

コンクリート部分充填鋼製橋脚の 終局耐震設計法と耐震実験による検証

才塚邦宏¹・宇佐美勉²

¹正会員 工修 三菱重工工業株式会社 広島研究所鉄構土木研究室 (〒730 広島市中区江波沖町 5-1)

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)

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震後、新たな耐震設計基準が提案されている。本研究では、震災後に提案された耐震設計指針の内、名古屋大学で提案されたコンクリート部分充填鋼製橋脚に対する地震時保有水平耐力照査法により設計された鋼製橋脚モデル10体(鋼製橋脚モデル3体、コンクリート部分充填鋼製橋脚モデル7体)を製作し、兵庫県南部地震観測地震波を入力してハイブリッド地震応答実験ならびに変動変位繰り返し載荷実験を行った。その実験結果に基づき、採用した提案設計法の妥当性の検証を行った。

Key Words : concrete-filled column, bridge pier, seismic design, pseudodynamic test

1. 緒言

従来の道路橋示方書・V耐震設計編では、橋脚の2次設計(地震時保有水平耐力照査法)は、鉄筋コンクリート橋脚に対してのみ規定されており、鋼製橋脚に対する基準化はなされていなかった。しかし、兵庫県南部地震以後、鋼製橋脚に対しても新しい耐震設計基準^{1),2)}が作成され、さらに設計指針^{3),4)}も提案されている。

本研究は、文献3),4)に示されたコンクリート部分充填鋼製橋脚に対する地震時保有水平耐力照査法の妥当性をハイブリッド地震応答実験などにより検証するものである。そのために、鋼製橋脚モデル3体、コンクリート充填鋼製橋脚モデル7体を設計・製作し、兵庫県南部地震観測地震波¹⁷⁾(I種地盤用:神戸海洋気象台(以下JMA)、II種地盤用:JR警報地震計(鷹取)(以下JR-Takatori)⁵⁾、III種地盤用:東神戸大橋観測地震波形(以下Higashi-Kobe))を用いてハイブリッド地震応答実験^{12)~20)}、さらに、変動変位繰り返し載荷実験を行い、提案法に準じて設計を行った橋脚の強度と変形能に関するデータを得た。次に、実験結果に基づき、提案地震時保有水平耐力照査法^{3),4)}に規定されている種々の項目に関する妥当性の検証、有用性の確認を行った。

2. 研究概要

(1) 提案地震時保有水平耐力照査法の概要

図-1に本研究で採用した提案地震時保有水平耐力照査法のフローを示す。ここで言う実験結果との比較は、

主に④、⑤に関して行うため、以下では④、⑤について概要を説明する。ただし、②は現行設計法に示された震度法であり、変更はない。提案地震時保有水平耐力照査法の詳細に関しては、文献3),4)を参照されたい。

④のコンクリート充填鋼製橋脚に対する、終局荷重 H_u および終局変位 δ_u の決定に用いる水平荷重-水平変位曲線は、一定鉛直荷重下での、水平荷重 H とそれに対応する自由端の水平変位 δ の関係であり、 $P-\Delta$ 効果を考慮した弾塑性有限変位解析により得る⁴⁾。終局荷重 H_u 、終局変位 δ_u は、この曲線上でコンクリート充填部のコンクリート、あるいは中空鋼断面部の鋼において、後述する破壊基準に達した場合に柱としての破壊と見なし、その時の水平荷重、水平変位として求める。

破壊の判定は次式に示すコンクリート充填部のコンクリートおよび中空鋼断面部の鋼の損傷度 D_c 、 D_s を用いて行う。

$$D_c = \frac{\varepsilon_{a,c}}{\varepsilon_{u,c}} \quad (1)$$

$$D_s = \frac{\varepsilon_{a,s}}{\varepsilon_{u,s}} \quad (2)$$

ここで、 $\varepsilon_{a,c}$ 、 $\varepsilon_{a,s}$ は、それぞれコンクリート充填部のコンクリート最縁端、および中空鋼断面部のフランジ面に生ずる圧縮ひずみの有効破壊長領域における平均ひずみであり、 $\varepsilon_{u,c}$ 、 $\varepsilon_{u,s}$ は式(3)、(4)に示すコンクリートおよび鋼の限界ひずみである。有効破壊長 l_e は文献3), 10)より、フランジ幅が b である場合 $0.7b$ となる。

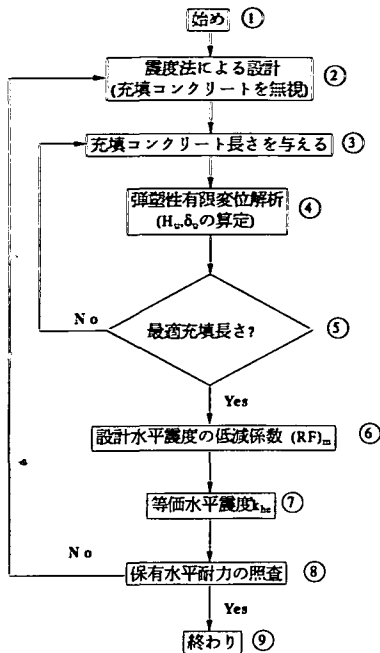


図-1 提案地震時保有水平耐力照査法のフロー

ただし、フランジ幅が b でもダイアフラム間隔が $0.7b$ より小さい場合には、そのダイアフラム間隔を有効座屈長として用いる。ここでは静定構造物を考えるため、式(1)、(2)による損傷度 D_c 、 D_s が 1.0 に達した場合に破壊となる。

$$\epsilon_{u,c} = 0.011 \quad (3)$$

$$\frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (4)$$

ここで、 $\epsilon_{u,c}$ = コンクリートの限界ひずみ、 $\epsilon_{u,s}$ = 鋼の限界ひずみ、 $\bar{\lambda}_s$ = 式(5)に示す補剛材細長比パラメータである。 $\epsilon_{u,c}$ の値は、文献3)では0.6%が用いられたが、その後の知見¹¹⁾により文献4)では1.1%が用いられている。本論文では、後者の値(1.1%)を用いる。式(4)の算定式は、図-2に示す補剛板の純圧縮解析結果より、平均応力 σ_a がピーク値 σ_{max} を過ぎ、 $0.95\sigma_{max}$ まで降下した点の平均ひずみ ϵ_a を限界ひずみ $\epsilon_{u,s}$ と考え、図-3に示す $\epsilon_{u,s} - \bar{\lambda}_s$ 関係を用いて推定されたものである。ただし、式(4)は、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ の場合、 $\epsilon_{u,s}/\epsilon_y = 20.0$ とする。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5)$$

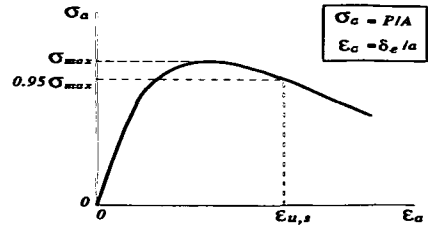


図-2 平均応力-平均ひずみ関係

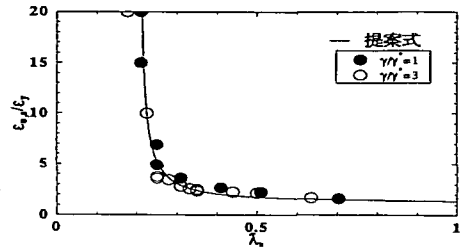


図-3 補剛板の限界ひずみ

ここで、 $r_s = 1$ 本の補剛材と隣接板パネルよりなる T 形断面 (フランジ総幅 $= b/n$: n = フランジ板パネル数) の板パネルの平行な主軸まわりの断面 2 次半径、 a = 補剛材のダイアフラムまたは横リブ間長さ、 Q = 補剛材で囲まれた板パネルの強度³⁾、 σ_y = 鋼材の降伏応力、 E = 鋼材のヤング係数である。

また、コンクリートの最適充填高さは、損傷度 D_c 、 D_s が同時に 1.0 に達する場合の充填高さを意味し、これは、コンクリート及び鋼の変形能を最大限、有効に利用できる高さとなる。以下では、この最適充填高さの決定を含め、提案地震時保有水平耐力照査法に準じて設計された橋脚を最適設計橋脚と呼ぶ。

(2) 最適設計供試体

本研究では、図-4に示す鋼製橋脚、コンクリート充填鋼製橋脚をモデル化した片持柱として、鋼製橋脚モデル 3 体、コンクリート充填鋼製橋脚モデル 7 体を製作した。鋼材は SS400 材および SM490YA 材を用い、断面形としては補剛箱形断面を用いた。実験供試体の詳細に関しては文献 17) を参照されたい。

また、前述のコンクリート最適充填高さに加え、文献 3) に規定された、以下に示すパラメータ制限および構造細目を採用した。

- (a) $R_f \leq 0.5$
- (b) $\gamma/\gamma^* \leq 3$
- (c) 充填コンクリートは低強度 (160 ~ 240 kgf/cm² 程度) のものを用いる。
- (d) 充填コンクリート上部にダイアフラムを設ける。

表-1 供試体実測寸法 (図-4 参照)

供試体	L (mm)	h (mm)	$\frac{h_c}{h}$	B (mm)	D (mm)	l_d (mm)	$t (=ts)$ (mm)	bs (mm)	$\frac{\gamma}{\gamma^*}$	$\frac{l_d}{b}$	$\bar{\lambda}$	R_f	$\bar{\lambda}_s$	H_{y0} (kN)	δ_{y0} (mm)
S45-35H	1153	973	—	285	172	133	4.31	42	14.1	0.5	0.380	0.480	0.143	110.5	6.67
S30-25H	754	598	0.0	220	130	202	4.76	39	2.7	1.0	0.281	0.298	0.203	100.9	2.69
S30-60H	1655	1436	0.0	220	130	202	4.79	39	2.7	1.0	0.673	0.296	0.203	42.3	15.50
SC45-25-25H	1051	904	0.25	321	197	303	5.00	43	2.4	1.0	0.262	0.404	0.281	139.3	3.74
SC45-35-20H	1449	1265	0.20	321	197	303	4.71	43	2.7	1.0	0.374	0.436	0.287	95.4	7.59
SC45-60-20H	1653	1434	0.20	220	130	202	5.05	30	2.3	1.0	0.619	0.400	0.284	37.4	13.88
SC45-35-20H[05]	1452	1268	0.20	321	197	152	4.72	38	8.3	0.5	0.383	0.449	0.174	103.5	8.13
SC45-35-20H[10]	1454	1270	0.20	321	197	303	4.69	54	5.1	1.0	0.396	0.456	0.232	106.2	8.25
SC45-35-20H[15]	1454	1270	0.20	321	197	455	5.04	59	2.5	1.5	0.386	0.410	0.299	105.4	7.69
SC40-35-20H	1353	1125	0.20	288	175	270	4.98	42	3.0	1.0	0.372	0.368	0.254	90.8	6.67

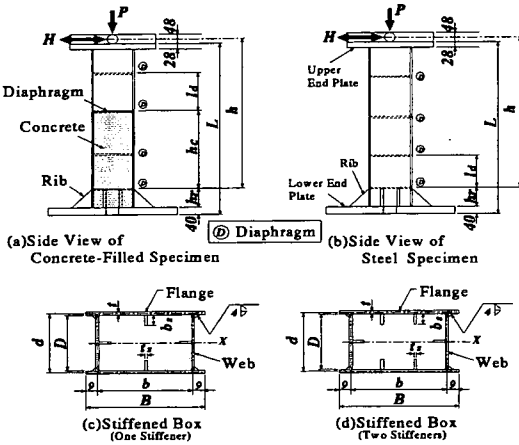


図-4 最適設計橋脚モデル

(e) コンクリート充填部の橋脚フランジと腹板のかど溶接は全断面溶け込みグループ溶接とする。

ここで、 R_f = フランジ板幅厚比パラメータ、 γ = フランジ板補剛材剛比、 γ^* = 線形座屈理論から求められる最適剛比である。コンクリートの設計基準強度としては 19.6MPa(200kgf/cm²) を採用した。

表-1に供試体の実測寸法を、表-2に使用した鋼材から切り出した JIS 5 号試験片による引張試験結果を示す。また、表-3にコンクリート充填の際に製作した圧縮試験体を用いた圧縮試験結果を示す。

表-1の幅厚比パラメータ R_f および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は以下の式で表される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (6)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (7)$$

ここで、 b = フランジ板幅、 t = フランジ板厚、 μ =

表-2 鋼材の材料定数

供試体	E	σ_y	ϵ_y	μ	E_{st}	ϵ_{st}
S45-35H	192	374	0.194	0.277	5.44	2.05
S30-25H	208	327	0.158	0.271	3.62	1.77
S30-60H	208	295	0.142	0.266	3.83	1.11
SC45-25-25H	204	299	0.147	0.263	3.38	1.06
SC45-35-20H[05]	209	327	0.157	0.263	3.66	2.01
SC45-35-20H[10]	209	331	0.159	0.256	3.06	1.84
SC45-35-20H[15]	205	304	0.148	0.264	2.80	1.12
SC40-35-20H	207	303	0.147	0.263	3.38	1.07

Notes:

E = 弾性係数 (GPa)

σ_y = 降伏応力 (MPa)

ϵ_y = 降伏ひずみ (%), μ = ポアソン比

E_{st} = ひずみ硬化域初期剛性 (GPa)

ϵ_{st} = ひずみ硬化開始ひずみ (%)

表-3 コンクリート圧縮試験結果

供試体	f_c (MPa)	E_c (GPa)	μ_c
SC45-60-20H	17.3	21.2	0.160
SC45-25-25H	18.2	21.8	0.186
SC45-35-20H	21.4	20.2	0.179
SC45-35-20H[05]			
SC45-35-20H[10]			
SC45-35-20H[15]			
SC40-35-20H			

鋼材のポアソン比、 $k = 4n^2$ = 板の座屈係数、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数、 h = 部材長、 r = 鋼断面の断面 2 次半径である。また、表-1中の $\bar{\lambda}_s$ は式(5)で定義される量であり、コンクリート部分充填柱の場合は、コンクリート充填部の真上のパネル、無充填部の場合は、最下部パネルの補剛板を対象としている。 H_{y0} 、 δ_{y0} は、それぞれ水平荷重のみが片持柱先端に作用したときの初期降伏水平荷重およびそれに対応する変位で

表-4 S45-35Hの諸元

α	0.5
$\bar{\lambda}_s$	0.143
$\epsilon_{u,s}(\%)$	3.62
Notes : α =アスペクト比 (a/b)	
$\bar{\lambda}_s$ =補剛材細長比	
$\epsilon_{u,s}$ =限界ひずみ	

あり、次式で定義される。

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (8)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0}h^3}{3EI} \quad (9)$$

ここで、 M_y = 鋼断面の降伏モーメント、 EI = 鋼断面の曲げ剛度であり、いづれも充填コンクリートの影響は無視する。また、表-3において E_c = コンクリートのヤング係数、 f_c = コンクリートの圧縮強度、 μ_c = コンクリートのポアソン比である。なお、供試体名の初めに付く S または SC は、それぞれ補剛断面鋼製橋脚、補剛断面コンクリート充填橋脚を意味し、次に続く 2 桁の数値は、順に幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、コンクリート充填率の設計時の値をそれぞれ 100 倍した値を示している。供試体名の最後に付く [05], [10], [15] は中空鋼断面でのアスペクト比が 0.5, 1.0, 1.5 であることを示す。

また、表-1中の鋼柱供試体 S45-35H、コンクリート充填供試体 SC45-35-20H[05], [15] の 3 体は提案法⁴⁾に準じた最適設計になっていない点に注意すべきである。供試体 S30-25H および S30-60H においては、解析的には、コンクリート無充填が最適となる。

(3) 実験方法

各供試体に対して、JMA, JR-Takatori および Higashi-Kobe の各地震波を入力しハイブリッド実験を行い、その後、変動変位繰り返し載荷実験を行った。ハイブリッド実験における減衰定数は $\xi = 0.05$ を用い、実橋脚との相似比は $S = 8$ を仮定した。また、変動変位繰り返し載荷実験は文献 6)~8) に示された方法に従い、軸力 P として全断面降伏軸力 P_y の 0.2 倍を載荷した。

3. 提案照査法の妥当性の検証

(1) 鋼の限界ひずみの妥当性の検証

供試体としては鋼柱 S45-35H を用い、平均ひずみは、供試体柱基部フランジ面の有効破壊長領域にひずみゲージを貼付し、その計測ひずみの平均を求めることで算

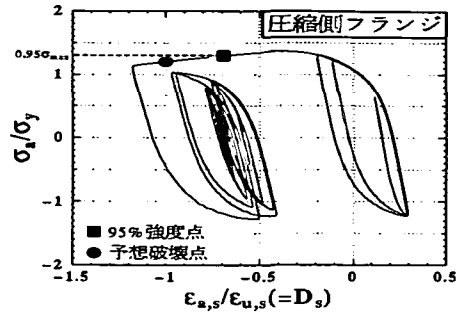


図-5 実測平均応力-平均ひずみ関係 (S45-35H)
(JR-Takatori, $P/P_y = 0.167$, $T = 0.873$ sec)

出した。また、ハイブリッド実験においては Higashi-Kobe, JMA, JR-Takatori の順に地震波を入力して行ったため、各実験における平均ひずみは、その前の実験における残留ひずみを足し合わせて算定した。

表-4に S45-35H の実測寸法より得られた補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ および式 (4) を用いて計算した鋼の限界ひずみ $\epsilon_{u,s}$ の値を示す。図-5には実験より得られた平均圧縮ひずみ $\epsilon_{a,s}$ を限界ひずみ $\epsilon_{u,s}$ で無次元化した値 (鋼の損傷度 D_s) を横軸に、水平荷重および軸力を用いて変換した、フランジ面に生じる圧縮応力を縦軸にとった図を示す。

図-5において、●印は式 (4) を用いて計算された限界ひずみに達した点 ($D_s = 1.0$) であるが、この点における応力は $0.95\sigma_{max}$ を多少下回っている。また、逆に図-5で $0.95\sigma_{max}$ にまで応力が低下した点を■印で示すが、予想された限界ひずみにまでは達していない。

これは、式 (4) の推定式を求めるための解析においては、補剛板の純圧縮を行い、平均応力-平均ひずみ関係を求めているが、ハイブリッド実験では供試体のフランジ板において純圧縮と同じ状態にはならず、応力の勾配が部材の長さ方向にあるため、安全側の結果となったものと思われる。

このことを考慮すると、推定した限界ひずみの値は、実験結果をある程度表現していると言え、提案照査法における鋼の限界ひずみ推定式 (4) は安全側の仮定であると言える。

(2) コンクリート充填柱の平均ひずみによる損傷度の比較

4 体のコンクリート充填柱 SC45-25-25H, SC45-35-20H, SC45-35-20H[05], SC45-35-20H[15] に対して、コンクリート充填柱基部および中空鋼断面部の有効破壊長領域にひずみゲージを貼付し、コンクリートおよび

表-5 Dc, Ds の実測値と解析値の比較

供試体	$\bar{\lambda}_s$	$\epsilon_{u,s}(\%)$	$\epsilon_{u,c}(\%)$	実測値		解析値	
				Ds	Dc	Ds	Dc
SC45-25-25H	0.281	0.51	1.10	1.00	0.86	1.00	0.92
SC45-35-20H	0.287	0.49	1.10	1.00	0.82	1.00	0.40
SC45-35-20H[05]	0.174	3.17	1.10	0.20	1.00	0.63	1.00
SC45-35-20H[15]	0.299	0.46	1.10	1.00	0.66	1.00	0.30

鋼の平均ひずみ $\epsilon_{a,c}$, $\epsilon_{a,s}$ を計測し、コンクリートおよび鋼の損傷度 Dc, Ds を求めた。ただし、コンクリート充填部の実測のひずみは、供試体最外縁の鋼のひずみであるため、平面保持の仮定を用い、コンクリート最外縁のひずみに換算して計算を行った。このような仮定は厳密性を欠くが、解析での仮定と整合性を保っている。また、各供試体に対する実測寸法(表-1参照)、鋼材およびコンクリートの材料定数(表-2, 表-3参照)を用いて弾塑性有限変位解析を行い、終局点でのコンクリートおよび鋼断面の損傷度を計算し、実測値との比較を行った。実験より計測したひずみに関しては、4.(1)と同様に各実験終了後の残留ひずみを考慮し、累積ひずみとして計算した。

表-5に実測結果と解析結果の比較を示す。ただし、SC45-35-20H[05] および SC45-35-20H[15] の2体は最適設計供試体 SC45-35-20H[10] の中空鋼断面のアスペクト比を0.5, 1.5と変化させた供試体であるため、最適設計されていない。

表-5を見ると、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ が大きい場合、小さい場合ともに、実験と解析におけるひずみの値から判定される破壊箇所は一致している結果が得られており、この解析法では実際の破壊箇所の推定が可能である。損傷度に関しては若干の差が見られるが、これは、解析が単調荷重により水平荷重-水平変位関係を求め、ひずみを計算しているのに対し、実験は繰り返し荷重になっていること、また、実験においては残留応力等の製作上の要因が含まれるのに対し、解析ではそれらを見逃し、簡略化している点などによると考えられる。

また、比較を行った供試体4体の内、SC45-25-25H および SC45-35-20H の2体は最適設計供試体であり、実験におけるコンクリートおよび鋼の損傷度 Dc, Ds は、ほぼ1.00となっており、2.(1)に示したコンクリートの最適充填高さの定義を満足した結果を示している。

(3) 終局荷重および終局変位の比較

解析結果との比較には、変動変位繰り返し載荷実験結果より得られた包絡線の最大荷重 H_{max} 、それに対応した変位 δ_{max} 、また、最大荷重を超えて $0.95H_{max}$ まで低下した点の荷重 H_{95} 、およびそれに対応した変位 δ_{95} を用いる。耐力が95%まで低下した点を目安とする理由は、耐震性能の良い柱は補剛材剛比が大きく、かつ幅厚比が小さいため、最高荷重後の荷重低下が非常になだらかで H_{max} をとらえるのが難しいこと、および H_{max} に対応する変位量では柱の変形能を有効利用できないと考えたためである。また、実験および解析に関しては、軸力比 P/P_y として0.2を用いた。

表-6に実験より得られた H_{max} , δ_{max} および H_{95} , δ_{95} と、解析結果(終局荷重 H_u , 終局変位 δ_u) の比較を示す。比較は、実験結果の解析結果に対する比で表している。つまり、この比が1.00を上回る場合は実験結果の方が大きく、解析結果が安全側の評価をしていることになる。また、図-6(a), (b), (c), (d) に実験および解析より得られた水平荷重-水平変位曲線の内、SC45-60-20H, SC45-25-25H, SC45-35-20H[05], SC45-35-20H[10] の結果を示す。

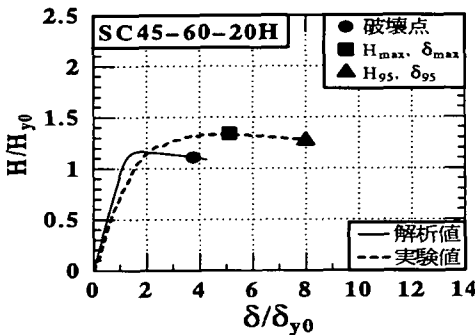
図-6(a), (b), (d)を見ると、 H_{max} , δ_{max} , H_{95} , δ_{95} のすべてに関して、解析結果は実験結果よりも小さくなっており、安全側の評価をしている。図-6(d)のSC45-35-20H[10]の結果に関しては、終局荷重 H_u および終局変位 δ_u は実験結果の H_{max} , δ_{max} を、非常に良く表現していると言える。図-6(c)のSC45-35-20H[05]の比較では、解析結果の H_u は実験結果の H_{max} を下回っている。終局変位 δ_u に関しては δ_{max} を上回っているが、 δ_{95} より下回っており、安全側の評価をしている。

また、表-6を見ると、 H_{max} , H_{95} については、解析結果がほとんどすべての実験結果を20%程度下回り、安全側の評価をしていることがわかる。 δ_{max} に関しては、鋼柱2体とSC45-35-20H[05]のみ解析結果が実験結果を上回り危険側の評価をしているが、 δ_{95} を見ると、実験結果と解析結果の比は、S30-25Hで0.95、SC45-35-20H[05]で1.09となっており、ほぼ安全側の評価をし

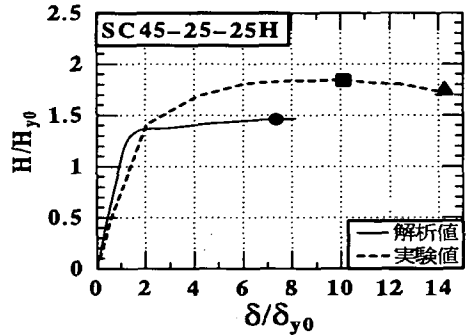
表-6 終局荷重および終局変位の実験結果と解析結果の比較

供試体	実験値		解析値		(1) (3)	(2) (3)	実験値		解析値		(4) (6)	(5) (6)	破壊モード
	H_{max} H_{y0}	H_{95} H_{y0}	H_u H_{y0}	δ_{max} δ_{y0}			δ_{95} δ_{y0}	δ_u δ_{y0}					
	(1)	(2)	(3)	(4)			(5)	(6)					
S30-25H	1.71	1.62	1.21	1.41	1.34	10.01	10.81	11.40	0.88	0.95	S		
S30-60H	1.38	—	0.80	1.73	—	5.00	—	6.00	0.83	—	S		
SC45-25-25H	1.84	1.74	1.46	1.26	1.19	10.11	14.24	7.35	1.38	1.94	S		
SC45-35-20H	1.63	1.55	1.33	1.23	1.17	5.98	8.53	3.06	1.95	2.79	S		
SC45-60-20H	1.34	1.27	1.11	1.21	1.14	5.11	7.99	3.77	1.36	2.12	S		
SC45-35-20H[05]	1.61	1.53	1.29	1.25	1.19	6.14	8.35	7.67	0.80	1.09	C		
SC45-35-20H[10]	1.48	1.41	1.30	1.14	1.08	6.03	8.13	5.47	1.10	1.49	S		
SC45-35-20H[15]	1.62	1.54	1.35	1.20	1.14	8.02	10.04	2.56	3.13	3.92	S		
SC40-35-20H	1.68	1.60	1.34	1.25	1.19	8.10	14.43	4.09	1.98	3.53	S		

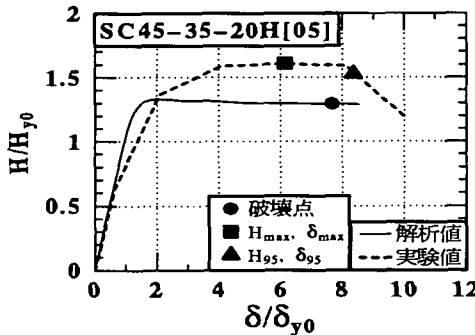
Notes : S = 中空鋼断面部で破壊, C = コンクリート充填部で破壊



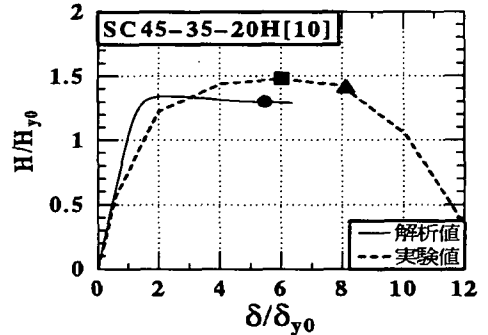
(a)SC45-60-20H



(b)SC45-25-25H



(c)SC45-35-20H[05]



(d)SC45-35-20H[10]

図-6 終局荷重および終局変位の比較

ていると言える。

従って、鋼製橋脚の粘りを考慮して、終局状態を荷重が最大荷重を超えた後、最大荷重の95%まで低下した点と考えれば、終局荷重、および終局変位の推定はすべての橋脚に対して安全側の評価を与えることが可

能である。

さらに、文献3)によれば、名古屋大学で過去に行われたコンクリート充填補剛断面柱に対する変動変位繰り返し載荷実験結果との比較においても、推定値は安全側の評価を与えている。

表-7 比較対象供試体の諸元

供試体	L (mm)	h (mm)	h_c (mm)	l_d (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	γ/γ^*	H_{y0} (kN)	δ_{y0} (mm)
SC45-25-25H	1051	904	227	303	321	197	5.0	43	5.0	2.4	139.3	3.74
SC45-25-5[3]	952	838	419	364	317	196	4.3	34	4.3	1.2	141.9	3.39

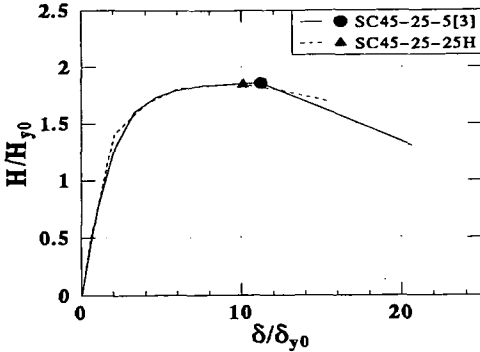


図-7 最適および非最適設計供試体の変動変位繰り返し載荷実験結果の比較

4. 最適・非最適設計供試体の挙動の比較

(1) 変動変位繰り返し載荷実験

ここでは、過去に名古屋大学で行われた、最適設計されていない供試体を用いた変動変位繰り返し載荷実験結果と、本研究で用いた最適設計された供試体の実験結果の比較を行う。比較に用いる供試体としては、SC45-25-25H(幅厚比パラメータ $R_f = 0.45$, 細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.25$, コンクリート充填率 25%) と、ほぼ同一の幅厚比パラメータおよび細長比パラメータを有し、コンクリート充填率が 50% の SC45-25-5[3]⁹⁾ の 2 体を用いる。ここで、SC45-25-25H は本研究で用いた最適設計された供試体であり、SC45-25-5[3] は最適設計されていない供試体である。

2 体の供試体の諸元およびパラメータを表-7 に示す。また、この 2 体に対して変動変位繰り返し載荷実験を行った結果の内、水平荷重-水平変位曲線を図-7 に示す。

図-7 を見ると、●あるいは▲印で示した最大荷重は SC45-25-25H, SC45-25-5[3] でそれぞれ $1.84H_{y0}$, $1.85H_{y0}$ となっており、コンクリート充填率を 50% とした SC45-25-5[3] の方が大きく出ており、強度に関しては若干の向上が見られる。ダクティリティーに関して、最大荷重に対応した変位を見ると、SC45-25-25H, SC45-25-5[3] でそれぞれ $10.11\delta_{y0}$, $11.22\delta_{y0}$ となり、変位に関しても若干 SC45-25-5[3] の方が大きくなっている。

しかし、最大荷重後の挙動を見ると、最適設計され

ていない SC45-25-5[3] では、急激に耐力が低下しているのに対し、SC45-25-25H では、なめらかな耐力低下を生じており、ダクティリティーは向上していることが確認できる。これは、SC45-25-5[3] では、柱基部のみに局部座屈が集中したため、局部座屈の進展が早く、柱基部での損傷が大きくなり急激な耐力低下を生じたものと考えられる。また、最適設計された SC45-25-25H では、柱基部のみに局部座屈が集中することなく、中空鋼断面にも局部座屈が発生し、両断面で塑性変形を分担する形となったため、急激な耐力低下を生じず、ダクティリティーが大きくなったと考えられる。

この SC45-25-25H の挙動は、コンクリート最適充填高さの定義「コンクリート無充填部と充填部で同時に限界状態に達する高さ」に則したものと考えられる。また、図-6 に示した SC45-60-20H でも同様な挙動を示していることから、提案地震時保有水平耐力照査法による設計は妥当な結果を示していると言える。

写真-1 に、この 2 体の供試体の実験終了時の破壊状況写真を示す。

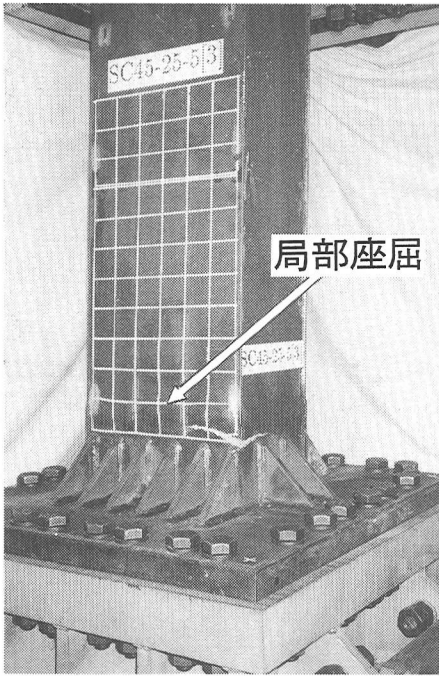
また、本研究で最適設計を行ったすべての供試体に対する変動変位繰り返し載荷実験においても、柱基部あるいは中空鋼断面部に塑性変形の集中したものは見られなかった。

(2) ハイブリッド地震応答実験結果の比較

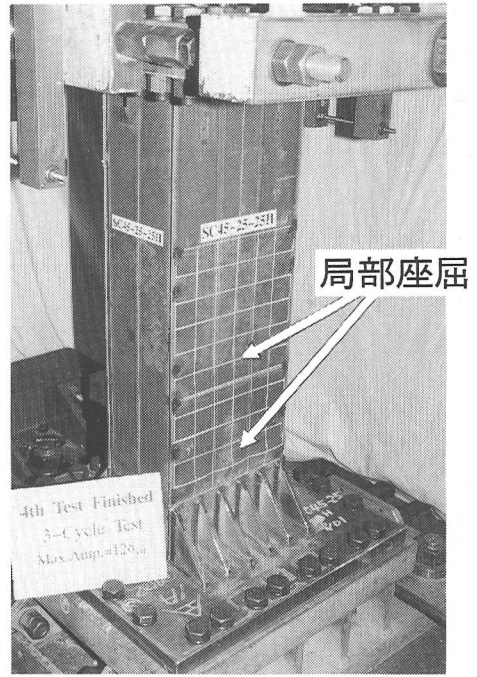
ハイブリッド実験による地震応答挙動の比較として、最適設計供試体 SC45-35-20H と非最適設計供試体 S45-35H の 2 体を用いた。S45-35H は 2.(2) に示した最適設計の基準の内、コンクリートの充填高さに関する基準を満たしていない。

この 2 体の供試体に対して、それぞれ Higashi-Kobe, JMA および JR-Takatori を入力してハイブリッド地震応答実験を行った結果の内、3 つの地震応答で最大の応答変位を示した JR-Takatori 入力実験結果の荷重-変位曲線比較を S45-35H, SC45-35-20H に関してそれぞれ図-8(a), (b) に示す。

図-8 より、最大荷重に関しては最適・非最適設計で大きな違いは生じていない。しかし、図-8(a) の S45-35H の結果に関しては、最大荷重後の耐力低下が生じているのに対し、(b) の SC45-35-20H の結果では、最大荷

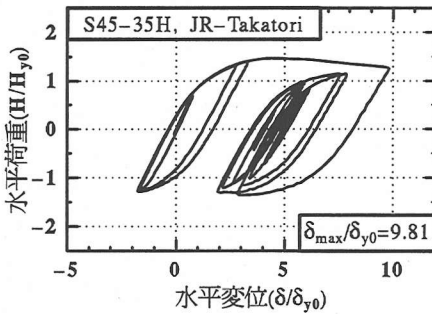


(a)SC45-25-5[3]



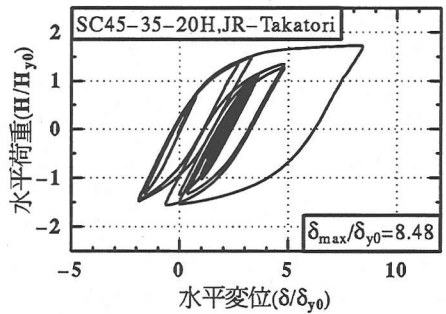
(b)SC45-25-25H

写真-1 SC45-25-5[3]とSC45-25-25Hの破壊箇所と比較



(a)S45-35H

$(P/P_y = 0.167, T = 0.873\text{sec})$



(b)SC45-35-20H

$(P/P_y = 0.152, T = 0.852\text{sec})$

図-8 最適および非最適設計供試体のハイブリッド実験結果の比較 (JR-Takatori 入力時)

重に達しておらず耐力低下も生じていない。さらに、残留変位はSC45-35-20Hの方が小さい。すなわち、コンクリートの最適充填高さを採用することで、劣化域を回避し、ダクティリティーの向上、残留変位の抑制効果が見られる。

以上のことより、最適設計を施すことで、4.(1)に示した変動変位繰り返し載荷実験のみでなく、地震応答にも大きく影響を与えることが確認できる。

5. 橋梁システム設計フローの提案

これまでの考察において、提案地震時保有水平耐力照査法³⁾の妥当性の検証を行い、その有用性を明確にした。設計に際して重要な項目である地震終了時の橋脚の使用性限界(機能保持限界)に関する具体的方法に関しては、現在、土木学会・鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WGで、橋脚の最大応答変位 δ_{max} および地震終了時の残留変位 δ_R による照査法が検

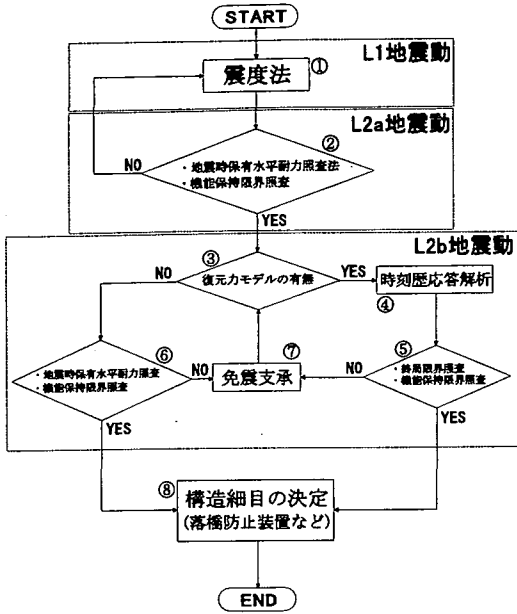


図-9 橋梁システム設計フロー

討されている⁴⁾。従って、ここでは、照査法の内容については触れず、使用性限界の照査のために δ_{max} と δ_R の推定が必要なことだけを記しておく。

前述の設計法および使用性限界を含めた、橋梁システムとしての一貫した設計の流れを提案する。ただし、ここで示す流れは、初期に免震支承を用いず設計する場合の方法である。提案する流れ図を図-9に示す。

図-9に示した流れの概要を以下に説明する。

L1 地震動

- ① 弾性応答解析用 L1 地震動 (現行道路橋示方書, Level 1 地震動) 相当の地震力を想定し、弾性設計を行う。

L2a 地震動

- ② L2a 地震動 (海洋型大地震で建設省土木研究所, Level 2 地震動相当) を想定し、地震時保有水平耐力の照査、および使用性限界の照査を行う。

L2b 地震動

- ③ ここでは L2b 地震動 (直下型大地震で兵庫県南部地震規模に相当) を用いて弾塑性時刻歴応答解析を行うこととし、解析に用いる橋脚の復元力モデルがある場合は、④で時刻歴応答解析を行う。ない場合は文献 18) で示した方法などにより最大応答変位 δ_{max} 、残留変位 δ_R の推定を行う。
- ④ 時刻歴応答解析を行い、橋脚の最大応答変位 δ_{max} 、残留変位 δ_R を求める。

- ⑤ ④で求めた応答値を用いて、終局限界および使用性限界の照査を行う。
- ⑥ L2b 地震動に対して地震時保有水平耐力の照査を行い、さらに、使用性限界の照査を行う。
- ⑦ ⑤、⑥の各照査において、各照査を満足しない場合には免震支承を取り付けることとし、③に戻り時刻歴応答解析を行う。

構造細目決定

- ⑧ ⑤、⑥において、各照査基準を満足する場合、また免震支承を使用して基準を満足した場合、落橋防止装置などの構造細目の決定を行う。

以上の流れに従い、地震時保有水平耐力の照査、使用性限界制限を満足した橋梁を設計することが可能となる。

6. 結言

本研究では、文献 3) に示された提案地震時保有水平耐力照査法を採用して最適設計鋼製橋脚モデルを製作し、各供試体に対して、兵庫県南部地震観測地震波 (神戸海洋気象台 (JMA), JR 警報地震計 (鷹取) (JR-Takatori), 東神戸大橋観測地震波 (Higashi-Kobe)) を入力してハイブリッド地震応答実験を行い、その後、変動変位繰返し載荷実験を行った。その実験結果および供試体実測寸法を用いた弾塑性有限変位解析結果より、提案地震時保有水平耐力照査法⁴⁾に示された各項目に関して、その妥当性の検証を行い、提案照査法の有用性を確認した。また、現在、土木学会で検討中の使用性限界制限などを用い、一貫した橋梁システムの設計フローを提案し、地震時保有水平耐力照査法の設計上における位置付けを明確にした。考察より以下のように結論が得られた。

- (1) 鋼柱供試体に対する実験において計測した、有効破壊長領域における平均ひずみ-平均応力関係より、式 (4) に示した地震時保有水平耐力照査法に用いる鋼の限界ひずみ推定式が安全側の仮定となっていることを確認した。
- (2) コンクリート充填柱の柱基部および中空鋼断面における計測平均ひずみを用いて算定したコンクリートおよび鋼の損傷度 D_c, D_s と、弾塑性有限変位解析により求めた損傷度の比較により、破壊点が一致し、損傷度が比較的小さい値を示すことを確認した。
- (3) 解析結果の終局荷重 H_u 、終局変位 δ_u は、変動変位繰返し載荷実験結果を比較的良く表現し、荷重、変位ともに安全側の評価が可能である。

(4) 最適・非最適設計供試体に対する変動変位繰返し
 載荷実験、ハイブリッド実験結果より、最適設計
 することにより、コンクリート充填断面および中
 空鋼断面での変形能を有効利用でき、ダクティリ
 ティーに関して向上が可能であることを確認した。

謝辞：本研究は、平成7年度鋼材倶楽部研究助成金およ
 び、文部省科学研究費・基盤研究(A)(2)(研究代表者：
 宇佐美勉)の補助を受けて行った。記して深甚なる謝意
 を表す。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震・道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震
 により被災した道路橋の復旧に係る仕様(案)，1995年2
 月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編，1996年
 12月。
- 3) 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. 10。
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設
 計研究WG(主査：宇佐美 勉)：鋼橋の耐震設計検討案と
 耐震設計のための新技術，1996年7月。
- 5) Nakamura, Y. : "Waveform and its Analysis of the
 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake", JR Earthquake
 Information No.23c, Feb. 1995, Railway Technical Re-
 search Institute.
- 6) 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。
- 7) 宇佐美 勉，坂野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデ
 ルの繰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. 3。
- 8) 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。

- 9) 葛 漢彬，宇佐美 勉，戸谷和彦：繰返し荷重を受ける
 コンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構
 造工学論文集，Vol.40A，pp.163 - 176，1994. 3。
- 10) 葛 漢彬，宇佐美 勉：コンクリートを部分的に充填した
 鋼製箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究，
 土木学会論文集，No.513/I-31，pp.77 - 88，1995. 4。
- 11) 葛西 昭，葛 漢彬，宇佐美 勉：コンクリート部分充填
 鋼製橋脚の耐震性能，「橋梁と基礎」掲載予定
- 12) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，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. 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，No.519/I-32,pp.101 - 113,1995. 7。
- 14) 才塚邦宏，宇佐美 勉，木曾英滋，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，pp.227 - 288，1995.
 3。
- 15) 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，No.525/I-33，pp.55 - 67，
 1995.10。
- 16) 鈴木俊光，宇佐美 勉，伊藤義人，豊島 隆：細長比パラメ
 タ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 - 88，1996.4。
- 17) 才塚邦宏，宇佐美 勉，鈴木森晶，伊藤義人：兵庫県南部
 地震で観測された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強震時挙動，阪神・淡路大震災に
 関する学術講演会論文集，pp.551 - 558，1996. 1。
- 18) 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
 る鋼製橋脚の強震時挙動，土木学会論文集へ掲載予定。
- 19) 家村浩和：ハイブリッド実験の発展，土木学会論文集，
 No.356/I-3，pp.1 - 10，1985年4月。
- 20) 伯野元彦，岡田恒雄，高梨晃一，土岐憲三，池田尚治，
 家村浩和，片田敏行：ハイブリッド実験の応用マニユ
 アル，1990年3月。

(1996. 8.5 受付)

VARIFICATION OF PROPOSED METHOD FOR CHECK OF ULTIMATE
 EARTHQUAKE RESISTANCE ON THE BASIS OF HYBRID TEST RESULTS
 CONCRETE-FILLED

Kunihiro SAIZUKA and Tsutomu USAMI

After the Hyogo-ken-nanbu earthquake on January 17, 1995, several design methods for restora-
 tion and new earthquake-proof standards have been proposed.

In this study, ten steel box column specimens (including seven concrete-filled steel specimens)
 modeling steel bridge piers were designed on the basis of the method for check of ultimate earth-
 quake resistance proposed by the authors, and tested pseudodynamically using the accelerograms
 obtained during the Hyogoken-nanbu earthquake. In accordance with the test results, the validity
 and usefulness of the adopted design method were made clear.