HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	浸透場におけるケーソン基礎の極限支持力解析
Author(s)	保科, 隆; 大塚, 悟; 磯部, 公一
Citation	土木学会論文集A2（応用力学）, 70(2), I_155-I_164 https://doi.org/10.2208/jscejam.70.I_155
Issue Date	2014
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/75098
Type	journal article
File Information	70_I_155.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 70, No. 2（応用力学論文集 Vol. 17），I_155-I_164, 2014.

浸透場におけるケーソン基礎の極限支持力解析

保科　隆[1]・大塚　悟[2]・磯部　公一[3]

[1]正会員　佐藤工業株式会社（〒103-8639 東京都中央区日本橋本町4-12-19）
E-mail:hoshina@satokogyo.co.jp

[2]正会員　長岡技術科学大学 環境建設系 教授（〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町1603-1）
E-mail:ohtsuka@vos.nagaokaut.ac.jp

[3]正会員　北海道大学 環境フィールド工学部門 准教授（〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8）.
E-mail:kisobe@eng.hokudai.ac.jp

東日本大震災では津波により多くの防潮堤が崩壊した．防潮堤の崩壊の原因には波力の作用とともに浸透力の作用が指摘されている．同様の崩壊は河川における堰でも河川水位の差によって発生することが報告されている．しかし，津波などの波力に加えて浸透力が作用する土構造物の安定性は，極限平衡法や支持力公式等の既存の設計手法では評価することが難しい．本研究では，地盤材料に関する剛塑性構成式を用いた剛塑性有限要素法ならびに浸透流解析によるハイブリッド解析手法を開発し，浸透力が作用する地盤の極限支持力・破壊形態を合理的に評価できることを明らかにする．

Key Words : *rigid plastic constitutive equation, seepage flow, sandy ground, bearing capacity*

1. 概要

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では，波高 10 m 以上の巨大な津波が発生したことで，多くの防潮堤の崩壊が報告されている．防潮堤の崩壊の要因には，直接的な波力の作用に加え，堤内外での水位差による浸透力の作用が指摘されている．同様の崩壊としては，河川における堰でも河川水位上昇によって発生することが報告されており，地盤の支持力を評価する際には浸透力の作用を評価することが重要である．

地盤の支持力を評価する手法としては，支持力公式などが提案されており，少ない地盤定数で簡易的に支持力を評価することが可能である．しかし，地盤の重量とせん断抵抗力から成る滑動力と抵抗力のつり合いに基づくため，浸透力が作用する地盤においては，有効応力などが不均一となり，同様に適用することが困難である．

そこで本研究では，地盤材料を剛塑性体と仮定する剛塑性構成式を用いた極限支持力解析手法を応用し，浸透力が作用する砂質地盤の支持力問題を合理的に評価できることを示した．剛塑性有限要素法は，従来，金属の塑性加工の分野で発展した解析技術であり，既往研究[1),2),3)]において十分な成果が報告されている．近年では，Tamura et al.[4),5)]や大塚ら[6),7),8)]によって地盤工学問題への適用が図られ，当該分野においても実績が挙げられている解析手法である．

剛塑性構成式は，地盤強度をせん断抵抗角と粘着力のみで評価できるが，応力とひずみ速度を関係付ける構成式であるため，ひずみ速度の大きさは不定となる．そのため，塑性加工の分野では変位境界値問題への適用に限定されていた．対して，地盤工学分野では変位速度の大きさを規定する制約条件を用いることで応力境界値問題への適用が図られており，特に大塚らによって，従来の制約条件下の最適化問題を Lagrange の手法を用いて解く形式から，ペナルティ法を用いることにより，計算記憶領域の削減による計算の効率化を図り，大規模問題の高速演算が可能になっている．

本論文は防潮堤に用いられるケーソン構造物の上下流の水位差による安定性の変化を評価するために，ケーソン基礎の支持力評価を行う．本数値解析手法では，ケーソン構造物への水圧やケーソン支持地盤内の浸透力を考慮した極限支持力解析を実施する．具体的には地盤の浸透解析ならびに地盤・ケーソン構造物の支持力解析を融合したハイブリッド解析を実施して，地盤の支持力解析は有効応力解析により浸透力の作用を考慮した解析を行う．同様の研究は浅岡ら[9)]が砂質地盤の浸透破壊実験の解析に適用するほか，大塚ら[10)]が不飽和―飽和浸透流解析を用いて自然斜面の降雨時の斜面安定問題に適用している．本論文はケーソン基礎の根入れ効果による基礎の安定化と，浸透力の低減に着目して，浸透場におけるケーソン基礎の安定性評価を実施する．

2. 支持力公式

水平地盤の支持力を評価する方法として，支持力公式が提案されている．本稿では，開発した解析手法の妥当性を明らかにするため，指針が提唱する支持力公式との比較を行うことから，本章では建設基礎構造設計指針[11]ならびに道路橋示方書[12]における支持力公式を示す．

(1) 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針において，水平地盤の支持力算定式として，一般的に用いられている*Terzaghi*の支持力式に各補正係数を適用した式(1)が提案されている．ここに，c は粘着力（kPa），B は基礎幅（m），i_c，i_γ，i_q は荷重傾斜に対する補正係数，α，β は基礎の形状係数，N_c，N_γ，N_q は支持力係数，η は基礎の寸法効果の補正係数，γ_1 は支持地盤の単位体積重量（kN/m^3），γ_2 は根入れ部分の単位体積重量（kN/m^3），D_f は根入れ深さ（m）である．

$$q = i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B \eta N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q \qquad (1)$$

(2) 道路橋示方書

道路橋示方書において，水平地盤の支持力算定式として以下の式が提案されている．ここに，κ は根入れ効果に対する割増係数，S_c，S_γ，S_q は支持力係数の寸法効果に関する補正係数，p（= $\gamma_2 \cdot D_f$）は上載荷重（kPa）である．

$$q = \alpha \kappa c N_c S_c + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B N_\gamma S_\gamma + \kappa p N_q S_q \qquad (2)$$

また，根入れ効果に対する割増係数κは次式で求められる．ここに，D'_f は支持層または支持層と同程度良質な地盤に根入れした深さ（m）である．

$$\kappa = 1 + 0.3\left(\frac{D'_f}{B}\right) \qquad (3)$$

本稿では上記の建築基礎構造設計指針ならびに道路橋示方書の提案式で得られる極限支持力との比較を行う．

3. 解析手法の概要

(1) 地盤材料の剛塑性構成式

本研究では，Tamura et al.による極限解析の上界定理に基づく考察から，*Drucker-Prager* 型の降伏関数を用いた剛塑性構成式を以下のように誘導した．降伏関数を応力の第一不変量 I_1，偏差応力の第二不変量 J_2 を用いて次式のように表すことにする．ここに，ω，ψ は *Mohr-Coulomb* の破壊規準に基づく c，ϕ と関係付けられる係数であり，引張応力を正と定義した．

$$\begin{aligned} f(\boldsymbol{\sigma}') &= \omega I_1 + \sqrt{J_2} - \psi = 0 \\ I_1 &= tr(\boldsymbol{\sigma}') \\ J_2 &= \frac{1}{2}\mathbf{s}:\mathbf{s} \end{aligned} \qquad (4)$$

塑性変形を生じる物体の応力テンソル$\boldsymbol{\sigma}'$（以下，応力と省略）を，塑性ひずみ速度から求められる決定応力$\boldsymbol{\sigma}'^{(1)}$と塑性ひずみ速度から求められない非決定応力$\boldsymbol{\sigma}'^{(2)}$に分解する（**図-1**）．決定応力$\boldsymbol{\sigma}'^{(1)}$は関連流れ則により以下のように表される．式中の$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$は塑性ひずみ速度，$\dot{e}$は等価塑性ひずみ速度である．

$$\boldsymbol{\sigma}'^{(1)} = \frac{\psi}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\dot{e}} \quad , \dot{e} = \sqrt{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}} \qquad (5)$$

非決定応力$\boldsymbol{\sigma}'^{(2)}$は降伏関数式（4）の直線部分に沿う応力成分であり，その大きさは塑性ひずみ速度に対して不定である．しかし，降伏関数上に応力があることを利用して非決定応力の成分（不定応力）を以下のように表すことが出来る．降伏関数式（4）に関連流れ則を適用すると，塑性ひずみ速度の条件式（体積変化特性）が求められる．ここに，$\dot{\varepsilon}_v$は体積ひずみ速度である．

$$h(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}) = \dot{\varepsilon}_v - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \dot{e} = \dot{\varepsilon}_v - \beta \dot{e} = 0 \qquad (6)$$

式（6）は降伏関数式（4）と直交する塑性ひずみ速度に関する条件式であることを利用すると，$\boldsymbol{\sigma}'^{(2)}$は不定定数$\eta$を用いて次式のように表される．ここに，$\mathbf{I}$ は単位テンソルを表す．

$$\boldsymbol{\sigma}'^{(2)} = \eta \frac{\partial h(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}})}{\partial \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}} = \eta \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\dot{e}} \right\} \qquad (7)$$

式（5），式（7）より *Drucker-Prager* 型降伏関数に対する剛塑性構成式は次式で示される．この構成式は不定係数ηを含んでおり，式（6）の制約条件と共に境界値問題の解析を実施することにより，不定係数ηを定めることが出来る．

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma}'^{(1)} + \boldsymbol{\sigma}'^{(2)} = \frac{\psi - 3\omega\eta}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\dot{e}} + \eta \mathbf{I} \qquad (8)$$

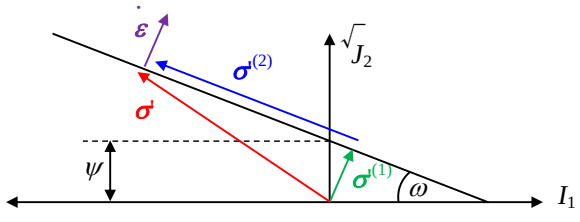


図-1 *Drucker-Prager* 型の降伏関数

(2) 地盤材料の剛塑性構成式の拡張

剛塑性構成式（8）は変形（塑性状態）している物体に適用可能なことから，剛体の物体には適用できない問題がある．しかし，剛体を含めた解析も必要なことから，次のように剛塑性構成式を拡張する．等価塑性ひずみ速度 $\dot{e}$ が設定した閾値 $\dot{e}_0$ を下回る場合に $\dot{e}_0$ を $\dot{e}$ に置き換える操作を行うと，次式が得られる．

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma}'^{(1)} + \boldsymbol{\sigma}'^{(2)} = \frac{\psi - 3\omega\eta}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{e}}{\dot{e}_0} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\dot{e}} + \eta \mathbf{I}$$

$$In\ case\ of\ \dot{e} \leqq \dot{e}_0 \qquad (9)$$

この操作は剛体領域で等価ひずみ速度が小さくなることに伴う，式（8）で分母がゼロとなる割算を防ぐ効果や，$\dot{e}_0$ による $\dot{e}$ の置き換えは地盤の応力を（$\dot{e} / \dot{e}_0$ <1）により降伏関数内部に割り引く効果がある．閾値 $\dot{e}_0$ は極めて小さいことから，巨視的には剛体挙動でありながら，ひずみ速度に対して応力を定めることが可能になる．閾値 $\dot{e}_0$ の設定に関しては，事前に $\dot{e}_0$ を変化させた数値実験を実施することとして，論文中の計算には解の算出に影響を及ぼさない値（1.0×10^{-10}）を用いている．

また，本研究では計算の高速化を目的に，制約条件式（6）をペナルティ法によって陽に取り込む剛塑性構成式を開発した．ペナルティ法により，体積変化に関するダイレイタンシーは若干緩和されるが，十分な精度で解析可能であることが過去の研究を通して示されている．式（8）にペナルティ法を適用してダイレイタンシーの制約条件を不定係数 η の代わりに与えると，剛塑性構成式は最終的に次式で与えられる．ここに，κ はペナルティ定数である．本研究では次式の剛塑性構成式を用いることとする．

$$\boldsymbol{\sigma}' = \frac{\psi}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\dot{e}} + \kappa\left(\dot{\varepsilon}_v - \beta\dot{e}\right)\left\{\mathbf{I} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\dot{e}}\right\} \qquad (10)$$

(3) 飽和・不飽和土の評価

飽和・不飽和土の評価は，飽和・不飽和浸透流解析で得られた圧力水頭ならびに有効飽和度を剛塑性極限支持力解析に適用することで評価する．飽和土に関しては，式（11）の有効応力σ'の概念に基づき，間隙水圧を u_w 取り扱う有効応力解析を行うこととする．

$$\sigma' = \sigma - u_w \qquad (11)$$

すなわち，飽和土に関しては有効応力σ'の概念に基づき間隙水圧 u_w を取り扱い，これを浸透力として物体力に作用させた有効応力解析を行うこととすると，最終的な支配方程式として式（12）が得られる．ここに，$\delta\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ は仮想ひずみ速度ベクトル，$\delta\dot{\mathbf{u}}$ は仮想変位速度ベクトル，$\mathbf{X}$ は物体力ベクトル，$\mathbf{t}_1$，$\mathbf{t}_2$ は表面力ベクトル，ρ は荷重係数である．

$$\int_V \boldsymbol{\sigma}' : \delta\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} dV = \rho \int_{S_{\sigma_1}} \mathbf{t}_1 \cdot \delta\dot{\mathbf{u}} dS_1 + \int_{S_{\sigma_2}} \mathbf{t}_2 \cdot \delta\dot{\mathbf{u}} dS_2 + \int_V \mathbf{X} \cdot \delta\dot{\mathbf{u}} dV - u_w \int_V \mathbf{I} : \delta\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} dV \qquad (12)$$

不飽和土に関しては，軽部らが提案した式（13）を用いてサクションの影響を粘着力 c の増分Δc として取り扱った上で全応力解析を行うこととするここに，S_e は有効飽和度である，

$$c = c' + \Delta c = c' + \left(S_e \cdot \tan\phi' \cdot u_w\right) \qquad (13)$$

また，飽和土ならびに不飽和土において，土中の間隙に水が含まれることによる重量増加を仮定し，次式を用いて地盤の単位体積重量を変化させている．ここに，γ_t は湿潤単位体積重量，γ_d は乾燥単位体積重量，γ_w は水の単位体積重量，e は間隙比，n は間隙率，n_e は有効間隙率，θ_s は飽和体積含水率，θ_r は残留体積含水率である．

$$\gamma_t = \frac{\gamma_d(1+e) + \gamma_w(S_e e)}{1+e}$$
$$e = \frac{n}{1-n} \cong \frac{n_e}{1-n_e} \qquad (14)$$
$$n_e = \theta_s - \theta_r$$

(4) 飽和・不飽和浸透流解析の概要

本稿で用いる飽和・不飽和浸透流解析は，連続式とダルシー則[13]に基づいていており，支配方程式は式（15）で与えられる．ここに，K^r は相対透水係数，K^s は飽和透水係数，K_n^s は鉛直成分のみの飽和透水係数，q は単位体積当たりの流入・流出量，λ は飽和・不飽和状態を判定する係数，S_s は比貯留係数，C は比水分容量，ϕ は圧力水頭である．

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K^r\left(K^s \frac{\partial\phi}{\partial x} + K_n^s\right)\right) - q = \left(\lambda S_s + C(\phi)\right)\frac{\partial\phi}{\partial t} \qquad (15)$$

また，不飽和の浸透モデルは *Van Genuchten* モデルに基づき，水分特性曲線ならびに不飽和透水係数を用いて，不飽和土の水分特性を評価している．本稿では飽和地盤のために不飽和浸透流が生じないが，過去の研究[10]においては，不飽和－飽和浸透流を考慮して自然斜面の安定性を適切に評価できることを報告しており，広範な浸透問題への適用が可能である．

4. 水平砂質地盤の極限支持力問題

本研究における解析手法が水平地盤の極限支持力を合

理的に評価できることを明らかにするために，粘性土地盤ならびに砂質地盤を対象とした支持力問題を行う．解析モデルは図-2に示す水平地盤を対象とする．変位速度の境界条件として，底面は水平・鉛直方向固定，側面は水平方向を固定とする．応力の境界条件として，地盤上部0.5 mの範囲に鉛直載荷を与えることとする．

(1) 粘性土地盤

a) *Prandtl* の支持力解

Prandtl は一様な強度（粘着力）を有する水平地盤の極限支持力に関して理論解を誘導している．図-3 は極限支持力を求める際の破壊形態であり，*Prandtl* は極限支持力を次式で与えられることを示した．ここに，q_u は支持力，πは円周率である．粘着力 c を 1kPa としたとき，式（16）から極限支持力として 5.14 kPa が得られる．

$$q_u = (2+\pi)c \tag{16}$$

b) 極限支持力解析

剛塑性構成式（8）を用いた極限支持力解析（粘着力c =1.0 kPa）により，極限支持力値として5.17 kPaが得られ，図-4に示すような等価ひずみ速度分布（拡大図）が得られた．極限支持力値ならびに破壊形態が，*Prandtl*が示す解に類似した結果が得られており，粘性土地盤における支持力問題を適切に評価できていることがわかる．

(2) 砂質地盤

図-2 に示す水平地盤モデルを対象とした支持力問題による本解析手法の妥当性を検証する．この際，粘着力 c を 1 kPa，単位体積重量χを 17.5 kN/m^3 とする．また，せん断抵抗角ϕを 0～40 度と変更する．

数値シミュレーション結果として，各支持力式で得られる極限支持力値と比較したものを図-5 に示す．せん断抵抗角の増加に合わせて極限支持力が非線形的に増加する結果が得られた．また，各支持力式で得られた極限支持力と比較的一致する結果が得られており，当解析手法を用いることで砂質地盤における極限支持力を適切に評価できていることが示された．また，図-6 に示すせん断抵抗角ごとの等価塑性ひずみ速度分布（拡大図）を見ると，基礎直下と基礎に隣接する水平地盤に三角形状の剛体楔が形成され，2 つの剛体楔を結びつける扇形状の遷移領域が形成されていることが確認でき，破壊領域がせん断抵抗角の増加とともに大きく拡大していることから，破壊形態は合理的に得られていると判断できる．したがって，摩擦性地盤においても支持力問題を適切に評価できていることがわかる．

(3) 堰を想定した砂質地盤

本稿では，図-7（不透水構造物の根入れ深さに合わせて計算精度を保つために，7.5 m間隔でメッシュを細かくしている）に示す堰（不透水構造物）を想定した，浸透力が作用する砂質地盤の支持力問題を対象とすることから，はじめに同対象地盤の非浸透場における極限支持

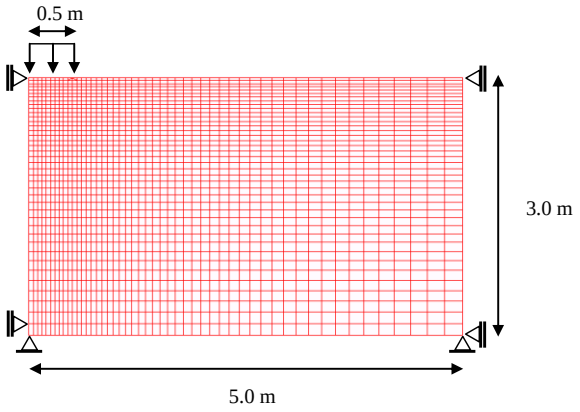


図-2　水平地盤モデル

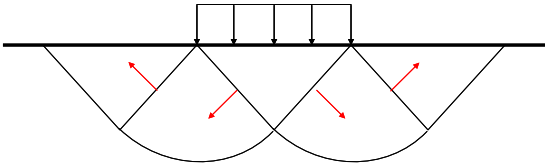


図-3　*Prandtl* の破壊形態

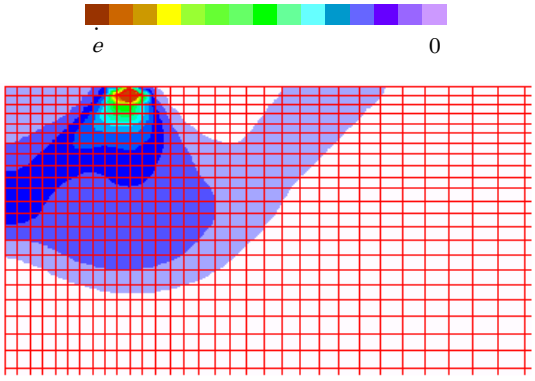


図-4　等価塑性ひずみ速度分布（粘性土地盤）

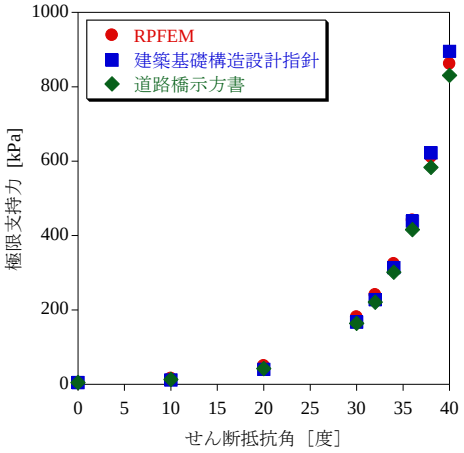


図-5　せん断抵抗角－極限支持力の関係

力問題を適切に評価できることを示す．変位速度の境界条件として，底面は水平・鉛直方向固定，側面は水平方向を固定とする．応力の境界条件として，不透水構造物の自重を鉛直方向に増加させることとする． この際，粘着力 c を 1 kPa，単位体積重量χを 17.5 kN/m^{3}とする．また，せん断抵抗角ϕを 0～40 度と変更する．加えて，根入れ効果による影響を評価するために，堰の根入れ D_fを 7.5～22.5 m と変更する．

図-8 に各支持力式で得られる極限支持力値と比較したものを示す．せん断抵抗角ならびに根入れ深さの増加に合わせて極限支持力が増加する結果が得られているが，根入れ深さが大きい場合においては極限支持力に差が得られた．これは，支持力式では根入れ効果を水平地盤部分に根入れ部分に相当する地盤の重量を一定荷重として作用すると仮定するのに対して，剛塑性極限支持力解析では根入れより上の部分の地盤のせん断強度も評価するため，支持力公式よりも大きくなると推察される．また，根入れ深さとせん断抵抗角が大きい場合には，道路橋示方書による極限支持力が剛塑性解析結果よりも大きくなっているのは，支持力式に含まれる式（3）の割増係数の効果だと考えられる．しかしながら，各支持力式で得られる極限支持力との間に位置していることから，当解析手法で得られる極限支持力は妥当的であると考えられる．

以上のことから，砂質地盤の支持力問題も適切に評価できることがわかる．そこで次章では，飽和浸透場においても合理的に評価できることを明らかにする．

5. 飽和浸透場砂質地盤の極限支持力問題

浸透力が作用する飽和地盤の支持力問題を評価できることを明らかにするために，水位差を想定した数値シミュレーションを実施する．対象モデルは**図-9** に示す堰（不透水構造物）が設置された砂質地盤を対象とし，堰の地盤からの高さ H は 15.0 m に対し，根入れ深さ D_fを 7.5 m，15.0 m，22.5 m，ならびに水位をモデル左側を変動（5.0 m，10.0 m，15.0 m）させ，右側を地表面で一定と設定し，満水時（15.0 m）は計画高水位を超える危険状態を想定している．また，変位速度の境界条件として底面は水平・鉛直方向固定，側面は水平方向固定とする．応力の境界条件として，堰の上流側にて水位に応じた静水圧を堰および地盤に作用させた．すなわち，図-9 に示すように堰には水平荷重（緑色の矢印）を，地盤地表面には鉛直荷重（水色の矢印）を作用させた．また，砂質地盤の支持力は堰の重量を増加させて求めた．ここで地盤定数には，せん断抵抗角ϕを 30 度，粘着力 c を 1 kPa，単位体積重量γ_tを 17.5 kN/m^3，飽和透水係数を 2.084×10^{-4} m/s，比貯留係数を 0.001 とする．また，この際，浸透力の影響を検証するために，**表-1** に示す荷重条件の組み合わせを変更した非浸透場（ケース A）と浸透場（ケース B）を想定した 2 ケースを対象とした．

図-10 に両ケースで得られた極限支持力値を示す．両ケースともに水位が上昇すると極限支持力が低下（例えば，根入れ深さ 7.5m 時において水位 0.0 m →15.0 m では，極限支持力がケース A は約 1.7%，ケース B では約 64%減少）し，根入れ深さが増加すると極限支持力が増加する傾向が得られた．この際，ケース A とケース B の違いは地盤中に作用する浸透力の有無であることを踏まえると，ケース A に対してケース B は全体的に極限支持力が低下（例えば，根入れ深さ 7.5m 時において水位 15.0 m では，極限支持力がケース A に対してケース B では約 83%減少）していることから，浸透力が地盤の極限支持力に影響を与えていることがわかる．

また，**図-11** にケース A における根入れ深さ D_f =15 m

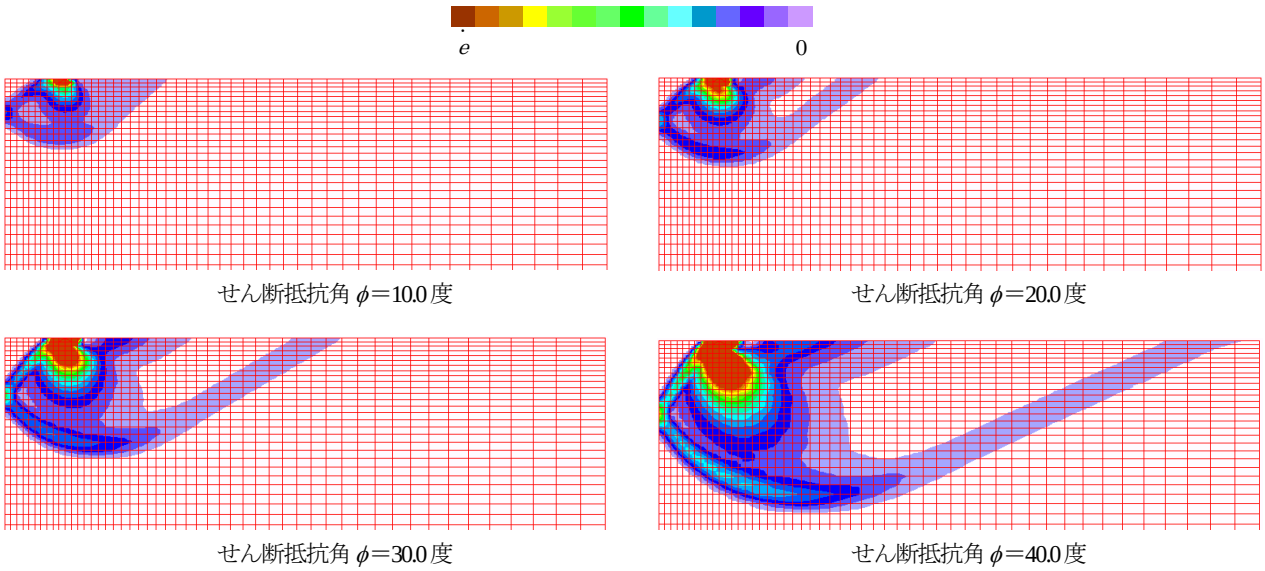


図-6 等価塑性ひずみ速度分布（砂質地盤）

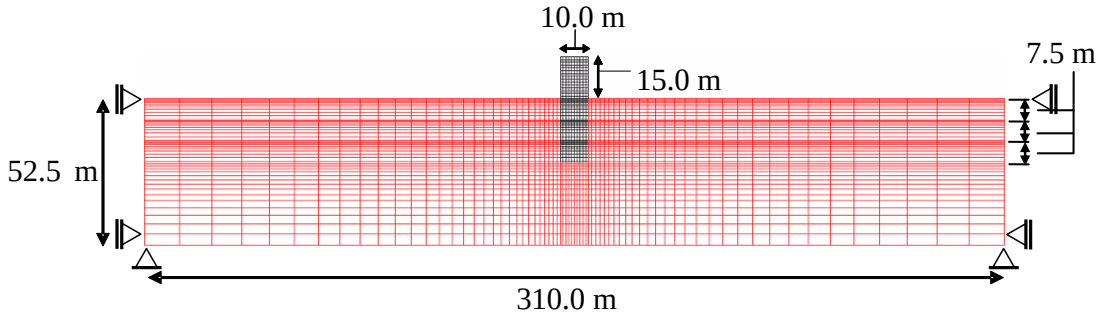
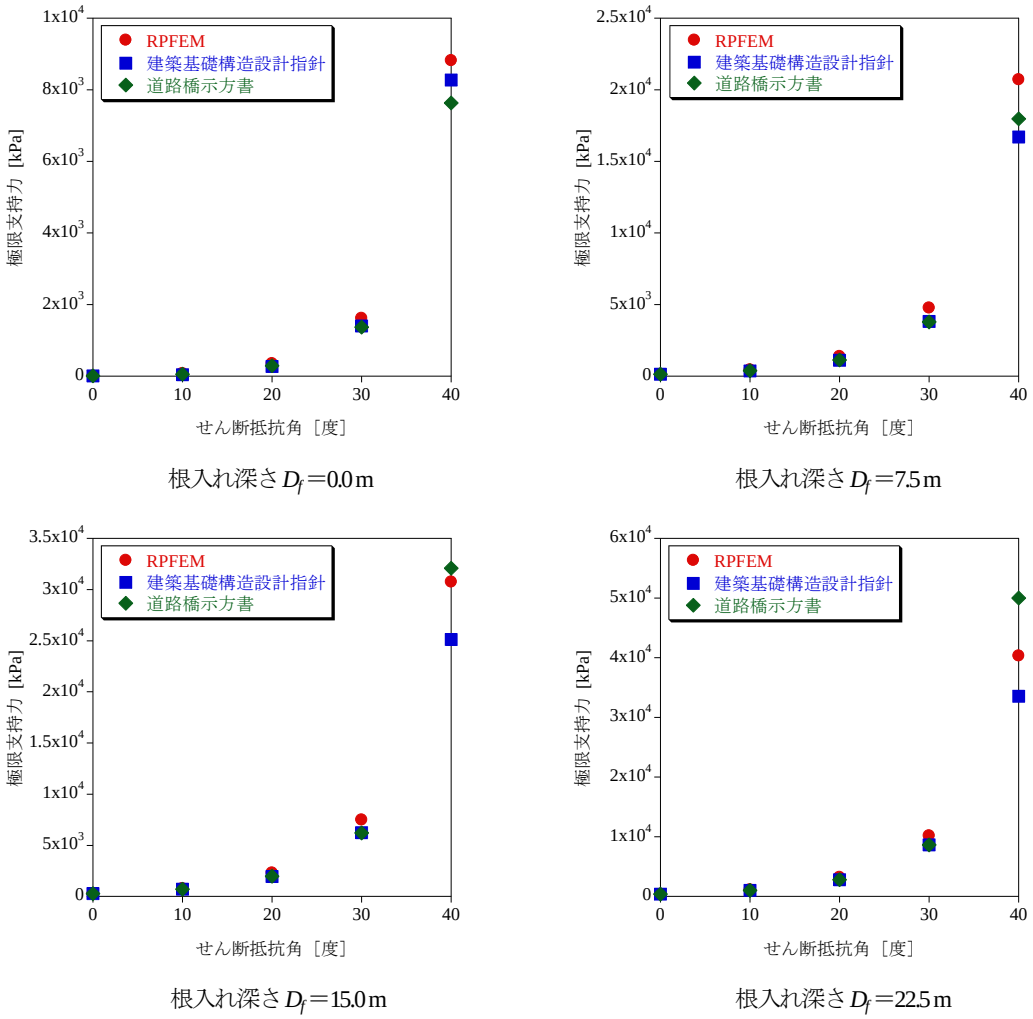


図-7　堰を想定した水平地盤モデル



根入れ深さ D_f＝0.0 m　　根入れ深さ D_f＝7.5 m

根入れ深さ D_f＝15.0 m　　根入れ深さ D_f＝22.5 m

図-8　せん断抵抗角－極限支持力の関係

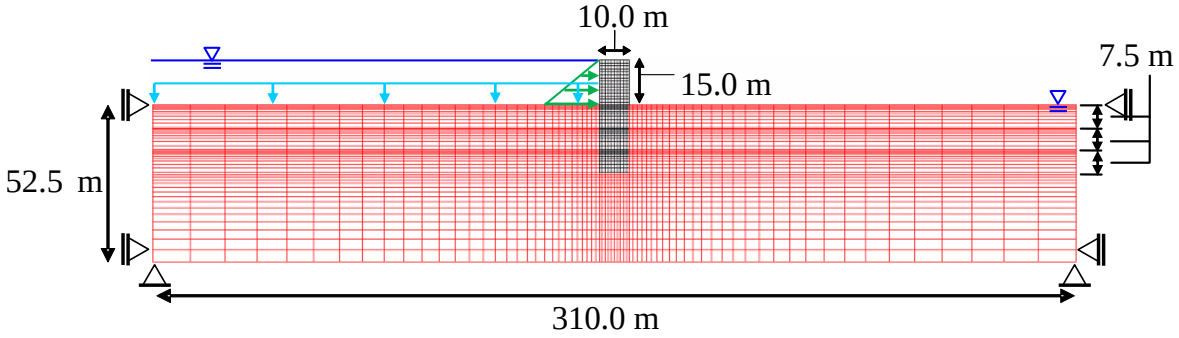


図-9　堰を想定した水平地盤モデル

時の水位 w.l = 0.0 m～15.0 m時の等価塑性ひずみ速度分布ならびに変形図（変位速度に任意の時間を乗じたもの）を示す．水位が低いと堰が鉛直方向に沈下するが，水位が高いと荷重作用方向にも堰が押される破壊形態に移行する結果が得られたが，水位高さに限らず，前節で示した結果と同様に，堰に対して両側にすべり面が形成される破壊形態が得られた．

対して，図-12 に示すケース B における根入れ深さならびに水位を変更した時の圧力水頭分布（ここで，図中の指標は圧力水頭値を示しており，最大・最小値を固定していない）および等価塑性ひずみ速度分布と変形図を示す．等価塑性ひずみ速度分布と変形図を見ると，すべり面の形成位置が水位高さによって変化する傾向が見られ，その傾向は根入れ深さによる影響も含まれており，根入れ深さ 15.0 m時を例に挙げると，水位 0 m時は左右対称のすべり面が形成されるのに対し，水位 5.0 m 以上になると構造物の右側（下流側）にすべり面が集中する結果が得られ，ケース A と異なる傾向となった．

ここで，根入れ深さと水位の比を取ったものを表-2 に示す．根入れ深さ 7.5 m時に示したように，水位 0.0 m, 5.0 m 時のように構造物に対して両側にすべり面が形成されるケース（表中では両と記載）と，水位 10.0 m のように構造物に対して右側に顕著なすべり面が形成されるケース（表中では片と記載）ごとに大きく分けると，水位と根入れ深さの比において，3 分 2 を境に破壊形態が変わる傾向にあることがわかる． これは堰の重量と浮力や浸透力のつり合いが関係していると推察しており，今後，詳細に検証する予定である．

以上の結果から，浸透力が地盤の極限支持力ならびに破壊形態に大きな影響を与えることがわかり，本研究で開発した解析手法を用いることで，その影響を適切に評価可能であることが明らかにした．このような問題は，既存の解析手法や支持力式では適用性が低いことから，本解析手法の実務への適用性が期待される．

6. 結論

津波や豪雨を起因とした水位上昇に伴う水位差による浸透力が作用する砂質地盤の支持力問題を合理的に評価する手法として，剛塑性構成式を用いた極限支持力解析と飽和・不飽和浸透流解析との連成解析手法を開発した．以下に本研究から得られた結論を箇条書きにする．

1) 本研究では剛塑性構成式を用いた極限支持力解析手法を開発した．本解析手法は地盤のせん断強度をせん断抵抗角と粘着力のみで評価し，直接，極限状態における破壊挙動を評価することから，応力履歴の影響がないといった特徴があり，実務での工学的利便性が高いと言える．

2) 本解析手法が支持力問題を適切に評価できることを検証するために，粘性土地盤（一様強度地盤）ならびに砂質地盤を想定した水平地盤の支持力問題を実施し，極限支持力ならびに破壊挙動を適切に評価できることを明らかにした．

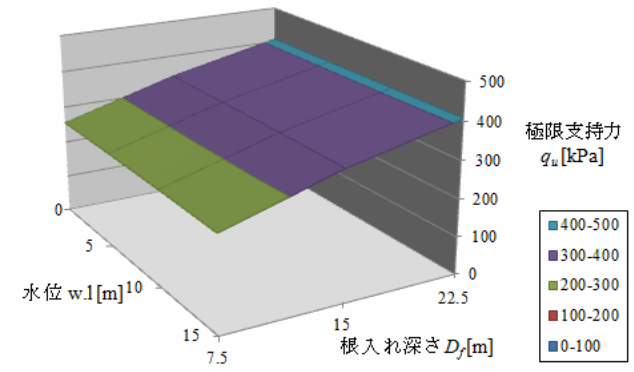
3) 不透水構造物を想定した浸透力が作用する飽和砂質地盤を対象に，水位ならびに根入れ深さを変更した数値シミュレーションを実施し，浸透力が作用する場合においても，適切に極限支持力ならびに破壊形態を評価できることを明らかにした上で，浸透力が地盤の支持力ならびに崩壊形態に与える影響を明らかにした．

表-1 荷重の組み合わせ

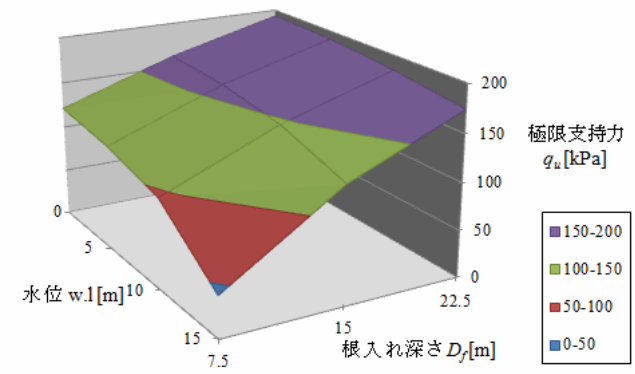
ケース	堰に対する静水圧	地盤に対する静水圧	地盤中の浸透力
A	○	○	－
B	○	○	○

表-2 水位と根入れ深さの比（水位/根入れ深さ）

w.l＼D_f	7.5 m	15 m	22.5 m
0 m	0.0（両）	0.0（両）	0.0（両）
5 m	0.67（片）	0.33（両）	0.22（両）
10 m	1.33（片）	0.67（片）	0.44（両）
15 m	2.0（片）	1.0（片）	0.67（片）



ケースA



ケースB

図-10 水位－根入れ深さ－極限支持力の関係

参考文献

1) 小坂田宏造，宮川佳夫，岡田達夫：剛塑性有限要素法による3次元解析に関する研究（第1報 拘束塑性変形問題への適用），塑性加工春季講演会論文集，巻 1990，号 1，pp. 241-244，1990.4.
2) 蔦紀夫，岡本伸吾，小林剛，宮川佳夫：剛塑性有限要素法による衝撃貫通問題の解析，日本機械学会論文集 A 編，巻 59，号 564，pp. 1874-1880，1993.8.
3) 湯川伸樹：せん断加工の破壊現象を考慮した剛塑性有限要素法による変形解析，Form Tech Rev，巻 12，号 1，pp. 32-37，2002.
4) Tamura, T. :Rigid Plastic Finite Element Method in Geotechnical Engineering, Computational Plasticity, Current Japanese Material Research, pp15-23, 1990.
5) Tamura, T. , Kobayashi, S. and Sumi, T.:Limit analysis of soil struct. By rigid plastic finite element method, Soils and Foundation, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1990.
6) 大塚悟，宮田善郁，池本宏文，岩部司：剛塑性有限要素法による斜面安定解析，地すべり，第 38 巻 第 3 号，pp.75-83.
7) 保科隆，瀧本英朗，田中達也，磯部公一，大塚悟：剛塑性有限要素解析による地山補強土工法の補強効果の評価，応用力学論文集，土木学会，Vol.13，pp.379－390，2010.8.
8) 保科隆，大塚悟，磯部公一：低強度シーム層を内在する自然斜面の斜面安定解析，地盤工学ジャーナル，地盤工学会，Vol.6，N0.2，pp. 191-200，2011.6.
9) 浅岡顕，小高猛司，高稲敏浩，ポカレル, G，成瀬隆之：矢板の動きを考慮した剛塑性 FEM による浸透破壊解析，土質工学研究発表会，巻 30th，号 3-3，pp. 1651-1654，1995.5.
10) 大塚悟，山下良，池本宏文：斜面の浸透特性を考慮した豪雨時の斜面安定解析法の開発，第 2 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.165-170，2004.
11) 日本建築学会：建築基礎構造物設計指針，技報堂出版，pp.105-111，2002.
12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 下部構造編，丸善出版，pp.297-307，2012.
13) 社団法人地盤工学会：地盤技術者のための FEM シリーズ①はじめて学ぶ有限要素法，地盤工学会，pp.159-165，2003.

（2014.6.20 受付）

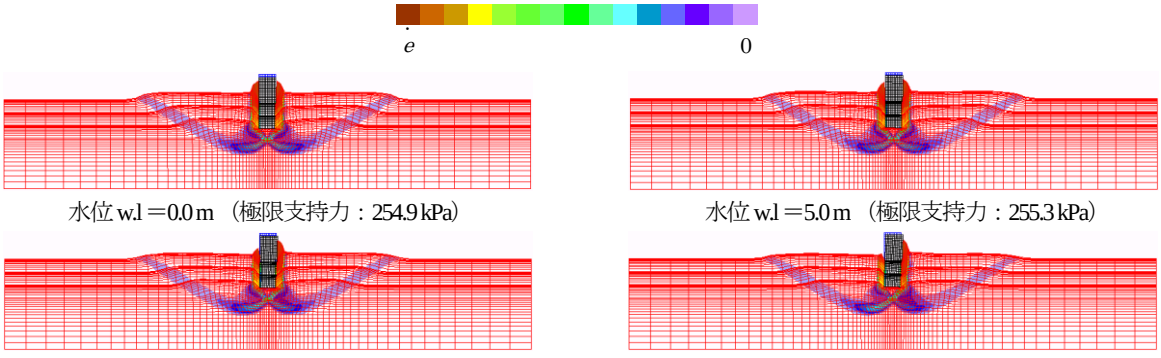
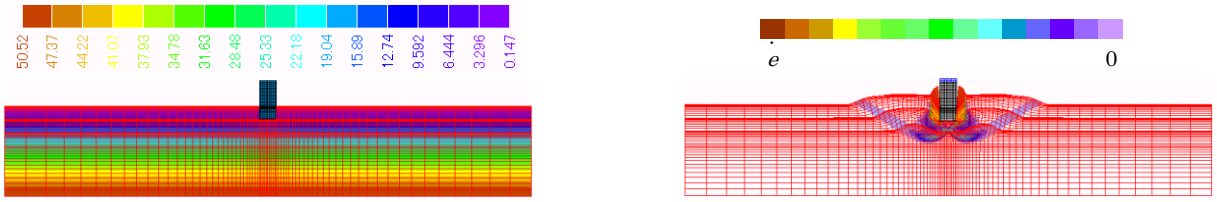


図-11 ケース A の等価塑性ひずみ速度分布と変形図（D_f＝15.0）



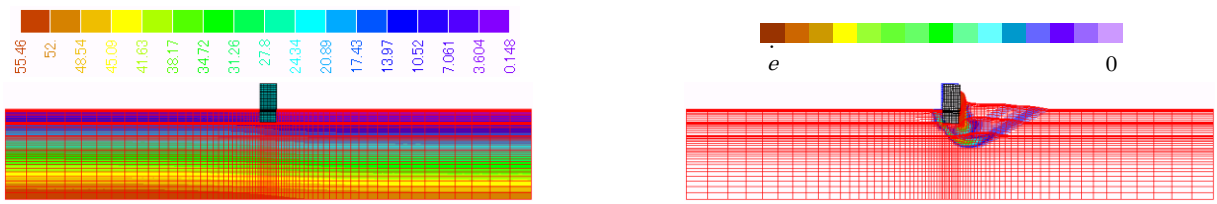
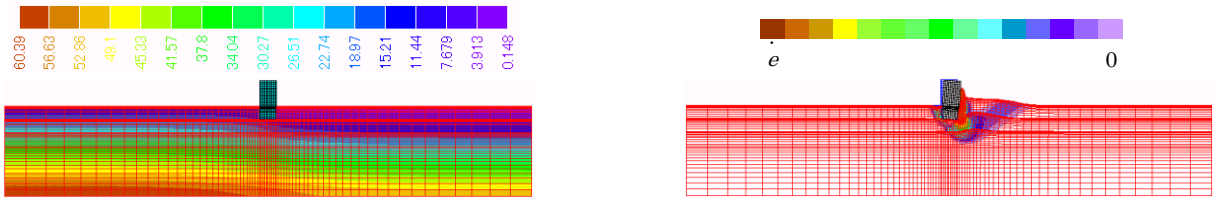
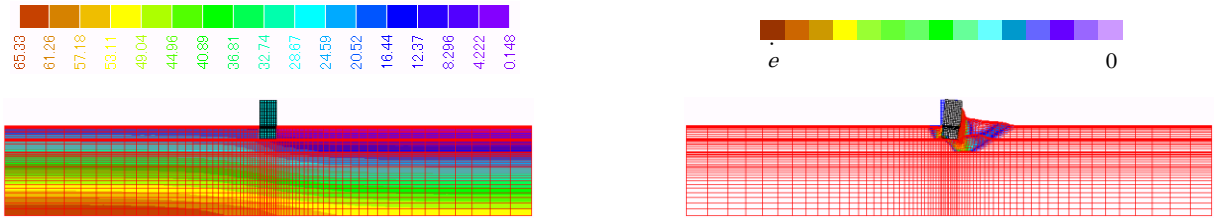


図-12（a）_1 ケース B の根入れ深さ D_f＝7.5 m における圧力水頭（左）ならびに等価塑性ひずみ速度分布と変形図（右）

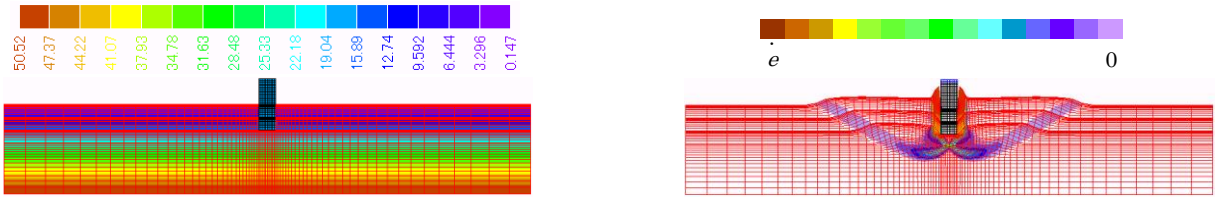


水位 w.l＝10.0 m（極限支持力：96.1 kPa）

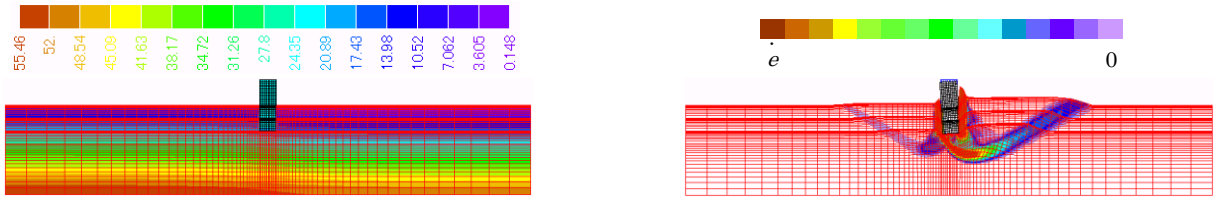


水位 w.l＝15.0 m（極限支持力：43.5 kPa）

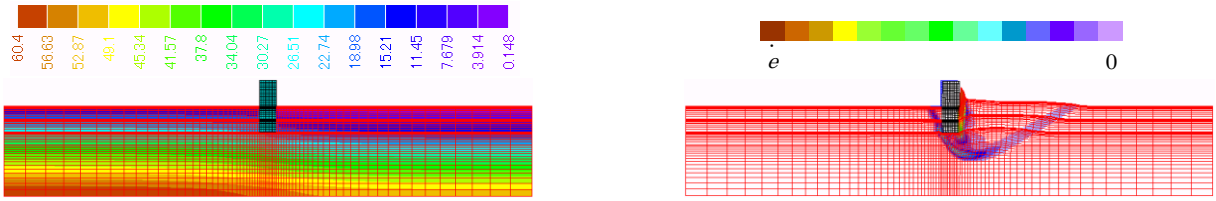
図-12（a）_2　ケース B の根入れ深さ D_f＝7.5 m における圧力水頭（左）ならびに等価塑性ひずみ速度分布と変形図（右）



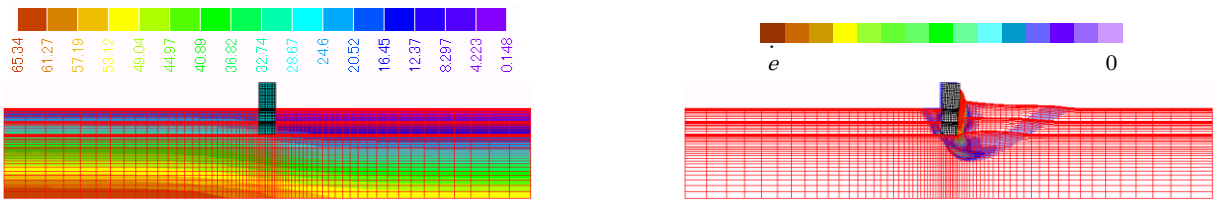
水位 w.l＝0.0 m（極限支持力：162.3 kPa）



水位 w.l＝5.0 m（極限支持力：158.3 kPa）

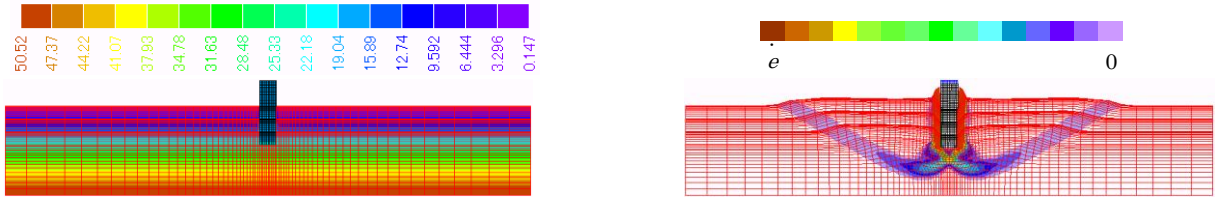


水位 w.l＝10.0 m（極限支持力：147.3 kPa）

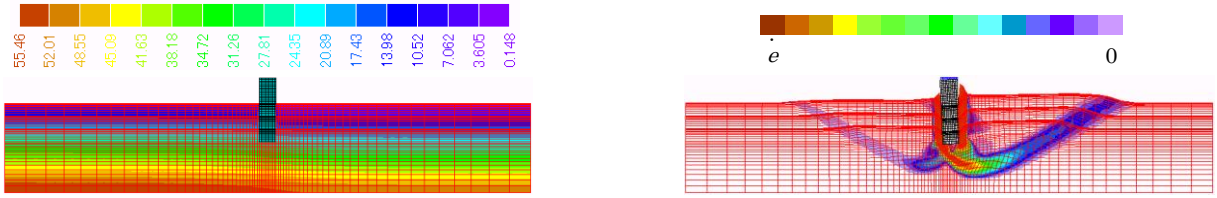


水位 w.l＝15.0 m（極限支持力：123.4 kPa）

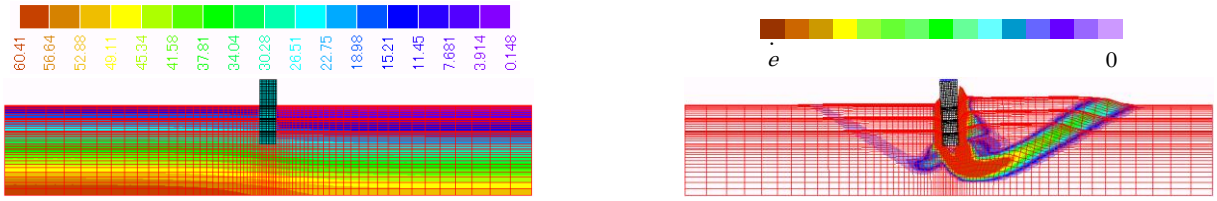
図-12（b）　ケース B の根入れ深さ D_f＝15.0 m における圧力水頭（左）ならびに等価塑性ひずみ速度分布と変形図（右）



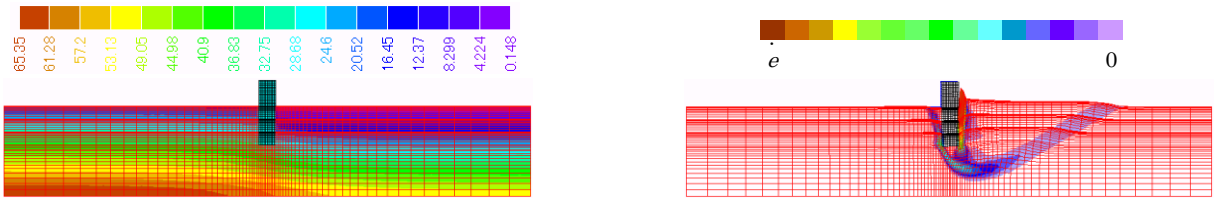
水位 w.l＝0.0 m（極限支持力：193.0 kPa）



水位 w.l＝5.0 m（極限支持力：190.8 kPa）



水位 w.l＝10.0 m（極限支持力：184.0 kPa）



水位 w.l＝15.0 m（極限支持力：174.1 kPa）

図-12（c） ケース B の根入れ深さ D_f＝22.5 m における圧力水頭（左）ならびに等価塑性ひずみ速度分布と変形図（右）

ULTIMATE BEARING CAPACITY ANALYSIS OF CAISSON FOUNDATION IN SEEPAGE FIELD

Takashi HOSHINA, Satoru OHTSUKA and Koichi ISOBE

In 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, lots of seawalls were destroyed by Tsunami. By the survey of destroyed seawalls, not only the wave pressure to dyke but also seepage force in ground have been reported to contribute to the instability of seawalls. However, it has been difficult to consider the effect of seepage force in the stability analysis of seawalls. This paper presents the hybrid stability analysis of rigid plastic finite element method and seepage finite element method in order to evaluate the total stability of seawall against tsunami. To simplify the problem, ultimate bearing capacity of caisson is investigated under the specific seepage condition by setting the sea water levels of upstream and downstream of caisson. Through case studies, the effect of seepage force on the instability of seawall is examined by handling the magnitude of seepage force. The effect of embedment of caisson on ultimate bearing capacity is also investigated. The depth of embedment works to the stabilization of seawall from the two aspects. One is the mechanical stabilization of caisson by overburden pressure and the assistance in shear strength of overburden ground. The other is the decrease in seepage force by embedment. The obtained ultimate bearing capacity shows the proposed analysis method well simulated the stability of caisson under the seepage force condition.