

# 論文 場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に及ぼす せん断スパン比の影響

酒向 靖二\*<sup>1</sup>・山田 和夫\*<sup>2</sup>・山本 俊彦\*<sup>3</sup>・矢野 伸司\*<sup>4</sup>

**要旨:** 本研究では、せん断力を受ける場所打ちRC杭のせん断耐力および変形特性に及ぼすせん断スパン比、せん断補強筋量および軸力の影響について一連の検討を行った。その結果、RC杭のせん断耐力は、荒川式による計算値とほぼ同程度（耐力比：1.07）であること、せん断スパン比が1.5の試験体では、付着ひび割れ発生後から大変形領域に至るまでの変形特性は、せん断補強筋量の増加とともに著しく向上するが、せん断スパン比が1.0の試験体では、変形特性の改善はそれほど期待できないこと、などが明らかになった。

**キーワード:** 場所打ち鉄筋コンクリート杭、せん断実験、せん断スパン比、せん断補強筋

## 1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震でいくつかの基礎構造に被害のあったこと<sup>1)</sup>を契機として、建設省総合プロジェクト（新建築構造体系の開発）では、場所打ちRC杭の2次設計法の確立を目的とした一連の基礎的研究を行っている<sup>2), 3)</sup>が、今のところ場所打ちRC杭に関する実験データは極めて乏しく、設計法を確立するためには、今後さらに多くの実験データの蓄積が

必要である。この点を踏まえて、筆者らは、前報<sup>4), 5)</sup>において円形断面を有する場所打ちRC杭の耐震性能の解明を目的としてせん断力および曲げ・せん断力を受ける1/3スケール場所打ちRC杭のせん断耐力および変形特性に及ぼすせん断補強筋量および軸力の影響について調査を行ったが、本研究では、引き続きせん断スパン比、せん断補強筋量および軸力を実験パラメータに設定して一連の実験的検討を行った。

表-1 実験の概要

シリーズ名	記号	杭部寸法 (mm)	せん断 スパン比 (M/QD)	軸力 $\sigma_N$ (MPa)	曲げ主筋		せん断補強筋	
					種類	P <sub>g</sub> (%)	種類	P <sub>w</sub>
実験-I	L90-00	φ300x900	1.5	0	12-D16	3.37	——	——
	L90-10	φ300x900	1.5	0	12-D16	3.37	φ4-@100	0.0008
	L90-05	φ300x900	1.5	0	12-D16	3.37	φ4-@50	0.0017
	L90-05F	φ300x900	1.5	7.5	12-D16	3.37	φ4-@50	0.0017
実験-II	L60-00	φ300x600	1.0	0	12-D16	3.37	——	——
	L60-10	φ300x600	1.0	0	12-D16	3.37	φ4-@100	0.0008
	L60-05	φ300x600	1.0	0	12-D16	3.37	φ4-@50	0.0017
	L60-05F	φ300x600	1.0	7.5	12-D16	3.37	φ4-@50	0.0017

\*1 愛知工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻（正会員）  
 \*2 愛知工業大学教授 工学部建築学科 工博（正会員）  
 \*3 大同工業大学教授 工学部建設工学科 工博（正会員）  
 \*4 ヨーコン（株）技術研究所

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体

本実験では、表-1に示すようなせん断スパン比を1.5(実験-I)および1.0(実験-II)に設定した2シリーズの実験を行った。試験体は、図-1に示すように、実験-Iでは全長2,700mm、せん断スパン900mm、せん断スパン比M/QD=1.5、実験-IIでは全長2,400mm、せん断スパン600mm、せん断スパン比M/QD=1.0で、杭断面D=φ300mmの鉄筋コンクリート製スタブ(断面寸法:400x500mm)付のRC杭試験体を各4体製作し、RC杭部のせん断補強筋量(補強筋なし、補強筋間隔が100( $P_w=0.0008$ )および50mm( $P_w=0.0017$ )の3種類、なお補強筋としてφ4の磨き鋼棒を使用した)および軸力( $\sigma_N=0$ および7.5MPaの2種類、ただし補強筋間隔は50mmの場合のみ)を実験要因として単調漸増せん断加力実験を行った。なお、杭部の主筋には、12-D16( $P_g=3.37\%$ )が、またスタブ部には、いずれの実験も主筋として4-D22、せん断補強筋としてD13@100が配筋してある。

### 2.2 試験体の製作および養生方法

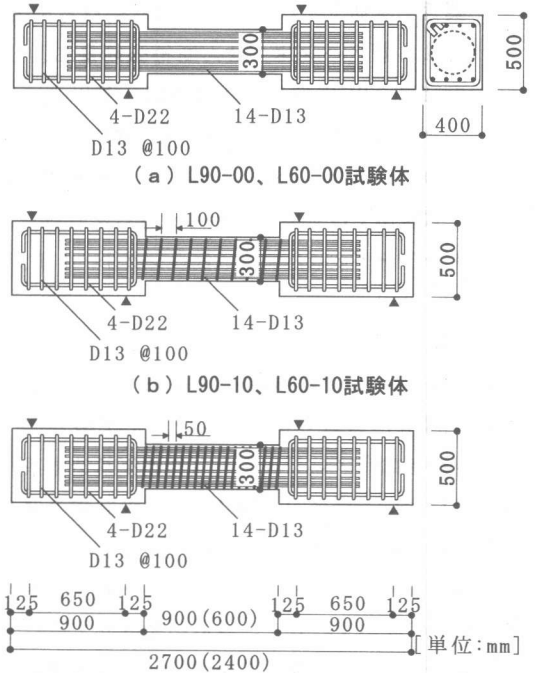
杭体部コンクリートの製作に際しては、表-2に示すように、普通ポルトランドセメント、猿投山の山砂(最大寸法=5mm)および山砂利(最大寸法=25mm)、並びにAE減水剤を使用した。RC杭試験体は、いずれの実験もまず杭体部のみを製作した後にスタブ部のコンクリートの打設を行った。試験体は、スタブ部コンクリートの打設後約3週間で脱型した後、試験直前まで実験室内でシート養生を行った。試験材齢(杭体部)は、11~14週であった。

コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を一覧表にして、それぞれ表-3(a)および(b)に示す。

### 2.3 加力および測定方法

加力および測定方法の概要を図-3に示す。

試験体の加力およびせん断スパン内の相対変位の測定には、いずれの実験もそれぞれ300/100tf長柱試験機および2個の電気式変位計を使用し、変形角が約1/30となるまで一方向単調漸増載荷



(c) L90-05、L90-05F、L60-05およびL60-05F試験体

図-1 試験体の形状・寸法

注: ( )内の数値は実験-IIでの寸法

表-2 コンクリートの調合表

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
61.5	48.9	278	171	870	929	2.780

表-3 材料試験結果  
(a)コンクリート(杭部)

材 齢 (週)	養生方法	引張強度試験		圧縮強度試験		ヤング係数 (MPa)
		比重	強度 (MPa)	比重	強度 (MPa)	
11~14	封緘	2.29	2.19	2.28	26.9	2.71x10 <sup>4</sup>

(b)鉄 筋

種 類	呼び名	絞り率 (%)	伸び率 (%)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (MPa)
主 筋	D16	58.6	20.3	426.0	647.1	1.91x10 <sup>5</sup>
帯 筋	φ4	73.1	12.7	493.2*	561.8	2.07x10 <sup>5</sup>

[注] \*: 0.2%オフセットポイント。

を行って荷重-変位関係を測定した。  
また、50kNの荷重段階毎にひび割れ  
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-4(a)は、実験-Iによって観  
察されたせん断スパン比1.5の試験体  
の最終破壊状況を示したものである。  
図によれば、軸力を加えていない  
L90-00, L90-10およびL90-05試験体で  
は、いずれの場合も曲げひび割れ発  
生後にせん断ひび割れが発生し、そ

のせん断ひび  
割れが杭中央  
部を迂回して  
杭両端部に進  
展することによ  
って破壊に至  
っているのが  
読み取れる。  
また、せん断  
補強筋量の多  
い試験体ほど  
曲げひび割れ  
の本数も多く、  
かつ材軸位置  
でのせん断ひ  
び割れの傾き  
が大きくなって  
いるのがわか  
る。これに対  
して、軸力を  
 $\sigma_N=7.5$  MPa  
加えたL90-05F  
試験体の場合  
には、最大耐  
力後に杭端部  
が圧壊して軸  
力を保持でき

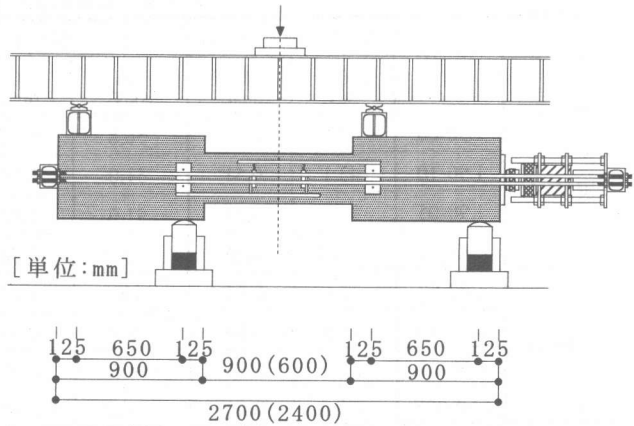


図-3 加力および測定方法  
注: ( ) 内の数値は実験-IIでの寸法

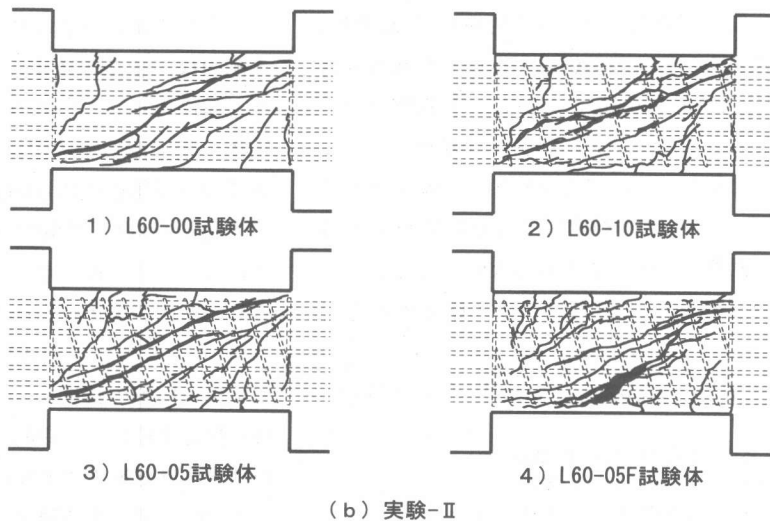
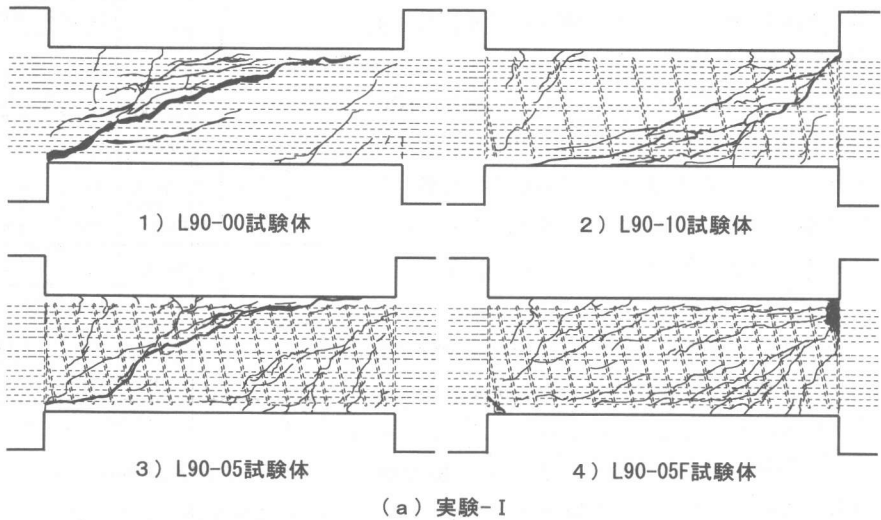


図-4 試験体の最終破壊状況

表-4 実験結果一覧

シリーズ名	記号	曲げひび割れ発生時		せん断ひび割れ発生時		付着ひび割れ発生時		最大耐力時	
		Q <sub>b</sub> (kN)	δ <sub>b</sub> (mm)	Q <sub>s</sub> (kN)	δ <sub>s</sub> (mm)	Q <sub>p</sub> (kN)	δ <sub>p</sub> (mm)	Q <sub>u</sub> (kN)	δ <sub>u</sub> (mm)
実験-I	L90-00	43.1	0.50	56.8	0.75	70.6	1.13	95.1	2.24
	L90-10	43.1	0.51	51.0	0.75	82.3	1.70	135.2	6.31
	L90-05	34.3	0.59	51.0	1.12	97.0	2.69	158.8	9.59
	L90-05F	104.9	1.36	115.6	1.58	184.2	4.67	219.5	10.86
実験-II	L60-00	32.6	0.14	118.0	1.17	148.4	2.58	148.4	2.58
	L60-10	43.8	0.19	95.2	0.70	165.3	2.20	203.6	4.04
	L60-05	34.8	0.15	94.5	0.65	188.8	2.40	210.6	3.74
	L60-05F	107.6	0.64	216.2	2.10	229.0	2.42	232.2	6.95

[注] Q : せん荷重、δ : 相対変位。

なくなり、最終的には圧縮せん断によって試験体は破壊に至った。一方、図-4(b)は、実験-IIによって観察されたせん断スパン比が1.0の試験体の破壊状況を示したものである。図によれば、ひび割れパターンは、実験-Iのせん断スパン比が1.5の場合とほぼ同様であるが、材軸位置でのせん断ひび割れの傾きに関しては、試験体による相違はそれほど認められない。

### 3.2 せん断耐力

表-4および表-5は、それぞれ本実験結果および各種耐力の実験結果と計算結果との比較を一覧表にして示したものである。ただし、表中の終局曲げ耐力の計算値(Q<sub>mc</sub>)は、RC杭断面の平面保持を仮定し、圧縮側コンクリートおよび主筋の応力度-ひずみ度関係を、それぞれe関数式および完全弾塑性式で近似した断面分割法(RC杭断面を100層に分割し、引張側コンクリートの応力度-ひずみ度関係は線形とした)によって算定した結果であり、せん断耐力の計算値(Q<sub>uc</sub>)は、円形RC杭断面を等価な正方形断面に置換(一辺の長さD'=0.89D)して求めた次式で与えられる荒川式<sup>6)</sup>による結果である。

$$Q_{uc} = \left\{ 0.085P_t^{0.23} \frac{(180 + \sigma_B)}{M/QD' + 120} + 2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_N \right\} b_j \dots\dots(1)$$

- P<sub>t</sub> : 引張鉄筋比 (P<sub>t</sub>=P<sub>g</sub>/4)
- σ<sub>B</sub> : コンクリート強度
- σ<sub>wy</sub> : せん断補強筋強度

これらの表によれば、軸力を加えていない場

表-5 実験結果と計算結果との比較

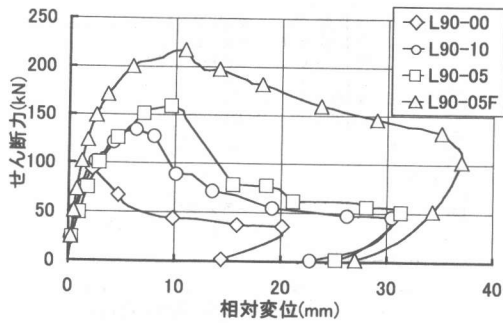
シリーズ名	記号	終局曲げ耐力		せん断耐力	
		Q <sub>mc</sub> *1 (kN)	耐力比 Q <sub>u</sub> /Q <sub>mc</sub>	Q <sub>uc</sub> *2 (kN)	耐力比 Q <sub>u</sub> /Q <sub>uc</sub>
実験-I	L90-00	207.8	0.46	101.9	0.93
	L90-10	207.8	0.65	134.3	1.01
	L90-05	207.8	0.76	147.0	1.08
	L90-05F	250.9	0.87	188.2	1.17
実験-II	L60-00	311.7	0.48	147.2	1.01
	L60-10	311.7	0.65	176.2	1.16
	L60-05	311.7	0.68	188.8	1.12
	L60-05F	376.4	0.62	230.1	1.01

[注]\*1、\*2 : e関数法および荒川式による結果。

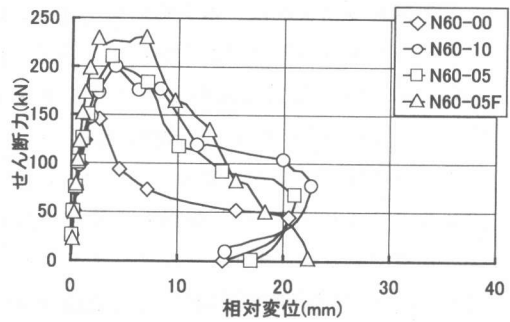
合には、曲げおよびせん断ひび割れ発生荷重は、せん断補強筋量にかかわらずほぼ同程度の値を示しているが、付着ひび割れ発生荷重および最大耐力は、せん断補強筋量が多くなるほど増大する傾向を示しているのがわかる。また、各試験体の最大耐力の実験値とe関数法による曲げ耐力の計算値との比(Q<sub>u</sub>/Q<sub>mc</sub>)は、全て1.0を大きく下回っており、実験値の方が小さい値を示している。一方、最大耐力の実験値と荒川式によるせん断耐力との比(Q<sub>u</sub>/Q<sub>uc</sub>)は、0.93~1.17で平均1.07となり、荒川式による計算値は、ほぼ実験値と同等の結果を示した。なお、各種耐力時の相対変位は、一般的にせん断補強筋量が多い試験体ほど増大する傾向を示している。

### 3.3 荷重-変位関係

図-5(a)および(b)は、それぞれ実験-I



(a) 実験-I



(b) 実験-II

図-5 荷重-変位関係

および**実験-II**によって得られた荷重-変位関係を試験体の種類別に示したものである。これらの図によれば、曲げひび割れ発生時までの段階の初期剛性およびせん断ひび割れ発生時から付着ひび割れ発生時までの間の剛性は、いずれもせん断補強筋量による差はそれほど認められないが、付着ひび割れ発生時から破壊に至るまでの範囲における荷重-変位関係は、試験体の種類によって著しく相違しているのがわかる。すなわち、せん断スパン比を1.5に設定した**実験-I**の場合には、せん断補強筋のないL90-00試験体では、付着ひび割れ発生直後に試験体はせん断破壊し、荷重-変位関係は極めて脆性的な性状を示しているが、せん断補強筋が配筋されているL90-10およびL90-05試験体の場合には、曲げ主筋の引張降伏後に付着ひび割れが発生し、部材剛性の急激な低下は認められるものの、その後最大耐力に至るまで安定した耐荷性能を示している。これに対して、軸力を7.5MPa加えたL90-05F試験体の場合には、付着ひび割れ発生後も剛性の低下は比較的緩やかであり、最大せん断耐力も著しく大きくなっている。また、限界変形角 $R_u$ を最大耐力の80%まで耐力が低下した時点の最大変形角と定義すると、L90-00, L90-10, L90-05およびL90-05F試験体の $R_u$ は、それぞれ1/220, 1/100, 1/75および1/45となり、せん断補強筋量の増加とともに著しく増大した。一方、せん断スパン比を1.0に設定した**実験-II**の場合には、**実験-I**に比べて試験体の曲げ剛性が著しく大きく、かつ全体的な荷重-

変位関係がかなり脆性的な性状を示しており、せん断補強筋の効果が**実験-I**ほどには認められないことがわかる。また、L60-00, L60-10, L60-05およびL60-05F試験体の限界変形角 $R_u$ は、それぞれ1/170, 1/65, 1/75および1/70であった。

### 3.4 せん断耐力算定式との比較

図-6および7は、本実験結果、並びに筆者ら<sup>4),5),7)</sup>および他の研究者<sup>2),8)</sup>による場所打ちRC杭に関する実験結果(せん断耐力( $Q_u$ )と終局曲げ耐力およびせん断耐力に関する計算値( $Q_{mc}$ および $Q_{qc}$ :それぞれ関数法および荒川式による結果を採用した)との関係を示したものである。まず、せん断耐力の計算値-実験値関係を

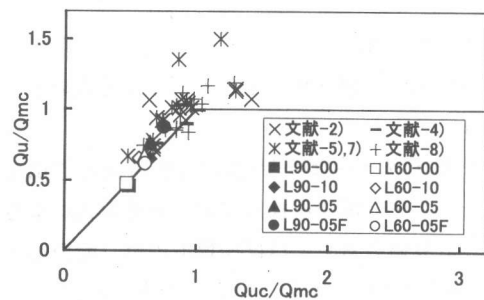


図-6 せん断耐力の計算値-実験値関係

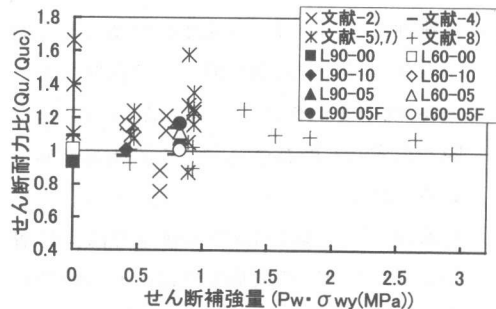


図-7 せん断耐力比-せん断補強量関係

示した図-6によれば、本実験結果を含めて殆どの実験結果は計算結果を上回っているが、特に  $Q_u/Q_{mc} \leq 1.0$  (最大せん断耐力がせん断破壊によって決定された場合) の範囲では、多くの結果がほぼ線上に位置しており、荒川式が円形断面を有するRC杭のせん断耐力の算定に対しても有効であることを示している。また、せん断耐力比-せん断補強量関係を示した図-7においても、せん断耐力比 ( $Q_u/Q_{mc}$ ) は、せん断補強量の大きな範囲 ( $P_w \cdot \sigma_{wy} = 0 \sim 2.96 \text{MPa}$ , ただし、 $\sigma_{wy}$  はせん断補強筋の降伏点) を含めてせん断補強量に関わらずほぼ1.0近傍に分布しており、せん断耐力に及ぼすせん断補強量の効果を  $2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}}$  で評価できるとした荒川式(式(1)参照)が妥当であることを示している。

図-8は、限界変形角とせん断強度比 ( $Q_u/Q_{mc}$ ) との関係を示したものである。図によれば、限界変形角は、 $Q_u/Q_{mc} < 1.0$  の範囲ではせん断強度比が大きくなるとともに徐々に増大し、 $Q_u/Q_{mc}$  が1.0の近傍の範囲になると著しく大きくなっており、破壊形式がせん断破壊から曲げ破壊に移行することによって、RC杭の変形性能が著しく向上することを示している。

#### 4. 結論

本研究の結果を要約すると、およそ次のようにまとめられる。

- 1) RC杭のせん断耐力は、円形断面を等価な正方形断面に置換して求めた荒川式による計算値に対してほぼ同程度の値(耐力比: 0.93~1.17(平均: 1.07))を示した。
- 2) 曲げひび割れ発生時までの段階における初期剛性変化、並びにせん断ひび割れ発生時から付着ひび割れ発生時までの段階におけるRC杭の変形性能は、せん断スパン比に関わらずせん断補強筋量による相違が殆ど認められなかった。
- 3) せん断スパン比が1.5の試験体では、付着ひび割れ発生後の変形特性は、せん断補強量の増加とともに著しく向上し、限界変形

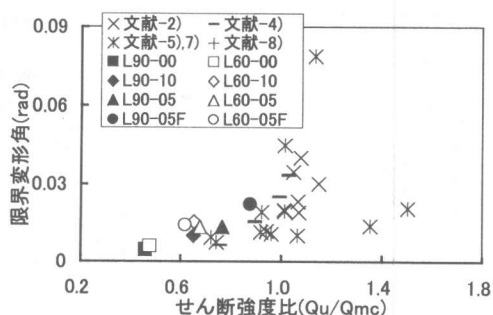


図-8 限界変形角-せん断強度比関係

角も格段に増大するが、せん断スパン比が1.0の試験体では、変形特性の改善はそれほど期待できない。

- 4) RC杭のせん断耐力に及ぼすせん断補強量の効果は、 $2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}}$  で評価できる。

#### 参考文献

- 1) 山肩邦夫：兵庫県南部地震による建築物杭基礎の被害の特徴と今後の対策，基礎工，Vol.24，No.11，pp.9-16，1996
- 2) 白都 滋・稲村利男・田村昌仁・勅使川原正臣：実大場所打ちRC杭の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.895-900，1998
- 3) 山田和夫・山本俊彦・その他：場所打ちコンクリート杭の杭体および接合部の耐力評価に関する実験的研究(その1~その5)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.711-720，1998
- 4) 酒向靖二・山田和夫・山本俊彦：場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.493-498，1999
- 5) 吉田 誠・山本俊彦・山田和夫：鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.487-492，1999
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1991
- 7) 吉田 誠・新井元植・山本俊彦・山田和夫：場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，2000(投稿中)
- 8) 長江拓也・香取慶一・林静雄：場所打ちRC杭への高強度せん断補強筋の適用に関する考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.403-408，1999