時と2 δy 時の全水平変位に占める鉄筋拔出しの割合を示す。No.1供試体では鉄筋降伏時50%、2 δy 時70%と拔出しによる影響は大きく、既往の小型供試体を用いた実験結果と似た挙動を示している。これに対して、No.2、3および過年度実施した実橋脚の単調荷重実験では鉄筋降伏時12~18%、2 δy 時9~30%と小型供試体

表-4 鉄筋拔出しの場合

試験体	鉄筋降伏時	2 δy 時	縮尺	載荷方法	破壊部位	主鉄筋径
No.1 試験体	50 %	70 %	1/10	正負交番	往下端	D19
No.2 試験体	18 %	30 %	1/3		往下端	D13
No.3 試験体	16 %	13 %	1/3		脱落し	
旧橋脚入路橋脚	12 %	9 %	実橋脚	片方向	脱落し	D28

※橋脚橋脚は最大河床時

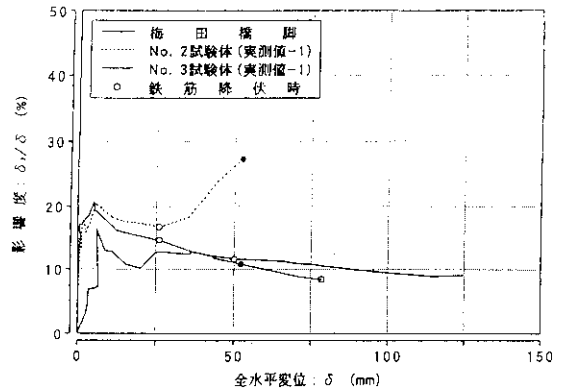


図-11 鉄筋拔出し影響度

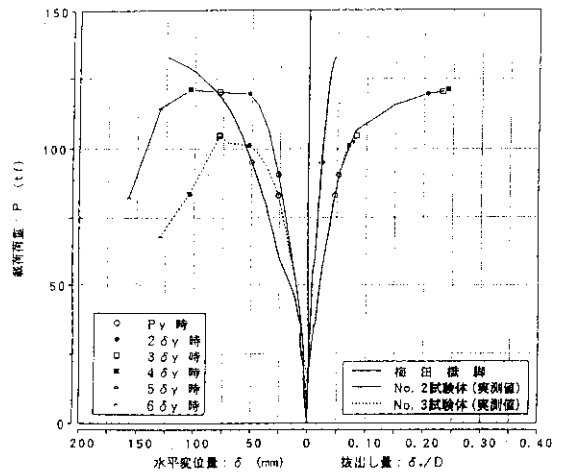


図-12 載荷荷重と水平変位量および鉄筋拔出し量の関係

に比べては小さい割合となっている。しかしながら、No.2、3供試体の測定値は解析的に予想される値よりも大きな値となっている。これは前述のように多段配筋の影響により付着応力分布長が長

くなったことが原因として考えられる。図-11に No. 2, 3 供試体と過年度実施した実橋脚の最大荷重に至るまでの鉄筋拔出し影響度

$$\delta_x/8 = \frac{\text{鉄筋の拔出しによる柱体の回転による水平変位}}{\text{全水平変位}}$$

を示す。また図-12に載荷荷重と水平変位量および鉄筋拔出し量の関係を示す。鉄筋降伏から最大荷重時に至るまでの影響度についてみると、破壊部位の違いにより影響度の性状が異なる傾向を示している。柱基部破壊であるNo. 1, 2 供試体は鉄筋降伏以降も影響度は増加傾向を示しているのに対し、段落し破壊であるNo. 3 供試体および梅田実橋脚は鉄筋降伏以前にピークを迎え以降影響度は小さくなっている。これは図-12に示すように、段落し破壊の場合、基部付近の鉄筋は降伏応力レベルにとどまっておき、その後の応力増加が小さいため鉄筋の伸び、すなわち鉄筋拔出しの増加が小さい。これに対して、柱基部破壊の場合、基部付近の鉄筋は降伏応力を大きく超えており、荷重の増加に伴い鉄筋の伸び、すなわち鉄筋拔出しが大きくなるためと考えられる。しかしながら、基部破壊においても $2\delta_y$ 時以降は図-12に示すように鉄筋の拔出し量の伸びは小さくなっており、以降の鉄筋拔出しの水平変形に及ぼす影響は小さくなるものと推定される。

6 まとめ

大型模型供試体を用いた多段配筋RC橋脚の鉄筋拔出しの実験および解析結果をまとめると以下のようになる。

- 1) フーチング上面からの鉄筋ひずみ分布から求めた鉄筋拔出しによる定着長は、 70ϕ と既往の実験結果の3倍程度の値となった。この原因は、主として内外鉄筋間隔が 2.6ϕ 、隣接鉄筋間隔が 3.8ϕ と密に配筋されたことによる付着応力の低下が考えられる。
- 2) 基部下端から5cmの高さに配置した鉛直変位計および鉄筋ひずみから求めた鉄筋拔出し量は、 $2\delta_y$ 程度の変形量まではほぼ一致した

性状を示した。

- 3) 鉄筋拔出しの橋脚水平変位への影響度は、破壊部位によって差異が得られた。すなわち、基部破壊タイプにおいては鉄筋降伏後の応力増加が大きいため、鉄筋の拔出し量そのものが大きくなる。これに対して、段落し部破壊では基部付近の鉄筋降伏後の応力増加が小さいため、鉄筋拔出し量そのものの増加が小さくなったためと考えられる。

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阪神高速道路公団“RC橋脚のダクティリティ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. 45-54，1988年2月。
- 2) 阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート構造物標準図集，1991年4月
- 3) 町田・睦好・豊田：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-5，pp. 203-212，1987年2月
- 4) 村山・須田・三村：RC橋脚の変形性能に及ぼす柱筋の拔出しの影響，コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集，1988年3月
- 5) 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。
- 6) 鈴木・張・綿貫・尾坂：フーチングからの軸方向主鉄筋の抜け出し量評価法に関する研究，コンクリート工学論文集，第3巻第1号，pp. 33-43，1992年1月