

## 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

Experimental Study on Ultimate Strength and Ductility of Concrete Filled  
Thin-Walled Steel Box Columns after Receiving Seismic Loading

中井 博\*・北田俊行\*\*・中西克佳\*\*\*・杉山 功\*\*\*\*・河野康史\*\*\*\*\*

By Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA, Katuyoshi NAKANISHI, Isao SUGIYAMA and Yasushi KOUNO

This experimental study deals with the ultimate strength and ductility of the concrete filled thin-walled steel box columns before and after received the seismic loadings. The number of test specimens is 11, in which three of them are steel, the others being composited ones. The seismic loading is applied to 7 specimens through a pseudo-dynamic test ( hybrid test ) system. For the ductility, it is concluded that the composite columns are much more superior than the thin-walled steel columns. It is also founded concerning the ductility that the specimen with shear connections between steel plates and encased concrete is the best one among the composite specimens, and the ones with encased concrete stiffened by reinforcements and with rounded corners are better than the ordinary composite box columns with plain concrete inside.

Key Words : seismic loading, cyclic loading, concrete filled steel box column, pseudo-dynamic test, strength, ductility

## 1. はじめに

土木構造物の分野では、最近、合成柱の利用が活発で、たとえば鋼製橋脚の柱部材の内部にコンクリートを充填した合成橋脚が開発されてきている。また、そのための基準案として、合成柱(充填方式)を有する鋼製橋脚の設計・施工指針(案)<sup>1)</sup>が、阪神高速道路公団より1986年に出されている。

この種の合成柱は、変形性能が高く、地震動などの動的外力に対しても十分な抵抗力を持っている。そのため、合成柱を耐震部材として活用するための研究も、活発に行われている<sup>2), 3)</sup>。

このような状況の中で、文献2)の研究においては、死荷重のほか、大きな地震荷重による水平外力を受けた後の合成柱の耐荷力、および変形性能を明らかにするために、以下の実験が行われている。すなわち、まず一定の軸方向圧縮力を受ける実験供試体に、外側の鋼管が降伏に達する地震荷重、あるいは、その1.7倍程度の地震荷重をハイブリッド実験によって載荷する。つぎに、同じ軸方向圧縮力を載荷した状態のもとで、繰返し水平荷重を作用させる耐荷力実験を行う。そして、地震荷重を受けた合成柱供試体、および地震荷重を受けていない合成柱供試体、ならびに地震荷重を受けていない鋼製柱供試体について、相互に比較し、地震荷重を受けた後の合成柱の耐荷力、および変形性能について検討・考察を行っている。それらの結果、無補剛の箱形断面を有する合成柱は、鋼製柱に比して、耐荷力、および変形性能ともに優れていることを明ら

\* 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

\*\* 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

\*\*\* 大阪市立大学助手 工学部土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

\*\*\*\* 阪神高速道路公団 保全施設部(〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

\*\*\*\*\* 阪神高速道路公団 大阪第一建設部(〒597 大阪府貝塚市沢字145)

かにしている。しかしながら、大きな地震荷重を載荷した後は、若干の変形性能の低下が認められることが指摘されている。

そこで、本研究においては、まず合成柱の繰返し載荷に対する変形性能を向上させるための構造詳細について検討するため、劣化の起こりやすい柱基部の充填コンクリートを、①鉄筋で補強した合成柱供試体、および②スタッドジベルで補強した合成柱供試体を対象にして、文献2)と同様な実験を行う。

つぎに、最近、景観面から重要視されているコーナー部を円弧状とした断面(以下、R付き断面という)を有する合成柱供試体についても、同様な実験を行う。

さらに、文献2)では行われなかった鋼製柱を対象とした地震荷重載荷実験も行い、合成柱と鋼製柱との繰返し荷重下における耐荷力、および変形性能の差異についての比較・検討を行う。

## 2. 実験計画

### (1) 実験供試体の設計

#### a. 長方形箱形断面の実験供試体

本研究で対象とする長方形箱形断面供試体のフランジ・プレートの幅厚比パラメータRを以下のようにとり、

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{E}} \frac{b}{t} \dots\dots(1)$$

座屈設計ガイドライン<sup>7)</sup>の圧縮板の耐荷力曲線と比較したものを、図-1に示す。ここに、 $\sigma_{sy}$ ：鋼材の降伏点、 $\sigma_{cr}$ ：フランジ・プレートの弾性座屈応力度、 $\mu$ ：ポアソン比、 $k$ ：座屈係数(=4.0)、 $E$ ：鋼材のヤング係数、 $b$ ：フランジ幅、 $t$ ：鋼板の板厚、 $d$ ：腹板の高さ、とする。

そして、このパラメータRは、フランジ・プレートの終局強度 $\sigma_u$ が降伏点 $\sigma_{sy}$ に等しくなる限界幅厚比として、道路橋示方書・同解説、II. 鋼橋編<sup>4)</sup>で定められている0.7とした。また、寸法比 $b/d$ は、実績調査結果<sup>5)、6)</sup>にもとづいて、1.25とした。

とくに、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とならないように、そこでは、レ形開先のグルーブ溶接と片側隅肉溶接を併用した。

なお、本研究では、充填コンクリート、補強用のスタッドジベル、および鉄筋を強度部材とは考えず、鋼断面のみを用いて実験計画を立てた。これらの実験供試体の寸法諸元を、図-2～図-4に示す。

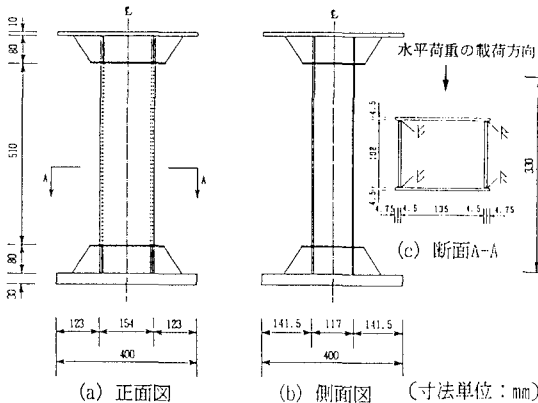


図-2 長方形箱形断面の実験供試体

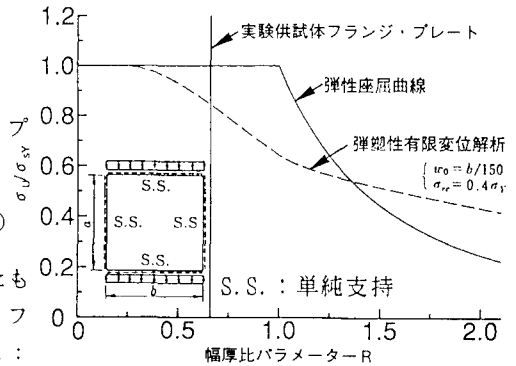


図-1 実験供試体のフランジ・プレートの幅厚比パラメータ<sup>7)</sup>

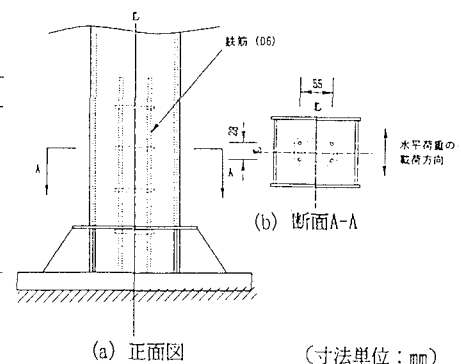


図-3 柱基部を鉄筋で補強した長方形箱形断面の実験供試体

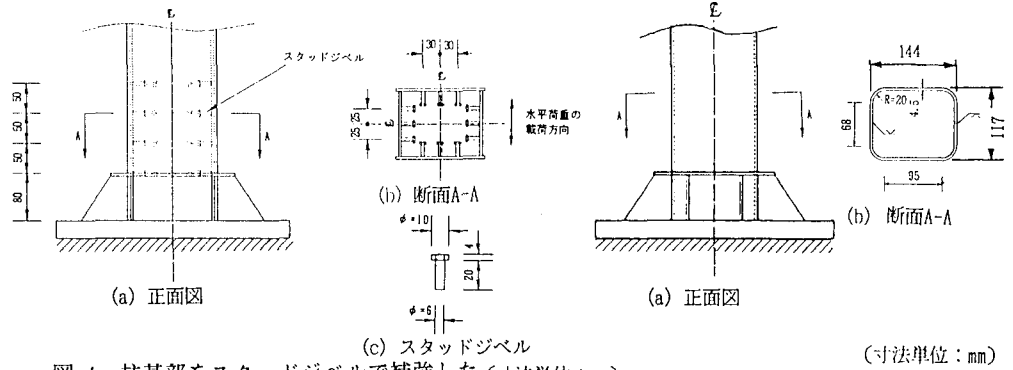


図-4 柱基部をスタッドジベルで補強した (寸法単位: mm) 図-5 R付き断面の実験供試体  
 長方形箱形断面の実験供試体

b. R付き断面の実験供試体

R付き断面の実験供試体の寸法諸元を、図-5に示す。実験供試体は、長方形箱形断面の供試体と同じフランジ幅、および同じ腹板幅をもつように設計した。なお、断面のコーナー部は、鋼板内側の曲率半径を20mmとした円弧状としている。

表-1 実験供試体の内訳

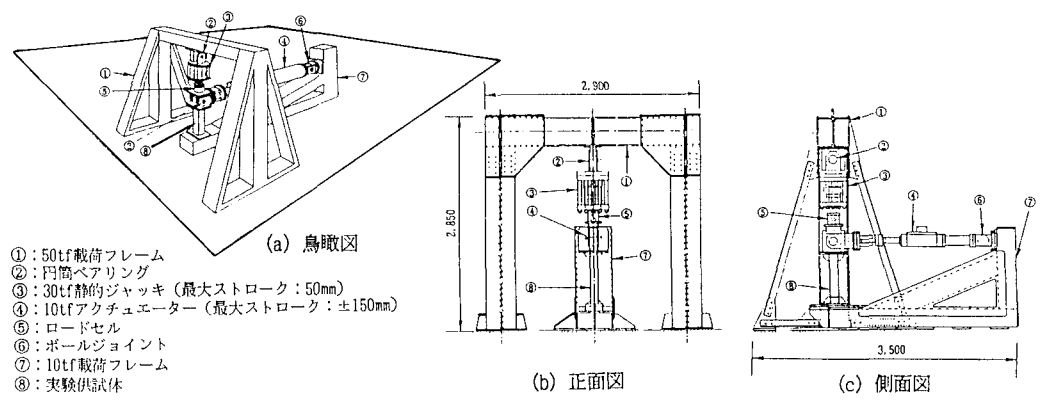
No.	実験供試体名	実験供試体の特徴	軸方向圧縮荷重 P/N <sub>s</sub>	$\gamma$	静的繰返し載荷実験	
1	S-2-G2	長方形箱形断面 鉄筋で補強した合成柱	0.274	1.0	—	
2	S-1-G3		0.137	1.0	○	
3	S-1-G4		0.137	1.7	—	
4	R-D-G0		0.137	—	○	
5	R-D-G4		0.137	1.7	○	
6	R-S-G0		R付き断面 鋼製柱	0.137	—	○
7	R-S-G4	0.137		1.7	○	
8	S-R-G0	R付き断面 合成柱		0.137	—	○
9	S-R-G6				1.7	—
10	R-R-G0				—	○
11	R-R-G9		1.7		○	

注) P : 軸方向圧縮荷重(一定)  
 N<sub>s</sub> : 鋼製断面の全塑性軸力  
 $\gamma$  : 鋼板が降伏に至る加速度に対応する最大入力加速度の比

(2) 実験供試体の内訳  
 実験供試体の内訳を、表-1に示す。

(3) 実験装置

実験装置は、鉛直荷重と水平荷重とを独立に、または同時に載荷できる文献2)の装置と同じものを用いた。しかし、今回、鉛直方向の荷重(3)が自動的に一定に保持できるように改良している。載荷装置の概要を、図-6に示す。



- ① : 50tf載荷フレーム
- ② : 円筒ベアリング
- ③ : 30tf静的ジャッキ (最大ストローク: 50mm)
- ④ : 10tfアクチュエーター (最大ストローク: ±150mm)
- ⑤ : ロードセル
- ⑥ : ボールジョイント
- ⑦ : 10tf載荷フレーム
- ⑧ : 実験供試体

図-6 載荷装置の概要 (寸法単位: mm)

### 3. 実験供試体の材料特性と初期不整

#### (1) 鋼材の機械的性質

実験供試体の製作に用いた鋼板の機械的性質を調べるために、実験に用いたSS400材で、板厚4.5mmの鋼板からJIS5号平鋼板試験片、およびJIS12B号曲率付き試験片をそれぞれ3枚切り出し、引張試験を行った。鋼板の機械的性質(3枚の試験片の引張試験結果の平均値)を、表-2に示す。なお、断面に曲率を設けたJIS12B号曲率付き試験片では、明確な降伏点が認められなかったため、降伏点として、0.2%耐力を用いた。

表-2 鋼材の機械的性質

	降伏点 $\sigma_{0.2}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	実測板厚 (mm)	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	破断点 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比	伸び率 (%)
平鋼板	3,660	4.47	4,440	3,390	$2.02 \times 10^6$	0.23	36
曲率鋼板	3,500	4.47	3,860	3,060	—	—	32

表-3 硬化コンクリートの材料試験結果

材令(日)	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
7	274.5	20.5	2.93	0.23
68	350.7	—	3.06	0.22
108	359.7	24.1	2.91	0.22

#### (2) コンクリートの材料特性

合成柱供試体の内部は、最大骨材寸法15mm、スランプ7cm、および空気量5%の早強ポルトランドセメントを用いたフレッシュコンクリートで充填した。コンクリートの圧縮強度試験、および引張強度試験用の試験体の寸法は、それぞれ $\phi 10 \times 20$ 、および $\phi 15 \times 15$ とした。そして、コンクリート強度の経時的な推移を把握するため、材料試験は、打設後7日目、載荷実験初日の打設後68日目、および載荷実験終了後の打設後108日目に、それぞれ材令7日強度、材令68日強度、および材令108日強度とした。コンクリートの材料試験結果を、表-3に示す。これらの図表より、材令68日強度と材令108日強度とに大きな差異がないことから、以降、実際に合成柱供試体の耐荷力を計算する際には、材令68日強度である $\sigma_{ck} = 350(\text{kgf/cm}^2)$ を用いることにした。

#### (3) 実験供試体の初期不整の実測

##### a. 実験供試体の初期たわみ

実験前にトランシット、および鋼尺を用いて、実験供試体の初期たわみを測定した。初期たわみの最大値は、0.1~0.2mmで、その値を道路橋示方書の製作基準値( $b/150$ 、あるいは $d/150$ )で無次元化すると、0.11~0.22となっていた。

##### b. 実験供試体の残留応力

断面の内側と外側とに一軸ひずみゲージを貼付し、残留応力試験片を機械的に切断することにより残留応力の測定を行った。長方形箱形断面、およびR付き断面の残留応力分布を、それぞれ図-7、および図-8に示す。

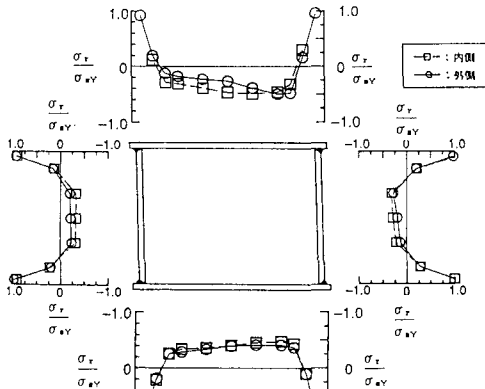


図-7 長方形断面の残留応力分布

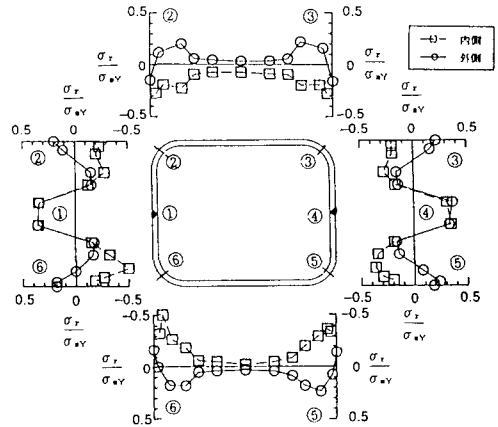


図-8 R付き断面の残留応力分布

これらの図より、長方形箱形断面の残留応力は、溶接部近傍で鋼板の降伏点 $\sigma_{s,y}$ にも達する引張残留応力が、また他の部分で大きな圧縮残留応力(0.3~0.5 $\sigma_{s,y}$ )が発生していることがわかる。一方、R付き断面では、溶接部近傍でかなり大きな引張残留応力(0.4~0.5 $\sigma_{s,y}$ )が、また断面コーナー部の曲率を持つ部分で曲げ加工に伴う大きな板曲げ残留応力が発生している。しかし、溶接部をもたないフランジ部分では、ほとんど残留応力が生じていないことがわかる。

#### 4. 実験方法

##### (1) 実験の手順

実験の手順を示すと、以下のとおりである。

- i) まず、地震荷重を載荷しない実験供試体の耐荷性、ならびに変形性能を調べるために、同種の2体の供試体のうち1体に、一定の軸方向圧縮力を作用させた状態のもとで、水平荷重による静的繰返し載荷実験を行う。
- ii) つぎに、同種の供試体の残りの1体について一定鉛直荷重を作用させた状態のもとで、模擬地震荷重を作用させるハイブリッド実験<sup>8)</sup>を行い、実験供試体に過大な外力を与える。
- iii) 最後に、地震荷重により過大外力を与えたii)の実験供試体について、i)で行ったのと同様な静的繰返し載荷実験を行い、iii)とi)とで得られた結果を比較することにより、地震荷重を与えた実験供試体の剛度、耐荷力、および変形性能の変化について調べる。

##### (2) 載荷方法

###### a. 地震荷重載荷実験

実験供試体は、基本的に、軸方向圧縮力Pと曲げモーメントMとを同時に受ける梁・柱部材である。したがって、梁・柱の基部断面に生ずる最大圧縮応力を強度の最大値である降伏点 $\sigma_{s,y}$ にとるものとすれば、次式が成立する。

$$\sigma_{s,y} = \frac{P}{A_g} + \frac{M}{I} y = \sigma_{c,p} + \sigma_{b,c} \quad \dots\dots(2)$$

ここに、P：作用軸方向圧縮力、M：作用曲げモーメント、I：断面二次モーメント、 $A_g$ ：鋼の総断面積、 $\sigma_{s,y}$ ：鋼材の降伏点、 $\sigma_{c,p}$ ：Pによって生じる軸圧縮応力度、 $\sigma_{b,c}$ ：水平荷重Hによって生じる曲げ圧縮応力度とする。

なお、梁・柱部材においては、柱としての座屈によって起こる部材の圧縮強度の低下を考慮する必要がある。しかし、本実験供試体に関してこの計算を試みた結果、部材の圧縮強度の低下率は、2%以下であった。そのため、この影響を、以降、無視した。

さらに、地震荷重に対する許容圧縮応力度 $\sigma_a$ は、道路橋示方書・同解説、II、鋼橋編の規定<sup>4)</sup>によると、以下の式を用いて算出できる。

$$\sigma_a = 1.5 \frac{\sigma_{s,y}}{\nu} \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 $\nu$ ：安全率(=1.7)、 $\sigma_a$ ：地震荷重に対する許容圧縮応力度、とする。

ところで、道路橋示方書<sup>9)</sup>にしたがうと、入力地震加速度 $\ddot{z}_0$ は、次式で求めることができる。

$$\ddot{z}_0 = \frac{K_0 \delta_y}{\beta M} \quad \dots\dots(4)$$

ここに、 $\ddot{z}_0$ ：基準となる入力地震加速度の最大値、 $\delta_y$ ：充填コンクリートを無視した合成柱供試体において、鋼が許容応力度に達するときの水平変位、 $K_0$ ：実験供試体の初期剛度(=H(水平荷重)/ $\delta$ (水平変位))、 $\beta$ ：応答増幅係数(本実験供試体で対象とする固有振動周期T=0.4(s)のとき $\beta=1.25$ )、M：質量、である。

以上の式によって求めた $\ddot{z}_0$ に対する実際に入力した最大加速度 $\ddot{z}$ の比 $\gamma$ を、表-1に示す。すなわち、比 $\gamma$

は次式で与えられる。

$$\gamma = \frac{\ddot{z}}{\ddot{z}_0} \quad \dots\dots(5)$$

なお、入力地震加速度としては、文献2)の成果との比較が可能になるように、道路橋示方書・同解説、V. 耐震設計編<sup>10)</sup>に示されている津軽大橋周辺地盤上(第Ⅲ種地盤)で記録された1983年発生の日本海中部地震の加速度時刻歴を用いることにした。一例として、図-9には、実験供試体R-R-G9の入力地震加速度の時刻歴を示す。

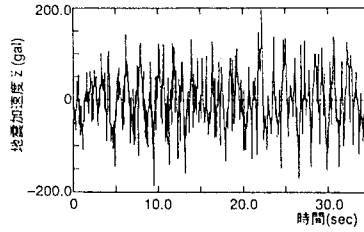


図-9 実験供試体R-R-G9の入力地震加速度の時刻歴

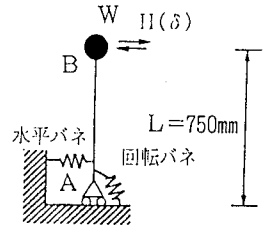


図-10 荷重モデル

この実験では、図-10に示すように、実験供試体の上端Bに重量Wの上部構造が存在するものと仮定した。そして、固有振動周期Tは、実橋脚の実績<sup>11)</sup>、および文献2)を参考にして、約0.4秒とした。

### b. 静的繰返し荷重実験

地震荷重を与えない実験供試体、および地震荷重を与える実験供試体それぞれの耐力、および変形性能を調べるため、一定の軸方向力のもとで水平荷重による静的繰返し荷重実験を行う。その際の最大水平変位 $\delta_{max}$ は、すべての実験供試体の最大水平荷重が把握できるように、各々、実験供試体の降伏変位 $\delta_y$ との比 $\delta_{max}/\delta_y$ の値を約3.5に設定した。すなわち、長方形箱形断面の実験供試体については $\delta_{max}=27.0\text{mm}$ 、またR付き断面の実験供試体については $\delta_{max}=28.7\text{mm}$ とした。そして、繰返し回数は、水平荷重-水平変位曲線がある一定の軌跡内にほぼ収束に至るまでとすることとした。

## 5. 実験結果とその考察

実験結果の考察を、以下に示す。その際、水平変位、および応答変位は、水平荷重Hが作用する点(L=750mm)の変位に着目する。

### (1) ハイブリッド実験(地震荷重載荷実験)

実験供試体S-2-G2、S-1-G3、S-1-G4、R-D-G4、R-S-G4、S-R-G6、およびR-R-G9に、4.(2)a.で述べた地震荷重を、ハイブリッド実験装置により載荷した。

#### a. 応答変位の時刻歴

図-10の荷重モデルに地震動が作用した場合の数値解析結果による応答変位の時刻歴を、図-11～図-17に示す。

まず、実験供試体S-2-G2、およびS-1-G4は、リアル・タイムでT=8秒あたりから変位が一方に増大(基部フランジが座屈)し、最大地震加速度が

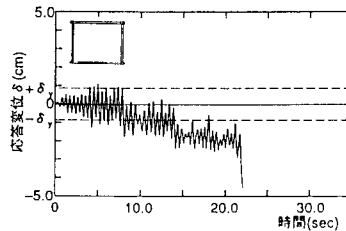


図-11 実験供試体S-2-G2の応答変位の時刻歴(P=0.274N<sub>ss</sub>, γ=1.0)

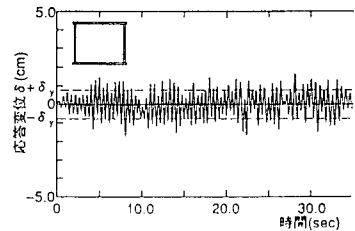


図-12 実験供試体S-1-G3の応答変位の時刻歴(P=0.137N<sub>ss</sub>, γ=1.0)

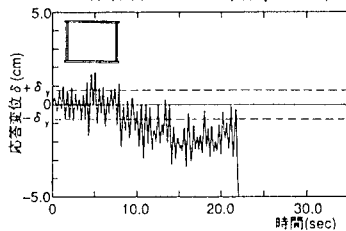


図-13 実験供試体S-1-G4の応答変位の時刻歴(P=0.137N<sub>ss</sub>, γ=1.7)

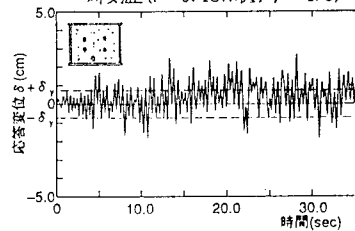


図-14 実験供試体R-D-G4の応答変位の時刻歴(P=0.137N<sub>ss</sub>, γ=1.7)

作用する約 $T = 22$ 秒あたりで変位が急増し、アクチュエーターの設定最大変位5 cm(5cm/L = 1/15)に達し、実験が終了した(図-11、および図-13参照)。設定最大変位は、装置の精度上の問題、および実橋脚のたわみ上の制限などを考慮して定

めている。また、3体の長方形箱形断面鋼製柱供試体のうち、荷重条件が道路橋示方書で定める程度の $\gamma (= 1.0)$ をもたせた実験供試体S-1-G3のみ、応答変位 $\delta$ が鋼の降伏たわみ $\delta_y$ の範囲内にほぼ納まっており、地震荷重載荷実験により崩壊しなかった(図-12参照)。

つぎに、合成柱供試体3体については、図-14、図-15、および図-17より、 $\pm 2\delta_y$ 程度の大きな応答変位がたびたび生じているにもかかわらず、崩壊に至っていない。これは、これらの供試体の変形性能が高いことを意味している。

最後に、実験供試体S-R-G6は、リアル・タイムで $T = 10$ 秒あたり

から変位が一方向に増大(基部フランジが座屈)し、最大地震加速度が作用する約 $T = 22$ 秒あたりで変位が急増し、アクチュエーターの設定最大変位5cmとなり、装置が自動的に停止して実験が終了した(図-16参照)。この供試体は、荷重条件の等しい無補剛の長方形箱形断面の鋼製柱供試体S-1-G4の場合とほぼ同様な挙動を呈している。

### b. 水平荷重-応答変位曲線

水平荷重-応答変位曲線を、図-18～図-24に示す。

まず、鋼製柱供試体S-2-G2、S-1-G3、およびS-1-G4は、3体とも作用水平荷重の最大値が、地震荷重載荷中に、断面の全塑性水平荷重に達していた(図-18～図-20参照)。このうち、地震

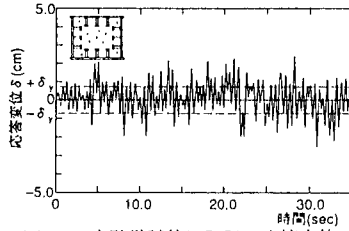


図-15 実験供試体S-R-G4の応答変位の時刻歴( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

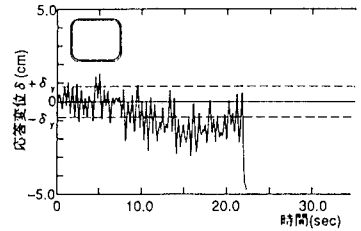


図-16 実験供試体S-R-G6の応答変位の時刻歴( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

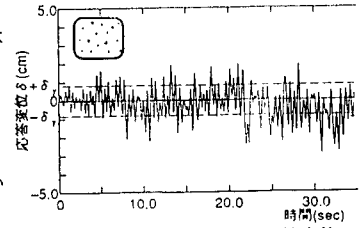


図-17 実験供試体R-R-G9の応答変位の時刻歴( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

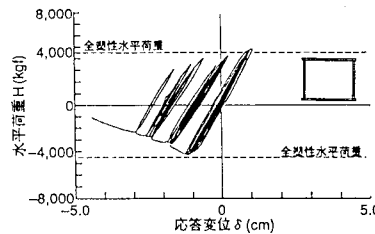


図-18 実験供試体S-2-G2の水平荷重-応答変位曲線( $P=0.274N_{ps}$ ,  $\gamma=1.0$ )

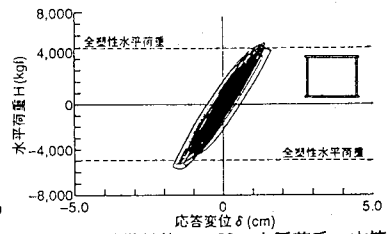


図-19 実験供試体S-1-G3の水平荷重-応答変位曲線( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.0$ )

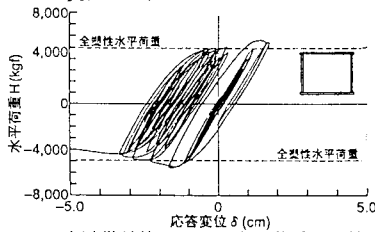


図-20 実験供試体S-1-G4の水平荷重-応答変位曲線( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

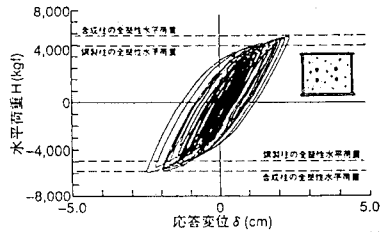


図-21 実験供試体R-D-G4の水平荷重-応答変位曲線( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

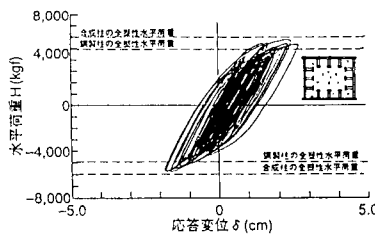


図-22 実験供試体S-S-G4の水平荷重-応答変位曲線( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

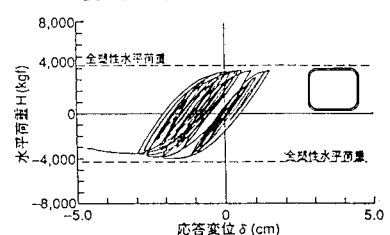


図-23 実験供試体S-R-G6の水平荷重-応答変位曲線( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

荷重載荷実験で崩壊した実験供試体S-2-G2、およびS-1-G4では、終局荷重を超える荷重が載荷されるたびに、一方方向に塑性変形が累積したため、たわみが一方方向に徐々に増加し、最終的に、5.(1)a.で述べた時刻でたわみが急増しアクチュエーターの設定最大変位に至った。この間、残留変形が大きくなるのに伴って、繰返し水平荷重の振幅が徐々に減少し、耐荷力が劣化していくことがわかる。一方、図-21、図-22、および図-24より、合成柱供試体3体の応答変位は、一方方向のみに大きな残留変位が生ずることがなく、原点を中心とした繰返し挙動をしており、変形性能が大であることがわかる。3体のうち実験供試体R-S-G4は、地震荷重載荷中にまだ合成断面としての全塑性水平荷重に達していないことがわかる。これは、この供試体が、 $\gamma = 1.7$ よりも、さらに大きな水平変位を伴う地震にも耐え得る能力をもっていることを意味している。

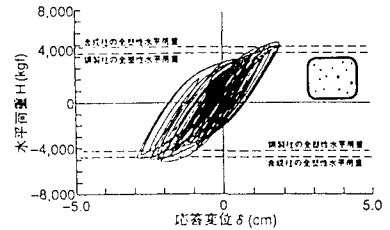


図-24 実験供試体R-R-G9の水平荷重-応答変位曲線( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

最後に、実験供試体S-R-G6は、地震荷重載荷中に、断面の全塑性水平荷重に達していないことがわかる(図-24参照)。これは、供試体が全塑性状態に至る前に局部座屈が発生し、強度が低下していったことを示している。

### c. 残留変形

地震荷重載荷後の実験供試体S-1-G4、S-R-G6、R-R-G9、R-D-G4、およびR-S-G4のフランジ面の変形状態を、それぞれ写真-1～写真-5に示す。

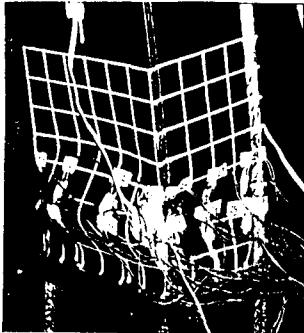


写真-1 実験供試体S-1-G4の変形状態  
( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

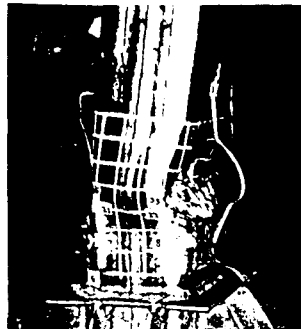


写真-2 実験供試体S-R-G6の変形状態  
( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

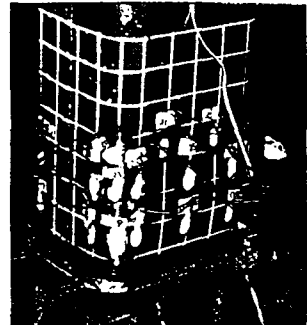


写真-3 実験供試体R-R-G9の変形状態  
( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

まず、写真-1より、この実験供試体基部のフランジには、外側への大きな局部座屈変形が認められる。つぎに、写真-2より、この実験供試体の基部付近では、断面変形が著しいことがわかる。これは、繰返し回数の増加に伴い、両フランジ・プレートが内側に座屈し、それに伴って腹板も座屈したためである。また、写真-3より、この実験供試体の基部フランジには、

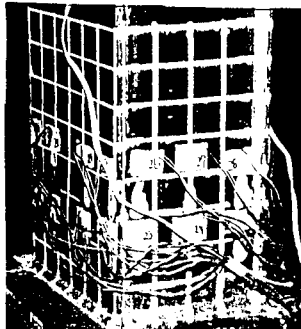


写真-4 実験供試体R-D-G4の変形状態  
( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

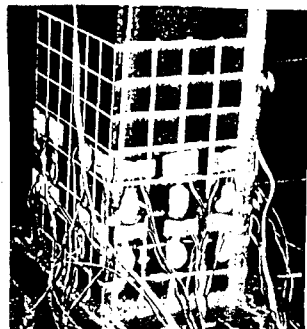


写真-5 実験供試体R-S-G4の変形状態  
( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )

外側への小さな局部座屈変形が認められる。ちなみに、上記の3枚の写真は、同じ荷重条件( $P=0.137N_{ps}$ ,  $\gamma=1.7$ )で行ったものを比較して示したものである。これらの写真より、R付き断面鋼製柱は、繰返し荷重



に対して著しく弱いことがわかる。

一方、写真-4、および写真-5より、充填コンクリートを鉄筋で補強した実験供試体は、若干、フランジ・プレートに座屈が生じてしている。しかし、スタッドジベルで補強した実験供試体では、ほとんど損傷が観察されないことがわかる。

(2) 静的繰返し载荷実験  
健全な実験供試体、および地震荷重を与えた実験供試体に対し、それらの耐荷力、および変形性能について調べるため、静的繰返し载荷実験を行った。以下には、それらの結果を示す。

a. 水平荷重-水平変位曲線

まず、実験供試体S-1-G3は、地震荷重重載荷後でも、健全時の全塑性水平荷重とほぼ同じ耐荷力を保持していた(図-25参照)。また、図-33に示す文献2)の実験供試体S-1-0( $P = 0.137N_{ps}$ ,  $\gamma = 0$ )と比較すれば、ほぼ同じ挙動を呈していた。これは、実際的な軸方向圧縮力  $P = 0.137N_{ps}$  のもとで、道路橋示方書で定める  $\gamma = 1.0$  程度の地震荷重を与えても、実験供試体には大きな損傷が生じないことを意味している。

つぎに、鉄筋で補強した合成柱供試体R-D-G0、およびR-D-G4は、1~2回目の繰返し载荷で強度が、若干、低下した。しかし、その後の劣化現象は、見られない(図-26、および図-27参照)。

さらに、スタッドジベルで補強した合成柱供試体R-S-G0は、繰返し回数に伴う荷重の低減がほとんどなかった(図-28参照)。また、図-28と図-29とを比べれば、両者の間に顕著な差異は、見られない。したがって、実験供試体R-S-G4は、 $\gamma = 1.7$  の大きな地震荷重によ

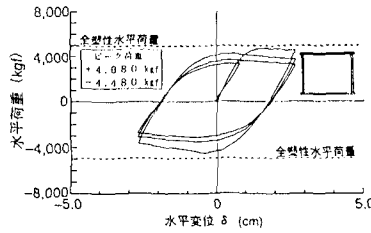


図-25 実験供試体S-1-G3の水平荷重-水平変位曲線 (地震荷重重載荷後)

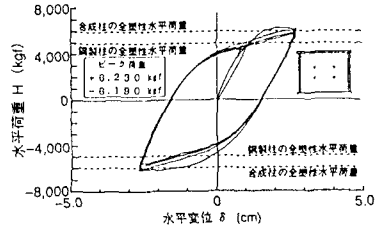


図-26 実験供試体R-D-G0の水平荷重-水平変位曲線

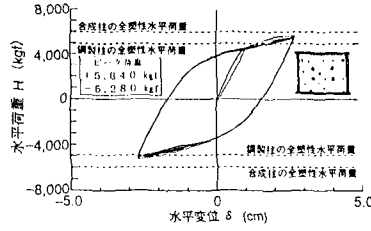


図-27 実験供試体R-D-G4の水平荷重-水平変位曲線 (地震荷重重載荷後)

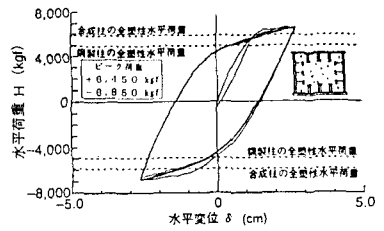


図-28 実験供試体R-S-G0の水平荷重-水平変位曲線

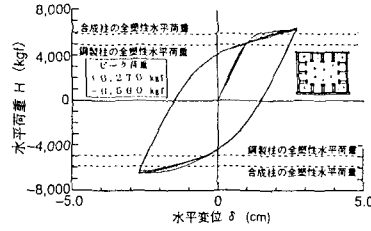


図-29 実験供試体R-S-G4の水平荷重-水平変位曲線 (地震荷重重載荷後)

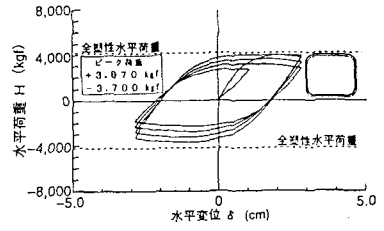


図-30 実験供試体S-R-G0の水平荷重-水平変位曲線

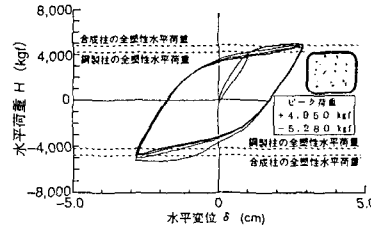


図-31 実験供試体R-R-G0の水平荷重-水平変位曲線

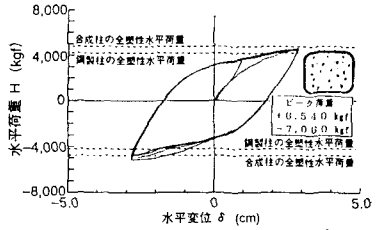


図-32 実験供試体R-R-G9の水平荷重-水平変位曲線 (地震荷重重載荷後)

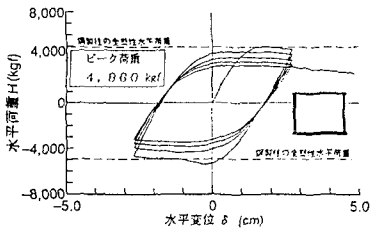


図-33 実験供試体S-1-02の水平荷重-水平変位曲線 (文献2))

っても、全く損傷を受けていないことがわかった。そして、実験供試体S-R-G0は、最初のサイクルにおいて、最大水平荷重がほぼ全塑性水平荷重に一致している。ところが、その反対側への載荷で、既に劣化が始まり、最大水平荷重が、全塑性水平荷重をかなり下回っている(図-30参照)。また、同様な荷重条件をもつ文献<sup>2)</sup>の無補剛の長方形箱形断面の鋼製柱供試体S-1-02と比較すれば、鋼製柱供試体S-1-02の場合、荷重の低減率が繰返し載荷にともなって収束していくのに対し、R付き断面の鋼製柱供試体S-R-G0の場合は収束していない。これは、長方形箱形断面の場合、フランジが局部座屈しても、コーナー部が節となって、ある程度、箱断面の形状を保持する機能を有しているためである。しかし、R付き断面の場合、フランジの局部座屈の影響が腹板にまで及び、箱断面としての形状を保持できなくなり、その結果、箱形断面としての断面二次モーメントが低下するためであると考えられる。実験供試体R-R-G9は、繰返し載荷による強度低下が、著しく小さいことがわかる(図-31参照)。これは、コンクリートを内部に充填することによって、R付き断面の鋼製柱に見られるようなフランジ・プレートの内側への変形が生じないためである。図-31と図-32とを比較すれば、実験供試体R-R-G9は、地震荷重により、若干、強度の低下が認められる。しかし、繰返し載荷による強度劣化が全く認められず、この種の断面の合成柱は、大きな地震を受けても、まだかなり高い変形性能を有していることがわかった。

最後に、図-25～図-32において、全塑性水平荷重の理論値と実験供試体の最高水平荷重値とを比較すれば、スタッドで補強した実験供試体2体のうちの1体で、地震荷重を受けていない供試体R-S-G0では、理論値より、 $+\delta_{max}$ 側で強度が9.7%増し、 $-\delta_{max}$ 側でも10.5%増しと、最も高い強度を有していた。そして、軸方向圧縮力が $P=0.137N_p$ で、 $\gamma=1.7$ の地震荷重を与えた実験供試体R-S-G4(スタッドで補強)でも、まだ $+\delta_{max}$ 側で強度が6.6%増し、 $-\delta_{max}$ 側でも11.5%増しと、理論値よりも高い強度を有していた。また、鉄筋で補強した実験供試体に着目すると、実験供試体R-D-G0と実験供試体R-D-G4との比較から、地震荷重を受けていない実験供試体の最大水平荷重は、理論値を上回っている。しかし、軸方向圧縮力が $P=0.137N_p$ で、 $\gamma=1.7$ の地震荷重を受けた実験供試体の最大水平荷重は、理論値を、若干、下回っていることがわかる。

なお、地震荷重載荷中に崩壊した実験供試体S-2-G2、S-1-G4、およびS-R-G6については、静的繰返し載荷実験を行わなかった。

### b. 軸方向の縮み量

軸方向の縮み量は、部材の損傷度を表す1つの指標になると考えられる。図-34～図-37には、健全な実験供試体の水平荷重-軸方向変位曲線を示す。

これらの図より、実験供試体S-R-G0の軸方向縮み量が、他に抜きん出て大きいことがわかる。その他の実験供試体の軸方向の縮みは、ほとんどない。その中でも、スタッドジベルで補強した合成柱供試体R-S-G0の縮み量が、最も小さいことがわかる。

### c. 剛度と強度の低下

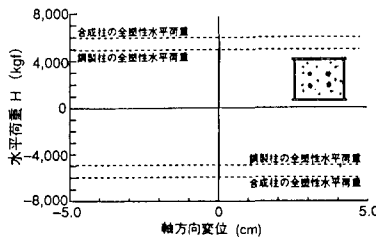


図-34 実験供試体R-D-G0の水平荷重-軸方向変位曲線

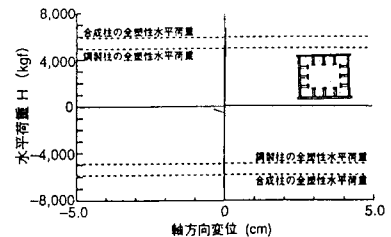


図-35 実験供試体R-S-G0の水平荷重-軸方向変位曲線

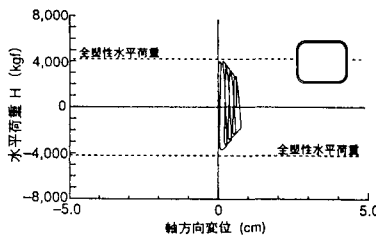


図-36 実験供試体R-R-G0の水平荷重-軸方向変位曲線

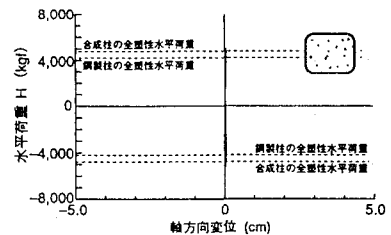


図-37 実験供試体R-R-G9の水平荷重-軸方向変位曲線

地震荷重載荷前の剛度と載荷後の剛度とを、表-4に示す。ここで、同じ大きさの地震荷重を載荷した合成柱供試体3体を比較すると、スタッドジベルで充填コンクリートを補強した合成柱供試体は、地震荷重による剛度の低下が比較的小さい。しかし、R付き断面合成柱供試体は、剛度低下が大きく、地震荷重を載荷していない同種の鋼製柱供試体の剛度以下になっていることがわかる。

表-4 実験供試体の剛度

実験供試体名	剛度(kgf/cm <sup>2</sup> )		剛度の低下率
	地震荷重載荷前	地震荷重載荷後	
R-D-G4	6,350	4,727	26%
R-S-G4	6,753	5,200	23%
R-R-G9*	5,480	3,227	41%
S-1-G3	4,792	4,727	1%

(\*S-R-G0の剛度は、4,054kgf/cm<sup>2</sup>)

また、長方形鋼製柱供試体でも、地震荷重により崩壊しなければ、地震荷重による剛度の低下は、小さいことがわかる。合成柱供試体で剛度の低下が大きいのは、充填コンクリートが圧壊するためであると思われる。

各実験供試体の変形性能の比較するために、文献2)と同様に、繰返し回数の増加に伴うピーク荷重の低下率、すなわち、次式で定義されるパラメーター $K_{d,i}$ で評価してみる。

$$K_{d,i} = \frac{H_{max,i} - H_{max,i+1}}{H_{max,i}} \quad \dots\dots(6)$$

ここに、 $H_{max,i}$ とは、第*i*回目の載荷における $\pm \delta_{max}$ 時の最終荷重である。静的繰返し載荷実験を行った本研究実験供試体、および文献2)の実験供試体の低減率を、図-38に示す。

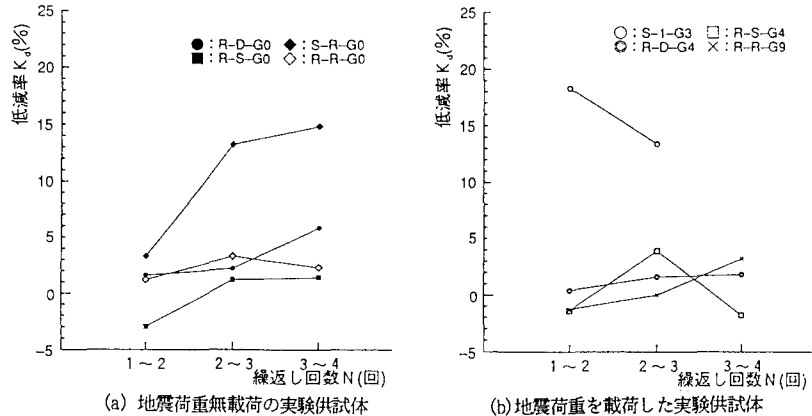


図-38 低減率の対比

まず、鋼製柱供試体の低減率 $K_{d,i}$

は、合成柱供試体に比して、極めての大きいことがわかる。

つぎに、図-38によると、地震荷重を受ける前に繰返し載荷実験を行った合成柱実験供試体R-D-G0、R-S-G0、R-R-G0、および同じ載荷条件下で実験を行った文献2)の実験供試体R-1-02を比較するれば、スタッドで補強した実験供試体R-S-G0の低減率が、最も小さいことがわかる。しかし、そのほか3体の実験供試体は、ほぼ同様な値を示している。

## 6. まとめ

本研究によって得られた主な結論をまとめると、以下に示すとおりである。

- (1)地震荷重を与えた長方形箱形断面の鋼製柱供試体においては、繰返し荷重による耐荷力、および変形性能の低下が大きく、そのため実験供試体3体のうち2体が地震荷重載荷中にアクチュエーターの最大設定変位5cmに至り、その結果、装置が停止して実験が終了した。また、フランジ・プレートの座屈変形も、軸方向の縮みも大きく、文献2)の合成柱供試体の結果と比較しても、鋼管内部にコンクリートを充填することの有効性を示唆する結果となった。
- (2)R付き断面の鋼製柱供試体では、静的繰返し載荷実験、および地震荷重載荷実験の双方において、圧縮側

フランジ・プレートが繰返し回数の増加に伴い、内側に座屈していくという挙動がみられた。また、両フランジ・プレートの内側への座屈は、ウェブの座屈をも巻き起こし、その結果、断面の変形が著しくなり、実験供試体の断面二次モーメントが小さくなった。これが、繰返し载荷によるこの実験供試体の耐荷力の低下につながったものと考えられる。

- (3)スタッドジベルによって基部を補強した合成柱供試体は、対象とした補強法の中では、最も優れた耐荷力、および変形性能を有していることがわかった。
- (4)鉄筋によって基部を補強した合成柱供試体は、耐荷力から見れば、無筋の合成柱供試体とほぼ同じである。しかし、変形性能については、スタッドジベルによって基部を補強した合成柱ほどには向上しないものの、無筋の合成柱供試体よりも優れていることがわかった。
- (5)R付き断面の合成柱供試体は、鉄筋やスタッドジベルによって基部を補強していない合成柱に比して、優れた耐荷力、および変形性能をもつことがわかった。しかし、耐荷力、および変形性能の向上という点に関しては、スタッドジベルによって基部を補強した合成柱供試体にまで至らなかった。
- (6)鋼製柱、および合成柱とも、地震荷重で崩壊しなければ、地震荷重を作用させていない柱に比して、耐荷力、および変形性能の大きな劣化は、認められなかった。
- (7)地震荷重で崩壊が起こらない場合、地震荷重を载荷することによる剛度の低下は、鋼製柱供試体で少なく、合成柱供試体でかなり認められた。これは、地震荷重により、充填コンクリートが圧壊を起こすためである。ただし、R付き断面の合成柱供試体を除き、合成柱供試体の剛度は、地震荷重载荷前の剛度以下にはならなかった。

#### 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：合成柱(充填方式)を有する鋼製橋脚の設計・施工指針(案)，1986年3月
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ．鋼橋編，丸善，pp.144～149，平成2年2月
- 5) 中井 博・北田俊行・國廣昌史・中村清孝・岸田和人：組み合わせ断面力を受ける薄肉箱形断面短柱の局部座屈を考慮した終局強度相関曲面に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.36A，土木学会，pp.89～100，1990年3月
- 6) 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)，橋梁と基礎，pp.35～40，1982年6月
- 7) 土木学会鋼構造委員会・座屈設計のガイドライン作成小委員会：座屈設計ガイドライン，土木学会，pp.164～165，昭和62年10月
- 8) Nakai, H. and Kitada, T. : A System for Hybrid Tests of Materials and Structures, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol.31, pp.181～190, Dec. 1990.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ．耐震設計編，丸善，pp.49～62，平成2年2月
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ．耐震設計編，丸善，pp.148～163，平成2年2月
- 11) 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

(1993年9月16日受付)