

# 論文 実大場所打ち RC 杭の実験的研究

白都 滋<sup>\*1</sup>・稲村 利男<sup>\*2</sup>・田村 昌仁<sup>\*3</sup>・勅使川原 正臣<sup>\*4</sup>

**要旨：**場所打ち RC 杭 2 次設計の基礎的資料を得るために、シアスパン比、軸力比、せん断補強筋比を変動因子とした実大場所打ち RC 杭 6 体を製作し、その地震時挙動を静的載荷実験により確認した。その結果、場所打ち杭の終局曲げ耐力は ACI 法ではほぼ推定できること、円形杭断面を等価な正方形断面に置換し、修正荒川式でせん断耐力を評価したときのせん断余裕率を 1.2 以上とすればシアスパン比 2.5 の RC 杭の限界変形角  $Ru=3\%$  以上を確保できる。

**キーワード：**場所打ち RC 杭、せん断補強筋比、軸力比、シアスパン比、実大実験

## 1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震により、建築物における杭基礎の一つである場所打ち RC 杭の被害が報告されており、上部構造の新耐震設計法に対応した杭基礎の 2 次設計法の確立が急務となっている。

本研究は、建設省総合開発プロジェクトの一環として行われ、場所打ち RC 杭の杭体の終局耐力、変形性能を実大実験で調べ、2 次設計の基礎的資料とするものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体一覧および試験体図例を表-1、図-1に示す。試験体は杭径、 $D=1\text{ m}$ の実大 RC 杭とし、反曲点高さ  $2.5\text{ m}$  (シアスパン比  $a/D=2.5$ ) の試験体 2 体、 $1.5\text{ m}$  ( $a/D=1.5$ ) の試験体 4 体製作した。図-1に示すように、試験体形状は加力スタブを有する片持ち梁形式とした。コンクリートの設計基準強度  $Fc=24\text{ MPa}$  である。

試験体 NO.1 および NO.2 のシアスパン比  $a/D=2.5$ 、

表-1 試験体および諸耐力一覧

試験体 NO.	コンクリートの圧縮強度 $\sigma_c$ (MPa)	軸方向応力度 $\sigma_a$ (MPa)	シアスパン比 $a/D$	主筋 [pg(%)]	せん断補強筋 [pw(%)]	曲げ耐力時せん断力 $Vmu$ (kN)	せん断耐力 $Vsu$ (kN) ( $Vsu/Vmu$ )	最大耐力 $Vmax$ (kN)	$Vmax/Vmu$	限界変形角 $Ru$ (%)
1	27.9	7.5	2.5	22-D29 [1.80]	D13@150 [0.19]	1155	1414 (1.22)	1291 -1324	1.13	3.02
2	28.4	0.0		22-D29 [1.80]	D13@150 [0.19]	738	953 (1.29)	787 -793	1.07	4.02
3	29.3	2.5	1.5	22-D32 [2.20]	- [0.00]	1909	1062 (0.56)	2023 -2033	1.06	2.33
4	30.0	0.0		22-D32 [2.20]	D10@150 [0.11]	1645	1252 (0.76)	1600 -1663	0.99	2.00
5	30.5	0.0		22-D32 [2.20]	D13@150 [0.19]	1649	1362 (0.83)	1726 -1628	1.02	3.47
6	31.2	7.5		22-D32 [2.20]	D13@150 [0.19]	2289	1842 (0.80)	2446 -2321	1.04	1.91

杭径、 $D=100\text{ cm}$

コンクリートの設計基準強度  $Fc=24\text{ MPa}$

$\sigma_c$ ：材料試験結果に基づくコンクリートの圧縮強度

$Vmu$ ：ACI 規準による曲げ耐力 ( $\epsilon_{cu}=0.3\%$ ) 時せん断力

$Vsu$ ：矩形断面に置換した時の修正荒川式によるせん断耐力

\*1 東急建設 (株) 技術研究所建築構造研究室主任研究員 PhD(正会員)

\*2 東洋テクノ (株) 技術本部本部長

\*3 建設省建築研究所第三研究部基礎研究室主任研究員 工博

\*4 建設省建築研究所第三研究部構造研究室室長 工博 (正会員)

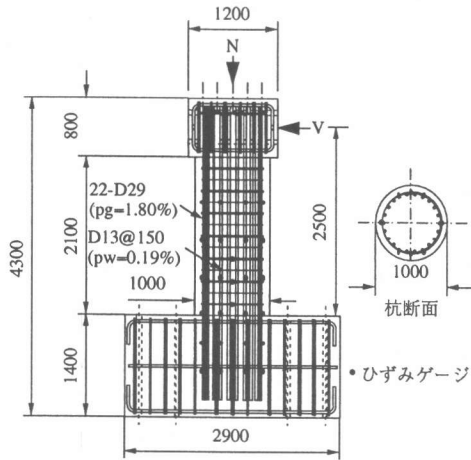


図-1 試験体詳細図例 (NO.1, NO.2)

全主筋比 $pg=1.80\%$  (22-D29)、せん断補強筋比 $pw=0.19\%$  (D13@150)とした。変動因子は軸方向応力度 $\sigma_c$  ( $=N/Ag$ ;  $N$ : 総軸力、 $Ag$ : 杭全断面積)とし、NO.1の $\sigma_c=7.5\text{MPa}$ 、NO.2の $\sigma_c=0\text{MPa}$ である。主筋にはSD345、せん断補強筋にはSD295Aを使用した。試験体NO.3~NO.6の $a/D=1.5$ 、全主筋比 $pg=2.22\%$  (22-D32)である。変動因子はせん断補強筋比、軸方向応力度とした。NO.3の $\sigma_c=2.5\text{MPa}$ とし、 $pw=0\%$ 、NO.4、NO.5の $\sigma_c=0\text{MPa}$ とし、せん断補強筋比はそれぞれ $pw=0.11\%$  (D10@150)、 $0.19\%$  (D13@150)である。NO.6の $\sigma_c=7.5\text{MPa}$ とし、 $pw=0.19\%$  (D13@150)である。主筋およびせん断補強筋には、それぞれSD390、SD295Aを使用した。また、帯筋に対するかぶりは $10\text{cm}$ とした。

## 2.2 荷重方法

荷重装置を図-2に示す。軸力は、軸力用フレームに取り付けた2台の2942kNセンターホール型ジャッキにより所定の軸力を荷重し、水平荷重中一定軸力となるように制御した。水平力は2942kNアクチュエーターにより試験体の反曲点高さに荷重した。

荷重履歴は荷重点位置の変位制御とし、部材角 $R=1/1000$ 、 $1/400$ を各1回、 $R=1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/25$ を各2回繰り返すことを目標とした。

## 2.3 試験体の製作および材料試験結果

試験体の主筋の一端は加力用スタブ内においてプレートへ溶接し、他端は剛な基礎梁内

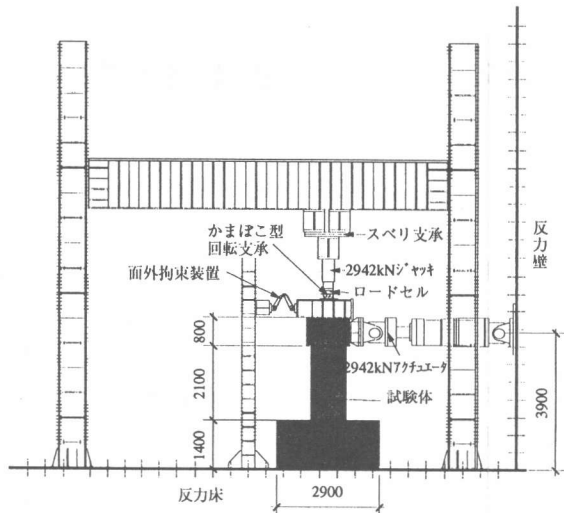


図-2 荷重装置 ( $a/D=2.5$ )

表-2 鉄筋の材料試験結果

鉄筋種	降伏強度 $\sigma_y$ (MPa)	引張強度 $\sigma_u$ (MPa)	伸び (%)
D29	374	550	25.5
D32	430	619	22.9
D10	377	517	17.5
D13	355	502	19.2

に定着長さ $l_b=40d_b$  ( $d_b$ : 主筋径)とした。せん断補強筋の定着は、 $30d_b'$  ( $d_b'$ : 帯筋径)ラップさせ両端部それぞれ $5d_b'$ をフレアー溶接した。

コンクリートの打設は縦打ちとし、基礎梁打設後、打ち継ぎ面を軽く目荒し、杭体および加力スタブのコンクリートを打設した。

試験体のコンクリート強度を評価するために、 $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$ のテストシリンダーを採取した。テストシリンダーの養生は封緘養生とし、材料試験は実験日の前日または当日に行った。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-1、2に示す。

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 せん断力-水平変形曲線および破壊性状

#### (1) 試験体NO.1、NO.2

シアスパン比2.5の試験体NO.1、NO.2の実験終了後の破壊状況を写真-1、2に、また、軸力による付加曲げを考慮したせん断力-水平変形の関係を図-3、4に示す。また、同図中にACI規準

による計算曲げ耐力 $2$ 時せん断力 $V_{mu}$ も併せて示す。表-1に諸耐力一覧を示す。

両試験体とも部材角 $R=1/1000$ の載荷において、危険断面位置に曲げひび割れ、 $R=1/400$ または $1/200$ の載荷時に曲げせん断ひび割れが発生した。 $R=1/100$ の載荷時にせん断ひび割れが発生し、最外縁の主筋が危険断面位置で引張降伏した。曲げ圧縮域のコンクリートの圧壊はNO.1で $R=1/100$ 、NO.2で $R=1/50$ で見られた。試験体NO.1では、 $R=1/50$ の載荷時においてコンクリートの圧壊、剥落が顕著となり、 $R=1/25$ への載荷中にせん断ひび割れが大きく拡大し、軸力が保持できなくなると同時に耐力が著しく低下し、最終的にはせん断破壊性状を示した(写真-1参照)。一方、試験体NO.2では、 $R=1/25$ の載荷時において、せん断ひび割れの拡大、コンクリートの圧壊および繰り返しによる耐力低下が顕著となった。さらに変形を増大させるとせん断ひび割れが著しく拡大し、最終的にはせん断破壊性状を示した(写真-2参照)。

試験体NO.1の最大耐力は、 $R=-1/100$ および $+1/50$ の1サイクル目で得られた。正負の最大耐力の平均値は $1308\text{kN}$ であり、この値は曲げ耐力時せん断力 $V_{mu}$ の $113\%$ であった。また、限界変形角 $R_u$ を最大耐力の $80\%$ まで耐力低下した時の最大変形角と定義したとき、 $R_u$ は $3.02\%$ であった。試験体NO.2の最大耐力は、 $R=-1/50$ および $+1/25$ の1サイクル目で得られた。正負の最大耐力の平均値は $790\text{kN}$ であり、この値は $V_{mu}$ の $107\%$ であった。また、 $R_u$ は $4.02\%$ となり、軸力のある試験体NO.1より変形性能に優れた挙動を示した。

## (2) 試験体NO.3、NO.4、NO.5

シアパン比 $1.5$ の試験体NO.3、NO.4、NO.5の実験終了後の破壊状況を写真-3~5に、また、せん断力-水平変形の関係を図-5~7に示す。

各試験体とも部材角 $R=1/1000$ の載荷において、危険断面位置に曲げひび割れ、 $R=1/400$ の載荷時に曲げせん断ひび割れが発生した。 $R=1/200$ または $1/100$ の載荷時においてせん断ひび割れが発生し、最外縁の主筋の降伏は $R=1/100$ の載荷時に見

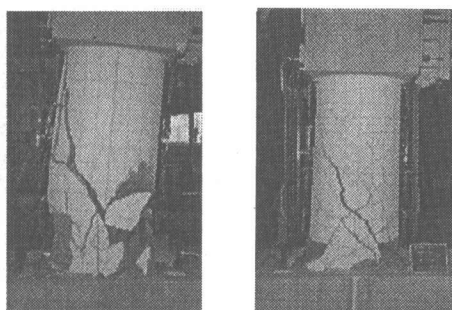


写真-1 (NO.1)

写真-2 (NO.2)

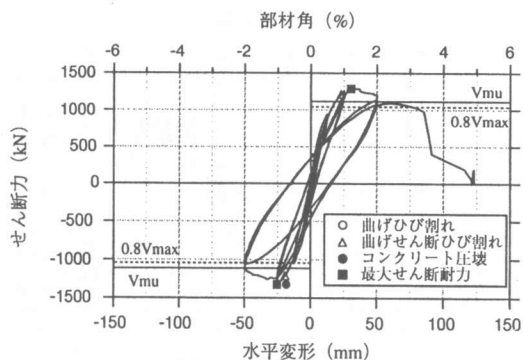


図-3 せん断力-水平変形曲線 (NO.1)

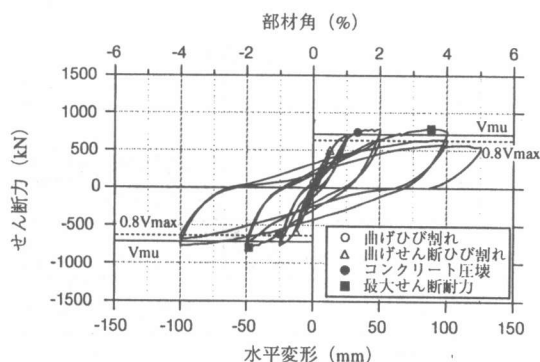


図-4 せん断力-水平変形曲線 (NO.2)

られた。 $R=1/50$ の載荷時にコンクリートの圧壊、曲げおよびせん断ひび割れの進展、拡大が見られた。各試験体ともクリティカルなせん断ひび割れは加力スタブを横切ったが、最終的にはせん断ひび割れの拡大が顕著となり(写真-3~5参照)、耐力が低下した。

各試験体の最大耐力は、 $R=1/50$ の1サイクル目で得られた。試験体NO.3の正負の最大耐力の平均値は $2028\text{kN}$ であり、この値は曲げ耐力時せん断力 $V_{mu}$ の $106\%$ であった。また、 $R_u$ は $2.33\%$ であっ

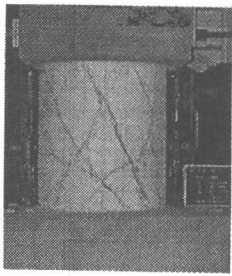


写真-3 (NO.3)

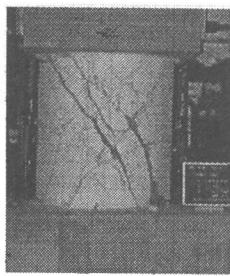


写真-4 (NO.4)

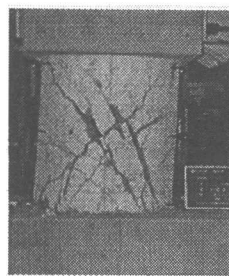


写真-5 (NO.5)

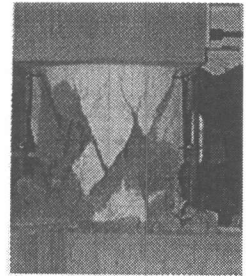


写真-6 (NO.6)

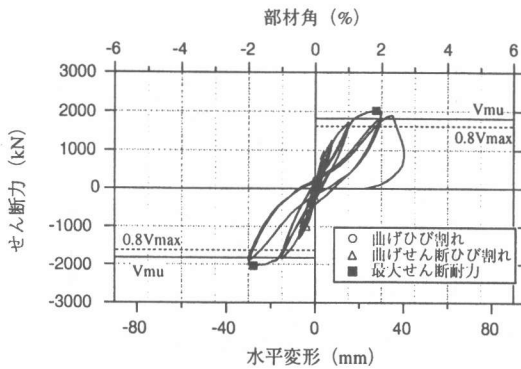


図-5 せん断力-水平変形曲線 (NO.3)

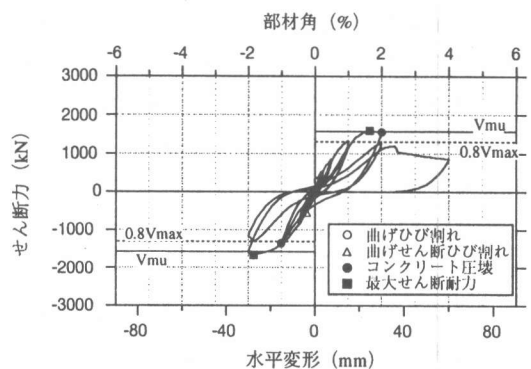


図-6 せん断力-水平変形曲線 (NO.4)

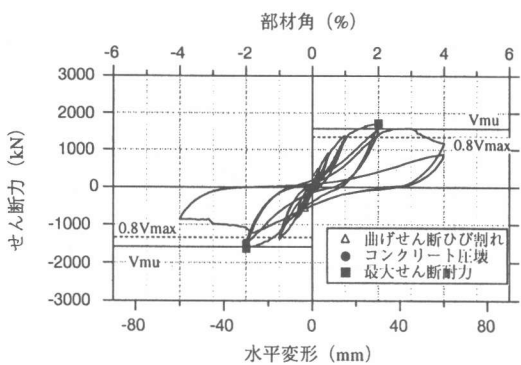


図-7 せん断力-水平変形曲線 (NO.5)

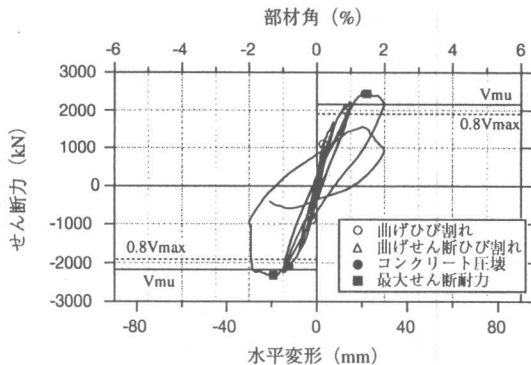


図-8 せん断力-水平変形曲線 (NO.6)

た。試験体NO.4の正負の最大耐力の平均値は1632kNであり、この値は $V_{mu}$ の99%であった。また、 $R_u$ は2.00%となった。試験体NO.5の正負の最大耐力の平均値は1677kNとなり、 $V_{mu}$ の102%であった。また、 $R_u$ は3.47%となり、せん断補強筋を増大させることにより変形性能は改善された。

### (3) 試験体NO.6

試験体NO.6の実験終了後の破壊状況を写真-6

に、また、せん断力-水平変形の関係を図-8に示す。

部材角 $R=1/400$ の荷重において、危険断面位置に曲げひび割れ、 $R=1/200$ の荷重時に曲げせん断ひび割れが発生した。 $R=1/100$ の荷重時にせん断ひび割れおよびコンクリートの圧壊が見られ、最外縁の主筋が危険断面位置で圧縮降伏した。 $R=1/50$ の荷重時に、せん断ひび割れの拡大、曲げ圧縮域のかぶりコンクリートの著しい剥落が見ら

た。また、繰り返し載荷時において、かぶりコンクリートの剥落したクリアスパンのほぼ中央に位置する主筋が座屈すると同時にせん断補強筋が破断し、耐力が著しく低下した。最終破壊性状は、軸方向圧縮破壊を伴ったせん断破壊であった。(写真-6参照)。

試験体の最大耐力は、 $R=1/50$ の1サイクル目で得られた。正負の最大耐力の平均値は2384kNであり、この値は曲げ耐力時せん断力 $V_{mu}$ の104%であった。また、 $R_u$ は1.91%となり、軸力の無い試験体NO.5より変形性能に乏しい挙動を示した。

### 3.2 最大耐力

ACI規準による計算終局曲げモーメント-軸力の関係および各試験体の正負の最大耐力の平均値での危険断面位置の曲げモーメントを図-9に示す。各試験体とも主筋の降伏後に最大耐力を発現した。また、危険断面位置より50mm試験スパン側の曲げ圧縮域に貼付したひずみゲージのうち、最大耐力発現時まで測定できたNO.1試験体の圧縮ひずみは0.28%であった。

図-9に示すように、軸力の無い試験体および軸方向応力度 $\sigma_c=2.5\text{MPa}$ の試験体では、実験値の計算値に対する比は0.99~1.07となり、良く一致している。しかし、軸力の高い $\sigma_c=7.5\text{MPa}$ の試験体NO.1の比は1.13となり、実験値は計算値より高い値を示した。この理由の一つは、軸力が高くなるほど危険断面位置での曲げ圧縮域が拡大し、せん断補強筋によるコンクリートの拘束効果が増大したものと考えられる。一方、同じ軸力比の試験体NO.6の比は1.04となり、試験体NO.1ほど高くない。この理由は、NO.6試験体では最大耐力を発現した載荷サイクルでせん断破壊性状を示したため、十分に曲げ耐力が発揮されなかったためと考えられる。

### 3.3 変形性能

円形杭断面を等価断面の正方形断面に置換し、修正荒川式により求めたせん断耐力 $V_{su}$ およびせん断余裕率(せん断耐力 $V_{su}$ /計算曲げ耐力時せん断力 $V_{mu}$ )を表-1に示す。また、せん断余裕率と限界変形角の関係を図-10に示す。

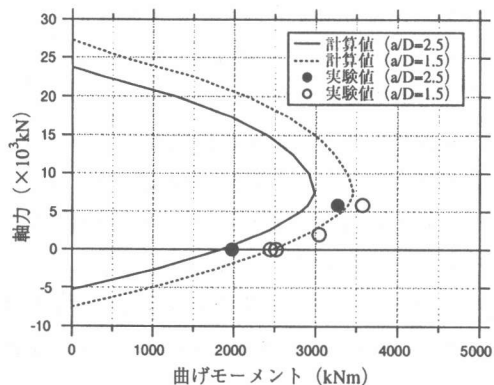


図-9 終局曲げモーメント-軸力の関係

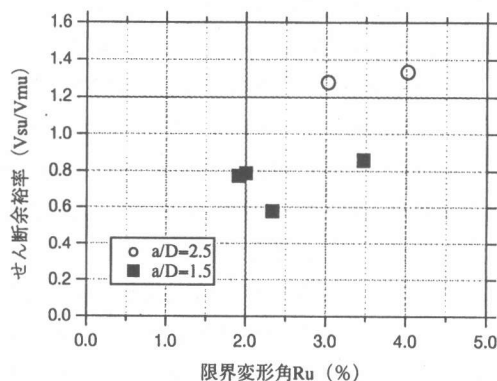


図-10 限界変形角-せん断余裕率の関係

せん断余裕率を上昇させると限界変形角は大きくなる。シアスパン比2.5の試験体では、せん断余裕率が1.2以上であり、軸力比に関わらず限界変形角 $R_u$ は3%以上となった。一方、シアスパン比1.5の試験体のせん断余裕率は1.0以下であり、軸力比、せん断補強筋比に関わらず限界変形角 $R_u$ は1.9%以上となった。しかし、前述したようにNO.6以外の試験体では、クリティカルなせん断ひび割れが加力スタブを横切っていたため、シアスパン比1.5の試験体の限界変形角は過大評価されていると考えられる。

### 3.4 主筋の定着性能

試験体NO.1の主筋のひずみおよび平均付着応力度分布を図-11、12に示す。平均付着応力度はひず

みゲージより測定されたひずみの値より、鉄筋の応力-ひずみ関係を材料試験結果を基に完全弾塑性と仮定し応力を求め評価した。

主筋のひずみは危険断面位置に近づくほど大きな値を示した。また、 $R=1/100$ の載荷時において $1.0D$  ( $D$ : 杭径) 試験スパン内の主筋は降伏しており、ヒンジ領域の拡大が見られた。一方、危険断面から $-500\text{mm}$ 基礎梁内に位置する主筋のひずみは $R=1/50$ の載荷時まで降伏ひずみ以下の値を示した。

平均付着応力度分布は、 $R=1/400$ の載荷時までには、危険断面位置に近くなるほど付着応力度は大きい値を示した。しかし、その後のせん断力の増大に伴い危険断面に最も近い位置で得られた付着応力度は減少し初め、その分隣接する測定区間の付着応力度が増大した。 $R=1/50$ の載荷時における $1.0D$ 試験スパン内の付着応力度はほぼゼロであった。一方、危険断面から $-965\text{mm}$ 基礎梁内の位置で評価された付着応力度は $R=1/50$ の載荷時まで増大し、最大付着応力度は $3.60\text{MPa}$ となった。図には示していないが、NO.2試験体も同様のひずみおよび付着応力度分布を示しており、主筋にSD345を使用し、基礎梁内での定着長さを $40d_b$  ( $d_b$ : 主筋径) 確保すれば十分な定着性能が得られた。

#### 4. 結論

以下に得られた知見を示す。

1) RC杭の終局曲げ耐力は、ACI規準による曲げ耐力計算式ではほぼ推定できる。ただし、軸力が高い場合は、せん断補強筋の拘束効果により1割程度実験値が高めになった。

2) せん断余裕率を1.2以上とすれば、シアスパン比2.5のRC杭の限界変形角 $Ru=3\%$ 以上を確保した。

#### 謝辞

本研究を進めるに当たり、有意義なご指導を頂いた大同工業大学建設工学科教授山本俊彦先生、愛知工業大学工学部教授山田和夫先生に感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 山肩邦男：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) ACI Committee 318：Building Code Requirements for Structural Concrete、ACI318-95、1995

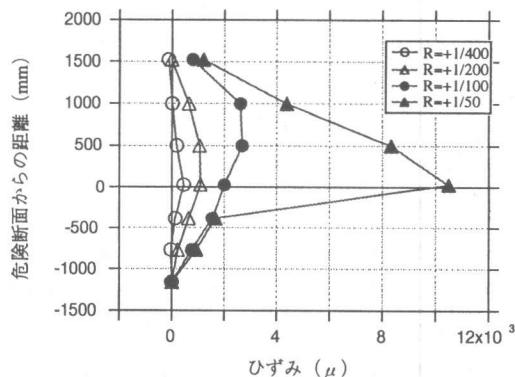
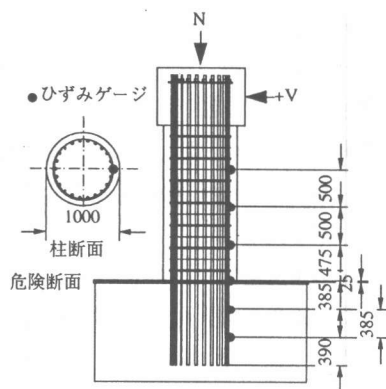


図-11 主筋のひずみ分布 (NO.1)

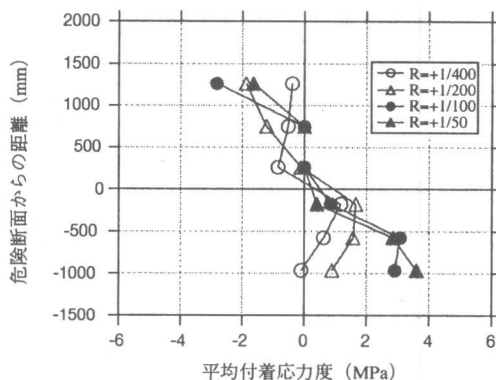


図-12 主筋の平均付着応力度分布 (NO.1)

保した。

3) 主筋にSD345を使用し、定着長さを主筋径の40倍確保すれば十分な定着性能が得られた。