

論文 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

長江拓也^{*1}・王敬東^{*2}・香取慶一^{*3}・林静雄^{*4}

要旨: 建築物の高層化および拡底杭工法の普及に伴い, 場所打ちコンクリート杭はせん断に対して合理的な設計が要求される。本研究では, 普通強度せん断補強筋, 降伏強度が 1300MPa 級の高強度せん断補強筋および二重鉄筋籠によってせん断補強した場所打ちコンクリート杭を対象として曲げせん断実験を行い, 各補強方法がせん断破壊性状, 曲げ破壊性状に及ぼす影響を考察した。

キーワード: 場所打ちコンクリート杭, 拡底杭, 高強度せん断補強筋, 二重鉄筋籠, せん断ひび割れ幅

1. はじめに

場所打ちコンクリート杭は拡底杭工法により地盤支持力を確保した上で杭軸部を細くすることができる。しかし, 断面積が小さくなることにより, 地震時のせん断応力が高くなるという問題が生じることとなる。本研究では, 普通強度せん断補強筋, 降伏強度が 1300MPa 級の高強度せん断補強筋, および二重鉄筋籠によってせん断補強した場所打ちコンクリート杭を対象とし, 各補強方法がせん断破壊性状, 曲げ破壊性状に及ぼす影響を考察した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体を図-1 に, 試験体諸元および実験結果一覧を表-1 に示す。本実験では杭頭におけるせん断破壊および曲げ破壊を対象としており, 試験体は杭頭をモデル化した

縮小模型である。試験体に使用した鋼材およびコンクリートの材料特性を表-2 に示す。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 23.8MPa である。

2.1.1 せん断破壊シリーズ

杭径 $D=350\text{mm}$ の試験体において各補強方法が, せん断破壊性状に及ぼす影響を考察する。せん断破壊先行を意図し, 主筋には焼入れによって降伏強度を高めた D16 を用いた。他

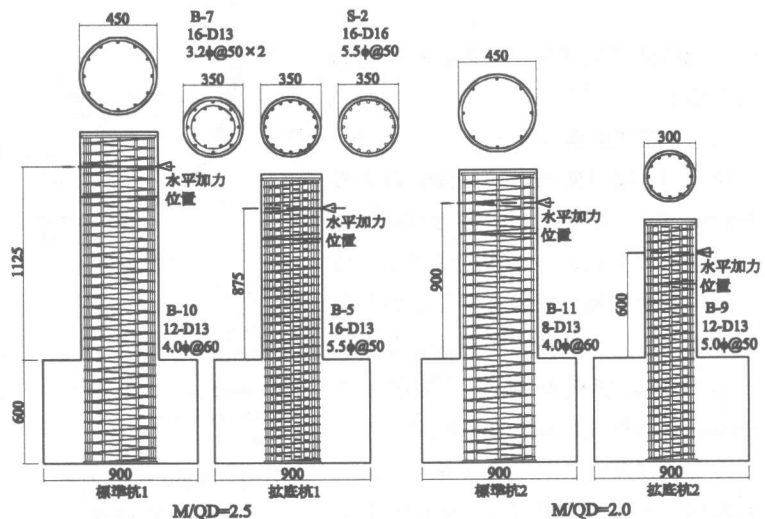


図-1 試験体 (単位: mm)

^{*1} 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 環境物理工学専攻 修士 (工学) (正会員)

^{*2} (株)コスミック 修士 (工学)

^{*3} 東京工業大学助手 建築物理研究センター 博士 (工学) (正会員)

^{*4} 東京工業大学教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元および実験結果一覧

試験体		D (mm)	M/QD	主筋	Pg (%)	せん断 補強筋	Pw (%)	wry (MPa)	Pw・wry (MPa)	σ/σ_B	cQu (kN)	cQb (kN)	eQbc (kN)	eQsc (kN)	eQmax (kN)	Ru (rad)	破壊 形式
拡底杭1	S-1	350	2.5	16-D16	3.3	φ4.5@50	0.2	387	0.77	0.16	164	317	122	148	245	0.023	S
	S-2					φ5.5@50	0.3	393	1.18		177	317	97	137	275	0.024	S
	S-3					φ3.2@50	0.1	1382	1.38		183	317	97	147	251	0.026	S
	S-4					φ4.5@50	0.2	1390	2.78		215	317	103	135	335	0.050	B-S
	S-5					φ5.5@50	0.3	1444	4.33		241	317	96	145	355	0.050	B
	S-6					φ4.5@50	0.2	1390	2.78	0.32	243	312	130	176	340	0.042	B-S
	S-7					φ4.5@50	0.2	1390	2.78	0	186	309	51	112	325	0.050	B-S
	S-8*			16-D16 千鳥状		φ3.2@50 二重	0.2	334	0.67	0.32	188	284	131	182	257	0.022	S
	S-9*					φ3.2@50 二重	0.2	1382	2.76	0.16	214	288	93	151	309	0.050	B-S
拡底杭1	B-1	350	2.5	16-D13	2.0	φ4.5@50	0.2	387	0.77	0.16	155	146	93	126	179	0.040	B-S
	B-2					φ5.5@50	0.3	393	1.18		168	146	82	123	177	0.050	B
	B-3					φ3.2@50	0.1	1382	1.38		174	146	88	126	175	0.043	B-Bu
	B-4					φ4.5@50	0.2	1390	2.78		206	146	89	123	177	0.050	B
	B-5					φ5.5@50	0.3	1444	4.33		233	146	90	124	175	0.050	B
	B-6					φ4.5@50	0.2	1390	2.78	0.32	235	161	116	155	201	0.050	B
	B-7*			16-D13 千鳥状		φ3.2@50 二重	0.2	1382	2.76	0.16	206	138	74	141	175	0.040	B-Bu
	拡底杭2			B-8		300	2.0	12-D13	2.2	φ4.0@50	0.2	1438	2.88	0.22	174	140	97
B-9	φ5.0@50	0.3	1337	4.01	188					140	94	110	171		0.050	B	
標準杭1	B-10	450	2.5	12-D13	1.0	φ4.0@60	0.1	390	0.39	0.1	177	142	85	120	185	0.040	B-S
標準杭2	B-11		2.0	8-D13	0.6						235	145	87	128	175	0.030	B-S

試験体名 S-O: せん断破壊シリーズ B-O: 曲げ破壊シリーズ

D: 杭径 M/QD: せん断スパン比 Pg: 全主筋比 (As/Ac) As: 主筋全断面積 Ac: 杭体断面積 Pw: せん断補強筋のピッチを変えず等価断面の正方形に置換した場合のせん断補強筋比 wcy: せん断補強筋降伏強度 σ/σ_B : 軸力比 *鉄筋を二重に配した試験体であり, Pwは内籠と外籠の和で評価した。

cQu: 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 cQb: e関数法を用いた曲げ解析による曲げ耐力計算値 eQbc: 曲げひび割れ荷重実験値 eQsc: せん断ひび割れ荷重実験値 eQmax: 最大耐力実験値 Ru: 限界変形角 (最大耐力の9割まで耐力低下した時点の部材角)

破壊形式 S: せん断破壊 B-S: 曲げ降伏後のせん断破壊 B: 曲げ破壊 ($R=1/20$ まで大きな耐力低下なし) B-Bu: 曲げ降伏後の主筋座屈

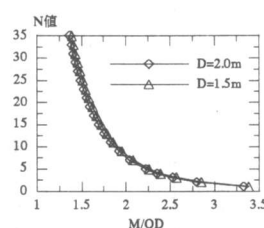
の諸元は曲げ破壊シリーズの拡底杭 1 と対応している。

2.1.2 曲げ破壊シリーズ

杭径 D は 450mm, 350mm および 300mm の 3 種類とし, 軸力変動のない長期軸力下において各杭径の試験体が同等の水平耐力を保有するという条件で以下のように各因子を決定した。

地盤および杭を弾性と仮定した Chang 式 (杭頭固定) から杭頭のせん断力と曲げモーメントの関係を求め, 試験体のせん断スパン比 M/QD とした。図-2 に示すように, 弾性範囲内

では M/QD に対する D の影響は小さい。杭および地盤の塑性を考慮すれば, 変形に伴い M/QD は変化するが, 実験ではこれを無視し, N 値=3, 7 の場合に対応する M/QD=2.5, 2.0



$$\frac{M}{QD} = \frac{1}{2\beta \cdot D}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{k_h \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$\text{地盤反力係数: } k_h = 0.8 \times E_0 \times D^{-\frac{3}{4}}$$

$$\text{変形係数: } E_0 = 7 \times N$$

$$N: N \text{ 値}$$

図-2 Chang 式による
N 値-M/QD 関係

表-2 材料特性
鋼材

種別	σ_y (MPa)	σ_t (MPa)	E_s (GPa)
D16	844	876	180
D13	410	577	177
H- ϕ 5.5*	1444	1536	202
H- ϕ 5.0*	1337	1494	197
H- ϕ 4.5*	1390	1608	198
H- ϕ 4.0*	1438	1638	208
H- ϕ 3.2*	1382	1454	202
H- ϕ 5.5*	393	481	159
N- ϕ 4.5*	387	494	157
N- ϕ 4.0*	390	482	156
N- ϕ 3.2*	334	426	207

H: 高強度

N: 普通強度

σ_y : 降伏強度

*0.2%オフセット

σ_t : 引張強度

E_s : ヤング係数

コンクリート

σ_B (MPa)	E_c (GPa)
23.7	24

σ_B : 圧縮強度
 E_c : ヤング係数

の 2 シリーズを計画した。

まず, 従来の標準的な場所打ちコンクリート杭をモデル化して, D=450mm の試験体を計画した。M/QD=2.5 の場合は全主筋比

$P_g=1.0\%$ (標準杭 1), $M/QD=2.0$ の場合は $P_g=0.6\%$ (標準杭 2) とした。せん断補強筋比 P_w はいずれの場合も 0.1% とした。

これに対する杭軸部を細くした場所打ちコンクリート杭として, $M/QD=2.5$ の場合は $D=350\text{mm}$ の試験体 (拡底杭 1) を計画した。断面積は標準杭の 60% である。 $M/QD=2.0$ の場合は, 軸応力がコンクリートの長期許容圧縮応力度¹⁾となる $D=300\text{mm}$ の試験体 (拡底杭 2) を計画した。断面積は標準杭の 44% である。いずれの場合も 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に, e 関数法を用いた曲げ解析から求めた。せん断補強筋比 P_w , せん断補強筋降伏強度 $\omega\sigma_y$, 鉄筋籠の配置方法を変化させ, 変形能力に与える影響を調べることとする。拡底杭 1 においては, 軸力変動を想定して軸力が倍の試験体も計画した。

2.2 加力方法

片持ち梁形式の加力装置によって, 正負交番繰り返し载荷を行なった。固定端から加力点位置までの高さ L を $M/QD=L/D$ となるように決めており, 加力点位置の水平変位を L で除した値を部材角 R とする。加力は部材角による変形制御とし, $R=\pm 1/400$ で一回, $R=\pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25, \pm 1/20$ で各 2 回繰り返した。ただし, せん断破壊シリーズは短期許容せん断力 $Q_a^{(1)}$ (付録) の 2 倍, 2.5 倍のせん断力で正負一回づつ繰り返した後, $R=1/100$ 以降からの変形制御とした。

2.3 せん断ひび割れ幅

試験体表面に想定

した測定範囲 (図-3 の網掛け部分) 内に生じたせん断ひび割れをひび割れに沿って 30mm 間隔で測定した。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測定範囲内においてはせん断ひび割れとみなして検討の対象とした。測定には簡易型のマイクロ스코プ (最小目盛: 0.02mm) を用いた。



図-3 ひび割れ幅測定範囲

3. 実験結果

3.1 せん断破壊シリーズ

3.1.1 破壊性状

代表的な試験体のせん断力-部材角関係, および最終破壊状況をそれぞれ図-4, 図-5 に示す。

普通強度せん断補強筋の試験体 S-1, S-2 および S-8 と高強度せん断補強筋で $P_w=0.1\%$ の試験体 S-3 は, 多数発生したせん断ひび割れが主筋降伏前に拡大, 開口してせん断破壊に至った。高強度せん断補強筋で $P_w=0.2\%, 0.3\%$ の試験体は, せん断ひび割れが多数発生するものの主筋の降伏が確認されており,

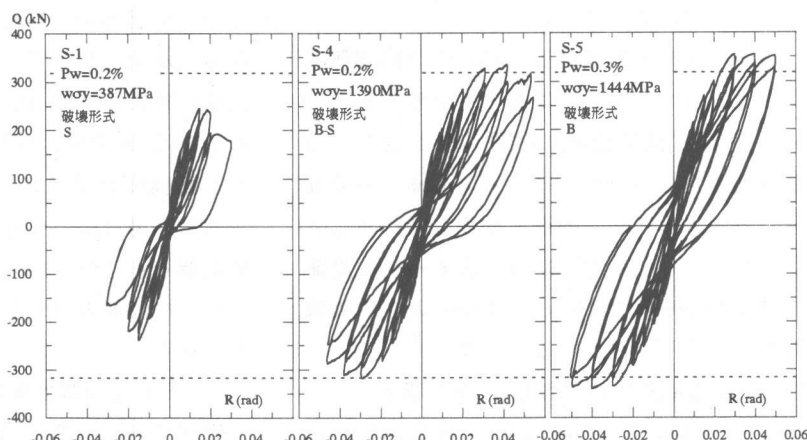


図-4 せん断力-部材角関係 (せん断破壊シリーズ, $\sigma_0/\sigma_B=0.16$)

破壊形式は表-1 脚注参照

点線は曲げ解析による曲げ耐力計算値

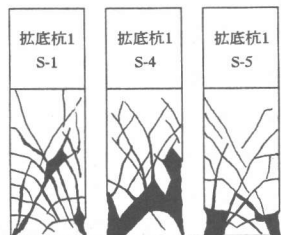


図-5 最終破壊状況

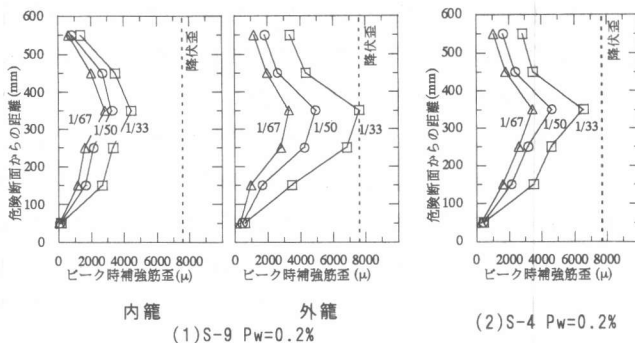


図-6 セン断補強筋歪分布

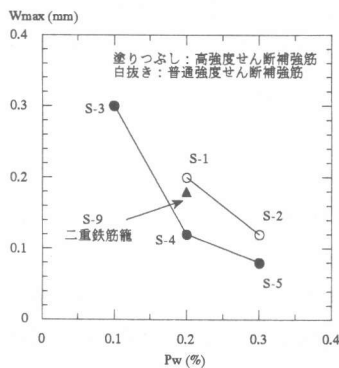


図-7 除荷時せん断ひび割れ幅最大値 W_{max} — P_w 関係

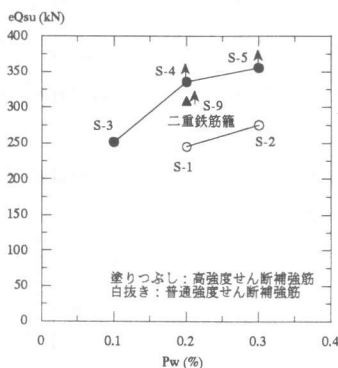


図-8 セン断強度 eQ_{su} — P_w 関係

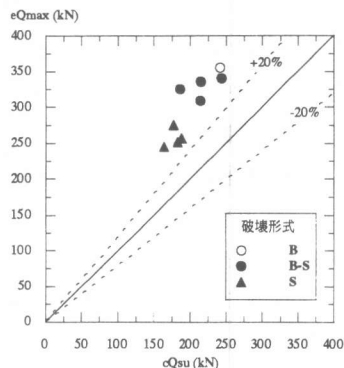


図-9 最大耐力 eQ_{max} —せん断強度計算値 cQ_{su} 関係

全て曲げ耐力計算値に達した。しかし、 $P_w=0.3\%$ の試験体 S-5 以外は全て曲げ降伏後のせん断破壊に至った。

3.1.2 セン断補強筋歪(二重鉄筋籠の検討)

本論では二重鉄筋籠の P_w を内籠と外籠の総和として計算している。

ゲージをせん断補強筋の外周側と内周側に貼付しており、ここではその平均値を扱う。図-6(1)は二重鉄筋籠の試験体における内籠と外籠の歪分布の比較である。外籠の補強筋歪の方が大きい。また、図-6(2)に示す一重鉄筋籠で $P_w=0.2\%$ の試験体における歪はこの外籠の歪より若干小さくなっている。

3.1.3 セン断ひび割れ幅と P_w の関係

図-7 は軸力比 $\sigma_0/\sigma_B=0.16$ の試験体における $Q_a \times 2.5$ のせん断力 ($\tau/\sigma_B=0.087$) を経験した直後の除荷時せん断ひび割れ幅最大値

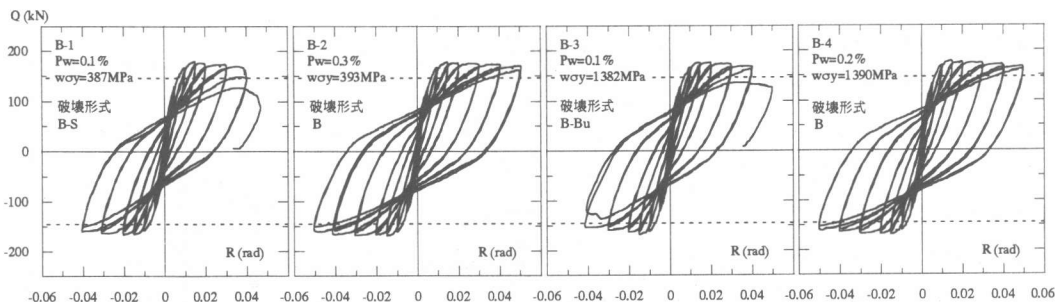
W_{max} を対象としている。 W_{max} は P_w の増加に伴い小さくなっており、 P_w が 0.2% 以上の場合に、 0.2mm 以下となっている。

3.1.4 セン断強度と P_w の関係

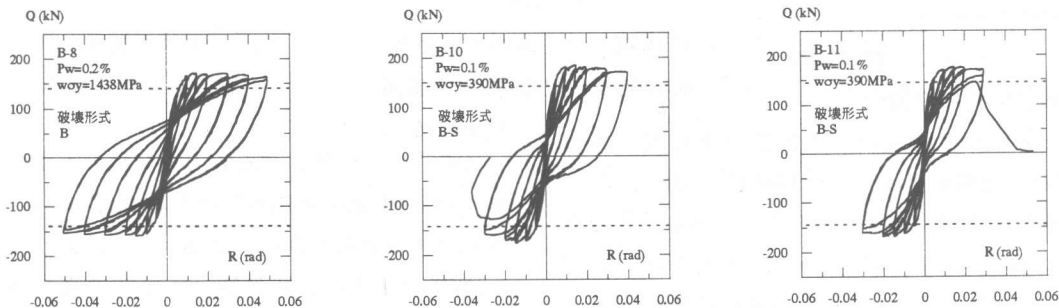
図-8 から、高強度せん断補強筋、普通強度せん断補強筋とも P_w が増加するほどせん断強度が高くなっていることがわかる。高強度せん断補強筋で $P_w=0.2\%$ 以上の試験体においては、最大耐力が曲げ耐力に達しており、せん断強度はここに示す値以上となる。 P_w が等しい場合に、せん断補強の効果は高強度せん断補強筋の方が大きく、場所打ちコンクリート杭に大きなせん断強度が確保できることになる。

3.1.5 セン断強度計算値

図-9 に最大耐力実験値 eQ_{max} と修正荒川式によるせん断強度計算値 cQ_{su} の関係を示す。修正荒川式を適用するにあたって、円形



(1) 拡底杭 1 $D=350\text{mm}$, $M/QD=2.5$, $\sigma_0/\sigma_B=0.16$



(2) 拡底杭 2 $D=300\text{mm}$,
 $M/QD=2.0$, $\sigma_0/\sigma_B=0.22$

(3) 標準杭 1 $D=450\text{mm}$,
 $M/QD=2.5$, $\sigma_0/\sigma_B=0.1$

(4) 標準杭 2 $D=450\text{mm}$,
 $M/QD=2.0$, $\sigma_0/\sigma_B=0.1$

図-10 セン断力-部材角関係 (曲げ破壊シリーズ)

破壊形式は表-1 脚注参照 点線は曲げ解析による曲げ耐力計算値

断面を等価断面の正方形に置換した。曲げ耐力に達した試験体もあるが、二重鉄筋籠を用いた試験体も含めて実験値は計算値の 1.36 ~ 1.75 倍の間にある。

3.2 曲げ破壊シリーズ

3.2.1 破壊性状

代表的な試験体のせん断力-部材角関係、および最終破壊状況をそれぞれ図-10、図-11に示す。すべての試験体の最大耐力は、e 関数法を用いた曲げ解析による曲げ耐力計算値の 1.2 倍程度となっており、ほぼ等しい。また、標準杭に対して拡底杭は軸応力が高くなるため、曲げひび割れ耐力、せん断ひび割れ耐力に大きな差は認められなかった。圧縮側コンクリートは曲げ降伏後の変形の進行に伴い徐々に圧壊していった。現状の杭である標準杭 1, 2 とも、履歴形状は若干痩せているが、部材角 $R=1/33$ に達し、最終的には座屈

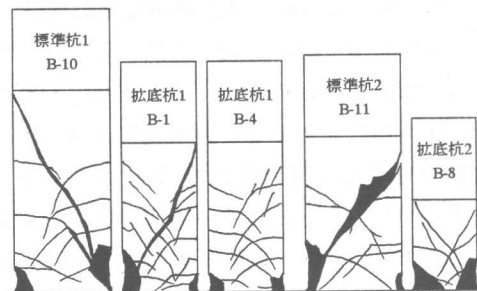


図-11 最終破壊状

を伴うスリップせん断破壊に至った。

拡底杭 1 については、普通強度せん断補強筋で $P_w=0.2\%$ の試験体 B-1 は、変形の進行に伴うせん断ひび割れの開口が顕著となり、 $R=1/20$ でスリップせん断破壊に至った。また、高強度せん断補強筋で $P_w=0.1\%$ の試験体 B-3 および二重鉄筋籠の試験体 B-7 は、 $R=1/25$ において主筋の座屈により補強筋が破断して終局に至った。他の試験体は $\sigma_0/\sigma_B=0.32$ の

試験体 B-6 も含め耐力を保持したまま加力終了時の $R=1/20$ に達した。

拡底杭 2 については、高強度せん断補強筋で $P_w=0.2, 0.3\%$ の試験体 B-8, 9 のいずれも耐力を保持したまま加力終了時の $R=1/20$ に達した。

3.2.2 せん断ひび割れ幅と部材角の関係

図-12 に除荷時せん断ひび割れ幅最大値 W_{max} と直前のピーク時部材角の関係を示す。標準杭 1 と拡底杭 1 を対象とする。それぞれ $\tau_u/\sigma_B=0.048, 0.077$ (τ_u : 最大耐力時せん断応力) である。 τ_u/σ_B の小さい標準杭 1 は、 $R=1/100$ まで W_{max} を一番小さく抑えているが、 P_w が 0.1% と小さいため、 $R=1/67$ 以降において W_{max} の増大が急激になっている。拡底杭 1 においては、 P_w の増加に伴い W_{max} を小さく抑え得ることが示されている。

3.2.3 限界変形角とせん断余裕度の関係

せん断余裕度は、修正荒川式によるせん断強度計算値を曲げ解析による曲げ耐力計算値で除した値と定義する。限界変形角 R_u は包絡線上で耐力が最大耐力の 90% まで低下した時点の部材角と定義する。図-13 に示すように標準杭 1, 2 とも限界変形角 $R_u=1/33$ 以上の優れた変形性能を有しているが、コンクリート断面に対して主筋量、補強筋量が少ないため、せん断余裕度のわりには座屈を伴うスリップせん断破壊という脆性的な破壊に至る。拡底杭 1 は、主筋座屈によって耐力低下した試験体もあるが、せん断余裕度 1.06 以上で $R_u=1/25$ 以上の変形性能を確保できる。また、拡底杭 2 はせん断余裕度 1.24 以上で $R_u=1/20$ 以上の変形性能を確保できる。

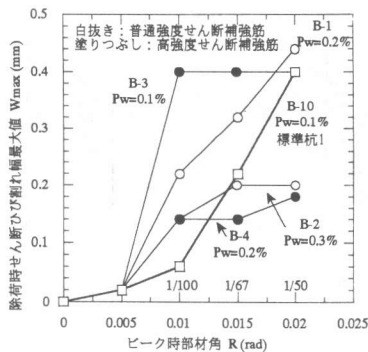


図-12 除荷時せん断ひび割れ幅最大値-ピーク時部材角関係

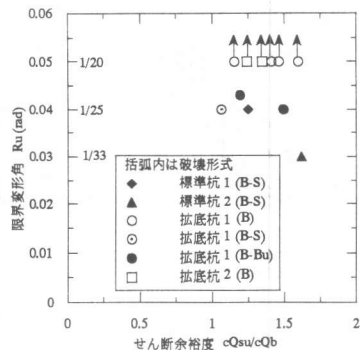


図-13 限界変形角-せん断余裕度関係

4. まとめ

(1) Q_a の 2.5 倍のせん断力を経験した試験体 ($\sigma_0/\sigma_B=0.16$) の残留ひび割れ幅最大値は、 $P_w=0.2\%$ 以上の場合に、 0.2mm 以下であった。

(2) 高強度せん断補強筋、二重鉄筋籠を使用することにより、せん断強度を高めることが出来、その値は修正荒川式によるせん断強度計算値の $1.36\sim 1.75$ 倍にある。

(3) 拡底杭は曲げ耐力時のせん断応力が高くなるが、せん断補強筋を増大させることで、残留ひび割れを抑えることが出来る。

(4) $P_w=0.1\%$ の現状の杭は限界変形角 $R_u=1/33$ 以上の変形性能を有していたが、最終的には座屈を伴うスリップせん断破壊という脆性的な破壊に至った。

(5) 現状の杭と等しい水平耐力を有する拡底杭は、せん断余裕度 1.06 以上で限界変形角 $R_u=1/25$ 以上の変形性能を有していた。

謝辞

本研究は、東京工業大学建築物物理研究センター全国共同研究の一貫として行なわれたものであります。また、本研究に際して、高周波熱錬株式会社から多大なご協力を頂きました。ここに関係者各位に対して深く感謝の意を表します。

参考文献

1) 地震力に対する建築物の基礎の設計指針、日本建築センター、pp.24-31, 1984

付録

上記のセンター指針から以下のように短期許容せん断力 Q_a を定義した。

$$Q_a = f_s \cdot A_s / \kappa$$

κ : せん断応力度分布係数 = $3/4$ A_s : 杭の断面積

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度