

論文 高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ち杭の曲げ性状に関する研究

日比野 陽^{*1}・堀 勤^{*2}・篠原 保二^{*3}・林 静雄^{*4}

要旨：高層建築物の多くは、終局時における杭の安全性に関する検討を行うようになってきている。その結果、場所打ちコンクリート杭の主筋量が大幅に増えることになり、配筋が困難になりつつある。この過密配筋を解消するために、本研究では、主筋に高強度鉄筋を用い、せん断補強筋に高強度せん断補強筋を使用した場所打ちコンクリート杭を対象として変形性能、損傷に着目した曲げ変形性能評価実験を行った。実験結果より、高強度鉄筋を主筋に使用した場所打ちコンクリート杭は、普通鉄筋を用いた現状の杭と同等の性能を得られることがわかった。

キーワード：場所打ち杭、高強度鉄筋、変形性能、曲げ降伏変形

1. はじめに

中高層以上で使用される場所打ちコンクリート杭は地耐力の関係で杭径が大断面となる場合、杭底部以外の杭径を細くする拡底杭が現在広く用いられている。現在、基礎構造において、終局強度設計は義務付けられていないが高層建物の多くは終局時における杭の安全性に関する検討を行うようになってきている。その結果、曲げ耐力を向上させるために、杭の主筋量が大幅に増えることになり配筋が困難になりつつある。この過密配筋を解消するために高強度鉄筋の使用が考えられるが変形性能や損傷の点に関して不安がある。

近年では、高強度鉄筋の開発により、場所打ち杭の主筋やフープ筋においても高強度鉄筋が用いられるようになってきている。長江ら¹⁾は高強度せん断補強筋を用いた場所打ち杭の繰り返し載荷実験を行い、高強度せん断補強筋を用いることで、せん断強度を高め、残留ひび割れ幅を抑え、大きな変形性能を得られることを明らかにした。しかしながら、普通強度鉄筋を主筋に用いたため、主筋本数が多くなり、過密配筋となる問題があった。施工性を確保するためにも、主筋本数を減らした場所打ち杭の性能を明らかにし、実用化することが望ましいといえる。

そこで本研究では、伸びに乏しい高強度鉄筋を杭主筋として用いた場所打ち杭の合理的な設計法を確立するため、曲げ性状やひずみ性状（ひずみ硬化の小さい超高強度鉄筋におけるひずみ集中性状）および、ひび割れ性状を明らかにすることを目的とし、主筋およびせん断補強筋に高強度鉄筋を用いた場所打ちコンクリート杭の一定軸力下における繰り返し載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

本研究では杭頭における曲げ破壊を対象として、場所打ち杭の杭頭部を5分の1にモデル化した縮小試験体を用いて、正負交番載荷実験を行った。試験体の配筋・断面図を図-1に、諸元を表-1に示す。試験体直径は450 mm（以下、直径450シリーズと呼ぶ）、350 mm（以下、直径350シリーズと呼ぶ）とし、せん断補強筋はすべてスパイラルとした。試験体L3Nは現行の許容応力度設計²⁾の規定を満たす長期軸力下の場所打ちコンクリート杭

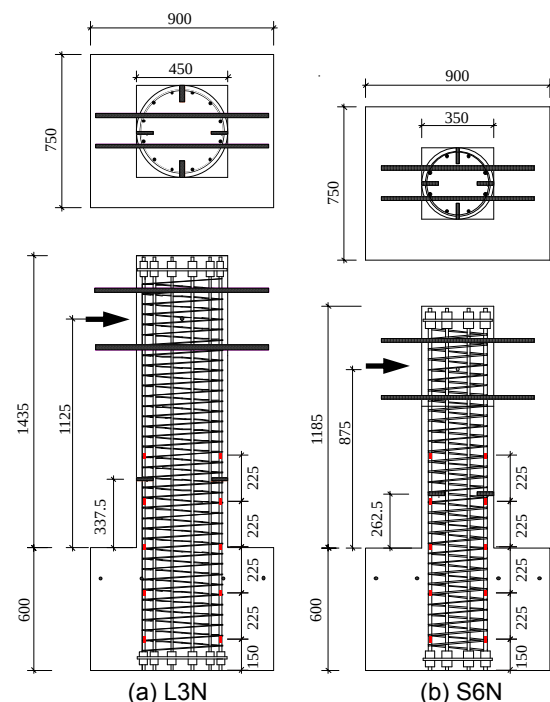


図-1 試験体配筋図と断面図

*1 東京工業大学 応用セラミックス研究所助教 博士（工学）（正会員）

*2 西日本高速道路株式会社（元東京工業大学大学院生） 修士（工学）

*3 東京工業大学 建築物理研究センター准教授 工学博士（正会員）

*4 東京工業大学 応用セラミックス研究所教授 工学博士（正会員）

表-1 試験体諸元

試験体名	D (mm)	M/QD	主筋	P_g (%)	せん断 補強筋	P_w (%)	w_{σ_y} (N/mm ²)	$P_w \cdot w_{\sigma_y}$ (N/mm ²)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	σ_0/σ_B		
L3N	450	2.5	12-D13 (SD390)	0.96	ϕ 3.2@50	0.08	1677	1.11	407.4	2.57	25.0	0.1		
L6N			6-D16 (USD685)	0.8										
S6N	350		8-D16 (USD685)	1.7	ϕ 5.5@50	0.31	1535	4.42		4.24			51.7	0.08
S6H			8-D13 (USD980)	1.1									25.0	0.17
S9N									51.7		0.08			
S9H														
B-10 ¹⁾	450		12-D13 (SD390)	1.0	ϕ 4@60	0.1	390	1.38	376.7	2.37	23.7	0.1		

D : 杭径, M/QD : せん断スパン比, P_g : 全主筋比(A_s/A_c), A_s : 主筋全断面積, A_c : 杭体全断面積, P_w : せん断補強筋のピッチを変えず等価断面積の正方形に置換した場合のせん断補強筋比, w_{oy} : 補強筋降伏強度, N : 軸力, s_0 : 軸応力(N/A_c), s_0/s_B : 軸力比, s_B : コンクリート圧縮強度

表-2 コンクリートの力学特性

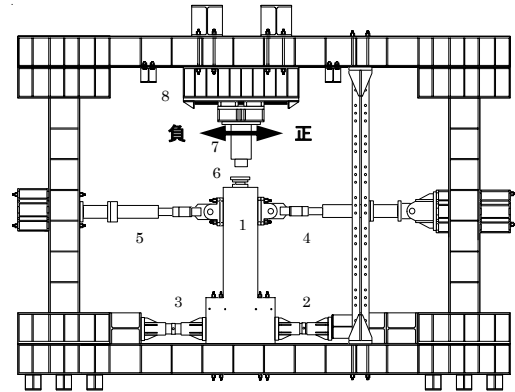
種別	σ_B (N/mm ²)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
F24	25	2.7
F45	51.7	3.47

σ_B : 圧縮強度, E_c : ヤング係数 (50 μ 時と1/3 σ_B 時の割線剛性から算出)

表-3 鉄筋の力学特性

鉄筋種別	σ_y^{*2} (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
D13 (SD390)	422	584	1.85
D16 (USD685 ^{*1})	708	832	1.79
D13 (USD980 ^{*1})	987	1022	1.72
$\phi 3.2$ (U3.2 ^{*1})	1677	1910	2.02
$\phi 5.5$ (U5.5 ^{*1})	1535	1828	2.27

σ_y : 降伏強度, σ_t : 引張強度, E_s : ヤング係数 (1/4 σ_y 時と3/4 σ_y 時の割線剛性から算出), ^{*1}: 繰入れ加工済み, ^{*2}: 0.2%オフセット法により算出



1: 試験体, 2, 3: スクリュージャッキ, 4, 5: 50 ton ジャッキ, 6: 球座支承, 7: 200 ton ジャッキ, 8: スライダー

図-3 加力装置

たコンクリートおよび鋼材の材料特性を表-2, 表-3に示す。鉄筋比 P_g は標準杭と等しい軸力下において同等の水平耐力を保有するよう, e 関数法を用いた曲げ解析から求めた。ただし, せん断補強筋比 $p_w=0.31\%$ は非常に多く, 杭頭部のコンクリートの充填性が非常に悪くなるため, せん断補強筋の過密配筋については別途考慮する必要があるが, 今回の実験では対象としない。

2.2 加力および測定方法

加力装置と試験体の配置図を図-2に示す。加力装置は片持ち梁形式とし, 全試験体に一定軸力(407.4kN)を加えた状態で自由端に水平力を加えた。水平力は両端ピン支持のジャッキにより水平力を与えた。加力点の水平変位を下スタブ固定端から加力点までの高さで除した値を部材角 R と定義し, 加力は, 部材角 R による変形制御で, $R=\pm 1/400$ を1回, $\pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33$ を各2回, $\pm 1/25$ を1回行い終了した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

試験体のせん断一部材角関係を図-4に示す。赤線は今回の実験結果であり, 黒線は長江らの行った標準杭¹⁾の実験結果である。また, 図中の破線は曲げ耐力計算値 Q_b , 一点鎖線はせん断強度計算値 Q_{su} である。図-4中

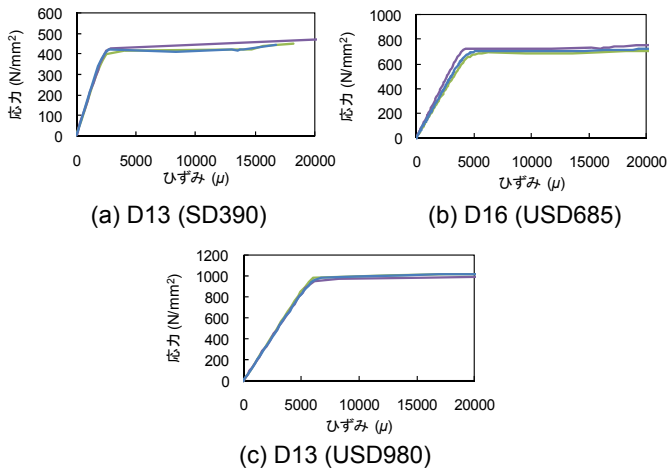


図-2 主筋の応力-ひずみ関係

を基準とする現状の杭として作製し, すべての試験体をせん断スパン比は杭頭固定としたChang式によって求める N 値が3となるときのせん断スパン比 $M/QD=2.5$ とし, 杭軸部を細くした場所打ちコンクリート杭として作製した。試験体 B-1 は長江らの実験において, 標準的な場所打ち杭として想定されたものである(以下, 標準杭)。

試験体の主筋には高強度鉄筋である USD685, USD980を用いた。コンクリート強度 σ_B は一般的な基礎に用いられるレベルの 25 N/mm² と, 主筋の高強度を発揮させる上で有効³⁾と考えられる 50 N/mm² を目標とした。使用し

の□は根元部コンクリートの圧壊, △はひび割れ強度 Q_{sc} , ◇は主筋の降伏時, ○は最大荷重 Q_{max} を表す。

試験体 L3N は, 長江らの実験結果¹⁾と大きく異なる結果となったが, 他の試験体については, 普通鉄筋を用いた長江らの実験結果とほぼ同じがそれ以上の耐力と変形性能が得られた。ただし, ひび割れ後の剛性については, 長江らの実験結果よりも大きく減少している。主筋降伏後の挙動においては, 履歴性状がいずれも若干やせており, 後述する鉄筋の抜け出しにより, 原点指向型に

近い履歴性状となっている。試験体 L6N と S6N (図-4(b), (c)参照) を比較しても, 杭径による耐力, 変形性能の違いはみられなかった。最大強度は, コンクリート強度が低い試験体 S6N, S9N に比べて, コンクリート強度が高い試験体 S6H, L9H の方が, 1.2 倍程度大きくなった。鉄筋の効きがよくなったことによると考えられ, コンクリート強度を上げることは, 主筋の高強度を発揮させる上で有効であることがわかる。いずれの試験体においても, 大きな耐力低下は確認できなかったが, 各試験体とも,

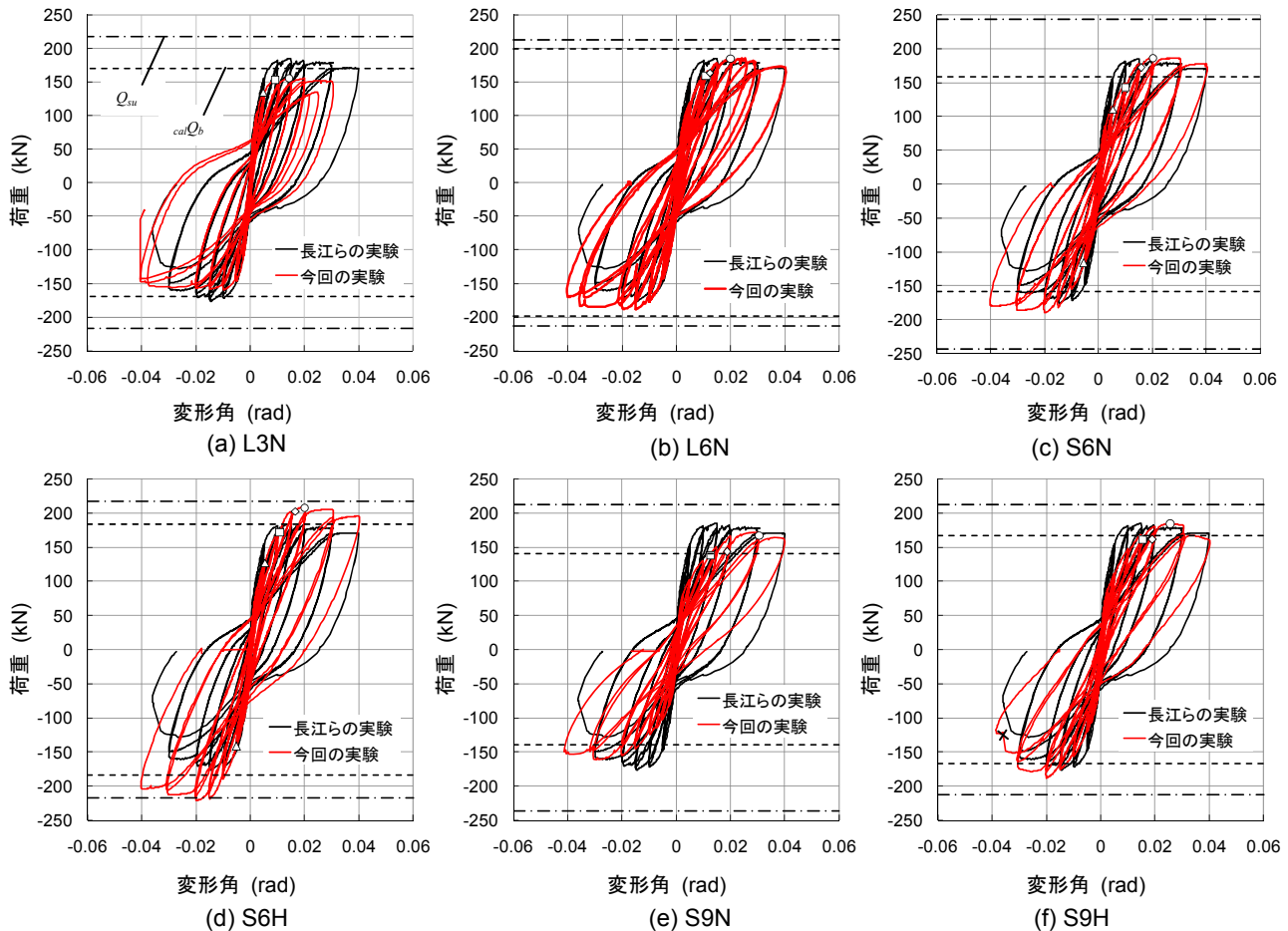


図-4 せん断力-変形角関係

表-4 実験結果一覧

試験体	載荷方向	計算値 (kN)			実験値 (kN)		
		$cal Q_{by}$	Q_b	Q_{su}	$exp Q_{by}$	Q_{sc}	Q_{max}
L3N	正	139	170	217	117	137	156
	負					-145	-160
L6N	正	173	199	213	176	—	185
	負					—	-188
S6N	正	145	159	244	178	114	188
	負					-115	-190
S6H	正	158	184	217	197	126	209
	負					-142	-221
S9N	正	126	140	236	140	—	172
	負					—	-161
S9H	正	140	167	212	163	—	184
	負					—	-188

$cal Q_{by}$: e 関数法を用いた曲げ解析による最外縁主筋降伏時の曲げ耐力計算値, Q_b : e 関数法を用いた曲げ解析による曲げ耐力計算値, Q_{su} : 等価断面の正方形に置換して修正荒川式を用いたせん断強度計算値, $exp Q_{by}$: 最外縁主筋降伏時の曲げ耐力実験値, Q_{sc} : せん断ひび割れ荷重実験値, $exp Q_{max}$: 最大耐力実験値

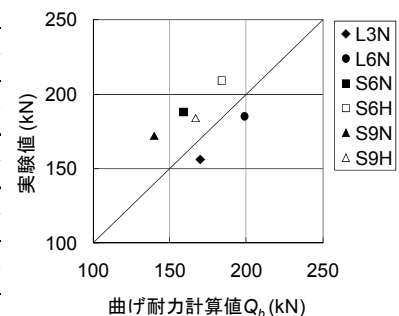


図-5 最大耐力の比較

変形角 $R=1/33$ 以後に若干の耐力低下を生じた。これは、長江らの実験結果とも一致しており、圧縮側のコンクリートの圧壊が生じたことによるものである。また、高強度鉄筋と比較的強度が大きいコンクリートを用いた試験体 S9H では、 $R=1/25$ に向かう途中（図-4(f)中×印）で主筋が破断し、大きく耐力低下した。

実験結果および諸耐力計算値一覧と比較を表-4、図-5 に示す。直径 450 シリーズ（試験体 L3N, L6N）の最大強度は、曲げ耐力計算値 Q_b の 0.9 倍程度、直径 350 シリーズ（試験体 S6N, S6H, S9N, S9H）の強度は 1.1 倍程度となり、計算値とほぼ等しくなった。

表-5 に実験値より得られた降伏点剛性を示す。表中の R_y は主筋降伏時の部材角、 K_y は降伏点剛性を表す。試験体 L6N, S6N は、いずれも試験体 L3N の 2 分の 1 程度の降伏点剛性であったが、コンクリート強度を上げることにより降伏点剛性の上昇がみられた。より高強度の鉄筋を用いた試験体 S9N, S9H においても、試験体 L3N と比較して剛性は小さくなったが、コンクリート強度の上昇により 10% 程度の剛性の上昇がみられた。

最終ひび割れ状況を図-6 に示す。図中の青線は正載荷時、赤線は負載荷時のひび割れである。いずれの試験体においても、杭根元部の危険断面位置に最初の曲げひび割れが発生し、変形に伴い上部に向かって分散していった。その後、主筋降伏後の変形の増大に伴い、せん断

ひび割れが発生した。各部材角におけるひび割れは、主筋強度が大きい試験体のほうがより広く分散していった。これも、後述の鉄筋の抜け出しが大きくなったことにより、回転変形が卓越したためであると考えられる。

3.2 主筋歪分布

図-7 に主筋に貼付した最大耐力時のひずみ分布を示す。貼付位置は図-1 中に赤色の長方形で示した。点線は主筋の降伏ひずみを表す。すべての試験体において、危険断面からの距離 0 mm における歪が最も大きくなる傾向にあるが、試験体 S6N, S9N, S9H 試験体では変形角 $R=1/100$ 以降で、ヒンジ領域区間（危険断面位置 0 mm ～ 225 mm）の歪が一様に増大した。試験体 S9N と S9H の比較から、コンクリート強度が大きい方が主筋の歪み分布が一様になることが分かる。すなわち主筋強度が発揮しやすいと言える。

3.3 せん断ひび割れ幅と部材角の関係

除荷時のせん断ひび割れ幅の最大値と部材角の関係を図-8 に示す。ひび割れ幅はひび割れに対して直交方向に測定した値であり、曲げひび割れから斜めに進展したひび割れもせん断ひび割れとしてみなして検討の対象とした。測定には分解能 0.01 mm のデジタルマイクロスコプを用いた。変形角 $R=1/100$ では、主筋が高強度であるほど、除荷時せん断ひび割れ幅を抑えることがで

表-5 降伏点剛性

試験体	R_y	Q_y (kN)	δ_y (mm)	K_y (kN/mm)	比率
L3N	0.005	117	5.08	23.0	1
L6N	0.015	176	16.4	10.7	0.47
S6N	0.017	178	14.5	12.2	0.53
S6H	0.014	197	11.9	16.6	0.72
S9N	0.018	140	15.9	8.78	0.38
S9H	0.019	163	16.4	9.94	0.43

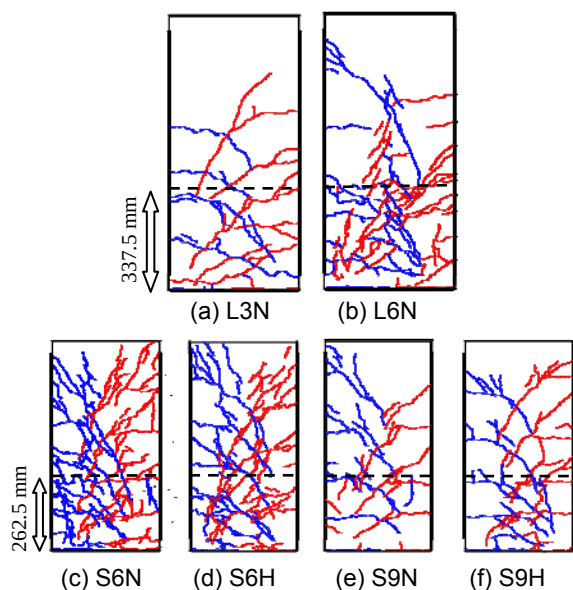


図-6 最終ひび割れ状況

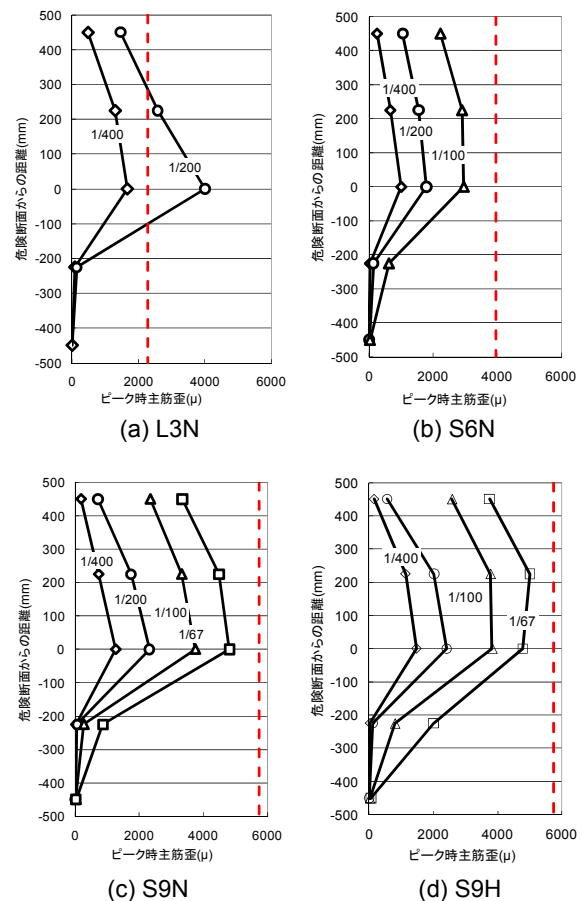


図-7 主筋歪分布

きる。図より，試験体 S9N, S9H は，試験体 S6N, S6H に比べて，変形角 $R=1/200$ までひび割れ幅が小さく，高強度であるほど，ひび割れ幅が小さくなる。直径 350 シリーズの試験体(S6N, S6H, S9N, S9H)は，せん断補強筋比 p_w が大きく($p_w=0.31\%$)，軸力比も大きいことから，すべての試験体で変形角 $R=1/50$ までひび割れ幅が小さいことがわかる。終局時におけるひび割れ幅も小さく，損傷を小さく抑えられるため，大地震においても有効であると考えられる。

3.4 変形量の定義

杭の変形性を分類するため，試験体各部に設置した変位計の計測結果より，変形成分を抽出した(図-10)。危険断面から $0.85D$ までの高さを H_2 とし，ヒンジ領域として考えた。全体の変形量 δ_H は変位計より得られた水平変位とする。ヒンジ位置の変形角 θ_a はヒンジ位置の左右の変位計の計測鉛直変位 δ_{LV} , δ_{RV} の差から式(1)で求める。

$$\theta_a = \frac{\delta_{LV} - \delta_{RV}}{L} \quad (1)$$

ここに， L : 左右の変位測定位置の間の距離

ヒンジ領域の回転角によって生じるヒンジ領域以外の変形量 δ_a は，平面保持を仮定し，式(2)で求める。

$$\delta_a = \theta_a \cdot (H_1 - H_2) \quad (2)$$

ここに， H_1 : せん断スパン長さ， H_2 : 危険断面からヒンジ領域まで距離

また，危険断面位置の変形角 θ_s は前述のヒンジ領域での中立軸位置 x_n と鉄筋の抜け出しによる変形量の中立軸位置 x_n が同じであると仮定し，式(3)で求める。

$$\theta_s = \frac{\delta_1}{x_n - (d + j)} \quad (3)$$

ここに， δ_1 : スタブ部分の鉄筋の計測歪を積分して求めた鉄筋の抜け出し量， d : 引張縁から主筋までの距離， j : 試験体から変位測定位置までの距離

鉄筋による抜け出し変形量 δ_s (式(4)) から，ヒンジ領域以外の変形量 δ_b が求まる (式(5))。

$$\delta_s = \theta_s \cdot H_1 \quad (4)$$

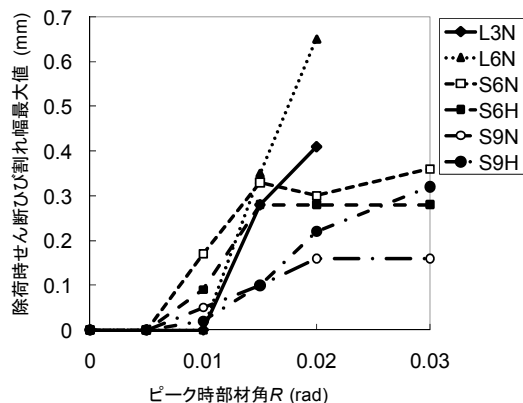


図-8 除荷時せん断ひび割れ幅と部材角

$$\delta_b = \delta_a - \delta_s \quad (5)$$

鉄筋による抜け出し変形量は，主筋が降伏する前のサイクルまでを検討し，その後抜け出し量を一定とした。回転中心位置のずれにより，鉄筋の抜け出し変形量がヒンジ領域における変形を越した場合，ヒンジ領域における変形量をすべて鉄筋の抜け出し変形量と考えた。

3.5 変形量の負担割合

各サイクルのピーク時，除荷時の変形量を図-10に示す。図中の濃赤部は鉄筋の抜け出しによる変形量 δ_s ，中濃赤部はヒンジ領域での曲げによる変形量 δ_a ，薄赤部はヒンジ領域以外の変形量 δ_b を表す。

図-9(a), (b)より，試験体 L3N の鉄筋の抜け出しによる変形量 δ_s は，いずれの変形角時においても微量であり，主筋に高強度鉄筋を用いた試験体 L6N の方が大きいことがわかる。これは，試験体 L6N の方が主筋の本数が 6 本と少なく，試験体の断面に比べてまばらに配筋されていたことが影響していたと考えられる。また，主筋が普通強度の試験体 L3N では，耐力低下が生じた $R=1/33$ まで，ヒンジ領域における変形の負担割合 δ_b が卓越しており，主にヒンジ領域の曲げ変形により変形が生じていたといえる。除荷時を比較すると，主筋に高強度鉄筋を用いた試験体 L6N の方が，残留変形量が小さく，鉄筋の抜け出しの影響により，回転変形が生じていたといえる。

図-9(c), (e)より，鉄筋の抜け出しによる変形量 δ_s は，主筋がより高強度な試験体 S9N の方が大きくなっており，回転変形も大きくなっていったといえる。試験体 S9N では，変形角 $R=1/400 \sim 1/50$ まで，鉄筋の抜け出しによる変形量がほぼ一定であり，全体の変形に対して支配的

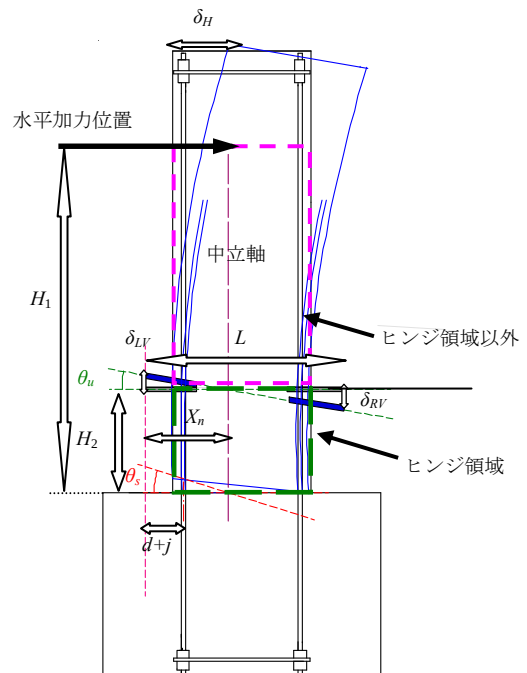


図-9 変形量の算出方法

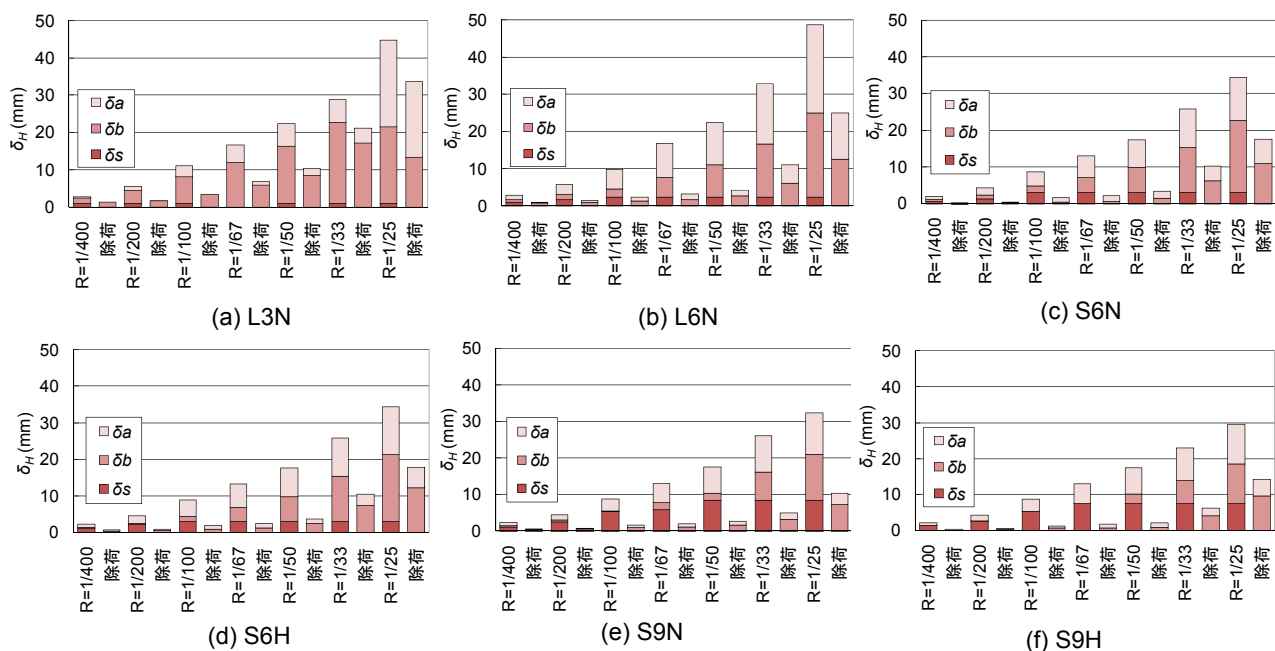


図-10 変形量の割合

であった。変形角 $R=1/50$ 以降はヒンジ領域とヒンジ領域よりも上部の曲げ変形が増加し、鉄筋の抜け出しによる変形量は減少している。除荷後の変形量は高強度である試験体(S9N)ほど大きい。高強度であるほど、鉄筋の抜け出し量が大きくなり、回転による変形の卓越により残留変形が小さくなり、図-3で見られたように、原点指向型に近い履歴性状を示すといえる。主筋が高強度であると、鉄筋の抜け出しによる変形量が大きくなる理由としては、抜け出し量を鉄筋のひずみから算出していることから、図-7(c)(d)に示すように、鉄筋のひずみが大きくなるのが原因であり、鉄筋強度が大きいために、鉄筋の応力の負担が大きくなったからであると考えられる。

杭径の大小が変形量に及ぼす影響は、杭径が大きいほど全体の変形量に対して、ヒンジ領域が負担する変形量が大きくなる傾向がある。一方で、コンクリート強度が各サイクルの変形量の割合に及ぼす影響はみられなかった。

4. まとめ

軸部を細くし、高強度鉄筋と高強度せん断補強筋を使用した場所打ちコンクリート杭の載荷実験から、以下の知見を得た。

- (1) 主筋本数を減らした場合でも、主筋に高強度鉄筋を使用することで、現状の杭と同じ変形性能を得られることがわかった。
- (2) 主筋が高強度鉄筋になるほど、鉄筋の抜け出しによ

る変形の影響が大きくなり、根元からの回転が起これ、降伏点剛性が低下するが、せん断ひび割れが開きにくくなる。

- (3) コンクリート強度を上昇させても、変形量に及ぼす影響は見られず、鉄筋が破断し、脆性的な破壊となる危険性がある。しかしながら、降伏点剛性を高めることがわかった。

謝辞

高周波熱錬株式会社、東京鉄鋼株式会社には、鉄筋をご提供いただきました。ここに関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 長江拓也, 王敬東, 香取慶一, 林静雄: 軸部を細くした場所打ちコンクリート杭のせん断ひび割れと破壊過程, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp. 619-624, 2000.7
- 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
- 3) 鈴木顕彰, 三島徹也, 佐藤勉, 渡辺忠朋: 高強度材料を用いた柱部材の変形性能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.20, No.3, pp.265-270, 1998.7