

II-5 動的弾塑性解析手法と結果

要 旨

以下には、まず、2パラメーターモデルを用いた一般化復元力特性に基づく鋼製橋脚の弾塑性解析法が示され、その解析結果とハイブリッド地震応答実験結果との比較もなされている。次に、簡略化モデルを用いた基礎-構造物系の非線形動的相互作用問題の解析法が示され、耐震設計の観点から種々の検討結果が示されている。

また、有限変位理論に基づき構造物の構成材料の繰り返し弾塑性応力-ひずみ関係を用いた弾塑性動的応答解析法の概要が述べられ、鋼製橋脚、高架橋全体系、免震支承の解析例および鉛直地震動の影響などを検討する解析例が示されている。

5.1 はじめに

本章では、鋼製橋脚あるいは高架橋全体系に対する種々の弾塑性動的応答解析方法の概要およびその解析方法を用いた解析例が示されている。

構造物の弾塑性動的応答解析を実施する場合、大きく分けると構造物の弾塑性挙動の特徴を捉えた一般化応力-ひずみ関係に基づく低自由度の簡略なモデルを用いた解析法と、有限変位理論に基づき構造物の構成材料の繰り返し弾塑性応力-ひずみ関係を用いた多自由度モデルの解析法がある。

以下には、まず、鉄筋コンクリート部材の復元力モデルとして一般的な3パラメータモデルのうち、ピンチ挙動を表現するパラメーターを除いた2パラメーターモデルを用いた一般化復元力特性に基づく鋼製橋脚の弾塑性解析法が示されている。さらに、その解析結果と広範なパラメーターを有するハイブリッド地震応答実験結果との比較もなされている。

次に、簡略化モデルを用いた基礎-構造物系の非線形動的相互作用問題の解析法が示されている。その中では、構造系の応答に影響を与える基礎と構造物相互の復元力特性における振動エネルギーと塑性率に着目し、基礎-構造物系の動的相互作用について耐震設計の観点から種々の検討がなされている。

一方、有限変位理論に基づき構造物の構成材料の繰り返し弾塑性応力-ひずみ関係を用いた弾塑性動的応答解析法の概要が述べられ、中埋めコンクリートを有する鋼製橋脚の基本的な弾塑性動的応答解析結果が示されている。また、高架橋全体系と片持ち柱モデルの動的応答性状の比較結果、大地震時における免震支承の効果に関する解析例および兵庫県南部地震時に観測された地震記録を用いて鉛直地震動の影響などを検討した解析例が示されている。

5.2 実験結果に基づく一般化復元力モデル(2パラメータモデル)を用いた解析法

橋脚を頂部にのみ集中質量を持つ1自由度系にモデル化すると、復元力特性は、橋脚頂部の水平力 H と水平変位 δ の履歴曲線として表現される。

復元力特性の形を決定するには骨格曲線と履歴法則が必要となる¹⁶⁾。骨格曲線は、通常静的弾塑性解析または静的実験から求められ、履歴法則に関しては、局部座屈の影響が無視できる厚肉断面鋼構造物に対する加藤・秋山の研究が有名である¹⁷⁾⁻¹⁹⁾。

本論文中述べる鋼製橋脚の復元力モデル(2パラメータモデルと称する)は、鉄筋コンクリート部材の復元力モデルに用いられている3パラメータモデルを基本としている²⁰⁾⁻²²⁾。このモデルで用いられている3つのパラメータ α (剛性低下)、 β (強度劣化)、 γ (ピンチ挙動)のうち、鉄筋コンクリート部材特有のピンチ挙動を表現する γ は用いず、 α, β のみを用いて局部座屈および $P-\Delta$ 効果を考慮した鋼製橋脚の復元力モデルを構築する。

5.2.1 骨格曲線の決定

復元力モデルを規定するために、骨格曲線をまず決定する必要がある。そのために必要な量として以下のものが挙げられる(図-5.1参照)。

A 初期剛性(k_0)の定義

初期剛性 k_0 は荷重載荷初期の弾性域の剛性を表す量で、以下の式のように H_y と δ_y の比で表される。

$$k_0 = \frac{H_y}{\delta_y} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、 H_y はフランジ板の局部座屈を考慮したはり一柱の極限強度照査式から求められる荷重(以後、降伏荷重と呼ぶ)であり²³⁾、 δ_y はせん断変形の影響を含んだ次式で定義する量である。

$$\delta_y = \left(1 + \frac{3EI}{GA_w h^2}\right) \frac{H_y}{H_{y0}} \cdot \delta_{y0} \dots\dots\dots (5.2)$$

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \dots\dots\dots (5.3)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \dots\dots\dots (5.4)$$

ここで、 H_{y0} = 軸力が作用せず水平力のみが作用した場合の初期降伏荷重、 $\delta_{y0} = H_{y0}$ に対応する水平変位(曲げ変形のみ考慮した1次理論による変位)、 M_y = 降伏モーメント、 h = 柱の長さ、 E = 弾性係数、 I = 断面2次モーメント、 G = せん断弾性係数、 A_w = ウェブの断面積である。

B 硬化域剛性(k_1)の定義

降伏荷重以後、最大荷重点までの剛性をここでは硬化域剛性と呼び、最大荷重 H_m とそれに対応する変位 δ_m および前述の H_y と δ_y から幾何学的に求められる。最大荷重 H_m は、単調載荷実験により得られた最大荷重を使用するのが望ましいが、もし無い場合はそれに準ずる量、例えば、繰り返し載荷実験、弾塑性有限変位解析²⁴⁾ および推定式²⁵⁾ 等から求められる量を使用する。

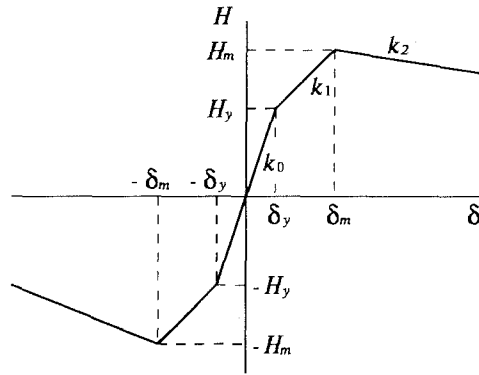


Figure 5.1 Definition of Skeleton Curve

また、対応する変位 δ_m についても同様である。ただし、有限変位解析および推定式から求められた H_m および δ_m は準静的実験値の下限値に近い値となるため、これらの値を用いて弾塑性地震応答解析を行った場合には、安全側の評価となることに注意する必要がある。

C 劣化域剛性 (k_2) の定義

劣化域の剛性 (k_2) を支配するパラメータとして、幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、軸圧縮力比 P/P_y および補剛材剛比 γ/γ^* の影響が橋脚の他のパラメータに比較すると大きいことがこれまでの実験結果により明らかになっている。特に R_f が大きくなると局部座屈の影響が大きくなり、また、 $\bar{\lambda}$ が大きくなると $P-\Delta$ 効果の影響が大きくなり、強度の低下が早まる¹⁾⁻⁹⁾。従って、ここでは、上記の各パラメータを変数とした経験式を実験結果より求め、劣化域剛性 k_2 を規定する。

本研究における応答解析では、 k_2 として以下に示すような式を用いた²²⁾。

無補剛断面

$$k_2 \frac{\delta_{y0}}{H_{y0}} = -0.925 R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y} \right) \bar{\lambda} \dots \dots \dots (5.5)$$

補剛断面

$$k_2 \frac{\delta_{y0}}{H_{y0}} = -0.278 \left(10 - \frac{\gamma}{\gamma^*} \right) R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y} \right) \bar{\lambda} \dots \dots \dots (5.6)$$

ただし、式(5.6)の適用範囲は、 $1 \leq \gamma/\gamma^* \leq 5$ であり、 $3 \leq \gamma/\gamma^* \leq 5$ のときは、 $\gamma/\gamma^* = 3$ とする。ここで、 γ は縦方向補剛材剛比、 γ^* は線形座屈理論から求められる縦方向補剛材の最適剛比である。また、 R_f 、 $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \dots \dots \dots (5.7)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \dots \dots \dots (5.8)$$

上式中、 b = フランジ板幅、 t = フランジ板厚、 σ_y = 降伏応力、 ν = ポアソン比、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数、 r = 断面2次半径(フランジに平行な主軸に関する)である。 P/P_y は準静的実験中に載荷した軸力 P と軸力のみが載荷されたときの全断面降伏軸力 $P_y (= A \cdot \sigma_y$ で、 A は橋脚基部の断面積。) の比である。

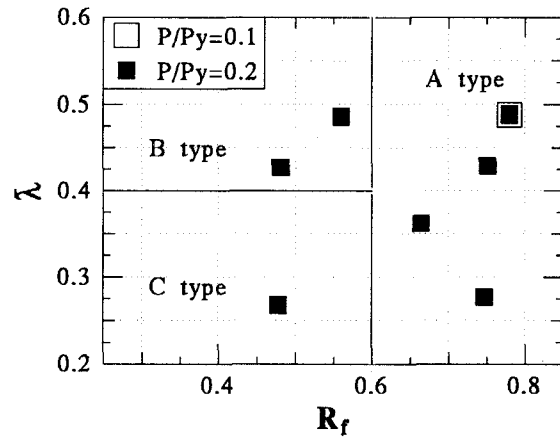


Figure 5.2 Classification of Hysteresis Models (Unstiffened Box)

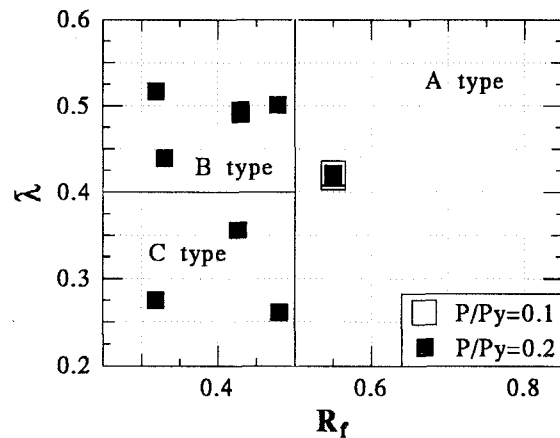


Figure 5.3 Classification of Hysteresis Models (Stiffened Box)

5.2.2 復元力モデルタイプの定義

本研究で提案する2パラメータモデルは、箱形断面の局部座屈強度を支配するフランジの幅厚比パラメータ R_f 、柱の全体座屈強度を規定する細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の各パラメータの値により図-5.2 および図-5.3 に示すように、3つのタイプに分類され、それぞれに対して履歴法則が規定されている。図中のマークは過去に行った準静的繰返し載荷実験の各パラメータの値を示す。

なお、この分類は、繰返し載荷実験の結果から、各サイクルごとの最大荷重点の前後でひずみ硬化等の影響による、荷重の上昇の有無を主な判定基準とした。図-5.4(a)~(c) に実験より得られた各タイプの例を示す。

A A type

各サイクルの最大荷重前後でひずみ硬化の影響があまり見られず、局部座屈等による荷重の低下が大きく粘りのない橋脚の復元力タイプであり、図-5.4(a) に例を示す。

このタイプが適用されるパラメータの範囲は $\bar{\lambda}$ によらず、無補剛箱形断面で $R_f > 0.6$ 、補剛箱形断面で $R_f > 0.5$ である。

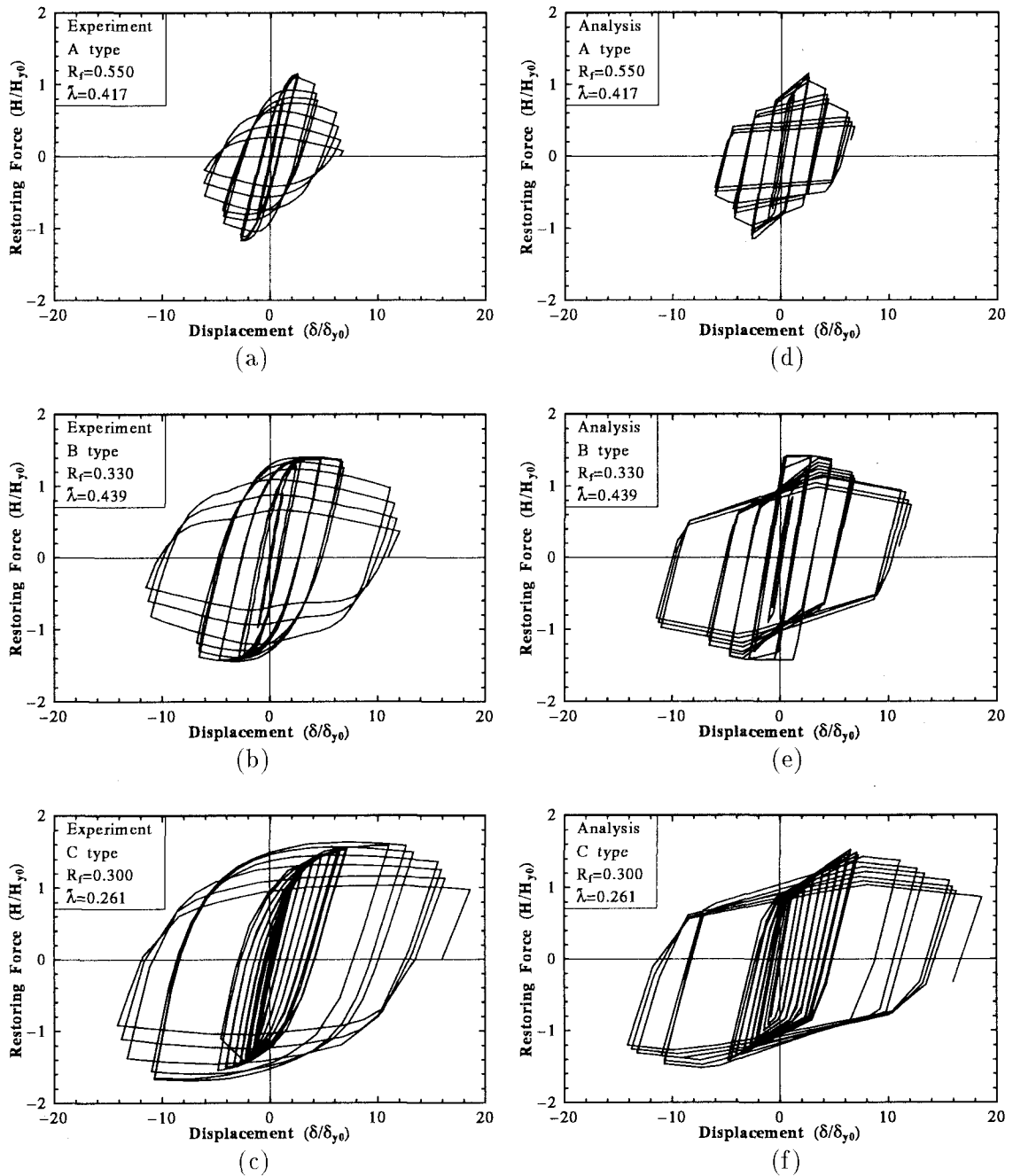


Figure 5.4 Examples of Hysteresis Curves ((a)~(c):experiment, (d)~(f):models)

B B type

各サイクルの最大荷重前後でひずみ硬化の影響が見られるが、 $P-\Delta$ 効果の影響が大きいため、各サイクルの最大荷重が早めに現れるタイプであり、図-5.4(b) に例を示す。

このタイプが適用されるパラメータの範囲は無補剛箱形断面で $R_f \leq 0.6$, $\bar{\lambda} > 0.4$ 、補剛箱形断面で $R_f \leq 0.5$, $\bar{\lambda} > 0.4$ である。

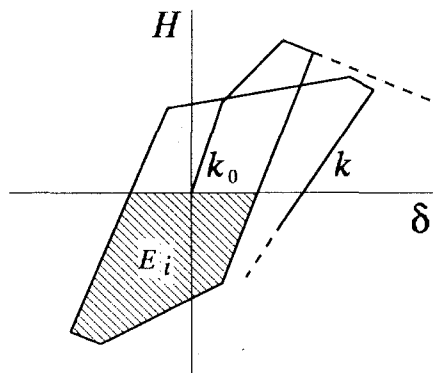


Figure 5.5 Stiffness Degradation

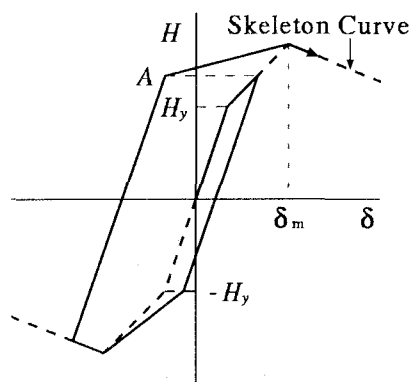


Figure 5.6 Change in Yield Point before δ_m (Model Type B only)

C C type

各サイクルの最大荷重前ではひずみ硬化の影響があまり見られず、最大荷重後ではひずみ硬化の影響により繰り返し载荷によっても強度の低下もあまり見られない。このタイプは、局部座屈の影響ならびに $P-\Delta$ 効果の影響が小さいため、かなり粘りがあり、いわゆる紡錘形の復元カタイプである。

このタイプが適用されるパラメータの範囲は無補剛箱形断面で $R_f \leq 0.6, \bar{\lambda} < 0.4$ 、補剛箱形断面で $R_f \leq 0.5, \bar{\lambda} < 0.4$ であり、図-5.4(c) に例を示す。

5.2.3 剛性低下

剛性低下とは、繰り返し载荷が進むにつれ、除荷開始点の変位が大きくなると、初期剛性 k_0 より除荷域剛性 k が低下することを表現するものである(図-5.5参照)。ここでは、準静的実験結果における除荷域剛性と履歴吸収エネルギー量の間 R_f の値により良い相関を示したため、以下のように初期剛性を低減させるような式を試行錯誤的に求めた。

$$k = k_0 \left\{ -\frac{1}{\alpha} \log \left(\frac{\sum E_i / E_\epsilon}{100} + 1 \right) + 1 \right\} \dots\dots\dots (5.9)$$

ここで、 α は R_f の関数で、以下の式で与えられる。

$$\alpha = \frac{1}{R_f - 0.085} + 0.802 \dots\dots\dots (5.10)$$

E_ϵ はエネルギー吸収量の基本単位であり、以下の式で定義される。

$$E_\epsilon = \frac{1}{2} H_y \delta_y \dots\dots\dots (5.11)$$

E_i は、各半サイクルでの履歴吸収エネルギー量(図-5.5参照)であり、後述の dE と等価である。また、 Σ は各半サイクルでの E_i の総和を表す。なお、式(5.9)~(5.11)は、無補剛および補剛箱形断面に対して適用可能である。

5.2.4 降伏点の変更

除荷後の再負荷時の降伏点の変更は準静的実験の結果より得られた傾向から δ_m を越える変位を過去に受けているか否かによって、以下の要領に従い規定する。

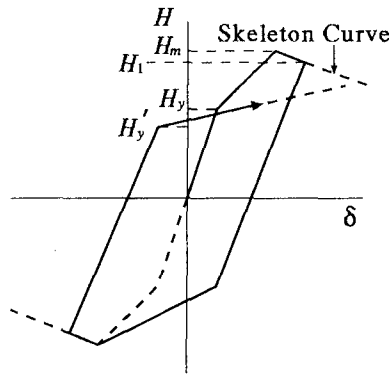


Figure 5.7 Change in Yield Point after δ_m
(All Model Types)

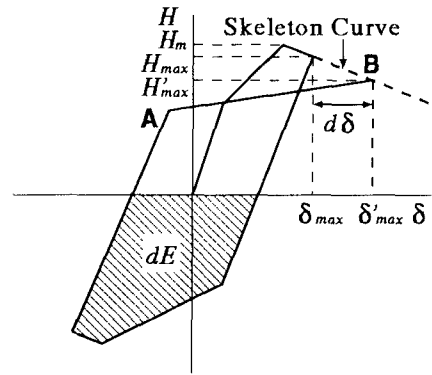


Figure 5.8 Strength Degradation

A δ_m を越える前の降伏点の変更

B タイプでは過去の最大変位が δ_m を越えていなければ、降伏点は過去の最大荷重点と同じ荷重 (図-5.6の A 点) まで弾性域を拡大する。これは、各履歴ループでの最大荷重点前のひずみ硬化の影響を表現するためのものである。A、C タイプでは、降伏点は変更しない。この規定は、変位の正負両側で個別に判定する。

B δ_m を越えた後の降伏点の変更

A、B、C タイプともに、過去の最大変位が δ_m を一度でも越えていれば、除荷域から再負荷域に入るときはバウジンガー効果等の影響を考慮して、次式で定義した値 H'_y まで降伏点を下げることとする (図-5.7参照)。

$$H'_y = H_y \frac{H_1}{H_m} \dots\dots\dots (5.12)$$

ここで、 H_1 とは δ_m を越えた後に除荷を開始した点の荷重である。この規定も、変位の正負両側で個別に判定する。

5.2.5 強度劣化

過去に受けた最大変位が δ_m を越えているか否かによって強度劣化を定義する。初期の骨格曲線で設定した δ_m に到達する以前では、最大荷重点 (H_m, δ_m) を目指すように移動する (例えば図-5.6において A 点以降の動き)。 δ_m を一度でも越えていれば、過去に受けた最大変位 δ_{max} の絶対値に式 (5.13) の $d\delta$ を足した変位 δ'_{max} と直前の骨格曲線 (k_2) が交差する点まで強度を低下させ、 (図-5.8 中の B 点) この点を目指して移動する。

$$d\delta = \beta \frac{dE}{H_m} \dots\dots\dots (5.13)$$

ここで、 dE は直前の半サイクルでの吸収エネルギー (前述の E_i と同一) であり、図-5.8 の斜線部分が該当する。また β の値は、各復元力モデルタイプごとに個別に定めており、表-5.1 に示す値を用いる。これらの値は準静的載荷実験から求められた値である。

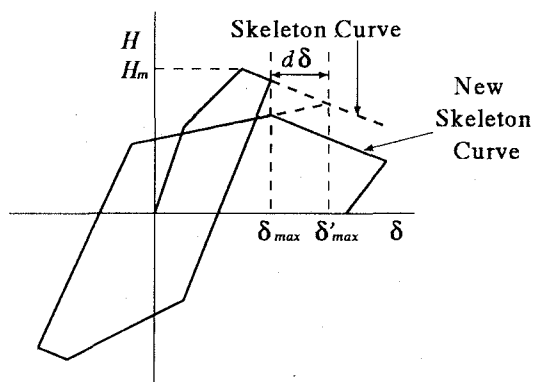


Figure 5.9 Change in Maximum Load and New Skeleton Curve (Model Type A only)

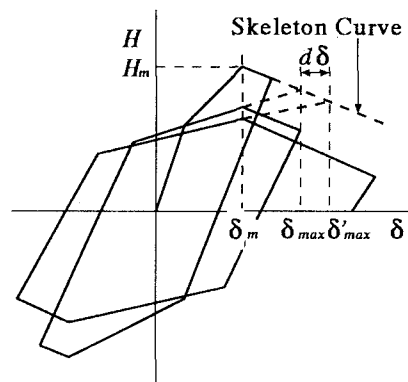


Figure 5.10 Change in Maximum Load (Model Type B and C)

Table 5.1 Values of β

Model Type	Section	β
A	Unstiffened	0.26
	Stiffened	0.15
B	Unstiffened	0.12
	Stiffened	0.08
C	Unstiffened	0.10
	Stiffened	0.10

5.2.6 最大荷重点および骨格曲線の変更

A タイプでは、前述のように初期の骨格曲線で設定した最大荷重点の変位 δ_m を一度でも越えた後、過去に受けた最大変位 δ_{max} (除荷開始点) の点から $d\delta$ だけ変位の増加した点 δ'_{max} と直前の骨格曲線との交点を目指して移動するが、過去の最大変位 δ_{max} の位置の荷重まで最大荷重を低下させ、この点を新しい最大荷重とし、以降、骨格曲線に平行に強度劣化をさせる (図-5.9参照)。さらに、このタイプでは、新しい劣化曲線を新しい骨格曲線とみなす。以後、最大変位 δ_{max} を更新する度に最大荷重、最大変位ともに更新する。

B および C タイプでは、A タイプと同様に、初期の骨格曲線で設定した最大荷重点の変位 δ_m を一度でも越えた後、過去の最大変位 δ_{max} の点から $d\delta$ だけ変位の増加した点 δ'_{max} と骨格曲線 k_2 の交点を目指して移動するところは同じであるが、骨格曲線の平行移動および最大荷重点の変位 δ_m の移動は行わず、常に同じ変位 δ_m で最大荷重に達するようにし、最大荷重 H_m のみ低下させる (図-5.10参照)。これは、最大荷重点以後のひずみ硬化の影響により、荷重低下の抑制を考慮するためのものである。

5.2.7 復元力履歴曲線の計算例

図-5.4(d)~(f) に、上記の基準に従って計算した復元力履歴曲線の例を示す。

Table 5.2 Parametrs of Hybrid Test

Specimen	R_f	$\bar{\lambda}$	P/P_y	Ground Type	$\frac{H_y}{H_{y0}}$	$\frac{H_m}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$	Note
U70-40HA	0.640	0.386	0.166	I	0.834	1.34	2.02	Unstiffened Box
U70-40HB	0.653	0.386	0.118	III	0.882	1.53	2.33	
U70-40HC	0.660	0.387	0.138	II	0.862	1.53	1.94	
S30-25H	0.296	0.263	0.224	I	0.776	1.48	2.91	Stiffened Box
S30-50H	0.294	0.504	0.138	I	0.862	1.43	2.99	
S45-25H	0.419	0.234	0.240	I	0.760	1.49	3.86	
S45-50H	0.390	0.490	0.148	I	0.859	1.29	3.28	

Table 5.3 Results of Hybrid Test and Response Analysis

Specimen	δ_{y0} (mm)	$ \delta_{max}/\delta_{y0} $				$ \delta_R/\delta_{y0} $			
		Analysis (a)	Hybrid (b)	(a)/(b)	$ (a) - (b) $	Analysis (c)	Hybrid (d)	(c)/(d)	$ (c) - (d) $
U70-40HA	7.04	4.22	4.16	1.02	0.064	2.19	1.93	1.13	0.254
U70-40HB	7.08	3.57	2.44	1.46	1.13	2.31	0.129	17.9	2.18
		[2.42]	2.44	[0.992]	[0.020]	[0.228]	0.129	[1.77]	[0.099]
U70-40HC	7.05	2.64	2.12	1.27	0.523	0.030	0.268	0.112	0.238
S30-25H	3.26	3.42	3.11	1.10	0.306	0.199	1.11	0.179	0.910
S30-50H	12.0	3.66	3.44	1.06	0.212	1.16	1.43	0.812	0.269
S45-25H	4.15	3.75	3.95	0.949	0.202	0.467	1.16	0.403	0.691
S45-50H	13.0	4.00	3.68	1.09	0.319	1.50	2.08	0.719	0.584

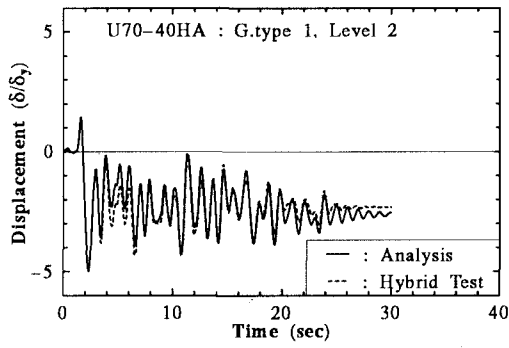
δ_{max} : Maximum Displacement, δ_R : Residual Displacement, []:Values Computed with $1.05(H_m/H_{y0})$

5.2.8 動的弾塑性応答解析とハイブリッド地震応答実験結果との比較

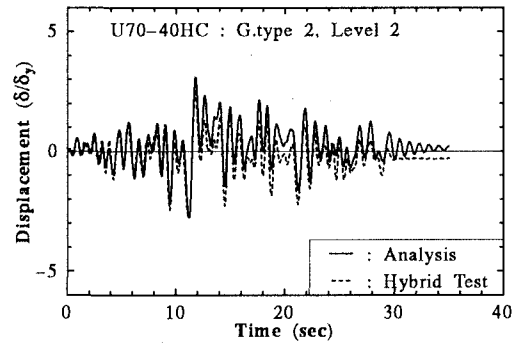
鋼製橋脚モデルを対象としてハイブリッド地震応答実験結果と2パラメータモデルを用いた弾塑性地震応答解析結果とを比較検討する。比較対象とした供試体の諸元を表-5.2に示す。ここで、供試体の名前の意味は、最初の頭文字のアルファベットが無補剛箱形断面(U)、補剛箱形断面(S)を意味し、次の2桁の数字は供試体設計時の幅厚比パラメータの値を100倍したもの、その次の2桁の数字は細長比パラメータの値を100倍したもの、最後の2つの文字のうち最初のアルファベットのHはハイブリッド実験であることを示し、A, B, Cは同一の寸法とパラメータを有するが別の供試体であることを表している。ハイブリッド実験についての詳しい内容については文献(12),(13)を参照されたい。

表-5.2中の軸力比 P/P_y の値は、現行の道路橋示方書²⁷⁾の震度法と同様の考えに基づき $k_{h0} = 0.2$ で設計して求められたものである。 H_m, δ_m については、ハイブリッド実験における履歴が、最大荷重まで達していたことから、ハイブリッド実験から得られた H_m, δ_m の値を用いている。

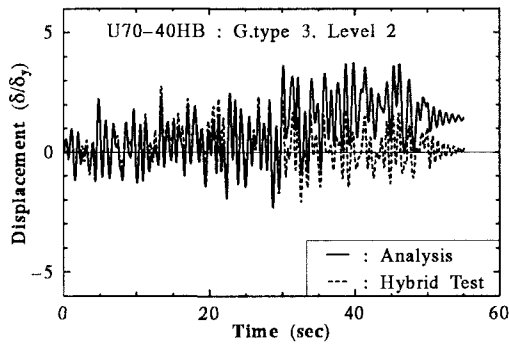
応答解析とハイブリッド実験の結果を比較したものを図-5.11(時刻歴)、図-5.12(復元力)、図-5.13(吸収エネルギー量)および表-5.3(最大応答変位、残留変位)に示す。



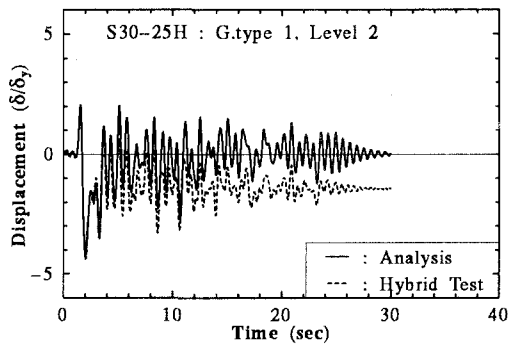
(a)



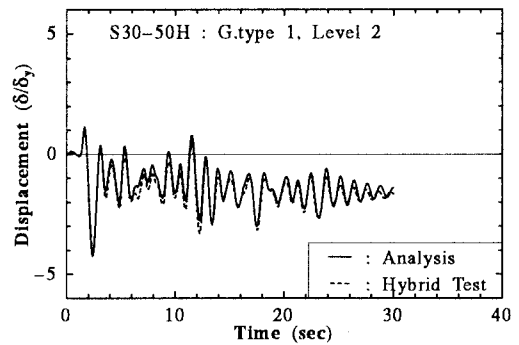
(b)



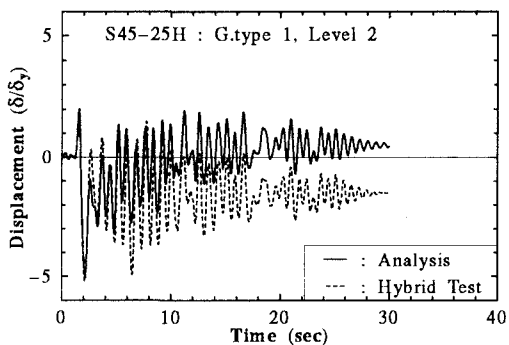
(c)



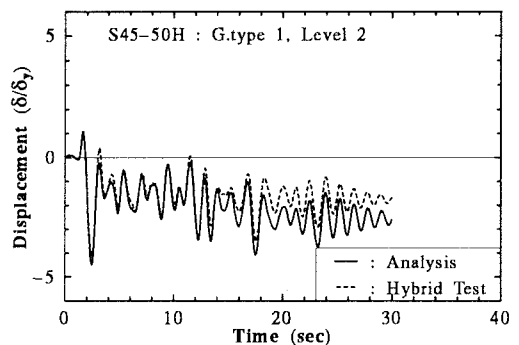
(d)



(e)



(f)



(g)

Figure 5.11 Comparison of Hybrid Test and Analysis ($\delta - t$ Relations)

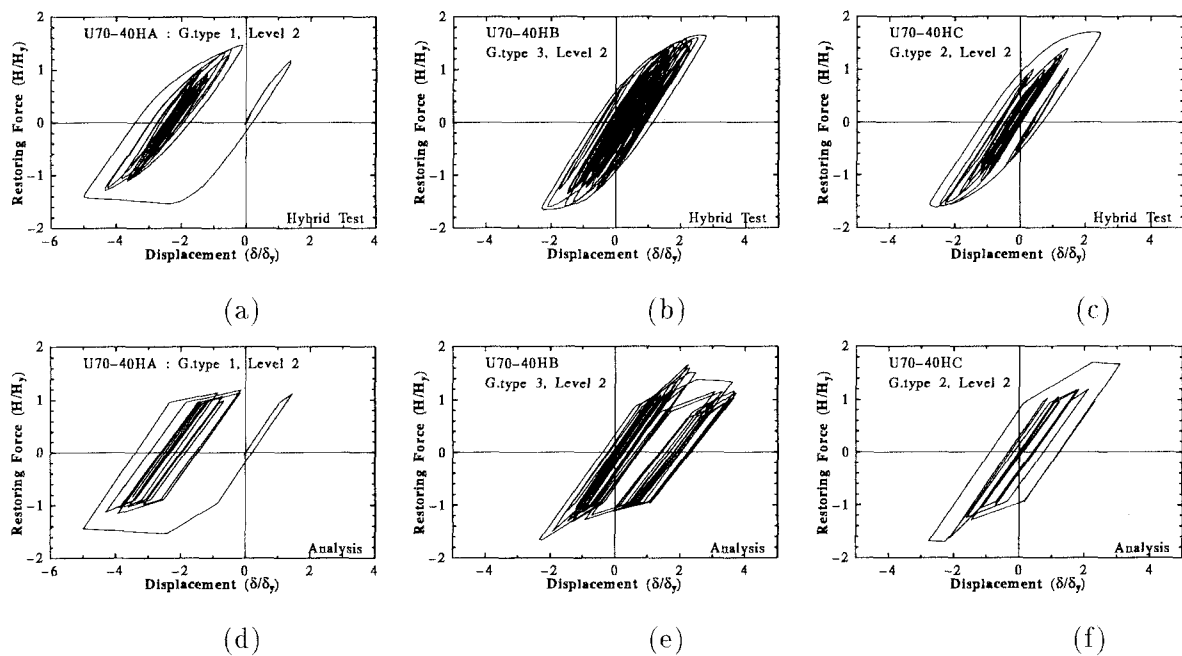


Figure 5.12 Comparison of Hybrid Test and Analysis ($H - \delta$ Relations. (a)~(c):experiment, (d)~(f):analysis)

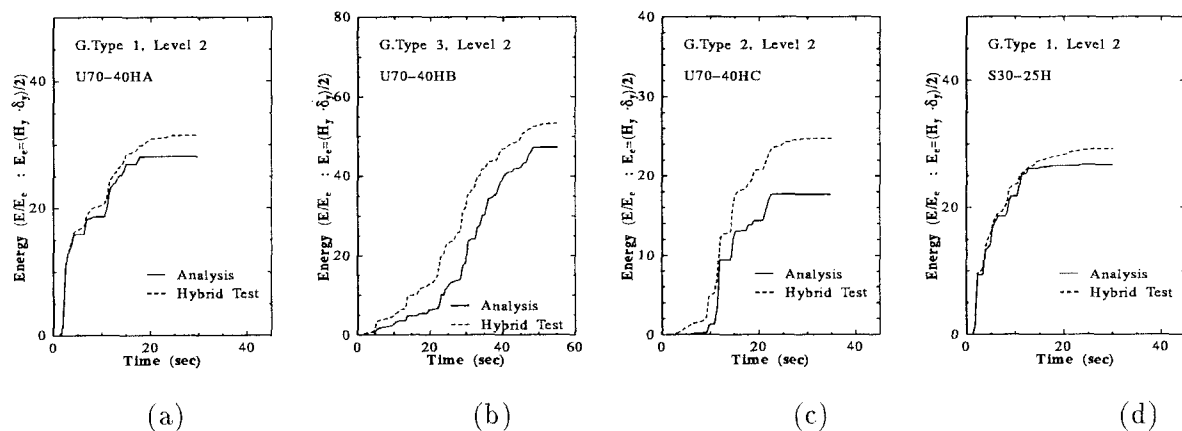


Figure 5.13 Comparison of Hybrid Test and Analysis (Energy Absorption)

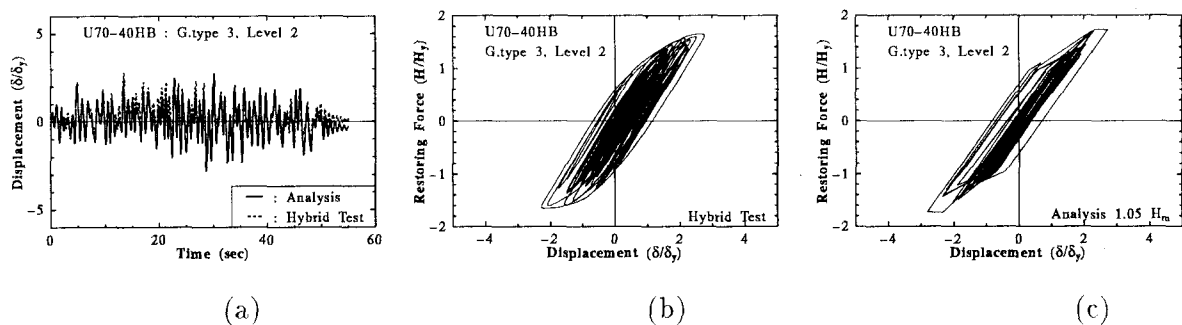


Figure 5.14 Comparison of Hybrid Test and Analysis of Specimen U70-40HB with $1.05 H_m$

これらの図および表から、以下のようなことが言える。

1. 供試体 U70-40HA, U70-40HC, S30-50H, S45-50H の入力地震波は I種および II種地盤用の地震波であるが、時刻歴応答曲線の解析値と実験値は非常によく一致している。また、U70-40HA は復元力とエネルギー吸収量もよく一致している。これらは A タイプと B タイプに属する。
2. 供試体 S30-25H, S45-25H の入力地震波は I種地盤用の地震波を入力しているが、どちらも 2~3 秒付近から時刻歴にずれが生じはじめ、最終的には残留変位で $1.5 \delta_y$ 程度の差が生じている。しかしながら、最大応答変位については解析値と実験値ではほとんど一致する。また、図-5.13には S30-25H の結果のみしか示していないが、エネルギー吸収量も 12 秒付近までは良く一致している。これらはすべて C タイプに属し、しかも、 $\bar{\lambda}$ は非常に小さい。このような供試体は応答変位が小さく(すなわち、剛性が大きく)、弾性域と塑性域の境界変位付近での繰り返しが多く、ハイブリッド実験での誤差が蓄積されやすい供試体である。このため、入力後 2 秒程度で生ずる最大応答変位の実験値と解析値が良く合っているものの、徐々に両結果が離れていったものと考えられる。
3. U70-40HB の入力地震波は III種地盤用の地震波である。この場合、時刻歴については初めのうちは比較的良好に一致しているが、30 秒ぐらいから徐々に振動中心にずれが生じ、最終的には残留変位に $1.5 \delta_y$ 程度のずれが生じている。また、復元力もハイブリッド実験とは異なったループを描いている。しかしながら、エネルギー吸収量は復元力ループの違いと比較すると最終段階でも 15%以下の差となる。実験と解析結果が異なった理由として、前節で述べたような実験による誤差の蓄積があることと、2パラメータモデルでは、 δ_m を一度でも超えると劣化を開始するようなモデルであるので、 δ_m を超えるか超えないか付近までしか荷重が上昇しない供試体では、微妙な挙動を示す。試みに、 H_m を前よりも 5% 大きな値として骨格曲線を設定して応答解析を行った結果を図-5.14 に示す。これらの結果は、時刻歴、復元力ともにハイブリッド実験結果と良く合っていることが分かる。従って、このような供試体では H_m のわずかな差で大きく応答が変動するので、 H_m の取り方には十分注意が必要である。
4. 全体として本研究で提案した 2パラメータモデルを用いた応答解析結果は、ハイブリッド地震応答実験結果をよくシミュレートしていると考えられる。特に最大応答変位については非常に精度の良い結果を得ている。

- 1) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人: 繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.37A, pp.121-134, 1991.
- 2) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.38A, pp.105-117, 1992.
- 3) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集 Vol.39A, pp.235-247, 1993.
- 4) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.507/I-30, pp.99-108, 1995.1.

- 5) Kawashima, K. Macrae, G.A. and Hasegawa, K : The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Test, *Journal of Reserch*, Public Works Reserch Institute, Vol.29, March, 1992.
- 6) 富永知徳, 安波博道 : 厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.40A, pp.189-200, 1994.
- 7) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状研究小委員会 : 鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法, 1993.8.
- 8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会 : 鋼構造物の新技術に関する調査研究報告書 (I. 耐震設計に関する研究)・同資料集, 1994年3月.
- 9) Fukumoto, Y. and Lee, G.C. ed. : *Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading*, CRC Press, 1992.
- 10) Kawashima, K., MacRae, G.A., Hasegawa, K., Ikeuchi, T. and Oshima, K.: Ductility of Steel Bridge Piers from Dynamic Loading Tests. *Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading*, Y. Fukumoto and G. Lee, ed., CRC press, Florida, pp.149-162, 1992.
- 11) 才塚邦宏, 木曾英滋, 宇佐美 勉, 伊藤義人 : コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol.41A, 1995.
- 12) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美 勉 : 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, 第 507 号/I-30, pp.179-190, 1995.1.
- 13) 宇佐美 勉, 才塚邦宏, 木曾英滋, 伊藤義人 : ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, 第 519 号/I-32, pp.101-113, 1995.7.
- 14) 宇佐美 勉, 鈴木俊光, 伊藤義人 : 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集 へ投稿中.
- 15) 家村浩和 : ハイブリッド実験の発展と将来, 土木工学論文集, 第 356 号/I-3, 1985.4.
- 16) 日本建築学会 : 地震荷重—その現状と将来の展望, 丸善, 1987.
- 17) 秋山宏 : 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980.9
- 18) 村田義男編 : 鋼構造の耐震設計, オーム社, 1984.
- 19) 若林実著 : 耐震建築の設計, 彰国社, 1986.
- 20) S.K.Kunnath, A.M.Reinhorn, Y.J.Park : Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structure, *Journal of struct. engrg.*, Vol.116, No.4, pp.996-1017, 1990.4.
- 21) 伊藤 努 : 地震時の鋼製橋脚の損傷度評価に関する研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1992.
- 22) 寺田昌弘 : 強震時の鋼製橋脚の安全性評価法に関する研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1993.

- 23) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集 Vol.36A, pp.79-88, 1990.3.
- 24) 鈴木森晶，宇佐美勉：軸圧縮力と横力を受ける箱形断面柱の強度と変形能に関する解析的研究，構造工学論文集 Vol.41A, pp.265-276, 1995.
- 25) 鈴木森晶・宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，第 519 号/I-32, pp.115-125, 1995.7.
- 26) Mario Paz : *Structural Dynamics, Theory and Computation*, Van Nostrand Reinhold, 1990.
- 27) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説書（V 耐震設計編），丸善，1990.

5.3 基礎-構造物系の非線形動的相互作用

5.3.1 はじめに

本節では、橋梁を基礎を含む構造システムとして捉え、橋梁・上部工の応答に影響を与える基礎と構造物相互作用に関する一検討例を紹介する。特に、振動エネルギーと塑性率(ダクティリティ)の観点から基礎-構造物系の動的相互作用解析の重要性と塑性変形の局所化について述べる。

5.3.2 解析手法

解析対象とした系は、図5-15に示すような基礎構造物と上部構造物からなる系であり、この基礎-構造物系を非線形動的相互作用の影響を考慮した3自由度系、すなわち、橋軸直角方向に対する上部構造物の水平運動、基礎構造物のスウェイ運動およびロッキング運動によりモデル化を行なっている。この基礎-構造物系に対する運動方程式は、図5-16に示すような変形状態を仮定することにより、弾性系に対して式5-14のように与えられる[1,2]。なお、 k 、 k_H 、 k_R は弾性剛性であり、非線形応答解析となる場合においては復元力の項である $[K] \cdot \{Y\}$ をバイ・リニア型によりモデル化している[3]。各自由度の降伏強度については本来何らかの従属関係にあると考えられるがここではその影響は小さいとし、それぞれの自由度において独立と仮定した。応答解析手法には、最も一般的な手法であるNewmarkの β 法($\beta=1/6$)を用いた。特に、基礎-構造物系の非線形動的相互作用の影響を明らかにするため、各自由度に対し降伏復元力および塑性2次勾配をパラメトリックに変化させた解析を行った。

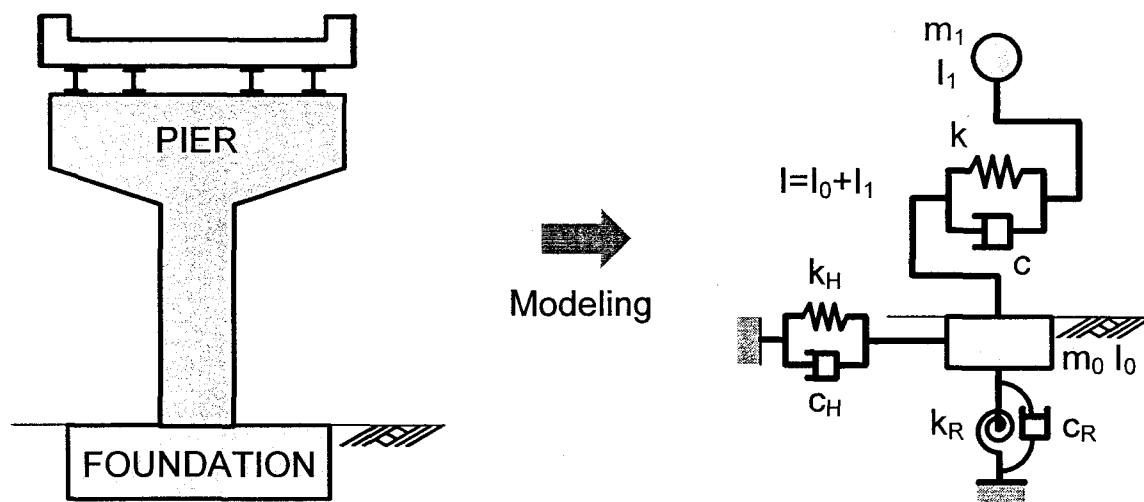


図5-15 対象構造物の簡易モデル化

5.3.3 解析モデル

対象とした解析モデルは、種地盤上に建設される橋軸方向700(c m)×橋軸直角方向900(c m)×深さ方向200(c m)の直接基礎とスパン30(m)、幅員10(m)の上部工を有する高さ1500(c m)の鋼製橋脚の橋梁である。モデル化を行った結

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = -[M]\{f\}\ddot{Z} \quad (5-14)$$

ここで

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c & -c & -cH \\ -c & c+c_H & cH \\ -cH & cH & cH^2+c_R \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k & -k & -kH \\ -k & k+k_H & kH \\ -kH & kH & kH^2+k_R \end{bmatrix}$$

$$\{Y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_0 \\ \theta \end{Bmatrix}, \quad \{f\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

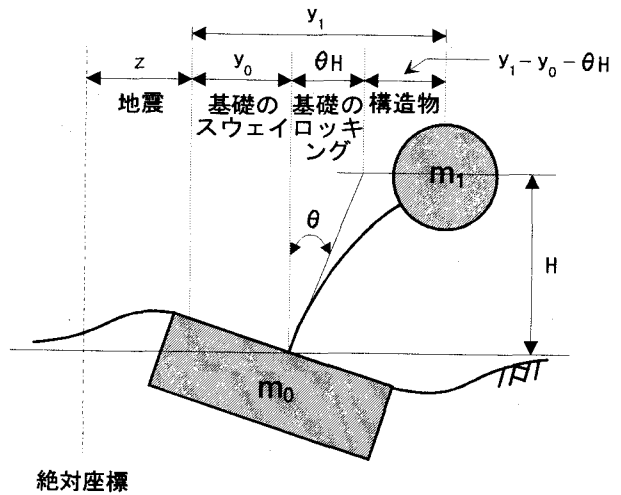


図 5-16 各質点の変位の関係

果，得られた上部構造物および基礎構造物の諸元を表 5-4 と表 5-5 に示す。また，上部構造物の減衰定数とバネ定数および地盤の減衰定数とバネ定数を表 5-6 に示す。なお，これらの定数については参考文献 [4] を参照されたい。

時刻歴応答解析に用いる時間増分を決定するため，先ず固有振動解析を行った。表 5-7 に示すように最小周期が 0.064(sec)であったことから，精度よく応答解析を行うために時間刻みを 0.001(sec)に設定した。また，復元力モデルであるバイ・リニアモデルに用いる基本塑性 2 次勾配を弾性剛性の 10 パーセントとした。地震波形は建設省土木研究所によって作成された道路橋の動的解析のための時刻歴応答解析用標準波形の中で弾性応答解析用 (レベル 1) および保有水平耐力照査用 (レベル 2) を用いた [5]。

表 5-4 上部構造物の諸元

重量 m_1	360 tonf
橋脚高 H	1500 cm
回転慣性 I_1	$3.09 \times 10^4 \text{ tonf} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^2$

表 5-5 基礎構造物の諸元

重量 m_0	315 tonf
橋軸方向の長さ	700 cm
橋軸直角方向の長さ	900 cm
回転慣性 I_0	$2.28 \times 10^4 \text{ tonf} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^2$

表 5-6 減衰定数およびバネ定数

構造要素		減衰定数	バネ定数
構造物		0.05	26 tf/cm
I 種	基礎のスウェイ	0.1	$2.22 \times 10^3 \text{ tf/cm}$
	基礎のロッキング	0.1	$4.49 \times 10^8 \text{ tf} \cdot \text{cm}$

表 5-7 固有値解析 (単位: sec)

	固有周期
	I 種地盤
1 次モード	0.798
2 次モード	0.075
3 次モード	0.064

5.3.4 解析結果および考察

(1) 弾塑性応答解析

図 5-17 から図 5-20 に I 種地盤のレベル 2 の加速度波形に対し得られた振

動エネルギーを、基礎を固定した場合の上部構造物の水平方向、および基礎を固定しない場合の上部構造物の水平方向、基礎構造物のスウェイ方向、基礎構造物のロッキング方向の順に示した。ここで、これらの図は(a)入力エネルギー、(b)消費エネルギーを示している。なお、入力エネルギーと消費エネルギーは弾性限ひずみエネルギー（ここで、 f_y は降伏復元力、 δ_y は降伏変位）により正規化を行っている。さらに、基礎を固定しない場合の弾塑性応答解析に用いたそれぞれの降伏復元力はレベル1の加速度波形をこの系に入力して弾性応答解析を行ったときの最大復元力であり、基礎を固定した場合の上部構造物の降伏復元力は上部構造物が基礎から受ける影響を検討するため、基礎を固定していない場合の上部構造物の降伏復元力と一致させた。

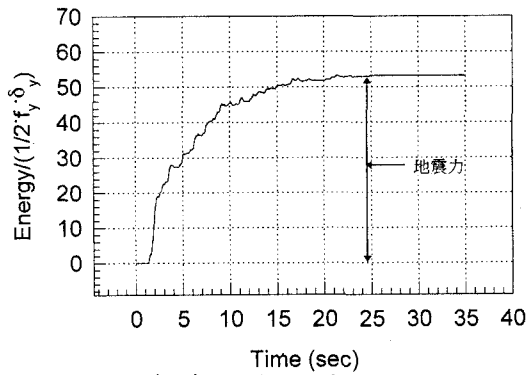
外部から入力される振動エネルギーは地震力のみであり、上部構造物の水平方向と基礎構造物のスウェイ方向に入力されていることがわかる（図5-18(a)と図5-19(a)）。また、基礎構造物のスウェイとロッキングに上部構造物から減衰力と復元力の反作用分に相当する振動エネルギーが入力されていることがわかる（図5-19(a)と図5-20(a)）。以上のことより、エネルギーの伝達のメカニズムは上部構造物の水平方向と基礎のスウェイ方向に地震力から振動エネルギーが入力され、その結果上部構造物に生じた減衰力と復元力が基礎構造物のスウェイとロッキングに反作用として入力されることがわかる。入力エネルギーが各自由度において運動エネルギー、履歴エネルギーおよび減衰エネルギーの消費エネルギーに変換され振動が行われている（図5-17～図5-20の(b)図）といえる。したがって、基礎の重心位置にスウェイとロッキングにおけるバネとダッシュポットが取り付けられているため、基礎のみの振動では入力した地震力により起らないロッキング運動が上部構造物の振動によって励起されていることがわかる。

(2) 復元力特性

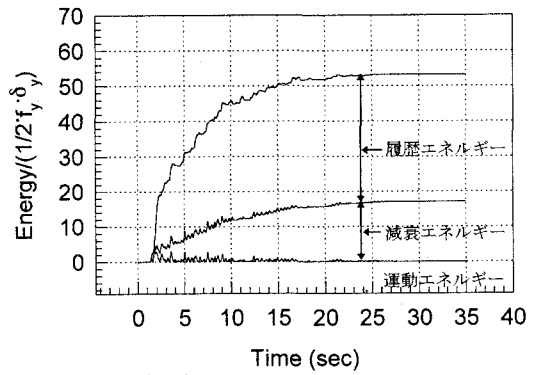
降伏後の基礎-構造物系の挙動に大きな影響を与える復元力特性に関するパラメータとして、降伏比強度と塑性2次勾配が上げられる。ここで、降伏比強度は、構造物の静的降伏応答と動的最大弾性応答の比であり、構造物の最大応答変位と密接な関係がある。一方、塑性2次勾配は材料のひずみ硬化等により生じるものであり、構造物としては不静定次数などにも影響される。

降伏比強度の影響

降伏復元力をパラメトリックに変化させた解析結果を図5-21(a)～(c)に示す。まず、I種地盤に対し、レベル1の入力波形を用いて弾性応答解析を行ったときの最大復元力を降伏復元力の基準値として設定した。次に、それぞれの降伏復元力をこの基準値に対して8割および6割と低減させ、レベル1の波形を入力し弾塑性応答解析を行った。その結果、得られた最大応答変位の絶対値を降伏変位で除した値（塑性率）を用いて示している。ただし、他の2自由度の降伏復元力は低減させずに基準値を用いた。ここで、(a)、(b)、(c)の順にそれぞれ上部構造物、基礎構造物のスウェイのおよび基礎構造物のロッキングに対するそ

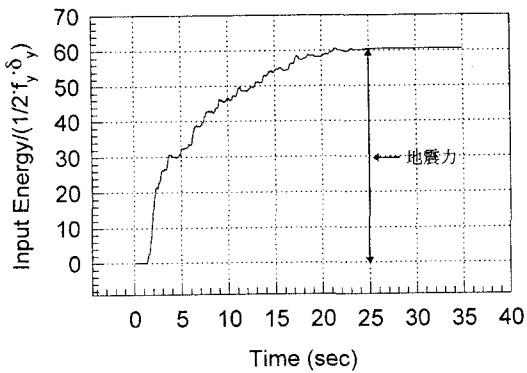


(a) 入力エネルギー

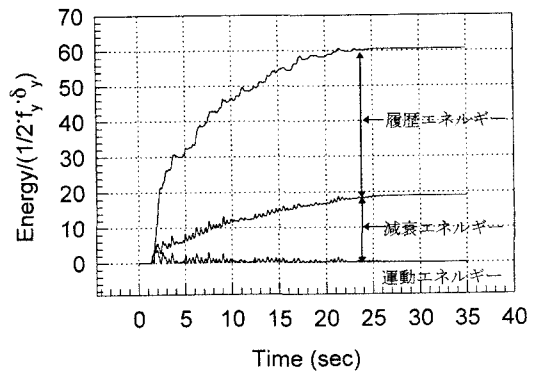


(b) 消費エネルギー

図5-17 基礎固定時の上部構造の応答

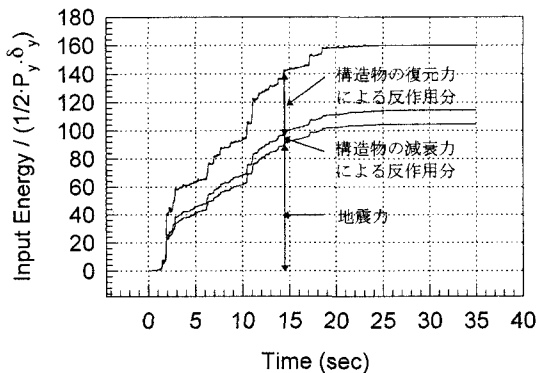


(a) 入力エネルギー

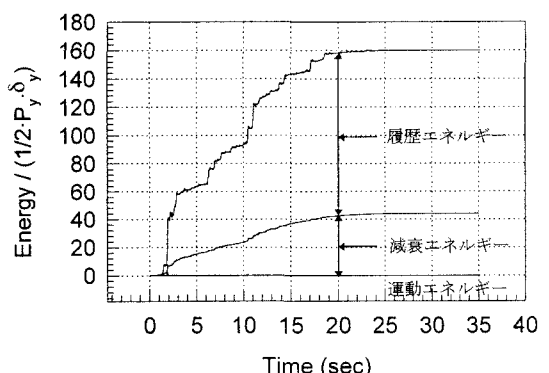


(b) 消費エネルギー

図5-18 基礎未固定時の上部構造の応答

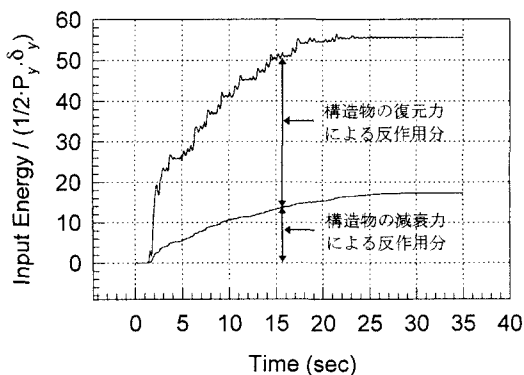


(a) 入力エネルギー

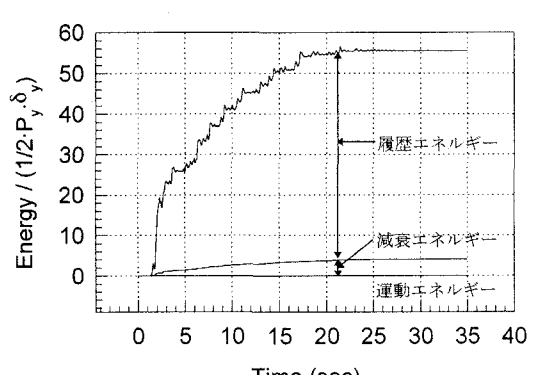


(b) 消費エネルギー

図5-19 基礎未固定時の基礎のスウェイの応答



(a) 入力エネルギー



(b) 消費エネルギー

図5-20 基礎未固定時の基礎のロッキングの応答

それぞれの降伏復元力を変化させた解析結果である。その結果、いずれの自由度を変化させた場合においても降伏復元力を低減させた自由度の最大塑性変形が増大し、他の自由度に関しては弾性応答していることがわかる。特に、降伏復元力を6割に低減させた場合において、その自由度に対する応答変位はそれぞれの降伏変位のおよそ2～5倍の大きな応答変位を生じており、基礎構造物のスウェイ振動（5.3倍）、基礎構造物のロッキング振動（3.9倍）、上部構造物の水平振動（1.8倍）の順となっている。したがって、基礎構造物のスウェイの降伏復元力を変化させた場合、上部構造物の水平振動や基礎構造物のロッキング振動に比べ塑性率が大きくなっていることがわかる。このようなことから、上部構造物の降伏復元力を小さくすることにより、基礎構造物のスウェイやロッキングの弾性応答をもっとも効率的に低減させることができることがわかる。

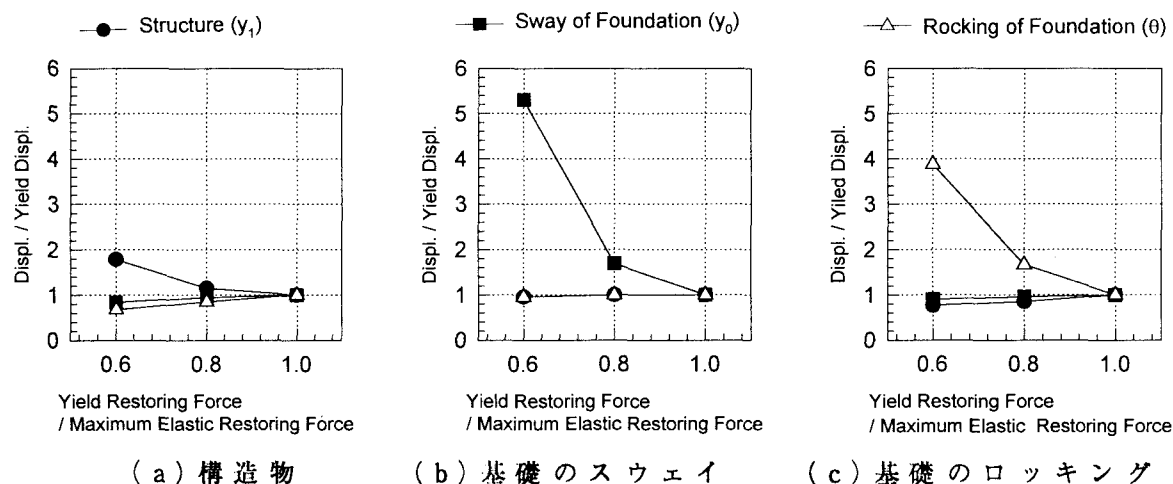


図 5-2.1 降伏強度の影響

塑性 2 次勾配の影響

塑性 2 次勾配をパラメトリックに変化させた解析結果を図 5-2.2 (a)～(c) に示す。これらの図は、I 種地盤に対して、上部構造物の水平方向、基礎のスウェイおよびロッキング方向の基本塑性 2 次勾配をそれぞれの弾性剛性の 10 パーセントとし、いずれかの塑性 2 次勾配のみを 0, 10, 20 パーセントとパラメトリックに変化させた場合の解析結果を示しており、降伏比強度の場合と同様に最大応答変位の絶対値を降伏変位で除した値（塑性率）で整理している。なお、レベル 1 の波形を入力し降伏レベルを決定した後、レベル 2 の波形を用いて弾塑性応答解析を行っている。ここで、(a), (b), (c) の順にそれぞれ上部構造物、基礎構造物のスウェイおよび基礎構造物のロッキングに対するそれぞれの塑性 2 次勾配を変化させた値（塑性率）を示している。これらの結果より、上部構造物の塑性 2 次勾配を大きくすることにより、上部構造物の応答変位は低減し、基礎構造物のロッキングの応答変位は増大していることがわかる。逆に、基礎構造物のロッキングの塑性 2 次勾配を大きくすることにより、基礎構造物のロッキングの応答変位は低減し、上部構造物の応答変位は増大していることがわかる。しかし、ここでは、基礎構造物のスウェイの応答変位は他の 2 つの変位の変化と比べてあ

まり変化がみられていない。さらに、基礎構造物のスウェイの塑性2次勾配を増加することにより、基礎構造物のスウェイの応答変位は低減され、上部構造物と基礎構造物のロッキングの応答変位は基礎のスウェイの応答変位の変化に対して小さいことがわかる。以上のことから、上部構造物の水平運動と基礎構造物のロッキング運動の間に大きな相互作用が存在することがわかる。一方、基礎構造物のスウェイ運動と上部構造物の水平運動および基礎構造物のロッキング運動との間の相互作用は小さいとことがわかる。この結果は、基礎構造物のスウェイバネとロッキングバネが基礎の重心に取り付けたモデル化に起因している。

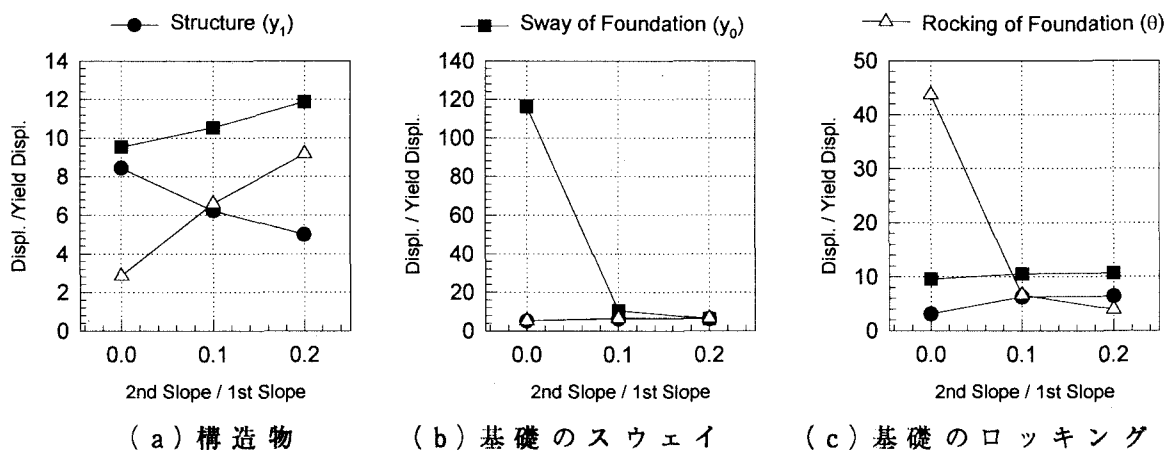


図5-2-2 塑性2次勾配の影響

5.3.5 許容塑性率の検討

基礎-構造物系の限界状態を評価する重要な指標の1つとして塑性率があげられる。一般に大きな塑性率を有する構造系ほど耐震性に優れていると言われる。塑性2次勾配と降伏復元力の関係をI種地盤のレベル2に対し上部構造物の水平運動、基礎のスウェイおよびロッキング方向のうち最大塑性率 μ が2, 4, 6, 8のそれぞれのケースに対して図示した結果が図5-2-3である。なお、横軸の塑性2次勾配は弾性勾配で無次元化し、縦軸の降伏復元力はI種地盤のレベル1を入力したときの最大復元力で無次元化してある。

この図から、大きな塑性率を許容することにより、降伏復元力の低減率を軽減することができることがわかる。さらに、所定の塑性率を確保するには塑性2次勾配の増加させることにより降伏復元力を低減させることが可能であることがわかる。また、塑性2次勾配が10パーセント以下の範囲において急激な塑性率の変化がみられ、特に、許容塑性率が大きいほど変化の割合が顕著であることがわかる。したがって、所定の塑性率を確保するには、降伏復元力のみではなく塑性2次勾配も考慮した変形性能評価を行う方が合理的である。

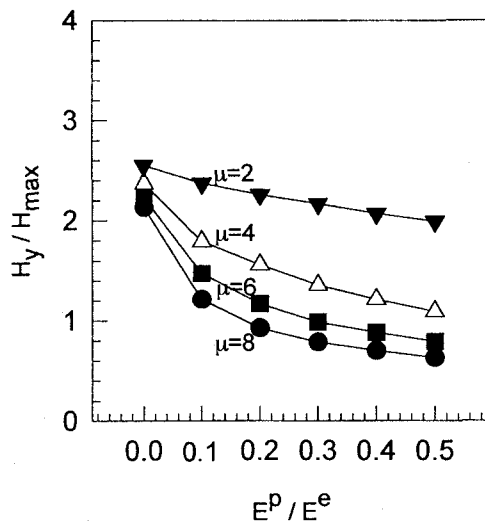


図5-2-3 許容塑性率

5.3.6 まとめ

基礎-構造物系に対し動的相互作用解析の重要性を示すため、基礎と構造物を簡略な3自由度系にモデル化を行い、各自由度に対して降伏復元力と塑性2次勾配をパラメトリックに変化させた応答解析例を紹介した。

一般的に橋脚の応答解析に用いられる1質点系モデルを基礎構造物のスウェイ運動とロックンク運動を考慮した3自由度系モデルに拡張することにより、上部構造物の運動と基礎構造物の運動が相互に与える動的相互作用の影響を振動エネルギーおよび塑性率の観点から検討可能である。特に、上部構造物の水平運動と基礎構造物のロックンク運動の間の相互作用が顕著であることを示した。また、塑性変形は、強度の低い構造要素に集中する。したがって、基礎-構造物系に対し塑性変形を生じるような非常に大きな地震力を受けた場合には上部構造物の降伏比強度を小さくすることにより、基礎の塑性変形を効果的に低減させることが可能であるといえる。

今後の課題として、基礎に対するスウェイとロックンク方向のバネの降伏強度の依存性を考慮することにより、さらに詳細な相互作用を明らかにする必要がある。さらに、現行の設計において構造物と基礎の終局状態の取り扱いは統一されていない。したがって、基礎-構造物系の動的相互作用を考慮したバランスのとれた設計法の確立が望まれる。

参考文献

- [1] 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，1986.6.
- [2] 田辺行人，品田正樹：解析力学 第3版，裳華房，1990.6.
- [3] 村田雅人：弾・塑性材料の力学入門，日刊工業新聞社，1993.9.
- [4] 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.42A，1996.3，pp.593-602.
- [5] (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V-耐震設計編，丸善，1990.2.

5.4 鋼材およびコンクリート材料の繰返し応力-ひずみ関係を用いた解析法

5.4.1 解析方法の概要と解析例

A 解析方法の概要

ここでは、柱やラーメンなどの平面骨組のための有限要素法に基づいた動的弾塑性解析法について述べる。この方法は、本質的には、一般的な静的弾塑性有限変位解析法と同様で、Update-Lagrange型の増分理論に基づいた有限変位問題の解析法である。ただし、慣性力および減衰力を含んだ非線形の運動方程式を、有限要素法の手順により定式化して、修正ニュートンラフソン法とニューマークの β 法によって時間ステップごとに解き、変位、速度、加速度などを求めている。もちろん、静的解析の場合と異なり、鋼材およびコンクリートの材料特性には、繰返しの弾塑性応力-ひずみ関係を採用する必要がある。

鋼材の非弾性領域までの繰返し応力-ひずみ関係は、弾性係数、降伏応力度、ひずみ硬化に加えて、バウシinger効果などのさらに複雑な性状を呈することが知られている。ここでは、最も基本的なモデルとして、図-5.24に示すような降伏、ひずみ硬化を考慮したバイリニア型の応力-ひずみ関係を採用する。ただし、非弾性領域から除荷が生じた場合には、初期弾性勾配に従う経路をたどるものとしている。

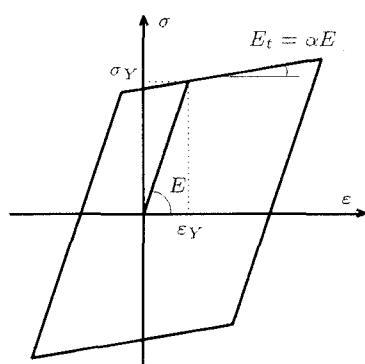


図-5.24 鋼材の応力-ひずみ曲線

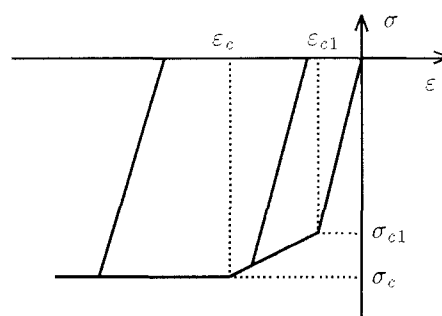


図-5.25 コンクリートの応力-ひずみ曲線

また、鋼製橋脚の基部にコンクリートを充填した場合のように、コンクリート材料を同時に用いる場合には、コンクリートの応力-ひずみ関係についても、圧縮試験で得られた応力-ひずみ曲線を図-5.25のようなトリリニア型の応力-ひずみ関係に近似して採用する。ただし、引張応力には抵抗しないものとし、また、圧縮側の非弾性領域において除荷が生じた場合には、初期弾性経路をたどるものとしている。

解析に際しては、平面骨組を有限要素に分割し、さらに有限変位問題の定式化に必要な各要素のひずみエネルギーの評価および断面の弾塑性の判定のために、1つの有限要素を、図-5.26に示すように、さらに長手方向および断面において細分割する。また、中詰めコンクリートがある場合については、これも分割断面の一部として考慮する。ただし、コンクリート部と鋼箱形断面とは平面保持の仮定が成り立つものとする。

ここで述べる解析方法の基礎となる増分理論および有限変位問題の有限要素法による定式化については他書^{1),2)}に譲ることにして、以下では、修正荷重増分法による動的応答解析法の手順についての

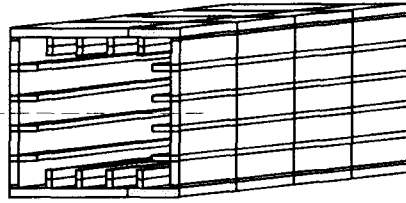


図-5.26 部材の要素細分割状況

み説明する.

B 修正荷重増分法による動的応答解析

B.1 運動方程式の数値積分 今, 時刻 t_n の運動方程式のつり合いが, 次式のように求まっているものとする.

$$I_n + R_n + H_n = F_n \dots\dots\dots (5.15)$$

ここに, I_n, H_n, R_n, F_n はそれぞれ, 時刻 t_n における慣性力, 復元力, 減衰力および外力の列ベクトルである. 同様に, 時刻 t_{n+1} の運動方程式のつり合いは次式で与えられる.

$$I_{n+1} + H_{n+1} + R_{n+1} = F_{n+1} \dots\dots\dots (5.16)$$

式(5.16)から式(5.15)を引いて, 次のような増分形の運動方程式が得られる.

$$I + H + R = F \dots\dots\dots (5.17)$$

ここに, 増分慣性力 I , 増分減衰力 H , 増分復元力 R が, 増分変位 D の関数として近似的に, 次のように表されるものと仮定する.

$$R = k_n D \dots\dots\dots (5.18-a)$$

$$H = C \dot{D} \\ = C \left\{ \frac{1}{2\beta\Delta t} D - \frac{1}{2\beta} \dot{D}_n - \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{D}_n \right\} \dots\dots\dots (5.18-b)$$

$$I = M \ddot{D} \\ = M \left(\frac{1}{\beta\Delta t^2} D - \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{D}_n - \frac{1}{2\beta} \ddot{D}_n \right) \dots\dots\dots (5.18-c)$$

ここに, K_n は時刻 t_n における接線剛性マトリックスであり, 幾何学的非線形性, 材料非線形性を考慮して, 前節の増分理論によって導かれ, 標準的な有限要素法の手順によって定式化されたものである. また, M は回転慣性の影響も考慮した等価質量マトリックス, C は減衰マトリックスであり, 平均加速度法を用いた場合に $\beta = 1/4$ となる. \ddot{D} は増分加速度を, Δt は時刻 t_n から t_{n+1} までの時間増分を示している. 式(5.18-c)の()内の項は, ニューマークの β 法の公式

$$D_{n+1} = D_n + \Delta t \dot{D}_n + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{D}_n + \beta \Delta t^2 (\ddot{D}_{n+1} - \ddot{D}_n) \dots\dots\dots (5.19)$$

において

$$\left. \begin{aligned} D &= D_{n+1} - D_n \\ \dot{D} &= \dot{D}_{n+1} - \dot{D}_n \\ \ddot{D} &= \ddot{D}_{n+1} - \ddot{D}_n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.20)$$

として式(5.19)を変形すれば得られる。式(5.17)に式(5.18-a), (5.18-b), (5.18-c)を代入して整理すれば,

$$(K_n + \frac{1}{2\beta\Delta t}C + \frac{1}{\beta\Delta t^2}M)D = F - H^{(0)} - I^{(0)} \dots\dots\dots (5.21)$$

となる。ここに、 $H^{(0)}, I^{(0)}$ は式(5.18-c)において $D = \mathbf{o}$ に対する見かけ上の外力で次式で与えられる。

$$H^{(0)} = C\{-\frac{1}{2\beta}D_n - (\frac{1}{4\beta} - 1)\Delta t\ddot{D}_n\} \dots\dots\dots (5.22-a)$$

$$I^{(0)} = M(-\frac{1}{\beta\Delta t}D_n - \frac{1}{2\beta}\ddot{D}_n) \dots\dots\dots (5.22-b)$$

式(5.21)を解くことによって、まず第一次増分変位 $D^{(1)}$ が求まる。この $D^{(1)}$ より断面力を計算し、復元力(内力)に相当する増分荷重増分変位ベクトル $R^{(1)}$ 、増分減衰力ベクトル $H^{(1)}$ および増分慣性力ベクトル $I^{(1)}$ を求め、式(5.17)に代入すると、接線剛性を仮定したことにより外力との不釣り合いを生ずる。そこで、不釣り合い量とエネルギー的に等価な残差不平衡力

$$\Gamma^{(1)} = F - R^{(1)} - H^{(1)} - I^{(1)} \dots\dots\dots (5.23)$$

を逐次載荷することにより修正する。この残差不平衡力 $\Gamma^{(i)}$ がゼロになるまで収れん計算を行うわけであるが、式(5.21)を一般的な形で示せば、

$$(K_n + \frac{1}{2\beta\Delta t}C + \frac{1}{\beta\Delta t^2}M)D^{(i+1)} = F - R^{(i)} - H^{(i)} - I^{(i)} \dots\dots\dots (5.24)$$

となる。収れん計算は、

$$(K_n + \frac{1}{2\beta\Delta t}C + \frac{1}{\beta\Delta t^2}M)D^{(i+1)} = \Gamma^{(i)} \dots\dots\dots (5.25)$$

において、 $D^{(i+1)} \cong \mathbf{o}$ となるまで行われる。ここで、

$$D = \sum_1^i D^{(i)} \dots\dots\dots (5.26)$$

である。以上、数値積分の方法を述べてきたが、収れん計算の概念を図-5.27に示す。図中ではマトリックスの記号は省略して示してある。

B.2 応答解析の計算手順 修正荷重増分法によって動的応答解析を行うための数値積分の方法を述べ、また収束計算の過程を図-5.27に示した。以下では実際の応答解析における収束計算の方法を要約する。

B.2.1 初期値の設定

1. 構造形状、断面諸量に関するデータを読み込み、質量マトリックス M を構成する。
2. 座標、断面の応力状態、変位などの初期値を設定する。

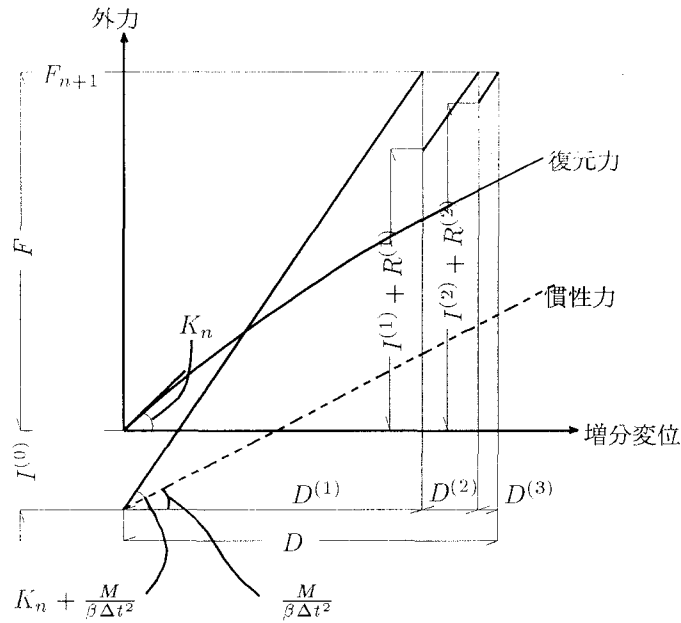


図-5.27 修正荷重増分法の取れん計算の概念

B.2.2 収束計算の準備

1. 時刻 t_n の座標値，断面の応力をもとに接線剛性マトリックス K_n を構成し，次式を計算する．

$$K_n^* = K_n + \frac{1}{2\beta\Delta t}C + \frac{1}{\beta\Delta t^2}M \dots\dots\dots (5.27)$$

2. 外力ベクトルに相当する式(5.21)の右辺を求め，これを解いて第一次増分変位ベクトル D を計算する．
3. $i = 0$ とする．

B.2.3 収束計算の開始

1. $i = i + 1$
2. 式(5.26)を用いて，増分変位ベクトル D を求める．
3. 第 i 次増分慣性力ベクトル $I^{(i)}$ および D をもとに断面の応力状態を決定し，第 i 次増分相当荷重成分（復元力）ベクトル $R^{(i)}$ を求める．

4. 収束条件

$$\sum_{k=1}^n D_k^{(i)} \cdot D_k^{(i)} / \sum_{k=1}^n D_k \cdot D_k < tolerance \dots\dots\dots (5.28)$$

を満足しているか否かを調べる．もし，満足していれば B.2.4へ進む．ここで，*tolerance* とは収束判定パラメータであり，通常は 0.001 程度を用いる．

5. $i > imi$ ならば，崩壊状態か否かを調べる．もし崩壊状態でなければ， $\Delta t = \Delta t / 2$ として再び B.2.2へ戻る．崩壊状態ならば計算をストップする．ここに，*imi* は収束回数の制限値であり，通常は 15 程度にしている．
6. 第 i 次残差不平衡力ベクトル $\Gamma^{(i)}$ を計算し，式(5.24)を解いて，第 $(i+1)$ 次増分変位ベクトル $D^{(i+1)}$ を求め，B.2.3へ戻る．

B.2.4 諸量の記憶

1. 時刻 t_{n+1} の変位, 速度, 加速度ベクトルを次式により計算し記憶する.

$$D_{n+1} = D_n + D \dots\dots\dots (5.29-a)$$

$$\ddot{D}_{n+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}D - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{D}_n - \frac{1-2\beta}{2\beta}\ddot{D}_n \dots\dots\dots (5.29-b)$$

$$\dot{D}_{n+1} = \dot{D}_n + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{D}_n + \ddot{D}_{n+1}) \dots\dots\dots (5.29-c)$$

2. 時刻 t_{n+1} の座標値, 断面の応力等の諸量を記憶して, $t_{n+1} < t_{end}$ ならば, $n = n + 1$ として次のステップ B.2.2へ進む.
3. 断面の急激な塑性変形のために, 定義した収束回数内で計算が収束しない場合が考えられる. 通常外力としては, 地震記録加速度波形が用いられる場合が多いので, 加速度波形の記録時間ステップの 1/2 に時間きざみを小さくしても収束しない場合には, 構造系が崩壊したとして計算を終了する.

C 鋼製橋脚の解析例

以下には, 上述の弾塑性地震応答解析法を用いて, 鋼製橋脚モデルがレベル 2 地震を受ける場合の解析例を示す.

解析モデルは, 図-5.28に示すような橋脚頂部に上部構造の質量を有し, またその死荷重反力分の鉛直荷重を橋脚頂部に受ける片持ち柱モデルである. その断面形状は同図のような箱形断面とし, 基部付近にコンクリートの中詰めした場合も検討した. 箱形断面の鋼板の幅は 2m, 板厚は 50mm の無補剛とし, 橋脚の高さは 20m とした. ただし, 橋脚鋼板の降伏応力度は 2400kgf/cm^2 , ひずみ硬化係数 $\alpha = 0.01$, コンクリートの圧縮強度は 200kgf/cm^2 としている. 鉛直荷重は, 鋼断面の降伏軸力に対して 0.1 倍の大きさとした.

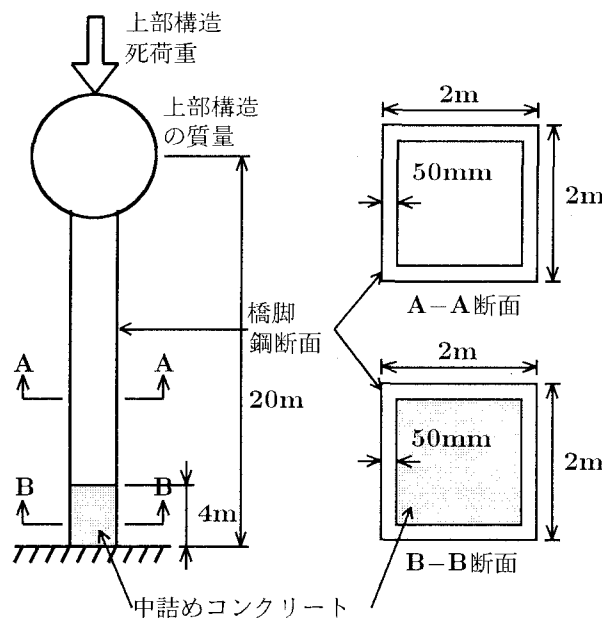


図-5.28 鋼製橋脚モデル

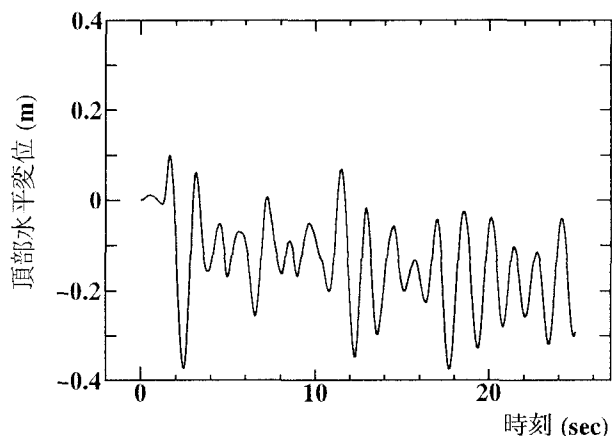


図-5.29 橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線（中詰めコンクリートなし）

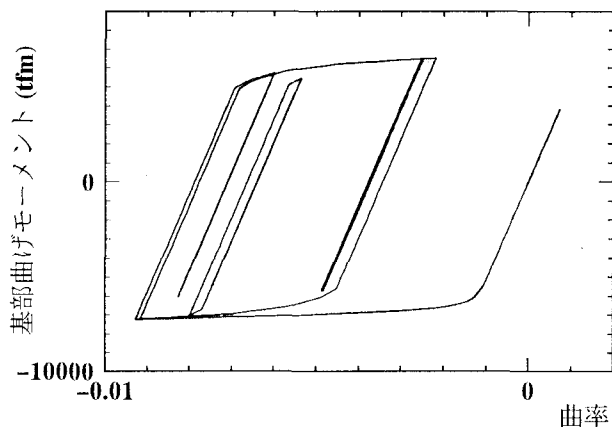


図-5.30 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係（中詰めコンクリートなし）

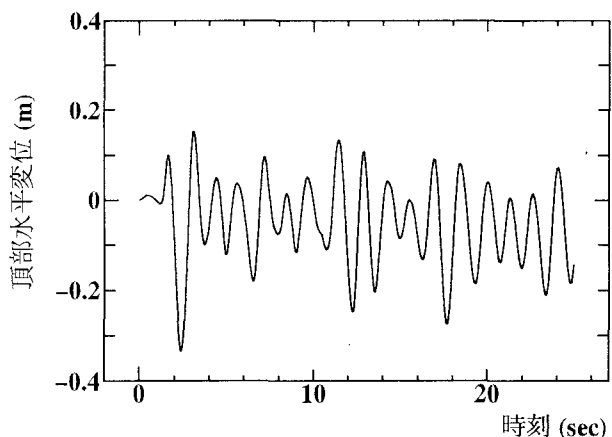


図-5.31 橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線（中詰めコンクリート有り）

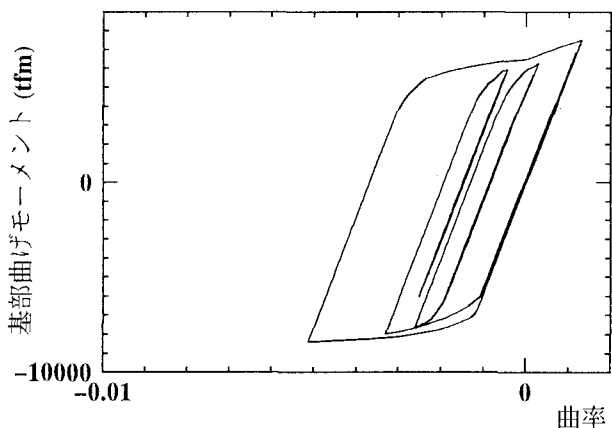


図-5.32 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係（中詰めコンクリート有り）

この解析例に用いた減衰マトリックスは質量比例型で、弾性状態の1次固有振動モードに対する減衰定数の大きさを5%とし、弾性・弾塑性状態に関わらず一定の減衰マトリックスを用いた。これは、減衰マトリックスで考慮される減衰は、構造減衰、摩擦減衰などを表すものであり、材料の塑性化に伴う履歴減衰は解析において別途考慮されるので、このように仮定した。

図-5.29および図-5.30は、それぞれ中詰めコンクリートがない鋼製橋脚モデルについての橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線および橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係を示している。一方、図-5.31および図-5.32は、それぞれ基部から橋脚高さの20%の4mまでコンクリートを中詰めした鋼製橋脚モデルについての橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線および橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係を示している。

中詰めコンクリートの有無が橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線に及ぼす影響はあまりないが、橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係においては、中詰めコンクリートを有する場合には、基部断面の塑性化の程度が小さくなっていることがわかる。

また、図-5.33および図-5.34は中詰めコンクリートを有する場合の橋脚基部最外縁鋼フランジの応力-ひずみ関係および橋脚基部中詰めコンクリート最外縁部の応力-ひずみ関係を示している。こ

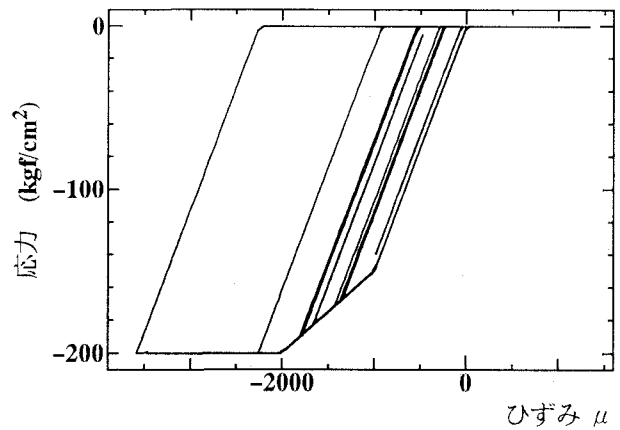
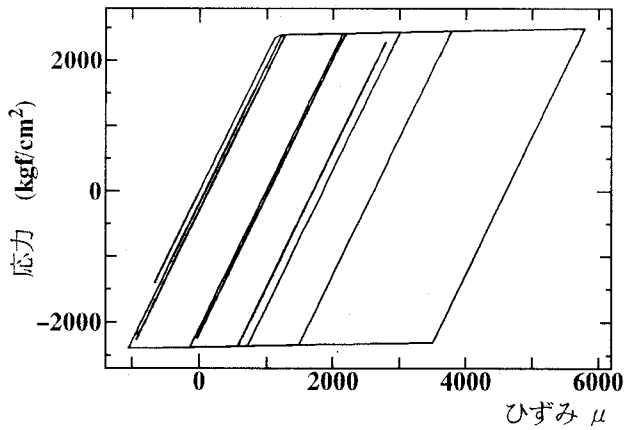


図-5.33 基部鋼フランジの応力-ひずみ関係

図-5.34 基部コンクリート最外縁の応力-ひずみ関係

これらの図から、解析で設定したように、鋼材ではバイリニア型、コンクリート材料では引張側には抵抗しないトリリニア型の繰り返し弾塑性応力-ひずみ関係を描いていることが確認できる。

5.4.2 鋼製橋脚柱モデルと高架橋橋脚全体系の解析

A まえがき

ここでは、図-5.35に示すような中間橋脚をもつ2径間連続高架橋が橋軸方向地震入力を受ける場合を考える。一般に、このような橋脚に着目した地震応答解析を実施する場合には、この構造系を図-5.36に示すように橋脚頂部に上部構造の質量を有し、またその死荷重による支点反力分の鉛直荷重を橋脚頂部に受ける片持ち柱にモデル化する。しかし、レベル2のような大地震を受ける場合にも、このようなモデル化が妥当性であるかを確かめるために、まず、図-5.35の構造全体系と図-5.36の片持ち柱の両方の系の地震応答の比較を、前述の鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮した有限変位弾塑性動的応答解析法を用いて行う³⁾。

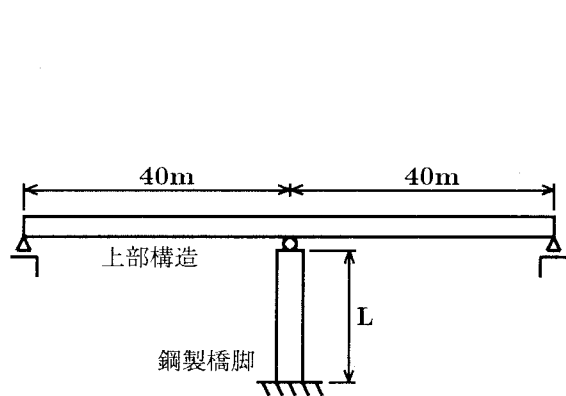


図-5.35 上部構造と鋼製橋脚の構造全体系モデル

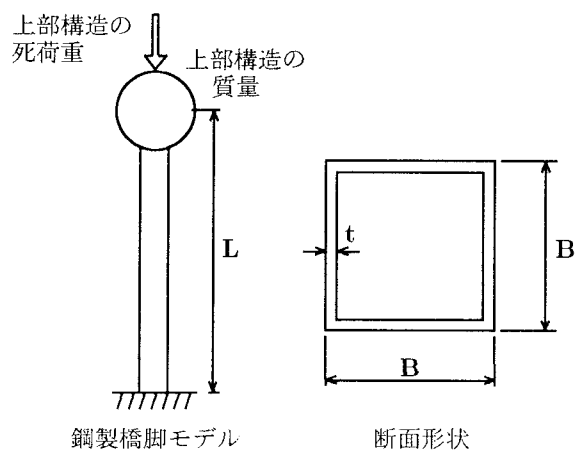


図-5.36 片持ち柱モデル

B 解析モデル

図-5.35のモデルにおいて、中間橋脚は基部を完全固定とした単柱形式の鋼製橋脚とし、上部構造の両端部はローラー支承、橋脚部はヒンジ支承とする。上部構造の橋長は80mとし、その総重量は5.88MNと仮定した。したがって、中間橋脚の支点反力は約3.63MNとなる。また、構造全体系の解析では、上部構造の桁高の影響を考慮し、上部構造とヒンジ支承の間に長さ1mのオフセット部材を挿入している。

有限要素解析における柱の要素分割数は10とし、構造全体系解析モデルでは、上部構造もはり柱要素とし、全長を8要素に分割した。また、ここでは、粘性減衰としては質量比例型を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h = 2\%$ を基準とした。

鋼製橋脚は、高さ $L = 20\text{m}$ の正方形箱型等断面とし、その断面は道路橋示方書・同解説（II 鋼橋編，V 耐震設計編，以下，道示II，Vとする。）^{4),5)}に基づいて概略設計した。つまり、地盤条件はI種地盤とし、橋脚基部断面に対して、慣性力による曲げモーメントと軸力による応力度が道示IIの安定性の照査式を満足する（照査式の値が約0.5程度になる）ようにした。ただし、基準断面の鋼種はSS400相当、降伏応力度 $\sigma_Y = 235\text{MPa}$ でひずみ硬化係数はゼロとした。また、入力地震波は橋軸方向のみに作用させ、断面には一方向のみの曲げモーメントが生じる場合を考える。

表-5.8 鋼製橋脚モデルのパラメーターと断面特性

細長比パラメーター $\bar{\lambda} = 0.541$, 幅厚比パラメーター $\bar{R} = 0.684$, 橋脚高さ $L = 20\text{m}$ 鉛直荷重 $P = 3.63\text{MN}$, $P/P_Y = 0.038$ (P_Y : 基準断面の降伏軸力)							
	鋼種	B (m)	t (mm)	M_Y (MNm)	ϕ_Y ($\times 10^{-3}$)	σ_Y (MPa)	H_Y (MN)
断面特性	SS400	2	52	58.0	1.099	235	2.90
降伏水平力 $H_Y = M_Y/L$, M_Y, ϕ_Y : 軸力を考慮した降伏曲げモーメント, 降伏曲率							

表-5.9 解析モデルの固有周期と支配振動モード

次数	片持ち柱モデル	構造全体系モデル
1	1.114s 柱曲げ1次	1.128s 橋脚曲げ1次
2	0.077s 柱縦1次	0.862s 桁逆対称曲げ1次
3	0.044s 柱曲げ2次	0.558s 桁対称曲げ1次

C 解析結果

対象とした高架橋橋脚モデルを片持ち柱にモデル化することの妥当性を調べるためには、図-5.35のような上部構造と橋脚の構造全体系で解析した場合と、これを図-5.36のような片持ち柱にモデル化して解析した場合の結果を比較する必要がある。

まず、全体系モデルと片持ち柱モデルについて、1～3次までの弾性時固有周期とそのときの支配

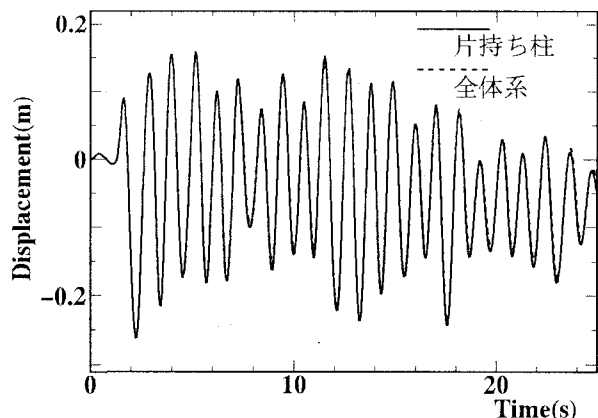


図-5.37 橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線

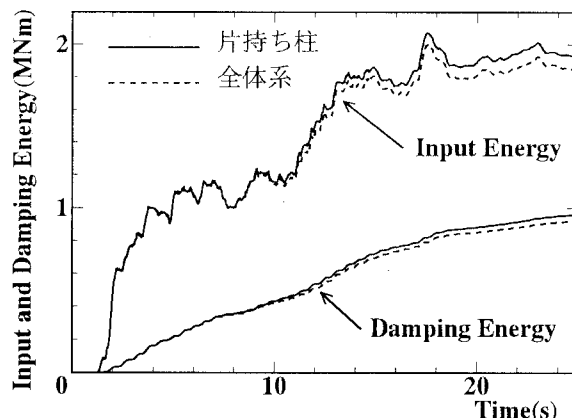


図-5.38 累積エネルギーの時刻歴曲線

的な振動モードを表-5.9に示す。この表から、全体系モデルと片持ち柱モデルの1次固有周期は同程度の値であり、いずれも同じ振動モードを有していることがわかる。しかし、2、3次では、それぞれの解析モデルでまったく異なった固有周期と振動モードを有している。

次に、図-5.35に示す構造全体系と図-5.36に示す片持ち柱に対して、応答解析を実施した場合の橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線を図-5.37に示す。いずれも橋脚部は等断面、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h = 2\%$ としている。縦軸は橋脚頂部の水平変位、横軸は時間であり、実線は片持ち柱、点線は構造全体系の結果である。また、図-5.38はエネルギー累積時刻歴曲線の比較である。縦軸は外力による累積入力エネルギー量および粘性減衰によって消費される累積エネルギー量を表している。2つの解析モデルの1次固有周期にわずかな違いがあるために、図-5.38の約10秒以降のエネルギー応答にわずかな差異が認められる。しかしこれらの図から、橋軸方向地震を受ける構造全体系の結果はこれをモデル化した片持ち柱の結果にほぼ一致しており、図-5.35の構造全体系を図-5.36のような片持ち柱にモデル化することによって、入力エネルギー量などの弾塑性動的応答性状を十分明らかにすることができると言える。

5.4.3 免震支承を有する高架橋橋脚全体系の解析

A まえがき

兵庫県南部地震に際しては、多くの橋梁や高架橋において、支承や橋脚に損傷が生じた。その理由は、支承の耐震設計で考慮しているよりもかなり大きい力が支承を介して、橋脚に伝達されたためであると考えられている。

これに対して、ゴム支承により高架橋の上部構造と下部構造を柔らかく結合し、また、ダンパーにより地震エネルギーを吸収する効果のある免震支承を有する高架橋では、被害がほとんどなかったとの報告もなされている。

ここでは、前述の弾塑性動的応答解析法を用いて、高架橋橋脚全体系モデルに免震支承を適用した場合の免震効果を、通常の鋼製支承を有するモデルの結果と比較検討する。

B 解析モデル

ここでは、図-5.39に示すような2径間連続高架橋を対象とした。上部構造の重量は600tfとし、外側と中間橋脚の断面は、断面二次モーメントの比が1:2となるように断面を決定した。

免震支承は、上部構造と中間橋脚および外側橋脚との間に水平ばねを設け、このばねが図-5.40に示すようなバイリニア型の復元力特性を持つ支承としてモデル化した。免震支承との比較のために、中間橋脚上を固定支承、両端を可動支承とした場合も考えた。橋脚の高度は20mで、橋脚基部は完全固定とした。橋脚の断面諸元および免震支承のばね特性を表-5.10に示す。免震支承のばね特性は、道路橋の免震設計法マニュアル(案)⁶⁾に従って概略設計した値を用いた。なお、解析においては、I種地盤用レベル2の地震波を橋軸方向に作用させた。

表-5.10 免震支承のばね特性と橋脚の断面諸元

	免震支承のばね特性		B (m)	t (m)
	k_1 (tf/m)	k_2 (tf/m)		
外側橋脚	0.4×10^2	0.2×10^2	2.0	0.025
中間橋脚	1.6×10^3	0.6×10^3	2.0	0.050

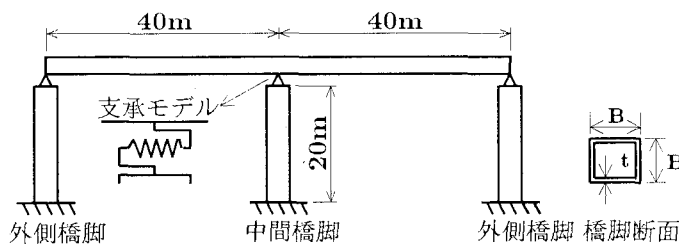


図-5.39 2径間連続高架橋モデル

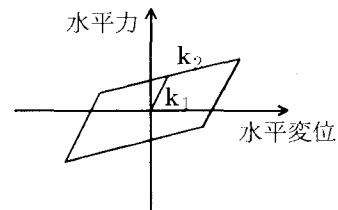


図-5.40 免震支承の復元力特性

C 応答解析結果

C.1 水平変位応答 図-5.41は、中間橋脚部を固定支承、外側橋脚を可動支承とした場合、図-5.42は、免震支承を有する高架橋の場合の上部構造の水平変位の時刻歴曲線を示している。この図から、免震支承を有する場合には上部構造の水平変位は通常の固定、可動支承を有する場合の変位よりも大きくなることわかる。

C.2 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係 図-5.43-aおよび図-5.43-bは、中間橋脚部を固定支承、外側橋脚部を可動支承とした場合の中間橋脚および外側橋脚の基部に作用する曲げモーメントと曲率の関係を示している。この図から、中間橋脚に作用する水平力は非常に大きく、この橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係は大きな履歴ループを描いていることがわかる。これに対して、外側橋脚部は可動支承となっていることから、この橋脚には地震力が作用しないので、曲げモーメントも生じていない。

一方、図-5.44-aおよび図-5.44-bは、免震支承を有する高架橋の中間橋脚および外側橋脚の基部に作用する曲げモーメントと曲率の関係を示している。この図から、免震支承を有する場合には、中

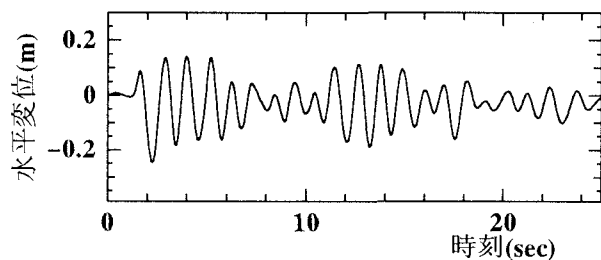


図-5.41 可動-固定支承を有する上部構造水平変位の時刻歴曲線

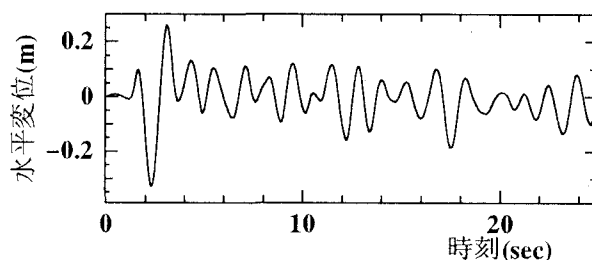


図-5.42 免震支承を有する上部構造水平変位の時刻歴曲線

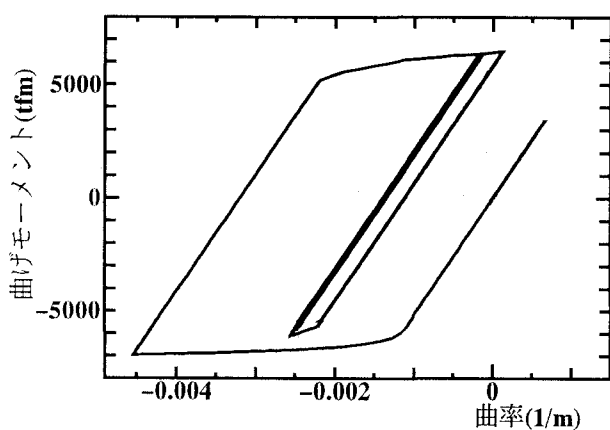


図-5.43-a 中間橋脚の曲げモーメント-曲率関係

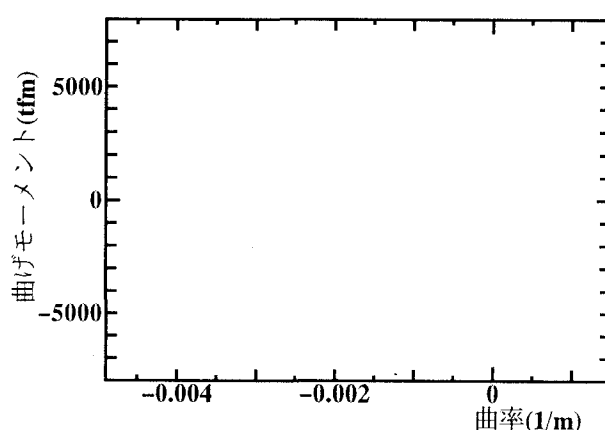


図-5.43-b 外側橋脚の曲げモーメント-曲率関係

図-5.43 可動-固定支承を有する橋脚の曲げモーメント-曲率関係

間橋脚と外側橋脚の両方に地震力が伝達されるが、その大きさは小さいので、どちらの橋脚とも塑性化していないことがわかる。

C.3 橋脚基部の水平力の時刻歴曲線 図-5.45は中間橋脚部を固定支承、外側橋脚部を可動支承とした場合の中間橋脚の基部に作用する水平力の時刻歴曲線である。この図からも、中間橋脚に作用する水平力は非常に大きいことがわかる。

これに対して、図-5.46-aおよび図-5.46-bは、免震支承を有する高架橋の中間橋脚および外側橋脚の基部に作用する水平力の時刻歴曲線である。この図から、免震支承を有する場合には、中間橋脚と外側橋脚の両方に地震力が伝達されるが、免震支承を有しない場合に比較して、その大きさは十分小さい。

C.4 免震支承に作用する水平力-水平変位関係 図-5.47-aおよび図-5.47-bは中間橋脚および外側橋脚の免震支承の水平力-水平変位関係を示している。この図から、中間橋脚に作用する水平力は外側橋脚に作用する水平力よりも大きい、いずれも履歴ループを描くことによって地震によるエネルギーを吸収していることがわかる。

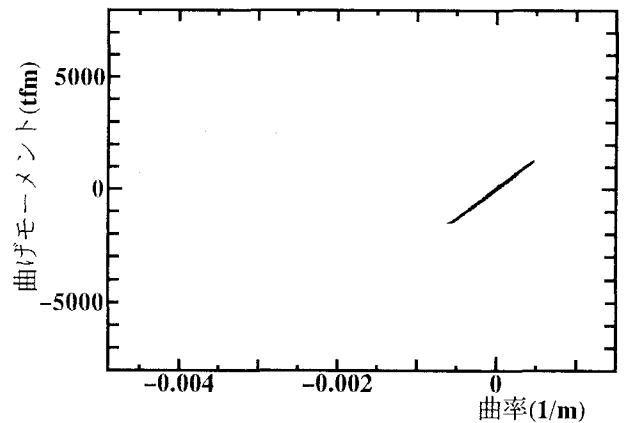
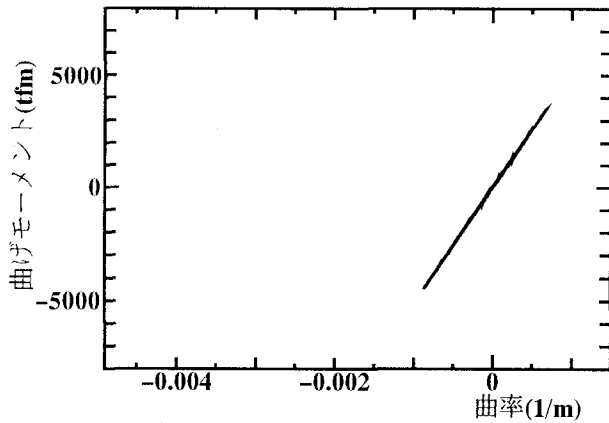


図-5.44-a 中間橋脚の曲げモーメント-曲率関係

図-5.44-b 外側橋脚の曲げモーメント-曲率関係

図-5.44 免震支承を有する橋脚の曲げモーメント-曲率関係

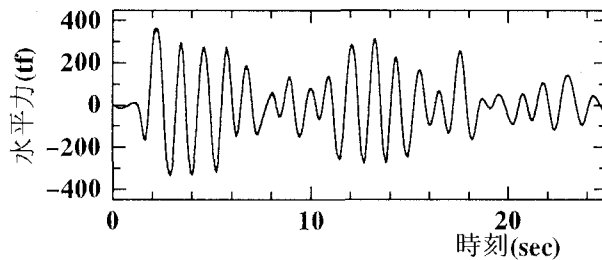


図-5.45 固定支承を有する橋脚に作用する水平力の時刻歴曲線

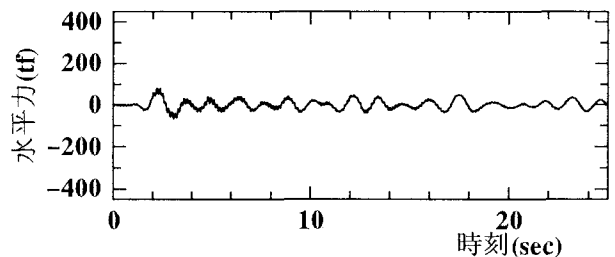
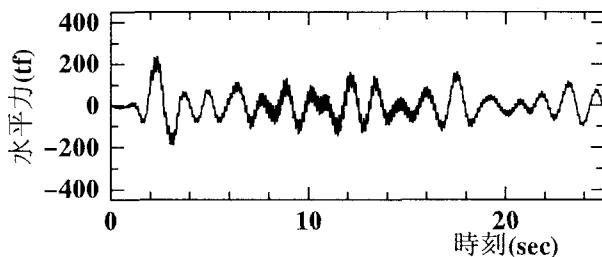


図-5.46-a 中間橋脚に作用する水平力の時刻歴曲線

図-5.46-b 外側橋脚に作用する水平力の時刻歴曲線

図-5.46 免震支承を有する橋脚に作用する水平力の時刻歴曲線

5.4.4 鉛直地震動の影響を考慮した鋼製橋脚の解析

A まえがき

兵庫県南部地震に際しては、鋼製橋脚の一部において局部座屈の発生が見られた。それらの局部座屈は橋脚基部あるいは基部以外の中間部に発生した。兵庫県南部地震では、非常に大きな水平地震動

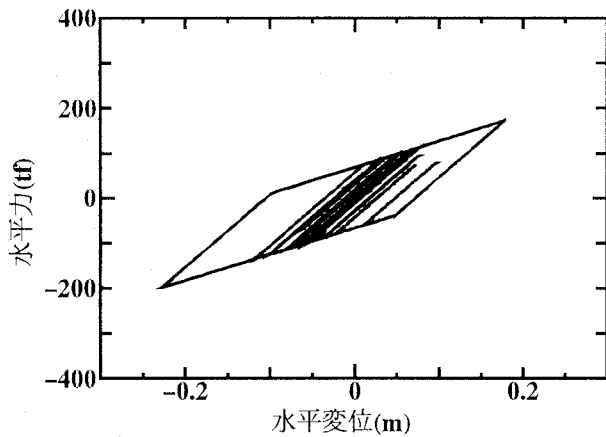


図-5.47-a 中間橋脚の免震支承

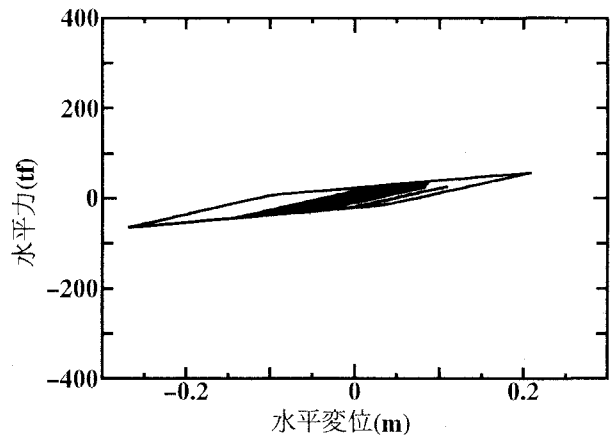


図-5.47-b 外側橋脚の免震支承

図-5.47 免震支承に作用する水平力-水平変位関係

とともに鉛直地震動が記録され、この鉛直地震動が鋼製橋脚の局部座屈の発生に影響したかどうかの問題となっている。このような観点から、兵庫県南部地震時に観測された神戸海洋気象台の地震記録を用いて鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析を前述の解析法を用いて実施した⁷⁾。

B 解析モデル

ここでも、図-5.48に示すような上部構造の死荷重反力に相当する鉛直荷重とその質量が頂部に作用する片持ち柱を解析モデルとした。橋脚の高さは 20m で、橋脚基部には地盤ばねの影響も考慮し、断面は同図に示すような等断面および変断面の箱形とした。鋼製橋脚モデルの諸元などを表-5.11示す。また、上部構造の総重量は約 600tf、支点反力に相当する鉛直荷重は約 370tf とした。

解析においては、その地震波において最大加速度が記録された時刻を含めた 20 秒間の部分を用いた。N-S 成分を高架橋の橋軸方向に、鉛直地震動を考慮する場合には、さらに U-D 成分を鉛直方向に作用させた。

表-5.11 鋼製橋脚モデルのパラメーターと断面特性

断面	鋼種	B (m)	t (mm)	M_Y (MNm)	ϕ_Y ($\times 10^{-3}$)	σ_Y (MPa)	H_Y (MN)
基準断面	SS400	2	52	58.0	1.099	235	2.90
変断面	SS400	2	71	77.8	1.110	235	3.89

細長比パラメーター $\bar{\lambda}=0.541$, 幅厚比パラメーター $\bar{R}=0.684$

橋脚高さ $L=20\text{m}$, 鉛直荷重 $P=3.63\text{MN}$, $P/P_Y=0.038$ (P_Y : 降伏軸力)

降伏水平荷重 $H_Y=M_Y/L$, M_Y, ϕ_Y : 降伏曲げモーメント, 降伏曲率

C 応答解析結果

C.1 水平変位応答 図-5.49は、等断面柱頂部の水平変位の時刻歴曲線を示している。実線は水平地震動のみを受けた場合であり、点線は水平地震動に加えて鉛直地震動も作用した場合である。この図の両者の結果がほとんど一致していることから、水平変位に及ぼす鉛直地震動の影響はほとんど認められないことがわかる。ここで得られた最大変位は 30cm 程度であった。

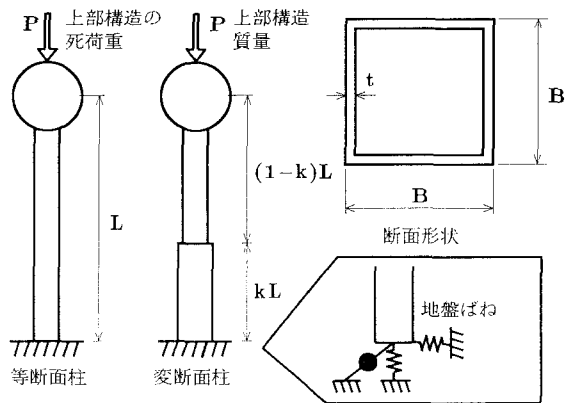


図-5.48 鋼製橋脚の解析モデル

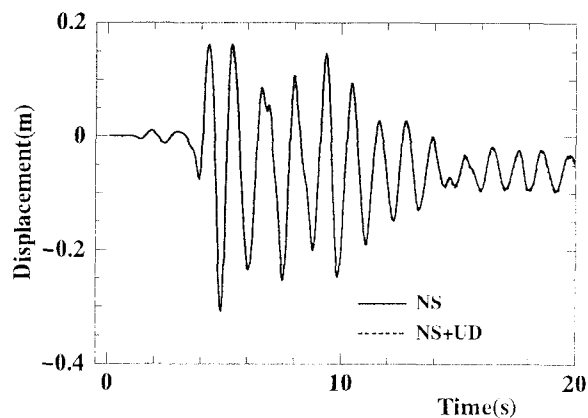


図-5.49 橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線

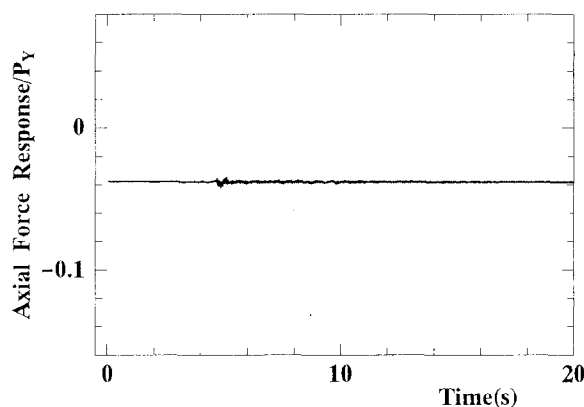


図-5.50-a 水平地震動のみ作用した場合

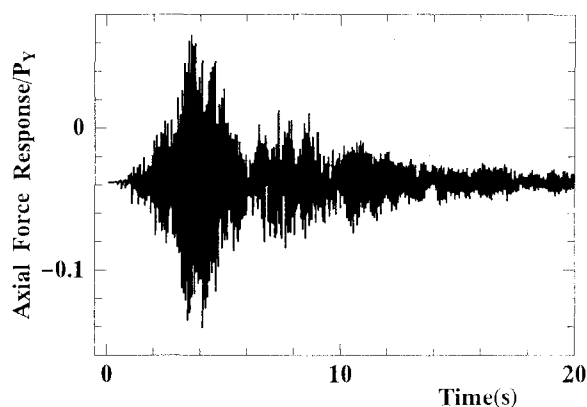


図-5.50-b 鉛直地震動も作用した場合

図-5.50 橋脚軸力の時刻歴曲線

C.2 橋脚の軸力応答 図-5.50-aおよび図-5.50-bには、等断面柱の基部に作用する軸力の時刻歴曲線を示している。図-5.50-aは水平地震動のみが作用した場合であり、図-5.50-bは水平地震動に加えて鉛直地震動も作用しない場合である。これらの図では縦軸の軸力を降伏軸力で無次元化して表している。水平地震動のみを受ける場合、軸力応答は振動せずに、その大きさは鉛直荷重の大きさにほぼ一致している。これに対して、水平地震動に加えて鉛直地震動も作用する場合には、鉛直地震動が作用しない場合に比較して、その軸力変動は大きく、最大で支点反力の3倍程度になっている。しかし、軸力の大きさは時間とともに激しく変化し、その大きさは常に鉛直荷重の大きさより大きいわけではないことがわかる。したがって、鉛直地震動が鋼製橋脚の弾塑性挙動や局部座屈の発生および影響はあまり大きくないと考えられる。

C.3 橋脚基部のひずみ応答 ここで用いた解析法では、橋脚鋼板の局部座屈の影響を考慮することはできない。しかし、橋脚の断面に局部座屈が生じるかどうかは、そのひずみ応答を調べることによってある程度推定することができるといえる。

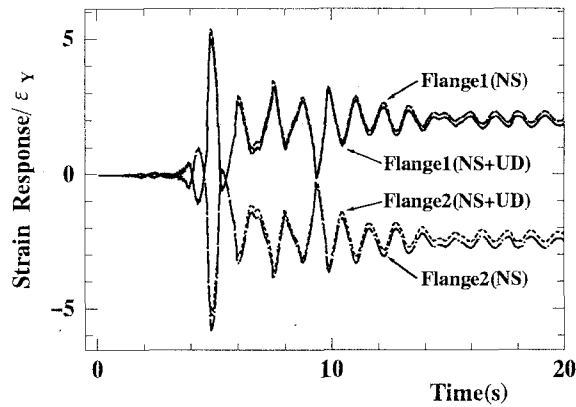


図-5.51 等断面橋脚のひずみ応答

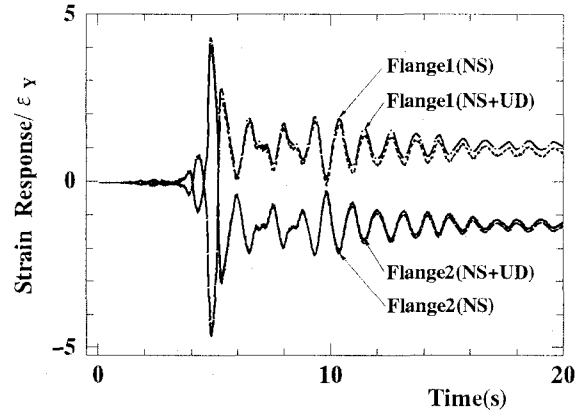


図-5.52 変断面橋脚のひずみ応答

図-5.51は、等断面柱が水平地震動のみを受けた場合と、水平地震動に加えて鉛直地震動も同時に受けた場合の橋脚基部断面のひずみの時刻歴曲線である。図中のフランジ1、2は橋脚断面の対となるフランジのひずみであることを示している。この図からも、ひずみ応答に及ぼす鉛直地震動の影響はあまり認められない。

次に、図-5.52は変断面柱の場合について同様のひずみの時刻歴曲線を示す。この変断面柱は、基部から20%の高さで断面を変化させた場合であり、ひずみの着目位置は断面変化点のすぐ上の位置である。この図からも、鉛直地震動が橋脚のひずみ応答に及ぼす影響はあまりないことがわかる。

以上のことから、水平地震動とともに作用した鉛直地震動は橋脚の軸力変動にはある程度影響を及ぼしたが、ひずみ応答にはあまり影響を与えず、結果的に鉛直地震動が、直ちに、鋼製橋脚の局部座屈発生を助長させたとは言えないことがわかった。

参考文献

- 1) 鷲津久一郎：弾性学の変分原理概論，コンピューターによる構造工学講座 II-3-A，日本鋼構造協会編，培風館，1972.2.
- 2) 川井忠彦：座屈問題解析，コンピューターによる構造工学講座 II-6-B，日本鋼構造協会編，培風館，1974.2.
- 3) 中島章典・倉西茂：レベル2地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状，構造工学論文集，Vol.40A，pp.227-234，1994.3.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，丸善，1990.2.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，1990.2.
- 6) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル（案），丸善，1992.12.
- 7) Nakajima, A. and Kuranishi, S., Does vertical motion in the great hanshin earthquake have influence on local buckling of steel bridge pier?, International Colloquium European Session, Stability of Steel Structures, Final Report, 1996(in press).

5.5 おわりに

ここでは、鋼製橋脚あるいは高架橋全体系に対する弾塑性動的応答解析方法として、構造物の弾塑性挙動の特徴を捉えた一般化応力-ひずみ関係に基づく低自由度の簡略なモデルを用いた解析法と、有限変位理論に基づき構造物の構成材料の繰り返し弾塑性応力-ひずみ関係を用いた多自由度モデルの解析法について、その解析方法の概要と解析例を示した。

一般には、材料非線形に加えて幾何学的非線形をも考慮できる後者の方法が応用範囲も広いといえる。しかし、本報告書 II-10 章に示されているように、このような解析法に、鋼材の弾塑性域までの繰り返し応力-ひずみ関係を適用する研究も最近になって始められたところである。また、コンピューターの発達した現在においても、高架橋全体系の 3 次元動的弾塑性動的応答解析法を実施することは、手軽に利用できるコンピューターの能力の問題あるいは減衰の取り扱い、非線形系の時刻歴解析における時間積分の誤差など、数値計算上の問題もあり、すべての問題に対して後者の方法を用いることが必ずしも有効とはいえない。

したがって、例えばここに示された鋼製橋脚を対象とする場合のように、構造物や構造部材の実挙動に近い復元力特性が利用できるならば、ある程度簡略化されたモデルを用いて問題を解決することは数値計算上の問題を少なくする観点からも有効であると考えられる。

今後、大地震に対する構造物の耐震設計に際して、弾塑性動的応答解析を実施する機会が増えると考えられるが、そのような場面において、ここに示された弾塑性動的応答解析法やその解析例が有益な資料になると思われる。