

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

EXPERIMENTAL STUDY ON ULTIMATE STRENGTH AND DUCTILITY OF STEEL AND COMPOSITE BRIDGE PIERS WITH THIN-WALLED STIFFENED BOX CROSS SECTION

中井 博*・北田俊行**・中西克佳***・渡邊浩延****

Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA, Katsuyoshi NAKANISHI and Hironobu WATANABE

- * : 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)
 **** : 大阪市立大学工学科大学院生 土木工学専攻 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

This experimental study deals with the seismic characteristics of the steel bridge piers without filled concrete and steel ones filled partly with concrete in their lower portions (composite bridge piers). The total number of test specimens is six. These specimens are of thin-walled stiffened box cross section. Two of them are steel columns, the others being composite ones. The length of portions filled with concrete is $1/3$ and $1/4$ times their height. Three specimens are subjected to static and cyclic horizontal displacement with constant amplitude at their tops. Static and cyclic horizontal displacement with gradually increased amplitude is applied to the other three specimens. It is concluded through this experimental study that the composite columns are much more superior than the steel columns in not only ultimate strength but also ductility.

Key Words : bridge pier, steel column, composite column, ultimate strength, ductility, seismic load

1. まえがき

わが国は、マグニチュード7を超える巨大地震が100年以下の間隔で起こり得る世界でも有数の地震国である。このような巨大地震によって、これまで橋梁構造物は、損傷を起こしたり、崩壊するなどの甚大な被害を被ってきた。とくに、平成7年1月17日に京阪神地方、および淡路島北部を襲ったマグニチュード7.2の兵庫県南部地震は、地域の高速道路や国道などの幹線交通網内の数多くの橋梁構造物に重度の損傷を与え、あるものは崩壊に至らせしめた¹⁾。これを重視した関係機関では、RC橋脚のみを対象としていた1,000galの弾性応答加速度に基づく従来の地震時保有水平耐力照査法を、鋼製橋脚にも適用すると同時に、対象地震動もさらに大きくする方針で、道路橋示方書の耐震設計編²⁾を改訂しつつある³⁾。

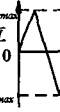
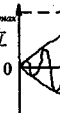
このような状況のもとで、現在、講じることのできる対策の一つとしては、橋脚柱の耐荷力のみを上昇させるばかりではなく、変形性能をも同時に上昇させ、その塑性変形によって地震エネルギーを吸収する方法が挙げられる。それらの方法のうちで最も効果的なものとしては、鋼製断面柱の内部にコンクリートを充填した合成橋脚柱を採用する方法が考えられる⁴⁾。このコンクリート

充填形式の合成柱は、充填コンクリートが外部の鋼板の内側への座屈を防止し、さらにずれ止めを配置すれば、それによるアンカー効果により鋼板の外側への座屈をも防止できるため、高い変形性能を有していることが、これまでの実験で明らかにされている^{5)~7)}。

以上のような背景を踏まえ、文献8)~10)においては、①実橋脚柱の約 $1/7$ スケールの実験供試体を用いた一定繰返し変位載荷実験、および②柱の地震時応答変位をモデル化した漸増繰返し変位載荷実験、ならびに③解析だけでは得られない塑性域、および構成板パネルの座屈後における柱の剛度を実験からオンラインで逐次取り込んで地震応答解析を行うハイブリッド実験が行われている。ところが、上述の研究に用いた実験供試体は、比較的断面寸法が小さなものであり、実験結果を定量的に検討することが難しい面をもっている。

そこで、本研究では、実験供試体の寸法を実橋脚柱の $1/4$ に設定し、鋼製柱2体、基部から $L/4$ (L : 実験供試体基部から水平荷重載荷点までの距離) までの区間にコンクリートを充填した部分合成柱2体、および $L/3$ までの区間にコンクリートを充填した部分合成柱2体の3種類、あわせて計6体の実験供試体を製作した。そして、このうち異なる種類の3体の実験供試体に対して橋梁の

表-1 実験供試体の内訳

No.	実験供試体名	载荷方法	コンクリート 充填長	軸方向 圧縮力 N
1	SL/0-R6-I	①一定繰返し変位载荷 変位 δ 	0: 鋼製柱	全塑性軸力の 13%
2	RL/4-R6-I		L/4	
3	RL/3-R6-I		L/3	
4	SL/0-R6-C	②漸増繰返し変位载荷 変位 δ 	0: 鋼製柱	
5	RL/4-R6-C		L/4	
6	RL/3-R6-C		L/3	

上部構造の自重を想定した一定の軸方向圧縮力を载荷させた状態で一定繰返し変位载荷実験を、また残りの実験供試体 3 体に対して同様な軸方向力を载荷させた状態で漸増繰返し変位载荷実験を実施し、鋼製橋脚柱と部分合成橋脚柱との地震時の耐荷力、および変形性能について比較・検討を行った。

2. 実験計画

2.1 実験供試体の内訳

実験供試体の内訳を、表-1 に示す。

2.2 実験方法*

(1) 一定繰返し変位载荷実験

鋼製柱の実験供試体 No.1、および部分合成柱の実験供試体 No.2 と No.3 との計 3 体に対して、耐荷力、および変形性能を調べるために、静的な一定繰返し変位载荷実験を行う。すなわち、充填コンクリートを無視した鋼断面の全塑性軸方向力の 13% の軸方向圧縮力（実橋脚柱の軸方向圧縮力比のほぼ最大値¹¹⁾）を与えた状態で、表-1 に示した最大水平変位 δ_{max} を、実験供試体に大きな亀裂が発生するまで繰返し与える。

ここに、最大水平変位 δ_{max} は、すべての実験供試体の最大水平荷重、および、その後の荷重低下量が把握できるように、梁・柱としての弾性有限変位解析により求めた鋼製柱の実験供試体の終局変位 δ_{ps} の 2 倍の値（±46mm）とした。

(2) 漸増繰返し変位载荷実験

鋼製柱の実験供試体 No.4、および合成柱の実験供試体 No.5 と No.6 との計 3 体に対して、変位の振幅が漸増する場合の耐荷力、および変形性能を調べるために、漸増繰返し変位载荷実験を行う。すなわち、静的繰返し変位载荷実験と同様に充填コンクリートを無視した鋼断面の全塑性軸力の 13% の軸方向圧縮力を与えた状態で、表-1 に示した漸増繰返し変位を与える¹⁰⁾。

漸増繰返し変位载荷実験のフローチャートを、図-1 に示す。

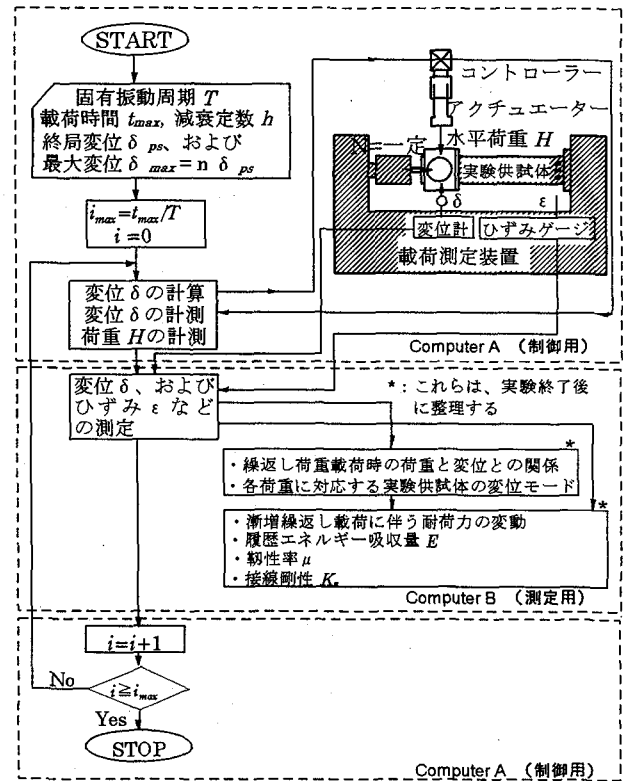


図-1 漸増繰返し変位载荷実験のフローチャート

ここで、漸増繰返し変位は、地震加速度 $\ddot{z}$ を正弦波と仮定すれば、この正弦波の振動数を橋脚柱の固有振動数 p に等しくしたとき、すなわち

$$\ddot{z} = \ddot{z}_0 \sin pt \cdots (1)$$

にしたときの一次振動の相対変位の解であり、次式で表される。

$$\delta = \delta_{max} (1 - e^{-\phi t}) \cos pt \cdots (2)$$

ここに、応答変位の最大値 δ_{max} は、

$$\delta_{max} = \frac{\ddot{z}_0}{M_m} \frac{1}{2h} \cdots (3)$$

で表され、 t : 時間(sec)、 $\ddot{z}_0$: 一定の加速度振幅、 h : 橋脚柱の減衰係数、また M_m : 橋脚柱が分担する橋梁の上部構造の質量(kg)、である。なお、漸増繰返し変位载荷実験の詳細については、文献 10) を参照されたい。

なお、実験においては、 $t=30$ 秒（実地震時間）、 $h=0.005$ 、 $M_m=489,780$ (kg)（実橋脚柱の上部構造の質量）、および $\delta_{max}=3 \delta_{ps}$ （ δ_{ps} : 弾塑性有限変位解析より算出した鋼製柱の終局変位=19.3mm）、ならびに橋脚柱の固有振動周期 $T=0.544$ 秒（対象とする橋脚柱の固有振動周期）と仮定した。ちなみに、このうち減衰係数 h のみ実際的な値 $h=0.05$ を用いて計算すれば、橋脚柱には $\ddot{z}_0=378$ gal の地震加速度を与えたことになる。

この漸増繰返し変位を、図-2 に示す。なお、図-1、および図-2 の i は対象橋脚柱の固有振動周期 T を式 (1)、および式 (2) 中の時間 t で割ったものである。

2.3 実験供試体と対象橋脚柱との相似則

実験供試体は、図-3 に示すように、板厚 18mm で、一

表-2 対象橋脚柱と実験供試体との断面諸量

断面諸量 (単位)	倍率	橋脚長 L (cm)	断面積 A (cm^2)	降伏点 σ_y (kgf/cm^2)	全塑性軸力 H_p (tf)	上部構質量 M_u (t)	断面2次モーメント I (cm^4)	剛度 K (理論値) (kgf/cm)	固有振動周期 T (sec)	補剛材剛比 γ
対象橋脚柱	1	600	995	3,709	3,691	49	2,158,021	62,942	0.554	77.78
実験供試体	1/4	150	62	3,709	231	3	8,405	15,689	0.277	77.78

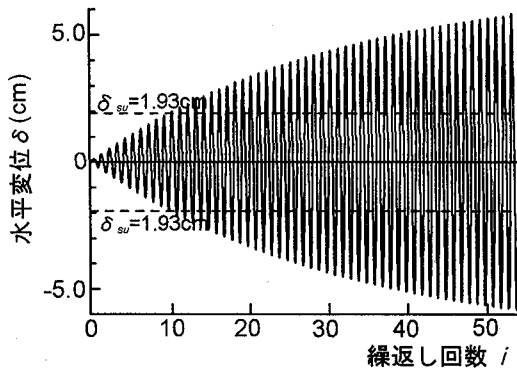


図-2 漸増繰返し変位と繰返し回数との関係

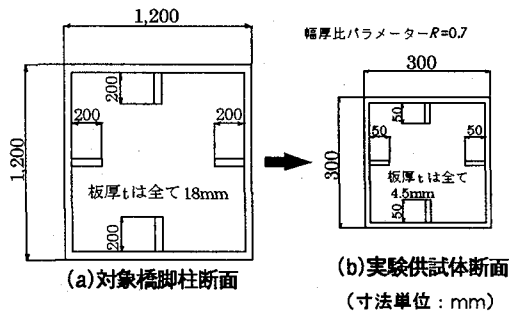


図-3 対象橋脚柱、および実験供試体の断面寸法

辺 1,200mm の正方形断面を有する柱長 6m の橋脚柱を想定し、それを 1/4 に縮尺したものである。実際の構造物の動的な挙動は、その縮尺モデルである実験供試体を用いるとき、相似則を考慮して評価する必要がある。

いま、実験供試体(下添字 m を付ける)における質量、減衰係数、および剛度を、それぞれ M_m 、 C_m 、および K_m とおく。また、対象橋脚柱(下添字 p を付ける)に対するこれらの値を、それぞれ M_p 、 C_p 、および K_p とおく。すると、一自由度系振動体とみなす場合の運動方程式は、つぎのように表せる。

$$\text{実験供試体: } M_m \ddot{x}_m + C_m \dot{x}_m + K_m x_m = -M_m \ddot{z}_m \quad \cdots (4)$$

$$\text{対象橋脚柱: } M_p \ddot{x}_p + C_p \dot{x}_p + K_p x_p = -M_p \ddot{z}_p \quad \cdots (5)$$

ここに、 $\ddot{x}_m$ 、 $\dot{x}_m$ 、 x_m 、および $\ddot{z}_m$ は、それぞれ実験供試体の応答加速度、応答速度、応答変位、および入力する地震加速度である。また、 $\ddot{x}_p$ 、 $\dot{x}_p$ 、 x_p 、および $\ddot{z}_p$ は、それぞれ対象橋脚柱の応答加速度、応答速度、応答変位、および入力する地震加速度である。

まず、 $t_p = S_1 t_m$ 、および $x_p = S_2 x_m$ (S_1 、および S_2 : 時間、および寸法に関する縮尺率)とした場合、 x_p (cm)、 $\dot{x}_p$ (cm/s)、および $\ddot{x}_p$ (cm/s²) の単位系から、 $\ddot{x}_p = (S_2/S_1) \ddot{x}_m$ 、および $\ddot{x}_p = (S_2/S_1^2) \ddot{x}_m$ となる。また、復元力は、対象橋脚柱と実験供試体との材料が同じとき、断面積によって決まる。したがって、対象橋脚柱の復元

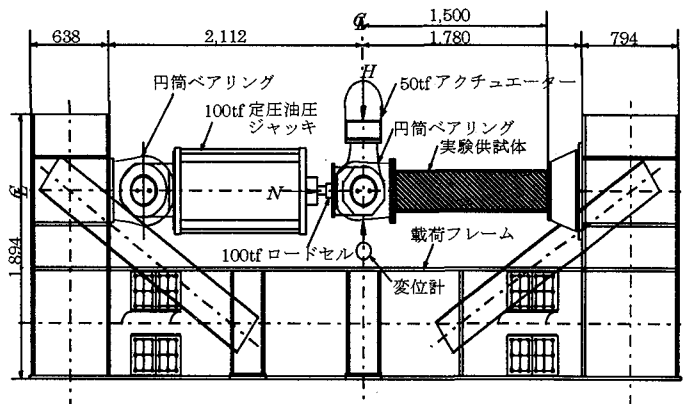


図-4 実験装置の概要 (寸法単位: mm)

力は、 $R_p = x_p K_p = S_2^2 R_m$ となる。ここに、 R_m は、実験供試体の復元力である。すると、剛度の関係は、 $K_p = S_2 K_m$ となる¹²⁾。

つぎに、対象橋脚柱の復元力の関係式 $R_p = M_p \ddot{x}_p$ により、 $M_p = R_p / \ddot{x}_p$ であるから、 $M_p = S_1^2 S_2 M_m$ が成り立つ。

さらに、 $C_p = 2h\sqrt{K_p M_p}$ より、 $C_p = S_1 S_2 C_m$ となる。

したがって、以上をまとめると、 $t_p = S_1 t_m$ 、および $x_p = S_2 x_m$ のとき、

$$\left. \begin{aligned} \ddot{x}_p &= \frac{S_2}{S_1} \ddot{x}_m, \quad \dot{x}_p = \frac{S_2}{S_1^2} \dot{x}_m, \quad K_p = S_2 K_m \\ R_p &= S_2^2 R_m, \quad M_p = S_1^2 S_2 M_m, \quad \text{および} \quad C_p = S_1 S_2 C_m \end{aligned} \right\} \cdots (6) a \sim f$$

となる。
実験供試体、および対象橋脚柱の断面諸量を、表-2 にまとめた。この表における M_m 、および T の値は、漸増繰返し変位載荷実験に用いる式(2)の変位を決める際に必要となるものである。

(4) 実験装置

この実験装置の概要を、図-4 に示す。

この実験装置では、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よう設計されている。

ここで、図示のように、実験供試体を横向きの状態にして設置するため、荷重の方向は、実際の橋脚柱に対して 90° 回転している。すなわち、この実験装置における水平荷重を軸方向圧縮力 N とし、繰返し荷重(当実験装置では、鉛直方向の荷重)を水平荷重 H としている。そして、軸方向圧縮力 N は、最大荷重が 100tf で、ストロークが 15cm の定荷重油圧ジャッキにより載荷する。また、水平荷重(当実験装置では、鉛直方向の荷重)は、最大荷重が 50tf で、最大ストロークが ±15cm のアクチュエーターをコンピュータで制御することにより載

表-3 鋼板の機械的性質

No.	実験供試体名	実測板厚 t (mm)	降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_u (kgf/cm ²)	破断点 σ_b (kgf/cm ²)	ヤング係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 μ_s	伸び率 (%)
1	SL/0-R6-I	4.21	3,478	4,312	3,459	2.17×10^6	0.273	34.3
2	RL/4-R6-I	4.41	3,716	4,411	3,566	2.19×10^6	0.273	32.3
3	RL/3-R6-I	4.26	3,763	4,443	3,551	2.20×10^6	0.278	32.4
4	SL/0-R6-C	4.37	3,709	4,425	3,582	2.20×10^6	0.269	31.2
5	RL/4-R6-C	4.41	3,707	4,426	3,571	2.17×10^6	0.270	33.4
6	RL/3-R6-C	4.34	3,671	4,405	3,598	2.21×10^6	0.269	31.8

表-4 まだ固まらない充填コンクリートの材料特性

セメントの種類	最大骨材寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)
早強セメント	15	7.5	6.8

表-5 充填コンクリートの材料試験結果

材齢 (日)	圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	引張強度 σ_d (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_c (kgf/cm ²)	ポアソン比 μ_c
7	215.8	19.3	-	-
28	252.0	19.2	2.58×10^5	0.174
79	250.0	21.2	-	-
273	254.7	21.4	-	-

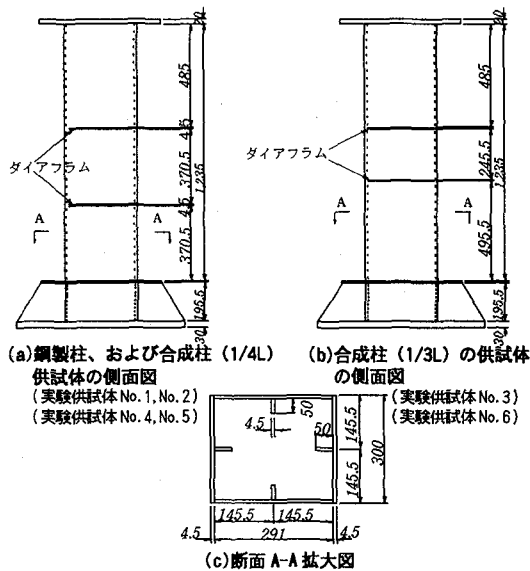


図-5 実験供試体の寸法諸元 (寸法単位: mm)

荷する。さらに、実験供試体は、基部を固定端とし、頭部をピン結合とするため、実験供試体と 100tf 定荷重油圧ジャッキ、および 50tf アクチュエーターとの間に円筒ベアリングを使用している。

3. 実験供試体

3.1 実験供試体の設計

実験供試体のフランジ・プレートの幅厚比パラメータ R は、道路橋示方書¹³⁾に基づき、無補剛板に対して、その圧縮耐荷力が降伏点に等しくとれる限界の値とされている 0.7 とした。また、補剛板におけるこの値は、0.5 とされている¹³⁾。しかし、本研究では合成断面を主に対象としているため、0.5 より大きい 0.7 とした。また、縦補剛材の剛比 r は、終局状態においても補剛材位置で節となる座屈モードが卓越するように、文献 14)~15) を参考にして、安全側に、弾性座屈理論から求める値 r^* の約 5 倍とした。さらに、断面寸法比 b/d は、実橋脚柱¹¹⁾ に準じて、1.0 とした。そして、実験供試体の製作に当たっては、腹板とフランジ・プレートとを、レ形開先をと

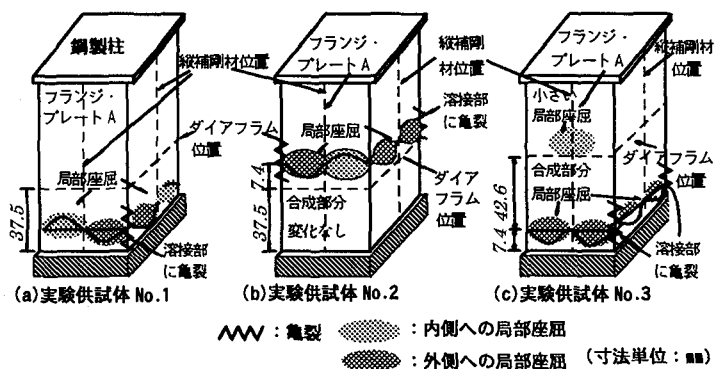


図-6 各実験供試体の局部座屈、および亀裂の発生状況

ったグループ完全溶込溶接で接合した。このようにして本研究で用いた実験供試体の寸法諸元を、図-5 に示す。なお、コンクリート充填区間長 $L/4$ の合成柱の実験供試体の寸法諸元は、鋼製柱の実験供試体と同じである。またコンクリートは、基部から 1 枚目のダイアフラムまで充填してある。ちなみに、合成断面部分の弾性領域における鋼断面の荷重分配率 γ は、0.34 である。これは、合成橋脚柱とする判定基準¹⁶⁾である範囲 $0.2 \leq \gamma \leq 0.8$ 内に納まっている。

3.2 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、調べた。そのために、実験に用いた SS400 材で公称板厚 4.5mm の鋼板から、JIS5 号試験片をそれぞれ 3 枚ずつ切り取り、引張試験を行った。それぞれ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。

3.3 コンクリートの材料特性

合成柱の実験供試体の充填コンクリートの材料特性を、表-4 に示す。

コンクリート強度の時間的な推移を把握するため、材料試験は、標準である打設後 7 日目と、28 日目、また載荷実験 1 体目終了後である打設後 79 日目、全ての載荷実験終了後である 273 日目に行い、それぞれ材令 7 日強度、

材令 28 日強度、材令 79 日強度、および材令 273 日強度とした。

コンクリートの材料試験結果を、表-5 に示す。

この表より、材令 28 日強度、材令 79 日強度、および材令 273 日強度の間に有意な差異がないことから、以降、合成柱供試体の耐荷力を計算する際には、材令 28 日強度である $\sigma_{ck}=252\text{kgf/cm}^2$ を用いる。

3.4 実験供試体の初期たわみの実測

初期たわみは、薄肉箱形断面の終局強度に影響を及ぼす要因の一つとなる。そこで、実験前には、トランシットと鋼尺とを用いて実験供試体の初期たわみを測定した。縦補剛材間の初期たわみの最大値は、いずれの実験供試体も道路橋示方書¹³⁾の製作基準値 $b_r/150$ (b_r は縦補剛材の間隔) を満たしている。

4. 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 ($L=1,500\text{mm}$) の変位に着目する。

4.1 一定繰返し変位載荷実験

ここでは、一定繰返し変位載荷実験を行った実験供試体 No.1~No.3 について考察を行う。その際、はじめに圧縮力を受ける側のフランジ・プレートをフランジ・プレート A、また他方をフランジ・プレート B と呼ぶ。

(1) 実験供試体の局部座屈、および亀裂の発生状況

各実験供試体の局部座屈、および亀裂の発生状況を、図-6(a)~(c) に示す。

まず、鋼製柱の実験供試体 No.1 は、基部で局部座屈を起こしており、その変位量は、合成柱のそれに比べてかなり大きい。

つぎに、合成柱である実験供試体 No.2 についても、合成断面区間のすぐ上の鋼断面で局部座屈が生じた。

一方、実験供試体 No.3 は、鋼断面、および合成断面の両方に局部座屈が生じている。ただし、鋼断面で生じた局部座屈の変位量は、合成断面で生じたものよりかなり小さいものであった。

また、3 体の実験供試体とも、図示の角溶接部で割れが発生した。なお、兵庫県南部地震によって損傷した捨てコンクリートを基部に充填した鋼製橋脚柱における損傷モードは、図-6(b) のようなものが多かった。

(2) 水平変位-水平荷重曲線

実験供試体 No.1~No.3 の水平変位-水平荷重曲線を、図-7~図-9 に示す。

このうちの図-7~図-8 より、実験供試体 No.1、および No.2 において、繰返し回数の増大に伴う水平荷重の低下が著しいことがわかる。これは、実験供試体 No.1、およ

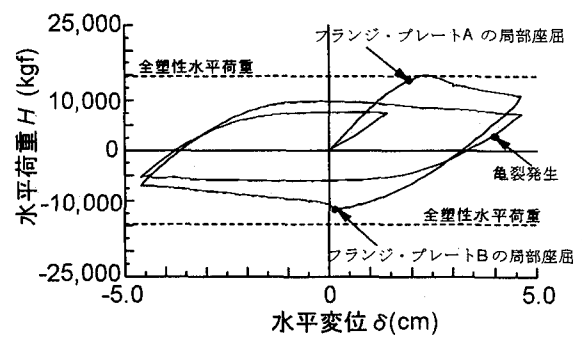


図-7 実験供試体 No. 1 の水平荷重-水平変位曲線

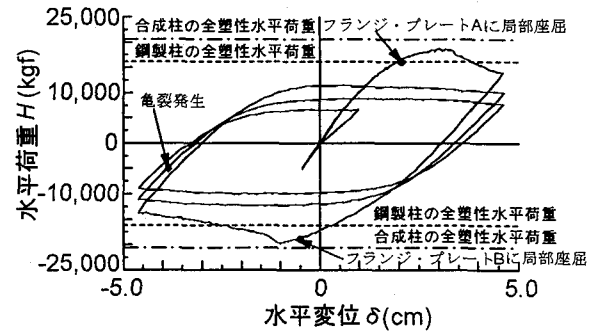


図-8 実験供試体 No. 2 の水平荷重-水平変位曲線

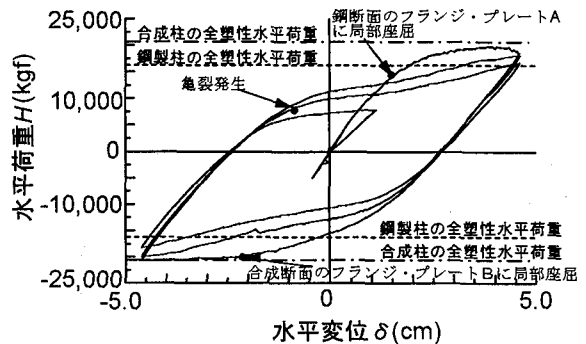


図-9 実験供試体 No. 3 の水平荷重-水平変位曲線

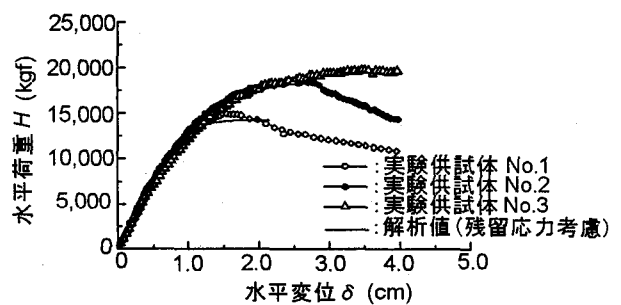


図-10 各実験供試体の $H-\delta$ 曲線と EPASS の解析値

び実験供試体 No.2 とともに鋼断面で局部座屈が生じ、その後、実験供試体 No.2 では鋼断面のみで座屈変位が増大したためである。一方、実験供試体 No.3 は、1 回目の正側への変位載荷によって鋼断面部分に小さな局部座屈が生じた。しかし、その後、合成断面部分にも局部座屈が生じ、合成断面部分の局部座屈変位が増大していった。

そのため、実験供試体 No.3 は、図-9 に示したように、繰返し回数の増加に伴う水平荷重の低下が前述の 2 体に

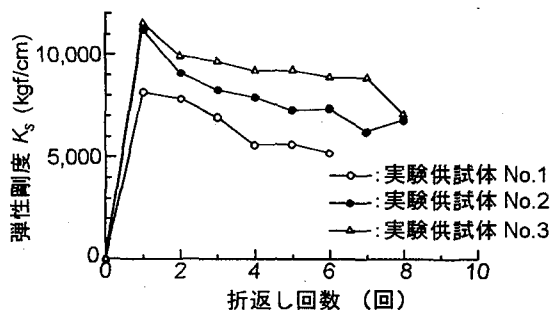


図-11 各実験供試体の弾性剛性の変動

比べ大幅に小さくなっている。また、水平荷重の最大値について考察すると、実験供試体 No.1 のみが全塑性水平荷重に達していることがわかる。ちなみに、合成柱の 2 体の実験供試体については、内部の充填コンクリートを無視して計算した鋼製柱の全塑性水平荷重を超えているものの、合成柱の全塑性水平荷重に達していない。これは、鋼製断面部で局部座屈が発生したことに起因している。

(3) 包絡線の比較

繰返し回数 1 回目の水平変位が $\delta = +\delta_{max}$ になるまでの各実験供試体の水平荷重-水平変位曲線と鋼製柱の実験供試体 No.1 を梁-柱として弾塑性有限変位解析プログラム (EPASS) ¹⁷⁾ を用いて解析した結果とを比較したものを、図-10 に示す。

まず、この図より、解析値よりも鋼製柱である実験供試体 No.1 の実験値の方が、若干、最大荷重は大きく、また変位量は小さな値となっていることがわかる。これは、解析値には台形分布の少し大きめの残留応力が考慮されているためである。

つぎに、実験供試体 No.2 の水平荷重-水平変位曲線は、水平変位 $\delta = 26.5\text{mm}$ ($1.15 \delta_y$) に至るまで、実験供試体 No.3 のそれとほぼ同じであることがわかる。これは、実験供試体 No.2 の鋼断面部分が水平変位 $\delta = 1.15 \delta_y$ で局部座屈を起こしたためである。また、水平変位が $\delta_{max} = 46\text{mm}$ になった時点における各実験供試体の水平荷重を比べると、実験供試体 No.3 は、他の 2 体よりもかなり大きく、変形性能に優れていることがわかる。そして、実験供試体 No.2 は、実験供試体 No.3 と比較して、コンクリートを充填した効果が小さいこともわかる。また、鋼製柱の実験供試体が最大荷重付近に達するまで、合成柱と鋼製柱との実験供試体の荷重-変位関係が、ほぼ等しい。そのため、荷重レベルがある程度大きくなるまで、合成柱の実験供試体の充填コンクリートは、有効に機能していないことがわかる。

(4) 水平荷重の低減率

ここでは、各実験供試体の繰返し荷重下における耐荷性状を比較するために、繰返し回数の増加に伴う最大水平変位時の水平荷重の低減率を用いることにする。こ

表-6 各実験供試体の δ_{max} 時の水平荷重の低減率

No.	実験供試体	繰返し回数	圧縮側 ($\delta = +\delta_{max}$ 時)		引張側 ($\delta = -\delta_{max}$ 時)	
			水平荷重 H (kgf)	低減率 $K_{d,i}$ (%)	水平荷重 H (kgf)	低減率 $K_{d,i}$ (%)
1	SL/0-R6-I	1	10,782	33.4	-6,971	23.8
		2	7,184		-5,314	
2	RL/4-R6-I	1	13,995	29.1	-13,798	19.0
		2	9,924	22.6	-11,178	21.1
		3	7,682		-8,816	
3	RL/3-R6-I	1	18,538	2.3	-20,737	3.7
		2	18,114	7.3	-19,975	9.7
		3	16,797		-18,046	

で、低減率 $K_{d,i}$ は、次式で求められるものである。

$$K_{d,i} = \frac{H_{max,i} - H_{max,i+1}}{H_{max,i}} \dots\dots (7)$$

ここに、 $H_{max,i}$ は、 i 回目の載荷における $\pm \delta_{max}$ 時の水平荷重である。

各実験供試体の最大水平変位時の水平荷重、および水平荷重の低減率を、表-6 にまとめた。

この表より、実験供試体 No.1 は、実験供試体 No.3 に比べ、水平荷重の低減率がかなり大きいことがわかる。また、実験供試体 No.2 の水平荷重の低減率は、実験供試体 No.1 のそれとほぼ同程度に大きい。この理由は、すでに述べたように、鋼断面部分に大きな局部座屈が発生したためである。一方、実験供試体 No.3 は、他の 2 体の実験供試体に比べて、水平荷重の低減率が極めて小さいことがわかる。

(5) 弾性剛度の変動

実験供試体の弾性剛度の変動を調べるために、水平荷重-水平変位曲線において、水平変位が最大繰返し水平変位 $\delta_{max} = \pm 46\text{mm}$ から折り返しする点から約 10mm 程度の区間の傾き (弾性剛度 K_s) を、次式により算出してみた。

$$K_s = \frac{H_{i,j} - H_{i,j-1}}{\delta_{i,j} - \delta_{i,j-1}} \dots\dots (8)$$

ここに、 $H_{i,j}$ は折返し回数 i 回目の第 j 番目の水平荷重であり、 $H_{i,j-1}$ は $H_{i,j}$ の 1 ステップ前の水平荷重、 $\delta_{i,j}$ は $H_{i,j}$ に対応する水平変位、また $\delta_{i,j-1}$ は $H_{i,j-1}$ に対応する水平変位である。

このようにして得られた各実験供試体の弾性剛度の変動を、図-11 に比較してみた。

この図より、実験供試体 No.2 は、折返し回数 1 回目の途中で鋼断面 部で局部座屈が発生し、以後、ほぼ鋼断面と合成断面との境界面を基部とした鋼製柱として挙動している。ただし、変形する部分の長さが短くなった鋼製柱として挙動しているため、その弾性剛度は、実験供試体 No.1 よりも常に高くなっている。

また、実験供試体 No.3 の弾性剛度の減少の割合は、他の 2 体の実験供試体のそれに比べ小さくなっていることがわかる。

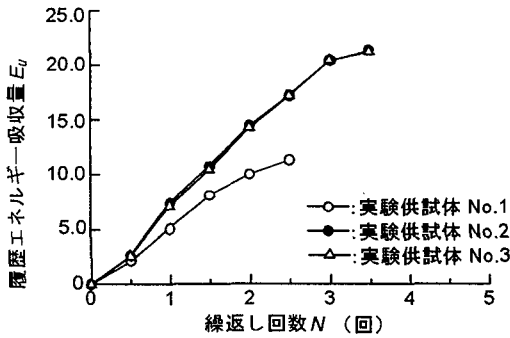


図-12 実験供試体のエネルギー吸収量

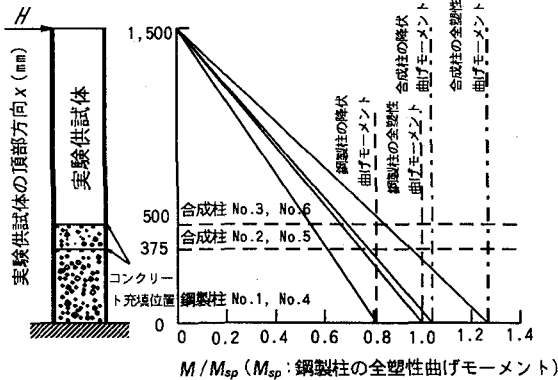


図-13 各実験供試体の作用曲げモーメントと抵抗モーメントとの関係

(6) 履歴エネルギーの吸収量

各実験供試体の履歴エネルギー吸収量を、繰返し回数毎に加算する。そして、鋼製柱の実験供試体の全塑性時までの履歴エネルギーで無次元化したものを、図-12に示す。すなわち、ここで無次元化された履歴エネルギーの吸収量 E_u は、次式で表わされている。

$$E_u = \frac{E}{E_{ps}} = \frac{\int_0^{\delta} H d\delta}{\int_0^{\delta_{ps}} H d\delta} \quad \dots\dots(9)$$

ここに、 E は履歴エネルギー吸収量、 H は水平荷重、 δ は水平変位、 δ_{ps} は鋼製柱の実験供試体の終局水平変位であり、また E_{ps} は水平変位が 0 から δ_{ps} までの実験値による鋼製柱の実験供試体の履歴エネルギーである。

同図より、実験終了時の実験供試体 No.1 の履歴エネルギー吸収量が、他の 2 体のその約半分であることがわかる。また、実験供試体 No.2、および実験供試体 No.3 の履歴エネルギー吸収量は、ほぼ同じであることもわかる。

(7) 靱性率

表-7 には、各実験供試体の靱性率を示す。ここで、靱性率 μ (ダクティリティ・ファクター) としては、次式で表されるものを用いた。

$$\mu_b = \frac{\delta_b}{\delta_y}, \quad \mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \quad \dots\dots(10)a,b$$

ここに、 δ_b は各実験供試体が最大耐力に達した後、

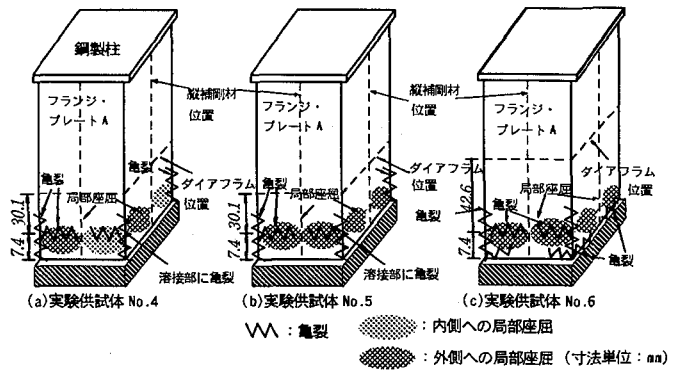


図-14 各実験供試体の局部座屈、および亀裂の発生状況

表-7 各実験供試体の靱性率

No.	実験供試体	靱性率 μ_{95}	靱性率 μ_b
1	SL/0-R6-I	2.01	2.22
2	RL/4-R6-I	2.23	2.40
3	RL/3-R6-I	3.24	-

降伏荷重にまで低下した点の水平変位(cm)であり、 δ_b は各実験供試体の外側鋼板が降伏する水平変位(cm)であり、また δ_{95} は各実験供試体が最大耐力に達し、その後その 95% にまで荷重低下した点の水平変位(cm)である。

鋼断面で大きな局部座屈が発生した実験供試体 No.1、および実験供試体 No.2 の靱性率 μ_b 、および μ_{95} は、ともに大きな差異がないことがわかる。また、実験供試体 No.3 において μ_{95} では、1 程度、靱性率が大きくなっている。なお、実験供試体 No.3 では、1 回目の繰返し載荷において降伏荷重にまで低下しておらず、 δ_b が得られなかった。これは、実験供試体 No.3 は合成断面部分で局部座屈を起こし、耐力の低下が小さかったためである。

(8) 軸方向縮み量

各実験供試体の繰返し回数に伴う軸方向縮み量の最大値は、実験供試体 No.1 で 9.0mm、実験供試体 No.2 で 14.9mm、また実験供試体 No.3 で 1.1mm であった。このように、鋼断面で大きく局部座屈した 2 体の実験供試体の軸方向縮み量が、大きかった。そして、合成断面で局部座屈を生じた実験供試体 No.3 の軸方向縮み量は、ほとんどないことがわかる。

(9) 抵抗曲げモーメントと作用曲げモーメントとの関係

以上の実験結果より判断すると、合成橋脚柱において、局部座屈が合成断面以外で生じたとき、その橋脚は、合成柱として十分に効果を発揮することができないものと考えられる。このようなことを防ぐためにも、コンクリートの充填区間長の相違による局部座屈の発生位置の検討が重要である。

図-13 には、部分合成した合成柱である各実験供試体の作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメントとの関係を示す。

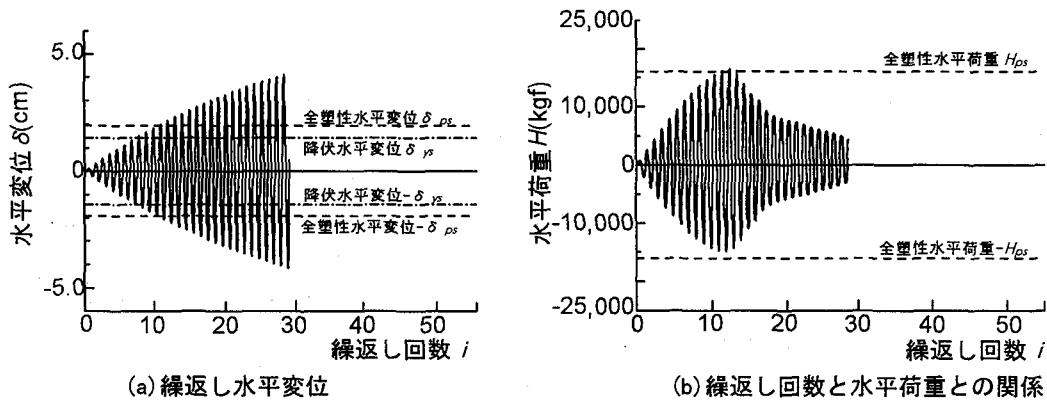


図-15 実験供試体 No. 4 の水平変位と水平荷重との関係

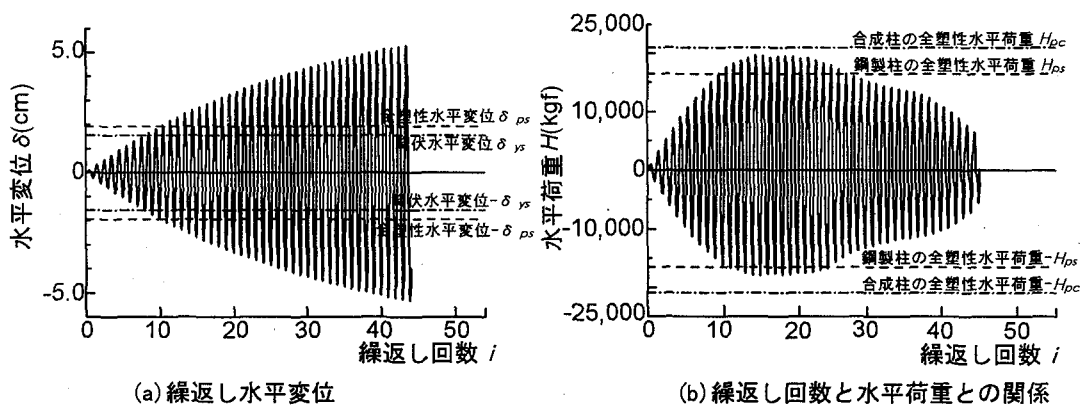


図-16 実験供試体 No. 5 の水平変位と水平荷重との関係

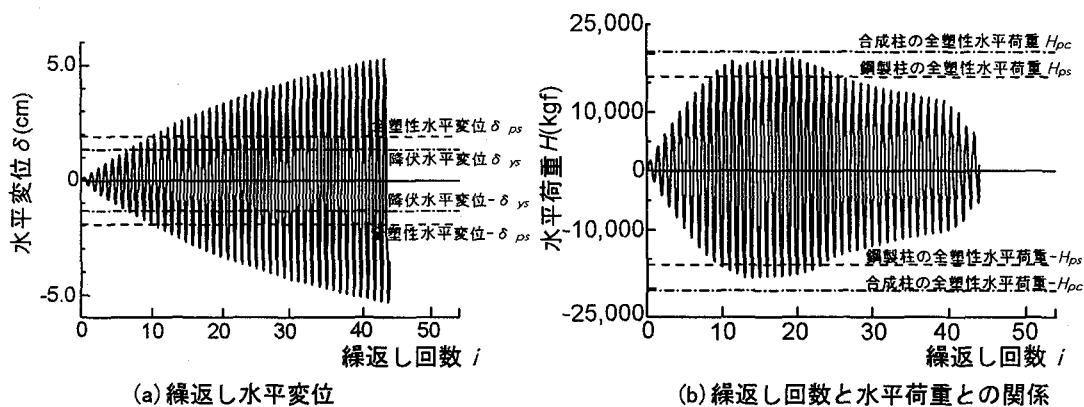


図-17 実験供試体 No. 6 の水平変位と水平荷重との関係

この図からわかるように、理論的には実験供試体 No.2 は、基部の合成断面部がまず降伏に至った直後に鋼断面部が降伏に至る。その後、合成断面部が全塑性状態に至った直後に鋼断面部も全塑性状態に至る。ところが、実験においては、鋼断面部のみに座屈変形が発生した。これは、以下の理由に起因するものである。すなわち、鋼断面部分の補剛板の座屈耐力は、幅厚比パラメーター R が 0.7 であるため、ほぼ降伏点と考えられる。そして、フランジ・プレートに作用する平均圧縮ひずみが降伏ひずみに達すると、フランジ・プレートは座屈終局状態に達すると考えられる。しかし、合成断面部分の外側の補剛板の終局状態における平均圧縮ひずみは、充填コンク

リートの座屈防止効果によって、降伏ひずみよりもかなり大きくなる。また、実験供試体 No.3 は、まず合成断面部が先に降伏し、次に鋼断面部が降伏し、その直後に合成断面部が全塑性状態に至ることがわかる。したがって、実験供試体 No.3 においては、合成断面部分の補剛板に大きい座屈変位が生じ、また鋼断面部の補剛板に小さい座屈変位が発生する結果となった。

4.2 漸増繰返し変位載荷実験

ここでは、漸増繰返し変位載荷実験を行った実験供試体 No.4～No.6 について、考察を行う。なお、実験は、各実験供試体の初期の耐力力が 1/3 まで減少した時点で、

表-8 各実験供試体の靱性率

No.	実験供試体	靱性率 μ_{95}	靱性率 μ_b
4	SL/0-R6-C	1.63	1.81
5	RL/4-R6-C	2.32	2.52
6	RL/3-R6-C	2.58	2.89

実験供試体が破壊したと定義し、終了させた。

(1) 実験供試体の局部座屈、および亀裂の発生状況

各実験供試体の局部座屈、および亀裂の発生状況を、図-14に示す。

同図より、鋼製柱である実験供試体 No.4 は、基部付近で、内側へのへこみと外側への膨らみによるかなり大きな局部座屈が生じていることがわかる。この変位量は、最大で20mm程度であった。また、合成柱である実験供試体では、局部座屈モードは、補剛材位置を節とする波形となった。いずれの実験供試体も、合成断面部で局部座屈が生じたため、内側へのへこみが見られず、外側へ膨らむ局部座屈モードとなっていた。また、局部座屈の最も大きく発生した基部から7.4cm上方の断面では、フランジ・プレートと腹板との溶接部にかなり大きな亀裂が生じていた。さらに、その詳細は4.2.(2)で後述するが、この変形量に達するまでの載荷回数についても、合成柱の実験供試体の方が、鋼製柱の実験供試体に比べて長かった。

(2) 水平変位と水平荷重との関係

図-15～図-17には、それぞれ各実験供試体の水平変位と水平荷重との関係を示す。

これらの図より、実験供試体 No.4 は $3\delta_{ys}$ 、そして実験供試体 No.5 は $3.5\delta_{ys}$ で破壊に至っていることがわかる。また、実験供試体 No.6 は、 $3.4\delta_{ys}$ で破壊に至っていることがわかる。さらに、実験供試体 No.4 は、最大水平荷重に達した後、急激に耐荷力が低下してることがわかる。その一方で、合成柱の2体の実験供試体は、ともに最大荷重に達した後も緩やかに水平荷重が低下していることがわかる。

(3) 靱性率

各実験供試体の靱性率を、4.1.(7)と同様にして算出した。各実験供試体の靱性率を表-8に示す。

この表から、合成柱である実験供試体 No.5 と実験供試体 No.6 は、鋼製柱の実験供試体に対して、 μ_b および μ_{95} の値のいずれも比較的大きいことがわかる。すなわち、変形性能が高いことがわかる。

(4) 水平変位-水平荷重曲線

各実験供試体の水平変位-水平荷重曲線を図-18～図-20に示す。

まず、図-18より、鋼製柱である実験供試体 No.4 の最

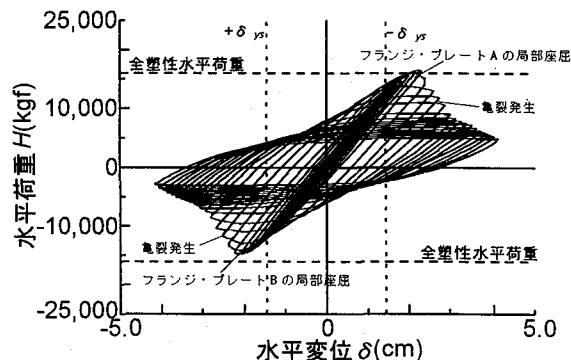


図-18 実験供試体 No. 4 の水平荷重-水平変位曲線

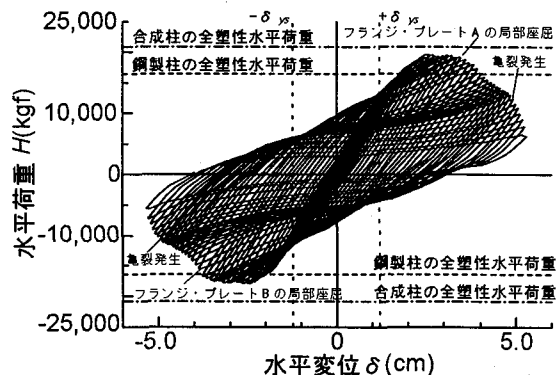


図-19 実験供試体 No. 5 の水平荷重-水平変位曲線

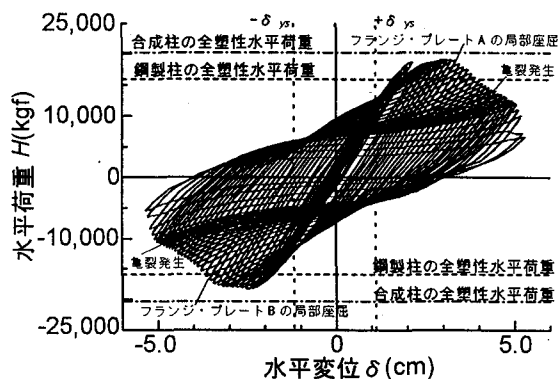


図-20 実験供試体 No. 6 の水平荷重-水平変位曲線

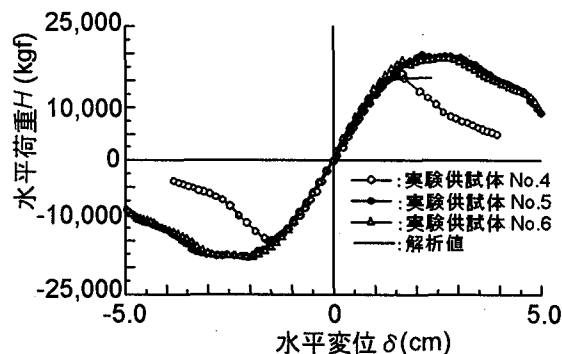


図-21 各実験供試体の $H-\delta$ 曲線と EPASS の解析値

大水平荷重は、全塑性水平荷重にほぼ一致していることがわかる。そして、水平変位の振幅が $\delta_{max,i}=3.0\text{cm}$ ($\delta_{max,i}$ は、繰返し回数 i のときの最大水平変位である。) 以降、水平荷重の繰返し回数の増加に伴う低下の割合は、

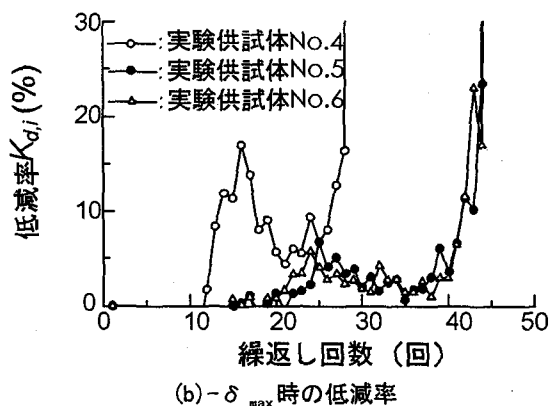
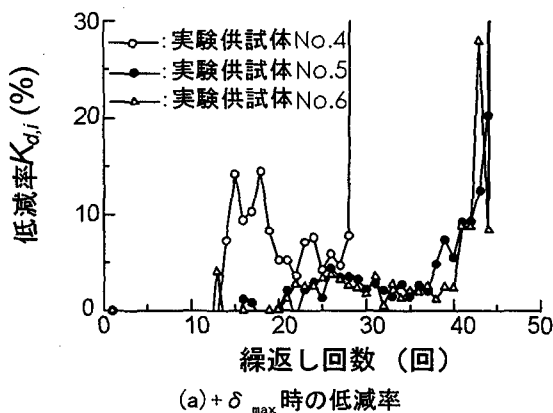


図-22 各実験供試体の水平荷重の低減率の比較

低くなっている。

つぎに、図-19、および図-20より、2体の合成柱の実験供試体の挙動は、ほぼ同じであり、最大荷重に達した後も $\delta_{max,i}=3.0 \delta_{ys}$ 付近まで水平荷重の低下はほとんどないことがわかる。そして、水平荷重は、溶接部に亀裂が生じた $\delta_{max,i}=3.0 \delta_{ys}$ 付近から徐々に低下し出している。これは、すでに述べたように、充填コンクリートによって、外側補剛板の終局状態に対する平均圧縮ひずみが降伏ひずみよりかなり大きくなるためであると考えられる。

(5) 包絡線の比較

各実験供試体の水平変位-水平荷重曲線の包絡線と鋼製柱の実験供試体 No.4 とを梁・柱として弾塑性有限変位解析¹⁷⁾した結果とを、図-21 に比較してみた。

この図より、解析値は、実験供試体 No.4 の包絡線とほぼ一致していることがわかる。また、合成柱の実験供試体 No.5、および No.6 は、ほぼ同じ包絡線となることがわかる。最大水平荷重までは、鋼製柱、および合成柱ともにはほぼ同様な包絡線形状を呈する。しかし、最大水平荷重を超えた後、この両者は、著しく異なる包絡線を描いていることがわかる。すなわち、鋼製柱の実験供試体の最大水平荷重付近に至るまで、合成柱の実験供試体の充填コンクリートは、有効に機能していないものと考えられる。

(6) 水平荷重の低減率

各実験供試体の漸増水平変位の載荷における耐荷性状を比較するために、4.1. (4) と同様に、繰返し回数の増加に伴う各最大水平荷重の低減率を算出してみた。

各実験供試体の各最大水平変位時の水平荷重の低減率を、図-22(a)、および(b)に比較する。

これらの図より、実験供試体 No.4 は、繰返し回数 12 回で水平荷重がピークに達している。そして、繰返し回数 12 回以降、各最大水平変位時の水平荷重の低減率は、急激に増加していることがわかる。これは、局部座屈が発生した後、局部座屈部分の拡大によってフランジ・ブ

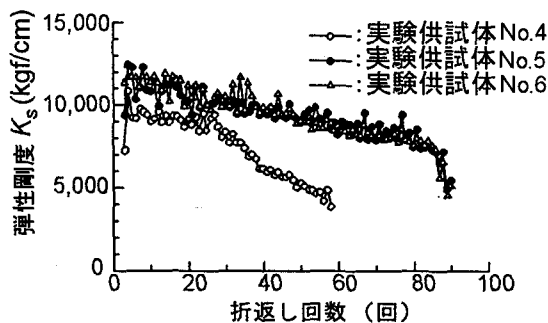


図-23 各実験供試体の弾性剛度の変動

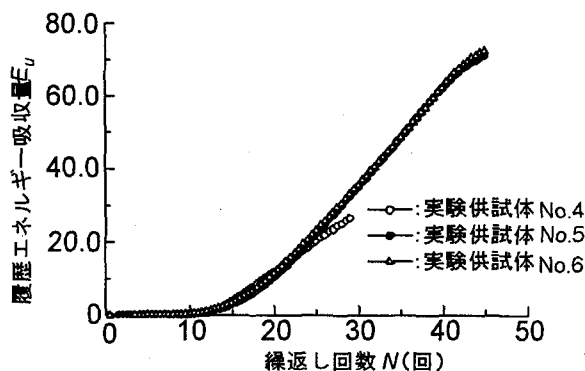


図-24 各実験供試体の履歴エネルギー吸収量

レートと腹板との溶接部、および局部座屈部分に亀裂が発生したためと考えられる。また、実験供試体 No.5、および No.6 の水平荷重の低減率は、常にほぼ同じ値を保有していることがわかる。これらの実験供試体では、繰返し回数 15 回ぐらいに達すると、いずれも全塑性域に入っており、各最大水平変位時での水平荷重の低減率がやや増加している。しかしながら、繰返し回数 40 回まで、低減率は、ほぼ一定 ($K_{d,i}$ は 5% 未満) となっていることがわかる。

(7) 弾性剛度の変動

実験供試体の弾性剛度を、4.1. (5) と同様に算出してみた。

そのようにして得られた各実験供試体の弾性剛度の変動を、図-23 に比較する。

この図より、折返し回数が増加するのに伴って、鋼製柱の実験供試体 No.4 の弾性剛度が折返し回数 30 回目ぐらいから低下し始めている。その後、弾性剛度は低下し続け、折返し回数が 56 回程度で崩壊に至っている。一方、合成柱の 2 体の実験供試体の弾性剛度は、同じような変動を呈しており、折返し回数が 80 回を超えたあたりから、急激に低下していることがわかる。弾性剛度の低下の割合や、崩壊に至るまでの折返し回数のいずれにおいても、鋼製柱より合成柱の実験供試体の方が優れていることがわかる。また、合成断面部で局部座屈を起こせば、コンクリートの充填区間長の差異に関係なく、2 体の合成柱の実験供試体は、同じ挙動を呈することがわかる。

(8) 履歴エネルギーの吸収量

各実験供試体の履歴エネルギー吸収量を、4.1. (6) と同様にして繰返し回数ごとに加算した。そして、鋼製柱の実験供試体の全塑性時までの履歴エネルギーで無次元化したものを、図-24 に示す。

この図より、最終段階における実験供試体 No.4 の履歴エネルギー吸収量は $E_u=26.5$ で、また合成柱の実験供試体 No.5、および No.6 の履歴エネルギー吸収量は $E_u=71.7$ である。このことより、合成柱の実験供試体は、鋼製柱のおよそ 2.7 倍もの履歴エネルギー吸収量があることがわかる。

(9) 軸方向縮み量

各実験供試体の繰返し回数に伴う軸方向縮み量の最大値は、4.1. (8) と同様に、実験供試体 No.4 で 4.1mm、実験供試体 No.5 で 1.8mm、また実験供試体 No.6 で 0.9mm となっている。そして、合成断面で局部座屈した 2 体の実験供試体のうちでも、コンクリート充填区間が長い方が軸方向縮み量が小さいことがわかる。また、鋼製柱と比べて、合成柱の実験供試体の方が、明らかに軸方向縮み量は小さい。

(10) 抵抗曲げモーメント-作用曲げモーメントの関係

局部座屈の発生した位置を検討するために、4.1. (9) (図-13 参照) と同様にして、部分合成した合成柱である実験供試体 No.5、および実験供試体 No.6 の作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメントとの関係について考察する。

まず、漸増繰返し変位載荷実験において、実験供試体 No.5 の局部座屈の発生位置は、合成断面部である。しかし、4.1. (9) で述べたように、一定繰返し変位載荷実験においてコンクリートの充填区間長が同じである実験供試体 No.2 では、局部座屈の発生位置が、鋼断面部である。この実験供試体 No.2 の作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメントとの関係は、実験供試体 No.5 とほぼ同様である。それゆえ、局部座屈の発生位置に相違が生じたのは、載荷方法の差異によるものであると言える。漸増繰

返し変位載荷実験では、作用変位を引張側と圧縮側に交互に漸増的に与えながら増加させたのに対し、前述の一定繰返し変位載荷実験では、1 回目の繰返し載荷から $\delta_{max}=+2 \delta_{ps}$ となる大きな水平変位を与えている。すなわち、漸増繰返し変位実験では、合成断面部分の補剛鋼板に降伏ひずみ程度の圧縮ひずみが作用するまでに、多数の繰返し変位の積重ねにより充填コンクリートが徐々に圧壊してゆき、充填コンクリートの座屈防止機能が低下したため、合成断面部分の補剛鋼板にのみ座屈が発生したものと考えられる。

つぎに、実験供試体 No.6 では、合成断面部と鋼断面部が降伏するまでの作用曲げモーメントの差異が大きく、前述の実験供試体 No.3 と同様に基部に近い合成断面部で局部座屈が発生した。

したがって、コンクリート充填高さを決めるときには、以下のことに注意しなければならない。

$M_{ys} \leq \frac{L-x}{L} M_{yc}$: 鋼断面部で座屈が発生する可能性大
 $\frac{L-x}{L} M_{yc} \leq M_{ys} \leq \frac{L-x}{L} M_{pc}$: 鋼断面部、および合成断面部の両方で、あるいはどちらかで座屈が発生する可能性大

$M_{ys} \geq \frac{L-x}{L} M_{pc}$: 合成断面で座屈が発生する可能性大

……(11)a)~c)

ここに、 M_{pc} : 合成断面の全塑性曲げモーメント、 M_{yc} : 合成柱の降伏曲げモーメント、 M_{ps} : 鋼断面の全塑性曲げモーメント、 M_{ys} : 鋼断面の降伏曲げモーメント、 L : 載荷長、 x : 基部からの高さ、である。

5. まとめ

本研究によって得られた主な結論をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 鋼とコンクリートとの荷重分担率 $\bar{\gamma}=0.34$ の補剛箱形断面を有する合成柱の実験供試体は、同断面でコンクリートを充填しない鋼製柱の実験供試体の約 1.2 倍の耐力、および約 1.9 倍の変形性能を有している。
- 2) さらに、単位長さ当りの履歴エネルギー吸収量は、2.7 倍である。
- 3) 基部のみにコンクリートを部分的に充填した合成柱の実験供試体の鋼断面部が局部座屈した場合、本来の合成柱としての効果は、期待できない。
- 4) 漸増繰返し変位のような多数の繰返し変位を受ける場合は、充填コンクリートの座屈防止機能も期待できない場合もあり得る。
- 5) したがって、コンクリートの充填高さは、式 (11) を目安に決定するのがよい。
- 6) 補剛材剛比 $\gamma=5.6$ (γ^* : 弾性座屈理論による必要最小剛比) の縦補剛材は、フランジ・プレート、および腹板が座屈した後も横倒れ座屈が発生せず、補剛板の座屈モードの節となり、補剛材としての機能を保持

していた。しかしながら、この影響によって、箱断面隅角部に大きな面内曲げ応力が発生するため、その部分の溶接を強固なものにする必要がある。

- 7)コンクリート充填形式の合成柱の断面には、縦補剛材を設けるのが望ましい。なぜなら、断面内部のコンクリートが縦補剛材の横倒れ座屈を防止するため、断面が大きく変形しても、柱が破壊に至るまで、縦補剛材断面が柱断面の一部として有効に機能するためである。
- 8)低荷重レベルにおいて、合成柱の実験供試体の充填コンクリートは、剛度の増大などに関して、十分に有効に機能しないことがわかった。

本研究は、文部省科学研究補助金・一般研究B(代表者、中井 博)として研究補助を受けて行ったものであることを付記する。

<参考文献>

- 1) (社)土木学会：阪神大震災災害調査・緊急報告会資料,1995年2月。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説,V.耐震設計編,丸善,pp.148-163,1990年2月。
- 3) (社)日本道路協会：「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」の準用に関する参考資料(案),平成7年6月
- 4)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
- 5)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
- 6)宇佐美 勉・葛 漢彬・水谷慎吾：コンクリートを部分充填した無補剛箱形断面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.249-261,1992年3月。
- 7)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性能に関する研究,構造工学論文集, Vol.40A,土木学会, pp.163-176,1992年3月
- 8)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。
- 9)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。
- 10)中井 博・北田俊行・中西克佳：漸増繰返し荷重を受ける鋼製・合成橋脚柱の耐力性状に関する実験的研究,土木学会論文集, No.513/I-31, pp.144-149,1995年2月
- 11)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, Vol.16, No.6, pp.35-40,1982年6月
- 12)小松定夫・中井 博：アナログ計算機による曲線桁橋の動的応答解析,土木学会論文報告集, No.178, pp.11-26,1970年6月
- 13) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, II.鋼橋編,丸善, pp.151-154,1995年4月
- 14)宇佐美 勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形性能に関する実験的研究,構造工学論文集,Vol.37A,土木学会,pp.3-106,1991年3月
- 15) (財)阪神高速道路管理技術センター・(社)日本鋼構造協会,鋼製橋脚柱の塑性時の変形性能に関する研究業務・報告書,1995年3月
- 16)中井 博・江見 晋・吉川 紀・北沢正彦：コンクリートを充填した長方形合成柱を有する鋼製橋脚の一設計・施工法,土木学会論文集,第379号/Ⅵ-6, pp.92-101,1987年3月
- 17)北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克広：ケーブルを用いた鋼橋の耐力解析用の汎用プログラムの開発,構造工学における数値解析シンポジウム論文集, Vol.13,日本鋼構造協会, pp.89-94,1989年7月

(1996年9月6日受付)