

繰返し荷重を受けるアンカー周辺地盤の変形挙動に関する弾塑性有限要素解析

Elastoplastic finite element analysis on deformation behavior of ground surrounding anchor subjected to cyclic loading

岡安崇史*, 橋口公一**, 尾崎利行***, 矢嶋泰基****, 尾崎伸吾****, 木下和典****

Takashi OKAYASU, Koichi HASHIGUCHI, Toshiyuki OZAKI, Daiki YAJIMA, Shingo OZAKI and Kazunori KINOSHITA

* 博士 (農学), 九州大学大学院助教授, 農学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

** 正会員, 工博・農博, 九州大学大学院教授, 農学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

*** 正会員, 九州電機開発(株) (〒810-0005 福岡市中央区清川 2-13-6 九建ビル)

**** 学生, 九州大学大学院生物資源環境科学府 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

Uplift problem of ground anchor buried in shallow ground is analyzed by the elastoplastic finite element program incorporating the extended subloading surface model, which falls within the framework of unconventional plasticity and is capable of describing the cyclic loading behavior of materials. The uplift displacement of anchor gradually increases with the number of cyclic loadings. Especially, the progressive failure with the shear banding is observed at the large loading amplitude. It is clarified that these phenomena agree with the experimental data qualitatively.

Keywords: elastoplastic finite element method, extended subloading surface model, unconventional plasticity, anchor uplift problem, progressive failure, shear band, cyclic loading

キーワード: 弾塑性有限要素法, 拡張下負荷面モデル, 非古典塑性論, アンカー引抜問題, 進行性破壊, せん断帯, 繰返し負荷

1. 緒言

送電用鉄塔の基礎には, 強風時や地震時に非常に大きな引抜荷重が繰返し作用する. また, これらの荷重がアンカーの極限支持力以下で繰返し作用しても, 地盤内には徐々に非弾性ひずみが蓄積され, 時には基礎周辺地盤が破壊に至るケースも報告されている¹⁾. そのため, これらの力学設計には, 基礎の極限支持力のみならず単調ならびに繰返し荷重載荷時の基礎周辺地盤の変形挙動についても詳細に把握する必要がある, 従前より種々の研究が実験・理論の両面から展開されている²⁻¹³⁾.

中でも有限要素法 (FEM) による解析では, アンカーの極限引抜抵抗の推定のみならず地盤の変形挙動, すなわち, 地盤の進行性破壊についても解析可能であるので, 解析事例がこれまで数多く報告されている⁶⁻¹³⁾. しかしながら, いずれの研究も極限引抜抵抗, すなわち引抜抵抗のピーク値の予測を主な目的としており, せん断帯形成による引抜抵抗の減少については十分な解析がなされていない. また, 解析で用いられている構成モデルは, 降伏面内部を純粋弾性域とする古典塑性論に基づいており, 降伏面内部の応力速度変化に対する塑性変形の発生を全く表現できない. つまり, 過圧密土や密な砂に対しては過大な限界応力が予測

されることになり, 上記問題への適用は不可能である. 一方, Matsuo¹⁾ はアンカーへの繰返し載荷試験を実施し, 荷重振幅が極限引抜抵抗 (180 kg) よりも小さい場合でもアンカー引抜変位が繰返し回数とともに徐々に増大すること, また, 荷重振幅が大きくなると地盤が破壊することを

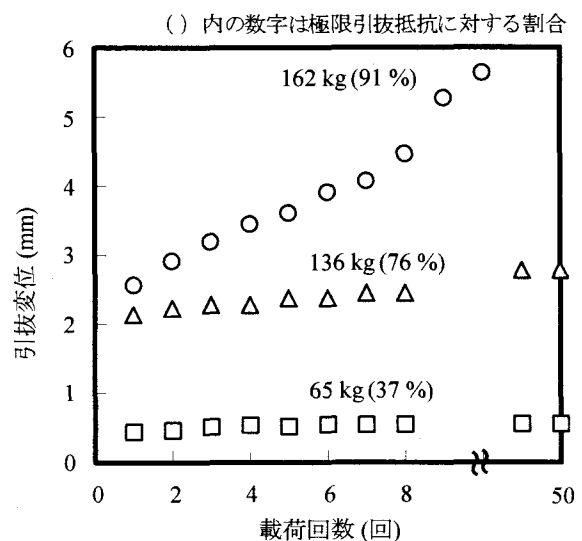


図-1 繰返し回数とアンカー引抜変位の関係

指摘している (図-1参照) . しかし, 前述のように古典塑性モデルにおいては, 初期負荷時のみ塑性変形を生じるが, 第2サイクル以降, 弾性変形のみが繰り返されるので, 非弾性変形の集積現象を全く表現できない. つまり, 繰返し荷重を受ける地盤の変形挙動の予測にはもはや適用不可能である.

他方, 塑性負荷過程でさえ応力が降伏面上に存在することを前提としない下負荷面モデル¹⁴⁻¹⁶⁾においては, 正規降伏面 (古典塑性論における降伏面に相当する面) 内部に現応力点を常に通る下負荷面を仮定することにより, 塑性変形が正規降伏面内部の応力速度によって発生するとともに, 応力-ひずみ関係の滑らかな弾塑性遷移が表現される. したがって, 本モデルは降伏面内部を純粋弾性域と仮定しない非古典塑性論¹⁷⁾に属する. しかしながら, 初期下負荷面モデルにおいては, 正規降伏面と下負荷面の相似中心が応力空間の原点に固定されているので, 繰返し荷荷に際して応力-ひずみ関係が開いたヒステリシスループを呈し, 過大なひずみの集積が予測される. この力学的欠点を補うために, 橋口は正規降伏面と下負荷面の相似の中心を塑性負荷とともに移動させることを考慮した拡張下負荷面モデルを新たに提案した¹⁸⁾. 本モデルによれば, 除荷時における塑性変形の発生が顕著となり, 閉じたヒステリシスループを呈する応力-ひずみ関係の表現が可能となる. さらに, Hashiguchi and Chen¹⁹⁾ は, 砂に対する種々の土質試験結果との比較・照査によって本モデルの妥当性を実証している.

本論文では, 拡張下負荷面モデルを導入した FEM 解析プログラムを用いて, 繰返し荷重を受けるアンカー周辺地盤の変形挙動の解析を行うとともに, その妥当性について検討する. さらに, 正規降伏面と下負荷面の相似中心の移動速度の違いがアンカー周辺地盤の変形挙動に及ぼす影響についても調べる.

なお, 本論文では, 応力 (速度) およびひずみ (速度) は引張を正とする.

2. 支配方程式

2.1 仮想仕事の原理

仮想仕事の原理の線形化方程式^{13, 20-23)}として次式を採用する.

$$\int_V \{ \dot{\sigma}^* : (\text{tr } \mathbf{D}) \sigma - \sigma \mathbf{D} + \mathbf{W} \sigma \} : \delta \mathbf{L} dv = \int_S \dot{\pi} \cdot \delta \mathbf{v} ds \quad (1)$$

ここに, $\dot{\pi}$ は次式で表される.

$$\dot{\pi} = \dot{\mathbf{t}} + (\text{tr } \mathbf{D} - \mathbf{n} \cdot \mathbf{D} \mathbf{n}) \mathbf{t} \quad (2)$$

σ および $\mathbf{t}$ は Cauchy 応力 (真応力) および表面力を表し, $(\cdot)$ は物質時間微分を表す. なお, $(:)$ および $(\cdot)$ はそれぞれテンソルおよびベクトルの内積, $\delta(\cdot)$, $\text{tr}(\cdot)$ および $(\cdot)^T$ はそれぞれ仮想量, 対角和および転置を示す. また, $\mathbf{D} = (\mathbf{L} + \mathbf{L}^T)/2$ はストレッチングを表し, さらに速度勾配 $\mathbf{L}$ は次式で与えられる.

$$\mathbf{L} = \text{grad } \mathbf{v} = \partial \mathbf{v} / \partial \mathbf{x} \quad (3)$$

ここに, $\mathbf{x}$ および $\mathbf{v}$ は基準配置における物質点 $\mathbf{x}$ の現配置における位置ベクトルおよびその物質点での速度ベクトルを表す. $(\cdot)$ は客観性をもつ共回転速度を表し, $\mathbf{W} = (\mathbf{L} - \mathbf{L}^T)/2$ は連続体スピンを表す.

弾塑性構成式を次式で与えられる.

$$\dot{\sigma} = \mathbf{C}^{ep} \mathbf{D} \quad (4)$$

ここに, $\mathbf{C}^{ep}$ は後述する拡張下負荷面モデルに基づく4階の弾塑性構成テンソルである.

2.2 拡張下負荷面モデル

ストレッチング $\mathbf{D}$ は, 弾性ストレッチング $\mathbf{D}^e$ と塑性ストレッチング $\mathbf{D}^p$ に加算分解される. すなわち,

$$\mathbf{D} = \mathbf{D}^e + \mathbf{D}^p \quad (5)$$

また, 弾性ストレッチングは次式で与えられる.

$$\mathbf{D}^e = \mathbf{E}^{-1} \dot{\sigma} \quad (6)$$

$$E_{ijkl} = (K - \frac{2}{3}G) \delta_{ij} \delta_{kl} + G(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (7)$$

ここに, $\mathbf{E}$ は Hooke 則形の弾性係数テンソルを表す. K および G はそれぞれ体積弾性係数およびせん断弾性係数を示し, δ_{ij} は Kronecker のデルタ, つまり $i = j: \delta_{ij} = 1$, $i \neq j: \delta_{ij} = 0$ である.

下負荷面を次式で与える.

$$f(\bar{\sigma}) = RF(H) \quad (8)$$

ここに,

$$\bar{\sigma} = \sigma - \bar{\alpha} \quad (\bar{\alpha} = \mathbf{s} - R(\mathbf{s} - \alpha)) \quad (9)$$

R は正規降伏面に対する下負荷面の大きさの比 (正規降伏比と称する), $\bar{\alpha}$ は移動硬化変数 α の下負荷面に対する共役応力, H は等方硬化変数を表す.

正規降伏面と下負荷面の相似中心 $\mathbf{s}$ は, 塑性変形とともに移動するとして, その移動則を次式で表す.

$$\dot{\mathbf{s}} = c \parallel \mathbf{D}^p \parallel \frac{\bar{\sigma}}{R} + \frac{\dot{F}}{F} \mathbf{s} \quad (\bar{\sigma} \equiv \sigma - \mathbf{s}) \quad (10)$$

ここに, c は相似中心の移動速度を制御する材料定数を表す. さらに, 塑性変形過程において応力は正規降伏面に漸近する, すなわち, 下負荷面は常に正規降伏面に接近すると仮定し, その発展則 $\dot{R}$ を次式で与える.

$$\dot{R} = U \parallel \mathbf{D}^p \parallel \quad (\mathbf{D}^p \neq 0) \quad (11)$$

ここに, U は次の条件を満たす単調減少関数である.

$$\left. \begin{aligned} R = 0: U = +\infty \\ R = 1: U = 0 \\ (R > 1: U < 0) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

本条件は, $R > 1$ に対して応力が正規降伏面から飛出した際, 応力を自動的に正規降伏面上へ引戻す制御機能となる. また, 関数 U として次式を採用する.

$$U = -u \ln R \quad (13)$$

ここに, u は下負荷面の膨張速度を規定する材料定数である.

関連流動則に基づく塑性ストレッチングは次式で表さ

れる。

$$\mathbf{D}^p = \lambda \bar{\mathbf{N}} = \frac{\text{tr}(\bar{\mathbf{N}} \dot{\bar{\boldsymbol{\sigma}}})}{\bar{M}_p} \left(\bar{\mathbf{N}} \equiv \frac{\partial f(\bar{\boldsymbol{\sigma}})}{\partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}} / \left\| \frac{\partial f(\bar{\boldsymbol{\sigma}})}{\partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}} \right\| \right) \quad (14)$$

ここに、 $\lambda(>0)$ は正值の比例係数、 $\bar{\mathbf{N}}$ ($\|\bar{\mathbf{N}}\|=1$)は下負荷面の正規化された外向き法線テンソルである。また、塑性係数 $\bar{M}_p$ は次式で与えられる。

$$\bar{M}_p \equiv \text{tr} \left[\bar{\mathbf{N}} \left(\left\{ \frac{F'}{F} h + \frac{U}{R} \right\} \bar{\boldsymbol{\sigma}} + \bar{\mathbf{a}} \right) \right] \quad (15)$$

$$F' \equiv dF / dH, \quad h \equiv \dot{H} / \lambda \quad (16)$$

$$\bar{\mathbf{a}} \equiv \dot{\bar{\boldsymbol{\alpha}}} / \lambda = (1-R)\mathbf{z} - U\mathbf{s} \quad (17)$$

$$\mathbf{z} \equiv \frac{\dot{\mathbf{s}}}{\lambda} = c \frac{\bar{\boldsymbol{\sigma}}}{R} + \frac{F'}{F} h \mathbf{s} \quad (18)$$

式(7)および(14)を式(5)に代入してストレッチング $\mathbf{D}$ が次式で与えられる。

$$\mathbf{D} = E^{-1} \dot{\bar{\boldsymbol{\sigma}}} + \frac{\text{tr}(\bar{\mathbf{N}} \dot{\bar{\boldsymbol{\sigma}}})}{\bar{M}_p} \bar{\mathbf{N}} \quad (19)$$

また、本式の逆関係として次式を得る。

$$\dot{\bar{\boldsymbol{\sigma}}} = \mathbf{C}^{\text{ep}} \mathbf{D} = \left(\mathbf{E} - \frac{\mathbf{E} \bar{\mathbf{N}} \otimes \bar{\mathbf{N}} \mathbf{E}}{\bar{M}_p + \text{tr}(\bar{\mathbf{N}} \mathbf{E} \bar{\mathbf{N}})} \right) \mathbf{D} \quad (20)$$

次の負荷基準を採用する²⁴⁾。

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{D}^p \neq \mathbf{0} : \text{tr}(\mathbf{NED}) > 0, \\ \mathbf{D}^p = \mathbf{0} : \text{tr}(\mathbf{NED}) \leq 0 \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

2.3 土への適用

土に対する負荷関数として次式を採用する。

$$f(\bar{\boldsymbol{\sigma}}) = \bar{p}(1 + \chi^2) \quad (22)$$

ここに、

$$\bar{p} \equiv -\frac{1}{3} \text{tr} \bar{\boldsymbol{\sigma}}, \quad \bar{\boldsymbol{\sigma}}^* \equiv \bar{\boldsymbol{\sigma}} + \bar{p} \mathbf{I}, \quad \chi = \frac{\|\bar{\boldsymbol{\sigma}}^*\|}{\bar{m} \bar{p}} \quad (23)$$

$$\bar{m} = \frac{2\sqrt{6} \sin \phi}{3 - \sin \phi \sin 3\theta_\sigma} \quad (24)$$

$$\sin 3\theta_\sigma \equiv -\sqrt{6} \frac{\text{tr} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*3}}{\|\bar{\boldsymbol{\sigma}}^*\|^3} \quad (25)$$

ϕ は材料定数を表す。

等方硬・軟化関数 F を次式で与える。

$$F = F_0 \exp \left(\frac{H}{\rho - \gamma} \right) \quad (26)$$

ここに、 F_0 は初期の降伏面の大きさを表す。また、 ρ および γ はそれぞれ圧力 p と体積 v の両対数($\ln p - \ln v$)線形関係における正規圧密線および膨潤線の勾配を示す。さらに、等方硬・軟化変数 H の発展則として次式を採用する。

$$\dot{H} = -D_v^p = -\text{tr} \mathbf{D}^p \quad (27)$$

また、 $\ln p - \ln v$ 線形関係より体積弾性係数 K を次式で与える。

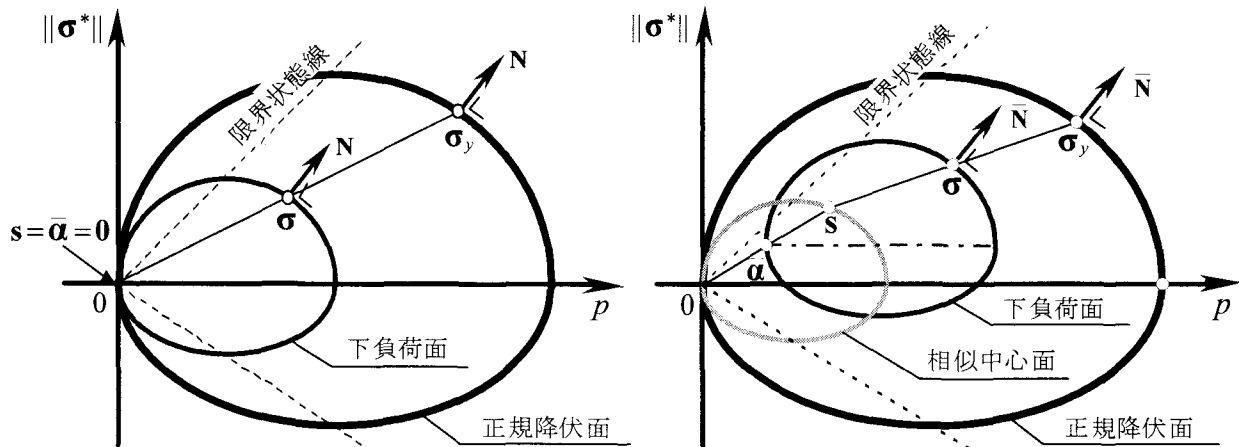
$$K = \frac{p}{\gamma} \quad (28)$$

さらに、せん断弾性係数 G は式(28)とポアソン比 ν により次式で表される。

$$G = \frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \quad (29)$$

2.4 拡張下負荷面モデルによる繰返し負荷挙動の表現

図-2に $p - \|\bar{\boldsymbol{\sigma}}^*\|$ 平面における正規降伏面、下負荷面および相似中心面を示す。本図から理解されるように、初期下負荷面モデルは、拡張下負荷面モデルにおける相似中心 $\mathbf{s}$ を応力空間の原点、すなわち、 $\mathbf{s} = \mathbf{0}$ とすることによって表される。拡張下負荷面モデルにおいては、塑性変形の発達とともに正規降伏面内部で $\mathbf{s}$ を移動させることにより、材料の繰返し負荷挙動を現実的に表現し得る。ここでは、図-3を用いて繰返し負荷挙動の予測特性を説明する。本図は平均応力一定の土の繰返し排水三軸せん断挙動の予測特性を示したものである。なお、ここでは簡単のため、材料は硬化も軟化も生じない、すなわち、 $F = F_0$ が常に



(a) 初期下負荷面モデル ($\mathbf{s} = \boldsymbol{\alpha} = \mathbf{0}$)

(b) 拡張下負荷面モデル

図-2 $p - \|\bar{\boldsymbol{\sigma}}^*\|$ 平面における正規降伏面、下負荷面および相似中心面

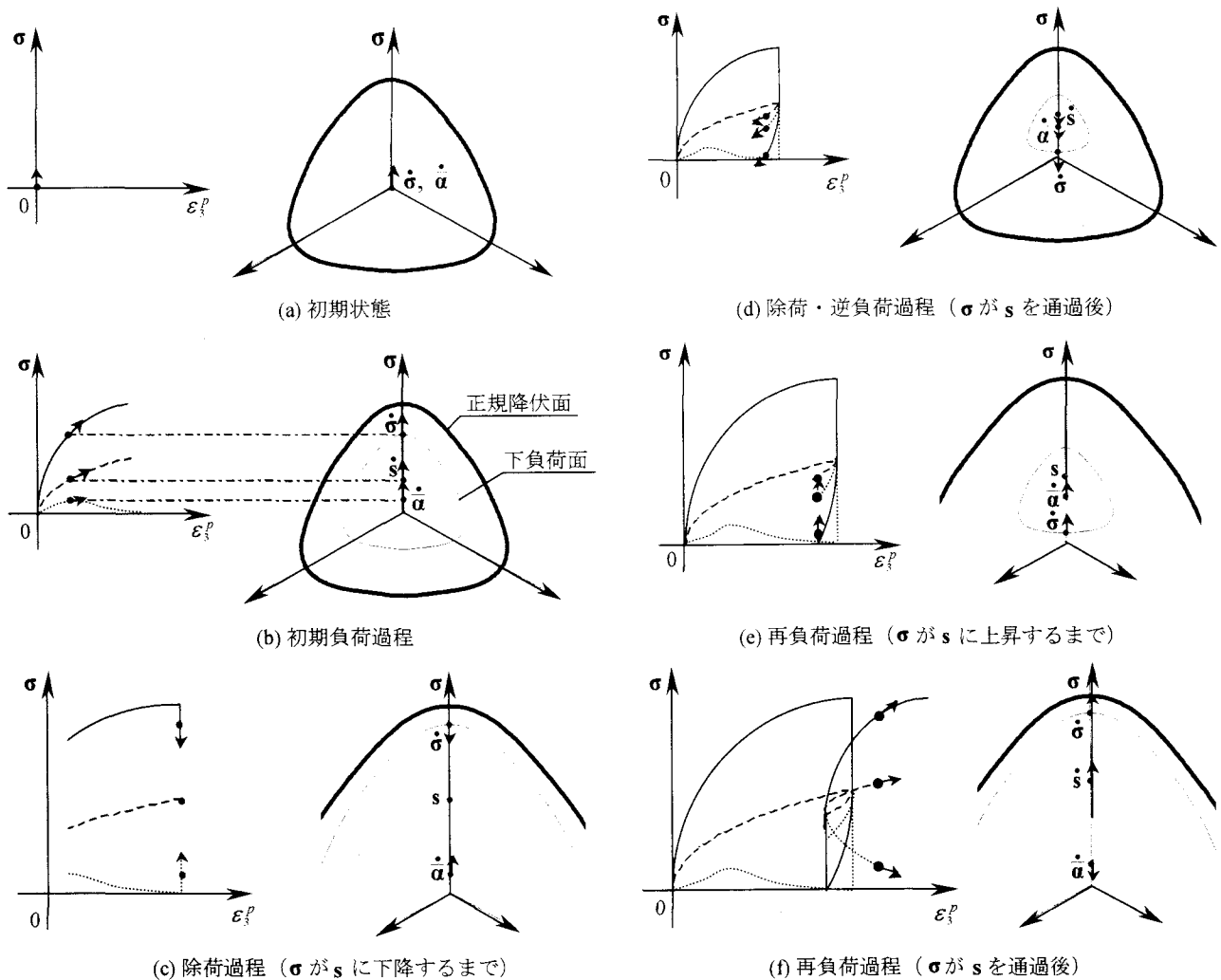


図-3 拡張下負荷面モデルによる土の平均応力一定繰返し排水三軸せん断挙動 (π 平面) の表現

満たされているものと仮定する。応力 σ は初期状態からまず弾性的に増加する (図(a))。続いて、下負荷面の膨張に伴い塑性変形が徐々に発生するので、 σ の増分量が次第に減少して、弾性状態から完全塑性状態への滑らかな遷移が表現される。なお、この時相似中心 s は塑性変形の発生により σ へ漸近するように移動し、同時に下負荷面の中心 $\bar{a}$ が上方へ移動する (図(b))。次に、完全塑性状態から除荷を行うと、 s は停止した状態のまま下負荷面は s に向かって弾的に収縮し、これによって、 $\bar{a}$ も s に向かって急速に増大する (図(c))。下負荷面は σ が s に一致する状態において極小となり、この状態からさらに σ を減少させると、下負荷面は再び膨張に転じて、応力が減少する過程でさえ塑性変形の発生が許容される。この時、 s は負荷過程と同様に塑性変形とともに σ に漸近するように移動する (図(d))。次に、 $\sigma = 0$ の点から再び応力を増大させると、下負荷面は先程と同じように s に向かって弾的に収縮し (図(e))、 σ が s を通過すると再び膨張して、 σ の増大につれて塑性変形が徐々に増加していく。本モデルは、これら一連の過程から理解されるように閉じたヒステリシスループを呈する応力-ひずみ関係の表現が可能であり、土

のみならず金属等の力学材料の繰返し負荷挙動を合理的に表現し得る点を特徴としている。

3. アンカー引抜問題の FEM 解析

以下では、拡張下負荷面モデルを導入した FEM 解析プログラムにより、繰返し荷重を受けるアンカー周辺地盤の変形挙動を解析し、本プログラムの妥当性を検討する。さらに、相似中心の移動速度の違いが地盤の変形挙動に及ぼす影響についても調べる。

3.1 地盤のモデル化

図-4に解析に用いた地盤の有限要素メッシュを示す。地盤はいずれも軸対称条件とし、アンカーより上の地盤のみ ($h = 30\text{cm}$) をモデルの対象とし、4 節点アイソパラメトリック要素 (完全積分) を用いて、節点数: 1594、要素数: 1512 にメッシュ分割した。境界条件は側面水平方向ならびに底面の水平および鉛直方向の変位を拘束した。さらに、アンカー部 (半径 $r = 12\text{cm}$) は線形弾性体要素 12 個でモデル化し、さらに、アンカー中央部の節点に対して鉛直上向きに強制変位 (単調載荷試験) および強制荷重を

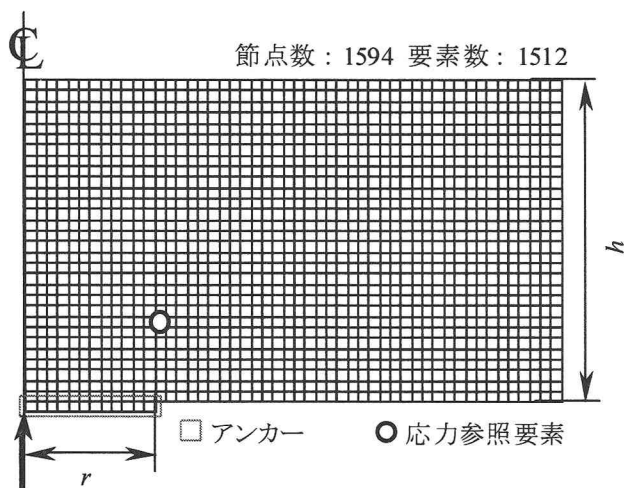


図-4 FEM解析用メッシュ

表-1 地盤条件および下負荷面モデルの材料定数と初期値

(a) 地盤条件

名称	値
γ_g (kN/m ³)	16.1
K_0	0.5

(b) アンカー部の材料定数

名称	値	名称	値
E (GPa)	10.0	ν	0.33

(c) 拡張下負荷面モデルの材料定数および初期値

名称	値	名称	値
F_0 (kPa)	40.0	ρ	0.008
ν	0.3	γ	0.0008
ϕ (°)	33.0	c	0, 1, 5, 10
u	10.0		

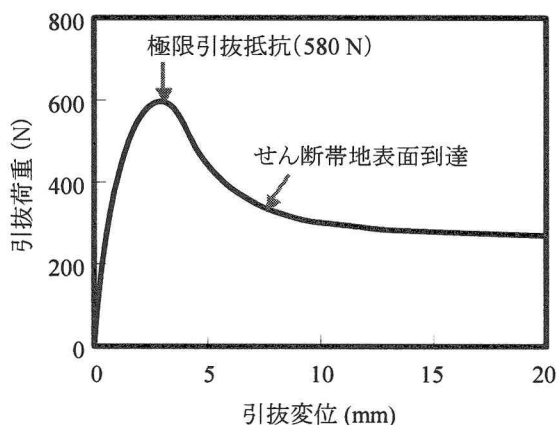
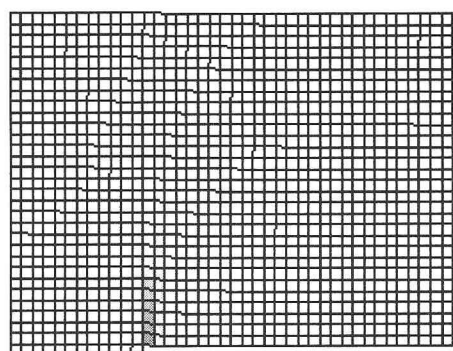


図-5 アンカー変位と引抜抵抗の関係

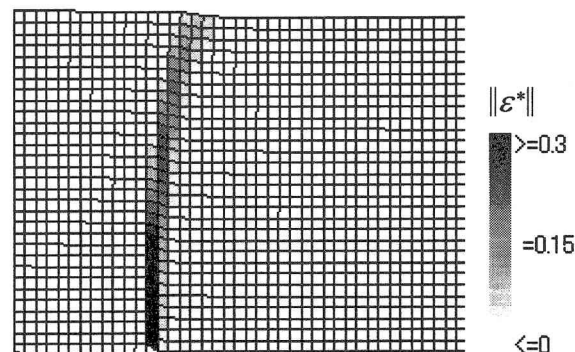
繰返し载荷させている。表-1に地盤条件ならびに拡張下負荷面モデルに用いる材料定数と初期値を示す。また、地盤の初期応力状態は次式で与えられると仮定する。

$$\sigma_z = \gamma_g h, \quad \sigma_h = K_0 \sigma_z \quad (30)$$

ここに、 σ_z および σ_h それぞれ鉛直および水平応力、



(a) 極限引抜抵抗発生時



(b) せん断帯地表面到達時 (引抜変位: 7.5 mm)

図-6 地盤の変形状況

γ_g は単位体積重量、 K_0 は静止土圧係数を表す。

3.2 荷重振幅の設定

まず、繰返し荷重の振幅を決定するために、単調引抜試験の数値シミュレーションを実施する。図-5にアンカー引抜変位と引抜抵抗の関係を示す。引抜抵抗は引抜変位の増大とともに大きくなり、一旦ピーク値を示した後、徐々に減少して一定状態に移行している。本図からアンカーの極限引抜抵抗 (図の矢印の位置) は 580 N と推定される。図-6に極限引抜抵抗発生時およびせん断帯地表面到達時 (引抜変位: 7.5 mm) における地盤の変形状況を示す。図は偏差ひずみの分布を表し、ひずみの程度は濃淡で色分け表示している。地盤は、極限引抜抵抗発生時にはアンカー端部に僅かにひずみの発生が認められる。一方、引抜変位の増加とともにアンカー端部からは明瞭なひずみの集中領域、すなわち、せん断帯の発生が認められ、引抜変位が 7.5 mm のときせん断帯が地表面まで達しているのが確認された。このように極限引抜抵抗発生以前には地盤の破壊はさほど進行しておらず、引抜抵抗が減少する軟化過程において、地盤の破壊が徐々に進行している様子が理解される。さらに、FEM 解析で得られた地盤の変形挙動は、例えば、Vardoulakis et al.⁴⁾ や Tanaka and Sakai¹⁰⁾ が行った砂地盤におけるアンカー引抜試験で観察されたせん断帯の形成パターンとも良く一致している。

以上の結果を踏まえて、繰返し载荷試験における荷重振幅は極限引抜抵抗の 40, 60, 70, 80 および 90% の 5 水準

を与えることとし、以下、荷重振幅の違いが地盤の変形挙動に及ぼす影響について考察することにする。なお、繰返し載荷試験のシミュレーションでは、アンカー中央部の節点に荷重をサイン関数で与えて繰返し載荷試験の状況を再現している。

3.3 繰返し荷重載荷時の地盤の変形挙動

図-8および9にFEM解析で得られた載荷回数と引抜変位の関係および荷重振幅90%時の引抜変位と引抜荷重の関係を示す。繰返し荷重の振幅が大きい場合には、載荷回数の増加に伴って引抜変位が急速に増大しており、地盤が繰返し載荷により強度低下して徐々に破壊していく様子が再現できている。また、図-9からもわかるように、繰返し載荷回数の増加とともに、除荷過程における変位の回復が大きくなっており、地盤強度が低下している様子が確認される。この理由については後で応力経路を用いて考察する。一方、繰返し荷重の振幅が小さい場合には、載荷回数の増加とともに引抜変位の増分が減少し、一定の値に推移している。つまり、アンカー周辺の地盤はアンカーの昇降運動によって次第に締固められて強度が増大するので、繰返し載荷時の引抜変位の集積量が徐々に減少したもののと思われる。地盤の物性が不明なため定量的な比較を行

っていないが、これらの結果は前述のMatsuo¹⁾が行った試験結果とも定性的に一致しているものと考えられる。これに対して、修正Cam-clayモデル(拡張下負荷面モデルにおける $u \rightarrow \infty$ にした場合に一致)においては、極限引抜抵抗に対して90%に及ぶ荷重を繰返し載荷したにもかかわらず、引抜変位の集積が全く表現されていない(図-8および9参照)。つまり、降伏面内部を純粋弾性域と仮定する古典塑性モデルにおいては、繰返し載荷を受ける地盤の変形挙動を予測できないと判断される。

図-10に繰返し載荷時のアンカー周辺地盤の変形挙動(偏差ひずみ分布として表示)を示す。図は荷重振幅が極限引抜抵抗の80%の解析結果である。載荷回数の増加に伴って、アンカー右端部に発生したひずみの集中領域が徐々に上方へ広がっていく状況が解析できている。また、載荷回数7回目には、明瞭なせん断帯が地盤表層まで形成されている様子がわかる。このように拡張下負荷面モデルを導入することにより、繰返し載荷時の地盤の変形挙動を現実的に表現し得ることが理解される。

図-11に図-4で○印を付した要素に対する負荷・除荷時の地盤内応力状態の変化と載荷回数12回目の正規降伏面ならびに下負荷面をオーバーラップして表している。さらに、図-12に載荷回数12回目における載荷・除荷過程

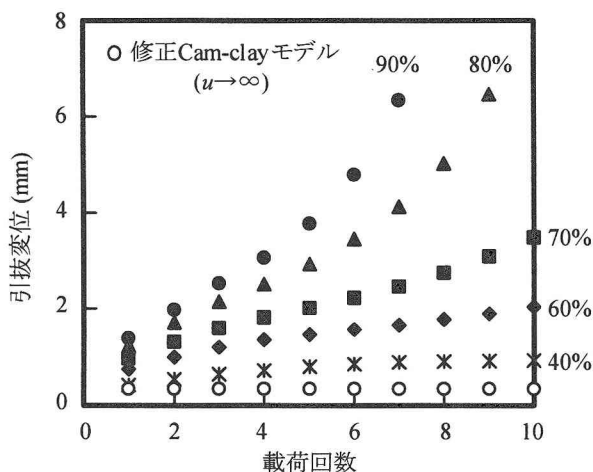


図-8 載荷回数と引抜変位の関係 ($c = 10$ の場合)

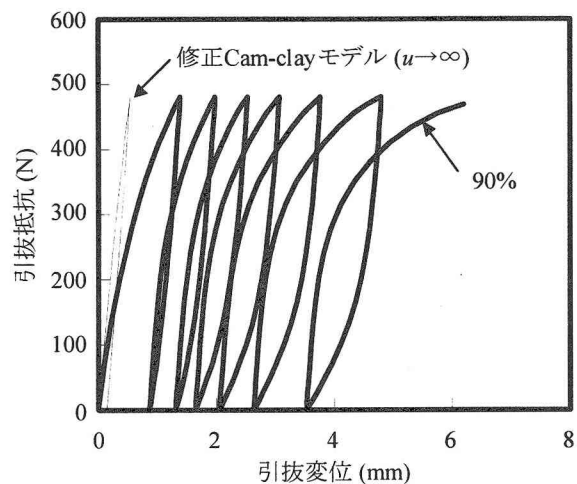


図-9 引抜変位と引抜荷重の関係 ($c = 10$ の場合)

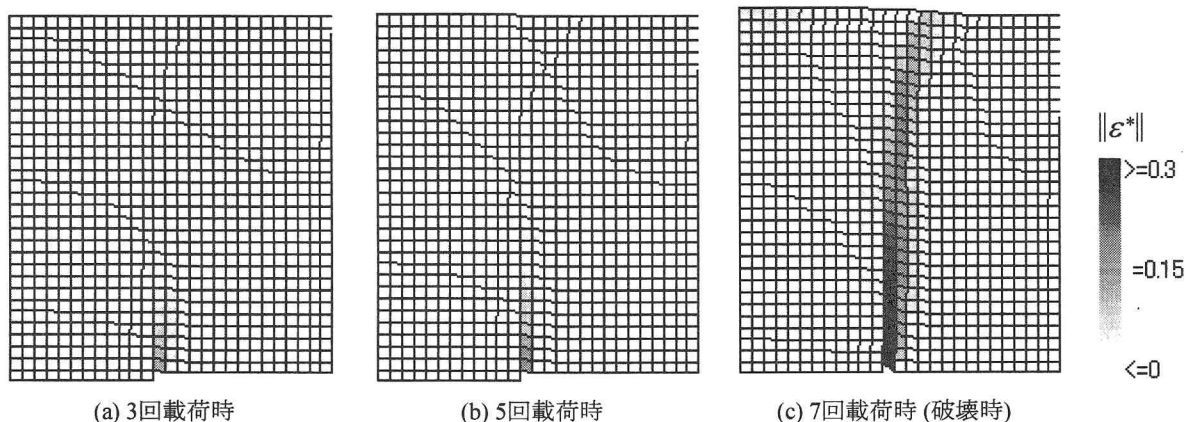


図-10 繰返し載荷時のアンカー周辺地盤の変形挙動 (荷重振幅: 80%, $c = 10$ の場合)

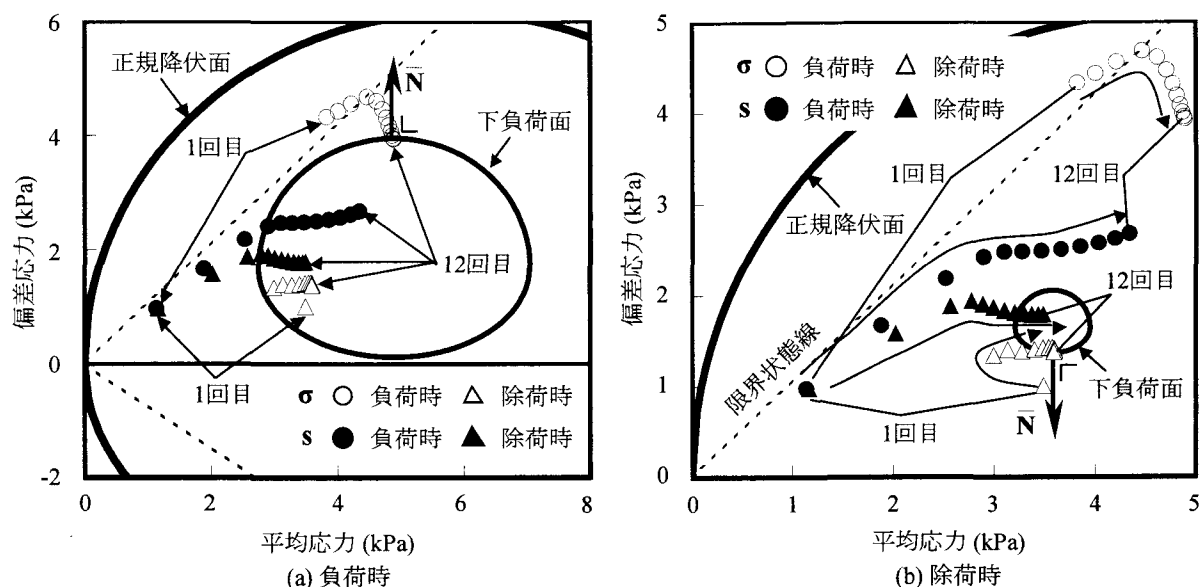


図-11 繰返し荷重載荷時の地盤内の応力変化（荷重振幅：70%， $c = 10$ の場合）

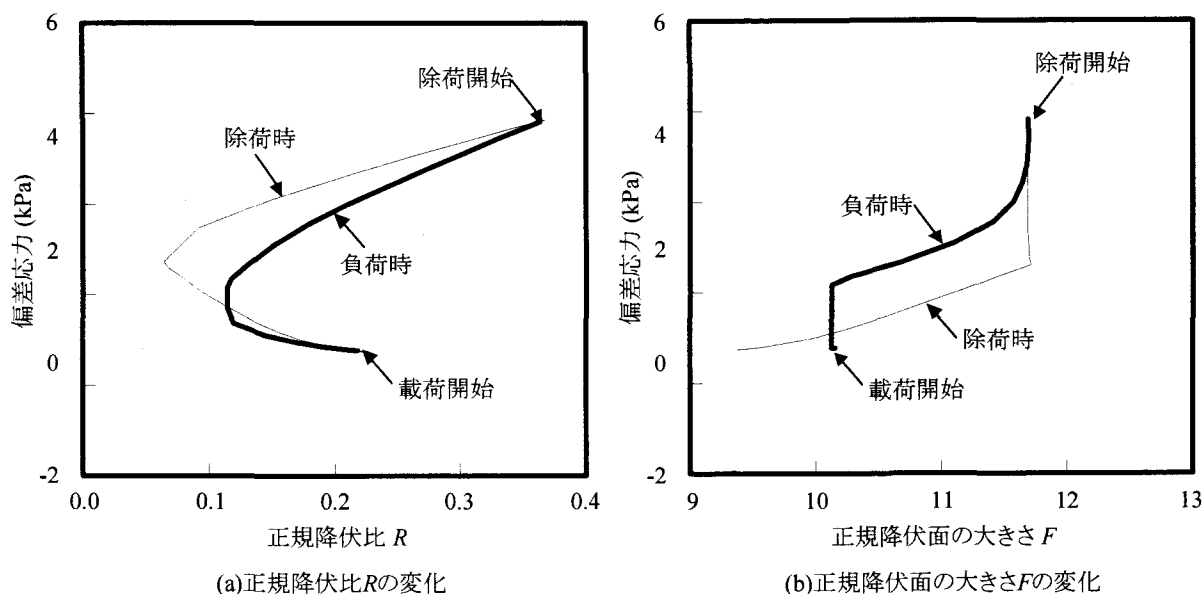


図-12 載荷回数 12 回目における載荷・除荷過程の正規降伏比 R および正規降伏面の大きさ F と偏差応力の関係（荷重振幅：70%， $c = 10$ の場合）

の正規降伏比 R および正規降伏面の大きさ F と偏差応力の関係を示す。図-12(a)からわかるように、相似中心の移動により、負荷時のみならず除荷時においても下負荷面は膨張しており、塑性変形の発生が許容されている。さらに、図-12(b)から除荷過程において F の減少、すなわち、地盤は塑性的膨張して強度低下を生じている様子が確認される。このように、拡張下負荷面モデルにおいては、応力比が限界状態線の勾配より低い、すなわち、 $\chi \leq 1$ の応力状態においても地盤の軟化現象が表現されるので、地盤強度が適当に調整されている。一方、初期下負荷面モデルでは、相似中心が常に応力空間の原点に固定されているので、 $\chi \leq 1$ の応力状態においては、負荷時において地盤は硬化のみを生じる。さらに、除荷時において、静水圧（平均応力 p ）軸と限界状態線に囲まれる領域内では応力速度と下

負荷面上の外向き法線とのなす角が鈍角となるので、この領域では塑性変形が発生しないことになる。よって、初期下負荷面モデルにおいては、繰返し負荷時の地盤強度を過大に予測する可能性が示唆される。

3.4 相似中心 s の移動速度の違いが繰返し荷重載荷時の地盤の変形挙動に及ぼす影響

本節では相似中心 s の移動速度を制御する材料定数 c の違いが繰返し荷重載荷時の地盤の変形挙動に及ぼす影響について調べる。図-13 に材料定数 c を数水準に変化させた際の載荷回数と引抜変位の関係を示す。本図から、 c を小さくすると除荷過程での塑性変形の発生が抑制され、引抜変位が増大しているのがわかる。一方、 c を大きくすると除荷時の塑性変形の発生が顕著となり、除荷時に

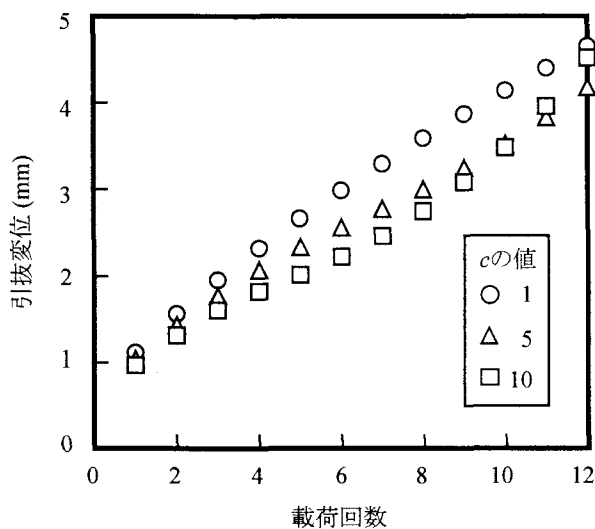


図-13 c の違いが引抜変位に与える影響
(荷重振幅：70%)

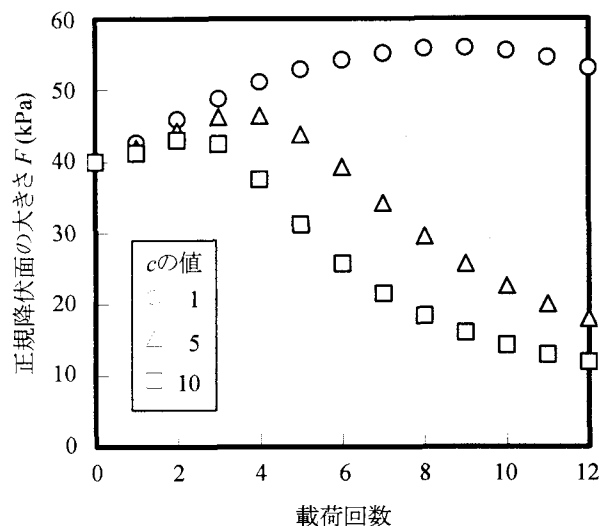


図-14 c の違いが正規降伏面の大きさに及ぼす影響
(荷重振幅：70%)

沈下量が回復するので、載荷回数の増加とともに引抜変位の増分量が減少している。しかしながら、 c が大きくなる程、後述するように地盤強度の著しい低下を生じて地盤の進行性破壊が進展し、再び引抜変位が増大する結果となっている。

図-14 に c の違いが繰返し荷重載荷時の正規降伏面の大きさ F 、すなわち、地盤強度に及ぼす影響を調べる。 c が小さい場合、正規降伏面は載荷回数とともに増加する傾向が見られる。これは前節にて述べたように c が小さいと塑性変形過程でも相似中心は現応力点に漸近し難くなり、除荷過程における塑性変形の発生が抑制されるためである。一方、 c が大きくなると相似中心は速やかに現応力点に漸近するので、除荷過程における塑性変形の発生が増大していることがわかる。さらに、本場合には、正規降伏面の大きさ F が著しく減少している点（図-14 参照）から推察して、アンカーの昇降運動によって地盤が膨張軟化し、徐々に地盤の破壊が進行している様子が示唆される。したがって、図-13 から明らかなように、アンカーの引抜変位増分は載荷回数とともに漸減するのではなく、むしろ漸増し、最終的に破壊に至ることを示唆している。一方、図中には示していないが、初期下負荷面モデルの場合（ $c=0$ 、 $s=0$ ）には、 $\chi \leq 1$ の応力の繰返し負荷において地盤は硬化のみを生じるので、載荷回数の増加により正規降伏面は次第に増大し、地盤強度を過大に見積もる可能性が示唆される。以上より、繰返し負荷挙動の予測には拡張下負荷面モデルの利用が不可欠と思われるが、拡張下負荷面モデルによる解析結果の妥当性については、繰返し載荷時の地盤内の密度変化などを解析結果と比較・照査する必要がある、今後の課題といえよう。

4. 結言

本研究では、拡張下負荷面モデルに基づく FEM 解析

プログラムを用いて、繰返し荷重を受けるアンカーによる地盤の変形挙動の解析を行うとともに、解析結果の妥当性について検討を行った。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 拡張下負荷面モデルの導入により、極限引抜抵抗以下の引抜荷重の繰返し作用でもアンカー引抜変位が徐々に増大する様子を再現し得ることを示した。
- 2) 特に、地盤は荷重振幅が小さい場合には硬化して安定化するものの、荷重振幅が大きくなると、アンカー端部より発生したせん断帯が載荷回数の増加とともに徐々に上方へ発達し、最終的にアンカー周辺地盤が破壊に至ることを指摘した。さらに、解析で得られた地盤の変形挙動は定性的に Matsuo¹⁾ による実測値とも一致することを明らかにした。
- 3) 相似中心 s の移動速度を制御する材料定数 c によって地盤の変形挙動が変化することを示した。特に、 c が大きい場合には、アンカーの引抜変位の増加が一旦は減少したものの、載荷回数とともに、地盤の強度が徐々に低下し、再び引抜変位の増大を招くことを明らかにした。

今後は、実測結果との比較・照査を行い、本解析プログラムの予測精度について検討を重ねる予定である。

参考文献

- 1) Matsuo, M.: Study on the uplift resistance of footing (I), Soils and Found., Vol. 7, No. 4, pp.1-37, 1967.
- 2) Matsuo, M.: Study on the uplift resistance of footing (II), Soils and Found., Vol. 8, No. 1, pp.18-48, 1968.
- 3) Meyerhof, G. G. and Adams, J. I.: The ultimate uplift capacity of foundations, Can. Geotech. J., Vol. 5, pp.225-244, 1968.

- 4) Vardoulakis, I., Graf, B. and Gudehus, G.: Trap-door problem with dry sand: a statical approach based upon model test kinematics, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 5, No. 1, pp.57-78, 1981.
- 5) Sutherland, H. B.: Uplift resistance of soils, *Geotechnique*, Vol. 38, No. 4, pp.493-516, 1988.
- 6) Borst, R. D. and Vermeer, P. A.: Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis, *Geotechnique*, Vol. 34, No. 2, pp.199-210, 1984.
- 7) Rowe, R. K. and Davis, E. H.: The behaviour of anchor plates in sand, *Geotechnique*, Vol. 32, pp.25-41, 1982.
- 8) Tagaya, K., Tanaka, A. and Aboshi, H.: Application of finite element method to pullout resistance of buried anchor, *Soils and Found.*, Vol. 23, No. 3, pp.91-104, 1983.
- 9) Tagaya, K., Scott, R. F. and Aboshi, H.: Pullout resistance of buried anchor in sand, *Soils and Found.*, Vol. 28, No. 3, pp.114-130, 1988.
- 10) Tanaka, T. and Sakai, T.: A trap-door problem in granular materials: model tests and finite element analyses, *J. Irri. Eng. Rural. Plan.*, Vol. 11, pp.8-25, 1987.
- 11) Tanaka, T. and Sakai, T.: Progressive failure and scale effect of trap-door problems with granular materials, *Soils and Found.*, Vol. 33, No. 1, pp. 11-22, 1993.
- 12) Sakai, T. and Tanaka, T.: Scale effect of a shallow circular anchor in dense sand, *Soils and Found.*, Vol. 38, No. 2, pp. 93-99, 1998.
- 13) 岡安崇史, 橋口公一, 尾崎利行, 竹添亮: アンカー引抜時の地盤の変形挙動に関する弾塑性有限要素解析, *応用力学論文集 (土木学会)*, 6, 541-550, 2003.
- 14) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular materials, *Constitutive Equations of Soils*, (Proc. 9th ICSMFE, Special Session 9, Tokyo) JSSMFE, pp.73-82, 1977.
- 15) Hashiguchi, K.: Constitutive equations of elastoplastic materials with elastic-plastic transition, *J. Appl. Mech. (ASME)*, Vol.47, pp.266-272, 1980.
- 16) Hashiguchi, K., Saitoh, K., Okayasu, T. and Tsutsumi, S.: Evaluation of typical conventional and unconventional plasticity models for prediction of softening behaviour of soils, *Geotechnique*, Vol. 52, No. 8, pp.561-578, 2002.
- 17) Drucker, D. C.: Conventional and unconventional plastic response and representation, *Appl. Mech. Rev. (ASME)* Vol.41, pp.151-167, 1988.
- 18) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. Solids Struct.*, Vol.25, pp.917-945, 1989.
- 19) Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P.: Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol.22, pp.197-227, 1998.
- 20) Okayasu, T., Hashiguchi, K. and Tsutsumi, S.: Deformation behavior of shallow sand foundation beneath footing subjected to cyclic load, *Proc. Int. Symp. Plasticity 2000*, pp. 309-311, 2000.
- 21) Okayasu, T. and Hashiguchi, K.: Time-dependent elastoplastic constitutive equation of soils and its application to fem implementation, *Lowland Tech. Int.* Vol. 3, No. 2, pp.58-73, 2001.
- 22) Yatomi, C., Tashima, A., Iizuka, A. and Sano, I.: General theory of shear bands formulation by a non-coaxial cam-clay model, *Soils and Found.*, Vol. 29, No. 3, pp.41-53, 1989.
- 23) Asaoka, A., Nakano, M., and Noda, T.: Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state. *Soils and Found.*, Vol. 34, No. 1, pp.91-105, 1994.
- 24) Hashiguchi, K.: On the loading criterion, *Int. J. Plasticity*, Vol.10, pp.871-878, 1994.

(2004年4月16日 受付)