

鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと 弾塑性地震応答解析

鈴木森晶¹・宇佐美勉²・寺田昌弘³・伊藤 努⁴・才塚邦宏⁵

¹正会員 工修 名古屋大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

²フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

³正会員 工修 新日本製鐵株式会社 鋼構造研究開発センター (〒293 千葉県富津市新富 20-1)

⁴正会員 工修 東邦ガス株式会社 新工場建設推進部建設第二グループ (〒456 名古屋市熱田区桜田町 19-18)

⁵正会員 工修 三菱重工業株式会社 広島研究所 鉄構土木研究所 (〒733 広島市中区江波沖町 5-1)

本研究では、鋼製箱形断面橋脚モデルの静的および準静的繰り返し載荷実験結果より、復元力モデル(2パラメータモデル)を構築し、それを用いて弾塑性地震応答解析を行った結果について述べる。まず、ハイブリッド地震応答実験と応答解析の結果を比較し、本研究で提案する復元力モデルの妥当性を示す。次に、兵庫県南部地震において観測された神戸海洋気象台および東神戸大橋の地震動を用いて、細長比および固有周期の違いによる、鋼製橋脚の激震時挙動を検討している。

Key Words : steel bridge pier, earthquake response analysis, natural period, restoring force.

1. 緒言

ここ数年間にわたり、鋼製橋脚を対象とした静的および準静的繰り返し載荷実験が名古屋大学など多くの研究機関で精力的に行われてきている¹⁾⁻⁹⁾。また、実地震動を入力した振動台実験¹⁰⁾や、ハイブリッド地震応答実験も各方面で行われ¹¹⁾⁻¹⁵⁾、鋼製橋脚の終局状態での動的挙動も徐々に明らかにされつつある。しかしながら、実験のみで、幅厚比パラメータおよび細長比パラメータといった橋脚のパラメータや入力地震動の多様性に対処するには限界があり、数値計算による検討が必要となってくる。

本研究では、まず最初に、箱形断面を有する鋼製橋脚の静的および準静的繰り返し載荷実験結果を基に、局部座屈および $P-\Delta$ 効果の影響を考慮した復元力モデルを構築する。次に、このモデルを用いて解析した、弾塑性地震応答をハイブリッド地震応答実験結果と比較することにより、この復元力モデルの妥当性を検証する。最後に、兵庫県南部地震において観測された神戸海洋気象台および東神戸大橋の地震波を用いて、激震時の鋼製橋脚の挙動を検討している。

なお、本研究では橋脚の断面形状として、無補剛および縦方向補剛材とダイヤフラムで補剛された箱形断面を考えている。

2. 復元力モデル(2パラメータモデル)の構築

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⁾。

本論文で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。

(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 (Fig.1参照)。

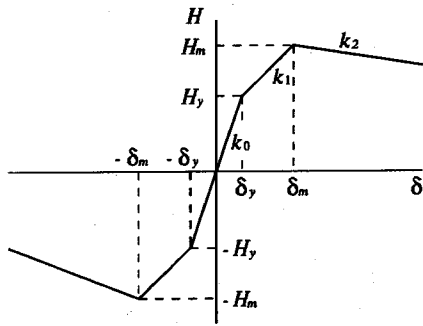


Fig.1 Definition of Skeleton Curve

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。

$$k_0 = \frac{H_y}{\delta_y} \quad (1)$$

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。

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

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (3)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (4)$$

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。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界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

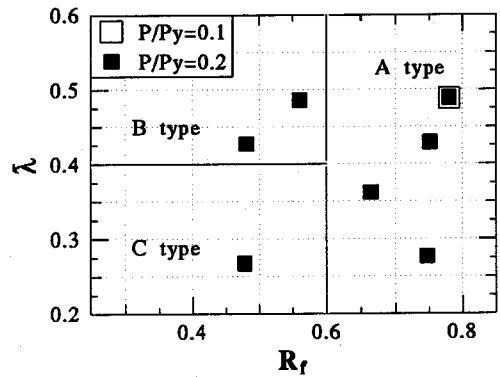


Fig.2 Classification of Hysteresis Models (Unstiffened Box)

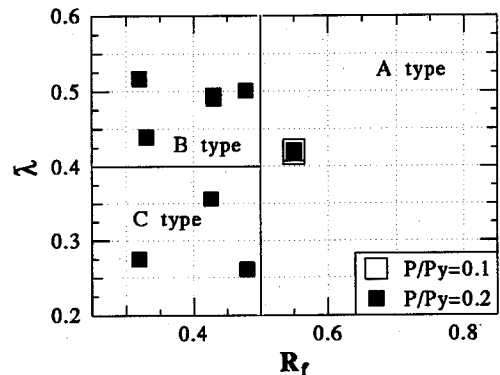


Fig.3 Classification of Hysteresis Models (Stiffened Box)

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

$$k_2 \frac{\delta_{y0}}{H_{y0}} = -0.925 R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y}\right) \bar{\lambda} \quad (5)$$

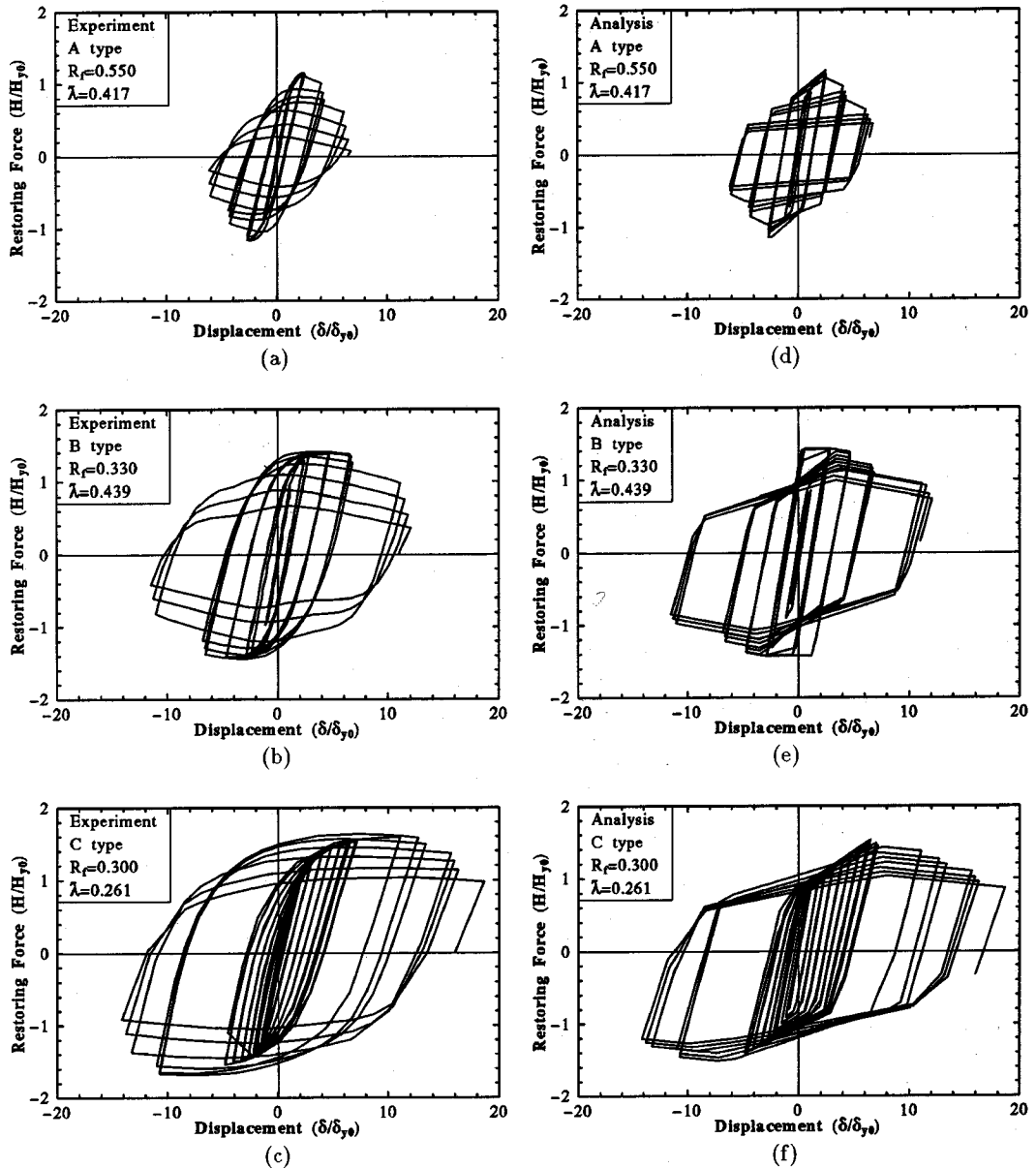


Fig.4 Examples of Hysteresis Curves ((a)~(c):experiment, (d)~(f):models)

補剛断面

$$k_2 \frac{\delta_{y0}}{H_{y0}} = -0.278 \left(10 - \frac{\gamma}{\gamma^*} \right) R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y} \right) \bar{\lambda} \quad (6)$$

ただし、式(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。

$$R_f = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \quad (7)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (8)$$

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 は準静的実験中に载荷した軸力 P と軸力のみが载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。

(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 Fig.2 および Fig.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り返し载荷実験の各パラメータの値を示す。

なお、この分類は、繰り返し载荷実験の結果から、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。 Fig.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、 Fig.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。

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ので、各サイクルの最大荷重が早めに現れるタイプであり、 Fig.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。

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力タイプである。

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、 Fig.4(c) に例を示す。

(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

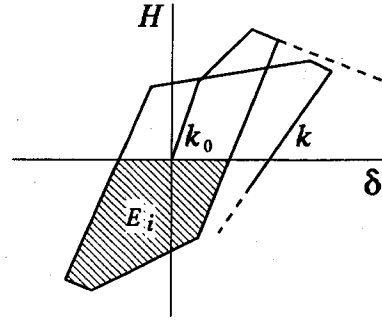


Fig.5 Stiffness Degradation

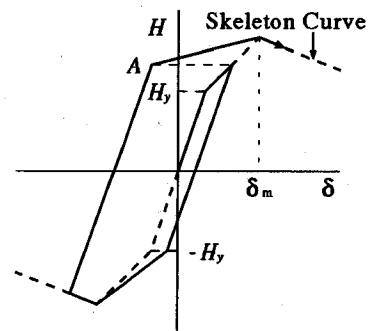


Fig.6 Change in Yield Point before δ_m (Model Type B only)

剛性 k が低下することを表現するものである (Fig.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には 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。

$$k = k_0 \left\{ -\frac{1}{\alpha} \log \left(\frac{\sum E_i / E_e}{100} + 1 \right) + 1 \right\} \quad (9)$$

ここで、 α は R_f の関数で、以下の式で与えられる。

$$\alpha = \frac{1}{R_f - 0.085} + 0.802 \quad (10)$$

E_e 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。

$$E_e = \frac{1}{2} H_y \delta_y \quad (11)$$

E_i は、各半サイクルでの履歴吸収エネルギー量 (Fig.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 (9)~(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。

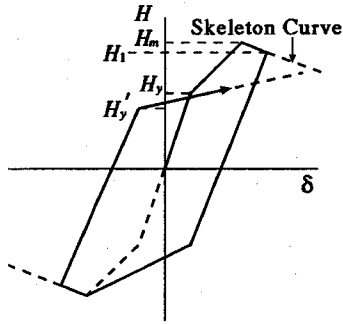


Fig.7 Change in Yield Point after δ_m (All Model Types)

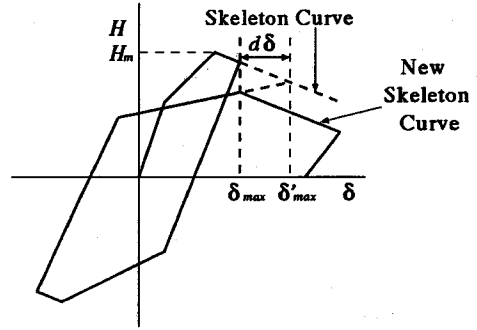


Fig.9 Change in Maximum Load and New Skeleton Curve (Model Type A only)

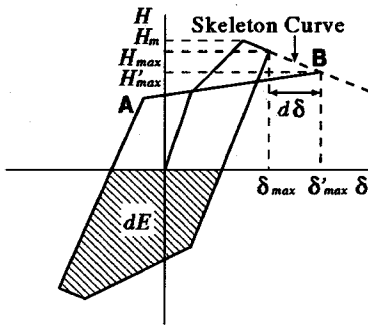


Fig.8 Strength Degradation

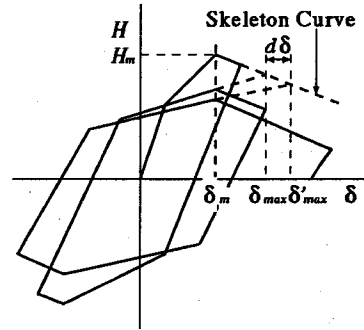


Fig.10 Change in Maximum Load (Model Type B and C)

(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。

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 (Fig.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ナ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 (Fig.7参照)。

$$H'_y = H_y \frac{H_1}{H_m} \quad (12)$$

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) 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 Fig.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 (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、(Fig.8 中の B 点) この点を目指して移動する。

$$d\delta = \beta \frac{dE}{H_m} \quad (13)$$

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、Fig.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、Table 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。

Table 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

(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 (Fig.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 (Fig.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。

(7) 復元力履歴曲線の計算例

Fig.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。

3. 弾塑性応答解析手法および入力地震波

本研究では、鋼製橋脚が水平地震動を受けることを想定してモデル化しているので、片持柱の先端に集中質量を有する 1 自由度系モデルとして、線形加速度法を用いて弾塑性応答解析を行った²⁶⁾。復元力モデルは前章で説明した 2パラメータモデルを使用している。弾塑性応答解析では、減衰定数 $\xi = 0.05$ 、時間間隔 $\Delta t = 0.01\text{sec}$ とした。

用いた地震波は、道路橋示方書 V 耐震設計編²⁷⁾ に規定される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

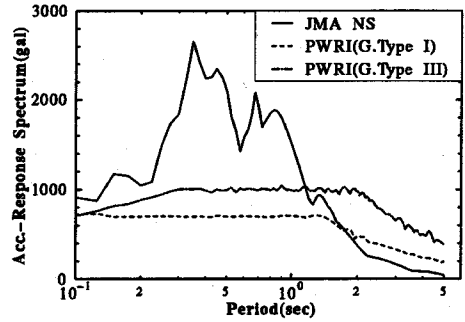


Fig.11 Comparison of Acceleration Response Spectra of JMA and PWRI

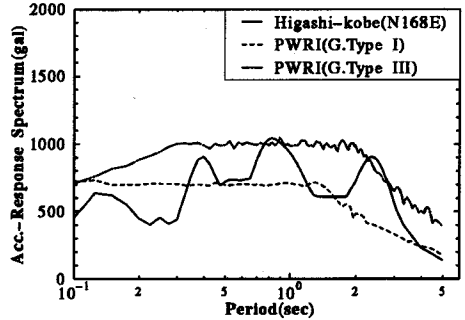


Fig.12 Comparison of Acceleration Response Spectra of Higashi Kobe and PWRI

の照査に用いるレベル 2 地震動に適合するように調整した波形で建設省土木研究所が提案している地震動波形 (以下レベル 2 地震波と略す)、および兵庫県南部地震において観測された神戸海洋気象台 (JMA) の NS 成分 (I 種地盤上の観測波) と東神戸大橋の N168E 成分 (III 種地盤上の観測波) である。

神戸海洋気象台および東神戸大橋の地震波の弾性加速度応答スペクトル ($\xi = 0.05$) をレベル 2 地震波の I 種と III 種地盤の加速度応答スペクトルと比較して Fig.11 および Fig.12 に示す。それぞれの地震波の特徴を述べると次のようになる。

神戸海洋気象台地震波 (JMA)

- この地震波の最大水平加速度は 818gal(NS 成分) で、観測された地震波の中では最も大きい部類に入り、レベル 2 地震波の加速度と比較すると、最大加速度で約 2 倍程度である。また、鉛直成分は 332gal で水平成分の約 0.4 倍である。
- レベル 2 地震波の加速度応答スペクトルと比較すると、固有周期約 1.0 秒以下の短周期の構造物に対してはレベル 2 地震波の約 2.5 倍もの大きさとなる場合がある。

Table 2 Parameters 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 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 $1.05(H_m/H_{y0})$

東神戸大橋地震波

- 最大水平加速度は 326gal(N168E 成分) と際だって大きくはないが、鉛直成分は 396gal と水平成分よりも大きくなっているのが特徴である。
- 加速度応答スペクトルは、神戸海洋気象台の場合のような鋭い水平動の卓越周期は無くレベル 2 地震波の III 種地盤用地震波の加速度応答スペクトルがほぼ包絡するようなスペクトルである。

4. 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 Table 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

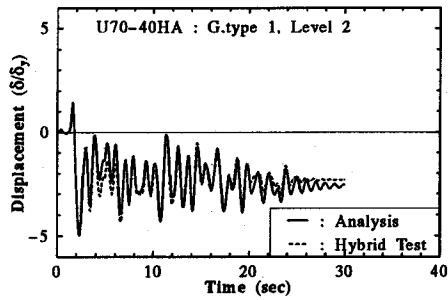
は同一の寸法とパラメータを有するが別の供試体であることを表している。ハイブリッド実験についての詳しい内容については文献(12),(13)を参照されたい。

Table 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。

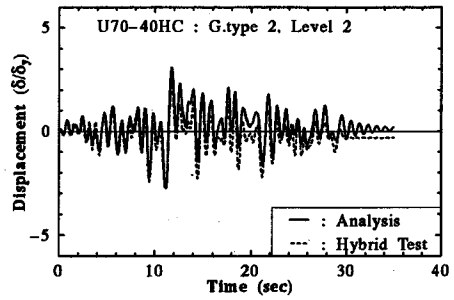
応答解析とハイブリッド実験の結果を比較したものを Fig.13(時刻歴), Fig.14(復元力), Fig.15(吸収エネルギー量) および Table 3(最大応答変位, 残留変位) に示す。

これらの図および表から、以下のようなことが言える。

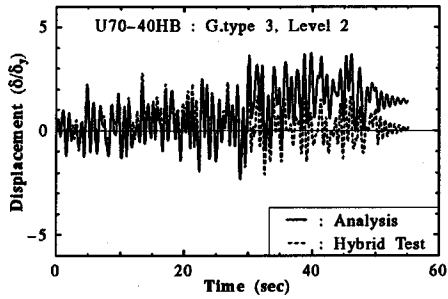
- 供試体 U70-40HA, U70-40HC, S30-50H, S45-50H の入力地震波は I 種および II 種地盤用の地震波であるが、時刻歴応答曲線の解析値と実験値は非常によく一致している。また、U70-40HA は復元力とエネルギー吸収量もよく一致している。これらは A タイプと B タイプに属する。



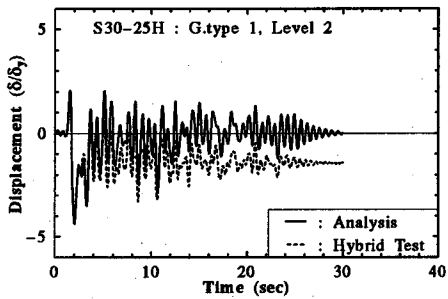
(a)



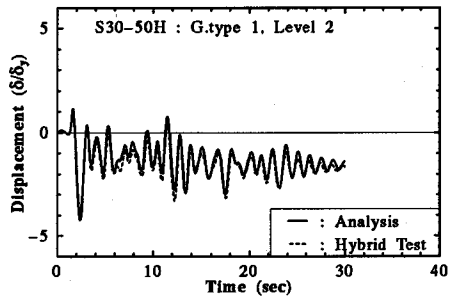
(b)



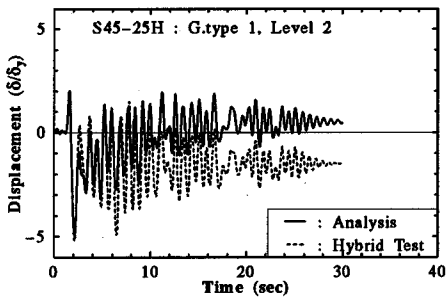
(c)



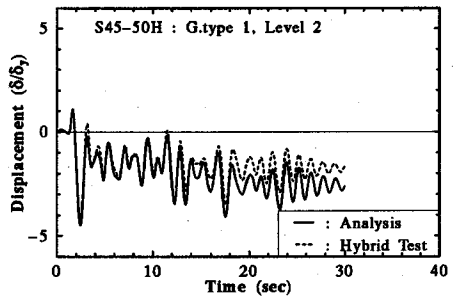
(d)



(e)



(f)



(g)

Fig.13 Comparison of Hybrid Test and Analysis ($\delta - t$ Relations)

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、Fig.15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

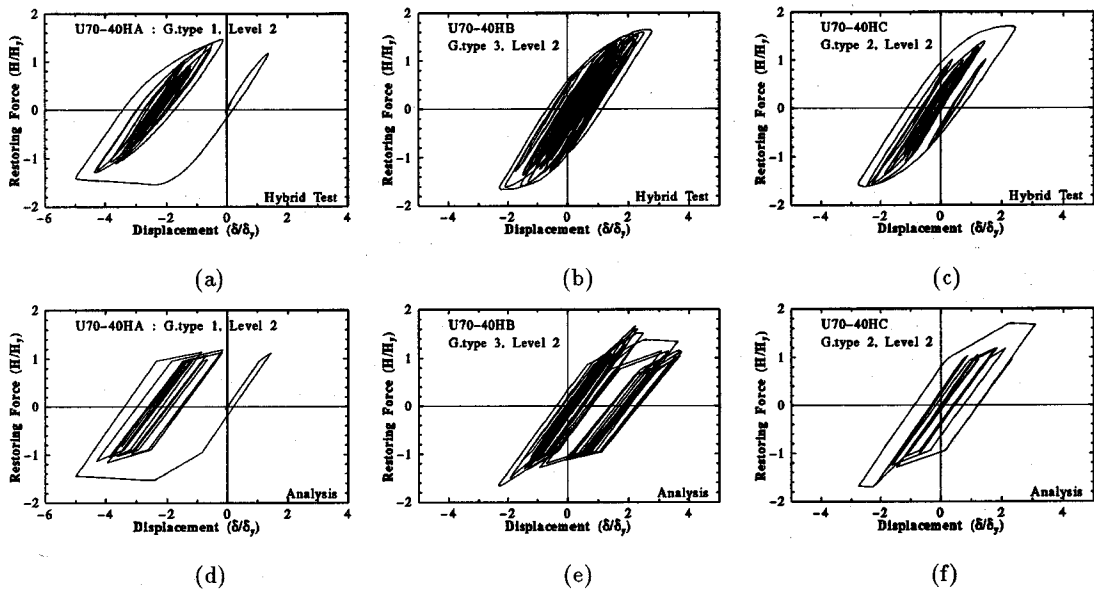


Fig.14 Comparison of Hybrid Test and Analysis ($H - \delta$ Relations). (a)~(c):experiment, (d)~(f):analysis

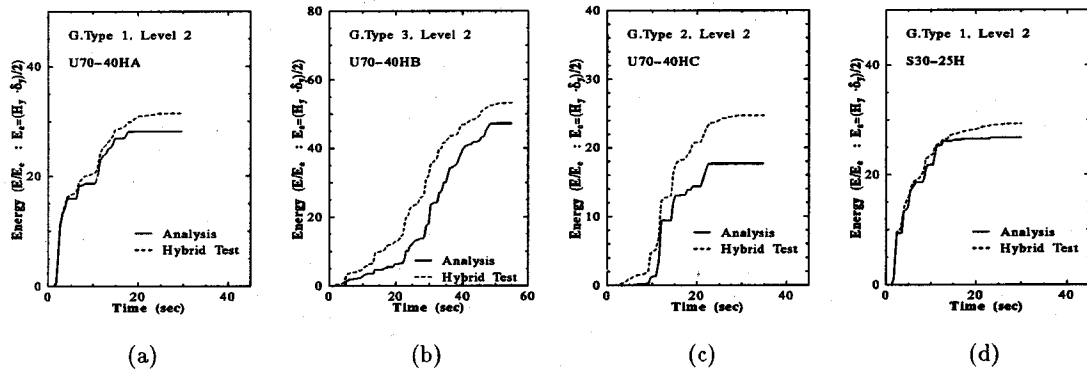


Fig.15 Comparison of Hybrid Test and Analysis (Energy Absorption)

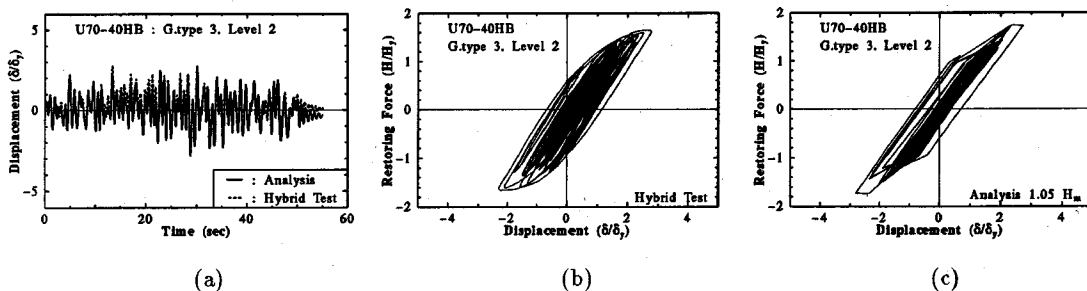


Fig.16 Comparison of Hybrid Test and Analysis of Specimen U70-40HB with $1.05 H_m$

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。

Table 4 Parameters of Bridge Piers

Pier No.	R_f	$\bar{\lambda}$	P/P_y	Ground Type	Natural Period (sec)	$\frac{H_y}{H_{y0}}$	$\frac{H_m}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$	Input Earthquake Accelerogram
U70-30	0.70	0.30	0.203	I	0.653	0.797	1.16	2.50	JMA
U70-40	0.70	0.40	0.163	I	0.953	0.837	1.11	2.19	
U70-60	0.70	0.60	0.108	I	1.59	0.892	1.04	1.88	
S45-30	0.45	0.30	0.208	I	0.550	0.789	1.19	3.04	JMA
S45-40	0.45	0.40	0.170	I	0.786	0.827	1.12	2.77	
S45-50	0.45	0.50	0.142	I	1.04	0.856	1.07	2.61	
S45-60	0.45	0.60	0.121	I	1.30	0.876	1.03	2.50	
S45-30	0.45	0.30	0.155	III	0.512	0.841	1.19	3.04	Higashi Kobe Bridge
S45-40	0.45	0.40	0.131	III	0.737	0.866	1.12	2.77	
S45-50	0.45	0.50	0.104	III	0.961	0.893	1.07	2.61	
S45-60	0.45	0.60	0.090	III	1.21	0.907	1.03	2.50	

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よく一致しているが、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 Fig.16 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。

5. 兵庫県南部地震動による応答解析

ここでは、神戸海洋気象台および東神戸大橋で観測された地震動を用いて、Table 4 に示す諸元を持つ鋼

製橋脚の弾塑性応答解析を行った結果について述べる。

幅厚比パラメータを無補剛箱形断面で $R_f=0.7$ 、補剛箱形断面で $R_f=0.45$ とし、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を $0.3 \sim 0.6$ と変化させたモデルを考えた。このことにより固有周期を Table 4 のように変化させることができる。 P/P_y は前と同様に震度法 ($k_{h0}=0.2$) によって設計して求められたものである。また、 H_m 、 δ_m は文献 (25) の推定式から求めた。

(1) 震度法で設計された橋脚の応答解析結果

弾塑性応答解析を行った結果を Fig.17 ~ Fig.21 に示す。なお、これらの解析においても減衰定数は $\xi=0.05$ を仮定した。これらの図より、以下のようなことが言える。

1. 神戸海洋気象台の地震波を入力したときの無補剛箱形断面橋脚の応答は、Fig.17 および Fig.19(a) から分かるように、 $\bar{\lambda}$ が 0.3 と小さく、固有周期 T が 0.653 秒と非常に短い橋脚は、最大変位、残留変位ともに $10 \delta_y$ 以上と非常に大きくなり、荷重は H_y 付近まで低下しており、崩壊していると考えられる。一方、 $\bar{\lambda}$ が 0.4 で固有周期が 1 秒付近の橋脚は、最大応答変位、残留変位ともに $4 \delta_y$ 以下と小さく、劣化域に入る度合いもわずかで、局部座屈の発生もわずかと考えられる。また、 $\bar{\lambda}$ が 0.6 で固有周期が 1.59 秒の橋脚では、最大応答変位、残留変位ともに $2 \delta_y$ 以下と小さく、目に見える損傷はほとんど無いと思われる。
2. $\bar{\lambda}=0.4$ の橋脚の場合、レベル2地震波 (I種地盤用) では残留変位が大きかった (Fig.14(a)) が、神戸海洋気象台の地震波では、最大水平加速度がレベル2地震波よりも2倍以上と大きいにもかかわらず

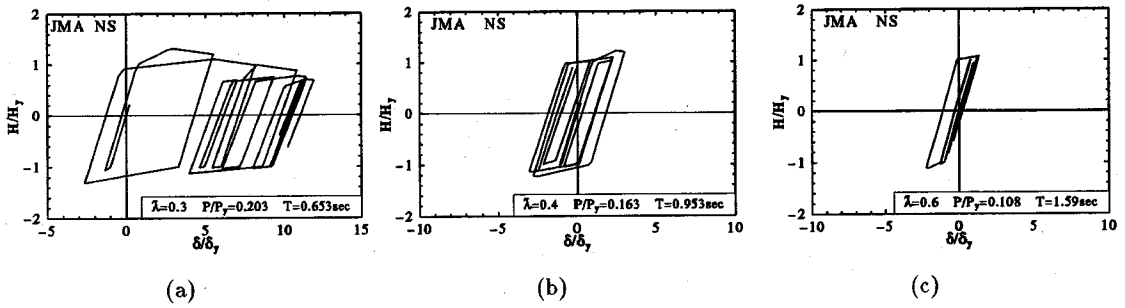


Fig.17 Response Analysis Results with JMA NS Accelerogram (Unstiffened Box)

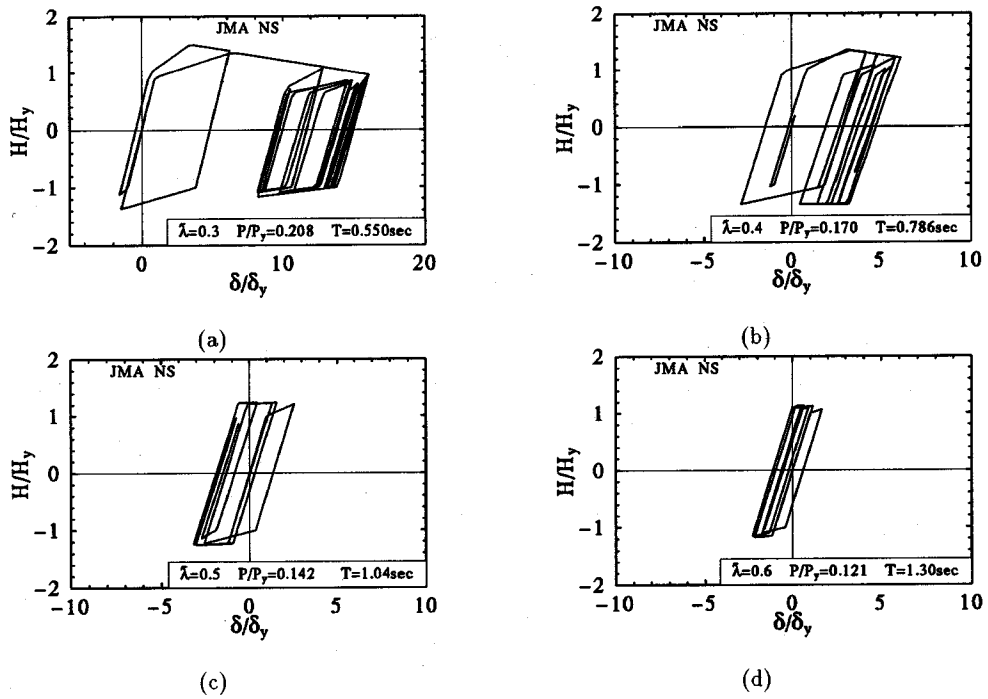


Fig.18 Response Analysis Results with JMA Accelerogram (Stiffened Box)

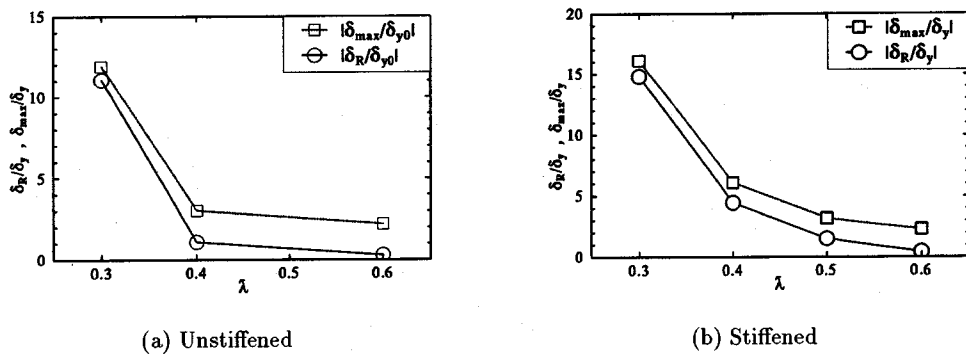


Fig.19 Maximum and Residual Displacements (JMA Accelerogram)

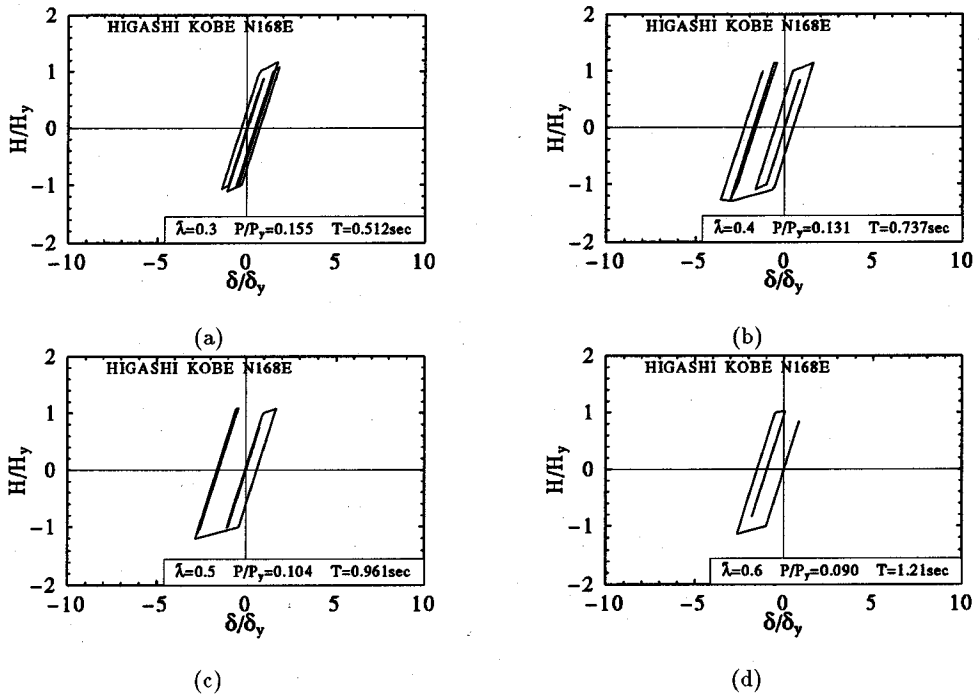


Fig.20 Response Analysis Results with Higashi-Kobe Bridge Accelerogram

ず、最大応答変位、残留変位ともにレベル2地震波での応答解析値より小さい値にとどまっている (Fig.17(b)). これらの応答の傾向は、神戸海洋気象台の地震波の加速度応答スペクトル (Fig.11) の傾向と一致する。

- 神戸海洋気象台の地震波を入力した補剛箱形断面橋脚 (Fig.18 および Fig.19(b)) についても、上記と同様なことが言え、 $\bar{\lambda}$ が 0.3 では応答変位が $15\delta_y$ 付近まで大きくなり、強度劣化も大きく、橋脚は崩壊していると考えられる。
- 東神戸大橋の地震波 (Fig.20 および Fig.21) と、神戸海洋気象台の地震波を入力した場合の応答解析を比較してみると、最大変位、残留変位ともに短周期の場合 ($\bar{\lambda}=0.3$) には神戸海洋気象台、長周期の場合 ($\bar{\lambda}=0.6$) には東神戸大橋の地震波のほうが大きな応答を与える。また、東神戸大橋の地震波では荷重は劣化域にほとんど達しない、または達してもごくわずかであるので、局部座屈による損傷もごくわずかと推測される。

6. 結語

本論文では、まず、静的および準静的実験結果を基に、補剛および無補剛箱形断面を有する鋼製橋脚の復元力モデル (2パラメータモデル) を構築する方法を詳

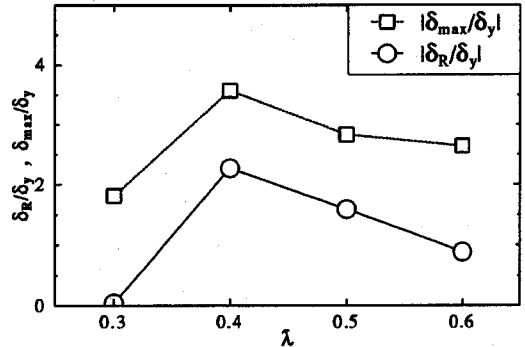


Fig.21 Maximum and Residual Displacements (Higashi-Kobe Bridge Accelerogram)

述した。次に、このモデルの妥当性を検証するため、建設省土木研究所のレベル2地震波を用いて弾塑性地震応答解析を行い、ハイブリッド地震応答実験結果と比較検討した。最後に、兵庫県南部地震の観測地震波の内、神戸海洋気象台 (NS 成分) および東神戸大橋 (N168E 成分) の地震波を用いて無補剛および補剛箱形断面鋼製橋脚 (フランジ幅厚比パラメータ $R_f=0.7$ (無補剛), $R_f=0.45$ (補剛)) の弾塑性地震応答解析を行い、細長比 (あるいは固有周期) の相違による鋼製橋脚の激震時の挙動の違いについて考察した。本研究で得られた結論の主なもの进行すると以下ようになる。

1. 剛性低下および強度劣化を表現するパラメータを使用して、局部座屈および $P-\Delta$ 効果の影響を考慮した鋼製橋脚の復元力モデルを作成した。
2. 鋼製橋脚の復元力特性を、フランジ板の幅厚比および柱の細長比によって3つのタイプに分類し (Fig.2,3), それぞれに対して復元力モデルの作成方法を規定した。
3. 細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ (式8) が0.3以上と比較的大きい橋脚に対しては、提案した復元力モデルを用いて解析した応答はハイブリッド地震応答実験結果と非常に良く一致した。
4. $\bar{\lambda}$ が0.25と小さく、剛性の高い橋脚の場合には、時刻歴の後半部で実験結果と差が生じた。この原因は種々考えられるが、1つの可能性として剛性の高い構造物のハイブリッド実験で見られる誤差の累積が考えられる。但し、最大応答変位については解析と実験はほとんど一致している。
5. 本論文で考えているような劣下域を持つ復元力特性においては、最大荷重 (H_m) が地震応答解析の結果に大きな影響を及ぼすため、信頼性の高い応答解析結果を得るためには、この量を正確に推定することが大事である。
6. 上記のことは、特に最大応答変位が δ_m を少し上回る付近までしか出ないような場合で、しかもこの最大変位を少し上回った変位での繰り返し回数が多い場合 (例えば III種地盤のような場合) に顕著である。
7. 神戸海洋気象台 (JMA) の地震波の水平方向加速度応答スペクトルは、固有周期が1秒以下で、レベル2地震波 (III種地盤用) の加速度応答スペクトルの2.5倍程度の大きさを持つ。ただし、固有周期が1秒以上となると急速に小さくなる (Fig.11)。一方、東神戸大橋の地震波の加速度応答スペクトルは、レベル2地震波 (III種地盤用) の加速度応答スペクトルで包絡されるような形となる (Fig.12)。
8. 神戸海洋気象台 (I種地盤) の地震波は、細長比が小さく、固有周期が1秒以下の橋脚に、非常に大きな応答変位を与え、特に $\bar{\lambda}=0.3$ で $T=0.5$ 秒程度の橋脚は崩壊しているとみなせる応答を与える。このことから、この地震波は、固有周期の短い橋脚にとって非常に厳しい地震波であることが分かった。

謝辞：本研究の実施にあたり、土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計ワーキンググループ (主査：宇佐美勉) の研究補助を受けた。ここに深甚なる感謝の意を表します。また、地震動データを提供して下さいました各機関に深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 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. enrgg.*, 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.
- (1995. 8. 3 受付)

HYSTERESIS MODELS FOR STEEL BRIDGE PIERS AND THEIR APPLICATION TO ELASTO-PLASTIC SEISMIC RESPONSE ANALYSIS

Moriaki SUZUKI, Tsutomu USAMI, Masahiro TERADA, Tsutomu ITOH and
 Kunihiro SAIZUKA

A method is proposed to construct hysteresis models for thin walled steel bridge piers of single degree of freedom. The models have been obtained from static as well as quasi-static tests done in Nagoya University during the past several years. The developed models are first used to simulate the pseudo-dynamic test results. Then the models are applied to clarify the seismic behavior of steel bridge piers under the 1995 Hyogoken-nanbu earthquake. It has been found that the earthquake accelerogram recorded in Japan Meteorological Agency during the quake is a tremendously severe wave for short bridge piers or bridge piers with low natural periods.