

# 杭頭リングソケット構法の開発

— 鋼管杭と鋼製柱の接合にコンクリートを充填して行う構法 —

石井 大吾 (技術研究所)   坂本 真一 (技術研究所)   塚越 英夫 (技術研究所)   辰己 佳裕 (設計本部)   渡辺 泰志 (設計本部)

## Development of Ring-Socket Connection Method

— New method of connecting a steel pile to a column by filling the joint with concrete —

by Daigo Ishii, Shin-ichi Sakamoto, Hideo Tsukagoshi, Yoshihiro Tatsumi and Yasushi Watanabe

### Abstract

The ring-socket connection is a new method of connecting a steel pile to a steel column. A steel ring is placed around the joint between the steel pile head and the steel column and the gap is filled with concrete. The ring-socket connection method not only accommodates construction errors at the joints, but also reduces welding works at the construction site. Consequently, this connection method can increase productivity. The structural performance of the ring-socket connections was verified through a series of experimental studies. A method for evaluating the strength and stiffness of the ring-socket connection was derived and its validity was confirmed.

### 概要

杭頭リングソケット構法は、鋼管杭の杭頭接合部を対象とした無溶接接合構法であり、接合用外鋼管（リングパネル）に杭頭および柱脚を内挿し、その隙間にコンクリートを充填して接合するものである。本構法によれば、現場での溶接作業を極力減らすとともに、杭の施工誤差を容易に吸収可能であり、生産性向上を図ることができる。本報では、本構法による接合部の構造性能を確認するために実施した全3シリーズの実験結果について報告した。また、接合部の耐力および剛性の評価方法を示し、その妥当性を確認した。

### § 1. はじめに

鋼管杭を用いる場合の従来の基礎構造では、鋼管杭、上部柱およびつなぎ梁は、フーチングを介して接合される。しかし、杭頭補強鉄筋やつなぎ梁主筋、上部柱のアンカーボルト等が全てフーチング内に定着され、納まりが複雑になる場合が多く、鋼管杭と鉄筋を現場溶接する際の溶接品質の確保も難しい。また、鋼管杭の打設時には、地盤の状況により施工誤差が生じやすく、フーチング内で施工誤差を処理する必要がある。

筆者らは、以上の問題点を解決するため、「杭頭リングソケット構法」を開発した。本構法は、フーチングを省略し、接合用外鋼管（リングパネル）にコンクリートを充填して接合するものである（図-1）。本構法によれば、簡単な作業で接合が完了し、現場での溶接作業を極力減らすとともに、鋼管杭の施工誤差を容易に吸収可能であり、生産性向上を図ることができる。

本報では、構法の概要を示すとともに、全3シリーズの構造性能実験の実験結果と、接合部の耐力および剛性の評価方法について報告する。

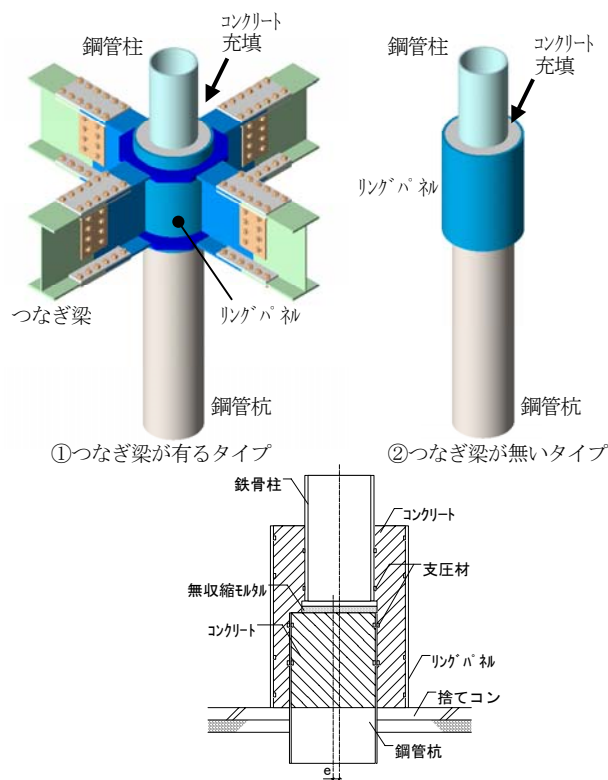


図-1 杭頭リングソケット構法の概要

## § 2. 杭頭リングソケット構法の概要

杭頭リングソケット構法の概要を図-1に示す。本構法は、リングパネル構法<sup>1),2)</sup>を鋼管杭の杭頭接合部に応用した無溶接接合構法である。鋼管杭頭部にリングパネルを配置し、柱を挿入した後、リングパネル内部にコンクリートを充填して一体化する。この際、リングパネル内径と鋼管杭外径のクリアランスと、杭上端のモルタルの厚さ調整により、鋼管杭の施工誤差を吸収する。接合部内には、応力を確実に伝達するために支圧材と称するずれ止めを配している。また、仕口のタイプは2種類あり、地盤が軟弱な場合は「① つなぎ梁が有るタイプ」とし、地盤が堅固な場合には、「② つなぎ梁が無いタイプ」とすることができる。

本構法による接合部の応力伝達機構を図-2に示す。地震時に柱に作用したモーメントに対して、図-2に示すようなテコ反力による水平力と、柱のベースプレートとリングパネルの上端部に取り付けられた支圧材の間に生じる圧縮ストラットによる鉛直力で抵抗するものとしてモデル化できる。

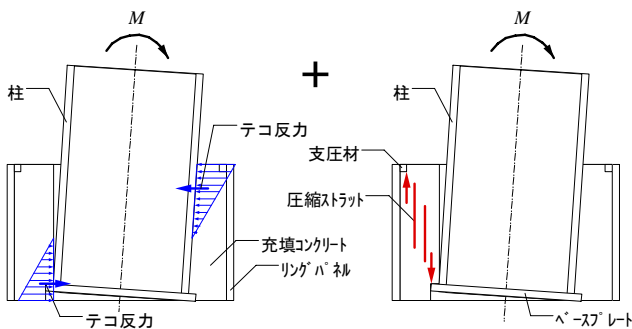


図-2 接合部内の応力伝達機構

## § 3. 構造性能実験

### 3.1 実験の全体計画

モデル化した応力伝達機構(図-2)の妥当性を検証し、本構法による接合部の構造性能について確認するため、以下の3シリーズの実験を実施した。

- ① 部分モデル実験
- ② つなぎ梁が無い場合の接合部実験
- ③ つなぎ梁が有る場合の接合部実験

① 部分モデル実験では、支圧材を取り付けた鋼管にコンクリートを充填した試験体を用いて、押抜き加力または引抜き加力を行い、圧縮ストラットの効果について検討した。

②、③の接合部実験では、本構法の2種類の仕口タイプに対応させた試験体を用いて実験を行った。

② つなぎ梁が無い場合の接合部実験では、接合部ディテール、柱形状および柱の偏心をパラメータとした試験

体を用いて3点曲げ実験を行い、つなぎ梁が無い場合の接合部の構造性能を確認するとともに、各実験パラメータが及ぼす影響について検討した。

③ つなぎ梁が有る場合の接合部実験では、柱への導入軸力をパラメータとして十字形部分架構実験を行い、つなぎ梁が有る場合の接合部の構造性能を確認するとともに、柱軸力の影響を検討した。

### 3.2 部分モデル実験

#### 3.2.1 試験体

試験体は、S、Dの2つのシリーズからなる。Sシリーズは、コンクリートの局所的な支圧強度、付着および摩擦の影響を検討するためのものであり、Dシリーズは、二重鋼管部をモデル化し、外鋼管と内鋼管のそれぞれに取り付けられた支圧材の間に生じる圧縮ストラットの効果を検討するためのものである。表-1に各シリーズの実験パラメータと試験体の関係を示す。図-3に試験体の形状・寸法を示す。また、表-2に使用鋼材の機械的性質を、表-3にコンクリートの圧縮強度を示す。

Sシリーズの試験体数は6体である。全試験体とも鋼管には、径355.6mmの円形鋼管(STK400)を使用した。支圧材にはFB-6x6(SS400)を使用し、鋼管の内側に片側(圧縮ストラットが形成される側)隅肉溶接して取り付けられた。

表-1 実験パラメータと試験体

Sシリーズ	外鋼管	内鋼管	呑込み長さ [mm]	偏心量 [mm]	支圧材 [本]	加力方向	
S-A0	○-355.6φ x6.4				0	押抜き	
S-A3					3		
S-B0					0		
S-B1	○-355.6φ x11.1				1		
S-B2					2		
S-B3					3		
Dシリーズ	外鋼管	内鋼管	呑込み長さ [mm]	偏心量 [mm]	支圧材 [本]	加力方向	
D-P1	○-355.6φ x11.1	○-267.4φ x9.3	267.4	0.0	1	押抜き	
D-P2			178.3				
D-P3			133.7				
D-P4			267.4	27.0	2		
D-P5			267.4				
D-P6			267.4				
D-P7			178.3	0.0	1	引抜き	
D-P8			○-190.7φ x5.3				190.7
D-P9			190.7				65.4
D-B1	□-200x200x6	200	0.0			押抜き	

表-2 使用鋼材の機械的性質

部位	鋼種	降伏強さ	引張強さ	伸び
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
S-A0, A3鋼管	SS400	420	493	20.3
S-B鋼管, D外鋼管		408	482	20.7
D-P1~7内鋼管		365	436	25.7
D-P8, 9内鋼管		405	498	23.6
D-B1内鋼管		387	487	20.0



### 3.2.3 実験結果

#### 1) 破壊性状

図-4に各試験体の荷重と加力点変位の関係を示す。また、表-4に各試験体の弾性限界耐力および最大耐力の実験値を示す。ここで弾性限界耐力は、初期剛性が1/3に低下した荷重点とした。

支圧材が無い試験体S-A0、S-B0は、コンクリートと鋼管の付着が切れて最大耐力が決定した。加力後の鋼管および内部のコンクリートは健全であった。

支圧材が有り、押抜き加力を行った試験体(S-A3、S-B1~3、D-P1~5、D-P8、9、D-B1)は、1.0mm程度変形後、剛性低下が顕著となったが、その時点で鋼管は健全であった。いずれの試験体においても、最大耐力以降、変形の進展とともに緩やかに耐力低下した。加力終了後の試験体を見ると、Sシリーズの試験体では、外鋼管内側の支圧材によりコンクリートが削られた領域が観察された。Dシリーズの試験体では、内鋼管が支圧材の幅でコンクリートを削り、沈み込んだ様子が観察された(写真-1)。

引抜き加力を行った試験体D-P6、D-P7は、弾性限界耐力付近までは、押抜き加力を行った試験体と概ね同様の弾塑性性状を示したが、内鋼管と下端プレートの溶接部の破断により最大耐力が決定した。

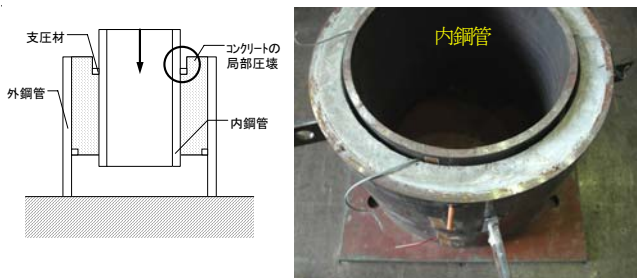


写真-1 コンクリートの破壊状況：試験体D-P2

表-4 実験結果一覧

試験体	実験値			推定値		実験/推定
	弾性限界耐力 ePa kN	最大耐力 ePu kN	ePu/ePa	$F_c' / F_c$	圧縮スロット耐力 calPa kN	
S-A0	-	85	-	-	-	-
S-A3	1745	2271	1.30	2.20	1457	1.20
S-B0	-	62	-	-	-	-
S-B1	832	2120	2.55	3.76	806	1.03
S-B2	1768	2867	1.62	2.66	1140	1.55
S-B3	2764	3588	1.30	2.17	1397	1.98
D-P1	932	1889	2.03	5.14	921	1.01
D-P2	972	1916	1.97	5.14	921	1.06
D-P3	932	1540	1.65	5.14	921	1.01
D-P4	1019	1928	1.89	5.14	921	1.11
D-P5	1651	2377	1.44	3.58	1282	1.29
D-P6	947	1455	1.54	5.14	921	1.03
D-P7	921	1478	1.60	5.14	921	1.00
D-P8	592	905	1.53	3.64	469	1.26
D-P9	649	886	1.37	3.64	469	1.38
D-B1	367	718	1.95	2.00	344	1.07

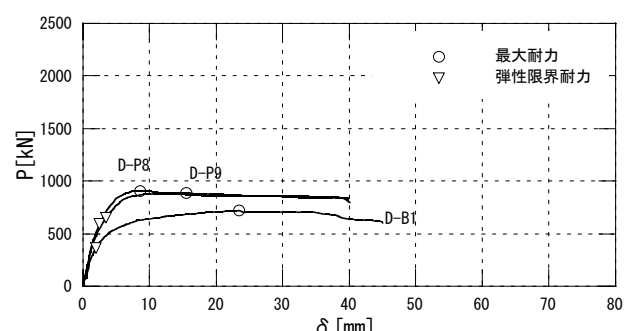
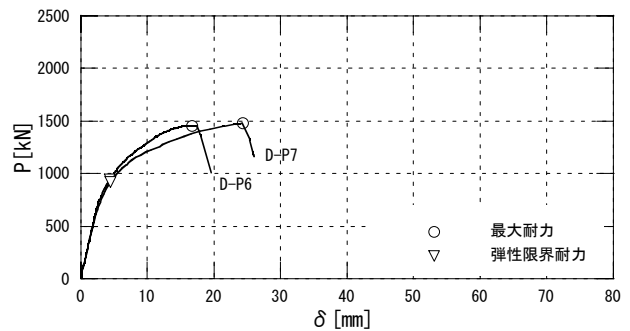
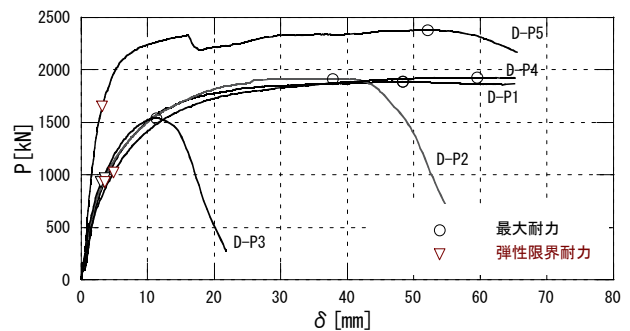
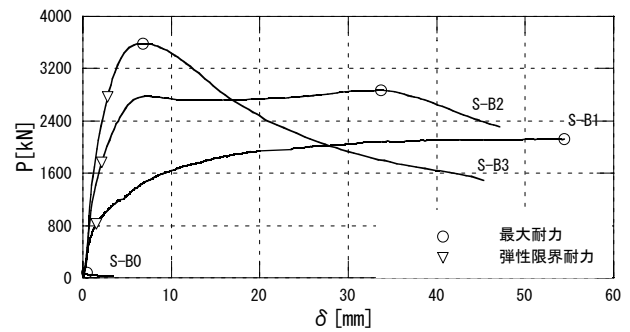
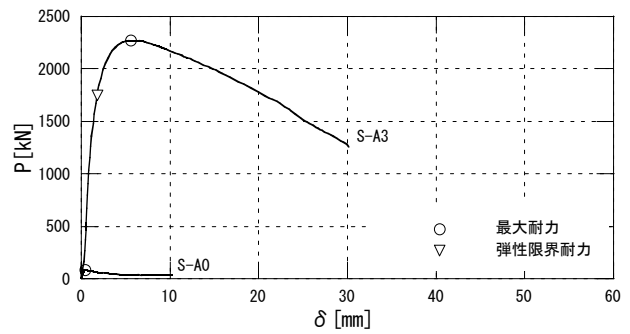


図-4 荷重と変形の関係

## 2) 実験パラメータの影響

各実験パラメータが試験体の耐力に及ぼす影響について検討する。

支圧材の本数をパラメータとした試験体S-B1～S-B3および試験体D-P1とD-P5を比較すると、弾性限界耐力および最大耐力は支圧材の本数に概ね比例していることが分かる。

内鋼管の呑込み長さをパラメータとした試験体D-P1～P3を比較すると、弾性限界耐力は呑込み長さによらず同程度であった。最大耐力は、試験体D-P3でやや低く、試験体D-P1、D-P2では同程度であった。

内鋼管の偏心をパラメータとした試験体D-P1とD-P4、D-P8とD-P9を比較すると、弾性限界耐力および最大耐力は同程度であった。したがって、偏心の影響は少なく、無偏心として耐力評価できると考えられる。

引抜き加力を行った試験体D-P6、D-P7と、その他のパラメータが同一で押抜き加力を行った試験体D-P1、D-P2を比較すると、弾性限界耐力はほぼ同程度であったが、最大耐力は引抜き加力を行った試験体の方が低かった。これは最大耐力が決定した破壊性状の違い(引抜き：下端プレート溶接部破断、押抜き：コンクリートの破壊)であり、外力に対する抵抗機構に差異はなく、同一の耐力評価ができると考えられる。

なお、支圧材が無い試験体S-A0およびS-B0の外力に対する抵抗力は、主に鋼管とコンクリートの界面に生じる付着力である。これらの試験体の実験結果から得られた付着力の最大耐力は、その他の試験体の実験結果から得られた圧縮ストラットによる耐力と比較して非常に低いことから、圧縮ストラットの耐力評価においては、付着力の影響を無視して評価することとした。

### 3. 2. 4 圧縮ストラットの耐力評価

本実験結果に基づき、接合部の応力伝達機構における圧縮ストラットの効果を検討する。接合部の応力伝達機構において、圧縮ストラットは鉛直方向成分として抵抗するため、微小変形に留まる耐力まで有効として評価することが妥当であると考えられる。そこで本研究では、本実験の弾性限界耐力により圧縮ストラットの有効耐力を評価することとした。なお、表-4に示した通り、各試験体の最大耐力は、弾性限界耐力の1.3倍以上であることから、終局状態においても圧縮ストラットの耐力を安全側に評価できると考えられる。

本実験で得られた圧縮ストラットの有効耐力(弾性限界耐力)を評価する。各種合成構造設計指針<sup>3)</sup>(以下、合成構造指針)に示されるコンクリートの支圧強度の評価を応用し、式(1)および式(2)により評価した。ここで、有効支承面積 $A_e$ は、Sシリーズの試験体については加力面の面積(鋼管内径)とし、Dシリーズの試験体については、

部分(支圧材を含む)を引いた面積とした(図-5参照)。なお、合成構造指針<sup>3)</sup>では、支圧強度 $F_C'$ の上限値を $10F_C$ としており、本評価式でもこの制限を準用した。また、鋼管が角形の場合、角部での応力集中などの影響により、コンクリートが早期に破壊しはじめることが考えられる。本実験においても、円形鋼管より低い耐力の実験結果が得られていることから、角形鋼管の場合の $F_C'$ の上限値を $2F_C$ として評価した。

$$cal P_a = F_C' \cdot \min({}_I A_R, {}_O A_R) \quad (1)$$

$$F_C' = F_C \cdot \sqrt{\frac{A_e}{\max({}_I A_R, {}_O A_R)}} \quad (2)$$

ただし、 $F_C' \leq 10F_C$  (角形鋼管の場合、 $F_C' \leq 2F_C$ )

- ここで、 $cal P_a$  : 圧縮ストラットの有効耐力
- $F_C'$  : コンクリートの支圧強度
- $A_R$  : 内鋼管支圧材の総面積
- ${}_O A_R$  : 外鋼管支圧材の総面積
- $F_C$  : コンクリートの圧縮強度
- $A_e$  : 有効支承面積

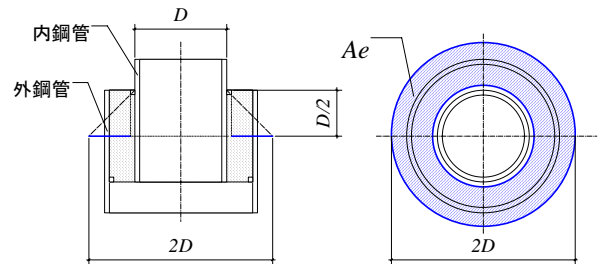


図-5 有効支承面積

各試験体の圧縮ストラット耐力の推定値と実験値の対応を図-6および表-4に示す。図-6から、試験体S-B3についてはかなり安全側の評価となっているものの、その他の試験体については推定値と実験値は概ね良好な対応を示していることが分かる。

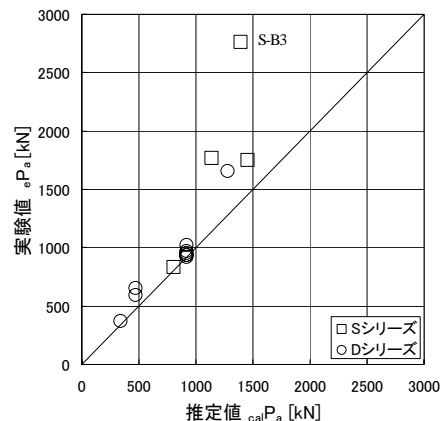


図-6 圧縮ストラット耐力の推定値と実験値の対応

### 3.3 つなぎ梁が無い場合の接合部実験

#### 3.3.1 試験体

図-7に試験体の形状・寸法を、表-5に実験パラメータと試験体の関係を示す。試験体数は7体である。全試験体とも1/2スケールモデルとし、リングパネルには、円形鋼管 $\phi$ -558.8 $\phi$ x12.7(STK400)を使用した。リングパネル内部には、杭をモデル化した円形鋼管 $\phi$ -267.4 $\phi$ x9.3(STK400)を設置し、内部にコンクリート( $F_c=30\text{N/mm}^2$ )を充填した。杭内部のコンクリート硬化後、無収縮モルタル(パッド用)を厚さ25mmで打設、その上に柱を所定の位置にセットし、リングパネル内にコンクリート( $F_c=30\text{N/mm}^2$ )を打設して試験体を製作した。また、支圧材にはFB-8x25(SS400)を使用し、リングパネルの内側および柱の外側に両側隅肉溶接して取り付けた。

本実験で着目したパラメータは、柱の偏心量(0、加力軸方向(x)100mm、加力軸直交方向(y)100mm)、支圧材の有無、呑込み長さ(1.25D、0.75D D:柱外径)、柱形状( $\phi$ 、 $\square$ 、H)の4種類である。表-6にコンクリートの圧縮強度を、表-7に使用鋼材の機械的性質を示す。

表-5 実験パラメータと試験体

試験体 No	柱				リングパネル	支圧材
	断面	呑込み長さ		偏心		
		柱径比	mm			
No1	$\phi$ -267.4 $\phi$ x9.3	1.25D	334.3	0	$\phi$ -558.8 $\phi$ x12.7	有
No2				100x		
No3				100y		
No4		0.75D	200.6	0		無
No5						
No6	H-300x150 x6.5x9	1.25D	375.0	0		有
No7	$\square$ -300x300 x9					

#### 3.3.2 加力方法

図-8に加力装置を示す。実験は3点曲げ形式の加力とした。試験体を加力治具に設置し、試験体と加力治具の中央部を固定として、固定点でモーメントが釣合うように試験体と加力治具の両端部にせん断力を加えた。なお、柱の拔出しに対して安全側の評価となるように、柱軸力無しで実験を行った。

試験体の変形角 $\theta$ は、図-8に示すように試験体のベースプレート位置を基準として計測した柱頭部の回転角とした。加力プログラムは、計算で得られる柱の全塑性時の変形角 $\theta_p$ を基準として設定した。変形角 $1\theta_p$ で1回、 $2\theta_p$ 、 $4\theta_p$ 、 $6\theta_p$ で2回、 $8\theta_p$ で1回、それぞれ正負交番の繰返し荷重を与えた後に、変形角 $1/15$ まで一方加力して終了とした。

表-6 コンクリートの圧縮強度

部位	呼び強度	材齢	圧縮強度	average
	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	
二重鋼管部	30	18	47.9	
		29	47.3	
		35	49.9	
杭内部	30	21	41.4	

表-7 使用鋼材の機械的性質

部位		鋼種	降伏強さ	引張強さ	伸び
			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]
No1~No5柱	$\phi$ -267.4x9.3	SS400	371	441	21.6
No6柱	H-フランジ t=9		290	457	25.7
	H-ウェブ t=6.5		335	471	23.6
No7柱	$\square$ -300x300x9		408	470	21.9
リングパネル	$\phi$ -558.8x9.3		377	463	23.9
柱ベースプレート	PL-22		320	527	27.5
支圧材	FB-8x25		668	679	5.8

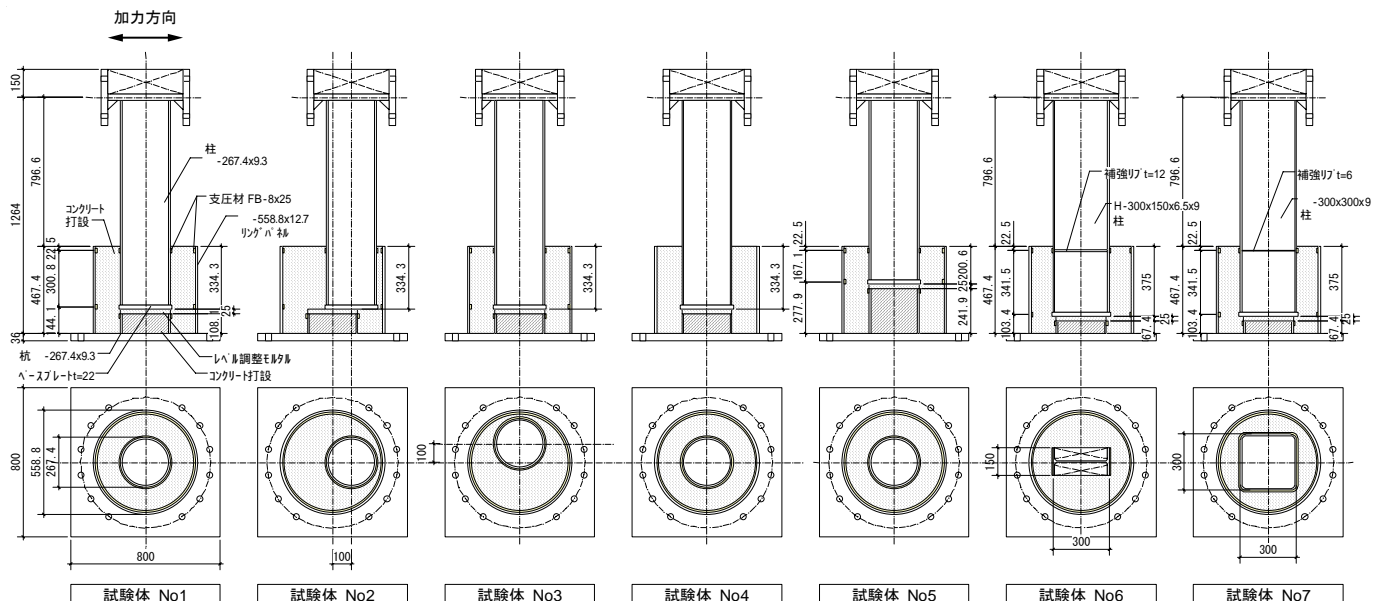


図-7 試験体の形状・寸法

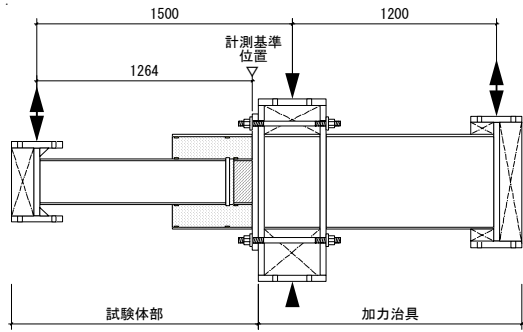


図-8 加力装置図

### 3.3.3 実験結果

#### 1) 破壊性状

図-9に柱のせん断力と変形角 $\theta$ の関係を示す。また、表-8に各試験体の降伏耐力、最大耐力および初期剛性の実験値を示す。ここで降伏耐力は、初期剛性が1/3に低下した荷重点とした。

試験体 No5 を除く全ての試験体において、柱の局部座屈により最大耐力が決定した(写真-2)。コンクリートは、 $2\theta_p$ の加力サイクルから柱端部でひび割れが生じ始め、柱とコンクリートの離間が観察されたが、終局状態においても顕著な圧壊は観察されなかった。H形柱の試験体 No6、角形鋼管の試験体 No7 においては、柱の角部で

のひび割れが顕著であった(写真-4)。また、支圧材の無い試験体 No4 は、終局状態でコンクリートがリングパネルから若干抜出す様子が観察された。

試験体 No5 は、コンクリート内部の破壊が進行し、コンクリート全体がリングパネルから抜出すような状態で最大耐力が決定した(写真-5)。柱は終局状態においても健全であった。



写真-2 柱の局部座屈

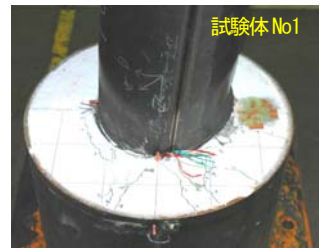


写真-3 コンクリートの破壊状況

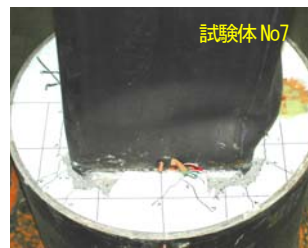


写真-4 コンクリートの破壊状況

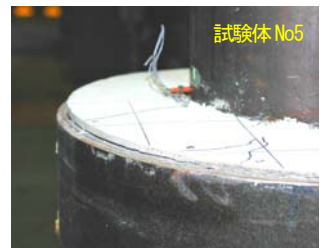


写真-5 コンクリートの抜出し

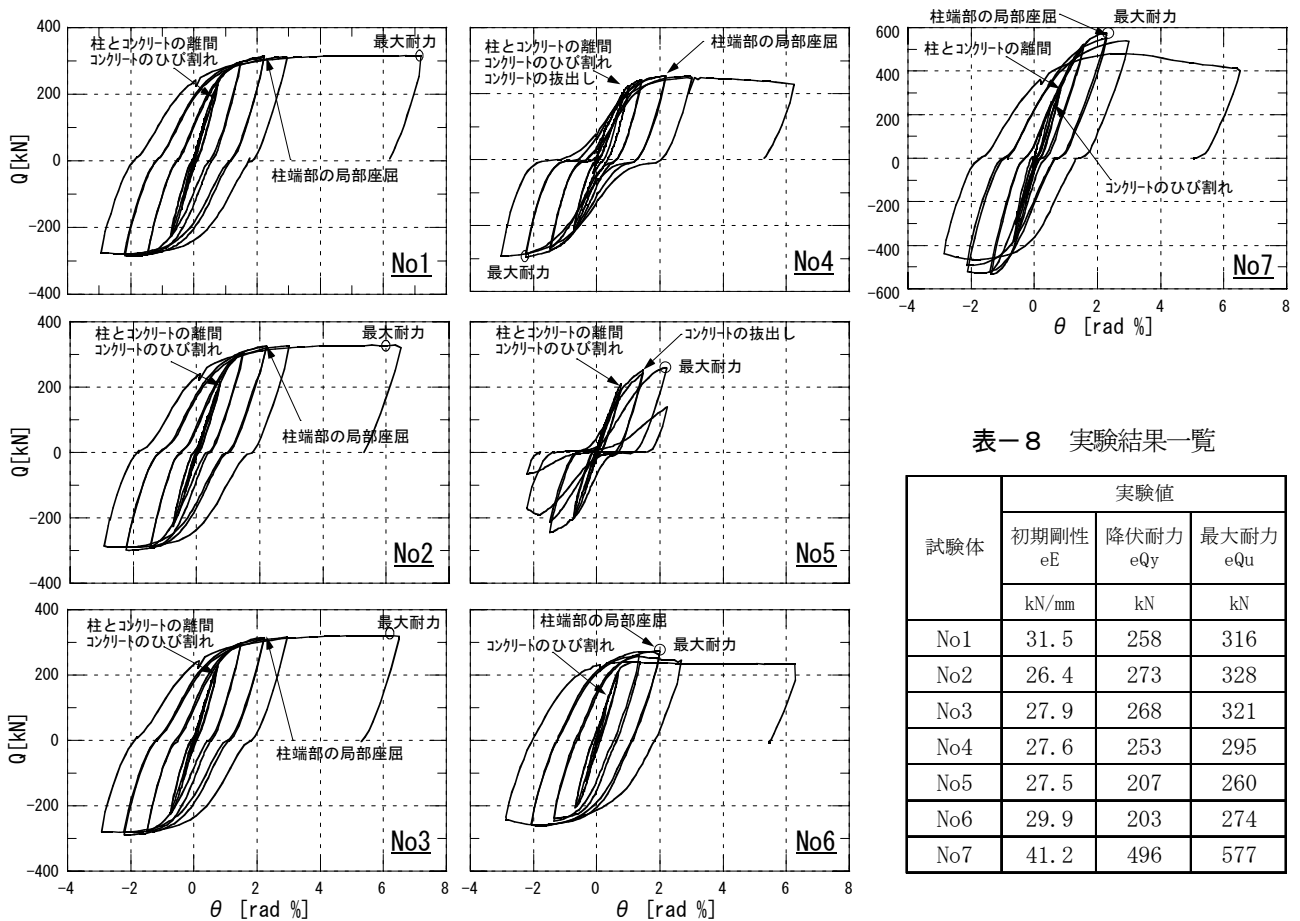


図-9 柱せん断力と変形角の関係

表-8 実験結果一覧

試験体	実験値		
	初期剛性 eE	降伏耐力 eQy	最大耐力 eQu
	kN/mm	kN	kN
No1	31.5	258	316
No2	26.4	273	328
No3	27.9	268	321
No4	27.6	253	295
No5	27.5	207	260
No6	29.9	203	274
No7	41.2	496	577

### 1) 実験パラメータの影響

図-10に柱のせん断力と変形角 $\theta$ の関係から求めたスケルトン曲線を示す。ここで図の縦軸および横軸は、柱の全塑性耐力 $cQp$  およびその時の変形角 $\theta_p$  で無次元化した。図中には、降伏耐力と最大耐力の実験値を併せて示す。また、柱の $Zp\sigma_u$  から求められる柱の最大耐力の計算値 $cQu$ を併せて示す。

実験パラメータを柱の偏心量とした試験体No1(偏心0)、No2(加力軸方向偏心 100mm)、No3(加力軸直交方向偏心 100mm)のスケルトン曲線を比較する。各試験体の降伏耐力および最大耐力はほぼ同程度であり、それぞれ計算値 $cQp$ 、 $cQu$ に対応していることが分かる。また、初期剛性については、各試験体とも同程度であることが分かる。したがって、実験した範囲(1/2スケールで100mm)程度では、加力軸方向、加力軸直交方向ともに柱の偏心が構造性能に及ぼす影響はないと考えられる。

標準試験体No1と、支圧材の無い試験体No4、柱の呑込み長さが短い試験体No5のスケルトン曲線を比較する。試験体No4の降伏耐力および最大耐力は、概ね試験体No1と同程度であるが、試験体No5の降伏耐力および最大耐力は、試験体No1よりも若干低く、計算値 $cQp$ 、 $cQu$ と比較しても若干低いことが分かる。また、初期剛性については、各試験体とも同程度であることが分かる。

実験パラメータを柱の形状とした試験体No1(○)、No6(H)、No7(□)のスケルトン曲線を比較する。各試験体とも降伏耐力は同程度であり、計算値 $cQp$ と概ね対応している。また、最大耐力についてもそれぞれの計算値 $cQu$ に概ね対応していることが分かる。また、初期剛性については、試験体No1とNo6は同程度であるが、試験体No7は若干低下していることが分かる。

### 3.4 つなぎ梁が有る場合の接合部実験

#### 3.4.1 試験体

図-11に試験体の形状・寸法を、表-9に実験パラメータと試験体の関係を示す。試験体数は3体である。試験体数は3体である。本実験で着目したパラメータは軸力(軸力0、圧縮、引張)であり、試験体形状は同一である。試験体は1/2スケールモデルとし、リングパネルには $\phi 558.8 \times 12.7$ (STK490)、柱には $\phi 267.4 \times 9.3$ (STK490)、杭には $\phi 355.6 \times 7.9$ (STK490)を使用し、柱および杭の呑込み長さは、それぞれの外径の1.25倍とした。梁はつなぎ梁であり、H-450x150x9x24(SM490)を使用し、柱および杭に対して先行降伏しないように設計した。杭頭部にコンクリート( $F_c=30N/mm^2$ )を充填し、コンクリート硬化後、無収縮モルタル(パッド用)を厚さ25mmで打設、その上に柱を所定の位置にセットし、リングパネル内にコンクリート( $F_c=30N/mm^2$ )を打設して試験体を製作した。また、支圧材にはFB-8x25(SS400)を使用し、リングパネ

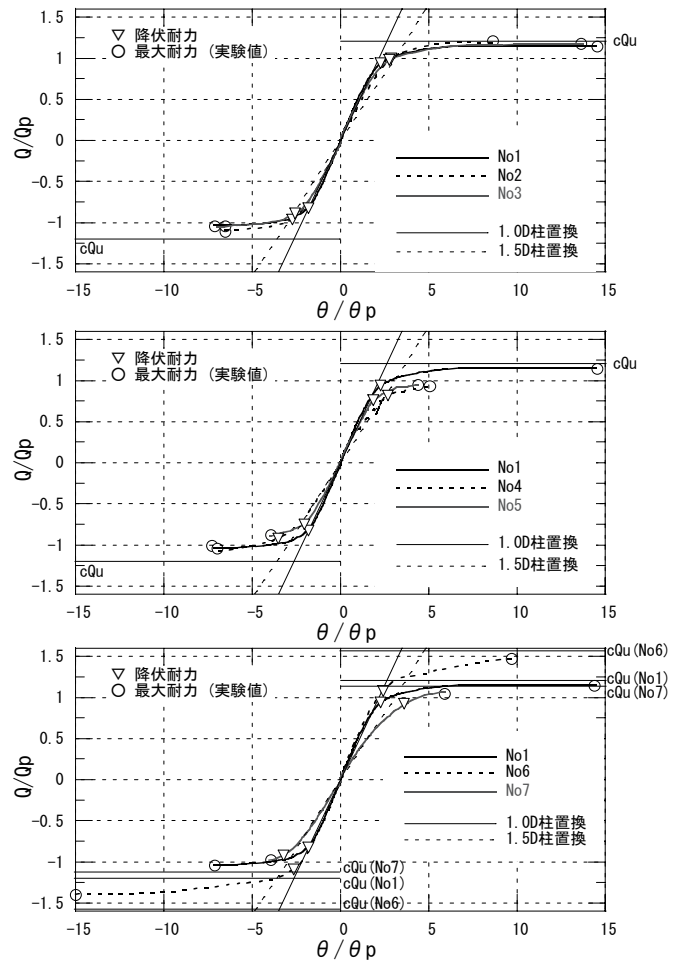


図-10 スケルトン曲線の比較

ルの内側および柱の外側に両側隅肉溶接して取り付けました。ただし、引張軸力を導入した試験体については、リングパネルの両端部に取り付ける支圧材をFB-16x32とした。

本実験で着目したパラメータである軸力は、設計上の柱の軸降伏耐力 $N_0$ (3300kN)を基準として、軸力なし、圧縮 $0.4N_0$ (1320kN)、引張 $0.2N_0$ (660kN)とした。表-10に使用鋼材の機械的性質を、表-11にコンクリートおよびモルタルの圧縮強度を示す。

表-9 実験パラメータと試験体

試験体 No	柱	杭	リングパネル	梁	軸力
No1	○-267.4 $\phi$ x12.7	○-355.6 $\phi$ x7.9	○-558.8 $\phi$ x12.7	H-450x150 x9x14	0
No2					0.4 $N_0$ 圧縮
No3					0.2 $N_0$ 引張

表-10 使用鋼材の機械的性質

	鋼種	降伏強さ	引張強さ	伸び
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
柱	STK490	371	526	27.1
杭	STK490	393	535	25.8
リングパネル	STK490	336	496	28.8
梁フランジ	SN490B	381	529	27.6
梁ウェブ	SN490B	411	545	26.3
ダイヤフラム	SN490B	373	518	29.9



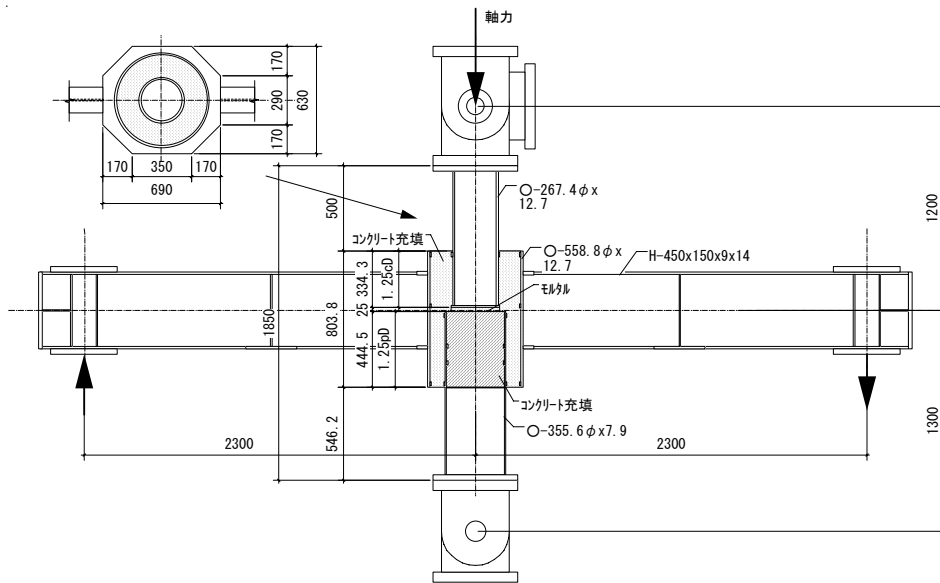


図-1.1 試験体の形状・寸法

表-1.1 コンクリートとモルタルの  
圧縮強度

部位	呼び強度	材齢	圧縮強度
	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
二重鋼管部	30	14	33.2
		18	33.9
		21	34.7
		32	35.8
		average	34.4
部位	呼び強度	材齢	圧縮強度
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[日]	[N/mm <sup>2</sup> ]
杭内部	30	14	49.7
		39	51.2
部位	呼び強度	材齢	圧縮強度
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[日]	[N/mm <sup>2</sup> ]
レベル調整モルタル	-	10	100.7
		14	95.0

### 3.4.2 加力方法

実験は、図-1.1に示すように、十字形部分架構試験体の柱、杭端部を単純支持し、梁の両端部に逆対称のせん断力を加えた。加力プログラムは、層間変形角 1/100 で1回、2/100 で2回、4/100 で2回、6/100 で2回、それぞれ正負交番の繰返し荷重を与えた後に、一方向に8/100 まで加力して終了とした。

### 3.4.3 実験結果

#### 1) 破壊性状

図-1.2に柱のせん断力  $Q_c$  と層間変形角  $R$  の関係と、柱せん断力と層間変形角の関係から、試験体各部の変形寄与分を分離した結果を示す。表-1.2に降伏耐力および最大耐力の実験値を示す。ここで降伏耐力は、接線剛性が初期剛性の1/3に低下した荷重点とした。

軸力を導入した試験体 No2(圧縮)および試験体 No3(引張)のいずれにおいても、軸力導入時にコンクリートのひび割れは観察されず、健全であった。

試験体 No1(軸力無し)と試験体 No3(引張)の最大耐力は、層間変形角 6/100 で柱の局部座屈により決定した(写真-6)。コンクリートは、層間変形角 1/100 の加力サイクルから柱端部でひび割れが生じ始め、終局状態においては、柱側、杭側両方でコンクリート表面の圧壊およびコンクリートと柱の離間が観察されたが(写真-7)、接合部内のコンクリートは健全であった(写真-8)。

試験体 No2(圧縮)の最大耐力は、層間変形角 4/100 で杭の局部座屈により決定した(写真-9)。コンクリートは、若干のひび割れ程度の損傷であり、顕著な損傷は観察されなかった。なお、試験体 No2 の柱の最大耐力を調査するため、梁端部を単純支持とし、柱頂部に同一の圧縮軸力を導入した後に水平方向に単調加力した。その結果を図-1.2および表-1.2の( )内に併せて示す。本加力に

おいては、柱の局部座屈により最大耐力が決定した。

#### 2) 実験パラメータの影響

本実験においては、最大耐力はすべて柱端部または杭端部の局部座屈により決定しており、接合部破壊は先行しなかった。図-1.2に示すように、実験の最大耐力は、柱および杭の全塑性耐力を上回っており、圧縮軸力および引張軸力が作用した場合においても、接合部が要求性能を満足していることを確認できた。

また、図-1.2に示した荷重変形関係を比較すると、軸力無しとした試験体 No1 で最もスリップ性状が顕著に観察されており、軸力の導入によりスリップ性状が緩和されることが分かる。

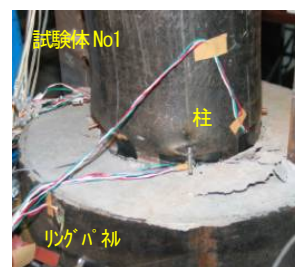


写真-6 柱の局部座屈



写真-7 柱とコンクリートの離間



写真-8 内部のコンクリート

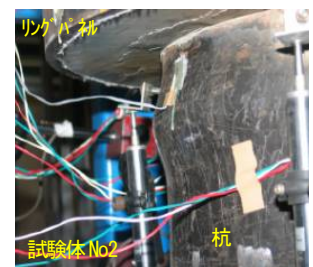


写真-9 杭の局部座屈

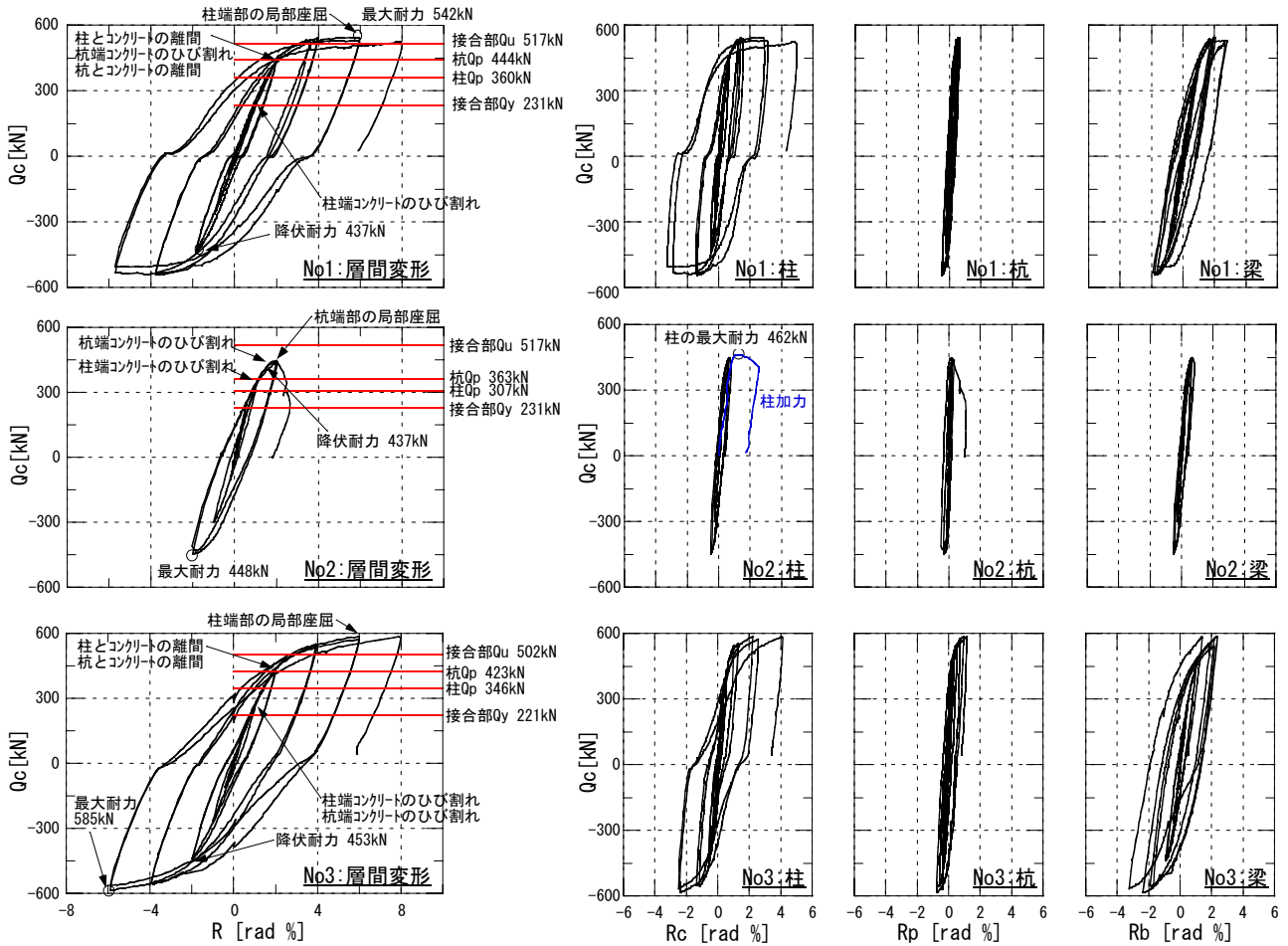


図-12 柱せん断力と層間変形角の関係と試験体各部の変形寄与分

表-12 実験結果一覧

試験体	実験値			先行破壊部位
	降伏耐力 $eQ_y$ kN	最大耐力 $eQ_u$ kN	$eQ_u$ $/eQ_y$	
No1	437	542	1.24	柱
No2	352	448 (462)	1.27 (1.31)	杭 (柱)
No3	453	585	1.29	柱

#### § 4. 接合部の構造性能評価

##### 4.1 接合部の耐力評価

「3.3 つなぎ梁が無い場合の接合部実験」および「3.4 つなぎ梁が有る場合の接合部実験」で示した実験結果に基づき、本構法による接合部の耐力を評価する。接合部内の応力伝達機構は、図-2に示した通り、柱のモーメントに対して、テコ作用による水平力(テコ反力)と圧縮ストラットによる鉛直力で抵抗するものとしてモデル化した。なお、柱側、杭側の形状・寸法により、それぞれの接合部耐力が求められるが、ここでは柱側のみの評価について述べる。

接合部の降伏耐力  $JM_y$  の算定式を式(3)に示す。

$$J M_y = T M_y + S M_y \quad (3)$$

式(3)において、テコ反力による抵抗モーメント  $T M_y$  は、鋼構造接合部設計指針<sup>4)</sup>の「埋込み柱脚」の考え方を応用し、図-13に示すテコ反力分布から導かれる式(4)によった。テコ反力の最大はコンクリートの許容圧縮応力度  $f_c$  (コンクリートの圧縮強度  $F_C$  とコンファインド効果<sup>5)</sup>を考慮したコンクリートの圧縮強度  $cF_C$  の2/3のいずれか小さい方)によるものとした。テコ反力を受ける部分は、柱の外径(幅)をリングパネルに投影した円弧  $l_p$  (図-13参照)とした。

$$T M_y = \frac{f_c \cdot l_p \cdot l_1^2 \cdot l_2}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (4)$$

ここで、

$$f_c = \min(F_C, 2/3cF_C)$$

$$cF_C = F_C + 1.2 \frac{2_R t}{R D - 2_R t} R \sigma_y$$

$l_p$ : 柱幅をリングパネルへ投影した円弧の長さ

$l_1$ : 柱の呑込み長さ

$l_2$ : モーメント分布の反曲点までの高さ

$F_C$ : コンクリートの圧縮応力度

$Rt$ ,  $RD$ ,  $R\sigma_y$ : リングパネルの板厚, 外径, 降伏強さ

圧縮ストラットによる抵抗モーメント  $sM_y$  は、式(5)に示すように、柱側に生じる圧縮ストラットの抵抗モーメント  $cM_y$  と、リングパネル側に生じる圧縮ストラットの抵抗モーメント  $rM_y$  のうち、いずれか小さい方とした。それぞれの抵抗モーメントは式(6)および式(7)によった。ここで、圧縮ストラットの有効耐力は、「3.2 部分モデル実験」の評価に基づき、式(2)に示したコンクリートの支圧強度と、支圧材の有効面積  $cA_R'$ 、 $rA_R'$  (図-1.3参照)により算定した。

$$sM_y = \min(cM_y, rM_y) \quad (5)$$

$$cM_y = f_c' \cdot cA_R' \cdot l_a \quad (6)$$

$$rM_y = f_c' \cdot rA_R' \cdot l_b \quad (7)$$

ここで、

$$f_c' = \frac{2}{3} F_C \cdot \sqrt{\frac{A_e}{\max(cA_R, rA_R)}}$$

$$f_c' \leq 10F_C \quad (\text{柱が角形の場合、} f_c' \leq 2F_C)$$

$cA_R'$  : 柱側の支圧材(ベースプレート)の有効面積

$rA_R'$  : リングパネル側の支圧材の有効面積

$l_a$  :  $cA_R'$  分布の重心位置から軸心までの距離

$l_b$  :  $rA_R'$  分布の重心位置から軸心までの距離

$A_e$  : 有効支承面積 (図-5参照)

$cA_R$  : 柱側の支圧材の総面積

$rA_R$  : リングパネル側の支圧材の総面積

接合部の最大耐力  $sM_u$  は、図-1.4に示すテコ反力分布を仮定し、その他の条件は降伏耐力の評価方法を準用し、式(8)~(12)により算定した。

$$sM_u = T M_u + S M_u \quad (8)$$

$$T M_u = c F_c l_p \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot l_2 \quad (9)$$

$$sM_u = \min(cM_u, rM_u) \quad (10)$$

$$cM_u = F_c' \cdot cA_R' \cdot l_a \quad (11)$$

$$rM_u = F_c' \cdot rA_R' \cdot l_b \quad (12)$$

ここで、

$$F_c' = F_C \cdot \sqrt{\frac{A_e}{\max(cA_R, rA_R)}}$$

$$F_c' \leq 10F_C \quad (\text{柱が角形の場合、} F_c' \leq 2F_C)$$

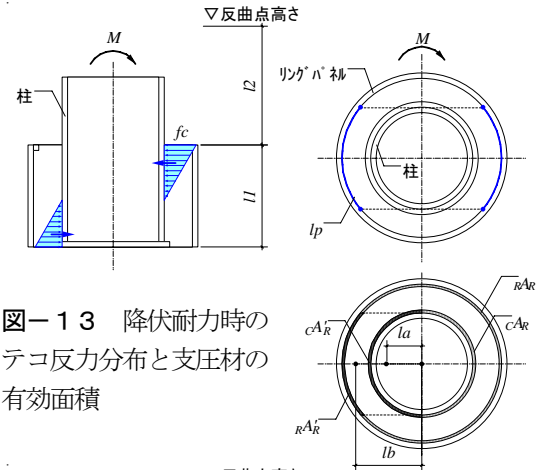


図-1.3 降伏耐力時のテコ反力分布と支圧材の有効面積

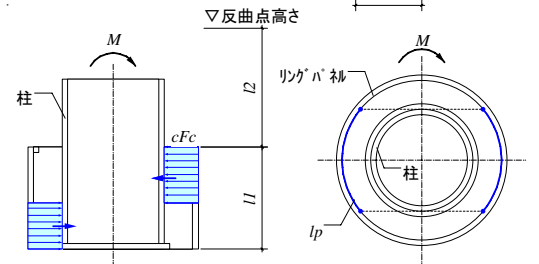


図-1.4 最大耐力時のテコ反力分布

以上に示した評価式による接合部耐力の計算値と、試験体各部の耐力の計算値を比較し、試験体の降伏耐力および最大耐力を推定した。その結果と実験結果の対応を表-1.3および図-1.5、1.6に示す。降伏耐力、最大耐力ともに計算値と実験値と概ね良い対応を示している。また、計算から推定された先行降伏部位は、実験で観察された破壊性状と対応しており、評価の妥当性を確認できた。

表-1.3 試験体各部の耐力の計算値と実験値の対応

実験シリーズ	試験体	実験値		降伏耐力計算値					実験/計算 eQy/calQy
		降伏耐力 eQy kN	接合部 jQy kN	柱 cQp kN	杭 pQp kN	梁 bQp kN	試験体耐力 ealQy kN		
3.3 つなぎ梁 無し	No1	258	280	274	-	-	274	0.94	
	No2	273	280	274	-	-	274	1.00	
	No3	268	280	274	-	-	274	0.98	
	No4	253	239	274	-	-	239	1.06	
	No5	207	136	274	-	-	136	1.53	
	No6	203	205	187	-	-	187	1.08	
	No7	496	391	542	-	-	391	1.27	
3.4 つなぎ梁 有り	No1	437	231	360	444	457	231	1.89	
	No2	352	231	307	363	457	231	1.52	
	No3	453	221	346	423	457	221	2.05	
実験シリーズ	試験体	実験値		最大耐力計算値					実験/計算 eQu/calQu
		最大耐力 eQu kN	接合部 jQu kN	柱 cQu kN	杭 pQu kN	梁 bQu kN	試験体耐力 ealQu kN		
3.3 つなぎ梁 無し	No1	316	626	326	-	-	326	0.97	
	No2	328	626	326	-	-	326	1.01	
	No3	321	626	326	-	-	326	0.99	
	No4	295	564	326	-	-	326	0.90	
	No5	260	242	326	-	-	242	1.07	
	No6	274	446	295	-	-	295	0.93	
	No7	577	876	625	-	-	625	0.92	
3.4 つなぎ梁 有り	No1	542	517	510	604	634	510	1.06	
	No2	448	517	435	495	634	435	1.03	
	No3	585	502	491	576	634	491	1.19	

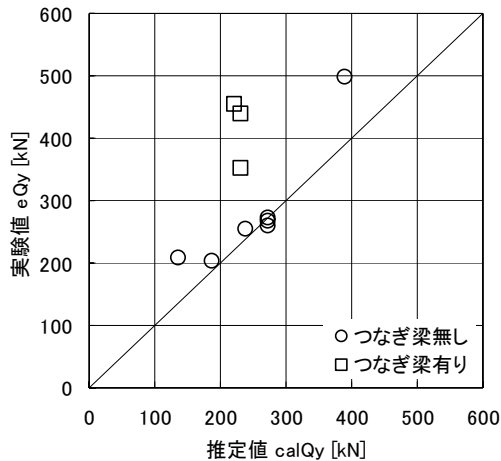


図-15 降伏耐力の推定値と実験値の対応

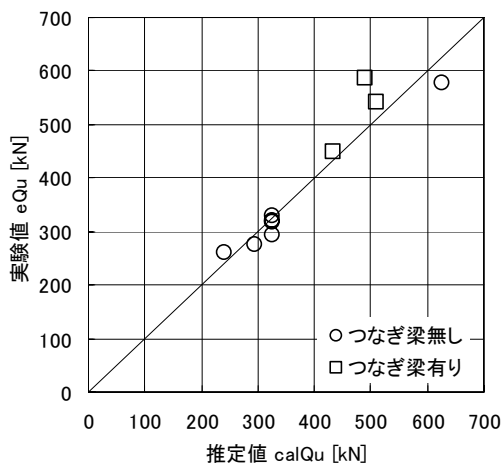


図-16 最大耐力の推定値と実験値の対応

#### 4.2 接合部の剛性評価

本実験で得られた各試験体の初期剛性の評価を基に、接合部の剛性について検討する。ここでは、鋼構造接合部指針<sup>4)</sup>および鋼管構造設計指針<sup>6)</sup>の埋め込み柱脚の回

##### <参考文献>

- 1) 高瀬雄一, 斎藤豊, 羽切道雄, 塚越英夫, 坂本真一, 神野靖夫: “混合構造におけるリングパネルを用いた接合部の開発 (その1~4)”, 日本建築学会学術講演梗概集, 1994.~2002.
- 2) 石井大吾, 坂本真一, 塚越英夫, 辰巳佳裕: “リユース型リングパネル構法の開発”, 日本建築学会学術講演梗概集, 2006.
- 3) “各種合成構造設計指針同解説”, 日本建築学会, 1985.
- 4) “鋼構造接合部設計指針”, 日本建築学会, 2005.
- 5) “コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用及び計算例等”, 新都市ハウジング協会, 2002.
- 6) “鋼管構造設計施工指針同解説”, 日本建築学会, 1990.

転剛性の評価方法を適用し、柱の剛接位置をリングパネル上端位置から下げ、その間を柱のみの剛性に置換して評価した。「3.3 つなぎ梁が無い場合の接合部実験」の各試験体について、柱の剛接位置を1.0D下(D:柱外径)とした場合と、1.5D下とした場合の剛性を各試験体のスケルトン曲線と比較した。その結果を図-10に併せて示す。図-10から、試験体の初期剛性は、柱が角形鋼管である試験体No7を除いて柱の剛接位置を1.0D下とした場合に相当することが分かる。試験体No7については、柱の剛接位置を1.5D下とした場合の剛性に相当することが分かる。

#### §5. まとめ

鋼管杭の杭頭接合部を対象として、「杭頭リングソケット構法」を開発した。本構法によれば、簡単な作業で接合が完了し、現場での溶接作業を極力減らすとともに、鋼管杭の施工誤差を容易に吸収可能であり、生産性の向上を図ることができる。本報では、構法の概要を示すとともに、全3シリーズの構造性能実験の実験結果を報告し、接合部の耐力および剛性について検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 本報に示した接合部の耐力評価式(3)~(12)は、実験結果の降伏耐力および最大耐力を安全側に評価できる。また、杭と柱の偏心は考慮せず、無偏心の場合と同様に接合部の耐力を評価できる。
- (2) 接合部の剛性は、柱の剛接位置を柱外径の1.0倍下(柱が角形鋼管の場合は1.5倍下)と見なし、その間を柱のみの剛性に置換して評価できる。