

R C 橋脚の変形性能に関する実験研究

工務部 設計課 中 林 正 司
同 部 同 課 浜 田 信 彦
管理技術センター 林 秀 侃

要 約

単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計上の重要なポイントである塑性領域の安全性、すなわち変形性能の評価に関し、基礎をも含めた橋脚-基礎系の終局時の変形性能を検討するため、実橋脚を用いた水平載荷実験を行った。実験対象とした橋脚は供用後24年を経た旧梅田入路に使用していた円形柱の鉄筋コンクリートT型単柱で、上部工撤去後の橋脚を用いて、終局耐力付近までの載荷を行った。

まえがき

鉄筋コンクリート単柱式橋脚の設計における支配的荷重は通常、地震荷重などによる水平力である。この地震による慣性力を決定するには橋脚の固有周期をまず把握する必要がある、その際には橋脚躯体の弾性変形だけでなく基礎の変形特性も併せて考慮し、系としての変形特性を的確に評価しなければならない。また、最近の耐震設計においては、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終局耐力の評価とともに、いわゆる変形性能に対する配慮がとくに要求されるようになってきている。

以上のような背景のもとで、阪神高速道路・旧梅田入路の撤去工事に際し、杭基礎形式の鉄筋コンクリート単柱式橋脚であるURP3、URP4橋脚を対象とした橋脚・基礎系の静的繰返し水平載荷試験を実施した。

この実験の目的は

(1)実橋脚としての橋脚-基礎系の変形特性、すなわち橋脚躯体、基礎パネそれぞれの変形特性ならびに全体変形量に対する両者の分担性状を把握する。

(2)コンクリートの引張りびわれ発生～鉄筋降伏以降に至る弾塑性領域での挙動を評価する従来の理論を検証する。

(3)耐震設計における実橋脚としてのダクティリティー・ファクターの把握を行う。

(4)2 mの直径を持つ実橋脚としてのRC円柱断面の曲げ終局耐力とせん断終局耐力の関係を明らかにする。

等である。本研究では、これらの目的に対応して種々の観点から必要な解析と検討・評価を行った。

1 実験概要

対象橋脚の構造一般図を図-1に、基本諸元と設計材料強度を表-1に、材料強度試験結果から整理した強度定数と以後の解析に用いる各種の設定値を表-2に示す。

水平載荷は荷重の上限を対象橋脚であるURP4橋脚の橋脚下端断面が推定終局曲げ耐力に達するときの水平力の2倍(約 $145\text{tf} \times 2 = 290\text{tf}$)を一応の目標とし、URP3、URP4間をPC鋼

棒で連結し、URP3側に300tf級ジャッキを2台直列に配置して実施した。また、水平荷重載荷高さ（緊張用PC鋼棒群の図心位置の高さ）はURP4橋脚の梁高（1.3m）のほぼ中心に定めて、これを水平にURP3橋脚まで延長した（図-2参照）。

表-1 対象橋脚の基本諸元

橋脚	断面形状	径(mm)	断面	配筋
URP3 (単柱式)	円形	2000	①	D32-53本 D32-53本
			②	D29-53本
URP4 (単柱式)	円形	2000	①	D29-53本 D29-26本
			②	D29-53本

コンクリート $\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
 鉄筋 (材質 SSD49)
 許容応力度 $\sigma_{sa} = 1600 \text{ kgf/cm}^2$
 降伏応力度 $\sigma_{sy} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$
 鉄筋かぶり 10cm (1断面) / 20cm (2断面)

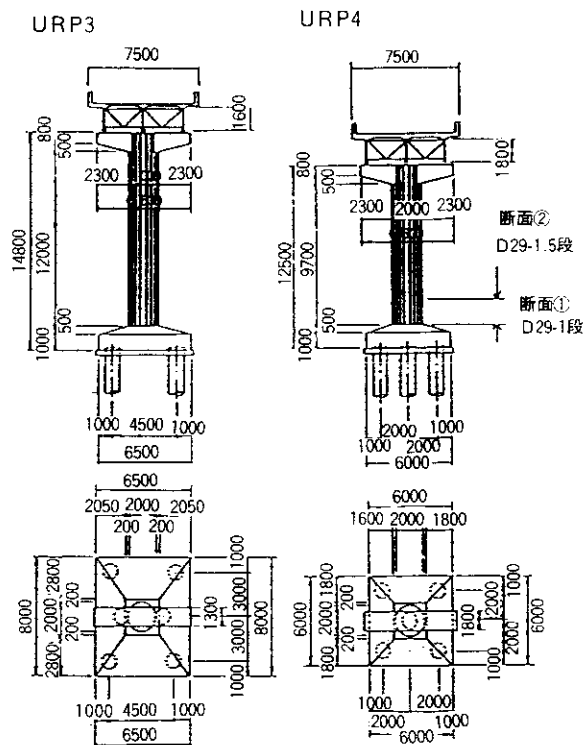
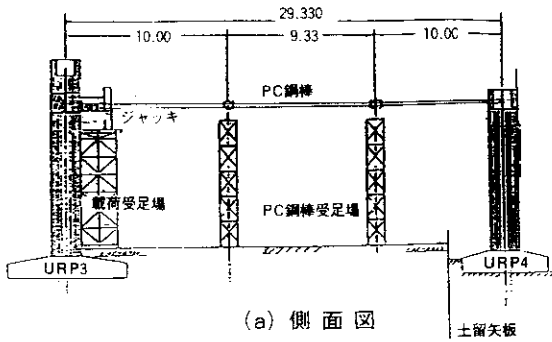


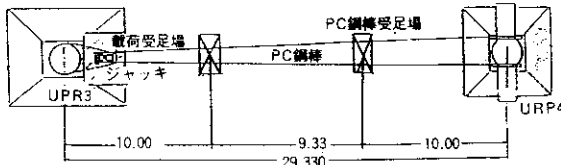
図-1 実験橋脚の構造一般図

表-2 強度定数と設定値 (URP4橋脚)

コンクリート			鉄筋			
項目	単位	備考	項目	単位	備考	
σ_{ck}	kgf/cm ²	355	試験最小値	σ_{sy}	kgf/cm ² 3800	試験値
f'_c	〃	355.00	$k1=1.00$	σ_{su}	〃 5700	試験値
σ_{bc}	〃	33.91		E_s	〃 2100000	
E_c	〃	296500		ϵ_{sy}	0.001810	
ϵ_{co}		0.002000		ϵ_{sh}	$\alpha \cdot \epsilon_{sy}$	$\alpha = 1.5 \sim 5$
ϵ_c		0.003500		ϵ_{s1}	0.270000	試験値



(a) 側面図



(b) 平面図

図-2 実験要領図(載荷方法)

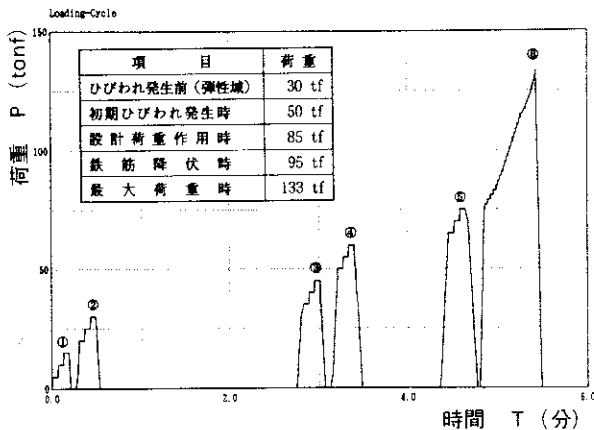


図-3 荷重の載荷ステップ

2 実験結果の解析

2-1 杭基礎系の弾性変形特性

本実験では杭基礎フーチングの変位は比較的小さく、橋脚柱の曲げ終局状態がクリティカルとなった。実際、最大荷重時におけるフーチングの実測変位は表-3に示す程度であり、基礎系はほぼ弾性範囲内の挙動を示しているものと考えられる。

表-3 最大水平荷重時 ($P_{max}=133tf$) のフーチング実測変位

橋脚	水平変位 δx (mm)	回転変位 α [100rad]	フーチング 前面土
URP 3	2.53	0.171	あり
URP 4	5.60	0.522	なし

2-2 塑性域での橋脚の曲げ変形特性

ひびわれ発生時-鉄筋降伏時-最大荷重に至るまでのM- ϕ 関係、P- δ 関係を解析値と比較し、実橋脚への解析手法の適用性について考察する。この解析では、応力-ひずみ特性モデルとして「道示」に示されている標準モデルのほか、帯鉄筋の横拘束効果を考慮できるコンクリートの応力-ひずみモデル (Kent-Park モデルなど)、ひずみ硬化を考慮した鉄筋の応力-ひずみモデル (Park等の提案モデルなど) 等表-4に示すモデルを用い、表-5に示すケースについて曲げ変形特性および終局曲げ耐力の評価方法としての有効性の比較検討を行った。

表-4 応力-ひずみ特性モデル一覧表

	コンクリート	鉄筋
Model-1	「道示」標準モデル	「道示」標準モデル
Model-2	Kent&Parkモデル	Park&Paulayモデル
Model-3	修正Kent&Parkモデル	Park&Paulayモデル
Model-4	「京大」モデル	Park&Paulayモデル

図-4に解析により得られたP- δ 曲線を実測値と比較して示す。なお、M- ϕ 特性を「道示」に示されるひびわれ発生時 (C)、鉄筋降伏時 (Y)、終局時 (U) の3点を結ぶトリリニア近似した場合を解析値1 (図中の破線)、鉄筋降伏以降忠実に追跡した場合を解析値2 (図中の実線) としている。

(a)、(b)は「道示」標準モデルによる解析結果を示す。(a)は設計材料強度を、(b)は材料強度試験結果を用いて解析したものである。このことから、橋脚水平変位を正確に推定するためには材料強度を的確に把握する必要のあること

表-5 解析ケース一覧

解析ケース	内 容
①Case-Design	設計値（公称値）の検証を行うため設計材料強度を用いて解析を行う。応力-ひずみ特性モデルは「道示」標準モデルを用いる。なお、柱断面変化位置は鉄筋定着長を無視し柱下端より1.70mの位置とした。
②Case-Exp1	材料強度試験結果を用いて解析を行う。応力-ひずみ特性モデルは表-5に示すすべてのモデルについて行う。ただし、鉄筋のひずみ硬化を考慮したモデルについてはひずみ硬化の開始点を $\epsilon_{sh} = \epsilon_{sy} \times 1.5$ としている。
③Case-Exp2	Case-Exp1に対して柱断面変化位置を、定着長を加えて軸方向鉄筋のカットオフ位置（柱下端より2.71m）とした場合について解析を行う。
④Case-Exp3	Case-Exp1に対して高ひずみ域でのM- ϕ 関係、P- δ 関係をみるため ϵ_{cu} を0.0035から0.0070に変更して行う。
⑤Case-Exp4	Case-Exp1に対して鉄筋のひずみ硬化を考慮し得るモデルについて $\epsilon_{sh} = \epsilon_{sy} \times 5.0$ としたモデルにより解析を行う。

が確認できる。

解析値1と2を比較すると、(a)、(b)の解析値1では終局変位(δu)が約200mmであるのに対して解析値2では約100mmとなり、解析値1の約1/2となっている。(c)はCase-Exp1の「京大」モデルの場合であり、解析値2の δu は解析値1に対して8割程度となっている。これら解析値1と解析値2の相違は、鉄筋降伏時から終局時に至るまでのM- ϕ 曲線の丸みを帯びた曲線の変化を解析値1では無視していることにより生じるものである。つまりひびわれ発生時、鉄筋降伏時、終局時の3点のM- ϕ 近似曲線から水平変位を推定することは、結局変位を過大評価する可能性があることが指摘できる。また(b)、(c)の比較より、塑性域での曲げ変形性状を正確に推定するためには、鉄筋のひずみ硬化および帯鉄筋の横拘束硬化を考慮するのがよいと言えるが、その評価には大きな差はない。

(d)はCase-Exp4の「京大」モデルの場合で、(c)の場合に比べ、鉄筋降伏以降も実測値をよりよく捉えており、P- δ 曲線の勾配もほぼ一致している。このように塑性域での曲げ変形性状を正確に推定するためには、ひずみ硬化開始点の評価も主な因子の一つといえる。

2-3 ダクティリティー

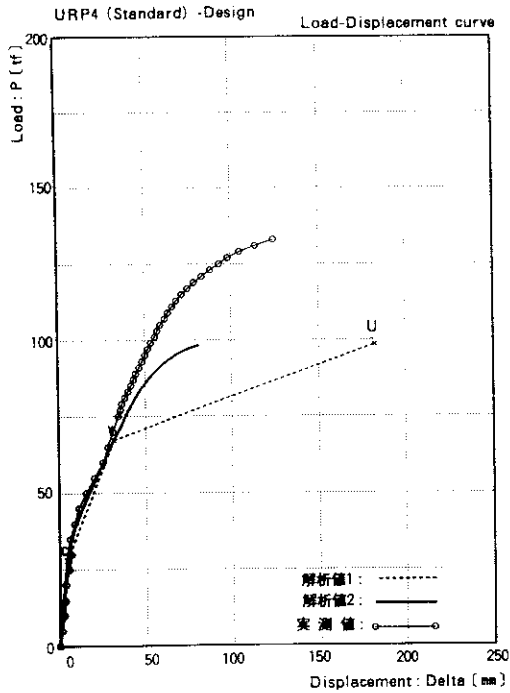
断面レベルでのダクティリティー($\phi u / \phi y$)と橋脚全体レベルでのダクティリティー($\delta u / \delta y$)との関係をみる目的で、表-6に解析により得られた曲率ダクティリティー・ファクターと変位ダクティリティー・ファクターを整理して示す。

曲率ダクティリティー・ファクターをみると、「道示」標準モデルがやや高いようであるが各解析ケースともほぼ一致しており、柱下端位置で $\phi u / \phi y = 6.3$ 、段落とし部で $\phi u / \phi y = 8.0$ となっている。しかし、変位ダクティリティー・ファクターをみると概ね $\delta u / \delta y = 3$ 程度であり曲率ダクティリティー・ファクターの1/2以下となっている。このように橋脚全体の変位ダクティリティーは断面のダクティリティーよりもかなり小さくなるのがわかる。

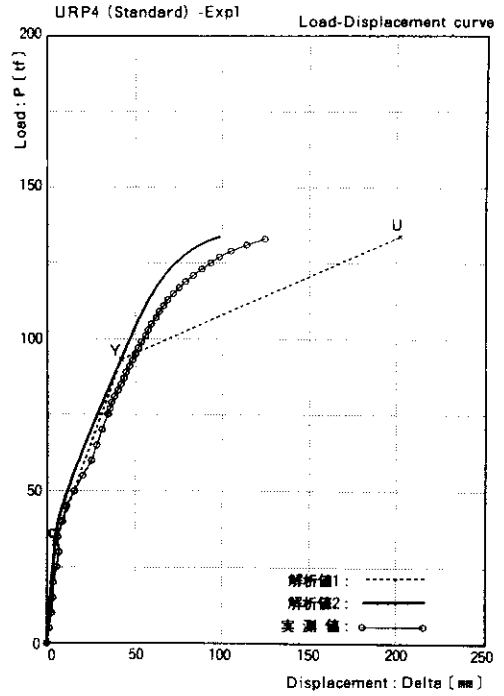
2-4 柱下端からの軸方向鉄筋の抜け出し

(1)軸方向鉄筋の抜出し量

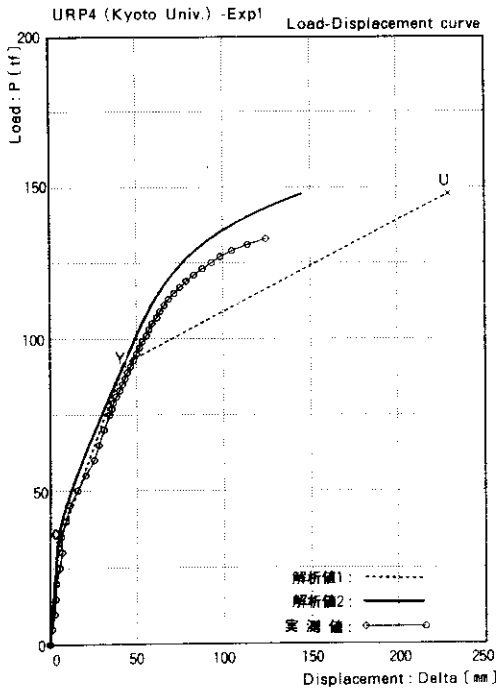
解析結果を実測値と比較して図-5に示す。図中の太い実線はM- ϕ 解析により得られた柱下端のひずみ量を用いて抜出し量を算定したものである(コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 特性として「京大」モデルを用いた)。×マークの



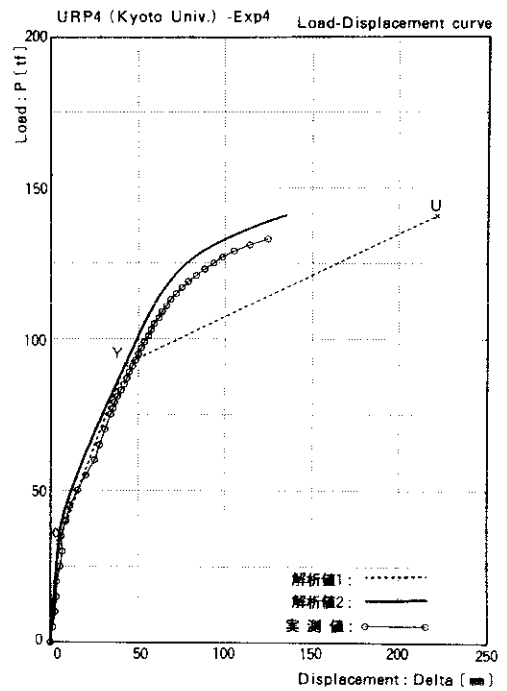
(a) 「道示」標準モデル (設計強度)



(b) 「道示」標準モデル (試験強度)



(c) 「京大」モデル ($\epsilon_{sh} = \epsilon_{sy} \times 1.5$)



(d) 「京大」モデル ($\epsilon_{sh} = \epsilon_{sy} \times 5.0$)

図-4 P- δ 曲線

表-6 ダクティリティー・ファクター

解析ケース	応力-ひずみ特性モデル	My [tfm]	ϕ_y [1/m]	Mu [tfm]	ϕ_y [1/m]	ϕ_u/ϕ_y	Py [tf]	δ_y [cm]	Pu [tf]	δ_u [cm]	δ_u/δ_r
Design	「道示」標準	784.44	0.001078	1175.59	0.008093	7.507	67.31	3.19	98.53	8.10	2.539
		580.17	0.001030	849.37	0.009790	9.505					
Expt	「道示」標準	1097.24	0.001358	1609.04	0.009124	6.719	93.23	4.16	133.86	9.84	2.365
		803.64	0.001301	1153.89	0.011233	8.634					
	Kent&Park	1097.24	0.001358	1711.25	0.008442	6.216					
	修正Kent&Park	1097.38	0.001358	1713.38	0.008468	6.236					
	803.64	0.001301	1258.82	0.010164	7.812						
「京大」	1076.42	0.001394	1734.99	0.008460	6.069	91.61	4.25	147.96	14.48	3.407	
	789.68	0.001334	1275.38	0.010213	7.656						
Exp4	Kent&Park	1097.24	0.001358	1645.14	0.008645	6.366	93.23	4.12	140.96	12.16	2.951
		803.64	0.001301	1215.09	0.010404	7.997					
	修正Kent&Park	1097.38	0.001358	1647.23	0.008670	6.384					
「京大」	803.71	0.001301	1216.42	0.010435	8.021	93.24	4.24	141.12	12.24	2.887	
	1076.42	0.001394	1642.22	0.008730	6.263						
		789.68	0.001334	1212.68	0.010539	7.900	91.16	4.18	140.68	13.48	3.225

(上段：柱基部、下段：鉄筋段落落とし部)

ついた細い実線は柱下端部の実測によるひずみ量を用いて拔出し量を算定したものである。

(2)鉄筋拔出しによる橋脚の剛体変位

ここでは鉄筋拔出しによる橋脚下端での塑

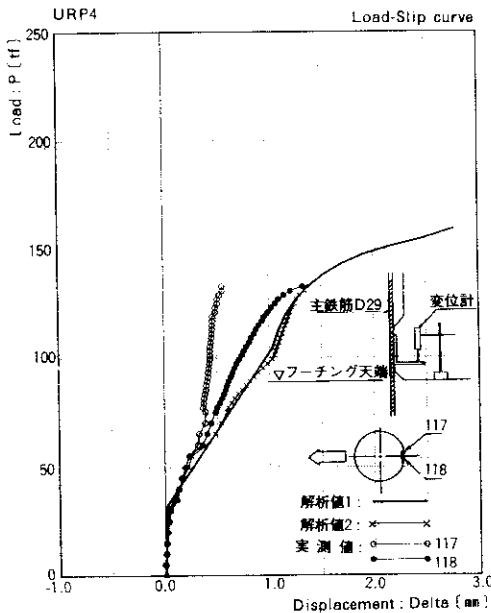
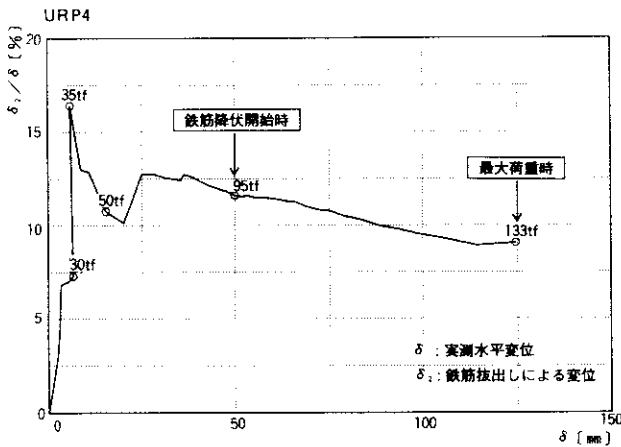


図-5 荷重と軸方向鉄筋拔出し量の関係

性回転量が荷重載荷点での水平変位にどの程度影響するかを検討する。

荷重載荷点での実測水平変位をDelta、実測による拔出し量を用いて算出した荷重載荷点での剛体変位量をDelta 2とし、Delta 2の全変位Deltaに占める割合を図-6に示す。図-6によると剛体変位の全変位に占める割合は鉄筋降伏時(約95tf)で約12%、最大荷重時(133tf)で約9%程度である。定性的にみると鉄筋降伏時まで変動はあるものの、ほぼ剛体変位の占める割合は増加傾向を示している。その後荷重を増加させていくと剛体変位よりも橋脚躯体部分の曲げ変形が大きくなり、全変位に占める剛体変位の割合が小さくなっている。一般に室内実験および試算結果は拔出しによる影響度合いが大きいものに対して、実験結果は最大荷重時でもせいぜい10%程度と影響度合いは小さい結果となっている。つまり鉄筋拔出しは実橋レベルにおいても存在するが、橋脚天端の水平変位に及ぼす鉄筋拔出しの影響は供試体レベルに比べて小さいものと考えられる。



図一六 鉄筋抜出しによる水平変位の全変位に占める割合

2-5 終局耐力

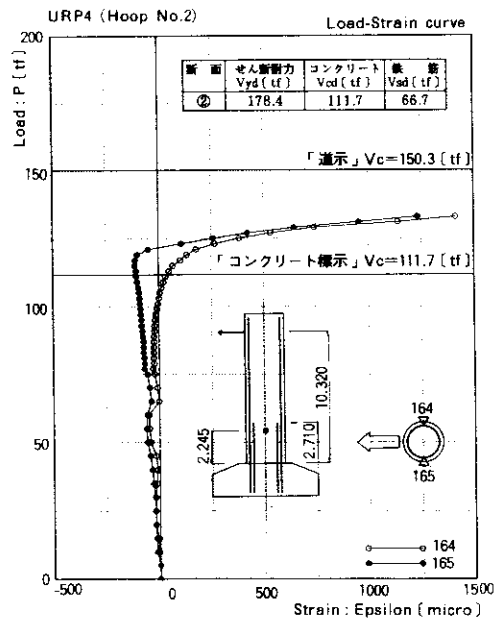
(1) 実測値からのせん断耐力評価

腹部帯鉄筋の実測した荷重-ひずみ曲線を図一七に示す。また、「コンクリート標示」により算定した終局せん断耐力を図中の表にて示す。

低レベル段階での荷重に対して帯鉄筋はほとんど応力を発生していないが、載荷荷重が約110tf付近から急激に引張ひずみは増加しており、帯鉄筋の降伏ひずみは材料強度試験結果より約 1600μ ($\sigma_{sy}=3400\text{kgf}/\text{cm}^2$)であるからほぼ降伏ひずみ付近まで到達している。ここで帯鉄筋のひずみが急激に増加し始めた荷重(約110tf)をみると、せん断耐力のコンクリート分担力(V_{cd})と一致していることが注目される。次にコンクリート分担力(V_{cd})以降の荷重について帯鉄筋のひずみをみると、前述のように最大荷重(133tf)ではほぼ降伏ひずみ付近まで到達しており、終局せん断耐力(V_{yd})とは約40tfのひらきがある。鉄筋分担力(V_{sd})は約67tfであるのに対して、実際には約25tf程度しか受け持つことができていることになる。これは曲げひびわれからせん断ひびわれへ移行し、このひびわれがほぼひずみ計測位置付近に到達したことが一因であると考えられるが、さらに詳細な検討が必要である。

(2) 破壊モードの検討

本試験においては曲げ先行型の破壊性状を



図一七 帯鉄筋の荷重-ひずみ曲線

示し実験を終了した。ここで既往の耐力評価式より得られた終局曲げ耐力、せん断耐力より対象橋脚の破壊性状を検討してみる。

解析結果より対象橋脚の M_u は約1250tfmである。これとせん断耐力との比をとると $V_{yd} \cdot a / M_u = 178.4 \times 8.62 / 1250 = 1.23 > 1.0$ (a : せん断スパン)となる。

よって既往の耐力評価式により得られた耐力より破壊性状を想定すると曲げ先行型破壊となり実験結果と一致することがわかる。

3 まとめ

検討結果を整理して表一七に示す。

(1) 弾塑性曲げ変形特性

繰返し載荷(片振り)を受ける単柱式橋脚の塑性域での曲げ変形挙動に関して、提案されている材料の応力-ひずみ特性に基づいて $M-\phi$ 特性を忠実に精算するならば、実橋脚の弾塑性挙動を正確に再現できることが示された。また「道示」に示された評価手法によると、変形性能の判定に重大な影響を及ぼす

終局変位、ダクティリティー・ファクターを過大評価することが明らかにされた。

(2) 柱下端からの軸方向鉄筋の抜出し

室内供試体レベルでの実験結果に基づいて従来指摘されてきた鉄筋の抜出し挙動が、実橋脚レベルにおいても存在し、橋脚天端の水平変位量にある程度寄与しているという事実が確認された。また、この抜出し量が橋脚全体の変形に与える影響は、橋脚躯体の曲げ非線形性が卓越するにつれて次第に減少すると指摘されているとおり、実験結果も同様に影響度は次第に減少した。影響度合いについては、供試体レベルでは一般に大きいと言われているが、実橋脚レベルではせいぜい1割程度であることが明らかとなった。

(3) 曲げ、せん断終局耐力

現行設計基準類（「道示」、 「コンクリート標示」）による曲げ、せん断終局耐力評価式が実橋脚に対しても実用上十分な適用性があることが確認された。とくに円形断面柱部材のせん断終局耐力のコンクリート分担 V_{cd} が「コンクリート標示」により照査できたことは意義が大きい。

「主鉄筋の引張部定着」についてあまり配慮がなされていない過去の基準で設計された橋脚では段落とし部の損傷がクリティカルになることが、実験的事実ならびに解析的検討の両面から立証された。

あとがき

限界状態設計法への移行に向けて種々の機関で調査研究が進められている現在、その最大の課題は、終局状態に至るまでに構造物がどのような挙動を示すかを的確に把握し、かつこれを定量的に評価する解析手法を確立させることである。言い換えれば、非線形領域における構造物の変形解析手法を確立させることであるが、RC橋脚の実構造物を用いて終局付近まで載荷した本実験は、RC橋脚に関するこの課題を解明する糸口となる貴重なデータになった。

なかでも、平成2年版道路橋示方書に新たに規定された鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有耐力照査法を実橋脚で確認できたこと、および寸法効果の影響が大きいせん断耐力に関する評価ができたことは、一つの実験例であるにせよ貴重な成果と言える。

今後は、ここで得られた研究成果をもとに実設計に適した合理的設計手法の確立に向けて積極的に研究を進めることが、この実験に携った関係者としての使命であると考えている。

最後に、本研究の実験から解析に至るまで始終貴重な御助言と御指導を賜った「RC橋脚のダクティリティーに関する調査研究会（主査、大阪工業大学小林和夫教授）」の委員各位に深く感謝の意を表します。

表一七 検討結果総括表

材 料 定 数	実 験 値	設計値(公称値)	設計値(公称値)	材料試験値	材料試験値	材料試験値	
モデル	コンクリート		「道示」	「道示」	「道示」	「道示」	横拘束効果考慮
	鉄 筋		「道示」	「道示」	「道示」	「道示」	ひずみ硬化考慮
	M-φ関係の評価		トリリニア近似	忠実な追跡	トリリニア近似	忠実な追跡	忠実な追跡
最大(終局)荷重 (tf)	Pmax=133	Pu=98.5	Pu=98.5	Pu=133.9	Pu=133.9	Pu=140.7	
最大(終局)変位 (cm)	δmax=12.45	δu=8.10	δu=8.10	δu=20.22	δu=9.84	δu=13.48	
最大(終局)曲げモーメント(tfm)	Mmax=1146.46	Mu=849.4	Mu=849.4	Mu=1153.9	Mu=1153.9	Mu=1197.3	
φu(φmax)/φy	1.75	9.51	9.51	8.63	8.63	7.90	
δu(δmax)/δy	2.49	5.76	2.54	4.86	2.37	3.23	
せん断耐力 Vcd (tf)	約110		78.1		111.6		
〃 Vsd (tf)	約 23		47.7		66.7		
弾性変位 (cm)※	0.68	0.56	—	0.61	—	0.61	

※ P=30tf時での載荷点変位