

地震時保有水平耐力法と非線形動的解析による 耐震検討の比較と課題

森尾 敏¹・幸左賢二²・藤井康男³・宮本文穂⁴

¹正会員 工博 (株)奥村組 電算センター (〒545-8555 大阪市阿倍野区松崎町 2-2-2)

²正会員 Ph. D 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-0015 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

³正会員 阪神高速道路公団 工務部設計課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

⁴正会員 工博 山口大学教授 工学部知能情報システム工学科 (〒755-8611 宇部市常盤台 2-16-1)

1 概説

RC単柱橋脚を対象にした耐震設計計算において、地震時保有水平耐力法（以下、保耐法）による照査で危険と判定された橋脚が、非線形動的解析による照査で安全と判定される事例が幾つか報告されている¹⁾。

本研究では阪神高速道路の標準的な橋梁をモデルとして、2種地盤において保耐法と非線形動的解析による照査比較を行った。当該橋梁は道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁾（以下、新道示）の震度法で初期断面を設定し、非線形動的解析により設計したものである。本橋脚に対して保耐法を適用したところ、タイプII地震において $P_a < k_{hc} \cdot W$ で危険と判定され、非線形動的解析 ($\mu_a > \mu$ で安全) と異なる照査結果が得られた。ただし、 P_a は地震時保有水平耐力、 k_{hc} は等価水平震度、 W は等価重量、 μ_a は許容塑性率、 μ は塑性率である。ここでは、両者の違いが生じる原因と非線形動的解析の適用性に関する検討を行った。なお、1種、3種地盤を取り上げなかったのは、堅固な1種地盤では杭基礎の事例が少ないこと、3種地盤ではタイプI地震において、保耐法と非線形動的解析で異なる照査結果が得られ、タイプII地震で両結果は一致している場合が多いことによる³⁾。

2 対象橋脚

検討対象橋脚を図-1示す。本橋梁は2種地盤における標準的な構造形式である。上部構造は6径間連続鋼鈑桁橋（地震時水平力分散構造）、支間長は35m×6径間、全幅員は20.25m、支承はゴム支承（タイプB）である。基礎は場所打ちRC杭基礎（φ1.5m）で、L=20m、n=9本あり、地盤条件を表-1に示す。以下、橋軸直角方向断面について検討するが、橋軸方向は分散支承を使用しているため、耐震設計は動的解析により行うことを基本としている。

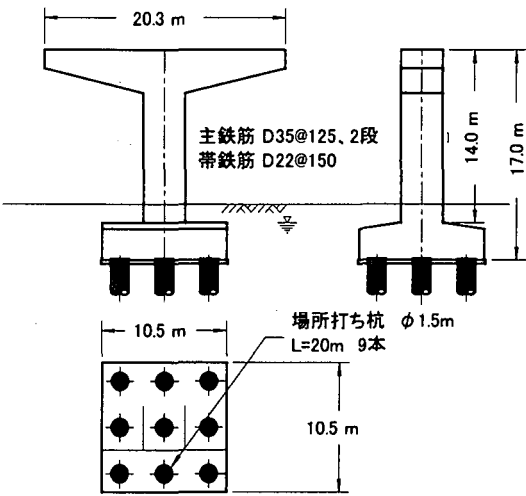


図-1 検討対象橋脚

表-1 地盤条件

層番号	層厚 (m)	土質	平均 N値	単位重量 (tf/m ³)	ポアソン 比	変形係数 (Kgf/cm ²)
1	4.00	砂質土	10	1.8	0.5	1047.600
2	7.90	粘性土	6	1.6	0.5	1035.053
3	5.50	砂質土	15	1.8	0.5	1372.741
4	3.50	砂質土	20	1.9	0.5	1755.343
5	2.00	砂質土	35	1.9	0.5	2549.103
6	5.00	砂質土	50	1.9	0.5	3233.371

3 保耐法による照査

橋軸直角方向断面の保耐法による照査結果を表-2に示す。タイプI地震は安全、タイプII地震は $P_a < k_{hc} \cdot W$ で危険と判定された。なお、橋軸方向はゴム支承による弾性支持であるため等価固有周期が伸び、簡易的に算出²⁾した固有周期は橋軸直角方向0.95sに対し、橋軸方向は1.41sである。このため設計水平震度 k_{hc} が低下し、タイプII地震においても安全と判定された。残留変形については、タイプI、II地震とも安全と判定された。

表-2 保耐法による照査結果

地震時保有水平耐力		
	タイプⅠ($\alpha=3.0$)	タイプⅡ($\alpha=1.5$)
終局水平耐力 P_u (tf)	757.0	757.6
せん断耐力 P_s (tf)	2055.9	2135.6
破壊形態の判定	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力 P_a (tf)	757.0	757.6
地震時慣性力		
許容塑性率 μ_a	1.79	4.31
設計水平震度 K_{hc}	0.85	1.75
等価水平震度 K_{he}	0.53	0.63
等価重量 w (tf)	1369.3	1369.3
地震時慣性力 $K_{he} \cdot W$ (tf)	725.7	862.7
地震時保有水平耐力の照査	$P_a > K_{he} \cdot W$	$P_a < K_{he} \cdot W$
判定	安全	危険

表-3 入力データ

上部工	重量(tf)	971.2
	回転慣性(tf・m ²)	35021.8
張り出し部	重量(tf)	474.7
	回転慣性(tf・m ²)	13207.7
フーチング	重量(tf)	782.25
	回転慣性(tf・m ²)	7777.9
基礎バネ	K_H (tf/m)	3.797×10^5
	K_θ (tf・m/rad)	6.338×10^6

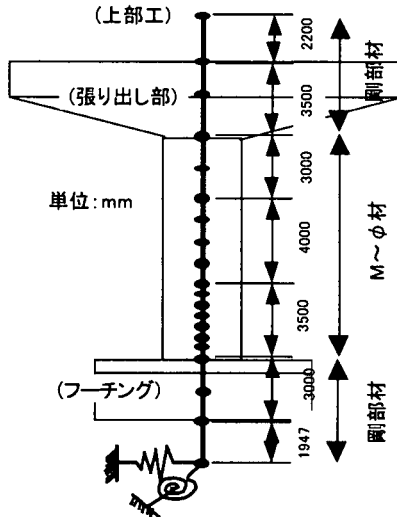


図-2 解析モデル

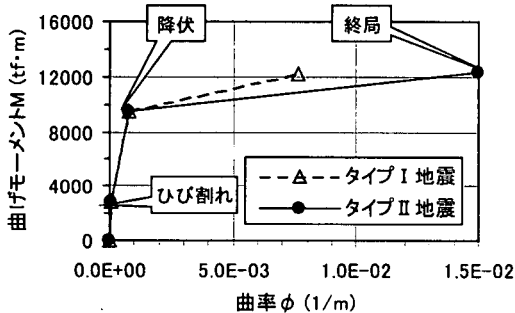


図-3 最下段要素のM-φ関係

4 非線形動的解析による照査

(1) 解析条件

a. 解析モデル

対象橋梁の橋軸直角方向解析モデルを図-2に示す。フーチング上部の橋脚部分(10.5m)をtri-linear型の曲げモーメント～曲率(M～φ)モデルで表現し、他の要素

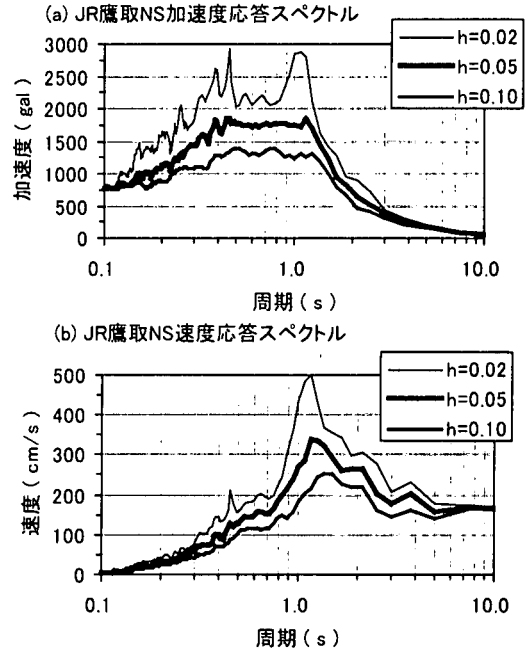


図-4 加速度および速度応答スペクトル

は剛部材としている。M～φモデルは材軸直交分割要素(3分割)で表現し、履歴特性は、RC部材の曲げ履歴として一般的に広く利用されている武田モデル($\alpha=0.4$)を用いる³⁾。M～φ関係は軸力の影響により、各要素で僅かずつ異なるが、最下段要素のM～φ関係を図-3に示す。図中にタイプⅠ地震のM～φ関係も併記する。タイプⅠ地震とタイプⅡ地震で終局時の曲率が異なるのは、繰り返し回数の多いタイプⅠ地震では、コンクリートの終局ひずみがタイプⅡ地震に対するものより小さく設定されていることによる。

図-2において、上部工重量は最上段質点で評価され、この上部工質点、橋脚張り出し部質点、フーチング部質点では回転慣性を考慮する。基礎は道路橋示方書Ⅳ下部構造設計編⁴⁾に基づくスカラー・バネでモデル化し、フーチング下面で等価な変位を与える水平、回転の一組の線形バネとして与える。このとき用いる地盤バネは、新道示に基づき、 $V_s < 300$ m/sの地盤ではひずみの大きさに基づく補正係数($C_v=0.8$)が評価される。これらの入力データを表-3に示す。

b. 入力地震波

入力地震波は、応答スペクトル適合波を用い、タイプⅡ地震として兵庫県南部地震におけるJR西日本鷹取NS成分波(Max=686.8 gal)を採用する。この加速度及び速度応答スペクトルを図-4(a)、(b)に示す。新道示では3波程度の入力地震動に対する動的解析結果の平均値を用いて耐震性照査を行うよう規定されている。このため、同じく応答スペクトル適合のJR西日本鷹取EW成分波、大阪ガス葺合N27W波を用いた解析も行ったが得られた結論は同じであった。このため、以下ではJR西日本鷹取

表-4 固有周期とモード減衰

	固有周期 (s)	減衰定数 h
1次	0.800	0.1479
2次	0.151	0.0929

表-5 解析条件

解析法	直接積分による時刻歴応答解析
積分法	Newmark β 法 ($\beta=1/4$)
積分間隔	dt=0.005 sec
継続時間	T=15 sec
収束計算	Newton-Raphson法
収束判定	エネルギー判定(許容値=0.01)

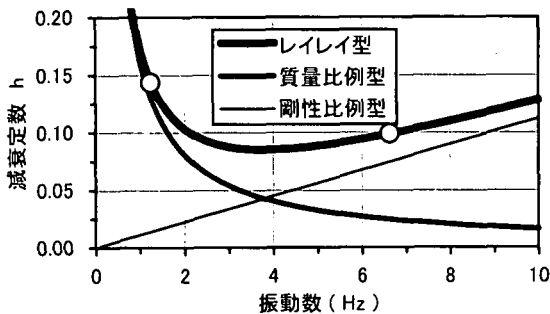


図-5 レイレイ減衰で設定される振動数毎の減衰定数

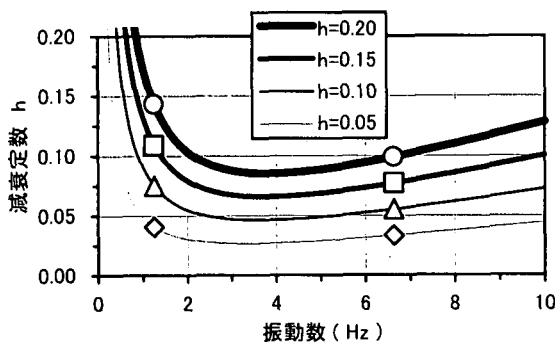


図-6 基礎の減衰を変えた場合のレイレイ減衰

NS 成分波を用いた解析についてのみ示す。また、タイプ I 地震については塑性率、残留変位とも安全と判定されたため、この結果についても省略する。

一般に、加速度応答スペクトル一定領域ではエネルギー一定則が、速度応答スペクトル一定領域では変位一定則が良く合うと言われている⁵⁾。図-4 では 0.4~1.1s でエネルギー一定則、4~5s 以上で変位一定則が適用できそうである。

c. 粘性減衰

新道示に基づき、下部構造の要素減衰定数を $h=0.02$ 、基礎構造の要素減衰定数を $h=0.20$ とし、固有値解析結果から各モードのモード減衰²⁾ (エネルギー比例減衰定数)を設定する。基礎の減衰定数 $h=0.20$ は、後述のように重要な意味を有する。これは、新道示において基礎構造が弾性域にある場合 $h=0.1\sim0.3$ 、非線形域に入る場合 $h=0.2\sim0.4$ を用いるよう規定されていることに基づいたものである。

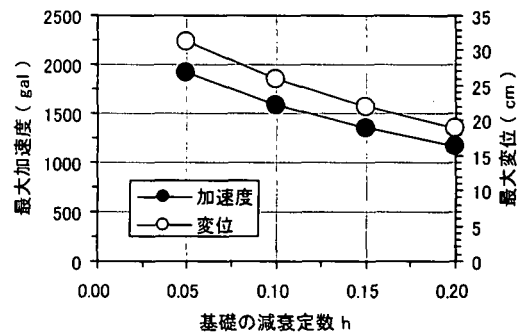


図-7 線形動的解析による最大応答

固有値解析で得られた 1 次、2 次の固有周期、及びモード減衰を表-4 に示す。1 次のモード減衰 ($h_1=0.148$) はかなり大きめであるが、これは 1 次モードにおける基礎変形の寄与が大きいためである。次に、固有周期、モード減衰からレイレイ減衰マトリックス $[C]$ を作成し、これを粘性減衰として動的解析に使用する。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (1)$$

$[C]$ は上式で表され、ここに、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックスである。 α 、 β は次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_1 - \omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \begin{bmatrix} \omega_2 & -\omega_1 \\ -1/\omega_2 & 1/\omega_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h_1 \\ h_2 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ただし、 ω_1 、 ω_2 は 1 次及び 2 次円固有振動数、 h_1 、 h_2 は 1 次及び 2 次のモード減衰定数である。図-5 にレイレイ減衰で設定される各振動数毎の減衰定数を示す。図中の○印は、1 次、2 次の固有振動数とモード減衰を表す。同図には、式 (1) 右辺第 1 項の質量比例型減衰、第 2 項の剛性比例型減衰で設定される減衰定数も併記している。レイレイ減衰は、低振動数域では質量比例型減衰の寄与が大きく、減衰定数は振動数に逆比例する。一方、高振動数域では剛性比例型減衰の寄与が大きく、振動数に比例する。その他の解析条件を表-5 に示す。

(2) 解析結果

a. 基礎の減衰定数 ($h=0.20$) の影響

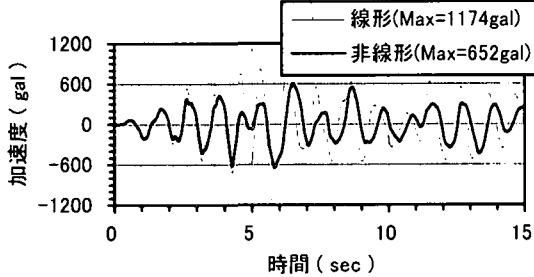
本解析では、基礎構造の減衰定数を $h=0.20$ と設定した。これは、表-4 に示したように 1 次モードの減衰定数を $h_1=0.148$ と設定したと等価である。一方、保耐法では、 $h=0.05$ の減衰定数に基づく加速度応答スペクトルが用いられており、保耐法の地震時水平力と動的解析の最大加速度が整合しないことが考えられる。この影響を調べるため、基礎の減衰定数を $h=0.05$ 、 0.10 、 0.15 、および 0.20 とした時の線形動的解析を行った。レイレイ減衰の設定方法は前述の通りであり、図-6 に振動数毎の減衰定数を示す。

図-7 に基礎の減衰定数を変えた場合の線形動的解析による上部構造位置最大加速度、最大変位を示す。この結果は図-4 に示した加速度応答スペクトルとおおむね整合している。例えば、基礎の減衰定数 $h=0.15$ の時 図-6 か

表-6 非線形動的解析の最大応答と照査結果

	線形解析		非線形解析		塑性率 μ	許容塑性率 μ_a	判定
	最大加速度 (gal)	最大変位 (cm)	最大加速度 (gal)	最大変位 (cm)			
$h=0.20$	1174	18.90	651.9	25.95	3.44	4.31	安全
$h=0.05$	1911	31.34	577.5	44.17	5.86	4.31	危険

(a) 加速度時刻歴 ($h=0.20$)



(b) 変位時刻歴 ($h=0.20$)

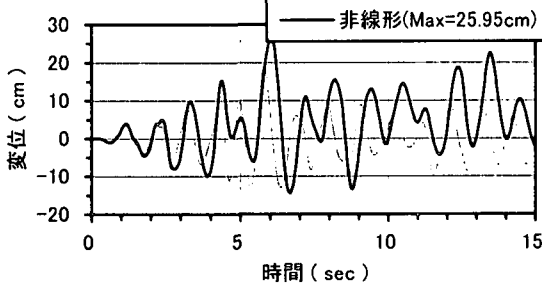


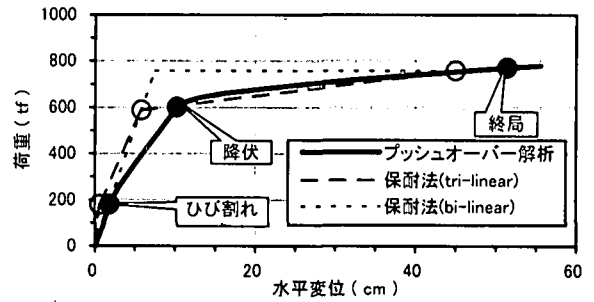
図-8 加速度、変位時刻歴 ($h=0.20$)

ら $h_1=0.109$ であり、この時図-7 から最大加速度 1351gal である。これは、図-4(a) の $h=0.10$ の 0.8s での応答加速度 1300gal とほぼ整合する。他の減衰定数についても同様である。この結果は、線形動的解析では 1 次モードの寄与が支配的で、加速度応答スペクトルに基づく保耐法の適用が妥当であることを示す。また、基礎の減衰定数を $h=0.20$ と設定した場合、最大加速度は 1174gal であり、保耐法で想定される水平震度 1.75 よりかなり小さいことが分かる。両者の入力レベルを同じにするには、 $h=0.05$ 程度の基礎減衰を用いる必要がある。

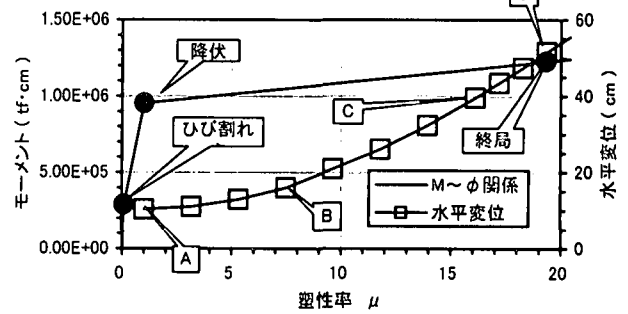
b. 非線形動的解析結果

基礎の減衰定数を $h=0.20$ とした場合の上部構造位置加速度および変位時刻歴を図-8 に示す。また、最大加速度時、最大変位および照査結果を表-6 上段に示す。これらの図表中には、線形解析結果も併記している。非線形解析では、橋脚下端の非線形化に伴い後述の図-13 にも示す通り、応答の長周期化が認められる。この結果、最大加速度が低下し、最大変位が増加する。応答変位の 10s 付近以降に僅かに + 側に残留変位がみられる。ただし、ただか 5cm 程度であり、許容残留変位 $\delta_R (=16.2\text{cm})$ までには至っていない。塑性率に関する照査結果は同表の通り、安全と判定され、保耐法と異なる照査結果が得られる。

(a) 荷重～変位関係



(b) $M \sim \mu$ 関係及び水平変位～ μ 関係



(c) 高さ方向の塑性率分布

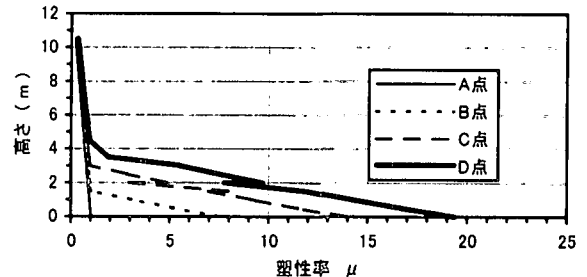


図-9 プッシュオーバー解析

一方、基礎の減衰定数を $h=0.05$ とした場合の照査結果を表-6 下段に示す。前述のように、 $h=0.05$ の時、保耐法による入力動と動的解析による入力動は同レベルと考えることができる。この時、塑性率に関する照査結果は危険と判定され、保耐法の結果と一致する。

以上の結果より、非線形動的解析では基礎減衰 ($h=0.2$) の効果により構造系への入力地震動レベルが保耐法の入力レベルより小さなものになっている。このため、保耐法で危険と判定された橋脚が非線形動的解析で安全となる結果が得られたものと考えられる。

c. プッシュオーバー解析

非線形動的解析と同じ解析モデルを用いて、上部構造位置に水平力を静的に載荷したプッシュオーバー解析を行った。解析結果を図-9 に示す。図-9(a) は荷重～水平変位 ($P \sim \delta$) 関係であり、橋脚最下段要素がひび割れ、降伏、終局時に至った時点を示している。また、保耐法による $P \sim \delta$ 関係 (bi-linear 型、tri-linear 型) も併記している。保耐法では $\delta_y=7.54\text{cm}$ 、 $\delta_u=45.03\text{cm}$ であるのに対し、プッシュオーバー解析では $\delta_y=10.30\text{cm}$ 、 $\delta_u=51.47\text{cm}$ であり、若干後者が大きい。両解析はお

おむね一致しているとみなせよう。

図-9(b)は橋脚最下段要素の曲げモーメント～塑性率($M \sim \mu$)関係及び水平変位～ μ 関係である。A点は橋脚最下段要素が降伏に至った時点($\mu=1$)であり、この時の水平変位は上述のように $\delta y=10.30\text{cm}$ である。一方、D点は最下段要素が終局に至った時点であり、このとき $\delta u=51.47\text{cm}$ 、最下段要素の塑性率 $\mu=19.3$ である。すなわち、A～Dの間で上部構造位置水平変位で評価した変位塑性率は、 $\mu=1$ から $\mu=51.47/10.30=5.0$ まで増加するのに対し、要素の局所的な曲率塑性率は $\mu=1$ から $\mu=19.3$ に達する。これは、図-9(c)に示すように橋脚下端に塑性変形が集中するためである。図-9(c)は図-9(b)のA～D点における橋脚の高さ方向の塑性率分布を示したもので、フーチング上面が高さ0mの位置である。A点では橋脚下端で $\mu=1$ となる三角形分布である。B、C、D点は橋脚下端に曲率が集中し、塑性ヒンジが発生していく過程を表している。D点(終局点)では下端で $\mu=19.3$ の三角形型の塑性ヒンジ領域が生成され、ヒンジ長 L_p はおおむね4m程度である。一方、保耐法では終局点で $L_p=1.75\text{m}$ 、 $\mu=19.3$ の矩形型の塑性ヒンジ領域が仮定されている。ここで、 $L_p=1.75\text{m}$ は0.5D(D:橋脚の断面高さ3.5m)から決まっている。曲率の積分値、すなわち塑性ヒンジ域での回転角は前者が若干大きく、プッシュオーバー解析の終局点変位がやや大きいのはこの影響である。

図-9(c)から分かるように、プッシュオーバー解析の終局点では橋脚下端で $\mu=\phi u/\phi y$ の三角形型塑性ヒンジ領域が形成される。一方、保耐法では長さ L_p の矩形型塑性ヒンジ領域が仮定される。本解析では、この塑性ヒンジ領域の面積、すなわち回転角がおおむね一致したため両解析結果が近似したが、この結論が他の構造系、入力地震動へも適用できる保証はない。この対策として橋脚下端に弾塑性回転バネを導入し、強制的に長さ L_p の塑性ヒンジ域をモデル化する方法が考えられる。しかし、保耐法の $L_p=0.5D$ は本来断面寸法の小さい模型供試体の検討を元に設定されたもので、実橋脚では小さめの値となることが指摘されている⁶⁾。非線形動的解析における塑性ヒンジ域のモデル化は、今後の重要な課題であろう。

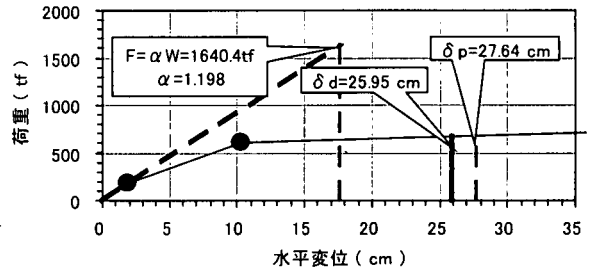
d. エネルギー一定則

プッシュオーバー解析で得られた $P \sim \delta$ 関係に基づき、以下の2つの方法でエネルギー一定則が満足されているかどうか検討した。

①方法1: 線形動的解析で得られた上部構造位置最大加速度 α と等価重量 W から水平力 $F (=W\alpha/980)$ を求め、エネルギー一定則を仮定して得られる変位 δp と非線形動的解析で得られる変位 δd を比べる。

②方法2: 線形動的解析で得られた上部構造位置最大変位 δe とプッシュオーバー解析で得られた $P \sim \delta$ 関係の第一勾配 K_1 から水平力 $F (=K_1 \delta e)$ を求め、 δp と δd を比

(a) 荷重～変位関係(応答加速度から荷重を推定)



(b) 荷重～変位関係(応答変位から荷重を推定)

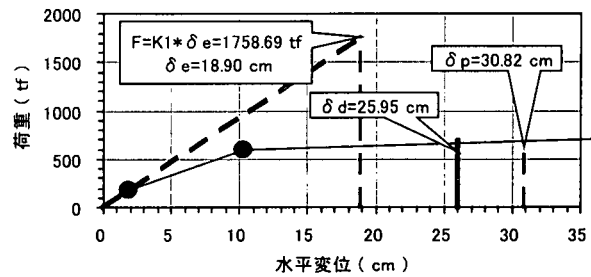
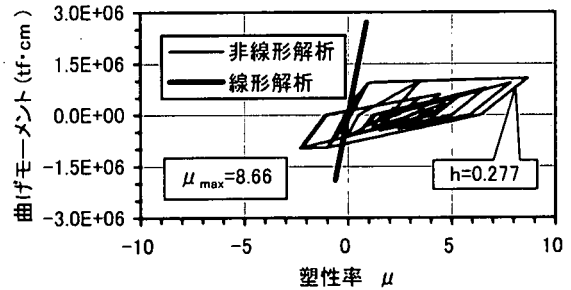


図-10 エネルギー一定則 ($h=0.20$)

(a) $M \sim \mu$ 関係 ($h=0.20$)



(b) $M \sim \mu$ 関係 ($h=0.05$)

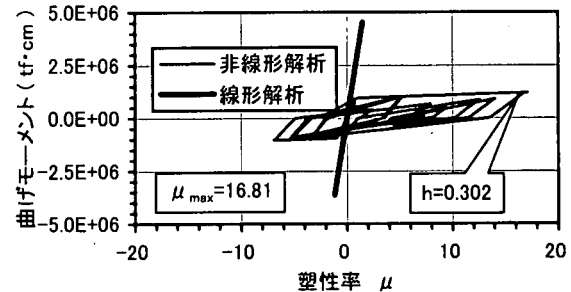
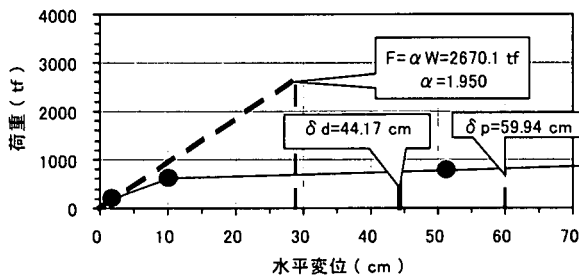


図-11 最下段要素の $M \sim \mu$ 関係

べる。

基礎の減衰定数を $h=0.20$ とした場合の解析結果を図-10に示す。同図では、方法1、方法2とも $\delta p > \delta d$ であるが、両者の違いは小さく、エネルギー一定則はおおむね満足されていると考えられる。一方、動的解析における橋脚最下段要素の $M \sim \mu$ 関係を図-11(a)に示している。線形解析と非線形解析を比較すると、後者のループ面積が明らかに大きく、エネルギー一定則は満足されていない。すなわち、塑性変形が最も集中する橋脚最下端部の要素レベルでエネルギー一定則は満足されていないが、構造系全体としての $P \sim \delta$ 関係では満足されている。図

(a) 荷重～変位関係 (応答加速度から荷重を推定)



(b) 荷重～変位関係 (応答変位から荷重を推定)

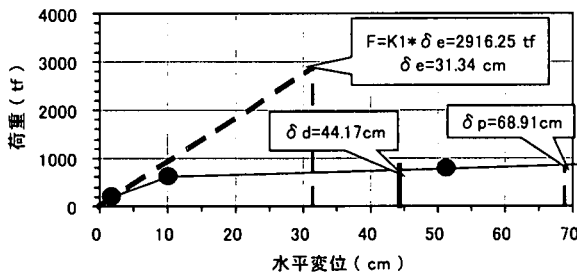


図-12 エネルギー一定則 (h=0.05)

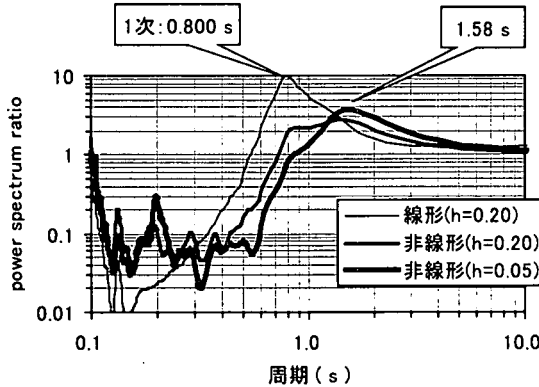


図-13 応答加速度のパワースペクトル比

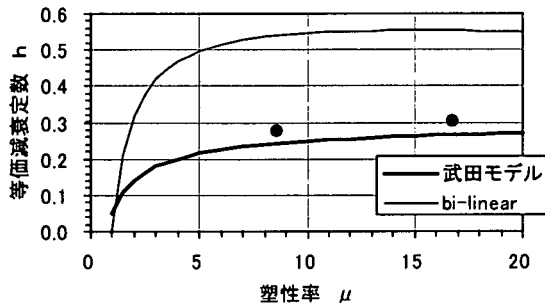


図-14 武田モデルの減衰定数

中に、M～μ関係の最大ループの履歴減衰を示しており、h=0.28程度の比較的大きな履歴減衰が表現されている。

図-12に基礎構造の減衰定数を h=0.05 とした場合の結果を示す。h=0.20 の場合と同様に方法1、方法2共 $\delta p > \delta d$ であるが、保耐法による変位 δp がかなり大きく、エネルギー一定則は満足されていない。図-13に基礎構造の減衰定数を h=0.20 とした場合の線形解析、非線形解析及び h=0.05 の場合の非線形解析で得られた上部構造位置応答加速度のパワースペクトル比を示す。ここで、ス

ペクトル比とは応答加速度のパワースペクトルを入力地震動のパワースペクトルで除したものである。線形解析 (h=0.20) では、1次固有周期 0.8s で明瞭なピークがみられる。h=0.20 の非線形解析ではこのピークが 1.0s 付近まで延びており、卓越周期の長周期化が認められる。ただし、明瞭なピークは認められず、ハーフパワー法等で評価した場合、等価粘性減衰の増加が同える。h=0.05 の非線形解析では、卓越周期が 1.58s までさらに長周期化しており、1.58s 付近で明らかなピークがみられる。前述図-4(a)の加速度応答スペクトルでは、この 1.58s 付近は応答加速度一定領域の範囲外にあり、速度応答一定領域に近づいている。すなわち、基礎の減衰定数 h=0.05 の時エネルギー一定則が満足されないのは、下部構造への入力動の増加に伴い構造系の卓越周期が長周期域へ移行し、エネルギー一定則適用領域から変位一定則適用領域に近づいたためと考えられる。

なお、土田ら⁷⁾はラーメン橋脚においてエネルギー一定則が満足されないのは基礎バネによる基礎変形の影響であると述べているが、彼らを取り上げた例題では上部構造水平変位に占める基礎変形の寄与が大きく、53%にも達している。一方、本解析では図-10、図-12とも基礎変形の寄与は 19%程度で、この影響は小さいものと考えられる。

基礎構造の減衰定数を h=0.05 とした場合の橋脚最下段要素の M～μ 関係を前述の図-11(b)に示す。図中に最大ループの履歴減衰を併記している。線形解析と非線形解析を比較すると、図-11(a)の h=0.20 の場合と同じく後者のループ面積が明らかに大きく、要素レベルでエネルギー一定則は満足されていない。なお、図-11(b)の履歴減衰は h=0.30 であり、図-11(a)より若干大きいと同程度である。これは、図-14に示すように武田モデルの減衰定数(次式⁸⁾参照)は、ある程度塑性率が大きくなると履歴による等価粘性減衰が一定になるという特徴を有するためである。

$$h = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1 + dc/dy}{1 + Pc/Py} \mu^\alpha \left(\frac{1 - \beta + \beta \mu}{\mu} \right) \right\} \quad (3)$$

ここに、 $dc/dy=0.094$ はひび割れ変位/降伏変位、 $Pc/Py=0.3023$ はひび割れ耐力/降伏耐力、 $\beta=0.00491$ は降伏後剛性/初期剛性、 $\alpha=0.4$ は降伏後の除荷剛性低下指数である。図-14には、図-11(a)、(b)の履歴減衰を●印でプロットしている。式(3)よりやや大きめであるが、おおむね整合している。また、同じ β を用いた場合の bi-linear モデルの減衰定数も併記しているが、減衰定数は極めて大きく、h=0.55 程度にも達する。

図-15(a)に基礎構造の減衰定数を h=0.20 とした場合の上部構造位置加速度～変位関係を、図-11(b)に h=0.05 の加速度～変位関係を示す。ただし、加速度は絶対加速度で、符号を反転させている。この図から、粘性減衰と履

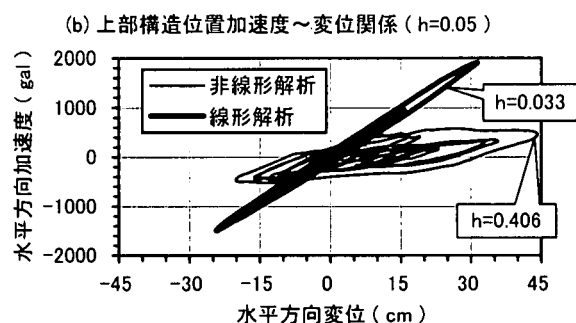
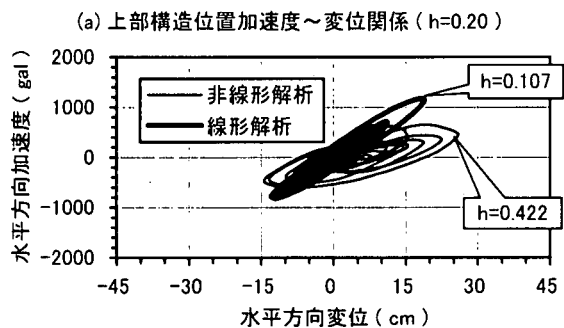


図-15 上部構造位置加速度～変位関係

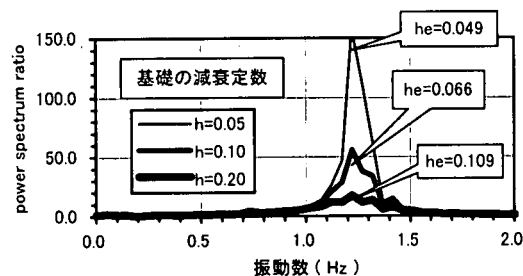


図-16 ハーフパワー法による減衰定数

歴減衰を含めた構造系全体の減衰特性を検討することができる。両図には、線形解析、非線形解析結果を併せて示しており、また最大ループ時の履歴減衰定数も併記している。線形解析の減衰は、図-6 に示した1次モード減衰 h_1 よりやや小さめであるが、おおむね整合している。図-16 は線形解析における減衰定数をハーフパワー法により求めたものである。図-6 の h_1 にさらに近似している。これから、線形解析におけるレイレイ減衰で設定した1次のモード減衰の効果が確認される。一方、図-15 の非線形解析では、これらのモード減衰に図-11 の履歴減衰が加わり、 $h > 0.4$ の極めて大きな減衰が表現されている。このような極めて大きな減衰が現実に関り得るかどうかが今後の検討課題であろう。また、非線形解析では卓越周期の長周期化により、レイレイ減衰で設定した1次のモード減衰 h_1 が大きくなることにも注意が必要である。例えば、基礎の減衰定数 $h=0.05$ の時、図-6 より初期固有周期 $0.8s$ では $h_1=0.04$ に対し、 $1.58s$ では $h_1=0.08$ まで増加している。

e. 非線形骨組構造解析による基礎バネの算定

非線形動的解析では基礎減衰 ($h=0.20$) の効果により

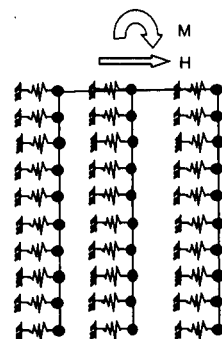


図-17 解析モデル

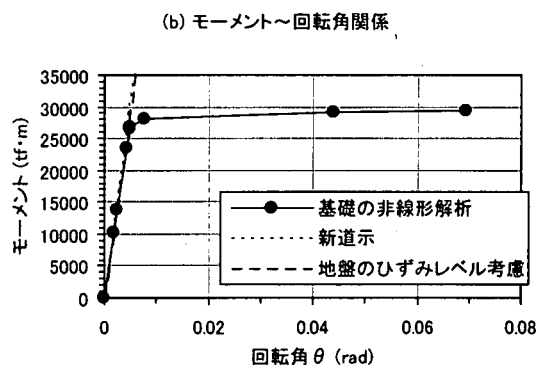
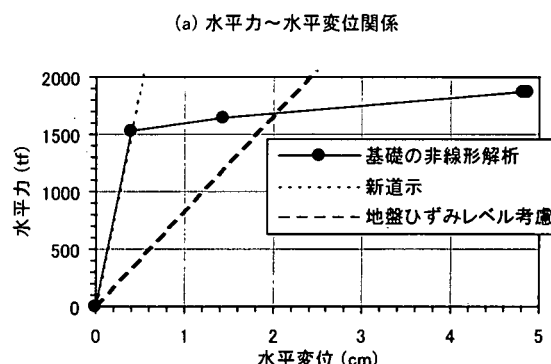


図-18 基礎の水平および回転バネ

構造系への入力地震動レベルが保耐法の入力レベルより小さくなっていることを述べた。この問題を解消する方法として、非線形骨組み構造解析で得られた荷重～変位関係をスケルトンとする基礎バネを用い、適切な履歴特性を仮定し、これにより基礎の履歴減衰を表現する手法が考えられる。ここに、非線形骨組み構造解析とは、図-17 に示すように杭、フーチング、地盤バネからなる構造系に水平力、曲げモーメントを加えた場合の解析であり、杭は圧縮側、引張り側軸力の影響を評価した $M \sim \phi$ モデル、地盤バネは受動抵抗を頭打ち耐力とするパイリニア・モデルでモデル化する。

図-18(a)に非線形骨組み構造解析による基礎の水平力～水平変位関係を、図-18(b)に曲げモーメント～回転角関係を示す。同図には、表-3 に示した新道示による基礎バネを併記しているが、非線形骨組み解析の初期勾配とほぼ一致している。また、地盤のひずみレベルを考慮し

た関係も示しているが、これは一次元等価線形地震応答解析 (SHAKE) により収束地盤剛性を求め、せん断剛性の低下率 ($1/\beta$ の範囲の平均値) を地盤バネの低下率としたものである。この時、入力地震波は鷹取基盤引き戻し波を表-1 の平均 N 値=35 の砂質土からの入射波 (2E) として入力している。

基礎の非線形解析で得られた水平耐力は 1900tf 弱であり、これは図-9(a) に示した橋脚の耐力の 2 倍以上である。前述の通り、この荷重～変位関係をスケルトンとする基礎バネを用い、適切な履歴特性を仮定すれば、履歴を含めた基礎構造の非線形挙動をより正確に表現できることが考えられる。このため、履歴特性として標準型トリリニア・モデルを用いた非線形動的解析を行った。しかしながら、基礎バネの応答は水平バネ、回転バネとも図-18(a)、(b) の第一勾配内に収まり、非線形領域には至らないという結果が得られた。

この結果は、基礎の耐力がかなり大きいことによるが、本解析で用いた新道示による線形バネ (表-3) が妥当なモデル化であったことを意味する。

5 結論

本研究の成果を以下にまとめ、結論とする。

- ① 非線形動的解析では基礎の減衰 ($h=0.20$) の効果により、構造系への入力地震動レベルが保耐法の入力レベルよりかなり小さい。このため、保耐法で危険と判定された橋脚が非線形動的解析で安全となる結果が得られた。
- ② 非線形動的解析において、基礎の減衰を $h=0.20$ とした場合、エネルギー一定則はおおむね満足される。しかし、保耐法の入力レベルと合わせた $h=0.05$ を用いた場合、エネルギー一定則は満足されない。これは、 $h=0.05$ の場合、橋脚の非線形性の増加に伴う 1 次モードの長周期化により、エネルギー一定則適用領域からはずれ、変位一定則適用領域に近づいたためであると考えられる。
- ③ プッシュオーバー解析の終局点では橋脚下端で $\mu = \phi_u / \phi_y$ の三角形型塑性ヒンジ領域が形成される。一方、保耐法では長さ L_p の矩形型塑性ヒンジ領域が仮定される。本解析では、この塑性ヒンジ領域の面積、すなわち回転角がおおむね一致したため両解析結果は近似した。しかし、この結論が他の構造系、動的解析へも適用できる保証はない。塑性ヒンジ域のモデル化は、今後の重要な課題であろう。
- ④ 線形解析における等価粘性減衰定数は、レイレイ減衰で設定した 1 次モード減衰 h_1 におおむね一致する。非線形解析では、このモード減衰に武田モデルの履歴減衰が加わり、 $h>0.4$ の極めて大きな減衰が表現される。このような大きな減衰が現実的なものかど

うか今後の検討が必要である。

- ⑤ 基礎の耐力は橋脚の 2 倍程度以上ある。このため、動的解析における基礎バネの応答は水平、回転とも弾性範囲内である。この結果は、線形バネを用いた基礎構造のモデル化が妥当であることを意味する。

本研究は、土木学会関西支部・阪神淡路大震災調査研究委員会 (コンクリート分科会) および JCI 近畿支部・土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会 (委員長：故藤井 學京大教授、主査：小野紘一京大教授) の活動の一環として行ったものである。討議いただいた関係委員に深謝します。

参考文献

- 1) 例えば、阪神高速道路公団：「地震時保有水平耐力法の評価等に関する検討業務・報告書」、平成 11 年 3 月
- 2) 道路橋示方書・同解析 V 耐震設計編、(社) 日本道路協会、平成 8 年 12 月
- 3) 森尾 敏、幸左賢二、宮本文穂：「RC ラーメン橋脚の動的弾塑性解析法に関する検討」、第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 131-134、1998. 1
- 4) 道路橋示方書・同解析 IV 下部構造編、(社) 日本道路協会、平成 8 年 12 月
- 5) 柴田明徳：最新耐震構造解析、最新建築学シリーズ 9、森北出版(株)、1988. 12
- 6) 鈴木直人、幸左賢二、藤井康男、澤田吉孝：「高横補強材量を有する RC 部材のじん性率に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、pp. 86-91
- 7) 土田貴之、御園生静栄、佐々木拓也：「等橋脚を有するコンクリートラーメン橋のプッシュオーバーナリシスに関する研究」、第 2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、1998. 12
- 8) 梅村 魁：「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法」、技報堂出版、1982. 12
- 9) 「地震時保有水平耐力法と非線形動的解析による耐震検討の比較と課題」、土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書、JCI 近畿支部、土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会、pp. 27-44、平成 11 年 5 月