土木学会論文集 No. 591／I-43, 207-218, 1998. 4

ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究

宇佐美　勉[1]・渡辺 孝一[2]・金田一 智章[3]・岡本　隆[4]・池田　茂[5]

[1]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　（〒464-8603　名古屋市千種区不老町）
[2]正会員　工修　横河ブリッジ株式会社　（〒108　東京都港区芝浦　四丁目4番44号）
[3]学生会員　名古屋大学大学院　工学研究科土木工学専攻(前期課程)（〒464-8603　名古屋市千種区不老町）
[4]正会員　工博　（社）日本橋梁建設協会　（〒104　東京都中央区銀座二丁目2番18号）
[5]正会員　（社）日本橋梁建設協会　（〒104　東京都中央区銀座二丁目2番18号）

補剛箱形断面鋼製橋脚の耐震性能を支配する主要力学的パラメータはフランジ幅厚比パラメータ R_f，細長比パラメータ$\bar{\lambda}$，補剛材剛比 γ，補剛材細長比パラメータ$\bar{\lambda}_S$が挙げられる．過去の実験成果を踏まえ，高い変形性能（ハイダクティリティー）を発揮する鋼製橋脚の設計法が文献1)で提案されている．具体的には幅厚比および補剛材細長比をある値以下に制限し，補剛材剛度を高めることによって構成補剛板の局部座屈の発生を遅らせ，ダクティリティーの大きな橋脚を設計しようとするものである．上記の考えで設計製作した鋼製橋脚モデルを兵庫県南部地震の観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験を行い，鋼製橋脚の耐震性能の確認を行った．

Key Words : *steel bridge pier, ductility, pseudodynamic test, seismic design.*

1.　緒言

兵庫県南部地震による被害を踏まえ，鋼製橋脚の耐震性向上の有力な手段として，鋼製橋脚基部にコンクリートを部分的に充填する方法が著者らによって提案され[2]，具体的な設計法の提示もなされている[1]．また，平成８年１２月に改訂された道路橋示方書・V耐震設計編[4]にも設計法が新たに設けられている．

一方，文献1)では，コンクリートを部分充填することなく鋼部材のみで箱形断面あるいはパイプ断面鋼製橋脚の変形性能（ダクティリティー）を向上させる設計法が提案されている．すなわち，単柱式補剛箱形断面橋脚の場合には，フランジ補剛板の幅厚比および補剛材の細長比をある値以下に制限し，かつ補剛材剛度をある値以上にすることにより，目標塑性率（地震荷重が与えられたときに構造物が安全であるために要求される性能ー要求性能ー）に応じて橋脚の細長比を制限する設計法である．この設計法の，具体的な内容については次節で述べるが，これを適用することにより，設計者が目標とする変形性能を有する鋼製橋脚を設計することが可能であり，変形性能の高い鋼製橋脚（ハイダクティリティー鋼製橋脚）を設計することが可能となる．すなわち，この論文では，ハイダクティリティー橋脚とは，要求性能としての目標塑性率を上回るような変形性能を有する橋脚という意味で用いている．

本研究は，この方法で設計された，目標塑性率（最大水平荷重に対応する水平変位を降伏変位で除した量）が6.0程度の鋼製橋脚（補剛箱形断面）供試体に，兵庫県南部地震で観測された３種類の地震動およびそれを増幅した地震動を用いてハイブリッド地震応答実験を行い，その耐震性能を実験的に確認し，提案橋脚のハイダクティリティー性を実証する．

2.　ハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想[1]

鋼製橋脚の強度と変形能は，種々のパラメータの影響を受ける．単柱式の補剛箱形断面鋼製橋脚に対して，ハイダクティリティーを得るための設計条件が下記のように提案されている[1]．すなわち，現行の道路橋示方書[4]に基づく１次設計時に，フランジの幅厚比パラメータ R_f，細長比パラメータ$\bar{\lambda}$，縦方向補剛材剛比γ/γ^*(ここに、γ^*は最適剛比)および縦方向補剛材の細長比パラメータ[3]$\bar{\lambda}_s$に以下のような制限を加える．

$$R_f = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\cdot\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \leq 0.35 \tag{1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r}\cdot\frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \leq 0.35 \tag{2}$$

$$\gamma/\gamma^* \geq 3.0 \tag{3}$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}}\frac{a}{r_s}\frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{E}} \leq 0.2 \tag{4}$$

Table 1 Measured Dimensions

No.	Specimen	l_d (mm)	α	γ/γ^*	$\bar{\lambda}_s$	$\bar{\lambda}$	R_f	H_y (kN)	δ_y (mm)
1	S2-35-35-M[05]	164	0.5	3.36	0.196	0.362	0.353	100	7.08
2	S2-35-35-T[05]	164	0.5	3.39	0.196	0.362	0.355	100	7.07
3	S2-35-35-H[05](JMA)	164	0.5	3.40	0.196	0.362	0.355	100	7.07
	S2-35-35-H[05](JRT)-2							103	7.54
4	S2-35-35-H[05](JMA)L	164	0.5	3.37	0.196	0.362	0.354	100	7.07
	S2-35-35-H[05](HKB)L-2							106	7.52
5	S2-35-35-H[05](HKB)	164	0.5	3.37	0.196	0.363	0.354	105	7.47
	S2-35-35-H[05](JRT)L-2							103	7.12
6+	S2-35-35-H[10](JMA)	328	1.0	0.79	0.391	0.362	0.353	104	7.08
	S2-35-35-H[10](JRT)-2							103	7.41
	S2-35-35-H[10](JMA)L-3							101	7.65
	S2-35-35-H[10](JRT)L-4							103	7.91
7	S2-35-35-H-HS[05](JMA)	164	0.5	3.35	0.203	0.374	0.366	107	7.58
	S2-35-35-H-HS[05](JRT)-2							110	7.92
	S2-35-35-H-HS[05](JMA)L-3							107	7.77
	S2-35-35-H-HS[05](JRT)L-4							110	8.34
Note	L = 1554 (mm), h = 1388 (mm), B = 346 (mm), D = 211 (mm) $t = t_s$ = 6.1 (mm), b_s = 34.0 (mm), $\alpha = l_d/b$ + = Not designed in accordance with the conditions of high ductility.								

ただし，

$$Q = \frac{1}{2R_f}[\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f}] \leq 1.0 \qquad (5)$$

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \qquad (6)$$

ここで，b = フランジ幅，t = フランジ板厚，σ_y = 板パネルの降伏応力，σ_{ys} = 補剛材の降伏応力，E = 弾性係数，μ = ポアソン比，$k = 4n^2$ = 板の座屈係数，n = 補剛材で囲まれたサブパネル数，h = 柱長，r = 断面2次半径である．

式(2)の条件は，式(1),(3),(4)の条件のもとで，目標塑性率(塑性率は，最高荷重の水平変位を降伏水平変位で除した量で定義する)を6.0程度とするために設けられた制限である[1]．

なお，補剛材細長比パラメータ$\bar{\lambda}_s$は，フランジ補剛板のアスペクト比 $\alpha = l_d/b$(**Fig.1参照**)が0.5以下で式(1), (3)の条件を満たすときは，式(4)の条件，すなわち$\bar{\lambda}_s \leq 0.2$を満たす[3]．

このような制限を設けて設計した補剛箱形断面鋼製橋脚では，橋脚基部の局部座屈の発生・進展が遅らされ，また P-Δ 効果が抑制されるため，高い変形能を発揮する[1]．

さらに，同一設計条件の基で縦補剛材の鋼種を板パネルより高強度のものにし，補剛材の降伏を遅らせた，いわゆるハイブリッド補剛箱形断面鋼製橋脚はさらに耐震性能が向上する[3),5]．

Table 2 Material Properties

σ_y	E	ε_y	E_{st}	ε_{st}	σ_u	δ_{el}	μ
Specimen : No.1~6							
300	218	0.137	3.57	1.77	454	26.8	0.281
Specimen : No.7							
317	216	0.147	4.51	1.65	483	31.6	0.281
Longitudinal Stiffeners for No.7 Specimen							
585	214	0.273	2.69	2.36	707	22.7	0.274

Notation and Unit:
σ_y = Yield Stress (Mpa)
E = Young's Modulus (GPa)
ε_y = Yield Strain (%)
E_{st} = Strain-Hardening Modulus (GPa)
ε_{st} = Strain at Onset of Strain-Hardening (%)
δ_{el} = Elongation (%)
μ = Poisson's Ratio

3. 実験概要

(1) 実験供試体

同一寸法の片持柱鋼製橋脚モデルを7体製作した．供試体の概念図を**Fig.1**，実測寸法を**Table 1**に示す．ただし，Noteに記載の寸法は全供試体の平均値を示す．製作には板厚6mmのSS400材を用いた．No.6の供試体はダイヤフラム間隔が他の供試体の倍であり，No.7の供試体は縦方向補剛材にSM570材を用いたハイブリッド補剛断面供試体である．**Table 2**に製作に使用した鋼板から切り出したJIS 1A号試験片による引張試験結果を示す．

Table 1に示した供試体名は，供試体が持つ力学的パラメータと，その供試体に対して行った実験の種類，

Table 3 Results of Pseudodynamic Tests

No.	Specimen	G.T.	$\frac{P}{P_y}$	T (sec)	E_e $(kN \cdot cm)$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\sum E}{E_e}$
3	S2-35-35-H[05](JMA)	I	0.176	0.962	35.3	-1.14	-3.84	33.4
	S2-35-35-H[05](JRT)L-2	II	0.153	0.914	38.8	3.11	9.02	90.4
4	S2-35-35-H[05](JMA)L	I	0.176	0.962	35.5	-0.65	4.43	80.0
	S2-35-35-H[05](HKB)L-2	III	0.131	0.835	39.8	-2.81	-5.90	28.3
5	S2-35-35-H[05](HKB)	III	0.131	0.833	39.4	-1.27	-3.16	12.9
	S2-35-35-H[05](JRT)L-2	II	0.153	0.888	36.6	7.07	13.7	191.3
6	S2-35-35-H[10](JMA)	I	0.176	0.963	36.7	-1.51	-4.05	32.7
	S2-35-35-H[10](JRT)-2	II	0.153	0.906	38.3	3.42	9.41	91.8
	S2-35-35-H[10](JMA)L-3	I	0.176	1.000	38.4	-1.20	-4.45	60.3
	S2-35-35-H[10](JRT)L-4	II	0.153	0.937	40.9	4.31	9.28	157.1
7	S2-35-35-H-HS[05](JMA)	I	0.176	0.994	40.4	-1.22	-4.12	30.5
	S2-35-35-H-HS[05](JRT)-2	II	0.153	0.937	43.4	2.45	8.63	90.7
	S2-35-35-H-HS[05](JMA)L-3	I	0.176	1.007	41.4	-1.86	-5.41	60.8
	S2-35-35-H-HS[05](JRT)L-4	II	0.153	0.961	45.7	2.84	10.6	172.5
Note		G.T. = Ground Type, $E_e = H_y \cdot \delta_y/2$						

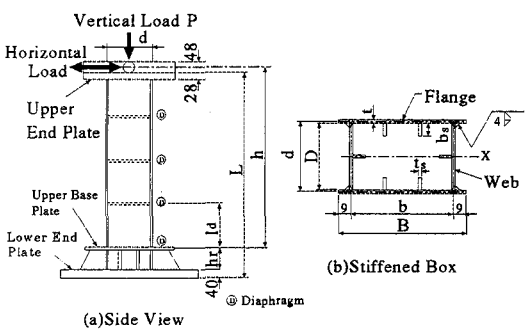


Fig.1 Test Specimen

およびハイブリッド実験においての入力地震波が何であるかが分かるように付けられている．初めに付く S2 はフランジに 2 本の補剛材を有する補剛箱形断面鋼製橋脚を意味し，次に続く 2 桁の数値は順にフランジ幅厚比パラメータ，細長比パラメータの設計時の値をそれぞれ 100 倍した値を示している．続く M は単調載荷実験，T は変動変位振幅の繰り返し載荷実験 (後述の降伏変位δ_yごとに変位を増大させ，各変位の繰り返し数 n は 1)，H はハイブリッド実験を示し，[05], [10] は供試体のアスペクト比 $(\alpha = l_d/b)$ がそれぞれ 0.5, 1.0 であることを示す．-HS は，縦補剛材に高強度の鋼材を使用した供試体の略称である．小括弧内の JMA, JRT, HKB と，それに続く L はハイブリッド実験における入力地震波の略称であり，詳細は後に示す．供試体名最後の -2, -3, -4 は同一供試体の実験順番を示している．

実験供試体は，フランジ幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$，細長比パラメータ$\bar{\lambda} = 0.35$に統一されている．これらを設計条件の違いで大別するとアスペクト比 $\alpha = 0.5$ で補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ の No.3, 4 および 5 の供試体，$\alpha = 1.0$ で $\gamma/\gamma^* = 0.7$ の No.6 供試体，さらに $\alpha = 0.5$, $\gamma/\gamma^* = 3.0$ でハイブリッド補剛の No.7 供試体の三種に分けられる．これらの供試体の内，No.6 を除く供試体がハイダクティリティーの設計条件を満足する．

Table 1 には各供試体の降伏水平荷重 H_y および降伏水平変位δ_yが示されている．降伏水平荷重は文献 3) の方法で求め，降伏水平変位は H_y に対応する変位でせん断変形の影響も考えてある．

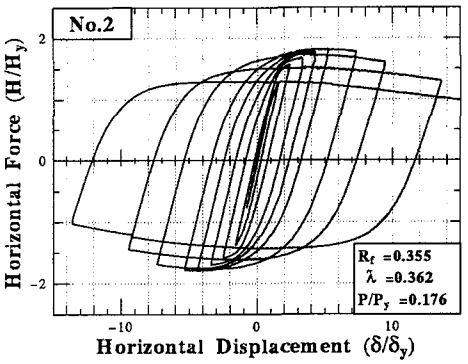
(2) 入力地震波

本研究では，兵庫県南部地震で観測された地震波の内，I 種地盤用として神戸海洋気象台 (以下 JMA)，II 種地盤用として JR 鷹取警報地震計[6] (以下 JR-Takatori または JRT)，III 種地盤用として東神戸大橋 (以下 Higashi-Kobe または HKB) の観測地震波を入力してハイブリッド実験を行った．

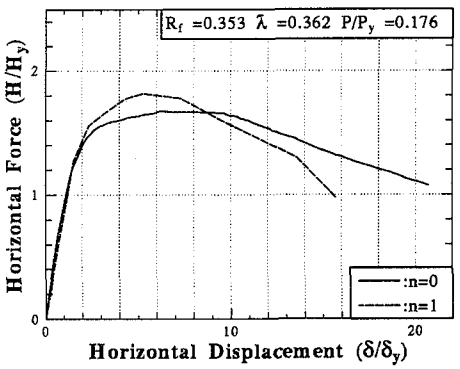
さらに，各地震波に対し加速度を線形的に 1.5 倍して得られる地震波を増幅地震波と定義し，地震波の名称の後に-L を付けて表記する．

(3) 実験方法

Table 3 にハイブリッド実験用供試体の入力地震動および入力順序，想定地盤種 $(G.T.)$，軸力比 P/P_y および想定実橋脚 (相似比 S=8 を仮定) の固有周期 T を示す．固有周期は $\bar{\lambda}$が一定であるため全供試体でほぼ一定の 0.9 秒前後である．後述のように，このような橋脚は JR-Takatori 地震波に対して非常に大きな応答を示す．軸



(a) Cyclic Test (n=1)



(b) Envelope of Cyclic Test (n=1) and Monotonic Test (n=0)

Fig.2 Cyclic and Monotonic Test Results

力比 P/P_y は現行道路橋示方書[4]の震度法に基づいて求められた[3]. $\delta_{max}, \delta_R, \sum E$ はそれぞれ実験における最大応答変位，残留変位，履歴吸収エネルギーである．ハイブリッド実験は文献7)の実験手法の内，実験手法2(相似モデル解析型手法)を用い，減衰定数は $\xi = 0.05$ を用いた．

4. 実験結果および考察

(1) 単調載荷実験および準静的実験結果

Fig.2(a) にNo.2供試体に対する準静的実験結果，**Fig.2(b)** に同結果の包絡線(n=1と記載)をNo.1供試体に対する単調載荷実験結果(n=0と記載)と比較して示す．ここで，Hは水平荷重，δは対応する水平変位である．これらの図から分かるように，No.2供試体の履歴曲線は紡錘形で，エネルギー吸収能力は大きく，かつ最高荷重後の強度劣化はなだらかで非常に優れた変形性能を持つ．最大荷重時の変位δ_mで測った塑性率δ_m/δ_yは概略6程度で，設計時での想定どおりの結果となっている．単調載荷実験結果は，$H_{max}/H_y \simeq 1.7$の強度を発揮し，変形が$10\delta_y$付近に達するまで強度低下はない．

繰り返し載荷実験結果は，最大荷重が単調載荷実験に対し9%ほど大きくなっている．これは繰り返しひずみ硬化(Cyclic Strain-hardening)[8]の影響であると思われる．繰り返し載荷の影響は最大荷重以後の挙動に現れ，繰り返し実験の包絡線は，最大荷重に達した後の荷重低下が単調載荷実験に比較して急である．

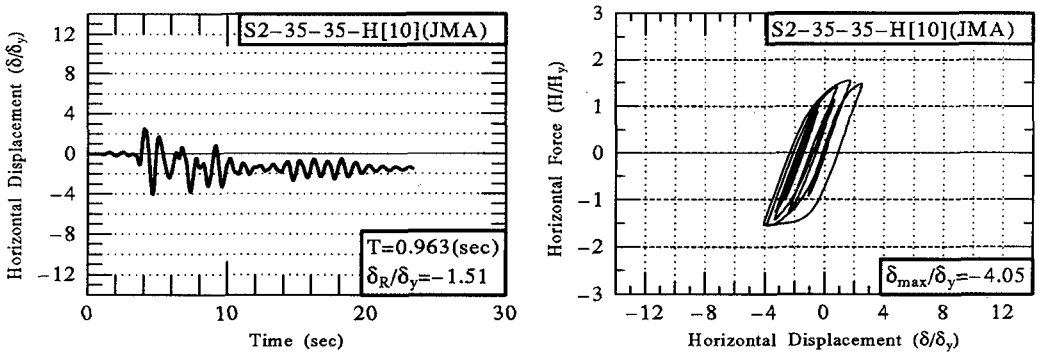
(2) ハイブリッド地震応答実験結果

Fig.3, **Fig.4**および**Fig.5**に3種類の供試体にJMA, JR-TakatoriおよびHigashi-Kobe地震動を入力した場合のハイブリッド地震応答実験結果を示す．**Fig.3**のJMAについて，(a) No.6，(b) No.3，および (c) No.7の応答に大きな違いは見られず，最大応答変位と降伏変位の比δ_{max}/δ_yは4程度で，耐力の低下は見られない．局部座屈による橋脚の損傷は耐力の低下が始まってから顕著になることから，JMAによる橋脚の損傷はいずれの供試体でもほとんどなく，アスペクト比 $\alpha = 1.0$ の No.6 供試体でも問題は生じない．これは，この橋脚の固有周期が0.9秒前後と比較的大きかったことが原因である．これについては，後で再度述べる．

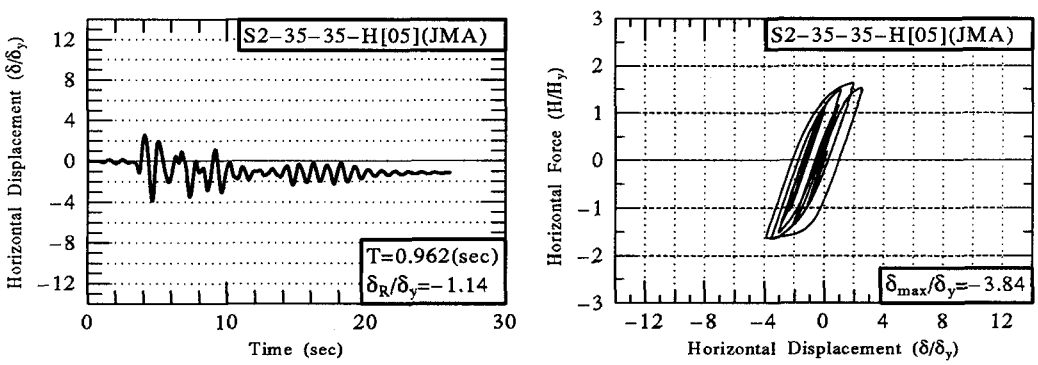
JR-Takatoriは，最大加速度が641galとJMAの最大加速度818galより小さいが，**Fig.4**に見られるように，供試体に大きな損傷を与える場合がある．アスペクト比 $\alpha = 1.0$ の供試体 No.6 では地震開始後5.8秒付近で最大応答 $\delta_{max}/\delta_y = 9.41$ を示すと共に劣化域に入り，柱基部フランジの局部座屈による損傷が顕著になる．その後，橋脚は1方向に傾いたまま振動し，そのため残留変位は$\delta_R/\delta_y = 3.42$ と大きい．これに対し$\alpha = 0.5$の No.3 では，最大応答時での耐力低下はほとんど見られず（従って，フランジの局部座屈波形はごくわずかしか見られず），残留変位は $\delta_R/\delta_y = 3.11$ と No.6 に対し 10%小さく抑えられている．さらにハイブリッド補剛断面の No.7 では，最大応答時で耐力低下は全く見られず，残留変位は $\delta_R/\delta_y = 2.45$ となり，No.5 に対して30%程度小さく抑えることができている．JR-Takatoriのような固有周期1秒前後の橋脚に大きな応答を生じさせるような地震動に対して，ハイダクティリティー鋼製橋脚は優れた耐震性能を発揮すると言える．それに対してアスペクト比 $\alpha = 1.0$ の No.6 は，耐力の劣化が生じており，JR-Takatoriに対しては損傷が大きい橋脚であると言える．

Photo 1はJR-Takatoriを入力した実験の終了後の供試体を示したもので，(a)がNo.6供試体($\alpha = 1.0$)，(b)がNo.3供試体($\alpha = 0.5$)である．3重の横線を引いた部分がダイアフラムの位置を示す．

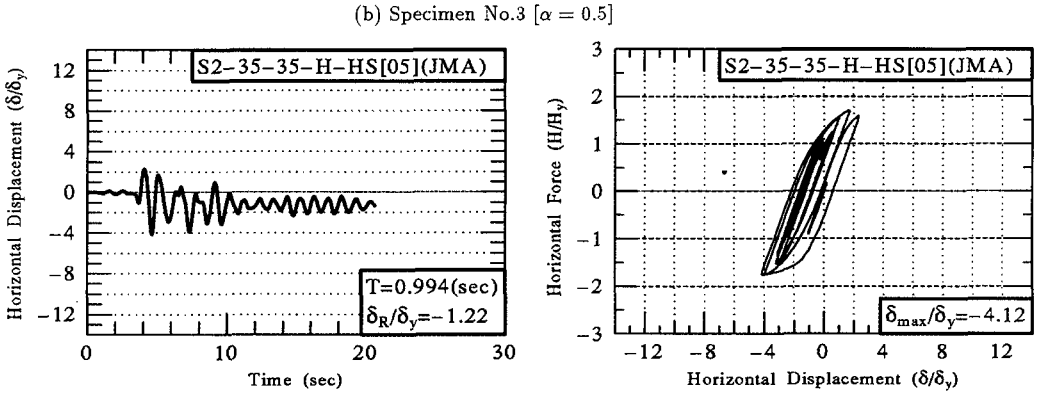
Fig.5のHigashi-Kobeに関しては，JMAと同様に最大耐力に達しておらず，残留変位も比較的小さく，従っ



(a) Specimen No.6 [$\alpha = 1.0$]

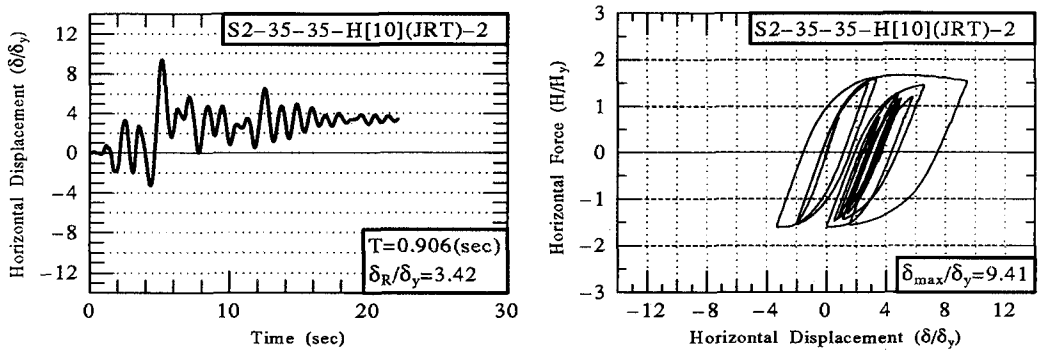


(b) Specimen No.3 [$\alpha = 0.5$]

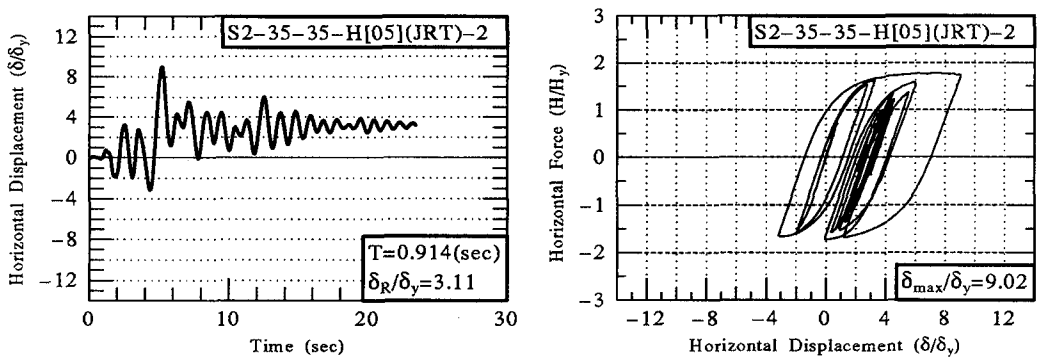


(c) Specimen No.7 [Hybrid]

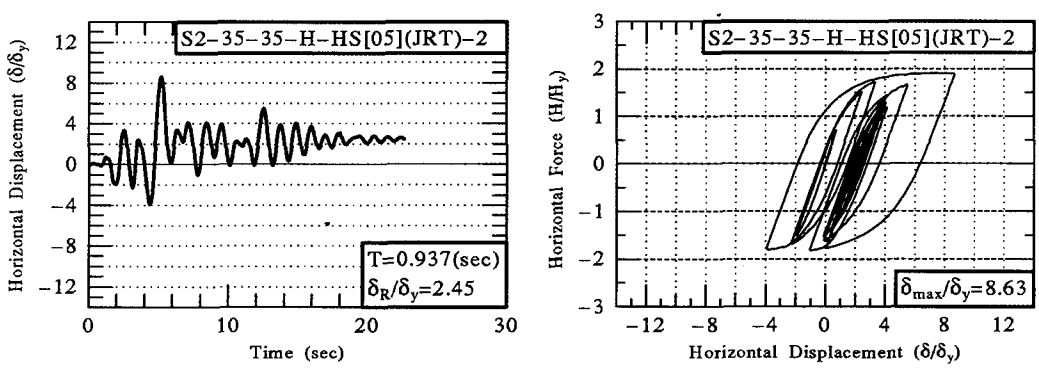
Fig.3 Responses due to JMA



(a) Specimen No.6 [$\alpha = 1.0$]



(b) Specimen No.3 [$\alpha = 0.5$]



(c) Specimen No.7 [Hybrid]

Fig.4 Responses due to JR-Takatori

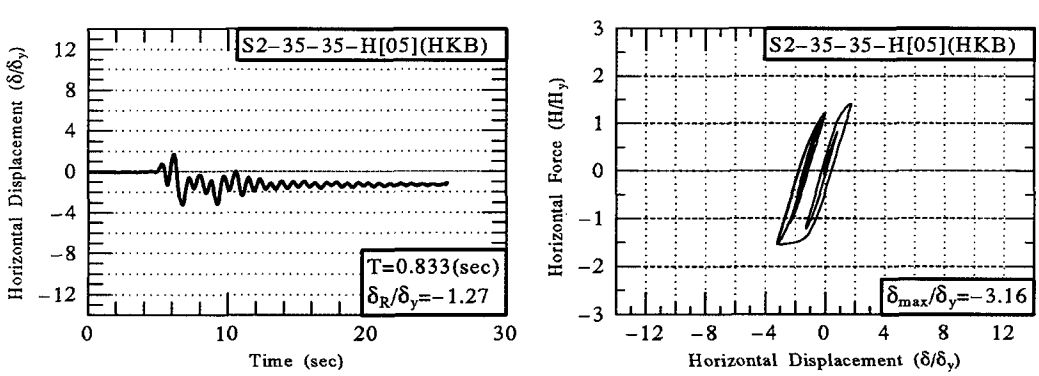
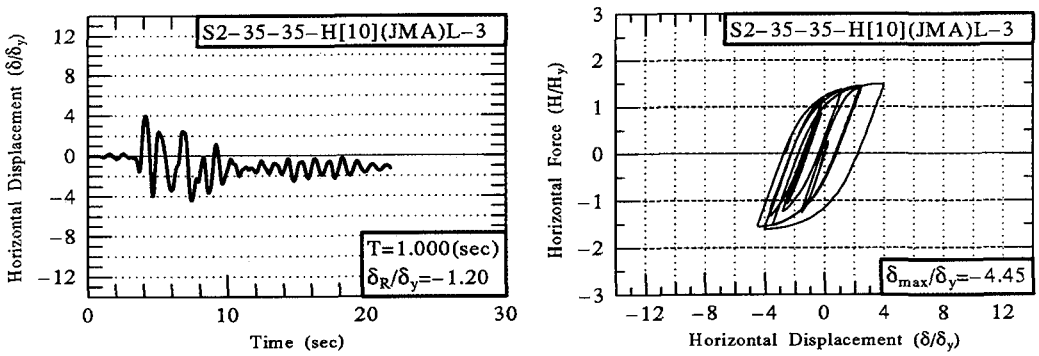
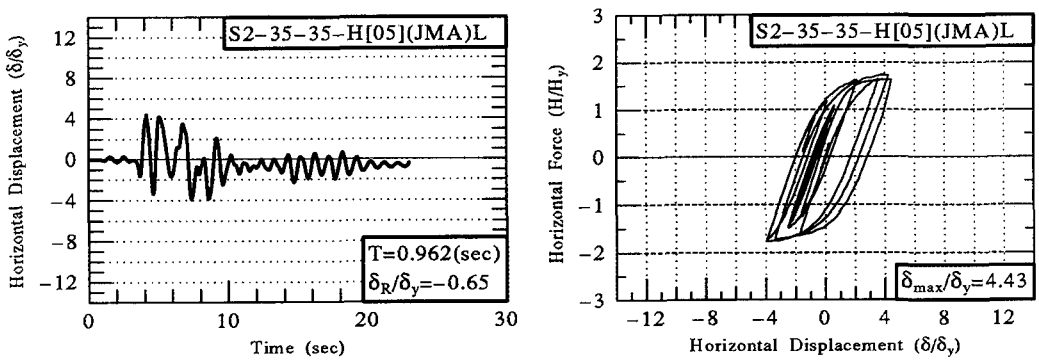


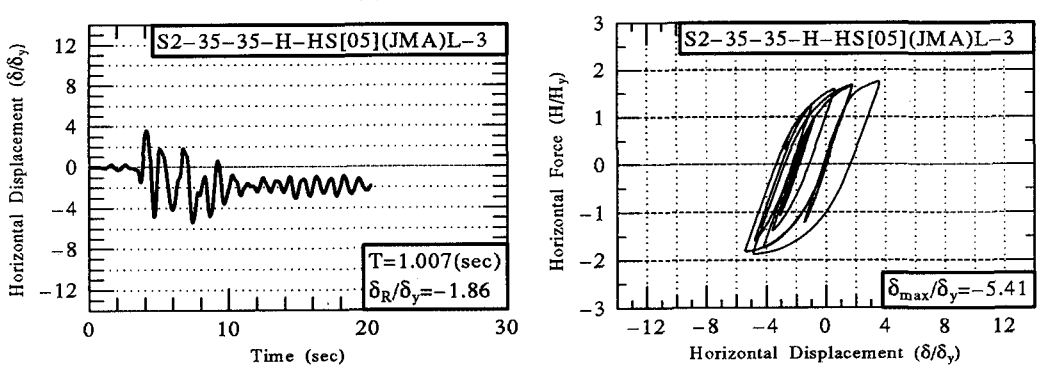
Fig.5 Response due to Higashi-Kobe (Specimen No.5)



(a) Specimen No.6 [$\alpha = 1.0$]

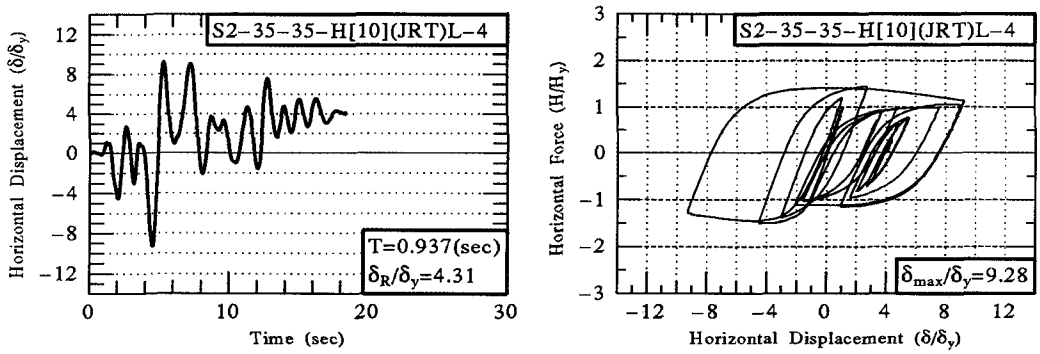


(b) Specimen No.4 [$\alpha = 0.5$]

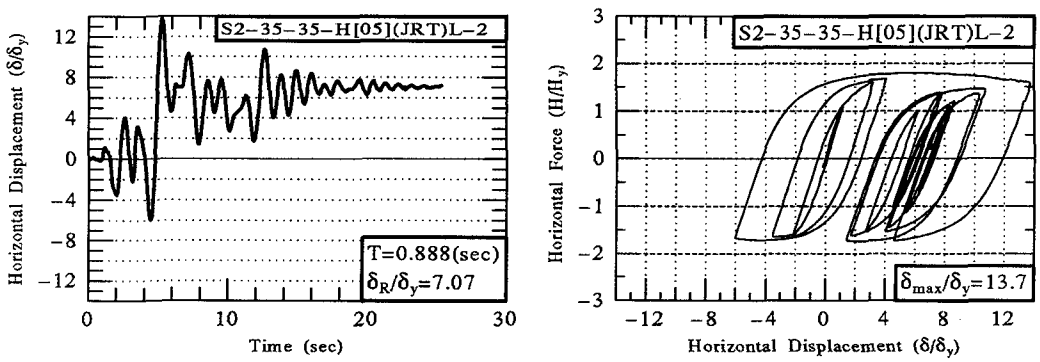


(c) Specimen No.7 [Hybrid]

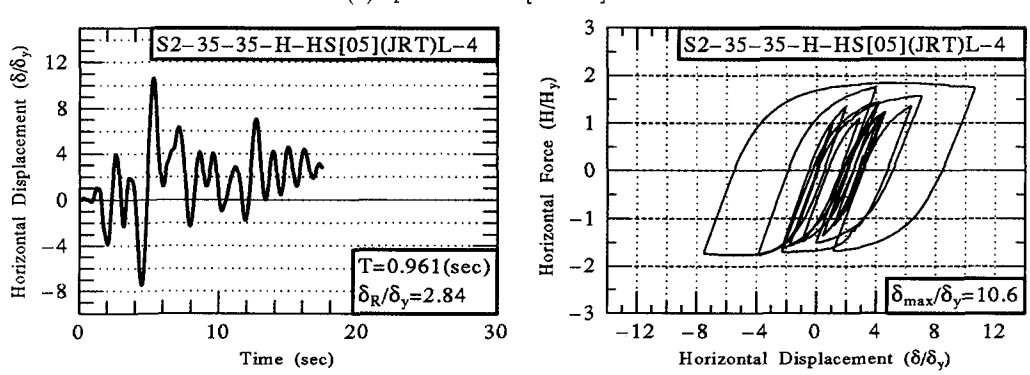
Fig.6 Responses due to Amplificed JMA



(a) Specimen No.6 [$\alpha = 1.0$]



(b) Specimen No.5 [$\alpha = 0.5$]



(c) Specimen No.7 [Hybrid]

Fig.7 Responses due to Amplificed JR-Takatori

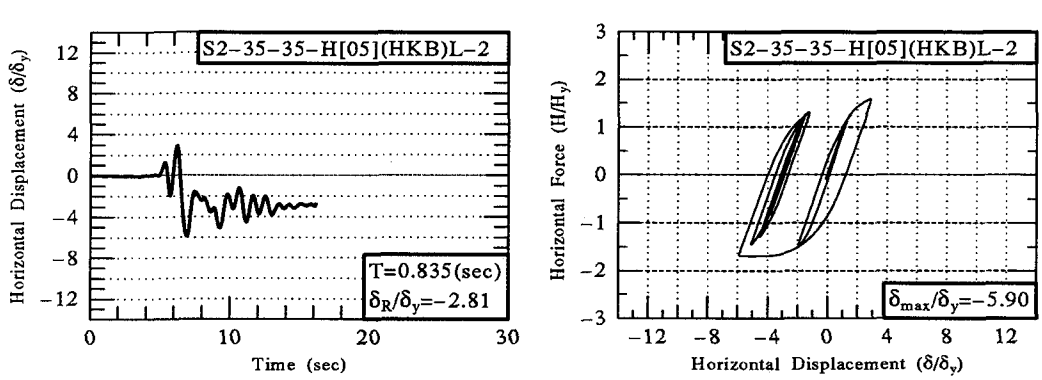
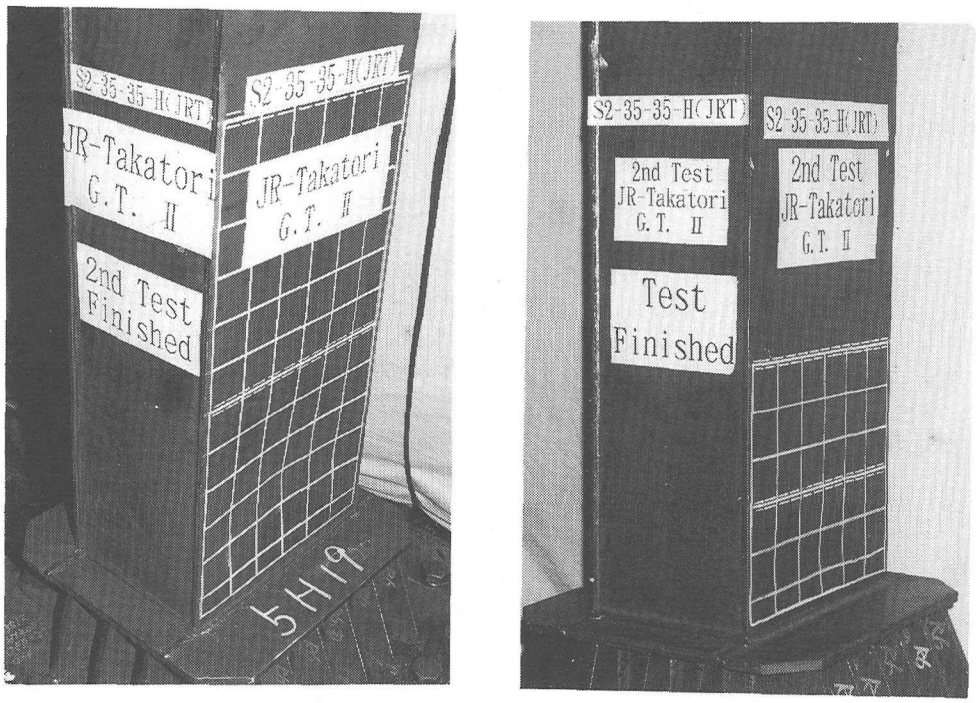


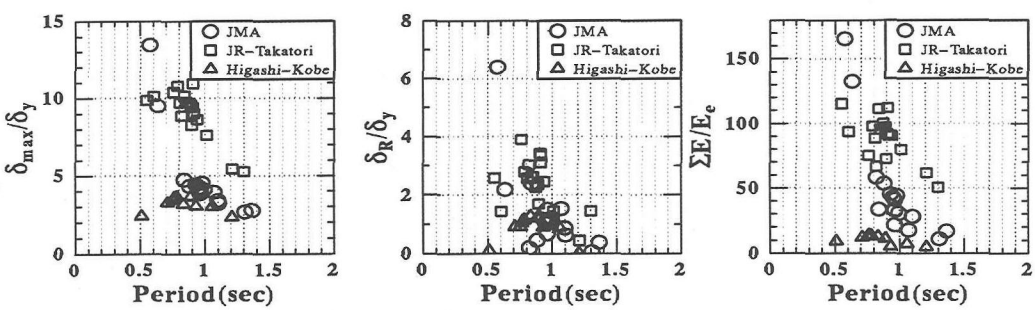
Fig.8 Response due to Amplificed Higashi-Kobe (Specimen No.4)



(a) Specimen No.6 [$\alpha = 1.0$]

(b) Specimen No.3 [$\alpha = 0.5$]

Photo 1 Damaged Test Specimens (JR-Takatori)



(a)Maximum Displacement

(b)Residual Displacement

(c)Cumulative Absorbed Energy

Fig.9 Maximum Displacement, Residual Displacement and Cumulative Absorbed Energy Spectra

て橋脚の損傷も小さい.

(3) 増幅地震波に対するハイブリッド地震応答実験結果

Fig.6, **Fig.7**および**Fig.8**に増幅地震動入力によるハイブリッド地震応答実験結果を示す. ただし, No.6およびNo.7供試体は増幅前の地震波により, 既にある程度の損傷を受けているため, これらの供試体に対する考察は定性的なものである.

Fig.6(b)の供試体No.4は損傷のない状態で(JMA)L地震動を入力して実験が行われたもので, JMA地震動を入力した**Fig.3**(b)のNo.3と同一寸法の供試体である. 両者の結果を比較すると, 入力加速度を1.5倍に増幅したことにより, 最大応答は12%大きくなっている. しかし残留変位は逆に元の地震波の57%と, 小さくなっている. この結果は奇妙に感じられるので, 詳しく考察してみる. これまでのハイブリッド地震応答実験では, 最大応答変位と残留変位は同じ方向に生ずるのがほとんどであった. すなわち, 残留変位は最大応答変位時に傾いた方向に生ずる場合が圧倒的に多い. 今回の実験でもほとんどそのようなケースであった. 例外は, (JMA)Lを入力したNo.4供試体のみであり, 最大応答変位が(+)側, 残留変位が(-)側である. 一方, JMAを入力したNo.3供試体はいずれも(-)側であった. No.3供試体は, 最初の大きな波で(+)側に$\delta/\delta_y = +2.5$だけ傾くが, 次の波の揺れ戻しで(-)側に大きく変位して最大応答変位(-3.84)を迎え, その後はそれまでの変位の正負の最大値の間（すなわち, -3.84〜+2.5）で振動を繰り返し最終的に(-)側に残留変位が生じている. 一方, No.4供試体は, 加速度が増幅されているため, 最初の大きな波で(+)側にNo.3より大きな変位(+4.43)が生じる. これが, この供試体の最大応答変位であり, 次の波で(-)側に変位するものの, 最初の(+)側への変位が大きかった分, 揺れ戻しによる変位はNo.3と同程度の(-3.9)に収まっている. その後は, No.3供試体と同じように変位振幅(-3.9〜+4.43)の間で振動し, 最終的に(-)側の変位が残留するが, (+)側の変位が大きかった分, No.3供試体より残留変位が小さい結果になったものと思われる. すなわち, この場合は, (+)側に橋脚を変位させる地震波の成分によって, 構造物が(-)側に傾くのを助ける形になっている. 以上の考察より, 加速度を増幅しても残留変位は必ずしも大きくなるわけではなく, かえって小さくなる場合もあることが分かる. この事実は, 残留変位の推定の難しさを示しているが, このような例は非常に特殊な場合で, 多くの場合は, 前述のように最大応答変位と残留変位は同符号であるので, 最大応答変位が大きくなれば残留変位も大きくなる. 最大応答変位と残留変位の関係については, 次節で再度述べる.

Fig.6(a), **Fig.6(c)**のNo.6とNo.7はそれぞれ過去に2種類の増幅前の地震波を入力した後の供試体であり, 前述のようにそれらの供試体の実験結果は処女供試体の実験結果と異なることが推測される. しかし, これらの実験結果を見てみると, 双方ともに最大応答時での耐力の劣化は見られず, 従って, 局部座屈の発生が肉眼ではほとんど見られない程度の損傷であることが分かる.

Fig.7のJR-Takatoriの増幅地震波では, No.5供試体で$\delta_{max}/\delta_y = 13.7$と非常に大きな応答を示し, 最大耐力を過ぎ劣化が生じている. No.6では地震開始5.8秒で最大応答$\delta_{max}/\delta_y = 9.28$を生じ, その後耐力が降伏水平変位$H_y$まで低下している. それに対し, No.7は最大応答$\delta_{max}/\delta_y = 10.6$に対しても, 耐力の劣化は生ぜず, しかも残留変位もかなり小さくなっている. JMA, JR-Takatori, JMA増幅地震波を入力した後の実験にもかかわらず, 損傷の少ない優れた耐震性能を発揮したことがわかる.

Fig.8のHigashi-Kobe増幅地震波については最大応答$\delta_{max}/\delta_y = 5.89$を生じているが耐力の劣化は見られない.

5. 最大応答変位, 残留変位, 累積履歴吸収エネルギースペクトル

本研究の実験結果の内, 増幅地震波入力の実験を除いた実験の結果を, 横軸に固有周期を, 縦軸に最大応答変位, 残留変位および累積吸収エネルギーをとったグラフ(それぞれ最大応答変位スペクトル, 残留変位スペクトル, 累積履歴吸収エネルギースペクトルと呼ぶ)を**Fig.9**に示す. 同図中には, 過去に名古屋大学で行なわれたハイブリッド地震応答実験結果[9]の内, ハイダクティリティーの条件を満足する補剛箱形断面供試体の実験結果も合わせて示す.

Fig.9(a)の最大応答変位スペクトルを見ると, JMA, JR-Takatoriに対しては最大応答変位は固有周期の変動に非常に敏感で, しかも固有周期が小さい領域で非常に大きな値を示すことが分かる. JMAに関しては, 最大応答変位は固有周期が0.5〜0.7秒で非常に大きいが, 固有周期が0.7秒以上になると急激に小さくなる. ところが, JR-Takatoriは0.5〜1秒前後まで大きな応答が続く. 本研究の供試体の固有周期は0.9秒前後であったため, 大きな最大応答を示した. Higashi-Kobeに関しては固有周期の変動にほぼ無関係に一定の比較的小さい最大応答を示す.

Fig.9(b)の残留変位スペクトルに関しても最大応答変位スペクトルとほぼ同じようなことがいえる. JMA

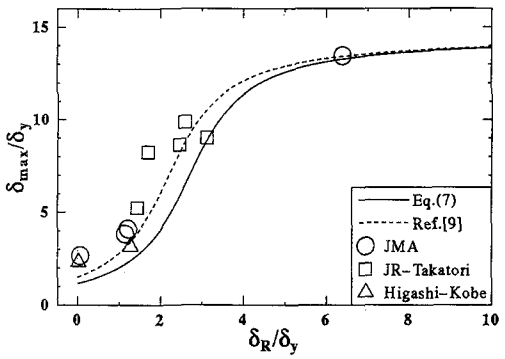


Fig.10 Comparison of Eq.(7) with Test Results

では固有周期が小さくなるに従い，残留変位が大きくなっているのに対して，JR-Takatoriでは0.5秒〜1.0秒の範囲で大きな残留変位を生じている．Higashi-Kobeについては最大応答変位と同様に固有周期の変動にほぼ無関係に，一定の比較的小さな残留変位を生じている．

また，**Fig.9(c)**の累積吸収エネルギースペクトルについても，最大応答変位スペクトルと似た傾向を示している．Higashi-Kobeは固有周期の変動にほぼ無関係で一定値を示すのに対し，JMAは小さな固有周期では大きな履歴吸収エネルギーを示しているものの，固有周期が1秒を越えるは急激に値が小さくなる．しかし，JR-Takatoriは比較的大きな値が固有周期の1.2秒程度まで続く．

6. 最大応答変位と残留変位の関係

本研究で行ったハイブリッド地震応答実験結果の内，ハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想に基づいて設計した供試体の最大応答変位δ_{max}と残留変位δ_Rの関係をプロットしたものを**Fig.10**に示す．ただし，増幅地震動に対する実験結果は除いてある．前述のように，最大応答変位の方向と残留変位の方向が逆の場合には，それらの間に比例的な関係は見られなかったものの，この図から，δ_{max}とδ_Rはほぼ比例関係にあると見なすことが出来よう．これらの結果より，次式で示す経験式を求めた．

$$\frac{\delta_R}{\delta_y} = \tan(0.208\frac{\delta_{max}}{\delta_y} - 1.46) + 2.7 \geq 0.0 \qquad (7)$$

ここで，適用範囲は，

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \leq 14.2 \qquad (8)$$

式(7)は文献9)のコンクリート部分充填鋼製橋脚に対する経験式（図中の点線で表される曲線）の係数のみを変えた（すなわち，右辺の最終項の数値2.2を2.7に変えた）ものであるが，提案推定式は，最大応答変位と残留変位の相関曲線の下界曲線をほぼ示すことが出来ている．ただしこの推定式は，補剛箱形断面鋼製橋脚で，かつ，提案するハイダクティリティーの設計思想に準じた橋脚に対してのみ適用できるものである．

7. 結言

文献1)で提案されたハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想は，板パネルの幅厚比を制限し，補剛材剛度を上げることにより局部座屈の発生・進展を遅らせ，さらに細長比を制限することにより部材全体のP-Δ効果を小さくして，鋼部材のみで耐震性能を高めるということであった．この効果を実証するため，兵庫県南部地震で観測された3種類の地震波(神戸海洋気象台，JR鷹取駅，東神戸大橋)およびそれら加速度を一様に1.5倍に増幅した地震波を用いたハイブリッド地震応答実験を実施した．供試体は寸法が同一のものを7体準備した．その内の1体(No.6)は，縦方向補剛材の剛比が小さいためハイダクティリティの基準を満たさない供試体であり，また1体(No.7)はハイダクティリティーの基準を満たすと共に縦方向補剛材に板パネルより高強度の鋼材(板パネル：SS400, 補剛材：SM570)を用いたハイブリッド補剛断面供試体である．一連の実験によって得られた結論をまとめると以下のようになる

(1) 提案したハイダクティリティー橋脚は，最高荷重時の変位塑性率δ_m/δ_yが6.0程度という高い変形能を有していることが準静的実験から分かった．この塑性率は設計時の予測値とほぼ同じ大きさであった．

(2) 兵庫県南部地震での観測地震波およびその増幅地震波に対するハイダクティリティー橋脚の耐震性能は非常によく，最大応答変位δ_{max}が$10\delta_y$程度の大きな変位が生じたときでも，復元力－水平変位関係に劣化域が生ぜず，従って供試体には局部座屈がほとんど見られなかった．

(3) その中でもハイブリッド補剛断面供試体の耐震性能は特に優れており，最大応答変位および残留変位とも他の供試体より小さくなる．

(4) それに対し，ハイダクティリティーの条件を満足しない供試体No.6は，JR鷹取駅地震波に対して劣化域が生じ，局部座屈がかなり大きく生ずるような応答を示した．

(5) 文献9)で提案した最大応答変位と残留変位の相関式(7)は係数を変えるだけで、今回の実験に対しても良い精度で適用できることが分かった．

上記のように，提案設計法は耐震性能のよい鋼製橋脚の設計法として有力であることが分かったが，問題点がないわけではない．それらを列挙して今後の研究課題としたい．

(1) 橋脚の固有周期によってはハイダクティティー橋脚といえども応答変位および残留変位は非常に大きくなる．JR鷹取駅地震波に対しては固有周期0.5～1秒前後，神戸海洋気象台に対しては0.5～0.7秒前後の橋脚である．このような橋脚に対しては，応答変位特に残留変位を抑制する方策を考える必要がある．例えば[3]，①コンクリートを橋脚基部に部分的に充填する，②震度法による1次設計時に安全率を上げる，またはこれと同じことであるが作用軸力を下げる，③免震構造を導入し，最大応答変位を抑制する，などが考えられる．

(2) 提案設計法では，式(1)の条件のもとで，目標塑性率を6.0程度とするために，細長比に制限を設けている．(式(4))．これら制限を設けた設計により，準静的実験結果では，$P-\Delta$効果が抑制され，優れた強度と変形能が示された．しかし，橋脚の細長比が大きくなれば，固有周期が長くなるため，最大応答変位および残留変位は，細長比が小さいものに比べ，かえって小さくなる(**Fig.9**および文献10))．すなわち，目標塑性率（要求性能）は小さくて済むわけである．今後は，地震外力から構造物に要求される要求性能がどれだけであるかをまず算定し，それに見合った保有性能を構造物に具備させると言う観点からの研究を進めていく必要がある[11]．

本研究は，(社)日本橋梁建設協会から名古屋大学への委託研究（平成8年度）として行われた．

参考文献

1) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，Vol.31, No.6, pp.30-36, 1997年6月．
2) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraji H.P.Mamaghani，葛　漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33, pp.69-82, 1995年10月．
3) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG（主査：宇佐美 勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年7月．
4) 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編，丸善，1996年12月．
5) 鈴木森晶，宇佐美勉：軸圧縮力と横力を受ける箱形断面鋼片持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年3月．
6) Nakamura, Yutaka : "Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake", JR Earthquake Information, No.23c, Feb., 1995, Railway Technical Research Institute.
7) 才塚邦宏，伊藤義人，木曽英滋，宇佐美勉：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，No.507/I-30, pp.179-190, 1995年1月．
8) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp1165-1172, 1995.
9) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震挙動，土木学会論文集，No.556/I-38, pp.119-129, 1997年1月
10) 鈴木俊光，宇佐美勉，伊藤義人，豊島径：細長比の大きなコンクリート部分充填柱の強震時挙動，土木学会論文集，No.537/I-35, pp.77-88, 1996年4月．
11) 宇佐美勉，水越秀和，鈴木森晶：鋼製橋脚の要求性能と保有性能，橋梁と基礎，Vol.32, No.1, pp.45-49, 1998年1月．

(1997. 4.8 受付)

EXPERINENTAL STUDY ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF HIGH DUCTILITY STEEL BRIDGE PIERS

Tsutomu USAMI, Koichi WATANABE, Tomoaki KINDAICHI, Takashi OKAMOTO and Shigeru IKEDA

Seismic behavior of steel bridge piers is influenced mainly by the width-thickness ratio parameter of the flange plate and slenderness ratio parameter of both the column and stiffeners. In this study, a proposal based on the findings from available experimental results is made for designing steel bridge piers with high ductility, and its validity is verified by pseudodynanic tests. A key point of the proposed design method is to increase the deformation capacity by setting upper bounds to both the plate width-thickness ratio parameter and column slenderness ratio parameter, and a lower bound to the relative flexural regidity of the stiffeners. Steel bridge pier models designed in acordance with the proposal were tested using the earthquake accelerograms recorded during the Hyogo-ken Nanbu earthquake. The results have shown that steel bridge pier specimens tested are of very high ductility capacity.