

鉄骨柱脚箱抜き工法の構造性能に関する実験的研究

田畑 卓* 西原 寛* 本多 徹哉** 宮野 洋一** 大橋 和男*** 梅野 光弘***

Experimental Study on Steel Column Bases Embedded into RC Footing Made Holes for Building Columns

by Taku TABATA, Hiroshi NISHIHARA, Tetsuya HONDA,
Kazuo OOHASHI, Youichi MIYANO and Mitsuhiro UMENO

Abstract

Tests were conducted regarding steel column bases embedded into RC footing made holes for building columns, involving rationalized execution with ordinary embedded type column bases. Consequently, the flexural strength of column bases was found to be lower than the value calculated by the previous equation, although the influence of the column base method on stiffness and strength was not recognized. The beam width ratio between the end of the member and the clear span influenced the structural performance. The stress transfer mechanism at the change part of beam width was examined.

要 旨

鉄骨柱脚工法として構造性能に優れる埋込み柱脚について施工合理化を図った箱抜き工法の構造実験を行った。実験結果より、埋込み部にてこの機構に係わる曲げ耐力は、既往の評価式による計算値を幾分下回ったが、箱抜き工法は従来の埋込み工法と同等の剛性および耐力を有することが確認された。また、本工法ではスパン途中で基礎梁の断面幅寸法が切替る特徴があり構造性能に対してはその寸法比による影響が大きいことが明らかとなった。併せて、断面幅寸法の切り替え位置における応力伝達機構を考察した。

キーワード：柱脚／鉄骨柱／基礎梁／曲げ耐力／応力伝達

1. はじめに

鉄骨柱脚工法の構造形式は大別して、露出柱脚、根巻柱脚、埋込み柱脚の3つである。このうち、埋込み柱脚は最も容易に高い剛性と耐力を確保でき構造性能に優れた工法といえるが、一方で、露出柱脚や根巻柱脚に比べると、①基礎梁コンクリートの打設前に鉄骨建て方が完了している必要があり、工程が鉄骨製作期間に左右され易い、②基礎梁配筋に先立って鉄骨の建て方が行われるため、基礎梁の施工性が低下する、などの課題がある。

本報で対象とする箱抜き工法は、従来の埋込み柱脚について上述のような施工性を改良したものであ

り、具体的には基礎梁コンクリート打設時に柱脚部を箱抜き状態にして柱建て方用の穴を確保し、基礎梁完成後に柱鉄骨を建込み、柱周りに後打ちコンクリートを充填するものである。また、基礎梁配筋は、従来一般的に用いられる水平ハンチ形式に替えて、図1に示すような配筋ディテールを採用することにより配筋の簡素化を図っている。

本工法を構造性能の観点から考察すると、先ず鋼柱と基礎梁との応力伝達に関して、柱埋込み部周りが後打ちコンクリートであることが特徴として挙げられる。接合部指針[1]によれば、埋込み柱脚の応力伝達機構はその殆どが、鉄骨材軸と直交するコン

* 技術研究所構造グループ

*** 建築本部構造設計部門

** 建築本部技術部門

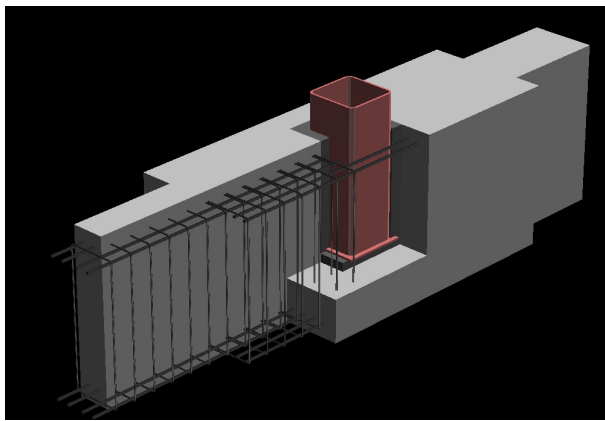


図1 鉄骨柱脚箱抜き工法概要(中柱)

クリートの支圧応力、或いはこれと補強鉄筋によるいわゆる“てこ機構”であるが、実際には鉄骨材軸方向の応力伝達も存在すると考えられ、コンクリート打継面の一体性が構造性能に影響を及ぼす可能性がある。

もう一つの特徴は基礎梁主筋が柱左右を貫通して連続しておらず、またスパン途中で基礎梁の断面幅寸法が急変することである。特に、本工法では原則として柱脚に降伏ヒンジを計画するが、基礎梁の降伏も許容しており、この場合の降伏位置は断面幅寸法の切り替わる箇所に計画する方針としている。しかしながら、このようなスパン途中で降伏ヒンジを計画する梁部材の構造性能については既往の研究が少なく不明な点が多い。

本報では上述の観点から2シリーズの静的載荷実験を実施し、鉄骨柱脚箱抜き工法の構造性能を検討した。なお、本報で取り扱う柱鉄骨は中空の角形鋼管である。

2. 実験計画

前述した検討項目について、柱脚の構造性能に関する実験をシリーズ1、基礎梁の構造性能に関する実験をシリーズ2とし実験を計画した。なお、本報では各部位の呼称について、断面幅寸法の広い梁部分を“基礎梁端部”、それ以降を“スパン中央部”、また、双方の境界面を“断面切替面”と呼ぶ。

2.1 接合部架構載荷実験(シリーズ1)

a. 試験体

表1に試験体一覧、図2に試験体形状および配筋詳細を示す。試験体は1/3程度の縮尺モデルで、中柱を想定した2体と側柱を想定した1体の計3体である。いずれも鋼柱の曲げ降伏先行型として計画し、

表1 試験体一覧(シリーズ1)

試験体		CN-I	CB-I	CB-O
対象柱		中柱	中柱	側柱
柱脚工法		従来工法	箱抜き工法	
基礎梁配筋形式		水平ハンチ	端部直線定着	
柱鋼管	形状・種別	□175×175 t=6 (STKR400)		
	埋込み長さ	2Dc(=350mm)		
スパン中央部	b×D(mm)	200×450		
	主筋	4+2-D13	4-D13	4+4+2-D13
基礎梁端部	b×D(mm)	430×450		460×450
	主筋	4+2-D13		6+6-D13
	肋筋	4-D4@60		4-D4@60

表2 材料試験結果(シリーズ1)

a) 鋼材

種別	使用箇所	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
PL6(STKR400)	柱鋼管	414	466	213
D13(SD345)	梁主筋	403	566	195
D4(SD295A)	肋筋	370	506	174

※ PL6(柱鋼管)は0.2%オフセット法による

b) コンクリート

試験体	基礎梁		箱抜き部	
	圧縮強度 (N/mm ²)	1/3割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	1/3割線剛性 (kN/mm ²)
CN-I	29.1	23.7	—	—
CB-I	29.5	23.2	28.8	23.6
CB-O	30.6	23.4	30.7	23.9

柱鋼管に□175×175×6(STKR400)を用い、鋼柱の埋込み長さを鋼管せいの2倍(=350mm)とした。ベースプレートは200×200mm(t=9)である。また、鋼柱にはアンカー筋やスタットボルトなどの定着は設けていない。

CB-I(中柱)およびCB-O(側柱)は箱抜き工法による試験体で、CN-I(中柱)は従来の埋込み工法を模した比較用試験体である。CB-IおよびCB-Oの箱抜き部分は基礎梁下面まで貫通させる形で製作し、側面の型枠には縞鋼板を用いて実際の粗面状態を模擬した。箱抜き部分のコンクリートは基礎梁と同一の配合である。なお、本試験体ではフーチング下の杭は再現していない。

表2に使用したコンクリートおよび鋼材の材料試験結果を示す。コンクリートは最大骨材寸法15mmの早強コンクリートとした。

b. 加力および計測方法

図3に加力および計測方法を示す。各試験体では梁をピン・ローラー支持しながら、柱頂部に正負交番の繰り返しの水平力を与えた。その際、側柱においては柱・梁端が閉じる方向を正加力とした。水平力は柱頂部の水平変位に基づく相対変形角(R)で制

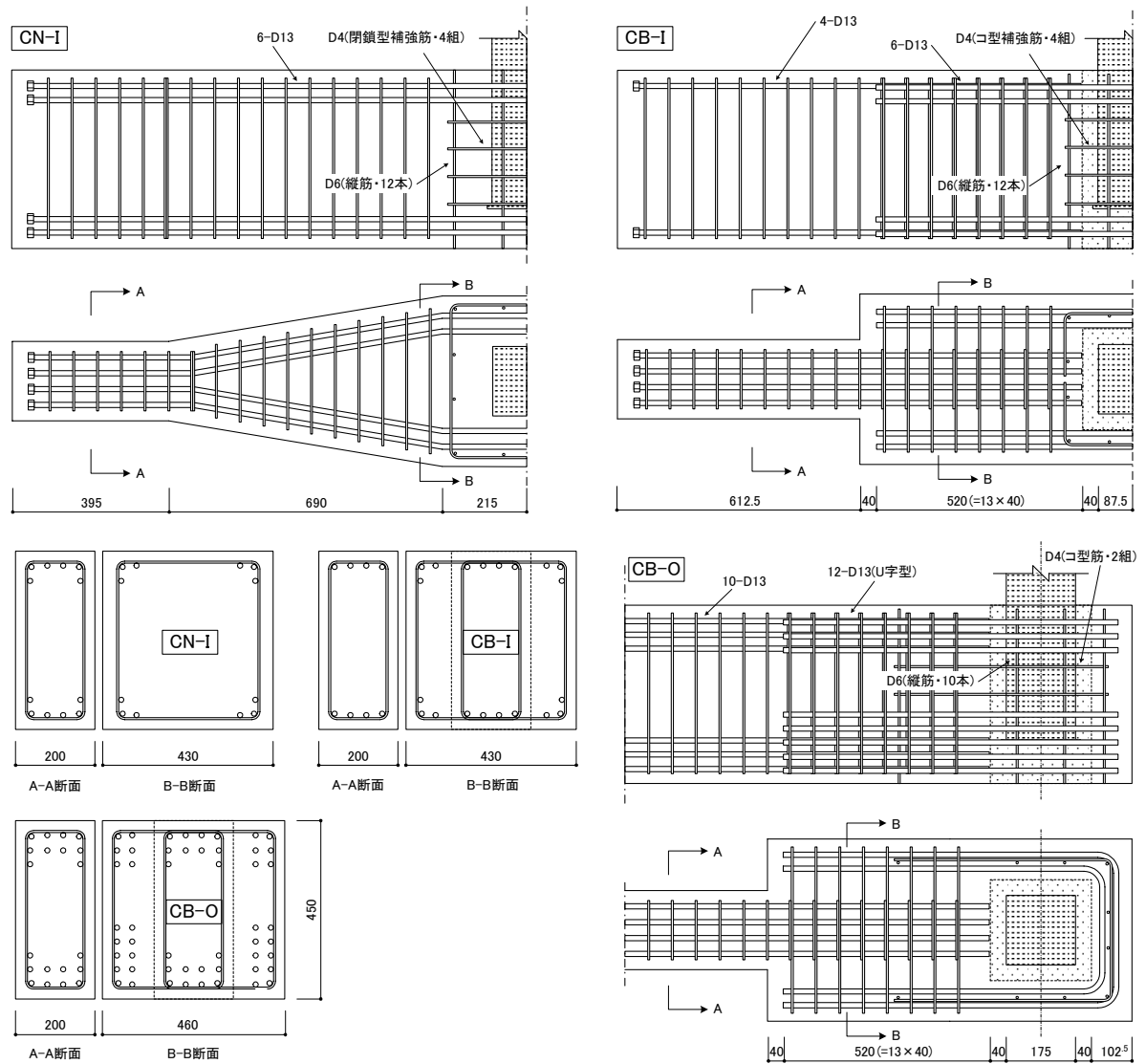


図2 試験体形状および配筋詳細 (シリーズ1)

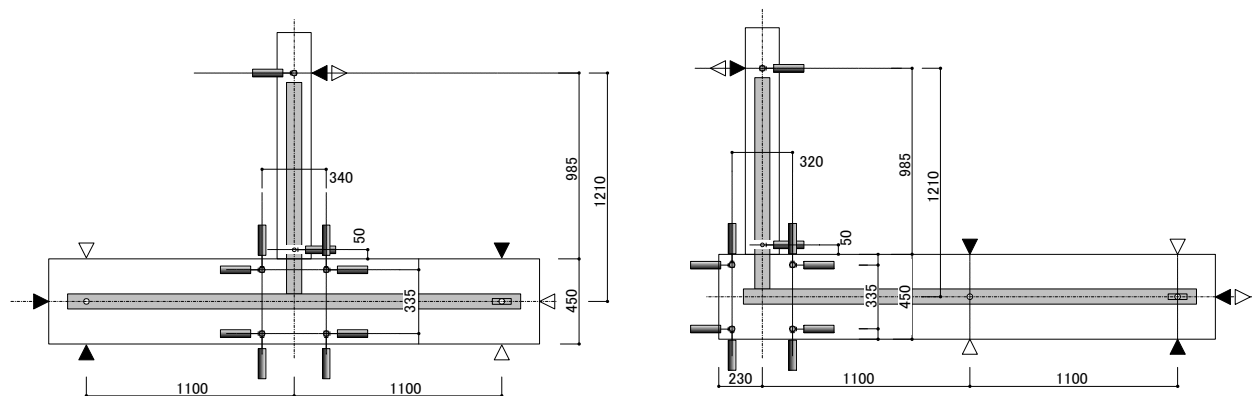


図3 加力方法および計測方法(シリーズ1)

御し、それぞれ $R=\pm 1/400\text{rad.}$ で 1 回、 $R=\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/50$, $\pm 1/33\text{rad.}$ で各 2 回の繰り返しの行った後、 $R=+1/25\text{rad.}$ まで加力した。

2.2 基礎梁載荷実験(シリーズ2)

a. 試験体

表3 に試験体一覧、図4 に試験体形状および配筋

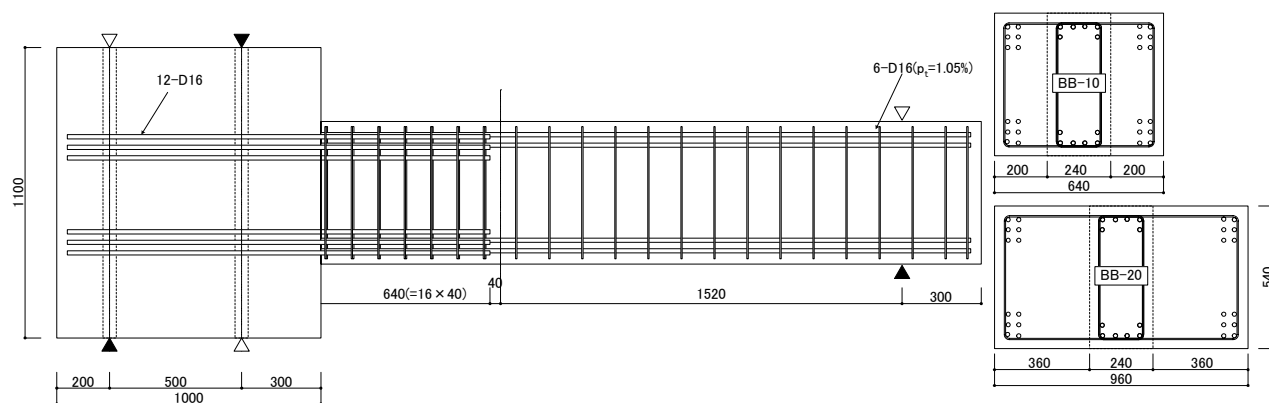


図4 試験体形状および配筋詳細（シリーズ2）

詳細を示す。試験体は鋼柱を省略した片持ち梁で、試験体数は2体である。基礎梁スパン中央部の断面寸法は $240 \times 540 \text{ mm}$ とし、主筋には D16(SD345)を用いた。基礎梁主筋の梁端部における定着長さは $40d_b$ (d_b : 鉄筋径)とした。実験因子は基礎端部の断面幅寸法である。すなわち、BB-10 は柱芯と基礎梁芯とが一致する場合を想定し、BB-20 では基礎梁芯に対して柱芯が偏芯する場合について、偏芯距離の大きい側を模擬している。ここで、曲げモーメントに対する設計は、加力スタブ面に対して断面切替面で曲げ降伏が先行するよう計画した。表4に使用したコンクリートおよび鋼材の材料試験結果を示す。

b. 加力および計測方法

各試験体では加力スタブを PC 鋼棒により反力床に固定し、梁自由端側に取り付けた油圧ジャッキによりせん断力を与えた。加力は加力点位置の相対変形角(R)により制御し、 $R=\pm 1/400 \text{ rad}$.で1回、 $R=\pm 1/200 \text{ rad}$.で2回、 $R=\pm 1/100$, $\pm 1/50 \text{ rad}$.で各1回繰り返した後、 $R=+1/25 \text{ rad}$.まで加力した。

3. 接合部架構載荷実験の実験結果

3.1 破壊経過および履歴性状

図5に荷重(P)—変形角(R)関係、写真1に実験終了後の破壊状況を示す。また、表5に実験結果一覧を示す。ここで、図5中に示す P_{my} は材料試験結果に基づく鋼柱の曲げ降伏耐力である。

各試験体ではまず基礎梁上面に鋼柱の隅角から斜めに広がるひび割れが発生した。このひび割れの発生は $R=\pm 1/100 \text{ rad}$.のサイクル途中であり、これとほぼ同時に基礎梁端部側面に斜めひび割れも発生した。基礎梁端部側面にはその後、複数のひび割れが発生したものの最終変形角まで軽微なままであり、

表3 試験体一覧（シリーズ2）

試験体		BB-10	BB-20
スパン中央部	$b \times D(\text{mm})$	240×540	
	主筋	4+2-D16(SD345) ($\rho_t=1.05\%$)	
	肋筋	2-D6@125 ($\rho_w=0.21\%$)	
基礎梁端部	$b \times D(\text{mm})$	640×540	960×540
	主筋	4+4+4-D16(SD345)	
	肋筋	4-D6@100	

表4 材料試験結果（シリーズ2）

a) 鋼材

種別	使用箇所	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
D16(SD345)	梁主筋	410	578	195
D6(SD295A)	肋筋	333	508	183

b) コンクリート

BB-10		BB-20	
圧縮強度 (N/mm^2)	1/3割線剛性 (kN/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	1/3割線剛性 (kN/mm^2)
32.1	24.5	31.7	24.4

基礎梁上面の鋼柱隅角部からの斜めひび割れが拡大・進展する性状を示した。

中柱試験体の CN-I および CB-I は、 $R=+1/50 \text{ rad}$.で鋼柱の曲げ降伏耐力($P_{my}=89.5 \text{ kN}$)に達し、この時点で、基礎梁上面では鋼柱柱脚の引張り側背面とコンクリートとの間に 1~2mm 程度の隙間が観察された。それ以降、鋼柱柱脚のコンクリートの圧壊が進行するとともに、鋼柱とコンクリートの隙間が拡大し、 $R=\pm 1/33 \text{ rad}$.で最大耐力を迎えた。履歴ループは従来工法の CN-I、箱抜き工法の CB-O ともスリップ型であり、また剛性、最大耐力もほぼ等しく、両試験体では柱脚工法による明確な差異は認められなかった。

側柱試験体の CB-O も柱脚コンクリートの圧壊が顕著であった。特に基礎梁上端が引張力を受ける負加力では、鋼柱隅角部から基礎梁自由端側に生じた

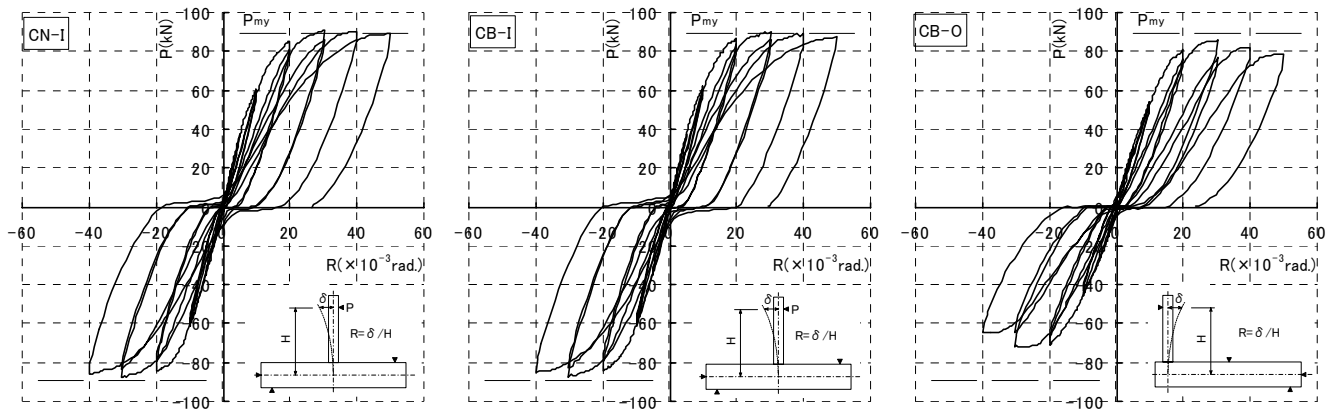


図5 荷重(P)－変形角(R)関係(シリーズ1)

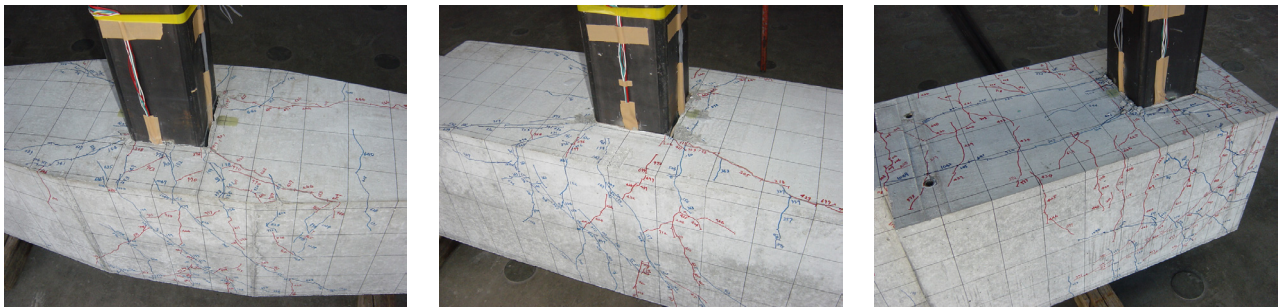


写真1 最終破壊状況(シリーズ1)

表5 実験結果一覧(シリーズ1)

試験体	加力	基礎梁上面ひび割れ		基礎梁端斜めひび割れ		最大荷重		初期剛性 K (MN/rad.)
		P_{mc} (kN)	R_{mc} ($\times 10^{-3}$ rad.)	P_{fc} (kN)	R_{fc} ($\times 10^{-3}$ rad.)	P_{max} (kN)	R_{max} ($\times 10^{-3}$ rad.)	
CN-I	正	33.3	4.46	50.9	7.44	91.1	30.3	6.06
	負	-57.8	-9.21	-84.2	-20.0	-87.4	-30.3	6.11
CB-I	正	60.7	9.69	56.8	8.68	90.3	30.3	6.27
	負	-34.8	-5.09	-76.6	-14.6	-87.4	-30.4	6.07
CB-O	正	54.8	10.56	78.3	18.5	86.2	30.3	5.14
	負	-32.1	-6.21	-40.9	-8.71	-72.2	-26.3	4.06

※基礎梁上面ひび割れ: 鋼柱隅角部から斜めに広がるひび割れを示す

※剛性(K): 荷重(P)が鋼柱曲げ降伏耐力($P_{my}=89.5$ kN)の2/3に達したときで評価

斜めひび割れが側面へ伸展しつつ大きく口開く性状を示した。履歴ループは中柱試験体よりもスリップ型の傾向が強く、最大耐力は鋼柱の曲げ降伏耐力に達していない。

なお、各試験体では最終変形角まで基礎梁主筋および肋筋の降伏は認められなかった。

3.2 変形成分の分離

ここでは先ず、柱脚側面の四隅で計測した水平・鉛直変位に基づき、全体変形角(R)をそれぞれ柱(R_c)、梁(R_b)、接合部(R_p)の変形成分に分離し、さらに下式より柱の変形成分を、柱脚コンクリートの圧壊の影響を鋼柱埋込み部の回転変形と仮定した変形成分(R_{cc})と、鋼柱の変形成分(R_{cs})とに分離した。図6に

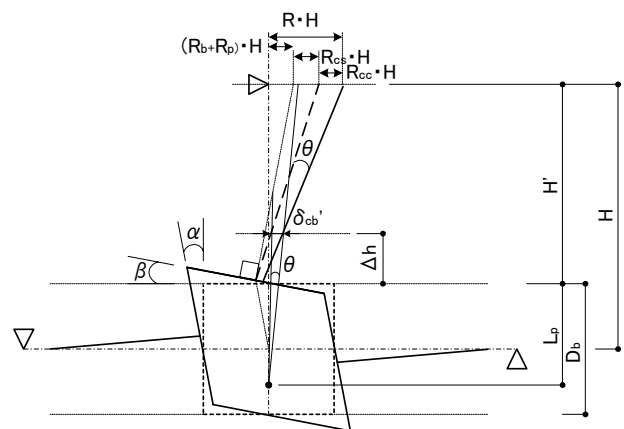


図6 柱変形成分の分離方法

柱変形成分の分離方法を示す。

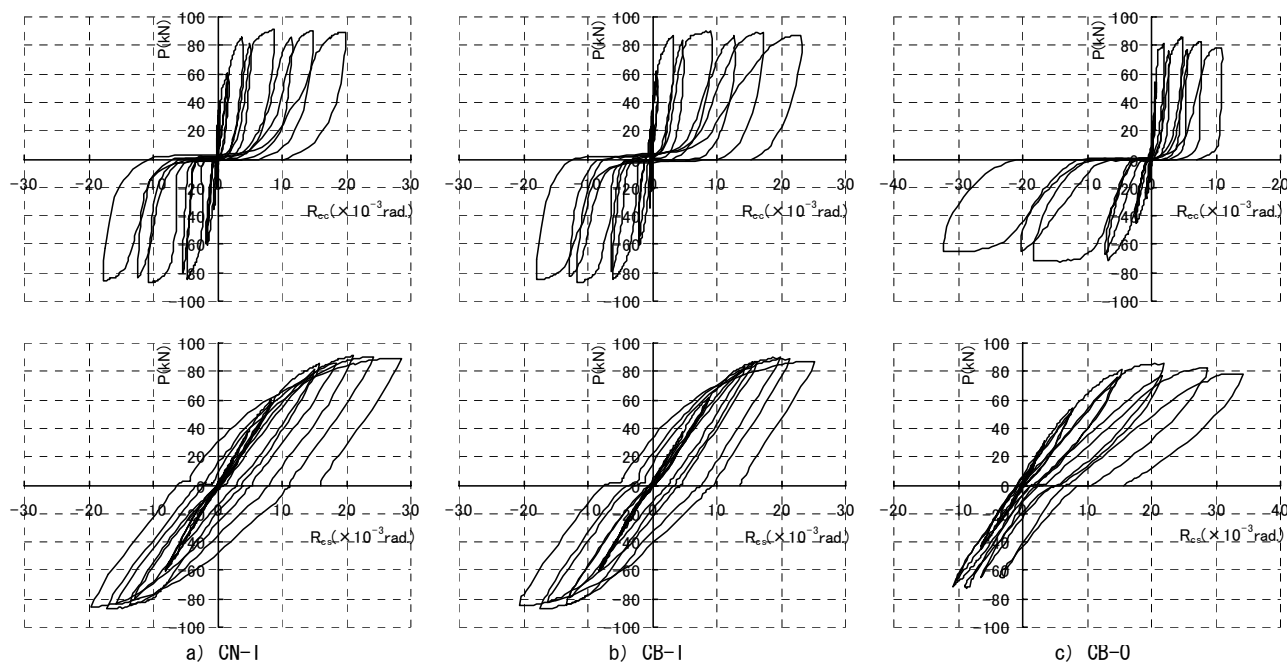


図7 鋼柱の埋込み部分および基礎梁上面から反曲点までの変形成分の推移

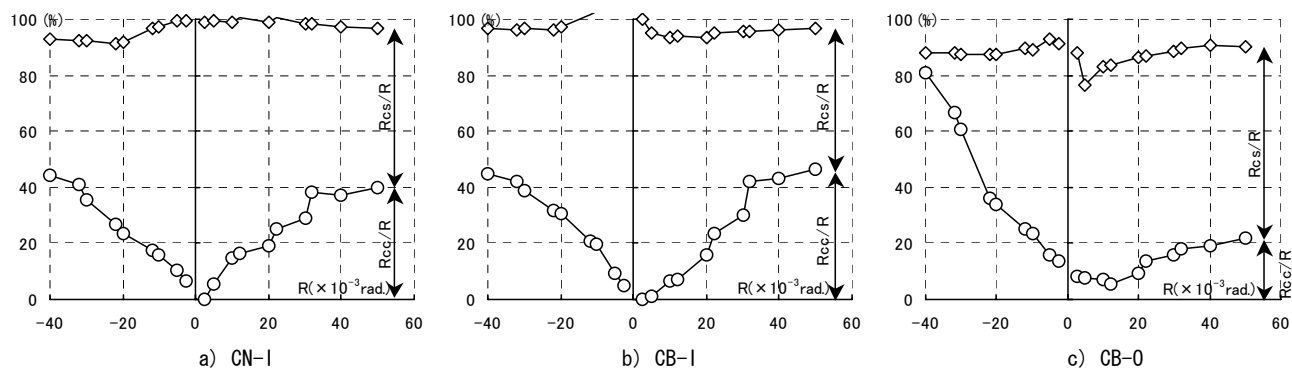


図8 全体変形に占める各変形成分の割合

$$\begin{aligned}
 R &= R_c + R_b + R_p & (1) \\
 R_{cc} &= \theta \cdot (L_p + H')/H & (2) \\
 \theta &= \delta_{cb}' / (\Delta h + L_p) & (3) \\
 \delta_{cb}' &= \delta_{cb} - (\alpha \cdot D_b / 2 + \beta \cdot \Delta h) & (4) \\
 R_{cs} &= R_c - R_{cc} & (5)
 \end{aligned}$$

ここで、 δ_{cb} は基礎梁上面より $\Delta h=50\text{mm}$ の高さで計測した水平変位である。また、式(2)および式(3)の算定にあたっては鋼柱の埋込み部における固定位置を $L_p=300\text{mm}$ と仮定した。

図7に $P-R_{cc}$ 関係および $P-R_{cs}$ 関係を示す。双方の変形成分は L_p の仮定に大きく左右されるが、同図によれば、各試験体とも上段の R_{cc} で明確なスリップ現象を示すのに対して、下段に示した R_{cs} においては $P=0\text{kN}$ 近傍の変形の推移がほぼ連続しており、 L_p の仮定が概ね適切であると判断される。図8は図7

に基づき求めた全体変形に占める各変形成分の割合である。いずれの試験体も変形角の増大に伴って変形成分 R_{cc} が増大する傾向が認められる。中柱試験体の CN-I と CB-I とはほぼ同様の結果であり、最終変形角における R_{cc} の割合は約40%に達した。側柱試験体の CB-O では正加力時に比べ負加力時に R_{cc} の割合が大きく、特に $R=-1/25\text{rad}$ では柱変形の殆どを R_{cc} が占める結果を示した。

3.3 初期剛性

埋込み柱脚は他の柱脚工法に比べ高い剛性を得ることができるが、必ずしも基礎梁上面を固定として求めた剛性に達しない。例えば、簡略的な評価方法として、接合部指針では基礎梁上面より柱せいの1.5倍下がった位置を固定とする方法を推奨している。本節では鋼柱の固定位置を仮定する方法

(Case1)と、鋼柱埋込み部分を弾性支承された部材にモデル化する方法[2] (Case2)の2通りの計算方法について、実験結果との適合性を検討した。検討に用いた算定式を以下に示す(式(7)の詳細は付録参照)。

Case1 :

$$\delta_{top} = P \cdot (H' + L')^3 / (3 \cdot E_s \cdot I_s) \quad (6)$$

Case2 : (適用条件 $1.0 < \beta \cdot L < 3.0$)

$$\left. \begin{aligned} \delta_{top} &= \delta_{bottom} + P \cdot \left\{ \frac{k_1 \cdot H'}{2 \cdot E_s \cdot I_s \cdot \beta^2} + \frac{2 \cdot H'^3}{3 \cdot E_s \cdot I_s} \right\} \\ \delta_{bottom} &= P \cdot \frac{k_2}{2 \cdot E_s \cdot I_s \cdot \beta^3} \\ k_1 &= -C_1 - C_2 + C_3 - C_4 \\ k_2 &= C_1 + C_2 \\ \beta &= \sqrt[4]{E_c' / (4 \cdot E_s \cdot I_s)} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

ここで、 δ_{top} : 柱反曲点高さの水平変位、 P : 柱せん断力、 H' : 基礎梁上面から柱反曲点までの距離、 L' : 基礎梁上面から鋼柱固定位置(仮定値)までの距離、 $E_s(I_s)$: 鋼柱のヤング係数および断面2次モーメント、 E_c' : 鋼柱の水平変位に対するコンクリートの剛性である。

図9に柱変形成分の初期剛性に関する実験値と計算値の対応を示す。なお、側柱試験体CB-Oの負加力時(右下図)については横軸、縦軸とも正值で示してある。同図によれば、Case1では接合部指針で推奨される $L'=1.5B_c$ (B_c : 柱鋼管せい)を採用することにより、中柱試験体(CN-I・CB-I)および側柱試験体(CB-O)における正加力(左下図)の実験値と良好に適合した。CB-Oの負加力時ではこれより剛性が低い結果となっているが、これは柱脚コンクリートの圧壊に起因する変形成分(前節の R_{cc})が大きいためと考えられる。一方、Case2では E_c' をコンクリートのヤ

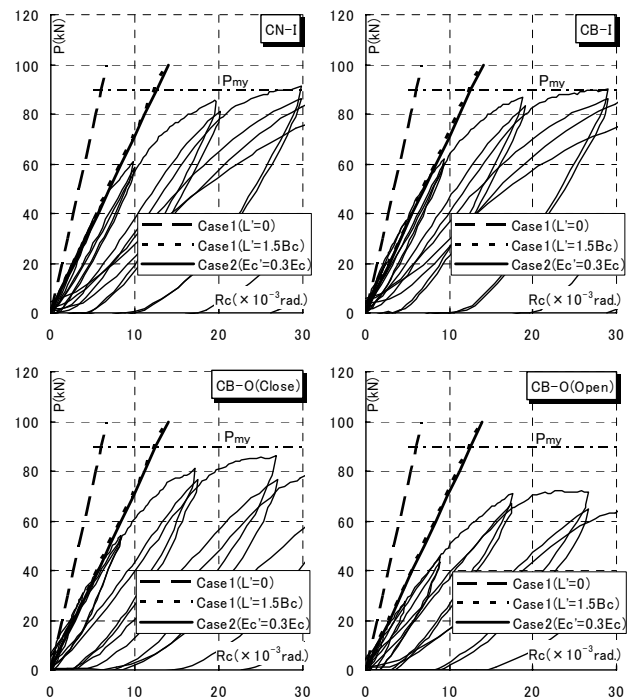


図9 初期剛性に関する実験値と計算値の比較

ング係数(E_c)の0.3倍とすることで、Case1($L'=1.5B_c$)と同等の剛性を与えた。このことは、鋼柱フランジに局所的な支圧応力が生じることが、見かけ上のコンクリートの剛性を低下させる要因であると考えられる。

3.4 鋼柱周りの応力状態

a. 鋼柱の応力分布

図10は、鋼柱フランジに貼付した歪みゲージより求めた鋼柱埋込み部の曲げモーメント(M_s)分布である。なお、図中のプロットは歪み値が弾性範囲内にある場合について求めたものであり、柱脚(基礎梁上面高さ)の曲げモーメントについては、歪み値が降伏ひずみを越えた場合に関して柱せん断力から求めた値を点線で示してある。

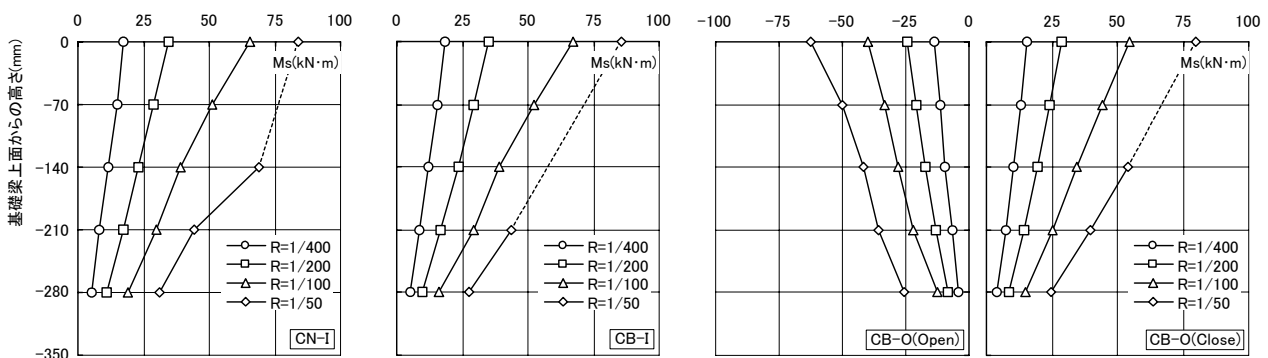


図10 埋込み部における鋼柱の材軸方向曲げモーメント分布

図 10 より、鋼柱の曲げモーメントは深さ方向に直線的に減少し、概ねベースプレート近傍(深さ=350mm)で $M_s=0$ を指向する分布形状を示している。既往の研究[3]によれば、ベースプレート近傍の基礎梁上面に対する曲げモーメントの割合は、埋込み長さ(L)とともに減少し、概ね $L/B \geq 2.0$ で 20%程度以下となる結果が示されている。本実験における深さ 280mm の曲げモーメントの割合は約 30%であり、これ以深でさらに応力が減少することを考慮すれば、文献[3]の結果とほぼ合致すると考えられる。

b. 基礎梁主筋の歪み分布

図 11 に基礎梁主筋の荷重(P)—歪み(ϵ)関係を示す。同図中の点線は接合部架構の釣り合い条件に基づく基礎梁当該断面の曲げモーメントについて、平面保持を仮定し求めた計算値である。

中柱試験体の CB-I では、初期サイクルにおいて計算値と同じ方向(圧縮あるいは引張り)に歪みが生じているが、それ以降は上端筋、下端筋とも加力方向によらず引張り歪みを生じている。これは基礎梁主筋が鋼柱埋込み部にてこの機構に対し拘束力として働くためである。引張り歪みは初めのうち、上端筋では計算値と同程度、下端筋ではそれ以下で推移するが、いずれも変形角の増大に伴い計算値を上回る性状を示す。側柱試験体の CB-O でも上端筋において圧縮歪みが引張り歪みに転じる性状を示しているが、下端筋ではこのような傾向はみられない。また、歪み値は上端筋の正加力時を除けば計算値とほぼ等しく、最大でも 1000 μ 程度に留まっている。CB-O では基礎梁主筋をコの字型に折り曲げることで、この場合、鉄筋応力は主に鉄筋折り曲げ部から鋼柱へ向かって形成される、コンクリート圧縮束によって伝達されることが考えられる。本実験ではこのコンクリート圧縮束が破壊したために鉄筋が降伏強度まで達しなかったと思われる。

図 12 は側柱試験体 CB-O の基礎梁せい方向の主筋応力分布である。これらは鋼柱周りのコの字型主筋について各々、鋼柱芯から梁支持側方向へ 128mm 離れた断面で計測した歪み値に基づき応力を算出し、同一高さの主筋について総和を求めたものである。同図より、最大耐力を発揮する $R=\pm 1/33\text{rad}$ までは概ね深さ方向(正加力時)あるいは基礎梁上面方向(負加力時)へ引張り応力の漸増する分布形状を示すが、それ以降、ベースプレート上方の下端筋で応力が増加する傾向が認められる。

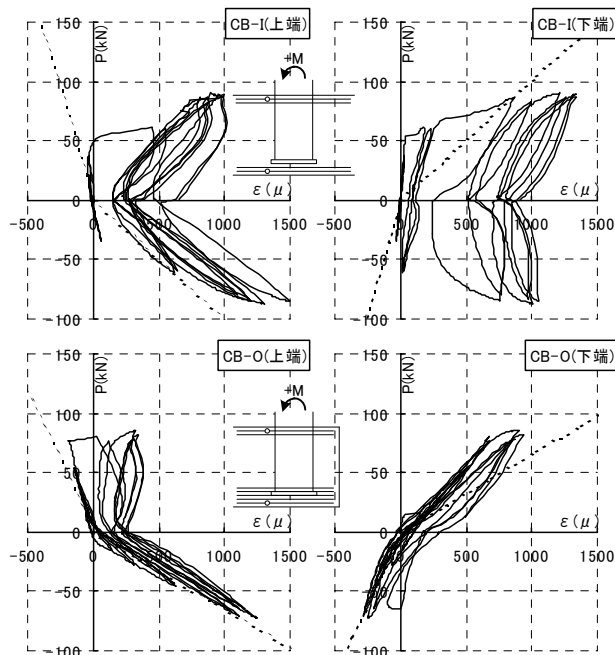


図 11 基礎梁主筋の荷重—歪み関係

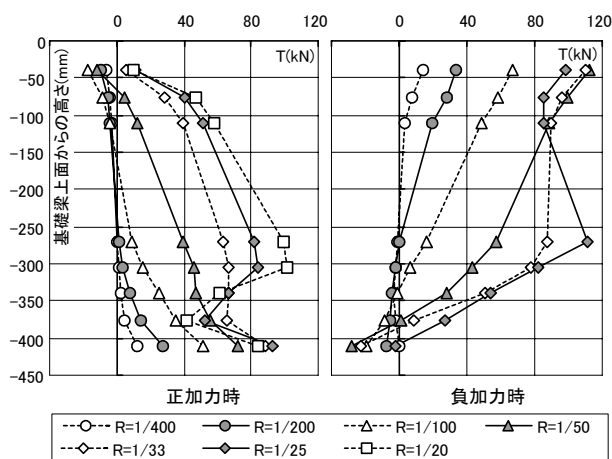


図 12 基礎梁主筋の応力分布 (CB-O)

3.5 柱脚の終局曲げ耐力

本実験結果によれば、最大耐力は柱脚工法による明確な差異を生じておらず、従って柱脚の曲げ終局耐力は、箱抜き工法の場合も従来の一般的な埋込み柱脚と同様の方法で評価できると考えられる。

いま、埋込み柱脚における柱脚の曲げ終局耐力は、図 13 に示す応力状態を仮定しその釣り合いを解けば、中柱について式(8)、側柱では柱・梁端が開く場合について式(9)、閉じる場合について式(10)で与えられる(記号は図 13 参照)。

$$Q_u = \bar{C} \cdot \left\{ \sqrt{(2H + L)^2 + L^2} - (2H + L) \right\} \quad (8)$$

$$Q_u = \bar{C} \cdot \left\{ \frac{T}{C} - H - L + \sqrt{(H+L)^2 - \frac{2 \cdot T \cdot (H+L \cdot d)}{C}} \right\} \quad (9)$$

$$Q_u = \bar{C} \cdot \left\{ -\frac{b \cdot T}{C} - H + \sqrt{H^2 + \frac{2 \cdot b \cdot T \cdot (H+L \cdot d)}{C}} \right\} \quad (10)$$

上式中、 $\bar{C}$ は鋼柱の単位長さあたりに作用するコンクリート支圧応力を表す。ここでは文献[3]に基づき式(11)で $\bar{C}$ を評価する。

$$\bar{C} = (\alpha \cdot B_c) \cdot (\beta \cdot F_c') \quad (11)$$

図14に式(11)の想定する鋼柱幅方向のコンクリート支圧応力分布を示す。なお、以上から算定される柱脚の曲げ終局耐力は、式(11)において $\alpha=\beta=1.0$ 、 $F_c'=F_c$ としたときに接合部指針の評価と合致する。

図15に実験最大耐力(M_{max})と式(8)～(11)による柱脚の曲げ終局耐力(M_u)の関係を鋼柱の全塑性曲げモーメント(M_p)により無次元化して示す。ただし、側柱の M_u の評価にあたっては、中柱とみなした場合の耐力を上限として計算値を求めた(図中、CB-Oの柱・梁端が閉じる場合については中柱としての耐力により M_u が決定している)。また図中には参考として中柱に関する既往の実験結果[3]も併せて示した。

同図より、本実験結果は中柱、側柱ともに計算値を下回り、最大耐力の計算値に対する比(M_{max}/M_u)は

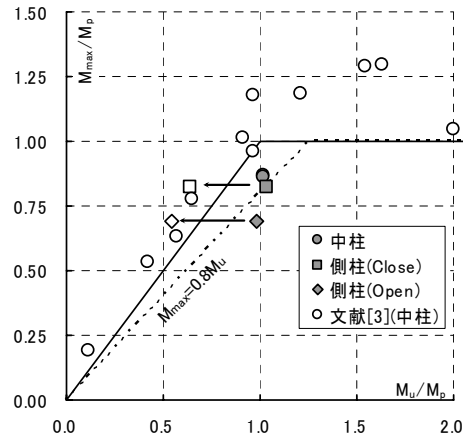


図15 最大耐力と終局耐力計算値の対応

0.70～0.86 となった。ここで、文献[3]の実験は本実験条件と比べて試験体寸法や使用材料に大きな違いが無いものの、試験体の基礎梁相当部分をPC鋼棒により直接反力床に固定する実験方法を採用している点が異なる。このことが本実験値の低かった一要因と考えられるが、これまで、基礎梁の支持条件が埋込み柱脚の耐荷機構(てこ機構)に及ぼす影響は、あまり検討されておらず今後の課題である。一方、側柱の計算値は基礎梁主筋の降伏強度を用いて求めたものであるが、実験結果によれば前節で述べたごとく基礎梁主筋は降伏強度に達していない。そこで、図中には歪み測定値に基づく $R=1/50$ rad.時の主筋応力を用いた場合の計算値を□◇で示した。この場合、計算値は実験値と良く一致し、また安全側の評価を与えることが認められた。

4. 基礎梁載荷実験の実験結果

4.1 破壊経過および履歴性状

写真2に実験終了後の破壊状況、図16に荷重(P)—変形角(R)関係を示す。また、表6に実験結果一覧を示す。ここで、図16中に示す P_{my} は材料試験結果に基づく断面切替面の曲げ降伏耐力である。

双方の試験体では曲げひび割れ、せん断ひび割れ

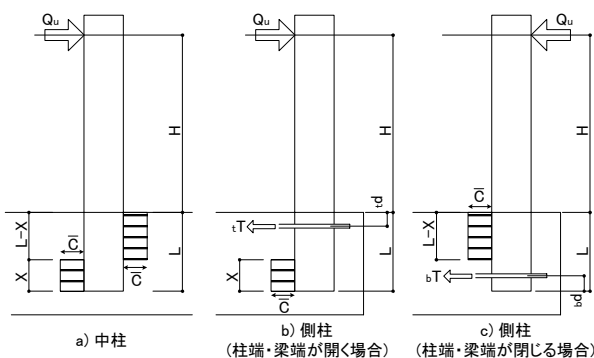


図13 埋込み柱脚の耐荷機構

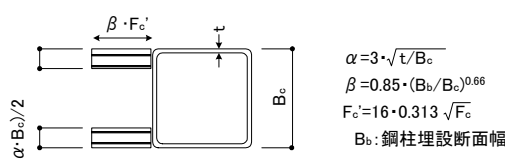


図14 鋼柱幅方向の支圧応力分布

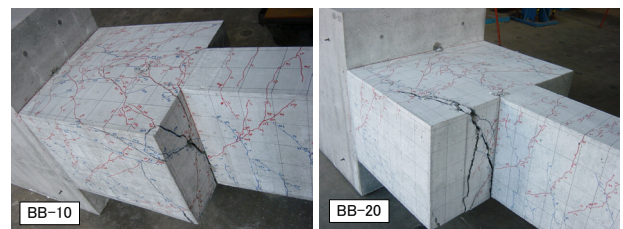


写真2 最終破壊状況 (シリーズ2)

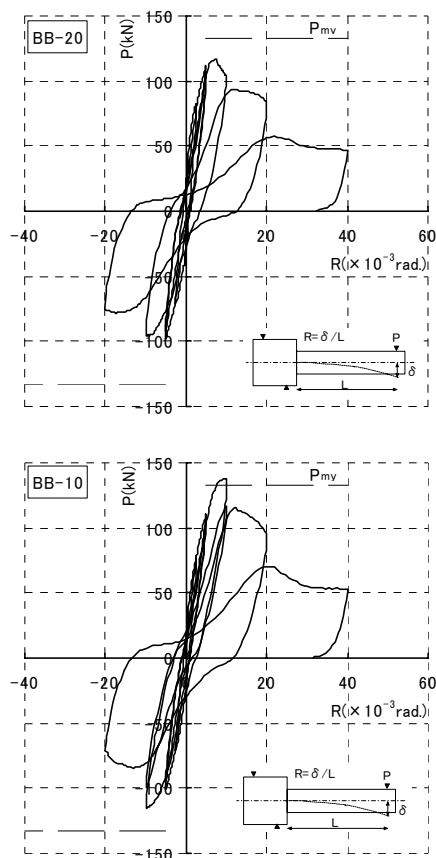


図 16 荷重(P)－変形角(R)関係 (シリーズ2)

表 6 実験結果一覧 (シリーズ2)

試験体	加力	断面切り替え面 曲げひび割れ		基礎梁端部 せん断ひび割れ		最大荷重	
		P_{mc}	R_{mc}	P_{sc}	R_{sc}	P_{max}	R_{max}
BB-10	正	29.4	0.41	102.1	4.25	137.6	9.10
	負	-19.8	0.14	-108.4	-7.51	-115.1	-10.0
BB-20	正	29.6	0.30	106.2	4.53	117.0	7.53
	負	-14.9	0.43	-76.4	-3.15	-98.2	-5.03

※ P: 梁せん断力(kN) R: 相対変形角($\times 10^{-3}$ rad.)

が順次発生し、基礎梁端部の上下面に梁主筋の引張り応力によるコーン状のひび割れが複数発生した。その後、荷重の増加に伴い、このコーン状のひび割れが拡大する一方で、断面切替面(面内)ではスパン中央部の梁の中立軸位置近傍から断面幅方向に広がりながら圧縮縁方向へ向かう斜めひび割れが発生、拡大伸展し、梁端部の断面幅が狭い BB-10 では断面切替面位置で下端主筋が降伏した後、断面幅が広い BB-20 では主筋降伏以前にそれぞれ最大耐力を迎えた。

両試験体では断面切替位置面内に発生した斜めひび割れに着目すると、BB-10 では圧縮域と基礎梁端主筋位置とを結ぶ形で生じたが、BB-20 では基礎梁

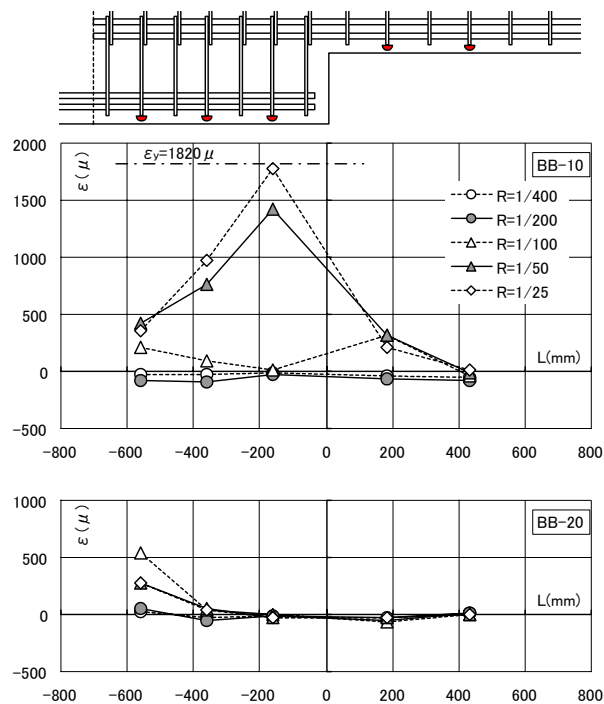


図 17 筋筋の材軸方向歪み分布 (シリーズ2)

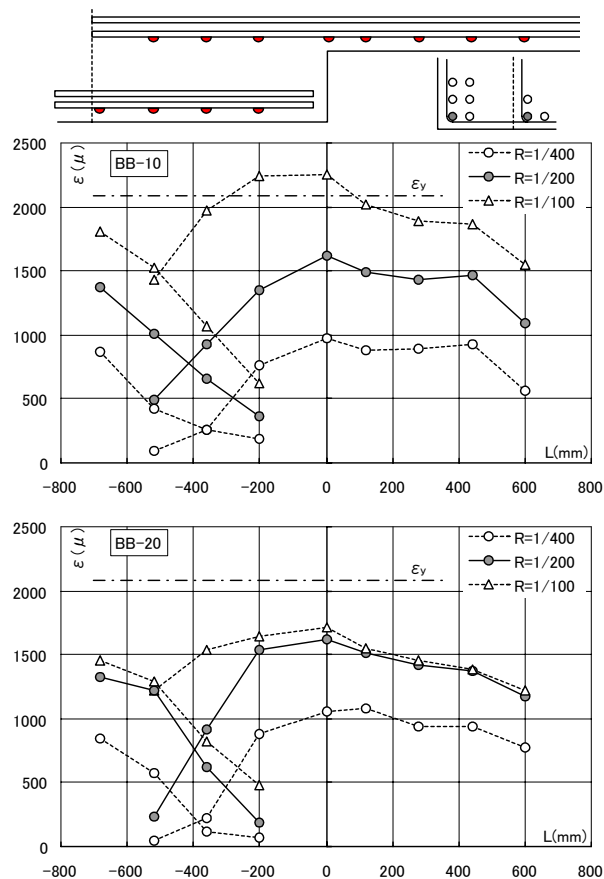


図 18 基礎梁主筋の歪み分布 (シリーズ2)

端主筋位置の内側を貫通しており、このひび割れを境に基礎梁端部のコンクリートが分離して挙動する

性状を示した。

4.2 歪み性状

図 17 に材軸方向の筋筋の歪み分布を示す。これによると、BB-10 では最大耐力を発揮した後の $R=1/50\text{rad.}$ において基礎梁端部内の歪みが急増しており、また、その分布形状は加力スタブ側から断面切替面側へ歪みが増大する性状がみられる。BB-20 は最終変形角においても 50μ 程度以下であり、筋筋の効果は極めて小さい。

図18は正加力時における下端主筋の材軸方向歪み分布である。基礎梁端部に着目すると、加力スタブから延びる主筋(端部定着筋と呼ぶ)、スパン中央部から延びる主筋(基礎梁筋と呼ぶ)とも、 $R=1/200\text{rad.}$ までは概ね直線的な歪み分布を示すが、最大耐力時の $R=1/100\text{rad.}$ においては、基礎梁筋の歪み勾配が断面切替面近傍で緩やかとなっており、付着劣化を生じ始めていることがわかる。このような傾向は端部定着筋にはみられない。いま、基礎梁筋について断面切替面から 360mm 程度入った位置の歪み値を用い、自由端まで ($L=320\text{mm}$)の平均付着応力度を算定すれば、BB-10では 4.82N/mm^2 、BB-20では 3.76N/mm^2 となる。RC規準[4]に基づく短期許容付着応力度の上限値は 4.37N/mm^2 であり、基礎梁筋は極めて厳しい付着状態にあったことが窺える。

4.3 応力伝達機構の考察

図19にスパン途中で断面が切り替わる基礎梁部材の応力伝達機構(模式)を示す。図中、塗りつぶしの矢印はコンクリートによる圧縮応力、白抜きの矢印は鉄筋による引張り応力を示す。この場合、スパン中央部に生じる圧縮束の材軸方向成分(水平成分)は、断面切替面に曲げモーメント $M_a(=Q \cdot L_a)$ を生じるた

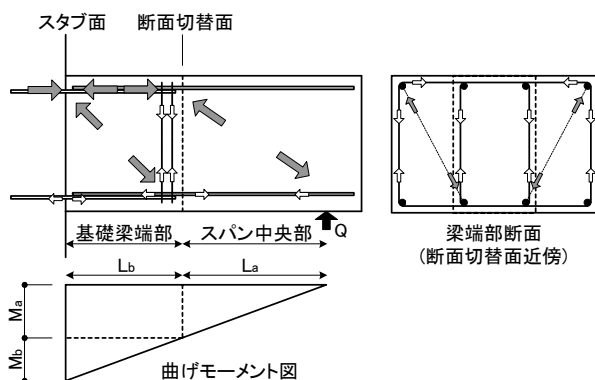


図 19 基礎梁端部の応力伝達機構

めの圧縮反力として作用し、基礎梁端部内で水平にスタブ面圧縮域へと伝達される。このとき、この圧縮力と一様な鉄筋の引張り応力によって基礎梁端部内には一様曲げモーメント (M_a)が生じる。一方、スパン中央部の圧縮束の材軸方向直交成分 ($=Q$)は、基礎梁端部内の断面切替面近傍に配された筋筋(伝達筋と呼ぶ)によって断面せい方向の他端に伝達され、基礎梁端部内の圧縮束を構成することができる。

図 17 においては BB-10 で最大耐力以降に伝達筋の効果が現れているが、これは断面切替面における主筋のダボ抵抗によって最大耐力を発揮した後、上記の機構が形成されつつも伝達筋が不足したため耐力低下を生じたと判断する。

以上より、スパン途中で断面が切り替わる基礎梁では、想定せん断力に相当する筋筋(伝達筋)を梁端部内の断面切替面近傍に配筋することが重要であると思われる。

5. まとめ

箱抜き工法(埋込み柱脚)を用いた中空角形鋼管柱の接合部架構実験、およびスパン途中で断面幅寸法の切り替わる基礎梁部材の曲げせん断実験を実施した結果、以下の知見が得られた。

- 1)箱抜き工法を用いた接合部架構試験体では、剛性および最大耐力に関して、従来の埋込み柱脚を用いた試験体と同等の性能を示した。
- 2)本実験における柱脚の初期剛性は、中柱で $1.5B_c(B_c: \text{鋼柱せい})$ 程度基礎梁上面から下がった位置を固定と仮定することで概ね推定できた。
- 3)既往文献による柱脚の曲げ終局耐力式(式(8)～(11))は、本実験結果に対して幾分高めの評価を与えた。しかしながら、中柱試験体では鋼柱の全塑性曲げモーメントに対する同計算値の余裕度が 1.0 程度の条件下で鋼柱の曲げ降伏耐力が発揮された。
- 4)側柱試験体では、この機構に寄与するコ字型の主筋が降伏強度に達しなかった。式(9)～(11)ではコ字型鉄筋の存在応力を考慮すると、実験結果を良好に評価できた。
- 5)基礎梁試験体の最大耐力は、基礎梁端部の断面幅寸法がスパン中央部の 2.5 倍程度である場合は曲げ降伏耐力に達したが、4 倍程度と比較的広い場合はこれを下回った。
- 6)基礎梁端部内では降伏の有無に拘わらず、スパン中央部から延びる主筋において定着長さ(鉄筋径

の 40 倍)の半分程度まで付着劣化が進行した。ただし、残りの有効定着長さにおいては R C 規準による短期許容付着応力度の上限値程度の付着応力度が負担されていた。

- 7)基礎梁に所要のせん断耐力を期待するためには、基礎梁端部内の断面切替面側に、このせん断力と等価な量の肋筋(伝達筋)を集中的に配筋するか、これに相当する機構を考慮すべきと考える。

謝辞

本実験は(株)間組との共同開発の一環として行われたものであります。実験にご協力頂きました関係各位に記して感謝の意を表します。

参考文献

- [1]日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2001
 [2]土質工学会：土質基礎工学ライブラリー6，pp.68, 1969
 [3]中島茂壽，五十嵐定義：曲げモーメントとせん断力を受ける角形鋼管柱の埋込み形式中柱柱脚部における力学性状(その2 初期剛性と終局耐力および応力伝達機構)，日本建築学会構造系論文報告集，第374号，pp.63-76，1987.4
 [4]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999

付録

以下に、埋込み部分を弾性支承された部材にモデル化する方法[2]に係わる式(7)の諸係数の算定式を示す。

$$C_1 = \frac{1}{\nu} \cdot \left\{ (1 - \sin 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} - e^{-4\beta L} \right\} - \frac{\beta \cdot H'}{\nu} \cdot \left\{ (\cos 2\beta L + \sin 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} - e^{-4\beta L} \right\}$$

$$C_2 = -\frac{1}{\nu} \cdot (1 - \cos 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} - \frac{\beta \cdot H'}{\nu} \cdot \left\{ (2 - \cos 2\beta L + \sin 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} - e^{-4\beta L} \right\}$$

$$C_3 = \frac{1}{\nu} \cdot \left\{ 1 - (1 + \sin 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} \right\} + \frac{\beta \cdot H'}{\nu} \cdot \left\{ 1 - (\cos 2\beta L - \sin 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} \right\}$$

$$C_4 = -\frac{1}{\nu} \cdot (1 - \cos 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} - \frac{\beta \cdot H'}{\nu} \cdot \left\{ 1 - (2 - \cos 2\beta L - \sin 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} \right\}$$

$$\nu = 1 - 2 \cdot (2 - \cos 2\beta L) \cdot e^{-2\beta L} + e^{-4\beta L}$$