

場所打ち杭を対象とした杭頭半剛接合工法に関する研究

技術研究所	渡邊一弘
建築本部 建築統括部 設計部	川上卓志
建築本部 建築統括部 生産技術部	古澤顯彦
建築本部 建築統括部 生産技術部	黒澤 明

概要: 建築分野における, 場所打ちコンクリート杭のパイルキャップに対する接合の従来工法は, 設計では剛接合と仮定し, 杭はその頭部をパイルキャップ内に 100mm または杭径に相当する長さを埋め込み, 杭の曲げ補強筋はパイルキャップ内に 40db (db: 鉄筋の呼び名) 定着させる接合ディテールが採用されている. 1995 年の兵庫県南部地震では, 杭頭を剛接合とした杭の頭部損傷に関する報告があり, 地震動時における杭頭の損傷を低減する工法が望まれている.

Key Words: 場所打ち杭, 半剛接合, 炭素繊維リング

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震の経験から, 近年, 杭とパイルキャップを半剛接合とする工法の研究・開発が盛んに行われている. 筆者らは, ゼネコン 9 社で構成する杭頭半剛接合研究会(研究代表: 熊谷組)に参加し, 場所打ちコンクリート杭を対象とした杭頭半剛接合工法(HR パイル工法)を開発し, (財)日本建築センター基礎構造評定委員会の技術評価を取得した. 本工法の適用範囲は杭径 1000 mm ~ 2000 mm で, その性能および施工性については, 最大径の 1/4 縮尺試験体を用いた構造性能試験および実大径による施工性試験によって明らかにした.

本稿では, 接合部のコンクリート圧縮性状に関する要素実験, 地震動を模擬した構造実験, 実大施工試験について報告する.

2. 工法概要

本工法は, 場所打ちコンクリート杭の杭頭部を凸型に成型し, その頂部の面積を杭軸部断面積の 50% に縮小することで杭頭の固定度を小さくした杭頭半剛接合法である.

接合部は直接にパイルキャップを支持し, 地震動時に杭頭に作用する荷重は, 杭頭接合部の回転に応じて, 接合面あるいは接合面と芯鉄筋の両者を介して各部材へ伝達される. 特に, 杭に引抜力が作用する場合は, 杭とパイルキャップ間の力の伝達に必要な芯鉄筋を配筋する.

表-1 杭頭接合部の各部寸法(mm)

部位	寸法	備考
接合部本体の高さ	$0.25pD$	pD : 杭径
接合部の径 (jD)	$0.70pD$	杭径の 1/2 の断面積とする
接合部の高さ	70	1000 pD 1400
	100	1500 pD 2000
炭素繊維リング内径 高さ	接合部の径に同じ	副部材
		1000 pD 1400
		1500 pD 2000
	70 - t	
	100 - t	



渡邊 一弘



川上 卓志



古澤 顯彦



黒澤 明

3. 杭頭部の構成

(1) 各部の名称と機能

図-1 に凸型の杭頭接合部を示す。杭頭接合部は、杭頭部の不良コンクリート(余盛部)をハツリ取った後に築造するが、このうち上部を接合部、下部を接合部本体、接合部とパイルキャップとの境界面を接合面と称する。

杭主筋は杭頭接合部内でカットオフ筋となる。芯鉄筋は基礎梁主筋との取合いなど、必要に応じて円形あるいは正方形に配筋する。コンクリートの靱性を高めるため、接合部本体ならびにその直下の杭軸部のせん断補強には、高強度せん断補強筋(SBPD1270/1420)を用い、接合部の外周面には炭素繊維リング(炭素繊維シートを円形に成型したもの)を取付けるものとした。なお、接合部外周には緩衝材(発泡スチロールあるいはゴムチップ等)を敷き詰め、接合部の外周を保護するとともに、周辺地盤による回転拘束を防止することとした。

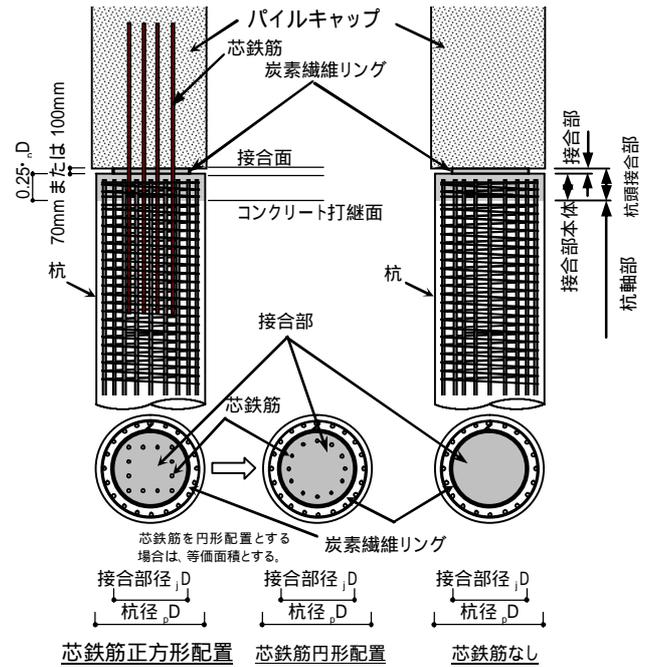


図-1 杭頭接合部の構成

(2) 各部寸法

表-1 に杭頭接合部の各部寸法を示す。杭頭接合部の各部寸法は杭軸径との関係で設定した。なお、パイルキャップの幅は杭軸径以上とした。

4. 接合部コンクリート圧縮実験

(1) 目的

本工法の構造実験に先立ち、接合部コンクリート実験と杭頭圧縮実験の2種類の単純圧縮実験を行い、標準供試体の圧縮強度に対する、接合部コンクリートの強度増大を調査した。

接合部コンクリート実験では、接合部のアスペクト比をパラメータとした単純圧縮実験を実施し、また杭頭圧縮実験では、接合部周辺を含めた圧縮特性を把握した。

(2) 接合部コンクリート実験

1) 試験体

表-2 に試験体諸元を示す。図-2 に試験体図を示す。試験体は、試験機の能力を勘案して、杭径 $pD=1800\text{mm}$ の1/5縮尺と想定し、接合部の直径を $jD=250\text{mm}$ (pD の約0.7倍)とした円盤試験体である。高さ H は、27,36,54mmの3種類とし各3体ずつ実験を行った。また、高さが36mmの試験体に関しては、周囲に炭素繊維(目付 $300\text{g/m}^2 \times 2$ 層)を巻いた試験体を2体行った。

2) 実験方法

図-3 に加力図を示す。実験は、試験体の上に鋼製の加圧板(500mm × 500mm × 100mm)をのせ、その上に5000kNロードセルをのせて5000kN圧縮試験機を用いて加力を行った。接合部コンクリートの圧縮縦ひずみは、加圧板に取り付けたレーザー変位計により計測した。

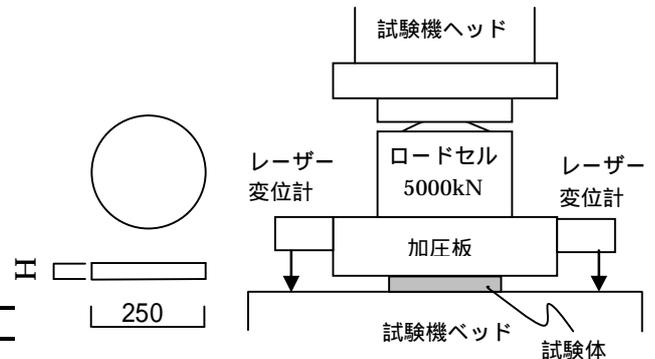


図-2 試験体図

図-3 载荷装置図

表-2 接合部コンクリート実験試験体諸元

試験体名	試験体数	H(mm)	H/pD	炭素繊維シート
J27-N	3	27	0.075	無し
J36-N	3	36	0.10	無し
J36-C	2	36	0.10	有り
J54-N	3	54	0.15	無し

3) 実験結果

各試験体の変形係数および圧縮強度を表-3 に示す. 変形係数は $5 \times 10^3 \sim 13 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ の範囲にばらついており, 標準供試体の圧縮試験結果から求まるヤング係数 ($2.79 \times 10^4 \text{N/mm}^2$) に対して $1/5 \sim 1/2$ と小さい値となっている. これは試験体高さが非常に小さく標点距離が小さいことによって, 加力の際の僅かな偏心や加圧板のガタなどにより, 圧縮縦ひずみが大きく算定されることによるものと思われる.

H/pD が 0.075, 0.10 の試験体については, 圧縮荷重が 4500kN(j B の3倍)に至っても耐力が低下しなかったため, 試験機の性能上, 除荷をして実験を終了した. H/pD=0.15 の試験体に関しては, 圧縮強度はコンクリート圧縮強度の 2.5 倍程度となった. 図-4 に各試験体の最終破壊状況を示す. 同図より, 炭素繊維を巻いた試験体は, 試験後も健全であったことが分かる.

表-3 各試験体の変形係数および圧縮強度

試験体名	H/pD	初期弾性剛性 $\times 10^3 \text{N/mm}^2$	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm^2
J27-N	0.075	5.1 ~ 11.0	4500 以上	$3 \cdot j_B$ 以上
J36-N	0.10	5.2 ~ 7.9	4500 以上	$3 \cdot j_B$ 以上
J36-C	0.10	8.0 ~ 8.9	4500 以上	$3 \cdot j_B$ 以上
J54-N	0.15	9.0 ~ 12.7	3660 ~ 3800	$2.44 \sim 2.53 \cdot j_B$

*標準試験体圧縮強度 $j_B = 30.6 \text{N/mm}^2$



図-4 最終破壊状況

(3) 杭頭圧縮実験

1) 試験体

試験体諸元を表-4 に, コンクリートと鉄筋の力学的特性を表-5, 表-6 に, 試験体配筋図を図-5 にそれぞれ示す. 試験体数は 5 体で, 実験変数は接合部本体のせん断補強筋量および材種, 接合部に巻く炭素繊維シートの有無, 接合部コンクリート強度である. 試験体断面は, 杭径 $pD=360\text{mm}$, 接合部径 $jD=250\text{mm}$ の円形断面とし, スタブは $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ の正方形断面である.

コンクリートの設計基準強度 F_c は 30N/mm^2 とし, C48U2 試験体のみ接合部を 48N/mm^2 とした. 試験体の杭主筋は, SD345 の 14-D10($p_g=1.0\%$)を用いた.

杭のせん断補強筋は, 高強度せん断補強筋の円形スパイラル筋とし, C30U2, N30U2, C48U2 試験体は U6.4@94($p_w=0.2\%$), C30U3 試験体は U6.4@60($p_w=0.3\%$)を用いた. また, C30D2 試験体では D6(SD295A)を用いた. N30U2 試験体以外の接合部には, 目付 300g/m^2 の炭素繊維シートを1巻きしている.

2) 実験方法

加力は 5000kN 試験機を用いて行った. 図-6 に載荷装置図を示す.

試験体は, 試験機ベッドの上にセットした後, 試験体の上に $500\text{mm} \times 500\text{mm} \times 100\text{mm}$ の加力プレートおよび 5000kN ロードセルを載せて載荷を行った. 加力サイクルは長期軸力相当 ($F_c \cdot pA/4 = 764 \text{kN}$) および短期軸力相当 (長期荷重の 2 倍 = 1527kN) で各 1 回の繰り返しとした. 杭体および接合部の軸縮みの測定は, スタブ天端から $0.5pD$ 位置, $1.0pD$ 位置および接合部を行った.

表-4 杭頭圧縮実験試験体諸元

試験体名	杭体せん断補強筋			炭素繊維シート	接合部 F_c N/mm^2
	p_w %	呼び名 (材種)	$p_w \cdot v_y$ N/mm^2		
C30U2	0.2	U6.4(ウルボン)	2.60	有り	30
C30U3	0.3		3.90		
C30D2	0.2		D6(SD295A)		
N30U2	0.2	U6.4(ウルボン)	2.60	なし	48
C48U2			2.60	有り	

表-5 コンクリートの力学的特性

部位	F_c N/mm^2	圧縮強度 N/mm^2	ヤング係数 $\times 10^4 \text{N/mm}^2$	割裂強度 N/mm^2
スタブ	30	32.8	2.89	2.4
杭・接合部	30	30.6	2.79	2.5
C48U2 接合部	48	52.3	3.76	4.1

表-6 鉄筋の力学的特性

呼び名	材質	降伏点強度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	ヤング率 N/mm^2
D6	SD295A	414	556	1.8×10^5
D10	SD345	382	560	1.7×10^5
D13	SD345	368	514	1.7×10^5
U6.4	UB1275	1489	1519	2.00×10^5

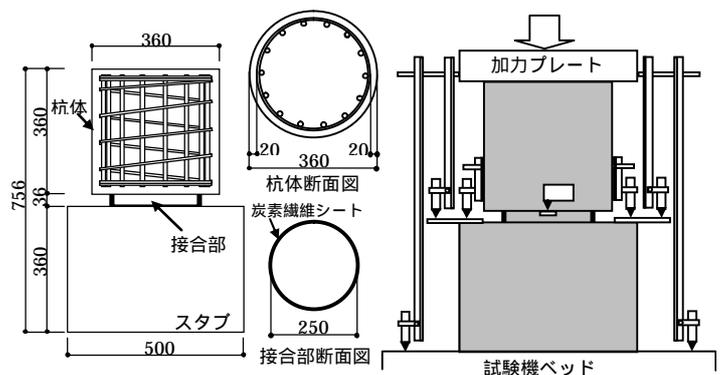


図-5 試験体配筋図

図-6 載荷装置図

3)実験結果

表-7 に実験結果一覧を、図-7 に最終破壊状況の一例を示す。各試験体とも、杭軸部に縦方向のひび割れが発生した後に最大荷重となり、荷重が低下して最終に至った。最終破壊状況では杭軸部の縦ひび割れが大きく開き、接合部コンクリートが杭体の方にめり込んでいるのが観察された。接合部コンクリート自体は端部が若干欠ける程度で圧縮破壊はしていない。せん断補強筋量について比較すると、 $p_w=0.2\%$ の C30U2 は最大荷重が 2385kN であったのに対し、 $p_w=0.3\%$ の C30U3 は 2550kN となり 7%最大荷重が上昇した。また最大荷重時の軸変形(0.5 p_D 区間)も C30U3 の方が大きく p_w が大きい方が横拘束に有効であることがわかる。炭素繊維シート補強有りの C30U2 と補強無しの N30U2 は最大荷重、最大荷重時軸変形ともほぼ同様となった。

表-7 実験結果一覧

試験体名	杭ひび割れ応力度 N/mm ²	最大応力度 N/mm ²	
		杭体	接合部
C30U2	17.2	23.4	48.6(1.56 \cdot_j B)
C30U3	17.5	25.0	51.9(1.70 \cdot_j B)
C30D2	14.5	21.4	44.3(1.45 \cdot_j B)
N30U2	17.3	23.7	49.2(1.61 \cdot_j B)
C48U2	17.5	26.3	54.6(1.04 \cdot_j B)



図-7 最終破壊状況

3. 構造実験

杭頭接合部の曲げおよびせん断性状を把握し、接合部の M- 関係式、接合部本体のせん断強度式を得ることを目的とした。このため、試験体はせん断破壊に先行して接合部が曲げ降伏する試験体と、曲げ降伏に先行してせん断破壊する試験体とした。

1) 試験体

試験体は、杭頭の曲げ性状を把握するための試験体 5 体(F1 ~ F5)、せん断性状を把握するための試験体 2 体(S1, S2)である。試験体の断面は想定実杭の 1/4 縮小模型とし、杭軸径が 500mm、接合部径が 350mm である。全試験体とも接合部には目付け量 300g/m²、引張強度 3990N/mm²、引張弾性率 2.56 × 10⁵ N/mm²の炭素繊維シートを 1 巻きしている。

試験体 F1 は標準となる試験体で、芯鉄筋には高強度鉄筋 USD685、せん断補強筋には円形スパイラル形状の高強度せん断補強筋 SBPD1275/1420 を用い、載荷軸力は長期軸力相当(982kN)とした。ここで、長期軸力は杭の拡底率を 2.0 として長期許容支持力から設定した。芯鉄筋の配置は矩形配置としている。F2 試験体は載荷軸力を変動軸力とした試験体、F3 試験体は芯鉄筋配置を F1 に比べ 45° 回転させ、軸力は長期相当および短期相当を交互に載荷した。F4 および F5 試験体は軸力が長期相当で、芯鉄筋に SD390 鉄筋を用いた試験体および芯鉄筋無しとした試験体である。S1 試験体は杭頭接合部のずれせん断耐力を確認するための試験体で、芯鉄筋は F1 試験体と同一で軸力をゼロとした試験体である。S2 試験体は軸力を引張 0.6tNy(tNy は芯鉄筋の引張降伏時軸力)として接合部面の芯鉄筋による設計用のダウエル耐力を確認した後、軸力を長期軸力相当として杭軸部のせん断耐力を確認する試験体である。試験体諸元を表-8 に、試験体形状、配筋を図-8 に示す。全試験体とも杭軸部およびスタブのコンクリートは $F_c=30\text{N/mm}^2$ 、杭頭接合部は $F_c=42\text{N/mm}^2$ である。使用材料の力学的性質を表-9、表-10 に示す。

表-8 試験体諸元

試験体名	杭軸部		杭頭接合部	軸力	破壊形式	パラメータ
	主筋	フープ	芯鉄筋			
F1	24-D13 (SD390) $p_g=1.55\%$	U5.1@26 $p_w=0.3\%$	12-D13 (USD685)	982kN (0.17 $p_A \cdot F_c$)	曲げ破壊	標準
F2				-679kN (-0.65tNy) ~ 2945kN (0.5 $p_A \cdot F_c$)		変動軸力
F3			982kN (0.17 $p_A \cdot F_c$) 1963kN (0.33 $p_A \cdot F_c$) 交互	芯鉄筋配置 45°		
F4			20-D13 (SD390)	982kN (0.17 $p_A \cdot F_c$)		芯鉄筋普通強度
F5			無し			芯鉄筋無し
S1	20-D16 (USD685) $p_g = 2.03\%$	U5.1@40 $p_w=0.2\%$	12-D13 (USD685)	0	せん断破壊	ずれせん断耐力
S2				-626kN (-0.6tNy) 982kN (0.17 $p_A \cdot F_c$)		ダウエル耐力 せん断耐力

p_A : 杭軸部断面積 F_c : 杭軸部コンクリート設計基準強度 tNy : 芯鉄筋引張降伏時軸力

表-9 コンクリートの力学的特性

部位	Fc N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 × 10 ⁴ N/mm ²	割裂強度 N/mm ²
杭軸部	30	31.4 ~ 40.4 35.3	2.58 ~ 2.79 2.67	1.9 ~ 2.9 2.6
杭頭接合部	42	42.6 ~ 46.3 44.6	2.74 ~ 2.96 2.84	2.4 ~ 3.3 2.9

下段は全試験体平均を示す。

表-10 鉄筋の力学的特性

呼び名	材質	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング率 N/mm ²	伸び %
D13	SD390	459	620	1.73 × 10 ⁵	19
D13	USD685	705	932	1.73 × 10 ⁵	12
D16	USD685	735	966	1.88 × 10 ⁵	12
U5.1	UB1275	1461	1486	2.00 × 10 ⁵	10

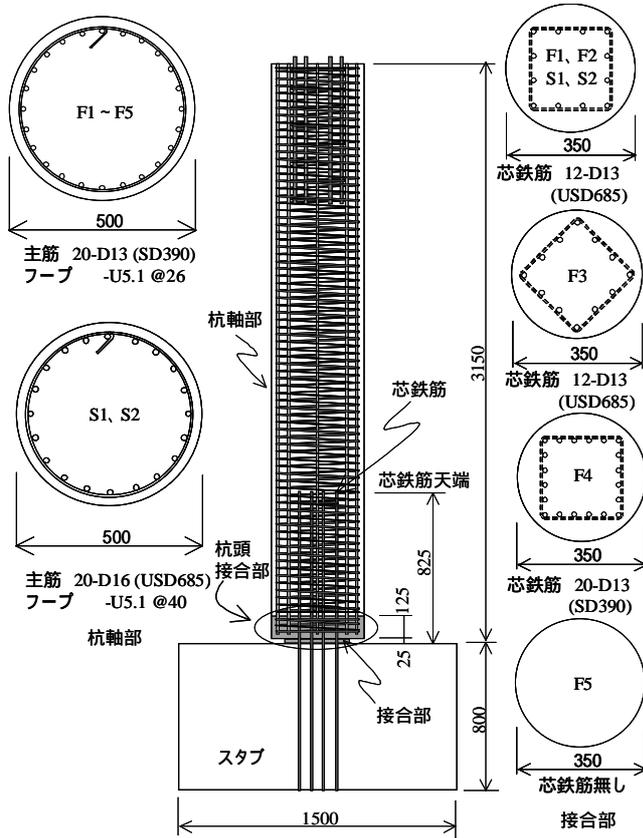


図-8 試験体寸法および配筋状況

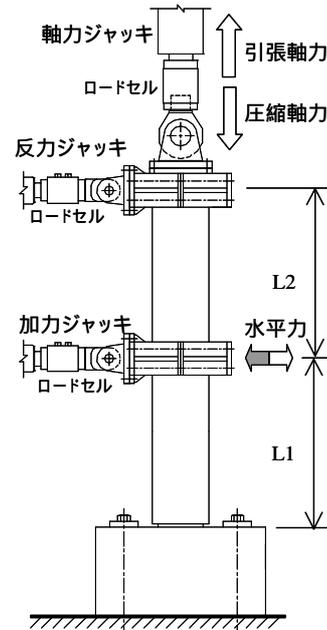


図-9 加力装置図

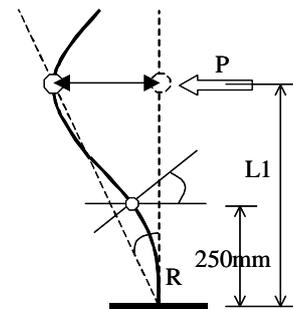


図-10 制御変形

2) 実験方法

加力は図-9 に示すように、油圧ジャッキ を加力点、油圧ジャッキ を反力点とした端部固定の不静定梁形式の載荷方法とした。頭部に所定の軸力を載荷し、油圧ジャッキ により押し引きの正負交番載荷を行った。

曲げ型試験体の F1 ~ F5 はスタブから加力点までの距離 L1 は 1500mm、加力点から反力点までの距離 L2 は 1500mm である。せん断型試験体の S1, S2 は L1=1000mm、L2=2000mm である。

加力は変位制御とし、F1 ~ F5 試験体はスタブから高さ=250mm 位置での回転角 で制御し、S1, S2 試験体は加力点位置の水平変形から求めた部材角 R で制御した。基本制御は $\pm R$ と $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/50$, $\pm 1/33$ rad. とし、F1, F2, F4, F5 試験体では $\pm 1/400$ rad. は 1 サイクル、その他は 2 サイクルとした。F3 試験体では長期および短期軸力で各々 $\pm 1/400$ rad. は 1 サイクル、その他は 2 サイクルとした。S1, S2 試験体では各 1 サイクルとした。また、実験状況に応じて変更した。

3) 実験結果

曲げ破壊型を想定した芯鉄筋有りの F1 ~ F4 試験体の破壊性状は、初期に杭軸部に曲げひび割れ(コンクリート強度の差が原因と思われる)が発生し、水平荷重の増大とともに杭軸部のせん断ひび割れ、杭頭部およびコンクリート打継面近傍の縦ひび割れが発生した。接合部本体のひび割れ性状には軸力レベルの影響は無い。コンクリート打継面近傍の縦ひび割れは、 $\theta = 1/200\text{rad}$.時残留ひび割れ幅は 0.00 ~ 0.05mm 程度、 $\theta = 1/33\text{rad}$.ピーク時で 0.06 ~ 0.35mm であり、コンクリートに過大な損傷は観察されなかった。

芯鉄筋の無い F5 試験体では、 $\theta = 1/33\text{rad}$.までは接合部本体にはひび割れが発生しなかった。

軸力=0kN として接合部のずれせん断耐力を確認する試験体 S1 では、 $R=1/50\text{rad}$.時に接合部がスタブにめり込む現象と、接合部のずれを目視で確認した。

接合部のダウエル耐力を確認する S2 試験体では、 $R=1/67\text{rad}$.時に接合部のずれを目視で確認した後、軸力=982kN として加力を継続し、 $R=1/25\text{rad}$.に向かうサイクルの途中で、杭軸部のせん断破壊が生じた。

いずれの試験体も杭頭接合部およびコンクリート打継面杭側で支圧破壊は観察せず、接合部の炭素繊維シートの破断も $1/33\text{rad}$.まで観察されなかった。図-4 に試験体の最終状況の例を示す。

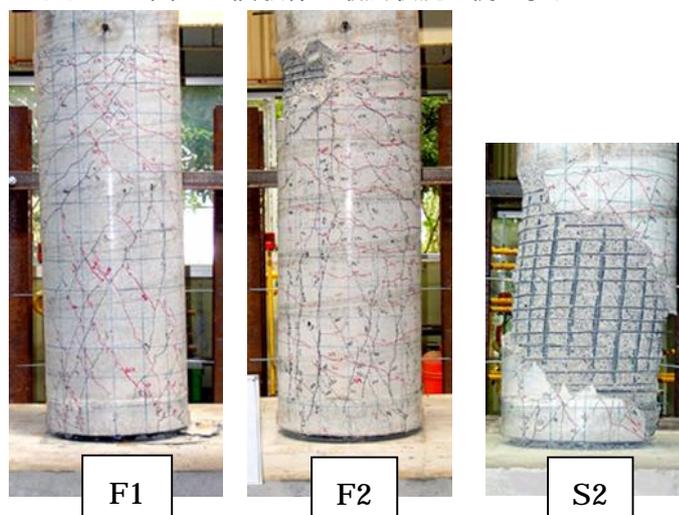


図-11 最終ひび割れ状況

4) 各試験体の荷重-変形関係

図-12(a) ~ (e)に各試験体の加力点の水平荷重 P と部材角 R の関係を示す。部材角 R は加力点位置の水平変位を加力点から接合面までの距離で除した値である。

図-12(a)は、試験体 F1 の P-R 関係である。図-12(b)は、軸力を $-0.65tN_y(679\text{kN}) \sim 0.5A_p \cdot F_c(2945\text{kN})$ まで変動させた試験体である。F1 試験体と F2 試験体を比較すると、F2 試験体の軸力は、圧縮軸力時に $R=1/1000$ 程度で最大軸力(2945kN)に到達する荷重履歴であるため、試験体 F1 と比較して剛性および最大水平荷重が高く、逆に、引張軸力時(-679kN)には $R=1/500$ で引張側軸力が最大に達するため、剛性が低く、最大水平荷重の大きさも小さい。

図-12(c)は芯鉄筋の矩形配置を 45° 方向回転させたものである。試験体 F1 と比較すると軸力が同じ場合には、履歴ループ及び最大水平荷重はほぼ同一である。軸力が $0.33A_p \cdot F_c(1963\text{kN})$ である場合は、剛性が高くなり、最大水平荷重も増加している。

図-12(d)は、芯鉄筋に SD390 を用いた試験体 F3 であり、図-12(e)は芯鉄筋のない試験体 F5 である。試験体 F3 および試験体 F5 の履歴性状は最大水平荷重も含め、試験体 F1 と有意な差異はない。

以上から、各試験体の水平荷重-部材角関係は、荷重履歴の差により、剛性及び最大水平荷重に差がみられるが、芯鉄筋の配置および鉄筋の種類による違いはなく、どの試験体においても最大水平荷重以降も荷重低下がなく、安定した履歴ループを示した。

図-13 に試験体 F5 の載荷終了後における接合部の写真を示す。構造実験において変形角 $\theta = 1/20\text{rad}$.まで加力を行っているが、接合部内部には損傷がみられず、支圧破壊は起きていない。図-12(e)の P-R 関係の安定した履歴性状も併せて考えると、 $\theta = 1/20\text{rad}$.に至るまで靱性に富んだ安定した変形性能を発揮したと言える。

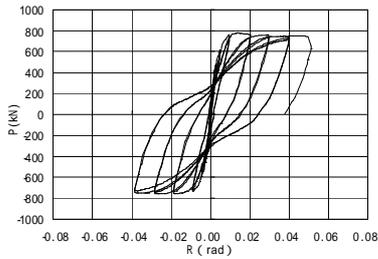


図-12(a) 試験体 F1

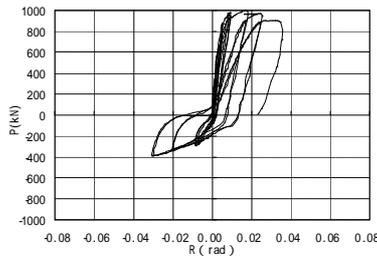


図-12(b) 試験体 F2

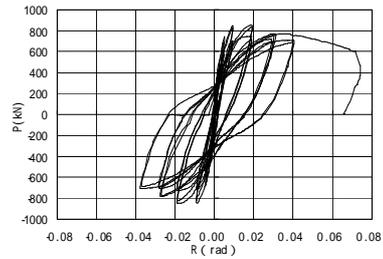


図-12(c) 試験体 F3

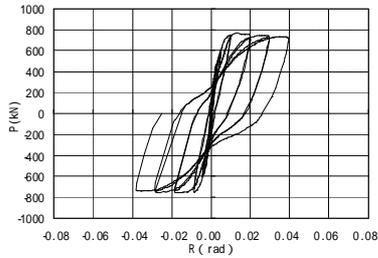


図-12(d) 試験体 F4

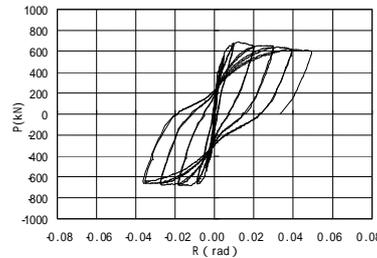


図-12(e) 試験体 F5



図-13 試験体 F5 最終状況

4. 施工試験

(1) 試験目的

杭頭接合工法の施工技术および管理技術の妥当性を確認することを目的とする。そのため、杭軸部の施工から、杭頭接合部までの一連の工程を模擬した施工試験を行い、通常の場合打ち杭の施工と異なる、芯鉄筋の配筋、杭頭のハツリ、杭頭成型の施工手順、施工精度を確認した。図-14 に施工試験の計画図を示す。

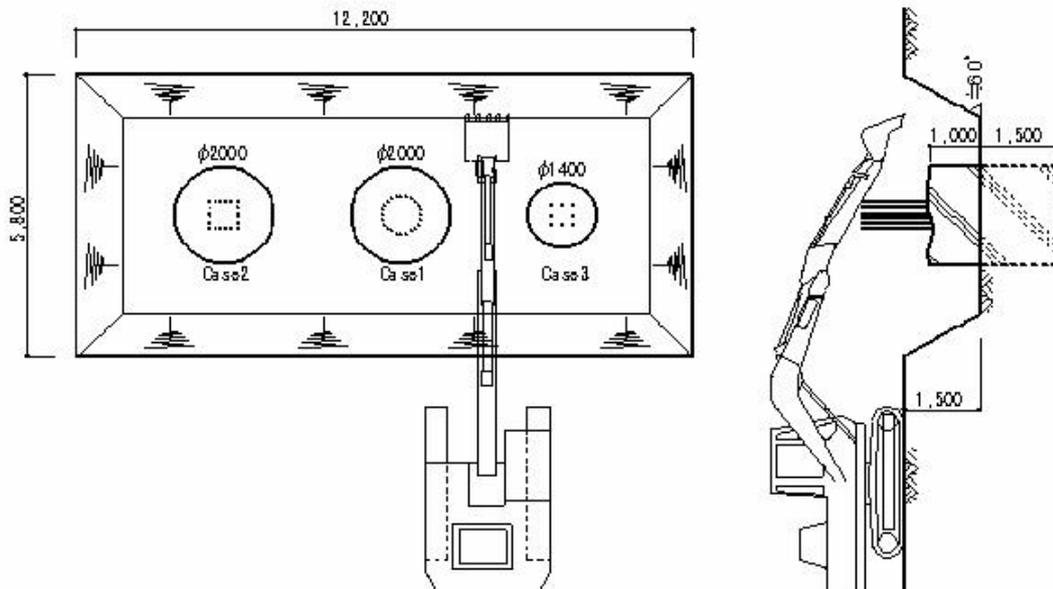


図-14 施工試験計画図

(2) 試験体の種類および使用材料

試験体数は3体とした。試験体径は、適用径の中から2000を2体、1400を1体とした。芯鉄筋配置は、2000を円形(Case1)と正方形(Case2)に分け、小径の1400(Case3)では正方形とした。各部位の寸法・使用材料を表-11に示し、各試験体の配筋および形状を図-15に示す。

芯鉄筋の最大本数は、杭軸部のコンクリート充填および杭頭処理が最も困難になると予想され、かつ設計時に杭の引抜きに対して最大となると予想される鉄筋の断面積を考慮して20本-D41と定めた。その配置は、芯鉄筋の間隔が最小(110mm)、およびトレミー管(250mm)の挿入可能な寸法で配筋径を決めた。

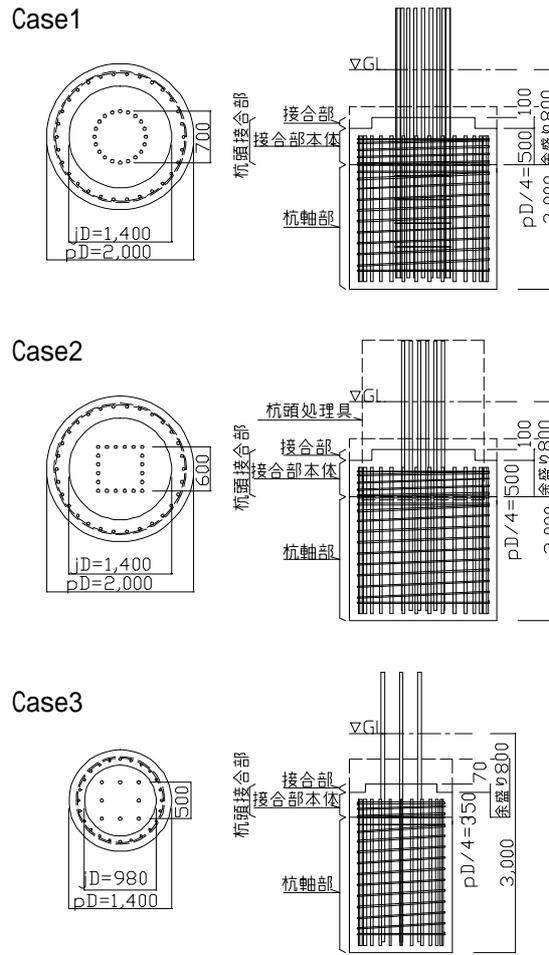


図-15 試験体配筋図

表-11 各部位の寸法の関係と使用材料

		Case1	Case2	Case3	
径 (mm)	杭軸部(Ds)	2,000		1,400	
	接合部本体(=Ds)	2,000		1,400	
	接合部(=0.7Ds)	1,400		980	
高さ (mm)	接合部本体(0.25Ds)	500		350	
	接合部(h=0.075Ds)	150		105	
Fc (N/mm ²)	杭軸部	24			
	接合部本体	42			
	接合部				
鉄筋	主筋	配筋	30 -D35	24 -D29	
		材質	SD345		
	フープ筋	杭軸部	配筋	U17@150(ス ^o イル)	
			材質	SBPD1275/1420	
		杭頭補強部	配筋	U17@100(ス ^o イル)	
			材質	SBPD1275/1420	
芯鉄筋	配筋	20 -D41 (円形配置)	20 -D41 (正方形配置)	8 -D41 (正方形配置)	
	材質	SD345			
接合部 炭素繊維 シート	高さ(=h-12)	138		93	
	内径(0.7Ds)	1,400		980	
	巻き数	4巻き		3巻き	
杭頭処理工法		在来工法	杭キャップ工法	在来工法	

(3) 試験結果のまとめ

図-16 に杭筋組立てから杭頭完成までの工程ごとの記録を示す。一連の施工試験で施工方法と施工管理の妥当性の検証を行い、判明した事項を以下に示す。その結果、当工法の施工方法は妥当であることを確認した。

芯鉄筋の杭内定着部下端に溶接代を設け、補強リングに取付けた芯鉄筋保持部材に、下端を溶接固定、上端を番線固定した芯鉄筋保持法は、組立てからコンクリート打設完了まで移動せず、有効な取付け方法であった。

コンクリート余盛り部分に、ドーナツ状の鋼製型枠(杭頭処理具と呼ぶ)を先付けする方法は、ハツリ工事の低減、鉄筋に付着するコンクリートの低減がはかれ有効であった。

円形内型枠に炭素繊維リングを先付けする場合、厚手の両面テープで取付ける方法はコンクリートの回り込みによるリングの変形もなく有効であった。

各工程で位置精度、高さの計測を行った。杭頭接合部の位置精度は、芯鉄筋の施工中の位置管理を行うことで確保できる。高さは余盛りコンクリートを除去する時の高さ管理で精度良く管理できる。



図-16 工程写真

5. まとめ

接合部のコンクリート圧縮性状に関する要素実験,地震動を模擬した構造実験,実大施工試験から得られた知見を列記する.

(1) 要素実験

- 1) 接合部コンクリート実験より,接合部のアスペクト比を 0.1 以下とするとコンクリートの圧縮強度は,標準供試体の圧縮強度の3倍以上となり,炭素繊維シート補強を行うとコンクリートの破壊はほとんど生じない.
- 2) 杭頭圧縮実験より,接合部本体のせん断補強筋比を 0.3%とすれば杭頭接合部コンクリートの圧縮強度は 1.7 倍となる.

(2) 構造実験

- 1) 炭素繊維により補強した杭頭半剛接合法を有する杭の荷重-部材角関係は,回転角 $1/33\text{rad}$.においても水平荷重が低下することなく安定した履歴を示した.
- 2) 各試験体では,杭頭接合部回転角 $j = 1/33\text{rad}$.まで耐力低下もなく,安定した履歴性状を示した.
- 3) 各試験体の杭頭固定度は 0.5 程度であった.

(3) 実大施工試験

- 1) 芯鉄筋の杭内定着部下端に溶接代を設け,補強リングに取付けた芯鉄筋保持部材に,下端を溶接固定,上端を番線固定した芯鉄筋保持法は,組立てからコンクリート打設完了まで移動せず,有効な取付け方法であった.
- 2) コンクリート余盛り部分に,ドーナツ状の鋼製型枠(杭頭処理具と呼ぶ)を先付けする方法は,ハツリ工事の低減,鉄筋に付着するコンクリートの低減がはかれ有効であった.
- 3) 円形内型枠に炭素繊維リングを先付けする場合,厚手の両面テープで取付ける方法はコンクリートの回り込みによるリングの変形もなく有効であった.
- 4) 各工程で位置精度,高さの計測を行った.杭頭接合部の位置精度は,芯鉄筋の施工中の位置管理を行うことで確保できる.高さは余盛りコンクリートを除去する時の高さ管理で精度良く管理できる.

謝辞

本工法の開発は,熊谷組,青木あすなる建設,安藤建設,大木建設,西武建設,銭高組,前田建設工業,およびピーエス三菱の共同研究で行われた.本工法の開発に当たり,杉村義広先生(当時:東北大学院教授)にご指導いただいた.また,施工試験に際しては, Netzlen, 東京鐵鋼,伊藤製鐵所,日鐵コンポジット,オーカワに材料の提供をいただいた.