

コンクリートを充填した長方形鋼製橋脚の 梁・柱隅角部の耐荷力に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON STRENGTH OF CORNER PARTS OF BEAM AND
COLUMN IN CONCRETE FILLED SQUARE STEEL BRIDGE PIERS

中井 博*・吉川 紀**・村本 和之***

By Hiroshi NAKAI, Osamu YOSHIKAWA and Kazuyuki MURAMOTO

This paper reports the static behaviors of corner part of a square steel pier filled with concrete the shear lag phenomenon and the safety against the buckling of a corner part in the ultimate state through the executions of a series of experimental studies, which are the most important factors in construction of such type of structures. From the static tests within elastic limit, it is clarified that; ① the shear lag phenomenon is not observed in the corner part of composite column, ② the deflection is remarkably reduced in comparison with the structure composed of steel alone, ③ the normal stress distribution is much more improved than steel structure and ④ a sufficient composite action due to the intermediate diaphragms is observed. On the other hand, it is also ensured from the failure tests that; ⑤ the composite column is almost twice as strong as the steel structure, ⑥ the greater ductility is kept and ⑦ their ultimate strength is close to the analytical result on the basis of interaction formula of a short beam-column.

Keywords ; Composite column, Corner part of beam and column
Ultimate strength, Failure test, Bridge pier (Sub-structure)

1. まえがき

わが国の湾岸地域のように地盤条件や立地条件の厳しいところに建設され、しかも高い耐荷力・耐震性が要求される都市高速道路の高架橋の橋脚には、従来から鉄筋コンクリート(RC)構造や鋼構造が採用されているが、RC構造では所要断面が大きく、また耐震性を高めようとなると、多量の鉄筋が必要となり、必ずしも経済性に富む構造物とは言えない。一方、鋼構造の場合、所要断面は比較的小さくてすむが、耐震性を高めようとなると、全体座屈および局部座屈に対する十分な安全性を確保するために、鋼部材の板厚を厚くせざるを得ない場合が多くなる。しかも、梁部材と柱部材との結合点である隅角部では、せん断遅れ現象が卓越するために隅角部近傍の板厚が厚くなり、それを補剛する構造詳細が複雑になって鋼構造も不経済となることもあり得る。

そこで、これらの諸点を改善した新しい構造形式として、鋼製橋脚の柱の内部にコンクリートを充填し、鋼管とコンクリートを一体化したいわゆる合成柱が考えられる。この構造形式は、コンクリートの圧縮に強いという長所を活かし、しかもコンクリートが引張に弱いという短所を鋼板で補ったもので、RC構造と比べると、崩壊に至るまでのダクテリティーが大きく、耐震上も有利な構造形式である。

* 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)

** 工修 阪神高速道路公団 大阪第一建設部設計課長 (〒559 大阪市住之江区北加賀屋2-11-8)
鋼総合技術コンサルタント (〒533 大阪市東淀川区東中島3-5-9)

合成柱は、以上に述べたようにＲＣ構造や鋼構造と同等あるいはそれ以上の耐荷力を得るにも柱の断面をそれらよりも小さくでき、しかも鋼管を型枠として使用できて施工上の有利な面もあり、さらに維持・管理が容易になる^{『』}などの諸点から、ヨーロッパではすでに設計基準^{『』}も完備され、新しい構造形式として定着しつつある。

一方、わが国においても、最近、土木構造物に適用すべく、建設省・土木研究所における円形断面の合成柱^{『』}、阪神高速道路公団の長方形断面の合成柱に関する圧縮、曲げ、せん断、ねじりなど数々の実験^{『』}と解析^{『』}とが行われてきている。

しかしながら、合成柱を設計するうえで、柱部材と梁部材を結合するための隅角部におけるせん断遅れ現象を含む力学的挙動の解明と終局状態における隅角部の耐荷力とが一つの重要な問題となり、それが十分に解明されていないように思われる。

今回、合成柱を用いた柱部材と梁部材との隅角部をモデル化した実験供試体によって静的載荷実験を行い、隅角部のせん断遅れ現象についての考察や耐荷力に与える鋼管の補剛効果、充填コンクリートの効果、および、ジベルの効果等について種々な検討を行った。

本文は、これら一連の実験結果について報告するものである。

2. 実験概要

(1) 実験目的

まえがきで述べたように、合成柱に関する実験的研究はこれまで数多く行われてきているが、今回、コンクリートを充填した橋脚の隅角部の静力学的挙動に着目し、以下に示す諸点に着目した研究を行った。

- ⅰ) 梁・柱を結合した隅角部の実験供試体に弾性範囲内の静的荷重を作用させ、各要素に発生する直応力および、せん断応力を実測し、コンクリート充填による補強効果を調べる。
- ⅱ) 同時に、実測たわみから充填コンクリートによる補剛効果を調べる。
- ⅲ) 実験供試体を崩壊にまで至らせしめ、終局耐荷力を知り、コンクリートを充填することの有用性を調べる。
- ⅳ) 上記の実測結果および数値解析を通じ、合成柱の合理的設計法をさぐる。

(2) 実験供試体

橋脚の断面としては正方形断面のものに限定し、鋼製（中空）の隅角部モデル（実験供試体、S-1）1体および、コンクリートを充填した隅角部モデル（実験供試体、C-1～C-3）3体、合計4体を製作した。なお、コンクリート充填する隅角部モデルでは、スタッド・ジベルの有無とスタッド・ジベルのピッチをパラメーターとした。表-1に実験供試体の種類を図-1に製作図、また

表-1 実験供試体の種類

項目 実験供試体	構造	スタッドジベルの有無	スタッドジベルのピッチ	備 考	供試体 番 号
S-1	鋼構造	なし	—	Cシリーズの挙動と対比するための中空鋼製の隅角部モデル	1
C-1	合成構造	なし	—	強固なダイヤフラムを設置し、合成作用を調べる	1
C-2	合成構造	あり	粗	スタッドを取り付けて鋼とコンクリートとのひずみの適合条件の確保されるか否かを調べる また、スタッドによる板パネルの局部座屈防止効果を調べる	1
C-3	合成構造	あり	密	C-2よりスタッドの配量を密にしたモデルで、C-2と同様な効果を調べる	1

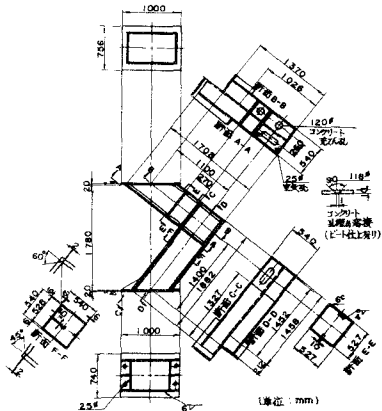


図-1 実験供試体の製作図

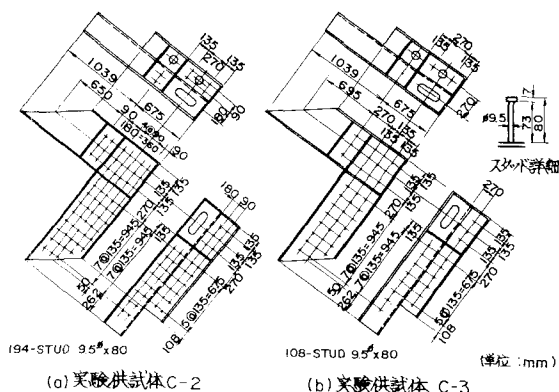


図-2 スタッド・ジバルの配置

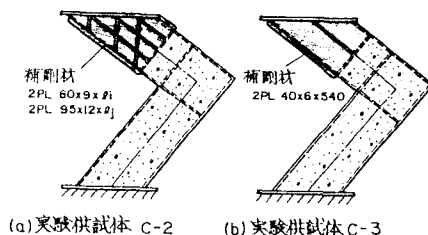


図-3 補剛材の取付位置

図-2にスタッド・ジバルの配置を示す。実験供試体C-2 およびC-3 の梁部分は、実験供試体C-1 の実験終了後、コンクリートを充填していない部分の鋼板が先に局部座屈して崩壊することが判明したので、図-3に示す部分に補剛材を取り付けてコンクリート非充填の部分を補強した。

実験供試体の組立はフランジ、および、ウェブプレートにスタッド・ジバルを溶植した後に開断面として組み立て、ストレインゲージを貼付してから箱断面に組み上げた。その後、載荷面が底板に平行になるように切削成形した。コンクリートの打設は、実際の構造物と同一条件となるように、地上に直立させた状態で行った。下層のコンクリート打設に際しては、骨材の分離を防ぐため、塩化ビニロンのパイプをトレミー管代りに用いた。締固めは、パイプレーターを内側に挿入して行くとともに、外部からも型枠パイプレーターで鋼板に振動を与えながら締固めた。外気に直接触れる部分のコンクリートは、市販のビニール袋とガムテープで密閉し、3週間にわたって養生し、そののちコンクリートの充填孔を溶接して閉合した。

(3) 載荷方法

図-4(a)に実験供試体の設置状況と荷重載荷方法とを隅角部に作用する断面力を考えて示す。この状態に対するたわみ、および、断面力の解析モデルとしては、図-4(b)に示すような骨組にモデル化した。すなわち、上梁は片持部 $\overline{bc}$ を有する単純梁 $\overline{ab}$ 、また下梁は片持部 $\overline{ef}$ を有する単純梁 $\overline{de}$ にモデル化した。実験供試体に荷重 P が作用するときの断面力を求めると、図-5に示すようにプロットされる。

実際の載荷は、最大圧縮力200tf (1960kN)、最大ラムストローク300mm の電子管式試験機を使用し、上面は球座、下面は固定として載荷した。載荷荷重 P は、合成柱供試体においては115tf (1127kN)、および137.5tf (1347.5kN) まで荷重を増大し、いずれも一度 5tf (49kN) まで除荷したのち、再び荷重を漸増させて載荷した。実験供試体の設置状況の一例を写真-1に示す。

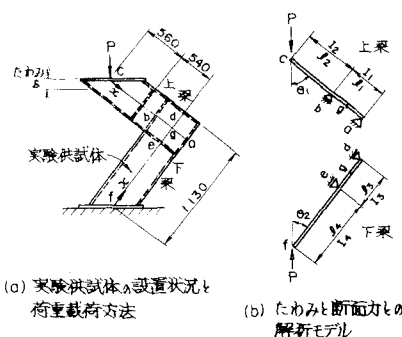


図-4 実験供試体の設置状況、載荷方法と解析モデル

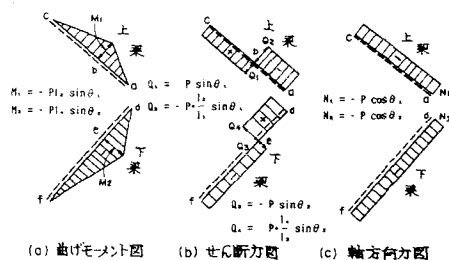


図-5 断面力図

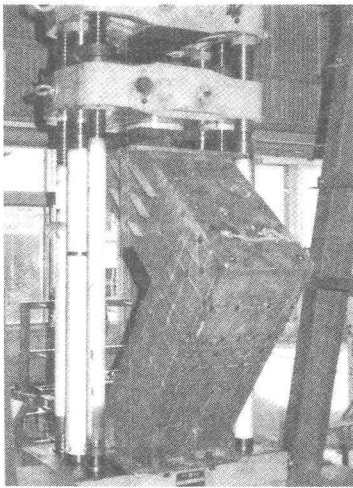


写真-1 供試体セット状況

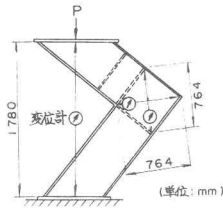


図-6 変位計の設置位置

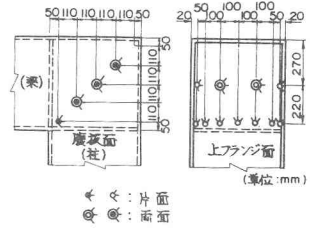
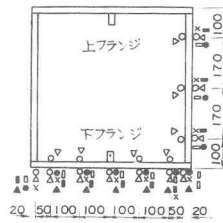
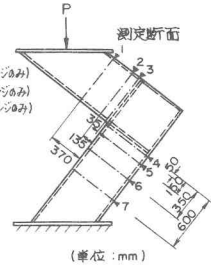


図-7 隅角部における三軸ひずみゲージ貼付位置



(a) 断面図



(b) 側面図

図-8 梁・柱部におけるゲージ貼付位置

(4) 測定方法

実験供試体の変位、ならびに、ひずみの計測は、ストレイン・ゲージ型のものを使用し、それらの値をデジタル・ストレインメーターで測定した。変位計、および、ひずみゲージ（ゲージ長さ5mm）の設置位置図を図-6～8 に示す。

3. 実験供試体の断面寸法・初期たわみおよび機械的性質

(1) 断面寸法・初期たわみ

実験供試体の長さは、スチールテープ（精度1/20mm）を用いて軸線上で測定し、断面寸法は、梁について4断面、また柱について5断面においてノギスとマイクロメータで測定した。表-2に断面寸法の測定結果を示す。また、隅角部の梁部材と柱部材との交角 θ は各実験供試体とも約 89.9° と十分な精度で製作されていた。

隅角部の鋼板の初期たわみは、腹板とフランジ面とにメッシュを切ってトランシットによって測定した。これらの初期たわみは、①梁の下フランジ面、②梁の腹板面、③柱の下フランジ面、④柱の腹板面、および、

表-2 実験供試体の断面寸法

各実験供試体共通

断面	b	d	b _i	d _i	t _w	t _f	h	t _r
実験寸法 供試体	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
S-1～C-3	54	54	52.8	52.8	0.6	0.6	4	0.6

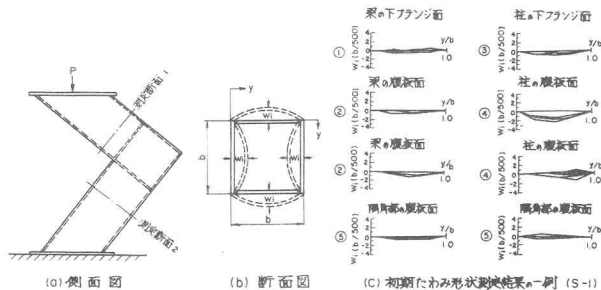


図-9 初期たわみの測定位置と測定結果

⑤隅角部の腹板面に対して、それぞれの初期たわみ W_i を $b/500$ (b :断面の幅)で割り、無次元化した。その結果の一例を図-9に示す。これ以外の実験供試体についてもほぼ同じ傾向を示していた。

表-3 ヤング係数と降伏点

項目	ヤング係数 E_s (kgf/cm ²)	降伏点 σ_y (kgf/cm ²)
測定値	2.13×10^6	3,150

$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.098 \text{ MPa}$

(2) 鋼材の機械的性質

実験供試体を製作した鋼板から、JIS Z 2201 1 A号試験片を10本を切り出し、引張実験を行った。その結果(平均値)を表-3に示す。なお、ポアソン比については、本実験では測定しなかったため、公称値 $\mu=0.3$ を用いることにした。

(3) コンクリートの強度

コンクリートの圧縮強度試験は、実験供試体の実験日と同じ日に行った。すなわち、実験供試体C-1~C-3の充填コンクリートの圧縮強度は、それぞれ材令28日、44日および30日に行った。その方法としては、JIS A 1108に従う $\phi 100 \times 200$ の標準供試体を製作し、養生条件を密閉養生(12体)、標準養生(9体)および現場養生(9体)についてヤング係数 E_c 、および、圧縮強度 σ_c を求めた。その結果を表-4に示す。

この結果より、実験結果の整理に用いるヤング係数 E_c 、および、圧縮強度 σ_c の値としては、供試体の充填コンクリートの養生条件に差異の少ないと考えられる密閉養生の平均値(表-4)を用いることとした。コンクリートの材令と応力変動の関係をプロットすると、図-10のようになり、密閉および標準養生はほぼ等しく、現場養生よりはかなり高くなることが判明した。

表-4 コンクリートの圧縮試験結果

養生条件 (日)	圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	弾性係数 E_c (kgf/cm ²) $\times 10^{-5}$	備考
28	348	3.19	型枠に入れて1日放置したのち、型枠をとりはずして、ビニール袋で密閉養生、12体の平均値
30	373	3.31	
44	373	3.25	
28	347	3.31	型枠に入れて1日放置したのち、型枠をとりはずして、20℃の水中で養生、9体の平均値
30	356	3.18	
44	373	2.98	
28	318	2.65	型枠に入れて1日放置したのち、型枠をとりはずして、室内に放置、9体の平均値
30	310	2.57	
44	327	2.78	

$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.098 \text{ MPa}$

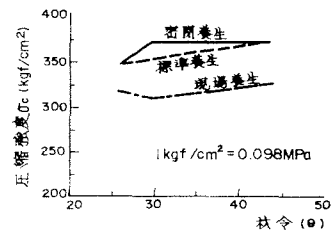


図-10 コンクリートの圧縮強度の材令による変動

4. 弾性範囲内の実験結果とその考察

(1) たわみの実測結果とその考察

a. たわみの解析

たわみ δ は図-4(a)に示した鉛直荷重 P の作用方向と同じ方向のもので、仮想仕事の原理を用いて次式で計算される。

$$\delta = \frac{MM}{EI} d\mathcal{X} + \kappa \frac{Q\bar{Q}}{GA} d\mathcal{X} + \frac{N\bar{N}}{EA} d\mathcal{X} \quad (1)$$

ただし、図-4(a)の上梁と下梁との中心線上の $\mathcal{X}$ 軸に沿って上梁 $c-g$ 、下梁 $f-g$ の区間で積分するものとする。

ここに、 M , Q , N : 実際の載荷荷重 P による断面力 (図-5参照)

$\bar{M}$, $\bar{Q}$, $\bar{N}$: 仮想荷重 $\bar{P} = 1$ による断面力 (図-5参照)

EI , GA , EA : それぞれ曲げ剛度、せん断剛度および伸び剛度で、合成断面とみなして計算する範囲は図-3参照

表-5 骨組寸法と計算断面力

(載荷荷重 $P = 101\text{tf}$) $1 \text{ tf} = 9.8 \text{ kN}$

項目	l_1 or l_3	l_2 or l_4	θ_1 or θ_2	計算断面力			
	(cm)	(cm)	(°)	M_1 or M_2 (tf-m)	Q_1 or Q_3 (tf)	Q_2 or Q_4 (tf)	N_1 or N_2 (tf)
上 梁	54	83	51.84	6.526	7.86	12.08	6.18
下 梁	54	113	38.16	8.981	6.18	12.93	7.86

表-6 実験供試体の断面諸定数

項目	A_s	I_s	A_c	I_c	n	A_v	I_v
実験供試体	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ²)	(cm ⁴)		(cm ²)	(cm ⁴)
S-1	133	63773	—	—	—	—	—
C-1	133	63773	2783	644813	6.68	550	160302
C-2	133	63773	2783	644813	6.55	558	162218
C-3	133	63773	2783	644813	6.43	566	164055

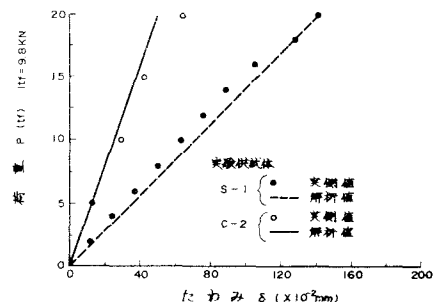


図-11 荷重-たわみ曲線

$$\kappa = \frac{A_s}{A_w} = \frac{A_s}{d \cdot t_w} : \text{鋼管柱の場合} \quad (2) \text{ a, b}$$

$$\kappa = 1.5 : \text{合成柱の場合}$$

図-4において $P=10\text{tf}$ (98kN) が作用したときの断面力の計算結果を表-5に示す。また、断面諸定数の計算結果を表-6に示す。

b. たわみの実測結果とその考察

図-11 には、弾性範囲内の載荷荷重 P と各実験供試体の実測たわみ値 δ^* との関係を示す。また、表-7には、 $P=10\text{tf}$ (98kN) を作用させたときのたわみの解析値 δ 、および、そのときの各実験供試体のたわみの実測値 δ^* を示す。 δ と δ^* とを比較すると、合成柱供試体の δ^* は若干 δ を上まわっているものもあるが、各供試体ともよく一致する傾向にある。そして、合成柱供試体のたわみは、鋼管柱供試体S-1のたわみの約50~60%に減少しており、合成柱の剛度が鋼管柱に比べて相当に上昇していることがわかる。

なお、たわみの計算をする際、コンクリート断面が全部有効であると仮定したが、引張側のコンクリート断面の剛度評価の仕方については、若干問題を残している。そのためには、鋼とコンクリートとのヤング係数比を材料試験結果どおりに $n=7$ にとるよりも、若干大きく $n=10$ 程度に見積って、コンクリート断面が全断面有効に働くと考えた方が簡便な方法と考える。

また、合成柱の両端に設けた隔板で十分な合成効果を十分期待できるが、スタッド・ジベルを付けた方がより効果的であることが弾性範囲内の実験からわかった。しかし、スタッド・ジベルの粗密の影響については、今回の実験では明確にできなかった。

表-7 各実験供試体のたわみ

項目	計算値 δ				実験値 δ^*	$\frac{\delta^*}{\delta}$	鋼管柱とのたわみの比
	① $\int \frac{M}{EI} dx$ ($\times 10^{-2}\text{mm}$)	② $\int \frac{Q}{EI} dx$ ($\times 10^{-2}\text{mm}$)	③ $\int \frac{P}{EI} dx$ ($\times 10^{-2}\text{mm}$)	$\delta = ① + ② + ③$ ($\times 10^{-2}\text{mm}$)	($\times 10^{-2}\text{mm}$)		
S-1	29.8	36.0	4.5	71.2	63	0.885	
C-1	13.4	14.5	1.7	29.6	39	1.216	0.619
C-2	12.6	11.2	1.4	25.2	29	1.151	0.590
C-3	13.0	13.7	1.6	28.3	32	1.131	0.510

(2) 垂直応力の実測結果とその考察

a. 実験供試体S-1のせん断遅れによる応力解析

阪神高速道路公団・設計基準第2部・構造物設計基準・橋梁編(昭和60年4月)の10.2に従い、また図-5に示した断面力を用いて隅角部の応力を計算すると、表-8が得られる。

表-8 隅角部に発生する応力

部材	フランジの最大垂直応力 $\sigma_s(\text{kgf/cm}^2)$	腹板のせん断応力 $\tau_o(\text{kgf/cm}^2)$	せん断遅れに関するハラメーター	
			R	S
梁	$\sigma_{s1} = 441$	$\tau_{o1} = 144$	2.93	0.45
柱	$\sigma_{s2} = 461$	$\tau_{o2} = 144$		

b. 合成柱の応力解析

合成柱実験供試体の部材断面内に生じる応力は、次の仮定のもとに算出した。

- ① 曲げひずみは中立軸からの距離に正比例する。
- ② 引張領域におけるコンクリートの断面は無視する。

いま、図-12(a)に示す合成柱断面が曲げモーメント M と軸方向圧縮力 N を受けるときの応力分布およびその合力は、図-12(b)~(c)のようになるものとする。

すると、外力と内力とのつり合い条件から、次式が得られる。

$$N = C_1 + C_2 + C_c - T_3 - T_4 \quad (3)$$

また、中立軸に関するモーメントのつり合い条件から、次式が得られる。

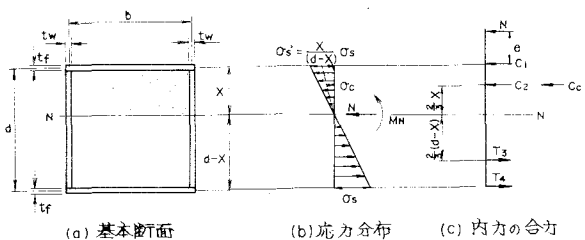


図-12 合成柱(基本断面)と応力分布

$$MN = C_1 \cdot x + C_2 \frac{2}{3} \cdot x + C_c \frac{2}{3} \cdot x + T_3 \frac{2}{3} (d-x) + T_4 (d-x) \quad (4)$$

そこで、式(3)～(4)から圧縮側の領域の距離 x を求める式を導けば、次の3次式が得られる。

$$bx^3 + 3bex^2 + 6n(2e+d)(A_f+A_w)x - 2nd(3A_w \cdot e + 3A_f \cdot e + 3A_f \cdot d + 2A_w \cdot d) = 0 \quad (5)$$

上式を x について解けば、鋼材の応力 σ_s は、式(3)より

$$\sigma_s = \frac{N(d-x)}{\frac{b}{2n}x^2 + 2x(A_f + A_w) - d(A_f + A_w)} \quad (6)$$

で計算され、またコンクリートの応力 σ_c は、

$$\sigma_c = \frac{x}{n(d-x)} \sigma_s \quad (7)$$

によって求められる。

ここに、

N : 軸方向圧縮力

$$MN = N(x+e) \quad (8)$$

n : 鋼とコンクリートとのヤング係数比

A_f, A_w : それぞれフランジプレートおよび腹板の断面積

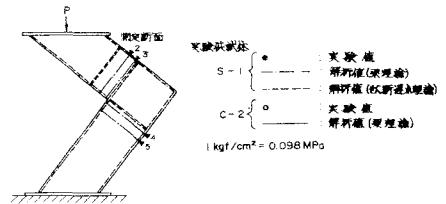
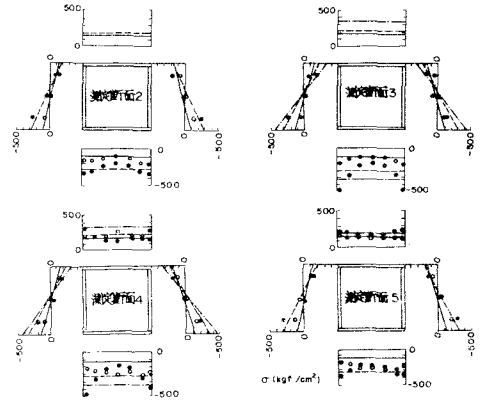
b, d : それぞれフランジプレート幅および腹板高さ(板厚中心上での寸法)

e : 偏心量

c. 応力の実測結果とその考察

実験供試体S-1では、図-13に示すとおり、測定断面3および4のフランジプレートにおいて顕著なせん断遅れ現象が現れている。フランジプレート内の最大応力の実測結果は、表-8に示したせん断遅れを考慮した解析値とよく一致している。これは、図-4(b)の点bおよびeでせん断力が急変し、そのために起こる薄板のせん断変形に起因したせん断遅れ現象によるものと考えられる。この状況を明確にするために、図-14には、せん断遅れによる応力が最大となる上フランジプレートと腹板との結合点近傍の実測応力および応力が最小となる上フランジプレート中央部の実測応力を示した。せん断遅れによる最大応力は、表-8に示した解析値とよく一致している。また、1点鎖線(S-1)でプロットしたせん断遅れによる解析値は、フランジプレート幅の半分ほど離れたば、梁理論値によるものと一致するという仮定のもとで求めたが、この仮定は実測値と良好に一致している。

合成柱部材のうち代表的な実験供試体C-2の応力分布を観察すると、図-13～14から、梁部材の下フランジプレートではわずかであるがせん断遅れの影響がみられる



(載荷荷重 $P=10tf, 1tf=9.8kN$)

図-13 断面内の垂直応力分布

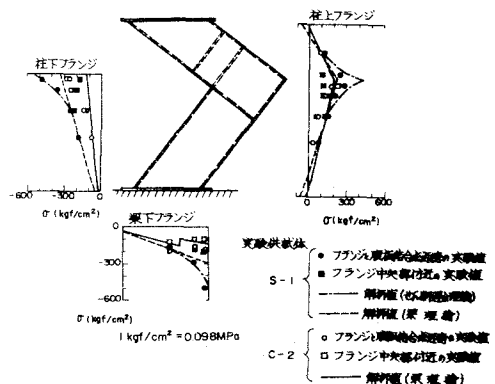


図-14 部材軸方向の垂直応力分布
(実験供試体S-1, C-2)

が、梁部の上フランジプレートに応力はほぼ様な分布を呈している。これは、充填されたコンクリートによって、上下フランジプレートのせん断遅れが防止されたものと考えられる。したがって、コンクリートを充填した合成柱では、せん断遅れ現象を実用上無視してもよいと考えられる。しかしながら、隅角部近傍の柱断面のフランジプレート中央部付近では、合成柱供試体の応力は鋼管柱供試体の応力を上まわっており、リブの配置方法等に十分留意すべき点もあるようである。

(3) せん断応力の実測結果とその考察

載荷荷重 $P=10\text{tf}$ (98KN) における隅角部腹板のせん断応力の解析値 τ および実測値 τ^* とを表-9に示す。この表から、鋼管柱供試体の隅角部におけるせん断ひずみ分布をプロットすると、図-15 が得られる。図から、隅角部の腹板におけるせん断応力は、隅角部パネル中央で最も大きくなる。そして、実験値 τ^* は解析値 τ の1.4 倍程度となり、実験値 τ^* は、若干、大きい目の値を与えた。また、隅角部近傍の腹板では、内側コーナー部で著しい応力集中が見られた。

したがって、このような応力集中を伴うせん断応力の算定法については、今後、検討すべき点が残されているものとする。

一方、合成柱供試体においては、最大せん断応力 τ^* がコンクリートを充填することによりかなり小さい値となっている。

以上のことから、鋼管柱供試体S-1 では隅角部断面において顕著なせん断遅れ現象が認められるのに対し、合成柱供試体ではせん断遅れ現象がほとんど認められなかった。合成柱供試体の応力は、鋼管柱供試体の応力と比較して、梁の圧縮フランジプレートでは44~81%、柱の圧縮フランジプレートでは約70%、柱引張フランジプレートでは53~79%になっており、各断面において応力の低下が認められ、合成効果が発揮されていると考えられる。

また、合成柱供試体のせん断応力も鋼管柱供試体のせん断応力の18~27%程度に下がっており、十分な合成効果が現れた。

5. 崩壊実験結果とその考察

前述のように、各実験供試体の静的載荷実験を行って、たわみ、応力分布、ならびに、せん断遅れ現象の有無を確認ののち、各実験供試体を崩壊に至らしめた。実験供試体S-1 では最終的に隅角部の鋼板が局部座屈を起こして崩壊に至り、所要の目的が達成された。しかし、実験供試体C-1 では隅角部以外のコンクリート非充填の箇所でも鋼管が局部座屈を起こし、この現象が卓越して崩壊に至ってしまった。そこで、実験供試体C-3 は図-3のように補剛材を溶接ののち実験に移ったが、やはり補剛リブ間の鋼板が局部座屈して崩壊した。そこで、実験供試体C-2 では、図-3に示すように、多数の補剛材を追加して崩壊実験を行った。

(1) 荷重-たわみ曲線

図-16 は、各実験供試体の荷重-たわみ曲線を示す。合成柱供試体においては、実験途上で荷重を一度5 tf (49KN) まで除荷し、そのときの残留たわみを測定した。それらの結果を表-10 に示す。また、図-16 中

表-9 隅角部の腹板におけるせん断応力

項 目	実験供試体	S-1	C-1	C-2	C-3
せん断遅れ理論	$\tau_01 \text{ kgf/cm}^2$	144.14	—	—	—
による計算値	$\tau_02 \text{ kgf/cm}^2$	144.29	—	—	—
最大せん断応力 τ^*	kgf/cm^2 (実測値)	206.44	37.36	55.26	39.80
鋼管柱との比	—	—	0.181	0.268	0.193

1 $\text{kgf/cm}^2 = 0.098 \text{ MPa}$

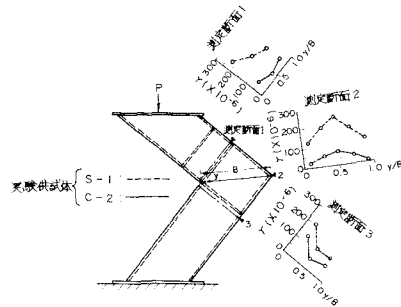


図-15 隅角部のせん断ひずみ分布

には、隅角部の鋼板が局部座屈（S-1）した荷重 P_{cr}^* 、コンクリートを充填していない箇所の鋼板が局部座屈（C-1 および C-3）したと推定される荷重 P_{cr}^* および実験供試体C-2 の最終崩壊荷重 P_u^* が示されている。

この図からわかるように、鋼管柱供試体S-1 では、荷重 P が60tf（588KN）あたりまで、たわみ δ は弾性挙動を呈して増大している。合成柱供試体C-1 ～ C-3では、荷重が40tf（392KN）あたりを超えると、たわみ δ がゆるい曲線を描くが、荷重がそれより低い範囲を大局的にみれば、たわみの直線性が認められる。合成柱供試体C-1 ～ C-3におけるこの傾向は、荷重 P が100tf（980KN）あたりまで保持され、いずれの実験供試体にも大きな差異は見られない。ところがそれ以上の荷重に至ると、コンクリートを充填していない部分の鋼管が局部座屈を起こしたため、著しい相違が現れ、合成柱供試体C-1 およびC-3 は、実験供試体C-2 に比べて低い荷重で崩壊に至っている。

この状況を表-10 の残留たわみから推察すると、合成柱供試体C-1 およびC-3 では、合成柱供試体C-2 よりも大きい残留たわみを示しており、梁部でコンクリートを充填していない鋼管部分の局部座屈が崩壊荷重に大きな影響を与えているように思われる。

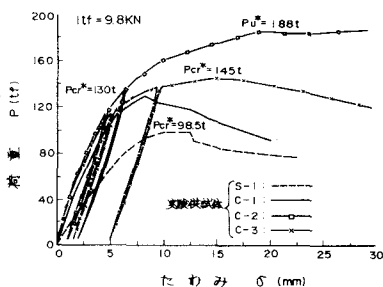


図-16 荷重－たわみ曲線

表-10 合成柱実験
供試体の残留たわみ

実験供試体	除荷荷重 (tf)	残留たわみ (mm)
C-1	115 → 5	1.92
	136 → 5	—
C-2	115 → 5	1.16
	136 → 5	2.05
C-3	115 → 5	1.50
	136 → 5	4.99

1 tf = 9.8 KN

(2) 荷重－ひずみ曲線

a. 横断面内の直ひずみ分布

図-17 には、実験供試体S-1 と合成柱供試体のうち一例として、実験供試体C-2 についての断面内のひずみ分布を示す。

まず、同図に示す鋼管柱供試体S-1 の荷重－ひずみ曲線から、梁および柱部材とも直ひずみは、荷重の増大に伴って塑性化が進み、腹板とフランジプレートとの取付部における直ひずみが大きくなっていく。

つぎに、合成柱供試体では、荷重が小さいとき、いずれも梁理論に近い様な直ひずみ分布を呈している。したがって、コンクリートを充填すれば、隅角部におけるせん断遅れ現象は起こらないと考えられる。しかし、荷重が増大して終局状態に至ると、たとえば柱部直下の断面における圧縮側フランジプレートでは、端部の直ひずみが大きくなる分布を呈している。これは、せん断遅れ現象というよりも、むしろ圧縮による鋼板の座屈に伴う現象であると判断される。

通常、この種の現象も有効幅の概念を用いて解析されるが、せん断遅れに対する有効幅と異質の問題であるので、注意する必要があると思う。

さらに、合成柱供試体のひずみ分布を観察すれば、低荷重時の中立軸の位置はほとんど図心に一致している。しかし、荷重の増大に従って中立軸の位置は、圧

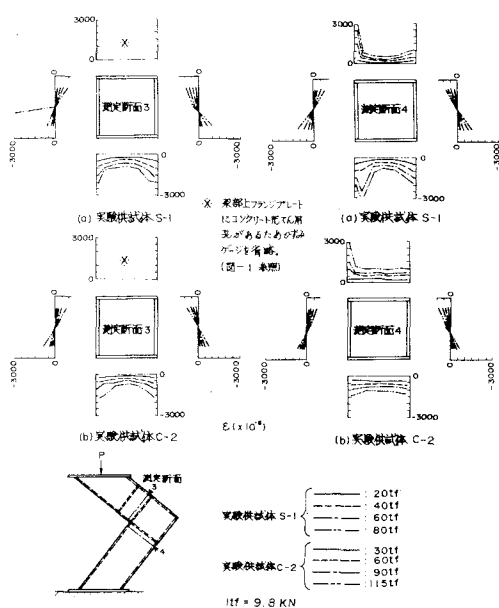


図-17 断面内における直ひずみ
分布の載荷荷重による変動

縮側に移動している。これは、引張側のコンクリートが合成柱断面として協力していないことを示しており、合成柱の耐力解析を行うとき、引張側のコンクリートを無視して解析する必要があると考える。

最後に、合成柱供試体のうち実験供試体C-1 およびC-3 は先にも述べたように、鋼管部分が先に局部座屈して全体の崩壊に至ったが、このときのひずみを鋼管が局部座屈しなかった合成柱供試体C-2 と比べると、図-17 と著しい差異はなく、鋼管が局部座屈しなければ、合成柱供試体C-1 およびC-3 の終局耐力もC-2 と同じ位まで上昇得たと判断される。

b. 部材軸方向の直ひずみ分布

部材軸方向の直ひずみ分布を図-18 に示す。この図から隅角部以外の鋼管部分が局部座屈を起こし、目標とする終局荷重に至った実験供試体S-1 およびC-2 では、部材軸方向のひずみ分布が隅角部直下で最大となり、下端に向かって減少している。

ところが、隅角部以外のコンクリートを充填していない上梁部材（図-4）で局部座屈を起こした合成柱供試体C-1 およびC-3 では、隅角部直下で直ひずみが一度著しく減少し、再びピークが現れている。これは恐らく、局部座屈が起こらなければ、合成柱供試体C-1 およびC-3 は実験供試体C-2 と同様に正常な挙動を呈したと考えられる。

c. 隅角部のせん断ひずみ

図-19 に隅角部のせん断ひずみ分布を示す。鋼管柱供試体S-1 では、せん断ひずみが隅角部の中央断面2の中央で最も大きくなる。これに対して合成柱供試体のせん断ひずみは、同じく中央断面2で大きい、その分布は実験供試体S-1 と比べると緩やかである。これは、充填コンクリートがせん断力を一部分担するためであると考えられる。

一方、圧縮側の隅角部近傍のせん断ひずみも大きく、いわゆる応力集中の現象を起こしている。したがって、充填コンクリートのせん断抵抗を期待するならば、鋼部材とともに疲労の問題も実施設計に当たっては考慮すべきであると考えられる。

(3) 崩壊状況

実験供試体S-1 では、柱部下フランジプレートにおいて局部座屈が発生し、つづいて隅角部腹板で座屈が発生

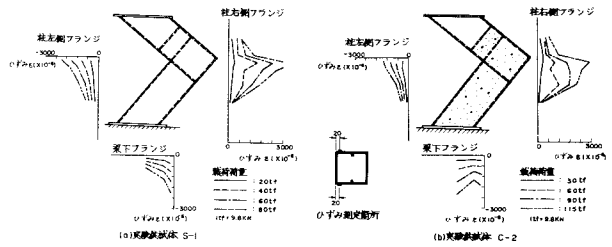


図-18 部材軸方向における直ひずみ ϵ の
載荷荷重Pによる変動

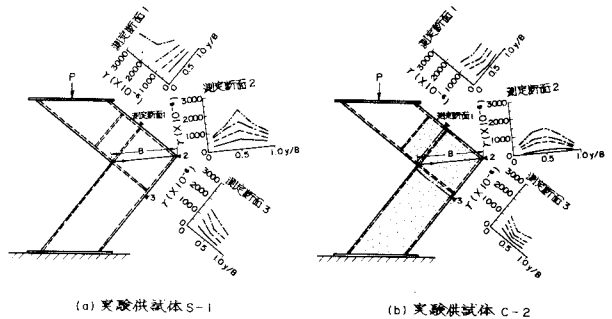


図-19 隅角部におけるせん断ひずみ γ
の載荷荷重Pによる変動

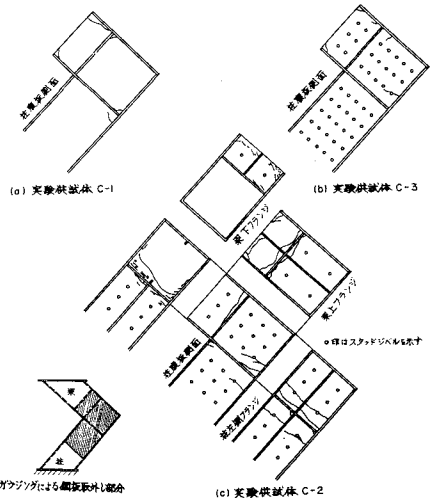


図-20 合成柱実験供試体の充填コンクリート
内のクラック発生状況

した。実験供試体C-1 では、コンクリート非充填部分の下フランジプレートにおいて局部座屈が発生し、つづいて腹板が座屈した。実験供試体C-2 では、隅角部下フランジプレートにおいて局部座屈が発生した。実験供試体C-3 では、コンクリート非充填部分の下フランジプレートに局部座屈が発生し、つづいて腹板が座屈した。

試験終了後、鋼板をガウジングしてはがし、内部のコンクリートのクラック発生状況をスケッチしたものを図-20 に示す。コンクリート非充填部分で局部座屈が先行して崩壊した実験供試体C-1 およびC-3 では、引張側のコンクリートに若干のクラックが発生していた。実験供試体C-2 のコンクリートには多数クラックが発生しており、とくに柱部上フランジプレート面ではほぼスタッド・ジベルの位置からクラックが進展している。

(4) 終局耐力の評価

a. 終局耐力と終局断面力

図-16 には、実験より得られた局部座屈荷重 P_{cr}^* と最終崩壊荷重 P_u^* とを示したが、これらを総括して最大荷重 P_u^* とみなし、これについて鋼管柱および合成柱の梁-柱に関する耐力算定法に基づいた数値的な評価を試みた。

もちろん、鋼管柱の局部座屈についても言及すべきであるが、この問題は文献8) で明らかにされており、今回の実験目的からはずれるので、検討の対象外とした。

表-11 に、本実験より得られた最大荷重 P_u^* と図-4(b)の状態に対する隅角部に作用する曲げモーメント M_u^* 、せん断力 Q_u^* 、および、軸力 N_u^* を示す。

b. 終局強度の算定

図-12 に示す隅角部断面の終局強度について解析を試みる。ただし、いずれも短柱とみなし、柱としての全体座屈は考慮しないものとする。

まず、鋼管柱に軸方向圧縮力 P と曲げモーメント M とが同時に作用するときの終局強度の相関曲線は、道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編)(昭和55年2月)によると、次式によって与えられる。

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \leq 1.0 \quad (9)$$

ここに、 $P_y = A_s \cdot \sigma_y$ (10)

： 鋼管の圧壊荷重

$$M_y = W \cdot \sigma_y \quad (11)$$

： 鋼管の初期降伏モーメント

$$A_s = 2(b - 2t_w)t_f + 2d \cdot t_w \quad (12)$$

： 鋼管の断面積

$$W = t_w \frac{d^2}{3} + t_f(b - 2t_w)(d - t_f) \quad (13)$$

： 鋼管の断面係数

σ_y : 鋼管の降伏応力

つぎに、合成柱についての相関式は、文献11) および12) より次式で与えられる。

$$(1+\beta)\left(\frac{P}{P_s}\right)^2 - \beta\left(\frac{P}{P_s}\right) + \frac{M}{M_p} \leq 1 \quad (14)$$

表-11 各実験供試体の最大荷重の実測値と作用断面力(隅角部断面)

項目 実験 供試体	実験による 最大荷重 P_u^* (tf)	最大荷重に対応する断面力			崩壊状況
		終局曲げ モーメント M_u^* (tf-m)	終局 せん断力 Q_u^* (tf)	終局軸力 N_u^* (tf)	
S-1	98.5	68.674	60.77	77.42	隅角部の座屈
C-1	130.0	90.636	80.21	102.18	コンクリートを充填していない鋼管柱部分の座屈
C-2	188.0	131.352	116.24	148.08	隅角部の座屈
C-3	145.0	101.064	89.47	113.97	コンクリートを充填していない鋼管柱部分の座屈

1 tf = 9.8 kN

ここに、

$$P_s = A_s \cdot \sigma_y + A_c \cdot \sigma_c \quad (15)$$

：合成柱の圧壊荷重

$$\beta = 9.17\gamma^2 - 13.75\gamma + 4.63 \quad (16)$$

$$\gamma = P_y / P_s \quad (17)$$

：鋼部材の荷重分担率

$$A_c = b_i \cdot d_i \quad (18)$$

：充填コンクリートの断面積

σ_c ：コンクリートの圧縮強度

$$M_p = W_p \cdot \sigma_y \quad (19)$$

：合成柱断面の全塑性モーメント

$$W_p = \{d_i t_w (d_i - x) + b t_f (d_i + t_f)\} \quad (20)$$

：合成柱の全塑性断面係数

$$x = \frac{2d_i \cdot t_w}{4t_w + b_i(\sigma_c / \sigma_y)} \quad (21)$$

：中立軸からコンクリート圧縮縁までの高さ

以上の諸式を用いて、 P_y 、 M_y および P_s 、 M_p を計算した結果を、表-12 ならびに表-13 に示す。

図-21 はこのようにして求められた鋼管柱の相関曲線 $P/P_y \sim M/M_y$ 、および、合成柱の相関曲線 $P/P_s \sim M/M_p$ を同時にプロットした。

また、図中には1点鎖線および実線で荷重載荷線を入れ、表-14 にはその勾配 α_s および α_c を示した。

ここに、

$$\alpha_s = \frac{P}{P_y} \cdot \frac{M_y}{M} \quad , \quad \alpha_c = \frac{P}{P_s} \cdot \frac{M_p}{M} \quad (22) \text{ a, b}$$

この図より、求める最終強度は相関曲線と荷重載荷線との交点になるが、実験供試体C-1 およびC-3 では、実測耐荷力が解析値上の耐荷力を若干下回っている。これは、コンクリートの充填していない鋼管部分で局部座屈が先行したためである。

しかし、実験供試体C-2 においては実測値は供試体を短柱とみなした解析値を上回っており、合成柱として十分に機能していると考えられる。合成柱供試体では、コンクリートを充填していない部分の局部座屈が起こらないかぎり、合成部分の局部座屈が耐荷力に与える影響は小さいものと考えられる。

したがって、合成柱の耐荷力を評価する場合、今後、コンクリートを充填している部分は外側への座屈モードに対し、非充填の部分においては鋼板の内・外への座屈モードに対し座屈照査を十分に行う必要があると思われる。

そして、合成柱供試体の荷重載荷線は、鋼管柱供試体と比べてその勾配が緩く、軸方向圧縮力の最終強度に与える影響が小さくなっている。これは、柱の内部に充填されたコンクリートの圧縮力に対する抵抗力が大きく、コンクリートの長所が十分に活かされているものとする。

表-12 鋼管柱の P_y および M_y 値

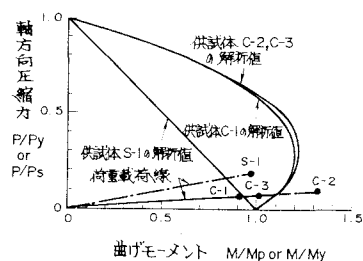
項目 実験 供試体	A_s (cm^2)	W (cm^3)	σ_y (kgf/cm^2)	P_y (tf)	M_y ($\text{tf}\cdot\text{m}$)
S-1	128	2256	3150	403.7	71.07

1 $\text{kgf/cm}^2 = 0.098 \text{ MPa}$, 1 tf = 9.8 kN

表-13 合成柱の P_s および M_p 値

項目 実験 供試体	A_s (cm^2)	A_c (cm^2)	σ_y (kgf/cm^2)	σ_c (kgf/cm^2)	W_p (cm^3)	β	γ	d_k (cm)	P_s (tf)	M_p ($\text{tf}\cdot\text{m}$)
C-1	128	2787	3150	348	3159	1.381	0.294	7.70	1373.9	99.51
C-2	128	2787	3150	373	3171	1.501	0.280	7.32	1443.6	99.88
C-3	128	2787	3150	373	3171	1.501	0.280	7.32	1443.6	99.88

1 $\text{kgf/cm}^2 = 0.098 \text{ MPa}$, 1 tf = 9.8 kN



曲げモーメント M/M_p or M/M_y

図-21 相関曲線

表-14 荷重載荷線の勾配 α_s, α_c

項目 実験 供試体	α_s	α_c
S-1	0.198	—
C-1	—	0.062
C-2	—	0.078
C-3	—	0.078

また、これにより鋼板にかかる圧縮力が低減されて、合成柱供試体では鋼管柱供試体S-1のような柱の局部座屈が起らず、最終強度の上昇が見られたものと考ええる。

6. まとめ

ラーメン隅角部をモデル化した鋼管柱供試体と合成柱供試体とを合計4体製作して、弾性範囲内の実験および崩壊実験を実施した。本研究で得られた結論をまとめると、以下のとおりである。

（1）弾性範囲内の実験

① 鋼管柱供試体の隅角部断面では、従来から指摘されてきているせん断遅れ現象が認められたが、合成柱供試体の隅角部断面では、せん断遅れ現象がほとんど認められなかった。

② 合成柱供試体のたわみは鋼管柱供試体のたわみの約60%となり、かなりの剛度の増加が期待できる。

③ 鋼管柱供試体と比較して、合成柱供試体では、各断面で垂直応力の低下が認められ、著しい合成効果が発揮されることがわかった。

④ 鋼管柱供試体の隅角部腹板におけるせん断応力は隅角部パネル中央部で最も大きくなり、その実測値はせん断遅れを考慮した解析値を上回った。

⑤ 一方、合成柱供試体の隅角部腹板におけるせん断応力は、鋼管柱供試体と同様に隅角部パネル中央部で最も大きくなるが、鋼管柱供試体よりも緩和され、その値は鋼管柱供試体の20%程度に低減されていた。

⑥ また、弾性範囲内の実験によると、両端に設けた隔板のみのものでも良好な合成作用が認められるが、スタッド・ジベルを取り付けた合成柱のほうがより効果があった。ただし、スタッド・ジベルの配置の粗密による差異については、今回の実験では明確にできなかった。

⑦ 上記の①～⑥より、合成柱供試体では剛度および応力分布が鋼管柱供試体より著しく改善され、その利点が十分にあることがわかった。

⑧ しかし、合成柱供試体では、コンクリート充填部と鋼管との結合部で剛度の急激な変化があるので、鋼管柱供試体よりも応力の大きくなる部分もあり、今後、この点に関して十分な検討が必要である。

（2）崩壊実験

① 鋼管柱供試体では、柱部材に局部座屈が発生し、つづいて隅角部腹板が局部座屈し崩壊に至った。そして、局部座屈発生の際、耐荷力が著しく低下した。

② 合成柱供試体では、梁部にコンクリートを充填していない箇所の鋼板が局部座屈を起こし、この現象が卓越して崩壊に至る傾向があるので、実施設計に当たってこの点に注意を要する。

③ しかし、合成柱供試体の耐荷力は、鋼管柱供試体よりも1.5～1.9倍程大きく、コンクリートを充填していない部分が局部座屈を起こさないかぎり、崩壊後の急激な耐荷力の低下は見られず、大きなダクテリティーが確保できる。

④ また、合成柱供試体では、柱部材における鋼板の顕著な局部座屈は起こらず、圧縮力に強いコンクリートの長所が十分に活かされた。

⑤ 梁部材にコンクリートを充填していない箇所の鋼板が局部座屈が発生しなかった供試体では、柱部材を短柱とみなした終局強度の解析値を上まわり、柱部の局部座屈を考慮しなくても、十分安全な終局強度があると考えられる。

⑥ ただし、合成柱供試体においては、コンクリート非充填の部分の局部座屈が耐荷力に大きな影響を与えるので、この点を今後十分に考慮した設計を行う必要がある。

⑦ 合成柱におけるスタッド・ジベルのピッチの粗密が耐荷力に与える影響については、今回の実験から

明確にできなかった。

謝辞：本実験を行うに当たり、阪神高速道路公団・技術審議会・合成柱設計・施工指針作成ワーキンググループの藤井 学神戸大学助教授、小林和夫京都大学助教授、渡辺英一京都大学助教授、および北田俊行大阪市立大学助教授ならびにその他関係各位には種々の貴重な御助言をいただいたこと、ここに深謝の意を表する。なお、実験を遂行するに当たり、榑横河橋梁製作所研究所の寺田博昌氏をはじめ関係各位の御協力をいただいたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 河井章好・吉川 紀・石崎 浩：合成柱（充填コンクリート方式）を有する鋼製橋脚の諸問題（上、下）、橋梁と基礎、Vol.17 PP.42～50 およびPP.45～47、1983年 2月～ 3月
- 2) DIN18806 Teil 1 : Tragfähigkeit von Verbundstützen , Berechnung und Bemessung , Sept. 1981
- 3) British Standards Institution , BS5400 Part 5 : Code of practice for design of composite bridges , March 1980
- 4) 建設省・土木研究所：コンクリート充填鋼管の耐荷力（その1～3）、土木研究所資料、第1728号、昭和56年 8月、日米天然会議、耐風耐震構造専門部会、第15回および第16回、合同部会、1983年 5月および1984年 5月
- 5) 建設省・土木研究所：コンクリート充填鋼管の接合部に関する載荷試験、日米天然会議、耐風耐震構造専門部会、第18回、合同部会、1986年 5月
- 6) 中井 博・吉川 紀：コンクリートを充填した鋼製橋脚の耐荷性に関する実験的研究、土木学会論文集、第344号/I-1、PP.195～204、1984年 4月
- 7) 中井 博・吉川 紀・寺田博昌：An Experimental Study on Ultimate Strength of Composite Columns for Compression or Bending、土木学会論文集、第374号/I-6、昭和61年10月
- 8) 中井 博・北田俊行・吉川 紀：コンクリートを充填した鋼製角形柱の鋼板要素の一設計法、土木学会論文集、第356号/I-3、PP.405～413、1985年 4月
- 9) 中井 博・吉川 紀：A Study on Ultimate Strength of Concrete Filled Steel Beam Column by CDC Method , Memoirs of the Faculty of Engineering , Osaka City University , Vol.24, pp.255～269 Dec.1983
- 10) 中井 博・吉川 紀・古田秀博：軸方向圧縮力と曲げを受ける長方形断面合成柱の一耐荷力解析、土木学会論文集、第374号/I-6、昭和61年10月
- 11) 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
- 12) Stahlbau Handbuch : Für Studium und Praxis Bd.1, Stahlbau - Verlags - GmbH , Köln , 1982.
(1986年10月17日受付)