論文　場所打ち杭の杭頭半剛接接合部の１軸特性に関する基礎的研究

岡田　亨[*1]・山田　和夫[*2]・山本　俊彦[*3]・伴　幸雄[*4]

要旨：本研究では，正負繰返し1軸荷重を受ける場所打ち杭の杭頭半剛接接合部の力学挙動について一連の検討を行った。その結果，鋼管形式による杭頭半剛接接合部の圧縮耐力は，耐力が鋼管の局部座屈で決まる範囲では鋼管肉厚の影響を受けるが，肉厚が厚くなると鋼管部の杭部への割裂きによって耐力が決まるため，鋼管肉厚の影響は次第に小さくなること，杭頭半剛接接合部の圧縮特性に及ぼす鋼管によるコンファインド効果は，それほど期待できないこと，鋼管形式による杭頭半剛接接合部の引張耐力は，杭頭断面減少部に配筋された芯鉄筋により決まり，鋼管の影響をそれほど受けないこと，などが明らかとなった。

キーワード：場所打ち杭，杭頭半剛接工法，正負繰返し1軸力学特性，コンファインド効果

1. はじめに

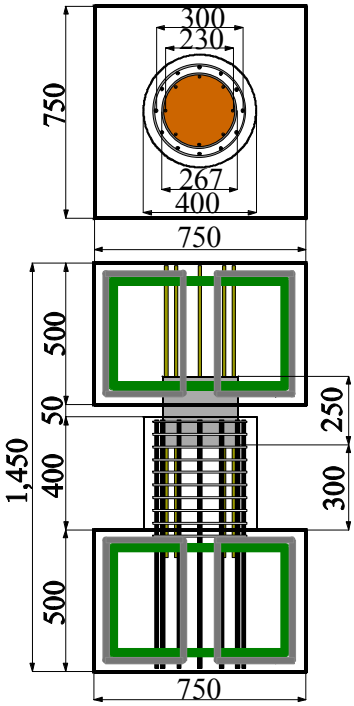
筆者らは，前報[1)]において，基礎と杭頭との接合部をテーパー形式と鋼管形式による半剛接合とした場所打ち杭の曲げせん断挙動について一連の検討を行い，どちらの形式を用いた場合も杭頭部を半剛接合として最大耐力を53～64%に低減させることにより杭体の損傷を抑制できるとともに，変形角が1/50まで安定した曲げせん断性能の確保が可能であることを確認した。

本研究では，この点を踏まえ，引き続き基礎と杭頭とを半剛接合とした接合方法の確立を目的とした基礎的研究の一つとして，正負繰返し1軸荷重を受ける場所打ち杭の半剛接接合部の力学挙動について一連の検討を行うこととした。なお，本研究で提案する杭頭半剛接工法としては，テーパー形式および鋼管形式の中から，より施工性に優れている鋼管形式を採用した。

2. 実験方法

2.1 試験体

本実験では，**表－１**および**図－１**に示すように，杭部の寸法がφ400×400mmで，鋼管（外径×長さ：φ267×250 mmで，肉厚：0，1.6，3.2，6.0mmの4種類）を杭頭部と基礎部にそれぞれ100mmの区間埋め込んである（鋼



図－１　試験体の形状・寸法
（単位：mm）

表－１　実験の概要

試験体記号	鋼管部詳細					杭部詳細						
	肉厚 (mm)	外寸 (mm)	芯鉄筋			寸法 (mm)	主筋			せん断補強筋		
			配筋	*Pc*(%)	種類		配筋	*Pg*(%)	種類	配筋	*Pw*(%)	種類
T-00	——	φ267×250	8-D13	1.81	SD345	φ400×400	12-D16	1.90	SD390	D6@45	0.35	SD295
T-16	1.6											
T-32	3.2											
T-60	6.0											

＊１　ヨーコン(株) 技術本部技術部主任（正会員）
＊２　愛知工業大学　工学部都市環境学科建築学専攻教授　工博（正会員）
＊３　大同工業大学　工学部建築学科教授　工博（正会員）
＊４　矢作建設工業(株) 建築技術部技術グループ課長（正会員）

管中央50mmの部分が露出）RC製スタブ（寸法：750×750×500mm）付き試験体を4体製作し，杭頭半剛接接合部の正負繰返し1軸特性に及ぼす鋼管肉厚の影響について調査を行った。なお，杭部は，主筋を12-D16（P_g=1.90%）で配筋し，一端をスタブ内部に長さl=30d（ここに，d：主筋径）の自然定着配筋とし，帯筋をD6@45（P_w=0.35%）で配筋した。また，鋼管部は，芯鉄筋を8-D13（P_c=1.81%）で配筋し，鋼管両端部から杭部および基礎部（本試験体では上スタブ部）へl=30dの長さで自然定着させた。

2.2 試験体の製作および養生方法

試験体の製作に際しては，杭頭半剛接接合部の曲げ耐力を杭部の1/2程度に低減させるために，鋼管部コンクリートの呼び強度をN15，杭およびスタブ部コンクリートの呼び強度をN27に設定[1)]し，普通ポルトランドセメント，鋼管部コンクリートでは天竜川産の川砂（最大寸法：5mm，表乾密度：2.64g/cm^3）・川砂利（最大寸法：25mm，表乾密度：2.65g/cm^3），杭・スタブコンクリートでは瀬戸産の山砂（最大寸法：5mm，表乾密度：2.55g/cm^3）・山砂利（最大寸法：25mm，表乾密度：2.60g/cm^3）およびAE減水剤を使用してコンクリートの調合表を試し練りにより決定した。本実験で用いたコンクリートの調合表を**表－２**に示す。杭試験体は，まず鋼管部を製作した後，10日目に杭部コンクリート，その約1ヶ月後にスタブ部コンクリートの打設を行った。試験体はスタブ部コンクリートの打設後約2週間で脱型した後，試験直前まで実験室内でシート養生を行った。杭部コンクリートの試験材齢は，11～13週であった。鋼管部および杭部コンクリート，並びに鉄筋および鋼管に関する材料試験結果を**表－３**に示す。

表－２　コンクリートの調合表

呼び強度	W/C (%)	単位量(kg/m^3)				
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
N15	87.0	213	185	869	984	2.450
N27	51.5	354	182	822	887	3.556

表－３　材料試験結果

（a）コンクリート（鋼管部）

試験材齢	密度 (g/cm^3)	強度試験結果		ヤング係数 (GPa)
		引張 (MPa)	強度 (MPa)	
28日	2.38	2.12	19.3	――
87日	2.33	1.90	20.7	26.2
101日	2.34	1.71	21.0	26.1

［注］材齢28日は標準水中養生試験体、材齢87および101日は封緘養生試験体で、それぞれ杭の実験直前および直後の結果。

（b）コンクリート（杭部）

試験材齢	密度 (g/cm^3)	強度試験結果		ヤング係数 (GPa)
		引張 (MPa)	強度 (MPa)	
28日	2.29	2.52	27.3	――
77日	2.26	2.23	27.9	26.4
91日	2.25	2.14	26.9	25.5

［注］材齢28日は標準水中養生試験体、材齢77および91日は封緘養生試験体で、それぞれ杭の実験直前および直後の結果。

（c）鉄　筋

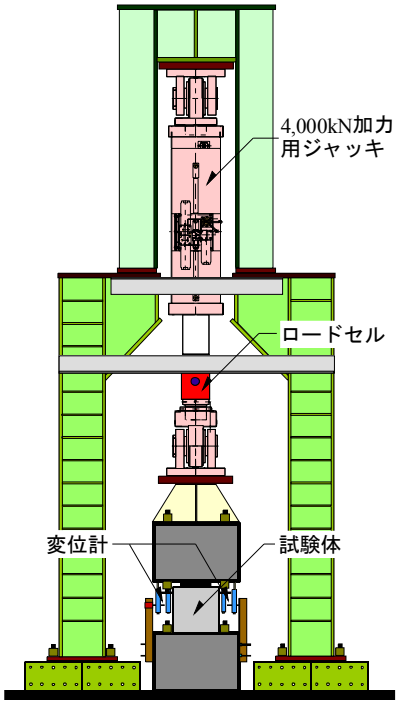
種類	呼び名	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)
芯鉄筋	D13	388	564	189
主　筋	D16	437	603	187
帯　筋	D 6	427	528	191

（d）鋼　管

種類	肉厚 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)
T1.6	1.6	235	404	189
T3.2	3.2	328	351	201
T6.0	6.0	353	451	206

2.3 加力および測定方法

加力要領を**図－２**に示す。1軸方向加力に際しては，加力フレームに設置したアクチュエータ（圧縮：4,000 kN，引張：2,000 kN，ストローク：1,000 mm）を使用し，変位制御によりスタブ間（450 mm）の変位が±0.45，±0.9，±1.8，±2.7，±3.6，±4.5，±9.0，±18，±27および±36 mmの静的な正負1軸繰返し載荷を行っ



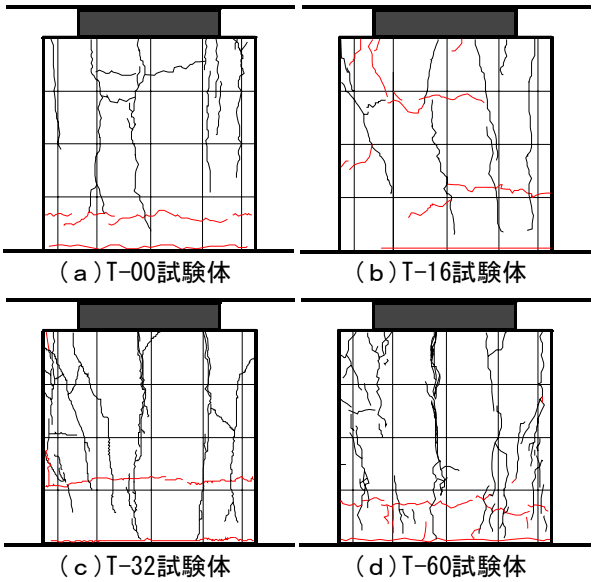
図－２　加力要領

た。ただし，最大圧縮耐力後は，圧縮方向の加力制御が困難となったため，それ以降の加力は引張方向のみの繰返し載荷とした。また，スタブ間の材軸変位および鋼管部変位の計測には，それぞれストローク100および50mmのひずみゲージ式変位計を使用し，荷重－変位関係を測定するとともに，鋼管部芯鉄筋，杭部主筋および帯筋の所定位置にひずみゲージを貼付して各種の荷重－ひずみ関係の測定，並びに各繰返しサイクル毎にひび割れ状況の観察を行った。

3. 実験結果とその考察

3.1 破壊状況

図－３（ａ）～（ｄ）は，本実験で得られた杭試験体の最終破壊状況を試験体別に示したものである。これらの図によれば，試験体の種類に関わらず圧縮載荷時には材軸方向に，引張載荷時には材軸に直交する方向にひび割れが発生・進展しているのが読み取れる。特に，引張載荷時に発生するひび割れは，鋼管肉厚の影響をそれほど影響を受けておらず，ひび割れの本数も比較的少ないが，これは，引張載荷時の軸変位が杭体からの鋼管部の抜出しに支配されているためと思われる。また，圧縮載荷時に発生するひび割れは，鋼管肉厚が厚くなるに従ってひび割れの本数が多く，ひび割れ幅も大きくなる傾向を示しているが，これは，断面減少杭頭部に鋼管を配していない試験体（T-00試験体）および鋼管厚が1.6mmの肉薄試験体（T-16試験体）の場合，最大圧縮耐力が，それぞれ断面減少部コンクリートの圧壊および断面減少部鋼管の局部座屈により決まったのに対して，鋼管厚が3.2および6.0mmの肉厚試験体（それぞれT-32およびT-60試験体）では，鋼管部が杭体を割裂くことにより決まったことによるものと思われる。



図－３　最終破壊状況

3.2 最大耐力

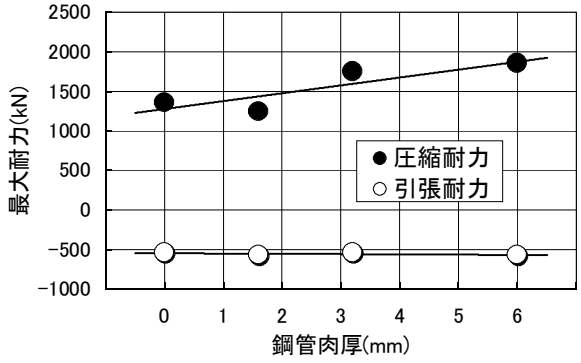
表－４は，本実験によって得られた杭試験体の最大圧縮耐力および最大引張耐力，最大耐力時の鋼管部変位（測定長:スタブ端面から100mmの区間），並びに杭頭断面減少部コンクリートのひずみ度（断面減少部芯鉄筋のひずみ度で評価，ただし引張耐力時に関しては，いずれの試験体もひずみゲージが破断していたため測定できなかった）を一覧表にして示したものである。

この表および最大耐力と鋼管肉厚との関係を示した**図－４**によれば，杭試験体の最大圧縮耐

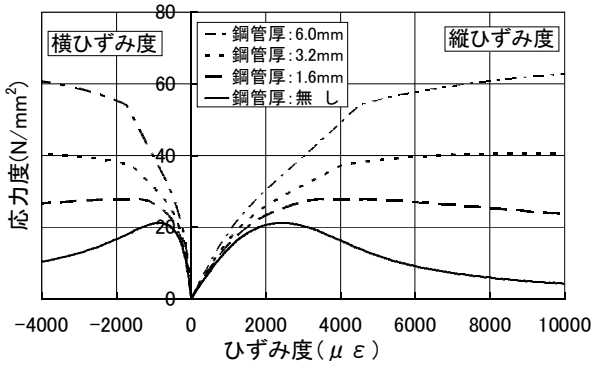
表－４　実験結果および計算結果一覧

試験体記号	実験値					計算値					
	圧縮耐力時			引張耐力時		圧縮耐力				引張耐力	
	P_c (kN)	δ_c (mm)	ε_c (μ)	P_t (kN)	δ_t (mm)	P_{cc}*1 (kN)	耐力比 P_c/P_{cc}	P_{cc}*2 (kN)	耐力比 P_c/P_{cc}	P_{tc} (kN)	耐力比 P_t/P_{tc}
T-00	1,356	1.48	5,490	-538	-17.60	1,149	1.18	1,149	1.18	-572	0.94
T-16	1,244	1.79	6,925	-567	-20.16	1,804	0.69	1,270	0.98	-572	0.99
T-32	1,750	2.36	8,246	-538	-21.15	2,512	0.70	1,812	0.97	-572	0.94
T-60	1,850	2.54	5,313	-568	-26.74	3,211	0.58	2,655	0.70	-572	0.99

［注］P：最大耐力、δ・ε：それぞれ最大耐力時の鋼管部軸変位・断面減少部芯鉄筋のひずみ度、
σ：エンドクロニック理論による最大耐力時のコンファインドコンクリートの応力度推定値、
*1および*2：それぞれ鋼管によるコンファインド効果を考慮および無視した場合の結果。



図－４　圧縮・引張耐力と鋼管肉厚との関係



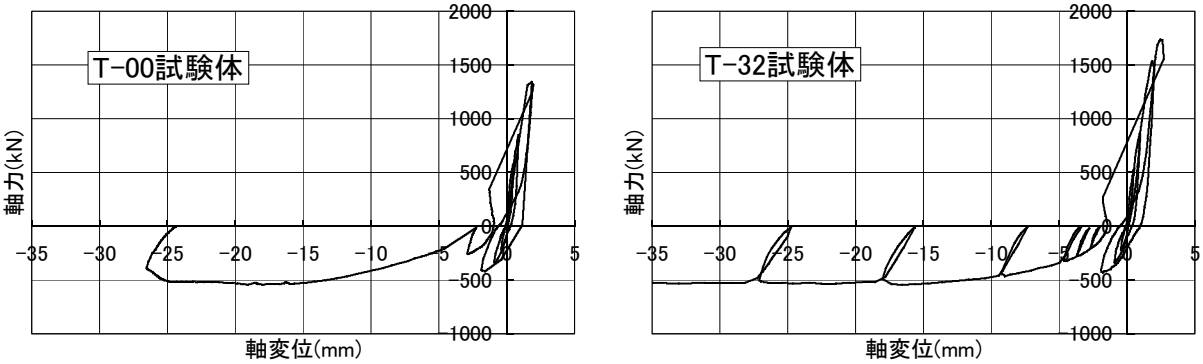
図－５　エンドクロニック理論による鋼管コンクリートの応力度－ひずみ度関係

力(P_c)は，一般的に鋼管肉厚が厚くなるに従って増大しており，鋼管の影響を受けているのがわかる。また，圧縮耐力時の鋼管部コンクリートのひずみ度は，鋼管肉厚との関係は明確ではないものの5,300～8,000×10^{-6}の範囲にあり，圧縮耐力時の鋼管部コンクリートは高ひずみ領域にあるといえる。ところで，1軸圧縮荷重を受ける鋼管コンクリートの圧縮強度および応力下降域における変形特性は，鋼管によるコンクリートに対するコンファインド効果のために，プレーンコンクリートに比べて著しく向上することが知られている[2)]。例えば，**図－５**は，多軸応力を受けるコンクリートの構成則としてエンドクロニック理論[3)]を用いた場合の鋼管コンクリートの応力度－ひずみ度関係を鋼管肉厚別に示したものである。前掲の**表－４**中には，最大耐力時の鋼管部コンクリートのひずみ度として実測されたε_cを代入し，かつ**図－５**に示す鋼管によるコンファインド効果を考慮して算定した最大圧縮耐力（P_{cc}^{*1}）も併示してあるが，鋼管が杭頭部に挿入してあるT-16，T-32およびT-60試験体の場合には，計算結果は実験結果に対して1.4～1.7倍程度の過大評価となっている。このことから，鋼管形式による杭頭半剛接接合部の1軸圧縮挙動に対しては，**図－５**に示すほどの鋼管によるコンファインド効果は期待できないといえる。一方，杭頭部に鋼管が挿入されていないT-00試験体の場合には，計算結果は実験結果に比べて15%程度過小評価しているが，この原因の一つとして，コンクリートの応力度－ひずみ度関係の定量化に際して通常用いられている高さと直径との比（H/D）が2の円柱供試体と比較して，杭頭断面減少部コンクリートのH/Dが0.37と著しく小さいため，断面減少部コンクリートが両端のスタブ部と杭部の拘束によって多軸圧縮応力場にあることが挙げられる。**表－４**中には，鋼管によるコンクリートのコンファインド効果を無視した場合の最大圧縮耐力の計算結果（P_{cc}^{*2}）も示してあるが，圧縮耐力に及ぼす鋼管部の杭部への割裂きの影響が著しかったと思われるT-60試験体を除けば，実験結果との対応は比較的良好であるといえる。

前掲の**表－４**および**図－４**によれば，試験体の最大引張耐力（P_t）は，鋼管の有無および肉厚に関わらず538～567kNの範囲にあり，鋼管の影響を殆ど受けていないことがわかる。**表－４**中には，鋼管部に配筋されている8本の芯鉄筋が同時に引張強さに達したと仮定した場合の最大引張耐力の計算結果（P_{tc}）が併示してあるが，実験結果と計算結果との比(P_t/P_{tc})は，0.94～0.99の範囲にあり，実験結果とは比較的良く一致しているといえる。ただし，いずれの試験体も実験結果に比べて計算結果の方が若干大きくなっているが，この原因として，最大引張耐力時には，通常芯鉄筋の応力状態にバラツキが存在するため，全ての芯鉄筋が同時に引張強さに達することはないことが挙げられる。

3.3 変形特性

図－６は，本実験によって得られた荷重－軸変位関係の例を示したものである。本実験では，

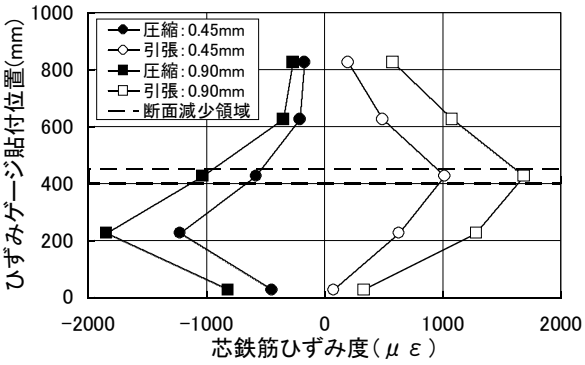


（ａ）T-00試験体　　（ｂ）T-32試験体

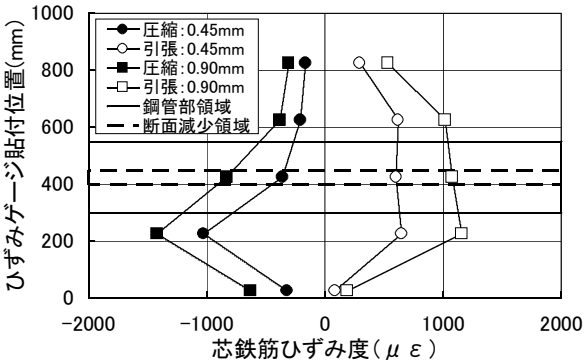
図－６　荷重－変位関係の例

変形制御による正負繰返し載荷を目標として加力を行ったが，前述したように，杭試験体の圧縮破壊時に杭頭断面減少部コンクリートの局部圧壊（T-00試験体），杭頭断面減少部鋼管の局部座屈（T-16試験体）および鋼管部の杭体への局部割裂き（T-32およびT-60試験体）によって杭頭部がピン状態となり，それ以後の圧縮加力の制御が困難となったため，試験体圧壊後は，最大引張耐力が得られるまで引張方向のみの繰返し載荷を行った。これらの図から明らかなように，鋼管の有無に関わらず載荷初期の段階から圧縮剛性と引張剛性に違いが認められ，圧縮剛性は引張剛性の2.52～2.55倍の値を示した。

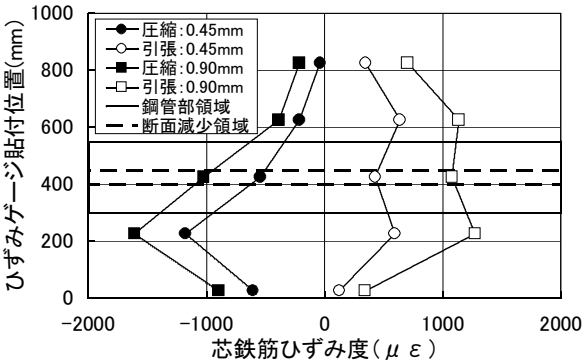
図－７は，芯鉄筋に貼付したひずみゲージの貼付位置（下スタブ上面からの距離）とひずみ度との関係を試験体別に示した例である。ただし，図中の波線部は杭頭断面減少領域，実線部は鋼管部領域であることを示している。図によれば，圧縮載荷時には，鋼管の肉厚に関わらず下スタブ上面から225mmの杭部位置のひずみ度が最も大きくなっており，かつ繰返し変位の増大とともにひずみ度も増大する傾向を示している。これに対して，引張載荷の場合には，鋼管を杭頭部に挿入していないT-00試験体では，断面減少部（縦軸：425mmの位置）のひずみ度が最も大きな値を示しているが，杭頭部に鋼管が挿入されると杭頭断面減少部のひずみ度が他の位置に比べて相対的に減少し，圧縮載荷時の場合と同様に下スタブ上面から225mmの杭部位置のひずみ度が最も大きくなっている。なお，圧縮載荷時には，基礎（本試験体では上ス



（ａ）T-00試験体

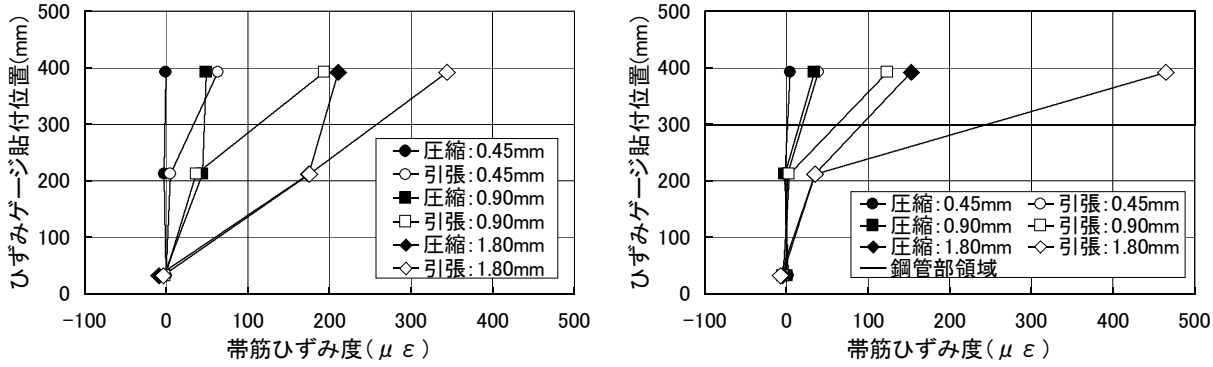


（ｂ）T-16試験体



（ｃ）T-32試験体

図－７　芯鉄筋のひずみ分布



（a）T-00試験体　　（b）T-32試験体

図－８　帯筋のひずみ分布の例

タブ）部位置のひずみ度は，軸変位が+0.9mmまでの範囲では大きくても348～385×10^{-6}であるのに対して，引張載荷時の場合には，基礎部において1,017～1,135×10^{-6}程度の値となっており，圧縮載荷時と比較して，鋼管部近傍位置のひずみ度が平均化する傾向を示している。

図－８は，杭部の帯筋に貼付したひずみゲージの貼付位置とひずみ度との関係を示した例である。ただし，実線部は，前掲の**図－７**と同様に鋼管部領域であることを示している。図によれば，帯筋のひずみ度は，加力の進行とともにコンクリートのポアソン効果に応じて増大し，かつ杭頭部に近い位置にある帯筋ほど大きくなる傾向を示しているのがわかる。なお，鋼管肉厚が3.2mmのT-32試験体では，鋼管によるコンファインド効果，並びに±1.8mmの繰返し範囲の段階では，まだ鋼管部の杭部への割裂きが起こっていないことなどにより，杭頭部に鋼管が挿入されていないT-00試験体に比べて，帯筋のひずみ度は小さくなっている。なお，次の+2.7mmの軸変位を目標とした載荷途中に杭頭部の帯筋が引張降伏し，その直後に試験体は鋼管部の杭部への割裂きによる圧縮破壊を示した。

4. 結　論

本研究によって得られた結果を要約すると，およそ以下のようにまとめられる。

１）鋼管形式による杭頭半剛接接合部の圧縮耐力は，耐力が鋼管の局部座屈で決まる範囲では鋼管肉厚の影響を受けるが，肉厚が厚くなると鋼管部の杭部への割裂きで耐力が決まるため，鋼管肉厚の影響は小さい。

２）杭頭半剛接接合部の圧縮特性に及ぼす鋼管によるコア部コンクリートに対するコンファインド効果は，それほど期待できない。

３）鋼管形式による杭頭半剛接接合部の引張耐力は，杭頭断面減少部に配筋された芯鉄筋により決まり，鋼管の影響を受けない。

４）1軸引張載荷を受ける場合，杭頭断面減少部に鋼管を挿入することにより，鋼管近傍の芯鉄筋のひずみ分布を平均化できる。

謝　辞

本実験とデータ整理に際してご助力を得た愛知工業大学4年生の圓乗裕樹君，相可泰佳さん，岸沢江梨子さん，関　俊力君，中根章禎君，宮脇理彩さんに対して謝意を表します。また，本研究費の一部として，愛知工業大学耐震実験センターの研究費を使用したことを付記する。

参考文献

1) 深津尚人，山本俊彦，山田和夫，岡田　享：場所打ち杭の杭頭半剛接接合に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26，No.2，pp.919-924，2004.7

2) 中塚　佶，鈴木計夫，中川裕史，溝口　茂：高強度材料を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.961-966，1992.6

3) 谷川恭雄，山田和夫：エンドクロニック理論のコンクリート工学への適用，コンクリート工学，Vol.21，No.1，pp.31-43，1983.1