

鉄骨埋込み柱脚工法における基礎梁の配筋合理化に関する実験的研究

Smart Joint工法の追加実験検討

田畑 卓* 西原 寛*

Experimental Study on the Rational Bar Arrangement of the Foundation Beam for Steel Column Bases Embedded into the RC Footing

An additional experiment of Smart Joint system

by Taku TABATA and Hiroshi NISHIHARA

Abstract

When a steel column base is embedded into a reinforced concrete footing, the foundation beam is planned with the arrangement of the steel column and main bars taken into consideration. In this paper, an experiment of the foundation beam, which anchored the main bars in the wide width section at the end of the member, was carried out. Consequently, bond deterioration was seen to occur at the end of the member, although the bond strength of the foundation beam bars were close to the upper limit value by AIJ standard. It is effective in repressing punching shear destruction to arrange a hoop intensively at the section width change part.

要 旨

鉄骨埋込み柱脚では柱鉄骨と基礎梁主筋の収まりに配慮して基礎梁を計画する必要がある。本報では基礎梁主筋を材端部とスパン中央部とに分割し、それぞれ材端の幅広い平行ハンチ部に定着する方式の基礎梁について構造実験を行った。その結果、基礎梁主筋は RC 規準の上限程度の付着強度を有するが、材端側ではテンションシフトによる付着劣化が生じること、断面幅の切り替わる位置に集中的にせん断補強筋を配筋することでパンチングシア破壊を抑制できることが確認された。

キーワード：基礎梁／定着／応力伝達／せん断補強筋／曲げせん断

1. はじめに

鉄骨埋込み柱脚工法においては、柱鉄骨と基礎梁主筋との緩衝に配慮して基礎梁を計画する必要がある。その具体的対処方法として、本報では基礎梁主筋を柱鉄骨の側部を通る主筋(以降、ハンチ部主筋)とスパン中央側から延びる主筋(以降、一般部主筋)とに分け、それぞれを基礎梁端部に設けた断面幅の広い区間(以降、ハンチ部)に定着する形式の基礎梁を想定し、その構造性能を実験的に調べた。特に、本工法では鉄骨脚部に曲げ降伏ヒンジを計画することを原則とし、一方で、基礎梁の曲げ降伏を許容する場合は、その降伏位置をハンチ部と一般部との境

界面(以下、切替面)に想定することで、鉄骨埋込み部への影響を極力抑える方針としているが、切替面はスパン途中に位置し、且つ断面幅寸法が急変するため、通常の梁部材の延長線上でその構造性能を論じることが難しい。前報[1]によれば、ハンチ部内の主筋の付着性能に加えて、切替面近傍では一般部からハンチ部へのせん断伝達機構を確保することの重要性が実験結果より示唆された。

このようなことから本報では、切替面近傍のせん断伝達機構に配慮した配筋設計を行うとともに、ハンチ部内の主筋の定着長さおよび定着形式を変動因子とする試験体を計画し、その曲げ変形性能を実験

* 技術研究所構造研究室

的に検証することを目的とした。

2. 実験計画

2.1 試験体

図1に試験体形状および配筋を、表1に試験体一覧を示す。試験体は前報[1]と同様、柱鉄骨面から基礎梁反曲点位置までを抽出した約1/2縮尺モデルの片持ち梁である。試験体数は全6体で、基礎梁の断面寸法を $b \times D = 240 \times 540\text{mm}$ 、切替面から加力点までの距離を1500mmで全試験体共通とした。主筋は一般部主筋が6-D16、ハンチ部主筋が12-D16で、スタブ面(加力スタブとハンチ部の境界面)の切替面に対する曲げ耐力比はおおよそ1.2である。また、各試験体ではハンチ部と一般部のせん断伝達(図2参照)に配慮して、ハンチ部内の切替面近傍に、切替面曲げ降伏時せん断力に相当するせん断補強筋を集中的に配筋した。ただし、これらは基礎梁主筋に掛かるハンチ部内周のせん断補強筋のみを対象とし、外周の補強筋量は特に増していない。

各試験体の変動因子は、ハンチ部断面幅寸法、主筋定着長さ、一般部主筋の定着形式である。ハンチ部の幅寸法は640mmと960mmの2水準であり、前者はハンチ部と基礎梁の軸芯が一致する場合、後者は偏芯して取り付く場合の偏芯量が大きい側をそれぞれ模擬したものである。一般部主筋は直線定着あるいは90°折り曲げ定着とした。ここで、表1では、折り曲げ定着における定着長さは切替面から2段目主筋の折り曲げ起点までと定義している。ハンチ部

主筋は一般部主筋よりも存在応力が小さいことから、いずれの試験体も直線定着とした。表2および表3に

表1 試験体一覧

試験体	主筋間の あき寸法	ハンチ部寸法(mm)		一般部主筋定着	
		断面幅	長さ	定着長*1	形式
1) 10-40R	10d _b	640	790	40d _b	折り曲げ
2) 10-30R			630	30d _b	
3) 10-55S			920	55d _b	直線
4) 10-45S	20d _b	960	760	45d _b	
5) 20-50R			950	50d _b	折り曲げ
6) 20-40R			790	40d _b	

*1 折り曲げ定着の場合は2段目主筋の直線部長さを表す

表2 鉄筋材料試験結果

呼び名	材質	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)	破断伸び (%)
D6	SD295A	368	514	187	15.8
D16	SD345	390	568	193	22.5

表3 コンクリート材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
1) 10-40R, 3) 10-55S, 5) 20-50R	24.1	24.2	2.06
2) 10-30R, 4) 10-45S, 6) 20-40R	26.1	25.2	—

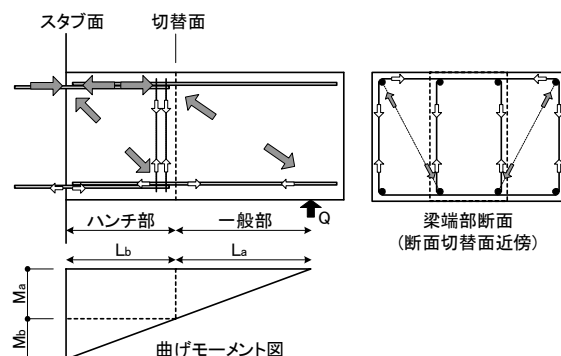


図2 ハンチ部と一般部のせん断伝達機構

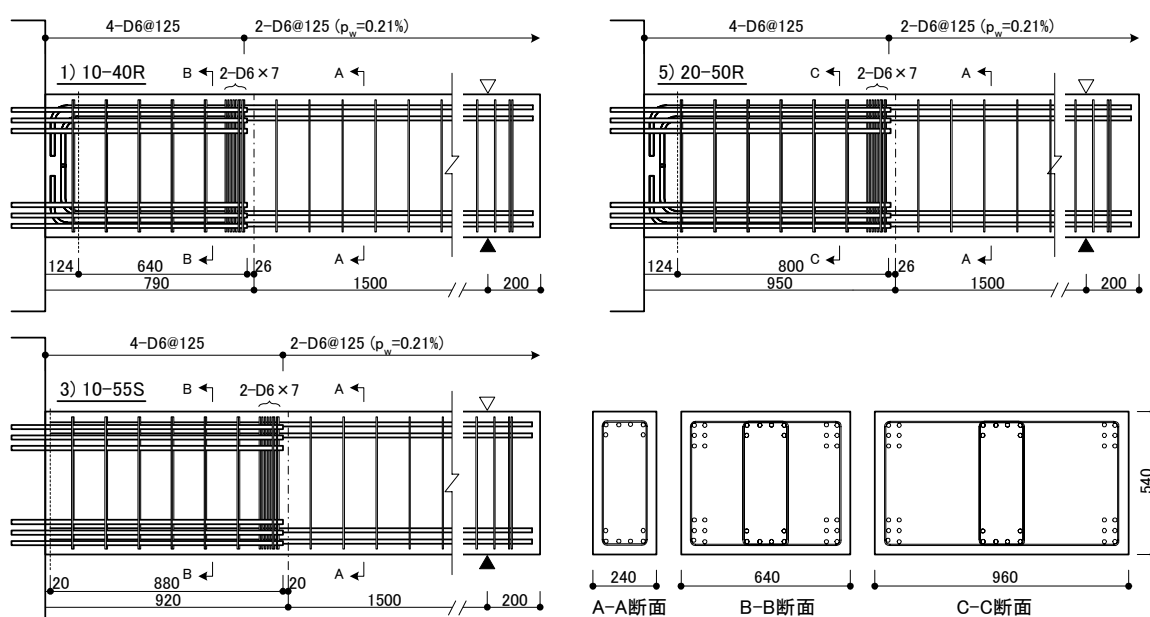


図1 試験体形状および配筋

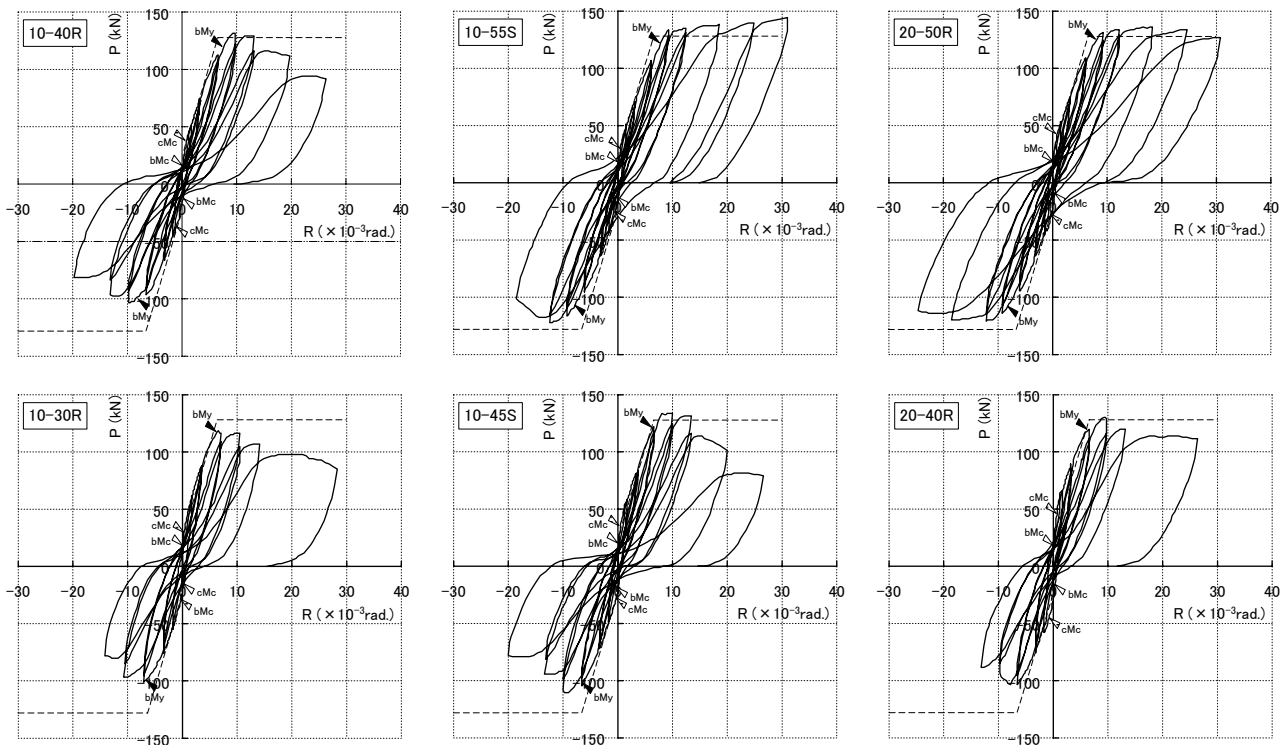


図3 荷重(P)－変形角(R)関係

使用した鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を示す。

2.2 加力および計測

加力は加力点の変位制御による正負交番繰り返し载荷とした。その際、いずれの試験体も切替面での曲げ降伏を指向させていることから、制御用の変形角(R')は、便宜的にハンチ部を剛体と見なし、切替面から加力点までの距離より算定した(なお、実験結果の検討では、スタブ面から加力点までの距離より変形角を再計算した。これを「 R 」とし「 R' 」と区別した)。各々、下端引張り時を正加力とし、サイクルピークは $R'=1/400\text{rad.}$, $1/200\text{rad.}$, $1/100\text{rad.}$, $1/67\text{rad.}$, $1/50\text{rad.}$, $1/33\text{rad.}$ とした。ただし、加力途中で明らかな荷重低下が認められた場合はそれ以降の加力を省略した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および履歴性状

図3に各試験体の荷重(P)－変形角(R)関係、写真1に最終破壊状況を例示する。いずれの試験体も $R=\pm 1/1000\text{rad.}$ までに切替面とスタブ面に曲げひび割れが発生し、その後ハンチ部および一般部にそれぞれ斜めひび割れが発生した。変形の増大に伴ってハンチ部側面の斜めひび割れ本数が増すとともに、上

表4 実験結果一覧

試験体	加力	曲げひび割れ*		基礎梁主筋降伏		最大荷重	
		$P_{mc.b}$ (kN)	$P_{mc.c}$ (kN)	P_{my} (kN)	θ_{my} (rad.)	P_{max} (kN)	θ_{max} (rad.)
1) 10-40R	正	15	38	119	1/ 460	131	1/ 323
	負	-13	-37	-99	-1/ 354	-103	-1/ 219
2) 10-30R	正	18	30	117	1/ 465	118	1/ 430
	負	-15	-28	-99	-1/ 354	-101	-1/ 315
3) 10-55S	正	18	30	122	1/ 488	144	1/ 42
	負	-13	-25	-106	-1/ 426	-122	-1/ 182
4) 10-45S	正	20	35	121	1/ 408	133	1/ 207
	負	-18	-28	-103	-1/ 533	-110	-1/ 280
5) 20-50R	正	18	42	124	1/ 328	136	1/ 66
	負	-10	-28	-108	-1/ 392	-121	-1/ 157
6) 20-40R	正	18	45	119	1/ 381	130	1/ 198
	負	-16	-45	—	—	-104	-1/ 400

P:ジャッキ荷重 θ :断面切替面回転角を表す

*1 それぞれ $P_{mc.b}$:切替面、 $P_{mc.c}$:加力スタブ面を示す

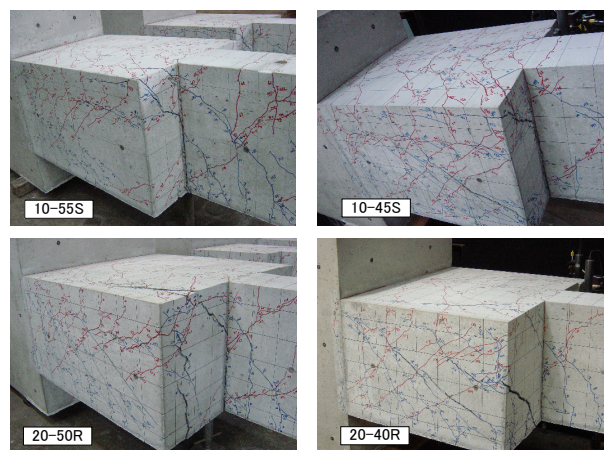


写真1 最終破壊状況例

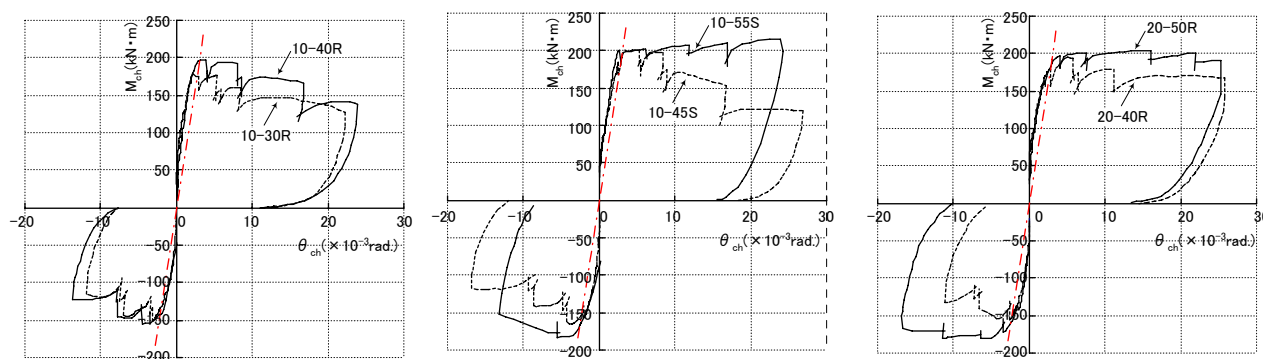


図4 切替面の曲げモーメント(Mch)－回転角(θch)関係

端主筋に沿って既に発生していたコンクリートの沈降によるひび割れが徐々に伸展し、20-40Rの負加力時では一般部主筋が降伏する前に最大耐力に至った。

これ以外の試験体では20-40Rの正加力時も含め $R=1/150 \sim 1/120 \text{ rad.}$ の間に一般部主筋(1段目)が降伏した。主筋定着長さが短い10-30Rはその後まもなく荷重低下したが、10-40Rおよび10-45SSでは若干の荷重増加を生じた後、 $R=\pm 1/100 \text{ rad.}$ で最大耐力に至った。これらの試験体では、ハンチ部側面を対角に結ぶ斜めひび割れとハンチ部上下面に発生した基礎梁主筋の定着に起因するコーン状のひび割れが支配的であったが、負加力時においてはこれと同時にハンチ部側面の上端主筋に沿うひび割れが拡大、伸展する性状が明確にみられた。

主筋定着長さが最も長い10-55Sは、やはり負加力時に上端主筋に沿うひび割れが顕著となって $R=1/80 \text{ rad.}$ で荷重が低下したものの、ハンチ部側面の斜めひび割れの発生は軽微であり、正加力時では $R=1/33 \text{ rad.}$ まで荷重が増加し続けた。20-50Rもハンチ部の斜めひび割れは軽微であった。負加力時では上端主筋に沿うひび割れも顕在化せず、このため正負加力で最終加力まで安定した履歴性状を示した。

図3中には略算式より求めた切替面の曲げ降伏耐力計算値を破線で示してある。正加力時には10-30Rを除く各試験体で曲げ耐力計算値に達したが、負加力時はいずれの試験体も計算値を下回る結果であった。前述のように本試験体では上端主筋に沿う初期ひび割れが負加力時の性状に大きく影響しており、以降の検討では特に正加力時に着目して検討を行うこととした。

3.2 変形状

図4に切替面における曲げモーメント(M_{ch})－回転角(θ_{ch})関係の包絡線を示す。ここで、回転角は梁せ

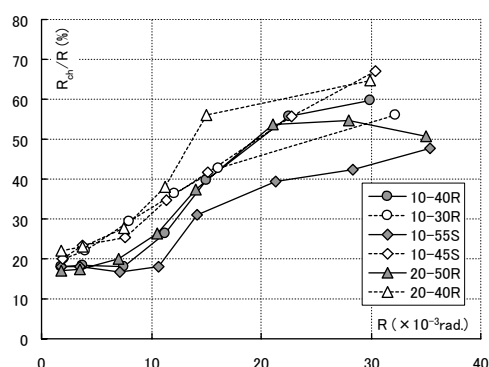


図5 全体変形に占める切替面回転変形の割合

い方向に400mmの間隔で取り付けられた2本の変位計により計測した。同図によれば、曲げ降伏時までの剛性は各試験体ではほぼ一致しており、基礎梁主筋の定着長さおよび定着形式による影響はみられない。そこで、これらの曲げ降伏時の回転角(θ_y)が、切替面の断面曲げ解析結果に基づき式(1)で表されると仮定して式中の係数 α を求めた。その結果 $\alpha=1.0$ とすることで実験結果と概ね良い対応を示すことがわかった。図4中の一点鎖線は同計算より求められる曲げ降伏時の割線剛性である。

$$\theta_y = \alpha \cdot D \cdot \phi_y \quad (1)$$

D : 基礎梁せい

ϕ_y : 断面曲げ解析から求めた曲げ降伏時曲率

図5は全体変形(R)に占める切替面の回転変形成分の割合(R_{ch}/R)である。各試験体の回転変形の割合は概ね、曲げ降伏時に相当する $R=1/100 \text{ rad.}$ を境に増加する傾向がみられる。曲げ降伏時以前は20～30%程度、最終加力時には50%程度以上となっている。

3.3 歪み性状

図6に最大耐力時のせん断補強筋の歪み分布を示

す。同図中の実線と破線はそれぞれ一般部主筋、ハンチ部主筋を囲むせん断補強筋、塗りつぶしのプロットは集中補強筋を表す。せん断補強筋は当該変形角の最も大きい10-55Sで一部降伏しているが、これ以外は全て弾性範囲内に収まっている。歪み分布形状に着目すると、各試験体では幾分のばらつきはあるが、概ねハンチ部内周のせん断補強筋はスタブ面から切替面に向かって歪みが増大する傾向がみられ、一方でハンチ部外周のせん断補強筋はほぼ一様の分布形状となっている。これらは前掲した図2のせん断伝達機構と整合しており、集中補強筋の妥当性が窺える。

図7に正加力時の下端主筋の歪み分布を例示する。変形角の増大に伴う切替面近傍の一般部主筋の歪みの推移は各試験体でほぼ同様であり、ハンチ部内における一般部主筋の降伏域は、 $R \div 1/100\text{rad.}$ で200mm程度である。最終加力まで荷重が増大し続けた10-55Sでは $R=1/32\text{rad.}$ で500mm程度となった。一般部主筋においては定着長さから降伏域を減じた長さを有効定着長さとして最大耐力時の付着応力度を求めると、キャピタル幅が640mmの試験体では

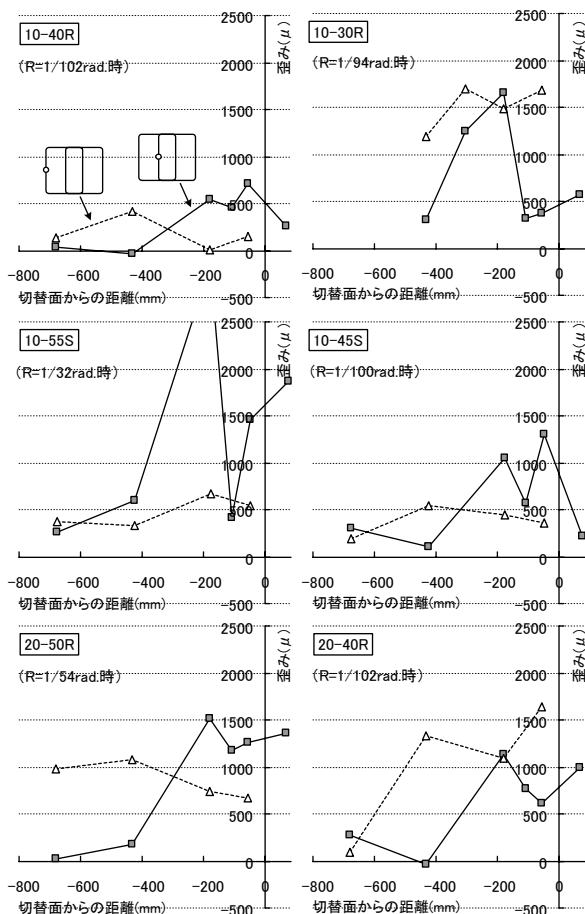


図6 せん断補強筋の歪み分布(最大耐力時)

$3.1 \sim 3.3\text{N/mm}^2$, 960mmの試験体では $2.6 \sim 3.0\text{N/mm}^2$ となり、折り曲げ定着の有無による差異は認められない。これらの付着応力度はRC規準[2]において主筋のあきや被りの影響を表す係数を上限($C=5$)として求めた直線定着の短期許容付着応力度と同程度であった。

一方、ハンチ部主筋に着目すると、その歪み形状は変形の増加に伴ってスタブ面側から歪み勾配が鈍化する傾向を示し、せん断ひび割れの発生によるテンションシフトの影響を受けた形となっている。その結果、スタブ面応力は弾性範囲内にあるものの、

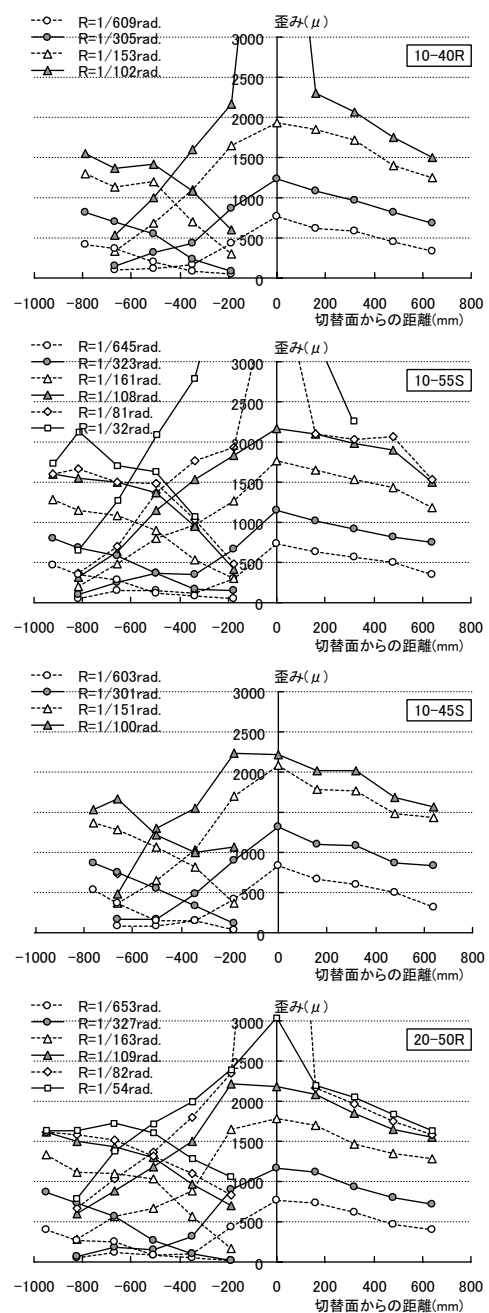


図7 主筋歪み分布(最大耐力時)

最大耐力時ではその先端付近の歪み勾配が基礎梁主筋の有効定着長さ範囲内のそれと同程度まで達した。

このことは、一般部主筋のみならず、ハンチ部主筋の定着性能も部材の構造性能を左右する可能性があるといえる。特に、本実験結果では一般部主筋が降伏した時点で既にテンションシフトの兆候がみられるため、ハンチ部主筋の定着性能は、その影響を考慮して評価すべきと考える。

3.4 付着余裕度と切替面の回転性能の関係

本項では一般部主筋およびハンチ部主筋の要求付着性能を検討するため、各試験体の切替面曲げ降伏時における付着(定着)余裕度と、実験より得られた切替面の限界回転角の関係を調べた。表5に付着余裕度の評価方法を示す。

ここで、実験結果による切替面の限界回転角は、当該 $M-\theta$ 関係上の正加力時において、計算曲げ耐力の95%に耐力が低下した時点の回転角と定義する。

一方、付着余裕度の評価にあたっては、図8のような主筋応力分布を想定して、切替面曲げ降伏時の存在付着応力度を評価した。すなわち、ハンチ部主筋ではせん断ひび割れによるテンションシフトの影響を考慮するものとし、その範囲は実験結果を参考にスタブ面から梁せいの0.5倍と仮定する。ハンチ部主筋のスタブ面存在応力度は、1段目主筋を対象として断面曲げ解析より算出した。

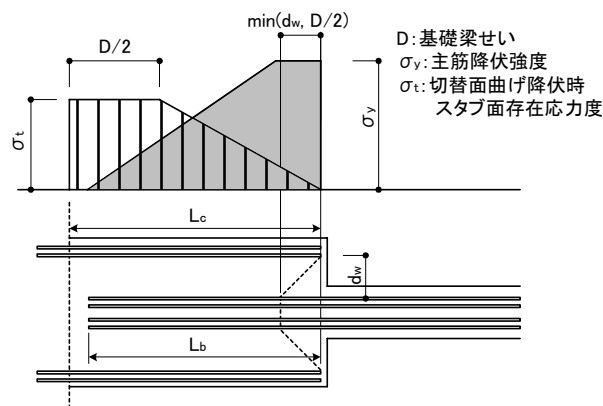


図8 切替面曲げ降伏時の想定主筋応力度分布

一般部主筋においてはハンチ部主筋との応力伝達を勘案して図中、点線で示すコーン状ひび割れの発生を想定する。このひび割れは原則的にハンチ部主筋先端から45度の角度で発生するものとする。ただし、このひび割れの角度は本来、一般部主筋とハンチ部主筋のあき間隔によって変化すると考えられ、これを45度で一義的に仮定すると、ハンチ部の幅が比較的大きいときに、付着劣化域を過大に評価する可能性がある。改めて図7をみると、主筋のあき間隔が360mmの20-50Rでは、一般部主筋の付着劣化域は200~300mm程度となっている。そこで、同付着劣化域は梁せいの0.5倍に相当する270mmをその上限と仮定した。

各主筋の付着強度は、RC規準の短期許容付着応力度(τ_d)に基づき評価する。RC規準で考慮される付着割裂破壊の形式はサイドスプリットとコーナースプリットであり、一般部主筋においては、その断面主筋配置から考えると、このうち前者に属するといえる。しかしながら、このとき式中の係数 C は主筋間のあきで評価することになるが、これらは本実験結果に対しては歪み分布より求めた最大耐力時の付着応力度を過小評価する傾向にある。これは本工法ではハンチ部の断面幅が極端に広いため、通常の梁のような明確なサイドスプリット破壊を示さないためと考えられる。このことから、以下の検討では一般部主筋について、式中の係数 C は上限値($C=5$)とし、 A_{st} は一般部主筋に直接掛かる補強筋を考慮することとした。他方、ハンチ部主筋は明らかにコーナースプリットに分類される。このため、式中の係数 C を被り厚さで評価した。

図9に正加力時の限界回転角と付着余裕度の関係を示す。上記の評価方法によれば、最大耐力が曲げ耐力計算値を下回った10-30Rは、付着余裕度が一般

表5 存在付着応力度と付着強度の評価方法

存在付着応力度(τ_d)

$$\tau_d = \sigma_t \cdot a_s / (L_e \cdot \phi)$$

ここで、

σ_t : 検定断面の存在主筋応力度

a_s, ϕ : 当該主筋の断面積および周長

L_e : 定着長さから付着劣化域を減じた長さ
(ただし、折り曲げ定着では検定断面から折り曲げ起点までの長さとする)

付着強度(τ_a)

$$\tau_a = K \cdot f_b$$

$$K = 0.3(C+W)/d_b + 0.4$$

$$W = 80A_{st}/(s \cdot N)$$

ここで、

f_b : RC規準による短期許容付着応力度

C : 主筋間のあき、もしくは最小被り厚さの3倍のうち小さい方で、鉄筋径の5倍以下

A_{st} : 想定付着割裂面を横切る1組の補強筋断面積

s : 横補強筋間隔

N : 想定付着割裂面における主筋本数

ただし、

折り曲げ定着の場合は上記 τ_a を1.5倍して評価する

部主筋で1.0程度となるものの、ハンチ部主筋では1.0を下回っている。他の試験体はいずれも付着余裕度が1.0以上であり、付着余裕度が大きいほど限界回転角も増大する結果を示している。特に、各試験体では一般部主筋とハンチ部主筋の小さい方の付着余裕度と限界回転角とはほぼ線形の関係が認められる。以上のように、本評価方法は実験結果と良好な対応を示しており、切替面の曲げ降伏を想定する場合には、本評価方法に基づいて適切な付着余裕度を確保することが重要であると考えられる。

4. 非線形有限要素法解析

本工法では、キャピタル内における主筋の定着性能とともに、切替面の応力伝達機構を確保することが構造的な性能上の要点であると考えられる。実験ではこのうち、後者について図2に示した応力伝達を前提として、切替面近傍に集中補強筋を配筋した。ここでは有限要素法解析を実施することにより、集中補強筋の効果を検討する。解析には三次元非線形有限要素法コードであるATENA3Dを用いた。

4.1 解析方法

表6に解析ケース一覧を示す。解析は全4ケースについて行い、集中補強筋の有無とハンチ部幅寸法をパラメータとした。解析モデルは、本実験における10-55Sを標準タイプ(BS-E)としてモデル化したものである。なお、いずれの解析モデルも加力スタブを省略して、ハンチ部端部(スタブ面)に全方向拘束の条件を設けた。また、加力点とスタブ面は応力集中が予想されるため、剛性の高いプレートを配置した。コンクリートは三次元6面体8接点要素、主筋およびせん断補強筋は二次元2接点線要素による離散鉄筋モデルとした。コンクリートの材料特性は直交異方性を考慮した非線形モデルで、鉄筋は完全弾塑性モデルとした。主筋の付着特性($\tau-s$ 関係)は初期剛性が10MN/mm²で最大強度を5N/mm²とする完全弾塑性モデルとし、せん断補強筋は4隅を固定とするアンボンドモデルとした。

4.2 解析結果

ハンチ部幅寸法が640mmの場合について、図10に荷重(P)－変形角(R)関係、図11に $R=7.5 \times 10^{-3}$ rad.時の主応力度分布とひび割れ発生状況を示す。ここで、ひび割れはひび割れ幅が0.3mm以上のものを表示している。BS-E、BS-Nはともに $R=7.5 \times 10^{-3}$ rad.で

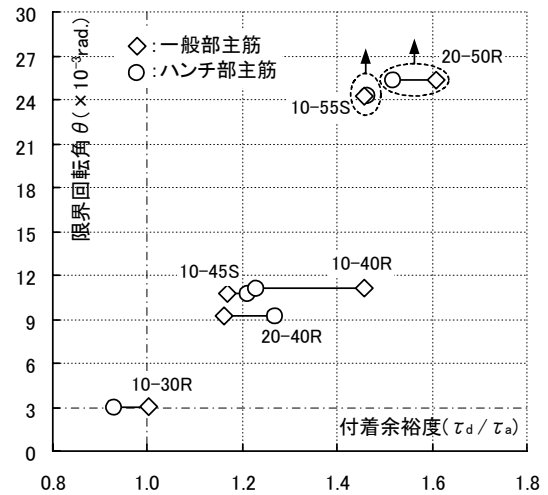


図9 付着余裕度と切替面の限界回転角の関係

表6 解析ケース

解析 ケース	ハンチ部 幅寸法(mm)	集中補強筋
BS-E	640	有り
BS-N		無し
BW-E	960	有り
BW-N		無し

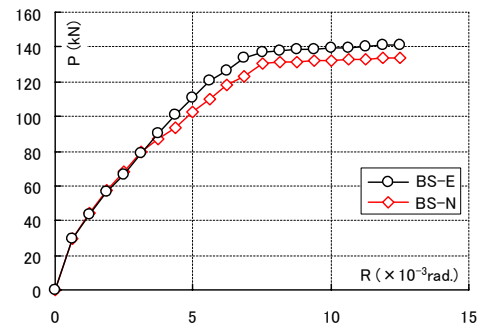


図10 P-R 関係 (ハンチ部幅寸法 640mm)

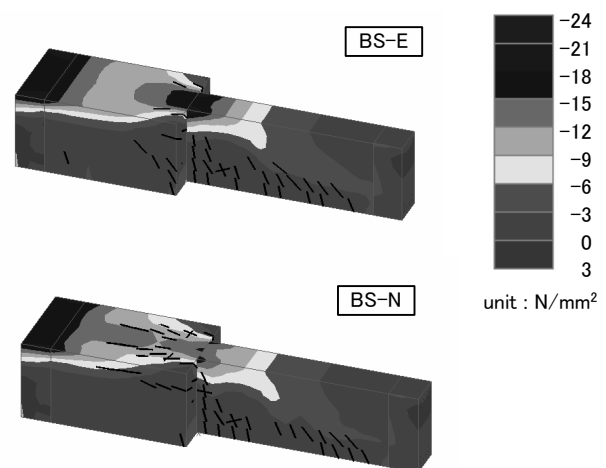


図11 $R=7.5 \times 10^{-3}$ rad. 時の主応力度とひび割れ (ハンチ部幅寸法 640mm)

基礎梁主筋(一般部主筋)が降伏しているが、集中

補強筋のないBS-Nは、BS-Eに対して $R=4 \times 10^{-3}$ rad.程度から徐々に剛性が低下し、最大耐力もBS-Eを下回る結果となった。図11によれば、BS-Nはハンチ部上面および側面上端において材軸方向のひび割れの発生が顕著であり、これらは2軸応力の影響(直交方向の引張り応力の影響)によってコンクリートの圧縮強度が低下し、曲げ応力の伝達が困難になったものと考えられる。

次に、ハンチ部幅寸法が960mmの場合について、図12にP-R関係、図13に $R=10.5 \times 10^{-3}$ rad.時の主歪み分布とひび割れ発生状況を示す。ここで、図14は変形を25倍して、ひび割れは0.5mm幅以上のもの表示している。この場合も、基礎梁主筋は降伏しているが、それ以降、特に集中補強筋のないBW-Nではハンチ部上面の破壊が顕著になって、明確な荷重低下を生じた。

以上のように、本工法では集中補強筋の有無が構造性能を左右する大きな要因であることが確認された。なお、本解析は1方向加力での検討であるが、正負繰り返し加力の場合には、ハンチ部上下面に引張主筋の応力伝達によるコーン状のひび割れが発生する。これらはパンチングシア破壊を助長する要因であると考えられ、その場合、集中補強筋の重要性が更に増すものと予測される。

5. 結論

鉄骨埋込み柱脚における基礎梁の形式として、材端に一定区間の幅広なハンチ部を有し、且つハンチ部内に基礎梁主筋を定着する場合を対象に、曲げせん断実験を実施するとともに、有限要素法解析を行い、その構造性能を検討した。本検討より得られた知見を以下に述べる。

- 1) 実験結果より、切替面近傍に集中補強筋を配するとともに、ハンチ部内の主筋の定着性能を確保することで、大変形時まで安定した挙動を示すことが確認された。
- 2) ハンチ部内における一般部主筋の弾性歪みから求めた平均付着応力度は、RC規準による短期許容付着応力度の上限値程度であった。また、ハンチ部主筋は一般部主筋に比べて応力増大側の付着劣化が顕著になる傾向がみられた。
- 3) 切替面の限界回転性能は、ハンチ部内の付着劣化域を考慮した存在付着応力度と短期許容付着応力度とによる付着余裕度と良好な相関性を示した。

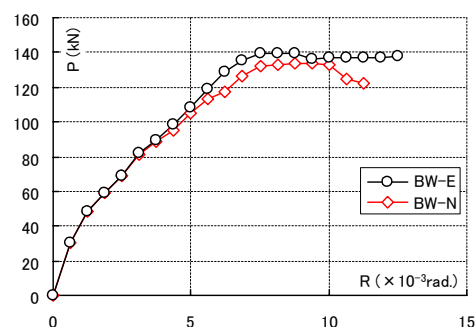


図12 P-R関係 (ハンチ部幅寸法 960mm)

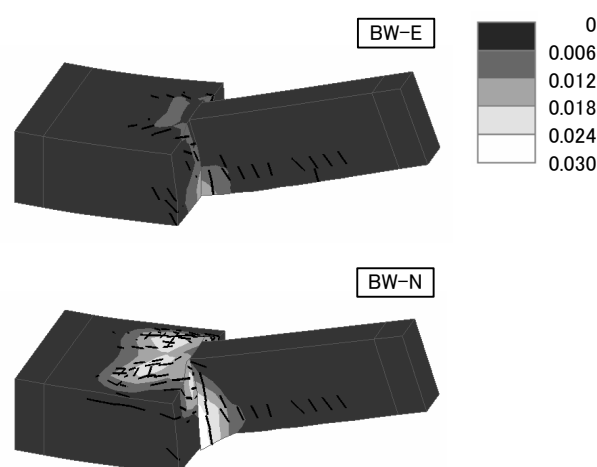


図13 $R=10.5 \times 10^{-3}$ rad. 時の主歪みとひび割れ (ハンチ部幅寸法 960mm)

- 4) 有限要素法解析より、集中補強筋が無い場合にはハンチ部せい方向圧縮側の破壊が顕著になり、集中補強筋が有る場合に比べて、剛性、最大耐力とも低下する性状がみられた。また、ハンチ部の幅寸法が大きい場合には、パンチングシア破壊を生じ易くなることが示唆された。

参考文献

- [1] 田畑卓・西原寛・本多徹哉・宮野洋一・大橋和男・梅野光弘：鉄骨柱脚箱抜き工法の構造性能に関する実験的研究，安藤建設技術研究所報，Vol.11, pp77-88, 2005
- [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999