

東海第二発電所 第5回設計及び工事計画審査資料	
資 料 番 号	補足-27 改3
提 出 年 月 日	2026 年 6 月 15 日

東海第二発電所

設計及び工事計画に係る補足説明資料

第5回申請

(防潮堤（鋼製防護壁）の設計変更に係る補足説明)

2026 年 6 月

日本原子力発電株式会社

本資料中の ☐ は、商業秘密又は防護上の観点で公開できません。

目 次

1. 地中連続壁の不具合事象について
2. 不具合事象の調査結果を踏まえた対応方針
3. 防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画における基本方針（施工性及び検査）

1. 地中連続壁の不具合事象について

目 次

1. 地中連続壁の不具合事象について	2
1.1 防潮堤（鋼製防護壁）の構造変更の経緯	2
1.2 不具合事象の調査結果	5
1.2.1 コンクリート未充填	5
1.2.2 鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象を含む）	16
1.3 原因調査	22
1.3.1 施工履歴・施工記録の調査	22
1.3.2 原因調査	31
1.4 まとめ	55
1.4.1 不具合事象の調査結果のまとめ	55
1.4.2 原因と対策	59
1.4.3 調査結果のまとめ	63
1.5 参考資料	64
1.5.1 地山側音響探査及び水平コアボーリングの調査結果	64
1.5.2 未改良地山の崩落によるコンクリート未充填	91
1.5.3 鉄筋の変形等に係るモックアップ試験	100
1.5.4 地中連続壁の施工記録及び品質確認記録	103

1. 地中連続壁の不具合事象について

本書は、防潮堤（鋼製防護壁）の不具合事象及び同事象を踏まえた設計変更について、添付書類「VI-2-4-2-5-1 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震性についての計算書」及び「VI-3-別添 1-2-5-1 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書」を補足説明するものである。

本章では、防潮堤（鋼製防護壁）基礎の構造変更が必要となった地中連続壁で発生した不具合事象に関する調査結果及び原因と対策について説明する。

1.1 防潮堤（鋼製防護壁）の構造変更の経緯

防潮堤（鋼製防護壁）は、南側及び北側にそれぞれ縦横 15.5 m の正方形の柱状の基礎（以下、南側に位置する基礎を「南基礎」、北側に位置する基礎を「北基礎」という。）を有する。既工事計画認可（平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号）（以下、「既工認」という。）における当該基礎は、既設構造物の南北に 2 つの地中連続壁を岩盤に設置し、その上部に既設構造物を跨ぐように鋼製防護壁を設置する計画で、地震及び津波による設計荷重に対して十分な強度を有する構造形式である。防潮堤（鋼製防護壁）位置図を図 1.1-1 に、防潮堤（鋼製防護壁、既工認）構造図を図 1.1-2 に示す。

基礎の施工においては、地中連続壁構築の準備としてガイドウォール^{※1}及び溝壁防護の S M W^{※2}を構築した上で地中連続壁を地中に構築した後、同地中連続壁を土留めとして中実部を掘削し、中実鉄筋コンクリートを地中連続壁と一体化させながら構築する計画としていた。地中連続壁の不具合事象は、地中連続壁の施工中及び中実部の掘削中において確認したものである。

※1：地中連続壁構築時に地山の崩落防止及び施工精度の確保のため、設置する現場打ちの鉄筋コンクリート仮設構造物。

※2：土（Soil）とセメントスラリーを原位置で混合・攪拌（Mixing）し、地中に造成する壁体（Wall）の略称で、芯材に H 型鋼材を使用。本施工箇所では、崩落しやすい地層があるため溝壁防護のための補助工法として使用。

【不具合事象】

- ・地中連続壁の施工後に中実部の掘削を実施したところ、地中連続壁の中実部側の壁面の一部においてコンクリート未充填及び鉄筋（組み立て用の鋼材含む）の変形、脱落、欠損（以下、「変形等」という。）の事象を確認した。
- ・地中連続壁の地山側の壁面に対しての音響探査及び水平コア採取による壁厚確認を行ったところ、一部においてコンクリート未充填の事象が発生していることを確認した。
- ・北基礎の地中連続壁の南西側角部において、鉄筋かごが計画深度まで建込みできない事象（高止まり事象）が発生した。

これらの不具合事象は、その全容を把握するに至っておらず、地中連続壁に耐力を期待することは困難であることから、東海第二発電所の既工認の防潮堤（鋼製防護壁）の設計を変更する必要が生じた。

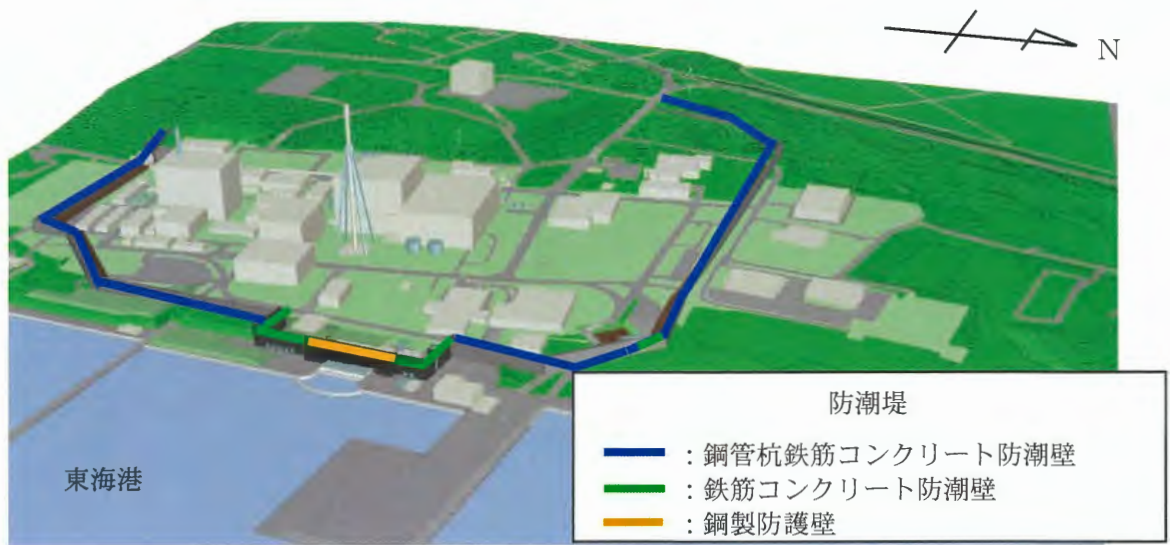


図 1. 1-1 防潮堤（鋼製防護壁）位置図

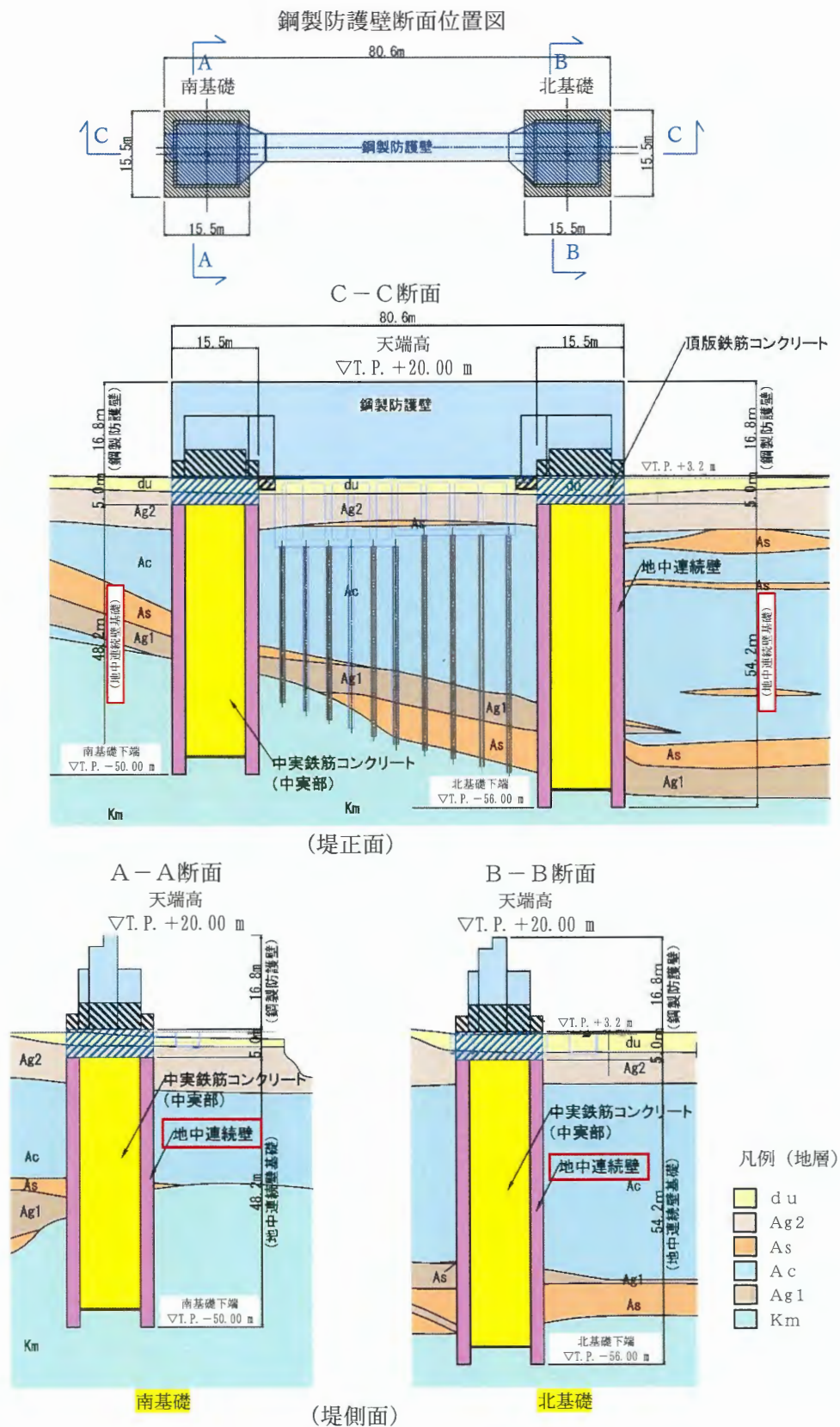


図 1.1-2 防潮堤（鋼製防護壁，既工認）構造図

1.2 不具合事象の調査結果

不具合事象（コンクリート未充填，鉄筋の変形等及び鉄筋かごの高止まり）について，調査方法及び調査結果を以下に示す。

1.2.1 コンクリート未充填

(1) 調査方法

掘削により露出した地中連続壁の中実部側壁面（南基礎 T. P. 約－2 m～T. P. 約－45 m の範囲，北基礎 T. P. 約－2 m～T. P. 約－49 m の範囲）に対し，コンクリート未充填の状況（範囲，深さ及び壁面上の位置）を目視等にて調査した。

なお，地山側については音響探査及び水平コアボーリング調査を実施しているが，調査範囲が限定的であることから，参考資料として 1.5.1 にその調査結果を示す。

(2) 調査結果

地中連続壁のエレメント及び区画割図を図 1.2-1 に、剛結継手部^{※1}詳細図を図 1.2-2 に示す。調査結果のうち南基礎については、地中連続壁中実部側壁面の観察結果（コンクリート未充填）を図 1.2-3 に、地中連続壁中実部側壁面のコンクリート未充填状況を図 1.2-4 に、地中連続壁中実部側壁面区間ごとの観察結果の概要を表 1.2-1 に示す。また、北基礎については、地中連続壁中実部側壁面の観察結果（コンクリート未充填）を図 1.2-5 に、地中連続壁中実部側壁面のコンクリート未充填状況を図 1.2-6 に、最大深さ約 70 cm のコンクリート未充填箇所（北基礎区画①及び⑮）を図 1.2-7 に、地中連続壁中実部側壁面区間ごとの観察結果の概要を表 1.2-2 に示す。

地中連続壁中実部側壁面の観察結果の概要は以下の通り。

- ・南基礎、北基礎のほとんどの剛結継手部でコンクリート未充填が面的に分布していた。そのコンクリート未充填部においては、鉛直鉄筋（設計純かぶり^{※2}115 mm）、水平鉄筋（設計純かぶり 163 mm）が露出している箇所があった。
- ・剛結継手部以外のコンクリート未充填の分布は剛結継手部に比べ少なく、コンクリート未充填の一部は隣接する剛結継手部から連続していた。
- ・コンクリート未充填の最大深さは、北基礎の約 70 cm であり（図 1.2-5 及び図 1.2-7 参照）、剛結継手部の仕切板^{※3}際（剛結継手部側）で観察され、未充填部は粘性土で閉塞されていた。
- ・コンクリート未充填の鉛直方向の分布は、SMW 下端までの区間（以下、「SMW 区間」という。）よりも同区間以深の方が、コンクリート未充填が多く分布している。南基礎と比べると、北基礎の SMW 区間ではコンクリート未充填部は土砂を多く含んだスライムにより閉塞されていた。
- ・南基礎の区画⑮の中実部側の鉄筋かぶり部のコンクリート未充填部は、南 7 のコンクリート流出防止シート^{※4}、土砂及びスライム・安定液並びにこれらを巻き込んだコンクリートにより閉塞されていた。
- ・北基礎の区画⑮の中実部側の鉄筋かぶり部のコンクリート未充填は SMW 壁体で閉塞されていた。

※1：先行エレメントと後行エレメントを連続した一体構造とするために設けた箇所、先行エレメントと後行エレメントの水平鉄筋の鉄筋が重なるように配置する。

※2：設計純かぶりとは、コンクリート躯体表面から鉄筋表面までの設計上の距離をいう。

※3：先行エレメントのコンクリート打設範囲を保持するための両端に設ける鉛直鋼板であり、仕切板で区切られた内側に先行エレメントのコンクリートを打設する。仕切板の外側が剛結継手部となる。図 1.2-2 を参照。

※4：先行エレメントのコンクリートの打設時にコンクリートが周辺に流出することを防止するための土木シートである。

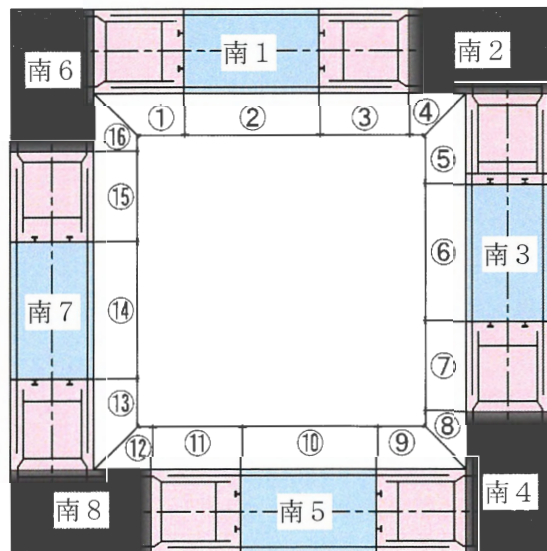
注：「南 1～8」，「北 1～8」の表記はコンクリート打設ブロック（エレメント名称）を示す。

①から⑯は施工上の区画を示す。

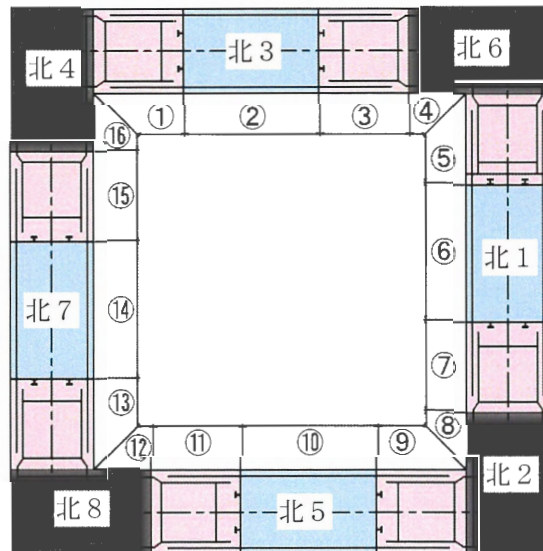
剛結継手部の詳細は図 1. 2-2 参照

凡例

- ：先行エレメント
- ：後行エレメント（剛結継手部）
- ：後行エレメント（剛結継手部以外）



（南基礎）



（北基礎）

図 1. 2-1 地中連続壁のエレメント及び区画割図

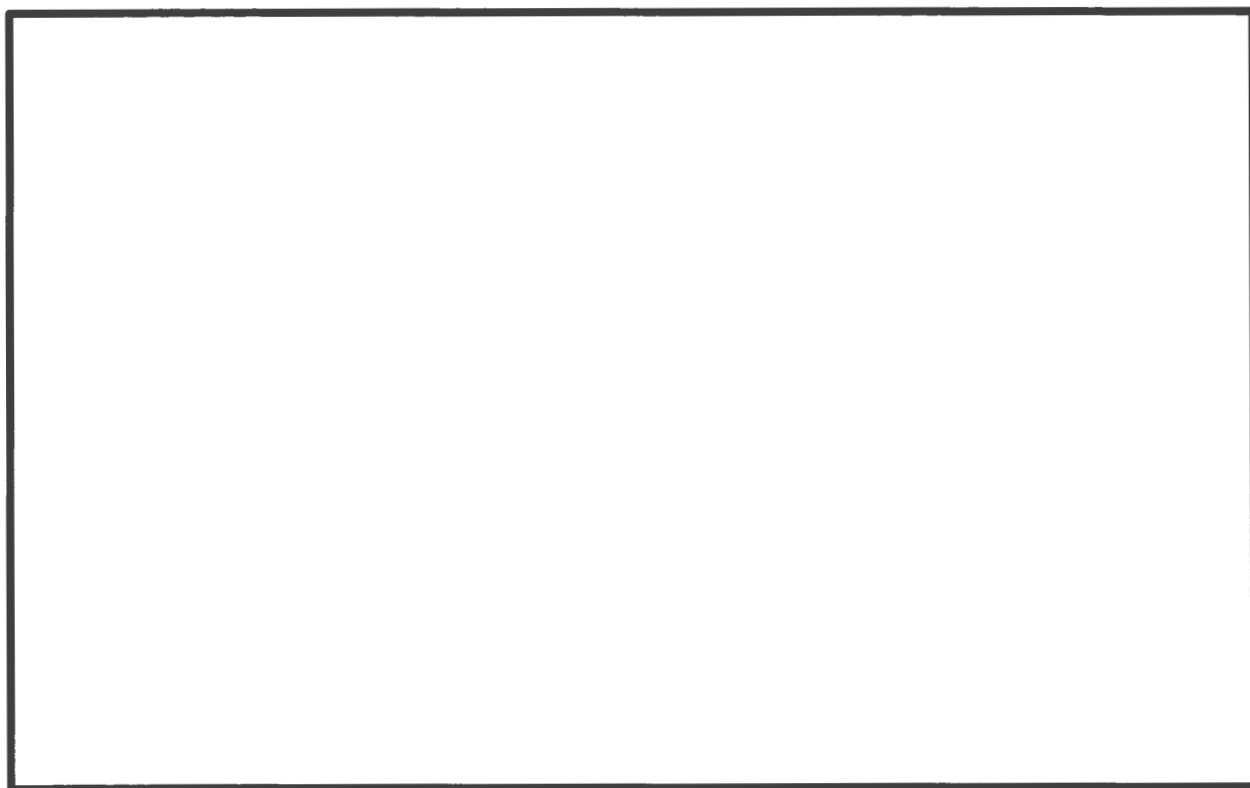


図 1. 2-2 剛結継手部詳細図（北基礎）

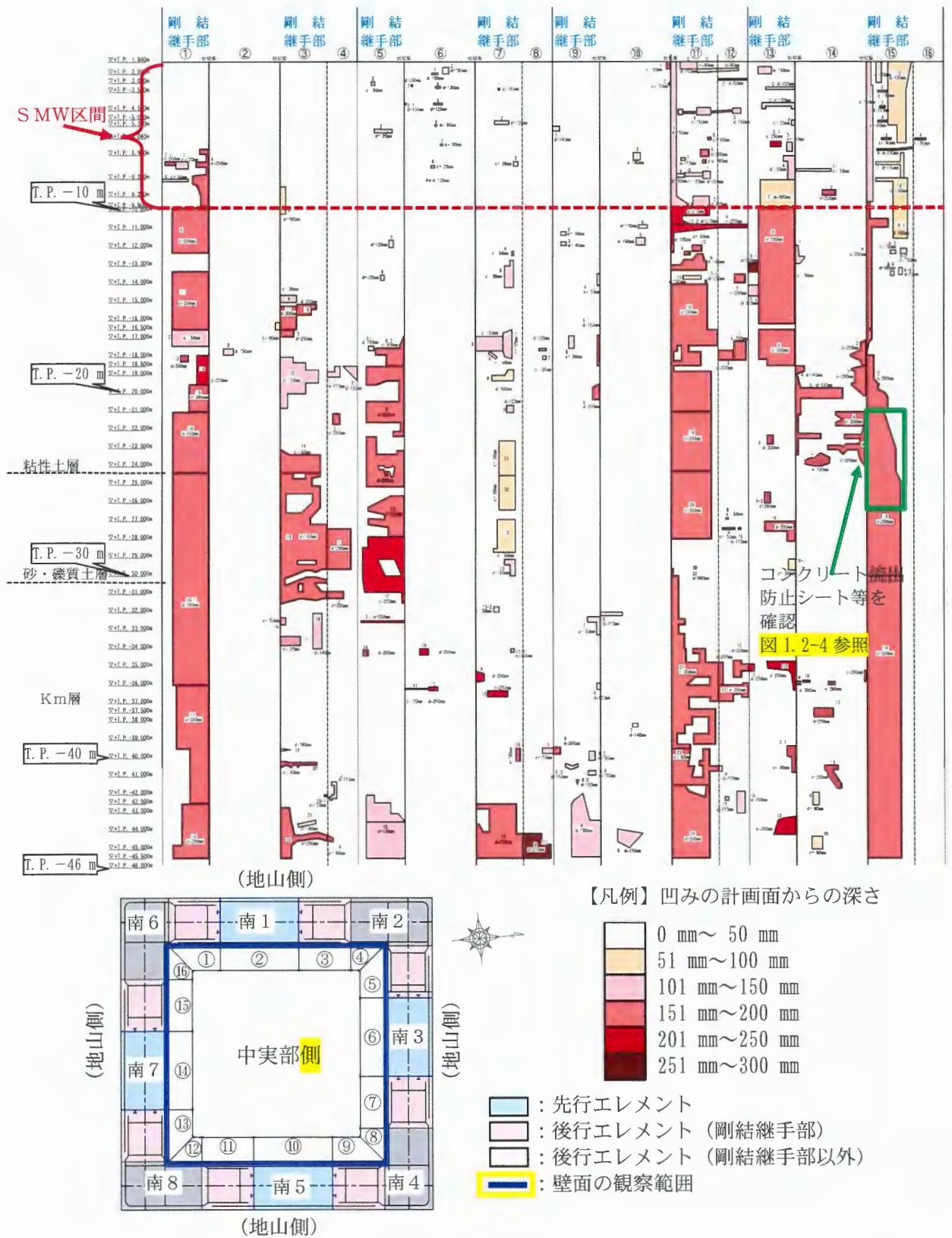


図 1.2-3 地中連続壁中実部側壁面の観察結果 (コンクリート未充填：南基礎)

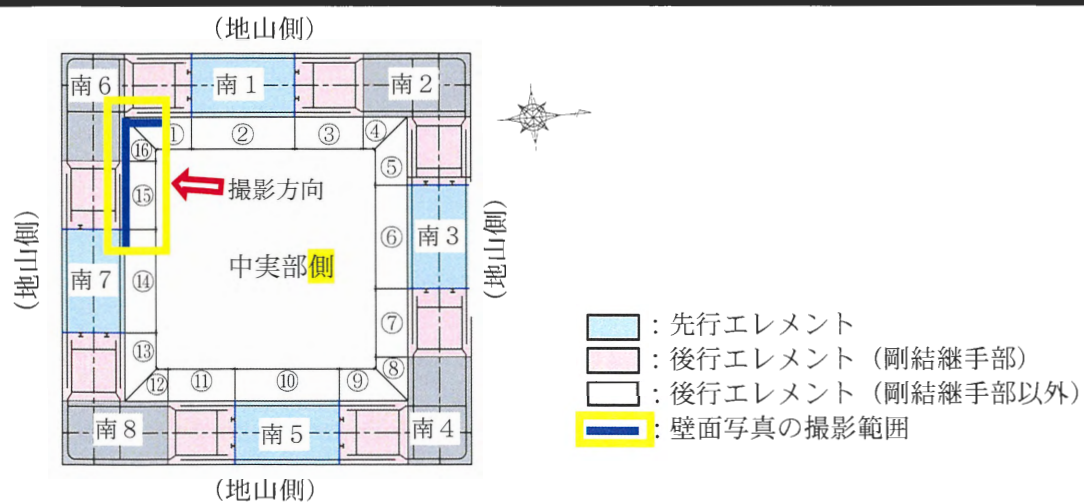
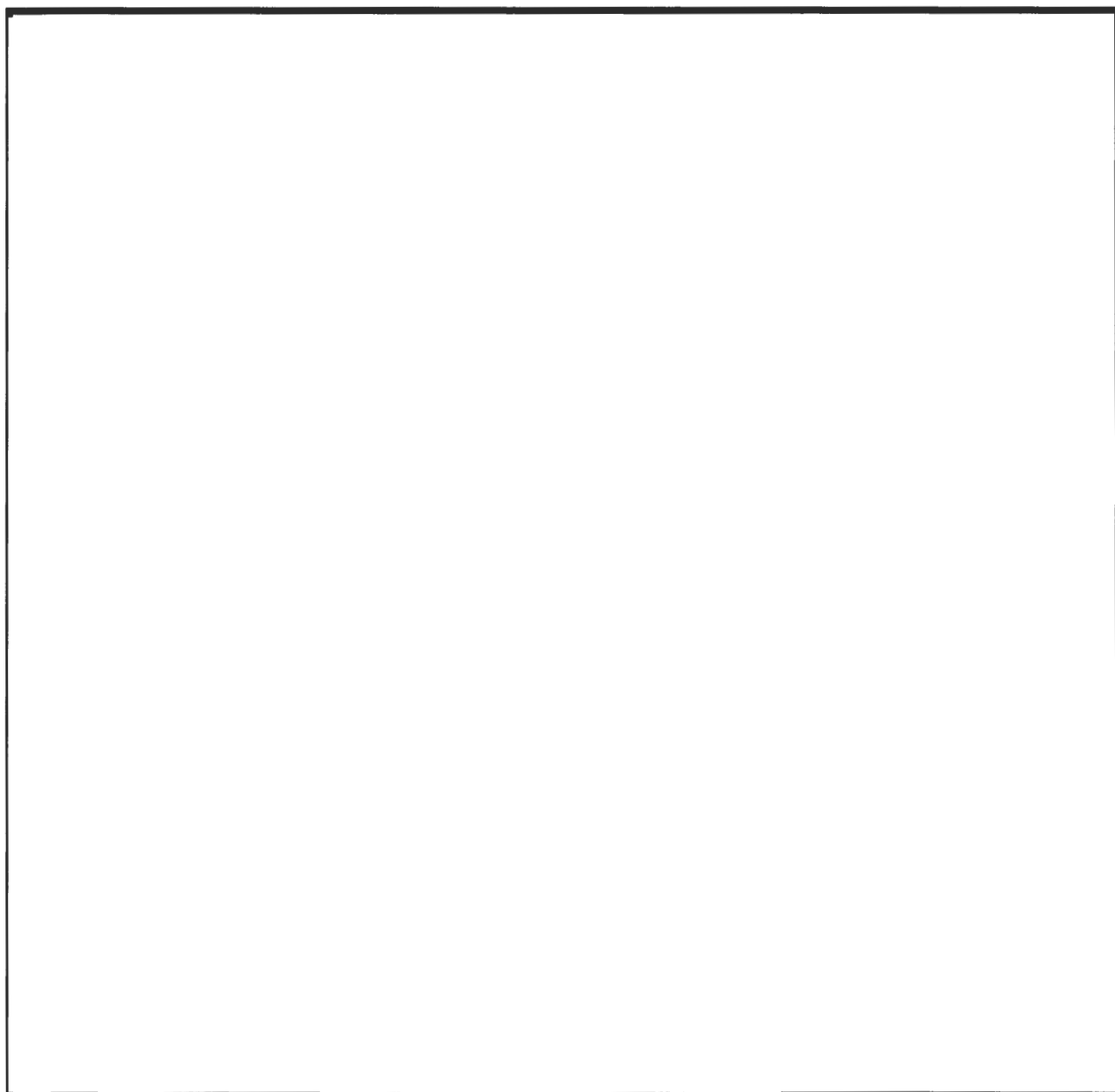


図 1.2-4 地中連続壁中実部側壁面のコンクリート未充填状況 (南基礎)

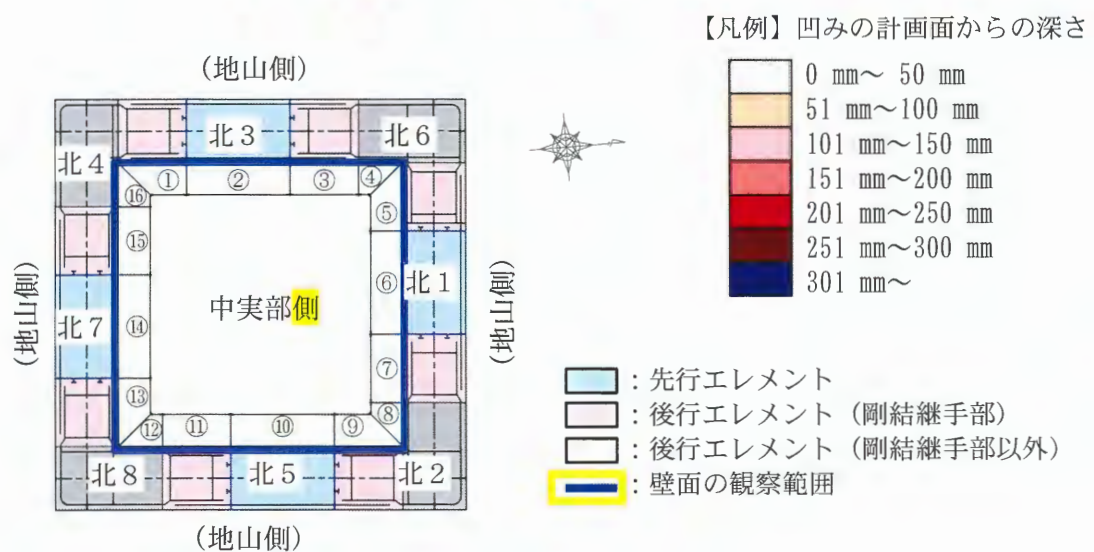


図 1.2-5 地中連続壁中実部側壁面の観察結果 (コンクリート未充填：北基礎)

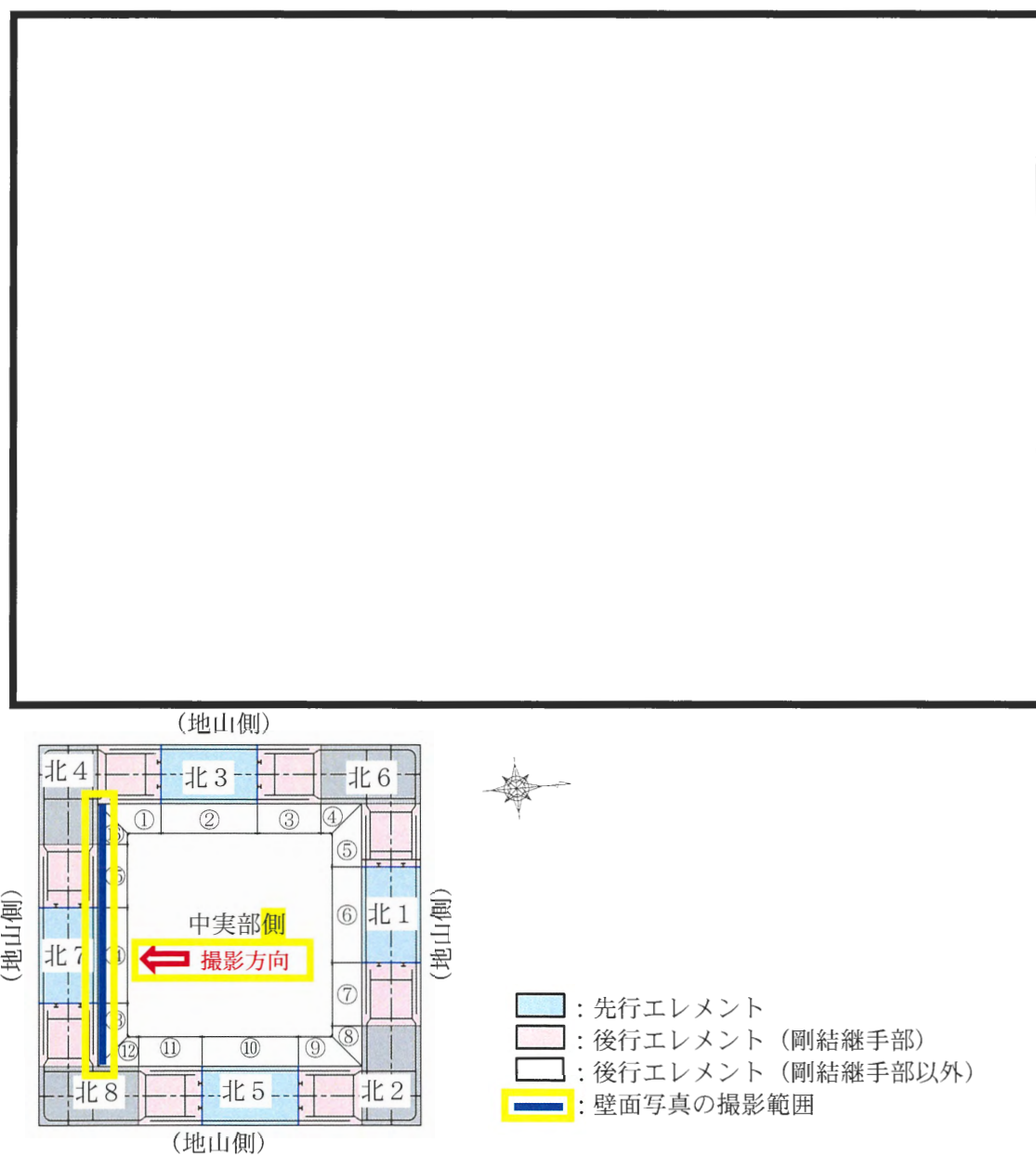


図 1. 2-6 地中連続壁中実部側壁面のコンクリート未充填状況 (北基礎)

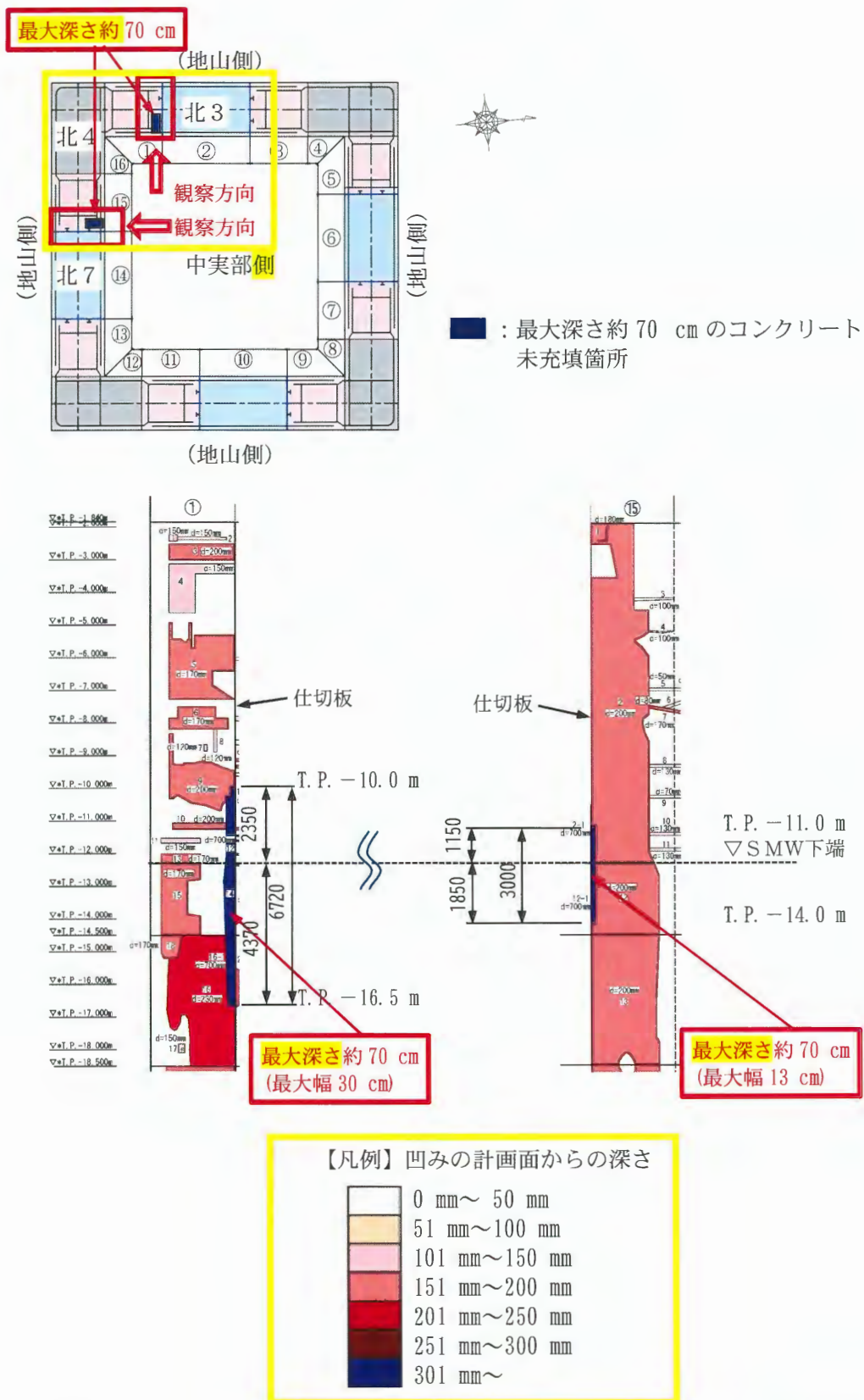


図 1.2-7 最大深さ約 70 cm のコンクリート未充填箇所（北基礎区画①及び⑮）

表 1.2-1 地中連続壁中実部側壁面区間ごとの観察結果の概要（南基礎）

区画	観察結果	
	標高 (T. P.)	詳細
① 剛結 継手	約-6 m～約-10 m	まばらにスライム・安定液を巻き込んだコンクリート※が分布していることを確認した。
	約-10 m～約-45 m	全面にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
② 先行	約-16 m～約-18 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
③ 剛結 継手	約-9 m～約-10 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-15 m～約-34 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
	約-43 m～約-45 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
④ 後行	約-18 m～約-22 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-41 m～約-42 m	コンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。このコンクリート未充填部は、隣接した区画③と繋がっている。
	約-27 m～約-31 m	コンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。このコンクリート未充填部は、隣接した区画③と繋がっている。
⑤ 剛結 継手	約-3 m～約-14 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-17 m～約-34 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
	約-42 m～約-45 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑥ 先行	約-2m～約-8 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-34m～約-36 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑦ 剛結 継手	約-3 m～約-7 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-12 m～約-45 m	まばらに分布したコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑧ 後行	約-18 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-39 m～約-41 m	コンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。このコンクリート未充填部は、隣接した区画⑦と繋がっている。
	約-44 m～約-45 m	コンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。このコンクリート未充填部は、隣接した区画⑦と繋がっている。
⑨ 剛結 継手	約-6m～約-12 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-13 m～約-20 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
	約-32 m～約-41 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
	約-42 m～約-45 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑩ 先行	約-2 m～約-12 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-32 m, 約-38 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-42 m～約-45 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑪ 剛結 継手	約-2 m～約-10 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートを確認した。
	約-10 m～約-45 m	全面にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑫ 後行	約-2 m～約-5 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-11 m～約-18 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-35 m付近	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-42 m～約-43 m	コンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。このコンクリート未充填部は、隣接した区画⑪と繋がっている。
⑬ 剛結 継手	約-2 m～約-10 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-10 m～約-18 m	全面的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
	約-22 m～約-29 m	全面的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
	約-34 m～約-36 m	全面的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
	約-39 m～約-41 m	全面的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
	約-43 m～約-44 m	全面的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑭ 先行	約-8 m～約-9 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-13 m付近	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-12 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑮ 剛結 継手	約-16 m～約-24.0 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-35 m～約-45.0 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
	約-2 m～約-21 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑯ 後行	約-21 m～約-45 m	全面的にコンクリート未充填部が分布している範囲に、コンクリート流出防止シート（約-21 m～約-26 m）、土砂及びスライム・安定液を巻き込んだコンクリートを確認した。
	T.P. 約-6 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。

※の注釈は次頁参照。

※：地中連続壁工法では、気中でのコンクリート打設とは異なり、安定液中にコンクリートを打設することにより、コンクリートの強度低下が起こる場合がある¹⁾。そのため、コンクリート標準示方書(2012年制定)においては、スライム・安定液の巻き込み等により強度が低下すること等を考慮し、コンクリート強度の割増しを行うのがよいとしている²⁾。ただし、スライムや安定液は、極力、巻き込まないように施工することを前提としている。スライム・安定液を巻き込んだコンクリートとは、このような強度の割増しによって、所要強度を確保できているコンクリートを指す。したがって、スライム・安定液を巻き込んだコンクリートはその健全性に問題がない。

¹⁾ わかりやすい地中連続壁工法，p. 112，総合土木研究所，1996.

²⁾ 土木学会編：コンクリート標準示方書 施工編 2012年制定，pp. 283～284，土木学会，2012.

表 1.2-2 地中連続壁中実部側壁面区間ごとの観察結果の概要（北基礎）

区画		観察結果	
		標高 (T. P.)	詳細
①	剛結 継手	約-2 m～約-9 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートを確認した。
		約-9 m～約-12 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムの堆積を確認した。
		約-12 m～約-49 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約-10 m～約-17 m	仕切板際で深さ 70 cm, 幅 30 cm のコンクリート未充填があり, 粘性土（一部安定液混じりの粘性土）を確認した。
②	先行	約-2 m～約-24 m 約-45 m～約-46 m	帯状の範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
③	剛結 継手	約-2 m～約-9 m	断続的にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-9 m～約-12 m	コンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムが堆積していることを確認した。
		約-12 m～約-18 m	区画全域にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約-19 m～約-49 m	
④	後行	約-24 m 付近 約-34 m～約-36 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑤	剛結 継手	約-2 m～約-12 m	まだらにスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-19 m～約-28 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約-29 m～約-48 m	
⑥	先行	約-2 m～約-12 m 約-15 m～約-47 m	局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑦	剛結 継手	約-5 m～約-6 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-9 m～約-12 m	コンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムが堆積していることを確認した。
		約-12 m～約-49 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑧	後行	約-43 m 付近	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑨	剛結 継手	約-5 m～約-12 m	まだらにコンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムが堆積していることを確認した。
		約-12 m～約-49 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑩	先行	約-2 m～約-10 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-14 m～約-22 m	
		約-31 m～約-37 m	
		約-43 m 付近	
		約-46 m 付近	
⑪	剛結 継手	約-2 m～約-12 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-12 m～約-30 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約-34 m～約-36 m	
		約-38 m～約-49 m	
⑫	後行	約-2 m～約-12 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-23 m 付近	
		約-28 m 付近	
		約-47 m～約-48 m	
⑬	剛結 継手	約-2 m～約-11 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-11 m～約-12 m	コンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムが堆積していることを確認した。
		約-15 m～約-49 m	全面にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑭	先行	約-2 m～約-9 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-21 m～約-23 m	
⑮	剛結 継手	約-2 m～約-12 m	コンクリート未充填部が分布した範囲に SMW の壁体を確認した。
		約-12 m～約-49 m	全面にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約-11 m～約-14 m	仕切板の隣で深さ 70 cm, 幅 13 cm のコンクリート未充填部に粘性土（一部安定液混じりの粘性土）が堆積していることを確認した。
⑯	後行	約-7 m～約-12 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約-22 m～約-23 m	

1.2.2 鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象を含む）

(1) 調査方法

掘削により露出した地中連続壁の中実部側壁面（南基礎ではT.P. 約－2 mからT.P. 約－45 mの範囲、北基礎ではT.P. 約－2 mからT.P. 約－49 mの範囲）に対し、鉄筋の変形等（ここでは、鉄筋（水平鉄筋、鉛直鉄筋、組み立て用の鋼材含む）の変形、脱落、欠損を「鉄筋の変形等」という）の状況（鉄筋かごの高止まり事象を含む）を目視にて調査した。

(2) 調査結果

a. 南基礎

南基礎の観察結果を図 1.2-8 に示す。主な観察結果は以下の通り。

- ・区画⑮（剛結継手部）の上段～中3段において先行エレメントの鉄筋の変形等を確認し、中2段～下段において後行エレメントの鉄筋の変形等を確認した。また、中2段において先行エレメントの鉄筋と後行エレメントの組立用鋼材の交錯を確認した。
- ・区画⑯の中2段～下段において、後行エレメントの鉄筋の変形等を確認した。
- ・区画①（剛結継手部）の中2段～下段において先行エレメント及び後行エレメントの鉄筋の変形を確認した。

b. 北基礎

北基礎の観察結果を図 1.2-9 に示す。主な観察結果は以下の通り。

- ・区画⑮及び区画①（剛結継手部）の上段～下段において先行エレメント及び後行エレメントの鉄筋の変形等を確認した。また、区画⑯の上段～下段において後行エレメントの鉄筋の変形等を確認した。なお、区画⑮の中1段及び下段において先行エレメントと後行エレメントの鉄筋の錯綜を確認した。
- ・その他の剛結継手部（区画③，⑤，⑦及び⑨）の上段～下段において鉄筋の変形を確認した。
- ・区画⑮，⑯及び①の鉄筋かご（後行エレメント）建込み時に高止まり（約70 cm）を確認した。

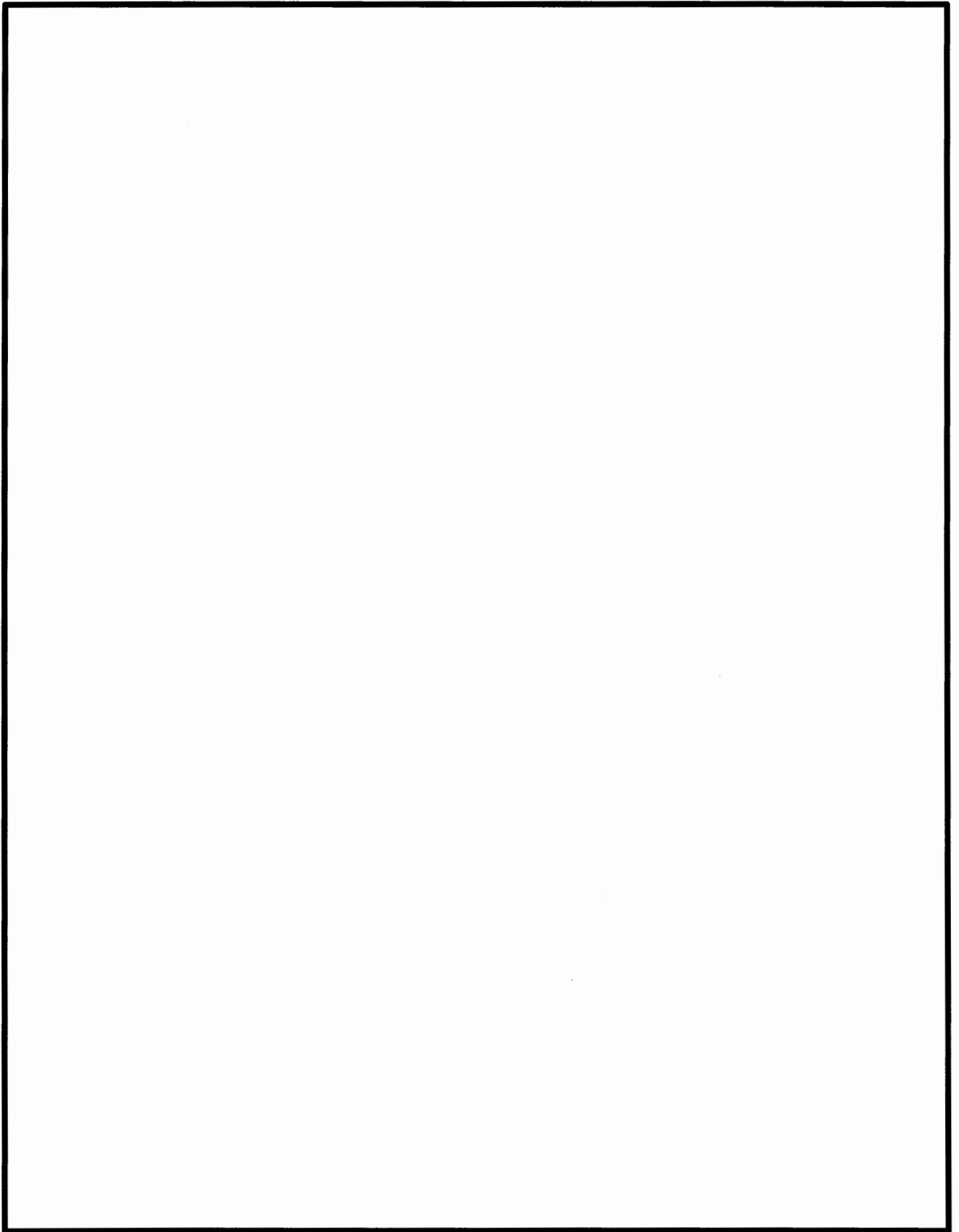


図 1. 2-8 鉄筋の変形等の観察結果（南基礎）（1 / 2）

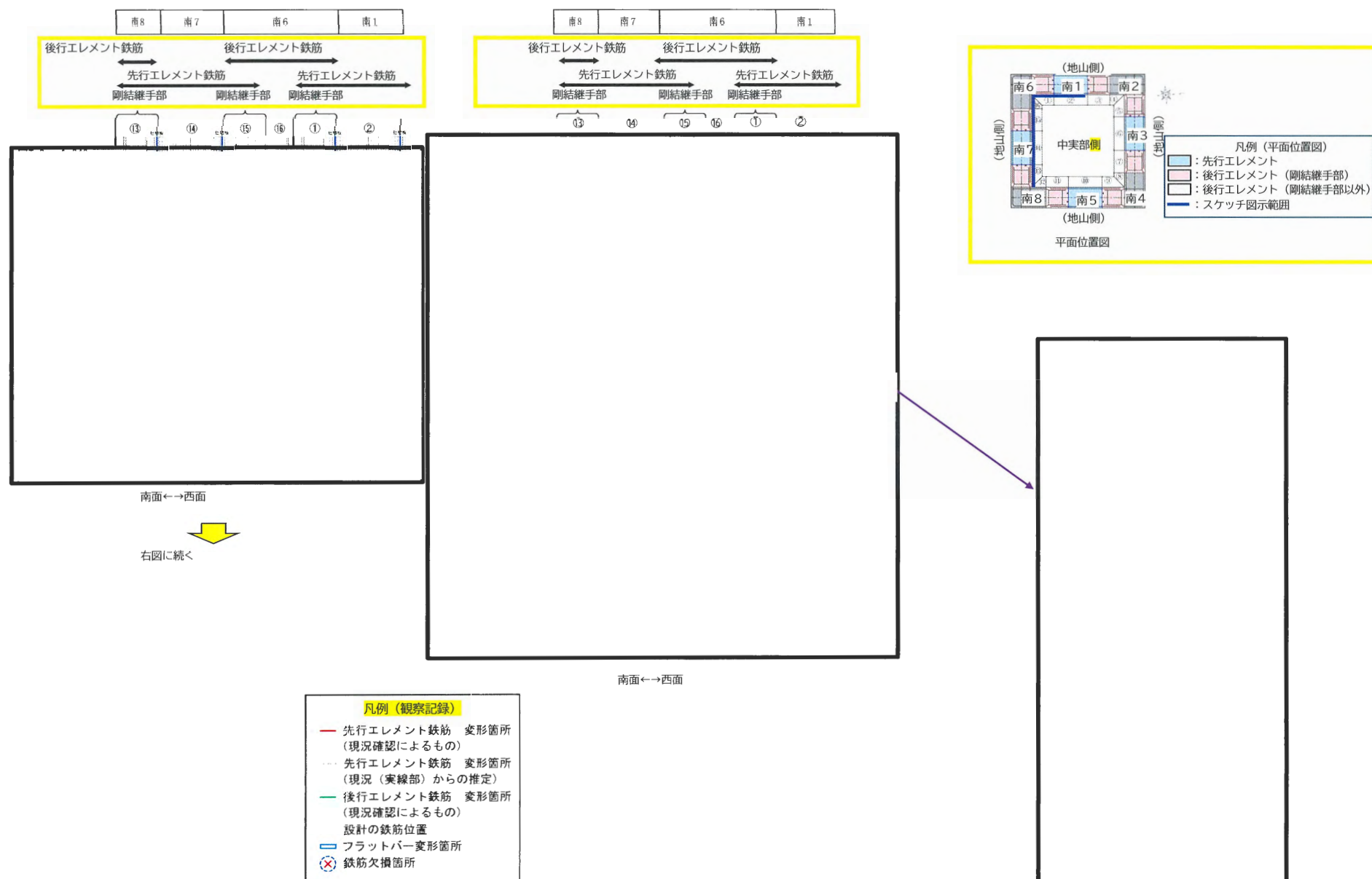


図 1.2-8 鉄筋の変形等の観察結果 (南基礎) (2/2)

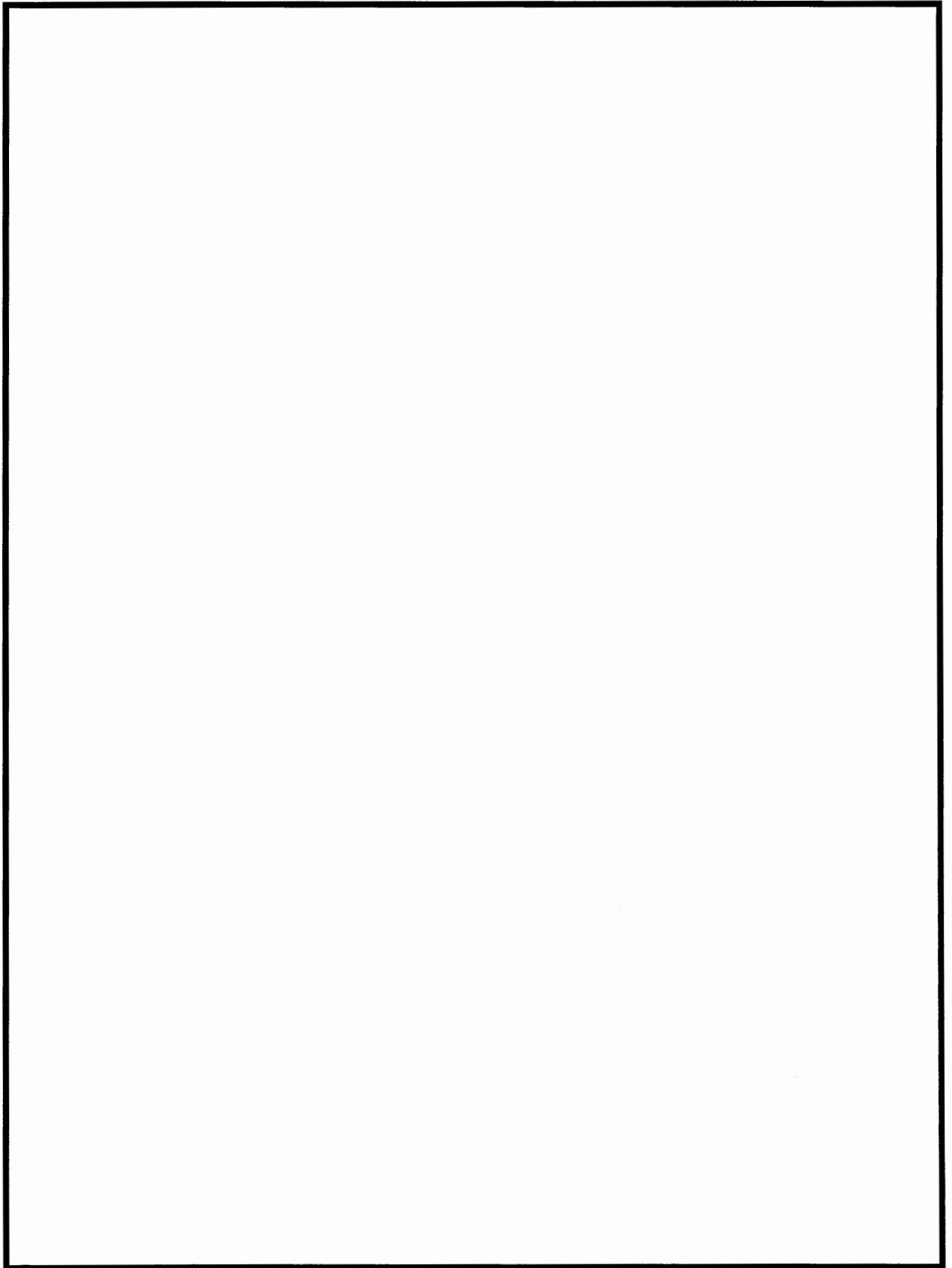


図 1.2-9 鉄筋の変形等の観察結果（北基礎）（1/3）

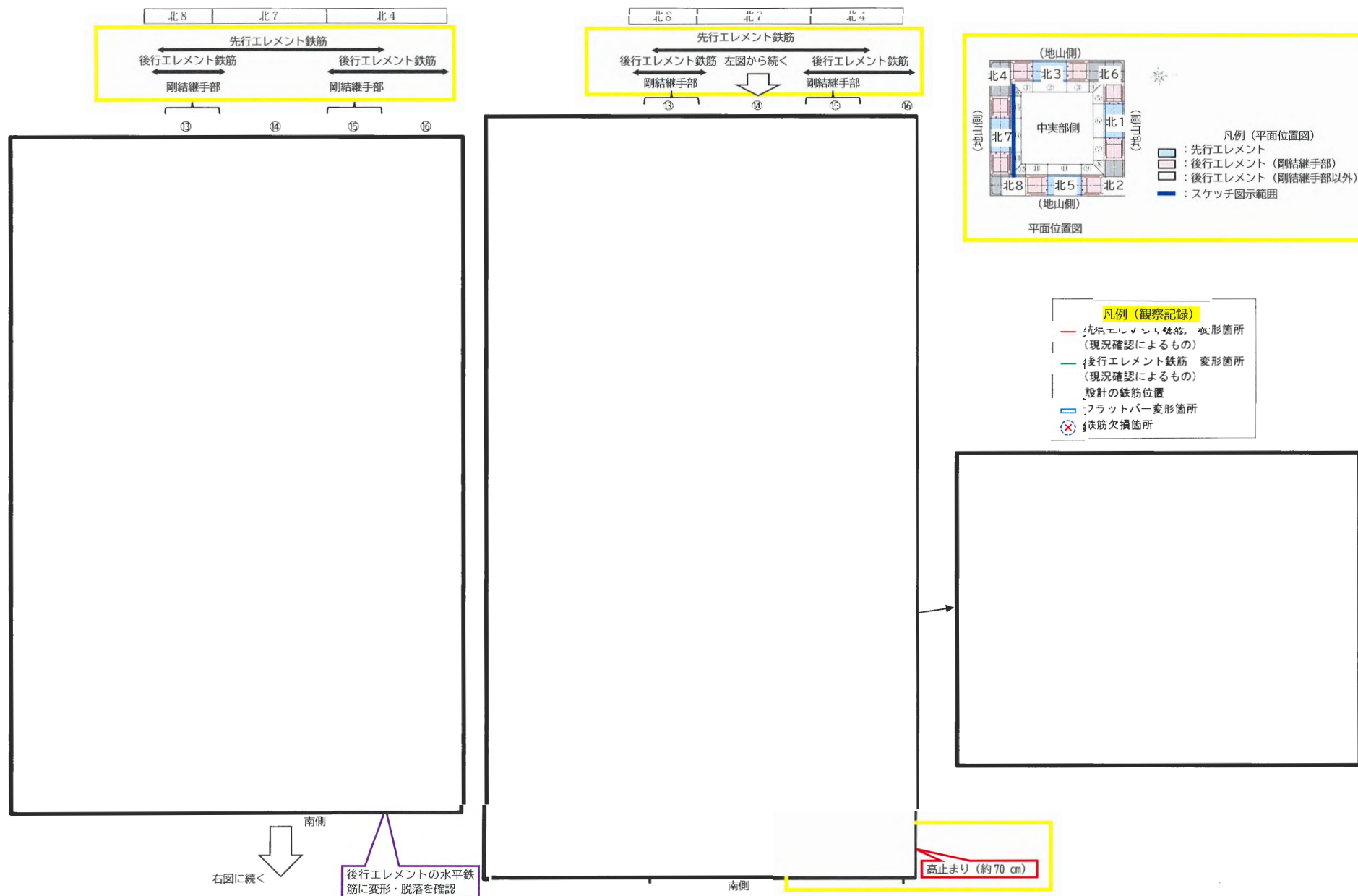


図 1.2-9 鉄筋の変形等の観察結果 (北基礎南側) (2/3)

1.3 原因調査

コンクリート未充填及び鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象を含む）の原因調査として、地中連続壁の施工履歴・施工記録から、通常の施工状況と異なる事象などを整理した。また、不具合事象の調査結果とこれらの事象などをあわせて、不具合事象の原因を特定する。

1.3.1 施工履歴・施工記録の調査

防潮堤（鋼製防護壁，既工認）の施工手順を図 1.3-1 に，地中連続壁の施工ステップを図 1.3-2 に示す。また，掘削イメージを図 1.3-3 に，掘削中の溝壁の断面図を図 1.3-4 に示す。

本工事での通常の施工状況と異なる事象などについて，施工履歴・施工記録を調査した。その結果，施工手順図のⅠ，Ⅱ，Ⅲの段階（準備作業を含む）で通常の施工状況と異なる事象などを確認した。通常の施工状況と異なる事象などは以下に示す通り。

- ・南基礎区画⑭におけるコンクリート打設中の溝壁崩落及び区画⑮への崩落土砂等の流入
- ・北基礎区画①，②及び③掘削中における溝壁崩落（他区画への水平展開を含む）
- ・北基礎区画⑬，⑭及び⑮におけるSMWの再構築
- ・北基礎区画⑮，⑯及び⑰における鉄筋かご建込み時の上げ下ろし

次項に各事象などの概要を示す。

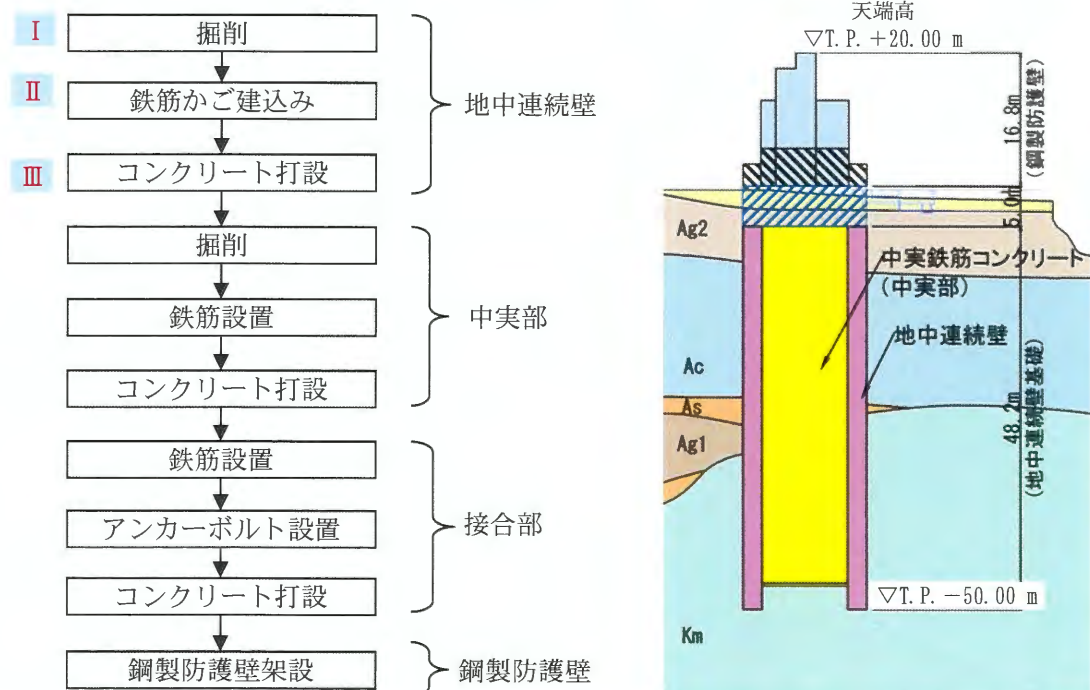


図 1.3-1 防潮堤（鋼製防護壁，既工認）の施工手順

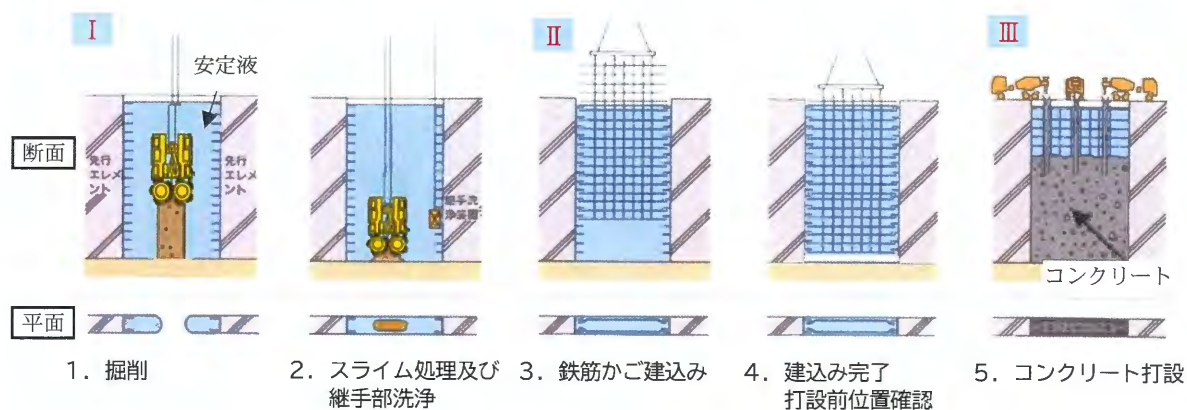


図 1.3-2 地中連続壁の施工ステップ図

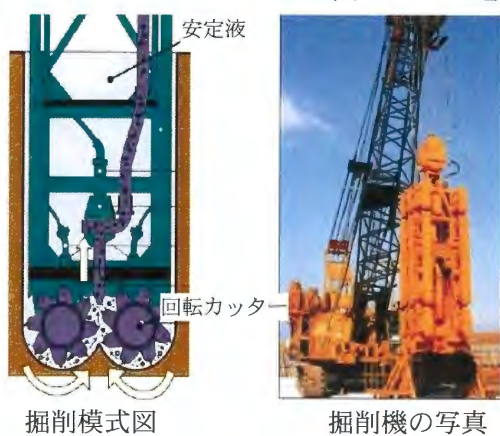


図 1.3-3 掘削イメージ

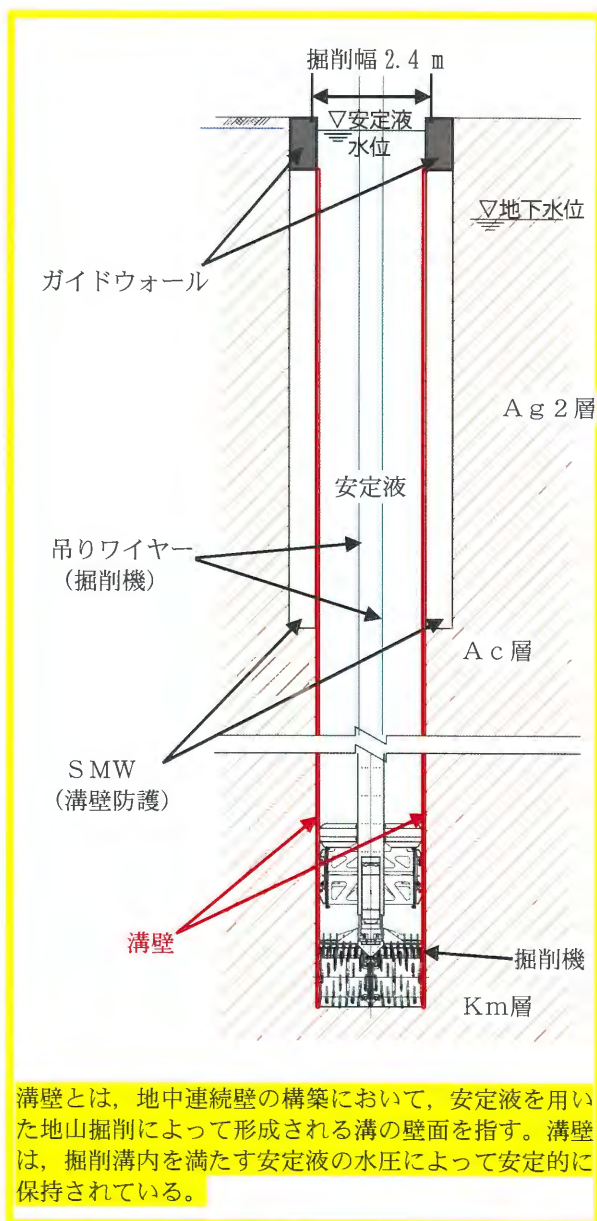


図 1.3-4 掘削中の溝壁の断面図

- (1) 南基礎区画⑭におけるコンクリート打設中の溝壁崩落及び区画⑮への崩落土砂等の流入
南基礎南7（区画⑭）のコンクリート打設中に中実部側の溝壁の一部が崩落し、崩落土砂等（崩落土砂及び打設中のコンクリート）が南6の南面の剛結継手部（区画⑮）に流入し堆積した（図 1.3-5 参照）。

南7（区画⑭）のコンクリート打設完了後、区画⑮の崩落土砂等はハンマーグラブ等を用いて撤去した。ただし、中実部側の先行エレメントの鉄筋と溝壁の間（かぶりに相当する箇所）の一部の崩落土砂等は撤去できず、基礎中実部の構築の際に補修可能であることから残置した（図 1.3-6 参照）。

1. 区画⑭のコンクリート打設時、溝壁崩落

2. ハンマーグラブ等による崩落土砂等撤去

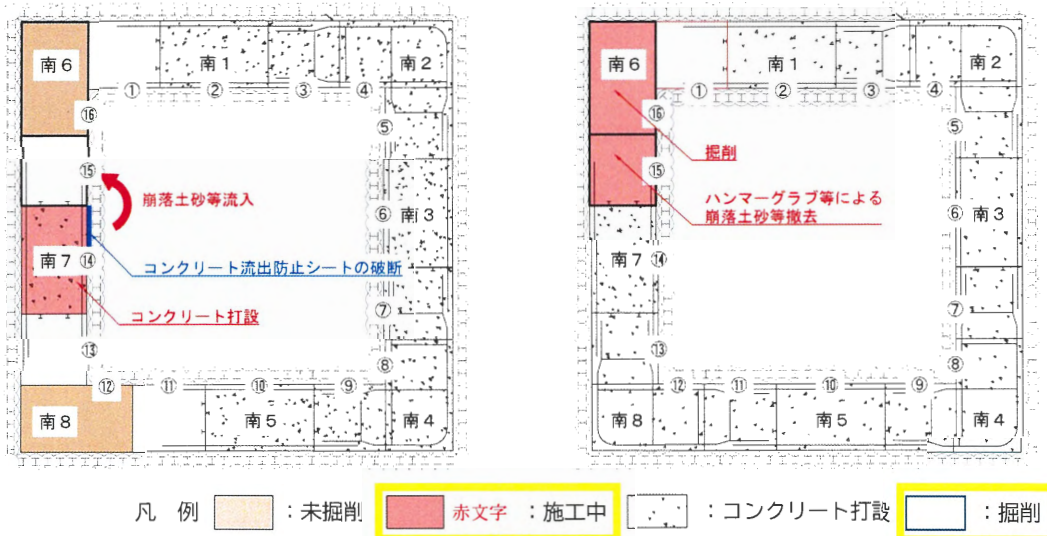
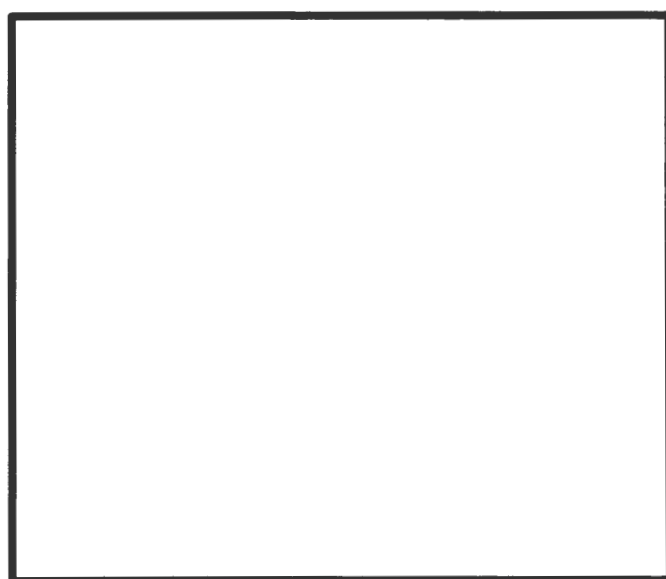


図 1.3-5 南基礎の溝壁崩落事象の発生位置等



後行エレメントの鉄筋（緑の鉄筋）を建込む前に流入した土砂等を撤去した。

ただし、中実部側の先行エレメントの鉄筋と溝壁の間の撤去ができず基礎中実部掘削時に対応するとして一部残置した。

- 凡例
- 先行エレメントの鉄筋
 - 後行エレメントの鉄筋
 - 先行エレメントのコンクリート部
 - 後行エレメントのコンクリート部
 - 崩落土砂等の撤去残り

図 1.3-6 南基礎の溝壁崩落箇所におけるかぶり部の崩落土砂等の残置状況

(2) 北基礎区画①、②及び③掘削中における溝壁崩落（他区画への水平展開を含む）

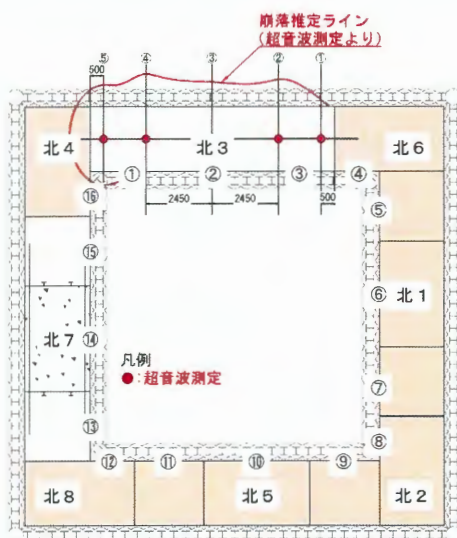
北基礎の区画①、②及び③の掘削中に地山側及び中実部側の溝壁が崩落した。

このため、崩落した区間は流動化処理土にて、その他の区間は砕石にて埋戻した。

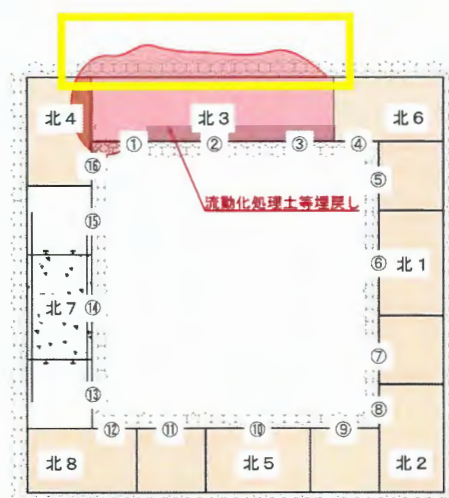
また、崩落の影響調査として、ボーリング調査を踏まえ、さらなる溝壁崩落を防ぐため溝壁保護工（砕石による埋戻し）及び溝壁補強工（鉛直縫地工、薬液注入工及び高圧噴射攪拌工）を実施（他区画への水平展開を含む）した。

概要を図 1.3-7 に、その詳細を次頁以降に示す。

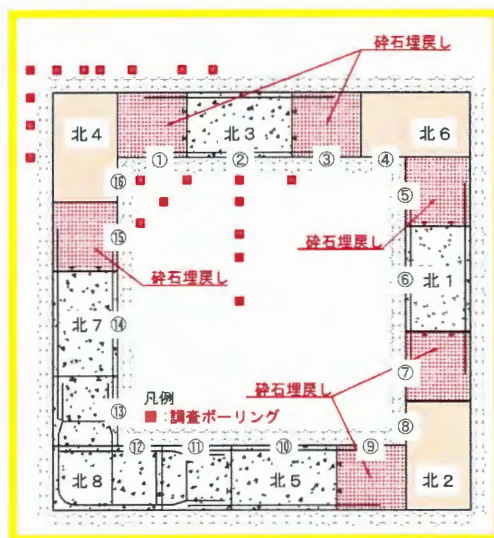
1. 北基礎区画①、②及び③掘削中の溝壁崩落



2. 崩落部の埋戻し（流動化処理土等）



3. ボーリング調査 溝壁保護工（砕石埋戻し）



4. 溝壁補強工 （薬液注入工、高圧噴射攪拌工、鉛直縫地工）



凡 例 未掘削 赤文字：施工中 コンクリート打設 砕石埋戻し 掘削

図 1.3-7 北基礎の施工内容（通常の施工状況と異なる事象）

a. 溝壁の崩落及び流動化処理土等による埋戻し

北基礎の区画①、②及び③の掘削中に溝壁が崩落した。このため、超音波測定を実施し、その結果、図 1.3-8 に示すように溝壁に空洞が発生していることを確認した。そのため、図 1.3-8 に示す崩落部の区間は空洞を充填するため流動化処理土にて、その他の区間は再掘削を容易にするため砕石にて埋戻した。

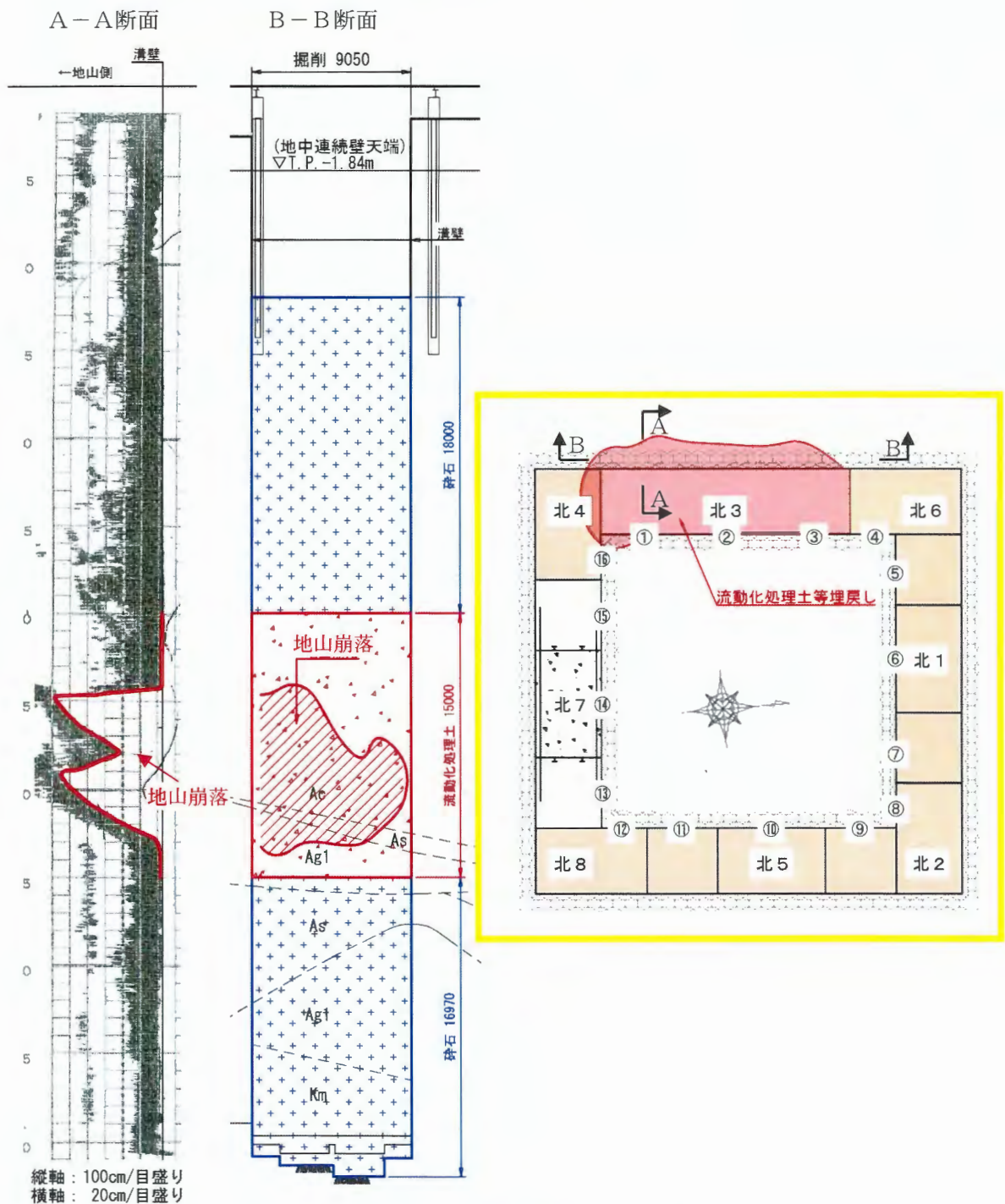


図 1.3-8 溝壁崩落と流動化処理土等の埋戻し（北基礎区画①、②及び③）

b. 溝壁保護工（碎石による埋戻し）

溝壁崩落に対する予防策として、すぐにコンクリート打設を行わない掘削部（剛結継手部）に対し碎石で埋戻しを行った（図 1.3-9 参照）。

なお、北基礎では溝壁崩落の状況を考慮し、掘削溝の浅部まで埋戻しを行ったため、多量の碎石を撤去することになったことから、サクシヨンポンプに加え、ハンマーグラブを用いて、撤去を行った。

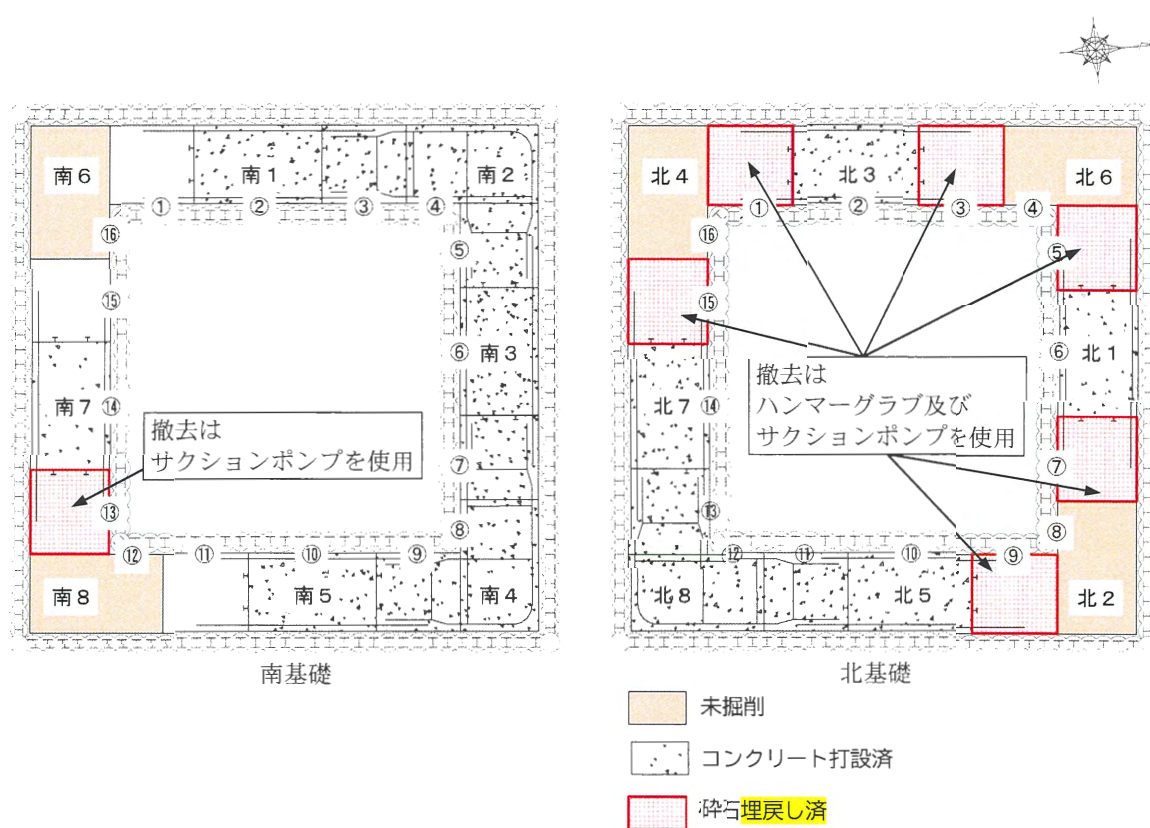
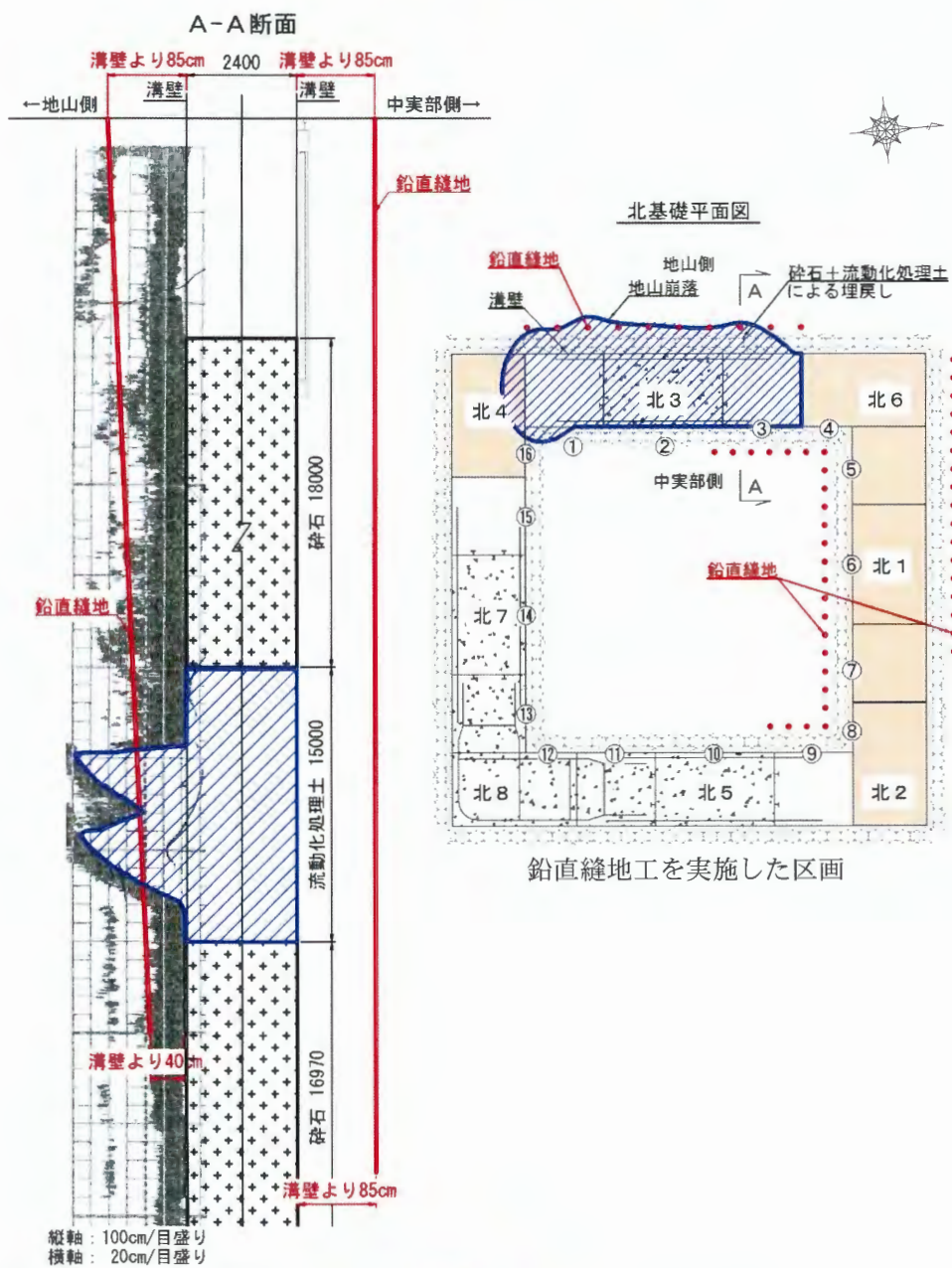


図 1.3-9 剛結継手部の碎石埋戻し

c. 溝壁補強工（鉛直縫地工）

北基礎の区画①、②及び③において発生した掘削中の溝壁崩落部へ流動化処理土及び碎石で埋戻した後、崩落部に埋戻した流動化処理土の補強として地山側に鉛直縫土工を施工した（図 1.3-10 参照）。

また、溝壁の崩落を懸念した他の溝壁についても、補強工として鉛直縫地工を実施した。



流動化処理土埋戻し箇所補強のための鉛直縫土工

図 1.3-10 鉛直縫地の実施位置

d. 溝壁補強工（地盤改良工：高圧噴射攪拌工及び薬液注入工）

北基礎の区画①、②及び③において、地中連続壁の溝壁崩落後に実施したボーリング調査の結果、**溝壁周辺の地盤**が緩んでいることを確認した（図 1.3-11 の左図参照）。そのため、地盤改良（高圧噴射攪拌工）に**より当該地盤**を補強した（図 1.3-11 の右図参照）。

地山側の高圧噴射攪拌工の改良体造成中に、掘削溝内にエアと排泥の一部の流入が確認したことから、北4の掘削済の区画（剛結継手部、区画①及び⑮）では埋戻した碎石中に、未掘削の区画⑮では原地盤に逸走防止用の薬液注入工を行った。その後、高圧噴射攪拌工の改良体を造成した。

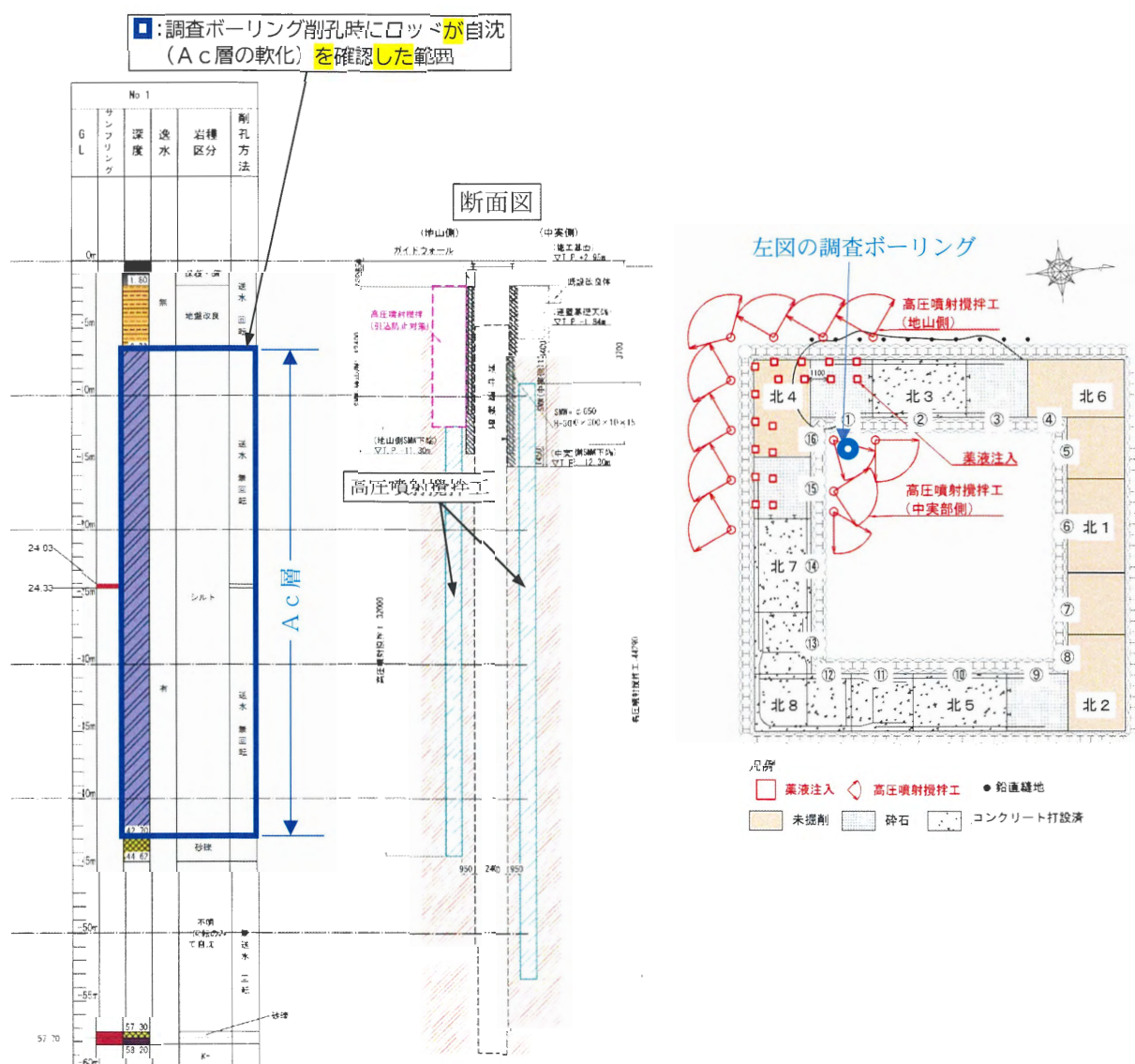


図 1.3-11 ボーリング調査結果と高圧噴射攪拌工実施位置

(3) 北基礎区画⑬, ⑭及び⑮におけるSMWの再構築

地中連続壁の溝壁防護工としてSMWは構築済みであったが、既設建造物の耐震裕度向上工事（地盤改良工：薬液注入工）の施工において、北基礎区画⑬, ⑭及び⑮のSMW（ガイドウォールの一部を含む）が支障となったことから、これらのSMWの撤去・再構築を行った（図 1.3-12 参照）。

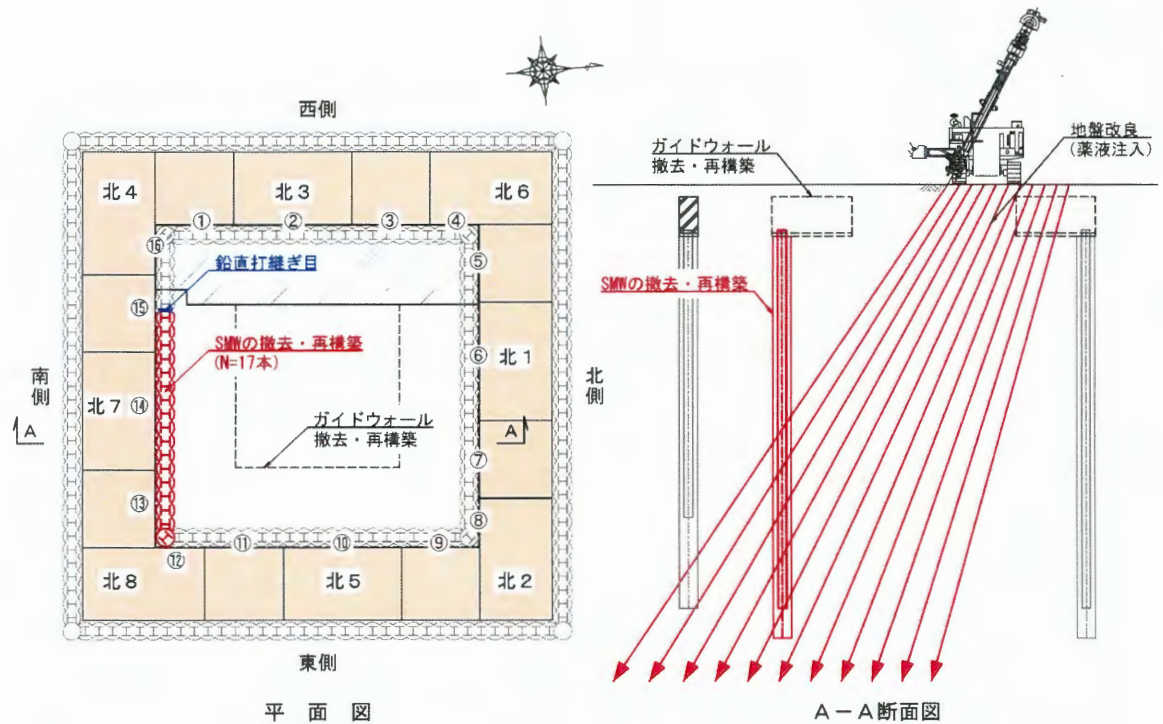


図 1.3-12 SMWの再構築位置及び断面図

(4) 北基礎区画⑮, ⑯及び⑰における鉄筋かご建込み時の上げ下ろし

北4後行エレメントの鉄筋かごを区画⑮, ⑯及び⑰に建込む際に、途中で抵抗を受け計画深度で浅で止まってしまった。そのため、鉄筋かごの上げ下ろしを複数回実施したが、計画高さまで設置することができなかった。

1.3.2 原因調査

不具合事象の観察結果及び不具合事象の発生と関連があると考えられる施工履歴の概要を表 1.3-1 に示す。これらの整理結果から、不具合事象（コンクリート未充填及び鉄筋の変形等）が発生した要因について分析した。

表 1.3-1 観察結果及び施工履歴の概要

不具合事象	観察結果	施工履歴
コンクリート未充填	・南基礎、北基礎のほとんどの剛結継手部でコンクリート未充填が面的に分布しており、鉄筋が露出している箇所があった。 ・剛結継手部以外のコンクリート未充填の分布は剛結継手部に比べ少なく、コンクリート未充填の一部は隣接する剛結継手部から連続している。 ・コンクリート未充填の最大深さは、北基礎で約 70 cm であり、剛結継手部の仕切板の際で観察され、未充填部は粘性土で閉塞されていた。 ・コンクリート未充填部は、北基礎の S MW 区間では土砂を多く含んだスライムにより、南基礎及び北基礎の S MW 区間以深では粘性土により閉塞されていた。 ・南基礎の区画⑮のコンクリート未充填部は、コンクリート流出防止シート、土砂及びスライム・安定液を巻き込んだコンクリートにより閉塞されていた。 ・北基礎の区画⑮のコンクリート未充填は S MW 壁体で閉塞されていた。	○コンクリート打設中の溝壁崩落及び崩落土砂等の流入 ・崩落土砂撤去時にハンマーグラブ等の使用 ・崩落土砂等残置 ○掘削中の溝壁崩落 ・埋戻し碎石撤去時にハンマーグラブを使用 ・溝壁付近での地盤改良工の実施 ○ S MW の再構築 ・ S MW の撤去・再構築
鉄筋の変形等	・区画⑮、⑯及び①において鉄筋の変形等を確認した。 ・区画⑮において鉄筋の交錯を確認した。 ・北基礎の区画⑮、⑯及び①において鉄筋かごの高止まりを確認した。	

(1) コンクリート未充填の原因調査

a. 要因分析

コンクリート未充填部の発生の原因のうち、直接原因として、コンクリート未充填部が発生する直接原因として、「コンクリート流路の障害」、「コンクリートの流動性の不足」が考えられる。

これらの直接原因について、その要因となる可能性のある項目を抽出し、コンクリート未充填の調査結果、施工履歴及び施工記録に基づき、抽出した項目の発生の有無について検討、分析を実施した。要因分析図を図 1.3-13 に示す。

この結果、直接原因はコンクリートの流路障害であり、以下の 5 つの要因を抽出した。これらの要因について次項にて詳述する。

- ①粘性土層（A c 層）のはらみ出し及び崩落
- ②溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ
- ③崩落土砂等の残置
- ④ S MW による閉塞
- ⑤未改良地山の崩落

直接原因	要因	想定事象・確認結果
・コンクリート 流路の阻害	・マッドケーキ の生成	【想定事象】掘削中・開放期間中は、安定液により不透水膜（マッドケーキ）が形成され、これを介して土圧と水圧とのバランスを確保し、溝壁の安定性が保持されている。このマッドケーキが鉄筋等に付着し厚みが増し、鉄筋間のコンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】施工手順や施工履歴を調査した結果、当該箇所のコンクリートの打設前に高圧水流を用いてマッドケーキを洗浄し、除去していることを確認した。また、中実部側のコンクリート未充填部の鉄筋が露出した箇所を確認した結果、鉄筋に厚いマッドケーキの付着が確認されなかった。
	・安定液の性状	【想定事象】コンクリートの打設中に、掘削溝内の安定液の濃度（比重等）が管理基準値を満足していない場合、安定液とコンクリートの比重差の減少や安定液の粘性の増加により、安定液とコンクリートの置換性が悪化し、コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】施工記録により確認した結果、全てのコンクリートの打設前に、掘削溝内の安定液の濃度（比重等）が管理基準値を満足していることを確認した。
	・掘削溝の出来 形の不足	【想定事象】掘削溝が計画よりも小さく施工されていた場合、鉄筋かぶり部が縮小し、コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】鉄筋かごの建込み前に超音波記録にて、掘削溝は所定の形状が確保されていることを確認したことから、掘削出来形不足の可能性はない。
	・スライム・安定 液の巻き込み	【想定事象】地中連続壁のコンクリートは気中のコンクリートに比べて、打設中にコンクリートと安定液が接し、安定液とセメントのゲル化物をコンクリート中に巻き込みやすい。また、トレミー管を使用して自然流動のみで、鉛直・水平鉄筋を乗り越えながら打設され、鉄筋かぶり部付近にスライムが集中し、コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】スライム・安定液の巻き込みにより未充填は発生しない。なお、地中連続壁施工上、スライム・安定液の巻き込みは通常起こりうる事象であり、この影響に対しコンクリート強度を割増すこととしている。
	・粘性土層（A c 層）のはらみ 出し及び崩落	【想定事象】施工時に地盤に加わる荷重（施工機械等の上載荷重やコンクリートの打設圧）や安定液と地下水の水位差不足により溝壁のはらみ出しが発生し、コンクリート充填箇所の閉塞及び流路阻害が発生する可能性がある。更に、溝壁のはらみ出しが大きくなるにつれ崩落し、下方及び隣接区画のコンクリート流路の閉塞及び阻害となり、コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】南基礎地中連続壁の施工履歴及び施工条件に基づく2次元FEM解析により、溝壁のはらみ出し発生を確認したことから、このはらみ出し及びその崩落物によりコンクリートの流路が阻害され、コンクリートの未充填が発生したと評価した（詳細は1.3.2(1)参照、北基礎も同様の事象が発生と評価）。次項に詳述する。
	・溝壁のはらみ 出しにより崩 落した土砂の 押し上げ	【想定事象】はらみ出しにより崩落土砂を含んだスライムがSMW区間までコンクリート打設時に押し上げられ、コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】地中連続壁工法は、コンクリートの打設により比重の軽いスライムを上部に押し上げる工法である。観察結果から、北基礎区画①、③、⑦、⑨及び⑬のSMW区間においてコンクリート未充填部に土砂を含んだスライムを確認した。SMW区間でははらみ出しは発生しないことから、はらみ出しにより崩落した土砂がSMW区間下方よりスライムとともに押し上げられ、鉄筋のかぶり部に残留し、コンクリートの流路が阻害され、コンクリートの未充填が発生したと評価した。次項に詳述する。
	・崩落土砂等の 残置	【想定事象】南基礎南7（区画⑭）のコンクリート打設中に溝壁が崩落し、区画⑮へコンクリート及び崩落土砂の流入が発生している。その後、区画⑮の崩落土砂等を撤去したが、中実部側の鉄筋かぶり部の一部において崩落土砂等が撤去できず残置したことから、区画⑮の中実部側においてコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】観察及び施工記録から、区画⑮の中実部側の鉄筋かぶり部のコンクリート未充填部においてコンクリート流出防止シート、スライム・安定液を巻き込んだコンクリート及び流入した土砂の撤去残りが確認されており、これがコンクリートの流路を阻害した。次項に詳述する。
	・SMWによる 閉塞	【想定事象】地盤改良（薬液注入）のため既設置のSMWの一部を撤去・再構築したため、掘削溝側にずれ、コンクリートの流路が狭まり、コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】観察結果から、北基礎区画⑮において地中連続壁のかぶり部にSMWを確認しており、SMWがコンクリートの流路を阻害した。施工記録から不連続となったSMWが土砂崩落による周辺地山の緩みと掘削機等の上載荷重により、再構築部が変位した。次項に詳述する。
	・仕切板の清掃 不足	【想定事象】北基礎北3のコンクリート打設中に、区画①付近で溝壁の崩落が発生し土砂が堆積した。このため溝壁の崩落防護のため区画①及び区画⑮に、碎石を充填しており碎石撤去の後の清掃が不十分な場合、崩落土砂や埋戻し碎石が残留し、コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】施工記録を確認した結果、鉄筋かご建込み直前に、高圧噴射攪拌工の施工機械を用いて高圧水流により崩落土砂や埋戻し碎石の除去及び清掃を行っていることを確認した。その後超音波測定及びレッド測量 ^{※1} により仕切板に崩落土砂や埋戻し碎石がないことを確認しており、仕切板に崩落土砂や埋戻し碎石が残留した可能性はない。
	・安定液の性状 変化	【想定事象】開放期間が長期化したため、スライムが増加し、コンクリートの流路が狭まることで、コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】施工記録を確認した結果、コンクリート打設前に継手清掃により鉄筋周りのスライムを除去するとともに、底部のスライムもサンドポンプでスライムを除去している。安定液の品質（比重、粘性、砂分率）は試験により所定の管理基準値を満足しているため、スライムが増加した可能性はない。
	・未改良地山の 崩落	【想定事象】既設のSMWの背面側下部に高圧噴射攪拌工を実施したが、溝壁周辺に未改良地山が残った。この未改良地山が崩落し、コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】溝壁周辺の未改良地山は高圧噴射攪拌工の地盤改良体と縁が切れやすい状態にあった。また、仕切板付近の溝壁（未改良地山）は継手清掃の高圧水流により不安定になった。ここにコンクリート打設圧力が掛かり、区画①及び区画⑮のSMW下端付近の未改良地山が押し出され崩落し仕切板際に残留した。次項に詳述する。
・コンクリートの 流動性の不足	・コンクリートの 性状	【想定事象】配置された鉄筋間隔とコンクリート中の粗骨材の最大粒径との差が比較的小さい場合、充填性に影響を与える可能性がある。また、流動性（スランプフロー値）が小さい場合、コンクリート打設の際に打設位置から躯体の端まで到達せず、コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】鉄筋間隔は最小区間でも約100 mm、これに対し粗骨材の最大粒径は20 mmで、これらはコンクリート標準示方書に基づく最小鉄筋間隔と粗骨材の粒径の関係を満足しているため、充填性は確保されている。また、高流動コンクリートを使用し、受入検査で基準値を満足しているため、流動性は確保されている。

注：グレーでハッチングした記載は施工記録等から不具合事象発生の原因とならない要因。

※1：鉛（レッド）に目盛りのついたロープを地表から掘削溝底に垂らし、ロープが張った状態の目盛りを読み取ることで水深（掘削深度）を検査する方法。

図 1.3-13 コンクリート未充填の要因分析結果

b. コンクリート未充填の推定原因

(a) 粘性土層（A c 層）のはらみ出し及び崩落

コンクリート未充填部の観察結果より、未充填部の大部分が粘性土で閉塞されていたことを確認した。

そのため、地中連続壁の施工時の溝壁（粘性土層（A c 層））の挙動に着目した。通常は掘削後の溝壁は安定液で満たされ、この安定液圧と溝壁の土圧が均衡を保ち、溝壁面の安定が保持される。ただし、土質、地下水位、安定液の性質、掘削形状（長さ、深度）、溝壁の掘置き期間、上載荷重及び周辺環境を考慮した上で、溝壁の安定性が確保される場合以外は適切な補助工法を計画する必要がある。

本工事では、詳細設計（施工設計）における検討条件の選定において、地盤の特性や掘置き期間の長さ、掘置き期間中に受ける荷重等、施工ステップに対するリスクの想定が不十分であったことから、適切な補助工法を計画することができなかった。

この結果、施工時の荷重の影響（当初考慮していなかった地中連続壁の構築ステップにおける施工機械やコンクリート打設の荷重が繰返し中実部の地盤に作用し、内部圧力として残留及び蓄積する状態等の荷重の影響）、安定液と地下水位の水位差などにより、溝壁の土圧と安定液の均衡が崩れ、溝壁（粘性土）のはらみ出し、その一部が崩落したことによりコンクリート流路を阻害してコンクリート未充填が発生したと推定した。

以上の推定が適切かどうかを確認するため、原地盤の応力状態及び施工条件を考慮した数値シミュレーション（2次元FEM解析）を実施した。

イ. 数値シミュレーションの条件の整理

地中連続壁工法における溝壁の安定性（すべり及びはらみ出し）に影響を与える要因として、施工時の荷重（施工機械荷重及びコンクリート打設圧）、地下水位と安定液の水位差、並びに地盤の物性（強度等）が挙げられる。

本検討では、これらの要因に関して、施工記録に基づき施工時の荷重及び地下水位と安定液の水位差について条件設定を行うとともに、地盤の物性は構成則（応力とひずみの関係を数式で定義した力学モデル）により考慮した。これらの要因の条件設定により、施工時の溝壁挙動を評価するため、2次元FEM解析（解析コード:Soil Plus）による数値シミュレーションを実施した。

検討対象は、コンクリート未充填が先行して確認された南基礎のうち、掘置き期間が最も長かった区画①とした。

まず、施工時の荷重条件について整理した。構築ステップごとに施工記録を確認し、施工機械の配置及びその荷重履歴、並びにコンクリート打設時に生じる打設圧及びその作用履歴を入力条件として設定した。

施工記録を整理した結果、施工機械は中実部側及び地山側の溝壁近傍の地盤上に配置され、その荷重が繰り返し作用していたことを確認した（図 1.3-14）。また、各エレメントのコンクリート打設に伴う打設圧が、中実部側地盤に対して繰り返し作用したことを確認した（図 1.3-15）。

次に、地下水位と安定液の水位差については、施工記録に基づき、施工時の管理水位を踏まえた条件として設定した。

さらに、地盤の物性については、各土質の力学挙動を適切に再現可能な構成則を採用することで考慮した。粘性土層（Ac層）については、ひずみ軟化及びクリープ特性を考慮可能な弾粘塑性構成則（関口・太田モデル³⁾）を適用した。また、砂質土及び礫質土（du層、Ag2層、As層及びAg1層）については、弾性構成則を適用した。

これらの施工条件を踏まえ、施工機械荷重及びコンクリート打設荷重が繰り返し中実部地盤に作用する条件として設定した。さらに、構築ステップの進捗に伴い、コンクリート壁（地中連続壁）による閉合状態に近づくにつれ、徐々に圧力の逃げ場がなくなり、地盤の内部圧力として残留及び蓄積するものと想定した。当該想定については、数値シミュレーションにより確認することとした。

以上の条件設定に基づき、溝壁の変形挙動を対象とした数値シミュレーションを実施した。図 1.3-16 に2次元FEM解析モデルを、表 1.3-2 に剛結継手部の掘置き期間を示す。

³⁾ Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 9, Tokyo, pp.229-237, 1977.

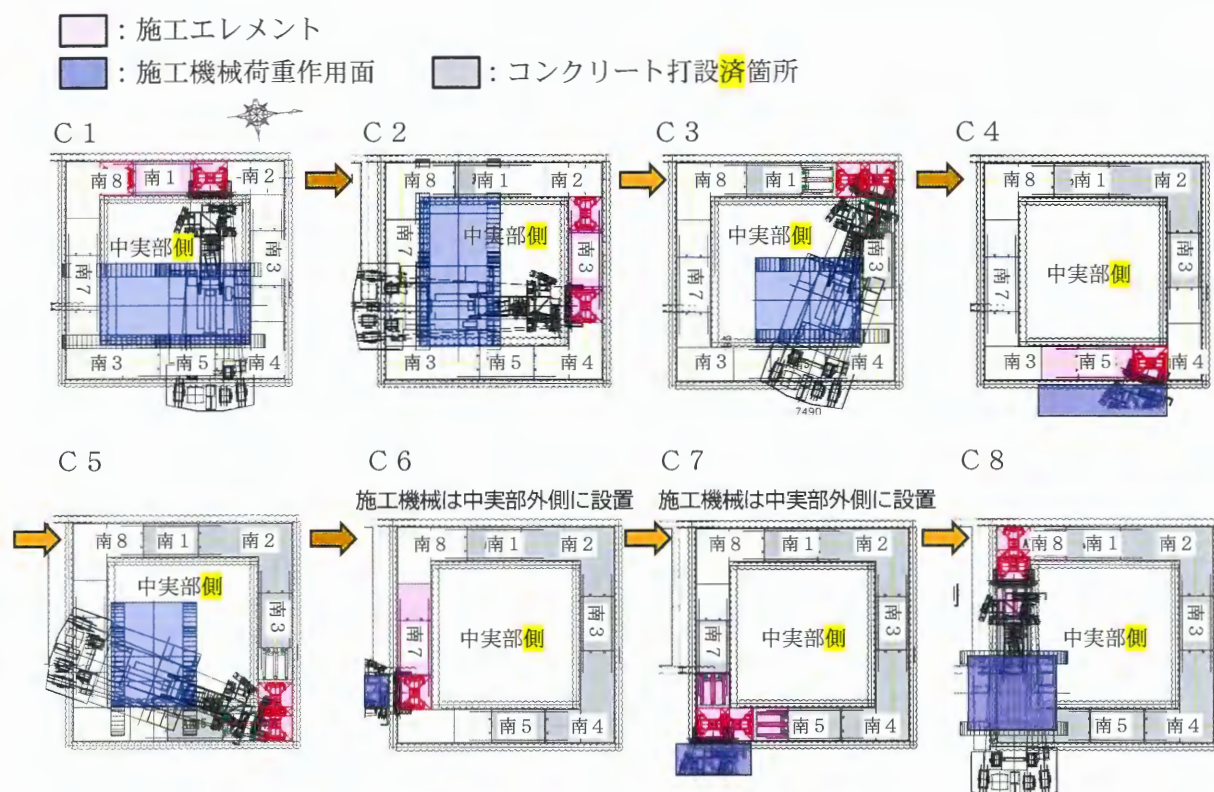


図 1.3-14 構築ステップごとの施工機械の位置（施工機械荷重の履歴）（南基礎）

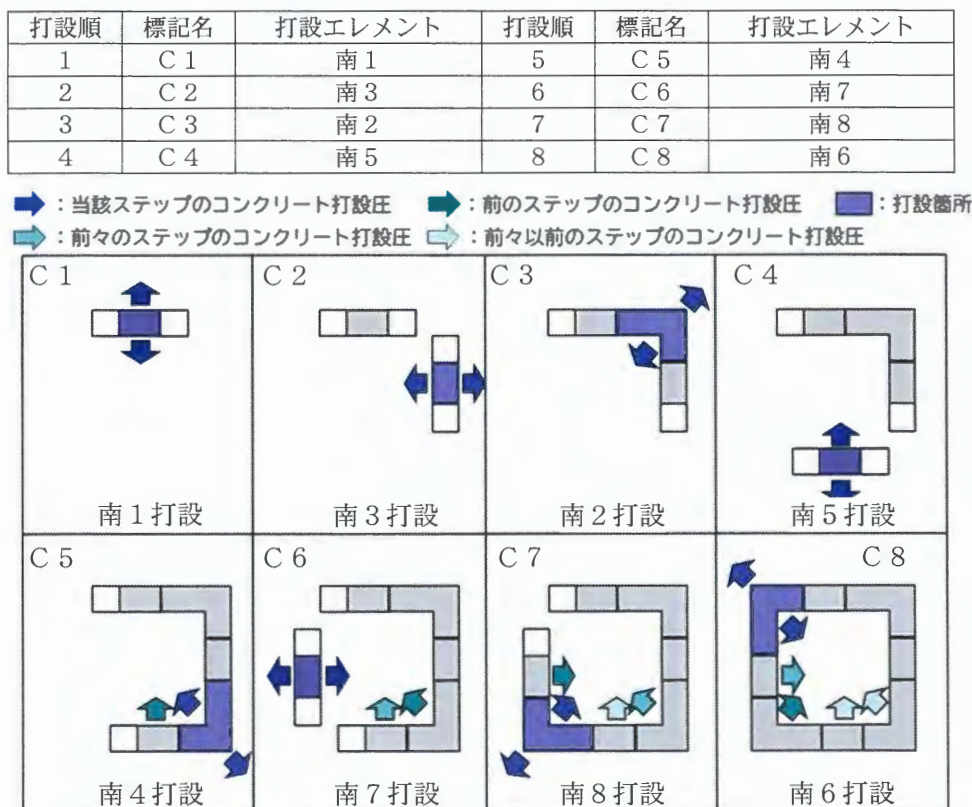


図 1.3-15 構築ステップごとのコンクリート打設に伴う地盤への施工圧力の蓄積履歴（南基礎）

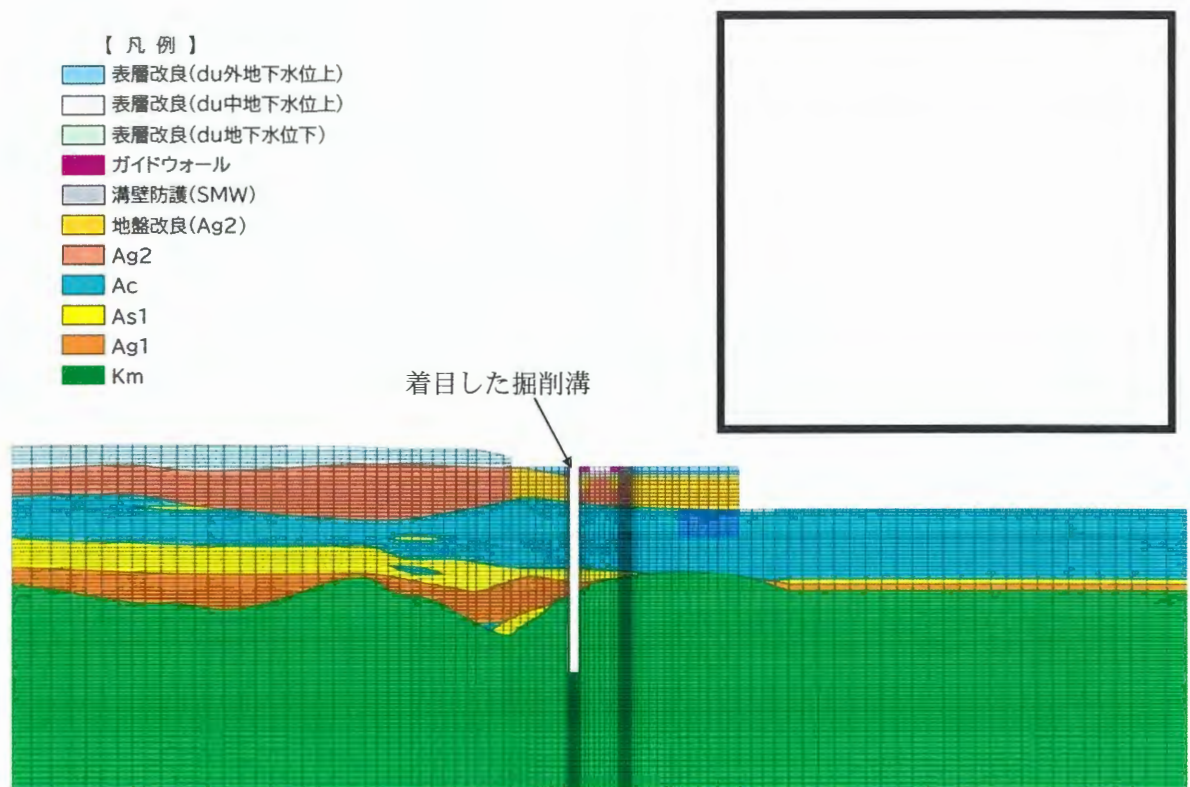


図 1.3-16 2次元FEM解析モデル

表 1.3-2 剛結継手部の掘置き期間

面	区画	掘置き期間	
		南基礎	北基礎
西面	区画①	260 日	440 日
	区画③	50 日	297 日
北面	区画⑤	27 日	92 日
	区画⑦	71 日	109 日
東面	区画⑨	24 日	235 日
	区画⑪	89 日	30 日
南面	区画⑬	51 日	132 日
	区画⑮	152 日	463 日

ロ. 数値シミュレーションによる解析結果

数値シミュレーション(水位差の条件として区画①における安定液と地下水位の実際の差 1.37 m を設定した)の結果を図 1.3-17 に示す。この結果、溝壁中の粘性土層(Ac層)で水平変位(はらみ出し)が進行していることを確認した(図の左側の2次元FEM解析モデルは右側の変位の図と同一標高で記載)。また中実部側と地山側の溝壁の水平変位を比べると中実部側の溝壁の水平変位がより大きい結果となった。これにより、溝壁が掘削された状態で維持され、その間、施工機械の設置圧やコンクリートの打設圧の繰返し作用が、中実部の内部圧力となって蓄積したことで中実部側の溝壁の水平変位量(はらみ出し量)が大きくなったことを確認した。

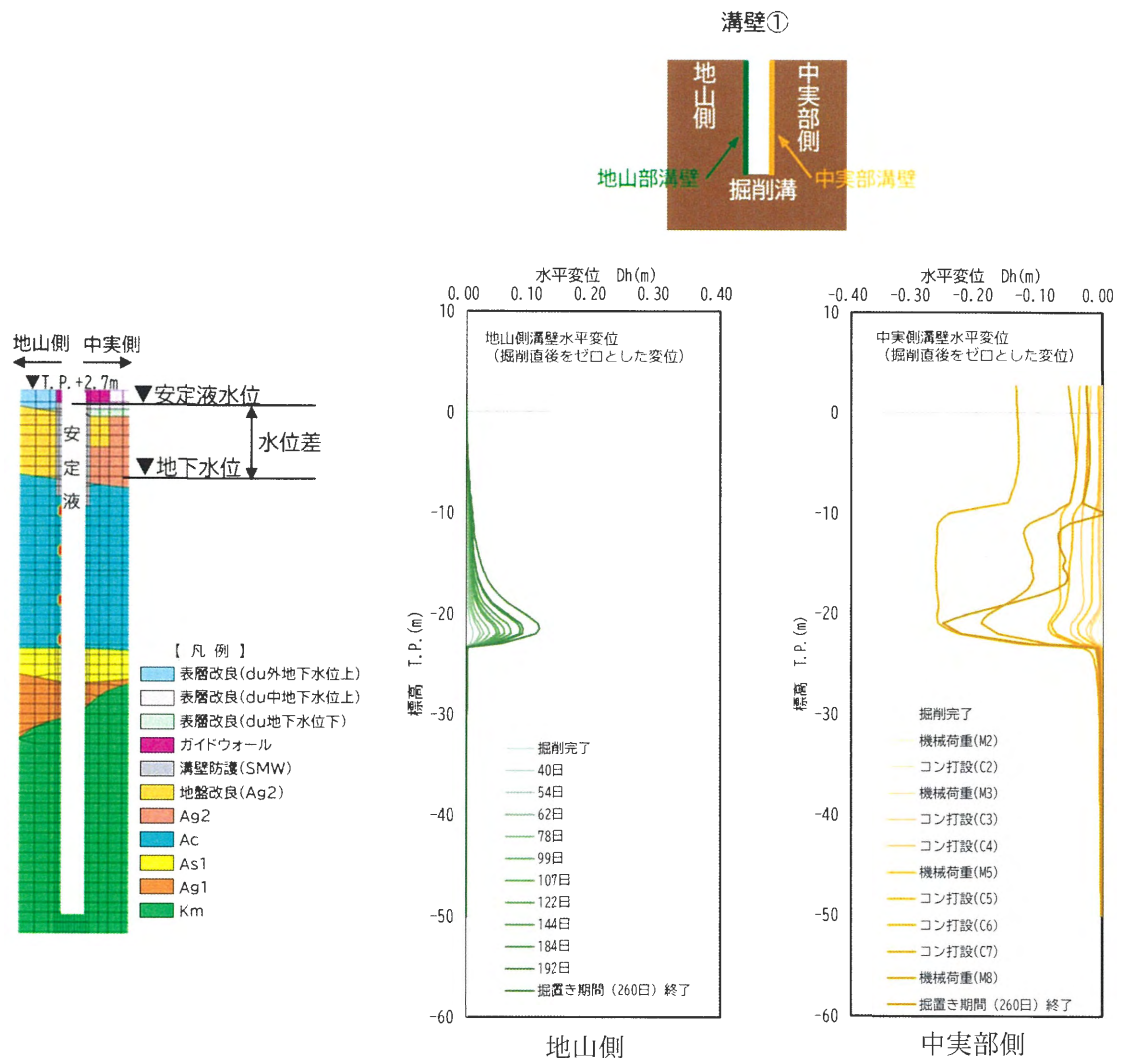


図 1.3-17 溝壁(区画①)の変位推移

次に、周辺地下水位と安定液水位の水位差の影響を確認した。設定した地下水位は、前述の解析結果（区画①における安定液と地下水位の実際の差 1.37 m）に対する比較ケースとして水位差を 2.0 m と 3.0 m に変化させたケースを実施した。溝壁の最大水平変位量の経時変化を図 1.3-18 に示す。安定液水位と地下水位の水位差が大きくなるにつれ、最大水平変位量の値が小さくなっている。溝壁の水平変位量（はらみ出し量）は、掘削溝の掘置期間や周辺地下水位と安定液水位の水位差にも影響を受けることを確認した。

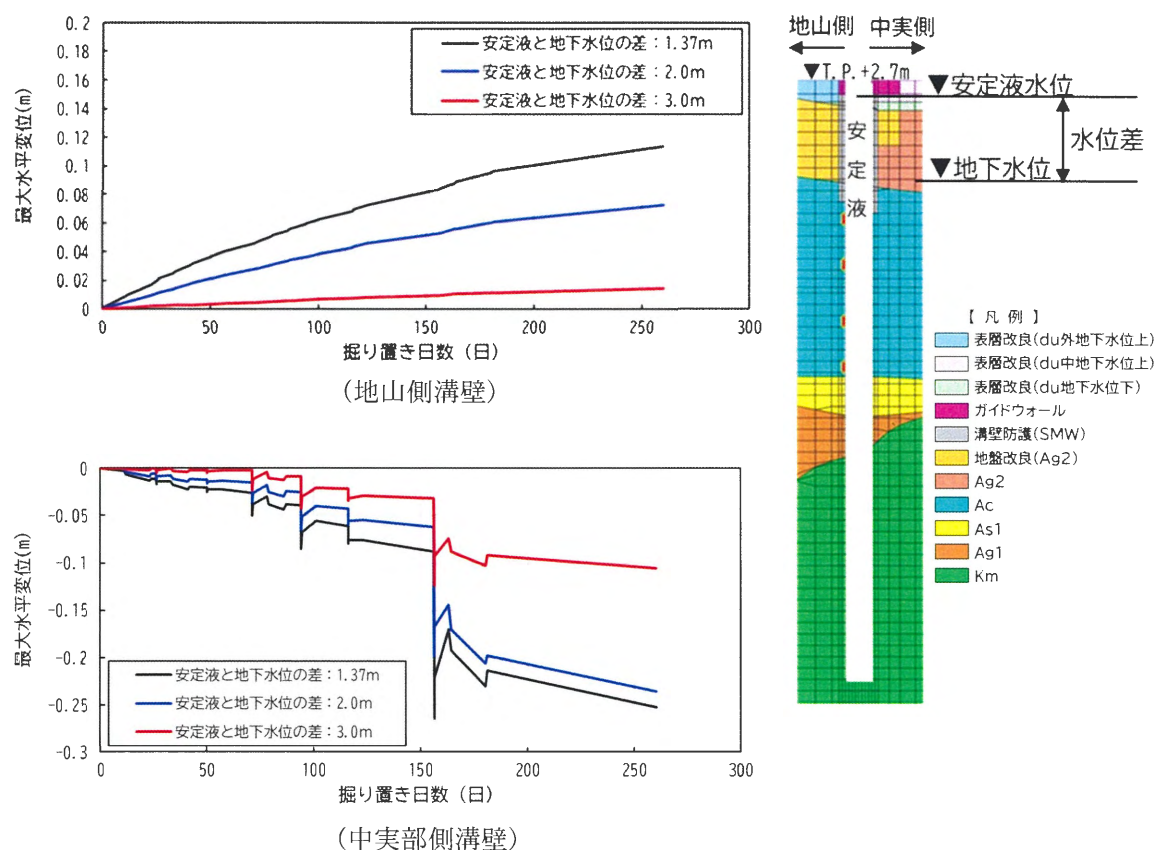


図 1.3-18 安定液水位と地下水位の水位差による溝壁の最大水平変位

粘性土層（A c 層）の分布範囲の以深でもコンクリート未充填部が粘性土で閉塞された箇所が確認されており，その原因を検討した。

はらみ出しが発生した溝壁中の粘性土層（A c 層）は，はらみ出し量が大きくなるにつれ不安定になり，その一部は，溝壁のはらみ出し部から崩落する。崩落した土砂はコンクリート流路を阻害することになり，粘性土層（A c 層）下方にもコンクリート未充填が発生すると推定した。

以上より，構築ステップの進捗に伴い，溝壁の水平変位量（はらみ出し量）が増加することを，数値シミュレーションにより再現・確認できたことから，はらみ出し及びその崩落土砂により，コンクリートの未充填が発生したと評価した。

発生メカニズムの模式図を図 1. 3-19 に示す。溝壁が掘削された状態で長期間維持され，その間，溝壁周辺に繰返し上載する掘削機の荷重や周辺のコンクリートの打設圧，安定液水位と地下水位の水位差不足により，中実部側の粘性土層（A c 層）地盤の溝壁にはらみ出しの变形が発生し，鉄筋かぶり部の閉塞やコンクリートの流路の阻害によりコンクリート未充填が発生した。また，はらみ出した粘性土層（A c 層）の一部が不安定となり，下方（隣接区間を含む）へ崩落・堆積し，鉄筋かぶり部の閉塞やコンクリートの流路の阻害によりコンクリート未充填が発生した。

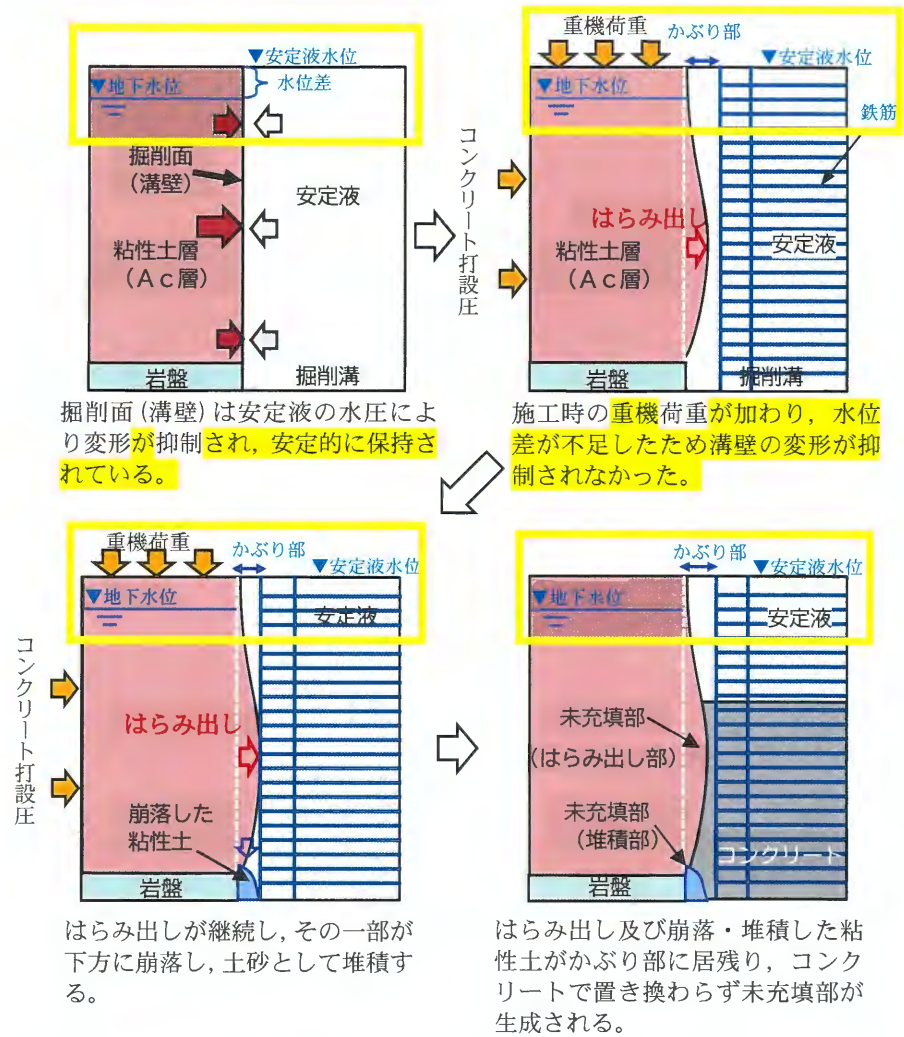


図 1.3-19 発生メカニズムの模式図

(b) 溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ

観察結果より、SMW区間のコンクリート未充填部は、北基礎のみ広く分布しており、区画①、③、⑦、⑨及び⑬のコンクリート未充填部には、土砂を含んだスライムを確認した（図 1.3-20 参照）。

SMW区間は、掘削溝に地山が露出せず、粘性土（Ac層）のはらみ出しは発生しないことから、これらのコンクリート未充填の発生の推定原因を検討した。

地中連続壁工法は、コンクリートとスライムの比重差を利用して、掘削溝中のスライムをコンクリート打設において打設面上昇とともに上方に押し上げ、構造物上部に排出することを想定した工法である。

また、北基礎は南基礎に比べて粘性土層（Ac層）の分布が厚く、SMW区間以深のはらみ出し、崩落が広範囲にわたり発生している。この崩落した粘性土（Ac層）の一部は、スライムに混入し、コンクリート打設に伴って、SMW区間まで押し上げられたが、崩落土砂を多く含んでいたため上部に排出されなかった。以上より、SMW区間で発生したコンクリート未充填（区画①の一部及び区画⑬を除く）は、この土砂を多く含んだスライムが、SMW区間の鉄筋かぶり部に流入したことによるものと推定した（図 1.3-21 参照）。

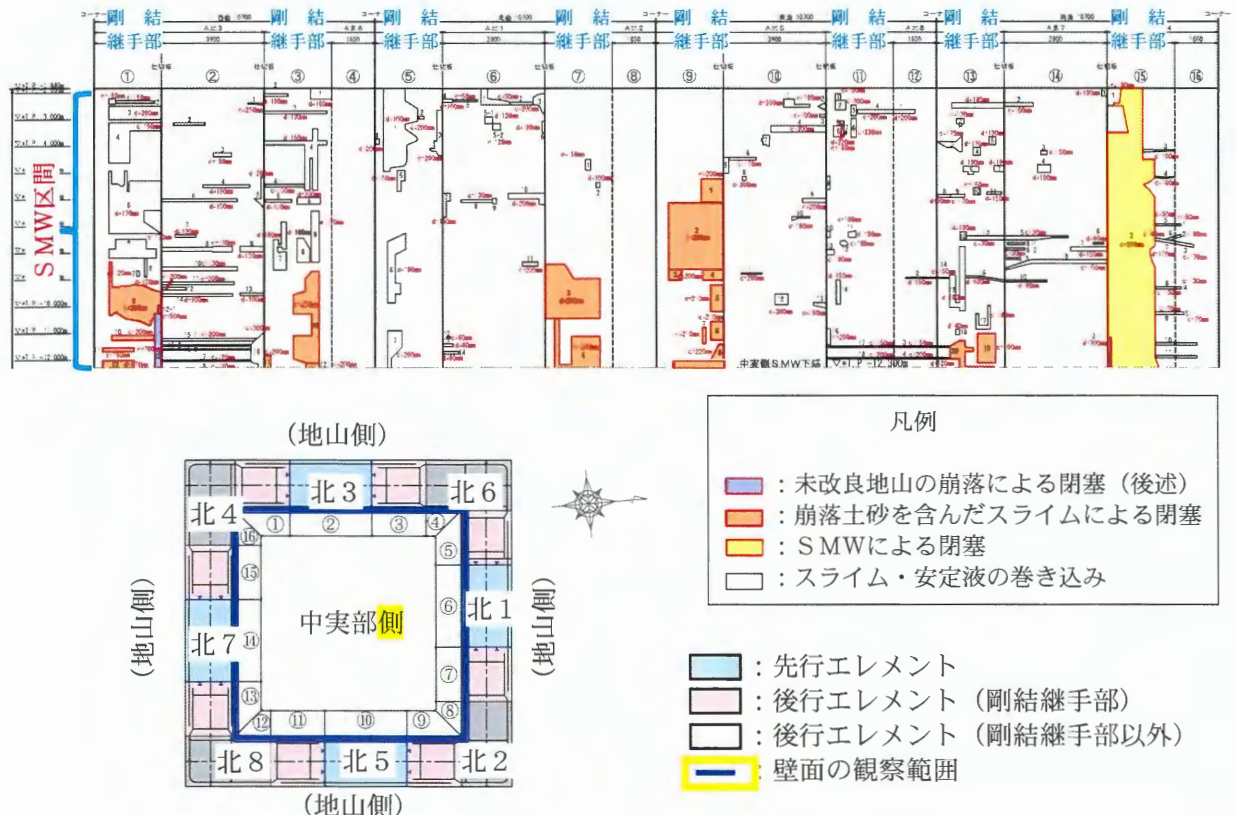
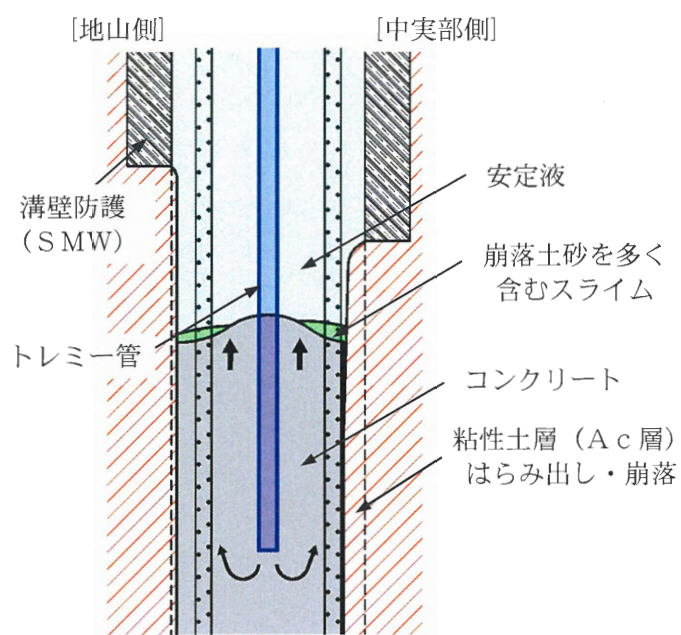
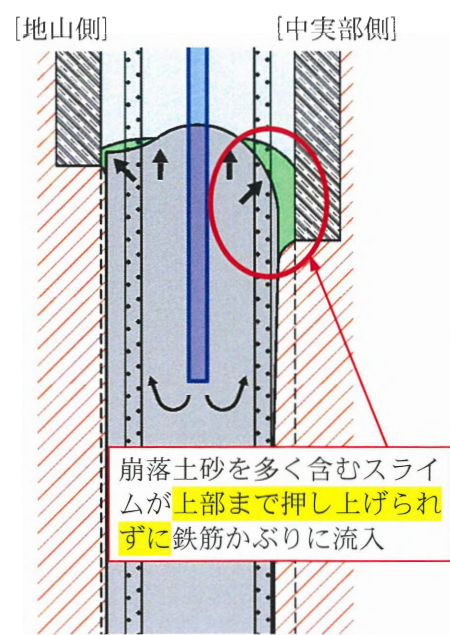


図 1.3-20 崩落土砂を含んだスライムによる閉塞を確認した箇所（北基礎SMW区間）



【SMW区間以深 打設時】



【SMW区間 打設時】

図 1.3-21 溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ

(c) 崩落土砂等の残置

観察結果より、南基礎区画⑮ではコンクリート未充填部にコンクリート流出防止シート、土砂及びスライム・安定液並びにこれらを巻き込んだコンクリートを確認した（図 1.3-22 参照）。

施工履歴を確認したところ、南7のコンクリート打設中に溝壁が崩落し、区画⑮へコンクリート及び崩落土砂の流出が発生し、その後、区画⑮の崩落土砂等を撤去したが、中実部側の鉄筋かぶり部の一部において崩落土砂等が撤去できず中実部掘削時に対応するとして一部残置したことを確認した。

以上より、区画⑮の中実部側においてコンクリート未充填は崩落土砂等の残置により発生したと推定した。

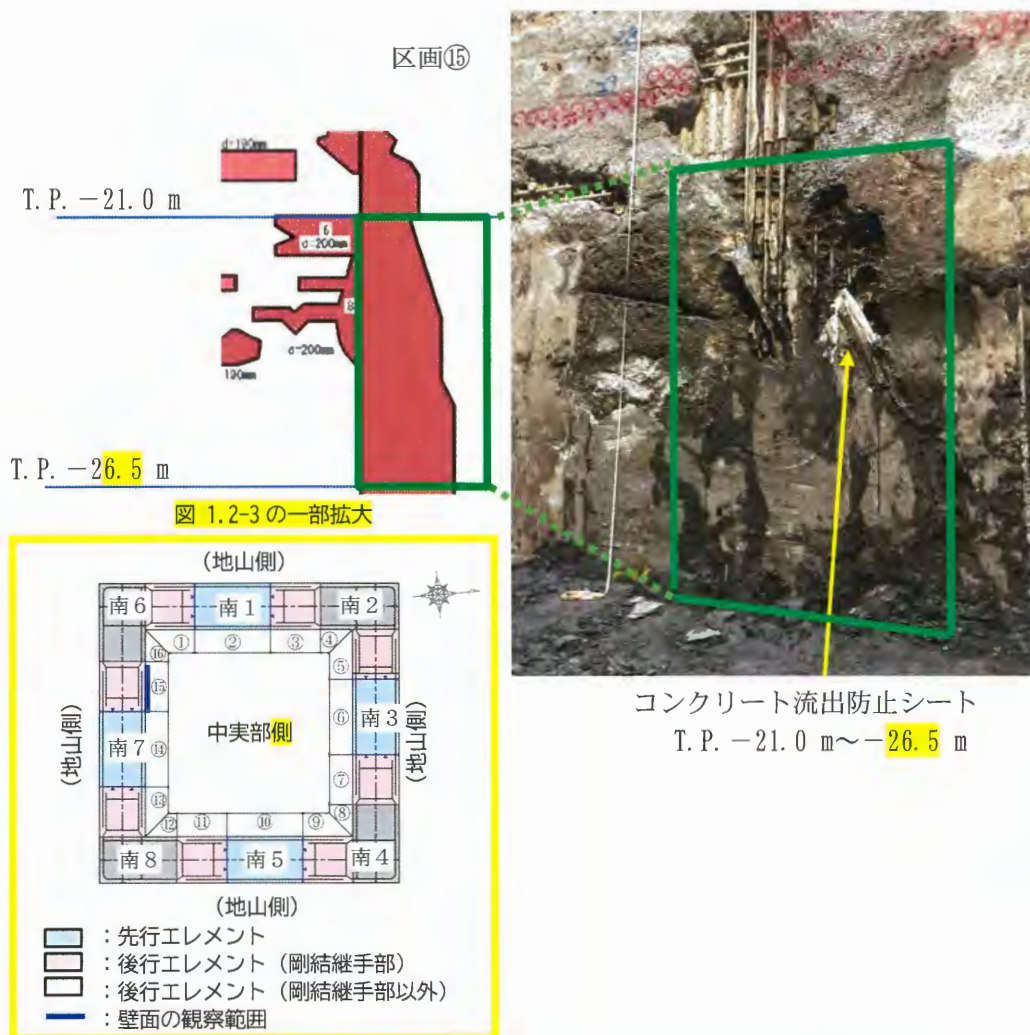


図 1.3-22 中実部掘削時のコンクリート未充填部の状況

(d) SMWによる閉塞

観察結果より、北基礎区画⑮ではコンクリート未充填部にSMWの壁体を確認した。

施工履歴を確認したところ、北基礎区画⑬、⑭及び⑮において、既設構造物の耐震裕度向上工事として地盤改良（薬液注入工）の施工に既設置のＳＭＷの一部が干渉したことから、準備工にて同ＳＭＷの撤去・再構築を行った。このＳＭＷの撤去・再構築のため、既設のＳＭＷと再構築ＳＭＷの間に鉛直打継ぎ目が発生した。その結果、再構築ＳＭＷは既設ＳＭＷと一体化していない状況となった（図 1.3-23 参照）。

さらに、重機の上載荷重と周辺地山の緩みにより、再構築SMWが地中連続壁の内側に変位（約10 cm）し、地中連続壁のかぶり部に入り込み、コンクリートの流路を阻害しコンクリート未充填が発生したと推定した（図 1.3-24 参照）。

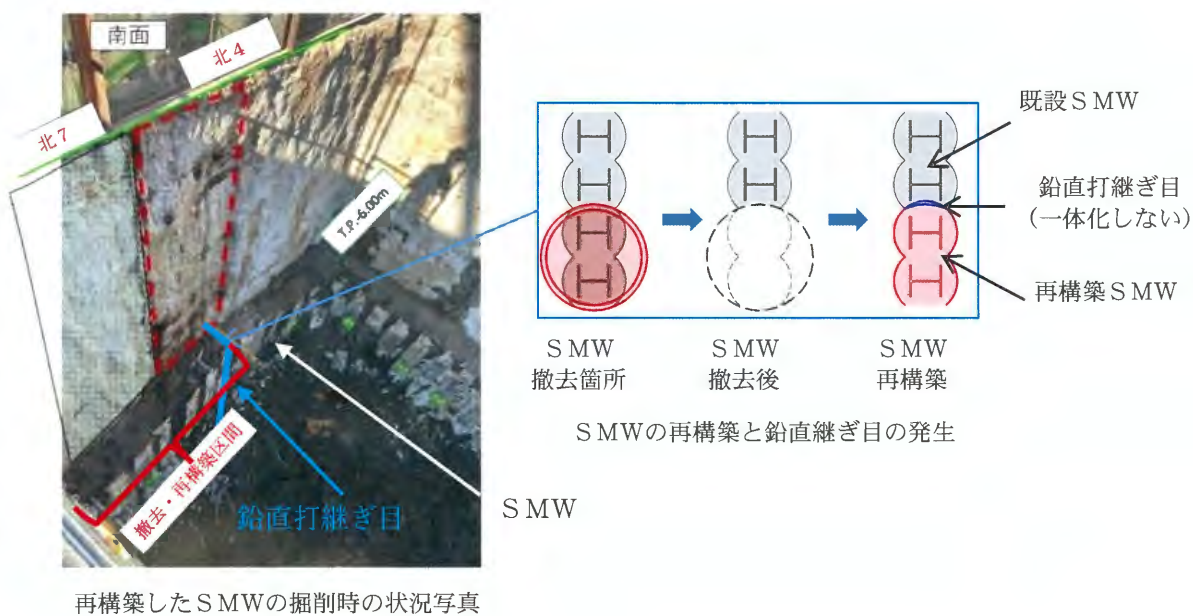


図 1.3-23 SMWの撤去・再構築の位置図及び掘削時の状況

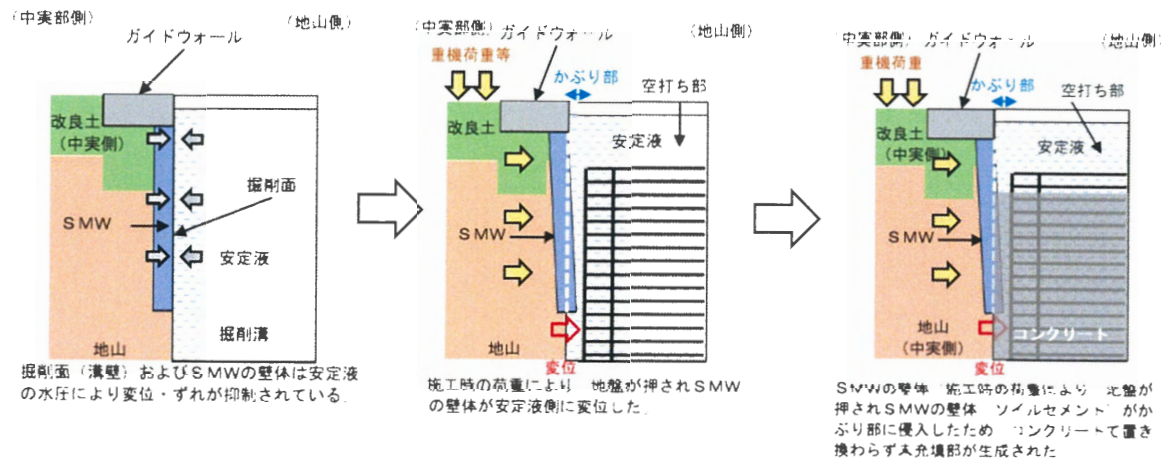


図 1.3-24 S MWの変位によるコンクリート流路の阻害

(e) 未改良地山の崩落

観察結果から、北4後行エレメントの剛結継手部（区画①及び⑮）において、SMW下端付近で仕切板に沿って最大深さ約70 cmのコンクリート未充填箇所を確認した。

当該コンクリート未充填部は、他のコンクリート未充填部に比べ局所的に深く未充填状況が異なったため、試料を採取し、X線回折分析を実施した結果、当該箇所の堆積物は地山由来の粘性土（Ac層）であることを確認した。

施工履歴を確認したところ、北4後行エレメントでは、既設の溝壁防護SMWの背面側下部に、高圧噴射攪拌工による溝壁補強を実施していた。ただし、溝壁への影響を回避するため、溝壁と改良体との間には最小で厚さ約1 mの未改良地山（Ac層）を残していた。この未改良地山は、改良体との一体性が乏しく、縁切れを生じやすい状態にあった。さらに、当該箇所の継手清掃には高圧水流が用いられており、その影響により仕切板付近の溝壁（未改良地山）が不安定化したものと判断した。

以上より、この未改良地山の挙動を検討した結果、コンクリート打設時の打設圧が溝壁にかかり、その力が地盤改良体に挟まれた未改良地山を掘削溝側に押し出した。その影響で未改良地山が崩落し、コンクリート流路を阻害し、コンクリート未充填部を形成したと推定した（図 1.3-25 参照）。

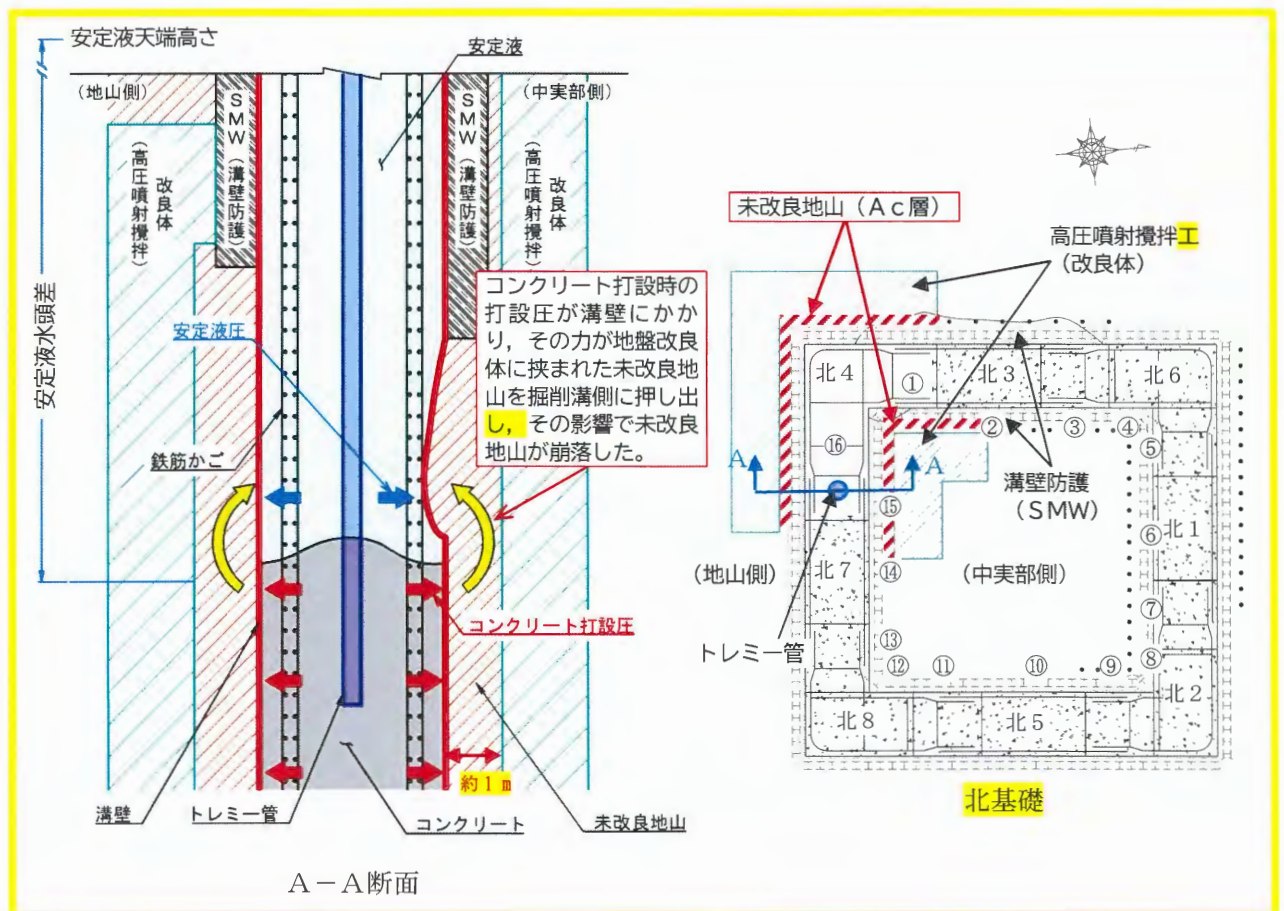


図 1.3-25 未改良地山（Ac層）の崩落メカニズム

(2) 鉄筋の変形等の原因調査

a. 要因分析

鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象を含む）の発生の直接原因としては、「はらみ出した溝壁の接触」、「溝壁への接触」及び「設置済み鉄筋かごへの接触」が考えられる。

これらの直接原因について、その要因となる可能性のある項目を抽出し、鉄筋の変形等の調査結果及び施工履歴・施工記録に基づき、抽出した項目の発生の有無について検討・分析を実施した。要因分析図を図 1.3-26 に示す。

この結果、直接原因は、「設置済み鉄筋かごへの接触」であり、以下の2つの要因を抽出した。これらの要因について次項で詳述する。

①ハンマーグラブの接触

②鉄筋かご同士の接触

直接原因	要因	想定事象・確認結果
・はらみ出した溝壁の接触		【想定事象】はらみ出した溝壁が先行エレメントの鉄筋に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】はらみ出した溝壁は粘性土であり、鉄筋を変形させる程の剛性・強度はない。
	・崩落土砂等の接触	【想定事象】崩落土砂やコンクリートが流入し鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】崩落土砂やコンクリートは、格子状の鉄筋の隙間を通過するため、鉄筋自体に著しい変形を与えるような圧力は作用せず、鉄筋の変形が発生する可能性はない。
・溝壁への接触	・掘削溝の出来形の不足	【想定事象】掘削溝が計画の掘削形状（幅、深さ）を確保していない場合、溝壁に鉄筋かごが接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工記録から鉄筋かご建て込み前に超音波測定及びレッド測量にて溝壁が計画の掘削形状（幅、深さ）を確保していることを確認した。
	・鉄筋かごの寸法違い	【想定事象】鉄筋かごが設計と異なる寸法で組み立てられた場合、鉄筋かごが溝壁に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工記録から鉄筋かごを組み立てた段階で、寸法検査を実施していること、寸法検査の結果が設計寸法と相違ないことを確認した。
	・運搬・建込み時のかご変形	【想定事象】鉄筋かごの運搬、建込みの際の変形により、鉄筋かごが溝壁に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】鉄筋かごは補強枠で剛性が確保されており、運搬の振動や建込み時の吊り作業で変形が生じることはないよう設計されている。
	・SMWの変位	【想定事象】地盤改良（薬液注入）のため既設置のSMWの一部を撤去・再構築したため、掘削溝側にずれ、鉄筋に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】観察結果からSMWの位置はかぶり部で留まっており（変位量 10 cm）、鉄筋に接触した可能性はない。
	・防護ボックス設置・撤去時の接触	【想定事象】剛結継手部に防護ボックス（掘削機から剛結継手部の鉄筋を防護する治具）を設置する際に、剛結継手部の鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工履歴から防護ボックスの設置の手順において、仕切板に設置されているT字のガイド鋼材に防護ボックスのガイドを添わせることで位置ずれを起こさず設置できることから鉄筋に接触した可能性はない。また、ガイド鋼材が使用できなかった北基礎区画①及び区画⑮、南基礎区画⑮については建込み中は、測量から割り出された逃げ墨から、側方4箇所により位置を管理しながら建込んでおり、鉄筋との離隔も片側 100 mm あることから、鉄筋に接触した可能性はない。
・設置済み鉄筋かごへの接触	・トレミー管の接触	【想定事象】コンクリート打設においてトレミー管を降下、移動、上昇させた際に、トレミー管が設置済の鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順等を確認した結果、トレミー管の直径は 30 cm 弱であり、コンクリート打設時は鉄筋かごの内側にある補強枠の中で使用していることから、鉄筋等に接触する可能性はない。
	・埋戻し砕石の投入時の衝撃	【想定事象】掘削済みの剛結継手部の地山崩落を防ぐために砕石を投入し埋戻した。その砕石が投入時に剛結継手部の鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】砕石は安定液中を落下させており、衝撃エネルギーは水中であることから減退するため著しい変形を与えるような力は作用しない。
	・鉛直縫地工のケーシングの接触	【想定事象】溝壁の補強として地山に縫地鉄筋を挿入するための削孔（ケーシング（φ135 mm）を使用）、剛結継手部に堆積した崩落土砂等をほぐすための削孔において、削孔が曲がりケーシングが鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順を確認した結果、ボーリング孔の削孔時に鉄筋等にケーシングが接触した場合、オペレーターは即時に異常を感知し削孔機を停止させることを確認した。
	・高圧噴射攪拌工のロッドの接触	【想定事象】溝壁の補強として高圧噴射攪拌工（ロッドφ114.3 mm）の削孔、剛結継手部に堆積した崩落土砂等をほぐすための削孔において、削孔が曲がり、鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順を確認した結果、ロッドはゆっくり降下させており、接触しても鉄筋を変形させるほどの荷重はかからないことを確認した。また、鉄筋等にケーシングが接触した場合、オペレーターは即時に以上を感知し、削孔機を停止させることを確認した。
	・ロッド回収治具の接触	【想定事象】脱落した高圧噴射のロッドの回収治具（油圧ハンマングラブ、クラムシェルバケット）が、鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順を確認した結果、作業状況を確認した結果、ロッド回収治具はゆっくり昇降されていたため、ロッド回収治具が鉄筋等に接触した際にはクレーンの荷重計によりオペレーターが即時に気づくことを確認した。

注：グレーでハッチングした記載は施工記録等から不具合事象発生の原因とならない要因。

図 1.3-26 鉄筋の変形等の要因分析結果（その1）

直接原因	要因	想定事象・確認結果
・設置済み鉄筋かごへの接触	・ハンマーグラブの接触	【想定事象】剛結継手部で崩落土砂等の撤去にハンマーグラブを使用した場合、鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】ハンマーグラブの投下位置は鉄筋の位置を踏まえ管理していたが、鉄筋等とハンマーグラブの投下位置の離隔は小さく、ハンマーグラブ沈降時（ワイヤーで吊った状態で水中落下）の揺動で接触する可能性がある。また、ハンマーグラブで掘削する場合は、自由落下させるため鉄筋に接触してもオペレーターが気づかない可能性がある。なお、使用後の超音波測定記録で、鉄筋の変形等を示唆する結果を確認した。次項に詳述する。
	・全周回転掘削機ケーシングの接触	【想定事象】剛結継手部において全周回転掘削機を用いてケーシング（φ1,500 mm）を建込み、崩落土砂等の切削・撤去を行った際、ケーシングが鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順から、全周回転掘削機のケーシングは測量から割り出された設置済みの鉄筋等の位置を避けて設置する管理がなされているとともに、ケーシング設置位置は全周回転掘削機により固定され、鉛直性を確認しながら建込んでいることを確認した。したがって、ケーシングが鉄筋に接触する可能性はない。
	・サクションプンプの接触	【想定事象】剛結継手部でサクションプンプを用いて崩落土砂等の吸引・撤去を行った際、サクションプンプに繋がるトレミー管が鉄筋等に接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】トレミー管の直径は30 cm 弱であり、降下・上昇は、掘削溝幅の中央で実施し、鉄筋位置から十分に離れていることから接触する可能性はない。また、ポンプによる堆積物撤去作業において、トレミー管の水平移動は、クローラークレーンにより低速でブームの旋回起伏操作により行うため、鉄筋等に接触する可能性はあるものの変形等に至らない。
	・鉄筋かご同士の接触	【想定事象】後行エレメントの建込みの際に、鉄筋かご同士が接触し、鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】観察結果から鉄筋の変形等を 確認した 区画のうち南基礎区画⑮並びに北基礎区画①及び⑮において鉄筋かご同士の接触（交錯）を確認していること、前述した通り、ハンマーグラブの接触により鉄筋の変形の可能性があることから、後行エレメントの建込みの際に変形した鉄筋を起点に鉄筋かご同士が接触・進行し、広範囲の鉄筋の変形等が発生したと推定した。また、北基礎区画①及び⑮では、鉄筋かご同士の錯綜を確認しており、その結果、鉄筋かごの高止まり事象が発生したと推定した。次項に詳述する。

注：グレーでハッチングした記載は施工記録等から不具合事象発生の要因とならない**要因**。

図 1.3-26 鉄筋の変形等の要因分析結果（その2）

b. 鉄筋の変形等の推定原因

(a) ハンマーグラブの接触

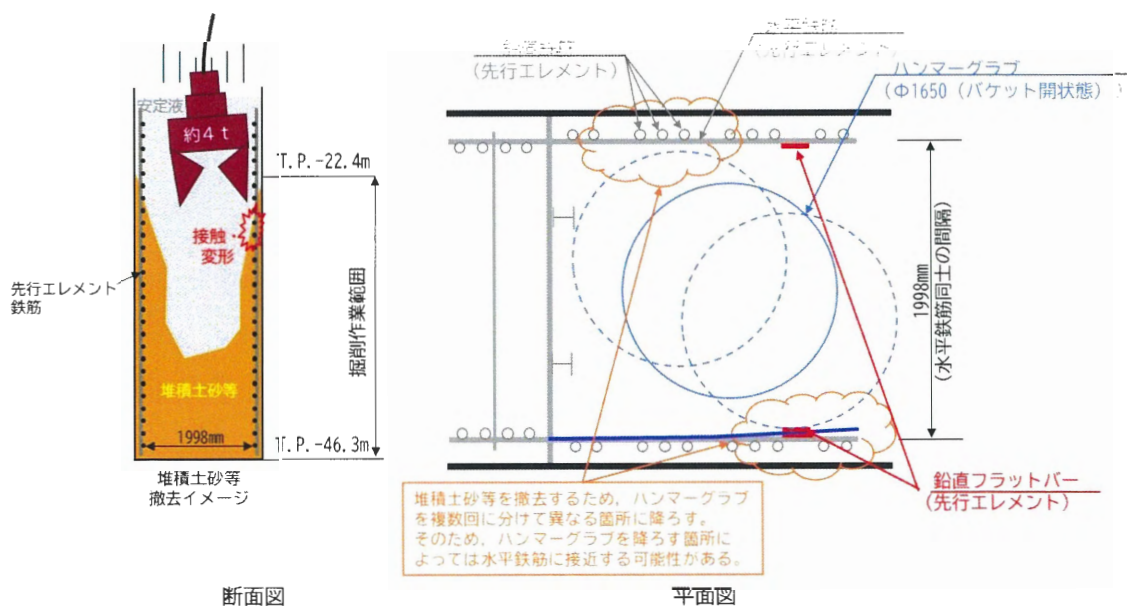
施工履歴を確認すると、鉄筋の変形等を確認した南基礎区画⑮、北基礎区画①、③、⑤、⑦、⑨及び⑮において、鉄筋かご建込み後、土砂等の撤去にハンマーグラブを使用していることを確認した。

ハンマーグラブの投下位置は鉄筋の位置を踏まえ管理していたが、鉄筋等とハンマーグラブの投下位置の離隔は小さく、ハンマーグラブ沈降時（ワイヤーで吊った状態で水中落下）の揺動で接触する可能性がある^{ある}。また、ハンマーグラブで掘削する場合は、自由落下させるため鉄筋に接触してもオペレーターが気づかない可能性がある。

施工記録から、ハンマーグラブ使用後の超音波測定において、鉄筋の変形等を示唆する記録を確認した。ハンマーグラブによる土砂撤去中及び後行エレメントの鉄筋かご建込み前の掘削溝の超音波測定結果を図 1.3-28 に示す。ハンマーグラブによる土砂撤去作業中に発生した凸部（図 1.3-28 左図）は、既に建込んでいる先行エレメントの鉄筋等に変形が生じたものである。後行エレメントの鉄筋かご建込み前の超音波測定結果（図 1.3-28 右図）では、この凸部の一部はなくなっており、撤去中の土砂等の可能性も^{ある}が、保守的に鉄筋等が変形したものとして評価する。

以上より、土砂等の撤去において、既に設置されていた地山側及び中実部側の水平鉄筋や鉛直フラットバー等にハンマーグラブが接触し、鉄筋等^{*}を変形させたと推定した。ハンマーグラブと鉄筋等の接触状況の推定図を図 1.3-27 に示す。

※「鉄筋等」とは、水平鉄筋、鉛直フラットバー及び水平フラットバーをいう。



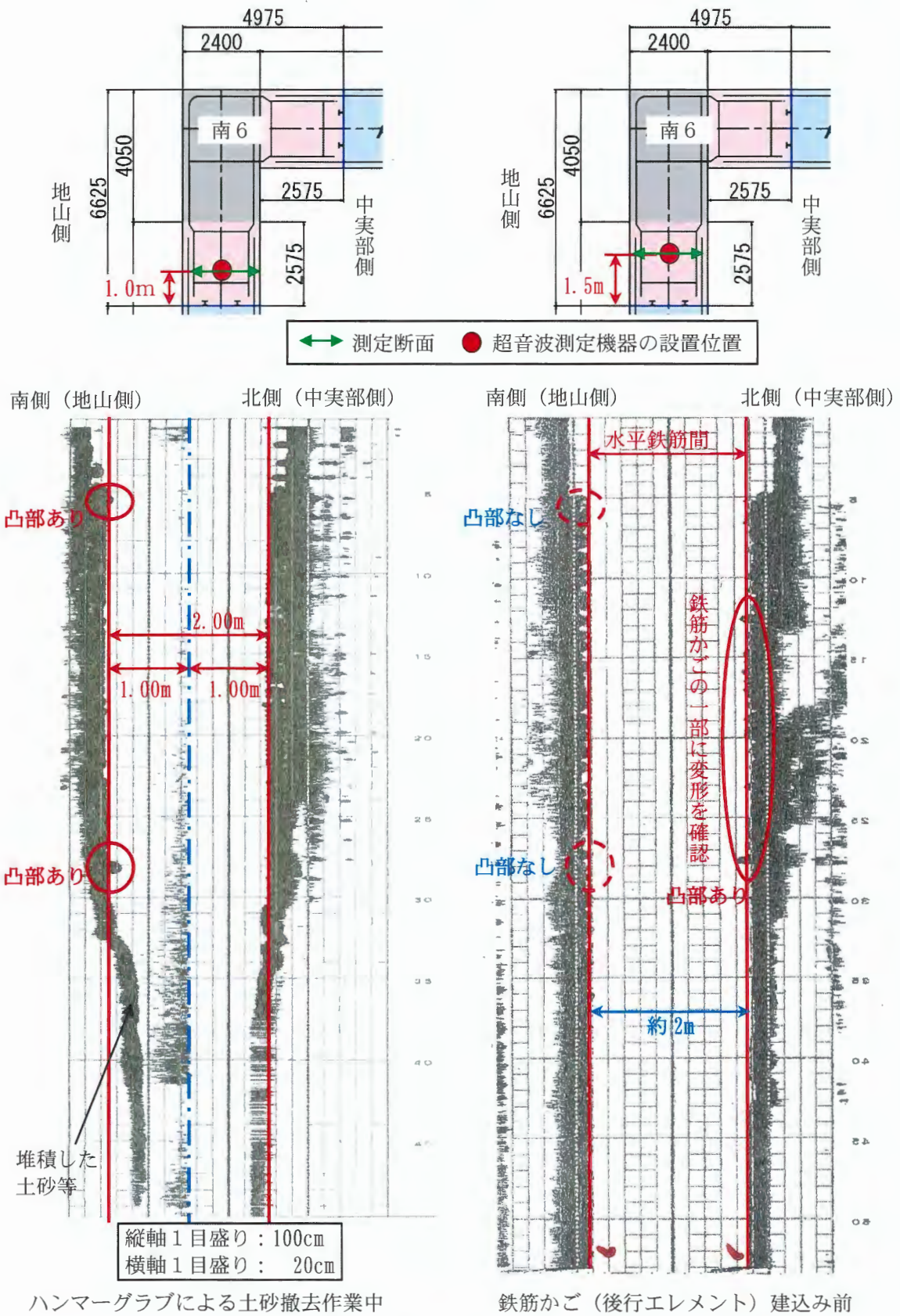


図 1.3-28 掘削溝の超音波測定結果

(b) 鉄筋かご同士の接触

観察結果から、南基礎区画⑮及び①ならびに北基礎区画⑮及び①にて、先行エレメントの鉄筋かごと後行エレメントの鉄筋かごが互いに接触・交錯し、鉄筋等が変形していることを確認した。

また、前項(a)に示した通り、ハンマーグラフが接触し先行エレメントに凸部（変形した鉄筋等）が発生したと推定した。

後行エレメント建込みの際に生じた鉄筋変形のメカニズムを時系列で図 1.3-29 に示し、その内容を以下に示す（以下のⅠ～Ⅳは同図の番号を記載）。

- Ⅰ．先行エレメントの凸部（鉛直フラットバー・水平鉄筋）に建込まれた後行エレメントの鉄筋かごが接触した。
- Ⅱ．後行エレメントの鉄筋かごの建込みが進行し、中実部側の後行エレメントの鉛直フラットバーの隙間より、変形した先行エレメントの鉛直フラットバー・水平鉄筋が後行エレメントの鉄筋かご内に進入した。
- Ⅲ．後行エレメントの鉄筋かごの建込みが更に進行し、中実部側の先行エレメントの水平鉄筋と後行エレメントの鉛直フラットバー・水平鉄筋が干渉し、その状態で鉄筋かごの建込みを進めたことに伴い、先行エレメントの水平鉄筋は下方に変形した。また、後行エレメントの中実部側の水平鉄筋も変形（一部は脱落）した。
- Ⅳ．区画⑮の鉄筋かご同士の接触により、後行エレメントの鉄筋かごが南7側に引き込まれ、区画①にて先行及び後行エレメントの鉄筋かご同士が接触したと推定した。

また、北基礎の北4（区画⑮、⑯及び①）では、後行エレメントの鉄筋かご建込み中に鉄筋かごが計画深度より約 70 cm 高い位置までしか建込めない状態となり、その対応として鉄筋かごの上げ下ろしを複数回実施した。このため、観察された通り、先行及び後行エレメントの鉄筋同士が接触・錯綜し、これにより計画深度まで至らない位置で高止まりを起こしたと推定した。

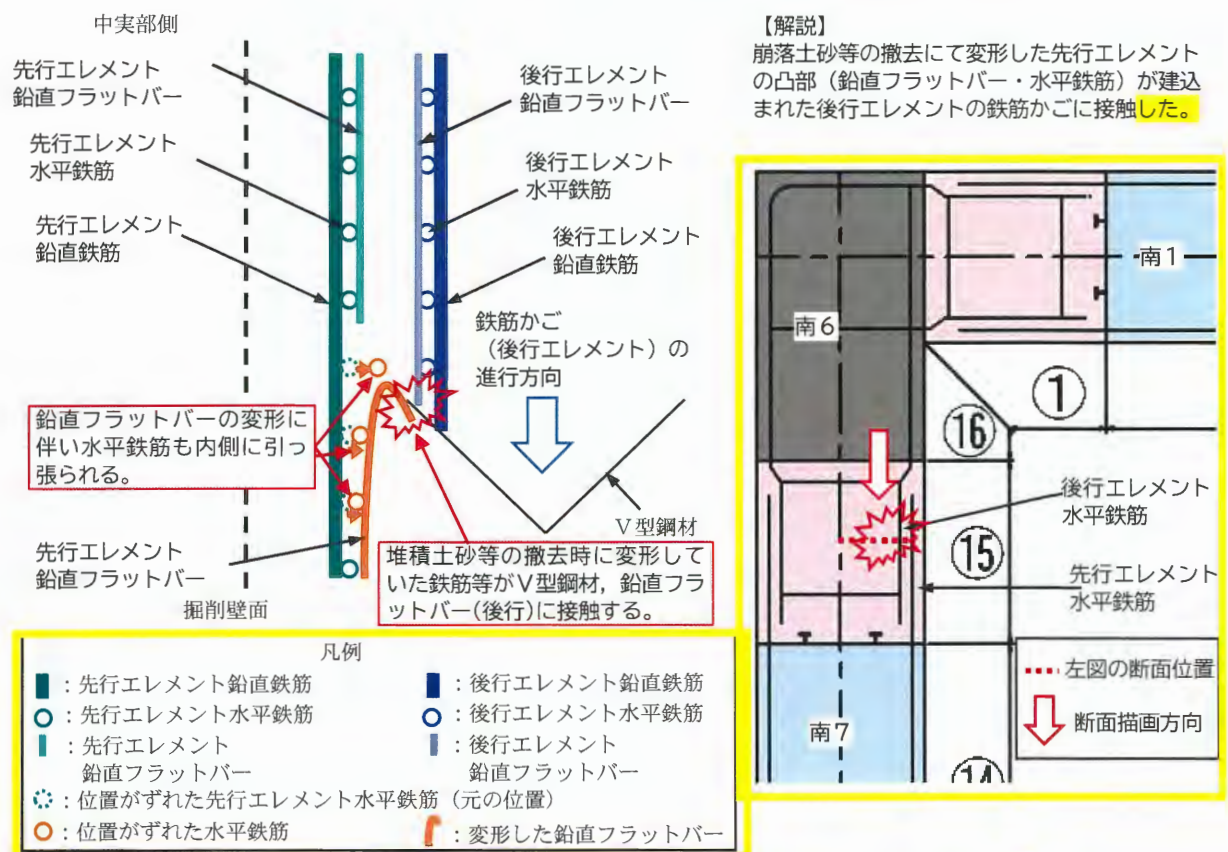


図 1.3-29 後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋の変形等 (Ⅰ)

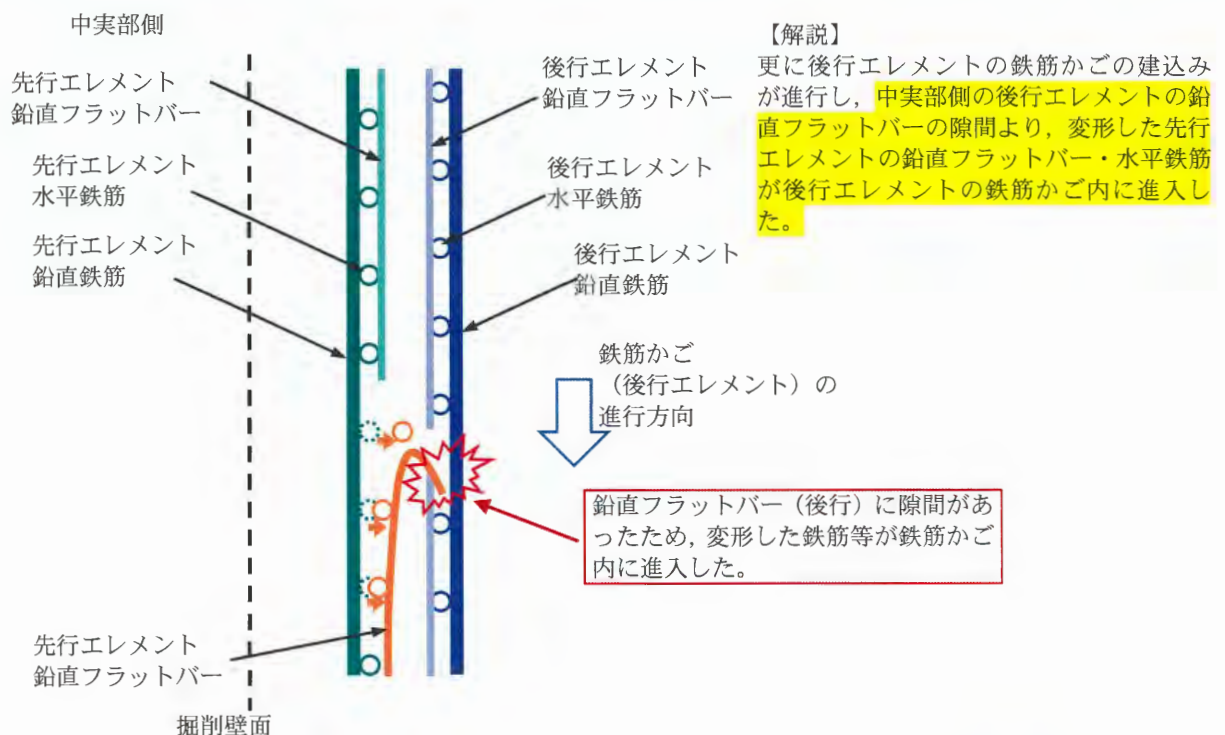


図 1.3-29 後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋の変形等 (Ⅱ)

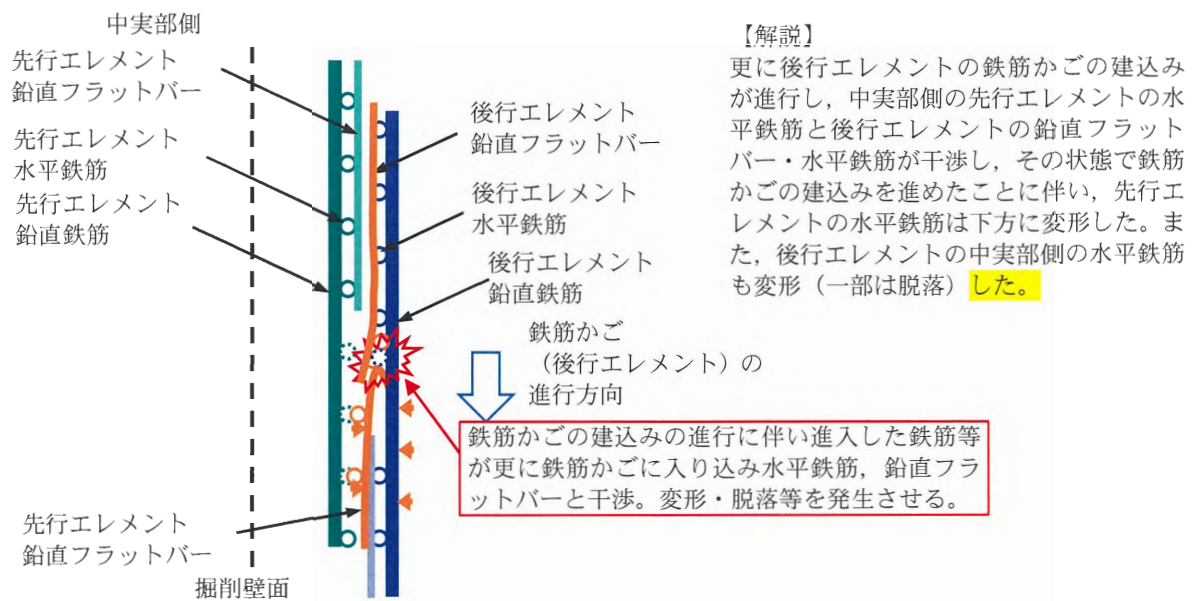


図 1.3-29 後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋の変形等 (Ⅲ)

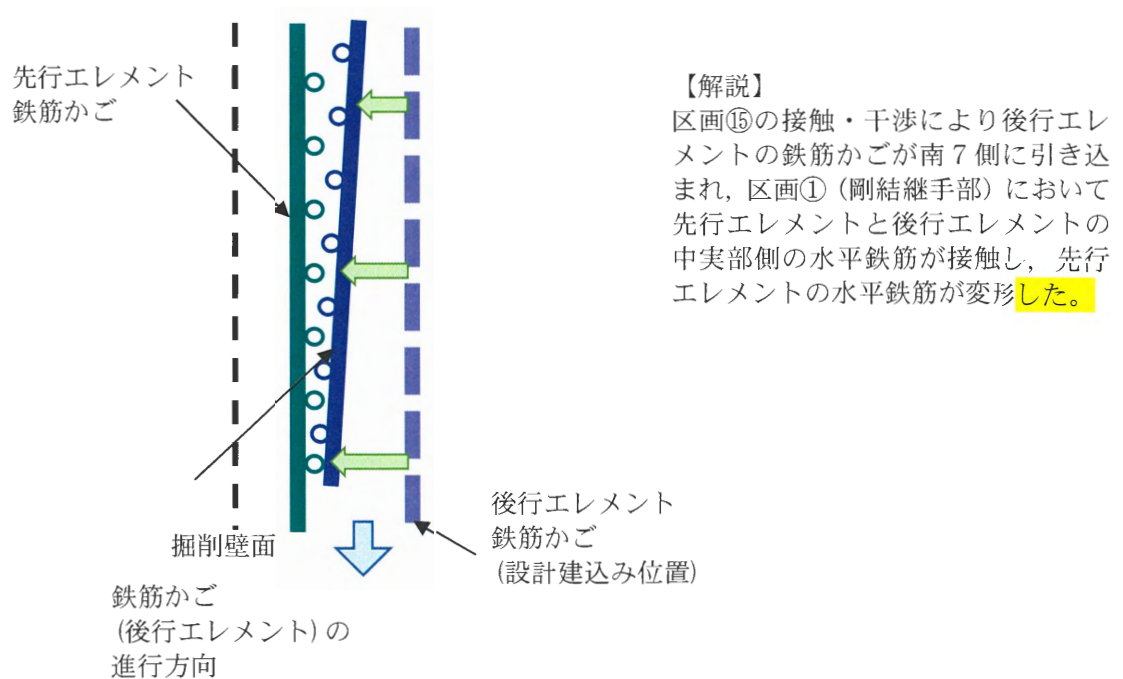


図 1.3-29 後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋の変形等 (Ⅳ)

1.4 まとめ

1.4.1 不具合事象の調査結果のまとめ

(1) コンクリート未充填の調査結果のまとめ

地中連続壁の中実部側について、南基礎各区画の調査結果を表 1.4-1 に、北基礎各区画の調査評価を表 1.4-2 に示す。なお、地中連続壁の地山側にて音響探査等を実施した結果、地山側の壁面にもコンクリート未充填があることを確認した（詳細は 1.5.1 参照）。

表 1.4-1 南基礎各区画の調査結果（中実部側壁面のコンクリート未充填）

区画	区分	判定 ○：あり －：なし※	発生要因				
			①粘性土層（Ac層）のはらみ出し及び崩落 ○：あり －：なし	②崩落土砂等の残置 ○：あり －：なし	③SMWによる閉塞 ○：あり －：なし	④未改良地山の崩落 ○：あり －：なし	⑤溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ ○：あり －：なし
①	剛結継手	○	○	－	－	－	－
②	先行	－	－	－	－	－	－
③	剛結継手	○	○	－	－	－	－
④	後行	○	○ ③から流入	－	－	－	－
⑤	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑥	先行	－	－	－	－	－	－
⑦	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑧	後行	○	○ ⑦から流入	－	－	－	－
⑨	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑩	先行	－	－	－	－	－	－
⑪	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑫	後行	○	○ ⑪から流入	－	－	－	－
⑬	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑭	先行	－	－	－	－	－	－
⑮	剛結継手	○	－	○	－	－	－
⑯	後行	－	－	－	－	－	－

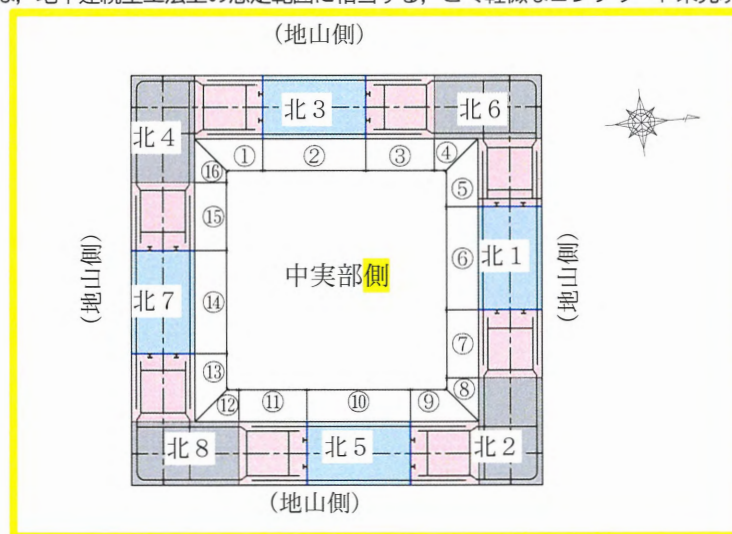
※判定の「－：なし」は、地中連続壁工法上の想定範囲に相当する、ごく軽微なコンクリート未充填である。



表 1.4-2 北基礎各区画の調査評価（中実部側壁面のコンクリート未充填）

区画	区分	判定 ○：あり －：なし※	発生要因				
			①粘性土層 (Ac層) のほらみ 出し及び 崩落 ○：あり －：なし	②崩落土砂等 の残置 ○：あり －：なし	③SMWによ る閉塞 ○：あり －：なし	④未改良地山 の崩落 ○：あり －：なし	⑤溝壁のほら み出しによ り崩落した 土砂の押上 げ ○：あり －：なし
①	剛結継手	○	○	－	－	○	○
②	先 行	－	－	－	－	－	－
③	剛結継手	○	○	－	－	－	○
④	後 行	－	－	－	－	－	－
⑤	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑥	先 行	－	－	－	－	－	－
⑦	剛結継手	○	○	－	－	－	○
⑧	後 行	－	－	－	－	－	－
⑨	剛結継手	○	○	－	－	－	○
⑩	先 行	－	－	－	－	－	－
⑪	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑫	後 行	－	－	－	－	－	－
⑬	剛結継手	○	○	－	－	－	○
⑭	先 行	－	－	－	－	－	－
⑮	剛結継手	○	○	－	○	○	－
⑯	後 行	－	－	－	－	－	－

※判定の「－：なし」は、地中連続壁工法上の想定範囲に相当する、ごく軽微なコンクリート未充填である。



(2) 鉄筋の変形の調査結果のまとめ

南基礎各区画の調査結果を表 1.4-3 に、北基礎各区画の調査評価を表 1.4-4 に示す。

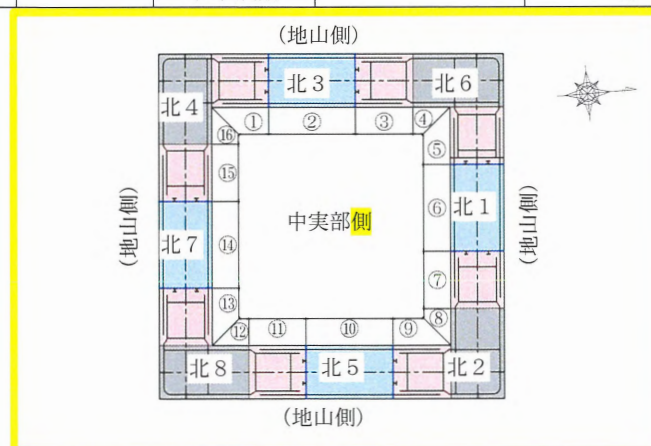
表 1.4-3 南基礎各区画の調査評価（鉄筋の変形）

区画	区分 1	区分 2	中実部側	
			ハンマーグラブ 接触による破損	鉄筋かご同士の 接触
			○：あり －：なし	○：あり －：なし
①	剛結継手	鉛直鉄筋	－	○
		水平鉄筋	－	○
②	先 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
③	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
④	後 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑤	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑥	先 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑦	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑧	後 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑨	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑩	先 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑪	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑫	後 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑬	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑭	先 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑮	剛結継手	鉛直鉄筋	－	○
		水平鉄筋	○	－
⑯	後 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	○



表 1.4-4 北基礎各区画の調査評価（鉄筋の変形）

区画	区分 1	区分 2	中実部側	
			ハンマーグラブ 接触による破損 ○：あり －：なし	鉄筋かご同士の 接触 ○：あり －：なし
①	剛結継手	鉛直鉄筋	－	○
		水平鉄筋	○	○
②	先 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
③	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	○	－
④	後 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑤	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	○	－
⑥	先 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑦	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	○	－
⑧	後 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑨	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	○	－
⑩	先 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑪	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑫	後 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑬	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑭	先 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑮	剛結継手	鉛直鉄筋	－	○
		水平鉄筋	○	○
⑯	後 行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	○



1.4.2 原因と対策

設計及び工事の計画（以下「設工認」という。）に基づく「設計・工事・検査」の一連のプロセスの中で発生した不具合事象について、その位置付けと発生メカニズムを整理し、根本原因の抽出及び再発防止策の検討を行った。

設工認におけるプロセス上の位置付け確認として設工認における設計、工事及び検査の流れを表 1.4-5 に示す。本事象は、これらの工程のうち「工事及び検査」段階において発生した不具合である。一方、「設計」段階においては、設計及び工事に係る品質マネジメントシステムに従い、所定の手順に基づいて適切に業務が遂行されており、特段の問題は確認されなかった。

「工事及び検査」の中で実施される具体的設備の詳細設計（設計 3）のアウトプットを基に現地据付工事が行われる。不具合事象の発生の背景として、この据付工事に関わる設計開発プロセスにおいて、表 1.4-6 に整理した着眼点の通り「必要な確認視点が十分でなかったこと」が、本事象の発生に直接的に影響した。

事象分析及び根本原因の抽出として、不具合事象の内容と、不足した確認及びそれが発生原因にどのように関連したかについて整理した結果を表 1.4-7 に示す。この分析結果より、複数の要因を統合的に評価し、事象を引き起こした根本原因として以下の 2 点を抽出した。

- ・各施工ステップにおいてリスク想定が不十分であり、不具合の発生を予測できなかった。
- ・工事が計画通り行われていることを直接確認せず、代替措置を講じなかった。

再発防止策として今後の工事を計画通り確実に遂行するため、抽出した根本原因に対応する具体的な対策を表 1.4-8 に示す。これらの対策は、設計開発プロセスにおける確認項目の明確化、品質管理手法の強化及び現場施工段階におけるチェック体制の充実を中心としている。

表 1.4-5 設工認における設計、工事及び検査の各段階

設 計	基本設計方針の作成（設計 1）
	適合性確認対象設備の各条文への適合性を確保するための設計（設計 2）
	設計のアウトプットに対する検証
	設工認申請（届出）書の作成・承認
工事及び 検査	設工認に基づく具体的な設備の設計の実施（設計 3）←（原因となったプロセス）
	具体的な設備の設計に基づく工事の実施（現地据付工事）←本事象発生
	使用前事業者検査の計画、管理、実施

表 1.4-6 事象発生の時系列

年月日	事象
2018 年 10 月	東海第二発電所 DB / SA 工認認可
2019 年 9 月	防潮堤（鋼製防護壁）設置工事を発注
2019 年 12 月	工事仮設（溝壁の安定性）の検討において掘削幅が大きいケースを代表ケースとして設計を実施 <u>着眼点① ケースの選定において、地盤の特性や掘置き期間の長さ、掘置き期間に受ける荷重、施工ステップに対する視点が不足していた。</u>
2020 年 4 月	仮設工事（溝壁の補強）を実施
2021 年 10 月	南基礎 地中連続壁構築開始
2021 年 12 月～2022 年 7 月	粘性土層（Ac 層）のはらみ出し及び崩落（南基礎）（中実部掘削時に判明）
2022 年 1 月	北基礎 地中連続壁構築開始
2022 年 1 月～2023 年 5 月	粘性土層（Ac 層）のはらみ出し及び崩落（北基礎）（中実部掘削時に判明） 崩落土の押上（北基礎）（中実部掘削時に判明） SMW による閉塞（北基礎）（中実部掘削時に判明）
2022 年 2 月～2023 年 5 月	未改良地山の崩落（北基礎）（中実部掘削時に判明）
2022 年 3 月	南基礎 南 7 のコンクリート打設時に隣接する剛結継手部（南 6：区画⑮）に土砂等が流入 <u>（着眼点①を背景に発生）</u>
2022 年 3 月～7 月	同土砂等の撤去。ハンマーグラブ及び崩落土砂等切削治具（以下、「ハンマーグラブ等」という）が鉄筋等に接触し、鉄筋等が変形（判明は 2022 年 7 月） <u>着眼点② ハンマーグラブ等の降下位置を管理することで鉄筋への接触を防ぐこととしていたが、鉄筋等とハンマーグラブ等の離隔は小さく、ハンマーグラブ等の揺動に対する配慮が不足していた。</u>
2022 年 3 月～7 月	崩落土砂等の残置（南基礎）
2022 年 6 月	北基礎 北 3 のコンクリート打設時に隣接する剛結継手部（北 4：区画①）に土砂等が流入 <u>（着眼点①を背景に発生）</u>
2022 年 7 月～2023 年 3 月	同土砂等の撤去。ハンマーグラブ等が鉄筋等に接触し、鉄筋等が変形（判明は 2023 年 3 月） <u>（着眼点②と同じ）</u>
2022 年 7 月	南基礎 南 6 後行エレメントの鉄筋かご建込み。掘削溝内の凸部（区画⑮の鉄筋の変形等に相当）に係る対策（V 字鋼及び鉛直フラットバーの追加）を実施していたが、建込み時に広範囲に鉄筋の変形等が発生（判明は 2023 年 6 月） <u>着眼点③ 凸部（区画⑮の鉄筋等）に対する後行エレメントの鉄筋かごの防護策は検討・実施されていたが、後行エレメントの鉄筋かご（V 字鋼）に接触後の凸部の挙動に対する保守的な想定が不足していた。</u>
2023 年 3 月	北基礎 北 4 鉄筋かごの高止まり発生 <u>（着眼点②、③と同じ）</u>
2023 年 6 月	南基礎 コンクリート未充填及び鉄筋の変形等を確認
2023 年 8 月	北基礎 コンクリート未充填及び鉄筋の変形等を確認

表 1.4-7 事象及び着眼点と発生原因に対する考察

事象及び着眼点	発生原因に対する考察
コンクリート未充填 ・詳細設計（施工設計）における代表ケース選定において、地盤の特性や掘置き期間の長さ、掘置き期間中に受ける荷重、施工ステップに対する視点が不足していた。 (着眼点①)	コンクリート未充填の発生原因の1つは、溝壁の挙動について掘削・安定液の比重変化等に対する安定性（溝壁のはらみ出し・崩落等の補強策含む）を確認していたものの、粘性土に対する施工ステップ等*の影響を考慮した施工設計（安定性）まで考えが至らなかったためである。 この発生事象の詳細については以下の通りである。 ・粘性土層（A c 層）のはらみ出し及び崩落：施工により溝壁（掘削面）付近の地盤（粘性土）が緩み、溝壁の安定性が確保されなかった（施工の波及的影響（リスク）検討が不十分）。また、溝壁は泥水の中で、その状態を目視等により直接確認できなかった。さらに目視に代わる有効な代替措置を講じなかった。 ・崩落土砂等の残置：設置済みの鉄筋が干渉し、溝壁から崩落した土砂を除去するための機材が接近できず、全量の除去には至らなかった。 ・SMWによる閉塞：溝壁下部の崩落に伴い、その上方にあるSMWの支持地盤が緩み、SMWがコンクリート打設範囲まではみ出した。 ・溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ：溝壁が崩落し、底部に堆積した土砂が、その後のコンクリート打設により上方へ押し上げられた。 また、地中連続壁の施工中に溝壁崩落が発生した箇所については、溝壁防護の補強対策として地盤改良（高圧噴射攪拌工）を施工したが、その施工設計において十分な検討が及ばなかった事項は以下の通りである。 ・未改良地山の崩落：未改良地山の挙動を検討した結果、コンクリート打設時の打設圧が溝壁にかかり、その力が地盤改良体に挟まれた未改良地山を掘削溝側に押し出した。（施工の波及的影響（リスク）検討が不十分）。これは、上記の溝壁の安定性低下に対する対策で発生した事象であり、大元をたどると溝壁の安定性が確保されなかったこと（上記の原因と同じ）である。 ・上記の大部分は地中連続壁構築後、中実部の掘削時に検知された。（根本原因） ・各施工ステップにおいてリスク想定が不十分であり、不具合の発生を予期できなかった。 ・施工中に溝壁の状態を直接確認する方法がない中で、確認するための代替措置を講じなかった。
鉄筋の変形等 ・鉄筋等とハンマーグラブ等の離隔は小さく、ハンマーグラブ等の揺動に対する配慮が不足していた。 (着眼点②) ・後行エレメントの鉄筋かご（V字鋼）に接触後の凸部の挙動に対する保守的な想定が不足していた。 (着眼点③)	・崩落土砂等の回収のためハンマーグラブを水中に沈降させた際、揺動により鉄筋かごと接触した（施工計画の検討、リスク想定が不十分）なお、この対応は溝壁崩落に伴う事後対策であり、大元をたどると溝壁の安定性が確保されなかったこと（コンクリート未充填の原因と同じ）である。また、次の鉄筋かごを建て込んだ際にハンマーグラブとの接触で変形した設置済の鉄筋かごに接触しており、鉄筋かごの設置作業は不透明な安定液中で実施するため、設置済の鉄筋かごが変形していたことを目視等により直接確認できなかった。さらに、目視に代わる有効な代替措置を講じなかった。 ・上記の大部分は地中連続壁構築後、中実部の掘削時に検知された。（根本原因） ・各施工ステップにおいてリスク想定が不十分であり、不具合の発生を予期できなかった。 ・施工中に鉄筋かごの状態を直接確認せず、代替措置を講じなかった。

※地盤の特性や掘置き期間の長さ、掘置き期間中の載荷荷重、施工ステップ

表 1.4-8 不具合を発生させない対策

根本原因	対策
各施工ステップにおいて<u>リスク想定が不十分</u>であり、不具合の発生を予期できなかった。	・施工性の確認 施工エリアについて現場調査や各施工ステップの施工図を作成し、特定した支障物や重機配置場所等への対策を検討の上、施工性を確認する。施工性の検討結果については必要に応じ、構造設計に反映することで実現性を有する構造を選定する。 ・リスクを想定した対策の実施 各施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、対策を施すことでその他の不具合の発生を防止する。また、必要に応じ試験施工を実施し、計画通りの工事が確実にできることを確認する。
工事が計画通り行われていることを<u>直接確認せず、代替措置を講じなかった。</u>	・施工方法の選定・確認 適用性、施工実績を踏まえ、過去の不具合事象を回避できる施工方法を選定する。また、全施工ステップについて、同様の不具合が発生しないことを確認する。 ・施工品質の確認 施工ステップごとに工事が計画通り行われていたことを確認できるよう、品質を確認（検査）する項目・確認時期、確認方法を整理し、適用する。不具合を施工中及び施工後に速やかに検知・是正できる措置を講じる。

1.4.3 調査結果のまとめ

南基礎及び北基礎の地中連続壁の中実部側壁面で、コンクリート未充填及び鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象含む）の不具合事象を調査・確認した。

その結果、コンクリート未充填は粘性土層（A c 層）のはらみ出し等によるコンクリートの流路阻害、鉄筋の変形等はハンマーグラブの鉄筋かごへの接触等を原因として特定した。

一方、南基礎及び北基礎の地中連続壁の地山側壁面については音響探査等で未充填の状況を調査したものの、地中連続壁の中実部側壁面のように目視観察による状況確認ができていない。

したがって、これらの調査結果によっても地中連続壁の不具合の全容は把握できておらず、地中連続壁に耐力を期待することは困難であることから、地中連続壁を基礎の一部として使用することは適さないと判断し、地中連続壁の撤去・再構築や設計変更を視野に入れた対応方針の検討を実施した。第2章でその検討経緯及び検討結果を示す。

なお、本事象の対策を踏まえた防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画に係る施工性等の検討結果を第3章に示す。

1.5 参考資料

1.5.1 地山側音響探査及び水平コアボーリングの調査結果

露出しない地中連続壁の地山側壁面に対し、コンクリート未充填の状況を音響探査にて調査した。音響探査において、欠測及び不安定計測となった区間^{※1}では水平コアボーリングによりコンクリートコアを採取し、そのコアの全長を測定することでコンクリート未充填の発生状況を調査した。以下に、調査の詳細を示す。

※1：欠測（地盤の局所的な不均質、地層境界に含まれる空気・気泡などにより、反射波の減衰が大きくなり、波形が確認できない状態）により、鉛直方向に連続した反射波が受信できない区間。

(1) 調査方法

a. 調査方法及び調査箇所

地中連続壁から地山側に一定の離隔を確保して音響探査の調査孔を鉛直に削孔し、地中連続壁のコンクリート面（図 1.5-1 に示す赤い破線）からの反射波の伝達時間と地山の伝達速度を測定することにより、コンクリート未充填の厚さ（壁面の位置）を測定した。図 1.5-1 に音響探査によるコンクリート未充填状況の確認のイメージを示す。

調査箇所は、全区画（周辺施設との干渉で実施困難な箇所を除く）とし、調査位置は各区画の中央付近とした。

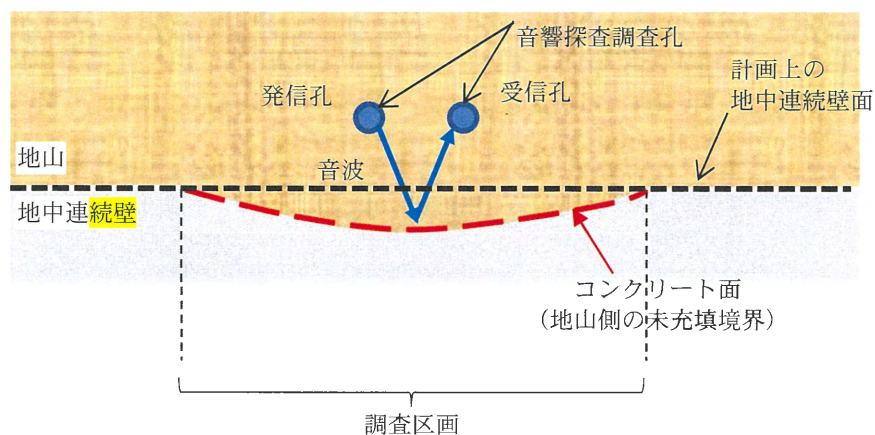
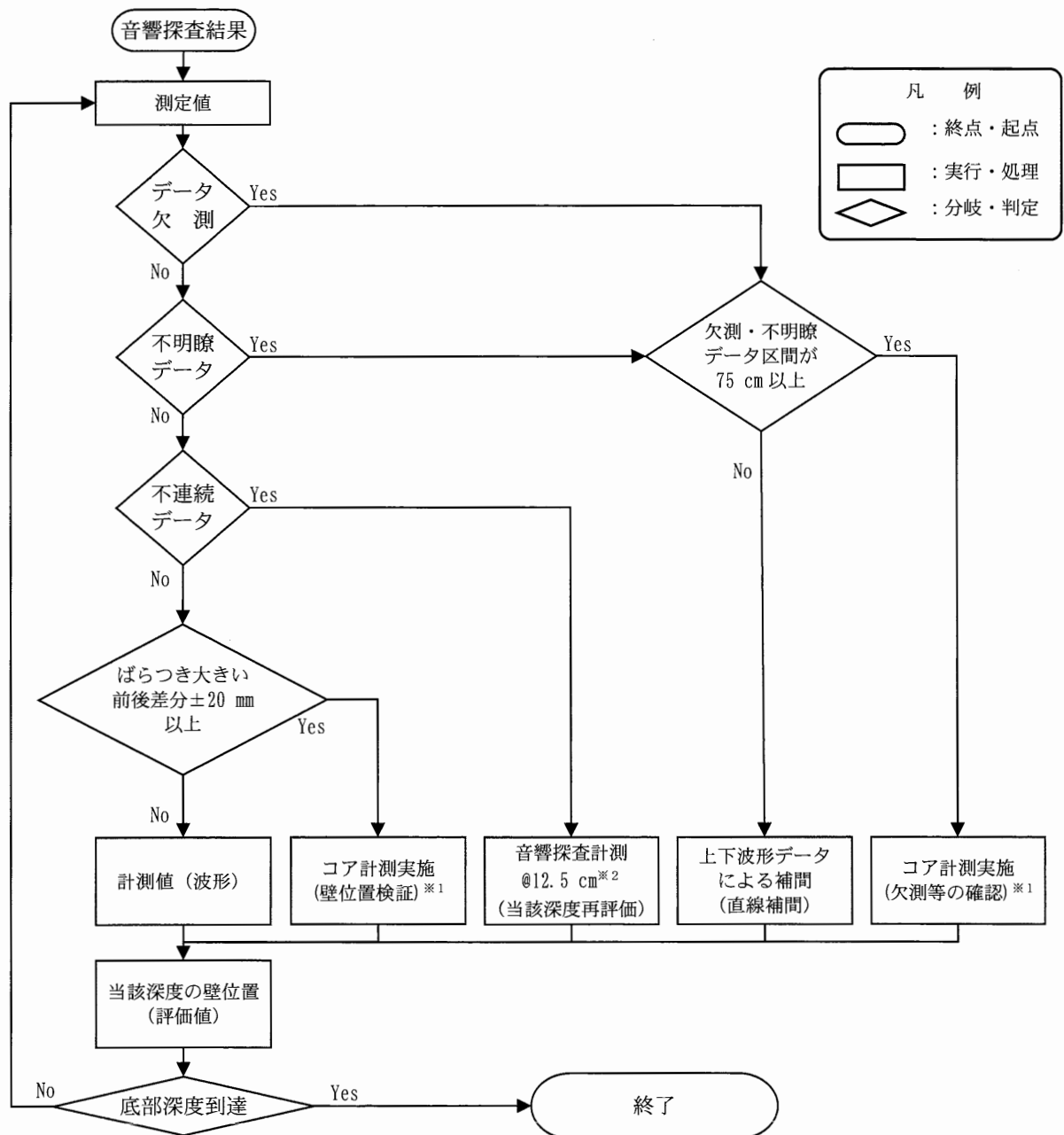


図 1.5-1 音響探査によるコンクリート未充填の調査イメージ（断面図）

b. 地山側コンクリート未充填の調査の流れ

各区間の中央で音響探査を実施する。音響探査を行った結果、何らかの理由で欠測区間が生じた場合、もしくは測定結果の解析が行えない区間が生じた場合（周辺施設との干渉で実施困難な区画含む）には、その区間の計測を補足するために水平コアボーリングによるコア測定（コア採取）を実施する。地山側調査フローを図 1.5-2 に示す。



※1 欠測部のコア計測は”5 m 程度”に1箇所、欠測区間長が7.5 mを超えたら1箇所追加する。

※2 コア計測での代替も可とする。

・不明瞭データとは、反射が弱く、明瞭なピークが得られないデータのこと。

・不連続データとは、反射波に連続性が得られないデータのこと。

・検証とは、当該箇所では水平方向のコア採取を実施することで壁位置を直接調査し、音響探査の結果や測定精度の確認を行うこと。

図 1.5-2 地山側調査フロー

地山側のコンクリート未充填の調査手順の詳細を以下に示す。

- ・地山側の壁面（計画壁面位置）から 50 cm 程度外側に 2 孔のボーリング孔を設け、一方に発信器、もう一方に受信器を同一標高に設置する（鉛直方向の測定ピッチは 25 cm（不明瞭区間は 12.5 cm に変更））。
- ・発信器から音波を発信し、発信器から直接受信器に到達する音波と壁面に反射してから到達する音波を受信する。
- ・発信器から直接受信器に到達した音波の到達時間と発信器と受信機の距離（孔間の距離）から、その標高の地盤中の音波速度を求める。なお、ボーリング孔の深さごとの位置を事前に正確に計測することで、本探査の精度向上を図っている。
- ・発信器から壁面に反射して到達した音波の到達時間と前述の音波速度から、受信機と壁面の距離を算定し、壁面の位置を特定する。図 1.5-3 に音響探査による地山側未充填状況確認を示す。
- ・必要に応じ、中実部側壁面より水平にボーリングし、採取したコアから地山側の壁の位置を特定する。

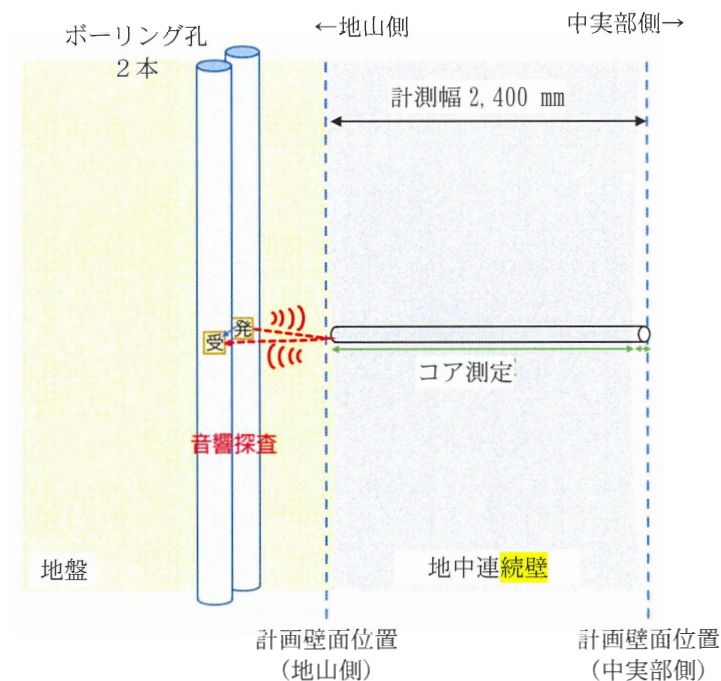


図 1.5-3 中央測線での音響探査による地山側未充填状況確認

c. 補完的調査

音響探査は各調査区間の中央付近の1測線で実施しているが、コンクリート未充填の水平方向の状況を確認するため、代表区画にて中央付近の1測線に加え、その両側に測線を追加し、水平方向のデータを補完した（図 1.5-4 参照）。

代表区画は、中央測線でコンクリート未充填の区間が多く、連続したデータが取得できている南基礎の区画⑩及び⑬、北基礎の区画⑥及び⑨を選定した。

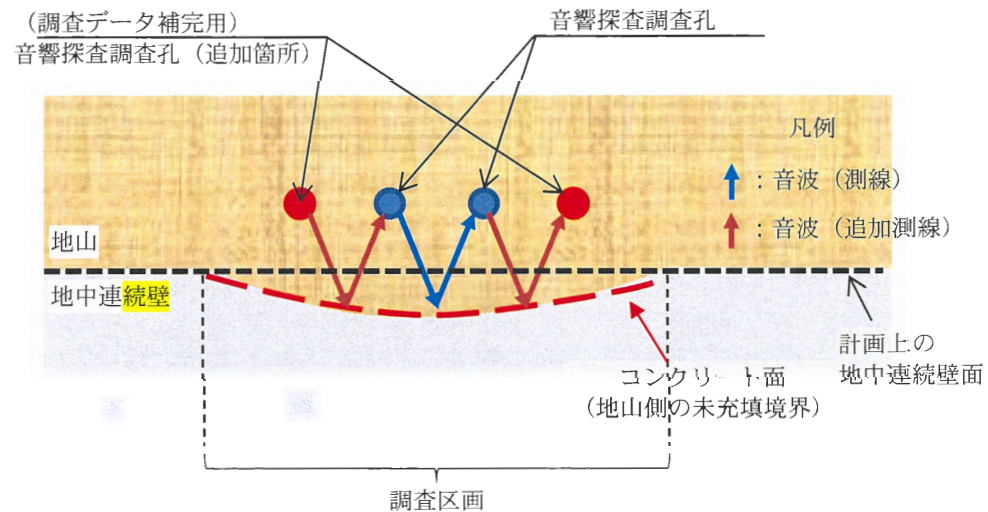


図 1.5-4 音響探査によるコンクリート未充填の調査イメージ（追加測線）

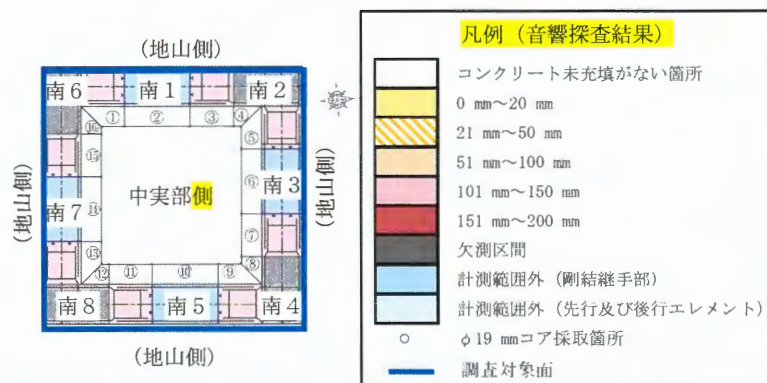
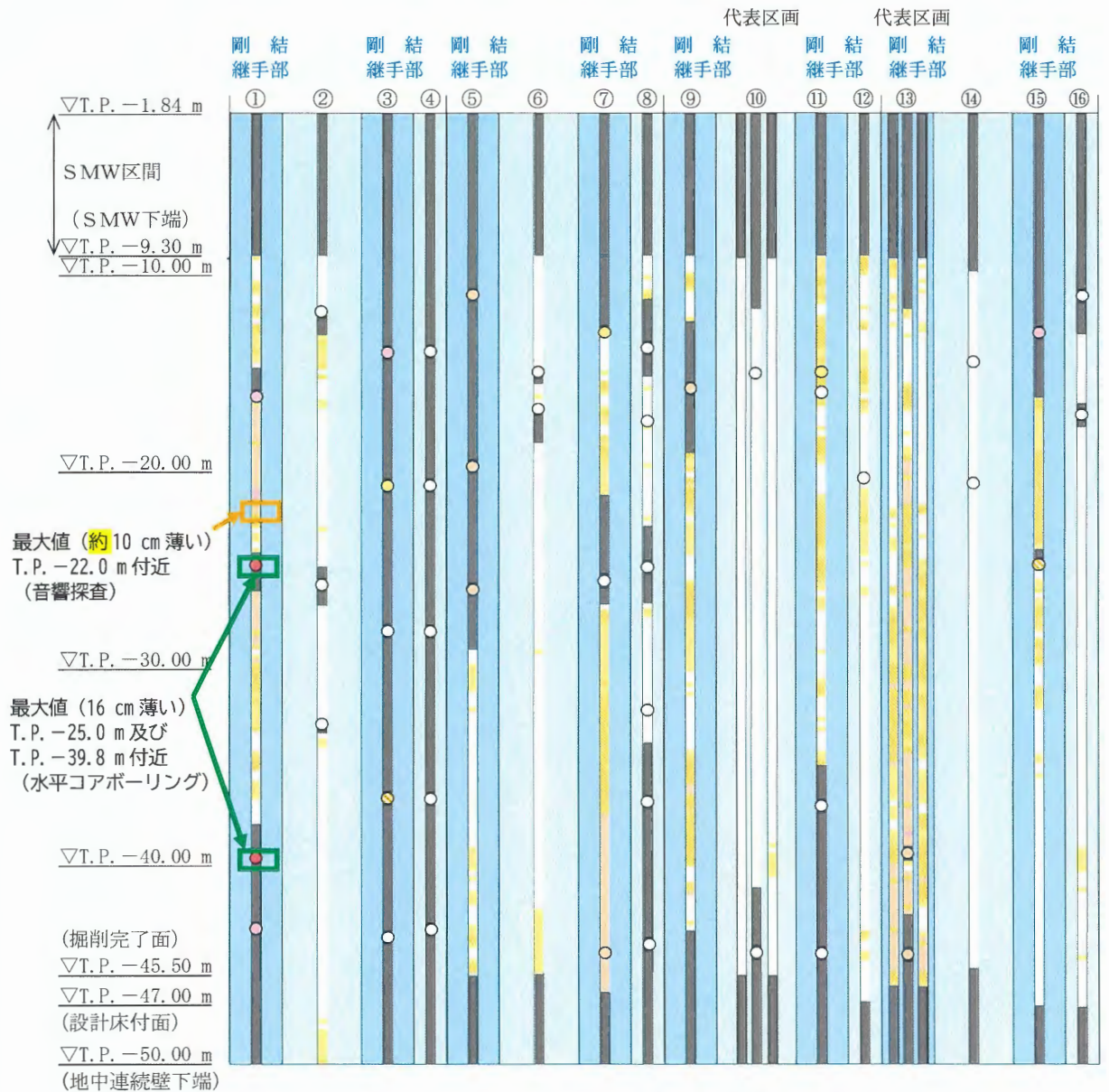
(2) 調査結果

南基礎の音響探査及び水平ボーリングの調査結果を図 1.5-5 に、北基礎の音響探査及び水平ボーリングの調査結果を図 1.5-6 に示す。S MW区間は芯材（鋼材）の影響を受け測定できないため欠測とした。また、代表区間では音響探査を3測線の測定を実施しており、3測線分のデータを記載した。

南基礎及び北基礎の代表区間で実施した音響探査の補完調査（追加測線）の結果を図 1.5-7 から図 1.5-10 に示す。

地中連続壁地山側の音響探査等の調査結果の概要は以下の通り。

- ・ 図 1.5-5 及び図 1.5-6 では、計画の壁面位置よりも薄い位置に壁厚位置を確認した箇所を黄色～赤色で着色した。
- ・ 音響探査の結果、有効壁厚を確保できない箇所は、南基礎、北基礎いずれも剛結継手部で多く、剛結継手部以外では数箇所であった。有効壁厚より薄かった箇所の厚さは、南基礎では最大値 10 cm（区画①：T. P. -22.0 m 付近）、北基礎では最大値 15 cm（区画①：T. P. -31.0 m 付近）であった。
- ・ 欠測区間で補完的に実施した水平コアボーリングの結果、南基礎では最大値 16 cm（区画①：T. P. -25.0 m 及び T. P. -39.8 m）、北基礎では最大値 15 cm（区画⑮：T. P. -32.0 m 付近）を確認した（各区画の調査結果の詳細は表 1.5-1 から表 1.5-16 参照）。
- ・ 剛結継手部の代表区画で実施した複数測線での音響探査結果では、南基礎及び北基礎とも大部分は区画中央の方がその周囲よりも地中連続壁の壁厚が薄くなっている傾向を確認した（図 1.5-7 及び図 1.5-9 参照）。
- ・ 剛結継手部以外の代表区画で実施した複数測線での音響探査結果では、南基礎及び北基礎とも同一標高の壁厚の変化の水平分布に特徴的な傾向はなかった（図 1.5-8 及び図 1.5-10 参照）。



※凡例の数値は計画面からの未充填部の深さを示す。
※コア採取箇所の円内部の着色は未充填部の深さの凡例に準ずる。

図 1.5-5 音響探査及び水平ボーリングの調査結果 (南基礎の地山側調査結果)

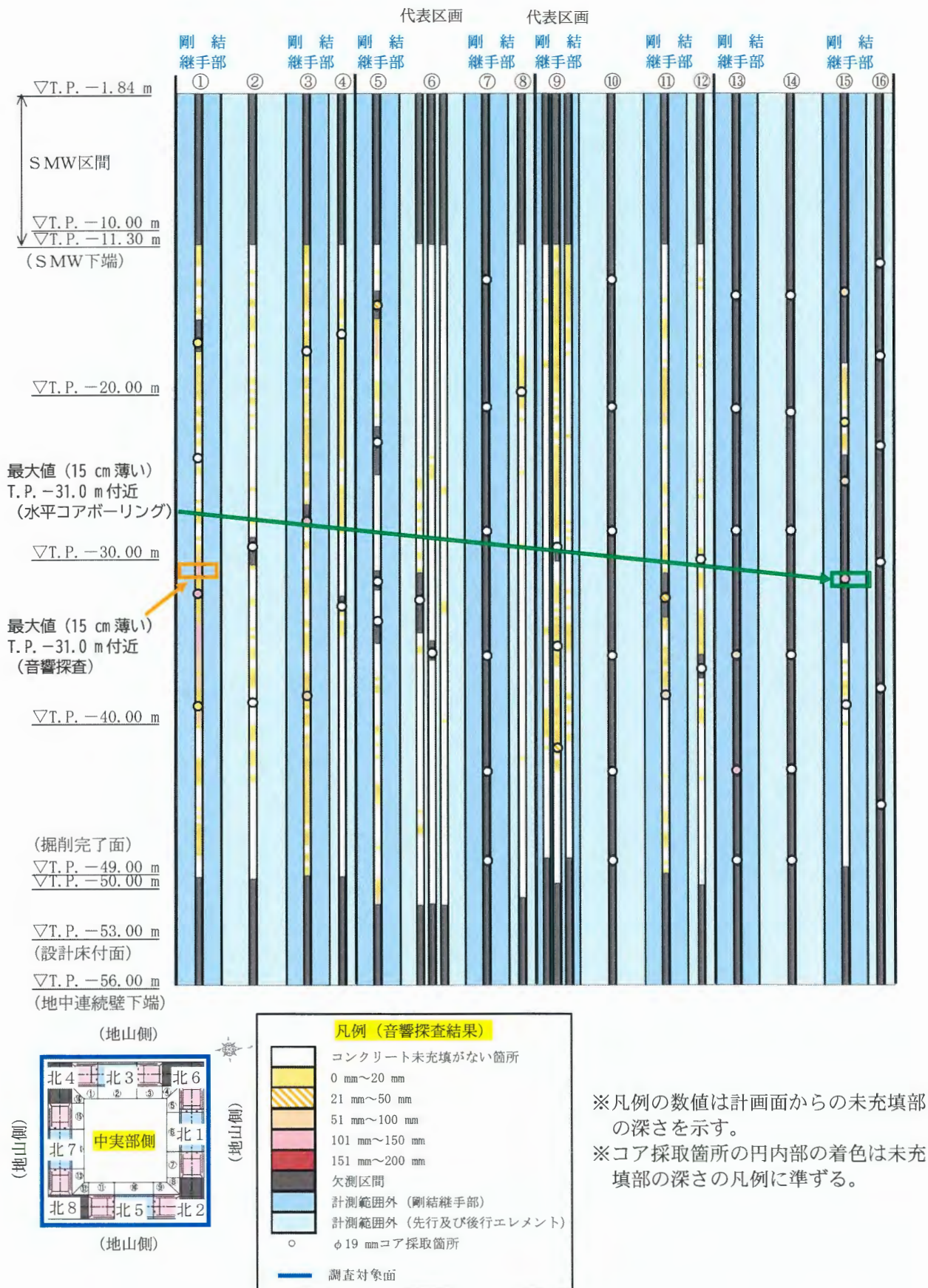


図 1.5-6 音響探査及び水平ボーリングの調査結果 (北基礎の地山側調査結果)

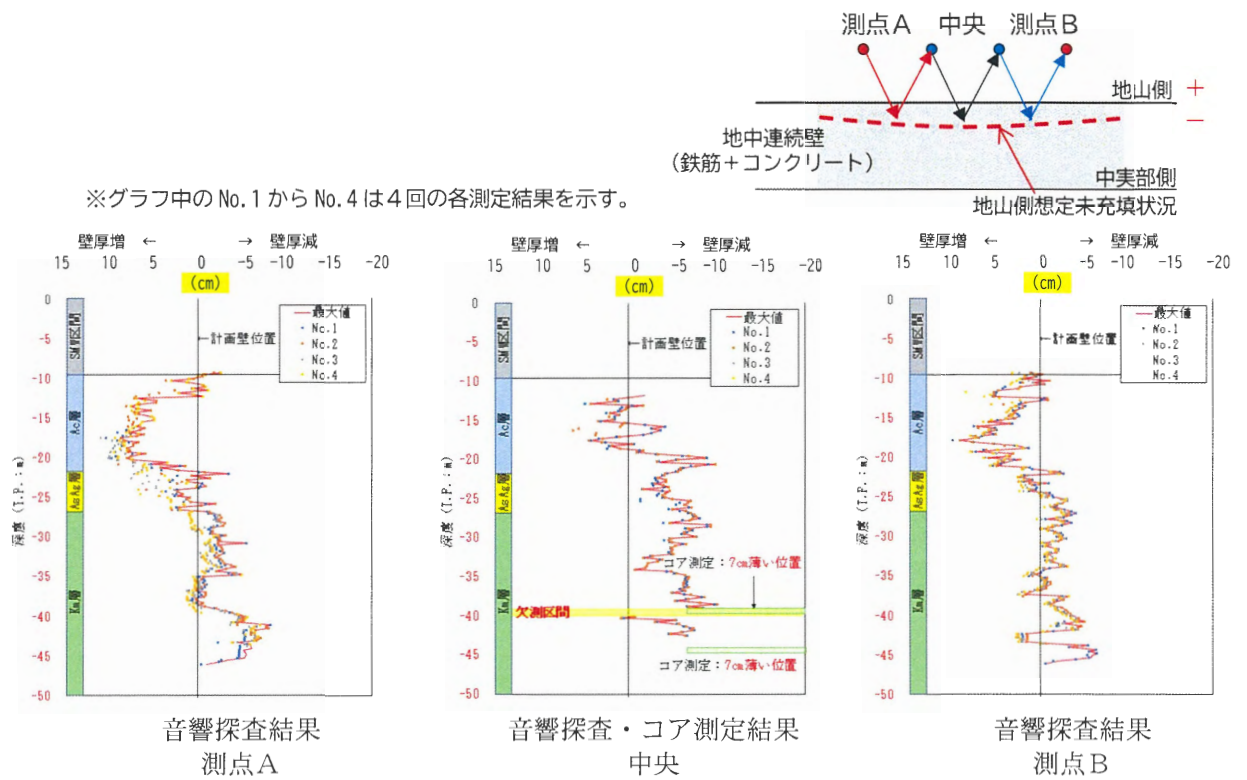


図 1.5-7 代表区画の音響探査結果 (南基礎の地山側調査結果：剛結継手部：区画⑬)

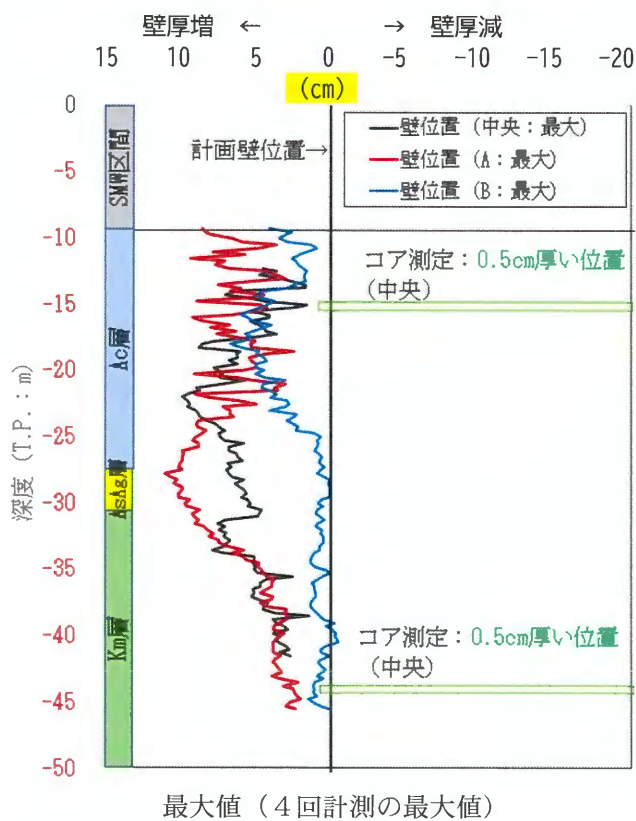
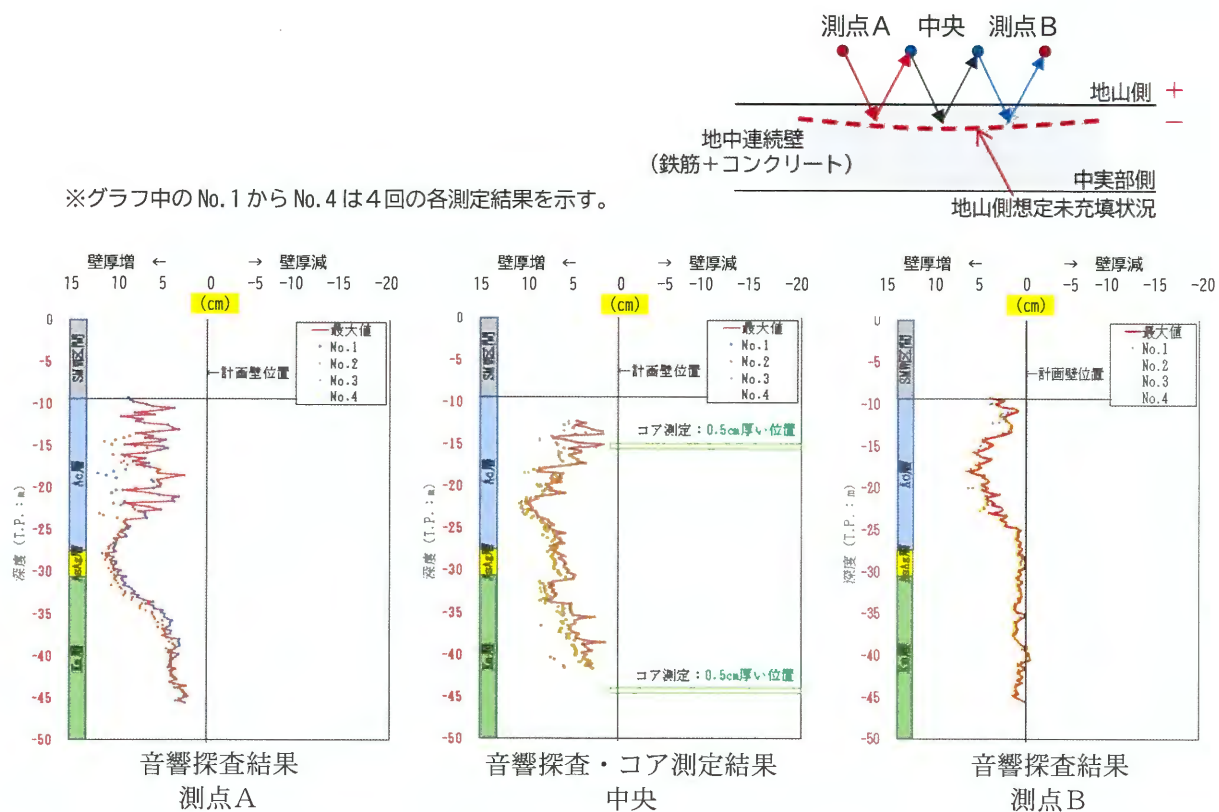


図 1.5-8 代表区画の音響探査結果 (南基礎の地山側調査結果: 剛結継手部以外: 区画⑩)

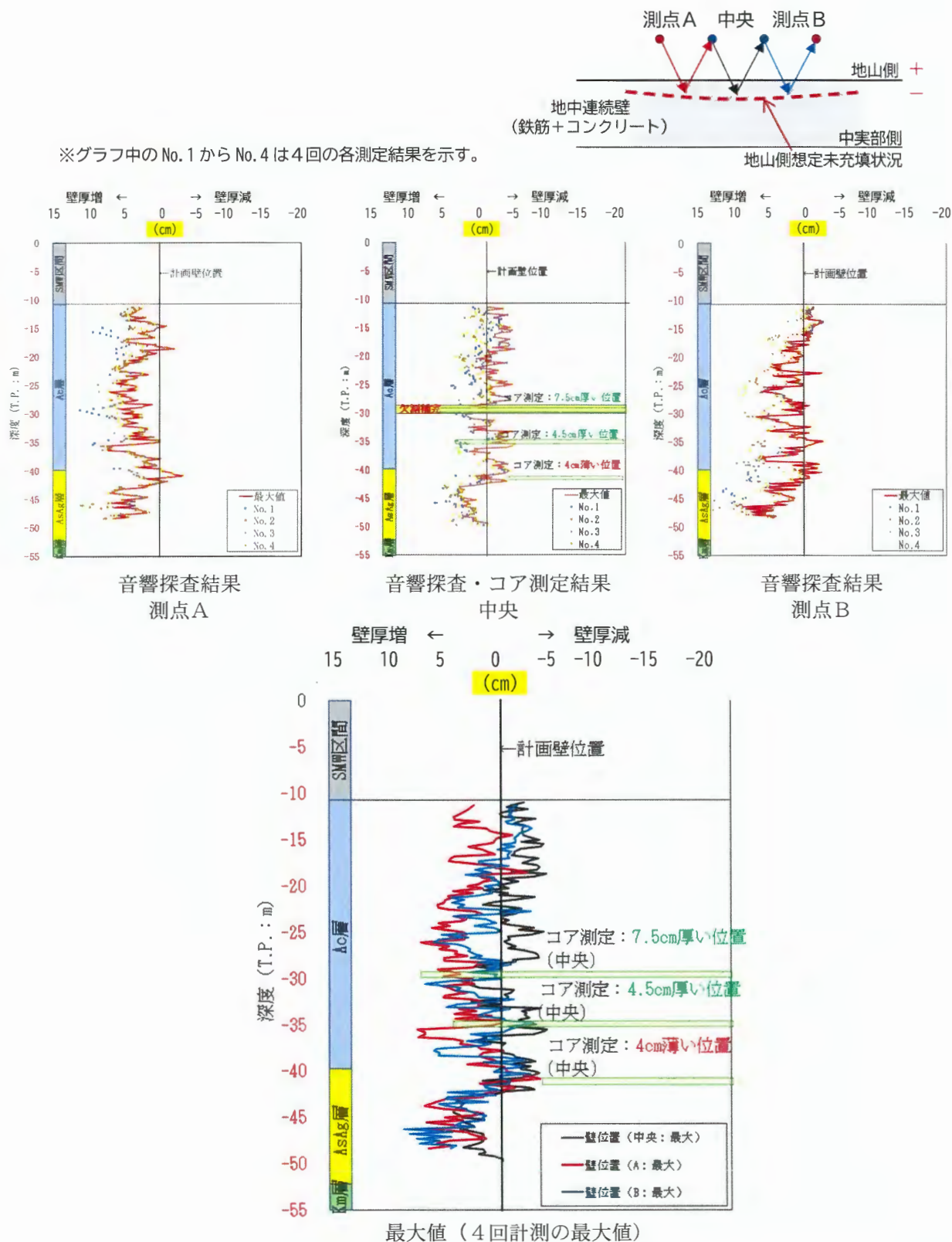
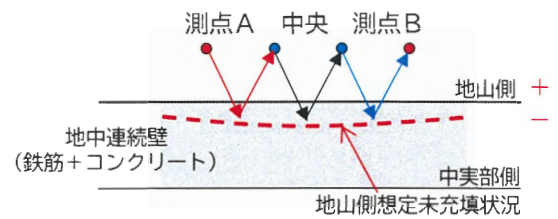


図 1.5-9 代表区画の音響探査結果 (北基礎の地山側調査結果: 剛結継手部: 区画⑨)



※グラフ中の No. 1 から No. 4 は 4 回の各測定結果を示す。

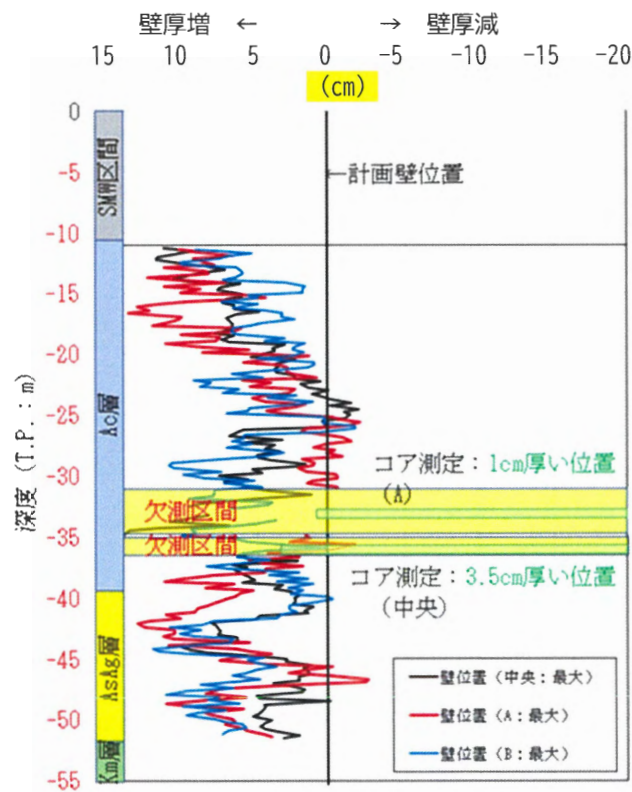
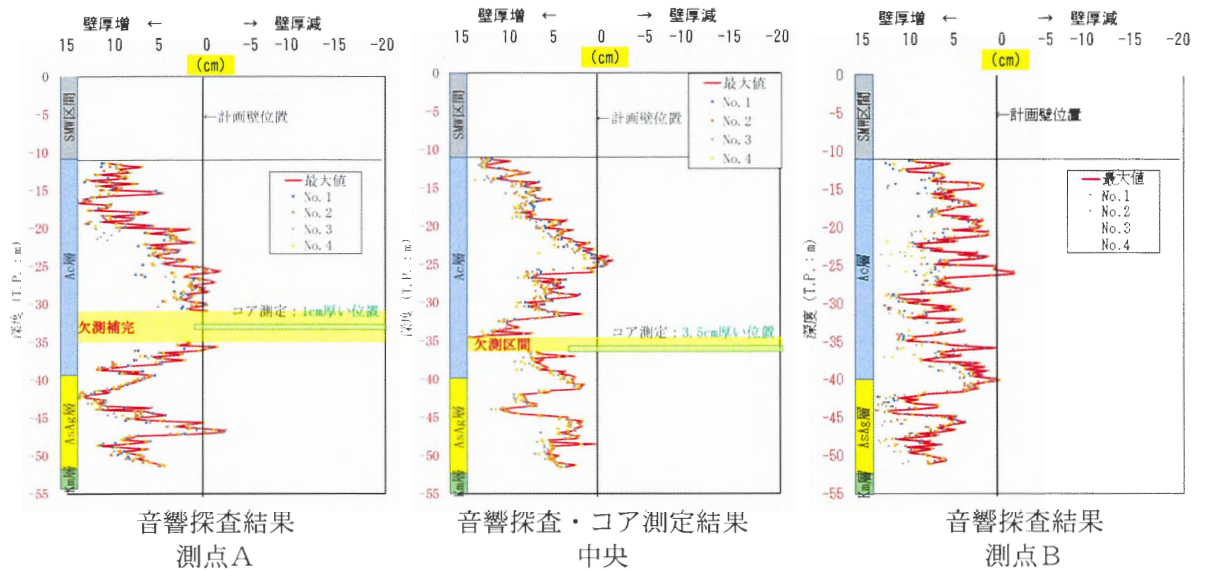


図 1.5-10 代表区画の音響探査結果（北基礎の地山側調査結果：剛結継手部以外：区画⑥）

a. 南基礎の調査結果（詳細）

各区画の測線における調査結果を、表 1.5-1 から表 1.5-8 に示す。

表中の「欠測」は、地盤の局所的な不均質性、地層境界に含まれる気泡、地盤改良体等が影響し、反射波の減衰が大きくなり波形が確認できないことが要因である。

表 1.5-1 地山側調査結果一覧表（南基礎）（1）

区画①				区画②			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -14.9 m ~-16.9 m	欠測補完	-16.8	-14	T. P. -11.7 m ~-13.2 m	欠測補完	-12.1	+4
T. P. -24.4 m ~-26.6 m	欠測補完	-25.0	-16	T. P. -24.7 m ~-26.9 m	欠測補完	-25.8	+0.5
T. P. -38.5 m ~-49.0 m	欠測補完	-39.8	-16	T. P. -32.7 m ~-33.4 m	欠測補完	-32.9	+7.5
	欠測補完	-43.5	-14	—	—	—	—
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+4 cm~-10 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から-14 cm~-16 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+8 cm~-3 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+7.5 cm~+0.5 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-2 地山側調査結果一覧表（南基礎）（2）

区画③				区画④			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
全区間で反射波確認できず	欠測補完	-14.2	-11	音響探査孔が周辺設備と干渉し設置できない	未実施補完	-14.2	+1
全区間で反射波確認できず	欠測補完	-21.2	-2	"	"	-21.2	+0.5
全区間で反射波確認できず	欠測補完	-28.5	+5	"	"	-28.8	+3.5
全区間で反射波確認できず	欠測補完	-36.9	-3.5	"	"	-36.9	+5
全区間で反射波確認できず	欠測補完	-43.9	+5	"	"	-43.5	+1.5
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、反射波が確認できなかった。 - コア測定では、計画位置から+5 cm～-11 cmの位置に壁面を確認した。				- 削孔機が周辺施設に干渉し、配置できないため、音響探査を実施できなかった。 - コア測定では、計画位置から+5 cm～+0.5 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-3 地山側調査結果一覧表（南基礎）（3）

区画⑤				区画⑥			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -9.3 m ～-29.2 m	欠測補完	-11.2	-8	T. P. -14.8 m ～-16.1 m	欠測補完	-15.2	+0.5
	欠測補完	-19.9	-10	T. P. -17.1 m ～-18.8 m	欠測補完	-17.1	+2.5
	欠測補完	-26.3	-7	—	—	—	—
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+6 cm～-4 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から-7 cm～-10 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+6 cm～-1 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+2.5 cm～+0.5 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-4 地山側調査結果一覧表（南基礎）（4）

区画⑦				区画⑧			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -9.3 m ~-13.5 m	欠測補完	-13.5	-0.5	T. P. -11.4 m ~-15.4 m	欠測補完	-13.9	+7.5
T. P. -21.1 m ~-26.8 m	欠測補完	-25.7	+1.5	T. P. -15.4 m ~-22.8 m	不安定補完	-17.5	+8.5
	校正	-44.4	-5.5	T. P. -22.8 m ~-27.1 m	欠測補完	-24.9	+2
—	—	—	—		校正	-32.1	+4
—	—	—	—	T. P. -34.0 m ~-49.0 m	欠測補完	-37.1	+7
—	—	—	—		欠測補完	-44.3	±0
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+5 cm~-9 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+1.5 cm~-5.5 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+6 cm~-3 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+8.5 cm~±0 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-5 地山側調査結果一覧表（南基礎）（5）

区画⑨				区画⑩			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -12.5 m ~-19.5 m	欠測補完	-16.1	-7.5	T. P. -41.8 m ~-49.0 m	校正	-15.1	+0.5
—	—	—	—		欠測補完	-44.4	+0.5
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+10 cm~-8 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から-7.5 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+11 cm~-1 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+0.5 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-6 地山側調査結果一覧表（南基礎）（6）

区画⑪				区画⑫			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
	校正	-14.74	-1		校正	-20.4	+3
	校正	-16.0	+5	—	—	—	—
T. P. -35.5 m ～-49.0 m	欠測補完	-37.1	+7	—	—	—	—
	欠測補完	-44.4	+7	—	—	—	—
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+4 cm～-5 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+7 cm～-1 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+9 cm～-4 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+3 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-7 地山側調査結果一覧表（南基礎）（7）

区画⑬				区画⑭			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -38.8 m ~-40.3 m	欠測補完	-38.5	-7	T. P. -9.8 m ~-23.3 m	不安定補完	-14.4	+9
T. P. -42.8 m ~-49.0 m	欠測補完	-44.4	-7		不安定補完	-20.7	+2
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+9 cm~-10 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から-7 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+9 cm~±0 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+9 cm~+2 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-8 地山側調査結果一覧表（南基礎）（8）

区画⑮				区画⑯			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -9.3 m ~-16.6 m	欠測補完	-13.0	-11	T. P. -9.3 m ~-13.1 m	欠測補完	-11.2	+3
T. P. -23.8 m ~-25.1 m	欠測補完	-24.7	-2.5	T. P. -16.3 m ~-17.8 m	欠測補完	-17.2	+2
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+7 cm~-5 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から-2.5 cm~-11 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+10 cm~-1 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+3 cm~+2 cmの位置に壁面を確認した。			

b. 北基礎の調査結果（詳細）

各区画の測線における調査結果を、表 1.5-9 から表 1.5-16 に示す。

表中の「欠測」は、地盤の局所的な不均質性、地層境界に含まれる気泡、地盤改良体等が影響し、反射波の減衰が大きくなり波形が確認できないことが要因である。

表 1.5-9 地山側調査結果一覧表（北基礎）（1）

区画①				区画②			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -15.5 m ~-17.7 m	欠測補完	-16.9	-2	T. P. -28.7 m ~-30.7 m	欠測補完	-29.4	+6
	校正	-24.0	+4	T. P. -33.0 m ~-40.2 m	不安定補完	-38.8	+1
	校正	-32.2	-13	—	—	—	—
T. P. -34.0 m ~-49.8 m	不安定補完	-39.1	-1	—	—	—	—
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+6 cm~-15 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+4 cm~-13 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+6 cm~-3 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+6 cm~+1 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-10 地山側調査結果一覧表（北基礎）（2）

区画③				区画④			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -11.3 m ～-17.8 m	不安定補完	-17.6	+7	T. P. -14.3 m ～-18.6 m	不安定補完	-16.5	+1
T. P. -26.8 m ～-28.1 m	欠測補完	-27.8	-12	T. P. -32.3 m ～-33.6 m	欠測補完	-33.0	±0
T. P. -34.8 m ～-41.1 m	不安定補完	-38.5	-6	—	—	—	—
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+6 cm～-6 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+7 cm～-12 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+7 cm～-2 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+1 cm～±0 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-11 地山側調査結果一覧表（北基礎）（3）

区画⑤				区画⑥			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -13.7 m ~-15.7 m	欠測補完	-14.7	-3.5	T. P. -33.7 m ~-34.9 m	欠測補完	-33.3	+1
T. P. -22 m ~-25.2 m	欠測補完	-23.1	+5.5	T. P. -35.0 m ~-36.5 m	欠測補完	-35.8	+3.5
T. P. -30.7 m ~-32.2 m	欠測補完	-31.6	+4	—	—	—	—
T. P. -33.7 m ~-35.5 m	欠測補完	-33.8	+4	—	—	—	—
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+11 cm~-7 cmの位置に壁面を確認した。起伏が大きい。 - コア測定では、計画位置から+5.5 cm~-3.5 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+15 cm~-2 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+3.5 cm~+1 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-12 地山側調査結果一覧表（北基礎）（4）

区画⑦				区画⑧			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
壁厚増 ← 0 → 壁厚減 15 10 5 0 -5 -10 -15 -20 (cm)				壁厚増 ← 0 → 壁厚減 15 10 5 0 -5 -10 -15 -20 (cm)			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
—	欠測補完	−13.3	+10	—	校正	−19.8	+6.5
—	欠測補完	−20.8	+7		—	—	—
—	欠測補完	−28.5	+17		—	—	—
—	欠測補完	−35.9	+6.5		—	—	—
—	欠測補完	−43.1	+8		—	—	—
—	欠測補完	−48.5	+10		—	—	—
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、地山の乱れから直達波が伝播せず欠測となった。 - コア測定では、計画位置から+17 cm〜+6.5 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+8 cm〜−2 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+6.5 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-13 地山側調査結果一覧表（北基礎）（5）

区画⑨				区画⑩			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -28.8 m ~-30.1 m	欠測補完	-29.5	+7.5	—	欠測補完	-13.6	+1
	校正	-35.4	+4.5	—	欠測補完	-21.0	+0.5
	校正	-41.7	-4	—	欠測補完	-28.5	+2
—	—	—	—	—	欠測補完	-36.0	+2
—	—	—	—	—	欠測補完	-43.2	+1
—	—	—	—	—	欠測補完	-48.5	+1
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+9 cm~-4 cm の位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+7.5 cm~-4 cm の位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、地盤改良の影響で地盤が乱れ、採用可能な直達波が得られなかった。 - コア測定では、計画位置から+2 cm~+0.5 cm の位置に壁面を確認した。			

表 1.5-14 地山側調査結果一覧表（北基礎）（6）

区画⑪				区画⑫			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
壁厚増 ← → 壁厚減 15 10 5 0 -5 -10 -15 -20 (cm)				壁厚増 ← → 壁厚減 15 10 5 0 -5 -10 -15 -20 (cm)			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -31 m ～-34 m	欠測補完	-32.6	-5	T. P. -37.1 m ～-38.3 m	校正	-31.4	+1
T. P. -34 m ～-38.5 m	不安定補完	-38.6	-7		欠測補完	-37.7	+4.5
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+10 cm～-6 cmの位置に壁面を確認した。全体的に起伏が大きい。 - コア測定では、計画位置から-7 cm～-5 cmの位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、計画位置から+7 cm～-2 cmの位置に壁面を確認した。 - コア測定では、計画位置から+4.5 cm～+1 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-15 地山側調査結果一覧表（北基礎）（7）

区画⑬				区画⑭			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
壁厚増 ← 0 → 壁厚減 15 10 5 0 -5 -10 -15 -20 (cm)				壁厚増 ← 0 → 壁厚減 15 10 5 0 -5 -10 -15 -20 (cm)			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
—	欠測補完	−14.2	+9.5	—	欠測補完	−14.0	+1
—	欠測補完	−21.2	+7	—	欠測補完	−21.0	+4
—	欠測補完	−28.4	+6	—	欠測補完	−28.7	+5
—	欠測補完	−36.3	−7	—	欠測補完	−36.1	+2
—	欠測補完	−43.1	−12	—	欠測補完	−43.0	+2
—	欠測補完	−48.4	+4	—	欠測補完	−48.5	+2
調査結果				調査結果			
・音響探査では、地盤改良の影響で地盤が乱れ、採用可能な直達波が得られなかった。 ・コア測定では、計画位置から+9.5 cm〜−12 cmの位置に壁面を確認した。				・音響探査では、地盤改良の影響で地盤が乱れ、採用可能な直達波が得られなかった。 ・コア測定では、計画位置から+5 cm〜+1 cmの位置に壁面を確認した。			

表 1.5-16 地山側調査結果一覧表（北基礎）（8）

区画⑮				区画⑯			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)	欠測	目的	T. P. (m)	壁厚増減 (cm)
T. P. -11.3 m ~-18.6 m	欠測補完	-13.9	-6.5	—	欠測補完	-11.8	+1
	校正	-21.8	-2	—	欠測補完	-17.8	+1
T. P. -23.8 m ~-35.6 m	欠測補完	-25.5	-5.5	—	欠測補完	-23.3	+8.5
	欠測補完	-31.4	-15	—	欠測補完	-30.6	±0
	校正	-39.0	+2	—	欠測補完	-38.1	+13
—	—	—	—	—	欠測補完	-45.1	+3
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、計画位置から+9 cm~-4 cm の位置に壁面を確認した。全体的に欠測区間が多い。 - コア測定では、計画位置から+2 cm~-15 cm の位置に壁面を確認した。				- 音響探査では、地盤改良の影響で地盤が乱れ、採用可能な直達波が得られなかった。 - コア測定では、計画位置から+13 cm~±0 cm の位置に壁面を確認した。			

1.5.2 未改良地山の崩落によるコンクリート未充填

北基礎の北4後行エレメントの剛結継手部（区画①及び⑮）で、仕切板沿いに最大深さ約 70 cm のコンクリート未充填を確認した。1.3.2 (1) b. で述べた溝壁のはらみ出しによるコンクリート未充填と比較し、未充填の深さが顕著であることから、当該部の発生原因を詳細に検討した。

(1) 仕切板際の約 70 cm コンクリート未充填の調査結果

発生原因の検討のため、当該箇所のコンクリート未充填の調査結果を整理した。

発生位置及び形状を整理すると、発生位置は区画①及び⑮の仕切板際の S MW下端の周辺（図 1.5-11 参照）で、コンクリート未充填の形状は以下の通りである。区画①のコンクリート未充填の断面図を図 1.5-12 に示す。コンクリート未充填部は主に粘性土層（A c 層）が堆積していた。

- ・ 区画①：形状：高さ 6.7 m×最大幅 0.30 m×最大深さ 70 cm
位置：S MWの下端から上方に 2.35 m，下方に 4.37 m
(T. P. -9.8 m~-16.5 m 付近)
- ・ 区画⑮：形状：高さ 3.0 m×最大幅 0.13 m×最大深さ 70 cm
位置：S MWの下端から上方に 1.15 m，下方に 1.85 m
(T. P. -11.0 m~-14.0 m 付近)

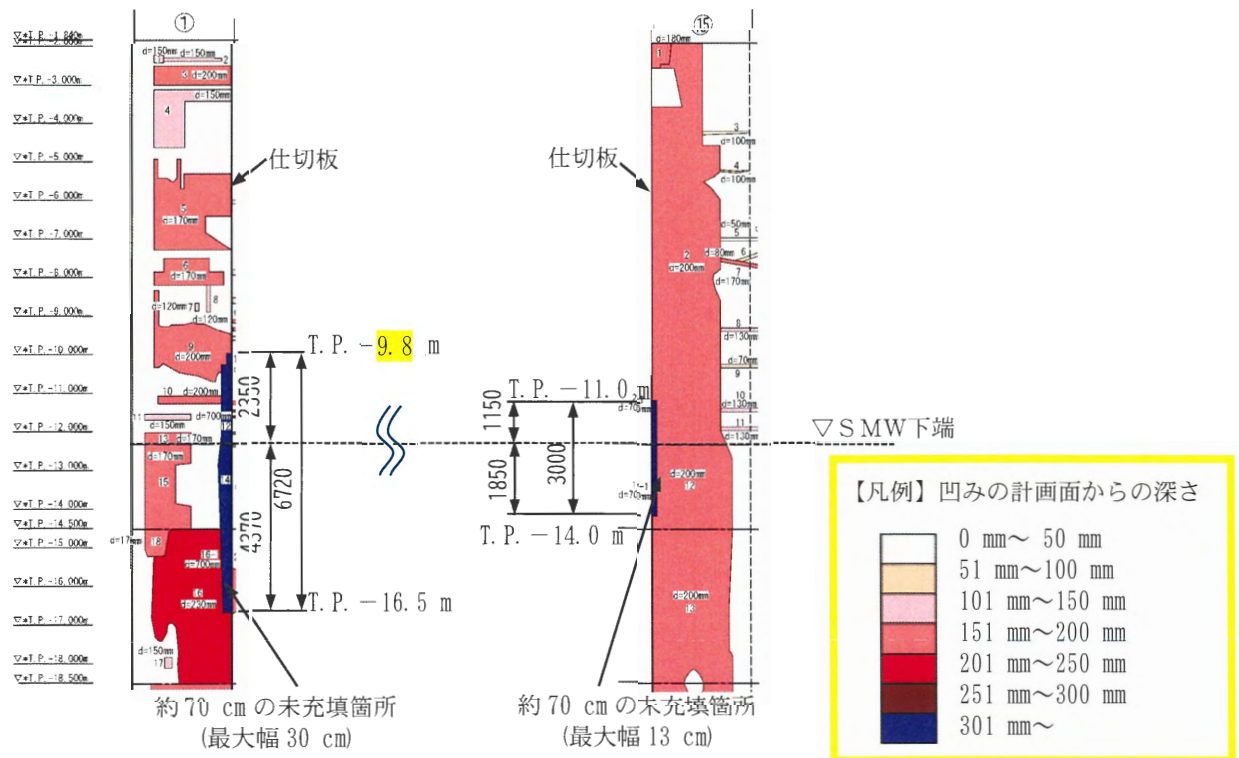


図 1.5-11 コンクリート未充填分布図（北基礎区画①及び⑮）

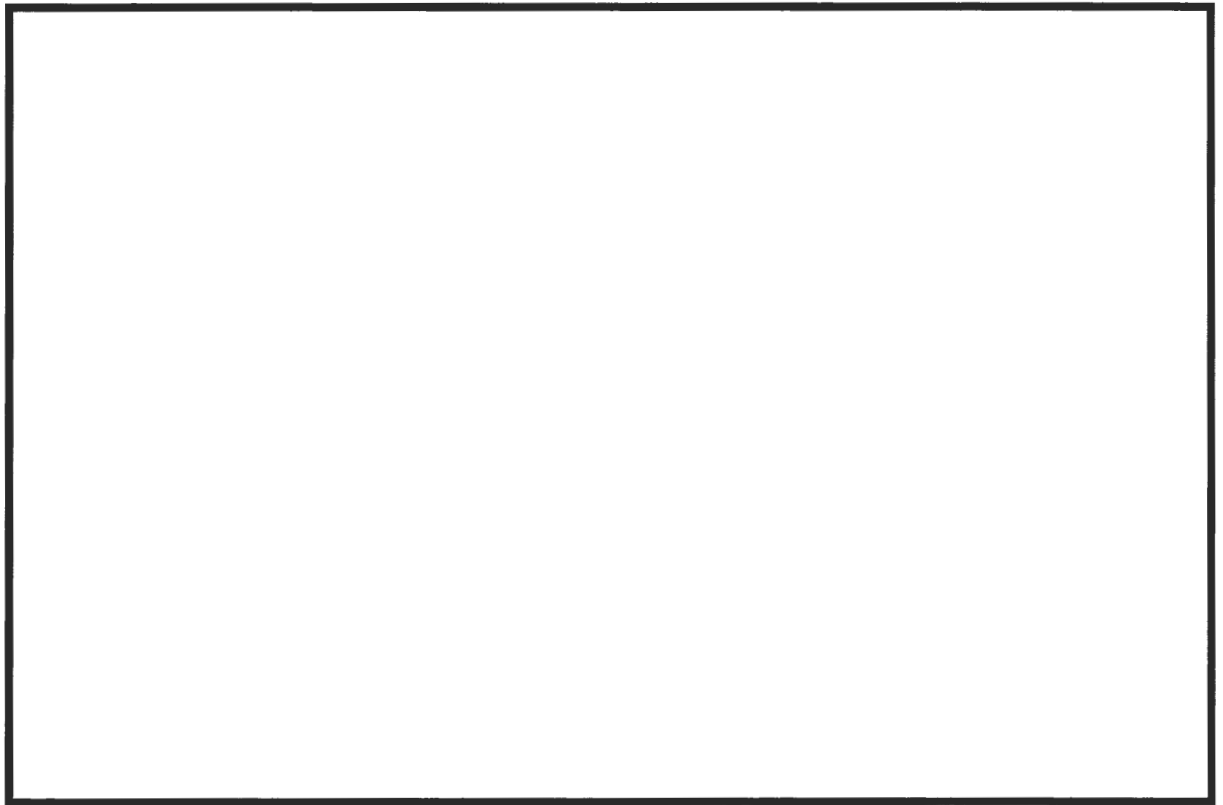


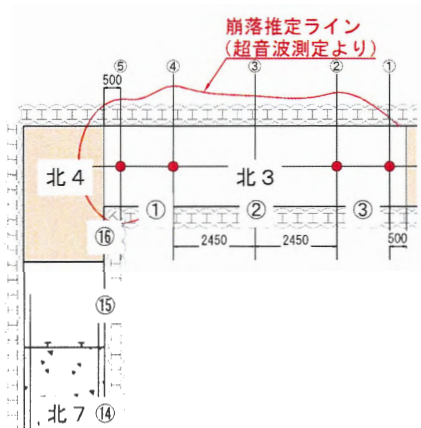
図 1.5-12 コンクリート未充填箇所断面図 (区画①, SMW直下 T. P. -13.0 m 付近)

(2) 施工プロセスの確認

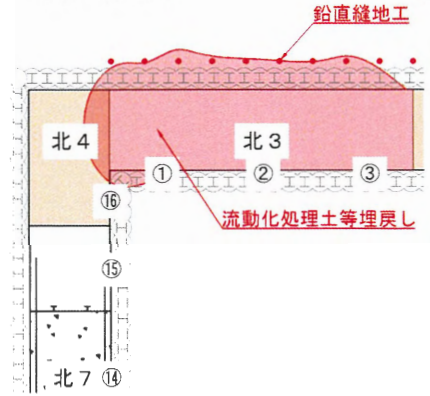
深さ約 70 cm のコンクリート未充填が発生した要因を推定するにあたり、北基礎の施工プロセスのうち、区画①及び⑮の周辺で実施した施工プロセスを抜粋し、以下に示す。また、これらの概要を図 1.5-13 に示す（以下の番号 1～5 は同図中の番号を示す）。

1. 北基礎区画③の施工として区画①、②及び③を掘削後、北 3 先行エレメントの鉄筋かごを建込み、コンクリートを打設した際に、溝壁が崩落した。
2. 復旧のため溝壁崩落部区間は流動化処理土にて、それ以外は碎石にて埋戻しを実施した。流動化処理土に対しては地中連続壁の地山側ににおいて鉛直縫地工法で補強を追加した。
3. 調査ボーリングにより崩落の状況調査を実施したところ、崩落箇所は特定できなかったものの、地盤が緩んだことを確認したため、溝壁の崩落の可能性を考慮し溝壁防護の補強策を検討した。併せて、溝壁崩落を避けるため、コンクリート打設待ちの掘削済み箇所に対し、碎石による埋戻しを実施した（区画①、③、⑤、⑦、⑨及び⑮）。
4. 溝壁防護の補強策を検討した結果、鉛直縫地工及び地盤改良（高圧噴射攪拌工）を選定し実施した。なお、地盤改良（高圧噴射攪拌工）の施工中に溝壁面からエア・排泥が検出されたため、改めて地盤改良（薬液注入工）により溝壁を補強し、その後地盤改良（高圧噴射攪拌工）を実施した。溝壁近傍は高圧噴射により安定性が乱される可能性があったため、地盤改良を実施しておらず当該箇所は未改良地山となっている。
5. 区画⑮を掘削するとともに、区画①の崩落土砂等の撤去、区画⑮の碎石撤去を完了し、後行エレメントの鉄筋かごを設置し、コンクリートを打設した。

1. 北3掘削中の溝壁崩落

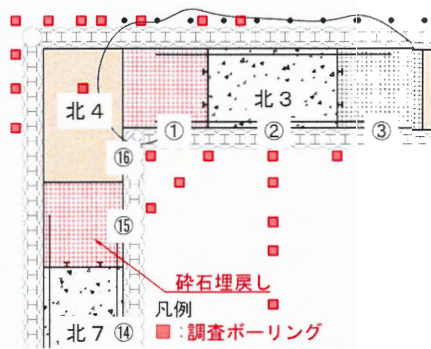


2. 流動化処理土等埋戻し
鉛直縫土工

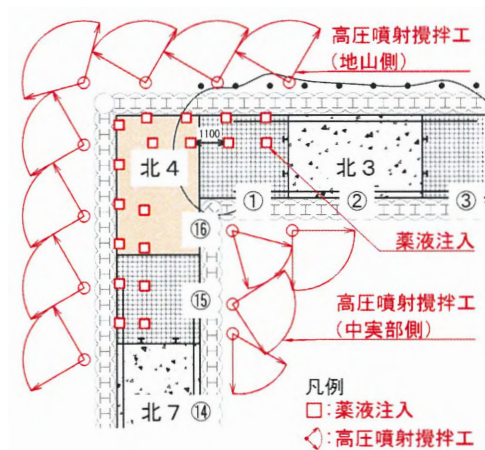


3. 碎石埋戻し

調査ボーリング



4. 鉛直縫土工及び地盤改良（高圧噴射攪拌工）



5. 掘削，碎石撤去，継手清掃（高圧水流）
鉄筋かご設置，コンクリート打設

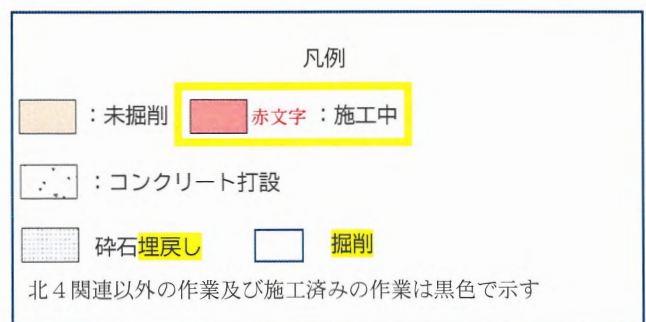
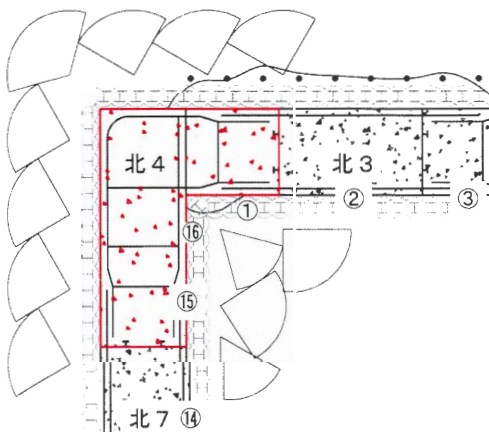


図 1.5-13 北4後行エレメント関連施工概要図

(3) 発生要因とメカニズム

観察結果と施工プロセスの確認から、仕切板際に約 70 cm のコンクリート未充填が発生した要因を以下に示す。

a. 溝壁近傍の薄い未改良地盤

地山の緩み（軟化）に対し、溝壁の近傍にて地盤改良（高圧噴射攪拌工）を実施（図 1.5-14 参照）したが、溝壁を乱さぬよう溝壁から 1 m 程度の範囲は地盤改良の対象外としていた。また、同未改良部（A c 層）と地盤改良体は縁が切れやすい状態であった（図 1.5-15 参照）。

b. 仕切板及び先行エレメントの高圧水流による清掃

剛結継手部の区画①と区画⑤の溝内の土砂、碎石の撤去を行い、仕切板及び先行エレメントの鉄筋の付着物の除去のために、図 1.5-16 に示すように、高圧水流による継手清掃を実施した。

その際、継手清掃に用いた高圧水流による繰返し荷重が溝壁（SMW及び地山）に作用し（特に仕切板付近では仕切板と防護ボックスが圧力を跳ね返すため溝壁に流れる高圧水流が大きい）、部分的に間隙水圧が上昇し、仕切板付近の地山は不安定になった。

なお、清掃後、コンクリート打設前にレッド測量により、崩落土砂が堆積していないことを確認している（1.5.4 (I) 参照）。

上記の a, b やその他の施工履歴から、崩落土砂発生メカニズムを推定した。

溝壁周辺は未改良地山で構成され、仕切板付近の地山は清掃で不安定になっていた。その状況の中で、北 4 のコンクリート打設中に、溝壁に打設圧力が作用することで、その力が地盤改良体に挟まれた未改良地山に作用し、SMW 下端付近で未改良地山（A c 層）が掘削溝側に押し出され、その影響で未改良地山が崩落し、仕切板近傍の先行エレメントの鉄筋を超えて流入した（図 1.5-17, STEP1）。

さらに、SMW 区間でのコンクリート打設により未改良地山（A c 層）から崩落した土砂が押し上げられ、打上り面が最も低くなる端部の仕切板際に押し付けられ、約 70 cm のコンクリート未充填が発生したと評価した（図 1.5-17, STEP2）。

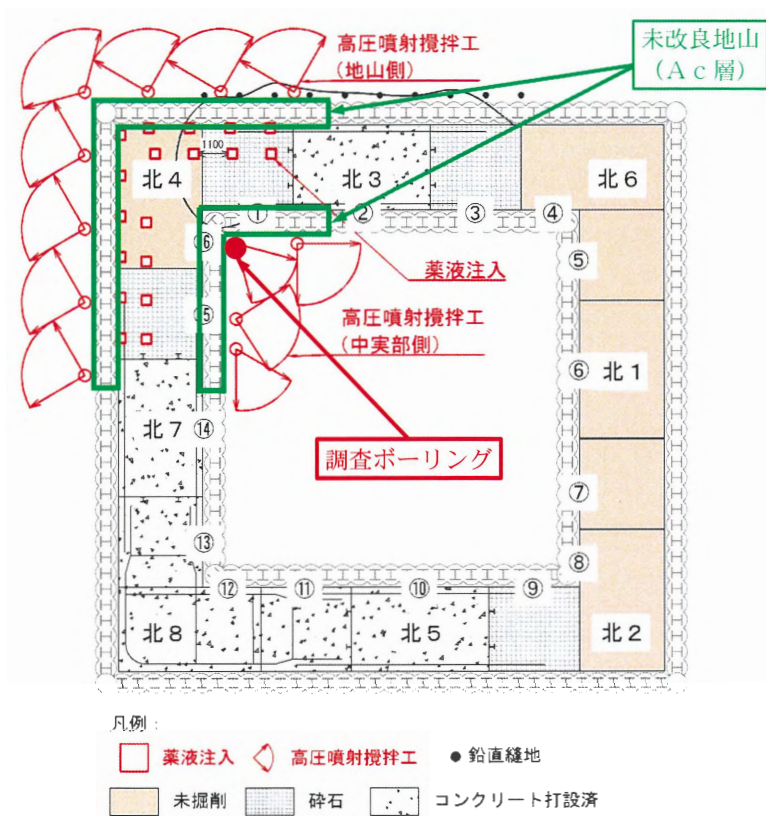


図 1.5-14 調査ボーリング及び高圧噴射攪拌工施工位置

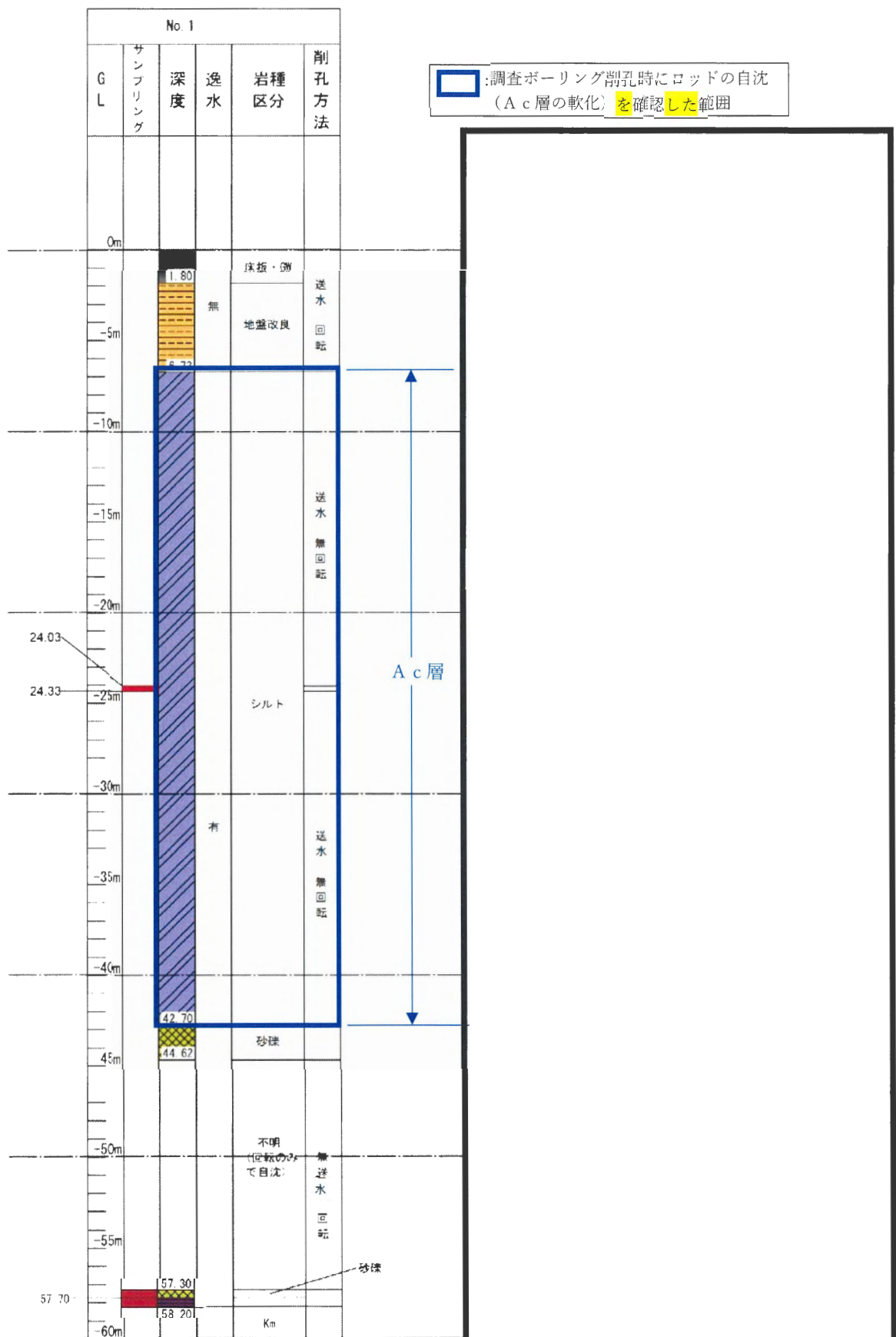


図 1.5-15 ボーリング結果 (No. 1) 及び高圧噴射攪拌工の未改良地山

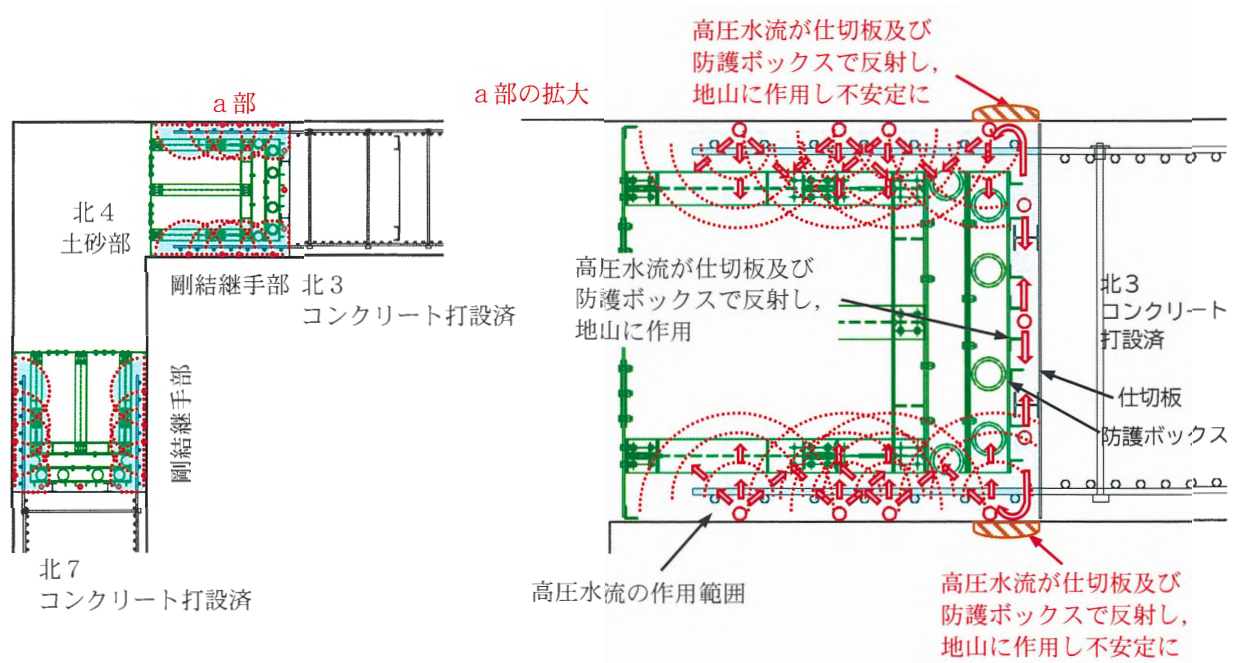


図 1.5-16 仕切板付近での高圧水流による先行エレメント鉄筋清掃による地山への影響

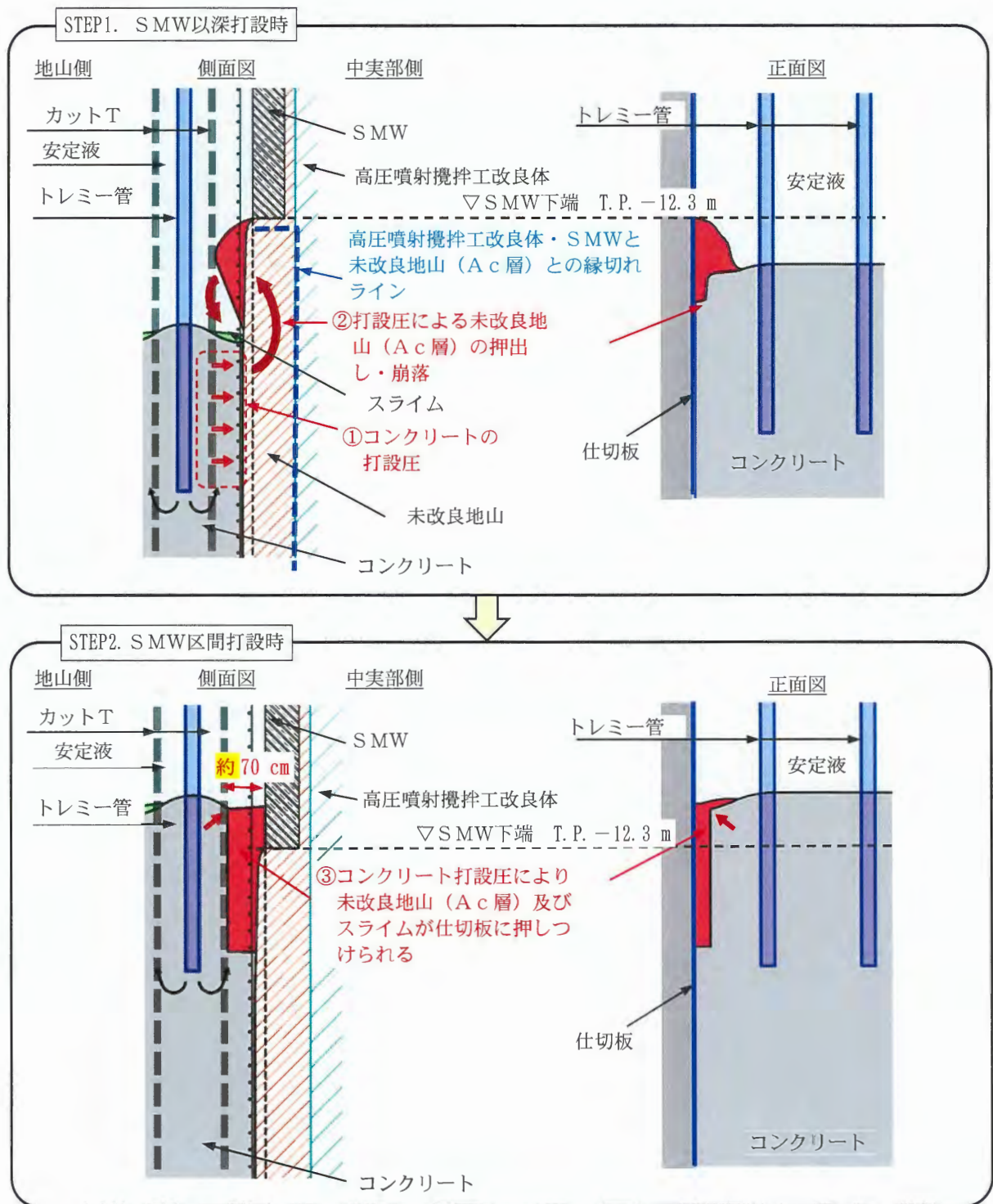


図 1.5-17 未改良地山 (Ac層) の崩落・堆積メカニズム

1.5.3 鉄筋の変形等に係るモックアップ試験

中実部側壁面で確認した鉄筋の変形等の発生メカニズムを検討するため、実物大模型を用いたモックアップ試験を行った。中実部側で発生した鉄筋の変形事象を再現し、その事象が鉄筋かご全体にどのように影響を及ぼすかを観察した。また、数値シミュレーションで鉄筋の変形の挙動を確認した。

(1) 試験の概要

モックアップ試験に用いる試験体は、実物大の後行エレメントの鉄筋かごの一部とし、実物と同じ材質の鉄筋を用い、同じ組立方法（部材同士の結束方法及び補強枠を用いた形状保持）にて製作した。図 1.5-18 にモックアップ試験の試験体の配筋図を示す。

モックアップ試験は、鉄筋の変形等を推定した誘発要因（例えば、後行エレメントの鉄筋かごの降下時に先行エレメントの鉄筋に接触・干渉した状況）によるものであることを確認するために、南基礎の区画⑮、⑯及び①の鉄筋変形等を対象として実施した。先行エレメントと後行エレメントの鉄筋の接触・干渉は、設置した後行エレメントの鉄筋かごの水平鉄筋を吊り上げることにより模擬した。その際の周辺鉄筋の変形状況を観察、記録した。また、鉄筋の変形等の状況の数値シミュレーション解析を行う目的で、鉄筋にモーションキャプチャーを取り付け、データを採取した。

なお、後行エレメントの干渉箇所を吊上げる際に、試験体全体が持ち上がることを防ぐため、試験体の底部は床に固定している。これは、後行エレメントの鉄筋かごが吊り下げられている状況（自重で下方に引っ張られている状況）を模擬し、干渉箇所のみに力が集中し、実際の現象を模擬させたものである。

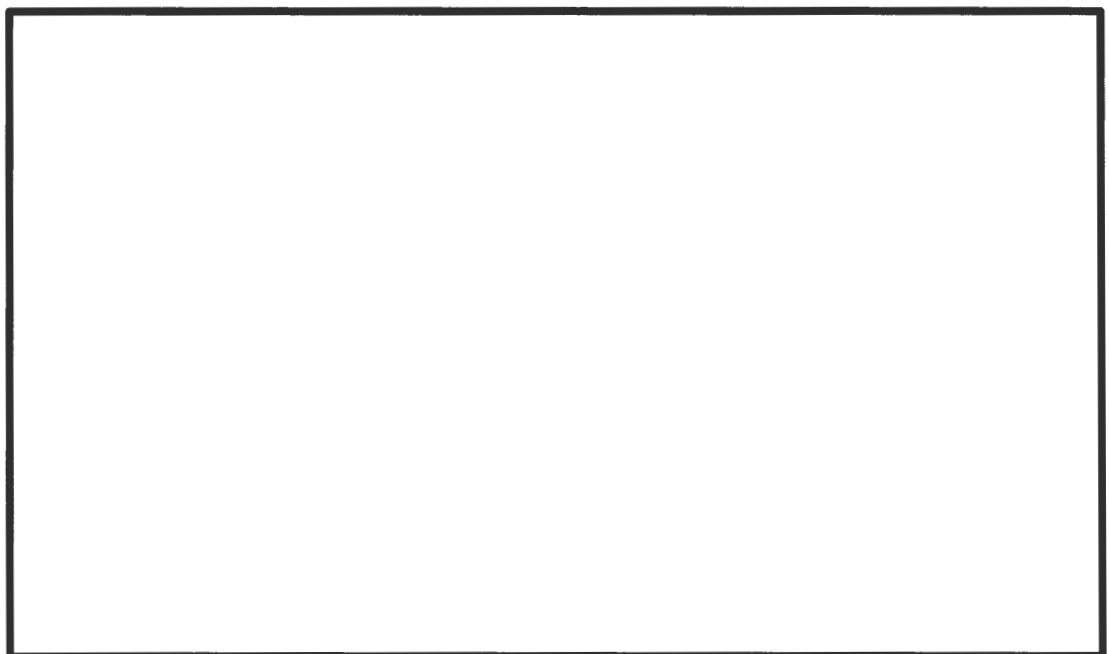


図 1.5-18 モックアップ試験の試験体の配筋図

(2) 試験結果

モックアップ試験で確認できた事項は以下の通り。

- ・吊上げた水平鉄筋は、鉛直鉄筋との固定（結束線）が破断し上部に引き上げられるとともに、補強枠に引っ掛かったせん断補強筋（Tヘッドバー）を支点として変形していた。吊上がった水平鉄筋はすべて同様の挙動となっていた。これは、現場で確認した後行エレメントの水平鉄筋の変形形状、複数本の水平鉄筋が集まっている状態と整合している。図 1.5-19 に鉄筋変形の観察結果、モックアップ試験の結果と現地状況を示す。

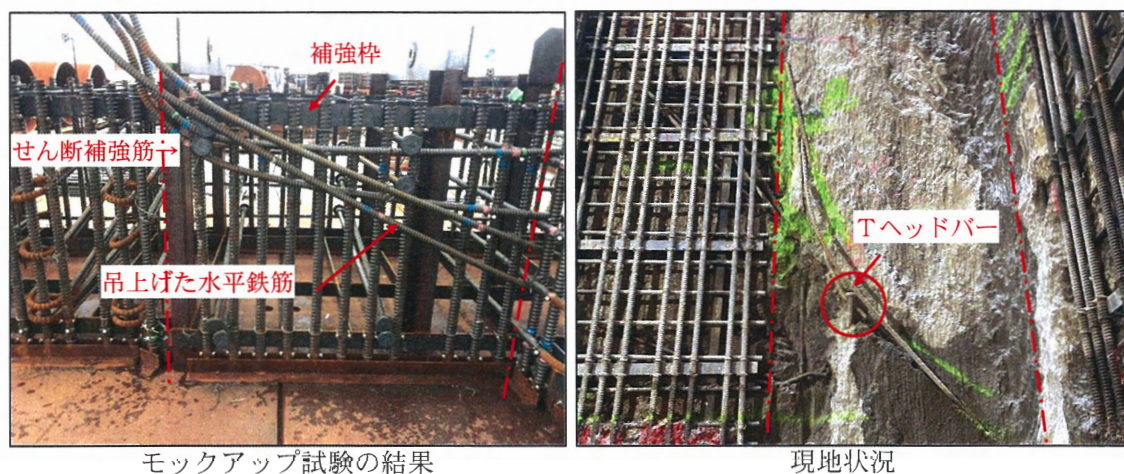
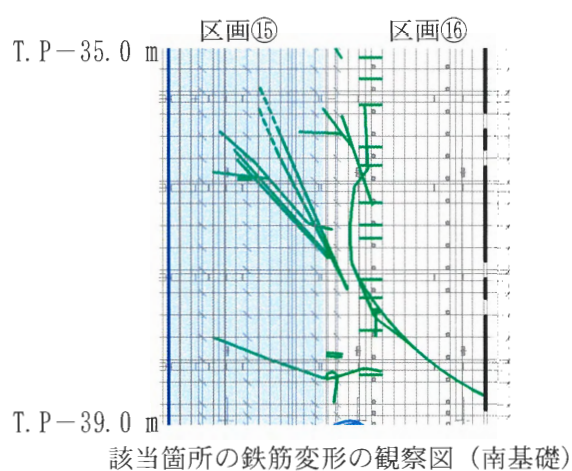


図 1.5-19 鉄筋変形の観察結果，モックアップ試験の結果と現地状況

(3) 数値シミュレーション解析

モックアップ試験で観察された鉄筋の変形等の挙動について数値シミュレーションで確認した。数値シミュレーションでは、モックアップ試験モデルと同じように解析ソフト上で鉄筋かごをモデル化し、図 1.5-20 に示す通り、モックアップ試験と同じ吊り上げ位置に対して強制変位を与えた場合の鉄筋かご全体の挙動を確認した。

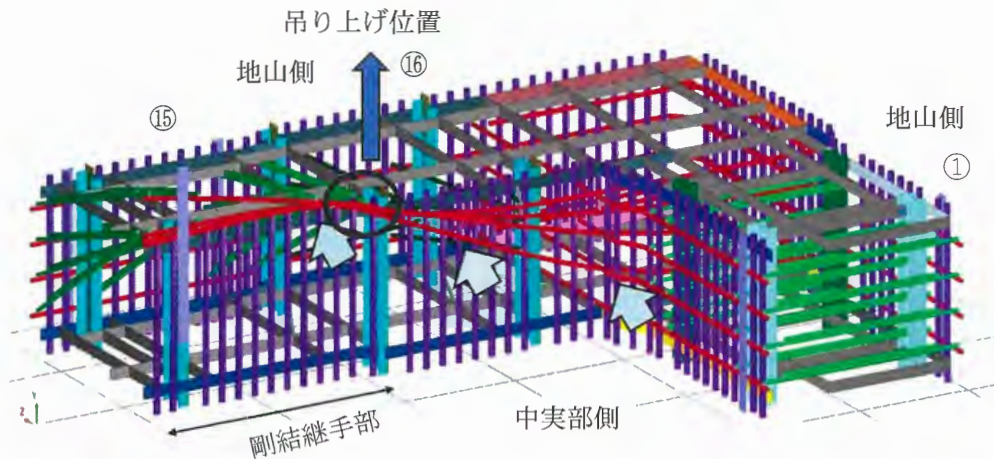


図 1.5-20 数値シミュレーションの結果

(4) 解析結果の評価

数値シミュレーションの結果でも、モックアップ試験と同様の結果が得られており、発生メカニズムを再現することができた（図 1.5-21 を参照）。

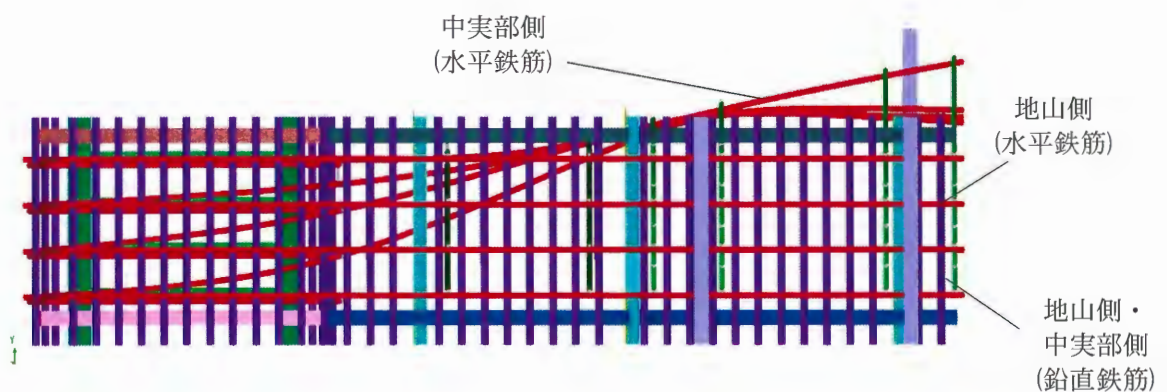


図 1.5-21 地山側から見た鉄筋かごの変位状況

モックアップ試験及び数値シミュレーション解析の結果から、現場で発生した鉄筋の変形がモックアップ試験にて再現されたことから、発生メカニズムを検証することができた。

1.5.4 地中連続壁の施工記録及び品質確認記録

コンクリート未充填及び鉄筋の変形等の要因分析として、地中連続壁の施工記録及び品質確認記録のうち、以下の記録を確認した。

- ・北基礎北4（区画⑮、⑯及び①）のレッド測量結果
- ・コンクリート打設前の安定液試験結果
- ・基礎壁厚（掘削幅）測定結果

(1) 北基礎北4（区画⑮、⑯及び①）のレッド測量結果

北基礎北4（区画⑮、⑯及び①）については、鉄筋かご高止まり事象の発生に伴い、スライム処理作業を入念に実施している。検査記録は処理完了後の記録である。図 1.5-22 に測定位置、表 1.5-17 に掘削深度を示す。

表 1.5-17 健全性確認 レッド測量結果表

レッド測量	No.	設計基礎下端 (T. P.)	掘削出来形 (T. P.)	判定
剛結継手部	①	-56.000 m	-56.141 m	合
	②		-56.631 m	合
	③		-56.741 m	合
	⑫		-56.329 m	合
	⑬		-56.757 m	合
	⑭		-56.757 m	合
	⑱		-56.465 m	合
	⑳		-56.757 m	合
	㉑		-56.257 m	合
	⑰		-56.141 m	合
	㉒		-56.738 m	合
剛結継手部以外	④		-56.741 m	合
	⑤		-56.741 m	合
	⑧		-56.841 m	合
	⑨		-56.571 m	合
	⑩		-56.651 m	合
	⑪		-56.471 m	合
	⑥		-56.891 m	合
	⑦		-56.791 m	合
仕切板	⑮		-56.211 m	合
	⑯		-56.365 m	合
	⑰		-56.649 m	合

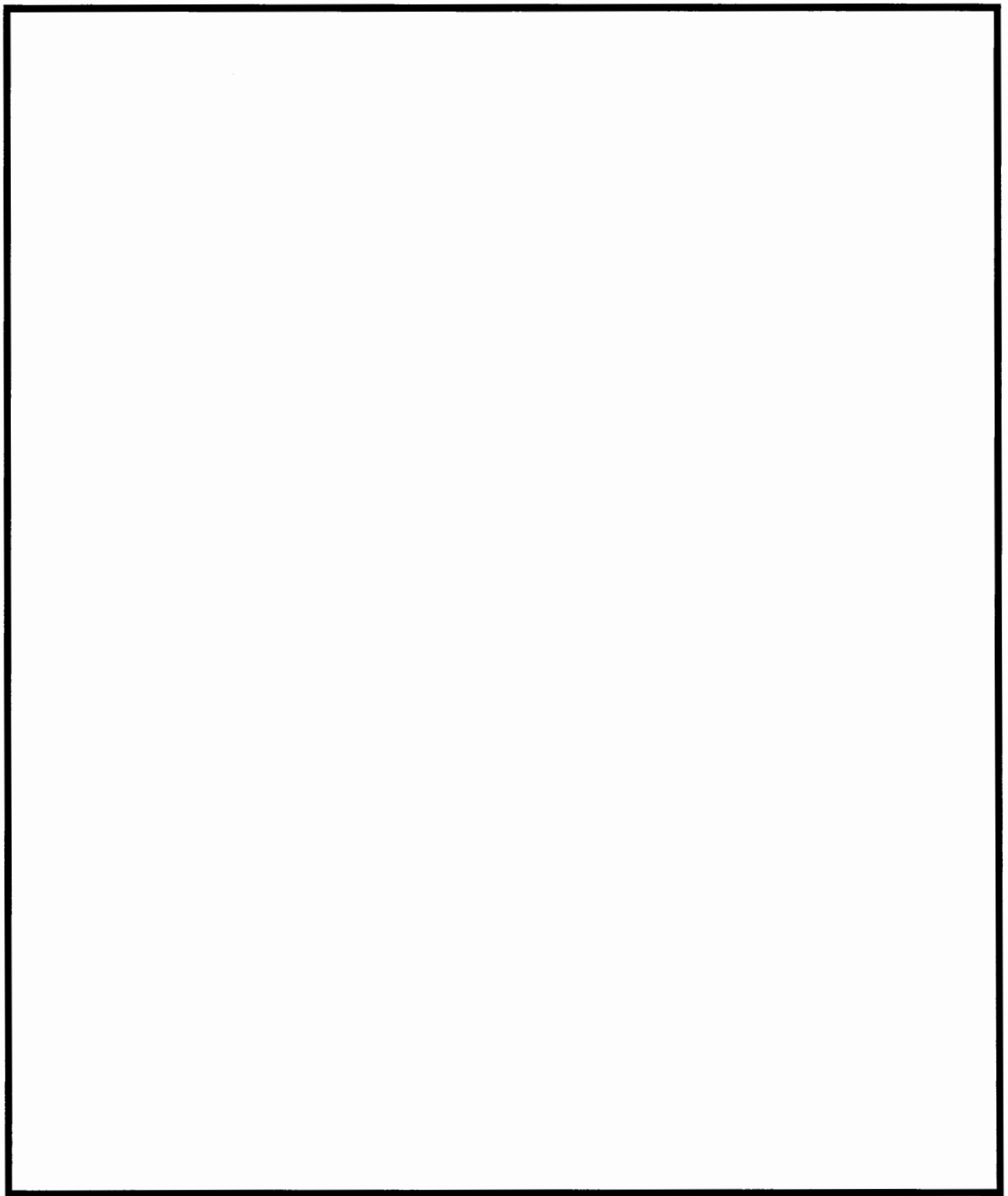


図 1.5-22 健全性確認 レッド測量箇所（北基礎）

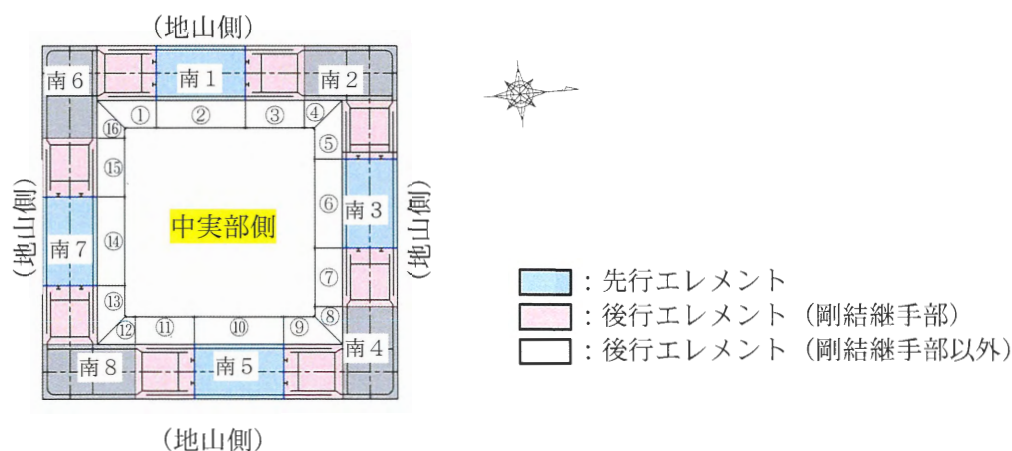
(2) コンクリート打設前の安定液試験結果

地中連続壁の施工においては、掘削完了時に底部のスライム除去を行った後、掘削深度のレッド測量を行い、根入れ長の確保及び基礎が適正に岩着されていることを確認している。なお、先行エレメントの仕切板の外側に位置する剛結継手部は、後行エレメントのコンクリートと一緒に打設するため、その時まで掘置き状態となる。そのため、剛結継手部については、継手鉄筋の清掃後にレッド測量を改めて実施し、スライム除去が完了していることを確認している。北基礎の鉄筋かごの高止まり事象が発生した箇所においては、追加で底部の底浚いと安定液の良液置換を入念に実施した。

スライム除去については、底部の底浚いと安定液の良液置換を行った後、安定液の砂分率を測定することで規格値の 1.0 % 以下⁴⁾の体積割合を確認している。スライムを除去せずコンクリートを打込むと、鋼製防護壁基礎本体と支持地盤の間にスライムが介在し、支持機能に影響を与えるおそれがある。また、打設コンクリート中にスライムを巻き込み、コンクリートの品質を低下させる要因となる。そのため、スライム除去は、適正な鋼製防護壁基礎の岩着を確保するための重要な管理項目である。コンクリート打設直前の南基礎の安定液試験結果（砂分率）を表 1.5-18、北基礎の安定液試験結果（砂分率）を表 1.5-19 に示す。

表 1.5-18 南基礎 安定液試験結果（砂分率）

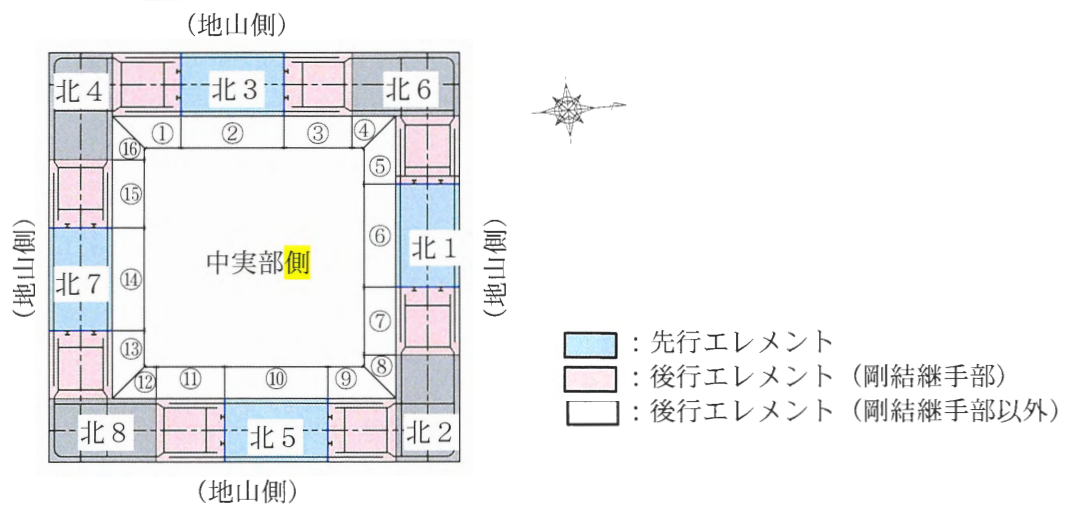
エレメント	砂分率 (%) 1.0 % 以下	判定
南 1	0.2	合
南 2	0.3	合
南 3	0.2	合
南 4	0.5	合
南 5	0.6	合
南 6	0.1	合
南 7	0.6	合
南 8	0.5	合



⁴⁾ 多田浩彦ほか：地中連続壁基礎工法ハンドブック 施工編 2 版，総合土木研究所，p. 138，1994. 5.

表 1.5-19 北基礎 安定液試験結果 (砂分率)

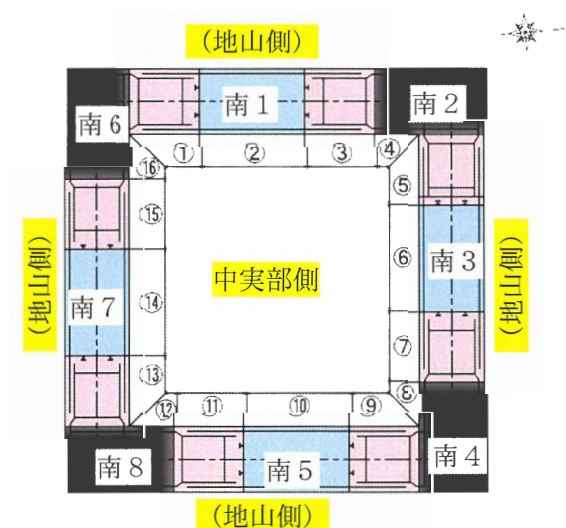
エレメント	砂分率 (%) 1.0 %以下	合・否
北 1	0.8	合
北 2	0.2	合
北 3	0.9	合
北 4	0.2	合
北 5	0.6	合
北 6	0.2	合
北 7	0.4	合
北 8	0.4	合



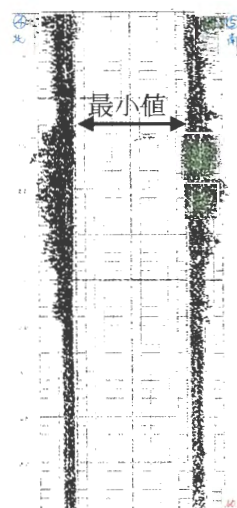
各区画における掘削完了後の超音波測定結果（施工記録）から、基礎壁厚（掘削幅）確保に必要な掘削出来形寸法を確認した。区画ごとの掘削出来形寸法の南基礎の測定結果を表 1.5-20 に、北基礎の測定結果を表 1.5-21 に示す。

表 1.5-20 基礎壁厚 (掘削幅) 出来形寸法測定結果 (南基礎)

区画	設計壁厚 (mm) (判定基準)	出来形寸法 (最小値) (mm)	差 (mm)	判定
①	2,400 以上	2,480	+ 80	合
②		2,480	+ 80	合
③		2,480	+ 80	合
④		2,440	+ 40	合
⑤		2,440	+ 40	合
⑥		2,480	+ 80	合
⑦		2,440	+ 40	合
⑧		2,440	+ 40	合
⑨		2,560	+ 160	合
⑩		2,480	+ 80	合
⑪		2,480	+ 80	合
⑫		2,400	± 0	合
⑬		2,440	+ 40	合
⑭		2,440	+ 40	合
⑮		2,480	+ 80	合
⑯		2,480	+ 80	合



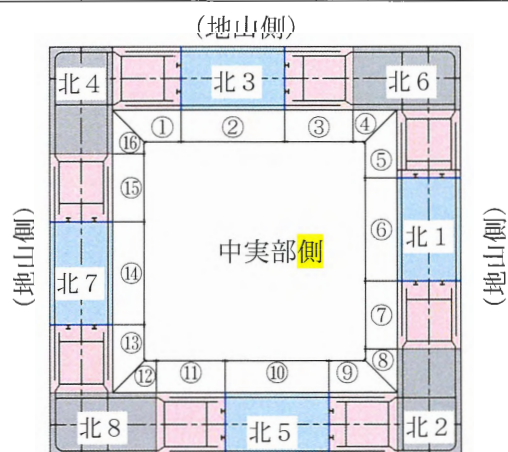
-  : 先行エレメント
 : 後行エレメント (剛結継手部)
 : 後行エレメント (剛結継手部以外)



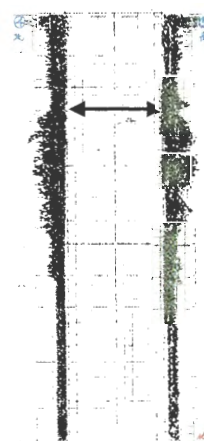
超音波測定 (例)

表 1.5-21 基礎壁厚（掘削幅）出来形寸法測定結果（北基礎）

区画	設計壁厚（mm） (判定基準)	出来形寸法（最小値）（mm）	差（mm）	判定
①	2,400 以上	2,480	+ 80	合
②		2,480	+ 80	合
③		2,520	+120	合
④		2,440	+ 40	合
⑤		2,560	+160	合
⑥		2,520	+120	合
⑦		2,560	+160	合
⑧		2,440	+ 40	合
⑨		2,520	+120	合
⑩		2,520	+120	合
⑪		2,440	+ 40	合
⑫		2,400	± 0	合
⑬		2,520	+120	合
⑭		2,520	+120	合
⑮		2,480	+ 80	合
⑯		2,400	± 0	合



- (地山側)
- : 先行エレメント
 - : 後行エレメント（剛結継手部）
 - : 後行エレメント（剛結継手部以外）



超音波測定（例）

2. 不具合事象の調査結果を踏まえた対応方針

目次

2. 不具合事象の調査結果を踏まえた対応方針	2
2.1 撤去・再構築案	2
2.2 構造変更案	5
2.2.1 残置する地中連続壁の構造設計上の取扱い	5

2. 不具合事象の調査結果を踏まえた対応方針

本章では、防潮堤（鋼製防護壁）基礎の一部である地中連続壁の不具合に対し、基礎として使用することが適さないことから、地中連続壁の撤去・再構築、防潮堤（鋼製防護壁）基礎の構造変更の順に、設計要求を満足させるための対策案を整理し、対応方針をまとめた。

2.1 撤去・再構築案

地中連続壁を撤去し、既工認設計と同等の鉄筋コンクリート構造で再構築する対策案の施工成立性について検討した。撤去・再構築施工の概略フローを図 2.1-1 に、施工イメージを図 2.1-2 に、施工エリアの周辺状況図を図 2.1-3 に示す。

地中連続壁の撤去及び防潮堤（鋼製防護壁）基礎の再構築のために設置する仮設土留め壁（鋼製地中連続壁）の断面計算、土留め支保工の断面計算を行い、仮設土留めとして設計面での構造成立性は確保できていることを確認した。

しかしながら、施工面においては以下の課題があるとともに、他発電所において地盤改良による既設構造物への悪影響があった事例も踏まえ、リスクが非常に大きいと判断し、本案は不採用とした。

- ・ 仮設土留めとして施工する鋼製地中連続壁の溝壁の安定性確保のために補助工法として地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工）が必要となるが、
が近接しており、既設構造物への影響回避を含め、その施工が困難なこと（図 2.1-3）。
- ・ 既設構造物の近傍で長期にわたる大深度開削工事を行うため、発電所施設の安全確保に重大な影響を与える可能性があること。

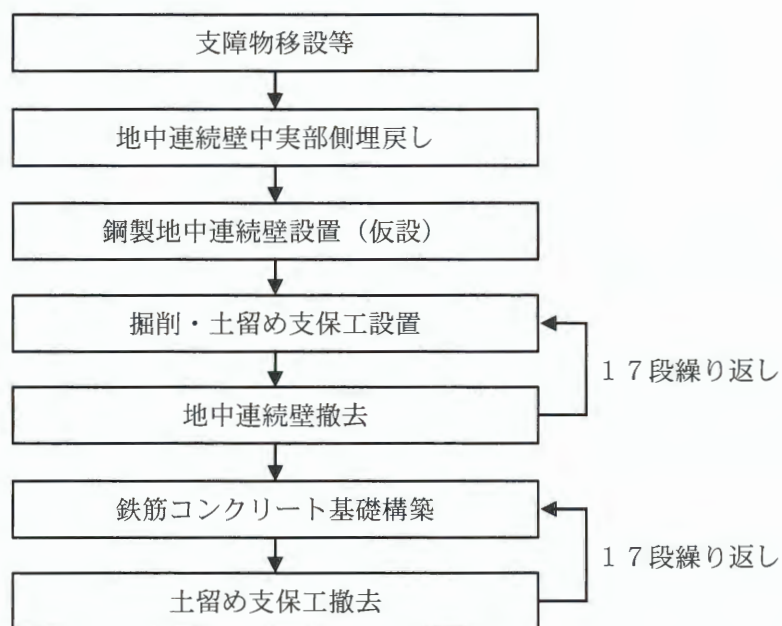


図 2.1-1 撤去・再構築施工 概略フロー

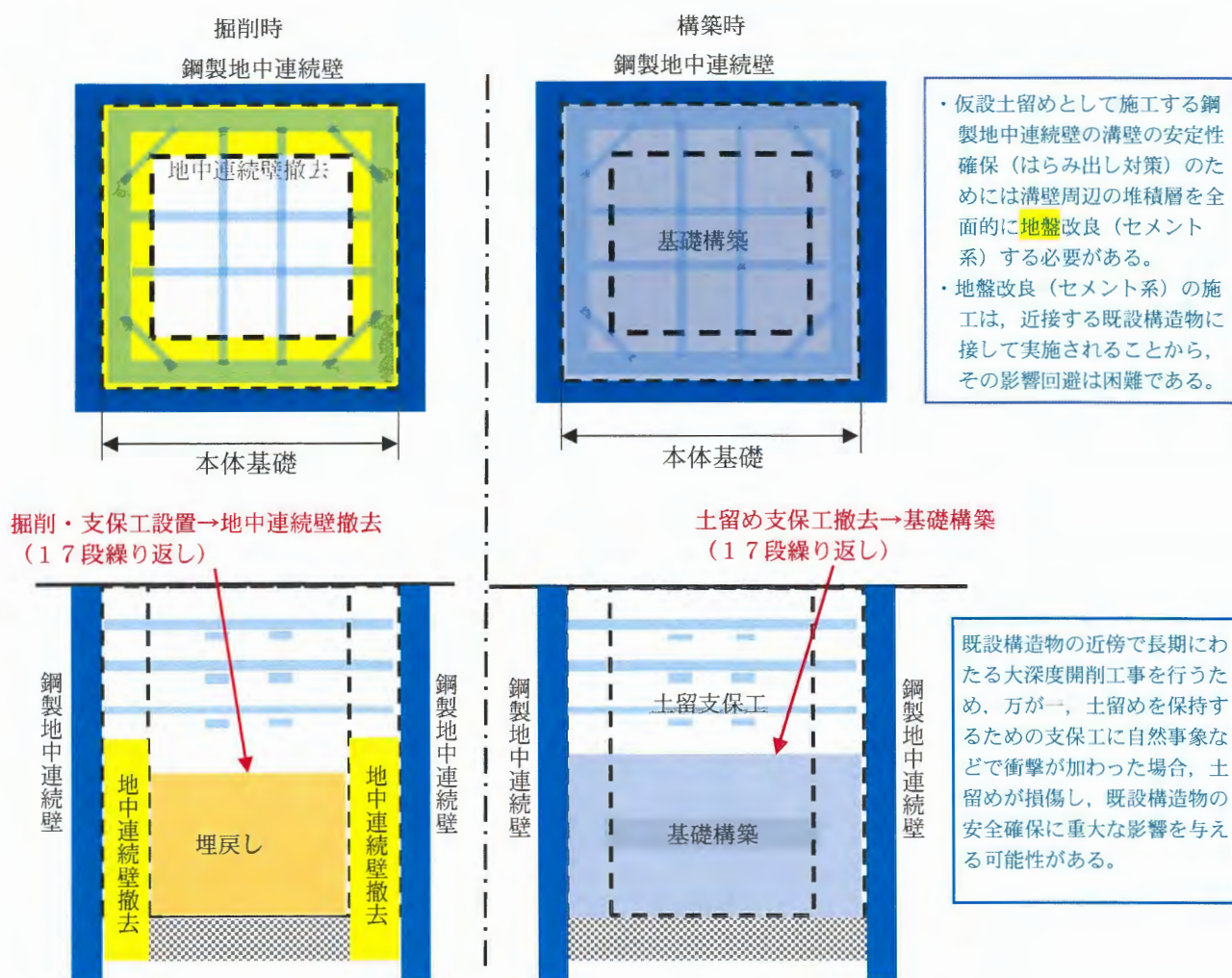


図 2.1-2 施工イメージ

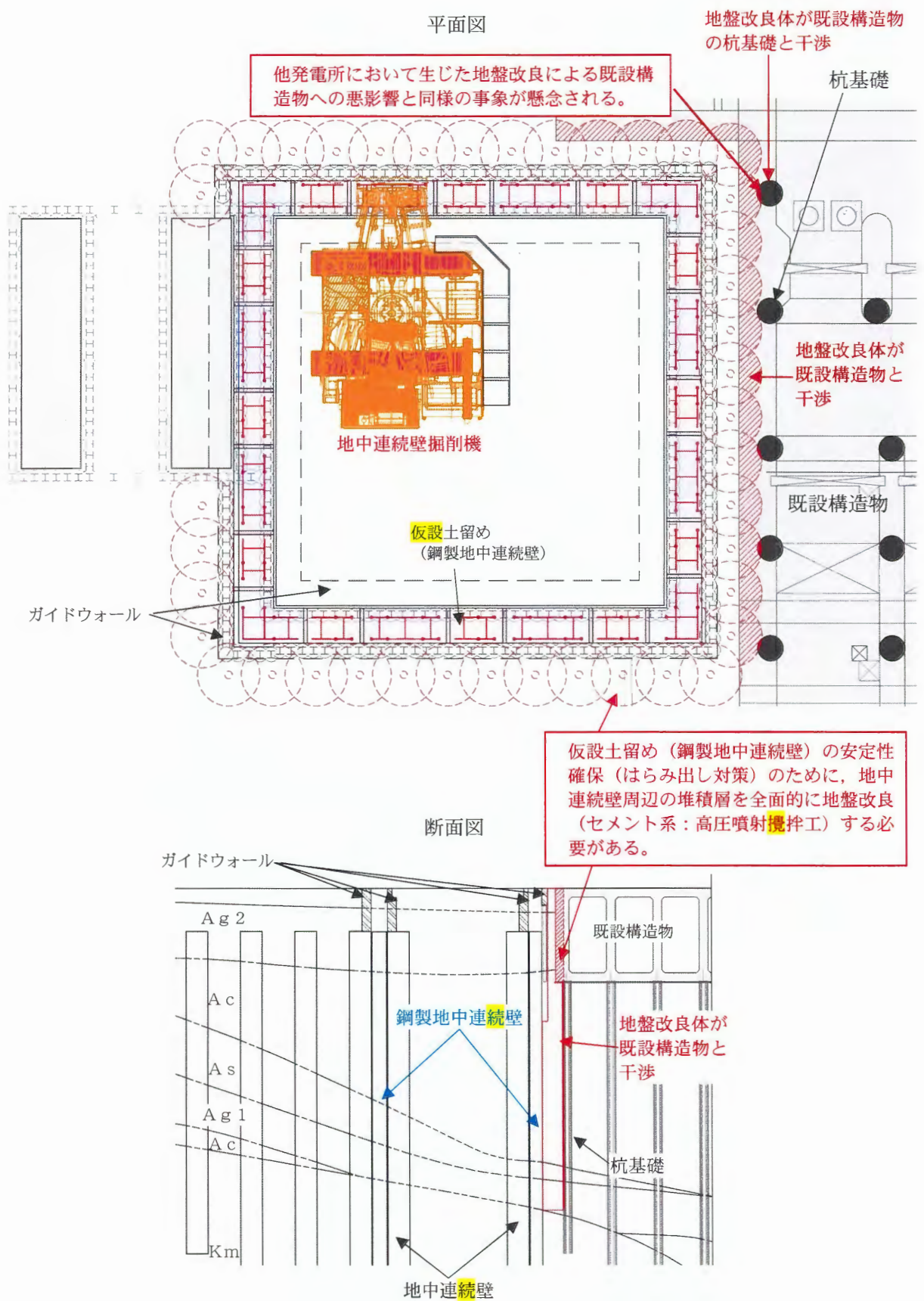


図 2.1-3 施工成立性の検討図

2.2 構造変更案

地中連続壁の撤去及び基礎の再構築は困難と判断し、地中連続壁を残置する方針とする。

このため、中実部の仕様の見直し（補強）、追加構造の設置等により設計要求事項を満足する構造変更について検討を行い、構造設計の見通し及び現場施工の成立性を整理した。

2.2.1 残置する地中連続壁の構造設計上の取扱い

地中連続壁を残置するため、その設計上の取扱いを以下に示す。

(1) 基本的な考え方

基本的な考え方について以下に示す。

- ・不確かさが残る地中連続壁は防潮堤（鋼製防護壁）を支持する基礎としては使用しない設計に変更する。
- ・地中連続壁は残置し、中実部基礎構築のための土留め壁（仮設構造物）として使用する。

(2) 基礎構造の検討方針

地中連続壁を基礎として使用しない設計とすることにより、防潮堤基礎の剛性・耐力が確保できないため、その対策として「追加基礎（鋼管杭）」及び「周辺地盤の地盤改良」を取り入れた構造に変更し、支配的な津波荷重に対して抵抗を期待する構造とすることとした。基礎構造変更の考え方を図 2.2-1 に、概念図（構造変更後）を図 2.2-2 に、平面図（地盤改良範囲）を図 2.2-3 に示す。

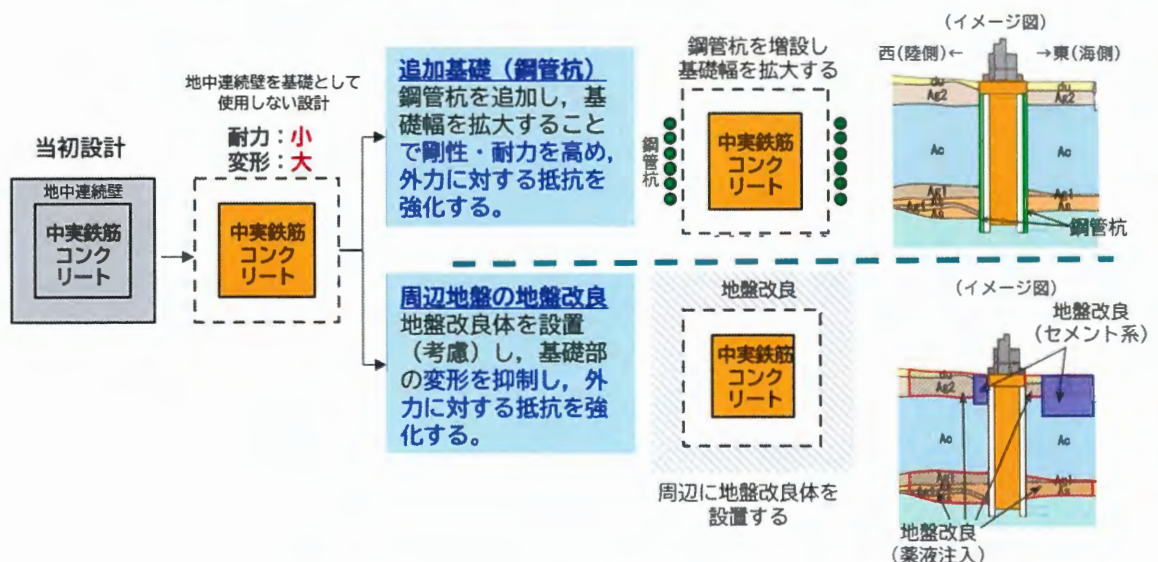


図 2.2-1 基礎構造変更の考え方

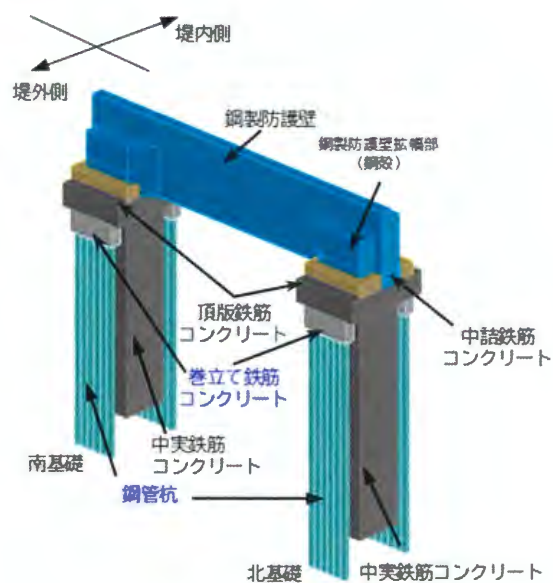


図 2.2-2 概念図（構造変更後）

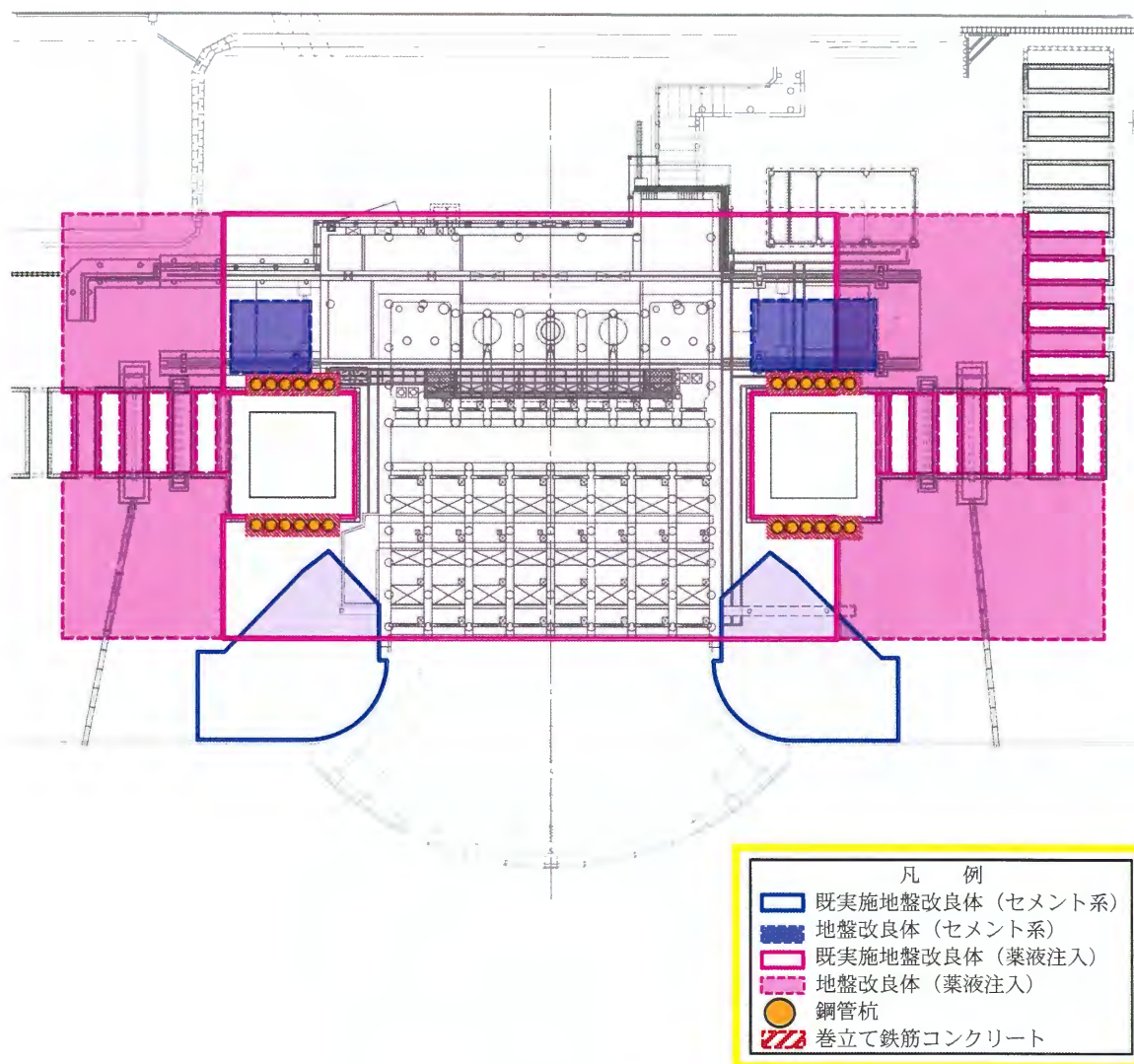


図 2.2-3 平面図（地盤改良範囲）

(3) 基礎構造の検討結果

基礎形状は、中実部（10.7 m×10.7 m）＋鋼管杭 φ1,500 mm（6本×2）の複合構造とし、更に周辺地盤を地盤改良する構造を思考した（図 2.2-4 参照）。

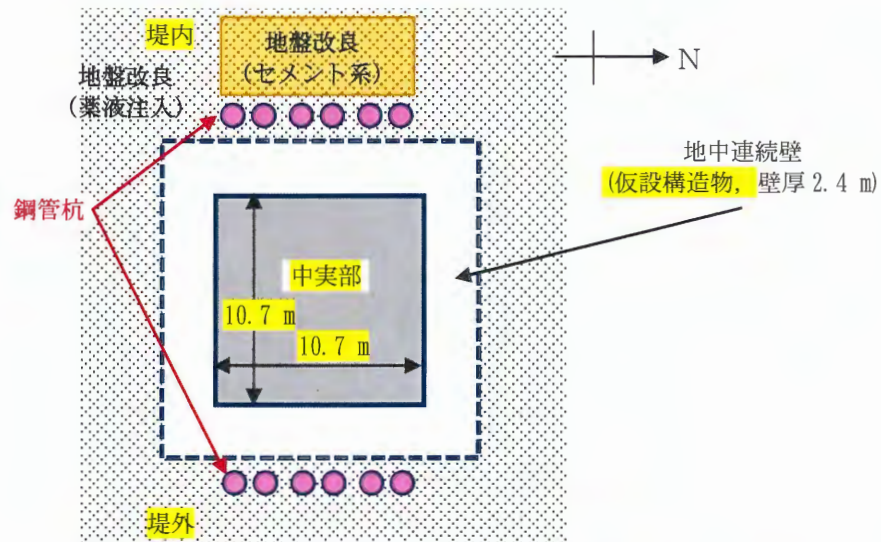


図 2.2-4 地中連続壁外側の補強（基礎の追加＋地盤改良）平面図（概要図）

(a) 設計成立性の確認

基礎の設置位置が深く、変位量が大きいと推定した北基礎を検討対象として、中実部（10.7 m×10.7 m）の外側（東西面のみ）に新たな基礎（鋼管杭）を追加し、西側に地盤改良（セメント系）を施した構造にて、設計成立性を確認する。

当該構造の設計成立性を確認するため、長支間の鋼製防護壁については南北基礎間の相対変位量に着目し、既工認設計と同じ手法を用いて解析を実施した。

その結果、南北基礎間の相対変位量は既工認設計より小さいことを確認した。

また、鋼製防護壁基礎についても、既工認設計時に変位量が最大となった敷地に遡上する津波と余震の重畳時に対して既工認設計と同じ手法による解析を実施し、基礎天端の変位量（基礎の傾斜・変位量）が既工認設計より小さいことを確認した。

これにより、上部工、接合部及び基礎の変形並びに断面力は既工認設計に比べて小さく抑えられると評価できることから、当該構造は設計成立性を有すると判断し、基本設計を進めることとした。

(b) 施工成立性の確認

追加する基礎及び地盤改良において、以下の2点の基本方針により、不具合を施工中及び施工後速やかに検知・是正できるため、施工成立性を確保できる。

- ・各施工ステップにおいてリスクを網羅的に洗い出し、対策を講じることが可能であること。
- ・計画通り施工が行われていることを直接確認もしくは代替措置を講じることによって品質を確認できること。

詳細については第3章で後述する。

3. 防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画における基本方針（施工性及び検査）

目次

3. 防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画における基本方針（施工性及び検査）	2
3.1 基本方針	2
3.2 構造変更の概要	3
3.3 施工方法の選定	8
3.3.1 鋼管杭打設	8
3.3.2 地盤改良（セメント系）	14
3.3.3 地盤改良（薬液注入）	17
3.4 施工計画に対する今回の不具合事象の再発防止確認	23
3.4.1 施工計画における詳細施工ステップ	23
3.4.2 今回の不具合事象が再発しないことの確認	29
3.5 各施工ステップの施工性・検査	30
3.5.1 底部掘削	32
3.5.2 中実鉄筋コンクリート構築	35
3.5.3 支障物撤去	41
3.5.4 鋼管杭打設	47
3.5.5 頂版鉄筋コンクリート（接合部含む）構築	56
3.5.6 鋼製防護壁架設	65
3.5.7 止水機構，止水ジョイント設置	73
3.5.8 地盤改良（薬液注入）	78
3.5.9 地盤改良（セメント系）	91
3.5.10 本不具合事象を踏まえた工事管理の改善等について	102
3.6 各施工ステップにおける品質への影響項目の確認結果	107
3.6.1 中実鉄筋コンクリート構築	108
3.6.2 支障物撤去	136
3.6.3 鋼管杭打設	140
3.6.4 頂版鉄筋コンクリート（接合部含む）構築	152
3.6.5 鋼製防護壁架設	162
3.6.6 地盤改良（薬液注入）	164
3.6.7 地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）	243
3.6.8 参考資料	251

3. 防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画における基本方針（施工性及び検査）

防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁を構築する際、掘削した溝壁の安定性が確保できず、地盤のはらみ出し・崩落等の発生により、コンクリート未充填や鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まりを含む）が発生した。また、コンクリート未充填や鉄筋の変形等の状態の把握が地中連続壁の構築後となっており、不具合を施工中に検知・是正することができなかった。

これらは「各施工ステップにおいて、リスク想定が不十分であり、不具合の発生を予期できなかった」こと及び「工事が計画通りに行われていることを直接確認せず、代替措置を講じなかった」ことが根本原因であり、これを踏まえ、以下の基本方針に基づき構造変更した防潮堤（鋼製防護壁）の施工計画を策定した。

3.1 基本方針

以下に、基本方針として施工方法の選定・確認、施工性の確認、リスクを想定した対策の実施及び施工品質の確認について示す。

・施工方法の選定・確認

構造変更により新たに必要となった施工ステップについては、適用性、施工実績を踏まえ、今回発生した不具合事象を回避できる施工方法を選定する。

全施工ステップについて、今回発生した不具合と同様の不具合が発生しないことを確認する。

・施工性の確認

施工エリアについて現場調査や各施工ステップの施工図を作成し、特定した干渉物への対策や重機配置計画等を検討の上、施工性を確認する。施工性の検討の結果を、必要に応じ、構造設計に反映することで実現性を有する構造を選定する。

・リスクを想定した対策の実施

各施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、対策を施すことで、今回発生した不具合だけでなく、その他全ての不具合の発生を防止する。必要に応じ試験施工を実施し、計画通りの工事が確実にできることを確認する。

・施工品質の確認

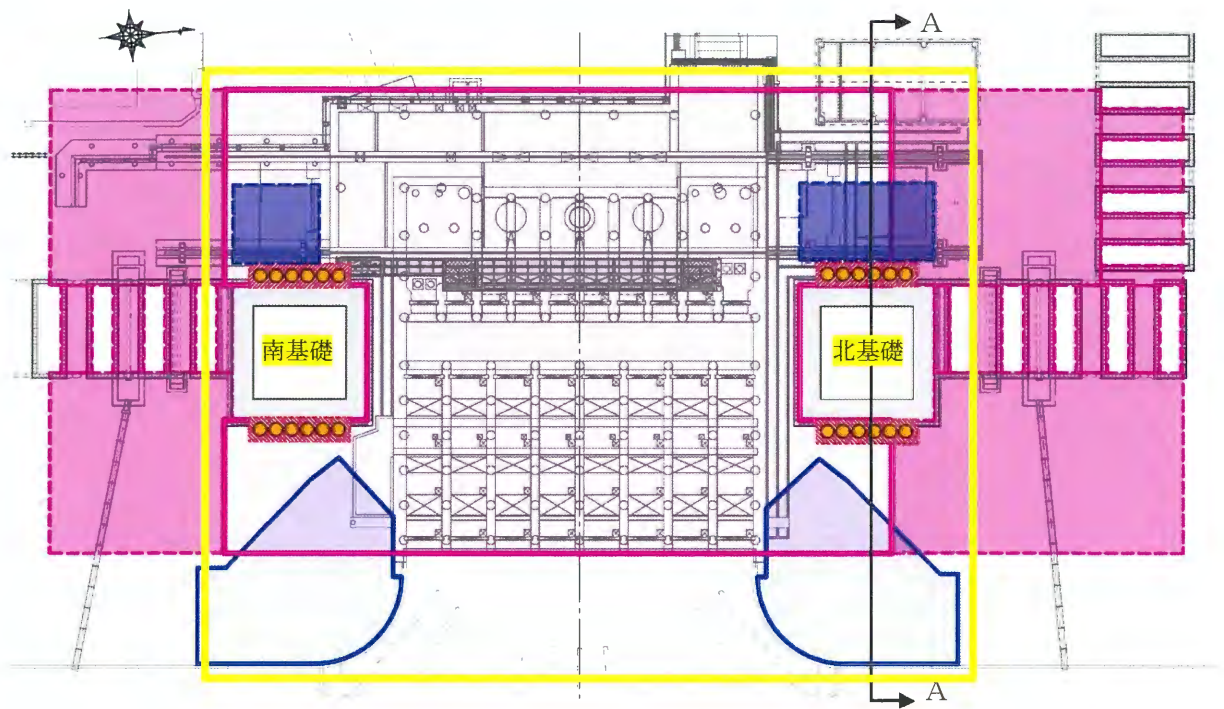
施工ステップごとに工事が計画通り行われていることを直接確認できるよう、品質を確認（検査）する項目・確認時期、確認方法を整理し、適用する。不具合を施工中及び施工後に速やかに検知・是正できる措置を講じる。

3.2 構造変更の概要

防潮堤（鋼製防護壁）の構造の主要な変更点は、追加基礎（鋼管杭）と地盤改良（セメント系、薬液注入）である。構造変更の概要として北基礎を例に、追加基礎及び地盤改良範囲を図 3.2-1 に、追加基礎及び地盤改良範囲（北基礎断面）（A-A断面）の東西方向の鉛直断面を図 3.2-2 に示す。また、南基礎構造概要を図 3.2-3 に、北基礎構造概要を図 3.2-4 に示す。

【構造変更の概要】

- ・基礎を拡幅することで剛性・耐力を高める効果があるため、地中連続壁の東側及び西側に鋼管杭（杭頭部は巻立て鉄筋コンクリートにより補強）を設置するとともに頂版鉄筋コンクリートを鋼管杭の範囲まで拡大し、基礎構造として一体化させる。
- ・津波時の基礎の変位を抑制する効果を得るため、基礎（鋼管杭部）の西面に地盤改良（セメント系）を施す。なお、南基礎の西側の一画に既設構造物が設置されており、この構造物との干渉を考慮して設定した改良範囲を構造設計に反映する。南基礎及び北基礎の変位量を考慮し、変位量が大きい北基礎については、南基礎よりも深い範囲まで地盤改良を実施する。
- ・基礎の地震時の変位や断面力を低減させるため、基礎周辺地盤の液状化対象層に液状化対策として地盤改良（薬液注入）を施す。
- ・基礎として使用しない地中連続壁は中実鉄筋コンクリートを構築するため残置することとし、構造設計においてはコンクリートの強度・剛性は期待せず原地盤（非液状化地盤）として扱う。



全体平面図

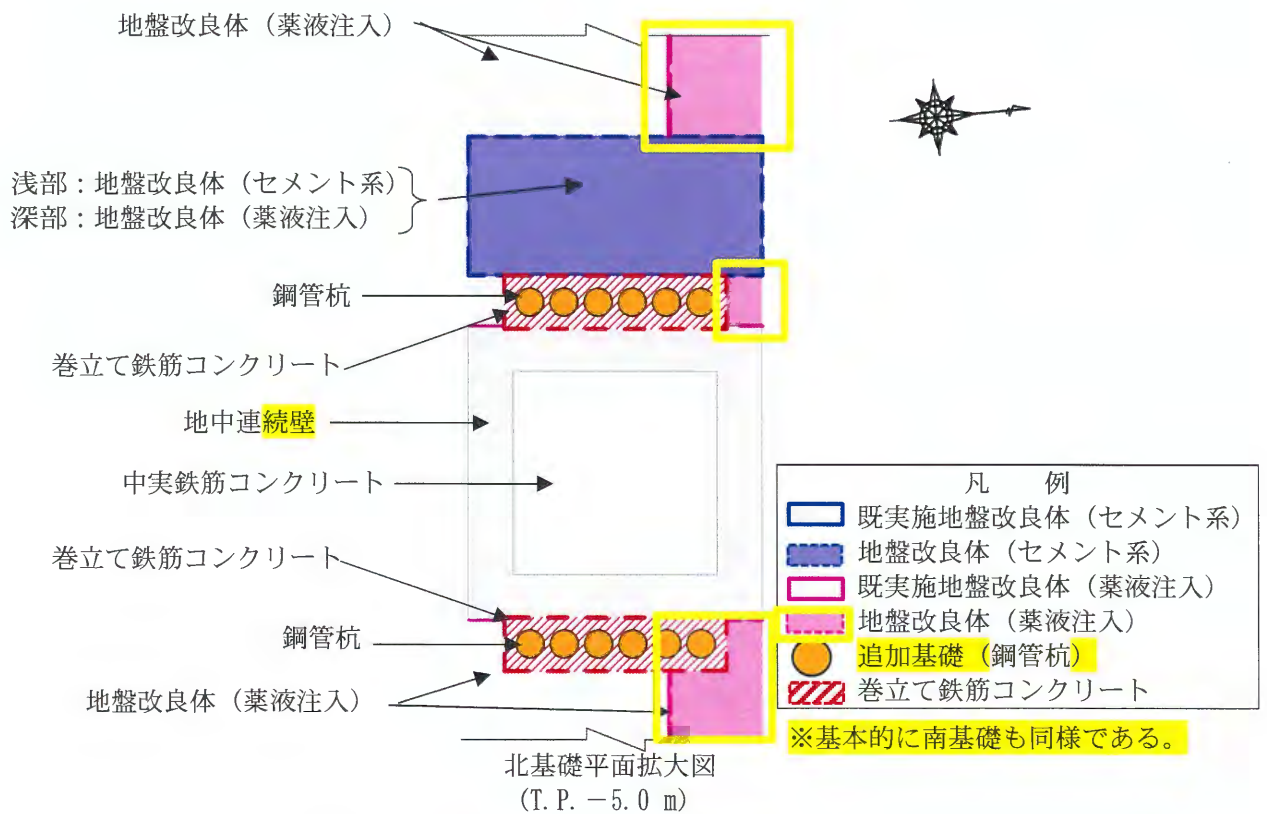
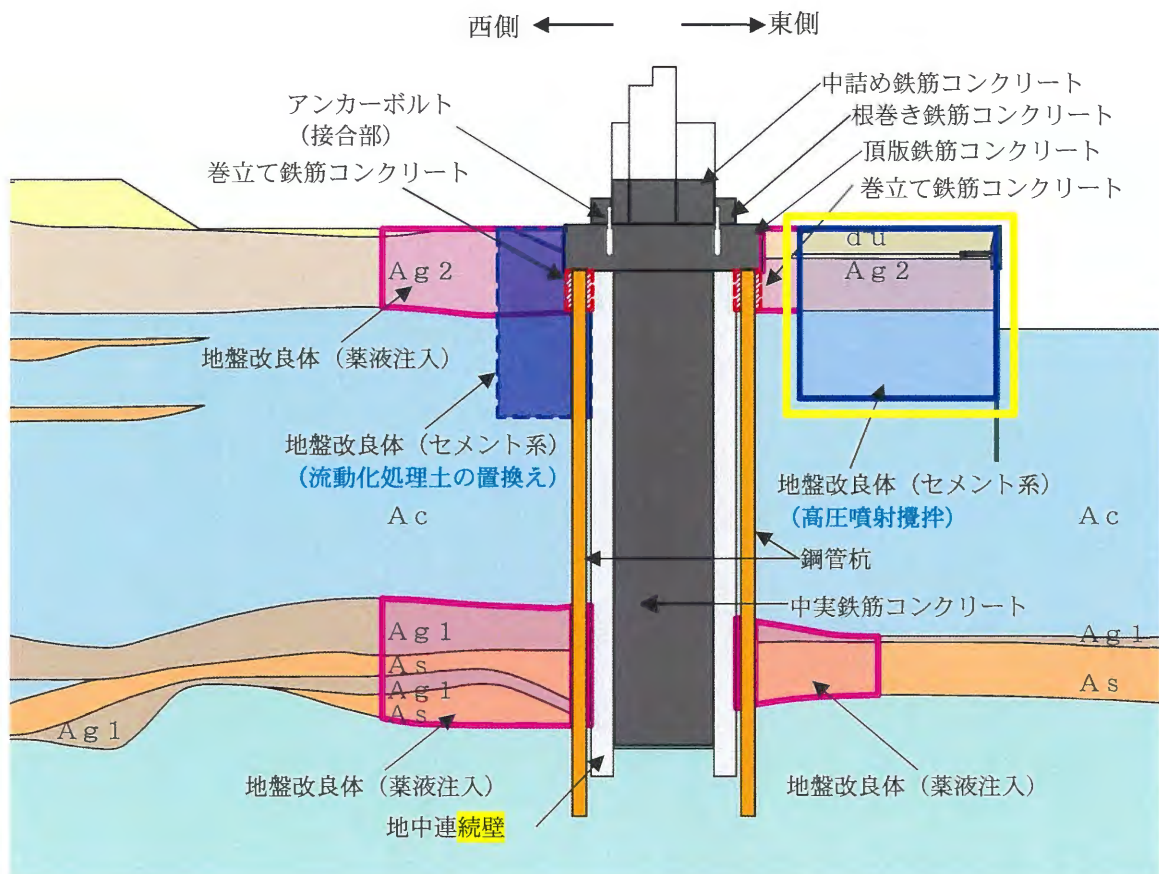


図 3.2-1 追加基礎及び地盤改良範囲 (北基礎)



凡 例	
	既実施地盤改良体 (セメント系)
	地盤改良体 (セメント系)
	既実施地盤改良体 (薬液注入)
	地盤改良体 (薬液注入)
	追加基礎 (鋼管杭)
	巻立て鉄筋コンクリート

図 3.2-2 追加基礎及び地盤改良範囲 (北基礎断面) (A-A断面)

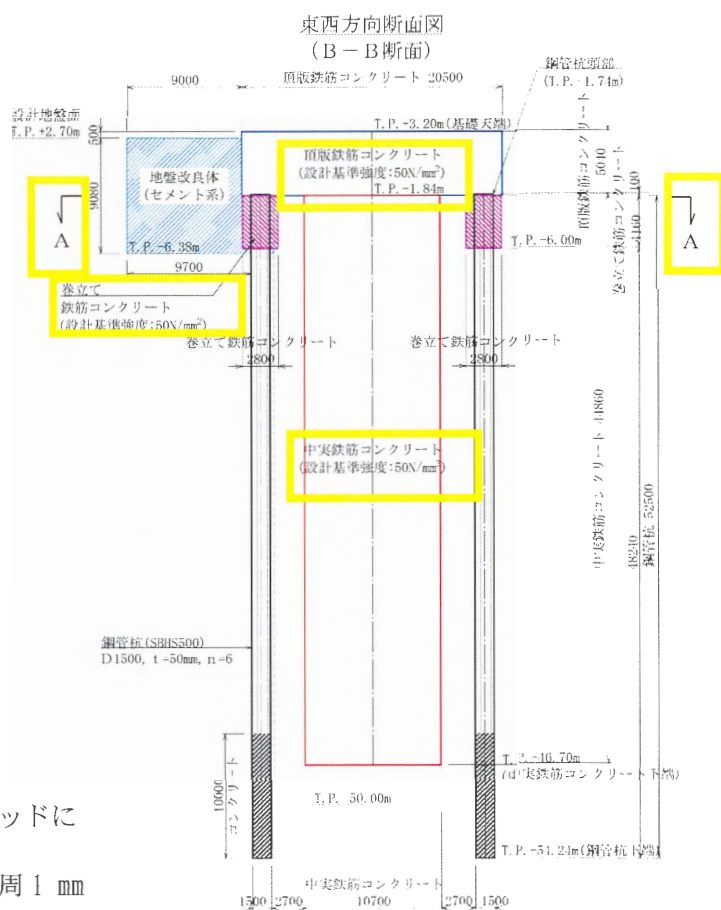
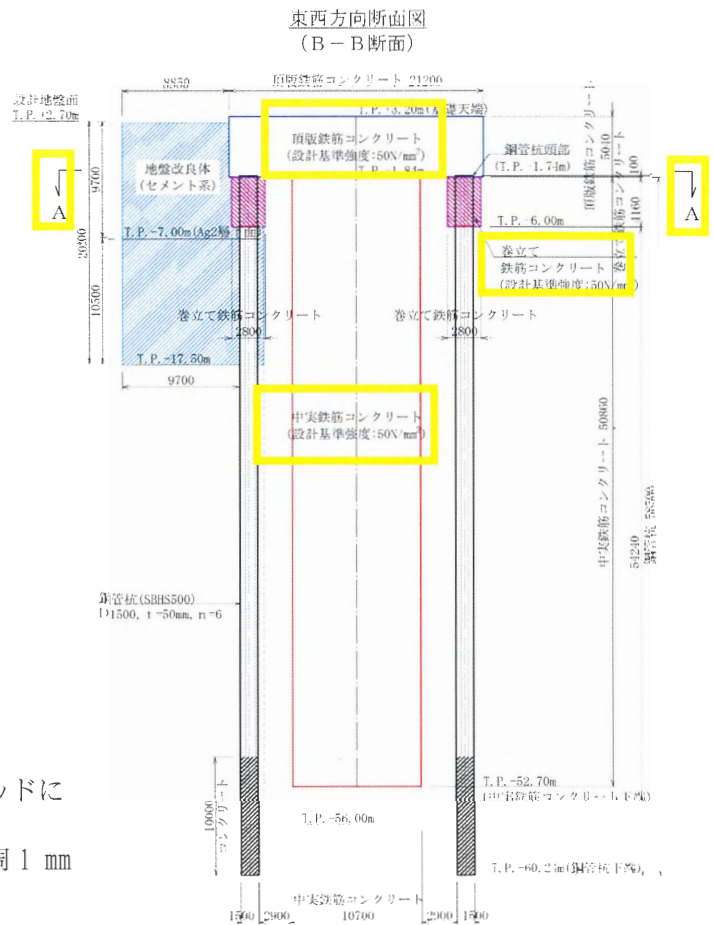
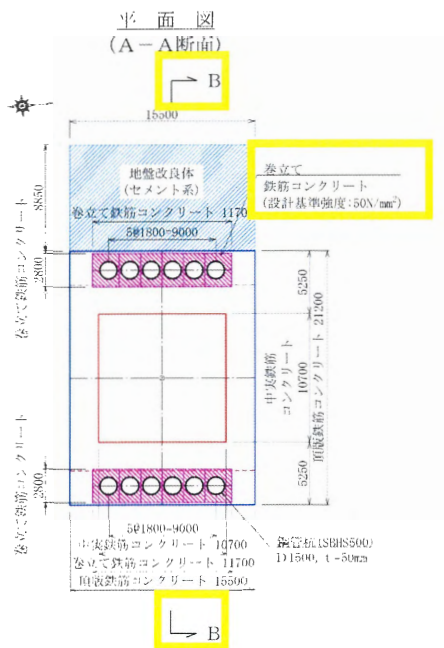


图 3.2-3 南基礎構造概要図



鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートはスタッドにより一体化する。
鋼管杭は道路橋示方書に基づき設計上外周 1 mm の腐食代を考慮する。

図 3.2-4 北基礎構造概要図

3.3 施工方法の選定

防潮堤（鋼製防護壁）の構造変更により新たに追加となる工事（鋼管杭，地盤改良（セメント系，薬液注入））について，施工方法を選定する。施工方法は，当発電所での施工実績・適用性に基づいて選定する。また，その施工方法で想定されるリスクを抽出し，その原因・要因及び対策を整理した上で，実現性を確認する。

3.3.1 鋼管杭打設

(1) 施工方法の選定

鋼管杭の施工方法の比較検討を行った。鋼管杭施工方法の比較検討結果を表 3.3-1 に示す。

本工事に適用する施工方法として「中掘り圧入工法」を選定した。中掘り圧入工法は，全周回転掘削機を用いて，切削ビット付鋼管杭を回転させながら地盤を切削（鋼管の内側の土砂は中掘りして撤去）し，地盤に圧入する工法である。本工法の選定に際し，適用性について表 3.3-1 の通り確認し，工事におけるリスク想定として「鋼管杭が設計深さまで打設できない」について原因や対策を検討した。

なお，選定工法（中掘り圧入工法）の適用性・施工実績について表 3.3-2 に，中掘り圧入工法による鋼管杭施工実績（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工実績）を図 3.3-1 に整理した。

表 3.3-1 鋼管杭施工方法の比較検討結果

工法名		埋込み杭工法		打込み杭工法	地中連続壁掘削工法
		中掘り圧入工法	建込工法	打撃工法	建込工法
概要	概要図				
	概要・特徴	・全周回転掘削機を用いて、鋼管杭内部をハンマーグラブ等で掘削しながら、先端にビットをつけた鋼管杭を回転や揺動圧入により打設する。	・ノバルハンマーの削孔と連行して鋼管杭の先端から噴射されるエアで削孔し、鋼管杭を建込む。	・油圧ハンマーによる打撃で鋼管杭を打設する。	・連続壁掘削機で掘削を行い、安定液中に鋼管杭を建込む。
	使用機械	・クローラクレーン ・全周回転掘削機 ・ハンマーグラブ	・三点杭打機 ・クローラクレーン ・ノバルハンマー	・クローラクレーン ・油圧ハンマー	・クローラクレーン ・連続壁掘削機
適用性	施工機械	・全周回転掘削機が鋼管杭径（φ1,500 mm）に対応している。 ○	・三点杭打機、パーカッション機材が鋼管杭径（φ1,500 mm）に対応していない。 ×	・油圧ハンマーが鋼管杭径（φ1,500 mm）に対応している。 ○	・連続壁掘削機が鋼管杭径（φ1,500 mm）に対応している。 ○
	土質	・A g 2 層, A s 層, A g 1 層, K m 層に適用可能である。 ○	同左 ○	同左 ○	同左 ○
	深度*	60 m 以上 ○	40~50 m △	60 m 以上 ○	60 m 以上 ○
	振動	・振動が少なく、近接する重要構造物への影響がない。 ○	同左 ○	・振動があり、近接する重要構造物への影響の懸念がある。 ×	・振動が少なく、近接する重要構造物への影響がない。 ○
	地盤変位・崩壊	・鋼管を回転や揺動により圧入するため、周辺地盤を緩めない。 ○	・A c 層で大きく沈下する可能性があるため、鋼管杭の鉛直精度確保の懸念がある。 △	・打撃により振動・衝撃が発生するため、掘削箇所を保持している土留め等への影響の懸念がある。 ×	・安定液で溝壁を保護するが、地山への逸水の可能性があるため、溝壁の崩壊の懸念がある。 ×
	品質（鉛直精度）	・鋼管杭間隔が300 mm、削孔深度が60 m 程度であり、鉛直精度確保のため、先行削孔による補助工法を併用する必要がある。 △	同左 △	同左 △	・安定液中に鋼管杭を建込むことで鉛直精度を確保できる。 ○
	施工実績	・東海第二発電所で同等の杭径・掘削深度の施工実績あり（防潮堤工事）。 ○	・東海第二発電所で施工実績なし。 —	・東海第二発電所で同等の杭径の施工実績あり（防潮堤工事）。 ○	・東海第二発電所で同等の杭径・掘削深度の施工実績あり（防潮堤工事）。 ○
	評価	○ (均質置換土による置換工法併用により鉛直精度確保)	×	×	×

評価記号について ○適用可, △施工条件要確認, ×適用不可

※鋼管杭の打設長は約 50 m

表 3.3-2 選定工法（中掘り圧入工法）の適用性・施工実績

適用性・施工実績	
・鋼管杭打設深度、鋼管杭径は本工法の適用範囲内である。 ・施工時の振動は小さく、施工場所に近接する発電所設備への影響はない。 ・鋼管杭が地山を抑えながら削孔・掘進するため、土砂の崩落等は発生しない。 ・東海第二発電所で同等の杭径・掘削深度の施工実績（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）があり、施工精度が確保できている（図 3.3-1 参照）。	

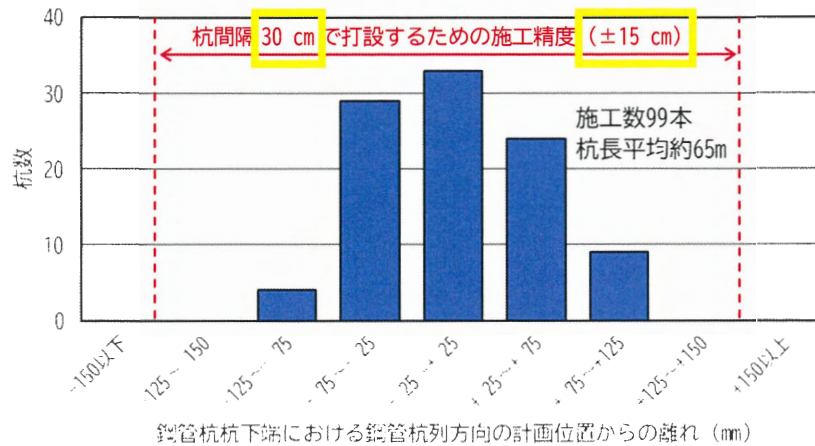


図 3.3-1 中掘り圧入工法による鋼管杭施工実績（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工実績）

(2) 想定リスクと対策

中掘り圧入工法による鋼管杭打設の施工に想定されるリスクとして「鋼管杭が設計深さまで打設できない」ことが挙げられるため、その原因・要因及び対策を検討した（表 3.3-3 参照）。

上記のリスクに対し、補助工法として鋼管杭先端にフリクションカッター※¹をつけることによる地盤と鋼管杭の間の摩擦力の低減、支障物撤去及び均質置換土※²による堆積層の置換、及び杭の鉛直精度管理システム※³を用いた常時精度確認により目標鉛直精度（1/600）を確保できることから、想定リスクを回避し「鋼管杭を設計深さに打設できる」と判断した。

杭を粘性土地盤中に打設する場合においては、圧密沈下などにより、杭周辺に下向きに作用する周面摩擦力¹⁾、いわゆるネガティブフリクションが発生し、杭の押込み荷重として考慮する場合がある。しかし、当該鋼管杭は、均質置換土の施工後の打設となり、鋼管杭と粘性土が直接接触する面はなく、ネガティブフリクションは発生しない。また、鋼管杭は岩盤への先端支持力のみを期待した構造とした。

なお、支障物撤去及び均質置換土による堆積層の置換は鋼管杭打設に先立ち実施する。

※1：鋼管杭を建込む際の地盤との摩擦抵抗を緩和するため杭先端部に取り付ける部品をいう（図 3.3-2 参照）。

※2：流動化処理土等を用いて鋼管杭打設用に地盤の均質化として置換した土を「均質置換土」と呼称し、流動化処理土は、地盤改良（セメント系）として埋戻しに使用する土を示す。

※3：測量機器（トータルステーション）を用いて杭を計測し、杭の位置及び傾きを計測・管理し、杭打設の施工精度を向上させるツールをいう（図 3.3-3 参照）。

¹⁾ 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，p. 398，2012.

表 3.3-3 中掘り圧入工法における想定リスクの原因・要因及び対策

想定リスク	原因・要因	対策	備考
鋼管杭が設計深さまで打設できない	打設地盤内の工事仮設物（地中連続壁工事のSMW※ ¹ 等）が支障になる。	打設作業前に支障となる地中の工事仮設物を撤去する。	地中の工事仮設物は既往の施工図等を確認した。
	打設中の鋼管杭が周辺地盤との摩擦で固着する。	打設中の鋼管杭と周辺地盤との摩擦を低減させるため、フリクションカッター（図 3.3-2 参照）を杭先端に設置する。	フリクションカッターは粘性土層、改良地盤での鋼管杭打設に一般的に採用される。
	地盤の不均質性の影響で杭の打設の鉛直精度を保つことが難しく、鋼管杭の間隔が小さい（300 mm）ため、杭打設の鉛直精度低下により鋼管杭同士が干渉する。	- 地盤の不均質性の影響を回避するため、事前に掘削する堆積層まで均質置換土に置換する。 - 杭の鉛直精度管理システム（図 3.3-3 参照）を用いて杭の鉛直精度の常時確認により精度を確保する。	杭の鉛直精度管理システムは鋼管杭防潮壁の施工実績から採用した。
	鋼管杭内部にボイリング現象※ ² が発生し、鋼管杭周りの土が流動化することにより、鉛直精度が確保できない。	鋼管杭内の水位調整を行うためのタンクを現場に確保し、鋼管杭内に水を張り、地下水とバランスをとることでボイリングを防止する。	鋼管杭内に水を張り、地下水とバランスをとることでボイリングを防止できることを確認した。

※¹ : Soil Mixing Wall : 土にセメントスラリーを原位置で混合攪拌し地中に造成した壁体のこと。

※² : 地下水位の高い砂質地盤などを掘削した際に、水圧で地盤が持ち上げられ、掘削底面から砂や泥水が噴き出して地盤が破壊する現象。

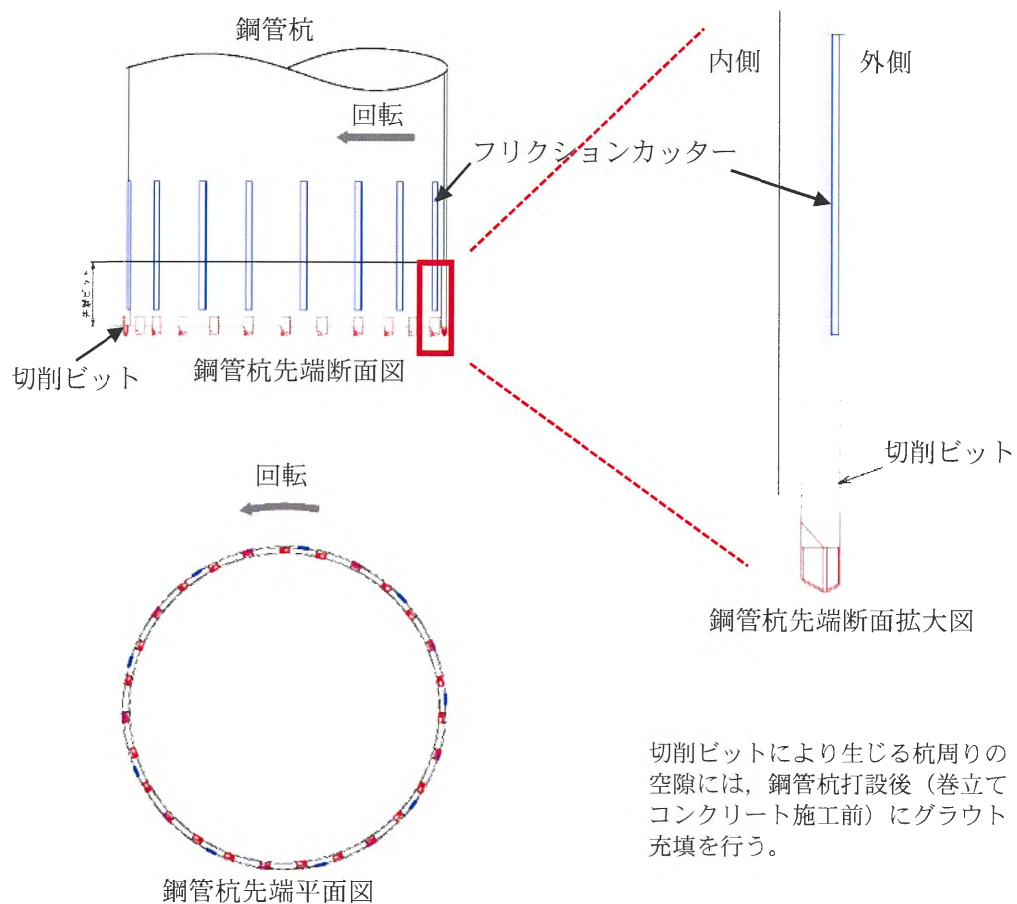


図 3.3-2 鋼管杭施工時の想定リスク対策（その1）：フリクションカッターイメージ図

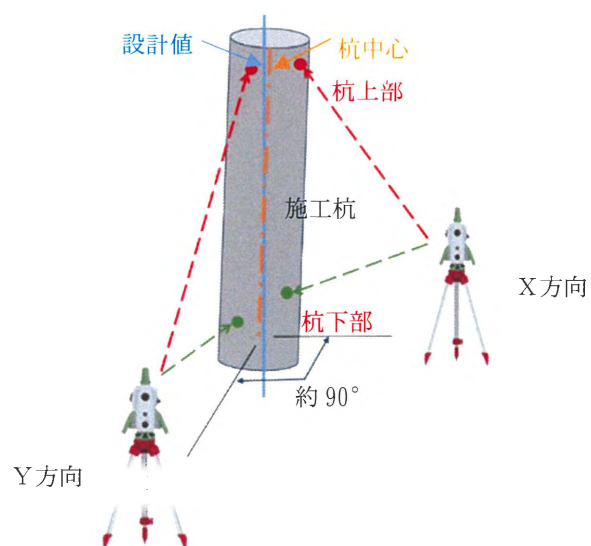


図 3.3-3 鋼管杭施工時の想定リスク対策（その2）：鋼管杭鉛直精度管理システム

3.3.2 地盤改良（セメント系）

(1) 施工方法の選定

地盤改良（セメント系）の施工方法の比較検討結果を表 3.3-4 に示す。

本工事に適用する施工方法として「掘削・置換工法（流動化処理土※）」を選定した。

「掘削・置換工法（流動化処理土）」は、改良対象範囲の堆積層を開削除去し、流動化処理土により同範囲を埋戻し（置換）する工法である。

本工法の選定に際し、適用性や改良品質の不確かさの要因から想定される事象について網羅的に抽出し、本工事での当該工法の適用性の詳細評価を実施した。この結果、いずれの想定事象についてもあらかじめ対策を施すことで本工法の適用性に問題がないことを確認した（3.6.7 参照）。

なお、選定工法（掘削・置換工法（流動化処理土））の適用性・施工実績を表 3.3-5 に整理した。

地盤改良（セメント系）平面図を図 3.3-4 に、地盤改良（セメント系）断面図を図 3.3-5 に示す。

※：土に固化材、混和剤及び水を混ぜて高い流動性と安定性を持たせた材料

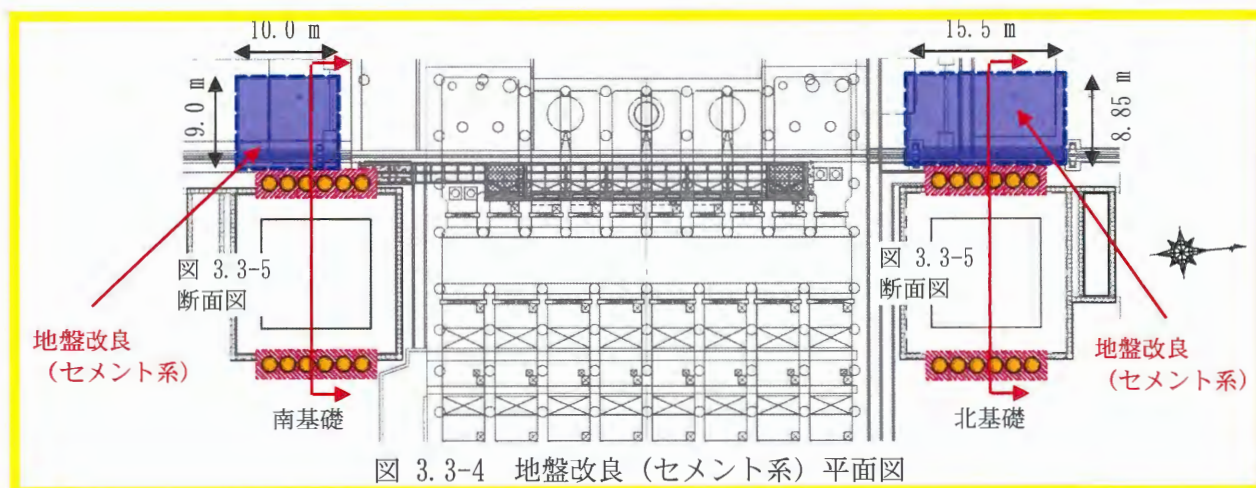


図 3.3-4 地盤改良（セメント系）平面図

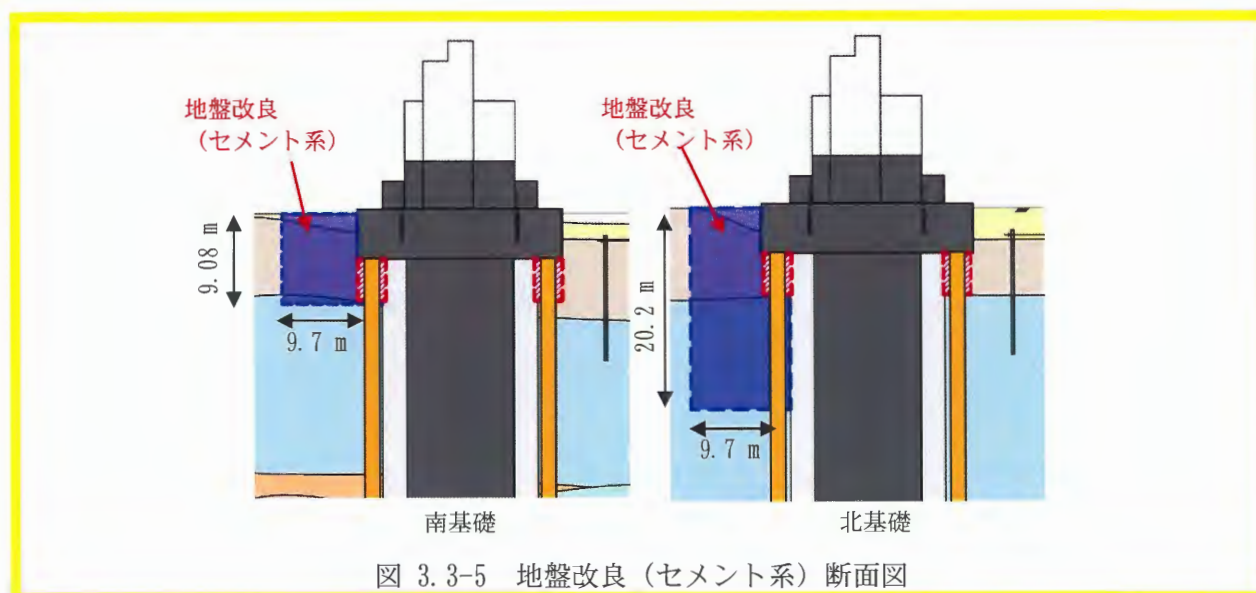
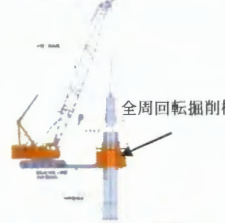
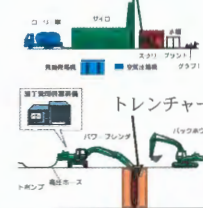
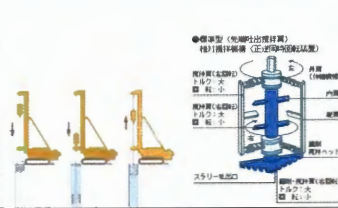
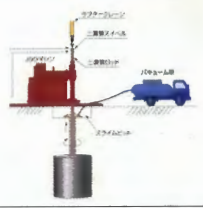


図 3.3-5 地盤改良（セメント系）断面図

表 3.3-4 地盤改良（セメント系）の施工方法の比較検討結果

工法名		掘削・置換工法		機械式攪拌工法（スラリー混合方式）		高圧噴射式攪拌工法
		開削除去 （掘削・置換工法：流動化処理土）	全周回転掘削機掘削	浅部	深部	
概要	概要図					
	工法概要	- 対象範囲を事前に土留め壁で仕切り、バックホウで掘削後、セメント改良土（流動化処理土）で埋め戻す。 - 掘削土の運搬、ストック、処理が必要である。 - あらかじめセメント改良した改良土を使用するので、強度などの品質が安定している。	- 全周回転掘削機（φ2,000 mm 程度）で掘削後、セメント添加土に置き換える。 - 掘削土の運搬、ストック、処理が必要である。 - 全周回転掘削機で掘削できる深度まで改良が可能である。	- 地表面からセメントスラリーと地盤をトレンチャーで攪拌して、地盤を固結させる。 - 掘削土の運搬、ストック、処理が不要である。 - 低変位で構造物等の近接した施工が可能である。	- セメントスラリーを原位置地盤に注入しながら、原位置土と固化材を相対攪拌機構により強制的に混合・攪拌を行い、均質な大口径改良体を作成する。 - 低変位で構造物等の近接した施工が可能である。	- 専用の装置を用いて、セメントミルクを高圧で地中に噴射し、土壌を物理的に切削し、同時に攪拌する。噴射された改良材と地盤の土壌を十分に混合し、均質な改良体を作成する。 - 排泥の運搬、ストック、処理が不要である。 - 地表に部分的な障害物が存在しても施工可能である。
適用性	土質	Ag 2 層, As 層, Ac 層に適用可能である。	同左	同左	同左	同左
		○	○	○	○	○
	深度※	約 50 m	約 60 m	約 13 m	50 m	約 50 m
		○	○	×	○	○
	振動	振動が少なく、近接する重要構造物への影響がない。	同左	同左	同左	同左
		○	○	○	○	○
	地盤変位・崩壊	土留め構築後、支保工で支持するので地盤の変位は少ない。	ケーシングで地盤を保護しながら掘削するので地盤の変位は少ない。	地山を掘削開放せず、改良するので地盤の変位は少ない。	同左	同左
		○	○	○	○	○
	安全性	土留め構築後、地下水位以下で掘削作業をするため、十分な調査・検討、対策が必要である。	クローラークレーンの転倒防止のため足場確保のための地盤改良等の対策が必要である。	小型の施工機械で転倒リスクが小さく安全性が高い。	ベースマシン（3 点式）の転倒防止のため足場確保のための地盤改良等の対策が必要である。	小型の施工機械で転倒リスクが小さく安全性が高い。
		△	△	○	△	○
	地中障害物	地中障害物がある場合、掘削と同時に保護・除去作業が可能である。	地中障害物がある場合、別途、保護・除去作業が必要である。	同左	同左	同左
		○	△	△	△	△
	品質	- 受入検査、工程内検査、最終検査で品質を確認する。 - 開削後、測量により改良範囲を直接確認可能である。	掘削箇所が円形のため地中連続壁際に未施工範囲が残る。	最終検査で品質を確認する。	掘削箇所が円形のため地中連続壁際に未施工範囲が残る。	最終検査で品質を確認する。
		○	○	△	△	△
施工実績		・東海第二発電所で同等の掘削規模・改良強度の施工実績あり（耐震補強工事）。	・東海第二発電所で施工実績なし。	・東海第二発電所で同等の改良強度の施工実績あり。	・東海第二発電所で施工実績なし。	・東海第二発電所で同等の改良規模・要求品質の施工実績あり（防潮堤工事）。
		○	—	△	—	○
評価		（現地状況を踏まえた土留めを構築）	△	△	△	△

評価記号：○適用可、△施工条件要確認、×適用不可

※地盤改良（セメント系）の計画深度は、南基礎で地表より約 9m、北基礎で地表より約 20m である。

表 3.3-5 選定工法（掘削・置換工法（流動化処理土））の適用性・施工実績

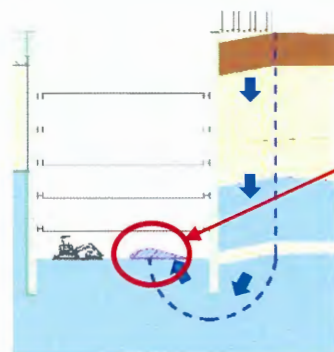
適用性・施工実績
・原位置の地盤を攪拌改良する工法と異なり、置換材の流動化処理土は製造品であり、強度の調整（品質管理）が可能である。 ・地盤改良範囲は、開削により測量・目視で確認が可能である。 ・東海第二発電所の安全性向上対策工事で施工実績がある。

(2) 想定リスクと対策

掘削・置換工法（流動化処理土）施工中に想定されるリスクとして、掘削において「地下水が土留め壁面より出水し、施工が困難になること」及び「掘削の進行に伴い掘削底面が不安定化する（ヒーピング現象（図 3.3-6 参照））こと」が想定されるため、その原因・要因及び対策を検討し、表 3.3-6 の通り整理した。

上記リスクに対し、補助工法として、掘削深度が深い北基礎は剛性・止水性の高いSMWを土留め壁とすること及び掘削底面下方の地盤を掘削前に改良することで、想定リスクを回避し「計画通りの範囲を安全に掘削・置換できる」と判断した。なお、掘削中に土留め壁面より出水を確認した場合は背面地盤に薬液注入による止水を実施する。

また、地盤改良に対する改良品質の不確かさが設計に影響を及ぼさないよう置換に用いる流動化処理土の配合（詳細は 3.6.7 参照）にて対策する。



ヒーピング現象※：
掘削作業中に土留め背面の土の重量や地表面荷重等によって、掘削底面が押し上げられる現象

図 3.3-6 ヒーピング概念図

表 3.3-6 掘削・置換工法（流動化処理土）工法における想定リスクの原因・要因及び対策

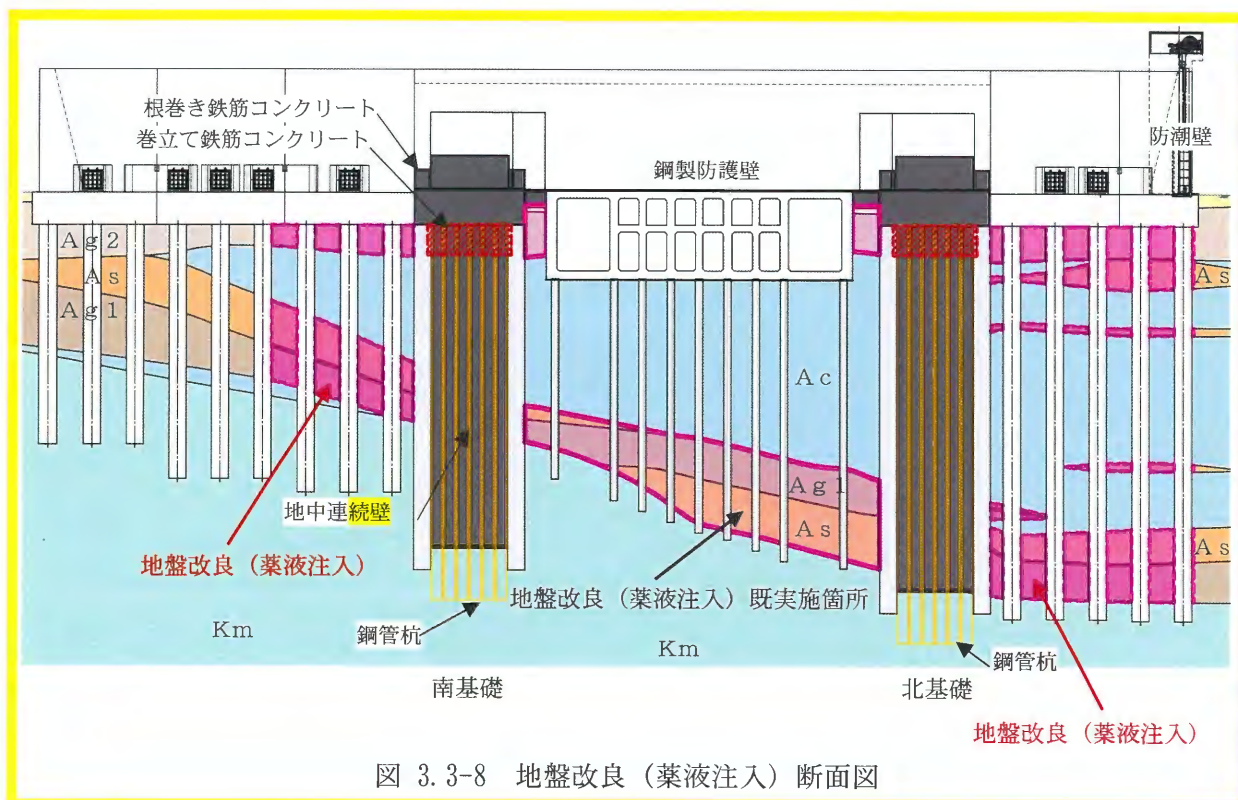
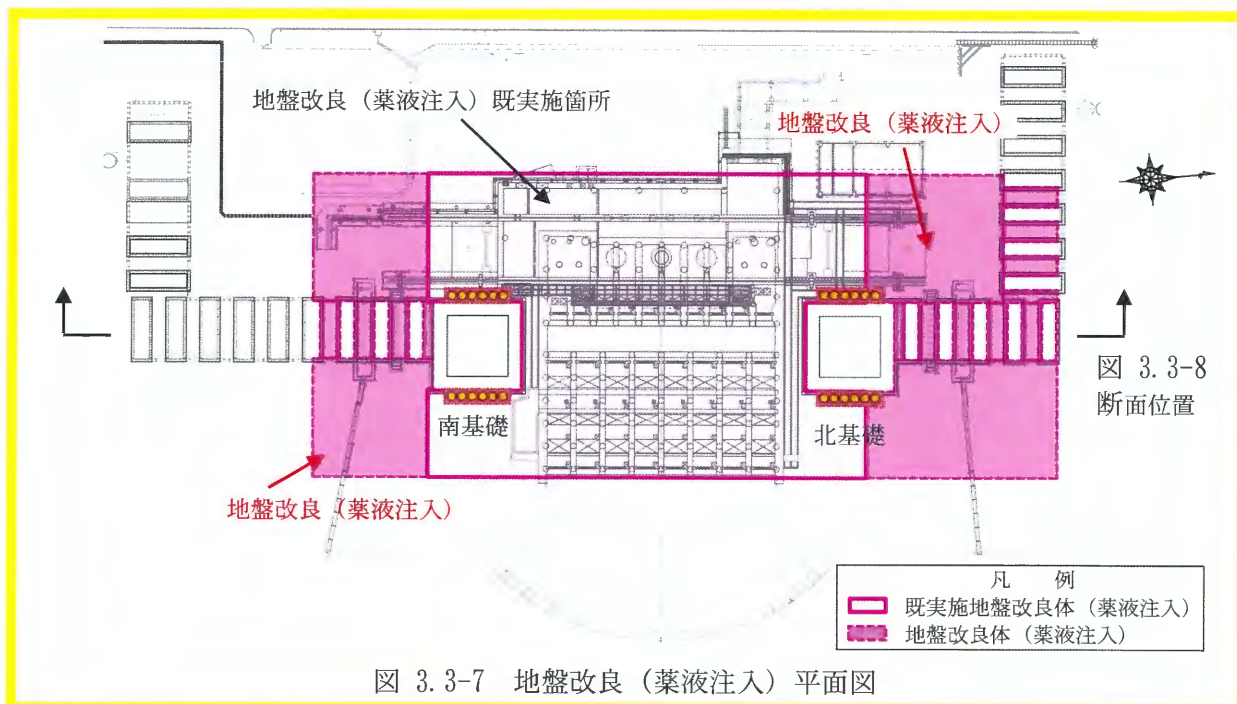
想定リスク	原因・要因	対策
地下水が土留め壁面より出水し、施工が困難になる。	土留め壁の止水性が不足している。	・南基礎では鋼矢板を土留めに採用するが、北基礎では掘削深度が深く地下水の水圧が高くなるため、より剛性・止水性の高いSMWを土留めに採用する。 ・土留め壁面からの出水を確認した場合は背面地盤に薬液注入による止水を実施する。
底面の粘性土層の強度が荷重に対し不足し、掘削底面が不安定化する（ヒーピング現象）。	底面の粘性土層の強度が荷重に対し不足している。	掘削前に高圧噴射攪拌工法によるセメント固化を実施し、底面下方の地盤の強度を高める。

3.3.3 地盤改良（薬液注入）

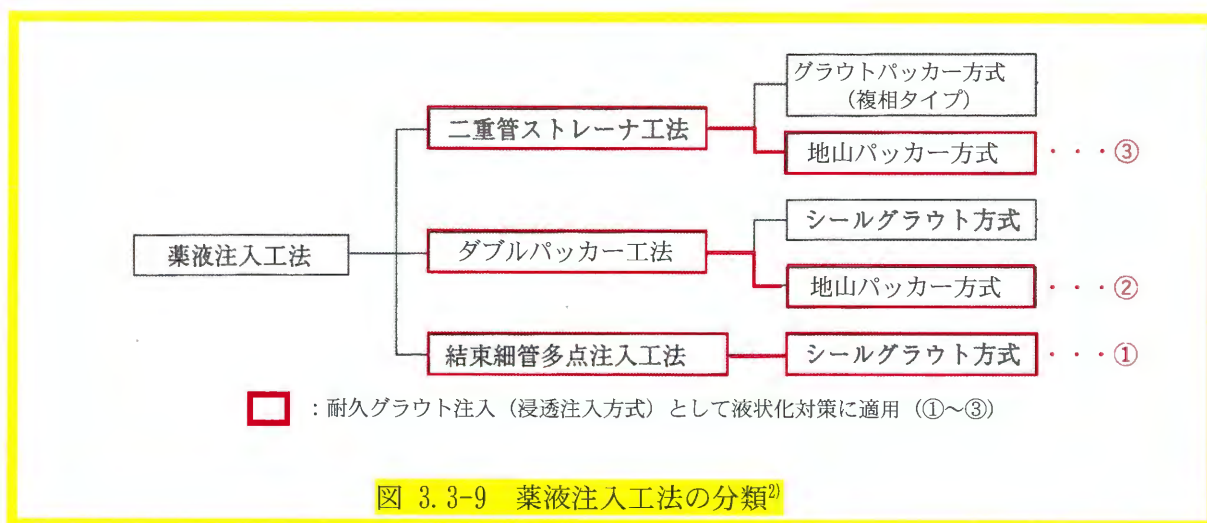
(1) 施工方法の選定

本工事の地盤改良（薬液注入）の目的は対象地盤の液状化防止である。地盤改良（薬液注入）は、地盤中に薬液を注入・浸透させ、地盤を改質する工法である。

地盤改良（薬液注入）平面図を図 3.3-7 に、地盤改良（薬液注入）断面図を図 3.3-8 に示す。



防潮堤（鋼製防護壁）の基礎周辺の地盤の液状化を防止するため、地盤改良（薬液注入）を実施する。地盤改良（薬液注入）は地盤中に薬液を注入・浸透させ、地盤を改質する工法である。薬液注入工法の分類を図 3.3-9 に示す。



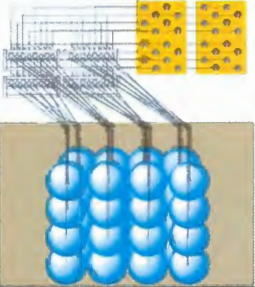
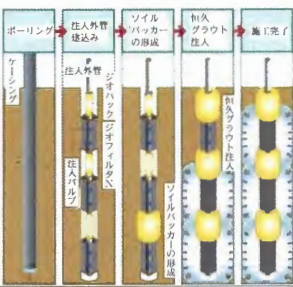
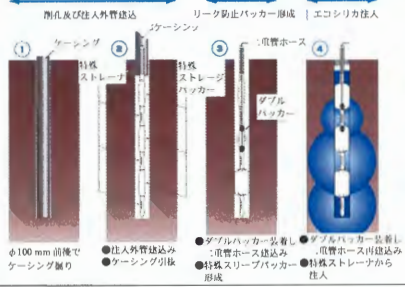
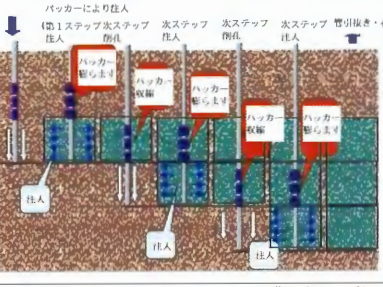
これらの薬液注入工法のうち液状化対策に適用される工法について、構造物に近接した施工や構造物直下の施工、対象地盤の土質及び計画範囲の深度並びに発電所における実績を考慮し、比較検討を行った。比較検討結果を表 3.3-7 に示す。

本工事に適用する施工方法は、「結束細管多点注入工法」を選定した。

「結束細管多点注入方式」は、1つのボーリング孔に結束した注入細管を挿入しシール材を充填・固定し、各注入細管より同時に低吐出で地盤に薬液を注入する（浸透させる）工法である。

²⁾ 一般社団法人 日本グラウト協会 薬液注入工 設計資料, p23, 令和7年度版

表 3.3-7 地盤改良（薬液注入）の施工方法の比較検討結果

工法名		注入方式（詳細）			
		①結束細管多点工法 シールグラウト方式 結束細管多点注入方式	②ダブルバッカー工法 地山バッカー方式 袋バッカー付注入外管方式	②ダブルバッカー工法 地山バッカー方式 布スリーブ付注入外管方式	③二重管ストレーナ工法 地山バッカー方式 バッカー付きモニターによるロッド注入方式
概要	概略図				
	工法概要	・φ100 mm程度で削孔し、シール材で充填するとともに結束注入細管を設置する。 ・地盤中に立体配置されたノズルから低吐出圧で多点から同時注入する。	・φ135 mm程度で削孔し、袋バッカー付注入外管を設置後、吐出口前後の袋バッカーを膨らませる。 ・袋バッカーを透過した一部のスリーブ材により、周辺地盤も固結させる。 ・トリプルバッカーを挿入し緩結型注入材を注入する。	・φ100 mm程度で削孔し、布スリーブ付注入外管を設置後、吐出口前後の布スリーブバッカーを膨らませる。 ・ダブルバッカーを挿入し緩結型注入材を注入する。	・φ75 mm程度のバッカー付モニターを備えたロッドで削孔し、地山に直接バッカーを設置して注入を行う。
	改良体ピッチ	1.0～3.0 m	1.5～3.0 m	2.0～3.0 m	1.2 m
	削孔本数	少ない	同左	同左	多い
	改良強度	$qu=100\sim500 \text{ kN/m}^2$	同左	同左	同左
	注入速度	192 L/min/ユニット (1～6 L/min/ポンプ)	120 L/min/ユニット (8～30 L/min/ポンプ)	100 L/min/ユニット (15～25 L/min/ポンプ)	80 L/min/ユニット (20 L/min/ポンプ)
	注入圧力	0.1～0.2 MPa	0.2～0.4 MPa	同左	同左
適用性	土質	砂質土 ($F_c \leq 40 \%$) ・土質の不均質さに応じて、深度方向の改良体間隔を任意に設定できる。 ・細粒分含有率 F_c が40 %以上の地盤に対しても注入仕様の適切な設定により適用可能である。	砂質土 ($F_c \leq 40 \%$) ・土質の不均質さに応じて、深度方向の改良体間隔を任意に設定できる。	同左	同左
	構造物変位	注入している期間は、近接構造物の変位（鉛直変位）を適時測定する。有意な変位とならないように管理値を設け監視し、変位の傾向がみられた場合は注入速度を下げ、かつ、同時注入箇所数を減らす。	構造物の変位を監視するが、有意な変位とならないよう注入圧力を調整することが難しい。	同左	同左
	品質	・受入検査、工程内検査、最終検査で品質を確認する。 ・事後調査ボーリングにより改良品質を確認できる。	同左	同左	同左
	施工実績	・東海第二発電所で同種地盤・類似深度の施工実績あり（既実施部）。	東海第二発電所で施工実績なし。	・東海第二発電所で同種地盤・類似深度の施工実績あり（防潮堤工事）。	東海第二発電所で施工実績なし。
	評価	○	△	△	△

評価記号：○適用可，△施工条件要確認，×適用不可

※バッカーを膨らまし注入区間を定め注入材の逸走を防止し、モニター（注入装置）で注入材を注入する。

本工法の選定に際し、適用性や改良品質の不確かさの要因から想定される事象について網羅的に抽出し、本工事での当該工法の適用性の詳細評価を実施した。この結果、いずれの想定事象についてもあらかじめ対策を施すことで本工法の適用性に問題がないことを確認した（詳細は3.6.6参照）。

なお、選定工法（結束細管多点注入方式）の適用性・施工実績を表3.3-8に整理した。

表 3.3-8 選定工法（結束細管多点注入方式）の適用性・施工実績

適用性・施工実績
・対象地盤の不均質さに応じて、深度方向の改良体間隔を任意に設定できる。 ・細粒分含有率 F_c が 40 %以上の地盤に対しても注入仕様の適切な設定により適用可能である。 ・既設構造物近接部の注入において、低吐出・低圧で注入するため施設への影響が小さい。 ・東海第二発電所で同様工事の施工実績がある（本施工場所に近接する範囲を施工）。

地盤改良（薬液注入）施工概念を図3.3-10に示す。液状化は、地震時の揺れによって飽和した砂質地盤内の間隙水圧が上昇し、有効応力が失われることで砂粒子の骨格構造が壊れ、地盤の強度が失われる現象である。地盤改良（薬液注入）は、図3.3-10に示すように地盤の間隙の水を、薬液に置換え、薬液がゲル化することで地盤を改質する。

この地盤の改質により、間隙のゲル化した薬液が砂粒子を結合させることでせん断強度を増加させ、また、透水係数を低下させることで過剰間隙水圧の発生・伝播を抑制し、液状化の発生を防止する。

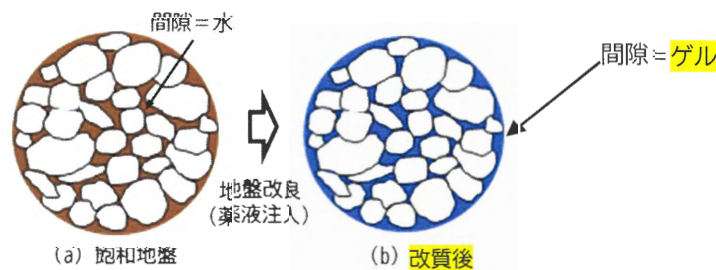
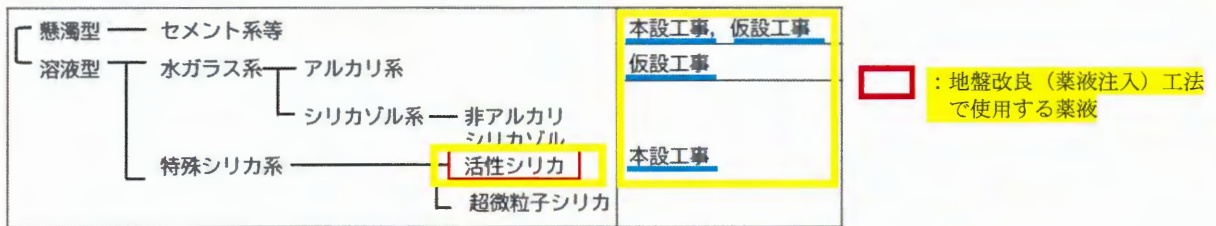


図 3.3-10 地盤改良（薬液注入）施工概念図

地盤改良（薬液注入）工法で使用する薬液の分類を図 3.3-11 に示す。

東海第二発電所の既設構造物の周辺地盤の液状化対策と同様に、当工事が本設工事であることを踏まえ、適用性を考慮し溶液型の特殊シリカ系（活性シリカ）の薬液を選定する。



仮設工事：掘削等の施工時の補助工法として数か月～2年程度の止水や地盤の崩壊防止等のための地盤改良
本設工事：耐久性薬液を使用し、所定の品質を満たす永続性のある土構造物または地盤を構築する地盤改良

図 3.3-11 薬液の分類³⁾

薬液は、工場生産され品質が安定しており、長期耐久性⁴⁾及び液状化対策⁵⁾として実績が確認されている特殊シリカ系（活性複合シリカ系）薬液を使用する。また、本薬液は既設構造物周辺地盤の液状化対策として使用した実績がある。溶液型シリカ系薬液を用いた地盤改良の耐久性評価を表 3.3-9 に示す。

表 3.3-9 溶液型シリカ系薬液を用いた地盤改良の耐久性評価⁶⁾

薬液	ゲル化原理	シリカの溶脱	体積変化	強度	止水性	環境性	耐久性	総合
アルカリ系	部分中和	大	大	低下あり	低下あり	△	×	×
シリカゾル系	中和・ゾル化	ほとんどない	大	低下あり	低下あり	△	○	○
特殊シリカ系 (活性シリカコロイド系・ 活性複合シリカ系)	脱アルカリ・ コロイド化	ほとんどない	小	低下なし	低下なし	◎	◎	◎

³⁾ 沿岸開発技術研究センター 浸透固化処理工法技術マニュアル, p. 3, 平成 15 年 3 月。

⁴⁾ 地盤注入開発機構 恒久グラウト・本設注入協会編：恒久グラウト注入工法 技術マニュアル 第三版, 地盤注入開発機構, 2017.

⁵⁾ 岡田和成, 木下圭介, 藤井雄一：超多点注入工法（結束細管多点注入工法）－構造物近傍・直下の浸透注入工法による地盤改良－, 基礎工, Vol143, No. 10, pp. 51～53, 2015.

⁶⁾ 地盤注入開発機構恒久グラウト・本設注入協会：恒久グラウト注入工法 技術マニュアル, p. 12, 2017 年 9 月。

(2) 想定リスクと対策

浸透注入工法による地盤改良（薬液注入）の施工に想定されるリスクとして「近接構造物の変位」，「薬液の逸走」，「改良品質不足」，「注入位置のずれ」及び「品質管理のしにくさ」が想定されるため，その原因・要因及び対策を検討し，表 3.3-10 の通り整理した。地盤改良（薬液注入）の詳細な施工範囲策定後，構造物ごとに有意な変位，逸走等のリスクに対して適切な対策を講じることで，想定リスクを回避し「計画通りの範囲を安全に地盤改良できる」と判断した。

表 3.3-10 地盤改良（薬液注入：浸透注入工法）における想定リスクの原因・要因及び対策

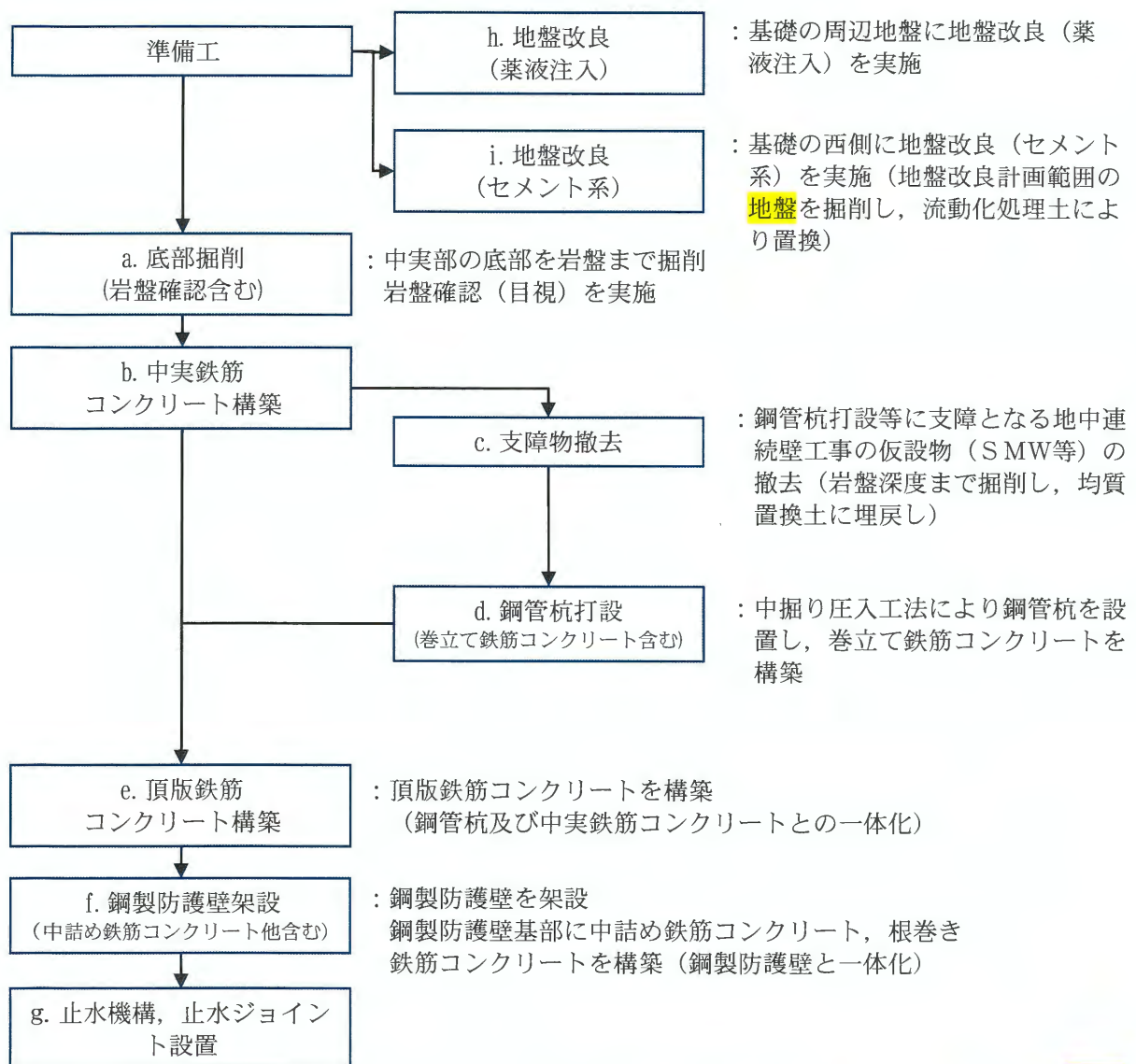
想定リスク	原因・要因	対策
近接構造物に変位が生じる。	地盤内で注入液の圧力が上昇することで構造物に変位が生じる。	注入期間中は適時，測量にて近接構造物の鉛直方向の変位を測定し，有意な変位とならないように管理値を設定し監視を行い，変位の傾向がみられた場合は，注入速度を下げ，かつ，同時注入箇所数を減らす。
近接構造物の隙間から薬液が逸走し，海水域に薬液が漏れ出す。	海側地盤の透水層やシートパイルなど護岸構造物の隙間から薬液が逸走する。	護岸構造物と地盤改良範囲の間には，既実施地盤改良体（セメント系）が介在し，さらに，海岸線と地盤改良範囲は十分な離隔が確保できることから，海水域に薬液が漏れ出さない。
施工機械の性能不足により，改良品質が確保できない。	施工深度が 50 m を超えるため，施工機械の性能不足により，注入圧力不足等が生じる。	計画地点近傍で本工事での最大深度（深さ 50 m 超）の地盤改良試験施工を実施し（3.6.6(2) a. (e) 参照），所定の改良品質を達成できることを確認した。
ボーリングの孔曲がりの影響が大きく薬液注入位置が計画位置からずれる。	施工深度が 50 m を超えるため，ボーリングの孔曲がりの影響が大きく位置ずれを生じる。	ボーリングの削孔誤差を考慮し，注入範囲を広めに計画する（3.6.6(2) b. (b) 参照）
地中での施工であり，施工結果を直接，把握しにくい。	施工状況を直接目視できないため，改良品質を把握しにくい。	品質確認を規格基準以上に強化・拡充する（3.5.8(5) 参照）

3.4 施工計画に対する今回の不具合事象の再発防止確認

3.4.1 施工計画における詳細施工ステップ

不具合事象の原因である「各施工ステップにおいてリスク想定が不十分であり、不具合の発生を予期できなかった」ことを踏まえ、**施工計画に対して今回と同様の不具合事象が発生しないことを確認するため、施工計画の詳細について施工ステップごとに施工方法の詳細を確認する。**

構造変更した防潮堤（鋼製防護壁）の**施工の流れ**を図 3.4-1 に示す。また、北基礎断面を図 3.4-2 に、北基礎構築の施工ステップを図 3.4-3 に示す。なお、**南基礎、北基礎とも同様の施工であることから、北基礎を代表に説明する。**また、図 3.4-1 は工事の流れの基本を示した図であり、工事の細部で**施工の流れ**と異なる順序で施工を実施する可能性がある。



※工事の流れの基本を示した図であり、工事の細部で**施工フロー**図と異なる順序で施工を実施する可能性がある。

図 3.4-1 構造変更した防潮堤（鋼製防護壁）の**施工の流れ**※

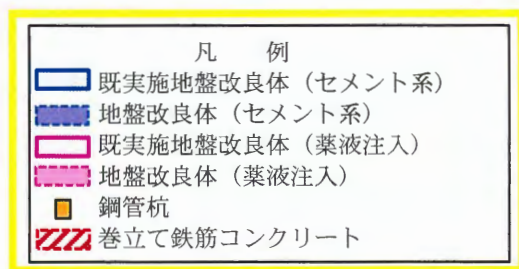
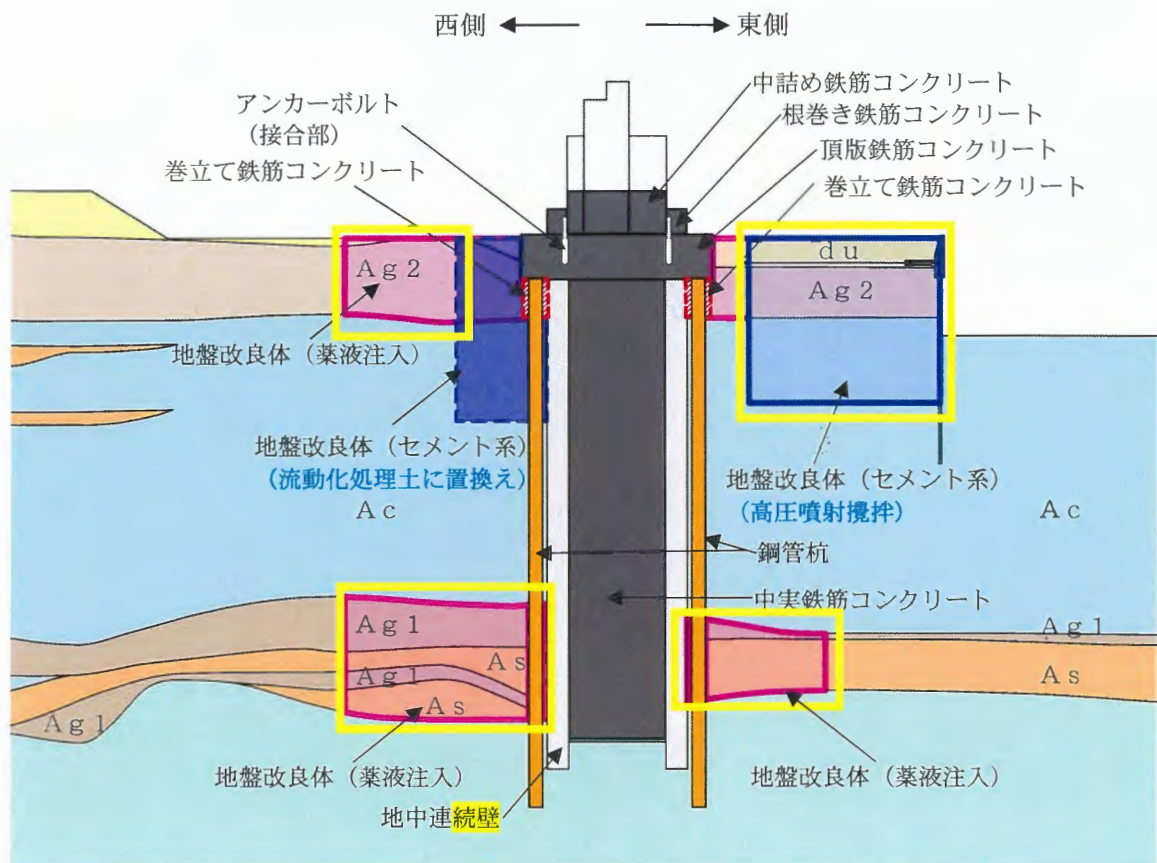


図 3.4-2 北基礎断面図

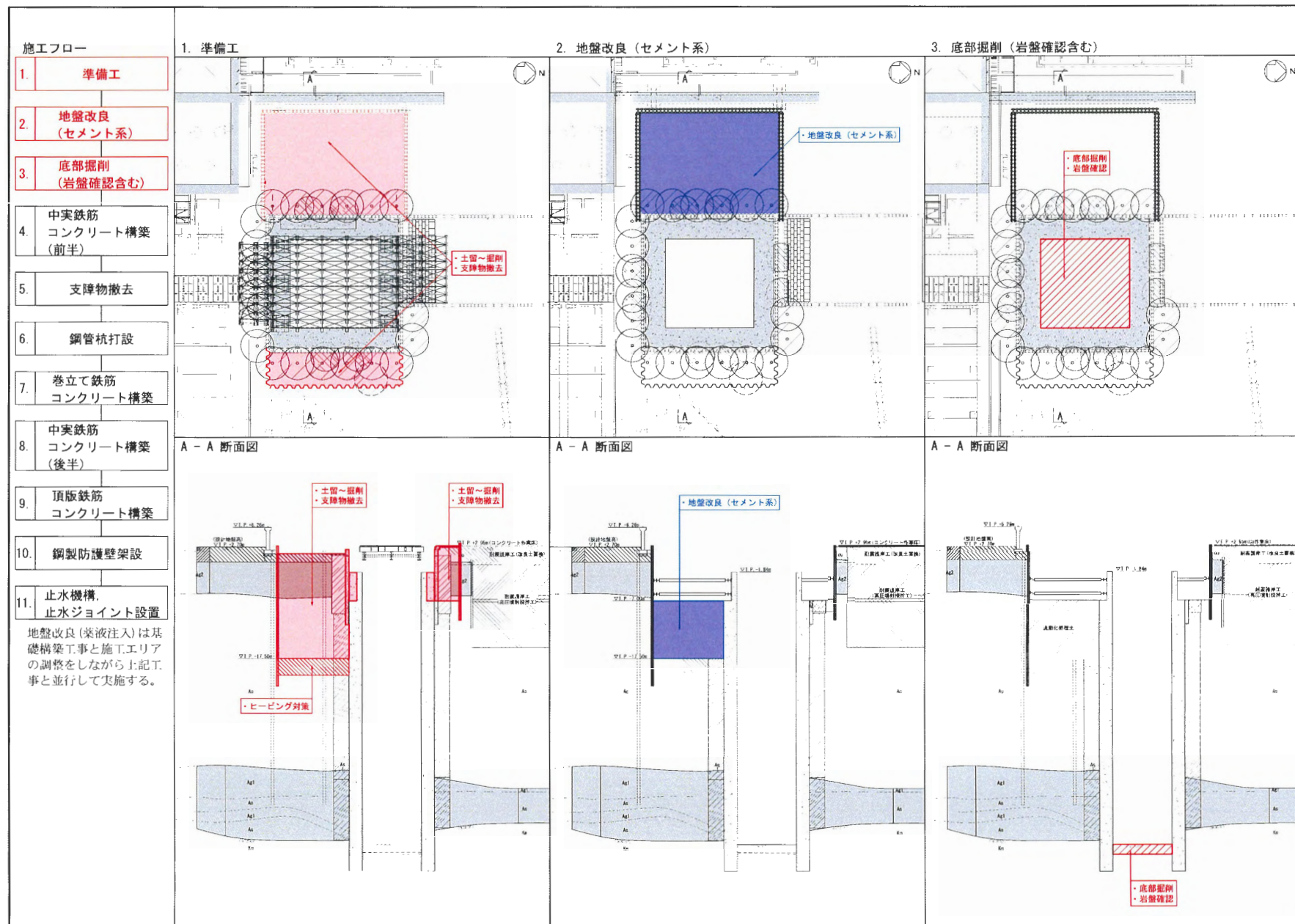


図 3.4-3 北基礎構築の施工ステップ（1／4）

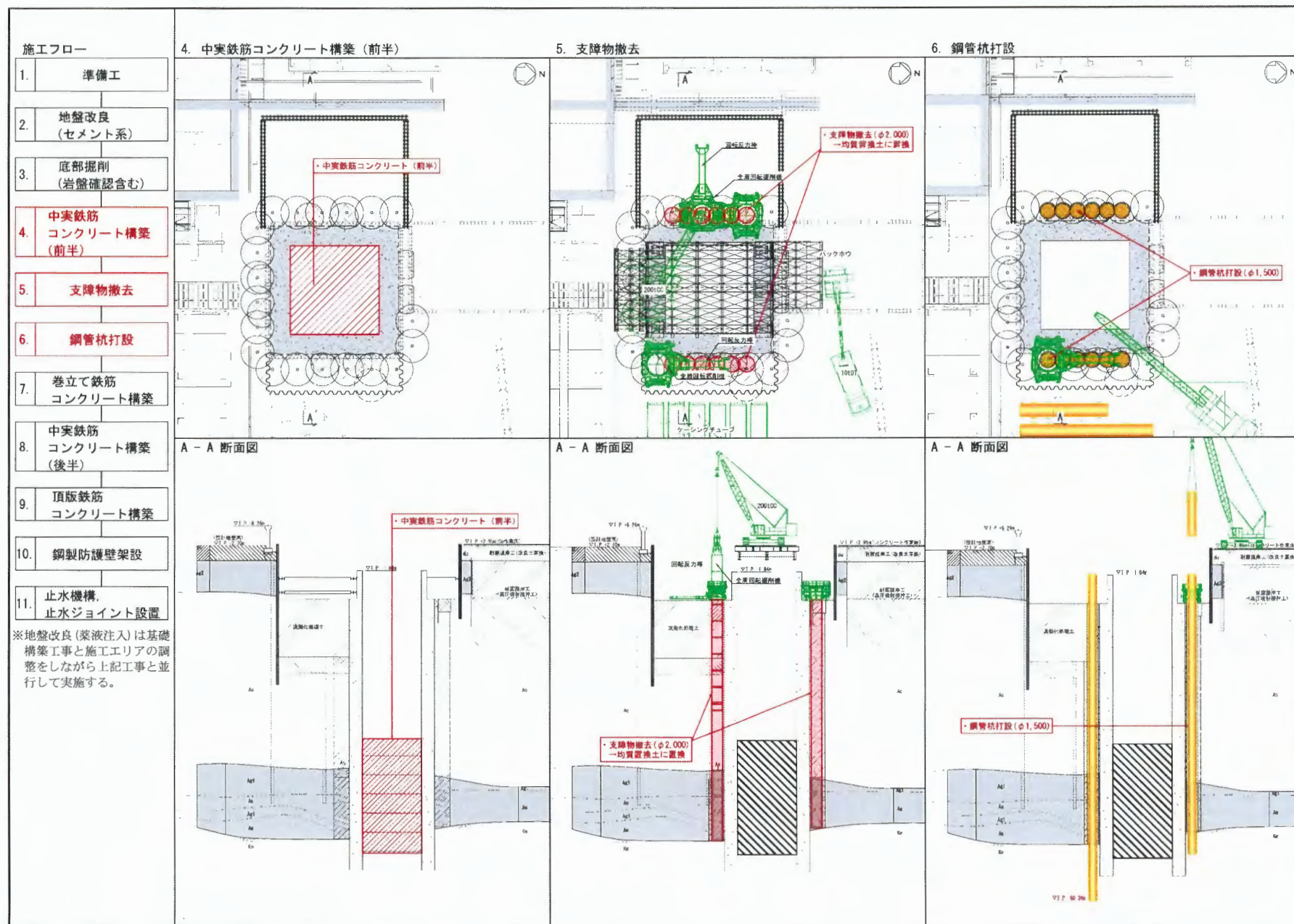


図 3.4-3 北基礎構築の施工ステップ（2 / 4）

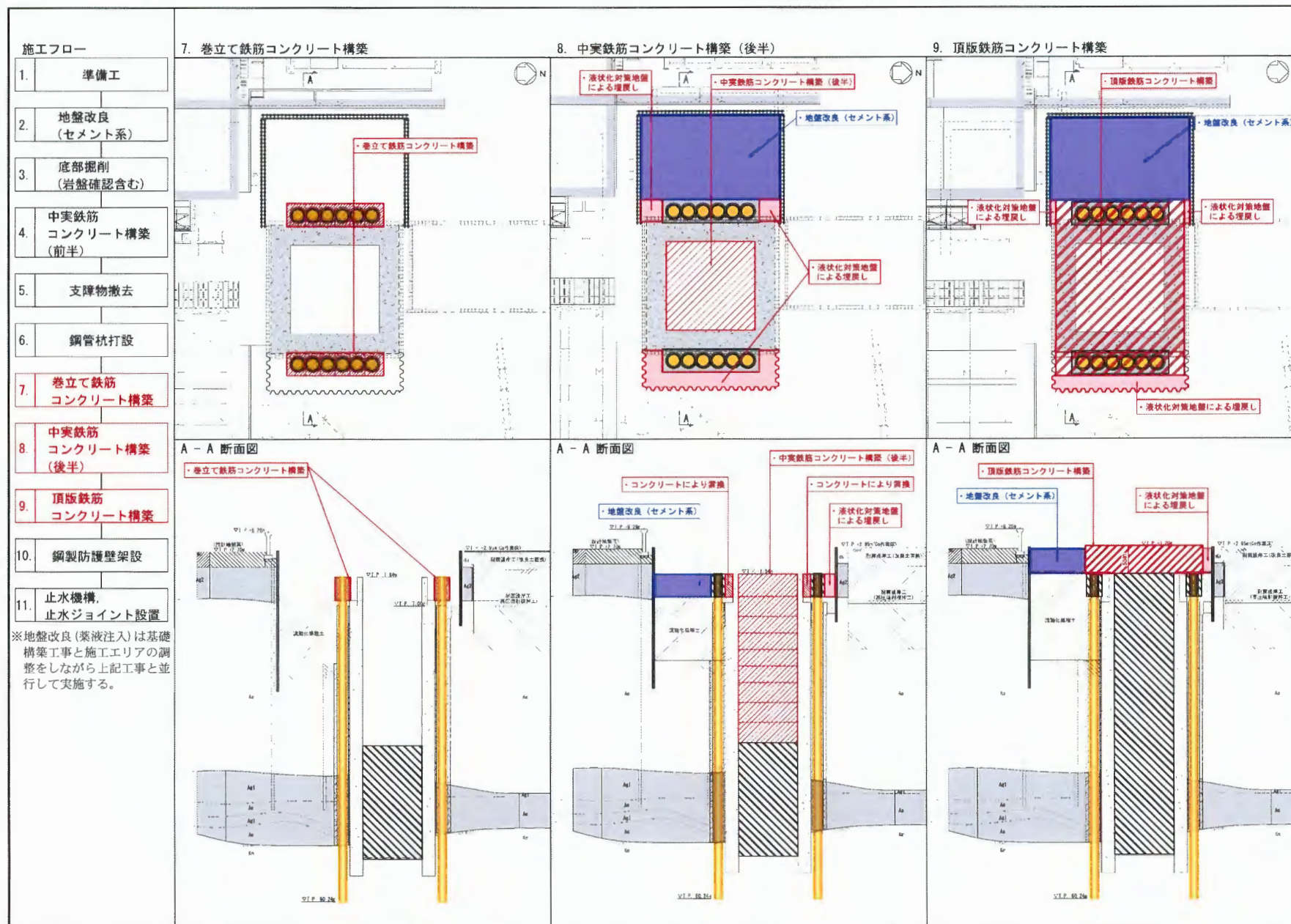


図 3.4-3 北基礎構築の施工ステップ（3／4）

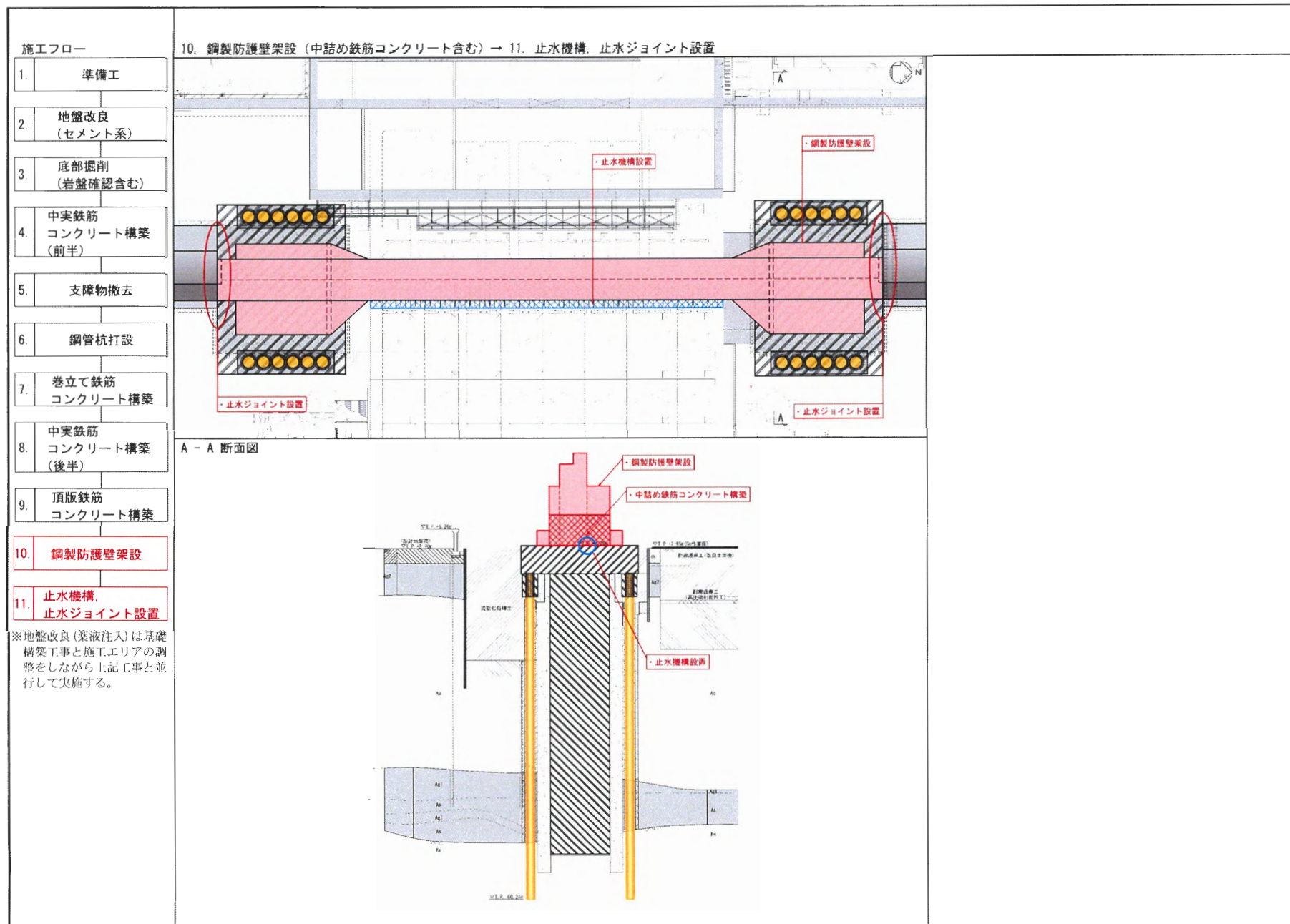


図 3.4-3 北基礎構築の施工ステップ（4／4）

3.4.2 今回の不具合事象が再発しないことの確認

防潮堤（鋼製防護壁）について、今回発生した不具合事象を再発させないために、図3.4-1に示す全施工ステップから、当該不具合事象に関連する可能性のある施工ステップを抽出し、不具合事象の再発の観点から確認を行った。

地盤のはらみ出し、コンクリート未充填及び鉄筋の変形等の不具合事象に関連する施工ステップそれぞれについて、再発の有無を確認した結果を表3.4-1に示す。その結果、今回採用する施工方法では不具合事象は再発しないことを確認した。

表 3.4-1 不具合事象が再発しないことの確認結果

不具合事象	左記に関連する作業	該当する施工ステップ	不具合事象が再発しないことの確認結果
地盤のはらみ出し (以下2つの不具合事象に共通する重大な要因のため抽出)	地盤改良 (掘削・置換)	i. 地盤改良 (セメント系)	・掘削・置換時は、鋼矢板・SMW及び切梁の構造体で土留めしており、はらみ出し・崩落は発生しない。
コンクリート未充填	コンクリート打設	b. 中実鉄筋コンクリート構築 d. 鋼管杭打設・巻立て鉄筋コンクリート構築 e. 頂版鉄筋コンクリート構築 f. 鋼製防護壁架設（中詰め鉄筋コンクリート構築、根巻きコンクリート構築）	・堅固な型枠（中実鉄筋コンクリートは地中連続壁、中詰め鉄筋コンクリートは鋼製防護壁）を用いてコンクリートを打設する。 ・コンクリートの打設前に、型枠内の土砂等異物の有無を目視で検知でき、撤去可能である。 ・施工状況が目視で把握できる作業であり、コンクリートの充填状況は打設作業中に目視で確認可能である。
	コンクリート打設	d. 鋼管杭打設	・鋼管杭内に残った土砂はコンクリート打設前に孔底処理 ^{※1} により除去する。 ・土砂が残置していないことをレッド測量 ^{※2} により確認する。 ・コンクリートの打ち上がり高さはレッド測量により確認する。
鉄筋の変形等	鉄筋組立	b. 中実鉄筋コンクリート構築 d. 鋼管杭打設・巻立て鉄筋コンクリート構築 e. 頂版鉄筋コンクリート構築 f. 鋼製防護壁架設（中詰め鉄筋コンクリート構築、根巻きコンクリート構築）	・鉄筋は設置場所にて目視可能な状況で組み立てるため、鉄筋同士の交錯は発生しない。 ・現場状況が目視で把握できる作業であり、鉄筋の変形等は検知でき、仮に変形しても再施工は可能である。

※1：中掘り圧入工法などの鋼管杭施工で、掘削孔の底部に溜まったスライム（泥土・切削粉などの堆積物）を除去する作業。

※2：水を張った鋼管杭内の水深を正確に測るための測深用目盛り付きロープを用いた測深方法。

3.5 各施工ステップの施工性・検査

3.4においては、今回発生した不具合事象の観点から抽出したリスクに対し、それを回避できる施工法であるかを確認したが、ここでは、今回発生した不具合事象に限らず、詳細の施工ステップから網羅的に全てのリスクを漏れなく抽出し、それらを回避できる施工法となっているかを確認する。

具体的には、3.4.1で示した防潮堤（鋼製防護壁）の詳細施工ステップ（a. 底部掘削～i. 地盤改良（セメント系））のそれぞれに対し、施工性、リスク対策及び検査に着目した施工品質確認方法について、3.1基本方針に基づき、3.5.1から3.5.9の各節で以下の項目について示し、確認する。

さらに3.5において、品質に影響を及ぼす可能性のある項目に対する確認結果については、3.6において詳細に記述する。

(1) 工事概要

各施工ステップについて、工事の概要を示す。

(2) 施工方法

各施工ステップについて、施工方法を示す。

(3) 施工性の確認

現場調査の結果を踏まえて各施工ステップの施工図を作成し、特定した干渉物や重機配置場所等への対策を検討の上、施工性を確認する。

(4) リスクを想定した対策の実施

各施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、不具合の発生を防止するために必要な対策を講じることが可能であることを確認することで、施工の実現性を確保する。

必要に応じ試験施工を実施し、計画通りの工事が確実にできることを確認する。

(5) 施工品質の確認

施工ステップごとに工事が計画通り行われていることを確認できるよう、品質を確認（検査）する項目・確認時期、確認方法を整理し、適用する。不具合を施工中及び施工後に速やかに検知・是正できる措置を講じる。

特に、施工品質の確認においては、不具合事象の原因である「工事が計画通り行われていることを直接確認せず、代替措置を講じなかった。」ことを踏まえ、以下の観点から施工品質の確認方法を検討し、整理した。

- ・「計画通り施工が行われていること」を確実にする。
- ・「不具合を速やかに検知し、是正できること」を確実にする。

この観点から、確認すべき項目、方法、時期を明確化して整理した。施工品質の確認方法の基本方針を表3.5-1に示す。

表 3.5-1 施工品質の確認方法の基本方針

	明確化した項目
a. 確認項目	・各工程で、工事の品質（設計要求への適合）が確保されていることを確認すべき全ての項目
b. 確認方法	以下の優先順位で確認方法を選定する。 ①品質の確認方法は現地で目視、寸法測定するなど直接確認できる方法を採用する。 例：鉄筋の組立状況、構造物の外観、鋼管杭の位置 ②目視、寸法測定などの直接確認が適用できないものについては他の定量的な方法を採用する。 例：溶接部の非破壊検査、鋼管杭の傾斜量 ③当該箇所より採取した試料により確認する。 例：地盤改良試料の成分分析 ④供試体を用いた試験で確認する。 例：作成した試料の破壊試験（コンクリート、グラウト等の圧縮強度） ⑤他に定量的な確認方法を採用できない場合であって、メーカーの記録が取得可能なものについては、当該メーカー記録に基づき仕様を確認する。 例：ミルシート、配合計画書
c. 確認時期	・作業完了後速やかに品質を確認する。 ・コンクリート及びグラウト材の強度確認は規格基準に定められた時期に実施する。

また、本不具合事象を踏まえた工事管理の改善等について次の事項を実施する。

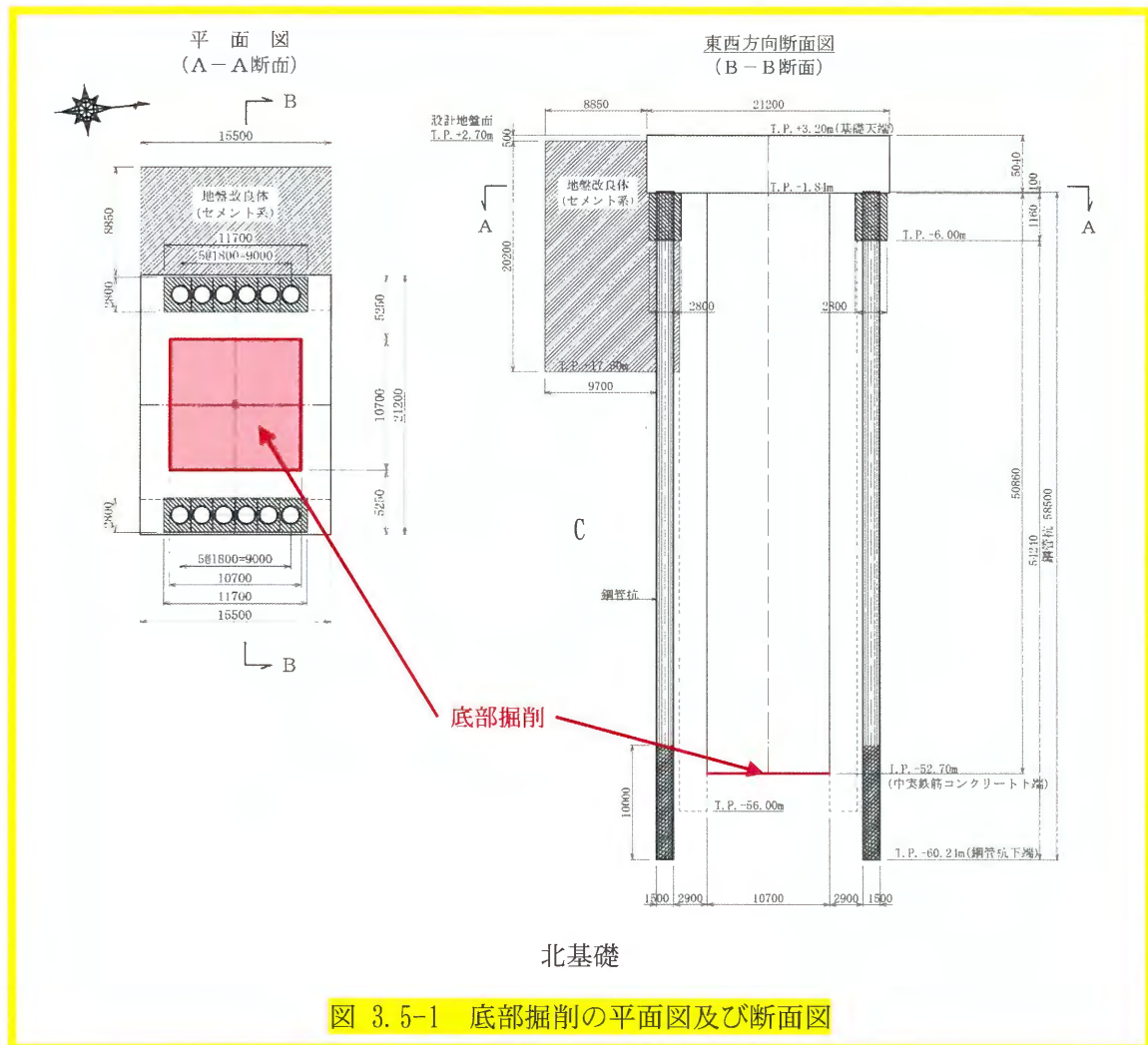
- ・品質マネジメントシステムに基づく改善活動の実施。
- ・防潮堤（鋼製防護壁）の工事管理における改善の実施。
- ・カメラを活用した工事管理の高度化（見える化）の実施。

3. 5. 1 底部掘削

(1) 工事概要

地中連続壁中実部（内空 10.7 m×10.7 m）の底部を設置予定深度（南基礎：T. P. -46.7 m，北基礎：T. P. -52.7 m，（岩盤））まで掘削し，基礎設置面を整形する。また，基礎接地面が岩盤であることを確認する。

底部掘削の平面及び断面を図 3. 5-1 に示す。



(2) 施工方法

- ①中実部はバックホウにより掘削，集土し，地上に設置したクレーンによりベッセル等を用いて揚土する。
- ②床付け面を人力等にて整形する。
- ③基礎設置面が岩盤であることを測量，目視により確認する。

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認した。

底部掘削施工イメージ図（鉛直断面）を図 3.5-2 に示す。

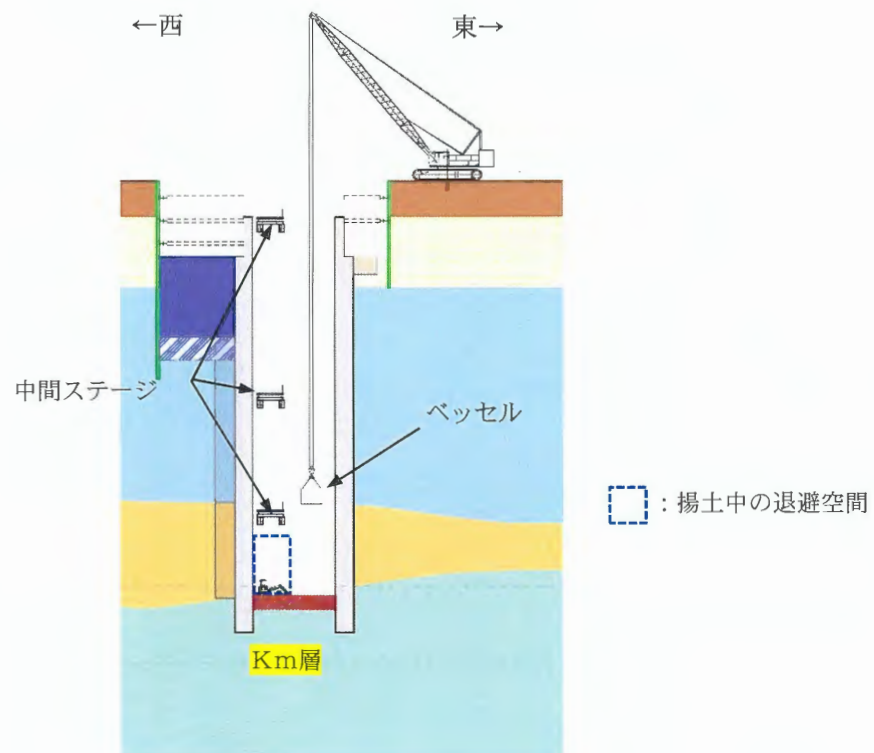


図 3.5-2 底部掘削施工イメージ図（鉛直断面）

底部掘削は、中実部においてバックホウ等により底盤を掘削し、地上のクレーンでベッセル等を用いて掘削土砂を揚土する。立坑には資機材置場や土砂等揚重作業時の作業安全確保のための中間ステージがあるが、十分な作業スペースを確保しているため土砂等揚重作業には干渉しない。

土砂や使用重機の揚重に使用する重機荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さく、仮設土留め等に大きな変形を生じさせることはない（詳細は3.6.3 参照）。

底部掘削の施工性の確認結果を表 3.5-2 に示す。

表 3.5-2 底部掘削の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
バックホウにより掘削し、ベッセル等で揚土する。	- 作業は従来作業と同様（一般的な工事と同様）であり、干渉物もない。 - 揚重時の作業安全上のリスクへの対策として作業員の退避場所を設定し、施工時の安全性を確保する。 - 作業時の重機荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さいことから、施工上の問題とならないことを確認した。

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-3 に示す通り、施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した。

表 3.5-3 底部掘削における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
底部より湧水が発生し、基礎底面が整備できない。	止水工及び湧水処理により床付け処理の作業が可能であることを確認した。

(5) 施工品質の確認

底部掘削において確認する項目、方法、時期を表 3.5-4 に示す。確認項目、方法、時期を整理した結果、底部掘削に係る品質確認は、目視等にて確認が可能であり、各作業について適切な時期に施工結果を確認することで、実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また、これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-4 底部掘削に係る施工品質の確認項目

工程	項目	方法		時期
岩盤掘削工	岩盤確認※	設置標高及び幅を測量し設計値と照合	測量	床付け後
		設置盤が設計結果の地盤（Km層）であることを確認 設置盤の清掃、風化、湧水状況を確認	目視	床付け時

※土木工事施工管理基準及び規格値[令和7年3月版]（国土交通省）に準拠する。

3.5.2 中実鉄筋コンクリート構築

(1) 工事概要

中実鉄筋コンクリート（内空 10.7 m×10.7 m、高さ 44.86 m（南基礎）、50.86 m（北基礎））を構築する。中実鉄筋コンクリートの構築に先立ち、中実鉄筋コンクリートの形状・寸法に支障を与えないように地中連続壁の中実部側壁面を整形する。

1段の高さは3 m程度であり、北基礎は15段、南基礎は13段に分けて構築する。

中実鉄筋コンクリートの平面及び断面を図 3.5-3 に示す。

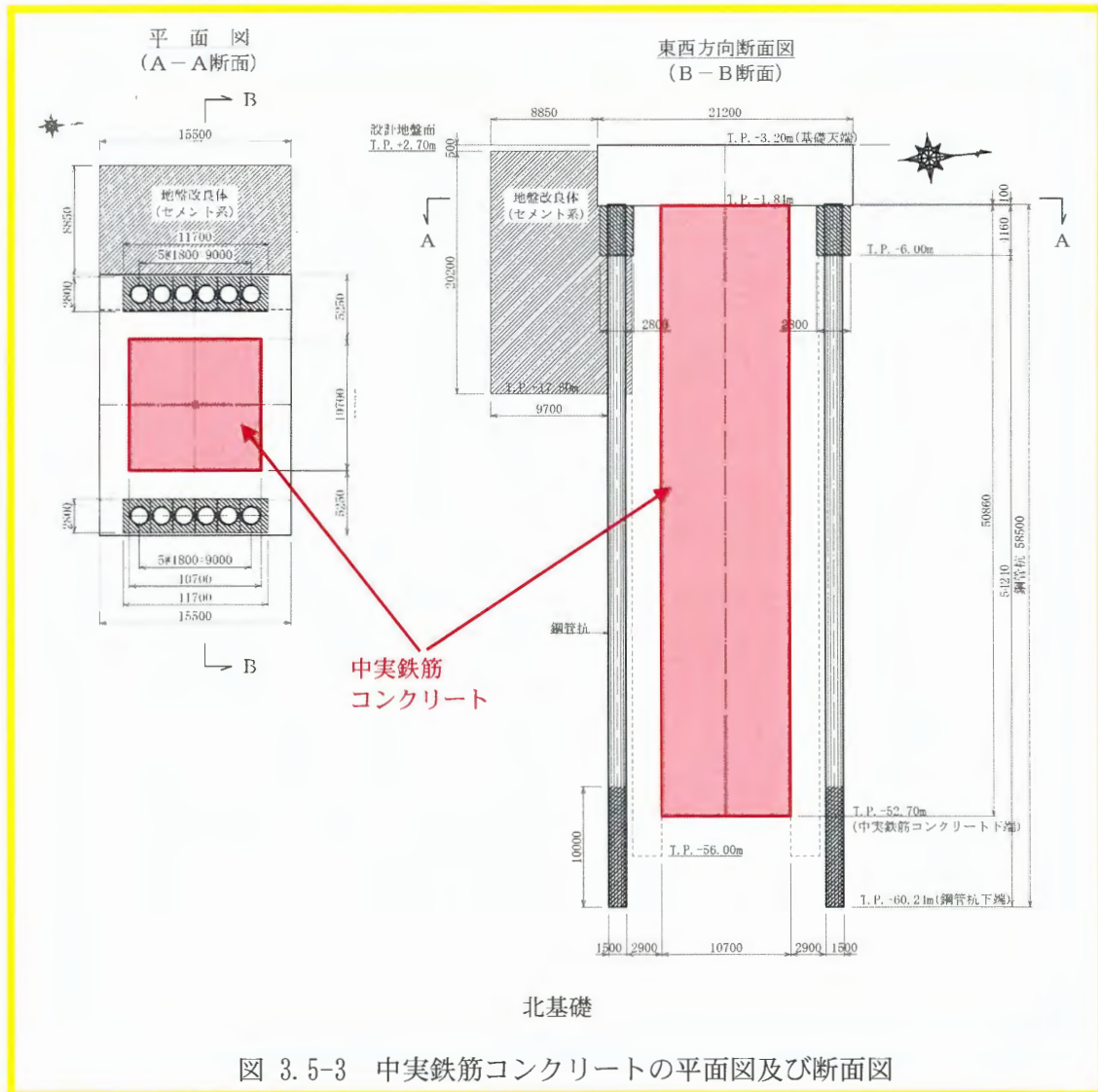


図 3.5-3 中実鉄筋コンクリートの平面図及び断面図

(2) 施工方法

- ①コンクリートの型枠の役目となる地中連続壁の中実部側壁面について、計画よりも凸部ははつり取り、計画より凹部は吹付コンクリート等を充填し整形する。
- ②1段ごとにクレーン及び人力にて鉄筋を組み立て、整形した地中連続壁側面を型枠としてコンクリートを打設する。
- ③各段間の鉛直鉄筋は機械式継手を用いて接続する。

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して、施工性を確認した。

地中連続壁壁面の凹凸の整形箇所及び整形方法を表 3.5-5 に示す。これらの整形を実施後、地中連続壁の内空寸法を確認し、中実鉄筋コンクリートの外形寸法が確保されていることを確認する。

表 3.5-5 地中連続壁壁面の凹凸の整形箇所及び整形方法

整形箇所	整形方法	備考
コンクリートの未充填	コンクリートの未充填は、吹付コンクリート・断面補修材を用いて充填する。	中実鉄筋コンクリートの外壁面に型枠は設けず、地中連続壁内壁面に直接コンクリートを打設する（地中連壁部の内空を中実コンクリートの外形とする）。
鉄筋のはみ出し	地中連続壁の鉄筋のうち、中実鉄筋コンクリートの範囲にはみ出ているものは切断・撤去する。	
コンクリートのはみ出し	地中連続壁が中実鉄筋コンクリートの範囲にはみ出ている箇所は切削する。	

地中連続壁壁面の凹凸の整形イメージを図 3.5-4 に、中実鉄筋コンクリート構築イメージ図（鉛直断面）を図 3.5-5 に示す。

中実鉄筋コンクリートの構築は、3 m 程度を1段として当該箇所に鉄筋を搬入し、人力で組立て、コンクリートを打設する。このため、中実部上方に設置した覆工構台を撤去または開口を設ける計画であり、資機材の揚重の際に干渉する干渉物はない。

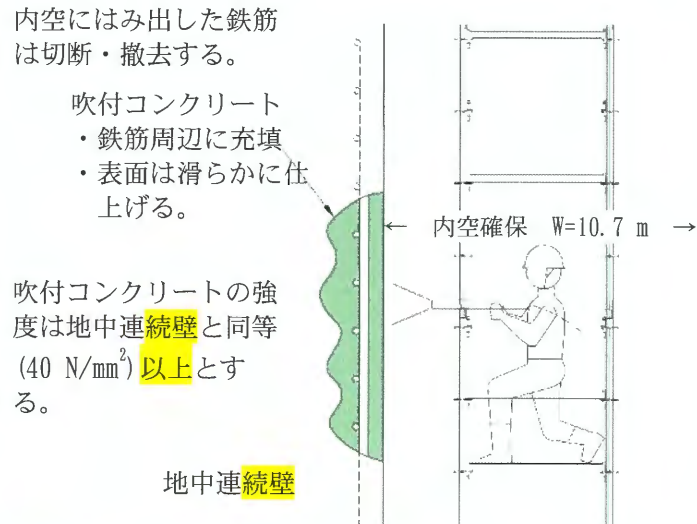
立坑は中間ステージ（図 3.5-5）を設置するが、十分な作業スペースを確保しているため揚重作業時の施工には干渉しない。なお、各段の施工で干渉する中間ステージは、撤去する。資機材の揚重やコンクリート打設の際に使用する重機荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さく、施工上の問題とならないことを確認した（3.6.3 参照）。

なお、太径鉄筋の高密度な配筋を多重に構築するため、構造設計の段階から施工性の確認を並行して実施し、現場での施工が確実に可能となる配筋設計を実現した。

中実鉄筋コンクリート構築の施工性の確認結果を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-6 中実鉄筋コンクリート構築の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
・ 通常の鉄筋コンクリート工事と同じ。 ・ 中実鉄筋コンクリートの構築に支障となる地中連続壁壁面の凹凸を平滑化し、内空寸法を確保する。	・ 作業は従来作業と同様（一般的な工事と同様）であり、干渉物はない。 ・ 揚重作業時のリスクへの対応として作業員の退避場所を設定し、施工時の安全性を確保する。 ・ 使用する重機（120 t級クローラクレーン）荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さく、仮設土留め等に大きな変形を生じさせることはなく、周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから、施工上の問題とならないことを確認した。 ・ 構造設計の段階から施工性の確認を並行して実施し、現場での施工が確実に可能となる配筋設計を実現した。



地中連続壁の内空は中実鉄筋コンクリートの外形となることから、中実鉄筋コンクリートの施工前に地中連続壁面の凹凸を平滑化し、内空寸法を確保する。

図 3.5-4 地中連続壁壁面の凹凸の整形イメージ

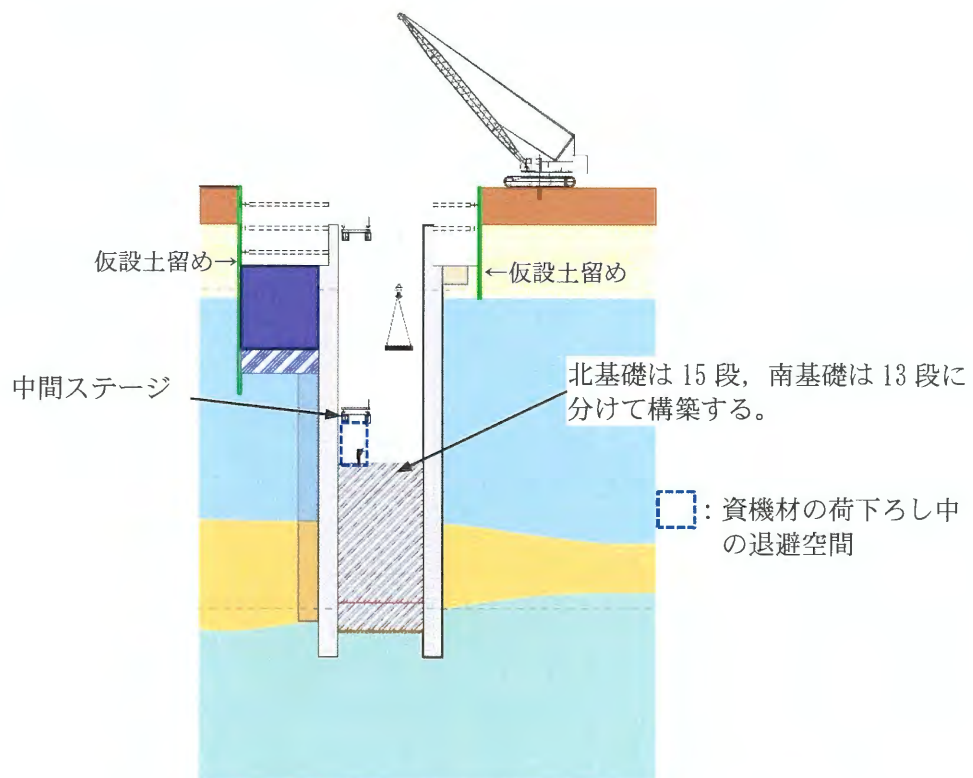


図 3.5-5 中実鉄筋コンクリート構築イメージ図（鉛直断面）

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-7 に示す通り、施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した（詳細は 3.6.1 参照）。

また、鉄筋組立及びコンクリートの充填について試験施工を実施し、計画通りに工事が確実にできることを確認した（詳細は 3.6.1(1) 参照）。

表 3.5-7 中実鉄筋コンクリート構築における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
・ 太径鉄筋の高密度な配筋を多重に構築するため、鉄筋の組立精度が確保できず、鉄筋を計画通り組み立てられない。 ・ 太径鉄筋による高密度な配筋のためコンクリートの流動性が阻害され、コンクリートの未充填部が発生する。	・ 組立工程において鉄筋が計画した精度内に位置することを確認する手順を設定した。 ・ 実規模のモックアップによる鉄筋組立試験を実施し、必要な組立精度が確保可能であることを確認した。 ・ 高流動コンクリートを採用する。 ・ 実規模の組立鉄筋モックアップを用いたコンクリート充填試験を実施し、コンクリートが狭隙部まで充填されていることを確認した。
機械式継手の範囲で帯鉄筋が配置できない。	・ 設計の鉄筋は機械式継手の範囲には配置せず近傍に配置し、元の位置には構造細目を満足する帯鉄筋を配置する（同鉄筋は構造設計に加算しない）計画である。 ・ 機械式継手の配置はイモ継ぎであるが、設計における許容応力度の低減は行わないこととし、継手指針⁷⁾に従い継手材料及び施工・検査のレベルを確保する計画であることを確認した。

(5) 施工品質の確認

中実鉄筋コンクリート構築において確認する項目、方法、時期を表 3.5-8 に示す。確認項目、方法、時期を整理した結果、中実鉄筋コンクリート構築に係る品質確認は、目視等にて確認が可能であり、各作業について適切な時期に施工結果を確認することで、実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また、これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

⁷⁾ コンクリートライブラリー156 鉄筋定着・継手指針 [2020 年版]，以下「継手指針」という。

表 3.5-8 中実鉄筋コンクリート構築に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
壁面整形工 ・はつり ・吹付け	吹付前の壁面の状態	壁面に空洞がないことを目視により確認	目視	はつり後
	吹付材の強度	吹付け前に作製した供試体を用い、強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	吹付後
	吹付後の外観	ひび割れ・突起、材料分離など有意なものがないこと	目視	吹付後
	吹付後の形状※ ¹	内空寸法を計測し、設計値と照合	計測	吹付後
鉄筋組立工	鉄筋の材料・寸法※ ²	現物と図面・ミルシートの照合	目視、計測、記録	組立前
	機械式継手の材料・寸法※ ³	現物と図面・ミルシートの照合	目視、計測、記録	組立前
	機械式継手の施工※ ³	鉄筋挿入長さ、グラウト充填等の状態確認	目視	施工中
	機械式継手のグラウト材の圧縮強度※ ³	グラウト材製造時に作製した供試体を用い、強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	施工後
	鉄筋の組立※ ^{1, 2}	鉄筋の組立状態と計画図の照合	目視、計測	組立後
コンクリート打設工	配合計画書等※ ^{1, 2}	配合計画書、材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	生コンクリートの性状※ ^{1, 2}	生コンクリート受入時にスランプフロー試験等（温度他）を実施し、計画値と照合	計測	施工中
	コンクリートの圧縮強度※ ^{1, 2}	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い、強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	施工後
	コンクリートの打込み及び締固め	目視によりクラック、沈降がないことを確認	目視	施工後
	構造物の寸法※ ¹	コンクリート打設天端の寸法を計測し、設計値と照合	計測	施工後

※ 1：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省）に準拠する。

※ 2：コンクリート標準示方書 施工編[2023 年版]（土木学会）に準拠する。

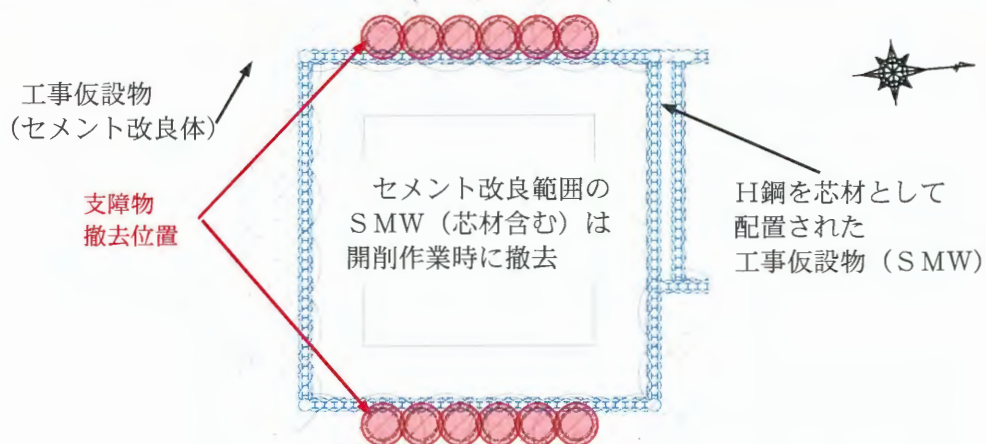
※ 3：鉄筋定着・継手指針[2020 年版]（土木学会），鉄筋継手工事標準仕様書 機械式継手工事[2017 年版]（日本鉄筋継手協会）に準拠する。

3.5.3 支障物撤去

(1) 工事概要

鋼管杭打設に支障となる地中連続壁の工事仮設物（セメント改良体及びSMW）を撤去する。また、岩盤標高（Km層上面）まで掘削し、均質置換土（セメントペントナイト（CB）で置き換えるため、以下「均質置換土（CB）」という。）に置き換える。

支障物の撤去計画平面図（北基礎）を図 3.5-6 に、支障物の撤去計画断面図（北基礎）を図 3.5-7 に示す。



大口径（φ2,000 mm 程度）のケーシング掘削で鋼管杭打設時に支障となる工事仮設物を切削・撤去し均質置換土で置き換える。

図 3.5-6 支障物の撤去計画平面図（北基礎）

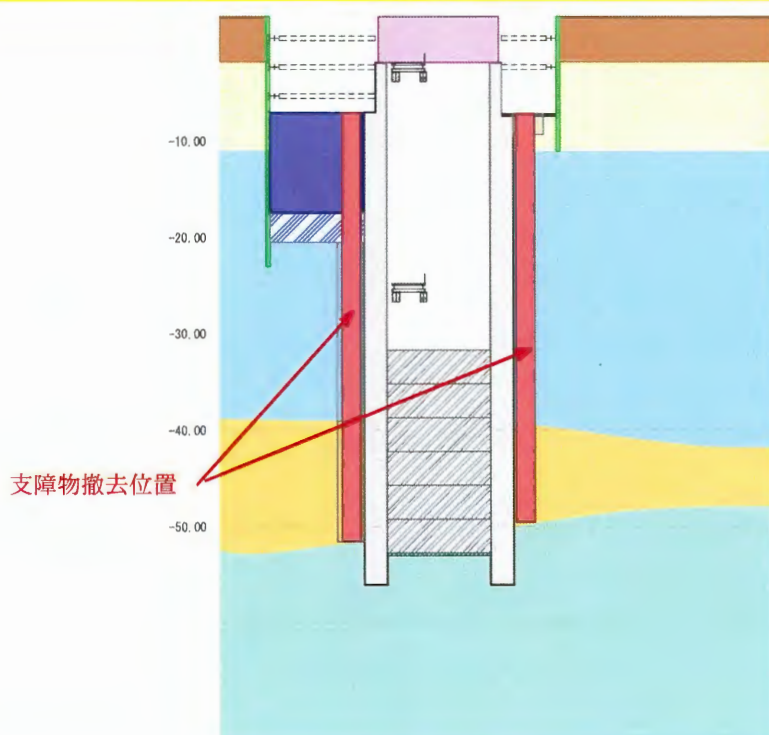


図 3.5-7 支障物の撤去計画断面図（北基礎）

(2) 施工方法

支障物撤去のイメージ図（鉛直断面）を図 3.5-8 に示す。

- ①工事仮設物（S MW等）を撤去，岩盤標高（Km層上面）までオールケーシング工法で掘削する。また，この撤去には，鋼管杭径（ $\phi 1,500$ mm）を包含する大口径（ $\phi 2,000$ mm 程度）のケーシングを用いる。施工方法の選定については表 3.5-9 に示す。
- ②均質置換土（CB）をトレミー管によりケーシング内に打設すると同時に掘削用ケーシングを引き抜く。

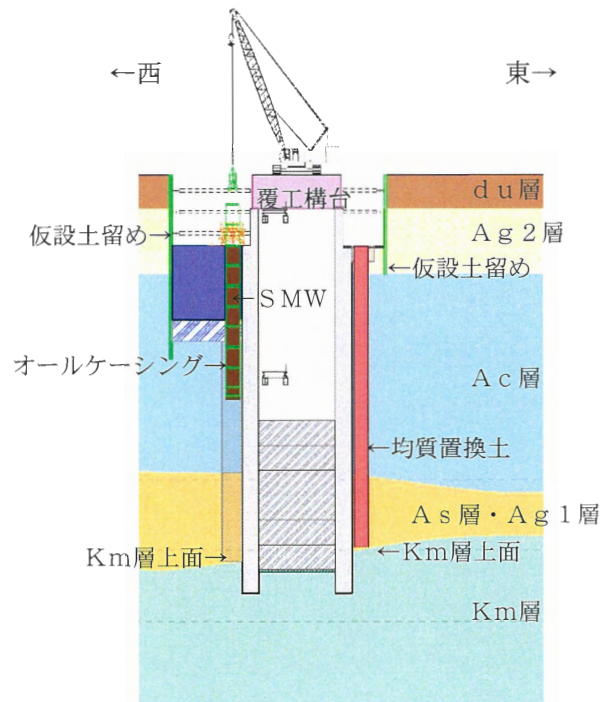
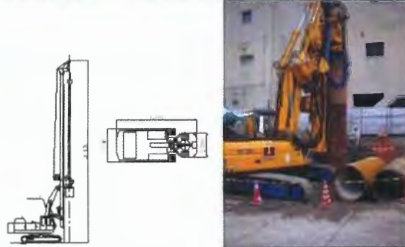


図 3.5-8 支障物撤去のイメージ図（鉛直断面）

表 3.5-9 支障物撤去の施工方法の選定表

項目	大型ブレーカ工法	移動式大口径多目的削孔機工 (B G 工法)	オールケーシング工法 (C D 工法)
施工概要図			
適用径	—	φ550～φ2,000 (mm)	φ1,000～φ3,000 (mm) 今回φ2,000 (mm)
機械総重量	3～21 (t) (0.1～0.7 m³級バックホウ)	34.3～106.0 (t)	26.1～53.0 (t)
施工概要	・本工法は、クローラ式バックホウに油圧式大型ブレーカを装着して打撃による破碎を行う。 ・機械の作業スペースが必要。また、狭い箇所での破碎は困難である。振動・騒音が大きい。 ・バックホウ、ブレーカの大きさにより施工能力に差がある。	・本工法は、油圧式大口径多目的削孔機による削孔工法である。 ・B G機 (BOHR GERATE) は、粘性土、砂質土、砂礫、岩盤に対応している。 ・乾湿両方式を採用しオールケーシング方式、アースドリル方式、オーガ方式、パーカッション方式の削孔を行う。	・本工法は、全周回転掘削機によりケーシングを掘削孔全長に回転・圧入しながらハンマングラブで孔内を掘削し排土する工法である。 ・掘削完了後購入土等にて埋戻しを行う。 ・また、カッティングエッジ・超硬チップを取付けたカッタービットを回転させコンクリート塊、鉄筋コンクリートの障害物、転石、岩盤等を掘削できる。
適用深度	削孔深度数 m 以下	削孔深度 40 m 以下	削孔深度 60 m 以下
適用範囲	・バックホウのアタッチメントとして油圧ブレーカを取り付け、対象コンクリートを打撃破碎する。 ・作業スペースに合わせて重機サイズの選定が可能であるが、鉄筋切断等は人力作業を併用する必要がある。	・杭径 800～2,000 mm のリーダー式ケーシング回転掘削工法に適用する。 ・なお、適用地盤は硬岩Ⅱ (未風化で無亀裂な新鮮な硬岩) 以外の全ての地質、並びに地中障害物 (鉄筋コンクリート等) とする。	・杭径 1,000 mm～3,000 mm のケーシング回転掘削工法による置換え杭の施工に適用する。 ・なお、適用地盤は硬岩Ⅱ (未風化で無亀裂な新鮮な硬岩) 以外の全ての地質、並びに地中構造物 (鉄筋コンクリート等) とする。
特 徴	① 1 台あたりの破碎量は多い。壊したガラが大きい場合は二次破碎が必要となる。 ② 粉塵等が多量に発生する。騒音・振動が非常に大きい。 ③ 打撃エネルギーが大きいため破片の飛散防止対策が必要である。 ④ 重機周囲の区画が必要である。	① アタッチメント及びツールの交換により、あらゆる地質に対応する事ができる。 ② 機動性が高く、狭隘な場所でも施工が可能である。 ③ 補助ウィンチを備えているので削孔機本体で、ケーシングや鋼管、鋼材等建込む事が出来る。 ④ 粘性土が連続してある場合ケーシングに付着して削孔や引抜きに影響する。	① 強力な回転力の為、岩盤、転石等掘削コンクリート構造物の切削が可能である。 ② ケーシングが 360° 回転する為、高い精度が得られ大深度の掘削が可能である。 ③ 掘削孔全長に渡りケーシングを使用する為、杭形状が確保出来孔壁の崩壊や近隣構造物への影響が少ない。 ④ 転石の場合、ハンマングラブにより掴み取る事が出来る。
現場条件	撤去対象：原地盤土～セメント改良体相当、S M W 鋼材等地中支障物含む 削孔深度：北基礎 50 m、南基礎 40 m		
適応性	削孔深度 対応不可	削孔深度 対応不可	撤去対象物、削孔深度 対応可能
評価	×	×	○

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して、施工性を確認する。

施工用地計画（南基礎）を図 3.5-9 に示す。この図より、干渉物対策、施工用地確保等を調整し、不足する作業エリアは地中連続壁の上部に覆工構台を設置することや鉄筋コンクリート防潮壁基礎の上に覆土することで、揚重機の配置場所等の用地確保が可能であることを確認した。なお、作業時の重機荷重は仮設土留めの設計に考慮しており、土留め等に大きな変形を生じさせることはなく、周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから、施工上の問題とならないことを確認した（3.6.3 参照）。

発電設備と全周回転掘削機の干渉状況（南基礎）（A-A断面）を図 3.5-10 に示す。重機配置に干渉する発電設備について、撤去・移設できることを確認し、移設ができない発電設備は施工期間中、一時的に撤去する（南基礎）。

支障物撤去工の施工性の確認結果を表 3.5-10 に示す。

表 3.5-10 支障物撤去工の施工性の確認結果

施工方法	確認結果	備考
オールケーシング工法	- 施工エリアが狭隘であることから、現地確認、施工図等をもとに重機配置図を作成し、地中連続壁の上部に覆工構台を設置すること等により、揚重機の配置場所等の用地確保が可能であることを確認した。 - 重機配置図を作成し、干渉物の特定をした後、重機配置に干渉する発電設備について、撤去・移設として対策できることを確認した。 - 移設ができない発電設備は施工期間中、一時的に撤去（南基礎）する。	図 3.5-9, 図 3.5-10 参照

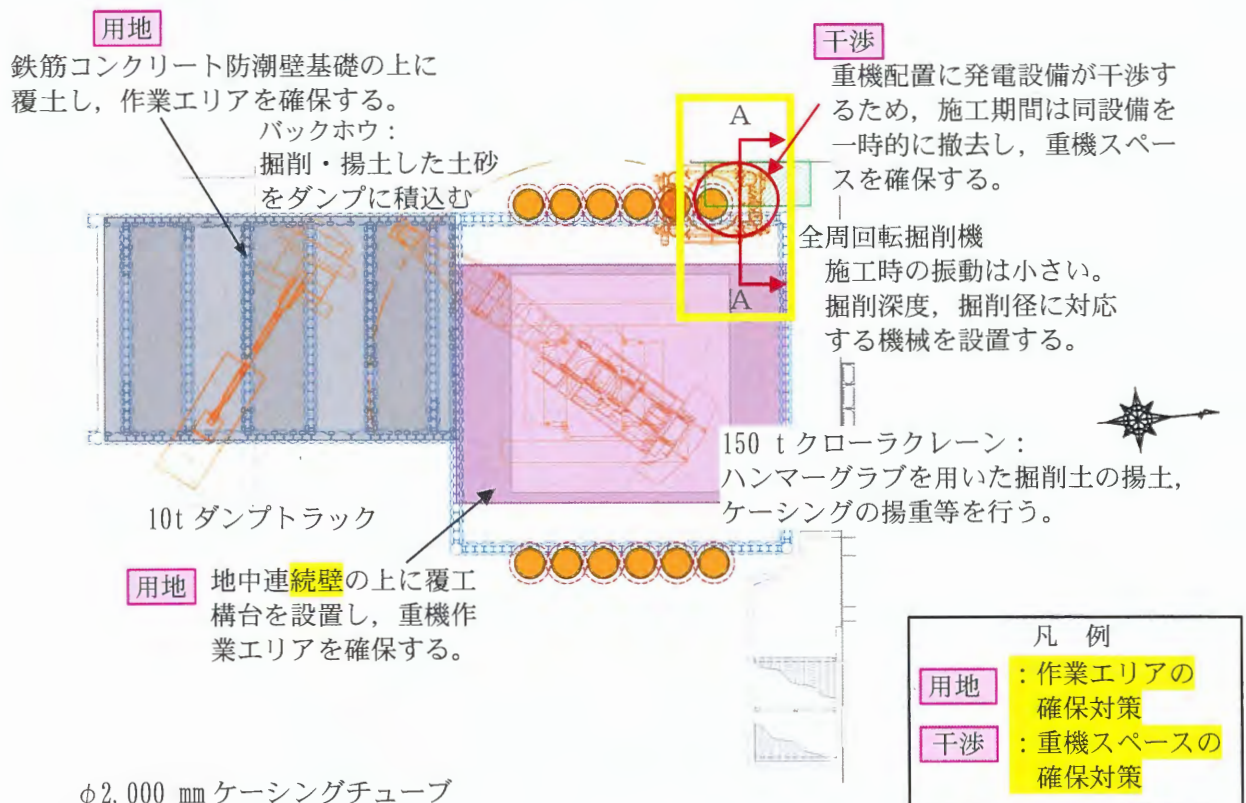


図 3.5-9 施工用地計画（南基礎）

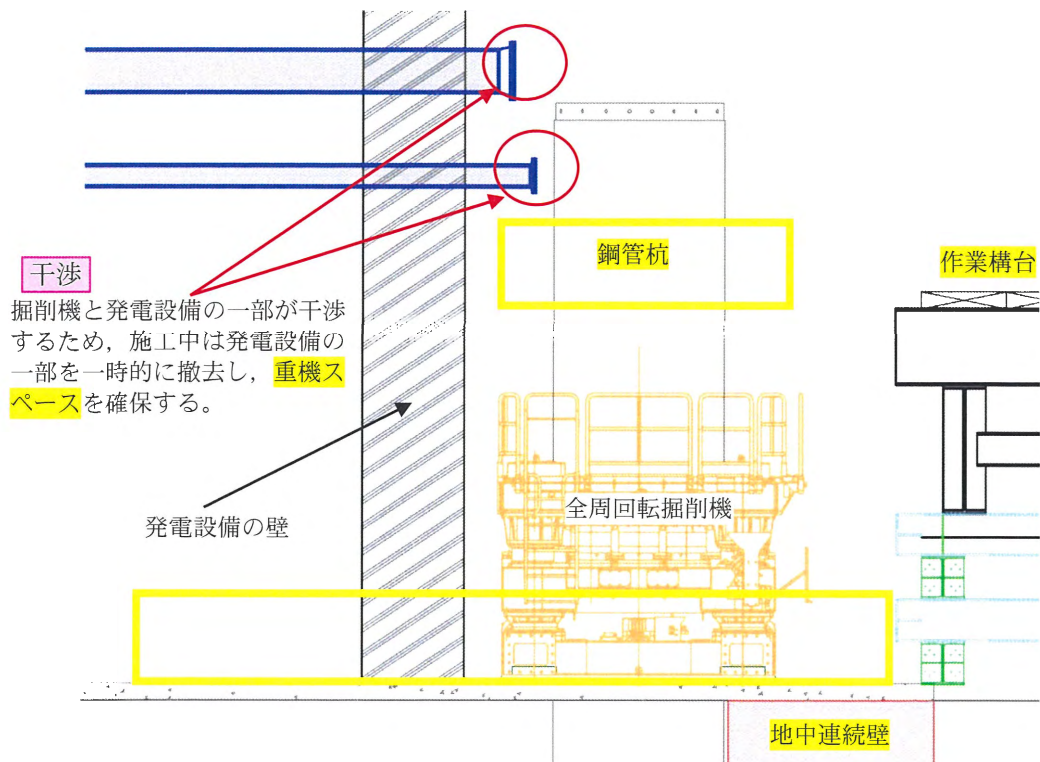


図 3.5-10 発電設備と全周回転掘削機の干渉状況（南基礎）（A－A断面）

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-11 に示す通り、施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した（詳細は 3.6.2 参照）。

表 3.5-11 支障物撤去における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
- 支障物が想定より硬く、計画深さまで撤去できない。 - 支障物を撤去するための掘削用ケーシングが周辺地盤との摩擦で固着する。 - 鋼管杭打設時に撤去されない均質置換土（CB）の設計における地盤バネへの影響の可能性がある。	- 支障物撤去は再施工が可能である。 - 掘削用ケーシングより外径が若干太い掘削治具（フリクションカッター）を取り付けることで、大きな摩擦の発生を防止する。 - 堆積層を置換する均質置換土（CB）の強度は周辺地盤の強度より大きく、設計における地盤バネへの影響がないことを確認した。 - 均質置換土（CB）の使用実績及び硬化のメカニズムから、均質置換土（CB）は長期安定性を有する材料であり、設計に影響を及ぼさないことを確認した。

(5) 施工品質の確認

支障物撤去において確認する項目，方法，時期を表 3.5-12 に示す。確認項目，方法，時期を整理した結果，支障物撤去に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-12 支障物撤去に係る施工品質の確認項目

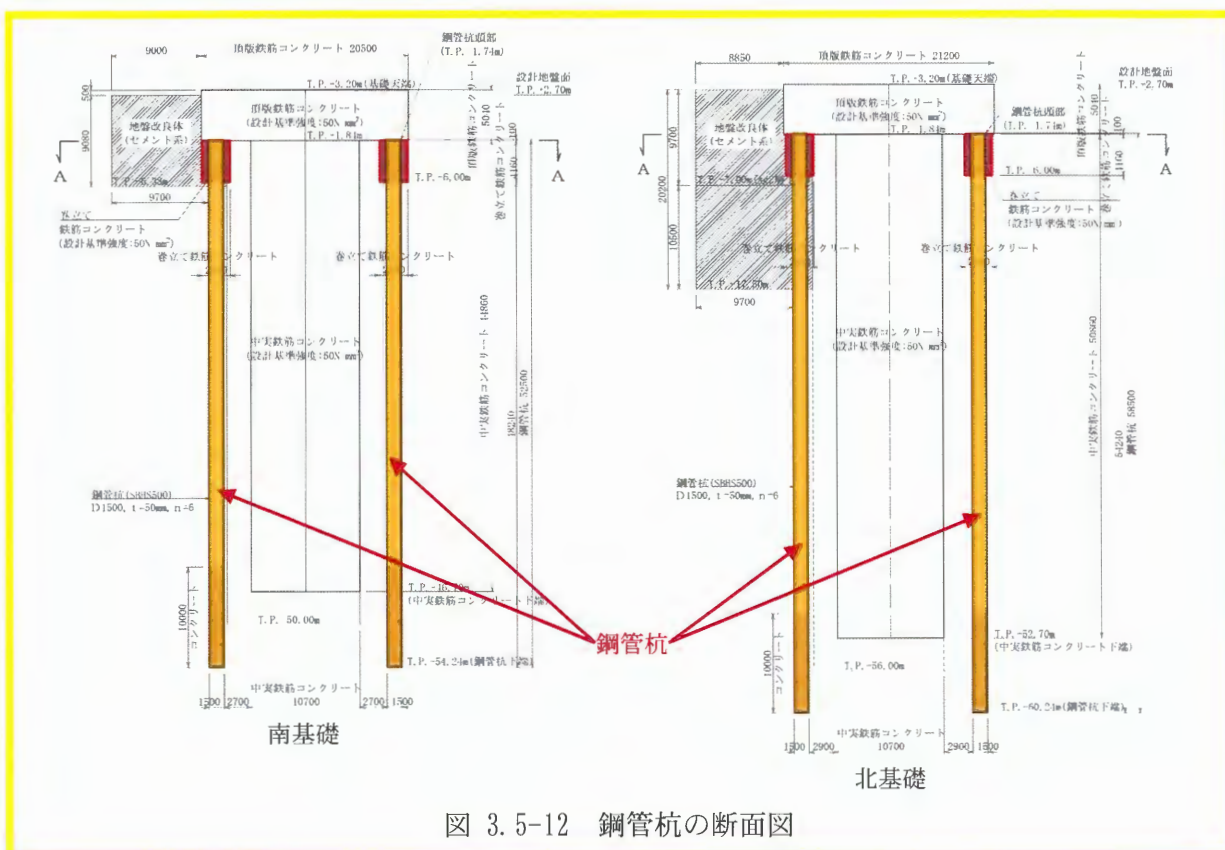
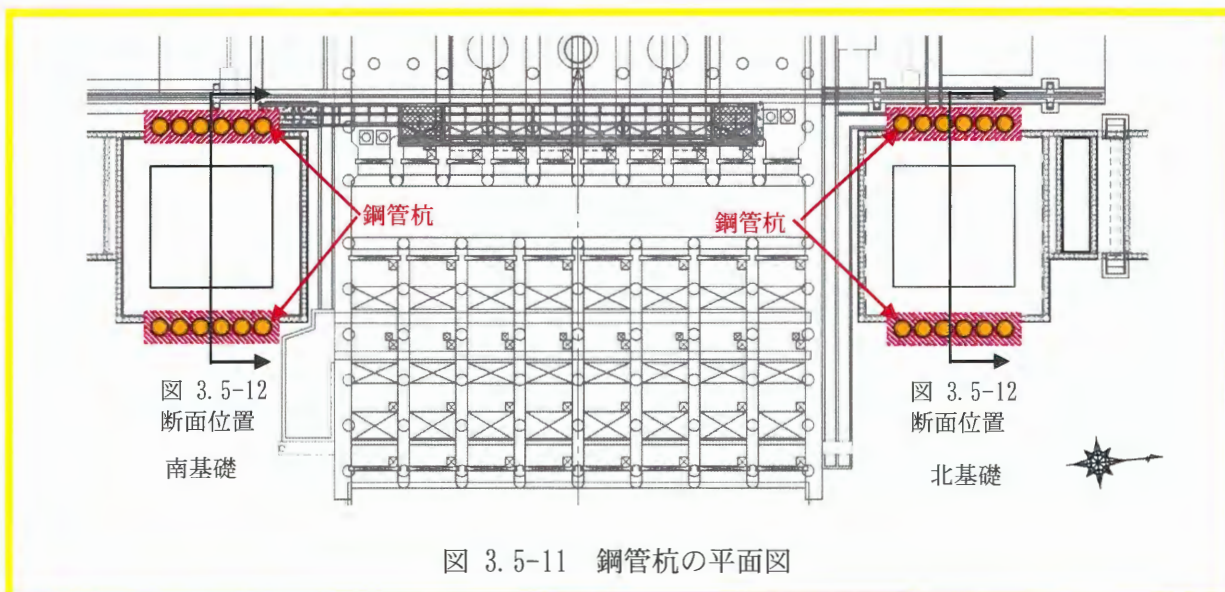
工程	確認項目	確認方法		時期
掘削工	掘削の形状	ケーシング径と掘削位置を測量し，設計値と照合	測量	掘削前
		掘削深度を計測し，設計値と照合	測量	掘削後
均質置換土 (CB) 打設工	均質置換土 (CB) 配合	配合計画書，材料試験結果の確認	図書・記録	置換前
	均質置換土 (CB) の圧縮強度	均質置換土の製造時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	置換後

3.5.4 鋼管杭打設

(1) 工事概要

鋼管杭（ $\phi 1,500$ mm, $t=50$ mm, 長さ $L=52.5$ m（南基礎）, 58.5 m（北基礎））の施工は、分割した鋼管杭（長さ約 4~14 m を 5 本）を溶接しながら計画深度まで圧入し、杭先端にコンクリートを打設する。また、鋼管杭の杭頭部には巻立て鉄筋コンクリート（ 11.7 m $\times$ 2.8 m $\times$ 4.16 m）を構築する。

鋼管杭の平面を図 3.5-11 に、鋼管杭の断面を図 3.5-12 に、巻立て鉄筋コンクリートの平面及び断面を図 3.5-13 に示す。



(2) 施工方法

- ①鋼管杭の打設は、発電所で実績のある中掘り圧入工法で施工する。
- ②鋼管杭は運搬可能な長さに分割し（下杭，中杭，上杭），最初に下杭を施工する。次に，下杭と中杭を溶接し，計画深度まで中掘りしながら圧入する。なお，ボーリング防止のため，鋼管杭内に水を張る。
- ③鋼管杭内に残った土砂は孔底処理により撤去する。
- ④中掘りした鋼管杭の先端にトレミー管を用いて，水中でコンクリートを打設する。
- ⑤上杭を建て込み，溶接の作業スペースが外側からは確保できないため，上杭は鋼管杭内側から溶接する。
- ⑥鋼管杭内に杭頭補強鉄筋を設置するとともに，杭頭部に巻立て鉄筋コンクリートを構築する。

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。

鋼管杭打設イメージを図 3.5-14 に示す。

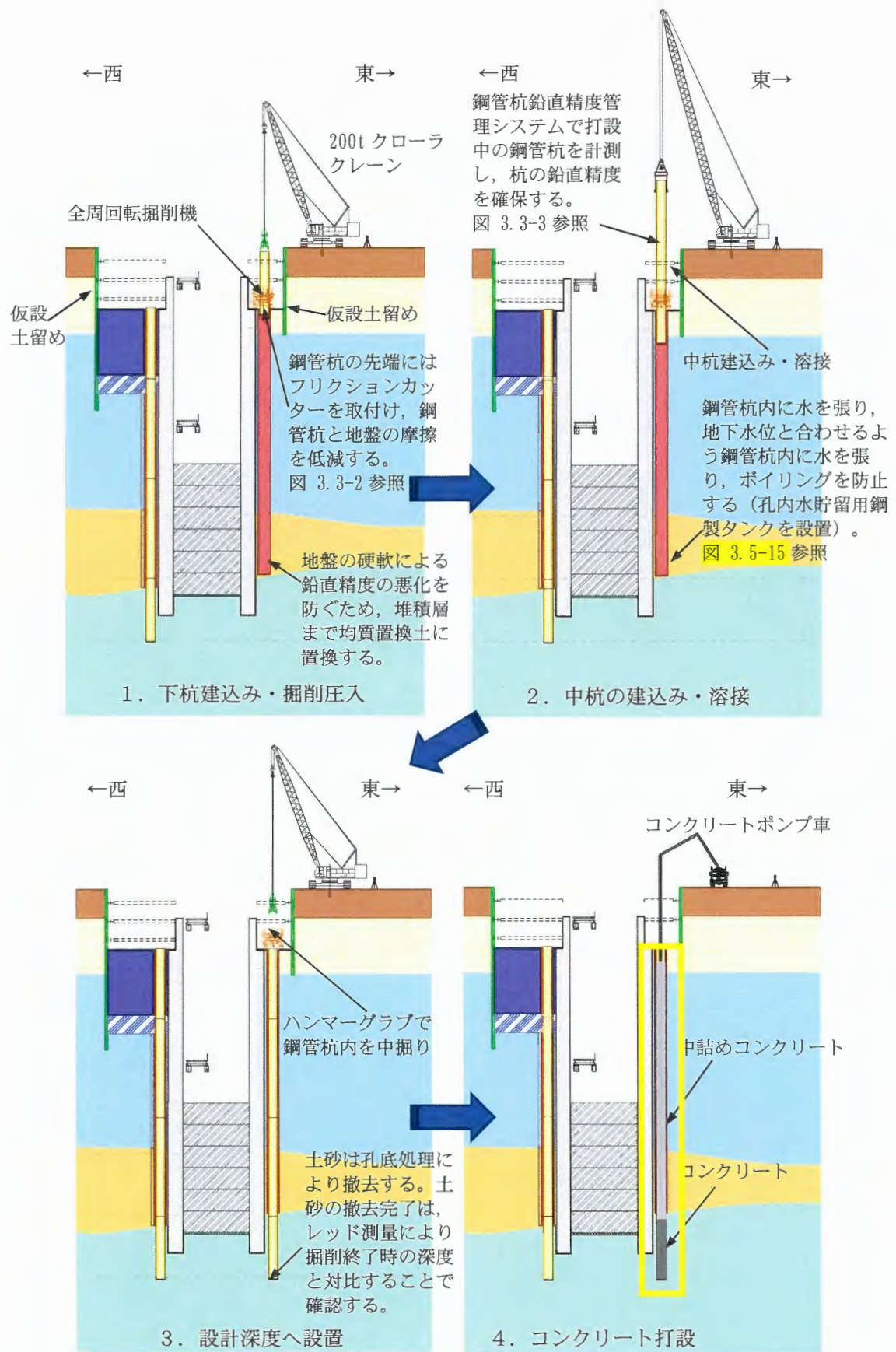
鋼管杭打設においては表 3.3-3 で整理した想定リスクに対する対策を実施し，施工性を確実なものとする。

また，施工用地計画（南基礎）を図 3.5-15 に示す。鋼管杭の打設では，打設する鋼管の仮置き場所，鋼管を揚重するクレーンの配備等広い作業エリアを必要とする。そのため，現地確認，施工図等をもとに重機配置図を作成した上で，不足する作業エリアは地中連続壁の上部に覆工構台を設置することや鉄筋コンクリート防潮壁基礎の上に覆土することで，揚重機の配置場所，鋼管杭の仮置き場等の用地確保が可能であることを確認した。

なお，作業時の重機荷重は仮設土留め等に大きな変形を生じさせることはなく，周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから，施工上の問題とならないことを確認した（3.6.3 参照）。

重機配置図を作成し，干渉物の特定をした後，重機配置に干渉する発電設備について，撤去・移設として対策できることを確認し，南基礎に近接した移設ができない発電設備は，施工期間中一時的に撤去する。

鋼管杭打設の施工性の確認結果を表 3.5-13 に示す。



※掘削孔の底部に溜まったスライム（泥土・切削粉などの堆積物）を除去する作業

図 3.5-14 鋼管杭打設イメージ図（その1）

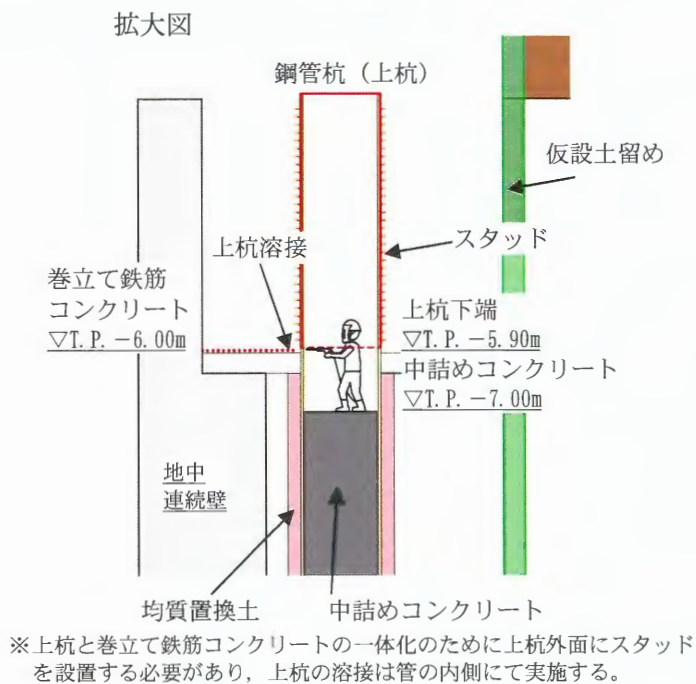
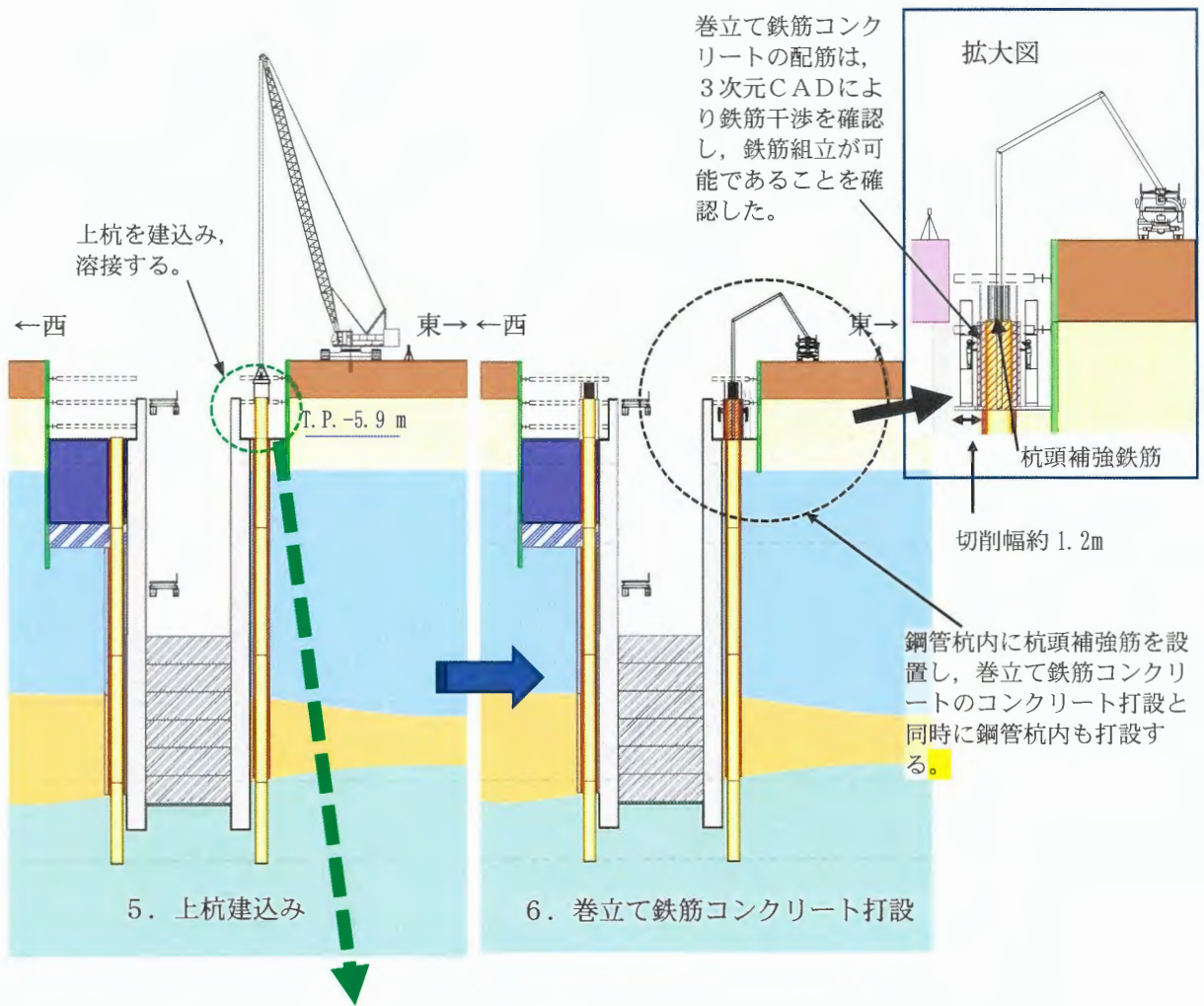


図 3.5-14 鋼管杭打設イメージ図（その2）

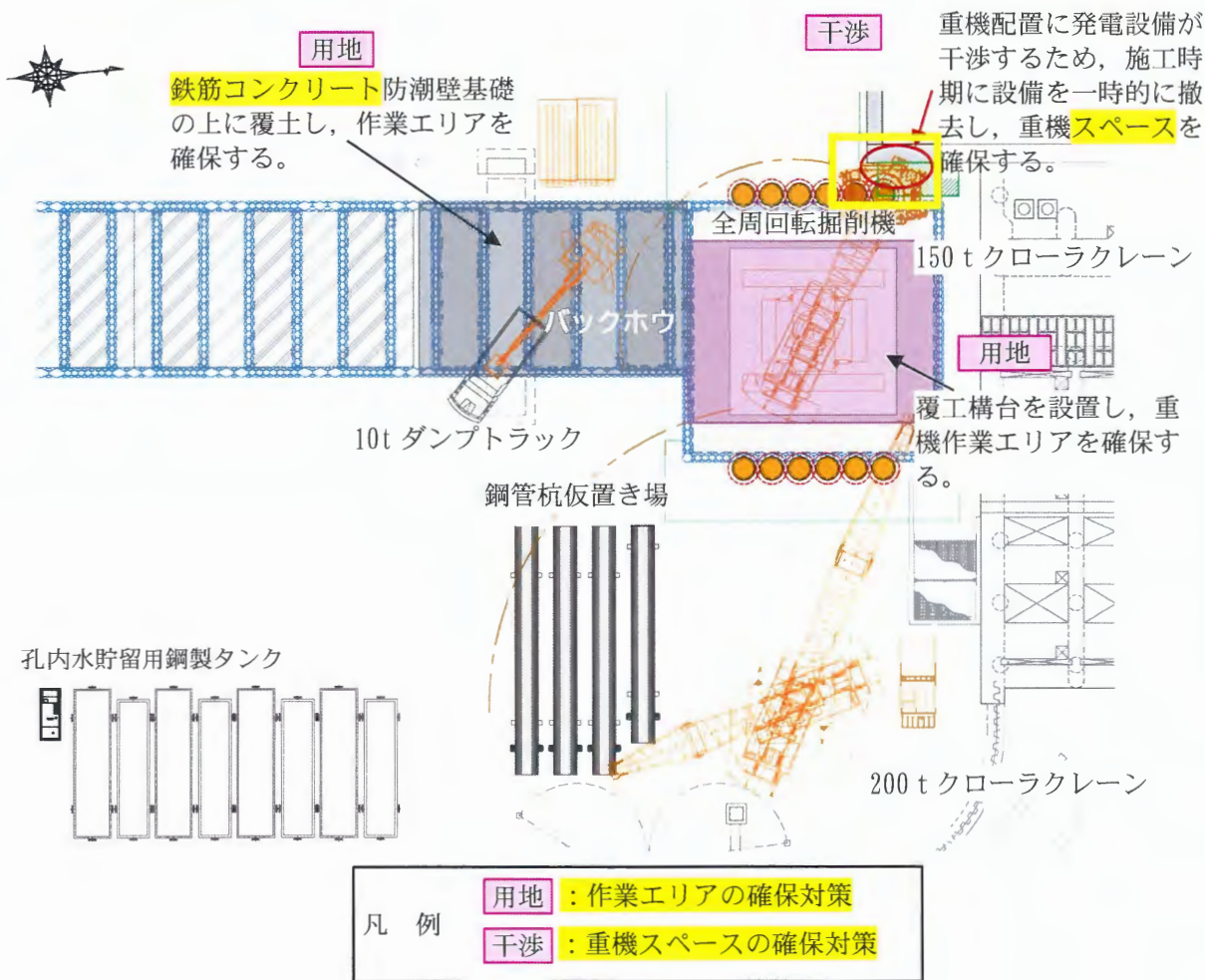


図 3.5-15 施工用地計画（南基礎）

表 3.5-13 鋼管杭打設の施工性の確認結果

項目	確認結果
用地確保	- 作業エリアが狭隘であることから、現地確認、施工図等をもとに重機配置図を作成し、地中連続壁の上部に覆工構台を設置すること等により、揚重機の配置場所等の用地確保が可能であることを確認した。 - 重機荷重により土留め等に大きな変形を生じさせることはなく、周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから施工上の問題とならないことを確認した。
干渉物	- 重機配置図を作成し、干渉物の特定をした後、重機配置に干渉する発電設備について、撤去・移設として対策できることを確認した。 - 移設ができない発電設備は施工期間中、一時的に撤去（南基礎）する。

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-14 に示す通り、施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した（詳細は 3.6.3 参照）。

表 3.5-14 鋼管杭打設における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
約 50 m の鋼管杭を水平に 30 cm 間隔で打設するため高い打設精度が求められ施工難易度が高い。	・鋼管杭打設時に、鋼管杭の鉛直精度を常時監視するシステムを使用し、打設精度を向上させる。なお、本工法の組合せは発電所内の施工実績から十分な精度が確保できることを確認した。 ・上記の対策に加え、事前に岩盤標高付近までの堆積層を均質置換土（CB）に置き換えることによって、地盤の固さの不均質さの影響による鋼管杭打設時の鉛直精度低下を防ぐ計画であることを確認した。
鋼管杭周辺のスラットと巻立て鉄筋コンクリートの鉄筋が干渉し、計画通り組立てられない。	・鉛直鉄筋、帯鉄筋、せん断補強筋、配力筋がスラット付鋼管杭の周囲に密に配置される状況について 3 次元 CAD により鉄筋干渉を確認し、鉄筋組立が可能であることを確認した。 ・施工エリアは、地中連続壁や既設施設に挟まれ狭隘な場所での鉄筋組立となることから、施工エリアを図化し、組立作業の施工性が確保されていることを確認した。
鋼管杭打設において施工荷重（重機荷重）が鋼管杭の鉛直精度に影響を与え、設計深さまで打設できない。	・堆積層が厚く重機荷重の影響を受けやすい北基礎のうち、重機が直接地盤に設置される東側の鋼管杭打設等の施工における重機配置等が工事仮設・杭打設に影響がないことを確認した。 ・鋼管杭鉛直精度管理システムで精度を確保する。
鋼管杭の溶接不良が発生する。	・規格基準には溶接に係る条件などが示されており、一般化された作業であることから、規格基準に準拠した溶接条件・熱管理条件により溶接し、非破壊検査を実施することで、溶接品質が確保できることを確認した。

施工方法の選定で検討した想定リスクと対策は表 3.3-3 に記す。

(5) 施工品質の確認

鋼管杭打設（コンクリート打設含む）において確認する項目、方法、時期を表 3.5-15 に、巻立てコンクリートを表 3.5-16 に示す。鋼管杭打設に係る品質確認は、目視等にて確認が可能であり、各作業について適切な時期に施工結果を確認することで、実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また、これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-15 鋼管杭打設（コンクリート打設含む）に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
鋼管杭打設工	鋼管杭の材料・寸法 ^{※1}	現物と図面・ミルシートの照合	目視, 計測, 記録	施工前
	現場溶接の材料 ^{※3}	現物と品質証明書の照合	目視, 記録	施工前
	鋼管杭の杭芯位置 ^{※2}	杭芯位置を測量し, 図面と照合	測量	施工前
	鋼管杭の傾斜 ^{※2}	杭の傾斜を傾斜計等で計測	計測	施工中
	鋼管杭溶接 ^{※3}	溶接条件（入熱量等）を目視にて確認	目視	施工中
	鋼管杭溶接 ^{※2}	外観形状確認, 非破壊検査にて確認	目視, 検査	施工後
	鋼管杭打設	基準高, 偏芯量, 傾斜量の計測	測量	施工後
	孔底処理 ^{※2}	レッド測量による確認	測量	施工後
コンクリート打設工	コンクリートの配合計画書等 ^{※2, 4}	配合計画書, 材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	生コンクリートの性状 ^{※2, 4}	生コンクリート受入時にスランプ試験等（温度他）を実施し, 計画値と照合	計測	施工中
	コンクリートの圧縮強度 ^{※2, 4}	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い, 強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	施工後
	コンクリートの長さ ^{※2, 4}	寸法を計測し, 設計値と照合	計測	施工後

※1：JIS G 3140:橋梁用高降伏点鋼板、鋼管杭・鋼管矢板標準製作仕様書（鋼管杭・鋼矢板技術協会）に準拠する。

※2：土木工事施工管理基準及び規格値[令和7年3月版]（国土交通省）に準拠する。

※3：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[平成29年11月]に準拠する。

※4：コンクリート標準示方書 施工編[2023年版]（土木学会）に準拠する。

表 3.5-16 巻立てコンクリートに係る施工品質の確認項目

工程	項目	方法		時期
鉄筋組立工	鉄筋の材料・寸法※ ¹	現物と図面・ミルシートの照合	目視, 計測, 記録	組立前
	機械式継手の材料・寸法※ ²	現物と図面・ミルシートの照合	目視, 計測, 記録	組立前
	機械式継手の施工※ ²	鉄筋挿入長さ, グラウト充填等の状態確認	目視	施工中
	機械式継手グラウト材の圧縮強度※ ²	グラウト材製造時に作製した供試体を用い, 強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	施工後
	鉄筋の組立※ ^{2, 3}	鉄筋の組立状態と計画図の照合	目視, 計測	組立後
コンクリート打設工	コンクリート配合計画書等※ ^{1, 3}	配合計画書, 材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	型枠工※ ^{1, 3}	コンクリート打設前に型枠位置を測量し, 図面と照合	測量	施工中
	生コンクリートの性状※ ^{2, 3}	生コンクリート受入時にスランプフロー試験等(温度他)を実施し, 計画値と照合	計測	施工中
	コンクリートの圧縮強度※ ^{1, 3}	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い, 強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	施工後
	構造物の寸法※ ^{1, 3}	寸法を計測し, 設計値と照合	計測	施工後
	コンクリートの打込み及び締固め	目視によりクラック, 沈降がないことを確認	目視	施工後

※1: コンクリート標準示方書 施工編[2023年版](土木学会)に準拠する。

※2: 鉄筋定着・継手指針[2020年版](土木学会), 鉄筋継手工事標準仕様書 機械式継手工事[2017年版](日本鉄筋継手協会)に準拠する。

※3: 土木工事施工管理基準及び規格値[令和7年3月版](国土交通省)に準拠する。

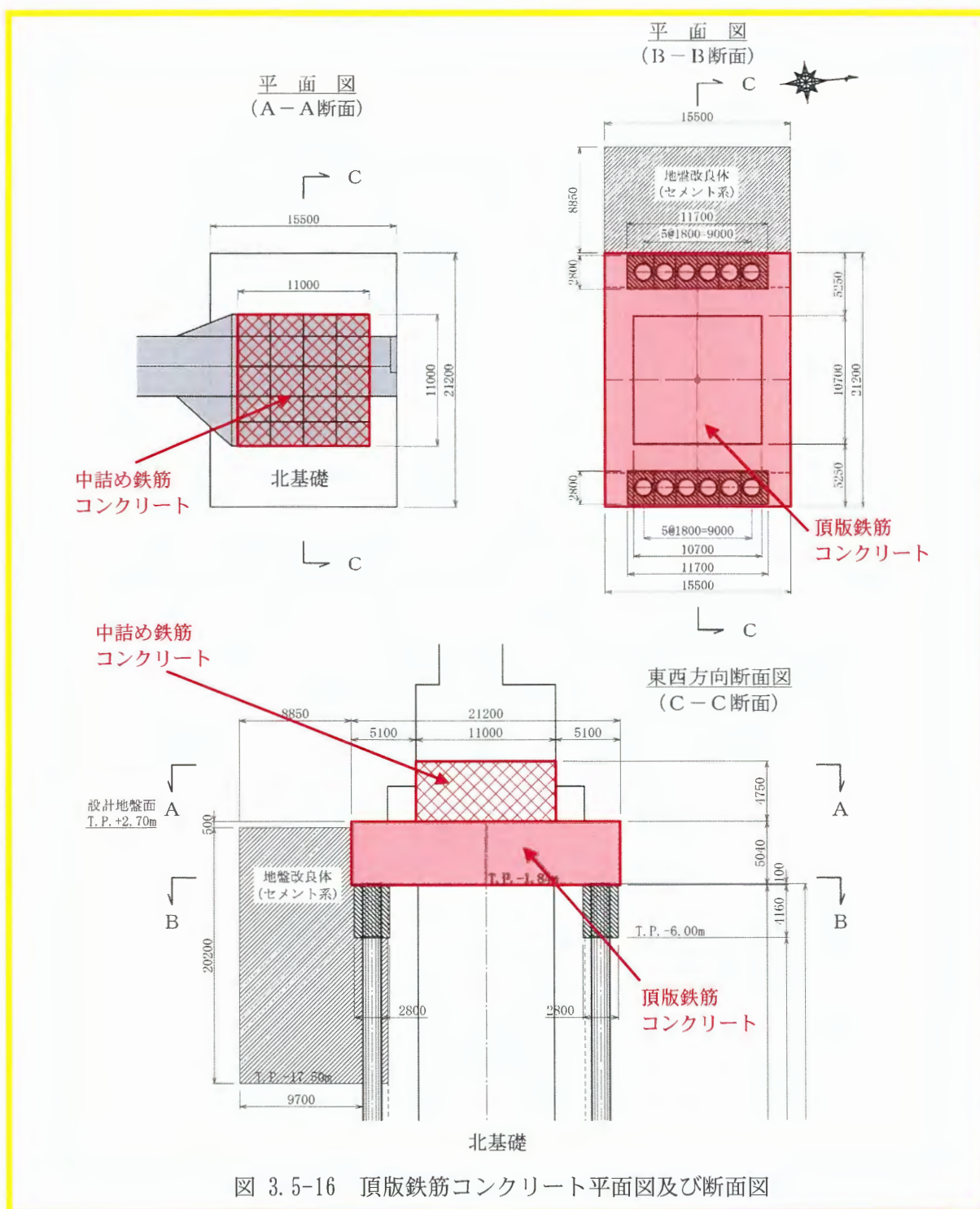
3.5.5 頂版鉄筋コンクリート（接合部含む）構築

(1) 工事概要

頂版鉄筋コンクリート（（南基礎）20.5m（EW）×15.5m（NS）×5.04m（H），（北基礎）21.2m（EW）×15.5m（NS）×5.04m（H））は，鋼管杭と中実鉄筋コンクリート及び鋼製防護壁を一体化することを目的に構築する。

頂版鉄筋コンクリートにアンカーボルトを設置し，鋼製防護壁基部を固定する。

頂版鉄筋コンクリート平面図及び断面を図 3.5-16 に示す。



(2) 施工方法（鋼製防護壁基部の架設まで含む）

施工ステップを図 3.5-17 に示し、以下に施工ステップを説明する。

- ①頂版鉄筋コンクリート（1 リフト）を構築する。
- ②アンカーボルトを固定用治具に仮固定する。
- ③頂版鉄筋コンクリート（2 リフト）の鉄筋を位置精度確保用のテンプレートを用いて組み立てる。
- ④頂版鉄筋コンクリート内に埋め込むアンカーボルトを固定用治具に固定した後、コンクリート（2 リフト）を打設する。
- ⑤鋼製防護壁の基部（1，2 層目）を架設しアンカーボルトに固定する。
- ⑥頂版鉄筋コンクリートの3 リフトとして、鋼製防護壁基部の隙間に無収縮モルタルを打設する。
- ⑦中詰め鉄筋コンクリート（1 リフト）を鋼製防護壁基部内部に構築する。
- ⑧鋼製防護壁基部（3 層目）を架設する。
- ⑨中詰め鉄筋コンクリート（2 リフト）を鋼製防護壁基部内部に構築する。
- ⑩鋼製防護壁基部（4 層目）を架設する。
- ⑪根巻き鉄筋コンクリートを構築する。

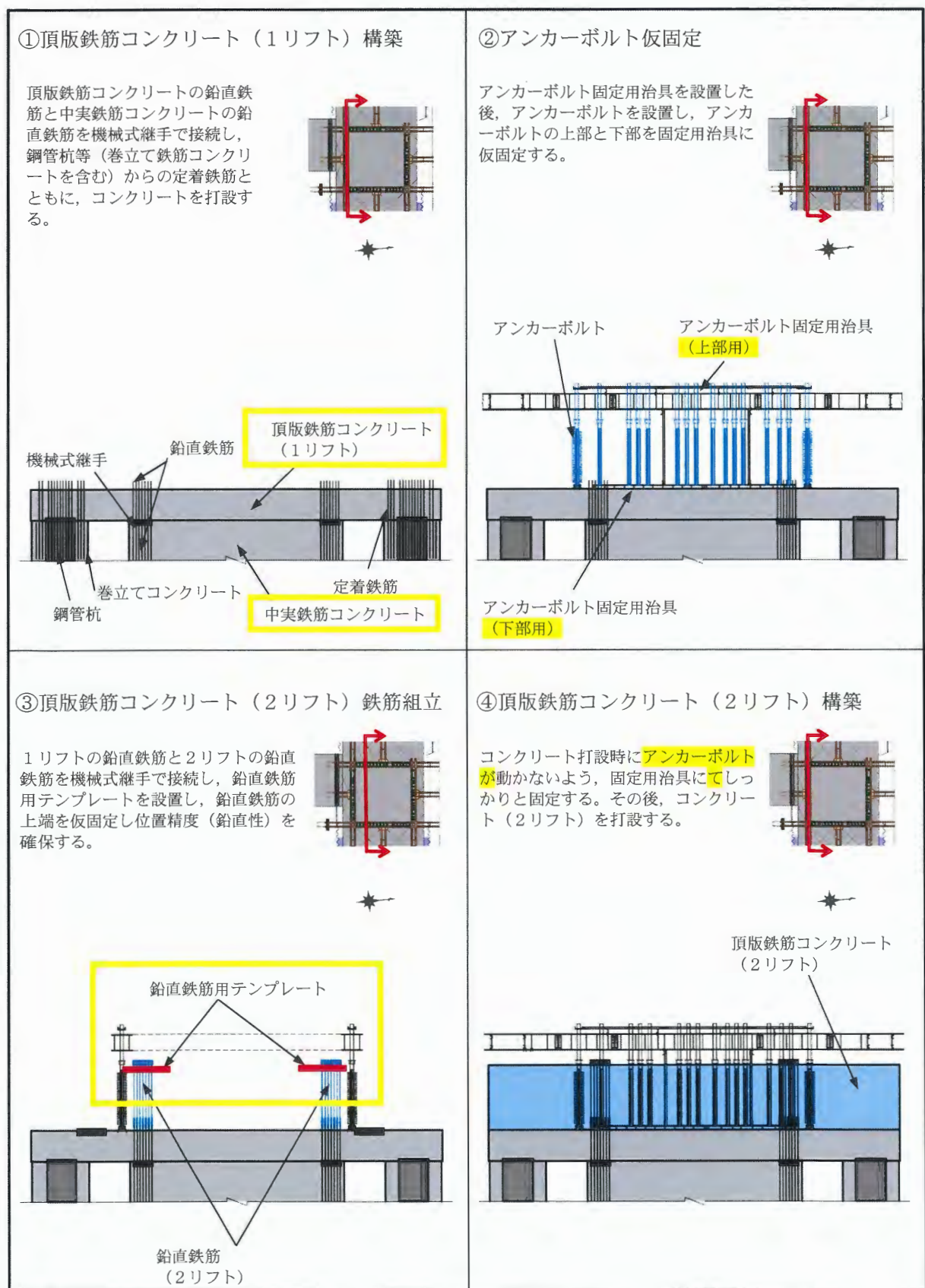


図 3.5-17 中実鉄筋コンクリートから鋼製防護壁までの接合ステップ図（１／３）

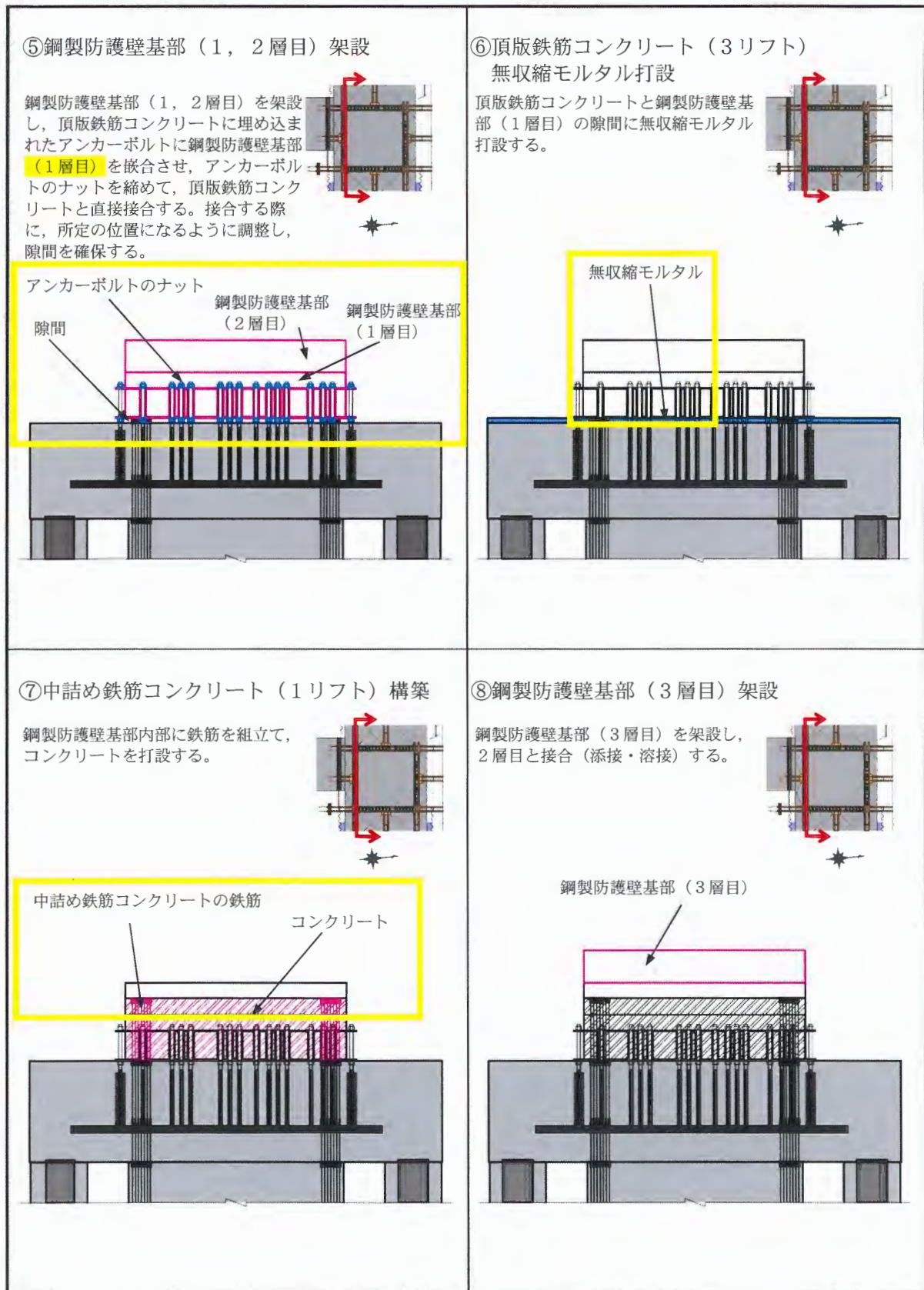


図 3.5-17 中実鉄筋コンクリートから鋼製防護壁までの接合ステップ図（2／3）

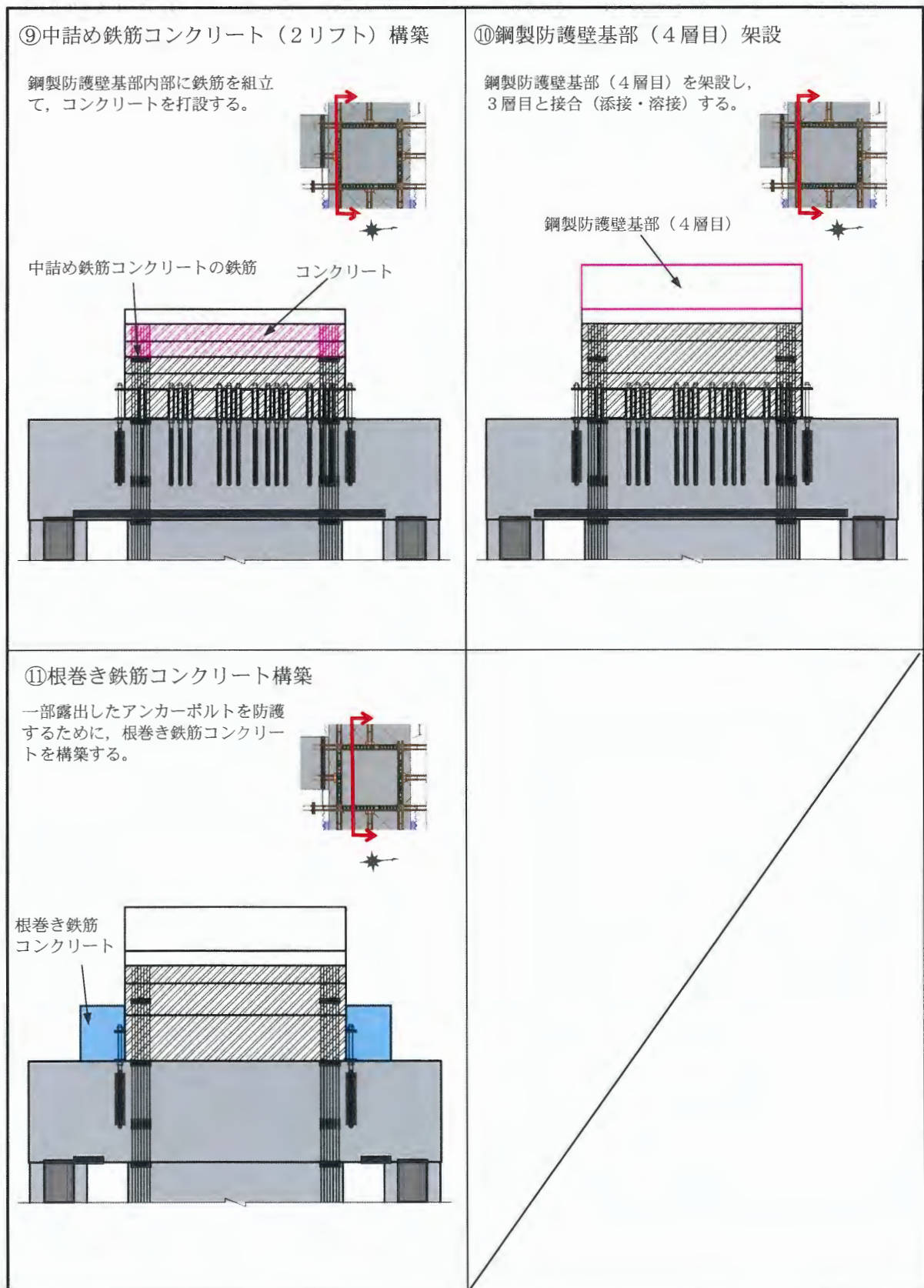


図 3.5-17 中実鉄筋コンクリートから鋼製防護壁までの接合ステップ図（３／３）

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して、施工性を確認する。

施工エリアが狭隘であることから、現地確認、施工図等をもとに重機配置図を作成し、揚重機（120t 級クローラクレーン）の配置場所等の用地確保が可能であることを確認した。また、作業時の重機荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さいことから、土留め等に大きな変形を生じさせることはなく、周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから、施工上の問題とならないことを確認した。

アンカーボルト設置イメージを図 3.5-18 に示す。頂版鉄筋コンクリート構築において、2 リフト施工時に鋼製防護壁基部を固定するためのアンカーボルトをコンクリートに埋め込む。この時、アンカーボルト固定用治具を使用することで、コンクリート打設等で位置ずれを発生させることなく計画位置に設置することが可能であることを確認した。

構造設計と並行して施工性の確認を行い、アンカーボルトと頂版鉄筋が干渉しないよう、施工性を考慮した配筋を設計に反映した。

頂版鉄筋コンクリート構築の施工性の確認結果を表 3.5-17 に示す。

表 3.5-17 頂版鉄筋コンクリート構築の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
・ 通常の鉄筋コンクリート工事と同じ。 ・ 鋼製防護壁基部を架設後、アンカーボルトで固定し、基部に中詰め鉄筋コンクリートを構築する。また、鋼製防護壁構築後、根巻き鉄筋コンクリートを構築する。	・ 干渉物、重機配置とも問題なし。 ・ 構造設計の段階から施工性の確認を並行して実施し、現場での施工が確実に可能となる配筋設計を実現した。

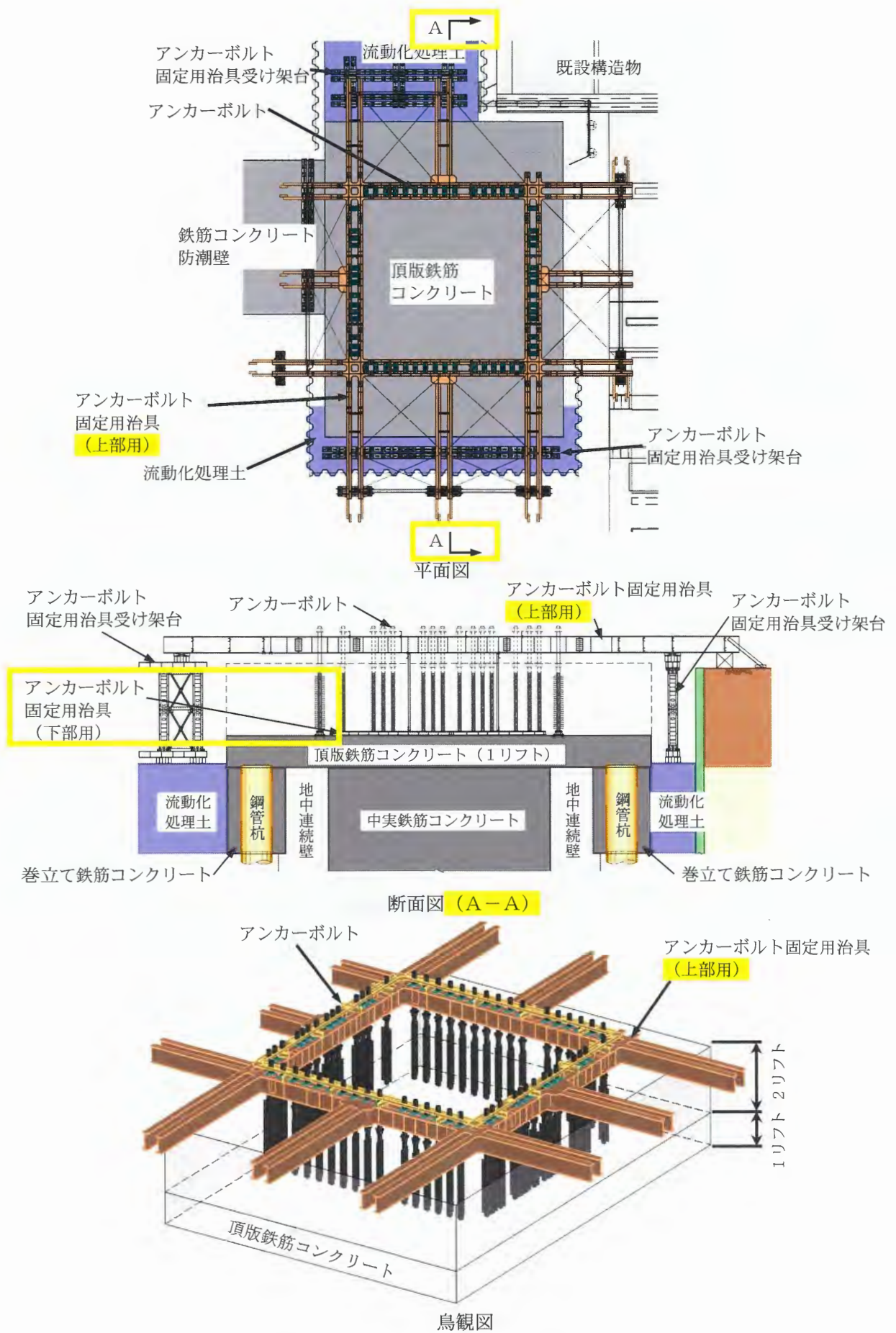


図 3.5-18 アンカーボルト設置イメージ図

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-18 に示す通り、施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した（詳細は 3.6.4 参照）。

表 3.5-18 頂版鉄筋コンクリート構築における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
上下の構造と接続する鉛直鉄筋、下部構造の定着鉄筋及び頂版鉄筋コンクリートの鉄筋はいずれも太径鉄筋であり、これらを高密度に配筋するため、相互に干渉し、計画通り組み立てられない。	・モックアップ試験で、鉛直鉄筋の接続に用いる機械式継手には設置誤差を吸収できる裕度があり、この裕度の範囲に組立が可能であることから、設置位置の誤差が累積することなく、設置精度を確保できることを確認した。 ・組立工程において鉄筋が計画した精度内に位置することを確認する手順を設定した。 ・頂版鉄筋コンクリートは当該部の構造鉄筋に加え、中実鉄筋コンクリート等からの定着鉄筋などが複雑に交錯する配筋となるが、3次元CADによりこれらの鉄筋の配置干渉を確認した結果、鉄筋組立が可能であることを確認した。
太径鉄筋による高密度な配筋のためコンクリートの流動性が阻害され、コンクリートの未充填部が発生する。	・高流動コンクリートを採用する。 ・配筋が中実鉄筋コンクリートより粗であるため、コンクリート充填試験結果が適用可能であることを確認した。
頂版鉄筋コンクリートと中詰め鉄筋コンクリートの接続部において鉛直鉄筋の設置精度の要求が高く、施工難易度が高い。	・中実鉄筋コンクリートのモックアップ試験で、鉛直鉄筋の接続に用いる機械式継手には裕度があるため、設置位置の誤差が累積することなく、設置精度を確保できることを確認した。 ・テンプレートを使用し、鉛直鉄筋を鋼製防護壁に嵌合させ、中詰め鉄筋コンクリートの鉄筋に連結するように、鉛直鉄筋の精度を確保する。
中詰め鉄筋コンクリート（鋼製防護壁の基部内）での太径の鉄筋の組立であり、施工難易度が高い。	・鋼製防護壁の基部内の中詰め鉄筋コンクリートは、当該部の構造鉄筋、鋼殻部（鋼製防護壁を構成する壁体）とコンクリートの一体化のためのスタッドと頂版鉄筋コンクリートからの定着鉄筋が複雑に交錯する配筋となる。このため、3次元CADによりこれらの鉄筋の配置干渉等に問題がないことを確認した。 ・鋼殻内部が狭隘なことから鉄筋の組立手順を図化し施工が可能であることを確認した。

(5) 施工品質の確認

頂版鉄筋コンクリート構築工において確認する項目、方法、時期を表 3.5-19 に示す。
頂版鉄筋コンクリート構築に係る品質確認は、全て目視等にて確認が可能であり、各作業
について適切な時期に施工結果を確認することで、実施した工事が計画通り行われている
ことの確認が可能である。また、これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-19 頂版鉄筋コンクリート構築工に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
鉄筋組立工	鉄筋の材料・寸法※ ²	現物と図面・ミルシートの照合	目視、計測、記録	組立前
	鉄筋の組立※ ^{1, 2}	鉄筋の組立状態と計画図の照合	目視、計測	組立後
	機械式継手の材料・寸法※ ²	現物と図面・ミルシートの照合	目視、計測、記録にて確認	組立前
	機械式継手の施工※ ³	鉄筋挿入長さ、グラウト充填等の状態確認	目視	施工中
	機械式継手グラウト材の圧縮強度※ ³	グラウト材製造時に作製した供試体を用い、強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	施工後
コンクリート打設工	コンクリート配合計画書等※ ^{1, 2}	配合計画書、材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	型枠工※ ^{1, 2, 4}	コンクリート打設前に型枠寸法を測量し、図面と照合	測量	施工中
	生コンクリートの性状※ ^{1, 2}	生コンクリート受入時にスランプフロー試験等（温度他）を実施し、計画値と照合	計測	施工中
	コンクリートの圧縮強度※ ^{1, 2}	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い、強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	施工後
	構造物の寸法※ ^{1, 2, 4}	寸法を計測し、設計値と照合	計測	施工後
	構造物の外観※ ^{1, 2, 4}	目視によりクラック、沈降がないことを確認	目視	施工後
	コンクリートの打込み及び締固め	目視によりクラック、沈降がないことを確認	目視	施工後
アンカーボルト設置工	アンカーボルトの材料・寸法※ ⁵	現物と図面・ミルシートの照合	目視、計測、記録	設置前
	アンカーボルトの設置位置※ ⁶	コンクリート打設前に設置位置を測量し、図面と照合	測量	設置後

※ 1：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省）に準拠する。

※ 2：コンクリート標準示方書 施工編[2023 年版]（土木学会）に準拠する。

※ 3：鉄筋定着・継手指針[2020 年版]（土木学会），鉄筋継手工事標準仕様書 機械式継手工事[2017 年版]（日本鉄筋継手協会）に準拠する。

※ 4：中詰め鉄筋コンクリートは対象外とする。

※ 5：JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材に準拠する。

※ 6：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[平成 29 年 11 月]に準拠する。

3.5.6 鋼製防護壁架設

(1) 工事概要

鋼製防護壁（延長 80.6m，天端高さ T.P. +20.0 m，天端幅 2.5 m）を，南北の基礎を支点として架設する。

鋼製防護壁の架設箇所（平面図）を図 3.5-19 に，防潮堤（鋼製防護壁）の正面図を図 3.5-20 に示す。

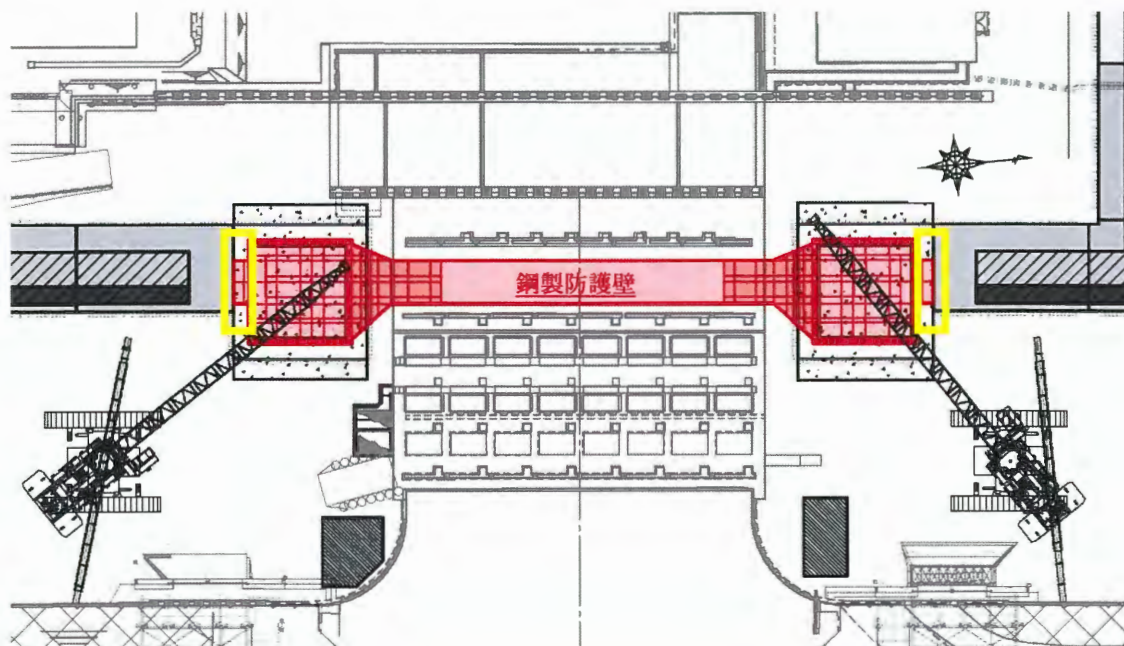


図 3.5-19 鋼製防護壁の架設箇所（平面図）

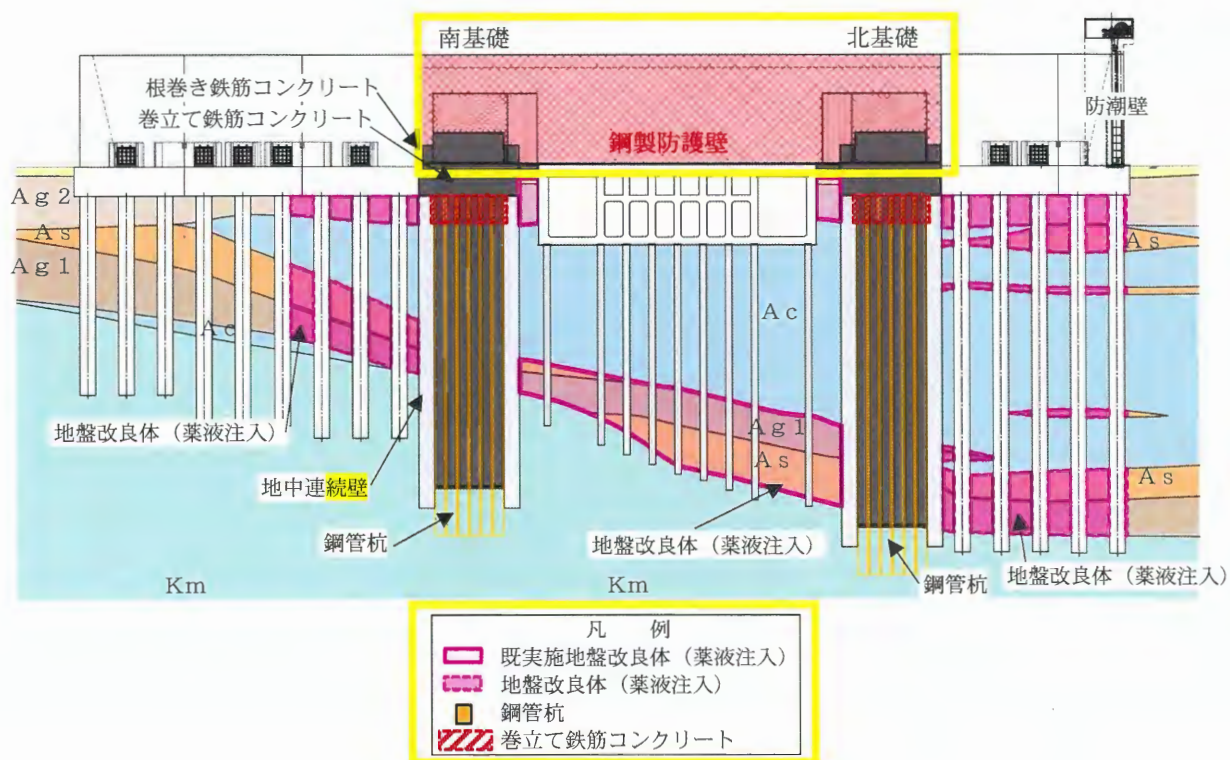


図 3.5-20 防潮堤（鋼製防護壁）の正面図

(2) 施工方法

鋼製防護壁架設手順を図 3.5-21 に示し、以下に説明する。

- ①頂版鉄筋コンクリート上部に地組みによりブロック化した鋼製防護壁基部 1 層目を一括架設するとともに支間部に支持架台を設置する。現場継手は溶接継手もしくは高力ボルトを用いた添接※にて接合する。
- ②鋼製防護壁基部から中心に向けて、分割した支間部 1 層目は支持架台を用いて順次架設し、南北間を閉合する。
- ③鋼製防護壁の 1 層目の上に、2 層目及び 3 層目（中央部除く）を設置する。
- ④鋼製防護壁基部内に中詰め鉄筋コンクリートを構築し、その後支間部の支持架台を撤去する。
- ⑤、⑥支間部 3～4 層目を架設する。
- ⑦基部・支間部 5～8 層目を架設する。

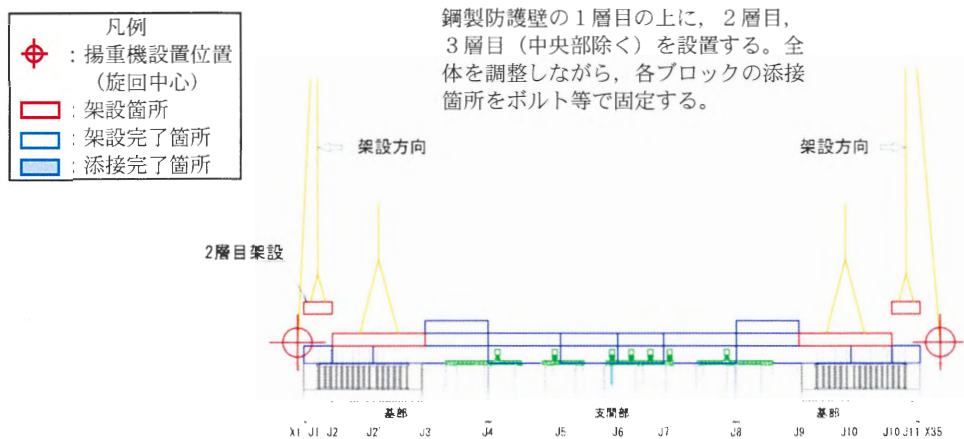
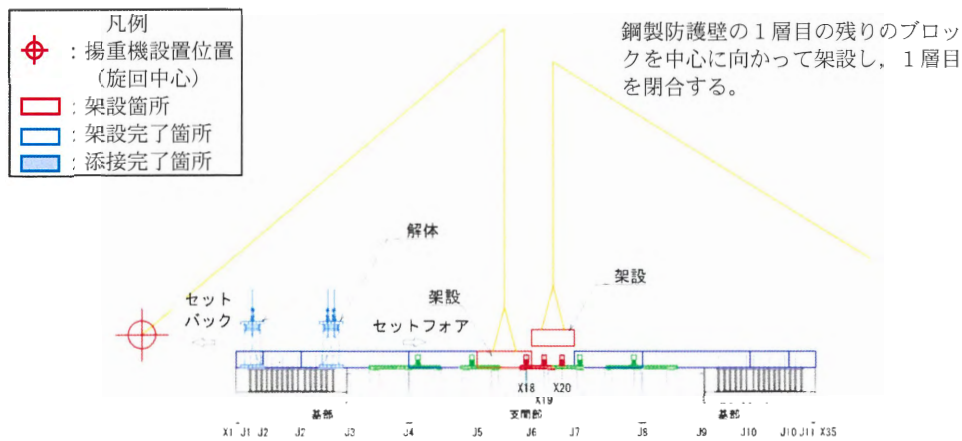
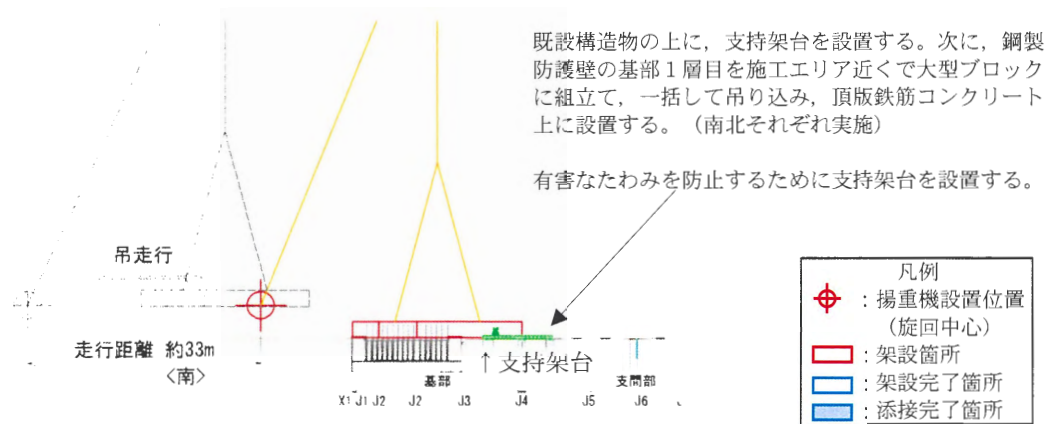
※：高力ボルト接合継手のうち、摩擦接合継手を指す。ここでは、高力ボルトにより、ブロック単位の鋼製防護壁を接続することを指す。

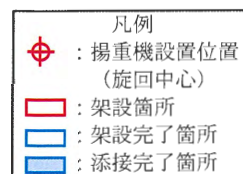
(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して、施工性を確認する。鋼製防護壁の架設について、現地確認、施工図等をもとに重機配置図を作成し、干渉物の特定・撤去等の可否調整を実施した。鋼製防護壁の架設の際、基部の設置精度が、鋼製防護壁全体の設置精度に影響を及ぼす。具体的には、南北基礎で既設アンカーボルトとの接合があり、基部接合部の位置精度を確保する必要がある。鋼製防護壁は、工場において仮組立を行い、構造材の製作及び組立の精度に問題がないことを確認した後、運搬可能な大きさに分解し、現場に搬入する。基部接合部はその組立精度を確保するために、工場での仮組立と同様の方法で組み立てる必要があることから、基部を大型ブロックに地組し、これを一括架設することとした。鋼製防護壁の架設施工図（基部一括架設時）を図 3.5-22 に、アンカーボルトと鋼製防護壁基部の接合イメージを図 3.5-23 に示す。図 3.5-23 に示すように、鋼製防護壁をアンカーボルトの位置に合わせて設置する。クローラクレーンの揚重性能（定格荷重）による作業半径内で、基部の設置空間、重機動線及び作業空間が十分に確保できることを確認した。また、鋼製防護壁架設の施工性の確認結果を表 3.5-20 に示す。

表 3.5-20 鋼製防護壁架設の施工性の確認結果

施工ステップ	施工方法	確認結果
鋼製防護壁の架設	・ 工場で製作した構造材を現場でブロック化し、ブロックをクレーンにより吊り込み下段より組み立てる。 ・ 吊り込まれたブロックをボルトまたは溶接にて接合し鋼製防護壁を一体化する。 ・ 鋼製防護壁の下段の組立後、アンカーボルトで固定し、基部に中詰め鉄筋コンクリートを構築する。	・ 干渉物、重機配置とも問題ないことを確認した。 ・ 支持架台から既設構造物への荷重についても有害な変位・応力となっていないことを確認している。 ・ 中詰め鉄筋コンクリート構築後に支持架台を撤去した後の3層目以降の架設（図 3.5-21 参照）においても、鋼製防護壁に有害なたわみ、変形等は発生せず、問題がないことを確認した。





鋼製防護壁基部内に、鉄筋を組み立てた後、コンクリートを打設し、頂版鉄筋コンクリートに鋼製防護壁基部を固定する。鋼製防護壁基部を頂版鉄筋コンクリートと一体化するため中詰め鉄筋コンクリートを構築する（中詰め鉄筋コンクリートは2回に分けて構築）する。

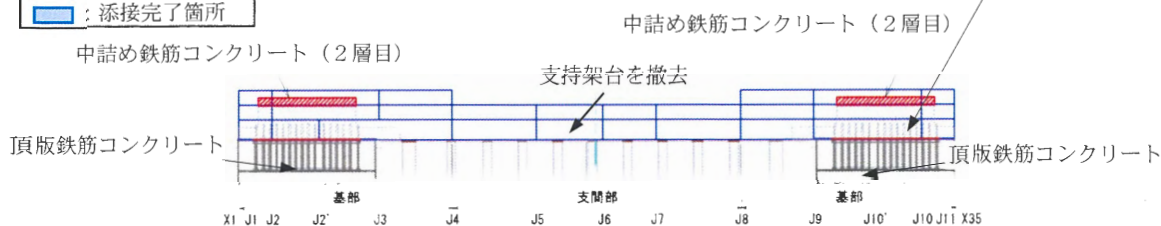


図 3.5-21 鋼製防護壁の架設手順：④中詰め鉄筋コンクリート構築，支持架台撤去

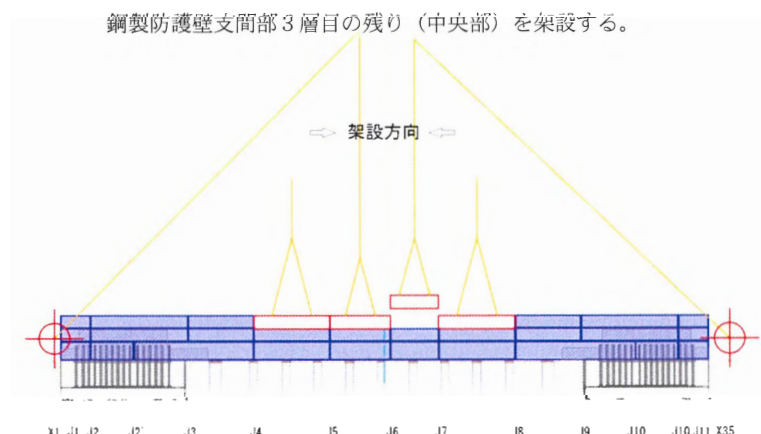
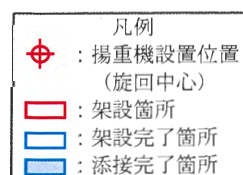


図 3.5-21 鋼製防護壁の架設手順：⑤支間部3層目残り架設

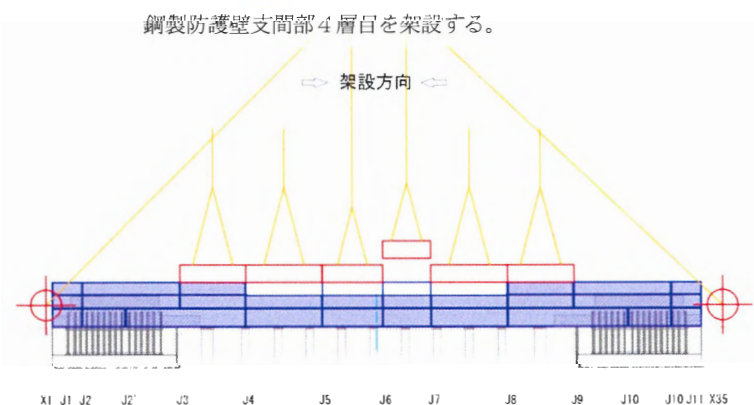
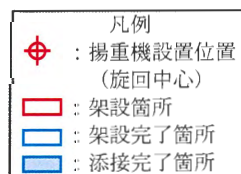


図 3.5-21 鋼製防護壁の架設手順：⑥支間部4層目架設

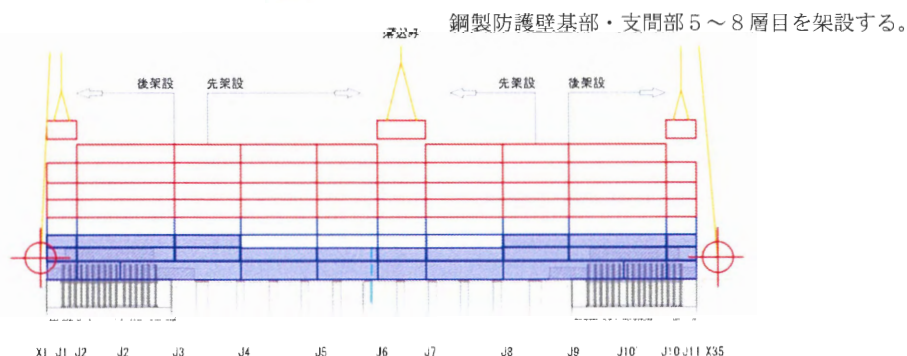
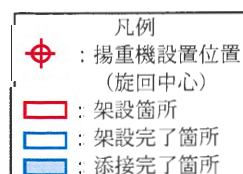


図 3.5-21 鋼製防護壁の架設手順：⑦基部・支間部5～8層目架設

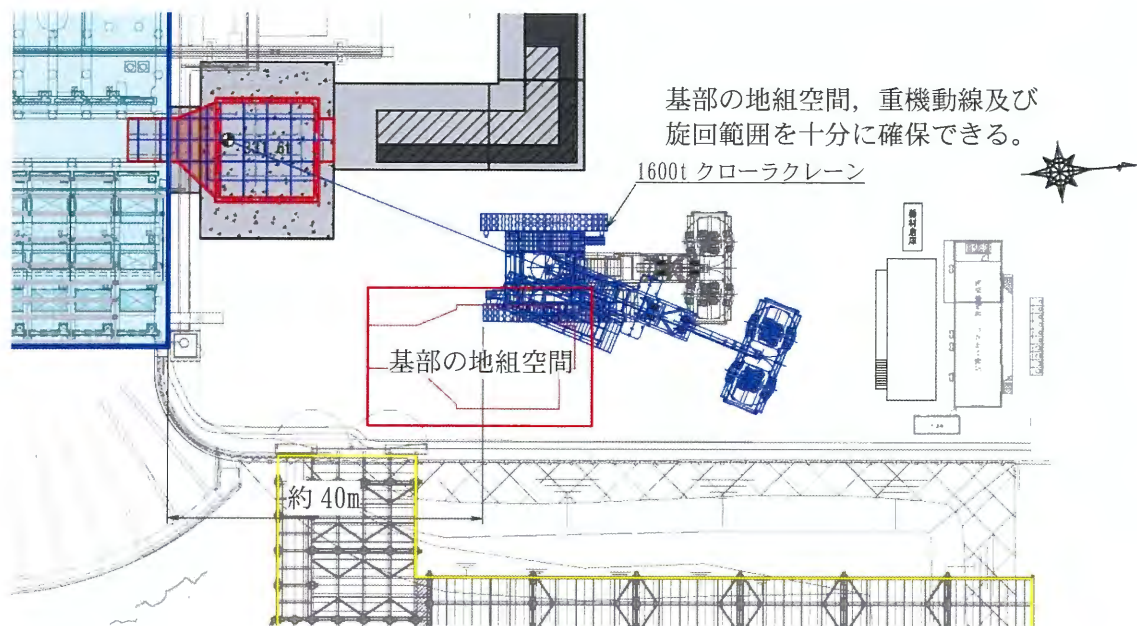


図 3.5-22 鋼製防護壁の架設施工図（基部一括架設時）

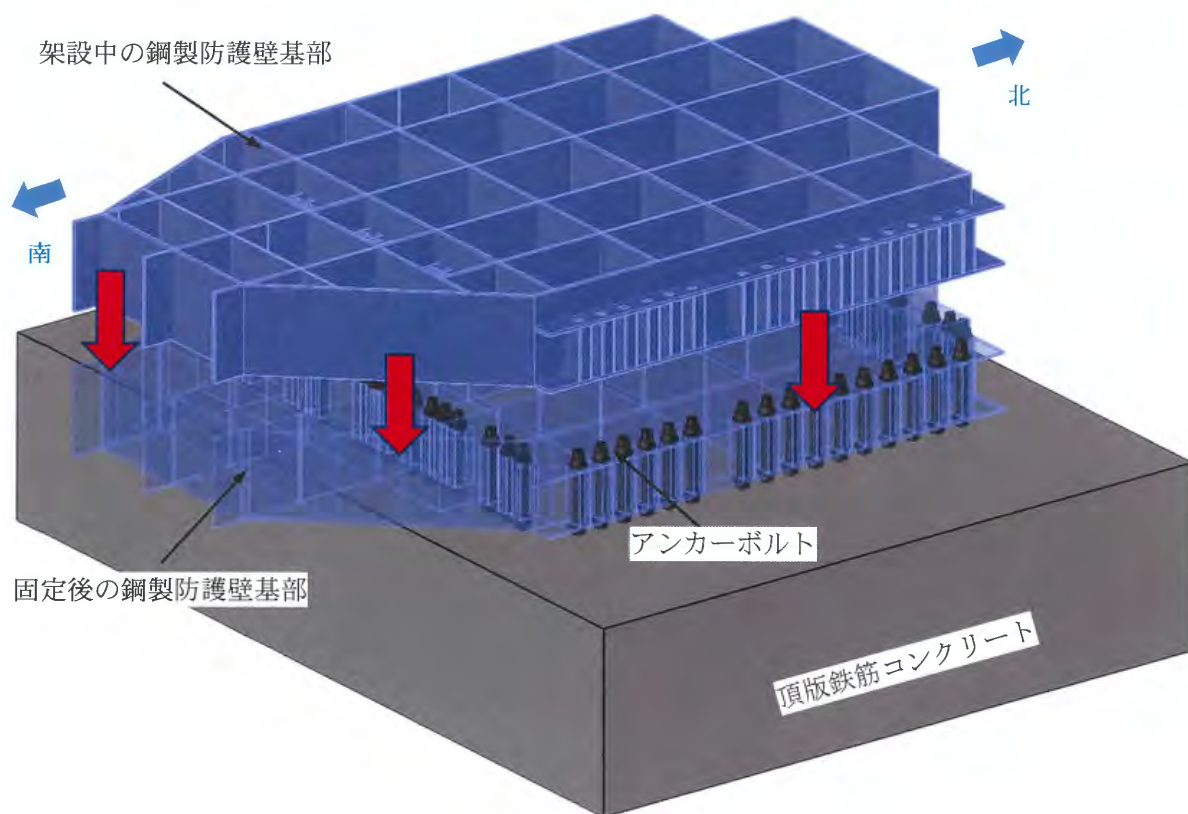


図 3.5-23 アンカーボルトと鋼製防護壁基部の接合イメージ

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-21 に示す通り、施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した。

高強度鋼材（SBHS700）の現場溶接の品質を確保するため、溶接施工試験を実施し計画通りの工事が確実にできることを確認した（詳細は 3.6.5 参照）。

鋼製防護壁の現場継手（溶接及び添接）位置を図 3.5-24 に示す。

表 3.5-21 鋼製防護壁架設における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
鋼製防護壁の一部に高強度鋼材（SBHS700）を溶接するため、溶接品質が確保できない。	高強度鋼材（SBHS700）の現場溶接の品質を確保するため、溶接施工試験を実施し、品質を確保できる溶接条件を整備した。（3.6.5 参照）。

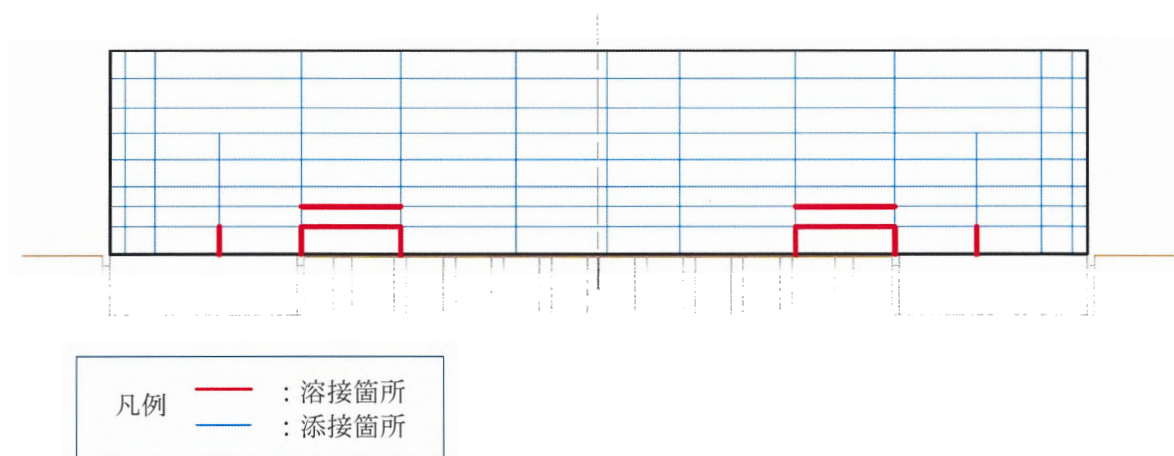


図 3.5-24 鋼製防護壁の現場継手（溶接及び添接）位置図

(5) 施工品質の確認

鋼製防護壁架設において確認する項目，方法，時期を表 3.5-22 に示す。鋼製防護壁架設に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-22 鋼製防護壁架設に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
鋼製防護壁工	鋼製防護壁構造材の材料※1	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	施工前
	現場溶接の材料※2	現物と品質証明書の照合	目視，記録	施工前
	鋼製防護壁構造材の配置※3	現物と図面の照合	目視	施工中
	現場溶接※2	溶接条件（入熱量等）を目視により確認	目視	施工中
		外部欠陥（外観形状確認），内部欠陥（非破壊検査）にて確認	目視確認 非破壊検査	施工後
	現場継手（高力ボルト）※2	六角高力ボルトは締付けトルク値を確認	計測	施工後
		トルシア型高力ボルトはピンテールの破断を確認※5	目視	施工後
	鋼製防護壁架設の寸法※4	寸法を計測し，設計値と照合	計測	施工後
	鋼製防護壁架設の外観※4	目視によりきず，へこみ等の損傷がないことを確認	目視	施工後
	鋼製防護壁の全体	鋼製防護壁天端高さ，幅，組立て，据付け状態及び外観を確認	計測，目視，記録	施工後

※1：JIS G 3140:橋梁用高降伏点鋼板，JIS G 3106:溶接構造用圧延鋼材に準拠する。

※2：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[平成29年11月]に準拠する。

※3：メーカー基準に準拠する。

※4：メーカー基準（既工認 公差表より）に準拠する。

※5：トルシア型高力ボルトは，専用レンチで締め付け，先端のピンテールが破断することで「規定の締め付け軸力」が確保されていることを目視確認できるボルト。

3. 5. 7 止水機構，止水ジョイント設置

(1) 工事概要

防潮堤としての止水性確保のために，鋼製防護壁の下面と既設構造物の上面の間に止水機構を，鋼製防護壁の側面と鉄筋コンクリート防潮壁の側面の間に止水ジョイントを設置する。

止水機構，止水ジョイントの設置位置を図 3. 5-25 に示す。

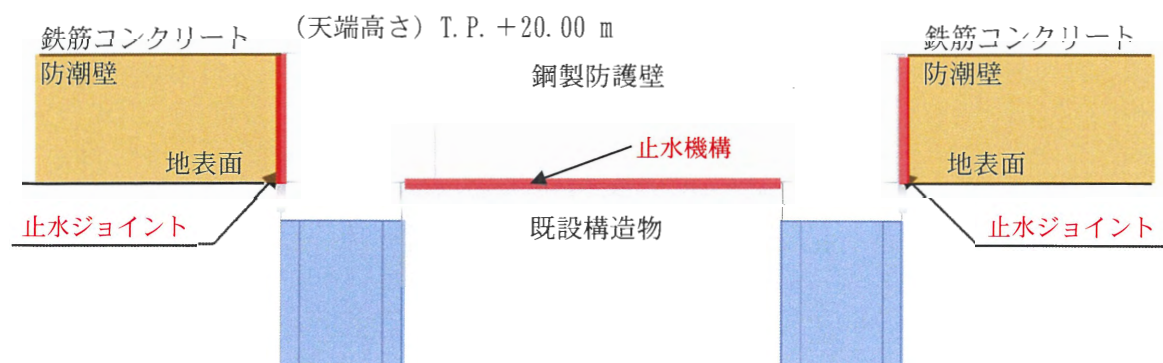


図 3. 5-25 止水機構，止水ジョイントの設置位置図

(2) 施工方法

a. 止水機構

止水機構の設置手順を図 3.5-26 に、止水機構の詳細図（鉛直断面図）を図 3.5-27 に示す。

①止水板を底面戸当たりと鋼製防護壁の間に設置する。

②上部止水板押さえにより止水板を固定する。

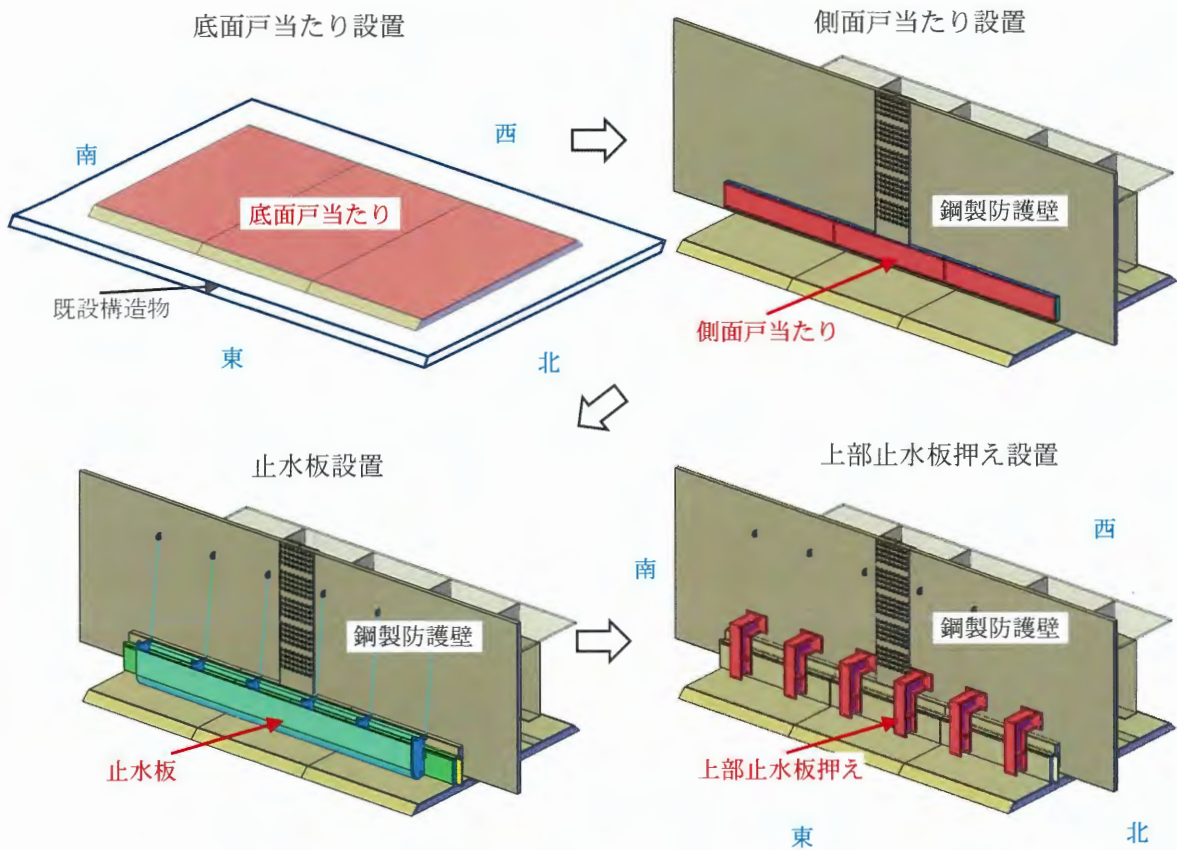


図 3.5-26 止水機構の設置手順

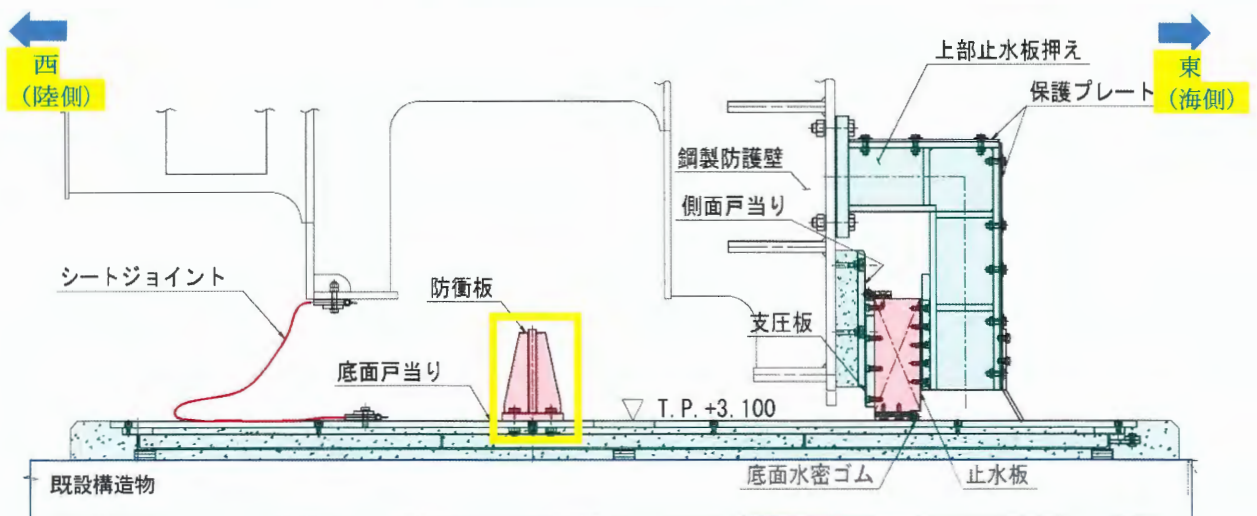


図 3.5-27 止水機構の詳細図（鉛直断面図）

b. 止水ジョイント

- ①鋼製防護壁のネジスタッドと鉄筋コンクリート防潮壁のアンカーボルトに止水ジョイントを設置する（図 3.5-28 参照）。

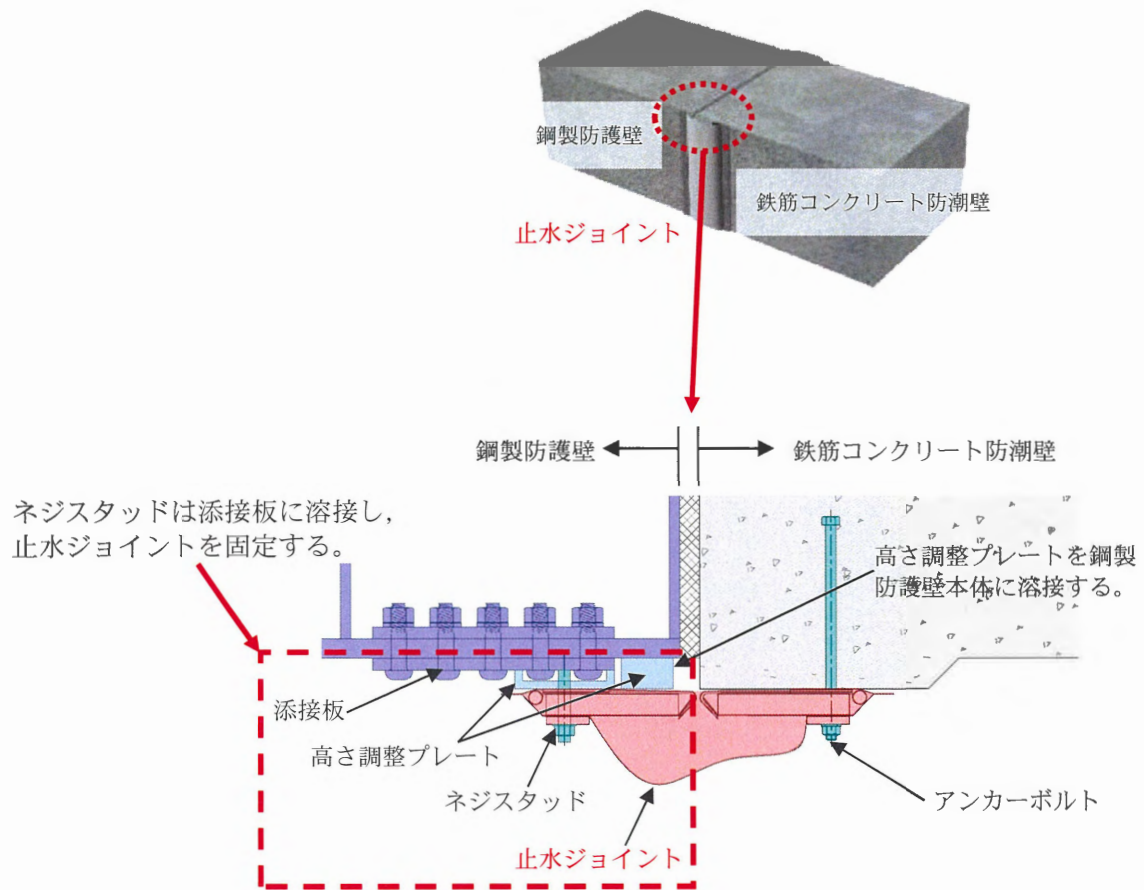


図 3.5-28 鋼製防護壁への止水ジョイント設置断面図

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して、施工性を確認する。止水機構、止水ジョイントの設置について、現地確認、施工図等をもとに重機配置図を作成し、干渉物・施工用地の有無を確認し、干渉物、施工用地等に問題がないことを確認した。止水機構、止水ジョイント設置施工図（北基礎）を図 3.5-29 に示す。止水機構、止水ジョイント設置の施工性の確認結果を表 3.5-23 に示す。

表 3.5-23 止水機構、止水ジョイント設置の施工性の確認結果

施工ステップ	施工方法	確認結果
止水機構の設置	工場で製作した止水機構を鋼製防護壁下部，側部にボルトにて取り付ける。	鋼製防護壁の架設完了後に実施することで，干渉物，施工用地等に問題がないことを確認した。
止水ジョイントの設置	鉄筋コンクリート防潮壁構築後及び鋼製防護壁架設後，両者にボルトで取り付ける。	鋼製防護壁の架設及び鉄筋コンクリート防潮壁構築後，両者にボルトで設置する工事であり，施工上の干渉物，施工用地に問題がないことを確認した。

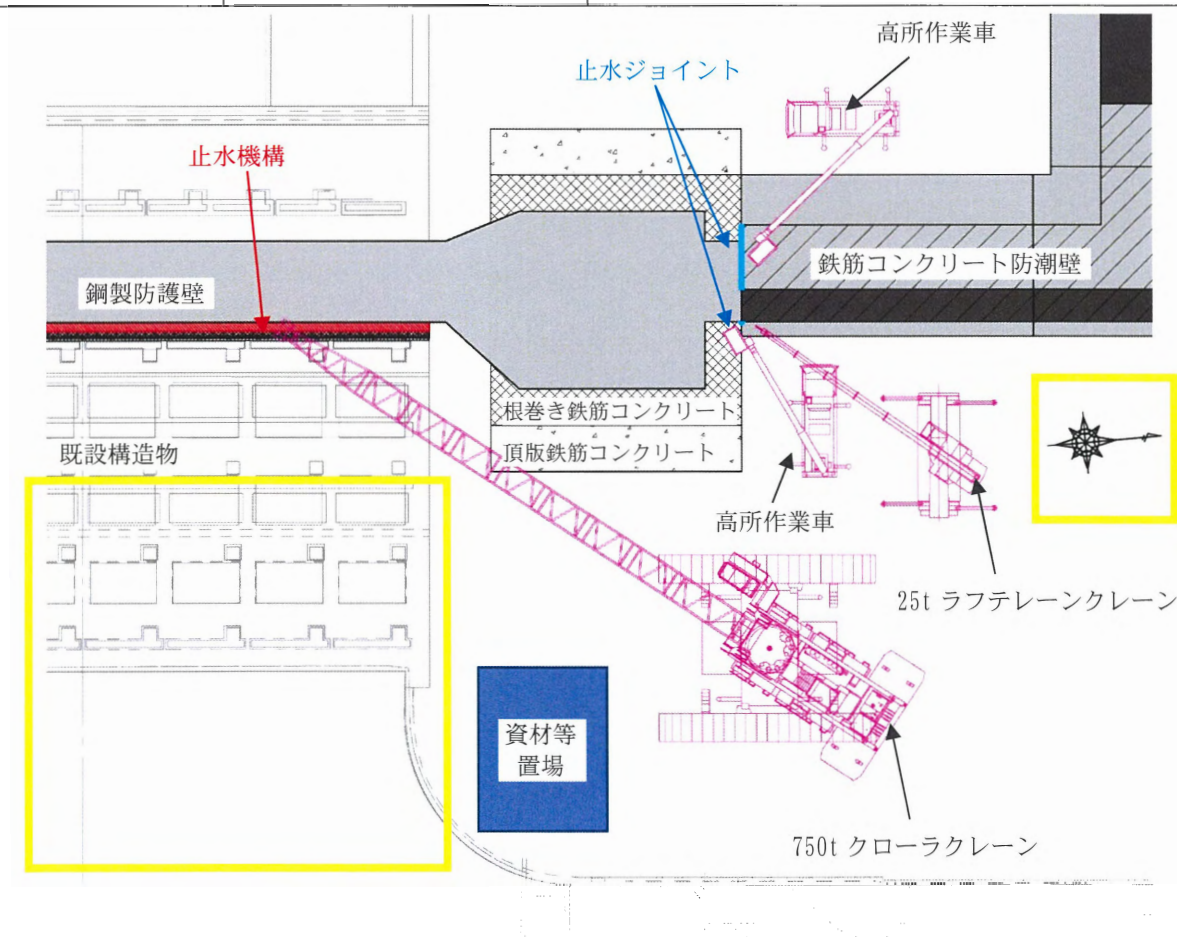


図 3.5-29 止水機構，止水ジョイント設置施工図（北基礎）

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-24 に示す通り、施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した。

表 3.5-24 止水機構、止水ジョイント設置における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
鋼製防護壁の設置精度が悪く、止水機構、止水ジョイント及び計画通り設置できない。	鋼製防護壁は自重によるたわみを想定し、設置高さを管理する等により設置精度が確保できることを確認した。

(5) 施工品質の確認

止水機構、止水ジョイント設置において確認する項目、方法、時期を表 3.5-25 に示す。止水機構、止水ジョイント設置に係る品質確認は、目視等にて確認が可能であり、各作業について適切な時期に施工結果を確認することで、実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また、これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-25 止水機構、止水ジョイント設置に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
止水機構 設置工	止水機構の材料・寸法※	現物と図面・ミルシートの照合	目視、計測、記録	施工前
	止水機構の据付※	据付位置及び状態と図面の照合	目視	施工後
	止水機構の外観※	止水機構に損傷がないことを確認	目視	施工後
止水 ジョイント 設置工	止水ジョイントの材料・寸法※	現物と図面・ミルシートの照合	目視、計測、記録	施工前
	止水ジョイントの据付※	据付位置及び状態と図面の照合	目視	施工後
	止水ジョイントの外観※	止水ジョイントに損傷がないことを確認	目視	施工後

※：メーカー基準に準拠する。

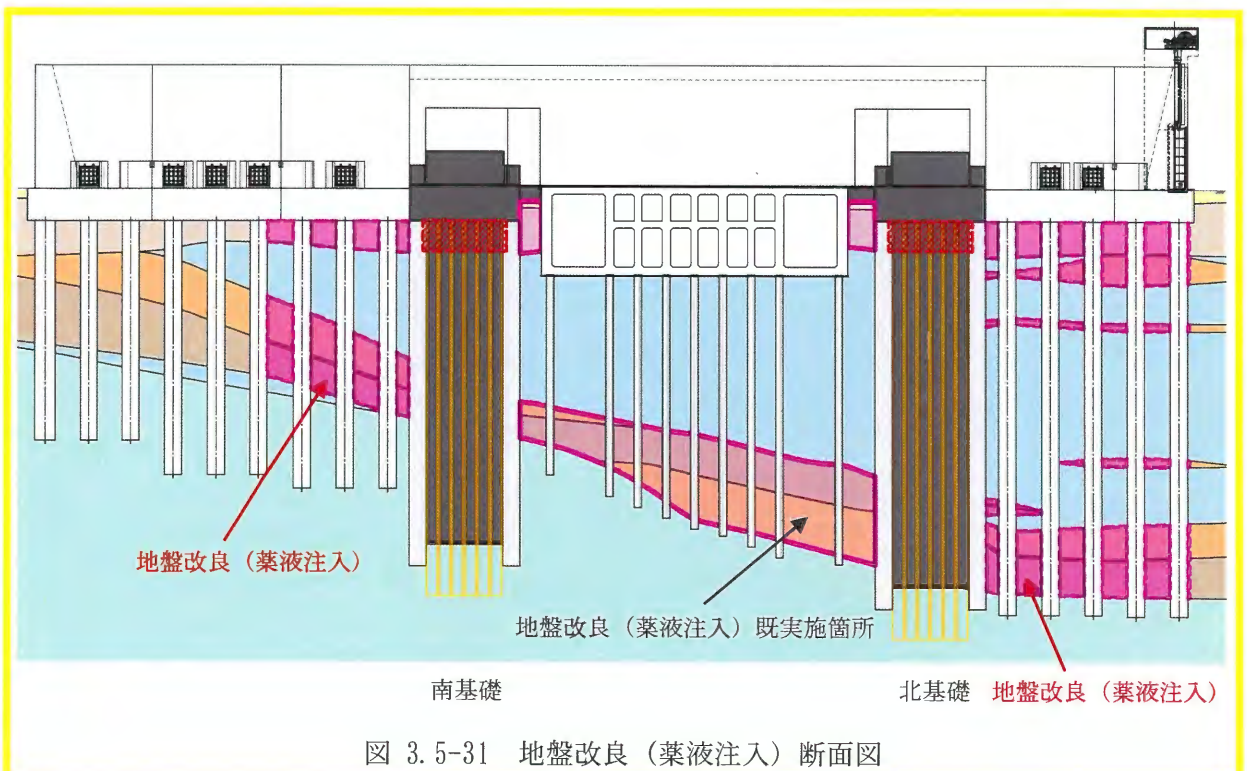
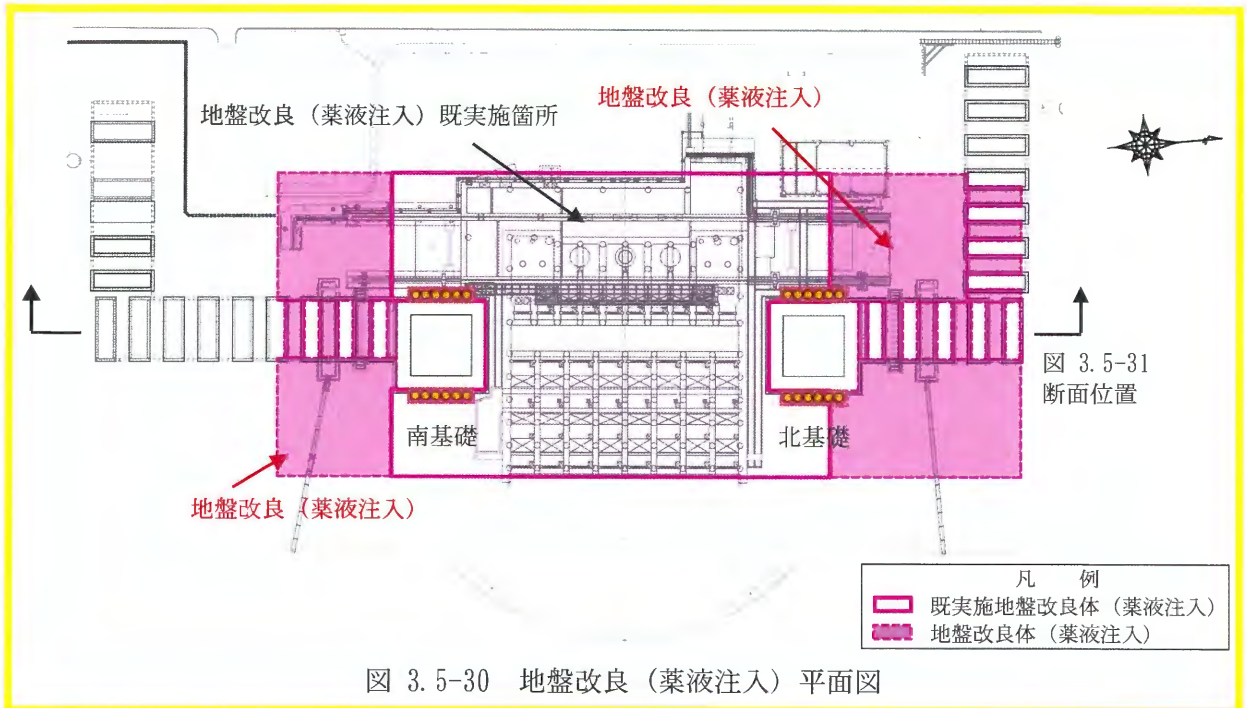
3.5.8 地盤改良（薬液注入）

(1) 工事概要

防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤のうち液状化対象層の液状化を防止するために、対象土層までボーリングにより注入管を設置し、注入管から地盤に薬液を浸透注入する。

注入後、改良範囲からボーリングで試料を採取し、改良品質を確認する。

地盤改良（薬液注入）平面図を図 3.5-30 に、地盤改良（薬液注入）断面図を図 3.5-31 に示す。



なお、地盤改良（薬液注入）の計画範囲のうち不飽和地盤については、施工品質の確保が困難であるため地盤改良（セメント系）にて性能目標（地盤をセメントにより固結させ、液状化を防止）を確保する（詳細は 3.5.9 参照）。

(2) 施工方法

地盤改良（薬液注入）の施工方法は以下の通りである。

- ①削孔：地上あるいは立坑内から所定の深度・位置までケーシング（先端に削孔ビット）を用いて削孔水を供給しながら削孔する。
- ②シール材（グラウト）注入：削孔後、シール材を注入し、孔内の削孔水をシール材で置き換える。
- ③結束細管（注入パイプ）挿入：シール材が固まる前に、先端に吐出口を持つ細管を結束したものを入挿入する。
- ④ケーシング引抜き：ケーシングを引き抜き、結束細管の位置を固定する。
- ⑤クラッキング（初期割裂）：シール材が固化した後、注入パイプから高圧水を吐出し周囲の地盤をクラッキング（初期割裂）させ、薬液の注入経路を確保する。
- ⑥薬液の同時注入開始：結束した結束細管から、流量・圧力（低圧）を制御しながら、複数の点で同時に薬液を注入する。
- ⑦注入完了

地盤改良（薬液注入）の施工方法（結束細管多点注入方式）を図 3.5-32 に示す。

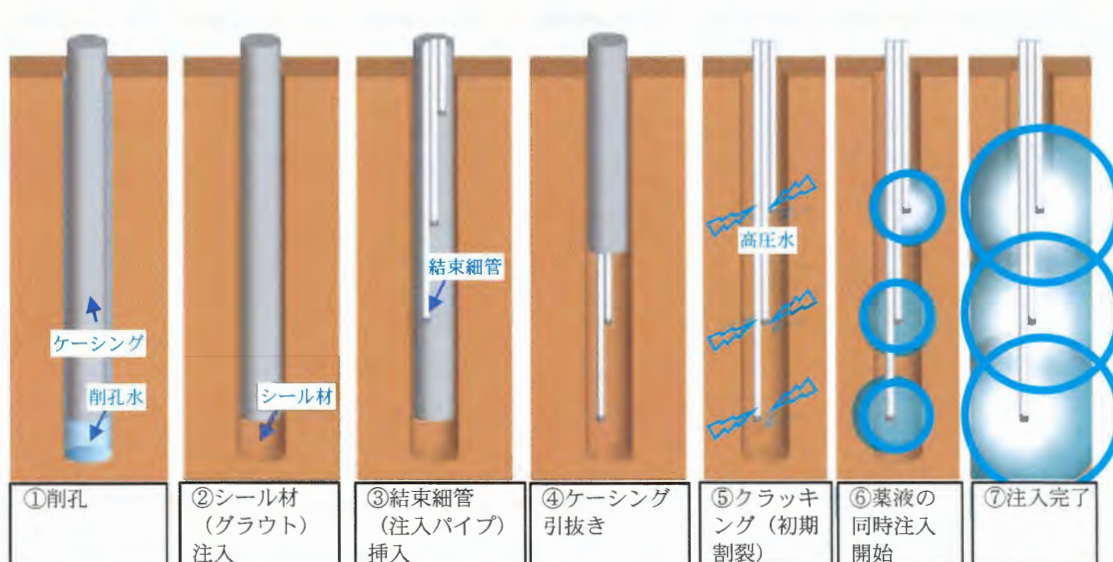


図 3.5-32 地盤改良（薬液注入）の施工方法（結束細管多点注入方式）

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して、施工性を確認する。既実施の地盤改良範囲（平面図）を図 3.5-33 に、既設構造物下の地盤改良のボーリング孔配置を図 3.5-34 に示す。これらの図より、既設構造物の設置状況を確認し、対象地盤への薬液注入管設置のためのボーリング孔配置を検討した結果、対象範囲の薬液注入が施工可能であることを確認した。地盤改良（薬液注入）の追加範囲を図 3.5-35 に、地盤改良（薬液注入）の追加範囲断面を図 3.5-36 に、既設構造物（鉄筋コンクリート防潮壁フーチング等、以下、この節では「既設構造物」とする。）下の地盤改良施工フローを図 3.5-37 に示す。

既設構造物下の地盤改良の施工手順を以下に示す。

- ・構造物の側部に設けた立坑から水平及び斜めボーリングにより構造物直下に注入管を設置する（図 3.5-37：①，②）。
- ・注入管を通じて構造物直下の地盤を改良した後、立坑を流動化処理土にて埋戻す（図 3.5-37：③，④）。
- ・地表から施工可能な範囲について、順次、地盤を改良する（図 3.5-37：⑤，⑥）。

地盤改良（地盤改良）に使用する削孔機械、注入装置は小型であり、薬液の水槽は原位置から離れて用地確保が可能であることを確認した。また追加範囲には鉄筋コンクリート防潮壁や各種設備が設置されているが、施設の側部に仮設土留め（鋼矢板）により立坑の設置が可能であることを確認した。

地盤改良（薬液注入）の施工性の確認結果を表 3.5-26 に示す。また、追加範囲には鉄筋コンクリート防潮壁や各種設備が設置されているが、施工実績から斜めボーリング等により追加範囲の施工は十分可能である。

また、本施工方法による試験施工を計画最大深度の地盤にて実施し、要求品質を満足していることを確認した。

表 3.5-26 地盤改良（薬液注入）の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
ボーリング機械で削孔し、注入装置で薬液を注入する。	・地盤改良（薬液注入）に使用するボーリング機械、注入装置は小型であり、薬液の水槽は原位置から離れて用地確保が可能であることを確認した。 ・追加範囲には鉄筋コンクリート防潮壁や各種設備が設置されているが、仮設土留め（鋼矢板）により立坑を設置したうえで斜め削孔の位置・角度の調整により対応可能であることを確認した。

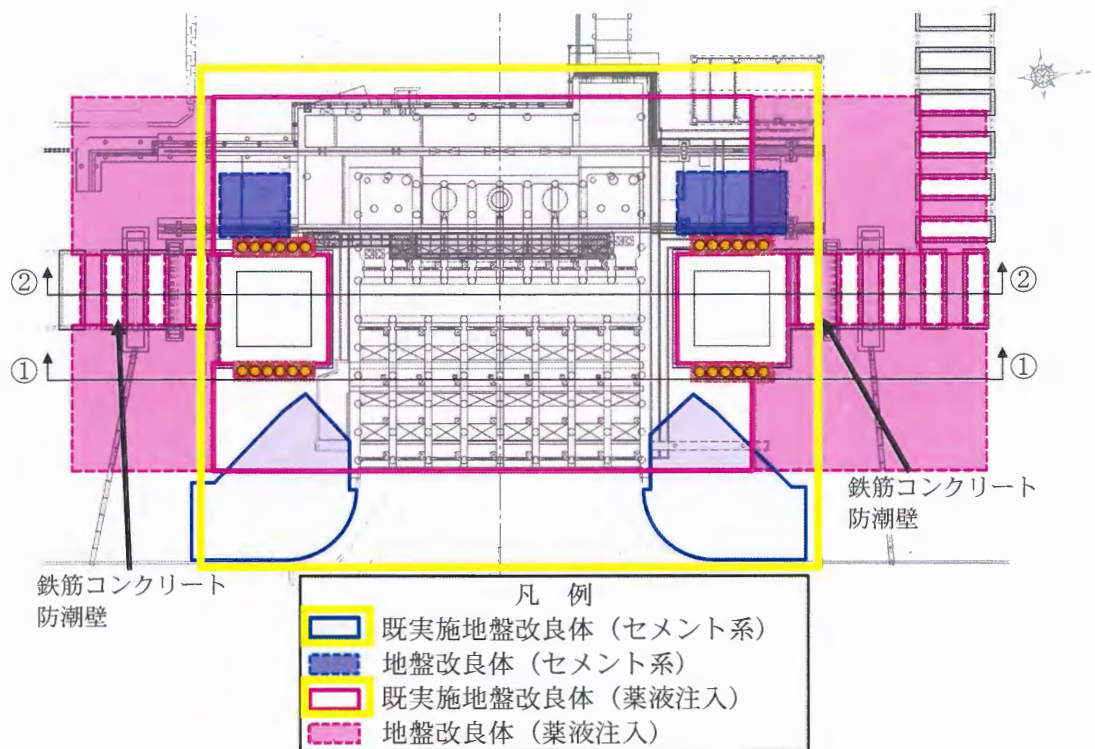


図 3.5-33 地盤改良範囲 (平面図)

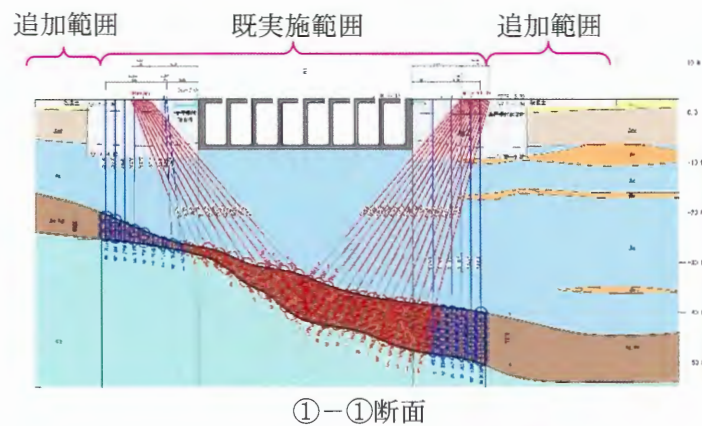
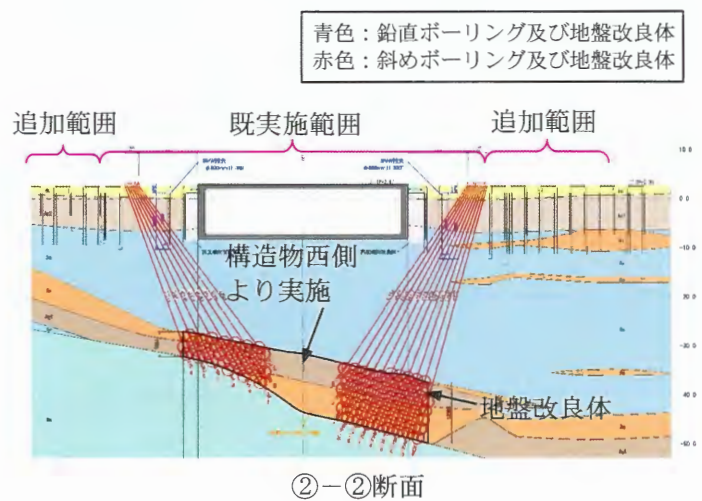


図 3.5-34 既設構造物下の地盤改良のボーリング孔配置図 (既実施範囲)

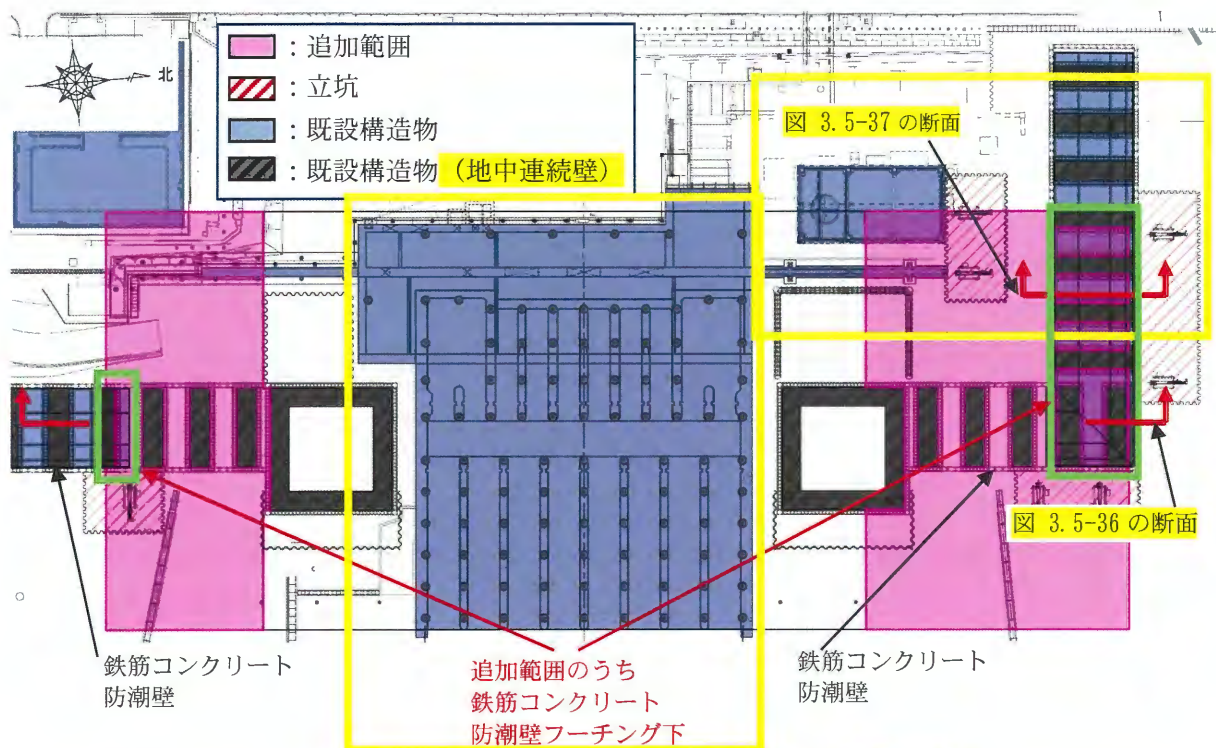


図 3.5-35 地盤改良（薬液注入）の追加範囲平面図

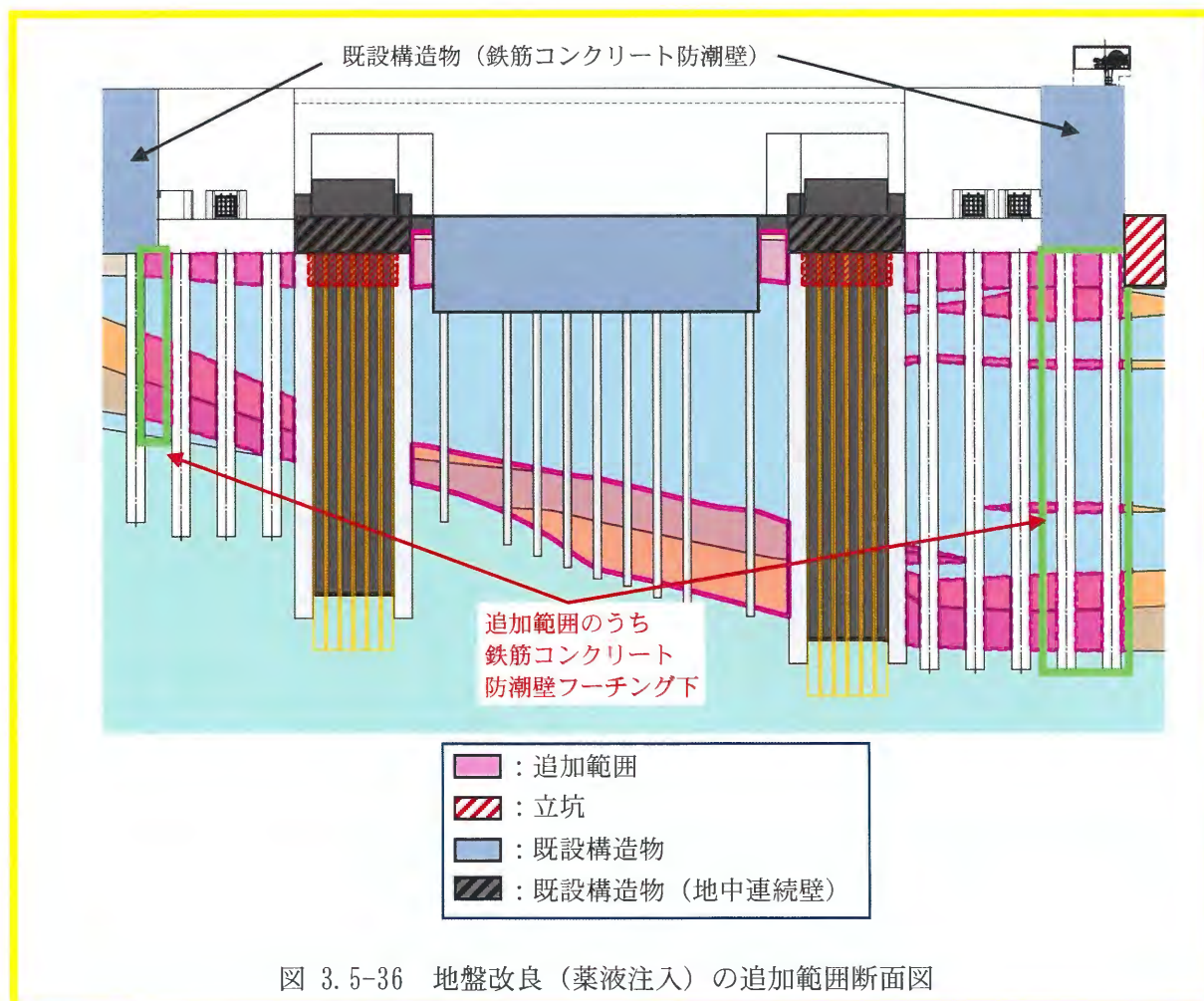
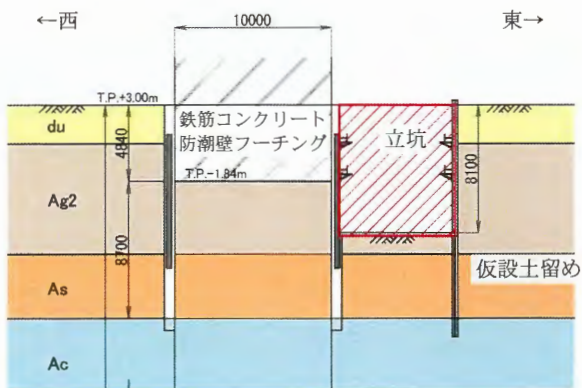


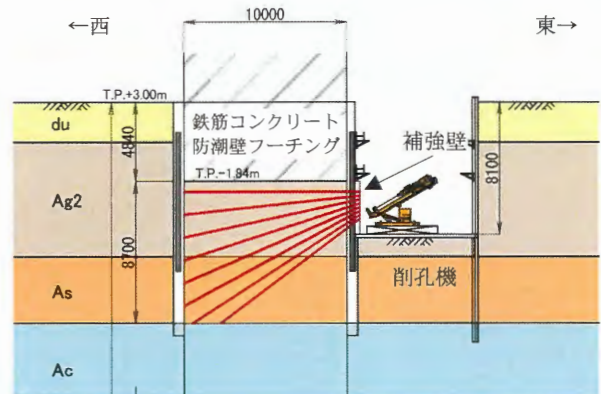
図 3.5-36 地盤改良（薬液注入）の追加範囲断面図

① 立坑掘削



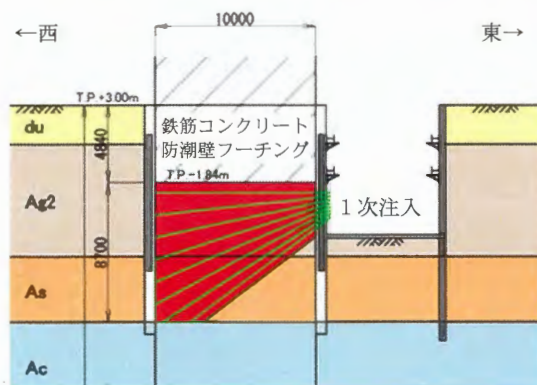
鉄筋コンクリート防潮壁フーチングの側部に仮設土留めを施工し、立坑を掘削する。

② 1次削孔



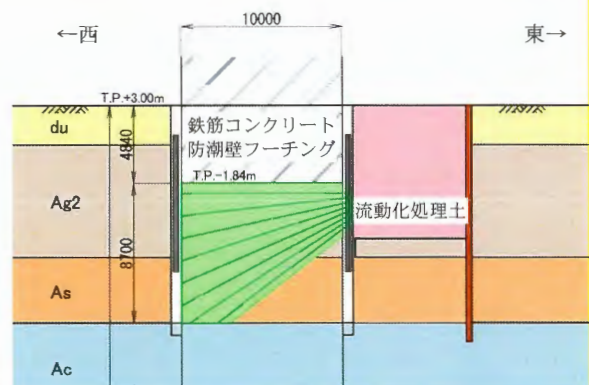
立坑の削孔側の壁面に補強壁を構築した後、削孔機にて、1次削孔を行う。孔に注入用の注入管を設置する。

③ 一次注入



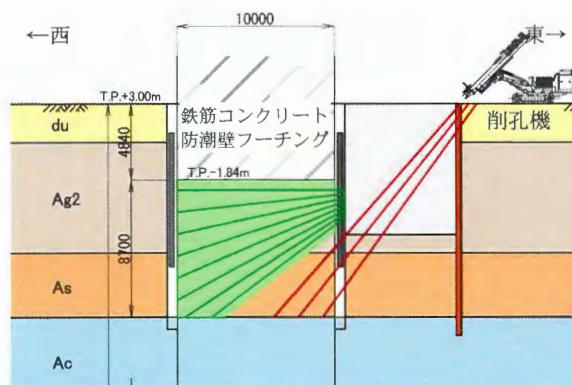
鉄筋コンクリート防潮壁フーチングの下側に1次注入し地盤改良を行う。

④ 立坑埋戻し



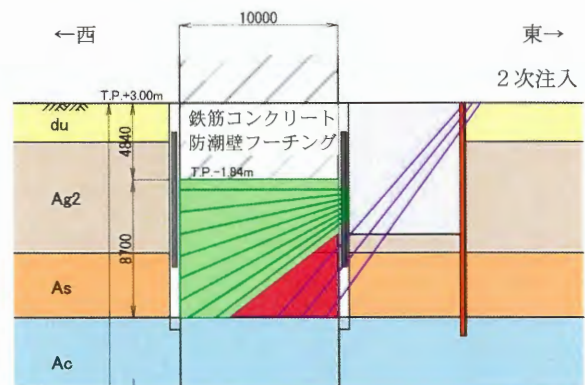
立坑を流動化処理土で埋め戻す。次に、仮設土留めを引抜き、隙間をモルタルで充填する。

⑤ 2次削孔



1次注入で地盤改良できなかった範囲を地表部から削孔し、注入管を設置する。

⑥ 2次注入



1次注入で地盤改良できなかった範囲を地表部から2次注入し地盤改良する。

図 3.5-37 既設構造物下の地盤改良施工フロー

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した。その詳細については、3.6.6に示す。

(5) 施工品質の確認

a. 施工品質の確認方法

施工品質の確認を行うための項目等を整理するため、まず、地盤改良（薬液注入）の目的及び設計上の取扱いを明確にし、具体的な性能目標を表 3.5-27 の通り整理した。この性能目標を達成する具体的な要求品質を表 3.5-28 の通り設定した。次に、これらの性能目標（要求品質）が達成されていることを確認する方法を定めるため、準拠する基準類を表 3.5-29 の通り明確にした。

地盤改良（薬液注入）の設計における与条件は改良範囲と要求品質（液状化強度比）である。これらが計画通り実施されていることを確認するために、地盤改良（薬液注入）において確認する項目、方法、時期を表 3.5-30 の通り整理した。また、各層の配合試験結果に基づき設定した要求品質（液状化強度比）と、これを確認するための指標となる管理基準値を表 3.5-31 に示す（詳細は 3.6.6 (2) 参照）。

地盤改良（薬液注入）に係る品質確認は表 3.5-30 に示す通り、計測等にて確認が可能であり、各作業について適切な時期に施工結果を確認することで、実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また、これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-27 地盤改良（薬液注入）の目的及び設計上の取扱い、性能目標

地盤改良（薬液注入）の目的	設計上の取扱い	性能目標
地震応答の低減及び地盤反力の確保のため、地盤の液状化を防止する。	地盤改良体（薬液注入）は想定する地震力に対して液状化しない。	設計から得られた地震時の最大せん断応力比に対し、地盤改良体（薬液注入）の液状化強度比 (RL ₂₀) *が上回ることを。

※繰返し回数 20 回で液状化に至る応力比。

表 3.5-28 地盤改良（薬液注入）の具体的な性能目標

性能目標	対象地層	最大せん断応力比 L_{max}	要求品質（液状化強度比）
設計から得られた地震時の最大せん断応力比に対し、地盤改良体（薬液注入）の液状化強度比 (RL ₂₀) が上回ることを。	A g 2 層	0.62	左記 (0.62) 値以上
	A s 層	0.65	左記 (0.65) 値以上
	A g 1 層	0.58	左記 (0.58) 値以上

表 3.5-29 確認項目が準拠する基準類

工法	基準・指針名
薬液注入工法	浸透固化処理工法技術マニュアル 平成 22 年 6 月, 沿岸技術研究センター
	急速浸透注入工法 超多点注入工法 技術マニュアル平成 24 年 2 月, 地盤注入開発機構恒久グラウト・本設注入協会

表 3.5-30 地盤改良（薬液注入）に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
削孔工 (ボーリング)	削孔位置, 削孔角度	測量, 計測にて確認	測量, 計測	削孔前
	削孔長	ケーシング検尺にて確認	計測	削孔後
	注入管の仕様	注入管のノズル数, 間隔, 全長を目視, 計測にて確認	目視, 計測	挿入前
	注入管の位置	注入管の位置を計測	計測	挿入後
	グラウト材の材料	分析報告書にて確認	記録	充填前
	グラウト材の比重	比重測定にて確認	計測	充填前
	グラウトの充填	充填されている状態を目視にて確認	目視	充填後
注入工	薬液の材料	試験成績表等の確認及び比重測定との照合	記録, 計測	注入前
	流量計の校正	実測値と計測値の誤差にて確認	計測	注入前
	注入薬液の品質	pH 測定にて確認	計測	注入前
	注入速度・注入圧力	流量計 (モニタ) にて確認	目視	注入中
	注入量	流量計 (積算流量, モニタ), タンク容量の目視にて確認	目視	注入後
事後調査 ・ボーリング (試料採取) ・試料分析	ボーリング位置, 角度	測量, 計測にて確認	測量, 計測	削孔前
	ボーリング深度	ケーシング検尺にて確認	計測	削孔後
	シリカ含有量増分量	現地で採取した試料をシリカ含有量測定 (ICP 発光分光分析) にて確認	試料	採取後

表 3.5-31 管理基準値

対象土層	要求品質 (液状化強度比)	管理基準値 (シリカ含有量増分量)
A g 2 層	0.62 以上	5.1 mg/g 以上
A s 層	0.65 以上	8.0 mg/g 以上
A g 1 層	0.58 以上	7.3 mg/g 以上

また、地盤改良（薬液注入）は、地中での施工であり、施工結果を直接、把握しにくい。このため、地中連続壁の不具合事象を受け、品質確認を規格基準以上に強化・拡充する。これらの具体的な内容を表 3.5-32 に、一般工事との比較を表 3.5-33 に示す。

表 3.5-32 検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	施工後	改良範囲は、施工配置図をもとに削孔位置、削孔長・削孔角度等が計画通りであることにより確認する（②参照）。
シリカ含有量増分量	施工後	要求品質の液状化強度比に相当するシリカ含有量増分量を確認する。 【確認頻度】（①を参考に保守的に設定） ボーリング孔数： ・改良土量 5,000 m³ 未満では 3 孔 ・5,000 m³ 以上では 2,500 m³ 増えるごとに 1 孔追加 試料採取箇所数：各孔で地層ごと ・改良層厚が 6 m 以上の場合は 3 箇所 ・6 m 未満の場合は概ね 2 m の間隔で採取 改良範囲・時期ごとに上記頻度を適用する。 【試験方法】（①参照） シリカ含有量試験 【管理基準値：シリカ含有量増分量*】 A g 2 層：5.1 mg/g 以上 A s 層：8.0 mg/g 以上 A g 1 層：7.3 mg/g 以上 【採取箇所】 ボーリング孔数を改良範囲内に偏ることなく分散させるとともに、構造物直下及び A c 層内に介在する薄い砂層（A s 層）も対象とし、適切に配孔する。

※：要求品質（液状化強度比）と相関を持ち、要求品質の達成を間接的に確認できる指標

①：浸透固化処理工法技術マニュアル 平成 22 年 6 月、財団法人 沿岸技術研究センター

②：急速浸透注入工法 超多点注入工法 技術マニュアル平成 24 年 2 月、地盤注入開発機構恒久グラウト・本設注入協会

表 3.5-33 一般工事との比較

対策区分	A：防潮堤（鋼製防護壁）工事における対応（概要）	B：一般工事における対応	評価（A，B 比較結果）
品質確認	ボーリング孔数を改良土量 5,000 m ³ 未満では 3 孔、5,000 m ³ 以上では 2,500 m ³ 増えるごとに 1 孔追加実施する。各孔で地層ごとに改良層厚が 6 m 以上の場合は 3 箇所、6 m 未満の場合は概ね 2 m の間隔で試料採取する。改良範囲・時期ごとに当該頻度を適用する。	改良土量 5,000 m ³ 未満では 3 孔、5,000 m ³ 以上では 2,500 m ³ 増えるごとに 1 孔追加実施する。各孔で改良層厚が 6 m 以上の場合は上，中，下の 3 箇所、6 m 未満の場合は改良層厚に応じて 2 m 程度に 1 箇所です料採取する。	地層区分ごとに検査数量を増やす（一般工事の 2 倍以上）ことで、施工結果の信頼性が向上する。

b. 本工事の事後調査確認頻度

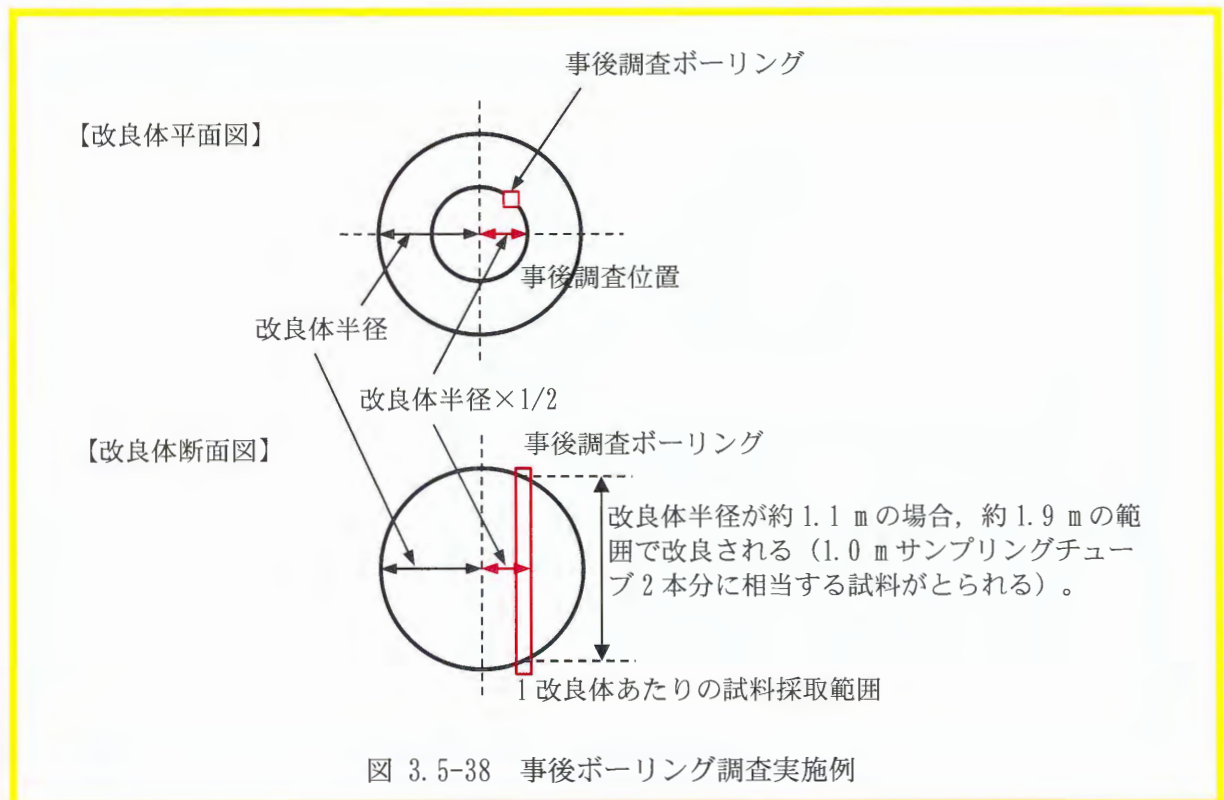
(a) 確認頻度の考え方

地中連続壁の不具合事象を踏まえ、地中工事の信頼性確保のため、事後調査における試料採取のためのボーリング孔数は、実績のある基準（浸透固化処理工法マニュアル）に基づき、改良対象土層 5,000 m³ 未満は調査ボーリング 3 孔、5,000 m³ 以上は 2,500 m³ 増えるごとに 1 孔追加することとする。

本工事では 1 孔のボーリングですべての各改良対象土層が採取可能であることから、各改良対象土層の土量ごとではなく総改良土量からボーリング孔数を決定する。

また、浸透固化処理工法マニュアルでは事後の品質確認試験の頻度を「ボーリング孔 1 本につき上、中、下それぞれ 1 回、計 3 回を目安」としているが、本工事では改良対象土層ごとに層厚 6m 以上の場合は 3 箇所、層厚 6m 未満の場合は概ね 2m 間隔で試料を採取することから、通常よりも多く試験を実施するため妥当である。

事後ボーリング調査の実施例を図 3.5-38 に示す。



試料採取位置の例を、図 3.5-39 に示す。

一般工事では、浸透固化処理工法マニュアルで試験頻度をボーリングごとに上、中、下の3箇所と規定していることを踏まえて試験を行う。

それに対し、本工事では、ボーリングで確認した地層ごとに、層厚が6 m 以上の場合は3箇所、6 m 未満の場合は概ね2 m の間隔で1箇所の頻度で試験を行う。また、1 m 程度の薄層の場合は1箇所で行う。

図 3.5-39 では、地層1、3、5が層厚6 m 以上であるため3箇所、地層2が層厚6 m 未満であるため概ね2 m の間隔で2箇所、地層4が層厚1 m 程度の薄層であるため1箇所で行う。

なお、改良範囲・時期ごとに当該頻度を適用する。

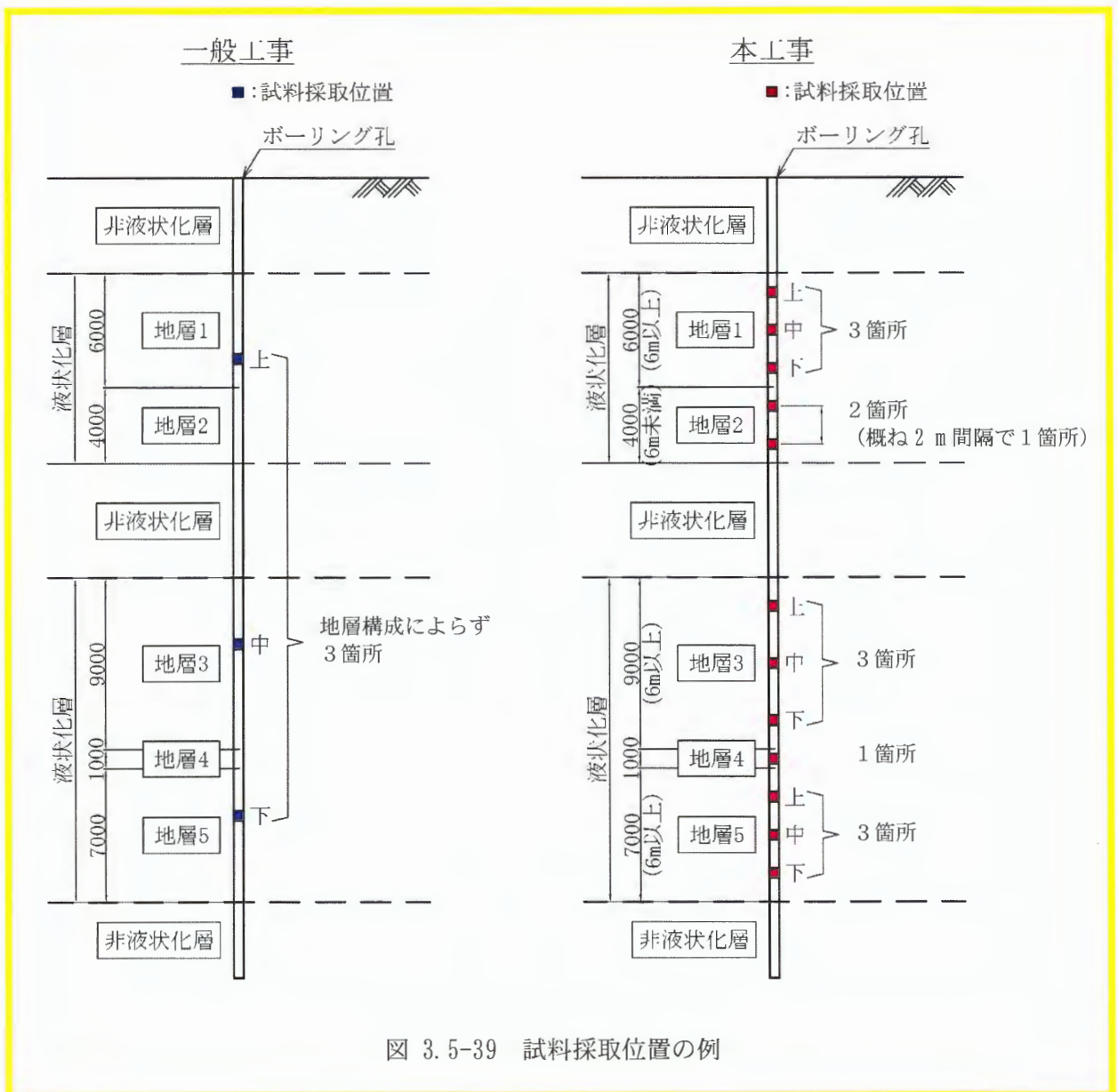


図 3.5-39 試料採取位置の例

(b) 本工事の事後調査確認頻度

イ. ボーリング孔数

ボーリング孔数は、改良土量 5,000 m³ 未満では3孔、5,000 m³ 以上では2,500 m³ 増えるごとに1孔追加実施する。また改良範囲・時期ごとにこれを適用する。

これに基づき、施工時期が同じ条件でのボーリング孔数を算出する。改良土量は、南側と北側で分けて設計図面より求積する。

概算の改良土量とボーリング孔数を表 3.5-34 に示す。

表 3.5-34 概算改良土量とボーリング孔数（施工時期が同じ場合）

改良範囲（施工箇所）	概算改良土量	ボーリング孔数
南側	18,300 m ³	9 孔
北側	28,700 m ³	13 孔
合計	47,000 m ³	22 孔

ロ. ボーリングの配置

算出したボーリング孔本数を改良範囲内に偏ることなく分散させるとともに、構造物直下及びA c 層内に介在する薄い砂層（A s 層）も対象に含めて適切に配孔する。配孔イメージ断面を図 3.5-40 に示す。介在する薄い砂層（A s 層）については、鉛直ボーリング孔を削孔し他の改良土層と同様に試料を採取する。また、構造物直下の改良範囲については、浅部は掘削した立坑の中からボーリング孔を削孔し、深部は地表部から斜めボーリング孔を削孔し試料を採取する。

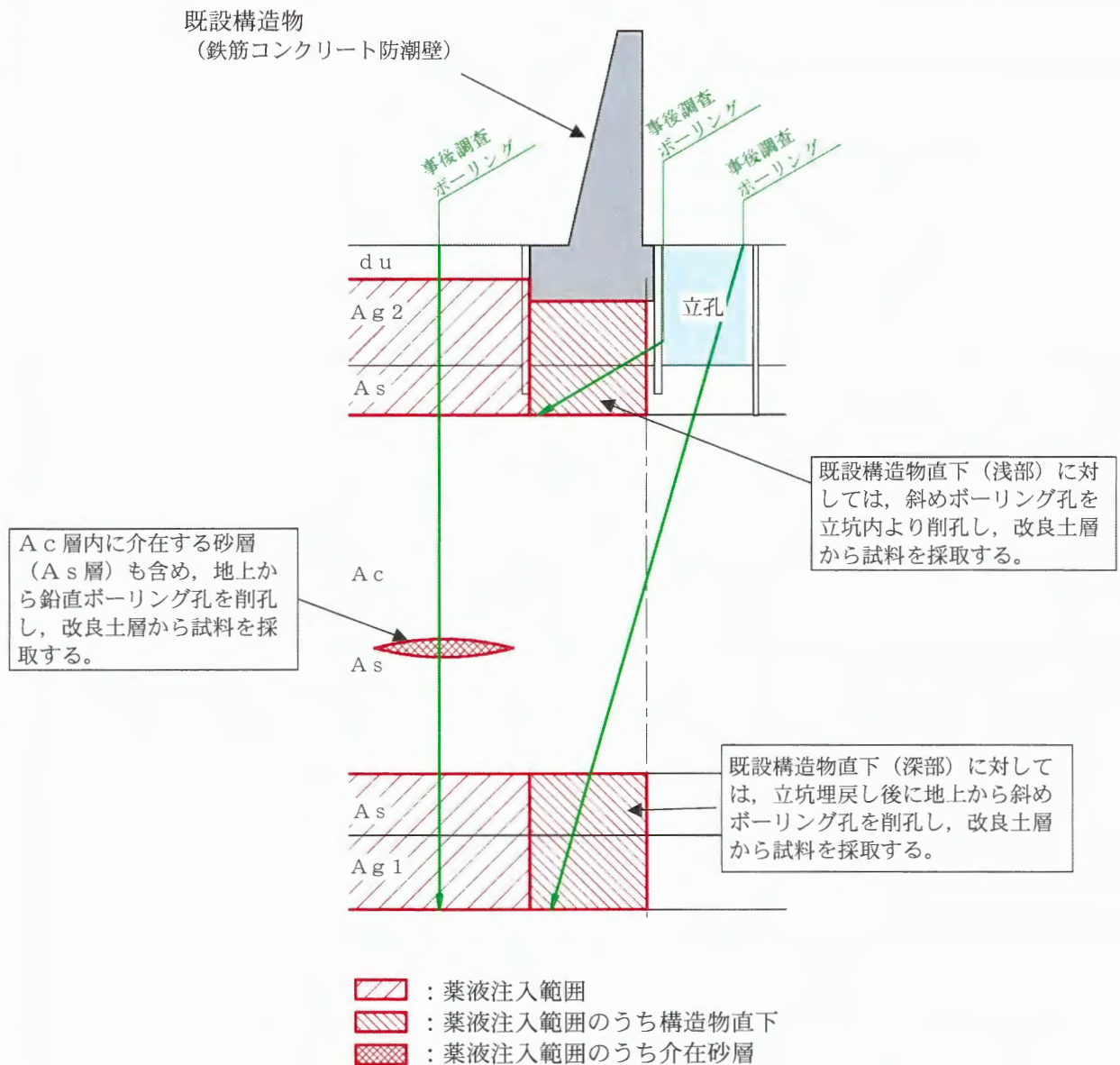


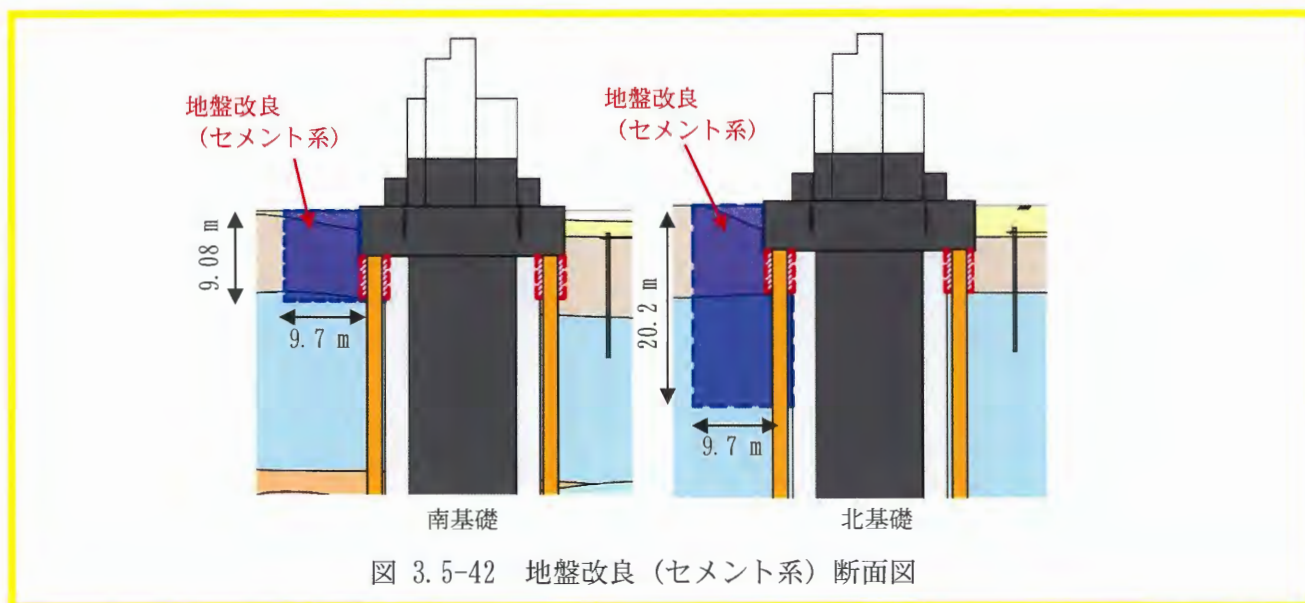
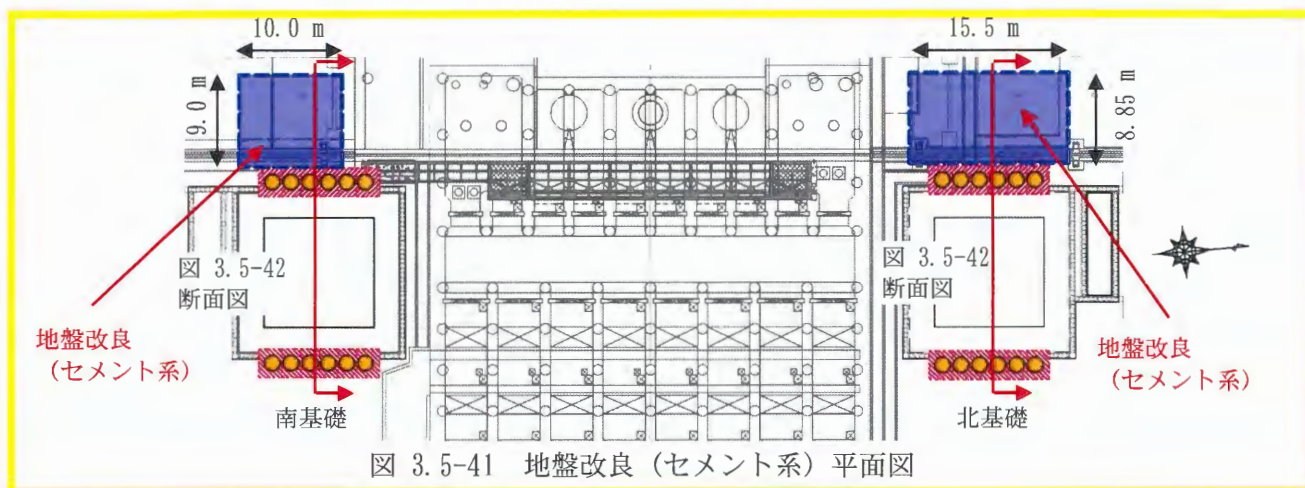
図 3.5-40 事後調査ボーリング配孔イメージ断面図

3.5.9 地盤改良（セメント系）

(1) 工事概要

防潮堤（鋼製防護壁）の基礎の変位抑制を目的として基礎の西側に地盤改良（セメント系）を実施する。地盤改良範囲の外周に土留めを設置し、該当範囲の土砂を掘削し、流動化処理土（地盤改良体（セメント系））に置き換える。

地盤改良（セメント系）平面図を図 3.5-41 に、地盤改良（セメント系）断面図を図 3.5-42 に示す。



(2) 施工方法

地盤改良（セメント系）の施工方法は以下の通りである。

- ①地盤改良範囲の外周に土留めを設置する。
- ②土留め内の土砂を掘削，撤去する。
- ③掘削した範囲にプラントで製造した流動化処理土を打設する。

現地製造プラントのイメージを図 3.5-43 に示す。

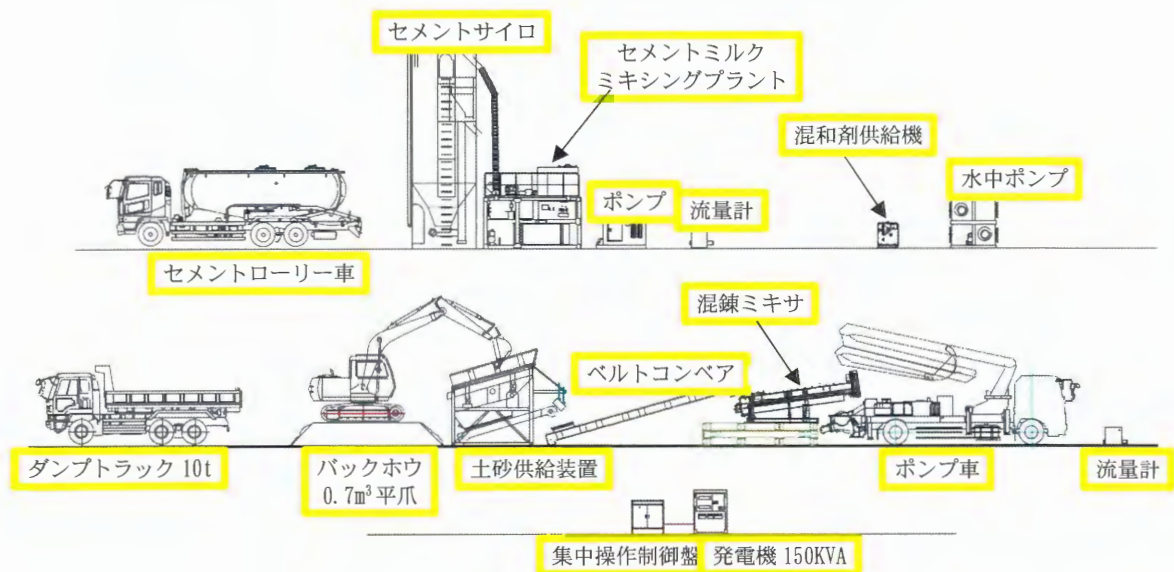


図 3.5-43 現地製造プラントのイメージ

(3) 施工性の確認

施工図を作成し，干渉物を特定した後，重機配置に干渉する発電設備については，撤去または移設により干渉しないことを確認した。なお，南基礎において，移設できない既設構造物を考慮した改良範囲を構造設計に反映した。

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。

地盤改良範囲及び仮設土留め計画を図 3.5-44 に，掘削・置換工法施工イメージを図 3.5-45 に示す。地盤改良範囲は既設構造物と近接しているが仮設土留めにより計画の改良範囲の掘削・置換が可能であることを確認した。また，設置する仮設土留めは重機（8t 級コンクリートポンプ車）荷重により大きな変形を生じさせることはなく，周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから，施工上の問題とならないことを確認した。

掘削・置換工法（流動化処理土）の施工性の確認結果を表 3.5-35 に示す。また，表 3.3-6 で整理した想定リスクに対する対策を行い，工事の確実性を確保する。

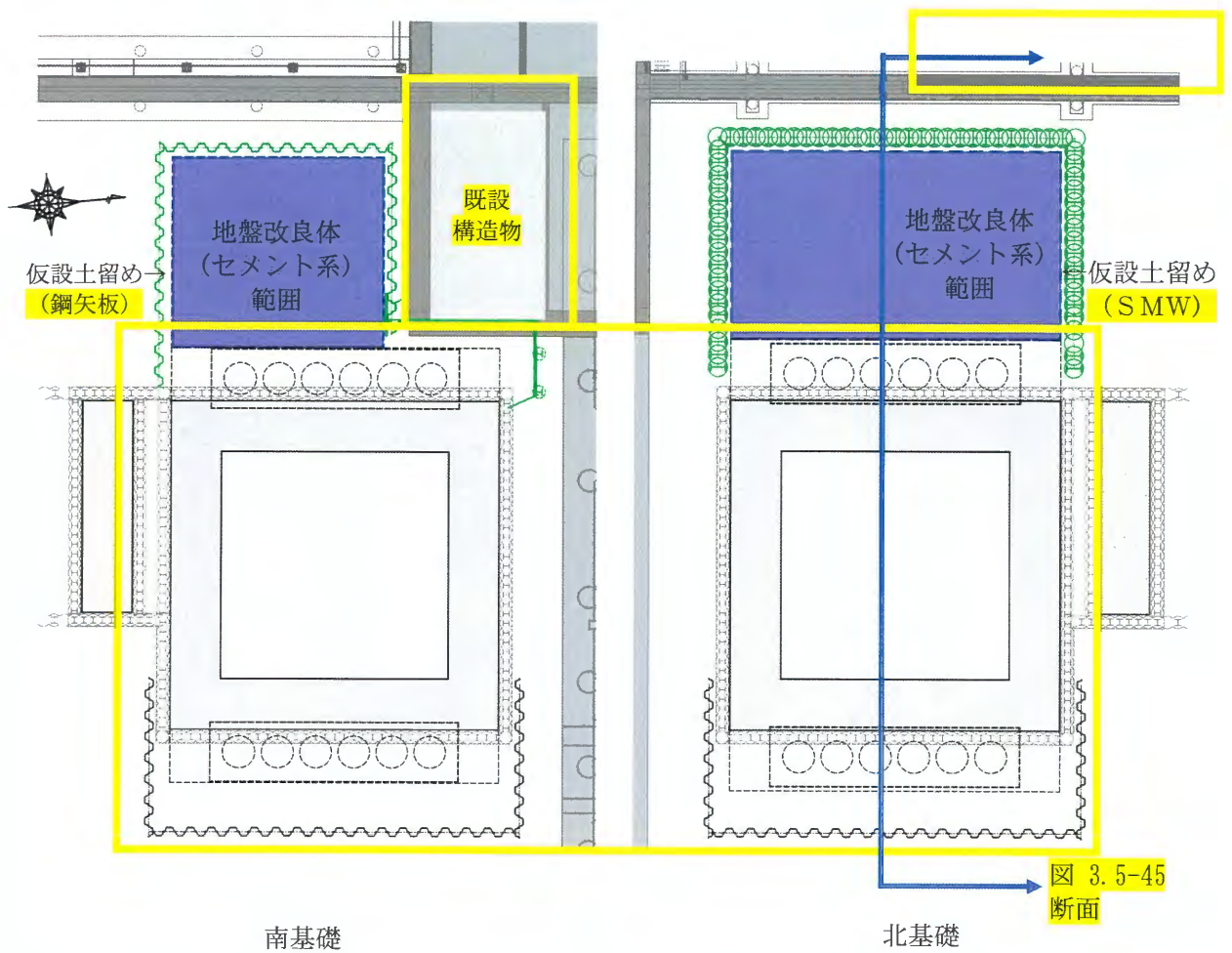


図 3.5-44 地盤改良範囲及び仮設土留め計画図

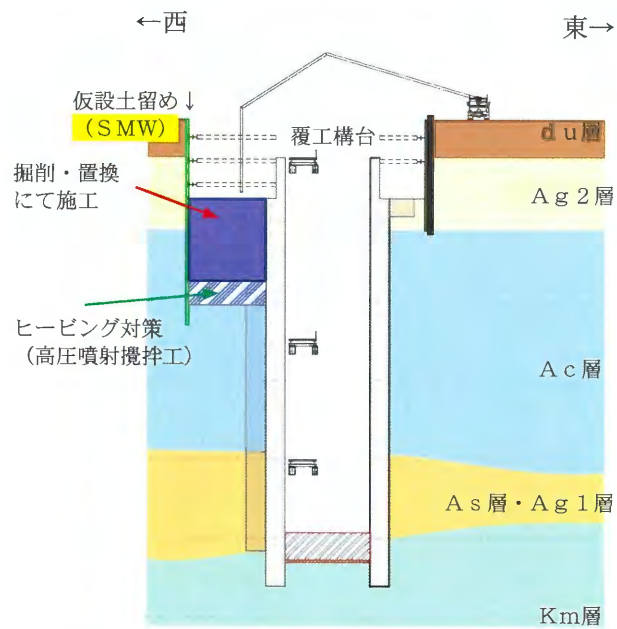


図 3.5-45 掘削・置換工法施工イメージ図 (北基礎)

表 3.5-35 掘削・置換工法（流動化処理土）の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
対象箇所に仮設土留めを打設し、バックホウで掘削し、ポンプ車で流動化処理土を打設する。	・施工エリアは当該作業で占有しており、施工（掘削・埋戻し）に対して作業空間は問題ないことを確認した。 ・ポンプ車が停車・作業する補助エリアも他の施工ステップの作業と工程調整により確保可能であることを確認した。 ・工事範囲の干渉物は原則移設・撤去（南基礎西側は既設構造物を回避した構造に変更）し、施工に影響がないことを確認した。

(4) リスクを想定した対策の実施

施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し、その対策を施すことで施工の実現性を確保する。施工中に想定されるリスクに対して、必要な対策を講じることが可能であることを確認した。その詳細については、3.6.7に示す。

(5) 施工品質の確認

施工品質の確認を行うための項目等を整理するため、まず、地盤改良（セメント系）の目的及び設計上の取り扱いを明確にし、具体的な性能目標を表 3.5-36 の通り整理した。この性能目標は表 3.5-37 に示す通り設計における条件である強度及び剛性である。次にこれらの性能目標が達成されている事を確認する方法を定めるため、準拠する基準類を表 3.5-38 の通り明確にした。

地盤改良（セメント系）の設計における与条件は改良範囲と強度である。これらが計画通り実施されていることを確認するために、地盤改良（セメント系）において確認する項目、方法、時期を表 3.5-39 の通り整理した。

地盤改良（セメント系）に係る品質確認は、目視等にて確認が可能であり、各作業について適切な時期に施工結果を確認することで、実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また、これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-36 地盤改良（セメント系）の目的及び設計上の取扱い

地盤改良（セメント系）の目的	設計上の取扱い	性能目標
地盤の液状化の防止及び津波波力に対する基礎の変形の抑制のため、地盤の強度・剛性を向上させる。	鋼製防護壁基礎から受ける荷重に対し、必要な地盤反力を発揮する。	設計に用いた強度及び剛性

表 3.5-37 地盤改良（セメント系）の具体的な性能目標

性能目標	設計に用いた強度（管理基準値※）
設計に用いた強度及び剛性	一軸圧縮強度 1.5 N/mm ²

※改良体の剛性は一軸圧縮強度に基づき解析用物性値が設定されていることから、強度及び剛性を確認するための間接的な指標として設計に用いた「一軸圧縮強度」を管理基準値として採用する。

表 3.5-38 確認項目が準拠する基準類

工法	基準・指針名
流動化処理土	掘削土再利用大口径柱列ソイル工法 設計・施工マニュアル 平成 27 年度版 CRM工法協会

表 3.5-39 地盤改良（セメント系）（掘削・置換工法（流動化処理土））に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
流動化処理土打設工	改良範囲	流動化処理土打設前に寸法を測量し、図面と照合	測量	掘削完了後 施工後
	流動化処理土の配合計画書等	配合計画書、材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	流動化処理土の性状	プラント出荷前にフロー値等（湿潤密度他）を実施し、計画値と照合	計測	施工中
	一軸圧縮強度※	プラント出荷時に作製した供試体を用い、強度発現後に圧縮強度試験により確認	試料を用いた試験	施工後

※：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省）に準拠する。

なお、設計における与条件である改良範囲及び性能目標である設計に用いた強度が計画通りできていることを検査するための具体的な内容について整理した結果を表 3.5-40 に示す。

表 3.5-40 検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	掘削完了後 施工後	改良範囲は、施工配置図をもとに平面位置、深さが計画通りであることを確認する。
一軸圧縮 強度	施工後	試験結果の平均値が性能目標の一軸圧縮強度以上であることを確認する。 【確認頻度】 製造日ごとに1回※（3個の供試体の平均） 【試験方法】 土の一軸圧縮試験※（JIS A 1216:2020：土の一軸圧縮試験方法）

適用する基準・指針名：

掘削土再利用大口径柱列ソイル工法設計・施工マニュアル 平成27年度版 CRM工法協会

参考として、地盤改良（セメント系）のうち既実施の高圧噴射攪拌工法についても同様に整理する。

まず、地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の目的、設計上の取扱い及び性能目標を表 3.5-41 の通り整理した。この性能目標は表 3.5-42 に示す通り設計における条件である強度及び剛性である。次に、これらの性能目標が達成されていることを確認する方法を定めるため、準拠する基準類を表 3.5-43 の通り明確にした。

地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の設計における与条件は改良範囲と強度である。これらが計画通り実施されていることを確認するために、地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）に係る施工品質の確認項目を表 3.5-44 の通り整理した。

地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）に係る品質確認は、計測等にて確認が可能であり、各作業について適切な時期に施工結果を確認することで、実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また、これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-41 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の目的、設計上の取扱い及び性能目標

地盤改良（セメント系）の目的	設計上の取扱い	性能目標
地盤の液状化の防止及び強度の向上による護岸変位の抑制・地盤の安定性の確保のため、地盤の強度・剛性を向上させる。	護岸の変位の抑制及び地盤の安定性のため、必要な地盤剛性・強度を発揮する。	設計に用いた強度及び剛性

表 3.5-42 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の具体的な性能目標

性能目標	設計に用いた強度（管理基準値※）
設計に用いた強度及び剛性	砂・礫質土層：一軸圧縮強度 3.0 N/mm ² 粘性土層：一軸圧縮強度 1.0 N/mm ²

※改良体の剛性は一軸圧縮強度に基づき解析用物性値が設定されていることから、強度及び剛性を確認するための間接的な指標として設計に用いた「一軸圧縮強度」を管理基準値として採用する。

表 3.5-43 確認項目が準拠する基準類

工法	基準・指針名
高圧噴射攪拌工法	土木工事施工管理基準及び規格値 令和7年度版：国土交通省 関東地方整備局

表 3.5-44 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
削孔工 (ボーリング)	ボーリング 位置, 角度	測量, 計測により確認	測量等	削孔前
	ボーリング 深度	ケーシング検尺により確認	計測	削孔後
造成工	改良範囲※	改良範囲を測量, 計測にて確認	測量等	施工前 施工中
	固化材の品質	材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	施工仕様	工法上指定された状態（配合, 吐出量, 吐出圧力等）であることを計測等により確認	計測等	造成中
事後調査 ・ボーリング (試料採取) ・一軸圧縮試験	ボーリング 位置, 角度※	測量, 計測にて確認	測量等	削孔前
	ボーリング 深度※	ケーシング検尺にて確認	計測	削孔後
	改良体の一軸 圧縮強度※	現地で採取した供試体を用い, 強度発現後に一軸圧縮試験にて確認	供試体を用いた試験	採取後

※：土木工事施工管理基準及び規格値[令和7年3月版]（国土交通省）に準拠する。

なお、設計における与条件である改良範囲及び性能目標である設計に用いた強度が計画通りできていることを検査するための具体的な内容について整理した結果を表 3.5-45 に示す。

表 3.5-45 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）に係る検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	施工後	改良範囲は、施工配置図をもとに平面位置、深さが計画通りであることを確認する。
一軸圧縮 強度	施工後	①各供試体の試験結果は改良地盤設計強度の85%以上。 ②1回の試験結果は改良地盤設計強度以上。 なお、1回の試験とは3個の供試体の試験値の平均値で表したもの。 【確認頻度】 改良体500本未満は3本、500本以上は250本増えるごとに1本追加する。試験は1本の改良体について、上、中、下それぞれ1回、計3回とする。ただし、1本の改良体で設計強度を変えている場合は、各設計強度ごとに3回とする。 改良範囲・時期ごとに上記頻度を適用する。 【試験方法】 土の一軸圧縮試験※（JIS A 1216:2020:土の一軸圧縮試験方法）

※：適用する基準・指針名：土木工事施工管理基準及び規格値[令和7年3月版]（国土交通省 関東地方整備局）

また、地盤改良（薬液注入）の計画範囲のうち不飽和地盤について、改良品質の確保が困難であるため地盤改良（セメント系）にて性能目標を確保する。飽和地盤と不飽和地盤の改良方法の選定に係るイメージを図 3.5-46 に示す。なお、施工条件に応じて、適切な工法を選択する。

施工品質の確認を行うための項目等を整理するため、まず、地盤改良（セメント系）の目的及び設計上の取扱いを明確にし、具体的な性能目標を表 3.5-46 の通り整理した。この性能目標を達成する具体的な要求品質を表 3.5-47 の通り設定した。次に、これらの性能目標（要求品質）が達成されていることを確認する方法を定めるため、準拠する基準類を表 3.5-48 の通り明確にした。

地盤改良（セメント系）の設計における与条件は改良範囲と性能目標である。これらが計画通り実施されていることを確認するために、地盤改良（セメント系）において確認する項目、方法、時期を表 3.5-49 の通り整理した。

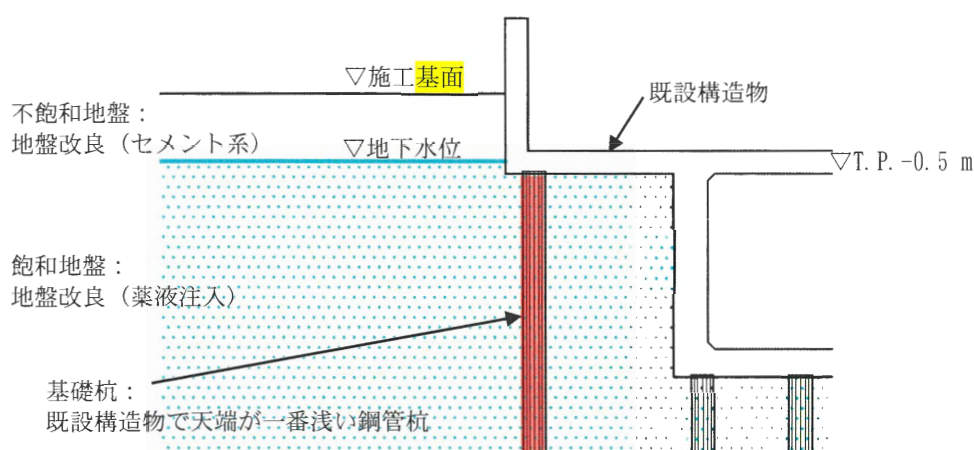


図 3.5-46 飽和地盤と不飽和地盤の改良方法の選定に係るイメージ図

表 3.5-46 地盤改良体の目的及び設計上の取扱い

地盤改良（セメント系）の目的	設計上の取扱い	性能目標
地震応答の低減及び地盤反力の確保のため、地盤の液状化を防止する。	地盤改良体は想定する地震力に対して液状化しない。	液状化しないこと（地盤が固結していること）

なお、地盤改良（セメント系）で代替する範囲は、地下水位以浅（地表から数 m）であり、本改良範囲に接する重要構造物の杭基礎（深度 T. P. -0.5 m 以浅に設置，図 3.5-46 参照）がないことを確認した。また、当該範囲に重要構造物の鉄筋コンクリート部が接するものの、これらに比べ本地盤改良体の強度は 0.5 N/mm^2 と小さく、これらの構造物に影響を及ぼすことはない。

一方、液状化対策地盤と比較した場合には、強度・剛性ともに増大することから、構造物の変形を抑制し安全性の向上に繋がることとなる。

表 3.5-47 地盤改良（セメント系）の具体的な性能目標

性能目標	管理基準値
液状化しないこと (地盤が固結していること)	地盤改良によっても当該箇所の元々の地盤強度を下回らないことを確保及び固結の確認として、計画範囲の地盤の強度を超える一軸圧縮強度 (0.5 N/mm ²) 以上

表 3.5-48 確認方法が準拠する基準類

工法	基準・指針名
高圧噴射攪拌工法	土木工事施工管理基準及び規格値 令和7年度版：国土交通省 関東地方整備局
掘削・置換工法 (事前混合処理)	土木工事施工管理基準及び規格値 令和7年度版：国土交通省 関東地方整備局
掘削・置換工法 (流動化処理土)	現地で発生土を流動化する「エースサンド工法」技術資料 令和3年：エースサンド協会
中層混合処理工法	パワーブレンダー工法（中層混合処理工）技術資料 令和元年：パワーブレンダー工法協会

表 3.5-49 掘削・置換工法（事前混合処理）及び中層混合処理工法に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
掘削・置換工法 (事前混合処理)	改良範囲	改良範囲を測量にて確認	測量	掘削完了後 施工後
	事前混合処理土の 配合計画書等	配合計画書、材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	締固め度	転圧回数の確認	計測	施工後
中層混合処理工法	改良範囲	改良範囲を測量にて確認	測量	施工前 施工中
	固化材の品質	材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	改良材の性状	スラリー比重の測定を実施し、計画値と照合	測定を目視	施工中
	施工仕様	計画した状態（スラリー量、改良深度、羽根切り回数等）であることを計測等により確認	計測	施工中
	改良体の一軸圧縮強度	現地で採取した供試体を用い、強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	施工後

なお、設計における与条件である改良範囲及び性能目標である設計に用いた強度が計画通りできていることを検査するための具体的な内容について整理した結果を表 3.5-50、及び表 3.5-51 に示す。

表 3.5-50 掘削・置換工法（事前混合処理）に係る検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	掘削完了後 施工後	改良範囲は、施工配置図をもとに平面位置、厚さが計画通りであることを測量により確認する。
現場密度 測定	施工後	施工範囲を小分割した管理ブロックの全てが規定回数だけ締め固められたことを確認する。 【確認頻度】 ・盛土を管理する単位（以下「管理単位」）に分割して管理単位ごとに管理を行う。 ・管理単位は1日の1層当たりの施工面積 1,500 m²を標準とする。また、1日の施工面積が 2,000 m²以上の場合、その施工面積を 2 管理単位以上に分割する。 ・1日の施工が複数層に及ぶ場合でも 1 管理単位を複数層にまたがらせることはしないものとする。 【試験方法】 ・転圧回数の確認

※：適用する基準・指針名：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省 関東地方整備局）

表 3.5-51 中層混合処理工法に係る検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	施工後	改良範囲は、施工配置図をもとに平面位置、深さが計画通りであることを測量により確認する。
一軸圧縮 強度	施工後	各供試体の試験結果は設計基準強度の 85%以上とし、かつ 1 回の試験結果は設計基準強度以上とする。 なお、1 回の試験とは 3 個の供試体の平均値で表したもの。 【確認頻度】 1,000 m³～4,000 m³につき 1 回の割合で行う。試験は改良体について上、中、下それぞれ 1 供試体で 1 回とする。 改良範囲・時期ごとに上記頻度を適用する。 【試験方法】 土の一軸圧縮試験※（JIS A 1216:2020 :土の一軸圧縮試験方法）

※：適用する基準・指針名：パワーブレンダー工法（中層混合処理工）技術資料[平成 30 年 7 月版]（パワーブレンダー工法協会）

3. 5. 10 本不具合事象を踏まえた工事管理の改善等について

(1) 品質マネジメントシステムに基づく改善活動

設工認の「設計及び工事に係る品質マネジメントシステム」において、設計に係る品質管理の方法で行った管理の実績、または行おうとしている管理の計画、並びに、工事及び検査に係る品質管理の方法、組織等について具体的な計画を定めている。設工認に基づく具体的な設備の設計の実施から具体的な設備の設計に基づく工事の実施については、本システムの「工事に係る品質管理の方法」において、「設工認における調達管理の方法」の管理を適用して実施することを定めている。

「設工認における調達管理の方法」において、契約を主管する組織による「供給者の技術的評価及び供給者の選定」並びに調達を主管する組織の「調達製品の調達管理」を定めている。このうち、「調達製品の調達管理」において、調達製品の管理は、調達文書で要求した製品が確実に納品されるよう調達製品が納入されるまでの間、「調達管理要項」に従い、業務の実施に当たって必要な図書（品質保証計画書、各種要領書等）を供給者より提出させ、それを審査し確認する等の製品に応じた必要な管理を実施するとしている。

この調達製品の管理のうち「設工認に基づく具体的な設備の設計」において、工事段階でのリスク想定が不十分であったため本不具合事象を発生させた。この再発を防止するため、品質マネジメントシステムに基づき是正処置を図った。

また、不具合事象の予防の観点から異常兆候発見のための改善活動を実施する。

a. 本不具合事象に対する再発防止

本不具合事象について、社内規程「是正処置プログラム管理要領」に基づき、不適合処理として再発防止のための是正処置を実施した。

具体的には、本不具合事象の主要な直接原因である「溝壁の粘性土のはらみ出し及び同土砂の崩落等」について、その背後要因である「リスク想定が不十分であり、不具合の発生を予期できなかったこと」に対し、以下の是正処置を立案し実施した。

【是正処置内容】

社内規程に、工事要領書の確認において以下の項目の確認を実施することを定める。

- ・基礎（地中連続壁）及びそれらの補助工法を実施する工事の具体的な施工設計、手順では以下を確認すること。また、施工ステップを考慮した上で、検討された条件以外に厳しい条件がないこと。

- ①鉄筋かご建て込み後における溝壁内の堆積物撤去（掘削を含む）を行う際には、安定液中での使用機械の揺動を事前検討し確認する。

- ②閉鎖型の地中連続壁における施工トラブル等を収集し事前確認を実施する。

- ③補助工法を選定する際には、地質状況を考慮し時間的影響による変化（軟化やはらみ出し）を踏まえた対策の有無と必要性を確認する。

b. 異常兆候発見に向けた改善活動

発電所の品質マネジメントシステム活動として、2020年4月から原子力施設における状態報告の情報を活用した改善活動を実施している。具体的には、本来あるべき状態と異なる状態、すべき行動から外れた行動や結果、気づいた問題、要改善点等が提案・