

人工排水材を用いた液状化時ボイリング被害 抑止工法の設計法の提案

田代 聡¹・浅田 英幸²・上野 一彦³・Binh NGUYEN⁴・佐々 真志⁵

¹正会員 東亜建設工業株式会社 土木事業本部設計部 (〒163-1031 東京都新宿区西新宿 3-7-1)

E-mail: s_tashiro@toa-const.co.jp (Corresponding Author)

²正会員 東亜建設工業株式会社 技術研究開発センター (〒230-0035 神奈川県横浜市鶴見区安善町 1-3)

E-mail: h_asada@toa-const.co.jp

³正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)

E-mail: kazuhiko.ueno@mail.penta-ocean.co.jp

⁴正会員 五洋建設株式会社 土木本部土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽 2-2-8)

E-mail: tangthanbinh.nguyen@mail.penta-ocean.co.jp

⁵正会員 (国研) 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 動土質研究グループ長

(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

E-mail: sassa@p.mpat.go.jp

ボイリング被害抑止工法は、地表面から比較的浅い表層地盤に人工排水材を打設し、地震時に液状化が発生するのを許容しつつ、表層地盤へ伝播する水圧を速やかに吸収させることで、地表面の不陸等のボイリング被害を抑止する工法である。本工法におけるボイリング対策原理は、本工法と同様の人工排水材を用いた、地震時の液状化を抑制する過剰間隙水圧消散工法における液状化対策原理とは全く異なり、地震後に液状化地盤からの伝播水圧を不飽和土でもある表層地盤内で抑制することになるため、新たに設計手法を確立する必要がある。筆者らは、本工法に関するこれまでの遠心載荷模型実験、定常浸透流解析および有効応力解析による研究成果に基づき、新たに本工法の設計法を確立し、その妥当性を検証したので、これを提案する。

Key Words: sand boil, artificial drainage material, liquefaction, design, effective stress analysis

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震時、震央から約380kmも遠く離れた東京湾岸エリアにおいても埋立地等の広範囲にわたり液状化に伴うボイリング被害が数多く観測された¹⁾。具体的なボイリング被害としては、湾岸エリアの多数の道路面に不陸が生じたことや港湾の荷役施設等が挙げられる(図-1²⁾、図-2³⁾)。これらの被害が原因で地震発生直後において緊急車両等の通行に支障が生じたことや被災した施設の復旧に時間を要したことは想像に難くない。

ボイリング被害抑止工法は、地表面から比較的浅い表層地盤に人工排水材(以降、ドレーン材という)を打設し、地震時に液状化が発生するのを許容しながらも、表層地盤へ伝播する水圧を速やかに吸収させることで、地

表面の不陸等のボイリング被害を抑止する工法である。本工法は、側方流動等の液状化被害対策には適用できないものの、冒頭で述べたようなボイリング被害を防げるため、地震発生直後の緊急車両等の通行や事業継続計画(BCP)の策定が可能となる⁴⁾⁵⁾⁶⁾。特に、本工法は、対策範囲が比較的浅い表層部のみで済むことから、湾岸エリアの広範囲を対象とする場合において施工性、経済性に優れ、今後発生が予想される東南海地震や首都直下地震といった大規模地震に備えて減災を講じる上で有用となる。

しかしながら、本工法におけるボイリング対策原理は、本工法と同様のドレーン材を用いた、地震時の液状化を抑制する過剰間隙水圧消散工法における液状化対策原理とは全く異なり、地震後に液状化地盤からの伝播水圧を不飽和土でもある表層地盤内で抑制することになるため、



図-1 浦安市における液状化による道路被害²⁾

新たに設計手法を確立する必要がある。

筆者らは、これまで本工法に関して遠心載荷模型実験⁴⁾⁵⁾、定常浸透流解析⁶⁾および非定常不飽和浸透流解析(有効応力法に基づく地震応答解析)を行ってきており、これらの研究成果に基づいて新たに本工法の設計法を確立するとともに、その妥当性を検証した。以下では、筆者らが確立したボイリング被害抑止工法の提案設計法について詳細を述べる。

2. ボイリング対策原理

本工法と同様のドレーン材を用いた過剰間隙水圧消散工法(以降、DEPP工法³⁾という)は、冒頭でも述べたように液状化対策として適用される工法であり、その対策原理は、地震時に飽和砂地盤内で発生する過剰間隙水圧を速やかに消散させ、最大過剰間隙水圧比を許容値(一般に、0.25または0.5)以下に抑え、液状化の発生を防ぐというものである。一方、本工法のボイリング対策原理は、地震時に液状化の発生を許した状態で、地震後に液状化地盤から伝播する水圧を速やかに吸収し、表層地盤内において地盤の不均質性などにより局所的に増加する上向きの浸透流を防ぐことで、ボイリングの発生を防ぎ、もって地表面の凸凹等の被害を防ぐというものである。このように、ボイリング対策原理は、地震時に液状化を許容する点や、地震後に液状化層から伝播する水圧を吸収する点等において、液状化対策原理とは異なる。

地震後において、実際に観察される噴砂等のボイリング現象は、液状化層から表層地盤に過剰間隙水圧が伝播する際、地表面の舗装等の不透水性や表層地盤の不均質性などが原因で、限界動水勾配を上回る上向きの浸透流が局所的に発生するものと考えられる。振動台模型実験や有効応力法に基づく地震応答解析(以降、有効応力解析という)では、一般的に、粘土やシルトを含まない均質な砂質系地盤材料を用いることが多く、この場合、地表面に舗装等の遮水材を設けない限り、上記のような理



図-2 東京港木材ふ頭岸壁における未改良部の噴砂被害³⁾

由からボイリング現象を再現することは難しいと考えられる。

一方、均質な砂質系地盤材料を用いた場合でも、限界動水勾配を上回る上向きの浸透圧を強制的に与える実験(例えば、5⁶⁾)では、ボイリング現象を再現できることが確認されている。ドレーン材によるボイリング抑制効果を検証した実験⁷⁾では、ボイリング現象が観測されたケースで過剰間隙水圧比は1.0付近であったのに対し、ボイリング現象が観測されなかったケースでは0.5を少し上回る程度であったことが確認されている。ただし、この実験では、地盤全体が最初から飽和している状態で行われているため、過剰間隙水圧比は水位が地表面にあるときの初期鉛直有効応力に対する鉛直有効応力の減少比(ここでは、有効応力減少比という)になる。実際には、地下水位は地表面より数mの深さにあるため、地震前では、不飽和土層においてサクシオンが作用した状態にある。これについては、不飽和土層が設けられた別の実験⁸⁾において、不飽和土層内においてサクシオンの影響を受けて有効応力が増加した分だけ過剰間隙水圧が増加することが確認されている。

以上の2つの実験成果⁵⁾⁶⁾と後述の定常浸透流解析(第4章)および有効応力解析(第5章)を踏まえ、筆者らは、均質な砂質系地盤材料を用いた場合においてもボイリング現象を評価できるように、ボイリング抑制指標として、次式で定義される有効応力減少比を導入した。

$$R_v = \frac{\sigma'_{vu} - \sigma'_v}{\sigma'_{vu} - \sigma'_{v0}} \quad (1)$$

ここに、 R_v ：鉛直有効応力 σ'_v における有効応力減少比、 σ'_{vu} ：静水位が地表面にあるときの鉛直有効応力(kPa)、 σ'_{v0} ：不飽和土層上面における鉛直有効応力(kPa)である。図-3に、ボイリング抑制指標としての有効応力減少比 R_v の概念を鉛直有効応力 σ'_v と関連付けて示す。図中の R_{va} は、許容有効応力減少比といい、 $R_v \leq R_{va}$ のとき、ボイリングを抑制できることを意味する。 R_{va} の具体的な値としては、前述の既往の実験⁹⁾より0.5が妥当である。

なお、ボイリング抑制指標としての有効応力減少比の定義式(1)は、 $\sigma'_{v0} = 0$ のとき、式(2)で表され、水位が地

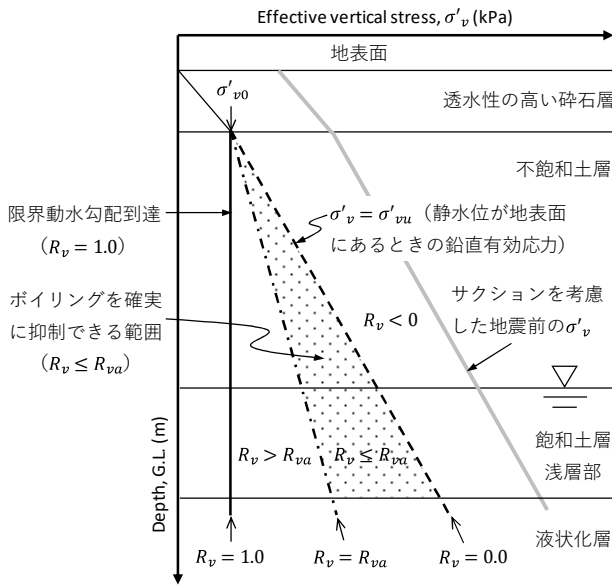


図-3 鉛直有効応力分布におけるボーリング抑制指標の概念

表面にある時の過剰間隙水圧比と同じ定義になる。

$$R_v = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vu}} \quad (2)$$

すなわち、式(1)で定義される有効応力減少比は、過剰間隙水圧比と同義語であり、また、不飽和土層のみでなく、飽和土層や液状化層に対しても適用可能である。

地震前から地震時および地震後において有効応力減少比 R_v がどのように遷移するかについては、次の通りである。まず、地震前では、不飽和土層にはサクシオンが作用するため、鉛直有効応力は、図中の「サクシオンを考慮した地震前の σ'_v 」で示される線上にあり、 σ'_{vu} よりも大きく、 $R_v < 0$ の状態にある。地震時に飽和土層深部において液状化が発生し、不飽和土層においても多少は水圧が上昇するものの、大部分はサクシオンが作用したままの状態である場合が多く、 $R_v < 0$ の状態を保つ。地震終了後では、地震動により液状化層に蓄積されたエネルギーの消散に伴い、時間の経過とともに、液状化層から飽和土層浅層部を介して不飽和土層に水圧が伝播し、サクシオンが切れ、 $R_v > 0$ に転じる。すなわち、液状化現象と同様に過剰間隙水圧が上昇しはじめる。地表面に不透水性の舗装体等がある場合や、不飽和土層が粘土やシルトを含む不均質な砂質系地盤で構成されている場合、限界動水勾配 ($R_v = 1$ 、初期液状化に相当) 以上の浸透圧が生じることもあり、この場合、ボーリングが生じることになる。一方、有効応力解析において地表面に不透水性の舗装体等を設けず、不飽和土層を均質な砂質系地盤とする場合、前述の通り、限界動水勾配に達することは難しい。ただし、現実には地盤の不均質性等から局所的にボーリングが発生すると予想されることから、ここでは、 $R_v \leq R_{va}$ を満足できなければボーリングを確実に抑制することはできないと考える。言い換

えれば、不飽和土層を均質な砂質系地盤とした有効応力解析では、 $R_v > R_{va}$ のとき、ボーリングが発生する可能性があるものとみなされる。なお、実験⁵⁶⁾との整合性が確認されている限界動水勾配を上回る上向きの浸透流を強制的に与える定常浸透流解析においては、 $R_v \leq R_{va}$ のときボーリングを確実に抑制できる範囲となる。以上より、ドレーン材を不飽和土層および飽和土層浅層部に打設し、最大 R_v を許容値 R_{va} 以下にすることが本工法のボーリング対策原理となる。

なお、本工法は道路面等の舗装部への適用を想定していることから、ドレーン材を通して排出される間隙水は、図-3に示す透水性の高い砕石層（排水性の良い路盤）に吸収されることを前提としている。そのため、舗装部については路盤で吸収された間隙水圧を消散できるように排水機能を持たせておく必要がある。

次章では、以上のボーリング対策原理に基づいて提案する設計法について述べる。

3. 設計法の提案

(1) 提案設計法のフロー

図-4に、提案する設計法のフローを示す。図中の中央部の太線で囲った枠内フローが本ボーリング被害抑止工法に適用される設計法に該当する。また、本工法は、港湾基準⁷⁸⁾による液状化判定等のスクリーニングを経てボーリング対策が必要と判断された場合に適用される。地震時支持力検討をボーリング被害抑止工法から外しているのは、仮に地震時支持力の検討を省略したとしても、ボーリング対策効果が発揮できれば地表面の不陸を抑制できる⁹⁾ため、緊急車両等の通行やBCPの策定等が可能となるからである。ただし、実際には、港湾施設上の荷役や道路面上の車両等が地震時に常駐していることがあるため、これらの上載荷重に対して、液状化の可能性のある飽和砂地盤を含め、十分な支持力が確保されていることを確認しておく必要がある。また、地震時支持力を確保するのに必要な最小層厚 (H_{min}) は、ドレーン材の打設深度と打設間隔（以降、打設仕様という）を決定する際に必要な設計条件になる。

ドレーン材の打設仕様の決定は、安全側の設計となるよう、後述の簡易設計法を用いることを基本とする。このとき、 H_{min} の範囲が地下水位以上であるか、地下水位以下であっても液状化しないと予想される層であれば、簡易設計法で決定した打設仕様をそのまま適用できる。 H_{min} の範囲内において液状化すると予想される層があれば、原則として、液状化対策が必要となるため本工法の適用外となる。ただし、詳細は後述するが、液状化すると予測判定された地盤でも、簡易設計法で決定した打設仕様に対してボーリング対策効果を発揮できる場合が

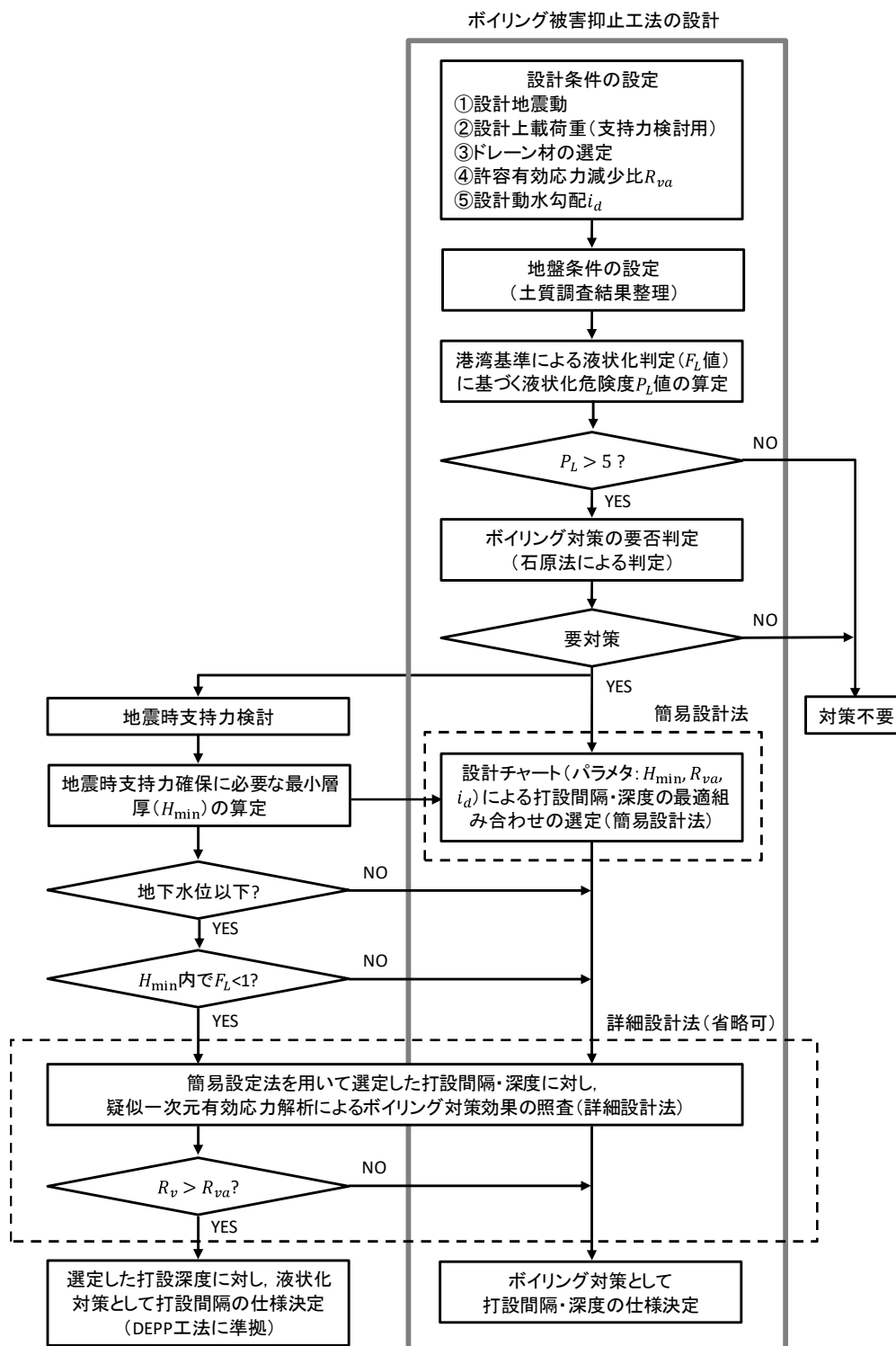


図4 ボーリング被害抑止工法の提案設計法のフロー

あるため、詳細設計法を用いて合理的な設計を行うこともできる。

なお、地震時支持力の算定方法については後述するが、必要支持層厚が非液状化層内にある場合は特に問題にはならないものの、液状化が予測される層に必要支持層厚がかかる場合は、本工法の適用（ドレーン材の打設）後に当該液状化予測層においても支持力を確保できることを確認しておく必要がある。ここでは、液状化の可能性

のある地盤において一般に過剰間隙水圧比が 0.5 程度以下であれば土粒子の噛み合わせは変化しないと考えられていることから、前述のボーリング対策原理と同様に考え、 $R_{va} = 0.5$ としたとき、 $R_v \leq R_{va}$ を満足できれば、所定の支持力を確保できるものとする。ただし、後述の地震時支持力検討において当該有効応力減少比の影響を考慮しておくことが前提条件となる。

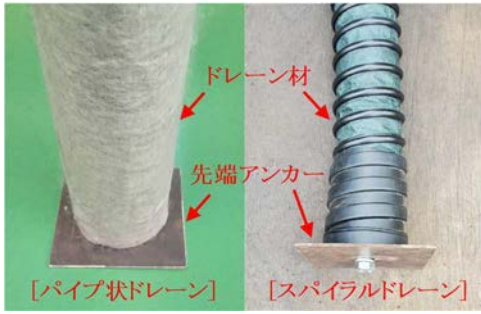


図-5 ドレーン材

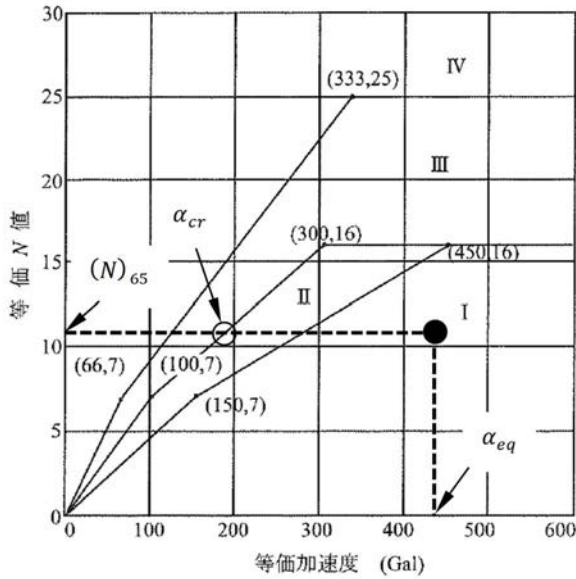


図-6 等価N値と等価加速度による液状化予測・判定⁷⁾加⁸⁾

(2) 設計条件

設計地震動は、本工法が大規模地震への適用を想定していることから、レベル1地震動はもちろん、レベル2地震動も対象とすることができる。設計上載荷重は、前述の通り、地震時支持力検討に用いられるもので、当該支持力確保に必要な最小層厚 (H_{min}) がドレーン材の仕様を決める際の設計条件となる。ドレーン材の選定では、本工法に用いられるドレーン材として、現状において図-5に示す2種類があり、いずれかを選定する。これら2種類のドレーン材の仕様を表-1に示す。許容有効応力減少比 R_{va} は、前述の通り、既往の研究⁹⁾より0.5が推奨される。設計動水勾配 i_d は、ボイリング現象を再現する既往の実験⁹⁾¹⁰⁾では1.2~1.3であることが確認されている一方、筆者らによる実験⁹⁾¹⁰⁾では1.5程度であることが確認されている。これらの動水勾配1.2~1.5は、従来の各種設計基準¹¹⁾¹²⁾¹³⁾における静的なボイリング現象に対する安全率とも整合する。ここでは、安全側の設計の観点でこれらの最大値1.5を設計動水勾配 i_d の標準値とする。

表-1 ドレーン材の仕様

ドレーンタイプ	パイプ状ドレーン	スパイラルドレーン	
断面形状	中空円形断面		
材質	通水路体	高密度ポリエチレン	ポリプロピレン
	フィルター材	ポリプロピレン製繊維	ポリプロピレン製不織布
寸法	外径(mm)	89	88
	内径(mm)	81	77
	長さ(m/本)	3~5	
圧縮強度(N/100mm)	≧ 362		
引張強度(N/50mm)	≧ 247		
透水係数(m/s)	$i=0.25$	≧ 6.0	
	$i=0.5$	≧ 4.0	
概要図			

(3) ボイリング対策要否判定のためのスクリーニング

a) 港湾基準の液状化予測・判定に基づく F_L 値の算定

液状化の予測・判定法として、港湾基準⁷⁾⁸⁾以外にも道路橋示方書¹⁴⁾や建築基礎構造設計指針¹⁵⁾等があるが、ここでは、臨海部の港湾施設や工場、商業施設等を対象とすることから港湾基準に基づくものとする。港湾基準における液状化予測・判定では、図-6に示す通り、等価N値と等価加速度からI~IVに区分される。ここに、等価N値は、有効上載圧とN値より算定される値(細粒分含有率による補正分を含む)、等価加速度は、地震応答解析で得られる最大せん断応力を有効上載圧で除したせん断応力比に重力加速度や種々の係数を掛けた値である。また、I~IVの予測・判定は、次の通りである。I: 液状化する、II: 液状化する可能性が大きい、III: 液状化しない可能性が大きい、IV: 液状化しない。図中に予測・判定の一例として、ある土層の等価N値(N)₆₅と等価加速度 α_{eq} に対する予測結果(●印)を示す。このときの液状化安全率 F_L は、次式を用いて算定される。

$$F_L = \alpha_{cr} / \alpha_{eq} \quad (3)$$

ここに、 α_{cr} は、(N)₆₅に対する区分IIと区分IIIの境界における等価加速度である。等価N値が16以上の場合には、液状化しないと判定され、 $F_L > 1$ となる。

b) 液状化危険度 P_L 値の算定

液状化危険度 P_L 値は、次式¹⁶⁾を用いて算定される。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz \quad (4)$$

$$F = \begin{cases} 1 - F_L & (\text{if } F_L \leq 1) \\ 0.0 & (\text{if } F_L > 1) \end{cases} \quad (5)$$

ここに、 z ($0 \leq z \leq 20$) は、地表面からの深さ(m)、 $w(z)$ は、深さ方向の重み関数 ($w(z) = 10.0 - 0.5 \cdot z$) である。 $P_L \leq 5$ のとき、液状化危険度は低いと判定される¹⁶⁾。すなわち、この段階で $P_L \leq 5$ であれば、ボイリ

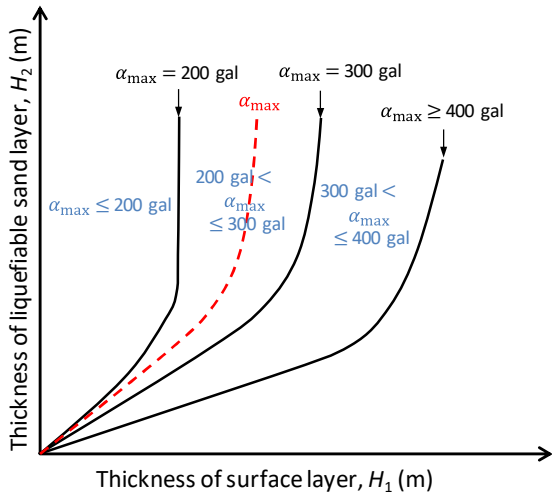


図-7 液状化が地表面変状に影響を及ぼす不飽和土層厚 H_1 と液状化の可能性のある層厚 H_2 の関係

ング対策は不要と判断してよい。

c) 石原法による判定

液状化により地盤変状が生じるか否かを判断する方法の一つに、石原による提案方法¹⁷⁾(以降、石原法という)が知られている。この方法は、地震動の基底最大加速度 α_{max} に応じて不飽和土層厚 H_1 (石原法では表層の非液状化層厚であるが、本工法では、不飽和土層内に砂層が存在する場合を対象とするため地下水位以浅の層厚とする) と液状化の可能性のある層厚 H_2 により液状化が地表面変状に影響を及ぼすか否かを評価するものである(図-7)。すなわち、図中の点線で示す α_{max} の境界線より左側にあれば、液状化により地盤変状が生じる可能性があり、ボーリング対策を要すると判定する。

(4) 地震時支持力検討

地震時支持力検討では、地震時に道路面上に常駐している車両や港湾施設の荷役に対して、特に地下水位以深では過剰間隙水圧の上昇により支持力が低下することが考えられるため、そのような場合でも十分な支持力を確保できる、必要支持層厚 H_{min} を算定することを目的とする。地下水位以浅については、ボーリング対策が施されることを前提に地下水位以深からの水圧伝播はしないと考え、支持力低下は生じないとする。

本工法では、前述の通り、ドレーン材の打設深度は H_{min} を参照して決定される。ここでは、その H_{min} を算定しやすいように、共同溝設計指針による浮上がり安定計算法¹⁴⁾を参考に、車両や荷役等の設計上載荷重が受ける土塊の支持力について安定計算を行う。図-8に、地震時支持力計算の概念図を示す。ここに、 z : 地表面からの深さ(m), B_x : x 方向載荷幅(m), B_y : y 方向載荷幅(m), q : 載荷重(kPa), γ : 不飽和土の湿潤単位体積重量(kN/m³),

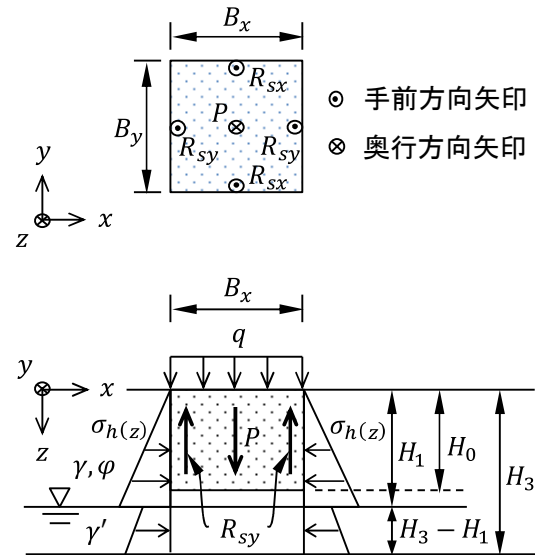


図-8 地震時支持力計算の概念図(上: 平面図, 下: 正面図)

γ' : 飽和土の水中単位体積重量, φ : せん断抵抗角(度), $\sigma_{h(z)}$: 深さ z における水平方向土圧(kPa), P : 作用力(kN), R_{sx}, R_{sy} : それぞれ、片側 x 方向面および片側 y 方向面におけるせん断抵抗力(kN), H_0 : 不飽和土層のみで支持できる場合の必要最小層厚(m), H_3 : 支持力を不飽和土層のみで確保できない場合の飽和土層を含めた必要最小層厚(m)である。作用力 P は、必要支持層厚が H_0 の場合について図のハッチングで示す土塊に作用する載荷重 $Q (= qB_x B_y)$ と当該土塊の自重 W の和 ($P = Q + W$) で与えられる。一方、この作用力 P に対する抵抗力 R は、ここでは、次式に示す通り、当該土塊に接する鉛直面のせん断摩擦抵抗として与える。

$$R = 2R_{sx} + 2R_{sy} \quad (6)$$

$$R_{sx} = B_x \tan \varphi \int_0^{H_0} \sigma_{h(z)} dz \quad (7)$$

$$R_{sy} = B_y \tan \varphi \int_0^{H_0} \sigma_{h(z)} dz \quad (8)$$

$$\sigma_{h(z)} = K_0 \gamma z \quad (9)$$

ここに、 K_0 は、静止土圧係数である。ただし、式(7)および式(8)は、必要支持層厚が H_0 の場合を対象としている。まず、上式をもとに $R \geq P$ を満足する最小の H_0 を求める。もし、 $H_0 \leq H_1$ を満足できない場合は、式(7)および式(8)における H_0 を H_3 に置き換えるとともに、式(9)における定義を式(10)に置き換え、 $R \geq P$ を満足する最小の H_3 を求める。すなわち、 $H_0 \leq H_1$ のとき、 $H_{min} = H_0$ とし、 $H_0 > H_1$ のとき、 $H_{min} = H_3$ とする。

$$\sigma_{h(z)} = \begin{cases} K_0 \gamma z & (\text{if } z \leq H_1) \\ K_0 \gamma' z (1 - R_{va}) & (\text{if } z > H_1) \end{cases} \quad (10)$$

(5) 簡易設計法と詳細設計法

簡易設計法では、後述の設計チャート（第4章、付録）を用いて、設計動水勾配 i_d 、許容有効応力減少比 R_{va} および必要支持層厚 H_{min} の3つの入力パラメタに対し、ドレーン材の打設深度と打設間隔を決定する。本設計チャートは、地盤材料が一様な液状化層を含む砂質土層を対象として、限界動水勾配を上回る設計動水勾配 i_d を与え、複数の打設仕様に対して定常浸透流解析が行われた結果に基づいて予め作成されている。また、この簡易設計法で決定される打設仕様は、限界動水勾配を上回る設計動水勾配 i_d を与えることから詳細設計法に比べ安全側の設計になる。ただし、簡易設計法では、不飽和土層内において砂質土層の他に粘土層やシルト層が混在している場合や液状化層にドレーン材が打設されている場合の挙動、および設計地震動に対して実際に予測される挙動については評価できないため、これら进行评估する場合は、詳細設計法を用いる。ここに、詳細設計法とは、第5章でも述べるが、図4の設計フローに示す通り、疑似次元有効応力解析（解析はドレーン材を考慮した二次元解析であるが、水平成層地盤を対象とする一次元的な挙動となるように拘束条件を課した解析）を行い、式(1)に示すポイリング抑制指標 R_v （有効応力減少比）を用いてポイリング対策効果を照査することをいう。

4. 簡易設計法における設計チャート

(1) 概要

前述のとおり、既往の研究⁹⁾ではドレーン材の打設間隔 S と打設深度 L を適切に設定することで有効応力減少比 R_v の上昇を抑え、ポイリングの発生を抑制できることが遠心模型実験で確認されている。また、遠心模型実験結果を浸透流解析で再現できることも示されている。そこで、打設間隔 S および打設深度 L と有効応力減少比 R_v の関係をより詳細に把握するため、打設間隔 S と打設深度 L に加えて上向き動水勾配 i の3つをパラメタとして浸透流解析を実施し、各パラメタに対する有効応力減少比 R_v の応答を調べた。解析結果については3つのパラメタの組み合わせ毎に有効応力減少比 R_v の深度分布のグラフとして整理し、これを設計チャートとしている。簡易設計法において、設計条件である設計動水勾配 i_d 、許容有効応力減少比 R_{va} および必要支持層厚 H_{min} に対応する設計チャートを用いることで、最適な打設間隔 S と打設深度 L を決定することが可能となる。

(2) 浸透流解析

設計チャートを求めるための浸透流解析では既往の研究⁹⁾と整合性をとるために解析条件はできるだけ揃えている。図9に代表的な解析モデルを示す。相対密度

$D_r=60\%$ 相当の一様な砂地盤を想定しており、地下水位は地表面と同レベルとし、層厚は10mとしている。その下には遠心模型実験と同様に透水性の高い礫層を設けている。モデル奥行方向の寸法は24mとし、その中央にドレーンを一列配置し、解析モデルは3次元であるが、2次元問題として扱えるようにしている。ドレーンの打設間隔 S を0.5~3.5mの7水準、打設深度 L は2.0~6.0の9水準として表-2に示すような組み合わせとした。なお、ドレーンの直径は実物のドレーンとほぼ同等の10cmとしている。このモデルの下端（礫層下端）にポイリングを生じさせるための上向き動水勾配 i として、設計動水勾配 i_d の標準値である1.5の他に0.8, 0.9, 1.0, 1.2, 1.4, 1.9, 2.9の8水準とした。よって、解析ケース数は7水準×9水準×8水準の掛け合わせで合計504ケースである。解析コードは飽和・不飽和浸透流解析 UNSAF を定常流解析として使用した。

(3) 浸透流解析結果と設計チャート

すべての解析ケースの計算結果において、ドレーンの打設間隔の中間地点における間隙水圧の解析値から静水圧分を引いた値をポイリングにより生じた過剰間隙水圧として水位が地表面にあるときの鉛直有効応力 σ'_{vu} を求

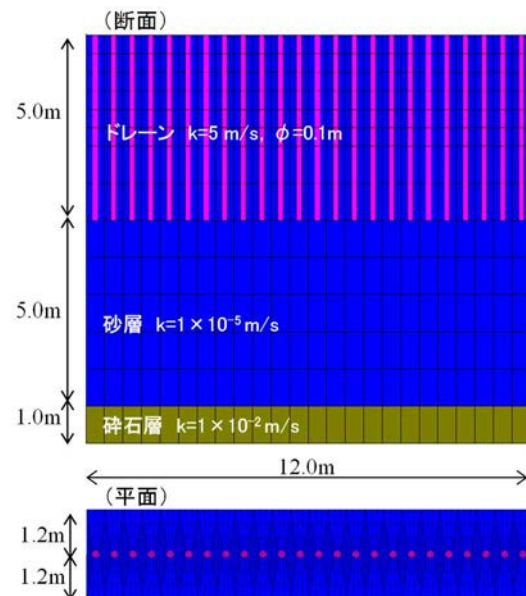


図9 解析モデル断面図・平面図

表-2 打設間隔と打設深度の組合せ

打設深度 L(m)	打設間隔 S(m)							
	未改良	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
未改良	○	-	-	-	-	-	-	-
2.0	-	○	○	○	○	○	○	○
2.5	-	○	○	○	○	○	○	○
3.0	-	○	○	○	○	○	○	○
3.5	-	○	○	○	○	○	○	○
4.0	-	○	○	○	○	○	○	○
4.5	-	○	○	○	○	○	○	○
5.0	-	○	○	○	○	○	○	○
5.5	-	○	○	○	○	○	○	○
6.0	-	○	○	○	○	○	○	○

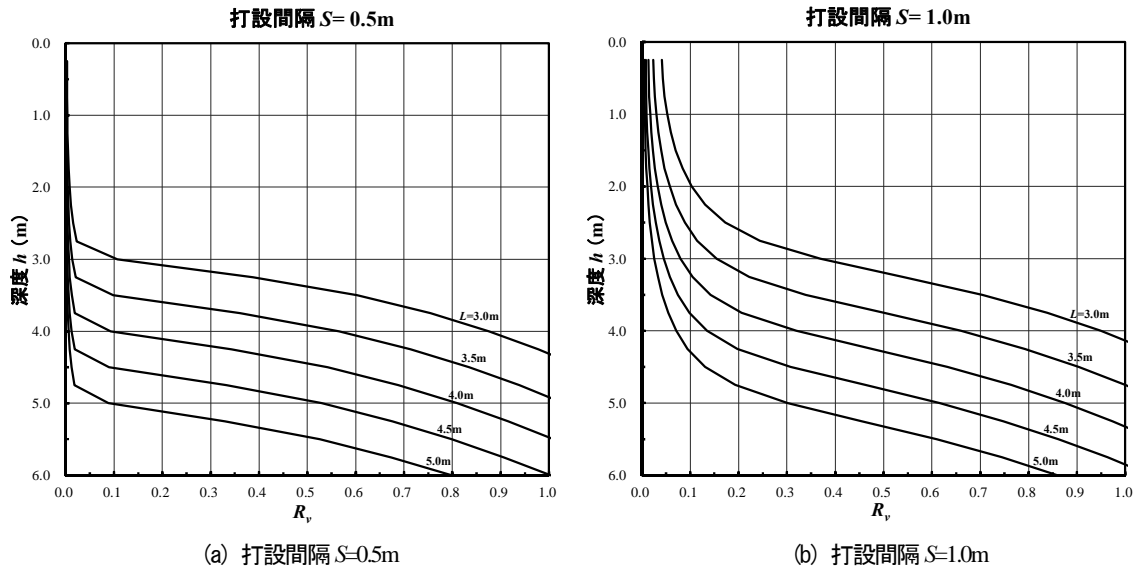


図-10 設計チャート ($i=1.5$)

め、式(1)を用いて有効応力減少比 R_v の深度分布の分布を求めて設計チャートを作成した。図-10には動水勾配 $i=1.5$ 、打設間隔 $S=0.5\text{m}$ と 1.0m のシリーズについて解析結果から作成した設計チャート例を示す。ここで、例えば、設計条件が設計動水勾配 $i_d=1.5$ 、許容有効応力減少比 $R_{va}=0.5$ 、必要支持層厚 $H_{min}=5.0\text{m}$ とした場合、設計チャートから、打設間隔 $S=0.5\text{m}$ で打設深度 $L=4.5\text{m}$ 、あるいは打設間隔 $S=1.0\text{m}$ で打設深度 $L=5.0\text{m}$ と求まる。

なお、図-10以外の設計チャートについては付録に記載しているので参照されたい。ただし、実際の設計では、参照する打設間隔の範囲は実験で確認されている 1.5m までとする。なお、本論文で検討したドレーン仕様以外を採用する場合は、詳細設計法を用いるか、別途、実験や浸透流解析を実施し、妥当性を評価することが望ましい。

5. 詳細設計法と提案設計法の検証

(1) 詳細設計法

a) 簡易三相系による不飽和浸透流解析の方法

詳細設計法では、地震時および地震後において間隙水の移動を考慮できるひずみ空間多重せん断モデル¹⁸⁾

(FLIP ROSE: 通称、カクテルグラスモデルという)を用いて有効応力解析を行い、式(1)に示すボイリング抑制指標 R_v (有効応力減少比)を用いてボイリング対策効果の照査を行う。地震時および地震後における不飽和土層の間隙水の挙動を予測するには非定常の不飽和浸透流解析が必要となるため、ここでは、土の間隙である水と空気の混合体を一つの等価な間隙体(以降、等価間隙体という)とみなした二相系(以降、簡易三相系という)の解析を用いる。

簡易三相系の場の方程式は、**u-p formulation**¹⁹⁾で表される飽和多孔質体の二相系の場の方程式における間隙水の密度 ρ_f と体積弾性係数 K_f を、等価間隙体のみかけの密度 ρ_p と体積弾性係数 K_p に置き換えたものとなる。すなわち、簡易三相系の場の方程式は、式(11)に示す多孔質体の運動方程式と式(12)に示す等価間隙体の収支バランス式が連成したものである。

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \ddot{u}_i \quad (11)$$

$$k_{ij}(p_{,j} - \rho_p g_i + \rho_p \ddot{u}_{j,i}) - \varepsilon_{ii} = \frac{n}{K_p} \dot{p} \quad (12)$$

ここに、 σ_{ij} : 全応力テンソル(kPa)、 ρ : 多孔質体の密度(t/m^3)、 g_i : 重力加速度ベクトル(m/s^2)、 u_i : 土骨格の変位ベクトル(m)、 k_{ij} : 透水係数テンソル(m/s)、 p : 間隙圧(kPa)、 ρ_p : 等価間隙体の密度(t/m^3)、 ε_{ii} : 土骨格のひずみテンソル、 n : 間隙率、 K_p : 等価間隙体のみかけの体積弾性係数(kPa)である。また、応力テンソルとひずみテンソルには、それぞれ次の関係がある。

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij} p \quad (13)$$

$$\varepsilon_{ij} = (u_{i,j} + u_{j,i})/2 \quad (14)$$

ここに、 σ_{ij} は、有効応力テンソル(kPa)である。ただし、応力テンソルとひずみテンソルの符号については、引張を正とし、間隙圧の符号については、圧縮を正とする。

飽和度 S_r に対する等価間隙体のみかけの体積弾性係数 K_p については、次式で与えられる²⁰⁾²¹⁾。

$$\frac{1}{K_p} = \frac{S_r}{K_f} + \frac{1-S_r}{K_a} \quad (15)$$

ここに、 K_f は、水の体積弾性係数(kPa)、 K_a は、空気の体積弾性係数(kPa)である。

上田ら²⁰⁾は、FLIPROSEにおいて三相系の場の方程式を**u-p formulation**に基づいて定式化した上で、飽和度が100%に近いことを前提条件として、三相系における間

隙水圧 p_f と間隙空気圧 p_a の差であるサクシオン s ($= p_a - p_f$) をゼロとみなし、式(11)～式(15)に示す簡易三相系の場の方程式を導き、遠心模型実験との整合性を確認した上で簡易三相系解析の適用性を確認している。ただし、飽和度が100%に近いことを前提条件としつつも、一般的な水分特性曲線をもつ砂であれば、飽和度は70%程度であっても簡易三相系解析を適用可能としている。また、飽和度が90%の場合について間隙水圧の増分に相当する間隙圧 p は三相系解析における間隙空気圧 p_a にほぼ一致することも確認している。このことは、ボイリングが発生する状態では飽和度が高い状態であることが前提となるため、このような不飽和浸透流解析では飽和度の変化による影響よりも間隙圧(間隙水圧の増分)の影響が支配的であると解釈できる。以上のことから、本来の不飽和浸透流解析では、渦岡ら²⁰⁾のように比水分容量や比透水係数を飽和度に応じて逐次更新するのが妥当と考えられるものの、飽和度を90%以上の適当な値に固定して簡易三相系解析を行うやり方は、ボイリング対策効果の照査においては R_v の最大値を評価できればよいため、一種の近似解法として十分適用可能な解法といえる。

実際の解析では、渦岡ら²⁰⁾の方法に倣い、不飽和浸透流解析の前に、初期自重解析において地下水水位で間隙圧ゼロ境界(排水境界)を設けて定常浸透流解析を行い、地下水水位で浅い不飽和土層に次式で表される初期サクシオン S_{ci} を予め作用させておく。

$$S_{ci} = -\rho_f g (h_w - h) \quad (16)$$

ここに、 h_w は、初期全水頭(m)(地震前の地下水水位における位置水頭)、 h は、位置水頭(m)である。この初期自重解析に引き続き地震時の有効応力解析(不飽和浸透流解析)では、地表面は舗装体であるとして地表面の境界条件を非排水条件とするが、この条件の適用は、地表面において間隙圧(間隙水圧の増分)が初期サクシオン S_{ci} に達する時刻(ここでは、 t_{sci} と定義する)までとする。これは、現実には、地表面において間隙水圧の増分が初期サクシオンに達した時点でサクシオンが完全に切れ、舗装面の亀裂等から水が漏れ出ると考えられるためである。したがって、ボイリング抑止指標である R_v の評価では、時刻 t_{sci} までの解析値を用いるものとする。

なお、地震時の有効応力解析の段階で地表面に間隙圧ゼロ境界を設けると、初期自重解析(定常浸透流解析)で予め作用させておいた地表面での初期サクシオンが地震開始時点で切れることになるため、表層地盤が均質な砂地盤である場合、液状化層から伝播する上向きの浸透流は、限界動水勾配よりもはるかに小さい静水圧程度しか生じないことを事前に確認している。

b) 疑似一次元有効応力解析の方法

ドレーン材一本あたりの対策効果を照査するため、ここでは、図-11に示すような疑似一次元地盤モデルを用

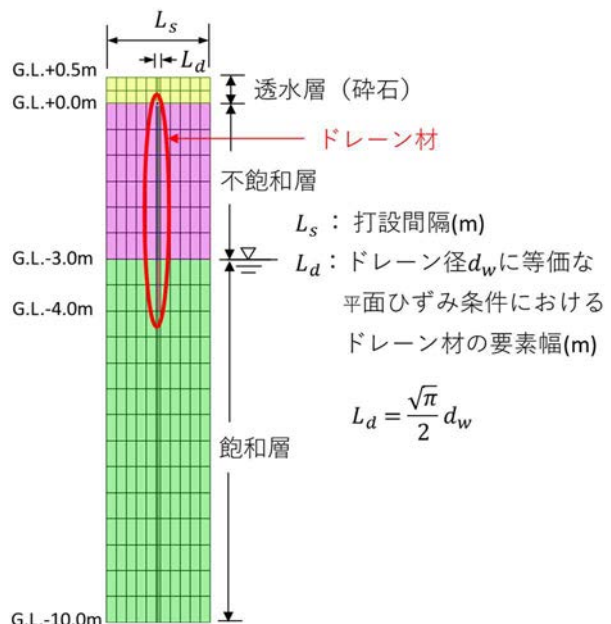


図-11 疑似一次元地盤モデルの例(不飽和層厚3m, 打設深度4m, 打設間隔2mの解析メッシュ)

いる。疑似一次元地盤モデルとは、ドレーン一本あたりの排水挙動を考慮した上で、同一深度においてドレーン材中央を中心とした同心円上の間隙圧、水平変位、および鉛直変位の3つの自由度がそれぞれ同じになるように拘束をかけたもので、水平成層地盤における一次元的な挙動を疑似化したモデルである。また、この疑似一次元地盤モデルを用いて上記の簡易三相系による不飽和浸透流解析を行うことを、ここでは、疑似一次元有効応力解析という。

なお、ここで用いる疑似一次元地盤モデルは、液状化対策としてドレーン材を用いた既往の研究²²⁾²³⁾に倣い、ドレーン材一本あたりの軸対象条件を平面ひずみ条件に変換したものである。ただし、既往の研究ではドレーン材の打設部を排水境界として扱っているのに対し、ここでは、ドレーン材を要素としてモデル化する。ドレーン材の要素では、透水機能のみを考慮できればよいため、透水係数のみドレーン材のものを適用し、その他の密度やせん断・体積変形特性、ダイレイタンス特性等については周囲の地盤要素に合わせる。ドレーン材の周囲にある地盤要素の水平方向の透水係数については、既往の研究と同様、次式に示す軸対象条件と等価な透水係数 k'_h を用いる。

$$k'_h = \frac{\pi T'_d}{4T_d} k_h \quad (17)$$

ここに、 T_d ：軸対象条件における平均圧密度 d に対する時間係数、 T'_d ：平面ひずみ条件における平均圧密度 d に対する時間係数、 k_h ：もとの透水係数(m/s)である。平均圧密度 d の具体的な値については、既往の研究²²⁾²³⁾において一般的な砂の場合は90%以上が適切であること

表-3 砂地盤のモデルパラメータ

項目	設定値	項目	設定値
ρ (t/m ³)	1.93	ε_d^{cm}	0.2
n	0.45	$r_{\varepsilon_d^c}$	0.9
p_a (kPa)	98.0	r_{ε_d}	0.5
G_{ma} (kPa)	95300.0	q_1	2.0
$K_{L/ua}$ (kPa)	248500.0	q_2	1.0
m_G, n_K	0.5	r_K	0.18
H_{max}	0.2	l_k	2.0
ϕ_f (deg.)	40.0	S_1	0.005
ϕ_p (deg.)	28.0	c_1	1.6

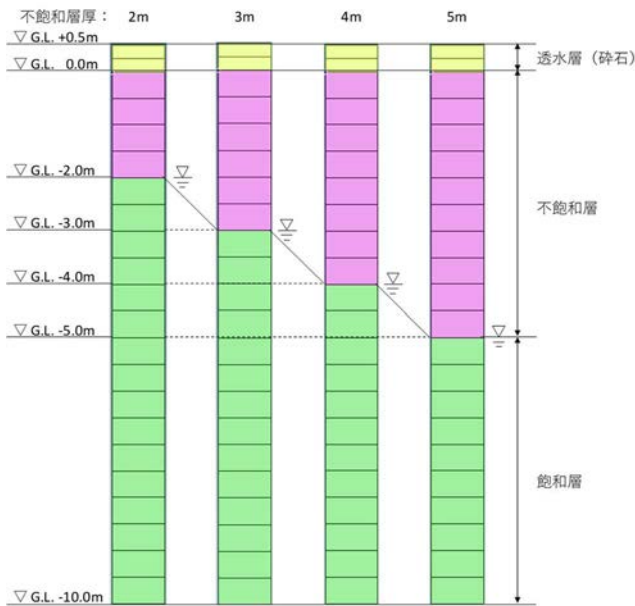


図-12 検討対象水平成層地盤の一次元モデル

が確認されているため、ここでは、 $d = 90\%$ を標準値とする。

(2) 提案設計法の検証

a) 背景と目的

ここで提案する設計法は、基本的には前章で述べた簡易設計法のことをいう。この簡易設計法は、定常浸透流解析²⁾に基づいており、遠心载荷模型実験²⁶⁾との整合性が確認されている。これらの実験と解析は、いずれも均質な砂地盤に対して限界動水勾配を上回る上向きの浸透流を静的に与え、強制的に全土層を液状化させることから、ドレーン材の打設後においては、あくまでも液状化層が浅い表層地盤が対象となり、実際に地震時に液状化する土層については対象外である。また、ここで与えられる設計動水勾配 i_d は、実験結果に基づき、安全側の設計の観点から 1.5 が標準として用いられる。均質な砂地盤を対象とした有効応力解析では、液状化層から伝播する上向きの浸透流は最大でも限界動水勾配程度にしか達しないことから、簡易設計法は、明らかに安全側の設計になる。ただし、表層地盤の上層部にシルトや粘土といった透水性の低い土層が存在する場合、有効応力解析（非定常不飽和浸透流解析）においては、低透水層下の不飽和砂地盤において限界動水勾配を上回る浸透流が発生する可能性があることを事前に確認している。そのため、このような場合においても、簡易設計法が妥当な設計法であるかを確認しておく必要がある。

以上のような背景のもと、ここでは、簡易設計法を主体とする提案設計法の適用性を確認することを目的として、簡易設計法で決定したドレーン材の打設仕様に対し

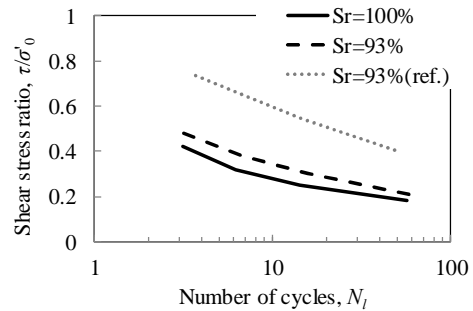


図-13 砂地盤の液状化抵抗

て、詳細設計法である疑似一次元有効応力解析（非定常不飽和浸透流解析）を用い、地震時における実際のボイリング抑止指標 R_p が、液状化層を含めどのような挙動を示すかを確認した上で、簡易設計法による打設仕様の妥当性を検証する。

b) 検討条件

検討対象とする地盤は、相対密度 $D_r=60\%$ の均質な砂質土が一樣に堆積した層厚 10m の水平成層地盤とする。未対策地盤に対して有効応力解析に用いる一次元モデルを図-12に示す。G.L.0.0mより上にある 50cm 層厚の透水層（碎石）は、舗装体の路盤部を想定したもので、当該層がドレーン材の排水機能の役割を果たすことになる。また、施工上はドレーン材の排水機能を確保するため当該透水層を含めて打設することになるが、設計上の打設深度は、透水層への打設分を含まないものとし、G.L.0.0mを起点にした深度とする。不飽和層厚については、同図に示す通り、2m、3m、4m および 5m の 5 ケースとした。

$D_r=60\%$ の均質な砂地盤としては、ここでは、不飽和砂の液状化に関する既往の遠心载荷模型実験²⁶⁾で用いられた $D_r=60\%$ の豊浦砂を仮定する。有効応力解析における豊浦砂 ($D_r=60\%$) のモデルパラメータは、表-3 に示す、実験²⁶⁾の再現解析²⁶⁾に用いられたパラメータを引用した。ここに、 ρ : 質量密度(t/m³)、 n : 間隙率、 p_a : 基準有効拘束圧(kPa)、 $G_{ma} : p_a$ における基準せん断弾性係数(kPa)、 $K_{L/ua} : p_a$ における基準体積弾性係数(kPa)、 m_G, n_K : それぞれ、せん断弾性係数および体積弾性係数に対する有

表-4 透水層（碎石）のモデルパラメータ

項目	設定値	項目	設定値
ρ (t/m ³)	2.00	K_L/u_a (kPa)	469000.0
n	0.45	m_G, n_K	0.5
P_a (kPa)	98.0	H_{max}	0.24
G_{ma} (kPa)	180000.0	ϕ_f (deg.)	40.0

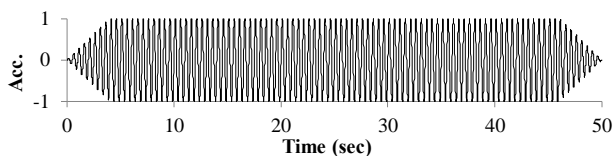


図-14 正規化された入力加速度波形 (2Hz)

効拘束圧依存指数, H_{max} : 最大減衰定数, ϕ_f : 内部摩擦角(deg), その他項目 : ダイレイタンシーに関するパラメータ¹⁸⁾である. 文献²⁰⁾では, 不飽和地盤 ($S_r=93\%$) の液状化強度は, 体積ひずみポテンシャルと液状化強度増加率の関係²¹⁾に従うとしてダイレイタンシーに関するパラメータを別途設定しているが, ここでは, 安全側の設計の観点でダイレイタンシーに関するパラメータについても不飽和地盤と飽和地盤で共通であるとした. 図-13 に, 本検討で用いた砂地盤の液状化抵抗曲線を示す. 同図には, 参考までに, 文献²¹⁾に従った不飽和土の液状化抵抗曲線²⁰⁾を点線 (凡例「 $S_r=93\%$ (ref)」) で示している. 図より, 本検討で用いる不飽和地盤の液状化抵抗 (破線) が十分安全側であることがわかる. 透水層 (碎石) については, ダイレイタンシーを考慮せず, 表-4 に示す, 有効拘束圧 98kPa におけるせん断波速度が $V_s=300$ m/s 相当のせん断・体積変形特性のモデルパラメータを用いた.

不飽和地盤 (ここでは, $S_r=93\%$) の等価間隙体の体積弾性係数 K_p は, 式(15)を用い, $K_f = 2.2 \times 10^6$ kPa, $K_a = 140$ kPa とし, $K_p = 2000$ kPa を設定した. 透水層 (碎石) については, ここでは, 間隙圧の伝播を遅くすることがボイリング抑制指標 R_v の評価に関して安全側になることを事前に確認しており, 飽和度を 50% として, 同式を用い, $K_p = 280$ kPa を設定した. 透水層 (碎石) と不飽和地盤の透水係数については, R_v の最大値評価に与える影響が無視できることから, 便宜上, 飽和度 100% 時のものを用いるものとした. 飽和時の透水係数は, 透水層 (碎石) で $k = 1.0 \times 10^{-3}$ (m/s), 砂地盤 ($D_r=60\%$) で $k = 1.0 \times 10^{-4}$ (m/s) とした.

加振入力波形は, 図-14 に示す, 最大振幅を 1.0 に正規化した周波数 2Hz の正弦波 (継続時間 50 秒) を最大加速度 300Gal または 500Gal に調整して用いた. 解析時間としては, 加振時間 50 秒に加え, 加振後の放置時間は, 間隙圧の増分が地表面で初期サクションに達する時刻 t_{sci} までとした. ただし, シルトや粘土の透水性の低い土層がある場合のケースでは, 加振後の放置時間は 3000 秒までとした.

表-5 検討ケース

ケース区分	ケース名	説明
未対策	Case i	i=1: 不飽和層厚 2m i=2: 不飽和層厚 3m i=3: 不飽和層厚 4m i=4: 不飽和層厚 5m
対策基本	Case i-j	j=1: 打設深度 2m, 間隔 0.5m j=2: 打設深度 3m, 間隔 1.5m j=3: 打設深度 4m, 間隔 2.0m j=4: 打設深度 5m, 間隔 3.0m
対策その他	Case 1-4'	打設間隔 1.5m を適用
	Case 2-4'	
	Case 1-4'-1	最大加速度 500Gal を適用
	Case 2-4'-1	
	Case 1-3-1	
	Case 1-2-1	不飽和層上部にシルト層が 1m 層厚で存在する場合
	Case 2-2-1	
	Case 1-2-2	不飽和層下部にシルト層が 1m 層厚で存在する場合
Case 2-2-2		
Case 1-2-3	打設深度 3m, 打設間隔 3m	

表-6 ドレーン打設範囲における等価な透水係数

打設間隔 (m)	等価透水係数 k' (m/s)	
0.5	2.22×10^{-4}	
1.5	1.11×10^{-5}	
2.0	9.72×10^{-5}	
3.0	8.34×10^{-5}	

表-5 に, 検討ケースを示す. 未対策ケースについては, 事前に最大加速度 300Gal と 500Gal に対し, 継続時間 20 秒, 50 秒および 100 秒の入力加速度波形を用いた検討をしており, ボイリング発生の程度は, 最大加速度よりも継続時間の方が影響度が大きい傾向を示すことを確認している. ここでは, 基本ケースとして, 最大加速度 300Gal, 継続時間 50 秒の入力加速度波形を用いた. ただし, 一部に最大加速度 500Gal を適用したケースがあり, 未対策のケース名としては Case i' と表し, 対策後のケース名としては表-5 に示す通りである. また, 不飽和層にシルト層がある場合についても対策効果を調べるため未対策地盤の解析を行っているが, この場合のケース名については省略した. 対策基本ケースにおける打設深度と打設間隔は, 定常浸透流解析 (設計チャート) に基づく理論上の組合せを用いた. 対策その他ケースにおいて, Case 1-4' と Case 2-4' については, 本工法の設計上の参照打設間隔 1.5m を適用した場合, 液状化層内の支持力の評価がどうなるかを検討したものである. Case 1-4'-1, Case 2-4'-1 および Case 1-3-1 については, 最大加速度 300Gal に対して液状化層内の支持力が確保できるケースについて, 最大加速度を 500Gal に上げた場合について確認したケースである. Case 1-2-1, Case 1-2-2, Case 2-2-1, Case 2-2-2 については, 表中の記述の通り, シルトが不飽

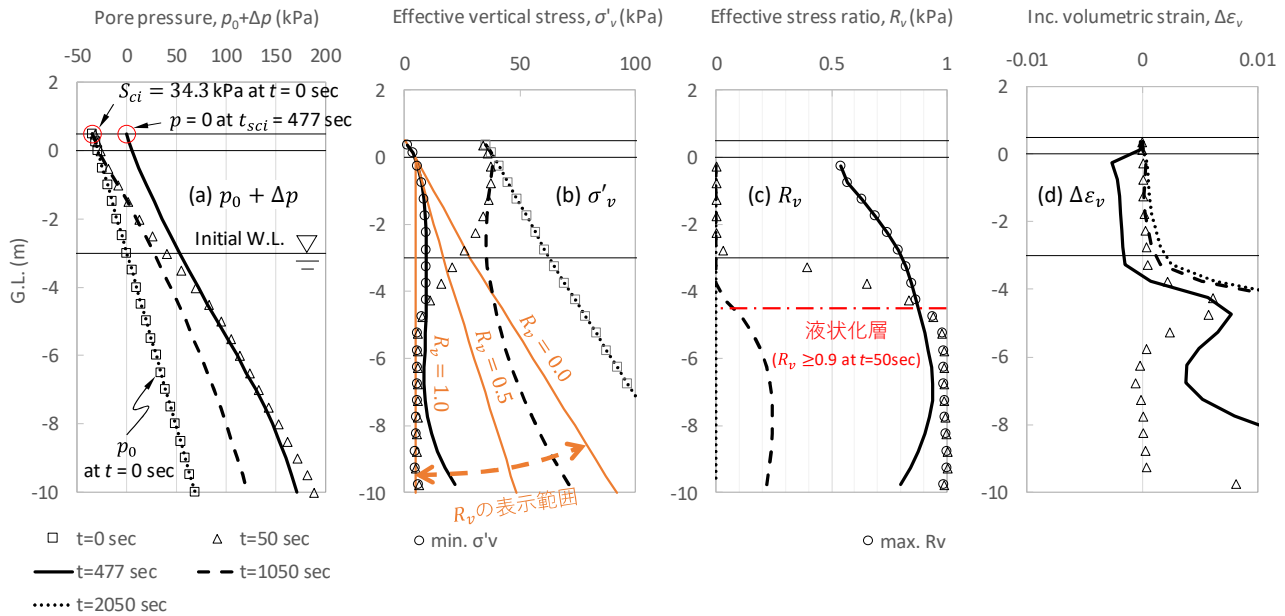


図-15 Case2 (不飽和層厚 3m ; 未対策) における各種深度分布

和層砂地盤内に存在した場合の検討ケースである。これらのケースでは、シルトの透水係数は $k = 1.0 \times 10^{-6}(\text{m/s})$ とし、収縮的ダイレイタンスを制御するパラメタ r_{ε_d} は砂の半分の値 (0.45) とした。粘土についても透水係数を $k = 1.0 \times 10^{-9}(\text{m/s})$ とし、 r_{ε_d} を砂の 1/10 として事前に検討したが、対策効果については、シルトの場合と同様の傾向であることを確認している。Case 1-2-3は、補足的な検証として、実験⁹⁾においてボイリングを抑制できなかったケース (不飽和層厚 2m, 打設深度 3m, 打設間隔 2.4m) に対して行った解析で、打設仕様の間隔 1.5m を 3.0m に広げたケースである。

なお、対策ケースにおいては、表-6 に示す、式(17)により求められる等価な透水係数を用いた。シルト層が不飽和層内に存在する場合のケース (Case 1-2-1, Case 1-2-2, Case 2-2-1, Case 2-2-2) においては、表-5 に示す等価透水係数値から 2 オーダー小さくした値を用いた。

c) 検討結果

地震後における液状化層から表層地盤への水圧伝播の挙動を確認するため、未対策ケース Case 2 (不飽和層厚 3m) を例に間隙圧 p (=初期間隙圧 p_0 + 地震動による増分間隙圧 Δp)、鉛直有効応力 σ'_v 、有効応力減少比 R_v ($R_v < 0$ のとき $R_v = 0$, $R_v > 1$ のとき $R_v = 1$ とした)、および地震動による増分体積ひずみ $\Delta \varepsilon_v$ について整理し、図-15 に各種深度分布を、図-16 に間隙圧 p の代表深度における時刻歴を示す。ただし、これらの図では、ボイリング対策効果の評価には時刻 t_{sci} までの解析でよいが、地表面でサクションが切れた時点以降の挙動を確認するため、時刻 t_{sci} に達した時点 (図-15(a), $p=0$ 箇所参照) で地表面の間隙圧の境界条件を排水境界に変更した場合 (図-16, 一点鎖線参照) の解析結果を示してある。図-

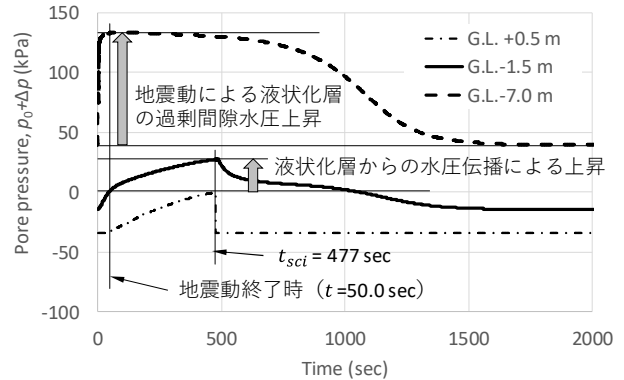


図-16 Case2における間隙圧時刻歴

15 において、地震直後 ($t=50\text{sec}$, Δ 印プロット) の段階では、 $R_v \geq 0.9$ の状態を液状化状態と仮定すると、(c) R_v 分布に示す通り、G.L.-4.5m 以深で液状化すると予想される。港湾基準による液状化判定では、Case 1~ Case 4 のすべてにおいて、地下水位以下の飽和土層全体が液状化すると判定される。図-4 に示す設計フローにおいては、本詳細設計法を省略できるとしており、この場合、安全側の設計になることが確認できる。一方で、本詳細設計法を適用した場合、本工法の適用範囲が広がることもあるため、より合理的な設計が可能になる。地震直後 ($t=50\text{sec}$, Δ 印プロット) から時刻 t_{sci} ($t=477\text{sec}$, 実線) までの間、液状化が予想される G.L.-4.5m を境に、以深では過剰間隙水圧 Δp の消散と体積ひずみ $\Delta \varepsilon_v$ の収縮が、以浅では液状化層からの水圧伝播による間隙圧 p の増加と $\Delta \varepsilon_v$ の膨張が確認できる。また、この間のこれらの増減は単調であることが図-16 より確認できる。特に、液状化層より上の表層地盤のみに着目すれば、時刻 t_{sci}

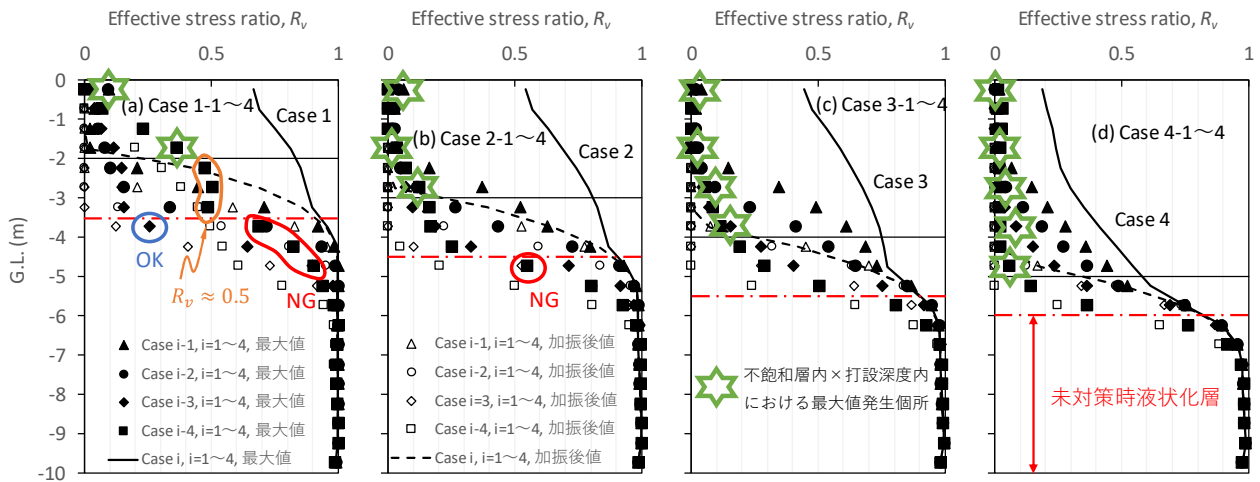


図-17 理論上の打設仕様を適用した対策基本ケースにおける有効応力減少比

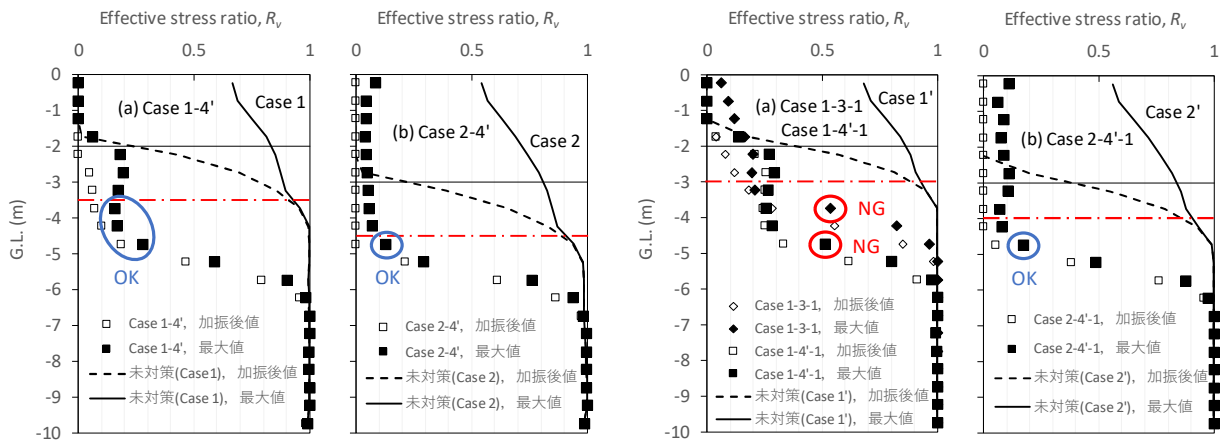


図-18 設計上の参照打設間隔 1.5mを適用した場合

図-19 地震動を大きくした場合

に達した時点で p と R_v 、および $\Delta\varepsilon_v$ の膨張は最大となり、 σ'_v は最小となる。このとき、不飽和層の R_v の最大値は全体的に 0.5 以上であることからボイリングが発生する可能性が高いと予想される。時刻 t_{sci} に達して以降は、全層において間隙圧が消散し、地震後 1000sec 経過した時点 ($t=1050\text{sec}$, 破線) で不飽和層で地震直後の状態付近まで戻り、地震後 2000sec 経過した時点 ($t=2050\text{sec}$, 点線) で全層で地震前の状態 ($t=0\text{sec}$, □印プロット) まで戻るのが確認できる。以上の挙動は、均質な砂地盤を対象とした場合について、実際の地震時および地震後の挙動を説明するものでもある。本解析では比水分容量や比透水性係数の経時変化を考慮していないため、間隙圧の伝播速度については近似的なものとなる。ただし、ボイリング抑制指標 R_v の評価では、間隙圧の伝播速度による影響は、時刻 t_{sci} までにおいて安全側の評価になるように考慮されている。以下では、このボイリング抑制指標 R_v を用いて簡易設計法で決定される理論上の打設仕様について検証した結果を述べる。

図-17 に、基本対策ケースにおける有効応力減少比 R_v

を示す。不飽和層内においてドレーン材が打設された深度までの R_v の最大値を G.L. -0.25m, -1.75m, -2.75m, -3.75m, -4.75m について見ると、図中の星印で示しているように、Case 1-4 が最大で約 0.36, その他のケースでも約 0.15 以下まで抑えられ、少なくとも不飽和層内ではボイリングを確実に防げることが確認できる。特に、Case 1-4 は液状化層まで深く打設されたケースで、簡易設計法 (定常浸透流解析) の前提条件 (ドレーン打設後において液状化層より浅い層がボイリング抑制の対象層になるという前提条件) に合致し、 R_v の最大値が許容値 R_{va} (=0.5) 付近にあることから、定常浸透流解析による簡易設計法 (理論上の打設仕様) と遠心载荷模型実験⁵⁶⁾の両方に対して整合性が確認される。液状化層に打設されているケース (Case 1-3, Case 1-4, Case 2-4) のうち、打設深度が支持力確保に必要な層厚に等しいとしたとき、図-17(a), (b)からわかるように、支持力が確保できるのは Case 1-3 のみで、残る 2 ケースはいずれも支持力を確保できない。この支持力を確保できないケース (Case 1-4, Case 2-4) に対して設計上参照される打設

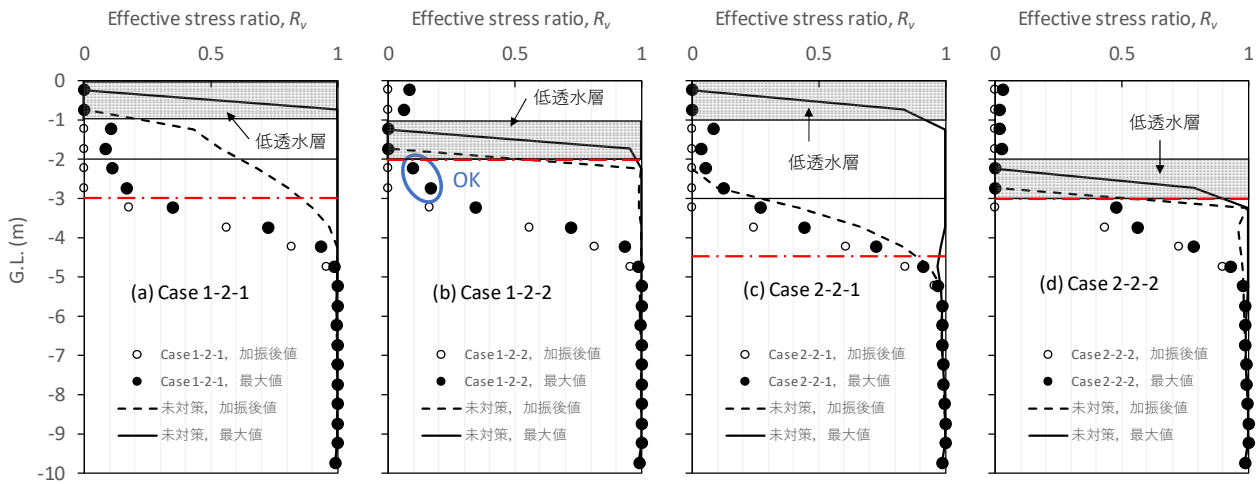


図-20 不飽和層内に低透水層が存在する場合 (打設深度 3m, 打設間隔 1.5m)

間隔 1.5m を適用すると、図-18 (Case 1-4', Case 2-4') に示す通り、支持力を確保できるようになる。一方、未対策時液状化層内においてドレーン打設後に支持力が確保できるケース (Case 1-4', Case 2-4', Case 1-3) を対象に入力最大加速度を 300Gal から 500Gal に大きくすると、図-19 に示す通り、未対策時の液状化層厚が変わり、支持力を確保できなくなるケース (Case 1-3, Case 1-4'-1) と支持力を確保したままのケース (Case 2-4'-1) にわかれる。このように特定の地震動に対してボーリング対策効果を詳細に予測評価できることから、地震動に対して詳細な評価ができない簡易設計法を補う上で、詳細設計法 (疑似一次元有効応力解析) は有効である。

図-20 は、不飽和層内に低透水層 (ここでは、シルト層を仮定) が存在する場合の R_v である。未対策地盤では、(a)と(c)のように低透水層が地表面側にある場合、地震直後の R_v の増加程度は不飽和層厚に依存するものの、 R_v は増加し続け、最終的に不飽和層厚に関係なく低透水層直下で完全に液状化状態となる。一方、(b)と(d)のように低透水層が地下水位面上にある場合は、低透水層下の飽和層では地震直後の段階で完全に液状化状態になる。このような地盤に対してボーリング対策としてドレーン材の打設仕様 (ここでは打設深度 3m, 打設間隔 1.5m) を適用した場合、(b)に見られるように液状化層への打設となるものの、ボーリング抑制効果としては低透水層が存在しない場合と同程度になることが確認できる。このことから、低透水層が存在する場合であっても簡易設計法による打設仕様は、本工法として適用可能であるといえる。

以上は、簡易設計法による打設仕様に対して詳細設計法である疑似一次元有効応力解析を用い、簡易設計法の妥当性について検証した結果である。最後に、補足的な検証として行った、簡易設計法による打設仕様を満足しない Case1-2-3 (打設深度 3m, 打設間隔 3m) の解析結果

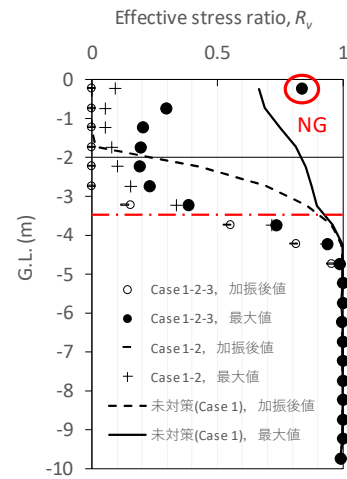


図-21 打設間隔を設計仕様よりも広げた場合

を図-21 に示す。図より、一部ではあるがボーリングが発生する可能性があることがわかる。これは、同様に打設仕様を満足しない条件 (打設深度 3m, 打設間隔 2.4m) を用いた場合にボーリングが観察された模型実験⁹⁾と整合する。この結果は、詳細設計法である疑似一次元有効応力解析の妥当性を示すと同時に、限界動水勾配を上回る設計動水勾配を強制的に与える実験や簡易設計法 (設計チャート) は、安全側の評価になるものの、妥当な範囲であることを示すものでもある。以上より、本提案設計法全体の妥当性が明らかになり、本提案設計法はボーリング被害抑止工法の設計において有用といえる。

6. 結論

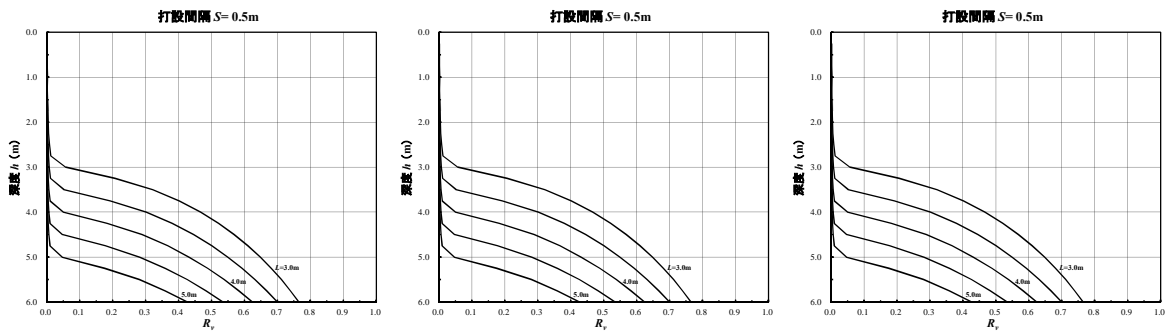
大規模地震に備えて経済的に減災を講じる上で有用となるボーリング被害抑止工法に関して、その設計法を提案した。設計法の提案にあたっては、まず、既往の遠心載荷模型実験、定常浸透流解析および有効応力解析に基

づいてボーリング対策原理を整理し、ボーリング抑制指標 R_v （有効応力比減少比）を導入した。次に、その対策原理に基づき簡易設計法により人工排水材の打設仕様（打設深度と打設間隔）を決定し、より合理的な設計が行えるよう、その打設仕様に対して詳細設計法（疑似一次元有効応力解析）を用いてボーリング対策効果を照査するという一連の設計フローを確立し、これを提案した。本提案設計法の妥当性について、詳細設計法である疑似一次元有効応力解析（簡易三相系による非定常不飽和浸透流解析）を用いて検証した。その結果、有効応力解析が地震後の不飽和浸透流現象を適切に説明できることを確認した上で、主に、i) 簡易設計法による打設仕様は、安全側の設計であるものの、妥当な範囲にあり、ii) 詳細設計法、簡易設計法および遠心载荷模型実験は、ボーリング抑制指標に関して互いに整合性を示すことを明らかにした。以上より、本提案設計法の妥当性が検証され、本設計法はボーリング被害抑止工法の設計において有用であることを示した。

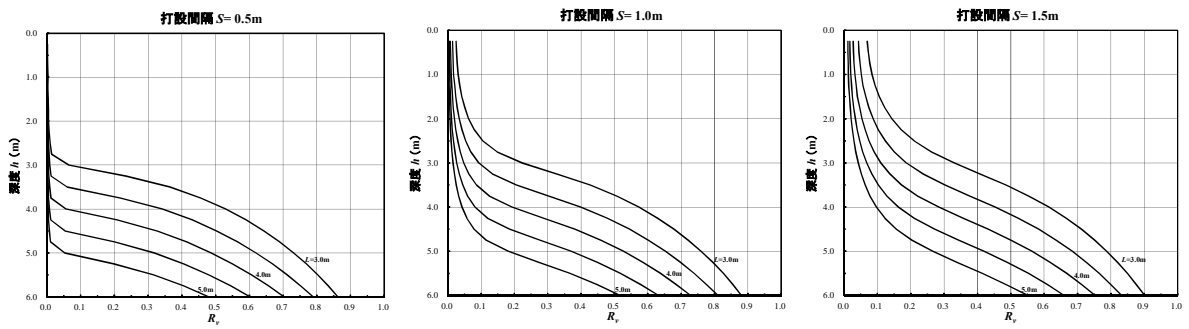
なお、簡易設計法では、設計動水勾配として実験結果をもとに 1.5 を標準としたが、今後設計動水勾配に関する知見が広まれば、現状よりも低い値を適用できると考えられる。より合理的な設計施工の実現に向けて今後も引き続き検討していく。

謝辞：本研究は、港湾空港技術研究所と DEPP 工法研究会との共同研究の一環で実施されたものである。同研究会所属の各機関から多大なご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

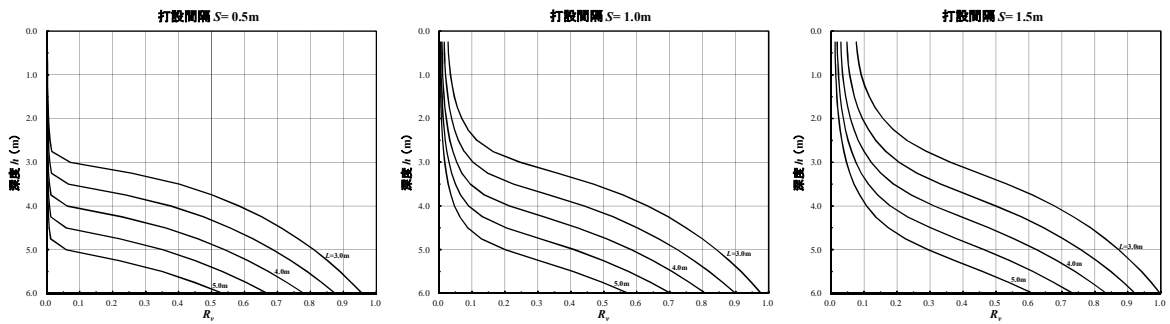
付録 簡易設計法に用いる設計チャート



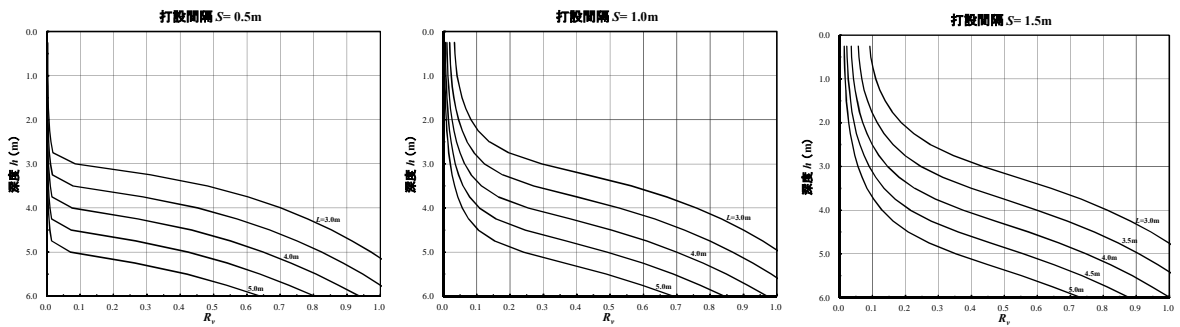
付図-1 $i=0.8$



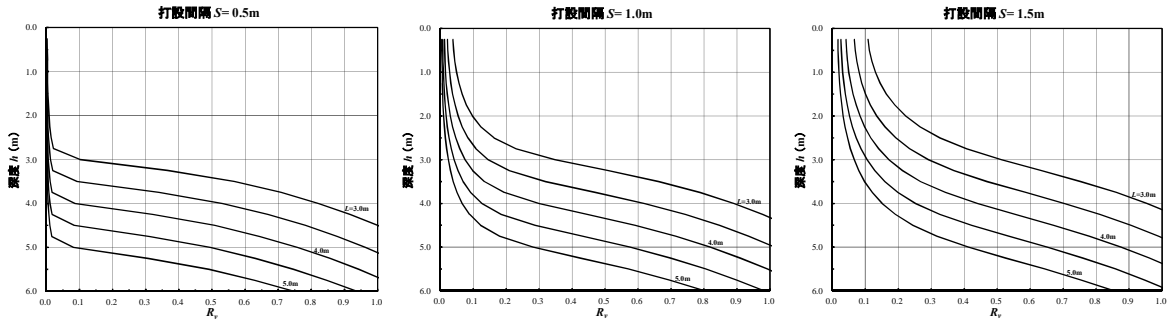
付図-2 $i=0.9$



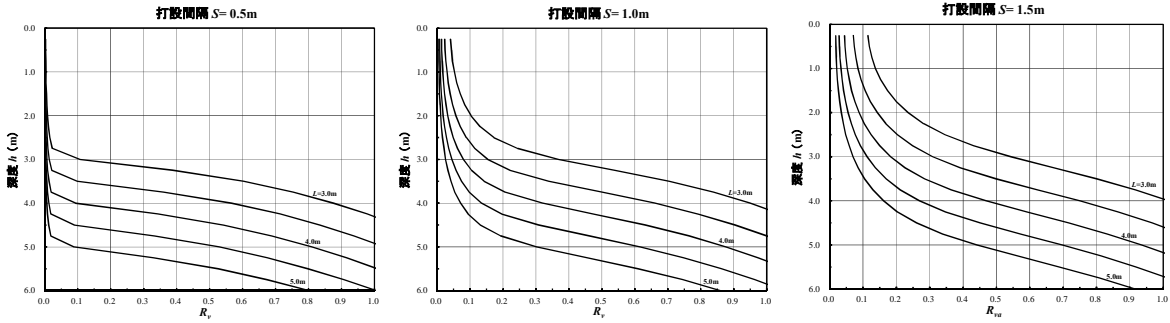
付図-3 $i=1.0$



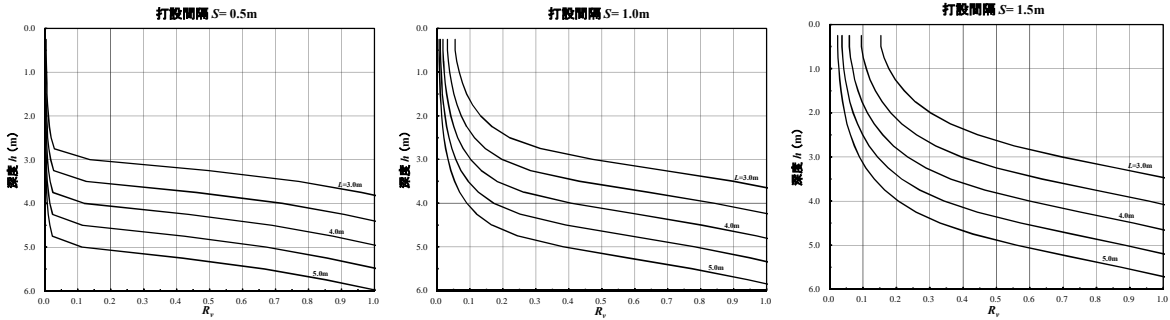
付図-4 $i=1.2$



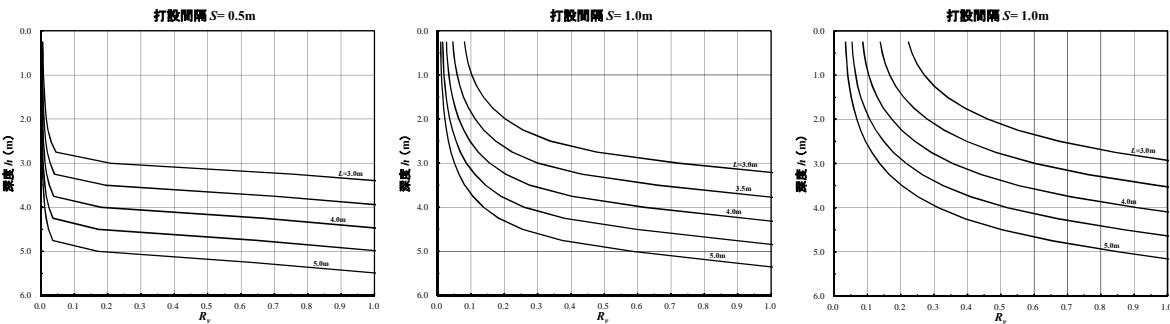
付図-5 $i=1.4$



付図-6 $i=1.5$



付図-7 $i=1.9$



付図-8 $i=2.9$

REFERENCES

- 1) 石川敬祐, 安田進: 東北地方太平洋沖地震による東京湾岸エリアの噴砂特性に関する考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No.4, pp. I_274-

I_281, 2012. [Ishikawa, K. and Yasuda, S.: Study of sand boiling characteristics along Tokyo bay during the 2011 Tohoku-Pacific Ocean Earthquake, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 68, Issue 4, pp. I_274-I_281, 2012.]

- 2) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会, 公益社団法人地盤工学会・公益社団法人土木学会・一般社団法人日本建築学会:平成23年度浦安市液状化対策技術検討調査報告書, 2012.
- 3) DEPP 工法研究会: DEPP 工法技術資料, 2011. [Japan DEPP Research Group: *Technical data on dissipation of excess pore water pressure method*, 2011]
- 4) 佐々真志, 山崎浩之, 林健太郎, 吉岡保弘: 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止工法の研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 73, No. 2, pp. I_276-I_281, 2017. [Sassa, S., Yamazaki, H., Hayashi, K. and Yoshioka, Y.: Prevention of propagation of liquefaction, sand boils and surface deformations by drain method, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 73, Issue 2, pp. I_276-I_281, 2017.]
- 5) Binh NGUYEN, 佐々真志, 山崎浩之, 上野一彦: 人工排水材による液状化時のボイリング被害抑止工法の解析と実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 75, No. 2, pp. I_235-I_240, 2019. [Nguyen, B., Sassa, S., Yamazaki, H. and Ueno, K.: Analysis and centrifuge experiment on the application of shallow vertical drain to prevent sand boils induced by liquefaction, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 75, Issue 2, pp. I_235-I_240, 2019.]
- 6) Binh NGUYEN, 佐々真志, 上野一彦, 浅田英幸, 田代聡一: 人工排水材による液状化時のボイリング被害抑止工法の地表面変状抑制効果の検証, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. xx, No. x, pp. I_xxx-I_xxx, 2022. [Nguyen, B., Sassa, S., Ueno, K., Asada, H. and Tashiro, S.: Evaluation of the reduction in the ground surface deformation by applying the shallow vertical drain to prevent sand boils induced by liquefaction, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol. xx, Issue x, pp. I_xxx-I_xxx, 2022.]
- 7) 国土交通省港湾局: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2018.
- 8) Sassa, S. and Yamazaki, H.: Simplified liquefaction prediction and assessment method considering waveforms and durations of earthquakes, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 143, No. 2, pp.1-13, doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001597,04016091, 2017.
- 9) 宝福拓, 大良慎平, 桑野二郎, 桑野玲子: 液状化に起因する舗装亀裂からの噴砂発生メカニズム, 第49回地盤工学研究発表会, No.826, pp.1651-1652, 2014. [Hofuku, T., Taira, S., Kuwano, J. and Kuwano, R.: Mechanism of sand eruption from the liquefied ground through the gap of pavement, *49th JGS annual meeting*, Issue 826, pp. 1651-1652, 2014.]
- 10) 堀内佑樹, 桑野玲子: 液状化による道路路面への噴砂に関する検討, 生産研究, 68巻, 4号, pp.307-310, 2016.
- 11) 国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 2012.
- 12) 日本道路協会: 道路土工仮設構造物工設計, 2017.
- 13) 日本道路協会: 道路土工共同溝設計指針, 1986.
- 14) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- 15) 建築基礎構造設計指針
- 16) 岩崎敏夫, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進: 地震時地盤液状化の程度と予測について, 土と基礎, Vol. 28, No. 4, pp.23-29, 1980.
- 17) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp.312-376, 1985.
- 18) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.35, No.3, pp.360-392, 2011.
- 19) Zeinkiewicz, O. C. and Bettess, P.: Soil and other saturated media under transient, dynamic conditions, general formulation and the validity various simplifying assumptions, *Soil Mechanics – Transient and Cyclic Loads*, John Wiley & Sons, pp. 1-16, 1982.
- 20) 上田恭平, 白可, 井合進: 不飽和水平成層地盤の地震時挙動に対する簡易三相系解析の適用性, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 74, No. 2, pp.130-143, 2018.
- 21) Marasini, N. P. and Okamura, M.: Numerical simulation of centrifuge tests to evaluate the performance of desaturation by air injection on liquefiable foundation soil of light structures, *Soils and Foundations*, Vol. 55, No. 6, pp. 1388-1399, 2015.
- 22) 渦岡良介, 久保哲夫, 八嶋厚, 張鋒: 不飽和層への浸透現象を考慮した液状化解析, 土木学会論文集, No. 694, Vol. III-25, pp.153-163, 2001.
- 23) 田代聡一, 浅沼丈夫, 大野康年, 林健太郎: 大規模地震時における水平成層地盤を対象とした過剰間隙水圧消散工法の排水効果の定量評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 71, No. 4, pp.I_145-I_158, 2015.
- 24) 田代聡一, 井合進: 人工材ドレーンを用いた液状化対策地盤の地震時変形抑制効果に関するひずみ空間多重せん断モデルによる解析的研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.73, No.4, I_385-I_403, 2017.
- 25) 富田雄一, 紙田直充, 内田純二, 岡本辰也, 岡村未対: 液状化対策としての地盤不飽和工法の道路盛土への適用性に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.3, pp.375-386, 2014.
- 26) 田代聡一, 井合進: 不飽和化液状化対策地盤盛土模型のひずみ空間多重せん断モデルによる再現解析, 第55回地盤工学研究発表会講演集, p. 22-11-2-07, 2020.
- 27) Okamura, M. and Soga, Y.: Effect on liquefaction resistance of volumetric strain of pore fluid, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 5, pp. 696-700, 2006.

PROPOSAL OF A DESIGN METHOD USING THE ARTIFICIAL DRAINAGE MATERIAL FOR SUPPRESSING THE SAND BOIL DAMAGE DUE TO LIQUEFACTION DURING EARTHQUAKES

Soichi TASHIRO, Hideyuki ASADA, Kazuhiko UENO,
Binh NGUYEN and Shinji SASSA

The sand boil damage suppression (SBDS) method is a new concept-based countermeasure against the sand boil damage such as a roughness and undulation of the ground surface due to liquefaction during earthquakes. The SBDS method can quickly absorb the pore water pressure propagating from the liquefied sandy soil layer by installing the artificial drainage material system into the unsaturated soil layer including the shallow layer of the saturated soil layer. It is necessary to newly develop the design method for the SBDS, because the principle of a countermeasure against the sand boil damage regarding the SBDS method is quite different from the conventional one against the sand liquefaction regarding the dissipation of excess pore water pressure (DEPP) method, even if both methods apply the similar artificial drainage material. The authors propose the newly developed design method for the SBDS based on our previous studies using the centrifuge model tests, the steady seepage flow analyses and the effective stress analyses for the SBDS in this paper.