軟弱粘性土地盤中の杭に作用する 地震時極限水平地盤反力に関する研究

河村 精一¹・白鳥 洋平²・大塚 悟³・保科 隆⁴

¹正会員 中部電力株式会社 土木建築部 (〒461-8680 愛知県名古屋市東区東新町1番地)

E-mail: Koumura.Seiichi@chuden.co.jp

²正会員 中部電力株式会社 西名古屋火力建設所 土木建築課

(〒490-1446 愛知県海部郡飛島村東浜三丁目5番地)

E-mail: Shiratori.Youhei@chuden.co.jp

³正会員 長岡技術科学大学大学院教授 技学研究院 環境社会基盤工学専攻

(〒160-0004 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

E-mail: ohtsuka@nagaokaut.ac.jp

⁴正会員 佐藤工業株式会社 土木事業本部 設計部 設計第三課

(〒103-8639 東京都中央区日本橋本町4-12-19)

E-mail: hoshina@satokogyo.co.jp

応答変位法等で用いる杭に作用する地震時地盤変位による水平地盤反力の極限值は、杭の地震時性能照査の際、評価結果に大きな影響を与える。地震動による地盤変位が大きくなると地盤と杭の変位はギャップを生じて、地表面付近の地盤は上部方向へくさび形状の土塊の変位を生じるが、杭の深部では地盤の水平変位による杭のすり抜けが生じる。既往の研究では、液状化する砂質地盤に対する知見は多くあるが、粘性土地盤に対して実験と解析から検討されたものは見当たらない。そこで、本研究では粘性土地盤が杭をすり抜ける2次元挙動に着目した模型実験を行うとともに、剛塑性有限要素法を用いていくつかの数値実験を行った。また、得られた知見に対して各種設計基準類と比較することで、杭の地震時照査時における注意点を考察した。

Key Words : pile foundation, cohesive soils, ultimate lateral resistance, model test, rigid plastic FEM

1. はじめに

埋立地のような軟弱地盤に建設された火力発電所に代表されるプラント構造物基礎は、上部構造物の支持力確保の点から杭基礎構造が一般的である。特に、配管などを支える線状構造物や取放水設備のような地中構造物の場合、建物の杭基礎のように一定の範囲に多数の杭が打設されている場合と異なり、杭本数が少なく、杭に地盤の変位が直接作用する特徴がある。一方、兵庫県南部地震以前に建設された杭基礎は、地震時荷重として上部構造物に設計震度による荷重を作用させ、その荷重に必要な水平抵抗を確保できるよう設計している場合が多い。したがって、現在行われているような地盤の深度方向の変位分布を考慮した応答変位法による設計・照査や、地盤と構造物の相互作用を考慮した有限要素法を用いた動的解析による照査が行われていない場合が多い。

兵庫県南部地震において、上部構造物が建設される前に地中部で杭が損傷している事例も報告¹⁾されている。この事例では、杭頭に慣性力が作用していないことから、地盤による強制変位が杭損傷の原因と考えられ、耐震設計で杭に作用する地盤変位の影響を考慮することが非常に重要であることが示唆される。しかし、前述のように杭頭に上部構造物の慣性力のみを作用させて設計した既存の杭は、原設計で上部構造物の設計震度荷重に対して水平地盤反力を期待している深度（例えば弾性支承梁法なら、杭の水平抵抗に支配的な影響を与える地盤の範囲 $1/\beta^2$ ）以深において、杭に生じる発生断面力が非常に厳しくなるケースが生じるため、地震後の杭の支持性能を検討する際の課題となることがある（図-1）。

図-1(b)に示す地盤変位に応じた荷重を杭に作用させると、杭に作用する荷重は変位の増加に伴って制限なく増加する。しかし、図-2に示すように、地盤の変位は地

図-1 地震時地盤変位による杭の照査

図-2 杭近傍の土の動き³⁾

表面に近い場合 (I 領域) には土塊が抜け上がるように変位し、地中の場合 (II 領域) には杭周面をすり抜ける挙動を示すと考えられる。この場合に地盤が杭に作用する荷重は上限値を示すと考えられ、この上限値の把握は杭の設計・照査上極めて重要である。本論文では既に述べた設計・照査上厳しい条件となることの多い、II 領域における地盤が杭をすり抜ける時に杭に作用する上限荷重 (極限水平地盤反力) の評価を目的とする。この状態では、地盤変位は同一深度でみれば二次元的であり、平面ひずみ条件に単純化される。

杭の極限水平地盤反力に関する研究は、兵庫県南部地震を契機に砂質土の液状化による側方流動に対して多数行われており、その成果が各種設計基準類に反映されている。一方、粘性土に対しても地盤の大変形時において、地盤の塑性化を考慮して極限水平地盤反力を設定したバイリニア型の地盤バネとしてモデル化することが各種設計基準類で示されている。極限水平地盤反力の算出は、ランキンなどの極限土圧で計算するほか、Broms⁴⁾による崩壊メカニズムを仮定して導出する方法が用いられる。Broms の研究は、設計的な視点から杭の形状や杭と地盤間の摩擦力を単純化して、現実的な極限水平地盤反力を導出した点で高く評価されるが、評価式の妥当性は明らかではなく、やや信頼性に欠ける問題がある。また、幾つかの極限地盤反力が導出されており、実際問題でどの評価式を用いるべきか、またその精度についても明確で

ない。同じ塑性論的アプローチで、より精緻な崩壊メカニズムを仮定して粘性土の極限地盤反力値を検討した Randolph and Houlsby⁵⁾や Martin and Randolph⁶⁾の研究がある。これらの研究は、杭周面の摩擦抵抗の影響まで検討されているが、実際現象との検証、例えば破壊モード (崩壊メカニズム) の実観察や杭周面の摩擦抵抗とその影響範囲、杭打設に伴う周辺地盤の乱れの影響など、実問題への応用に関する検討が不足している。

一方、粘性土地盤を対象に地震時の地盤応答が及ぼす杭の極限水平地盤反力への影響について、模型による杭の繰返し載荷試験により考察したものには橋本ら⁷⁾や金丸ら⁸⁾の研究がある。地盤の破壊状況に関する検討や群杭も含めた実務への適用に関して検討が不足するが、単調載荷の場合に繰返し載荷よりも大きい極限水平地盤反力を示すことが明らかになり、単調載荷による極限水平地盤反力を用いて設計すると、杭に作用する地震時土圧に関して設計上安全側であることが示された。

また、主働杭と受働杭という見方⁹⁾をすると、本論文で扱う対象は受働杭に相当し、これまでに地すべり抑止杭や橋台などの裏込めサーチャージによる側方流動問題に対する研究がある。地すべり抑止杭に作用する土圧には平面ひずみ状態を想定した松井らの研究^{例えば 10)}があるが、群杭としての評価を前提としている。また、裏込めサーチャージの杭を検討した研究^{例えば 11)}もあるが、地盤の三次元的な挙動を対象とした研究であり、本論文で扱う地盤の杭周面のすり抜け時に作用する杭の極限地盤反力の評価に適用することはできない。

本研究では軟弱粘性土地盤を対象に、地震による地盤の応答変位により、地盤が単杭をすり抜ける際の 2 次元の挙動を模型実験で確認するとともに、有限要素法解析でその模型実験のシミュレーションを行い、杭の極限水平地盤反力に関する考察を実施した。このように杭と粘性土地盤の地震時相互作用を実務的視点からモデル化して、実験から解析まで系統立てて極限水平地盤反力を検討する研究は過去には見あたらない。更には、杭周辺地盤が杭打設による周辺地盤の乱れにより強度低下を生じる場合の影響や群杭効果などに関する数値実験を行い、極限地盤反力に及ぼす感度について考察した。

2. 模型実験による極限水平地盤反力の検討

地盤の水平変位により杭をすり抜ける際の杭周辺地盤の変形挙動や杭の極限水平地盤反力を把握することを目的に、1G 場の模型載荷実験を行った。

(1) 実験方法

模型土槽は、杭周地盤の挙動を視覚的に確認すること

ができるように、図-3、写真-1 に示すように上面をアクリル板で作成した。アクリル板と接する模型地盤表面には、地盤の変形挙動を把握しやすいように標点を設けている。また、図-4に示すように、地盤内に土圧計及び間隙水圧計を設置した。図には杭径を変化させた2つのケースを示した。図中()内の赤数値は、計器の設置位置(座標 (X,Y,Z)) を示す。

図-3 模型実験装置 (ケース1の事例)

写真-1 模型実験装置 (ケース2の事例)

模型地盤材料には、トチクレイを用いた。トチクレイの物理特性を表-1 に示す。粘土分が 33%，シルト分が 59%，砂分が 8%であり、シルトに分類される。模型地盤の作成は、図-5に示すように土槽の上下面から排水し、段階的に圧密 (圧密圧力 5→10→20→40→50→100 kN/m²) することで作成した。

図中赤字カッコ内は、座標(X,Y,Z)

図-4 土圧計・水圧計設置位置 (mm)
(上段：ケース1，下段：ケース2)

表-1 トチクレイの物理特性

土粒子密度		2.766	[g/cm ³]
粒度	礫分	0	[%]
	砂分	8	[%]
	シルト分	59	[%]
	粘土分	33	[%]
液性限界		32.6	[%]
塑性限界		18.7	[%]

図5 模型地盤の作成（圧密過程）

各段階の圧密時間は 24 時間とし、最終段階の圧密終了は 3t 法により判断した。圧密中は、杭に圧密荷重が直接入らないように、剛な載荷板に杭の部分だけ孔をあけた。圧密終了後、荷重を除荷した後に上下カラー部分とそれに対応する模型地盤および杭模型（ダミー部）を取り除き、図-2 に示すアクリル板を上面に設置して杭の載荷実験を行っている。模型杭は鋼製で、模型地盤作成時から土槽内に設置しており、周面摩擦抵抗を低減させるような加工は施していないが、上面のアクリル板と下面の鋼板には摩擦低減のためテフロン加工を施した。載荷ロッドは、6mm×12mm の鋼製で、油圧ジャッキが押し込まれると載荷ロッドに引張力が働き、杭を上下端で引張って水平に動かす構造になっている。杭自体の材質は無垢の鉄で十分剛性が高く変形が起こらないようにしており、ひずみ等の計測は行っていない。なお、載荷ロッド移動に伴うロッド分の体積変化が起こらないよう、杭が移動する背面側にもダミーロッドを配した。

杭の載荷速度は実際の構造物を対象に設定した。南海トラフ沿いのプレート境界地震の入力地震動によるプラントの杭基礎の二次元有限要素法解析結果^{12) 13)}（非線形時刻歴応答解析；杭をはり要素でモデル化し、地盤の二次元平面ひずみ要素と地盤ばね要素で結合）に基づいて、杭と地盤の節点変位から杭と地盤のすり抜け速度を算出し、杭径で割り正規化した。正規化したひずみ速度は約数%/秒であったことを考慮して、本実験では杭径 90mm の場合に杭の移動速度を 2mm/秒を目標に設定した。図-3 に示す実験ケース 1 と 2 の違いは、杭径を半分にすることにより（ケース 1：杭直径 90mm，ケース 2：45mm），杭と土槽境界の距離を杭径換算で相対的に変化させたものである。これは土槽境界の試験結果に及ぼす影響を小さくするために計画したものであり、ケース 2 では杭の移動速度を 1mm/秒を目標に設定している。

(2) 実験結果

実験で得られた、地盤反力度-変位関係、土圧-変位関係、水圧-変位関係を図-6～8 に示す。なお、地盤反力度はロードセルで計測した荷重を杭の断面積で除した値により定義した。また、土圧計は土槽境界における水平方向荷重を計測している。土圧計と水圧計のゼロ点は地盤を作成する前であり、地盤を作成し圧密を行った効果の入った土圧及び水圧となっている。

図-6 の地盤反力度-変位関係は、ピーク後にやや低下するが、概ねピーク値を維持する傾向が見られる。ケース 1, 2 共に、ピーク値の 2/3 あたりの地盤反力度までは線形的な挙動だが、その後非線形性が増し、ピーク以降は限界状態における定常的な挙動を示している。なお、ピーク値に達するのは杭径の 10% 程度の変位時である。

図-7 の土圧計及び図-8 の水圧計の挙動は、ケース 1 においていずれも杭の変位に伴って変化することから、土槽境界の影響を受けている可能性がある。杭背面側の土圧の動きから、地盤反力度のピーク発現あたりまで土圧が減少するのに対して、ピークを境に土圧が増加に転じることから、ピーク値あたりで後に示す写真や画像解析結果に示すような地盤の杭のすり抜け変形機構が形成されたと考えられる。ケース 1 は杭の移動により土圧計測値が静止土圧より増加しているが、杭径が大きいために土槽境界までの距離が相対的に短く、地盤変位の影響が現れたと考えられる。ケース 2 は、杭径を小さくすることで相対的に土槽境界までの距離をとった結果、背面土圧は静止土圧相当であり、杭の移動に伴う土圧の変化は見られない。なお、水圧計の動きからは、ケース 1 の杭芯から 3D（以下 D：杭径）程度離れた 1022-04, 1022-05 は杭の移動に伴って水圧が増加しており、杭の通過によって減少する傾向もみられる。一方、ケース 2 の杭芯から 6D 程度離れた同じ番号の水圧計ではほとんど変化していない。水圧計 1022-05 は計測不良と考えられる。以上から、杭芯間隔で 3D 程度離れた水圧計（ケース 1）では杭の接近～通過に対応した変化がみられるが、杭芯間隔で 5D 程度離れると水圧変化も非常に少ない結果（ケース 2）が得られた。

写真-2 にケース 1 の地盤の変形状況を、図-9 にその画像解析結果（載荷開始から載荷終了までの軌跡とその始点と終点のベクトル）を示す。地盤が背面側に回り込む様子が見られ、その影響範囲は杭表面から 2D 程度である。実験は、粘性土地盤の地震時挙動を想定した非排水載荷に対応することから、杭の移動に伴う地盤の体積変化が生じないように、実験では載荷ロッドの移動跡が残らないためのダミーロッドを設けたり、アクリル板を含む土槽剛性の確保などの工夫を行ったが、杭の移動に伴って背面に空隙が発生した。

(a) ケース1

(b) ケース2

(c) ケース1拡大

(d) ケース2拡大

図-6 地盤反力度-変位関係

(a) ケース1

(b) ケース2

図-7 土圧-変位関係

(a) ケース1

(b) ケース2

図-8 水圧-変位関係

写真-2 模型地盤表面の変形状況 (ケース1)

図-9 標点画像解析結果

(a) ケース 1

(b) ケース 2

写真-3 杭背面空隙 (石膏部分)

試験後に、写真-2で見られる杭背面部の空隙に、石膏を流し込んで空隙の分布状況を確認した。解体後の石膏の形状を写真-3に示す。空隙の体積は、ケース 1 で 746.97cm^3 (全体の 0.25%)、ケース 2 で 52.37cm^3 (全体の 0.02%) であり、全土槽体積に占める割合は小さい。写真の杭上端でアクリル板と接し、写真-2の空隙部分が写真-3の石膏部に相当する。ケース 2 では、杭径が小さいため、杭の移動に伴い動く土塊量が少なく、杭長中間部付近では空隙が生じていない。このことからアクリル板と粘性土の摩擦力により、地表面には地盤の杭背面への回り込みが制限されて空洞が発生したと考えられるが、地盤内部では地表面の摩擦力の影響が小さく、地盤が杭背面に回り込むことにより空隙が生じなかったと考えられる。ケース 2 では更に空隙の発生量が小さい結果となった。

実際の地盤挙動を考えると、ある程度の土被り(土圧)がある場合に、地震時の非排水状態を想定すると、杭背面にこのような空隙は発生しないと思われる。実験では写真に見られるように、杭背面の空洞には水がなく、地盤からの排水は生じていないことから、実験ではほぼ非

排水状態が維持されると考えられる。空洞の形成による杭の水平地盤反力への影響を定量的に評価することはできないが、地盤反力は主に杭の進行方向における地盤により発揮されることから影響は比較的軽微であると判断している。また影響の有無は後述の数値解析との比較で、極限地盤反力度に大きな差異がなければ影響は軽微と判定できる。

3. 剛塑性有限要素法による杭の極限水平地盤反力の解析的検討

実験結果に対して数値解析による杭の極限地盤反力度に関する検討を実施する。両者の比較により、実験および解析手法で得られた結果の妥当性を照査する。一般に、実験の実施条件は単純な条件に限定されることが多く、実務の諸問題の検討には、解析条件のハンドリングが容易な数値解析による解析的検討が有効である。

(1) 剛塑性有限要素法の概要

Tamura et al.¹⁴⁾は、極限解析の上界定理に基づく考察から、Drucker-Prager 型の降伏関数を用いた剛塑性構成式を以下のように誘導している。降伏関数を応力の第一不変量 I_1 、偏差応力の第二不変量 J_2 を用いて次式のように表すことにする。ここに、 ω , ψ は Mohr-Coulomb の破壊規準に基づく c , ϕ と関係付けられる係数であり、引張応力を正と定義し、応力テンソル（以下、応力と省略）を σ 、偏差応力テンソル（以下、偏差応力と省略）を s で表すと以下の式(1)となる。

$$\begin{aligned} f(\sigma) &= \omega I_1 + \sqrt{J_2} - \psi = 0 \\ I_1 &= \text{tr}(\sigma) \\ J_2 &= \frac{1}{2} s : s \end{aligned} \quad (1)$$

塑性変形を生じる物体の応力 σ を、塑性ひずみ速度から流れ則より求められる決定応力 $\sigma^{(1)}$ と塑性ひずみ速度から求められない非決定応力 $\sigma^{(2)}$ に分解する（図-10）。

決定応力 $\sigma^{(1)}$ は関連流れ則により式(2)のように表される。

図-10 Drucker-Prager 型の降伏関数と応力の分解

式中の $\dot{\epsilon}^p$ は塑性ひずみ速度、 $\dot{\epsilon}$ は等価塑性ひずみ速度である。

$$\sigma^{(1)} = \frac{\psi}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}}, \quad \dot{\epsilon} = \sqrt{\dot{\epsilon}^p : \dot{\epsilon}^p} \quad (2)$$

非決定応力 $\sigma^{(2)}$ は降伏関数式(1)の直線部分に沿う応力成分であり、その大きさは塑性ひずみ速度に対して不定である。しかし、降伏関数上に応力があることを利用して非決定応力の成分（不定応力）を以下のように表すことが出来る。降伏関数式(1)に関連流れ則を適用すると、塑性ひずみ速度の条件式（体積変化特性）が求められる。

$$h(\dot{\epsilon}^p) = \dot{\epsilon}_v^p - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_v^p - \beta \dot{\epsilon} \quad (3)$$

ここに $\dot{\epsilon}_v^p$ は塑性体積ひずみ速度である。式(3)は降伏関数式(1)と直交する塑性ひずみ速度に関する条件式であることを利用すると、 $\sigma^{(2)}$ は不定定数 α を用いて次式(4)のように表される。

$$\sigma^{(2)} = \alpha \frac{\partial h}{\partial \dot{\epsilon}^p} = \alpha \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} \right\} \quad (4)$$

ここに、 $\mathbf{I}$ は単位テンソルを表す。式(2)、式(4)より Drucker-Prager 型降伏関数に対する剛塑性構成式は次式(5)で示される。

$$\sigma = \sigma^{(1)} + \sigma^{(2)} = \frac{\psi - 3\omega\alpha}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} + \alpha \mathbf{I} \quad (5)$$

この構成式は不定係数 α を含んでいるが、式(3)の制約条件と共に境界値問題の解析を実施することにより、 α を求めることが出来る。

剛塑性構成式は応力と（塑性）ひずみ速度間の関係を示すことから、変形する物体については応力評価が可能であるが、剛体のようにひずみ速度がゼロの場合には応力を適正に評価できない問題がある。しかし、境界値問題の解析では剛体を含めた取り扱いの必要なことから、次のように剛塑性構成式を拡張する。等価塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ がある閾値 $\dot{\epsilon}_0$ を下回る場合に式(5)の $\dot{\epsilon}$ を $\dot{\epsilon}_0$ に置き換える操作を行うと、式(6)が得られる。

$$\sigma = \sigma^{(1)} + \sigma^{(2)} = \frac{\psi - 3\omega\alpha}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} + \alpha \mathbf{I} \quad \text{in case of } \dot{\epsilon} < \dot{\epsilon}_0 \quad (6)$$

この操作は剛体領域で等価ひずみ速度が小さくなることに伴う、式(5)で分母がゼロとなる割算を防ぐ効果や、 $\dot{\epsilon}_0$ による $\dot{\epsilon}$ の置き換えは地盤の応力を $(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_0 < 1)$ により降伏関数内部に割り引く効果がある。閾値 $\dot{\epsilon}_0$ は極めて小さいことから、巨視的には剛体挙動でありながら、ひずみ速度に対して応力を定めることが可能になる。

以上のように、剛体にも微小な塑性変形を許容することによって安定した解析が可能になる。閾値 $\dot{\epsilon}_0$ の設定に関しては、事前に $\dot{\epsilon}_0$ を変化させた数値実験を実施することとして、論文中の各種条件による解析結果に影響を及ぼさない値を用いている。

式(5)の不定係数 α を決定するためには、構成式を用いて制約条件（ダイレイタンシー特性）と共に境界値問題を解く必要がある。地盤工学分野では変位速度の大きさを規定する制約条件を用いることで応力境界値問題への適用が図られており、特に保科ら^{15,16}によって、従来の制約条件下の最適化問題をLagrangeの手法を用いて解く形式から、ペナルティ法を用いることにより、計算記憶領域の削減による計算の効率化によって、大規模問題の高速演算が可能になっている。式(5)にペナルティ法を適用してダイレイタンシーの制約条件を不定係数 α の代わりに与えると、剛塑性構成式は最終的に次の方程式で与えられる。ここに、 κ はペナルティ定数である。本研究では式(7)の剛塑性構成式を用いる。

$$\sigma = \frac{\psi}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} + \kappa \left(\dot{\epsilon}_v^p - \beta \dot{\epsilon} \right) \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} \right\} \quad (7)$$

本論文で扱う粘性土の非排水せん断強度として $\phi=0$ を想定するMises材の場合には、式(7)で $\omega=0$ とすればよい。

(2) 解析条件

解析は、模型実験と同様に杭周面の粗度が粗い状態を基本ケースとして、実験結果との比較を実施する。境界条件を図-11に示す。周面固定境界であり、荷重は杭部分に分布荷重として図の下向きに作用させた。地盤の強度は、 $c=100\text{kPa}$ とし、杭の強度は破壊を起こさないよう十分大きな値を入力した。設定した地盤強度は、極限地盤反力度を正規化するために設定強度の大きさに特別な意味はないが、得られた解析結果が分かり易いように配慮した。

図-11 基本ケース解析境界条件

また、正規圧密粘性土地盤に杭を打設する際、圧密沈下によるネガティブフリクションを除くために用いられるフリクションカット条件を想定し、杭周面が滑らかな場合についても計算した。杭周面滑のモデル化は、ジョイント要素¹⁶（杭周面方向のせん断強度を小さく設定する）を杭周面に配置した場合と杭周面の地盤1要素分の強度を最初から1/1000にしたケースの2種類を行い、モデル化の影響について確認した。

さらに、数値解析の利点を生かし、以下に示すようなi)周辺地盤状態やii)引張強度、iii)群杭効果の影響について数値実験を行い、その感度を考察した。i)では、杭打設時に周辺粘性土地盤を乱すことによって生じる粘性土地盤の強度低下を念頭に、杭径の10, 20, 30, 40, 50%の範囲に対して強度 c を低減したケース（健全な状態の強度に対して10, 20, 30, 40, 60, 80%に設定）について杭の極限地盤反力度を計算した。強度を低下させる領域について解析モデルを図-12に示す。また、ii)では、後述するように、杭の移動方向の背面地盤において引張応力が発生するため、その影響を考察するための引張強度を導入した解析を実施した。さらに、iii)では、群杭効果を検討するため、杭間距離を2.5D~6.0Dの範囲で変化をさせて計算した。有限要素解析ではメッシュ数などの解析モデルの影響が出ないように配慮して、精度と計算コストを考慮して解析を実施した。まず、単一杭の場合にメッシュ数を変化させた事前解析を実施し、地盤反力度が安定して得られる精度のメッシュを確認した。複数杭のモデルは単一杭のメッシュを基に作成しており、解析精度は確保されている。解析ケースの一覧を表-2に示す。

図-12 強度低下範囲を考慮した解析モデル
(青：杭部，赤：強度低下部)

表-2 解析ケース

(a) 杭周面状態の検討

ケース	杭周面状態	杭中心間隔	備考 (杭周面モデル化)
1	粗	単杭	基本ケース
2	滑	単杭	ジョイント要素
3	滑	単杭	1要素強度 1/1000

(b) 杭周辺地盤の強度低下の影響検討

(ケース付番 1~6: 強度 c の低減 10, 20, 30, 40, 60, 80%)

ケース	杭周面状態	杭中心間隔	備考 (強度低下範囲)
4-1~4-6	粗	単杭	杭径の 10%
5-1~5-6	粗	単杭	杭径の 20%
6-1~6-6	粗	単杭	杭径の 30%
7-1~7-6	粗	単杭	杭径の 40%
8-1~8-6	粗	単杭	杭径の 50%

(c) 群杭効果の検討

ケース	杭周面状態	杭中心間隔	備考
9	粗	2.5D	周期境界 (繰返し境界) モデル
10	粗	3.0D	
11	粗	3.5D	
12	粗	4.0D	
13	粗	5.0D	
14	粗	6.0D	

(3) 解析結果

a) 杭周面状態の検討

基本ケースの極限地盤反力度 q は約 1260kPa であり、任意の時間を乗じて作成した変形図および等価ひずみ速度コンターを図-13 に示す。数値解析は微小変形理論に基づくために、変形図は破壊機構を理解するのに有用である。基本ケースの地盤強度は $c=100\text{kPa}$ なので、非排水せん断強度の約 12.6 倍の極限地盤反力度($q=12.6c$)が得られた。これは、Randolph and Houlsby⁹⁾ による結果($q=11.94c$) よりもやや大きいだが、概ね一致する解を与える。実験結果との比較考察は次章にて模型実験地盤の非排水せん断強度評価と併せて示す。杭周面が滑らかの場合の極限地盤反力度は、ジョイント要素を用いたケースが約 945kPa、杭周面地盤の 1 要素の強度を低下させたケースが約 950kPa とモデル化の差は非常に小さく、基本ケースに対して約 25% の極限地盤反力度の低下が得られ、Broms⁴⁾ や Randolph and Houlsby⁹⁾ の解析結果 $q=9.14c$ と近い値($q=9.45\sim 9.5c$)を与えている。

図-13 基本ケースの変形図および等価ひずみ速度分布図

図-14 強度低下ケースの極限地盤反力度-強度低下範囲関係

図-15 強度低下ケースの変形図および等価ひずみ速度分布
(値は極限地盤反力、左から右へ載荷)

b) 杭周辺地盤の強度低下の影響検討

杭の打設に伴う周辺地盤の強度低下を考慮した解析結果を図-14 に示す。また、変形図に等価ひずみ速度コンターを表示したものを図-15 に示す。杭周面地盤の強度を健全強度の 40% に強度を低下させると、極限地盤反力度は著しく低下するが、強度低下範囲が狭い場合は比較的極限地盤反力度が大きい結果となった。しかし、強度

低下範囲を広くすると極限地盤反力度は低下し、杭径の30%では基本ケースの半分程度まで低下した。図-14では、杭周辺地盤の強度低下の割合によって、低下範囲の設定による極限地盤反力度の変化に差異が見られる。地盤強度の低下割合が大きい場合は、低下範囲が杭径の30%を超えると、その後の極限地盤反力度の低下は比較的小さい傾向が見られる。

鋭敏比の高い粘性土では杭打設の影響で非排水せん断強度の低下することがある。杭の打設によって、周辺地盤の強度が健全強度の10~20%に低下すると想定すると、強度低下の範囲が杭径の20%を超えると極限地盤反力度は15~20%にまで低下する。この解析結果は、杭周辺地盤の強度が杭の打設によって強度低下を起こすと、地震時における杭の極限地盤反力度は小さくなり、杭の設計で考慮すべき土圧を軽減する効果が現れることになる。しかし、ボーリングで得られる供試体も乱される可能性があり、試験で得られた粘性土の非排水せん断強度の取り扱いにも影響して、評価が難しい。しかし、杭の耐震性能照査においては十分留意する必要がある。図-15に周辺地盤の強度低下の割合や範囲による破壊機構の差異を示すが、強度低下の割合が大きい場合に地盤の破壊は杭周囲の強度低下領域に限定されるのに対して、強度低下の割合が小さい場合に周辺の健全地盤を巻き込んだ破壊モードに変化することが分かる。

c) 引張強度の影響

基本ケースにおける応力の第一不変量 I_1 の分布を図-16に示す。地盤の半分（杭の進行方向の背面側）が引張領域となっており、地盤材料に引張強度があると考えると、極限地盤反力度に及ぼす影響を検討する必要がある。そこで、図-17に示すような強度モデルを導入して、応力の第一不変量 I_1 に応じてせん断強度を変化させた。引張域ではせん断強度をほぼカットし、圧縮域ではせん断強度を一定値とした。塑性ひずみは非関連流れ則として、体積変化は生じない条件とした。解析結果の変形図に等価ひずみ速度分布を表示したもの図-18に示す。

引張強度を導入すると、極限地盤反力度は415kPaと大幅に低下し、非排水せん断強度の4倍程度($q=4.15c$)である。また、破壊モードも変化して、基本ケースの図13は杭前面と背面で対象形の破壊形態を示すのに対し、引張強度を考慮した図18は杭前面と背面で対称性を喪失した破壊形態を示す。これは杭背面では引張力の作用により著しい地盤強度の低下が生じたことにより、破壊領域が縮小したと考えられる。しかし、得られた極限地盤反力度や破壊モードは、模型実験の結果（極限地盤反力度は次章で説明するが、非排水せん断強度の12~13倍程度）と大きく異なることから、杭の移動に伴う極限地盤反力度の評価において、地盤材料の引張強度の影響は考慮する必要性は低いことが確認できた。

図-16 基本ケースの第一不変量 I_1 の分布図（圧縮：正）

図-17 引張応力領域での強度設定

図-18 引張強度を導入したケースの変形図および等価ひずみ速度分布図

d) 群杭効果の検討

群杭効果を検証するための数値実験結果を表-3及び図-19に示す。解析結果から、極限地盤反力度及び破壊モードは、杭芯間隔5Dで単杭と同じとなる事がわかる。実務で一般に用いられる杭芯間距離3Dの場合、極限地盤反力度 q_l は $q=11c$ のように土の非排水せん断強度の約11倍である。最も杭芯間隔の短い2.5Dでも、極限地盤反力度が単杭の場合の10%ほど小さくなる程度であり、群杭効果が極限地盤反力度に及ぼす影響は比較的小さい。従って、安全側の評価を行う観点からは、杭に作用する極

表3 群杭ケースの数値実験結果

ケース	杭中心間隔	極限地盤反力度 [kPa]
1	単杭	1,212
9	2.5D	1,097
10	3.0D	1,113
11	3.5D	1,145
12	4.0D	1,181
13	5.0D	1,213
14	6.0D	1,211

図-19 群杭ケースの変形図および等価ひずみ速度コンター図 (上から下へ載荷)

限水平地盤反力度について単杭の評価を行っておけば実務上十分と考えられる。

4. 室内力学試験結果を用いた極限水平地盤反力の評価

2章で作成した模型地盤の力学特性を求めるため、室内力学試験を行うとともに、その結果に基づいて実務設計における極限地盤反力度の算出方法を考察した。なお、2章の実験における応力状態の変化は複雑で、非排水せん断強度を論理立てて推定することは非常に難しい問題であることから、実務で用いることを前提に3章の解析と併せて総合的に解釈した。

(1) 模型実験の室内力学試験

実験後の土槽から標点の動きを考慮し載荷の影響が少ないと考えられる場所からシンウォールで鉛直にコア抜きサンプリングした試料を用いて、圧密非排水三軸圧縮試験および伸張試験を行った。ケース1, 2の試験結果を図-20に示す。図の非排水せん断強度は軸圧より側圧を引いて1/2を乗じて求めた。なお、模型試験における地

(a) 模型実験ケース1

(b) 模型実験ケース2

図-20 圧密非排水三軸試験 ($\bar{C}_U$) 結果

盤の圧密圧力は 100kN/m^2 であるが、アクリル板設置のプロセスに時間を要したことから、地盤は除荷が生じて過圧密状態に移行していると考えられることから、圧密圧力には模型試験で計測された土圧初期値を用いた。

この試験結果から、模型地盤には非排水せん断強度の異方性がある。模型実験の解釈では、せん断方向に基づいて適用するせん断強度の大きさを変更する必要があるが、実務での適用を念頭に、本論文では三軸圧縮および伸張試験から得られる非排水せん断強度の平均強度¹⁷⁾を用いた分析を実施した。表-4に模型実験のケース1及び2の模型地盤の非排水せん断強度を示す。図-6に示した地盤反力度～地盤変位関係に対して、地盤反力度については各ケースの非排水せん断強度で、変位については杭径で除した、正規化された関係を図-21に示す。いずれのケースも模型実験による極限地盤反力度は約 $12\sim 13c$ (c : 非排水せん断強度) 程度であり、ほぼ同様の結果を与えている。これは、剛塑性有限要素法による解析結果 $q=12.6c$ とほぼ整合しており、前章で考察したように、引張強度を用いた地盤反力度の評価が実務設計で不要なことを裏付けている。なお、三軸圧縮試験や三軸伸張試験の結果を直接用いて極限地盤反力度を算出すると $10\sim 14c$ 程度とやや幅があることには注意が必要である。

表4 模型地盤の非排水せん断強度の算定 (kPa)

ケース	ケース 1	ケース 2
土圧初期値	14.7	18.7
非排水せん断強度(圧縮)	21.6	19.9
非排水せん断強度(伸張)	16.1	23.1
非排水せん断強度(平均)	18.9	21.5

図-21 正規化した地盤反力度-変位関係
(下段は杭径20%までの拡大図)

(2) 設計基準類との比較

極限地盤反力度を p 、粘性土の非排水せん断強度を c とすると、各種設計委基準類では概ね次のようになる。

- ・道路橋仕方書¹⁸⁾: $p=8c$ ($c=0.3\sigma_v'$ と仮定)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説¹⁹⁾: $p \leq 9c$
- ・建築基礎構造設計指針²⁰⁾: $p=9c$ (地表面の影響を受ける領域ではさらに低減)

これらは、本解析における杭のフリクション・カットを行った際の極限地盤反力度 $q=9.45\sim 9.5c$ と近い値を与える。しかし、杭の周面摩擦は必ずしもカットされずに作用することを考える必要もあり、摩擦が低減されない場合には極限地盤反力が $q=12.6c$ であることも考慮する必要がある。したがって、上部構造物に作用する地震時慣性力を杭が受け止める範囲(図-1の $1/\beta$ の範囲)に対しては、設計基準類は安全側評価となるが、 $1/\beta$ 以深の杭に作用する極限地盤反力度に関して既存の設計基準類は、

杭に作用する土圧が小さくなるため、危険側の評価となることに注意が必要である。

今回の実験及び解析結果から、例えば応答変位法を用いて設計・照査を行う場合、従来の極限地盤反力度を杭と地盤の粗滑状態に応じて安全側評価となるよう設定することが望ましく、上記の深度に対しては非排水せん断強度の9～13倍で設定するのがよいと考える。また、既に述べたように、鋭敏比の高い構造を有した粘性土の場合、さらに極限地盤反力度を低減することも可能である。

なお、実際の設計においては、前節で論じた非排水せん断強度をどのようなサンプリング、試験で設定するか、各仕方書等の設計・照査体系や既往の研究を参考に工学的判断が必要となる。

5. 結論

本研究では、粘性土地盤の杭のすり抜けに関する極限水平地盤反力度について、模型実験ならびに剛塑性有限要素法を用いた検討を実施した。以下に、本研究で得られた知見を箇条書きにする。

- (1) 模型実験結果から、地盤反力度は杭径の約10%程度の変位時点において地盤反力度がピーク(極限地盤反力度)となった。また、それ以降は若干のひずみ軟化挙動を示すが、ほぼ完全塑性的挙動であり、その極限地盤反力度は、非排水せん断強度の12～13倍程度であった。これは、Randolph and Houlsbyの杭周面粗の解とほぼ同じであった。
- (2) 模型実験にて、杭周辺地盤に設置した標点から、杭周辺地盤の回り込みやすり抜け変形(地盤の塑性化)を観察できた。杭周辺地盤の変形する領域は杭中心から杭径の2.5～3倍程度の範囲である。
- (3) 剛塑性有限要素法解析による数値実験結果からも模型実験と同様の極限地盤反力度および、地盤の塑性化範囲が得られた。
- (4) フリクションカットにより杭周面がスムーズな場合、剛塑性有限要素法解析による極限地盤反力度は、BromsやRandolph and Houlsbyの解における杭周面がスムーズな場合とほぼ同じであった。
- (5) 杭打設により杭周辺地盤の強度低下を考慮した場合、極限地盤反力度が大幅に低下する可能性があり、その感度は大きい。
- (6) 群杭の極限地盤反力度は、杭中心間隔を $5.0D$ 離せば、単杭と同等の値となる。解析結果から群杭効果の感度は比較的小さいと考えられ、設計・照査において安全側評価を行う観点からは、単杭の評価を行っておけば実務上十分と考えられる。
- (7) 引張強度を導入した剛塑性有限要素法解析の数値実

験結果から、引張強度を考慮しないMises材の計算結果で十分工学的に有用であることがわかった。

- (8) 上部構造物に作用する地震時慣性力を杭が受け止める範囲(図-1の $1/\beta$ の範囲)に対しては、設計基準類は安全側評価となるが、 $1/\beta$ 以深の杭に作用する極限地盤反力度に関して既存の設計基準類は、杭に作用する土圧が小さくなるため、危険側の評価となることに注意が必要である。

謝辞：図表作成等で(株)シーテック技術コンサルタント部中村好輝氏に大変お世話になりました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 本堀越研一，大津宏康，末岡徹，亀村勝美：1995 兵庫県南部地震によって被災した杭の詳細調査；大成建設技術研究所報，第29号，pp. 59-64, 1996.
- 2) 土質工学会編：土と基礎 実用数式・図表の解説，土質基礎工学ライブラリー7，pp. 201-205, 1987.
- 3) 岸田英明，中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗，日本建築学会論文報告集，No. 281, pp. 41-55, 1979.
- 4) Broms, B. B. : Lateral resistance of piles in cohesive soils, *Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 1964.3.
- 5) Randolph, M. F. and Houlsby, G. T. : The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, *Geotechnique*, Vol. 34, No. 4, pp. 613-623, 1984.
- 6) Martin, C. M. and Randolph, M. F. : Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil, *Geotechnique*, Vol. 56, No. 2, pp. 141-145, 2006.
- 7) 橋本理，末政直晃，片田敏行，中村和之：すり抜け破壊領域における杭の水平抵抗，第31回地盤工学研究発表会，pp. 1771-1772, 1996.
- 8) 金丸裕秀，末政直晃，片田敏行，中村和之：地震時における粘土地盤中の地盤反力-杭変位関係，第10回日本地震工学シンポジウム，pp. 2063-2068, 1998.
- 9) 松井保：主働杭と受働杭，技術手帳，土と基礎，Vol. 30, No. 7, pp. 103-104, 1982.
- 10) Ito, T. and Matsui, T. : Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles, *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 4, pp. 43-59, 1975.
- 11) 渡部要一，竹村次朗，木村孟：裏込め載荷時の軟弱粘土地盤と杭基礎の相互作用に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 523/III-32, pp. 111-123, 1995.9.
- 12) 樋口俊一，濱田政則，谷賢俊：抑止杭による護岸近傍の液状化側方流動対策に関する数値シミュレーション，地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1553-1554, 2010.7.
- 13) 小堤治，溜幸生，岡由剛，一井康二，井合進，梅木康之：2次元有効応力解析における杭と液状化地盤の相互作用のモデル化，地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1899-1900, 2003.7.
- 14) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. : Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, *Soil and Foundations*, Vol. 24, No. 1, pp. 34-42, 1984.
- 15) 保科隆，瀧本英朗，田中達也，磯部公一，大塚悟：剛塑性有限要素解析による地山補強土工法の補強効果の評価，応用力学論文集，土木学会，Vol. 13, pp. 379-390, 2010.8.
- 16) 保科隆，大塚悟，磯部公一：低強度シーム層を内在する自然斜面の斜面安定解析，地盤工学ジャーナル，地盤工学会，Vol. 6, No. 2, pp. 191-200, 2011.6.
- 17) 土田孝，水上純一，及川研，森好生：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol. 28, No. 3, 1989.
- 18) 日本道路協会：道路橋仕方書・同解説（IV 下部構造編，V 耐震設計編），2012.3.
- 19) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物，耐震設計），2012.9.
- 20) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.

(2015. 7. 1 受付)

DISCUSSION ON ULTIMATE LATERAL RESISTANCE OF PILE IN CLAYEY GROUND DURING EARTHQUAKE

Seichi KOMURA, Yohei SHIRATORI, Satoru OHTSUKA and Takashi HOSHINA

Pile foundation has been designed against the lateral load acting on the superstructure which is induced by the seismic coefficient method. After the Great Hanshin Earthquake, the response displacement method has been employed to assess the reaction force acting on pile. However, this method overestimates the interaction force from the viewpoint of practical design. Various specifications recommend to use the bi-linear model on reaction force by considering that the ground goes through the pile. This paper evaluates the ultimate resistance of ground against lateral movement of pile by both model test and rigid plastic finite element analysis. The validity of obtained results is examined through the comparison of both results.

The followings are obtained in this study.

- (1) Ultimate lateral resistance of pile was obtained as $12\sim 13c$ for clayey ground where c is an undrained shear strength of clay. It was examined by model tests and numerical analyses. The failure area of ground reached to $2.5\sim 3D$ from the pile center, where D denotes the diameter of pile foundation.
- (2) Effect of friction cut between pile and ground was investigated. Ultimate lateral resistance of pile was obtained as $9c$ which is almost same with Brom's formula. Besides, the effect of strength reduction in surrounding ground due to pile installation was parametrically investigated.
- (3) Ultimate lateral resistance of group piles was obtained as $11c$ in case of the pile center spacing of $3D$. It matched with that of single pile in case of $5D$.
- (4) The current specifications were shown to provide the smaller estimation on ultimate lateral resistance of pile in case of depth that is deeper than effective length on pile ($1/\beta$), where the ground deforms through the pile by earthquake vibration. It reveals the specifications may prescribe the dangerous side evaluation in design.