

単杭の水平載荷挙動に関する 模型実験と解析

若井明彦¹・鶴飼恵三²

¹学生会員 工修 群馬大学大学院 工学研究科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

²正会員 工博 群馬大学教授 工学部建設工学科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

砂地盤中に立て込まれた単杭の室内水平載荷実験結果を3次元弾塑性FEMにより予測することを試みた。解析に用いた地盤の材料定数は、すべて三軸圧縮試験等の要素試験に基づいて決定したものである。解析において地盤は弾完全塑性体・非関連流れ則を仮定し、降伏規準にはMohr-Coulomb式、塑性ポテンシヤルにはDrucker-Prager式を用いたMC-DPモデルを採用した。まず、解析メッシュや材料定数に関する結果の依存性を検討するために、いくつかのパラメトリック・スタディを行った上で、模型実験に用いた各種の杭についての挙動予測を行った。以上の結果、実験における水平荷重-変位関係や曲げひずみ分布等を本解析手法により十分な精度で予測しうることが示された。

Key Words : single pile, horizontal load, model test, finite element method, elasto-plastic, bending strain, sand

1. はじめに

施工される上部構造物の多様化により、杭基礎の需要は現在も増加の一途をたどっている。これまでも水平力を受ける単杭に関しては、実験・解析の両面から多くの成果が報告され、様々な力学モデルが提案されてきたが、近年の限界状態設計法への移行に伴い、特に構造物が終局限界状態に至るまでの挙動を定量化する必要性が生じてきた。杭基礎の設計についても線形弾性域を大きく超えた荷重域における検討が急務となり、大変形時に着目した実験的研究も数多い^{1)~4)}など。

一般に長杭の水平挙動は明確な降伏点を有さず、大変形時までひずみ硬化傾向が継続するため、設計には変位量による規定が重要となる。このため解析手法も、変形初期から大変位時に至るまで地盤の破壊と変形とを一貫して追跡しうることが望ましく、その有力な手段として近年特に3次元弾塑性FEMが注目されるようになった。

3次元弾塑性FEMにより、単杭や数本から成る群杭の水平挙動を明らかにしようとするこれまでの試みは、木村ら⁵⁾やBrown and Shie⁶⁾、Trochanis

ら⁷⁾によるものがあげられる。また近似的なものではあるが、9本以上の群杭を対象とする解析もすでに木村ら⁴⁾、Maqadir and Desai⁸⁾によってなされている。しかし3次元弾塑性FEMには高速かつ大容量の電子計算機の使用が必須であり、詳細な解析的研究は今後待つところが多い。

本研究ではまず、砂地盤中に立て込まれた何種類かの単杭(アルミニウム製)の室内水平載荷実験を行った。次に実験結果の解析に用いるFEMメッシュ分割の粗さや杭、地盤の材料定数が解析結果へ与える影響をFEMによるパラメトリック・スタディで定量的に考察した。そして最後に模型実験に用いた各種の杭に対する予測を行うことでFEMの有用性を検討した。

試みとして地盤の材料定数はすべて三軸圧縮試験等の要素試験結果に基づいた。現場の設計において、群杭の解析に用いる材料定数の決定に際しては、単杭の載荷試験結果をFEMで逆解析することにより同定するといった手法が考えられる。本研究のように地盤構成が単純なケースで、材料定数を載荷試験と独立した要素試験により評価しうることが示されれば、逆解析した際の各パラメータの物理的意味も

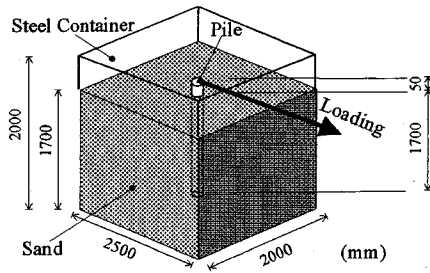


図-1 実験装置の概略図

明瞭となり、結果的に優れた力学モデルの開発に結びつくと思われる。また本格的な群杭解析の前段階としても、本研究のように経済的に計算しうる単杭に限定した詳細な解析的検討は重要であると考えられる。

2. 実験の概要

実験装置の模式図を図-1に示す。高さ2m、幅2.5m、奥行2mの鋼製土槽内に杭を設置した後、乾燥した小名浜砂（物理的性質は表-1）を一様に散布して水平地盤を作成した。杭の材質や寸法は載荷装置の能力や土槽の大きさ、加工の容易さなどから長さ1750mmのアルミニウム製中空円筒杭を使用し、表-2に示すような各種の寸法のものを用いた。特にNo.1杭は基本杭として、FEMによるパラメトリック・スタディはすべてこの杭を想定して行った。No.2, No.3杭はNo.1杭と杭径が等しく肉厚の異なったケースであり、No.4, No.5杭はNo.3杭と肉厚が等しく杭径の異なったケースである。地盤への杭の根入れ長は1700mm、載荷位置は地盤上50mmの杭頭部とし、載荷点は自由端で毎分0.4mmの水平変位制御とした。水平荷重はロードセル、杭体の各深さにおける曲げひずみは杭表面に取り付けたひずみゲージにより測定した。

作成された砂地盤の相対密度 D_r の平均値は72%であり、単位体積重量にすると 15.3kN/m^3 であった。解析に用いる材料定数を決定するため、砂の弾性係数 E_{50} と内部摩擦角 ϕ を排水三軸圧縮試験により測定した。ところで、模型実験で杭の水平抵抗に寄与する地盤の深さを考慮すると、低拘束圧下での三軸試験が必要となるが、今回は実施が困難であることから、模型実験の拘束圧レベルの数倍以上の拘束圧下での三軸試験結果から低拘束圧領域を外挿により推定することにした。拘束圧を29.4, 49, 98kPaの3段階に変えて試験を行ったところ、 E_{50} は拘束圧 σ^* の平方根にほぼ比例し、次式で表された。

表-1 小名浜砂の物理的性質

物理量	測定値
比重 G_s	2.71
50%通過粒径 D_{50}	0.232 mm
均等係数 U_c	1.86
最大間隙比 e_{max}	1.02
最小間隙比 e_{min}	0.63

表-2 実験に用いた各種杭の寸法

No.	杭径 D (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ剛性 EI (kNm^2)
1	50.	1.5	46191.
2	50.	1.0	31739.
3	50.	3.0	84335.
4	100.	3.0	739058.
5	32.	3.0	19942.

$$E_{50} = E_0 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_0}} \quad (E_0 = 19.8\text{MPa}, \sigma_0 = 98\text{kPa}) \quad (1)$$

解析においては、地盤内各深さでの初期応力 $\sigma^* = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ を用いることで、地盤の弾性係数が深さの平方根に比例すると仮定した。 σ_1, σ_3 はそれぞれ最大、最小主応力である。地盤は弾完全塑性体を仮定したため、弾性係数のひずみ依存性は無視している。一方 ϕ は拘束圧によらずほぼ一定であったため、解析上も初期拘束圧によらず 42° とした。また杭表面と地盤の間のすべりを評価するため壁面摩擦角を測定する簡単な要素試験を行ったところ、載荷実験の拘束圧レベルでの摩擦角はおよそ 25° であった。

3. 3次元弾塑性FEM

室内模型実験結果を再現するために3次元弾塑性FEMを用いた。杭基礎は本来3次元的な構造を持つため、物理的意味の明瞭なパラメータを解析に導入するためには3次元解析が重要である。弾性支承梁モデルにおける地盤反力係数のように、問題の境

界条件等に依存するパラメータは、境界条件の異なったケース間に逆解析を援用する際などについては不利だと考えられる。

本解析において杭は弾性体、地盤は弾完全塑性体とし降伏規準には Mohr-Coulomb 式を用いた。この式中の内部摩擦角 ϕ をダイレイタンシー角 ψ ($\neq \phi$) に置換することにより非関連流れ則を適用する際には、 π 平面上に存在する特異点のために収束性が極端に悪化する恐れがある。そこで塑性ポテンシャルには π 平面上に特異点のない Drucker-Prager 式を用いた混合モデル (MC-DPモデル⁹⁾) を採用し、非関連流れ則を適用した。粘着力がない場合の3次元の Mohr-Coulomb 式は次式の通りである。

$$f = -I_1 \sin \phi + \frac{1}{2} \left\{ 3(1 - \sin \phi) \sin \theta + \sqrt{3} (3 + \sin \phi) \cos \theta \right\} \sqrt{J_2} \quad (2)$$

ここで ϕ は内部摩擦角であり、

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(- \frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{\frac{3}{2}}} \right) \quad \left(0 < \theta < \frac{\pi}{3} \right) \quad (3)$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 3\sigma_m \quad (4)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x - \sigma_m)^2 + (\sigma_y - \sigma_m)^2 + (\sigma_z - \sigma_m)^2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \right\} \quad (5)$$

$$J_3 = I_3 - \frac{I_1 I_2}{3} + \frac{2}{27} I_1^3 \quad (6)$$

$$I_2 = \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 \quad (7)$$

$$I_3 = \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 \quad (8)$$

粘着力がない場合の3次元の Drucker-Prager 式は次式である。

$$\Phi = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 \quad (9)$$

平面ひずみ条件下では Mohr-Coulomb 式におけるダイレイタンシー角 ψ は Drucker-Prager 式のパラメータ α と次のような関係にある。

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (10)$$

3次元条件下での α も式(10)によった。地盤が砂である場合 $\psi \approx \phi - 30^\circ$ であることが従来の実験結果などから分かっている。材料非線形に伴う反復計算は修正 Newton-Raphson 法によった。

パラメトリック・スタディの基本にしたメッシュ分割図を図-2に示す。載荷方向は向かって右方向で、対称性のため実物の片側のみを取り出してある。対

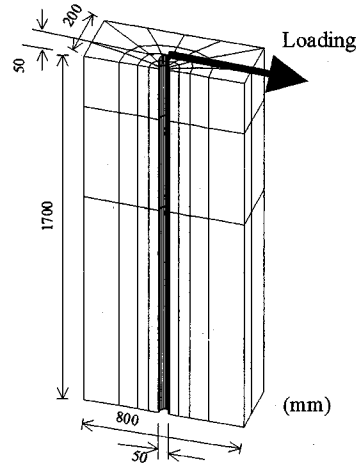


図-2 解析メッシュ分割図 (No. 1杭)

称面を除く側面及び下面は固定端とした。構成要素は20節点6面体アイソパラメトリック要素であり、このメッシュでの節点数は942である。模型実験と同様に杭頭部に強制変位を与え、杭-地盤系の応答を調べることにした。最大水平変位量は杭径の10% (5mm)で、載荷ステップ数は5000とした。計算時間は本解析1ケースにつき、EWS HP-730により約40時間を要した。

杭-地盤間の不連続性を表現するため、要素試験で測定した壁面摩擦角 (25°) を有する薄い要素 (厚さ1.5mm) を杭周面に配置した。この場合に本来はジョイント要素を用いることが望ましいが、今回は簡素化のため通常のソリッド要素を用いてすべりを表現した。

一般に載荷により杭の前方地盤は受働域に、後方は主動域になる。主動域内における過度な引張り応力発生を抑制するため、応力分配法に基づく no tension 解析¹⁰⁾を行うと同時に、変形が進行するにつれて生じやすくなる、等方応力の過剰な分配による有害な応力集中を緩和するため、引張り応力の発生した杭周面の地盤要素の弾性係数を漸次低減させる手法も併用した。これは実際に載荷中の地盤で杭背面における局所的な砂の密度低下を想定したことと力学的に一致する。地盤の弾性係数は三軸試験結果より深さの平方根に比例すると仮定し、初期土圧を与える水平静止土圧係数 K_0 は0.5として解析を行った。

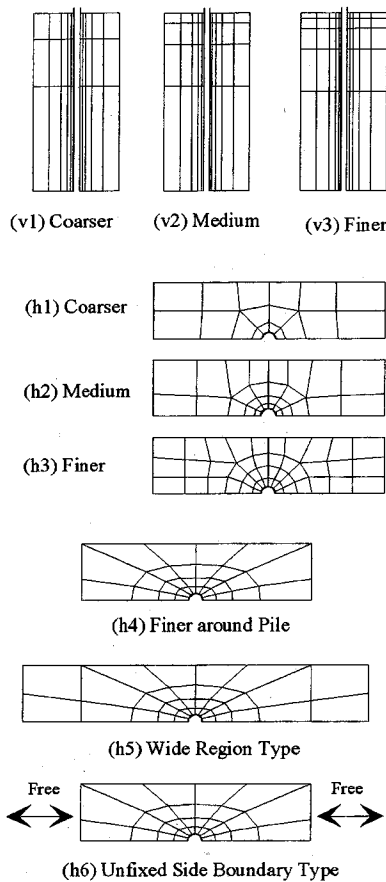
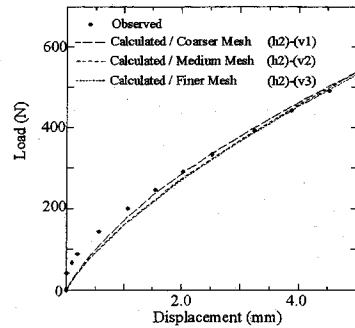


図-3 解析の対象とした各種メッシュ

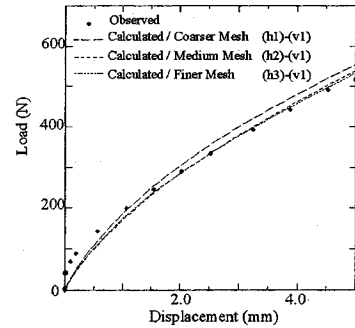
4. 解析結果

(1) メッシュ依存性

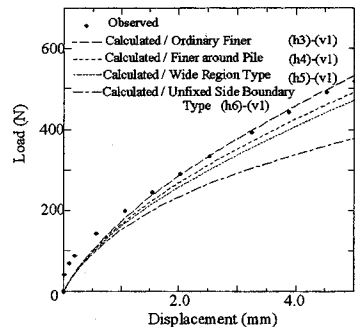
FEMは基本的に近似解法でありメッシュ分割の仕方が解に影響を与える。一般にメッシュ分割が細密化するほど厳密解に近づくので、事後評価的に使用したメッシュの妥当性を検討するにはメッシュの変化が結果として得られる物理量にどの程度影響するかを調べればよい。ここでは図-3に示す各種のメッシュを用い、杭頭の水平荷重-変位関係がどのように変化するかを比較検討した。(v1)~(v3)は側面図であり、鉛直方向の粗さを変化させたグループ、(h1)~(h3)は平面図で水平方向の粗さを変化させたグループである。(h4)は(h2)と同程度の自由度を有し、杭周囲を特に細分割したタイプ、(h5)は杭前後の余裕幅を(h4)の1.5倍にしたもの、(h6)は杭前後の端面の変位拘束を除いたものである。なお解析の



(a) 鉛直方向の粗さが異なるケース



(b) 水平方向の粗さが異なるケース



(c) その他のメッシュによる結果

図-4 荷重-変位曲線(メッシュの異なるケース)

対象とした実験ケースはNo.1杭である。以下のパラメトリック・スタディもすべてこの実験ケースを想定して行った。

各メッシュを用いた荷重-変位曲線の解析結果を図-4に示す。比較のため実験結果も一緒にプロットした。(a)は鉛直方向の粗さが、(b)は水平方向の粗さが異なるグループの図である。ともにメッシュが細くなるほど荷重値は小さくなり、変位法に属するFE解が上限値を与えることを示唆している。鉛直方向のメッシュ依存性は水平方向に比して小さい。(c)はその他のメッシュの比較である。水平方向を一樣に細分化したメッシュ(h3)より杭周囲のみを細分化したメッシュ(h4)の方が自由度が小さいにもか

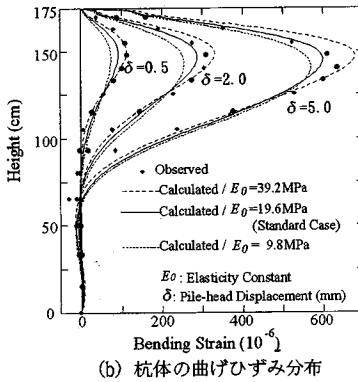
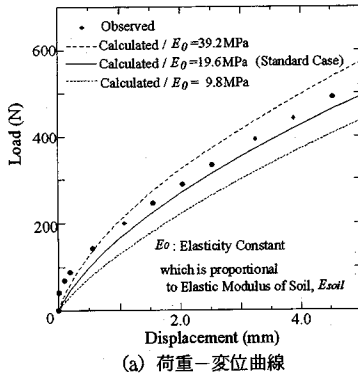


図-5 地盤の弾性係数を操作したケース

かわらず、結果的に荷重値が小さくなっており、効率が良いことが分かる。非線形性も実験結果の傾向に良く合っているため以下の解析ではすべてこのタイプのメッシュを用いることにした。杭前後の領域を拡大した(h5)の解はさらに精度が良いと思われるが、計算時間の関係上(h4)の方を基本メッシュとすることにした。端面の変位拘束を除いた(h6)は大変形時に極端に過小な解を与える。これは直列群杭のように地盤が杭の移動に追従して動いてしまい、十分な受働土圧が発揮されないためである。

すべてのケースにおいて、変位レベルの小さい領域で解析結果が実験結果を大きく下回る荷重値を与えるのは、本解析の地盤が弾完全塑性体を仮定しており、使用した弾性係数が E_{soil} であるため、実地盤の初期接線弾性係数よりも非常に小さいからである。

(2) 材料定数

すでに述べたように実験結果の予測に用いる材料定数は、すべて三軸圧縮試験等の要素試験による。ここでは各材料定数を増減させることで、要素試験結果の物理量の不確実性が結果へ与える影響を検討

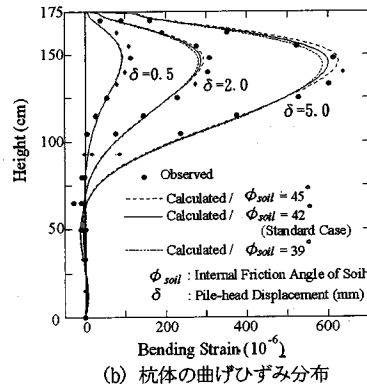
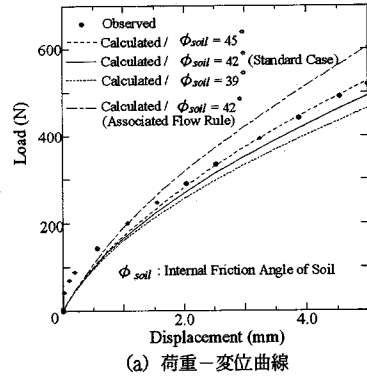


図-6 地盤の内部摩擦角を操作したケース

した。このようなパラメトリックな解析的検討は逆解析や簡便な予測構築の際のひとつの指針になると考えられる。

図-5は地盤の弾性係数 E_{soil} の異なった、図-6は地盤の内部摩擦角 ϕ_{soil} の異なったグループについての荷重-変位曲線及び杭体の曲げひずみ分布である。比較のため実験結果も一緒にプロットしてある。図-6の(a)については参考に関連流れ則を適用して計算した結果も付記した。関連流れ則は非関連流れ則を仮定した場合に比べて、大変形時に2割程度大きな荷重値を与えることが分かる。

荷重-変位関係に着目すると、 E_{soil} は微小変形時の荷重増分に強く影響し、その差は大変形時にも残留するのに対し、 ϕ_{soil} は殊に大変形時の荷重増分に対して支配的であることが分かる。この傾向は曲げひずみの発生に関しても同様である。また E_{soil} や ϕ_{soil} が大きいケースでは杭材の相対剛性が小さくなるため変形が表層部に集中するが、このように最大ひずみ発生位置の浅いケースほどひずみ最大値自体は大きくなる傾向が認められる。これらの結果から地盤の弾性係数、強度定数が大きいケースほど同一水平変位に対する杭体内の曲げモーメントは大きく

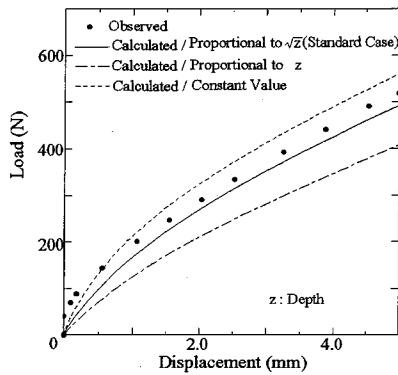


図-7 地盤の剛性分布を操作したケース

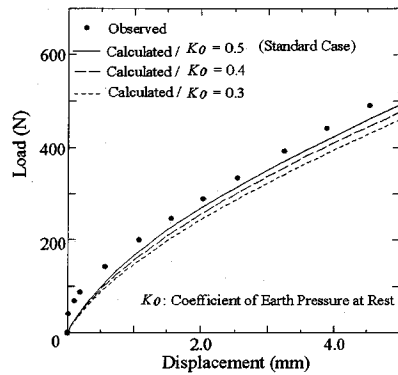


図-9 静止土圧係数を操作したケース

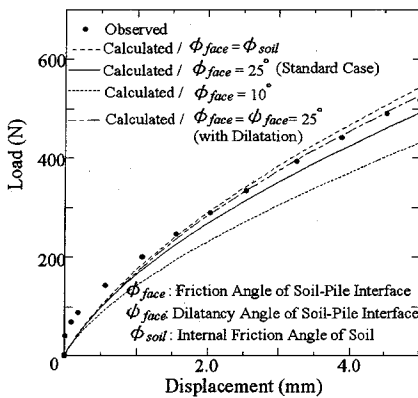


図-8 杭-地盤間の摩擦特性を操作したケース

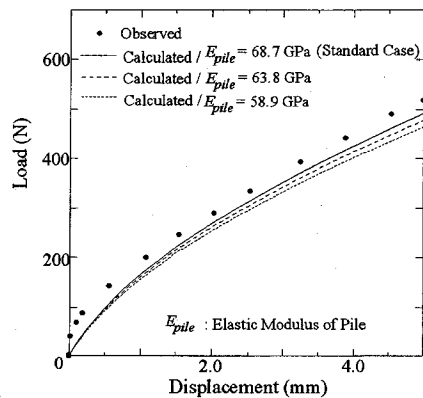


図-10 杭材の弾性係数を操作したケース

なることが分かった。

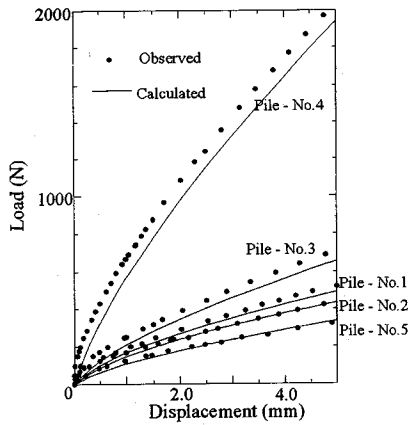
図-7は地盤の弾性係数の分布性状を変えたグループの荷重-変位曲線である。三軸試験より推定した分布が深さの平方根に比例するのに対し、ここでは1次比例と一定の場合も調べた。深さ方向に平均した弾性係数はすべてのケースで Standard Case と等しくなるように調整してある。図に見られるように分布特性は結果に強く影響する。深さの平方根に比例するケースは1次比例と一定のケースの中間的な荷重値を与えるが、これは変形の卓越する表層地盤の剛性が水平抵抗力に大きく寄与している⁵⁾からである。土質調査等により地盤の弾性係数を決定する際には地盤浅部の特性を適切に評価することが重要である。

杭-地盤間の壁面摩擦角 ϕ_{face} を変化させたグループの荷重-変位曲線を図-8に示した。杭-地盤間の不連続性が荷重値へ与える影響は大きい¹¹⁾。薄いすべり要素を取り除き砂の要素に置き換えたケース ($\phi_{face} = \phi_{soil}$) や、このすべり要素に塑性化による体積膨張 (関連流れ則) を仮定したケースは

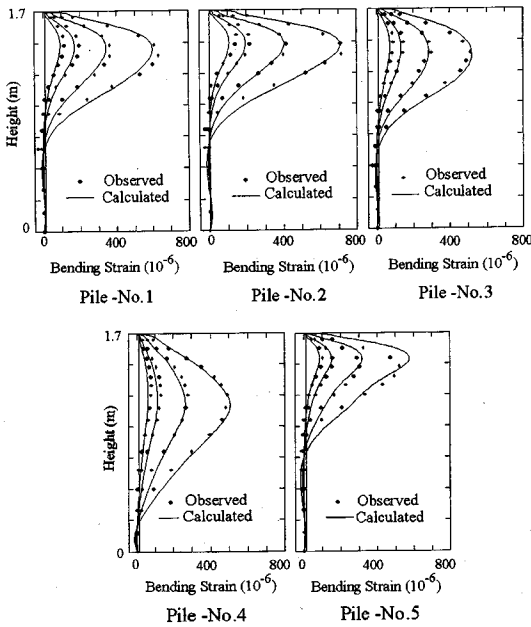
Standard Case に対して1割程度大きい荷重値を、 ϕ_{face} を 10° まで低下させたケースでは逆に1割程度小さい荷重値を与えることが分かる。適切な壁面摩擦角の評価は重要である。

図-9は初期水平土圧を与える静止土圧係数 K_0 の相違が荷重-変位関係へ与える影響を調べたものである。初期土圧は本解析の場合(1)式に基づく地盤のヤング率設定にも関係するので、その効果も算入されていることに注意されたい。 K_0 が小さいすなわち初期応力異方性の大きいケースほど、せん断強度発現が遅れる⁵⁾ ために荷重値がやや小さくなることが分かる。

杭材の弾性係数 E_{pile} を10%程度変化させた場合を図-10に示す。杭が硬くなるほど荷重値がやや増加するものの、この程度の値の変化では結果に大差は見られない。



(a) 荷重-変位曲線



(b) 杭体の曲げひずみ分布

(when Pile-head Displacement = 0.5, 1.0, 2.5, 5.0 mm)

図-11 各実験ケースにおける実験値と解析値の比較

(3) 実験結果との比較

杭径や肉厚の異なった杭の室内模型実験結果を、3次元弾塑性FEMによりシミュレートしたので、その結果を報告する。実験ケースを表-2に示す。図-11は各ケースの荷重-変位曲線及び曲げひずみ分布である。個々のケースにおいて実験と解析の一致が非常に良好であることから、対象とする杭の杭径、肉厚をメッシュ分割にそのまま反映させることで現象予測が十分に可能であることが確認された。このことは逆解析を援用する際にもFEMが有効な解析

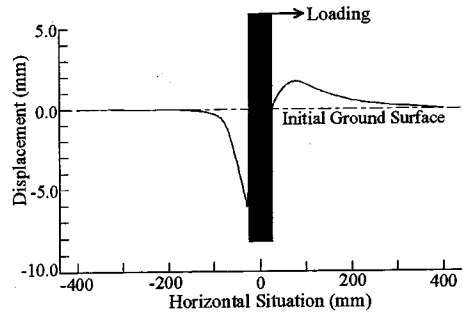


図-12 地表面の変形状 (解析結果)

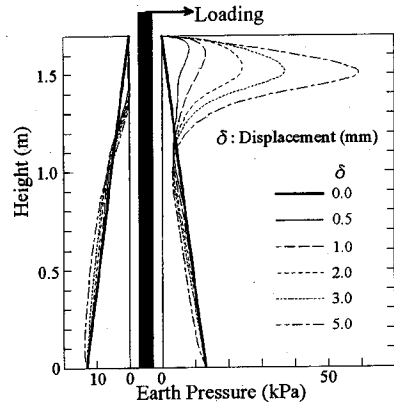


図-13 杭体前後面の水平土圧分布 (解析結果)

モデルを与えることを示唆しており、群杭解析にも応用しようと思われる。

荷重値の大小はほぼ杭の曲げ剛性に比例している。杭体の最大曲げひずみ発生位置は曲げ剛性の増大とともに深くなる傾向があるが、ひずみの絶対値は杭径の影響を受けるため必ずしも曲げ剛性の大小によらないことが分かる。なおひずみ値を曲げモーメントに換算して比較すると、荷重値のように曲げ剛性に比例した結果が得られる。各ケースとも曲げひずみは水平変位の増加に伴い、絶対値が増大するだけでなく、地盤の塑性化の影響で最大ひずみ発生位置が深くなって行く傾向が認められる。

解析により得られた地表面の変形状が図-12である。この時点の杭頭変位は杭径の10%である。杭の前面側には緩やかな隆起、背面側には局所的な沈下が見られる。沈下量の絶対値は杭頭変位量とほぼ等しいほど大きなものであり、模型実験によって観察された背面にすり鉢上の深い穴ができる現象をよく表現している。これらはFEMが地盤各部の変形を忠実に再現していることを示唆するものである。

図-13はNo.1杭に関する解析から得られた、杭体

の前後に隣接した地盤内の水平土圧の分布である。載荷前の静止土圧が変位の増加につれて、表層の地盤では載荷前面が受働土圧に、背面は主働土圧に変化して行く様子が見られる。深部では杭体の変位方向が逆転するために土圧の変化も表層部と逆転した傾向になる。受働側地盤における最大土圧点は変形とともに深くくなっており、塑性化の影響が顕著に表れている。

同じケースで杭体内に発生した曲げモーメントを2階微分することによって求めた、各深さにおける単位面積当たりの地盤反力 p とその点の水平変位 y の関係を図-14に示す。実験と解析は良く合っている。解析で得られた地盤反力の最大値は、杭頭変位が杭径の10%の時点では39kPaであり、発生位置は土圧分布とほぼ同じ深さであった。従来の弾性支承梁の理論では、簡便のため地盤反力を $p = kx^m y^n$ (x は地表面からの深さ、 y は水平変位、 k, m, n は定数)と仮定することが一般的なことから、解析で得られた地盤反力をこの関数形により近似すると、地盤反力は深さ x の0.73乗、水平変位 y の0.65乗に比例することが分かった。これは $m=0, n=1$ とするChangの方法¹²⁾と $m=1, n=0.5$ とする港研方式¹³⁾の中間的な値である。これらの定数は杭径や地盤の弾性係数、強度定数等に依存すると考えられるため、適切な値の選択には今後の詳細な検討が必要である。この他、極限解析的に地盤反力を評価する手段として、Rankine土圧の3倍をその最大値と考えるBromsの方法¹⁴⁾があるが、今回の最大地盤反力発生深さにおいて、この手法を適用して計算した極限地盤反力は46kPaであり、杭径の10%の杭頭変位における解析結果はまだこの値に達していなかった。

弾性FEMによる曲げひずみ分布を図-15に示し、弾塑性解との比較を行う。地盤を弾性体と仮定すると荷重-変位曲線は直線となる。弾性体中の長杭の水平載荷問題に関しては、Randolph¹⁵⁾が3次元弾性FEMに基づいて導いた半理論式が有名であるが、今回の弾性解析結果における荷重-変位曲線をRandolph解と比較したところ、数%以内の誤差で一致することが確認された。曲げひずみ分布形状を比較すると、水平抵抗に関する影響深さは弾塑性解に比べ浅くなることが分かる。最大曲げひずみ発生位置は変位進行と無関係に一定であり、ひずみの絶対値も変位に対して線形関係にあるため、同一の杭頭荷重が作用する場合には、曲げひずみ最大値は常に弾塑性解が大きい値を与えると推測される。実際に弾塑性解において変位が杭径の10%の時の荷重値と等しい荷重が作用する際の弾性解を比較すると、ひずみ最大値は弾塑性解が600 μ なのに対し弾性解

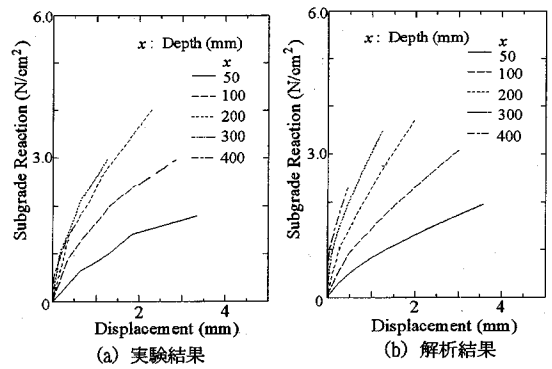


図-14 各深さにおける地盤反力と変位の関係

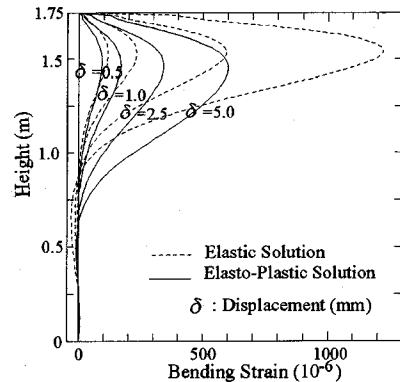


図-15 弾性解析と弾塑性解析の曲げひずみ分布の比較

は330 μ であった。杭頭荷重から杭材の安全照査を行う際には、弾完全塑性の場合に用いた弾性係数をそのまま弾性解析に適用すると、弾性解は危険側になることが分かる。弾性解は荷重-変位曲線や曲げひずみ分布において、載荷実験の大変形時における挙動と著しく傾向の異なった解を与えるため、現象の定量的評価を行うためには不適切である。

本研究では弾塑性体の構成則としてMC-DPモデルを用いたが、比較のため、降伏則にMohr-Coulomb式、流れ則にも特異点近傍を丸める補正を施した上でMohr-Coulomb式を採用した場合(すなわち純粋なMohr-Coulombモデル:以下MC-MCと略す)の結果と、降伏則・流れ則ともにDrucker-Prager式を採用した結果(純粋なDrucker-Pragerモデル:以下DP-DPと略す)について報告する。ところでDrucker-Prager式にMohr-Coulomb式のパラメータを関連づける際に、三軸圧縮条件を前提とすると内部摩擦角 ϕ が36.9°以上の場合には、降伏曲面内に引張り領域が生じてしまう¹⁶⁾ため実情と合わない。従ってDP-DPについては、平面歪条件及び三軸伸張

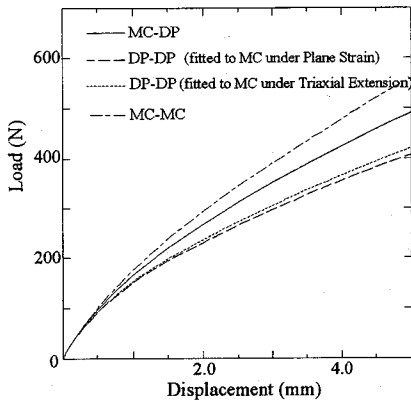
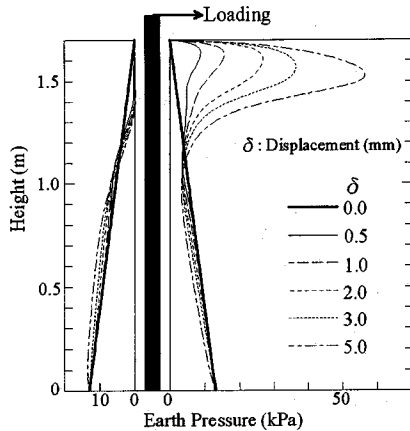
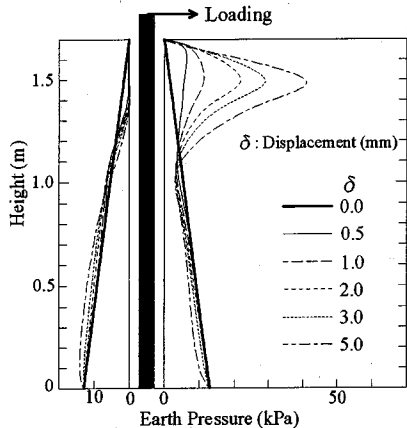


図-16 各構成則を用いた解析における荷重-変位曲線



(a) MC-MC による解析結果



(b) DP-DP による解析結果
(平面ひずみ条件下での
MC規準へのフィット)

図-17 各構成則を用いた解析における曲げひずみ分布

条件の下で Mohr-Coulomb 式とフィットさせた場合の解析結果をそれぞれ示した。

図-16は各ケースの荷重-変位関係である。MC-DPはMC-MCとDP-DPの中間的な荷重値をとっており、田中⁹⁾による支持力解析の傾向と一致している。前提条件を変えたDP-DPの2ケースの差は比較的小さい。DP-DPの荷重値が小さいのは、MC-MCやMC-DPに比べて三軸圧縮方向での降伏がより早いためであると考えられる。このことを確かめるため、MC-MCとDP-DPのケースについて、杭体に沿った水平土圧分布を図-17に示した。DP-DPはMC-MCと比較して土圧分布の形状が鋭く、最大位置が深くなるのもより早い。構成則にDP-DPを採用した場合、平面歪や三軸伸張条件を前提にして材料定数の同定を行うと、水平抵抗に大きく寄与する受働側表層地盤の強度を過小評価してしまうことが分かる。一方MC-MCはMC-DPよりもさらに最大土圧点の深部化が遅れる傾向を示している。非関連流れ則の場合には、地盤の抵抗特性が降伏則だけでなく、塑性流れの方向による影響も強く受けることが確認された。構成則の相違が解析結果に及ぼす影響は非常に顕著であるため、応力パス等に着目した詳細な解析的検討が必要であると思われる。これは今後の課題としたい。

5. 結論

本研究により得られた主たる結論は次の通りである。

- (1) 3次元弾塑性FEMにより、単杭の大変形時水平載荷挙動の定量的な把握が十分に可能である。
- (2) 地盤の弾性係数は微小変位時、強度定数は特に大変位時において支配的な影響を持つ。また関連流れ則を仮定すると大変形時の荷重値は過大評価される。
- (3) 杭体の最大曲げひずみ発生位置は、地盤の塑性化とともに深くなり、その絶対値も増大する。
- (4) 変形の卓越する表層地盤の剛性が水平抵抗力に大きく寄与するため、地盤内深さ方向の剛性変化を仮定する際には特に浅部地盤の評価が重要となる。
- (5) 杭-地盤間の壁面摩擦角の変化は荷重-変位関係に強く影響するため、すべり特性の適切な評価が重要である。
- (6) 構成則を変えた解析の結果、ケース毎に荷重値や土圧分布は大きく異なり、荷重値の大きい方から、純粋な Mohr-Coulomb モデル、MC-DP モデル、純粋な Drucker-Prager モデルの順となった。構成則は地盤の塑性化に直接関わるため解

析結果に強く影響する。

- (7) 同一水平変位に対する杭頭荷重や杭体に発生する曲げモーメントは、杭材の曲げ剛性の大小に比例するが、曲げひずみの絶対値を考える時は杭径の影響を考慮せねばならない。
- (8) 弾性解析では荷重値や曲げひずみが杭頭変位と線形関係となり、載荷実験の挙動と著しく異なった傾向を示す。このため大変形時の定量的評価には弾塑性解析が必須である。
- (9) 地盤構成が比較的明瞭である場合、FEMの逆解析により地盤の材料定数を同定し、杭径や肉厚の異なった問題に対しては、杭の形状をメッシュ分割にそのまま反映させることで対応するといった方法の有効性が示された。なおこれは群杭解析に対しても応用しうる手法であると考えられる。

謝辞：本研究に当たって、(株)建設技術研究所の五瀬伸吾氏には大変貴重なご意見を頂きました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 齊藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, 易鋒: 杭基礎の水平方向大変位時の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 1395-1408, 1993.
- 2) 奥村文直, 西村昭彦, 田中俊作, 青木一二三, 丸山修: 模型アルミ杭の大変位水平載荷試験, 土木学会第48回年次学術講演会, III, pp. 770-773, 1993.
- 3) 幸左賢二, 木村亮, 木村嘉富, 伊藤恭平: 実杭を用いた大変形水平載荷試験結果の考察, 第29回土質工学研究発表会, pp. 1595-1598, 1994.
- 4) 高木繁, 岡原美知夫, 木村嘉富: 杭基礎の大変形シミュレーションに関する一考察, 土木学会第47回年次学術講演会, III, pp. 860-861, 1992.

- 5) 木村亮: 水平力を受ける群杭の挙動に関する基礎的研究, 京都大学学位請求論文, 1993.
- 6) Brown, D.A. and Shie, C.F.: Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading, *Computers and Geotechnics*, Vol.10, pp.211-230, 1990.
- 7) Trochanis, A.M. et al.: Three-dimensional nonlinear study of piles, *Proc. ASCE*, Vol.117, No.GT3, pp.429-448, 1991.
- 8) Muqtadir, A. and Desai, C.S.: Three-dimensional analysis of a pile-group foundation, *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.10, pp.41-58, 1986.
- 9) 田中忠次: 有限要素法による変形・安定解析, わかりやすい土質力学原論, 土質工学会, 第1回改訂版, pp. 109-154, 1992.
- 10) Zienkiewicz, O.C., Valliappan, S. and King, I.P.: Stress analysis of rock as a 'no tension' material, *Géotechnique*, 18, pp.56-66, 1968.
- 11) Brown, D.A. and Shie, C.F.: Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile, *Computers and Geotechnics*, Vol.12, pp.149-162, 1991.
- 12) Chang, Y.L.: Lateral pile loading tests, *Trans. ASCE*, Vol.102, pp.272-278, 1937.
- 13) 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上), 日本港湾協会, 1989.
- 14) Broms, B.B.: Design of laterally loaded piles, *Proc. ASCE*, Vol.91, No.SM3, pp.79-99, 1965.
- 15) Randolph, M.F.: The response of flexible piles of lateral loading, *Géotechnique*, Vol.31, No.2, pp.247-259, 1981.
- 16) Bishop, M.A.: The strength of soils as engineering materials, *Géotechnique*, Vol.16, No.2, pp.91-128, 1966.

(1995.4.1 受付)

MODEL TESTS AND ANALYSES ON LATERAL LOADING BEHAVIOR OF SINGLE PILES

Akihiko WAKAI and Keizo UGAI

Several model tests for laterally loaded single piles embedded in sand and their 3-D FE analyses have been carried out. In the analyses the sand was supposed to be a elastic-perfectly plastic material, which satisfies the MC-DP type constitutive equations, the parameters of which are almost determined by the element tests' results. Good agreements between experiments and analyses have been found for lateral load-displacement relations, bending moment distributions along pile, subgrade reaction-displacement relations, etc. Parametric studies have been done by changing material constants of pile and soil, the constitutive equation type, pile size etc. in order to investigate their effects on lateral loading behavior.