

# コンクリート充填円形鋼管を用いた ラーメン隅角部の静的耐荷力特性

堀地 紀行<sup>1</sup>・保坂 鐵矢<sup>2</sup>・依田 照彦<sup>3</sup>・勝尾 伸一<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 国土舘大学教授 工学部土木工学科 (〒154-8515 東京都世田谷区世田谷 4-28-1)  
(元日本鉄道建設公団 設計技術室)

<sup>2</sup>正会員 工博 元日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2)

<sup>3</sup>フェロー会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

<sup>4</sup>正会員 日本シビックコンサルタント株式会社 技術研究部 (〒116-0013 東京都荒川区西日暮里 2-26-2)

本論文は、コンクリートを充填した円形鋼管で構成されたラーメン隅角部の静的耐荷力特性を載荷実験、およびFEM解析にて確認し、それによって得られた知見を述べたものである。載荷実験では、コンクリートを充填しない供試体1体と充填した供試体3体を製作し実験を実施した。また、FEM解析では、載荷実験のモデルを含め計6モデルについて解析した。円形鋼管にコンクリートを充填した際の耐荷力の増分は、補剛材の有無、位置に大きく依存せず、おおむね一定の値を示した。また、はり・柱部にコンクリート充填円形鋼管を用いたモデルは、コンクリート未充填型モデルや、はり部に充填角形鋼管を適用したモデルと比較し、ほぼ2倍程度のじん性を示した。

*Key Words* : concrete filled circular steel pipe, composite member corner joint, ductility, ultimate strength

## 1. はじめに

鋼・コンクリートの合成柱や合成ばりは、引張に対してじん性に富んだ鋼材と圧縮に対して有利なコンクリートを一体化した構造物で、耐荷力と剛性に富み、耐震性にも優れていると言われている。また、施工面においても型枠・鉄筋工が不要であったり、補剛材が省略できる等の利点を有する構造形式であり、構造を選定する上で鉄筋コンクリート構造、プレストレストコンクリート構造、鋼構造と比較しても施工性・経済性・耐久性に関して、優れている面が多く認められる。このため近年では、道路や鉄道の橋梁にも適用される例がしばしば見受けられるようになってきた。

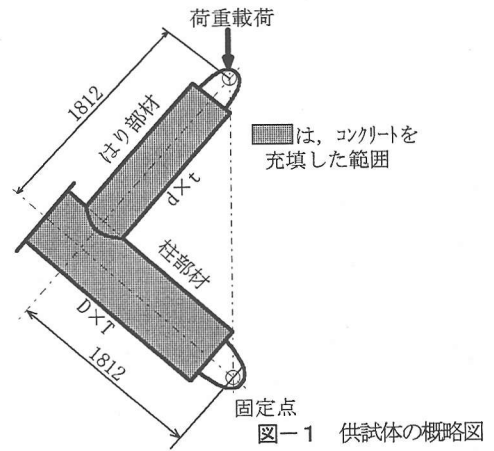
こうした背景を踏まえ、コンクリートを充填した円形鋼管柱<sup>1)2)</sup>および円形鋼管ばり<sup>3)</sup>の力学特性についても、数多くの実験データが整備され、その設計法(耐荷力評価法)も提案されている。また、ラーメン構造においては長方形断面にコンクリートを充填した隅角部の耐荷力に関する研究も既に実施されており、隅角部に発生するフランジのせん断遅れ現象を事実上無視できる実験結果<sup>4)5)6)7)</sup>が示されている。

しかしながら、円形鋼管を接続した隅角部の設計手法としては、参考とする文献が乏しく、API RP 2A<sup>8)</sup>などに示される計算式を広義に解釈し、引用せざるを得ない状況にあり、コンクリートを充填したこのようなラーメン隅角部の耐荷力評価法は、現段階では十分に整備されてい

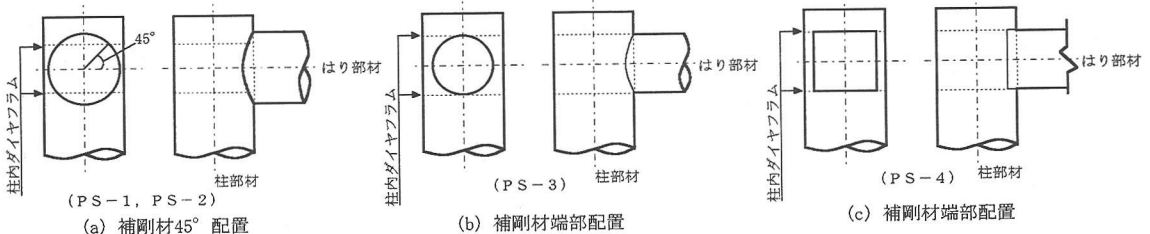
表一 供試体モデルとFEM解析モデル

供試体番号	FEM解析番号	柱寸法	はり寸法	充填	補剛材位置	D/T	d/t	d/D	
—	①	φ558.8 × 12.7 (STK400)	φ457.2 × 9.5 (STK400)	無	—	44	48	0.82	
PS-1	②				45°	44	48	0.82	
—	③				はり縁部	44	48	0.82	
—	④			有	—	—	44	48	0.82
PS-2	⑤					45°	44	48	0.82
PS-3	⑥					はり縁部	44	48	0.82
PS-4	—	□400× 400×9 (STKR400)	□400× 400×9 (STKR400)	有	はり縁部	44	—	—	

表一 中のD, Tは柱部材の外径, 板厚, d, tははり部材の外径, 板厚を示す。また, 充填有りは, 柱とはりの全てにコンクリートを充填したものである。



図一 供試体の概略図



図二 柱内ダイヤフラムの位置

るとは言い難い。

本論文では, コンクリートを充填した円形鋼管で構成されたラーメン隅角部について静的荷重実験, およびFEM解析を行い, その結果から耐荷力の評価手法を提示するとともに, ①コンクリートの充填効果, ②柱部材内の補剛材の位置(ダイヤフラム位置)による応力発生状況の相違, ③はり部材の形状(円形と角形)の違いによる耐荷力の相違, ④降伏耐力の判定, ⑤降伏後のじん性評価, ⑥応力集中(接合部近傍)の状況, ⑦破壊状況など, 主に充填円形鋼管を柱とはりに適用したラーメン隅角部の構造特性について報告する。

## 2. 静的荷重実験

荷重実験に用いる供試体は, 鉄道橋ラーメン高架橋の試設計より, 柱サイズφ1400×28, はりサイズφ1100×22と想定した。ここで採用したはり, 柱の外径比(d/D=0.8)は, 鉄道橋等において柱部に致命的損傷を発生させないことを前提としたため, 実験の結果もこうした前提条件におけるはり部の挙動に着目することになる。

供試体の縮尺は1/2.5として製作し, その材料強度の目標値としては, 鋼管の材質: STK490, 充填コンクリートの設計基準強度: 30MPaとしている(図一参照)。

### (1) 供試体モデル

荷重実験とFEM解析に用いたモデルを表一に示す。供試体(4体)の径厚比(D/T, d/t), および外径比(d/D)は試設計の結果と同程度のものを選定した。また, FEM解析では, 実験に対応した3ケース(②, ⑤, ⑥)に実験を補足する目的で, さらに3ケース(①, ③, ④)を加えた, 合計6ケースについて解析した。

PS-1~4のモデルは, ①コンクリート充填効果, ②ダイヤフラム(柱内補剛材)位置の相違, ③はり部材が角形の場合, の比較に着目して選定した。すなわち, PS-1は未充填型モデル, PS-2はPS-1に充填したモデル, PS-3はPS-2とダイヤフラム位置が異なるモデル, PS-4ははり部材が角形のモデルとした。

PS-4のはり部材は, PS-2, 3とコンクリートが未充填の状態でも曲げ剛性がほぼ等しい部材(円形はり: I=33,500cm<sup>4</sup>, 角形はり: I=35,100cm<sup>4</sup>)を用いている。

補剛材である柱内ダイヤフラムの位置は, 図二の(b),(c)

表-2 鋼材の材料試験結果

品種	材質	試験片寸法 t (mm)	降伏強度 $\sigma_y$ (MPa)	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	引張強さ (MPa)
$\phi 558.8 \times 12.7$	STK400	12.25	348	1690	486
$\phi 457.2 \times 9.5$	STK400	9.34	350	1700	478
$\square 400 \times 400 \times 9$	STKR400	8.5	316	1534	436
ダイヤフラム t=12mm	SS400	12.05	322	1564	458

$\epsilon_y = \sigma_y / E$ ; Eは鋼材のヤング係数

表-3 充填コンクリートの配合

設計基準強度	29.4 MPa
水セメント比	46.00%
細骨材率	39.60%
水	1,598 N/cm <sup>3</sup>
セメント	3,472 N/cm <sup>3</sup>
細骨材	6,855 N/cm <sup>3</sup>
粗骨材	10,856 N/cm <sup>3</sup>
混和剤	8,385 N/cm <sup>3</sup>

表-4 各種試験結果

試験結果		PS-2~PS-4		
		はり	柱	
品質管理	空気量	%	4.5	4.5
	スランプ	cm	13.5	13.5
練習管理	練上がり温度	°C	24.0	24.0
	材料	圧縮強度	MPa	33.0
材料	静弾性係数	$\times 10^4$ MPa	3.259	3.459

注：材料試験は、載荷試験日の値を示す。

に示すようにはり部材の上下縁部に配置したモデル (PS-3, PS-4) と図-2の(a)に示すはり部材断面中心から約 45° の位置に配置したモデル (PS-1, PS-2) を採用した。

#### a) 材料特性

鋼管はSTK400およびSTKR400、ダイヤフラムはSS400とし、実施を考慮し SM490 材相当の降伏強度  $\sigma_y = 314$  MPa を確保できる材料を用いた。鋼材の材料試験結果を、表-2と図-3 (b)に示す。また、充填コンクリートの呼び強度は、 $\sigma_{ck} = 30$  MPa の普通コンクリートとした。その配合、および各種試験結果を表-3、表-4と図-3 (a)に示す。なお、表-4における柱部に充填されたコンクリート強度の打設日から生じた材令差によるこの程度の差異については、本実験の結果に与える影響、とりわけ、はり部の挙動に与える影響は微小と考えられ、差し支えないものと判断した。

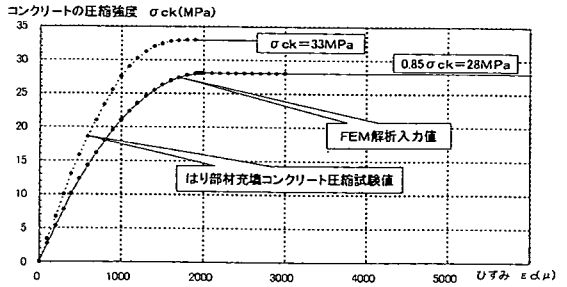


図-3 (a) 充填コンクリートの応力-ひずみ特性

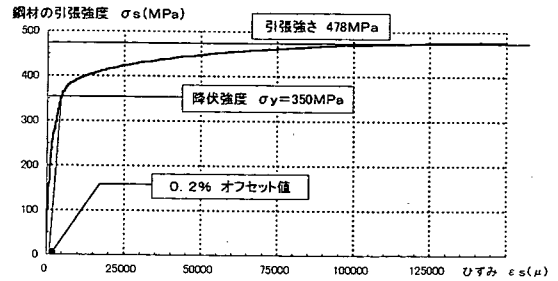


図-3 (b) 鋼材の応力-ひずみ特性

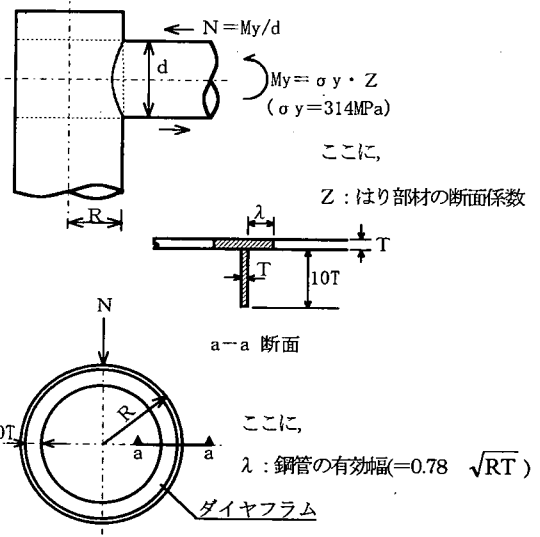


図-4 ダイアフラムの剛度

#### b) ダイアフラムの剛性

現状では、ダイヤフラムの剛性を決める確立した基準がないため、道路橋示方書<sup>9)</sup>の格点構造を参考に剛性を決定した。ダイヤフラムの板厚は柱部材の板厚と同等とし、その自由突出幅は弾性域で局部座屈が生じない範囲である板厚の 10 倍 (10T) とした。また、ダイヤフラムで補剛されている部分 (図-4) の必要剛度についても同示方書に従って式(1)にて確認した。

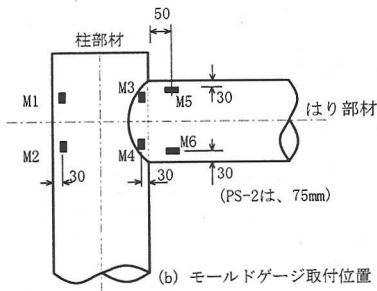
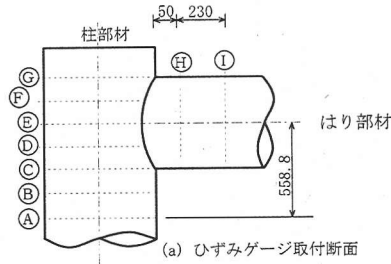


図-5 ゲージ取付断面 (PS-4も同じ位置)

$$\delta = 0.045 \frac{N \cdot R^3}{EI} < \frac{R}{500} \quad (1)$$

ここに、 $\delta$  : 格点部変位量

N : 格点部に作用する軸力

R : 鋼管の半径

E I : 補剛部の剛度 (図-4 a-a 断面斜線部)

### c) 供試体の製作

供試体の製作にあたり、最も注意した点は、柱とはりの溶接部である。本接合部は、はりを柱の形状に合わせて曲線に切断し、接合は全断面溶込み溶接にて行った。また、浸透探傷試験にて溶接部表面に欠陥が無いことを確認し、さらに、目視にて溶接ビード状況を、また、はり内部からは溶け込みの状況を確認した。

柱内ダイヤフラムの溶接は本来であれば全断面溶込み溶接とすべきであるが、コンクリートの充填効果を期待したコストダウン、実験結果に対する安全サイドの評価、供試体の大きさを考慮して片側全周すみ肉溶接を用いた。また、柱頭部には柱の円周方向の変形を拘束するため、柱の板厚相当の蓋を片側全周すみ肉溶接にて固定した。

充填コンクリートの打設は柱とはりに分け、はりは端部から、柱は頭部から打設した。打設にあたって、コンクリートがダイヤフラム周りにも密に充填されるように

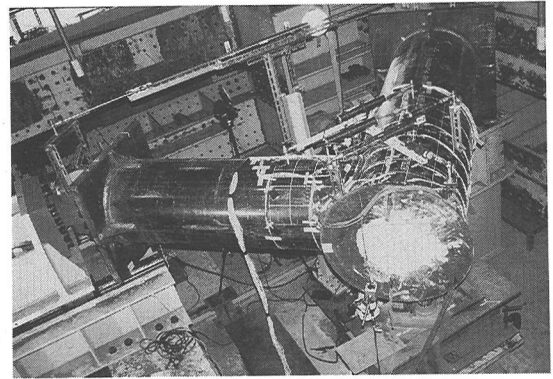


写真-1 载荷実験の状況写真

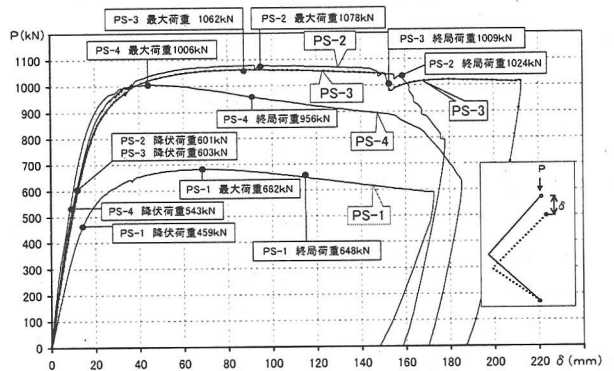


図-6 荷重-変位 (P- $\delta$ ) 曲線

パイプテーパーを使用しながら比較的ゆっくり作業を進めた。

ひずみゲージおよびモールドゲージの取り付け位置を、図-5に示す。なお、ひずみゲージは22.5°間隔に配置した。

### (2) 载荷実験結果

写真-1に载荷実験の状況写真を示す。荷重の载荷方向は、部材に圧縮力が作用する方向に静的に単調载荷した。これは、実際に近い断面力を再現することは難しいので、隅角部の基本的特性を調べるため自重などの常時荷重による荷重方向を想定して、部材に圧縮力が作用する方向に载荷した。

载荷実験では、隅角部のひずみをモニタリングしながら荷重を静的に単調増加させ、破壊に至るまで载荷した。PS-1~4の荷重-変位 (P- $\delta$ ) 曲線図を図-6に示し、以下では载荷実験の状況を述べる。

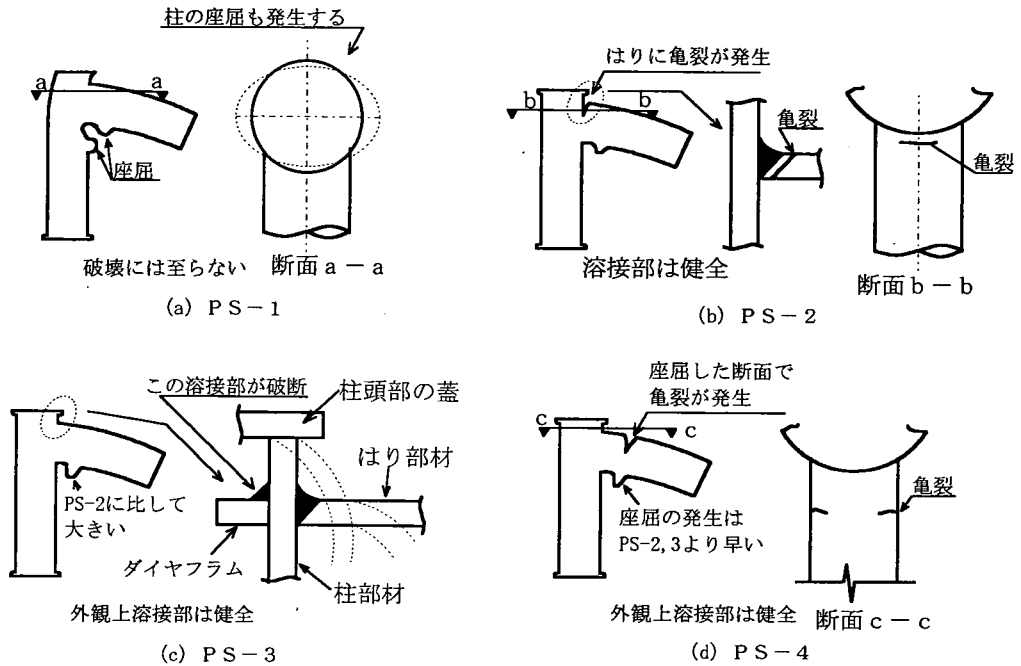


図-7 破壊（載荷実験終了時）の形状

#### a) 載荷実験状況

##### ・PS-1（未充填型，補剛材 45° 配置）

P- $\delta$  曲線の傾きがほぼ直線（弾性範囲）であるのは載荷荷重 500kN 付近までで、それを越えた時点から P- $\delta$  曲線が傾き始める。載荷荷重 600kN ( $\delta=25\text{mm}$ ) を超えてから、はり接合部圧縮側（はり接合部より約 100mm の位置、図-7(a)参照）に提灯座屈（局部座屈）が目視で確認できた。最大荷重時（682kN,  $\delta_m=72.0\text{mm}$ ）には、はり接合部の圧縮側において柱がへこむような変形が確認された。その後、座屈によって生じた変形が進行するだけであるため  $\delta=170\text{mm}$  にて実験を終了した。実験終了後の供試体は、はりの座屈部の断面で見ると、真円状態から楕円へと大きく扁平していた。また、P- $\delta$  曲線に極端な変化が認められないことから亀裂の発生はなかったものと判断できる。

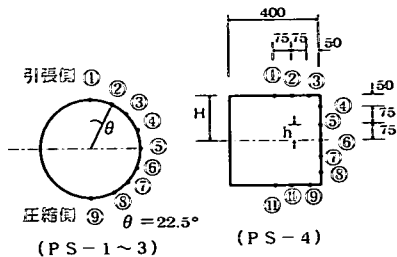
##### ・PS-2（充填型，補剛材 45° 配置）

P- $\delta$  曲線の傾きがほぼ直線であるのは載荷荷重 800kN 付近までで、載荷荷重 850kN ( $\delta=20\text{mm}$ ) を超えた付近で P- $\delta$  曲線の傾きが変化し始めるものの、実験中、座屈の発生は目視では確認できなかった。その後、最大荷重（1,078kN,  $\delta_m=94.7\text{mm}$ ）に達しても PS-1 のよう

な耐荷力の低下は見られず、目視でのはり接合部の座屈も確認できなかった。さらに変位を増加させても耐荷力の低下は認められず、 $\delta=150\text{mm}$  付近から耐荷力が減少し始め、 $\delta=160\text{mm}$  を越えて、急激に耐荷力が低下した。実験終了後の供試体の観察において、はり部は PS-1 と同じ位置にわずかな座屈の発生（はり接合部より約 100mm の位置、図-7(b)参照）が認められたが、その度合いは PS-1 に比較して極めて小さく、座屈発生時点の荷重は本載荷実験からは限定できなかった。また、柱部材の座屈は目視では確認できなかった。

##### ・PS-3（充填型，補剛材端部配置）

PS-3 の P- $\delta$  関係は PS-2 と比較し、最大荷重（1,062kN,  $\delta_m=87.1\text{mm}$ ）は若干小さいものの、弾性域から塑性域にかけての傾向はほぼ同じ結果となった。PS-2 で亀裂が発生した  $\delta=150\text{mm}$  付近では、はりの圧縮側の提灯座屈は目視で確認されていた。この近傍で 80kN 程度の急激な荷重低下が認められたものの、はり接合部には亀裂の発生は確認できなかったため、実験を続行した。その後は変位が増加してもはり圧縮側の提灯座屈（はり接合部より約 100mm の位置、図-7(c)参照）が進行するだけなので、 $\delta=210\text{mm}$  までで載荷実験を終了した。座屈



はり部材 ⑩ 断面のひずみ測定点

図-8 着目した鋼材ひずみ位置

発生時点はPS-2と同様に限定できない。δ=150mm 付近の荷重低下原因は、実験後の供試体の解体により確認を行ったが、柱内補剛材溶接部の破断と想定することが妥当と考えられる。

柱部材のはり圧縮側接合部の近傍がPS-1のようにへこむような変形は確認できなかった。しかし、はり部材における引張側接合部付近には、顕著なたわみ角が認められた。

・PS-4 (充填型, 補剛材端部配置, 角形はり)

弾性範囲 (載荷荷重 800kN 付近まで) におけるP-δ 関係は、PS-2およびPS-3とほぼ同じであるが、最大荷重 (1,006kN, δm=44.7mm) を超えてから荷重が徐々に低下し始めた。はり部材圧縮側フランジに局部座屈が発生したのもこの時点からで、目視でも確認できた。δ=150mm 付近で座屈が発生している断面の引張側 (フランジと腹板の交点) には亀裂が認められたが、柱部材の座屈については目視では確認できなかった。

はり部材接合部 (図-5 (a) に示す⑩断面) のひずみ分布を図-10 (d) に示す。これによると載荷荷重 700kN 付近までは、引張フランジに取付けたひずみゲージ3点のひずみ (図中の①,②,③) がほぼ等しいことからせん断遅れ現象が生じていないことがわかる。

b) 破壊 (載荷実験終了時) 形状

実験終了時の破壊形状を図-7に示した。PS-1~4の破壊形状から以下のことが判明した。①充填型の場合、未充填型で発生した柱がへこむような変形は発生しなかった。②はりが角形の場合、座屈が進行している断面の引張側で破断が生じた。③はりが円形の場合、はり引張側の溶接部付近 (はり溶接部またはダイヤフラム溶接部) で破断が生じた。④充填型の破断時の変位はいずれも150mm付

表-5 降伏時荷重, および最大荷重

		PS-1	PS-2	PS-3	PS-4	
柱部材	最初に降伏する位置	㊸圧縮側	㊸引張側	㊸引張側	㊸圧縮側	
	載荷荷重	513 kN	1,073 kN	1,004 kN	990 kN	
	変位	16.2 mm	71.2 mm	36.4 mm	31.2 mm	
柱部材降伏ひずみ		1690 μ				
はり部材降伏ひずみ		1700 μ			1534 μ	
はり部材	降伏時と発生位置	降伏部位	㊸-⑦	㊸-③	㊸-⑨	㊸-②
		降伏荷重	459 kN	601 kN	603 kN	543 kN
		変位	13.2 mm	10.0 mm	10.0 mm	8.9 mm
	最大荷重時	ひずみ	㊸-⑦	㊸-⑨	㊸-⑨	㊸-⑩
最大部位		㊸-⑦	㊸-⑨	㊸-⑨	㊸-⑩	
ひずみ		16,860 μ	52,383 μ	53,105 μ	22,172 μ	
載荷荷重		682 kN	1,078 kN	1,062 kN	1,006 kN	
		変位	72.0 mm	94.7 mm	87.1 mm	44.7 mm

近であった。⑤はり部材の座屈は、4供試体とも接合部より約100mm離れた位置で発生した。

c) 鋼材のひずみ分布

図-9には、はり部材⑩断面 (PS-1~4) のひずみ分布を示す。また、図-10には同断面 (PS-1~4) の荷重-ひずみ関係を示す。

表-5は、はり部材の鋼材ひずみが降伏ひずみに達した時の荷重を図-9から、その時の変位を図-6から読みとり、さらに、最大荷重時の変位を図-6から、その時のひずみをデータから抽出し整理したもので、柱部材についても同じくデータから抽出した。表-5中の柱部材については㊸~㊸断面 (図-5 (a)参照) のひずみ測定点において最初に降伏した位置を、また、はり部材については⑩断面における最初に降伏した位置 (図-8参照) を示している。

PS-1 (未充填型) については、まずはり部材の圧縮側⑩断面-⑦に降伏ひずみが発生し、次に柱部材の圧縮側⑩断面) に発生する。一方、PS-2~4 (充填型) については、柱部材が降伏ひずみに達するのは、いずれも載荷荷重1,000kN近傍を超えてからである。

P-δ曲線 (図-6) において隅角部の近傍のはり弾性限界は700~900kN付近と読みとれる。また、柱部材が降伏する荷重は1,000kN付近であることから、隅角部の降伏は前提条件であるはり、柱の外径比に則して、はり部材接合部から始まることが確認された。

d) コンクリートのひずみ分布

図-12に引張側充填コンクリートに埋め込まれたモールドゲージ (M2, M5) のひずみの推移を示す。本図で曲線が急に折れ曲がっている点がクラック発生点と推測できる。

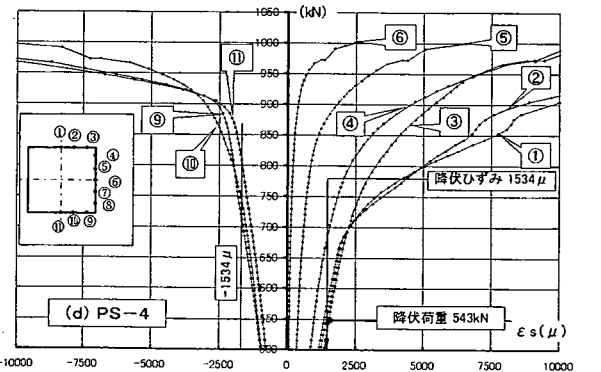
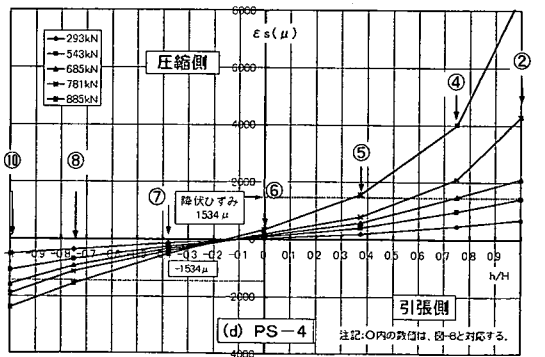
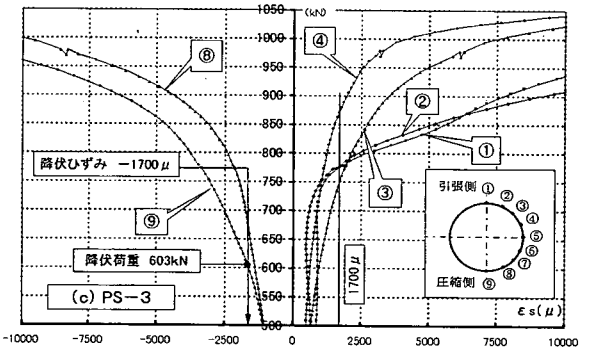
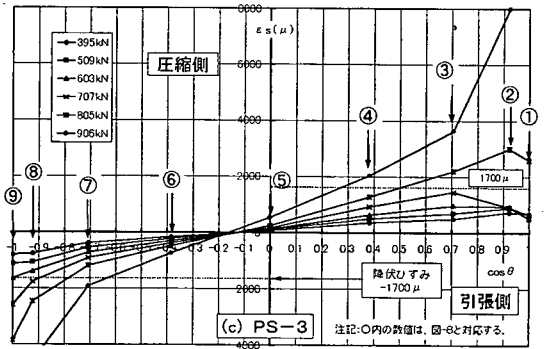
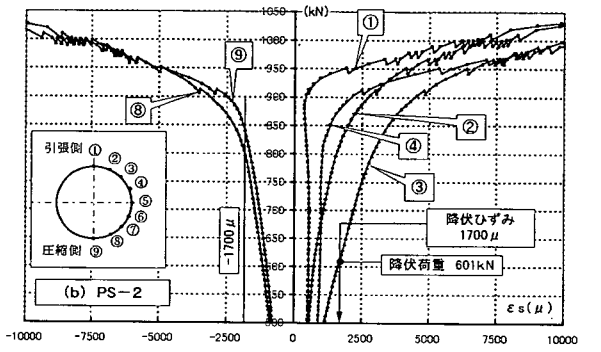
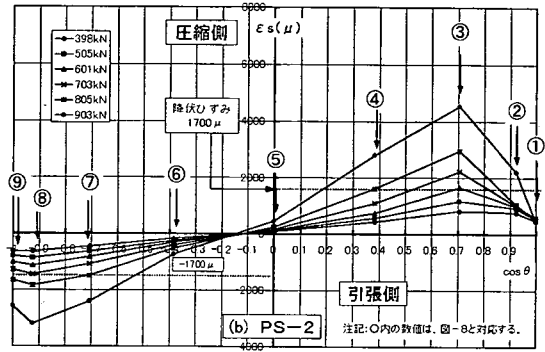
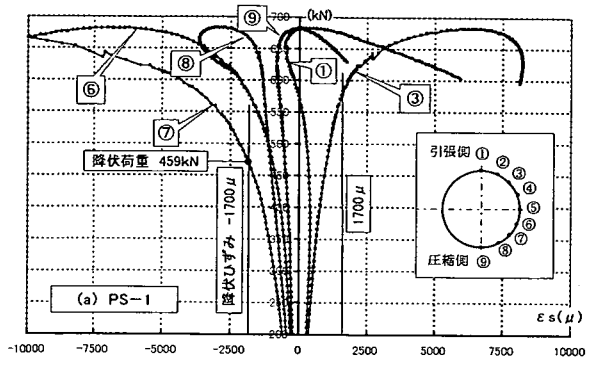
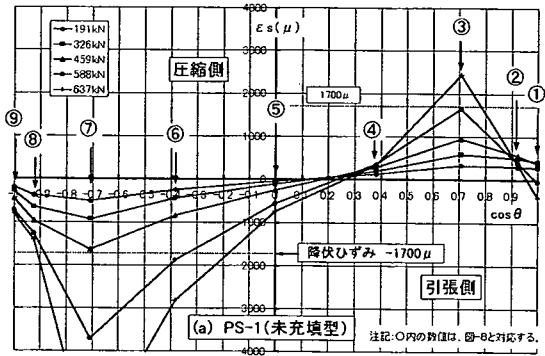


図-9 はり部材④断面のひずみ分布

図-10 ④断面の荷重-ひずみ関係

表-6 引張コンクリートのモールドゲージから

推定されるクラック発生

		クラック発生荷重の推定値 (kN)	クラック発生ひずみの推定値 ( $\mu$ )
柱部 M2	PS-2	510	90
	PS-3	690	70
	PS-4	220	70
はり部 M5	PS-2	160	35
	PS-3	180	20
	PS-4	210	100

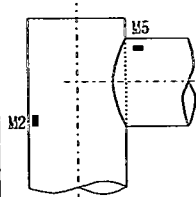
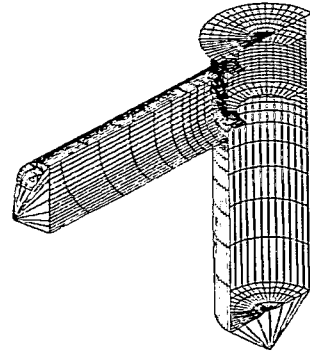
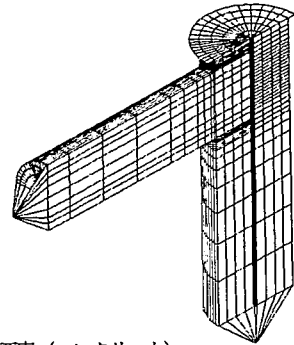


図-11 モールドゲージ設置図 (図-5から抽出)



(a) シェル要素 (鋼材)



(b) ソリッド要素 (コンクリート)

図-13 FEM解析モデル概要図

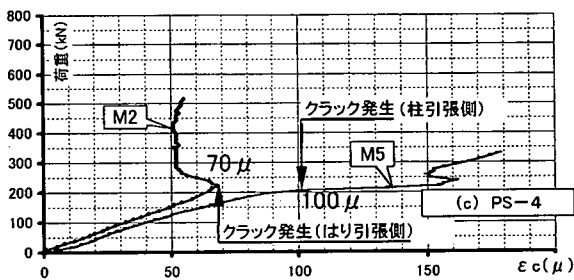
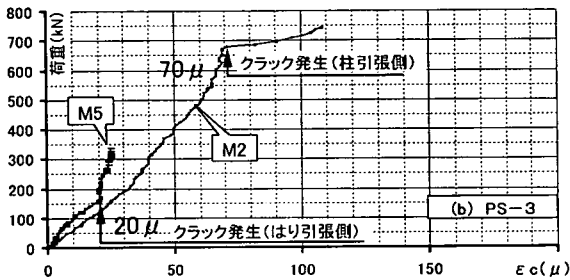
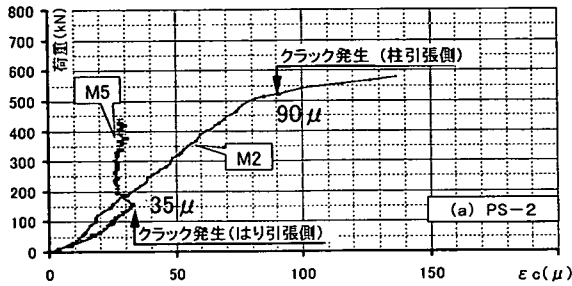


図-12 引張側充填コンクリートの荷重-ひずみ関係

表-6にクラック発生時の荷重とコンクリートのひずみを示す。

はり部材に充填したコンクリートのクラックの発生時点は3供試体とも大きな差はないが、ひずみではPS-4が他に比して大きな値を示している。これは、角形鋼管では引張側フランジ面の鋼材とコンクリートの接触面積が広く、両者の境界面が剥離することなく同じひずみで推移した結

果と推測できる。また、柱部材のクラック発生ひずみがはり部材に比較して大きい理由は、柱内ダイヤフラムの拘束効果によるものと推測できる。さらに、比較的早い段階で発生するはり部材の充填コンクリートのクラックは、弾性域で発生しているが、図-6の荷重-変位曲線が示す通りこの領域において、荷重低下が起こらなかったことから、隅角部の耐力低下要因とはならないことが判断できる。

### 3. FEM解析結果

FEM解析は、荷重実験と解析の整合、荷重実験の補足などを目的として実施した。

#### (1) FEM解析モデル

FEM解析 (使用ソフト: MARK 7.2) に用いる材料特性、部材サイズなどは荷重実験前に行った材料試験結果(表-2, 3, 図-3 (a), (b))を参考に非線形材料特性を入



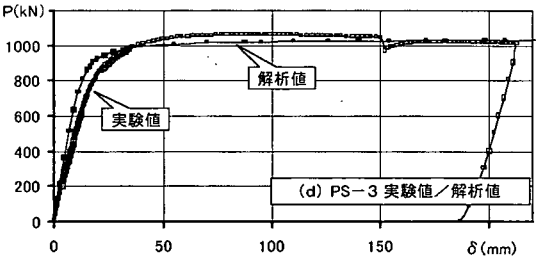
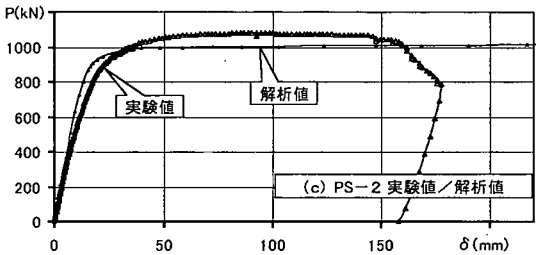
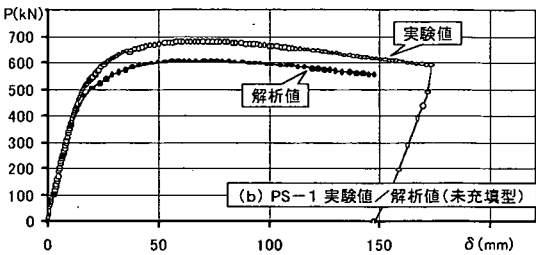
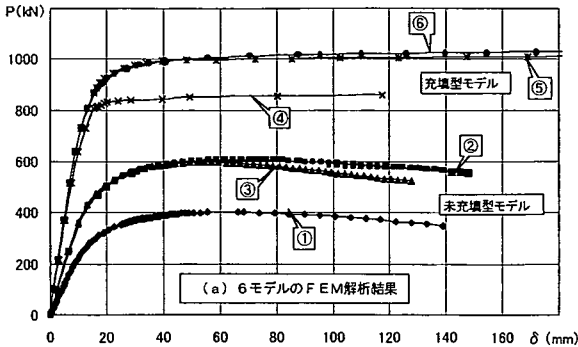


図-14 FEM解析結果 P-δ 曲線

力した。ただし、コンクリートについては、文献10)の460頁に示す応力-ひずみ曲線を用いた。また、鋼管は板要素、充填コンクリートはソリッド要素を用いてモデル化し、溶接部のビード形状やコンクリートの付着特性は考慮していない。なお、解析では塑性域での変形を忠実に表現するため荷重増分ステップを出来る限り細かく入力し、実験結果との整合を図った。

## (2) 解析結果

FEM解析では、柱内補剛無しモデルも含めて、①補剛効果、②充填効果、③実験結果との整合、④ひずみ分布、

表-7 最大荷重比較

FEMモデル番号	供試体番号	補剛材位置	充填	最大荷重 Pm (kN)		実験値/解析値
				解析値	実験値	
①	—	無	無	401	—	—
②	PS-1	45°	無	605	682	1.13
③	—	端部	無	595	—	—
④	—	無	有	855	—	—
⑤	PS-2	45°	有	1,003	1,078	1.07
⑥	PS-3	端部	有	1,017	1,062	1.04

表-8 コンクリート充填による耐力増分

補剛材位置	最大荷重 Pm(kN)		耐力増分 P1-P2	増分率(%) (P1-P2)/P2	備考
	充填型 P1	未充填型 P2			
無	855	401	454	113	解析値
45°	1,003	605	398	66	解析値
	1,078	683	395	58	実験値
端部	1,017	595	422	71	解析値
	1,062	—	—	—	実験値

などを確認した。図-14(a)には、全モデル(表-1に示した6モデル)のP-δ曲線を示す。図-14(b)~(d)には実験値との比較を示す。

実験値とFEM解析値の比較では、①充填型では解析値の方が弾性域で若干大きめの剛性を示した。②降伏荷重は同程度であった。③最大荷重は実験値が大きい結果となった。

このことから判断してFEM解析は、ほぼ信頼性のある結果と言える。表-7には、解析値と実験値の最大荷重の比を示す。なお、表中の太枠内は、載荷実験とFEM解析を行ったケースを示している。

### a) コンクリート充填効果

コンクリートを充填することによる効果を最大荷重に着目して、その耐力増加分を表-8に示す。なお、表中の太字は載荷実験結果により得られた値を示す。

載荷実験とFEM解析を実施した補剛材を45°に配置したモデル(PS-1, 2)において、耐力の増加分を見ると約400kNであった。解析で補足したモデルの比較においても、補剛無の場合で約450kN、補剛材を端部に配置した場合で約400kNであり、コンクリートを充填することによる効果は今回採用した構造系においては、おおむね400kNと考えられる。

表-9 ダイヤフラムによる補強効果

充填	補剛材位置	耐力増分 (kN)	増分率
無	45°	605-401 = 204	51%
	端部	595-401 = 194	48%
有	45°	1,003-855 = 148	17%
	端部	1,016-855 = 161	19%

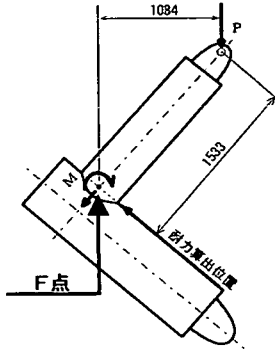


図-15 耐力比較位置

b) ダイヤフラム補強効果

供試体4体はすべてダイヤフラムをはり上下縁部もしくは、はり部材断面中心から45°位置に配置しているため、ダイヤフラムにて補剛することによる耐力増加分を解析値を用いて比較した。表-9に示す通りその増分は150~200kNであり、増分率で見ると充填型の方が効果が少ないと言える。これは、充填コンクリートが圧縮側の耐力の増加に大きく寄与し、ダイヤフラムの補剛効果が直接的には現れてこないものと推測される。

4. 耐力評価 (実験値と理論値の比較)

実験値より供試体隅角部の耐力を降伏、および終局の状態について推察し、式(4),(5)に示す耐力評価式から求められる理論値との比較を行った。理論値を算定する際の着目位置は、はり部材に局部座屈が発生する付近として、はり部材と柱部材の接合部のF点(図-15参照)を基準とした。また、この時の曲げモーメントM(kN・m)と載荷荷重P(kN)は、 $M = (P/\sqrt{2}) \times 1533\text{mm} = 1.084 \cdot P$  (kN・m)の関係となる。

(1) 降伏荷重の判定

載荷実験結果による降伏荷重の判定は、部材の一部が

表-10 載荷荷重比較表

(単位: kN)

供試体	降伏荷重 Py	終局荷重 Pu	最大荷重 Pm	Pu/Py
PS-1	459	648	682	1.41
PS-2	601	1,024	1,078	1.70
PS-3	603	1,009	1,062	1.67
PS-4	543	956	1,006	1.76

表-11 各変位とじん性率の比較表

(単位: mm)

供試体	降伏変位 δy	終局変位 δu	最大荷重時変位 δm	じん性率 $\mu = \delta u / \delta y$
PS-1	13.2	116.1	72.0	8.80
PS-2	10.0	160.9	90.7	16.09
PS-3	10.0	152.0	87.1	15.20
PS-4	12.6	92.2	44.7	7.32

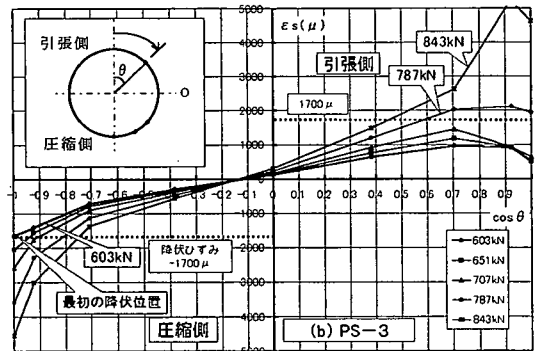
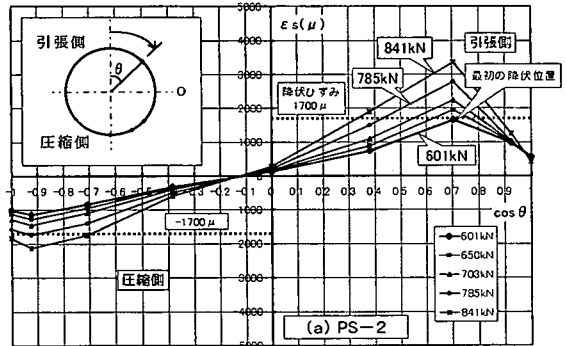


図-16 降伏荷重近傍のθ断面ひずみ分布

降伏ひずみに到達する時点と定義し、表-5に示す降伏荷重とした。

(2) 終局変位の判定

終局変位は、図-6における最大荷重Pmの95%に相当する荷重を終局荷重と定義し、それに対応する変位とした。

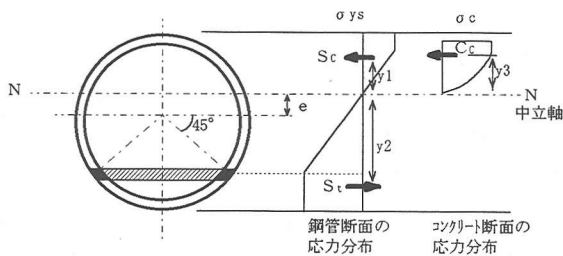


図-17 合成断面の降伏状態における応力分布

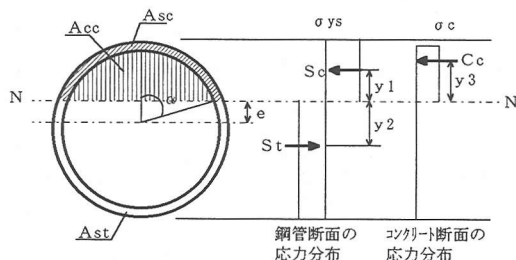
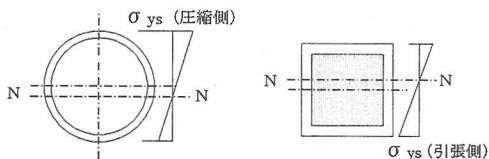


図-19 合成断面の全塑性状態における仮定応力分布



(a) PS-1 (未充填型) (b) PS-4 (角形充填)

図-18 PS-1, 4の降伏時応力分布

また、じん性率  $\mu$  は終局変位 ( $\delta u$ ) と降伏変位 ( $\delta y$ ) を用いて、

$$\mu = \delta u / \delta y \quad (2)$$

とした。

表-10 に降伏荷重、終局荷重、最大荷重、表-11 に各荷重時の変位とじん性率を示す。ここで、充填円形鋼管を用いた隅角部 (PS-2, 3) の  $P_u$ ,  $P_m$  はほぼ同程度となっている。また、じん性率  $\mu$  は、15~16 の値を示しており、ラーメン構造のはり部材に充填円形鋼管を用いた場合、未充填円形鋼管、充填角形鋼管と比較し、じん性率として約2倍程度期待できることが確認された。

### (3) 降伏 および最大荷重の実験値と理論値の比較

コンクリート充填型円形鋼管の終局曲げモーメント  $M_{cu}$  は全断面が降伏した時を、降伏曲げモーメント  $M_{cy}$  は引張側鋼管が図-17 に示すように  $45^\circ$  の範囲で降伏した時<sup>10)</sup> を理論上の降伏荷重と考えた。図-16 には載荷実験における PS-2, 3 のはり部材の接合部付近 (接合部より 50mm の位置) の降伏近傍のひずみ分布を示す。補剛材の位置の相違により、PS-2 では、 $45^\circ$  付近で降伏に達し、また、PS-3 では、端部  $0^\circ$  付近が降伏する。このため、理論計算式の応力分布の仮定と実験結果から得られた降伏荷重、終局荷重の定義による応力分布とは異なるが、一つの目安として比較を行っている。

### a) 降伏曲げモーメント

理論上の降伏曲げモーメント  $M_{cy}$  は、図-17 に示す応力分布の仮定をもとに式(3)にて中立軸を算定し、式(4)にて求めることができる。

$$S_c + C_c - S_t = 0 \quad (3)$$

$$M_{cy} = S_c \cdot y_1 + S_t \cdot y_2 + C_c \cdot y_3 \quad (4)$$

ここに、 $S_c$  : 鋼材の圧縮側合力

$C_c$  : コンクリートの圧縮側合力

$S_t$  : 鋼材の引張側合力

$y_1$  :  $S_c$  から中立軸までの距離

$y_2$  :  $S_t$  から中立軸までの距離

$y_3$  :  $C_c$  から中立軸までの距離

また、PS-1, 4 の降伏時応力分布は図-18 とした。

### b) 全塑性曲げモーメント

全塑性曲げモーメント  $M_{cu}$  は、図-19 に示す応力分布を仮定し、式(5)にて求めることができる。

$$M_{cu} = \sigma_{ys} \cdot A_{sc} \cdot y_1 + \sigma_{ys} \cdot A_{st} \cdot y_2 + f_c \cdot A_{cc} \cdot y_3 \quad (5)$$

ここに、

断面積 :  $A$

充填部 :  $A_{cc} = D_i^2 \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha)$

鋼管圧縮部 :  $A_{sc} = D_m \cdot t \cdot \alpha$

鋼管引張部 :  $A_{st} = D_m \cdot t \cdot (\pi - \alpha)$

$$\alpha = \cos^{-1} (2e / D_m)$$

断面係数 :  $G$

充填部 :  $G_{cc} = D_i^3 \cdot \sin^3 \alpha$

鋼管圧縮部 :  $G_{sc} = D_m^2 \cdot t \cdot \sin \alpha / 2$

鋼管引張部 :  $G_{st} = D_m^2 \cdot t \cdot \sin \alpha / 2$

$D_i$  : 鋼管内径

$D_m$  : 鋼管中心径

表-12 理論値と実験値の比較

供試体	理論値				実験値		実験値/理論値	
	降伏荷重		全断面降伏荷重		降伏荷重	最大荷重	Py/Pcy	Pm/Pcu
	Pcy (kN)	Mcy (kN・m)	Pcu (kN)	Mcy (kN・m)	Py (kN)	Pm (kN)		
PS-1	423	458	582	630	459	682	1.09	1.17
PS-2	660	715	773	837	601	1,078	0.91	1.39
PS-3	660	715	773	837	603	1,068	0.91	1.38
PS-4	565	613	710	770	543	1,006	1.04	1.42

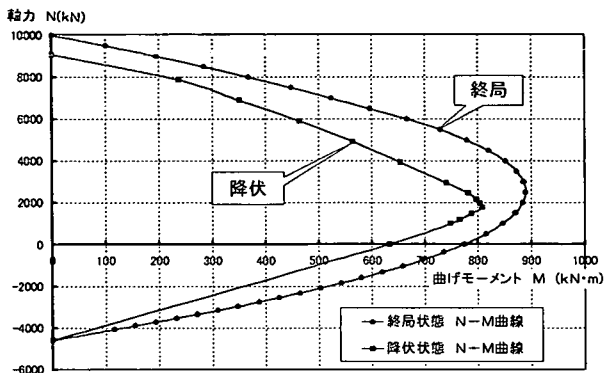


図-20 はり部材のN-M曲線

$f_c$  : 充填コンクリートの圧縮強度

$\sigma_{ys}$  : 鋼管の降伏応力度

$t$  : 鋼管の板厚

中立軸からの距離

鋼管圧縮部 :  $y_1 = Gsc / Asc - e$

鋼管引張部 :  $y_2 = Gst / Ast + e$

充填部 :  $y_3 = Gcc / Acc - e$

数値計算に用いる材料特性は、鋼材については降伏応力度  $\sigma_y$  を最大値としたバイリニア型、充填コンクリートについてはコンクリート標準示方書記載の引張を無視した応力-ひずみ曲線を用いた。図-20 には、式(4),(5)を用いて計算したはり部材のN-M曲線図を示す。

c) 降伏荷重と最大荷重の実験値と理論値の比較

表-12 における降伏荷重と最大荷重の実験値と理論値の比較において、降伏荷重の場合、理論値が実験値を上回る理由として、理論値算出のための応力分布を図-17 のように45°の下面まで降伏としたことによると考えられる。また、最大荷重の比較において、理論値が実験値を下回る理由は、理論値算出に際し、充填コンクリートのコンファイト効果を考慮していないことなどが考えられる。

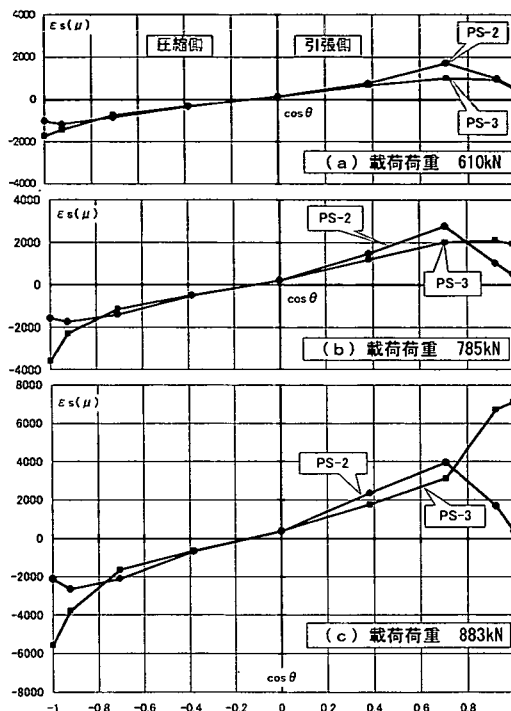


図-21 ④断面のひずみ分布比較

(4) ダイヤフラムの位置の相違による比較

柱内に配置したダイヤフラムの位置の相違による比較をPS-2 (図-2(a)45°配置)とPS-3 (図-2(b)端部配置)で行った。図-21には各荷重における④断面(はり接合部より50mmの位置)のひずみ分布を比較した。

引張側に着目すると、45°配置にした場合(PS-2)は必ずどの荷重レンジにおいてもダイヤフラムとはりの交点(x軸:0.71)にひずみのピークが認められる。一方、両端部に配置した場合(PS-3)は載荷荷重785kN付近を超えてさらに荷重を増加させた883kNにかけて端部への応力集中が極端に増加していることが図-21(b),(c)から読みとれる。

表-13 剛性比 (実験値)

供試体 番号	載荷荷重 P(kN)	変位 $\delta$ (mm)	P/ $\delta$ (kN/mm)	剛性比
PS-1	393	10.344	38.0	(1.00)
PS-2	398	5.792	68.7	1.81
PS-3	395	5.816	67.9	1.79
PS-4	389	5.816	66.9	—

圧縮側に着目すると、45°配置の場合(PS-2)は、-22.5°(x軸:-0.92)にひずみのピークはあるものの極端な応力集中は見られない。一方、両端部に配置した場合(PS-3)は端部での応力集中が見られる。PS-2とPS-3の比較において、PS-2の45°に配置したダイヤフラムにより、鋼とコンクリートの荷重がより効果的に作用しているものと考えられる。

設計にあたっては、ダイヤフラムを45°配置した方がどの荷重レンジにおいても応力集中の位置とその大きさを推定しやすいといった利点を有す。

#### (5) 数値計算上の弾性係数比nの評価

鋼とコンクリートの合成断面の剛性を算出する場合には、鋼とコンクリートの弾性係数比nを評価する必要がある。

表-13には実験値において、未充填型モデルPS-1を1.00とした場合のPS-2, 3の剛性比を求めた。表-14には骨組解析を行い弾性係数比をパラメータにして剛性比を計算した結果を示す。

表-13における剛性比に対応した弾性係数比は、おおむね表-14のn=6を用いれば適応するものと考えられ、それは供試体に用いた材料の弾性係数比( $E_s/E_c=6.3$ )に相当する。

## 5. まとめ

今回の載荷実験、およびFEM解析において以下のことが判明した。

- ① 表-5(降伏時荷重、および最大荷重)から、 $d/D < 0.8$ ,  $t/T < 0.8$ ,  $D/T < 50$ ,  $d/t < 50$ の範囲においては、隅角部が降伏耐力を超えても柱部材は降伏に至らないことが確認された。また、隅角部の耐力は、式(4)、式(5)を用いて、おおむねその値を求めることができる。

表-14 弾性係数比nに対する剛性比(骨組解析値)

弾性係数比n	6	7	8	9	10
剛性比	1.88	1.76	1.67	1.59	1.54

- ② 表-8(コンクリート充填による耐力増分)から、コンクリートの充填効果は、補剛材(柱内の補剛)の有無、および位置に依存せずほぼ一定であると認められた。
- ③ 図-21(㊸断面のひずみ分布比較)より、はり部材の断面中心から45°位置にダイヤフラムを配置したPS-2のケースは、鋼とコンクリートが良好に荷重を分担し、断面内のひずみ分布に規則性を有し、ひずみ分布の急変が生じにくいと考えられる。
- ④ 実験と理論計算値を比較すると弾性係数比は、おおむねn=6であり、鋼コンクリートそれぞれの供試体から得られた弾性係数の比とほぼ一致する。
- ⑤ 円形コンクリート充填鋼管ラーメンのじん性率は、 $\mu=15$ 程度期待でき、未充填円形鋼管、充填角形鋼管のモデルの、おおむね2倍程度と評価できる。
- ⑥ 図-6(荷重-変位曲線)より、角形鋼管ばりのケースと比較し、はり部材に円形鋼管を用いた方が局部座屈の進行が遅く、かつ降伏以降の比較では耐荷力低下は少なく、じん性に富むことが確認された。

## 付録 疲労実験後の静的載荷実験結果

実物寸法の約1/2.5サイズの供試体を用いた本論文の静的載荷実験とは別に、実物寸法の約1/4サイズの供試体を用いた疲労実験(200万回繰り返し実験)を行い、疲労損傷が発生していないことを確認した。また、疲労実験終了後、同一の2供試体を用いて、その後の静的耐力が損なわれていないことを確認するため静的載荷実験を行ったので、その結果を補足する。主寸法は、柱サイズ:  $\phi 318.5 \times 6.9$ ( $D/T=46$ )、はりサイズ $\phi 267.4 \times 6.0$ ( $d/t=45$ )、 $d/D=0.84$ 、ダイヤフラム $t=6\text{mm}$ (45°配置: PS-2と同じ)とした。疲労実験は、図-22(a)に示すラーメンを製作し、中央部に繰り返し荷重を載荷した。導入した隅角部の曲げモーメントは、実橋のラーメンにおいて発生する応力振幅の2倍を想定している。供試体には、 $P_{\max}=161\text{kN}$ 、 $P_{\min}=91\text{kN}$ を繰り返し載荷した。本実験終了後、ラーメンを中央で分割して、本文で示す載荷方法と同

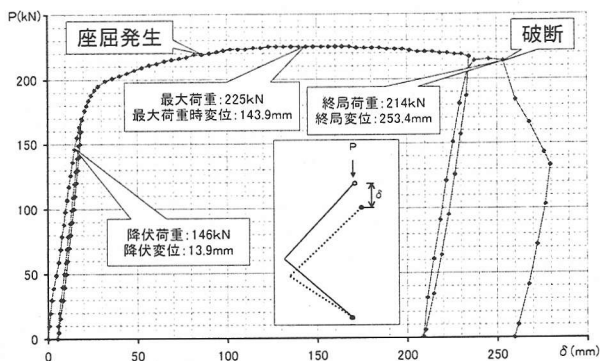
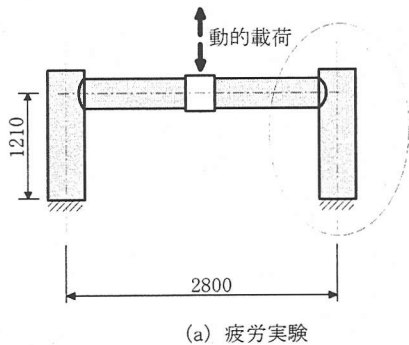


図-23 P-δ曲線

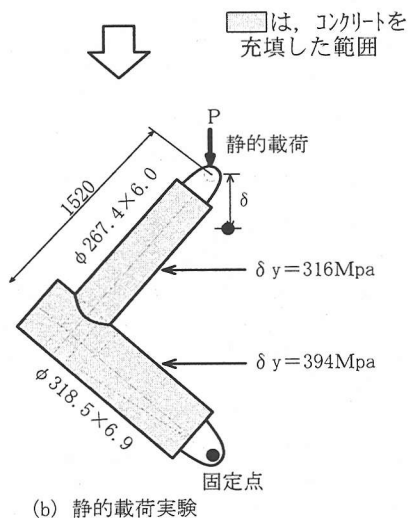


図-22 荷重実験概要図

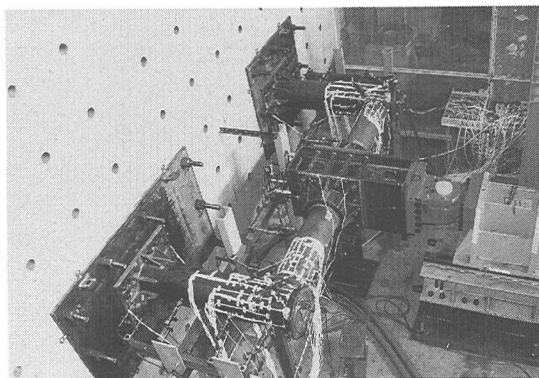


写真-2 疲労実験試験の状況写真

### 参考文献

- 1) 佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファイド効果のメカニズムとそのモデル化，日本建築学会構造系論文報告集 第 452 号，pp.149～158，1993.10.
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編，1999.10.
- 3) 保坂鐵夫，西海健二，中村俊一：圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.44A，pp.1565～1573，1998.3.
- 4) 中井博，吉川紀，村本和之：コンクリートを充填した長方形鋼製橋脚の梁・柱隅角部の耐力力に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.33A，pp.327～340，1987.3.
- 5) 山口栄輝，市川篤司，池田学，久保知徳，三木千寿：繰り返し荷重を受ける鋼製ラーメン隅角部におけるハンチの効果，構造工学論文集 Vol.46A，pp.119～125，2000.3.
- 6) 黄元燮，西村宣男，高津秀俊：鋼製ラーメン橋隅角部の

様に静的荷重を載荷し，破壊に至らしめた。

載荷荷重 165kN を超えたあたりから P-δ (図-23 参照) の傾きが変化し始めたので，一度除荷を行い残留変位を測定した (残留変位：約 5mm) 後，再度荷重を加えた。P-δ 関係の傾きは 180kN 付近より大きくなり始めるものの，PS-2 及び PS-3 と同様に荷重低下は見られない。はり部材の局部座屈が目視で確認できたのは，215kN ( $\delta=80\text{mm}$ ) を超えた付近で，はり部材の引張側に亀裂が発生したのは， $\delta=250\text{mm}$  付近であった。破断した位置は，PS-2 と同じ位置 (接合部付近の引張側端部) であった。

本実験においても，実験値/理論値の比較を行ったが，降伏：0.95，全断面降伏：1.31 となり，表-14 に示す値とほぼ同程度の値を示した。

- 強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.40A, pp.201~214, 1994.3.
- 7) 中井博, 福岡悟, 酒造敏廣, 明橋克良: 鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐力とに関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.33A, pp.193~206, 1987.3.
- 8) American Petroleum Institute: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. Section 4.3 Tubular Joints, pp.39~44, 1991.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書, II. 鋼橋編, 12.6.5 格点構造, pp.338~341, 1996.12.
- 10) 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 1998.10. 付属資料-10 コンクリート充填鋼管柱(円形断面)部材の曲げ降伏耐力, 降伏変位の算出法

(2000.4.3 受付)

## THE STATIC LOAD CARRYING CAPACITY OF A CORNER JOINT OF CONCRETE FILLED CIRCULAR STEEL COLUMN

Noriyuki HORICHI, Tetsuya HOSAKA, Teruhiko YODA, Shinichi KATSUO

This paper deals with load carrying capacity of corner joints between concrete filled steel columns and beams, with the help of loading tests and FEM analyses. For the loading tests, the model tests were carried out on four specimens by changing the position of stiffeners, the cross-section of beams. In the FEM analysis, six models were compared with each other to supplement the loading tests. As a result, it was found that each filling concrete in the corner hollow section has a constantly strong effect on the ultimate strength of corner joints regardless of whether the ring stiffeners are applied or not. The loading tests also confirmed that filling concrete circular steel pipes used for beam members were expected to two times post-yielding ductility to that of the filling concrete rectangular section member, the hollow circular section one.