

# 鋼製箱形断面を有する橋脚柱の耐震性 向上法に関する実験的研究

北田俊行<sup>1</sup>・中井 博<sup>2</sup>・中西克佳<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)  
<sup>2</sup>正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)  
<sup>3</sup>正会員 大阪市立大学助手 工学部土木工学科(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

本論文では、薄肉箱形断面を有する単独柱形式の鋼製橋脚柱の耐震性を向上するための以下の方法について検討するために、7体の実験供試体を用いて、仮動的実験（ハイブリッド実験）、および漸増変位の繰返し載荷実験を実施している。すなわち、①断面の構成板パネルの幅厚比を小さくして局部座屈を防止する方法、②コンクリートを断面内部へ部分的に充填するときの充填方法、および③柱基部を三角リブで補強する方法を、主に着目している。そして、それらの方法を用いれば、橋脚柱の耐震性をどの程度向上させることができるのかについて検討し、それらの方法を用いる際の留意点についてまとめている。

**Key Words:** *ultimate strength, buckling, ductility, low cycle fatigue, seismic design, steel box column, composite box column, bridge pier, pseudo-dynamic test*

## 1. まえがき

地震動に代表される過大な動的外力による鋼製箱形断面橋脚の柱部材の過度の損傷や崩壊を防ぐためには、強度とともに、橋脚柱断面に変形性能を持たせる必要がある。変形性能を持たせる主な方法としては、構成板要素の寸法を制限し、局部座屈の発生を防止する方法と、内部にコンクリートを充填して合成橋脚柱にする方法とがある<sup>1)</sup>。

前者の方法を採用する際は、幅厚比をあまり小さくしすぎると厚肉構造となり、溶接部が硬化し脆性的な割れの原因になったり<sup>2)</sup>、また鋼重が大きくなって、不経済になったりすることが予想される。したがって、この点に注意して、適切な幅厚比を、選定する必要がある。

一方、後者の方法を考える際は、まずコンクリートの充填高さを考える必要がある。すなわち、単に鋼製箱形断面の内部全体、または柱全長にわたってコンクリートを充填することは、柱の自重、および強度を増加させてしまい、基礎構造に負担をかけることに繋がる。すなわち、このような橋脚柱を支持するためには、基礎構造の強度を現行以上に増加させる必要も生じ、経済性、および施工性の低下を来す場合もあり得る。したがって、鋼製箱形断面内にコンクリートを充填して合成柱にする場合は、柱の

自重、および強度増加を抑え、耐震上必要な変形性能を確保するに必要最低限な部分充填が合理的であると考えられる。

つぎに、上述のように、コンクリートを部分的に充填した場合は、柱に著しい断面変化部を生ぜしめ、この断面変化部が橋脚柱の弱点部となる可能性があり得ることも見落としてならない。

これまでに、上記に関連した研究としては、文献3)~6)、8)、11)、13)、16)、および18)~20)などの研究がある。そこでは、単独柱形式の合成橋脚柱において、作用曲げモーメントの最も大きい柱基部の鋼板と充填コンクリートとをスタッドを用いて一体化させれば、柱基部の局部座屈を防止できることが明らかにされている。ところが、このような構造においては、繰返し載荷の回数を重ねるうちに、柱基部の溶接部に低サイクル疲労による割れが生じる<sup>4),7)</sup>。したがって、このような合成橋脚柱では、この割れの発生を防止することも重要な課題になってくる。

以上のような背景を踏まえ、橋脚柱の耐震性能を考慮する際に着目すべきパラメータとしては、①柱の変形性能（最高荷重時の橋脚上部の水平たわみ）、②柱の地震時保有水平耐力、③鋼板の局部座屈、④柱基部の低サイクル疲労強度、⑤振動性状（固有振動数、モード、および減衰定数など）、および⑥断面の補強方法などが挙げられる。ここで、鋼製

表-1 鋼製柱、合成柱、および部分充填した合成柱の耐震性能を対象とした最近の研究状況

対象部材	パラメータ	変形性能	地震時保力 水平耐力	鋼板の局 部座屈	柱基部の低サ イクル疲労	動的性状	断面の補強法
長方形 断面鋼 製柱	無補剛	ABCDEGH	ABCDEGH	ABCDE	ABCDEI	ABCEGH	B
	補剛	ACDE	ACDE	ACDEF	ADE	ABEF	B
	R 付 断面鋼 製柱	無補剛	BCD	BCD	BCD		
長方形 断面 合成柱	無補剛	スタッド無し	ABC	BC		ABC	B
	補剛	スタッド有り	BC	BC		BC	B
	無補剛	スタッド無し	A		F	AF	B
	補剛	スタッド有り					
R 付 断面 合成柱	無補剛	スタッド無し	BC	BC	BC	BC	
	補剛	スタッド有り					
	無補剛	スタッド無し					
	補剛	スタッド有り					
長方形 断面 合成柱	無補剛	スタッド無し	AB	AB	AB	AB	B
	補剛	スタッド有り	B	B		B	B
	無補剛	スタッド無し	AB	AB	AB	AB	B
	補剛	スタッド有り					

注 A: 宇佐美ら<sup>48)</sup> B: 中井・北田ら<sup>3)</sup> C: 阪神高速道路公団<sup>24)</sup>  
 D: 渡邊・杉浦ら<sup>49)</sup> E: 富水ら<sup>27)</sup> F: 首都高速道路公団<sup>20)</sup> G: 中島ら<sup>30)</sup>  
 H: 酒造ら<sup>31)</sup> I: 坂野ら<sup>7)</sup>

橋脚柱の耐震性能に関し未解明な領域を把握するため、文献 32)~35)を参考にして、表-1には、箱形断面を有する鋼製柱、合成柱、および部分充填した合成柱に関する最近の研究状況を、これらのパラメータ別に整理したものを示す。

同表によると、薄肉箱形断面を有する橋脚柱の耐震性能に関しては、まだ研究の余地が多く残されていることがわかる。とくに、スタッドを設けコンクリートを充填し、完全な合成断面とした橋脚柱の耐震性に関する研究が、少ない。

そこで、本研究では、上述のパラメータ①~⑥の総てを考慮して、薄肉箱形断面を有する鋼製橋脚柱の耐震性能に関する3種類の実験的研究を行った。すなわち、まず2種類の実験供試体を用いた仮動的実験(ハイブリッド実験)を行った。その際、実験供試体に作用させる大きな地震力は、以下の方針のもとに決定した。すなわち、実験供試体は、たとえ寸法が小さくても実構造物であるとみなし、寸法に関する縮小率を $S=1$ にとって設計した。そして、この実験供試体に、新しい道路橋示方書・同解説、V.耐震設計編<sup>1)</sup>で推奨されているレベル2・タイプIの地震加速度(最大地震加速度 $\ddot{z}=417.3gal$ )を作用させた。このように、実橋脚に比して著しく寸法の小さい実験供試体を、寸法に関する縮小率 $S=1$ とみなして地震荷重を作用させるのは、実際的でないと考えられる。しかし、ここでは、主として幅厚比やコンクリートの充填方法などの重要なパラメータについては実際の値とし、それらが橋脚柱モデルの耐震性能に及ぼす影響を調べるために、実験供試体に大きな動的外力を与えるという目的を以て、このような載荷方法を採用した。

つぎに、2種類の仮動的実験のうちの一つは、橋脚柱の箱形断面を構成する板要素の適切な幅厚比を選定するため、幅厚比パラメータ $R(=\sqrt{\sigma_{ys}/\sigma_{cr}})$ 、

表-2 実験供試体の内訳

グループ	No.	実験供試体名	実験供試体の特徴	軸方向圧縮力 $P/N_{ps}$	載荷方法	
I	1	S-T45-GA	 $R=0.545$ $\bar{\lambda}=0.263$ $A=25.4$ $I=556.5$	0.151	第II種地盤用 地震荷重載荷 (レベル2・タ イプI、最大 地震加速度 $\ddot{z}=417.02gal$ )	
	2	S-T60-GB	 $R=0.378$ $\bar{\lambda}=0.307$ $A=28.2$ $I=461.3$	0.130		
	3	S-T90-GC	 $R=0.193$ $\bar{\lambda}=0.369$ $A=34.2$ $I=374.1$	0.106		
II	4	R-L/3-GD	 $R=0.697, \bar{\lambda}=0.294$ 下部にコンクリートを 部分充填(図3参照)	0.151		
	5	R-TAP-GD	 $R=0.672, \bar{\lambda}=0.294$ 下部にチーバを付けて コンクリートを部分充填 (図3参照)	0.151		
III	6	R-DA-GE	 $R=0.691, \bar{\lambda}=0.294$ 柱基部に極端な断面変 化無し(三角リブ有り)	0.151		静的繰返し漸 増変位載荷
	7	R-DD-GE	 $R=0.678, \bar{\lambda}=0.291$ 柱基部に極端な断面変 化無し(三角リブ無し)	0.151		

注) P: 軸方向圧縮力(一定)  $N_{ps}$ : 鋼断面の全塑性軸力  
 R: 幅厚比パラメータ  $I$ : 断面2次モーメント( $cm^4$ )  
 A: 鋼の断面積( $cm^2$ )  $\bar{\lambda}$ : 細長比パラメータ

$\sigma_{ys}$ : 板要素の降伏点、 $\sigma_{cr}$ : 板要素の弾性座屈応力(度)が約0.2, 035, および0.55の3体の鋼製柱供試体を用いた。その他としては、鋼製薄肉箱形断面を有する橋脚柱の下部のみにコンクリートを部分的に充填する合理的な方法について検討するために、コンクリートの充填形状に工夫を凝らした2体の実験供試体を用いた。なお、グループIの3体の実験供試体で軸方向圧縮力 $P/N_{ps}$ が若干異なるのは、設計作用応力度が許容応力度に等しくなるように断面設計を行ったためである。

さらに、柱基部の低サイクル疲労の防止方法を考案するため、また、柱とベースプレートとの溶接部のある断面が最大曲げモーメントの作用断面とならないように、柱基部を三角リブで補強した合成柱、および三角リブのない合成柱のそれぞれの実験供試体を用いて、静的に漸増する低サイクル繰返し変位載荷実験を行った。そして、その結果をもとに、柱基部の応力集中部に対する補強方法についての検討を加えた。

## 2. 実験計画と予備実験

### (1) 実験供試体

#### a) 実験供試体の内訳

本研究で用いた実験供試体の内訳を、表-2に示す。なお、まえがきで述べたように、本実験では、それぞれ着目点異なる3つのグループの実験供試体を製作した。

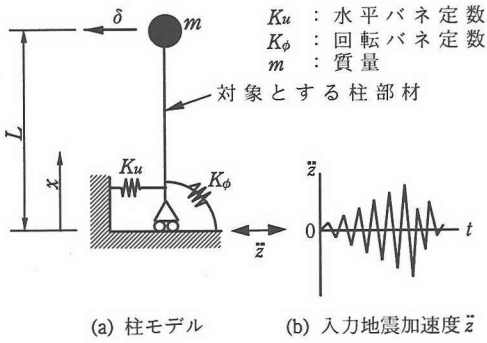


図-1 一自由度系の柱モデル

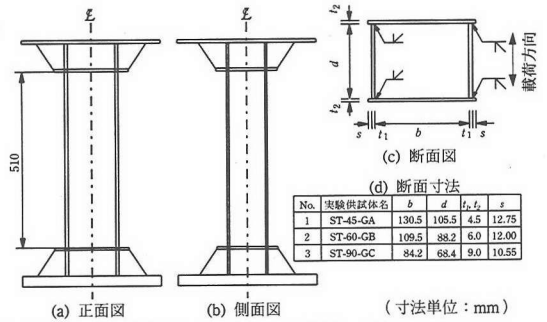


図-2 実験供試体 No.1~No.3の形状・寸法  
(レベル2・タイプ1の地震荷重荷)

b) 実験供試体の設計

実験供試体7体のうち幅厚比を変化させた3体の鋼製柱は、図-1に示す一自由度系の柱モデルとみなして、道路橋示方書・解説、V.耐震設計編<sup>1)</sup>の震度法にしたがって求めた曲げモーメントと死荷重による軸力とから求まる応力度が、ちょうど許容応力度となるように設計した。

すなわち、鋼断面の許容曲げモーメント  $M_a$  がその他の2体と同じになるように、軸方向圧縮力  $P$  を実橋に準じた値 ( $0.1 \sim 0.2N_{ps}$ ,  $N_{ps}$ : 全塑性軸力)<sup>37)</sup> の範囲内で各実験供試体ごとに設定した後、断面を以下の方法によって決定した。

つまり、地震時に柱モデルには、次式に示す慣性力  $F$  が作用するものとする。

$$F = kmg \quad (1)$$

ここに、式中の記号は、以下のようになっている。

- $k$  : 震度
- $m$  : 上部構造物の質量
- $g$  : 重力加速度

しかし、橋脚柱に関しては水平動が最も危険となる。そこで、ここでは、水平震度  $k_h$  のみを考え、

$$k = k_h \quad (2)$$

とする。ただし、水平震度  $k_h$  は、次式<sup>1)</sup>で与えられる。

$$k_h = C_z k_{h0} \quad (3)$$

ここに、式中の記号は、以下のようになっている。

- $C_z$  : 地域別補正係数 (=1.0)
- $k_{h0}$  : 震度法に用いる設計水平震度 (本実験供試体で対象とする橋脚柱は、II種地盤上にあるとし、固有振動周期  $T=0.290 \sim 0.332$ (s) であるので、 $k_{h0}=0.25$ )

なお、本研究では、細長比パラメーター  $\lambda$  ( $=\sqrt{\sigma_{ys}/\sigma_{cr}}$ ) が 0.3 以下となる短柱の範疇に入る橋脚柱を対象とする。

さらに、No.1, No.2, および No.3の実験供試体の断面寸法比  $b/d$  は、実績調査結果<sup>38)</sup>にもとづいて、1.24とした。

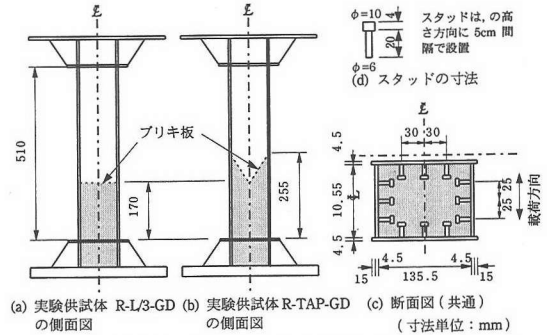


図-3 実験供試体 No.4, および No.5の形状・寸法  
(レベル2・タイプ1の地震荷重荷)

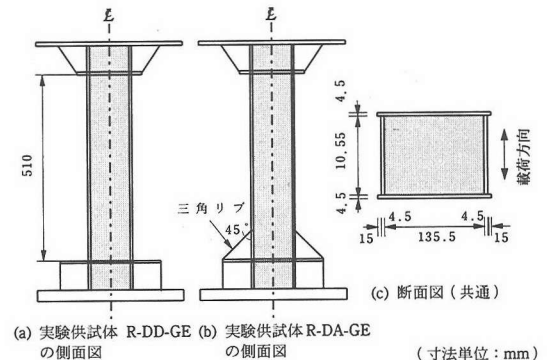


図-4 実験供試体 No.6, および No.7の形状・寸法  
(静的繰返し漸増変位荷)

一方、No.4~No.7の実験供試体は、文献3)~5)の実験供試体を参考にして、上述の耐震設計法と無関係に、4体とも同一断面 (断面寸法比  $b/d=1.28$ ) として設計した。

c) 実験供試体の形状・寸法

実験供試体の形状・寸法を、それぞれ No.1~No.3に関しては図-2に、No.4, および No.5に関しては図-3に、また No.6, および No.7に関しては図-4に示す。

なお、図-3(c)に示したように、実験供試体 R-L/3-GD, および R-TAP-GDは、充填コンクリートと

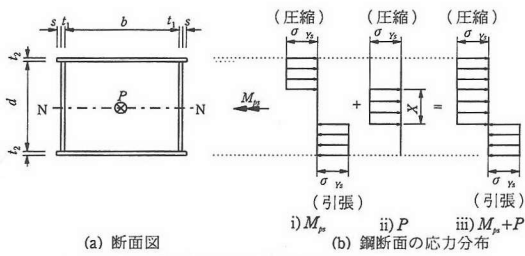


図-5 全塑性時の鋼断面の仮定応力分布

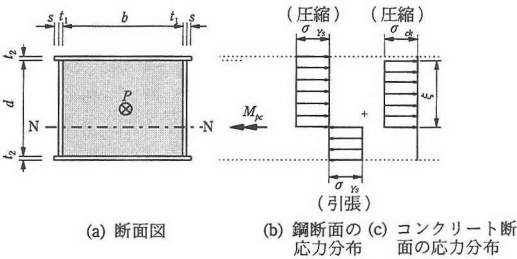


図-6 全塑性時の合成断面の仮定応力分布

外側鋼板とをスタッドによって完全に一体化した。  
 また、実験供試体の製作に当たっては、腹板とフランジ・プレートとの溶接部分が弱点部とならないように、レ形開先をとったグループ溶接を採用した。  
 d) 鋼断面、および合成断面の全塑性曲げモーメント  
 鋼断面、および合成断面の全塑性曲げモーメントは、全塑性状態における鋼断面内の応力分布を、それぞれ図-5、および図-6に示すように仮定して求めた。

ただし、合成柱の場合、全塑性水平荷重の計算においては、軸方向圧縮力  $P$  の作用方向と全塑性状態における中立軸との偏心による付加曲げを考慮している。

## (2) 材料試験、初期不整、および弾性実験

### a) 材料試験

実験供試体の製作に用いた鋼板(SS400 材)の機械的性質を調べるために、各実験供試体に対して JIS5 号試験片を 3 枚切り出し、引張試験を行った。鋼板の応力-ひずみ関係を図-7に、また 3 枚の試験片の引張試験結果を平均して得られた鋼板の機械的性質を表-3に示す。一方、各実験供試体の充填コンクリートの圧縮強度を、表-4に示す。

なお、鋼製柱の実験供試体 3 体 (No.1~No.3) に使用した鋼板は、公称板厚 9mm の 1 枚の鋼板から切り出したものをフェイスングマシンで機械的に削ることによって 3 種類の厚さの板を作り出しており、ほぼ同じ機械的性質を有していることがわかる。

### b) 実験供試体の初期不整

実験供試体 7 体のフランジ・プレートの初期たわみを測定した。その結果、実験供試体の腹板間の最

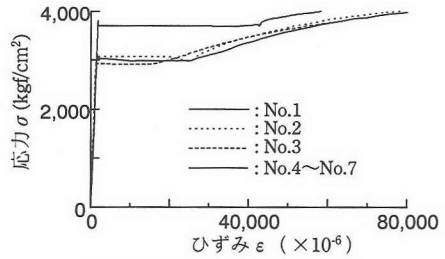


図-7 鋼板の応力-ひずみ関係

表-3 鋼板の機械的性質 (3 体の平均)

No.	板厚 $t$ (mm)	降伏点 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	破断点 $\sigma_b$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	伸び率 (%)
1	4.51	3,051	4,337	3,449	$2.13 \times 10^6$	0.27	38
2	6.02	3,034	4,323	3,120	$2.08 \times 10^6$	0.23	41
3	8.60	2,935	4,282	3,236	$2.08 \times 10^6$	0.28	45
4~7	4.43	3,787	4,283	3,469	$2.09 \times 10^6$	0.27	34

(1kgf/cm<sup>2</sup>=0.098MPa)

表-4 充填コンクリートの圧縮強度

No.	実験供試体名	材齢(日)	圧縮応力度 $\sigma_{ca}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
4	R-L/3-GD	56	294
5	R-TAP-GD	61	299
6	R-DA-GE	74	313
7	R-DD-GE	70	308

(1kgf/cm<sup>2</sup>=0.098MPa)

大初期たわみ量は、0.69mm であった。これは、道路橋示方書<sup>39)</sup>の製作基準値  $b/150$  以内であることを意味する。

また、ここで使用した実験供試体の残留応力については、文献 3) を参照されたい。

### c) 弾性実験

実験供試体の弾性領域における実験を行うことによって、図-1に示した実験供試体の下端部における水平バネ定数  $K_h$ 、回転バネ定数  $K_\phi$ 、充填コンクリートの有効度を評価した等価曲げ剛度  $EL_e$ 、および弾性剛度  $K_e$ 、ならびに固有振動周期  $T$  の値を得ることができた。それらの評価結果を、表-5に示す。

なお、実鋼製橋脚の固有振動周期は、文献 41) によると、0.3~1.5s 程度であり、実験供試体の固有振動周期は、実際の範囲内にあることがわかる。

### (3) 載荷方法

実験の手順を示すと、以下のとおりである。

手順①：まず、実験供試体 7 体のうち、鋼製柱 3 体、ならびに部分合成柱の実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD に対し、一定の軸方向圧縮力  $P$  を作用させた状態で、以下の (1) で示す地震荷重を作用させる。

手順②：つぎに、部分合成柱の実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD に対し、地震荷重載荷後に直ちに弾性実験を行い、地震荷重載荷後の実験供試体の線形性、および弾性剛度の変化を調べる。その後、引き続き一方向

表-5 回転バネ定数, 水平バネ定数, 等価曲げ剛度, および弾性剛度, ならびに固有振動周期

No.	実験供試体名	$K_{\phi}$ ( $\times 10^3 \text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{deg}$ )	$K_u$ ( $\times 10^3 \text{kgf}/\text{cm}$ )	$EI_r$ ( $\times 10^9 \text{kgf}/\text{cm}^2$ )	$K_i$ ( $\text{kgf}/\text{cm}$ )	$T$ (s)
1	R-T45-GA	1.100	5.541	1.160	5,747	0.290
2	R-T60-GB	1.100	4.098	0.980	4,724	0.308
3	R-T90-GC	0.964	3.541	0.722	3,908	0.332
4	R-L/3-GD	1.410	4.478	1.057	5,710	0.314
5	R-TAP-GD	1.610	2.496	1.021	5,659	0.320
6	R-DA-GE	1.881	3.335	1.301	6,255	0.303
7	R-DD-GE	1.355	2.807	1.225	7,091	0.285

( $1\text{kgf}=9.8\text{N}$ ,  $1\text{kgf}/\text{cm}^2=0.098\text{MPa}$ )

に変位を漸増载荷し, これらの終局強度, および変形性能を調べる。

手順③: さらに, 残りの合成柱の実験供試体 R-DD-GE, および R-DA-GE には, 一定の軸方向圧縮力  $P$  を作用させた状態で, 漸増変位の静的繰返し変位载荷実験を行う。

以上の手順①~③の実験結果から, 鋼製, および合成橋脚柱の合理的な耐震設計法, ならびに柱基部の応力集中部の補強法について考察する。

#### a) 地震荷重载荷

本研究における入力地震加速度としては, 道路橋の免震設計マニュアル(案)<sup>36)</sup>に示されている第Ⅱ種地盤に対応する地震加速度(1968年日向灘沖地震板島橋周辺地盤上記録, レベル2), すなわち新しい道路橋示方書・同解説, V.耐震設計編<sup>1)</sup>のレベル2・タイプⅠの地震加速度を, まえがきで述べたように, 実橋脚柱と実験供試体との寸法に関する縮小率を  $S=1$  とみなして, そのまま载荷した。

図-8には, 使用した入力地震加速度の時刻歴を示す。

なお, ハイブリッド実験における減衰定数は  $h=0.05$ , また時間積分法には第1ステップにニューマーク  $\beta$  法 ( $\beta=1/6$ ), それ以降に中央差分法を採用し, さらに時間ステップは  $\Delta t=0.01\text{s}$  とした。

#### b) 漸増変位の静的繰返し変位载荷

合成柱の実験供試体2体(R-DD-GE, および R-DA-GE)に漸増変位の静的繰返し変位载荷実験を行い, 柱基部に三角リブを設けた場合, および設けていない場合の耐荷力, 変形性能, および応力集中性状, ならびに破壊状況の相違について, 比較・検討を行った。

その方法としては, 弾性実験結果から導いた実験供試体の外側のフランジ・プレートの最外縁が降伏に至る水平荷重時の水平変位  $\delta_{ys}$  を基準にし, 図-9に示すように, 振幅を,  $0.5\delta_{ys}$ ,  $1.0\delta_{ys}$ ,  $1.5\delta_{ys}$ ,  $2.0\delta_{ys}$ ,  $2.5\delta_{ys}$ ...と順次に増大させて, 各振幅で10回の繰返し変位载荷を行った。

#### (4) 载荷装置

鉛直方向の荷重は最大荷重が30tfで最大ストロークが50mmの静的油圧ジャッキにより载荷し, また

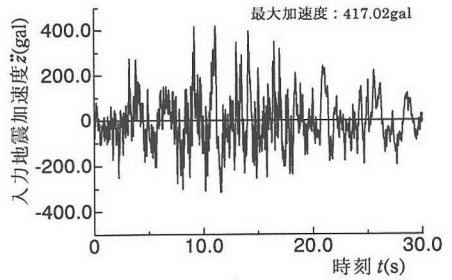


図-8 第Ⅱ種地盤用地震加速度(レベル2)<sup>36)</sup>

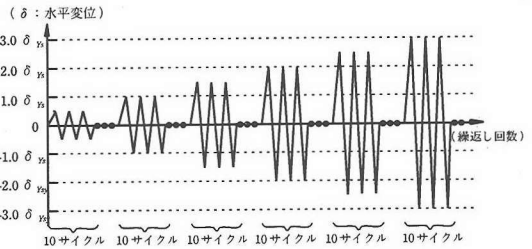


図-9 漸増変位の静的繰返し変位载荷

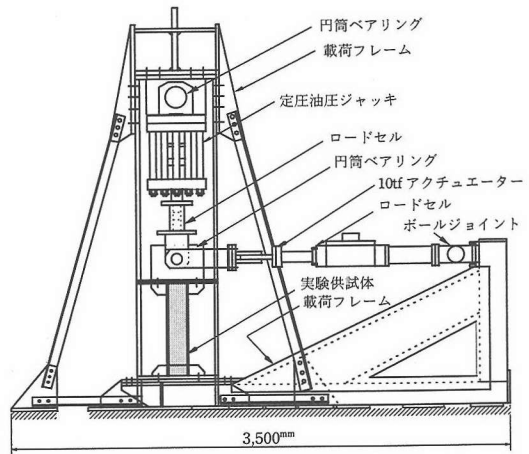


図-10 载荷装置の概要<sup>3)-6),40)</sup>

水平方向の作用変位は最大荷重が10tfで最大ストロークが $\pm 150\text{mm}$ のアクチュエーターを用いて载荷した。

その際, 実験供試体頂部の回転変形を拘束しないように, 载荷フレームとアクチュエーターとの間, および荷重の作用点には, それぞれ円筒ベアリング, およびピン载荷用具とを用いた。

これらの载荷装置の概要を, 図-10に示す。

### 3. 実験結果とその考察

実験結果を以下に示し, それらに対する考察を行う。なお, その際, 水平変位  $\delta$  としては, 水平荷重  $H$  が作用する点 ( $L=750\text{mm}$ ) の値に着目している。

また、以下の図中の記号  $H_{ys}$  は、実験供試体の外側のフランジ・プレートの最外縁が降伏に至る水平荷重の計算値である。

(1) 構成板パネルの幅厚比について

a) 地震荷重載荷時の挙動

実験供試体 No.1, No.2, および No.3 の地震荷重載荷時の挙動を、それぞれ図-11、図-12、および図-13に示す。なお、実験システムの計測精度と関連して、アクチュエーターの水平変位の許容限界値を5cmに設定した。ちなみに、この値を実験供試体の基部から水平荷重載荷点までの長さ75cmで割ると1/15となり、 $\delta = 5\text{cm}$ の状態は、実験供試体のほぼ崩壊状態であると考えられる。

まず、これらの図の中の図(a)より、3体の実験供試体とも、最大加速度の作用する  $T=10.0\text{s}$  あたりから、水平変位が一方方向に増大してアクチュエーターの許容限界値に至っていることがわかる。そのうち、実験供試体 S-T45-GA ( $R=0.545$ ) は、アクチュエーターの許容限界値に至るまでの応答時間が最も長いことがわかる。これは、この実験供試体の降伏強度、および弾性剛度(前掲の表-5参照)が3体の実験供試体のうちで最も高いためであると考えられる。

また、幅厚比が小さい実験供試体 S-T90-GBの場合、他の2体の実験供試体に比して、急激に変位が増大しているのは、この実験供試体の降伏強度が最も小さいためであると考えられる。

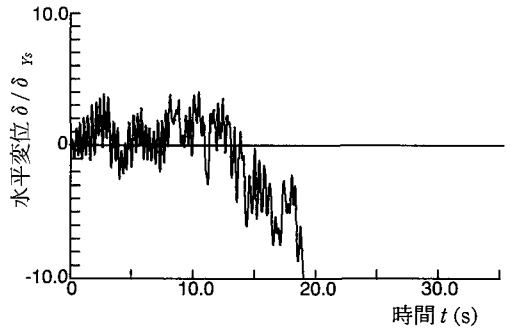
さらに、実験供試体 S-T45-GA の水平変位の増大に伴う耐荷力の低下率は、他の2体と比較してかなり著しい。これを各実験供試体の最高水平荷重に対する  $5.0 \delta_{ys}$  時の水平荷重の低下率で示すと、実験供試体 S-T45-GA で約23%、実験供試体 S-T60-GB で約2.4%、また実験供試体 S-T90-GC で約3.5%となる。

このことは、実験供試体 S-T45-GA の作用軸力の全塑性軸力に対する比  $P/N_{ps}$  が他の2体の実験供試体に比して、若干、大きいことが原因している。しかし、それ以外に、柱基部断面には、かなり著しい局部座屈が生じたことが起因している。また、同実験供試体は、地震荷重の載荷初期においても、水平変位のサイクルの範囲が他の2体と比較して広がっている。これは、同実験供試体が他の2体よりも早い時期に局部座屈し始めたためであると考えられる。

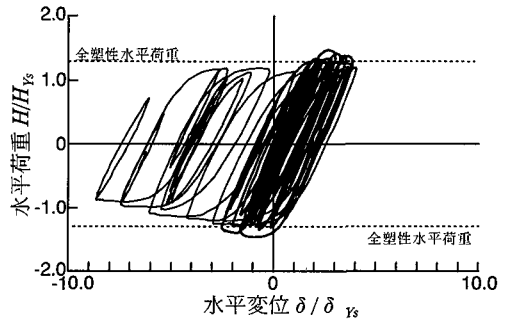
一方、図-13より、実験供試体 S-T90-GC ( $R=0.193$ ) は、水平変位の増大に伴う耐荷力の低下がほとんど見られないことがわかる。

また、各実験供試体の実験終了後の軸方向縮み量は、実験供試体 S-T45-GA で約4.5mm、実験供試体 S-T60-GB で約2.3mm、また実験供試体 S-T90-GC で約1.7mmであった。

以上のことより、局部座屈は、実験供試体の繰返

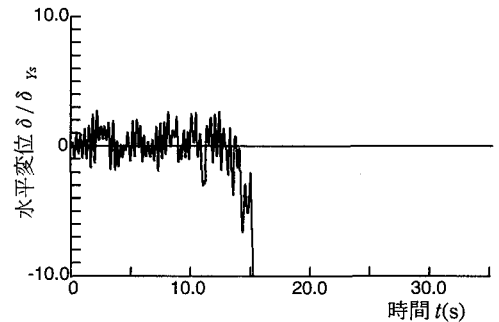


(a) 水平変位の時刻歴応答

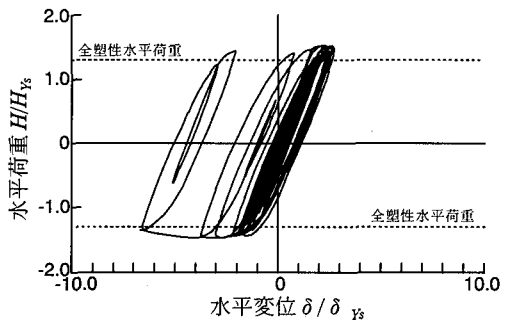


(b) 水平荷重—水平変位の応答曲線

図-11 地震荷重載荷時の挙動(実験供試体 S-T45-GA)



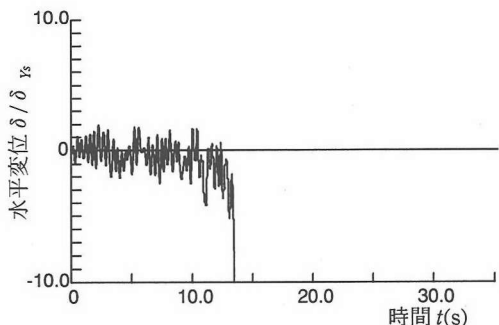
(a) 水平変位の時刻歴応答



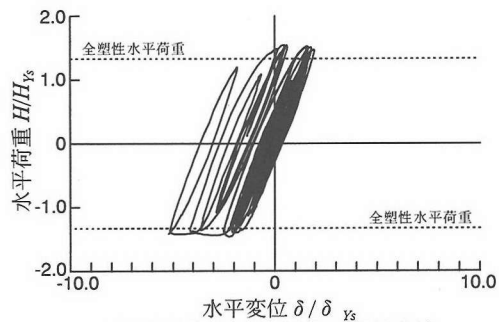
(b) 水平荷重—水平変位の応答曲線

図-12 地震荷重載荷時の挙動(実験供試体 S-T60-GB)

し載荷に伴う耐荷力の低下に著しく影響を与えている。すなわち、幅厚比を小さくすることは、変形性



(a) 水平変位の時刻歴応答



(b) 水平荷重-水平変位の応答曲線

図-13 地震荷重載荷時の挙動(実験供試体 S-T90-GC)

能の向上につながると言える。

なお、3体の鋼製柱の実験供試体とも、地震荷重載荷中に全塑性水平荷重に達していた。これらの実験供試体 S-T45-GA、S-T60-GB、および S-T90-GC のピーク水平荷重は、全塑性水平荷重の計算値のそれぞれ 12.2%、17.7%、および 16.2% 増しであった。これは、ひずみ硬化が生じているためである。

ところで、文献 21) によると、旧道路橋示方書で設計された鋼製橋脚に今回対象とした新道路橋示方書で定められているレベル 2・タイプ I、およびレベル 2・タイプ II<sup>1)</sup> の地震荷重を作用させても、著しい損傷は、発生しないことが報告されている。しかし、今回の寸法に関する縮小率を  $S=1$  とみなして行った仮動的実験によると、鋼製柱の実験供試体は、すべて崩壊に至った。これは、寸法の小さい実構造物を新しい道路橋示方書の震度法にしたがって設計すると、レベル 2・タイプ I の地震に対して、必ずしも安全でないことを示唆している。これが真実であるとするならば、これらの諸点を十分に考察のうえ、道路橋示方書の設計法の適用範囲の妥当性について、今後、検討する必要がある。

ちなみに、これら 3 体の実験供試体の水平変位の時刻歴応答についてスペクトル解析を行ったところ、卓越する周期は、0.33s~0.35s となった。これは、表-5 に示した実験供試体の固有振動周期  $T$  の解析値に近いことがわかった。これに対し、文献 21) で用いられている実験供試体の固有振動周期  $T$  は、0.509

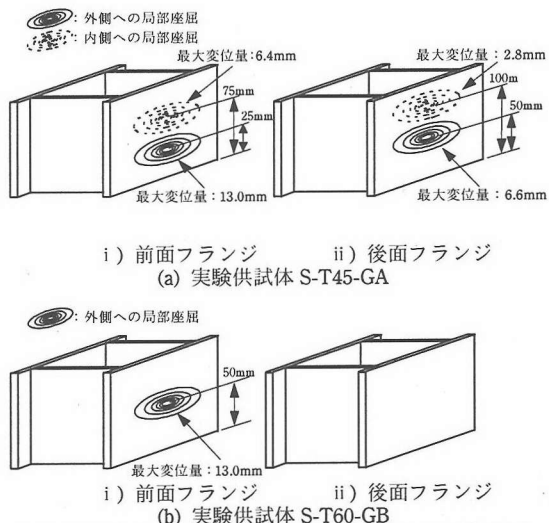
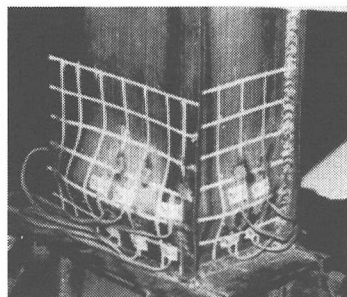
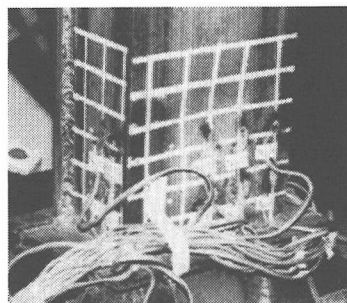


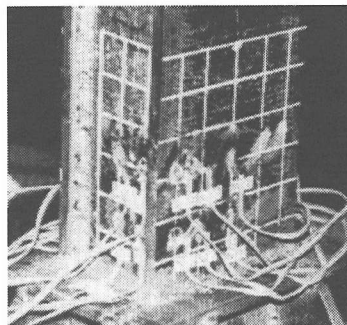
図-14 実験供試体基部フランジ・プレートの変位状態



(a) 実験供試体 S-T45-GA



(b) 実験供試体 S-T60-GB



(c) 実験供試体 S-T90-GC  
写真-1 実験供試体の変位状況

s~1.365s と比較的長周期であると見受けられる。すなわち、この固有振動周期の差異が、上記の地震応答結果の相違に繋がっている可能性が大きいと思われる。

**b) 残留変形**

柱基部断面に局部座屈が生じた実験供試体 No.1, および No.2 の地震荷重載荷後の柱基部フランジ・プレートの変形状態を図-14に、また実験供試体 No.1 ~No.3 の同変形状況を写真-1に示す。なお、地震荷重載荷によって傾倒した側のフランジ面を後面フランジ、また他方を前面フランジと呼ぶ。

これらの図や写真によると、実験供試体 S-T45-GA においては、柱基部フランジ面の局部座屈の度合いが3体の中で最も著しいことがわかる。それに対し、実験供試体 S-T90-GC には、柱が全体的に大きく曲がっているものの、局部座屈の形跡が全く見られない。

これらのことと前掲の図-11~図-13によれば、道路橋示方書・同解説、V.耐震設計編<sup>9)</sup>に示されている震度法にしたがって求めた曲げモーメントと死荷重による軸力とから求まる応力度が、ちょうど許容応力度となるように橋脚柱を設計しようとした場合、幅厚比を小さくすれば、板パネルの局部座屈は発生し難くなるものの、必要とされる断面の曲げ剛度が小さくなるため、柱全体としての変位が大きくなり、必ずしも、耐震性能が向上するとは言えない。これに関連して、文献 42)では、補剛材を設けて、さらに薄肉化し、断面2次モーメントを大きくした方法が、耐震設計上、経済的であるという結論を示している。

**(2) コンクリートの部分充填方法について**

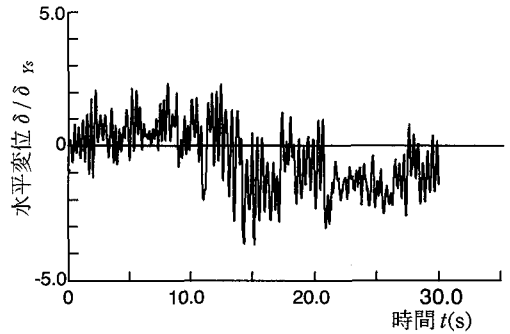
**a) 地震荷重載荷時の挙動**

実験供試体 No.4, および No.5 の地震荷重載荷時の挙動を、それぞれ図-15, および図-16に示す。

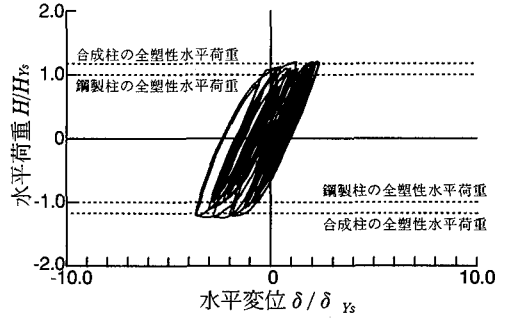
これらの図によると、2 体の実験供試体は、ほとんど類似の変位挙動を呈していることがわかる。すなわち、水平変位は、柱基部断面が塑性化するまで、ほぼゼロ点を中心とした繰返し挙動を示している。そして、最大加速度が与えられるリアルタイムで約 T=10.0s 時の水平変位は、一方向に漸増している。しかしながら、その後、実験終了まで繰返し回数の増加に伴う耐荷力の低下は、見られない。また、合成断面部、および鋼断面部ともに局部座屈変形が、見られなかった。すなわち、2 体の実験供試体は、塑性化による残留変形が生じているものの、局部座屈の発生が無く、ほぼ健全な状態にあった。

なお、両実験供試体とも、軸方向にほとんど縮んでいなかった。

これらのことと文献 4)の研究成果とを比較すれば、コンクリートを柱全体に充填しなくても、柱は、合

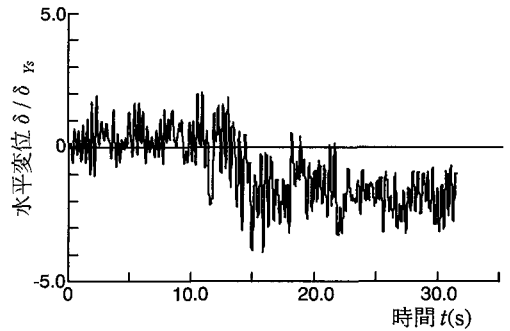


(a) 水平変位の時刻歴応答

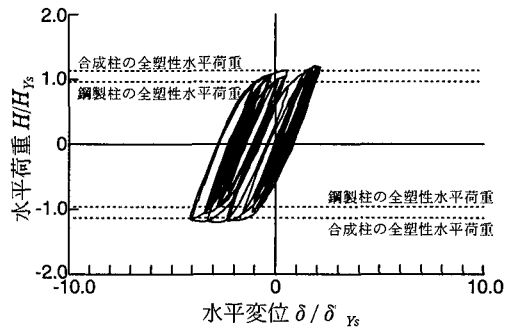


(b) 水平荷重-水平変位の応答曲線

図-15 地震荷重載荷時の挙動 (実験供試体 R-L/3-GD)



(a) 水平変位の時刻歴応答



(b) 水平荷重-水平変位の応答曲線

図-16 地震荷重載荷時の挙動 (実験供試体 R-TAP-GD)

成柱としての十分な耐荷力、および変形性能を保持できることがわかる。なお、同様の成果が、文献 13), 16), および 18)~20)においても得られている。



ところで、両実験供試体とも、地震荷重載荷中に合成柱としての全塑性水平荷重に達していた。ここで、実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD のピーク水平荷重は、それぞれ全塑性水平荷重の 5.8%、および 2.8% 増して、また充填コンクリートを無視して計算した全塑性水平荷重のそれぞれ 24.1%、および 20.4% 増しであった。そして、実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD の場合、コンクリートを充填したことによる全塑性水平荷重の上昇量は、解析によると、それぞれ 17.3%、および 17.1% である。さらに、ひずみの測定値より、実験中に両実験供試体の鋼板のひずみは、ひずみ硬化領域に達していたことも確かめている。このことは、3.1(1)で考察した鋼製柱のピーク水平荷重が全塑性水平荷重の 12.2~17.7% 増しであったことを考慮すると、コンクリートにより鋼板の局部座屈が防止されている実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD の鋼板のひずみ硬化による耐力の上昇量は、12.2~17.7% 以上であると推測される。したがって、今回の実験において、充填コンクリートは、地震荷重載荷中の耐力の上昇にあまり貢献していないと言える。

#### b) 地震荷重載荷後の静的耐力実験

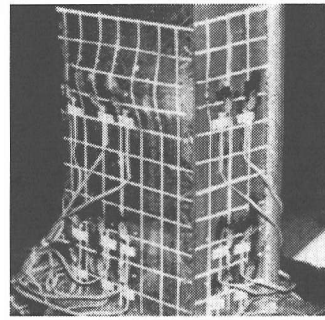
手順②の地震荷重載荷後、水平変位を地震荷重載荷前の位置に引き戻した後、終局耐力、および、その後の耐力の低下状況を調べるために、実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD に対しては、一方方向に変位を漸増させる静的耐力実験を行った。

表-6には、実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD の地震荷重載荷前後の弾性剛度を示す。また、図-17には、水平荷重と水平変位との関係を比較して示す。そして、両実験供試体の変形状況を写真-2に、また両実験供試体の局部座屈が発生した位置、および、その時の水平変位を図-18に示す。

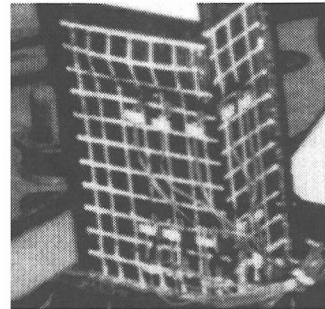
まず、表-6によると、地震荷重載荷による剛度低下は、実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD とともにほとんどない。また、その低下率も、ほぼ同程度であることがわかる。

つぎに、写真-2、および図-18からも明らかなように、実験供試体 R-L/3-GD の変位状況は、実験供試体 R-TAP-GD の変位状況と相違していることがわかる。すなわち、実験供試体 R-L/3-GD においては、柱基部断面が塑性化しているものの、そこで局部座屈を起こさず、コンクリート充填部の少し上方の鋼断面部分において局部座屈が発生した。一方、実験供試体 R-TAP-GD では、最初に柱基部断面の圧縮側のフランジ・プレートに局部座屈が発生するものの、充填コンクリートのために、その後、若干、強度が上昇するため、つづいてコンクリート充填部の少し上の鋼断面部分で座屈が発生した。

さらに、図-17によると、テーパが付いている実験供試体 R-TAP-GD では、実験供試体 R-L/3-GD



(a) 実験供試体 R-L/3-GD



(b) 実験供試体 R-TAP-GD  
写真-2 実験供試体の破壊状況

表-6 地震荷重載荷前・後における弾性剛度の比較

実験供試体名	弾性剛度 (kgf/cm)		低下率 (%)
	地震荷重載荷前	地震荷重載荷後	
R-L/3-GD	5,710	5,478	4.06
R-TAP-GD	5,659	5,296	6.41

(1kgf=9.8N)

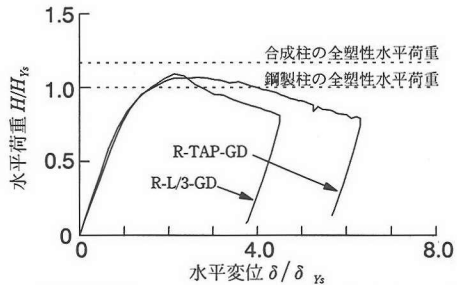


図-17 実験供試体 R-L/3-GD、および R-TAP-GD の水平荷重と水平変位との関係

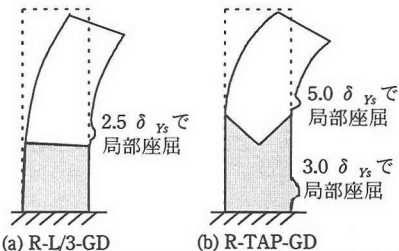


図-18 部分充填した合成柱の実験供試体において局部座屈が発生した位置と水平変位

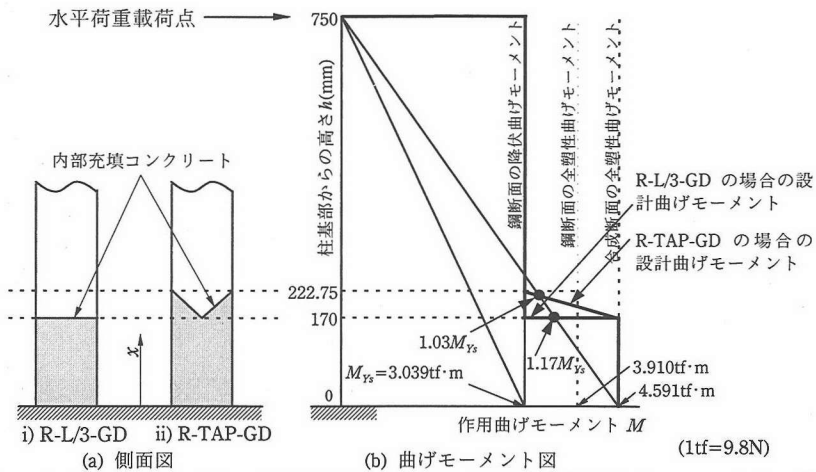


図-19 部分充填した合成柱の実験供試体における曲げ耐力と作用曲げモーメントとの関係

のように、断面の局部座屈による急激な強度低下が見られないことがわかる。

これらの原因を明確にするために、図-19を作成してみた。すなわち、同図(b)は、鋼断面の降伏曲げモーメント  $M_y$  と全塑性曲げモーメント、合成断面の全塑性曲げモーメント、および柱基部断面が、ちょうど、鋼断面の降伏曲げモーメントと合成断面の全塑性曲げモーメントとに一致するような作用曲げモーメント分布を比較したものである。ここで、実験供試体 R-L/3-GD においては、柱基部の合成断面部が降伏し始めた時、鋼断面部は、まだ降伏しないところが、柱基部の合成断面部が全塑性状態に達した時、すでに鋼断面部には最大で  $1.17M_y$  の曲げモーメントが発生することになる。したがって、実験供試体 R-L/3-GD では、充填コンクリートとアンカーとして働くスタッドジベルとによって断面変形が防止されている柱基部よりも、断面変形が可能な鋼断面部において局部座屈が発生した。これに対し、実験供試体 R-TAP-GD では、実験供試体 R-L/3-GD と同様に、柱基部の合成断面部が降伏し始めた時、鋼断面部はまだ降伏しない。ところが、柱基部の合成断面部が全塑性状態に達した時、鋼断面部の最大曲げモーメントは、 $1.03M_y$  となり、ほぼ  $M_y$  に達するため、柱基部の合成断面部のフランジ・プレートにおいて局部座屈がまず発生した。そして、その後は、充填コンクリートの強度が3軸圧縮効果により上昇し、合成断面としての全塑性曲げモーメントが高まった。その結果、鋼断面部でも、局部座屈が発生したと思われる。

以上の結果を3.1の実験結果と総合させれば、鋼断面部は、幅厚比パラメータ  $R=0.5$  以下のとき、降伏点まで座屈しないため降伏強度にもとづいて設計し、また  $R=0.5$  以上のとき、降伏点以下で座屈するため圧縮フランジの終局座屈強度にもとづいて設計

する必要があると考えられる。一方、合成断面部は、全塑性強度にもとづいて設計する必要があるものと考えられる。

なお、外側の鋼板を切断して観察したところ、充填コンクリートは、実験終了後も、ほぼ健全な状態のまま保たれていた。ただし、スタッドジベル付近のコンクリートは、スタッドジベルと一体になっていることは確認したものの、充填コンクリート鋼板の切断時に損傷しており、実験によって、どのような損傷を受けたか不明である。

### (3) 柱基部に三角リブの効果について

残りの合成柱の実験供試体2体(R-DD-GE、およびR-DA-GE)に漸増変位の静的繰返し変位を与え、両実験供試体の耐荷性、および変形性能、ならびに三角リブの補強効果について検討した。

#### a) 水平荷重-水平変位曲線

図-20、および図-21には、それぞれ実験供試体 R-DD-GE、および R-DA-GE の水平荷重-水平変位曲線を示す。そして、写真-3には両実験供試体の破壊状況を、また図-22には両実験供試体の局部座屈、および亀裂の発生状況を示す。

まず、実験供試体 R-DD-GE では、 $2.0 \delta_y$  の振幅の繰返し載荷を数回行う間に、柱基部のフランジ・プレートに手を触れてやっとわかる程度の局部座屈が生じた。その後、振幅載荷が  $2.5 \delta_y$  に達すると、柱基部フランジ面の局部座屈が肉眼で見られるようになった。そして、振幅載荷が  $3.0 \delta_y$  に達すると、繰返し回数の増加に伴って、柱基部のフランジ面の局部座屈が著しく発達してゆき、その途上の7~8サイクル目でフランジ面端部から発生した鋼板の割れが確認できた。さらに、振幅載荷が  $3.5 \delta_y$  に達すると、柱基部から約5cm上方のフランジ・プレートと腹板との角溶接部にも大きな割れが生じて、柱

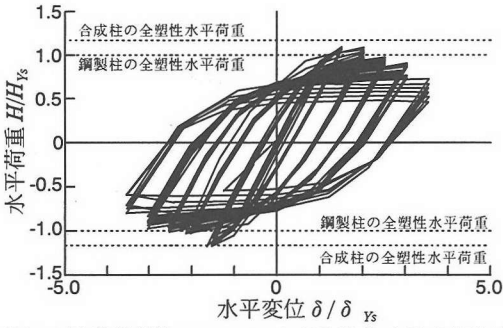


図-20 実験供試体 R-DD-GE の水平荷重-水平変位曲線

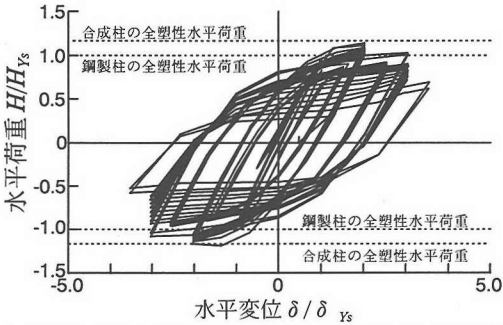
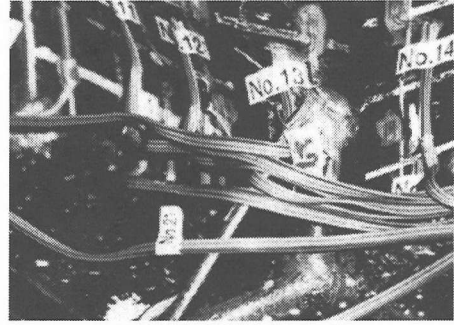
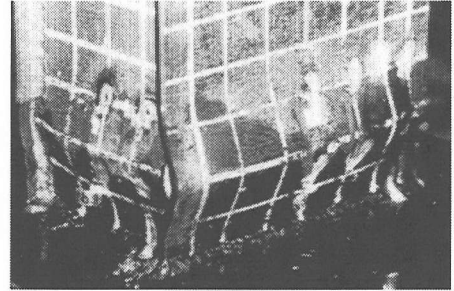


図-21 実験供試体 R-DA-GE の水平荷重-水平変位曲線



(a) 実験供試体 R-DD-GD



(b) 実験供試体 R-DA-GD

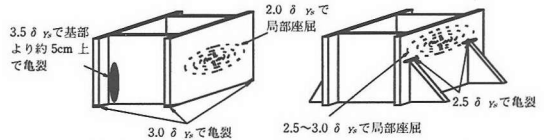
写真-3 実験供試体の破壊状況

の破壊に至った。

つぎに、実験供試体 R-DA-GE の載荷実験では、変位計の係数の設定ミスのため、 $1.0 \delta_{ys}$ 、および  $2.0 \delta_{ys}$  のステップを 10 サイクル載荷し、 $3.0 \delta_{ys}$  ステップを 1 サイクル行った後に  $0.5 \delta_{ys}$ 、 $1.5 \delta_{ys}$ 、 $2.5 \delta_{ys}$  のステップを行い、再び  $3.0 \delta_{ys}$  の 2 サイクル目から載荷を続けた。この  $3.0 \delta_{ys}$  を 1 サイクル載荷した直後に、実験供試体 R-DA-GE の柱基部断面のフランジ・プレートに肉眼で確認できる程度の局部座屈が、生じていた。しかし、鋼板の割れは、発生していなかった。そして、そのまま漸増変位を載荷し続けてゆくと、 $2.5 \delta_{ys}$  の振幅載荷の 9 から 10 サイクル目で、三角リブの上端部に割れが認められた。さらに、 $3.0 \delta_{ys}$  の振幅載荷では、割れがはっきり確認できるようになった。この  $3.0 \delta_{ys}$  のステップを繰り返す毎に、割れは、三角リブ部分からフランジ・プレートの側辺部、および中央部へと進展していった。その後、両三角リブから生じた割れは、フランジ・プレート中央部で重なった。さらに、その割れが腹板方向へも伸びてゆき、最終的に振幅載荷が  $3.5 \delta_{ys}$  に至ると、耐力力が著しく低下したので、実験を、終了させた。

表-7 には、この実験結果で得られた比較可能な各実験供試体の  $3.0 \delta_{ys}$  時のピーク荷重の変動を示す。ここでは、 $3.0 \delta_{ys}$  以降の両実験供試体における耐力力の変化状況について考察する。

前掲の図-20、図-21、および表-7によると、ちよ



(a) 実験供試体 R-DD-GE (b) 実験供試体 R-DA-GE

図-22 実験供試体の局部座屈、および亀裂の発生状況

表-7 実験供試体の  $3.0 \delta_{ys}$  時の最大水平荷重の変動

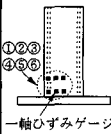
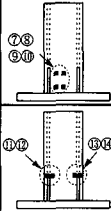
繰返し回数 $N$	実験供試体 R-DD-GE(kgf)		実験供試体 R-DA-GE(kgf)		実験供試体 R-DD-GE(kgf)		実験供試体 R-DA-GE(kgf)	
	+ $\delta_{ys}$ 側	低減率 (%)	- $\delta_{ys}$ 側	低減率 (%)	+ $\delta_{ys}$ 側	低減率 (%)	- $\delta_{ys}$ 側	低減率 (%)
1	4,897	1.92	-5,256	6.83	5,515	2.01	-5,785	3.68
2	4,803	2.37	-4,897	-3.31	5,404	10.92	-5,572	10.23
3	4,689	4.14	-5,059	4.94	4,814	1.93	-5,002	3.68
4	4,495	0.53	-4,809	-2.25	4,721	3.30	-4,818	6.33
5	4,471	1.63	-4,917	2.26	4,565	2.10	-4,513	4.72
6	4,398	1.64	-4,806	1.39	4,469	2.10	-4,300	7.30
7	4,326	1.69	-4,739	1.03	4,375	3.57	-3,986	5.80
8	4,253	1.98	-4,690	0.96	4,219	3.08	-3,755	6.63
9	4,169	1.06	-4,645	1.12	4,089	5.28	-3,506	6.85
10	4,125		-4,593		3,873		-3,266	

(1kgf=9.8N)

うど両実験供試体の全塑性水平荷重に相当する降伏変位  $\delta_{ys}$  の 2 倍を過ぎた頃から、最大耐力力は、低下し始めていることがわかる。その後、実験供試体 R-DD-GE では、振幅が  $3.5 \delta_{ys}$  で耐力力の低下が著しくなる。

これに対し、実験供試体 R-DA-GE では、振幅が  $3.0 \delta_{ys}$  で耐力力の低下が著しくなる。これは、三角リブの取付けが起因して、三角リブ先端近傍において応力集中が生じたことにより、鋼材の割れの方が先行して発生したためである。

表-8 実験供試体の柱基部のひずみ

実験供試体名	水平荷重 $H(\text{kgf})$	ひずみ( $\times 10^6$ )		ひずみゲージ 貼付け位置	
		引張側	圧縮側		
R-DD-GE ( $=0.49H_{ys}$ )	2,646	①	625	701	
		②	650	725	
		③	702	777	
		④	774	826	
		⑤	775	824	
		⑥	774	825	
R-DA-GE ( $=0.62H_{ys}$ )	3,329	⑦	475	951	
		⑧	554	1,002	
		⑨	725	1,050	
		⑩	1,127	1,051	
		⑪	801	1,175	
		⑫	1,125	1,424	
		⑬	1,251	2,052	
		⑭	1,775	2,352	

b) ひずみ

実験供試体 R-DD-GE, および R-DA-GE の弾性領域におけるひずみを, 以下に示す. なお, ひずみについては, 実験供試体 R-DD-GE の柱基部付近のフランジ面の全 6 枚のひずみゲージ, また実験供試体 R-DA-GE の柱基部付近のフランジ面の全 4 枚のひずみゲージ, さらに同実験供試体の三角リブ上部の全 4 枚のひずみゲージについてのひずみを, 表-8 に示す.

この表によると, 実験供試体 R-DD-GE の柱基部近傍のフランジ面のひずみ量は, ほぼ一致している. これに対し, 実験供試体 R-DA-GE のひずみは, ややばらついていることがわかる. また, 実験供試体 R-DA-GE の三角リブの上部におけるひずみは, 応力集中が生じたため, 柱基部付近のフランジ面の値より 2~3 倍も大きな値となっていることがわかる.

これらのことより, そのような卓越したひずみが, 実験供試体 R-DA-GE の三角リブ上端に割れの発生を引き起こしたものと考えられる.

c) 水平荷重-軸方向変位曲線

実験供試体 R-DD-GE, および R-DA-GE の柱基部の損傷度を, 図-23, および図-24 に示す水平荷重-軸方向変位曲線によって検討する.

これらの図を比較すると, 実験供試体 R-DA-GE の軸方向変位は, 実験供試体 R-DD-GE のそれよりも小さくなっていることがわかる. これは, この実験供試体の柱基部が三角リブで補強されることによって局部座屈の発生箇所が少し上方へと移行したこと, および座屈波長も小さくなったことの両者によって, 座屈変位が小さくなったためと考えられる.

4. まとめ

本研究では, 幅厚比の異なる 3 体の鋼製柱の実験

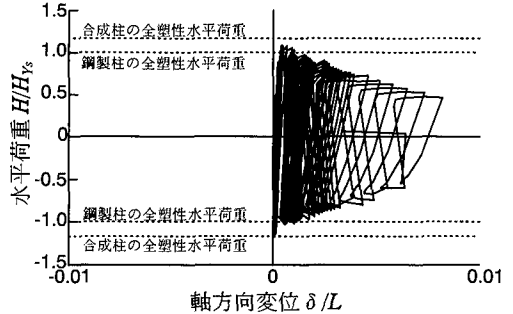


図-23 水平荷重-軸方向変位曲線 (実験供試体 R-DD-GE)

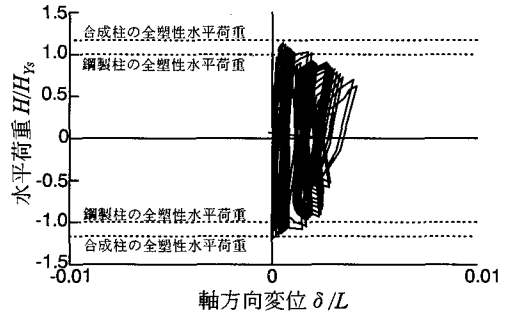


図-24 水平荷重-軸方向変位曲線 (実験供試体 R-DA-GE)

供試体, 柱基部内部へのコンクリートの充填方法に工夫を凝らした 2 体の合成柱の実験供試体, および柱基部の鋼板を三角リブで補強したものとしないうちの 2 体の合成柱の実験供試体を作製した. そして, 前者 5 体に実橋脚柱と実験供試体との寸法に関する縮小率が  $S=1$  とみなし, レベル 2・タイプ 1 の地震荷重を, また後者 2 体に漸増変位の静的繰返し変位を, それぞれ載荷し, これらの実験供試体の耐荷力, 変形性能, および弾性剛度について, 検討を加えた.

本研究で得られた主な結論をまとめると, 以下のとおりである.

- i) 単独柱形式の鋼製橋脚柱部材の変形性能を向上させるためには, 構成要素の幅厚比を小さくするのがよい. しかし, その断面の強度 (ほぼ全塑性水平荷重となる) 以上の作用断面力が地震によって発生すると, 橋脚柱は, 著しく塑性変位する. 他方, 構成要素に局部座屈が発生しなくなり, 橋脚柱が大きく変形しても, 何らかの方法で元の形状に復帰できれば, 塑性変位を起こした断面の補修は, ごく限定された箇所にとどめられるという利点がある.
- ii) コンクリートを柱の下部断面内部に部分的に充填する合成柱は, 鋼製柱の場合に崩壊するような過大な地震荷重に対しても, 十分に耐え得る.
- iii) コンクリートを柱の下部断面内部に部分的に充

填する合成柱では、過大な地震荷重が作用しても、以下のような方法によって合成断面部が塑性変位を起こすように設計すれば、軽量で、耐荷性、および変形性能に優れた耐震部材とすることができる。すなわち、

- ① 充填コンクリートの上部においてコンクリートにテーパを付け、合成断面から次第に鋼断面へと滑らかに剛度に変化するような工夫を施す。
  - ② 鋼断面部は、道路橋示方書・同解説、Ⅱ.鋼橋編にしたがって、幅厚比パラメータ  $R=0.5$  以下のとき降伏強度にもとづいて設計し、また  $R=0.5$  以上のとき圧縮フランジの終局座屈強度にもとづいて設計する。一方、合成断面部は、全塑性強度にもとづいて設計する。
- iv) 合成柱では、著しい地震荷重が長時間にわたって作用すると、柱基部の箱形断面の角溶接部から低サイクル疲労による割れが発生することがあり得る。これを防止する方法としては、柱基部を三角リブで補強し、柱基部における断面の剛度変化を滑らかにし、断面変化により応力集中を起こす断面を柱基部の溶接部に置かないようにする方法などが考えられる。しかしながら、この方法によると、柱基部の局部座屈強度は、確かに上昇する。ただし、三角リブの形状設計やそれを接合するための溶接を適切に行わなければ、三角リブの先端の溶接部には応力集中を起こすため、弱点箇所が移行しただけの柱となる。そして、その部分に三角リブを設けないよりも、かえって低い荷重レベルで割れが発生することもあり得る。
- v) 今回の実験において、合成柱における内部への充填コンクリートの圧縮強度は、地震荷重載荷中における耐荷力の上昇にあまり貢献しなかった。
- vi) 寸法の小さな実構造物を道路橋示方書にしたがって設計すると、レベル 2・タイプ I の地震に対しては、必ずしも安全でない可能性もあり得る。これらの課題については、今後、十分に検討する必要がある。

**謝辞:** 本研究は、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）、および（社）日本橋梁建設協会から、研究費の補助を受けて行ったものである。また、実験の遂行、および図表の作成には、当時学生であった児玉英明氏（現・西松建設㈱）から、絶大なる協力を得た。これらのことを付記して、深謝の意を表する。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅴ.耐震設計編、丸善、1996年12月。
- 2) Kuwamura, H. and Akiyama, H. : Brittle Fracture under Repeated High Stresses, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 29, pp. 5-29, 1994.
- 3) 中井 博, 北田俊行, 吉川 紀, 中西克佳, 尾山達巳: コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 39A, 土木学会, pp. 1347-1360, 1993年3月。
- 4) 中井 博, 北田俊行, 中西克佳, 杉山 功, 河野康史: 地震荷重を受けた後の合成柱(充填形式)の耐荷力, および変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 40A, 土木学会, pp. 1401-1412, 1994年3月。
- 5) Nakanishi, K., Kitada, T. and Nakai, H. : Experimental Study on Deterioration of Ultimate Strength and Ductility of Damaged Concrete Filled Steel Box Columns, *Proceedings of Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures*, pp.127-130, Kosice, Slovakia, June 20-22, 1994.
- 6) 北田俊行, 中井 博, 中西克佳, 竹野晃司: 中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 43A, 土木学会, pp. 225-236, 1997年3月。
- 7) 坂野昌弘, 三上市蔵, 村山 弘, 三住泰久: 鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労破壊挙動, 鋼構造論文集, 日本鋼構造協会, Vol. 2, No. 8, pp. 73-82, 1995年12月。
- 8) 葛 漢彬, 宇佐美勉, 寺田昌弘: コンクリートを充填した鋼製箱形短柱の圧縮耐荷力に関する実験的および理論的研究, 構造工学論文集, Vol. 38A, 土木学会, pp. 119-132, 1992年3月。
- 9) 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, 土木学会, pp. 105-117, 1992年3月。
- 10) 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, 土木学会, pp. 235-247, 1993年3月。
- 11) 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, 土木学会, pp. 163-176, 1994年3月。
- 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, No. 507/I-30, pp. 179-190, 1995年1月。
- 13) 宇佐美勉, 葛 漢彬, 水谷慎吾: コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol. 39A, 土木学会, pp. 249-262, 1993年3月。
- 14) 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年1月。
- 15) Kumar, S. and Usami, T. : A Note on the Evaluation of Damage in Steel Structures under Cyclic Loading, 構造工学論文集, Vol. 40A, 土木学会, pp. 177-188, 1994年3月。
- 16) 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, 土木学会, pp. 277-288, 1995年3月。
- 17) 鈴木森昌, 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, 土木学会, pp. 265-276, 1995年3月。
- 18) 葛 漢彬, 宇佐美勉: コンクリートを部分的に充填し

- た鋼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年4月.
- 19) 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年10月.
  - 20) 鈴木俊光, 宇佐美勉, 伊藤義人, 豊島 径: 細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No. 537/I-35, pp. 77-88, 1996年4月.
  - 21) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 鈴木森昌, 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激震時挙動, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 土木学会・構造工学委員会, pp. 551-558, 1996年1月.
  - 22) 中井 博, 北田俊行, 中西克佳: 漸増繰返し荷重を受ける鋼製・合成橋脚柱の耐荷性状に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 513/I-31, pp. 178-190, 1995年4月.
  - 23) 中井 博, 北田俊行, 中西克佳, 渡邊浩延: 薄肉補剛箱形断面を有する鋼製・合成橋脚柱の耐荷力と変形性能とに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 43A, 土木学会, pp. 1355-1366, 1997年3月.
  - 24) (財) 阪神高速道路管理技術センター, (社) 日本鋼構造協会: 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する実験(その5), 業務報告書, 1994年3月.
  - 25) 渡邊英一, 杉浦邦征, 森 忠彦, 鈴木 巖: 補剛 R 付き箱形断面短はり一柱の強度と変形性能, 構造工学論文集, Vol. 38A, 土木学会, pp. 143-154, 1992年3月.
  - 26) 渡邊英一, 杉浦邦征, 播本章一, 長谷川敏之: ダクティリティーに基づく鋼製橋脚の有効な断面性状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 38A, 土木学会, pp. 133-142, 1992年3月.
  - 27) 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, 土木学会, pp. 189-200, 1994年3月.
  - 28) 富永知徳, 安波博道: 厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の経済性と耐震性評価, 鋼構造論文集, 日本鋼構造協会, Vol. 2, No. 5, pp. 37-51, 1995年3月.
  - 29) 首都高速道路公団・公務部設計技術課: *Quarterly Engineering Journal of MEPC since 1992*, 設技 Windows, 1992年10月1日.
  - 30) Nakajima, A., Abe, H., Kuranishi, S. and Kanazawa, K.: Evaluation of Dynamic Collapse of Cantilever Column under Axial Compression and Lateral Dynamic Force, *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE*, No. 471/I-24, pp. 13-21, July, 1993.
  - 31) 酒造敏廣, 事口壽男, 西 幸二: 鋼変断面片持ち柱の弾塑性履歴性状に関する基礎的実験, 構造工学論文集, Vol. 39A, 土木学会, pp. 271-284, 1993年3月.
  - 32) 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: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1997年7月.
  - 33) 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, 1994年8月.
  - 34) 西川和廣, 山本悟司, 名取 暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, 土木学会, pp. 975-986, 1996年3月.
  - 35) 西川和廣, 山本悟司, 上仙 靖, 安波博道, 名取 暢: 鋼製橋脚の耐震補強に関する実験, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 583-590, 1996年1月.
  - 36) 建設省: 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 土木研究センター, pp. 204-216, 1993年.
  - 37) 中井 博, 河井章好, 吉川 紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下), 橋脚と基礎, Vol. 16, No.7, pp. 43-49, 1982年7月.
  - 38) 中井 博, 北田俊行, 河井章好, 酒造敏廣, 吉川 紀: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), 橋脚と基礎, Vol. 16, No. 6, pp. 35-40, 1982年6月.
  - 39) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II .鋼橋編, 丸善, pp. 413~419, 1996年12月.
  - 40) Nakai, H., Kitada, T. and Nakanishi, K.: Hybrid Test for Simulating Seismic Behavior of Steel and Composite Bridge Piers, *Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University*, Vol. 37, pp. 49-60, December 1996.
  - 41) 阪神高速道路公団・構造物設計基準(橋梁編), 第5編, pp. 339, 1985年4月.
  - 42) 渡邊英一, 杉浦邦征, 宇都宮智昭, 北根安雄, 南莊 淳: 強度と変形性能を考慮した鋼箱型橋脚柱の合理的断面設計, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp. 1471~1476, 1994年.

(1997. 4. 8 受付)

## EXPERIMENTAL STUDY ON METHOD FOR INCREASING ULTIMATE STRENGTH AND DUCTILITY OF STEEL BOX BRIDGE PIERS AGAINST STRONG EARTHQUAKE

Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI and Katsuyoshi NAKANISHI

The seismic characteristics of steel bridge piers with the box cross section are substantially governed by the local buckling of steel stiffened plates and cracks caused by the low-cycle fatigue of welding parts around the base plates and at the corners of cross sections. In view of such facts, the use of low width-thickness ratio of plate panels and filling concrete into the steel cross sections may be useful to prevent the local buckling and a method for strengthening the base of pier columns with triangular ribs can be considered to be effective to prevent the cracks around the base plates. The effects of these methods are investigated in this paper by mean of the pseudo-dynamic tests as well as cyclic loading tests by increasing displacement gradually for 7 test specimens.