

報告 異形 PC 鋼棒で横補強した場所打 RC 杭の大型模型実験

是永健好*1・勝倉 靖*1・小室 努*2・川端一三*2

要旨：構造性能の向上と施工性の改善を可能にする場所打 RC 杭の大型模型実験を実施した。横補強筋としては従来の鉄筋の代わりに異形 PC 鋼棒スパイラル筋を使用した。横補強筋比を主な要因として、1つの試験体で加力位置を変えた載荷を2回行い、2種類の破壊形式のデータを収集した。実験の結果、終局強度型耐震設計指針に示される A 法を準用することにより、杭のせん断耐力および破壊形式を推定することができた。また、主筋を基礎に定着しない RC 杭についても実験的に検討し、その有用性を確認した。
キーワード：場所打杭, 円形断面, せん断耐力, 異形 PC 鋼棒, スパイラル筋

1. はじめに

文献1)で報告した実験から、場所打 RC 杭の横補強筋として、普通鉄筋の代わりに 1300MPa 級の異形 PC 鋼棒スパイラル筋を用いることにより、在来工法と同程度の補強量で杭の構造性能が大きく向上することが確認できた。本報告では、この高性能 RC 杭の設計法を確立することを目的として、引き続き実施した大型模型実験の結果について述べる。

2. 試験体

表-1に試験体の種類、図-1に杭部分の配筋 (PL-2の例)を示す。試験体の杭径はすべて 700mm であり、PL-1~3では横補強筋比 (0.1~0.3%) の影響を検討し、PL-4では横補強筋に普通鉄筋 (溶接フープ)を用いた在来工法の杭に関する性状を把握する。PL-1~3の全主筋比は、後述する載荷①の加力ブロック下部においてせん断余裕度が1.5程度になるように計画した。PL-5は杭頭部に作用するモーメントの低減を目指した「主筋を基礎に定着しない RC 杭」を対象としたものであり、全主筋比および横補強筋比は PL-2と同様である。図-2に PL-5の試験体下部 (杭頭部)の詳細を示す。PL-5では、試験体設置時等にお

いて杭頭部からの転倒を防止するためにアンボンド PC 鋼棒により緊張力を付与した。この緊張力は加力時には解除し、試験体頂部のナットも取り外す計画とした。また、主筋の埋込み部 (70mm) には溶接フープ (D6鉄筋) が配筋されているが、その点を除き基礎スタ

表-1 試験体の種類

試験体	σ_B (MPa)	主筋		横補強筋	
		P_g (%)	基礎定着	種別	P_w (%)
PL-1	31.1	0.66 (20 - D13)	基礎底面で プレート溶接	異形PC鋼棒	0.1 (U6.4@85)
PL-2	35.4	1.45 (28 - D16)			0.2 (U7.1@60)
PL-3	33.1	2.09 (28 - D19)			0.3 (U9.0@60)
PL-4	36.0	1.45 (28 - D16)	定着なし (埋込70mm)	普通鉄筋 (SD345相当)	0.2 (D6@48)
PL-5	28.2			異形PC鋼棒	0.2 (U7.1@60)

注) σ_B : コンクリートの実験時圧縮強度, $p_g = a_g / A$, $p_w = a_w / (s D)$
 a_g : 全主筋量, A : 全断面積, a_w : 1組の横補強筋の断面積
 s : 横補強筋の間隔, D : 杭径

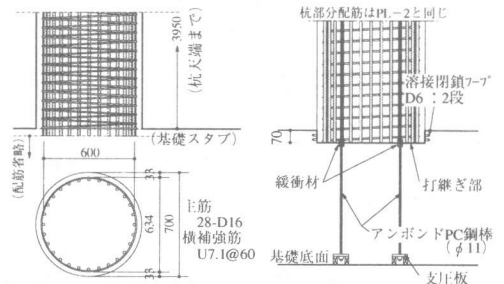


図-1 杭部分配筋 (PL-2)

図-2 PL-5 杭頭部詳細

*1 大成建設(株)技術研究所 (正会員)

*2 大成建設(株)構造設計部 (正会員)

ブ上端部分は無筋となっている。

試験体のコンクリート打設は縦打とし、PL-1~4では基礎スタブ上端で打継ぎ、打継ぎ部の特別な処理は行っていない。PL-5では、基礎上端に埋込み深さ70mmの円筒状の凹部を設け、その底面を打継ぎ部とした。試験体コンクリートの実験時圧縮強度は表-1に示してある。表-2に鋼材の材料強度を示す。

3. 加力方法

本実験では、地震時の杭の応力状態をできるだけ忠実に模擬することを目的として、図-3に示す加力方法を採用した。すなわち、試験体下部（杭頭部）を固定端、他端をローラー支持とした1次不静定のモーメント分布とし、1つの試験体で加力位置を変えた載荷を2回行い、2種類の破壊形式（曲げ破壊、せん断破壊）に関するデータの収集を意図した。載荷①では図に示す加力ブロック上部と下部の2箇所における曲げ破壊型杭の構造性能に関するデータ、載荷②では加力ブロック下部でのせん断耐力に関するデータを得ることを目的としている。載荷②の加力ブロック下部では、載荷①における杭頭部での主筋降伏や圧壊の影響により、載荷①の加力を受けない状態の結果に比べて、せん断耐力が小さくなるのが予想されるが、本実験ではその影響は小さいと考えた。表-3に計画で想定した各載荷における破壊モードを一覧にして示す。

加力ブロックは、図-3に示すようにPC鋼棒を介して圧着によって取り付けしたが、ブロックによって試験体をできるだけ拘束しないように、試験体側面部には開口を設けるとともに、試験体とブロックとの圧着応力は1MPa以下にした（2つのコ字形ブロックの圧着面では約5MPa）。

加力は、一定軸力下（軸応力5MPa）での正負繰返し載荷とし、加力ブロック下部の杭に対する部材角 R_L で変形制御した。なお、加力ブロック下部の変形は、図-3に示すように基礎

スタブと加力ブロック中央位置の相対変形とし、ブロック上部については加力ブロックを不動点として変形を測定した。載荷①では $R_L = 1/30$ まで正負9回の繰返し載荷した後、正方向に $R_L = 1/20$ まで加力することを原則とした。載荷①終了後、小振幅の繰返し載荷を行い、試験体の残留変形が無負荷状態で0になるように調整して載荷②の準備を行った。載荷②は、せん断耐力の確認を目的としているため、載荷①に比べて繰返し回数を減らした。

4. PL-1~4の実験結果

4.1 耐力・変形性状

(1) 載荷①

載荷①における加力ブロック下部の杭に関して、表-4に実験結果一覧、図-4にPL-1~

表-2 鉄筋および異形PC鋼棒の材料強度

鋼材種別	使用箇所	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)
D13 (SD390)	PL-1 主筋	483	690
D16 (SD390)	PL-2,4,5 主筋	445	626
D19 (SD390)	PL-3 主筋	462	661
U6.4 (SBPD1275/1420)	PL-1 横補強筋	1361*	1460
U7.1 (SBPD1275/1420)	PL-2 横補強筋	1450*	1483
U7.1 (SBPD1275/1420)	PL-5 横補強筋	1468*	1477
U9.0 (SBPD1275/1420)	PL-3 横補強筋	1397*	1498
D6 (SD345相当品)	PL-4 横補強筋	350	461

注) *: 0.2% オフセット値

表-3 計画で想定した各載荷における破壊モード

試験体	載荷①		載荷②
	加力ブロック上部	加力ブロック下部	加力ブロック下部
PL-1	曲げ破壊型	曲げ破壊型	せん断破壊型
PL-2			
PL-3			
PL-4			
PL-5			

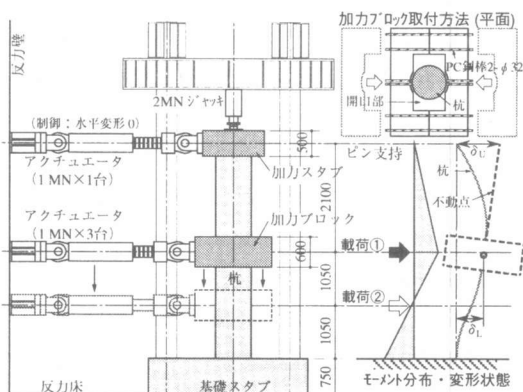


図-3 加力装置

表-4 載荷① 加力ブロック下部における実験結果一覧

試験体	加力方向	脚部曲げひび割れ		ブロック下端曲げひび割れ		せん断ひび割れ		脚部主筋引張降伏		脚部主筋圧縮降伏		脚部圧壊開始		横補強筋降伏		最大耐力		
		Q	R _L	Q	R _L	Q	R _L	Q	R _L	Q	R _L	Q	R _L	Q	R _L	Q	τ	R _L
PL-1	正	339	1.01	459	1.73	—	—	702	4.76	795	8.54	796	9.01	—	—	824	2.14	10.0
	負	292	0.71	453	1.59	—	—	—	—	—	—	798	7.58	—	—	—	—	—
PL-2	正	208	0.51	494	1.64	976	6.98	923	5.99	1002	7.47	1068	10.0	—	—	1091	2.83	19.2
	負	257	0.55	378	1.02	917	5.99	—	—	—	—	1007	7.99	—	—	—	—	—
PL-3	正	223	0.49	527	1.60	1053	5.91	×	×	×	×	1312	9.96	—	—	1400	3.64	33.3
	負	1048	5.96	225	0.40	490	1.42	×	×	×	×	1227	8.99	—	—	—	—	—
PL-4	正	295	0.74	557	1.99	868	5.00	960	6.41	1010	7.94	—	—	978	6.92	1059	2.75	10.0
	負	248	0.47	475	1.41	851	4.52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
PL-5	正	365	1.14	597	2.97	765	6.98	—	—	—	—	798	9.01	—	—	848	2.20	19.2
	負	351	0.91	427	1.29	801	8.03	—	—	—	—	824	10.0	—	—	—	—	—

注) Q:せん断力(kN), τ:せん断応力(MPa), R_L:部材角(×10⁻³), R_L = δ/h₀, δ:水平変形(mm), h₀ = 2100 mm, τ = Q/A
 A:杭断面積, —:現象なし, ○:逆方向加力時に降伏したために実測はずみから判断不能, ×:ゲージリード線断線のために確認不能

3, 図-5にPL-2とPL-4のせん断力-変形関係を比較して示す。加力ブロック上部に関しては実験値を示さないが, 各試験体とも曲げ破壊型であり, 後述する主筋の座屈現象を除けば, ひび割れ等の諸現象発生順序は試験体間で大きな差は見られない。

各試験体ともせん断ひび割れに先行して曲げひび割れが発生したが, 主筋比と横補強筋比の最も小さいPL-1では明確なせん断ひび割れは生じなかった。その後, 脚部の主筋が引張降伏し, R_L = 7.5~8.5 × 10⁻³で主筋の圧縮降伏が見られた。脚部コンクリートの圧壊は, 異形PC鋼棒を用いたPL-1~3では主筋の圧縮降伏の後に確認できたが, 普通鉄筋を用いたPL-4では圧壊は生じなかった。

最大耐力および耐力時の変形は, PL-1~3と比較すると, 主筋比と横補強筋比が大きい試験体ほど大きく, いずれの試験体も横補強筋の降伏は生じなかった。PL-4では, 脚部主筋が降伏するのとほぼ同時期に横補強筋が降伏し, 最大耐力は同じ補強筋比(0.2%)のPL-2とほぼ同程度であった。また, 最大耐力時の変形はPL-2に比べて小さく, 負加力のR_L = 20 × 10⁻³で耐力が大きく低下している。

PL-1とPL-2では, 最大耐力に達した後に加力ブロック上端の圧縮側主筋の座屈が顕著となったため(PL-1では主筋が一部破断), その時点で実験を終了した。因みに, 載荷①の加力ブロック上部における杭の最大変形

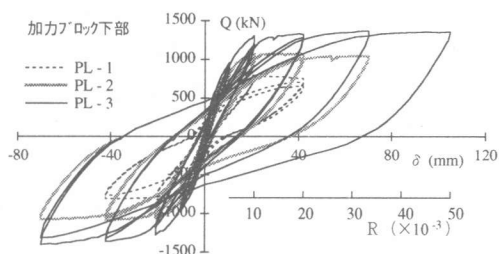


図-4 せん断力-変形関係(載荷①: PL-1~3)

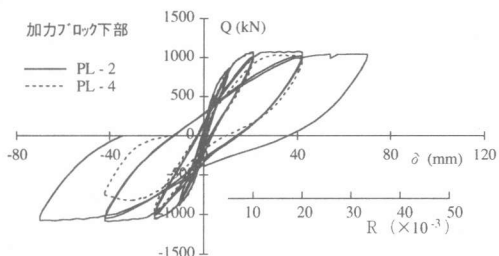


図-5 せん断力-変形関係(載荷①: PL-2, 4)

は, PL-1でR₀ = 約40 × 10⁻³, PL-2でR₀ = 約55 × 10⁻³となっており, 加力ブロック上部では下部に比べて杭の変形がかなり大きい。

(2) 載荷②

載荷②における加力ブロック下部の杭に関して, 表-5に実験結果一覧, 図-6にPL-1~3, 図-7にPL-2とPL-4のせん断力-変形関係を比較して示す。

PL-1では, Q = 1000 kN付近で対角線状のせん断ひび割れが生じた。因みに, この値は載荷①におけるPL-2とPL-3のせん断ひび割れ発生荷重とほぼ等しい。PL-1~3の横補強筋は載荷②で降伏し, 降伏時の変形は横補強筋比

が大きいほど大きく、最大耐力および耐力時の変形についても同様な傾向が見られる。PL-1~3では、最大耐力に達すると同時に補強筋が破断し、耐力が急激に低下した。PL-4は載荷①で既に横補強筋が降伏しているため、載荷②の最大耐力は載荷①のそれより小さい。

4.2 破壊性状

図-8に載荷①終了時におけるPL-2（異形PC鋼棒）とPL-4（普通鉄筋）の加力ブロック下部の破壊状況を比較して示す。

PL-1~3では、試験体脚部（杭頭部）でのコンクリート圧壊による損傷があるものの、実験終了時の残留ひび割れ幅は小さい。それに対して、PL-4では、載荷①で横補強筋（普通鉄筋）が降伏しているため、試験体側面のかぶりコンクリートの剥離が見られ、残留せん断ひび割れ幅も他の試験体比べてかなり大きい。これらの点と、横補強筋が降伏したことおよび負加力 $R_L = 20 \times 10^{-3}$ のサイクルでの耐力低下等から、載荷①におけるPL-4の加力ブロック下部では、曲げ降伏後にせん断破壊したと推察される。

写真-1に各試験体の載荷②終了時の破壊状況を示す。写真には、後述するPL-5の破壊状況も併せて示してある。

PL-1~3の比較から、主筋比と横補強筋比が大きいほどひび割れ本数が多いことがわかる。PL-3では、せん断応力レベルが高いため、横補強筋破断による損傷が他の試験体に比べ著しい。PL-4では、試験体腹部のかぶりコンクリートの剥落とせん断ひび割れの拡大が顕著であった。

5. PL-5の実験結果

図-9に加力ブロック下部におけるPL-5のせん断力-変形関係をPL-2と比較して示す。

PL-5では主筋が基礎スタブに定着されていないが、試験体脚部と加力ブロック下端の曲げひび割れ荷重はPL-2とほぼ同じである。せん断ひび割れ荷重は、PL-2に比べて小さい

表-5 載荷② 加力ブロック下部実験結果一覧

試験体	加力方向	せん断ひび割れ		横補強筋降伏		最大耐力		
		Q	R_L	Q	R_L	Q	τ	R_L
PL-1	正	1001	10.0	○		1303	3.39	16.1
	負	1015	6.61	1236	12.9			
PL-2	正			○		1663	4.32	20.0
	負			1361	17.9			
PL-3	正			○		2008	5.22	33.7
	負			2008	33.7			
PL-4	正					918	2.39	9.51
	負							
PL-5	正	1270	15.8	○		1498	3.89	19.2
	負	1254	10.1	1480	31.8			

注) $R_L = \delta / b_0$, δ : 水平変形 (mm), $b_0 = 1050$ mm
・網掛部分は載荷①で既に現象発生済

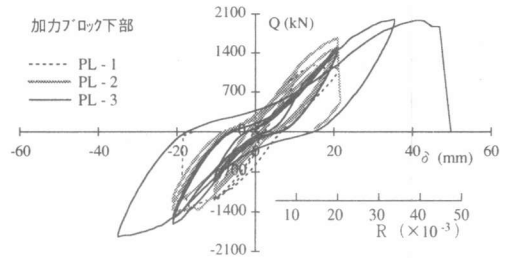


図-6 せん断力-変形関係 (載荷②: PL-1~3)

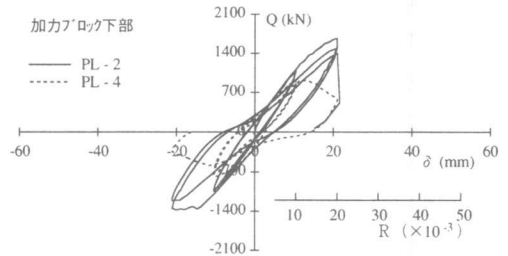


図-7 せん断力-変形関係 (載荷②: PL-2, 4)

($Q = 800$ kN程度)。載荷①において、PL-1~3と大きく異なる点は、せん断ひび割れ発生直後の $R_L = 8 \times 10^{-3}$ に杭頭部付近の基礎スタブ上端表面で写真-2に示すようなかぶりコ



図-8 載荷①破壊状況

ンクリートの剥離が生じたことである。この破壊は黒正らの実験²⁾で確認されたものと同様であるが、杭の $Q-\delta$ 関係にはこの基礎部分の破壊が致命傷とはならず、安定した良好な耐力・変形性状を示した。また、変形が進行しても杭頭部のずれは確認できなかった

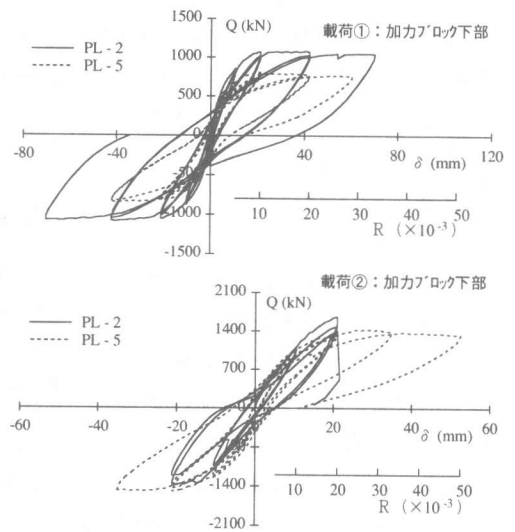
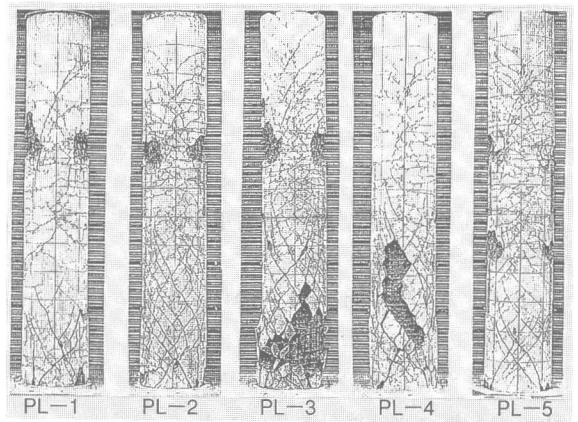
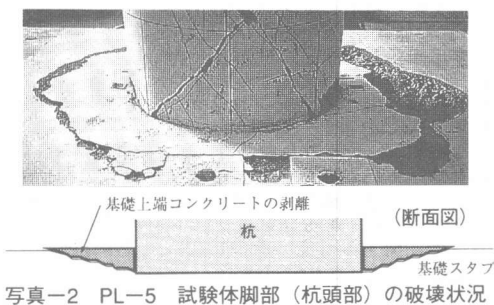
(目視)。また、基礎上端の主筋埋込み部(深さ70mm)に補強した閉鎖型の溶接フープのひずみは $200\sim 300\times 10^6$ 程度であり、補強効果は認められない。

図-10には、PL-5のモーメント分布の推移をPL-2と比較して示す。杭の軸応力によって結果は異なると思われるが、主筋を基礎に定着させないことによって、杭頭部のモーメントが半分程度に低減されている。

PL-5においてもPL-2と同様に荷重①で加力ブロック上端の杭主筋の座屈が確認された時点で実験を終了した。ブロック下部での残留ひび割れ幅はPL-2に比べて小さかった。

荷重②では、対角線状の大きなせん断ひび割れが発生する所($R_L = 10\sim 16\times 10^{-3}$)から、横補強筋のひずみが増大した。補強筋は $R_L = 30\times 10^{-3}$ を超えて一部降伏したが、 $R_L = 50\times 10^{-3}$ に達しても顕著な耐力低下は見られなかった。図-11に荷重②における加力ブロック上部のせん断力-変形関係をPL-2と比較して示すが、PL-5では加力ブロック下部でせん断破壊が生じなかったため、加力ブロック位置での抵抗モーメントが増大し、PL-2に比べて加力ブロック上部で大きな変形・損傷を生じている。

主筋を基礎に定着しない場合、杭の終局耐力が定着する場合に比べて約80%となり、杭中間部での損傷が大きくなるが、この状況を極大地震レベルのみに制御する設計は可能であ



り、この場合には基礎梁や基礎マットの配筋の合理化がはかれる。

6. 終局耐力に関する検討

本実験では、1体の試験体から3つ終局耐力に関するデータが得られている。本章では文献1)と同様な算定方法で実験結果を検討する。算定方法は以下の通りである。

せん断耐力の算定では、円形断面を等断面積の正方形に置換し、終局強度型耐震設計指針³⁾に示されているA法を用いる。なお、A法を用いる場合、一般に、正方形断面に置換した時の横補強筋比 p_w' ($=p_w \cdot 2/\sqrt{\pi}$, p_w :表-1脚注)を $\pi/4$ 倍⁴⁾に低減して用いるが、本

検討では後述する既往の実験も含めた実験値との適合性を考慮し、円形断面における横補強筋比 p_w を $\pi/4$ 倍して耐力を算定した。また、本実験ではせん断破壊した試験部分の横補強筋が全て降伏していることから、A法における補強筋の強度制限は適用せず、実降伏点を用いて計算値を算定した。

曲げ耐力算定では、図-12に示すように試験体脚部と加力ブロック上端に塑性ヒンジが形成された状態を最終崩壊形として、e関数法で得られた曲げ終局モーメント(M_{BU})から曲げ破壊時のせん断力を求めた。

図-13に実験値と計算値の比較して示す。図には、本実験の結果(データ15点)と、既発表の著者らの実験結果¹⁾および異形PC鋼棒を用いた既往の実験結果^{5, 6)}も併せて示してある。図に見られるように、横補強筋に普通鉄筋を用いたPL-4の加力ブロック下部の結果(×印)を除き、実験値と計算値がほぼ一致し、破壊形式(曲げ又はせん断)もよく推定できている。ただし、A法を用いたせん断耐力算定において、横補強筋比の低減方法については渡辺らの理論⁴⁾と整合性がとれてないこと等、今後更に検討する必要がある。

6. まとめ

1 試験体で加力位置を変えた荷重を2回行うことによって、2種類の破壊形式および構造要因の異なる3種類のデータを収集できる実験を実施した。本実験により、異形PC鋼棒で横補強した高性能RC杭に関して、一般的な杭の応力状態から、超高層RC建物における極大地震レベルの厳しい状態まで、種々な実験資料を得ることができた。さらに、終局強度型耐震設計指針に示されるA法を準用することにより、杭のせん断耐力および破壊形式を推定することができること、主筋を基礎に定着し

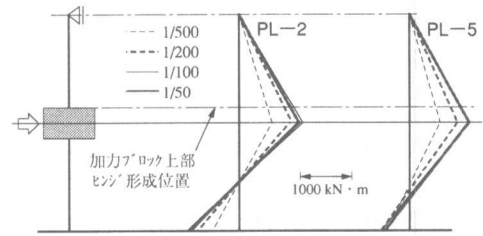


図-10 曲げモーメント分布の推移(荷重①)

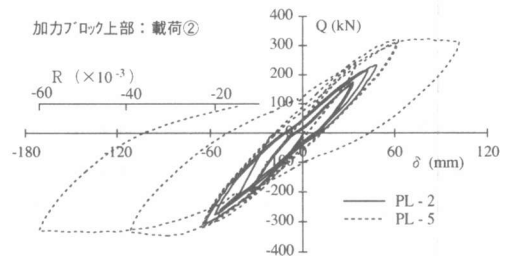


図-11 せん断力-変形関係(PL-2, 5)

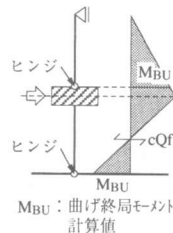


図-12 崩壊形の仮定

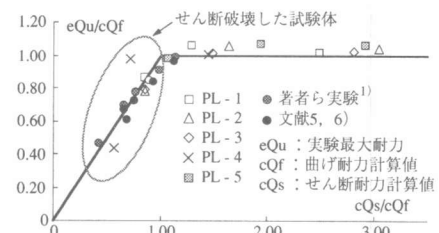


図-13 終局耐力に関する実験値と計算値の比較

ない杭についても良好な耐力・変形性状を有していること、等の知見を得ることができた。なお、終局耐力および変形性能に関する詳細な考察については、今後引き続き実施する予定である。

参考文献

- 1) 是永ほか：異形PC鋼棒で横補強された場所打RC杭のせん断性状，コンクリート工学年次論文集20-3，pp.427-432，1998年
- 2) 黒正ほか：正負交番繰返し水平力を受ける杭と基礎の結合部に関する研究(その1-3)，日本建築学会大会梗概集，pp.2323-2328，1981年
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990年
- 4) 渡辺ほか：曲げとせん断を受けるPCパイルの耐力評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集9-2，pp.483-488，1987年
- 5) 小川ほか：軸力と曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート円形断面柱の強度と変形性状に関する研究，日本建築学会大会梗概集，pp.1727-1728，1980年
- 6) 伊藤ほか：鉄筋コンクリート円形断面柱の復元力特性に関する研究(その1-2)，日本建築学会大会梗概集，pp.403-406，1986年