

鉄筋コンクリート橋脚の復元力特性に関する基礎研究

松 本 進
(受理 昭和 58 年 5 月 31 日)

FUNDAMENTAL STUDY ON THE ELASTO-PLASTIC RESPONSE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE PIERS

Susumu MATSUMOTO

In this paper the mechanical characteristics of reinforced concrete piers subjected to statically-cyclic loads were discussed first from the point of various factors affecting a load-displacement relation curve (a skeleton curve) of the piers. Secondly the elasto-plastic response behaviors of reinforced concrete piers subjected to a dynamic load such as a seismic load were also examined numerically through a usual vibration analysis method. Based on the test and the numerical results, the effects of the pull-out of reinforcing bars from a footing, a secondary moment and the ductility of tied concrete after crushing of cover concrete to the skeleton curve were clarified quantitatively to a certain degree. The effects of a secondary moment and a damping constant on the dynamic response were also found to be remarkable especially in reinforced concrete high piers subjected to seismic loads.

1. 緒 言

近年、土木技術の向上に伴い脚長の大きい鉄筋コンクリート橋脚（以後、RC高橋脚と略す。）が建設されるようになり、この耐震性能がにわかに注目を浴びるようになってきた。この様なRC橋脚の耐震性能を検討するには、同橋脚の復元力特性を明確にしておく必要がある。この様な観点から、現在まで数多くの研究者達によって、この種の研究が進められ、それぞれに良好なる成果が収められている^{1), 2), 7)}。しかしながら、これらの研究成果が必ずしも現在注目を浴びている RC 高橋脚の様なものまで全て適用できるとは云い難く、また、RC 高橋脚そのもので耐震性能を検討した例は極めて数少ないのが現状である。

RC 橋脚の復元力特性を骨格づける要因には、最近の RC 構造物の研究に照して考えると種々のものがある。例えば、鉄筋およびコンクリートの弾塑性の性質は忽論のこと、RC 高橋脚の様に高曲げモーメントを受ける場合の鉄筋が降伏することによってフーチングより引抜ける現象、コンクリートが最大歪に到達した後かぶりコンクリートのはく離の現象および帯鉄筋

による拘束の程度、その他高橋脚が故の二次モーメントの影響等が挙げられる。また、耐震性能を検討する場合には正負の繰返し載荷を受ける場合の鉄筋およびコンクリート自身の力学的特性が大きく影響を及ぼすことも見逃すことはできない。

本研究では上記の点を踏まえた上で、先づ RC 高橋脚が高曲げモーメントを受けた場合に生じる問題の一つとして、鉄筋がフーチングより引抜ける現象を取上げ、これを引抜き試験用にモデル化した実験供試体を製作し、鉄筋径 (D13~D22)、コンクリート強度 (200kg/cm²~500kg/cm²) の要因の下で実験を行い、このときの鉄筋に生じる歪分布を求め、これを歪エネルギーの概念によって処理することによって、鉄筋のフーチングよりの引抜け量を定量化することを試みた。次に、フーチングと一体となった RC 高橋脚の実物の 1/4 スケール程度のモデル供試体を製作し、これに正負の静的繰返し載荷を行い、鉄筋およびコンクリートの弾塑性の影響および最大耐力到達後の靱性ならびにコンクリートのはく離の現象を詳細に検討することによって、これを復元力特性の中で、特にスケルトンカーブの計算の中に反映させた。また、二次モーメントの影響については上記の鉄筋の引抜をも考慮し

て、曲げモーメント-曲率の関係から計算機によって、復元力特性の中に組込んだ。最後に、上記した各々の復元力特性を考慮した振動解析プログラムを開発し、電子計算機によって RC 高橋脚の耐震性能を数値的に若干検討を行った。

2. 実験供試体および実験方法

実験の供試体は大きく分けて、①鉄筋がフーチングより引抜ける現象を検討するための引抜き試験用供試

体および②復元力特性を総合的に検討するための RC 高橋脚モデル供試体の 2 種類があり、以下にそれぞれの場合について述べる。

(1) 引抜き供試体および実験方法

引抜き供試体は図-1 にその概要を示すように、断面の大きさが 20×40 cm および 25×40 cm の 2 種類があり、高さは 89 cm ~ 119 cm の 2 種類としたもので、いずれの場合もコンクリート断面中央部に異形鉄筋を埋込んだものである。なお、鉄筋表面には歪分布を計

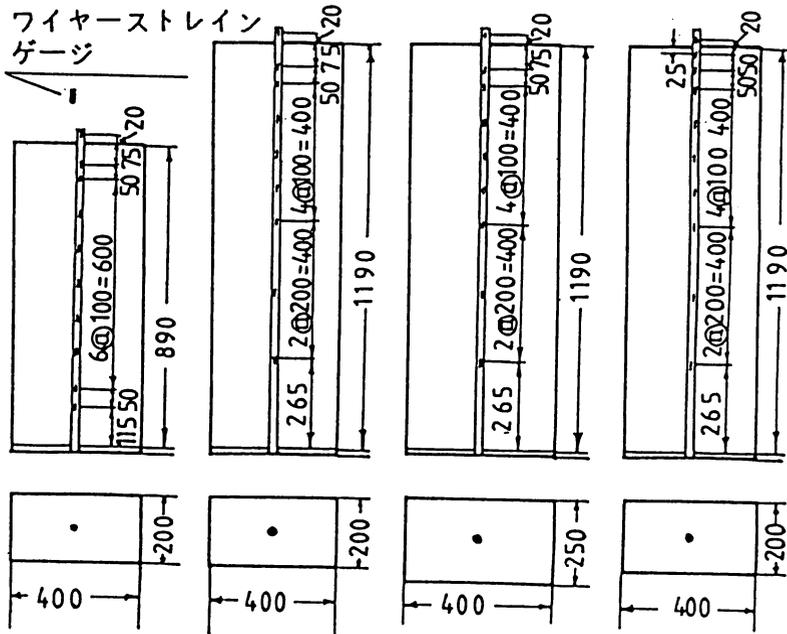


図-1 引抜き試験用供試体

測するために塑性型のワイヤーストレインゲージを貼布した。

実験方法としては、図-2 に示す所謂引抜き試験方法であって、載荷レールの上にセンターホールジャッキをのせて、コンクリートより上部にでた鉄筋の端部にネジを切って、センターホールジャッキ上にナットにて定着を行い、引抜いたものである。

実験要因としてはコンクリートの圧縮強度を 3 種類、鉄筋径を 3 種類に変えて、計 12 種類としたもので、その詳細を表-1 に示す。

計測としては、各荷重段階毎に鉄筋の歪および鉄筋の引抜き量をペンレコーダー(渡辺測器社製、

MC6601) およびマイクロコンピュータ(ソード社、M100-ACE)にて記録を連続的に行った。

表-1 引抜実験供試体諸元

供試体	鉄筋径	降伏応力度 (kg/cm ²)	コンクリート強度 (kg/cm ²)	断面寸法 (cm)	高さ (cm)
No. 1	D13	3552	189	20×40	90
No. 2	D13	3552	410	20×40	90
No. 3	D13	3552	505	20×40	120
No. 4	D19	3560	195	20×40	120
No. 5	D19	3560	330	20×40	120
No. 6	D19	3560	505	20×40	120
No. 7	D22	3772	216	25×45	120
No. 8	D22	3772	330	25×45	120
No. 9	D22	3772	505	25×45	120
No. 10	D19	3560	181	20×40	120
No. 11	D19	3560	375	20×40	120
No. 12	D19	3560	510	20×40	120

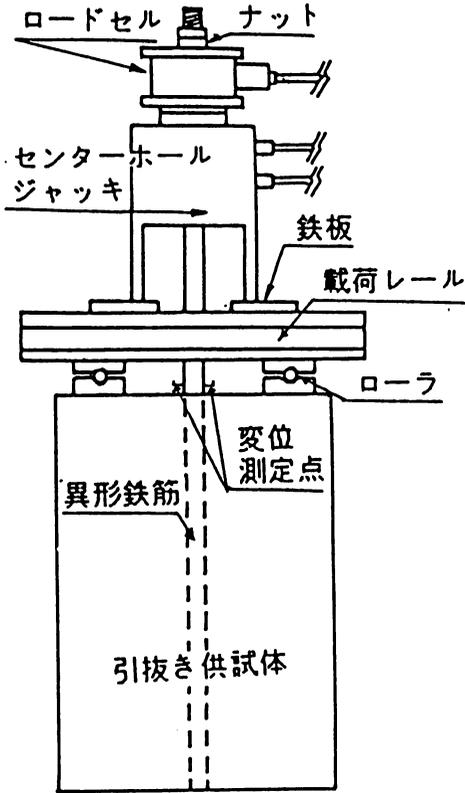


図-2 引抜き試験方法

実験に使用したコンクリートの各材料は表-2に示すようであって、セメントは小野田早強セメント(比重 3.13)、細骨材は熊本県縁川産の川砂(比重 2.57, 吸水率 2.37, FM2.89)および粗骨材は鹿児島県川内産砕石(比重 2.66, 吸水率 1.37%, FM6.68)を使用した。表-3は実験に使用したコンクリートの配合を示したもので、コンクリートの目標圧縮強度を1週材令で 200 kg/cm², 300 kg/cm², 500 kg/cm²の3種類になるように選定した。他方、実験に使用した鉄筋はSD35程度の异形鉄筋で直角フシを有するも

表-2 コンクリート材料表(引抜試験用)

セメント	小野田早強セメント	比重	3.13
細骨材	熊本県縁川産(川砂)		
	F.M.	2.89	表乾比重 2.57
	吸水率(%)	2.37	
粗骨材	鹿児島県川内産(砕石)		
	F.M.	6.68	表乾比重 2.66
	吸水率(%)	1.37	

ので、鉄筋径を 13 mm, 19 mm および 22 mm の 3 種類とした。それぞれの鉄筋の降伏点応力度は引張試験の結果それぞれ 3552 kg/cm², 3560 kg/cm², 3772 kg/cm²であった。(表-4 参照)

表-3 コンクリート配合表(引抜試験用)

供試体	W/C(%)	S/a(%)	単位重量(kg/cm ³)				
			W	C	S	G(5-13mm)	G(13-15mm)
No. 1, 4, 7, 10	70	47	200	285.7	856.1	499.6	499.6
No. 2, 5, 8, 11	50	43	200	400	742.9	509.6	509.6
No. 3, 6, 9	34	39	200	588.2	613.5	496.6	496.6
No. 12	34.55	40	207.6	600.9	617.2	479.1	479.1

ただし、粗骨材最大寸法 20mm

表-4 鉄筋引張試験結果(引抜試験用)

鉄筋の種類	降伏応力度(kg/cm ²)	破断応力度(kg/cm ²)
D13	3552	5225
D19	3560	5724
D22	3772	5502

(2) RC 高橋脚モデル供試体および実験方法

図-3は実験供試体の概要を示したもので、供試体は橋脚部とフーチング部よりなっている。橋脚部の

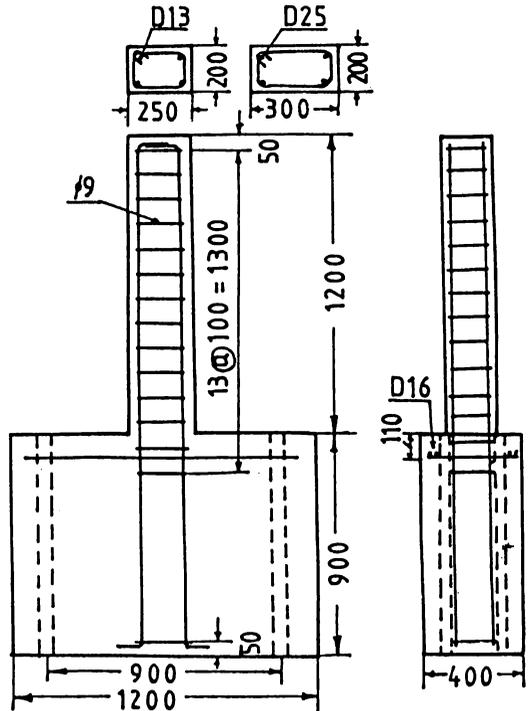


図-3 橋脚モデル供試体

断面は25×20 cmおよび30×20 cmの2種類があり、いずれの場合も高さは120 cmとした。フーチング部については断面が40×120 cmで、高さを90 cmとしたものである。橋脚部断面の4隅に異形鉄筋(D13, D19)を主筋として4本対称に配置しており、その長さは橋脚天端からフーチング底部まで継目のない一本ものを使用した。なお、天端部およびフーチング部それぞれにおいて鉄筋の付着破壊による抜けが生じないように、天端部では主鉄筋を直角に折曲げて突合せ溶接を施し、フーチング下部においては鉄筋を直角に折曲げて定着した。なお、フーチングの高さの選定に当たっては、土木学会コンクリート標準示方書による定着長さ以上を目安として決めた。

実験の要因としては、鉄筋比の影響が特に現われるように、コンクリート強度を一定にして、総鉄筋比($p+p'$)が1.65%と2.55%の2種類を取り上げた。

図-4は載荷方法の概略を示したもので、まづRC高橋脚供試体をテストングフロアにボルト・ナットにて定着し、次に橋脚天端部付近にて2台の油圧ジャッキをH鋼フレームに固定して、正負の交番載荷を行った。載荷の制御方法としては表-5に示すように①コンクリートに曲げひびわれが生じる段階②鉄筋が降伏する段階③鉄筋が歪硬化域に達し最大耐力に到達するまでの段階を正負交互に順次繰返し載荷を行った。

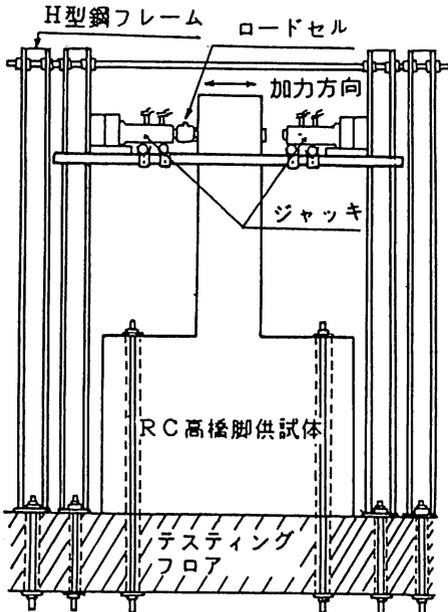


図-4 載荷方法

表-5 交番載荷制御方法

段階	制御	回数	備考
1	$0 - P_c - 0 - P_c' - 0$	3回	両側ひびわれ荷重まで
2	$0 - P_y - 0 - P_y' - 0$	2回	P_c から P_y までのうちに2回
3	$0 - P_s - 0 - P_s' - 0$	3回	P_y から P_s までのうちに3回
4	$0 - P - 0 - P' - 0$		P_s に達するまで繰返す

ただし、 P_c :コンクリート曲げひびわれ荷重
 P_y :鉄筋の降伏荷重
 P_s :鉄筋の引強強度に達するときの荷重
 $'$:逆方向載荷

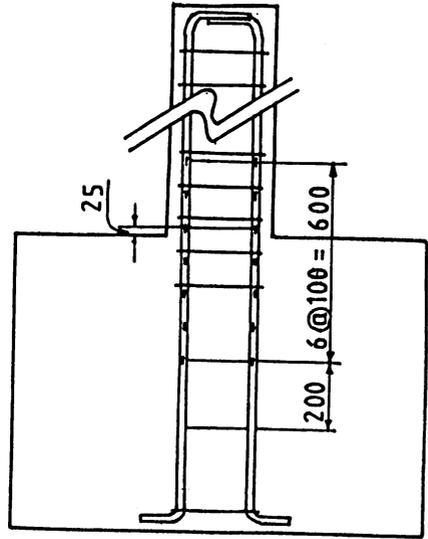


図-5 歪ゲージ貼布位置

計測としては、荷重のチェックをロードセルにて行い、また、塑性ワイヤーストレインゲージにて鉄筋各部の歪の計測を、その他自作の変位計にて橋脚部とフーチング部の境界における鉄筋引抜き量を鉄筋位置においてそれぞれ計測を行った。(図-5参照)なお、この場合の記録方法として、ペンレコーダ(渡辺測器製, MC6601)およびX-Yレコーダ(ナショナル製, VP-6422)を用いた。

表-6 コンクリート材料表(橋脚モデル用)

セメント	小野田早強セメント	比重	3.13
細骨材	鹿児島県指宿市十二町知林ヶ島産(海砂)		
	F.M.	2.65	表乾比重 2.60
	吸水率(%)	2.17	塩分(%) 0.029
粗骨材	鹿児島県枕崎市東鹿籠水口屋産(鮫島碎石)		
	F.M.	6.50	表乾比重 2.68
	吸水率(%)	1.53	
混和剤	ポゾリスNo.70(AE減水剤)		

使用したセメント，粗骨材および細骨材等の各材料の物理的性質は表-6に示すようであり，セメントは小野田早強セメント（比重 3.13），細骨材は鹿児島県指宿産の海砂（比重 2.60，吸水率 2.17%，FM2.65，塩分量 0.029%），および粗骨材は鹿児島県枕崎産の碎石（比重 2.68，吸水率 1.53%，FM6.50）のものを使用した。コンクリートとしてはレディミクストコンクリートを購入したもので，その配合は表-7に示す通りであり，コンクリートの材令1週における圧縮強度は 300 kg/cm²程度のものであった。また，実験に使用した鉄筋はSD35程度のもので，引張試験結果を表-8に併せて示す。

表-7 コンクリート配合表（橋脚モデル用）

粗骨材の最大寸法 (cm)	スランブ (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位重量 (kg/m ³)					混和剤
				W	C	S	G		
20mm	12	47	40.5	175	372	702	1061	0.930	

表-8 鉄筋引張試験結果（橋脚モデル用）

鉄筋の種類	降伏応力度 (kg/cm ²)	破断応力度 (kg/cm ²)
D13	3552	5225
D19	3560	5724

3. フーチングよりの鉄筋の引抜き性状について

3.1 概説

一般には，鉄筋とコンクリートとの付着破壊が生じると鉄筋がコンクリートより引抜けてくる現象がみられる。また，地震等の大きな外力がRC構造物に作用するような場合には鉄筋は十分に降伏域に到達することになり，この塑性変形が前述の引抜きにさらに加算され，最終的には鉄筋は大きな引抜きを許すことになる。このような引抜き現象は橋脚等の天端変位に直接的に大きな影響を及ぼすもので，ひいてはこれが鉄筋コンクリート構造物の耐震特性に及ぼす影響も大きいものとなる。従来，この種の鉄筋の引抜き量の算定に関しては幾つかの試みがなされていて，代表的なものには付着応力度分布を適当に近似して行う方法があげられる¹⁾。しかしながら，これらの方法には計算上の簡便さがあるものの，論理的にはあいまいさも伴っていると考えられるため，鉄筋の引抜き量を厳密な意味では正しく表現していないように思われる。

本章では，RC高橋脚の特にフーチングより鉄筋が引抜ける現象を引抜き供試体モデルにて詳細な検討を行い，これらの実験結果を基に鉄筋に生じる歪分布性状を歪エネルギーと関連づけることにより，鉄筋のフーチングよりの引抜き量のある程度理論的にかつ定量的に表現することを試みたものである。以下にその詳細を示す。

3.2 引抜き試験結果

2章でも示したように，鉄筋の引抜き試験をコンクリートの圧縮強度および鉄筋径を主要因として実験を行ったもので，図-6から図-9は引抜き試験結果の一部を鉄筋の歪分布の形で整理してまとめたものである。

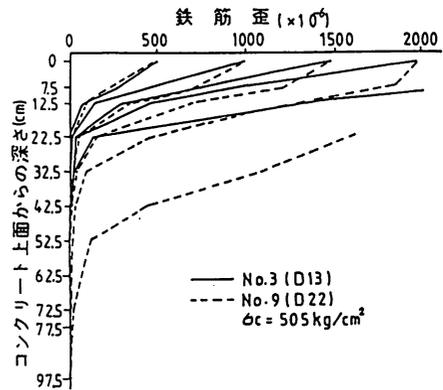


図-6 弾性域における鉄筋の歪分布

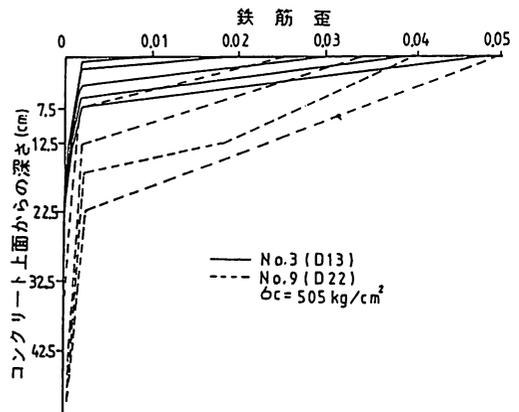


図-7 塑性域における鉄筋の歪分布

図-6および図-7はコンクリートの圧縮強度を同じにして、鉄筋径のみを相違させた場合の弾性域および塑性域の歪分布の一例を示したもので、両者ともに同一の歪レベルにおいては供試体 No. 9 (図中点線)の方が供試体 No. 3 (図中実線)よりも歪分布形はほとんどの場合下側にあり、また歪レベルが大きくなる程歪分布形の差は著しく大きくなるのが認められる。このことは鉄筋径が大きい程歪分布長が大きくなること示して、これは既往の研究結果で鉄筋径が大きくなると付着性能は低下し、引抜き量は大きくなることと対応するものである³⁾。

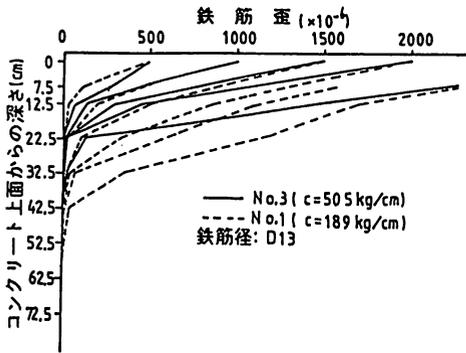


図-8 弾性域における鉄筋の歪分布

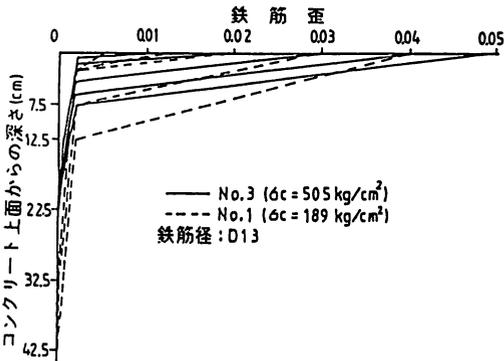


図-9 塑性域における鉄筋の歪分布

一方、図-8および図-9は鉄筋径を同一にして、コンクリートの圧縮強度を相違させた場合の歪分布の一例を弾性域および塑性域のそれぞれについて示したもので、同図より歪レベルが大きくなるに従いコンクリート強度の小さい No. 1 供試体の方がコンクリート強度の大きい No. 3 供試体よりも歪分布形が下側にあり、また歪レベルの増大に伴い両者の差が著しく大き

くなるのが判る。このことより、コンクリートの圧縮強度が大きくなるにつれて歪分布長が短くなるといえるわけで、これも既往の研究で確められているようにコンクリートの付着強度はコンクリートの圧縮強度にある程度比例するという事実と同様のものであり、前述した結果とも併せて歪分布性状の観点から既往の研究成果と同様の事実関係が得られた。

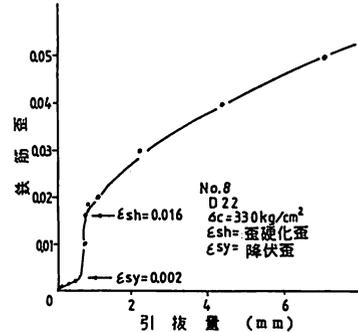


図-10 実測の鉄筋の引抜き量の一例

次に、図-10は実測の鉄筋の引抜き量の一例を埋込み位置が零における鉄筋歪との関係で示したもので、同図より鉄筋歪が降伏点歪(約0.002)に到達するまでは引抜き量は歪の増大とともに増加しており、塑性域から歪硬化点歪(約0.016)までの間では引抜きはほとんど起らず、生じたとしてもほんのわずかであるようにみえる。さらに、歪硬化域においては再び引抜き量は鉄筋の歪の増大と共に増加して大きくなってゆくの認められる。以上の様に、鉄筋の歪と引抜き量の関係からは、弾性域から塑性域に入る時点でかなり明確な不連続点を有しているのが認められるのであって、この様な事実は既往の研究でもほとんど指摘されておらず、この様な不連続点を有する鉄筋の歪分布性状は引抜き量の推定に関して新しい知見を与えるものと思われる。なお、上記の塑性領域において引抜き量がほぼ一定である理由としては、憶測の域をでないが、塑性歪の伝パンが緩やかで、しかも極めて不安定現象であり、さらに仕事エネルギーの観点から考えれば歪は増大するものの応力が一定であるため、この間の仕事量がほぼ零に等しいためであると考えられる。

3.3 歪エネルギー法による引抜きモデルの検討

引抜き試験結果で鉄筋の歪分布の数例を示したように、一般的にはその歪分布性状は弾性域のその詳細を

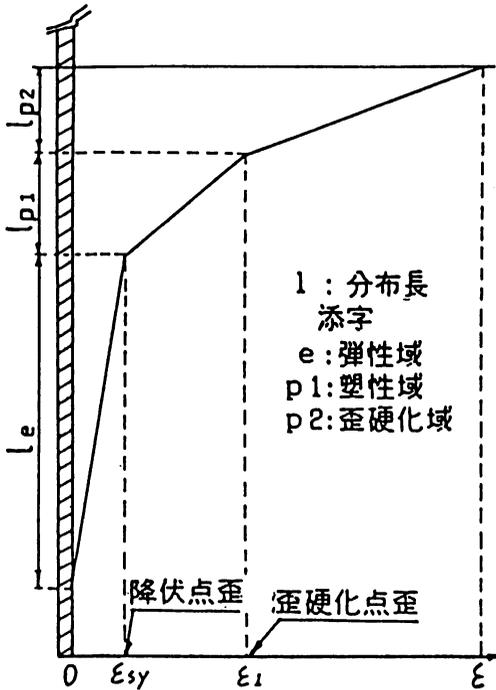


図-11 鉄筋の歪分布のモデル

除けば図-11で表わしたように弾性域、塑性域および歪硬化域ともに直線で近似できると考えられる。なお、弾性域における歪分布を直線と仮定するには図-6および図-8に示した事実や既往の研究結果からも多少無理があるように考えられるが、この点については地震力の様な大きな外力をRC構造物が受ければ、最終的には鉄筋はかなりの大変形もしくは塑性変形をこうむることになるので、弾性域の歪分布の若干の不正確さは結果的には最終の引抜け量に対して大して影響を及ぼさないものと考えた。

従って、ある外荷重が鉄筋に作用した場合に、鉄筋に図-11に仮定する歪分布が生じたとすると、鉄筋の引抜け量はこの歪分布図を鉄筋軸方向に単純に積分することによって簡単に計算することができることになる。そこで、ある条件が与えられたときに上記の歪分布形が任意に一義的に決定することができれば鉄筋の引抜け量は算定できるわけで、ここでは歪エネルギーの釣合いに着目してこの歪分布形を決定することにした。すなわち、鉄筋の単位体積当りに吸収される歪エネルギー (\bar{E}) とコンクリートの圧縮強度 (σ_c)、鉄筋径 (D) および歪分布長 (l) との要因と

の間に相関があるものとして次元解析を行い、 \bar{E} と σ_c 、 D 、 l との関係を実験的に求めることとした。

考慮すべき要因の次元解析を行うと最終的には次式が導かれる。

$$\bar{E}/\sigma_c = \phi(l/D) \quad \text{--- ①}$$

ここで、各歪域での歪分布長 (l_e , l_{p1} , l_{p2}) は図-11に示すとおりとすると、まずこの①式における関数 ϕ を実験結果から各歪域の $\bar{E}/\sigma - l/D$ 図を描いて決定する。なお、各歪域の関数 ϕ は次のとおりである。

$$\phi_e = E_s \epsilon_s^2 / 6 \cdot \sigma_c = a_e (l_e/D)^2 \quad \text{--- ②}$$

$$\phi_{p1} = \sigma_{sy} \cdot (\epsilon_s - \epsilon_{sy}) / 2 \cdot \sigma_c = a_{p1} (l_{p1}/D) \quad \text{--- ③}$$

$$\phi_{p2} = \{ 3\sigma_{sy} + E'(\epsilon_s - \epsilon_1) \} (\epsilon_s - \epsilon_1) / 6 \sigma_c = a_{p2} (l_{p2}/D) \quad \text{--- ④}$$

図-12～図-14は各歪域での実測の $\bar{E}/\sigma_c - l/D$ の関係を示したものであって、これらの図からそれぞれの関数 ϕ の係数は鉄筋径に依存していることがわかる。なお、実験より得られた関数 ϕ はいずれの場合も

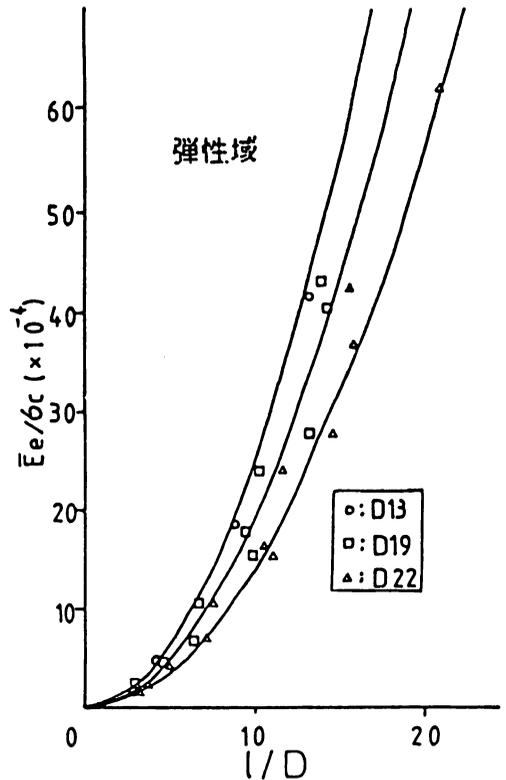


図-12 弾性域における関数 ϕ_e

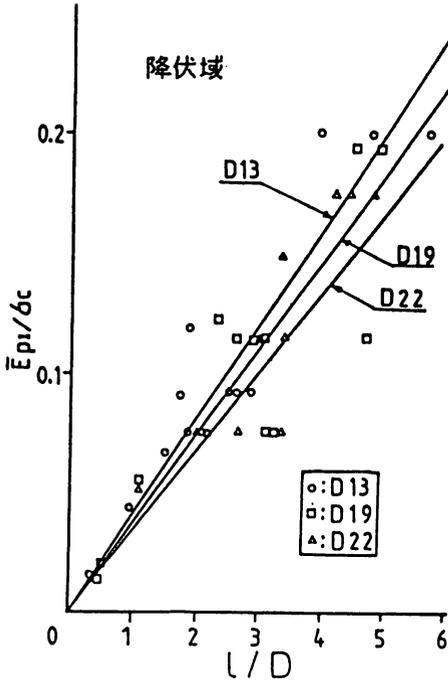


図-13 塑性域における関数 ϕ_{p1}

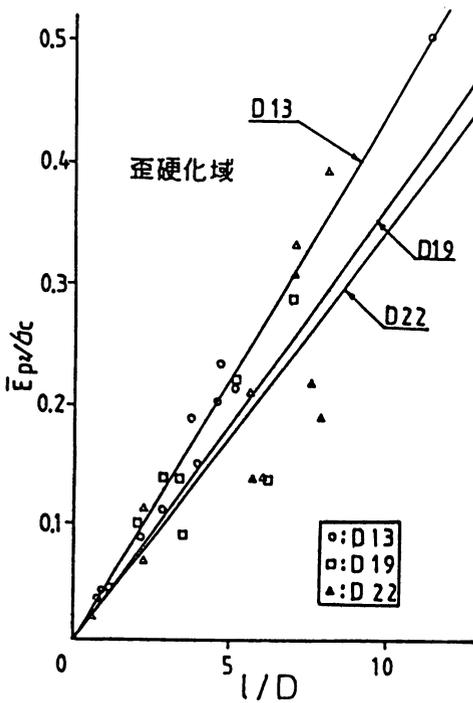


図-14 歪硬化域における関数 ϕ_{p2}

式②～式④で示した関数形，すなわち弾性域では歪の二次関数および塑性域，歪硬化域では歪の一次関数と対応した形となっている。そこで，これらの図より各歪域における関数の係数 a_e, a_{p1}, a_{p2} と鉄筋径 D との関係をも最小二乗法で整理して求めると，それぞれの値は次のようになった。

$$a_e = 3.4 \times 10^{-5} / D \quad \text{--- ⑤}$$

$$a_{p1} = a_{p2} = 4.59 \times 10^{-2} / D^{0.385} \quad \text{--- ⑥}$$

従って，各歪域での鉄筋の引抜き量 (δ) はこの係数を用いれば，次式のように表わせる。

$$\text{弾性域: } \delta_e = \frac{\epsilon_s \ell_e}{2} = \frac{\epsilon_s}{2} \sqrt{\frac{E_s \cdot \epsilon_s^2 \cdot D^2}{2 a_e \cdot \sigma_c}} \quad \text{--- ⑦}$$

$$\begin{aligned} \text{塑性域: } \delta_{p1} &= \frac{(\epsilon_s + \epsilon_{sy})}{2} \cdot \ell_{p1} \\ &= \frac{\epsilon_s + \epsilon_{sy}}{2} \cdot \frac{\delta_{sy} \cdot (\epsilon_s - \epsilon_{sy}) \cdot D}{a_{p1} \cdot \sigma_c} \quad \text{--- ⑧} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{歪硬化域: } \delta_{p2} &= \frac{\epsilon_s + \epsilon_1}{2} \cdot \ell_{p2} \\ &= \frac{\epsilon_s + \epsilon_1}{2} \cdot \frac{\{3 \delta_{sy} + E' \cdot (\epsilon_s - \epsilon_1)\} \cdot (\epsilon_s - \epsilon_1)}{6 a_{p2} \cdot \sigma_c} \quad \text{--- ⑨} \end{aligned}$$

ここで， E, E' は弾性域および塑性域における弾性係数を示す。

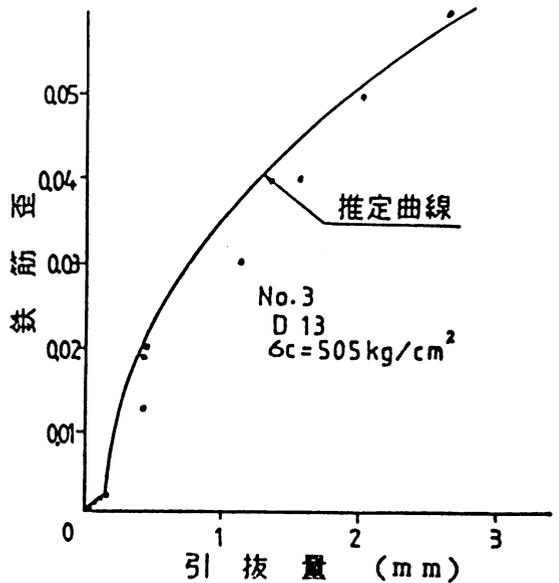


図-15 実測の引抜き量と計算値

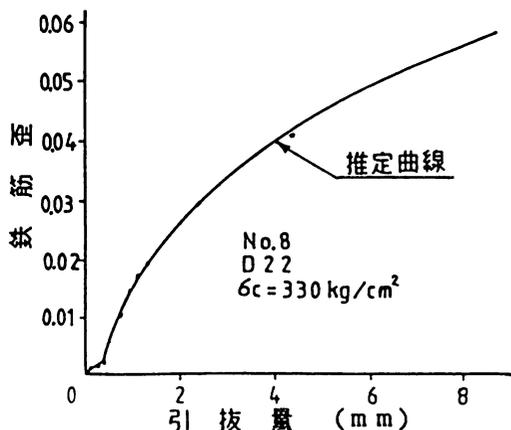


図-16 実測の引抜け量と計算値

図-15 および図-16 は鉄筋歪と引抜け量の実測曲線と推定曲線の一例を供試体 No. 3 および No. 8 について示したもので、両者の間にはかなり良い一致がみられ、さらに推定曲線は前記した弾性域から塑性域に鉄筋歪が移行するときの不連続点をも明確にとらえているのが認められる。

以上のことから、歪エネルギー法によってフーチングより鉄筋が引抜ける現象を定量的にかなり正確に表わすことが可能となった訳で、これより RC 橋脚等の耐震性能を検討するときの鉄筋の引抜けによる天端変位等についても定量的に検討できる方法が導かれたことになる。

4. RC 橋脚の復元力特性について

4.1 概説

一般に構造物の振動解析を行うに当たっては、その構造物の弾塑性挙動をよく近似した復元力モデルが必要であり、特に履歴曲線の包絡線（スケルトンカーブ）である荷重-変位曲線が構造物の力学的挙動を良く近似していることが重要となる。特に、RC 構造物のような場合にはコンクリートのひびわれや引張鉄筋の降伏などによって部材の剛性が著しく変化するため、このような現象をスケルトンカーブの中に適確に反映せねばならない。そこで、本章では先づ RC 橋脚のスケルトンカーブの一般的な求め方について述べ、次いで鉄筋のフーチングからの引抜け、上載荷重による二次モーメントおよびコンクリートの圧縮破壊に伴う断面欠損等の要因がスケルトンカーブに及ぼす影響につい

て触れ、それぞれのスケルトンカーブの比較・検討を行った。さらに、RC 高橋モデル供試体での復元力特性を実験の面から検討を行い、RC 橋脚が有する復元力特性を明らかにすると共に、振動解析に必要な復元力モデルの提案を行う。

4.2 RC 橋脚モデルのスケルトンカーブについて

(1) 一般的な方法

一般的には、RC 部材のスケルトンカーブを求めるに当たっては、部材の曲げモーメント-曲率曲線（以後 M- ϕ 曲線と略す。）をまず求め、これを基にしてある曲げモーメント荷重作用時の曲率の分布を部材軸方向に二重積分することによって求めることができる^{3),7)}。

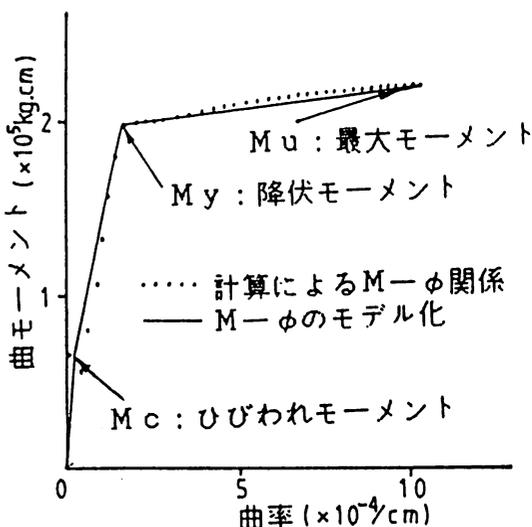


図-17 RC橋脚の一般的M- ϕ 曲線

図-17 は橋脚モデル実験供試体 No. 1 の場合の M- ϕ 曲線の計算結果の一例を示したもので、これより RC 橋脚の M- ϕ 曲線はひびわれ曲げモーメント M_c と引張鉄筋が降伏するときの降伏曲げモーメント M_y の 2 点で折れる 3 本の直線で近似できることがわかる。なお、この三本の直線による M- ϕ 曲線のモデル化に当たっては、図中実線で示すように、0~ M_c 、 M_c ~ M_y 、 M_c ~ M_u 区間を最も忠実に表現できるように直線を決定してやる必要がある。なお、上記の計算で用いたコンクリートおよび鉄筋の応力-歪曲線は図-18 および図-19 に示すものを用いた。

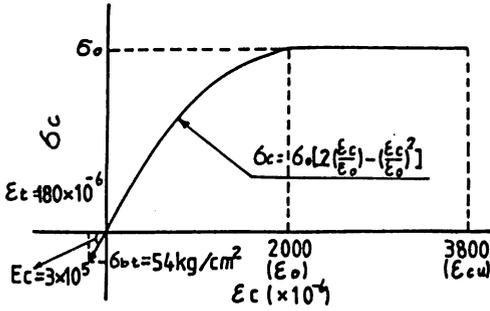


図-18 コンクリートの応力・歪曲線

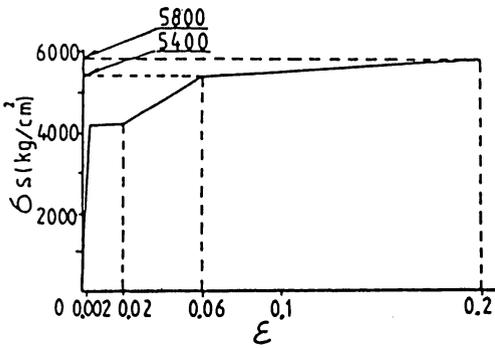


図-19 鉄筋の応力・歪曲線

図-20 は部材軸方向の曲げモーメント M 、曲率 ϕ 、たわみ角 θ およびたわみ y の分布を模式的に示したものである。いま、図に示すように部材長を N 等分し、各区間では曲率は直線的に変化すると仮定すると、 n 番目のたわみ角 θ_n およびたわみ y_n は曲率をそれぞれ一回積分および二回積分することによって次式のように求められる。

$$\theta_n = \theta_{n-1} + (\phi_{n-1} + \phi_n) \cdot \Delta L / 2 \quad \text{--- ⑩}$$

$$y_n = y_{n-1} + (\theta_{n-1} + \theta_n) \cdot \Delta L / 2 \quad \text{--- ⑪}$$

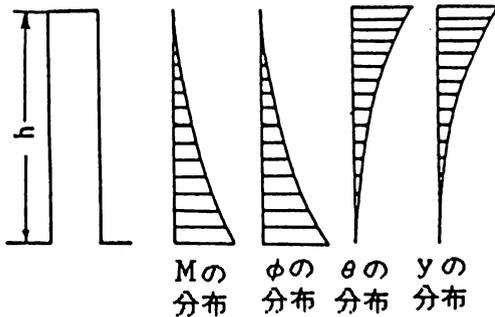


図-20 M, ϕ, θ, y の分布

従って、天端変位 y_n を求めるには、境界条件 (この例では、 $\theta_0=0, y_0=0$) を導入して、総和 $\sum_{n=0}^N y_n$ を計算すれば求まることになる。

(2) 鉄筋の引抜けによる回転を考慮したスケルトンカーブについて

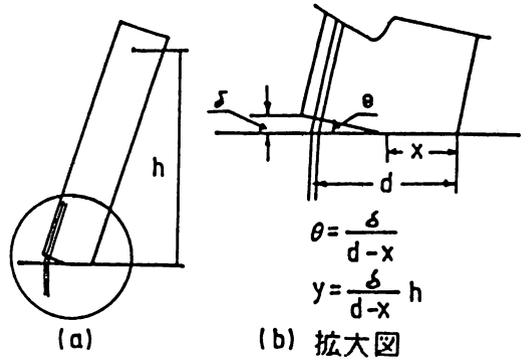


図-21 鉄筋の引抜けによる回転

図-21 は RC 橋脚において鉄筋の引抜けとそれに伴う断面の回転を模式的に示したものである。ある荷重に対応して鉄筋に歪が生じると、前章で確認したように鉄筋はフーチングより引抜けることになり、この引抜けが断面の回転を誘発し、特に脚長の大きい橋脚等では大きな天端変位を生じさせることになる。実際的には、鉄筋の引抜け量は通常の $M-\phi$ 曲線から鉄筋に作用する歪は簡単に求められるので、この歪に対応する引抜け量は⑦式から⑨式を用いて求められる。次に、橋脚部を剛体と仮定してこの引抜け量 δ と (断面の有効高さ d - 中立軸 x) との比に応じた回転 θ が起るとして、天端変位 y' を求めることにした。

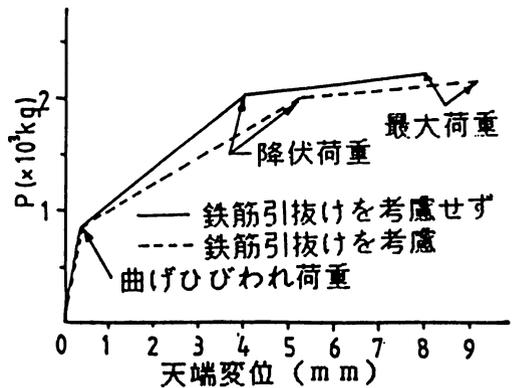


図-22 鉄筋の引抜けの影響

図-22 は橋脚モデルの曲げのみを考慮した場合と鉄筋の引抜きをも考慮した場合のそれぞれのスケルトンカーブを比較した計算値の一例であって、同図より曲げひびわれ荷重、鉄筋降伏荷重および最大荷重ともに荷重の大きさについては両者にはほとんど差がないことがわかる。しかしながら、変位に関しては曲げひびわれ荷重以上になると、次第に鉄筋の引抜きの影響が増大してゆく現象がみられ、この影響は鉄筋降伏荷重および最大荷重時で検討すると約 30 % の差にもなる。したがって、地震時における RC 橋脚の振動解析において、この鉄筋の引抜きはかなり大きな影響を及ぼすものと考えられる。

(3) 上載荷重による二次モーメントを考慮した場合のスケルトンカーブについて

橋脚のように上載荷重がある場合には、橋脚のたわみによって二次モーメントが発生し、特に高橋脚等で

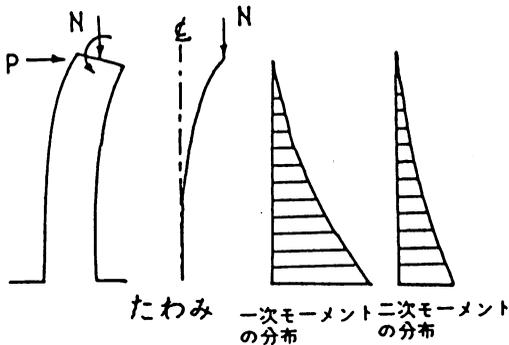


図-23 二次モーメントの影響

はこの二次モーメントが天端変位に及ぼす影響は無視できない程大きくなる場合もあると考えられる。図-23 はこの二次モーメント発生機構とこれによる変位とを模式化したものである。二次モーメントの影響を考慮するには、先づ一次モーメントによる荷重-変位曲線を前述した一般的な方法で求め、次にこの一次モーメントによる変位 δ と上載荷重 N との積による二次モーメントを前記の一次モーメントに加算して、新たに荷重-変位曲線を計算し、この計算手順を変位がある一定の値に収れんするまで繰返し行うことによって可能となる⁷⁾。

図-24 はこの 2 次モーメントを考慮した場合とそうでない場合の荷重-変位曲線の一例を数値計算にし

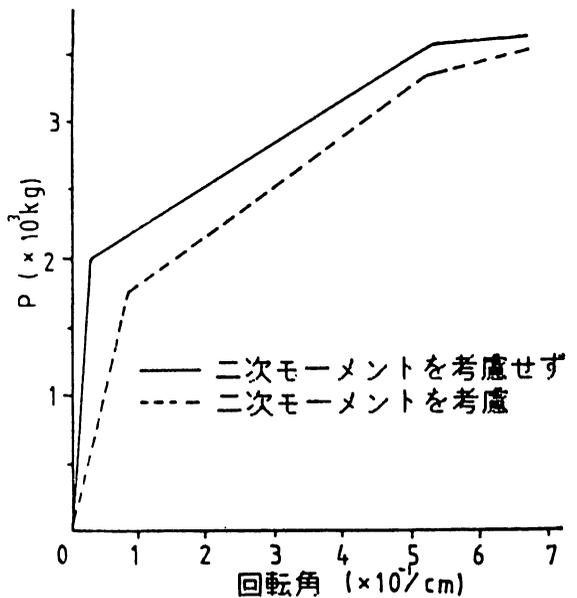


図-24 二次モーメントの影響

て示したものである。この場合、2 次モーメントを考慮した方は考慮しないものよりも、ひびわれ荷重、降伏荷重および最大荷重ともに 3 ~ 10 % 程度低い値となり、一方変位は同一荷重時を比較すると、場合によっては 30 % 程度大きくなることになり、二次モーメントの影響がスケルトンカーブに及ぼす影響が大きいことを示していることが判る。

(4) 圧縮破壊に伴うコンクリートの断面欠損を考慮したスケルトンカーブについて

RC 構造物が地震等によって大きな外力を受けると、一般には、主鉄筋の降伏がまず起り、最終的には部材が最大耐力に到達した後急激にコンクリートの圧縮破壊が起り、これが構造物全体の破壊につながることになる。しかしながら、最近の研究によれば、帯鉄筋等がある程度密に配置すれば、帯鉄筋がコンクリートを拘束することによって最大耐力到達後の RC 部材の変位靱性を大きく改善できると報告されているので、帯鉄筋で補強されたコンクリートは必ずしも最大耐力後急激には破壊には至らないことになる。したがって、最大耐力後のスケルトンカーブを求めるに当たっては帯鉄筋の変位靱性に及ぼす影響を考慮に入れる必要がある。ここでは、この様な拘束を受けたコンクリートの応力-歪曲線を Kent and Park によって提案された

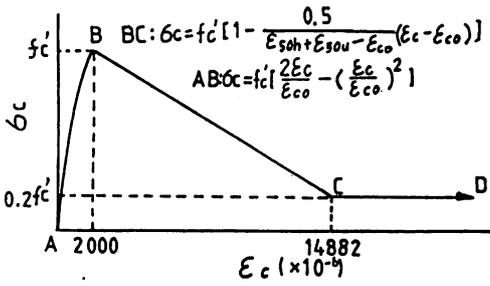


図-25 Kent and Park の提案によるコンクリートの応力・歪曲線

ものを使うこととした。(図-25 参照) 彼等によれば、コンクリートが最大歪に到達した後まずかぶりコンクリートのはく離が生じ一部コンクリートは破壊するものの、帯鉄筋で囲まれたコンクリート(核コンクリート)は帯鉄筋比とそのピッケ、軸方向鉄筋比ならびにコンクリート強度の諸要因によって、最大耐力後も十分変形できるとしており、これを実験および計算の両面から明らかにしている¹¹⁾。

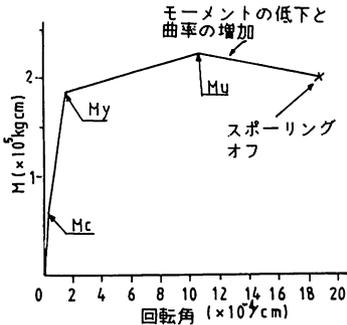


図-26 コンクリートの断面欠損の影響

図-26 は Kent and Park によって提案された応力-歪曲線を用いて計算した一例であり、同図より最大モーメント M_u に到達した後、曲げモーメントの減少に伴って曲率だけが増大し、靱性がかなり改善されているのが明らかに認められる。なお、この場合の計算では軸力を考慮していないもので、軸力を考慮した場合には軸力の大きさに対応して曲げモーメントの減少の割合はもっと大きなものになる¹⁰⁾。

4.3 RC 橋脚モデル実験による復元力特性

図-27 および図-28 は RC 橋脚モデル供試体に正負の静的荷重を行った実験から得られた荷重-変位曲線を示したものである。図-27 は主鉄筋 D13、せん断スパン比5のNo. 1 供試体のもので、履歴曲線の

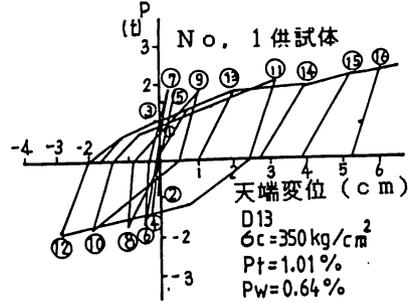


図-27 荷重・変位の実測値

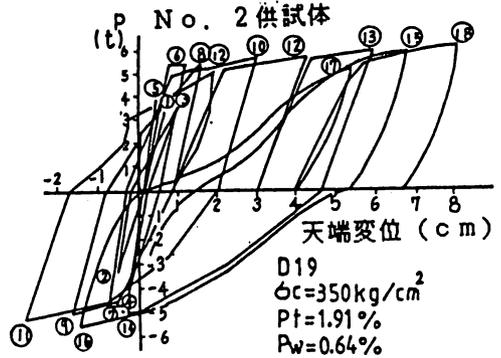


図-28 荷重・変位の実測値

特徴としては紡錘形を示し、エネルギーの吸収が良いことを示している。繰返し荷重における除荷後の逆方向の再載荷においては過去経験最大荷重を目指し、またスケルトンカーブ上からの除荷時剛性は引張鉄筋降伏点からの除荷剛性とほとんど平行であることが認められる。一方図-28 は主鉄筋 D19、せん断スパン比4のNo. 2 供試体の履歴曲線を示したもので、これもほぼNo. 1 供試体とほぼ同様の履歴性状を有していることが認められるが、No. 2 供試体の場合は載荷回数の増加に伴ってせん断履歴の影響が現われ、しだいに剛性が途中で変化するいわゆるピンチ効果が顕著になってくること、No. 1 供試体の場合と異なってくる。

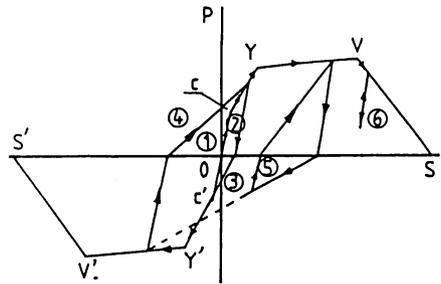


図-29 復元力モデルの履歴性状

RC 橋脚の振動応答解析を行うに当たっての復元力モデルの履歴挙動を、上記の実験結果に基づいて忠実に表わすために、図-29 に示すような仮定を行うこととした。これらの仮定の幾つかを列挙する以下のようにまとめられる。

①ひびわれ荷重点以下の履歴は C'OC 間の履歴を繰返しとなる。

②ひびわれ荷重変位点を越えてからは、変位の増大に伴ってスケルトンカーヴ上を走り、除荷時は初期剛性 (C'OC 間の剛性) で除荷する。

③除荷後、荷重ゼロ点からの逆方向処女載荷では C' 点をめざす。C' 点到達後はスケルトンカーヴ上を走り、除荷時は初期剛性で除荷する。

④前履歴のある再載荷は、過去経験最大荷重変位点をめざし、スケルトンカーヴに到達した後はスケルトンカーヴ上を走る。

⑤再載荷時の途中での除荷は初期剛性で除荷する。

⑥除荷時途中の載荷では、除荷時ルートを踏襲する。

5. 復元モデルを用いた 1 質点 1 自由度系応答解析

前章で検討を行った RC 橋脚の復元力モデルを用いて、1 質点 1 自由度系の地震応答解析を行った。この章では、その応答解析方法ならびに解析結果についてのべる。

5.1 不規則強制変位を受ける 1 質点 1 自由度系応答解析方法⁴⁾

RC 橋脚の弾塑性応答解析を行うに当たって、図-30 にその解析モデルを示す様に、上載荷重と橋脚自

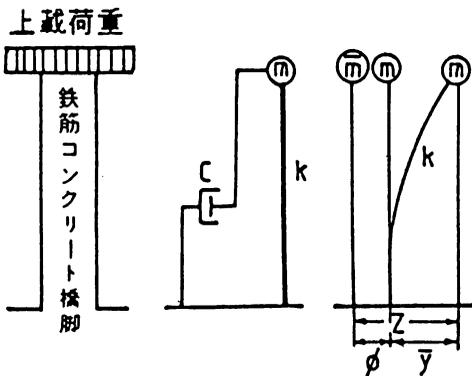


図-30 鉄筋コンクリート橋脚の振動モデル

身の自重を一質点とした 1 自由度系の振動モデルを用いることにした。この場合の自由振動方程式は次式のように表わせる。

$$m\ddot{z} + c\dot{y} + ky + q_0 = 0 \quad \text{————— ⑫}$$

ここで、 m は質量、 c は減衰係数、 k はばね定数、 q_0 はひびわれ以後に考慮すべき切片復元力および z は空間固定の座標を表わす。

いま、地動変位を ϕ とすれば、図-30 より $z = \phi + y$ となるので、この関数を式⑫に代入して整理すると、不規則強制変位を受けた場合の一般的な振動方程式は次式のようなになる。

$$\ddot{y} + \frac{c}{m}\dot{y} + \frac{k}{m}y + \frac{q_0}{m} = -\ddot{\phi} \quad \text{————— ⑬}$$

なお、この場合粘性係数 c は $2h\sqrt{mk}$ であるが、ここではばね定数 k が変化しても粘性係数 c は変化しないものと考え、弾性域のばね定数 k および減衰定数 h の値から粘性係数 c の値を計算した。

5.2 1 質点 1 自由度系弾塑性応答解析の数値計算法

本章で採用した数値計算法はいわゆる線形加速度法であって、これによれば任意の時刻 t における加速度 \ddot{y}_t 、速度 \dot{y}_t および変位 y_t は次式の様に表わせる。

$$\ddot{y}_t = \ddot{y}_m + \frac{\ddot{y}_{m+1} - \ddot{y}_m}{\Delta t}(t - t_m) \quad \text{————— ⑭}$$

$$\dot{y}_t = \dot{y}_m + \dot{y}(t - t_m) + \frac{\ddot{y}_{m+1} - \ddot{y}_m}{\Delta t} \cdot \frac{(t - t_m)^2}{2} \quad \text{————— ⑮}$$

$$y_t = y_m + \dot{y}_m(t - t_m) + \ddot{y}_m \frac{(t - t_m)^2}{2} + \frac{\ddot{y}_{m+1} - \ddot{y}_m}{\Delta t} \cdot \frac{(t - t_m)^3}{6} \quad \text{————— ⑯}$$

また、時刻 t_{m+1} における速度 \dot{y}_{m+1} および変位 y_{m+1} は $t = t_{m+1}$ 、 $t_{m+1} - t_m = \Delta t$ とおけば次式のようなになる。

$$\dot{y}_{m+1} = \dot{y}_m + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{y}_{m+1} + \ddot{y}_m) \quad \text{————— ⑰}$$

$$y_{m+1} = y_m + \dot{y}_m \cdot \Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{6} \cdot (2\ddot{y}_m + \ddot{y}_{m+1}) \quad \text{————— ⑱}$$

ここで、いま右辺に \ddot{y}_{m+1} を含んでいるので、まづ \ddot{y}_{m+1} を求めるには次式で示す時刻 t_{m+1} における振動方程式を用いる。

$$\ddot{y}_{m+1} = -\frac{c}{m}\dot{y}_{m+1} - \frac{k}{m}y_{m+1} - \frac{q_0}{m} - \ddot{\phi}_{m+1} \quad \text{————— ⑲}$$

なお、この式中で \dot{y}_{m+1} および y_{m+1} を求めるに当っては、 Δt 時間内の加速度の変化が前の Δt 時間内の加速度に等しいと仮定し、次式により \dot{y}_{m+1} の近似値を求める。

$$\dot{y}_{m+1} = \dot{y}_m + (\ddot{y}_m - \ddot{y}_{m-1}) = 2\dot{y}_m - \dot{y}_{m-1} \quad \text{--- ㉑}$$

この \dot{y}_{m+1} の値を用いて、式㉑および式㉒から \dot{y}_{m+1} および y_{m+1} を求める。これを式㉑に代入すると \ddot{y}_{m+1} のより良い近似が得られ、これを再び式㉑および式㉒に代入して新しく \dot{y}_{m+1} の近似を求める。この様な計算手順を繰返し、 \dot{y}_{m+1} が取れなくなるまで行う。この様にして求められた \dot{y}_{m+1} に対応した \ddot{y}_t 、 \dot{y}_t および y_t を計算する。

5.3 地震応答解析例

地震波形としてエルセントロ NS (1940年, 最大加速度 341.7gal, 10秒) を用い、4章で提案した復元力モデルに入力して地震応答解析を行った。解析用構造物モデルは RC 橋脚モデル供試体 No. 1 (断面: 20×25 cm, 主筋: $4 \times D13$, $p = 1.01\%$, $p_w = 0.64\%$) で、 35 kg/cm^2 の上載荷重があるものとして計算に用いた。なお、このモデルの固有周期は約 5.8 秒であった。

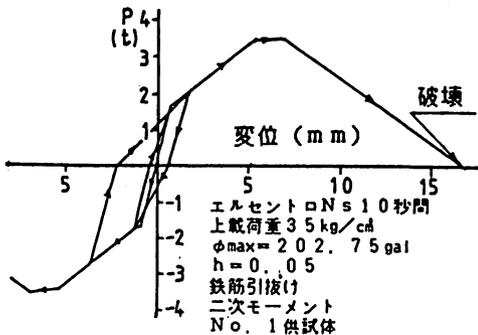


図-31 二次モーメントを考慮した変位応答計算結果

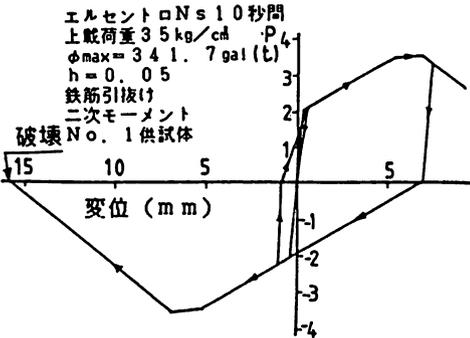


図-32 二次モーメントを考慮しない場合の変位応答計算結果

図-31 から図-34 は諸要因のもとに解析して得られた応答曲線である。図-31 および図-32 は減衰定 $h=0.05$ とした場合の、特に二次モーメントの影響を検討したもので、二次モーメントの影響を考慮した場合および考慮しない場合の両者の応答履歴性状は、両者とも数回の応答を繰返した後に破壊に至っており、ほぼ似たような性状を有しているのがわかる。しかしながら、この場合破壊に至らしめた最大地震加速度は前者の場合は 202.8 gal (0.2 g) および後者の場合は 341.7 gal であった。このことは鉄筋コンクリート高橋脚のように、特に脚長の大きい構造物では二次モーメントの影響により、地震力の小さい場合でもすぐに破壊につながる可能性が大きいことを示している。

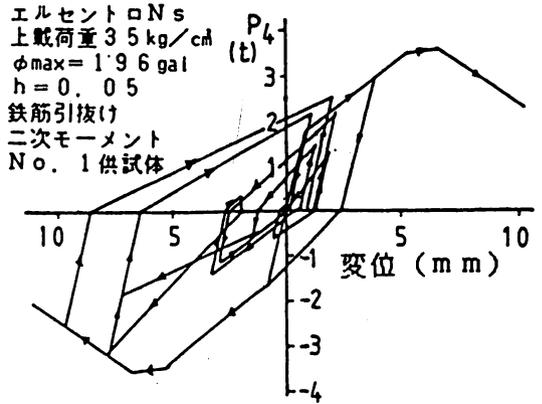


図-33 減衰を考慮した場合の変位応答計算結果

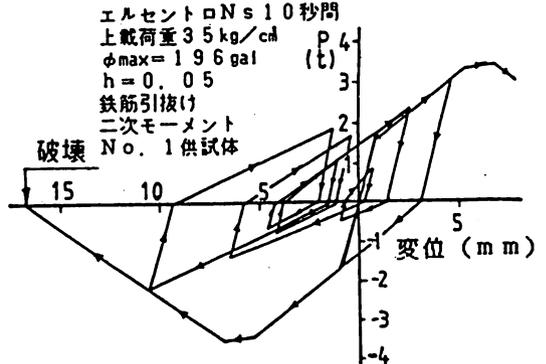


図-34 減衰を考慮しない場合の変位応答計算結果

図-33 および図-34 は最大加速度が 196 gal としたときの減衰を考慮した場合と考慮しない場合の応答計算結果を示したものである。振動解析において、

減衰は極めて難しい問題であり、実際的には減衰係数を決めることは容易ではないが、ここでは既往の研究結果に従ってその目安として $h=0.05$ を用いた。同図より、両者の応答履歴性状はほぼ同様の性状を有しているように見受けられるが、この場合、減衰を考慮しない場合には、構造物は最終的には破壊に至ることがみられ、減衰が地震応答解析に及ぼす影響が強いことを示すものである。

6. 結 言

本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析を行うにあたって必要な復元力モデルを作成することを目的として行ったもので、特に復元力モデルを大きく特徴づけるスケルトンカーヴに影響を及ぼす諸要因について実験ならびに数値計算の面から検討を行ない、さらに RC 橋脚モデル供試体に正負の静的繰返し載荷実験を行うことによって RC 橋脚が具備すべき復元力モデルの確認を行い、これにより復元力モデルの提案を行った。さらに、この復元力モデルを用いて弾塑性応答解析を行い、この弾塑性応答に及ぼす主要因について特に高橋脚の点から若干の検討を行った。

実験の数が少く、確定的なことは云い難いが実験の範囲から次のことが云えると思われる。

①鉄筋がフーチングより引抜ける現象について、エネルギー法を適用することによって実験および理論の両面から定量化できる方法を確立した。また、この鉄筋の引抜けはスケルトンカーヴにかなり大きな影響を及ぼすことを明らかにした。

②二次モーメントがスケルトンカーヴに及ぼす影響について検討を行った結果、特に鉄筋コンクリート高橋脚の様な場合にはかなり大きな影響を及ぼす可能性があることを示した。

③Kent and Park のコンクリートの応力-歪曲線の導入によって、かぶりコンクリートの圧縮破壊後も帯鉄筋の拘束の効果により RC 橋脚の変位靱性が大きく改善されることを示し、これをスケルトンカーヴに反映させた。

④上記の①、②、③の影響を考慮に入れることは忽略のこと、RC 橋脚モデル供試体の実験を通して得られた履歴特性を考慮に入れた復元力モデルの提案を行った。

⑤上記の復元力モデルを用いて弾塑性応答解析を行った結果、高橋脚の観点から二次モーメントおよび減衰の影響が特に構造物破壊の点からかなり大きいことを示した。

あ と が き

本論文は出口秀史君が昭和 57 年度修士論文で取上げた「鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析に関する基礎的研究」の一部を加筆訂正し、取りまとめたものである。本研究を遂行するに当って、本学の河野健二博士よりエルセントロの地震波形の提供ならびに応答解析プログラム開発には有益なる御助言を賜ったもので、ここに深謝の意を表します。また、本学の前村政博技官には実験の遂行ならびに本論文の図面作成には多大の労を取って頂いた。ここに、感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 尾坂, 柳田他: 鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計への応用, 土木学会論文報告集第 297 号, 1980 年 5 月
- 2) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル Vol.11, No. 2, 1973 年 11 月
- 3) 小坂, 森田: 鉄筋コンクリート構造, 丸善KK, 1980 年
- 4) 小坪清真: 土木振動学, 森北出版, 1974 年
- 5) 土木学会: 地震応答解析と実例, 1973 年
- 6) 岡本瞬三: 耐震工学, オーム社, 1971 年
- 7) 梅原秀哲: RC 橋脚の復元力モデル, 東大大学院, 修士論文
- 8) 武藤清: 耐震設計法, 丸善KK, 1974 年
- 9) 岡村甫: コンクリート構造の限界状態設計法, 共立出版, 1982 年
- 10) 塩尾剛: 軸力と曲げを受ける RC 部材の力学的特性について, 昭和 57 年度鹿児島大学卒業論文
- 11) D. C. Kent and R. Park: Flexural Members with Confined Concrete, Journal of structural Division, ASCE, Vol. 97, ST 7, July, 1971