

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

DYNAMICAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE PIER IN ELASTO-
PLASTIC RANGE AND ITS APPLICATION TO PRACTICAL DESIGN

尾坂 芳夫*・柳 田 力**・太 田 実***・小 寺 重 郎****

By Yoshio OZAKA, Tsutomu YANAGIDA, Minoru OHTA and Juro KODERA

1. 緒 言

従来、所定の規準に従って耐震設計された建築構造物では、十勝沖地震(1968年)その他の際に鉄筋コンクリート柱が意外にもろく崩壊し、大きな震害を受けたため、従来の設計法の見直しが行われ、特に柱の靱性の重要性が認識されて、建築学会の規準における帯鉄筋量の算定式や最小帯鉄筋比(0.2%)の規定などにそれが反映されている。

これに対して、わが国で耐震設計された独立柱式鉄筋コンクリート橋脚は、帯鉄筋比が建築構造物の場合よりも一般に小さく、0.1%にも達していないものが多いにもかかわらず、いままでこの種の大きな震害を受けた例は少ない。

しかしながら、わが国における鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究はきわめて少ないので、過去に建築構造物においてみられたような震害を受けたものがほとんどないという事実のみから従来の耐震設計法が十分満足すべきものであると判断するのは早計である。

鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法を検討するにあたって、建築構造物の耐震設計に関する既往の研究が参考にはなるが、鉄筋コンクリート橋脚、特に独立柱式の鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚という)と建築構造物との構造的・力学的性質には以下に述べるような差異が認められるので、RC橋脚の耐震設計法については基本的な検討を行う必要がある。

① 地震時におけるRC橋脚の動的応答は、建築構造物の柱よりも基礎のロッキングの影響を強く受ける。

② 橋脚および建築構造物の柱が支持する鉛直静荷重

* 正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 セメント協会技術部長

*** 正会員 工博 金沢工業大学教授

**** 正会員 工博 八千代エンジニアリング(株)専務取締役

によるコンクリートの圧縮応力度を比較すると、中層建築の1階の柱で40 kg/cm²程度であるのに対して、高さ10m前後の道路橋橋脚では、中実断面の場合6~12 kg/cm²、中空断面の場合14~22 kg/cm²であり、建築構造物の柱の場合よりもかなり小さい。柱は、大略、軸力が大きいほど大きなせん断力を受ける傾向をもち、せん断応力度も橋脚の場合が小さいと考えられる。

③ 建築構造物の柱は、一般に各層においてコンクリート断面や鉄筋量がほぼ一定であるが、橋脚ではその上部でコンクリート断面や鉄筋量を減じる場合が少なくない。

このようなことから、建設省における総合技術開発プロジェクト“新耐震設計法の開発”においては、RC橋脚の耐震設計法の開発が重要課題の一つとして取り上げられ、昭和51年度に一応その終結をみた。本研究は、上記業務の推進母体となった耐震技術開発研究委員会・コンクリート部会における研究をもとに、さらに検討を加えたもので、RC橋脚の地震に対する弾塑性応答解析を行ってその靱性・耐力について検討し、あわせて簡便で実用的な靱性の検討方法を提案して、RC橋脚の設計に資さんとしたものである。

2. RC橋脚の塑性変形

(1) 曲げによる天端変位の計算

鉄筋コンクリート部材(以下、RC部材という)の弾塑性応答解析のもとになる荷重-変形履歴曲線(図-10参照)を描くには、まず、弾性的な状態からコンクリートにひびわれを発生し、ついで引張側の軸鉄筋が降伏し、最後に終局状態に至るまでの曲げモーメント M 、曲率 ϕ 、RC橋脚に作用する水平力 P 、天端変位 δ 等の関係を求めて、 P - δ の履歴曲線(図-10)の骨格となる

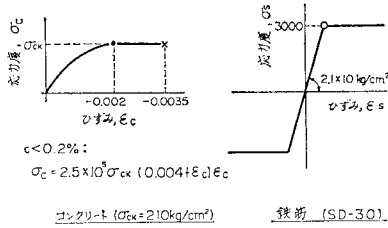


図-1 コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係

スケルトンカーブ (図-4 参照) を決めなければならない。

断面にひびわれを発生する限界状態 (図-2: 点 C. 以下, ひびわれ時という) においては, 断面の平面保持の法則が成立し, 部材の

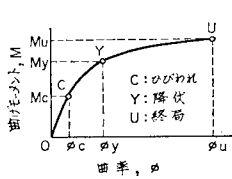


図-2 モーメント (M)-曲率 (φ) 関係

全断面を有効とするほか, コンクリートの曲げ引張強度を $1.8\sqrt{\sigma_{ck}}$, ヤング係数 E を土木学会コンクリート標準示方書 11 条の値とし, $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ の場合 $E = 2.55 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として, ひびわれ時の曲げモーメント M_c および曲率 ϕ_c を求めた。

降伏限界状態, 終局状態においては, 断面の平面保持の法則が成立するものとし, コンクリート, 鉄筋の応力-ひずみ曲線は CEB/FIP 指針¹⁾を参照し, 図-1 のように仮定して, それぞれの状態における M, ϕ を求めた。この場合, 降伏限界状態 (以下, 降伏時という) は引張側の軸鉄筋が降伏する状態 (図-2: 点 Y) とし, 終局状態 (以下, 終局時という) はコンクリートの最大縁ひずみが 0.35% に達する状態 (図-2: 点 U) とした。

図-2 の $M-\phi$ 曲線は, まず C, Y, U の 3 点を上述のように決定してから, OC は直線, CY, YU は 2 次曲線として連続性を満足するように定めたものである。

次に, 図-2 を用いて躯体のたわみによる橋脚天端の変位 δ を次式により計算した (図-3 参照)。

$$\delta = \int_0^l \phi x dx = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i x_i + \phi_{i-1} x_{i-1}}{2} \Delta x_i \dots (1)$$

式 (1) を用いて, RC 橋脚下端の断面でひびわれ, 降

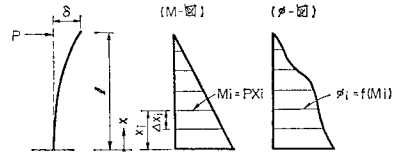


図-3 橋脚天端変位 δ の求め方

伏, 終局状態になるような天端に作用する水平力 P_c, P_y, P_u による変位を求め, 折れ線 $OCYU$ をスケルトンカーブとした (図-4)。

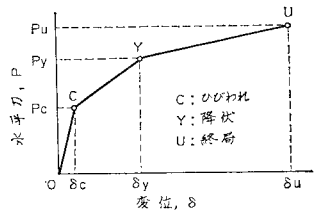


図-4 荷重-変位関係 (スケルトンカーブ) の仮定

(2) 実験との対比

前述のようにして求めた部材降伏時 (図-4 の点 Y) と終局時 (図-4 の点 U) における計算結果を, 既往のおもな実験結果^{2)~5)}と比較検討した (表-1, 3 参照)。表-1 にみるように部材降伏時の荷重は, 計算値と実験値とで大きな差はなかったが, 部材降伏時の天端変位は両者の間にかなりの差が認められ, 躯体の曲げ変形のみを考慮した計算値は実験値の 30~50% にすぎない。

西山・秋元らは, 橋脚を対象として, 図-5 のような供試体の頂部に水平方向の正負繰返し载荷を行っている^{2), 3)}。繰返し载荷の方法は表-2 に示す A, B 2 種類で, 繰返し载荷時の荷重-変位曲線の包絡線は図-6 のようである。図-6 (a) は軸力のないときで, 図-6 (b) は軸力による圧縮応力度が $\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$ のときである。

図-6 (a) から求めた降伏変位および終局変位とそれぞれの計算値とを比較すると, 表-3 のとおりであ

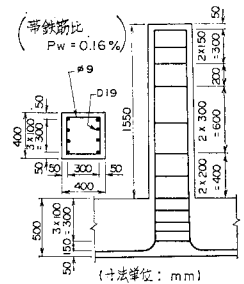


図-5 供試体寸法

表-1 降伏時変位および水平力

供 試 体		変 位 (cm)				水 平 力 (t)		
実 験 者	供 試 体	シラスパン比	実 験 値 (平均値)	計 算 値-1 ²⁾	計 算 値-2 ²⁾	計 算 値-3 ²⁾	実 験 値	計 算 値
西山ら		3.5	0.60(1.00) ¹⁾	0.31(0.52)	0.54(0.90)	0.76(1.26)	8.5(1.00)	9.4(1.11)
Popovら	R1~R4 R6 ³⁾	4.0	1.52(1.00)	0.63(0.41) ²⁾	1.06(0.70)	1.48(0.97)	12.3(1.00)	11.1(0.89)
	Beam 35	2.7	1.91(1.00)	0.59(0.31)	1.05(0.55)	1.51(0.79)	53.6(1.00)	52.6(0.98)
Brownら	88-60	5.0	1.7(1.00)	0.61(0.36)	1.06(0.62)	1.52(0.89)	4.6(1.00)	4.66(1.01)

注: 1) () 内数値は実験値に対する比率
 2) 計算値-1, 2, 3 は 表-3 参照
 3) R6 では, 回転による変位の全体変位に対する割合 (実測値) 35~45%

表-2 繰り返し載荷方法

載荷方法	繰り返し回数 (回)		
	設計荷重レベルで	降伏荷重レベル ($\mu_B=1$) で	$\mu_B=1, 2, 3, \dots$ のそれぞれにおいて(注)
A: 断続載荷	2~3	2~3	1
B: 連続載荷	10	10	10

注: μ_B 変位塑性率 (降伏変位に対する塑性変位の比)

表-3 降伏および終局変位

区分	条件	変位 (mm)	
		降伏時 δ_y	終局時 δ_u
実験値	載荷 A 注)	6.0	42.0
計算値-1	躯体の曲げ変形のみ考慮	3.1	8.4
計算値-2	躯体の曲げ変形と、フーチングからの鉄筋の引き抜け (d) を考慮	5.4	34.1
計算値-3	躯体の曲げ変形と、フーチングからの鉄筋の引き抜け ($2d$) を考慮	7.6	59.8

注: 表-2 参照

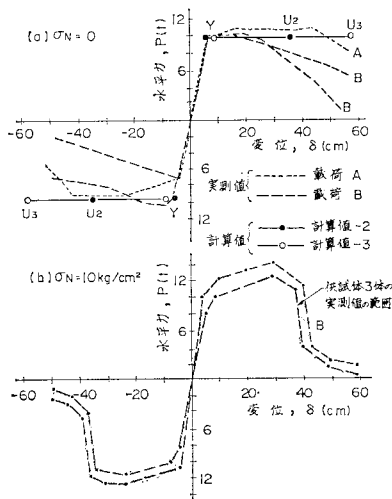


図-6 RC 柱供試体の荷重-変位曲線の包絡線

る。表-1, 3 にみるように、部材降伏時における実測変位が曲げのみを考えた計算値-1 よりも大きくなることはすでに多くの研究者^{4)~7)}により指摘されているところであり、フーチング内の鉄筋の伸び、柱下端部の鉄筋の付着力消失等による柱下端の断面における回転の影響を考慮し、また、シアスパン比が小さいときには、ひびわれ発生後のせん断変形の影響を考慮しなければならないこと、等が明らかにされている。ここでは、これらのうち特に影響が大きいと思われるフーチング内の鉄筋の伸びのみを計算に考慮した。フーチング上面における鉄筋の抜け出し量 d は、フーチング内の鉄筋のひずみ分布を近似的に逆3角形とし、上面におけるひずみを ϵ_s 、ひずみが0になる点の深さを l とすれば、 $d=le_s/2$ により求められる。 l の値は ϵ_s に応じて 図-7⁶⁾ から鉄筋の平均付着応力度 τ_c を仮定して求めた。鉄筋のフーチン

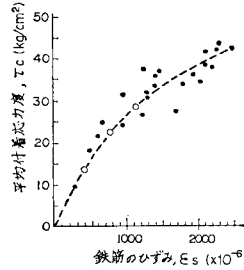


図-7 平均付着応力度⁶⁾

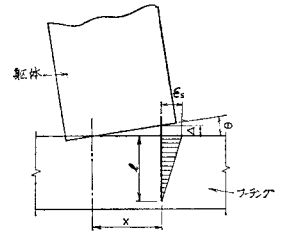


図-8 定着鉄筋の抜け出しによる回転

グからの抜け出しによる回転角 θ は、躯体底面における中立軸と鉄筋との距離を x とし、 $\theta=d/x$ により求めた (図-8 参照)。このように仮定して計算した橋脚天端の変位は 表-1, 3 の計算-2 のとおりである。終局時の変位は l の値を降伏時と同じと仮定して求めた。なお POPOV らの実験⁴⁾によると繰り返し載荷では躯体およびフーチング内の鉄筋の付着の損失により d の値は静的な一方載荷時の2倍になるとしているの、抜け出し量を $2d$ とした場合の天端変位を 表-1, 3 の計算値-3 に示した。表-3 では実測変位は計算値-2 と3の中間にあるが、表-1の他の例では実測変位は計算値-3よりさらに大きい。

表-3 にあげた終局変位の実験値とは、耐力が最大値を超えて低下し降伏耐力に等しくなる点の変位と定義して求めた値である。終局変位は載荷Aでは前述のように鉄筋の抜け出しを考慮した計算値に近い値を示したが、載荷Bでははるかに小さい値となっている (図-6 参照)。

以上、本章ではRC橋脚の弾塑性応答解析のもとになるスケルトンカーブの求め方について述べたが、上述したように、RC柱の水平荷重による塑性変位を求める場合にはフーチングからの鉄筋の抜け出しの影響を無視できないことがわかった。しかしながら、それが橋脚天端の水平変位に及ぼす影響の度合は供試体の種類によってかなりばらついており、これを精度よく求める段階にはまだ至っていない。それで 4. に述べる応答解析の実例では、抜け出しを考えない場合、 $2d$ だけ考えた場合の2ケースについて計算して、抜け出しが応答値に及ぼす影響も合わせて検討することにした。

3. 靱性率

図-6 にみるように部材降伏後の荷重変位曲線は、繰り返し載荷の方法、軸力の有無などによってかなり異なった性状を示している。部材が降伏しても破壊することがないようにするためには、変形を著しい耐力の低下を生じないような限界の状態にとどめることが安全であり、安全な橋脚天端のたわみの限度として、2. で定義し

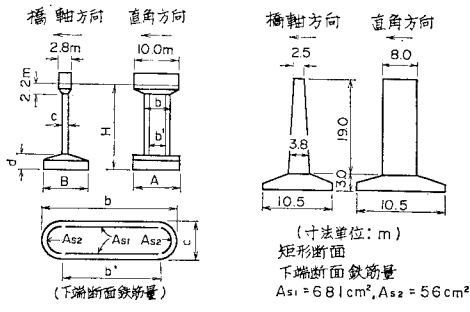
たような耐力が最大値を超えて降伏耐力に等しくなる点の変位 δ_u (終局変位) を1つの目安とすることができる。終局変位と降伏変位との比 $\delta_u/\delta_y = \mu_{\delta_u}$ を変位靱性率 (以下, 単に靱性率という) と定義すれば, 靱性率 μ_{δ_u} の大きい部材ほど降伏後の大きな変形に耐え得ることができる。

図-6 から求めた靱性率 μ_{δ_u} の実測値を計算値と比較すると, 表-4 に示すように, 軸力による応力度 $\sigma_N = 0$ のとき載荷 A の実測値は計算値-3 に近い値を示しているが, 載荷 B では靱性率 μ_{δ_u} の値はこの半分以下に低下していることが認められる。2. で述べた RC 部材の終局状態の計算方法は, 一方向載荷によるひびわれ状態を前提としたものであるが, 降伏変位以上の変位を正負方向に繰り返し加えると曲げひびわれは全断面に貫通し, X 状に相交わる斜めひびわれを生じるなど, 一方向載荷とはまったく異なったひびわれ性状を示すので, δ_u の計

表-4 靱性率の計算値と実験値

軸方向圧縮応力度 σ_N (kg/cm ²)		0	10	
計算値	曲率靱性率 μ_{ϕ_u} ¹⁾	11.4	9.6	
	変位靱性率 ²⁾	μ_{δ_u} (計算値-1) ³⁾	2.7	2.4
		μ'_{δ_u} (計算値-3) ³⁾	7.9	6.6
実験値	δ_u/δ_y ⁴⁾	7.0		
	載荷 A ⁵⁾ 載荷 B ⁵⁾	2.9~3.3 ⁶⁾	3.3~4.0	

- 注: 1) 曲率靱性率: 橋脚下端断面における終局時曲率 ϕ_u と降伏時曲率 ϕ_y との比 $\phi_u/\phi_y = \mu_{\phi_u}$
 2) 変位靱性率: 橋脚天端における終局時変位 δ_u と降伏時変位 δ_y との比 $\delta_u/\delta_y = \mu_{\delta_u}$
 3) 計算値-1, 計算値-3 の意味は, 表-3 参照。
 4) 実験値における終局変位 δ_u は, 耐力が降伏耐力を超えて最大値に達したのち降伏耐力に等しい値まで低下したときの変位とした。 δ_y は降伏変位。
 5) 載荷 A, B の方法は, 表-2 参照。
 6) 1 例だけ, 負載荷時に $\mu_{\delta_u} = 1$ で耐力低下した。



(a) H-7, H-12, H-15 (標準設計橋脚) (b) RH-22 (鉄道橋脚)

寸法および鉄筋量

橋脚	H (m)	C (m)	b (m)	b' (m)	d (m)	B (m)	A (m)	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)
H-7	7.0	1.6	4.1	2.5	1.6	8.0	9.0	159	127
H-12	12.0	2.0	4.5	2.5	1.6	9.0	10.0	262	238
H-15	15.0	2.2	5.0	2.8	1.8	9.5	10.0	286	318
H-22	22.0	2.8	5.3	2.5	2.5			391	596
								318	477

注) H-22 は, 6. 多変数系の解析参照。

図-9 弾塑性応答解析の対象とした橋脚

算値は実験値と一致しないようになる。また, 正負繰り返し載荷すると最大変位は一定に保ってもひびわれが進行し, コンクリートが崩壊し耐力が低下するようになるので, 繰り返し回数が多い B 載荷では A 載荷よりも δ_u が小さくなる。しかしながら, 載荷 B のような繰り返し回数が多い交番載荷による RC 部材の破壊の解析, 終局変位, 靱性率の計算の方法はまだ確立されていないので, ここではまず 2. で述べた方法 (静的な一方向載荷を対象としたもの) により橋脚などの靱性率を計算し, 地震時の靱性率は 4. で述べるようにこうして求めた靱性率に交番載荷による低下を加味して推定することにした。

図-9 に示す橋脚の橋軸方向と建築構造物の柱の 1 例について靱性率等を計算した結果を比較すると, 表-5 のようになる。

橋脚基部における終局時曲率と降伏時曲率との比 $\phi_u/\phi_y = \mu_{\phi_u}$ を曲率靱性率と定義すると, 橋脚 RH-22 の μ_{ϕ_u} は他の橋脚に比して 3 倍程度も大きい。これは他の橋脚では設計荷重時のコンクリート圧縮応力度が $\sigma_{ck}/2$ にほぼ近い値であるのに対して, RH-22 では, それに比してかなり低く, それにつれて鉄筋降伏時のコンクリート縁応力度 σ_{cy} も相対的に小さいためと考えられる。

土木 RC 構造物と建築 RC 構造物とで現行規準の地震時許容応力度を比較すると表-6 のようであり, 建築の

表-5 標準設計橋脚等における靱性率などの計算値

構造物 諸量 ¹⁾	建設省標準設計橋脚 ²⁾			鉄道橋脚 ²⁾	建 物
	H-7	H-12	H-15	RH-22	柱 ³⁾
σ_{ck} (kg/cm ²)	210	210	210	200	180
σ_{sy} (kg/cm ²)	3000	3000	3000	3000	3000
σ_c/σ_{ck}	0.47	0.50	0.50	0.34	0.61
σ_s/σ_{sy}	0.63	0.71	0.75	0.77	0.53
σ_{cy} (kg/cm ²)	144	137	133	102	140
σ_{cy}/σ_{ck}	0.69	0.65	0.63	0.51	0.78
σ_N (kg/cm ²)	16.3	13.4	12.0	6.4	24.8
μ_{ϕ_u}	8.2	8.6	9.4	26.9	6.0
μ_{δ_u}	3.9	7.0	5.3	10.1	—
$\mu_{\delta_u}/\mu_{\phi_u} = \alpha$	0.48	0.81	0.56	0.38	—
μ'_{δ_u}	5.3	7.3	6.0	11.1	—
$M_y/M_u = \beta$	0.83	0.80	0.80	0.91	0.83

注: 1) 記号の意味は次のとおり。

- σ_c : 橋脚下端断面におけるコンクリートの作用応力度
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度
- σ_{cy} : 橋脚下端断面における鉄筋降伏時のコンクリート縁応力度
- σ_s : 橋脚下端断面における鉄筋の作用応力度
- σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度
- σ_N : 軸方向圧縮力によるコンクリートの応力度
- μ_{ϕ_u} : 橋脚下端断面における曲率靱性率 (計算値-1)
- μ_{δ_u} : 橋脚天端における変位靱性率 (計算値-1)
- μ'_{δ_u} : 同上 (計算値-3)
- M_y : 橋脚の降伏曲げモーメント
- M_u : 橋脚の終局曲げモーメント

2) 図-9 参照。

3) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準, 付録・計算例-1。

表-6 地震時許容応力度

材料	コンクリート	鉄筋 (SD-30)
土木	$\frac{\sigma_{ck}}{3} \times 1.5 = \frac{\sigma_{ck}}{2}$	2 700 (kg/cm ²)
建築	$\frac{\sigma_{ck}}{3} \times 2.0 = \frac{2\sigma_{ck}}{3}$	3 000 (kg/cm ²)

規準におけるコンクリートの許容応力度が土木の規準の値に比して大きく、したがって σ_{ey} が大きいことがわかる。表-5 の建築構造物の柱について計算した μ_{ϕ_u} が橋脚よりも小さいのはこのためである。

曲げを受ける橋脚において、天端の変位靱性率 μ_{δ_u} は橋脚下端の曲率靱性率 μ_{ϕ_u} より小さい。しかしながら、 μ_{δ_u} と μ_{ϕ_u} との比 α は、同一の基準によって標準的に設計された橋脚でも、個々に相違している。これは降伏前と降伏後とで、橋脚下端以外の躯体中間部の曲げ変形が天端の変位に寄与する程度に差があることによるものであり、したがって橋脚下端の断面が互いに等しい場合でも、躯体中間部の配筋方法その他によって α の値が相違することになる。震度法により計算を行ってみたところ α が大きい H-12 では、他の橋脚に比して躯体の高さ中間部の抵抗モーメントが作用モーメントに近い値となっていることが確かめられた。橋脚の全高さにわたって両者が一致すれば $\alpha=1$ になることは容易に理解できる。逆に、全高さにわたって一様に鉄筋を配置した橋脚、たとえば 図-5 の供試体では、 $\alpha=0.24$ (表-4 参照) と小さくなる。建築構造物におけるラーメンの柱は軸方向鉄筋が各層で一様に配置されているので α の値は小さく、一般に 1/3 程度といわれている⁸⁾。

4. 基礎固定 1 質点系の解析

(1) 逐次積分法による応答解析

まずはじめに、高さ 7, 12 および 15 m の橋脚 (図-

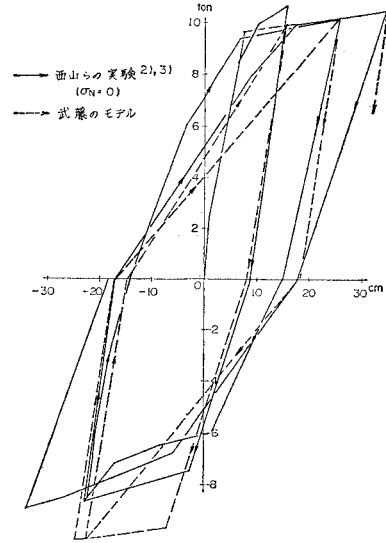


図-11 履歴曲線の実験値との比較の1例

9) を対象とし、基礎のロッキングの影響を考えないで、橋脚と桁の質量を 1 質点で表わし弾塑性応答解析を行った。この質点の質量は 1 径間の桁の質量に橋脚躯体の質量の 30% (道路橋耐震設計指針 4.4.2 参照) を加えたものとし、また減衰定数は既往の橋脚振動試験結果 (図-20) からロッキングの影響の少ない橋脚を参照して 2% とした。

繰り返し荷重を受ける RC 部材の荷重-変形履歴曲線については、従来、提案されているいくつかのモデルの中から、武藤・深田の 2 種類のモデル (図-10) を選定して計算を行った。武藤のモデルと西山らの実験^{2), 3)} で得られた履歴曲線とを比較 (図-11 参照) すると、両者はほぼ同じ傾向を示している。実験によると、載荷 B で $\sigma_N=0$ の場合、天端変位が降伏変位の 4 倍程度に達すると履歴曲線は 図-11 のような紡錘型から逆 S 字型に移り漸次破壊に至っているが、降伏変位の 3 倍程度以下では紡錘型を保っているので、塑性率 (塑性変位と降伏変位との比) 3 程度以下の範囲の解析には 図-10 の武藤のモデルを用いても問題はないと考えた。履歴曲線のもとなるスケルトンカーブ OCYU (図-4 参照) は 2. に述べた方法により、フーチングの鉄筋の引き抜けを無視した場合 (計算値-1)、24 を考慮した場合 (計算値-3) の 2 ケースについて求めた。

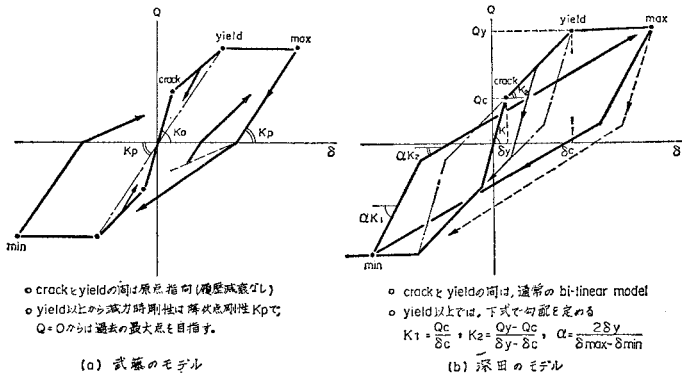


図-10 荷重-変形履歴曲線

図-12, 13 は、建設省標準設計小判型橋脚 $H=7$ m, $H=15$ m (図-9 参照) の橋軸方向の弾塑性解析結果をまとめたものである。入力地震は、El-Centro (N-S),

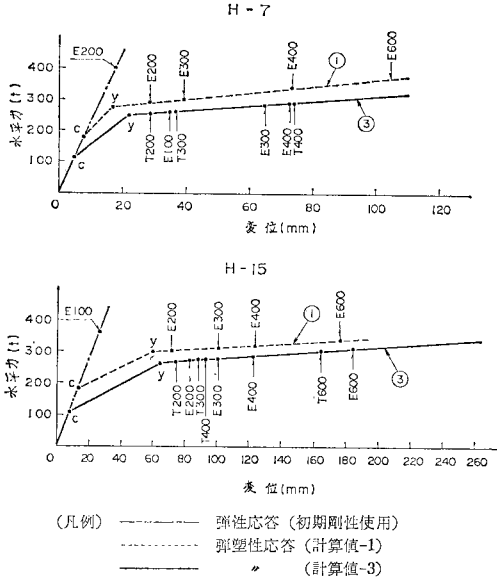


図-12 スケルトンカーブと応答値(武藤のモデル使用)

(凡例) ——— 弾性応答(初期剛性使用)
 - - - - - 弾塑性応答(計算値-1)
 ——— 弾塑性応答(計算値-3)

注: 応答値は、スケルトンカーブ上に矢印で示す。記号 E, T はそれぞれ El-Centro および Taft 地震波を、数字は最大加速度 (gal) を表わす。

橋脚	T ₀	T ₁	T ₂
H-7	0.28	0.54	0.74
H-12	0.46	0.84	1.15
H-15	0.54	0.96	1.30
H-22	0.41	0.75	1.03

単位秒

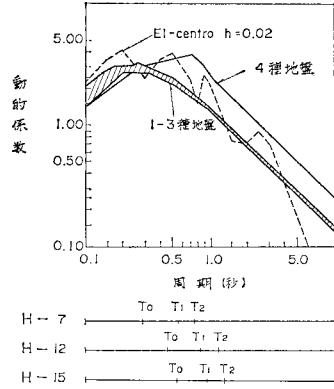


図-14 応答スペクトルと固有周期

注: T₀: 初期剛性 } の固有周期
 T₁: 降伏時剛性 }
 T₂: 塑性率 2 }

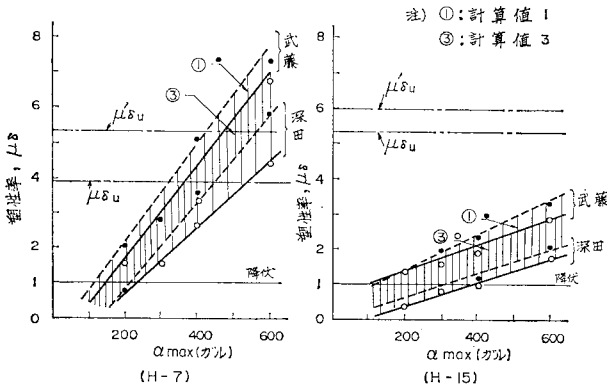


図-13 最大加速度と塑性率との関係 (El-Centro) 地震波入力の場合

Taft (E-W) をそれぞれ最大加速度 200, 300, 400, 600 gal に修正したものを用いた。

図-12 は計算-1 と計算-3 (表-3 参照) のスケルトンカーブに、各地震波の最大加速度別の最大応答値を記入したものを、図-13 は入力地震波の最大加速度と応答最大変位の塑性率との関係を、高さ 7 m および 15 m の橋脚の場合について例示したものである。この解析結果から、高さ 20 m 程度以下の標準的な橋脚の弾塑性の性質として次の傾向が認められる。

① 履歴曲線や地震波の違いによって応答値にある程度の違いは生じるが、最大加速度にはほぼ比例して塑性率は増大する。高さの低い橋脚の方が高いものよりも同一加速度で塑性率が大きい。これを説明するために地震波の応答スペクトルと橋脚の塑性域における等価剛性 (4.

(2) 参照) から算出した固有周期との関係を図-14 に示すが、高さの低い橋脚の方が高い橋脚よりも固有周期が短く、固有周期に対応する応答スペクトルの値が大きい傾向にある。

上述したように塑性率が同一加速度で大きくなるのもこのような固有周期と応答スペクトルとの関係に起因するものと考えられる。

② フーチング鉄筋の抜け出しを考慮した場合の方が応答変位はいくぶん大きくなるが、塑性率は小さくなる。

③ 降伏点変位を生じるのは、最大加速度 200 gal 前後においてである。

④ 深田の履歴曲線を用いた場合の塑性率は武藤の履歴曲線を用いた場合のそれよりも小さい。これは前者では降伏変位以内の履歴減衰が後者よりも大きいためである、と考えられる。

⑤ 比較のために、初期剛性のままでの弾性応答解析の結果を 図-12 に一点鎖線で併記したが、図にみるように H=15 m では、100 gal ですでに応答水平力が降伏耐力を超えている。

変位-復元力の履歴応答の 1 例を 図-15 に、応答変位が降伏点変位を超える回数 n と入力最大加速度との関係を 図-16 に示す。図-16 より明らかなように、400 gal 以上では Taft の場合が El-Centro の場合よりも同じ継続時間内で n がはるかに大きくなっている。

2. で述べたように終局変位は繰り返し荷重の載荷方法により影響され、繰り返し回数が多くなると静的終局

変位よりも小さい変位で終局状態に達することがある(表-4 参照)ので、図-13において応答塑性率が靱性率の計算値よりも小さければ橋脚は常に終局状態に対して安全であるとは必ずしもいうことはできない。

破壊に対する安全性を検討するには、塑性率の他に前述の回数 n を考慮しなければならない。表-7 は解析で得られた最大塑性率 μ_{max} と n とを西山らの実験結果と対比したものである。表-7 によれば、H-15 は安全性に問題はなく、H-7 では 300 gal でやや疑わしく、Taft

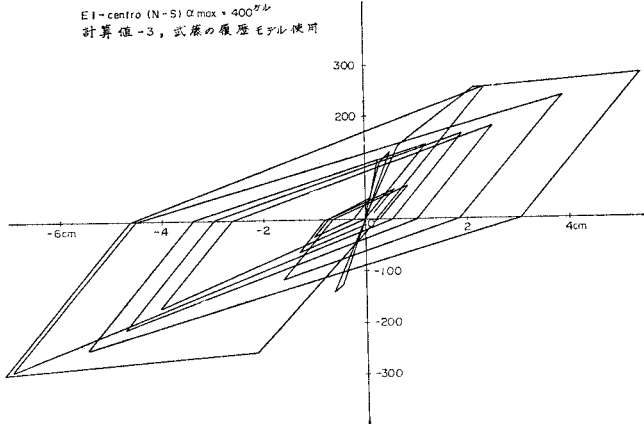


図-15 変位-復元力の履歴応答の1例

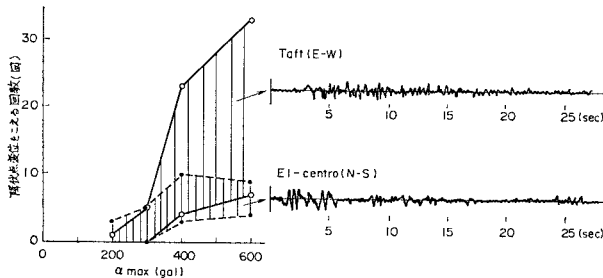


図-16 降伏点変位を超える回数

表-8 等価減衰定数 h

最大加速度 α (gal)	200	300	400	500	600	
塑性率 μ_B	1.01	1.20	1.51	2.10	2.14	
固有周期 T (秒)	0.75	0.82	0.91	1.06	1.09	
等価減衰定数 h (%)	解析結果	<2.0	3.6	8.7	10.6	12.5
	Gulkan らの式による値(注)	2.0	3.7	5.7	8.2	8.3

注: Gulkan らの提案式¹⁰⁾, $h=0.02+0.2\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu_B}}\right)$

400 gal では破壊の恐れが大きいのと考えられる。

(2) 等価剛性, 等価減衰定数(スペクトル法)

RC部材の弾塑性応答を、等価な剛性と減衰をもつ部材の弾性応答で表現することができるかどうかの検討を行った。図-9に示すRH-22橋脚の水平力と最大応答変位との関係は図-17の実線のようにであるが、同図において最大加速度 α gal のときの最大応答値 R_α と原点 O とを結ぶ直線 \overline{OR}_α の勾配を加速度 α gal のときの等価な弾性部材の剛性と定義する。 \overline{OR}_α 上に減衰定数 2%, 5%, 10%, 20% のときの最大応答値を示したが、これから R_α に相当する等価な剛性をもつ部材の減衰定数 h を求めることができる。その値を、Gulkan の提案式¹⁰⁾より求めた値と比較すると表-8のようになる。同表にみるように、この解析から求めた値の方が Gulkan の提案式による値よりもいくぶん大きな値となっている。200 gal の場合だけこれが逆になっているのは、 $T=0.75$ 秒が E1-Centro 地震波の応答スペクトルの谷にあるため、弾塑性応答解析ではこれより短い周期の影響

表-7 安全度の検討

区分 橋脚	応答解析								西山らの実験	
	H-7		H-12		H-15		RH-22		$\sigma_N=0$	$\sigma_N=10$
諸量 ¹⁾										
シアスパン比	3.5		3.5		6.0		5.0		4.0	4.0
σ_N (kg/cm ²)	16.3		13.4		12.0		6.4		0	10.0
ρ_w (%)	0.07		0.07		0.12		0.13		0.16	0.16
τ_{max} (kg/cm ²)	5.5		—		4.1		3.4		{ 6.4 (載荷 A) 5.3 (載荷 B)	7.8
μ_{ϕ_u}	8.2		8.6		9.4		26.9		11.4	9.6
μ_{δ_u}	5.3		7.3		6.0		11.8		7.9	6.6
入力	μ_{max} および n		μ_{max} および n		μ_{max} および n		μ_{max} および n			
El-Centro	300 gal	3.0	5	1.9	4	1.6	2	1.2	4	[載荷 A] $\mu=1, 2, 3, \dots$ で $n=1$ のとき, $\mu_u=7.0$
	400 gal	3.3	1	2.4	5	1.9	3	1.5	4	
Taft	300 gal	1.7	5	1.7	3	1.2	2	—	—	[載荷 B] $\mu=1, 2, 3, \dots$ で $n=10$ のとき, $\mu_u=2.9\sim 3.3$
	400 gal	3.4	23	1.9	7	1.4	3	—	—	

注: 1) ρ_w : 帯鉄筋比, τ_{max} : 最大せん断応力度, μ_{max} : 最大塑性率(降伏変位に対する最大応答塑性変位の比), n : 降伏点変位を超える回数。その他の記号の意味は表-5 参照。

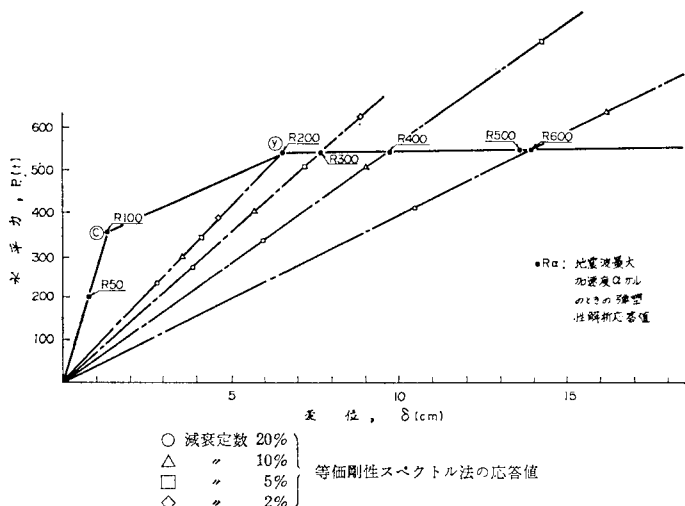


図-17 水平力と最大応答変位との関係 (RH-22 橋脚) (武藤の履歴モデル使用, 計算値-3)

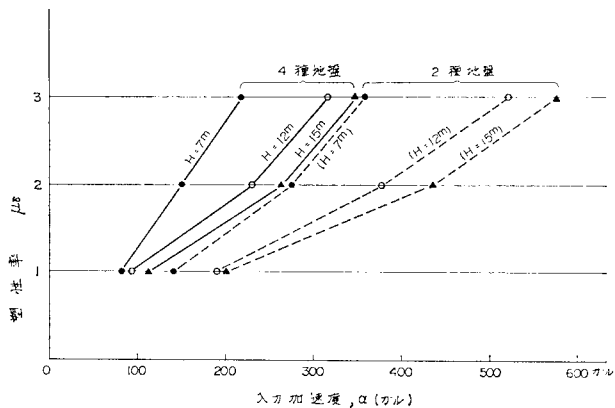


図-18 加速度と塑性率との関係 (基礎固定, 計算値-3)

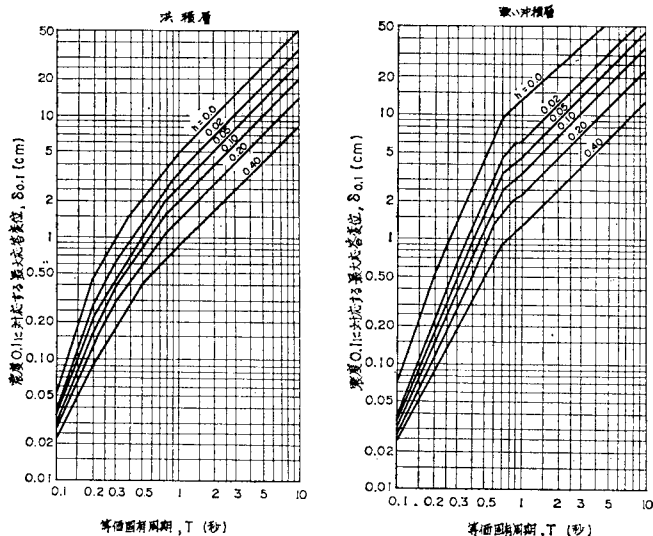


図-19 震度 0.1 に対応する平均応答スペクトル曲線

表-9 スペクトル法および逐次積分法による結果

橋脚	塑性率 $\mu\delta$		注)	
	1	2	左欄の $\mu\delta$ に達するときの入力地震波の最大加速度 (gal)	逐次積分法
H-7	1	2	80	150
			230	230
H-12	1	2	120	160
			280	330
H-15	1	2	130	100
			430	400

注：地震波は、El-Centro-NS を縮小または拡大して用いた。

も現れているために大きい応答値を生じたものと思われる。

等価剛性と等価減衰定数とが得られれば、地震波の応答変位スペクトルを使って、 $\mu=1, 2$ 等の状態になる地震波の最大加速度を求めることができる。このようにして求めた、 $\mu=1$ および 2 に達するときの加速度を逐次積分法により求めた値と比較すると表-9 のようであり、両者は比較的近い値を示している。

図-18 は建設省土木研究所の地盤別平均スペクトル (固有周期と最大加速度応答倍率との関係で表示) を式 (2) により変位に換算したもの (図-19) を使って計算した結果である。

$$S_d = (T/2\pi)^2 S_a \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

- S_d : 変位スペクトル値
- S_a : 加速度スペクトル値
- T : 固有周期

1種地盤 (岩盤), 3種地盤 (硬い沖積層) の応答値は 2種地盤 (洪積層) と大差なかったため、地盤種別は 4種 (軟らかい沖積層) と 2種 の場合のみを示した。地盤が軟らかいほど、橋脚の高さが低いほど、同じ加速度で高い塑性率に達している。これは 図-14 の加速度応答スペクトルと等価剛性から求めた固有周期との関係からも理解することができる。

このスペクトル法によると電子計算機を使わなくても簡単に弾塑性を考慮した応答を求めることができるが、降伏時の剛性の計算は複雑で電子計算機の助けを借りなければならない。それで、概略検討する場合の参考とするために、降伏時剛性と初期剛性との比 ν を高さ 7~15m の道路橋橋脚について求めた。この結果は 表-10 に示すとおりで、 ν の値

表-10 降伏時剛性と初期剛性との比 ν

断面形状	対象例数	ν
中実円形	6	0.24~0.26
中空円形	6	0.28~0.32
長方形 (短辺方向)	6	0.23~0.33
長方形 (長辺方向)	4	0.23~0.30
小判形 (短辺方向)	3	0.26~0.31

はほぼ 1/3~1/4 にあることがわかる。降伏時剛性はフーチングからの鉄筋の抜け出しを考えた計算値-3 から求めたものである。

一般のRC橋脚の場合、靱性を考慮した安全の検討は次のように行うことができる。まず表-10を参照して降伏時、さらには許容塑性変位 δ_a (許容靱性率 $\mu_{\delta a}$ に対応) における等価剛性を求めて固有周期 T を算出し、Gulkan の式により $\mu_{\delta a}$ に対応する減衰定数 h を求める。前述したように Gulkan の式から求めた h の値は解析結果よりも小さめであるが、その方が設計では安全側になるのでこの式を用いることにしたのである。

次にこれらの T, h を用いて図-19の平均応答スペクトル曲線から震度0.1に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ を求める。震度 K に対して次式が成立すれば、最大応答変位は許容終局変位以下であり十分な靱性が確保されているものと判定する。

$$10K \cdot \delta_{0.1} / \delta_y < \mu_{\delta a} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 δ_y : 降伏時の橋脚天端変位 (cm)。

なお許容靱性率の値は、繰返し回数の多い交番載荷では終局変位が静的な終局変位計算値より低下すること(表-4 参照)を考慮して、靱性率の計算値の 1/3 程度にとれば安全であろう。

5. 基礎ロッキングの影響についての検討

はじめに述べたように、独立柱式橋脚の振動性状は基礎のロッキングの影響を強く受けることが考えられるので、ここでは、特にフーチング基礎をもつ橋脚の振動性

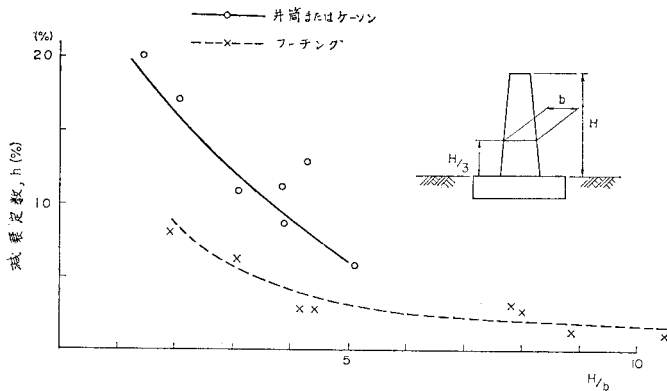


図-20 橋脚の剛度と減衰定数との関係

状について検討を行った。

解析に先立ち、既往の振動試験で求められた減衰定数について検討してみた。桁末架設の状態での橋脚(直接基礎 14 ケース、井筒またはケーソン基礎 9 ケース)の振動試験^{11)~16)}で求めた減衰定数と橋脚躯体の剛度との関係を図示すると図-20 のようになる。この図では、簡単のために橋脚躯体の剛度を H/b で表わした。この図から H/b が大きいほど、すなわち橋脚躯体の剛性が低いほど減衰が小さいこと、基礎の根入れの深い井筒、ケーソンの方が根入れの浅いフーチング基礎よりも減衰が大きいことがわかる。根入れが深いほど減衰が大きいことは、同一橋脚で根入れ長を変えて行った実験結果からも確かめられている¹³⁾。橋脚躯体の剛度と減衰との間にこのような関係がみられるのは、躯体の剛度によって、基礎のロッキングが橋脚全体の振動に及ぼす影響の度合いが異なるからである。弾性範囲の振動ではRC躯体の曲げ振動に比して基礎のロッキング振動の方が減衰が大きいことは一般に知られているが、躯体の剛性の大きい橋脚ほどロッキング振動が橋脚全体の振動のうちで占める勢力が多く、したがって減衰が大きくなり、逆に剛性の小さいものほど躯体の曲げ振動の方が支配的になるので全体としての減衰は小さくなるのである。たとえば図-9の標準設計橋脚の橋軸方向振動の減衰定数を図-20 から求めてみると、H-7, H-12, H-15 で、それぞれ 5%, 3%, 2.5% となっている。

次に塑性領域をも含めてロッキングの影響を検討した。図-9に示す標準設計橋脚 H-7 m, H-15 m を対象にして、図-21 のように基礎底面のロッキングばね、水平変位ばねをも考慮し、ロッキングばねは後に述べる理由によって図-22に示すような非線形履歴曲線を用いて、橋軸方向に El-Centro (N-S) を入力

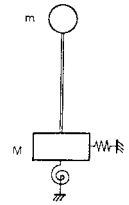


図-21 ロッキングの検討に用いたモデル

して弾塑性応答解析を行った。ロッキングばねは $N=40$ とし、 $E=21 N=840 \text{ kg/cm}^2$ とし、道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇(日本道路協会、昭和 45 年)の砂質土の場合についての算定式により求めた。

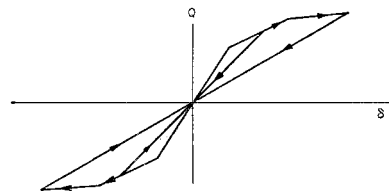


図-22 原点指向型履歴曲線

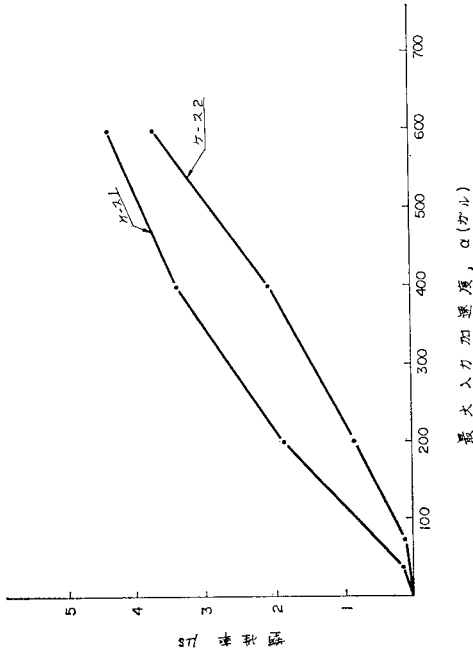


図-24 加速度と塑性率との関係 (H-7)

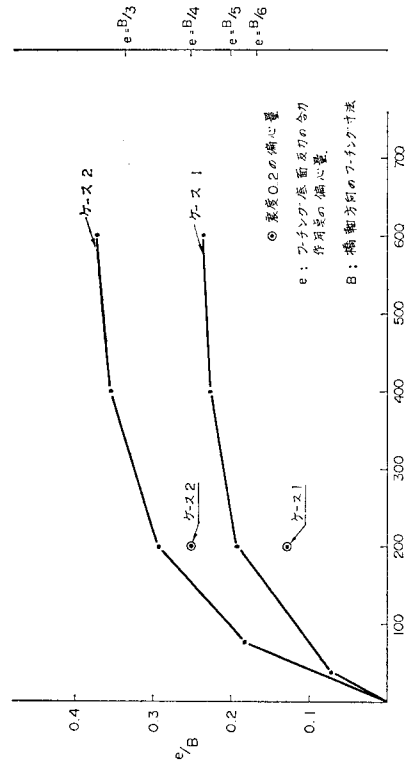
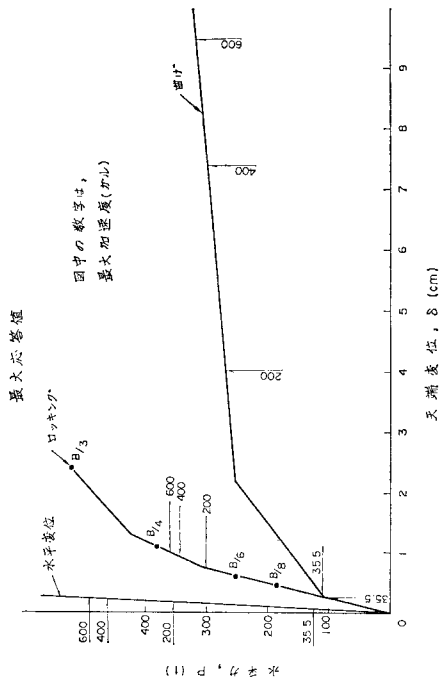
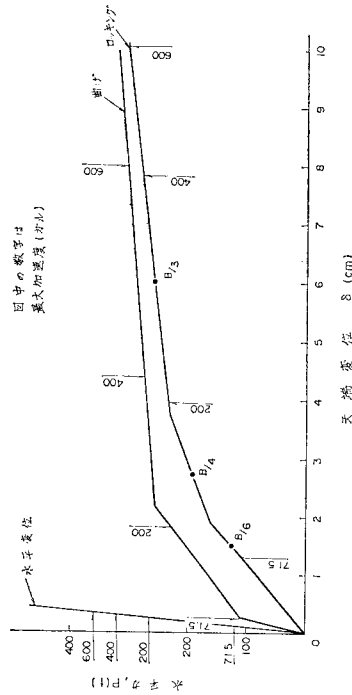


図-25 加速度と偏心率との関係



(a) H-7, ケース1, フーチング 8x9 m



(b) H-7, ケース2, フーチング 5x5 m

図-23 水平力と橋脚天端変位との関係

表-11 基礎ロッキングの影響の検討 (対象)

橋脚	ケース	フーチング寸法 (m)		設計震度 (0.2) 作用時の		1 次の固有周期 T (秒)
		橋軸直角方向 A	橋軸方向 B	フーチング底面反力の合力作用点の偏心量 e (注)	最大地盤反力 q (t/m ²)	
H-7	1	9.0	8.0	B/8	34	0.424
	2	5.0	5.0	B/4	116	0.691
H-15	1	10.0	9.5	B/5	43	0.746
	2	8.5	8.5	B/4	60	0.834
	3	7.0	7.0	B/3	113	1.015

注: e の値は概略値である。

浮上りも考慮して水平力-変位曲線を求め、これを図-23 でロッキングと指示した折れ線で置き換えた。ロッキングの減衰定数は5%と仮定した。RC部材の履歴曲線は4. で用いたものを使用した。

フーチングの寸法は表-11 に示すように H=7m, 15m の橋脚とも数種類とした。いずれも、ケース1の橋脚

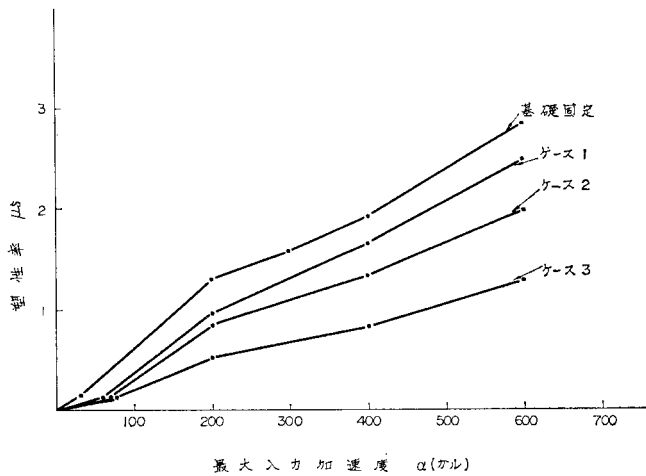


図-26 加速度と塑性率との関係 (H-15)

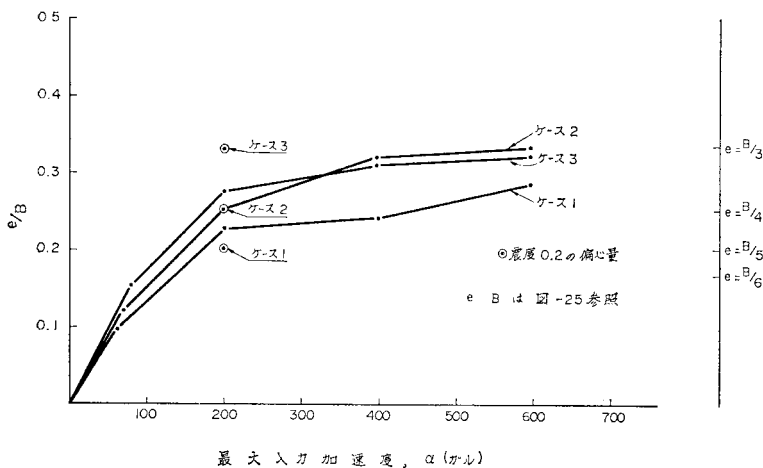


図-27 加速度と偏心率との関係 (H-15)

表-12 基礎ロッキングの影響の検討 (結果)

橋脚	ケース	400 gal 作用時の		設計偏心量注)に達する加速度 alpha (gal)
		フーチングの水平反力 (Q)	フーチング支持力の安全度 F _s	
H-7	1	0.29	6.34	100
	2	0.26	1.09	150
H-15	1	0.16	9.98	170
	2	0.18	5.13	200
	3	0.16	4.16	700

注: 表-11 参照。

のフーチングは標準設計の寸法に等しく、ケース2およびケース3のフーチング寸法はそれよりも小さくした。標準設計における死荷重と震度0.2に対応する水平力を考慮したときのフーチング底面反力の合力作用点の偏心量 e および最大地盤反力 q の値を、同表に示した。

図-23 に、躯体の曲げ、基礎のロッキング、水平変位による橋脚天端変位のスケルトンカーブと、地盤の入力最大加速度を 200, 400 および 600 gal としたときの最大応答値とを、H-7 について示した。ケース1の橋脚では、ロッキングばねの剛性低下を生じる前に、RC部材の剛性低下が進行し始めるので、ロッキングによる変位は 400 gal 以上ではほとんど進行せず、塑性領域における橋脚天端変位は、躯体の曲げによる変位が支配的であり、基礎を完全固定とした場合と大差がない。これに対して、ケース2の橋脚ではロッキングによる塑性変位の方が曲げによる変位より大きい。

図-24 に躯体天端の曲げ変位塑性率と最大入力加速度との関係を示すが、ケース2ではロッキングばねの塑性化の影響により曲げによる変位塑性率はケース1よりもかなり低下している。たとえば、入力 300 gal でケース1では塑性率が2.6であるが、ケース2では1.5に低下している。これに対し入力加速度とフーチング底面反力の合力作用点の最大偏心率 e/B の関係をみると、図-25 に示すようにケース2の方が偏心率が大きくなっている。

H-15 でも同様にフーチングの寸法を小さくするほど、同じ入力加速度で躯体の曲げによる天端変位の最大応答塑性率は低下し (図-26)、基礎底面反力の合力作用点の最大偏心率は増加する傾向がみられる (図-27)。しかしながら設計時の偏心量に達する加速度は

表一13 軸方向鉄筋配置方法を変えた橋脚

注) 橋脚	鉄筋の 総延長 (m)	最大曲率 ϕ_{max} を 生ずる 高さ (m)	降伏点 加速度 (gal)	曲率塑性率 μ_ϕ		曲率靱性率 $\mu\phi_u$ 時	天端変位 $\alpha=400$ gal 時 (cm)
				$\alpha=400$ gal 時	$\epsilon_s=1\%$ 時		
I	2880	10	140	4.2	5.7	18.0	14.5
II	2970	0	210	2.3	5.6	7.6	15.4

注：橋脚 I：建設省標準設計と同じ条件で設計した高さ 22 m の小判形断面の橋脚
 橋脚 II：終局状態に対する安全度かとの断面でも 1.45 以上となるように設計した高さ 22 m の小判形断面の橋脚

フーチングの寸法を小さくするほど大きくなる（表一12 参照）。図一27 で、ケース 2 とケース 3 とで、これらの性状に差がないのは、塑性域での等価剛性に対応する固有周期と地震波の応答スペクトル（図一14 参照）との関係でケース 3 の場合の応答が低めになったためと考えられる。ケース 3 は水平震度 0.20 で $e=B/3$ になるように設計されているにもかかわらず、応答解析によると 600 gal を入力しても $e=0.32B$ であり $B/3$ に達していない。

入力最大加速度を 400 gal とし、フーチング底面反力の合合作用点の偏心量 e が最大となったときの基礎支持力の安全度の計算値と、そのときのフーチング底面水平反力 Q と鉛直反力 V との比とを表一12 に示す。 e と Q がそれぞれ最大になる時刻にはずれがあるので e が最大になるときの Q の値は、水平反力の最大応答値より小さい。支持力の安全度 F_s は土の内部摩擦角 $\phi=40^\circ$ 、粘着力 $c=0$ として求めた。

なお、図一22 の履歴曲線は実験的な裏づけがないので、同じスケルトンカーブをもとに、武藤の履歴曲線（図一10）を用いた場合と、ループを考えないで非線形だけを考えた場合とについて、 $H=15$ m のケース 3 の応答解析を行い比較検討したが、応答値に顕著な差は認められなかった。

6. RC橋脚の多質点系モデルによる解析

橋脚躯体の軸方向鉄筋配置方法を検討するために、図一9 (a) に示す建設省標準設計と同じ条件で設計した橋脚 H-22-I について、多質点系モデルにより橋軸方向地震に対する弾塑性応答の解析を行った。基礎は固定とし、橋脚を 24 要素に分割した。各要素ごとに断面 2 次モーメントは一定（等断面）、塑性化が予想される高さ付近での要素分割を細かくした。各要素のモーメント M と曲率 ϕ の関係は tri-Linear とし、

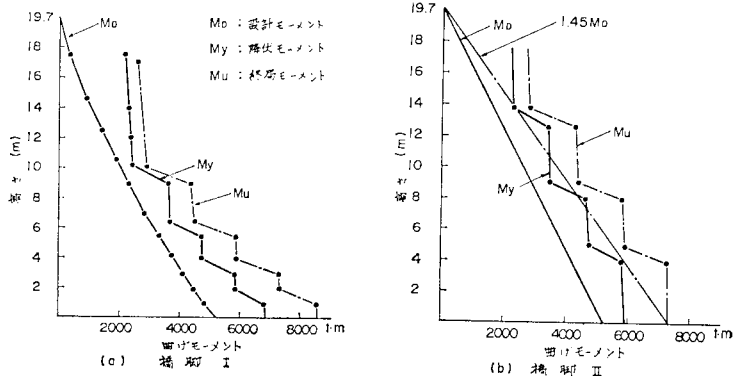
荷重-変形履歴曲線としては武藤のモデル（図一10 (a)）を用いた。応答解析には Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を使い、要素中央断面における $M-\phi$ 関係を各時間ステップ ($\Delta t=0.0025$ s) ごとにチェックしながら行った。減衰は Rayleigh 型の減衰マトリックスを用い、弾性時における 1 次、2 次減衰定数がともに 0.02 となるようにした。入力地震波は、El-Centro (N-S) である。

建設省の標準設計は主として河川中の橋脚を対象としているために、橋脚の幅がなるべく小さくなるように設計されている。すなわち、橋脚下端の断面は、橋軸方向地震に対してコンクリートと鉄筋とが同時にそれぞれの許容応力度に達するような断面よりもその寸法が小さく、曲げ圧縮耐力を増すために鉄筋が多く配置されており、したがってコンクリートの応力度がほぼ許容応力度に達しているのに対し、鉄筋の引張応力度は許容応力度よりかなり小さくなっている。コンクリート断面は全高さにわたり一様なので橋脚上部ほどコンクリートの圧縮応力度は許容応力度に比して小さくなっている。

このように設計された橋脚 I の各断面の降伏曲げモーメント、終局曲げモーメントおよび設計曲げモーメントの関係は 図一28 (a) のようであり、終局状態に対する安全度は下端断面で 1.65 であるのに対して、高さ 10 m の断面では最小値 1.38 となっている。

最大応答加速度は、図一29 に示すように弾性的な応答を示す範囲 (50 gal) では上部ほど大きいのが、高さ 10 m 付近の断面の塑性化（図一30 参照）が進むにつれて高さが 10 m より高い断面の加速度はあまり増加しないで、高さ 10 m 以下の加速度が増加している。応答曲率は、図一30 にみられるように、高さ 10 m 付近で最大となり、下端では 600 gal のときにも降伏していない。

橋脚各断面の最大応答曲げモーメント M と下端の最大曲げモーメント M_B との比は 図一31 のようであり、静的計算の結果よりも 3 角形分布に近いことが認められる。



図一28 橋脚 I, II の曲げモーメント

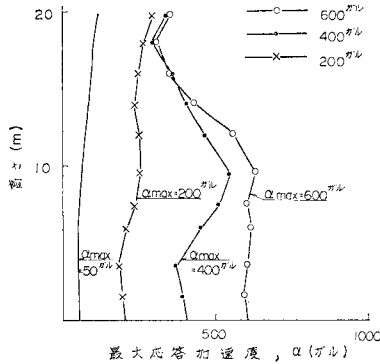


図-29 最大応答加速度 (橋脚 I)

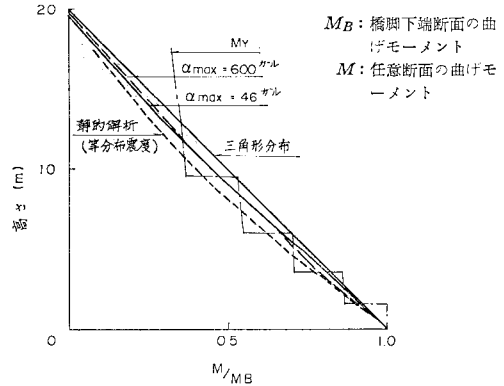


図-31 曲げモーメントの比較

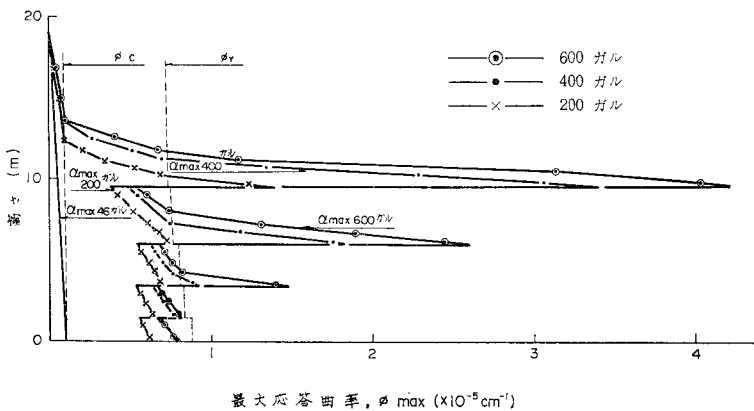


図-30 最大応答曲率

許容応力度法で設計された標準設計の橋脚は、静的に計算された曲げモーメントに対して、上述のように躯体中間部の断面で終局状態に対する安全度が最も小さくなり、各断面の安全度の大きさはつり合いがとれていない。応答解析の結果得られる曲げモーメントは、図-31のような分布をするので、高さの中間の断面で、その安全度が低下する。それで、設計曲げモーメントの分布の形を、橋脚下端で原設計の値に等しい大きさの底辺を有し、天端に頂点を有する三角形とし、終局状態に対する安全度がどの断面でも1.45以上となるように設計された橋脚IIについて、橋脚Iと同じ条件で応答解析を行った。橋脚IIの最大応答曲率は図-32に示すように、下端断面で最大になっている。

橋脚Iと橋脚IIとを比較すると、表-13に示すように、主鉄筋の延長は橋脚IIの方が3%ほど長い。最大応答曲率が降伏曲率

に達する入力加速度は、橋脚IIが橋脚Iより約50%ほど大きく、加速度400galのときの曲率の塑性率は、橋脚IIが橋脚Iの約55%である。しかしながら靱性率を比較すると、橋脚Iの高さ10mの断面が橋脚IIの下端断面よりはるかに大きく(これはコンクリート応力に余裕があるためである)、加速度400galにおける塑性率と靱性率との比は、橋脚Iが0.23、橋脚IIが0.30であって、逆に橋脚Iが小さい。

橋脚天端の変位は、橋脚Iが橋脚IIよりわずかに小さい。

橋脚Iの多質点弾塑性解析から求めた天端水平変位を、1質点弾塑性解析の結果および多質点弾性解析の結果と比較すると図-33のようであり、橋脚天端の刺激係数¹⁷⁾を1質点系解析結果に乗じて求めた変位が多質点弾塑性解析の結果に最も近い値を示すことがわかる。

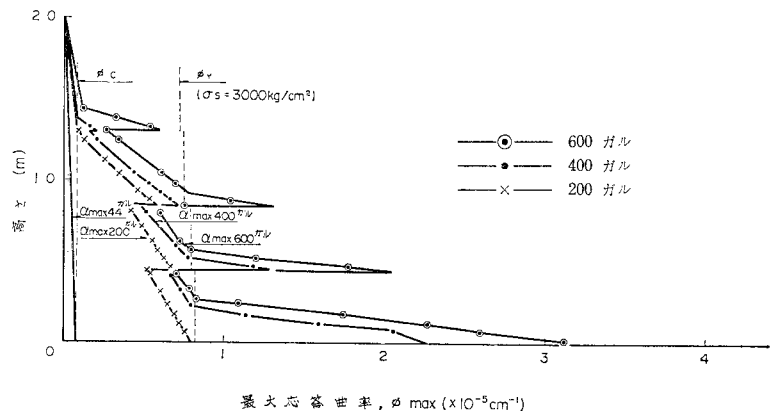
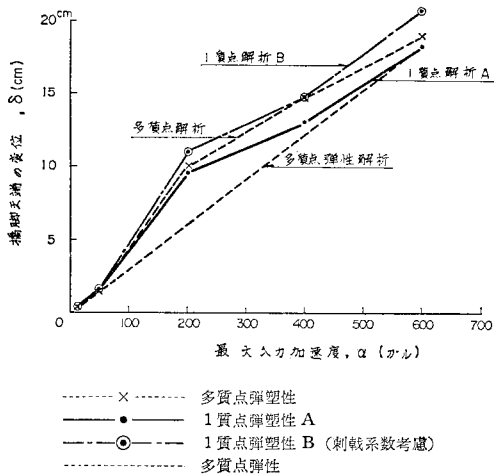


図-32 最大応答曲率



図一33 1質点および多質点解析による天端変位の比較

7. 結 言

独立柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に資するため、地震に対する弾塑性応答解析を行ってその靱性・耐力について検討した結果、次の事項が明らかになった。

(1) 独立柱式RC橋脚の降伏変位、塑性域での変位などのように、断面にひびわれが生じた後の変位を求めるには、橋脚の軸方向鉄筋がフーチング内から引き抜ける影響を考慮しなければならない。高さ7~15mの道路橋橋脚の場合このようにして求めた橋脚の降伏時の靱性は、ひびわれ発生前の初期靱性の1/3~1/4である(表一10)。

(2) コンクリートの最大緑ひずみを0.35%としてフーチング鉄筋の引き抜けを考慮して計算した終局変位 δ_u と、降伏変位 δ_y との比 δ_u/δ_y (靱性率、 μ_{δ_u})と西山らの交番荷重実験値^{2),3)}(帯鉄筋比0.16%の場合)とを比較すると、繰返し回数の少ない荷重Aでは両者は近い値を示すが、繰返し回数の多い荷重Bでは実験値は計算値の40~60%に低下している。

交番荷重では計算で前提としている一方向荷重とは異なった性状のひびわれを生じ、荷重の繰返しとともに耐力は低下するので、 δ_u の実測値は計算値と一致せず繰返し回数の多いものほど δ_u が小さくなっている。このような交番荷重時の δ_u もしくは靱性率の計算方法はまだ確立されていないので、本論文では既往の実験を参考にして、靱性率の低下を考慮して地震時の値を定めた。

(3) 曲率靱性率 μ_{ϕ} は鉄筋降伏時のコンクリート縁圧縮応力度 σ_{cy} の大きいものほど小さい。建築構造物の方が土木構造物に比して地震時のコンクリートの許容応力度の、コンクリート強度に対する割合が大きいので

σ_{cy} も大きく、したがって μ_{ϕ_u} が小さい傾向がみられる(表一5)。終局つり合い鉄筋比以下の鉄筋量で設計されている一般のRC柱部材の曲げ耐力は、鉄筋の降伏で決定されることが多いので、土木と建築のコンクリートの許容応力度の差が柱の破壊安全度に影響することはないが、コンクリートの最大緑ひずみ0.35%で決定される靱性率には影響することがわかった。

(4) 塑性領域にあるRC部材が破壊するか否かを判断するには、最大応答靱性率 μ_{max} のほかに塑性変形を生じる回数 n を考慮する必要がある。高さ7mおよび15mの建設省標準設計橋脚について、基礎を固定として橋軸方向にEl-CentroおよびTaft地震波を最大加速度400galとして入力し解析すると、15m橋脚では $\mu_{max} < 2$, $n=3$ で問題ないが、7m橋脚では $\mu_{max}=3.4$ となり、El-Centroで $n=5$, Taftで $n=23$ となり、後者では破壊する恐れもあることが推論される(表一7)。なお、基礎のロッキングを考慮しても、標準設計による基礎寸法(表一11のケース1)を用いた場合には基礎固定のときと応答にそれほど差は認められない(図一23(a))。

(5) 建設省標準設計の高さ7m, 12mおよび15mの橋脚について、基礎固定としてスペクトル法によって4種(軟らかい沖積層), 2種(洪積層)の地盤別応答スペクトルを用いて応答値を比較すると、地盤が軟らかいほど、また橋脚の高さが低いほど、同じ加速度で大きな靱性率に達している(図一18)。たとえば、高さ7mの橋脚で $\mu=3$ に達する加速度は2種地盤で360galであるのに、4種地盤では215galである。この傾向は、橋脚の等価剛性から求めた固有周期と地盤別の応答スペクトル曲線との関係(図一14)からも理解できる。4種地盤でフーチング基礎を設けることはないが、大地震では2種地盤でも地震波の卓越周期が延びて、4種地盤の地震波に近くなる危険がないか、軟弱地盤での杭基礎橋脚の応答がどうかなどについて、今後検討する必要がある。

(6) 高さ7mおよび15mの橋脚のフーチング寸法を数種に変えて、基礎の浮上がりによるロッキングばねの弾塑性を考慮し、El-Centro地震波による応答解析を行った結果によれば、フーチングの寸法が小さいものほど、当然ながら基礎の安定性は低下するが、躯体の応答靱性率が低下するため躯体の安全性は増大する(図一24~27)。

これはフーチングの寸法の小さいものほど弾性範囲内では固有周期が高く、入力地震波に対する応答加速度倍率が低いために、塑性範囲内ではフーチングのロッキングばねが先に塑性化することにより躯体の塑性変形の進行が遅れるためである。

(7) 基礎底面反力の合力作用点の偏心量の応答値が設計震度 0.2 の合力作用点の偏心率 (偏心量と基礎幅との比) に達する入力加速度は、フーチング寸法を小さくするほど大きくなる。高さ 15 m の橋脚で設計震度 0.2 で偏心率が 1/3 になるようにフーチングを設計した場合 (表-11 の H-15・ケース 3) には入力加速度 600 gal でも偏心率は 1/3 に達せず、支持安全度も 4 以上ある。この種の橋脚では基礎寸法を静的震度法に基づく現行の設計によるよりも小さくできる可能性があり、今後検討する必要がある。

(8) 許容応力度法で設計した建設省標準設計方式の高さ 22 m の橋脚 I の多質点モデル応答解析結果によると、高さ 10 m の中間断面は入力加速度 140 gal で降伏しているが、下端断面では 600 gal でも降伏していない。これは許容応力度法で設計した断面の降伏に対する安全度にアンバランスがありこの橋脚では中間部で安全度が低いことが主原因であるが、そのほかに応答解析の結果をみると、最大曲げモーメントの分布が静的計算結果よりも 3 角形分布に近く上部で下端よりも静的計算値に対する倍率が大きくなっていることがわかる。このような耐力のアンバランスを避けるために、曲げモーメントの分布を 3 角形とし、各断面の終局状態に対する安全度 1.45 以上になるように設計した橋脚 II では、主鉄筋の総量が橋脚 I と大差ないにもかかわらず断面が最初に降伏する入力加速度を 210 gal に高めることができた。この場合、最初に降伏する断面は下端である。

(9) RC 橋脚先端の変位は、躯体および基礎の塑性化によって著しく大きくなるので、橋梁全体系としての耐震設計にあたってはこの点に注意する必要がある。

(10) 塑性領域にある RC 部材の性状を等価剛性、等価減衰で代表させ、応答変位スペクトルを用いて一定の塑性率を生じる入力最大加速度を求め、これを逐次積分法による弾塑性応答解析の結果と比較すると比較的近い値を示すことが明らかとなったので、一般の場合、RC 橋脚の靱性の検討は次のように行えばよいと思われる。

- ① 表-10 を参照して許容靱性率 μ_{δ_u} に対応する等価剛性を求め、それに応じた固有周期 T を算定する。
- ② μ_{δ_u} に対応する減衰定数 h を次式により求める。

$$h = 0.02 + 0.2 (1 - 1/\sqrt{\mu_{\delta_u}})$$
- ③ 平均応答スペクトル曲線 (図-19) から震度 0.1 に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ を求める。
- ④ 震度 K に対して次式が成立すれば所要な靱性が確保されているものとする。

$$10 K \cdot \delta_{0.1} / \delta_y < \mu_{\delta_u}$$

⑤ μ_{δ_u} は安全のため静的な計算値 μ_{δ_u} の 1/3 程度を標準とする。その値は一般に 2~3 程度となる。

謝 辞：本研究は、建設省の総合技術開発プロジェクトの「新耐震設計法の開発」における耐震技術開発研究委員会・コンクリート部会の研究をもとにして、さらに二、三の検討を加えたものである。ご指導をいただいた岡本舜三委員長、伊東茂富部会長はじめ各委員の方々、応答解析の実施にあたって協力していただいた八千代エンジニアリング (株) の前原康夫氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) CEB-FIP 編 (プレストレストコンクリート技術協会、日本コンクリート会議・共訳)：コンクリート構造物設計施工国際指針、鹿島出版会、昭和 46 年。
- 2) 西山啓伸・矢作 枢・秋元泰輔：高応力くり返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験、土木学会第 29 回年次学術講演会講演概要集、昭和 49 年。
- 3) 秋元泰輔・富沢修次：同上 (その 2)、土木学会第 31 回年次学術講演会講演概要集、昭和 51 年。
- 4) Popov, E.P. and H. Krawinkler: Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams, 5th World Conference on Earthquake Engineering, 1973.
- 5) Brown, R.H. and J.O. Jirsa: Reinforced Concrete Beams under Load Reversals, ACI Journal, May 1971.
- 6) 宮武恒男・窪田敏行：鉄筋コンクリート柱に関する研究 I (降伏点の変形について)、日本建築学会関東支部第 37 回学術研究発表会論文集、昭和 41 年。
- 7) 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.
- 8) Park, R.: Ductility of Reinforced Concrete Frames under Seismic Loading, New Zealand Engineering 23 (11), Nov. 1968.
- 9) 日本道路公団構造物設計図集。
- 10) Gulkan, P. and M.A. Sozen: Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions, ACI Journal, Dec. 1974.
- 11) 西村昭彦・村井隆男：高橋脚の振動性状について、構造物設計資料、No. 38, 日本鉄道施設協会、昭和 49 年 6 月。
- 12) 栗林栄一・岩崎敏男：橋梁の振動減衰に関する実測結果、土木研究所報告、第 139 号、建設省土木研究所、昭和 46 年 2 月。
- 13) 梶田 善・小林芳正・川俣 淳：振動による橋りょう下部構造物の健全度判定、鉄道技術研究報告、No. 390, 日本国有鉄道鉄道技術研究所、昭和 39 年 1 月。
- 14) 日本国有鉄道鉄道技術研究所：高山線第一飛騨川橋梁、益田川橋梁橋脚振動調査、鉄道技術研究報告、No. 58-289.
- 15) 藤原俊郎：武蔵野西線多摩川橋梁振動試験、鉄道技術研究報告、No. 748, 日本国有鉄道鉄道技術研究所、昭和 46 年 3 月。
- 16) 宮本 潔・藤原光寿・上村一郎：S.R.C. 高橋脚の施工について、コンクリートジャーナル、Vol. 17, No. 8, 1969.8.
- 17) 土木学会編：地震応答解析と実例。

(1978.1.9・受付)