

可塑性グラウトを用いた重力式係船岸の増深工法
(可塑性グラウト増深工法) ガイドライン (案)

令和 6 年 3 月

革新的社会資本整備研究開発推進事業 代表機関

五洋建設株式会社

東洋建設株式会社

東亜建設工業株式会社

若築建設株式会社

あおみ建設株式会社

株式会社本間組

みらい建設工業株式会社

りんかい日産建設株式会社

本ガイドライン（案）は、国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所の委託研究として、五洋建設株式会社、東洋建設株式会社、東亜建設工業株式会社、若築建設株式会社、あおみ建設株式会社、株式会社本間組、みらい建設工業株式会社、りんかい日産建設株式会社が実施した革新的社会資本整備研究開発推進事業（契約書第1条で定めた研究開発課題）の成果を取りまとめたものです。

はじめに

「可塑性グラウト増深工法」は、既設重力式係船岸を対象とし、捨石マウンド内の一部に可塑性グラウトを注入・固化した後、前面の捨石を掘削して増深する工法である。可塑性グラウトは、ポンプ圧力により容易に流動するが注入後は自立するので、捨石の一部を限定的に固化することに適する材料である。

五洋、東洋、東亜、若築、あおみ、本間、みらい、りんかい日産の代表機関 8 社は、国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所から 2020 年に公募された「革新的社会資本整備研究開発推進事業」に「可塑性グラウト増深工法」を応募し、採択された。これにより代表機関 8 社は、港湾空港技術研究所からの委託研究として「可塑性グラウト増深工法」の研究開発を行った。

4 年間にわたる研究開発では、本工法の社会実装を目的として、各種の要素実験を行った上で川崎港東扇島の既設重力式係船岸を対象に現場実証を行い、ロータリーパーカッションによる削孔～捨石一部固化（可塑性グラウト注入）～前面捨石掘削という一連の施工を行うことで本工法の実現性・有効性を実証した。これにより供用中であっても法線を変更せずに既設重力式係船岸を増深可能であることを実証し、社会実装への道筋をつけた。また捨石マウンド内部に夾雑物（砂・貝殻等）があり、グラウト注入に支障が生じる場合でも、捨石内に挿入した吸引管からジェット水とポンプを併用して夾雑物を吸引する工法を新たに開発して工法の適用拡大を図ることができた。これらの成果については、「革新的社会資本整備研究開発推進事業」における有識者の評価委員会で審議され承認されている。

本ガイドライン（案）は、上記の「革新的社会資本整備研究開発推進事業」で得られた多くの知見を「可塑性グラウト増深工法」の調査、設計、施工、維持管理にわたるガイドライン（案）としてまとめたものである。作成にあたっては、北海道大学渡部教授をはじめとした有識者の方々、及び国土交通省の本省、各地方整備局、港湾空港技術研究所に多大なご指導・ご鞭撻をいただいた。心より感謝の意を表す。

今後、本ガイドライン（案）が広く活用され、全国において本工法の社会実装・事業化が進むことで、港湾施設のさらなる整備に少しでも繋がれば幸いである。

革新的社会資本整備研究開発推進事業 代表機関メンバー（役職は 2024 年 3 月時点）

五洋建設株式会社	技術研究所	専門副所長	小笠原哲也
東洋建設株式会社	土木事業本部	土木技術部専門部長	合田 和哉
	土木事業本部	土木技術部専門部長	和田 眞郷
東亜建設工業株式会社	技術研究開発センター		
	地盤・防災技術グループリーダー		三枝 弘幸
若築建設株式会社	技術研究所長		壹岐 直之
あおみ建設株式会社	土木事業本部	土木技術部長	橋本 健
			(2021.4～2024.3)
	土木本部	技術部 課長	植田 智幸
			(2020.11～2021.3)
株式会社本間組	土木事業本部技術部	技術企画課長	山本 高士
みらい建設工業株式会社	技術本部	副本部長	田中 良典
りんかい日産建設株式会社	土木本部技術部	技術課長	合田 和弘

目 次

はじめに

第1章 概要	1
1.1 可塑性グラウト増深工法の概要	1
1.1.1 工法概要	1
1.1.2 工法の適用範囲及び適用条件	5
1.2 本ガイドラインの適用範囲	8
1.3 用語の定義	8
第2章 事前調査及び試験施工	10
2.1 一般	10
2.2 捨石マウンド調査	10
2.3 実物大充填実験	11
2.4 現地試験施工	12
2.4.1 夾雑物除去実験	12
2.4.2 現地充填実験	13
第3章 可塑性グラウト材配合の決定	15
3.1 一般	15
3.2 要求性能	16
3.3 配合	18
第4章 設計	20
4.1 一般	20
4.1.1 適用基準等	20
4.1.2 設計の基本的考え方	20
4.2 設計条件の設定	22
4.3 増深後の堤体安定検討	22
4.4 改良体強度の設定	23
4.4.1 設計基準強度	23
4.4.2 改良体の設計強度	24
4.5 改良範囲の設定	24
4.6 改良体の安定計算	26
4.6.1 外力の算定	26
4.6.2 滑動の検討	27
4.6.3 転倒の検討	28
4.7 改良体の強度検討	29
4.8 構造物全体系の変形検討	30
4.9 ケーソン底版の照査	31
4.10 改良体の配置	32

第5章 施工	34
5.1 施工概要	34
5.2 捨石削孔	37
5.3 夾雑物除去	44
5.3.1 夾雑物除去の概要	44
5.3.2 吸引孔の配置計画	47
5.3.3 夾雑物除去の施工機械	48
5.3.4 夾雑物除去の施工管理	48
5.4 可塑性グラウト材注入	50
5.4.1 注入概要	50
5.4.2 注入順序	54
5.4.3 可塑性グラウト材の品質管理	56
5.4.4 注入管理	56
5.4.5 改良体の出来形確認および品質確認	58
5.5 前面側捨石掘削	62
5.6 捨石表面整形	66
5.6.1 施工方法	66
5.6.2 表面保護モルタルの品質管理	68
5.7 追加注入	68
5.8 動態観測	71
5.9 環境保全	71
第6章 維持管理	73
6.1 一般	73
6.2 一般定期点検診断	73
6.3 詳細定期点検診断	73
6.4 臨時点検診断	74
参考資料1 試掘調査に関する参考資料	75
参考資料2 実物大充填実験及び現地充填実験の計画例	77
参考資料3 現地試験施工例	82
参考資料4 可塑性グラウト配合例	86
参考資料5 改良体の工学的性質	88
参考資料6 遠心模型実験による挙動確認	96
参考資料7 SEP 台船上からの削孔限界水深の検討例	107
参考資料8 捨石の間隙率について	109
参考資料9 設計計算例	111

第1章 概要

1.1 可塑性グラウト増深工法の概要

1.1.1 工法概要

本ガイドラインに示す可塑性グラウト増深工法（以下、本工法と呼ぶ。）は、重力式係船岸の捨石マウンドの一部に可塑性グラウトを注入・固化することで、既設の重力式係船岸の岸壁法線位置を変更せずに増深を可能とする工法である。

〔解説〕

- (1) 本工法は、国立研究開発法人 港湾空港技術研究所（現 海上・港湾・航空技術研究所 港湾技術研究所、以下、港湾空港技術研究所と記す）と一般社団法人 日本埋立浚渫協会によって、平成 21 年度から平成 25 年度の約 3 年半に渡る共同研究で開発されたものである¹⁾²⁾。図-1.1.1 に示すような既存の重力式係船岸を増深する場合、岸壁法線位置を変更できる場合にはケーソン前面に栈橋を設けて増深する事例が多い。一方、岸壁法線位置の変更が困難な場合は、ケーソン前面の捨石を掘削する必要があるが、ケーソン背後地盤の軽量化による土圧軽減等により 1 m 程度までの増深事例しかない。これは、ケーソン前面の捨石マウンドの掘削により、ケーソン前趾部での支持力不足による岸壁全体の崩壊等が想定されるためである。これらに対して、本工法は図-1.1.2 に示すようにケーソン前趾部の捨石マウンドの一部を改良し、3 m 程度までの増深を実現する工法であり、岸壁法線を変えずに増深が可能である点に特徴がある。

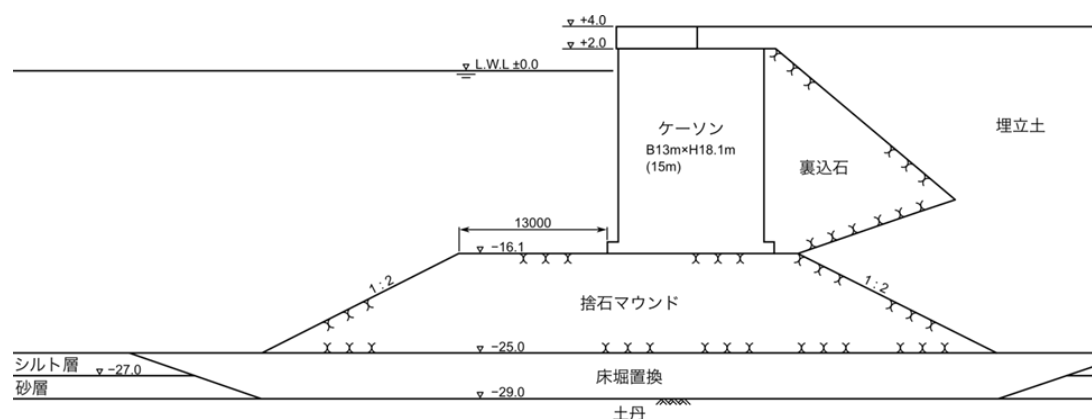


図-1.1.1 本工法概念図／検討モデル断面¹⁾²⁾

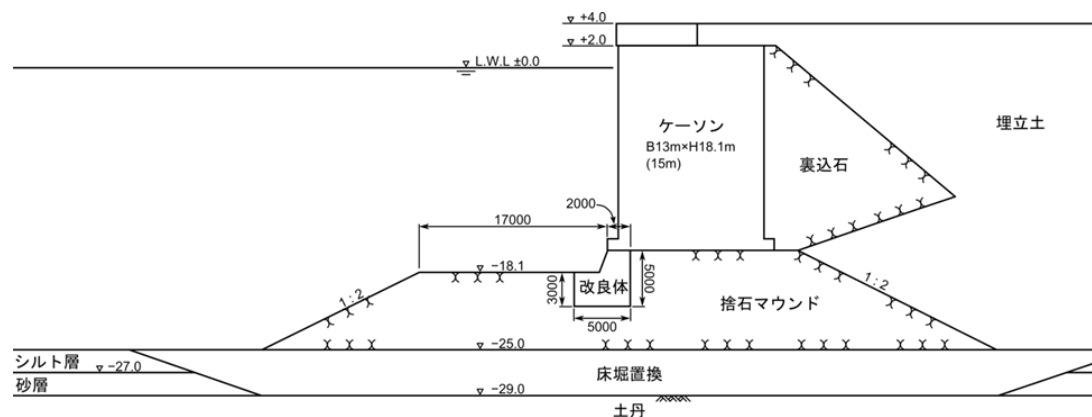


図-1.1.2 本工法概念図／増深後の断面図 (2m 増深の例)¹⁾²⁾

- (2) 可塑性グラウトは、静置すると高い粘性を示し自立するが、力を加えると流動化する性質をもつことから、間隙の大きな捨石に対して限定的な範囲に改良体を形成する事が可能である。各種室内実験により捨石間隙への適用性を検討した結果、現時点では、可塑性グラウト材が最も適していると考えられる。なお、本工法に使用するグラウト材としては、以下に示す①～⑤の条件を整理したうえで、安全性、施工性、経済性の面で最も合理的な注入が可能な材料を選定する必要がある。品質面での要求性能としては、①流動性及び充填性、②強度、③水中不分離性、④非収縮性、⑤耐久性である。

なお、本工法の開発では一種類の可塑性グラウト材のみを使用したため、他の材料を使用する場合には強度試験や充填実験あるいは現地試験施工等により、強度特性や施工性等を確認する必要がある。

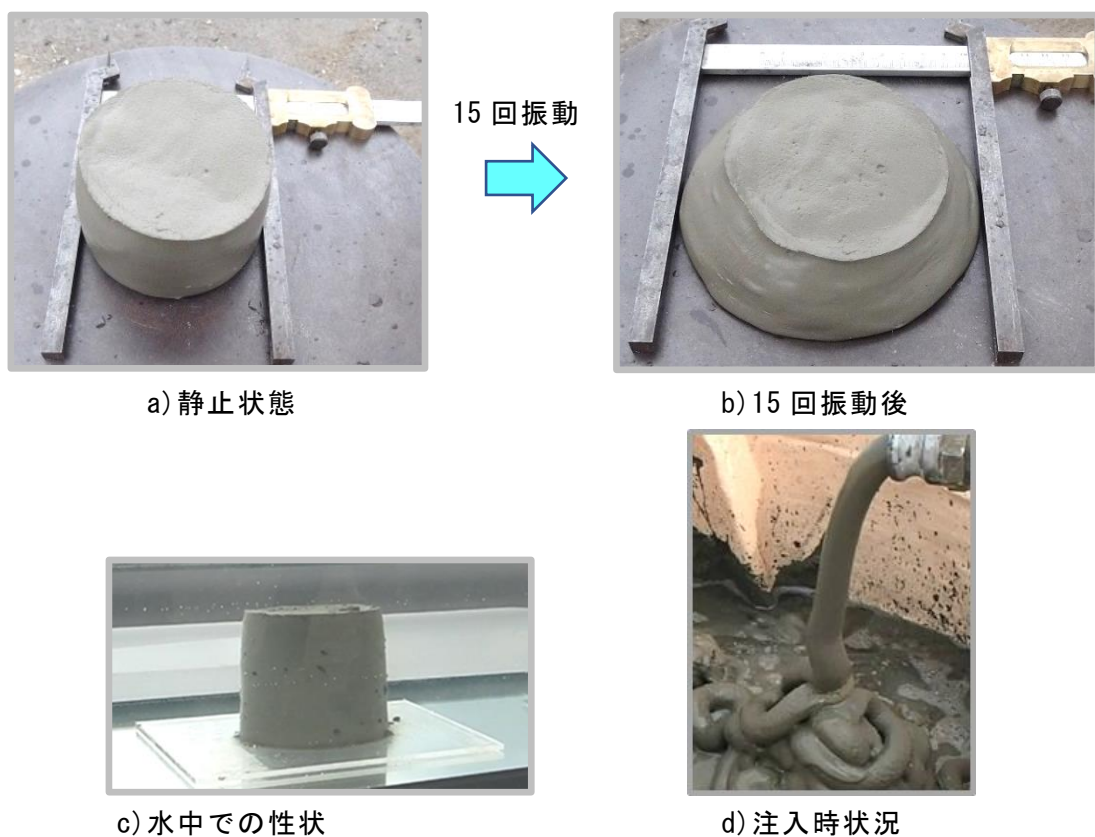


写真-1.1.1 可塑性グラウトの性状

- (3) 事前調査から施工完了までのフローを図-1.1.3に示す。本工法は、京浜港ドックでの実物大施工実験³⁾⁴⁾や川崎港東扇島の実岸壁での現場実証⁵⁾の実績によって、設計法の妥当性や施工の確実性が明らかとなった。しかしながら、今後も実施工等を通じて知見を深め、その設計施工技術の蓄積を図らなければならない。本ガイドラインは今後の技術の蓄積によりその内容を更新していくものとするが、当面の間、本工法の適用に当たっては本施工に先立ち試験施工を実施することを基本とする。よって、本ガイドラインでは、本工法の事前調査として試験施工の実施例についても記す。

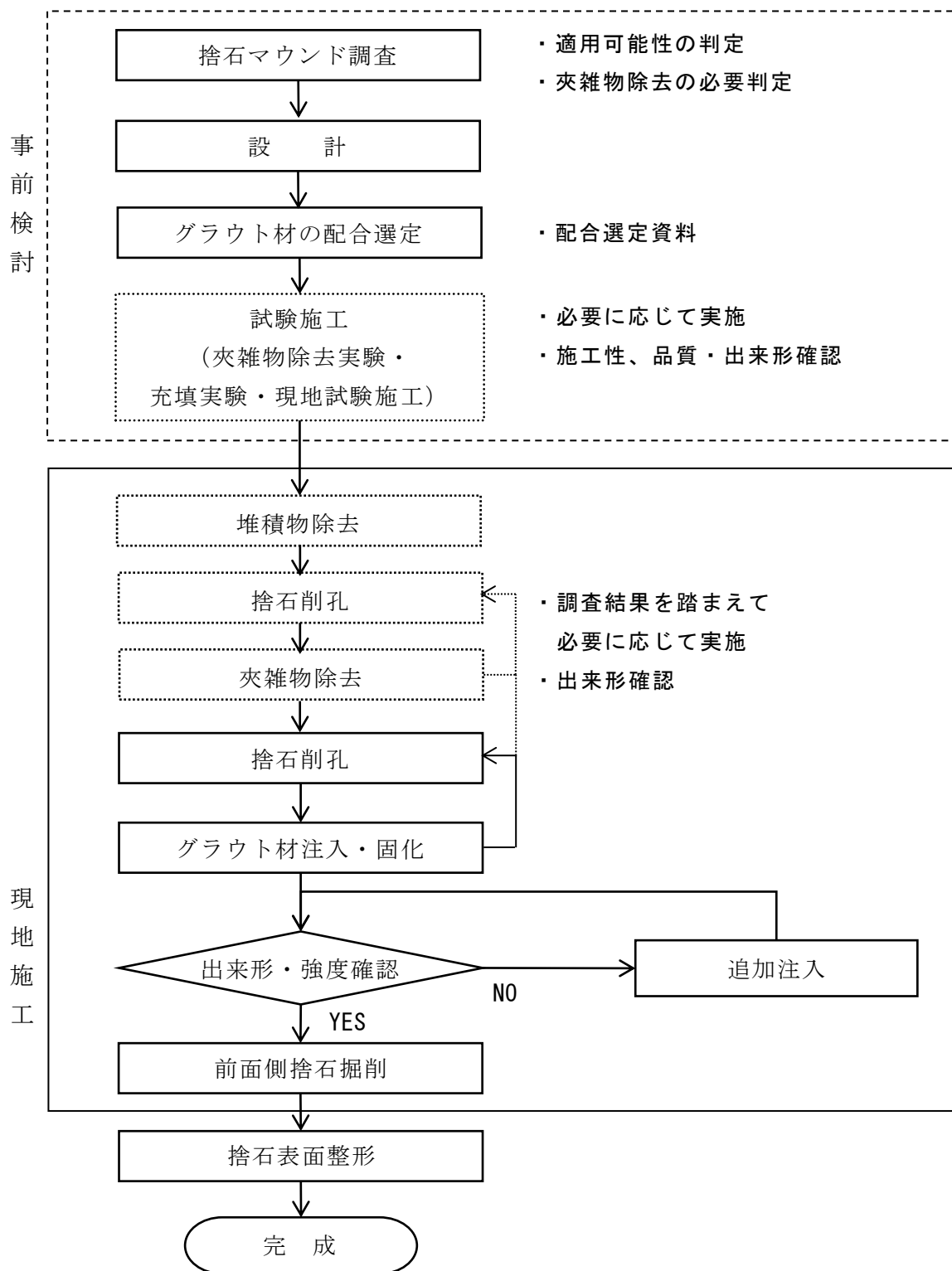


図-1.1.3 施工フロー図

(4) 標準的な施工法の概要を図-1.1.4に示す。①削孔・注入は、SE P台船上や岸壁からの張り出し足場上等から施工する。ケーソン底版直下の改良体造成用削孔は、岸壁前面水域の使用状況や削孔ロッドの座屈長等の関係から削孔ロッド角 θ に制約が発生するため、可塑性グラウトの注入到達限界距離等を勘案して捨石内の注入位置を決定する必要がある。②所要の養生時間経過後、ボーリング機械や潜水土により出来形確認のためのボーリングを実施する。ケーソン底版直下の出来形確認のためには、捨石を1.0 m程度掘削する必要がある。なおこのとき、改良体強度確認のためのコアサンプリング等も行う。③所定の増深量まで掘削する。④掘削完了後、船舶接岸岸壁としての築造限界が確保されていることを確認し、改良体表面保護や改良体欠損部の補充及び応力集中を避けること等を目的とした水中不分離性モルタルを打設する。なお、③、④の手順は、あらかじめ掘削時の捨石の安定性を評価し、必要であれば延長方向あるいは高さ方向に分割施工するなどの配慮が必要である。⑤以上の手順で完成となる。⑥Step②においてケーソン底版直下での出来形不足が認められた場合は、その状態（約1.0 m捨石掘削した状態）で潜水土により削孔し注入を行う。

なお、捨石マウンド調査において夾雑物が確認された場合には、事前に夾雑物除去を行う必要がある。

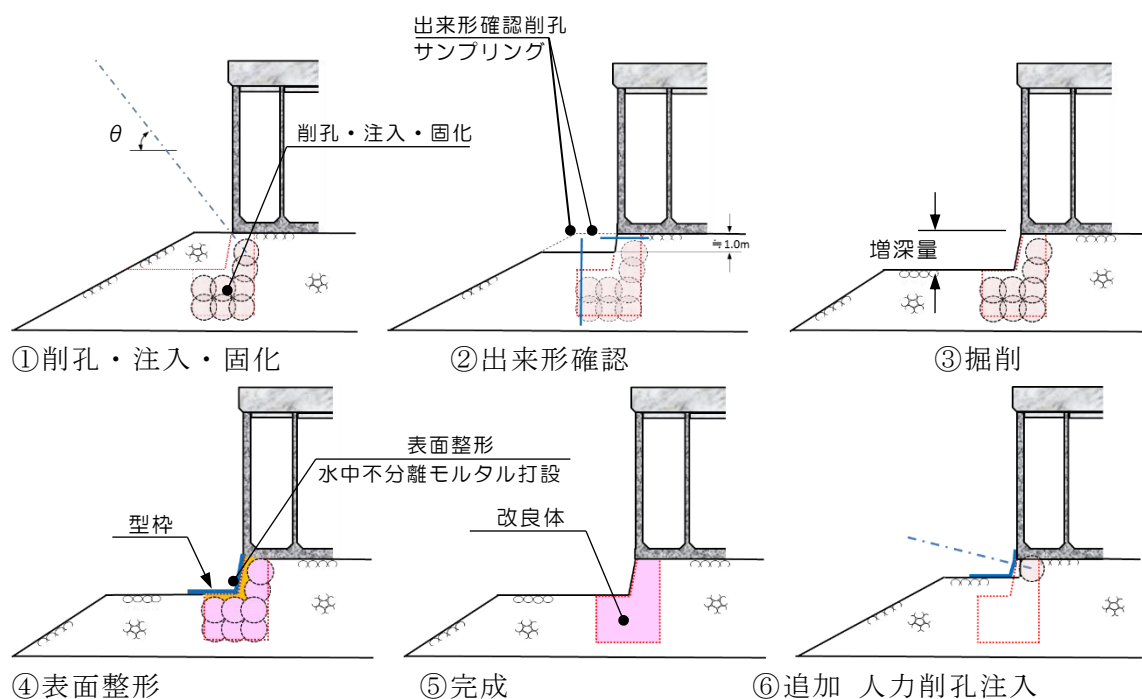


図-1.1.4 標準施工法概要図

1.1.2 工法の適用範囲及び適用条件

- (1) 本工法は既設の重力式係船岸の増深を適用対象とする。
- (2) 本工法の適用に当たっては、捨石マウンドが以下の条件を満たす必要がある。
 - ① 改良体の形成が可能である十分な捨石マウンド厚をもつ。
 - ② 捨石の間隙内に、可塑性グラウトの注入の障害となるような多量の夾雑物が存在しない。
 - ③ 捨石表面に改良体強度を低下させるような付着物がない。

〔解説〕

- (1) 本工法は、ケーソン前趾部の捨石マウンドに可塑性グラウトを注入し、浮き型改良を行うことで、前面の捨石マウンドの増深掘削を可能とする。そのためには、少なくとも2～3m程度以上の捨石マウンド厚が必要である。また改良体前面の捨石を掘削して増深化するため、岸壁全体のすべりが発生しないことも条件となる。したがって、本工法の適用増深深さには限界があり、3m程度までを目安とする。適用に当たっては条件に応じた十分な検討が必要である。今後も実施工等を通じて知見を深め、その設計施工技術の高度化や効率化を図らなければならない。

一方、捨石マウンドの一部を固化するという技術の特徴から、増深工法だけでなく、**図-1.1.5**に示すような既設係船岸の基礎支持力の向上を目的とした耐震補強工法としての利用や、津波に対する防波堤等の基礎支持力の強化、あるいは津波の流れや越流波に対する捨石マウンドの安定性向上等“粘り強い構造”を実現するための補強工法としての利用等、増深以外の目的へ応用できる可能性がある。

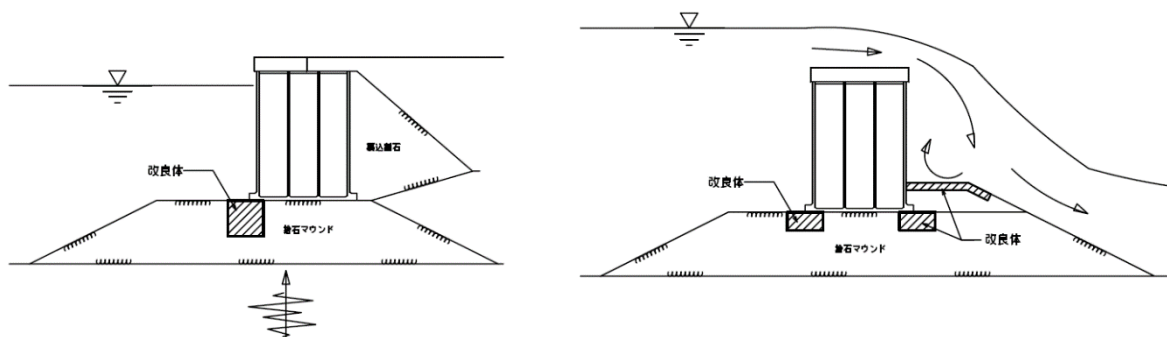


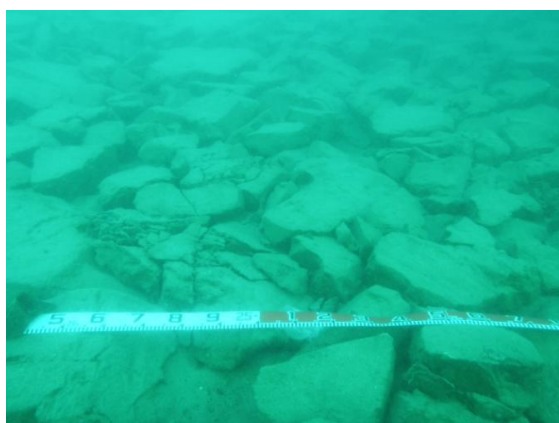
図-1.1.5 耐震補強・粘り強い構造の概念図

- (2) 捨石マウンドが置かれた自然条件や岸壁の使用条件によって、捨石の間隙内に夾雑物として砂・粘土等が多量に存在する場合がある。また、海底面よりも捨石が低い位置にある掘込式の捨石マウンドにおいては、夾雑物が存在する可能性が高い。このような場合、可塑性グラウト材による注入・固化は困難であると考えられてきた。しかし、この問題を解決するために夾雑物除去工法の開発が行われ、川崎港東扇島の実岸壁での現場実証において夾雑物除去効果が確認された⁵⁾。また、今後新しいグラウト材や注入技術が開発され、夾雑物の存在があっても所定の品質が確保された改良体が造成されるのであれば、本工法の適用は可能であると考えられる。

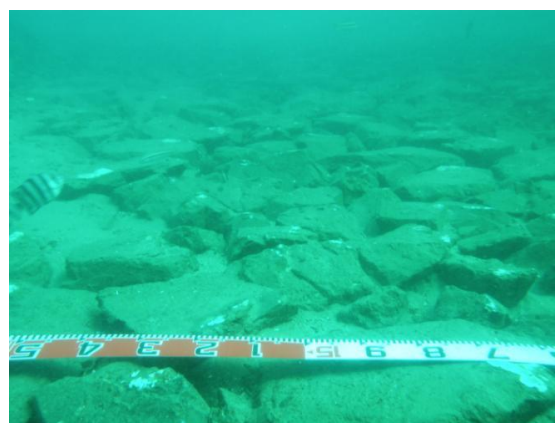
- (3) 捨石表面の付着物の影響については、港湾空港技術研究所にて実施した改良済みマウンドの力学特性に関する実験¹⁾や改良体の強度変形特性⁶⁾⁷⁾に関する検討から、捨石表面の状態が改良体強度に影響することがわかっている。
- (4) 鳥取港及び高知港の防波堤の捨石マウンドに対する現地調査¹⁾²⁾を行った際の捨石マウンドの状況を写真-1.1.2に、鳥取港における捨石表面の付着物の状況を写真-1.1.3に示す。捨石表層部には浮泥等の堆積がやや見られたものの、ケーソン下やマウンド内部には夾雑物及び付着物はなかった。

また、革新的社会資本整備研究開発推進事業にて、既設岸壁及び護岸における捨石マウンドの夾雑物の状況を把握することを目的に、捨石マウンドが比較的厚い4施設を調査した。その結果、3施設にて堆積物や夾雑物が確認された。写真-1.1.4に捨石マウンド表面の状況例を、写真-1.1.5に捨石マウンドの試掘状況例を示すが、捨石表層に堆積物が存在すれば、捨石マウンド表面の空隙から堆積物が容易に捨石内部に落ち込むため、捨石内部に夾雑物がある可能性が高いと思われる。これらの状況においては、夾雑物除去を行わなければ可塑性グラウトの充填は難しいものと考えられる。

ただし、これら調査例は参考になるものではあるが、あくまでも一例にすぎないため、施工に当たっては現地の捨石マウンド調査を実施することとする。



(a) ケーソン直下（鳥取港）



(b) ケーソン近傍（鳥取港）



(c) 防波堤（東第一）（高知港）

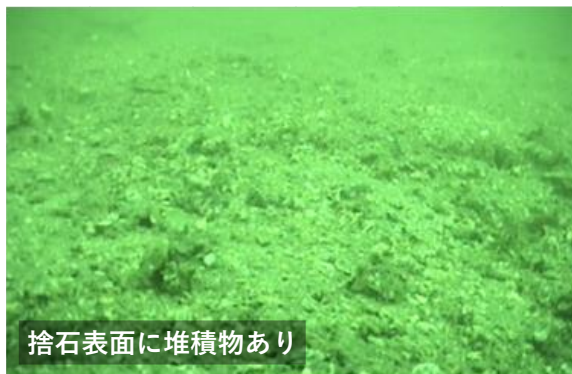


(d) 防波堤（南）（高知港）

写真-1.1.2 既往の現地調査における捨石マウンド表層の状況¹⁾²⁾



写真-1.1.3 既往の現地調査における付着物の状況（鳥取港）¹⁾²⁾



a) 下関港



b) 東扇島



c) 南本牧

写真-1.1.4 岸壁及び護岸における捨石マウンド表面の状況例

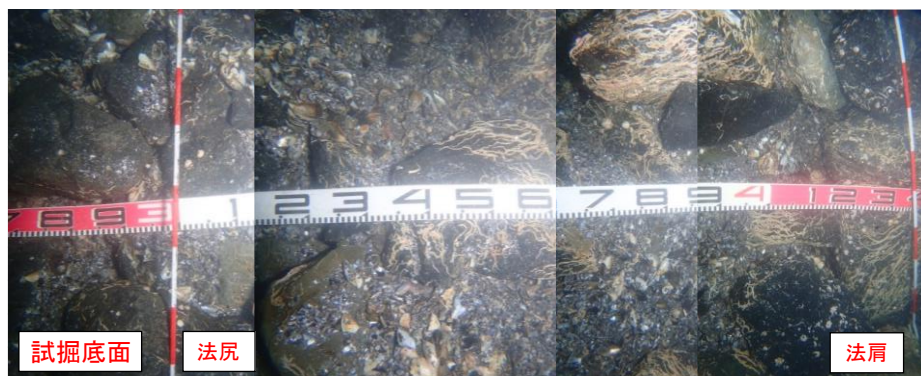


写真-1.1.5 捨石マウンドの試掘状況例（南本牧）

1.2 本ガイドラインの適用範囲

本ガイドラインは、既設重力式係船岸の増深に用いる可塑性グラウト増深工法に適用する。

〔解説〕

本ガイドラインは既設重力式係船岸の増深に用いる可塑性グラウト増深工法の調査、試験、設計、施工及び維持管理について示す。

1.3 用語の定義

本ガイドラインに用いる用語は次のようである。

可塑性グラウト（材）	セメント、水、可塑剤（材）からなるグラウト材で、自重のみの静的な状態では高い粘性を示してその場にとどまりやすく、注入圧などが加えられると容易に流動化する性質をもつ材料
増深→大水深化はあり、増深化はなし	船舶の大型化等に対応するため、既設岸壁等を大水深化すること。本工法においては、重力式係船岸前面の捨石マウンドを掘り下げることで大水深化を行う。
夾雑物	捨石の空隙内に堆積した土砂や貝殻等
（グラウト）充填	捨石の空隙内に可塑性グラウトを満たしていくこと
（ 〃 ）注入	可塑性グラウトを加圧して捨石の空隙内に充填していく行為。充填と同義である。
（ 〃 ）改良	グラウト充填によって捨石の強度を上げる等、改善を図ること
（ 〃 ）固化	充填された可塑性グラウトが固まること
改良体	捨石と充填された可塑性グラウトによって一体化された固化体
浮き型改良	改良体底面が捨石マウンド内にあって、底面から基礎地盤までの間に、ある程度の捨石が存在する状態の改良
着底型改良	改良体底面が捨石マウンド下の基礎地盤に直接着底した状態の改良
グラウト単味強度	グラウト材のみの強度
表面保護モルタル	捨石の掘削表面の整形や保護及び表層の未改良部の充填を目的として、捨石表面に打設されるモルタル。
捨石表面の付着物	捨石の表面に付着する藻、貝類、土砂、ヘドロなど
静止ミキサ	複数の材料がエレメントを通過するときに均一に混合されるスタティックミキサと称される駆動部を必要としない静止型の混合器

参考文献

- 1) 水谷崇亮，森川嘉之，渡部要一，菊池喜昭，合田和哉，加藤繁幸，小笠原哲也：重力式係船岸の新しい増深工法の開発，港湾空港技術研究所資料 No.1277，2013.
- 2) 一般社団法人日本埋立浚渫協会：重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書，2013.
- 3) 小笠原哲也，和田眞郷，野口孝俊，菅崇：京浜港ドックにおける重力式係船岸増深工法の実用化に向けた実証試験，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.74，No.2，I_390-I_395，2018.

- 4) 菅野雄一，遠藤敏雄，中川大，本田和也，水野匠，渡邊真悟，藤井照久：重力式係船岸増深工法の品質確認調査手法の検討，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.74, No.2, I_396-I_401, 2018.
- 5) 小笠原哲也，合田和哉，和田眞郷，三枝弘幸，壹岐直之，橋本健：可塑状グラウト増深工法の実岸壁への適用と夾雑物除去工法の開発，土木学会論文集（海洋開発），Vol.79, No.18, 論文 ID:23-18156, 2023.
- 6) 和田眞郷，合田和哉，小笠原哲也，三枝弘幸：礫材の隙間に可塑状グラウトを充填した改良体の強度特性，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.75, No.2, I_851-I_856, 2019.
- 7) 三枝弘幸，合田和哉，小笠原哲也，壹岐直之，山本高士：可塑状グラウト増深工法の開発ーその 1 グラウト固化体の強度特性，第 78 回土木学会年次学術講演会，VI-1052, 2023.

第2章 事前調査及び試験施工

2.1 一般

本工法の適用性の判断、施工諸元の設定、効果の確認を目的として、計画及び設計前あるいは本工事实施前に以下の調査及び試験等を実施する。

- ① 捨石マウンド調査
- ② 充填実験
- ③ 現地試験施工（夾雑物除去実験、現地充填実験）

2.2 捨石マウンド調査

- (1) 計画及び設計前までに捨石マウンド調査を実施し、捨石間隙内の夾雑物の状況、捨石表面の付着物の状況及び捨石の大きさ等から、本工法の適用性の判断を行う。
- (2) 捨石マウンド調査は表面調査と試掘調査を実施する。
- (3) 表面調査は、捨石マウンド全域の表層堆積物や捨石マウンド表面の状況を調査する。
- (4) 試掘調査は一部捨石を撤去して行うものとし、夾雑物や捨石表面の付着物の状況など、捨石マウンド内部の状況を調査する。

〔解説〕

- (1) 本工法の適用にあたっては、事前に捨石マウンド表面及び内部の調査を実施し、夾雑物の状況や捨石表面の付着物の状況等を把握することで、夾雑物除去の必要性や本工法の適用可能性の判定、及び配合選定の資料として利用する。捨石マウンド内に夾雑物が見られる場合には夾雑物除去が必要となる。また、付着物の有無は、改良体強度に及ぼす影響が大きく、付着物が多いために捨石とグラウト材が十分に付着しない場合には、期待できる強度が小さくなることが分かっている。
- (2) 表面調査は、表層堆積物と捨石マウンド表面の状況を潜水土による目視観察、測定により行う。**表-2.2.1**に標準的な表面調査の内容を示す。また、表面調査においては試掘箇所を選定を行うとともに、試掘時の構造安定性について確認する。

表-2.2.1 表面調査

調査範囲	調査項目	頻 度	調査方法
増深対象マウンド全域	表層堆積物の状況	1箇所/延長 20~50 m	観察・撮影（写真、ビデオ等）、サンプル採取（堆積物が有る場合）
	表層堆積物の厚さ		スチールテープ等により測定（ケーソン下端を基準）
	捨石の大きさ	1箇所/延長 5~10 m	観察（スチールテープ等を当て写真、ビデオ等による撮影〔写真-2.2.1参照〕）
	夾雑物の状況		
	付着物の状況		

- (3) 試掘調査は、潜水土による人力掘削にて行うことを基本とする。一部の捨石を撤去することにより、掘削断面の観察を潜水土によって行い、捨石マウンド内部の捨石表面及

び間隙状況の直接的な目視調査を実施する。表-2.2.2 に標準的な試掘調査の内容を示し、参考資料 1 に試掘調査に関する参考資料を示す。

- (4) 試掘深度が深くなるなど試掘によるマウンド内部調査が困難な場合には、ボーリング孔を利用したボアホールカメラによる観察も有効な場合がある。



写真-2.2.1 捨石マウンド表面調査の例 ¹⁾

表-2.2.2 試掘調査

試掘深さ	調査項目	頻 度	調査方法
1 m～ 増深深さ	夾雑物の状況	1箇所/延長 50～ 100 m 試掘 1 m 深さ毎	観察、サンプル採取（夾雑物が有る場合）
	捨石の付着物の状況		観察（陸揚げして確認）
	捨石の大きさ		スチールテープ等により測定

2.3 実物大充填実験

実物大充填実験は、現地捨石等を用いて製作した捨石地盤に削孔・注入を実施して改良体を造成し、以下の項目を確認する。

- ① 注入圧と注入量
- ② 改良体の出来形
- ③ グラウト材の充填性
- ④ グラウト材の付着性
- ⑤ 改良体の強度

〔解説〕

- (1) 本工法は現時点で十分なデータが蓄積されておらず、適用する捨石によっても強度発現や充填性が変わる可能性があるため、当面の間は本施工に先立って実物大充填実験あるいは 2.4.2 に示す現地充填実験を実施することが望ましい。特に、可塑性グラウトのうち捨石への適用実績がないグラウト材を使用する場合には、現地充填実験を実施する前に、砕石を用いた供試体の強度試験 ²⁾³⁾や実物大充填実験によって捨石への適用性を確認することが望ましい。
- (2) 実物大充填実験の実施に際しては、京浜港ドックにおける実証実験 ⁴⁾及び実物大充填実験報告 ⁵⁾が参考になる。また、参考資料 2 に実物大充填実験及び現地充填実験の計画例を示す。

2.4 現地試験施工

- (1) 本施工に先立って現地試験施工を実施し、施工諸元や施工管理方法及び改良効果等を確認する。
- (2) 現地試験施工は、必要に応じて夾雑物除去実験及び現地充填実験を実施する。

〔解説〕

図-2.4.1 に現地試験施工フローの例を示し、参考資料 3 に川崎港東扇島の現場実証にて実施した試験施工例を示す。

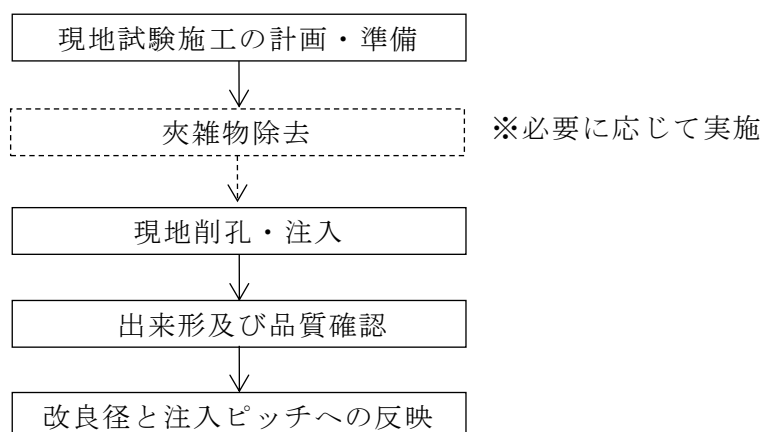


図-2.4.1 現地試験施工フロー例

2.4.1 夾雑物除去実験

- (1) 夾雑物が可塑性グラウトの注入に影響を与える可能性がある場合には、必要に応じて本施工に先立って現地における夾雑物除去実験を実施する。
- (2) 夾雑物除去実験においては以下の項目を検討する。
 - ① 吸引システムの選定
 - ② 吸引範囲の把握
 - ③ 夾雑物の分布状況
 - ④ 吸引時間等の吸引管理方法の設定
 - ⑤ 吸引管の設置位置及びピッチの決定
- (3) 夾雑物除去の効果を検証するためには、2.4.2 に示す現地充填実験を実施するのがよい。

〔解説〕

- (1) 夾雑物除去工法を適用したのは、本工法の現場実証を行った川崎港東扇島が初めてであり、参考文献⁶⁾が参考となる。その方法は、捨石内に吸引管を挿入し、吸引管の最下端から水中サンドポンプにより夾雑物を吸引・除去するものである。効率化のため、吸引管内部に設置したウォータージェット管から水を吐出しながら吸引を行った。具体的な施工方法については、第5章 5.3 にて詳述する。ただし、夾雑物の性状によっては夾雑物除去の効果が異なることが考えられるため、本施工に先立って現地試験施工を実施する事が望ましい。
- (2) 参考資料 3 に川崎港東扇島の現場実証にて実施した夾雑物除去実験の概要を示す。また、使用した吸引システムについても示しているが、各現場での捨石の状況や夾雑

物の種類に適した吸引システムを選定する必要がある。

- (3) 吸引範囲は、吸引管先端から円錐状に広がった後、ある半径をもつ円筒状の範囲に限られると思われる。吸引管の設置位置及びピッチを設定する上で、吸引範囲を把握することは重要な検討項目である。
- (4) 吸引管理には、吸引配管途中の透明管で濁度を目視確認する方法や、夾雑物重量が変化しなくなることを判断材料として吸引完了を判断する方法がある（第5章 5.3.4 参照）。実験では、夾雑物除去の時間の設定や適切な管理方法の選定を行う。
- (5) 夾雑物除去を行う前後の捨石の間隙状況を把握するためには、現地充填実験の後にコアを採取して充填性を確認するのが確実である。他に施工中に確認する方法としてはボアホールカメラが利用できる。

2.4.2 現地充填実験

現地充填実験は、現地捨石マウンド内に削孔・注入を実施して改良体を造成し、以下の項目を確認する。

- ① 注入圧と注入量
- ② 改良体の出来形
- ③ グラウト材の充填性
- ④ グラウト材の付着性
- ⑤ 改良体の強度

〔解説〕

- (1) 本工法は現時点で十分なデータが蓄積されておらず、適用する捨石によっても強度発現や充填性が変わる可能性があるので、当面の間は本施工に先立って現地充填実験あるいは 2.3 に示す充填実験を実施することが望ましい。
- (2) 現地試験施工は現地での施工性の確認や出来形確認を目的として実施する。また、必要に応じて複数の改良を行い、改良体どうしのラップ部に十分充填されていることを確認する。
- (3) 夾雑物除去が必要な場合には、夾雑物除去を行った後に注入を実施する一連の手順を再現し、夾雑物除去の効果についても確認するのがよい。これら一連の現地試験例として参考資料 3 に示す川崎港東扇島での実施例が、具体的手順や実施項目の計画については参考資料 2 が、それぞれ参考となる。

参考文献

- 1) 一般社団法人日本埋立浚渫協会：重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書，2013.
- 2) 三枝弘幸，合田和哉，小笠原哲也，壹岐直之，山本高士：可塑状グラウト増深工法の開発ーその 1 グラウト固化体の強度特性，第 78 回土木学会年次学術講演会，VI-1052，2023.
- 3) 和田眞郷，合田和哉，小笠原哲也，三枝弘幸：礫材の間隙に可塑状グラウトを充填した改良体の強度特性，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.75，No.2，I_851-I_856，2019.

- 4) 小笠原哲也，和田眞郷，野口孝俊，菅崇：京浜港ドックにおける重力式係船岸増深工法の実用化に向けた実証試験，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.74, No.2, I_390-I_395, 2018.
- 5) 壹岐直之、小笠原哲也、橋本健、田中良典、山本高士：可塑状グラウト増深工法の開発－その 3：実物充填実験の報告－，第 78 回土木学会年次学術講演会，VI-1054, 2023.
- 6) 小笠原哲也，合田和哉，和田眞郷，三枝弘幸，壹岐直之，橋本健：可塑状グラウト増深工法の実岸壁への適用と夾雑物除去工法の開発，土木学会論文集（海洋開発），Vol.79, No.18, 論文 ID:23-18156, 2023.

第3章 可塑性グラウト材配合の決定

3.1 一般

- (1) 捨石マウンド内部の調査結果に基づいて、所要の充填性能と強度を有する可塑性グラウト材の配合を決定する。
- (2) 可塑性グラウト材の配合は、室内試験によって配合を選定したあと、現地捨石等を用いた充填実験、または現地試験施工によって充填状況を確認することが望ましい。

〔解説〕

- (1) 捨石マウンド内部の調査によって得られた捨石間隙の大きさを踏まえて、所要の充填性能と強度を有する可塑性グラウト材の配合を決定する。京浜港ドックでの実物大施工実験¹⁾では実物大の捨石マウンド（花崗岩 30～200 kg/個）を、川崎港東扇島の実岸壁での現場実証²⁾では実岸壁の捨石マウンド（硬質砂岩 50～100 kg/個）を対象としたが、どちらも同じ配合を使用しており、一般的な捨石材料であれば、可塑性グラウトの適用は可能である。なお、京浜港ドック及び川崎港東扇島では単味強度の特性値 24 N/mm² の可塑性グラウトを使用した。要求性能については次節 3.2 を参照されたい。
- (2) 既往の実物大充填実験において、静置フロー100 mm 程度の配合で ϕ 2.0～2.3 m 程度の充填が可能であることが確認されている¹⁾²⁾。しかし、可塑性グラウト材を捨石マウンド内に充填するときの充填可能範囲は、捨石の最大粒径、粒度分布、粒形、捨石層間隙の大小等によって影響を受けると考えられる。したがって、適用する捨石によって強度発現や充填性が変わる可能性があるため、現地捨石等を用いた充填実験、または現地試験施工により充填状況を確認することが望ましい。また、使用実績のない可塑性グラウトに対する配合を決定する際には、室内試験等により複数のフロー値の配合を選定するのがよい。配合決定フローを図-3.1.1 に示す。

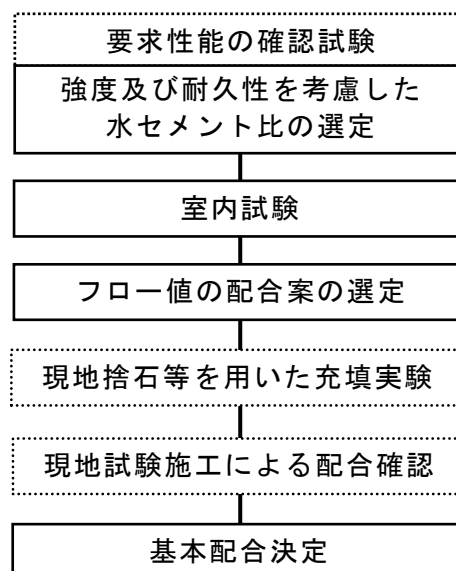


図-3.1.1 可塑性グラウト材の配合決定フロー

3.2 要求性能

可塑性グラウト材の配合選定にあたっては、以下に示す要求性能を整理したうえで、安全性、施工性、経済性の面で最も合理的な注入が可能な配合を選定する。

- ① 流動性及び充填性
- ② 強度
- ③ 水中不分離性
- ④ 非収縮性
- ⑤ 耐久性

〔解説〕

本工法に適用する可塑性グラウト材は、比較的大きな間隙がある水中の捨石に対して所定の範囲内に充填が可能であり、充填後の体積収縮が少なく、かつ改良体の所要強度を確保できることを求められる。また水中への注入であることから水中不分離性により材料分離を抑制し、品質の均一性を保持する必要がある。

これらの要求性能は、トンネル背面の空洞に注入する可塑性グラウト材の要求性能とほぼ同様と考えられる。トンネル背面では、多量の湧水が生じる条件で施工する場合があります、かつ比較的大きな間隙内に、地山と密着して所定の範囲に可塑性グラウト材を充填する。

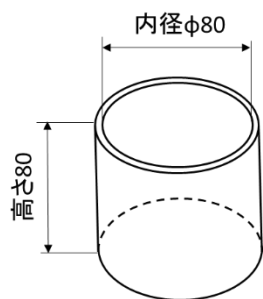
トンネル背面に適用する可塑性グラウト材の品質規格としては、「矢板工法トンネルの背面空洞注入工設計・施工要領」（東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社）³⁾の品質規格（以下、NEXCO 規格と記す）がある。同品質規格を参考に本工法では表-3.2.1の項目を要求性能とするのがよい。

表-3.2.1 可塑性グラウト材の品質規格

項目	規格項目	規格値	試験方法
流動性	フロー値 (静置時)	フロー値: 80～155 mm 60分後のフロー値: 100 mm以下	NEXCO試験法 313 コンシステンシー試験方法のシリンダー法
	フロー値 (打撃時)	フロー値: 130～205 mm 60分後のフロー値: 170 mm以下	JIS R5201 フロー試験 フローコーンに代わってNEXCO試験法 313 コンシステンシー試験方法のシリンダー法で適用する効果プラスチック製シリンダーを用いる。
強度	圧縮強度	第3章 設計において設定	1. 供試体の作り方 NEXCO試験法 313の3.圧縮強度試験方法 (40 mm×40 mm×160 mm) あるいは JSCE-F 561 (φ 50 mm×100 mm) とする。 2. 圧縮強度試験方法 JIS A 1108
充填性	充填性	容器内全体に注入材が充填され角材やH形鋼との間にも隙間が無く密実に充填がなされていること	NEXCO規格4.8 試験法による
水中分離抵抗性	濁度	分光光度計により測定した光透過率の値により、濁り具合を確認する。水槽内に注入材を投入する前の水の測定値と、投入後60分経過後の水の測定値の増減比率が± 2%以内であること。	
	PH	注入直後からの60分経過後のPH測定比率が± 10%以内であること。	
非収縮性	収縮量	28日硬化後の収縮量が20 mm以下であること。	

図-3.2.1に NEXCO 規格³⁾における要求性能を照査する各種試験方法を示す。流動性に関してはフロー試験、充填性に関しては充填性試験、水中分離抵抗性に関しては水中分離抵抗性試験、非収縮性に関しては非収縮性試験が参考になる。

なお、水セメント比は、設計により設定された改良体の所要強度と耐久性を満足するように設定する。



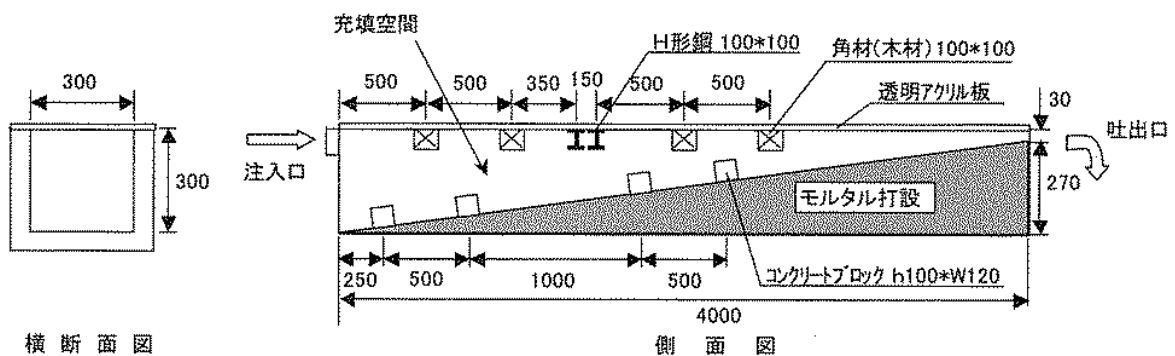
シリンダー



フローテーブル

グラウトを入れたシリンダーを静かに引き上げた際及びフローテーブルで15回の落下運動を与えた後のグラウトの最大径とその直角方向の径を計測する。

(1) シリンダー法によるフロー試験

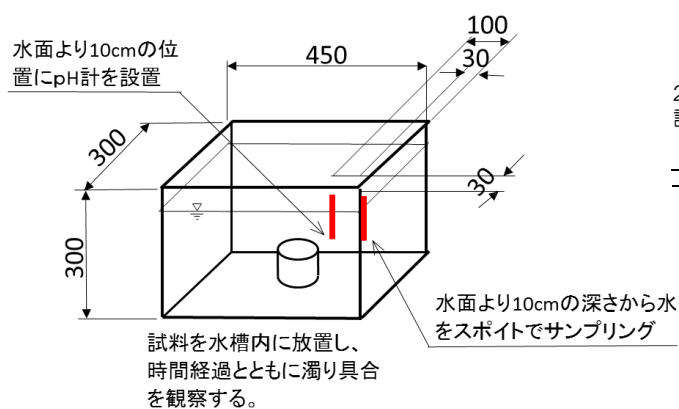


横断面図

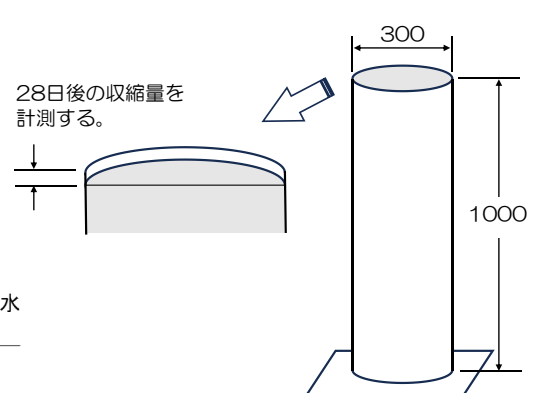
側面図

硬化したモルタル上の充填空間にグラウトを注入し、支障物周辺の充填状況を観察する。

(2) 充填性試験



(3) 水中分離抵抗性試験



(4) 非収縮性試験

図-3.2.1 可塑性グラウト材の要求性能を照査する試験方法³⁾

3.3 配合

- (1) 実際に使用する材料を用いて試し練りを行い、可塑性グラウトが所要の性能を満足することを確認する。
- (2) プラント設置場所の制約から、注入箇所までの圧送距離などの現場条件に応じて圧送性を考慮した配合とする。

〔解説〕

- (1) 可塑性グラウト材の配合については、前節3.2に示した要求性能を満足するように配合を決定する。

- 1) 使用材料

可塑性グラウト材には、結合材、水、減水剤、可塑剤等が使用される。結合材としては、普通ポルトランドセメント、高炉セメントB種、フライアッシュ、高炉スラグ微粉末がある。

- 2) 水セメント比

本工法で使用する可塑性グラウト材については、設計検討によって決定された改良体の設計基準強度を十分満足できるように、可塑性グラウト材の強度を設定し、必要強度以上を発現する水セメント比とする。

- 3) フロー値

所要の流動性及び充填性は、可塑性グラウト材のフロー値で設定される。適切なフロー値は、捨石の最大粒径、粒度分布、粒形、捨石層間隙の大小によって変わると考えられるので、室内試験や、現地捨石を使用した陸上での実物大充填実験や現地試験施工により決定することを基本とする。

なお、標準のフロー値の他に、柔らかめ、固めのフロー値も設定して、室内試験や実物大充填実験により、適切なフロー値を選定するのがよい。

- (2) 現場条件によっては、プラント設置場所の制約から注入箇所まで長距離圧送とせざるをえない場合がある。その場合、圧送性に考慮した配合とする必要がある。

圧送に関する基本的な考え方として、静止ミキサから注入口までは、混合されて粘性が高くなる可塑性グラウト材を圧送することになるので、圧送距離をなるべく短くすることが望ましい。表-3.3.3の配合例では、静止ミキサにおいて混合した後の圧送可能距離は20 m程度である。したがって、プラント設置場所の制約から圧送距離を長くするためには、静止ミキサまでの基材及び可塑材の圧送距離を長くする必要がある。また、選定した配合と、圧送ホース径及びポンプ能力の条件で、ホース内での各材料の圧力損失と、ポンプ能力の比較から圧送可能な距離を算定する必要がある。所定の距離を圧送できないと判断される場合には、配合やポンプの変更等を検討する必要がある。

- (3) 重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究⁴⁾及び川崎港東扇島での現場実証²⁾において使用された配合例を参考資料4に示す。

参考文献

- 1) 小笠原哲也，和田眞郷，野口孝俊，菅崇：京浜港ドックにおける重力式係船岸増深工法の実用化に向けた実証試験，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.74, No.2, I_390-I_395, 2018.

- 2) 小笠原哲也，合田和哉，和田眞郷，三枝弘幸，壹岐直之，橋本健：可塑状グラウト増深工法の実岸壁への適用と夾雑物除去工法の開発：土木学会論文集特集号（海洋開発），Vol.79，No.18，論文 ID: 23-18156，2023.
- 3) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：矢板工法トンネルの背面空洞注入工設計・施工要領，2006.
- 4) 一般社団法人日本埋立浚渫協会：重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書，2013.

第4章 設計

4.1 一般

4.1.1 適用基準等

本工法の設計について、本章に示していない事項については次の基準に準拠する。
(1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾（日本港湾協会）（以下、技術基準という）。

4.1.2 設計の基本的考え方

本工法の改良体の設計では、対象とする施設の目的、機能及び要求性能を満たすよう、構造物全体としての安定ならびに構造物自体の耐力を検討することを標準とする。

〔解説〕

- (1) 本工法は、船舶の大型化等による既設施設の増深化に適用されるものであり、設計に当たっては技術基準[共通編]第2章 2.4 改良設計の基本事項に準拠しなければならない。
- (2) 本工法の改良体は、未改良の捨石マウンドと比べて強度及び変形係数が大きい。岸壁が破壊しマウンドが大きく変形するような場合でも改良体自体の変形量は小さいと考えられ、設計上は改良体を一種の構造物とみなすことができる。そのため、改良体を構造物とみなした構造物全体の安定の検討と、改良体自体の破壊の検討が必要である。
- (3) 本工法の改良形状により、上部構造物（本体工）の地震時の変形モードは異なることが分かっている²⁾。そのため、本工法の採用に当たっては、対象とする施設の要求性能に応じて、構造物全体系の変位を検討する。
- (4) 図-4.1.1 に性能照査の手順の例を示す。
 - 1) 改良体の安定計算とは、滑動、転倒及び支持地盤の支持力等、改良体が剛体として挙動し破壊に至る過程の安定検討であり、永続状態、船舶の作用、レベル1地震動に関する変動状態に対して照査を実施する。ただし、現時点では施工実績が少ないことから、当面の間、レベル1地震動の変動状態に対して動的解析を実施して構造物全体系の変形照査を行う。
 - 2) レベル1地震動に対する照査用震度は、増深前の堤体高を使用して技術基準[施設編]第5章 2.2.2 作用により求めてよい。本来であれば、可塑性グラウト増深工法を用いた場合の構造物全体としての安定ならびに改良体の検討を行うための照査用震度を設定すべきである。しかしながら、現時点では施工実績が少ないことから、照査用震度は動的解析の照査断面を設定するための目安として使用することとした。なお、数例の試設計を行った結果では、改良体の安定計算を満足していれば、動的解析による本体工や改良体の変形が問題になることはなかった。
 - 3) 改良体の強度検討とは、外的に安定した改良体内部の破壊に対する検討であり、静的弾性解析や動的解析等の適切な方法により実施する。
 - 4) 耐震強化施設においてはレベル2地震動に対する照査を行う。レベル2地震動に関する偶発状態に対する耐震性能照査は、地盤－構造物の動的相互作用を考慮した非線形地震応答解析により、変形照査、改良体の強度検討を実施する。

- 5) 改良体の存在によりケーソン（本体工）底版前趾に応力集中が懸念されるため、各設計状態においてケーソン（本体工）底版及びフーチングの部材照査を実施する。

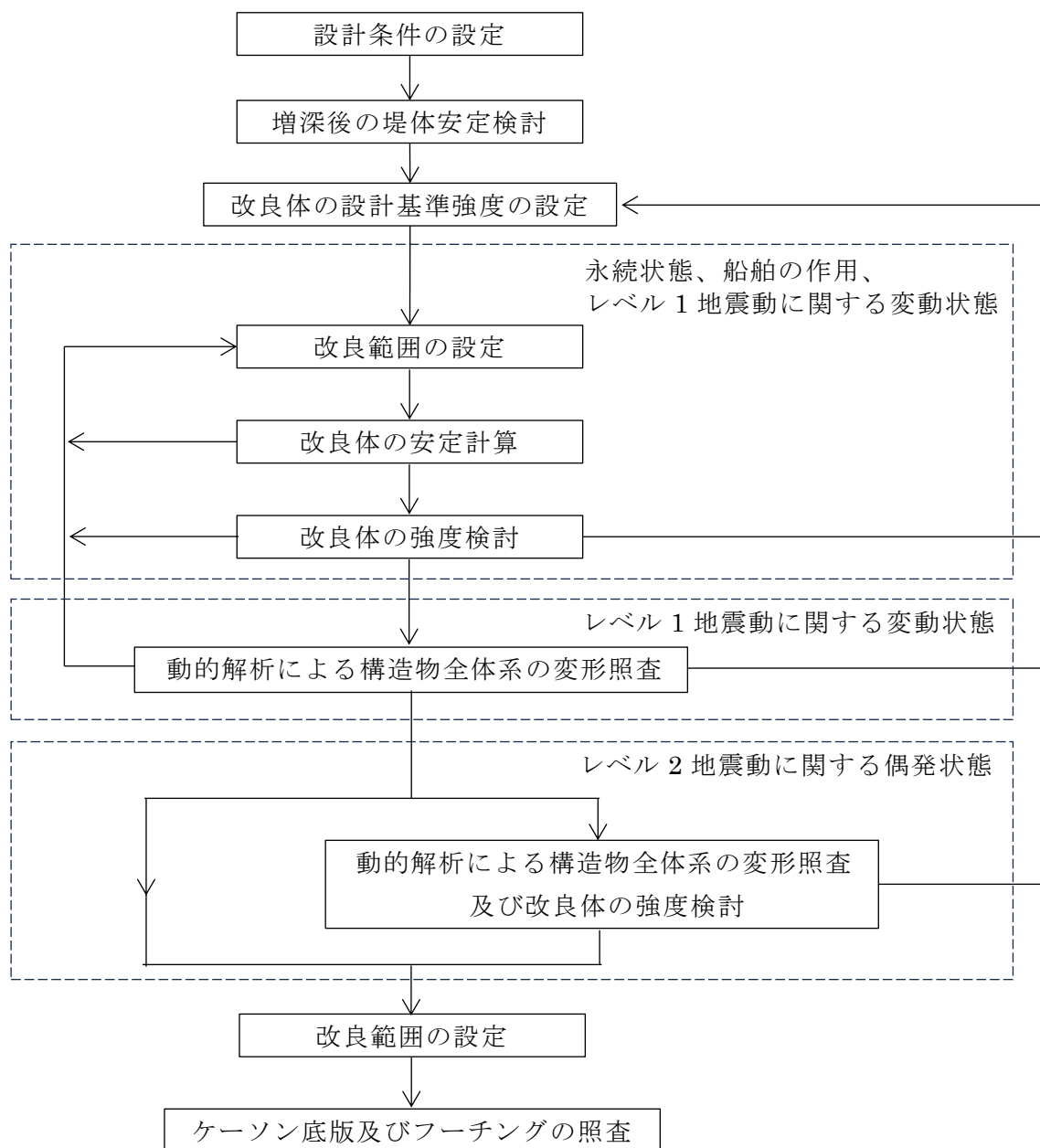


図-4.1.1 性能照査の手順の例

4.2 設計条件の設定

本工法の設計にあたっては、下記の項目について十分考慮する。

- (1) 一般条件
捨石マウンドの状態、土質条件、地震、その他（潮位、波浪、流れ等）
- (2) 利用条件
本体工の安定状態、計画水深、その他
- (3) 施工条件、その他

〔解説〕

- (1) 本工法の設計条件は、技術基準[共通編] 第2章 2.3 設計の基本事項のみでなく、技術基準[共通編]第2章 2.4 改良設計の基本事項にも準拠して設定する。
- (2) 利用船舶の大型化による増深化の場合、防舷材や係船柱等の付帯施設あるいは荷役機械等についても検討を行う必要がある。また、ケーソン（本体工）の検討や改良体の設計においても、これら付帯施設や荷役機械の変更に伴う影響を、適切に設計条件に反映させるものとする。

4.3 増深後の堤体安定検討

増深後の堤体は、円弧すべりに対して十分安全なものとする。

〔解説〕

堤体前面の捨石を撤去するため、増深後の堤体の円弧すべりに対する安全性は一般的に低下する。そのため、増深後の堤体円弧すべりに対して十分に安全であることを確認する必要がある（図-4.3.1 参照）。円弧すべりの検討は技術基準施設編第2章 4.2.1「円弧すべり面による安定解析」に準じる。増深により必要安全率を満足しなくなる場合には、別途、背面地盤の軽量化や地盤改良等の対策が必要となる。

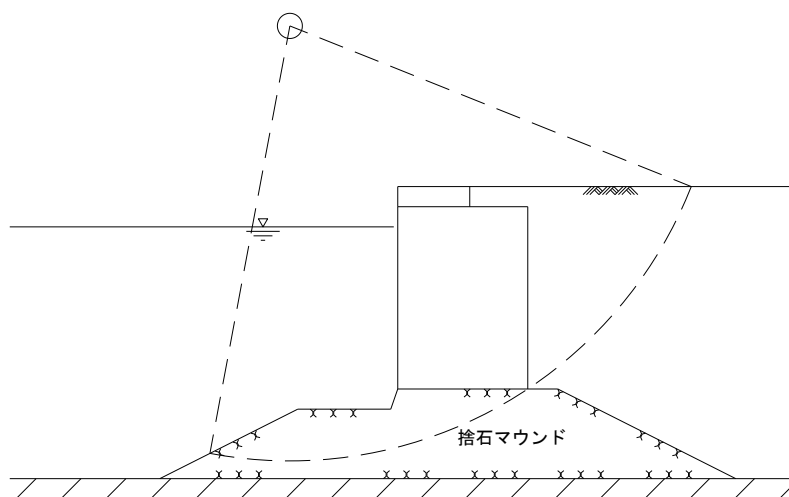


図-4.3.1 増深後の堤体の円弧すべり

4.4 改良体強度の設定

4.4.1 設計基準強度

- (1) 改良体の必要強度を満足するように設計基準強度を設定する。
- (2) 改良体の設計基準強度は、現場における強度のばらつきやグラウト単味強度に対する現場強度比を考慮して設定する。
- (3) 現地試験施工等により、設定された設計基準強度が現地施工にて発現されることを確認する。

〔解説〕

- (1) 4.7 改良体の強度検討にて所要の安定性が確保されるように、設計基準強度（圧縮強度の特性値）を設定する。なお、改良体川崎港東扇島での施工実証において採取したコアの圧縮試験結果を、砕石を用いた供試体や実物大充填実験における圧縮試験結果と比較して、参考資料5の参考図-5.4に示した。川崎港東扇島現場実証での圧縮強度は、現地にて夾雑物除去、削孔、注入という一連の施工を実施した後、現地より約φ100 mmのコアを採取して実施したものであり、実施工での改良体強度は、室内強度試験や実物大充填実験の強度に比べてばらつきが大きく圧縮強度も比較的低いことがわかる。したがって、現場における強度のばらつきや現場強度比を考慮した設計基準強度の設定が必要である。
- (2) 改良体の現場強度のばらつきが正規分布に従うと仮定すると、圧縮強度の平均値 $\bar{f}_{cf}$ と設計基準強度（圧縮強度の特性値） f'_{ck} は次式より関連づけられる。図-4.4.1に $K=1$ の場合の関係を示す。

$$f'_{ck} = \bar{f}_{cf} \cdot \alpha (1 - KV/100) \quad (4.4.1)$$

ここに、

K : 正規偏差（標準偏差に対する倍率）を示す係数

V : 現場改良体の圧縮強度 f_{cf} の変動係数（東扇島の実績は $V=0.24 \sim 0.38$ であり、これを参考にすれば $V=33\%$ と設定できる）

α : 施工管理上許容する充填率 80%とした場合の強度の低減率を表す係数（砕石を用いた供試体による強度試験から 0.9 と設定できる）

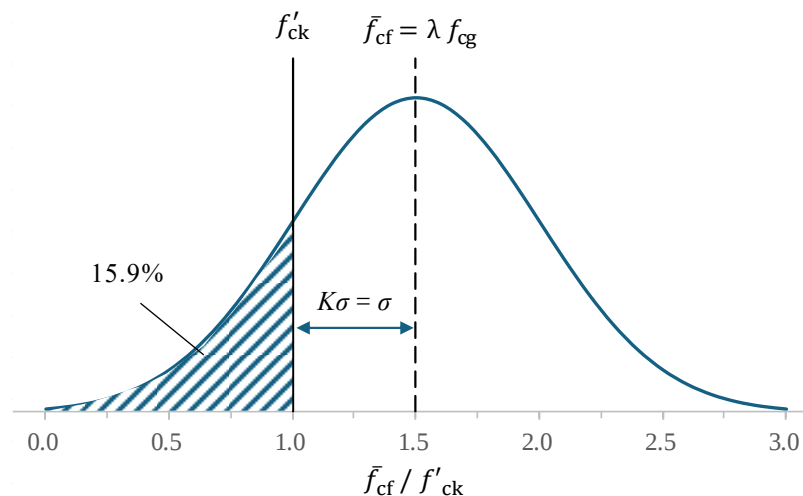


図-4.4.1 $\bar{f}_{cf}$ と f'_{ck} の関係 ($K=1$ の場合)

また、現場改良体の圧縮強度の平均値 $\bar{f}_{cf}$ とグラウト単味強度の特性値 f_{cg} は、次のように関係づけられる。

$$\bar{f}_{cf} = \lambda f_{cg} \quad (4.4.2)$$

ここに、

λ : 現場改良体の圧縮強度の平均値とグラウト単味強度の特性値の比（東扇島の実績では $f_{cg} = 24 \text{ N/mm}^2$ 、 $\bar{f}_{cf} = 6.9 \text{ N/mm}^2$ 、 $\lambda=0.29$ であった）

なお、改良体の圧縮強度を f_c と表した。これはコンクリート工学の表現を用いたものであり、地盤工学の一軸圧縮強さ q_u と同意である。

- (3) 現時点では現地強度のデータが少ないこともあり、本施工前に実施する現地試験施工や施工初期段階の品質管理により、設定された設計基準強度が現地施工にて発現されることを確認する。

4.4.2 改良体の設計強度

改良体内部に発生する応力の検討に当たっては、設計強度を適切に設定する。

〔解説〕

- (1) 改良体の設計基準強度 f'_{ck} を設計圧縮強度 f_c としてよい。なお、下式において添字 k は特性値を示す。

$$f_{ck} = f'_{ck} \quad (4.4.3)$$

ここに、

f_c : 設計圧縮強度 (kN/m²)

f'_{ck} : 設計基準強度 (kN/m²)

- (2) 改良体の設計せん断強さ f_{sh} と設計引張強さ f_t は、それぞれ設計圧縮強度をもとに次式で与えられる。設計引張強さと設計圧縮強度の関係は、参考資料 5 に示す礫材を用いたグラウト供試体の強度試験結果に基づいて決定した。ただし、参考資料 5 に示したデータは特定の可塑性グラウト材を用いた実験値であるため、他の可塑性グラウト材を用いる場合には、同様の関係が成り立つかを実験等で確認することが望ましい。

$$f_{shk} = \frac{1}{2} f_{ck} \quad (4.4.4)$$

$$f_{tk} = \frac{1}{9} f_{ck} \quad (4.4.5)$$

4.5 改良範囲の設定

本工法の改良範囲は、対象とする本体工の形式に応じた要求性能を満足するとともに、施工性・経済性などを考慮して、改良厚さ・改良深さ及び改良幅を設定する。

〔解説〕

- (1) 改良範囲の設定には大きく分けて、浮き型と着底型の 2 パターンが考えられる（図-

4.5.1 及び図-4.5.2 参照)。模型実験の結果²⁾から、着底式改良の場合は本体工と改良体がそれぞれ別々の挙動を示し、本体工に大きな変位が見られた。一方、浮き型改良の場合は本体工と改良体が一体となって挙動する傾向が確認され、浮き型改良の方が本体工に生ずる変形量は小さい結果となった。

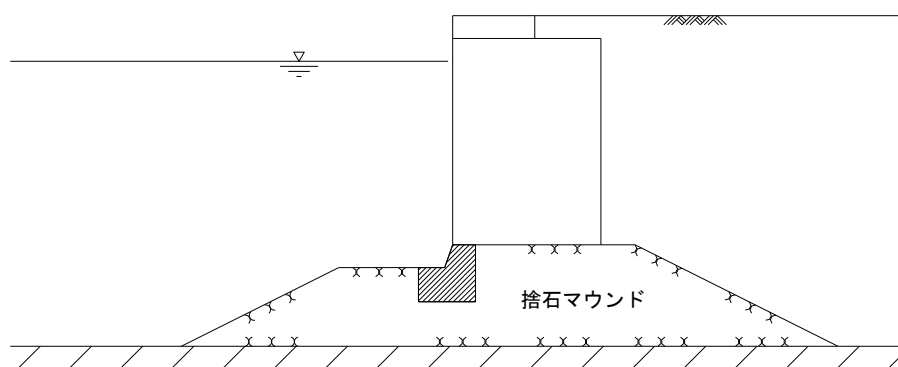


図-4.5.1 浮き型改良

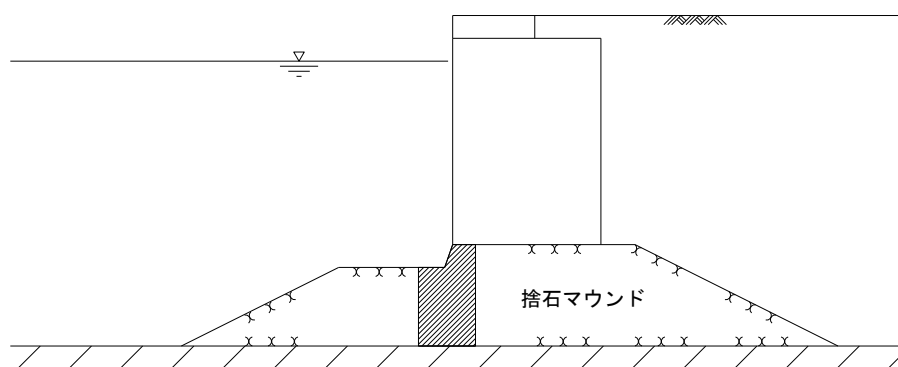


図-4.5.2 着底型改良

- (2) 堤体前面の捨石を撤去するため、本体工の支持力に対する安定性も一般的に低下する。改良範囲は本体工の支持力を満足することを原則とし、本体工からの偏心傾斜荷重に対して、改良体内を通るすべりと改良体外を通るすべりについて安定性を照査する（図-4.5.3 参照）。検討手法は技術基準施設編第2章 3.2.5「偏心傾斜した作用に対する支持力」に準じる。ただし、改良形状によっては改良体に大きな応力集中が生じることがあるため、本体工底面反力の分布形状には注意が必要である。

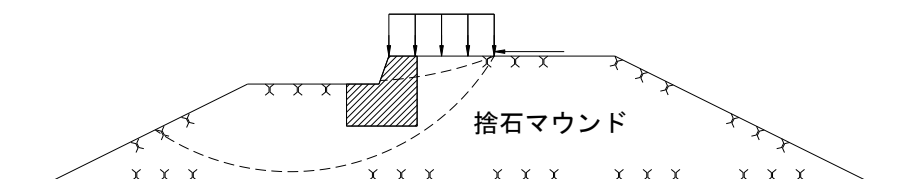


図-4.5.3 支持力の照査

- (3) 改良部の直立壁となる部分は、本体工直下の施工となるため、できるだけ幅が少ない方が施工性は良い。しかし本体工の底面反力を最も大きく受ける重要な部分であるため、最小幅を図-4.5.4の通りとする。

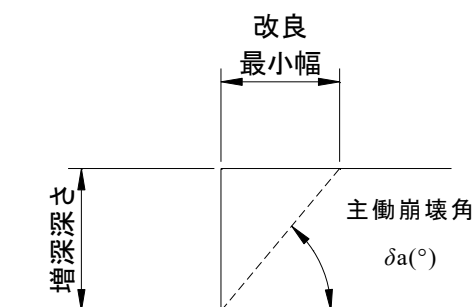


図-4.5.4 直立壁部改良最小幅

直立壁部は応力の集中を受けやすいため、図-4.5.5に示す岸壁の築造限界の範囲内で斜の形状として応力の集中を緩和することができる。

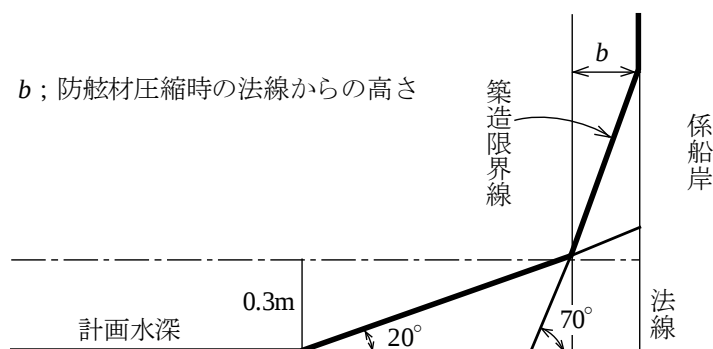


図-4.5.5 築造限界 1)

4.6 改良体の安定計算

4.6.1 外力の算定

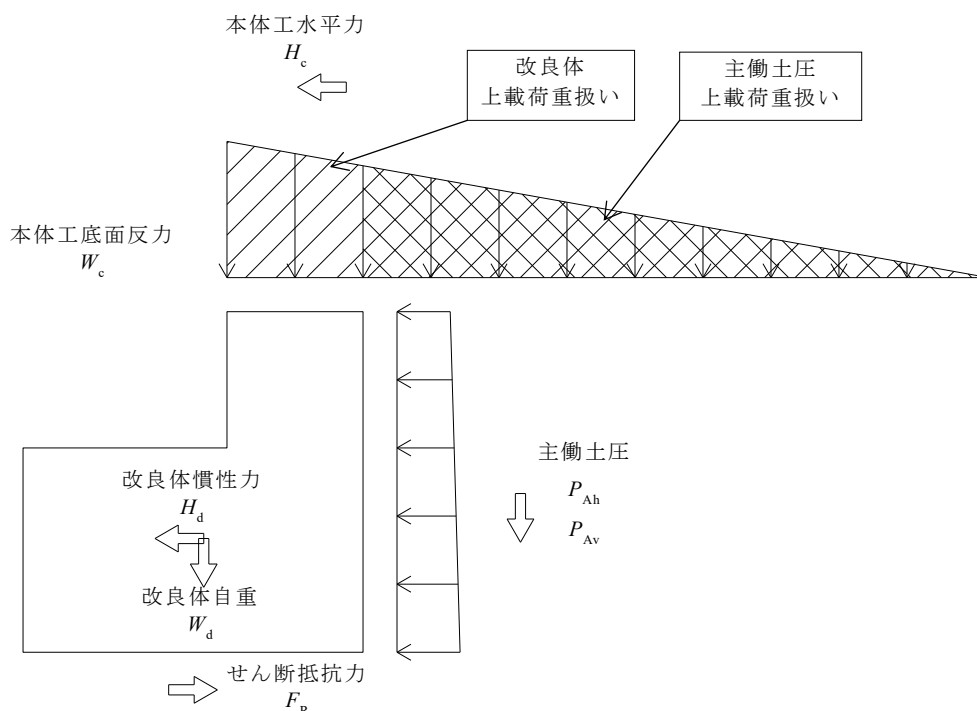
改良体に作用する外力としては下記のものを考慮する。

- ① 上部構造物（本体工）の底面反力
- ② 自重
- ③ 地震力
- ④ 土圧
- ② 改良体底面反力及びせん断抵抗
- ③ その他

〔解説〕

- (1) 改良体に作用する外力の概念図を図-4.6.1に示す。なお、通常、外力は単位奥行き当たりで算定する。
- (2) 土圧の算定に際しては、技術基準[作用及び材料強度条件]編第4章2土圧に準じる。改良体前面に作用する受働土圧は、地震による崩壊が考えられるため考慮しないものと

- (3) ケーソン（本体工）からの作用は、ケーソン（本体工）底面に作用する鉛直力と水平力を用いて設定する。
- (4) 荷重条件によっては、ケーソン（本体工）からの荷重を受けないときの方が改良体の設計条件が厳しくなる場合もあるため、注意する必要がある。



P_{Ah} : 主働側側面に作用する単位奥行き当たり土圧の水平成分 (kN/m)
 P_{Av} : 主働側側面に作用する単位奥行き当たり土圧の鉛直成分 (kN/m)
 W_c : 本体工の底面に作用する単位奥行き当たりの鉛直反力 (kN/m)
 H_c : 本体工の底面に作用する単位奥行き当たりの水平力 (kN/m)
 W_d : 改良体に作用する単位奥行き当たりの重量 (kN/m)
 H_d : 改良体に作用する単位奥行き当たりの水平力 (kN/m)
 F_R : 改良体底面に作用する単位奥行き当たりのせん断抵抗 (kN/m)

図-4.6.1 設計外力概念図

4.6.2 滑動の検討

〔解説〕

- (1) 改良体の滑動破壊に対する安全性の検討にあたっては、式(4.6.1)を用いることができる。なお、次式において、添字 **k** 及び **d** はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \Sigma V \cdot \mu_k$$
(4.6.1)

$$S_k = \Sigma H_{Ak} = H_{ck} + H_{dk} + P_{Ahk}$$

ここに、

μ : 改良体底面の摩擦係数
 R : 抵抗項(kN/m)
 S : 荷重項(kN/m)
 γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
 γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
 m : 調整係数

- (2) 改良体の滑動破壊に対する検討に用いる部分係数及び調整係数は、表-4.6.1 に示す値を用いることができる。これは、平成 11 年度技術基準³⁾の第 8 編係留施設第 4 章重力式係船岸 4.3 安定計算における壁体の滑り出しに対する安全率（常時 1.2 以上、地震時は 1.0 以上）を参考として設定したものである。

表-4.6.1 滑動破壊の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる 部分係数 γ_R	荷重項に乗じる 部分係数 γ_S	調整係数 m
改良体の滑動 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.20
改良体の滑動 (レベル1地震動に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.00

4.6.3 転倒の検討

改良体は転倒破壊に対して所要の安全性が確保されるものとする。

〔解説〕

- (1) 改良体の滑動破壊に対する安全性の検討にあたっては、式(4.6.2)を用いることができる。なお、次式において、添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = W_{ck} \cdot x_{Wck} + W_{dk} \cdot x_{Wdk} + P_{Avk} \cdot x_{PAvk}$$
(4.6.2)

$$S_k = H_{ck} \cdot y_{Hck} + H_{dk} \cdot y_{Hdk} + P_{Ahk} \cdot y_{PAhk}$$

ここに、

x_{Wc} 、 x_{Wd} 、 x_{PAv} : 改良体前趾と各鉛直力合力の作用点との水平距離(m)

y_{Hc} 、 y_{Hd} 、 y_{PAh} : 改良体底面と各水平力合力の作用点との鉛直距離(m)
 R : 抵抗項(kN・m/m)
 S : 荷重項(kN・m/m)
 γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
 γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
 m : 調整係数

- (2) 改良体の転倒破壊に対する検討に用いる部分係数及び調整係数は、表-4.6.2 に示す値を用いることができる。これは、平成 11 年度技術基準³⁾の第 8 編係留施設第 4 章重力式係船岸 4.3 安定計算における壁体の転倒に対する安全率（常時 1.2 以上、地震時は 1.1 以上）を参考に設定したものである。

表-4.6.2 転倒破壊の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる 部分係数 γ_R	荷重項に乗じる 部分係数 γ_S	調整係数 m
改良体の転倒 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.20
改良体の転倒 (レベル1地震動に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.10

4.7 改良体の強度検討

改良体の圧縮破壊、せん断破壊及び引張破壊に対して所要の安全性が確保されるものとする。

〔解説〕

- (1) 改良体内部に発生する圧縮応力度、せん断応力度、引張応力度について、式(4.7.1)により照査を行う。なお、次式において添え字 k および d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (4.7.1)$$

ここに、

R : 抵抗項(kN・m/m)であり、3.7 改良体の設計強度より求めた各設計強度の特性値を R_k とする。
 S : 荷重項(kN・m/m)であり、(2)より求めた各内部応力を S_k とする。
 γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数
 γ_S : 荷重項に乗じる部分係数
 m : 調整係数

なお、部分係数は構造物の重要性、荷重の種類、設計計算方法、材料の信頼性を考慮して、適切な値とする必要がある。改良体の強度検討に用いる部分係数の例を表-

4.7.1に示す。これらの値は、深層混合処理工法で用いられてきた安全率である常時 $F = 3$ 、地震時 $F = 2$ を参考に設定したものである⁴⁾。

表-4.7.1 改良体の強度検討に用いる部分係数の例

照査対象	抵抗項に乗じる 部分係数 γ_R	荷重項に乗じる 部分係数 γ_S	調整係数 m
改良体の強度検討 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	3.00
改良体の強度検討 (レベル1地震動に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	2.00

- (2) 本工法の改良体は、未改良の捨石マウンドと比べて強度及び変形係数が大きく、破壊時のひずみ量は小さい。そのため、ケーソン直下の捨石マウンドを改良することにより、捨石マウンドの剛性は改良部・未改良部で異なったものとなる。その剛性差により、地震等の作用により改良体に応力の集中が生じることが想定されるため、線形弾性解析や動的解析を用いて改良体に生ずる内部応力の検討を実施する。線形弾性解析の例を図-4.7.1に示す。

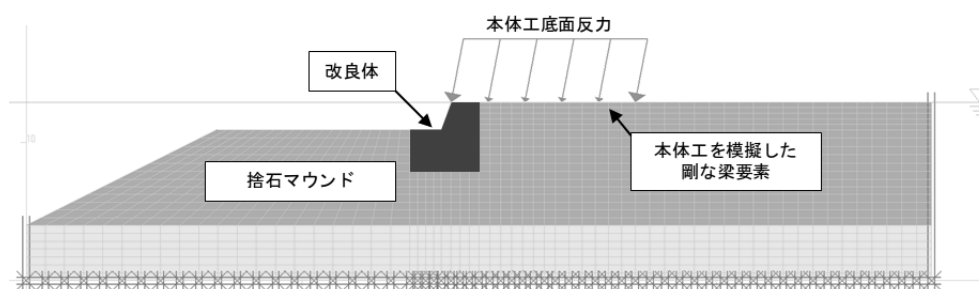


図-4.7.1 線形弾性解析の例

- (3) 本工法は捨石がケーソンを支えている状態で注入固化を行うため、注入直後に応力の集中は発生しない。その後、前面掘削や地震等の作用により応力の再配分が発生する。この過程を考慮した参考資料6の遠心模型実験結果は、増深掘削の影響は小さく、加振の大きさに応じて引張応力が増加する傾向を示した。線形弾性解析や動的解析でこれらの応力履歴をモデル化できない解析ツールを使用すると、初期応力状態において、過度な発生応力を評価することがあるため注意を要する。

4.8 構造物全体系の変形検討

本工法を採用した岸壁の変形量は、施設の要求性能に応じて、適切な手法を用いて検討するものとする。

〔解説〕

- (1) 構造物全体の変形量の限界値は、本工法の要求性能に応じて適切に定めることが望ま

しい。レベル1地震動に対する変形量の限界値は、技術基準[施設編]第5章2.2.2作用を参考に、耐震強化施設に対しては技術基準[施設編]第5章1.5耐震強化施設に関する留意点を参考に機能上の観点及び機能を回復できるまでの期間に基づいて、それぞれ設定する。なお、現時点では改良体の発生応力や底面反力と変形量の対応付けが難しいため、改良体強度やケーソン（本体工）底版及びフーチング部材の照査は別途実施することとした。

- (2) 動的解析については、技術基準[施設編]第5章2.2.4地震時における施設の変形量に対する性能照査を参考に実施する。
- (3) FLIPを用いた変形照査例を図-4.8.1に示す。

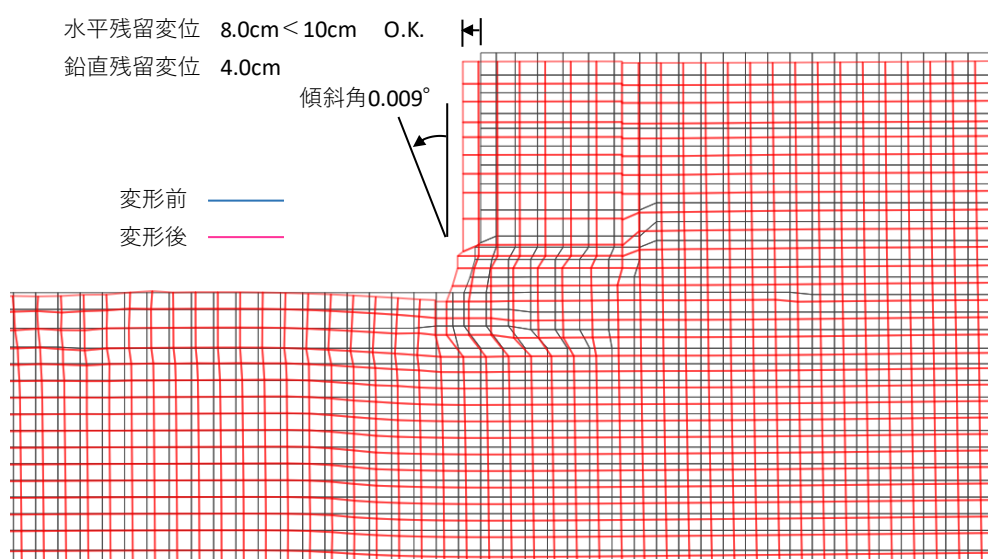


図-4.8.1 構造物全体系変形検討例（レベル1地震）

4.9 ケーソン底版の照査

地震作用時には応力の再配分が起こり、ケーソン底面反力に応力集中が発生する可能性があるため、適切な手法を用いてケーソン底版及びフーチングの照査を実施する。

〔解説〕

- (1) 4.7で述べたように、捨石マウンドに比べて改良体の剛性が大きいため、地震等の作用により改良体に応力集中が生じ、ケーソン底版及びフーチング部に大きな反力が作用することが想定される。したがって、適切な手法を用いてケーソンの底版及びフーチングに関する検討を実施する。
- (2) 参考資料3に示す遠心模型実験において、レベル1地震動レベルであれば、設計震度に基づく安定計算結果に近い底面反力分布を示した。線形弾性解析や動的解析を用いて底面反力を求める場合に、過度な応力集中を評価する場合があるため注意を要する。
- (3) 技術基準では、レベル2地震動に関する偶発状態において、構造部材の性能照査に用いる照査用震度は変形量 D_a を 50 cm として照査用震度を求めてもよいとされている。これは、1995年兵庫県南部地震で神戸港のケーソン岸壁に大変形が認められた場合で

あっても、ケーソン底版が破壊に至ったという事例が報告されていないことによる。しかしながら、参考資料 6 に示す遠心模型実験では底面反力の集中が見られることと、地震遭遇事例がまだないことから、レベル 2 地震に対しても動的解析等の適切な手法を用いて、底版及びフーチングの検討を実施するものとする。

- (4) 底版部は 4 辺固定版として設計されるが、改良体の剛性が高く底版の剛性と大きな差がなくなると、側壁や隔壁の支点部に応力が集中し、底版の曲げモーメントが低減される傾向がある。4 辺固定版の検討に代えて、改良体の剛性を考慮した 1 方向版としての検討を実施してもよい。

4.10 改良体の配置

- (1) 本工法では、球状の改良体を設定された改良域に順次注入することで改良域を形成する。この球体の重なりによって、設計上の改良域内において 100%改良となるように改良体を配置する。
- (2) 配置計画に当たっては、捨石削孔等の施工性やコスト等についても考慮する。

〔解説〕

- (1) 注入時には注入管先端から放射状に注入域が広がり、球状の改良体が形成される。次の隣り合う位置の注入を行うと、注入管先端から放射状に広がりながら、先行して注入した周りの未注入範囲に注入されていく。これを繰り返しながら、球体の重なりによって改良域が形成されていく。このことを考慮して、設計上の改良域が 100%改良となるように注入径と配置及び注入量を設定する。
- (2) 捨石掘削範囲が改良されないように捨石表面から 50 cm 程度控えた範囲を可塑性グラウトで改良し、掘削後に改良体の未改良部分を水中不分離性モルタルにて整形する。したがって、改良体の配置に当たっては、その範囲を除くケーソン底版部、海側及び陸側の側壁部、改良体底版部、球体のラップ部において 100%改良となることを確認する。注入量は、各球体体積の和から、球体ラップ部分を減じ、かつ改良設計範囲からはみ出す部分を加えた体積に、捨石の間隙率（一般的には 40%程度）を乗じて算定する。
- (3) 一般的な施工では、壁体前面に設けられた足場から斜め削孔を行うが、削孔角度が水平に近くなるほど、またケーシング長が長くなるほど、施工性が悪くなる。また、削孔費用が施工費に占める割合が大きいため、注入径を大きくして削孔本数を減らす方が、工費に有利となることが多い。したがって、施工性を十分考慮して配置計画を実施する。なお、施工性については、第 5 章 5.2 捨石削孔や参考資料 7 を参照されたい。
- (4) 図-4.10.1 に改良体の配置例を示す。設計上の改良域を 100%改良とすると、改良設計範囲から改良体のはみ出すこととなる。例えば左右に改良域が広がる場合には改良体の引張応力が増加するなどの影響も考えられるため、大きく改良体のはみ出す場合には、改めて改良体の検討を実施するのがよい。

第5章 施工

5.1 施工概要

- (1) 本工法では、捨石マウンドを削孔して可塑性グラウトを注入・固化したあと、重力式係船岸の前面側の捨石を掘削して増深を行う。
- (2) 本工法の施工前に、第2章 2.1 捨石マウンド調査に示すような試掘調査を実施する。その結果、捨石マウンド内に夾雑物が多量に確認された場合は、可塑性グラウトを注入する範囲について夾雑物除去を行う。
- (3) 充填実験、夾雑物除去実験、現地充填実験を実施することが望ましい。
- (4) 夾雑物除去は、可塑性グラウトを注入する前の適切な時期に行う。

〔解説〕

- (1) 標準的な施工方法の概要を図-5.1.1 に示す。

本工法では、重力式係船岸の安定を確保するため、設計で設定した捨石マウンドの範囲に可塑性グラウトを注入・固化する。設定した局所的な範囲に注入するため、可塑性グラウトをポンプ圧力により注入するが、圧力に応じて注入箇所から球状に広がるため捨石表層から一方向に流動させるような注入は難しい。そのため削孔機により捨石マウンドを削孔し、捨石マウンド内に挿入した注入管の先端からグラウトを注入する施工手順となる。可塑性グラウトを注入・固化したあと、重力式係船岸の前面側の捨石の掘削（増深）を行う。

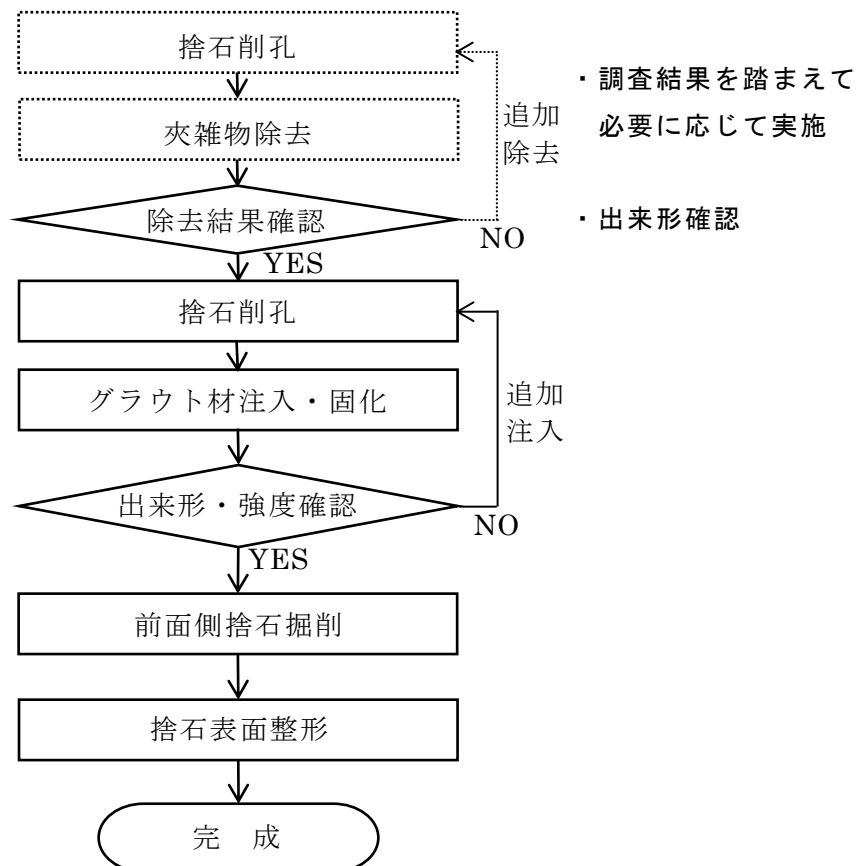


図-5.1.1 本工法の標準的な施工フロー

- (2) 捨石マウンド上に堆積物が確認されている場合、捨石マウンド内に夾雑物（砂、粘土、礫や貝殻等）が存在する可能性が高い。また捨石マウンド上に堆積物がほとんどない場合でも、夾雑物が万一存在すればグラウト材注入の施工性や完成した改良体の強度に対して影響が大きい。そのため現地施工前に、第2章2.1 捨石マウンド調査に示すように、原則として捨石マウンドの試掘調査やボーリングなどによる試掘調査を実施し、捨石マウンド内の状況を調査する。

調査の結果、捨石マウンド内部に夾雑物が多量に確認された場合には、夾雑物がグラウト注入を阻害する可能性があるため除去する必要がある。

なお、革新的社会資本整備研究開発推進事業で調査した横浜港南本牧¹⁾の捨石マウンドでは、捨石マウンド上に厚さ1 m以上の堆積物が存在したため（写真-5.1.1）、捨石を潜水土により試掘して内部を確認した。このときの試掘深さは、大きな捨石を潜水土が手掘り可能な深さとして約1.2 mとした。調査の結果、写真-5.1.2のように捨石マウンド内部に細粒分混じり砂質礫（礫は貝殻）が多量に確認され、グラウト注入の支障になると考えられた。この調査結果により、捨石マウンド上に堆積物が厚く堆積しているような係船岸では、捨石マウンド内部に夾雑物が存在する可能性が高いと示唆され、可塑性グラウトを注入する範囲について夾雑物除去を行う必要があると考えられた。

川崎港東扇島の現場実証では、潜水土による調査の結果、捨石マウンド上に1 m以上の堆積物があり、横浜港南本牧と同様に捨石マウンド内部に夾雑物があると推定されたため、夾雑物除去工法を適用する計画とした。

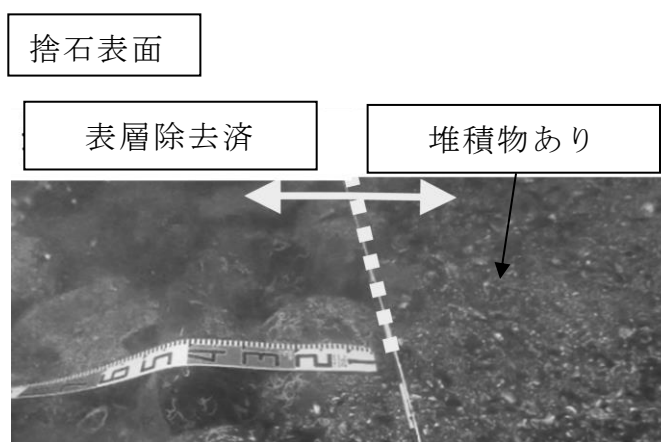


写真-5.1.1 横浜港南本牧における捨石マウンド天端面の堆積物

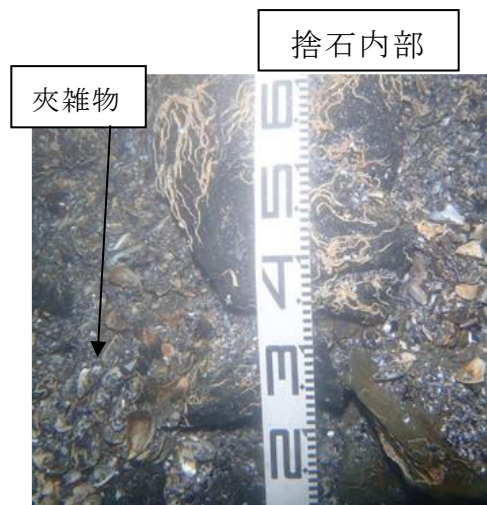


写真-5.1.2 横浜港南本牧の捨石マウンド内部（試掘部）

- (3) 本工法は、京浜港²⁾での実物大の施工実験、および川崎港東扇島での実岸壁への適用を完了しており、施工実績を積んできている。

京浜港では実物大の捨石マウンド（花崗岩 30～200 kg/個）に対して、また川崎港東扇島では実岸壁の捨石マウンド（硬質砂岩 50～100 kg/個）に対して同配合の可塑性グラウトを注入した。港湾空港技術研究所資料 No.945「均し精度がケーソン底版断面力

に及ぼす影響」³⁾（宮田正史、菅野高弘、長尾毅、篠原勝次、近藤隆道）によると、「実際の捨石の規格としては、各港湾建設局において、捨石 1 個当たりの質量の範囲を規定しており、一般的には数 10～数 100 kg/個の割石を用いている」とある。そのことから、これまで本工法を適用した事例は、概ね一般的な捨石の範囲と言え、川崎港で使用した可塑性グラウトの配合で注入できることが多いと考えられる。

しかしながら、今後も実施工等を通じて知見を深め、その設計施工技術の蓄積を図らなければならない。本ガイドラインは今後の技術の蓄積によりその内容を更新していくものとするが、当面の間、本工法の適用に当たっては施工に先立ち、充填実験や現地試験施工（夾雑物除去実験および現地充填実験）を実施することが望ましい。

なお、実績に当てはまらない特殊な施設を対象とする場合や、岸壁の増深ではなく防波堤のように大きな捨石を用いる施設を対象として可塑性グラウトを注入する場合は、実際に使用する捨石に対して可塑性グラウトの充填実験および現地試験施工を行うことが必要である。

ここで、夾雑物除去工法を適用したのは、川崎港東扇島の現場実証が初めてであり、その夾雑物は、細粒分混じり砂質礫（礫は貝殻）であった。現場実証前にあらかじめ実施した小型の予備実験において、夾雑物の種類をいくつか変えて吸引した結果では、夾雑物の種類による差はあまり無かった。ただし、この予備実験は小粒径の石に対していくつかの夾雑物に対して実施したものであり、必要に応じて夾雑物除去の現場実験を行うことが望ましい。

- (4) 夾雑物除去は、可塑性グラウト注入の前に行うが、グラウト注入の直前に行うことが望ましい。その理由として、夾雑物除去から可塑性グラウト注入まで長期間あくと、グラウト注入前に新たに夾雑物が侵入する可能性があるからである。

川崎港東扇島の現場実証では、対象範囲が岸壁延長 10 m 程度であったこともあり、対象範囲の夾雑物除去をすべて行った後に可塑性グラウトを注入した。改良体を構築する対象範囲が広い場合や施工の効率化を考えると、対象範囲の一部のみを夾雑物除去して可塑性グラウトを注入し、その後次の対象範囲に移動して夾雑物除去、可塑性グラウト注入をする方法もある。

また、夾雑物除去と可塑性グラウトの注入を同一孔で行うことも考えられるが、夾雑物除去できる範囲と可塑性グラウトを注入する範囲が合致するとは限らないので注意が必要である。川崎港東扇島で行った実績では、夾雑物除去できる範囲が直径 1 m 程度であったため削孔ピッチを 0.75 m としたことに對して、可塑性グラウトを注入する範囲は直径 2 m の球を削孔ピッチ 1.5 m であった。

5.2 捨石削孔

- (1) 堅固な捨石を水中で削孔する必要があるため、捨石層において削孔実績のある削孔方法を選定する。
- (2) 海上から捨石削孔を行う場合は、削孔角度やケーシング長等の施工条件を十分に考慮して、削孔手順等を設定する。
- (3) 捨石削孔に当たって、捨石マウンドの内部状況、可塑性グラウト材の充填性能、改良範囲（設計改良径）及び改良中心位置を勘案して、削孔ピッチ及び削孔角度、削孔長を決定する。

〔解説〕

- (1) 捨石削孔は、写真-5.2.1 に示すような削孔能力の高いロータリーパーカッション式のドリリングマシン（以下、RP機）により二重管を用いて削孔することを標準とする。代表的な機械の規格・重量の例を表-5.2.1 に示す。

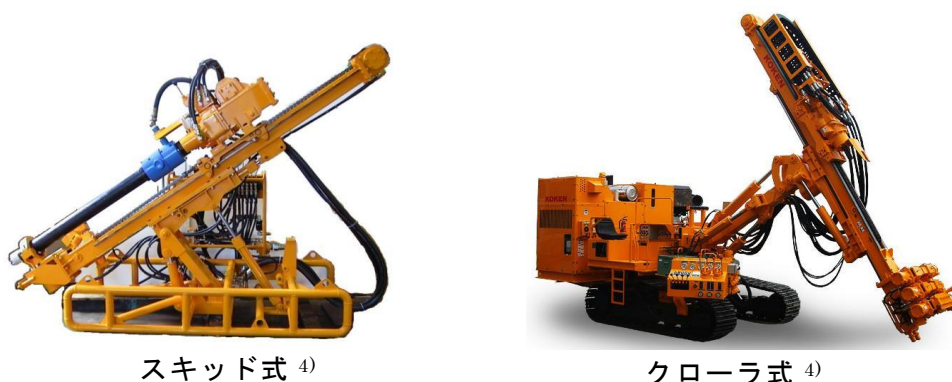


写真-5.2.1 ロータリーパーカッションドリル機（参考）

表-5.2.1 削孔機規格・重量（例）⁴⁾

機種	規格	機械重量 (t)
スキッド型 ドリリングマシン	ロータリーパーカッション式 スキッド型 55 kW	3.7
クローラ型 ドリリングマシン	ロータリーパーカッション式 クローラ型 81 kW (110 PS)	9.0

二重管削孔は、図-5.2.1 に示すような外部のリングビットやケーシング、内部のビット・ロッドからなる二重管の双方に打撃と回転を与えながら削孔する。

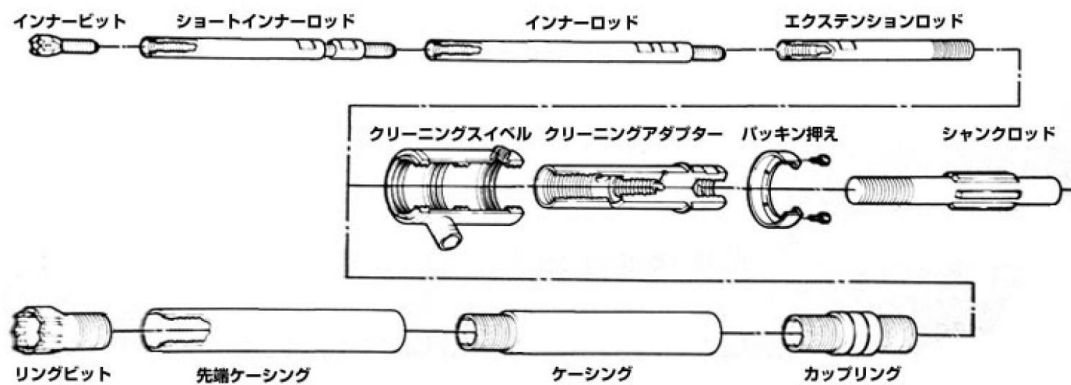


図-5. 2. 1 二重管削孔システム⁵⁾

(2) 海上からの捨石削孔作業

1) 適用条件

捨石削孔作業は、岸壁より張出し足場を設けて行う方法もあるが、岸壁から離れた位置からロッドを傾斜させて行うため、対象水深が深く、張出幅が大きくなると不安定になることから、実績がある SEP 台船から実施することを標準とする。川崎港東扇島の現場実証での施工状況を写真-5. 2. 2 および写真-5. 2. 3 に示す。



写真-5. 2. 2 川崎港における SEP 台船による捨石削孔状況



写真-5. 2. 3 川崎港における SEP 台船による捨石削孔状況（ケーソン直下の場合）

また、RP 機を SEP の端部に設置する場合があるが、ケーシングおよびインナーロードを人力で接続および回収のために、SEP にコの字形の張出し足場が必要となる（写真-5.2.3）。

削孔にあたって、以下の点に留意する必要がある。

- ① ケーシングの自由長が長すぎるとケーシング先端に衝撃や回転力が伝わりにくくなり、削孔不能となる恐れがある。また削孔位置を効率よく調整するためには、ケーシングの位置合わせに活用できる井桁状に組んだ鋼材が捨石マウンド上にあるとよい。

施工位置の水深にあわせて、削孔には以下の方法がある。

・水深が浅い場合

井桁状に組んだ鋼材を捨石マウンド天端面に設置し、SEP 台船上の RP 機と鋼材によってケーシング 2 箇所を拘束することで座屈を抑制する方法。鋼材を所定の位置に設置することで、削孔位置の調整にも役立てることができる。写真-5.2.4 に川崎港東扇島の現場実証にて適用した井桁状の鋼材の例を示す。このときの SEP 台船上面から捨石天端面までは 10 m の高低差（+4 m～-6 m）であった。

・水深が深い場合

水深が深く、RP 機と鋼材の 2 箇所の拘束では不十分な場合、海底面まで伸縮可能なガイド管と鋼材組みの架台等によりケーシングを拘束して自由長をできるだけ短くする。さらに捨石天端面に設置した井桁状の鋼材により拘束することで座屈を抑制する。井桁状の鋼材は削孔位置の調整にも役立つ。ケーシングの自由長および座屈長に注意して適用する必要がある。

- ② ガイド管拘束用の架台は、SEP 台船からケーソン前面側へ張り出す場合があるが、SEP 台船の安定確保のため、張出幅には制限がある。
- ③ SEP 台船上からの削孔は斜め下方向となるが、削孔角度が小さい（水平に近づく）と SEP 台船の設置位置が岸壁から離れる場所となり、上述の自由長及び架台の張出長から制限が生じる。

上記の①～③より、SEP 台船からの削孔においては、削孔用ケーシングの自由長を検

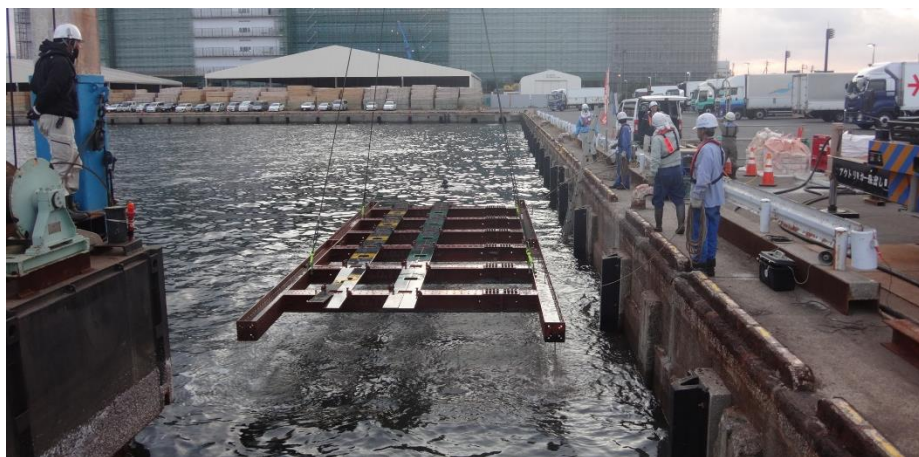


写真-5.2.4 川崎港東扇島における井桁状の鋼材（例）

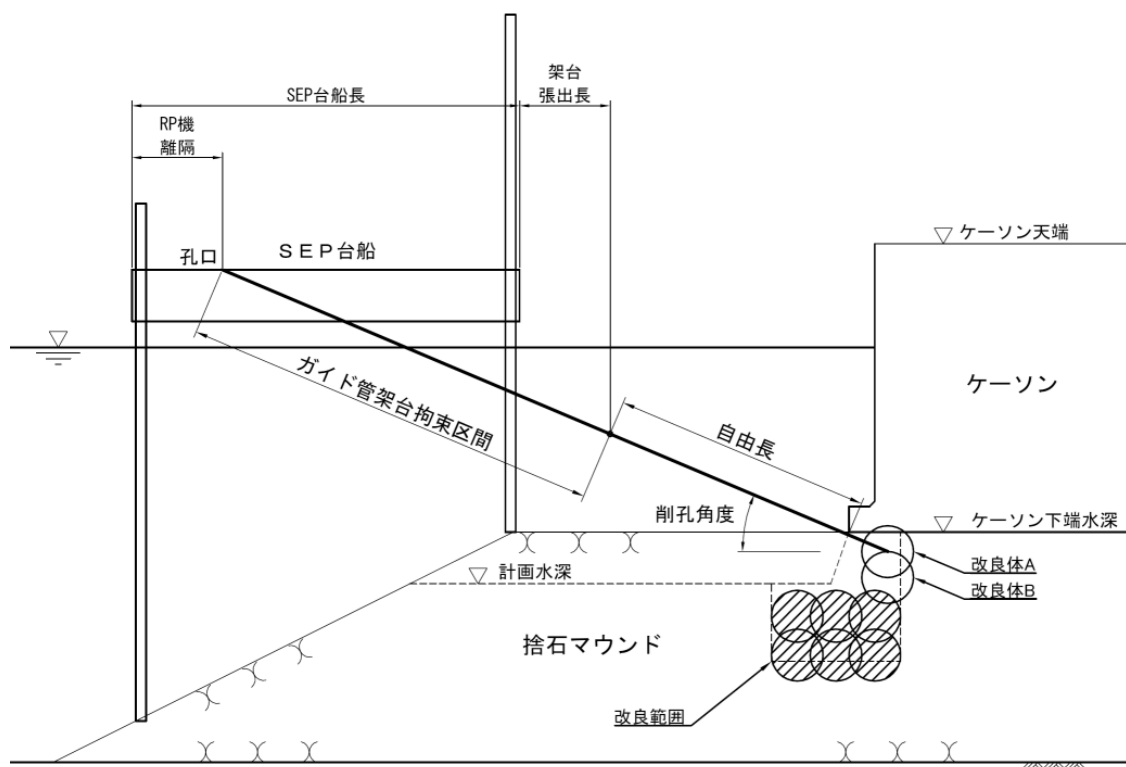


図-5.2.2 ケーソン下端限界水深イメージ

討する必要がある、水深が深くなりすぎると自由長を低減するための架台の張出幅にも限界があり、限界水深が存在する。(図-5.2.2 及び参考資料7 参照)。

2) 削孔～可塑性グラウト注入の一連の手順

SEP 台船からの削孔～可塑性グラウト注入について標準的な手順を下記に示す。

- ① SEP 台船の位置決めは、GPS、レーザーや光波測距儀等を利用した誘導・微調整により行う。SEP 台船の下面位置は、作業時の波高に応じて必要な高さを確保する。
- ② スパッドの着底状況を潜水士により確認する。
- ③ 捨石マウンドの天端面に井桁状の鋼材を位置合わせして設置する。
- ④ 削孔時におけるケーシングの座屈、変位を防止するために、図-5.2.3 に示すように SEP 台船下部に海底面まで伸縮可能なガイド管を装備し、ガイド管を削孔位置まで誘導・固定する。誘導・固定時には捨石マウンドの天端面に設置した井桁状の鋼材を活用する。ガイド管は、外側ケーシングの座屈、変位を抑制できる径を選定する。また、場合によっては外側ケーシングの径を大きくすることや高強度の部材を用いること等の座屈対策を検討する必要がある。

また、適用水深が浅い場合は、伸縮可能なガイド管を用いずに捨石マウンドの天端面に設置した井桁状の鋼材により座屈対策を行い、井桁状の鋼材を活用してケーシングの誘導・固定を行う。

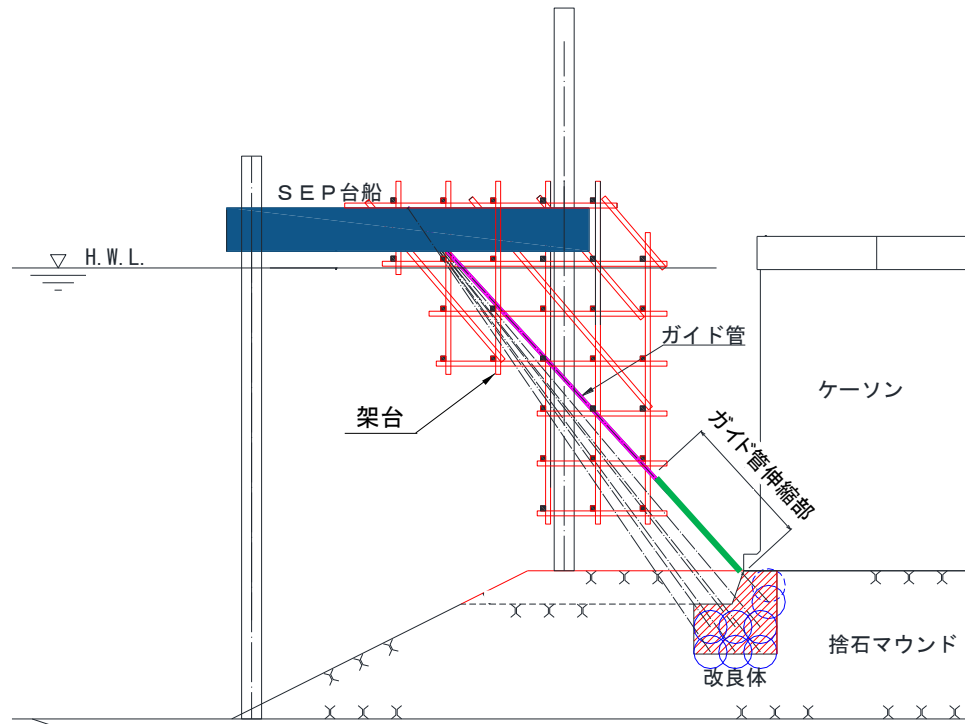


図-5.2.3 SEP 台船上からの削孔方法

- ⑤ ガイド管設置後、SEP 台船の揺れや変位を抑制するために、SEP 台船と岸壁との間に鋼材やワイヤー等の振れ止め材を設置する。
- ⑥ ケーシングをガイド管に沿って繋ぎながら着底させ、ケーシングの歪み等を潜水士により確認してセットする。
- ⑦ SEP 上のケーシング位置を光波測距儀等により確認し、捨石天端のケーシング位置を井桁状に組んだ鋼材への挿入位置により確認する。またケーシングの角度を SEP 上の RP 機等においてデジタル水準器等により確認する。
- ⑧ RP 機を使用して削孔する。削孔中にも随時ケーシング角度を確認することとする。斜め削孔による孔曲がりを防止するため、石材の打撃破砕が可能な内管ビットを備えた二重管ケーシング(外管による回転削孔に加えて内管ビットによる打撃を追加した削孔)とする。
- ⑨ 削孔長は、施工基面高さや全ケーシング長を測定しておき、削孔完了時の施工基面からの余長にて確認する。
- ⑩ 削孔完了後、ケーシングを残置してインナーロッドを回収する。
- ⑪ SEP 上からケーシング内に注入管を挿入する。注入管はクレーン等で吊ってケーシング上端まで誘導し、RP 機とケーシングに沿わせるように挿入していく。吊具等を盛り替えて、可塑性グラウト材注入位置まで挿入する。
- ⑫ ケーシングを抜管・回収する。
- ⑬ 潜水士によって、海中にある注入管上端に可塑性グラウトの圧送ホースを接続する。川崎港東扇島の現場実証では、捨石天端付近で接続した。
- ⑭ 後述の 5.4 に示すように、可塑性グラウト材を注入する。

⑮ 注入後、注入管を回収する。注入管の回収は、RP 機からケーシングを捨石上端までおろし、潜水土によりケーシング下端と注入管上端を繋いで、RP 機により注入管の角度にあわせて斜めに引っ張って抜管する。注入管が捨石内部からほぼ抜けてくれば、潜水土によって玉掛けしてクレーンにて抜管する。ガイド管についても回収し、設置位置の修正を行う。

⑯ ①～⑮の手順を繰り返し、同一断面の施工が全て完了後に次の断面を施工する。

なお、マウンド形状や係船岸の上部工の付帯設備等の位置関係から SEP 台船が適切な位置に設置できない場合、岸壁上から足場を張り出して削孔することが考えられるが、その削孔方法は SEP 台船上からの削孔と同様である。

また、夾雑物除去の場合は上記⑩以降の手順が変わるが、5.3 夾雑物除去に後述する。

(3) 削孔ピッチ、削孔角度及び削孔長

1) 削孔ピッチ、削孔角度

削孔ピッチは、設計改良範囲と可塑性グラウト材の充填可能範囲の関係によって決定される。ここで削孔ピッチとは、岸壁法線方向の削孔間隔である。一般的に削孔ピッチは、確実な充填のために可塑性グラウト材の充填可能範囲より短い削孔ピッチを設定する。

また、充填可能範囲は、可塑性グラウト材による充填試験に基づいて確認・設定することを原則とする。川崎港東扇島の現場実証では直径 2 m の球体、削孔ピッチ 1.5 m で行い、実物大充填実験では直径 2.3 m の改良球が構築できていた。削孔配置の設定に当たっては、最も大きな力が作用するケーソン底版と改良体が接する部分に未充填部分が生じないように設定する。

SEP 台船からの削孔は RP 機により行うため、SEP 台船上の RP 機の位置を確認して施工する。削孔角度はスラント等にて所定の打設角度にドリリングマシンのガイドセルの傾きを合わせる。また、削孔中も随時ケーシング角度を確認する。

削孔ピッチ、削孔角度など削孔位置に関する施工管理の内容を表-5.2.2 に示す。

表-5.2.2 削孔位置の施工管理

管理項目	測定方法
削孔管のピッチと角度	・ SEP 台船上において、RP 機の設置位置削孔角度を確認する。
捨石天端面の削孔管の位置	・ 捨石マウンド天端面に設置した井桁状の鋼材を定規として位置確認

2) 削孔長

削孔長は、捨石表面から決定された改良体の中心までである。

削孔長の施工管理の例を表-5.2.3 に示すが、RP 機の施工精度を考慮し、センチメートル単位で管理する。削孔長は、注入材の吐出口の位置が改良体中心位置となる長さを削孔長の設計値とし、ケーシングの継ぎ足し数及び残尺で管理する。

表-5.2.3 削孔長の施工管理例⁶⁾

管理項目	管理方法	管理頻度	規格値
削孔長	ケーシングロッド長 残尺	各削孔箇所	設計値以上

また、RP 機の削孔において捨石削孔中に捨石を割らずに石材内を穿孔する状態となる可能性があり、注入材の吐出口が石材内に留まっていると注入材が広がらずに球体状の改良体が形成されない恐れがある。(図-5.2.4 参照)

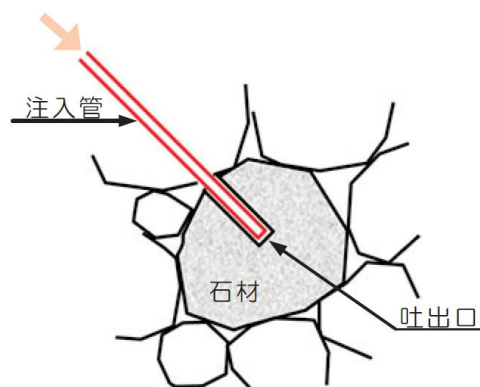


図-5.2.4 可塑性グラウト注入管と捨石石材との関係模式図

しかし、RP 機の削孔時に石材を穿孔中か否かの判断は難しいと考えられ、注入作業時の圧力等から総合的に判断する必要がある。例えば、注入時の圧力が注入量に比べて特に高い値となる場合は、削孔が捨石内で停止している可能性を考慮し、再削孔等の処置を検討する。

またこのような事態を避けるために、注入管先端の管の側面にスリットを設けるなど工夫を行うことも考えられる。

5.3 夾雑物除去

5.3.1 夾雑物除去の概要

- (1) 捨石マウンド内に夾雑物が多量に存在する場合は、可塑性グラウト材注入に先立って、夾雑物除去を行うことを基本とする。
- (2) 夾雑物除去のための削孔は、5.2 捨石削孔により行う。
- (3) 夾雑物除去において、ウォータージェットを吐出するときは、原地盤や捨石その他に対して影響を与えないように配慮しなければならない。

〔解説〕

- (1) 夾雑物除去は、捨石内に吸引管を挿入し、吸引管の最下端から水中サンドポンプの吸引力により夾雑物（砂、粘土、貝殻等）を吸引・除去する方法を標準とする。ポンプの吸引力により吸引できる範囲は限られ、また、捨石表層から夾雑物を除去することは困難であることから、吸引管を捨石マウンド内に挿入する必要がある。そのため捨石削孔が必要であり、削孔した孔内に吸引管を挿入するか、削孔したケーシングを吸引管として兼用して吸引する。なお川崎港東扇島の現場実証では、削孔用のケーシングを吸引管と兼ねて使用した。

また、夾雑物除去の効率化のため、吸引管の内部または近傍に設置したウォータージェット管からジェット水を吐出しながら吸引を行うとよい（図-5.3.1）。これは写真-5.3.1のように小型の予備実験⁷⁾で確認されており、川崎港東扇島の現場実験において夾雑物除去の効果が確認されている。

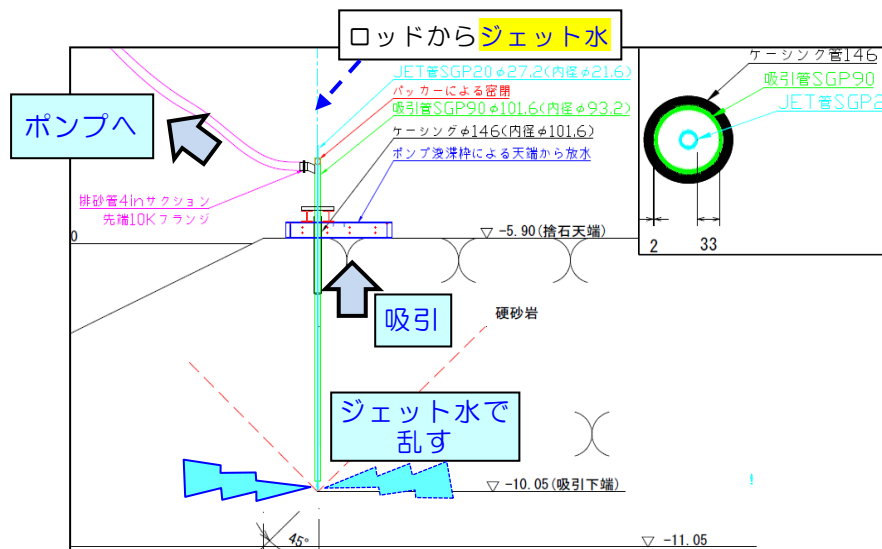


図-5.3.1 夾雑物除去方法の（例）イメージ図

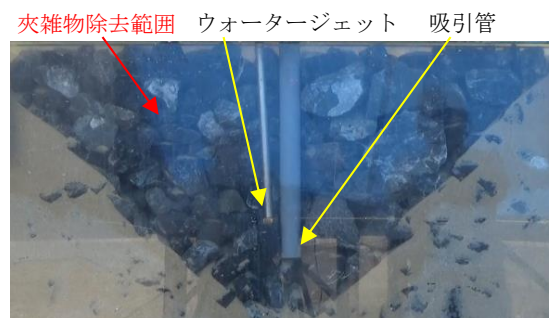


写真-5.3.1 小型実験での夾雑物除去の状況

- ③ケーシング削孔
- ④インナーロッド引上げ
- ⑤ケーシング接続部切り離し（潜水土）
- ⑥上側ケーシング引上げ
- ⑦RP 機移動
- ⑧ボーリングマシン設置（位置・角度調整）
- ⑨吸引用 T 字管設置（潜水土）
- ⑩ジェット管挿入（潜水土誘導）
- ⑪水中サンドポンプホース接続（潜水土）
- ⑫吸引開始
- ⑬ジェット管の回転と上下動（ボーリングマシンによる）
- ⑭透明管監視と重量測定（5.3.4 参照）
- ⑮吸引完了
- ⑯ジェット管引上げ
- ⑰サンドポンプホース・吸引用 T 字管の取外し（潜水土）
- ⑱ボーリングマシン移動
- ⑲RP 機設置（位置・角度調整）
- ⑳ケーシング上側降ろし
- ㉑ケーシング接続部の接続（潜水土）
- ㉒ケーシングの引上げ ⇒①に戻る

川崎港東扇島の現場実証では、ウォータージェット管については、先端にφ4 mm 程度の吐出口を 1 孔または 2 孔あけておき、そこからジェット水を水平に吐出した。1 孔または 2 孔としたのは、多くの吐出口を設けると 1 孔あたりの吐出水の圧力や吐出量が上がりにくいためである。また、下方向には吐出口をあけず、下向きにジェット水を吐出しないようにした。これは原地盤へ影響させないためである。

一方で、1 孔または 2 孔の孔数では広範囲にジェット水を吐出することができないため、ウォータージェット管の上端にボーリングマシンを取り付け、ウォータージェット管を回転・上下運動できるようにしてジェット水を 360° 吐出可能とし、さらに深度においても 50 cm 程度は上下できるようにした。これらの工夫により水流が一定の箇所を通過するのではなく変化をつけることができ、ジェット水の通り道の固定化を防止し夾雑物除去を効率的に行えるようにした。

除去した夾雑物は、揚陸した場合は廃棄物処理を行い、水中での横移動の場合は、関連する公的機関に確認・協議して処理方法を決定する。

- (2) 捨石削孔は、5.2 捨石削孔に示すような削孔能力の高いロータリーパーカッション式により行う。
- (3) ウォータージェットは、捨石マウンド内において比較的広範囲に夾雑物を崩して、吸引孔付近に落下させて吸引できるようにするため吐出する。ジェット水は吐出口から離れた箇所では拡散されて、かなり流速が低下すると考えられるが、吐出方向、吐出量、

吐出圧力によっては、周囲の捨石や原地盤に影響を与える可能性が無いとは言えない。特に原地盤が緩い砂地盤である場合には、ジェット水を原地盤近くで原地盤方向に吐出しないように配慮することが必要である。

5.3.2 吸引孔の配置計画

改良体の範囲、捨石マウンドの厚さ、捨石の大きさ、夾雑物の種類に応じて、1孔での夾雑物除去可能な範囲を設定し、吸引孔の配置計画を行う。

〔解説〕

夾雑物除去可能な範囲は、改良体の範囲、捨石マウンドの厚さ、捨石の大きさ、夾雑物の種類、ウォータージェットの吐出量と圧力、サンドポンプの吸引力に影響を受けると考えられる。

川崎港の現場実証では、現地での夾雑物除去実験での結果から吸引範囲が直径1 m程度と考えられたため、安全側に0.75 mピッチで削孔して夾雑物除去（吸引）を実施した。図-5.3.2に配置計画図（例）を示す。

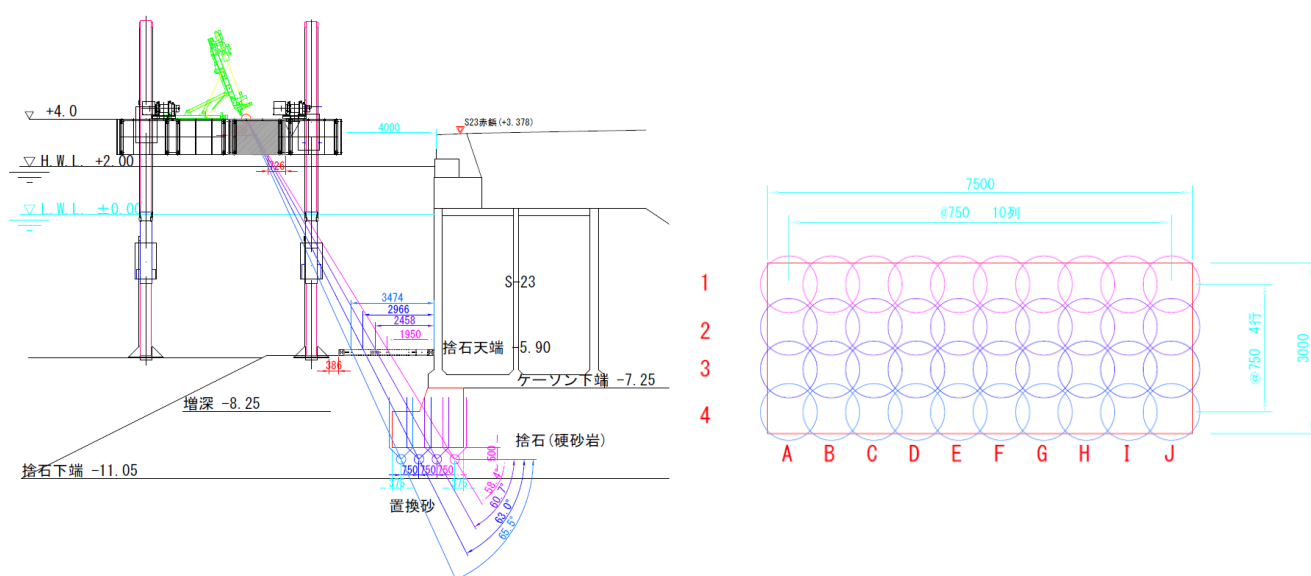


図-5.3.2 夾雑物除去の配置計画図（例）

5.3.3 夾雑物除去の施工機械

夾雑物除去は、現場作業条件に適合する性能を有する施工機械を選定して行うものとする。

〔解説〕

表-5.3.1 に川崎港東扇島の現場実証で使用した夾雑物除去の設備構成（例）を示す。吸引箇所の高さや夾雑物の種類によって、機械仕様の検討が必要である。

表-5.3.1 夾雑物除去の設備構成一覧（例）削孔含む

機械名称	仕様・規格	単位	数量	備考
削孔機（RP 機）	ロータリーパーカッション式ボーリングマシン（スキッド型）油圧式 55 kW	台	1	
油圧ユニット		台	1	
ボーリングポンプ		台	1	
削孔用水槽	5 m ³	個	1	
水中サンドポンプ	6 インチ 吸引	台	1	
ボーリングマシン	ジェット管上下回転用	台	1	
ウォータージェット用ポンプ	高圧ジェットグラウトポンプ	台	1	
ウォータージェット管	径 25 mm や 50 mm 先端孔付き	本	1	
発電機	300 kVA	台	1	
発電機	150 kVA	台	2	
透明アクリル管	施工管理用 1m 程度	個	1	
重量測定用タンク	20 m ³ 級	個	1	
重量測定器	トラックスケール等	組	1	
吸引ホース	4～6 インチ	式	1	
ケーシング分割用の治具	写真-5.3.3 参照	個	1	
吸引用 T 字管	写真-5.3.4 参照	個	1	
機器設置・作業用架台		式	1	
クレーン付台船		隻	1	

5.3.4 夾雑物除去の施工管理

- (1) 夾雑物除去の施工管理は、吸引ホースの途中に設けた透明管やサンドポンプからの排出口において目視等で濁度等を確認することと、吸引した夾雑物の重量等を測定することで行うことを基本とする。
- (2) 5.3.2 で想定した夾雑物除去範囲において、当該現場の夾雑物除去実験や類似箇所での実績吸引量から、吸引する夾雑物の量を設定して、吸引中や吸引完了の施工管理に活かすのが良い。実績等がない場合は、捨石の間隙に夾雑物が全て詰まっていると想定した吸引量を設定し、施工中の吸引状況を勘案して修正し、施工管理に活用するのが良い。
- (3) 吸引完了については、吸引中の水の濁度や、吸引した夾雑物の重量を勘案して判断する。

〔解説〕

- (1) 夾雑物除去の施工管理では、吸引した水の濁度等を目視等により確認することで、夾雑物の吸引状況を確認することができる。例えば、川崎港東扇島の現場実証では、吸引ホースの途中に透明管を設けて、写真-5.3.5 のように吸引した水を目視で確認した。水

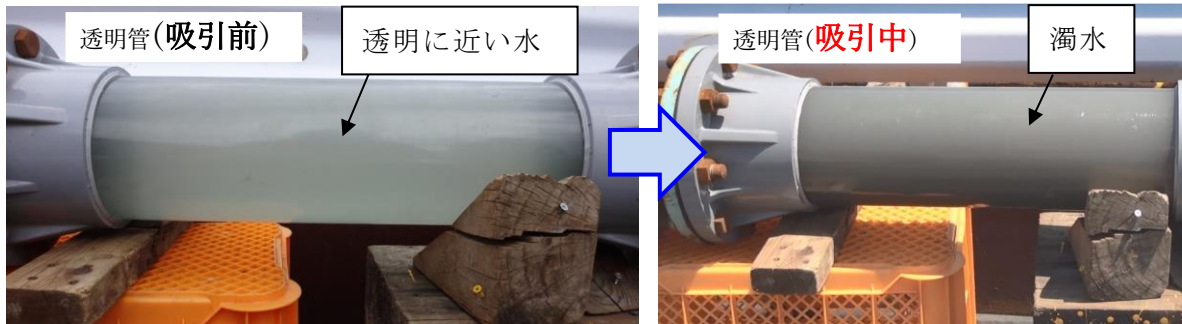


写真-5.3.5 夾雑物除去の吸引状況

の濁度の状況だけではなく、砂や石などの比較的粒度の大きい夾雑物は透明管内の下部を通過している状況を目視等で確認できた。

さらに、吸引した夾雑物を土運船等に貯留する場合は、排出箇所での水の濁度等を確認することで吸引状況を把握できる。また、吸引した夾雑物を容器に溜めて重量を測定し、累積重量とその増加傾向を観測することで、吸引状況を把握することができる。

これらの確認方法を組み合わせることで、夾雑物除去の施工管理を行うことを基本とする。

- (2) 夾雑物の吸引にあたっては、吸引する夾雑物の量を設定して吸引中や吸引完了の施工管理に活かすのが良い。例えば、当該現場において夾雑物除去実験を行い、1孔あたりの吸引量を測定している場合や、類似箇所で行った夾雑物の実績吸引量があれば活用することが望ましい。当該現場や類似現場での吸引実績がない場合は、捨石の間隙に夾雑物が全て詰まっていると想定して算定した吸引量を設定する（捨石の間隙率については参考資料8に示す）。その後、施工中の吸引状況を勘案して修正し施工管理に活用するのが良い。

なお、川崎港東扇島の現場実証では、捨石マウンド内の夾雑物は、捨石マウンドの間隙内に100%詰まっていなかったと考えられる。夾雑物を除去せずに可塑性グラウトを充填したケースにおいて、想定される空隙の約50%の量をグラウト注入できており、これは捨石マウンドの間隙内に夾雑物が100%詰まっていなかったためと考えられる。また、川崎港東扇島の現場実の夾雑物除去では、吸引する箇所がケーソンの手前から下側（陸側）になるにつれて、吸引量が少なくなる傾向にあった。捨石上の堆積物が自由落下することで捨石間の夾雑物になったため、このような分布状況を示したものと考えられる。

- (3) 吸引完了においては、以下の項目を勘案して吸引完了と判断する。ただしウォータージェット管の上下運動を行うなど、ジェット水の変化を試行した上で完了判断を行うことが望ましい。

- ①透明管において吸引した水の濁度が下がり透明に近くなること
- ②排出箇所での吸引した水の濁度が下がること（排出箇所を確認できる場合）
- ③吸引中の夾雑物の累積重量があまり変わらなくなること（夾雑物重量を測定する場合）
- ④想定している夾雑物除去範囲に存在すると考えられる夾雑物量と、吸引・測定した夾雑物の重量を比較して大きな相違がないこと

5.4 可塑性グラウト材注入

5.4.1 注入概要

- (1) 可塑性グラウト材の注入は、現場作業条件に適合する性能を有する施工機械を選定して行うものとする。
- (2) 可塑性グラウト材の注入は、削孔完了後、孔内に挿入した注入管へ注入ホースを接続し注入を行う。
- (3) 施工プラントは現場状況に応じて適切に配置する。
- (4) 可塑性グラウト材の注入には、パッカーを用いることを標準とする。

〔解説〕

- (1) 可塑性グラウト材は、セメント系材料である基材と可塑性を発揮させる可塑性材を別々に練り混ぜて別系統で圧送したあと、注入管に近い箇所に設置したスタティックミキサ内で混合してから捨石に注入する。図-5.4.1 に可塑性グラウト材の注入系統図例を示し、写真-5.4.1 に可塑性グラウト材の製造機器の例、写真-5.4.2 に可塑性グラウト材の練混ぜ状況を示す。この製造機器は少量製造の場合であり、実施工の場合はセメントサイロや、基材（セメントミルク）を自動計量・製造できるミキサを使用する必要がある。

可塑性グラウト材の注入量は、改良体を直径 2.0 m の球体と想定した場合、注入量の設定は約 1.8 m³ となる（参考資料 8：捨石の間隙率 40%と設定）。ただし、川崎港東扇島の現場実証では、京浜港での施工実験の結果を考慮して、ロス率 20%²⁾を割り増して所定注入量を 2050 ℓとしている（5.4.4 注入管理参照）。

1 日の打設数量と製造能力及び貯液量に留意して、注入に必要な量よりも十分に余裕を持った能力の設備を選定する必要がある。

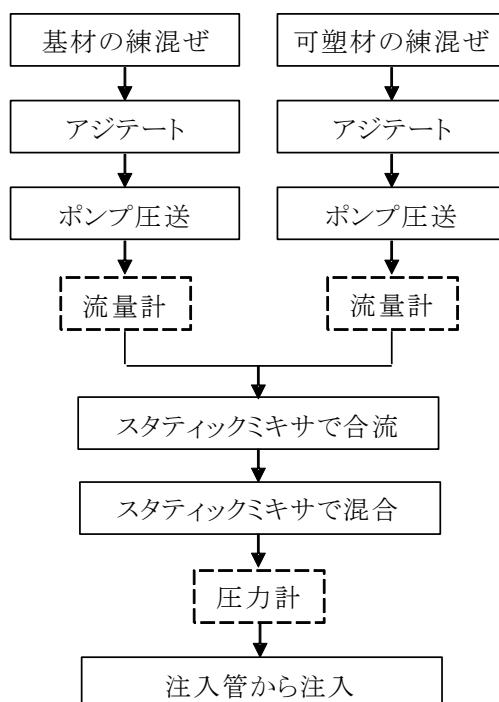


図-5.4.1 可塑性グラウト材注入系統図（例）



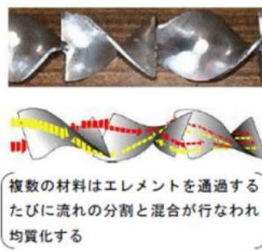
(a)基材練混ぜ用ミキシング装置（例）



(b)可塑性材練混ぜ用ミキシング装置（例）



鋼管
エレメント



屋外での充填実験
など少量製造の場
合の機器（例）

複数の材料はエレメントを通過する
たびに流れの分割と混合が行なわれ
均質化する

※スタティックミキサは、静止ミキサと称されている駆動部を必要としない静止型の混合器である。複数の材料はエレメントを通過するたびに流れの分割、転換、反転の作用により均一化に混合される。エレメントは長方形の板を左右逆方向に180度ひねった形状である。

写真-5.4.1 可塑性グラウト材の製造機器（例）⁸⁾



(a)基材練混ぜ状況



(b)可塑性材練混ぜ状況

写真-5.4.2 可塑性グラウト材の練混ぜ状況⁸⁾

(2) 本工法では、5.2 捨石削孔(2)2)削孔手順において示したように削孔したあと、孔内に挿入した注入管へ注入ホースを接続して可塑性グラウト材を注入する。注入完了後は、注入管を回収する。一連の施工方法は、前述の 5.2 捨石削孔(2)2)削孔手順の⑩～⑭に示す。注入中、注入量及び注入圧力は、自動で計測・記録するシステムを用いて管理する。また、注入中は、構造物の変位・変状の監視及び潜水土による注入管や捨石マウンドからのグラウト材の漏洩監視を行う。図-5.4.2 に注入フローを示す。

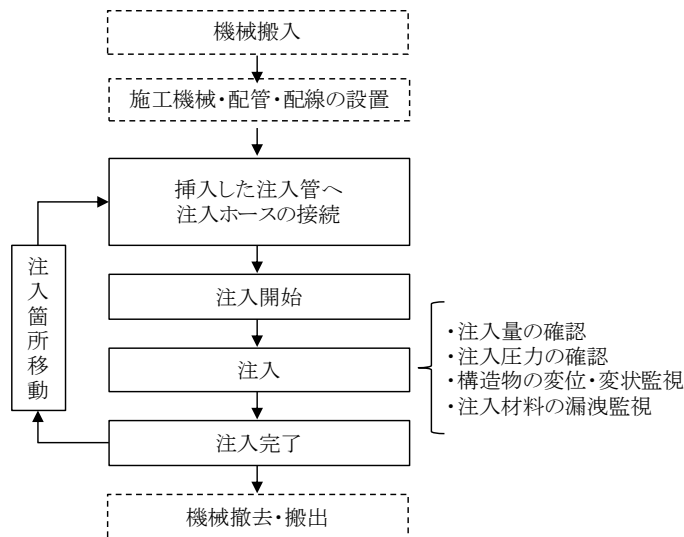


図-5.4.2 注入フロー

(3) 施工プラント

本工法は既設岸壁に適用する工法であるため、船舶の荷役作業などがある供用中の岸壁で施工を行うことが多いと考えられ、退避しやすい台船上に材料、プラントおよび圧送ポンプを設置して、台船上で製造からポンプ圧送を行うことを標準とする。

設備の退避をせずに岸壁ヤードを使用できる場合は、固定式プラントを岸壁に設置して使用することが考えられるが、供用中の岸壁では使用制限を受ける可能性がある。例えば、使用できる岸壁の面積が限られる場合や、施工場所から遠い場所しか使用できない場合などである。このような現場条件では、プラントを設置するための必要面積や可塑性グラウトの圧送可能距離を良く勘案して検討を行う必要がある。また適用するバース長が長い場合には、可塑性グラウトの圧送可能距離の制限から、岸壁上に設置したプラントを移動する必要が生じるので、移動回数や岸壁の使用制限を勘案し、台船上にプラントを設置することも含めて検討する必要がある。なお、川崎港東扇島で使用した可塑性グラウトでは、(基材と可塑材の2系統の圧送)⇒スタティックミキサ混合⇒(1系統の圧送)の流れで圧送し、2系統の圧送可能な長さの目安は50mで、スタティックミキサで混合してから1系統の圧送可能な長さの目安は20mである。表-5.4.1に施工プラントの設備構成例を示す。また、プラントの設置平面図の例を図-5.4.3に示す。

(4) パッカー

可塑性グラウト材の注入にあたっては、注入管の先端にパッカーを使用することを標準とする(写真-5.4.3)。パッカーは注入管に沿って、可塑性グラウトが上方に漏出することを防止するもので、川崎港の現場実証においても、注入後のパッカーへのグラウト付着状況を見ても効果が確認できており、使用することを標準とした。

なお、パッカーは捨石に直接触れることとなるため、場合によっては捨石との接触で損傷してしまうことが考えられる。川崎港東扇島の現場実証においてもパッカーに損傷が生じた。パッカーはすぐに用意できるものではないため、1個以上の予備を用意しておく必要がある。



写真-5.4.3 パッカー（設置状況：エアによる膨張前）

表-5.4.1 施工プラントにおける設備構成一覧（例）削孔機含む

機械名称	仕様・規格	単位	数量	備考
削孔機（RP 機）	ロータリーパーカッション式ボーリングマシン（スキッド型）油圧式 55 kW	台	1	
油圧ユニット		台	1	
削孔用水槽	5m ³	個	1	
クローラクレーン	（油） 4.9 t 吊	台	1	
セメントサイロ	30 t	台	1	必要に応じて計上
スラリープラント（基材）	基材（セメントミルク）練混ぜ	台	1	
グラウトポンプ（基材）	3 連プランジャーポンプ	台	1	
グラウトミキサ（可塑材）	並列 2 槽式 400 ℓ×2	台	1	
グラウトポンプ（可塑材）	横型三連プランジャー式 13～130 ℓ/min	台	1	
グラウト注入管理システム	圧力計、流量計、表示モニタ、ポンプ操作システム他	台	1	
発動発電機	ディーゼルエンジン駆動 排ガス対策型 150 kVA	台	2	
清水槽	12 m ³ 練混ぜおよび洗浄水	個	1	
排水槽	12 m ³	個	1	
スタティックミキサ	基材・可塑材混合	個	1	
パッカー		個	2	予備 1 個以上
パッカー用コンプレッサ		台	1	
パッカー用圧力計		台	1	
散水車（清水供給用）	タンク容量 3,800 ℓ	台	1	必要に応じて計上

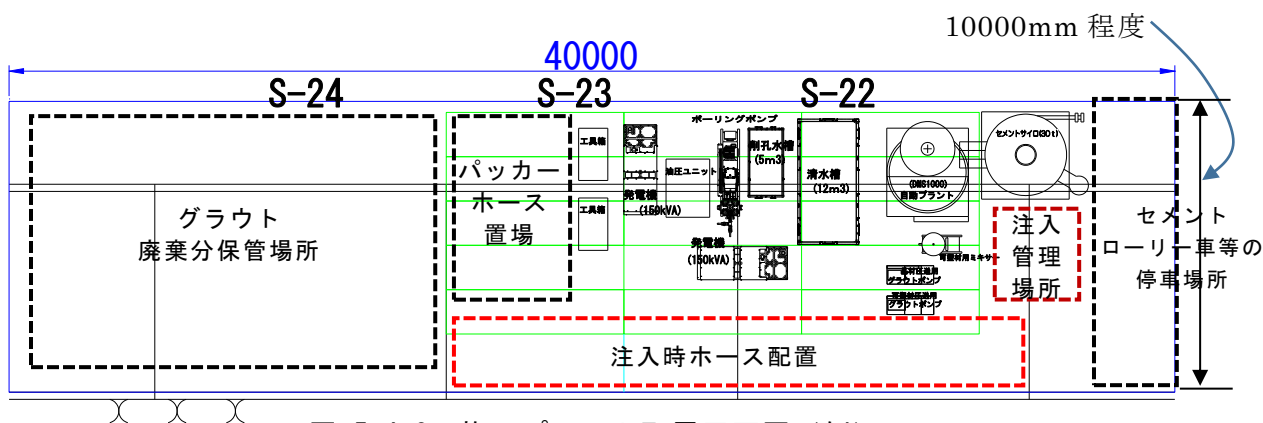


図-5.4.3 施工プラント配置平面図（例）

5.4.2 注入順序

- (1) 可塑性グラウト材の注入順序は、所定の範囲を確実に充填できるように定めることとし、断面方向の注入順序は、改良範囲の下方から順次上方に注入することを基本とする。法線方向の注入順序は、充填性とあわせて係船岸の安定性および施工の効率性を勘案して決定する。
- (2) 注入配置によっては、1 孔から複数の球体を連続注入することが可能な場合があるので注入順序において検討するのが良い。

〔解説〕

- (1) 本工法のように増深する深さが 2~3 m となる場合、岸壁の安定性を保持するために捨石を広範囲に事前撤去できない。そのため改良範囲上に捨石が存置されている状態で注入することを基本とする。また、撤去対象である捨石まで固化すると撤去作業に多大な労力を要するため、図-5.4.4 に示すように改良体の沖側の範囲 50 cm 程度を目安に表面整形部としてグラウトによる固化を行わないことを基本とする。

本工法では、SEP 台船によって岸壁沖側から捨石を斜め削孔することが標準となるため、適切な削孔順序を加味したうえで注入順序を決定する必要がある。そのため、注入順序は、削孔順序を踏まえ、所定範囲に確実な改良ができるよう、さらに改良範囲外の捨石に漏洩しないよう決定する。図-5.4.4 に本工法における断面方向の改良範囲の参考図を示し、図-5.4.5 に断面方向の注入順序の参考図を示す。注入は、改良体 A1 から E まで行う。注入順序は、ケーソン直下の改良体 C1 から B1、A1 と順に行い、1 段目完了後、2 段目の改良体 C2、B2、A2 の順に行い、改良体 D の次に、E の注入を行う。なお、基準面と改良体の空隙は、水中不分離性モルタルにて充填する（5.6 捨石表面整形 参照）。

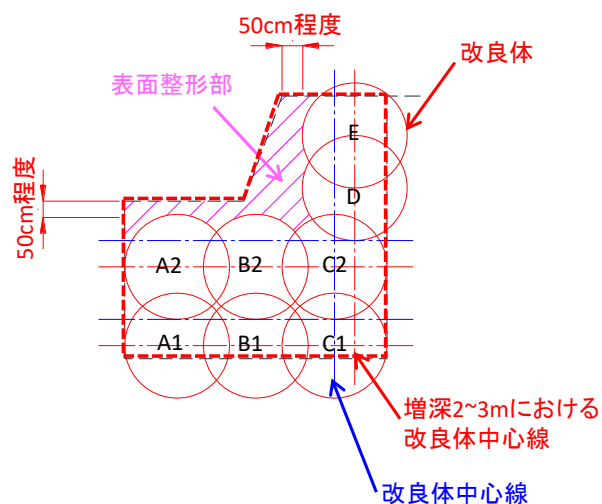


図-5.4.4 本工法における改良範囲の標準断面図（参考図）

断面方向の注入順序は、改良範囲の下方から順次上方に注入することを基本とする。法線方向は片押し注入するか、1 つ置きに注入後に間を注入することを基本とする。川崎港東扇島の現場実証では、片押しで可塑性グラウトを注入した。これは SEP 台船の移動回数を少なくして効率よく施工するためである。

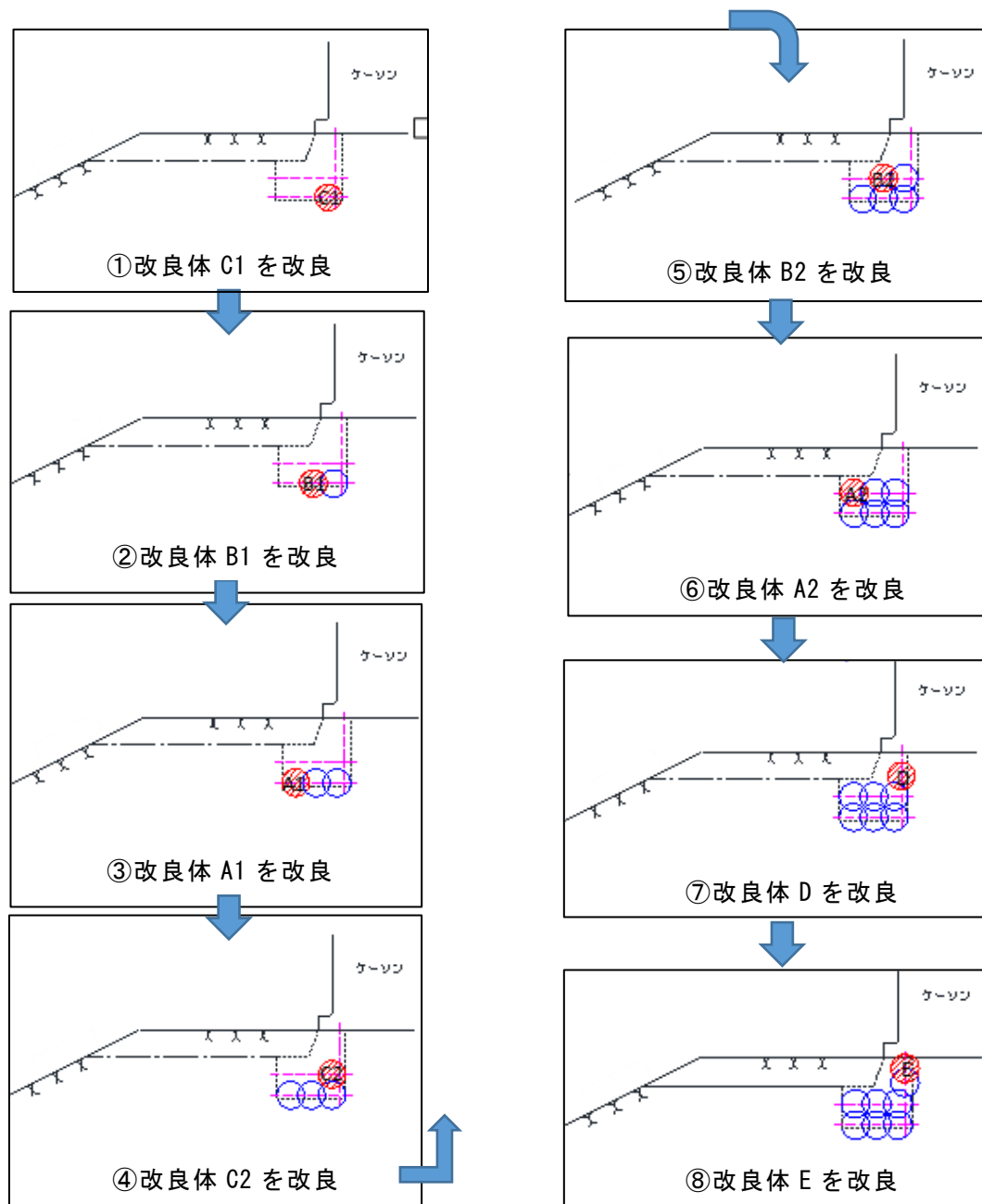


図-5.4.5 断面方向の注入手順（参考図）

- (2) 改良体（球）の注入配置によっては、1つの削孔孔から複数の改良体（球）を注入することが可能となる場合がある。このような場合は、1つの改良体（球）の注入後、注入管を所定の位置まで引き上げて再度注入を行うこととなる。

本工法の実物大充填実験⁹⁾で連続注入を試行した際に、1孔から上下2つの改良体（球）を構築できることを確認し、川崎港東扇島の現場実証では、1球目の改良体（球）の注入後、約1.5 m 注入管を人力で引き上げた後、2球目の注入を行うことができた。

ただし引き上げた注入管の先端が、先ほど注入した改良体（球）の中にとどまっている場合は注入に支障をきたすので、注入管先端位置および高さの管理、注入時の注入量と注入圧力の管理には注意する必要がある。

5.4.3 可塑性グラウト材の品質管理

可塑性グラウト材の品質管理は、納入材料の品質管理と施工時の品質管理に分けられる。施工開始前及び施工時において材料の品質確認及び要求性能に関する品質試験を実施し、所定の基準値を満足していることを確認する。

〔解説〕

可塑性グラウト材（単味）の品質管理は、配合試験等で決定した材料および配合により製造されていると確認することを目的とする。

納入材料に関しては、製造会社の発行する試験成績書による管理を原則とする。また施工品質に関しては流動性及び強度を管理項目とし、品質管理内容の例を表-5.4.2に示す。なお試験頻度は文献¹⁰⁾を参考に示したものである。

川崎港東扇島の現場実証においても、可塑性グラウトのフレッシュ性状を表-5.4.2に示す15打フロー130±15 mmで管理し、すべて規格値を満足した。なお自動製造可能なミキサにより可塑性グラウト基材（セメントミルク）を製造した際に、品質管理項目ではないが製造工程の確認のため1日に1回以上の頻度で密度測定も行った。

表-5.4.2 可塑性グラウト材（単味）の施工時の品質管理（例）

要求性能	項目	規格値	試験方法	試験頻度
流動性	フロー値 （打撃時）	130±15 mm （15打時）	NEXCO 試験法 313 に準じてプラスチック製シリンダーを用い JIS R5201 のフローテーブルにより行う	1日1回
強度	圧縮強度 （可塑性グラウト材のみ）	設計基準強度 より設定	JSCE F506 に準じて供試体を作製し、JIS A 1108 にて強度試験（φ50 mm×100 mm 円柱供試体）供試体 3本/回	1日1回 または 1回/50 m ³

※可塑性グラウト基材（セメントミルク）のみの密度測定を、1日に1回以上行うことが望ましい

5.4.4 注入管理

- (1) 可塑性グラウト注入時には、可塑性グラウトの流量および圧力を測定し、その安定状態により注入管理する。
- (2) 可塑性グラウト材の注入圧力は、可塑性グラウトのフレッシュ性状及び施工方法を十分考慮し、捨石からの漏出や係船岸への悪影響を生じないように、注入が可能な範囲で小さくしなければならない。

〔解説〕

- (1) 注入は、対象地盤の空隙を充填することが目的であることから、定量注入を原則として行う場合が多い。しかし、定量注入による注入管理だけでは、注入量を確保することを優先して注入圧力が過大となることも考えられ、その場合構造物の変状や改良範囲外への逸走等をきたす可能性もある。そのため、注入管理は注入圧力と注入量の両面で管理する。川崎港東扇島の現場実証では、自動計測システムを用いて注入量及び注入圧力を管理していた。

注入量は、事前の調査結果や施工実績等から得られた間隙率等のデータを基に設計量を算出することが望ましいが、データがない場合、捨石の間隙率 40%程度（参考資料 8

参照)であることから、改良体(球)の半径を r とし、京浜港ドックでの実物大実験の結果から設定したロス率 20%²⁾を加味して以下のように計算することができる。

$$1 \text{ 改良体(球) 注入量} = \frac{4}{3} \times \pi \times r^3 \times 0.4 \times 1.2$$

例えば改良体(球)半径 1 m (直径 2 m) の場合

$$\begin{aligned} \text{注入量} &= \frac{4}{3} \times \pi \times 1^3 \times 0.4 \times 1.2 \\ &= 2.01 \text{ m}^3 \Rightarrow 2.05 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

注入管理に用いる注入圧力は、岸壁上において圧力計により測定されることが多く、一方で本当に管理したい圧力は捨石間隙内に作用する圧力で、岸壁上から捨石間隙内まではホース圧送時の圧力損失がある。この圧力損失は、可塑性グラウトのフレッシュ性状、ホース径、ホース長などによって異なる。川崎港東扇島の現場実証では、ホース径 2 インチ、ホース長 20 m で圧力損失が 0.6~0.7 MPa であった。そのため岸壁上で測定および管理される圧力は、0.8~1 MPa 程度となっていた。

なお、注入圧力は時間の経過とともに順次上昇傾向を示すのが一般的であるが、空隙・地盤状況、注入材の逸走等により変化(上昇傾向、下降傾向または上昇・下降を繰り返すなど)する場合があるため、注入中の履歴についても捕捉し管理する必要がある。自動計測システムを使用すると注入中の継続的な管理が容易であり、活用することが望ましい。

また改良体(球)の配置によっては、可塑性グラウトがケーソン前面側に漏洩する可能性もあるので、注入中には潜水士により漏洩がないか監視しておくことが必要である。

1 孔ごとの注入完了基準は、以下を標準とする。

- ①設計注入量に達した場合
- ②規定した注入圧力の上限に達した場合(例えば機材の耐圧性能以下。2 MPa など)
- ③構造物の変位・変状または注入材料の漏洩が認められた場合

注入結果は、図-5.4.6 のような注入圧力図や注入量図等に取りまとめる。注入中の流量及び圧力を各孔にて計測し、記録・管理する。記録されたデータは、毎日の施工終了後にデータ処理し、日々の注入日報を作成して、全体の注入状況を管理する。

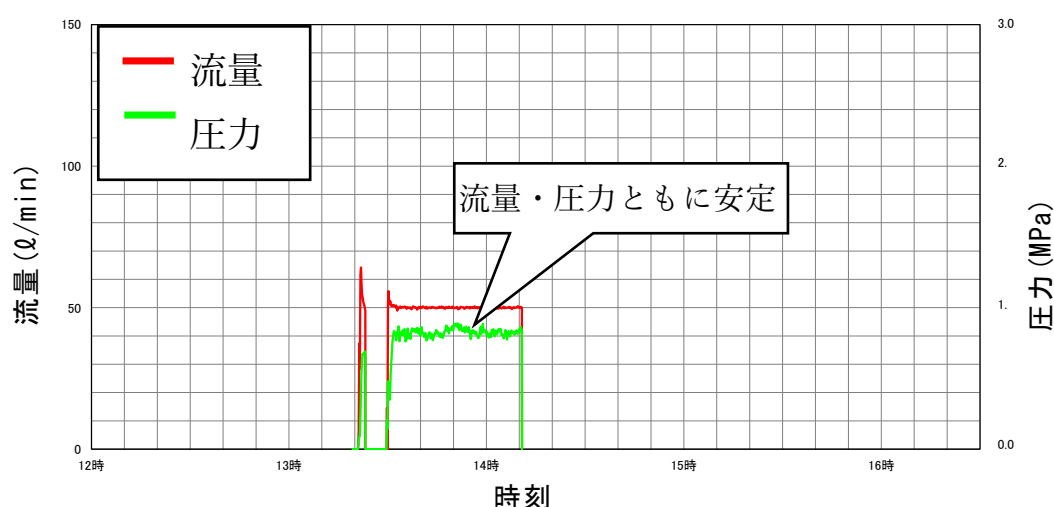


図-5.4.6 可塑性グラウト材注入結果取りまとめ(例)

- (2) 可塑性グラウトの注入中は、構造物の変位・変状の監視及び潜水土による注入管、捨石マウンドからのグラウト材の漏洩監視を行う。可塑性グラウトの注入圧力は、圧力計により管理を行うが、大きな圧力を作用させると捨石から可塑性グラウトが漏出することや、係船岸へ上方向の圧力を作用させて悪影響を及ぼす懸念がある。そのため、注入可能な範囲でなるべく注入圧力を小さくしなければならない。川崎港東扇島の現場実証では、岸壁上の圧力計では 0.8～1 MPa 程度で注入を行っていたが、注入量を保持するために一部では 1.5 MPa を示す場合もあった。ただし、この場合でも注入量および注入圧力は安定し、また機材の不具合や漏洩はなかったので、注入可能と判断し継続した。特に注意する必要があるのは、急激に圧力が上昇する場合や、機材の耐圧性能を超える過剰な圧力が作用するときなどである。

また、充填範囲が広範囲にわたる場合は、一度に注入できないので施工目地が必要である。重力式係船岸から自重が作用し、骨格が出来上がっている捨石内への注入であるので一体性を損ねる可能性は少ないと考えられ、さらに打継ぎ（施工目地）を故意に作った供試体による改良体強度を確認した参考文献¹¹⁾によると、打継ぎによる供試体の圧縮強度への影響は生じていなかった。

5.4.5 改良体の出来形確認および品質確認

- (1) 改良体の出来形は、捨石表面の目視確認とチェックボーリングにより確認することを標準とする。なお、ケーソン直下の出来形確認は、一部の捨石を 1.0 m 程度掘削した状態で実施する。
- (2) 改良体の品質は、サンプリングによって採取されたコアの観察により、充填性と付着性を確認することを標準とする。また、必要に応じて、改良体の強度確認を実施する。
- (3) 出来形不足が認められた場合には、追加注入を実施する。

〔解説〕

- (1) 平面及び深度方向の改良範囲は、ボーリングによるサンプリングで確認することを標準とする。また捨石表面について潜水土により目視観察し、固化材の充填性を確認する。出来形の管理基準及び規格値は表-5.4.3を参考に決定する。

なおケーソン底版直下については、SEP 台船から削孔する際に削孔角度を水平に近づけることが困難なことから、不十分な充填が想定されやすいことと、ボーリングによる出来形確認のため水中の水平ボーリングが必要となることから、ケーソン底版直下まで確認できるように捨石を 1.0 m 程度掘削した状態で実施する。また捨石の掘削面について目視確認を行う。

ボーリング箇所、位置と本数、サンプリング方法については、以下とする。

1) ボーリング箇所数

ボーリング箇所は施工規模や施工条件によって異なるが、ケーソン 2 函に 1 箇所を目安とする。

2) ボーリング位置と本数

ボーリング位置は改良体中心付近、改良体端部、及び充填が比較的難しいケーソン直下等より選定し、ボーリング箇所 1 箇所あたり 3 本程度のボーリングを実施する（図-5.4.7 参照）。

なお、ボーリングコア径は、 $\phi 86\text{ mm} \sim 116\text{ mm}$ の比較的大きなものを使用する((3)4)参照)。

3) サンプルング方法と試料の養生

出来形管理のために採取されたコアは、品質管理にも用いる。品質管理のうち捨石表面とグラウト材との付着性の評価及び強度試験については、サンプルングの良否に影響を受けやすいため、適切なサンプルング方法の選定と適切な試料の養生が必要である。ボーリングによるサンプルングでは、JGS 3211 ロータリー式チューブサンプルングによる軟岩試料の採取が参照できる。

サンプラーは GP サンプラー、ロータリー式スリーブ内臓二重管サンプラーやロータリー式三重管サンプラー、あるいはコンクリート用コアボーリング等を用い、サンプルング中はできるだけ試料に振動・衝撃を与えないよう配慮する。保管する場合には衝撃を与えないだけでなく、乾燥しないように十分注意する。

なお、サンプルング時期については後述する(3)3)を参照されたい。

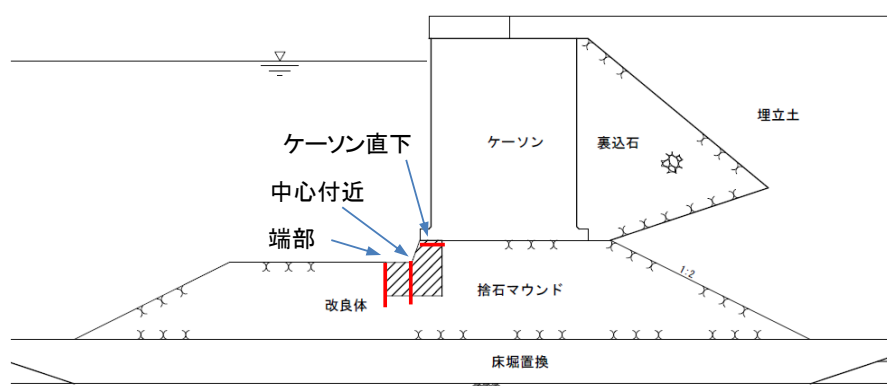


図-5.4.7 ボーリング位置（参考）

表-5.4.3 改良体の出来形管理基準及び規格値

項目	測定項目	規格値	測定基準	摘要
改良体	改良幅 W	設計値以上	ケーソン 2 函に 1 箇所測定。 1 箇所当たり 3 本程度測定。	
	改良厚 H	設計値以上		

(2) 改良体の品質確認は、出来形管理のためにサンプルングされたコアを用いて、コアの観察による充填性の確認と捨石表面におけるグラウト材の付着性の確認を実施する。また、必要に応じて、圧縮強度試験あるいは三軸試験による改良体の強度試験を実施する。

港湾空港技術研究所にて実施した改良済マウンドの力学特性に関する実験¹²⁾¹³⁾からは、粗粒材にグラウト材を注入固化した改良体の圧縮強度は、グラウト材の充填状況と粗粒材とグラウト材との付着力に支配されることが分かっている。また、三軸試験からは改良体が c- ϕ 材料として挙動することが確認され、ケーソン下の拘束状態においては、より大きな抵抗を期待できる可能性もある。よって、改良体を c 材として設定した必要強度よりも十分に大きな強度をもつグラウト材を使用する場合、グラウト材の捨石空

隙への充填性と捨石表面での付着性が良好であることが確認できれば、改良体をマスとして評価した必要強度は保証されると考えられる。したがって、改良体の品質確認は、出来形管理のためにサンプリングされたコアを用いて、以下の項目を実施する。

1) 充填性の確認

グラウト材の充填性の確認は、採取したコアによる表面の目視観察によって行い、グラウトが捨石間隙の80%以上充填されていることとする。コア採取率（充填されるべきコア長に対して実際に採取されたコアの割合を百分率で表示）によって評価する場合もある。川崎港東扇島の現場実証におけるコアを写真-5.4.4に示す。充填性確認時には、1%フェノールフタレイン溶液を噴霧すると、グラウトのみが赤色に着色されるので充填状況が明確になる。

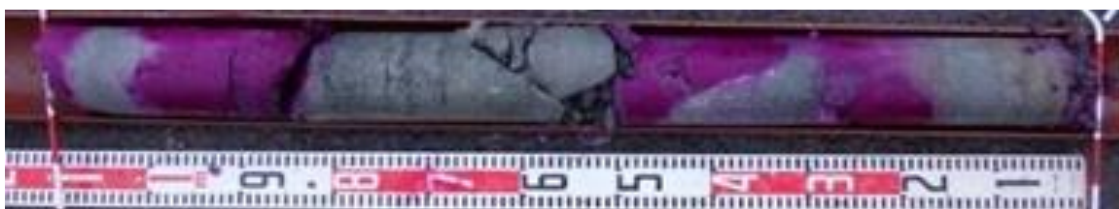


写真-5.4.4 サンプルングしたコアの状況（赤色が可塑性グラウト）

2) 捨石表面の付着性の確認

捨石表面のグラウト材の付着性の確認は採取されたコアの目視観察によって行う。ただし、サンプリング中の振動や衝撃によって捨石表面にクラックが発生している場合には、捨石表面のグラウト材の付着跡を観察するなどにより、付着性を評価する。

必要に応じて、圧縮強度試験を実施し、改良体の強度確認を実施する。捨石部と固化材との境界でクラックが発生し、圧縮強度試験が実施できない場合には、低圧の三軸試験を実施する。

3) コア採取時期及び採取方法

捨石の空隙にグラウト材を注入・固化した改良体であるため、適正な試料が採取できるようなコア採取時期及び採取方法を選定する必要がある。また、強度試験は材齢28日強度で確認することを標準とするが、強度発現が設計強度を十分上回ると想定される場合には7日あるいは14日強度を目標としてもよい。

4) 強度試験

圧縮強度試験は、JIS A 1107「コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」を参考に実施する。圧縮強度試験あるいは三軸試験を実施する供試体は、捨石の影響を考慮して、図-5.4.8¹⁴⁾に示すような供試体とならないよう注意する必要がある。また、京浜港ドックにおいて行われたコア供試体による圧縮強度試験¹⁵⁾では、捨石と可塑性グラウトの複合体である改良体の圧縮強度は、捨石の割合が多くなりすぎる（見かけの密度が大きくなる）と捨石の強度が支配的となり、グラウト自体の目標強度より大きくなっている。それに対してグラウトの割合が増える（見かけの密度が小さくなる）と、改良体の圧縮強度はグラウト自体の目標強度よりも小さくなる。これは捨石とグラウトの界面の付着力が支配的になるためと考えられる。このため改良

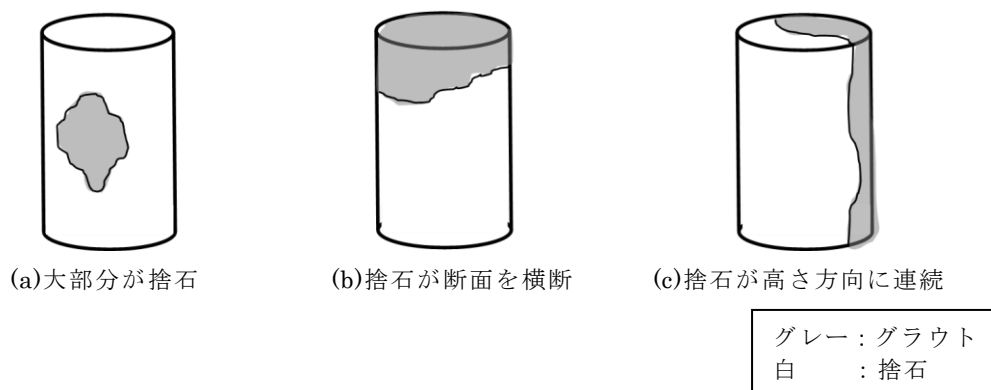


図-5.4.8 避けなければならない供試体（例）

体の強度を評価する適切な供試体として、参考文献¹⁵⁾では供試体の表面積比（グラウト/捨石）が1.0以上の供試体を選定することとしている。

また、強度管理には統計的手法を用いることが望ましいが、1本のサンプリングコアから多くの供試体を採取することは難しいため、強度は平均値で評価するのが一般的である。

なお、コンクリートの圧縮強度試験の際には、粗骨材径の3倍程度以上の直径をもつ供試体を用いることが望ましいとされているが、捨石径の3倍程度の供試体を作製することは現実的ではない。また、捨石部は相当硬いため、空隙や捨石とグラウト材の境界部、及びグラウト材自体を含めた供試体とすれば、現地改良体のマスとしての強度よりも小さい強度を測っているとみなせる。したがって、 $\phi 86 \text{ mm} \sim 116 \text{ mm}$ の供試体を用いることを標準とした。

- (3) 出来形確認の結果、出来形不足が認められた場合には、追加注入を行う。また、強度不足や充填性に問題が確認された場合には、配合、施工方法の改善、及び追加注入等について検討を実施する。なお、発生頻度が多いと想定されるケーソン底版直下への追加注入の方法については、5.7 追加注入にて詳述する。

5.5 前面側捨石掘削

- (1) 出来形確認により可塑性グラウト材の充填に不具合が無いことを確認後、計画水深までの捨石撤去を行う。
- (2) 係船岸付近の捨石掘削部では、係船岸本体の損傷や沈下、傾斜等に注意して、係船岸の動態を監視しながら捨石撤去を行う。
- (3) 捨石掘削後は、整形、均しを行う。

〔解説〕

- (1) 出来形確認後、計画水深までの捨石撤去を行う。捨石掘削後、マウンド水平部分に可塑性グラウト材の保護用の水中不分離性モルタルを被覆するため、十分なレベルまでの捨石撤去を行う。

捨石掘削は、係船岸付近とその他の部分に分けて施工を行う。その他の部分については、クレーン付台船とバケットによるか、陸上クレーンとバケット（図-5.5.1 参照）によって行い、係船岸付近については係船岸本体を損傷しないために潜水土により行うことを標準とするが、場合によっては水中バックホウによる作業とする。

バケットでの施工は、係船岸本体を損傷しないよう注意しながら施工する必要がある、バケットを開いた状態でのケーソンとの離隔を 2 m 以上確保することが望ましい。

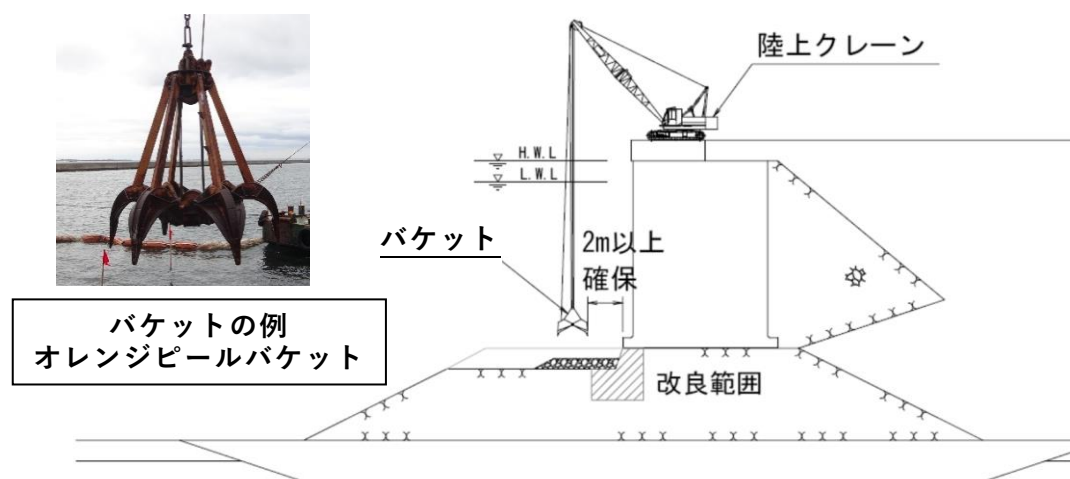


図-5.5.1 バケットによる捨石撤去状況（陸上クレーンの場合）

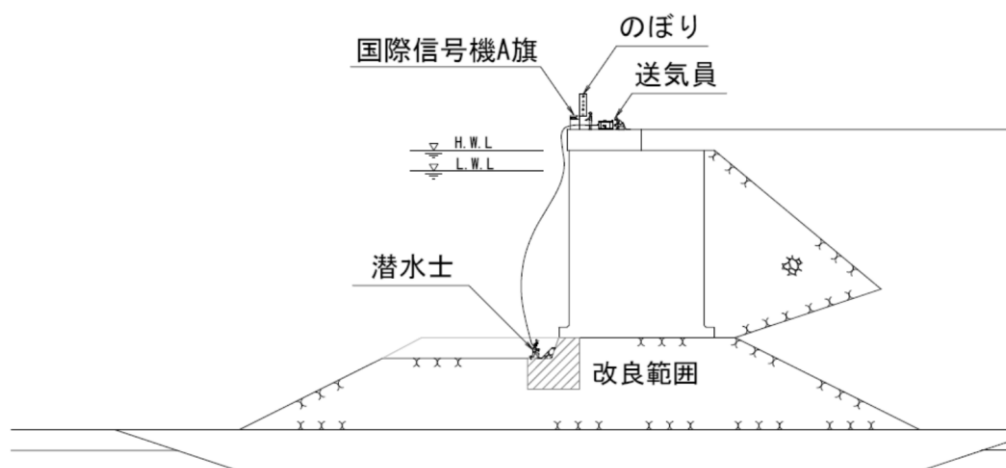


図-5.5.2 潜水土による係船岸付近の捨石撤去状況

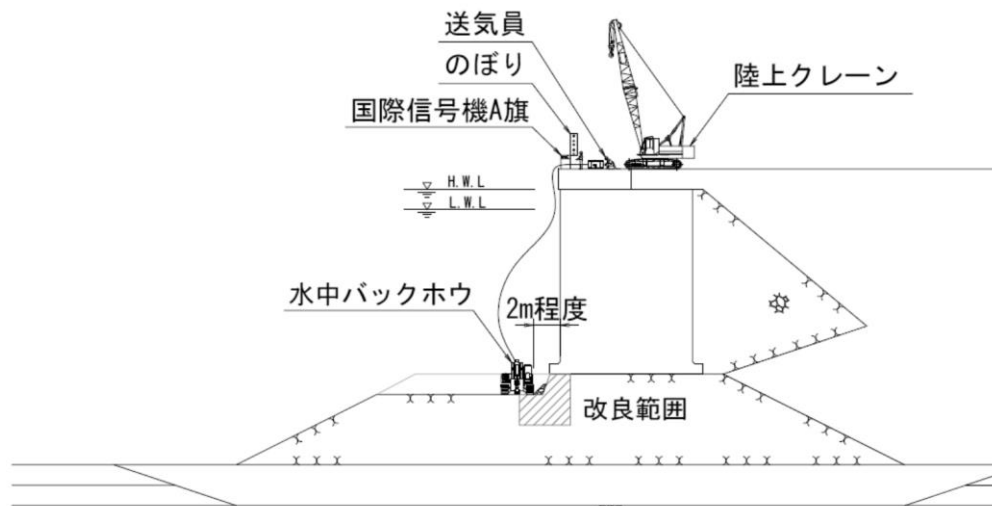


図-5.5.3 水中バックホウによる係船岸付近の捨石撤去状況

係船岸付近の掘削は潜土工による作業を標準とするが（図-5.5.2 参照）、岸壁に使用される通常の捨石の大きさであれば、人力で持ち上げることは難しく、転がして移動させることや集積して揚陸するなどの作業となる。水中バックホウで作業する場合は、係船岸法線方向に平行に移動しながら（図-5.5.3 参照）、アームを旋回して作業可能な、係船岸端部からの離隔幅を必要とする。図-5.5.4、図-5.5.5、表-5.5.1、および表-5.5.2 に水中バックホウの例を示す。水中バックホウを活用するには、水中である程度の視認性が必要となり、濁りが激しい場合は適用が難しい。また機材を調達できるかにも注意が必要である。

水中バックホウの施工は、バケット型のアタッチメントによる掻き出しと、係船岸付近部分において、削岩機型のアタッチメントを使用するはつり作業が考えられる。写真-5.5.1 にアタッチメントの例を示す。

撤去した捨石は、基本的にマウンド前面のマウンド拡幅に使用すること、または他工事での有効利用を図ることを基本とする。揚陸する場合は、ワイヤーモックを使用し、クレーン付台船や陸上のクローラクレーンで引き揚げる。

- (2) 係船岸付近の捨石撤去は、作業に伴う係船岸本体の損傷や、捨石撤去によるケーソンの沈下、傾斜等に注意して、監視を行いながら進める。したがって、計画時にケーソン本体の傾き、出入り幅及び高さの値を事前に調査しておく必要がある。動態観測の方法は 5.8 を参照する。

また、施工時の係船岸の安定性に配慮し、延長方向や掘削深度方向に分割施工を行う等、掘削時の安定を確保するための十分な検討が必要である。特に、平面的な掘削順序は重要であり、ケーソンは外周部で捨石に支持されている場合が多いため、ケーソン端部からの掘削は避けた方がよい。

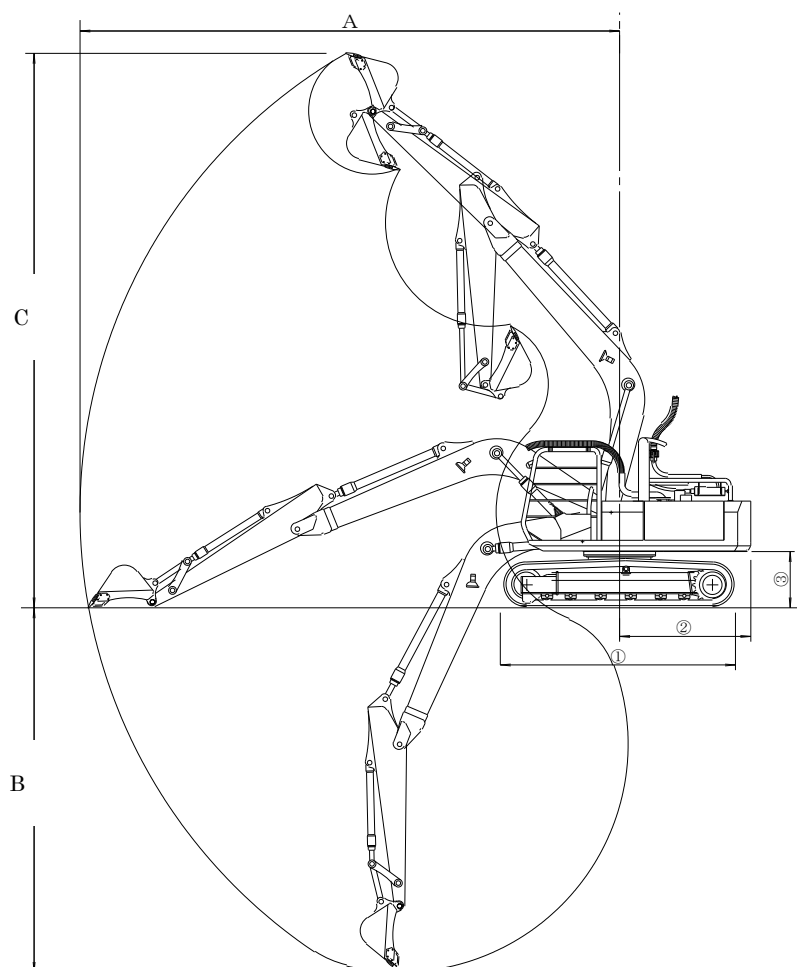


図-5.5.4 水中バックホウ(1)

表-5.5.1 水中バックホウ クラス別作業範囲比較表 寸法の単位：mm

規 格	60 級	100 級	120 級	200 級	220 級	320 級
バケツ	0.3m ³ 級	0.5m ³ 級	0.6m ³ 級	0.9m ³ 級	1.2m ³ 級	1.6m ³ 級
A	6,360	7,700	8,340	9,950	10,410	11,130
B	4,140	5,100	5,550	6,680	6,960	7,380
C	7,230	8,040	9,900	9,500	9,710	10,270
①	2,680	3,320	3,550	4,170	4,640	5,500
②	1,740	2,100	2,050	2,750	2,990	3,230
④	800	1,015	900	1,070	1,100	1,240
重 量	約 6.4t	約 10.5t	約 12.5t	約 20.1t	約 23.1t	約 33.0t

(注) 水中仕様のため、バケット容量は陸上仕様より1ランク大きくなっている。

重量は、気中重量を示し、装備により若干の変動がある。

捨石 ～800kg/個の場合、60 級を使用することを標準とする。

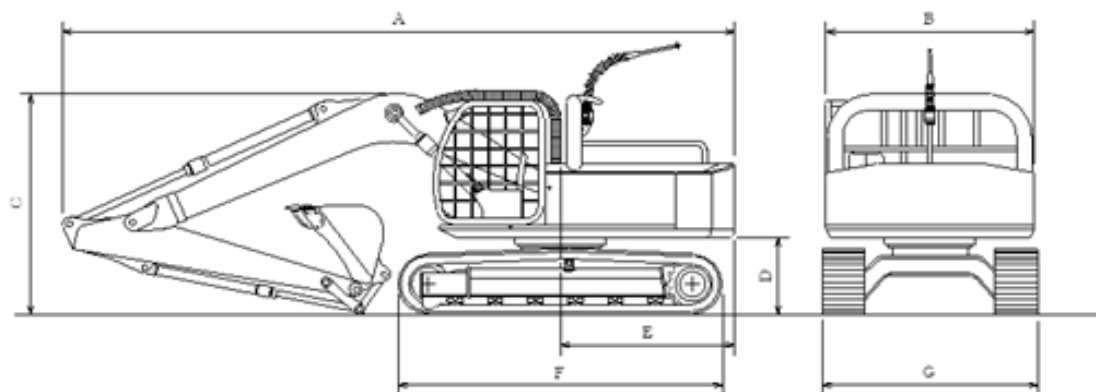


図-5.5.5 水中バックホウ(2)

表-5.5.2 水中バックホウ クラス別作業範囲比較表 寸法の単位：mm

規格	60 級	100 級	120 級	200 級	220 級	320 級
バケット	0.3m ³	0.5m ³	0.6m ³	0.9m ³	1.2m ³	1.6m ³
A	5,890	7,250	7,500	9,270	9,960	10,675
B	2,020	2,280	2,350	2,556	2,840	3,000
C	2,580	2,590	2,750	2,910	3,120	3,250
D	780	940	900	1,040	1,070	1,200
E	1,590	2,100	2,000	2,600	2,900	3,025
F	2,680	3,320	3,750	4,170	4,640	4,980
G	2,300	2,490	2,490	2,800	3,190	3,200
重量	約 6.4t	約 12.1t	約 12.5t	約 20.1t	約 23.5t	約 33.0t

(注) 水中仕様のため、バケット容量は陸上仕様より1ランク大きくなっている。

重量は、気中重量を示し、装備により若干の変動がある。

捨石 ～800kg/個の場合、60 級を使用することを標準とする。



爪付きバケット



油圧ブレーカ



削岩ブレーカ付きバケット

写真-5.5.1 各種アタッチメントの例

- (3) 計画水深までの捨石掘削後には、潜水土により捨石表面を目視で確認する。万一、可塑性グラウト材注入時に、捨石の盛り上がりやグラウト材の逸脱等が発生し改良体が築造限界（図-5.5.6）を侵している場合は、潜水土及びブレーカ等で撤去しなければならない。撤去した捨石やグラウト材はワイヤーモッコ等を使用して、クレーン付台船か陸上のクレーンで引き上げる。

計画水深までの捨石掘削後には、荒均しを行う。

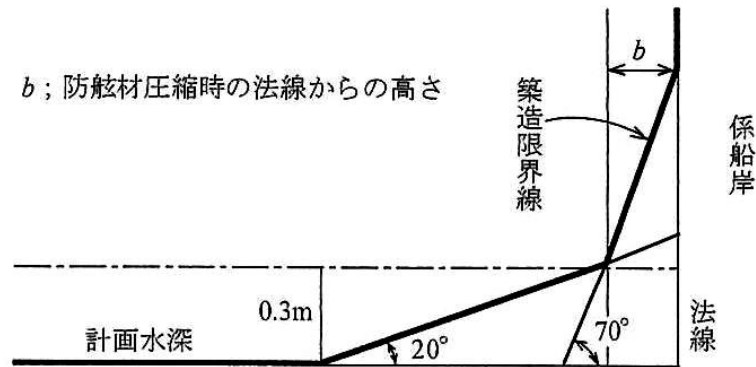


図-5.5.6 岸壁の築造限界¹⁶⁾

5.6 捨石表面整形

5.6.1 施工方法

未改良部の捨石掘削後に生じた改良体表面の凸凹は、水中不分離性モルタルにより表面保護を行う。

〔解説〕

改良体表面保護として、壁面部や改良体天端部（図-5.6.1 参照）にモルタルを打設する。使用するモルタルは、圧縮強度 24 N/mm^2 の水中不分離性モルタルを標準とする。また、型枠は鋼製型枠を使用することを標準とする。

水中不分離性モルタルについては、コンクリート標準示方書[施工編]¹⁷⁾に準拠する。

- 1) 改良体天端部では、図-5.6.1 に示すような可塑性グラウトの注入面から計画高さまでの未改良部分に対して水中不分離性モルタルを打設する。
- 2) 壁面の型枠組立は、潜水土とクレーンで行う。鋼製型枠の設置例を図-5.6.1、図-5.6.2 に示す。型枠の固定方法は、コンクリートブロックを抑えとして使用することを標準とする。型枠は十分な強度を有し、型枠の位置が保てるように適切な抑え重量を確保しなければならない。端部型枠は、壁面表面の形状に合わせて鋼板を加工する必要がある。また、水中不分離性モルタルの打設孔を 10 m 間隔以下に設置する。設置例を図-5.6.3 に示す。
- 3) 水中不分離性モルタルの打込みは、モルタルポンプまたはコンクリートポンプにより行うことを標準とする。打込み補助として潜水土を配置し、図-5.6.3 に示すようなホース挿入や、打込み状況の確認などを行う。また打込み中の型枠の損傷に備えて、クレーンも配置して置くことが望ましい。
- 4) 型枠解体は、水中不分離性モルタルの圧縮強度が 5 N/mm^2 以上となったことを確認

してから行う。なお圧縮強度は水中不分離性モルタル単味の供試体（水中養生）による圧縮強度試験により確認する。

5) 型枠の解体は、潜水土とクレーンで行う。

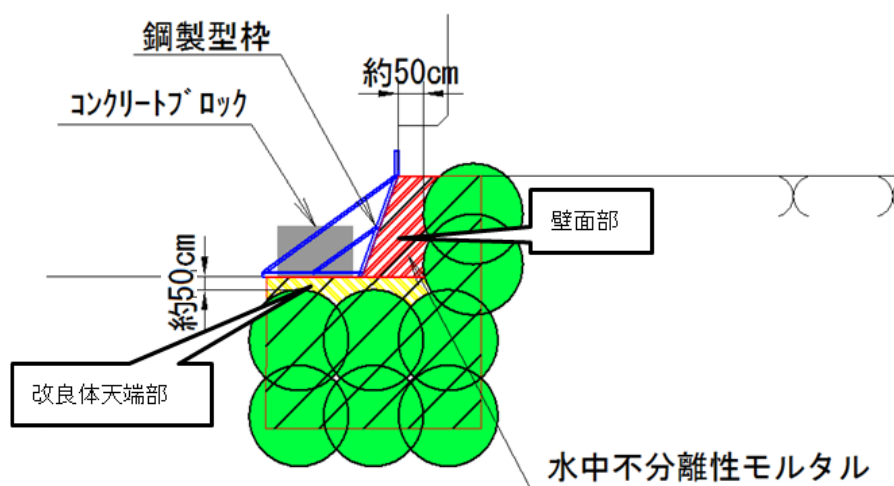


図-5.6.1 型枠設置図の例

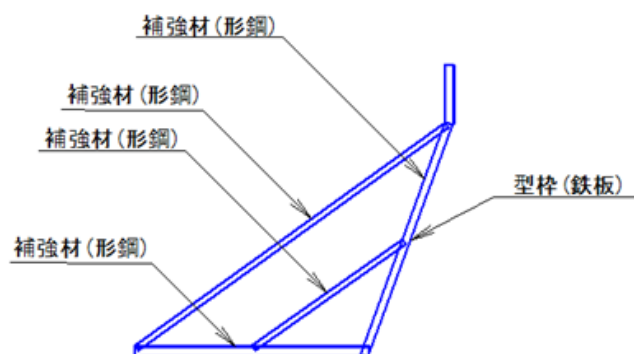


図-5.6.2 鋼製型枠例

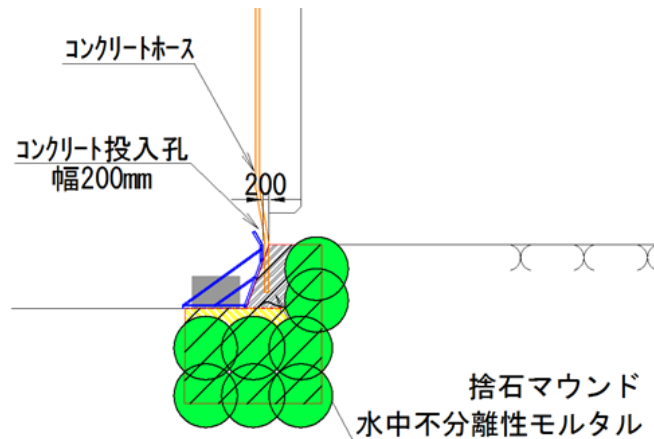


図-5.6.3 コンクリート打設孔の例

5.6.2 表面保護モルタルの品質管理

表面保護モルタルの品質管理試験は、所要の品質となるよう必要とされる特性値を選定し、適切な方法により実施する。一般のモルタルに対する品質管理項目に加えて、流動性、充填性、水中分離抵抗性等について適切な管理値を設定して試験により確認する。

〔解説〕

表面保護モルタルには、改良体強度以上の強度発現のほか、捨石の空隙及び捨石と型枠との空隙への充填性が要求される。したがって、品質管理項目には、一般のモルタルに対する品質管理項目に加えて、流動性、充填性、水中分離抵抗性等に関する項目が必要と考えられるため、水中不分離性コンクリート設計施工指針（案）¹⁸⁾や港湾工事共通仕様書¹⁹⁾等を参考に、品質管理項目、管理値、試験方法を適切に設定し、管理する。

5.7 追加注入

- (1) 5.4 出来形確認の結果や 5.5 および 5.6 施工時の状況によって、改良範囲へ追加注入する必要がある場合は、可塑性グラウト材の追加注入を行う。
- (2) 削孔は、SEP 台船による施工か潜水土による人力施工とする。
- (3) 追加注入は、可塑性グラウト材を用いることを基本とする。

〔解説〕

- (1) 出来形確認などの結果により改良範囲へ追加注入する必要がある場合は、可塑性グラウト材の追加注入を行う。注入は 5.4 で記載した機器等を用いて行うことが基本となるが、追加注入の箇所、予想される注入量、注入時期、機器の準備状況によって適切な機器を選定して追加注入を行う。
- (2) 追加注入のフローを図-5.7.1 および図-5.7.2 に示す。追加注入する箇所や時期によって、施工方法が異なり SEP 台船による施工か潜水土による人力施工を行う。

本工法において、捨石層に可塑性グラウト材を注入するための削孔は、海上からの SEP 台船を使用した機械化施工を標準としている。この場合、ケーソン底版直下の施工に対して斜め削孔にならざるをえず、注入管先端が底版下端より下方向に離れやすくなる。一方で、ケーソン底版直下での追加注入が必要な場合には、注入管の角度をなるべく水平にして注入管先端をケーソン底版近くとする方が注入しやすい。そのため、

底版直下に追加注入する必要がある場合、潜水土によって水平に近い削孔・追加注入を行うことが有効である。削孔方法としては、潜水土により削孔機（削岩機等）を用いて図-5.7.3 のように水平に削孔する方法が適している。ケーソン直下の追加注入の場合、出来形確認を行っている状況であると想定されるため、すでに 1 m 程度の厚さの捨石を撤去している状態であるので、捨石表面に削孔用架台を設置して、人力にて水平に削孔するときの支持架台とする。削孔時に削孔用架台へ伝わる反動に耐えうる反力が必要となるため、削孔用架台上にコンクリートブロックを設置するなど安定性を確保する。

なお、ケーソン底版直下以外の不具合に対する追加注入は、5.2 及び 5.4 に記載している標準的な削孔・注入方法と同様の施工を行うことが可能であるが、場合によっては潜水土による人力施工も適用できる。

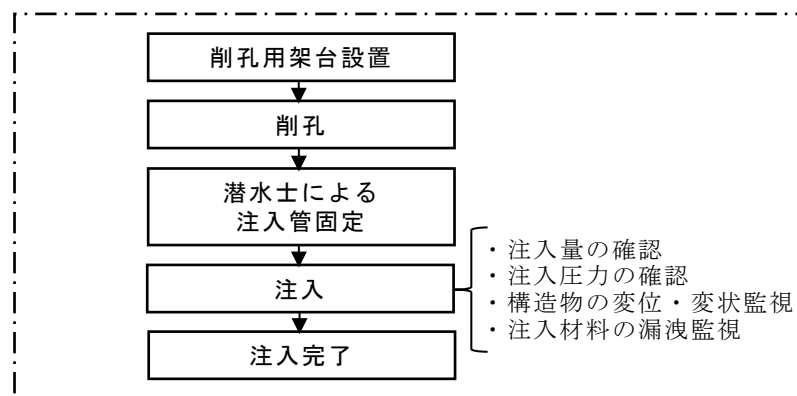


図-5.7.1 追加注入のフロー（潜水土による削孔の場合）

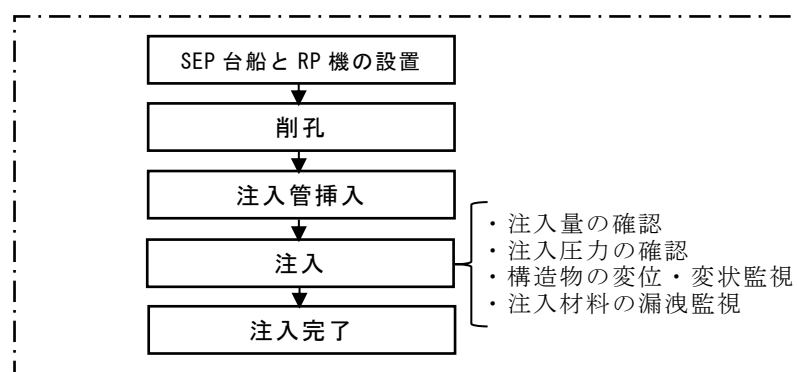


図-5.7.2 追加注入のフロー（RP機を使用した削孔の場合）

- (3) 注入は、アタッチメントにより注入管を接続して注入する。注入は、5.4 で記載した設備を用い、潜水土が削孔ロッドに注入管を接続して行う。注入材は 5.4 で使用したものを用いるか、改良体の出来形によっては配合の変更も検討する必要がある。また場合によっては可塑性グラウト材以外も選択することがありえるが、改良体強度や注入浸透距離等の確認が必要である。

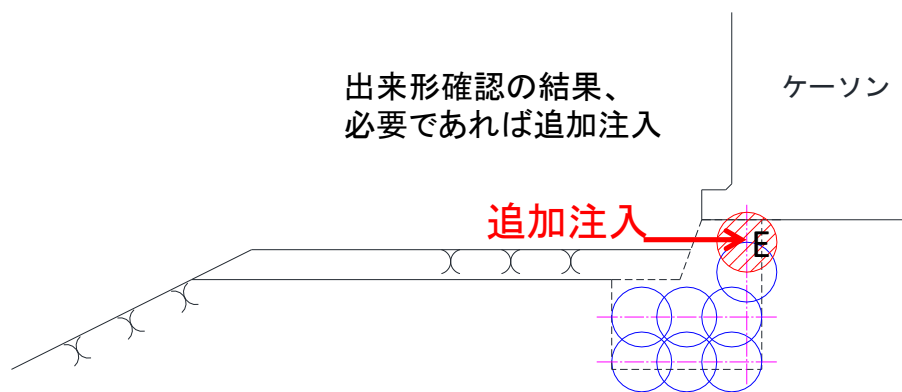


図-5.7.3 ケーソン直下へ追加注入する場合の断面図（参考図）

5.8 動態観測

本工法の施工中は、係船岸の沈下、傾斜などに注意して、動態観測しながら作業を行う。

〔解説〕

本工法では、係船岸付近で捨石の削孔、夾雑物除去、可塑性グラウト注入、増深（捨石掘削）、捨石表面成形等の施工を行うことから、係船岸の動態観測を行いながら作業を行うこととする。

係船岸の動態監視項目は、変位量及び変位速度を標準とする。

許容変位量は、上部構造物の要求性能に応じて適切に設定する。たとえば、係船岸上のクレーンや舗装の目違いの許容値等、施設の使用条件によって管理基準値を設定する。

許容変位速度は、必要に応じて設定する。応力の再分配中に変位が生じる可能性があるが、再分配後には動かなくなることを確認する等、変位速度の経過を見ながら施工を進める必要がある。

なお、計測初期値設定のため、計画時に係船岸本体の傾き、出入り幅及び高さの値を調査しておく必要がある。

川崎港東扇島の現場実証では、増深対象としたケーソンに隣接する両隣のケーソンとの継目で目視および変位計によりケーソンの相対変位を観察したが、変位は生じなかった。またケーソン上の測量ポイントを光波測距器とレベルにより測定したが、水平及び鉛直の変位は観測されなかった。なお、捨石掘削により底版反力の分布は多少変わるものの、応力の再分配はさほど大きくないため、施工上の問題が無ければほとんど変位しないものと考えられる。

5.9 環境保全

本工法において、施工現場周辺の環境を害さないように十分配慮し、環境保全に努めることとする。

〔解説〕

捨石マウンド上面の堆積物を除去する場合や、夾雑物を吸引する場合、増深（捨石掘削）する場合等、汚濁水が発生する可能性がある場合は、拡散を防止するために汚濁防止枠や汚濁防止膜等の対策を行うこととする。

捨石の間隙内に可塑性グラウトを注入する際には、グラウトによる周囲の汚濁及び拡散防止に留意する必要がある。ただし、可塑性グラウト材は表-3.2.1に示すように水中分離抵抗性を有しており、またひらけた海水中でなく捨石マウンドの内部に注入することからグラウトによる水質汚濁は非常に少ない。京浜港ドックで実物大の捨石マウンド内へ可塑性グラウトを注入した際に、捨石マウンド直近の海水の pH および濁度を測定したが、注入前～注入中～注入後において変化は観察されなかった²⁾。一方で、捨石上面の海域にグラウトが漏出する可能性も残るので、潜水土等によって注入箇所付近の監視を行うことが望ましい。

また捨石削孔時には、削孔機による振動、騒音が生じるため、近隣の土地利用状況にあわせて適切に必要な対策を講ずる。

参考文献

- 1) 小笠原哲也，合田和哉，和田眞郷，三枝弘幸，壹岐直之，橋本健：可塑状グラウト増深工法の実岸壁への適用と夾雑物除去工法の開発：土木学会論文集特集号(海洋開発)，Vol.79，No.18，論文 ID: 23-18156，2023.
- 2) 小笠原哲也，和田眞郷，野口孝俊，菅崇：京浜港ドックにおける重力式係船岸増深工法の実用化に向けた実証試験，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.74，No.2，I_390-I_395，2018.
- 3) 宮田正史，菅野高弘，長尾毅，篠原勝次，近藤隆道：均し精度がケーソン底版断面力に及ぼす影響，港湾空港技術研究所資料 No.945，1999.
- 4) 一般社団法人日本埋立浚渫協会，国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所：重力式係船岸の増深工法に関する施工の手引き（案），2016.9.
- 5) <https://www.wakoh.net/products.html>（2024年3月31日確認）
- 6) 財団法人沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル(2010年版)，2010.
- 7) 橋本健，小笠原哲也，三枝弘幸，合田和弘：可塑状グラウト増深工法の開発ーその4：捨石間の夾雑物除去ー，土木学会第78回年次学術講演会，VI-1055，2023.
- 8) 一般社団法人日本埋立浚渫協会：重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書，2013.
- 9) 壹岐直之，小笠原哲也，橋本健，田中良典，山本高士：可塑状グラウト増深工法の開発ーその3：実物大充填実験の報告ー，土木学会第78回年次学術講演会，VI-1054，2023.
- 10) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：矢板工法トンネルの背面空洞注入工設計・施工要領，2006.
- 11) 三枝弘幸，合田和哉，小笠原哲也，壹岐直之，山本高士：可塑状グラウト増深工法の開発ーその1：グラウト固化体の強度特性ー，土木学会第78回年次学術講演会，VI-1052,2023.
- 12) 一般社団法人日本埋立浚渫協会：重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書，pp.7-65～7-81，2013.
- 13) 水谷崇亮，森川嘉之，渡部要一，菊池喜昭，合田和哉，加藤繁幸，小笠原哲也：重力式係船岸の新しい増深工法の開発，港湾空港技術研究所資料 No.1277，pp.10-17，2013.
- 14) 片平博，森濱和正，池永博威：コア供試体の小径化が圧縮強度に与える影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，2004.
- 15) 菅野雄一，遠藤敏雄，中川 大，本田和也，水野匠，渡邊真悟，藤井照久：重力式係船岸増深工法の品質確認調査手法の検討，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.74，No.2，I_396-I_401，2018.
- 16) 公益社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，p.1059，2018.
- 17) 土木学会：2023年制定コンクリート標準示方書[施工編]，2023.9.
- 18) 土木学会：コンクリートライブラリー67 水中不分離性コンクリート設計施工指針（案），1991.
- 19) 公益社団法人日本港湾協会：港湾工事共通仕様書，2023.

第6章 維持管理

6.1 一般

- (1) 本工法により増深された重力式係船岸の維持管理は、技術基準 共通編 第2章 4 技術基準対象施設の維持に準じて適切に行う。
- (2) 本工法により増深された重力式係船岸の維持管理するために必要な点検診断は、港湾の施設の点検診断ガイドライン¹⁾に準じて適切に行う。

〔解説〕

本工法は、既設の重力式係船岸の一部を改良する工法であるため、既往の適切な基準類に沿って維持管理を実施することができる。

ケーソン式係船岸の定期点検診断を行う場合の項目、方法、劣化度判定基準および実施上の留意点については、「港湾の施設の点検診断ガイドライン 第2部実施要領 第2章ケーソン式係船岸¹⁾」によることを原則とする。また、「港湾の施設の維持管理技術マニュアル（改訂版）²⁾」の記述内容についても参考にすることができる。

6.2 一般定期点検診断

本工法により増深された重力式係船岸の一般定期点検診断では、岸壁法線の凹凸、出入り、エプロン、上部工、本体工及び附帯設備等の変状について劣化度の判定を行うものとし、点検診断の方法は、陸上及び海上からの外観の目視によることを標準とする。

〔解説〕

ケーソン式係船岸に対する一般定期点検診断の主な目的は、点検実施者が施設外観の目視によって、変状の有無とその程度を確認することである。岸壁法線の凹凸・出入りなどに対する点検にあたっては、メジャーなどの簡単な機器を用いてもよい。

本工法は改良体前面の捨石を掘削して増深するため、岸壁全体のすべりに対する安全率は、増深前より低下する。そのため、岸壁法線の凹凸や上部工とエプロンの段差等の、すべりの兆候による変状には特に留意する必要がある。

6.3 詳細定期点検診断

- (1) 本工法により増深した重力式係船岸の詳細定期点検診断では、一般定期点検診断で把握できない水中部の変状について行う。
- (2) 水中の増深部分の点検は、潜水士の目視により、表面保護モルタルのひび割れ、剥離、損傷、欠損等の変状を把握することを標準とする。
- (3) 改良体の変状の要因分析、劣化進行予測等に必要なデータの収集を行う場合は、目的に応じた点検・調査を行うものとする。

〔解説〕

- (1) 水中の増深部分の表面は表面保護モルタルで被覆されている。表面保護モルタルの損傷・劣化の形態として、船舶をはじめとする物体の衝突による損傷、スクリューによる海底地盤巻き上げによる摩耗、化学的作用等による劣化が考えられる。これらは、外観上の特徴があり、衝突によるものは局所的に大きなひび割れや剥離・剥落が生じ、摩耗によるものは全体的かつ平面的にモルタルが削られる。これらの水中部の変状は、一般定期点検診断では把握できないため、詳細定期点検診断で把握する。

- (2) 詳細定期点検診断では、解説(1)に示したような変状を潜水土の目視により把握することを標準とする。
- (3) 捨石間隙内に最大水セメント比を規定した可塑性グラウトを注入した改良体は、長期耐久性が高いと考えられるが、改良体の変状の要因分析、劣化進行予測等に必要なデータの収集を行う方法として、ボーリングコアを採取し、改良体の強度試験を実施することで、増深時の初期強度と比較する方法が考えられる。

6.4 臨時点検診断

本工法により増深した重力式係船岸の臨時点検診断では、一般臨時点検診断として一般定期点検診断に準じて調査を行うことを基本とし、必要に応じて詳細臨時点検診断を行う。

〔解説〕

地震や台風の直後には、突発的に変状が発生・進行するおそれがあり、施設の利用に支障となるだけでなく、人命にかかわるような甚大な事故や災害につながるものが懸念される。これらの変状の発生・進行の有無を確認し、必要な対策を取るために、一般臨時点検診断を行う。一般臨時点検診断の方法は、一般定期点検診断に準じて、陸上及び海上からの目視により変状の有無の確認を行うこととする。特に重力式係船岸の施設全体の移動量、沈下量及び傾斜量について確認を行うことが重要である。

一般臨時点検診断により、重力式係船岸の変状が特段大きいと判断される場合には、詳細臨時点検診断として、詳細定期点検診断で行われる潜水土による表面保護モルタルのひび割れ、剥離、損傷、欠損等の変状の調査を行う。潜水土による調査の結果、表面保護モルタルに大きな損傷が生じている場合には、改良体の変状や改良体背後に空隙が生じていることが懸念されるので、必要に応じて潜水土により水平ボーリングを行って大きな変状が生じていないか確認することを検討する。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局：港湾の施設の点検診断ガイドライン，平成 26 年 7 月（令和 3 年 3 月一部変更）。
- 2) 一般財団法人沿岸技術研究センター：港湾の施設の維持管理技術マニュアル（改訂版），平成 30 年 7 月

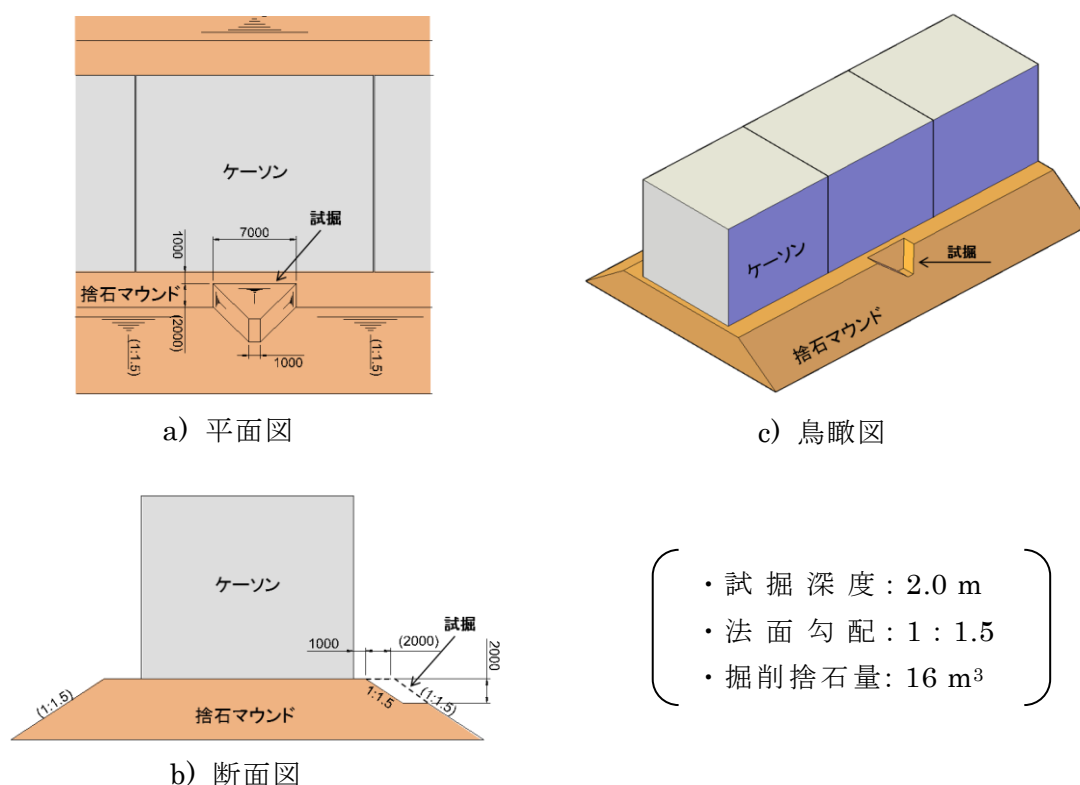
参考資料 1 試掘調査に関する参考資料

試掘調査の参考資料として、1)試掘形状（例）、2)試料（捨石）採取、3)捨石質量の推定
4)ボーリングによる試掘について以下に示す。

1) 試掘形状

試掘形状はケーソンから 1.0 m 程度離れたところから法面勾配 1:1.5 で掘削する。

参考図-1.1 に増深深さ $\Delta D=1.0$ m、改良厚 $t=2.0$ m とする場合の試掘形状を例示する。この場合、試掘深度 Z は 2.0 m となる。ただしここに示すのは、あくまで（例）であり、現地状況に応じて試掘深さ等は決定するのがよい。また潜水土によって掘削する場合は 1 m 程度の深さが限界となることに注意する。



参考図-1.1 試掘形状（例）

2) 試料（捨石等）採取

試掘と同時に試料（捨石等）採取を行う。捨石上に堆積物がある場合には、堆積物の試料も採取する。なお、試料採取の際には、捨石の付着物の状況を確認するため捨石の付着物等を取り除いてはならない。

【採取量の例】 $\phi 2.0$ m の球状改良体を造成する場合

直径 2.3 m ($r=1.15$ m)、高さ $h=2.4$ m の円柱形の型枠 2 つの場合

$$V=2 \times \pi r^2 \times h \div 20 \text{ m}^3$$

3) 捨石質量の推定

捨石質量は、捨石の大きさの測定結果より次に示す 2 つの方法を参考としておおよその値を推定できる。

① 長辺径（長径）と質量の関係式¹⁾

$$m=0.00277Max.\phi^{2.59}$$

ここに、 $Max.\phi$ ：長辺長（cm）

m ：質量（kg）

② 捨石中間径（中径）と質量の関係

産地毎に整理された捨石中間径（中径）と質量の関係を参考表-1.1に示す。

参考表-1.1 質量 m と中間径（中径） b ²⁾

質量 m (kg)	門司港		家島産		いわき産		鼠ヶ関産	
	中間径 b (cm)	加積通過率 (%)	中間径 b (cm)	加積通過率 (%)	中間径 b (cm)	加積通過率 (%)	中間径 b (cm)	加積通過率 (%)
5	13.0	5.9	13.1	5.4				
10	17.1	16.8	17.0	18.1				
30	26.5	35.9	25.8	57.6				
50	32.5	47.6	31.3	69.3	32.4	17.6		
80	39.2	64.4	37.4	77.8	38.6	35.3		
100	42.8	66.3	40.6	85.7	42.0	39.8		
200	56.4	80.9	52.9	94.7	54.5	60.9	52.2	15.9
300					63.4	74.8	61.3	36.9
400							68.6	65.9
500					76.8	85.9	74.9	80.1
800					91.6	96.9		
320 [※]	68.0	100.0						
360 [※]			66.0	100.0				
760 [※]							88.4	100.0
1150 [※]					104.9	100.0		
関係式	$m=7.852 \times 10^{-3} \times b^{2.516}$		$m=5.495 \times 10^{-3} \times b^{2.647}$		$m=4.667 \times 10^{-3} \times b^{2.668}$		$m=8.712 \times 10^{-3} \times b^{2.539}$	

※印は各産地の捨石材の最大質量

4) ボーリングによる試掘

試掘深度が深くなるなど試掘によるマウンド内部調査が困難な場合には、ボーリング孔を利用したボアホールカメラによる観察も有効な場合がある。

参考文献

- 1) 口田登, 辻垣武彦, 森田博史: 捨石による基礎マウンドの形状および力学特性に関する考察, 港湾技術研究所報告, 第30巻 第1号, 1991.
- 2) 荘司喜博: 大型三軸圧縮試験による捨石材のせん断特性に関する考察, 港湾技術研究所報告, 第22巻 第4号, 1983.

参考資料２ 充填実験及び現地充填実験の計画例

(1) 充填実験の計画例

1) 充填実験の計画・準備

① 実験スケール

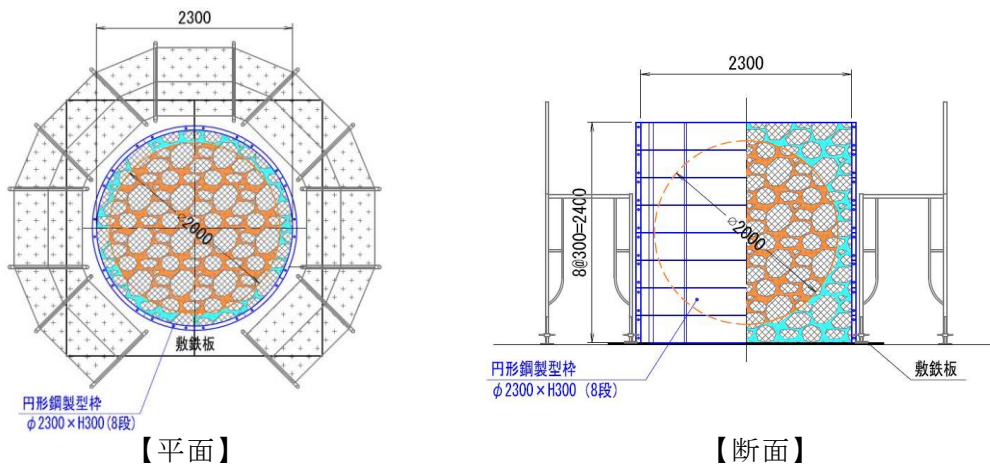
実験スケールは改良体 1 球体が製作できる規模を標準とする。

② 実験設備

実験設備は、橋脚用、マンホール用等の円形鋼製型枠が利用できる。

【円形鋼製型枠の使用にあたっての留意点】

- ・ 型枠の底面及び継目に止水処理が必要である
- ・ 型枠の強度確認が必要である



参考図-2.1 円形鋼製型枠を使用した実験設備イメージ
(改良体径を 2.0 m とした場合)

③ 実験ケース

実験ケースは過去の実績等を勘案して適切に設定する。なお、捨石への適用実績がない可塑性グラウト材については充填性を確認するために、硬さを変えた複数の配合案を選定するのがよい。また捨石の大きさが過去の実績と大きく異なる場合には、ケース数を増やすことを検討する

2) 捨石地盤の製作

捨石地盤の製作では、実現場の捨石と類似した大きさの捨石により捨石マウンドの状況を再現する。捨石投入前に捨石の重量を測定してから投入する。その累計重量と投入枠内の体積及び仮定した捨石密度から概略の間隙率を算定する。また注水する水の量を測定し間隙率を算定する。

3) 可塑性グラウト材の注入

① 注入量の設定

注入量は改良体径と捨石の間隙率より設定する。

【注入量の設定例】

改良体を直径 2.0 m の球体、捨石の間隙率を 40 % と想定した場合（ロス 20 %）

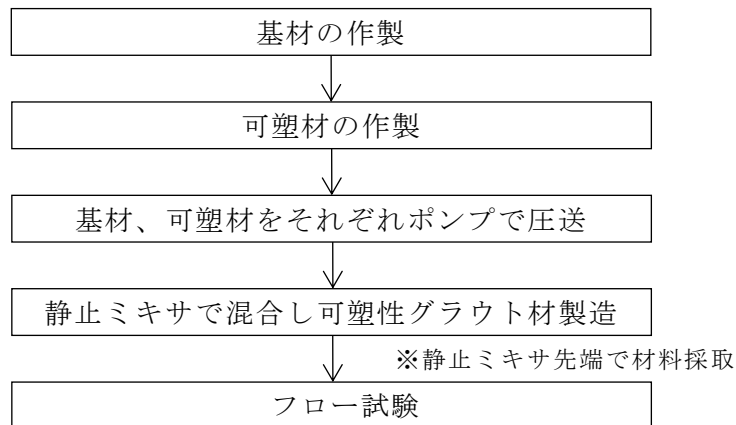
$$\begin{aligned}\text{注入量} &= \frac{4}{3} \times \pi \times (D/2)^3 \times \text{間隙率} \times (1 + \text{ロス率}) \\ &= \pi / 6 \times D^3 \times 0.4 \times 1.2 = 2.01 \text{ m}^3 \Rightarrow 2050 \text{ ㍓}\end{aligned}$$

② 可塑性グラウト材の製造と注入方法

可塑性グラウト材は、基材、可塑材を別々の静止ミキサで練り混ぜて、別系統で圧送し、注入箇所付近に設置した静止ミキサで合流・混合する。

製造～注入方法は本施工と同様の機材を使用し、各々のミキサで練り混ぜた材料を静止ミキサで混合後、注入する。

以下に可塑性グラウト材の製造フローを示す。



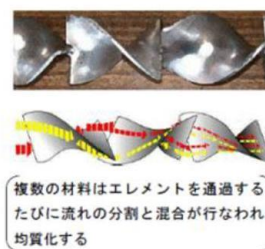
参考図-2.2 可塑性グラウト材の製造フロー



(a)基材練混ぜ用ミキシング装置（例）



(b)可塑材練混ぜ用ミキシング装置（例）



(c)静止ミキサ

※静止ミキサは、スタティックミキサと称されている駆動部を必要としない静止型の混合器である。複数の材料はエレメントを通過するたびに流れの分割、転換、反転の作用により均一化に混合される。エレメントは長方形の板を左右逆方向に180度ひねった形状である。

参考写真-2.1 可塑材グラウト材の製造機器¹⁾



(a)基材練混ぜ状況



(b)可塑性練混ぜ状況

参考写真-2.2 基材及び可塑性の練混ぜ状況¹⁾

③ フロー試験

可塑性グラウト材のフレッシュ性状を確認するため、フロー試験を「エアモルタル及びエアミルクの試験方法」JHS A 313-1992 に準拠して行う。

なお、可塑性グラウト材は、静止ミキサ先端で採取する。

④ 注入圧の記録と確認

注入圧は、自記圧力計により記録し確認する。

⑤ 注入量の記録と確認

注入量は、自記流量計により記録し確認する。さらに材料の使用量等と照合する。

4) 品質及び出来形確認

①可塑性グラウト材の強度確認

可塑性グラウト材の強度は、圧縮強度試験（材齢 7 日、28 日）にて 3 個の供試体の平均値で確認することを標準とする。

供試体は、可塑性グラウト材を静止ミキサ先端で採取し、モールド（直径 50 mm、高さ 100 mm）に詰めて作製する。モールドコアの養生は、供試体から水分が蒸発しないようにモールドを密封材で被覆する。

②改良体の出来形確認

固化後、脱型しながら未改良部の捨石を取り除き、改良体の計測及び目視観察により改良体の出来形を確認する。

③グラウト材の充填性の確認

脱型後、改良体の目視観察によりグラウト材の充填性を確認する。

④グラウト材の付着性の確認

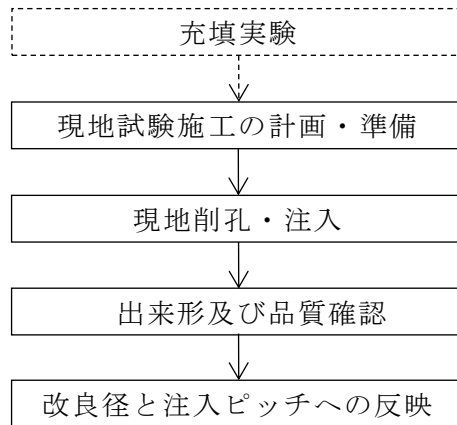
脱型後、改良体の目視観察により捨石表面のグラウト材の付着性を確認する。

⑤改良体の強度の確認

必要に応じて、改良体の強度試験を実施する。コア削孔にて採取した供試体で圧縮強度試験あるいは三軸試験を実施する。詳細については、第 5 章 5.4.5 を参照されたい。なお、③グラウト材の充填性の確認、④グラウト材の付着性の確認においては、必要に応じて改良体の解体やコア削孔によるサンプリング等を実施する。

(2) 現地試験施工の計画（例）

現地試験施工は現地での施工性の確認や出来形確認を目的として、1 球体のみの造成を基本とする。必要に応じて改良体のオーバーラップ接合確認として 2 球体造成する。以下に現地試験施工のフローを示す。



参考図-2.3 現地試験施工フロー

1) 現地試験施工の計画・準備

現地試験施工場所は本施工場所の他に本施工場所付近の捨石マウンド（例えば捨石マウンド法肩部）やケーソン仮置き捨石マウンド等も選定できる。

現地試験施工を本施工場所以外に選定した場合、本施工場所との差異（空隙率、付着物等）を捨石マウンド調査時に確認しておく必要がある。

また、現地試験施工により造成された改良体は基本的に残置とするため、残置しても影響がない場所を選定することに留意する。

2) 現地削孔

① 削孔機械

削孔の機械、機材については本施工と同様のものを用いる。（第 5 章 5.3.3 参照）

② 削孔方法

削孔方法については本施工と同様に行う。（第 5 章 5.3.1 参照）

3) 現地注入

① 注入機械

注入の機械、機材については本施工と同様のものを用いる。（第 5 章 5.4.1 参照）

② 注入方法

注入方法については本施工と同様に行う。（第 5 章 5.4.1 参照）

なお、現地試験施工の注入は、改良体径と捨石の空隙率より設定した注入量が注入した時点で終了とする。

③ フロー試験

「エアモルタル及びエアミルクの試験方法」JHS A 313-1992 に準拠して行う。

④ 注入圧の記録と確認

注入圧は自記圧力計により記録し確認する。

⑤ 注入量の記録と確認

注入量は自記流量計により記録し確認する。さらに材料の使用量等と照合する。

4) 出来形確認

① 改良体の出来形確認方法

改良体の出来形確認は、ボーリングコアの目視観察により行う。

② ボーリング時期

ボーリング時期は、捨石と可塑性グラウト材との付着が害を受けないように、可塑性グラウト材の強度がある程度発現された時期に実施することが望ましい。

③ ボーリング位置と箇所数

ボーリング位置は、改良体 1 球体の場合、改良体中心付近と改良体中心から $0.35D$ (D : 改良体径) 離れた付近で実施するとよい。

また、改良体 2 球体の場合、オーバーラップ部も実施するとよい。

④ グラウト材の充填性の確認

グラウト材の充填性の確認は、採取したコアの目視観察によって行う。

⑤ グラウト材の付着性の確認

捨石表面のグラウト材の付着性の確認は、出来形確認のために採取されたコアの目視観察によって行う。なお、ボーリングコア径は、 $\phi 86\text{ mm} \sim 116\text{ mm}$ の比較的大きなものを使用する。

⑥ 改良体の強度の確認

必要に応じて、改良体の強度試験を実施する。出来形確認のために採取されたコアから供試体を作製し、圧縮強度試験あるいは三軸試験を実施する。詳細については、第 5 章 5.4.5 を参照されたい。

5) 改良径と注入ピッチへの反映

現地試験施工の出来形から当初計画した改良径や注入ピッチの妥当性を確認し、本施工に反映させる。

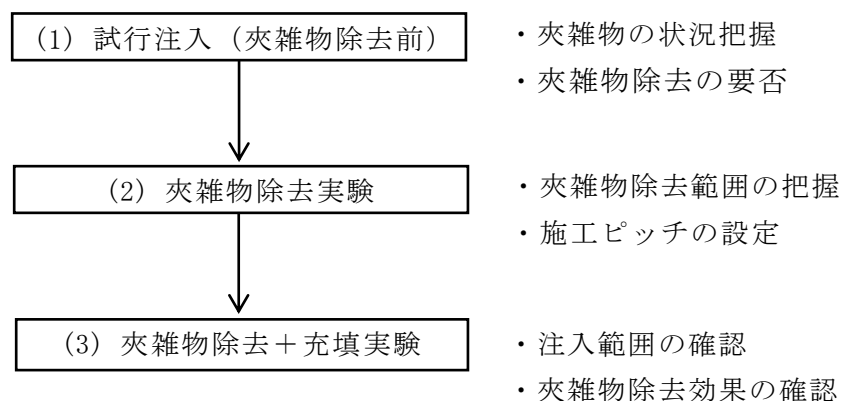
参考文献

- 1) 一般社団法人日本埋立浚渫協会：重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書，2013.

参考資料3 現地試験施工例

川崎港東扇島にて実施した現地試験施工の概要を示す。

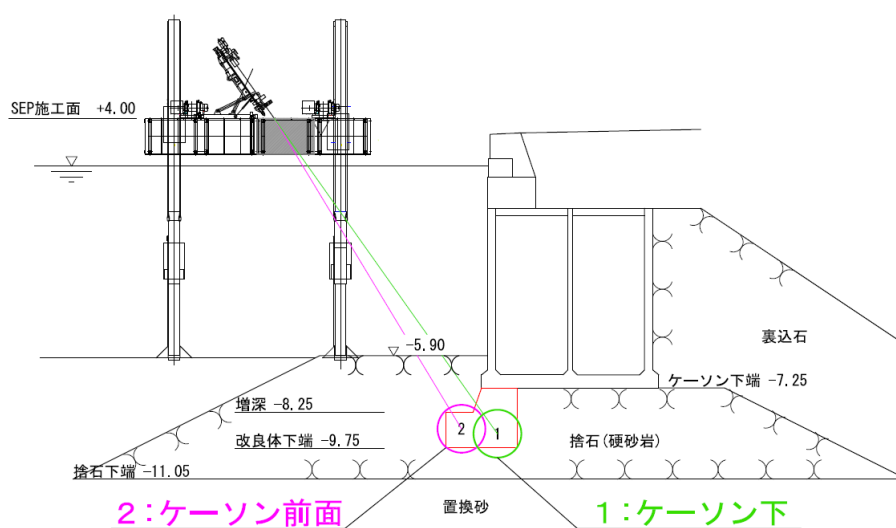
現地試験施工の手順は参考図-3.1 のようであり、これにより一連の施工が可能であることを確認した。



参考図-3.1 現地試験施工の手順

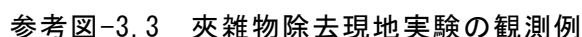
(1) 夾雑物除去前の試行注入

可塑性グラウト注入範囲における夾雑物の分布状況を把握することを目的に、夾雑物を除去していない状態で可塑性グラウトを注入した。注入位置は参考図-3.2 に示すように改良範囲に当たるケーソン前面（海側）と陸側ケーソン下（陸側）の2箇所である。その結果、ケーソン前面では所定量の約44%の注入にとどまり、注入の障害になる夾雑物量の存在が明らかとなった。一方、ケーソン下では所定量の注入が可能であり、夾雑物は比較的少ないと考えられたが、ボアホールカメラによる注入範囲の確認を行ったところ、注入範囲の偏りが見られたため、夾雑物除去が必要と判断された。



参考図-3.2 事前注入断面図

吸引管周りの夾雑物除去範囲の把握を目的として、捨石マウンドの法肩で吸引実験を実施した。参考図-3.3 に吸引及び観測位置とボアホールカメラによる観測例を示す。吸引位置は図中の赤字で示す 0.625 m、1.375 m、1.500 m の間隔で設置した 4 か所からそれぞれ吸引を行った。その間にボアホールカメラ用の観測孔（図中に青色で示す位置）を設置して、吸引状況を観察した。各吸引管からの吸引量とボアホールカメラから半径 0.5 m の範囲の吸引が可能と判断し、吸引間隔を 0.75 m と設定した。



また、実験に用いた吸引システムを参考表-3.1に示すが、同システムで概ね夾雑物を除去できる結果であった。なお、ノズル径 $\phi 2\text{ mm}$ (20 MPa)では、径が小さいために圧力が上がっても吐出流量が下がってしまい吸引範囲が狭くなった可能性が考えられた。そこで、実施工ではノズル径 $\phi 4\text{ mm}$ の1孔とし、かつポンプ使用を大きくして圧力を上げることとした。

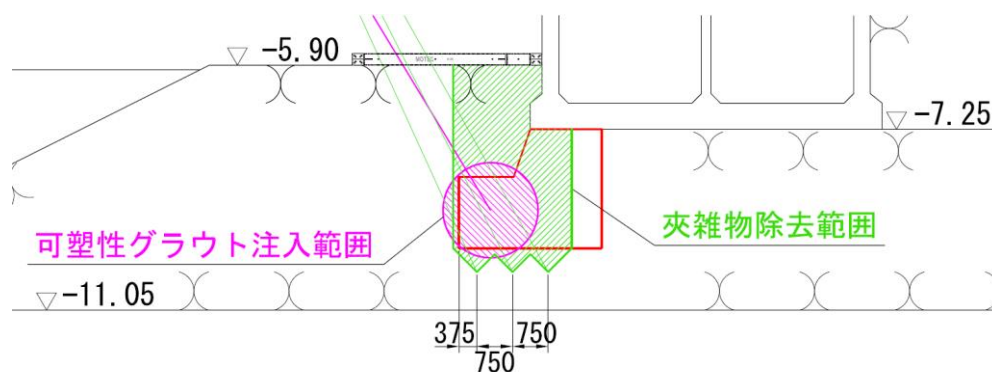
参考表-3.1 夾雑物除去の吸引システム例（川崎港東扇島）

捨石		50～100 kg
夾雑物		細粒分混じり砂質礫（礫は貝殻）
吸引ポンプ		横型サンドポンプ（22 kW）
吸引管		SGP90A（内径93.2 mm） ウォータージェット管SGP20A内装 設置下端高さ-10.05 m
実験ケース	ノズル孔径 （ポンプ圧力）	ノズル孔数2孔 ケース1： $\phi 4\text{ mm}$ (4 MPa) ケース2： $\phi 2\text{ mm}$ (20 MPa)

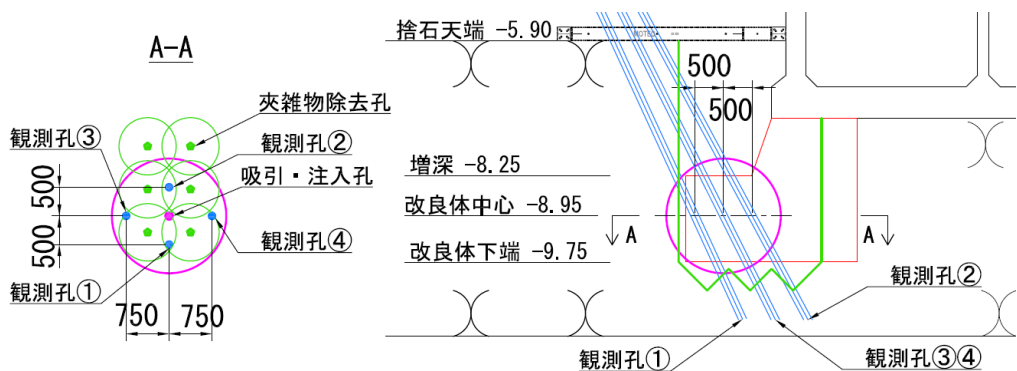
(3) 充填実験（夾雑物除去部）

夾雑物除去の効果を確認するために、本施工に先立ち夾雑物を除去した箇所に試行注入を実施した。夾雑物除去範囲と注入断面図を参考図-3.4に示す。

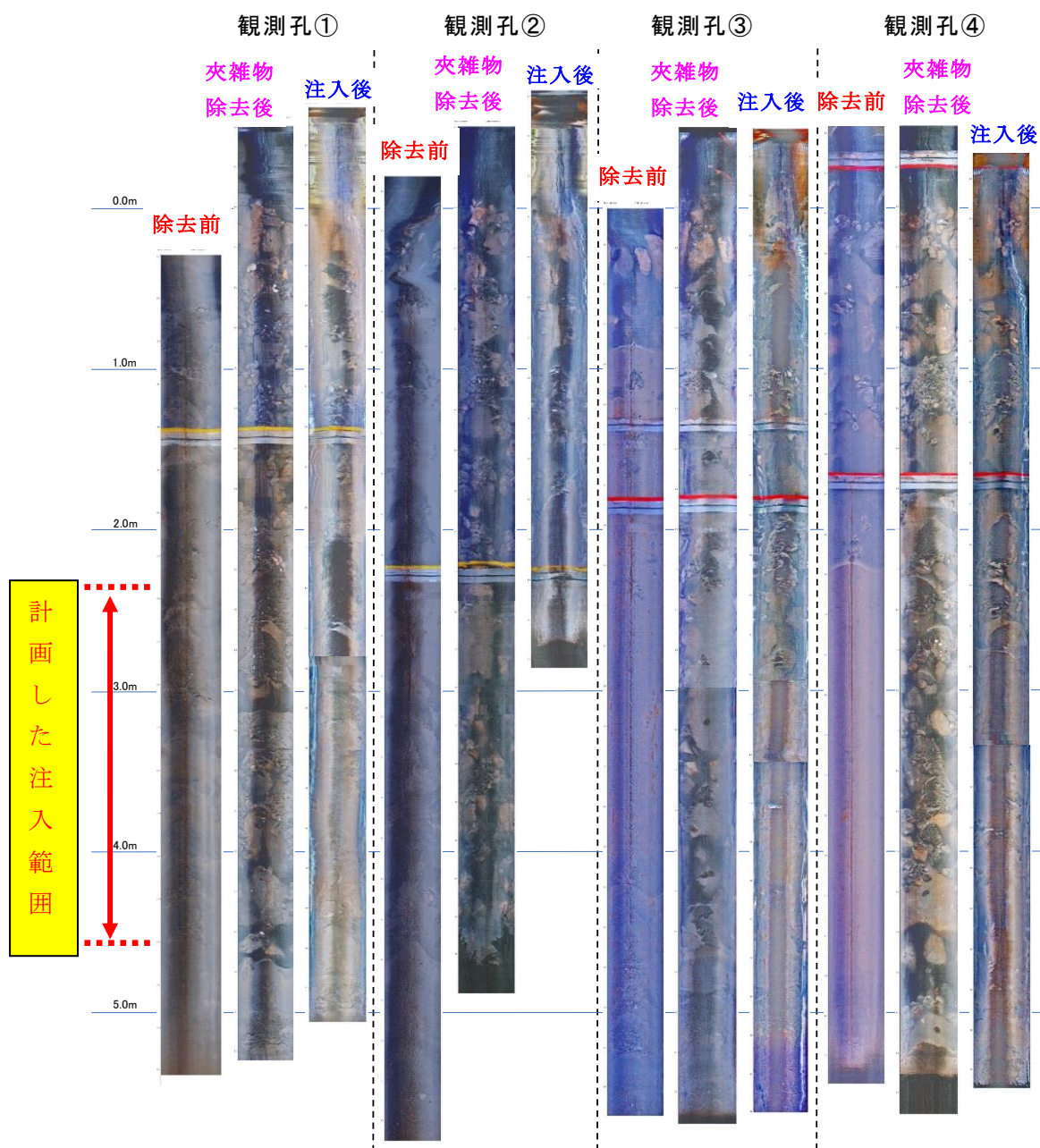
また、この作業の間に、注入孔周りの4カ所に設けた観測孔からボアホールカメラによる確認を実施した。その結果、想定範囲の夾雑物除去及び注入が実施できることを確認した。観測孔の配置を参考図-3.5に、各観測孔において夾雑物除去前、夾雑物除去後、可塑性グラウト注入後のボアホールカメラによる観測写真を参考図-3.6に示す。



参考図-3.4 夾雑物除去範囲と注入断面図



参考図-3.5 試行注入における観測孔配置例



参考図-3.6 試行注入におけるボアホールカメラによる観測例

参考資料 4 可塑性グラウト配合例

重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究¹⁾及び川崎港東扇島での現場実証²⁾において使用された配合例を以下に示す。

(1) 使用材料

重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究¹⁾で使用された可塑性グラウト材の使用材料の例を参考表-4.1に示す。

参考表-4.1 可塑性グラウト材の使用材料（例）¹⁾

材料名	密度 (Mg/m ³)	外観	機 能
普通ポルトランドセメント	3.15	粉末	水と反応して硬化物を形成する。
水	1.00	液体	主にグラウト材の流動性を高め、かつセメントと反応して硬化物を形成する。
減水剤	1.03～ 1.10	液体	基材の流動性を高め、さらに基材の可使時間を延長する。
可塑性剤 A	—	液体	グラウト材に可塑性を付与する。
可塑性剤 B	—	液体	グラウト材に可塑性を付与する可塑性剤 A の働きを助け、かつ水和反応を促進する。
可塑性剤 C	—	粉末	グラウト材の材料分離抵抗性（水中不分離性、ブリーディング抵抗性）を高める。

(2) 水セメント比

重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書¹⁾では、モデル断面における改良体の必要圧縮強度は 2.41 N/mm²と算定された。また、川崎港東扇島での実証実験²⁾では、必要圧縮強度を約 4 N/mm²と設定している。以上のような改良体の必要圧縮強度を満足するために、単体強度 24 N/mm²の配合を使用した。このときの水セメント比は、参考文献¹⁾に示すように 50%である。

一方で、水中コンクリートでは、その耐久性から水セメント比の最大値が参考表-4.2のように定められている。本検討における適用対象は、海中の無筋コンクリートであることから最大水セメント比は 60%である。

よって、両者で設定した水セメント比のうち小さい方の水セメント比 50%を選定し、参考文献¹⁾に示す参考表-4.3 のような配合とした。

表-4.2 耐久性から定まるコンクリートの最大の水セメント比（%）³⁾

環境 \ コンクリートの種類	無筋コンクリート	鉄筋コンクリート
淡水中	65	55
海 中	60	50

以上のように、必要強度から算定される水セメント比と、耐久性から算定される水セメント比を比較して小さい方を選定する。

表-4.3 可塑性グラウト材配合（例）（1 m³あたり）¹⁾

水セメント比 W/C %	基材			可塑性材				備考	
	セメント C kg	水 W ₁ L	減水剤 kg	可塑性剤 A kg	可塑性剤 B kg	可塑性剤 C kg	水 W ₂ L	フロー値 (静置時) mm	圧縮 強度 N/mm ²
50	1212	485	6.06	0.61	6.06	2.50	121	100 程度	24

(3) フロー値

参考文献¹⁾では、参考表-4.4のように硬練りタイプ、軟練りタイプ、標準タイプを可塑性剤 A の量で調整して実験を行った。

参考表-4.4 可塑性グラウト材配合（例）（1m³あたり）¹⁾

Case 名	配合	基材			可塑性材				フロー値 (静置時) mm
		セメント kg	水 L	減水剤 kg	可塑性剤 A kg	可塑性剤 B kg	可塑性剤 C kg	水 L	
Case1	硬練りタイプ	1212	485	6.06	0.91	6.06	2.50	121	93
Case2	軟練りタイプ	1212	485	6.06	0.48	6.06	2.50	121	105
Case3	標準タイプ	1212	485	6.06	0.61	6.06	2.50	121	104

参考文献

- 1) 一般社団法人日本埋立浚渫協会：重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書，2013.
- 2) 小笠原哲也，合田和哉，和田眞郷，三枝弘幸，壹岐直之，橋本健：可塑性グラウト増深工法の実岸壁への適用と夾雑物除去工法の開発：土木学会論文集特集号（海洋開発），Vol.79，No.18，論文 ID: 23-18156，2023.
- 3) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔施工編〕，p.279，2012.

参考資料5 改良体の工学的性質

本参考資料では、室内実験や現場実証から得られた改良体の工学的性質として、密度、圧縮強度と変形係数、引張強度、せん断特性、繰り返し载荷による影響について示す。ただし、1種類の可塑性グラウト材料のみについて検討した結果であることに留意されたい。すなわち、ここに示すデータはあくまでも一例であり、他の材料を使用する場合には同様の実験を実施することが望ましい。

1. 密度

改良体の密度は、間隙がグラウト材と水のみで飽和されていると仮定すると次式のように表現される。

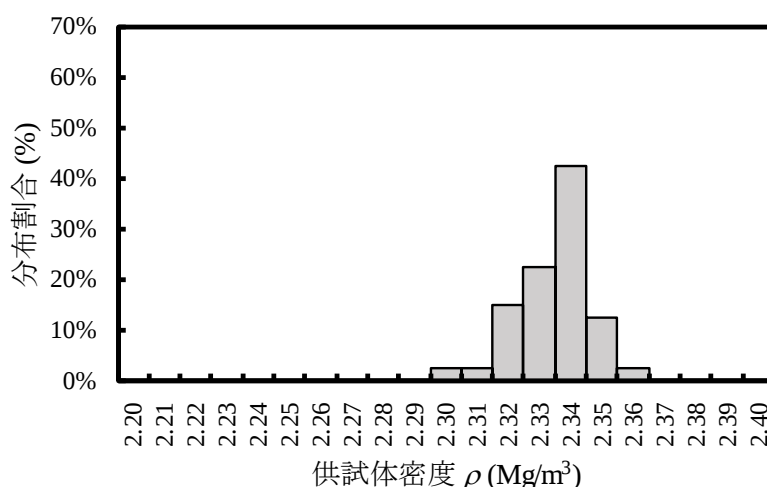
$$\rho_t = \frac{\rho_s + \frac{\alpha}{100} e \rho_g + (1 - \frac{\alpha}{100}) e \rho_w}{1 + e} \quad (5.1)$$

ここに、

ρ_t : 改良体の密度(Mg/m ³)	ρ_s : 捨石の土粒子密度(Mg/m ³)
ρ_g : グラウト材の密度(Mg/m ³)	ρ_w : 水の密度(Mg/m ³)
α : 改良率(%)	e : 間隙比 ($e=n/(100-n)$ 、 n は間隙率(%))

参考図-5.1 に供試体による強度試験¹⁾に使用した供試体(100%改良)の密度分布を示す。碎石密度 2.67 Mg/m³、グラウト材密度 1.83 Mg/m³、改良率 100%、間隙比 0.667 (間隙率 40%) に対して上式(5.1)より算定した改良体密度は 2.335 Mg/m³であり、ほぼ密度分布の平均値と一致する。よって、設計に用いる改良体の密度は上式(5.1)を用いて設定することができる。

なお、密度等に関する詳細なデータがない場合には、改良体の単位体積重量 23 kN/m³、密度 2.34 Mg/m³と設定してもよい。これは、一般的な捨石の値(飽和単位体積重量 20 kN/m³及び湿潤単位体積重量 18 kN/m³)及びグラウト材密度 1.83 Mg/m³を用いて算定した値である。



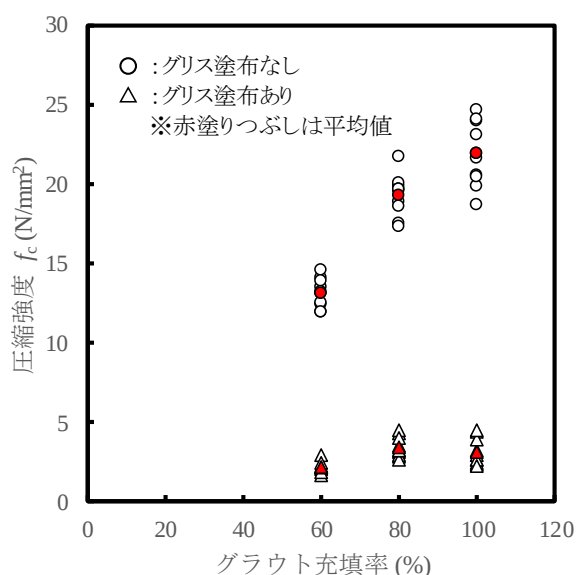
参考図-5.1 供試体(100%改良)の密度分布

2. 圧縮強度

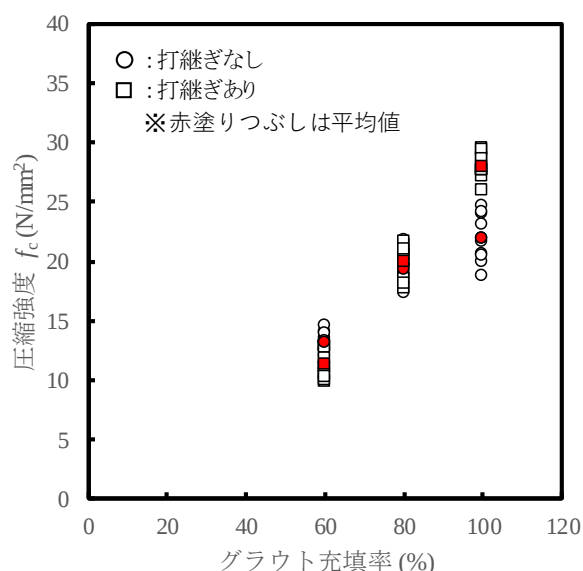
(1) 砕石を用いた供試体による圧縮強度

改良体の強度特性や現場条件の違いが改良体強度に及ぼす影響を調べるために、供試体による強度試験¹⁾²⁾を実施している。これら試験では、 $\phi 100 \times H200$ mm、 $\phi 200 \times H400$ mm、 $\phi 300 \times H600$ mm の円柱供試体を使用し、砕石を模擬した礫材を目標空隙率 40%で締固めた後、可塑性グラウトを充填した。この際、礫材に発砲ビーズを混入して可塑性グラウトの充填率を 100%、80%、60%に調整した供試体を作成した。また、捨石まわりの付着による効果を見るためにあらかじめ捨石にグリスを塗布したケースと、打継ぎの影響を見るために打継ぎを設けたケースも作成した。

グラウト充填率と圧縮強度の関係として、強度試験結果を参考図-5.2 及び参考図-5.3 に示す。充填率の影響については、充填率 100%を基準に 80%で約 9 割、60%で約 6 割に低下していることがわかる。次に、グリスを塗布した結果を確認すると、充填率の違いに関わらず $2.0 \sim 3.5 \text{ N/mm}^2$ 程度に大きく低下している。一方、打継ぎの影響は特にその有無で結果に大きな違いは確認されなかった。



参考図-5.2 グリス塗布の影響¹⁾
(供試体 $\phi 100$ mm)



参考図-5.3 打継ぎの影響¹⁾
(供試体 $\phi 100$ mm)

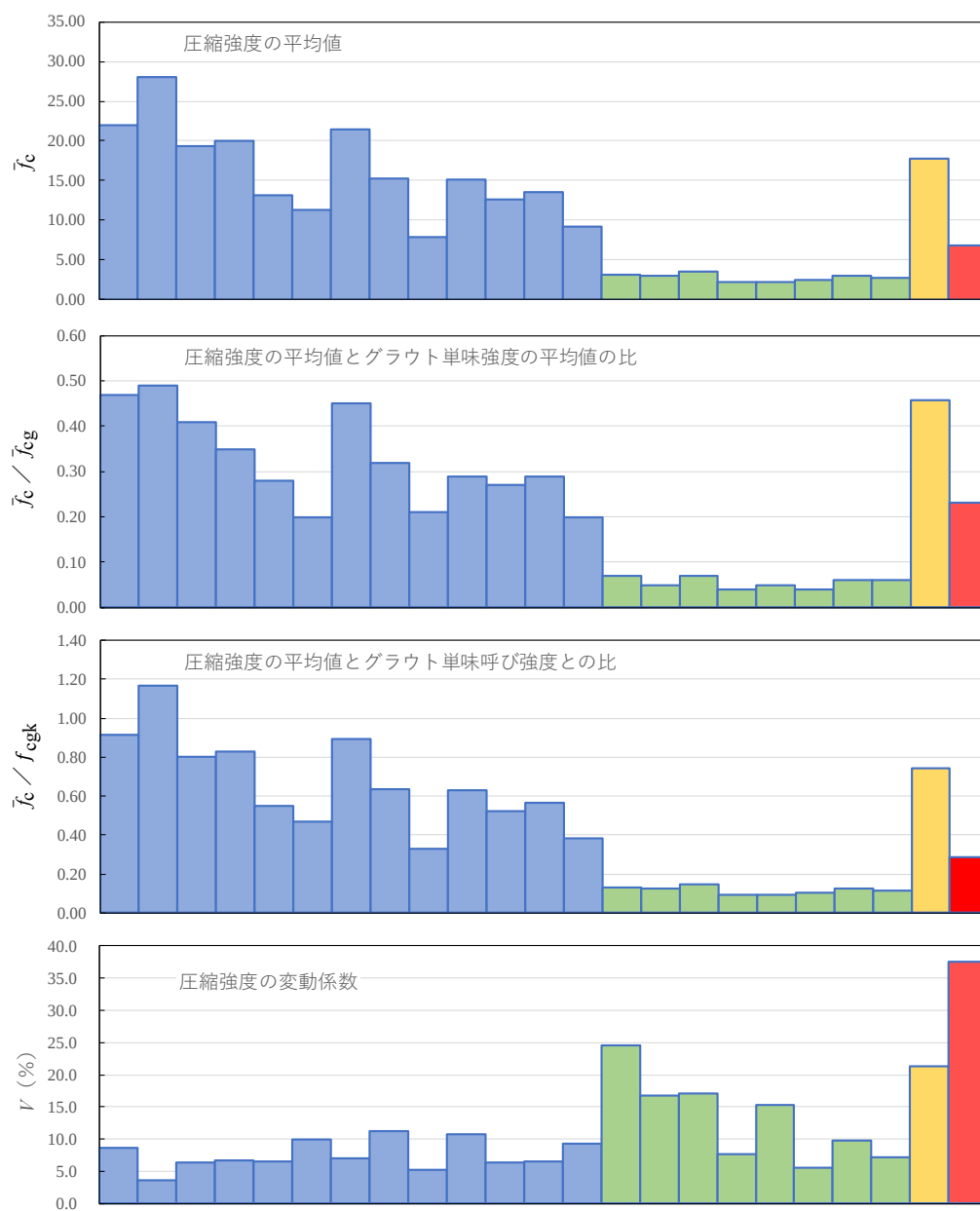
(2) 実施工における圧縮強度

川崎港東扇島での施工実証³⁾において採取したコアの圧縮試験を参考表-5.1 に示す。また、上述の砕石を用いた供試体による圧縮試験結果¹⁾及び実物大充填実験における圧縮試験結果⁴⁾との比較を参考図-5.4 に示す。実物大充填実験での圧縮強度は、実物大の捨石を用いて注入実験を行い、供試体から採取した $\phi 300$ mm のコアに対するものである。また、川崎港東扇島現場実証での圧縮強度は、現地にて夾雑物除去、削孔、注入という一連の施工を実施した後、現地より約 $\phi 100$ mm のコアを採取したものであるが、室内強度試験や実物大充填実験の強度に比べてばらつきが大きく圧縮強度も比較的低いことがわかる。

参考表-5.1 圧縮強度（東扇島）

単位：N/mm²

コア種別	水平コア			鉛直コア				平均
No.	①	②	③	①	②	③	④	
圧縮強度	21.7	9.76	6.43	7.13	2.79	5.63	9.39	8.98



グリスの有無	砕石を用いた室内強度試験																		実 物 大 充 填 実 験	東 扇 島 実 証 実 験		
砕石表面付着の有無	砕石の表面付着あり												グリス塗布により砕石の表面付着なし									
供試体径	φ 100						φ 200			φ 300			φ 100								φ 300	
改良率(%)	100		80		60		100	80	60	100	80	80	60	100	80		60				80	
打継の有無	無	有	無	有	無	有	無	無	無	無	無	有	無	無	有	無	有	無			有	無

※強度はいずれも28日強度に換算したものである。

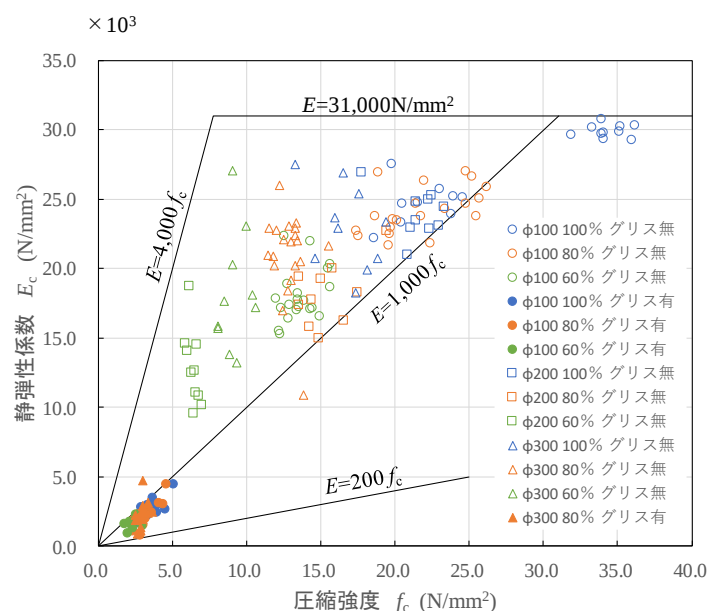
参考図-5.4 供試体強度試験及び実施工における圧縮強度の比較

3. 変形係数

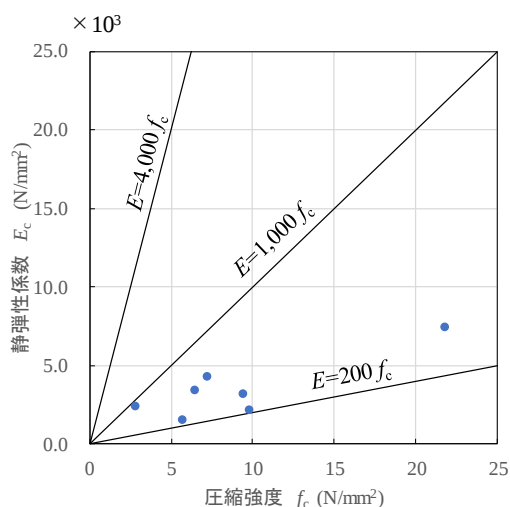
供試体による圧縮強度試験¹⁾で得られた変形係数を参考図-5.5に、川崎港東扇島の現地実証³⁾で採取したコアの変形係数を参考図-5.6にそれぞれ示す。

供試体強度試験からは、碎石の付着状況によって変形係数が異なり、グリスが塗布されていない場合は $E=1,000\sigma \sim 4,000\sigma (\text{N/mm}^2)$ であるのに対して、グリスが塗布され碎石周囲の付着が取れない場合には $E=200\sigma \sim 1,000\sigma (\text{N/mm}^2)$ であった。

一方、川崎港東扇島の現地実証で採取したコアの変形係数は、 $E=200\sigma \sim 1,000\sigma (\text{N/mm}^2)$ であり、供試体強度試験のグリスが塗布された場合と同様な傾向にある。これは、夾雑物除去を実施したが捨石表面には砂や粘性土の夾雑物が付着した状態にあったことが要因と考えられる。現時点において現地施工実績はこの1件のみであり、夾雑物の状況により変形係数がどの程度異なるかは必ずしも明確ではないが、 $E=1,000\sigma (\text{N/mm}^2)$ 程度で事前検討しておくことが望ましい。



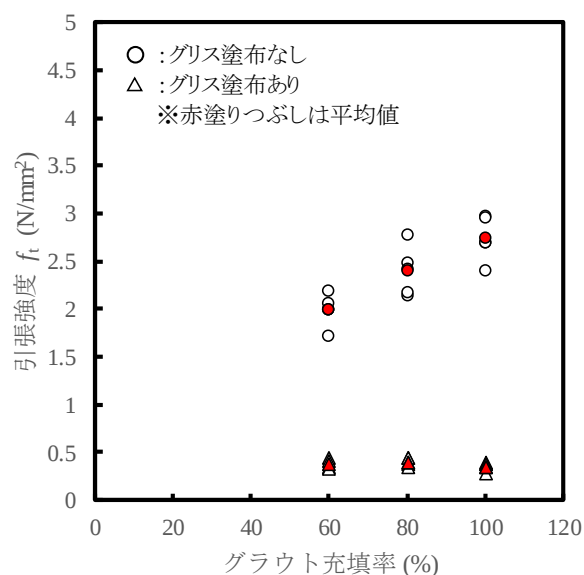
参考図-5.5 供試体強度試験による変形係数



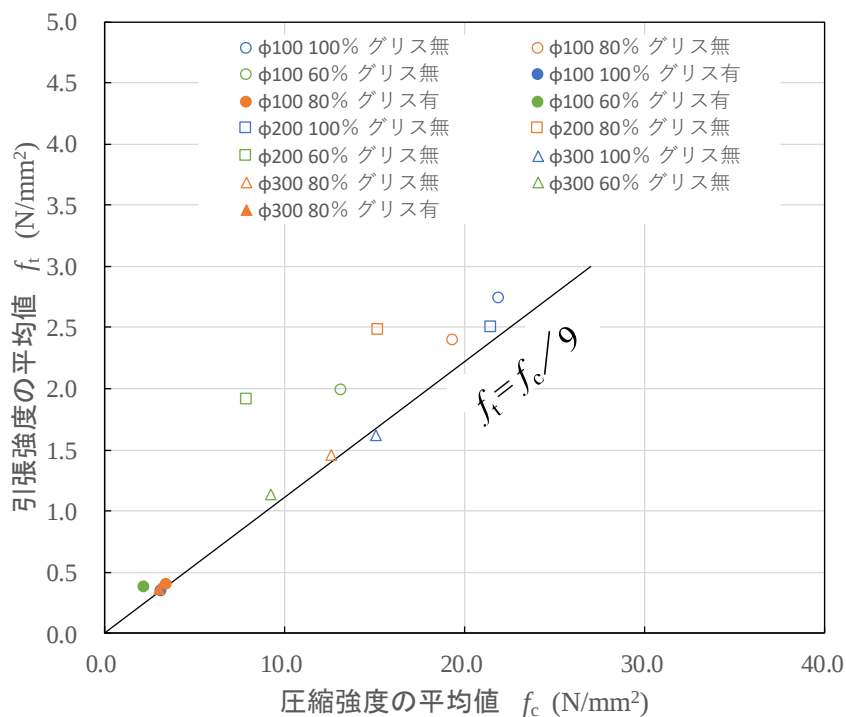
参考図-5.6 実施工で採取したコアによる変形係数（東扇島）

4. 引張強度

供試体による割裂試験¹⁾を実施した結果を参考図-5.7に示す。圧縮強度の平均値と引張強度の平均値関係を参考図-5.8に示すが、供試体の大きさやグリス塗布の有無に関係なく、引張強度は圧縮強度の1/9倍と設定できることがわかる。



参考図-5.7 供試体の割裂試験結果（供試体 φ100mm）



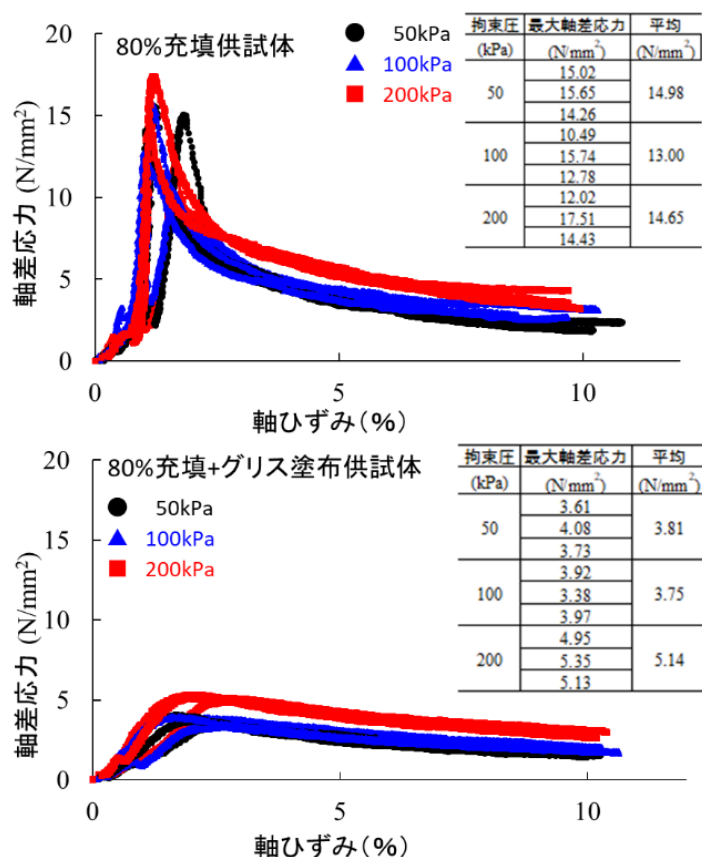
参考図-5.8 圧縮強度と引張強度の関係

5. せん断特性

供試体 $\phi 100 \times H200$ mm について圧密非排水三軸圧縮試験²⁾を実施した。実施ケースは80%充填の場合のグリス塗布されていないケースとグリス塗布されたケースについてあり、結果を参考図-5.9に示す。

図中の表に各ケースの有効拘束圧及び最大軸差応力を示す。グリスが塗布されていないケースでは、初期の早い段階でピークを迎え、その後、急速に強度は低下し、残留状態に至った。ピーク強度は、この応力レベルでは拘束圧の影響は無視できるほど小さい。一方、残留強度は拘束圧に比例して大きくなった。残留状態では、供試体内のせん断面がもはや固結しておらず、単独の粒子同士のかみ合わせによる接触へと移行したため、摩擦抵抗が卓越したものと考えられる。

グリス塗布されたケースでは、ピーク強度を示した後はなだらかに強度低下し、残留状態へ移行した。拘束圧 200 kPa においてピーク強度、残留強度ともに他の拘束圧よりも若干高い傾向にあるが、拘束圧 100 kPa と 50 kPa では明確な拘束圧の影響は認められなかった。圧縮時の変形や破壊に至る過程は、いずれの供試体も圧縮強度試験と同様であり、ピーク強度も若干低い程度であった。圧縮時における供試体の示すピーク強度は主としてグラウト固化体が発揮する強度で、グラウト固化体が破壊した後は粒子間の摩擦抵抗が主体となるものと思われる。グリス塗布のケースでは、改良体強度に対する摩擦抵抗力としての寄与分が大きい分、高拘束圧でのピーク強度や残留強度に対して拘束圧の影響が顕れやすくなったものと思われる。



参考図-5.9 軸差応力と軸ひずみの関係

6. 繰返し载荷による影響

80%充填の $\phi 300 \times H600$ mm 供試体を使用して繰返し三軸試験を実施した²⁾。同様に製作した供試体の圧縮試験結果は平均強度 8.8 N/mm^2 、平均静弾性係数 27.9 kN/mm^2 であった。繰返し荷重は、水位変動による底面反力の変動を想定した 200 kN/m^2 (1000 波) と、地震時の底面反力の変動を想定した 2000 kN/m^2 (100 波)、 4000 kN/m^2 (100 波)、 6000 kN/m^2 (1000 波)、 8000 kN/m^2 (破壊まで)、 10000 kN/m^2 (破壊まで) とし、いずれも両振幅の値である。なお、有効拘束圧を 100 kPa 、背圧 20 kPa で、一定の鉛直力を加えた状態で軸圧制御による繰返し载荷を行った。繰返し三軸試験ケースを参考表-5.2 に示す。

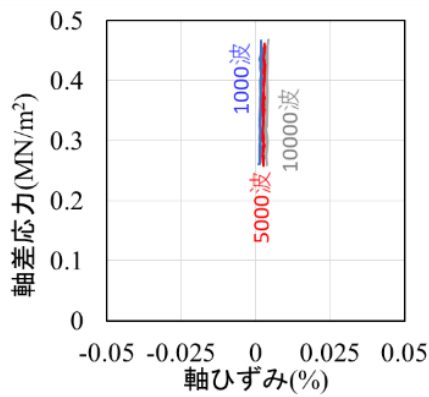
参考表-5.2 繰返し三軸試験ケース一覧

case	水位変動			地震履歴		
	鉛直力 (MN/m^2)	繰返し(両) (MN/m^2)	载荷回数	鉛直力 (MN/m^2)	繰返し(両) (MN/m^2)	载荷回数
1	0.35	0.2	10000	1	2	100
				2	4	100
2	0.35	0.2	10000	2	4	100
				4	8	135(破壊)
3	0.35	0.2	10000	3	6	1000
				5	10	328(破壊)

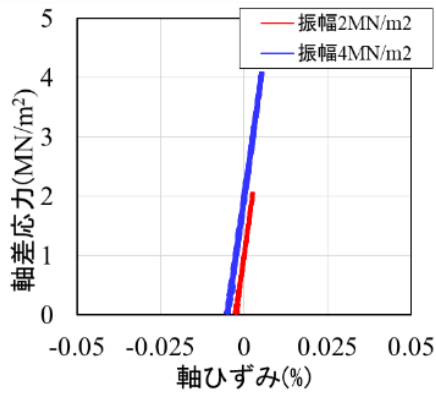
各ケースにおける主要な波数段階での軸ひずみと軸差応力の関係を、参考図-5.10 に示す。

水位変動の長期の繰返し履歴に対して、軸ひずみの蓄積は伺えるが、非常に小さく無視できる程度であり、水位変動に対して影響は受けないものと評価できる。また、弾性係数は 40 kN/mm^2 程度であった。

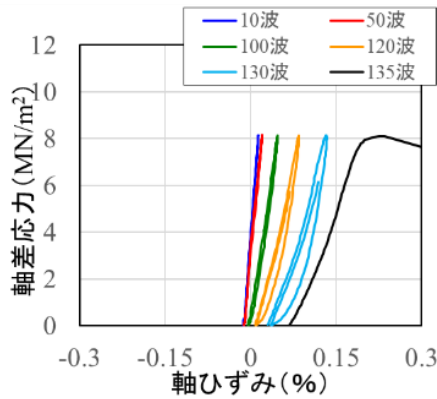
地震荷重についても振幅 4 MN/m^2 に対して影響がないものと評価できる。このときの弾性係数は水位変動想定時と同等の 40 kN/mm^2 程度であった。一方、破壊まで载荷を継続した Case2 と Case3 は、それぞれ 8 MN/m^2 (135 波目)、 10 MN/m^2 (328 波目) で破壊した。波数の増加とともにひずみが蓄積と剛性の低下が観察され、軸ひずみ 0.2% 付近で破壊を迎えた。以上、3 ケースでの繰返し三軸試験結果ではあるが、圧縮強度の半分程度の繰返し荷重 (両振幅) であれば、破壊は起こらないという結果であった。



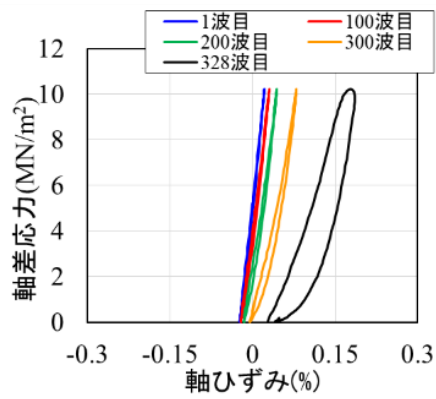
a) Case1 : 水位変動



b) Case1 : 地震荷重(2,4 MN/m²)



c) Case2 : 地震荷重(8 MN/m²)



d) Case3 : 地震荷重(10 MN/m²)

参考図-5.10 各ケースにおける軸差応力と軸ひずみの関係

参考文献

- 1) 三枝弘幸, 合田和哉, 小笠原哲也, 壹岐直之, 山本高士: 可塑状グラウト増深工法の開発ーその1 グラウト固化体の強度特性, 第78回土木学会年次学術講演会, VI-1052, 2023.
- 2) 和田眞郷, 合田和哉, 小笠原哲也, 三枝弘幸: 礫材の間隙に可塑状グラウトを充填した改良体の強度特性, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.75, No.2, I_851-I_856, 2019.
- 3) 小笠原哲也, 合田和哉, 和田眞郷, 三枝弘幸, 壹岐直之, 橋本健: 可塑状グラウト増深工法の実岸壁への適用と夾雑物除去工法の開発: 土木学会論文集特集号 (海洋開発), Vol.79, No.18, 論文 ID: 23-18156, 2023.
- 4) 壹岐直之, 小笠原哲也, 橋本健, 田中良典, 山本高士: 可塑状グラウト増深工法の開発ーその3: 実物充填実験の報告ー, 第78回土木学会年次学術講演会, VI-1054, 2023.

参考資料6 遠心模型実験による挙動確認

1. 概要

重力式係船岸に本工法を用いた場合の地震時挙動を確認及び検証することを目的として、遠心模型実験を実施した。

主な着目点は、以下の項目である。

- ① 護岸断面の地震時挙動の把握
- ② 改良体内部応力（引張り力）の把握
- ③ ケーソン底版部に作用する地盤反力分布の把握

2. 実験モデル及び条件

(1) 実験ケース

遠心模型は、重力式係船岸の代表的な護岸断面を想定した 1/80 の縮尺模型とし、基礎地盤の硬軟、捨石層厚、改良幅をパラメータとしたパラメトリックスタディを実施した。掘削時、地震時における改良体模型に作用する周辺土圧、内部応力、ケーソン底面の作用する反力や、ケーソンや改良体、捨石マウンドなどの変形状況について、改良範囲、捨石層厚、下層地盤の硬軟をパラメータとして、これらの違いによる影響を確認する。パラメトリックスタディのケースは、参考図-6.1 に示すとおりである。

なお、拘束圧下での注入固化を再現するため、遠心力場において、グラウト材の固化→ケーソン前面部の掘削の一連の施工過程を再現したのち、加振実験を行う。

(2) 地盤材料

模型地盤の基礎および裏込め地盤には、宇部珪砂 6 号を用い、基礎地盤は $Dr \approx 80\%$ と $Dr \approx 110\%$ となるように、裏込め砂は $Dr = 80\%$ となるように 2 cm 毎に締め固めて作製した。捨石地盤には、9 mm の篩いを通過し、4.75 mm の篩いに残留する砕石を空隙率 40% となるように作製した。また、改良体については、材齢 3 日で所定の強度が発現出来る早強セメントを用いた配合で可塑状グラウトを混練り捨石内に充填して作製した。

宇部珪砂 6 号の諸元を参考表-6.1 に、改良体の配合表を参考表-6.2 に示す。

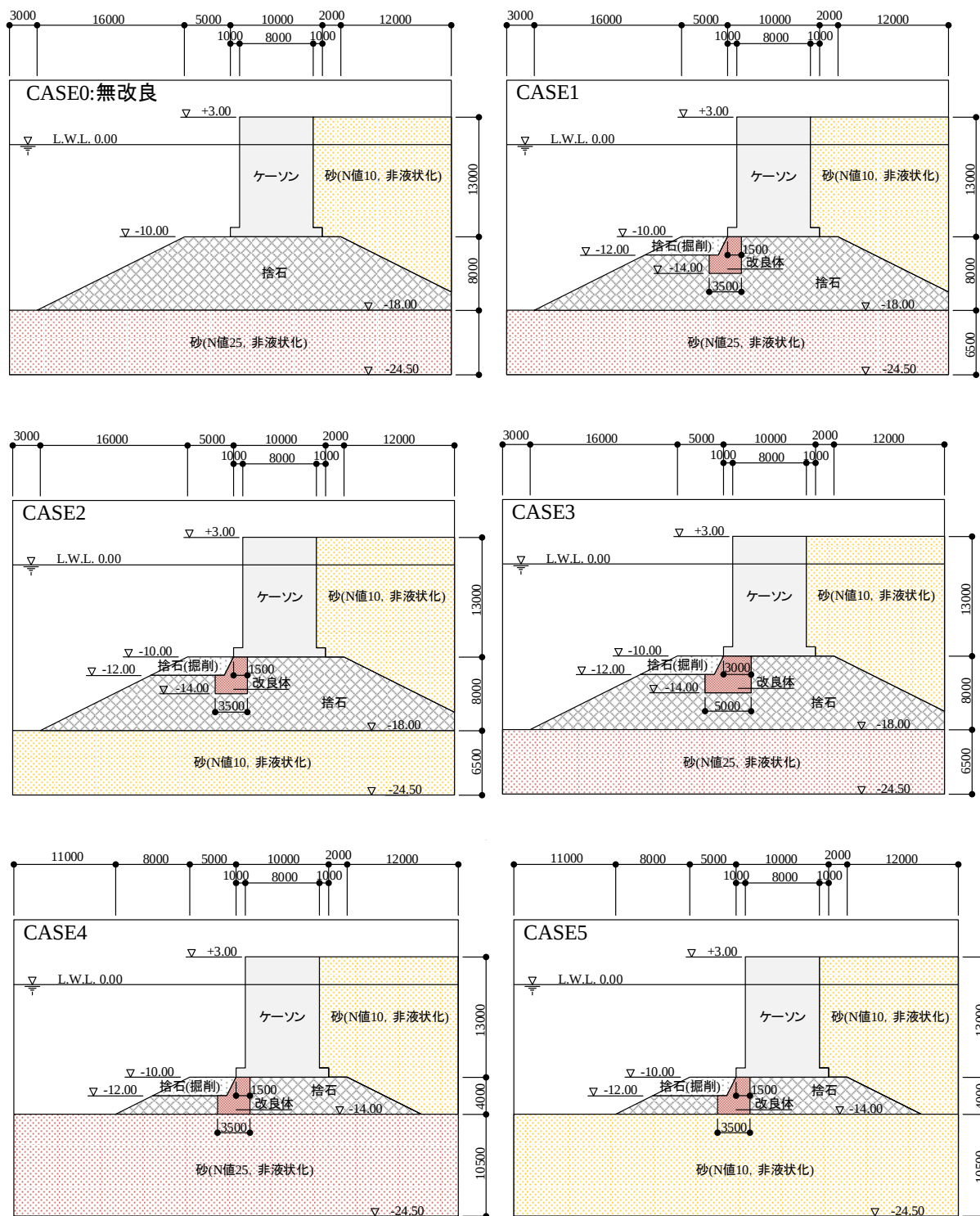
参考表-6.1 宇部珪砂 6 号の諸元

項目	諸元値
土粒子密度(Mg/m^3)	2.639
最大乾燥密度(Mg/m^3)	1.672
最小乾燥密度(Mg/m^3)	1.312

参考表-6.2 改良体グラウト材の配合表

配合名	W/C※ (%)	A剤 添加率※ (%)	Air (%)	基材 単位量(kg/m^3)			可塑材 単位量(kg/m^3)			
				W	C	減水剤	W	可塑剤 A	可塑剤 B	可塑剤 C
W/C= 40% A剤添加率10%	40.0	0.005	0	441	1378	6.89	110	0.07	6.89	2.3

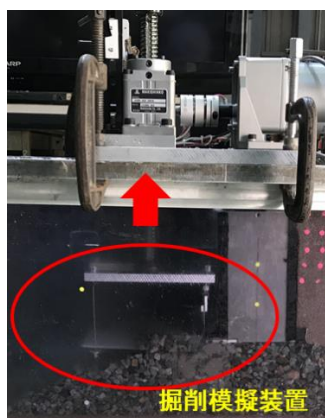
※W/CにおけるWは基材と可塑剤の単位水量の合計と基材のセメント量により計算



参考図-6.1 パラメトリックスタディケース一覧（模型縮尺 1/80）

(3) 掘削方法及び計測ツール

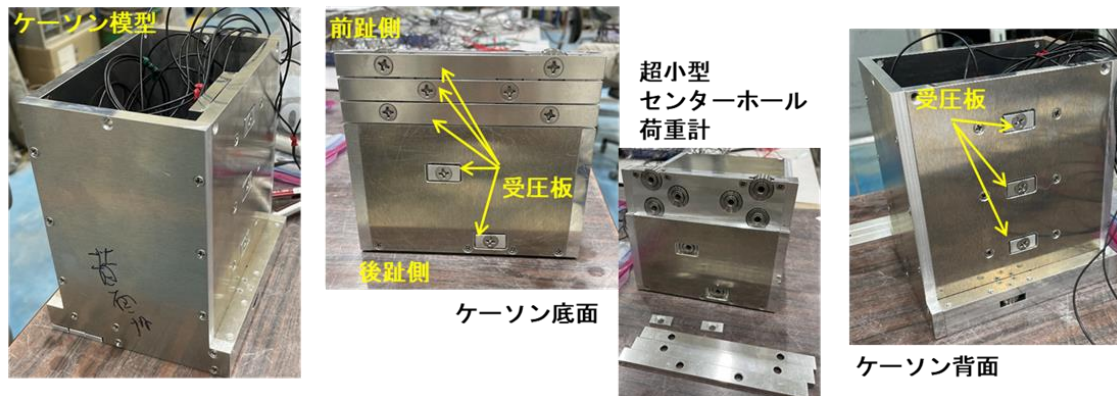
ケーソン前面掘削はあらかじめ掘削面にワイヤーモックを敷設して、捨石材料を所定の形状になるように成型しておき、掘削時には、ワイヤーモックをジャッキにて引き上げて掘削を模擬した。参考写真-6.1 に掘削模擬装置を示す。改良体内部応力は、りん青銅板(L=60 mm、w=8 mm、t=0.8 mm)に 6 mm 毎にひずみゲージ貼付したものをあらかじめ改良部底部に設置し計測した（参考写真-6.2 参照）。なお、ひずみゲージは曲げ成分を除去するため表裏に貼付した。ケーソン底部および背面に作用する反力および土圧は参考写真-6.3 に示すような計測部に荷重計を設置したケーソン模型を作製して計測した。



参考写真-6.1 掘削模擬装置



参考写真-6.2 りん青銅板の設置状況



参考写真-6.3 ケーソン模型詳細

(4) 加振パターン

模型地盤を作製し、グラウト材を充填したら、遠心载荷装置に搭載し、遠心加速度 80 G にて 3 日間放置（改良体の硬化）する。その後、ケーソン前面を掘削し、加振を行った。

各加振ステップの入力波を参考表-6.3 に示す。加振は、正弦波の 50 波加振を 1 ステップとし、加振振動数と最大加速度を変えた 5～6 段階のステップ加振を行った。実験機器の能力上、一般的なレベル 1 地震クラスからレベル 2 地震クラスまでの加振エネルギーを模擬するために、加振振動数を変化させている。

また、各加振ステップの振動台最大加速度を参考表-6.4 に示すが、加振加速度のばらつきが大きい。この振動台加速度記録を入力波として照査用震度（許容変位 $D_a=10\text{cm}$ ）を試

算した結果が**参考表-6.5**である。なお、Case2 と Case4 の振動台加速度及び照査用震度が小さく表れており、振動台加速度の計測値がうまく計測できていない可能性がある。しかしながら、変位等の応答値については参考にすることができると考え、参考として掲載する。

参考表-6.3 各加振ステップの入力波

	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6
Case 0	2Hz 60Gal	2Hz 100Gal	2Hz 150Gal	2Hz 200Gal	2Hz 300Gal	2Hz 400Gal
Case 1	2Hz 100Gal	2Hz 200Gal	2Hz 300Gal	1Hz 200Gal	1Hz 300Gal	-
Case 2						
Case 3						
Case 4						
Case 5						

参考表-6.4 各加振ステップの振動台最大加速度

	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6
Case 0	72.9	123.0	184.4	361.8	358.3	404.8
Case 1	132.6	257.2	326.6	317.5	506.8	-
Case 2	52.5	125.2	222.0	214.8	305.0	-
Case 3	111.3	203.8	332.1	232.8	403.0	-
Case 4	53.5	136.6	195.4	94.1	209.6	-
Case 5	92.4	204.8	440.5	387.5	564.6	-

※単位はGal

参考表-6.5 各加振ステップの照査用震度

	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6
Case 0	0.13	0.22	0.26	0.32	0.32	0.36
Case 1	0.20	0.27	0.30	0.49	0.53	-
Case 2	0.11	0.20	0.25	0.50	0.52	-
Case 3	0.14	0.23	0.30	0.50	0.50	-
Case 4	0.11	0.19	0.24	0.18	0.49	-
Case 5	0.15	0.23	0.35	0.52	0.56	-

※剛基盤モデルでFLIP解析を行い、壁体高13mとした。

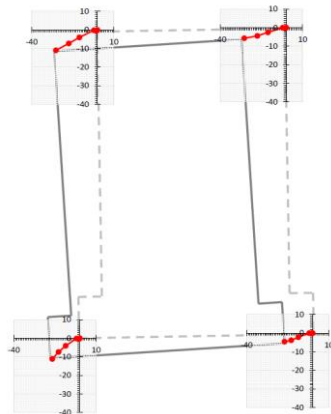
※許容変位Da=10.0cmとした。

3. 実験結果

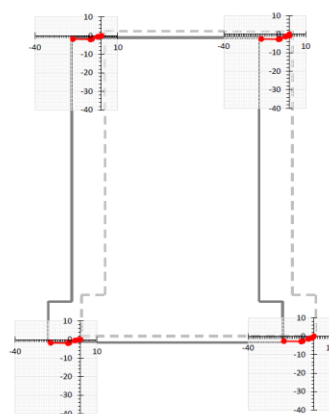
(1) 各ステップの残留変形

参考図-6.2 に各加振ステップ終了時におけるケーソンの残留変形を示す。なおケーソンの変位量はケーソンに貼付した光学ターゲットを実験時に高速度カメラで撮影し、画像解析により変位量を算出したものである。同図から、無改良のケース(Case0)に比べ、標準改良断面(浮き基礎：Case1)、標準改良断面+改良幅拡幅ケース(浮き基礎 Case3)は、前傾の傾向はあるものの水平変位、鉛直変位ともに小さい傾向にある。

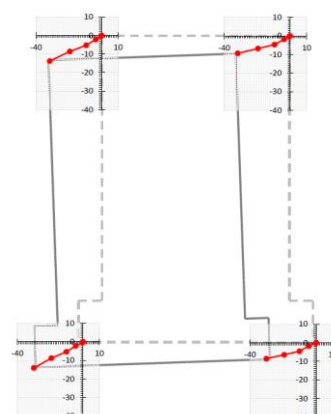
【 Case 0 】



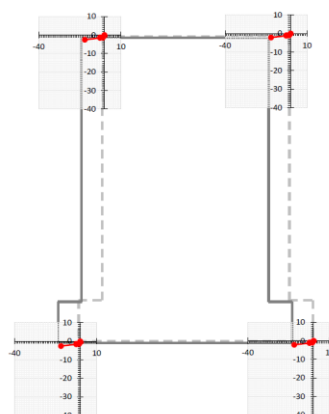
【 Case 1 】



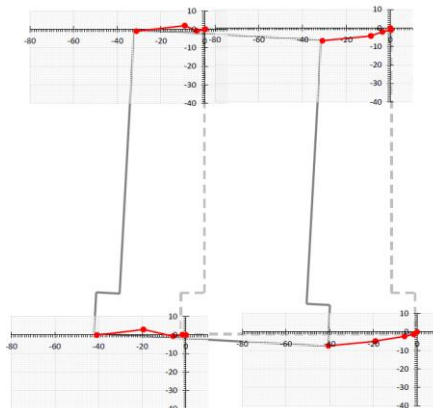
【 Case 2 】



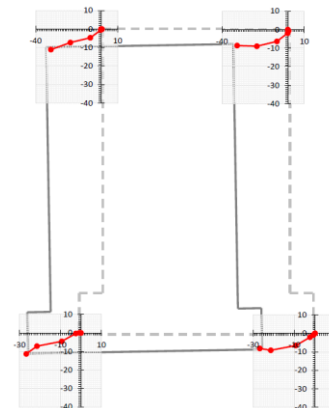
【 Case 3 】



【 Case 4 】



【 Case 5 】



参考図-6.2 各加振ステップにおけるケーソンの残留変形

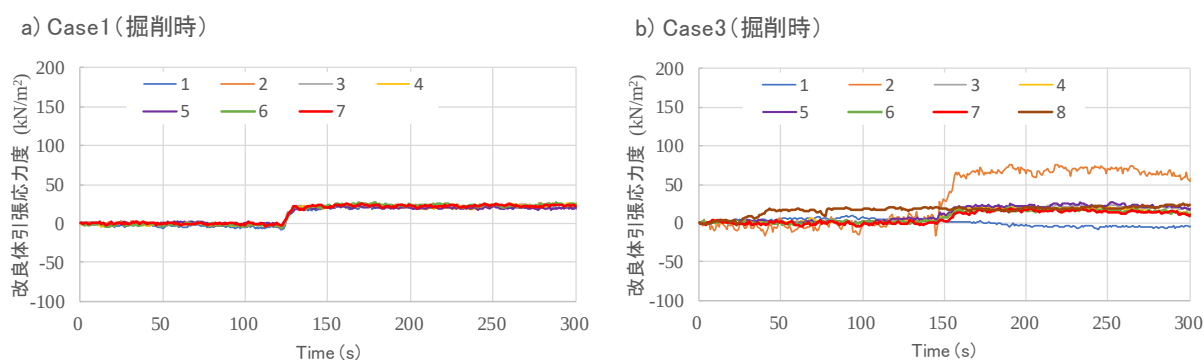
基礎地盤が比較的軟らかい場合、標準改良断面(浮き基礎 Case2)、標準改良断面(改良体着底 Case5)ともに鉛直変位が Case1、Case3 に比べて大きく、さらに水平変位も増加した。一方、基礎地盤が硬い場合、標準改良断面(改良体着底 Case4)では、鉛直変位の発生はあまりないが、ケーソンの大きな水平変位が発生した。

これより、捨石の可塑状グラウトによる固化改良は、ケーソン変位傾向から浮き基礎形式が好ましく、改良幅は広くとる方が効果的であることがわかる。

また、基礎地盤については、軟らかい Case2、Case5 の場合、偏心傾斜が顕著であるため、基礎地盤に対する検討も必要であるといえる。

(2) 改良体硬化時及び掘削時の応力変動

遠心場でのグラウト硬化時および硬化後掘削時の改良体応力分布の変動をリン青銅板にひずみゲージを貼付した計測治具にて計測した。参考図-6.3に Case1 及び Case3 における掘削時の内部応力の変動状況を示す。掘削前後で荷重変動に伴う圧縮、引張り力の発生はわずかであった。

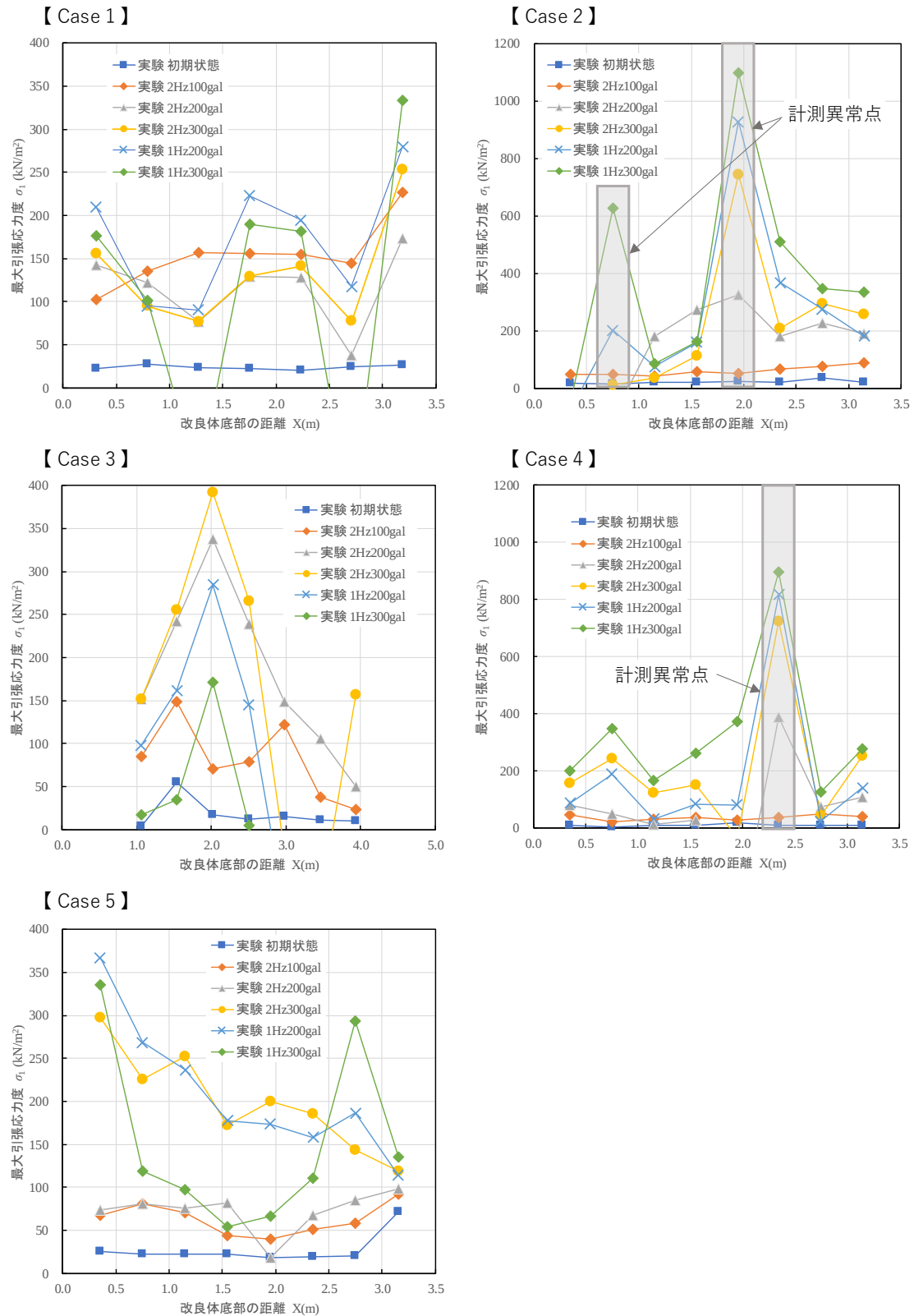


参考図-6.3 掘削時での内部応力の変動状況 (Case-1、3)

(3) 加振時における改良体の引張応力

参考図-6.4に各ケースの各加振時の引張応力の最大値分布を示す。なお、Case2 の 0.75m、1.95 m 及び Case4 の 2.35 m のデータは、時刻歴データにおいて加振初期に大きな圧縮を示し、かつ振幅の変動が激しくなる異常値を示したため、考察からは除外する。これら計測結果から、以下のような傾向が分かる。

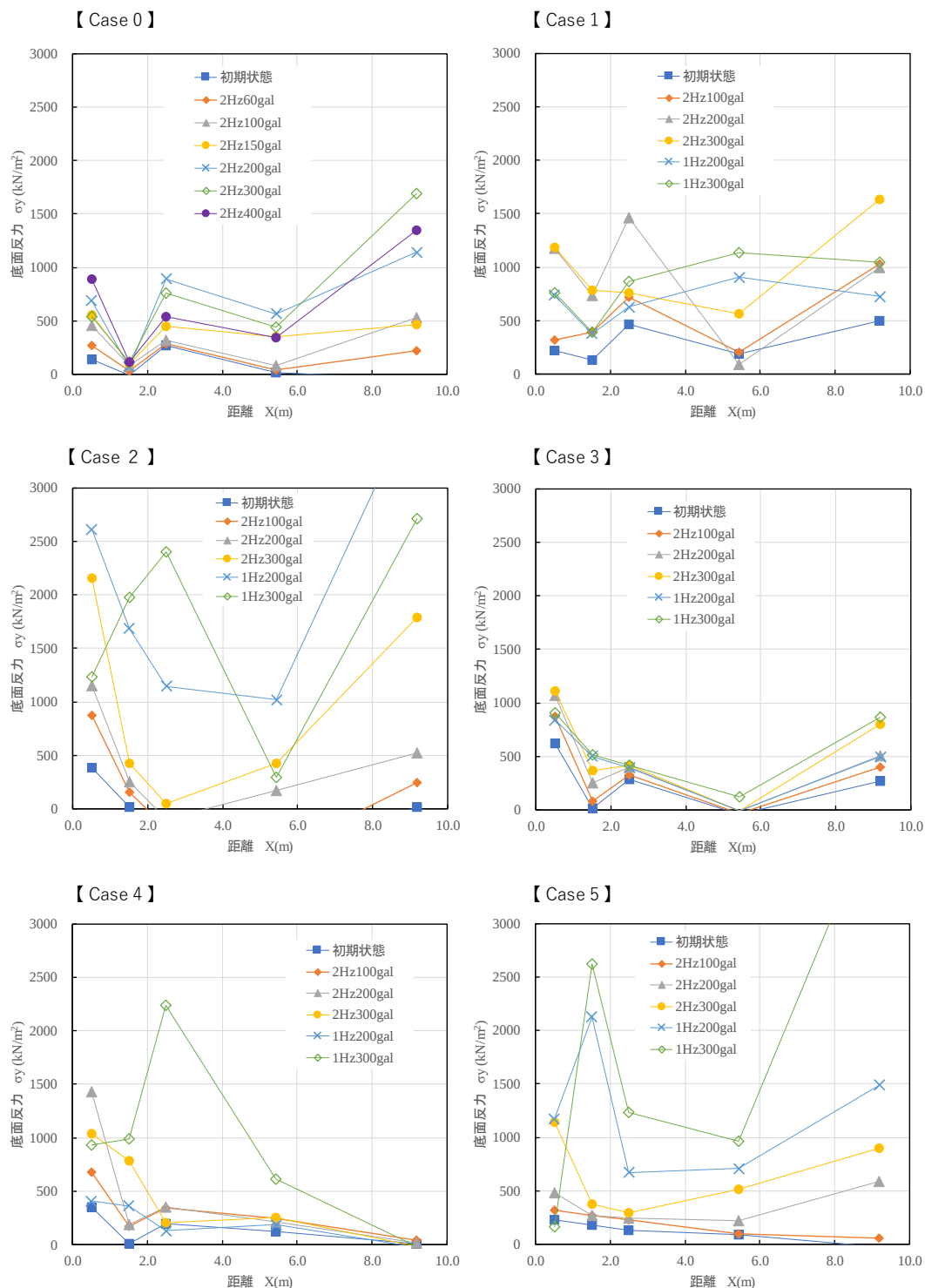
- ① 加振前の初期状態において引張応力は 20～30 kN/m² 程度であり、改良固化から掘削過程の影響は小さい。
- ② 加振力が大きくなるに従い、引張応力も増加傾向を示す。
- ③ 改良体の幅が広い Case3 では、レベル 1 地震程度の加振でも 300 kN/m² を超える引張応力が発生しており、改良体の形状等の条件によって内部応力の発生状況が異なる。
- ④ Case2 と Case4 の異常値を除けば、最大引張応力は 400 kN/m² 程度以下であり、概ね設計引張強さ以下である。なお、加振終了後の改良体を観察したが、いずれのケースにおいても改良体の破壊やひび割れ等は確認できなかった。



参考図-6.4 加振時における改良体底面の最大引張応力

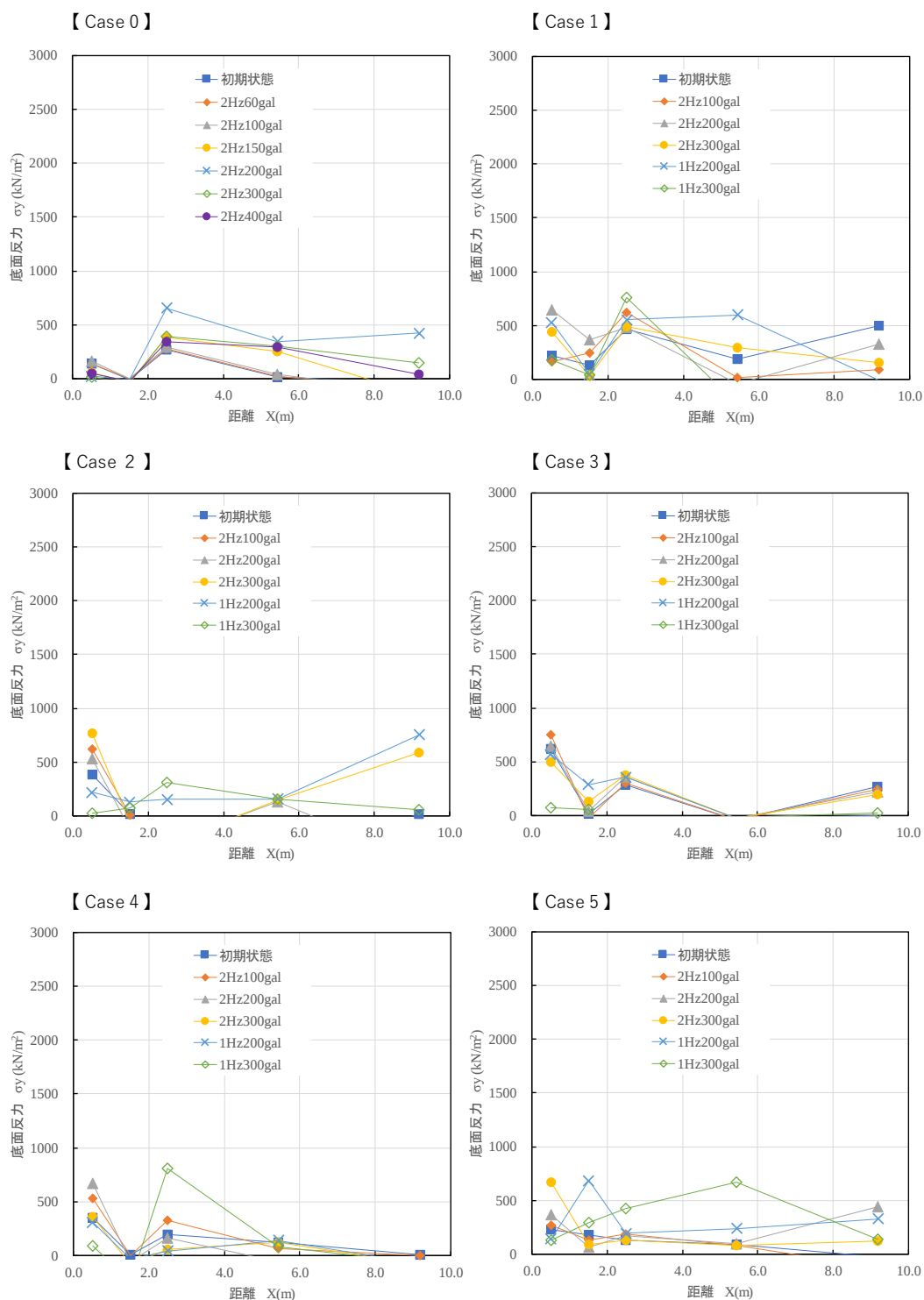
(4) ケーソン底面の反力分布

改良体硬化後のケーソン底面反力の最大値を参考図-6.5 に、残留値を参考図-6.6 にそれぞれ示す。ケーソンの水中重量が 1550 kN/m であるため、1500 kN/m² 以上を超える計測値は誤差を含んでいる可能性がある。また、前趾部の計測値のばらつきは、計測点が点当たりしている可能性がある。しかしながら、底面反力分布の傾向は概ね計測できているようである。



参考図-6.5 改良体硬化後のケーソンの底面反力分布（最大値）

各ステップ終了時の残留値は、初期状態の底面反力よりも大きな値を示すケースもみられるが、加振時のような極端な反力分布は発生していない。



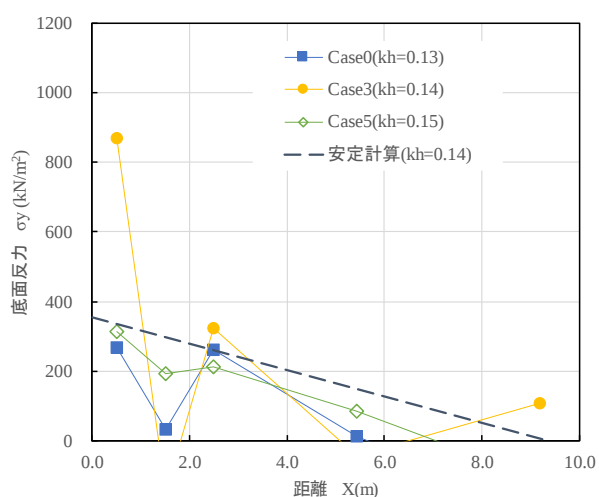
参考図-6.6 改良体硬化後のケーソンの底面反力分布（残留値）

参考図-6.7 に前趾で底面反力が最大となるときの底面反力を示す。左側が照査用震度 0.11～0.15 に対応する各ケースのステップを、右側が照査用震度 0.19～0.23 のものである。照査用震度は各加振波記録を用いて、技術基準よりレベル 1 地震の照査用震度（許容変位 $Da=10\text{ cm}$ ）を算出したものである。また、図中の破線は、代表的な照査用震度を用いてケーソンの安定計算から算出した底面反力を示す。ただし、振動台加速度の計測に疑問が残る Case2 と Case4 のデータは除外した。

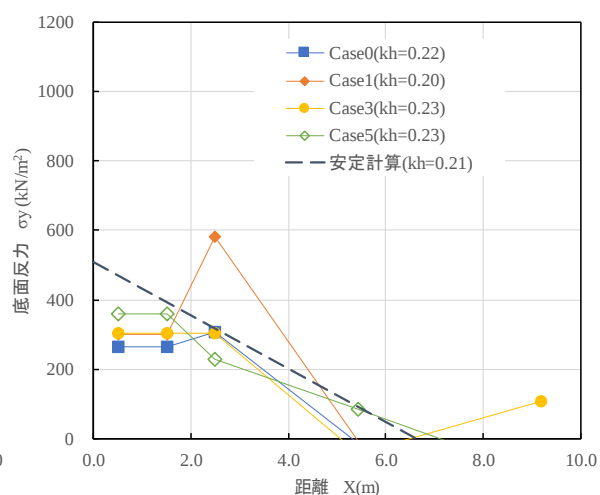
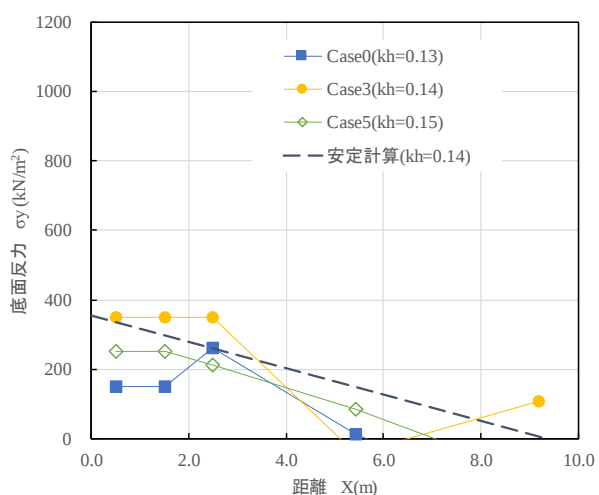
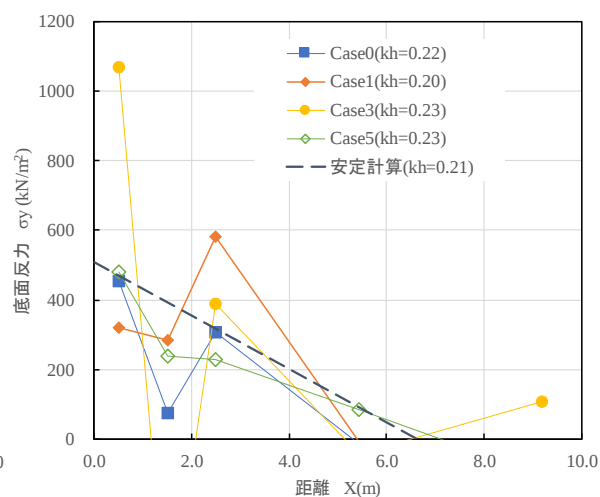
上段の図は計測値をそのまま図示したものである。また、下段の図では改良体に接した箇所で計測器が点当たりしている可能性があることから、改良体に接する範囲の計測値を平均化して図示している。

おおよそ安定計算から得られる底面反力に沿った分布となっており、レベル 1 地震動を対象とすれば、改良体があっても極端な応力集中は発生せず、底版の安全性が確保される可能性が示唆された。

【照査用震度 $kh=0.13\sim0.15$ 】

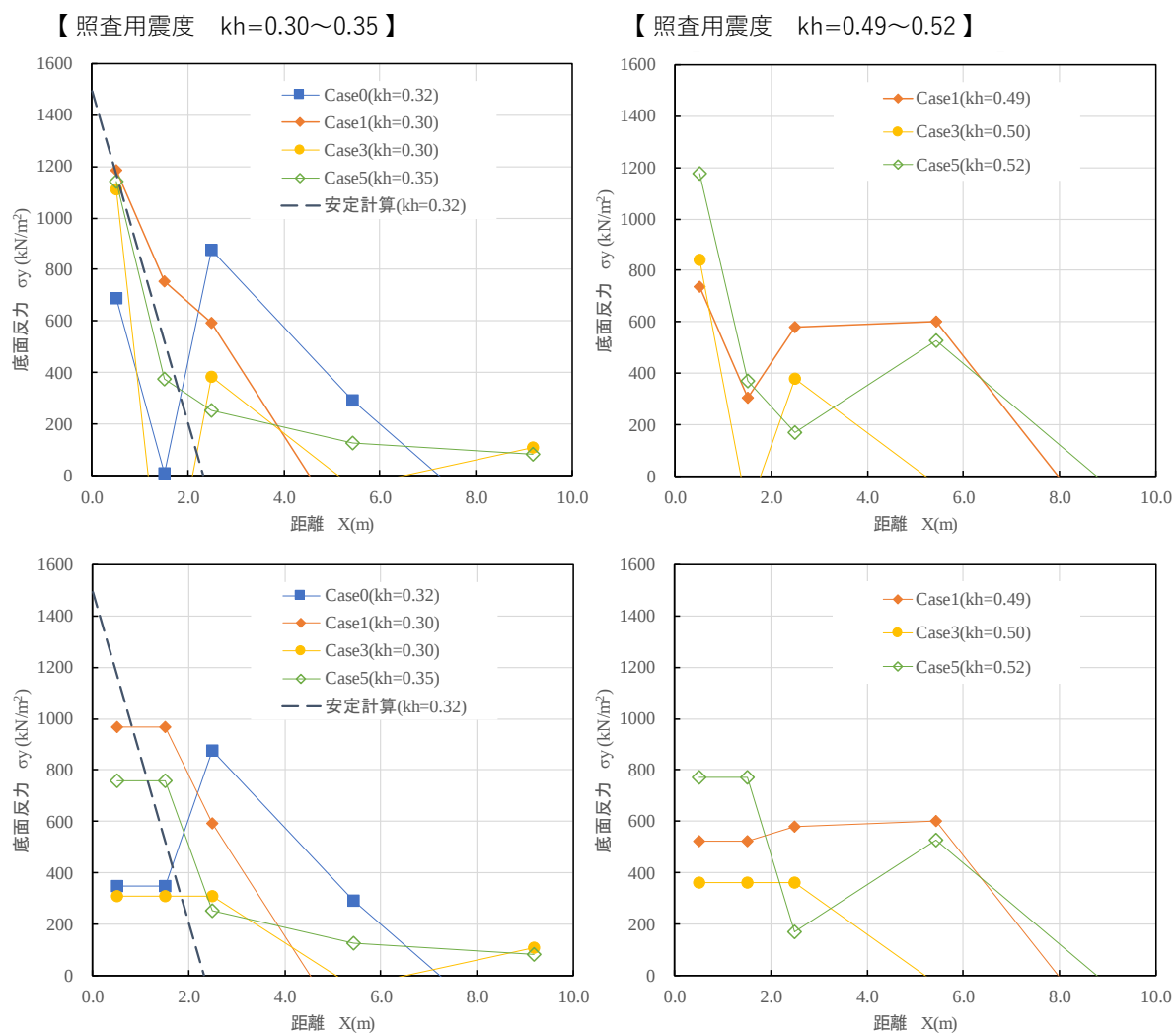


【照査用震度 $kh=0.20\sim0.23$ 】



参考図-6.7 前趾最大時の底面反力分布 ($kh=0.13\sim0.23$)

参考図-6.8 は照査用震度 0.30～0.52 における前趾で底面反力が最大となる時の底面反力を示すが、改良体周辺に底面反力の集中が見られる。よって、レベル2地震に対しては、別途底版の検討を実施する必要があると思われる。



参考図-6.8 前趾最大時の底面反力分布 ($kh=0.30\sim0.52$)

参考資料 7 SEP 台船上からの削孔限界水深の検討例

捨石削孔に示した通り、SEP 台船上からケーソン底版直下の改良体中心位置を削孔するためのケーソン下端水深は、下記制約条件により限界がある。

- ・ケーシングの自由長（ガイド管拘束用架台下端から捨石マウンド天端までの距離）
- ・ガイド管拘束用架台の張出長
- ・削孔角度（削孔中心線の水平に対する角度）

SEP 台船上からロータリーパーカッションドリル（RP 機）を用いて捨石マウンドを削孔した実績では、自由長：10 m 程度、張出長：1 m 程度（SEP 台船長：11 m 程度）、削孔角度：60° 程度であった。上記制約条件のうち、自由長は削孔角度によって変化しないが、架台の張出長は削孔角度及び使用する SEP 台船の寸法により安定性が変化することが想定される。そこで、本工法の削孔工での使用が想定される SEP 台船寸法の範囲で、架台張出長を変化させた時のケーシング下端水深を検討する。

なお、ここでは改良体直径を 2.0 m としているが、改良体直径は試験施工を元に決定する。また、改良体直径が小さいほど削孔角度が小さくなり、ケーソン下端限界水深も浅くなることに留意する。

【検討条件】

改良体直径；2.0 m、改良体中心位置（ x ）；ケーソン前面から 1.5 m
（ y ）；ケーソン下面から 0.75 m

削孔中心とケーソン下端との離隔距離；10 cm

上記から計算される（最大）削孔角度 $\alpha = \tan^{-1} \{ (0.75 - 0.10) \div 1.5 \} = 23.4^\circ$

ケーシング自由長；10 m

H.W.L.+2.1 m、L.W.L.+0.0 m（東京湾周辺）

SEP 台船端部から RP 機打設孔口までの離隔距離；3.5 m

SEP 台船底板標高；M.W.L.+1.0 m

【検討結果】

検討結果を参考表-6.1 に示す。ケーソン下端水深の計算方法は以下の通りである。

- ・上記「削孔角度」および「SEP 台船端部から RP 機打設孔口までの離隔距離」を与条件とし、「ガイド管拘束用架台の最大張出長（④）」をそれぞれ設定することで、「孔口から架台下端までの鉛直距離（⑥）」を算出した。
- ・⑥の値に上記与条件の「ケーシング自由長」の鉛直距離を追加することで、「孔口から捨石マウンドまでの鉛直距離（⑦）」を算出した。
- ・RP 機設置標高から⑦の値を差し引くことで、ケーソン下端水深を算出した。これらの値が、各 SEP 台船と架台張出長との組み合わせでケーソン底版直下の改良体中心位置を削孔可能な限界水深である。

船体長 25 m の SEP 台船で架台を SEP 台船端部から 5 m 張出した場合、水深が 11 m 程度までであれば、SEP 台船上からケーソン底版直下の改良体中心位置を削孔できる。

参考表-7.1 SEP 台船寸法・架台張出長を変化させた時のケーソン下端水深

① SEP 台船 船体長 (m)	10			15			20			25		
② SEP 台船 船体高さ (m)	1.5			1.8			2.0			2.2		
③ RP 機設置標高 (A.P.+ m)	+3.5			+3.8			+4.0			+4.2		
④ 架台最大張出長 水平距離 (m)	1	3	5	1	3	5	1	3	5	1	3	5
⑤ 孔口～架台下端 水平距離 (m)	7.5	9.5	11.5	12.5	14.5	16.5	17.5	19.5	21.5	22.5	24.5	26.5
⑥ ——— 鉛直距離 (m)	3.3	4.1	5.0	5.4	6.3	7.2	7.6	8.5	9.3	9.8	10.6	11.5
⑦ 孔口～捨石マウンド 鉛直距離 (m)	7.2	8.1	9.0	9.4	10.3	11.1	11.6	12.4	13.3	13.7	14.6	15.5
⑧ ケーソン下端 水深 (A.P.+ m)	-3.7	-4.6	-5.5	-5.6	-6.5	-7.3	-7.6	-8.4	-9.3	-9.5	-10.4	-11.3

ここで、

$$\text{①} = \text{SEP 台船天端高} = \text{M.W.L.} + 1.0 + \text{②}$$

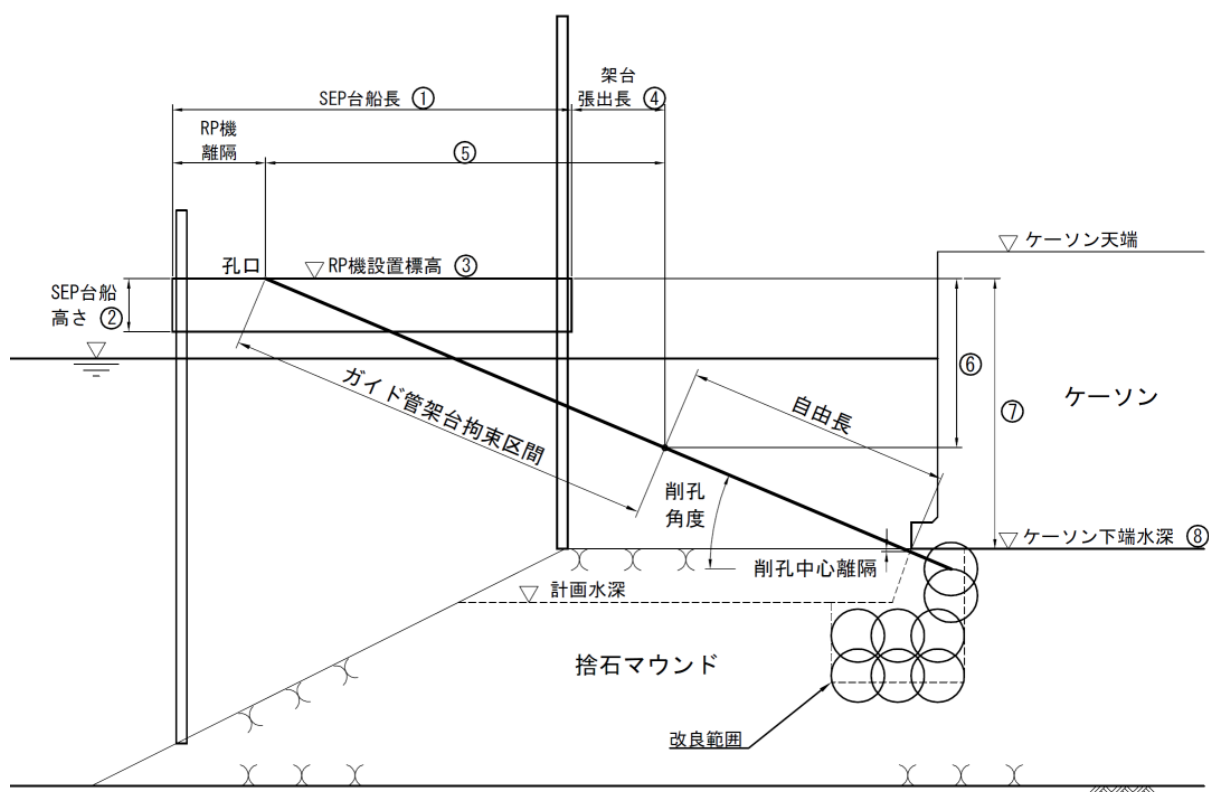
$$\text{⑤} = \text{①} - \text{RP 機離隔} + \text{④}$$

$$\text{⑥} = \text{⑤} \times \tan(\text{削孔角度})$$

$$\text{⑦} = \text{自由長} \times \sin(\text{削孔角度}) + \text{⑥}$$

$$\text{⑧} = \text{③} - \text{⑦}$$

架台張出長に対する SEP 台船の安定性は未考慮



参考図-7.1 ケーソン下端限界水深イメージ

参考資料 8 捨石の間隙率について

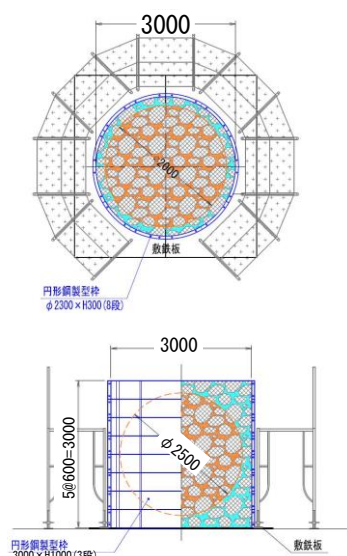
夾雑物除去量の管理および可塑性グラウト注入量の管理のため、捨石の間隙率（空隙率）を設定して、除去量および注入量を算定する必要がある。適用する捨石に関して、間隙率の実測値があることが望ましいが、実測された例は少ないのが実情である。

そのため本ガイドラインでは、実測値がない場合は捨石の間隙率を 40 % に設定してよいとしている。

間隙率を実測した例には以下があり、これを捨石間隙率 40 % の根拠としている。

(1) 京浜港ドックにおける予備充填実験および捨石マウンドでの実測¹⁾

可塑性グラウトの予備充填実験として屋外で行った実験において、実施工と同規模の捨石（30～200 kg/個）を円形の鋼製型枠内（内径 3,000 mm、高さ 3,000 mm）に細かく多層に分けて投入し、間隙率を測定した（参考図-8.1）。投入時に測定した捨石重量と型枠容積から算定した間隙率、及び捨石投入後に注水した海水の量から測定した間隙率は、ともに 39.5 % であった。また、京浜港ドック内に構築した捨石マウンドにおいて、ベッセルにより少量ずつ投入して小型バックホウで敷きならべた捨石の重量と捨石出来形より求めた容積から算定した捨石の間隙率は 40.6 % であった（参考写真-8.1）。



参考写真-8.1 京浜港ドック内の捨石マウンド

参考図-8.1 京浜港における予備充填実験

(2) 革新的社会資本整備研究開発推進事業における屋外実験での実測²⁾

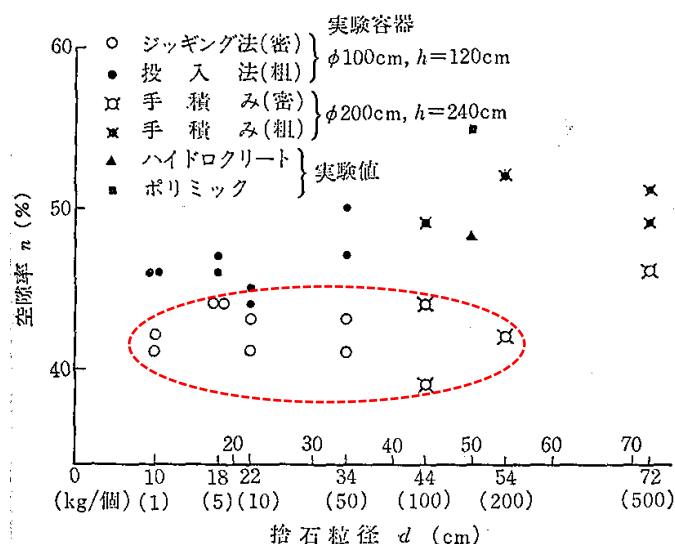
実施工と同規模の捨石（30～200 kg/個）を円形の鋼製型枠内（内径 3,000 mm、高さ 4,500 mm）に 40 m³ 程度投入し、間隙を海水で満たしたときの海水量を計測した。2 ケース計測し、鋼製型枠内の捨石の間隙率は 41 %、38 % であった。

(3) 文献における捨石間隙率（空隙率）の実測例³⁾⁴⁾

φ 100 cm 高さ 120 cm の容器、または φ 200 cm 高さ 240 cm の容器内に、粒形の異なる単粒度の捨石を詰めた時の間隙率の結果を参考図-8.2 に示す。本工法を適用する捨石マウンドはケーソンのような重力式構造物が上に乗った状態であるので、図中の密な状態（白抜き記号○など赤破線内）に近いと考えられる。このとき間隙率は 39～46 % であり、間隙

率の大きさは粒径にあまり影響を受けていない結果となっている。

通常使用されている捨石は、京浜港ドックの 30～200 kg/個や川崎港東扇島の現場実証における 50～100 kg/個のような捨石であり、完全な単粒度ではないが比較的単粒度に近い（粒度範囲が狭い）ものであるので、39～46 %に近い間隙率ではないかと考えられる。



参考図-8.2 間隙率（空隙率）と捨石粒径の関係⁴⁾

また、参考文献³⁾⁴⁾のように石の粒径にあまり関係ない結果を考えたとき、コンクリート骨材で使用される砕石（5～20 mm）は、単粒度に近い石と考えられるが、粒形判定実積率 56 %以上⁵⁾と規定されており、つまり間隙率（空隙率）は 44 %以下となる。この規定に鑑みても、細粒分が少なく単粒度分布に近い石においては、間隙率は 40 %程度という裏付けになると考えられる。

参考文献

- 1)小笠原哲也、和田眞郷、野口孝俊、菅崇：京浜港ドックにおける重力式係船岸増深工法の実用化に向けた実証試験，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.74，No.2，I_390-I_395，2018.
- 2)壹岐直之、小笠原哲也、橋本健、田中良典、山本高士：可塑状グラウト増深工法の開発－その 3：実物大充填実験の報告－，土木学会第 78 回年次学術講演会，VI-1054，2023.
- 3)大野大明、手塚昌信：サンドマスチック被覆工の設計，施工に関する実験的研究，第 26 回海岸工学講演会論文集，pp. 451-455. 1979.
- 4)笹嶋博、松本正志、草野守夫、田崎邦男：種崎地区航路護岸改良工事－特殊コンクリートによる張石固結－，コンクリート工学，Vol.23，No.6，1985.
- 5)土木学会：2023 年制定コンクリート標準示方書[施工編]，p34，2023.

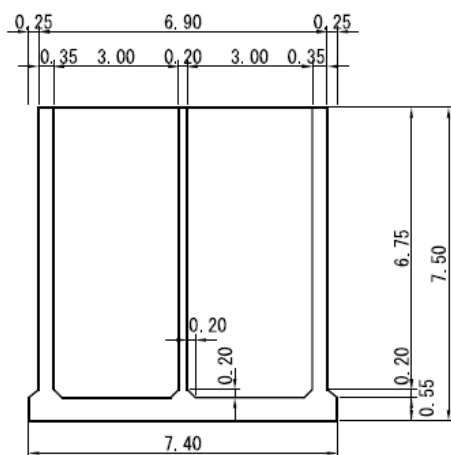
本参考資料は、本編第4章 設計に示した設計方法や計算手順を具体的数値で示すことを目的とした改良体の設計計算例である。したがって、すべての設計条件に対して網羅できている保証はなく、設計者の工学的判断を必要とする場合も有り得る。本計算例はあくまでも標準的な設計計算例として示したものであることに留意されたい。

(1) 標準断面

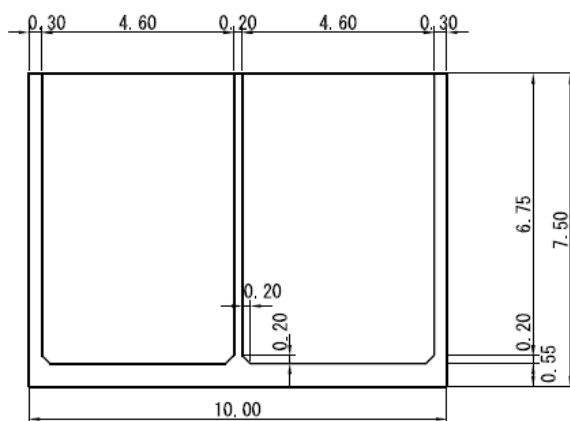
[illegible]

Figure 1: Cross-section of a coastal defense structure. The diagram shows a concrete wall with a crest width of 6.90m and a top width of 2.00m. The wall is 1.00m high. The crest is at elevation +2.40m. The wall face is at elevation +1.60m. The wall is supported by a foundation of 1.50m wide concrete piles. The wall is surrounded by backfill soil with a unit weight of 18kN/m³ and a friction angle of 30°. The backfill is covered by a 1.50m thick layer of sand (γ=10kN/m³, N=5, φ=30°). The wall is also surrounded by sand (γ=5kN/m³, N=0, C=1.5kN/m², Z=0 at -6.0m). The wall is supported by a foundation of 1.50m wide concrete piles. The wall is surrounded by backfill soil with a unit weight of 18kN/m³ and a friction angle of 30°. The backfill is covered by a 1.50m thick layer of sand (γ=10kN/m³, N=5, φ=30°). The wall is also surrounded by sand (γ=5kN/m³, N=0, C=1.5kN/m², Z=0 at -6.0m). The wall is supported by a foundation of 1.50m wide concrete piles.

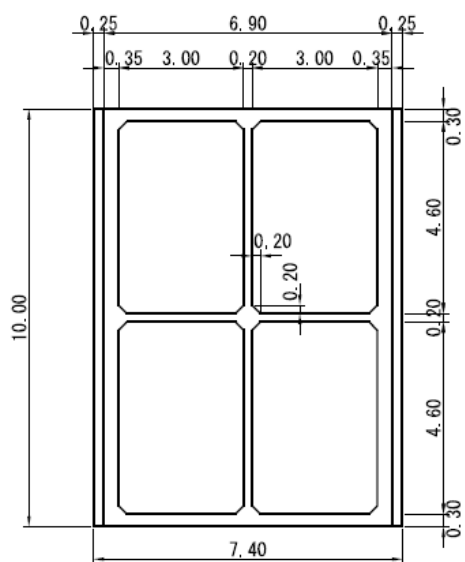
111



断面図



側面図



平面図

参考図-9.3 ケーソン構造図 (単位:m)

(2) 計画及び利用条件

対象船舶の変更に対応するため、既設断面に対して 2.05 m（ケーソン底面から 1.5 m）の増深を行う。

a) 水 深

増深前： 計画水深 -5.00 m 設計水深 -5.35 m

増深後： 計画水深 -7.00 m 設計水深 -7.40 m

b) 天端高

+3.40 m

c) 潮 位

H.W.L. +2.00 m

L.W.L. ±0.00 m

d) 残留水位

R.W.L. +0.67 m

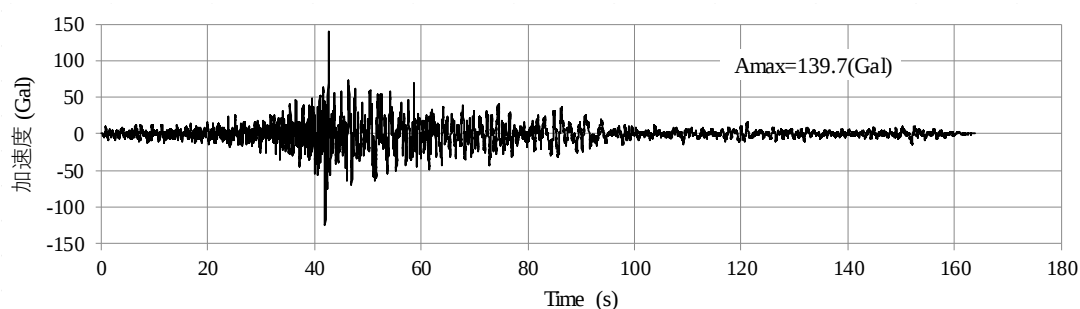
e) 上載荷重

常 時 10 kN/m²

地震時 10 kN/m²

(3) 照査用震度

本施設はレベル 1 地震動対象の施設であり、港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年、（公社）日本港湾協会）（以下、技術基準という）の施設編に関する基本的事項 第 1 章 1 照査用震度に関する詳細事項 に従い残留変形量の限界値 $D_a=10$ cm として照査用震度を算定した結果、照査用震度は 0.17 である。この際、壁体高はケーソン下端高-5.90 m までの 9.30 m とした。レベル 1 地震動の時刻歴波形図を参考図-9.4 に示す。



参考図-9.4 レベル 1 地震動の時刻歴波形図

(4) 地盤条件

岸壁の安定計算及び円弧すべり計算に用いる地盤条件の特性値を参考表-9.1 に示す。検討断面における土層構成及び高さは参考図-9.1 及び参考図-9.2 に示すとおりである。ただし、建設から 50 年程度経った構造物であることから、サンドドレーン改良部、シルト層及び砂質シルト層は、岸壁建設による圧密が終了していると考えられる。したがって、サンドドレーン海側端部から岸壁法線までの区間と岸壁法線から陸側の区間を設定し、それ

ぞれ上載圧の増加に伴う強度増加を考慮した。

参考表-9.1 地盤条件の特性値

土 質		分類	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位 体積重量 γ (kN/m ³)	N値	内部 摩擦角 ϕ_f (°)	粘着力 $C=C_0+az$ (kN/m ²)	
							C_0	a
裏埋土(気中)		砂質土	18.0	20.0	5.0	30	-	-
裏埋土(水中)		砂質土	18.0	20.0	8.0	30	-	-
置換砂		砂質土	18.0	20.0	6.0	30	-	-
裏込石		砂質土	18.0	20.0	-	35	-	-
捨石		砂質土	18.0	20.0	-	40	-	-
浚渫土		粘性土	15.0	15.0	0.0	-	0.00	1.50
シルト 砂質シルト	海側原地盤	粘性土	15.0	15.0	0.0	-	0.00	1.50
	サンドドレーン部	粘性土	15.0	15.0	0.0	-	19.30	1.50
	埋立側	粘性土	15.0	15.0	0.0	-	45.00	1.50
シルト質細砂		砂質土	18.0	20.0	10.0	30	-	-
砂質シルト		粘性土	16.0	16.0	5.0	-	50.00	0.00
砂礫		砂礫	18.0	20.0	50.0	40	-	-

※粘着力の z は、 $z=0$ at -6.0 m

(5) 摩擦係数

ケーソン底面の摩擦係数は $f=0.6$ である。

(6) 材 料

- 鉄筋コンクリート（ケーソン）
設計基準強度 $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
単位体積重量 $\gamma_c = 24.0 \text{ kN/m}^3$
- 無筋コンクリート（上部工、蓋コンクリート）
設計基準強度 $f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
単位体積重量 $\gamma_c = 22.6 \text{ kN/m}^3$
- 中詰砂・バラスト
単位体積重量 $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

2. 既設断面の安定計算結果

技術基準 施設編 第5章 2.2 重力式係船岸 に従い実施した既設断面の安定計算結果を参考表-9.2 に示す。

参考表-9.2 既設断面の安定計算結果

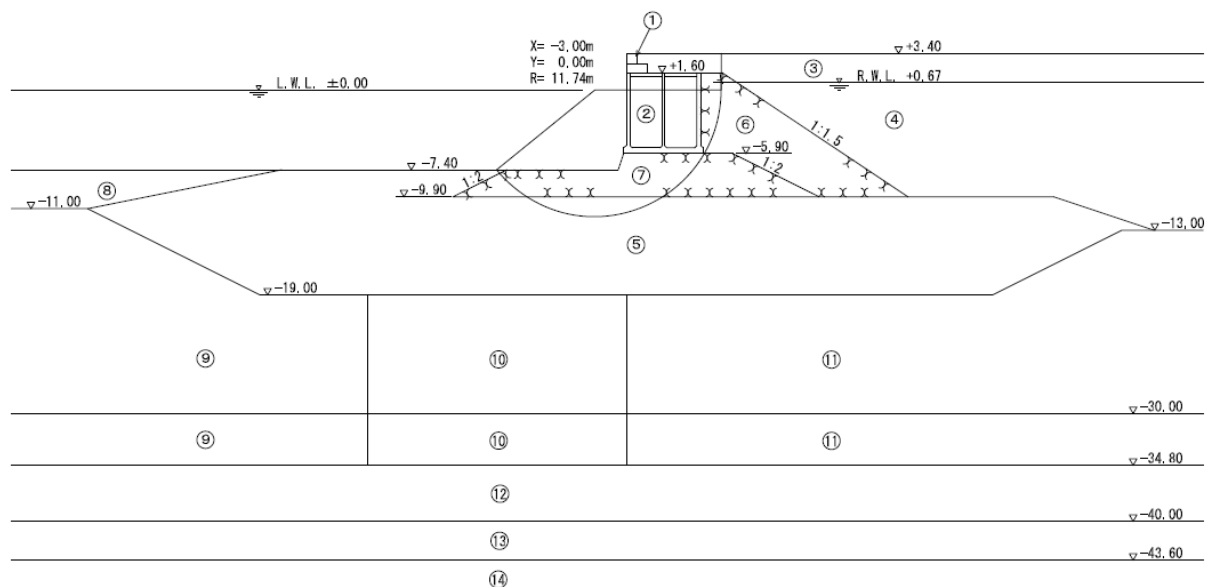
照 査 項 目		永続状態		変動状態（地震時）	
		上載なし	上載あり	上載なし	上載あり
照査用震度		—		0.17	
滑 動		$0.394 \leq 1.00$	$0.366 \leq 1.00$	$0.937 \leq 1.00$	$0.892 \leq 1.00$
転 倒		$0.219 \leq 1.00$	$0.204 \leq 1.00$	$0.599 \leq 1.00$	$0.590 \leq 1.00$
壁体底面における 地盤反力	p_1 (kN/m ²)	175.83	184.53	352.60	372.79
	p_2 (kN/m ²)	78.50	89.12	0.00	0.00
	b' (m)	7.40	7.40	5.48	5.56
ビショッ普法 に用いる荷重	q (kN/m ²)	145.76	154.82	264.45	279.59
	$2b'$ (m)	6.46	6.54	3.65	3.71
	H (kN/m)	182.5	182.5	542.2	554.3
円弧すべり		$0.75 \leq 1.00$	$0.78 \leq 1.00$	—	—
基礎の支持力（ビショッ普法）		$0.49 \leq 1.00$	$0.34 \leq 1.00$	$0.82 \leq 1.00$	$0.82 \leq 1.00$

3. 増深後の堤体安定検討

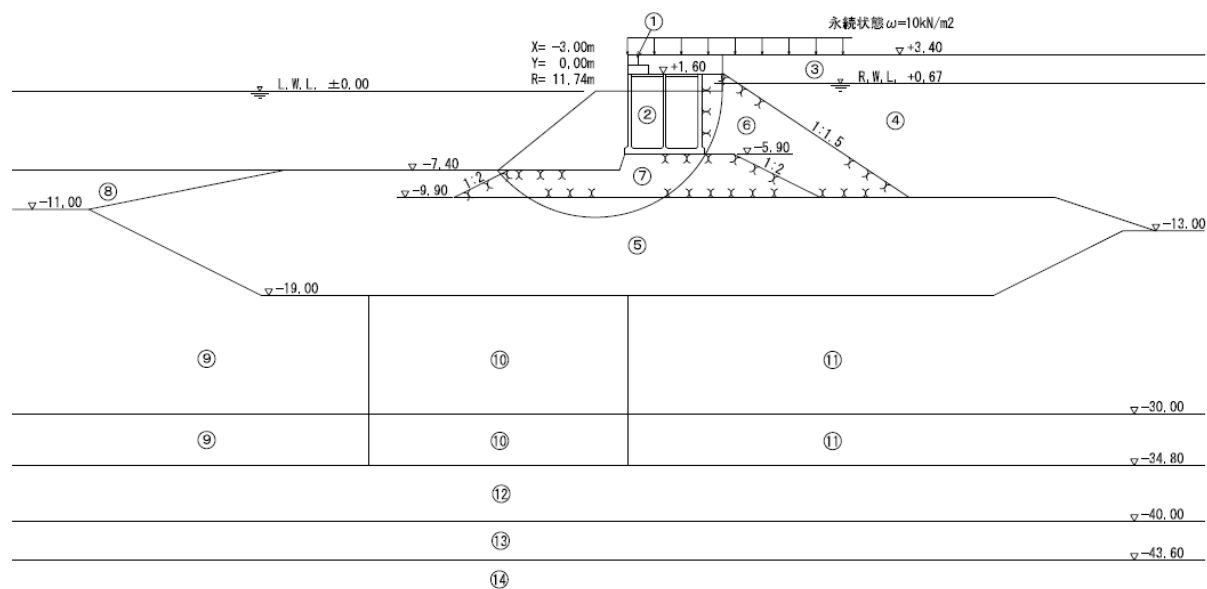
技術基準 施設編 第5章 2.2 重力式係船岸 2.2.3 性能照査 に従い、増深後の堤体が円弧すべりに対して十分安全であることを確認する。円弧すべり照査時の地盤条件の特性値を参考表-9.3 に、照査結果を参考図-9.4 及び参考表-9.4 にそれぞれ示す。

参考表-9.3 円弧すべり計算における地盤条件

土 質		分類	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位 体積重量 γ' (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ_f (°)	粘着力 $C=C_0+az$ (kN/m ²)	
						C_0	a
①上部工		砂質土	22.6	22.6	-	-	-
②ケーソン		砂質土	21.2	21.2	-	-	-
③裏埋土(気中)		砂質土	18.0	20.0	30	-	-
④裏埋土(水中)		砂質土	18.0	20.0	30	-	-
⑤置換砂		砂質土	18.0	20.0	30	-	-
⑥裏込石		砂質土	18.0	20.0	35	-	-
⑦捨石		砂質土	18.0	20.0	40	-	-
⑧浚渫土		粘性土	15.0	15.0	-	0.00	1.50
シルト 砂質シルト	⑨海側原地盤	粘性土	15.0	15.0	-	0.00	1.50
	⑩サンドドレーン部	粘性土	15.0	15.0	-	19.30	1.50
	⑪埋立側	粘性土	15.0	15.0	-	45.00	1.50
⑫シルト質細砂		砂質土	18.0	20.0	30	-	-
⑬砂質シルト		粘性土	16.0	16.0	-	50.00	0.00
⑭砂礫		砂礫	18.0	20.0	40	-	-



a) 上載荷重なし



b) 上載荷重あり

参考図-9.5 円弧すべりに対する照査（永続状態）

参考表-9.4 増深断面の円弧すべり計算結果

状態		抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_D	抵抗項 $R_d(\text{kNm})$	荷重項 $S_d(\text{kNm})$	調整係数 m	荷重抵抗比 $m S_d / R_d$
永続状態	上載荷重なし	0.83	1.01	9,072	8,351	1.00	0.92 < 1.0 O.K.
	上載荷重あり	0.83	1.01	9,506	9,002	1.00	0.95 < 1.0 O.K.

4. 改良体の設計強度

(1) 設計基準強度

東扇島での実績から現場改良体の一軸圧縮強度の平均値とグラウト単味強度の特性値の比 $\lambda=0.29$ 、グラウト単味強度の特性値 $f_{cg}=24 \text{ N/mm}^2$ として設計基準強度を設定する。現場改良体の圧縮強度の平均値 $\bar{f}_{cf}$ は、

$$\bar{f}_{cf} = \lambda f_{cg} = 0.29 \times 24 = 6.9 \text{ N/mm}^2$$

現場強度のばらつきが正規分布に従うとして、設計基準強度の特性値 f'_{ck} は、

$$f'_{ck} = \bar{f}_{cf} \cdot \alpha (1 - KV/100)$$

ここで、

K : 正規偏差 (標準偏差に対する倍率) を示す係数 ($K=1.0$ とする)

V : 現場改良体の圧縮強度 f_{cf} の変動係数 (東扇島の実績より $V=33\%$ と設定する)

α : 施工管理上許容する充填率 80% とした場合の強度の低減率を表す係数 (碎石を用いた供試体による強度試験から 0.9 と設定する)

$K=1.0$ 、 $V=33\%$ 、 $\alpha=0.9$ とすると、

$$\begin{aligned} f'_{ck} &= 6.9 \times 0.9 \times (1 - 1.0 \times 33/100) \\ &= 4.16 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

なお、設定した設計基準強度が現地施工にて発現されることを、本施工前に現地試験施工にて確認するものとする。

(2) 改良体の設計強度

改良体の設計圧縮強度 f_c 、設計せん断強さ f_{sh} 及び設計引張強さ f_t の特性値は、それぞれつぎのように算定される。

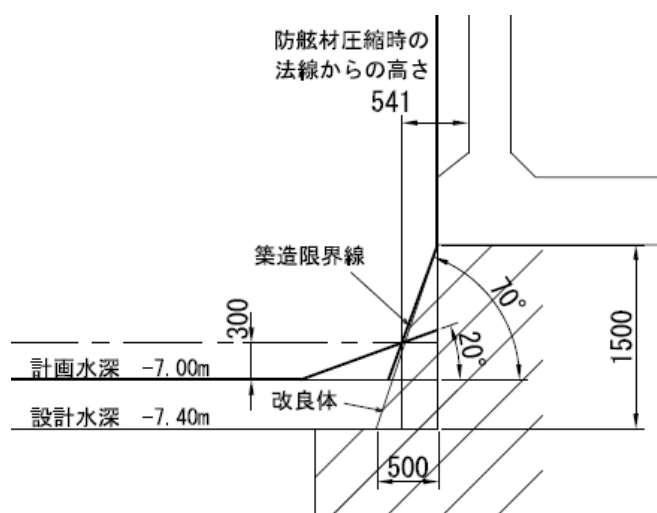
$$f_{ck} = f'_{ck} = 4.16 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{shk} = \frac{1}{2} f_{ck} = \frac{1}{2} \times 4.16 = 2.08 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = \frac{1}{9} f_{ck} = \frac{1}{9} \times 4.16 = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

(1) 改良範囲の設定

参考図-9.6 改良体形状と天端幅 (単位: m)



参考図-9.7 改良体と築造限界の関係（単位：mm）

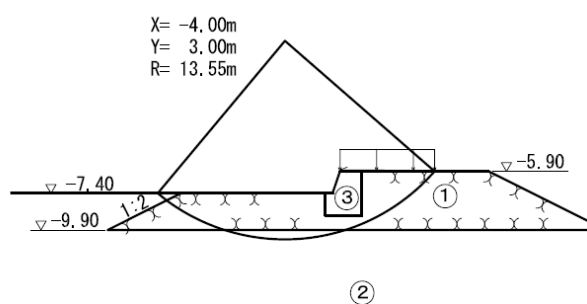
改良範囲は、技術基準 施設編第 2 章 3.2.5「偏心傾斜した作用に対する支持力」に準じて、偏心傾斜荷重に対する改良体内を通るすべりと改良体外を通るすべりについて安定性を照査する。**参考表-9.5**に地盤条件の入力特性値を示すが、改良体強度は 4(2)で求めたせん断強さを調整係数で割った値を用いた。

ビショップ法を用いた検討結果として、**参考図-9.8**にビショップ法で最も危険な円弧を、**参考表-9.6**に荷重条件と照査結果をそれぞれ示すが、改良深さ 3.0 m、ケーソン底面改良

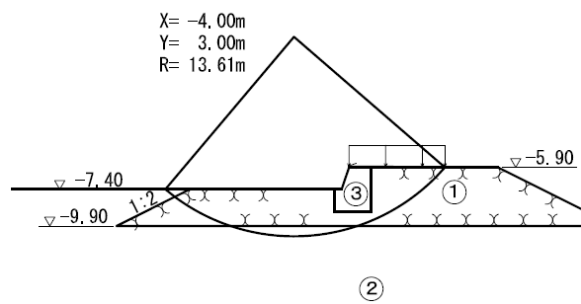
幅 1.5 m とすれば、支持力破壊に対して安全である。

参考表-9.5 偏心傾斜荷重に対する照査時地盤条件の特性値

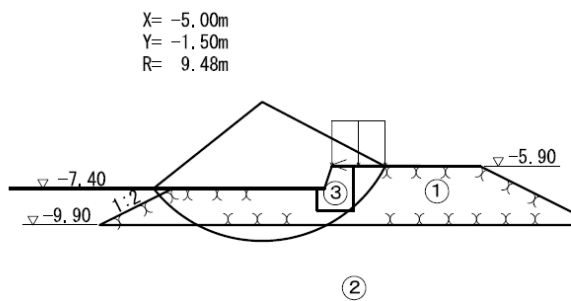
土 質		分類	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ_f (°)	粘着力 $C=C_0+a z$ (kN/m ²)	
						C_0	a
①捨石		砂質土	18.0	20.0	35	20.00	-
②置換砂		砂質土	18.0	20.0	35	-	-
③改良体	永続状態	改良体	23.0	23.0	-	693.00	-
	レベル1地震動に関する変動状態	改良体	23.0	23.0	-	1040.00	-



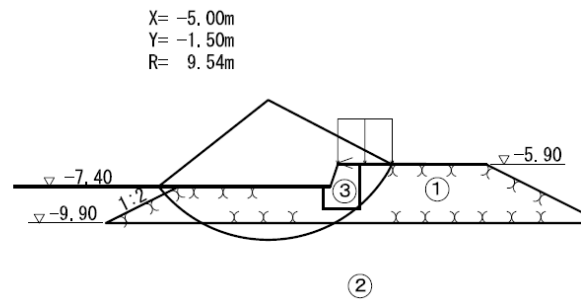
a) 永続状態（上載荷重なし）



b) 永続状態（上載荷重あり）



c) レベル1地震動（上載荷重なし）



b) レベル1地震動（上載荷重あり）

参考図-9.8 ビショップ法による支持力照査

参考表-9.6 支持力破壊照査時の荷重条件及び照査結果

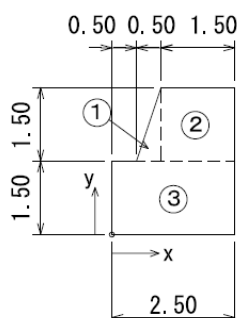
状態		換算等分布 荷重 q (kN/m)	載荷幅 $2b'$ (m)	水平荷重 H (kN)	抵抗項 R_d (kNm)	荷重項 S_d (kNm)	調整係数 m	荷重抵抗比 $m S_d / R_d$
永続状態	上載荷重なし	145.76	6.46	182.5	17,146	8,860	1.20	0.62 < 1.0 O.K.
	上載荷重あり	154.82	6.54	182.50	18,020	9,405	1.20	0.63 < 1.0 O.K.
レベル1地震動に関する変動状態	上載荷重なし	264.45	3.65	542.20	15,314	9,151	1.00	0.60 < 1.0 O.K.
	上載荷重あり	279.59	3.71	554.30	14,899	9,715	1.00	0.65 < 1.0 O.K.

6. 改良体の安定計算

改良体の安定計算として、滑動及び転倒に対する検討を実施する。

6.1 改良体重量

改良体寸法を以下のように設定する。改良体重量及び浮力は、参考表-9.7 及び参考表-9.8 のようである。



参考表-9.7 改良体重量及び重心座標

No	形状寸法 (m)			V (m³/m)	γ (kN/m³)	W _d (kN/m)	重心座標		W _d ・x (kN・m/m)	W _d ・y (kN・m/m)
							x(m)	y(m)		
1	1/2×	0.50	× 1.50	0.38	23.00	8.63	0.83	2.00	7.19	17.26
2		1.50	× 1.50	2.25	23.00	51.75	1.75	2.25	90.56	116.44
3		2.50	× 1.50	3.75	23.00	86.25	1.25	0.75	107.81	64.69
計				6.38		146.63			205.56	198.39

参考表-9.8 改良体に作用する浮力

No	V (m ³ /m)	$\rho_0 g$ (kN/m ³)	W_f (kN/m)	浮心座標 x(m)	$W_f \cdot x$ (kN・m/m)
1	0.38	10.10	3.79	0.83	3.16
2	2.25	10.10	22.73	1.75	39.78
3	3.75	10.10	37.88	1.25	47.35
計	6.38		64.40		90.29

6.2 慣性力

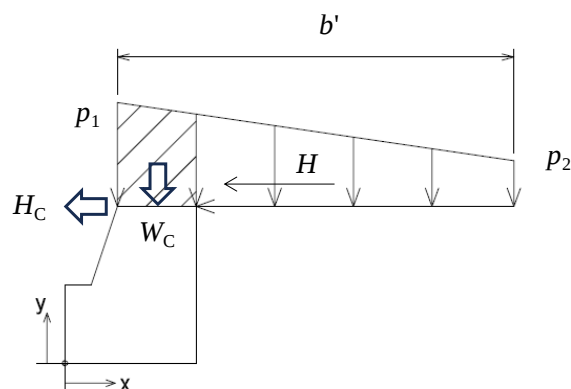
改良体重量に設計震度 0.17 を乗じて慣性力及びモーメントを参考表-9.9 のように求める。

参考表-9.9 慣性力及びモーメント

No	W_d (kN/m)	k_h	H_d (kN/m)	y (m)	$H_d \cdot y$ (kN・m/m)
1	8.63	0.17	1.47	2.00	2.94
2	51.75	0.17	8.80	2.25	19.80
3	86.25	0.17	14.66	0.75	11.00
計	146.63		24.93		33.74

6.3 ケーソンからの底面反力及び水平力

ケーソンから改良体に作用する底面反力 W_c は、ケーソンの安定計算から得られた底面反力分布のうち、改良体天端幅 1.5 m に作用する底面反力分を考慮する。算定結果を参考表-9.10 に示す。



参考表-9.10 ケーソンからの底面反力

状 態		p_1 (kN/m ²)	p_2 (kN/m ²)	b' (m)	改良体背面 位置での 上載圧 (kN/m ²)	改良体に作用 する上載荷重 の合力 W_c (kN/m)	作用 距離 x (m)	モーメント M_{wc} (kN・m/m)
永続状態	上載荷重なし	175.83	78.50	7.40	156.10	248.95	1.75	435.66
	上載荷重あり	184.53	89.12	7.40	165.19	262.29	1.75	459.01
レベル1地震動に 関する変動状態	上載荷重なし	352.60	0.00	5.48	255.99	456.44	1.75	798.77
	上載荷重あり	372.79	0.00	5.56	272.25	483.78	1.75	846.62

また、ケーソンから改良体に作用する水平力は、改良体天端幅とケーソンの安定計算から得られた底面反力分布幅との比を全水平力に乗じて求める。算定結果を参考表-9.11 に示す。

参考表-9.11 ケーソンからの水平力

状 態		H (kN/m)	b' (m)	改良体に作用 するケーソン からの水平力 H_c (kN/m)	作用 高さ y (m)	モーメント M_{Hc} (kN・m/m)
永続状態	上載荷重なし	182.46	7.40	36.99	3.00	110.97
	上載荷重あり	182.46	7.40	36.99	3.00	110.97
レベル1地震動に 関する変動状態	上載荷重なし	542.16	5.48	148.54	3.00	445.62
	上載荷重あり	554.31	5.56	149.49	3.00	448.47

6.4 改良体に作用する土圧

(1) 永続状態

主働土圧と崩壊面が水平となす角度は、次式より求める。

$$P_a = \left[\sum \gamma \cdot h + \frac{\omega \cdot \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cdot K_a \cos(\delta + \phi)$$

$$\cot(\zeta - \beta) = -\tan(\phi + \delta + \phi - \beta) + \sec(\phi + \delta + \phi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\phi - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta)}}$$

ここに、

P_a : 土圧強度(kN/m²)

γ : 層の単位体積重量(kN/m³)

h : 層の厚さ(m)

K_a : 土圧係数

ϕ : 捨石の内部摩擦角

β : 地表面が水平となす角

ψ : 壁面が鉛直となす角

δ : 壁面摩擦角

ζ : 崩壊面が水平となす角

この場合の土圧係数は、

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos^2 \phi \cdot \cos(\delta + \phi) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cdot \cos(\phi - \beta)} \right]^2}$$

a) 土圧係数と崩壊面が水平となす角

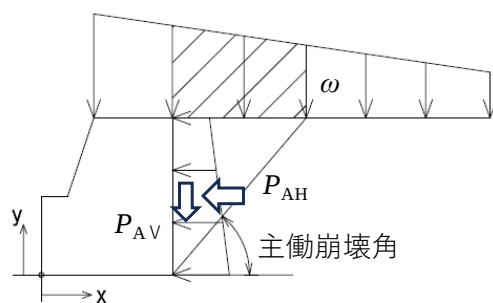
上式より、土圧係数と崩壊面が水平となす角は参考表-9.12のように算定される。

参考表-9.12 土圧係数と崩壊面が水平となす角

土圧作用Level (m)	β (度)	ϕ (度)	δ (度)	ψ (度)	K_a	ζ (度)
-5.90 ~ -8.90	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011	63.1530

b) 上載荷重

崩壊面を改良体背面下端から引いた範囲にあるケーソン反力の平均値を上載荷重として考慮する。計算結果は参考表-9.13のようである。



参考表-9.13 上載荷重の算定

状 態	p_1 (kN/m ²)	p_2 (kN/m ²)	b' (m)	ζ (度)	上載圧を 考慮する幅 (m)	改良体背面 位置の上載圧 (kN/m ²)	主働崩壊線 位置の上載圧 (kN/m ²)	上載荷重 の平均値 ω (kN/m)
上載荷重なし	175.83	78.50	7.40	63.153	1.5180	156.10	136.13	146.12
上載荷重あり	184.53	89.12	7.40	63.153	1.5180	165.19	145.62	155.41

c) 改良体背面に作用する土圧

改良体背面に作用する土圧は、上載荷重がある場合とない場合について次のようになる。

① 上載荷重がない場合

参考表-9.14 土圧強度

土圧作用 Level (m)	h(m)	γ (kN/m ³)	γh (kN/m ²)	ψ (度)	$\omega \cdot \cos\psi /$ $\cos(\psi - \beta)$	$K_a \cos(\delta + \psi)$	P_a (KN/m ²)
-5.90	0.00	10.00	0.00	0.00	146.12	0.1942	28.38
-8.90	3.00	10.00	30.00	0.00	146.12	0.1942	34.20

参考表-9.15 土圧水平力及びモーメント

No	算定式				土圧水平力 P_{AH} (kN/m)	作用高さ (m)	モーメント M_{PAH} (kN・m/m)
	P_a		h				
1	$1/2 \times$	28.38	$\times$	3.00	42.57	2.00	85.14
2	$1/2 \times$	34.20	$\times$	3.00	51.30	1.00	51.30
					93.87		136.44

参考表-9.16 土圧鉛直力及びモーメント

No	土圧水平力 P_{AH} (kN/m)	$\tan(\psi + \delta)$	土圧鉛直力 P_{AV} (kN/m)	作用長さ (m)	モーメント M_{PAV} (kN・m/m)
1	42.57	0.268	11.41	2.50	28.53
2	51.30	0.268	13.75	2.50	34.38
計	93.87		25.16		62.91

② 上載荷重がある場合

参考表-9.17 土圧強度

土圧作用 Level (m)	h(m)	γ (kN/m ³)	γh (kN/m ²)	ψ (度)	$\omega \cdot \cos\psi /$ $\cos(\psi - \beta)$	$K_a \cos(\delta + \psi)$	P_a (kN/m ²)
-5.90	0.00	10.00	0.00	0.00	155.41	0.1942	30.18
-8.90	3.00	10.00	30.00	0.00	155.41	0.1942	36.01

参考表-9.18 土圧水平力及びモーメント

No	算定式				土圧水平力 P_{AH} (kN/m)	作用高さ (m)	モーメント M_{PAH} (kN・m/m)
	P_a		h				
1	1/2×	30.18	×	3.00	45.27	2.00	90.54
2	1/2×	36.01	×	3.00	54.02	1.00	54.02
計					99.29		144.56

参考表-9.19 土圧鉛直力及びモーメント

No	土圧水平力 P_{AH} (kN/m)	$\tan(\psi + \delta)$	土圧鉛直力 P_{AV} (kN/m)	作用長さ (m)	モーメント M_{PAV} (kN・m/m)
1	45.27	0.268	12.13	2.50	30.33
2	54.02	0.268	14.47	2.50	36.18
計	99.29		26.60		66.51

(2) レベル 1 地震動に関する変動状態

主働土圧と崩壊面が水平面となす角度は、次式より求める。

$$P_a = \left[\sum \gamma \cdot h + \frac{\omega \cdot \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cdot K_a \cos(\delta + \phi)$$

$$\cot(\zeta - \beta) = -\tan(\phi + \delta + \phi - \beta) + \sec(\phi + \delta + \phi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\phi - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}}$$

ここに、

P_a : 土圧強度(kN/m²)

γ : 層の単位体積重量(kN/m³)

h : 層の厚さ(m)

ω : 上載荷重(kN/m²)

K_a : 土圧係数

ϕ : 捨石の内部摩擦角

β : 地表面が水平となす角

ψ : 壁面が鉛直となす角

- δ : 壁面摩擦角
 ζ : 崩壊面が水平となす角
 θ : $\theta = \tan^{-1} k'$ で表される地震合成角
 k' : 見かけの震度

この場合の土圧係数は、

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \phi \cdot \cos(\delta + \phi + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi + \theta) \cdot \cos(\phi - \beta)} \right]^2}$$

見かけの震度は次式により算定する。

$$k' = \frac{2 \left(\sum \gamma_i h_i + \sum \gamma_{\text{sat}j} h_j + \omega \right) + \gamma h}{2 \left(\sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma_{\text{sat}j} h_j - 10) + \omega \right) + (\gamma_{\text{sat}} - 10) h} k$$

ここに、

- γ_h : 残留水位上の第 i 層の単位体積重量(kN/m³)
 h_i : 残留水位上の第 i 層の土層の厚さ(m)
 $\gamma_{\text{sat}j}$: 残留水位下において、土圧を算定する層より上の第 j 層の飽和単位体積重量(kN/m³)
 h_j : 残留水位下において、土圧を算定する層より上の第 j 層の土層の厚さ(m)
 γ_{sat} : 残留水位下において、土圧を算定する土層の飽和単位体積重量(kN/m³)
 h : 残留水位以下において、土圧を算定する土層の厚さ(m)
 k : 震度

a) 見かけの震度

ケーソン背面の土層は、参考表-9.20 のようであり、上載荷重なし及びありの場合の見かけの震度は以下のように算定される。

① 上載荷重なしの場合

$$k' = \frac{2 \times (49.14 + 131.40 + 0.00) + 60.00}{2 \times (49.14 + 65.70 + 0.00) + 30.00} \times 0.17 = 0.28$$

$$\theta = \tan^{-1}(0.28) = 15.64^\circ$$

② 上載荷重ありの場合

$$k' = \frac{2 \times (49.14 + 131.40 + 10.00) + 60.00}{2 \times (49.14 + 65.70 + 10.00) + 30.00} \times 0.17 = 0.27$$

$$\theta = \tan^{-1}(0.27) = 15.11^\circ$$

参考表-9.20 ケーソン背面の土層

土圧作用 Level (m)	h (m)	γ (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	γh (kN/m ²)	$\gamma_t h$ (kN/m ²)	$\Sigma \gamma h$ (kN/m ²)	$\Sigma \gamma_t h$ (kN/m ²)
3.40	0.00	18.00	18.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.60	1.80	18.00	18.00	32.40	32.40	32.40	32.40
1.60	1.80	18.00	18.00	32.40	32.40	32.40	32.40
0.67	0.93	18.00	18.00	16.74	16.74	49.14	49.14
0.67	0.93	10.00	20.00	16.74	16.74	49.14	49.14
-5.90	6.57	10.00	20.00	65.70	131.40	114.84	180.54
-5.90	6.57	10.00	20.00	65.70	131.40	114.84	180.54
-8.90	3.00	10.00	20.00	30.00	60.00	144.84	240.54

b) 土圧係数と崩壊面が水平となす角

土圧係数と崩壊面が水平となす角 ζ は参考表-9.21のように求められる。

参考表-9.21 土圧係数と崩壊面が水平となす角

上載の有無	土圧作用Level (m)	β (度)	ϕ (度)	δ (度)	ψ (度)	θ (度)	K_a	ζ (度)
上載荷重あり	-5.90 ~ -8.90	0.0	40.0	15.0	0.0	15.64	0.3785	49.6070
上載荷重なし	-5.90 ~ -8.90	0.0	40.0	15.0	0.0	15.1	0.3702	50.1690

c) 上載荷重

崩壊面を改良体背面下端から引いた範囲にあるケーソン反力の平均値を上載荷重として考慮する。計算結果は参考表-9.22のようである。

参考表-9.22 上載荷重の算定

状 態	p_1 (kN/m ²)	p_2 (kN/m ²)	b' (m)	ζ (度)	上載圧を 考慮する幅 (m)	改良体背面 位置の上載圧 (kN/m ²)	主働崩壊線 位置の上載圧 (kN/m ²)	上載荷重 の平均値 ω (kN/m)
上載荷重なし	352.60	0.00	5.48	49.607	2.5530	255.99	91.58	173.79
上載荷重あり	372.79	0.00	5.56	50.169	2.5020	272.25	104.56	188.41

d) 改良体背面に作用する土圧

改良体背面に作用する土圧は、上載荷重がある場合とない場合について次のようになる。

① 上載荷重がない場合

参考表-9.23 土圧強度

土圧作用 Level (m)	h(m)	γ (kN/m ³)	γh (kN/m ²)	ψ (度)	$\omega \cdot \cos\psi / \cos(\psi - \beta)$	$K_a \cos(\delta + \psi)$	P_a (kN/m ²)
-5.90	0.00	10.00	0.00	0.00	173.79	0.3656	63.54
-8.90	3.00	10.00	30.00	0.00	173.79	0.3656	74.51

参考表-9.24 土圧水平力及びモーメント

No	算定式				土圧水平力 P_{AH} (kN/m)	作用高さ (m)	モーメント M_{PAH} (kN・m/m)
	P_a		h				
1	1/2×	63.54	×	3.00	95.31	2.00	190.62
2	1/2×	74.51	×	3.00	111.77	1.00	111.77
計					207.08		302.39

参考表-9.25 土圧鉛直力及びモーメント

No	土圧水平力 P_{AH} (kN/m)	$\tan(\psi + \delta)$	土圧鉛直力 P_{AV} (kN/m)	作用長さ (m)	モーメント M_{PAV} (kN・m/m)
1	95.31	0.268	25.54	2.50	63.85
2	111.77	0.268	29.95	2.50	74.88
	207.08		55.49		138.73

② 上載荷重がある場合

参考表-9.26 土圧強度

土圧作用 Level (m)	h(m)	γ (kN/m ³)	γh (kN/m ²)	ψ (度)	$\omega \cdot \cos\psi / \cos(\psi - \beta)$	$K_a \cos(\delta + \psi)$	P_a (kN/m ²)
-5.90	0.00	10.00	0.00	0.00	188.41	0.3576	67.38
-8.90	3.00	10.00	30.00	0.00	188.41	0.3576	78.10

参考表-9.27 土圧水平力及びモーメント

No	算定式				土圧水平力 P_{AH} (kN/m)	作用高さ (m)	モーメント M_{PAH} (kN・m/m)
	P_a		h				
1	1/2×	67.38	×	3.00	101.07	2.00	202.14
2	1/2×	78.10	×	3.00	117.15	1.00	117.15
計					218.22		319.29

参考表-9.28 土圧鉛直力及びモーメント

No	土圧水平力 $'_{AH}(\text{kN/m})$	$\tan(\psi+\delta)$	土圧鉛直力 $P_{AV}(\text{kN/m})$	作用長さ (m)	モーメント $M_{PAV}(\text{kN}\cdot\text{m/m})$
1	101.07	0.268	27.08	2.50	67.70
2	117.15	0.268	31.39	2.50	78.48
	218.22		58.47		146.18

6.5 作用の集計

以上算定した改良体への作用を参考表-9.29 に集計して示す。

参考表-9.29 作用集計表

名称		鉛直力		水平力	
		V(kN/m)	M _V (kNm/m)	H(kN/m)	M _H (kNm/m)
永続状態（上載荷重なし）					
改良体自重	W _d	146.63	205.56	—	—
浮力	W _f	-64.40	-90.29	—	—
ケーソン底面反力	W _c	248.95	435.66	—	—
ケーソン水平力	H _c	—	—	36.99	110.97
主働土圧	P _{Ah}	—	—	93.87	136.44
	P _{Av}	25.16	62.91	—	—
合計		356.34	613.84	130.86	247.41
永続状態（上載荷重あり）					
改良体自重	W _d	146.63	205.56	—	—
浮力	W _f	-64.40	-90.29	—	—
ケーソン底面反力	W _c	262.29	459.01	—	—
ケーソン水平力	H _c	—	—	36.99	110.97
主働土圧	P _{Ah}	—	—	99.29	144.56
	P _{Av}	26.60	66.51	—	—
合計		371.12	640.79	136.28	255.53
レベル1 地震に関する変動状態（上載荷重なし）					
改良体自重	W _d	146.63	205.56	—	—
浮力	W _f	-64.40	-90.29	—	—
改良体慣性力	H _d	—	—	24.93	33.74
ケーソン底面反力	W _c	456.44	798.77	—	—
ケーソン水平力	H _c	—	—	148.54	445.62
主働土圧	P _{Ah}	—	—	207.08	302.39
	P _{Av}	55.49	138.73	—	—
合計		594.16	1052.77	380.55	781.75
レベル1 地震に関する変動状態（上載荷重あり）					
改良体自重	W _d	146.63	205.56	—	—
浮力	W _f	-64.40	-90.29	—	—
改良体慣性力	H _d	—	—	24.93	33.74
ケーソン底面反力	W _c	483.78	846.62	—	—
ケーソン水平力	H _c	—	—	149.49	448.47
主働土圧	P _{Ah}	—	—	218.22	319.29
	P _{Av}	58.47	146.18	—	—
合計		624.48	1108.07	392.64	801.50

6.6 改良体の滑動及び転倒に関する照査結果

改良体の滑動及び転倒に関する照査結果を参考表-9.30、参考表-9.31に示すが、いずれも所要の安全性を満足している。なお、改良体底面の摩擦係数は、捨石と捨石の摩擦係数 0.8 とした。

参考表-9.30 改良体の滑動に関する照査結果

状 態		ΣV (kN/m)	摩擦係数 μ	R_d (kN/m)	S_d (kN/m)	調整係数 m	$m \cdot S_d / R_d$
永続状態	上載荷重なし	356.34	0.8	285.07	130.86	1.2	0.55 <1.0 O.K.
	上載荷重あり	371.12	0.8	296.90	136.28	1.2	0.55 <1.0 O.K.
レベル1地震動に関する変動状態	上載荷重なし	594.16	0.8	475.33	380.55	1.0	0.80 <1.0 O.K.
	上載荷重あり	624.48	0.8	499.58	392.64	1.0	0.79 <1.0 O.K.

参考表-9.31 改良体の転倒に関する照査結果

状 態		R_d (kN/m)	S_d (kN/m)	調整係数 m	$m \cdot S_d / R_d$
永続状態	上載荷重なし	613.84	247.41	1.2	0.48 <1.0 O.K.
	上載荷重あり	640.79	255.53	1.2	0.48 <1.0 O.K.
レベル1地震動に関する変動状態	上載荷重なし	1052.77	781.75	1.1	0.82 <1.0 O.K.
	上載荷重あり	1108.07	801.50	1.1	0.80 <1.0 O.K.

7. 改良体の強度検討

ここでは、線形弾性解析を用いてケーソン反力の集中を考慮した応力度を求め、改良体強度に関する照査を実施する。なお、線形弾性解析を省略し、FLIP 解析等の動的解析にて実施してもよい。

載荷荷重は参考表-9.2 に示すビショップ法に用いる偏心傾斜荷重を載荷し、改良体安定計算においてより厳しい結果であった上載荷重なしのケースを選定した。また、載荷範囲にはケーソン底版を模擬した梁要素を設置した。

参考表-9.32、参考表-9.33 に入力パラメータを示す。参考表-9.34 に応力照査結果を示すが、いずれも制限値を満足する結果である。また、参考図-9.9～4.12 に各応力分布図をそれぞれ示す。

参考表-9.32 地盤入力パラメータ

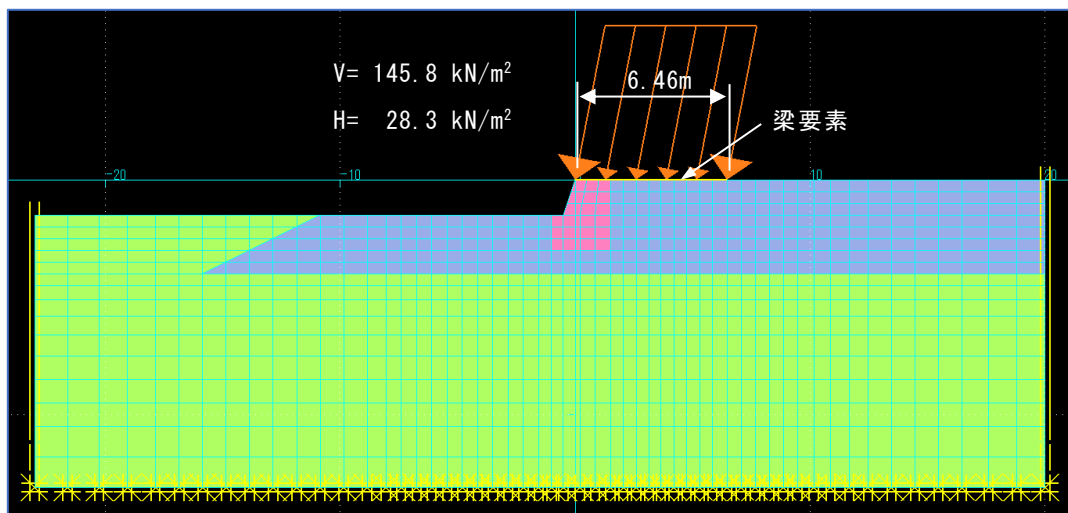
要素	ヤング係数 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ' (kN/m^3)	備考
改良体	6,900,000	0.20	—	$E=1000q_u$ より設定
捨石	3,500	0.33	10.0	—
置換砂	4,200	0.33	10.0	$E=700N$ より設定

参考表-9.33 梁の入力パラメータ

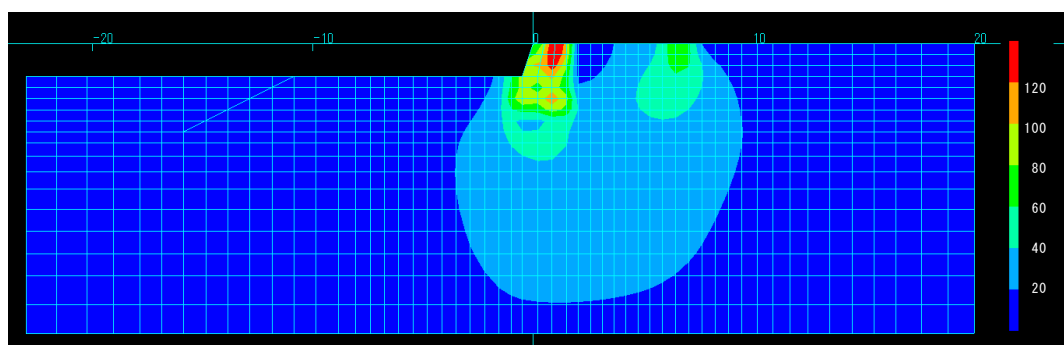
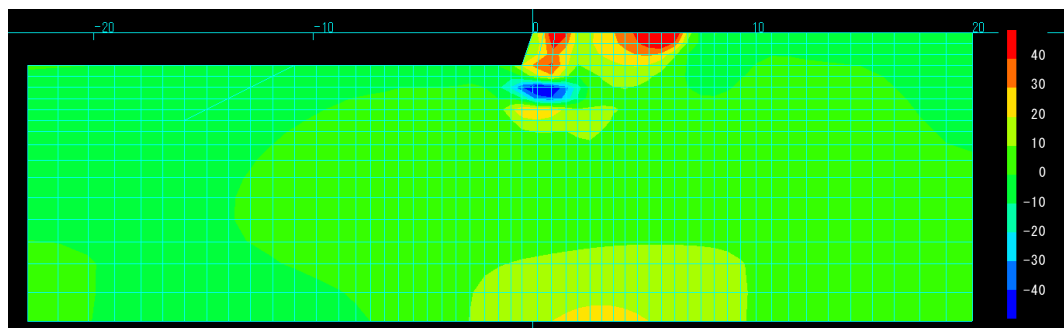
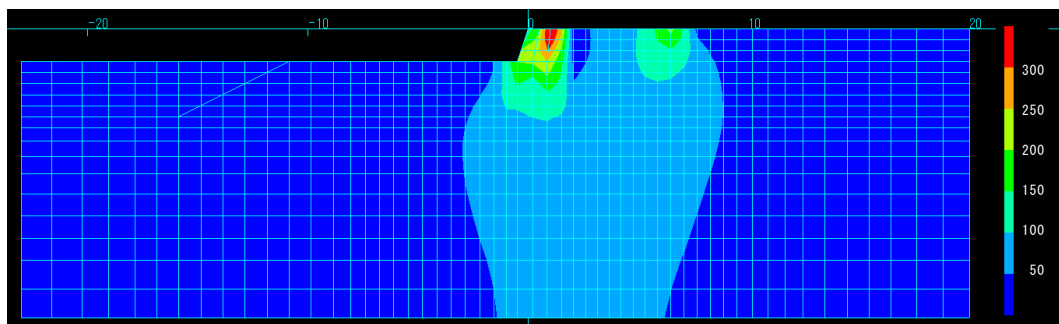
要素	ヤング係数 E (kN/m^2)	単位体積重量 γ' (kN/m^3)	断面2次 モーメント I (m^4/m)	断面積 A (m^2/m)	備考
底版梁要素	25,000,000	0.0	0.0139	0.55	—

参考図-9.34 改良体発生応力に関する照査結果

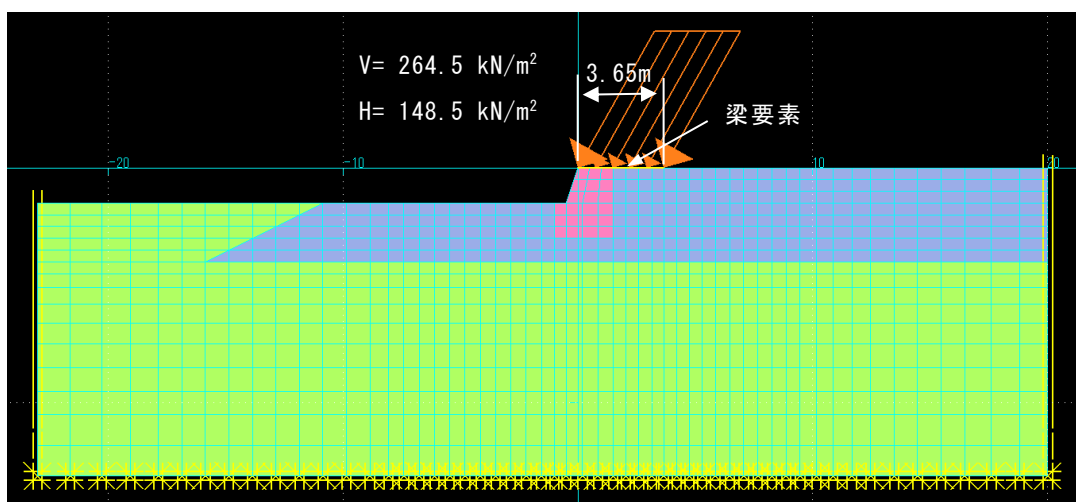
状態		応力値 (kN/m^2)	設計強度 (kN/m^2)	抵抗項 R_d (kN/m^2)	荷重項 S_d (kN/m^2)	調整係数 m	荷重抵抗比 mS_d/R_d
永続状態 (初期応力解析)	圧縮応力	497.5	4,160	4,160	498	3.00	0.36 ≤ 1.0 O.K.
	せん断応力	210.2	2,080	2,080	210	3.00	0.30 ≤ 1.0 O.K.
	引張応力	122.6	460	460	123	3.00	0.80 ≤ 1.0 O.K.
レベル1地震動に 関する変動状態 (地震時最大)	圧縮応力	897.0	4,160	4,160	897	2.00	0.43 ≤ 1.0 O.K.
	せん断応力	391.6	2,080	2,080	392	2.00	0.38 ≤ 1.0 O.K.
	引張応力	204.5	460	460	205	2.00	0.89 ≤ 1.0 O.K.



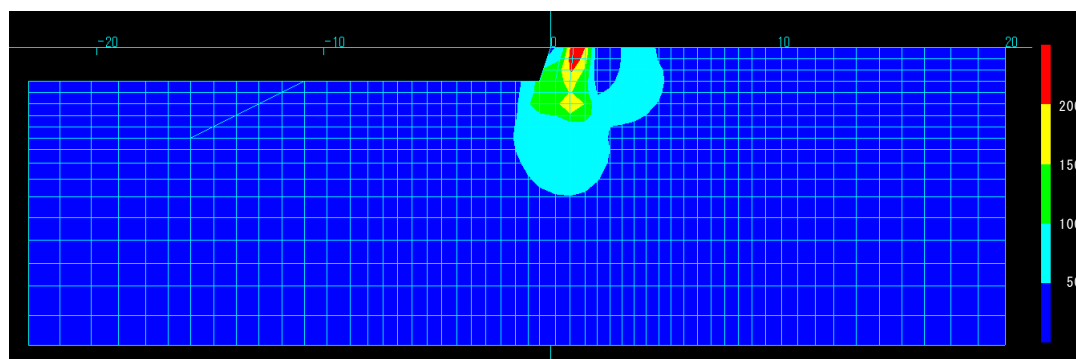
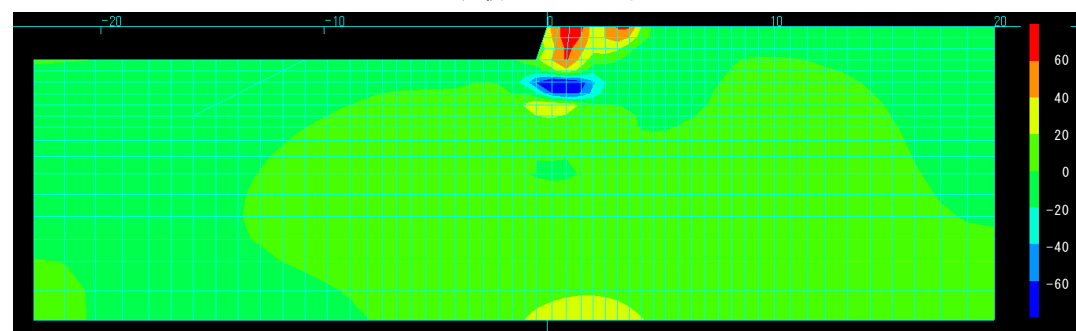
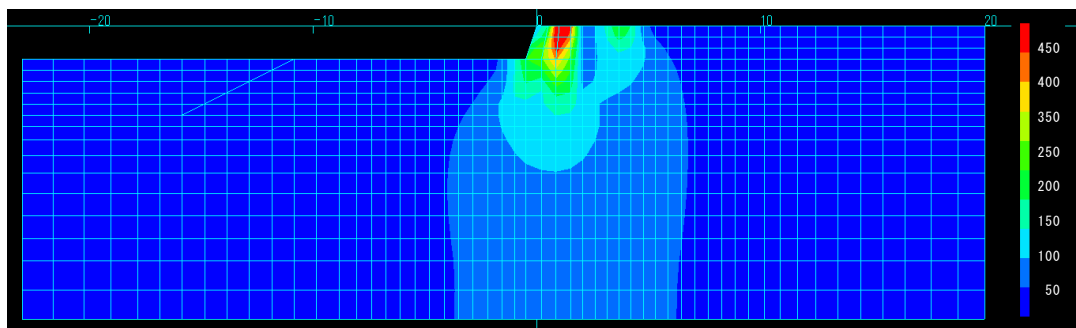
参考図-9.9 線形弾性解析モデル（永続状態）



参考図-9.10 線形弾性解析モデル（永続状態）



参考図-9.11 線形弾性解析モデル（レベル1地震）



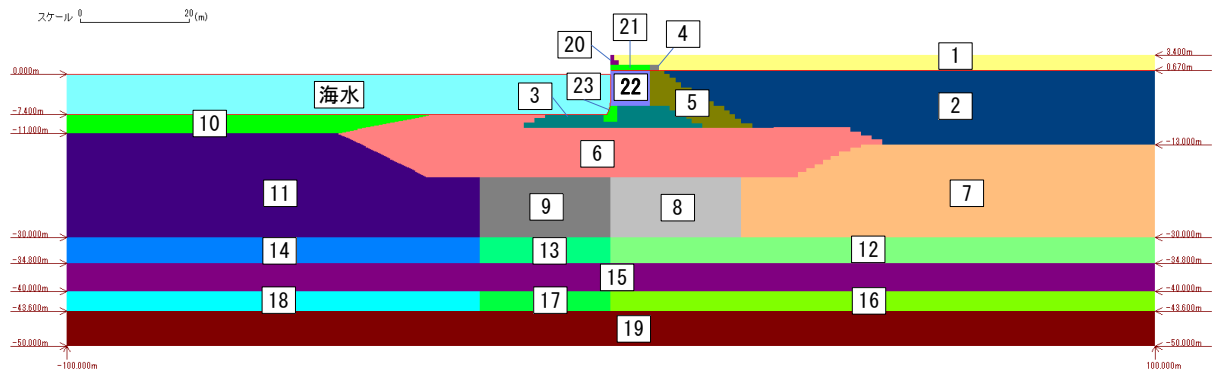
参考図-9.12 線形弾性解析モデル（レベル1地震）

8. 構造物全体系の変形検討（FLIP 解析）

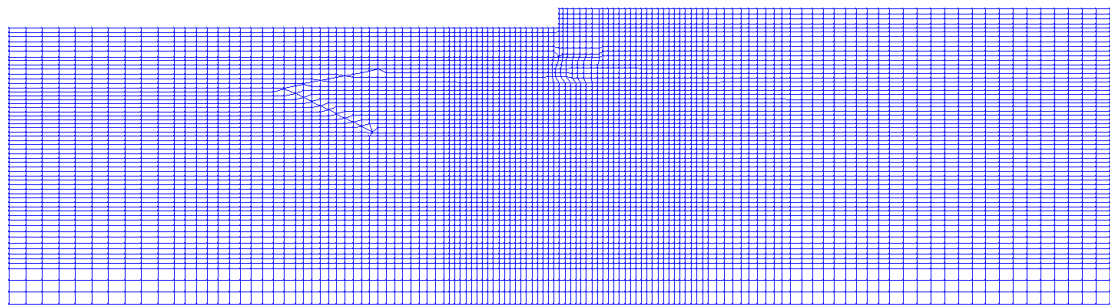
8.1 解析モデル

(1) 解析領域とメッシュ分割

動的解析は FLIP ROSE（Ver.8.1）を用いた。参考図-9.13 に土層分割図、参考図-9.14 に有限要素分割図を示す。参考図-9.13 に示す土層番号は参考表-9.35 及び参考表-9.36 に示す材料番号である。築堤解析による 2 ステップ解析とし、ステップ 1 で初期自重解析を行い、ステップ 2 にて動的解析を実施した。



参考図-9.13 土層分割図



参考図-9.14 有限要素分割図

また、 $N \geq 50$ の基盤岩（-34.0 m）を工学的基盤と選定し、水平方向は構造物の影響が側方境界に及ばなくなるように左右 100 m 以上の領域を確保した。境界条件は、下方境界及び側方境界ともに粘性境界を設定した。

メッシュ高さは 1 波長を 5 分割以上となるように設定した。その際、非液状化層の剛性低下率を 1/10、液状化層の剛性低下率を 1/50 と設定してせん断弾性波速度 V_s を算定し、対象振動数を $f_{\max}=2$ Hz として上下方向のメッシュ幅の上限値 Δ を $\Delta=V_s/(5f_{\max})$ とした。

(2) 各土層の入力パラメータ

各土層はマルチスプリング要素でモデル化し、参考表-9.35 に示す入力パラメータを用いた。液状化対象層は埋立土、置換砂及びシルト質細砂とし、有効上載圧と細粒分含有率及び N 値から簡易設定法により液状化パラメータを参考表-9.36 のように設定した。また、粘土層は有効上載圧とせん断強度から設定するが、有効上載圧が異なる海側原地盤と埋立

側に分けて設定した。

参考表-9.35 各土層の入力パラメータ

材料 番号	土層名	平均有効 拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	初期せん断 剛性 G_{ma} (kN/m ²)	初期体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	ポアソン 比 ν	密度 ρ (t/m ³)	間隙率 n	間隙水の 体積弾性 係数 W_{kf} (kN/m ²)	最大減衰 定数 h_{max}	粘着力 C (kN/m ²)	内部 摩擦角 ϕ_f (°)
1	埋立土（気中）	98.0	67700	176500	0.33	1.83	0.45	—	0.24	—	39.3
2	埋立土（水中）	98.0	61000	159000	0.33	2.04	0.45	2.20E+06	0.24	—	39.1
3	捨石マウンド	98.0	180000	469000	0.33	2.04	0.45	2.20E+04	0.24	20.0	35.0
4	裏込石（気中）	98.0	180000	469000	0.33	1.83	0.45	2.20E+04	0.24	20.0	35.0
5	裏込石（水中）	98.0	180000	469000	0.33	2.04	0.45	2.20E+04	0.24	20.0	35.0
6	置換砂	98.0	62400	162800	0.33	2.04	0.45	2.20E+06	0.24	—	39.2
7	シルト（陸側）	170.4	29000	75500	0.33	1.53	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
8	サンドドレーン（陸側）	170.4	29000	75500	0.33	1.53	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
9	サンドドレーン（海側）	117.3	19900	52000	0.33	1.53	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
10	浚渫土	9.1	1500	4000	0.33	1.53	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
11	シルト（海側）	54.1	9200	24000	0.33	1.53	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
12	砂質シルト1（陸側）	211.6	36000	93800	0.33	1.53	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
13	砂質シルト1（盛砂下）	147.2	25000	65300	0.33	1.53	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
14	砂質シルト1（海側）	99.0	16800	43900	0.33	1.53	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
15	シルト質細砂	98.0	59800	155900	0.33	2.04	0.45	2.20E+06	0.24	—	39.1
16	砂質シルト2（陸側）	267.7	45500	118700	0.33	1.63	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
17	砂質シルト2（盛砂下）	203.3	34600	90100	0.33	1.63	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
18	砂質シルト2（海側）	155.1	26400	68800	0.33	1.63	0.55	2.20E+06	0.20	—	30.0
19	砂礫	98.0	157800	411600	0.33	2.04	0.45	2.20E+06	0.24	—	42.7

※任意の平均有効拘束圧によるせん断剛性及び体積弾性係数の補正に使用するパラメータは、
それぞれ $m_G=0.5$ 、 $m_K=0.5$ と設定する。

参考表-9.36 各土層の液状化パラメータ

材料 番号	土 層	N_{65}	σ'_v (kN/m ²)	F_c (%)	液状化特性					
					ϕ_p (°)	液状化パラメータ				
						S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
2	埋立土（水中）	5.8	65	15	28	0.005	5.406	0.500	0.980	2.258
6	置換砂	6.0	65	15	28	0.005	5.476	0.500	0.976	2.315
15	シルト質細砂	5.6	65	15	28	0.005	5.350	0.500	0.984	2.212

(3) 可塑性グラウト改良体のモデル化

可塑性グラウト改良体は、線形弾性要素でモデル化した。線形弾性要素のパラメータを参考表-9.37 に示す。東扇島現場実証から得られた平均圧縮強度 $q_u=6.9$ N/mm² より、 $E=1000q_u=6.9 \times 10^6$ kN/m² と設定し、ポアソン比はコンクリートの $\nu=0.20$ 、密度は参考資料1 より 2.34 t/m³ とした。

(4) ケーソン等のモデル化

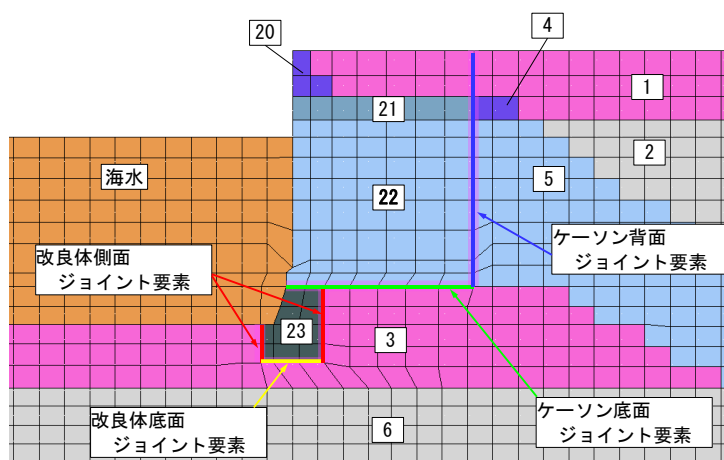
ケーソン、上部工、ケーソン上の裏埋土を線形弾性要素でモデル化した。これらは剛体であると仮定し、コンクリート程度のヤング率 $E=2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 及びポアソン比 $\nu=0.20$ 、密度は各材料の値を設定した。

参考表-9.37 構造物（線形弾性要素）の入力パラメータ

材料番号	構造物（材料）	密度 ρ (t/m^3)	ヤング率 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν
20	上部工	2.30	2.50E+07	0.20
21	ケーソン（気中）	2.16	2.50E+07	0.20
22	ケーソン（水中）	2.16	2.50E+07	0.20
23	改良体	2.34	6.90E+06	0.20

(5) ジョイント要素

ケーソン底面及び背面にジョイント要素を設定する。また、可塑性グラウト改良体周囲にもジョイント要素を設定し、捨石と捨石の摩擦抵抗 0.8 から摩擦角 $\phi=38.7^\circ$ と設定した。参考図-9.15 に改良体及びケーソン周辺のモデル化を、参考表-9.38 にジョイント要素の入力パラメータを示す。



参考図-9.15 改良体及びケーソン周辺のモデル化

参考表-9.38 ジョイント要素の入力パラメータ

ジョイント 位置	初期自重解析（ステップ1）				地震応答解析（ステップ2）				内部 摩擦角 ϕ_j (°)
	せん断方向		垂直方向		面接線方向		面直方向		
	剛性 Ks (kN/m ² /m)	基準変位 IUSS	剛性 Kn (kN/m ² /m)	基準変位 IUSN	剛性 Ks (kN/m ² /m)	基準変位 IUSS	剛性 Kn (kN/m ² /m)	基準変位 IUSN	
ケーソン側面	0	1	1,000,000	1	1,000,000	2	1,000,000	1	15.0
ケーソン底面	1,000,000	1	1,000,000	1	1,000,000	1	1,000,000	1	36.9
改良体側面	0	1	1,000,000	1	1,000,000	2	1,000,000	1	38.7
改良体底面	1,000,000	1	1,000,000	1	1,000,000	1	1,000,000	1	38.7

(6) 粘性境界

底面に設けた粘性境界は参考表-9.39 の値を設定した。なお、側方粘性境界は解析領域両端の土層モデルから自由地盤が設定され、プログラム内で自動的に設定される。

参考表-9.39 底面粘性境界条件を決めるための定数

土層区分	密度 (t/m ³)	Vp (m/s)	Vs (m/s)
底面粘性境界	2.04	1,600	300

(7) 入力地震波

参考図-9.4 の時間刻み $\Delta=0.01$ s、データ数 $N=16384$ のレベル 1 地震波を入力地震波とする。

(8) 解析条件

解析条件を参考表-9.40 に示す。なお、レイリー減衰は、左右の自由地盤における 1 次元応答解析から、変位が収束する $\beta=0.001$ と設定した。

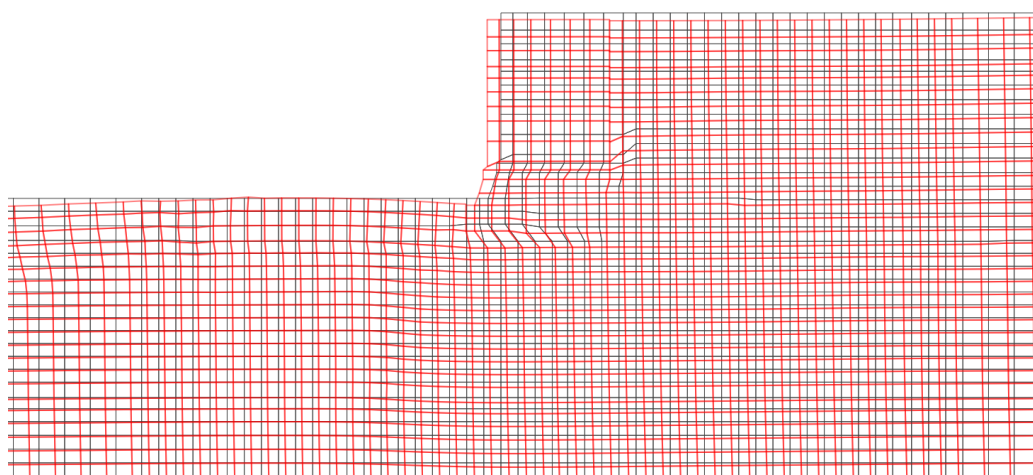
参考表-9.40 解析条件一覧

項 目	条 件
a.過剰間隙水圧モデル	改良モデル (tmp7法)
b.応力～ひずみ関係の非線形反復計算法	改良型非線形反復法
c.初期応力状態の評価	初期自重解析 (築堤解析 1 段階目)
d.時間積分法	Wilson θ 法 ($\theta=1.4$)
e.時間積分間隔	0.01秒
f.要素積分手法	SRI法 偏差成分2次、平均成分1次
g.レーレー減衰行列	質量行列比例係数 $\alpha=0$ 剛性行列比例係数 $\beta=0.001$
h.側方境界	粘性境界
i.底面境界	粘性境界

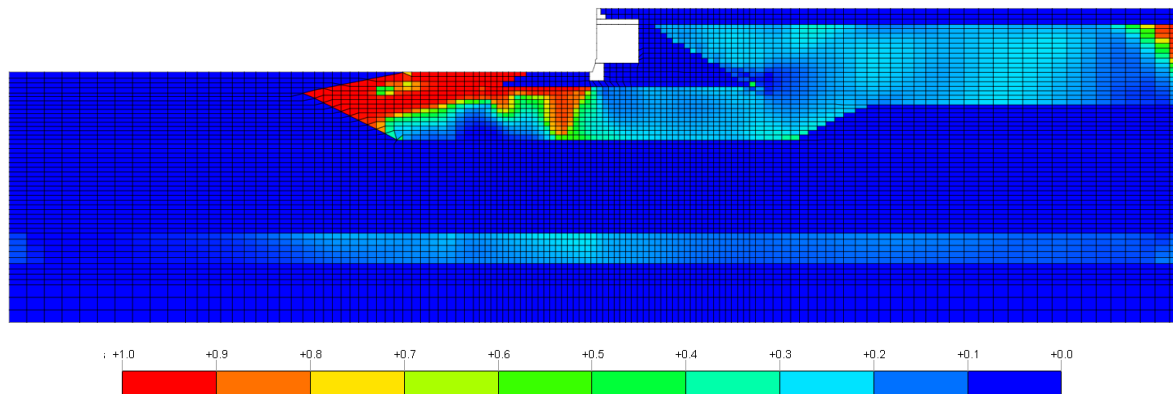
8.2 解析結果

(1) 変形量及び過剰間隙水圧比

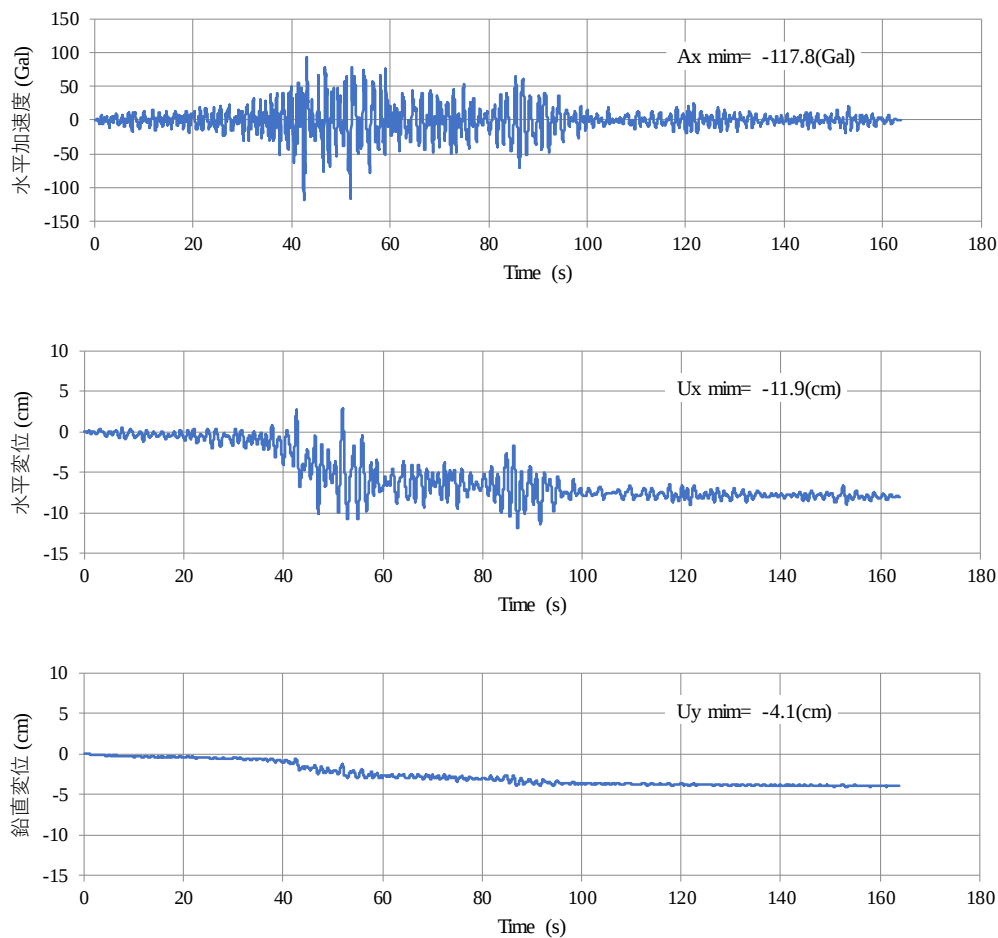
残留変形図を参考図-9.16 に、最大過剰間隙水圧比分布を参考図-9.17 に、岸壁天端の水平加速度、水平変位、鉛直変位の時刻歴図を参考図-9.18 に示す。水平変位及び水平加速度は陸側を正、鉛直変位は上側を正として示した。また、岸壁の変位及び加速度を参考表-9.41 に示すが、ケーソン天端の残留水平変位が許容変位量（10 cm）以下である。



参考図-9.16 残留変形図（拡大図、変形スケール 10 倍）



参考図-9.17 最大間隙水圧比分布図



参考図-9.18 岸壁天端の水平加速度、水平変位、沈下の時刻歴図

参考表-9.41 岸壁の変位及び加速度

項 目		地震時最大値	残留値 (地震終了時)
岸壁法線 天端	水平変位 (cm)	-11.9	-8.0
	鉛直変位 (cm)	-4.1	-4.0
	水平加速度 (Gal)	-117.8	—
ケーソン回転角 (度)		-0.0474	0.0094

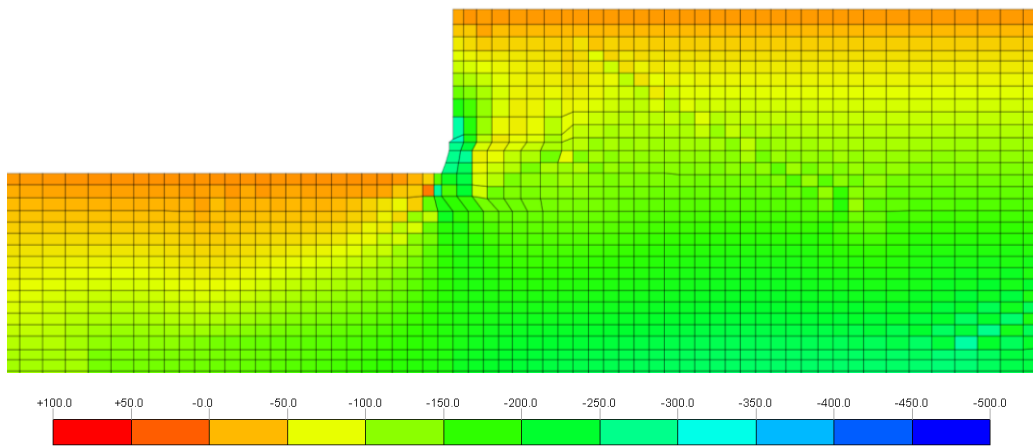
※水平変位、水平加速度は陸側を+、鉛直変位は上側を+とする。

ケーソン回転角は海側への傾斜を+ とする。

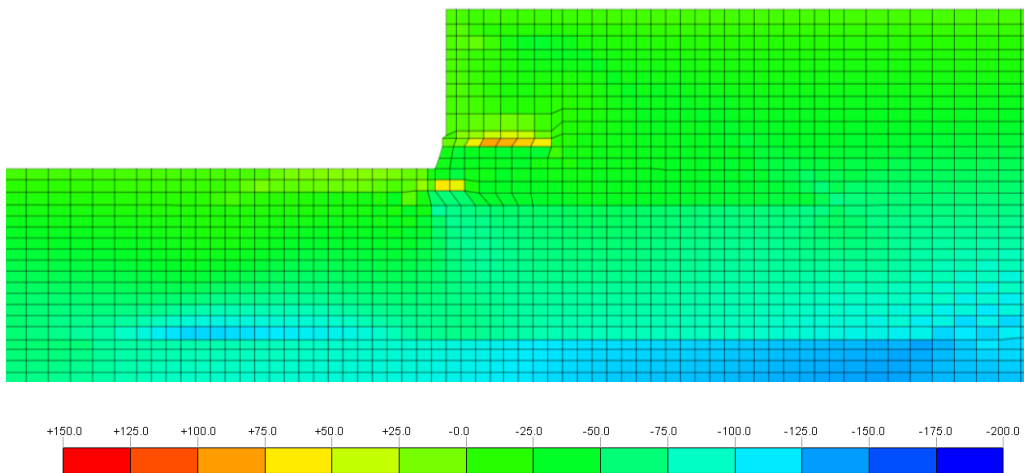
(2) 可塑性グラウト改良体の発生応力

可塑性グラウト改良体に発生する応力分布として、初期応力解析時応力分布図を参考図-9.19に、地震時最大応力分布図を参考図-9.20に示し、各図には a)最小主応力、b)最大主応力、c)最大せん断応力の分布図をそれぞれ示す。

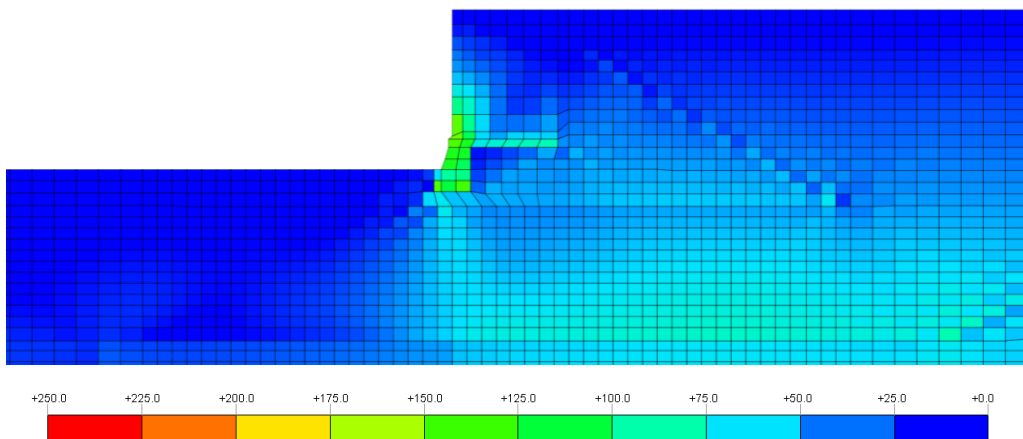
発生応力に関する照査結果を参考表-9.42に示すが、それぞれ安全である。



a) 最小主応力图

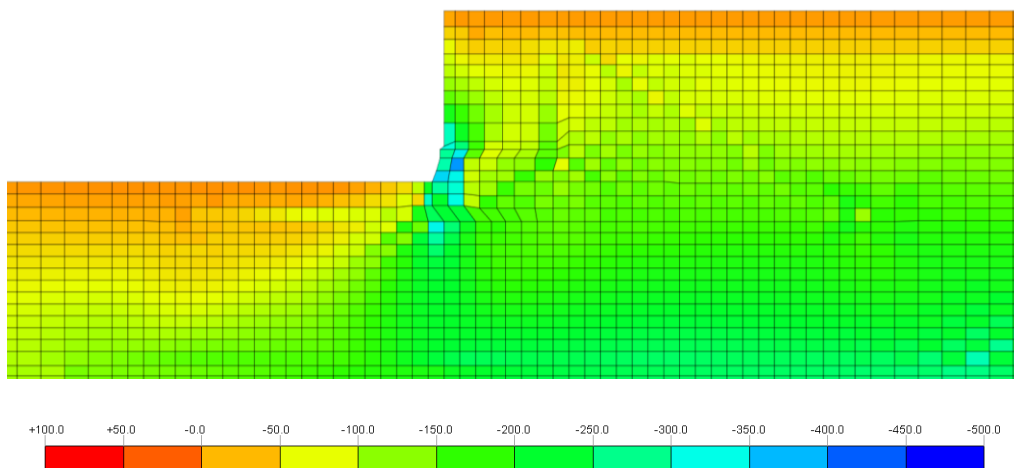


b) 最大主応力图

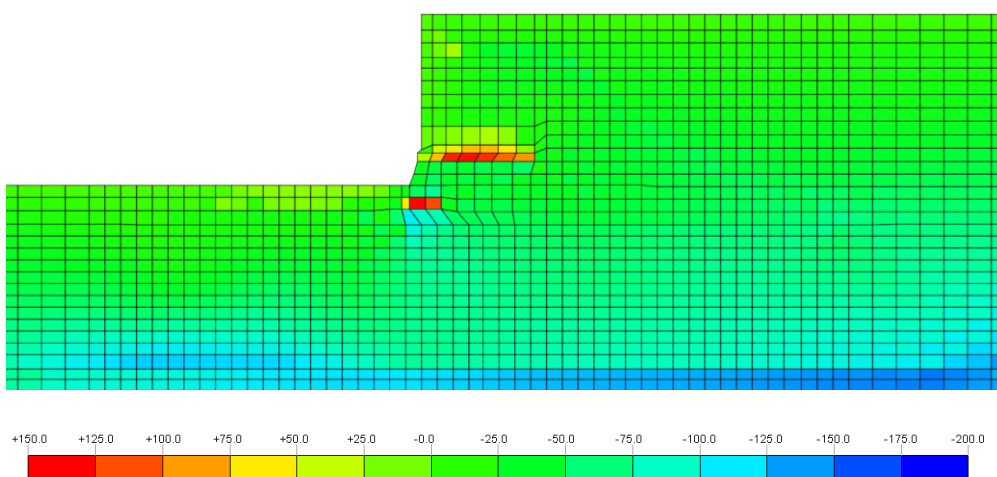


c) 最大せん断応力图

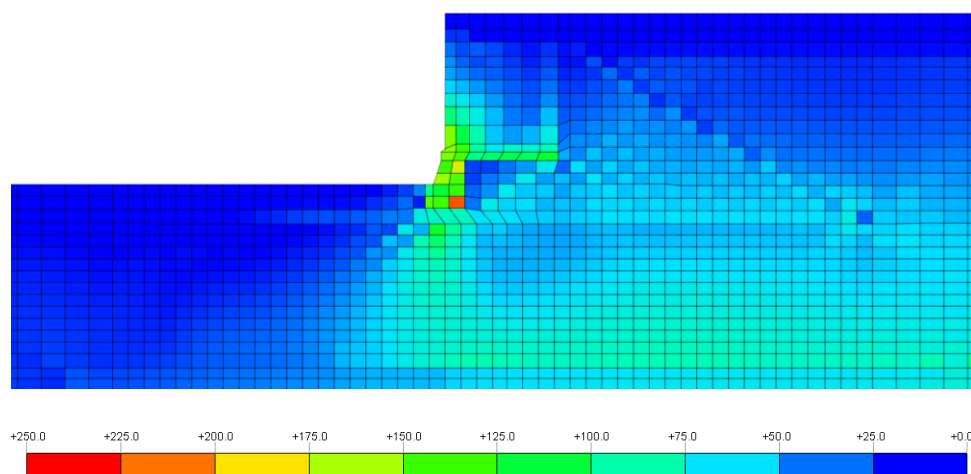
参考図-9.19 初期応力解析時応力分布図



a) 最小主応力図



b) 最大主応力図



c) 最大せん断応力図

参考図-9.20 地震時最大応力分布図

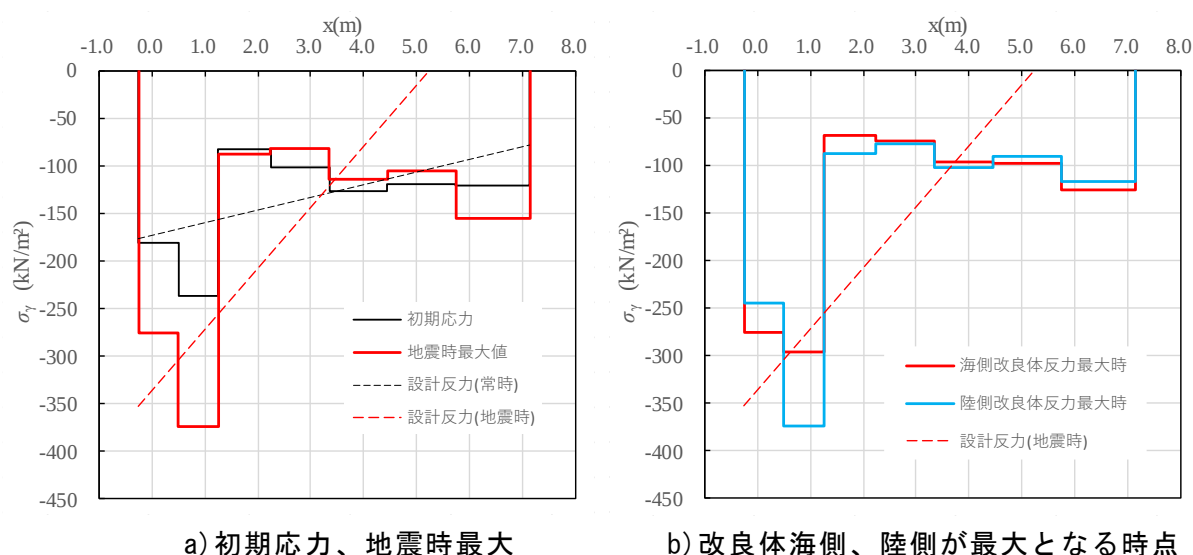
参考表-9.42 改良体発生応力に関する照査結果

状態		応力値 (kN/m ²)	設計強度 (kN/m ²)	抵抗項 R_d (kN/m ²)	荷重項 S_d (kN/m ²)	調整係数 m	荷重抵抗比 mS_d/R_d
永続状態 (初期応力解析)	圧縮応力	281.1	4,160	4,160	281	3.00	0.20 ≤ 1.0 O.K.
	せん断応力	142.5	2,080	2,080	143	3.00	0.21 ≤ 1.0 O.K.
	引張応力	63.2	460	460	63	3.00	0.41 ≤ 1.0 O.K.
レベル1地震動に 関する変動状態 (地震時最大)	圧縮応力	393.0	4,160	4,160	393	2.00	0.19 ≤ 1.0 O.K.
	せん断応力	219.0	2,080	2,080	219	2.00	0.21 ≤ 1.0 O.K.
	引張応力	136.2	460	460	136	2.00	0.59 ≤ 1.0 O.K.

※ $\gamma_R=1.00$ 、 $\gamma_S=1.00$ として計算

(3) 底面反力

ケーソン底版に作用する反力として、ケーソン底面直下の改良体要素及び捨石要素の鉛直方向応力度を参考図-9.21 に示す。図中には初期応力解析時及び地震時最大値を比較した図と、海側改良体反力及び陸側改良体反力が最大となる時点の反力分布図を示す。また、図中の破線はケーソンの安定計算から得られたケーソンの底面反力分布である。



参考図-9.21 FLIP 解析によるケーソンの底面反力分布

9. ケーソン底版の照査

(1) 底版の照査

底版の照査は、底面反力が大きい海側の底版について実施する。また、底面反力は永続状態では地震終了時の値を、レベル1地震動に関する変動状態では陸側改良体反力が最大となるときの底面反力をそれぞれ使用する。

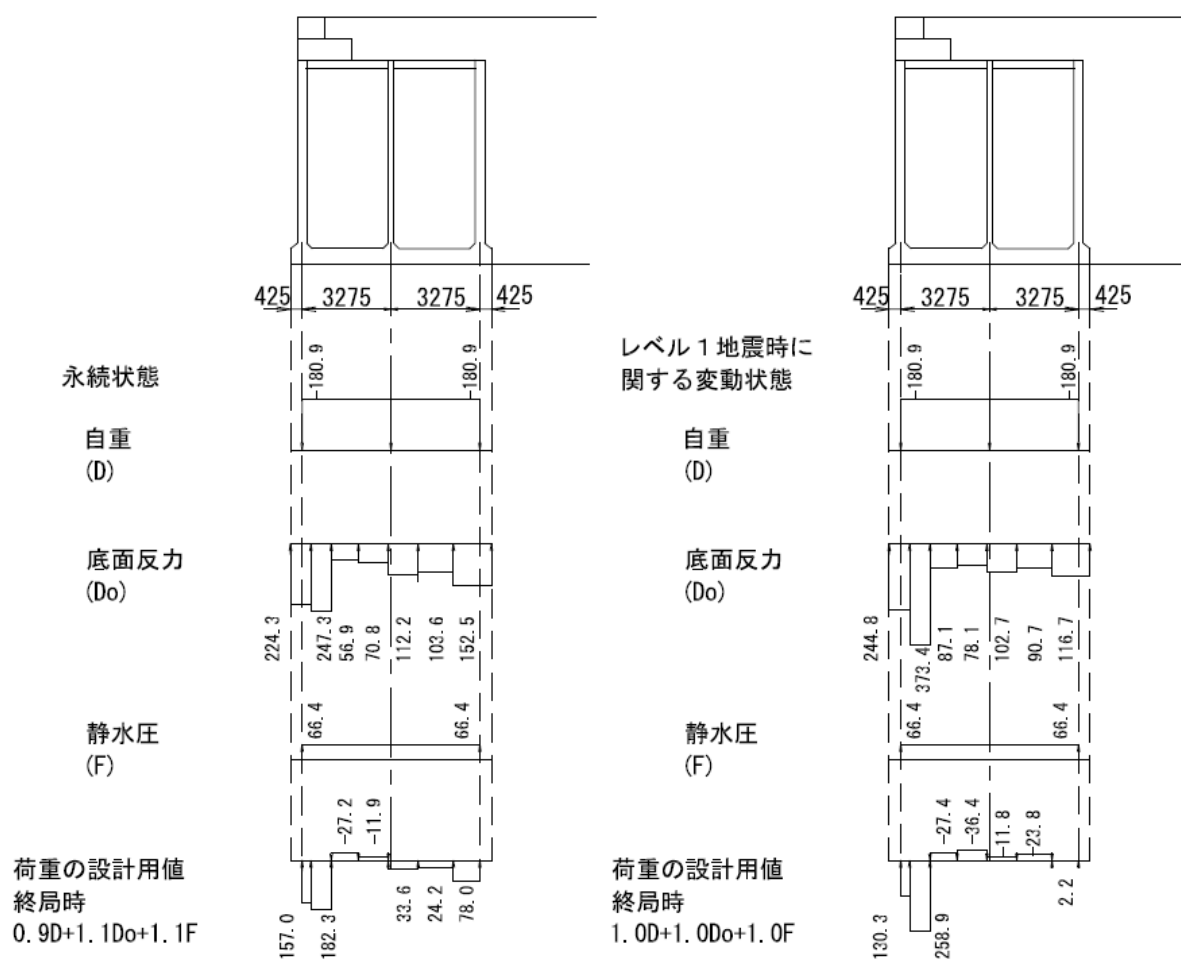
底版の断面力は曲げ板要素を用いた FEM 解析により求める。なお、底版の配筋は D13@200 mm(SD295)の複鉄筋が均等に配置されており、解析から求められた2方向の最大曲げモーメントに対して終局状態に対する照査を実施する。

底版に作用する自重は、参考表-9.43のように計算される。

また、静水圧は、 $(0.67+5.90) \times 10.1 = 66.4 \text{ kN/m}^2$ であり、底版の設計荷重は参考図-9.22 のようになる。

参考表-9.43 改良体発生応力に関する照査結果

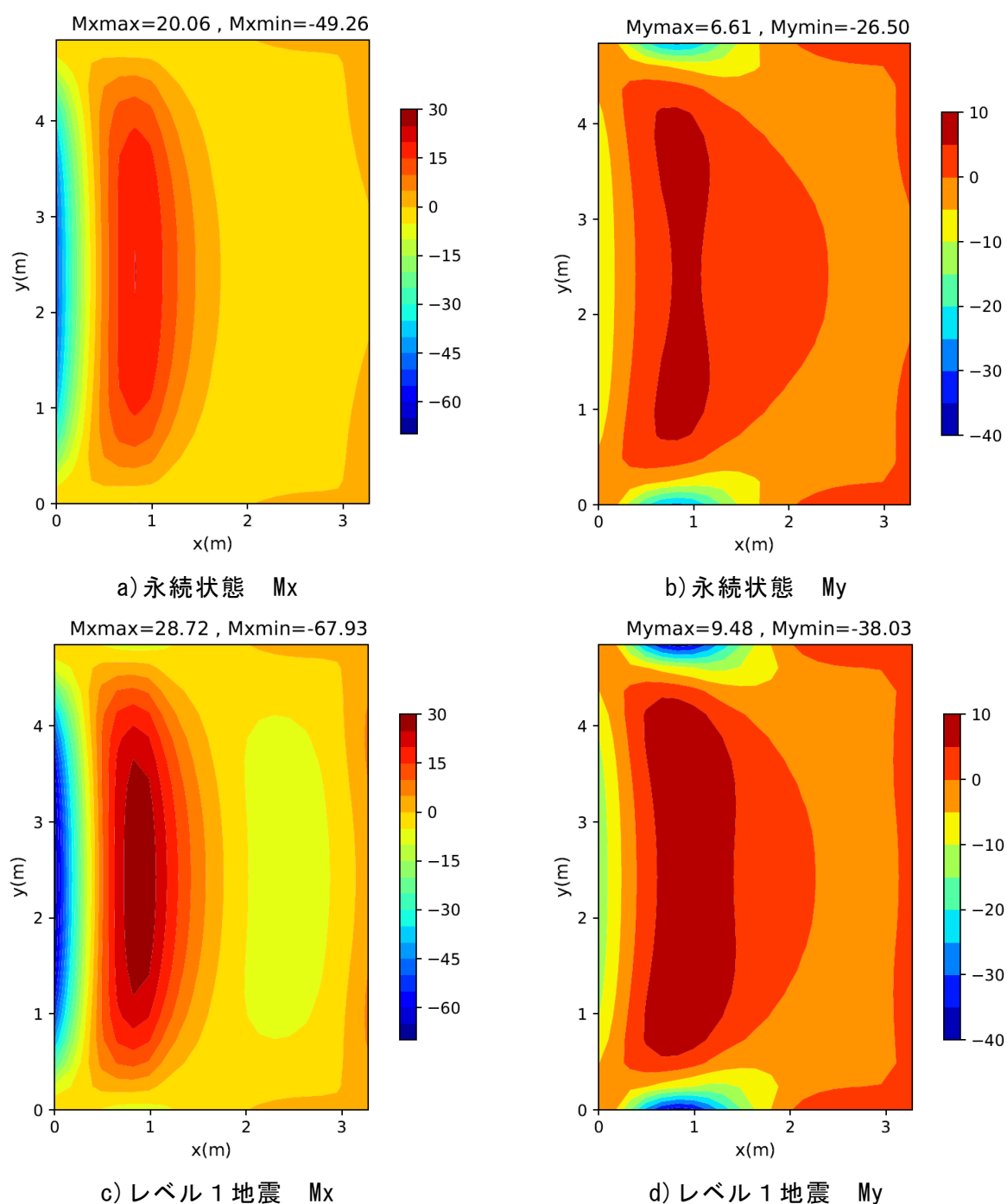
項 目	厚さ (m)	単位体積重量 (kN/m^3)	重量 (kN/m^2)
裏埋土	1.55	18.00	27.90
蓋コンクリート	0.30	22.60	6.78
中詰め砂	6.65	20.00	133.00
底版コンクリート	0.55	24.00	13.20
合計	9.05		180.9



参考図-9.22 底版の設計荷重

4 辺固定版としてモデル化した曲げ板要素を用いた FEM モデルに、参考図-9.22 の設計荷重を作用させて求めた曲げモーメント分布を参考図-9.23 に示す。海側端部（図の左側鉛直線上）に法線直角方向の曲げモーメントが集中している。

曲げモーメントに対する終局限界状態の照査結果を参考表-9.44 に示すが、永続状態、レベル 1 地震動に関する変動状態のいずれにおいても安全である。



参考図-9.23 底版の曲げモーメント分布

参考表-9.44 曲げモーメントに関する照査

			永続状態		レベル1地震動に関する 変動状態	
			M _x	M _y	M _x	M _y
部材幅	b_w	mm	1000	1000	1000	1000
有効高さ	d	mm	450	450	450	450
設計用値	M_d	kNm/m	49.3	26.5	67.9	38.0
部材係数	γ_b		1.10	1.10	1.10	1.10
配筋 鉄筋径		mm	13	13	13	13
本数		本	5	5	5	5
使用鉄筋量	A_s	mm ²	634	634	634	634
鉄筋比	P_w		0.00141	0.00141	0.00141	0.00141
f_{cd}		N/mm ²	18.5	18.5	18.5	18.5
f_{ck}		N/mm ²	24.0	24.0	24.0	24.0
γ_c			1.3	1.3	1.3	1.3
f_{yd}		N/mm ²	295	295	295	295
構造物係数	γ_i		1.1	1.1	1.0	1.0
曲げ耐力	M_{ud}	kNm/m	75.4	75.4	75.4	75.4
$\gamma_i \times M_d / M_{ud}$			0.719	0.386	0.900	0.504
検討結果			OK	OK	OK	OK

(2) フーチング部の照査

フーチング部の照査に用いる底面反力は、永続状態では地震終了時の値を、レベル1地震動に関する変動状態では海側改良体反力が最大となるときの底面反力をそれぞれ使用する。フーチングの断面力は側壁前面を支点とした片持ち梁として求め、終局限界状態に対する検討を実施する。

フーチングの設計荷重を参考図-9.24 に示すが、最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下のように求められる。

① 永続状態

$$\text{最大曲げモーメント } M_d = 1/2 \times 0.25^2 \times 239.2 = 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

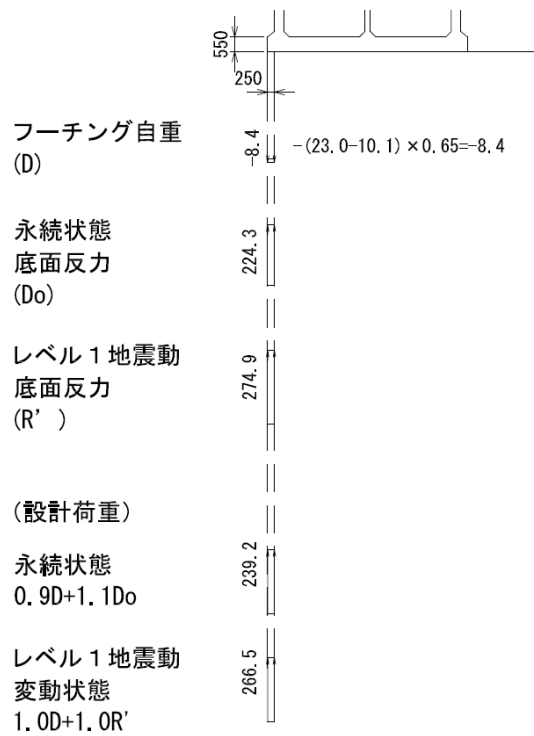
$$\text{最大せん断力 } V_d = 0.25 \times 239.2 = 59.8 \text{ kN/m}$$

② レベル1地震動に関する変動状態

$$\text{最大曲げモーメント } M_d = 1/2 \times 0.25^2 \times 266.5 = 8.3 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{最大せん断力 } V_d = 0.25 \times 266.5 = 66.6 \text{ kN/m}$$

曲げモーメント及びせん断力に関する照査結果を参考表-9.45 及び参考表-9.46 に示すが、いずれも安全である。



参考図-9.24 フーチングの設計荷重

参考表-9.45 曲げモーメントに関する照査

部 材			永続状態	レベル1地震動に関する変動状態
部材幅	b_w	mm	1000	1000
有効高さ	d	mm	450	450
設計用値	M_d	kNm/m	7.50	8.30
部材係数	γ_b		1.10	1.10
配筋 鉄筋径		mm	13	13
本数		本	5	5
使用鉄筋量	A_s	mm ²	634	634
鉄筋比	P_w		0.00141	0.00141
f_{cd}		N/mm ²	18.5	18.5
f_{ck}		N/mm ²	24.0	24.0
γ_c			1.3	1.3
f_{yd}		N/mm ²	295	295
構造物係数	γ_i		1.1	1.0
曲げ耐力	M_{ud}	kNm/m	75.4	75.4
$\gamma_i \times M_d / M_{ud}$			0.109	0.110
検討結果			OK	OK

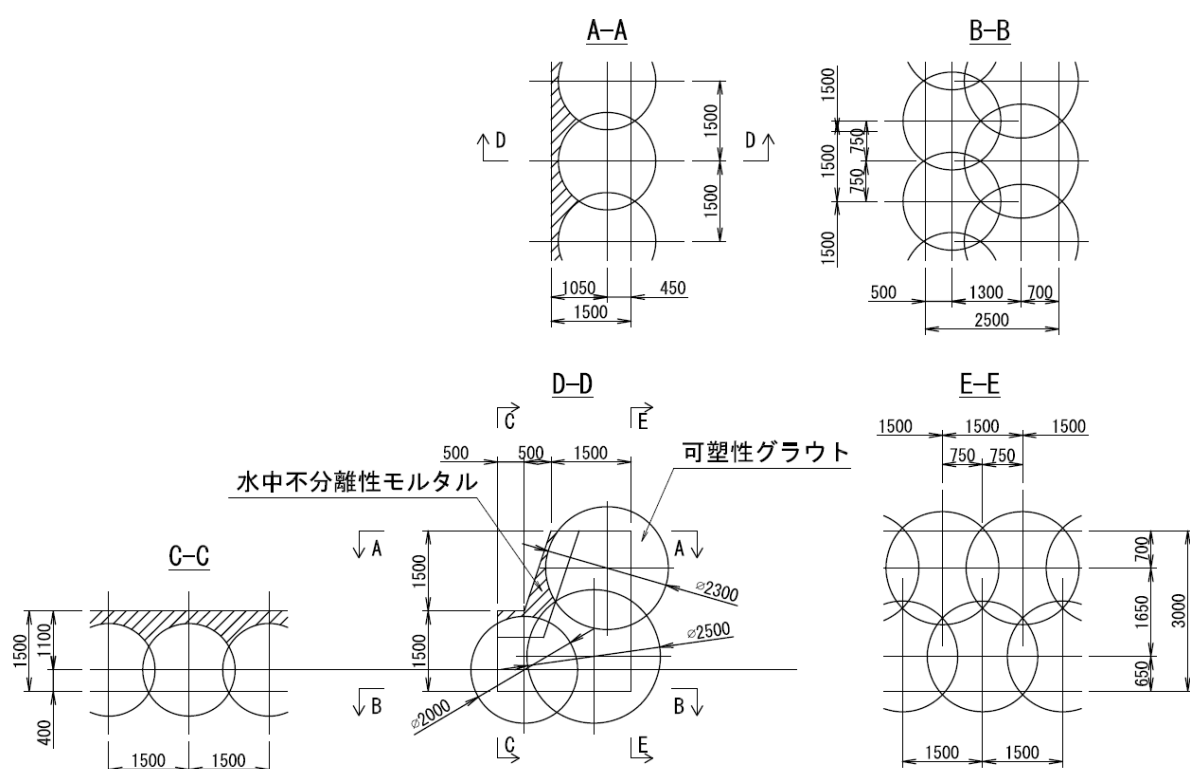
参考表-9.46 せん断力（ディープビーム）に関する照査

部 材		永続状態	レベル1地震動に関する変動状態
部材幅	b_w mm	1000	1000
有効高さ	d mm	450	450
設計用値	V_d kN/m	59.8	66.6
配筋 鉄筋径	mm	13.0	13.0
本数	本	5.0	5.0
使用鉄筋量	A_s cm ²	634	634
鉄筋比	P_v	0.0014	0.0014
$\beta_d=(1000/d)^{1/4}$	β_d	1.221	1.221
$\beta_p=(1+(100 \cdot P_v)^{1/2})/2$	β_p	0.687	0.687
$\beta_a=5/(1+(a/d)^2)$	β_n	4.642	1.471
M_d	kNm/m	7.5	46.4
$a=M_d/V_d$	mm	125	697
$V_{dd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d/\gamma_{bc}$	kN/m	1100.3	348.7
$\gamma_i V_d$	kN/m	65.8	73.3
$\gamma_i \times V_d/V_{dd}$		0.060	0.210
判 定 (せん断補強筋を考慮しない場合)		OK	OK
材料係数 コンクリート	γ_c	1.30	1.30
部材係数 コンクリート	γ_{bc}	1.30	1.30
構造物係数	γ_i	1.1	1.1
コンクリートの設計設計強度 f'_{ck}	N/mm ²	24.0	24.0
コンクリート設計圧縮強度 $f'_{cd}=f'_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	18.46	18.46
コンクリート設計せん断強度 $f_{dd}=0.19(f'_{cd})^{1/2}$	N/mm ²	0.816	0.816

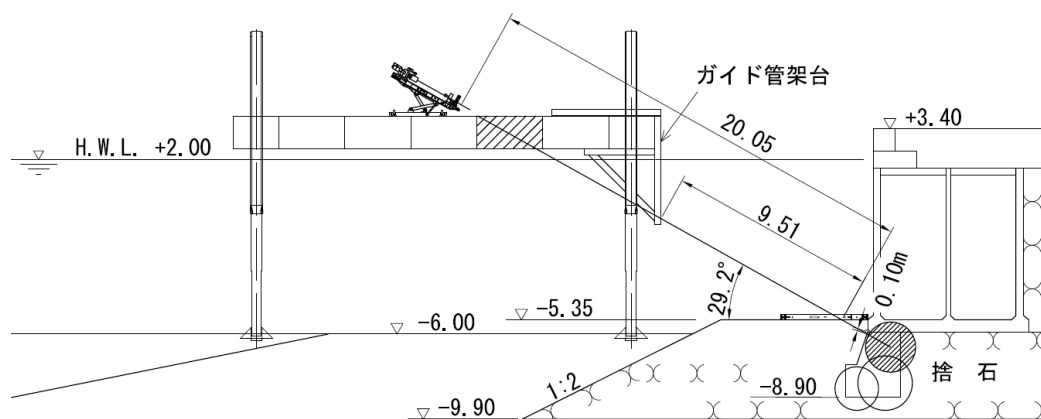
10. 改良体の配置

改良体の配置を参考図-9.25 に示す。捨石掘削範囲が改良されないように捨石表面から 50 cm 程度控えた範囲を可塑性グラウトで改良し、掘削後に未改良部分を水中不分離性モルタルにて整形する。その他のケーソン底版部、改良体の側部及び底部は 100%改良となるように改良球体を配置した。

なお、最上部の改良球体の削孔状況を、**参考図-9.26**に示すが、ケーシングセンターからケーソン端部までのクリアランスを 0.10 m 程度とした場合に、29.2°のケーシング削孔となり、自由長が 20 m 程度となる。このため、ケーシングの自由長を 10 m 以下とするためのガイド管架台を設置する。



参考图-9.25 改良体配置



参考图-9.26 削孔状况图