

5 径間連続曲線橋の3次元非線形動的解析と耐震性の検討

大中英揮¹・渡辺仁²・石川義樹³・濱頭憲男⁴・村田慎⁵

¹正会員 工修 日本道路公団 中国支社建設部構造技術課 (〒730-0017 広島県広島市中区鉄砲町7-18)

²八千代エンジニアリング㈱ 東京事業部耐震保全部 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒1-10-23)

³正会員 工修 八千代エンジニアリング㈱ 東京事業部耐震保全部 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒1-10-23)

⁴八千代エンジニアリング㈱ 広島支店技術第二部 (〒730-0037 広島県広島市中区中町7-41)

⁵工修 八千代エンジニアリング㈱ 広島支店技術第二部 (〒730-0037 広島県広島市中区中町7-41)

1. はじめに

曲線橋は、地震時の挙動が複雑で、橋の応答に寄与する主要振動モードが静的解析で想定したモードと異なることから、動的解析による照査・検討が望ましい。

曲線橋では、地震動の入力方向と橋脚の応答の方向は一致しないため、支承や下部工には2方向の水平力が作用し、橋脚断面は2軸曲げ状態となる^{1),2)}。3次元の非線形動的解析を実施する場合、部材の非線形性の2軸相関がモデル化上の問題となる³⁾。

例えば、2軸曲げに対するモデル化はファイバーモデル⁴⁾や塑性論に基づく2軸曲げ (M_y-M_z 相関) モデル⁵⁾が一般的であるが、この他に方向性の異なる多数の非線形バネを重ねて配置して非線形性の2軸相関を表現したモデル (以後、マルチスプリングモデルと称す) もある。

ファイバーモデルは2軸曲げ状態における耐力を精度良く評価できる計算方法であるが、他の手法に比べ必要な計算量が膨大となるのが難点である。

そこで、本検討の解析モデルでは、免震支承や橋脚基部の塑性ヒンジバネにマルチスプリングモデルを適用し、非線形性の2軸相関を考慮した。本論文では、モデル化の妥当性を検証した上で3次元非線形動的解析を実施し、解析結果や照査方法、問題点等について報告する。

また、P1橋脚の深礎杭基礎は、地滑り対策工である押さえ盛土に深く埋まっており、地震時の盛土の変位によって基礎に大きな損傷が生じた場合、橋梁全体系の耐震性が低下する可能性がある。このため、構造物と地盤を一体でモデル化した2次元の非線形動的FEM解析を実施した。ここでは盛土内の基礎の耐震検討の事例として紹介する。

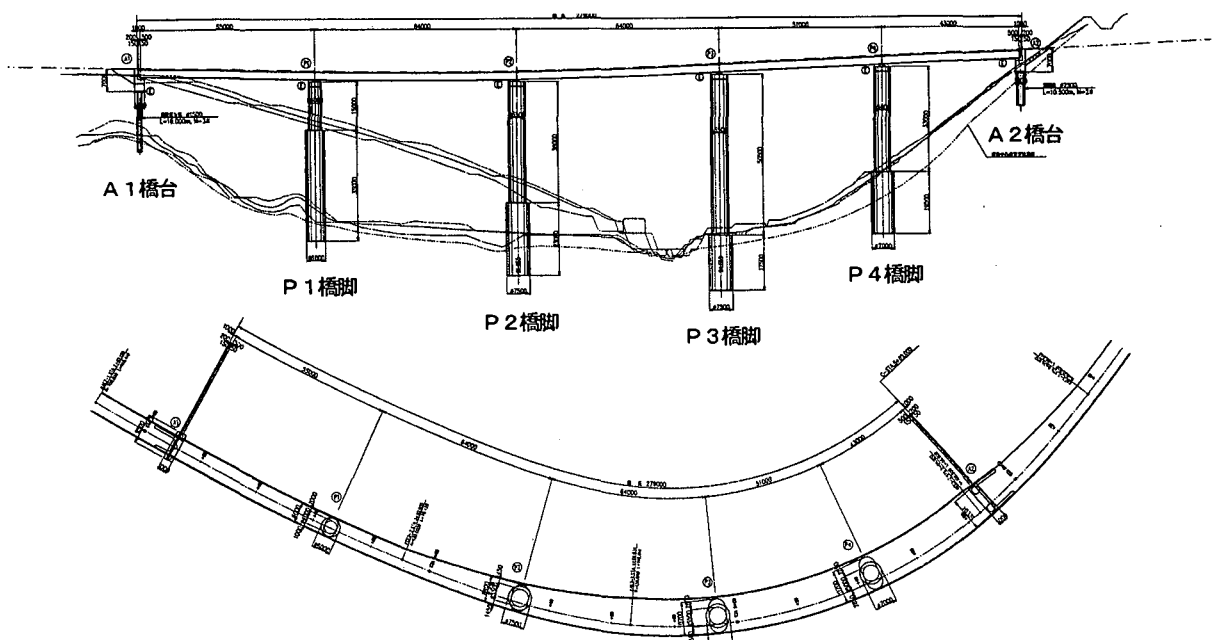


図-1 検討対象橋梁の全体一般図 (上:側面図, 下:平面図)

2. 検討対象橋梁

検討対象橋梁は、中国横断自動車道尾道松江線と山陰自動車道を結ぶ宍道JCT・ランプ橋である。図-1に示すように、本橋はV字谷の地形に建設される免震支承を用いた5径間連続の曲線橋である。

支承形式は、当初、タイプBのゴム支承を用いた地震時水平力分散構造として設計したが、動的解析の結果、支承のせん断ひずみが過大となり不経済となること、桁端部の変位が大きく遊間を十分確保できないこと等の理由から、変位の低減を目的に免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承：LRB）へ変更した。

曲線橋では下部工ごとに最も危険となる地震動の作用方向が異なり、地震動の最悪入力方向の同定が困難であるため、橋脚や基礎の断面形状は任意の方向に対して同等の剛性や耐力が期待できる円形断面を採用した。橋脚は、高さ50m以上の高橋脚を含む不等橋脚となる。

また、架橋付近は地滑り指定区域が点在し、起点側のA1橋台からP3橋脚にかけて地滑り区域となっている。この地滑り対策工として押さえ盛土が計画されており、盛土高さはP1橋脚位置で約40mとなる。

橋梁の諸元

道路区分 : ジャンクション2級, ランプA規格(V=60km/h)
 構造形式 : 鋼5径間連続曲線箱桁橋
 設計活荷重 : B活荷重
 橋長 : 279.000m
 支間割 : 55.000m+2@64.000m+51.000m+43.000m
 有効幅員 : 5.810~10.560m
 平面線形 : R=700~A=120~R=150~A=100m
 縦断線形 : -1.864% ~ +4.077%
 支承形式 : タイプB, 鉛プラグ入り積層ゴム支承
 地盤種別 : II種地盤
 地域区分 : B (地域別補正係数Cz=0.85)
 設計震度 : Kh=Cz×kh0=0.85×0.25=0.21

表-1 下部工形式と諸元

橋脚・橋台・基礎形式と諸元	
A1橋台	逆T式橋台 場所打ち杭, φ=1.5m, L=19.0m, N=3本
P1橋脚	円形中実RC橋脚, φ=4.0m, H=15.0m 大口径深礎杭, φ=6.0m, L=35.0m
P2橋脚	円形中空RC橋脚, φ=5.5m, H=38.0m 大口径深礎杭, φ=7.5m, L=23.0m
P3橋脚	円形鋼-コンクリート複合橋脚, φ=5.5m, H=50.5m 大口径深礎杭, φ=7.5m, L=17.5m
P4橋脚	円形中空RC橋脚, φ=4.5m, H=33.0m 大口径深礎杭, φ=7.0m, L=19.5m
A2橋台	逆T式橋台 深礎杭, φ=2.5m, L=10.5m, N=2本

3. 橋梁の3次元非線形動的解析

震度法および地震時保有水平耐力法によって設計⁶⁾された橋梁に対して、3次元の非線形動的解析により大規模地震時の安全性を照査し、耐震性の検討を行う。

(1) 解析モデルおよび解析条件

解析モデルは、図-2に示すように橋梁全体系を梁要素およびバネ要素を用いて立体骨組でモデル化した。地震時に損傷が生じる部材は、耐力と変形の関係に非線形性を考慮してモデル化する。このとき、2軸曲げ状態となる橋脚や2方向の水平力が作用する免震支承では、非線形性の2軸相関を考慮したモデル（マルチスプリングモデルや2軸曲げ相関モデル、図-2(a)~(c)参照）を用いる。基礎バネは斜面の傾斜（山側と谷側のバネ定数の違い）を考慮して非対称の線形バネとする。その他の部材は線形の梁要素もしくはバネ要素でモデル化する。

解析は、弾性時の固有振動解析より求められた固有周期・振動モードから振動特性を把握し、Rayleigh減衰マトリクスの係数を設定して非線形動的解析を行う。

また、入力地震動の方向は、地震力の作用方向を変えて行った静的解析の結果をもとに、起点と終点を結ぶ方向とその直角方向に決定した。解析条件を表-2に示す。

表-2 解析条件

項目	解析条件
解析手法	非線形時刻歴応答解析（直接積分法）
積分手法	Newmarkのβ法（β=1/4）, Δt=0.002sec
構造部材（図-2）	上部構造：線形梁要素（桁-支承間は剛部材） 免震支承：非線形せん断バネ（マルチスプリング） 塑性ヒンジ：非線形回転バネ（マルチスプリング） 橋脚躯体：非線形梁要素（2軸曲げ考慮） 橋台：線形梁要素 基礎バネ：非対称線形バネ（水平と回転）
骨格曲線と履歴法則	免震支承：バイリニア型 塑性ヒンジ：M-θトリリニア, 修正武田型 橋脚躯体：M-φトリリニア, 修正武田型 基礎バネ：非線形弾性型
減衰定数	上部構造：0.02, 免震支承：0.00, 橋脚：0.02, 橋台：0.05, 基礎バネ：0.15
減衰マトリクス	Rayleigh減衰マトリクス[C]=α[M]+β[K]
入力地震動	道路橋示方書V, タイプI・タイプII地震動 II種地盤用標準波形×0.85（Cz:地域区分B） 起点~終点方向とその直角方向へ入力

(2) 非線形性の2軸相関を考慮したバネのモデル化

円形断面の橋脚は、全方向に対して同等の剛性と耐力を有し、設計で考慮する塑性ヒンジ長はどの方向にも同じ長さとなる。このため、本橋のモデルは、一般の平面モデルの場合と同様に塑性ヒンジ部に弾塑性回転バネを設けるモデル化⁷⁾が可能である。ここでは、任意方向の水平力や2軸曲げに対して非線形性の2軸相関を考慮できるバネのモデル化手法と適用性について検討する。

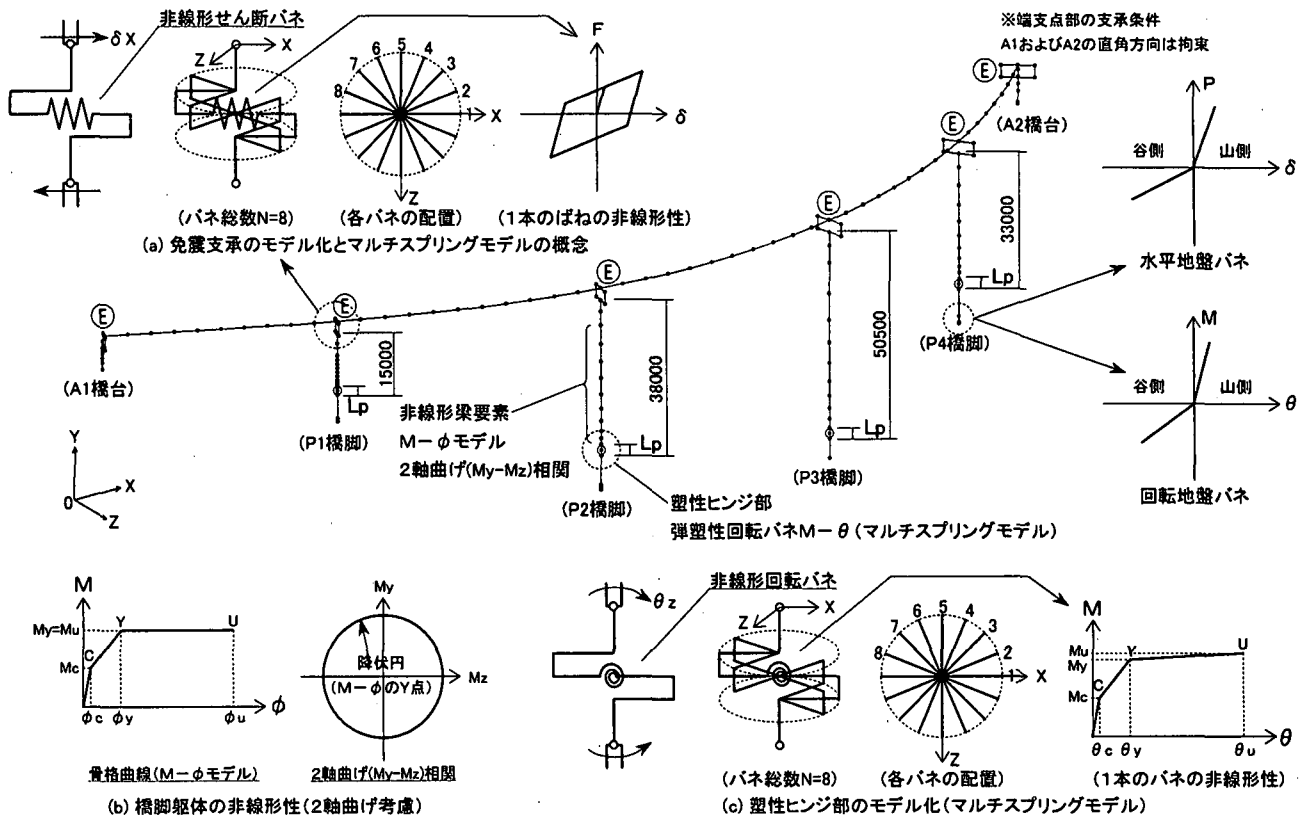


図-2 解析モデル

a) マルチスプリングモデルの概要

最近、複雑な構造系の非線形解析が増え、2軸曲げの問題が盛んに議論された⁸⁾。建築の分野では、建物のねじれ振動のような多次元挙動を解析するために、多軸状態での非線形モデルが10数年前より研究され種々のモデル化手法が提案されている。

例えば、2方向の水平力に対して非線形性の2軸相関を表現するためのバネモデルとして、和田らが提案したMSS (Multiple Shear Spring) モデル⁹⁾がある。これは、図-2 (a)のように1軸の非線形特性を有する多数のせん断バネを水平面に等間隔の角度で向きを変えて重ねて配置したモデルである。一方、MSSモデルの非線形せん断バネを図-2 (c)のように非線形回転バネに適用して、2軸曲げに拡張したモデルも提案されている。

本論文では上記のモデル化手法をまとめてマルチスプリングモデルと称す。

b) マルチスプリングモデルの各バネの復元力特性

マルチスプリングモデルの各バネの復元力特性は、部材の2軸非線形特性に等方性を仮定することで求められる。つまり、各バネの剛性・耐力を同じ値とし、これを等間隔で円形に配置することでモデルを構成する。

いま、マルチスプリングモデルに置き換える部材の復元力特性をバイリニア型とし、そのパラメータを初期剛性 K_1 、二次剛性 K_2 、降伏耐力 Q_y とする。 N 本のバネから構成されたマルチスプリングモデルの i 番目のバネの配置角度を θ_i とすると各バネの初期剛性 k_1 は次式となる。

$$k_1 = K_1 / \sum_{i=1}^N \cos^2 \theta_i \quad (1)$$

また、降伏後の剛性 k_2 についても式(1)が成立し、各バネの初期剛性と二次剛性の比は K_2/K_1 に等しくなる。各バネの降伏耐力 f_y については次式より求められる。

$$f_y = Q_y / \sum_{i=1}^N |\sin \theta_i| \quad (2)$$

式(1)、(2)を用いて各バネの復元力特性が算定できる。バイリニア型以外の復元力特性に対しても同様の考え方が可能である。なお、 N は6~8程度とすることが多い。

c) モデル化の妥当性に関する検証

マルチスプリングモデルの2軸曲げに対する妥当性を検証するため、図-3に示すようにP1橋脚天端に水平力を作用させて非線形静的解析を行い、荷重と変位の関係を求めた。円形橋脚は全方向に対し同じ剛性や耐力を有するため、モデル化の検証は以下に着目して確認する。

- ①任意方向に対する剛性や耐力の等方性
- ②1軸曲げモデルとの荷重～変位関係の整合性

そこで、①は図-3に示す載荷ケース(桁, 45度, 桁直角の各方向)で変形性能を確認し、②は塑性ヒンジ部のモデル化を表-3のように変えて各モデルの荷重～変位関係を比較した。表-4に解析ケースを示す。

また、履歴法則についてはP1橋脚のLRBに強制変位(せん断ひずみの振幅を50→100→150→200%に変化)を与え、1軸の非線形せん断バネモデル(バイリニア型)とマルチスプリングモデルの履歴曲線の形状を比較する。

水平力の載荷方法

- (A) 桁方向
- (B) 45度方向
- (C) 桁直角方向

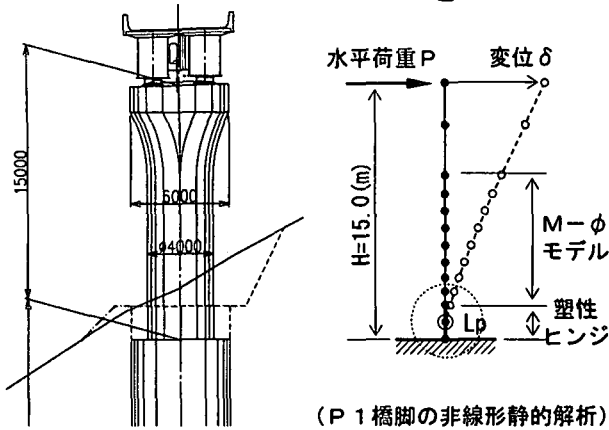
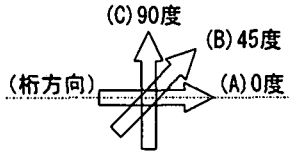


図-3 P1橋脚の一般図および解析モデル

解析結果として、図-4に橋脚天端の荷重と変位の関係、図-5に塑性ヒンジ部の2軸曲げ相関を示す。

塑性ヒンジバネをマルチスプリングモデルとしたCASE-2A~2Cは、載荷方向に関わらず荷重~変位関係が同一となるため、任意方向に対する剛性や耐力の等方向性が確認できた。また、M-θモデルのCASE-1Aと比較した場合、降伏点付近を除き良好な一致を示し、1軸曲げモデルの復元力特性との整合性も確認できた。マルチスプリングモデルのバネは全て同時に降伏するわけではないので、図のように折れ点が滑らかになる特徴がある。

M-θモデルを直交させたCASE-3A~3Cの場合、バネと水平力の方向が同じケースではCASE-1Aと一致するが、45度方向に作用させたCASE-3Bは耐力を過大評価(√2倍)し、2軸曲げに対して正しい復元力特性を示さない。この場合の相関曲線の形状は正方形(図-5)となる。

図-6に強制変位を与えたLRBの履歴曲線を示す。剛性が変化する点では橋脚のモデルと同様に折れ点付近で滑らかな形状となるが、その他は1軸の非線形バネと良く一致し、バイリニア型の履歴法則を十分表している。

マルチスプリングモデルは、モデル化が容易で実用上有用なモデルである。以下に適用範囲と問題点を示す。

- ①本モデルは、免震支承や円形橋脚のように全方向に耐力や剛性が等しい場合に適用可能である。復元力特性に方向性がある矩形断面等は適用外となる。
- ②本モデルは、荷重~変位関係の折れ点が滑らかになる性質があるため、塑性率算定時に必要な降伏点の定義が不明確となる問題が生じる。しかし、モデル化は1軸の復元力特性に基づくことを考えると、その降伏点から塑性率を計算しても設計上問題は無い。
- ③軸力変動は考慮できないため、軸力を加えた3軸の非線形特性(N-My-Mz相関)は表現できない。

表-3 塑性ヒンジバネの比較検討モデル

	塑性ヒンジ部のモデル化手法
モデル1	M-θモデル(平面モデル)
モデル2	マルチスプリングモデル(図-2(c)参照)
モデル3	M-θモデルを直交2方向に配置(バネ2個)

表-4 解析ケース

	水平荷重Pの載荷ケース			備考
	(A)桁方向	(B)45度	(C)桁直角	
モデル1	CASE-1A	-	-	基本
モデル2	CASE-2A	CASE-2B	CASE-2C	
モデル3	CASE-3A	CASE-3B	CASE-3C	

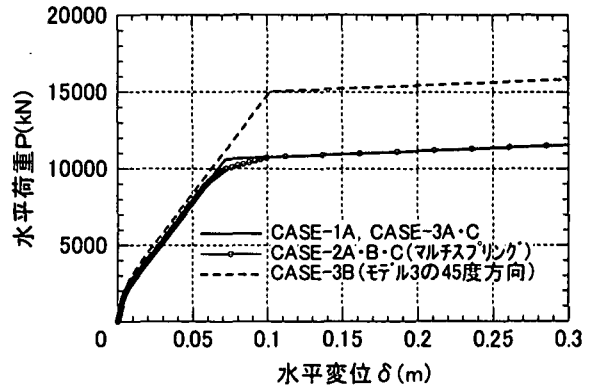


図-4 P1橋脚天端の荷重~変位関係

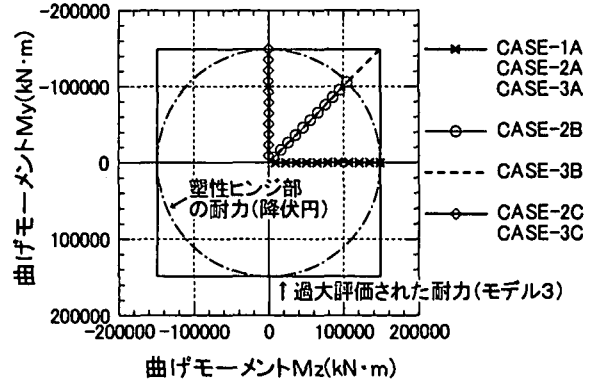


図-5 塑性ヒンジ部の2軸曲げ相関(降伏点まで)

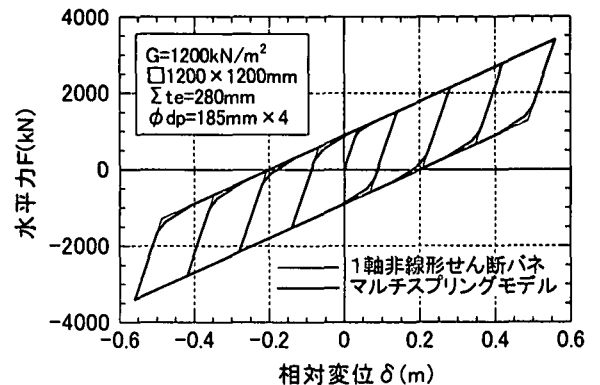
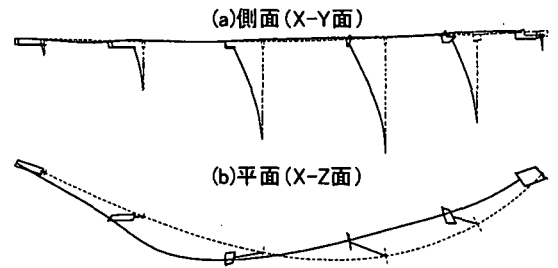


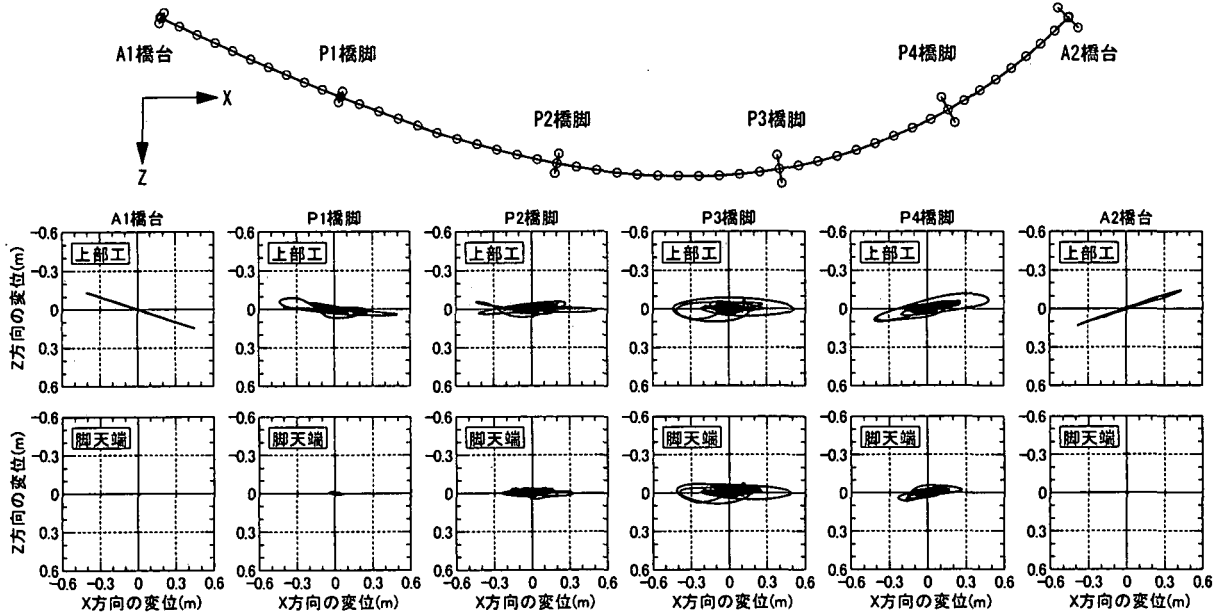
図-6 P1橋脚LRB(1基)の履歴曲線

表一五 固有振動解析の結果 (初期剛性時)

モード 次数	固有周期 (sec)	刺激係数			減衰 定数	備考
		X方向	Y方向	Z方向		
1	1.329	-0.258	-0.004	1.504	0.044	上部工, P3橋脚の直角1次
2	1.162	1.225	-0.004	0.170	0.043	上部工, P3橋脚の橋軸1次
10	0.465	0.112	0.030	-0.099	0.030	P2橋脚の橋軸1次
11	0.442	-0.126	0.581	0.004	0.025	P4橋脚の橋軸1次
14	0.384	0.213	0.202	-0.411	0.022	P2橋脚の直角1次
15	0.371	0.063	0.074	0.281	0.027	P4橋脚の直角1次
20	0.213	0.663	-0.168	0.273	0.068	P1橋脚の橋軸1次
23	0.193	-0.301	0.008	0.700	0.071	P1橋脚の直角1次



図一七 固有振動モード図 (2次, T=1.162sec)



図一八 上部工および下部工天端のX-Z方向に関する応答水平変位 (タイプII-II-1, 起点~終点方向入力)

表一六 地震応答解析の最大応答値一覧表 (タイプII-II-1, 起点~終点方向入力)

		単位	A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P4橋脚	A2橋台
上部工	最大応答加速度 (X軸方向)	(gal)	513	587	574	583	536	463
	" (Z軸方向)	(gal)	279	231	192	201	358	298
	最大応答変位 (X軸方向)	(m)	0.450	0.495	0.510	0.509	0.481	0.430
	" (Z軸方向)	(m)	0.147	0.089	0.064	0.101	0.118	0.143
免震支承 (G1析側)	最大水平力 Fmax	(kN)	887	2,940	2,570	1,506	2,332	894
	支承の最大相対変位 uB	(m)	0.451	0.447	0.315	0.089	0.282	0.453
	せん断ひずみ $\gamma_s (=uB/\sum t_e)$	(%)	171	159	203	76	220	172
橋脚天端	最大応答変位 (X軸方向)	(m)	0.010	0.064	0.321	0.484	0.264	0.009
	" (Z軸方向)	(m)	0.005	0.016	0.046	0.085	0.068	0.005
塑性ヒンジ	最大応答回転角 θ_{max}	(rad)		$9.223E-4$	$1.491E-3$	$1.504E-3$	$1.403E-3$	
	応答塑性率 μ_{max}			0.483	0.709	0.719	0.658	
	許容塑性率 μ_a			4.786	18.834	12.327	17.725	
橋脚基部	最大せん断力 Smax	(kN)		6,488	8,085	9,151	7,023	
	せん断耐力 Ps	(kN)		12,318	23,662	34,446	21,489	

(3) 固有振動解析

振動特性の把握と減衰マトリクスを設定を目的として、固有振動解析を行った。表一五に解析結果 (初期剛性時) として主要振動モードの固有周期等を示し、図一七に2次の固有振動モード図を示す。免震支承により上部工と下部工の振動が分離し、上部工が起点~終点方向へ長周期で振動する様子が分かる。ただし、高橋脚では下部工剛性が低いため、躯体も比較的振動している。

また、地震時にはLRBの剛性が低下するため、せん断剛性を等価剛性とし等価減衰定数を与えて固有振動解析を行った。図一七に相当するモードの固有周期は1.952秒と長周期化し、モード減衰定数は約12%となる。

(4) 地震応答解析

地震応答解析は、図一七の解析モデルに地震動を入力し非線形応答解析を行った。入力地震動は道路橋示方書で規定されたタイプII地震動の加速度波形 (II種地盤用、JR鷹取駅NS成分) を0.85倍して用いた。ここでは、起点と終点を結ぶ方向に入力した解析結果を示す。

図一八は上部工および下部工天端のX-Z方向に関する応答変位を示す。上部工は端支点で支承の据付方向に、中間支点では地震動の入力方向に振動する傾向にある。下部工は高橋脚の振動が顕著で、その軌跡は桁の挙動とよく似ている。P3橋脚天端の変位の大きさは桁と同程度であるため、免震支承の相対変位は小さい。

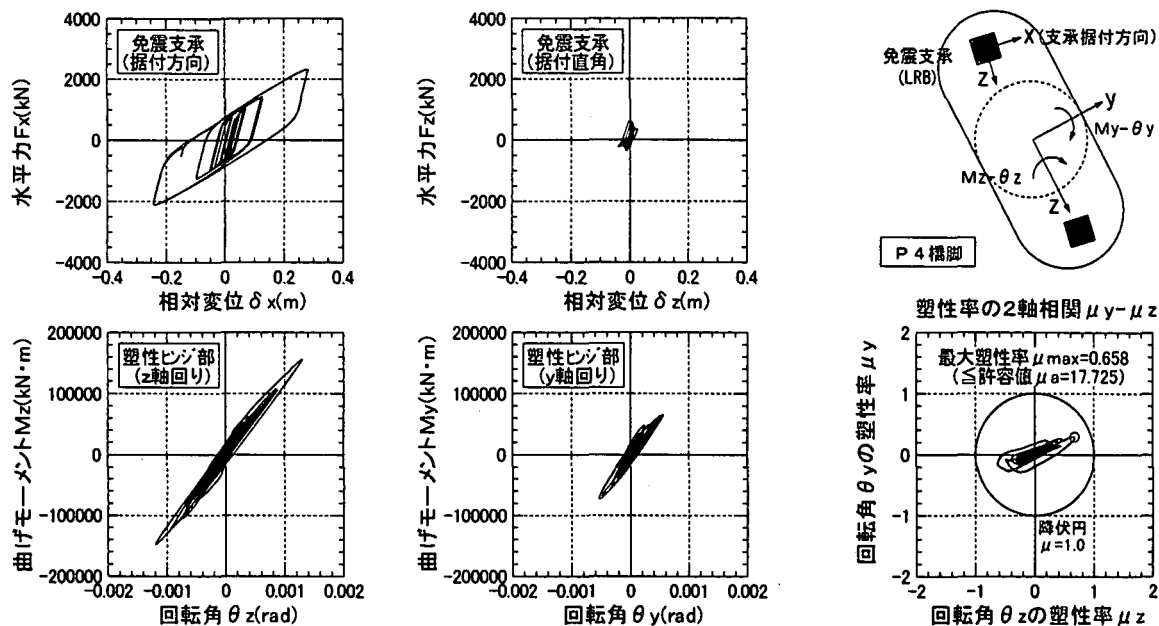


図-9 P4橋脚の免震支承（G1桁側）と塑性ヒンジ部の履歴曲線および回転角に対する塑性率の2軸相関図

表-6に最大応答値の一覧表を示す。なお、最大応答値は2方向の応答を時刻毎に合成した値の最大である。

免震支承の減衰性能と長周期化により、桁の最大加速度は500~600galに低減され、最大変位は約50cm（ゴム支承と比べ30%減）となり耐震性が向上した。免震支承のせん断ひずみは250%以内で耐震性を確保している。

橋脚の損傷は、塑性ヒンジの応答回転角に対する塑性率で評価した。橋脚の塑性率は全て1.0以下で損傷はひび割れ程度であり、基部の最大応答せん断力はせん断耐力と比べて小さく、地震時の安全性を満足する。

図-9にP4橋脚の免震支承と塑性ヒンジ部の履歴曲線を示す。免震支承に作用する水平力は支承の据付方向に卓越し、バイリニア型に近い履歴性状となる。塑性ヒンジ部では、z軸回りの曲げが支配的であるがy軸回りにもその半分の曲げモーメントが発生することから、2軸曲げ状態となっているのが分かる。また、各軸回りの回転角の塑性率をプロットすると図-9に示した2軸相関図が得られる。最大塑性率は0.658（○印）で降伏円の内側にあり、塑性化が生じていないのが確認できる。

(5) 耐震性の照査と検討

3次元非線形応答解析を用いて耐震検討を行う場合、最大応答値から部材の変形性能や耐力を照査するという点では、2次元の場合と基本的に変わらない。留意点は照査に用いる最大応答値の評価方法であり、2方向の地震応答から算出する必要がある。

例えば、x、y方向の応答 R_x 、 R_y から最大値 R_{max} を算出する場合、式(3)、(4)に示すように「①時刻毎に合成する方法」と「②各方向の最大値を合成する方法」がある。

$$R_{max} = \sqrt{R_x(t)^2 + R_y(t)^2} \quad (3)$$

$$R_{max} = \sqrt{R_{x,max}^2 + R_{y,max}^2} \quad (4)$$

式(3)は厳密に最大値を評価する。式(4)は安全側の評価となるが、各方向の最大値の生起時刻に大きな差がある場合には過大となる可能性がある。2方向の応答の同時性は下式で概略的に評価でき、応答に同時性が無い場合は $C=1.0$ 、最も同時性が高い場合は $C=1.41$ となる。

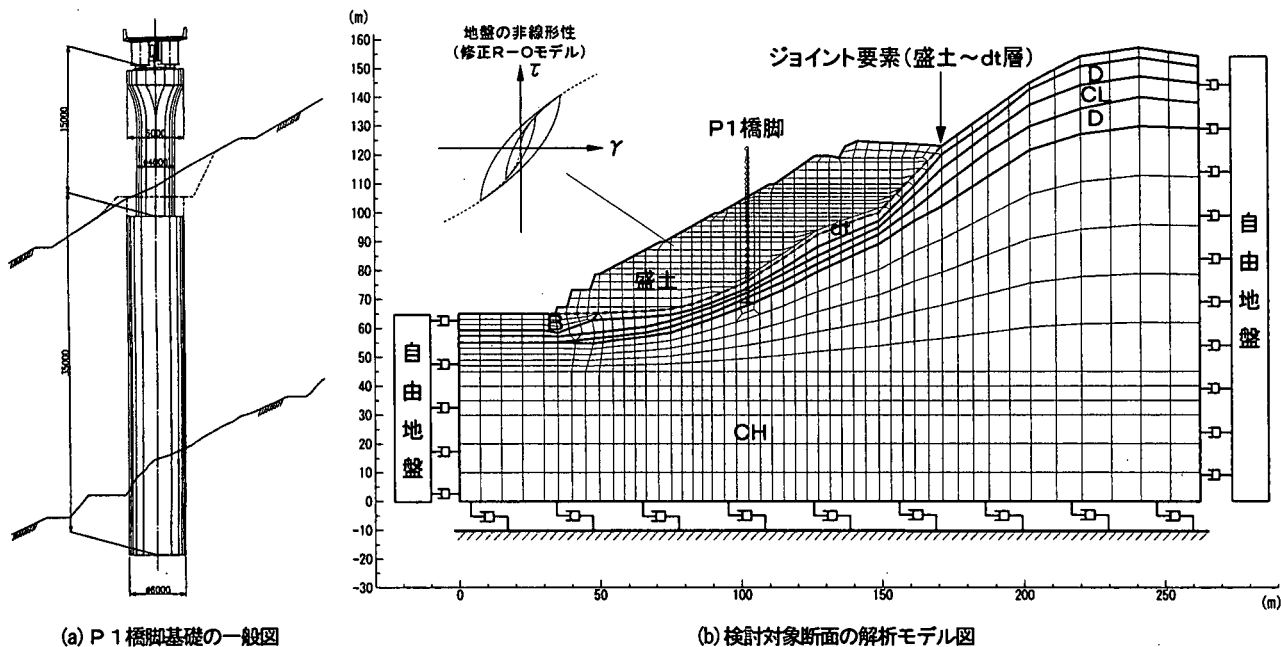
$$C = \sqrt{\left(R_x(t) / R_{x,max} \right)^2 + \left(R_y(t) / R_{y,max} \right)^2} \quad (5)$$

表-7に各橋脚基部の最大応答せん断力 S_{max} とC値を示し、最大応答値の評価方法を検討した。最大せん断力を式(4)の最大値合成で算出した結果、式(3)の厳密な値に対して最大でも5%程度の違いしか現れない。また、P4橋脚ではC値が1.41となり2方向応答の同時性が高く、式(3)と(4)の比は1.0となる。このようにC値が1.41に近い場合、両者の誤差は小さくなる。一方、応答の同時性が低くなる要因は、地震動の入力方向や橋脚が塑性化して複雑な挙動を示す場合等が考えられる。

よって、耐震性の照査は、安全側の値となる式(4)を適用して最大応答値を評価した場合でも、設計上、問題は無い。また、最大応答値が許容値をわずかに超過した場合には、再度、式(3)で最大値を算出し合理的に照査すれば良い。表-6に示したように、本橋では式(3)の最大値を用いて照査したが、地震時の安全性は満足している。

表-7 最大応答せん断力の評価方法の比較

	最大応答せん断力 S_{max} (kN)			C値
	①式(3)	②式(4)	比②/①	
P1 橋脚	6,488	6,637	1.02	1.23
P2 橋脚	8,085	8,325	1.03	1.32
P3 橋脚	9,151	9,636	1.05	1.29
P4 橋脚	7,023	7,035	1.00	1.41



(a) P1橋脚基礎の一般図

(b) 検討対象断面の解析モデル図

No.	土質	記号	N値	γ (kN/m ²)	Vs (m/s)	G0 (kN/m ²)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	備考
1	盛土	-	15	18.0	197	71,282	0.0	35	
2	崖錐堆積物	dt	5	17.0	170	50,133	26.0	38	
3	粘土質砂礫・砂岩	D	65	19.0	1,230	2,933,173			線形要素
4	シルト岩・細礫岩	CL	150	20.0	1,230	3,087,551			線形要素
5	砂岩	CH	214	21.0	1,230	3,241,929			線形要素
6	埋立土	B	5	17.0	170	50,133	26.0	38	

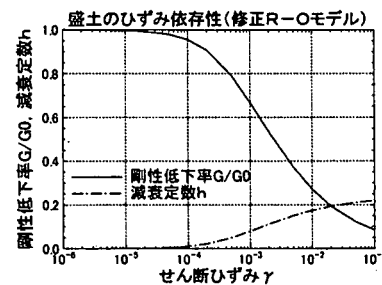


図-10 検討対象断面の一般図および解析モデル図と土質定数

4. 基礎～地盤系の2次元非線形動的FEM解析

高盛土の斜面内に深く埋まる深礎杭基礎の耐震性は、地盤の変形を考慮した静的設計(応答変位法)の他、基礎と地盤の動的相互作用を評価できる手法で検討するのが良い。そこで、構造物と地盤をモデル化した2次元非線形動的FEM解析¹⁰⁾を用いて基礎の耐震性を検討した。

(1) 解析モデルと解析条件

検討対象断面は、P1橋脚基礎に対して最も危険となる断面を選定した。解析モデルは、図-10に示すFEMモデルを用い、簡略化のため、P1橋脚を1本柱でモデル化(上部工は質点重量で考慮)した。地盤や部材の復元力特性は非線形性を考慮した。盛土とdt層の境界や基礎躯体の周面には、剥離や滑りを考慮してジョイント要素を設けた。土質パラメータは、動的変形試験等の結果が得られていないため、N値から推定した。

入力地震動の設定は、「I種地盤の地震動を工学基盤面の入力地震動として定義」、「SHAKEを用いて地表面の地震波を基盤面に引き戻す」等の方法が挙げられる。ここでは検討断面の不整形性を考慮して前者の方法とした。

解析は、Rayleigh減衰マトリクスの係数を設定後、非線形動的解析を行う。解析条件を表-8に示す。

(2) 地震応答解析

地震応答解析は、解析モデルの基礎にタイプII地震動の加速度波形(I種地盤用、神戸海洋気象台NS成分)を0.85倍して入力した。解析結果として図-11にP1地表面変位最大時の変形図を示す。変位は水平に約25cmとなり、盛土とdt層の間では地盤の滑動(1.7cm)が現れている。深礎杭基礎の損傷は、図-12に示すように、杭頭から約30mで降伏するが、塑性率は1.437で許容値以内におさまる。また、盛土の滑りによって層境界付近では静的解析の結果を大きく上回るせん断力が発生する。

表-8 解析条件

項目	解析条件
解析手法	非線形時刻歴応答解析(直接積分法)
積分手法	Newmarkのβ法(β=1/4), Δt=0.002sec
構造部材	免震支承: 非線形せん断バネ
周辺地盤	橋脚・深礎: 非線形梁要素
(図-11)	地盤: 非線形平面ひずみ要素
骨格曲線と履歴法則	免震支承: バイリニア型
	橋脚・深礎: M-φトリリニア, 修正武田型
	地盤: 修正R-Oモデル(拘束圧依存)
減衰定数	免震支承: 0.00, 橋脚, 深礎, 地盤: 0.02,
減衰マトリクス	Rayleigh減衰マトリクス[C]=α[M]+β[K]
境界条件	底面: 粘性境界, 側方: 粘性境界
入力地震動	2E入力, 道路橋示方書V, タイプII地震動 I種地盤用標準波形×0.85 (Cz: 地域区分B)

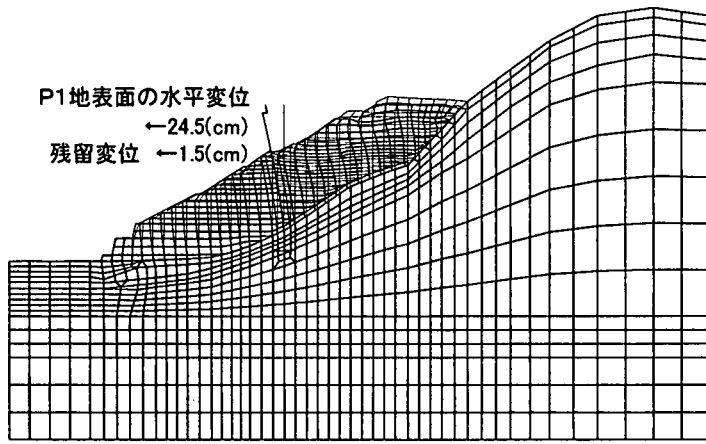


図-11 P1地表面変位最大時の変形図 (t=8.456sec)

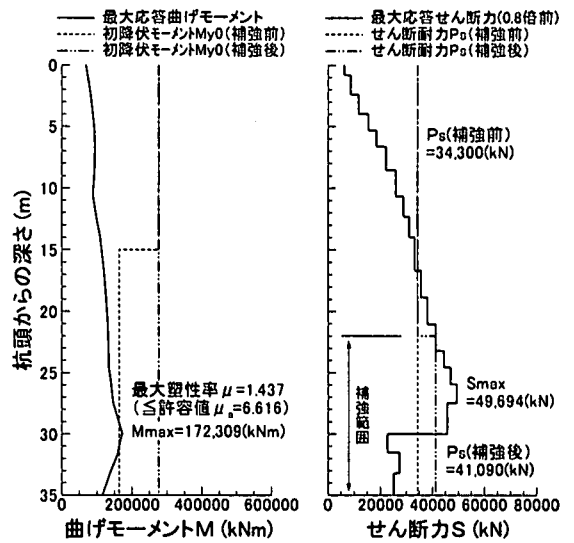


図-12 基礎の最大断面力分布図

(3) 基礎の耐震性の照査と検討

照査結果は、図-12の最大断面力分布図に示すように、曲げ耐力は確保されるがせん断耐力は不足する。2次元FEM解析の場合、モデル化上、円形断面の基礎は壁と同等であり、発生断面力は過大評価の傾向にある。厳密には3次元で評価すべきだが、ここでは円形断面の形状効果として地盤反力係数算定時の有効載荷幅の考え方¹¹⁾を転用し、0.8倍の断面力に対してせん断補強した。補強範囲は基礎底面から13mとし、D22の中間帯鉄筋を井桁状に4本配置(方向性が生じないよう150mmピッチ毎に45度回転)した。以下に補強前後の配筋を示す。

- 主鉄筋：(前) D51×112-2.0 (段落しD51×112-1.0)
 → (後) D51×112-2.0 (段落し無し)
 帯鉄筋：(前) D29ctc150-2.0
 → (後) D29ctc150-2.0+D22×4 (中間帯鉄筋)

5. まとめ

本論文では、地滑り地帯における曲線橋の橋梁全体系と基礎に関して耐震性の検討を行った。以下に、本検討で得られた知見をまとめる。

- (1) P1橋脚の非線形静的解析により、マルチスプリングモデルの2軸曲げに対するモデル化の妥当性が確認できた。耐力や剛性に等方性がある部材に対しては、モデル化が容易で実用上有用なモデルとなる。
- (2) 非線形特性の2軸相関を考慮した橋梁全体系の3次元非線形動的解析を行い、2方向の地震応答に対する最大応答値の評価方法と照査の考え方を示した。
- (3) 高盛土内の深礎杭基礎に対し、構造物と地盤の動的相互作用を考慮した2次元非線形FEM解析を用いて耐震検討を行った。地盤の滑りにより層境付近のせん断力が大きくなるため、静的な耐震設計で決定した断面に対してせん断耐力が不足し補強が必要となった。

今後、現行の設計体系から性能照査型へ移行した場合、より精度の高い手法が要求される。これに対する本橋の課題は、免震支承の精緻なモデル化¹²⁾(ひずみ依存性、ハードニング等)やRC橋脚の2軸曲げ問題に関する知見(動的実験、計算手法)の蓄積が必要である。

参考文献

- 1) 土木研究センター：平成9・10年度 耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，pp.375-410，2000.4
- 2) 水口和之，橋本昌朗，山花豊：平面曲線を有するラーメン橋の耐震検討，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.69-72，1998.1
- 3) 高橋雅裕，矢部正明：RC断面の2軸曲げ耐力の計算法に関する検討，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.171-174，1998.1
- 4) 巢山藤明，落合稔，野中哲也，真子幸也，坂本佳子：ファイバーモデルを用いた鋼構造物の耐震設計法に関する一考察，橋梁と基礎2000-9，pp.32-40，2000.9
- 5) 日本建築学会：多次元入力地震動と構造物の応答，1998.1
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.12
- 7) 日本道路公団：設計要領第二集，1998.7
- 8) 西田秀明，運上茂樹，長屋和宏：正方形断面RC柱の水平二方向非線形領域加振振動台実験，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.913-916，2001.8
- 9) 和田章，木下雅彦：MSSモデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析(その1，その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol. B，pp.313-316，1985.10
- 10) 地盤工学会：地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関する研究委員会 報告書，1999.4
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部工編，1996.12
- 12) 吉田純司，武貞聡，阿部雅人，藤野陽三：水平2方向加振に対応した積層ゴム支承の復元力特性のモデル化，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.741-744，1999.7