

論文 直接支持されたフーチングのせん断耐力算定における有効幅の検討

轟 俊太郎*1・田所 敏弥*2・谷村 幸裕*3・進藤 良則*4

要旨: 本研究では、直接支持されたフーチングを模擬した試験体によるせん断試験を実施した。また、フーチング内の応力状態を3次元のFEM解析を用いて把握し、有効幅およびせん断スパン比がせん断耐力に与える影響について検討を行った。実験において、せん断耐力は、フーチング幅が広がるに従って増加するが、上限があることがわかった。また、せん断スパン比が小さいほどせん断耐力は大きくなる。FEM解析では、フーチング内の応力状態の把握および有効幅の評価への適用性を確認し、せん断力に対して有効に抵抗している領域を示すことができた。

キーワード: フーチング, 直接支持, せん断耐力, 有効幅, せん断スパン比

1. はじめに

耐震設計において想定する地震力の増大にともない、杭基礎橋脚のフーチングは部材寸法および鉄筋量が増大傾向にあり、コストアップの要因となっている。フーチングの設計では、部材がマッシブであることから、地震時のせん断力により部材諸元が決定される。

杭基礎フーチングのせん断耐力は、鉄筋コンクリート梁の載荷試験より求めたせん断強度に所定の有効幅を考慮することによって算定している^{1),2),3)}。しかし、杭と橋脚前面の距離が小さいフーチングの有効幅に関しては、十分な検討が行われていない。そこで、本研究では、杭、フーチングおよび橋脚く体を模擬した試験体による載荷試験を実施した。また、実験的検討のみから有効幅を直接的に評価することは、現状では困難であることから、フーチング内の応力状態を3次元のFEM解析を用いて把握し、有効幅およびせん断スパン比がせん断耐力に与える影響について検討を行った。

びNo.3で0.5とした。フーチング幅 B は、No.1およびNo.3で1100mm, No.2で600mmである。その他の断面形状は、フーチング高さ550mm, フーチング端部から杭中心の距離400mm, 杭を模擬した円形鋼材 $\phi 250$ mm, 橋脚く体を模擬した断面を高さ500mm \times 幅500mm \times 奥行(=フーチング幅)とした。

配筋は、いずれの試験体においても、フーチングの下側には、橋脚く体の壁と垂直な方向に引張鉄筋

表-1 試験体パラメータ

No.	f_c	a_1	d	a_1/d	B
1	28.4	125	500	0.25	1,100
2	28.3	250	500	0.50	600
3	28.1	250	500	0.50	1,100

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), a_1 : せん断スパン (mm), d : 有効高さ (mm), a_1/d : せん断スパン比, B : フーチング幅 (mm)

2. 載荷試験概要

2.1 試験体諸元および形状

表-1に試験体諸元を示す。また、図-1に試験体No.3の形状例を示す。なお、試験体形状および諸元は、既往の文献^{2),3)}を参考とした。試験体は、橋脚く体の形状を壁式とした杭基礎フーチングモデルである。スケールは、実構造物の1/4を想定した。試験体のパラメータは、フーチングのせん断スパン a_1 およびフーチング幅 B である。ここで、せん断スパン a_1 は、杭中心と橋脚く体前面の距離である。試験体数は3体である。

せん断スパン a_1 は、No.1で125mm, No.2およびNo.3で250mmとした。有効高さ d はいずれの試験体も500mm一定とし、せん断スパン比 a_1/d をNo.1で0.25, No.2およ

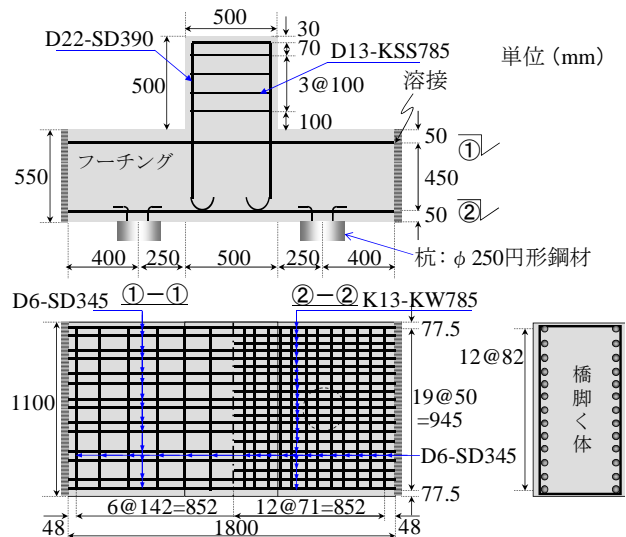


図-1 試験体の形状 (No.3)

*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 コンクリート構造 研究員 工修 (正会員)

*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 コンクリート構造 主任研究員 博(工) (正会員)

*3 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 コンクリート構造 室長 博(工) (正会員)

*4 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 三陸鉄道復興鉄道建設所 所長 工修 (正会員)

K13-KW785 を 50mm 間隔で配置した。引張鉄筋比は 0.46% である。一方、フーチングの上側には、圧縮鉄筋 D6-SD345 を配置した。圧縮鉄筋比は 0.07% である。圧縮鉄筋の配置間隔は、50mm 間隔の鉄筋 2 本一組とし、それを 100mm 間隔とした。また、引張鉄筋の直下および圧縮鉄筋の直上に、各々に直交する配力鉄筋 D6-SD345 を配置した。配力鉄筋の配置間隔は、引張鉄筋側で 71mm、圧縮鉄筋側で 142mm である。せん断補強鉄筋は、全ての試験体で配置していない。引張鉄筋および圧縮鉄筋の定着は、フーチング端部に設置した鋼板に溶接することにより行った。橋脚く体の配筋は、軸方向鉄筋を D22-SD390、82mm 間隔、せん断補強鉄筋を D13-KSS785、100mm 間隔とした。杭の配筋は、フーチングへの定着のため、円形鋼材に折曲げ鉄筋 2 本を配置した。表-2 に使用した鉄筋の降伏強度および弾性係数を示す。コンクリートの最大骨材寸法は、13mm である。

2.2 載荷方法および測定項目

載荷試験の状況を図-2 に示す。載荷方法は、杭を模擬した $\phi 250\text{mm}$ の円形鋼板の下面に回転支承を設置し、橋脚く体上面から静的な鉛直荷重を作用させた。なお、地震時において、フーチングには橋脚から水平荷重が作用するが、死荷重の影響により片振りに近い状態となることから鉛直荷重とした。

測定項目は、荷重、変位、引張鉄筋のひずみである。測定位置は、変位については、フーチングの-span 中央および杭近傍である。引張鉄筋のひずみは、橋脚前面位置で測定した。

3. 試験結果

3.1 ひび割れおよび破壊状況

図-3~5 (a) に試験体 No.1~No.3 の正面の最終的なひび割れ状況を示す。いずれの試験体も、まず曲げひび割れが発生した (図-3~5 (a) ①)。フーチング幅が No.1 と No.3 に比べ狭い No.2 では、最終的に、正面に橋脚基部前面と杭を結ぶ斜めひび割れが発生して (図-4 (a) ②)、荷重が低下した。No.1 および No.3 では、正面に橋脚基部前面と杭を結ぶ顕著な斜めひび割れが発生することはなく、荷重が低下すると共に、橋脚基部前面とフーチング端部を結ぶひび割れが発生した (図-3 (a) ②および図-5 (a) ②)。No.2 は、フーチング幅が、既往の評価法により算定した有効幅^{1),3)}相当であることから、正面に橋脚基部前面と杭を結ぶ斜めひび割れが発生したと考えられる。一方で、No.1 および No.3 は、No.2 と同様に、試験体内部では橋脚基部前面から杭に圧縮ストラットが形成している可能性がある。しかしながら、フーチング幅が有効幅^{1),3)}よりも大きいため、正面には橋脚基部前面と杭を結ぶ斜めひび割れが確認できな

表-2 使用した鉄筋の降伏強度および弾性係数

径規格	K13 KW785	D6 SD345	D22 SD390	D13 KSS785
f_y	873	403	467	925
E_s	179	173	183	178

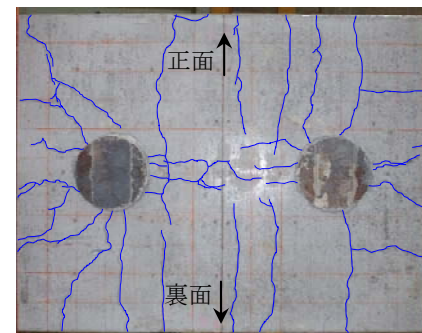
f_y : 降伏強度 0.2% オフセット値 (N/mm²), E_s : 弾性係数 (kN/mm²)



図-2 載荷試験の状況



(a) 正面

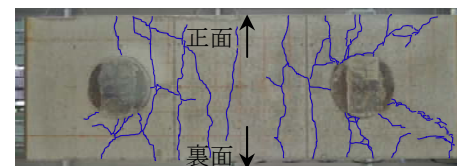


(b) 下面

図-3 最終的なひび割れ状況 (No.1)



(a) 正面



(b) 下面

図-4 最終的なひび割れ状況 (No.2)

ったと考えられる。また、いずれの試験体もせん断スパン比が小さいため、特に No.2 では橋脚基部前面と杭を結ぶ線が鉛直と成す角が 45 度よりも小さいため、圧縮力

が定着部へ流れた可能性がある。

図-3~5 (b) に試験体 No.1~No.3 の下面の最終的なひび割れ状況を示す。いずれも杭中心間では、曲げひび割れが横断して発生している。一方、杭中心からフーチング端部においては、杭中心から放射状にひび割れが進展している。放射状のひび割れは、フーチングの正面まで進展し、正面に発生した斜めひび割れと繋がっていることがわかる。このことから、フーチング内部での斜めひび割れ或いは圧縮ストラットの形状は、三次元的な分布となっていることが伺える。

3.2 せん断力-変位関係

図-6 にせん断力-変位関係を示す。なお、変位は、フーチングの-span中央で計測したものである。いずれの試験体も、曲げひび割れが発生した後に、剛性が僅かに低下した。曲げひび割れ発生後も荷重は増加し、No.1, No.3 では、橋脚基部前面とフーチング端部にひび割れが発生し、荷重が急激に低下した。一方、No.2 では、変位が 2.8mm 程度で一旦荷重が低下した後に、再度荷重が増加し、変位が 3.6mm 程度で正面に橋脚基部前面と杭を結ぶ斜めひび割れが発生し、最大せん断力に達して、荷重が低下した。

せん断スパン a_1 をパラメータとした No.1, No.3 を比較すると、せん断スパンが小さいほど、せん断耐力は大

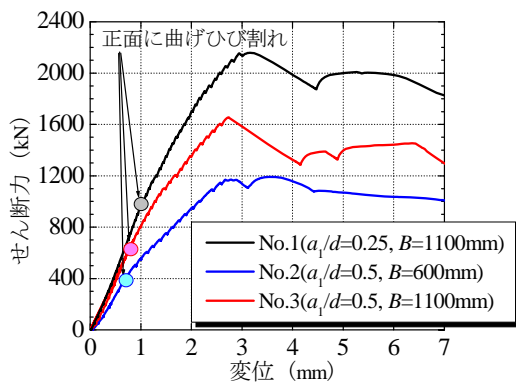


図-6 せん断力-変位関係

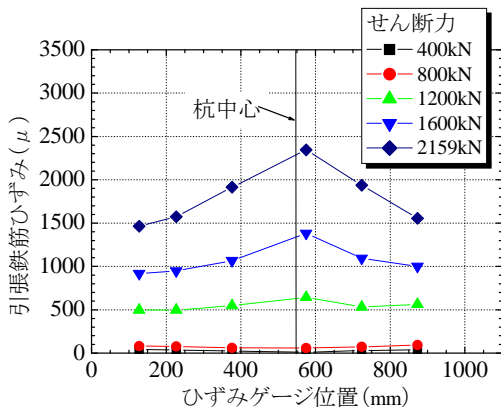
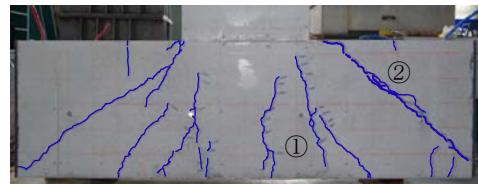


図-7 引張鉄筋ひずみ分布 (No.1)

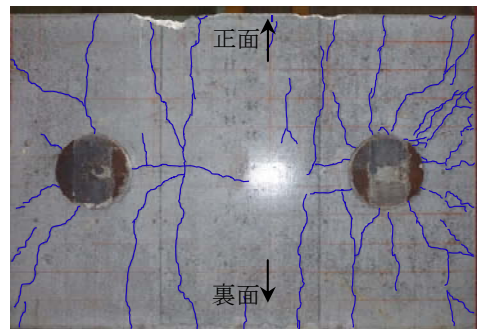
きくなった。また、フーチング幅 B をパラメータとした No.1, No.2 を比較すると、フーチング幅が広いほど、せん断耐力は大きくなった。

3.3 引張鉄筋のひずみ分布

図-7~9 にフーチング幅方向の引張鉄筋のひずみ分



(a) 正面



(b) 下面

図-5 最終的なひび割れ状況 (No.3)

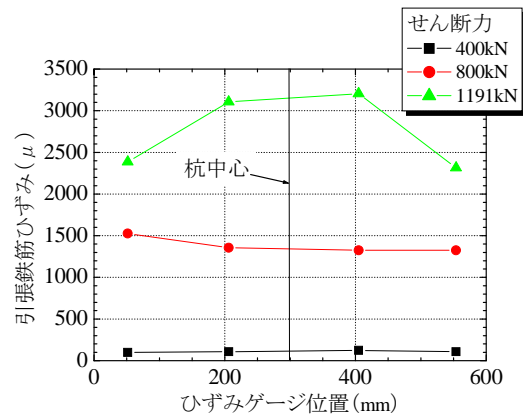


図-8 引張鉄筋ひずみ分布 (No.2)

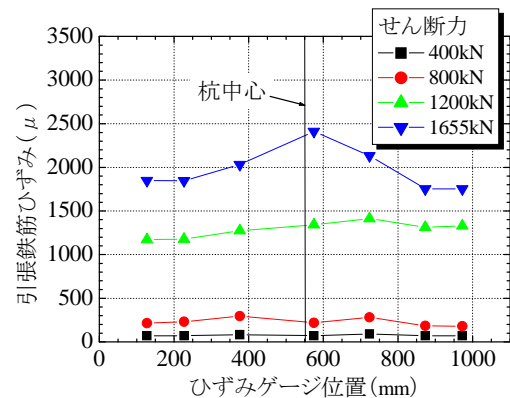


図-9 引張鉄筋ひずみ分布 (No.3)

布を示す。なお、400kN 毎および最大せん断力時のひずみ分布である。図示したひずみは、斜めひび割れが進展したスパンのものである。横軸は、フーチング幅方向のひずみゲージ位置である。引張鉄筋の降伏ひずみは 6893 μ である。いずれの試験体もひずみゲージ位置に、曲げひび割れが発生していないと考えられる段階においては、ひずみ分布は、ほぼ一定であることがわかる。なお、曲げひび割れが正面で観察された際のせん断力は、No.1 で 1000kN 程度、No.2 で 400kN 程度、No.3 で 650kN 程度である。最大せん断力時には、杭中心に近い位置に配置した引張鉄筋に比較的大きなひずみが生じていることがわかる。図-7 より、せん断力 1600kN 時には、ひずみゲージ位置端部 100mm と 200mm のひずみが同等であるが、最大せん断時には、杭中心を頂点とした三角形にひずみが分布している。図-8 より、最大せん断力時には、最外縁の引張鉄筋まで、ひずみは 2500 μ 程度となった。また、図-9 より、最大せん断力時には、ひずみゲージ位置端部 100mm と 200mm、900mm と 1000mm のひずみが同等であり、200mm~900mm が有効幅のように見えるが、ひずみは 2000 μ と大きいため、明確ではない。

3.4 実験値と計算値の比較

表-3 に実験値と計算値の比較を示す。また、図-10 および図-11 にフーチング幅と実験値および計算値の関係を示す。併せて、石橋らの文献²⁾より、本試験体と同諸元であり、せん断スパン比 0.5、フーチング幅 1600mm、引張鉄筋比 0.51%の結果を示す。ここで、計算値は、仮想破壊線上の微小区間のせん断耐力をディープビームのせん断耐力式 (1)⁴⁾を用いて求め、それを仮想破壊線上の有効幅の範囲内で積分した値とした³⁾。なお、積分範囲となる有効幅 l は、仮想破壊線上の微小区間 dl を積分した式 (2) であり、 $0.8a_1 + R$ と $2a_1$ の小さい方とした。図-12 に仮想破壊線を示す。

$$V_{uN} = \frac{0.24 \cdot f'_c{}^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100 p_t}) \cdot (1 + 3.33 R/d)}{1 + (a_{N1}/d)^2} \Delta l \cdot d \quad (1)$$

$$l = \int_{-l/2}^{l/2} dl, \quad l = \min(0.8a_1 + R, 2a_1) \quad (2)$$

ここに、 V_{uN} : N 点におけるせん断耐力 (N)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

p_t : 引張鉄筋比

R : 杭径 (mm)

d : 橋脚く体前面における有効高さ (mm)

a_{N1} : $a_{N1} = a_N + R$ (mm)

a_N : 図-12 中の CNB の長さ (mm)

Δl : 仮想破壊線上の微小区間 (mm)

l : 有効幅 (mm)

V_{cal} : せん断耐力 (kN)

表-3 実験値と計算値の比較

No.	l	B/l	V_{exp}	V_{cal}	V_{exp}/V_{cal}
No.1	250	4.4	2159	1004	2.15
No.2	450	1.3	1191	1392	0.86
No.3	450	2.4	1655	1383	1.20
既往 ²⁾	450	3.6	1670	1284	1.30

l : 有効幅 (mm), B : フーチング幅 (mm), V_{exp} : 実験値 (kN), V_{cal} : 計算値 (kN)

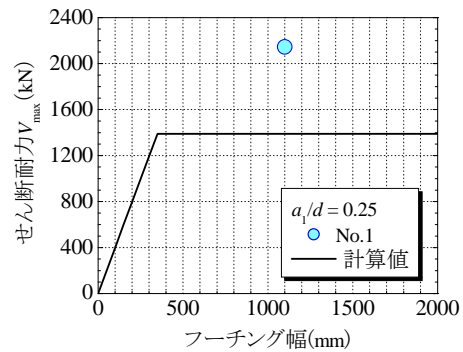


図-10 せん断耐カ-フーチング幅 ($a_1/d = 0.25$)

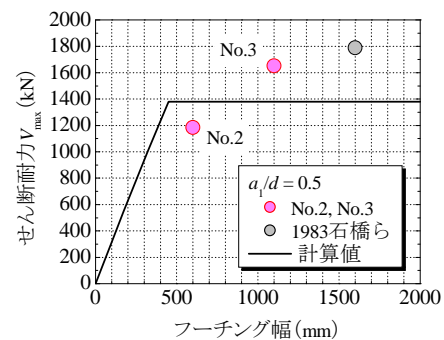


図-11 せん断耐カ-フーチング幅 ($a_1/d = 0.5$)

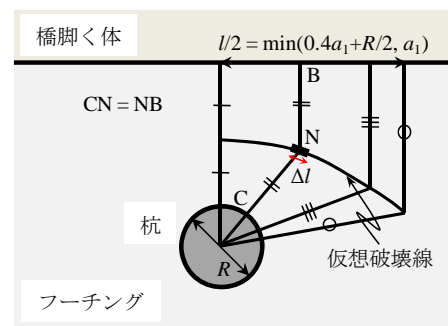


図-12 仮想破壊線の概要

ここで、本試験体の有効幅は、No.1 で 250mm、No.2 および No.3 で 450mm である。いずれの試験体においてもフーチング幅と比べて小さい。フーチング幅/有効幅は、No.1 で 4.4、No.2 で 1.3、No.3 で 2.4 である。なお、図-10 および図-11 に示す結果は、いずれも比較のため、 f_c

=28N/mm², $p_t=0.46\%$ となるように、式(1)により、補正したものである。

フーチング幅に着目すると、フーチング幅/有効幅が比較的大きい No.1 および No.3 の実験値は、計算値と比較して大きい。しかしながら、フーチング幅/有効幅の小さい No.2 の実験値は、計算値と比較して小さかった。図-11 からフーチング幅が広がると、せん断耐力は、徐々に増加することがわかる。一方で、計算値は、有効幅までは線形で増加し、有効幅に達すると上限となるようなバイリニアで表現される。

せん断スパン比に着目すると、No.2 と No.3 を比べ、せん断スパン比の小さい No.1 の方が、計算値と比べ実験値が大きい。

4. FEM 解析概要

解析モデルは、フーチングの対称性から図-13 に示すように 1/4 モデルとし、解析モデルにおけるフーチング幅は、300mm, 550mm, 800mm とした。せん断スパン比は 0.5 である。なお、試験体との対応は、フーチング幅 300mm が No.2, 550mm が No.3, 800mm は既往の結果²⁾ である。

要素については、コンクリートはソリッド要素、鉄筋は埋込み要素でモデル化した。コンクリートの構成則は、圧縮および引張共に、破壊エネルギーに基づく構成則とし、圧縮は Feenstra⁴⁾らのモデル、引張は Hordijk⁵⁾らのモデルを用いた。ひび割れモデルは、回転ひび割れモデルとした。なお、引張強度 f_{tk} 、引張破壊エネルギー G_{Ft} 、圧縮破壊エネルギー G_{Fc} は、式(3)～(5)から算出した。鉄筋の構成則は、弾完全塑性とした。また、横方向のひび割れ、拘束に対しては、圧縮強度の低減、増加を考慮したモデル^{7),8)}とした。

$$f_{tk} = 0.23 f'_c{}^{2/3} \dots\dots\dots (3)$$

$$G_{Ft} = 1/100 \cdot (d_{max})^{1/3} \cdot f'_c{}^{1/3} \dots\dots\dots (4)$$

$$G_{Fc} = 8.77 f'_c{}^{1/2} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

d_{max} : コンクリートの最大骨材寸法 (mm)

5. FEM 解析結果

解析によって得られたせん断力-変位関係を、試験結果とともに図-14 に示す。なお、杭を模擬した円形鋼板の変位は測定できないため、変位は、部材軸における試験体中央の変位と支点近傍の相対変位とし、解析においても、同位置の相対変位を示した。また、フーチング幅 1600mm の試験においては、既往の試験結果²⁾ であるため、せん断耐力のみ示した。また、最大せん断力時のフーチングの側面および内部の最小主応力を図-15～17

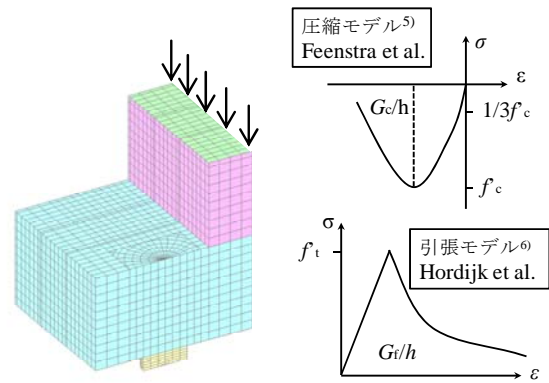


図-13 解析モデル

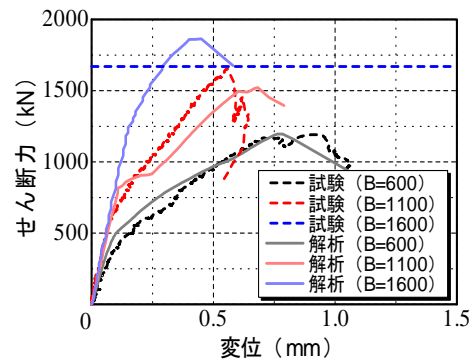


図-14 せん断力-変位関係

に示す。

図-14 より、本研究における FEM 解析では、せん断力-変位関係およびせん断耐力を概ね評価できることがわかる。また、ひび割れ状況においても、例えば、底面において、図-5 (b) および図-16 (d) に示すように、載荷試験および解析において、支点から放射状のひび割れおよび応力の局所化領域が確認できる。

さらに、フーチング内において、FEM 解析では水平断面に応力が局所化している領域が確認できる。フーチング幅 600mm の場合、図-15 (b) に示すように全幅において、応力が伝達されているが、一方、フーチング幅 1100mm, 1600mm の場合、図-16 (b), 図-17 (b) に示すように、応力が伝達されている幅は、1000mm 程度と全幅に達していないことがわかる。このように、せん断力に対して有効に抵抗する領域は、全幅ではなく、所定の幅を有していることを FEM 解析によって示すことができた。また、載荷試験においても、フーチング幅 1100mm, 1600mm の試験体では、せん断耐力に有意な差がないことから、本研究で対象とした試験体の場合、せん断力に対して有効に抵抗する領域は、1000mm 程度であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、杭、フーチングおよび橋脚く体を模擬した試験体を用いて、直接支持されたフーチングのせん断試験を実施した。また、フーチング内の応力状態を 3 次

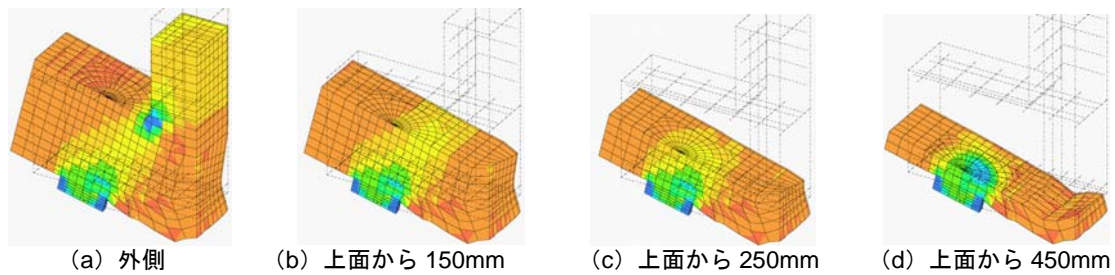


図-15 最小主応力分布 (B=600mm)

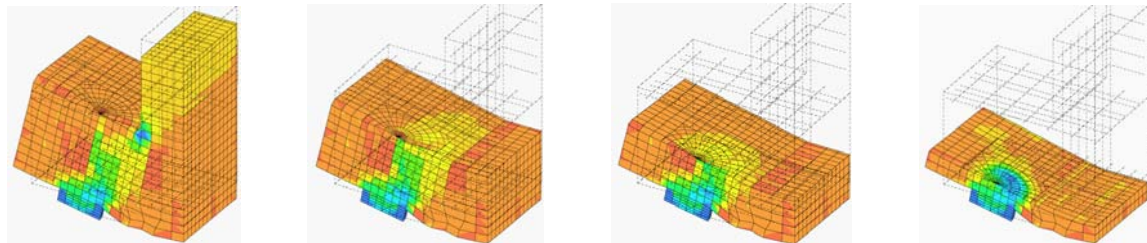


図-16 最小主応力分布 (B=1100mm)

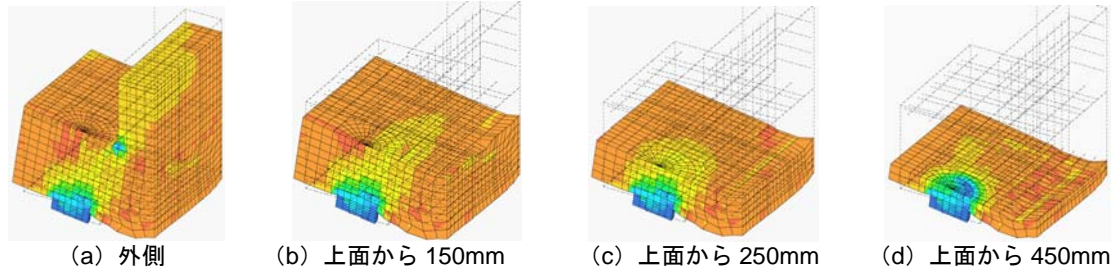


図-17 最小主応力分布 (B=1600mm)

元の FEM 解析を用いて把握し、有効幅およびせん断スパン比がせん断耐力に与える影響について検討した。

- (1) フーチング幅に着目すると、フーチング幅が広がると、せん断耐力は増加する。計算値と比べると、フーチング幅/有効幅が大きいほど、実験値/計算値は大きい。
- (2) せん断スパン比に着目すると、せん断スパン比が小さいほど、せん断耐力は大きい。計算値と比べると、せん断スパン比が小さいほど、実験値/計算値は大きい。
- (3) 载荷試験により得られたせん断耐力および試験体外面のひび割れ性状を FEM 解析によって、概ね再現できたことから、FEM 解析は、フーチング内の応力状態の把握および有効幅の評価に有効であると考えられる。
- (4) せん断力に対して有効に抵抗している領域を FEM 解析によって示すことができた。また、その領域は、载荷試験の結果から想定される幅と整合するものであった。

参考文献

- 1) (財) 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), 丸善, 2004

- 2) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 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, 土木学会論文集, No.337, pp.197-204, 1983
- 3) 谷村幸裕, 二羽淳一郎, 渡邊忠朋, 佐藤勉, 鈴木裕隆, 吉田幸司: スターラップを有する杭基礎フーチングのせん断耐力評価に関する研究, 土木学会論文集, No.795/V-68, pp.127-143, 2005
- 4) 二羽淳一郎: FEM 解析に基づくディープのせん断耐力算定式, 第2回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-126, 1983
- 5) Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 6) Hordijk, D. A. : Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1991
- 7) Selby, R. G. and Vecchio, F. J. : Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993
- 8) Vecchio, F. J. and Collins, M. P. : Compression response of cracked reinforced concrete. *J. Str. Eng., ASCE 119*, pp.3590-3610, 1993