

遠心模型実験と三次元弾塑性有限要素解析による送電用鉄塔基礎の支持力特性の解明

寺中 吉輝¹・岡 滋晃²・高橋 秀明³・
中谷 登⁴・譽田 孝宏⁵・中井 照夫⁶

¹ 正会員 東京電力ホールディングス(株)技術戦略ユニット (〒100-8560 東京都千代田区幸町 1-1-3)
E-mail: teranaka.yoshiteru@tepcoco.jp (Corresponding Author)

² 正会員 東京電力ホールディングス(株)技術戦略ユニット (〒100-8560 東京都千代田区幸町 1-1-3)
E-mail: oka.shigeaki@tepcoco.jp

³ 正会員 東電設計(株)パワーソリューション本部 (〒135-0062 東京都江東区東雲 1-7-12)
E-mail: ihtaka@tepsco.co.jp

⁴ 正会員 大日本土木(株)技術開発部 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 6-16-6)
E-mail: noboru_nakatani@dnc.co.jp

⁵ 正会員 (株)地域地盤環境研究所 (〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前 2-1-2)
E-mail: konda@geor.co.jp

⁶ 正会員 (株)地域地盤環境研究所名古屋事務所 (〒464-0856 愛知県名古屋市千種区吹上 1-1-8-706)
E-mail: nakai@geor.co.jp

二次元平面ひずみ条件における直接基礎の支持力および地盤の変形問題については、遠心模型実験や有限要素解析は行われているが、根入れのある直接基礎の三次元場での実験や解析による検討をした事例はほとんどない。本研究では、根入れのある直接基礎の三次元場における支持力・変形特性の解明を目的に、遠心模型実験と対応する弾塑性有限要素解析を実施した。その結果、地盤の材料特性を適切に評価した有限要素解析の結果は、二次元場および三次元場の基礎の荷重～変位関係を包括的に説明できるとともに、地盤内の変形特性における二次元場と三次元場の違いを表現できた。地盤材料の中間主応力や拘束応力、ダイレイタンスの影響を適切に考慮した構成則を用いることで、地盤の支持力問題の解析で現実的な結果を得ることができることを確認した。

Key Words: 3D bearing capacity problem, flat foundation, centrifuge model test, elastoplastic finite element analysis, constitutive model of soils, sand

1. 背景と目的

東京電力パワーグリッド株式会社が保有している送電用鉄塔で一般的に使用されている基礎形式の一つに、図-1に示す逆T字基礎がある。鉄塔に作用する荷重は、鉄塔の主柱材から基礎の主脚材、いかり材を通じて基礎に伝達され、基礎は荷重を地盤へ伝達する役割を持つ。鉄塔は、圧縮力だけでなく、鉄塔や架渉線から伝達される引揚力に対しても安定である必要があるため、引揚支持力も確保する目的で、このような根入れのある直接基礎が使用される。

逆T字基礎の圧縮支持力設計では、Terzaghi¹⁾や

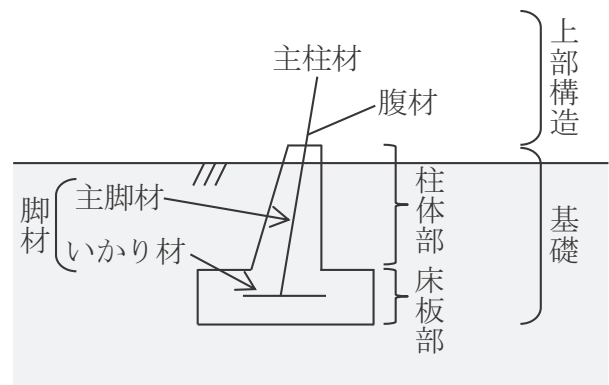


図-1 送電用鉄塔の逆T字基礎

Meyerhof⁹⁾に代表される二次元の支持力公式が一般的に使用される³⁾。周知のように、これらの理論は、地盤を剛塑性体と考え、実験で観測される、もしくは仮定したすべり面上で強度が一斉に発揮される、という考えに基づいている。いわゆる、土質力学の教科書に出てくる安定解析法である。このような方法で得た極限荷重は実際の支持力と乖離するので、支持力公式の修正^{例えは 4)}や 1G および遠心模型実験^{例えは 5)}が行われてきた。しかし、それでもなお、支持力公式により実際の三次元の基礎の支持力を正確に算定するのは難しいと言われている^{例えは 6)}。そこでは、支持力公式による値と実験値が合わない理由として、地盤強度の異方性や拘束圧依存性、三次元効果などが述べられている。また、安定解析法では、極限支持力や安全率などは求まるが変位量は得られないし、すべり線を仮定しない剛塑性有限要素解析^{例えは 7)}を実施したとしても、変形モードは求まるが変形量は得られない。

送電用鉄塔で使用される基礎型としては、逆 T 字基礎、深礎基礎、杭基礎、アンカー基礎、マット（べた）基礎、ケーソン（井筒）基礎などがある³⁾が、その中でも逆 T 字基礎は長い歴史があり、50 年以上経過している基礎も現役で数多く使用されている。前述した支持力公式³⁾で設計された逆 T 字基礎については、供用期間中に台風による強風や地震の影響を受けた場合でも、地すべりや斜面崩壊などの周辺地盤が要因の被害を除けば、支持地盤の圧縮耐力不足による被害はこれまでほとんど確認されていない。しかし、送電用鉄塔基礎の建設・保全を取り巻く環境も変化しており、近年、台風や地震による被害の激甚化により、電力の安定供給に対する要求も高くなっている。したがって、送電用鉄塔基礎の信頼性を高めるために、設計をより一層高度化していく必要がある。

根入れのない二次元平面ひずみ条件における帯基礎については、これまで多くの遠心模型実験や、有限要素法を用いた解析（以下、FEM 解析）が盛んに実施されており^{例えは 8)}、支持力・変形特性も検討されている。しかし、根入れのある逆 T 字基礎で、かつ実際の状況を念頭ににした三次元場の実験や解析の事例はほとんどなく、未解明の点も多い。

そこで本研究では、送電用鉄塔の基礎に多く使用される逆 T 字基礎の、三次元場における詳細な地盤の支持力・変形特性を解明することを目的とした。二次元と三次元の平坦地盤を対象に、豊浦砂を用いた 40G 場での遠心模型実験と、地盤材料の力学特性を適切に表現できる構成モデルを用いた弾塑性 FEM 解析による再現解析を実施し、圧縮支持力問題に対する有用性の検証や、二次元モデルと三次元モデルにおける支持力・変形特性の差異を検討した。

2. 既往知見と本研究の課題

地盤の支持力・変形特性の解明には、地盤の破壊機構を明らかにする必要がある。そのためには、遠心模型実験などのモデル実験と、それを精度良く再現できる地盤の構成モデルの選定が重要となる。実験を精度良く再現するには、地盤特有の性質を解析で考慮する必要がある。金属材料にはない地盤特有の性質として、地盤のせん断抵抗角の拘束圧依存性などがある⁹⁾¹⁰⁾。三浦・山内¹⁰⁾は、相対密度 92%の密詰めの豊浦砂を用いた実験により、せん断強度に拘束圧依存性があることを示している。拘束圧の変化により、せん断抵抗角は最大 10° 程度変化すると考えられ、特に送電用鉄塔の場合、逆 T 字基礎の直下の応力は、小さな初期応力から、最大で数千 kPa から 10,000 kPa 程度に達するため、この変化は圧縮支持力へ大きな影響を与えると考えられる。以上の既往知見を踏まえ、実験の再現解析に使用する構成モデルの選定では、変形およびせん断強度の拘束圧依存性を考慮することを念頭に置いた。

次に、昔から知られているひずみ硬化型の弾塑性モデルとして、Cam-clay モデル¹¹⁾、関口・太田モデル¹²⁾などがあるが、これらのモデルでは、砂や過圧密粘土に見られる、ひずみ硬化中のせん断時の正のダイレイタンス（体積膨張）を説明できないし、一般的な三主応力下の変形・強度を同一パラメータで説明できない¹³⁾。

今回は、載荷荷重の増加に伴う地盤内応力の大きな変化、つまり、拘束応力によるせん断強度の変化を適切に評価できる点、砂・粘土を問わず正・負のダイレイタンス特性を表現できる点、地盤のひずみ依存性を精度良く再現できる点、そして、三次元解析で特に重要とされる中間主応力が異なっても、同じ材料パラメータ群でその影響を表現できる点¹⁴⁾を考慮し、Subloading t_g model¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾を使用した（詳細は付録参照）。送電用鉄塔基礎の設計では、広範囲の地盤情報が必要となるが、一般に全ての鉄塔建設地点で詳細な地盤調査を実施することは難しいため、三軸圧縮試験と等方圧密試験の結果のみで三次元応力条件下の材料パラメータの設定ができる点も有用である。

3. 遠心模型実験の概要

(1) 実験条件

a) 実験ケースと実験概要

実験ケースを表-1 に示す。Case1 は二次元平面ひずみ条件を想定したケース、Case2 は実際の状況を想定した三次元のケースであり、ともに豊浦砂を用いた水平地盤で、寸法は実規模の 1/40 を想定している。実験は、遠心

表-1 実験ケース

ケース	モデル	地盤	実験砂	寸法
Case1	二次元	平坦場	豊浦砂	実規模の 1/40を想定
Case2	三次元			



写真-1 遠心载荷装置

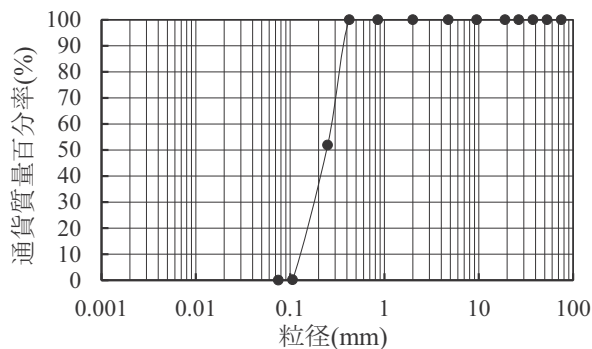


図-2 豊浦砂の粒径加積曲線

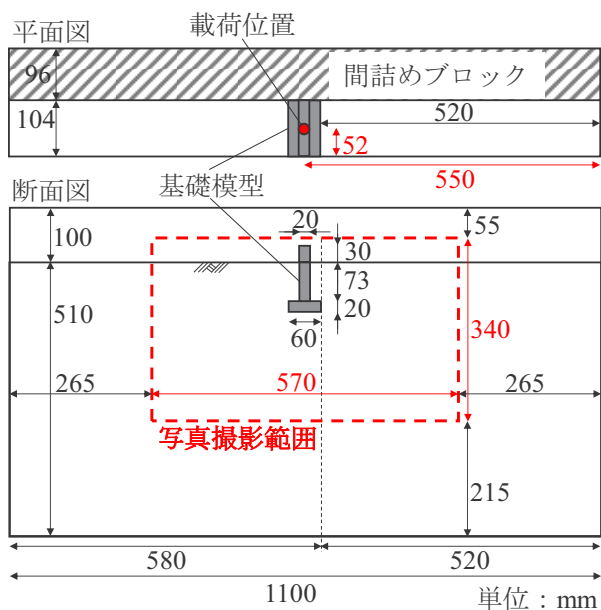


図-3 実験土層の図面 (Case1)

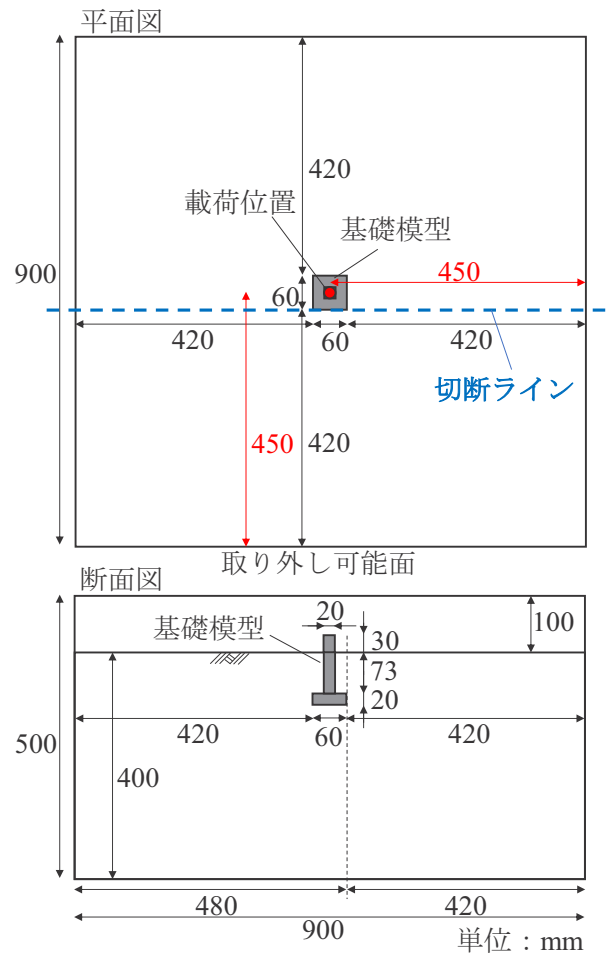


図-4 実験土層の図面 (Case2)

加速度 40G 場において鉛直载荷装置を用いて基礎模型を圧縮载荷し、基礎の荷重～変位関係や地盤の変形特性を調べるものである。

b) 実験装置

遠心载荷装置には、写真-1に示す前田建設工業株式会社 ICI 総合センター所有の装置を使用した。有効回転半径は 3.5 m、最大遠心加速度は 100 G、スイングプラットフォームの面積は幅 1.3 m×奥行き 1.3 m であり、これが地盤模型の作製における空間的な制約となる。

鉛直载荷装置は、電動スクリージャッキ方式で、最大载荷能力は 50 kN である。载荷速度は 0.2~1.6 mm/分の範囲で速度調整が可能で、ロードセル、変位計および载荷板が組み込まれている。

c) 実験砂

実験砂は豊浦砂で、土粒子の密度 $\rho_s = 2.649 \text{ g/cm}^3$ 、平均粒径 $D_{50} = 0.24 \text{ mm}$ 、均等係数 $U_c = 2.15$ 、間隙比 $e = 0.657$ 、最大間隙比 $e_{\max} = 0.927$ 、最小間隙比 $e_{\min} = 0.605$ であり、粒径加積曲線は図-2に示すとおりである。また、三軸圧縮試験を計 8 種類の拘束圧で実施しており、その詳細は 4 章で述べる。

d) 実験土槽

Case1 の実験土槽の図面を図-3に示す。土槽は鋼製で、

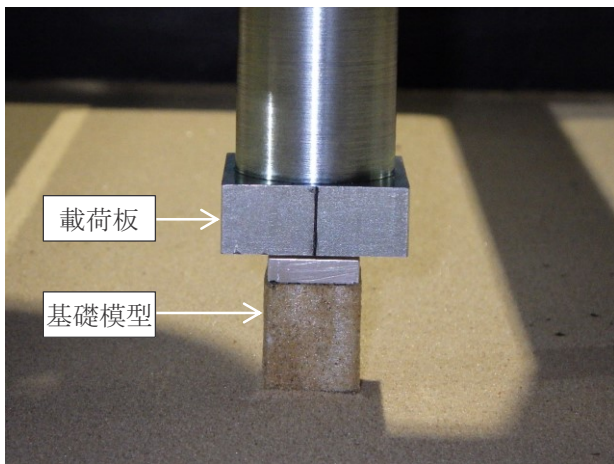


写真-2 圧縮载荷の载荷位置の状態 (Case2)

前面はガラス面でできており、载荷中も地盤模型の挙動を観察できる。土槽内に塩化ビニル製の間詰めブロックを入れ、内寸法の奥行きを基礎模型の奥行きと合うように調整して使用した。調整後の内寸法は、幅 1100 mm×奥行き 104 mm×高さ 610 mm である。

Case2 の実験土槽の図面を図-4 に示す。土槽は内寸法が幅 900 mm×奥行き 900 mm×高さ 500 mm の鋼製のものであり、土槽前面が取り外し可能となっている。豊浦砂を墨汁で着色後に炉乾燥した色砂層を 20 mm 毎に設けており、実験後に地盤を湿らせ、図-4 に示す切断ラインから取り外し可能面までの地盤を丁寧に取り除くことで、地盤の変形状態を側面から観察できるようにした。

Case1, Case2 ともに、龍岡ら⁹⁾を参考に、地盤が接する全ての土槽側面 (Case1 のガラス面も含む) にメンブレンをグリースで貼り付け、摩擦除去を実施した。その後、前述の物理試験の結果をもとに設定した相対密度 (84%) を目標に、サンドホッパーによる空中落下法で地盤模型を作製した。基礎模型の床板下面の高さまで豊浦砂を投入した後に基礎模型を設置し、その後所定の位置まで再度豊浦砂を投入した。

基礎模型は実規模の 1/40 を想定しており、寸法は図-3、図-4 に示すとおりである。Case1 の基礎模型は、二次元平面ひずみ条件を想定しているため帯基礎となっており、床板が幅 60 mm×奥行き 104 mm×高さ 20 mm、柱体が幅 20 mm×奥行き 104 mm×高さ 103 mm である。Case2 の基礎模型は、床板が幅 60 mm×奥行き 60 mm×高さ 20 mm、柱体が幅 20 mm×奥行き 20 mm×高さ 103 mm の逆 T 字基礎である。基礎模型はアルミで作成したため、実際の基礎とは地盤との間の摩擦特性が異なる。実際の基礎は鉄筋コンクリートで施工され、施工時は地盤を掘削後、そのままコンクリートを打設することが多いため、コンクリート表面は粗くなり、地盤との間の摩擦も大きくなる。したがって、この摩擦状況を再現するため、アルミ製の基礎模型と地盤が接する全ての面に、エポキシ系の

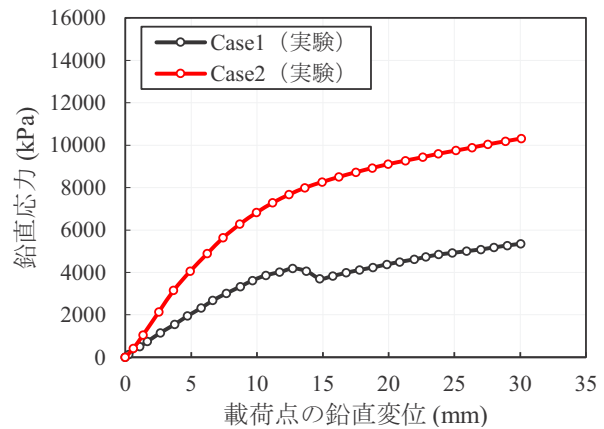


図-5 荷重～変位関係

接着剤で豊浦砂を付着させることでアルミ製の基礎模型の表面を粗くし、実際の基礎のコンクリートと地盤との間の摩擦状況を再現した。

e) 遠心载荷方法

遠心加速度を 40G まで増加させた後、鉛直载荷装置で基礎模型の頂部に载荷速度 1 mm/分の変位制御で圧縮载荷を行う。例として、Case2 における圧縮载荷位置の状態を写真-2 に示す。鉛直载荷装置のジャッキ先端には 40 mm×40 mm の载荷板がついており、実験前は基礎との離隔をあけた状態とし、遠心加速度 40G に到達後、基礎模型の柱体の頂部にジャッキ先端の载荷板を当てて载荷を行う。このとき、载荷板と基礎模型は剛結していない。高速度カメラを用いて鉛直変位 5 mm 毎 (5 分毎) に写真撮影を行い、最大荷重 50 kN もしくは鉛直変位 30 mm (30 分) に達した時点で载荷を停止する。その後、遠心加速度を徐々に減速させ停止させる。実験中は、载荷位置の鉛直荷重と鉛直変位を 1 秒毎に計測する。

(2) 実験結果

実験結果の詳細は、4 章において解析結果と比較しながら述べるため、ここでは実験後の基礎模型の傾きと、荷重～変位関係のみ示す。

a) 実験後の基礎模型の傾き

本実験では、前述のとおり、载荷板と基礎模型を剛結していないため、荷重の偏心により基礎模型を鉛直方向に正確に圧縮载荷できないことが懸念された。そこで、Case1 および Case2 において、実験後の基礎模型の床板の傾きを計測した。その結果、Case1 では約 0.48°、Case2 では 0° (傾き無し) となり、圧縮载荷後において基礎模型の顕著な傾きは見られなかった。したがって、実験において荷重の偏心はほとんど生じていないことを確認できた。

b) 荷重～変位関係

図-5 に荷重～変位関係を示す。縦軸は、実験で使用した鉛直载荷装置に組み込まれたロードセルで計測された

表-2 解析ケース

ケース	モデル	地盤	材料パラメータ	寸法
Case1	二次元	平坦場	豊浦砂の要素試験から設定	実規模を想定
Case2	三次元			

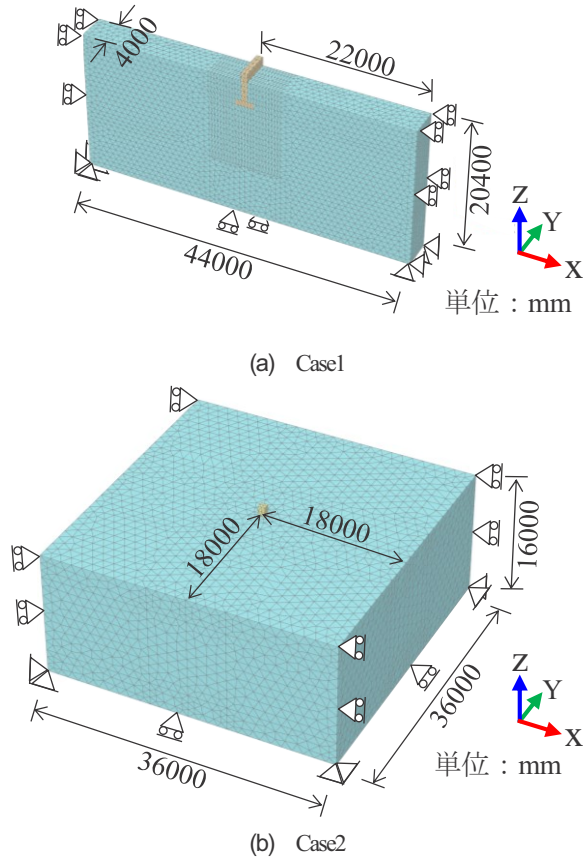


図-6 地盤モデルの有限要素メッシュ

荷重を，基礎モデルの床板の底面積で除して求めた鉛直応力である．したがって，この鉛直応力には，基礎モデルの底面の接地圧に加えて，基礎側面と地盤との間の摩擦の影響も含まれる．

Case1 では，初期勾配約 330 kPa/mm で鉛直応力が単調に増加し，鉛直変位約 13 mm，鉛直応力約 4200 kPa で降伏している．降伏後に鉛直応力は多少減少するが，その後，約 110 kPa/mm で再び増加した．その後，鉛直変位 30 mm（実験終了時）で鉛直応力約 5300 kPa となった．

一方，Case2 では，初期勾配約 820 kPa/mm で鉛直応力が増加し，鉛直変位約 13 mm 以降は約 140 kPa/mm と鉛直応力の増加は徐々に緩やかになった．鉛直応力は，鉛直変位 13 mm 時点で約 8000 kPa，30 mm 時点（実験終了時点）で約 10,300 kPa となった．

初期勾配と最大鉛直応力は Case2 の方が 2 倍程度大きくなったが，降伏後（鉛直変位約 13 mm 以降）の勾配は同程度となった．三次元基礎（Case2）の方が最大鉛直応力が大きくなった理由については 4 章でも詳述するが，今回は直接基礎とはいえ，根入れが床板幅以上にある条

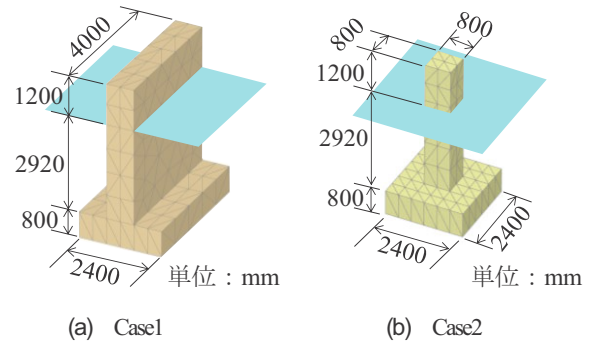


図-7 基礎モデルの有限要素メッシュ

表-3 基礎モデルの材料パラメータ

パラメータ	値	単位
単位体積重量	26.5	kN/m ³
弾性係数	7.0×10^7	kN/m ²
ポアソン比	0.3	—

件であり，根入れ部分の地盤の上載圧や基礎と地盤の摩擦の影響が大きいことが要因と考えられる．

4. 弾塑性 FEM 解析による圧縮支持力特性の把握と実験結果との比較

本章では，3 章で述べた遠心模型実験の再現解析を実施した結果を示す．解析に用いた構成モデルの材料パラメータの決定方法および構成モデルの適用性を要素レベルで検証した後に，二次元および三次元の遠心模型実験の再現解析を行い，実験の結果と比較・検討することで，基礎の支持力・変形特性を実験・解析の両面から解明する．

(1) 解析条件

解析ケースを表-2 に示す．遠心模型実験と同様，Case1 は二次元平面ひずみ条件を想定したケース，Case2 は実際の状況を想定した三次元のケースである．

地盤モデルと基礎モデルの有限要素メッシュを図-6，図-7 に示す．解析モデルは，実規模を想定して遠心模型実験の 40 倍の寸法としている．基礎モデルは，実験におけるアルミ製の基礎模型を再現するため弾性体とし，材料パラメータは，土木や建築の分野でアルミニウムの物性値として標準的に使用される値として，表-3 に示す値を使用した．遠心模型実験では，アルミ製の基礎模型の周囲に豊浦砂を付着させ，基礎と地盤の摩擦係数を大きくしているため，解析では基礎モデルと地盤モデルとの間は分離させず連続とした．地盤の境界条件は，4 側面は鉛直方向がローラー，水平方向は固定，底面は鉛直

表-4 地盤モデルの材料パラメータ

力学特性	パラメータ	記号	値
圧密特性に関するパラメータ	初期間隙比	e_0	0.657
	圧縮指数	λ	0.074
	膨潤指数	κ	0.004
	大気圧 (98 kPa) 下の NCL の間隙比	N	0.918
	弾性成分のポアソン比	ν	0.2
	密度と拘束応力の影響	a	60
せん断特性に関するパラメータ	限界状態の主応力比	R_{cs}	3.18
	降伏曲面の形状	β	2.0
	密度と拘束応力の影響	k_a	3.0

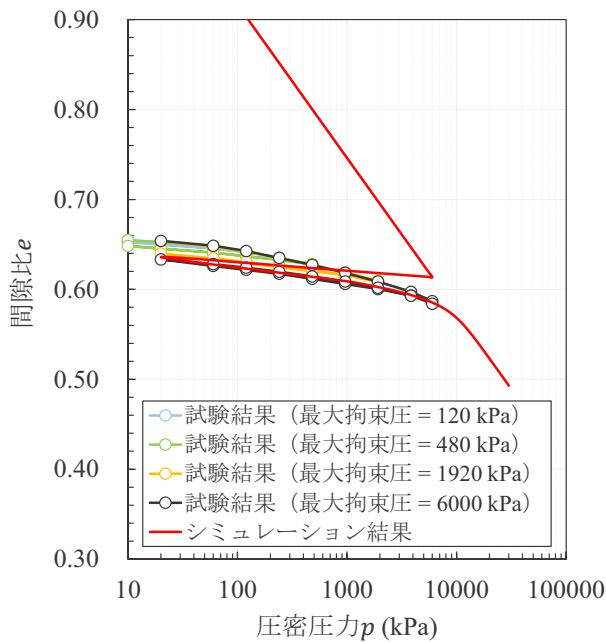


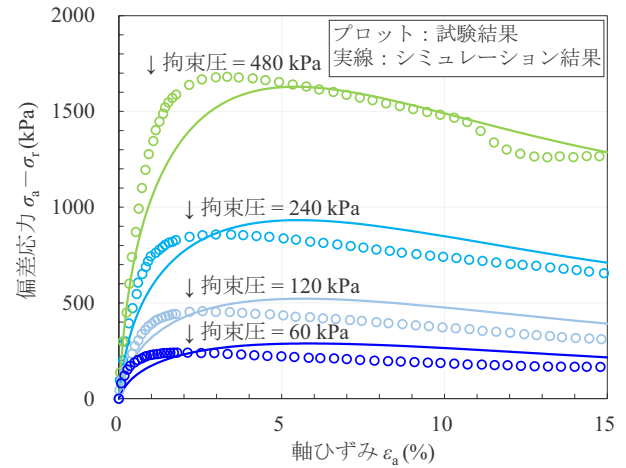
図-8 要素シミュレーション結果 (圧密過程)

方向が固定，水平方向はローラーとし，隅角部は固定とした．解析では，前述の物理試験結果をもとに単位体積重量 $\gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$ で自重解析を実施したのち，基礎の柱体頂部に変位制御で面載荷を行った．

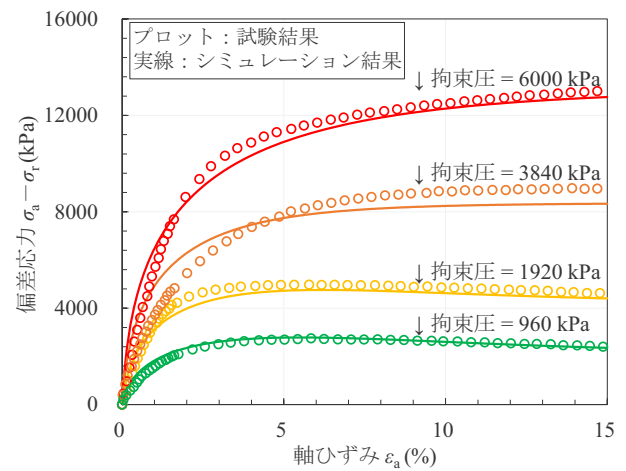
解析には，地盤材料の変形・強度特性に及ぼす中間主応力の影響，地盤・材料の変形・強度特性に及ぼす間隙比や拘束応力の影響，塑性ひずみ増分方向に及ぼす応力増分方向の影響などを唯一的な材料パラメータで説明できる Subloading t_f model を使用した．要素シミュレーションプログラム SubloadingTij.exe を用いて，材料パラメータの設定および応力～ひずみ関係の計算を行い，FEM 解析には同モデルをユーザー定義モデルとして組み込んだ PLAXIS-3D (バージョン 21) を用いた．

(2) 材料パラメータの設定

解析に用いた地盤モデルの材料パラメータを表-4に，豊浦砂の要素シミュレーションの結果を要素試験の結果と合わせて図-8～図-10 に示す．材料パラメータは，実



(a) 拘束圧=60, 120, 240, 480 kPa



(b) 拘束圧=960, 1920, 3840, 6000 kPa

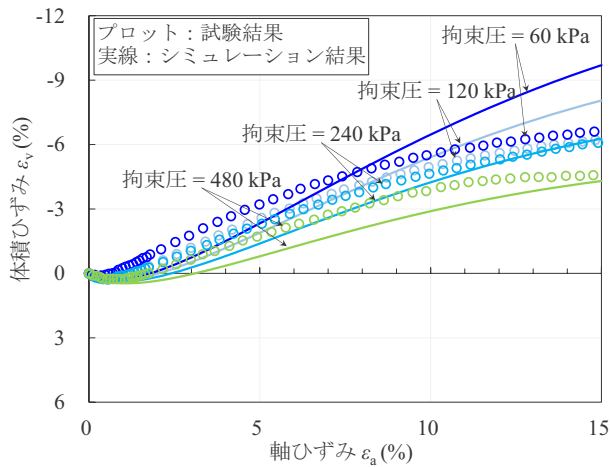
図-9 要素シミュレーション結果 (せん断過程，偏差応力)

験で使用した豊浦砂の三軸圧縮 CD 試験と，せん断過程前に実施した段階載荷等方圧密載荷・除荷・再載荷試験の結果から決定した．

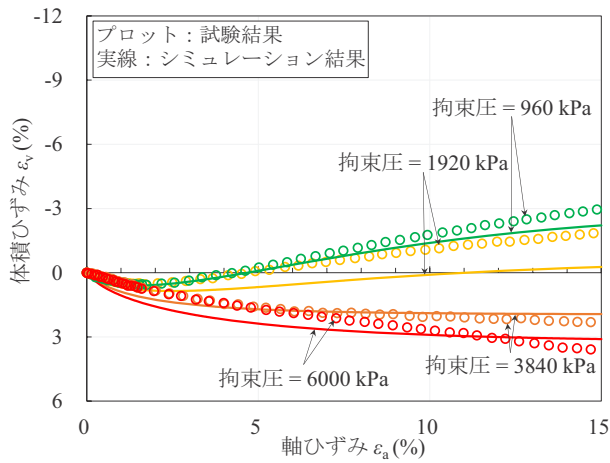
今回の遠心模型実験において，基礎の床板下部の応力は最大で数千 kPa から 10,000 kPa 程度に達する．このような高拘束応力下で豊浦砂がせん断される場合，粒子破碎などが生じて砂の圧縮特性，せん断特性に影響を及ぼすことが明らかにされてきた¹⁰⁾．したがって，特に支持力問題の解析では，広い拘束応力下における，地盤材料の応力・ひずみ・強度特性を説明できる構成モデルは不可欠である．

そこで本研究では，低拘束応力から高拘束応力下までの圧縮・せん断特性を検証するため，三軸圧縮 CD 試験を拘束圧=60, 120, 240, 480, 960, 1920, 3840, 6000 kPa の計 8 種類で行った．また，拘束圧=120, 480, 1920, 6000 kPa の条件では，せん断過程前に最大拘束圧=120, 480, 1920, 600 kPa の 4 種類の条件で段階載荷等方圧密載荷・除荷・再載荷試験を実施し，等方圧縮特性も調べた．

図-8 のプロットで示す等方圧密試験の結果 ($e \sim \log p$

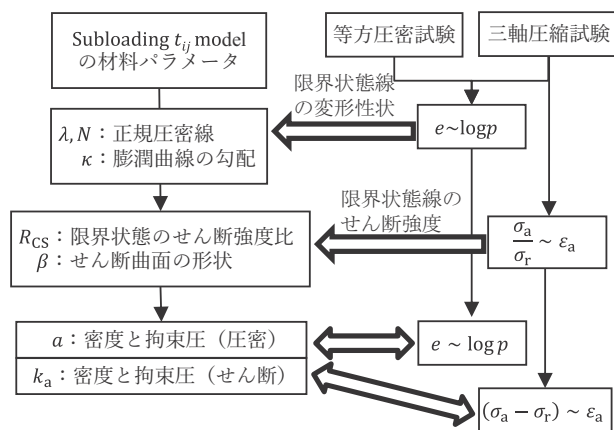


(a) 拘束圧 = 60, 120, 240, 480 kPa



(b) 拘束圧 = 960, 1920, 3840, 6000 kPa

図-10 要素シミュレーション結果 (せん断過程, 体積ひずみ)


 図-11 Subloading t_f model の材料パラメータの設定手順

曲線) では, 圧密応力が大きくなるほど勾配が急になる傾向がみられる. 砂にも, 粘土と同様に勾配が直線で表せる正規圧密線 (NCL) があると考えれば, いずれの砂も, 初期状態は土でいうところの過圧密状態にあると考えられるが, 拘束圧が大きくなればより正規圧密に近い関係が得られるようになると言える. また, 図-9 のプロットで示す試験結果における偏差応力～軸ひずみ関係で

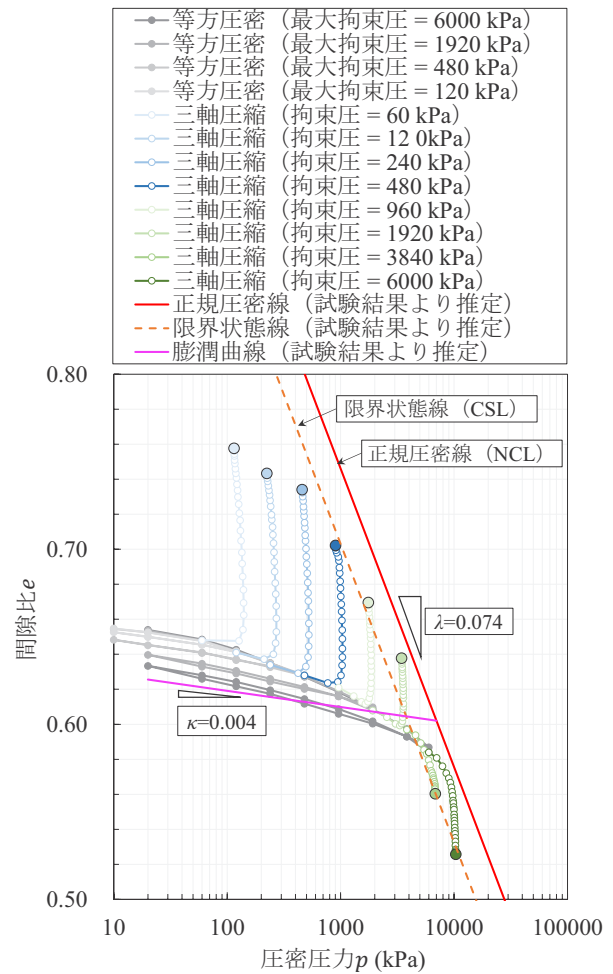


図-12 要素試験結果を用いた材料パラメータの推定 (三軸圧縮 CD 試験の黒丸は終了時点の値)

は, 拘束圧が大きいほど偏差応力も増加するが, 図-10 のプロットで示す試験結果における体積ひずみ～軸ひずみ関係では, 拘束圧が大きいほど体積膨張は小さくなり, 拘束圧が 3840 kPa 以上では膨張に転じることなく圧縮する結果になっている. これは過圧密比の異なる粘土の挙動と同じである.

圧縮支持力問題を精度よく解析するには, 前述した拘束圧の違いによって生じる土のせん断および圧縮特性を, 唯一的な材料パラメータで説明できることが必要である. これらの特徴を表現できる Subloading t_f model による要素シミュレーション結果を, 図-8～図-10 の実線で示す. 要素シミュレーション結果は, 等方圧密時に砂が過圧密から正規圧密の領域に至る過程や, 三軸圧縮時のひずみの増加に伴う偏差応力の変化, 高拘束圧になるほど体積圧縮する密度・拘束圧の影響を概ね良好に再現できており, 構成モデルの信頼性は高いと言える.

表-4 に示した Subloading t_f model の材料パラメータの具体的な設定手順を図-11 に示す. 要素試験を右側, 材料パラメータを左側に示して両者を関係づけた. 砂質土は粘性土と異なり, 正規圧密線 (NCL) を直接的に求める

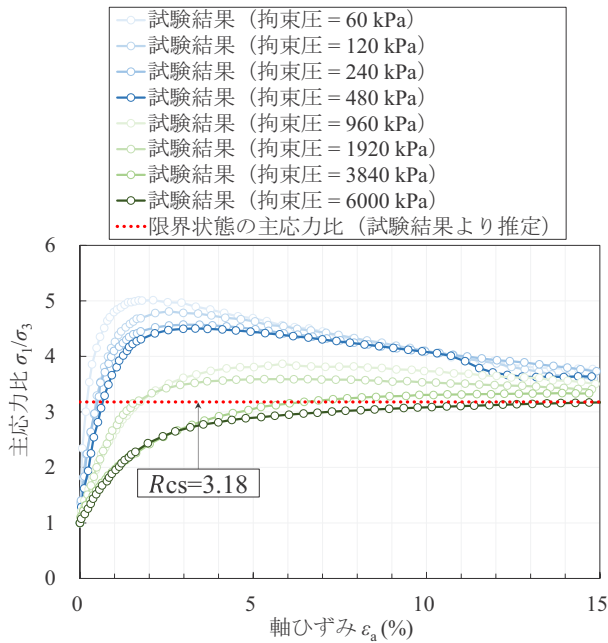


図-13 主応力比～軸ひずみ関係を用いた限界状態の主応力比 R_{CS} の推定

ことが難しいので、限界状態線 (CSL) の $e \sim \log p$ 関係が NCL と平行になることを参考に、圧縮指数 λ ($= 0.434C_c$) を決定した。つまり、図-12 に示すように、正規圧密状態に近いと考えられる高拘束圧の三軸圧縮 CD 試験におけるひずみが大きい状態を限界状態と考え、高拘束圧の $e \sim \log p$ 関係から CSL の勾配を推定し、NCL の勾配もこれと同じとした。膨潤指数 κ ($= 0.434C_s$) は、等方圧密・除荷時の勾配から決めた。次に、NCL の位置を決めるパラメータ N (大気圧 98 kPa 下の NCL の間隙比) は、図-12 の等方圧密試験の延長線上に NCL があることと、せん断中の間隙比の変化を考えて決定した。弾性成分のポアソン比 ν は結果にほとんど影響しないが、0.2 とした。

次に、図-13 に示す三軸圧縮 CD 試験の結果における主応力比 (σ_1/σ_3) ～軸ひずみ (ε_a) 関係を用いて、三軸圧縮条件下の限界状態 (critical state) での主応力比 R_{CS} を式(1)により定めた。

$$R_{CS} = (\sigma_1/\sigma_3)_{CS} \quad (1)$$

一般に、限界状態の主応力比は拘束圧や初期間隙比によらないが、正規圧密状態に近い高拘束圧の結果を重視した。 β は降伏関数の形状を決めるパラメータで、 $\beta=1$ では Original Cam-clay と同じ形状となり、 $\beta=1.5$ では Modified Cam-clay とほぼ同じ形状になる。通常は $1.1 \leq \beta \leq 2.0$ の値を取り、今回は、図-9 の高拘束圧における偏差応力～軸ひずみ関係より、 $\beta=2.0$ とした。以上のパラメータを基準として、図-8 および図-12 に示す等方圧密載荷時の $e \sim \log p$ 関係の実測値に合うように、密度・

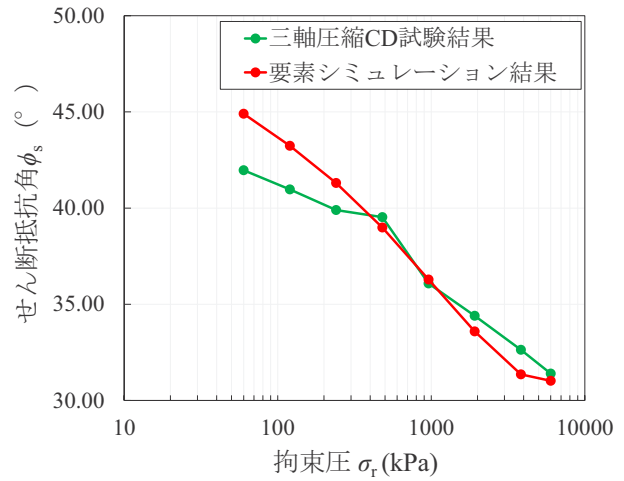


図-14 拘束圧とせん断抵抗角の関係

拘束応力の影響に関するパラメータ a を決めた。 k_a は等方圧密試験から決めた a の値を決めた後にせん断時の剛性を調整できるパラメータで、これにより三軸圧縮 CD 試験の軸差応力 ($\sigma_a - \sigma_r$) ～軸ひずみ ε_a 関係の剛性を調整した。なお、せん断特性に関する材料パラメータ (R_{CS} , β , k_a) は、等方圧縮特性には影響を及ぼさない。

(3) 砂のせん断抵抗角の拘束圧依存性の再現結果

拘束圧とせん断抵抗角の関係について、前節で述べた三軸圧縮 CD 試験の結果と、Subloading t_f model を用いた要素試験のシミュレーション結果で得られるピーク時のせん断抵抗角を図-14 に示した。せん断抵抗角 ϕ_s は、破壊時の三軸圧縮条件下の主応力比 R_f を用いて式(2)から算出した。

$$\phi_s = \sin^{-1} \left(\frac{R_f - 1}{R_f + 1} \right) \quad (2)$$

ここで、

R_f : 破壊時の三軸圧縮条件下の主応力比 (σ_1/σ_3)_f

ϕ_s : 粘着力 $C=0$ としたときの砂のせん断抵抗角 (°)

本研究で使用した豊浦砂の相対密度が 84% であるのに対し、三浦・山内¹⁰⁾は相対密度が 92% の豊浦砂を用いてせん断試験を行っている。今回のせん断抵抗角 ϕ_s の大きさは、三浦・山内¹⁰⁾の結果よりも概ね 5° 前後小さくなったが、拘束応力の増加に伴うせん断抵抗角 ϕ_s の減少の割合はほぼ同じとなった。Subloading t_f model を用いた解析により、圧縮支持力問題で重要な拘束圧の増加に伴うせん断強度の低下も考慮できることが確認できる。

(4) 解析結果と実験結果の比較、考察

(2) で述べた材料パラメータを用いた弾塑性 FEM 解析

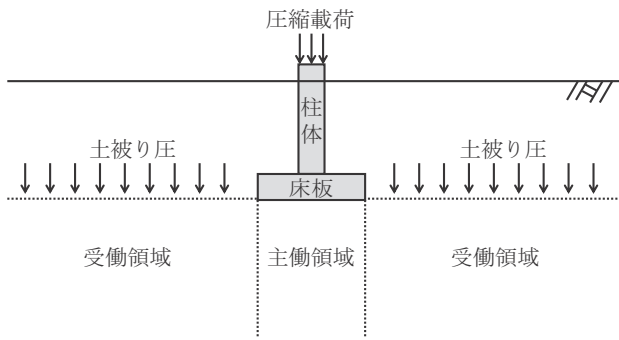


図-15 本論文における地盤の破壊領域の分類方法

の結果を、3章で述べた遠心模型実験の結果と比較し、基礎の支持力・変形特性について考察する。なお、実験結果、解析結果ともに全て実規模寸法に換算した値となっている。また、地盤の破壊領域の分類については、一般的に、主働領域、過渡領域、受働領域の3つに分類される²⁰⁾。しかし、今回の実験結果や解析結果では、過渡領域と受働領域を区別することが難しかったため、本論文では便宜的に、図-15に示すように鉛直応力が卓越する基礎直下の領域を主働領域と呼び、主働領域の左右の領域を受働領域と呼ぶこととした。

a) 荷重～変位関係

実験と解析の荷重～変位関係を図-16に示す。Case1では、初期勾配は実験と解析でよく一致した。実験の降伏時の挙動に差があるが、全体の傾向は概ね整合していると思われる。また、Case2では、解析値は実験値よりも全体的にやや小さめの傾向となったものの、実験で得られた基礎の荷重～変位関係の非線形性状を含め、解析結果は実験結果を良く表現している。

Case1, Case2を比較すると、実験、解析に関わらず、初期勾配や最大鉛直応力はCase2の方が2倍程度大きくなった。この結果は、De Beer⁹⁾が提案した形状係数 β が、帯基礎（今回のCase1に該当）で1.0、正方形基礎（今回のCase2に該当）で0.6である²⁰⁾ことと逆の傾向となっている。

この要因を探るため、Case1, Case2において根入れがないケース（Case3, Case4）の解析を実施した。その結果も図-16に示す。Case3, Case4の解析モデルは、Case1, Case2の解析モデルの根入れ部分（地表面から床板上面までの範囲）の地盤の有限要素メッシュを削除したモデルで、その他の条件は全てCase1, Case2と同じとしている。なお、Case3, Case4ともに解析途中で計算が発散したため、解析が実施できた鉛直変位400 mmおよび600 mm程度までの結果を示している。

その結果、Case3はCase1と比べ、初期勾配、最大鉛直応力ともに1/2程度となり、Case4はCase2と比べ、初期勾配は1/3程度、最大鉛直応力は1/6程度となった。また、Case3とCase4を比較すると、Case3の方が最大鉛

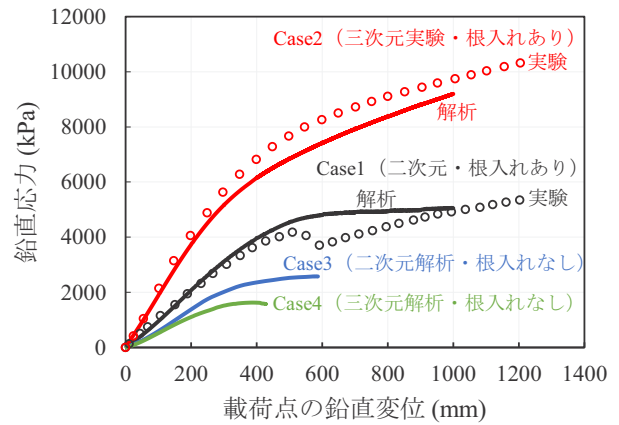


図-16 荷重～変位関係

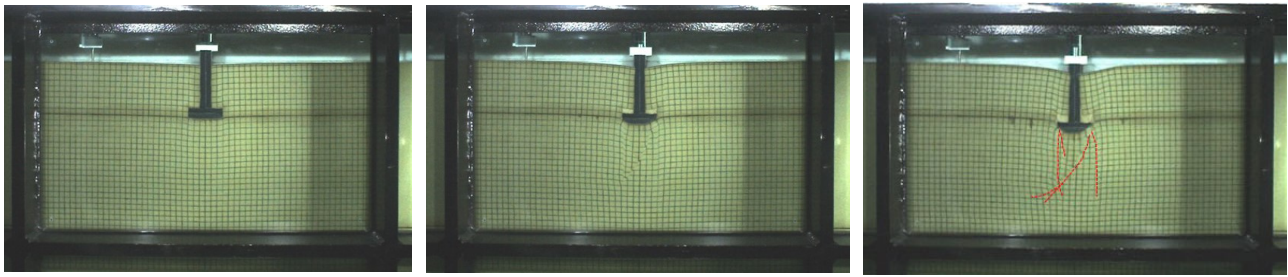
直応力は1.6倍程度大きくなっている。これは、前述した形状係数 β における帯基礎と正方形基礎の割合（ $1.0 / 0.6 \div 1.7$ ）と同程度となっており、本解析条件において、De Beer⁹⁾が提案した形状係数 β の妥当性が検証された結果となった。De Beer⁹⁾は、重力場での根入れのない小型模型基礎を用いた実験結果をもとに形状係数 β を定めている。一方、今回の実験条件は、根入れのある遠心模型実験である。したがって、両者の実験条件の差異を踏まえると、Case1よりもCase2の方が支持力が大きくなったのは、三次元条件のCase2の方が二次元条件のCase1に比べて、根入れ部分の地盤の上載圧や基礎と地盤の摩擦の影響を大きく受けるためであると考えられる。

b) 地盤の変形状

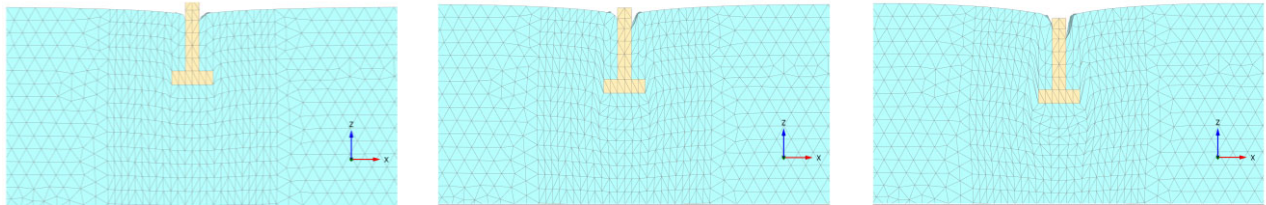
Case1について、実験における基礎の鉛直変位400 mm（降伏前）、800 mm（降伏後）、1200 mm（実験終了）時点の写真と、解析における鉛直変位400 mm、700 mm、1000 mm（解析の最終ステップ）時点の変形図、偏差ひずみコンター図、偏差応力コンター図を図-17に示す。

実験では、鉛直変位約800 mm時点で、基礎下部にくさび形の主働領域が形成されていることが目視で確認できる。その後、鉛直変位1200 mm時点（実験終了時点）では、赤色の点線で示すようなすべり線が確認できた。図-16の荷重～変位関係からは降伏点が明確に読み取れるため、全般せん断破壊に近いことが予想されたが、実際の地盤の破壊形態を見ると、全般せん断破壊で想定されるような地表面まで到達する明確な受働領域は観察されなかったため、局所せん断破壊に近いと言える。また、地表面では、基礎に近いほど地盤が沈下する傾向がみられる。

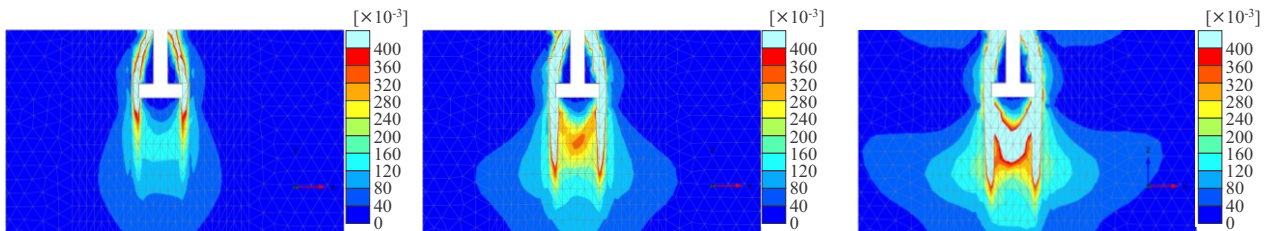
解析では、鉛直変位が大きくなるにつれて、床板直下と基礎近傍の地表面で変形が卓越しており、実験と同様の傾向が見られた。偏差ひずみは、鉛直変位約400 mm時点で基礎の床板端部の下部で大きくなっており、その後、鉛直変位が大きくなるにつれて、くさび形に偏差ひずみが発達している。鉛直変位1000 mm時点で、左右に



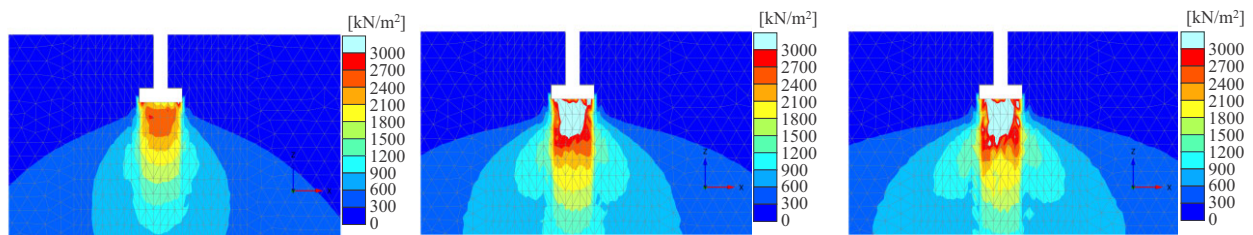
(a) 実験における地盤の変形状況（左から鉛直変位 400 mm, 800 mm, 1200 mm 時点）



(b) 解析における変形図（左から鉛直変位 400 mm, 700 mm, 1000 mm 時点）



(c) 解析における偏差ひずみコンター図（左から鉛直変位 400 mm, 700 mm, 1000 mm 時点）



(d) 解析における偏差応力コンター図（左から鉛直変位 400 mm, 700 mm, 1000 mm 時点）

図-17 地盤の変形状況の比較 (Case1)

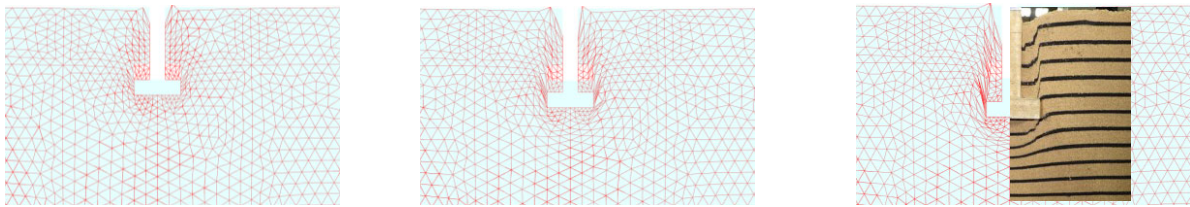
向かって円弧状に偏差ひずみが広がる領域が明確に表れる。偏差応力は、床板中心部が最も大きくなっており、鉛直変位が大きくなるにつれて、鉛直下方および左右に応力分布が広がるが、床板より上方向までは広がらないことが分かる。

以上のように、実験、解析ともに、主働領域の沈下に伴い受働領域が左右に広がる様子が確認できるが、既往の剛塑性支持力理論における全般せん断破壊で想定されるような、地表面まで到達する明確な受働領域は観察されなかった。これは、二次元平面ひずみ条件であっても、すべり線に近いと考えられる領域でせん断抵抗が同時に発揮される訳ではなく、変位が大きくなるに従い偏差ひずみの大きい領域が進行的に発達することを意味する。さらに、今回の基礎には根入れがあるため、根入れ部分

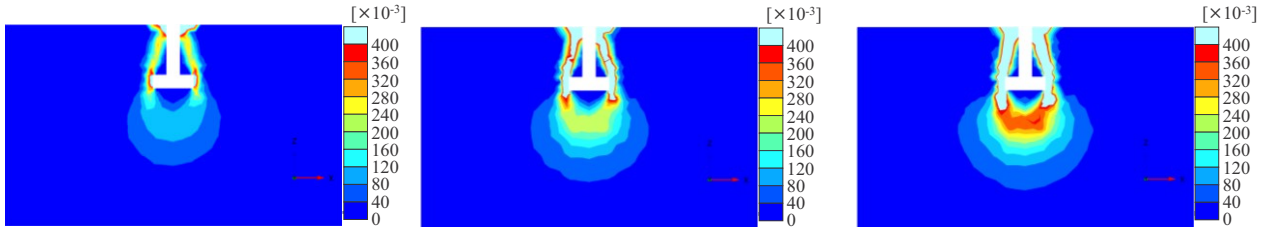
の地盤の上載圧により、偏差ひずみおよび偏差応力の進展が抑えられたためと考えられる。

Case2 について、解析における鉛直変位 400 mm, 700 mm, 1000 mm（解析の最終ステップ）時点の変形図、偏差ひずみコンター図、偏差応力コンター図を図-18 に示す。また、遠心模型実験では、実験終了後に地盤を切断してその変形状態を撮影したため、その写真を鉛直変位 1000 mm（解析の最終ステップ）の変形図の右半分に示す。

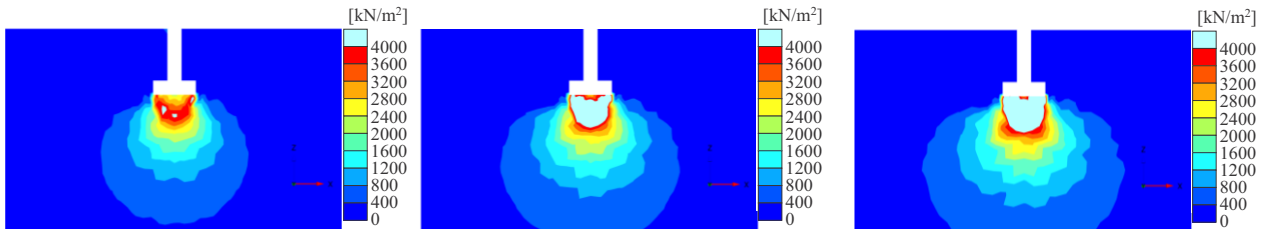
実験では、基礎の床板直下の領域で大きく変形した一方、それ以外の領域では大きな変形は見られなかった。また、地表面では、基礎に近いほど地盤が沈下する傾向がみられる。図-16 の荷重～変位関係からは明確な降伏点は確認できず、実際の破壊形態も基礎の床板直下以外



(a) 実験および解析における変形図 (左から鉛直変位 400 mm, 700 mm, 1000 mm, 実験写真は 1200 mm 時点)



(b) 解析における偏差ひずみコンター図 (左から鉛直変位 400 mm, 700 mm, 1000 mm 時点)



(c) 解析における偏差応力コンター図 (左から鉛直変位 400 mm, 700 mm, 1000 mm 時点)

図-18 地盤の変形性状の比較 (Case2)

に明確なすべり線が見られないことから、局所せん断破壊に近いと言える。

解析では、鉛直変位が大きくなるにつれて、床板直下と基礎近傍の地表面で変形が卓越しており、実験と同様の傾向となった。偏差ひずみは、Case1 と同様に、基礎の床板端部の下部から発達しているが、その分布形状は Case1 と異なり円形に近い形状で広がっている。偏差応力は、基礎直下から同心円状に広がり、Case1 と比べると、応力分布が大きい範囲は小さいことが分かる。

c) 支持力・変形特性の考察

実験、解析ともに、基礎の沈下に伴い基礎の床板端部の上下部で偏差ひずみが卓越する点は、Case1 と Case2 でよく似ている。しかし、基礎の床板下部の主働領域の形状は、Case1 ではくさび形の鋭い形状となったが、Case2 では円形に近い形状となり、偏差ひずみや偏差応力が広がる範囲も小さかった。これは、Case2 のように地盤の変形の自由度が高い条件では、ひずみや応力が集中しにくく分散されるため、円形に近い形状となったと考えられる。したがって、Case1 と比べ Case2 の方がひずみが進展しにくく、支持力が大きくなったと言える。

また、Case2 の方が支持力が大きくなったもう一つの理由として、三次元条件では奥行方向の地盤も支持力に寄与するため、根入れ部分の地盤の上載圧や基礎と地盤

の摩擦の影響が大きく出たためと考えられる。

今回の条件では、根入れ深さは床板幅と同程度であり、一般的には直接基礎に分類されるが、前述の通り、根入れのない直接基礎における荷重～変位関係や地盤内のひずみの特徴とは大きく異なった結果となったため、いわば根入れのない直接基礎と、杭基礎などの深い基礎の中間の支持力・変形特性を持つ基礎形式とも考えられる。

5. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 実験砂の要素試験を低拘束圧から高拘束圧まで実施し、適切に材料パラメータを設定することで、圧縮支持力問題の解析で重要となる、高拘束圧におけるせん断抵抗角の低下を再現することができた。
- (2) 要素シミュレーションでは、本文に示した方法により材料パラメータを設定することで、拘束圧が大きく変化する場合でも、概ね良好に要素試験の結果を再現することができた。
- (3) 遠心模型実験の再現解析では、二次元モデル、三次元モデルともに、荷重～変位関係や地盤の変形

特性を精度良く再現することができ、今回使用した構成モデルによる解析の圧縮支持力問題に対する有用性を確認できた。

- (4) 荷重～変位関係について、Case1（二次元実験・根入れあり）では、荷重に明確なピークがあり、降伏点が明確であったが、Case2（三次元実験・根入れあり）では明確な降伏点はなく、荷重が単調に増加した。また、実験、解析ともに、Case2における初期勾配や最大鉛直応力は、Case1と比べ2倍程度大きくなった。一方、Case3（二次元解析・根入れなし）、Case4（三次元解析・根入れなし）では、Case1、Case2の実験や解析と比べて鉛直応力が大きく減少するとともに、初期勾配や最大鉛直応力は二次元モデルよりも三次元モデルの方が小さくなった。すなわち、根入れ部分の地盤の上載圧や、基礎と地盤の摩擦が鉛直応力に与える影響は、三次元モデルの方が大きいことが分かった。
- (5) 地盤の支持力・変形特性について、Case1（二次元モデルの実験と解析）では荷重の降伏時に基礎の床板直下に主働領域が形成され、その形状はくさび形となった。その後、主働領域の沈下に伴い、左右に受働領域が観察された。一方、Case2（三次元モデルの実験と解析）では、偏差ひずみは基礎の床板直下に円形状に発達し、受働領域はほとんど観察されなかった。三次元条件では、偏差ひずみや偏差応力の分布が進展しにくい形状となるため、二次元平面ひずみ条件と比べ支持力が発揮されやすいと考えられる。

本研究では、平坦場に立地する送電用鉄塔の逆T字基礎における支持力・変形特性の解明を目的として、二次元場と三次元場について、基礎模型を用いた40G場の遠心模型実験と弾塑性FEM解析を実施し、実験と解析の比較、考察をした。

その結果、地盤材料の要素試験から全ての材料パラメータを決め、二次元および三次元の支持力問題を同じ方法で解析し、実験で得られた支持力・変形特性を説明できたと言える。したがって、今回の解析法は、異なる地盤材料、異なる境界条件の解析にもそのまま適用することができる。

斜面近傍に立地する送電用鉄塔基礎についても同様の実験、解析を実施し、斜面が圧縮支持力や地盤の変形特性に与える影響を検討しており、別報で報告する予定である。

謝辞：遠心模型実験の実施にあたり、前田建設株式会社にご協力を頂いた。また、要素試験の解析に用いたSubloadingTij.exeは、tij地盤解析研究会（Geo-tij）によるもので、同構成モデルをPLAXIS-3Dに導入するための

ユーザー定義モデルは、JIPテクノサイエンス株式会社で作成された。ここに付記して謝意を表す。

付録 Subloading t_{ij} model の概要

Subloading t_{ij} modelは、Cam-clay model型のパラメータにいくつかの材料パラメータを追加するだけで、Cam-clay modelでは説明できない地盤材料の力学特性を説明可能にした構成モデルである。すなわち、

- (1) t_{ij} の概念を用いて、地盤材料の変形・強度特性に及ぼす中間主応力の影響を考慮している点
- (2) 下負荷面(Subloading surface)の概念を用いて、地盤材料の変形・強度特性に及ぼす間隙比や拘束応力の影響を考慮している点
- (3) 降伏関数やひずみ硬化パラメータを増やすことなく、塑性ひずみ増分方向に及ぼす応力増分方向の影響を考慮している点

これらの特徴を持つ。そのほかにも、自然堆積粘土に見られるボンディング効果も考慮できるが、本論文では砂質土を対象としているため、ここでは触れない。

(1) 修正応力 t_{ij} と応力パラメータ(t_N, t_S)¹²⁾

Cam-clay 型のモデルでは、正八面体に着目した応力パラメータ(p, q)を使って定式化しているが、Subloading t_{ij} model では、図-A1 に示す空間滑動面 (Spatially mobilized plane : SMP)²²⁾ に着目する。SMPは図-A1 に示すように、各二主応力間でせん断・垂直応力比が最大となる面の合成面であり、その法線方向の単位ベクトル（方向余弦） a_i ($i=1,2,3$) は、三主応力を使って式(A1)のように表せる。

$$a_1 = \sqrt{\frac{I_3}{I_2\sigma_1}}, a_2 = \sqrt{\frac{I_3}{I_2\sigma_2}}, a_3 = \sqrt{\frac{I_3}{I_2\sigma_3}} \quad (A1)$$

$$(\text{where } a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 = 1)$$

ここに、 I_2, I_3 は 2 次、3 次の応力の不変量である。式(A1)の単位ベクトルを主値とする対称テンソル a_{ij} を使って、修正応力 t_{ij} とその主値は式(A2)で表せる。なお、 a_{ij} は σ_{ij} と共軸なので、 t_{ij} も σ_{ij} と共軸な対称テンソルとなる。

$$t_{ij} = a_{ik}\sigma_{kj} \quad (A2)$$

$$t_1 = a_1\sigma_1, \quad t_2 = a_2\sigma_2, \quad t_3 = a_3\sigma_3 \quad (A3)$$

さて、Cam-clay model を含め多くのモデルでは、平均応力 p とせん断成分 q を応力パラメータとして定式化されるが、これらの応力パラメータは、応力の正八面体に

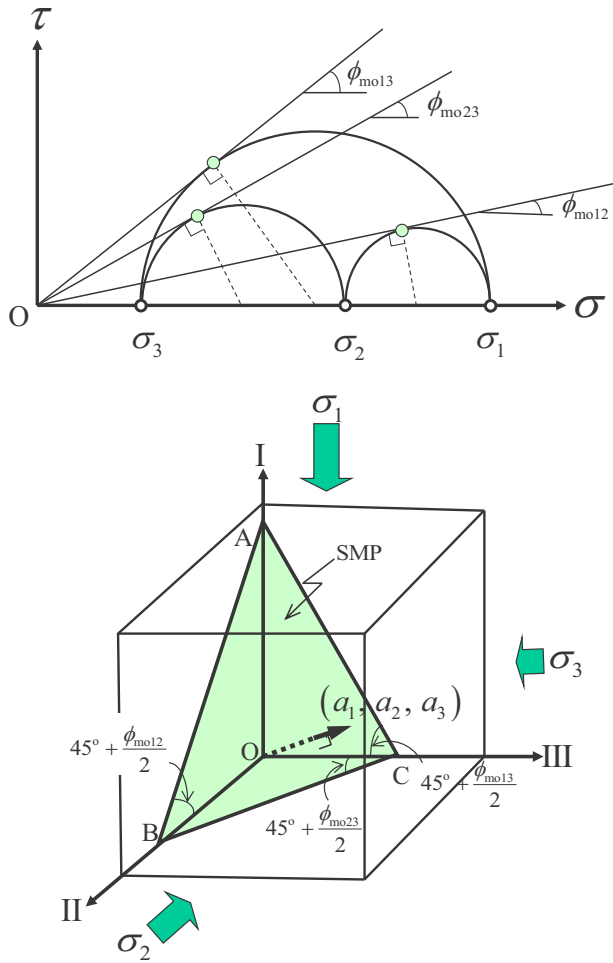


図-A1 空間滑動面(SMP)

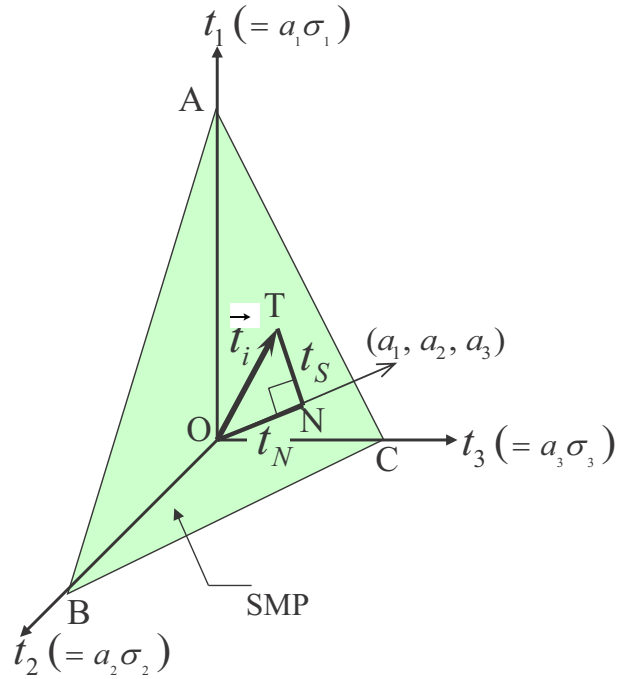
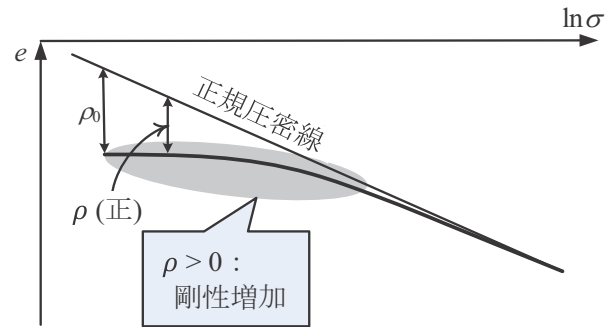
垂直な成分と平行な線分に対応する（正確に言えば定数倍になっている）。一方、 t_{ij} の考え方に基づく定式化では、図-A2に示すように、修正応力 t_{ij} のSMPに垂直な成分および平行な成分(t_N, t_S)を応力パラメータとして定式化する。ここに、(t_N, t_S)は式(A4)で与えられる。

$$\begin{aligned} t_N &= \overline{ON} = t_1 a_1 + t_2 a_2 + t_3 a_3 = t_{ij} a_{ij} \\ t_S &= \overline{NT} \\ &= \sqrt{(t_1 a_2 - t_2 a_1)^2 + (t_2 a_3 - t_3 a_2)^2 + (t_3 a_1 - t_1 a_3)^2} \\ &= \sqrt{t_{ij} t_{ij} - (t_{ij} a_{ij})^2} \end{aligned} \quad (A4)$$

詳細な説明は参考文献¹⁹⁾にゆずるが、通常の応力パラメータ(p, q)の代わりに上述の(t_N, t_S)を使って定式化するだけで、中間主応力の影響を自動的に考慮できるとともに、引張応力の発生しない構成モデルの定式化が可能となる。

(2) 下負荷面の考え方

Hashiguchi & Ueno²³⁾により提案された下負荷面の考え方は、Cam-clay modelの降伏曲面（正規降伏曲面）の内側


 図-A2 応力パラメータ(t_N, t_S)

 図-A3 過圧密土の $e \sim \ln \sigma$ 関係

に、常に現応力を通る相似形の曲面（下負荷面）を定義し、下負荷面は塑性ひずみの発展とともに正規降伏曲面に近づくと考え、その発展則（下負荷面が正規降伏曲面へ近づく速さ）を決めることで、Cam-clay modelでは弾性域と考えている過圧密土の塑性変形を説明できるようにする考え方である。これを一次元で分かりやすく説明すると以下ようになる。

図-A3は、過圧密土の $e \sim \ln \sigma$ 関係を模式的に表している。同じ応力状態の正規圧密線の間隙比と現間隙比の差を ρ とすると、塑性変形が進むに従い ρ は小さくなり、最終的に正規圧密土（ $\rho = 0$ ）になると考えられる。 (σ_0, e_0) および (σ, e) を、初期状態および現状態の応力と間隙比とすると、図-A4のように表せる。また、 e_{N0} および e_N は、応力が σ_0 および σ 時の正規圧密線上の間隙比であり、間隙比変化の塑性成分(Δe^p)は式(A5)で与えられる。

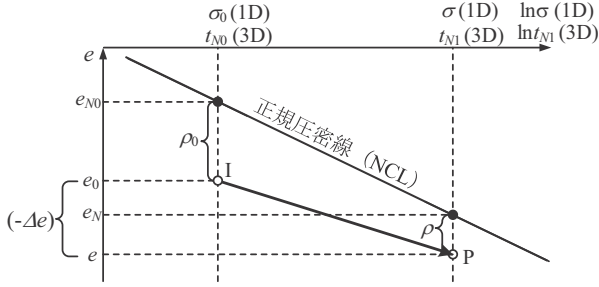
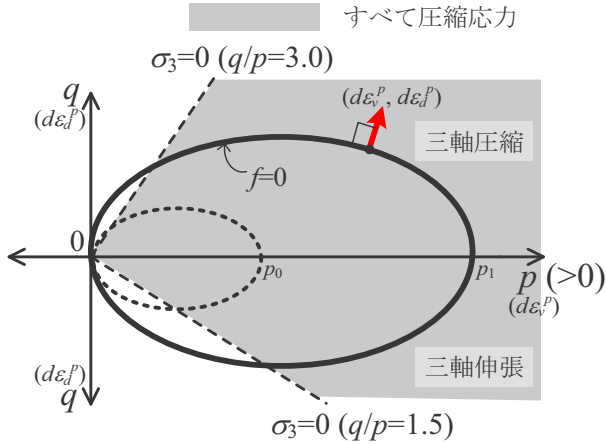


図-A4 過圧密土の初期状態 (I点) と現状態 (P点)


 図-A5 (p, q) 平面上的降伏曲面と圧縮応力の領域

$$\begin{aligned}
 (-\Delta e)^p &= (-\Delta e) - (-\Delta e)^e \\
 &= \{(e_{N0} - e_N) - (\rho_0 - \rho)\} - (-\Delta e)^e \\
 &= \lambda \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} - (\rho_0 - \rho) - \kappa \ln \frac{\sigma}{\sigma_0}
 \end{aligned} \quad (A5)$$

ここに、 $\lambda = 0.434C_c$ 、 $\kappa = 0.434C_s$ は圧縮指数および膨潤指数を表す。 F を応力項、 H を間隙比変化の塑性成分の項として式(A6)で与えると、

$$F = \ln \frac{\sigma}{\sigma_0}, H = \frac{(-\Delta e)^p}{\lambda - \kappa} \quad (A6)$$

式(A5)は式(A7)のように表せる。

$$f = F - \left\{ H + \frac{\rho_0 - \rho}{\lambda - \kappa} \right\} = 0 \quad (A7)$$

式(A7)は、間隙比変化の塑性成分 $(-\Delta e)^p$ をひずみ硬化パラメータとする降伏関数(下負荷面)と考えられ、現応力が常にこの降伏関数上にあるので、適応条件 ($df = 0$) より、 df は式(A8)で与えられる。

$$df = dF - dH + \frac{d\rho}{\lambda - \kappa} = 0 \quad (A8)$$

ここに、 ρ は塑性ひずみ (ここでは間隙比変化の塑性成分 $(-\Delta e)^p$) の発生により小さくなり、最終的には $\rho = 0$ の正規状態になるので、 ρ の発展則は、 $\rho = 0$ で $G = 0$ となる増加関数 G を使って式(A9)のような形で与えられる。

$$d\rho = -G \cdot d(-e)^p \quad (\text{例えば, } G = a\rho) \quad (A9)$$

式(A8)、(A9)と間隙比増分の弾性成分 $d(-\Delta e)^e = \kappa \ln(\sigma/\sigma_0)$ から、間隙比増分は式(A10)で計算される。

$$d(-e) = d(-e)^p + d(-e)^e = \left\{ \frac{\lambda - \kappa}{1 + G} + \kappa \right\} \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (A10)$$

(3) 三次元モデルの定式化

Cam-clay modelの降伏関数の応力項 F は、応力パラメータ (p, q) を用いて式(A11)のような形で表すことができ、 (p, q) 平面で描くと図-A5のような形になる(上半分が三軸圧縮条件、下半分が三軸伸張条件)。

$$F = \ln \frac{p_1}{p_0} = \ln \frac{p}{p_0} + \zeta(\eta) \quad (\text{where } \eta = \frac{q}{p}) \quad (A11)$$

ここに、破線の曲線は初期の降伏曲面を、実線は現降伏曲面を表す。そして、関数 $\zeta(\eta)$ は $\zeta(0) = 0$ を満たす応力比 η の増加関数で、降伏曲面の形を決める。例えば、OriginalおよびModified Cam-clay modelの $\zeta(\eta)$ は式(A12)のように表せる。

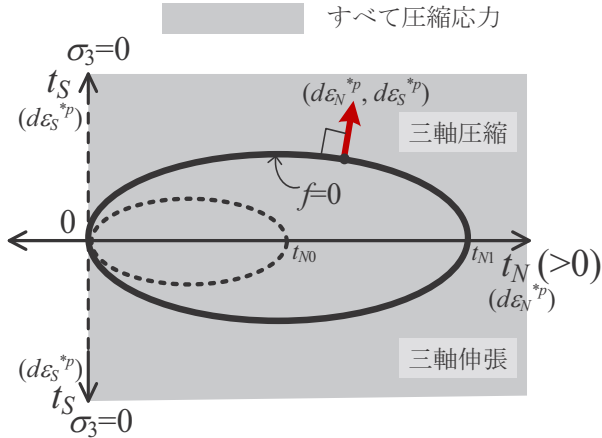
$$\begin{cases} \zeta(\eta) = \frac{\eta}{M} & (\text{ori.}) \\ \zeta(\eta) = \ln \frac{M^2 + \eta^2}{M^2} & (\text{mod.}) \end{cases} \quad (A12)$$

t_{ij} modelでは、 (p, q) の代わりに応力パラメータ (t_N, t_S) を使うことで、式(A11)同様、降伏関数の応力項 F を式(A13)で表せる。また、降伏曲面は図-A6のように描ける。

$$F = \ln \frac{t_{N1}}{t_{N0}} = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) \quad (\text{where } X = \frac{t_S}{t_N}) \quad (A13)$$

ここに、 $\zeta(X)$ は式(A14)に示すように、パラメータ β を使って降伏関数の形を変更できる。

$$\zeta(X) = \frac{1}{\beta} \left(\frac{X}{M^*} \right)^\beta \quad (A14)$$


 図-A6 (t_N, t_S) 平面上的降伏曲面と圧縮応力の領域

多次元モデルでは、図-A4 の一次元モデルの (σ_0, σ) が (t_{N0}, t_{N1}) に対応するので、降伏関数は式(A7)と同じ形で与えられる。ここに、ひずみ硬化パラメータは、一次元モデルと同じ間隙比変化の塑性成分（あるいは塑性体積ひずみ $\varepsilon^p = (-\Delta e)^p / (1+e_0)$ ）とすると、 H は一次元と同じ式(A6)となるが、 F は式(A13)で与えられる。

一次元モデルでは、塑性ひずみ増分方向を決める必要はないが、多次元ではその方向を与える必要がある。通常の弾塑性モデルでは、応力 σ_{ij} 空間で流れ則（直交則）を考え方向を決めるが、 t_{ij} model では、 t_{ij} 空間で流れ則を考え、式(A15)で塑性ひずみ増分を与える。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial F}{\partial t_{ij}} = \Lambda \left(\frac{\partial F}{\partial t_N} \frac{\partial t_N}{\partial t_{ij}} + \frac{\partial F}{\partial X} \frac{\partial X}{\partial t_{ij}} \right) \quad (A15)$$

ここに、 Λ は塑性ひずみ増分の大きさを決める係数であり、一次元同様、適応条件 $df = 0$ から得られる式(A8)と、 ρ の発展則から決めることができる。また、多次元でも一次元同様、 ρ の発展則は、塑性ひずみ増分の発生に伴い ρ が小さくなりやがて 0 となる関数 G を使った式(A16)で与える。

$$d\rho = -(1+e_0)\sqrt{3} \frac{G}{1+k_a X} \frac{\Lambda}{t_N} \quad (A16)$$

(where $G = a\rho$)

式(A16)は、等方圧縮 ($X=0$) 時に一次元の式(A9)に一致する。また、 k_a は過圧密土の圧縮時とせん断時の ρ の発展則の違いも考慮できるように、初期のモデルに新たに追加したパラメータである。式(A15)より、塑性体積ひずみ増分は式(A17)で表せることと、

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{kk}^p = \Lambda \frac{\partial F}{\partial t_{kk}} \quad (A17)$$

式(A8)、式(A16)より、式(A15)の Λ は式(A18)で与えられる。

$$\Lambda = \frac{dF}{\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \left\{ \frac{\partial F}{\partial t_{kk}} + \frac{\sqrt{3}G}{(1+k_a X)t_N} \right\}} \quad (A18)$$

全ひずみ増分は、弾性成分（膨潤指数 κ とポアソン比 ν で決まる）と式(A15)の塑性成分の和として、式(A19)で計算できる。なお、塑性ひずみ増分が生じる負荷条件は、 $\Lambda > 0$ で与えられる。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (A19)$$

ところで、図-A5、図-A6の破線の直線は、最小主応力 $\sigma_3 = 0$ を示すので、引張応力が生じない領域は色づけした部分に限られる。 (p, q) で定式化した降伏曲面では、応力比が大きくなると、降伏面内部や降伏面上で引張応力が生じることになる。一方、 (t_N, t_S) 平面では t_S 軸で $\sigma_3 = 0$ となるので、応力比 $X = t_N/t_S$ が大きくなっても引張応力は生じない。したがって、 t_{ij} の考え方で定式化したモデルでは、中間主応力の影響を考慮できるとともに、引張応力は発生しない。

(4) 塑性ひずみ増分方向の応力経路依存性

通常の塑性論では、塑性ひずみ増分方向は式(A14)からも分かるとおり応力経路の影響を受けない。しかし、実際の土では、特に応力比の小さいところでは応力経路の影響を大きく受け、応力比が大きくなるに従いその影響が小さくなる。これを説明するために、二重硬化モデルがあるが、この場合、降伏関数、ひずみ硬化パラメータを複数用意する必要がある。ここでは、パラメータを増やさずにこの影響を考慮する定式化を示す。

式(A15)の塑性ひずみ増分に平均応力 t_N の変化による項を加味して、式(A20)で塑性成分を与える。

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{ij}^p &= \Lambda \frac{\partial F}{\partial t_{ij}} - K^{(IC)} \frac{\frac{\partial F}{\partial t_{ij}}}{\frac{\partial F}{\partial t_{kk}}} + K^{(IC)} \frac{\delta_{ij}}{3} \\ &= \left(\Lambda - \frac{K^{(IC)}}{\frac{\partial F}{\partial t_{kk}}} \right) \frac{\partial F}{\partial t_{ij}} + K^{(IC)} \frac{\delta_{ij}}{3} \\ &= d\varepsilon_{ij}^{p(AF)} + d\varepsilon_{ij}^{p(IC)} \end{aligned} \quad (A20)$$

式(A20)により、関連流動則成分(AF)と等方圧縮成分(IC)の和で塑性ひずみ増分が表せることになり、塑性ひずみ増分方向の応力経路依存性が表現できる。ここに、塑性体積ひずみ増分($d\epsilon^p = d\epsilon^p$)は、 $K^{(0)}$ の項を加えても式(A17)と同じ式で表せるので、ひずみ硬化パラメータ、降伏関数、負荷条件も変わらない。 $K^{(0)}$ は平均応力 t_N の変化によって生じる成分で、等方圧縮時にこの成分が関連流動則成分のそれと一致し、応力比が大きくなればその割合が小さくなり、体積ひずみが生じない応力比では、ゼロとなるという条件から以下の式(A21)で与える。

$$K^{(IC)} = \frac{\left\langle \frac{\partial F}{\partial t_{kk}} \frac{t_N}{\sqrt{3}} \right\rangle^2}{\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \left(1 + \frac{\sqrt{3}G}{1+k_a X} \right)} \frac{dt_N}{t_N} \quad (A21)$$

(< >: Macaulay bracket)

REFERENCES

- 1) Terzaghi, K.: *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, 1943.
- 2) Meyerhof, G. G.: An investigation of the bearing capacity of shallow footings on dry sand, *Proc. 2nd ICSMFE*, Vol. 1, pp. 237-243, 1948.
- 3) 一般社団法人電気協同研究会：送電用鉄塔基礎の設計，電気協同研究，第58巻，第3号，pp. 79-88, 2002. [Electric Technology Research Association: Repair technology of the aerial transmission line, *Electrical Cooperative Research*, Vol. 58, No. 3, 2002.]
- 4) De Beer, E. E.: Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand, *Geotechnique*, Vol. 20, No. 4, pp. 387-411, 1970.
- 5) 龍岡文夫：土の強さと地盤の破壊入門，入門シリーズ 13, pp. 27-35, 地盤工学会，1987. [Tatsuoka, F.: *Tsuchi no Tsuyosa to Jiban no Hakai Nyumon*, *Nyumon Series 13*, pp. 27-35, the Japanese Geotechnical Society, 1987.]
- 6) 日下部治，前田良刀：直接基礎の支持力理論と設計上の留意点，基礎工，16巻9号，pp. 15-24, 1988. [Kusakabe, O. and Maeda, Y.: Bearing capacity theory of spread foundations and design considerations, *The Foundation Engineering & Equipment*, Vol. 16, No. 9, 1988.]
- 7) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid-plastic finite element method for frictional materials, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 1-12, 1987.
- 8) Liu Yujian, Sreng Sokkheang, 望月秋利，上野勝利，坪井祐也：重力場，遠心場における水平砂地盤上基礎の支持力実験と変形挙動計測，地盤工学ジャーナル，第2巻，第3号，pp. 139-148, 2007. [Liu, Y., Sreng, S., Mochizuki, A., Ueno, K. and Tsuboi, Y.: Bearing capacity tests under 1g and 20g field of shallow foundation on dense sand and their deformation behaviours, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 2, No. 3, pp. 139-148, 2007.]
- 9) 龍岡文夫，田中忠次，岡原美知夫，Shiddiquee, M. S. A.: 模型実験・材料実験・数値解析による砂地盤上の帯基礎の支持力の研究，土と基礎，第40巻，第5号，pp. 11-16, 1992. [Tatsuoka, F., Tanaka, T., Okahara, M. and Shiddiquee, M. S. A.: Study into the bearing capacity of strip footing on sand by model tests, element tests, and numerical analyses, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 5, pp. 11-16, 1992.]
- 10) 三浦哲彦，山内豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響，土木学会論文報告集，第260号，pp. 109-118, 1977. [Miura, N. and Yamanouchi, T.: Effect of particle-crushing on the shear characteristics of a sand, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, No. 260, pp. 109-118, 1977.]
- 11) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York, 1968.
- 12) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Specialty Session 9*, pp. 229-238, 1977.
- 13) 中井照夫：講座，地盤材料の構成モデル最前線，1. 講座を始めるにあたって，地盤工学会誌，59巻4号，p. 46, 2011. [Nakai, T.: Lecture series, Latest developments in constitutive models for geomaterials, 1. Introduction to the lecture series, *Journal of the Japanese Geotechnical Society*, Vol. 59, Issue 4, pp. 46, 2011.]
- 14) 譽田孝宏，Shahin, H. M., 中井照夫：土留め掘削に伴う地盤変形挙動の弾塑性有限要素解析，土木学会論文集C，65巻1号，pp. 213-225, 2009. [Konda, T., Shahin, H. M. and Nakai, T.: Elastoplastic finite element analysis for the deformation behavior of ground due to braced excavation, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers C*, Vol. 65, Issue 1, pp. 213-225, 2009.]
- 15) Nakai, T. and Mihara, Y.: A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 82-94, 1984.
- 16) Nakai, T. and Hinokio, T.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 2, pp. 53-70, 2004.
- 17) 中井照夫：講座，地盤材料の構成モデル最前線，7. 3 主応力条件下での材料特性のモデル化，地盤工学会誌，59巻4号，pp. 47-55, 2011. [Nakai, T.: Lecture series, Latest developments in constitutive models for geomaterials, 7. Modeling of material properties under three principal stress conditions, *Journal of the Japanese Geotechnical Society*, Vol. 59, Issue 4, pp. 47-55, 2011.]
- 18) Nakai, T.: *Constitutive Modeling of Geomaterials – Principles and Applications*, CRC Press, Boca Raton, London, New York, 2012.
- 19) 龍岡文夫，生原修：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響 VII，東京大学生産技術研究所所報，東京大学生産技術研究所，36巻8号，pp. 346-349, 1984. [Tatsuoka, F. and Haibara, O.: Influence of side wall friction in model sand ground bearing capacity experiments VII, *Journal of Institute of Industrial Science, The University of Tokyo*, Institute of Industrial Science, the University of Tokyo, Vol. 36, No. 8, pp. 346-349, 1984.]
- 20) 常田賢一，小田和広，佐野郁雄，澁谷啓，親納格：土質力学，p. 222，理工図書，2010. [Tokida, K., Oda, K., Sano, I., Shibuya, S. and Niuro, T.: *Soil Mechanics*, p. 222, Rikoh Tosho, 2010.]

- 21) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, p. 206, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu IV Kabukouzo-hen*, pp. 206, 2017.]
- 22) Matsuoka, H. and Nakai, T.: Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses, *Proc. of Japan Society of Civil Engineers*, No. 232, pp. 59-70, 1974.
- 23) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular materials, *Constitutive Equations of Soils, Proc. 9th ICSMFE, Spec. Session 9, Tokyo, JSSMFE*, pp. 73-82, 1977.

(Received March 27, 2025)

(Accepted September 13, 2025)

CLARIFICATION OF BEARING CAPACITY CHARACTERISTICS OF TRANSMISSION TOWER FOUNDATIONS BY CENTRIFUGE MODEL TESTS AND THREE-DIMENSIONAL ELASTOPLASTIC FEM ANALYSIS

Yoshiteru TERANAKA, Shigeaki OKA, Hideaki TAKAHASHI, Noboru NAKATANI,
Takahiro KONDA and Teruo NAKAI

Experimental studies and FEM analyses have been conducted on the bearing capacity and deformation characteristics of shallow foundations under plane strain conditions. However, few studies have examined these issues in a fully three-dimensional setting, especially for embedded shallow foundations. This study aims to clarify the bearing capacity and deformation characteristics of embedded shallow foundations in three-dimensional conditions by conducting centrifuge model tests and corresponding elastoplastic FEM analyses. The results indicate that FEM analyses incorporating appropriate soil material properties can effectively explain the load-displacement behavior of foundations in both two-dimensional and three-dimensional conditions. Furthermore, the analyses successfully capture the differences in deformation modes between two-dimensional and three-dimensional cases. It was confirmed that using a constitutive model that appropriately considers the effects of intermediate principal stress, confining stress, and dilatancy of soil materials can yield realistic results in the analysis of bearing capacity problems in geotechnical engineering.