

高強度せん断補強筋を用いた場所打ち RC 杭の せん断破壊性状に関する実験的研究

柏木 紗知*¹ 菊川 春三*² 木下 拓也*³ 福原 実苗*⁴ 南 宏一*⁵

Shear Failure Properties of Cast-In-Place Concrete Pile
with High-Strength Shear Reinforcement

Sachi KASHIWAGI*¹, Shunsou KIKUKAWA*², Takuya KINOSHITA*³,
Minae FUKUHARA*⁴ and Koichi MINAMI*⁵

ABSTRACT

A lot of standards and indicators concerning the design and the calculation of the reinforced concrete construction including AIJ are being published by various organizations. But, there is no one clearly referred about the ultimate shear strength calculation method of the reinforced concrete circular cross section material. In the former report, the flexural failure was made to precede it. The ultimate flexure strength of a reinforced concrete round material was replaced with a rectangular section and it calculated. The result and the rectangular substitution section were obtained and a value close to the experiment value was obtained than the value requested in the square substitution section.

In this report, the experiment to make the shear failure precede it is done. The shape of shear reinforcement is changed from the spiral type into the one turn configuration with the former report. And the difference between the failure property and the hysteresis property is clarified. In addition, the adaptability of the evaluation type of calculated ultimate shear yield strength is aimed at.

キーワード:RC 杭, 高強度せん断補強筋, 拘束効果, せん断破壊

keywords :RC Pile, High-Strength Shear Reinforcement, Confining Effect,
Shear Failure

1 序

日本建築学会をはじめ鉄筋コンクリート構造の設計や計算に関する多くの基準や指針がいろいろな機関より出版されているが、鉄筋コンクリート円形断面部材の終局せん断強度算定法について、明確に言及しているものはない。これまでの研究¹⁾で、曲げ破壊を先行させ、鉄筋コンクリート円形部材の終局曲げ耐力を等価な断面積の矩形断面に置き換えて算出した結果、長方形置換断面の方が正方形置換断面で求めた値より実験値により近い値が得られた。

本報では、せん断破壊を先行させた実験を行った。また、前研究とはせん断補強筋の形状をスパイラル形状(図-1 a))からワンターン形状(同図 b))に変え、破壊性状および、履歴性状の違いを明確にする。さらに、算出した終局せん断耐力の評価式の適合性を図るものである。

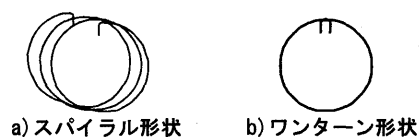


図-1 せん断補強筋形状

*¹ 大学院建築学専攻*² JFE テクノワイヤ*³ 安藤建設*⁴ 福山大学研究員*⁵ 工学部建築・建設学科

2 実験計画

2.1 実験体計画

表-1 に試験体計画を、図-2 に試験体形状の一例を示す。試験体はコンクリート強度 39N/mm^2 、主筋 16-D16(SD345)を用いる。せん断補強筋は 1275N/mm^2 を用い、図-2 に示すように配筋する。また、軸力比 n は (1) 式によって求められた圧縮軸力比 $n_c=0.3$ を計画する。せん断補強筋比 $p_w(\%)$ を 0.1, 0.2 の 2 種類の計 4 体を計画した。なお、B-3 は図-3 に示すせん断補強筋形状(a),(b)をワンセットとし、200mm ピッチで配筋したものである。B-4 は、せん断補強筋形状(a),(b)を交互に配筋しさらに(b)を少しずつ回転させて配筋した。

表-1 試験体計画

試験体名	n	P_w (%)	ピッチ (mm)	せん断補強筋形状
B-1	0.3	0.1	200	(a)
B-2			100	(a)
B-3		0.2	200	(a)+(b)一体
B-4			100	(a),(b)交互

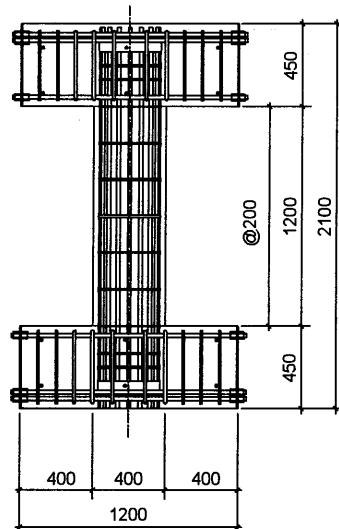
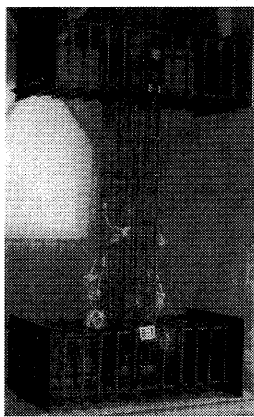
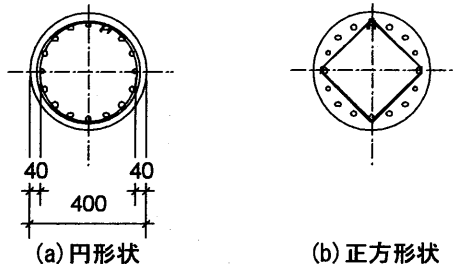


図-2 試験体形状一例(B-1) 単位(mm)



(a)円形状 (b)正形状

図-3 せん断補強筋形状 単位(mm)

$$n_c = N / N_{cu}$$

$$N_{cu} = A_c \cdot \sigma_B + A_s \cdot \sigma_y \quad (1)$$

記号 N : 軸力

A_c : コンクリート断面積

σ_B : コンクリート圧縮強度

A_s : 鉄筋(主筋)断面積

σ_y : 鉄筋の降伏点強度

2.2 載荷方法

載荷は図-4 に示す福山大学設置の建研式載荷装置を用い、L型載荷フレーム上面に取り付けたオイルジャッキで一定軸力を導入後、L型載荷フレーム側面のオイルジャッキにより、柱長さの1/2の位置に正負繰り返しの水平荷重を作用させる。制御方法は試験体部に対する変位部材角 $R(*10^{-2}\text{rad.})$ による変位制御であり、 $R=0.25*10^{-2}\text{rad.}$ での変位振幅で、これを1度繰り返した後、 $R=0.5*10^{-2}\text{rad.}$ で2回繰り返す。以降は同様に 0.5rad. 毎に変位を増加させて載荷を行う。なお、処女サイクルの段階での保有耐力が最大耐力の70%まで耐力が低下した時点で実験を終了させる。

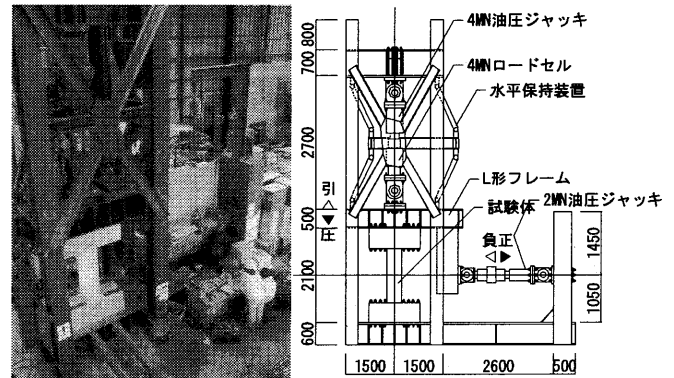


図-4 載荷装置 単位(mm)

2.3 使用材料の機械的性質

表-2、図-5 にコンクリート強度の推移を示す。使用コンクリートの設計基準強度は $F_c=39\text{N/mm}^2$ とし、耐力算定用のコンクリート圧縮強度 σ_B は実験前後に行ったコンクリート圧縮試験結果の平均をとり、 $\sigma_B=40.8\text{N/mm}^2$ とする。

表-3 に鋼材の機械的性質、図-6 に応力-ひずみ曲線を示す。鉄筋は3本の試験片の引張試験を行いその平均とした。主筋 D16(SD345)は、 406.5N/mm^2 、せん断補強筋 7.1ϕ (降伏点強度 1275N/mm^2)は 1348.7N/mm^2 である。

表-2 コンクリート強度

1W	圧縮強度 (N/mm^2)		割裂強度 (N/mm^2)
	実験前	実験後	
22.4	39.5	42.0	2.7

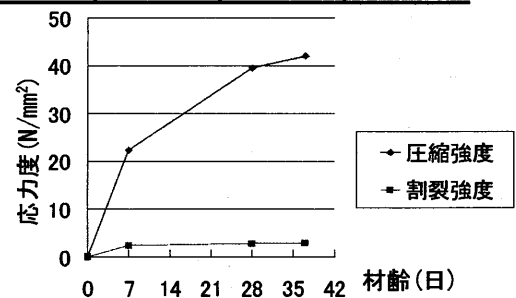


図-5 コンクリート強度の推移

表-3 鋼材の機械的性質

呼び名	材質	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
D16	SD345	406.5	593.7	18.6
7.1φ	1275	1348.7	1396.7	4.6

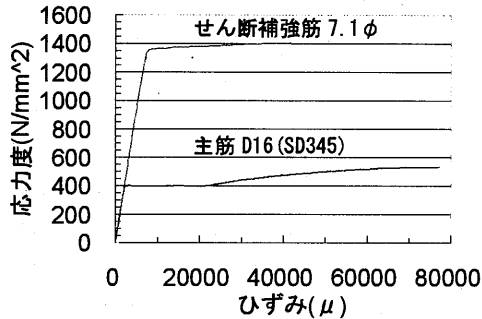


図-6 応力-ひずみ曲線

3 実験結果

図-7 に終局時の破壊状況および履歴性状を示す。実験時の最大耐力(Q_{exp})，最大耐力時の変形部材角(R_{exp})およびせん断補強筋形状を合わせて示す。

3.1 破壊性状

破壊性状はまず端部斜めひび割れ，曲げひび割れが発生し，その後，水平加力方向に付着ひび割れが発生

した。正面に中央斜めのひび割れが発生し，直後に耐力低下し，破壊に至った。なお，B-4 については， $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に変形が進み軸力保持不能となり実験を終了した。

同じせん断補強筋比 $p_w=0.2\%$ の場合，B-2，B-3 には同じように細かいひび割れが特に上下スタブ付近に集中したのに対し，B-4 はそこまで至る以前の段階でスタブ付近が剥落し，大きく斜めひび割れが生じた。そのひび割れが広がり破壊に至ったと思われる。

3.2 履歴性状

荷重-変形曲線では縦軸に水平荷重 $Q(\text{kN})$ ，横軸に変位部材角 $R(10^{-2} \text{rad})$ を示し，鉛直変位の関係では，横軸に変位部材角 $R(\% \text{rad})$ ，縦軸に鉛直変位 $\delta(\text{mm})$ と横軸に $\delta(\text{mm})$ ，縦軸に $Q(\text{kN})$ を共に示す。図中の○点は実験値の最大耐力を示す。変位部材角が進むにつれてそれぞれ耐力低下が起こった。同じせん断補強筋形状の場合， p_w による違いは大きくみられず，せん断補強筋形状 (b) を加えた試験体 B-3, B-4 ではせん断補強筋形状 (a) のみの試験体 B-1, B-2 に比べ変形能力が小さいことが明らかであった。

3.3 せん断補強筋のひずみ状況

図-8にせん断補強筋のひずみ推移を示す。横軸にひずみを縦軸にスタブ面からの高さを表す。

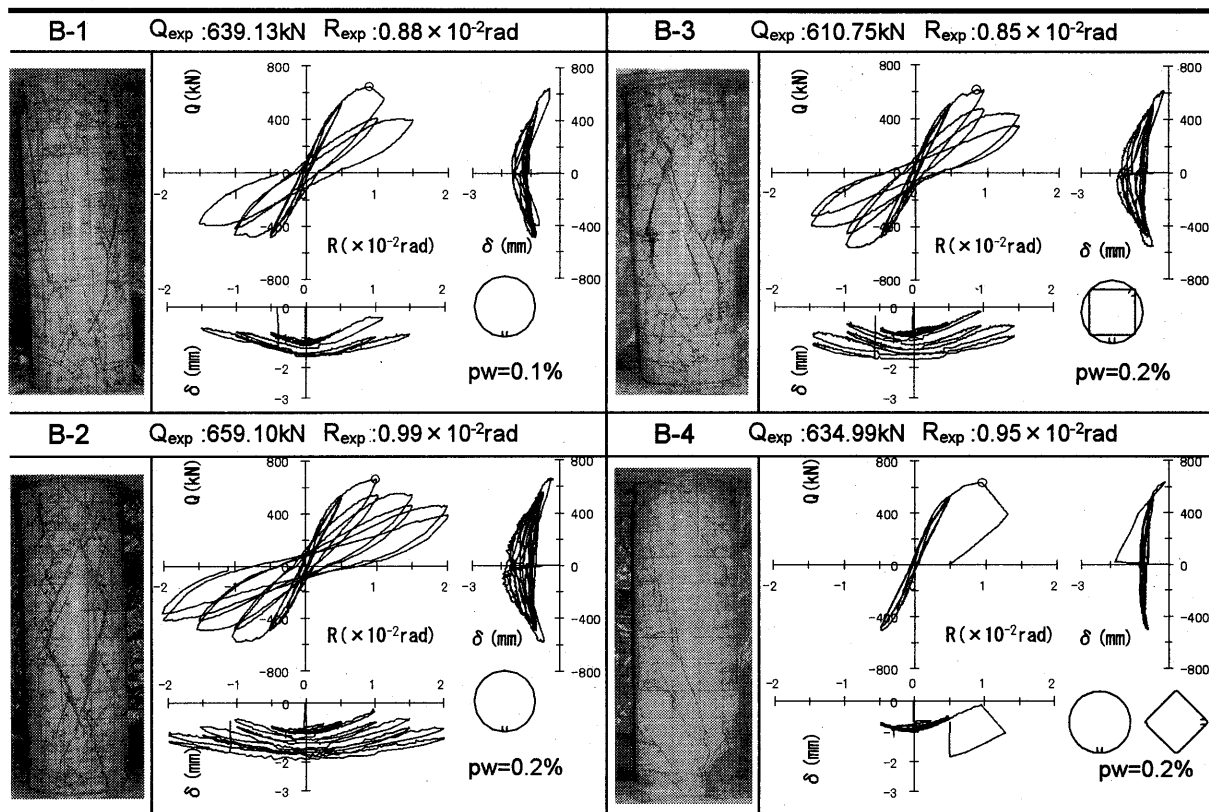


図-7 破壊状況および履歴性状

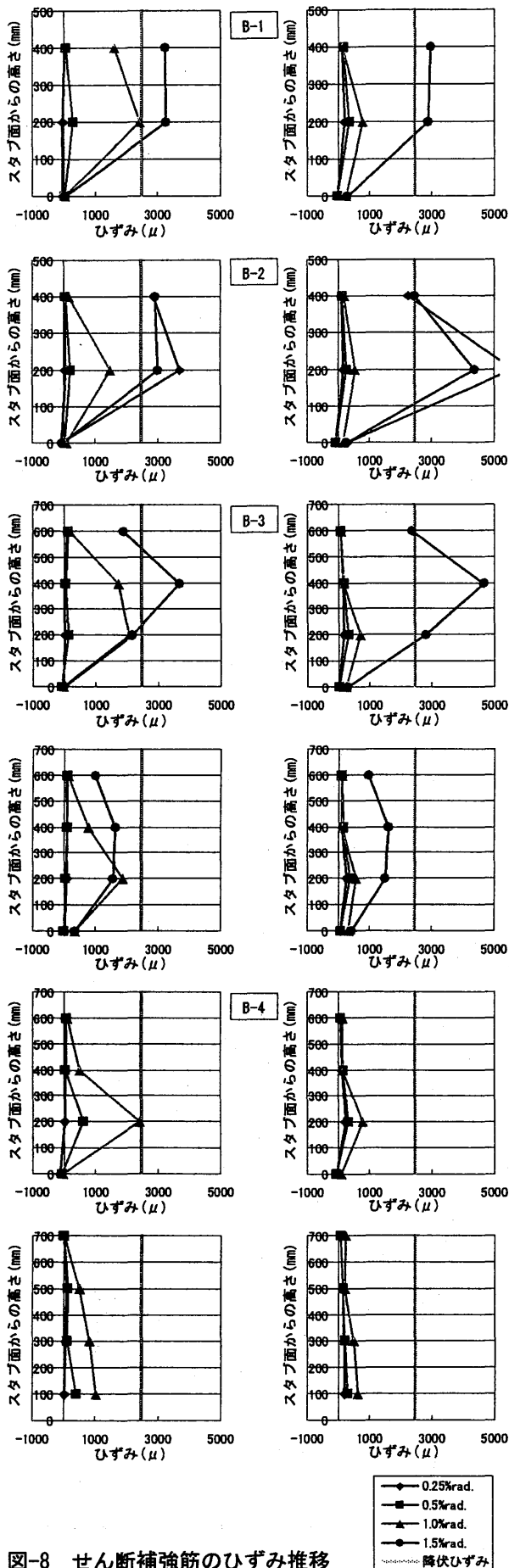


図-8 せん断補強筋のひずみ推移

ひずみ計測位置を図-9に示す。図-8中でそれぞれの試験体について左図がSの位置でのひずみ、右図がPの位置でのひずみである。なお、B-3、B-4の下段の図は四角のせん断補強筋形状のものを表す。降伏ひずみは材料試験により求められた値である。

どのせん断補強筋形状でもP,Sともに同じような推移を示している。B-1とB-2に関しては、同じせん断補強筋形状(円形状のみ)でピッチの異なる試験体である。S位置での推移の変化は見られない。P位置についても一部突起しているところを除けば大きな違いは見られない。B-3(四角形状, 円形状一体)は、 $R=1.0\%rad$ までは円形状と四角形状の違いはほぼないが、 $R=1.5\%rad$ 時点で円形状のせん断補強筋でひずみが大きくなっている。B-4(円形状, 四角形状交互)は変形量が少なく比較が難しいが、四角形状のひずみでスタブ部分に近い側の方がわずかではあるが大きくてた。

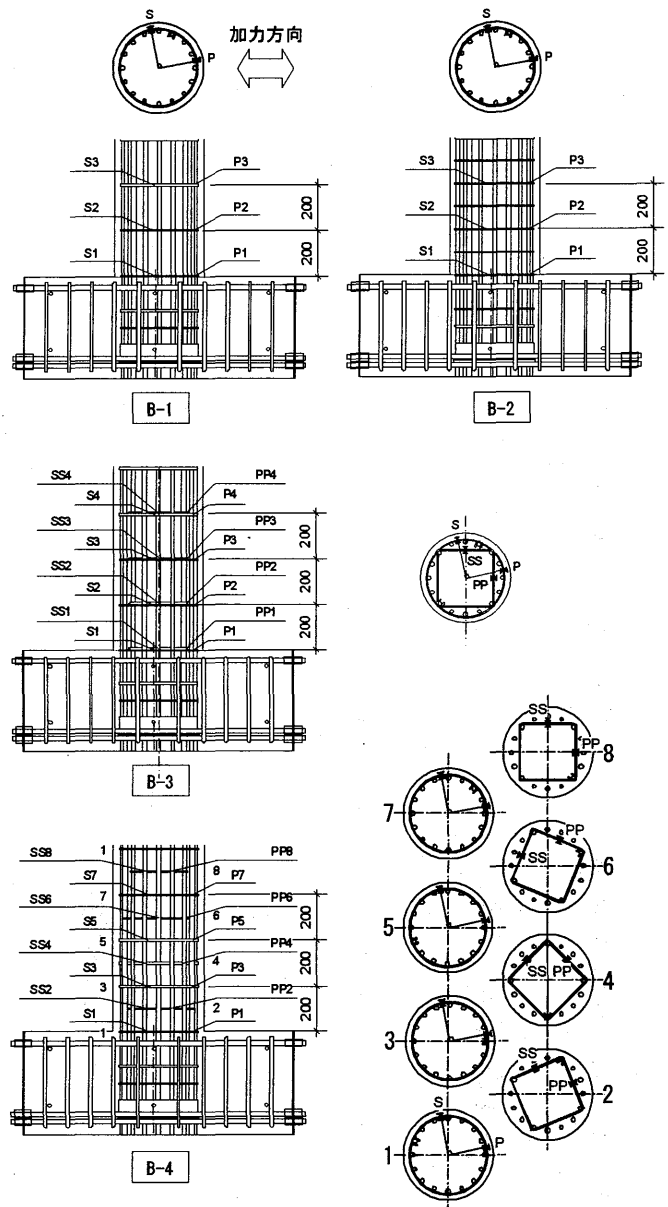


図-9 ひずみゲージ貼り付け位置 単位(mm)

4 耐力の検討

4.1 拘束効果

拘束効果とは、圧縮力を受ける鉄筋コンクリート部材において、帯筋などで外側から有効に拘束されたコンクリートは横方向筋の拘束効果によって三軸応力状態下であり、耐力および、靱性ともに大幅に増大するというものである。せん断補強筋比とせん断補強筋強度によってコンクリートが拘束され、コンクリート強度が増すと仮定している。本研究では、(2)式に示す鈴木・中塚式²⁾により算出した。

$$\frac{F_{cf}}{F_c} = 1 + 4.41 \cdot \left(P_w \cdot \frac{\sigma_{wy}}{F_c} \right) \cdot \left(1 - 1.24 \cdot \frac{S}{D} \right) \quad (2)$$

記号 P_w : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋強度
 F_c : コンクリート強度
 S : 補強筋間隔
 D : せい

4.2 断面の置き換え

これまでの研究で、鉄筋コンクリートの円形断面部材の終局せん断強度算定法について、明確にされていないものがないため、等価な断面積を持つ正方形断面に置換した場合と、等価な断面積を持ちかつ、幅の等しい長方形断面(図-10 b)に示す)に置き換えた場合を検討し、既存の矩形断面部材の終局せん断強度式を適用することにより算定した³⁾。結果、長方形断面置換の場合の方が正方形置換の場合に比べてより実験値に近い値を得られた。

本報では、その結果をもとに前報と同様長方形置換断面での検討を行う。

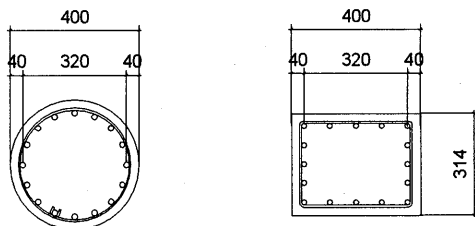


図-10 置換断面 単位(mm)

4.3 終局曲げ耐力

終局曲げ耐力 Q_{fu} は一般化累加強度理論を適用し求めた。ただし、主筋は、図-11に示すような引張鉄筋、中間鉄筋、圧縮鉄筋に3分して算出する。

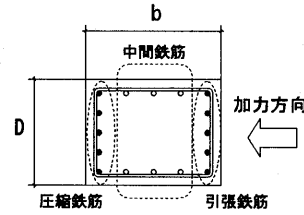


図-11 配筋主筋

4.4 終局せん断耐力

終局せん断耐力 Q_{su} は終局強度型耐震設計指針⁴⁾の(3)式により求めた。本報では(3)式に示す V_u は Q_{su} のことである。

$$V_u = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \delta_B / 2 \quad (3)$$

記号 b : 幅
 j_t : 主筋間距離
 p_w : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋強度
 ϕ : トラス機構のコンクリートの圧縮束の角度
 $\beta = \frac{\{1 + \cot^2 \phi\} \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}}{v \cdot \sigma_B}$
 v : コンクリート圧縮強度の有効係数
 σ_B : コンクリートの圧縮強度

4.5 算定結果

図-12に横軸に Q (せん断力)、縦軸に N (軸力)の Q - N 関係図を示す。軸力比0.3の軸力も描き加え、実験値 Q_{exp} をプロットした。

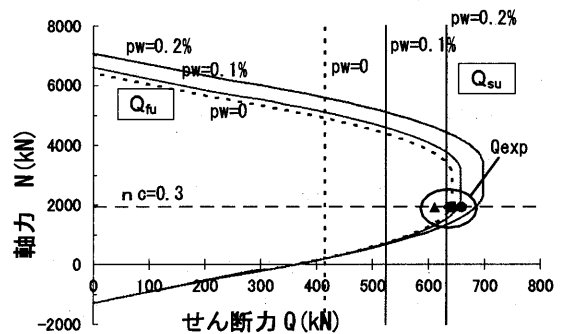


図-12 Q-N 関係図

表-4 実験値-理論値

試験体名	P_w (%)	cF_c (N/mm ²)	Q_{fu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{su}/Q_{fu}	Q_{exp}	Q_{exp}/Q_{su}
■ B-1	0.1	42	655	523	0.80	639	1.22
● B-2	0.2	46	683	631	0.92	659	1.04
▲ B-3						611	0.97
◆ B-4						635	1.01

記号 cF_c : 拘束効果を考慮したコンクリート強度

表-4に理論値-実験値を示す。すべての試験体において図-12からもわかるように $Q_{su}/Q_{fu} < 1$ となることから、せん断破壊を生じている。 Q_{exp}/Q_{su} (せん断余裕度)は、 $p_w=0.1\%$ で2割以内、 $p_w=0.2\%$ では1割程度に収まった。

4.6 課題

ここで、終局せん断耐力 Q_{su} は(3)式によって求められている。第1項はせん断補強筋の負担分であり、第2項はコンクリートの負担分である。 p_w の等しいB-2~B-4の場合コンクリートの負担分は等しくなる。せん断補強筋の負担分については単純に p_w が2倍になっているので、負担分も2倍になる。

もちろん、 p_w が等しい場合等しい値になるが、B-2~B-4についてはそれぞれ配筋方法が異なるため、同じ値にするのは疑問がある。この関係を図-13に示す。

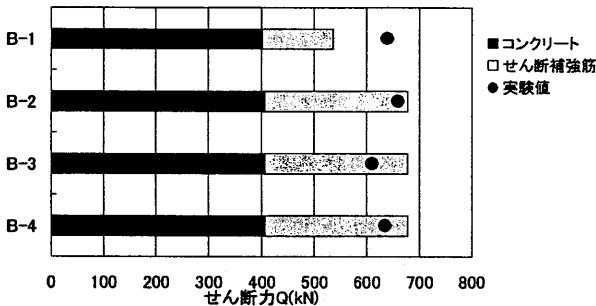


図-13 終局せん断耐力式の負担割合

また、本報では円形断面を長方形断面に置き換える際に鉄筋のあきを確認したうえで図-11のように配筋した。終局曲げ耐力を圧縮鉄筋、引張鉄筋、中間鉄筋に分けて計算を行っているので、主筋の配筋の仕方によって算定結果も異なってくる。今後どの配筋で適合性が良好であるか検討していきたい。

まとめ

- 1) 全試験体において、中央部にせん断斜めひび割れが生じ、せん断破壊に至った。
- 2) せん断補強筋量が増えるに従い、変形能力が向上した。
- 3) せん断補強筋形状(b) (□)を加えた場合にはせん断補強筋形状(a) (○)のみの場合に比べ、耐力および変形能力の向上は見られなかった。B-3は補強筋間隔が大きかったため、またB-4についてはせん断補強筋形状(b)を少しずつ回転させて配筋したためにせん断補強筋が有効に作用しなかったと考えられる。
- 4) せん断補強筋は、円形状を用いた場合と正形状を用いた場合、せん断補強筋として同じ効果を示さない

謝辞

本研究の実施にあたって、(株)JFEテクノワイヤよりご支援をいただきました。ここに記し深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 柏木紗知, 今津純一ほか: 高強度せん断補強筋を用いた場所打ちコンクリート杭の曲げ破壊性状に関する実験的研究(その1)(その2), 日本建築学会学術講演梗概, 2006.9
- 2) 中塚侑: コンクリートの応力度-ひずみ度特性とコンクリート曲げ部材の終局域特性に関する基礎的研究, 大阪大学学位請求論文, pp.46-51, 1989
- 3) 林静雄, 大宮幸, 香取慶一: 鉄筋コンクリート造円形部材のせん断終局強度式の適用性, コンクリート工学, Vol.42, No.2, pp.41-46, 2004.2
- 4) 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1990.11