

波浪作用下における防波堤基礎地盤挙動 に関する水～土連成計算

SOIL-WATER COUPLED ANALYSIS OF
SOIL BEHAVIOR UNDER BREAKWATER
DURING WAVE ACTION

金田一広¹・山崎浩之²・高稲敏浩³

Kazuhiro KANEDA, Hiroyuki YAMAZAKI and Toshihiro TAKAINE

¹正会員 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所 地盤・構造部 研究官
(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3丁目1番1号)

²正会員 工修 独立行政法人港湾空港技術研究所 地盤・構造部 チームリーダー

³正会員 工博 (株) 浅沼組

Soil water coupled analysis of soil behavior under breakwater during water action was performed using SYS Cam-clay model. In fact under cyclic loading, the plastic strain goes on regardless the state of overconsolidation. In this model, the cyclic plasticity was introduced, so that it can be explained the accumulation of plastic strain.

The soil resistance of shear strength under breakwater was investigated supporting the typical clay soil. Acted on the static force to the breakwater, the relation between force and horizontal displacement was shown. Compared with the safety ratio of port standard, some good correspondence was obtained.

Key Words : Soil-water coupled analysis, wave action, FEM, cyclic plasticity

1. はじめに

防波堤に静的あるいは繰り返し荷重が作用した場合の防波堤基礎地盤の挙動について水～土連成計算を実施した。本研究は数値計算と模型実験との比較や設計で用いられている安全率と比較することを目的としている。本研究では土の弾塑性構成式として名古屋大学地盤力学研究室で開発された土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の記述ができる Super/subloading Yield Surface Cam-clay model (SYS Cam-clay model)¹⁾を用いている。粘性土では土のかさばりや過圧密粘土の挙動を、砂質土では密度の影響を考慮しているもので、土の基本的な力学挙動が説明できる。地盤に繰り返し載荷が作用すると、ひずみの蓄積が生じることが知られており、これらの効果は橋口による下負荷面概念²⁾として取り入れられている。さらに本研究は、静的な釣り合いを仮定し、変形による剛性向上など幾何学的な非線形性を考慮した有限変形スキームで計算を行っている³⁾。はじめに、土骨格の変形に関する支配方程式と構成式の簡単な説明を行う。本研究では、有効応力の原理に基づき弾塑性構成式を組み立てるため、「場」に束縛力としての間隙水圧が発生する。水～土連成とは、土骨格の変形と間隙水圧を連成して解く方法を意味している。次に、繰り返し載荷時の実験と計

算結果を示し、防波堤基礎地盤の安全率について考察を行う。

2. 水～土連成有限変形計算の支配方程式と SYS カムクレイモデルの概要

(1) 水～土連成有限変形計算の支配方程式³⁾

ここではごく簡単に支配方程式を示す。詳細は参考文献を参照されたい。

a) 力のつりあい式

現時刻($t=t$)における飽和土の任意の領域 v に対し、自重を考慮して次式の数速度型の力のつりあい式を与える。

$$\left(\int \text{div} T dv \right)^{\cdot} + \left(\int \rho b dv \right)^{\cdot} = 0 \quad (1)$$

ここに、 T は Cauchy 全応力テンソル、 ρ は土の密度、 b は物体力である。(1)式はさらに、次式のように整理される。()[・] は物質時間微分を示す。

$$\int \text{div} \dot{S}_i dv + \rho_w \left(\int \text{tr} D dv \right) b = 0 \quad (2)$$

ここで、 ρ_w は水の密度、 D はストレッチングテンソル、 $\dot{S}_i$ は次式で表される公称応力速度テンソルである。

$$\dot{S}_i = \dot{T} + (\text{tr} D) T - T L^T \quad (3)$$

また、 L は速度勾配テンソルである。

b) 有効応力の原理

全応力 T (引張を正) を土骨格が持つ有効応力 T' と間隙水圧 u (圧縮を正) に分ける。 I は単位テンソル。

$$T = T' - uI \quad (4)$$

c) 土骨格の構成式

客観性のある有効応力速度 $\dot{T}'$ と、 D の関係式を次式で示す。次節で具体的な式を述べる。

$$\dot{T}' = L[D] \quad (5)$$

$$\dot{T}' = \dot{T}' + \dot{T}' \Omega - \Omega \dot{T}', \Omega = \dot{R} R^T \quad (6)$$

R は直交テンソル。

d) 適合条件式

$$L = \frac{dv}{dx} \quad (7)$$

v は物質点 x の速度ベクトルである。

e) 水～土連成式

$$\left(\int dv \right)' = - \int v' \cdot n da \quad (8)$$

v' は水の平均流速、 n は境界 da の単位法線ベクトルである。また、 v' は次式のダルシー則に従う。

$$v' = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad (9)$$

k は透水係数で、 h は全水頭である。

f) 境界条件

$$\Gamma = \Gamma_v + \Gamma_t = \Gamma_{v'} + \Gamma_h \quad (10)$$

ここで、 Γ_v は土骨格の変位速度境界、 Γ_t は表面力境界、 $\Gamma_{v'}$ は、間隙水の流速境界、 Γ_h は水頭に関する境界である。

これらの支配方程式を有限要素離散化して、Updated Lagrange 法を用いて計算している。

(2) 土骨格の構成モデル (SYS モデル)¹⁾

ここでは簡単に概略を述べるとともに、繰り返し塑性については後に説明する。

構造のない正規圧密土の挙動を、関口・太田⁴⁾による異方性を表す応力パラメータ η^* とその発展を考慮した回転硬化概念⁵⁾を有する修正カムクレイで記述し次式で表す。

$$f(\tilde{p}', \eta^*) = MD \ln \frac{\tilde{p}'}{\tilde{p}'_0} + MD \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} (= \varepsilon_v^p) = - \int \text{tr} D^p d\tau \quad (11)$$

さらに、構造概念を表すために浅岡⁶⁾によって修正カムクレイの外側に相似な上負荷面 (相似中心は原点 $p'=q=0$ でその相似率を $R^*(1 \leq R^* \leq 1)$) を、過圧密状態については Hashiguchi²⁾に倣い、上負荷面の下側に相似な下負荷面 (相似中心は原点でその相似率を $R(1 \leq R \leq 1)$) を導入し、構造を有する過圧密土の塑性ポテンシャルを次式で表す。構造が高位なほど、過圧密の程度が大きいほど、それぞれ R^* と R が小さいことを意味する。図-1 に 3 つ塑性ポテンシ

ルを示す。

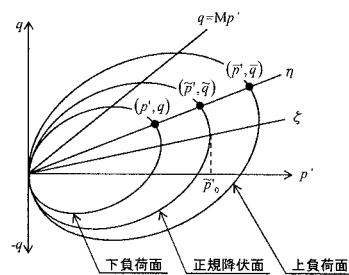


図-1 3つの負荷面

$$f(p', \eta^*) + MD \ln R^* - MD \ln R + \int \text{tr} D^p d\tau = 0 \quad (12)$$

また、

$$R = \frac{p'}{\bar{p}'} = \frac{q}{\bar{q}} \quad (0 < R \leq 1, \quad 1/R: \text{過圧密比に相当}) \quad (13)$$

$$R^* = \frac{\tilde{p}'}{\bar{p}'} = \frac{\tilde{q}}{\bar{q}} \quad (0 < R^* \leq 1) \quad (14)$$

で、 R^* (構造)、 R (過圧密) ならびに β (異方性) の発展則は、それぞれ次式で与える。すなわち、塑性変形が生じたとき、 R^* 、 R ならびに β が進展することを示す。

$$R^* \text{の発展則: } \dot{R}^* = JU^* \|D_s^p\|, \quad U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*)^c \quad (15)$$

$$R \text{の発展則: } \dot{R} = JU \|D^p\|, \quad U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (16)$$

$$\beta \text{の発展則: } \dot{\beta} = J \frac{b_r}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\| \|\eta\| \left(m_b \frac{\hat{\eta}}{\|\eta\|} - \beta \right) \quad (17)$$

ここに、 $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / (1 + e_0)$ は dilatancy 係数、 D^p は塑性ストレッチング、 $J = (1 + e) / (1 + e_0)$ (e は時刻 $t=t$ での間隙比) である。また異方性を表す η^* は、回転硬化変数 β と有効応力 T' を用いて次式で与える。

$$\eta^* = \sqrt{3/2} \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}, \quad \hat{\eta} = \eta - \beta, \quad \eta = S / p', \quad S = T' + p' I \quad (18)$$

D_s^p は偏差塑性ストレッチング、 $\|\cdot\|$ はノルムを表す。

式(17)については、Hashiguchi and Chen⁵⁾にならない、客観性を有する β の Dienes 速度 $\dot{\beta}$ (Dienes⁷⁾) を用いている。式(15)～(17)の発展則パラメータは、 a, b, c を構造劣化指数、 m を正規圧密土化指数、 b_r を回転硬化指数ならびに m_b を回転硬化限界定数と呼ぶ。この発展則は、塑性変形を伴う負荷時には、過圧密解消 ($R \rightarrow 1$) と構造劣化 ($R^* \rightarrow 1$) が生じるとして発展則を与えている。

次に、関連流れ則、後続負荷面に関するプラガーの適応条件、および有効応力変化は弾性応答によることなど普通の弾塑性諸法則に基づく、塑性乗数 $\lambda (> 0)$ と構成式は式(19)、(23)として与えられる。

$$\text{塑性定数: } \lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s^2 - \eta^2)} \quad (19)$$

$$M_s^2 = M_a^2 + br \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \dot{\eta} \cdot \beta) - \sqrt{6} MD \frac{U^*}{R^*} \eta^* + MD \frac{U}{R} \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M_a^2 - \eta^2)^2} \quad (20)$$

および,

$$M_a^2 = M^2 + \zeta^2 \quad (21)$$

$$\zeta = \sqrt{\frac{3}{2} \beta \cdot \beta} = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\beta\| \quad (22)$$

$$\text{構成式: } \dot{T} = E D - \lambda E \frac{\partial f}{\partial T} \quad (23)$$

ここに, 式(23)で E は弾性係数テンソル, λ はストレッチング D による λ の別表現である.

(3) 下負荷面の効果 (繰返し塑性)

式(16)の U の関数形を図-2に示す. これは,

$$\dot{R} = 0 \quad \text{の時} \quad \frac{\dot{R}}{\|\dot{D}_s\|} = \infty \quad (24)$$

$$\dot{R} = 1 \quad \text{の時} \quad \dot{R} = 0 \quad (25)$$

という条件から橋口が最も簡単な式を与えている. 式(24)は, 図-3に示すように, 上負荷面と下負荷面が大きく離れれば離れる (過圧密比が大きい) ほど塑性変形ではなく, ほとんど弾性変形が支配することになる. 式(25)は $R=1$ (正規圧密状態) では R がもう増えないようにする条件である.

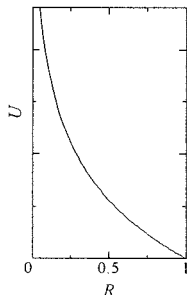


図-2 U の関数形

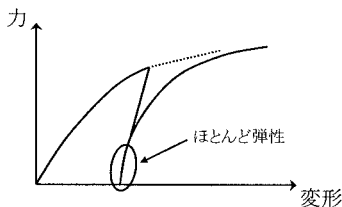


図-3 力～変形関係 (弾性域)

下負荷面は, 除荷された状態から再負荷された場合に, 塑性変形が必要であることを記述している. オリジナルのカムクレイモデルでは, 塑性ポテンシャルの内側は完全な弾性体で, 除荷・再負荷してもひずみは蓄積されない. しかし, 過圧密粘土で1次元載荷した場合, 再負荷されると前の圧密降伏力とは違いひずみが進行することが実験で知られている. 下負荷面の効果はこのようにひずみを蓄積させることができることにある. 図-4にオリジナル

カムクレイモデルと下負荷面カムクレイモデルの違いを示す. 点線は単調載荷時で実線は繰返し載荷時である. オリジナルモデルでは除荷・再載荷は同じ線をたどるが, 下負荷面モデルでは, 除荷・再負荷にしたがってひずみが蓄積されていることが分かる. ゆるい砂の場合はこのひずみの蓄積によって締め固めを表現することが可能となる.

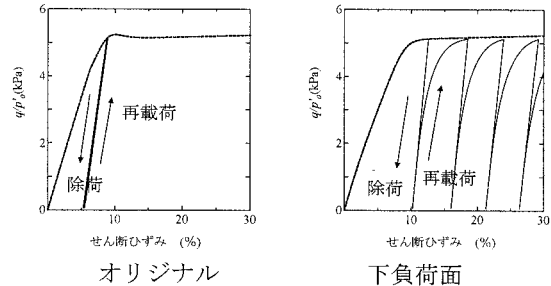


図-4 除荷と再負荷の様子

3. 模型実験とその解析

防波堤に繰返し載荷が作用した場合の粘土地盤の強度低下について調べた模型実験を紹介し, その数値計算結果を示す.

(1) 模型実験

善らによって行われた模型実験を示す⁸⁾. 図-5に示すような装置を用い, 粘土地盤上に模型堤体を設け堤体に水平荷重を単調載荷と繰返し載荷の二つの方法で載荷させ, その違いを比較した. 粘土地盤上部に地下水位を設定している. 繰返し載荷は周期 5 秒の正弦荷重 (500 回) で, 振幅を数段階 (6.0, 10.0, 13.0 kN/m²) に分けて載荷するステージ載荷である. 図-6に応力比と水平ひずみの関係を示す. 応力比は載荷荷重を地盤のベーンせん断試験から求めた地表面のせん断力 τ_{sf} で割っている. 繰返し載荷試験はステージ3で大きな変位が生じ実験が不能となった. 繰返し試験と単調載荷試験を比較すると, 荷重が小さい場合には, 単調載荷の方が発生する変位量は大きくなるが, 荷重が大きくなると繰返し載荷の方が変位が大きくなる. 荷重が大きくなると, 繰返し載荷による粘土の剛性が低下していると考えられる. 図-7に繰返し載荷試験の鉛直ひずみと繰返し回数の関係図を示す. ステージが上がるにつれて鉛直ひずみが増加し, 揺すり込み沈下が発生している. なお, ここで水平ひずみは変位量を堤体の幅で, 鉛直ひずみは高さで割っている.

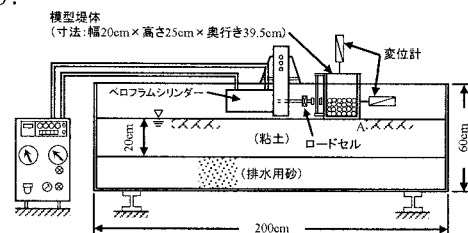


図-5 模型実験の概要

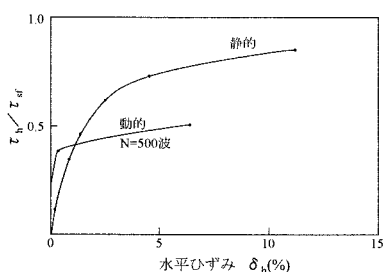


図-6 応力比と水平ひずみの関係

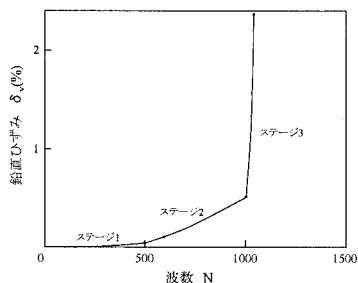


図-7 鉛直ひずみと波数の関係

(2) 水～土連成計算

有限要素メッシュは 5cm の正方形とし、実験と合わせるように下から 20cm の砂層、その上に 20cm の粘土層とし、地下水位は粘土層の上面に設定した。はじめに自重計算を行いその後、防波堤を設置して間隙水圧が消散するまで放置した。典型的な骨格構造のない過圧密粘土のパラメータを用いて、地表面のせん断応力が 3.5kPa になるように設定した。なお実験では 2.0～2.5kPa 程度であった。地表面から 10cm の位置を防波堤にかかる作用点とし、単調載荷と 3 パターンの周期 5 秒、繰返し回数 500 回の載荷計算を行った。Case1 は繰返し応力比 0.03 で 500 回繰返した後、繰返し応力比 0.28 で 500 回繰返した場合、Case2 は繰返し応力比 0.28 で 500 回繰返した場合、Case3 は下負荷面を入れないモデルで、繰返し応力比 0.28 で 500 回繰返した場合である。なお、単調載荷は過剰間隙水圧が発生しないようにゆっくりと載荷している。図-8 に応力比(τ_h/τ_{sf})～水平ひずみ関係を、図-9 に鉛直ひずみ～繰返し回数関係を示す。単調載荷は実験とほぼ同様な結果が得られている。繰返し載荷の Case1 では、荷重レベルが上がっても水平ひずみはあまり発生しないが、鉛直ひずみが大きく発生している。繰返し荷重が大きくなると揺すり込み沈下の影響が大きくなる。水平ひずみが発生しないのは、図-10 に変形図を示すが揺すり込み沈下が卓越して水平ひずみの発生を抑えていることと、主応力の回転によるひずみの発生の影響が考えられる。本研究で用いているモデルは異方性を考慮した非共軸モデル(応力増分方向とひずみ増分方向が異なる)であるが、さらに主応力の回転によるひずみの発生を考慮することで、水平繰返し載荷に対して水平ひずみの発生が期待できると考えられる。Case2 の場合は繰返し応力比が Case1 より大きいため、水平・鉛直ひずみとも大きく発生している。Case1, 2 とも

単調載荷に比べて小さな荷重レベルで大きなひずみが発生している点で実験事実と合致している。繰返し塑性を考慮していない Case3 は Case2 と同じ荷重レベルであるが、水平・鉛直ひずみとも発生は小さく実験事実とは合わないことから本モデルはひずみを発生させる点で有用であると考えられる。

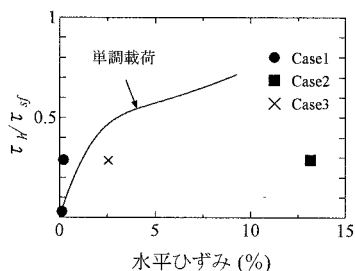


図-8 応力比～水平ひずみ関係

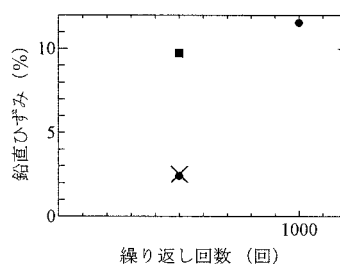


図-9 鉛直ひずみ～繰返し回数関係

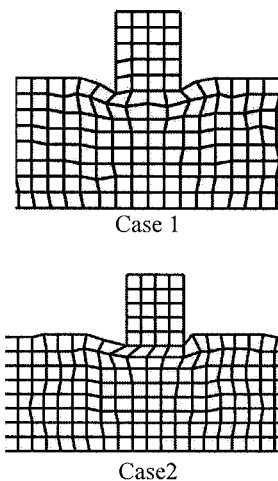


図-10 最終形状

4. 防波堤基礎地盤の静的載荷時における安全率について

ここでは、典型的な粘土地盤を想定し、水～土連成計算による静的載荷時の防波堤基礎地盤のせん断抵抗について調べ、港湾基準⁹⁾における安全率と比較することを試みる。

(1) 計算条件と計算結果

図-11 に計算条件を示す。砂層厚 10m、粘土層厚 20m の水平地盤を想定し、その上に幅 10m 高さ

10m の防波堤を設置する。海面は防波堤の上面と一致させる。防波堤下部の地盤は深層混合処理を施しているとして、図-12 に示すような 3 つの場合について調べた。

Case1:着底式 B=20m, H=20m (一般的な改良形式)

Case2:浮き型式 B=20m, H=15m

Case3:浮き型式 B=40m, H=10m

Case1 の基盤層への着底式が一般的であるが、数値計算で浮き型式と比較する。

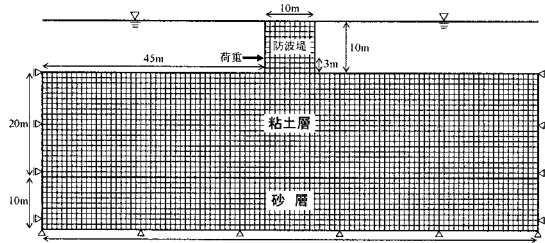


図-11 計算条件

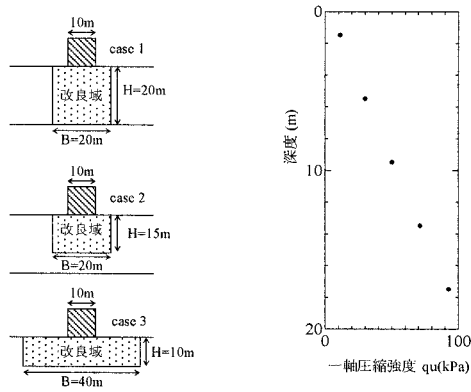


図-12 地盤の改良形式

図-13 地盤の強度分布

表-1 に計算に用いたパラメータ群を示す。一般的な土は骨格構造が発達した過圧密粘土であると考えられるため骨格構造があり過圧密な粘土地盤とした。図-13 に初期地盤の一軸圧縮強度の深度方向の分布を示す。次に地盤の作成方法を示す。はじめに自重を考慮して水平堆積地盤を作る。その後、所定の地盤改良領域を弾性体に置き換える。置き換えるときは、力のつりあい式を満たすように鉛直力、水平力を節点荷重として地盤に作用させる。過剰間隙水圧の消散を待って、防波堤を設置し、完全に過剰間隙水圧が消散するため圧密を行った。その後、図-11 に示す位置で荷重を作用させる。後に非排水強度で安全率を試算するため非排水条件を仮定して、0.1kN/秒の载荷速度とした。

図-14 に水平荷重と防波堤の水平変位の関係を示す。Case3 は計算ができなくなった荷重段階までで示している。Case1 は弾性的に荷重が増加している。改良域が広い Case3 の方が Case2 に比べて大きな荷重をかけることができる。Case2 は荷重を载荷していくと転倒が卓越し水平変位も増大した。

表-1 材料定数群

[弾塑性パラメータ]		粘土	砂
圧縮指数 λ_c		0.2	0.02
膨潤指数 λ_r		0.04	0.005
境界状態定数 M		1.4	1.2
$p'=98\text{kPa}$ の時の比体積 N		2.0	2.0
ポアソン比 ν		0.3	0.3
土粒子の密度 $\rho_s(\text{tf/m}^3)$		2.6	2.65
[発展則パラメータ]			
正規圧密土化指数 m		5.0	0.04
構造劣化指数 a, b, c		1.0, 1.0, 1.0	1.0, 1.0, 1.0
回転硬化指数 b_r		0.01	10.0
回転硬化境界定数 m_b		1.0	1.0
[初期条件]			
過圧密比 R_0		2.0	10.0
構造の程度 R^*_0		2.0	1.0
側圧係数 K_0		0.5	0.6
異方性の程度 ζ_0		0.23	0.545
透水係数 $k(\text{cm/sec})$		1.0×10^{-8}	1.0×10^{-2}
改良体		改良体	防波堤
弾性定数(kPa)		4.0×10^5	8.0×10^6
ポアソン比		0.3	0.1
密度 $\rho(\text{tf/m}^3)$		1.8	2.0
透水係数 $k(\text{cm/sec})$		1.0×10^{-8}	-

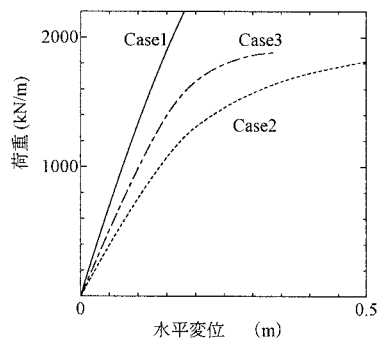


図-14 荷重と水平変位の関係

(2) 設計の安全率の算定¹⁰⁾

ブロック式改良地盤は、改良体は固いものとして、上部構造物と一体として考える。図-15 に改良体に作用する力を示す。 W_c は防波堤の浮力を考慮した重量(kN/m)、 W_s は改良体の重量(kN/m)、 F_R は改良体底面に作用するせん断抵抗力(kN/m)、 P_s は改良体に作用する土圧の水平成分(kN/m)、 F は作用荷重(kN/m)、 R (kN/m)は地盤反力である。

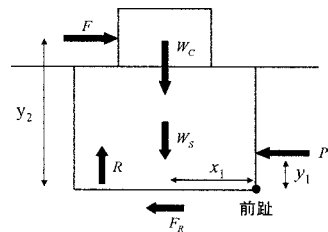


図-15 力の関係

次の 3 つについて検討する。 F_s はそれぞれの安全率を示す。

a) 滑り出しの検討

$$F_s = \frac{F_R + P_s}{F} \quad (26)$$

$$F_R = C_u B \quad (27)$$

C_u は $1/2 q_u(\text{kN})$ で、 B は改良幅(m)である。また、 P_s は主働土圧と受働土圧の差分を与えている。

b) 転倒の検討

$$F_s = \frac{W_c x_1 + W_s x_1 + P_s y_1}{F y_2} \quad (28)$$

ここで、 x_1 は改良域地盤前趾と鉛直合力の作用点との水平距離(m)、 y_1, y_2 はそれぞれ改良域底面と土圧、作用荷重との鉛直距離(m)である。

c) 支持力の検討

$$t_1, t_2 \leq q_a \quad (29)$$

$$q_a = N_{c0} \frac{c_0}{F_s} + p_0 \quad (30)$$

$$X = \frac{W_c x_1 + W_s x_1 + P_s y_1 - F y_2}{W_c + W_s} \quad (31)$$

$$e = \frac{B}{2} - X \quad (32)$$

$$t_1, t_2 = \frac{W_c + W_s}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (33)$$

ここに、 q_a は許容支持力(kN/m²)、 N_{c0} は支持力係数(6.5)、 p_0 は支持基盤面での有効土被り圧(kN/m²)、 $t_1 \cdot t_2$ は、前趾・後趾における地盤反力(kN/m²)である。

また、地盤強度率 $c_u/p=0.3$ とし、防波堤設置による強度増加は次式で与えた。

$$\Delta c_u = c_u / p \cdot \Delta p' (0.9U) \quad (34)$$

U は圧密度で 80% とした。

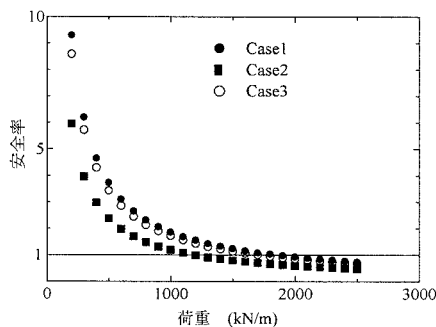


図-16 安全率と荷重の関係

所定の物理量を代入して、最小の安全率を図-16に示す。安全率が 1 となるのは、Case1 では 1900(kN/m) (転倒)、Case2 では 1100(kN/m) (すべり)、Case3 では 1700(kN/m) (すべり) となった。計算結果で荷重のピークと比べると Case2 の場合は計算結果の方が大きくなるが、Case3 ではほぼ両者には整合性があると考えられる。Case1 では、改良体とその下の地盤が拘束されるため変位量は過小に評価していると考えられ、また、Case2 では荷重を載荷していくとすべりや転倒が卓越していく変形モードになるため、釣り合いから得られる転倒やすべりの安全率との比較についてはさらに検討する必要があると考えられる。

最後に、変形量について考察する。Case1 では安全率が 1.2 (波浪作用時の安全率) になる荷重は 1550kN/m であり、図-14 よりその時は 0.12m の変位が生じる。Case1 のような着底式が一般であるが、

コスト削減から浮き型にした場合、着底式とほぼ同じ変位量で設計する場合は、これらを使って逆に安全率を試算すると Case2 では約 1.3、Case3 では約 1.4 となった。このように土骨格構造を考慮した弾塑性構成式と有限変形理論による有限要素法を用いた計算を用いることで、変形量を設計に耐えられる精度で推定が可能であると考えられる。

5. まとめ

水～土連成有限変形計算によって防波堤基礎地盤挙動について調べた。得られた結論は以下である。

- (1) 繰り返し塑性を考慮することで、ひずみの蓄積が表現できた。ただし、水平変位の発生にはさらに主応力の回転の効果も考慮する必要がある。
 - (2) 有限要素計算と安全率との比較を行い、変形照査の可能性について検討した。また、計算における変形モードと釣り合いから得られるすべりや転倒の安全率について検討する必要があるといえる。
- 最後に、本計算では波浪による間隙水圧の変動など波浪と地盤の相互作用については考慮しておらず、今後の課題としたい。

謝辞：本計算は名古屋大学地盤力学研究室にご協力いただいた。ここに感謝する。

参考文献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, T., Kaneda, K. and Nakano, M. : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), pp.47-57, 2002.
- 2) Hashiguchi, K. : Subloading surface model in unconventional plasticity, *Inter. Journal of Solids and Structures* 25, pp.917-945, 1989.
- 3) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Soil-water coupled behavior of saturated clay near/ at critical state, *Soils and Foundations*, 34(1), pp.91-105, 1994.
- 4) Sekiguchi, H. and Ohta H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils* (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9), Tokyo, pp.229-238, 1977.
- 5) Hashiguchi, K. and Chen, Z. -P. : Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 22, pp.197-227, 1998.
- 6) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, 40(2), pp.99-110, 2000.
- 7) Dienes, J.K : On the Analysis of Rotation and Stress Rate in Deforming Bodies, *Acta. Mech.* Vol. 32, pp.217-232, 1979.
- 8) 善功企, 山崎浩之, 佐藤研一, 村上哲 : 粘性土の動的問題に関するケース・ヒストリーと現象のメカニズム, *土と基礎*, pp. 55-60, 1998.
- 9) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 運輸省港湾局監修, 平成 11 年 4 月。
- 10) 海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル, 財団法人沿岸開発技術研究センター, 平成 11 年 4 月。