

論文 高強度鉄筋を主筋に使用した場所打ち杭の曲げ性状に及ぼす軸力の影響

鈴木 翔太*1・日比野 陽*2・篠原 保二*3・林 静雄*4

要旨: 近年、場所打ち杭の過密配筋が問題となっている。この問題を解消するために高強度鉄筋の使用が有効であるが、地震時における軸力の増減が伸びの乏しい高強度鉄筋に与える影響は大きいと考えられる。そこで本研究では、主筋とせん断補強筋に高強度鉄筋を用い、軸力比を変動要因と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、最終変形時に軸力の大小により、主筋の引張破断、座屈による破断が生じたものの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、杭のコンクリート強度の上昇と同時に主筋量が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フープ筋においては高強度鉄筋が用いられるようになってきている。筆者ら¹⁾は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杭の長期荷重下を想定した軸力における繰り返し載荷を行い、標準的な杭と同様の曲げ変形性能を得られることを明らかにした。しかしながら、地震時における軸力の増減が伸びの乏しい高強度鉄筋

に与える影響は大きいと考えられ、検討する余地がある。

そこで本研究では、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、主筋とせん断補強筋に高強度鉄筋を用い、軸力比を変動要因とした場所打ちコンクリート杭の繰り返し載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

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。試験体諸元を表-1に、試験体の配筋・断面図を図-1に示す。試験体直径は350mmとし、せん断補強筋はすべてスパイラルとした。せん断スパン比は文献¹⁾に準じてすべての試験体で、 $M/QD=2.5$ とした。試験体の主筋には高強度鉄筋で降伏応力度 785N/mm^2 相当のSPR785を用いた。コンクリート強度 σ_B は一般的に基礎に用いられるレベルの 25N/mm^2 と、主筋の高強度を發揮させる上で有効²⁾と考

表-1 試験体詳細

No.	試験体名	杭径 (mm)	M/QD	定着長さ (mm)	コンクリート			杭主筋			スパイラル筋			N (kN)	σ_0/σ_B
					σ_B (N/mm ²)	鉄筋	σ_y (N/mm ²)	P_g (%)	鉄筋	σ_y (N/mm ²)	P_w (%)				
1	LN	350	2.5	300	22.2	20-D10 (SPR785)	885	1.5	U5.1@50 (SBPD1275)	1378	0.26	0	0		
2	LL											407.4	0.19		
3	LS											814.8	0.38		
4	LU											1222.2	0.57		
5	LL150			150	46.5	407.4	0.19								
6	MN			0	0										
7	ML			300	407.4	0.09									
8	MS			814.8	0.18										

M/QD: せん断スパン比, σ_B : コンクリート圧縮強度, σ_y : 鉄筋降伏強度, P_g : 全主筋比(A_g/A_c), A_c : 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, N: 軸力, σ_0 : 軸応力(N/A_c), σ_0/σ_B : 軸力比

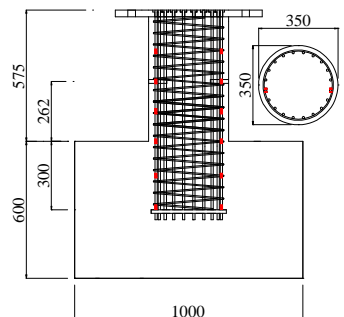


図-1 試験体配筋図と断面図

*1 鹿島建設(株) 修士(工学)(正会員)
 *2 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)
 *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-2 コンクリートの力学特性

種別	σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
F24	22.2	1.98	2.72
F36	46.5	3.02	3.24

σ_B : 圧縮強度, σ_t : 引張強度, E_c : ヤング係数

表-3 鉄筋の力学特性

鉄筋種別	σ_y (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
D10 (SPR785)	885	931	1.94
φ5.1 (SBPD1275)	1378	1448	1.74

σ_y : 降伏強度, σ_t : 引張強度, E_s : ヤング係数

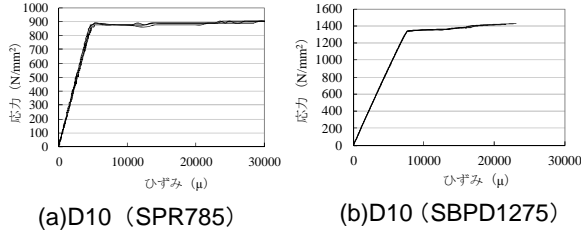


図-2 鉄筋の応力-ひずみ関係

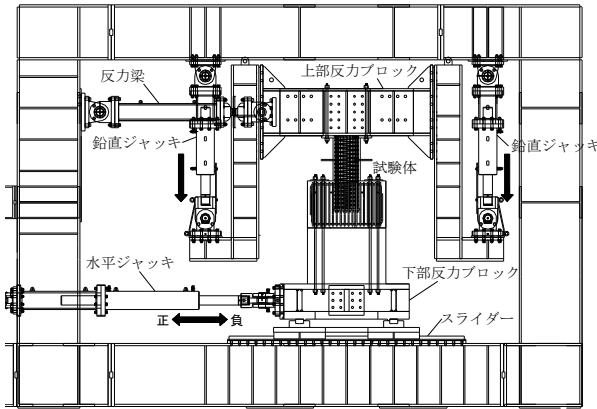


図-3 加力装置

えられる 36N/mm² を目標とした。使用したコンクリートおよび鋼材の材料特性を表-2, 表-3 に、鉄筋の応力-ひずみ関係を図-2 に示す。鉄筋比 P_g は標準杭¹⁾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。

2.2 加力方法および測定方法

加力装置図を図-3 に示す。片持ち梁形式とし、試験体に一定軸力を加えた状態で下部プレートに水平力を加えた。なお、軸力は左右の鉛直ジャッキに荷重差が生じないように制御した。加力点の水平変位を下スタブ固定端から回転中心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。なお、試験体 MS は $\pm 1/25$ を 1 回行った後、正側で主筋の破断に至るまで、押し切った。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

試験体のせん断力-部材角関係を図-4 に示す。図の

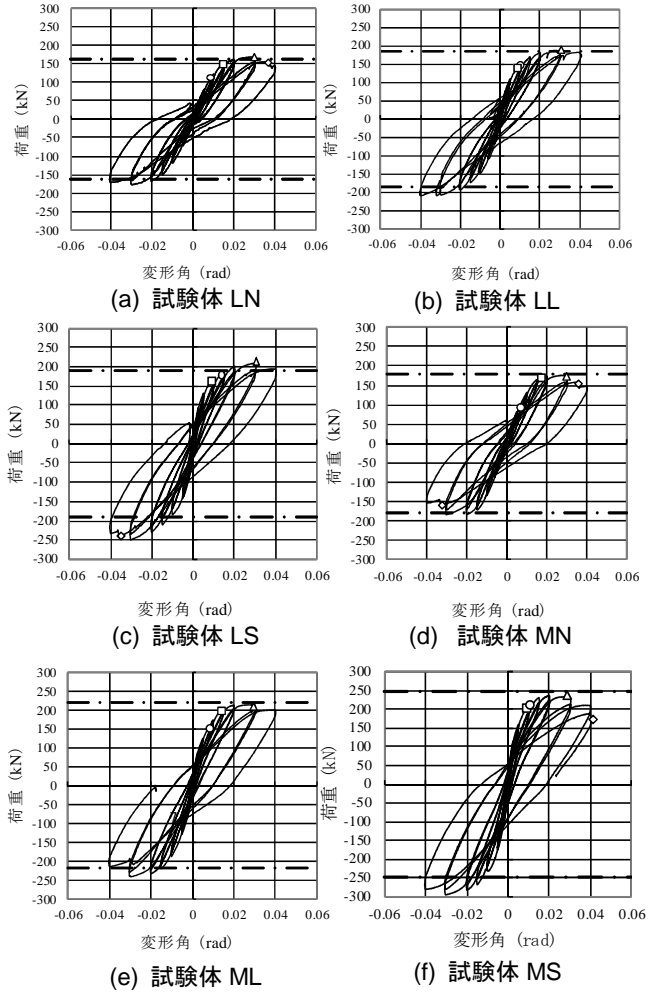


図-4 せん断力-部材角関係

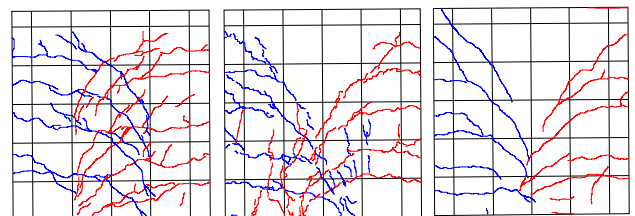


図-5 最終ひび割れ状況

一点鎖線は e 関数法による断面解析から求めた曲げ耐力計算値である。図中の□は根元部コンクリートの圧壊、○は主筋の降伏時、△は最大耐力、◇は主筋破断による耐力低下点を表す。

軸力のない試験体 LN, MN は変形角 1/200 程度で主筋が降伏し、軸力の大きい試験体に比べて主筋の降伏が早いことがわかる。また、軸力の大きい試験体 LS, MS は軸力の小さい試験体に比べて根元部コンクリートの圧壊が早いことがわかる。

試験体 LN, MN は端部主筋が引張破断し、耐力が低下した。また、試験体 LS, MS においては端部主筋が座屈による破断を起こし、耐力が低下した。しかしながら、

いずれの破断も主筋が密に配筋されているため、脆性的な耐力低下とはならなかった。

最終ひび割れ状況を図-5に示す。このひび割れ図は、観察面の展開図である。図中の赤線は正載荷時、青線は負載荷時のひび割れである（載荷方向は図-3参照）。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、主筋降伏後の変形に伴い、せん断ひび割れが発生した。各水平変形におけるひび割れは、軸力のない試験体LNのほうがより広く分散し、軸力の大きい試験体LSでは少なかった。これは軸力の大きい試験体では杭根元部の圧壊が大きくなり、杭根元部における変位が卓越したためであると考えられる。また、コンクリート強度の高い試験体MN, ML, MSでは、試験体LL, LN, LSに比べて端部の圧壊は小さかった。

3.2 計算耐力と実験値

実験結果および諸耐力計算値一覧と端部主筋状況を表-4に示す。表中の記号TF, BFはそれぞれ引張による破断、座屈による破断を表す。 σ_B はコンクリート強度、 Q_b はe関数法による断面解析から求めた曲げ耐力計算値（P- δ 効果による付加荷重を含む）、 Q_{su} は修正荒川式から求めたせん断強度計算値である。実験値は、正負に差異が見られるが、平均するといずれの試験体でも曲げ計算強度 Q_b を上回っていることがわかる。この差異は左右の鉛直ジャッキに荷重差が生じないよう制御していることから試験体設置位置が中心でなく、偏心モーメントが作用しているためであると考えられる。

3.3 主筋歪分布

図-6に主筋に貼付した最大耐力時の引張歪分布を示す。これは正載荷におけるピーク時を示したものである。貼付位置は図-1中に赤色の長方形で示した。また、図の破線は鉄筋の降伏歪である。

すべての試験体において、危険断面からの距離0mmにおける歪が大きくなる傾向にあることがわかる。試験体LNとLS、試験体MNとMSの比較から、軸力のない試験体LN, MNでは引張歪が大きくなっていることがわかる。また、試験体LNとMN、試験体LSとMSの比較

表-4 実験結果

試験体	載荷方向	σ_B (N/mm ²)	軸力 (kN)	計算値 (kN)		実験値 (kN)		端部 主筋
				Q_b	Q_{su}	Q_{max}	Q_{max} 平均	
LN	正	22.2	0	162	176	168	173	TF
	負					-177		
LL	正	22.2	407.4	190	208	188	199	
	負					-209		
LS	正	22.2	814.8	199	236	209	229	BF
	負					-249		
LU	正	22.2	1222.2	186	236	212	242	BF
	負					-272		
MN	正	46.5	0	179	208	177	181	TF
	負					-184		
ML	正	46.5	407.4	224	240	213	232	
	負					-242		
MS	正	46.5	814.8	254	269	237	267	BF
	負					-296		

から、コンクリート強度の高い試験体でも引張歪が大きくなるのがわかる。コンクリート強度が高い方が、主筋強度が発揮しやすいといえる。以上から主筋の破断の原因について軸力が大きく関係しているといえる。

図-7に主筋に貼付した最大耐力時の圧縮歪分布を示す。これは正載荷におけるピーク時を示したものである。また、図の破線は鉄筋の降伏歪である。試験体LSとMSの比較から、コンクリート強度の低い試験体LSの圧縮歪が大きくなっていることがわかる。コンクリート強度が低い方が、主筋の座屈が生じやすいといえる。

3.4 軸方向変位

図-8に軸方向変位を示す。図中の○は軸方向変位最大値、△は軸方向変位最小値を表す。

試験体LN, LSの比較から、軸力のない試験体LNでは引張側に伸びていることがわかる。変形が大きくなる

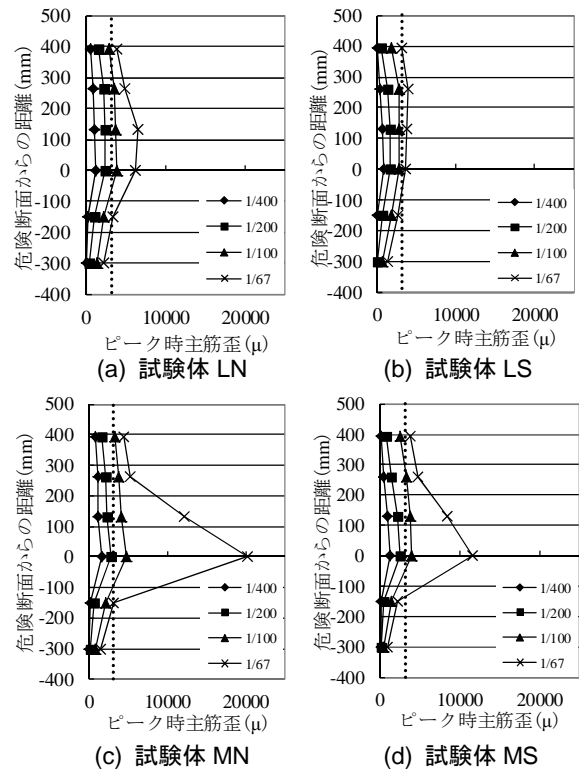


図-6 主筋引張時歪分布

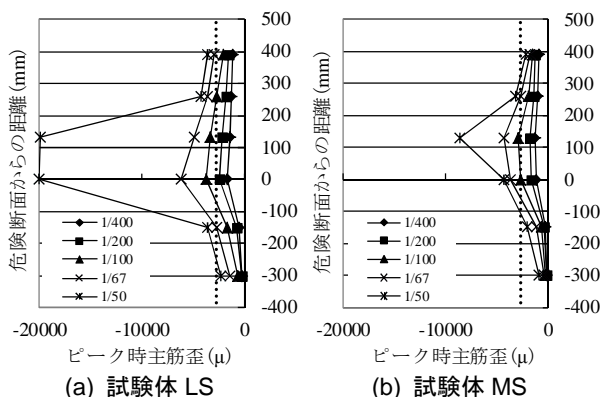


図-7 主筋圧縮時歪分布

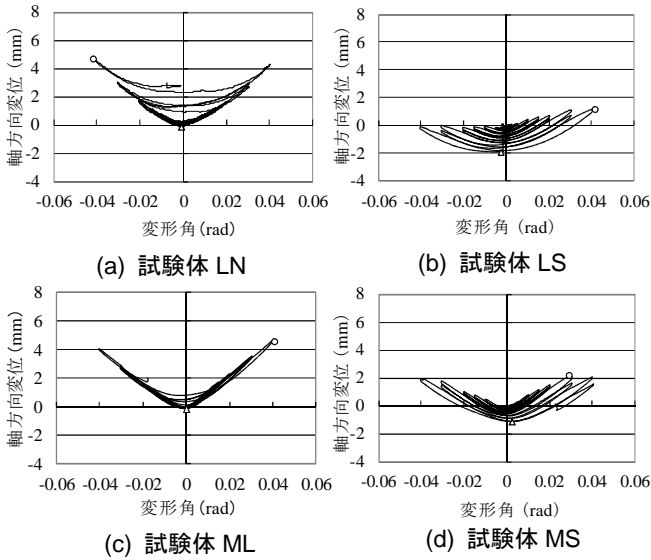


図-8 軸方向変位

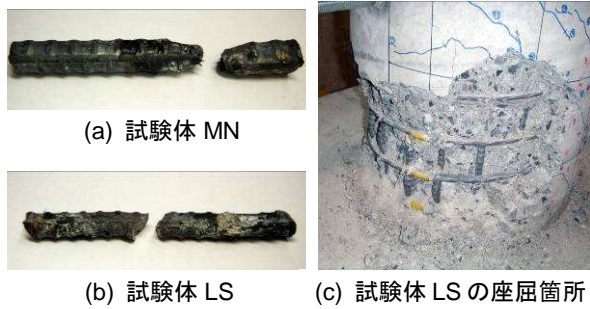


図-9 主筋の破断状況

ほど、この傾向は顕著になり、この影響が主筋の引張による破断につながったと考えられる。試験体 LS と MS の比較から、コンクリート強度の低い試験体 LS は圧縮側の軸方向変位が大きくなっていることがわかる。また、軸力のない試験体 LN では変形角 0 において残留する軸方向変位が大きくなっているのに比べて、長期軸力下を想定した試験体 LS, ML, MS ではコンクリート強度によらず、その傾向はあまり見られない。

3.5 主筋の座屈

試験体 LN, LS, LU, MN, MS では主筋の座屈に伴う耐力の低下が生じた。破断した主筋断面を観察するため、コンクリート部をはつり、主筋の採取を行った。採取した主筋の破断状況を図-9 に示す。図-9(c) は座屈した箇所の写真である。試験体 MN では、鉄筋破断面に絞りがあることがわかる。試験体 LN でも同様であった。これは端部において主筋が引張によって主筋が破断したといえる。また、試験体 LS では、鉄筋破断面が斜めになっており、脆性的に破断したといえる。試験体 LU, MS でも同様であった。これは高軸力により、端部の圧壊が進行し、主筋が座屈に至った後、繰り返し载荷により、鉄筋が破断したと考えられ、前述の主筋歪から得られた結果とも一致している。補強筋間隔が大きかったこ

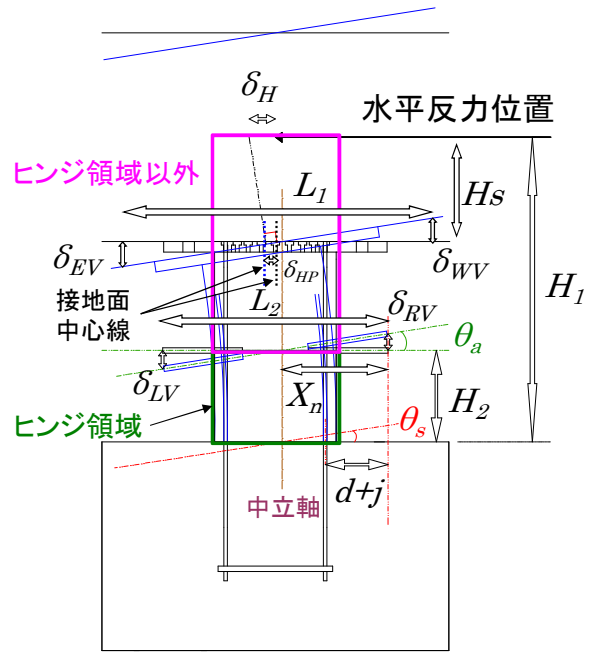


図-10 変形量の算出方法

とが座屈を生じさせたと考えられ、今後座屈を防ぐことが変形性能を発揮させる上で重要であるといえる。引張破断を防ぐ方法については今後の検討課題である。

3.6 変形量

杭の変形成分を分類するため、試験体各部に設置した変位計の計測結果より、変形量を抽出した。変形成分は杭体のヒンジ領域および領域以外のそれぞれ曲げ変形とせん断変形を合わせた変形と杭体とスタブの接合部からの主筋の抜け出しによる変形とした。算出方法を図-10 に示す。危険断面から 0.75D 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 を変位計より得られた杭部水平変位 δ_{HP} 、上部反力ブロックの回転による傾きを計算するための鉛直変位 δ_{WV} 、 δ_{EV} から式(1)で求める。

$$\delta_H = \delta_{HP} + \frac{H_s \times (\delta_{WV} - \delta_{EV})}{L_1} \quad (1)$$

ここに、 L_1 : 上部反力ブロック部における左右の変位測定位置間の距離、 H_s : 上部反力ブロック部の下部から中心までの距離

ヒンジ位置における変位計より得られた鉛直変位 δ_{LV} 、 δ_{RV} からヒンジ領域での中立軸位置が得られ、鉄筋の抜け出しによる変形角を含むヒンジにおける変形角 θ_a を式(2)で求める。

$$\theta_a = \frac{\delta_{RV} - \delta_{LV}}{L_2} \quad (2)$$

ここに、 L_2 : ヒンジにおける左右の変位測定位置間の距離

なお、平面保持を仮定して鉄筋の抜け出しによる変形角を含むヒンジ領域での変形量 δ_a を式(3)で求める。

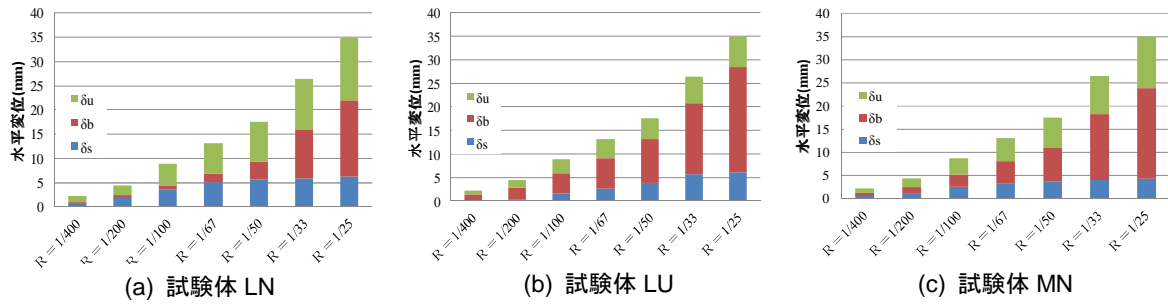


図-11 変形量の割合

$$\delta_a = \theta_a \cdot (H_1 - H_2) \quad (3)$$

ここに、 H_1 : せん断スパン長さ、 H_2 : 危険断面からヒンジまでの距離

鉄筋の抜け出しによる変形量を計算する際に用いた中立軸位置 X_n は、ヒンジ領域での変形量での平面保持から得られた中立軸位置 X_n と同じとし、ヒンジにおける変形角 θ_s を式(4)で求める。

$$\theta_s = \frac{\delta_{sv}}{X_n - (d + j)} \quad (4)$$

ここに、 δ_{sv} : 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

なお、鉄筋による抜け出し変形量 δ_s を式(5)で求める。

$$\delta_s = \theta_s \times H_1 \quad (5)$$

ヒンジ領域の変形量 δ_b を式(6)で求める。

$$\delta_b = \delta_a - \delta_s \quad (6)$$

ヒンジ領域以外の変形量 δ_u を式(7)で求める。

$$\delta_u = \delta_H - (\delta_s + \delta_b) \quad (7)$$

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、その後の抜け出し量を一定とした。また、鉄筋の抜け出しによる変形量の中立軸位置は、鉄筋の降伏、端部の圧壊発生時にその後変化しないものとした。

各サイクルのピーク時の変形量を図-11に示す。図中の青色部は鉄筋の抜け出しによる変形量 δ_s を表し、赤色部はヒンジ領域での変形量 δ_b を表し、緑色部はヒンジ領域以外の変形量 δ_u を表す。

試験体 LN と LU の比較から、軸力のない試験体 LN では引張鉄筋の歪が大きくなることによる鉄筋の抜け出しによる変形量 δ_s が大きくなっていることがわかる。また、試験体 LU ではヒンジ領域での変形量 δ_b が大きくなっているが、これは高軸力下において端部のコンクリートが圧壊したために、変形がヒンジ領域において集中したためであると考えられる。試験体 LN と MN の比較から、コンクリート強度による各サイクルにおける変形量に違いはみられなかった。

表-5 降伏点剛性

試験体	R_y (rad)	Q_y (kN)	δ_y (mm)	K_y (kN/mm)	比率
LN	0.0132	142	11.51	12.3	0.923
LL	0.0137	165	12.34	13.4	1
LS	0.0201	202	17.56	11.5	0.860
LU	0.0245	202	20.64	9.8	0.732
MN	0.00922	124	8.07	15.4	1.149
ML	0.0127	192	11.12	17.3	1.291
MS	0.0129	220	11.3	19.5	1.456

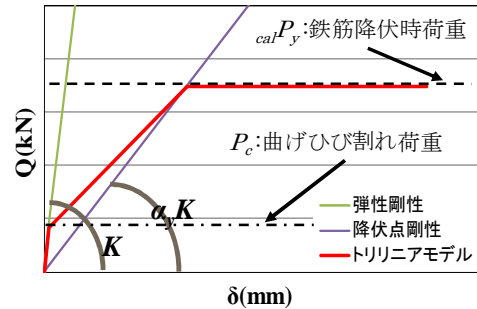


図-12 降伏点剛性の算出方法

3.7 降伏点剛性

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 は主筋が降伏した時の部材角、 Q_y は主筋が降伏した時のせん断力、 δ_y は主筋が降伏した時の部材変形、 K_y は降伏点剛性を表す。試験体 LN と MN、試験体 LL と ML、試験体 LS と MS の比較から、コンクリート強度を上げると、降伏点剛性が上がったことがわかる。また、コンクリート強度が高い場合、軸力の増加に伴い降伏点剛性が上がったことがわかった。

3.8 菅野式における評価

高強度鉄筋を用いた場所打ち杭においても降伏点剛性を評価できるか確認するため、円形断面を正方形断面に置換し、菅野式において降伏点剛性を求めた。算出方法を図-12に示す。計算値の鉄筋降伏時荷重は主筋の端部主筋が降伏した時点での荷重とした。

弾性剛性 K を式(8)で求める。

$$K = \frac{P_c}{\delta_c} \quad (8)$$

曲げひび割れ荷重 P_c を式(9)で求める。

$$P_c = \frac{M_c}{l} \quad (9)$$

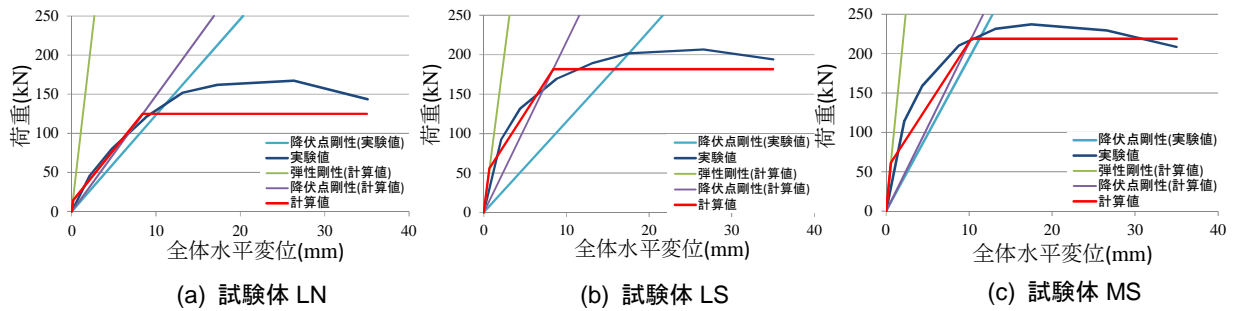


図-13 実験値および計算値の降伏点剛性

ここに、 l : せん断スパン長さ

曲げひび割れモーメント M_c を式(10)で求める。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e + N \frac{Z_e}{A_e} \quad (10)$$

曲げひび割れ時変位を δ_c 式(11)で求める。

$$\delta_c = \frac{P_c l^3}{3EI_e} + \kappa \frac{P_c l}{GA} \quad (11)$$

ここに、 κ : 断面形状による集中係数、 G : せん断弾性係数、 A : 杭体断面積

等価断面 2 次モーメント I_e 、等価断面係数 Z_e 、等価断面面積 A_e をそれぞれ式(12)、(13)、(14)で求める。

$$I_e = \frac{\pi D^4}{64} + 2(n-1)a_i y_s^2 \quad (12)$$

$$Z_e = \frac{2I_e}{D} \quad (13)$$

$$A_e = A + n n_s a_i \quad (14)$$

剛性低下率 α_y を円形断面を正方形断面に置換し、菅野式(15)で求める。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_i + 0.043 \frac{l}{sD} + 0.33\eta_0) (\frac{s}{sD})^2 \quad (15)$$

ここに、 n : ヤング係数比、 a_i : 主筋断面積(1本)、 y_s : 断面中心から鉄筋までの距離、 n_s : 主筋本数、 p_i : 引張鉄筋比($p_i = p_g/4$)、 η_0 : 軸力比、 sD : 正方形置換断面の幅、 s : 正方形置換断面の有効せい

各試験体における実験値および計算値の降伏点剛性を図-13に示す。実験値の降伏点剛性を水色、包絡線を青色、計算によって求めた弾性剛性を緑色、降伏点剛性を紫色の線、計算値の弾性剛性と降伏点剛性をつないだ計算値のトリリニアモデルを赤色の線で表す。

試験体 LN、MS では実験値の降伏点剛性と計算値の降伏点剛性では精度よく近似しており、実験値の包絡線も計算値のトリリニアモデルで精度よく評価できていることがわかる。しかし、試験体 LS では実験値の包絡線は計算値のトリリニアモデルで精度よく評価できているものの、降伏点剛性では、実験値は計算値に比べて大きく下回っていることがわかる。これは、軸力比が大きい試験体では、引張鉄筋が降伏ひずみに達する前に端部のコンクリートが圧壊している影響であると考えられ

る。

4. まとめ

主筋とせん断補強筋に高強度鉄筋を使用した場所打ちコンクリート杭の地震時を想定した軸力の異なる場合における載荷実験から、以下の知見を得た。

- (1) 軸力がゼロの場合には、主筋の引張破断が生じた。
- (2) 短期時以上を想定した大きな軸力比下では、主筋は座屈し脆性的に破断する。ただし、杭主筋が密に配筋されているため、耐力低下は大きくならない。
- (3) いずれの試験体も $R = \pm 1/33$ までは安定した履歴を描き、現状の杭と同等の変形性能を有することがわかった。
- (4) 軸力比が大きい(短期時軸力以上)場合には、端部にコンクリートの圧壊が生じて、ヒンジ領域の回転変形が卓越するため、杭体のひび割れは少なくなる。
- (5) 高強度鉄筋を用いた場合においても、軸力比があまり大きくならない範囲内では円形断面を正方形置換することで降伏点剛性を菅野式で評価できる。

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。ここに記して感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 日比野陽, 堺勤, 篠原保二, 林静雄: 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 コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.853-858, 2010.7
- 2) 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集, Vol.20, No.3, pp.265-270, 1998.7
- 3) 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