

論文 柱と杭が水平 2 方向に偏心する杭頭接合部の非線形 FEM 解析

鈴木 卓^{*1}・市之瀬 敏勝^{*3}

要旨:本研究では、柱と杭が水平 2 方向に偏心した杭頭接合部を対象とした FEM 解析を実施した。その結果、本論に示したモデルでは、基礎梁断面形状の違いに拘わらず柱脚直下の杭頭接合部コンクリートの圧縮破壊が確認された。内部応力状態を検討した結果、杭頭接合部の内部では柱から杭にかけて柱芯付近を伝達する圧縮力および柱から杭と両側梁の境界付近を伝達する圧縮力の 2 種類の応力伝達機構の存在が確認された。また、杭頭接合部内において基礎梁断面形状の差異に伴う鉛直圧縮力の負担状況の差異が確認された。

キーワード:鉄筋コンクリート、梁断面、終局強度、破壊モード、軸力伝達機構

1. はじめに

近年、杭頭接合部の寸法の増大などの理由から大口径の場所打ち杭や高支持力杭の普及により杭 1 本で柱を支持する杭基礎形式の使用が一般的となりつつある。このような 1 本杭を用いる場合、様々な要因により柱芯と杭芯のずれに伴う偏心が生じる。

柱と杭が 1 方向に偏心した鉄筋コンクリート（以下、RC）造杭頭接合部に関する研究事例は散見される¹⁾³⁾。これらの研究成果の蓄積の結果、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁴⁾（以下、RC 規準）では、柱と杭が 1 方向に偏心する杭頭接合部に対してストラット・タイモデルを適用した構造設計法が示されている。一方で、柱と杭が 2 方向に偏心する隅柱にとりつく杭頭接合部に関する研究例は田中らの 1 例⁵⁾のみである。RC 規準では、柱と杭が 2 方向に偏心する杭頭接合部に対してストラット・タイモデルを適用した構造設計法が示されるものの、その評価方法が合理的でないことも文献⁴⁾に併せて記述されている。

以上を背景として、本研究の最終目的は柱と杭が 2 方向に偏心して取りつく杭頭接合部の構造設計法の構築である。本研究では、当該杭頭接合部の静的載荷実験を実施するための事前段階として、RC 規準の設計例を参考に設定した杭頭接合部および基礎梁を扁平化した杭頭接合部の 2 つの解析モデルを対象とした 3 次元 FEM 解析を実施し、当該解析モデルの損傷状況および軸力伝達機構の検討結果を述べる。

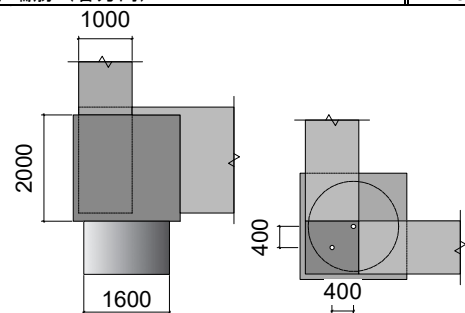
2. 解析対象試験体

2.1 想定架構および試験体の概要

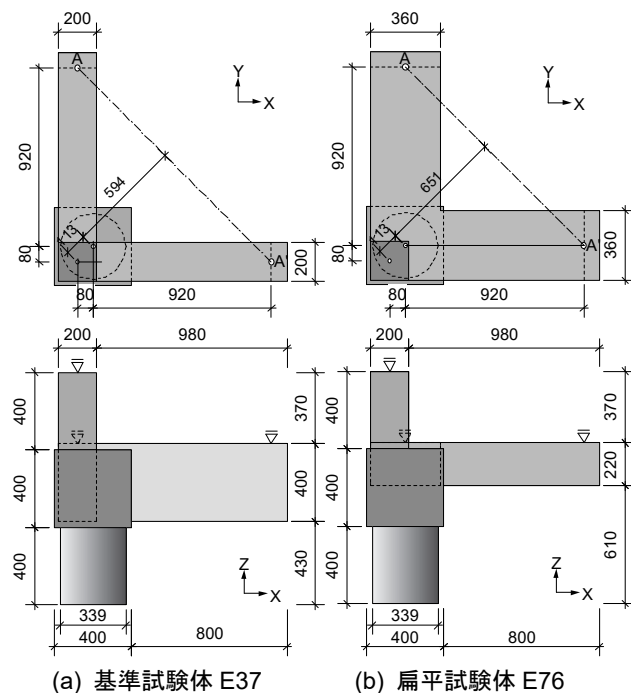
試験体は 2018 年版 RC 規準⁴⁾に示される設計例（表－1 および図－1 参照）を参考にモデル化した。試験体の形状を図－2 に、試験体概要を表－2 にそれぞれ示す。解析モデルは実大の 20%スケールのもの 2 体である。柱

表 1 RC 規準の設計例 4 の諸元⁴⁾

柱断面	幅×せい (mm)	1,000×1,000
基礎梁断面	幅×せい (mm)	800×2,000
基礎断面 (杭頭接合部)	幅×せい×高さ (mm)	各 2,000
杭径	軸部～底部 (mm)	1,600～2,000
水平 2 方向の偏心距離 e (mm)		400
コンクリートの長期許容圧縮応力度 f_c (N/mm ²)		13.3
鉄筋の長期許容引張応力度 f_t (N/mm ²)		215 (SD345)
基礎下端筋 (各方向)		D25@105



図－1 RC 規準の設計例 4 の形状⁴⁾



図－2 解析モデルの形状

*1 高知工科大学 システム工学群講師 博士（工学）（正会員）

*2 名城大学 理工学部建築学科教授 博士（工学）（正会員）

表-2 解析モデル

解析モデル		E37	E76
偏心比 e/j		0.37	0.76
柱芯と杭芯の偏心距離 e (mm)		113	
柱	断面 $b \times D$ (mm)	200 x 200	
	主筋、鉄筋比 ρ_g	12-D10, 1.78%	
	せん断補強筋、補強筋比 ρ_w	2-D4@35, 0.40%	
基礎梁	断面 $b \times D$ (mm)	200 x 400	360 x 220
	有効せい d (mm)	350	170
	上端筋、引張鉄筋比 ρ_t	5-D10, 0.89%	10-D10, 2.07%
	下端筋	3-D10	5-D10
	せん断補強筋	3-D4@35	5-D4@35
杭	径 ϕ (mm)	339	
	主筋、鉄筋比 ρ_g	12-D10, 0.95%	
	せん断補強筋、補強筋比 ρ_w	2-D4@35, 0.27%	
杭頭接合部	寸法 (mm)	400 x 400 x 400	
	補強筋	D4@100 (各方向)	

の頂部をピン支点、2方向の梁先端をローラー支点とし、自由端となる杭脚部から上向きの鉛直力を载荷する計画である。柱断面は 200mm 角、杭径は 339mm、杭頭接合部の寸法は 400×400×400mm である。2体の解析モデルともに柱芯から杭芯までの水平 2 方向偏心距離 e は 113mm ($=80\sqrt{2}$ mm) である。

実験変数は水平 2 方向偏心距離 e を基礎梁の応力中心間距離 j ($=7/8d$, d : 梁の有効せい) で除した比率 e/j (以下、偏心比と呼称) である。基準モデル E37 は、偏心比 e/j が 0.37 であり、基礎梁断面 $b \times D$ は 200×400mm, d は 350mm である。扁平モデル E76 は、 e/j が 0.76 と基準モデル E37 の e/j の約 2 倍であり、 $b \times D$ は 360×220mm, d は 170mm である。

本論に示す解析モデルでは、杭頭接合部内の各方向に D4@100 の鉄筋を配する計画とした。一方の文献 4) によれば、杭頭接合部に形成される斜めストラットの水平成分に対応する杭頭接合部の下端鉄筋が必要とされている。この方法を適用すると、基準モデル E37 では D4@100 の 7 倍、扁平モデル E76 では 15 倍の鉄筋が必要となる。しかし、本論文では、そのような鉄筋量が必要でない可能性を考えて、少なめの配筋とした。

表-3 にコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。コンクリートの設計基準強度 F_c は柱が 40N/mm², その他の部材が 24N/mm² とした。コンクリートのヤング係数 E_c は式(1)⁴⁾より、圧縮強度時のひずみ ε_p は式(2)⁶⁾より、引張割裂強度 F_t は式(3)⁴⁾よりそれぞれ算定した。

$$E_c = 33500(\gamma/24)^2 (F_c/60)^{1/3} \quad (1)$$

$$\varepsilon_p = 14.0F_c + 1,690 \quad (\times 10^{-6}) \quad (2)$$

$$F_t = 0.313\sqrt{F_c} \quad (3)$$

ここで、 γ : コンクリートの単位体積重量, F_c : コンクリートの設計基準強度である。

各部材の主筋の規格は SD390 とし、その他の鉄筋の規格は SD295A とする。梁主筋の杭頭接合部への定着には機械式定着工法を採用することとし、柱面からの定着長

表-3 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

		柱	その他
コンクリート	設計基準強度 F_c (N/mm ²)	40	24
	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	28.1	22.7
	圧縮強度時のひずみ ε_p (μ)	2,250	2,026
	引張割裂強度 F_t (N/mm ²)	1.98	1.53
主筋	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	390	
補強筋		295	

表-4 終局強度計算結果と杭軸力換算値

解析モデル		E37	E76
柱圧縮強度	柱軸力(kN)	1,509	
	(a) 杭軸力 (kN)	1,796	1,771
梁曲げ強度	梁曲げモーメント (kNm)	78.7	75.6
	(b) 杭軸力 (kN)	1,367	1,418
杭頭接合部	柱軸力(kN)	931	870
破壊強度	(c) 杭軸力 (kN)	1,108	1,021

さは 180mm ($=13.8d_b$, d_b : 梁主筋径) とした。

静的漸増鉛直力载荷は変位制御とし、杭脚部中心位置の鉛直変位 δ に従い 0.25mm, 0.5mm, 1mm, 1.5mm, 2mm および 3mm までそれぞれ载荷した後に鉛直力を除荷する計画とした。

2.2 終局強度計算

柱の圧縮強度は材料強度に基づき式(4)より算定した。梁の曲げ強度 (式(5)) は文献 7) に従い算定した。杭頭接合部終局強度時の柱軸力は文献 5) に従い式(6)から式(9)より算定した。

$$N_{cu} = 0.85\sigma_B \cdot A_c + \sigma_y \cdot A_g \quad (4)$$

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (5)$$

$$N_{pu} = A \cdot \sigma_B + \min(N_c, N_y, N_b) \quad (6)$$

$$N_c = B \cdot \sigma_B \cos^2 \alpha \quad (7)$$

$$N_y = \sqrt{2}\sigma_y \cdot a_t / \tan \alpha \quad (8)$$

$$N_b = \sqrt{2}f_u \cdot a_t / \tan \alpha \quad (9)$$

ここで、 σ_B : コンクリート強度, A_c : 柱コンクリートの断面積, σ_y : 主筋の降伏強度, A_g : 柱主筋の全断面積, a_t : 梁上端筋の断面積, A : 柱と杭が重複する部分の柱断面積, B : 柱と杭が重複しない部分の柱断面積, α : 柱材軸と圧縮束の方向余弦, f_u : 梁主筋の定着強度である。

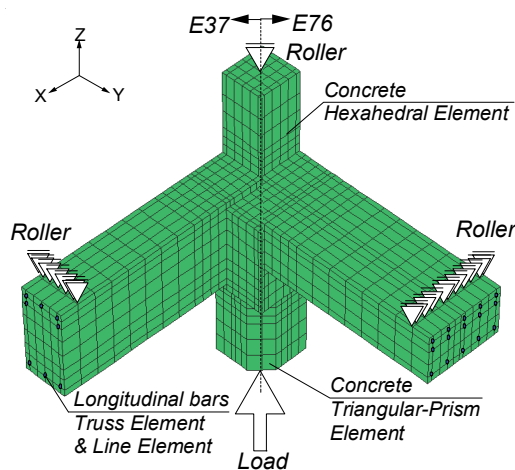
梁曲げ強度時の杭軸力は柱芯まわり (図-2 参照) のモーメントの釣合条件から求まる式(10)に従い算定した。柱圧縮強度時および杭頭接合部終局強度時の杭軸力は、図-2 の A-A' を結ぶ直線まわりのモーメントの釣合条件から求まる式(11)に従い算定した。

$$N_p = 2l_c/e \cdot M_u/a \quad (10)$$

$$N_p = l_c/l_p \cdot N \quad (11)$$

ここで、 l_c , l_p : 図-2 の A-A' を結ぶ直線から柱芯、杭芯までの距離, a : 梁のせん断スパンで梁支点から杭頭接合部フェイス面までの距離と仮定, N : 式(4)または式(6)による柱軸力である。

表-4 に各部材の終局強度計算結果と杭軸力への換算値を示す。両モデルともに杭頭接合部の終局強度の杭軸



(a) 基準試験体 E37 (b) 扁平試験体 E76

図-3 解析モデルの形状

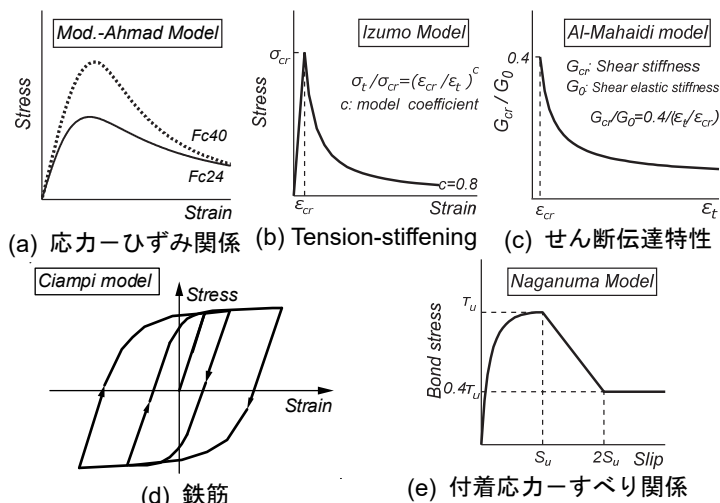


図-4 材料構成則

力換算値は他の終局強度の杭軸力換算値と比べて低い。また、杭頭接合部の終局強度および梁曲げ強度の杭軸力換算値の比は基準モデル E37 では 0.81、扁平モデル E76 では 0.72 となった。

3. FEM 解析

3.1 解析モデル

解析対象は、前章で示した基準モデル E37 および扁平モデル E76 の 2 体である。図-3 に両モデルの要素分割状況を示す。解析は 3 次元モデルとした。コンクリートは 6 面体要素に置換した。ただし、杭は 6 面体要素と三角柱 5 面体要素を用いて 8 角形断面として再現した。梁主筋はトラス要素に置換し、主筋とコンクリートの節点の間にライン要素を定義することで付着すべり挙動を再現した。梁主筋以外の鉄筋はコンクリート要素内に埋込み鉄筋としてモデル化した。柱頂部、両側の梁先端および杭脚部におけるコンクリート要素は剛体とした。

境界条件として柱頂部中央および梁先端から 1 つ内側の上面 1 列における節点の Z 方向鉛直変位を拘束した。解析では、2.1 節で述べた載荷計画をもとに上方向の鉛直変位を杭脚部中央の節点に作用させた。解析は収束計算が不安定になるまで実施した。なお、解析には非線形解析ソフト「FINAL」を使用した。

3.2 材料構成則

図-4 に材料構成則を示す。コンクリートの材料構成則は文献 8) を参考に決定した。三軸応力下の破壊条件は Ottosen の 4 パラメータモデル⁹⁾に従い、圧縮側の応力-ひずみ関係は修正 Ahmad モデル⁹⁾ (図-4 (a)) を採用した。ひび割れ後の Tension-Stiffening 特性は出雲らの提案モデル¹⁰⁾を用いた (図-4 (b))。ひび割れ後のせん断伝達モデルは Al-Mahaidi モデル¹¹⁾を選択した (図-4 (c))。コンクリートの繰り返し履歴則には長沼らのモデル¹²⁾を採用した。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとし、履歴則には修正 Menegotto-Pinto モデル¹³⁾を採用した (図-4 (d))。梁主筋とコンクリートの付着応力-すべり関係は、Naganuma らのモデル¹²⁾を採用した (図-4 (e))。最大付着応力は文献 14) に従い算定し、最大付着応力時のすべり量は文献 15) に従い 1mm に仮定した。ただし、接合部内における梁主筋先端の機械式定着部は剛接合とした。

ルとし、履歴則には修正 Menegotto-Pinto モデル¹³⁾を採用した (図-4 (d))。梁主筋とコンクリートの付着応力-すべり関係は、Naganuma らのモデル¹²⁾を採用した (図-4 (e))。最大付着応力は文献 14) に従い算定し、最大付着応力時のすべり量は文献 15) に従い 1mm に仮定した。ただし、接合部内における梁主筋先端の機械式定着部は剛接合とした。

4. 解析結果

4.1 荷重-変位関係および破壊性状

図-5 に各モデルの荷重-変位関係を示す。同図には、最大耐力点、梁上端筋の降伏点、杭頭接合部下端筋の降伏点および 2.2 節で求めた終局強度計算結果を併せて示した。同図の左軸は制御荷重である杭の圧縮軸力を、右軸は杭の圧縮軸力を 2.2 節で示した式(11)により柱軸力に変換した値である。図-6 に各モデルにおけるコンクリートの最終破壊性状を示す。同図では、変形量を 20 倍にひび割れ幅を 10 倍に拡大して示しており、黄色は当該ステップにひずみ軟化した要素を、赤色は当該ステップより前のステップでひずみ軟化した要素を示している。

基準モデル E37 をみると、 $\delta=0.25\text{mm}$ のサイクルでは梁曲げひび割れの発生が確認され、 $\delta=0.5\text{mm}$ のサイクルでは梁曲げひび割れの進展に伴う剛性低下が認められた。 $\delta=1.5\text{mm}$ のサイクルでは、杭頭接合部下端において水平方向補強筋 (同図の一点鎖線で囲まれた領域) の降伏が確認されるとともに、柱脚部直下の杭頭接合部コンクリート (同図の点線で囲まれた領域) のひずみ軟化が顕著となった。 $\delta=2.0\text{mm}$ のサイクルでは、前述のひずみ軟化領域における変形の顕著な進展に伴う耐力低下が確認された。以上の結果から、基準モデル E37 の破壊モードは柱脚部直下における杭頭接合部コンクリートの圧縮破壊型と判断された。

扁平モデル E76 をみると、 $\delta=0.25\text{mm}$ のサイクルでは

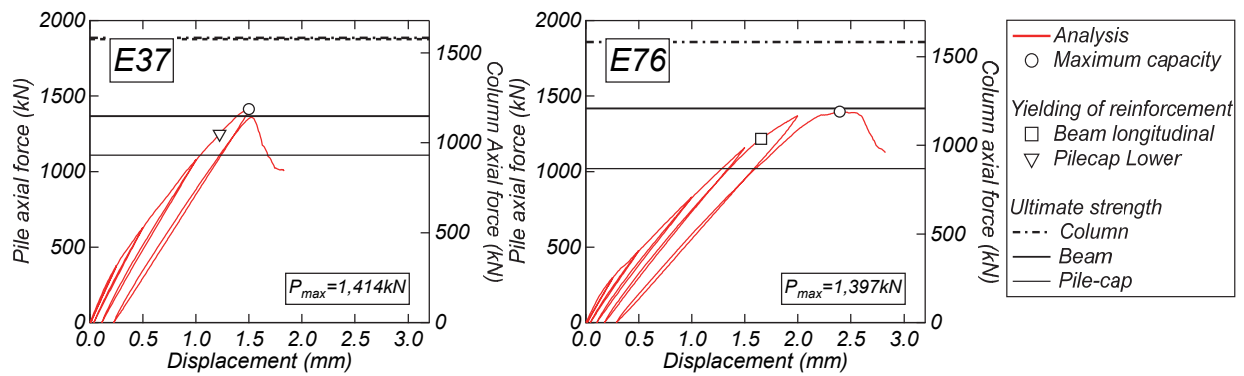


図-5 荷重-変位関係

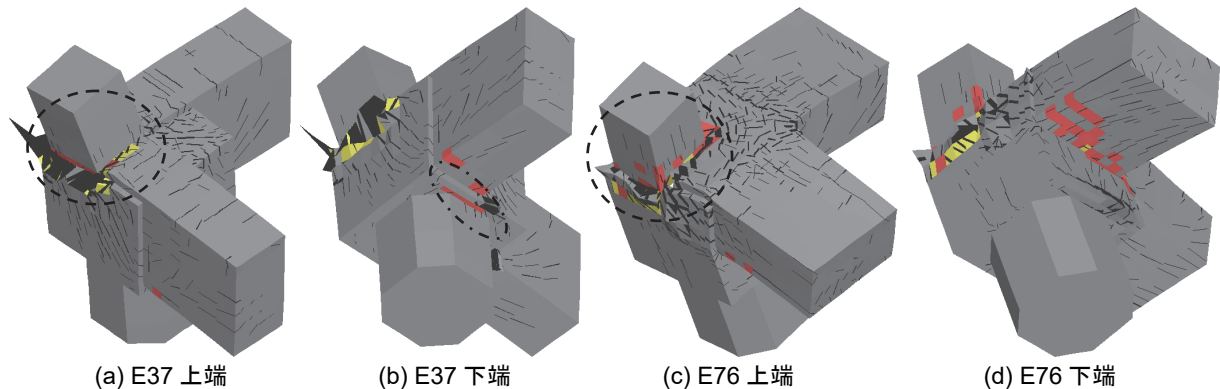


図-6 コンクリートの最終破壊性状

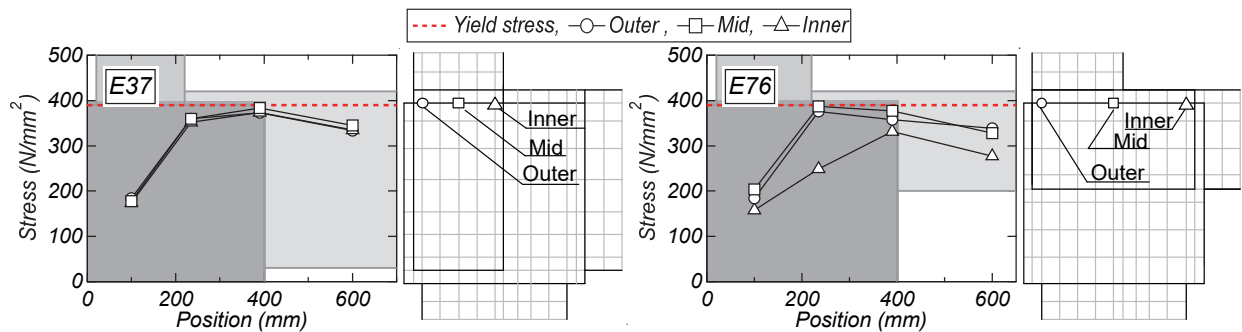


図-7 X方向梁上端筋の応力分布

梁曲げひび割れの発生が確認され、 $\delta=0.5\text{mm}$ のサイクルでは梁曲げひび割れの進展および梁せん断ひび割れの発生に伴う剛性低下が認められた。 $\delta=2.0\text{mm}$ のサイクルでは、杭頭接合部内の柱に定着された梁上端筋1段目の降伏が認められた。 $\delta=3.0\text{mm}$ のサイクルでは、顕著な剛性低下が認められるとともに、柱脚部直下における杭頭接合部コンクリート（同図の点線で囲まれた領域）のひずみ軟化領域において変形の顕著な進展に伴う耐力低下が確認された。以上の結果、扁平モデルE76の破壊モードは柱脚部直下の杭頭接合部コンクリートの圧縮破壊型と判断された。

基準モデルE37および扁平モデルE76の最大耐力は梁断面形状の差異に拘わらず同程度の値（E37：1,414kN、E76：1,397kN）であった。また、解析の最大耐力および2.2節に示した杭頭接合部の終局強度計算値の比は基準モデルE37では1.28、扁平モデルE76では1.37となった。

4.2 梁上端筋の応力分布

図-7に各モデルの最大耐力時におけるX方向梁上端筋の応力分布を示す。梁上端筋の応力は同図に示すようにX方向基礎梁の上端1段筋における外側、中央および内側におけるトラス要素の値である。

基準モデルE37では、外側および内側の応力分布に顕著な差異は認められず、梁と杭頭接合部のフェイス面付近で応力の最大値が確認された。一方で、扁平モデルE76では、杭頭接合部と柱のフェイス面において柱に定着された外側と中央の応力は定着されていない内側のものと比べて高くなる傾向が認められた。また、外側と中央では柱フェイスで応力の最大値が確認されたのに対して、内側では接合部フェイスで応力の最大値が確認された。

4.3 コンクリートの最大主ひずみ分布

図-8に各モデルの最大耐力時における杭頭接合部周辺コンクリートの最大主ひずみ分布を示す。同図の上側

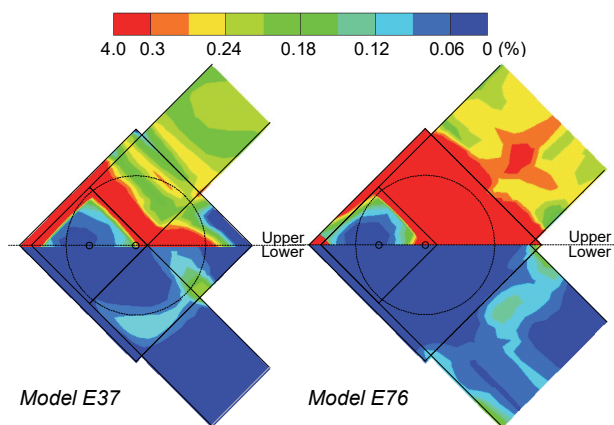


図-8 杭頭接合部コンクリートの最大主ひずみ分布

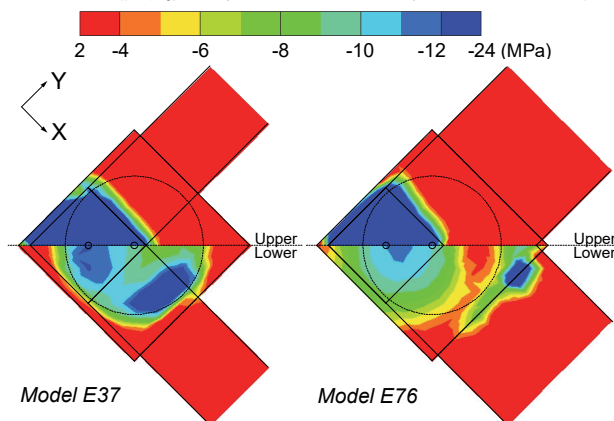


図-9 杭頭接合部コンクリートのZ方向応力度分布

は接合部上端を、下側は梁下端をそれぞれ示している。

梁上端をみると、モデル E37 では柱外周面に、モデル E76 では柱外周面から杭頭接合部の梁フェイス面付近までそれぞれ高い引張ひずみが発生している。一方の梁下端をみると、杭頭接合部の梁フェイス面に引張ひずみが発生している。しかし、両モデルともに接合部内下端のひずみレベルは上端のものと比べて総じて低い。

4.4 コンクリートの応力度分布

図-9 に各モデルの最大耐力時における杭頭接合部周辺コンクリートの Z 方向（鉛直）応力度分布を示す。同図の上側は接合部上端を、下側は梁下端を示している。

両モデルの上端では、柱位置に高い圧縮応力（青色）の発生が認められる。これに対して下端では、柱芯付近および基礎梁と杭頭接合部の境界付近に高い圧縮力の発生が認められる。ただし、基準モデル E37 の高い圧縮応力の生じる範囲は扁平モデル E76 のものと比べて広くなる傾向が確認できる。

図-10 に X 方向基礎梁の杭頭接合部フェイス面におけるコンクリートの XZ 方向せん断応力度分布を示す。

両モデルともに梁下端の建物内側（同図の右側）に高いせん断応力が発生している。この高いせん断応力の発生位置の偏りが図-9 の杭頭接合部下端における梁と杭の境界付近に生じる高い圧縮応力の一因と推察される。

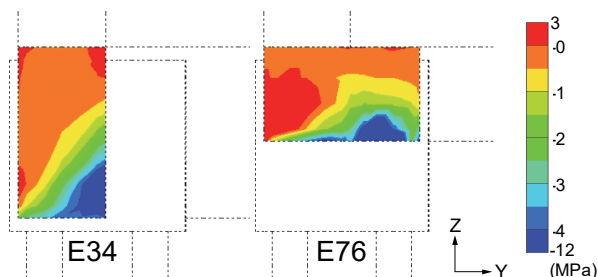


図-10 基礎梁のXZ方向せん断応力度分布

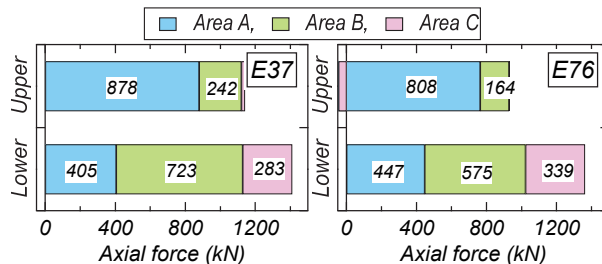


図-11 杭頭接合部における鉛直方向負担軸力分布

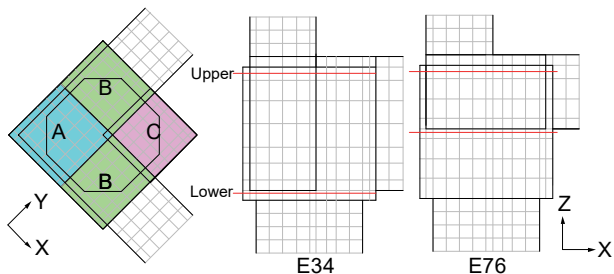


図-12 杭頭接合部における応力度抽出位置

4.5 杭頭接合部の負担軸力

図-11 に杭頭接合部における鉛直方向負担軸力分布を示す。負担軸力は図-12 に示すように杭頭接合部上端および梁下端におけるコンクリートおよび鉄筋の Z 方向応力度に要素面積を乗じて算定した。負担軸力は同図に示すように領域 A（水色）、領域 B（黄緑色）および領域 C（桃色）に色分けして示した。

両モデルともに上端から下端にかけて負担軸力の合計値の増加が認められる。これは、基礎梁のせん断力の影響によるものである。両モデルともに上端では柱位置に相当する領域 A の負担軸力が最も高く、下端では領域 B の負担軸力が最も高く、領域 C の負担軸力が最も低い。すなわち、杭頭接合部内では、柱から杭にかけて柱芯付近を伝達する圧縮力および柱から両側梁と杭の境界付近に伝達する圧縮力の 2 種類の応力伝達機構が存在するものと推察される。後者の応力伝達機構は文献 5) の実験結果において杭頭接合部下端に高い引張力が生じなかった事実と合致する。また、4.4 節で述べた梁せん断応力発生位置の偏りの影響から梁せん断力は梁と杭の境界付近を伝達する圧縮力と合流するものと考えられる。

基礎梁断面形状の差異に着目すると、下端において基準モデル E37 の負担軸力は扁平モデル E76 のものと比べて領域 B で高く、領域 C で低く、前述の梁せん断応力発

生位置の偏りの影響が認められる。一方のモデル E37 の負担軸力はモデル E76 のものと比べて、下端における領域 A では低く、上端と下端における領域 A では差が大きい。以上のことから、モデル E37 はモデル E76 と比べて、柱から杭にかけて柱芯付近を伝達する圧縮力が小さく、上端の柱芯付近から下端の両側梁と杭の境界付近に伝達される圧縮力が大きくなり、基礎梁断面形状の差異に伴い杭頭接合部内の応力負担状況の差異が確認された。

5. まとめ

本研究では、柱と杭が水平 2 方向に偏心した杭頭接合部の 3 次元 FEM 解析を実施した。限られた範囲の検討であるものの、本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 柱と杭の偏心距離を基礎梁の応力中心間距離で除した比が 0.37 のモデルおよび 0.76 のモデルともに、同程度の最大耐力の値を示し、柱脚直下の杭頭接合部コンクリートに圧縮破壊の発生が確認された。
- 2) 杭頭接合部内では、柱から杭にかけて柱芯付近を伝達する圧縮力および柱から両側梁と杭の境界付近に伝達する圧縮力の 2 種類の応力伝達機構が確認された。後者の応力伝達機構は杭頭接合部下面に高い引張力が生じなかった既往の実験結果⁵⁾と合致する。
- 3) 基礎梁の危険断面に生じるせん断応力は建物の内側方向で高くなる傾向がみられた。この傾向はまとめ 2) に示した後者の応力伝達機構に対応する。
- 4) 柱と杭の偏心距離を基礎梁の応力中心間距離で除した比が 0.37 のモデルは 0.76 のモデルと比べて、柱芯付近を伝達する圧縮力が小さく、上端柱芯付近から下端の梁と杭の境界付近に伝達される圧縮力が大きくなり、基礎梁断面形状の差異に伴う杭頭接合部の応力負担状況の差異が確認された。この差異はまとめ 2) の応力伝達機構に対応する。

謝辞

本研究の発端は、RC 規準に寄せられた質問 No.17-2¹⁶⁾にあります。匿名の質問者に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 杉山誠, 加地由未子, 西村泰志: 柱と杭が一軸偏心した基礎接合部における軸力伝達機構, 構造工学論文集, Vol. 52B, pp. 291-298, 2006.3
- 2) 迫田丈志, 他 6 名: 幅広梁主筋に機械式定着工法を用いた基礎ト形接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 構造 IV, pp. 381-384, 2009.8
- 3) 安井信行, 遠藤千尋, 長瀬正: 大口径杭の偏心に対する基礎のせん断設計について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造 IV, pp. 579-580, 2015.9
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.12
- 5) 田中麻美, 杉山誠, 西村泰志: 柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造 IV, pp. 423-426, 2006.9
- 6) 雨宮篤, 野口博: 超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 639-640, 1990.10
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016.4
- 8) 米澤健次, 倉本洋, 井上芳生: 地震荷重を受ける場所打ち杭頭接合部の 3 次元非線形 FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 271-276, 2007.7
- 9) 長沼一洋: 三軸圧縮応力下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No. 474, pp. 163-170, 1995.8
- 10) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, pp. 134-147, 1987.
- 11) Al-Mahaidi, R. S. H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dept. Structural Engineering, Cornell University, 1979.1
- 12) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-Dimensional Finite Element Method, Proceedings of the 13th WCEE, No. 586, 2004.8
- 13) Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. and Popov, P.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, University of California, Berkeley, 1982.11
- 14) 土木学会: コンクリート標準示方書設計編, 2012.9
- 15) Elmorsi, M., Kianoush, M. R. and Tso, W. K.: Modeling Bond-Slip Deformations in Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, pp. 490-505, 2000.6
- 16) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」Q & A: http://news-sv.ajj.or.jp/kouzou/s48/faq_1017.pdf (閲覧日: 2021 年 1 月 3 日)