

第2セッション
(13:00～14:30)

司 会 棚橋 秀行
(大同大学)

マクロエレメント法を用いた水～土連成有限変形解析による
気水分離型真空圧密工法の数値シミュレーション
Numerical simulation on steam-water separator type vacuum consolidation method
by using a soil-water coupled finite deformation analysis code
equipped with macro-element method

肥後隼大¹，山田正太郎¹，野田利弘²，中野正樹¹

1 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻・higo.hayata@i.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

概 要

真空圧密工法では、沈下に伴い気密シート直下の水圧が増加する。これを課題と捉え、気水分離型真空圧密工法が開発された。これまでに、同手法が高い減圧効果を発揮することは実証されているが、同工法の変形抑制効果については議論されていない。そこで、本研究では、同工法の変形抑制効果を明らかにすることなどを目的に、バーチカルドレーンの集排水機能を具備するマクロエレメント法を搭載した水～土連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いて数値シミュレーションを実施した。その結果、次の知見が得られた。1) 気水分離型真空圧密工法は、高い変形抑制効果を有している。特に、高いプレロード効果を有するため、真空ポンプ停止後の沈下を顕著に抑制する。2) 一方で、通常型真空圧密工法も側方変位の抑制などに対し高い効果を発揮する。これは、沈下に伴って気密シート直下の水圧が上昇しても、真空ポンプにより作用させたのと同等の減圧効果が維持されているためである。3) 通常型・気水分離型ともに、既往の施工実績より短期での施工が可能である。また、これらの議論を通じ、本論文で用いた数値解析手法が、適切な工法選択やより経済的な施工条件の探索のために有効であることを示した。

キーワード：真空圧密，気水分離，マクロエレメント

1. はじめに

真空圧密工法では、沈下に伴い真空ポンプとバーチカルドレーンの頭部に高低差が生じると、気密シート直下の水圧は、真空ポンプの圧力よりも沈下量に応じた静水圧分だけ増加する。これを回避するために、気水分離方式¹⁾と称される真空圧密工法が提案された。この方法では、気密シート直下に気水分離タンクと称されるタンクを埋設し、このタンク内にドレーンから排出されてきた水を一旦溜める。盛土外に設置された真空ポンプとは別の系統でタンク内に溜まった水を排出することで、タンク内は常に水と空気が存在する状態に保たれる。通常の真空圧密工法では、真空ポンプとバーチカルドレーンのチューブは水で満たされているのに対し、気水分離型真空圧密工法では、真空ポンプと気水分離タンクを繋ぐチューブは空気で満たされている（もしくはほぼ真空状態にある）ため、気水分離タンク内の圧力は真空ポンプと同等の圧力になる。これが気水分離方式の基本的な仕組みである。確かに気水分離方式によって減圧効果が高ま

ることは実証されているが²⁾、この工法が変形抑制にとってどの程度の効果をもたらすのかといった点については、議論がなされていない。これは、同じ現場で多数の工法を試験的に試すことの難しさや、地盤の不均質性が等しい条件での比較を阻害することによると考えられる。そこで本論文では、気水分離方式の変形抑制効果等を明らかにするために、バーチカルドレーンの機能を模擬したマクロエレメント法^{3), 4), 5)}を搭載した水～土連成有限変形解析コード **GEOASIA**⁶⁾を用いて、数値シミュレーションを実施した。

また、地盤工学では、過去の施工実績は同種の工事にとって大変有益であるが、一方で、それらが既成事実となり、挑戦的な施工を妨げている可能性もある。本研究では、過去に行われたことがないような速度での施工を想定して計算を実施し、数値解析による予測が施工条件の幅を広げ得ることを示す。

2. 解析条件

2.1 概説

解析には水～土連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いた。また、バーチカルドレーン工法を模擬するために、ドレーンの集排水機能を具備するマクロエレメント法を適用した。関口ら³⁾によって提案されたオリジナルのマクロエレメント法はドレーン内の水圧を解析者が入力条件として与える手法であり、各要素にドレーンの集水機能を付加する手法である。これに対し、名古屋大学地盤工学研究グループでは、ドレーン内の水圧を未知数として扱うマクロエレメント法を提案している^{4) 5)}。この機能拡張により、マクロエレメント法は集水機能に加え排水機能を合わせ持つようになった。このマクロエレメント法では、ドレーン内の水圧を指定する代わりに、上端部で水理境界条件を与える。この恩恵として、ドレーン頭部の水圧を低下させるだけで、真空圧密工法を容易にシミュレーションすることが可能となった。また、本論文で取り上げる気水分離型の真空圧密工法と通常型の真空圧密工法の差異も、ドレーン頭部の水圧をそれぞれの条件に見合ったように与えるだけで容易に表現することが可能である。

2.2 有限メッシュと基本境界条件

図1に解析に用いた有限要素メッシュと境界条件を示す。ピートと粘土からなる互層地盤を想定した。構成式には骨格構造概念に基づく弾塑性構成式 **SYS Cam-clay model**⁷⁾を用いた。

2.3 地盤の材料定数と初期値

本解析に用いた材料定数と状態変数の初期値を表1に、透水性に関する値を表2に示す。

表1 地盤と盛土の材料定数

	盛土	As1	Ac1	Ac2u Ac2	Ac3u Ac3 Ac4	Apt3	Apt5	Dpt1	Dpt2
弾塑性パラメータ									
λ	0.10	0.15	0.37	0.31	0.24	0.39	0.73	0.48	0.40
κ	0.003	0.020	0.055	0.040	0.030	0.045	0.045	0.050	0.045
M	1.40	1.00	1.55	1.20	1.50	2.40	2.35	2.55	2.10
N	2.09	2.05	2.90	2.75	2.35	2.88	4.10	3.40	2.90
ν	0.30	0.30	0.40	0.40	0.04	0.35	0.04	0.30	0.40
発展則パラメータ									
m	1.70	0.05	2.00	2.00	1.80	2.00	2.00	1.50	2.00
a	0.30	1.00	0.37	0.40	0.50	0.25	0.35	0.30	0.40
b	1.00	1.00	0.80	0.80	0.95	0.90	0.90	0.90	0.90
c*	0.10	1.00	0.20	0.10	0.15	0.20	0.20	0.25	0.25
br	0.30	0.10	3.50	0.05	0.05	0.03	0.07	0.05	0.10
m*	0.50	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
ρ^*	2.73	2.65	2.38	2.42	2.57	2.17	1.84	1.96	2.16

表2 地盤と盛土の透水性

	k_0 (cm/sec)	e_0	C_k
盛土	1.0×10^{-5}	Constant k	
As1	1.0×10^{-3}	Constant k	
Ac1	5.0×10^{-7}	3.09	0.260
Ac2	1.5×10^{-6}	2.48	0.220
Ac3u, Ac3, Ac4	1.0×10^{-6}	1.51	0.160
Ac2u	1.5×10^{-6}	2.48	0.220
Apt3	8.0×10^{-8}	2.89	0.298
Apt5	1.0×10^{-7}	4.53	0.500
Dpt1	1.0×10^{-6}	3.72	0.450
Dpt2	1.0×10^{-6}	2.57	0.350

原地盤についてはNguyen et al. (1015)⁸⁾が舞鶴若狭自動車道向笠地区周辺に堆積する超高含水比沖積粘土・ピート地盤の不攪乱試料に対して決めた値を用い、盛土部分については酒井ら(2011)⁹⁾が能登半島に広く分布する風化した凝灰角礫岩（能登赤土）の掘削・締固め試料に対して決めた値を用いた。ピート地盤を想定したのは、気水分離型真空圧密工法は大沈下が生じるほど、効果が顕著に表れるためである。高圧縮性土は圧縮に伴う透水性の変化が顕著であることから、盛土と砂層を除く全ての層の透水性を変化させた。なお、大沈下が生じる問題を扱うため、本論文のように有限変形理論に基づいた解析が必須である。

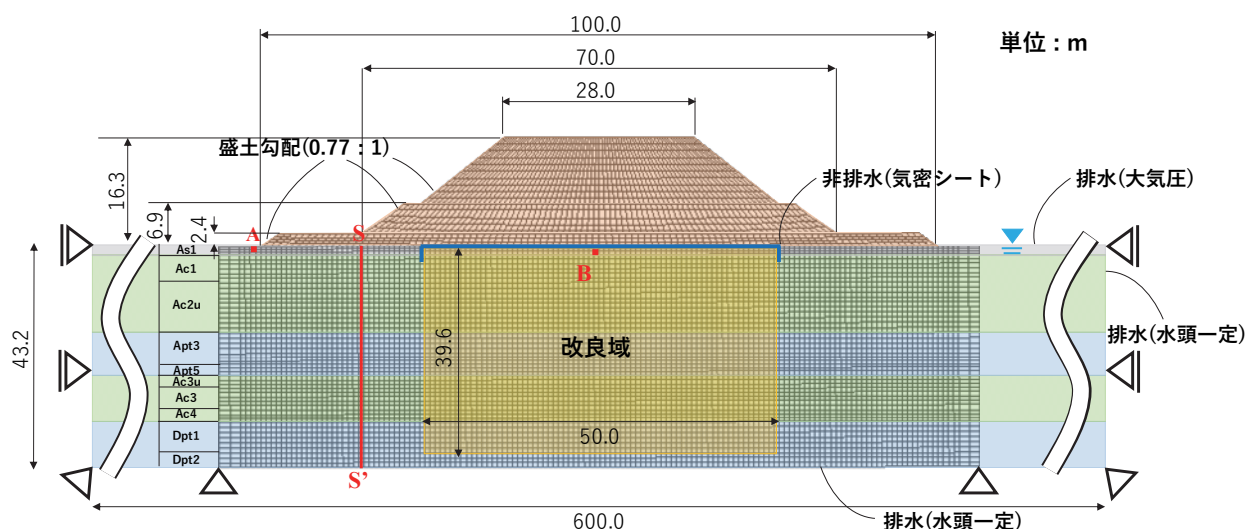


図1 有限要素メッシュと境界条件

2.4 解析ケース

基本パターンとして、以下の4ケースを設けた。

- Case 1 : 無改良
- Case 2 : パーチカルドレーンのみ
(以下、ドレーンのみ)
- Case 3 : パーチカルドレーン+通常型真空圧密
(以下、通常型)
- Case 4 : パーチカルドレーン+気水分離型真空圧密
(以下、気水分離型)

ドレーンは幅 100mm, 厚さ 5mm, 透水係数 $1.0 \times 100\text{cm/sec}$ の帯状ドレーンを想定し、改良深度は 40m, ドレーンピッチは 1.0m とした。マクロエレメント法の入力パラメータである改良範囲の有効径 d_e とドレーンの等価径 d_w は、それぞれ面積を等値する換算式を用いて決めた。Case 3 と Case 4 では気密シートの敷設個所に相当する要素境界を非排水条件に設定した。マクロエレメントのドレーンに関する境界条件については、下端は一律に非排水境界とし、上端はケースごとに以下のように設定した。

＜ドレーン頭部の水理境界条件＞

Case 2 (ドレーンのみ) : パーチカルドレーンの頭部は水平ドレーンに繋がれ、水平ドレーン内が静水圧分布をしており、かつその出口が図の点 A にあると仮定して、点 A と同じ全水頭を与える排水境界

Case 3 (通常型) : 点 A に真空ポンプが設置されており、真空ポンプとドレーンの間が静水圧分布をしていると仮定して、点 A より真空ポンプによる減圧 (-90kPa) 分だけ低い全水頭を与える排水境界

Case 4 (気水分離型) : 地盤と盛土の間に、沈下に追従する気水分離タンクが設置されていると仮定し、大気圧より真空ポンプによる減圧 (-90kPa) 分だけ低い圧力を与える排水境界

Case 3 と Case 4 の施工過程として、以下を想定した。

- ① 真空のみ (20 日間)
- ② 盛土構築+真空 (28 日間)
- ③ 盛土+真空 (34 日間)
- ④ 盛土のみ (沈下が収束するまで放置)

①では、はじめに1時間で所定の圧力まで減圧を行った。②における盛土構築は段階的に要素を追加した。各載荷段階において、載荷直後の盛土高が所定の値になるように載荷(1時間)と放置を繰り返した(したがって、最終的な盛土高は盛土完成後に発生する沈下量に応じて異なる)。比較がしやすいように、Case 1 と 2 は 20 日間放置してから、盛土載荷を始めた。Case 3 は真空ポンプ停止時(④のはじめ)に、1時間で全水頭を A 点と同じ値まで戻した。Case 4 は真空ポンプ停止時に、ドレーン頭部の圧力を同じ時間を掛けて 0kPa まで戻した後に、気水分離タンクと真空ポンプの繋がりを絶つ場合を想定し

て、ドレーン頭部の水理境界条件を非排水境界条件に切り替えた。また、盛土の各構築段階において、盛り立て直後の盛土高が各ケースで一致するように要素を加えた。

加えて、施工日数を短くした際の真空圧密工法の有効性を確認すべく、Case 2~3 に対して、上記①~③における各過程の所要日数を半分に減らした解析も行った(つまり、①を10日間、②を14日間、③を17日間で施工)。これらの解析ケースをそれぞれ Case 2' ~4' とし、短縮パターンと称することとする。Case 1 の短縮パターンを設けなかったのは、後述する通り、無改良の状態では、基本パターンの施工速度でもすべり破壊が生じるためである。

なお、基本パターンは、現在実際に行われている範囲内の施工速度であるが、短縮パターンはビート地盤に対してこれまでに実施されることがないような施工速度である。真空圧密工法では、施工期間の短縮は真空ポンプの稼働・管理期間の短縮に直結するので、短縮パターンのような施工が実現すれば、施工費用の大幅な縮減が期待できる。

3. 解析結果

3.1 基本パターン

図2に点Bにおける真空ポンプ圧、盛土高、沈下量の経時変化を示す(盛土高はCase 4の盛土中央部における値である)。また、図3に点Bにおける間隙水圧の経時変化を示す。

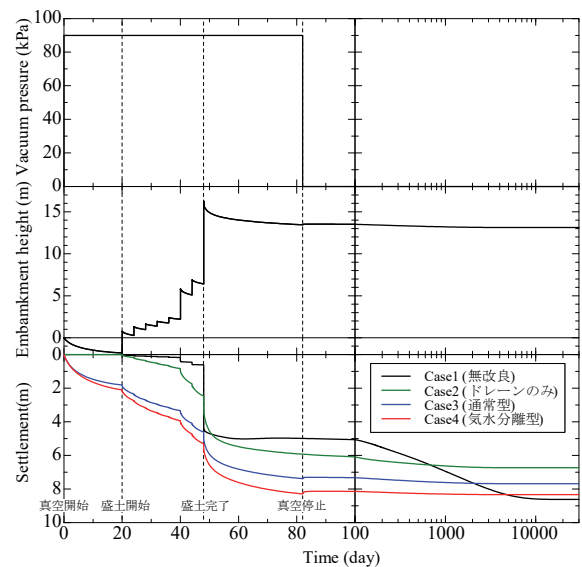


図2 載荷履歴と点Bの時間～沈下関係(基本パターン)

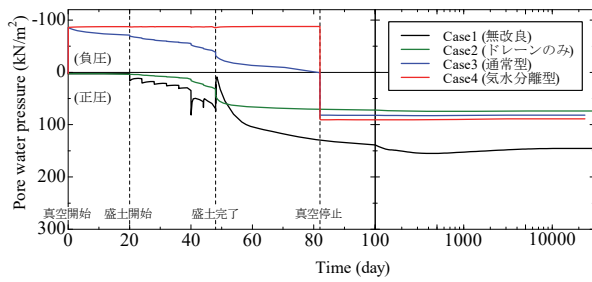


図3 点Bの時間～間隙水圧関係（基本パターン）

注目すべきは、Case 3 では沈下に伴って水圧が上昇するのに対し、Case 4 では-90kPaに圧力が保たれている点である。図2と図3の青線が真空停止まで同様な曲線を描いていることから分かる通り、Case 3における水圧の上昇量は沈下量×水の単位体積重量にほぼ等しい値となっている。Case 3では真空ポンプ停止直前に7mを超える沈下が生じているため、シート直下の圧力は-20kPaを上回るレベルまで増加している。図4に真空ポンプ停止直前の間隙水圧分布を示す。

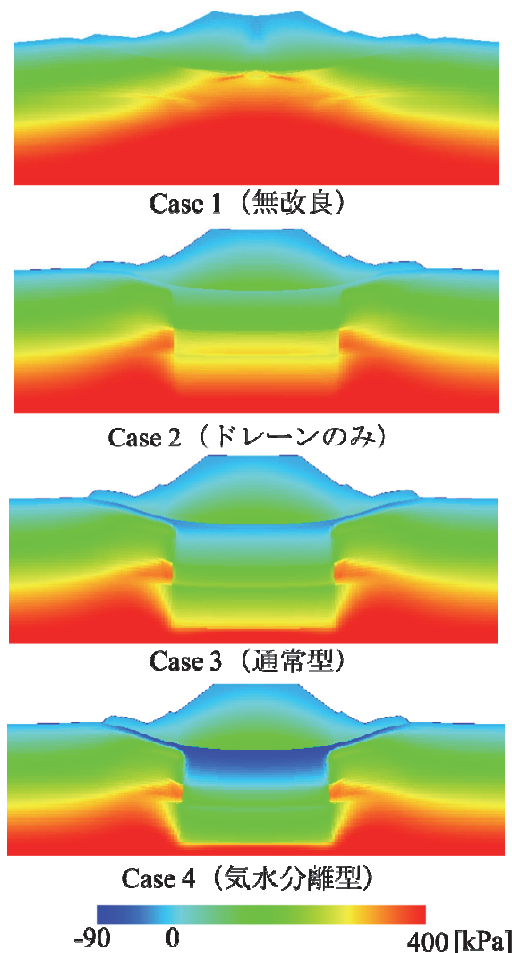


図4 真空停止直前(③終了時)の間隙水圧分布
(基本パターン)

バーチカルドレーンの効果により、Case 1 よりも Case 2 の方が間隙水圧の消散が進行している。また、改良域

全体に渡って、Case 3 よりも Case 4 の方が高い減圧効果が現れている。本研究で用いた解析手法ならびに解析条件によって、通常型真空圧密工法と気水分離型真空圧密工法の違いを再現可能であることが分かる。図5に圧密終了時のせん断ひずみ分布を示す。Case 1を見ると、地盤と盛土がすべり破壊を生じていることを確認できる。

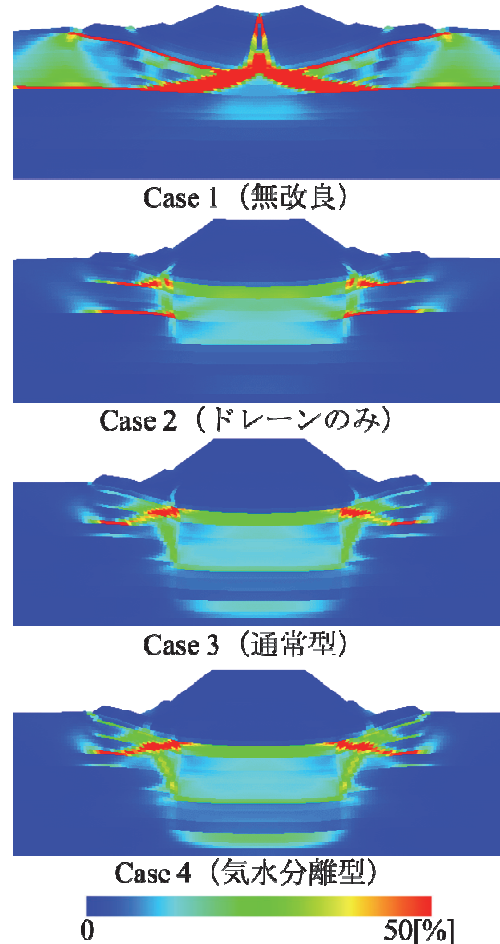


図5 圧密終了時(④終了時)のせん断ひずみ分布
(基本パターン)

図2において、Case 1では、盛土の最終立ち上げ段階（48日目）で急激に沈下量が増していることから、この段階ですべりが発生したことが分かる。Case 2, 3, 4では地盤のすべりや盛土の破壊は発生しておらず、対策による効果が表れている。

続いて、各ケースの変形について比較する。沈下量はCase 1, 4, 3, 2の順で大きくなっている。Case 1の沈下量が最も大きくなったのは、地盤のすべり破壊に伴う大沈下が生じたためである。Case 3よりもCase 4の方が沈下量が大きいのは、気水分離型の方がより大きな減圧効果を有するためである。Case 3がCase 2より沈下が大きくなっている点にも注意が必要である。これは、通常型の真空圧密工法では、沈下に伴ってシート直下の圧力が増加してしまうが、それでもなお減圧の効果が働いていることを示している。図3を見ると、Case 2においても

Case 3 と同様に沈下に伴って点 B の水圧は上昇するため、Case 3 は Case 2 よりも常に低い水圧を示している。また、Case 3 において、真空ポンプの停止時にドレーン頭部の全水頭を A 点と同じ値まで戻すと、点 B の水圧が 90kPa 加算され、その後もほぼ一定値を保っている。このように、通常の真空圧密工法は大沈下時も真空ポンプにより作用させたのと同じだけの減圧効果を確かに維持（同一深度にある地盤内の静水圧よりも真空ポンプによる減圧分だけ低い水圧を維持）していることが分かる。図 6 に盛土載荷終了時の S-S' 断面の側方変位を示す。

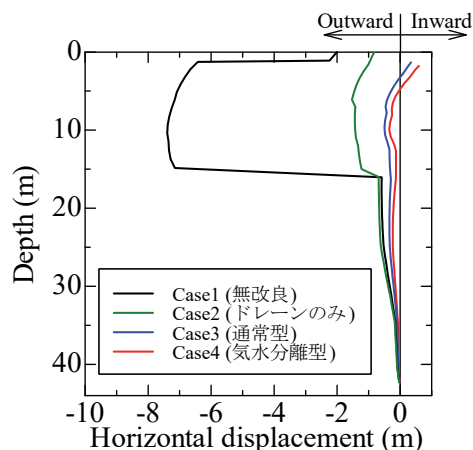


図6 盛土完了時(②終了時)の
S-S' 断面の側方変位
(基本パターン)

Case 1 ではすべり破壊に起因する大きな側方変位が生じている。Case 1 と Case 2 の比較より、バーチカルドレーンのみでも側方変位の抑制効果は得られることが分かる。より緩速施工が許される状況であれば、バーチカルドレーンのみでもより高い効果が期待できる。Case 3 と Case 4 では、盛土荷重によるはらみ出しと、真空圧密による引き込みが相殺し、側方変位が抑制される効果が発揮されていることを確認できる。側方変位の抑制効果は Case 4 が最も高いが、Case 3 と Case 4 の差は Case 2 と Case 3 の差ほど顕著ではなく、通常型真空圧密工法でも高い変形抑制効果が発揮されるといえる。

以上の議論を踏まえ、以下の点を改めて強調する。世間一般には、通常型は沈下に伴い減圧効果が失われ、気水分離型は大沈下が生じてでも減圧効果が維持される工法として理解されているように見受けられるが、これは誤解である。正しくは、通常型が沈下量と関係無く減圧効果を保つことができる工法であり、気水分離型は沈下量×水の単位体積重量分だけより高い減圧効果が得られる工法なのである。図 6 に示す側方変位を見て、思ったよりも通常型が変形抑制に効果を発揮していると感じたならば、上記のような誤解に原因があると考えられる。

3.2 短縮パターン

図 7 に点 B における真空ポンプ圧、盛土高、沈下量の経時変化を示す（盛土高は Case 4' の盛土中央部における値である）。

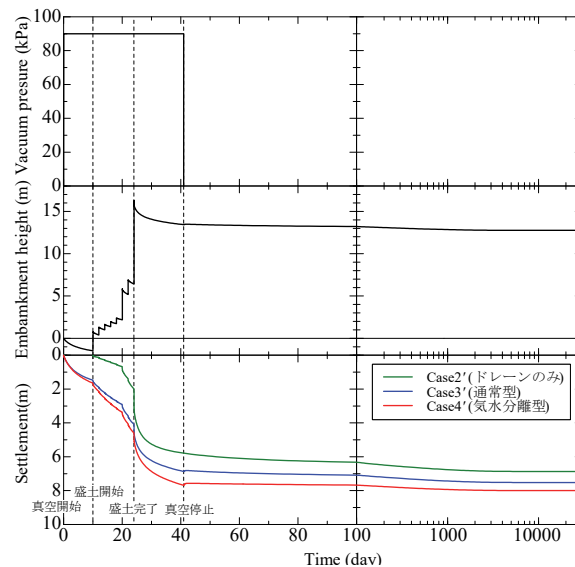
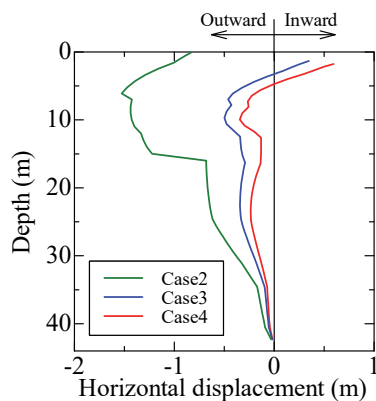
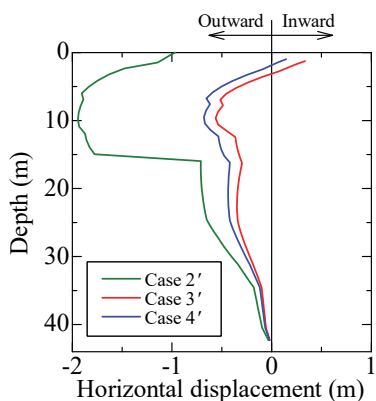


図7 載荷履歴と点 B の時間～沈下関係（短縮パターン）

図 2 と比較すると、真空圧密工法では、短縮パターンの Case 3' と 4' の方が基本パターンの Case 3 と 4 よりも最終沈下量が小さくなっている。一方、ドレーンのみのケースを比較すると、基本パターンの Case 2 の方が短縮パターンの Case 2' よりも最終沈下量が小さくなっている。真空圧密工法で、施工期間を短くすると最終沈下量が減るのは、各載荷段階で、所定の高さまで盛土を立ち上げるため、沈下量が小さい状態で盛土を構築した方が、結果的に盛土荷重が小さくなる（盛土量が減る）ためである（道路盛土に対するオーバーレイまで考慮すれば結果は変わり得る）。一方、ドレーンのみの場合に、施工期間を短くすると沈下量が増えるのは、以下で示す通り改良効果が不十分であるため側方変位に起因する即時的な沈下量が増すためである。図 8 に Case 2～4 と 2'～4' の盛土載荷終了時の S-S' 断面の側方変位をそれぞれ示す。ドレーンのみのケースでは、短縮パターンの方が側方変位が大きい。Case 2' では、特に約 17m 以浅、すなわち Ac1 および Ac2u 層において顕著な側方変位が発生している。一方で、真空圧密工法では、工期を短縮することで、側方変位量は増すものの、ドレーンのみの場合に比べればその差は小さく、短縮パターンでも高い改良効果が発揮されている。また、通常型と気水分離型の差は、施工速度を増してもさほど変化しない。



(a) 基本パターン

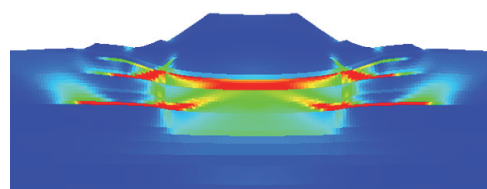


(b) 短縮パターン

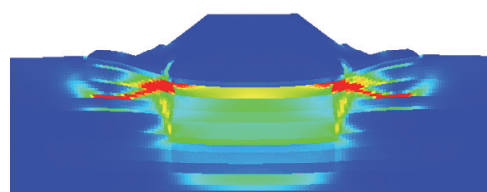
図8 盛土完了時(②終了時)のS-S'断面の側方変位

図9に圧密終了時のせん断ひずみ分布を示す。図5と比較すると、ドレーンのみのケースでは、短縮パターンの方がAc1層やAc2u層でせん断ひずみが顕著に発生しているが、真空圧密工法では基本パターンと短縮パターンで顕著な差が見られない。上記の事項は、真空圧密工法を適用する場合に、許容される変形量によっては、既往の事例よりも大幅に施工期間を短縮できる可能性を示している。図10に真空ポンプ停止後の時間～沈下関係を示す(④の開始時点を経過時間と沈下量の基準とする)。真空圧密工法を適用したパターンでは、気密シート直下の圧力を回復したことによるリバウンドが一旦生じた後に沈下が発生している。総じて、工期を短縮することで真空ポンプ停止後の沈下量は大きくなっている。通常型に比べた気水分離型の効果は、図8に示す側方変位では小さいようにも感じられるが、図10に示す真空ポンプ停止後の沈下量ではより有意な違いをもたらしている。特に、Case 4では真空ポンプ停止後の沈下量が5cm以内に収まっている。真空圧密による一時的な減圧はプレロードと等価な意味を持つから、気水分離型ではより高いプレロード効果が発揮されると考えれば理解しやすい。また、Case 3とCase 4'は沈下挙動が偶然にもほぼ一致している。これは、例えばCase 4を基準にして、Case 3のように通常型を採用してコストを抑えるか、Case 4'のように工期を短縮してコスト削減するかといった議論を生

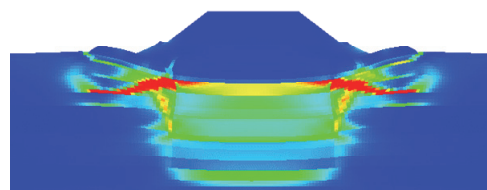
む。当然のことながら様々な制約の中で現場個々に総合的に判断されるべきものであるからここではこれ以上踏み込んだ議論は行わない。確実なことは、本研究で用いた解析ツールがそれらの議論を可能にするということである。



Case 2' (ドレーンのみ)



Case 3' (通常型)



Case 4' (気水分離型)



図9 圧密終了時(④終了時)のせん断ひずみ分布
(短縮パターン)

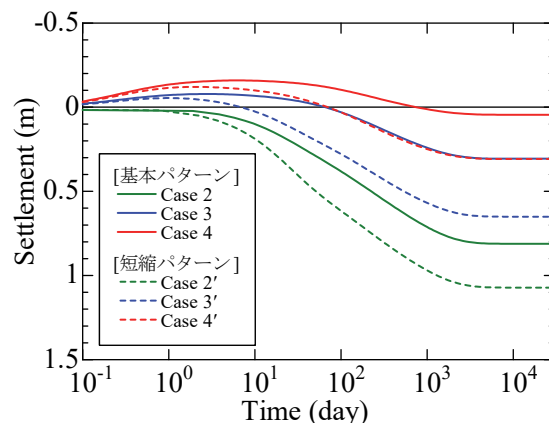


図10 真空停止後(④)の時間～沈下関係

4. おわりに

本論文では、ドレーンの集排水機能を有するマクロエレメント法を搭載した水～土連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いて、盛土構築による変形・破壊挙動と真空圧密工法を軸とした対策効果の数値シミュレーションを実施した。対象としたのは、無改良状態ですべり破壊を生じるような超高含水比沖積粘土・PEAT地盤と施

工条件である。主に気水分離型真空圧密工法を含む対策工法の効果の検証と、対策効果に与える施工期間短縮の影響について議論した。本論文で得られた主要な結論を以下に列挙する。

- 1) 施工速度次第では、バーチカルドレーン工法のみでも、すべり破壊を回避できる。
- 2) 通常型真空圧密工法では、沈下に伴って気密シート直下の水圧が増加するが、そのような状況下でも、真空ポンプで生じさせた分の減圧効果が発揮されている（同一深度にある地盤内の静水圧よりも真空ポンプによる減圧分だけ低い水圧を維持している）。このため、通常型真空圧密工法は高い変形抑制効果を有している。
- 3) 気水分離型真空圧密工法は通常型真空圧密工法よりも高い減圧効果を発揮する。具体的には、真空ポンプによる減圧分よりもさらに沈下量×水の単位体積重量分の減圧効果が発揮される工法である。したがって、通常型真空圧密工法よりも高い変形抑制効果を有するが、その効果は真空ポンプ停止後の沈下量抑制（道路盛土における供用後の残留沈下抑制など）に対し顕著に発揮される。これは、気水分離型がより高いプレロード効果（＝一時的な減圧効果）を有するためである。
- 4) 真空圧密工法は、通常型・気水分離型ともに、既往の施工実績よりも工期を短縮できる可能性がある。
- 5) 本論文で用いた解析手法は軟弱地盤上の盛土載荷による変形・破壊問題にとって有効な予測手段となり得る。

最後に、今後、本論文をもとに、数値解析に基づいた挑戦的施工が実際に試みられることに期待する。

参考文献

- 1) 今井五郎:「真空圧密工法」のさらなる発展にむけて—真空圧を利用した地盤改良の原理とその適用—, 土木学会論文集, No. 798/VI-68, pp. 1-16, 2005.
- 2) 高坂敏明, Teerachaikulpanich N.: 気水分離型真空圧密工法の適用事例, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第54号, pp. 87-92., 2016.
- 3) 関口秀雄, 柴田徹, 藤本朗, 山口博久: 局部載荷を受けるバーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析, 第31回土質工学会シンポジウム論文集, pp. 111-116., 1986.
- 4) Yamada, S., Noda, T., Tashiro, M. and Nguyen, S. H.: Macro element method with water absorption and discharge functions for vertical drains, Soils and Foundations, Vol. 55, No. 5, pp. 1114-1129, 2015.
- 5) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 6, pp. 771-790, 2008.
- 6) Noda, T., Yamada, S., Nonaka, T. and Tashiro, M. : Study on the pore water pressure dissipation method as a liquefaction e countermeasure using soil-water coupled finite deformation analysis equipped with a macro-lément method, Soils and Foundations, Vol. 55, No. 5, pp. 1129-1138, 2015.
- 7) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57, 2002.

- 8) Nguyen, S. H., Tashiro, M., Inagaki, M., Yamada, S. and Noda, T. : Simulation and evaluation of improvement effects by vertical drains/ vacuum consolidation on peat ground under embankment loading based on a macro-element method with water absorption and discharge functions, Soils and Foundations, Vol. 55, No. 5, pp. 1044-1057, 2015.
- 9) 酒井崇之, 中野正樹: 地震後に発生した傾斜地盤上盛土の大崩壊に関する水～土連成有限変形解析による再現, 地盤工学ジャーナル, Vol. 7, No. 2, pp. 421-433, 2011.

新設永久基礎構造物に用いられた浸透固化工法による補強地盤の長期安定性に関する 実験的研究

Experimental study on long term stability of reinforced soil by infiltration grouting used for new permanent foundation structure

大原一哲¹, 井谷優介², 大根瑛志¹, 岩井裕正¹, 張鋒¹

1 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・社会工学専攻・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

2 JR 東日本コンサルタンツ㈱

概 要

わが国に広く分布する花崗岩は、構造物の基礎地盤としてよく用いられる一方で風化を受けやすい。地盤改良工法の一つである浸透固化工法は、従来仮設構造物に多く利用されているが、永久構造物に利用されるケースが少なく、長期安定性に関する定量的な評価はまだ十分ではない。そこで本研究では、深層風化を受けた地盤におけるセメント系固化材を用いた浸透固化工法による改良地盤の長期安定性を把握することを目的として、化学的風化の要因である酸の強さ、および周辺環境における地熱の影響に着目し、異なる pH と温度条件下で水中曝露したセメント改良土の力学特性を一軸圧縮試験により調べた。また、強度変化の原因を考察するため、水中曝露前後の供試体片から採取した試料の含有元素を蛍光 X 線分析により調べた。

キーワード：深層風化、地盤改良、セメント安定処理

1. はじめに

花崗岩は日本の国土の約 13%にあたる 49300 km²の面積を占めており、地域的にも花崗岩類が分布しないところがあるほとんどない¹⁾。新鮮な花崗岩は硬く、石材として切り出されて墓や石垣に用いられるほか、基礎地盤としてよく用いられる。

ところが花崗岩は風化を受けやすく、ひとたび風化を受けるともろくなる。花崗岩は熱膨張率などの物理的性質の異なる造岩鉱物によって形成されていること、緻密さに欠ける構造を持つことから粒子間の結合が弱く、割れ目が発達しやすい。その割れ目に大気中の二酸化炭素や地中の腐食酸により酸性化された地下水が浸透することで化学的風化が進む。花崗岩の造岩鉱物である長石や雲母は化学的風化作用により粘土鉱物に変化し、粘土化した部分が崩れやすくなる。花崗岩の風化は地表付近のみならず、深さ 20～30m まで風化が見られたという例が多くあり、神戸の六甲山で数百メートルまで風化していた例さえある²⁾。このように地下深くまで風化が進行する深層風化の原因とその過程についてはまだ分からない点が多く残されているが、たとえば北川³⁾は熱水変質作用先行説を唱えている。これは地下深部において花崗岩が形成されて間もない時期に、広域応力場の影響で生じた割れ目に熱水が侵入する

ことで変質を受けるというものである。すなわち、地表や地表付近での風化作用を受ける以前に既に花崗岩の破壊や変質が進んでいることを示している。

基礎地盤と考えていた花崗岩が深層風化を受けていた場合、変形剛性の不足により基礎構造物に沈下が生じる。そのような軟弱地盤に対する地盤改良の工法の一つとしてセメント系固化材を用いた浸透固化工法がある。浸透固化工法による地盤改良は工期が短縮され、コストを抑えることが可能であるという利点がある一方、仮設構造物に利用されることがほとんどであり、長期安定性に関する定量的な評価はまだ十分ではない。セメント改良土の長期安定性に関する研究成果は限られており、セメント協会が行った調査により改良土の長期安定性が確保されたという報告⁴⁾はあるものの、曝露条件によっては改良土表面から劣化が進むという報告⁵⁾もある。そのため、長期にわたって運用が見込まれる新設永久基礎構造物の長期安定性を把握するためにも、様々な曝露環境下における劣化の進行状況などに関するデータの備蓄が強く望まれる。

そのような背景のもと、深層風化が著しく見られる地質条件下において、セメント改良地盤の長期安定性を把握することを本研究の目的とする。化学的風化の要因である酸の強さ、および周辺環境における地熱の影響に着目し、それらがセメント改良土の力学特性に及ぼす影響を検討し

ていく。そのために、pH と温度の異なる条件下でセメント改良土を水中曝露し、改良土の強度変化を一軸圧縮試験により調べた。さらには改良土内の化学成分変化にも着目し、蛍光 X 線分析を実施することにより曝露前後での改良土に含まれる元素濃度の変化の把握に努めた。

2. 試験概要

2.1 試験試料概要

本試験の試験試料として、花崗岩が風化することにより生成されるマサ土を用いる。マサ土の物理特性を求めるために含水比試験、土粒子密度試験、およびふるい分け試験を行った。物理試験結果を表 1 に、マサ土の粒度分布を図 1 に示す。

使用するマサ土は供試体の成形をやすくするため、また試験結果のばらつきを小さくするために 2mm ふるいにかけて粒径 2mm 以下とした。固化材として使用するセメントについては、一般に広く使用されており、かつ普通ポルトランドセメントと比べて六価クロム溶出の懸念が少ないことから高炉セメント B 種を採用した。

まず、改良土の含水比を決定するためにブリーディング試験を実施した。初期含水比のマサ土 400g に対する加水量を変えてモールドに詰め、湿潤環境下で 24 時間経過した後のブリーディングの様子から最適含水比を求めた。マサ土 400g に対する加水量 45g、50g、55g とした試料の 24 時間経過後の様子を図 2 に示す。その結果、全体に水が行き渡っており、かつブリーディングが生じていない加水量 50g を採用し、このときの含水比 $w = 21.8\%$ となるようにマサ土と水を配合することとした。

次にセメントの添加率を決定するために配合試験を実施した。マサ土の乾燥重量に対する高炉セメント B 種の添加率を 3%、4%、5% と変えて供試体を作製し、7 日間の気中モールド養生を経て一軸圧縮試験により一軸圧縮強さを調べた。供試体の 7 日強度が 600kPa を得るかどうか、同一ケースでのばらつきの大きさを踏まえてセメント添加率を決めた。なお、セメントが完全水和するために必要な理論水量としてセメント 100g あたり水 42.4g⁶⁾ を、ブリーディング試験により求めた水量に加えて配合した。各添加率の供試体の配合および一軸圧縮試験結果を図 3、表 2 に示す。セメント添加率 5% の供試体において目標とした一軸圧縮強さ 600kPa を上回り、ばらつきが他の添加率に比べて小さかったことから、本試験のセメント添加率を 5% と決定した。なお、添加率 5% の一軸圧縮試験後の供試体断片を用い、六価クロム溶出試験を実施した。その結果、検出された六価クロムは土壤環境基準値である 0.05mg/L を下回る 0.01mg/L であることが確認された。よって、この配合により作成したセメント改良土を曝露した溶液の処理する際、重金属による周辺環境への影響は極めて小さいと言える。

表 1 マサ土の物理特性

初期含水比 w_0 (%)	8.24
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.641

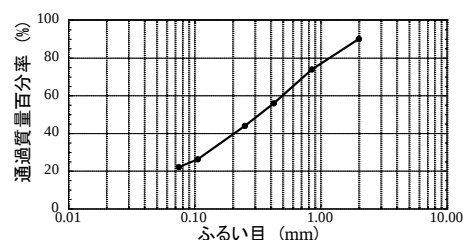


図 1 マサ土の粒度分布



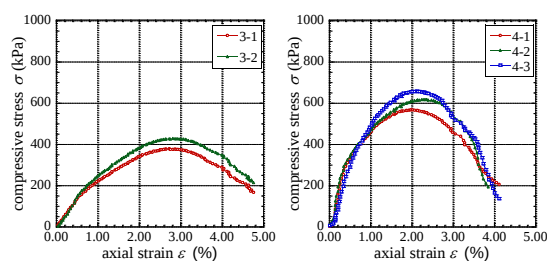
(a) 加水量45g

(b) 加水量50g



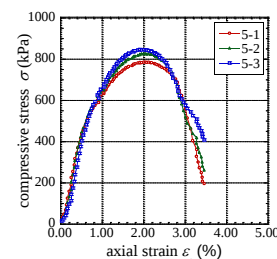
(c) 加水量55g

図 2 ブリーディングの様子 (24時間経過後)



(a) 添加率3%

(b) 添加率4%



(c) 添加率5%

図 3 配合試験における一軸圧縮試験結果

表 2 配合試験結果

添加率 (%)	含水比 w (%)	養生方法	平均一軸圧縮強さ q_u (kPa)
3	19.5	気中モールド 養生 7 日間	404
4	19.6		615
5	19.9		820

2.2 水中曝露概要

本試験では気中モールド養生を 21 日間行ったセメント改良土供試体を、pH と水温の異なる条件下で 7 日間水中曝露を実施する。pH は 5, 7 の 2 ケース、水温は 20℃, 50℃ の 2 ケースの合計 4 ケースを実施した。曝露中、セメント中の強アルカリの流出による pH の変動を抑えるため、曝露溶液をバッファーにした。使用するバッファーを選定する際には以下の 3 点を考慮した。

- ① 酸の電離定数 pK_a が安定させたい pH 値付近であること。
- ② pK_a の温度依存性が小さく、温度を上昇させても pH 値がほとんど変わらないこと。
- ③ 試験機への酸の影響が小さいこと

pH5 のバッファーでは、 pK_a 値が 4.76 であり、温度が上昇しても pK_a 値がほぼ変わらず、弱酸であり金属などへの影響が小さい、という理由から酢酸と酢酸ナトリウムの混合溶液である酢酸バッファーを適用した。酢酸バッファー中の酢酸と酢酸ナトリウムの濃度および配合比を決定するために、濃度と配合比の異なるバッファーが入ったビーカーそれぞれにセメント改良土供試体を入れ、pH 変動を調べた。その結果、酢酸のモル濃度が 0.3mol/L、酢酸と酢酸ナトリウムの物質質量比が 1:1 のとき、7 日間経過しても pH の変動が 0.2 以内と十分な緩衝作用があったため、この配合で水中曝露試験を実施することとした。

pH7 のバッファーでは pK_a 値が 7.12 であり、温度依存性や金属への影響が小さいことからリン酸二水素カリウムを含むリン酸塩緩衝液を用いることとした。バッファーの配合を pH5 のときと同様にして決定したところ、リン酸塩緩衝液の原液 (0.25mol/L) を用いても 7 日後の pH が 8.0 となり、十分な緩衝作用が得られなかった。そこで、リン酸塩緩衝液原液に酢酸を加えて緩衝作用をさらに高めることにした。その結果、リン酸塩緩衝液原液 50mL に対して 0.1mol/L 酢酸 20mL の割合で配合したとき、7 日間経過した後も pH が 7.0 のままであったため、この配合で水中曝露試験を実施することとした。

また、水温を一定に保つために図 4 に示すように恒温槽に水を張ってポリプロピレン製の球体を浮かべ、その中に脱気水槽を入れた。溶液を供試体内部にまで十分浸透させるため、脱気水槽内に -0.07MP の負圧を与えた。



図 4 脱気水槽と恒温槽

3. 試験条件

3.1 一軸圧縮試験

図 5 に使用した一軸圧縮試験機を、表 3 に一軸圧縮試験の試験条件を示す。バッチごとに異なる水中曝露条件で水中曝露を実施した。さらに、7 日間ごとに一軸圧縮試験により気中モールド養生のみでの強度を調べるための供試体も作製した。このことにより、水中曝露の影響を受けないセメント改良土供試体自体の養生日数と強度増加との関係を知り、その強度の増え方をベースとして水中曝露による強度への影響を評価していく。



図 5 一軸圧縮試験機

表 3 一軸圧縮試験の試験条件

Batch 名	供試体名	気中モールド養生 (day)	水中曝露 (day)	pH	温度 (°C)
Batch A	A1	7			
	A2	14			
	A3	21			
	A4	28			
	pH5,temp.20	21	7	5	20
Batch B	B1	7			
	B2	14			
	B3	21			
	B4	28			
	pH7,temp.20	21	7	7	20
Batch C	C1	7			
	C2	14			
	C3	21			
	C4	28			
	pH5,temp.50	21	7	5	50
Batch D	D1	7			
	D2	14			
	D3	21			
	D4	28			
	pH7,temp.50	21	7	7	50

3.2 蛍光 X 線分析

図 6 に使用した顕微蛍光 X 線分析装置を、表 4 に蛍光 X 線分析を行った試料を示す。水中曝露直前、供試体を成形する際に生じた断片を曝露前の試料とした。また、水中曝露後に一軸圧縮試験に用いた供試体を曝露後の試料とし、図 7 に示すように供試体の表面付近と内部部分の 2 か所からそれぞれ試料を採取した。これらの採取位置から得られた試料を削り、粉末状にしてマイクロプレートに詰めてから分析を行った。粉末状の試料のために誤差が大きく表れる懸念があることから、各試料につき測定点を 10 点取り、その平均をとることで構成元素の濃度を評価した。



図 6 顕微蛍光 X 線分析装置とその周辺機器

表 4 蛍光 X 線分析を行う試料

Batch 名	供試体名	採取位置	試料名
Batch A	pH5,temp.20-1	曝露前	A ₀
		曝露後 表面	A _{out}
		曝露後 内部	A _{in}
Batch B	pH7,temp.20-1	曝露前	B ₀
		曝露後 表面	B _{out}
		曝露後 内部	B _{in}
Batch C	pH5,temp.50-1	曝露前	C ₀
		曝露後 表面	C _{out}
		曝露後 内部	C _{in}
Batch D	pH7,temp.50-1	曝露前	D ₀
		曝露後 表面	D _{out}
		曝露後 内部	D _{in}

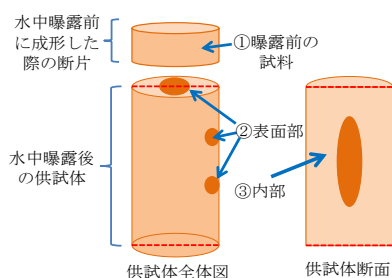


図 7 蛍光 X 線分析試料採取位置

4. 試験結果・考察

4.1 一軸圧縮試験

図 8 に曝露条件ごとの供試体の一軸圧縮強さを示す。まず、気中モールド養生のみによる供試体の強度について着目する。基本的にはどのバッチにおいても養生日数が経つにつれて強度が増加していた。一般に、7 日強度から 28 日強度への伸び率は 1.2～1.7 倍とされている⁷⁾が、どのバッチもその伸び率が 1.3～1.5 倍となっており、妥当な結果であると言える。バッチごとで強度のばらつきが見られるが、この原因として含水比の影響が考えられる。図 9 をみると、含水比が小さくなるほど一軸圧縮強さが大きくなる傾向にあることがわかる。これはセメント改良土の強度増加の要因であるセメントの水和反応に水が使われたため、強度の増加とともに含水比が低下したことを示している。

20℃での水中曝露に着目すると、pH5 の水中曝露を 7 日間受けた Batch A の供試体の強度は気中モールド養生 21 日強度よりも大幅に低下しており、7 日強度よりも下回っていた。これはセメント改良土の強度増進に寄与しているセメント水和物の金属イオンが、曝露溶液中の酸の影響に

より溶脱したことが原因として考えられる。一方で pH7 の水中曝露を受けた Batch B の供試体では、気中モールド養生 21 日強度からの強度変化がほぼ見られなかった。曝露溶液が中性であったため酸の影響がなく、セメント水和物中の金属イオンが溶脱せずに強度が保たれたと考えられる。

次に 50℃の水中曝露に着目すると、Batch C が pH5 での水中曝露であるにも関わらず、曝露後の強度が気中モールド養生 28 日強度よりも大きくなることが確認された。酸による金属イオンの溶脱はあるものの、水温が高いためセメントの水和反応が速く進み⁸⁾、強度が増進したのではないかと考えられる。pH7 の水中曝露を実施した Batch D でも同様に、水中曝露の影響を受けた供試体の強度が気中モールド養生のみの供試体強度を上回った。

以上より、本研究における 7 日間の水中曝露によるセメント改良土の強度変化についてまとめると、常温時には酸の影響が顕著に表れて強度低下をもたらすが、高温下での水中曝露では酸の影響はあるものの、それより温度の影響が大きいことから、強度増加に繋がったと言える。

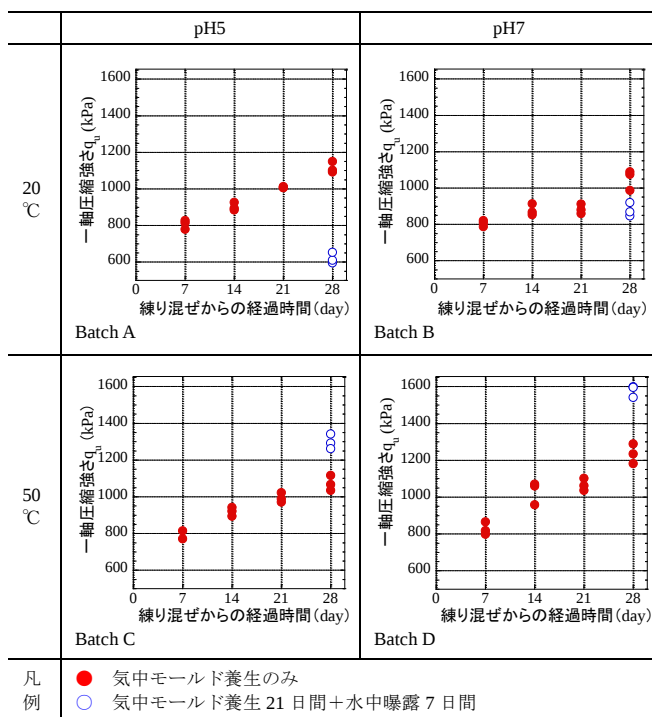


図 8 曝露条件ごとの一軸圧縮強さ

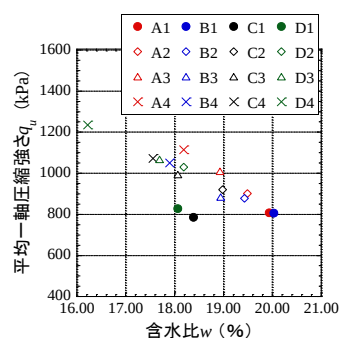


図 9 平均含水比と平均一軸圧縮強さの関係
(気中モールド養生のみ)

4.2 蛍光 X 線分析

蛍光 X 線分析によって得られた、各試料の構成元素ごとの含有濃度を図 10 から図 14 に示す。マサ土の中の主要元素である Si, Al, および高炉セメント B 種に多く含まれている Ca や Fe がセメント改良土の構成元素割合の大部分を縮めていることがわかる。

セメント改良土の強度増進に大きく寄与している Ca の濃度変化に着目する。pH5 の水中曝露を行った Batch A では、曝露後の供試体表面から採取した試料の Ca 濃度が曝露前よりも大きく低下していた。一方で、供試体内部から採取した試料では曝露前後での濃度変化は見られなかった。これは供試体表面付近のセメント水和物に含まれる Ca が酸の影響により溶脱を受けたことを示しており、一軸圧縮強さの大幅な低下を裏付けている。Batch C においても、Ca 濃度変化に関しては Batch A と同様の結果が得られたが、強度は逆に増加している。曝露溶液の酸の影響により Ca は溶脱したが、温度条件が 50℃であるためにセメント水和反応が加速されて強度が増加したと言える。pH7 の曝露条件で水中曝露を行った Batch B および Batch D では Ca の濃度低下が pH5 の条件に比べると小さく、酸の影響がない分、Ca の溶脱量も少なくなった。

Si, Al は水中曝露前後での濃度に変化は見られなかった。K においては pH5 では曝露前後での濃度変化はなかったが pH7 ではいずれの温度条件下でも曝露後の濃度が増加していた。これは、pH7 のバッファーに用いたリン酸塩緩衝液の主成分として KH_2PO_4 が含まれているため、この K^+ が供試体に浸透したことにより曝露後の濃度が上昇したと考えられる。

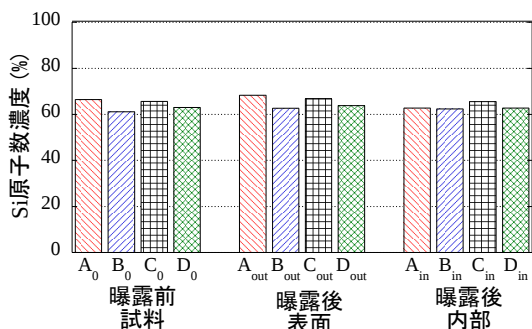


図 10 各試料における Si の平均原子濃度

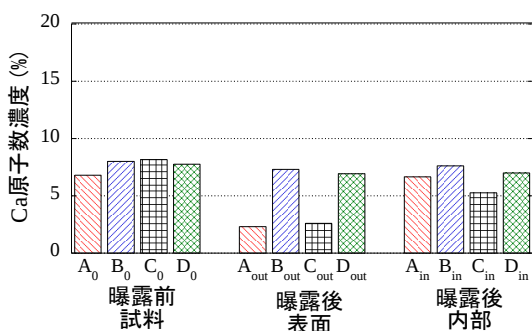


図 11 各試料における Ca の平均原子濃度

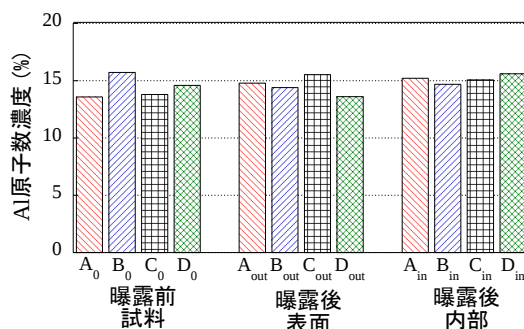


図 12 各試料における Al の平均原子濃度

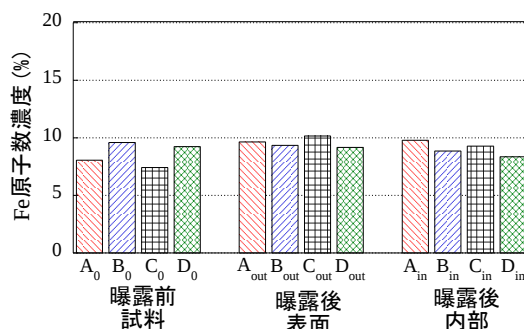


図 13 各試料における Fe の平均原子濃度

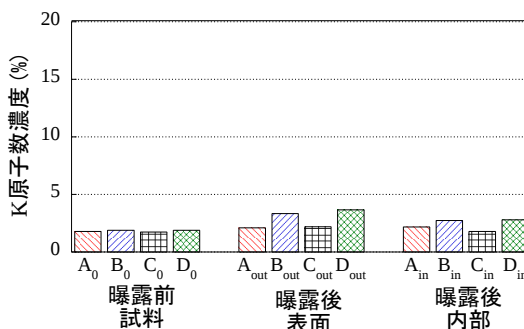


図 14 各試料における K の平均原子濃度

5. まとめ

本試験ではセメント改良土を pH と温度の異なる条件下で 7 日間水中曝露し、一軸圧縮試験と蛍光 X 線分析を実施することで、水中曝露による力学特性の変化や含有成分割合への影響を調べた。以下に得られた知見、および今後の展望をまとめる。

- ① バッファーを用いることで pH が一定の状態でセメント改良土を水中曝露することが可能となった。pH5 では酢酸と酢酸ナトリウム、pH7 ではリン酸塩緩衝液と酢酸をそれぞれ配合してバッファーを作成した。
- ② 常温である 20℃での 7 日間の水中曝露においては溶液の pH がセメント改良土の力学強度変化に大きく影響した。
- ③ 一方で、50℃の温度条件下での 7 日間水中曝露では pH の影響以上に水温が強度変化に大きく影響する結果となった。
- ④ 蛍光 X 線分析により水中曝露前後での供試体の元素濃度変化を調べた結果、曝露溶液の pH が低下すると Ca の溶脱が顕著となり、セメント改良土の強度変化

に大きく寄与することが確認された。

- ⑤ 今後はさらに酸の影響を大きくした pH3 の条件での水中曝露や、曝露期間をより長くした水中曝露を実施して、セメント改良土の力学特性への影響のデータを備蓄していく。最終的には得られたデータを用い、長期安定性の評価を目的とした解析に繋げていく。

謝辞

本研究では平成 29 年度公益信託 NEXCO 関係会社高速道路防災対策等に関する支援基金を戴いております。また、六価クロム溶出試験を委託実施して下さった株式会社環境保全コンサルタント様、研究内容に関する助言をして下さった名古屋工業大学増田理子教授、同大学吉田亮准教授に感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 高橋彦治: 土木技術者のための地質学, 鹿島出版会, pp.109, 1976.
- 2) 土質工学会: 土のはなしⅡ, 技報社出版, pp.60-69, 1992.
- 3) 北川隆司: 花崗岩のマサ化のメカニズムと斜面崩壊, 粘土科学第39巻, 第1号, 日本粘土学会, 1999.
- 4) セメント協会 セメント系固化材技術専門委員会: セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究, 一材齢22年試験結果報告一, セメント・コンクリート, No.804, 2014.
- 5) 中村健・北詰昌樹: セメント安定処理土の耐久性に関する室内試験, 港湾空港技術研究所資料, 2006.
- 6) 藤井欽二郎: 結合水の状態と性質, セメント・コンクリート, No.469, pp.2-9, 1986.
- 7) セメント協会: セメント系固化材による地盤改良マニュアル, 第3版, p38, 2003.
- 8) 山田順治・有泉昌: わかりやすいセメントとコンクリートの知識, 鹿島出版社, pp.60, 1982.

異なる地盤条件における敷砂緩衝材の衝撃力波形形成メカニズム (Impact Force Waveform Formation Mechanism of Sand Cushion under Different Ground Conditions)

松尾和茂¹, 前田健一², 堀耕輔³, 峯祐貴⁴, 川瀬良司⁵

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 30415081@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻

4 名古屋工業大学・都市社会工学科

5 構研エンジニアリング

概 要

落石対策工の一つであるロックシェットの頂版上には地盤材料を用いた敷砂緩衝材が設置されている。敷砂緩衝材に落石が衝突する現象は非常に複雑であり未だ現象の解明には至っていない。そのため、敷砂緩衝材の衝撃力緩衝メカニズムを解明し、耐衝撃性能を適切に評価可能となれば、ロックシェットの長寿命化にも繋がる。本稿では、敷砂緩衝材の衝撃力緩衝メカニズムの理解を深めるため、地盤材料や相対密度を変えた模型実験を実施し、落体衝撃力、落体貫入量波形及び緩衝層の内部挙動に着目し考察した。その結果、地盤材料の粒径を大きくすることにより、地盤材料が相対的に硬くなり、落体は貫入した後反発し、衝撃力波形に2波目が生じない場合があることが分かった。また、相対密度が低いケースでは局所的な変形が生じるのに対し、相対密度が高いケースでは全体的な変形が生じ、時間の経過に従って砂の動きが均一化することが分かった。

キーワード：落石、敷砂緩衝材、衝撃力波形

1. はじめに

近年、土木構造物への性能設計への移行が急務とされている。落石対策工の一つであるロックシェットもその例外ではない。ロックシェットの頂版上には、落石が衝突した場合の構造物の損傷抑制を目的として高緩衝性能を有する敷砂などの土の緩衝材が設置される。ロックシェットの性能設計を考える上では、土の緩衝材の設計合理化も考える必要があり、土の緩衝材の衝撃力緩衝メカニズムの解明が必要不可欠である。

しかし、土の緩衝材の衝撃力緩衝性能に関する研究は従来から実施されているが、その内部の変形挙動と衝撃力緩衝効果の関係に着目した研究はあまり行われていない。そのため、衝撃力緩衝メカニズムに関して未解明の点が多い。

そこで本研究では、小型模型実験を実施し、土の緩衝材の内部の変形挙動を計測することで、衝撃力緩衝メカニズムを検討した。一般に敷砂緩衝材内部の変形挙動は、敷砂緩衝材の粒子特性や密度に強く依存すると考えられている。そこで、まず異なる地盤材料を用いて模型実験を実施し、緩衝材内部の砂の移動速度を計測し、衝撃力波形と絡めて考察を行った。次に、砂の相対密度を変化させて実験

を行い、緩衝材内部における、各時刻の砂の動き（速度ベクトル）、体積ひずみ速度を算出し、これらを合わせて考察を行った。

2. 異なる地盤材料が緩衝材内部の挙動及び衝撃力波形に及ぼす影響

2.1 実験概要

(1) 実験装置概要

本実験では、図1に示す幅800mm、高さ120mmのアクリル製土層に図2に示す粒度分布の砂、碎石を用いて、層厚100mm、相対密度50%の緩衝層を作成した。実験は質量3.42kg、幅100mmの落体を高さ500mmから鉛直自由落下させて実施している。

(2) 測定方法

本実験での測定項目は落体衝撃力、落体貫入量、落体直下の砂の鉛直方向速度の3つである。落体衝撃力は、落体上部に設置した衝撃加速度計から得た測定値と落体質量の積として算出した。落体貫入量は、落体の落下の様子を高速度カメラで撮影した画像より求めた。砂の鉛直方向速度は、緩衝材内部の砂の移動を高速度カメラで撮影し、画

像を PIV 解析より求めた。

2.2 実験結果および考察

(1) 落体衝撃力、落体貫入量波形及びそれらの関係

模型実験より得られた落体衝撃力、貫入量関係を図 3，落体衝撃力及び貫入量波形を図 4 に示す。図 3 に着目すると、砂のケースでは衝撃力が最大値を迎え減少に転じても、落体の貫入が続いていることが分かる。一方、碎石のケースでは、衝撃力が最大値を迎え減少に転じると、経路履歴を戻るように貫入も減少している（落体が押し戻されるような挙動を示す）ことが分かる。落体衝撃力、貫入量関係を応力、ひずみ関係のように捉え、砂の挙動は塑性的、碎石の挙動は弾性的となっている。このことから、砂のケースは碎石のケースよりも塑性変形が進行すると考えられる。

図 4 の衝撃力波形に着目すると、砂のケースでは凡そ 4ms で最大値を迎えた後 7ms 程度まで減少し、その後再び衝撃力が増加している（本稿では、これを 2 波目と称す）。しかし、碎石のケースでは最大値を迎えた後再び衝撃力が増加することはなかった。既往の解析結果⁹⁾では、粒状体に一定単調載荷すると、載荷速度にかかわらず底面からの反射波の影響が衝撃力波形に現れることが分かっている。しかし、本実験での碎石のケースでは反射波の影響である 2 波目は現れなかった。この原因を、それぞれのケースの落体直下の砂の鉛直方向移動速度に着目しながら考察を行う。

(2) 土粒子の鉛直方向速度

落体直下の土粒子の鉛直方向速度を図 5 に示す。なお、この速度は鉛直上向きが正であり、落体の貫入終了時刻をそれぞれの色の破線で示した。また、図中のプロットは鉛直上向きの速度の最大値を示し、本論文ではこの時刻を反射波到達時と定義する。すると、反射波到達時において、砂のケースでは落体の貫入が続いているのに対し、碎石のケースでは貫入が終了していることがわかる。

反射波到達時の落体の貫入挙動をより詳細に把握するため、高速度カメラより撮影された落体の変位を調べた。すると、2 波目が生じなかった碎石のケースでは、落体の緩衝層衝突後、落体が緩衝材から反発していることが分かった。

(3) 土粒子から見た落体の相対速度

反発の程度を定量的に表すため、落体直下の土粒子から見た落体の相対速度 V (=落体の貫入速度 - 土粒子の鉛直方向速度) を求め図 6 に示した。なおこの速度は鉛直下向きを正とする。また、図中に落体の貫入が終了する時刻を破線で示す。土粒子から見た落体の相対速度が正であるとき、落体は緩衝材に貫入するため、落体衝撃力が発生する。一方、相対速度が負であるとき、落体は緩衝材から反発するため、落体衝撃力は発生しない。衝撃力波形に 2 波目が生じた砂のケースに着目すると、落体衝突後、相対速度は徐々に減衰して行き、貫入終了時刻にはほぼ 0 となっている。このことから、落体は最大貫入時以降、反発せず

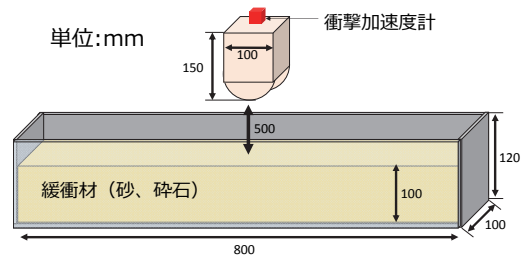


図 1 実験装置概要

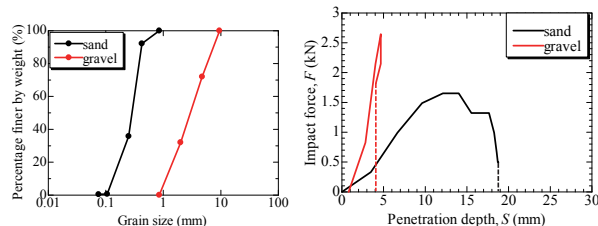


図 2 試料の粒度分布

図 3 衝撃力・貫入量関係

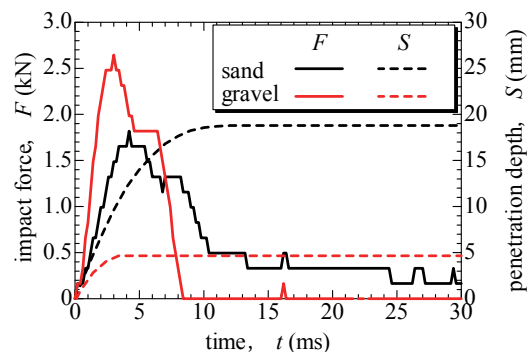


図 4 衝撃力・貫入量波形

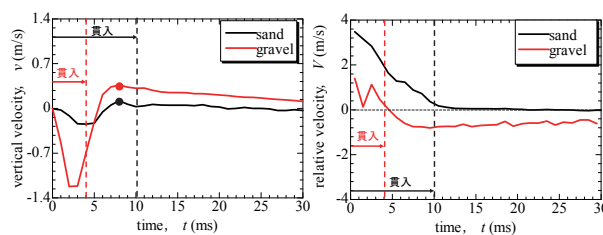


図 5 土粒子の鉛直方向速度

図 6 土粒子から見た落体の相対速度

止しているといえる。また、2 波目が生じなかった碎石のケースに着目すると、貫入終了時刻で相対速度はほぼ 0 となるが、その後、負に転じている。このことから、落体は最大貫入時以降、緩衝層から反発しているといえる。

これらのことから、碎石のケースにおいて衝撃力波形の 2 波目が現れなかった原因として、地盤材料の粒径が大きいことにより、地盤材料が相対的に硬くなり、貫入が早期に終了し、反射波が到達した時刻に落体が緩衝層から反発しており、その影響を受けなかったため、反射波の影響が衝撃力波形に現れなかったためであると考えられる。図 6 に着目すると、衝突直後 (0~2ms) の碎石の相対速度が急

激に低下した後、再び増加している。碎石のケースは貫入量が小さいこと、貫入に要する時間が短いことに加え、この相対速度の急激な低下が衝突瞬間の接触面強度が砂より相対的に硬い事を示していると考えられる。

3. 異なる相対密度が敷砂緩衝材内部の砂の動き、体積ひずみ速度に及ぼす影響

3.1 実験概要

(1) 実験装置概要

本実験では、図2に示す粒度分布の砂を用いて、相対密度が15%、50%、80%の3種類の緩衝層をそれぞれ作成した。なお、用いた土層、落体は第二章のものと同様であり、落下高さは500mmである。

(2) 測定方法

本実験での測定項目は落体衝撃力、落体貫入量、各時刻における砂の動き（速度ベクトル）、各時刻間で生じた砂の体積ひずみ（体積ひずみ速度）の4つである。落体衝撃力、落体貫入量の測定方法は第二章と同様である。各時刻の速度ベクトルは、緩衝材内部の砂の移動を高速度カメラで撮影し、画像をPIV解析より求めた。また、体積ひずみ速度は、図7に示すように各時刻における、隣接する4つのメッシュの速度ベクトルの始点同士を結んでできた長方形の面積と、速度ベクトルの終点同士を結んでできた四角形の面積から算出した。

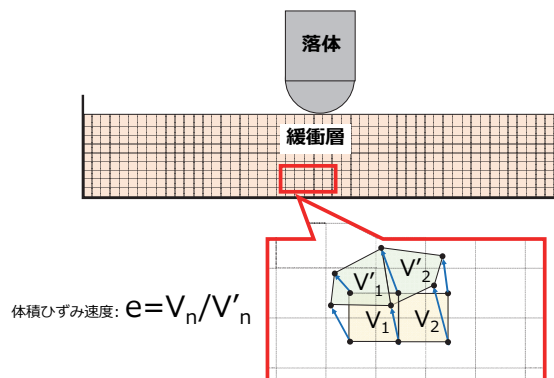


図7 体積ひずみ速度の算出方法

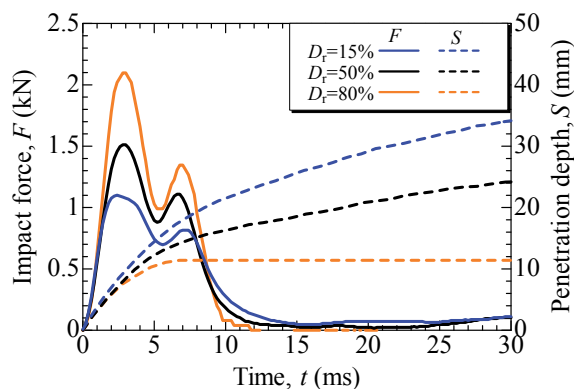


図8 衝撃力・貫入量波形

3.2 実験結果および考察

(1) 落体衝撃力、落体貫入量波形

模型実験より得られた落体衝撃力と落体貫入量の時刻歴波形を図8に示す。落体衝撃力の最大値は大きい順に $D_r=80\%$ (2.0kN)、 $D_r=50\%$ (1.5kN)、 $D_r=15\%$ (1.1kN) となった。また、落体貫入量は大きい順に $D_r=15\%$ (34mm)、 $D_r=50\%$ (24mm)、 $D_r=80\%$ (11mm) となった。相対密度が大きいほど土粒子の移動が拘束されているため、落体の貫入が抑制され、最大落体衝撃力が大きくなったと考えられる。

(2) 緩衝材内部の砂の動き、体積ひずみ速度

図9(a)(b)～図11(a)(b)にそれぞれ相対密度15%、50%、80%の各時刻における速度ベクトル図と体積ひずみ速度図を示す。体積ひずみ速度図の中の赤で示した部分が圧縮、青で示した部分が膨張を表している。各ケースにおける速度ベクトル図に着目すると、相対密度が15%のケースでは局所的な変形が生じているが、相対密度が50%、80%と大きくなるに従ってより全体的な変形が生じていることがわかる。相対密度が低いケースは、変形が段階的に、且つ局所的に起こる局所せん断（支持力問題で主に緩な地盤に適用される）に似た挙動を示すものと考えられる。一方で相対密度が高いケースでは、変形が急速に、且つ全体的に起こる全般せん断（支持力問題で主に密な地盤に適用される）に似た挙動を示すものと考えられる。

体積ひずみ速度に着目すると、いずれのケースにおいても、落体の緩衝材衝突後、まず衝突地点を中心とした、円

状の圧縮波が発生し、遅れて円状の膨張波が発生している。この結果は、既往の解析²⁾における、「軽くて速い载荷」の体積ひずみの挙動と非常によく似ている。また、相対密度15%のケースでは衝突直後から10msにかけてひずみ速度があまり減衰していないのに対し、相対密度が50%、80%と大きくなるに従ってひずみ速度の減衰が著しくなっていることが分かる。特に相対密度80%に着目すると、時刻9～10msでは速度ベクトルがはっきり見られるのにもかかわらず、ひずみ速度はほとんど生じていない。これは、時間の経過に従って各場所間での速度差がなくなり、砂の動きが均一化していることを示している。これは、相対密度が高いケースでは全般せん断に似た挙動となるため、砂が一体となって動いたためであると考えられる。

4. まとめ

本研究では、土の緩衝材の衝撃力緩衝メカニズムについて調べるため、地盤材料と相対密度を変化させて小型模型実験を実施した。そして、地盤材料を変化させた実験では、緩衝材内部の砂の移動速度を計測し、相対密度を変化させた実験では、砂の速度ベクトル、体積ひずみ速度を算出し考察を行った。得られた主な結果は以下のとおりである。

- 1) 地盤材料の粒径を大きくすることにより、地盤材料が相対的に硬くなり、貫入が早期に終了する。そして反射波が到達した時刻に落体が緩衝層から反発してお

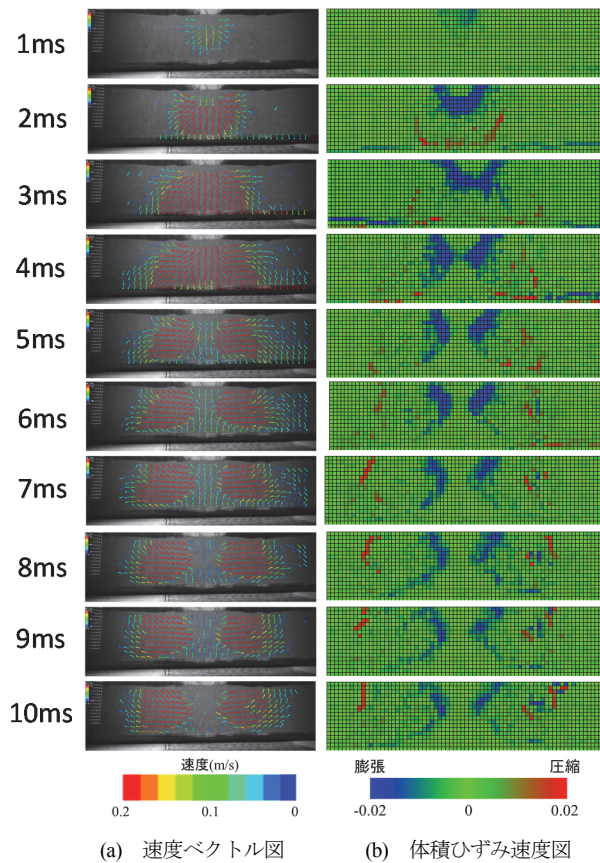


図 9 $D_f=15\%$

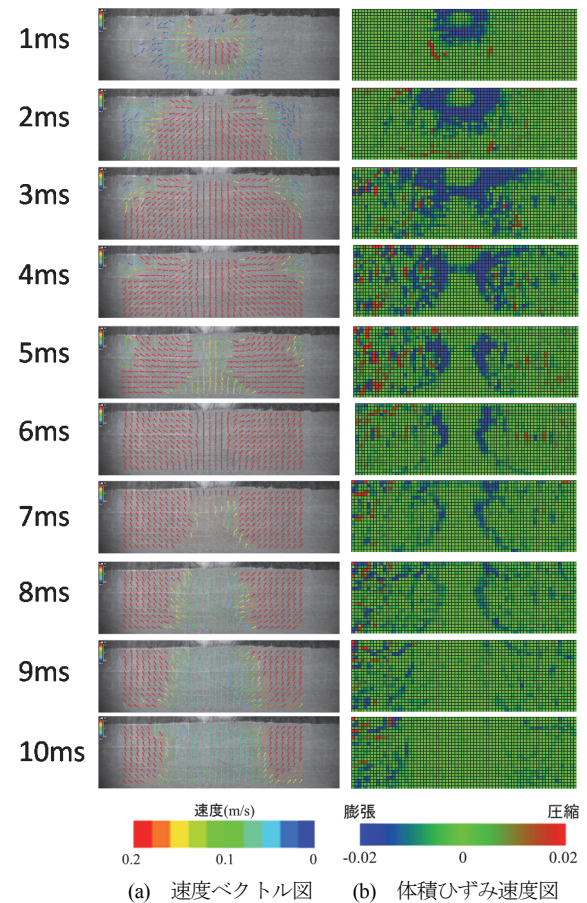


図 11 $D_f=80\%$

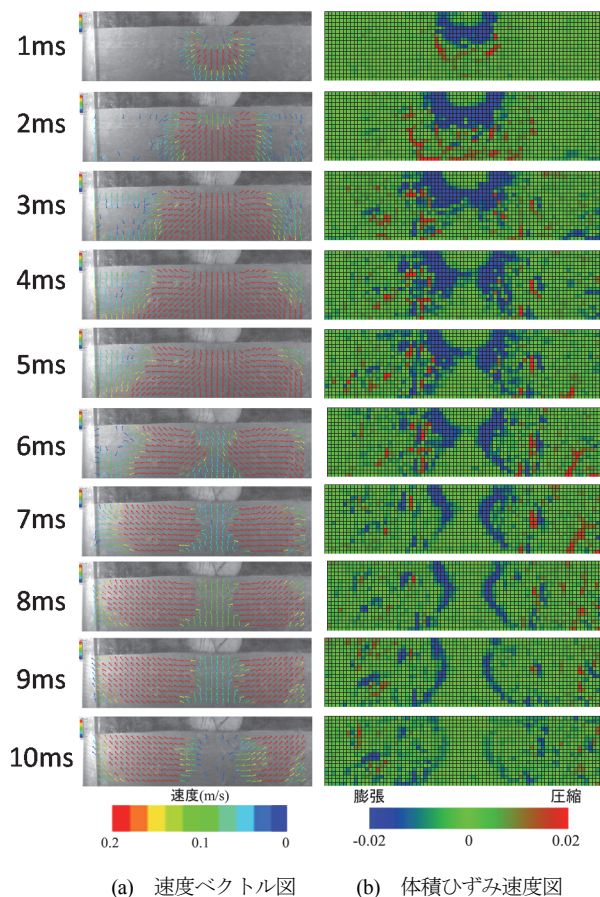


図 10 $D_f=50\%$

り、その影響を受けないため、衝撃力波形に 2 波目が生じない場合がある。

- 2) 相対密度が小さいケースでは局所的な変形が生じるのに対し、相対密度が大きいケースでは、全体的な変形が生じている。これは、相対密度が低いケースでは局所せん断に似た挙動を示すのに対し、相対密度が大きいケースでは全般せん断に似た挙動を示すためだと考えられる。
- 3) 相対密度が大きいケースでは時間の経過に従って砂の動きが均一化している。これは、相対密度が高いケースでは全般せん断に似た挙動となるため、砂が一体となって動いたためであると考えられる。

今後は、緩衝材底面に作用する衝撃力を時刻歴で計測する仕組みを整え、緩衝材内部の変形挙動と合わせて考察することで、敷砂緩衝材の衝撃力緩衝メカニズム解明を目指す。

参考文献

- 1) 内藤直人, 前田健一, 今野久志, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 応力伝播速度に着目した敷砂緩衝材の载荷速度依存性に関する DEM 解析, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 71, I_557-I_566, 2015.
- 2) 内藤直人, 前田健一, 山口悟, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 敷砂緩衝材の応力・ひずみに着目した衝撃力伝達挙動に関する DEM 解析, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 70, I_495-I_506, 2014.

両面アンカー式補強土壁の地震時挙動に関する動的遠心模型実験 Dynamic centrifuge model test on seismic performance of back-to-back mechanically stabilized multi-anchor walls

小浪岳治¹，林豪人¹，小林睦²，三浦均也³

- 1 岡三リビック株式会社・技術開発部
- 2 豊田工業高等専門学校・環境都市工学科
- 3 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学系

概 要

近年，特に橋台アプローチ部において補強領域が背面で接する両面補強土壁が採用される場合がある。補強土壁の耐震性が高いとはいえ，この種の形状における地震時挙動に関する検証事例は少なく，補強領域相互の影響については不明な点が多い。そこで，本研究では，片面・両面補強土壁の地震時挙動を比較検討し，両面補強土壁の地震時性能を明らかにするための動的遠心模型実験を実施した。補強土壁の裏込め地盤は，珪砂7号を相対密度70%になるように空中落下法により締め固めた。加振実験は，段階的に約200gal毎増加させて行った。その結果，レベル1地震動相当の揺れでは，裏込め地盤密度が小さくても壁面の鉛直度は0.3%以内であった。ただし，両面補強土壁は，補強領域の変位に追従する背後地盤がないことから，中央部の天端変位が大きくなる傾向があることが分かった。また，地震動によるすべり破壊は，補強領域を横切るような傾きの小さなすべり面に沿うので，両面補強土壁はすべり面が形成された領域の背後の補強材がこのすべり破壊を抑制することになる。したがって，地震時変形量は，片面補強土壁よりも両面補強土壁の方が小さくなることが確認できた。

キーワード：アンカー式補強土壁，地震，遠心模型実験

1. はじめに

我が国において，補強土構造物は1980年頃より普及し始め，今日まで急速に施工実績が増加してきた¹⁾。補強土壁においてもインフラの経年劣化の枠組みから外れるものではなく，維持管理は重要なキーワードになってきている²⁾。そこで，補強土壁の維持管理に関する基本的な考え方が提案され，劣化シナリオの整理がなされている³⁾。ところが，この劣化シナリオ再現のための実大模型実験においては，排水工を設置せずに裏込め地盤を通常より小さな締固め度で締固め，段階的に上載荷重を付与したものの，鉛直度3%を超えるような変形を生じさせることができなかったと報告されている⁴⁾。このように，常時作用する外力に対して補強土壁が変状に至るケースは少ない。実施工において生じた壁面材のはらみ出し変形メカニズムを調べた研究では，盛土材に一部細粒分が多い個所があったことから，背面の谷水の浸透により沈下が生じたことが要因であったことが明らかにされた⁵⁾。筆者らは，降雨浸透を受けるアンカー式補強土壁の安定性を検証しており，排水機能の維持管理の重要性を指摘してきた⁶⁾。このように，補強土壁の性能を維持するためには，適切な排水設備の設

置と点検・記録が重要であることを示唆しているといえる。

一方で，地震で被災した盛土を補強盛土で復旧する⁷⁾など，補強土壁の耐震性の高さは広く知られるところである⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾が，東北太平洋沖地震では，多くの構造物が被災したものの，終局限界に至った補強土壁は調査対象のわずか1%以下であることと，90%以上が全くの無被害であったことは特筆すべき事柄である¹¹⁾。しかしながら，これまでも排水機能の不備や設計時に地震時の検討がなされていない場合は，補強土であっても変状する例が報告されている¹²⁾。東北太平洋沖地震においても，地下水が高い状態にあった補強盛土が終局限界に至った被災報告がある¹³⁾。筆者らは，アンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムを検証するために，裏込め地盤密度の締固め密度を小さくし，地下水を高い状態に保った加振実験を実施した¹⁴⁾。その結果，レベル1地震動相当の揺れでは，裏込め地盤の相対密度が40%と小さい場合においても，壁面の倒れは被災判定基準をわずかに上回る程度であった。このように，通常の施工状態にあれば，補強土壁は地震時に被災しにくいことを示唆しているといえる。

ところが，土構造物も性能設計に移行している中で，想定する外力に対する性能を明示することが求められてい

る。しかしながら、補強土壁においても性能設計への移行は依然として進まず、みなし設計がなされているのが現状である。これは、想定される限界状態に至る事例が少ないだけでなく、再現実験が多くないことが要因であると考えられる。道路土工構造物技術基準・同解説¹⁵⁾では、橋梁の取付け部の盛土において、橋梁と盛土の構造性能の違いによって道路機能を損なわないことを要求性能として挙げている。したがって、橋台アプローチに採用されるような補強領域が背面に接する両面壁の挙動を正確に表現できないのが現状である。これまで、両面補強土壁の地震時挙動に関して検証した研究事例があるものの、崩壊挙動の再現には至っていない¹⁶⁾。

そこで本研究では、まず、標準的な形状である片面アンカー式補強土壁の崩壊を再現し、地震時崩壊メカニズムを調べるために、加振振幅を 1000gal まで段階的に上昇させた動的遠心模型実験を実施した。続いて、両面補強土壁の地震時挙動を検証するために、壁高を同様に設定し、最大加速度振幅を 1400gal まで段階的に上昇させた動的遠心模型実験を実施したので以下に報告する。

2. 動的遠心模型実験

2.1 補強部材

図 1 に壁面材設置イメージを示す。パネル寸法は、コンクリート製パネル H1000mm×W1500mm を想定し、1/20 スケールの H50mm×W73mm のアルミニウム板を用いた。アルミ板の厚さは 6mm である。パネルにはタイバーを接続する治具を 2 つ取り付けている。最下段のパネルは基盤



図 1 壁面パネル

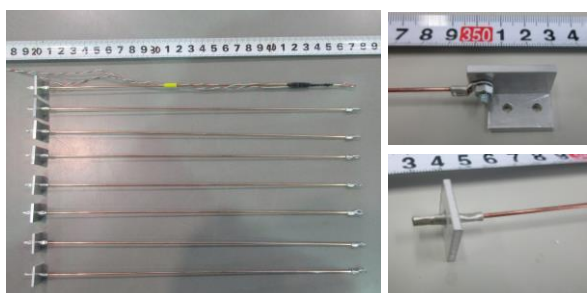


図 2 タイバー、アンカープレート

層に根入れを行わないので、タイバーを接続する治具を 4 つ取り付けている。タイバーは、図 2 に示すように $\phi 1.2\text{mm}$ の棒鋼であり、壁面パネルから 25mm の位置にひずみゲージを表裏に貼りつけ、実験中の棒鋼の伸びひずみを測定した。アンカープレートは、H300mm×W300mm を想定し、H15mm×W15mm のアルミ製の板とした。アンカープレートは、タイバーにストッパーで圧着させて固定している。

2.2 模型地盤作製

本研究で用いた補強土壁模型は、縮尺が 1/20 であり、実規模換算の壁高は 8m である。図 3、4 に片面、両面補強土壁の模型地盤概要図を示す。両者に共通するのは、基盤層および裏込め地盤、補強材寸法、および計測器の壁面パネルからの位置である。基盤層、裏込め材料には 7 号硅砂を用いた。層厚 40mm の基盤層は相対密度が 90% になるように突き固めて作製した。裏込め地盤は、相対密度が 70% になるように、補強材設置層毎に空中落下法により作製した。加振前後における地盤の変形状態を観察するために、7 号硅砂を黒に染色し、水平方向 40mm×鉛直方向 50mm のメッシュを作製した。また、メッシュ中心にはアルミ製のリベットをターゲットとして設置した。このように空中落下法で裏込め地盤を作製したために、補強盛土築造段階ではタイバーに緊張力が発揮されていないといえる¹⁴⁾。

遠心载荷中の補強土壁の変位を測定するために、天端の法肩に変位計 DV1、ここから 130mm 間隔で DV2、3 を設置した。片面補強土壁のケースでは、さらに 260mm 間隔で DV4、5 を設置しており、両面補強土壁のケースでは、DV3 を中心に対称になるように DV4、5 を設置している。壁面パネルの変位を測定するために、上部より 2、4、6、8 段目にそれぞれ変位計 DH1～4 を設置している。両面補強土壁のケースでは、同様に上から順に DH5～8 を設置している。壁面に作用する土圧は、変位計 DH とパネルを挟んで裏側にそれぞれ EPW1～4、5～8 (両面補強土壁のケース) を貼り付けている。また、補強領域の仮想背面土圧を測定するために、EPW を貼り付けた高さにあわせて、アンカープレート埋設位置に EPH1～4、5～8 (両面補強土壁のケース) を設置している。加振実験中の応答加速度を記録するために、圧力計 EPW を貼り付けた壁面パネルに加速度計 AW1～4、5～8 (両面補強土壁のケース) を設置している。地盤の応答加速度を記録する加速度計は、両面補強土壁のケースで地盤中央に圧力計 EPW、EPH と同じ深さに A2～5 を設置した。また、基盤層、背面盛土部にそれぞれ加速度計 A0、A1 を埋設している。タイバーに作用する張力を算出するために貼り付けたひずみゲージは、SG1～4、5～8 (両面補強土壁のケース) で示している。それぞれのケースにおいて、完成した模型地盤の写真を図 5、6 に示す。

2.3 実験条件

完成した模型地盤を遠心载荷装置に搭載し、20G の遠心

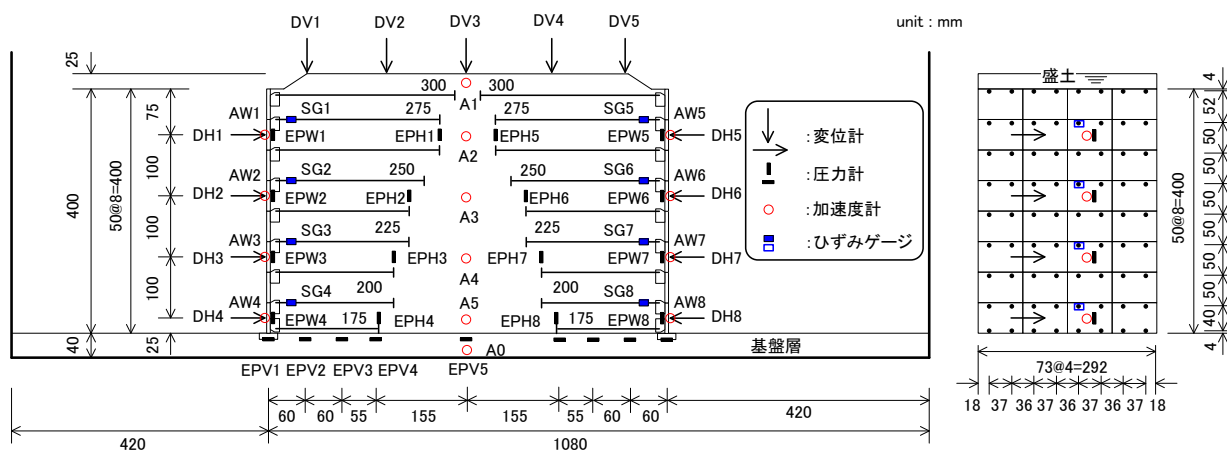
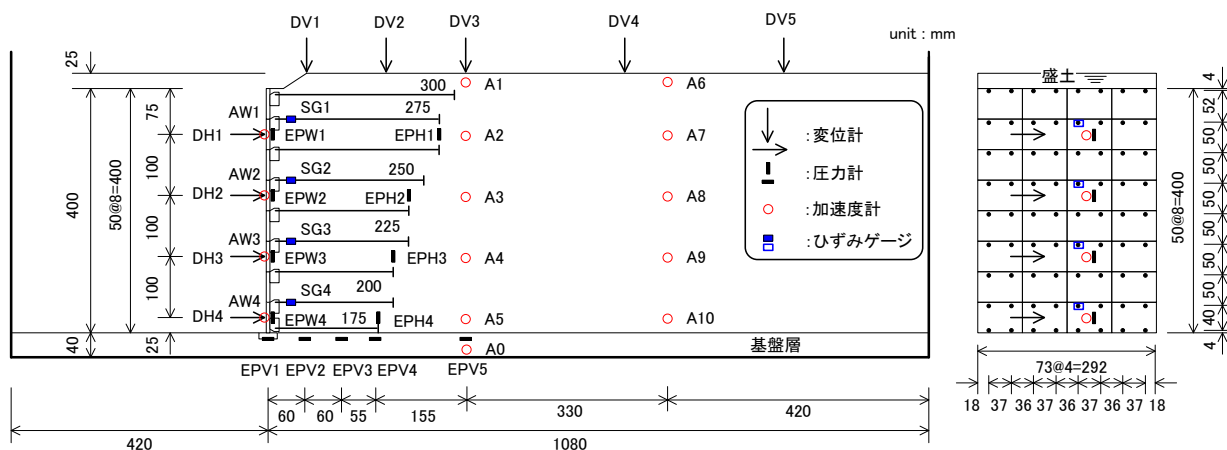


図4 模型地盤概要（両面補強土壁）

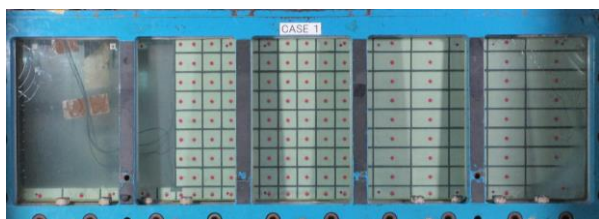


図5 模型地盤概要 (片面補強土壁)

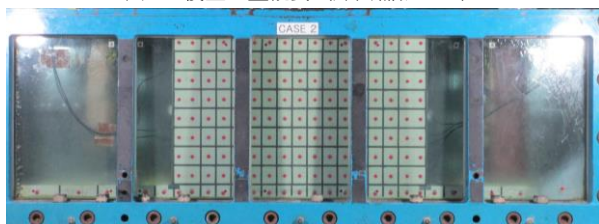


図6 模型地盤概要（両面補強土壁）

加加速度を付与し、加振実験を実施する。図 7 に、片面補強土壁のケースにおける代表的な実規模換算した地震波形を示す。図の通り、周波数 2Hz の正弦波を主要動として 20 波およびその前後に同一周波数のエンベロープを付加し、合計 25 波与えた。加振は、表 1 に示すように、段階的に加振加速度を増加させる。表には、主要動の最大平均加速度の絶対値を示している。遠心力载荷中は、CCD カメラおよび高速度カメラにより実験中の模型地盤の挙動

表 1 実験条件

実験ケース	ステップ	平均加速度(gal)
片面補強土壁	1	205
	2	397
	3	578
	4	761
	5	930
	6	1040
両面補強土壁	1	203
	2	395
	3	588
	4	776
	5	932
	6	1076
	7	1326

を記録した。

3. レベル 1 地震動相当における地震時性能

レベル1地震動に相当する加振ステップ1における両実験ケースの地震時性能について考察を加える。図8、9に加振後の模型地盤の画像を示す。これより、両実験ケース

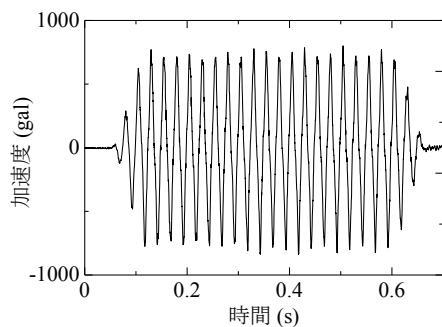


図7 入力波形（片面補強土壁，ステップ4）

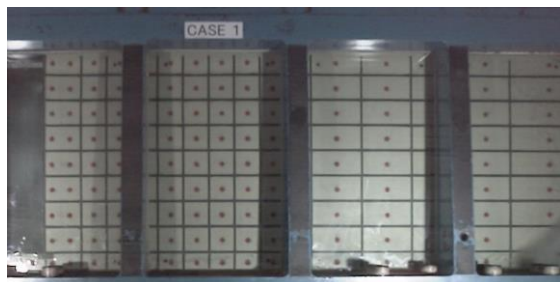


図8 加振後（ステップ1）の模型地盤（片面補強土壁）

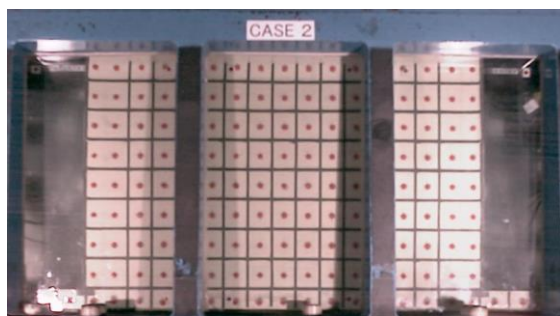


図9 加振後（ステップ1）の模型地盤（両面補強土壁）

ともに、壁面パネルの倒れやはらみ出しが確認できない。図10に加振中の水平変位 DH1, 5 の時刻歴を示す。これより、壁高に対する鉛直度を算出すると、最も変位量が多い片面補強土壁のケースで0.28%であり、施工管理基準以内であることが分かる。図11に両実験ケースにける盛土天端の鉛直変位 DV3 の加振中の時刻歴を示す。これより、両面補強土壁のケースにおける鉛直変位が1.7倍程度であることが分かる。このように、両面補強土壁では、それぞれの補強領域の壁面変位は小さいものの、補強領域が背面で接するためにその直上の鉛直変位が大きくなる。ただし、200gal程度の地震動では、補強土壁の変形・損傷はなしとの判定ができるレベルである。

ところで、本研究において、補強材設置層は空中落下法で作製しているために、地盤作製時にはタイバーにプレテンションが作用せず、補強領域に拘束効果が生じていないと考えられる。その後、遠心载荷による盛土材の自重の増加によって引抜き力が生じ、補強材力が発揮されることになる。したがって、この状態では、通常の施工状況と比較して、裏込め地盤密度が小さいだけでなく、補強効果も十分に発揮されているとはいえない。このことを検証するため

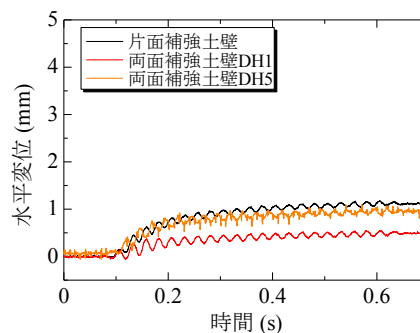


図10 水平変位（DH1,5）の時刻歴

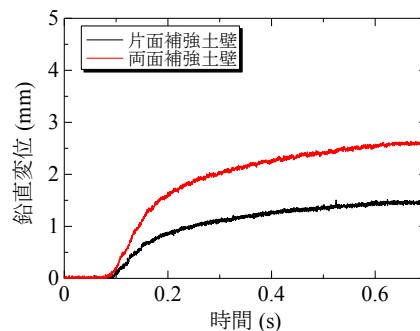
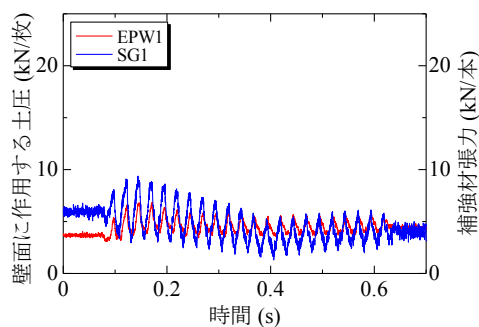
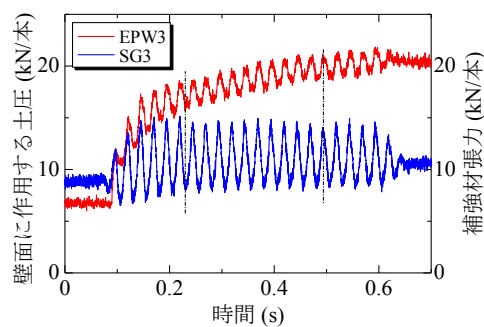


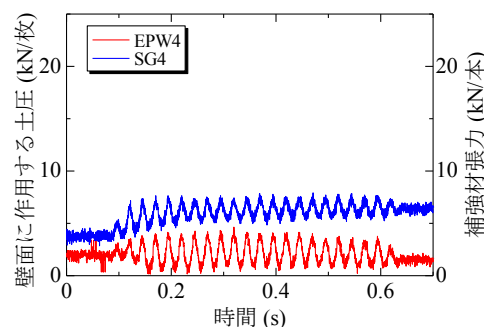
図11 鉛直変位（DV3）の時刻歴



(a)EPW1, SG1



(b) EPW3, SG3



(c) EPW4, SG4

図12 壁面パネル1枚あたりの土圧，補強材1本あたりの張力の時刻歴（片面補強土壁）

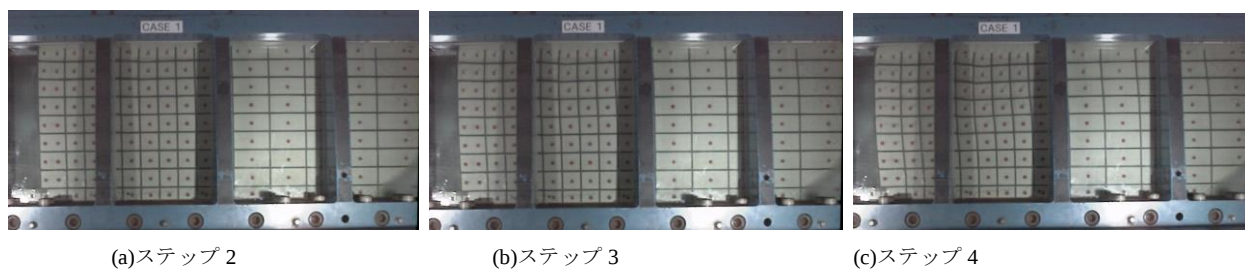


図 13 加振後の模型地盤の変形の様子（片面補強土壁）

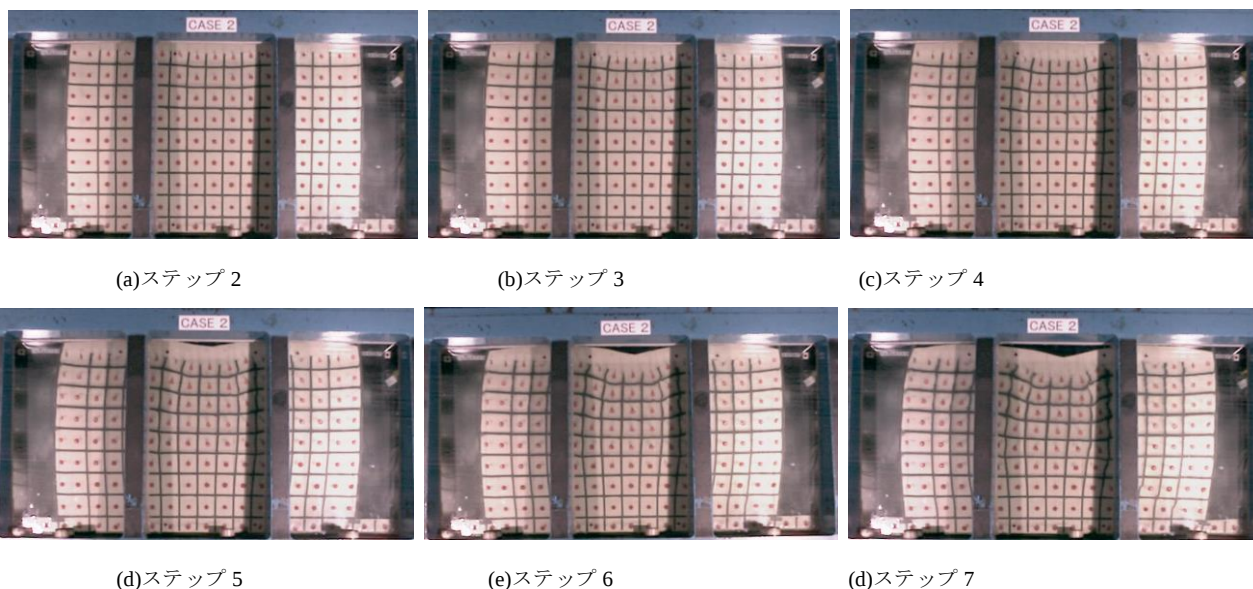


図 14 加振後の模型地盤の変形の様子（両面補強土壁）

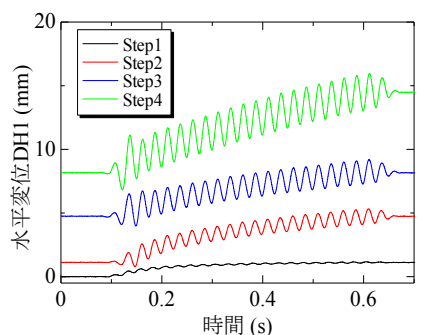
に、図 12 に加振中の片面補強土壁の壁面に作用する土圧とタイバーに作用する張力の時刻歴を示す。ここで、壁面パネル 1 枚に 2 本のタイバーが接続されているので、補強材が負担する土圧は壁面パネルに作用する土圧の半分程度であることを付け加えておく。これらより、補強材張力に着目すると、補強土壁上部の SG1 以外は加振後に増加していることが指摘できる。これは、振動によって裏込め地盤が締め固められたために、補強材に緊張力が作用したものと推察される。SG1 が減少したのは、盛土材が下方に移動したためであると考えられる。一方で、いずれの位置においても、土圧と張力の波形が同期していることから、補強領域が一体となって挙動している様子がうかがえる。このように、補強領域が一体化することでレベル 1 地震動相当の揺れに対して高い耐震性能を示したものと推察される。

4. 地震時変形メカニズム

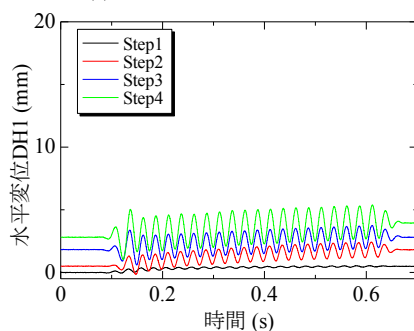
図 13, 14 に両実験ケースにおける加振後の模型地盤状況を示す。これらより、片面補強土壁においてはステップ 4 加振後に壁面下端から、両面補強土壁においてはステップ 7 加振後に右側壁面下端からメッシュの不連続面が見られることから、すべり面が形成されていることが確認できる。両実験ケースの変形状況を比較すると、片面補強土壁の場合は壁面が前方に倒れるような形状をなしており、これに対して両面補強土壁では、壁面中腹がはらみ出すよ

うな変形をしていることが指摘できる。また、両面補強土壁は、双方の補強領域が前方に変位したために、中央部の盛土材がそれに追従して流下し、盛土天端中央部に窪みが生じていることが特徴的である。ここで、ステップ 4 に至るまでの補強土壁の変形を考察する。図 15 に加振中の壁面の水平変位 DH1, 5 の時刻歴を示す。これより、ステップ 4 における片面補強土壁の変位量が大きいことが指摘できる。他方、両面補強土壁においては、DH5 が増加していき、DH1 の増加量は大きくないことが指摘できる。最下端のパネル変位を考慮して壁高に対する鉛直度を算出すると、片面補強土壁では 2.7% であり、両面補強土壁では左側が 0.4%、右側が 2.2% である。これらは、いずれも施工管理基準内であり、応急危険度判定¹⁷⁾によると、変形・損傷なしと判定されるレベルである。このように、裏込め地盤密度が通常施工に比べて小さい場合においても、補強土壁の耐震性能が高いことは特筆すべきことであろう。

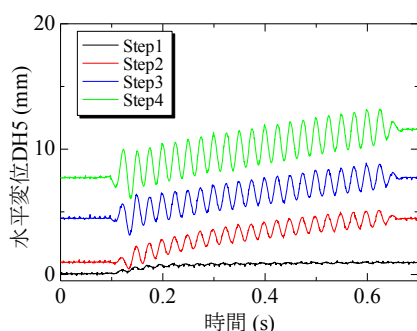
また、両面補強土壁の鉛直度が小さいことについては、形成されるすべり面の形状によるものと考えられる。片面補強土壁のケースにおいて観察されたすべり面は、常時の安定検討で求められる主働崩壊角よりも小さく、補強領域を横切るような形状をなしていた。これは、外部安定検討で照査されるような、壁面基礎部を通る極めて半径の大きな円弧すべりとも考えられる。同様のすべり面が両面補強土壁においては、片側のみに観察された。このことから、図 16 に示すように、すべり面に沿って滑动しようとする土塊の中に、他方のアンカープレートが存在すること



(a) DH1 (片面補強土壁)



(b) DH1 (両面補強土壁)



(c) DH5 (両面補強土壁)

図 15 壁面パネル変位の時刻歴

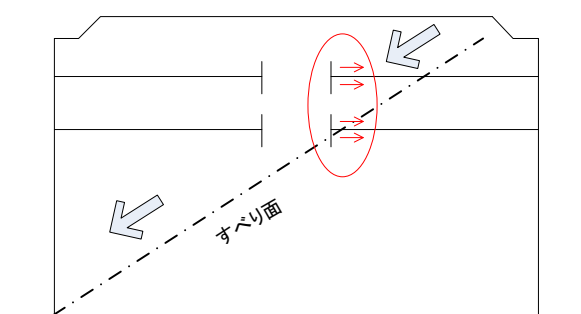
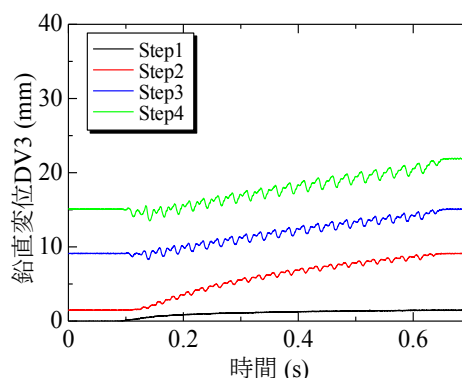
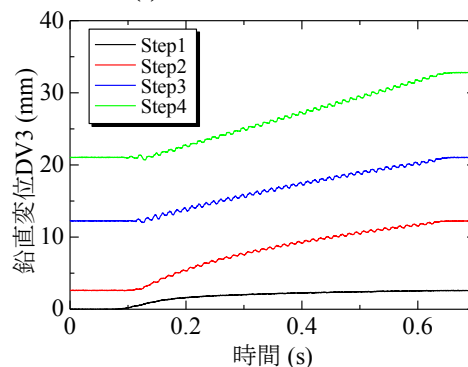


図 16 補強領域の影響 (イメージ図)

から、すべり面が形成されていない補強領域の変位を抑制したものと推察される。また、すべり土塊の滑動は、背面のアンカープレートによって抑止されることにもなるため、両面補強土壁がすべり破壊を起こす加振加速度は大きなものになったものと考えられる。これらのことより、補強領域上部のアンカープレートの引抜けも抑制されるために、壁面中腹がはらみ出すような変形が生じたものと推察される。



(a) DV3 (片面補強土壁)



(b) DV3 (両面補強土壁)

図 17 盛土天端の鉛直変位の時刻歴

図 17 に加振中の鉛直変位 DV3 の時刻歴を示す。これより、両面補強土壁の方が大きいことが指摘できる。両面補強土壁は、地震時に双方の壁面が前方に変位したことにより、天端に窪みが形成されたものと考えられる。これに対して、片面補強土壁のケースでは、壁面が前方に変位し天端が沈下してもその背後地盤から砂が供給されるために変位量が抑えられたものと考えられる。

このように、両面補強土壁の地震動を受けると盛土天端に窪みが生じる場合があるものの、1400gal の地震動を受けてもアンカープレートの引抜けやパネルの脱落といった崩壊挙動が見られなかったことから、両面補強土壁は高い耐震性能を有しているといえよう。

5. まとめ

本研究では、両面アンカー式補強土壁の地震時変形・崩壊挙動を調べるために、片面補強土壁の挙動を参照しながら、段階的に加振加速度を増加させる動的遠心模型実験を実施した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 裏込め地盤密度が、通常の施工よりも小さい場合においても、レベル 1 地震動相当の揺れではほとんど変形することがなかった。このことから、アンカー式補強土壁の耐震性能が高いことが確認できた。
- 2) 補強土壁が地震動を受けて崩壊に至る場合、補強領域を横切るようなすべり面が形成されることが分かった。したがって、両面補強土壁においては、すべり面

が形成されていない補強領域内上部のアンカープレートがすべり破壊を抑止するはたらきをするため、800gal の地震動を受けてもすべり面が顕在化することとはなかった。このため、壁面上部の変位が抑えられることから、壁面中腹部がはらみ出す変形を起こすといえよう。

- 3) 補強土壁の地震時変形挙動を観察したところ、両面補強土壁の双方の補強領域の間隔が狭い場合、それぞれの壁面が前方に変位すると盛土天端中央部に窪みが生じる点に留意する必要があることが分かった。

参 考 文 献

- 1) Ochiai, H.: Earth reinforcement technique as a role of new geotechnical solutions – memory of IS Kyushu, Proc. of International Symposium on Earth Reinforcement, pp.3-23, 2007.
- 2) 桑野二郎：補強土壁の長期性能と維持管理 1.講座を始めるにあたって，地盤工学会誌，Vol.62，No.4，pp.62-63，2014.
- 3) 宮武裕昭，藤田智弘，佐藤登，新田武彦，中根淳，藤岡一瀬，宮田喜壽：補強土壁の維持管理に関する基本的考え方の提案，第52回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1459-1460，2017.
- 4) 佐藤登，宮武裕昭，藤田智弘，新田武彦，大谷義則，明永卓也，小浪岳治，村中俊裕，宮田喜壽：補強土壁の維持管理技術検証のための実大実験，第52回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1461-1462，2017.
- 5) 川尻峻三，澁谷啓，鳥居宣之：ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究，地盤工学ジャーナル，Vol.6，No.1，pp.15-25，2011.
- 6) 小林睦，三浦均也，小浪岳治：降雨時におけるアンカー式補強土壁の安定性に関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol.8，No.3，pp.477-488，2013.
- 7) Koseki, J.: Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 34, pp.51-68 2012.
- 8) Tatuoka, F., Tateyama, M. and Koseki, J. :Performance of soil retaining walls for railway embankments, Soils and Foundations, Special Issue of Soils and Foundations, 311-324, 1996.
- 9) 吉田浩一，久保哲也，南和弘：中越地震による補強土壁の被災調査と復旧事例，ジオシンセティックス論文集，第20巻，pp.301-304，2005.
- 10) Koseki, J., Bathurst, R.J., Güler, E., kuwano, J. and Maugeri, M. :Seismic stability of reinforced soil walls, Proceedings of the 8th international conference on geosynthetics, pp.51-77, 2006.
- 11) Kuwano, J., Miyata, Y. and Koseki, J.:Performance of reinforced soil walls during the 2011 Tohoku earthquake, Geosynthetics International, Vol. 21, No.3, pp.179-196, 2014.
- 12) 国際ジオシンセティックス学会日本支部：災害復旧技術委員会報告書（2007年度～2010年度），2014.
- 13) Miyata, Y. : Reinforced soil walls during recent earthquakes in Japan and geo-risk-based design, Earthquake Geotechnical Engineering Design, Michele Maugeri and Claudio Soccodoto(eds), Springer, pp.343-353, 2014.
- 14) 小林睦，三浦均也，小浪岳治，林豪人，佐藤寛樹：地下水が高い状態にあるアンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムに関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol.13，No.2，pp.123-134，2019.
- 15) 日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説，pp.33-45，2017
- 16) Kobayashi. M., Miura. K., Konami. T., Hayashi, T. and Sato, H.: Seismic performance of multi-anchor wall with double-wall facing, Japanese Geotechnical Society Special Publication, Vol.4, No.2, pp.9-12, 2016.
- 17) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル，第4版，pp.236-237，2014

切削式杭基礎パネル擁壁の構造と施工法および設計試算による適用性の検討 Construction and Design Method for Cutting Facing Panel Piled Retaining Wall

三浦均也¹，松田達也¹，鈴木恒太²，東洗成³，
栗田和博⁴，小浪岳治⁵，林豪人⁵，小林睦⁶

- 1 豊橋技術科学大学，建築・都市システム学系・k-miura@ace.tut.ac.jp
- 2 豊橋技術科学大学，大学院博士前期課程，建築・都市システム学専攻
- 3 豊橋技術科学大学，建築・都市システム学課程
- 4 株式会社 サインファースト
- 4 株式会社 岡三リビック
- 4 豊田工業高等専門学校，環境都市工学科

概 要

重力式擁壁に代表される既往の擁壁においては，建設する際に背後の地山を一度掘削し，その後裏込め土を盛り立てる必要がある。この際，既存の地山が有していた一体性，剛性，強度が減少するため，設計外力である擁壁に作用する土圧が増大し，擁壁を不安定にするという問題がある。加えて，施工過程においては，切土および盛土の工程による土工量の増大，擁壁本体の施工における掘削工，型枠工，鉄筋工，コンクリート打設工など一連の工程が施工期間と施工費用の増大の主要因となっている。提案する，切削式杭基礎擁壁では，地山保存しながら切削することで，これらの問題点を改善できることが期待できる。本研究では切削式杭基礎擁壁の設計・施工法を紹介するとともに，設計試算を行うことによってその適用範囲と可能性を示すことを目的としている。さらには，上段に補強土擁壁を構築する複合構造についても試設計を実施することでその適用可能性について検討する。

キーワード：擁壁，杭基礎，切削式，施工法，試設計

1. はじめに

道路建設や宅地造成等において土工の効率性や盛土・切土の安定性，施工・維持管理の合理性，経済性を向上させるためには，擁壁の建設技術が重要である。擁壁には種々のタイプがあり，石積み擁壁，ブロック積み擁壁，コンクリート擁壁（重力式，鉄筋コンクリート式）のように発展的に利用されてきた。重力式擁壁は構造の一体性に優れるために，比較的高い壁高にも適用されるが，地震時の安定性に関しては万全ではない。一方，テールアルメや多数アンカー式補強土壁に代表される鉛直な壁面を有する補強土式擁壁は現地発生土を有効利用できるとともに，基本的に柔構造であるため重力式擁壁に比べて地震時の安定性に優れ，より高い壁高の擁壁への適用実績を有している¹⁾。

重力式擁壁や補強土擁壁に共通する課題としては，擁壁を設置する際に，重力式では本体の打設やユニットの設置のため，また，補強土壁では十分な長さの補強材を設置するため，既設の盛土や地山を一時的にせよ切り崩す必要に迫られるということである。このことにより地山が有している，あるいは既設の盛土が年数を経て獲得した土体の一

体性が切り崩しによって失われてしまう。このことは材料のせん断強度の低下を意味し，粒度の良い砂礫材料に対して法面の傾斜が，盛土では1.5～2.0であるのに対して切土では0.8～1.5としていることなどにも表れている²⁾。このような擁壁背後地盤の切り崩しとそれに伴うせん断強度の低下は擁壁に作用する土圧を増大させるので擁壁を不安定にし，同時に工事の専有面積を広くして土工量を増大させることになっている。

本研究で提案する切削式杭基礎パネル擁壁は，既設の盛土内や切土内に擁壁を，背後地盤の乱れを最小限に抑えながら建設することを可能にするために開発した構築工法である。これにより，背後地盤の安定化，擁壁に作用する土圧の低減，土工量の縮減，その結果としての専有面積の縮小，施工期間の短縮，コスト縮減が可能になると期待できる。また，杭基礎擁壁は重力式と比べて杭のたわみによる土圧や地震力に対する反発力に余裕があり，耐震性能の向上も期待できる。

本研究では，切削式杭基礎パネル擁壁単独の場合と，背後地盤上面に補強土盛土を載せる場合の2ケースについてたわみ解析を実施し，支柱一杭一体構造の断面の選択，

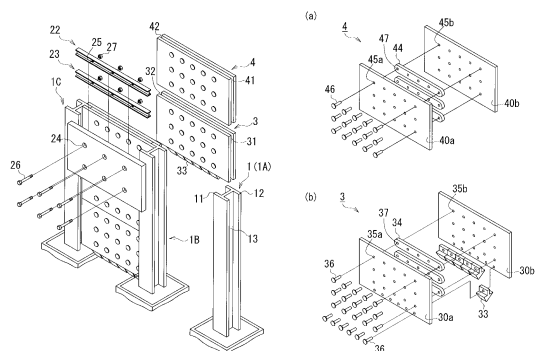


図 1 杭基礎パネル擁壁
(a) 切削パネル、(b) 切削パネル最下端

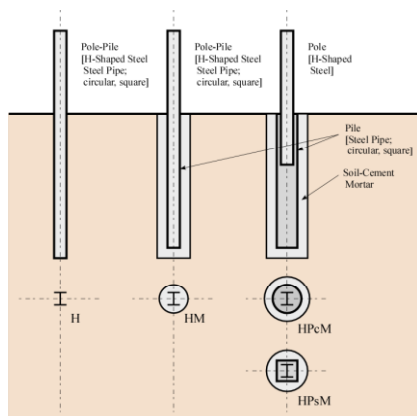


図 2 H 型鋼・円形鋼管，角形鋼管，柱状改良体を組み合わせた支柱－杭一体構造の選択肢

杭長の決定を含む構造設計手法を検討するとともに、杭基礎パネル擁壁の適用範囲について検討する。

2. 擁壁の構成と施工方法

2.1 擁壁の構成

図 1 は擁壁を構成する杭－支柱一体構造と壁面パネル、および切削パネルを示している。支柱には H 型鋼を採用している。切削パネルは H 型鋼支柱のフランジをガイドとして上下にスライドする鉄製の版であり、下部には硬質金属製の地盤を切削するための直線刃を備えている。

支柱－杭一体構造には種々の組み合わせが可能である（図 2 参照）。壁高が低く地盤が比較的良好（N 値が高い）場合には杭と支柱を一本の H 形鋼とすることができる；H, HM。一方、壁高が高く地盤が比較的良好でない（N 値が低い）場合には、打設した鋼管杭（円形鋼管または角形鋼管）に H 型鋼支柱を差し込む形式とすることが可能である；HPcM, HPsM。市街地において騒音と振動を避けるためには、地盤改良技術によって施工した地盤改良柱体に杭を立て込むことを選択することができる；HM, HPcM, HPsM。

壁面パネルは土圧に耐えられる鉄筋コンクリート製のプレキャスト部材とし、補強土擁壁で使用されている既存の壁面パネルを利用することも選択肢である³⁾。

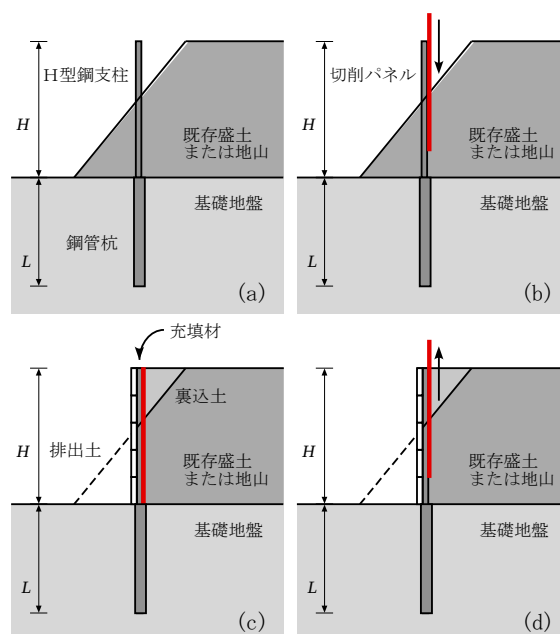


図 3 切削式杭基礎パネル擁壁の施工手順

2.2 施工手順

図 3 は既設の盛土または地山の法面に切削式杭基礎パネル擁壁を構築する場合の施工手順を示している。以下では、鋼管杭と H 型鋼の組み合わせの場合（HPsM）を示した。(a) 余擁壁構築位置に杭－支柱一体構造を所定の間隔で設置する。(b) H 形鋼支柱の奥側フランジをガイドとして切削パネルを圧入する。(c) 切削パネル前面の土砂を排出し、壁面パネルを支柱手前側フランジに取り付ける。排出土を転用するなどして、裏込め土を uploads し、壁面パネルと切削パネルの間には碎石や発泡剤などの充填材を投入する。(d) 切削パネルを引き抜いて撤去する。

試設計で対象とする単独の杭基礎パネル擁壁と補強土擁壁を uploads する杭基礎パネル擁壁の概形を図 4 と図 5 に示す。下段に杭式パネル擁壁を設置することによって基礎地盤の支持力が十分に得られない場合や、支持地盤が深い場合などに補強土擁壁の適用範囲が広がられると考えられる。

3. 擁壁の設計方法

3.1 横荷重を受ける杭のたわみ解析手法

著者ら⁴⁻⁷⁾はこれまでに、応答関数を用いた横荷重を受ける杭のたわみ解析手法を提案し、看板、擁壁自立式鋼矢板の設計に適用してきた。また、試験施工と載荷試験を実施して解析手法の妥当性を検証した。広く用いられている Chang の公式が均質地盤における無限長を仮定した杭を対象としているのに対し、提案している応答関数を用いた解析により、有限長の杭や矢板のたわみ解析が層状地盤において可能になる。このことにより、杭の変位が杭の曲げ剛性と地盤反力のみならず杭長の関数として算定できるため、より合理的で経済的な杭断面と杭長の設計が可能に

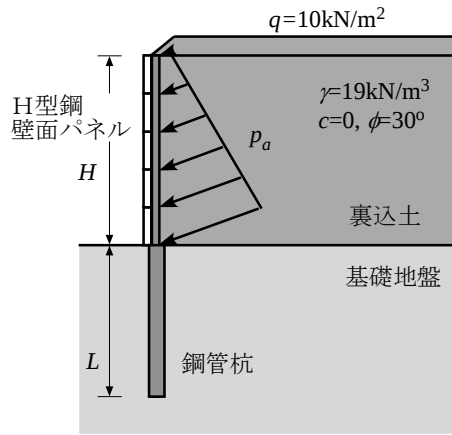


図 4 杭基礎パネル擁壁の概形

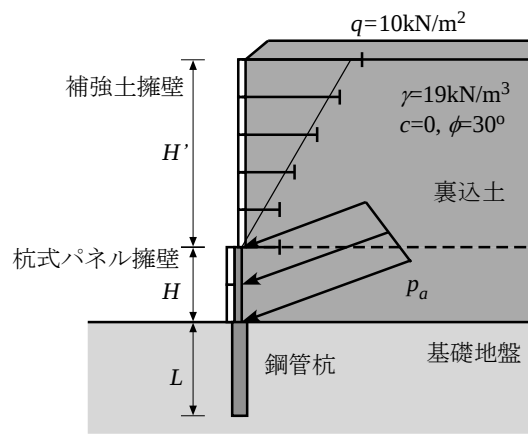


図 5 補強土壁を上架する杭基礎パネル擁壁の概形

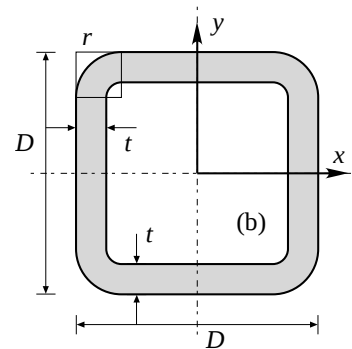
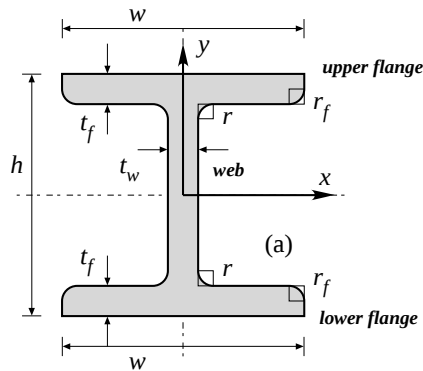


図 6 鋼材断面の定義 (a) H型鋼, (b) 角形鋼管

なる。本研究では均質地盤を想定しているが、この解析手法によって有限長杭のたわみ解析を実施する。

3.2 設計手順

杭と支柱の選択および、杭長の決定に関する設計手順を説明する。

- 1) 壁面パネルに作用する土圧の算定：裏込め土の単位体積重量，せん断強度に加えて，擁壁の高さ H ，上載荷重 q を考慮して Coulomb の土圧論による主働土圧を計算する。壁面パネルの位置に対応して個々のパネルに作用する土圧強度を計算し，壁面パネル耐力を選択するための条件とする。
- 2) 支柱断面の選択：壁面パネルに作用する主働土圧の分布から支柱間隔 B を考慮して支柱一杭一体構造 1 本あたりの荷重を計算する。支柱に作用する断面荷重が最も厳しいのは基部（杭との接合部）であり，その断面力に基づいて支柱断面を選択する。支柱には曲げモーメントに加えて，せん断力，軸力も作用するが，圧倒的に大きな曲げ圧縮応力が鋼材の長期許容応力度を下回することを条件として H 型鋼の断面を選択する。必要に応じて鋳代を考慮する必要がある。
- 3) 杭長の算定：施工上の制約から，角形鋼管の内径は支柱 H 形鋼の外径を 100mm 程度上回るように，杭の断面を選択する。N 値の関数となる地盤反力と土圧分布に対して，支柱と杭の全体に対して応答関数法による

たわみ解析を実施する。地表面下における最大の曲げモーメント発生位置における曲げ応力度が杭の長期許容応力度を下回することを確認し，杭頭水平変位が杭径 D の 5% を上回らないように，最短の杭長を決定する。杭には軸力も作用するが，通常は極限鉛直支持力の数%程度であるので，本研究では鉛直荷重を検討対象としなかった。また，必要に応じて支柱天端における変位に対しても許容値を設定するが，ここでは除外した。

4. 杭基礎パネル擁壁の試設計

4.1 設計条件

試設計を行った条件を以下に整理して示す

- 1) 擁壁の形状：図 4 に擁壁の概形と条件を示す。補強土擁壁で用いられる標準的な壁面パネルは高さ 1m，幅 1.5m であり，壁高は $H=1\sim7$ m まで 1m ごとにパラメトリックに変化させた。裏込め土は砂質土 ($\gamma=19\text{kN/m}^3$, $c=0$, $\phi=30^\circ$) を想定し，上載荷重を $q=10\text{kN/m}^2$ とした。壁面パネルに作用する土圧は Coulomb の土圧論により主働土圧として算定し，壁面摩擦角は $\delta=2\phi/3$ とした。支柱間隔は $B=1.5, 2.25, 3.0$ m の 3 通りについて検討した。地盤の特性は N 値が 3, 5, 10 の 3 通りを条件とした。
- 2) 使用材料：図 6 には H 形鋼と角形鋼管の断面の定義

表 1 H型鋼の断面特性

断面性状：腐食代あり $\delta r=1\text{mm}$						許容応力：(長期荷重) σ_{aL} (N/mm ²)				
単位	h	w	tw	tf	r	A	ρ	I _x	Z _x	Ma
	mm					cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	kNm
H 100	100		6	8	8	15.9	12.47	281.9	57.5	8.06
H 125	125		6.5	9	8	22.8	17.91	647.5	105.3	14.74
H 150	150		7	10	8	31.0	24.31	1285.5	173.7	24.32
H 175	175		7.5	11	13	41.3	32.45	2359.3	272.8	38.19
H 200	200		8	12	13	52.0	40.78	3907.9	394.7	55.26
H 250	250		9	14	13	76.9	60.35	9148.8	737.8	103.29
H 300	300		10	15	13	100.9	79.22	17381.3	1166.5	163.31
H 350	350		12	19	13	151.4	118.84	35412.9	2035.2	284.93
H 400	400		13	21	22	195.4	153.37	60019.5	3016.1	422.25
H 414	414	405	18	28	22	271.7	213.28	85784.0	4164.3	583.00
H 428	428	407	20	35	22	336.6	264.26	111838.1	5250.6	735.09
H 458	458	417	30	50	22	503.7	395.43	178836.0	7843.7	1098.12
H 498	498	432	45	70	22	744.1	584.14	288173.4	11619.9	1626.79

表 2 角形鋼管の断面特性

断面性状：腐食代なし						N値：無限長杭式					
許容応力：(長期荷重) σ_{aL} (N/mm ²)						140.0					
支柱:H鋼	D	t	A	ρ	I	Z	MaL	β	Lc	β	Lc
単位	mm		cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	kNm	1/m	m	1/m	m
Ps 150	150	12.0	26.5	20.83	1923	256.35	35.89	0.677	4.64	0.769	4.08
Ps 175	175	12.0	74.5	58.51	3214	367.36	51.43	0.601	5.23	0.683	4.60
Ps 200	200	16.0	111.2	87.27	6076	607.64	85.07	0.517	6.08	0.587	5.35
Ps 250	250	19.0	166.3	130.52	14351	1148.11	160.73	0.423	7.43	0.481	6.54
Ps 300	300	19.0	204.3	160.35	26243	1749.54	244.94	0.368	8.54	0.418	7.51
Ps 350	350	22.0	276.2	216.80	48355	2763.12	386.84	0.319	9.85	0.362	8.67
Ps 400	400	25.0	358.9	281.74	82151	4107.56	575.06	0.281	11.18	0.319	9.84
Ps 450	450	25.0	408.9	320.99	120583	5359.25	750.30	0.258	12.18	0.293	10.72
Ps 500	500	25.0	458.9	360.24	169439	6777.55	948.86	0.238	13.20	0.270	11.62
Ps 550	550	25.0	508.9	399.49	229968	8362.48	1170.75	0.222	14.15	0.252	12.45
Ps 600	600	25.0	558.9	438.74	303422	10114.05	1415.97	0.208	15.10	0.236	13.29
Ps 650	650	25.0	609.0	478.03	391049	12032.27	1684.52	0.196	16.03	0.223	14.11

表 3 土圧により作用する壁面パネルおよび支柱に作用する荷重

土圧算定結果		土圧強度		p (kN/m ²)		杭間隔, B(m)		3.00	
壁高, H (m)		1.0		2.0		3.0		4.0	
擁壁天端		2.794		2.794		2.794		2.794	
パネル番号		中央高さ							
7		6.5						5.45	
6		5.5						5.45	
5		4.5						10.76	
4		3.5				5.45		10.76	
3		2.5				5.45		16.06	
2		1.5		5.45		10.76		16.06	
1		0.5		5.45		10.76		16.06	
擁壁下端		8.10		13.41		18.72		24.03	
杭頭荷重									
曲げモーメント		M (kNm)		6.84		38.00		109.38	
せん断力		Q (kN)		16.34		48.61		96.81	
軸力		F (kN)		12.95		24.69		42.23	

を示している。杭一支柱一体構造を構成するH型鋼と角形鋼管は入手可能なものを表 1 と表 2 にリストして、断面特性を整理した⁴⁾。鋼材は STK400 を対象とし、長期許容曲げ圧縮応力度は $\sigma_{aL} = 140\text{kN/mm}^2$ である。支柱のH型鋼は錆代を 1mm としたが、地盤改良柱体中に立て込むことを前提として角形鋼管には錆代を考慮していない。表には、許容曲げ応力度から得られる許容曲げ応力 Ma を示している。また、表 2 には杭として角形鋼管杭を用いた時に既往の Chang の無限長杭に対するたわみ公式より求められる杭長 Lc も N 値の関数として参考のために示している。

4.2 結果と検討

試設計の結果を以下に説明し、検討する。

- 1) 表 3 には、支柱間隔 $B=3\text{m}$ について、設定した壁高 H に応じて主働土圧より算定される格段のパネルに

作用する土圧強度 p と杭頭荷重 M, Q, F を整理したものである。最下段のパネルに作用する土圧強度 p は壁高 H にほぼ比例して増加し、せん断力 Q と軸力 F は壁高 H のほぼ 2 乗に、曲げモーメント M は壁高 H のほぼ 3 乗に比例して増大することが分かる。また、杭頭荷重 M, Q, F は支柱間隔 B に比例する。

- 2) 表 3 に示している支柱基部に発生する曲げモーメント M を十分に許容できる支柱のH型鋼を表 1 に基づいて選択した結果を表 4 に示している。また、それに対応して選択できる最小の断面を有する角形鋼管も表 4 に示している。支柱のH型鋼は地盤条件に関係なく、壁高 H と支柱間隔 B に応じて決まり、壁高が高く、支柱間隔が広い場合には断面が大きくて剛性の高いH型鋼を選択することになる。特に壁高の影響が大きい。

- 3) 表 4 選択した杭に対して、複数の杭間 B と地盤の N

表 4 杭頭荷重の整理と支柱と杭の断面選択

支柱・杭の選択		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
杭間隔, B(m)								
1.50	杭頭 M(kNm)	3.42	19.00	54.69	118.46	218.27	362.08	557.85
	H型鋼	H 100	H 150	H 200	H 300	H 350	H 400	H 414
	Ma(kNm)	8.06	24.32	55.26	163.31	284.93	422.25	583.00
	角形鋼管	Ps 250	Ps 300	Ps 350	Ps 450	Ps 500	Ps 550	Ps 550
2.25	杭頭 M(kNm)	5.13	28.50	82.03	177.69	327.40	543.11	836.78
	H型鋼	H 100	H 200	H 250	H 350	H 400	H 414	H 458
	Ma(kNm)	8.06	55.26	103.26	284.93	422.25	583.00	1098.12
	角形鋼管	Ps 250	Ps 350	Ps 400	Ps 500	Ps 550	Ps 550	Ps 600
3.00	杭頭 M(kNm)	6.84	38.00	109.38	236.91	436.53	724.15	1115.70
	H型鋼	H 100	H 200	H 300	H 350	H 414	H 428	H 498
	Ma(kNm)	8.06	55.26	163.31	284.93	583.00	735.09	1626.79
	角形鋼管	Ps 250	Ps 350	Ps 450	Ps 500	Ps 600	Ps 600	Ps 650

表 5 たわみ解析により決定した杭長および鋼材重量

杭のたわみ解析		N値	5	短期許容応力	腐食代なし	Lo (m)	1.5	
壁高, H (m)		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
杭間隔, B(m)		3.00						
杭頭荷重	M (kNm)	6.845	37.996	109.377	236.914	436.531	724.153	1115.704
	Q (kN)	16.344	48.612	96.805	160.923	240.965	336.932	448.824
	F (kN)	12.949	24.693	42.234	65.571	94.704	129.633	170.359
支柱	H形鋼	H 100	H 200	H 300	H 350	H 414	H 428	H 498
	Ma(kNm)	8.06	55.26	163.31	284.93	583.00	735.09	1626.79
	m (kg/m)	12.47	40.78	79.22	118.84	213.28	264.26	584.14
	mt(kg)	31.18	142.73	356.49	653.62	1386.32	1981.95	4965.19
	角形鋼管	Ps 250	Ps 350	Ps 450	Ps 500	Ps 600	Ps 600	Ps 650
杭	Ma(kNm)	160.73	386.84	750.30	948.86	1415.97	1415.97	1684.52
	δ t(mm)	29.09	43.58	56.09	67.76	83.35		
	δ o(mm)	7.47	17.34	22.38	24.99	29.82		
	L	1.20	2.55	4.10	6.30	8.45		
	zmax	0.27	0.61	1.01	1.58	2.11		
	Mmax	8.98	52.14	155.97	357.39	675.41		
	m (kg/m)	130.52	216.80	320.99	360.24	438.74	438.74	478.03
	mt(kg)	156.62	552.84	1316.06	2269.51	3707.35	0.00	0.00
	mt(kg)	187.80	695.57	1672.55	2923.13	5093.67	1981.95	4965.19
	mt(kg)	187.80	695.57	1672.55	2923.13	5093.67	1981.95	4965.19

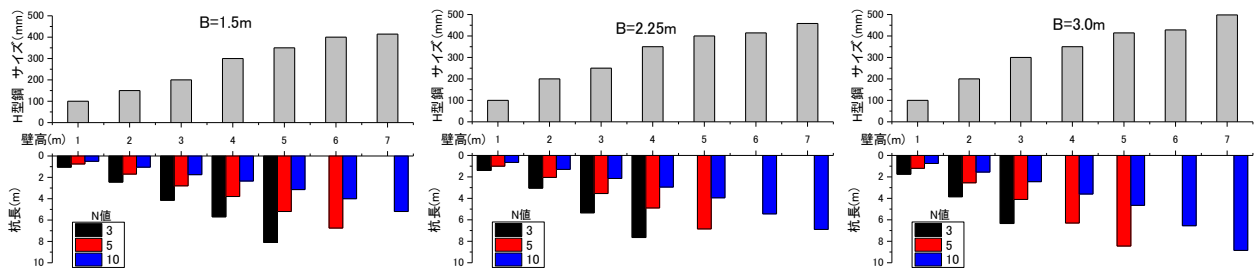


図 7 試設計により決定した杭断面および杭長

値の条件に対してたわみ解析を実施して決定した必要杭長 L と支柱と杭に対する鋼材重量を計算した。表 5 はその代表例として、支柱間隔 $B=3\text{m}$ 地盤 N 値=5 の場合について示している。杭としての鋼管杭は支柱 H 型鋼よりも一回り大きなものを選定しているの、許容曲げモーメントには十分な余裕があり、問題はなかった。一方、荷重条件と地盤受験が厳しい場合には、杭長を長くしても杭頭変位を設計条件とした杭径の 5% 以下にできないケースがあり、表 5 ではその部分を空白としている。壁高 H が高くなるとこのように杭長を決定できないケースが増えるが、この場合には杭断面をさらに一回り大きくすることによって、対応することが可能である。ただし、本研究ではそのような試算を割愛した。

- 4) 図 7 は検討したすべてのケースの試算結果を棒グラフで示した。必要杭長 L は壁高 H と支柱間隔 B に応

じて決まり、壁高が高く、支柱間隔が広い場合には荷重場厳しくなるので必要杭長は長くなる。地盤 N 値が大きくなると地盤の反力係数が上がるので必要杭長は短くなり、 N 値が 3 から 10 へ増大すると必要杭長は半分以下に抑えられると言える。杭式擁壁の設計では、他の擁壁に比べて、地盤条件を適切に評価する必要がある。

5. 補強土擁壁を上載する杭基礎パネル擁壁の試設計

5.1 設計条件

試設計を行った条件を以下に整理して示す

- 1) 擁壁の形状：図 5 に擁壁の概形と条件を示す。杭式パネル擁壁の背後地盤に補強土擁壁を上載した複合形式を検討した。地盤材料や土圧の算定条件等は 4.1

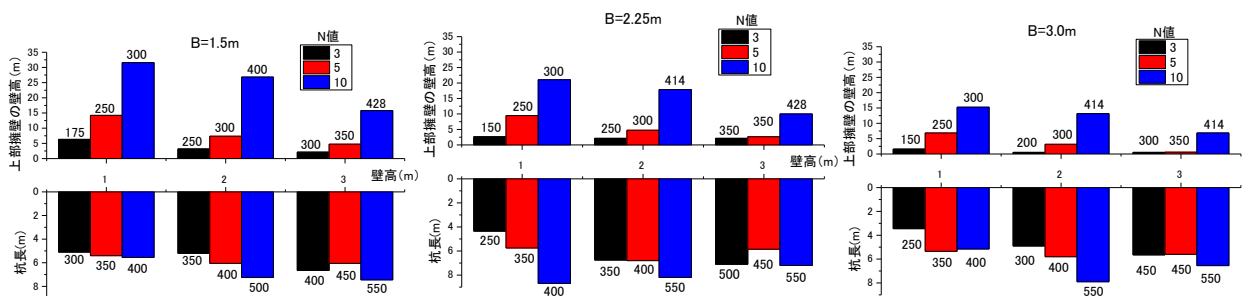


図 8 試設計により算定した上載補強土擁壁の壁高（上段）と杭長（下段）；

棒グラフ先端の数値は支柱または杭長の断面寸法

で示した杭式パネル擁壁を単独で用いる場合と同様である。補強土擁壁の設計は設計・施工マニュアル⁴⁾に基づいて行うこととし、ここでは特に検討をしていない。補強土擁壁の重量は杭式パネル式擁壁の背後地盤に上載荷重として作用し、擁壁に作用する土圧、支柱と杭に作用する外力を増大させることになる。

- 2) 杭式パネル擁壁：壁高は $H=1, 2, 3\text{m}$ の3通りとしてパラメトリックに変化させ、その際に補強土式擁壁の壁高が最大どのくらいまで到達できるかを試算により求めた。設計条件としては支柱間隔は $B=1.5, 2.25, 3.0\text{m}$ の3通り、地盤 N 値は $3, 5, 10$ の3通りとした。

5.2 設計の結果と検討

試設計の結果を以下に説明し、検討する。

- 1) 図 8 は試算したすべてのケースの結果を棒グラフで示しており、支柱間隔ごとに整理した各図において、上段は建設可能な補強土擁壁の壁高、下段はその際の必要杭長 L を示している。棒グラフの先端の数字は支柱（上段）と杭（下段）の断面寸法を示している（表 1, 2）。
- 2) この試算では、上載補強土擁壁と杭式パネル擁壁の条件から得られる土圧および支柱と杭への作用面力を算定することになる。その結果に基づいて、最初に支柱断面、次いで杭断面を決定することになる。したがって、杭式パネル擁壁の壁高 H が低いものほど支柱と杭の断面は小さく抑えられている。このような部材断面の違いにもかかわらず、杭式パネル擁壁の壁高 H が低い場合の方が支持能力は高く、上載補強土壁の最大壁高は高くなる。
- 3) 上記の傾向は、壁高 H が低いほど上載荷重の増加による土圧および支柱と杭への作用外力を小さく抑えられるためである。また、支柱間隔 B が狭いほど土圧および支柱と杭に作用する外力は比例して小さくなるので、上載補強土擁壁の壁高をより高くすることが可能である。
- 4) 地盤条件（地盤 N 値）の影響は大きく、 N 値が大きいほど杭式パネル擁壁の支持能力は格段に高くなり、上載補強土壁の最大壁高も大きくすることが可能である。ただし、 N 値が小さい場合でも、杭の断面を大き

くとることによって、この状況にある程度改善することが可能であることを、確かめている。すなわち、杭断面を杭の断面を N 値に関わらず等しく設定すると、 N 値が小さい場合には必要杭長が長くなるが、同程度の上載補強土擁壁の高さを確保することが可能である。したがって、補強土擁壁の施工実績としては壁高が 20m を超えているが、複合的な擁壁とすることにより実績をカバーできることが分かった。

6. おわりに

本研究では、土工量と建設コスト削減、施工期間削減に貢献できる、切削式杭基礎パネル擁壁の施工法とその設計方向について説明した。このような杭基礎パネル擁壁を単独で用いる場合と補強土擁壁を上載する複合形式の擁壁の場合について、条件を設定して試設計を実施した。

単独の場合については壁高や支柱間隔の条件に加えて、地盤条件を考慮することによる、支柱と杭の断面選択および適用範囲を示すことができた。複合形式の場合については、杭式パネル擁壁が支持できる上載補強土擁壁の限界高さを明らかにすることができ、補強土擁壁の施工実績を十分にカバーできることを示した。

今後は試験施工および載荷試験により、設計法、施工法の検証も進める予定である。

参考文献

- 1) 右城猛：新・擁壁の設計法と計算法，理工図書，1998.
- 2) 日本道路協会：道路土工 一盛土工指針，2010.
- 3) 第4版多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル，2014.
- 4) 高木翔太，三浦均也，栗田和博，松田達也：地盤反力の非線形性を考慮した横荷重を受ける杭のたわみ解析，地盤工学会中部支部，地盤工学シンポジウム，2015.
- 5) 岩越恭平，三浦均也，栗田和博，松田達也：擁壁のための杭基礎の許容変位を考慮したたわみ挙動解析，地盤工学会中部支部，地盤工学シンポジウム，2015.
- 6) 三浦均也，松田達也，澤木達也，穴井啓太，渡辺強，栗田和博：自立式鋼矢板土留め壁の線形応答関数法によるたわみ解析と設計，地盤工学会中部支部，地盤工学シンポジウム，2016.
- 7) 高木翔太，澤木達也，三浦均也，松田達也，栗田和博，鈴木祥哲：看板・標識のための杭基礎の載荷試験と非線形応答関数解析，土木学会中部支部研究発表会，2017.
- 8) 例えば，JFE スチール：鋼構造設計便覧，
<http://www.jfe-steel.co.jp/products/building/binran/>

海底地盤における有効応力応答を考慮した掃流による底質移動の定量的評価法

Evaluation Method for Traction Sediment Flow

Regarding Effective Stress Response in Seabed to Wave Loading

三浦均也¹, 松田達也¹, Anh Quang Tran², 後藤志侑子², 吉野貴仁³

1 豊橋技術科学大学, 建築・都市システム学系・k-miura@ace.tut.ac.jp

2 豊橋技術科学大学, 大学院博士前期課程, 建築・都市システム学専攻

3 豊橋技術科学大学, 建築・都市システム学課程

概 要

種々の海洋構造物の計画・設計において、構造物の安定性を左右する海底の底質移動を合理的に評価することは重要である。底質移動は海底面に作用する流速の関数として評価されるが、その際、波浪によって繰り返して作用する水圧に対する海底地盤の有効応力変動を適切に考慮する必要がある。本研究の目的は海底の底質移動を定量的に評価する方法を提案することである。「微小振幅波理論に基づいた線形波浪解析」と「多孔質弾性モデルを用いた海底地盤の有効応力解析」に「掃流力による漂砂量の経験的な評価法」を組み合わせ、底質移動の挙動を定量的に解析する方法を説明し、平面波浪の進行波および定常波の条件下で解析手法の妥当性と海底地盤の有効応力応答の重要性を検討している。

キーワード：海底地盤，底質移動，掃流力，有効応力応答，堆積・侵食

1. はじめに

波浪場における構造物の安定性は、基本的には直接作用する波浪荷重によって検討されるが、構造物を支持する海底地盤の健全性も重要である。海底によける漂砂の移動によって生じる構造物周辺地盤の洗掘および海底地盤の地形変動も構造物の安定に対する重要な影響要因であり、漂砂挙動を合理的に評価する手法が求められている。

海岸工学においては海底面に作用する流速の関数として生じるシートフロー、浮遊漂砂、掃流漂砂などの形態を検討することによって洗掘現象が評価されている。その一方で、離岸堤や防波堤の被災事例の中には、波浪荷重によって励起される海底地盤における有効応力の変動が、強く影響していることを示唆しているものも見られる（例えば西田ら¹⁾, Oka, et al.²⁾）。海底地盤を連続体と見做し、その境界面である海底に作用する水圧変動への海底地盤の有効応力応答に関する研究も進められてきた（例えば、Yamamoto, et al.³⁾, Zen and Yamazaki⁴⁾）。海底地盤内における有効応力の変動が激しければ周期的に有効応力がゼロになる液状化状態となるなど、構造物の支持特性に直接影響を与えるが、また、有効応力の変動は掃流力による漂砂挙動（底質の流動性）にも影響すると考えられる。

筆者ら⁵⁾はこれまで、進行波、定常波、不規則波を対象に底質移動の方向性などを定性的にはあるが検討した。本研究は定量的な底質移動の解析を可能にすることであ

り、「線形波動理論による波浪解析」と「多孔質弾性体モデルによる海底地盤の有効応力解析」、「掃流力による漂砂量の経験的な評価」からなる掃流漂砂の解析手法を提案する。直線構造物に入射したときに典型的な定常波が発生し、特徴的な底質移動挙動が見られる。ここでは、進行波と定常波を対象に基本的な底質移動挙動を検討し、漂砂流とそれに伴う地形変動における海底地盤の有効応力応答の重要性について定量的に検討する。

2. 解析手法

2.1 波浪解析

微小振幅波理論⁶⁾の枠組みで線形波浪を解析した。一様水深 h の波浪場において、海水の海底地盤への微小な浸透速度を無視して海底を不透水地盤とした。海水は非圧縮とていて渦無しポテンシャル流れを仮定し、また、粘性による波浪の減衰を考慮していない。

2.1.1 進行波

図 1(a) に示すように、 x -軸方向に進行する波高 H 、波長 L 、周期 T の平面波の水面形 η_i と速度ポテンシャル ϕ_i は式(1a,b) のようである。テンソル表示した速度成分 v_j と水圧 p は速度ポテンシャルの導関数として計算できる（式(2)）。

$$\eta_i(x, y, t) = \frac{H}{2} e^{i(\lambda x - \omega t)} \quad \because \lambda = \frac{2\pi}{L}, \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (1a)$$

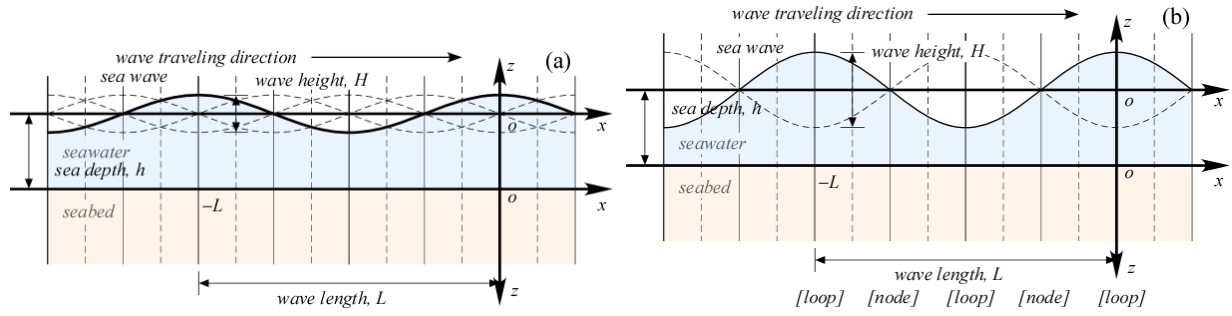


図 1 線形波浪の定義 (a) 進行波, (b) 定常波

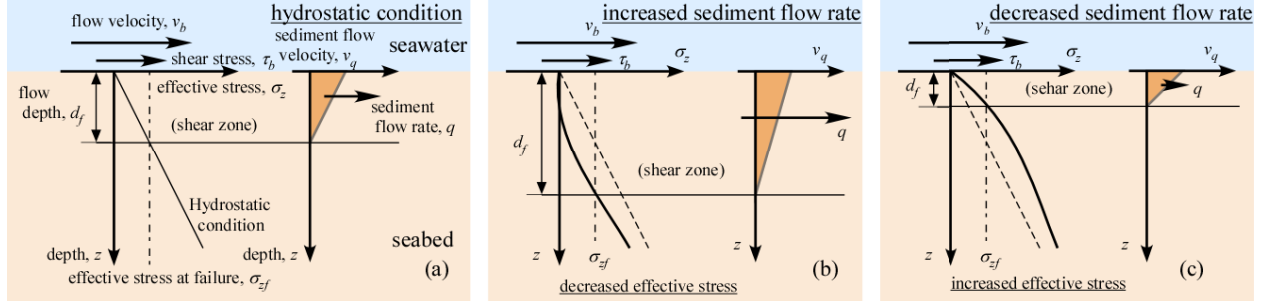


図 2 漂砂量の算定; (a) 静水圧条件, (b) 有効応力減少条件; 漂砂量増大, (c) 有効応力増大条件; 漂砂量減少

$$\phi(x, y, z, t) = i \frac{gH}{2\omega} \frac{\cosh \lambda(h+z)}{\cosh \lambda h} e^{i(\lambda x - \omega t)} \quad (1b)$$

$$v_j = -\phi_{,j}, \quad p = \rho_w (\dot{\phi} - gz) \quad (2)$$

2.1.2 定常波

図 1(b) が示すように, 式(1a,b)で表される入射波が直線構造物 $x=0$ に垂直に入射すると, 固定境界条件 $v_x = 0$ ($x=0$) を満たす以下のような反射波が発生する。

$$\phi(x, y, z, t) = i \frac{gH}{2\omega} \frac{\cosh \lambda(h+z)}{\cosh \lambda h} e^{i(-\lambda x - \omega t)} \quad (3)$$

このような入射波と反射波を重ねあわせることによって定常波を下記のように表すことができる。

$$\phi = \phi_i + \phi_r = i \frac{gH}{\omega} \frac{\cosh \lambda(h+z)}{\cosh \lambda h} \cos \lambda x \cdot e^{-i\omega t} \quad (4)$$

2.2 海底地盤の有効応力応答解析

波浪による水圧変動を受ける海底地盤の有効応力解析は, 多孔質線形弾性体モデルを用いて行った^{3,4)}。土粒子が形成する多孔質の固体相および, 間隙水と間隙空気を平均化した間隙流体相, この2相の相互作用を考慮し, 準動的条件下において **u-p** モデル (**u** は粒子骨格の変位と **p** は間隙水圧に対応) により定式化した。三浦ら⁷⁾ は多孔質弾性体モデルの定式化について広範囲に検討し, 一般的な波浪の周期では加速度項を無視して速度項までを考慮する準動的条件下で十分な精度が得られること。波長の 10 分の 1 程度の深さまでは, 2 次元解析を必要とせず 1 次元解析で十分な精度が得られること。間隙流体の変位を消去して **u-p** モデルで定式化することによって境界値問題を解くことが可能であること, を示した。均質な海底地盤に対しては境界条件を無限深さに取った場合に, 間隙水圧と有効応

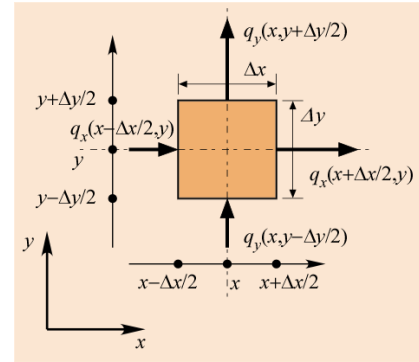


図 3 漂砂量の収支による漂砂蓄積量の算定

力の変動成分 Δp , $\Delta \sigma_z$ は式(5) のように計算できる。ここで, E_u , B_f はそれぞれ固体相と液体相の剛性率, 複素数パラメータ ζ は水理圧密係数 h_v (s/m²) と式(6)の関係にある⁷⁾。また, ρ_t と ρ_f は地盤材料と間隙水の密度である。

$$\begin{aligned} \Delta p(z, t) &= \Delta p_0 \frac{1}{B_f + E_u} (B_f + E_u e^{-\zeta z}) e^{-i\omega t} \\ \sigma_z(z, t) &= \Delta p_0 \frac{E_u}{B_f + E_u} (1 - e^{-\zeta z}) e^{-i\omega t} + (\rho_t - \rho_f) z \end{aligned} \quad (5)$$

$$\because \Delta p_0 e^{-i\omega t} = \rho_w \dot{\phi}; \quad z = -h \text{ (on seabed surface)}$$

$$\zeta = \sqrt{i\omega h_v} \quad (6)$$

2.3 掃流力による漂砂流・漂砂貯留量の評価

海岸工学で広く用いられるシーلز数と同様な考え方に基づき, 掃流力による漂砂の定量的な評価を試みた。

2.3.1 漂砂量の算定方法

海底面に作用するせん断応力 (単位面積当りの掃流力) τ_b (N/m²) は水粒子の流速 v_b (m/s) の 2 乗に比例するとし, 次式で評価した。ここで, 無次元係数 C_b を 1/40 とした。

表 1 解析で用いた代表的な土質の物理的・力学的性質⁸⁾

Material Type	Loose Sand	NC Clay	Gravel	Note
ρ_t : bulk density of wet material (kg/m ³)	1.90×10^3	1.80×10^3	1.75×10^3	
ρ_s : density of solid phase (kg/m ³)	2.65×10^3	2.75×10^3	2.36×10^3	
n : porosity	0.454	0.543	0.448	
G_s : shear modulus of solid phase (N/m ²)	0.4×10^8	0.3×10^8	1.0×10^8	
ν_s : Poisson's ratio	0.30	0.30	0.30	
B' : Skempton's B-value in 1-D	0.40	0.80	0.60	
k : coefficient of permeability (m/s)	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-2}	
E_{us} : stiffness in 1-D of solid phase (N/m ²)	1.40×10^8	1.05×10^8	3.50×10^8	$E_{us} = 2(1-\nu_s)G_s / (1-2\nu_s)$
K_f : bulk modulus of fluid phase (N/m ²)	0.424×10^8	2.28×10^8	2.35×10^8	$K_f = nE_{us}B' / (1-B')$
S_r : degree of saturation of pore (%)	99.30	99.88	99.88	$S_r = (1/K_a - 1/K_f) / (1/K_a - 1/K_w)$
c_v : coefficient of consolidation in 1D (m ² /sec)	1.43	1.07×10^{-4}	3.57×10^2	$c_v = kE_{us} / (g\rho_w)$
h_v : hydraulic Consolidation Factor (sec/m ²)	1.75	1.17×10^4	4.67×10^{-3}	$h_v = 1/(c_v B')$
density of air, $\rho_a = 0.0$ (kg/m ³)	bulk modulus of air, $K_a = 3.03 \times 10^5$ (N/m ²)			
density of water, $\rho_w = 1000.0$ (kg/m ³)	bulk modulus of saturated water, $K_w = 2.31 \times 10^9$ (N/m ²)			

$$\tau_b = C_b \rho_w V_b^2 \quad (7)$$

地盤材料はせん断応力 τ_b がせん断強度 τ_f を超える海底面付近の浅いせん断領域 ($z < d_f$) で流動化すると考える。 τ_f は有効応力 σ_z と内部摩擦角 ϕ_e の関数の積で与えられる (式 (8))。有効応力 σ_z は深さ z の関数として有効応力解析で与えられ、条件を満たすせん断領域の深さ d_f が時刻の関数として計算できる。

$$\tau_f = \sigma_z(z, t) \cdot \tan \phi_e \quad (8)$$

$$\tau_b = \tau_f \quad \therefore \sigma_z(d_f, t) = \tau_f / \tan \phi_e \quad (9)$$

底質の移動速度 v_f は図 2 に示すように三角形分布で単純化し、単位幅当りの漂砂流動ベクトル q (m²/s) を式(10)で算定する。図示のように有効応力が減少してせん断領域が厚くなるので漂砂量は増大し (図 3(b)), 逆に有効応力が増大するとせん断領域は薄くなるので漂砂量は減少する (図 3(c)) ことをモデル化している。無次元係数 C_q は、底質移動速度 v_f が水粒子の流速 v_b より遅いことを考慮するもので、値を 2/5 とした。

$$q = \frac{1}{2} d_f v_f = \frac{1}{2} d_f C_q v_b \quad (10)$$

2.3.2 海底の侵食・堆積；漂砂の蓄積量

海底地盤高の変化に対応する漂砂が蓄積する速度 Q (m/s) は、図 3 が示すように微小長方形領域への漂砂の流入・流出収支から次式で算定した。

$$Q = -\frac{q_{x(x+\Delta x/2, y)} - q_{x(x-\Delta x/2, y)}}{\Delta x} - \frac{q_{y(x, y+\Delta y/2)} - q_{y(x, y-\Delta y/2)}}{\Delta y} \rightarrow -\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y}\right) (\Delta x \rightarrow 0, \Delta y \rightarrow 0) \quad (11)$$

漂砂蓄積速度 Q の正負はそれぞれ海底地盤高の上昇・

下降 (堆積と侵食) に対応している。漂砂量 q と蓄積速度 Q は流速に依存するので時刻の関数として変動するが、これらを所定の時刻 t まで積分した累積値を q_t (m²), Q_t (m), 周期 T の間で積分した周期当たりの累積値を q_T (m²), Q_T (m) と定義した。

本研究での掃流漂砂の評価法は線形理論の範囲にあるので、その信頼性や実際問題への適用性については検証が必要である。提案した漂砂量 q と蓄積速度 Q は、有効応力応答を考慮できる漂砂挙動の定量化のために導入した、単純化に基づく指標である。また、式(7,10)で用いた無次元係数 C_b , C_q の値は海底地盤が静水圧条件にある場合には漂砂量がシーلز数による評価と同等になるように決定したが、これらについても検討が必要である。

3. 波浪と地盤材料の解析条件

土木学会・海洋工学委員会⁸⁾では共通の条件で複数の研究者が地盤の波浪に対する海底地盤の有効応力応答解析を実施したが、これらの既往の研究成果との比較検討が可能のように本研究でも同一の設定を採用した。

3.1 波浪条件

対象とする波浪域は一樣水深 $h=20$ m, 入射波の周期を $T=13$ s (波長 $L=167.5$ m) とし、波高を $H=10$ m を上限としてパラメトリックに変化させた。

3.2 地盤条件

土木学会・海洋工学委員会⁸⁾では複数の典型的な海底地盤材料を選定した。表-1 はそれらのうち三種類 (緩い砂, 正規圧密粘土, 礫) の物理的・力学的性質を列挙している。また、図 4 は進行波の下における 3 種類の土質で構成さ

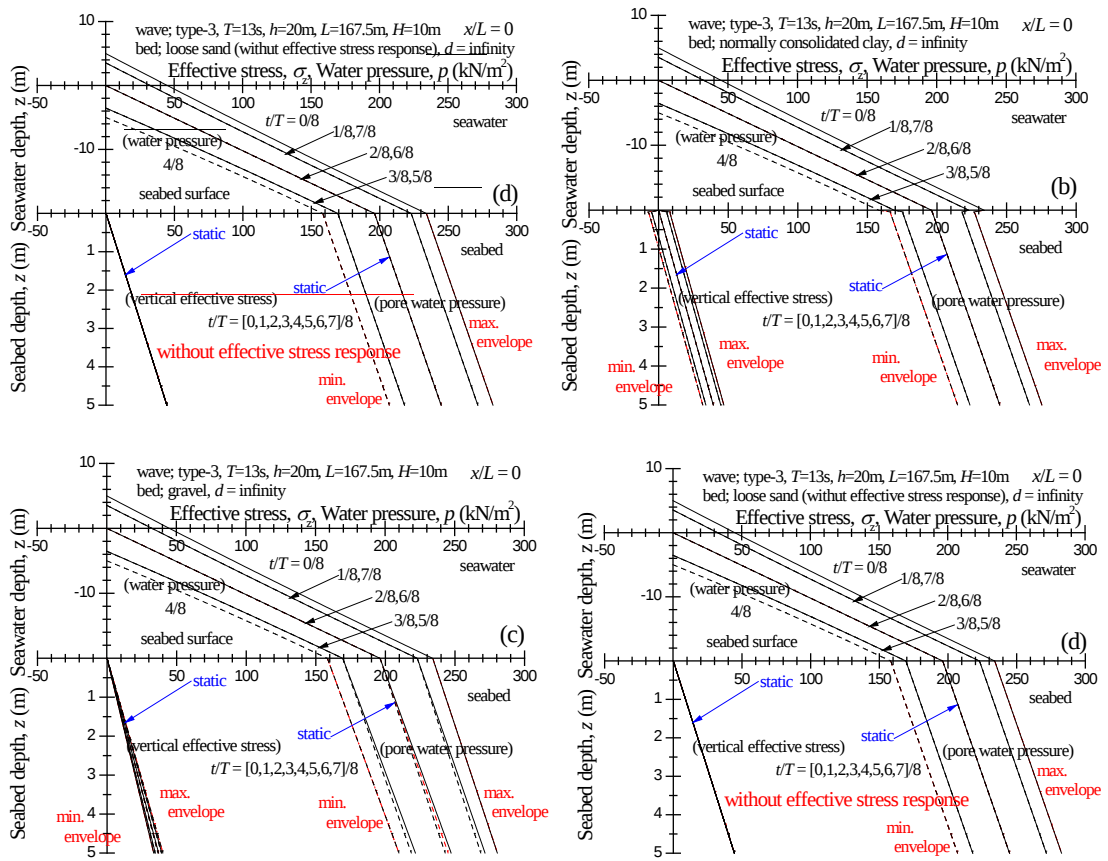


図 4 海底地盤における有効応力挙動 (a) 緩い砂, (b) 正規圧密粘土, (c) 礫, (d) 応答無し

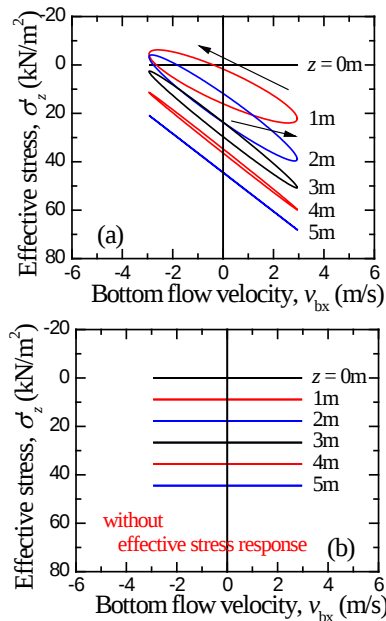


図 5 進行波における流速と鉛直有効応力の関係

(a) 有効応力応答有り, (b) 有効応力応答無し

れる海底地盤の波浪に対する有効応力応答を示している。図の上段は海水中的の水圧変化, 下段は海底地盤中の間隙水圧・有効応力応答を示している。ただし, 図 4(d)は海底地盤の波浪への応答を考慮しない場合に, 間隙水圧のみが変化し, 有効応力は静水圧状態で変動しないことを示している。三浦ら⁷⁾が示したように, 正規圧密粘土や礫と比較し

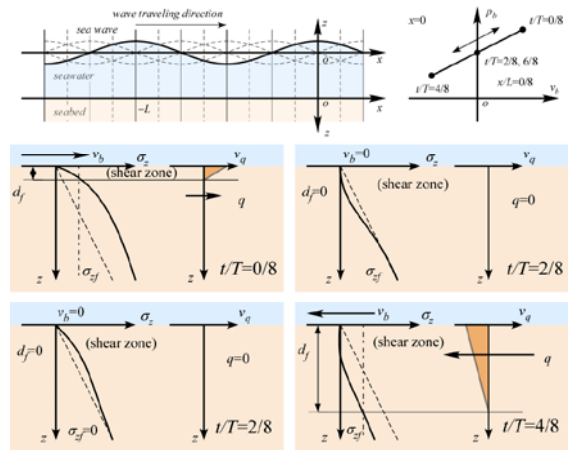


図 6 進行波における負の方向に卓越する漂砂流動

て, 緩い砂は波浪に対する有効応力応答が顕著であることから, 本研究では緩い砂で構成される海底地盤を選択した。

4. 解析結果と漂砂挙動の検討

4.1 進行波の下での漂砂挙動

4.1.1 有効応力応答

図 5 は海底地盤内の所定の深さにおける鉛直有効応力 σ'_z の海底面での流速 v_{bx} に対する変化を示している。海底地盤の有効応力応答を考慮すると図 5(a) が示すように 1 周期の間で有効応力 σ'_z が変動し, 減少するときには流速

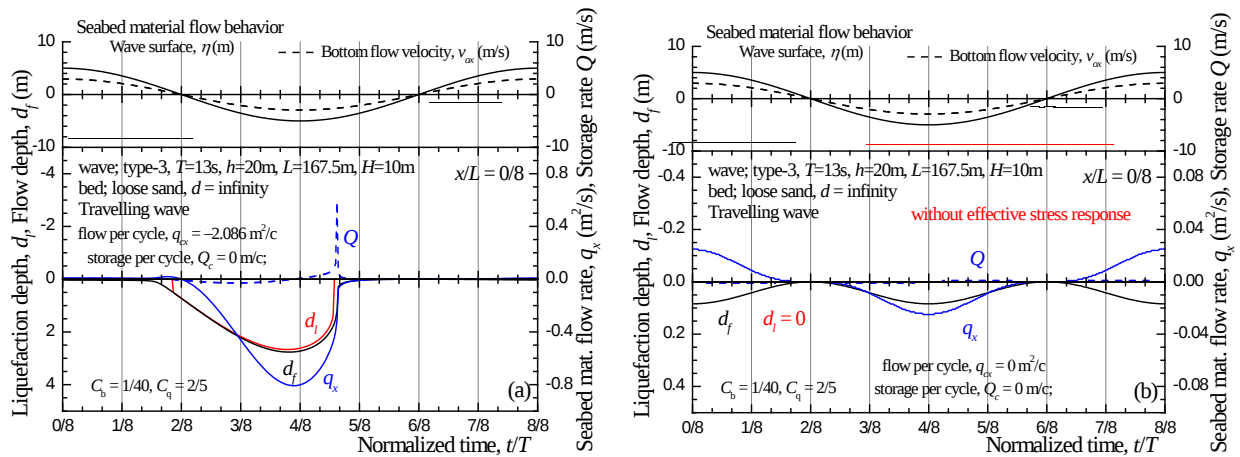


図 7 進行波における漂砂量の挙動 (a) 有効応力応答有り, (b) 有効応力応答無し

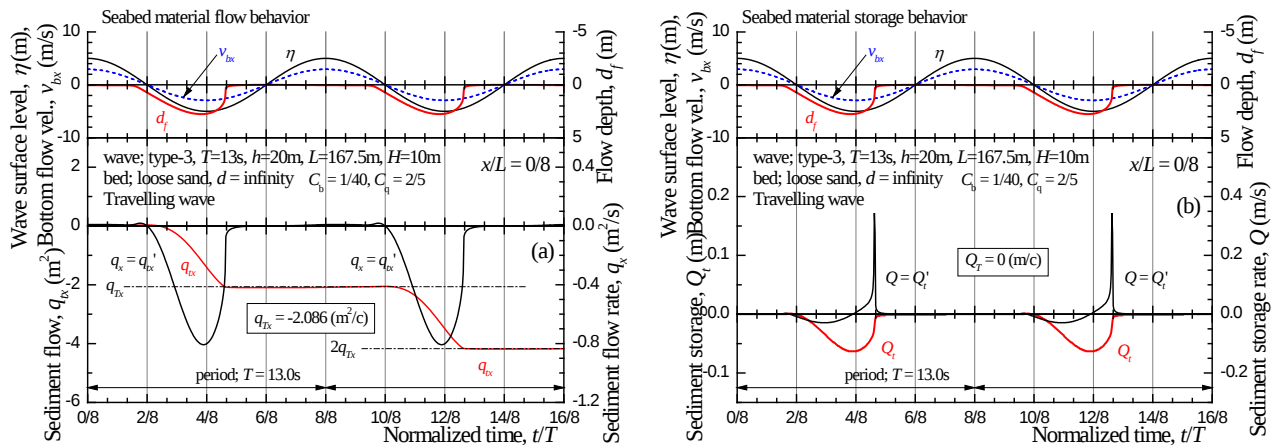


図 8 進行波における漂砂挙動 (a) 漂砂流量 q_x , q_{bx} , (b) 漂砂蓄積量 Q , Q_T

v_{bx} は常に負になるので、漂砂量は負の方向（波の進行方向と逆向き）に卓越すると考えられる。図 6 はこのような有効応力応答が漂砂流動に及ぼす影響を模式的に示し、漂砂は負の方向へ卓越して流動することを説明している。

一方、有効応力応答を考慮しない場合には、図 5(b) が示すように有効応力 σ'_z は変化しないので、漂砂量は正負対称になる。

4.1.2 漂砂挙動

図 7 は漂砂のこのような挙動を定量的に説明している。すなわち、有効応力応答により漂砂は 1 周期の間に正負両方向へ流動するが、正の方向への流動量よりも負の方向へ流動量が大きくなる。このように有効応力応答により、漂砂流量 q_x は負の方向へ大きく偏るが（図 7(a)）、有効応力応答を考慮しない場合には、正負対称になっている（図 7(b)）。したがって、有効応力応答を考慮しない限り、漂砂は特定の方向へ偏ることはなく、1 周期の間では漂砂は水粒子と同様に特定の場所で前後に振動するのみであることを示している。

図 8(a,b) には漂砂流量 q_x と漂砂蓄積速度 Q それぞれの所定の時刻までの累積値の変化 q_{bx} , Q_T を、2 周期にわたって示している。1 周期の間に、漂砂の流量 q_{bx} は負の方向へ蓄積する。しかし、この q_{bx} は 1 波長においては進行波を受けるすべての海底地点で等しい値となるので、貯留

累積値 Q_T は 1 周期の間にゼロへ戻る。したがって、進行波の下では漂砂は波の進行方向とは逆の負の方向へ流動するが、その量はすべての点で等しいために、結果的に海底では侵食も堆積もしない、ということになる。このように、波浪場における非線形性を考慮せず、単純な三角関数波を用いる限りは、海底地盤の有効応力応答を考慮しなければ海底の地形変化（地盤高の変動、侵食・堆積）を説明できないことになる。

4.2 定常波の下での漂砂挙動

図 9 は定常波の腹（構造物側面）における漂砂挙動を 2 周期にわたる漂砂流量 q_x , q_{bx} と漂砂蓄積量 Q , Q_T の変化で定量的に示している。また、図 10 は漂砂挙動における有効応力応答の影響を模式的に説明している。図 11, 12 は節における漂砂挙動を、また、図 13, 14 および図 15, 16 は腹と節の中間点における漂砂挙動を示している。

4.2.1 腹における漂砂挙動

定常波の腹においては、水位の変動は最大であるが海底面での流速 v_{bx} は常にゼロであるので、図 9(a) が示すように漂砂流動量 q_x およびその累積値 q_{bx} は常にゼロである。図 10 は有効応力 σ'_z は変動があるものの、流速がゼロであるために漂砂が流動しないことを模式的に説明している。腹の周辺では腹から節に向けて（腹から離れる方向に）

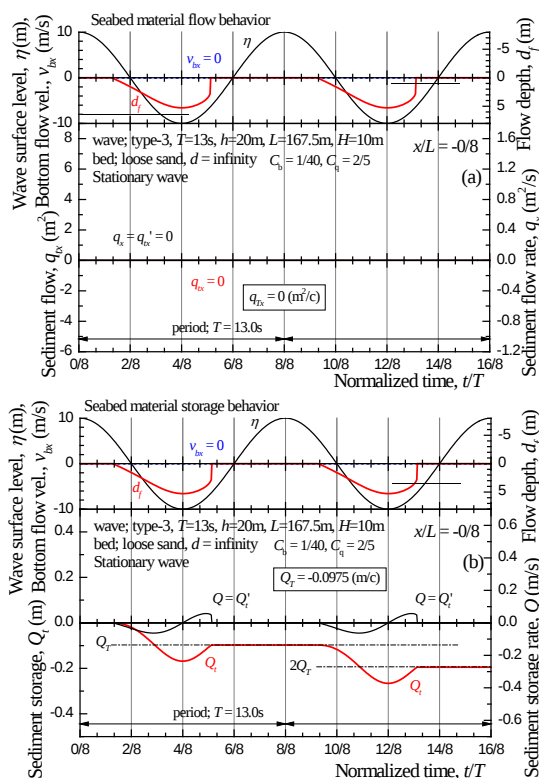


図 9 定常波の下での腹における漂砂流動; $x/L=0/8$
(a) 漂砂流動挙動, (b) 漂砂蓄積挙動

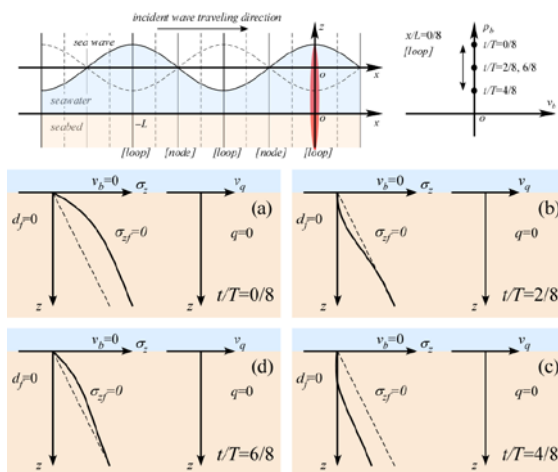


図 10 定常波の下での腹における漂砂流動; $x/L=0/8$

漂砂が流動するので、図 9(b) が示すように漂砂蓄積速度 Q の累積値 Q_t は増減を繰り返すが、1 周期の間の蓄積量 Q_T は負の値、すなわち海底地盤高は降下し、海底は侵食されることが分かる。

4.2.2 節における漂砂挙動

定常波の節においては、海底面での流速 v_{bx} は最大振幅で変動するものの、水位の変動が常にゼロなために有効応力 σ'_z が変動しないので、図 11(a) が示すように漂砂流動量 q_x は正負対称に変動し、その結果累積値 q_{bx} は 1 周期の間にはゼロに回帰する。図 12 は有効応力 σ'_z は変動しないので、正負両方向への流動量は等しくなることを模式的に説明している。すなわち、漂砂は前後に振動するだけで、特定の方向へ累積的に流動することはない。この挙動は水

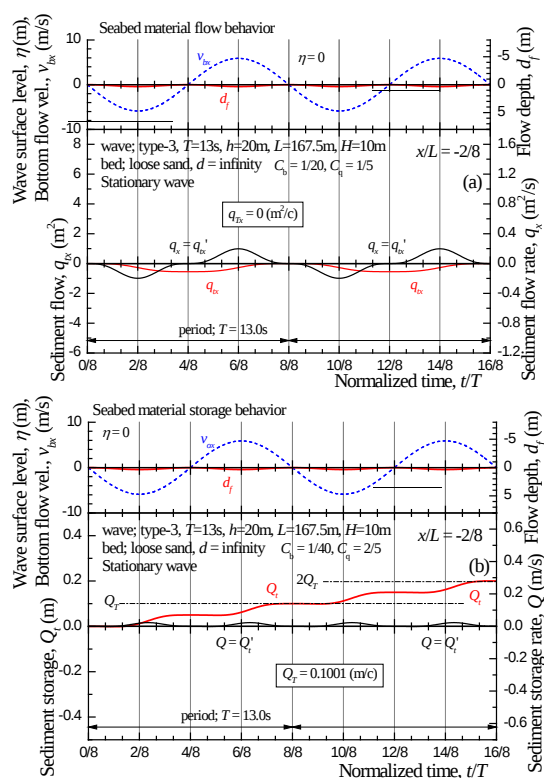


図 11 定常波の下での節における漂砂流動; $x/L=-2/8$
(a) 漂砂流動挙動, (b) 漂砂蓄積挙動

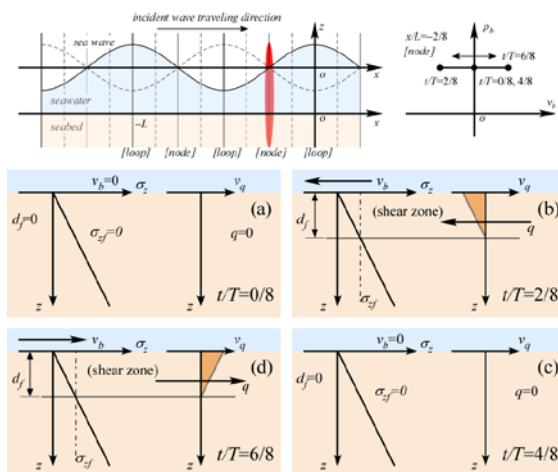


図 12 定常波の下での腹における漂砂流動; $x/L=-2/8$

粒子の挙動に対応している。

節の周辺では腹から節に向けて（節へ向かう方向に）漂砂が流動するので、図 11(b) が示すように漂砂蓄積速度 Q の累積値 Q_t は増減しながらも増加し、1 周期の間の蓄積量 Q_T は正の値、すなわち海底地盤高は上昇し、漂砂が堆積することが分かる。

4.2.3 腹と節の中間点における漂砂挙動

定常波の腹と節の中間点においては、海底面における流速 v_{bx} と水位がともに変動するので、腹と節における漂砂挙動の中間的な挙動を示す。

節の右側 $x/L=-1/8$ においては、水位が降下して有効応力 σ'_z が減少している過程では流速 v_{bx} が負の方向となっているので、図 13(a) が示すように漂砂流動量 q_x は負の方向

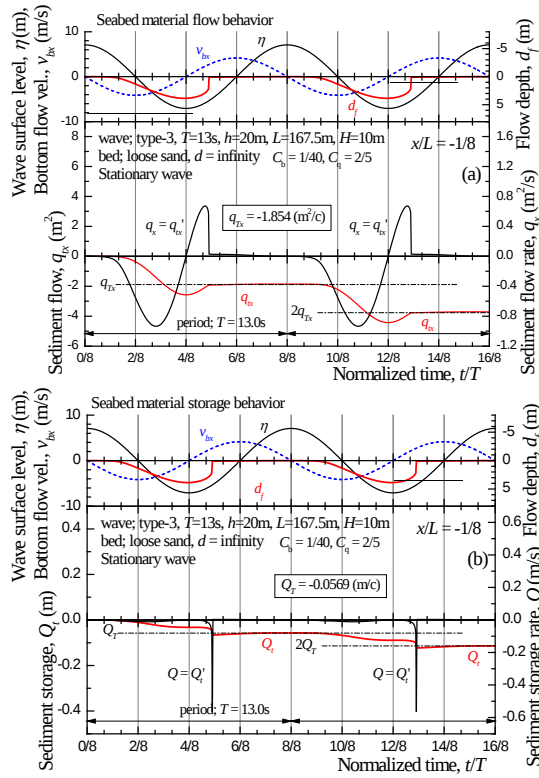


図 13 定常波の下での中間点における漂砂流動; $x/L = -1/8$
(a) 漂砂流動挙動, (b) 漂砂蓄積挙動

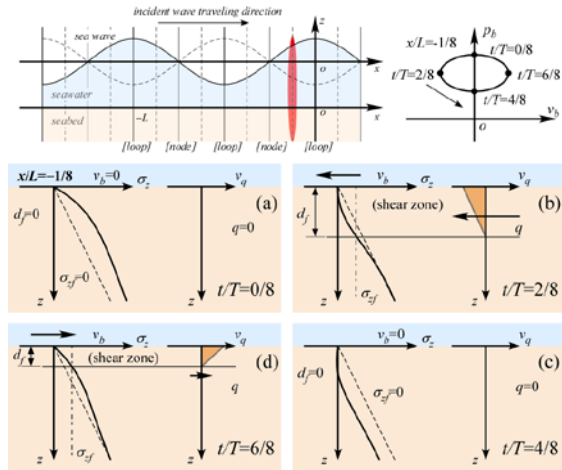


図 14 定常波の下での中間点における漂砂流動; $x/L = -1/8$

に偏り、その結果として累積値 q_{Tx} は減少と増加を繰り返しながら負の方向に卓越する。その結果、1 周期当たりの累積値 q_{Tx} は負の値となる。図 14 は有効応力 σ'_z の変動の影響により、負方向の流動量が卓越することを模式的に説明している。すなわち、漂砂は正負両方向に周期的に流動するが、負の方向（腹から節）に向かって累積的に流動することになる。

図 13(b) が示すように漂砂蓄積速度 Q の累積値 Q_t は増加現象を繰り返しながら減少し、1 周期の間の貯留量 Q_T は負の値、すなわち海底地盤高は降下し、海底が侵食されることが分かる。ただし、侵食の量は図 9(b) に示す腹におけるよりは小さく、半分程度である。

もう一方の中間点、節の左側 $x/L = -3/8$ においては、水位

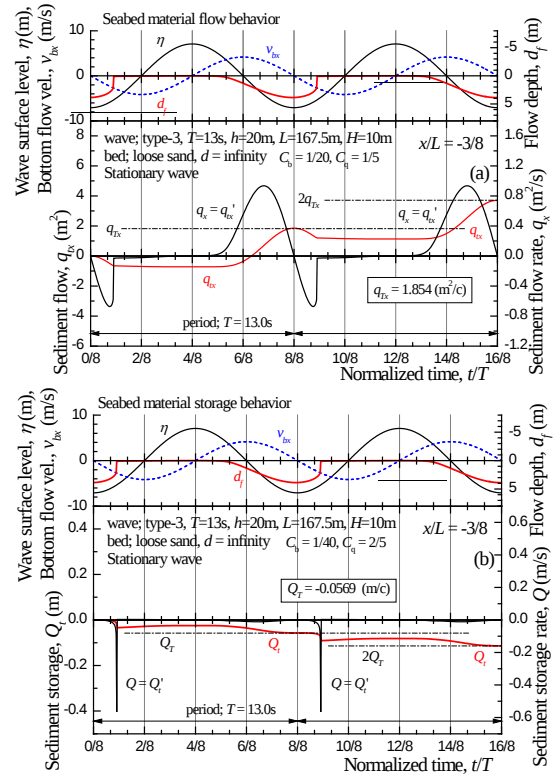


図 15 定常波の下での中間点における漂砂流動; $x/L = -3/8$
(a) 漂砂流動挙動, (b) 漂砂蓄積挙動

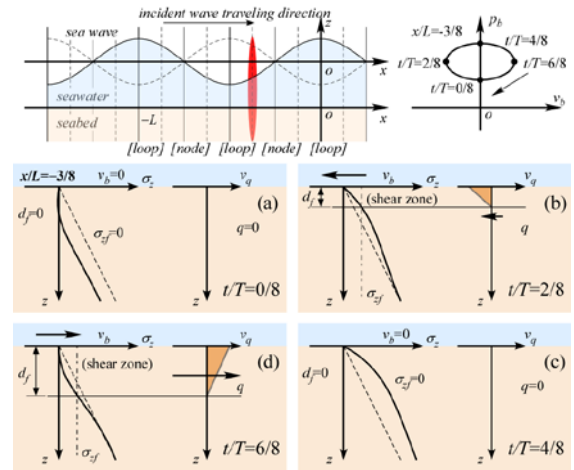


図 16 定常波の下での中間点における漂砂流動; $x/L = -3/8$

が降下して有効応力 σ'_z が減少している過程では流速 v_{bx} が正の方向となっているので、図 15(a) が示すように漂砂流動量 q_x は正の方向に偏り、その結果として累積値 q_{Tx} は減少と増加を繰り返しながら正の方向に卓越する。1 周期当たりの累積値 q_{Tx} は正の値となる。図 16 は有効応力 σ'_z の変動の影響により、正方向の流動量が卓越することを模式的に説明している。すなわち、漂砂は正負両方向に周期的に流動するが、正の方向（腹から節）に向かって累積的に流動することになる。

図 15(b) が示すように漂砂蓄積速度 Q の累積値 Q_t は断続的に減少し、1 周期の間の貯留量 Q_T は負の値、すなわち海底地盤高は降下し、海底が侵食されることが分かる。ただし、侵食の量は図 13(b) に示した中間点と等しく、図

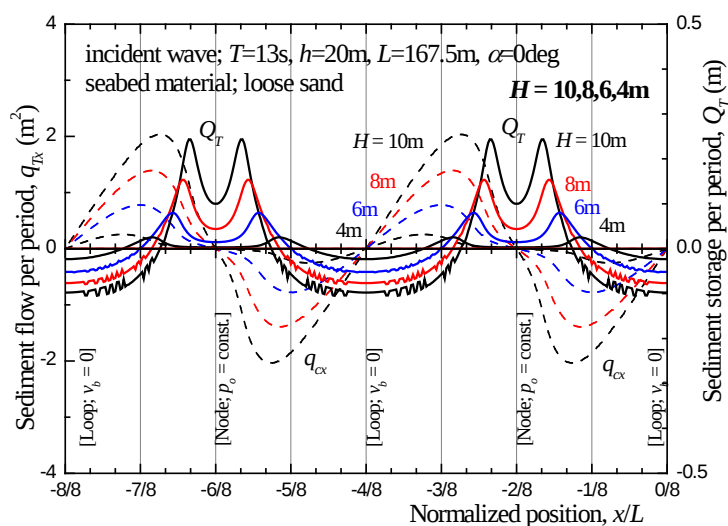


図 17 定常波における漂砂流動・蓄積挙動

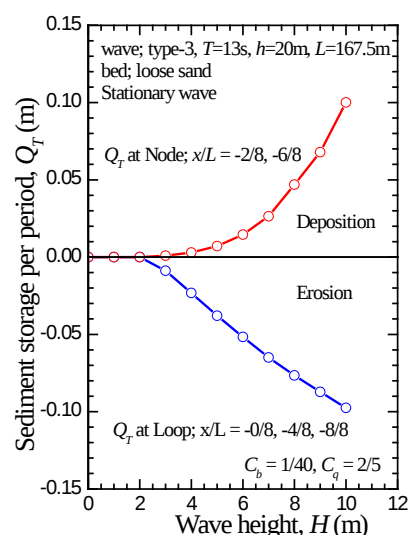


図 18 定常波における漂砂挙動の波高依存性

9(b) に示す腹におけるよりは小さくて、半分程度である。

4.2.4 海底地盤高の変化；堆積と侵食

図 17 は波高を $h=10\text{m}$ から 2m までパラメトリックに変化させたときの 1 周期当りの漂砂蓄積挙動を 1 波長の範囲で示している。破線は累積漂砂流量 q_{Tx} 、実線は漂砂蓄積量 Q_T を示している。2 つの節 ($x/L=-6/8, -2/8$) に対して q_{Tx} は反対称に変化している。このことは節の右側では漂砂は左方向へ ($q_{Tx} < 0$)、腹から節に向かって移動する、逆に節の左側では漂砂は右方向へ ($q_{Tx} > 0$)、やはり腹から節に向かって移動することを示している。結果として、節では漂砂蓄積量 Q_T は正で堆積し、逆に腹では Q_T は負で海底は侵食することが分かる。ちなみに、式(11)が示すように Q_T は q_{Tx} の導関数である。

図 18 は腹と節における漂砂蓄積量 Q_T を、波高 H に対して示している。波高が低くなると流速と有効応力の変動両がともに減少するので、図示のように海底地盤の地形変動（堆積と侵食の度合い）は大きく減少する。

5. おわりに

「線形波動理論による波浪解析」、「線形多孔質弾性モデルによる地盤の有効応力解析」、「掃流力による漂砂量の経験的な評価法」からなる掃流力による漂砂挙動の解析手法を提案し、これを適用して、進行波および定常波の下での掃流漂砂の特性を検討した。

本研究の成果をまとめると以下のようなものである。

- 1) 海底地盤の波浪に対する有効応力挙動を考慮しなければ、漂砂は海水の水粒子と同様に所定の場所で振動するのみで、特定の方向に累積的に流動することは説明できないことを示した。
- 2) 線形理論の範囲において非線形性を考慮せず単純な三角関数波浪を用いる場合でも、海底地盤の有効応力応答を考慮することによって、漂砂が特定の方

向へ累積的に流動することを説明できることが分かった。

- 3) 進行波の下では、漂砂は波の進行方向とは逆向きに流動することを示した。
- 4) 定常波の下では、漂砂は腹から節へ向かい累積的に流動することを明らかにした。その結果、構造物側面を含む腹部では海底が侵食し、節部では漂砂が堆積することを示した。侵食と堆積の度合いは波高の影響を強く受けることを定量的に示した。

今後は、Dean Number に基づく相似則を満たした模型実験⁹⁾や現地観測による検証を並行して進める予定である。

参考文献

- 1) 西田仁志, 山口豊, 近藤豊次: 孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察, 第32回海岸工学講演会論文集, pp.365-369.
- 2) Oka, F., Yashima, A., Miura, K., Ohmaki, S. and Kamata, A.: Settlement of breakwater on submarine soil due to wave-induced liquefaction, 5th ISOPE, Vol.2, pp.237-242, 1995.
- 3) Yamamoto, T., H. S. L. Koning and E. Van Hijum: On the response of a pore-elastic bed to water waves, J. Fluid Mech., Vol.87, part 1., pp.193-206, 1978.
- 4) Zen, K. and Yamazaki, H.: Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.90-104, 1990.
- 5) 三浦均也, 守政信吾, 大塚夏彦, 山崎浩之, 小浪岳治: 海底地盤の不安定化に及ぼす流速と水圧変動の相乗効果, 土木学会論文集, Vol. 66, No.1, 851-855, 2010.
- 6) 服部昌太郎: 「海岸工学」, pp.13-36, コロナ社, 1987.
- 7) 三浦均也・浅原信吾・大塚夏彦・上野勝利: 波浪に対する海底地盤応答の連成解析のための地盤の定式化, 第49回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 233-240, 2004.
- 8) 土木学会: 「海岸波動」, pp. 430-503, 1994.
- 9) 松田達也, 三浦均也, 佐藤隼可, 諫山恭平, 澤田弥生: Dean Number を適用した移動床造波水路実験における地盤内水圧応答, 土木学会論文集, Vol.73, No.2, pp.I_1117-I_1122, 2017.