

場所打ちコンクリート杭のせん断補強筋  
としてウルボンを使用する工法  
設計指針・同解説

BCJ評定-FD0157-01

平成16年4月

高周波熱錬株式会社

# 目 次

	本文 ページ
1条 適用範囲 .....	1
2条 材 料 .....	3
2.1. コンクリート .....	3
2.2. せん断補強筋 .....	3
3条 材料の許容応力度 .....	8
3.1. コンクリートの許容応力度 .....	8
3.2. 鉄筋の短期許容応力度 .....	8
4条 杭の許容せん断耐力の算定 .....	10
4.1. 杭の長期許容せん断力の算定 .....	10
4.2. 杭の短期許容せん断力の算定 .....	10
4.3. 最小せん断補強筋比およびせん断補強筋の間隔 .....	10
5条 杭の終局せん断耐力の算定 .....	21
5.1. 修正荒川式による杭の終局せん断耐力 .....	21
5.2. 塑性理論に基づく杭の終局せん断耐力 .....	21
5.3. 最小せん断補強筋比およびせん断補強筋の間隔 .....	22
6条 構造細則 .....	42
6.1. 円形スパイラル筋 .....	42
6.2. 円形フック付き単筋 .....	42
7条 施工上の注意事項 .....	44
7.1. 取扱いおよび貯蔵 .....	44
7.2. 切断 .....	44
7.3. 曲げ加工 .....	44
7.4. 鉄筋の組立 .....	44

## 1条 適用範囲

この設計指針は、場所打ちコンクリート杭のせん断補強筋（円形スパイラル、円形フック付筋）として、ウルボン〔大臣認定MSRB-0024〕を使用する場合の設計に適用する。

この指針に記載していない事項に関しては、日本建築学会編『建築基礎構造設計指針(2001)』、『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1999)』（RC規準と略称）、『建築工事標準仕様書・同解説 J A S S 5 鉄筋コンクリート工事(2003)』（JASS 5 と略称）、『場所打ちコンクリート杭のコンクリートに関連する施工指針・同解説(1998)』および日本建築センター編『建築物の構造関係技術基準解説書(2001)』、『地震力に対する建築物の基礎の設計指針(1984)』によるものとする。

### 〔解説〕

JISG 3137（細径異形PC鋼棒）中のD種1号の規格に基づいて製造されるウルボンは、一般にはプレストレスト・コンクリートに使用されている。その規格降伏点（0.2%耐力）は $1,275\text{ N/mm}^2$ であり、せん断補強筋として通常用いられている JISG 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」（以下普通鉄筋という）の4倍以上の降伏点を有している。

このような高強度棒鋼を鉄筋コンクリート造りおよび柱部材のせん断補強筋として使用することについては、広汎な研究により、適切な許容応力度、許容せん断耐力式、終局せん断耐力式、および構造細則の下に用いれば十分にその高い降伏点を活用でき、普通鉄筋によるせん断補強の場合と同等以上の耐力が得られることが確認されている（参考文献1～15）。それらに基づき、はりおよび柱の設計法としては、既に「鉄筋コンクリート造り、柱のせん断補強としてPC鋼棒ウルボンを使用する工法設計指針・同解説」（以下、ウルボン指針という）として評定を取得しており、実施物件の実績も多数存在する。

さらにウルボンを場所打ちコンクリート杭のせん断補強として使用することについて、このたび、場所打ちコンクリート杭を想定して行った鉄筋コンクリート部材の実験（参考文献16～22）および既往の文献（参考文献23～27）における実験データの検討から、はりおよび柱部材の場合と同様に、せん断耐力算定式の妥当性等を確認した。よって以下の各条における諸規定の下に、ウルボンを場所打ちコンクリート杭部材のせん断補強（円形スパイラル、円形フック付筋）として用いてよいこととした。

また、本指針条文は、場所打ち杭の杭体のせん断耐力に対する安全性を規定するものであり、設計応力算定時の解析モデル、解析手法、曲げ耐力、支持力、引抜き抵抗力、水平抵抗力、杭頭接合部および施工等については別途検討する必要がある。

設計の考え方として本指針は、基本的には許容応力度設計法に準じているが、杭体の断面設計としては、建築基礎構造設計指針の限界状態設計法にも対応したものとなっている。解表1.1に許容応力度設計法と限界状態設計法との対応および杭体の目標性能を示す。許容応力度設計法の一次設計（長期、短期）および二次設計が、限界状態設計法のそれぞれ使用限界状態、損傷限界状態および終局限界状態に対応する。

なお、ウルボンは建築基準法施行令第37条第二号の規定による大臣認定（認定番号MSRB-0024）を得ており、この基準のもとにウルボンの製造は高周波熱錬（株）が行い、加工（円

形スパイラル加工等)は高周波熱錬(株)あるいは高周波熱錬(株)が規定に従って選定した外注工場が行う。ただし、外注工場で加工された製品の品質についても、高周波熱錬(株)が保証するものとする。

解表 1.1 許容応力度設計法と限界状態設計法との対応および杭体の目標性能

許容応力度設計		限界状態設計	荷重	要求性能	強度	変形
一次設計	長期	使用限界状態	日常的に作用する荷重	耐久性に支障が生じない。	ひび割れ限界強度, かつクリープ変形に対して十分余裕のある強度	
	短期	損傷限界状態	供用期間中に1回~数回遭遇する荷重	構造上の補修・補強を必要とするような損傷が生じない。	弾性限界強度	
二次設計		終局限界状態	最大級の荷重	脆性的な破壊, また変形性能の限界に達して急激な耐力低下を生じない。	信頼強度	限界塑性変形量

(参考文献：日本建築学会編「建築基礎構造設計指針(2001)」)

## 2 条 材 料

### 2.1. コンクリート

コンクリートの種類は普通コンクリートとし、設計基準強度の範囲は、 $21\text{N/mm}^2$  以上  $45\text{N/mm}^2$  以下とする。

### 2.2. せん断補強筋

せん断補強筋は、JISG3137（細径異形P C鋼棒）中のD種1号の規格に基づいて製造されたウルボンを使用する。ただし、JISG3137 と同等の性能を有する呼び名U15 および U17 の鉄筋も含む。

#### 2.2.1. 化学成分

ウルボンの化学成分は、表 2.1 による。

表 2.1 ウルボンの化学成分 (%)

C	S <sub>i</sub>	M <sub>n</sub>	P	S	C <sub>u</sub>
0.38以下	2.00以下	2.00以下	0.030以下	0.035以下	0.30以下

(備考) 1. 化学成分の分析はとりべ分析の値とする。

#### 2.2.2. 記号、呼び名および断面形状

ウルボンを用いたせん断補強筋の記号、呼び名および断面形状は表 2.2, 図 2.1 による。

表 2.2 ウルボンの記号、呼び名および断面形状

記 号	呼び名	公称直径 d (mm)	公 称 断面積 ( $\text{cm}^2$ )	単 位 質 量 (kg/m)
SBPD 1275/1420	U 7.1	7.1	0.396	0.31
	U 9.0	9.0	0.636	0.50
	U10.7	10.7	0.899	0.71
	U12.6	12.6	1.247	0.98
	U15	14.7	1.697	1.33
	U17	16.5	2.138	1.68

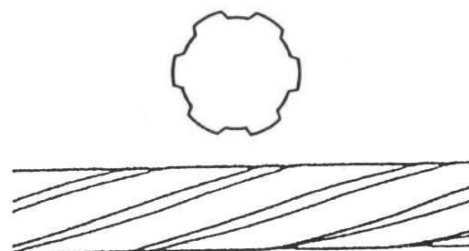


図 2.1 ウルボンの形状

### 2.2.3. 機械的性質

ウルボンの機械的性質は表 2.3 による。なお、ヤング係数は  $2.0 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup> とする。

表 2.3 ウルボンの機械的性質

降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
1,275以上	1,420以上	7以上

- (備考) 1. 降伏点は 0.2% 永久伸びに対する応力とする。  
2. 伸び測定 of 標点距離は公称直径の 8 倍とする。

### 2.2.4. 試験および検査

#### (1) 引張試験

- 1) 引張試験は JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) の規定により行い、試験片は JIS Z 2201 (金属材料引張試験片) の 2 号試験片による。
- 2) 引張強さは、試験中の最大荷重を公称断面積で除して求める。
- 3) 降伏点は、0.2% 永久伸びに対する荷重を公称断面積で除して求める。
- 4) 伸び測定 of 標点距離は公称直径の 8 倍とする。

#### (2) 曲げ試験

曲げ試験は、JIS Z 2248 (金属材料曲げ試験方法) の規定により行い、曲げ内法直径は公称直径の 4 倍、曲げ角度は 180° とする。

#### (3) 検査

外観・形状・寸法の検査は、別途定めた製品規格により行う。

#### (4) 抜取基準

ウルボンの引張試験および曲げ試験の抜取基準は、表 2.4 による。

表 2.4 ウルボンの引張試験および曲げ試験の抜取基準

引張強さ, 伸び	降伏点および曲げ
同一溶鋼、同一熱処理、同一呼び名 5 コイル又はその端数を 1 組とし、 その組の任意のコイルから 1 個	同一溶鋼、同一熱処理、同一呼び名 30 コイル又はその端数を 1 組とし、 その組の任意のコイルから 1 個

〔解説〕

(1) コンクリート

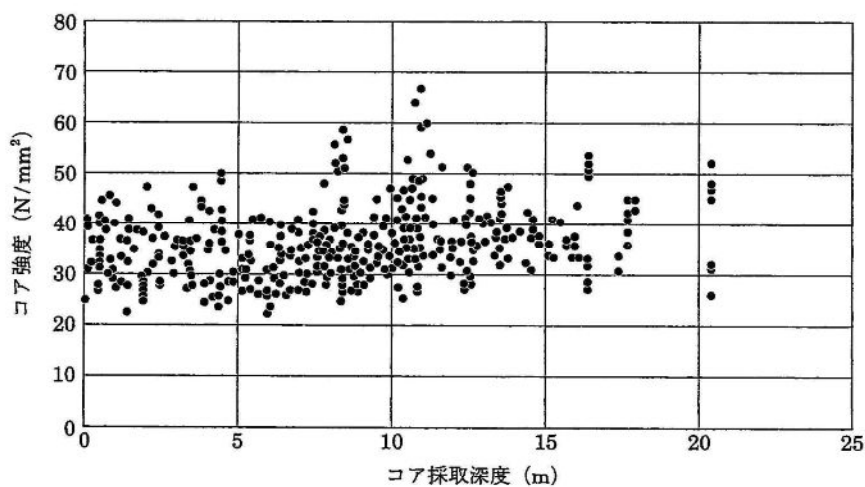
本指針の作成にあたって検討に用いた実験データのコンクリート圧縮強度の範囲は、23.6～53.8N/mm<sup>2</sup>であった。これらの実験結果について、本設計指針で提案するせん断耐力および靱性能を検討した結果、安全性に問題がないことが確認できた。よってウルボンをせん断補強筋として用いる場所打ちコンクリート杭部材のコンクリート設計基準強度は、せん断補強筋に高強度鉄筋を用いていることから下限値を普通コンクリートで 21N/mm<sup>2</sup> とし、JASS 5 より構造体コンクリート強度が満足すべき条件を考慮して上限値を 45N/mm<sup>2</sup> とした。

(2) 場所打ち杭の杭体コンクリート強度について

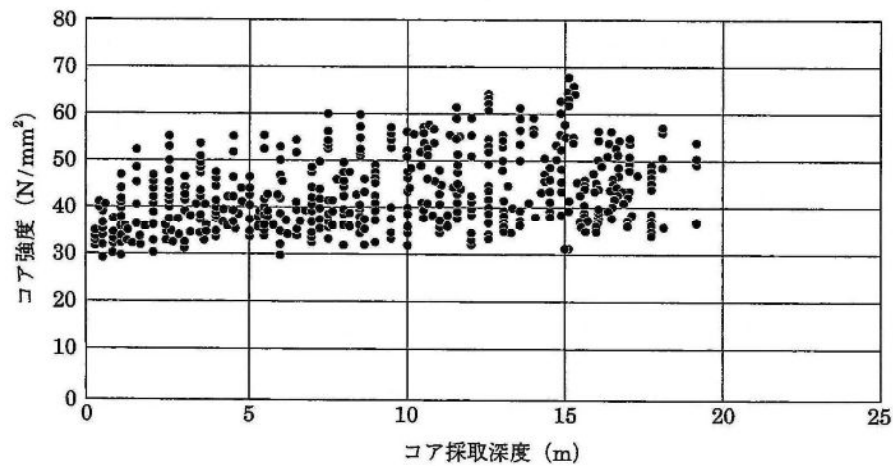
場所打ち杭の杭体コンクリート強度について、建築基礎構造設計指針に実際に現場で施工した杭を掘り起し、その杭体から採取したコア供試体の強度が示されている。解図 2.1 および解図 2.2 に建築基礎構造設計指針から抜粋した拡底杭の  $F_c=24\text{N/mm}^2$  と  $F_c=32\text{N/mm}^2$  におけるコンクリートコア強度と深度の関係を示し、解表 2.1 にこれらの検討結果を示す。

解表 2.1 に示されているように、95%信頼値は、 $F_c=24\text{N/mm}^2$  の場合には 1.02、 $F_c=32\text{N/mm}^2$  の場合には 0.97 であり、水中あるいは泥水中で打設される場合においても場所打ち杭のコンクリートは概ね設計基準強度を発揮すると思われる。

ただし、コンクリートの調合に際しては、杭体コンクリート強度のバラツキや施工品質管理レベルに応じて調合強度を定める必要がある。なお、日本建築学会編「場所打ちコンクリート杭のコンクリートに関連する施工指針(1998)」では、コンクリートの調合に関して、所要スランプは 21cm 以下とすること、水セメント比は 60%以下とすること、単位セメント量は 330kg/m<sup>3</sup>以上とすること、原則として化学混和剤を用いることなど、場所打ち杭の施工および打設条件に応じた規定が設けられている。



解図 2.1  $F_c=24\text{N/mm}^2$  の場合のコア強度と深度の関係  
(建築基礎構造設計指針より抜粋)



解図 2.2  $F_c=32\text{N/mm}^2$  の場合のコア強度と深度の関係  
(建築基礎構造設計指針より抜粋)

解表 2.1 拡底杭のコンクリートコア強度の検討結果  
(建築基礎構造設計指針より抜粋)

項目	個数	最大値	最小値	平均値	標準偏差	95%信頼値
コア強度/ 設計基準強度 ( $F_c = 24\text{N/mm}^2$ )	539	2.78	0.88	1.49	0.29	1.02
コア強度/ 設計基準強度 ( $F_c = 32\text{N/mm}^2$ )	909	2.09	0.76	1.33	0.22	0.97

### (3) ウルボンの製造方法

ウルボンは、キルド鋼の熱間圧延により得られる機械構造用炭素鋼を素材とし、専用の異形ダイスを用いて冷間引抜加工を行った後、高周波熱処理を施して製造される。

### (4) 記号、呼び名、断面形状等

ウルボンの記号、呼び名等は、JISG 3137 (細径異形 PC 鋼棒) の規定に従っている。記号 SBPD は S (Steel)、B (Bar)、P (Prestressed concrete)、D (Deformed) を表し、1275/1420 の表示はそれぞれの最小降伏点および最小引張強さを表す。通常、N または L の記号を付加することによりリラクセーションの程度を示すが、せん断補強筋として使用する場合、長期荷重によるせん断応力度のレベルは小さく、リラクセーションを考慮する必要がないので N または L の記号は省略した。

呼び名 U15 および U17 は JISG 3137 には規定されていない。しかし、製造方法、機械的性質等においては同規格と同等であること、および一般に場所打ちコンクリート杭部材は、

はりや柱部材に比べて断面寸法が大きく、一定のせん断補強筋量を確保しようとした場合に細径のせん断補強筋では配筋が密となりコンクリートの充填性に悪影響を及ぼすことが想定されること等により、U15 およびU17 も本指針の適用範囲に含めた。

ウルボンは、異形引抜加工により6本のラセン状の溝を有する形状をしている。公称断面積等は、建築基準法施行令第37条第二号の規定によりJISG3112(鉄筋コンクリート用棒鋼)に準拠している。

#### (5) 機械的性質

ウルボンの機械的性質は、JISG3137(細径異形PC鋼棒)の規格によっている。ただし、せん断補強筋として曲げ加工が伴うため、伸びについてはPC鋼棒の5%の規格に対し、本指針では7%以上としている。

#### (6) 試 験

JISG3137(細径異形PC鋼棒)の規格では、引張試験の他にリラクセーション試験が規定されているが、プレストレスが導入されない使用方法であるので、リラクセーション試験は省略した。一方、せん断補強筋には曲げ加工が伴うので、JISG3112の規定に準じた曲げ試験を行うこととしている。

### 3条 材料の許容応力度

#### 3.1 コンクリートの許容応力度

コンクリートの許容せん断応力度は、平成13年国土交通省告示第1113号第8第一号による。

#### 3.2 ウルボンの短期許容応力度

ウルボンの短期許容応力度  $f_t$ (短期)は、585 N/mm<sup>2</sup>とする。

#### 〔解説〕

##### (1) コンクリートの許容応力度について

コンクリートの許容せん断応力度は、平成13年国土交通省告示第1113号第8第一号において、解表3.1に示す値となっている。なお、アースドリル式拡底杭工法などの評定工法等（強度、寸法及び形状が杭体の打設の状況を考慮した強度試験により確認された工法）においては、コンクリートの許容せん断応力度は、解表3.1の杭体の打設の方法(1)に示す値としてよいこととする。

なお、構造性能を確認する実験においては、試験体の製作が十分に管理された状態で行われていることから、後述の4条の許容せん断耐力および5条の終局せん断耐力の検討は、それぞれRC規準に準じた許容応力度および実験におけるシリンダーによるコンクリートの実測圧縮強度を用いて行っている。

解表 3.1 コンクリートの許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

(平成13年国土交通省告示第1113号第8第一号)

杭体の打設の方法		長 期	短 期
(1)	掘削時に水若しくは泥水を使用しない方法によって打設する場合又は強度、寸法及び形状をくい体の打設の状況を考慮した強度試験により確認できる場合	$\frac{F_c}{40}$ 又は $\frac{3}{4}\left(0.49 + \frac{F_c}{100}\right)$ のうち いずれか小さい数値	長期に生ずる力に対する許容応力度の数値の1.5倍とする。
(2)	(1)以外の場合	$\frac{F_c}{45}$ 又は $\frac{3}{4}\left(0.49 + \frac{F_c}{100}\right)$ のうち いずれか小さい数値	

(2) せん断補強筋の長期許容応力度  $w f_t$ (長期)について

長期応力に対しては、せん断ひび割れの発生を許容しないこととし、せん断補強筋の効果を見込まない設計を行う。このため、本指針ではせん断補強筋の長期許容応力度は規定していない。

(3) せん断補強筋の短期許容応力度  $w f_t$ (短期)について

高い降伏点(1275N/mm<sup>2</sup>)を持つウルボンをせん断補強筋に用いた場合の終局せん断強度  $\tau_u$  は、 $P_w \cdot \sigma_{wy}$  の関数として表されることがはりおよび柱の実験においても明らかになっている。しかし、高強度のウルボンは降伏するときのひずみ度が大きく、短期許容応力度を降伏点レベルとした場合、せん断ひび割れ幅が大きくなることが懸念されること、さらに杭体に過大な残留変形を残さないことなどを考慮してウルボン指針と同様に短期許容応力度は 585 N/mm<sup>2</sup> とした。なお、後述の4条に示すように、ウルボンの短期許容応力度を 585 N/mm<sup>2</sup> とし、算定した杭の短期許容せん断力は、実験値と比較して十分な安全性を有している。

#### 4条 杭の許容せん断耐力の算定

4.1. 杭の長期許容せん断力の算定は(1)式による。

$$Q_{AL} = \frac{f_s(\text{長期}) \cdot A_s}{\kappa} \quad \dots \dots \dots (1)$$

4.2. 杭の短期許容せん断力の算定は(2)式による。

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{f_s(\text{短期}) + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.001)\} \quad \dots \dots \dots (2)$$

- 記号  $A_s$  : 杭断面積 (mm<sup>2</sup>),  $A_s = (B/2)^2 \cdot \pi$   
 $B$  : 杭径 (mm)  
 $b$  : 等価長方形断面の幅 (mm),  $b = (B/4) \cdot \pi$   
 $j$  : 等価長方形断面の応力中心間距離 (mm),  $j = (7/8) \cdot d$   
 $d$  : 等価長方形断面の有効せい (mm),  $d = D - d_t$   
 $D$  : 等価長方形断面のせい (mm),  $D = B$   
 $d_t$  : 円形断面における引張縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)  
 $p_w$  : せん断補強筋比,  $p_w = a_w / (b \cdot x) \cdot \pi / 4 = a_w / (B \cdot x)$   
 $a_w$  : 1組のせん断補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $x$  : せん断補強筋間隔 (mm)  
 $\kappa$  : 形状係数 (円形断面の場合  $\kappa = 4/3$ )  
 $f_s$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 ${}_w f_t$  : ウルボンの短期許容応力度で 585 (N/mm<sup>2</sup>) とする。

#### 4.3 最小せん断補強筋比およびせん断補強筋の間隔

最小せん断補強筋比は 0.1% とし、せん断補強筋の間隔は 150mm 以下とする。ただし、杭頭から下方に杭径の 5 倍を超える範囲でせん断補強筋の効果を考慮しない部分については、この限りでない。

#### 〔解説〕

##### (1) 一次設計時における設計の基本方針

杭体の断面設計に関して、建築基礎構造設計指針の解説には、使用限界状態においてはコンクリートの曲げひび割れを許容するが、せん断ひび割れが生じないことを確認するとあり、また、損傷限界状態においては、場所打ちコンクリート杭の軸力～曲げ耐力およびせん断耐力は、杭の材料強度に関する設計用限界値に従い、従来の短期許容応力度の考え方に準拠して設定した材料強度に対して R C 規準に示されている算定式により算定するとある。本指針のせん断力に対する断面設計は、この考え方に準じており、許容せん断力算定式は、長期荷重に対してはせん断ひび割れの発生を許容しないが、短期荷重に対しては、せん断補強筋の効果も見込んでせん断ひび割れの発生を許容している。なお、短期許容せん断力の算定式は、せん断ひび割れを許容した形となっているが、後述の 4 条解説(4)に示すように短期許容せん断力は、せん断ひび割れ強度に対して安全側の評価を与えている。

(2)長期許容せん断力式について

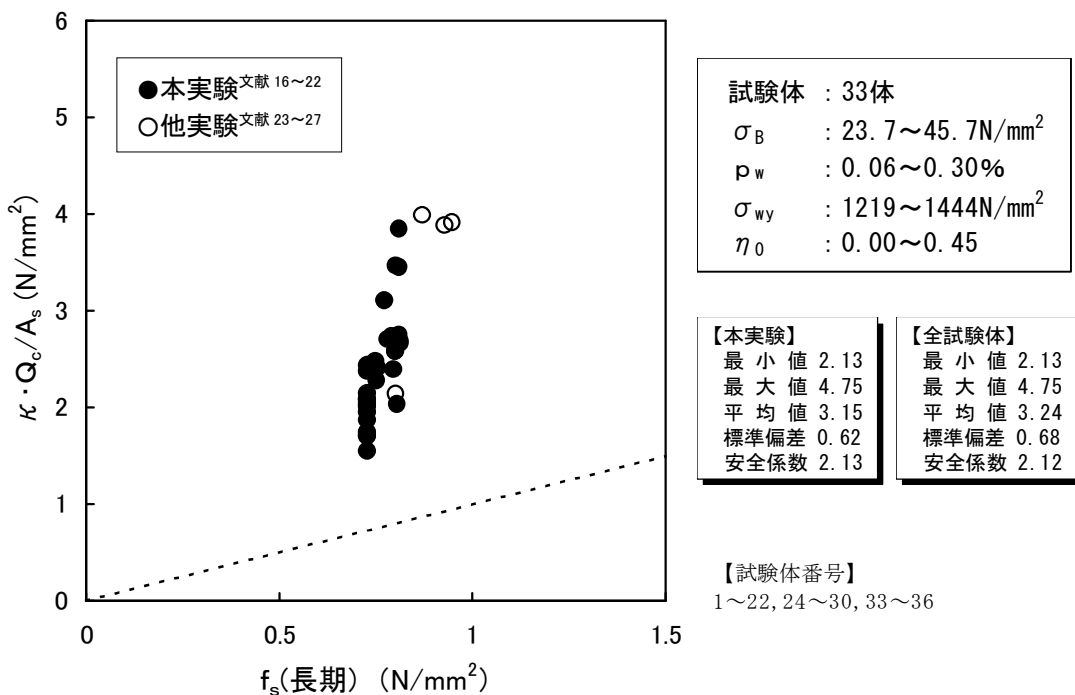
長期荷重下においては、せん断ひび割れの発生を許容しないこととし、長期許容せん断力  $Q_{AL}$  は、Hooke の法則に基づくせん断応力度分布より算定する。

実験におけるせん断ひび割れ発生時のせん断応力度 ( $\kappa \cdot Q_c/A_s$ ) とコンクリートの長期許容応力度  $f_s$  の関係を解図 4.1 に示す。また、せん断ひび割れ発生時せん断力  $Q_c$  と長期許容せん断力  $Q_{AL}$  との比 ( $Q_c/Q_{AL}$ ) と実験で得られたコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  の関係を解図 4.2 に示し、 $Q_c/Q_{AL}$  と軸力比  $\eta_0$  の関係を解図 4.3 に示す。長期許容せん断力の検証に用いた実験データは、参考文献 16~27 で  $1,275\text{N/mm}^2$  級のせん断補強筋を用いた試験体のうちせん断ひび割れの発生が報告されている試験体の実験値である。

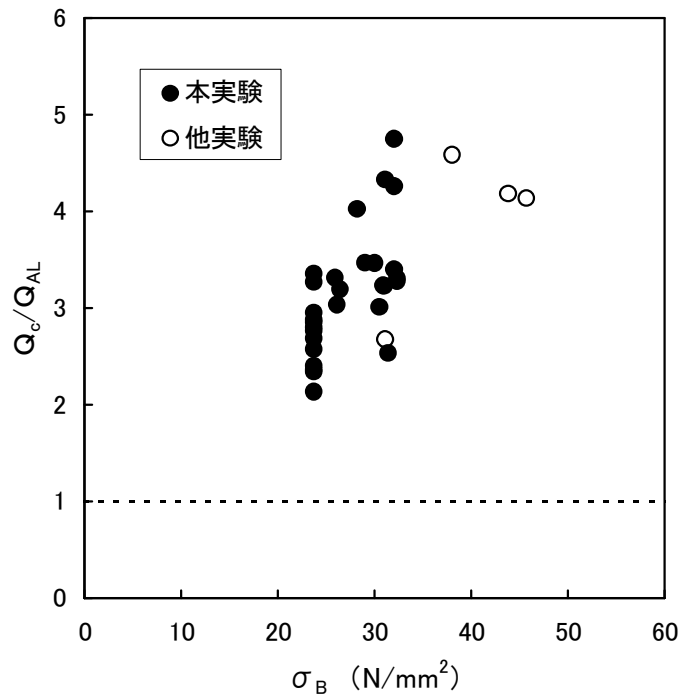
一般に場所打ちコンクリート杭のコンクリートの許容応力度は、地中での施工状況を確認できず、水中あるいは安定液中で打設するコンクリートの施工管理が容易でないことから、上部躯体のコンクリートに比べて  $3/4 \sim 3/4.5$  に低減している。しかし、構造性能を確認する実験においては、試験体の製作が十分に管理された状態で行われていることから、実験結果の検討では、コンクリートの長期許容せん断応力度は RC 規準による(解1)式とした。

$$f_s(\text{長期}) = \min\left(\frac{\sigma_B}{30}, 0.5 + \frac{\sigma_B}{100}\right) \dots \dots \dots (\text{解1})$$

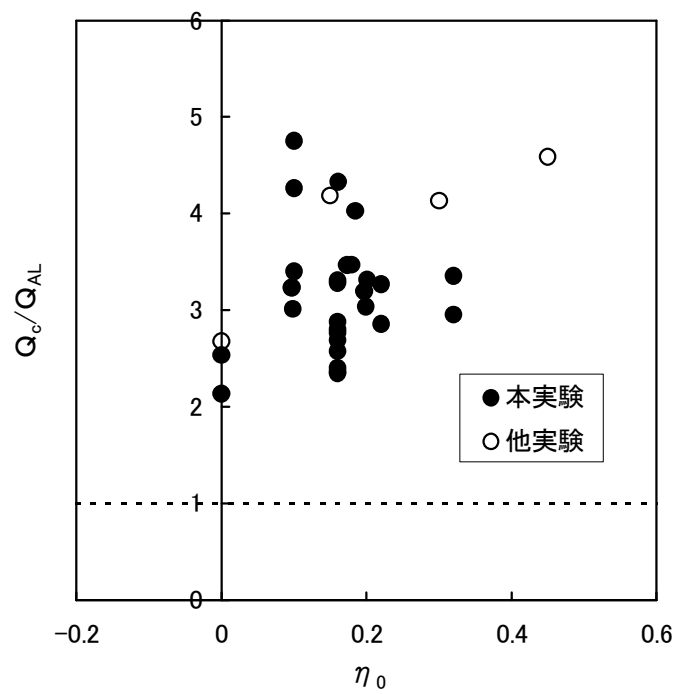
解図 4.1 に示すように、せん断ひび割れ発生時のせん断応力度は、長期許容せん断応力度を十分上回っており、解図 4.2 および解図 4.3 に示すように長期許容せん断力に対して 2 倍以上の安全率を有している。なお、図中の安全係数は、不合格率を 5% に抑えるための係数で平均値から標準偏差の 1.65 倍を引いて求めた値である。



解図 4.1  $\kappa \cdot Q_c/A_s$  と  $f_s(\text{長期})$  の関係



解図 4.2  $Q_c/Q_{AL}$  と  $\sigma_B$  の関係 (本文(1)式の検討)



※  $\eta_0 = N / (A_s \cdot \sigma_B)$ , N : 軸力

解図 4.3  $Q_c/Q_{AL}$  と  $\eta_0$  の関係 (本文(1)式の検討)

(3) 短期許容せん断力式について

前述したように建築基礎構造設計指針では短期せん断力に対して、RC規準のせん断補強の規定を準用してよいとなっているが、せん断補強筋に普通強度鉄筋を用いた設計では、弾性理論によるせん断応力度分布に基づいた(解2)式で検討されているのが現状である。この理由としては、RC規準式を準用する場合には、最小せん断補強筋量 0.2%の規定を満足する必要があり、従来に比べて補強量が多くなるためと考えられる。しかし、計算結果は、せん断応力度分布に基づいた(解2)式とRC規準式のせん断補強筋の効果を無視した(解3)式はほぼ同等の値となり、必ずしも合理的な設計がなされているとは言えない面もある。これに対して、本指針では、ウルボン指針の構造細則および短期許容せん断力算定式に基づいて、最小せん断補強筋量は 0.1%とし、短期許容せん断力はせん断補強筋の効果を見込んだ本文(2)式により算定することにした。

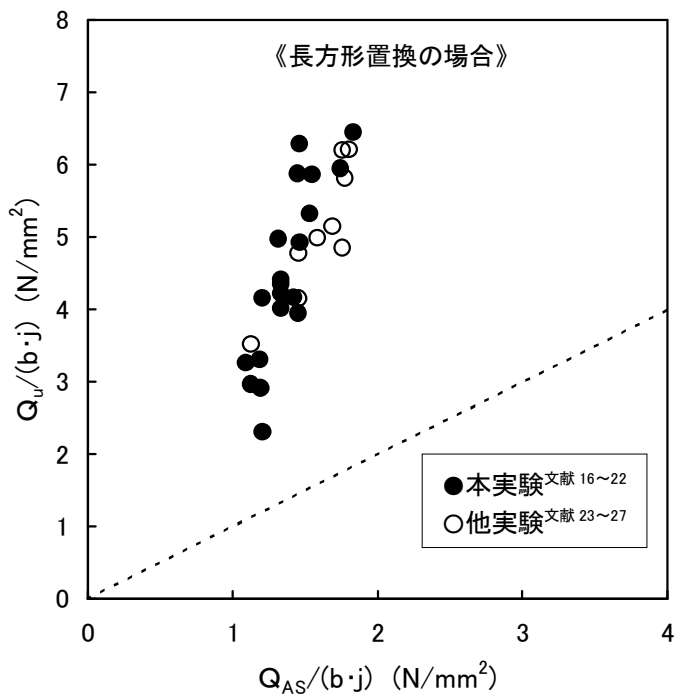
$$Q_{AS} = \frac{f_s(\text{短期}) \cdot A_s}{\kappa} \quad \dots \dots \dots \text{(解2)}$$

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot f_s(\text{短期}) \quad \dots \dots \dots \text{(解3)}$$

本指針の短期許容せん断力算定式および終局せん断耐力算定式は、矩形断面に対する設計式を準用しているため、円形断面の場所打ち杭にこれらの算定式を直接適用することはできない。このため、短期許容せん断力および終局せん断耐力は、円形断面を断面積および断面せいが等しい長方形断面に置き換えて算定する。

解図 4.4 に実験における最大強度  $Q_u$  を  $(b \cdot j)$  で除して算定したせん断応力度  $Q_u / (b \cdot j)$  と本文(2)式による短期許容せん断力  $Q_{AS}$  を  $(b \cdot j)$  で除して算定したせん断応力度  $Q_{AS} / (b \cdot j)$  の関係を示す。ただし、せん断補強筋比が 0.1%未満の場合には、本文(2)式の右辺第2項を無視して算定した。また、解図 4.5 には、コンクリートの短期許容応力度  $f_s$  と弾性理論に準じて算定した実験における最大強度時のせん断応力度  $(\kappa \cdot Q_u / A_s)$  の関係を示す。なお、短期許容せん断力の検証に用いた実験データは、参考文献 16~27 で  $1,275\text{N/mm}^2$  級のせん断補強筋を用いた試験体のうち曲げ破壊型と報告されている試験体を除く試験体の実験値である。

解図 4.4 および 4.5 に示すようにいずれの場合も計算値は実験値に対して十分に安全であり、本文(2)式を用いても問題ないといえる。また、円形断面の矩形断面への置換は、一般的には断面積が等しい正方形断面に置換える方法が用いられているが、後述の終局せん断耐力の算定においても長方形断面に置換して適用できることを確認していることから、本指針では、円形断面を断面積および断面せいが等しい長方形断面に置き換えて短期許容せん断力を算定することにした。ただし、せん断補強筋比  $p_w$  の算定は、参考文献 28 等を参考に長方形断面にて求めた値に  $\pi/4$  倍を乗じて低減し、結果として円形断面の直径を幅として求めた値と同じとした。



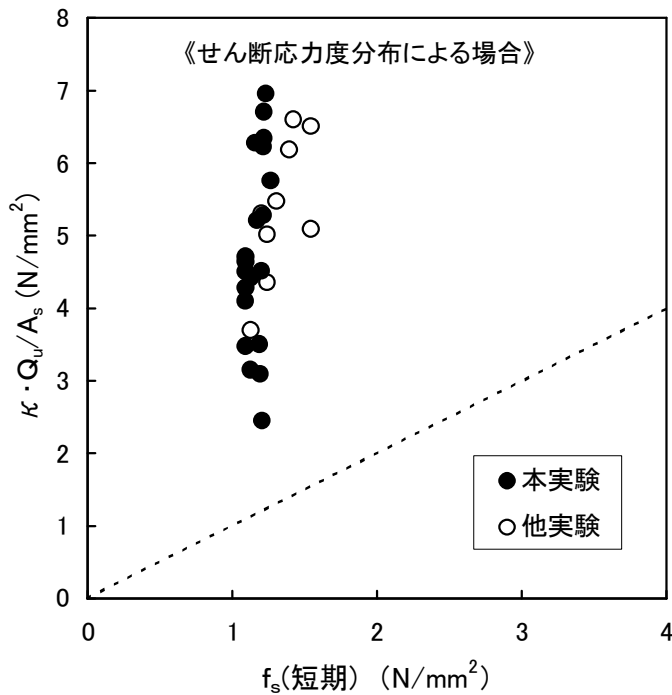
試験体	: 29体
$\sigma_B$	: 23.6~53.8N/mm <sup>2</sup>
$p_w$	: 0.06~0.31%
$\sigma_{wy}$	: 1219~1450N/mm <sup>2</sup>
$\eta_0$	: 0.00~0.45

<b>【本実験】</b>	<b>【全試験体】</b>
最小値 1.92	最小値 1.92
最大値 4.30	最大値 4.30
平均値 3.22	平均値 3.20
標準偏差 0.55	標準偏差 0.48
安全係数 2.31	安全係数 2.42

$$p_w = \frac{a_w}{h \cdot x} \cdot \frac{\pi}{4}, \quad b = \frac{B}{4} \cdot \pi$$

【試験体番号】  
1, 4~6, 8~10, 18~21,  
23~28, 30~36, 39~43

解図 4.4  $Q_u/(b \cdot j)$  と  $Q_{AS}/(b \cdot j)$  の関係 (本文(2)式の検討)



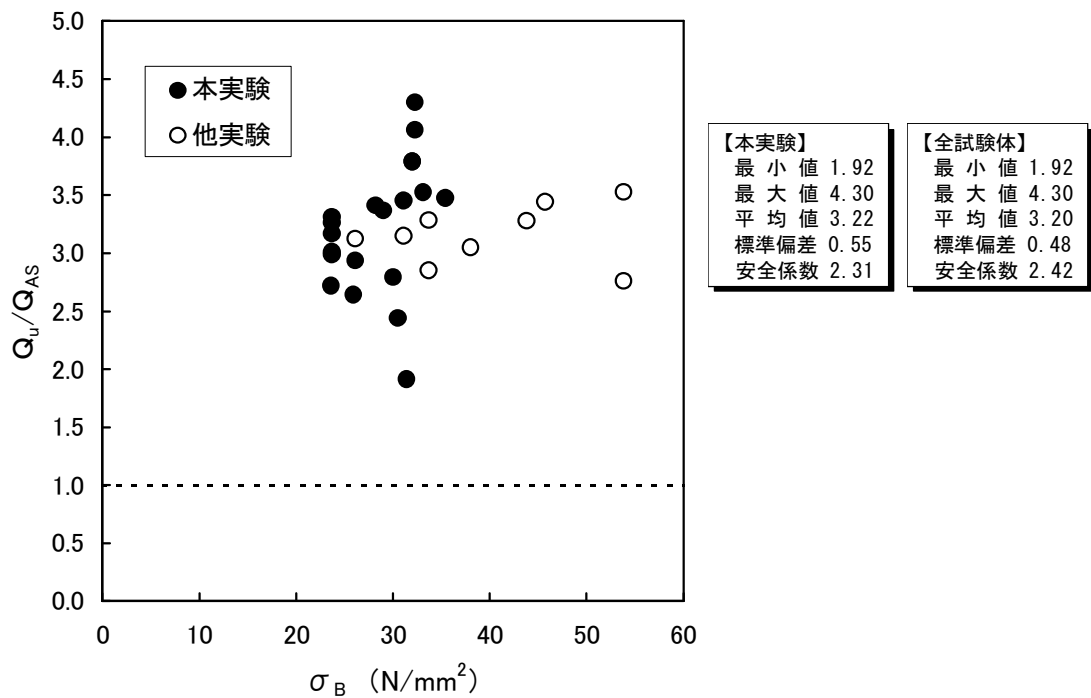
<b>【本実験】</b>	<b>【全試験体】</b>
最小値 2.03	最小値 2.03
最大値 5.65	最大値 5.65
平均値 4.10	平均値 4.07
標準偏差 0.99	標準偏差 0.86
安全係数 2.47	安全係数 2.64

$$f_s(\text{短期}) = \min\left(\frac{\sigma_B}{30}, 0.5 + \frac{\sigma_B}{100}\right) \times 1.5$$

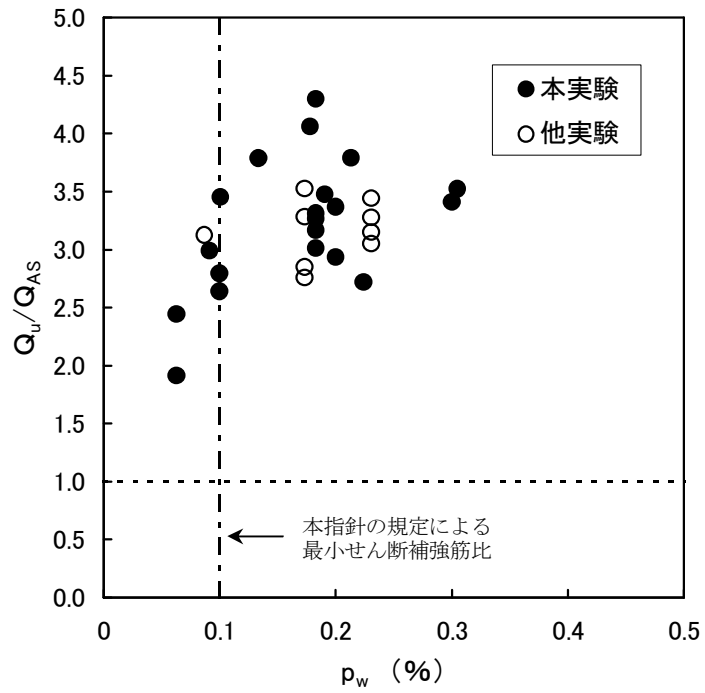
解図 4.5  $\kappa \cdot Q_u/A_s$  と  $f_s(\text{短期})$  の関係 (本文(2)式の検討)

本文(2)式で算定した短期許容せん断力 $Q_{AS}$ と実験値 $Q_u$ の関係における諸因子の影響について、解図 4.6～解図 4.8 にそれぞれコンクリート強度 $\sigma_B$ 、せん断補強筋比 $p_w$ 、軸力比 $\eta_0$ との関係を示す。

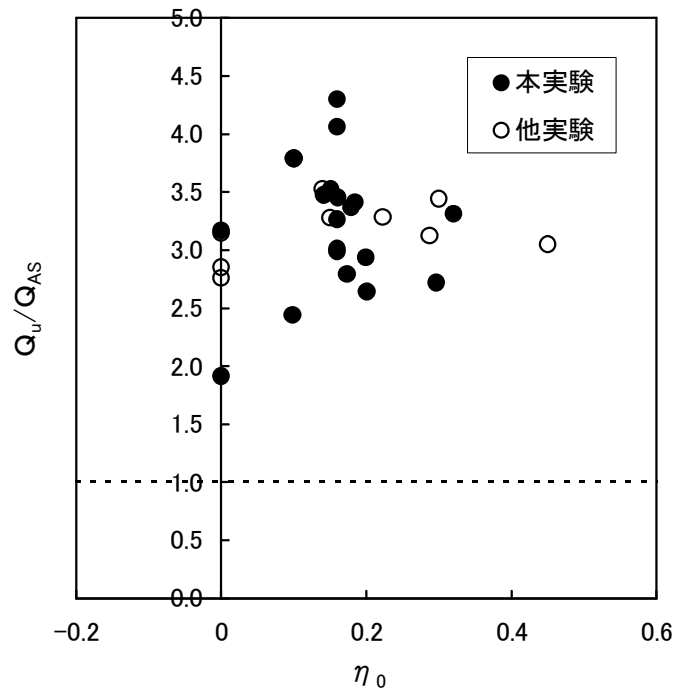
ここで、コンクリートの短期許容応力度は、RC基準に基づく(解1)式で算定される長期許容応力度の1.5倍とした。図に示すように最大強度実験値は、本指針で規定する最小せん断補強筋比0.1%以上の範囲において、本文(2)式より算定される短期許容せん断力に対して2倍以上の安全率を有している。



解図 4.6  $Q_u/Q_{AS}$  と  $\sigma_B$  の関係 (本文(2)式の検討)

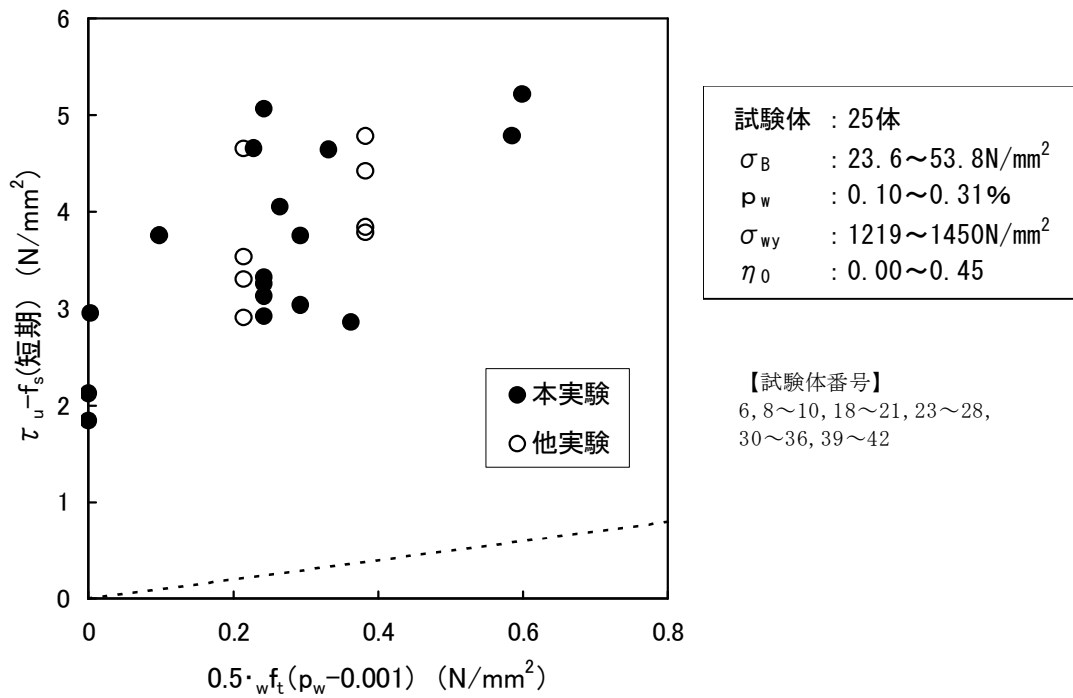


解図 4.7  $Q_u/Q_{AS}$  と  $p_w$  の関係 (本文(2)式の検討)



解図 4.8  $Q_u/Q_{AS}$  と  $\eta_0$  の関係 (本文(2)式の検討)

さらに、解図 4.9 には、せん断耐力に及ぼすせん断補強筋の効果について検討した結果を示す。縦軸は、最大強度時のせん断応力度からコンクリートのせん断抵抗分を差し引いた値 ( $\tau_u - f_s$ ) であり、横軸は、せん断補強筋の寄与分である。なお、解図 4.9 においては、短期許容せん断力の検証に用いた実験データのうち、せん断補強筋比が 0.1%未満の実験データは除いている。図よりせん断補強筋量が多いほど  $\tau_u - f_s$  は増加する傾向にあり、せん断補強筋の効果はせん断補強筋量に比例して上昇している。

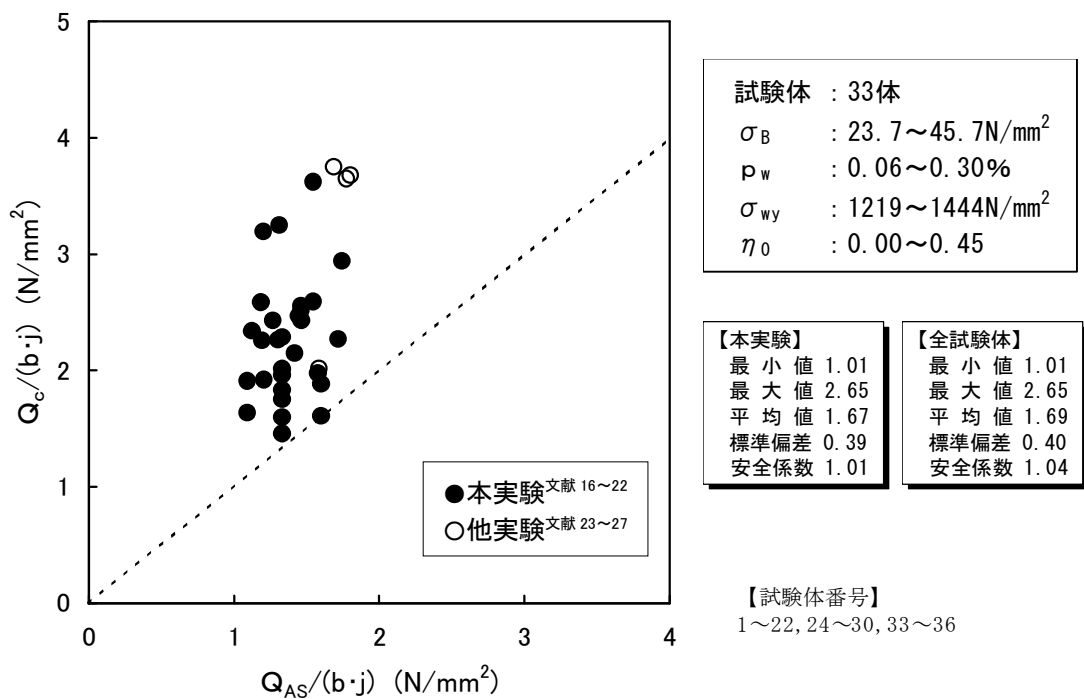


解図 4.9  $\tau_u - f_s$  と  $0.5 \cdot w_t \cdot f_t \cdot (\rho_w - 0.001)$  の関係 (本文(2)式の検討)

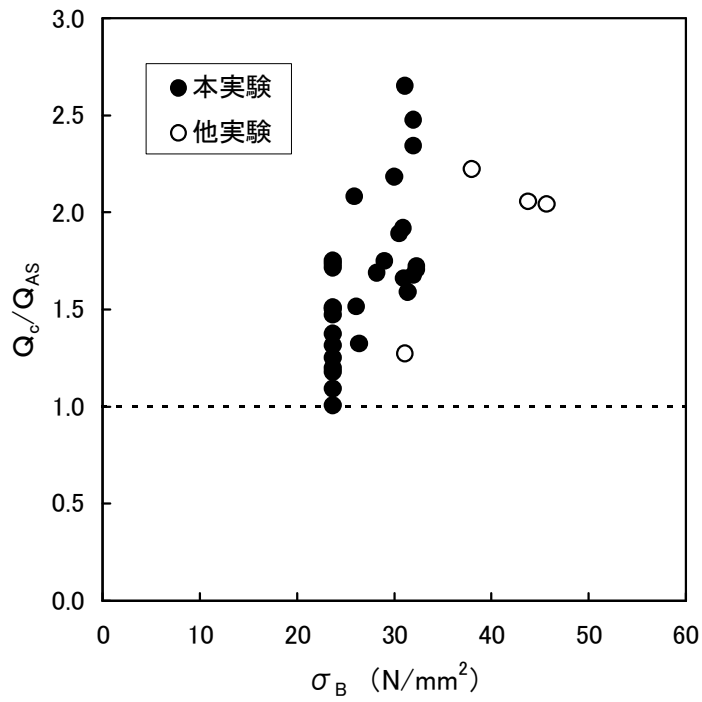
(4)せん断ひび割れ時荷重と短期許容せん断力計算値の関係について

解図 4.10 にせん断ひび割れ時荷重実験値  $Q_c$  と短期許容せん断力計算値  $Q_{AS}$  の比較を示し、解図 4.11～解図 4.13 にせん断ひび割れ時荷重実験値に対する短期許容せん断力計算値の比 ( $Q_c/Q_{AS}$ ) とコンクリート強度、せん断補強筋量および軸力比の関係を示す。検討に用いた実験データは、本項での検討がせん断ひび割れ時荷重との比較であるため長期許容せん断力の検証に用いた実験データと同一とした。

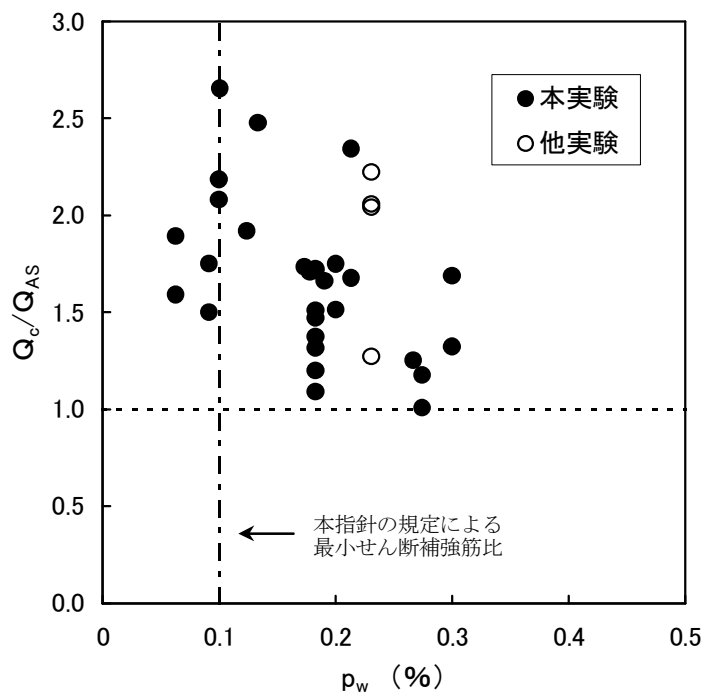
解図 4.10～解図 4.13 に示すように本文(2)式による短期許容せん断力は、せん断ひび割れ時荷重に対して安全側に評価する結果となっている。したがって、仮にせん断ひび割れが生じた場合でもひび割れ幅は、曲げひび割れ幅と比較して十分に微細であると想定される。



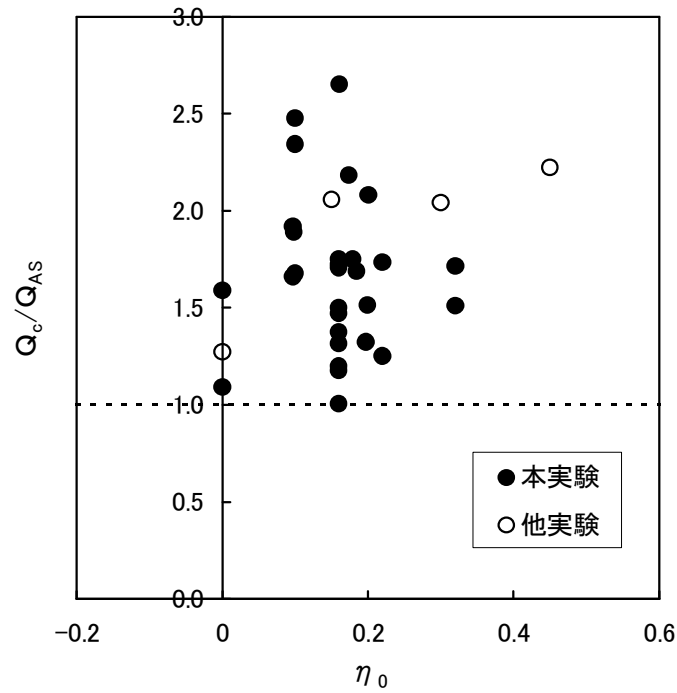
解図 4.10  $Q_c/(b \cdot j)$  と  $Q_{AS}/(b \cdot j)$  の関係



解図 4.11  $Q_c/Q_{AS}$  と  $\sigma_B$  の関係



解図 4.12  $Q_c/Q_{AS}$  と  $p_w$  の関係



解図 4.13  $Q_c/Q_{As}$  と  $\eta_0$  の関係

(5) せん断補強筋の間隔

せん断補強筋に普通強度鉄筋を用いた場合について、東京都建築士事務所協会「建築構造設計指針(2001)」では、「帯筋に用いる鉄筋は D13 以上とする。ただし、杭径が 1.0m 以下の場合は D10 以上と読み替えるものとする。」、また「帯筋の間隔は 30cm 以下とする。ただし、杭の上端から 5 d (d : 杭頭部の直径) 以内の部分については、15cm 以下とする。」と規定している。杭全長のうち本指針を適用する部分は、基本的には杭体の応力分布を勘案して定めるものとするが、少なくとも杭頭から下方に杭径の 5 倍の範囲までは、従来の規定と同様にせん断補強筋の間隔は 150mm 以下とした。

## 5条 杭の終局せん断耐力の算定

杭の終局せん断耐力は(3)式、または(4)式による。ただし、同一の建物において、本指針を適用する場合には(3)式と(4)式を併用してはならない。

### 5.1. 修正荒川式による杭の終局せん断耐力 $Q_{SU1}$

$$Q_{SU1} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.846 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \cdots \cdots (3)$$

ただし、 $\tau_{bu} = \frac{d_b \cdot \sigma_{yu}}{4 \cdot \ell_b} \leq 5 \text{ N/mm}^2$  とする。

- 記号
- $p_t$  : 引張鉄筋比 (%) ,  $p_t = a_t / (b \cdot d)$
  - $a_t$  : 引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
  - $F_c$  : コンクリート設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ )  
ただし、「掘削時に水若しくは泥水を使用しない方法によって打設する場合または強度、寸法及び形状を杭体の打設の状況を考慮した強度試験により確認できる場合」以外は0.9倍した値とする。
  - $\sigma_0$  : 軸方向応力度 ( $\text{N/mm}^2$ ) ,  $\sigma_0 = N/A_s$   
ただし、 $\sigma_0$  が  $0.4 F_c$  を超える場合は  $\sigma_0 = 0.4 \cdot F_c$  とする。
  - $N$  : 軸力 (N)
  - $b$  : 等価長方形断面の幅 (mm) ,  $b = (B/4) \cdot \pi$
  - $j$  : 等価長方形断面の応力中心間距離 (mm) ,  $j = (7/8) \cdot d$
  - $d$  : 等価長方形断面の有効せい (mm) ,  $d = D - d_t$
  - $D$  : 等価長方形断面のせい (mm) ,  $D = B$
  - $d_t$  : 円形断面における引張縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)
  - $p_w$  : せん断補強筋比 ,  $p_w = a_w / (b \cdot x) \cdot \pi / 4 = a_w / (B \cdot x)$
  - $a_w$  : せん断補強筋一組の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
  - $\sigma_{wy}$  : 終局せん断耐力算定用の材料強度で 1,275 ( $\text{N/mm}^2$ ) とする。
  - $M/(Q \cdot d)$  : せん断スパン比  
 $M/(Q \cdot d) < 1$  の場合には、 $M/(Q \cdot d) = 1$   
 $M/(Q \cdot d) > 3$  の場合には、 $M/(Q \cdot d) = 3$
  - $\tau_{bu}$  : 付着応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )
  - $d_b$  : 主筋径 (mm)
  - $\sigma_{yu}$  : 主筋の上限強度算定用強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
  - $\ell_b$  : 主筋の付着応力度算定用の有効主筋長 (mm)

### 5.2. 塑性理論に基づく杭の終局せん断耐力 $Q_{SU2}$

$$Q_{SU2} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + k_1 \cdot (1 - k_2) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot F_c \cdots \cdots (4)$$

ただし、 $Q_{SU2} \leq \frac{v \cdot F_c}{3} \cdot b \cdot j_t$  とする。

$$k_1 = \frac{\sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)}{2}$$

$$k_2 = \frac{3 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}}{\nu \cdot F_c}$$

$$\nu = 0.7 - \frac{F_c}{200}$$

また、 $\tau_{bu} = \frac{d_b \cdot \sigma_{yu}}{4 \cdot \ell_b} \leq 5 \text{ N/mm}^2$  とする。

記号	$b$	: 等価長方形断面の幅 (mm), $b = (B/4) \cdot \pi$
	$D$	: 等価長方形断面のせい (mm), $D = B$
	$B$	: 杭径 (mm)
	$j_t$	: 引張側主筋及び圧縮側主筋の中心(重心)間距離 (mm), $j_t = D - 2 \cdot d_t$
	$d$	: 等価長方形断面の有効せい (mm), $d = D - d_t$
	$d_b$	: 主筋径 (mm)
	$d_t$	: 円形断面における引張縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)
	$p_w$	: せん断補強筋比, $p_w = a_w / (b \cdot x) \cdot \pi / 4 = a_w / (B \cdot x)$
	$a_w$	: せん断補強筋一組の断面積 (mm <sup>2</sup> )
	$\tau_{bu}$	: 付着応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
	$\sigma_{yu}$	: 主筋の上限強度算定用強度 (N/mm <sup>2</sup> )
	$\sigma_{wy}$	: 終局せん断耐力算定用の材料強度で 1,275 (N/mm <sup>2</sup> ) とする。
	$F_c$	: コンクリート設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> ) ただし、「掘削時に水若しくは泥水を使用しない方法によって打設する場合または強度、寸法及び形状を杭体の打設の状況を考慮した強度試験により確認できる場合」以外は0.9倍した値とする。
	$L$	: アーチ機構の長さ (mm)
	$\ell_b$	: 主筋の付着応力度算定用の有効主筋長 (mm)
	$\nu$	: コンクリート圧縮強度の有効係数

### 5.3 最小せん断補強筋比およびせん断補強筋の間隔

最小せん断補強筋比は0.1%とし、せん断補強筋の間隔は150mm以下とする。ただし、杭頭から下方に杭径の5倍を超える範囲でせん断補強筋の効果を考慮しない部分については、この限りでない。

#### [解説]

##### (1) 終局せん断耐力の算定に用いるコンクリート強度

終局せん断耐力の算定に用いるコンクリート強度は、2条解説で示したような理由から「掘削時に水若しくは泥水を使用しない方法によって打設する場合または強度、寸法及び形状を杭体の打設の状況を考慮した強度試験により確認できる場合」は、コンクリート設計基準強度そのままの値を用い、上記以外は、3条の解表3.1に示す長期許容せん断応力度の $F_c/40$ と $F_c/45$ の比率( $40/45=0.89$ )より、コンクリート設計基準強度の0.9倍した値を用いること

とした。なお、アースドリル式拡底杭工法などの評定工法等（強度、寸法及び形状を杭体の打設の状況を考慮した強度試験により確認された工法）は、コンクリート設計基準強度を用いてよい。

## (2) 本文(3)式による杭の終局せん断耐力

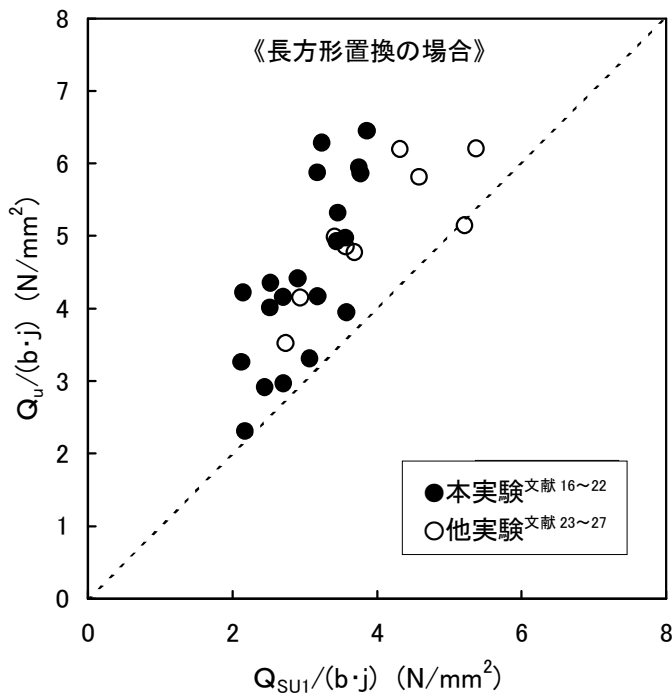
一般に、場所打ちコンクリート杭の終局せん断耐力は、円形断面を断面積が等しい正方形断面に置き換え、修正荒川式を適用することにより算定されている。本文(3)式は、この修正荒川式に準拠した評価式であるが、本指針においては、正方形断面置換ではなく参考文献 29, 30 においても検討されているように、円形断面を断面積および断面せいが等しい長方形断面に置き換えて準用することにした。

解図 5.1 に実験における最大強度時のせん断応力度  $Q_u/(b \cdot j)$  と本文(3)式の計算値によるせん断応力度  $Q_{su1}/(b \cdot j)$  の関係を示し、解図 5.2 に正方形断面に置換して本文(3)式より算定した計算値に基づくせん断応力度  $Q_{su1}'/(b' \cdot j')$  の関係を示す。終局せん断耐力の検証に用いた実験データは、短期許容せん断力の検証に用いた実験データと同一である。また、図中の安全係数は、不合格率を 5% に抑えるための係数で平均値から標準偏差の 1.65 倍を引いて求めた値である。実験値に対する計算値の比についてみると、長方形断面に置換した本文(3)式の場合、平均値 1.43、標準偏差 0.25、最小値 0.99、安全係数 1.01 であり、正方形断面に置換した場合、平均値 1.56、標準偏差 0.27、最小値 1.07、安全係数 1.11 である。標準偏差は正方形断面に置換した場合より長方形断面に置換した場合のほうが小さい値である。また、本文(3)式による場合、実験値に対する計算値の比が 1.0 を下回る試験体が 1 体あるが、安全係数は 1.01 であり、計算値は実験値をほぼ安全側に評価する。したがって、本指針では、長方形断面置換により終局せん断耐力を算定することにした。

なお、この本文(3)式は、せん断破壊と付着破壊の 2 つを含めて終局せん断耐力を評価する実験式であって、必ずしも付着割裂破壊の防止を保証したものではない。したがって、本指針では、付着割裂破壊を防止するため、後述の 5 条解説(6)に示すように主筋の付着応力度が  $5\text{N/mm}^2$  以下であることを確認することとした。

最大強度実験値に対する本文(3)式による計算値の比 ( $Q_u/Q_{su1}$ ) とコンクリート強度  $\sigma_B$ 、せん断補強筋比  $p_w$ 、軸力比  $\eta_0$  の関係をそれぞれ解図 5.3～解図 5.5 に示す。実験値に対する計算値の比は、軸力の高い領域で若干低くなる傾向が認められる。

さらに解図 5.6 には、曲げ破壊型の試験体を含む実験データ 43 体について本文(3)式による計算値を検証した結果を示す。縦軸は、最大強度実験値に対する曲げ終局強度計算値の比 ( $Q_u/Q_{mu}$ ) であり、横軸は、本文(3)式による終局せん断耐力計算値に対する曲げ終局強度計算値の比 ( $Q_{su1}/Q_{mu}$ ) である。なお、曲げ終局強度計算値は、平面保持を仮定した断面曲げ解析を行った場合の最大値である。断面曲げ解析において、鉄筋の応力度－ひずみ度関係は、実験における鉄筋の実測降伏強度を用いたバイリニアモデルとし、コンクリートの応力度－ひずみ度関係には、シリンダーによるコンクリートの実測圧縮強度および圧縮強度時のひずみを一律に 0.2% とした e 関数モデルを用いた。



試験体	: 29体
$\sigma_B$	: 23.6~53.8N/mm <sup>2</sup>
$p_w$	: 0.06~0.31%
$\sigma_{wy}$	: 1219~1450N/mm <sup>2</sup>
$\eta_0$	: 0.00~0.45

<b>【本実験】</b>	<b>【全試験体】</b>
最小値 1.06	最小値 0.99
最大値 1.97	最大値 1.97
平均値 1.48	平均値 1.43
標準偏差 0.27	標準偏差 0.25
安全係数 1.04	安全係数 1.01

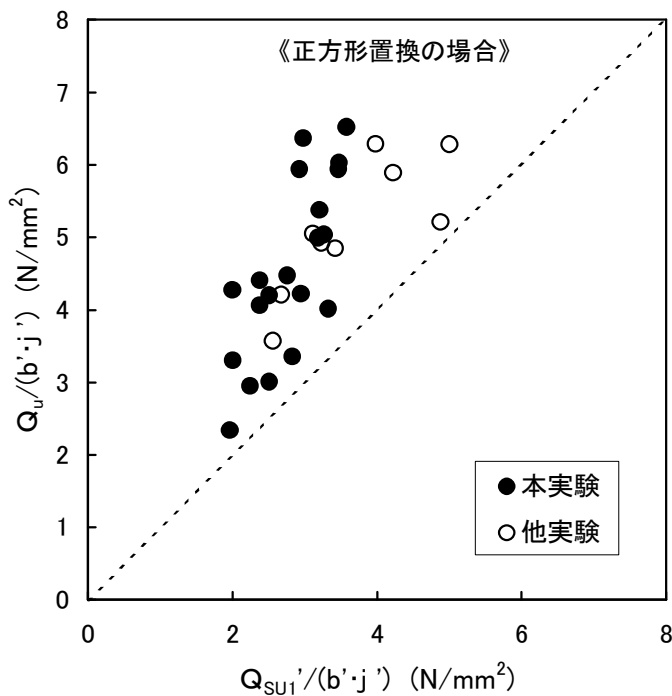
$$b = \frac{B}{4} \cdot \pi, \quad D = B, \quad d = D - d_t$$

$$p_t = \frac{a_t}{b \cdot d}, \quad p_w = \frac{a_w}{b \cdot x} \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$\text{シアスパン比} = \frac{M}{Q \cdot d}$$

【試験体番号】  
1, 4~6, 8~10, 18~21,  
23~28, 30~36, 39~43

解図 5.1  $Q_u/(b \cdot j)$  と  $Q_{SU1}/(b \cdot j)$  の関係 (本文(3)式によるせん断耐力の検討)



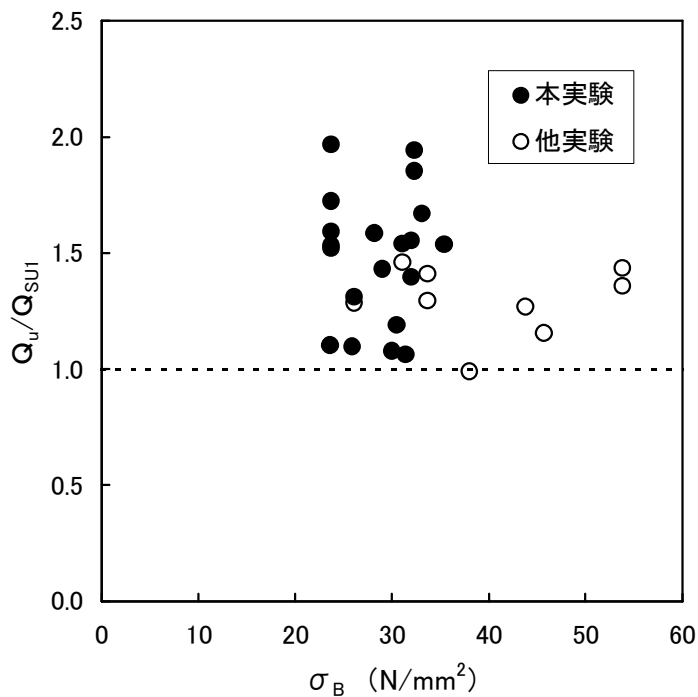
<b>【本実験】</b>	<b>【全試験体】</b>
最小値 1.19	最小値 1.07
最大値 2.14	最大値 2.14
平均値 1.62	平均値 1.56
標準偏差 0.29	標準偏差 0.27
安全係数 1.14	安全係数 1.11

$$b' = D' = \frac{B}{2} \cdot \sqrt{\pi}, \quad d' = D' - d_t$$

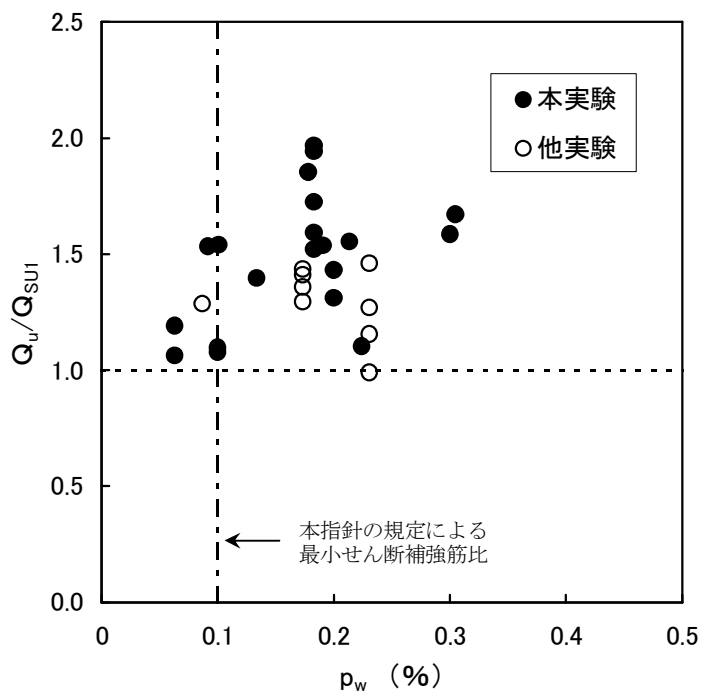
$$p'_t = \frac{a_t}{b' \cdot d'}, \quad p'_w = \frac{a_w}{b' \cdot x} \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$\text{シアスパン比} = \frac{M}{Q \cdot d'}$$

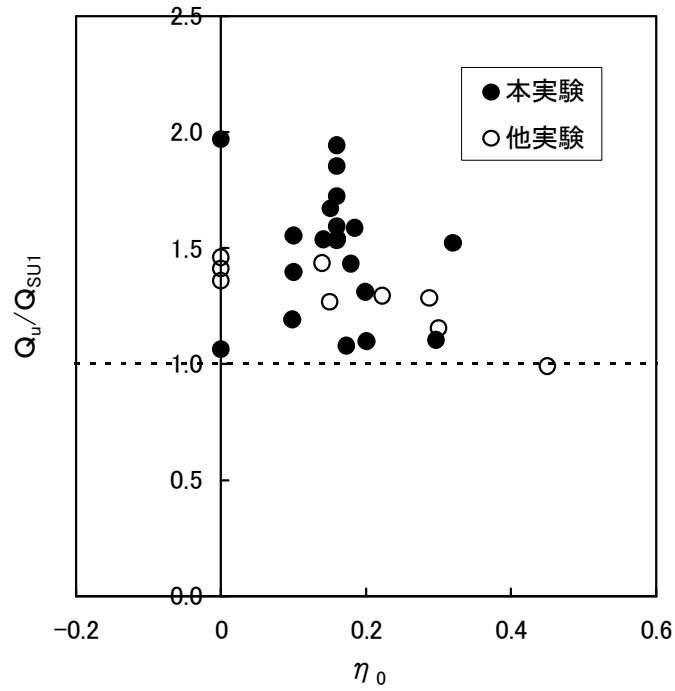
解図 5.2  $Q_u/(b' \cdot j')$  と  $Q_{SU1}'/(b' \cdot j')$  の関係  
(正方形置換した本文(3)式によるせん断耐力の検討)



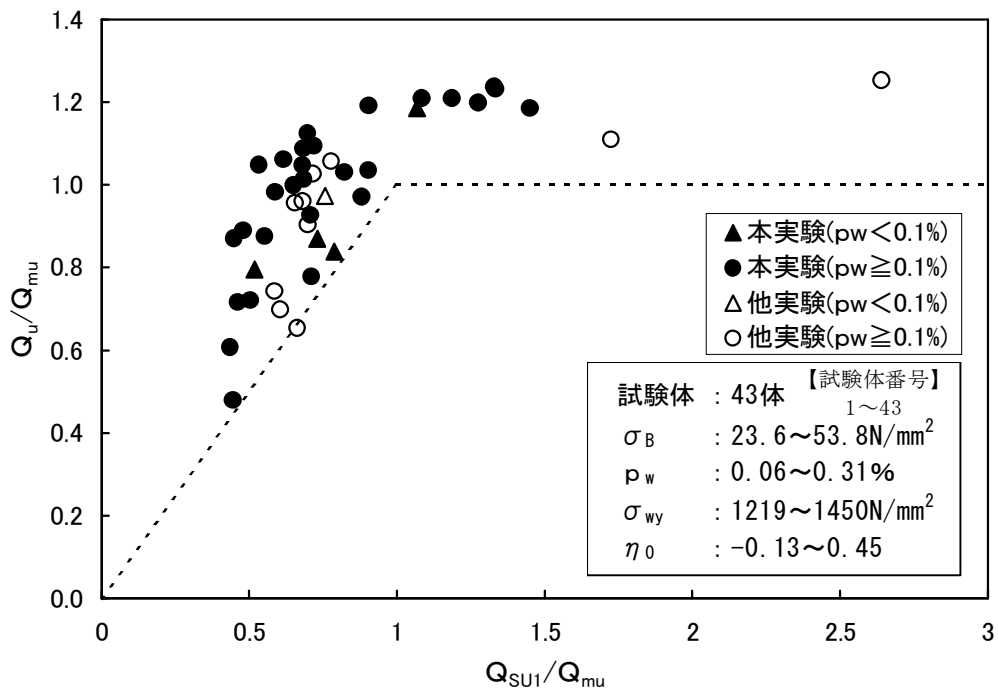
解図 5.3  $Q_u/Q_{SU1}$  と  $\sigma_B$  の関係 (本文(3)式によるせん断耐力の検討)



解図 5.4  $Q_u/Q_{SU1}$  と  $p_w$  の関係 (本文(3)式によるせん断耐力の検討)



解図 5.5  $Q_u/Q_{SU1}$  と  $\eta_0$  の関係 (本文(3)式によるせん断耐力の検討)



解図 5.6  $Q_u/Q_{\mu}$  と  $Q_{SU1}/Q_{\mu}$  の関係 (本文(3)式によるせん断耐力の検討)

(3) 本文(4)式による杭の終局せん断耐力について

本文の終局せん断耐力式(4)式は、塑性理論の下界定理に基づく終局せん断耐力式であり、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説」および「鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」(以下、靱性指針という)に準拠して導いたものである。

せん断補強筋に $1,275(\text{N}/\text{mm}^2)$ の強度を用いたはりおよび柱の設計法としては、既にウルボン指針を確立している。本文(4)式は、基本的にはウルボン指針に準じたものとし、一部靱性指針の考え方を取り入れている。

塑性理論の終局せん断耐力式は、トラス機構とアーチ機構からなる終局せん断耐力式であり、トラス機構が形成されるためには主筋とコンクリート間の付着力が健全である必要がある。したがって、ウルボン指針においては、せん断破壊によって決まる終局せん断耐力のほかに主筋の付着割裂破壊によって決まる終局せん断耐力も算定し、いずれか小さい値を終局せん断耐力としている。しかし、本指針では、実験において主筋の付着割裂破壊が認められなかったことから、主筋の付着応力度が実験における付着応力度の範囲内にあることを確認することで、付着割裂破壊に対する判定を行うこととした。詳細については、後述の5条解説(6)に示す。

(4) 本文(4)式による終局せん断耐力式の誘導

本文(4)式は、前述したように基本的にはウルボン指針に準じている。ウルボン指針では、せん断破壊によって決まる終局せん断耐力を(解4)式で与えている。(解4)式の右辺の第1項および第2項は、それぞれトラス機構およびアーチ機構による負担せん断耐力を示す。

$$Q_{SU} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + k_1 \cdot (1 - K_2) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot F_c \quad \dots \dots \dots (\text{解4})$$

$$\text{ここに、 } k_1 = \frac{\sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)}{2}$$

$$K_2 = \frac{2 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}}{v \cdot F_c}$$

$$\text{コンクリート圧縮強度の有効係数： } v = 0.7 - \frac{F_c}{200}$$

$$p_w \cdot \sigma_{wy} > v \cdot F_c / 2 \text{ の時 } : p_w \cdot \sigma_{wy} = v \cdot F_c / 2$$

$$\sigma_{wy} > 25 \cdot F_c \text{ の時 } : \sigma_{wy} = 25 \cdot F_c$$

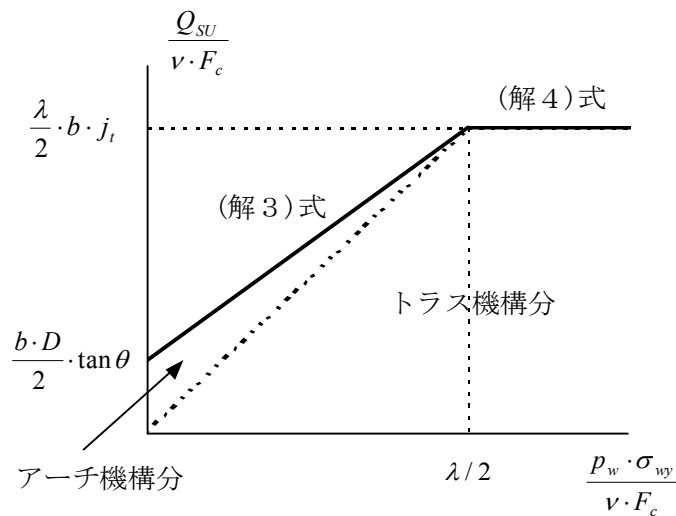
この(解4)式では、上記のようにせん断補強筋強度を頭打ちとしている。しかし、本指針では、場所打ちコンクリート杭を対象としたせん断補強筋量が0.4%以下の実験において、せん断補強筋の降伏が認められる(参考文献18, 21, 26, 27)ことから、せん断補強筋強度の頭打ち( $\sigma_{wy} = 25 \cdot F_c$ )を廃止することにした。また、靱性指針では、斜めひび割れゾーンでの圧縮域(斜め圧縮応力場)の変化をトラス機構の有効係数 $\lambda$ を用いて低減しており、靱性指針に準じて、この有効係数 $\lambda$ を(解4)式に適用すると(解5)式となる。

$$Q_{SU} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + k_1 \cdot \left(1 - \frac{K_2}{\lambda}\right) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot F_c \quad \dots \dots \dots \text{(解5)}$$

また、(解5)式は、 $p_w \cdot \sigma_{wy} = \lambda \cdot v \cdot F_c / 2$  のとき(解6)式で与えられる上限強度に達する。

$$Q_{SU} = \frac{\lambda \cdot v \cdot F_c}{2} \cdot b \cdot j_t \quad \dots \dots \dots \text{(解6)}$$

(解5)式および(解6)式の関係を図示すると解図 5.7 となる。



解図 5.7 セン断補強筋量とせん断強度の関係

ここで、有効係数 $\lambda$ は解表 5.1 (靱性指針より抜粋) で与えられ、一般的な杭の配筋を考慮すると $\lambda = 0.7$ 程度となる。

解表 5.1 トラス機構の有効係数 $\lambda$

	$\frac{b_s}{j_e} \leq \frac{1}{3}$	$\frac{b_s}{j_e} \leq \frac{1}{2}$	$\frac{b_s}{j_e} \leq 1$	$\frac{b_s}{j_e} \leq \frac{3}{2}$
$\frac{s}{j_e} \leq \frac{1}{10}$	0.87	0.83	0.70	0.58
$\frac{s}{j_e} \leq \frac{1}{4}$	0.79	0.75	0.63	0.50
$\frac{s}{j_e} \leq \frac{1}{2}$	0.67	0.63	0.50	0.38

$\lambda = 0.7$  を(解5)式の  $K_2/\lambda$  および(解6)式に代入し、さらに安全側の評価となるように考慮して評価式を簡便化すると(解7)式および(解8)式となる。

$$\frac{K_2}{\lambda} = \frac{2.86 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}}{\nu \cdot F_c} \rightarrow \frac{K_2}{\lambda} = \frac{3 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}}{\nu \cdot F_c} \quad \dots \dots \dots \text{(解7)}$$

$$\text{解(4)式} = Q_{SU} = \frac{\nu \cdot F_c}{2.86} \cdot b \cdot j_t \rightarrow Q_{SU} = \frac{\nu \cdot F_c}{3} \cdot b \cdot j_t \quad \dots \dots \dots \text{(解8)}$$

(解7)式および(解8)式の  $\lambda$  は、 $\lambda = 2/3$  に相当する。したがって、 $K_2/\lambda$  を  $k_2$  に置き換えて表すと本文(4)式である(解9)式が得られる。

$$Q_{SU} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + k_1 \cdot (1 - k_2) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c \quad \dots \dots \dots \text{(解9)}$$

$$\text{ただし、} Q_{SU} \leq \frac{\nu \cdot F_c}{3} \cdot b \cdot j_t$$

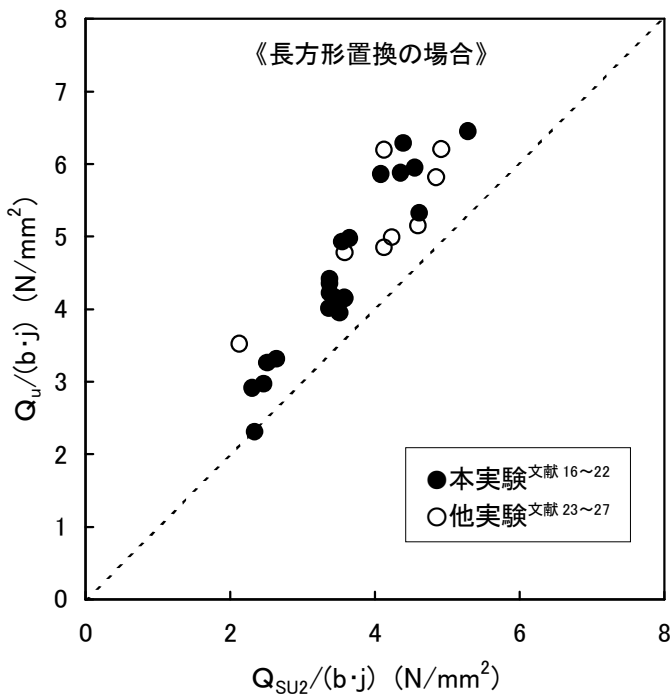
$$\text{ここに、} k_1 = \frac{\sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)}{2}$$

$$k_2 = \frac{3 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}}{\nu \cdot F_c}$$

$$\nu = 0.7 - \frac{F_c}{200}$$

本文(4)式による計算値と実験値の関係について検討する。本文(4)式の適用にあたっては、本文(3)式と同様に円形断面を断面積および断面せいが等しい長方形断面に置き換えて算定することにした。解図 5.8 に実験における最大強度時のせん断応力度  $Q_u/(b \cdot j)$  と本文(4)式による計算値に基づくせん断応力度  $Q_{SU2}/(b \cdot j)$  の関係を示す。また、解図 5.9 に正方形断面に置換して本文(4)式を適用して算定した計算値に基づくせん断応力度  $Q_{SU2}'/(b' \cdot j')$  の関係を示す。終局せん断耐力の検証に用いた実験データは、本文(3)式の検証と同様に短期許容せん断力の検証に用いた実験データと同一であり、図中の安全係数は、不合格率を5%に抑えるための係数で平均値から標準偏差の1.65倍を引いて求めた値である。

実験値に対する本文(4)式による計算値の比についてみると、長方形断面に置換した本文(4)式の場合、平均値 1.27、標準偏差 0.13、最小値 0.99、安全係数 1.05 であり、正方形断面に置換した場合は、平均値 1.41、標準偏差 0.15、最小値 1.11、安全係数 1.17 となる。標準偏差は、正方形断面に置換した場合より長方形断面に置換した場合のほうが小さな値を示している。本文(4)式の場合、実験値に対する計算値の比が 1.0 を下回る試験体が 1 体あるが、この試験体は、後述するようにせん断補強筋比が適用範囲の下限値である 0.1% を下回る試験体であり、この試験体を除外すると本文(4)式による計算値は、実験値を安全側に評価していることになる。また、安全係数は 1.0 を上回っており、計算値は実験値を安全側に評価する。したがって、本指針では、長方形断面置換により終局せん断耐力を算定することにした。



試験体	: 29体
$\sigma_B$	: 23.6~53.8N/mm <sup>2</sup>
$\rho_w$	: 0.06~0.31%
$\sigma_{wy}$	: 1219~1450N/mm <sup>2</sup>
$\eta_0$	: 0.00~0.45

<b>【本実験】</b>	<b>【全試験体】</b>
最小値 0.99	最小値 0.99
最大値 1.44	最大値 1.66
平均値 1.26	平均値 1.27
標準偏差 0.11	標準偏差 0.13
安全係数 1.09	安全係数 1.05

$$b = \frac{B}{4} \cdot \pi, \quad D = B$$

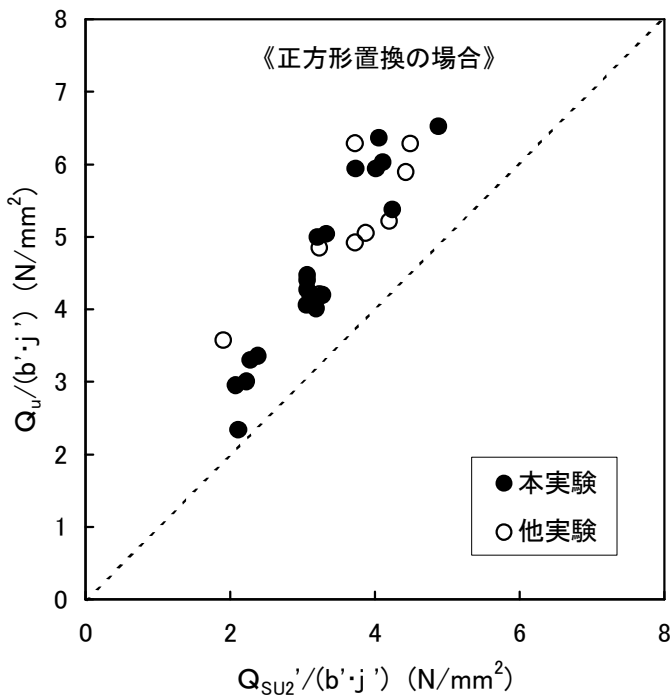
$$j_t = D - 2 \cdot d_t$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)}{2}$$

【試験体番号】

1, 4~6, 8~10, 18~21,  
23~28, 30~36, 39~43

解図 5.8  $Q_u/(b \cdot j)$  と  $Q_{SU2}/(b \cdot j)$  の関係 (本文(4)式によるせん断耐力の検討)



<b>【本実験】</b>	<b>【全試験体】</b>
最小値 1.11	最小値 1.11
最大値 1.59	最大値 1.87
平均値 1.40	平均値 1.41
標準偏差 0.12	標準偏差 0.15
安全係数 1.21	安全係数 1.17

$$b' = D' = \frac{B}{2} \cdot \sqrt{\pi}$$

$$j_t = D' - 2 \cdot d_t$$

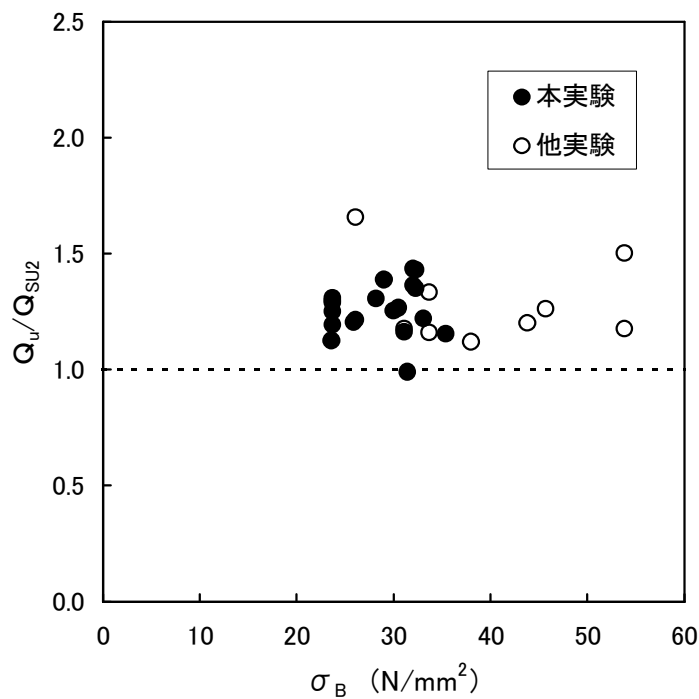
$$k_1 = \frac{\sqrt{(L/D')^2 + 1} - (L/D')}{2}$$

解図 5.9  $Q_u/(b' \cdot j')$  と  $Q_{SU2}'/(b' \cdot j')$  の関係

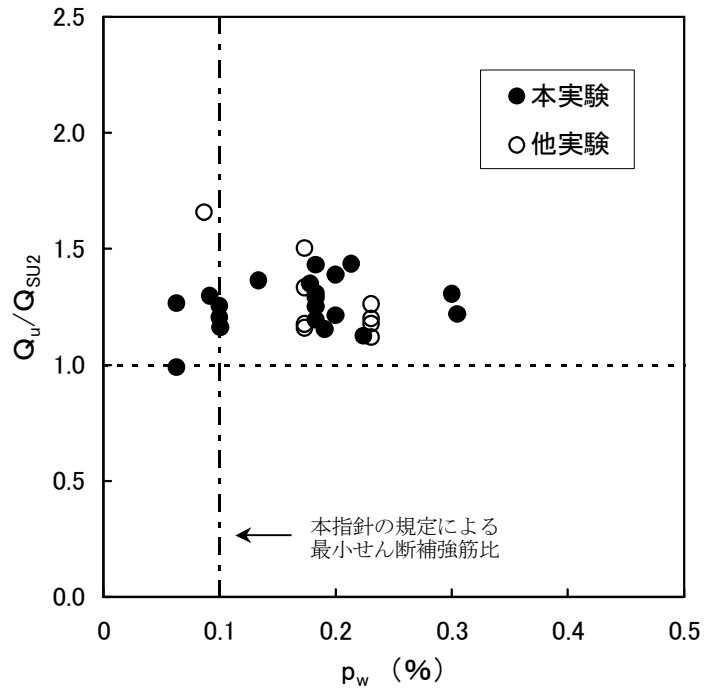
(正方形置換した本文(4)式によるせん断耐力の検討)

また、解図 5.10～解図 5.12 にそれぞれ実験値  $Q_u$  に対する本文(4)式による計算値  $Q_{SU2}$  の比 ( $Q_u/Q_{SU2}$ ) とコンクリート強度  $\sigma_B$ 、せん断補強筋比  $p_w$ 、軸力比  $\eta_0$  の関係を示す。前述したようにせん断補強筋比が 0.1%未満の領域で実験値に対する計算値の比が 1.0 を下回る試験体があるが、本指針では最小せん断補強筋比を 0.1%としており、本指針の規定内においては、本文(4)式による計算値は実験値を安全側に評価している。

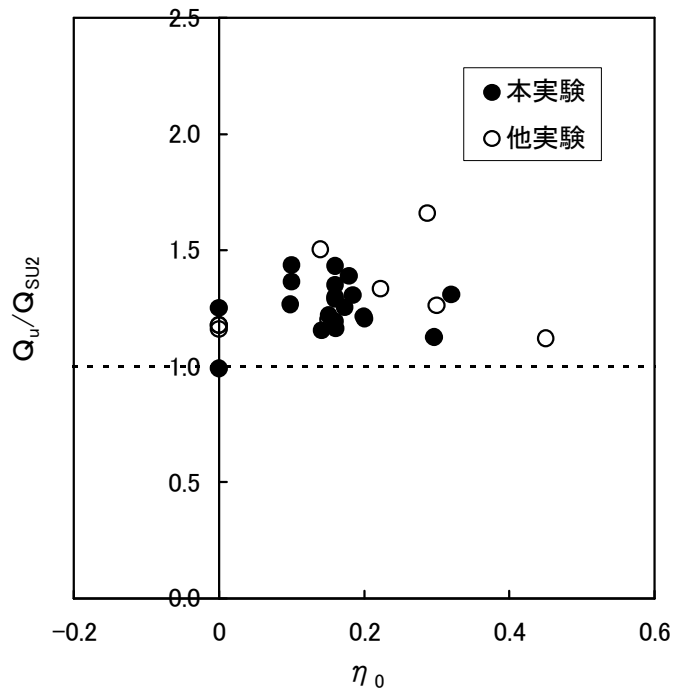
さらに解図 5.13 には、曲げ破壊型の試験体を含む実験データ 43 体について本文(4)式による計算値を検証した結果を示す。ここで、縦軸は、実験値に対する曲げ終局強度計算値の比 ( $Q_u/Q_{mu}$ ) であり、横軸は、本文(4)式による終局せん断耐力計算値に対する曲げ終局強度計算値の比 ( $Q_{SU2}/Q_{mu}$ ) である。なお、曲げ終局強度計算値は、各実験における鉄筋の実測降伏強度およびシリンダーによるコンクリートの実測圧縮強度に基づいて平面保持の仮定を用いて求めた場合の最大値である。図に示すように、せん断補強筋比が 0.1%以上であればいずれの試験体も安全側に評価できている。



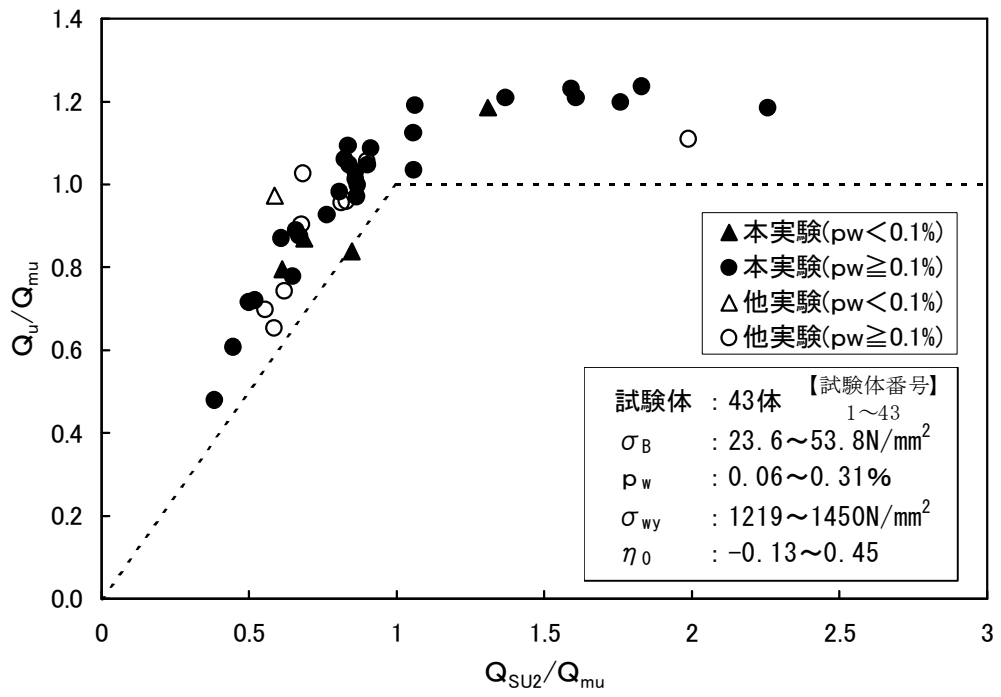
解図 5.10  $Q_u/Q_{SU2}$  と  $\sigma_B$  の関係 (本文(4)式によるせん断耐力の検討)



解図 5.11  $Q_u/Q_{SU2}$  と  $p_w$  の関係 (本文(4)式によるせん断耐力の検討)



解図 5.12  $Q_u/Q_{SU2}$  と  $\eta_0$  の関係 (本文(4)式によるせん断耐力の検討)

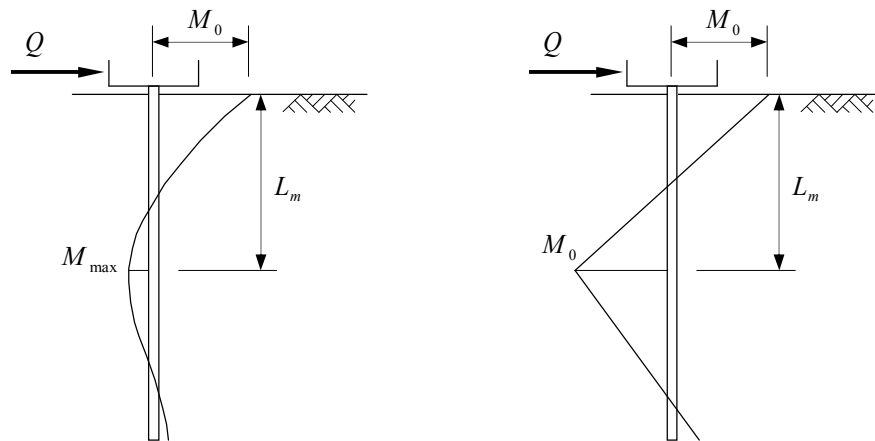


解図 5.13  $Q_U/Q_{\mu}$  と  $Q_{SU2}/Q_{\mu}$  の関係 (本文(4)式によるせん断耐力の検討)

(5) せん断スパン長さおよびアーチ機構長さについて

本文(3)式におけるせん断スパン長さおよび本文(4)式におけるアーチ機構長さについては、応力の算定方法や仮定条件等により様々なケースが考えられるため、基本的には応力状況を考慮して設計者の判断により決定するものとする。

ここでは考え方の一例として以下に示す。その一例としては、本文(3)式による場合のせん断スパン長さは、検討断面における曲げモーメントとせん断力の関係( $M/Q$ )から算定し、本文(4)式による場合のアーチ機構長さ $L$ は、Chang 式で応力を算定する場合には解図 5.14(a)に示す $L_m$ を採用するなどが考えられる。杭頭固定の杭体に水平力が作用した場合のモーメント図は、地盤の受働抵抗により解図 5.14(a)のように与えられる。本文(4)式のアーチ機構長さとして $L_m$ を用いることは、5.14(b)に示すように地盤の受働抵抗がない場合のモーメント状態を想定していることになる。



(a) Chang 式による場合

(b) 本文(4)式で $L = L_m$ とした場合

解図 5.14 杭の曲げモーメント分布

(6) 付着割裂破壊によって決まる終局せん断耐力について

前述したように、本指針では、実験において主筋の付着割裂破壊が認められなかったことから、主筋の付着応力度が実験における付着応力度の範囲内にあることを確認することで、付着割裂破壊に対する判定を行うこととしている。

逆対称加力で行われた実験のうち主筋の降伏が確認された試験体の付着応力度  $\tau_f$  についてみると、(解 10)式に基づいて算定される付着応力度の最大値は  $5.7\text{N/mm}^2$  であった。付着強度は、コンクリート強度およびせん断補強筋比等に影響されることから、このほかの試験体の付着応力度も合わせて判断すると、付着応力度が  $5\text{N/mm}^2$  以下であれば、付着割裂破壊は生じないと考えられる。

また、円形断面で付着割裂破壊した例としては、参考文献 31 の鉄筋コンクリート柱を対象とした直径 282mm、クリアスパン 750mm、主筋 D19(SD490)、せん断補強筋 D6@40mm、コンクリート圧縮強度  $40.6\text{N/mm}^2$  の試験体がある。この試験体の付着応力度を(解 10)式に基づいて算定すると約  $9\text{N/mm}^2$  となるが、主筋の降伏前に付着割裂破壊を生じているため、終局曲げ強度計算値と最大耐力実験値の比から付着割裂破壊時の付着応力度を推定すると、付着応力度は  $5\text{N/mm}^2$  以上であったと思われる。

以上に基づいて本指針では、付着割裂破壊を生じさせない条件として、付着応力度が  $5\text{N/mm}^2$  以下であることを確認することとした。

$$\tau_f = \frac{d_b \cdot \Delta\sigma}{4 \cdot (L' - d)} \quad \dots \dots \dots \text{(解 10)}$$

- ここに、  $L'$  : 試験体のクリアスパン長さ
- $d$  : 有効せい
- $d_b$  : 主筋径
- $\Delta\sigma$  : 主筋の応力差 (試験体の付着応力度の算定では材料試験結果の降伏強度)

上述した実験での付着応力度の状況を踏まえ、実際の場所打ち杭における主筋の必要付着長さ  $l_{ab}$  と付着応力の伝達長さ(有効主筋長)  $l_b$  の関係について以下に示す。まず、場所打ち杭で一般的に使用されている主筋について、 $5\text{N/mm}^2$  の付着応力度となるときの必要付着長さ  $l_{ab}$  を(解 11)式より算定すると解表 5.2 に示す値となる。

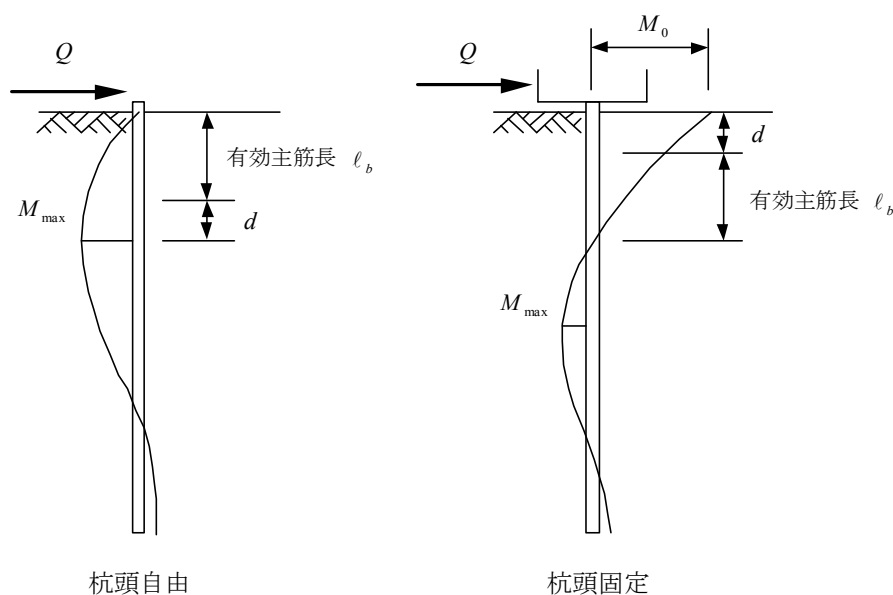
$$l_{ab} = \frac{(d_b / 2)^2 \cdot \pi \cdot \sigma_{yu}}{\phi \cdot \tau_f} = \frac{d_b \cdot \sigma_{yu}}{4 \times 5 \text{ N/mm}^2} \quad \dots \dots \dots \text{(解 11)}$$

- ここに、  $\phi$  : 鉄筋の周長 (mm)
- $\sigma_{yu}$  : 上限強度算定用強度 ( $\text{N/mm}^2$ )  
SD295A の場合  $\sigma_{yu} = 1.30 \cdot \sigma_y$ , SD345 の場合  $\sigma_{yu} = 1.25 \cdot \sigma_y$  とする。
- $\sigma_y$  : 鉄筋の規格降伏点強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

解表 5.2 主筋種別と  $5\text{N/mm}^2$  の付着応力度となるときの必要付着長さ  $l_{db}$  の関係

主筋呼び名	規格降伏点強度 $\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	必要付着長さ $l_{db}$ (m)
D25	295	0.48
	345	0.56
D29	295	0.56
	345	0.65
D32	295	0.61
	345	0.72
D35	295	0.67
	345	0.78

一方、杭における有効主筋長  $l_b$  は、ヒンジ領域の主筋とコンクリートの間の付着が失われている区間を有効せいに等しいとすると解図 5.15 のように想定される。ここで、D35(SD345)を主筋とした実際の杭において、短い有効主筋長を与える条件となる地盤N値=25 および  $F_c = 24\text{N/mm}^2$  とした場合、有効主筋長  $l_b$  は、根入れが十分ある「長い杭」に対する一様地盤中の弾性支承梁の解より、杭頭自由および杭頭固定のいずれの場合も杭径 0.6m の場合には  $l_b = 1.1\text{m}$  となり、杭径 1m の場合には  $l_b = 1.7\text{m}$  となる。以上のように有効主筋長は、付着応力度が  $5\text{N/mm}^2$  となる  $l_{db} = 0.78\text{m}$  より長い値となり、通常の場合打ち杭では付着割裂破壊は生じないと考えられる。



解図 5.15 付着応力の伝達長さ(有効主筋長)

さらに、実験において付着割裂破壊が認められなかった理由としては、以下のようなことが考えられる。

矩形断面の付着強度を円形断面に適用するのは適切ではないといえるが、円形断面で解図 5.16(a) のような V ノッチ・スプリット破壊が生ずるとした場合のせん断耐力を算定すると以下となる。解図 5.17 にせん断破壊によって決まる本文(4)式に基づくせん断耐力計算値  $Q_{SU2}$  と付着割裂破壊によって決まる場合のせん断耐力計算値  $Q_{BU}$  の比較を示す。ここで V ノッチ・スプリット型の付着割裂破壊となるせん断耐力は、本文(4)式と同様に円形断面を長方形断面に置換し、(解 12)式に示すウルボン指針の評価式を準用して算定した。解図 5.17 に示すように、付着割裂破壊によって決まるせん断耐力は、せん断破壊によって決まるせん断耐力を全て上回る結果となった。

$$Q_{BU} = j_t \cdot \tau_b \cdot \sum \phi + k_1 \cdot (1 - k_3) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot F_c \quad \dots \dots \dots \text{(解 12)}$$

$$\text{ここに、 } k_1 = \frac{\sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)}{2}$$

$$k_3 = \frac{2 \cdot \tau_b \cdot \sum \phi}{b \cdot v \cdot F_c}$$

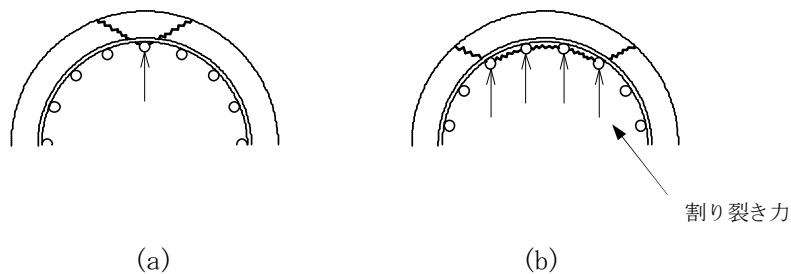
$$\tau_b = 1.22 \times (0.0961 \cdot b_i + 0.134) \cdot \sqrt{F_c} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$b_i = \sqrt{3} \times \left( \frac{2 \cdot C_{\min}}{d_b} + 1 \right)$$

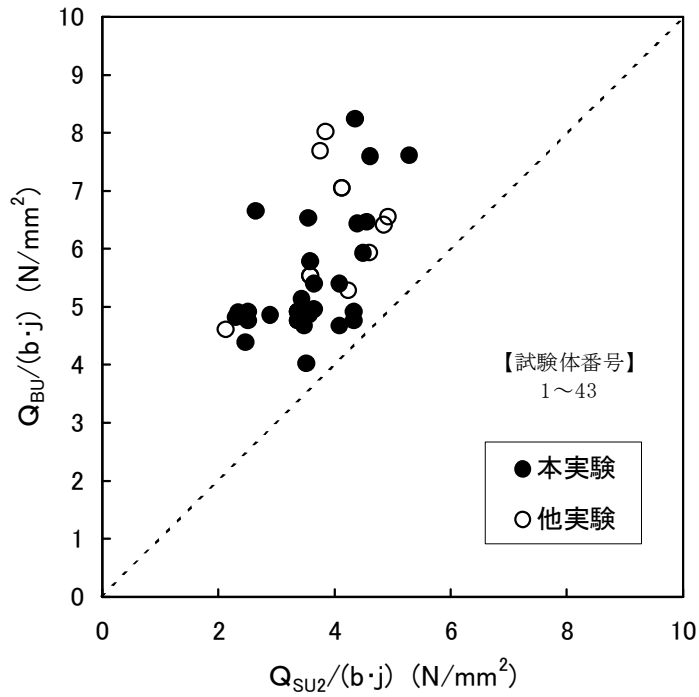
$C_{\min}$  : 最小かぶり厚さ (mm)

$d_b$  : 主筋の公称鉄筋径 (mm)

$\sum \phi$  : 引張鉄筋の周長和 (mm)

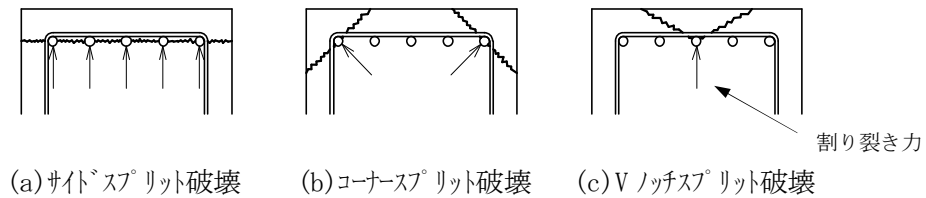


解図 5.16 円形断面で想定される付着割裂破壊の破壊モード



解図 5.17  $Q_{SU2}$  と  $Q_{BU}$  の比較

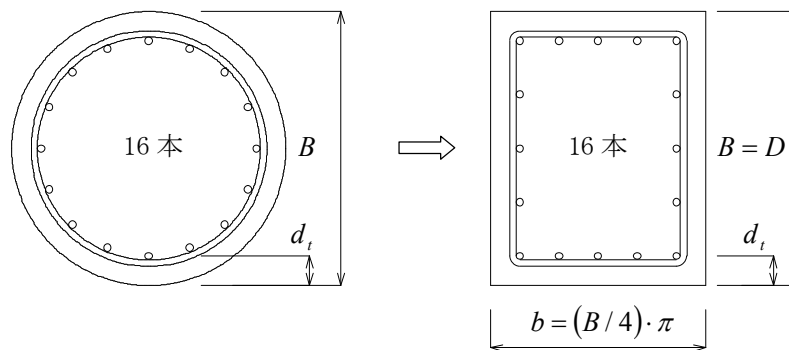
また、円形断面で解図 5.16 (b) のような破壊をする場合と矩形断面で解図 5.18 (a) のサイドスプリット破壊をする場合を比較すると、主筋の外側へのはらみ出しに対する拘束力が円形補強筋のほうが矩形補強筋より大きく、この拘束力の違いも円形断面において付着割裂破壊を生じさせ難い要因のひとつになっていると考えられる。



解図 5.18 矩形断面における付着割裂破壊の破壊モード

(7) 本文(3)式における引張鉄筋比  $p_t$  の算定

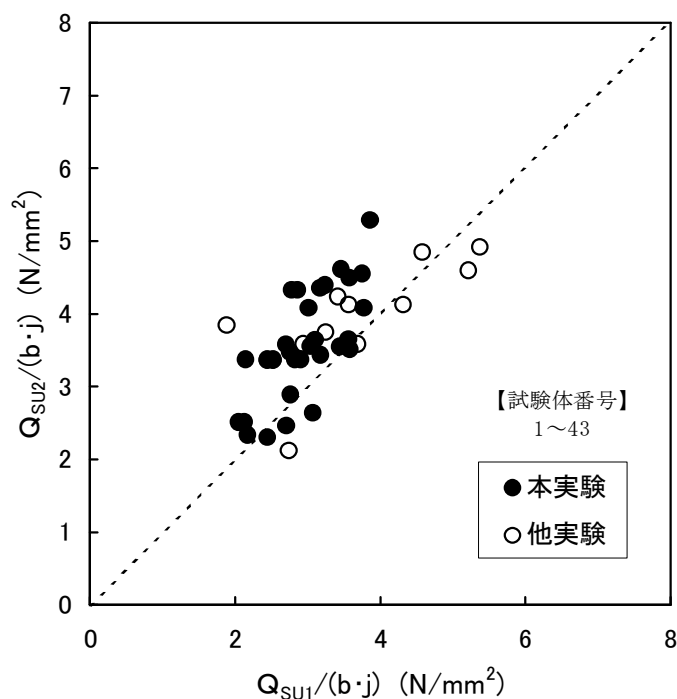
本文(3)式による引張鉄筋比  $p_t$  は、円形断面を断面積および断面せいが等しい長方形断面に置き換え、主筋を解図 5.19 に示すように断面積および全主筋本数をそれぞれ等しく、かつ、各辺の主筋本数が同一となるように置き換えて、一辺に配置された主筋本数を引張鉄筋として算定した。なお、一辺の主筋本数は「全主筋本数/4+1」で与えられる。



解図 5.19 円形断面から長方形断面への置換

(8) 本文(3)式および本文(4)式の関係

解図 5.20 に本文(3)式による終局せん断耐力計算値  $Q_{SU1}$  と本文(4)式による終局せん断耐力計算値  $Q_{SU2}$  の関係を示す。なお、縦軸・横軸の両計算値ともにせん断応力度に換算している。図に示すように本文(4)式で求めた計算値  $Q_{SU2}$  のほうが本文(3)式で求めた場合  $Q_{SU1}$  より大きな値になる傾向がある。



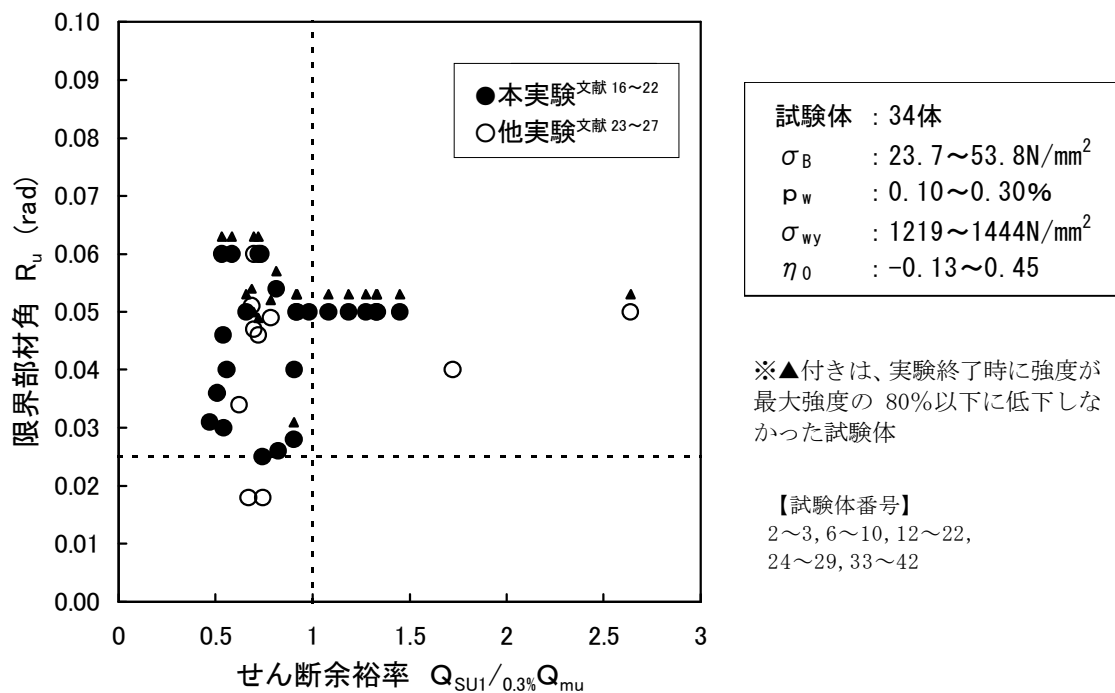
解図 5.20  $Q_{SU1}/(b \cdot j)$  と  $Q_{SU2}/(b \cdot j)$  の関係

(9) 靱性性能確保の確認

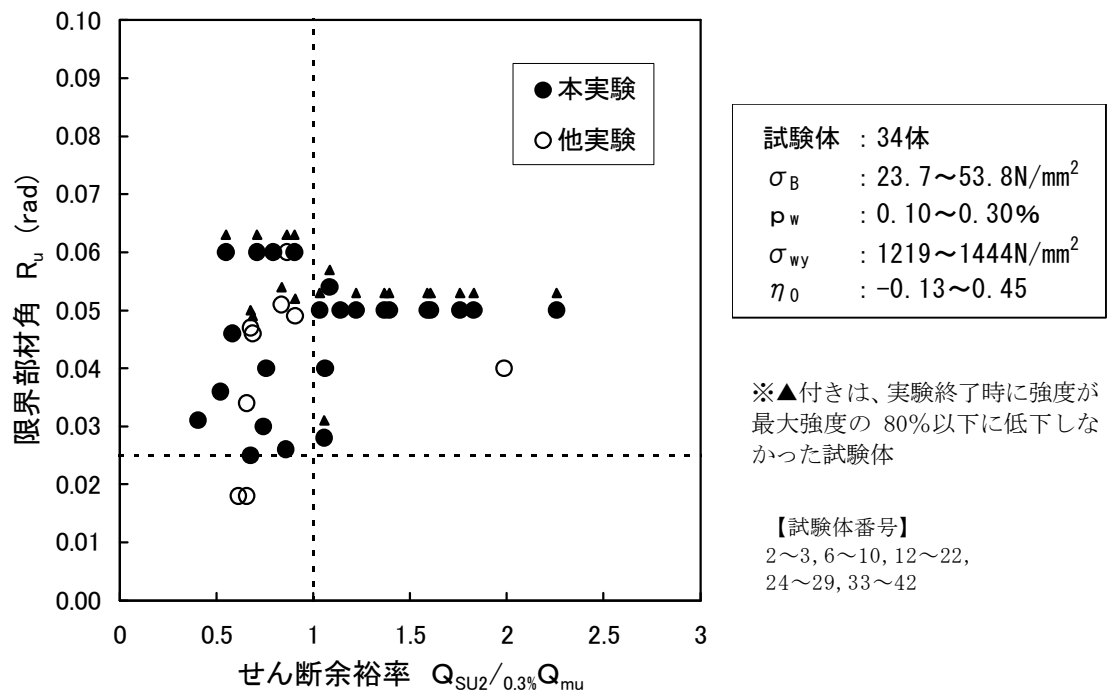
解図 5.21 および解図 5.22 に限界部材角  $R_u$  と終局せん断耐力を本文(3)式および本文(4)式を用いて算定したせん断余裕度 ( $Q_{SU1}/0.3\%Q_{mu}$ ,  $Q_{SU2}/0.3\%Q_{mu}$ ) の関係を示す。なお、限界部材角の検討に用いた実験データは、曲げ破壊型の実験データを含む 43 体のうちせん断補強筋比が 0.1%未満の試験体および論文中に荷重-変形関係が掲載されていなかった試験体を除く試験体の実験値である。

ここで、解図 5.21 の終局せん断耐力計算値は本文(3)式より求めた値  $Q_{SU1}$  であり、解図 5.22 の終局せん断耐力計算値は本文(4)式より求めた値  $Q_{SU2}$  である。また、曲げ終局強度は、断面曲げ解析においてコンクリートの圧縮縁ひずみが 0.3%に達したときの値  $0.3\%Q_{mu}$  とした。この断面曲げ解析における鉄筋の応力度-ひずみ度関係は、実験における鉄筋の実測降伏強度を用いたバイリニアモデルとし、コンクリートの応力度-ひずみ度関係には、シリンダーによるコンクリートの実測圧縮強度および圧縮強度時のひずみを一律に 0.2%とした e 関数モデルを用いた。なお、各試験体の限界部材角は、最大強度後に最大強度の 80%に達した時点の変形とした。ただし、図中の▲付きのデータは、実験終了時に強度が最大強度の 80%以下に低下しなかった試験体であり、プロットした部材角以上の変形能力を有する試験体である。

図に示すように両図ともにせん断余裕率が 1.0 以上あれば、限界部材角は 1/40(rad) 以上となり、いずれの終局せん断耐力計算値を用いても十分な変形能力を確保できるといえる。



解図 5.21  $R_u$  と  $Q_{SU1}/0.3\%Q_{mu}$  の関係 (本文(3)式によるせん断耐力の場合)



解図 5.22  $R_u$  と  $Q_{SU2/0.3\%}Q_{\mu}$  の関係 (本文(4)式によるせん断耐力の場合)

## 6 条 構造細則

### 6.1. 円形スパイラル筋

#### (1) 曲げ直径ならびに余長

円形スパイラル筋の  $90^\circ$  ならびに  $135^\circ$  曲げは冷間曲げ加工とし、曲げ内法直径は  $5d$  ( $d$  は公称直径) 以上とする。また末端  $90^\circ$  折り曲げの場合の余長は、 $12d$  以上とし、末端  $135^\circ$  折り曲げの場合は  $8d$  以上とする。

#### (2) 円形スパイラル筋の継ぎ手

円形スパイラル筋を部材途中で継ぐ場合、重ね継手長さは  $100d$  以上とし、フックは主筋に掛けてコアコンクリートに定着しなければならない。フックを主筋に掛けることが困難な場合は、 $D16$  以上のフック定着用鉄筋を主筋に平行に配置する。フック定着用の鉄筋の長さは  $1000\text{mm}$  以上とし、フックはこの鉄筋の中心に掛けるものとする。

#### (3) 円形スパイラル筋の末端処理

円形スパイラル筋の末端の処理は 1 巻以上添え巻をし、フックは主筋に掛けてコアコンクリートに定着しなければならない。フックを主筋に掛けることが困難な場合は、 $D16$  以上のフック定着用鉄筋を主筋に平行に配置するか、スパイラル筋の添え巻を 1.5 巻以上とする。フック定着用鉄筋の長さは  $1000\text{mm}$  以上とし、フックはこの鉄筋の中心に掛けるものとする。

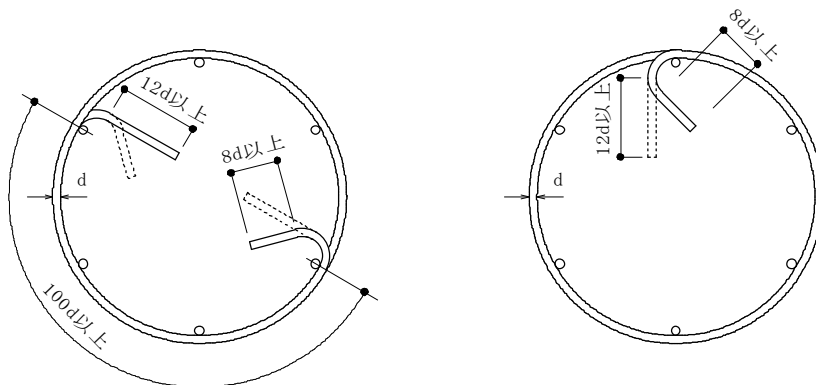


図 6.1 円形スパイラル筋の継手及び末端処理

### 6.2. 円形フック付き単筋

#### (1) 曲げ直径ならびに余長

円形フック付き単筋の末端折り曲げ内法直径および余長は、円形スパイラル筋の場合と同じとする。

#### (2) 円形フック付き単筋の末端処理

円形フック付き単筋のフックは、図 6.2 に示すように隣接する 2 本以上の主筋に掛けて定着する。

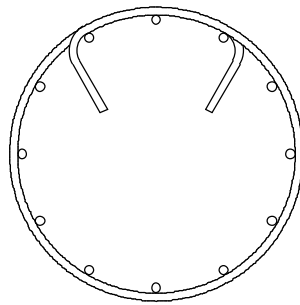


図 6.2 円形フック付き単筋の末端処理

〔解説〕

(1) 折曲げ内法直径および余長

折曲げ内法直径および余長はウルボン指針に準拠し、折曲げ内法直径は  $5d$  以上、 $90^\circ$  折曲げフックの余長は  $12d$  以上、 $135^\circ$  折曲げフックの余長は  $8d$  以上とした。

なお、はりおよび柱のせん断補強筋に折曲げ内法直径  $5d$  で  $135^\circ$  折曲げ余長  $6d$  のウルボンを用いたせん断実験において、最大耐力時にせん断補強筋末端の引き抜き破壊は認められず、また、最大耐力はせん断補強にウルボン角スパイラル筋を用いたものと同等であったことの確認はなされている(参考文献 8)。

(2) スパイラル筋の継手

円形スパイラル筋を部材途中で継ぐ場合の継手に関する規定は、ウルボン指針に準拠した。

(3) スパイラル筋の末端の処理

スパイラル筋の末端は1巻以上の添え巻することを原則とした。これは、数多く実施した構造実験において、最大耐力時に末端部の破壊が認められなかったこと、および  $135^\circ$  フック付閉鎖型筋の試験体であっても末端部の定着力不足による耐力低下は認められなかったことによる。

また、フックは十分な定着能力を確保するため、主筋に掛けるものとする。ただし、フックを主筋に掛けることが困難な場合は、本条に規定するフック定着用鉄筋を配置するか、1.5巻以上の添え巻をすることとした。この処置は、スパイラル筋の継手部のフックについても同様に行う。

## 7条 施工上の注意事項

### 7.1. 取扱いおよび貯蔵

せん断補強筋は地上に置いてはならない。また風雨にさらされず、泥、油などで汚れないようにする。

### 7.2. 切 断

ウルボンの切断はシアカッター、砥石切断機又はガス切断により行う。ただし、ガス切断を行う場合には切断部以外を加熱しないように注意する。

### 7.3. 曲げ加工

ウルボンの折曲げは、冷間加工とする。

### 7.4. 鉄筋の組立

鉄筋の組立に際しては、せん断補強筋相互、およびせん断補強筋と主筋との溶接を行ってはならない。

#### 〔解説〕

高強度鋼の特性として熱影響による強度等機械的性質の変化は一般によく知られており、建築学会の「プレストレストコンクリート設計施工規準」では「PC鋼材は加熱及び溶接を行ってはならない」とされている。PC鋼棒に準拠しているウルボンもこのことから施工に際しては通常の溶接は行ってはならず、せん断補強筋相互、およびせん断補強筋と主筋との溶接は行ってはならない。

場所打ちコンクリート杭の鉄筋工事では、先組みで鉄筋かごの製作が行われる。ウルボンを用いた鉄筋かごの製作は、先ず主筋を円筒状に配置し、その主筋に円形スパイラル等に加工されたせん断補強筋を引っ張りながら絞るように巻き付けて緊結することが一般的な方法となる。鉄筋かごの寸法公差は、JASS 5に基づけば「加工寸法の許容差は、特記による。特記のない場合は±5mmとする。」となっているが、配筋する前の円形スパイラルは、施工性を考慮して所定の外径寸法よりやや大きな寸法にしておくことになる。なお、組み立てる前の円形スパイラルの寸法は、加工寸法公差として指定加工寸法に対し+(指定寸法の2%)mm、-5mmとしている。

ウルボンの切断は、シアカッター等冷間による方法が望ましいが、高強度であることから、専用工具による他は切断が困難であり、ガス切断でもよいこととした。ウルボンをガス切断し、切断部を硬度測定した結果では切断端より10mm～15mmの長さが熱影響を受けていたが、定着効果には大きな影響がないと考えられる。ただしガス切断作業においては切断部以外を加熱しないように十分注意する必要がある。

検討に用いた試験体一覧

参考 文献	通し 番号	試験体名	B mm	L mm	M/QD	$\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>	軸力比		主筋			せん断補強筋			破壊 モード <sup>*</sup>
							$\eta$	配筋	$p_g$ (%)	$\sigma_y$	配筋	$p_w$ (%)	$\sigma_{wy}$		
16	1	No. 5	300	900	1.5	30.5	0.10	12-D13	2.16	422	2- $\phi$ 3.2@85	0.06	1320	S	
	2	No. 6	300	900	1.5	30.9	0.10	12-D13	2.16	422	2- $\phi$ 4.0@70	0.12	1309	F	
	3	No. 7	300	900	1.5	31.0	0.10	12-D13	2.16	422	2-U5.1@70	0.19	1332	F	
	4	No. 11	300	900	1.5	31.4	0.00	12-D13	2.16	422	2- $\phi$ 3.2@85	0.06	1320	S	
17	5	S-3	350	875	2.5	23.7	0.16	16-D16	3.31	844	2- $\phi$ 3.2@50	0.09	1382	S	
	6	S-4	350	875	2.5	23.7	0.16	16-D16	3.31	844	2- $\phi$ 4.5@50	0.18	1390	F-S	
	7	S-5	350	875	2.5	23.7	0.16	16-D16	3.31	844	2- $\phi$ 4.5@50	0.27	1444	F	
	8	S-6	350	875	2.5	23.7	0.32	16-D16	3.31	844	2- $\phi$ 4.5@50	0.18	1390	F-S	
	9	S-7	350	875	2.5	23.7	0	16-D16	3.31	844	2- $\phi$ 4.5@50	0.18	1390	F-S	
	10	S-9	350	875	2.5	23.7	0.16	16-D16	3.31	844	4- $\phi$ 3.2@50	0.18	1382	F-S	
	11	B-3	350	875	2.5	23.7	0.16	16-D13	2.11	410	2- $\phi$ 3.2@50	0.09	1382	F	
	12	B-4	350	875	2.5	23.7	0.16	16-D13	2.11	410	2- $\phi$ 4.5@50	0.18	1390	F	
	13	B-5	350	875	2.5	23.7	0.16	16-D13	2.11	410	2- $\phi$ 5.5@50	0.27	1444	F	
	14	B-6	350	875	2.5	23.7	0.32	16-D13	2.11	410	2- $\phi$ 4.5@50	0.18	1390	F	
	15	B-7	350	875	2.5	23.7	0.16	16-D13	2.11	410	4- $\phi$ 3.2@50	0.18	1382	F	
	16	B-8	300	600	2.0	23.7	0.22	12-D13	2.16	410	2- $\phi$ 4.0@50	0.17	1438	F	
	17	B-9	300	600	2.0	23.7	0.22	12-D13	2.16	410	2- $\phi$ 5.0@50	0.27	1337	F	
18	18	S350-15-2H	350	525	1.5	32.3	0.16	16-D16	3.31	806	2- $\phi$ 4.5@50	0.18	1288	S	
	19	S700-15-2H	700	1050	1.5	32.3	0.16	32-D22	3.22	767	2- $\phi$ 6.5@53	0.18	1265	S	
19	20	C-H21-S	300	600	1.0	32.0	0.1	12-D13	2.16	887	2- $\phi$ 4.5@50	0.21	1219	S	
	21	C-H13-S	300	600	1.0	32.0	0.1	12-D13	2.16	887	2- $\phi$ 3.5@50	0.13	1392	S	
	22	C-H21-B	300	900	1.5	32.0	0.1	12-D13	2.16	424	2- $\phi$ 4.5@50	0.21	1219	F	
20	23	C-6HS-0.3	250	600	1.2	23.6	0.30	8-D13	2.07	355	2- $\phi$ 6.0@100	0.22	1267	S	
21	24	PS-1	400	1200	1.5	30.0	0.17	20-D19	4.57	556	2-U5.1@100	0.10	1325	S	
	25	PS-2	400	1200	1.5	29.0	0.18	20-D19	4.57	556	2-U5.1@50	0.20	1325	S	
	26	PS-3	400	1200	1.5	28.2	0.18	20-D19	4.57	556	2-U6.4@50	0.30	1368	S	
	27	PS-5	400	1200	1.5	25.9	0.20	12-D16	1.90	560	2-U5.1@100	0.10	1325	S	
	28	PS-6	400	1200	1.5	26.1	0.20	16-D16	2.54	560	2-U5.1@50	0.20	1325	S	
	29	PS-7	400	1200	1.5	26.4	0.20	20-D16	3.17	560	2-U6.4@50	0.30	1368	F	
	22	30	PL-1	700	1200	1.3	31.1	0.16	20-D13	0.66	483	2-U6.4@85	0.10	1361	S
31		PL-2	700	1200	1.3	35.4	0.14	28-D16	1.45	445	2-U7.1@60	0.19	1450	S	
32		PL-3	700	1200	1.3	33.1	0.15	28-D19	2.09	462	2-U9.0@60	0.30	1397	S	
23 24	33	No. 1	400	800	1.0	31.1	0	12-D16	1.90	734	2-U6.4@65	0.23	1275	S	
	34	No. 2	400	800	1.0	43.8	0.15	12-D16	1.90	734	2-U6.4@65	0.23	1275	S	
	35	No. 3	400	800	1.0	45.7	0.3	12-D16	1.90	734	2-U6.4@65	0.23	1275	S	
	36	No. 4	400	800	1.0	38.0	0.45	12-D16	1.90	734	2-U6.4@65	0.23	1275	S	
25	37	No. 7	700	2100	3.0	28.1	0.36	20-D22	2.01	409	2-RB6.4@150	0.24	1370	F	
	38	No. 8	700	2100	3.0	30.3	-0.13	20-D22	2.01	409	2-RB6.4@150	0.24	1370	F	
26	39	N90-16-H05	300	900	1.5	33.7	0.00	12-D16	3.38	449	2- $\phi$ 4.0@50	0.17	1417	F-S	
	40	N90-16-H05F	300	900	1.5	33.7	0.22	12-D16	3.38	449	2- $\phi$ 4.0@50	0.17	1417	F-S	
	41	H90-16-H05	300	900	1.5	53.8	0.00	12-D16	3.38	449	2- $\phi$ 4.0@50	0.17	1417	F-S	
	42	H90-16-H05F	300	900	1.5	53.8	0.14	12-D16	3.38	449	2- $\phi$ 4.0@50	0.17	1417	F-S	
27	43	No. 2	300	1200	2.0	26.1	0.29	12-D16	3.38	449	2- $\phi$ 4.0@50	0.09	1420	F-S	

※本実験：試験体番号1～32，他実験：試験体番号33～43

〔記号〕 B：杭径， L：スパン長， M/QD：シアスパン比，  $\sigma_B$ ：コンクリート圧縮強度，  $p_g$ ：全主筋比

$\sigma_y$ ：主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)，  $p_w$ ：せん断補強筋比，  $\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

破壊モード F：曲げ破壊， S：せん断破壊， F-S：曲げ降伏後のせん断破壊

## 参考文献リスト

1. 黒正 清治, 福原 正志, 能森 雅巳, 堀田 潔: 高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁・柱の力学的挙動に関する研究 (その4, その5, その6), 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 245~256, 昭和 52 年
2. 六車 熙, 渡邊 史夫: 鉄筋コンクリート柱のせん断伝達機構に及ぼす帯筋降伏強度の影響について, 第1回コンクリート工学年次講演会, 昭和 54 年
3. 福原 正志, 黒正 清治: 高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断終局強度に関する実験研究, 第2回コンクリート工学年次講演会, pp. 477~480, 昭和 55 年
4. 六車 熙, 渡邊 史夫, 河野 恭平, 辻本 哲也: 剪断補強効果に関する新モデル試験法と二, 三の結果, 第2回コンクリート工学年次講演会, pp. 469~472, 昭和 55 年
5. 福原 正志, 黒正 清治: 高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断終局強度に関する実験研究 (既往の実験式との関係), 日本建築学会関東支部研究報告集, 昭和 55 年
6. 福原 正志, 黒正 清治, 臼井 賢: 鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強効果に関する実験研究 (斜めひび割れを有する梁の力学的挙動), 日本建築学会関東支部研究報告集, 昭和 57 年
7. 黒正 清治, 福原 正志, 前田 索: 鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究, (その2, 曲げせん断軸力を受ける柱の強度と変形能力), 日本建築学会大会, pp. 1325~1326, 昭和 57 年 10 月
8. 福原 正志, 黒正 清治: 鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究 (はりの曲げせん断実験), 日本建築学会論文報告集, 第 320 号, pp. 12~20, 昭和 57 年 10 月
9. 福原 正志: はりのせん断終局耐力付近における高強度せん断補強筋のせん断伝達力 (第2報 鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究), 日本建築学会論文報告集, 第 339 号, pp. 11~19, 昭和 59 年 5 月
10. 黒正 清治, 松崎 育弘, 福原 正志, 小林 克巳, 熊谷 仁志, 偉川 哲光: 高強度せん断補強筋を用いたRC梁に関する実験研究 (その1, せん断終局強度に及ぼすせん断補強量とコンクリート強度の影響), 日本建築学会大会, pp. 455~456, 昭和 61 年 8 月
11. 黒正 清治, 松崎 育弘, 福原 正志, 小林 克巳, 熊谷 仁志, 偉川 哲光: 高強度せん断補強筋を用いたRC梁に関する実験研究 (その2, せん断終局時における破壊性状及びせん断補強筋の歪分布), 日本建築学会大会, pp. 457~458, 昭和 61 年 8 月

12. 黒正 清治, 松崎 育弘, 偉川 哲光, 浜田 真, 鈴木 英之, 稲永 英治: 高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断性状に関する実験研究 せん断スパン比による影響, 日本建築学会大会, pp. 71~72, 昭和62年10月
13. 黒正 清治, 松崎 育弘, 林 静雄, 小林 克巳, 偉川 哲光, 熊谷 仁志, 武居 泰, 夫 拓量: 高強度せん断補強筋を用いたRC柱に関する実験研究(その1, 実験概要及び荷重・変形関係), 日本建築学会大会, pp. 483~484, 昭和62年10月
14. 黒正 清治, 松崎 育弘, 林 静雄, 小林 克巳, 偉川 哲光, 熊谷 仁志, 武居 泰, 夫 拓量: 高強度せん断補強筋を用いたRC柱に関する実験研究(その2, せん断終局強度に及ぼすせん断補強量と軸力の影響), 日本建築学会大会, pp. 485~486, 昭和62年10月
15. 黒正 清治, 小林 克巳, 光木 史郎, 熊谷 仁志: 鉄筋コンクリートはりのせん断終局強度に及ぼすせん断補強筋量およびコンクリート強度の影響に関する実験研究, 日本建築学会論文報告集, 昭和62年3月
16. 長江 拓也, 香取 慶一, 林 静雄: 場所打ちコンクリート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
17. 長江 拓也, 王 敬東, 香取 慶一, 林 静雄: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 619~624, 2000
18. 本庄 正樹, 長江 拓也, 柳瀬 高仁, 林 静雄: 場所打ちコンクリート杭のせん断挙動に及ぼす寸法効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 979~984, 2001
19. 金 東範, 長江 拓也, 香取 慶一, 林 静雄: RC造柱の断面形状が損傷過程と終局性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 205~210, 2002
20. 小川 幸雄, 林 静雄, 黒正 清治: 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実験研究, 日本建築学会大会学術公演梗概集, pp. 1727~1728, 昭和55年9月
21. 是永 健好, 小林 淳, 小室 努, 川端 一三: 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報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 427~432, 1998
22. 是永 健好, 勝倉 靖, 小室 努, 川端 一三: 異形PC鋼棒で横補強した場所打RC杭の大型模型実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 475~480, 1999
23. 伊藤 光康, 福田 武久, 鳥谷 利夫, 菊田 繁美: 鉄筋コンクリート円形断面柱の復元力特性に関する実験研究(その1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 403~404, 昭和61年8月

24. 伊藤 光康, 福田 武久, 鳥谷 利夫, 堀川 孝助: 鉄筋コンクリート円形断面柱の復元力特性に関する実験研究(その2 実験結果及び考察), 日本建築学会大会学術公演梗概集, pp. 405~406, 昭和 61 年 8 月
25. 近藤 政弘, 棚村 史郎, 金森 真, 菅原 篤: 高軸力変動下における高強度せん断補強鉄筋を用いた模型杭の載荷試験, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告集, pp. 3~8, 2001 年 9 月
26. 酒向 靖二, 山田 和夫, 山本 俊彦, 矢野 信司: 円形断面を有する鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に及ぼす構成素材の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 181~186, 2001
27. 山本 俊彦, 山田 和夫, 矢野 信司: 鉄筋コンクリート円形部材の曲げせん断性状に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 187~192, 2001
28. 渡邊 史夫, 六車 熙, 西山 峰広: 曲げとせん断を受ける P C 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報告集, 9-2, pp. 483~488, 1987
29. 大宮 幸, 香取 慶一, 林 静雄: 鉄筋コンクリート円形断面部材のせん断終局強度算定式に関する考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 1063~1068, 2003
30. 林 静雄, 大宮 幸, 香取 慶一: 鉄筋コンクリート造円形断面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. 27~32, 2004. 2
31. 仲 鵬, 山川 哲雄, 張 愛暉, 渡嘉敷 貴之: アラミド繊維成形管を横補強材兼型枠に利用した合成円形 R C 柱の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 1, pp. 313~318, 1999
32. 東京都建築士事務所協会: 建築構造設計指針 2001, 2002 年 3 月

# 参 考 资 料

## 1. 评 定 书



## 評 定 書

高周波熱錬株式会社

代表取締役 山下 英治 様

財団法人  
理事長



平成15年12月24日付けで、評定申込みのあった下記の件について、当財団基礎評定委員会（委員長：富永晃司）において慎重審議の結果、平成16年4月23日付け評定報告書（評定番号：BCJ 評定-FD0157-01）のとおり、本件は、申込みの範囲において、建築基準法令その他技術的基準等並びに当委員会で定めた基準に照らし、適正なものであると評定します。

なお、本評定書の有効期間は、本評定日より平成21年4月22日までとします。

平成16年4月23日

### 記

1. 件 名 場所打ちコンクリート杭のせん断補強筋としてウルボンを使用する工法
2. 評定事項 場所打ちコンクリート杭のせん断補強筋としてウルボンを用いた基礎構造におけるせん断耐力式の妥当性についての一般評定

