

せん断スパン比の小さい杭基礎フーチングのせん断耐力評価法

轟 俊太朗* 田所 敏弥* 谷村 幸裕** 進藤 良則***

Evaluation Method for Shear Strength of RC Pile Foundation Footing with Small Shear Span Ratio

Shuntaro TODOROKI Toshiya TADOKORO Yukihiro TANIMURA Yoshinori SHINDO

The authors investigate the shear failure properties of pile foundation footings with a small shear span ratio of 1.0 or less and an equation to calculate the effective width used for shear strength evaluation. The result showed that the shear strength increases with a smaller shear span ratio even when the shear span ratio is less than 1.0. In contrast, when using the conventional equation to calculate the shear strength in design, the shear strength calculated tends to be smaller as the shear span ratio is smaller, when the shear span ratio is approximately 1.0 or less. To solve this problem, we have proposed an equation to calculate the effective width used for shear strength evaluation so that the shear strength is not calculated too small even if the shear span ratio is smaller.

キーワード：杭基礎フーチング，せん断耐力，有効幅，せん断スパン比

1. はじめに

杭基礎フーチングは，地震時のせん断力に対する照査によって断面等の諸元が設定されるのが一般的であり，せん断耐力を適切に評価することが重要となる。

杭基礎フーチングのせん断耐力は，設計¹⁾において一般に，杭一本に対して有効幅を設定することにより，く形断面の梁として評価される。照査例²⁾の杭基礎フーチングの諸元をもとに，設計で用いられる算定式によって評価した設計押抜きせん断耐力は，図1より，せん断スパン比がせん断補強鉄筋比によるが1.0程度以下の小さい場合に，せん断スパン比が小さいほど，小さく評価される。

2008年前後にしゅん功した同一路線における杭基礎フーチングのせん断スパン比を図2に示す。9割以上がせん断スパン比1.0以下であり，せん断スパン比1.0以下でのせん断耐力の評価が重要となる例である。一方で，図に併記した，既往の実験^{3) 4) 5)}のせん断スパン比は，主に1.0~2.0である。

そこで，せん断スパン比1.0以下の杭基礎フーチングを対象とし，せん断スパン比，およびフーチング幅をパラメータとした実験を行い(2章)，せん断破壊性状(3章)およびせん断耐力評価に用いる有効幅の算定式について検討した(4章)。

2. 実験方法

2.1 供試体諸元

表1，表2，図3，図4に，供試体の諸元，鉄筋の諸元，No.2の実験状況，No.4の寸法および配筋図を示す。供

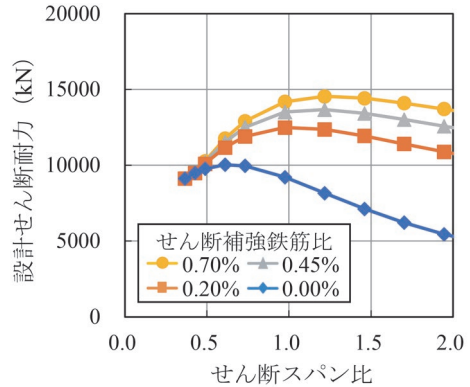


図1 設計せん断耐力とせん断スパン比

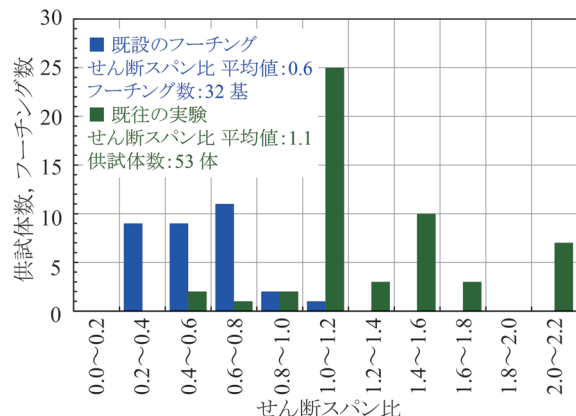


図2 既設の杭基礎フーチングのせん断スパン比

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
 ** 研究開発推進部
 *** 独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構

表 1 供試体の諸元

| No. | a_1/d_1 | a_1 (mm) | d_1 (mm) | b (mm) | f'_c (N/mm ²) |
|-----|-----------|---------------|---------------|-------------|--------------------------------|
| 1 | 0.25 | 125 | 500 | 1100 | 28.1 |
| 2 | 0.25 | 125 | 500 | 1600 | 32.8 |
| 3 | 0.5 | 250 | 500 | 600 | 28.3 |
| 4 | 0.5 | 250 | 500 | 1100 | 28.4 |
| 5 | 0.75 | 375 | 500 | 1100 | 33.7 |
| 6 | 0.5 | 150 | 300 | 1100 | 34.4 |
| 7 | 0.5 | 150 | 300 | 1600 | 34.5 |
| 8 | 0.5 | 350 | 700 | 1100 | 34.9 |

a_1/d_1 : セン断スパン比, a_1 : 橋脚前面から杭中心までの距離,
 d_1 : 有効高さ, b : フーチングの幅, f'_c : コンクリートの圧縮強度

表 2 鉄筋の諸元

| 部材 | 鉄筋 | f_{sy} (N/mm ²) | E_s (kN/mm ²) | ϵ_{sy} (μ) |
|-------|-------------|----------------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| フーチング | K13-KW785* | 873 | 179 | 6893 |
| | | 893 | 178 | 7018 |
| | D6-SD345* | 403 | 173 | 4058 |
| | | 324 | 176 | 3845 |
| | D10-SD345 | 383 | 177 | 2252 |
| 橋脚 | D22-SD390 | 467 | 183 | 2630 |
| | | 464 | 186 | 2596 |
| | D13-KSS785* | 925 | 178 | 7218 |

f_{sy} : 降伏強度, E_s : 弾性係数, ϵ_{sy} : 降伏ひずみ。表中の上段 No.1, 4, 5, 下段 No.2, 3, 6-8 で使用。*は 0.2%オフセット値。

試体は、フーチング幅と同じ幅を持つ橋脚く体およびフーチング、片側あたり 1 本の杭から成る。杭は、円形鋼材とした。供試体の寸法は、実構造物の 1/6 を想定した。

実験パラメータは、せん断スパン比 a_1/d_1 およびフーチングの幅 b とした。

杭を模擬した円形鋼材の直径は 250mm、橋脚を模擬したく体は高さ 500mm×幅 500mm×奥行 (= フーチング幅)、杭の外側からフーチング外縁までの距離は円形鋼材の直径 250mm 以上の 275mm とした。フーチングの軸方向鉄筋は、フーチングが曲げ降伏せずにせん断破壊するように配置し、フーチング外縁に設置した鋼板に溶接することで定着した。せん断補強鉄筋は配置していない。

2.2 荷重方法および計測項目

荷重方法は、杭を模擬した円形鋼材の下面に回転支承を設置し、ピン・スライドの支持条件下で橋脚上面から静的な鉛直荷重を与えた。

計測項目は、荷重、変位、フーチングの鉄筋のひずみ、フーチング内部のコンクリートのひずみである。フーチング内部のコンクリートのひずみは、ひずみゲージを貼付したアクリル棒を用いて計測した(図5)。アクリル棒は、橋脚基部と杭間に生じると考えられる圧縮ストラットを想定して設置した。アクリル棒には溝を設け、アクリル棒とコンクリートとの付着を確保した。

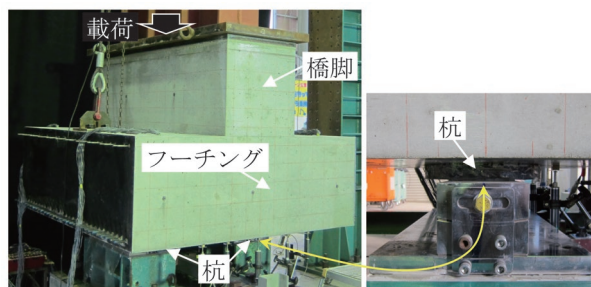


図 3 実験の状況 (No.2)

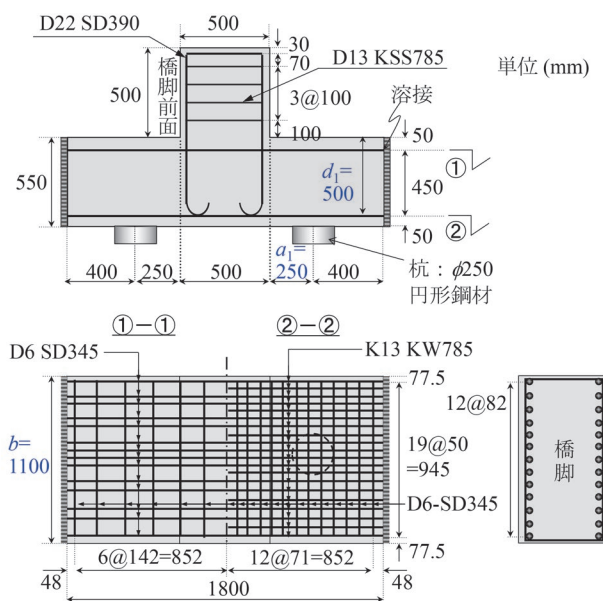


図 4 供試体形状・寸法および配筋図 (No.4)

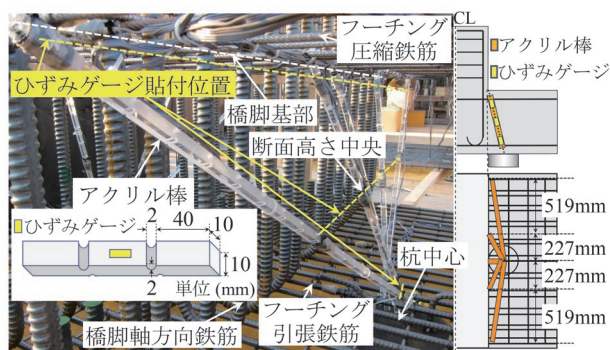


図 5 アクリル棒の設置状況 (No.2)

3. せん断破壊性状

3.1 ひび割れ状況

図 6 にせん断力 (荷重の 1/2) と荷重点下の変位の関係を示し、図 7 にフーチング前面および下面の実験終了時のひび割れを示す。スパン中央付近に曲げひび割れが発生したが大きく開口することなく、斜めひび割れが生じて荷重が低下した。引張鉄筋が降伏ひずみに達するこ

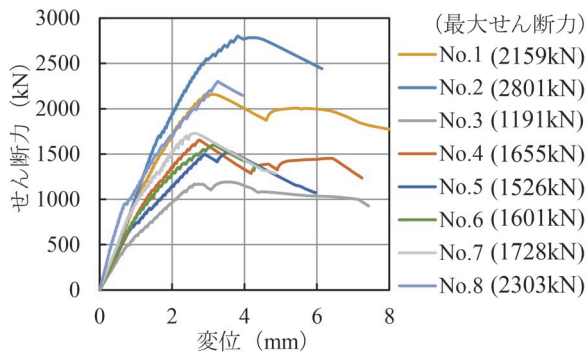
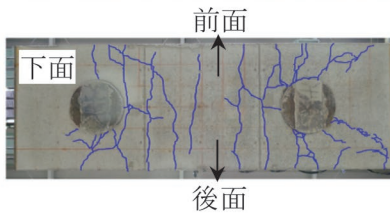
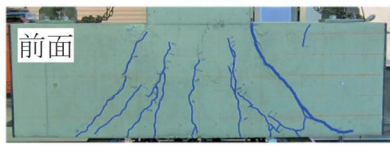
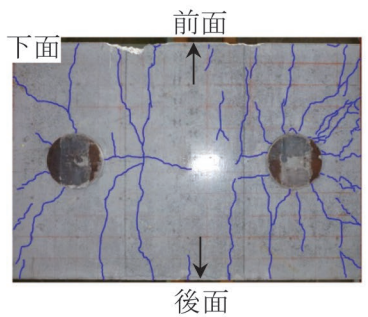
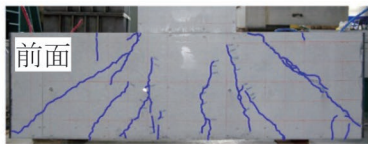


図6 せん断力と変位の関係



(a) No. 3

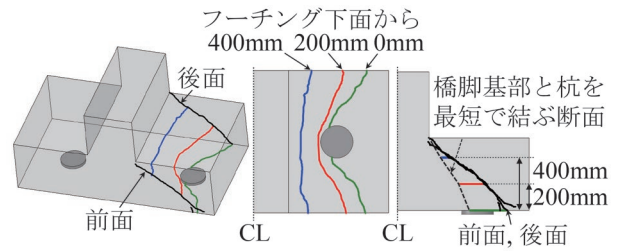


(b) No. 4

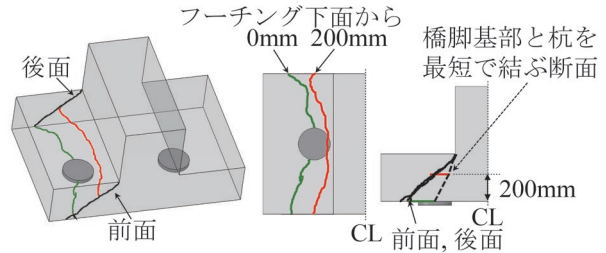
図7 フーチング前面および下面のひび割れ

とはなかった。全ての供試体でせん断破壊に至ったと考えられる。ひび割れ状況は、既往の研究^{3) 4) 5)}と同様であった。

図8に、フーチング内部のひび割れを示す。実験終了後にフーチング下面から200mm, 400mmの位置で水平に供試体を切断してひび割れを観察した。橋脚基部と杭を最短で結ぶ断面をみると、斜めひび割れが橋脚基部と杭中心程度を結んでおり、杭から離れ、前面・後面に向



(a) No. 5



(b) No. 6

図8 フーチング内部のひび割れ

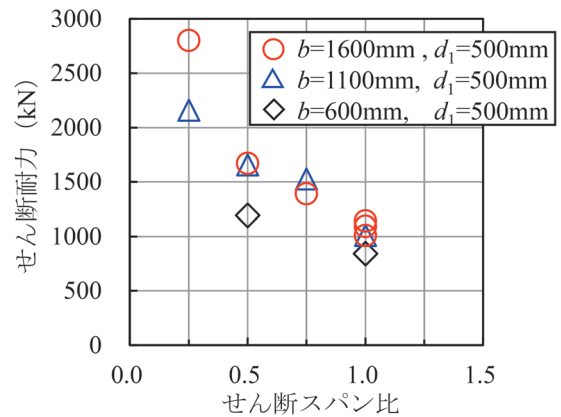


図9 せん断耐力とせん断スパン比

かうにつれ、斜めひび割れの角度が緩やかになっている。橋脚基部の近く（フーチング下面から400mm）では、フーチング幅方向にひび割れが直線的に発生していることから、フーチング全幅に様に圧縮応力が発生していると考えられる。そして、杭に近づくにつれ（フーチング下面から200mm, 0mm）、ひび割れが放物線的になることから、圧縮応力が杭に集中することがうかがえる。

図9に、せん断耐力とせん断スパン比の関係を示す。せん断スパン比1.0および $b=1600\text{mm}$ のせん断スパン比0.5, 0.75のプロットは、既往の研究³⁾の結果である。試算結果(図1)とは逆に、せん断スパン比が小さい場合においてもせん断スパン比が小さいほど、せん断耐力は増加する。

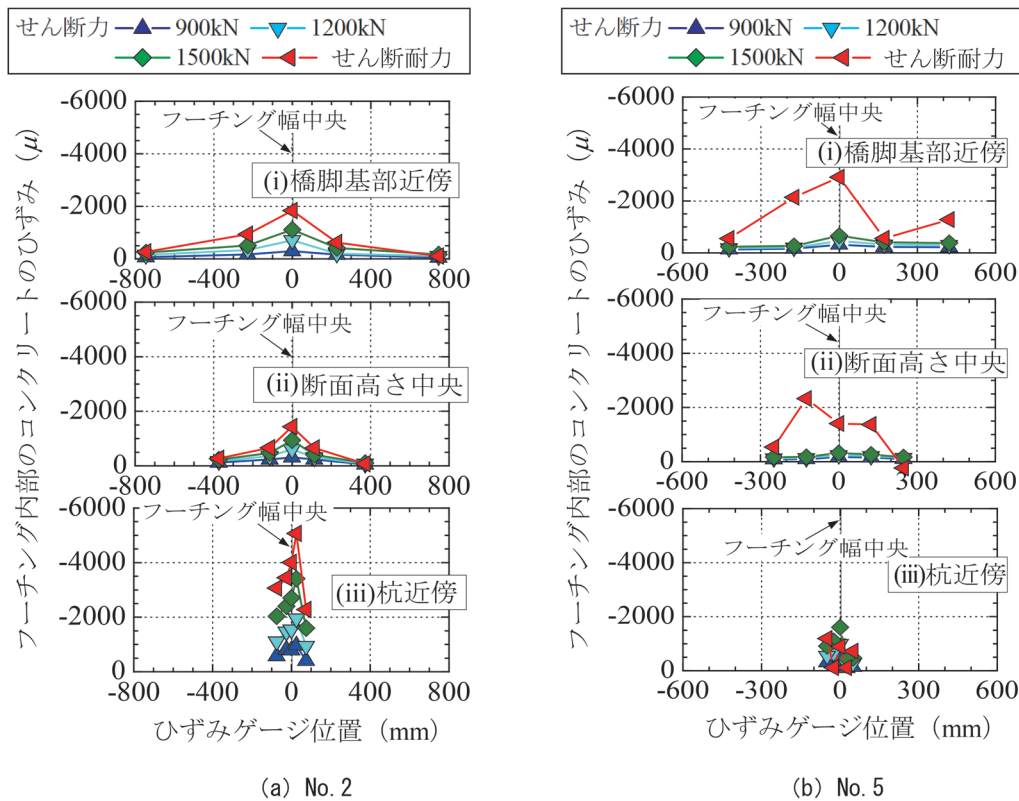


図 10 フーチング内部のコンクリートのひずみ分布

3.2 フーチング内部のコンクリートのひずみ分布

図 10 に、No.2, No.5 のフーチング内部のコンクリートのひずみ分布を示す。(i) は橋脚基部近傍、(ii) はフーチングの断面高さ中央、(iii) は杭近傍のひずみである。フーチング幅中央付近でひずみが最大となり、フーチング外縁に向かってひずみが小さくなる。橋脚に近いほど比較的フーチング幅方向に一様にひずみが生じており、杭に近いほどフーチング幅中央にひずみが集中して生じることから、橋脚基部ではフーチング全幅に広がり、杭に向かうにつれて集中する圧縮ストラットが形成されると考えられる。

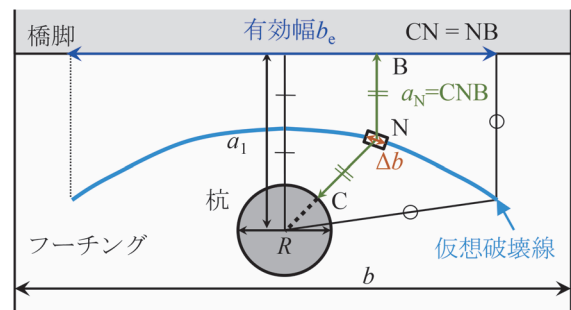


図 11 仮想破壊線と有効幅

4. 耐力評価に用いる有効幅の算定式の検討

4.1 有効幅の算定式の再設定

既往のせん断耐力式⁵⁾は、図 11 に示す有効高さの 1/2 の断面で仮想破壊線と有効幅(式(1))を設定し、有効幅内の a_N の各微小区間 Δb のせん断耐力 V_{uN} (式(2))を積分することで、杭 1 本あたりのフーチングのせん断耐力を算定する式である。

$$b_e = 0.8 \cdot a_1 + R \leq b \quad (1)$$

$$V_{uN} = \frac{0.24 \cdot k \cdot f_c^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100 \cdot p_c}) \cdot (1 + 3.33 \cdot R/d_1)}{1 + (a_{N1}/d_1)^2} \cdot \Delta b \cdot d_1 \quad (2)$$

ここに、

- b_e : 有効幅 (mm)
- a_1 : 橋脚前面から杭中心までの距離 (mm)
- R : 杭径 (mm)
- b : フーチング幅 (mm)
- V_{uN} : N 点におけるせん断耐力 (N)
- k : $1 + 7.4 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot p_w} \cdot (a_{N1}/d_1 - 0.75) / f_c^{2/3} \geq 1$
- f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- p_c : せん断引張鋼材比
- d_1 : 橋脚前面における有効高さ (mm)
- a_{N1} : $a_N + R$ (mm)
- a_N : 図 11 の CNB の長さ (mm)
- Δb : 仮想破壊線上の微小区間 (mm)
- p_w : せん断補強鉄筋比

ここで、既往の有効幅の算定式(1)は、杭径 R の他、橋脚前面から杭中心までの距離(せん断スパン) a_1 のみに依存し、せん断スパンが0の場合には有効幅が杭径と算定される。これは、図12に示すように、橋脚基部と杭を結ぶ圧縮ストラットを、投影した平面で考えているためである。ただし、仮想破壊線を定義する有効高さの1/2の断面で考えると、有効幅は有効高さにも依存し、せん断スパンが0の場合においても有効幅に杭径の他、有効高さの影響を考慮する必要があると考えられる。有効高さに関係なく、せん断スパンが小さいほど有効幅が狭くなることが、せん断スパンが小さい場合にせん断スパン比が小さいほどせん断耐力が小さく評価される要因の一つとなっていると考えられる。

そこで、有効幅の算定式に有効高さを変数として加え、式(3)と再設定することとした。定数0.65は、実験で得られたせん断耐力(実験値)と、式(2)と式(3)を用いて算定したせん断耐力(算定値)の比較を行い、実験値と算定値の比(実験値/算定値)の平均が1.0になるように定めた値である。

$$b_e = 0.65 \cdot \sqrt{a_1^2 + d_1^2} + R \leq b \quad (3)$$

図13に、実験値と、式(2)で得られる V_{un} の積分範囲である有効幅を式(1)または式(3)を用いて算定したせん断耐力(算定値)の比(実験値/算定値)とせん断スパン比の関係を示す。表3に、使用した供試体の諸元^{3) 4) 5)}を示す。式(3)を用いた方が式(1)と比べて精度良くせん断耐力を評価できる。

4.2 設計における耐力評価

設計¹⁾では、式(2)を安全側に簡略化した式(4)を用いて設計押抜きせん断耐力を算定している。式(3)を設計で用いることを考え、この式(4)中の有効幅 b_e を式(3)によって算定した耐力について検討する。

$$V_{\text{fdd}} = (\beta_d + \beta_w) \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{\text{fdd}} \cdot b_e \cdot d_1 / \gamma_b \quad (4)$$

ここに、

V_{fdd} : 設計せん断圧縮破壊耐力 (N)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d_1} \leq 1.5$$

$$\beta_w = 4.2 \cdot \left[\sqrt[3]{100 \cdot p_w} \cdot \{1.1 \cdot (a_1 + R/2)/d_1 - 0.75\} / \sqrt{f'_{cd}} \right] \geq 0$$

$$\beta_p = (1 + \sqrt{100 \cdot p_c}) / 2 \leq 1.5$$

$$\beta_a = 5 / [1 + \{1.1 \cdot (a_1 - R/2)/d_1\}^2]$$

$$f_{\text{fdd}} = 0.19 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$$

a_1 : 柱または壁前面から杭中心までの距離 (mm)

d_1 : 柱または壁前面における有効高さ (mm)

p_w : せん断補強鉄筋比 $p_w = A_w / (b_1 \cdot s_1)$

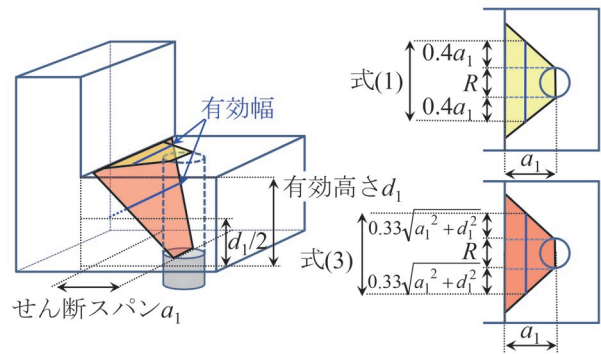


図12 せん断耐力評価に用いる有効幅の概要

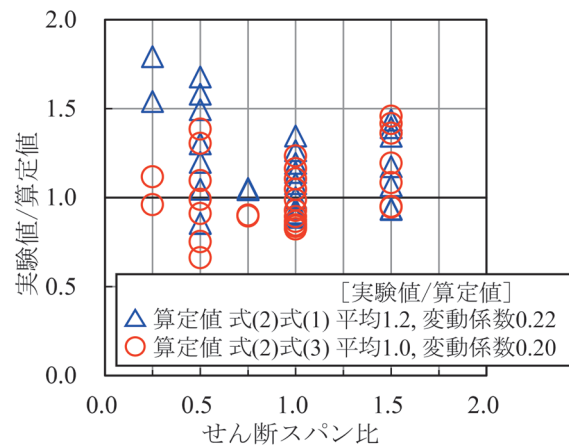


図13 実験値/算定値(式(2)式(1), 式(2)式(3))とせん断スパン比の関係

表3 図13中の供試体の諸元(全29体)

| 項目 | 諸元 |
|--------------------|-----------------------------|
| 杭本数 | 片側あたり1本 |
| せん断スパン比 a_1/d_1 | 0.25~1.50 |
| フーチング幅 b | 600~1600 mm |
| 杭径 R | 125~250 mm |
| 杭径と有効高さの比 R/d_1 | 0.36~0.83 |
| せん断引張鋼材比 p_c | 0.33~1.59 % |
| せん断補強鉄筋比 p_w | 0.00~1.99 % |
| コンクリートの圧縮強度 f'_c | 21.6~34.9 N/mm ² |

A_w : 鉛直せん断補強鉄筋1本当たりの断面積 (mm²)

b_1 : 柱面または壁面に直交する方向の鉛直せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

s_1 : 柱面または壁面方向の鉛直せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

p_c : せん断引張鋼材比 $p_c = A_s / (b_e \cdot d_1)$

A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)

R : 杭径 (mm)

b_e : 有効幅 (mm)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数 1.2

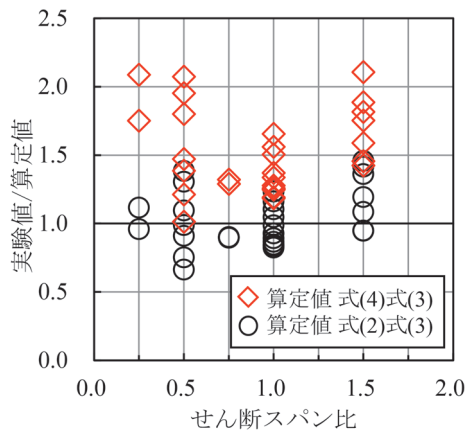


図 14 実験値/算定値 (式 (4) 式 (3), 式 (2) 式 (3))

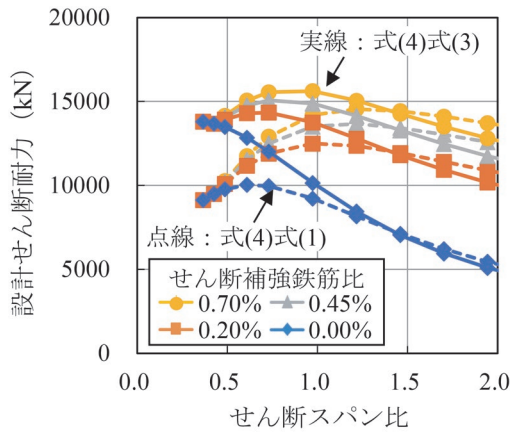


図 15 設計せん断耐力の試算(式 (4) 式 (3), 式 (4) 式 (1))

図 14 に、実験で得られたせん断耐力（実験値）と式 (4) および式 (2) 中の有効幅を式 (3) によって算定したせん断耐力（算定値）の比（実験値/算定値）を、横軸をせん断スパン比として示す。式 (4) の実験値/算定値は式 (2) より大きく、式 (4) は式 (2) より安全側である。式 (4) の実験値/算定値は 1.0 以上であり、式 (4) は実験値を全て安全側に評価していた。

1 章で記載した図 1 は、式 (4) 中の有効幅を式 (1) によって算定した結果である。その結果とともに、図 15 に、図 1 と同一の杭基礎フーチングの諸元を用いて式

(4) 中の有効幅を式 (3) によって算定した耐力とせん断スパン比の関係を示す。式 (3) を用いた場合、せん断スパン比が小さくなくても、せん断耐力が式 (1) と比較して小さく評価されることはない。

5. まとめ

せん断スパン比 1.0 以下の杭基礎フーチングを模擬した実験を行い、せん断破壊性状およびせん断耐力評価に用いる有効幅の算定式について検討した。

- (1) せん断スパン比が 1.0 以下においても、せん断耐力はせん断スパン比が小さいほど増加することを明らかにした。
- (2) せん断スパン比が 1.0 程度以下と小さい場合、設計で用いられる既往の押抜きせん断耐力の算定式では、せん断スパン比の減少にしたがって、せん断耐力の算定値が小さくなっていったが、有効幅の算定に有効高さを考慮することによって、せん断耐力の算定値が過小にならない評価法を提案した。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善出版，2004.1
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 照査例 鉄筋コンクリート橋脚（杭基礎），2007.10
- 3) 石橋忠良，松田好史，齊藤啓一：少数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文報告集，第 337 号，pp.197-204，1983.9
- 4) 石橋忠良，齊藤啓一，寺田年夫：少数本のくいをを用いたフーチングのせん断補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.565-570，1988
- 5) 鈴木裕隆，谷村幸裕，佐藤勉，吉田幸司，渡邊忠朋：杭基礎フーチングのせん断耐力評価，鉄道総研報告，Vol.18，No.1，pp.31-36，2004.1