

論文 縁端部を縮小した組杭の正負交番載荷実験の評価

木下 和香^{*1}・幸左 賢二^{*2}・清水 英樹^{*3}・白戸 真大^{*4}

要旨: フーチング縁端部の破壊形態を調べるため、場所打ち杭の組杭供試体実験を実施し、それを基に FEM 解析を実施した。その結果、実験、解析双方で水平押抜きせん断のひび割れが確認された。そこで、フーチング縁端部の終局時の荷重状態の検討を行ったところ、一般的な杭基礎構造では縁端部押抜きせん断照査において、杭の軸応力は小さく、水平応力が破壊に与える影響が大きいことがわかった。

キーワード: 場所打ち杭, 押し抜きせん断, FEM解析, 杭縁端距離

1. はじめに

橋梁の下部構造において、杭基礎の場合には躯体各部からの荷重はフーチングを介して杭から地盤へと伝達される。それゆえ杭本体は勿論のこと、杭反力に対してフーチングも破壊しないように設計を行う必要がある。現在、道路橋示方書¹⁾においては、図-1 に示すようにフーチング縁端から最外周の杭までの距離（以下、縁端距離）は、場所打ち杭の場合、杭径（D）の 0.5 倍以上を確保する必要がある。しかしながら、通常の常時荷重、L1 レベルの地震動に対して照査すると、必要縁端距離は 25cm 程度で十分の結果が得られており、近年、フーチング寸法の縮小や土留め・掘削量の低減を目的として、縁端距離を縮小して施工される場合もある。しかし、縁端距離を縮小することによりフーチングでは押抜きせん断破壊の発生が懸念される。これに対し、縁端距離を縮小させたフーチングの結合部において、様々な荷重状態での実験が行なわれている^{2), 3)}。

土木研究所においては実構造物と同様に杭からの軸力、水平力、モーメントが同時に作用する状況における結合部の破壊形態を調べるため、2 本組杭模型による載荷実験を行っている。しかしながら、軸力、水平力、曲げモーメントが作用するフーチング結合部は荷重状態が複雑であるため、破壊の照査が困難である。したがって本研究では、この実験結果を基に、FEM 解析による数値シミュレーションを行い破壊形態の推定を行った。次いで、実験、解析の結果を基にフーチング結合部の荷重状態を分析し、押し抜きせん断に寄与する作用力の検討を行った。

2. 実験概要

図-2 に実験供試体形状を示す。供試体は実際の道路橋橋脚の場所打ち杭基礎（2×2 本群杭）の橋脚から杭体までを模擬したもので、諸元を 1/2 スケールで想定し、

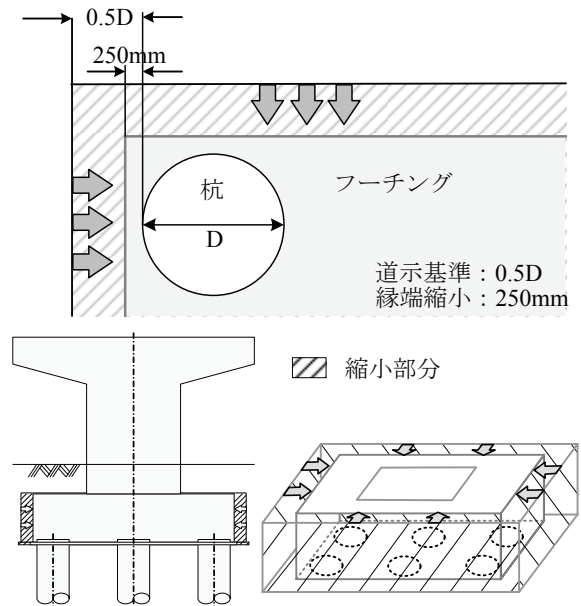


図-1 縁端距離の縮小

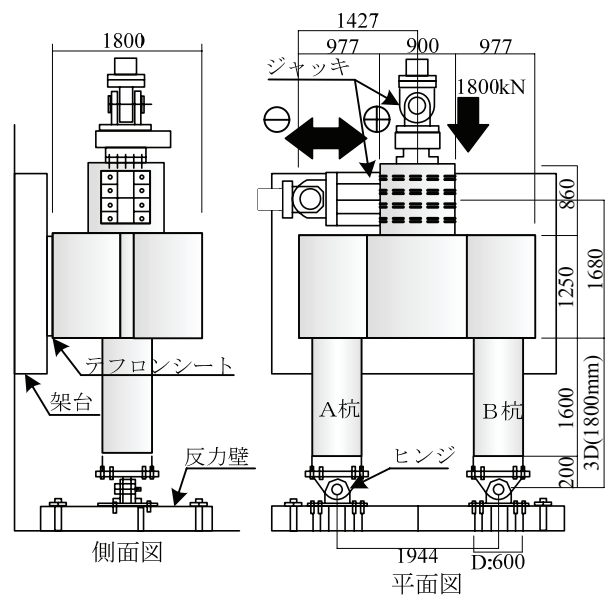


図-2 供試体形状

*1 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科教授 Ph.D (正会員)

*3 大日本コンサルタント株式会社 九州支社 技術部 (正会員)

*4 独立行政法人土木研究所 工博

水平力に対するフーチングのコンクリート抵抗面積が最も小さくなると想定される対角方向に荷重を行った。縁端距離は、かぶりやフーチング鉄筋径、鉄筋のあきを考慮した必要最低長の75mmとしている。

また、本実験では供試体をテフロンシートを敷いた架台の上に横向きに設置している。杭の先端にはヒンジを設け、フーチング下面から杭径Dの3倍(1800mm)の位置で、曲げモーメントがゼロになるようにしている。荷重にはジャッキ2基を用いており、橋脚部に一定の鉛直軸力1800kNを与えた上で正負交番の水平変位を与えている。鉛直軸力による各杭の圧縮応力は 3.18N/mm^2 となり、用いたコンクリートの圧縮強度の7.6%に相当する。

材料試験結果を表-1に示した。杭体には、軸方向鉄筋はD25を12本、帯鉄筋はD19を150mm間隔で配置し、軸方向鉄筋比は2.2%である。フーチング部には、下側主鉄筋はD22を125mm間隔の格子状に、上側主鉄筋はD22を250mm間隔の格子状に配置し、上側主鉄筋比は0.14%、下側主鉄筋比は0.28%である。また、コンクリートの実強度は 42.0N/mm^2 、フーチングが 23.8N/mm^2 であった。

3. 解析概要

3.1 解析手法

図-3に解析モデルを示す。モデル形状、配筋状況は実験供試体と同様としている。コンクリートには8節点ソリッド要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素を使用し、コンクリートと鉄筋は完全付着モデルとした。拘束条件は実験供試体を再現しており、フーチング側面をY方向固定とし、杭両端の中心点を全方向固定とした。荷重条件は橋脚部上面に実験と同様の1800kN相当の等分布荷重を荷重した状態で、水平荷重を変位制御で一方に荷重している。なお、ヒンジ部及び橋脚部は弾性体としてモデル化している。収束計算は線形剛性法を用い、ひずみエネルギー基準で判定誤差0.1%としている。また、今回の解析では、杭とフーチング接合部の鉄筋伸び出しによる剛体変位は考慮していない。

3.2 材料モデル

図-4(a)にコンクリートの一軸状態での応力-ひずみモデルを示す。圧縮上昇域では圧縮強度までを2次放物線とし、その後応力が一定になるモデルを用いた。引張域については、引張強度までは直線的に応力が増加すると仮定し、引張強度到達後は軟化特性として破壊エネルギーを考慮した1/4モデルを用いた。ここで、コンクリートの引張エネルギー G_F は 0.08N/mm としている。また、コンクリート圧縮側の構成則には、二軸圧縮強度を $1.16f^2c$ (f^2c :一軸圧縮強度)、内部摩擦角を $\phi=10^\circ$ 、粘着力を $C=0.42f^2c$ と設定したDrucker-Pragerの条件を用

表-1 材料定数

コンクリート	圧縮強度	弾性係数	ポアソン比	引張強度
	(N/mm^2)	(kN/mm^2)		(N/mm^2)
杭部	42.02	27.9	0.233	2.931
フーチング部	23.77	23	0.193	2.387
鉄筋	降伏応力	降伏ひずみ	最大応力	弾性係数
	(N/mm^2)	(μ)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)
D25	369.12	1892	544.24	195.14
D19	369.98	1927	560.09	192.02
D22	377.59	1963	577.11	192.32
D16	392.16	2018	601.12	194.36

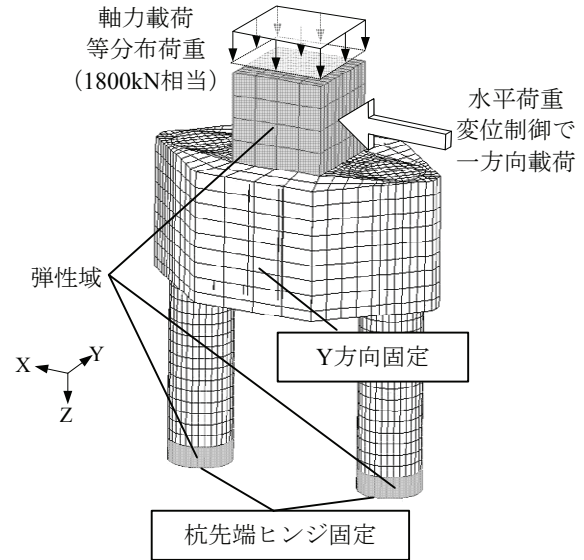
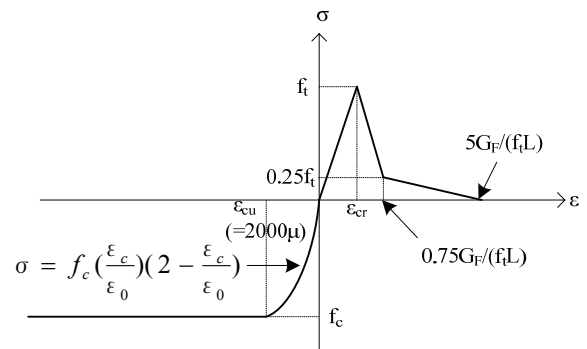


図-3 解析モデル



(a)コンクリートの応力-ひずみ

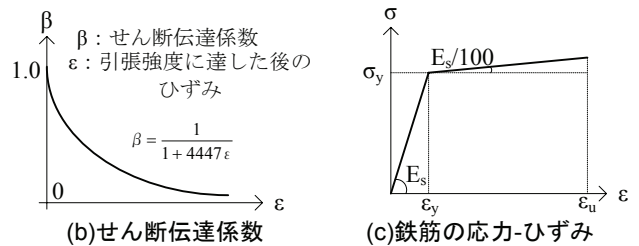


図-4 材料モデル

いた。コンクリート引張側でのひび割れ発生には、最大主応力基準を用い、ひび割れ発生モデルは固定多方向モデルとした。

図-4(b)にひび割れ発生後のコンクリートのせん断伝達係数 β と、せん断ひずみの関係を示す。各荷重ステップにおける最大主ひずみに直交する方向のせん断弾

性係数 G を、せん断伝達係数 β を乗じることにより低減させている⁴⁾。

図-4(c)に鉄筋の応力-ひずみモデルを示す。鉄筋降伏後の弾性係数は、 $1/100$ 弾性係数を二次勾配として有する bi-linear モデルとした。

4. 実験結果及び解析結果

4.1 荷重-変位関係

水平荷重載荷位置における荷重と変位の関係を図-5に示す。両側の杭の最外縁の軸方向鉄筋が降伏に達したときを杭基礎の降伏とし、そのときの変位を降伏変位 δ_y (21.5mm) とする。このときの変位を基準とし、以降載荷を行っている。図に示すように、 $1\sim 2\delta_y$ の間で水平荷重がピーク (692kN) をむかえ、その後荷重が低下するものの $3\delta_y$ 以降強度を保持し、靱性的な変形挙動を示す。 $6\delta_y$ 以降から荷重の低下が顕著となり、 $8\delta_y$ では軸方向鉄筋の座屈、 $10\delta_y$ では軸方向鉄筋の破断が確認され実験を終了している。

図-6に正載荷ステップ毎の供試体の損傷状況を示す。実験では、水平荷重 130kN あたりで B 杭引張縁に曲げひび割れが生じ、図中 [2] に示すように、終了時では杭体に生じた曲げひび割れが進展している。A 杭側のフーチングでは $0.5\delta_y$ 時に杭結合部で発生したひび割れが進展し、図中 [1] に示すように、フーチング側面に達している。荷重ピーク時には B 杭の圧縮縁でかぶりコンクリートが圧壊しており、図中 [4] に示すように、直後の $2\delta_y$ では杭基部のかぶりコンクリートが剥落している。フーチングでは図中 [3] に示すように、側面のひび割れが鉛直方向に進展しており、 $5\delta_y$ 時ではフーチング下面から側面、上面に一周につながるひび割れが確認された。したがって図中 [3] のひび割れは水平押抜きせん断のひび割れと考えられる。

以上の結果より、水平押抜きせん断が懸念される A 杭側では水平押抜きせん断のひび割れが確認された。また B 杭ではコンクリートの圧壊が確認された。

図-7に実験、解析の載荷位置での荷重-変位関係を示す。実験結果には正方向載荷の包絡線を用いている。杭主鉄筋降伏時に着目すると、実験結果 (図中口) は変位 21mm、荷重 592kN となり、解析結果 (図中○) は変位 13mm、荷重 585kN となる。以上から、主鉄筋降伏時では荷重は一致したが、変位に差が生じた。これは、解析において杭の抜け出しを考慮していないためであると考えられる。ここで、主鉄筋降伏 ($1\delta_y$) 以降の荷重-変位関係に着目する。実験では荷重に比べ変位が進展し、 $1.6\delta_y$ 時に押込み杭の圧縮縁コンクリートの表面が圧壊したため、荷重のピークを迎えその後 550kN 程度で一定になった。解析では $1\delta_y$ 以降変位の進展とともに荷

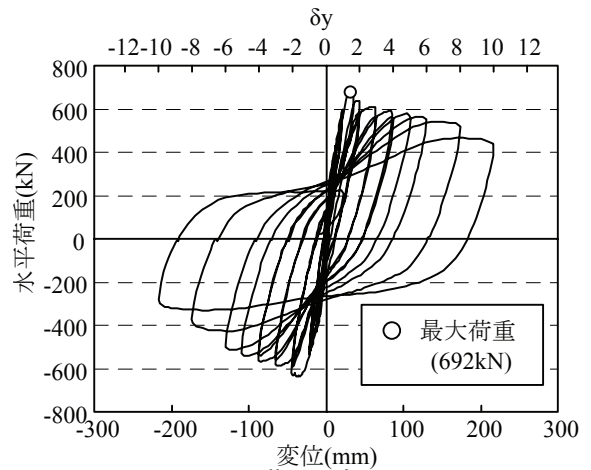


図-5 荷重-変位関係

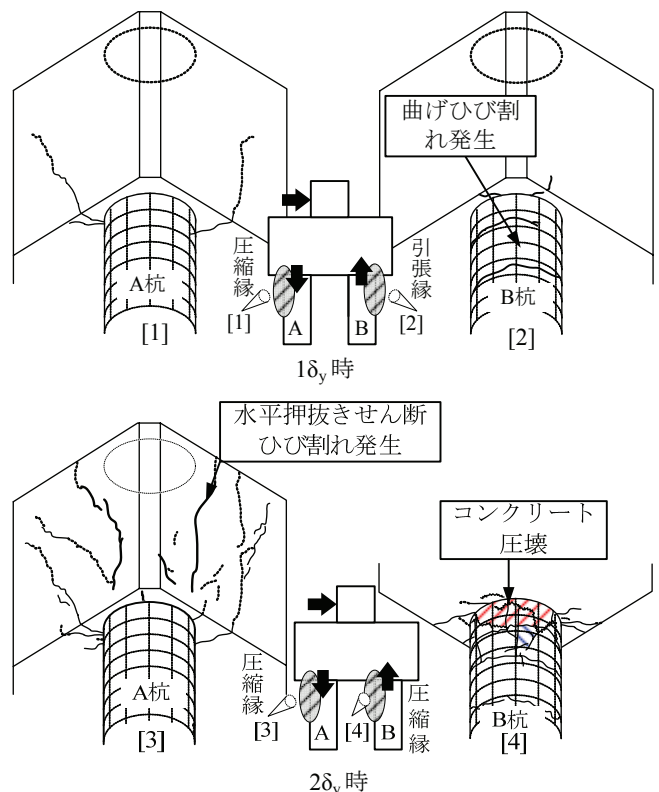


図-6 損傷図

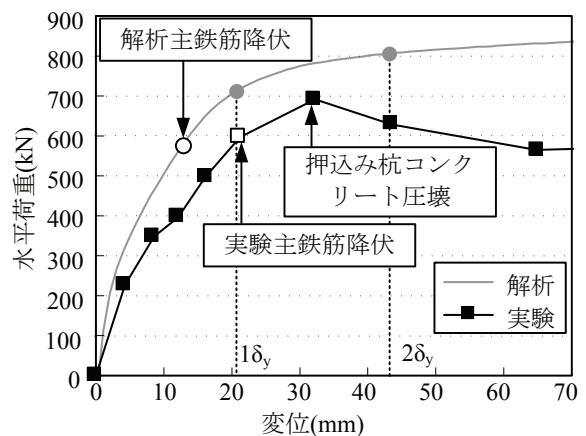


図-7 荷重-変位関係

重も増加した。そこで、実験の降伏変位を基準に解析と実験を比較する。

以下に実験と同一変位時の解析結果を示す。

図-8に押し込み杭であるB杭の圧縮ひずみ分布図を示す。図に示すひずみは、実験でコンクリートの圧壊が確認された $1.6\delta_y$ 時での杭中央断面の最小主ひずみである。図からわかるように、押し込み杭となるB杭ではモーメントと圧縮力を受ける側で基部から200mmの範囲で -3500μ を越える圧縮ひずみが発生している。したがって、解析結果は実験結果と同様に、この部分でコンクリートの圧壊が発生すると考えられる。

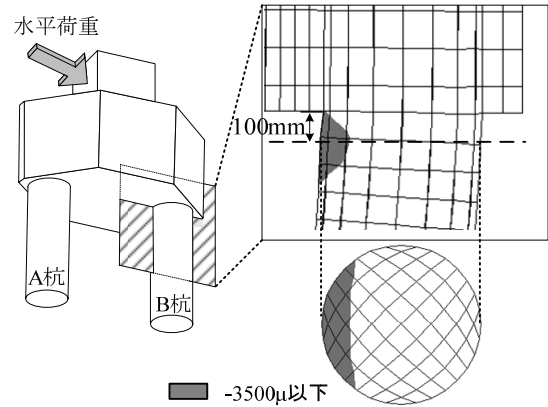


図-8 圧縮ひずみ (B杭: $1.6\delta_y$)

図-9に水平押抜きせん断が懸念されるA杭側フーチングの引張ひずみ分布を示す。図に示すひずみ分布は、実験でフーチングのひび割れが確認された $2\delta_y$ 時でのフーチング中央断面の最大主ひずみである。実験では杭結合部にフーチング下面鉄筋ひずみが 1800μ 確認されており、解析では図からわかるように 2000μ を超えるコンクリートの引張ひずみが発生した。以上の結果より、引張ひずみがコンクリートのひび割れ発生ひずみを超えていることから、解析結果は実験と同様に降伏が確認された下面鉄筋付近にひび割れが発生していると考えられる。

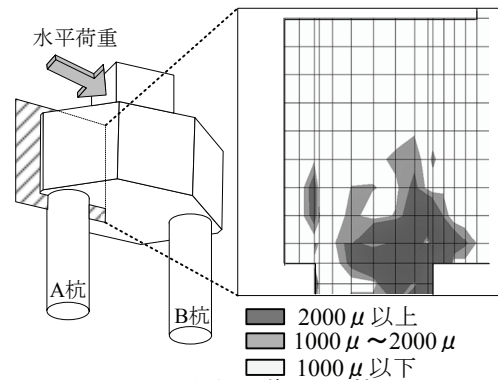


図-9 最大主ひずみ (A杭: $2\delta_y$)

以上の結果より、実験、解析双方で押し込み杭ではコンクリートの圧壊、フーチングでは水平押抜きせん断ひび割れが確認された。

4. 2 作用力の算出手法

実験、解析結果双方より、引抜き杭側で押抜きせん断ひび割れが確認された。そこで、押抜きせん断に最も影響を与える作用力を明らかにするために、フーチング結合部の作用荷重の分析を行う。

今回、分析対象としている土研実験では杭先端部に作用する軸力及び水平力を測定していないため、鉄筋ひずみを用い、軸力及び水平力を算定した。その算出方法を図-10に示す。作用力の算定には、杭基部から900mmの位置の最外縁鉄筋ひずみを用いた。なお、この位置では、鉄筋は降伏に至っていないため、ひずみ分布の信頼性は高いと考えられる。以上の鉄筋ひずみを用い、図中に示す式[1]で軸力を、式[2]で水平力を求めた。また、断面のひずみ分布は、最外縁鉄筋のひずみを直線で結ぶことで仮定している。

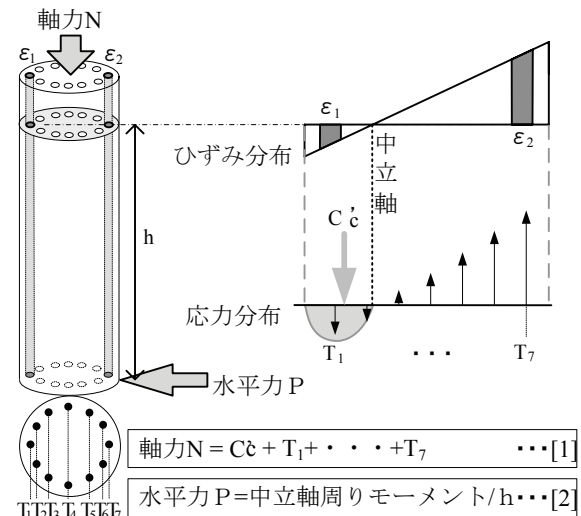


図-10 軸力及び水平力の算出方法

図-11に $1\delta_y$ 時におけるA杭の断面のひずみ分布を示す。図-11(a)は杭断面に生じる鉄筋ひずみ分布である。図中の実験値は実験供試体の測定ひずみであり、解析値は節点における軸方向ひずみを示している。実験値は圧縮縁で -295μ 、引張縁で 1143μ 、解析値は圧縮縁で -268μ 、引張縁で 1512μ となる。

以上から、実験と解析のひずみ分布は概ね一致するため、図-11(a)の実験値を用い、実験時の軸力Nを算出した。また、解析の軸力は図-11に示す杭端ヒンジ部の鉛直反力とした。

ここで、図-11(a)に示す断面ひずみは軸力と曲げモーメントが生じているため、図-11(b), (c)に示すように軸力分のひずみと純曲げ分のひずみに分配する。なお、ひずみを分配する仮定として、軸力分ひずみは図-11(b)に示すように一様に分布すると設定した。軸力分のひずみは実験で 5μ 、解析で 280μ となり、実験のひずみがやや小さい傾向となった。

また、図-11(c)に示すように純曲げ分のひずみは断面に作用するひずみの差分とした。純曲げ分のひずみは、実験は圧縮縁で -300μ 、引張縁で 1138μ となり、解析は圧縮縁で -548μ 、引張縁で 1232μ となり、解析

より実験の圧縮縁のひずみがやや大きくなる傾向となった。以上から、実験の水平力は図-11(c)に示す純曲げ分のみを用いて算出した。一方、解析の水平力は図-11に示す杭端ヒンジ部の水平反力とした。以上の方法で算出した実験、解析双方の軸力、水平力を以下にまとめる。

4. 3 作用力の算出結果

図-12に杭に作用する軸力を示す。A杭において、 $1\delta_y$ まで急激に圧縮軸力が減少し、実験の引張軸力は6kN、解析の引張軸力は333kNとなった。 $2\delta_y$ 時では実験の引張軸力は280kN、解析の引張軸力は511kNとなり、以降引張軸力は一定となった。図に示すように実験結果は解析結果と比べ、引張軸力が小さくなる傾向が見られる。なお、初期軸力は-900kNであり、 $2\delta_y$ までの軸力の変化量は、実験で1180kN、解析で1411kNとなり、実験値がやや小さい傾向となった。

また、B杭において、 $1\delta_y$ まで急激に圧縮軸力が増加し、実験の軸力は-2428kN、解析の軸力は-2273kNとなった。 $2\delta_y$ 時では実験の軸力は-1940kN、解析の軸力は-2451kNとなり、以降圧縮軸力は一定となった。図に示すように、実験結果は解析結果に比べ $1\delta_y$ までは、軸圧縮力が大きくなり $2\delta_y$ 以降軸圧縮力は小さくなる傾向が見られる。なお、初期軸力は-900kNであり、 $2\delta_y$ までの軸力の変化量は、実験で1040kN、解析で1551kNとなり、実験値がやや小さい傾向となった。

また、実験、解析双方で両杭の軸力が $1\delta_y$ 以降一定となったのは、杭主鉄筋が降伏し、水平荷重が増加せず、変位が進展したためであると考えられる。

以上の結果より、A杭、B杭双方で実験と解析の軸力の変化量がほぼ一致しており、実験と解析は同様の挙動を示すことが確認された。

図-13に杭に作用する水平力を示す。ここで、実験のB杭の水平力は実験時の載荷水平荷重から引抜き杭であるA杭の水平力を引いた値とした。これは、B杭で過大な圧縮軸力が作用しており、ひずみ分布が大きく変動するためである。A杭に着目すると実験、解析双方で $1\delta_y$ までに急激に水平力が増加し、実験の水平力は223kN、解析の水平力は229kNとなった。 $2\delta_y$ 時では実験の水平力は317kN、解析の水平力は259kNとなり、実験の水平力が大きくなる傾向が得られたが、実験結果と解析結果は、ほぼ同様の傾向を示す。また、実験、解析双方でA杭の水平力が $1\delta_y$ 以降一定となったのは、杭主鉄筋が降伏し、水平荷重が増加せず、変位が進展したためであると考えられる。一方、B杭において、 $1\delta_y$ までに急激に水平力が増加し、実験の水平力は363kN、解析の水平力は487kNとなった。 $2\delta_y$ 時では実験の水平力は373kN、解析の水平力は545kNとなり、実験と解析では差異が生

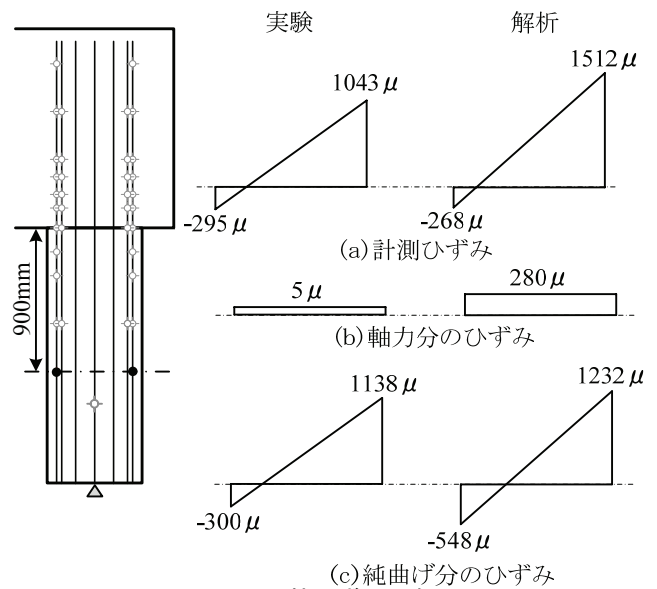


図-11 A杭ひずみ分布図 ($1\delta_y$)

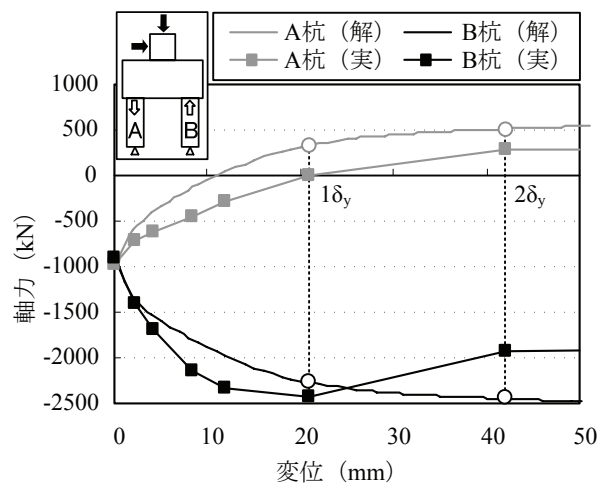


図-12 杭に作用する軸力

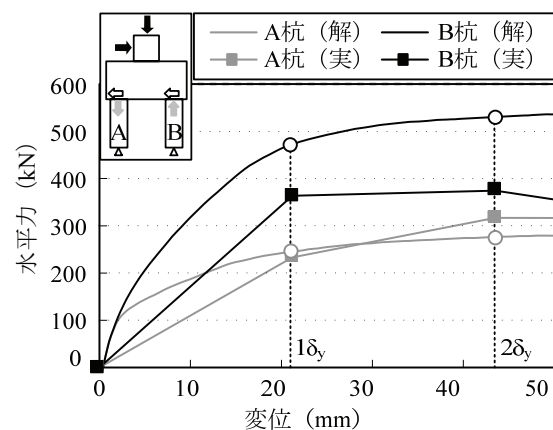


図-13 杭に作用する水平力

じている。これは解析上、コンクリートが圧壊しないため、B杭の負担する水平力が低下しなかったためと考えられる。また、A杭とB杭で水平力に差が生じるのは、A杭に引張軸力、B杭に圧縮軸力が作用しており、各杭の剛性の変化量が異なるためであると考えられる。以降、水平押抜きせん断が懸念されるA杭側において、解析結

果と整合性が取れている実験の作用力を用い、水平押抜きせん断の検討を行う。

ここで、一般的な橋梁と作用力を比較するために、軸力は杭の断面積で除して軸応力に、水平力は（杭径×杭の埋め込み長）で除して水平応力に変換した。図-14に変形に伴う実験の軸応力と水平応力の変化を示す。図に示すように $0\delta_y$ 時の初期状態では、圧縮軸応力 -3.2N/mm^2 のみが作用している（図中 (a)）。 $1\delta_y$ 時では、引張軸応力は 0.02N/mm^2 、水平応力は 3.7N/mm^2 （図中 (b)）となり、 $2\delta_y$ 時の引張軸応力は 1.0N/mm^2 、水平応力は 5.3N/mm^2 となった。以上から、終局状態となる $2\delta_y$ 時において軸応力と水平応力の比は $1:5$ となり、水平応力が卓越することがわかる。

5. 実構造物の作用力

土研実験では、水平押抜きせん断が懸念される A 杭側で軸応力に比べ水平応力が卓越することが明らかになった。そこで、実構造物の終局状態における荷重状態を検討する。

対象とした実構造物は縁端距離を $0.5D$ とした道路橋示方書式¹⁾で設計され、地盤種別が異なるフーチング（I 種地盤 5 基、II 種地盤 7 基、III 種地盤 20 基）32 基分である。図-15 に土研実験結果と L2 地震発生時の実構造物の水平応力と軸応力の関係を示す。軸力及び水平力は、タイプ II 地震動を用いて算出した作用荷重である。条件として、浮力と液状化を無視している。また、作用荷重の照査方向は、道路橋示方書に準じて、橋軸方向と橋軸直角方向とし、杭 1 本当たり作用する力をそれぞれ算出した。この値を土研実験と同様の方法で応力に変換した。また、図中に全データを対象に水平応力と軸応力の関係を近似直線で示した。全実構造物の水平応力は最小で 4N/mm^2 、最大で 13N/mm^2 程度となり、引張軸応力は最小で 1N/mm^2 、最大で 7N/mm^2 程度となった。土木研究所の実験結果は軸応力 1.0N/mm^2 、水平応力 5.3N/mm^2 となった。また、近似直線における軸応力と水平応力の比は約 $2:5$ となり、土研実験の $1:5$ と同様に、実橋脚においても軸応力に比べ水平応力が大きくなる傾向が見られた。なお、土研実験結果では 1N/mm^2 と小さい結果となり、実構造物では最大で 6.7N/mm^2 の高引張軸応力が作用している。したがって、軸応力に着目した検討が必要であると考えられる。

6. まとめ

フーチング縁端部の終局時の荷重状態を検討した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 軸力は実験・解析双方で $1\delta_y$ 時まで急激に変化し、 $1\delta_y$ 以降ほぼ一定となった。これは、杭主鉄筋降伏

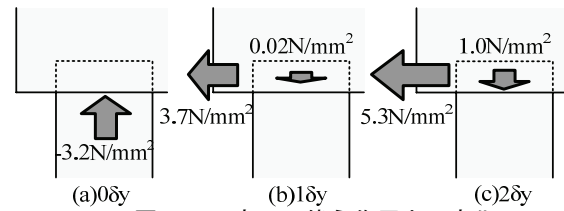


図-14 変形に伴う作用力の変化

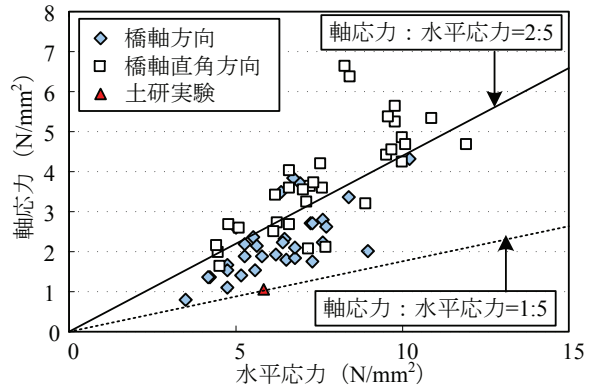


図-15 軸応力-水平応力（引抜き杭）

までは水平荷重は増加するが、杭主鉄筋降伏以降水平荷重が一定となり、変形が進展するためである。

- 2) B 杭（押し込み杭）では、実験及び解析結果より、杭基部に過大な軸圧縮力と水平力が作用するため、コンクリートが圧壊することが確認された。
- 2) A 杭（水平押抜きせん断側）では、実験及び解析結果より、水平押抜きせん断破壊に余裕があることが確認された。それは、縁端距離を縮小した場合においても、 $2\delta_y$ 時では、引張軸力が作用し、水平力の増加量が小さいためであると考えられる。
- 3) 一般的な杭基礎構造では、軸応力と水平応力の比は $2:5$ となり水平応力が卓越する。したがって、縁端部押抜きせん断照査において杭の軸応力は小さいため水平応力が終局状態に与える影響が大きいと考えられる。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編・同解説，pp. 351-352，2002
- 2) 野々村佳哲，白戸真大，中谷昌一：杭とフーチングの縁端距離の縮小化に関する実験，日本道路会議，Vol. 27，2007. 11
- 3) 首都高速道路公団：場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する技術資料，1989
- 4) Rots J.G. : Computational modeling of concrete fracture, Dissertation Delft Univ. of Technology, 1988
- 5) 井上敦雄，幸左賢二，清水英樹，白戸真大：場所打ち杭縁端部の水平押し抜きせん断耐力評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 721-726，2009. 7