臨海副都心線工事誌
（東京テレポート～大崎間）

平成15年9月

日本鉄道建設公団東京支社
東京臨海高速鉄道株式会社

臨海副都心線工事誌
（東京テレポート～大崎間）

平成 15 年 9 月

日本鉄道建設公団東京支社
東京臨海高速鉄道株式会社

序

臨海副都心線は、新木場駅で JR 京葉線及び営団有楽町線と接続し東京臨海副都心を経由して大崎駅に至る延長 12.2km の路線です。本路線は、臨海副都心の開発促進と沿線開発に寄与するとともに、JR 埼京線との相互乗入れによる臨海副都心のアクセスばかりではなく、さいたま新都心、千葉、横浜、池袋、新宿、渋谷、大崎、臨海部を結ぶ首都圏の広域鉄道ネットワークを形成しています。

臨海副都心線建設の特徴は、工期短縮が最重要課題であり、密集市街地の狭隘道路下や営業線との交差・近接等多くの制約条件下にありながら、実質工事期間が市街地における鉄道建設工期としては 2 年以上短縮し 4～5 年と非常に短いものであったこと、大幅な工期短縮がなされた要因は、東京都の強い支援と協力による公団及び東京都が一体となったまれに見る工事体制であったこと、旧京葉貨物線構造物を有効活用していること、さらには建設コスト縮減、周辺交通への影響抑制、環境保全、営業線運行への影響回避を図りながら建設を進めたこと、並びに鉄道事業者、行政、地域住民など多くの関係者との協議を粘り強く誠実に進めたことなどがあげられます。

技術的には、既設シールドトンネルの改築、鉄骨構造の採用などによる地下駅建設工期の短縮、シールドの拡径及び地中接合、シールドトンネルと開削区間の地中連結による地下駅建設、営業線直下での非開削長大トンネルの施工、薄型コイルバネスラブ軌道の実用化などの技術開発・新技術の導入などにより、今後の土木技術の発展に大きく貢献すると評価され、平成 13・14 年度と 2 年連続して土木学会技術賞を受賞しております。

臨海副都心線は、平成 8 年 3 月新木場・東京テレポート間の一期開業、平成 13 年 3 月の東京テレポート・天王洲アイル間の二期暫定開業、平成 14 年 12 月の大崎までの二期全線開業と段階的に輸送実績を伸ばしてきましたが、現在は一日当たり平均乗車客数は約 10 万人を超え多くのお客様に利用され親しまれております。これは、臨海副都心線の広域ネットワークと高速性が発揮された結果と言え、建設に係わった者の喜びといえるものでもあります。

この工事誌は、今後の業務の参考とするため、臨海副都心線二期（東京テレポート・大崎間）の建設経緯、行政手続き、設計協議、工事施工、諸行事等について取りまとめたものですが、関係職員が多忙な業務のかたわら資料を収集し執筆にあたったものです。不備な点も多々あろうかと存じますが関係者一同の努力に免じてご容赦願います。

最後になりましたが、臨海副都心線の建設工事にあたり、ご指導、ご協力をいただいた関係機関並びに工事に係わられた関係各位に対し、あらためて感謝の意を表します。

平成 15 年 9 月

支社長　田　中　健　二

ご　挨　拶

りんかい線（臨海副都心線）は、臨海副都心の開発を促進するとともに、広域的な交通ネットワークを形成し、利便性の向上や沿線地域の活性化などに寄与する路線であり、平成２年11月に東京都第三次長期計画で位置付けられ、建設が決定しました。その後、平成４年３月に第一期区間（新木場～東京テレポート間4.9km）、平成８年３月に第二期区間（東京テレポート～大崎間7.4km）に着工し、平成14年12月に全線が開業しました。

第二期区間では、既成市街地内での工事が主となることから、幅員が狭い道路や交通の激しい道路におけるトンネル施工、営業鉄道路線や大規模建築物との近接施工、接続駅の大規模改修など、あらゆる箇所で困難な工事となりました。しかしながら、こうした工事内容の割には、着工から６年８ヶ月という非常に短期間に完成を見ることができたのは、日本鉄道建設公団をはじめ工事に携わった関係機関のご苦労、ご努力の賜物であります。

完成した各駅では、バリアフリーが完備されていることはもちろん、それぞれの地域にマッチしたデザインを取り入れ、お客様に快適にご利用いただける構造となっています。また、他の鉄道路線や駅周辺施設への接続、連絡をスムーズにするよう、利便性にも可能な限り配慮しています。

本工事誌は、この第二期区間の建設に関する計画、施工、設備などの記録をまとめたものであります。これは、今後の本路線の運営はもちろん、他の新たな鉄道建設にも大いに役立つものと確信しております。

りんかい線は全線開業以来、埼京線との相互直通運転等を通じ、その利便性、快適性が多くのお客様に徐々に認知されつつあるとともに、沿線におけるオフィスやマンションの建設もさかんに行われ、お客様のご利用数が順調に推移しています。また、お台場をはじめとする沿線の観光スポットは以前にも増して賑わいを見せており、東京の観光都市づくりにも大きく貢献しています。今、本路線が担う役割りの大きさをあらためて認識させられる次第であります。

最後に、本路線の建設に携わった日本鉄道建設公団をはじめ、東日本旅客鉄道株式会社、東京急行電鉄株式会社並びに関係機関の皆様に厚く御礼申し上げるとともに、今後のりんかい線の運営にあたり、更なるご支援、ご協力を賜りますようお願い申し上げます。

平成15年９月

東京臨海高速鉄道株式会社

代表取締役社長　　寺　内　廣　壽

式　典



開業式典　　（平成 14 年 11 月 29 日　大井町駅にて）



出発式　　（平成 14 年 11 月 29 日　大井町駅にて）

式　典



安全祈願式　　（平成 8 年 12 月 17 日　品川埠頭トンネルにて）



シールド発進式　　（平成 12 年 9 月 25 日　大井町トンネルにて）

完成写真

品川埠頭トンネル
（6k800m 付近分岐部）





天王洲アイル駅
（上り線　起点方を望む）

品川シーサイド駅
（上り線　起点方を望む）



完成写真

大井町駅
（上り線　B3F）





東大井トンネル
（RC セグメント）

第 2 広町トンネル終点方を望む
（HEP＆JES 工法区間）



完成写真

第 2 広町トンネル出口付近





大井町駅
（東側換気塔）

フローティングスラブ
(9k200m 付近東大井トンネル)



施工写真



セグメント取壊し状況
（品川埠頭トンネル）



埋蔵文化財調査
（品川埠頭トンネル）



天王洲駅施工状況

施工写真

品川シーサイド駅施工状況





親子シールド子機挿入
（大井町駅）

連結工施工状況
（大井町駅）



施工写真

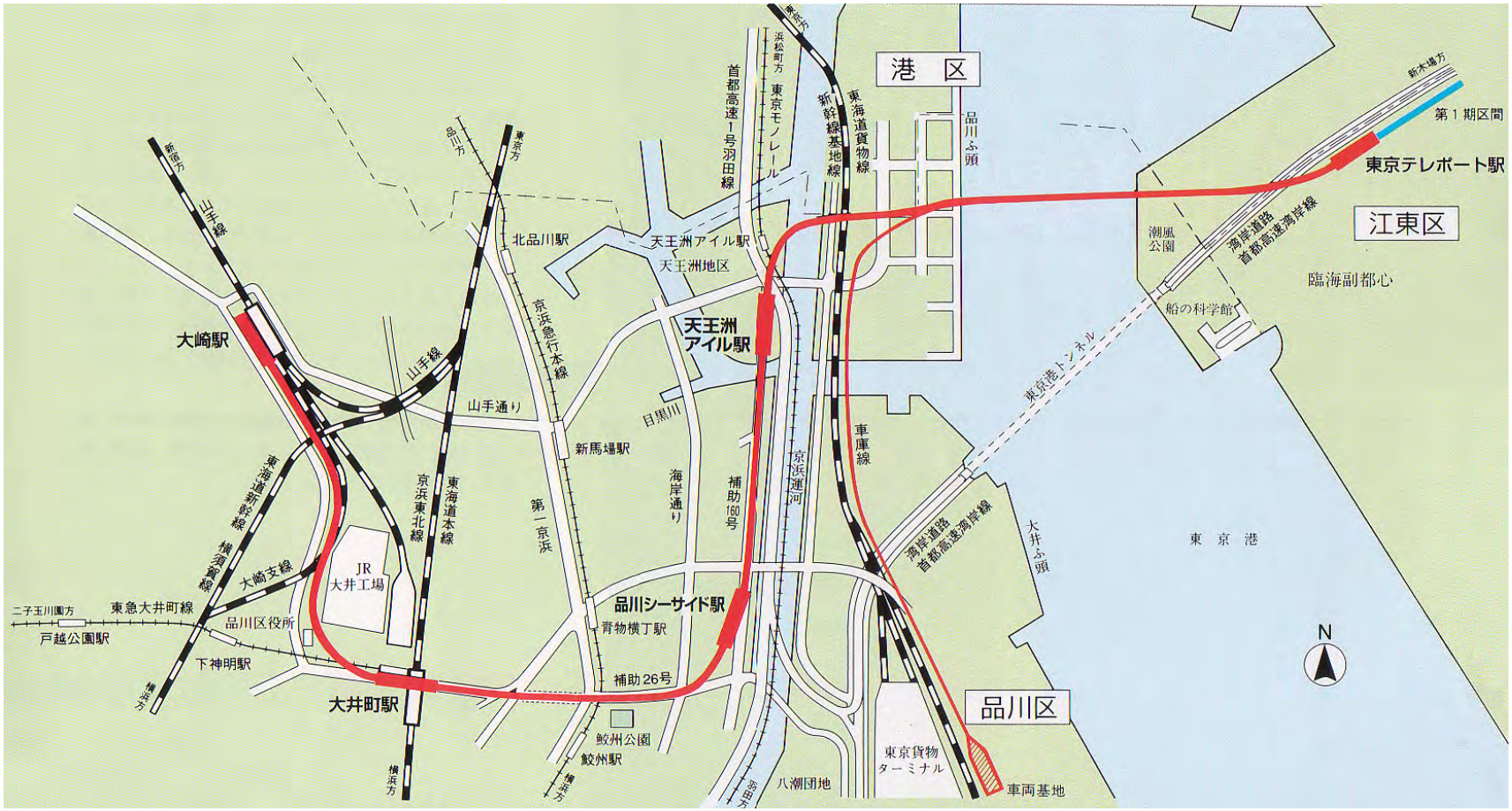
HEP＆JES 工法施工状況
（第 2 広町トンネル発進立坑）





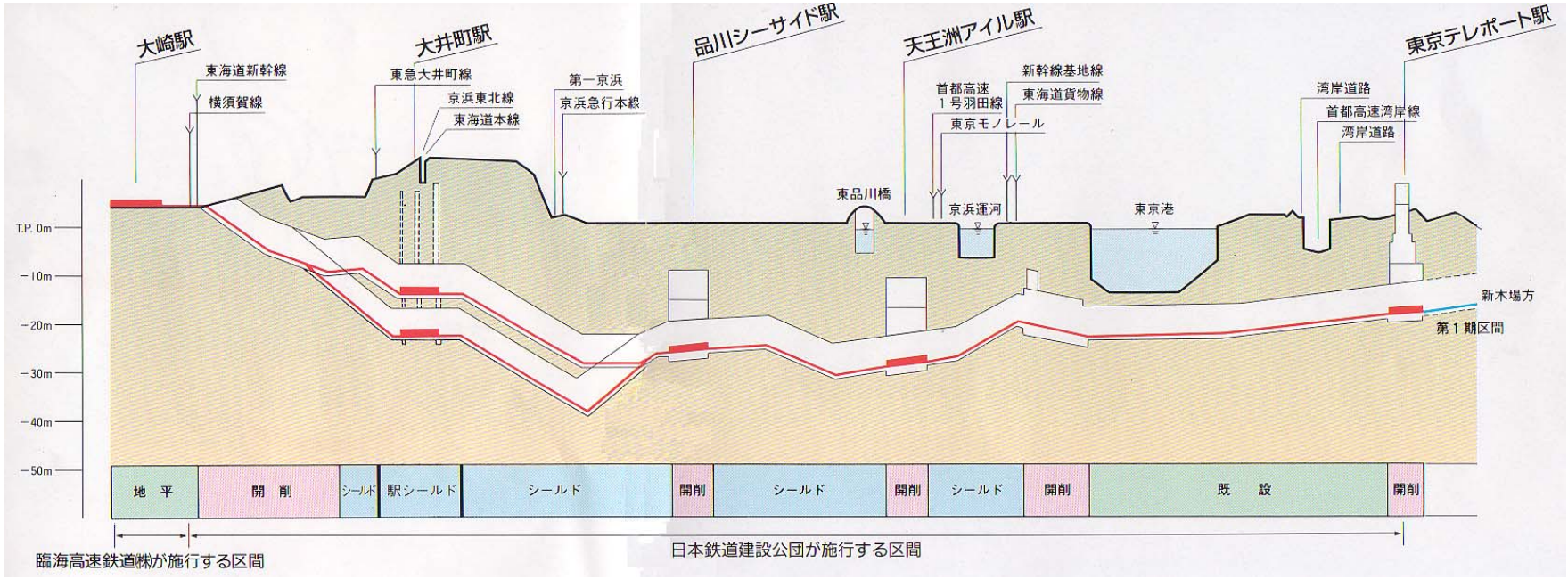
アンダーピニング状況
（JR 広町アパート）

臨海副都心線路線図



港　区
江東区
品川区
東京テレポート駅
第１期区間
臨海副都心
潮風公園
船の科学館
東京港トンネル
東京港
大井ふ頭
品川ふ頭
新木場方
東京方
浜松町方
首都高速1号羽田線
東京モノレール
新幹線基地線
東海道貨物線
天王洲アイル駅
天王洲地区
天王洲アイル駅
北品川駅
京浜急行本線
山手線
山手通り
新馬場駅
目黒川
海岸通り
補助160号
京浜運河
車庫線
第一京浜
東海道本線
京浜東北線
東海道新幹線
横須賀線
大崎支線
大崎駅
JR大井工場
品川区役所
二子玉川園方
東急大井町線
戸越公園駅
下神明駅
大井町駅
品川シーサイド駅
青物横丁駅
補助26号
鮫州公園
鮫州駅
八潮団地
東京貨物ターミナル
車両基地
横浜方
羽田方
新宿方
品川方
N

臨海副都心線縦断図


大崎駅
東海道新幹線
横須賀線
大井町駅
東急大井町線
京浜東北線
東海道本線
第一京浜
京浜急行本線
品川シーサイド駅
天王洲アイル駅
首都高速
1号羽田線
新幹線基地線
東海道貨物線
東京モノレール
東京テレポート駅
湾岸道路
首都高速湾岸線
湾岸道路
東品川橋
京浜運河
東京港
新木場方
第1期区間
T.P. 0m
−10m
−20m
−30m
−40m
−50m
地　平
開　削
シールド
駅シールド
シールド
開削
シールド
開削
シールド
開削
既　設
開削
臨海高速鉄道㈱が施行する区間
日本鉄道建設公団が施行する区間

第１編　　総　　説

第1編　総　説

第1章　概要

第1節　臨海副都心線整備計画の経緯

臨海副都心線は、建設途上において整備が中断された新木場・大井埠頭間の京葉線を有効活用し、東京都が進める臨海副都心開発計画を促進するとともに、JR埼京線及び京葉線と接続することにより、首都圏を取り巻く広域的なネットワークの整備に資する路線として計画されたものである。

東京都は、東京圏の中核として諸機能の高度化が進んだことなどに起因する一極集中が大きな問題となっている中で、都心部における業務機能の過度の集中を抑制し、東京を職と住の均衡のとれた多心型都市として発展させることを政策の基調として諸施策を展開してきた。昭和61年11月の「第二次東京都長期計画」おいて、都市構造の一極集中から多心型への転換とともに、国際化、情報化に対応すべく東京港13号埋立地を中心とする臨海部に7番目の副都心、臨海副都心「東京テレポートタウン」の開発を進めることを決定した。また、臨海副都心及び周辺地域の開発促進には内陸既成市街地との交通アクセスの充実・強化及び広域的な交通ネットワークの形成が不可欠として、昭和62年6月の「臨海副都心開発構想」の中に、「京葉貨物線の一部区間（新木場～臨海副都心）の旅客線としての活用を促進しながら、さらに羽田・鶴見までの旅客化及び大崎への接続について検討する。」との記述で、臨海副都心地域への効率的な大量輸送機関として、京葉貨物線の活用による臨海副都心線の整備を位置付けた。

一方、国においては、昭和60年の運輸政策審議会答申第7号において、具体的な記述ではないものの、昭和58年以来建設が凍結されていた京葉線の新木場～東京貨物ターミナル間(延長約7.8km)について、既投資施設の有効活用を図る観点から、「貨物線への旅客電車の乗入れについても、今後の貨物需要の動向を勘案しつつ検討を進める」との答申を受け、運輸省、東京都、国鉄清算事業団、JR東日本、鉄道公団及び学識経験者等からなる「東京臨海部交通ネットワーク整備計画調査委員会」を設置し(昭和62～63年度)、「臨海副都心開発との整合を図りながら京葉貨物線の有効活用により臨海部の交通ネットワークの整備を図る」との方向を示した。

また、平成元年の関東地方交通審議会では、臨海部新線として「大量輸送機関である高速鉄道として、現在整備が保留されている貨物線を活用する新木場から臨海副都心を経由して大崎及び羽田・鶴見方面に至る臨海部新線の整備については、開発主体をはじめ関係者間で、ルート、事業主体、開発利益の整備費への反映方法等につき協議調整を行うことにより、検討を進めるものとする。」との答申がなされた。

こうした動きを受け、東京都は、臨海副都心線の整備について具体化することとなり、

平成 2 年 1 月に運輸省、建設省、東京都、営団、JR 東日本、鉄道公団、日本開発銀行、国鉄清算事業団及び学識経験者からなる「京葉貨物線旅客化延伸調査委員会」（座長：東大工学部新谷洋二教授）を設置し基本的な整備計画をまとめた。

また、平成 2 年 4 月に策定された「東京フロンティア基本計画」の中で、平成 6 年 4 月から臨海副都心を会場として、会期 200 日程度、入場予定者数 2,000 万人の都市博覧会を開催することが決定され、期間中の入場者の輸送力確保の必要性が生じたこともあり、平成 2 年 11 月に策定した「第三次東京都長期計画」において、「臨海副都心への交通アクセスを強化し、東京の都市構造を多心型へ再編・誘導するため、第三セクターへの出資、補助を前提に平成 12 年の開業を目指し、京葉線の旅客化と大井町・大崎方面への延伸を図るとともに平成 6 年 4 月までに新木場～東京テレポート間を部分開業する」としてとりまとめた。ここにおいて、臨海副都心線は整備事業の骨格が示され、平成 5 年度末の新木場～東京テレポート間開業に向け建設を進めることとなった。

しかし、平成 3 年 3 月の東京都第一回定例都議会において、臨海副都心開発計画及び東京フロンティア計画の見直しを図るべきとの議論がなされ、臨海副都心開発関連の予算が否決されたことから、東京都は、臨海副都心開発計画や都市博覧会計画を見直し、あわせて臨海副都心線の整備計画についても再検討することとなった。同年 8 月には「臨海副都心開発等再検討委員会第一次報告」が提出され、その後の「臨海開発等特別委員会」、「第三回定例都議会」での審議及び平成 3 年 10 月の「臨海副都心開発・東京フロンティア推進会議」を経て第一次報告の内容が都の方針として決定された。これにより、臨海副都心線については、平成 8 年 3 月に延期された「東京フロンティア」の開催に合わせて新木場～東京テレポート間（第一期事業区間）の整備を行うこととし、引き続き東京テレポート～大崎間（第二期事業区間）の整備を平成 12 年開業を目標に進めることとなった。

第 2 節　臨海副都心線建設の経緯

1. 第一期区間（新木場～東京テレポート）

東京都は、平成 3 年 2 月 5 日に第一期事業区間（新木場～東京テレポート）4.9km の第一種鉄道事業免許を申請し、同年 11 月 1 日に免許を取得した。運営主体については、当初東京フロンティア協会による期間限定免許取得を考えていたが、関係省庁との協議の結果、東京都を中心とする第三セクター東京臨海高速鉄道が設立されることとなった（平成 2 年 12 月 26 日設立発起人会、3 年 3 月 12 日設立登記）。その後、平成 3 年 11 月 20 日に東京臨海高速鉄道は工事施行認可を申請し、平成 4 年 2 月 26 日第一期事業区間（新木場～東京テレポート）の工事施行認可を受けた。

第一期区間（新木場～東京テレポート）の工事については、平成 4 年 1 月 30 日、鉄道

公団が工事の施行受託要請を受け、公団法第 19 条第 2 項第 2 号の規定に基づき同年 2 月 5 日運輸大臣に同区間の工事の受託の認可申請を行い、工事施行認可と同日付けで認可を受けたことから鉄道公団の受託工事となり、平成 4 年 3 月に工事着手し、順調な進捗を得て、予定どおり平成8年3月31日に新木場～東京テレポート間4.9kmを開業した。

2. 第二期区間（東京テレポート～大崎）

第二期区間である東京テレポート～大崎間については、平成 12 年全線開業を目指し、東京臨海高速鉄道が第一種鉄道事業免許を平成 6 年 3 月 29 日に申請し、同年 5 月 12 日に取得した。翌 7 年 4 月 25 日には施行認可申請を行ったが、平成 7 年 5 月の「世界都市博覧会」中止決定及び同年 6 月の青島東京都知事による臨海副都心開発計画見直し表明を受け一旦取り下げを余儀なくされた。その後、東京都の「臨海副都心開発懇談会」での検討結果を踏まえ、平成 7 年 11 月 10 日に再度施行認可申請を行い、同年 12 月 28 日に施行認可を受けたことから、東京臨海高速鉄道は、平成 8 年 1 月 29 日運輸大臣に東京テレポート～大崎間について鉄道公団工事の申し出を行い、同年 2 月 8 日、鉄道公団に対し建設の指示がなされ、鉄道公団民鉄線工事として同年 10 月に着工された。なお、大崎駅手前 500m 間については JR 大井工場施設や営業中の活線の大規模な移設を要する区間であり、工事費も膨大で将来計画の深度化に伴って大幅な計画変更を生じる要因を抱えており、施行認可時点で予算額を算定するには未確定要素があまりにも多いこと等から、当該区間についてはある程度予算運用が柔軟な東京臨海高速鉄道の自社工事として設定し、民鉄線工事の範囲から除外されることとなった。

開業予定期日は、臨海副都心開発計画の平成 3 年及び平成 7 年の 2 度の見直しで着手が遅れることとなったが、平成 12 年 12 月に据え置かれたままであり、実質的な工事期間が短縮されて実行困難な期日となっていた。

このような状況に対して、臨海部開発促進のための臨海副都心線の早期整備を図るべく、東京都の強い要請を受け、平成 8 年 7 月 29 日に東京都、東京臨海高速鉄道及び鉄道公団の三者からなる「三者協議会」が設置され、早期整備に向け検討を行うこととなった。

「三者協議会」は、平成 8 年 7 月から平成 10 年 10 月までの間に都合 17 回開催され、工程短縮の可能性やこれを実現するための関係機関への協力要請及び工法変更等による工事費の増加等について検討審議を行った(表 1-1-2-1、表 1-1-2-2)。

表 1-1-2-1　東京都との協議経緯概要

年　月　日	内　　容
平成 8年 7月12日	瀬田副知事が総裁に早期完成の陳情
平成 8年 7月29日	第 1 回三者協議会（「三者協議会」設置）
平成 8年11月 7日	総裁、副知事に早期開業の検討経過を報告
平成 9年 2月 6日	三者で確認書を締結（工法変更、増額の了解）
平成 9年 4月23日	総裁、副知事に検討結果を報告
平成 9年 9月18日	都が工期短縮案の検討要請（大井町スルーを含む 4 ケース）
平成 9年11月18日	都要請の短縮案について検討結果を報告
平成 9年11月20日	都が目標工期を提案
平成 9年12月16日	都提案の検討結果を報告（暫定開業は検討）
平成10年 1月22日	暫定開業の検討結果を報告 ［全線開業：平成 14 年 12 月、暫定開業：平成 13 年 6 月］
平成10年 7月 2日	港湾局が臨海開発の急進展に鑑み都市計画局に工期短縮を強く要請
平成10年 7月 3日	都が港湾局の意向を踏まえて工期短縮の検討を強く要請［全線開業：平成 14 年 9 月、暫定開業：平成 13 年 3 月（12 年度）］
平成10年 7月31日	都に検討結果を報告［全線開業：平成 14 年中（協議・工事の状況により判断）、暫定開業：平成 13 年度初］
平成10年 9月11日	総裁、副知事に検討結果を報告（同上）、副知事から天王洲の暫定開業を 13 年度初から 12 年度内に、また全線開業を 14 年中から 14 年の早い時期にと要望。
平成11年 2月 8日	東京都、臨海副都心線の開業時期公表［全線開業：平成 14 年 12 月、暫定開業：平成 12 年度末］

表 1-1-2-2　事業の経緯

1983年(昭和58年) 7月	京葉貨物線(新木場～東京貨物ターミナル)の建設凍結
1985年(昭和60年) 7月	運輸政策審議会が京葉貨物線の旅客化を答申
1987年(昭和62年) 6月	東京都「臨海部副都心開発基本構想」発表 「京葉貨物線の一部区間(新木場～臨海副都心)の旅客線としての活用を推進しながら、さらに羽田・鶴見までの旅客化及び大崎への接続について検討」との方向付けがなされる。
1989年(平成元年)10月	関東地方交通審議会東京部会が臨海部新線を答申
1990年(平成 2年)11月	「第三次東京都長期計画」発表 「臨海副都心への交通アクセスを強化し、東京の都市構造を多心型へ再編・誘導するため」、京葉線の旅客化延伸事業の推進を計画化 （新木場～東京テレポート～大井町～大崎）
1990年(平成 2年)12月	「東京臨海高速鉄道株式会社」設立発起人会開催 (発起人:東京都、東日本旅客鉄道株式会社、金融機関四行等 8 名)
1991年(平成 3年) 3月	「東京臨海高速鉄道株式会社」設立 (出資者:東京都、東日本旅客鉄道株式会社等 75 団体)
1991年(平成 3年)11月	第一期区間(新木場～東京テレポート)の第一種鉄道事業免許取得
1994年(平成 6年) 5月	第二期区間(東京テレポート～大崎)の第一種鉄道事業免許取得
1996年(平成 8年) 3月	第一期区間開業
2000年(平成12年) 6月	路線愛称名「りんかい線」を決定(9 月より使用開始)
2001年(平成13年) 3月	第二期区間（東京テレポート～天王洲アイル）（暫定開業）
2002年(平成14年)12月	第二期区間（天王洲アイル　～大崎）（全線開業）

開業期日については、二期区間の事業費には平成 12 年度開業を前提とした進出企業の

負担金を得ていることもあり、できる限り早い整備が不可欠であるとの認識のもと、東京テレポート～天王洲アイル間については平成 12 年度末に暫定開業､大崎までの全線開業は平成 14 年 12 月とすることが三者間で合意され､平成 11 年 2 月にこの旨が公表された（資料 1-1-2-1)。

なお､工事完成期限の延伸に伴う行政手続きについては､関東運輸局との協議の結果、平成 12 年度の鉄道公団の予算(事業計画)が確定した時点(12 年 4 月政府予算案確定後)で行うこととされ、併せて、天王洲アイルまでの部分開業のための信号・通信等の暫定設備の変更手続きについては、部分開業区間の工事発注期限の関係から全線対応の工事計画変更の中に途中段階の変更を含めた認可申請を平成 12 年 1 月に行うこととされた。

資料 1-1-2-1　臨海複都心線の開業時期について

都 市 計 画 局
港　　湾　　局
東京臨海高速鉄道㈱

臨 海 副 都 心 線 の 開 業 時 期 に つ い て

臨海副都心線大崎延伸（東京テレポート駅～大崎駅間約7.3ｋｍ）につきましては、東京都の第三セクターである東京臨海高速鉄道株式会社が、平成12年12月の全線開業をめざし、建設事業を進めてまいりました。しかし、予想外の難工事となったことなどから、当初の目標達成が困難な状況となり、今後の工事工程について検討した結果、やむを得ず開業時期を見直すことにいたしました。今後、必要な行政手続きを経たうえで、平成12年度末を目途に東京テレポート駅から天王洲駅（仮称）までを暫定開業し、平成14年12月を目途に大崎駅までの全線を開業することといたします。

1　遅延理由

これまでの支障物や埋設物の移設協議等の迅速化や工期短縮に資する施工方法の採用等を行い、平成12年12月の開業を目指したが、東品川駅付近において地下約50ｍに伏流水の存在が判明し遮水対応が必要になったこと、大井町駅付近において建物の受け替え工事等を狭隘な敷地で行なわざるを得ず、予想以上の工期を要すること、全線にわたり市街地での厳しい条件下での工事となること等から、結果的に開業が遅れる見通しとなりました。

2　今後の対応

東京都及び東京臨海高速鉄道株式会社は、新たな開業目標を目指し、全力で整備を推進してまいります。

また、臨海副都心線の全線開業までの輸送力増強対策として、以下の対策を実施してまいります。

(1) 臨海副都心への通勤対策として、暫定開業に合わせ、品川駅から臨海副都心線天王洲駅（仮称）間のバス輸送について、輸送需要の増加を踏まえ便数を増加するなど利便性の向上等を図る。
(2) 新交通「ゆりかもめ」の新橋駅を平成12年度末の開業を目途に整備し、車両増備により輸送力の増強を図る。
(3) 品川駅と臨海副都心とを結ぶバス路線網を充実するなど輸送力の増強を図る。

なお、以上の対策に留まらず、今後とも関係者と調整のうえ、臨海副都心への交通アクセスの充実を図ってまいります。

都民の皆様及び関係する方々には大変ご迷惑をおかけしますが、今後とも、皆様のご理解、ご協力をお願いいたします。

○計画と事業全般について 都市計画局施設計画部新線計画担当副参事 野崎　誠貴　都庁内線 30-431　電話 5388-3281 ○臨海副都心開発について 港湾局開発部整備計画担当課長 飯　尾　豊　都庁内線 43-420　電話 5320-5584	○工事の進捗等について 東京臨海高速鉄道株式会社 設部建設課長 田中　祥夫　電話 5564-2372

第 3 節　工期短縮等に伴う総額改定

第二期区間（東京テレポート～大崎間）については、極めて厳しい施工環境の中、開業時期が大幅に早まり、特に、東京テレポート駅～天王洲アイル駅間については平成 13 年 3 月 31 日の暫定開業とされたため大幅な施工計画の変更や諸協議での計画変更が不可避となり、建設費の低減を図る努力をしたが、建設費総額が増嵩することとなった。

工期短縮に伴う工法変更の検討にあわせて、より確実な工程確保を図るため、各駅部や車両基地の施工計画や地質条件の精査による見直し、さらに JR 東日本、東急電鉄との具体的協議の進展を踏まえた見直しを行った。この結果、当初建設費総額に大きな乖離が生じたため総額改訂を余儀なくされ、認可時の工事費 219,160 百万円を 44,240 百万円増額し 263,400 百万円に変更した。

1．工事計画変更の概要

施工計画の主な変更点は、次のとおりである。

① 品川シーサイド駅を 5 層構造から 3 層構造に変更

② 大井町駅の中央く体構造を RC 構造から S 構造に変更

③ 第 2 広町トンネルを一部非開削に変更

④ 車両基地の位置変更及び規模の見直し

施工条件の相違及び協議等の結果による主な見直し点は次のとおりである。

① 品川シーサイド駅部での伏流水に対処するため泥水固化壁を RC 連壁に変更

②東急大井町線の交差に伴う協議による見直し

2．認可額の変更経緯

東京臨海高速鉄道は、平成 7 年の施行認可において総額 2,192 億円で認可を受けたが、これは、平成 3 年度の基礎価格に平成 7 年度までの物騰を加えて平成 7 年度の基礎価格とし、平成 12 年度完成までの物騰・消費税を考慮し設定したものである。

改訂した建設費総額は、平成 10 年 12 月に東京臨海高速鉄道と鉄道公団との間で確認された工事行程、諸設備に対し、計画、施工方法を精査したものであり、平成 10 年度価格で算出した基礎額 2,526 億円に物騰 24 億円、消費税 84 億円を加え総額 2,634 億円としたものである。東京臨海高速鉄道建設部長と鉄道公団東京支社工事第二部長間覚書（平成 11 年 3 月 12 日付け）により総額の確認を行っている。

総　額　変　更　内　訳　　（単位：百万円）

科　目	総額変更内訳		
	旧金額	新金額	増減額
用　地	26, 403	25,397	△1,006
路　盤	159,517	193,429	33,912
開業設備	28,436	38,681	10,245
工事附帯	4,804	5,893	1,089
合　計	219,160	263,400	44,240

第 4 節　大崎駅における埼京線との相互直通化

臨海副都心線が鉄道ネットワークとして効率的に機能するための一つに、大崎駅で JR 埼京線との相互直通があった。このため、東京臨海高速鉄道は平成 3 年より JR 東日本と実現に向けて調整を開始し、相互直通運転の必要性について、「東京の都市構造の再編に資する観点から広域的交通施設の効率的な整備の必要性があり、沿線での開発プロジェクトとの相乗効果等に加えて、これをもって首都圏鉄道ネットワークの完成に寄与する」とし、相互直通化に対する投資についても、大崎駅及び大井町駅での施設整備、車両基地整備及び臨海副都心線の大崎駅乗り入れに伴う支障施設の整備を行うとした。

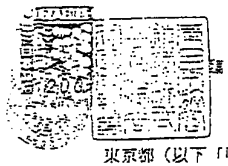
これに対し、JR 東日本は、一般論として他社線との相互直通に対して積極的な考えはないものの、大崎駅での接続場所について、JR 東日本用地内での接続（貨物線敷へのホーム新設）は、大井工場の大幅な施設変更を伴うこと等から民地を取得して接続をすべきとの見解であった。しかし、民地取得方式は関係住民の理解を得ることや他の関連事業との調整が困難になる等の問題があり、工程に大幅な支障をきたす恐れがあることから、引き続き JR 東日本と協議・検討を行った結果、大井工場の施設変更が可能であることが明らかとなり、所要の費用を東京臨海高速鉄道が負担することを条件として合意が得られた。これを受け、平成 6 年 3 月に東京都、東京臨海高速鉄道、JR 東日本の三社で「臨海副都心線第二期事業に関する基本覚書」（資料 1-1-4-1）を締結した。なお、この時点では、線路設備は相互直通運転が可能な設備とするものの、相直運転の可否については時期尚早として整理されていた。

また、大崎駅の施設については、2 面のホームのそれぞれ延長、幅員の 1/2 づつ、すなわち、ホーム全体の 1/4 の面積に東京臨海高速鉄道の財産権が設定され、その面積の割合は JR 東日本が 2/3、東京臨海高速鉄道が 1/3 とされた。

その後、平成 11 年に相互直通運転の実施に向けた JR 東日本と東京臨海高速鉄道との調整会議を設置して検討を行い、平成 13 年 12 月に「列車の相互直通運転に関する覚書」を締結した（資料 1-1-4-2)。

また、調整会議の下部組織として運転、設備、営業の作業部会を設置し、運行計画、設備計画、営業業務について実務レベルでの調整を行った。

資料 1-1-4-1　臨海副都心線第二期事業に関する基本覚書



臨海副都心線第二期事業に関する基本覚書

東京都（以下「甲」という。）、東京臨海高速鉄道株式会社（以下「乙」という。）及び東日本旅客鉄道株式会社（以下「丙」という。）は、乙が行う臨海副都心線第二期事業（以下「二期事業」という。）区間の鉄道事業免許申請に際し、丙の鉄道施設等に関する基本的事項について、次のとおり覚書を交換する。

（目的）

第１条　本覚書は、二期事業に関して必要となる丙の鉄道施設の変更、既設駅との連絡、及び用地の使用等についての基本的事項を定め、甲、乙及び丙が相互に協力し、円滑な鉄道事業運営を図ることを目的とする。

（路線計画等）

第２条　丙に関連する二期事業の路線計画は、概ね別添図のとおりとし、詳細については、乙は丙と事前に協議を行い、丙の意見を十分反映させた計画となるよう努めるものとする。

２　大崎駅においては、丙の営業線路と接続するために必要なホーム等の施設を整備するものとし、詳細については、乙と丙が協議を行い確定するものとする。

（輸送計画等）

第３条　乙の輸送計画については、丙の輸送計画に支障を来さないよう、乙と丙とが事前に協議を行い、丙の意見を十分反映させた計画となるよう配慮するものとする。

２　臨海副都心線が丙の営業線路と接続することに伴い、必要となる丙の鉄道事業運営上の対策等については、乙と丙とで協議を行い確定することとする。

（用地の処理）

第４条　二期事業により必要となる丙の用地は、原則として乙に有償譲渡（区分地上権設定を含む。）するものとする。

（連絡設備）

第５条　既設駅との連絡は、京浜東北線大井町駅、及び山手線大崎駅において計画するものとする。

２　連絡設備は、乗換え旅客に対応できる設備とし、必要な丙の鉄道施設の改修（支障改修及び増設等）等の詳細については、乙と丙が協議を行い確定するものとする。

（費用負担）

第６条　前記第２条から第５条に係る費用（必要な施設の増設等を含む。）その他丙の事業運営等に支障を生じる場合に必要な、改修又は機能補償に係る費用については、原因者負担の原則に基づき乙の負担とする。

なお、丙の増強施設となる改修等は丙の負担とするものとし、詳細については、乙と丙が協議を行い確定するものとする。

（関連事業）

第７条　大崎副都心の育成・整備と整合させて、丙が大崎駅構内において計画する鉄道関連事業について、甲及び乙はその円滑な推進を図るための必要な協力を行うものとする。

（行政上の手続き等）

第８条　乙は甲の支援及び協力を得て、関係鉄道事業者及び関係地方公共団体、地域住民等との調整及び協議の他、行政上の手続き等必要な対応について、責任をもってこれに当たるものとし、丙はこれに協力するものとする。

（その他）

第９条　この覚書に定めのない事項及びこの覚書に疑義が生じた場合は、その都度甲、乙及び丙が協議して定めることとする。

甲、乙及び丙の三者は、上記覚書の証として、この覚書を３通作成し、それぞれ記名押印の上、各自１通を保有する。

平成６年３月28日

甲　東京都新宿区西新宿二丁目８番１号

東京都都市計画局長　　長　　裕



乙　東京都千代田区三崎町二丁目７番１０号

東京臨海高速鉄道株式会社
代表取締役社長　　長　　裕



丙　東京都千代田区丸の内一丁目６番５号

東日本旅客鉄道株式会社
常務取締役総合企画本部長　　吉　田　耕



資料 1-1-4-2　列車の相互直通運転に関する覚書

列車の相互直通運転に関する覚書

東日本旅客鉄道株式会社（以下「甲」という。）と東京臨海高速鉄道株式会社（以下「乙」という。）は、列車の相互直通運転に関し、次のとおり覚書を締結する。

第１条　甲及び乙は、甲所有の列車についてはりんかい線新木場・大崎駅間に、又乙所有の列車については埼京線大崎・川越駅間において、一部列車について相互に直通運転を行う。

２　前項の相互直通運転に関する列車ダイヤ、経費清算及び異常時の取扱い等については、甲乙間において、別途協議のうえ、覚書を締結する。

第２条　前条に定める相互直通運転は、りんかい線の大崎駅延伸運転の開始と同時期を目途に開始するものとする。

第３条　甲及び乙は、第１条に定める相互直通運転に使用する車両と甲及び乙の地上設備について、必要な基準の統一を図るものとする。なお、第１条に定める相互直通運転に使用する列車は、１０両編成とする。

２　前項の基準の統一に関する細目については、甲乙間において、別途協議のうえ、覚書を締結する。

第４条　この覚書は、平成１３年１２月２１日から平成１５年3月３１日まで有効とする。ただし、期間満了の３ヶ月前までに甲及び乙が別段の意思表示をしない場合は、次の１年間この覚書の効力は継続するものとする。以降についても、この例によるものとする。

第５条　この覚書は、前条の有効期間内であっても、必要に応じ、甲乙間の協議によりこれを改定することができる。

第６条　甲及び乙は、信義誠実を旨とし、この覚書の内容については、諸手続き等に関して相互に協力し、円滑な実施を図ることとする。また、この覚書に定めていない事項若しくはこの覚書に疑義が生じた場合は、甲乙間で協議してこれを処理するものとする。

この覚書の証として、この証書２通を作成し、甲及び乙が記名押印のうえ、各自その１通を保有する。

平成１３年１２月２１日

甲　東京都渋谷区代々木二丁目２番２号
東日本旅客鉄道株式会社
代表取締役社長　大塚　陸毅

乙　東京都江東区辰巳三丁目１２番１号
東京臨海高速鉄道株式会社
代表取締役社長　齋藤　康二

第5節　ルート選定と沿線開発の概要

1．ルートの概要

東京テレポート駅から大崎駅の第二期区間では、東京港を横断し品川埠頭までは第一期区間に引き続き旧京葉貨物線構造物を活用し、品川埠頭から東京貨物ターミナルに向かう旧京葉貨物線部分は、車両基地線として約3.6ｋｍ先の東京貨物ターミナル駅海側に設置した車両基地に接続することとした。一方、本線部分は、品川埠頭で旧京葉貨物線のシールドトンネルを取り壊して分岐部を新築し、新線として京浜運河、東京モノレール、首都高速道路と交差し、東京モノレールとの接続駅ともなる天王洲アイル駅に至る。天王洲アイル駅からは区道補助160号線直下を南進し、再開発が行われている東品川地区の品川シーサイド駅に至る。品川シーサイド駅からは一部民地下を通過し、直角に交差する区道補助26号線下に入り、京浜急行線、第1京浜道路と交差し、JR京浜東北線及び東急大井町線の大井町駅と隣接する大井町地下駅に達し、地上の両駅に連絡する。大井町駅からは JR 東日本の高層住宅及び品川区防災センター下をアンダーピニングにより受け替えて通過し、JR大崎支線線路下を縦断的に横断してJR山手線大崎駅に至る。なお、大崎駅ではJR埼京線と相互直通運転を行う。

2．ルート案の検討

第二期区間は、大崎駅を終点とすることが既定であったが、ルートについては、旧京葉貨物線が東京港を渡り、品川埠頭で東京貨物ターミナル方向へ左に大きくカーブする地点より大崎駅までの間についていくつかの案が検討された。

(1)当初比較検討案

平成3年3月の東京臨海高速鉄道設立前は、昭和63年度、平成元年度及び2年度に東京都都市計画局がルートの検討を行った。その際の選定の基本方針と具体的なルート案は以下のとおりである。

ア、ルート選定の基本方針

ルート選定の基本的考え方は次のとおりである。

①施工済みの構造物を極力活用する（経済性）。

②道路下を活用して民地使用を最小限とする（経済性、工期）。

③両端駅で他鉄道路線と相互直通運転可能な配線とする（ネットワーク化）。

④中間駅では他鉄道駅との乗換の利便性について配慮する（旅客サービス）。

⑤将来的に鶴見ルートへの延伸を考慮する（長期展望）。

イ、検討したルート案（図1-1-5-1）

①補助26ルート（大井町経由）

若潮橋の先を分岐部とし、新幹線基地線、東京モノレールを横断して、八潮橋の先か

ら補助 26 号線の下を通り、京浜急行線、JR 京浜東北線を横断して、大井町駅を経由する。そこから、JR 高層住宅及び JR 大井工場下を通って地上に出て、山手線大崎駅の西側に到着する。

②環 6A ルート（新馬場経由）

品川埠頭を分岐点として新幹線基地線、京浜運河、東京モノレール下を横断し、都道環状 6 号線下を通り、京浜急行新馬場駅を経由した後、三共製薬工場群、山手電車区、大井工場の入出区線を過ぎたところで地上に出て、山手線大崎駅の西側に到達する。

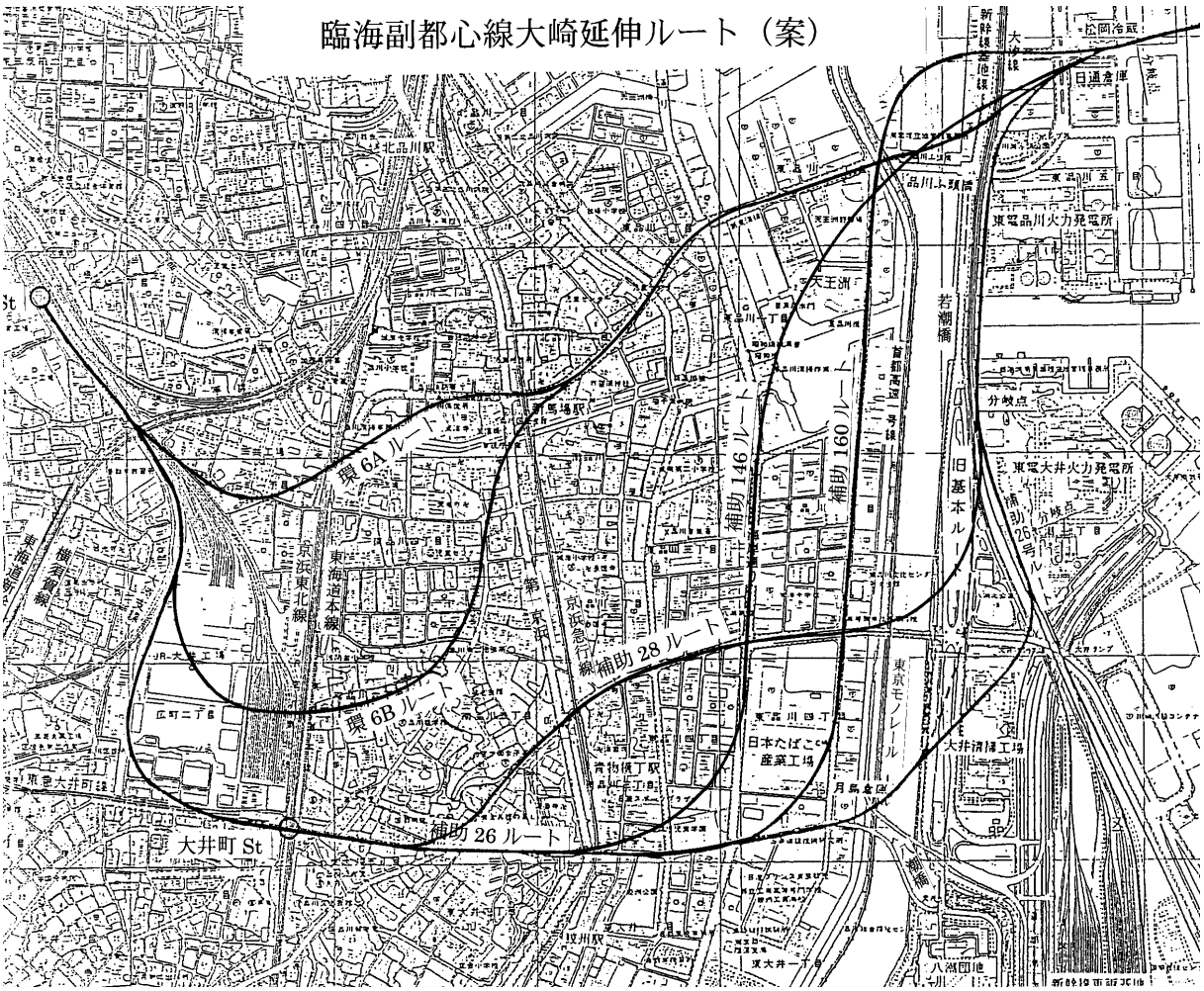


図 1-1-5-1　検討ルート

③環 6B ルート（新馬場経由）

分岐点から新馬場駅までは環 6A ルートと同じであるが、京急新馬場駅から南に下り、目黒川、東海道本線、京浜東北線下を通過して、さらに山手電車区、大井工場を横断したところで地上に出て、山手線大崎駅の西側に到達する。

④補助 160 ルート（大井町経由）

分岐点から、東京モノレール下を横断するまでは環 6 ルートと同じであるが、東京モ

ノレールを横断した後、天王洲アイル通りを左に曲がり日本たばこ工場跡地を通過後、海岸通付近からは補助 26 ルートと同じである。

⑤補助 146 ルート（大井町経由）

分岐点から東京モノレール下を横断するまでは環 6 ルート及び補助 160 ルートと同じであるが、東京モノレールを横断した後、環 6 ルートと補助 160 ルートの中間を通り、海岸通りの下を南下して、京浜急行線の手前からは補助 26 ルートと同じである。

⑥補助 28 ルート（大井町経由）

補助 26 ルートと同様の位置で分岐した後、すぐに右に曲がり補助 28 号の下を通り、大井町駅の手前から補助 26 号の下を通り、その後は補助 26 ルートと同じである。

まずこの 6 案を大井町経由ルートと新馬場経由ルートに大別して比較検討を行い、臨海部へのアクセシビリティ、他路線との連絡、都市計画等との整合性や将来の開発可能性の観点から「大井町経由ルート」が選定された（表 1-1-5-1(1)～(2)）。

表 1-1-5-1　大崎ルートの比較（1）

ルート案	延長 (所要時分)	接続駅及び乗換利便性	到達時間	沿線開発状況	概算建設費（億円）	用地買収及び工事の容易性	その他
環 6 ルート (A 案) JR 大崎駅 改良を考えない場合	10.2km (12 分)	京急新馬場駅 両駅のホーム端がやや離れる。 乗り換え時間を要する。	東京都心方面 （東京テレポート駅 ～東京駅）約 22 分 新宿副都心方面 （東京テレポート駅 ～新宿駅）約 21 分 神奈川方面 （東京テレポート駅 ～川崎駅）約 30 分	・天王洲開発計画 ・新馬場駅周辺には開発計画はない。	追加投資額約 1,280 既投資建設費　860 （建設利子を含む） 約　2,140	・民地下の整備区間が 850m と長く用地買収等が困難である。 ・ビル、工場等大規模な建物の受け替えが必要となる。 ・JR 山手電車区、大井工場の入出区線の分岐部下を斜角で交差する（約 70m）ため活線施工となる。	・大崎駅構内の配線計画上に制約が生じ、他路線の乗入れ計画に支障をきたす。 ・環状 6 号には地下で首都高速中央環状品川線を通す計画があり調整が必要である。
環 6 ルート (B 案) JR 大崎駅 改良を考えた場合	11.1km (13 分)	京急新馬場駅 両駅のホーム端がやや離れる。 乗り換え時間を要する。	東京都心方面 （東京テレポート駅 ～東京駅）約 22 分 新宿副都心方面 （東京テレポート駅 ～新宿駅）約 22 分 神奈川方面 （東京テレポート駅 ～川崎駅）約 29 分	同上	追加投資額約 1,470 既投資建設費　860 （建設利子を含む） 約　2,330	・民地下の整備区間が約 1200m と長く、用地買収等が困難である。 ・JR 大井工場の中心部を横断するため、受け替え等が必要となる。	・環状 6 号には地下で首都高速中央環状品川線を通す計画があり調整が必要である。
補 26 ルート	12.2km (15 分)	JR 大井町駅 東急大井町駅 JR 大井町駅と直交する位置に設置。 乗り換え時間が少ない。	東京都心方面 （東京テレポート駅 ～東京駅）約 22 分 新宿副都心方面 （東京テレポート駅 ～新宿駅）約 23 分 神奈川方面 （東京テレポート駅 ～川崎駅）約 26 分	・大井町駅周辺は品川区の中心核として、再開発・区画 整理・駅ビル等の事業が実施中。 ・沿線に開発余力のある準工業地域が点在する。	追加投資額約 1,300 既投資建設費　860 （建設利子を含む） 約　2,160	・現在整備中の都市計画道補 26 号下を活用するため、民地支障がほとんどない。 ・大井町周辺の道路幅が約 15m であり、工事に際して沿道対策が必要である。	・地元品川区では、駅周辺整備に合わせて、大井町を経由する本路線の早期実現に向けて促進協議会を設置し各種活動を積極的に展開している。

（注）　①　既投資建設費は S.61 年度現在。追加投資額には大崎駅、新木場駅、車両基地の用地費及び車両費は含まない。
②　延長・所要時間は、新木場～大崎間。表定速度は 50km/h とした。

表 1-1-5-1　大崎ルートの比較（2）

ルート案	延長 (所要時分)	接続駅及び乗換利便性	到　達　時　間	沿線開発状況	概算建設費（億円）	用地買収及び工事の容易性	そ　の　他
補 160 ルート	12.2km (15 分)	JR 大井町駅 東急大井町駅 JR 大井町駅と直交する位置に設置。 乗り換え時間が少ない。	東京都心方面 （東京テレポート駅 ～東京駅）約 22 分 新宿副都心方面 （東京テレポート駅 ～新宿駅）約 23 分 神奈川方面 （東京テレポート駅 ～川崎駅）約 26 分	・天王洲開発計画 ・大井町駅周辺は品川区の中心核として、再開発・区画整理・駅ビル等の事業が実施中。 ・沿線に開発余力のある準工業地域が点在する。	追加投資額約 1,510 既投資建設費　860 （建設利子を含む） 約　2,370	・民地下の整備区間が約 500m あり、用地買収、工事用道路の確保等が困難である。	・鉄道の平面線形は直線区間が長く高速運転に適している。 ・補 26 ルートに比較して京葉貨物線施工済区間の約 1km の有効活用が図られない。
補 146 ルート	12.1km (15 分)	JR 大井町駅 東急大井町駅 JR 大井町駅と直交する位置に設置。 乗り換え時間が少ない。	東京都心方面 （東京テレポート駅 ～東京駅）約 22 分 新宿副都心方面 （東京テレポート駅 ～新宿駅）約 23 分 神奈川方面 （東京テレポート駅 ～川崎駅）約 26 分	同上	追加投資額約 1,530 既投資建設費　860 （建設利子を含む） 約　2,390	・民地下の整備区間が約 1km あり、用地買収、工事用道路の確保等が困難である。	・鉄道の平面線形は直接区間が長く高速運転に適している。 ・補 26 ルートに比較して京葉貨物線施工済区間の約 1km の有効活用が図られない。
補 28 ルート	12.0km (14 分)	JR 大井町駅 東急大井町駅 JR 大井町駅と直交する位置に設置。 乗り換え時間が少ない。 （京急青物横丁駅） 京葉線駅が京急青物横丁駅のホーム端に位置する。	東京都心方面 （東京テレポート駅 ～東京駅）約 22 分 新宿副都心方面 （東京テレポート駅 ～新宿駅）約 23 分 神奈川方面 （東京テレポート駅 ～川崎駅）約 26 分	・大井町駅周辺は品川区の中心核として、再開発・区画整理・駅ビル等の事業が実施中。 ・沿線に開発余力のある準工業地域が点在する。	追加投資額約 1,470 既投資建設費　860 （建設利子を含む） 約　2,330	・分岐部でレベルが拘束されるため京浜運河付近で大井北埠頭橋、東京モノレール、首都高 1 号線等の大規模な受け替え工事が必要となる。 ・民地下の整備区間が約 400m あり、用地買収、工事用道路の確保が困難である。	・鉄道の平面線形は、道路下を有効活用するため急曲線が多い。 ・補助 28 号は、部分的に拡幅整備済であるが、京急青物横丁駅付近が未整備である。

（注）　①　既投資建設費は S.61 年度現在。追加投資額には大崎駅、新木場駅、車両基地の用地費及び車両費は含まない。
②　延長・所要時間は、新木場～大崎間。表定速度は 50km/h とした。

ウ、ルートの絞り込み

平成元年度調査に引き続き行われた平成2年度調査では、大井町経由ルート4案の内、縦断線形、他路線との接続、開発計画等の観点から補助 26 ルート及び補助 160 ルートに絞り込んで検討を深度化した。

補助 26 ルートと補助 160 ルートの比較にあたっては、沿線の状況、施工の難易度、都市計画との整合、新駅設置の可能性、用地取得の難易度、既設構造物の活用、建設費及び収支採算性等について検討を行った（表 1-1-5-2)。しかし、調査の深度化に伴い、他施設との交差（首都高中央環状品川線、NTT 洞道建設計画)、品川区の防災センター建設計画、大崎駅への乗り入れ方法等の調整すべき課題や分岐部付近等の施工計画上の問題が判明した。これらはいずれも工事費や工期に密接に関連することから最終決定にあたっては十分検討を要するものの、鉄道事業者としての免許申請時期が近づいていたことから補助 26 ルートを基本ルートとして採用した。

表 1-1-5-2　補 26 ルートと補 160 ルートの比較

項　目	補 助 26 号 ル ー ト	補 助 160 号 ル ー ト
1.ルート延長	・新木場・大崎間　12.2km（分岐部～大井町～大崎　4.3km）	・新木場・大崎間　12.2km（分岐部～大井町～大崎　5.3km）
2.分岐部計画 ①分岐位置 ②分岐方法 ③分岐部の構造 ④施工方法・条件	[分岐部～両ルート合流点] ・大井火力発電所付近（上り 7k840m 付近、下り 8k220m 付近） ・大崎方を分岐側とする立体交差。16#分岐を使用し 60km/h 運転は可能。 ・既設（下り）の単線 Box を複線トンネルに改築し、新幹線回送線下横断はシールドトンネルとなる。 ・大汐線は、工事期間中「単線運転扱い」とし、新幹線回送線との近接（最小離隔 3.5m）施工となる。 ・相当延長の既設構造物の改築が必要となる（下り L＝360m、上り L＝380m）。 ・大井清掃工場内の建物等の受替えが必要。	[分岐部～両ルート合流点] ・品川埠頭付近（6k830m 付近） ・大崎方を分岐側とする平面交差。16#分岐を使用し 60km/ｈ運転は可能。 ・道路下（一部民地）で複線シールドトンネルを函型トンネルに改築する。 ・護岸、東モノ、首都高 1 号線、都清掃事務所等の基礎の防護工が必要。 ・品川埠頭橋付近において首都高及び NTT の計画路線との交差があり調整が必要である。
3.用地関係	・民地支障区間は約 90m（750m^2）（JR用地は含まない） ・施工ヤードとして東京電力用地を借地。	・民地支障区間は約 310m（3100m^2）（JR用地は含まない）
4.協議関係	・大汐線の単線運転扱い（JR 東日本） ・新幹線回送線近接工事（JR 東海） ・大井清掃工場内の建物等の受替え（都清掃局） （敷地内の鉄道通過は認めないとの見解を示している） ・東モノ、首都高、八潮橋等の基礎の防護 ・東京電力用地の借地	・首都高中央環状品川線（計画路線）との交差調整 ・NTT 洞道（計画路線）との位置調整 ・松岡冷蔵、石川組倉庫、日本たばこ工場、日通商事、東洋製作所の基礎受替え ・護岸、東モノ、首都高 1 号線、都清掃事務所等の基礎の防護工
5.新駅設置の可能性 ①駅名（仮称） ②駅位置 ③駅勢圏人口 ④乗降人員 ⑤概算工事費 ⑥鉄道との結接	・1 駅設置 ・東品川 St ・9k500m 付近（鮫洲公園付近） ・居住人口 40,900 人 ・従業人口 21,700 人 ・約 14,500 人 ・約 160 億円 ・なし	・2 駅設置 ・東品川 St　・天王洲 St ・8k900m 付近（日本たばこ産業工場付近）・7k700m 付近（天王洲再開発地区） ・居住人口 32,300 人（40,800 人）　・居住人口 10,100 人 ・従業人口 17,300 人（23,000 人）　・従業人口 26,700 人 ・約　15,000 人　（16,000 人）　・約　14,000 人 ・約 160 億円　・約 160 億円 ・なし　※（ ）は新駅 1 駅の場合　・東京モノレール
6.都市計画との整合	・大井町駅付近再開発事業 ・大崎駅付近再開発事業 ・日本たばこ産業㈱工場跡地再開発 ・八潮団地へのアクセスとしての対応は可能	・大井町駅付近再開発事業 ・大崎駅付近再開発事業 ・天王洲総合開発計画 ・日本たばこ産業㈱工場跡地再開発 ・八潮団地へのアクセスとしての対応は可能。
7.概算工事費	・東テレ～大崎間 1,190 億円（分岐部の工事費 370 億円を含む） ※　H2 年度価格（清算事業団財産取得額、新駅工事費は含まない。）	・東テレ～大崎間 1,180 億円（分岐部の工事費 360 億円を含む） ※　H2 年度価格（清算事業団財産取得額、新駅工事費は含まない。）
8.事業採算性	新駅なし　新駅あり ・損益累計好転年次　27 年目　29 年目 ・資金累計好転年次　30 年目　32 年目（東品川）	新駅なし　新駅あり ・損益累計好転年次　27 年目　30 年目 ・資金累計好転年次　30 年目　33 年目（東品川、天王洲）

エ、補助 26 ルートから補助 160 ルートへ

その後の調査・検討により、補助 26 ルートについては分岐部施工が難しく、工期、工事費が大幅に増加すること、また天王洲アイル地区等沿線開発の具体化等によりルート確定のための条件が変わったこと等を踏まえ、技術的検討を含め再評価を行った。この結果､まず､当初の補助 26 ルートは分岐点をさらに南下させ､八潮北公園付近で分岐し、大井清掃工場下を通り、京浜運河渡河部で当初ルートに合流する新ルートとした。このルートと補助 160 ルートについて工事の施工性、所要工期、概算建設費、中間駅設置の可能性等の比較検討を行い(表 1-1-5-3)、補助 160 ルートを基本とすることで関係機関と協議を重ね、平成 4 年度に補助 160 ルート案の採用を決定した。同時に、中間駅を天王洲地区及び日本たばこ産業前に設置する方針も決定した。なお、両駅については、当初建設費の概ね半額に相当する開発者の負担金を受けている。

表 1-1-5-3　補 26 ルートと補 160 ルートの評価

項　　目	補助２６号ルート		補助１６０号ルート	
1．施工の難易度	△	・分岐部施工は、軟弱地盤地帯の大規模開さく工事となる。 ・大汐線及び新幹線回送線の活線工事となるため、難しい施工となる。	○	・分岐部は、広い道路下での施工となり比較的容易と考えられる。 ・民間建物の基礎受替え工事及び防護工が有るものの、協議が整えば施工は比較的容易と考えられる。
2．協議の難易度	△	・ＪＲとの活線近接工事に対する協議は、分岐部施工延長も長く、長期間にわたる工事のため難航すると考えられる。 ・清掃局との大井清掃工場内通過に関する協議は、下協議の段階で難色を示されているので、難航すると考えられる。 ・用地に関する協議は、民地支障区間が少なく比較的容易。	△	・首都高中央環状品川線（計画路線）との交差に伴う縦断線形の調整は．首都高の計画が先行していることも有り、難航する事が考えられる。 ・ＮＴＴ洞道（計画路線）との位置調整が必要となる。 ・用地に関する協議は、民地支障区間が長く難しいと考えられる。
3．都市計画との整合	×	・沿線には、現在開発計画は無く、又、将来開発可能な大規模用地も無い。	○	・沿線では、現在「天王洲総合開発計画」が進行中であり、将来の開発可能な大規模用地として「日本たばこ産業工場跡地」があり、街づくりに対するインパクトは強い。
4．新駅設置の可能性	△	・品川埠頭～大井埠頭間には新駅設置の可能性は無く、東品川地区（鮫洲公園付近）に１駅設置の可能性が有る。 ・新駅の需要は、約14,500人(概算) 見込まれる。	○	・天王洲地区には、第１期開発に合わせて東モノ新駅が設置されるが、第２期開発地域に新駅設置の可能性がある。 ・東品川地区の日本たばこ産業工場跡地再開発に合わせて新駅設置の可能性がある。 ・新駅の需要は、約29,000人(概算) 見込まれる。(2駅分)
5．概算工事費	△	・東テレ～大崎間 1,190億円（平成2年度価格）　*当初比=+30億円 （清算事業団財産取得額、JR用地費、新駅工事費は含まない）	△	・東テレ～大崎間 1,180億円（平成2年度価格）　*当初比=+20億円 （清算事業団財産取得額、JR用地費、新駅工事費は含まない）
6．事業採算性	△	・累計好転年次　損益＝２７年目、資金＝３０年目	△	・累計好転年次　損益＝２７年目、資金＝３０年目
総合評価	△	・分岐部施工に関し、技術的な不確定要素が見込まれる。 ・街づくりに対するインパクトが弱い。	○	・協議が整えば、施工に関する技術的な問題は少ない。 ・都市計画との整合及び事業採算性に関しても優位。

3．沿線開発の概況

第二期区間は、臨海副都心や天王洲アイルなどのベイエリア、大井町や大崎などの既成市街地を通過する路線であり、江東区、港区、品川区の３区を通っている。

臨海副都心は、第一期区間が開通した直後の平成８年４月に“まちびらき”が行われて以来、業務、商業、住宅などのビルや施設が順次建設され、東京の代表的な観光スポットとして賑わいを見せている。開発の進捗は、開発フレームの半分にも満たない状況であるが、各街区において着実に開発が進んでおり、開発ポテンシャルの極めて大きい地域となっている。

また、有明運河の埋立て、新交通「ゆりかもめ」の豊洲延伸、広域幹線道路の建設等の都市基盤整備も順調に進められている。

東品川地区では、既に開発が一段落している天王洲アイルの他に、再開発地区である品川シーサイドフォレストで業務、住宅、ホテルなどの建設が進められており、臨海副都心線の全線開業に合わせて一部がオープンしている。その他の地区でも工場跡地にマンション建設が盛んに行われ、ベイエリアが一変されつつある。

大崎地区では、既に完成している東口駅前の再開発に続き西口や周辺地区で再開発が進められており、今後、副都心としてのさらなる変貌が期待されている。

二期区間沿線の各開発地区の現状と計画は次のとおりである。

(1)臨海副都心地区

臨海副都心は、東京の 7 番目の副都心として計画され、都心から概ね 5km 圏に位置する 442ha の大規模開発エリアである。各地区の現状、開発の見通し、開発フレームなどは以下のとおりである（表 1-1-5-4～5）（図 1-1-5-2)。

①台場地区（東京テレポート駅北側）

アミューズメント、ホテル、オフィス、海浜公園など、多くの人々が訪れ、活気に満ちあふれており、ほぼ完成している。また、公営の賃貸住宅や学校などの居住空間も隣接しており、「職」、「住」、「遊」が融和した地区でもある。

②青海地区（東京テレポート駅南側）

アミューズメント、温泉テーマパーク、博物館、オフィスなどがオープンしているが、一方では、「都民提案街区」をはじめ多くの街区が未開発の状態で残されている。今後、美術館の建設などが予定されている。

③有明北地区（国際展示場駅北側）

清掃工場、下水処理場、有明テニスの森公園などの公共施設のほか、臨海副都心開発以前からの居住・業務地区がある。現在、新たな開発はほとんどなされていないが、今後、海域の埋立や「ゆりかもめ」豊洲延伸による新駅が完成し、住宅を中心とする開発が期待される。

④有明南地区（国際展示場駅南側）

国際展示場を中心に、ホテル、ショールーム、オフィスなどで賑わいを見せている。今後、新たに業務・商業ビルの建設が計画されている他、有明の丘に病院や防災公園などの広域防災拠点が整備される予定である。

表 1-1-5-4　臨海副都心の開発フレームと進捗状況　　（単位：人）

地区名	従業人口			居住人口		
	フレーム	平成 13 年度実績	平成 13 年度達成率	フレーム	平成 13 年度実績	平成 13 年度達成率
台　場	16,000	18,000	113%	5,500	4,710	86%
青　海	22,000	9,000	41%	6,500	920	14%
有明北	14,000	0	0%	28,000	0	0%
有明南	18,000	7,000	39%	2,000	0	0%
計	70,000	34,000	49%	42,000	5,630	13%

表 1-1-5-5　臨海副都心の開発計画

区分	年　度	都市の開発状況	主な施設の整備状況または計画
Ⅰ	～平成 7 年度	・都市活動の開始に必要な都市基盤や拠点施設が整備。 ・台場地区が概成。	・りんかい線（新木場～東京テレポート） ・ゆりかもめ（新橋～有明） ・レインボーブリッジ
Ⅱ	～平成 17 年度	・交通アクセスの充実。 ・有明北地区の埋立が完成。 ・有明南地区が概成。	・りんかい線（東京テレポート～大崎） ・ゆりかもめ（有明～豊洲） ・放射 34 号線（晴海通り）の延伸。 ・環状 2 号線の一部。 ・有明北地区の埋立。
Ⅲ	～平成 27 年度	・域内の都市基盤が完了。 ・広域的交通基盤がほぼ完了。 ・青海及び有明北地区が概成。	・環状 2 号線の延伸。 ・補助 314 号線の一部。 ・補助 315 号線。
Ⅳ	平成 28 年度～	・全ての地区でまちが完成、発展。	

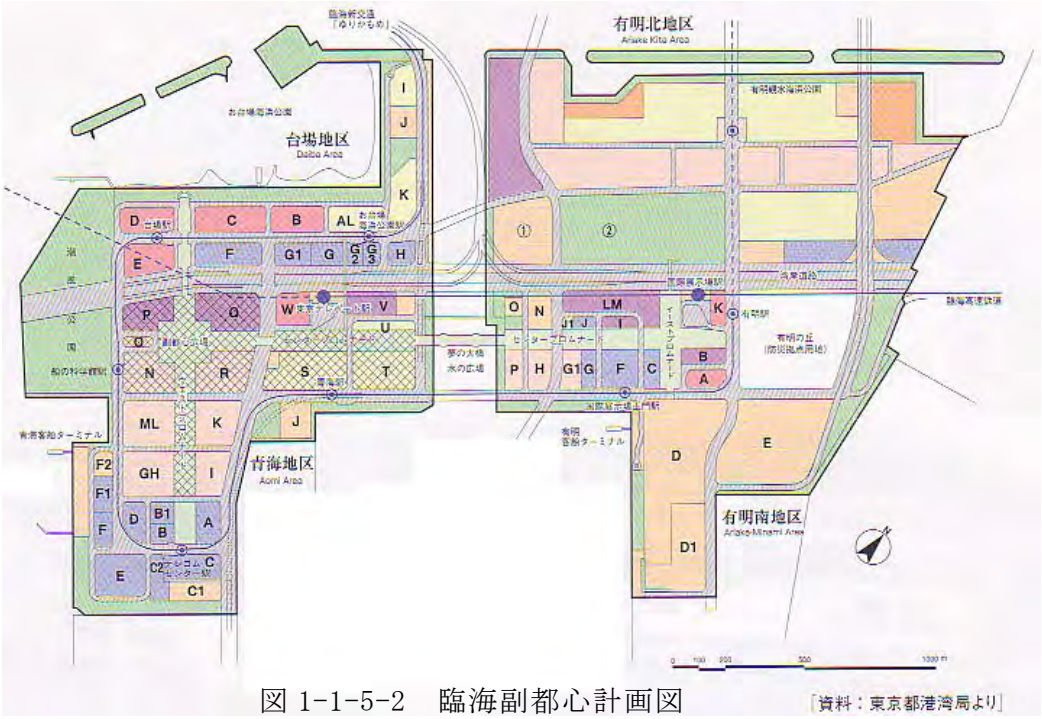


図 1-1-5-2　臨海副都心計画図　「資料：東京都港湾局より」

(2) 天王洲アイル

天王洲アイル地区は、オフィスを中心とするビル群が平成 3 年から 8 年にかけて順次完成し、就業人口約 2 万 1 千人、居住人口約 4 千人の開発エリアとなっている。当地区には、この他に計画・構想のある未開発区域があるが、現在、具体的な動きはない。

当地区には、地上交通と分離されたデッキである「スカイウォーク」が整備されており、ビル街と臨海副都心線及び東京モノレールが結ばれている。また、東京モノレール羽田空港方面ホームの南端に新たに出入口を設け、臨海副都心線との乗換え利便性の向上を図っている。

(3)品川シーサイドフォレスト

品川シーサイドフォレスト地区は、新駅の設置を契機に日本たばこ産業跡地等に市街地再開発事業として進められている面積約 9.6ha、計画従業人口約 1 万 3 千人、計画居住人口約 3 千人の開発地区である（図 1-1-5-3)。

当地区には、オフィス、大型ショッピングセンター、ホテル、都市公団の賃貸住宅が計画されており、平成 14 年秋に一部がオープンしている。今後、平成 16 年までにその他の施設が順次完成する見込みであり、品川シーサイド駅と当地区とは、地下連絡通路で直接結ばれる。



図 1-1-5-3　品川シーサイドフォレスト

(4)大井町駅周辺地区

大井町周辺地区は、品川区の行政、文化、商業業務、交通の中心地として発展し、区画整理によって基盤整備がなされ、駅前の再開発整備地区は商業拠点になっている。周辺には、昔ながらの繁華街があり、防災面を踏まえた再開発構想もあるが具体的に動いていない。

臨海副都心線の乗入れに伴い、JR 東日本や東急電鉄の駅施設の改良が行われた他、新設駅とショッピングビルが地下で直結されるなど、交通結節点、商業拠点としてさらなる発展が期待できる。

(5)大崎駅周辺地区

大崎駅周辺地区では、東口駅前の再開発や工場跡地等へのマンションやオフィスビル

の建設が行われ、東京の副都心にふさわしい街並みが形成されつつある。また、同地区は、平成 14 年 7 月に都市再生特別措置法に基づく「都市再生緊急整備地域」に指定されている。

臨海副都心線の全線開業を契機に埼京線が大崎まで延伸したほか、湘南新宿ラインの停車駅にもなり、交通結節点としての機能も担うようになった。

現在、西口一帯の工場跡地を中心に再開発等の計画が具体化の方向にあり、開発ポテンシャルはさらに大きくなっている。

第 6 節　都市計画手続き

従来、鉄道では、連続立体化事業等を除いて都市計画決定の手続を行っておらず、第一期区間も手続はなされていないが、第二期区間の多くは道路下の空間を活用するため道路占用の都市計画手続を行った。都市計画決定の流れは図 1-1-6-1 に示すとおりであり、環境影響評価の手続と時期的整合性を図りつつ進められた。

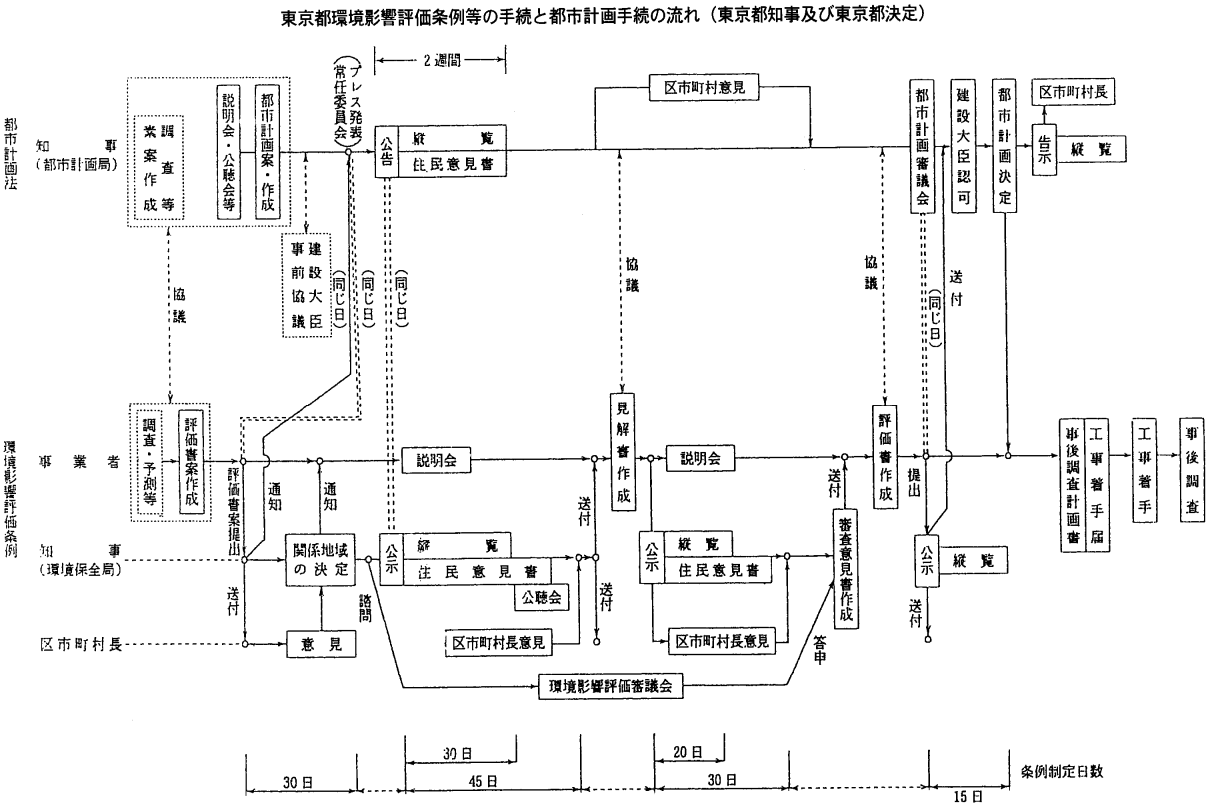


図 1-1-6-1　都市計画決定の流れ

1．素案説明会

都市計画案を作成する前段として、たたき台ともいうべき都市計画素案を作成し、説明会を平成 6 年 9 月 27 日～30 日の 4 日間で沿線各地において開催した。説明会では、路線の縦断図、平面図、駅の断面図、工事の進め方等をパンフレット及びスライドを利用して説明し、その後質疑応答を行った。説明会には 4 回で 400 名弱が出席し、埼京線

や京葉線との乗入れや工事の内容、駅の出入口等の質問があった。

2．都市計画案説明会

素案説明会での質問内容等も考慮し、都市計画案と環境影響評価書案の作成を行い、両案の説明会を素案説明会と同様に、平成 7 年 3 月 20 日～24 日の 4 日間沿線で開催した。説明会には延べ約 400 名以上が出席した。質疑は、前回と同様に工事の進め方や駅の出入口等についてなされた。

3．都市計画決定

都市計画案は、その後、東京都市計画地方審議会に付議、了承された後、平成 8 年 3 月 7 日に都市計画決定された（資料 1-1-6-1)。また、環境影響評価書案については、都民の意見書に対して見解書を作成して説明会を開催した後、東京都市計画地方審議会の開催と同日に環境影響評価書を提出した。

資料 1-1-6-1　東京都告示第 210 号

告示

◎東京都告示第二百十号

都市計画法（昭和四十三年法律第百号）第二十一条第二項において準用する同法第十八条第一項の規定により東京都市計画都市高速鉄道を変更したので、同法第二十一条第二項において準用する同法第二十条第一項の規定により告示し、同条第二項の規定により縦覧に供する。

平成八年三月七日

東京都知事　青　島　幸　男

都市計画の種類　都市計画を定める土地の区域

東京都市計画部市高速鉄道

臨海副都心線　追加する部分

江東区青海一丁目、港区台場、品川区東八潮、港区港南五丁目、品川区東品川二丁目、東品川三丁目、東品川四丁目、東品川五丁目、東大井一丁目、南品川三丁目、南品川五丁目、東大井四丁目、東大井五丁目、大井一丁目、広町二丁目及び大崎一丁目各地内

関係図書の縦覧場所　東京都都市計画局総務部（都庁第二本庁舎二十一階）

第 2 章　事業免許・工事施行認可の手続き

第 1 節　事業免許申請

臨海副都心線の建設は、臨海部の開発計画に合わせ二期に分けて行われた。第一期区間は新木場～東京テレポート間 4.9km であり、平成 3 年 11 月に免許を取得し、平成 8 年 3 月に開業した。第二期区間の東京テレポート～大崎間についても、第一期区間開業前の平成 6 年 3 月に申請を行い、同年 11 月に取得している。

免許取得の主な理由は、大崎駅で JR 埼京線と接続することにより、

①新たな広域的ネットワークが構築されること

②臨海副都心と池袋、新宿、渋谷、大崎の 5 つの副都心が都市高速鉄道で結ばれ、臨海副都心線の育成が更に促進されること

③天王洲地区や東品川地区の地元の街づくりに多大な効果が期待できること

などとさ　れている。

第 2 節　工事施行認可

東京臨海高速鉄道は、第二期区間の鉄道事業免許取得後、工事施行認可を平成 7 年 11 月 10 日付けで申請し、同年 12 月 28 日付鉄施 293 号で認可を受けた。その後、届出を含めた工事計画の認可変更は18回行っている。表1-2-2-1に工事計画の変更の経緯を示す。

また、第二期線の延伸施工に伴い、第一期線部分の新木場～東京テレポート間の鉄道施設を変更する必要が生じ、表 1-2-2-2 に示す変更手続きを行っている。

第 3 節　設計特例制度の適用

認定鉄道事業者制度は、平成 11 年 5 月に公布、平成 12 年 3 月 1 日から施行された改正鉄道事業法において、鉄道事業法規則の一項目として制定された。

この制度の趣旨は、鉄道事業に係る安全規制の合理化の施策として、従来の設計管理者制度に代えて、国土交通大臣の認定を受けた鉄道施設・車両の設計に関する業務を一体的かつ有機的に実施する鉄道事業者においては、鉄道施設・車両を設計し、かつその設計が技術上の基準に適合することを確認した場合には、工事の施行の認可申請に際し、従来の設計管理者制度を活用した場合よりも簡略化された手続きによることができるとされている。

設計管理者制度は、技術力を保有する特定の人物に設計確認の権限を与えていたが、しゅん功確認については国が行っていた。これに対し、認定鉄道事業者制度は、「組織」を認定の対象とし、しゅん功確認についても権限を与えている。

鉄道公団については、鉄道事業法第 14 条第 5 項により「鉄道事業者は、日本鉄道建設公団が十分な能力を有するものとして省令で定める範囲の鉄道施設について設計を行ったときは、工事の施行の認可申請等に際し、運輸省令で定める簡略化された手続きによることができる」（鉄道公団設計特例制度）とされ、鉄道公団が十分な能力を有するもの

として定める鉄道施設の設計については、鉄道公団の有する能力の適正な活用を図り、鉄道施設の安全性を担保する観点から、鉄道公団が当該設計の確認及び完成後の鉄道施設に対するしゅん功確認（検査）を適切に実施するものをその対象とするとされた。

第二期線の工事計画の変更手続きについては、「臨海副都心線の工事の施行に関する細目覚書」第4条（設計の変更）に基づき東京臨海高速鉄道から鉄道公団東京支社長に協議があり、鉄道公団からの了承回答後、同社は関東運輸局に工事計画変更認可申請（又は届け出）を行っている。関東運輸局からは同社に対し許可書が交付され、同日付けで、公団総裁あてに工事計画の変更認可を同社に行った旨の通知がなされる。

なお、平成14年8月30日に行った第14回から最終の平成15年3月6日の第18回までの工事計画の変更については、鉄道公団設計特例制度により手続きが行われており、従来行っていた鉄道公団と東京臨海高速鉄道との協議は省略され、東京臨海高速鉄道から関東運輸局への届出のみで手続完了となることから大幅な簡素化が図られている。

第4節　道路下敷設許可

第二期区間は、延長7.3kmのうち3.4kmが道路下を縦断的に占用するため、鉄道事業法第61条第1項ただし書きに基づく道路下敷設許可を平成8年5月14日付けで建設大臣から取得している。その後、工事施行認可を平成8年8月30日に受け、さらに国道、都道、港区道、品川区道の各道路管理者から工事施行方法承認を取得し、道路下での工事に着手している。平成13年3月に国の規制緩和の一環で、鉄道事業法第61条第1項ただし書に基づく道路下敷設許可についても、迅速な対応、手続きの簡素化の観点から、解釈・運用の変更がなされた。これにより、道路下における鉄道施設の計画変更があった場合には、建設大臣の変更許可及び各道路管理者の変更承認を取得する必要がなくなり、代わって各道路管理者から道路法第32条に基づく道路占用許可を取得することとなった。このため、平成13年度以降は、都道及び品川区道路管理者占用許可を取得して工事を進めた。道路下敷設許可関連の経緯を表1-2-4-1に示す。

表1－2－2－1　臨海副都心線（二期）行政手続き一覧

〔国土交通省鉄道局〕

NO. 1

種別	記号番号	日付	内容
鉄道事業免許	申請　５東臨建第151号 免許　鉄都第34号	H 6. 3.29 H 6. 5.12	東京テレポート・大崎間
工事施行認可	申請　７東臨建第134号 認可　鉄施第293号	H 7.11.10 H 7.12.28	東京テレポート・大崎間 （完成期限H12.12）
工事実施計画の指示	申請　７東臨建第202号 指示　鉄都第　3号の2	H 8. 1.29 H 8. 2. 8	鉄道施設の建設指示
工事計画変更認可 （第１回）	協議　９東臨建第 17号 回答　東支工五第　8号 申請　９東臨建第 37号 認可　関鉄技一第149号 通知　関鉄技一第149号の3	H 9. 7. 2 H 9. 7.11 H 9. 7.24 H 9. 8. 8 H 9. 8. 8	1. 品川埠頭トンネル換気塔の位置変更及びトンネル構造の変更。 2. 品川埠頭トンネル・天王洲駅間の縦断線形の変更。（品川清掃作業所の杭に支障） 3. 大井町駅起点方立坑及び終点方立坑の位置変更及び規模の縮小。（都道内から区道内へ）
工事計画変更届 （第２回）	協議　10東臨建第 27号 回答　東支工五第　7号 届　10東臨建第 40号 通知　関鉄技一第149号の2	H10. 6. 1 H10. 6. 8 H10. 6.30 H10. 8. 8	1. 台場トンネル及び八潮トンネルの中柱構造の一部変更。 2. 天王洲駅く体構造及び形状の変更並びに起点方ポンプ室の廃止。（ＲＣ連壁→ＳＭＷ） （ＲＣ連壁→ＳＭＷ・ラッチ外通路の縮小） 3. 東品川駅く体構造及び形状の変更。 （泥水固化壁→ＲＣ連壁・ﾗｯﾁ外通路の縮小） 4. 大井町駅開削部の位置変更。 （一時土留に隣接ビル財産のＳＭＷを利用） 5. 車両基地線の線形変更及び留置線、車両検査修繕施設の位置変更。
工事計画変更認可 （第３回）	協議　東支工五第 22号 回答　10東臨建第 56号 申請　10東臨建第 65号 認可　関鉄技一第271号 通知　関鉄技一第271号の3	H10. 9.25 H10. 9.30 H10.11. 6 H10.12.22 H10.12.22	1. 線路中心線、軌道中心線の線形及びこう配の変更。（第２広町トンネル付近） 2. Ｕ形よう壁の延長及び構造の変更。 3. 第２広町トンネル延長及び構造の変更。 （開削工法→一部非開削工法）
工事計画変更認可 （第４回）	協議　11東臨建第　9号 回答　東支工五第　6号 申請　11東臨建第 11号 認可　関鉄技一第180号 通知　関鉄技一第180号の2	H11. 5. 7 H11. 5.26 H11. 6. 2 H11. 8.31 H11. 8.31	1. 線路中心線、軌道中心線の線形及びこう配の変更。 （東品川四丁目再開発事業の住宅棟との離隔確保及び東急大井町線との離隔確保） 2. シールドトンネルの材質及び構造寸法の変更。 （ＲＣ1.0m→1.5m・ＤＣ1.0m→1.2m） 3. 大井町駅起点方開削部く体、避難出口、換気塔の位置及び形状の変更。 （大井町東口再開発事業計画との整合） 4. 大井町駅終点方開削部の位置変更。 （交通管理者の指導） 5. 第１広町トンネルの第１広町立坑の形状変更。
工事計画変更認可 （第５回）	申請　11東臨建第 87号 認可　関鉄技一第238号 通知　関鉄技一第238号の2	H11. 9.22 H11.11. 9 H11.11. 9	1. 大崎駅の位置及びホーム幅の変更。 2. 上記により施行認可終点位置の変更。
工事計画変更認可 （第６回）	協議　11東臨建第108号 照会　東支工五第29号の２ 回答　東支工五第34号の２ 申請　11東臨建第121号 認可　関鉄技二第253号 通知　関鉄技二第253号の2	H11. 9.30 H11.10.12 H11.11. 2 H11.11. 5 H12. 1.11 H12. 1.11	1. 電気関係設備の変更
事業計画の変更	届　11東臨建第238号 通知　11東臨建第238号	H12. 2.17 H12. 2.17	1. 駅名の変更 天王洲駅→天王洲アイル駅 東品川駅→品川シーサイド駅
工事計画変更認可 （第７回）	協議　11東臨建第245号 照会　東支工五第60号 回答　東支工五第60号の２ 申請　11東臨建第260号 認可　関鉄技二第132号 通知　関鉄技二第132号の2	H12. 3.15 H12. 3.22 H12. 4. 3 H12. 3.22 H12. 6.19 H12. 6.19	1. 東京テレポート・天王洲間の部分開業に伴う暫定設備の追加（電気関係）
工事計画変更認可 （第８回）	申請　12東臨建第37号 認可　関鉄技一第107号	H12. 5.23 H12. 7. 4	1. 大崎駅のホーム延長・幅の変更 2. 工事施行認可終点の変更 （12km248m00→12km246m00）
工事完成期限の変更	協議　12東臨建第52号 回答　民施第19号 申請　12東臨建第52号 認可　鉄施第94号 通知　12東臨建第88号	H12. 5.30 H12. 5.31 H12. 6. 9 H12. 6.30 H12. 6.30	1. 完成期限を平成15年11月に変更
工事計画変更認可 （第９回）	協議　12東臨建第76号 回答　東支工五第34号 申請　12東臨建第77号 認可　関鉄技一第257号 通知　関鉄技一第257号の2	H12. 8.11 H12. 8.21 H12. 9.19 H13. 1. 9 H13. 1. 9	1. シールドトンネルの二次覆工の廃止 2. 天王洲アイル駅出入口の形状変更 3. 天王洲アイル駅の中柱を鋼管柱に変更 4. 大井町駅形状の変更（６層→５層） 5. 大井町駅出入口の形状変更（連絡設備） 6. 東品川トンネルの縦断線形の変更 7. 東大井トンネルの縦断線形の変更 8. 連結送水管の変更その他
工事計画変更認可 （第10回）	協議　12東臨建第146号 回答　東支工五第35号の2 申請　12東臨建第164号 認可　関鉄技二第219号 通知　関鉄技二第219号の2	H12. 8.30 H12. 9.11 H12. 9.14 H12.10. 2 H12.10. 2	1. 品川埠頭変電所の逆電力継電器廃止、ｼﾘｺﾝ整流器用変圧器及びｲﾝﾊﾞｰﾀｰ変圧器の容量変更、機械機具の配置変更 2. 配電所の保護連動・単線結線の変更、機械機具の配置変更
工事計画変更認可 （第11回）	協議　12東臨建第229号 回答　東支工五第49号の2 申請　12東臨建第255号 認可　関鉄技二第287号 通知　関鉄技二第287号の2	H12.11. 6 H12.11.11 H12.11.30 H12.12.18 H12.12.18	1. き電線こう長及びき電系統の変更 （品川埠頭変電所からの引出線の追加）
工事計画変更認可 （第12回）	協議　12東臨建第277号 回答　東支工五第56号の3 申請　12東臨建第285号 認可　関鉄技一第　9号 通知　関鉄技一第　9号の2	H12.12. 6 H12.12.18 H12.12.21 H13. 1.15 H13. 1.15	1. 八潮Ｔの位置、延長及び車両基地の位置の変更 2. 八潮踏切道の新設 3. 天王洲アイル駅の出入口階段幅の変更 4. 途中段階として、天王洲ｱｲﾙ駅のホーム延長等の変更及び仕切壁等の追加

表1－2－2－1

臨海副都心線（二期）行政手続き一覧

〔国土交通省鉄道局〕　　NO. 2

種別	記号番号		日付	内容
工事計画変更認可 （第13回）	協議	12東臨建第323号	H13. 1.29	1. 建築限界（下部限界）の変更 2. 天王洲アイル駅の形状変更（ＰＣ型枠使用）
	回答	東支工五第71号の2	H13. 1.30	
	申請	12東臨建第327号	H13. 1.31	
	認可	関鉄技一第 32号	H13. 2. 2	
	通知	関鉄技一第 32号の2	H13. 2. 2	
鉄道施設変更届 （第14回）	届出	12東臨建第337号	H13. 2. 27	信号設備変更
工事計画変更認可 （届出事項） （第15回） **（設計特例制度適用）**	届出	14東臨建第105号	H14. 8.30	1. 保安通信設備 2. 電路設備（き電線路） 電路設備（電車線路）
工事計画変更認可 （届出事項） （第16回）	届出	14東臨建第114号	H14. 10.4	大井町駅東急口（仮称）連絡通路
工事計画変更認可 （届出事項） （第17回） **（設計特例制度適用）**	届出	14東臨建第123号	H14.10.28	1. 東品川トンネル ｾｸﾞﾒﾝﾄ使用種類と施工位置の変更 2. 品川シーサイド駅のﾚｲｱｳﾄ・出入口・換気塔等の位置及び形状変更、連絡通路の新設 下り線の延長変更、軌道構造の変更 ｾｸﾞﾒﾝﾄ使用種類と施工位置の変更 4. 大井町駅シールドの材質及び構造寸法の変更、ｾｸﾞﾒﾝﾄ使用種類と施工位置の変更 下り線の延長変更、終点方立坑の形状変更 連結工の形状変更 ホーム延長の変更（211mを205mに変更） 都道下通路の形状変更 上り線ホーム下止水壁の新設 5. 第１広町トンネルの第１広町立坑の形状変更 6. 第２広町トンネルに排水ポンプ室を新設 7. 第２広町トンネルの箱型トンネルの形状変更 8. 第２広町トンネルの円形トンネルの形状変更 9. トンネル火災対策設備の変更 10. 駅の火災対策設備変更 11. 軌道構造の変更 脱線防止ガードの設置 ＰＣまくら木を弾性まくら木に変更
工事計画変更認可 （届出事項） （第18回） **（設計特例制度適用）**	届出	15東臨建第235号	H15.3.6	1. 大井町変電所

表 1-2-2-2　新木場～東京テレポート間（施設変更）

項　目	申請及び届出番号 （年月日）	認可番号 （年月日）	内　容
鉄道事業免許	2都市施交第 343 号 平成3年2月5日	鉄都　第　24 号 平成3年11月1日	第一種鉄道事業について
工事施行認可	3 東臨建第　30 号 平成3年11月20日	鉄施　第　34 号 平成4年2月26日	工事完成期限 平成8年2月29日
鉄道施設の変更届出	8 東臨建第 118 号 平成9年3月31日	――――	シールドトンネル継手の改良
鉄道施設の変更認可	11 東臨建第 120 号 平成11年11月15日	関鉄技二第 254 号 平成12年1月11日	車両検査修繕設備の廃止、東京テレポート駅の連動装置の作用変更、場内信号機及び出発信号機の新設及び撤去、自動列車停止装置の新設及び撤去
鉄道施設の変更認可	11 東臨建第 259 号 平成12年3月22日	関鉄技二第 144 号 平成12年6月21日	東京テレポート駅の連動装置の作用変更
鉄道施設の変更認可	12 東臨建第 180 号 平成12年10月10日	関鉄技二第 236 号 平成12年10月25日	有明 SS 遮断器新設
鉄道施設の変更届出	12 東臨建第 239 号 平成12年12月4日	――――	国際展示場駅及び高架橋部の耐震補強、東京テレポート駅事務室変更
鉄道施設の変更認可	12 東臨建第 256 号 平成12年12月18日	関鉄技二第　11 号 平成13年1月19日	手信号代用器の遠制、東京テレポート駅連動装置の変更、信号機の位置変更

表1－2－4－1　臨海副都心線（二期）行政手続き一覧

〔国土交通省道路局〕

種別	記号番号	日付	内容
道路下敷設許可	申請 6東臨建 第114号 進達 6都市施調第940号 許可 7建設省東道政発第 48号	H 6.12.27 H 7.12.19 H 8. 5.14	東京テレポート・大崎間 道路下敷設延長 3,210m
工事施行承認	申請 東臨建 第 23号 進達 8都市施調第139号 許可 建設省東道政発第 43号	H 8. 5.16 H 8. 7.18 H 8. 8.30	東京テレポート・大崎間
工事計画変更承認 （第１回）	申請 9東臨建 第 23号 進達 許可 建設省東道政発第 56号	H 9. 6.25 H 9.10.23	1. 品川埠頭トンネル換気塔の位置変更及びトンネル構造の変更。 2. 品川埠頭トンネル・天王洲駅間の縦断線形の変更。（品川清掃作業所の杭に支障） 3. 大井町駅起点方立坑及び終点方立坑の位置変更及び規模の縮小。（都道内から区道内へ） 4. 道路下敷設延長 3,276m（変更）
工事計画変更承認 （第２回）	申請 10東臨建 第 5号 進達 10都市施調第190号 許可 建設省東道政発第 45号	H10. 6. 2 H10. 7. 9 H10. 8.18	1. 天王洲駅く体構造及び形状の変更並びに起点方ポンプ室の廃止。（ＲＣ連壁→ＳＭＷ） （ＲＣ連壁→ＳＭＷ・ラッチ外通路の縮小） 2. 東品川駅く体構造及び形状の変更。 （泥水固化壁→ＲＣ連壁・ﾗｯﾁ外通路の縮小） 3. 大井町駅開削部の位置変更。 （一時土留に隣接ビル財産のＳＭＷを利用） 4. 道路下敷設延長 3,266m（変更）

〔道路管理者〕

種別	記号番号	日付	内容
工事施行方法承認 （建設省関東地建）	申請 8東臨建 第 68号 承認 建関道管第174号の2	H 8.10.29 H 8.12.17	永久占用 209.95m2
工事施行方法承認 （東京都建設局）	申請 8東臨建 第 68号 承認 8建道管監他第118号	H 8.10.15 H 8.12.13	永久占用 14,162.60m2 一時占用 16,060.53m2 （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法承認 （品川区）	申請 8東臨建 第 68号 承認 品土管発 第334号	H 8.11.21 H 8.12. 5	永久占用 20,939.70m2 一時占用 14,896.99m2 （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法承認 （港区）	申請 8東臨建 第 68号 承認 8港土土 第453号	H 8.10.18 H 8.11.12	永久占用 2,459.41m2 一時占用 2,110.40m2 （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （建設省関東地建）			永久占用 2,206.49m2（変更） （都道及び区道が国道357号に昇格）
工事施行方法変更承認 （東京都建設局第１回）	申請 9東臨建 第 63号の1 承認 9建道管監他第134号	H 9.11.12 H10. 1.16	永久占用 14,127.35m2（変更） 一時占用 13,897.39m2（変更） （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （品川区第１回）	申請 9東臨建 第 63号の3 承認 品土管収 第412号	H 9.11.12 H 9.12.15	永久占用 19,288.99m2（変更） 一時占用 15,146.71m2（変更） （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （港区）	申請 9東臨建 第 63号の2 承認 9港土土 第521号	H 9.11.10 H 9.11.26	永久占用 2,486.53m2（変更） 一時占用 2,110.40m2 （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （品川区第２回）	申請 10東臨建 第 1号 承認 品土管収 第 49号	H10. 4.17 H10. 5. 6	永久占用 19,764.21m2（変更） 一時占用 15,865.17m2（変更） （品川区道の幅員変更による） （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （東京都建設局第２回）	申請 10東臨建 第 70号 承認 10建道管監他第103号	H10. 9.29 H10.11.16	永久占用 14,106.27m2（変更） 一時占用 13,897.39m2 （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （品川区第３回）	申請 10東臨建 第 70号 承認 品土管収 第350号	H10. 9.29 H10.10. 7	永久占用 19,675.78m2（変更） 一時占用 15,865.17m2 （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （東京都建設局第３回）	申請 10東臨建 第151号 承認 11建道管監他第 15号	H11. 3.30 H11. 6.30	永久占用 14,106.27m2 一時占用 16,646.05m2（変更） （天王洲トンネルの泥水処理設備等を都道に設置することとした） （占用期限 H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （品川区第４回）	申請 11東臨建 第 25号 承認 品土管収 第 99号	H11. 4.27 H11. 5.18	永久占用 19,675.78m2 一時占用 15,865.17m2 （東品川駅仮設工法を切梁からグランドアンカーに変更） （占用期限 H14.12.31まで）

表1－2－4－1　臨海副都心線（二期）行政手続き一覧

〔国土交通省道路局〕

種別	記号番号	日付	内容
工事計画変更承認 （第３回）	申請 10東臨建　第148号 進達 11都市施調第 93号 許可 建設省東道政発第 51号	H11. 3.31 H11. 8.13 H11.10.18	1. 線路中心線、軌道中心線の線形及びこう配の変更。 （東品川四丁目再開発事業の住宅棟との離隔確保、八潮橋との離隔確保及び東急大井町線との離隔確保） 2. シールドトンネルの材質及び構造寸法の変更 （ＲＣ1.0m→1.5m・ＤＣ1.0m→1.2m） 3. 大井町駅起点方開削部く体、避難出口、換気塔の位置及び形状の変更。 （大井町東口再開発事業計画との整合） 4. 大井町駅中央く体の形状変更及び構造並びに出入口、換気塔の位置及び形状変更。 （ＲＣ構造→Ｓ構造・ＪＲ連絡通路の追加） 5. 大井町駅終点方開削部の位置変更。 （交通管理者の指導） 6. 道路下敷設延長 3,355m（変更）
工事計画変更承認 （第４回）	申請 12東臨建　第 45号 進達 12都市施調第325号 許可 建設省東道政発第 50号	H12. 6. 1 H12. 7.28 H12.11.10	1. 完成期限を平成14年12月に変更 2. シールドトンネルの二次覆工を廃止 3. 天王洲駅出入口の形状変更 4. 天王洲駅の中柱を鋼管柱に変更 5. 大井町駅出入口の形状変更（連絡設備） 6. 東品川トンネルの縦断線形の変更
工事計画変更承認 （第５回）	申請 12東臨建　第 357号 進達 H13.3.16付け国道政第11号「鉄道事業法第61条第１項ただし書きの許可について」により廃案となる。以後は道路法第32条により占用許可を要する。 許可		1. 東品川トンネルの材質及び構造寸法の変更 2. 品川シーサイド駅のﾚｲｱｳﾄ・出入口・換気塔等の位置及び形状変更、連絡通路の新設 3. 東大井トンネルの材質及び構造寸法の変更、下り線の延長変更、軌道構造の変更 4. 大井町駅シールドの材質及び構造寸法の変更 下り線の延長変更、終点方立坑の形状変更

〔道路管理者〕

種別	記号番号	日付	内容
工事施行方法変更承認 （東京都建設局第４回）	申請 11東臨建　第100号 承認 11建道管監他第 85号	H11. 9.21 H11.10.21	永久占用 14,106.27m2 一時占用 17,442.80m2（変更） （東京モノレールとの協議に伴い、交差及び近接部分に地盤改良を行う。） （占用期限　H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （東京都建設局第５回）	申請 11東臨建　第102号の2 承認 11建道管監他第 99号	H11.10.25 H11.12.10	永久占用 14,106.27m2 一時占用 18,320.45m2（変更） （天王洲駅異常出水の伴う、止水工等の追加） （占用期限　H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （建設省関東地建第1回）	申請 11東臨建　第103号 承認 建関道管 第236号の2	H11.10. 4 H11.12.22	永久占用 1,943.77m2
工事施行方法変更承認 （東京都建設局第６回）	申請 11東臨建　第103号 承認 11建道管監他第182号	H12. 1.20 H12. 4.27	永久占用 13,868.15m2（変更） 一時占用 18,320.45m2 （占用期限　H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （品　川　区 第５回）	申請 11東臨建　第103号 承認 品土管収　第465号	H11.10.29 H11.11.26	永久占用 21,034.67m2（変更） 一時占用 18,860.54m2（変更） （占用期限　H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （港　区　第２回）	申請 11東臨建　第103号 承認 11港街土　第738号	H11.10. 5 H11.11.10	永久占用 2,486.53m2 一時占用 2,110.40m2 （占用期限　H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （建設省関東地建第２回）	申請 12東臨建　第182号 承認 建関道管 第241号の2	H12.11.21 H12.12.15	永久占用 2,070.00m2（変更）
工事施行方法変更承認 （東京都建設局第７回）	申請 12東臨建　第182号 承認 12建道管監他第154号	H12.11.22 H12.12.28	永久占用 13,868.15m2 一時占用 18,320.45m2 （占用期限　H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （品　川　区 第６回）	申請 12東臨建　第182号 承認 品土管収　第558号	H12.11.22 H12.11.30	永久占用 22,382.92m2（変更） 一時占用 23,151.35m2（変更） （占用期限　H14.12.31まで）
工事施行方法変更承認 （港　区　第３回）	申請 12東臨建　第182号 承認 12港街土　第841号	H12.11.22 H12.12. 6	永久占用 2,486.53m2 一時占用 2,110.40m2 （占用期限　H14.12.31まで）
道路占用許可申請 （東京都建設局）	申請 13東臨建　第68号 許可 13建道管監他第72号	H13.7.18 H13.9.26	永久占用 13,926.50 m2（変更） 一時占用 18,320.45m2 （占用期限　H14.12.31まで）
道路占用許可申請 （品　川　区）	申請 13東臨建　第72号 許可 品まち管占第0113-3876号	H13.7.18 H13.9.21	永久占用 22,872.39m2（変更） うち地上部永久占用　136.34m2（新規） 一時占用 23,151.35m2 （占用期限　H14.12.31まで）

第5節　環境アセスメント

第二期区間（東京テレポート～大崎間）の建設事業を行うにあたり、東京都環境影響評価条例に基づく環境アセスメントを実施した。手続きは、事業者である東京臨海高速鉄道が行っており、環境影響評価書案を平成7年1月に提出し、評価書案の縦覧、地元説明会の開催を経て、平成7年7月に見解書を提出した。その後、平成7年12月に環境影響評価書を作成提出した。工事着工後は、条例に基づき平成15年3月までに事後調査（施工中）を8回行い、それぞれ報告書を提出している。最終的には平成16年3月に工事完了後の報告書を提出し、環境アセスメントの一連の手続きが終了することになる。

評価の対象項目は、大気汚染、騒音・振動、土壌汚染、地盤沈下、地形・地質、史跡・文化財となっている。

なお、車両基地への基地線部分については、東京都と調整した結果、側線の扱いで環境アセスメントの対象事業から除外されている。

第3章　工事施行体制

第1節　概要

臨海副都心線第二期事業区間の施工は､東京テレポートから大崎駅手前11km775m間は､鉄道公団の民鉄線工事として指示がなされている。このうち 11km082m～11km775m の約700m間については、JR東日本東京工事事務所に委託しており、11km775m以降大崎駅終点までの間については、東京臨海高速鉄道の自社工事ではあるが、JR東日本東京工事事務所に委託されている。

なお、大井町駅でのJR線及び東急大井町線との連絡設備についてもJR東日本東京工事事務所、東急電鉄にそれぞれ委託し施行した。

第2節　鉄道公団の体制

現地事務所として、京浜急行から借地した品川区の京急本線青物横丁駅付近の高架下に2階建ての仮設建物を建設し、東京支社は、土木・軌道関係を監督する品川鉄道建設所、建築関係の品川鉄道建築建設所及び機械設備関係の品川鉄道機械建設所を設置し、関東支社は電気関係の品川鉄道電気建設所を設置した。また、支社の体制は、東京支社には工事課を2課（第4課及び第5課、後に第3課・4課に課名変更、平成14年12月1日開業後は工事第3課）設置し、建築、機械については各課内の係体制で対応した。

また、電気関係は関東支社の電気管理課、信号課、通信課、電車線課、変電課、電力課がそれぞれ係体制で対応した。

第3節　東京臨海高速鉄道の体制

東京臨海高速鉄道は、直接工事発注を行っていないが、建設部建設課、開業準備室、施設課を中心に、鉄道公団の関係箇所と連携を取りながら鉄道事業者としての施設建設

にあたった。

第 4 節　JR 東日本東京工事事務所の体制

JR 東日本においては、土木、軌道、建築及び機械関係は東京工事事務所が担当し、東海道・総武課、操軌課、鉄道設備課及び機械課が工事を発注し、品川工事区及び新宿工事区が施工管理を行った。また、電気関係については、東京電気工事事務所が担当し、同事務所実施課が工事発注を行い、東京電気工事区が施工管理を行った。

第 5 節　工事施工に関する連絡会議

1．臨海副都心線三者協議会

臨海副都心線整備にあたり、特に JR 東日本既存鉄道施設に直接係わる技術的諸問題について相互に連絡調整を図るため、JR 東日本東京工事事務所、東京臨海高速鉄道、鉄道公団の三者間で「臨海副都心線三者協議会」を設置した。これらの中で各主体の業務分担を以下のように明確にし、事業の推進に速やかに対応することとした。

(1)メンバー（協議会）

東京臨海高速鉄道	建設部長、計画課長、建設課長
鉄道公団東京支社	工事第二部長、工事第四課長、工事第五課長
JR 東日本東京工事事務所	次長、工事第一課長

(2)委託区間

ア、鉄道公団から JR 東日本

①車両基地新設に伴う東京貨物ターミナル JR 鉄道施設の支障移転

・東海道貨物支線線路移動、電力訓練設備移設、保守基地移設、その他附帯設備等移設

②JR 大井町駅の旅客設備支障改修

・駅ビル口（乗越こ線橋、ホーム階段）

・東急口（連絡こ線橋、ホーム階段）

③第二広町トンネル～大崎駅間の臨海副都心線新設、大崎支線の支障移転

・箱型トンネル(420m)、U 型擁壁(70m)、土留擁壁(120m)、土留壁 100m

・大崎支線（高架橋、盛土、土留擁壁、土留壁、強化路盤）

イ、東京臨海高速から JR 東日本

①大崎駅

・乗降場（2 面 4 線)、連絡通路、階段、線路下横断管路、土留擁壁改築、強化路盤

②山手電車区

・車両洗浄機、配線変更

③大井工場

・建物・機械設備・電気設備等支障移転、配線変更、排水処理槽移設、線路仮受工

(3)部外協議

臨海副都心線二期線の建設計画に関わる事項については、東京臨海高速鉄道において主体的に行うが、次のとおり分担することとした。

ア、東京臨海高速鉄道及び鉄道公団東京支社から JR 東日本東京工事事務所に施工委託する区間の工事に関る部外協議のうち、JR 東日本東京工事事務所が工事の施工協定を締結する前に既に工事計画を確定し、部外協議に耐える状態になっている事項については、それぞれの工事の施工委託者側において部外協議を主体的に進める。

イ、JR 東日本東京工事事務所が東京臨海高速鉄道と鉄道公団東京支社より受託して施工する工事のうち、工事施工と密接な関係を有する内容及び受託以前には協議に耐える状態とならない内容の工事に関わる部外協議については JR 東日本東京工事事務所において主体的に協議を行う。

2. 臨海副都心線第二期連絡会議（東京臨海高速鉄道・鉄道公団）

平成 8 年 2 月 8 日付け「臨海副都心線第二期の工事の施行に関する細目覚書」第 6 条に基づき、臨海副都心線二期工事の施行に関して相互協力、関係業務の適正かつ円滑な遂行を図ることを目的に平成 9 年 4 月 21 日に設置された。また、連絡会議の下に「用地分科会」、「土木分科会」及び「設備分科会」の 3 分科会を設置している。

(1)メンバー

東京臨海高速鉄道	代表取締役専務（主任技術者）、常務取締役、総務部長 建設部長（幹事）
鉄道公団東京支社	支社長、用地第一部長、工事第一部長、工事第二部長 （幹事）、設備部長
鉄道公団関東支社	電気第一部長

第 4 章　工事保安対策

第 1 節　概要

鉄道公団の工事保安体制は、本社及び各地方機関毎に「工事事故防止対策委員会」、「同連絡協議会」等を設置し、建設工事に関する事故の防止、事故が発生した際の原因及び再発防止策の検討を行い、安全に工事の施工が推進できる体制としている。また、無事故無災害を目指す取組みとして、優良事業所等に対して安全表彰を行っている。

1.　工事保安対策への取組み

(1)本社

副総裁を長とする「工事事故防止対策委員会」において審議を行い、年度初に日本鉄道建設公団事故防止重点項目を定めている。

また、上期と下期の年 2 回、各地方機関の工事事故防止監査を実施している。

(2) 支社

東京、関東両支社はいづれも支社長を長とする「○○支社工事事故防止対策委員会」を置し、事故防止に関わる諸活動を行っている。

初年度には［○○支社工事事故防止対策重点項目］を定めるほか、支社独自の事故防止監査を、5 月のゴールデンウィーク、お盆・年末年始の連休前及び 2 月期に実施している。

また、年度初に請負者を含めた「○○支社工事事故防止対策連絡協議会」を開催し、工事事故防止に関する公団の年度方針を説明しその推進の徹底を図るほか、支社の表彰内規に基づき安全優良事業所、優良請負者の表彰を行っている。

(3) 品川鉄道建設所、品川鉄道建築・機械・電気各建設所

現業機関においては、土木及び設備のそれぞれの地区工事事故防止対策協議会を公団建設所と請負者とで組織し、月 1 回現場の安全パトロールを実施し工事の事故防止を推進した。

2. 工事事故の概要（土木･軌道･建築･機械･電気）

東京支社管内・臨海線二期工事（電気を除く）では、一般作業事故 12 件、第三者事故 1 件、関東支社管内（電気）では一般作業事故が 2 件発生したが、ともに死亡事故はなかった。なお、重大事故は、表 1-4-1-1 の第三者事故 1 件であった。

表 1-4-1-1　　重大事故

発生日時場所	事故概要
11 年 9 月 29 日 22 時 00 分 臨海,天王洲 St 他 1 新木場起点 7km653m	土留壁始点左隅角部GL-25.4m付近から、200 ﾘｯﾄﾙ/分（一時最大 4,500 ﾘｯﾄﾙ/分）の出水に伴い、土砂約 470m^{3}が流出した 翌 9 月 30 日 3 時 20 分には(財)東京都駐車場公社の駐車場が約 130m^3(15m×12m最大深さ 4.2m)陥没した。

第 2 節　市街地保安対策

臨海副都心線第二期区間の工事については狭隘な市街地での工事であることから、各施工業者においては、東京支社策定の「工事保安対策要領」（東支達第 6 号：昭和 63 年 6 月 24 日）に基づき市街地工事管理者を選任し、別途選任された市街地保安管理者及び施工管理者と工事施工に伴う事故防止に努めた。また、作業事故が発生した場合は、同要領に定める「直ちに応急措置を施すとともに関係機関及び監督員等に連絡し、その指示を受けること。」に基づき、施工計画書に記載された緊急時連絡フローにより、監督建設所、東京支社、本社に報告等がなされている。

第 3 節　暫定開業・全線開業時の保安対策

1. 東京テレポート～天王洲アイル間（暫定開業時）

臨海副都心線第二期区間の開業に関連して、変電所、配電所及び電路設備の使用開始

に伴う保安対策については、「工事の施行に関する細目覚書（平成 8 年 2 月 8 日）」第 3 条により取り交わされた「保安対策等に関する確認書」（工事第二部長・電気第一部長、建設部長・運輸部長）及び「工事の施行に伴う手続き等に関する細目確認書」（品川鉄道建設所・品川電気鉄道建設所、設備管理区長）に基づき、平成 12 年 11 月 2 日から訓練運転開始日前日（平成 13 年 1 月 26 日）までの間の監視体制について、鉄道公団関東支社、東京支社及び東京臨海高速鉄道の間で申し合わせが行われ、東京臨海高速鉄道制定の「施設・電気等作業統制標準」（運輸部達第 309 号、平成 11 年 9 月）を基に、関東支社は、「臨海副都心線二期電気設備加圧期間中の作業統制要領（関支達第 10 号、平成 12 年 10 月 2 日）を策定し、東京支社では「臨海副都心線二期東京テレポート駅・天王洲アイル駅間の作業統制要領」（東支達第 4 号、平成 12 年 10 月 11 日）等を策定した。なお、各区間の作業統制要領の適用は以下のとおりである。

(1) 東京テレポート駅～品川埠頭変電所間

東京臨海高速鉄道制定の「施設・電気等作業統制標準」

(2) 品川埠頭変電所～天王洲アイル駅間（車両基地及び入出区線を含む）

「臨海副都心線二期電気設備加圧期間中の作業統制要領」（関支達第 10 号）及び「軌道モーターカー等運転取扱要領」（東支達第 6 号、平成 6 年 7 月）

(3) 訓練運転開始日以降の取扱い

「施設・電気等作業統制標準」（運輸部達第 309 号）

2. 天王洲アイル～大崎間（全線開業時）

天王洲アイル駅の終点方 8km030m は、暫定開業に伴い電車線路絶縁挿入箇所となっているため、天王洲アイルとこの間については、東京臨海高速鉄道制定の「施設・電気等作業統制標準」運輸部達 309 号によることとし、平成 14 年 5 月 28 日の電車線加圧から適用することとした。残る大崎までの区間については、平成 14 年 7 月 1 日から 8km030m の電車線路絶縁撤去日（平成 14 年 10 月 3 日）までを期間とし、鉄道公団関東支社、東京支社及び東京臨海高速鉄道の間で申し合わせが行われ、関東支社では「臨海副都心線二期電気設備加圧期間中の作業統制要領」（関支達第 8 号、平成 14 年 6 月 24 日）を策定し、東京支社では「臨海副都心線二期（新木場起点 8km030m～11km775m 間）の作業統制要領」（東支達第 4 号、平成 14 年 6 月 24 日）、「軌道モーターカー等運転取扱要領」（東支達第 9 号、平成 14 年 2 月改正）等を策定した。

なお、電車線路絶縁撤去日（平成 14 年 10 月 3 日）以降については、東京臨海高速鉄道制定の「施設・電気等作業統制標準」によることとされた。

資料 1-4-3-1(1)　暫定開業時作業統制要領

臨海副都心線二期東京テレポート駅・天王洲アイル駅間の作業統制要領

（東支達第 4 号）

第1条　臨海副都心線二期東京テレポート駅･天王洲アイル駅間(車両基地及び入出区線を含む。)電気設備加圧期間中における作業員等の感電事故防止を図るとともに、さく内作業の安全を期するため作業を統制することを目的とする。

第 2 条　作業統制の対象作業

（1）線路閉鎖作業

（2）保守用車の運転及び軌道上の諸車の取扱い

（3）電車線路停電作業及び電車線路近接作業

（4）変電所（柵内を含む）内作業及び立入り

（5）配電所・電気室（発電機室を含む）内作業及び立入り

（6）配電線路停電作業及び配電線路ダクトの開閉

（7）信号設備停止作業

（8）軌道の破線作業

（9）前各号以外の線路内立入り

第 3 条　作業統制の期間

平成 12 年 11 月 2 日から訓練運転開始日前日（平成 13 年 1 月 26 日予定）まで

第 4 条　作業統制要領の適用

（1）東京テレポート駅～品川埠頭変電所間

東京臨海高速鉄道(株)制定の「施設・電気等作業統制標準」（運輸部達第 309 号 平成 11 年 9 月）による。(別紙―1）

（2）品川埠頭変電所～天王洲アイル駅間（車両基地及び入出区線を含む。）

「臨海副都心線二期電気設備加圧期間中の作業統制要領」（関支達第 10 号 平成 12 年 10 月 2 日）(別紙―2)及び「軌道モータカー等運転取扱要領」（東支達 6 号　平成 6 年 7 月改正）(別紙―3）による。

第 4 条　訓練運転開始日（平成 13 年 1 月 27 日の予定）以降の取扱い

東京臨海高速鉄道(株)制定の「施設・電気等作業統制標準」による。(別紙―1）

附則

この達は、平成 12 年 11 月 2 日から施行し、開業日前日まで効力を有する。

資料 1-4-3-1(2)　暫定開業時作業統制要領

臨海副都心線二期電気設備加圧期間中の作業統制要領

（関支達第 10 号）

（目　　的）

第１条　臨海副都心線二期の変電所、配電所、電車線路及び配電線路の加圧期間中における作業員の感電事故防止を図るため、その作業を統制することを目的とする。

（適用範囲）

第２条　統制対象作業の範囲は、次の各号に掲げるとおりとする。

(1) 変電所（柵内を含む）内作業、立ち入り

(2) 配電所及び電気室（発電機室を含む）内作業、立ち入り

(3) 電車線路作業

(4) 配電線路作業

(5) 電車線路及び配電線路に近接する次に掲げる作業

ア、電車線加圧部から 1.2m以内に近接する作業

イ、ケーブルダクト（配電線路に限る）内作業

ウ、クレーン等の作業によりア及びイの範囲に近接する恐れのある作業

(6) 遠方監視制御回線、変電所及び配電所内の通信回線作業

（作業統制）

第３条　作業統制の方法は、次のとおり行うものとする。

(1) 作業の統制を行うため、品川鉄道電気建設所内に統制員を配置する。

(2) 統制員は品川鉄道電気建設所長とする。ただし、統制員が不在の場合は、統制員から指定を受けた電気担当者が代行することができる。

(3) 作業統制の実施期間及び実施区間及び位置は、次のとおりとする。

ア、期 間

平成 12 年 11 月 2 日～訓練運転開始日前日まで

イ、区間及び位置

変電所：品川埠頭変電所

配電所：品川埠頭、天王洲アイル駅、車両基地

配電線：品川埠頭配電所～天王洲駅配電所、品川埠頭配電所～車両基地配電所

電車線：品川埠頭変電所直下のセクションから終点方

なお、暫定的に新木場起点５ｋ300mから品川埠頭変電所間は、既設区間と同等の扱いとする。（ただし、品川埠頭変電所は除く）

（統制員の任務）

第４条　統制員は、作業統制に関する次の各号に掲げる事務を行うものとする。

(1) 第 2 条に係る作業の申込受付、調整及び承認、電気指令への通知、確認に関すること。

(2) 停電区間及び時間の設定、操作機器の指定及び操作に関すること。

(3) 事故発生時の処置及び報告に関すること。

(4) その他作業統制に関する必要な事項。

（統制作業の区分）

第５条　統制員は、第２条の作業申込みがあった場合は、次の各号に掲げるとおりその作業を区分し、申込者に通知するものとする。

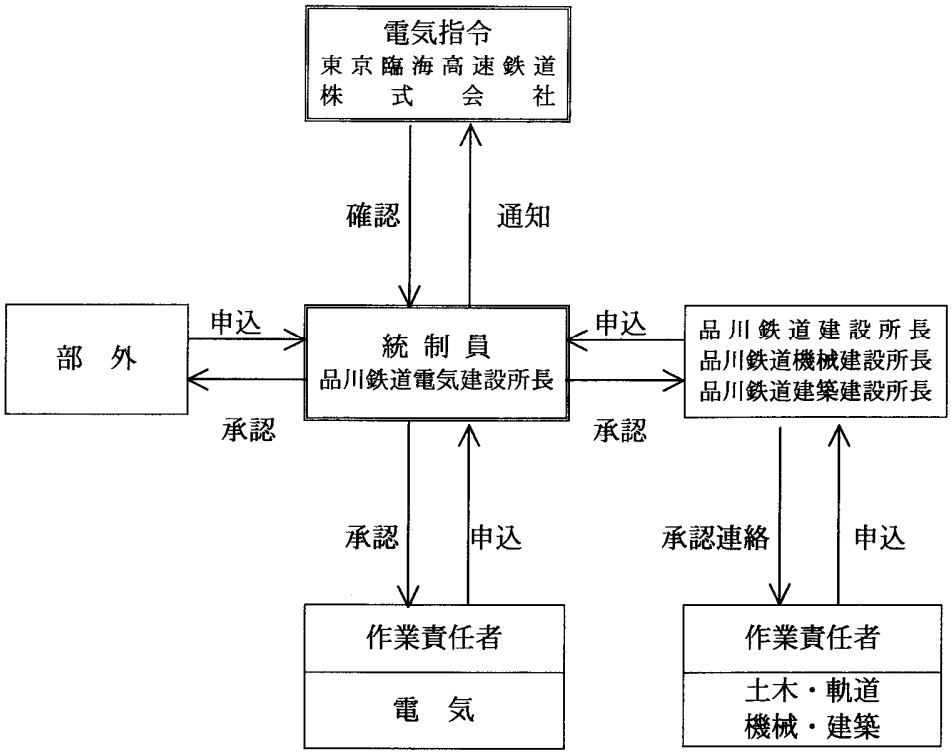
(1) 甲作業　停電を必要とする作業

(2) 乙作業　停電を必要としない作業

（作業の申込み）

第６条　作業責任者は、第２条の作業を行う場合、申込書（様式１）に所定の事項を記入のうえ、統制員の指定する期日までに提出し、承認を受けなければならない。

２　作業の申込み及び承認等伝達経路は、図－１によるものとする。



図－１　作業の申込み及び承認伝達経路

（甲作業の着手及び連絡）

第７条　甲作業の着手及び連絡の方法は、次の各号に掲げるとおりとする。

(1) 作業責任者は、作業の前日、統制員に承認内容を確認しなければならない。

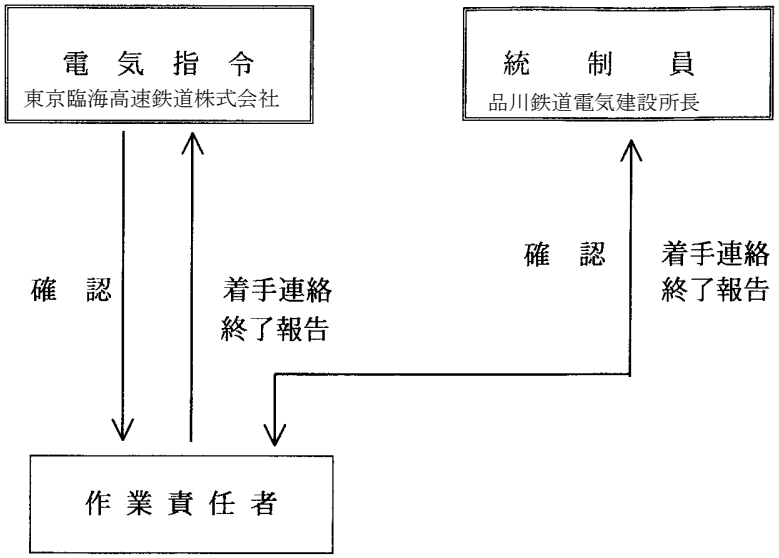
(2) 作業責任者は、作業の着手前に電気指令へ連絡し、着手承認を受けなければならない。

(3) 作業責任者は、作業に着手する前に作業実施箇所を検電し、無加圧であることを確認のうえ、接地線を取り付けてから作業に着手しなければならない。

(4) 作業責任者は、作業が終了した場合は、接地線の取り外しを確認し、直ちに電気指令へ終了報告をしなければならない。

(5) 作業責任者は、作業が予定どおり終了しないおそれが生じた場合は、直ちに電気指令へ連絡し、その指示を受けなければならない。

(6) 作業当日の連絡体制は、図－２によるものとする。

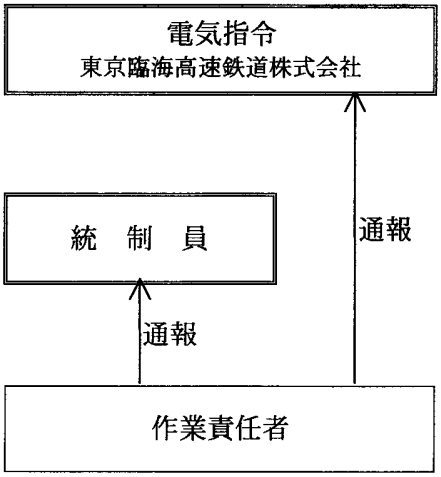


図－2　作業当日の連絡体制

（異常時の連絡）

第８条　作業責任者は、感電事故、異常事態等が発生した場合は、直ちに適切な処置をした後、電気指令及び統制員へその旨を通報しなければならない。この場合、通報を受けた統制員は、緊急停電等の処置をとるとともに関係箇所へ必要な事項を連絡しなければならない。

２　異常時の連絡体制は、図－３によるものとする。



図－３　異常時の連絡体制

（図表類の作成）

第９条　統制員は、統制業務に必要な図表類を作成し整備しなければならない。

附 則

この達は、平成 12 年 11 月　2 日から施行し、作業統制期間の終了する日まで効力を有するものとする。

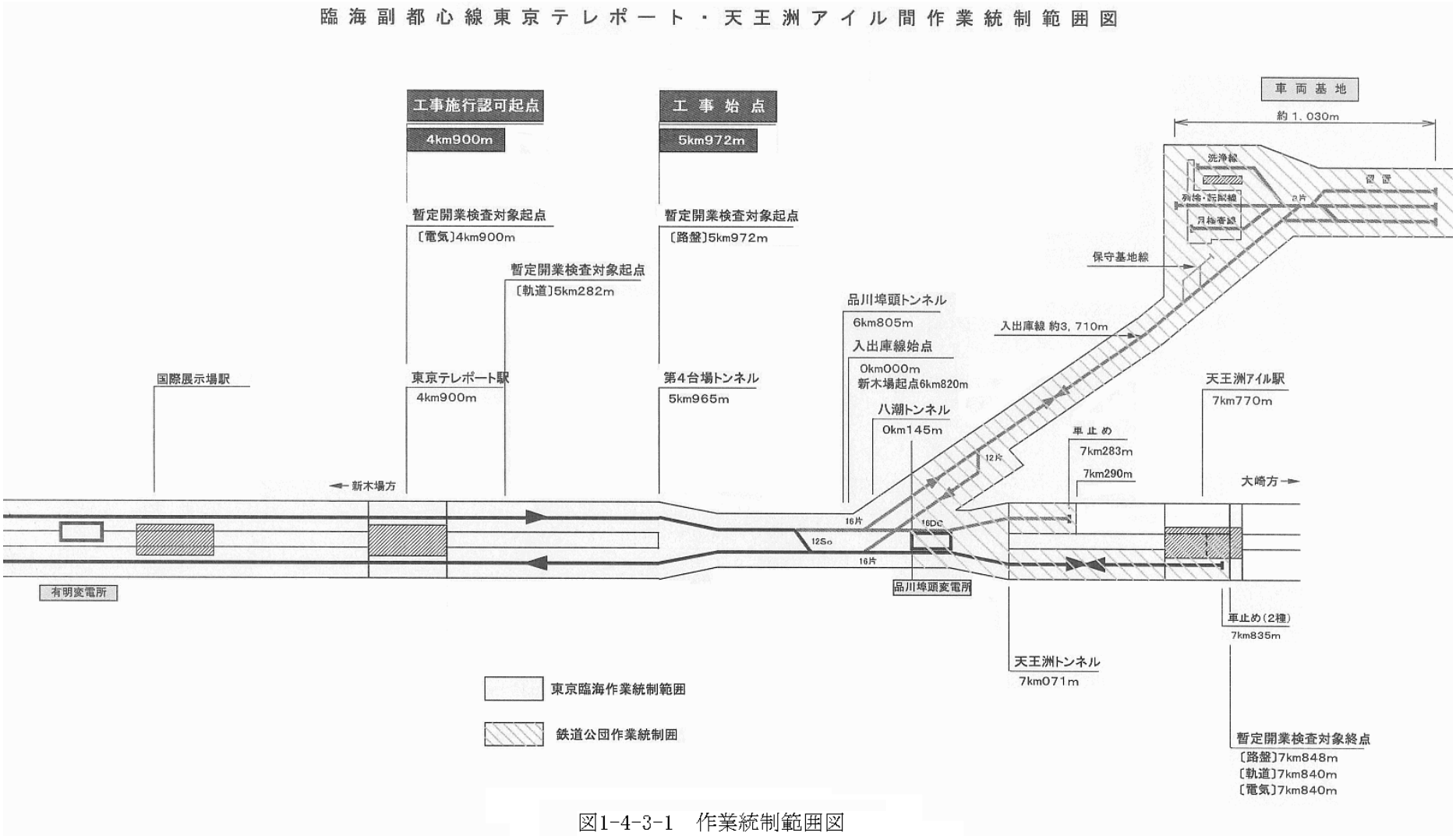


図1-4-3-1　作業統制範囲図

資料 1-4-3-2(1)　全線開業時作業統制要領

臨海副都心線二期（新木場起点 8km030m～11km775m 間）の作業統制要領

（東支達第 4 号）

第１条　臨海副都心線二期（新木場起点 8km030m～11km775m 間）

電気設備加圧期間中における作業員等の感電事故防止を図るとともに、さく内作業の安全を期するため作業を統制することを目的とする。

第２条　作業統制の対象作業

（１）線路閉鎖作業

（２）保守用車の運転及び軌道上の諸車の取扱い

（３）電車線路停電作業及び電車線路近接作業

（４）配電所・電気室（発電機室を含む）内作業及び立入り

（５）配電線路停電作業及び配電線路ダクトの開閉

（６）信号設備停止作業

（７）軌道の破線作業

（８）前各号以外の線路内立入り

第３条　作業統制の期間

平成 14 年７月１日から電車線路絶縁挿入箇所（新木場起点 8km030m 付近）の絶縁撤去の日まで

なお、11ｋ625ｍから大崎方について 11km775m 付近の信号回路結接の日以降は、JR 大崎構内との関連もあり、作業計画書並びに作業手順書については、関係部署と綿密な調整を行い作業に当たっては十分注意すること。

第４条　作業統制要領の適用

（１）「臨海副都心線二期電気設備加圧期間中の作業統制要領」（関支達第 8 号 平成 14 年 6 月 24 日）（別紙―１）

（２）「軌道モータカー等運転取扱要領」（東支達９号　平成 14 年 2 月改正）（別紙―２）

第５条　新木場起点 8km030m 付近の絶縁撤去日（平成 14 年 10 月 3 日予定）以降の取扱い

東京臨海高速鉄道(株)制定の「施設・電気等作業統制標準」による。（別紙―３）

附則

この達は、平成 14 年７月１日から施行し、作業統制期間の終了する日まで効力を有するものとする。

資料 1-4-3-2(2)　全線開業時作業統制要領

臨海副都心線二期電気設備加圧期間中の作業統制要領

（関支達第 8 号）

（目　　的）

第１条　臨海副都心線二期の配電所、電車線路及び配電線路の加圧期間中における作業員の感電事故防止を図るため、その作業を統制することを目的とする。

（適用範囲）

第２条　統制対象作業の範囲は、次の各号に掲げるとおりとする。

(1) 配電所及び電気室（発電機室を含む）内作業、立ち入り

(2) 電車線路作業

(3) 配電線路作業

(4) 電車線路及び配電線路に近接する次に掲げる作業

ア、電車線加圧部から 2.0m以内に近接する作業

イ、ケーブルダクト（配電線路に限る）内作業

ウ、クレーン等の作業によりア及びイの範囲に近接する恐れのある作業

(5) 遠方監視制御回線、配電所内の通信回線作業

（作業統制）

第３条　作業統制の方法は、次のとおり行うものとする。

(1) 作業の統制を行うため、品川鉄道電気建設所内に統制員を配置する。

(2) 統制員は品川鉄道電気建設所長とする。ただし、統制員が不在の場合は、統制員から指定を受けた電気担当者が代行することができる。

(3) 作業統制の実施期間及び実施区間及び位置は、次のとおりとする。

ア､期 間

平成 14 年 7 月 1 日～電車線路絶縁挿入箇所（新木場起点 8ｋm030m付近）の絶縁撤去の日まで。

イ､区間及び位置

配電所：品川ｼｰｻｲﾄﾞ駅、大井町駅

電車線：新木場起点 8km030m の絶縁挿入個所（碍子絶縁部分）から 11km775m まで

ただし 11km625m から 11km775m 間はＪＲにより加圧されるため十分留意すること。

なお、天王洲アイル駅配電所～大井町駅配電所の高圧ｹｰﾌﾞﾙは加圧中のため、既設区間と同様の扱いとする。

（統制員の任務）

第４条　統制員は、作業統制に関する次の各号に掲げる事務を行うものとする。

(1) 第 2 条に係る作業の申込受付、調整及び承認、電気指令への通知、確認に関すること。

(2) 停電区間及び時間の設定、操作機器の指定及び操作に関すること。

(3) 事故発生時の処置及び報告に関すること。

(4) その他作業統制に関する必要な事項。

（統制作業の区分）

第５条　統制員は、第 2 条の作業申込みがあった場合は、次の各号に掲げるとおりその作業を区分し、申込者に通知するものとする。

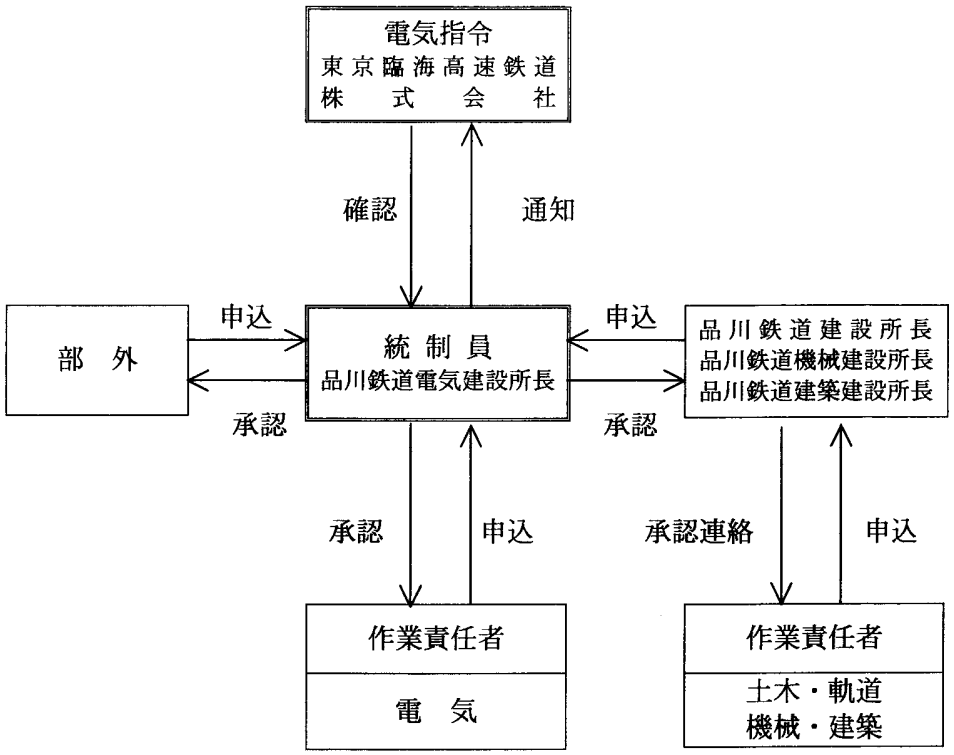
(1) 甲作業　停電を必要とする作業

(2) 乙作業　停電を必要としない作業

（作業の申込み）

第６条　作業責任者は、第２条の作業を行う場合、申込書（様式1）に所定の事項を記入のうえ、統制員の指定する期日までに提出し、承認を受けなければならない。

２　作業の申込み及び承認等伝達経路は、図－1によるものとする。



図－1　作業の申込み及び承認伝達経路

（甲作業の着手及び連絡）

第７条　甲作業の着手及び連絡の方法は、次の各号に掲げるとおりとする。

(1) 作業責任者は、作業の前日、統制員に承認内容を確認しなければならない。

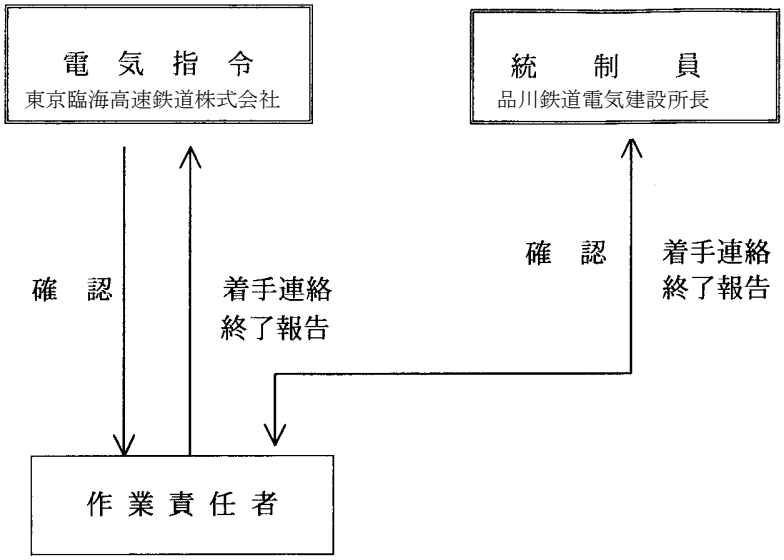
(2) 作業責任者は、作業の着手前に電気指令へ連絡し、着手承認を受けなければならない。

(3) 作業責任者は、作業に着手する前に作業実施箇所を検電し、無加圧であることを確認のうえ、接地線を取り付けてから作業に着手しなければならない。

(4) 作業責任者は、作業が終了した場合は、接地線の取り外しを確認し、直ちに電気指令へ終了報告をしなければならない。

(5) 作業責任者は、作業が予定どおり終了しないおそれが生じた場合は、直ちに電気指令へ連絡し、その指示を受けなければならない。

(6) 作業当日の連絡体制は、図－2によるものとする。

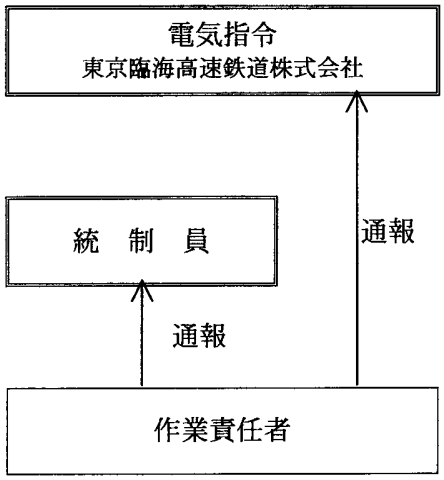


図－2　作業当日の連絡体制

（異常時の連絡）

第８条　作業責任者は、感電事故、異常事態等が発生した場合は、直ちに適切な処置をした後、電気指令及び統制員へその旨を通報しなければならない。この場合、通報を受けた統制員は、緊急停電等の処置をとるとともに関係箇所へ必要な事項を連絡しなければならない。

２　異常時の連絡体制は、図－３によるものとする。



図－３　異常時の連絡体制

（図表類の作成）

第９条　統制員は、統制業務に必要な図表類を作成し整備しなければならない。

附 則

この達は、平成14　年　7　月　1日から施行し、作業統制期間の終了する日まで効力を有するものとする。

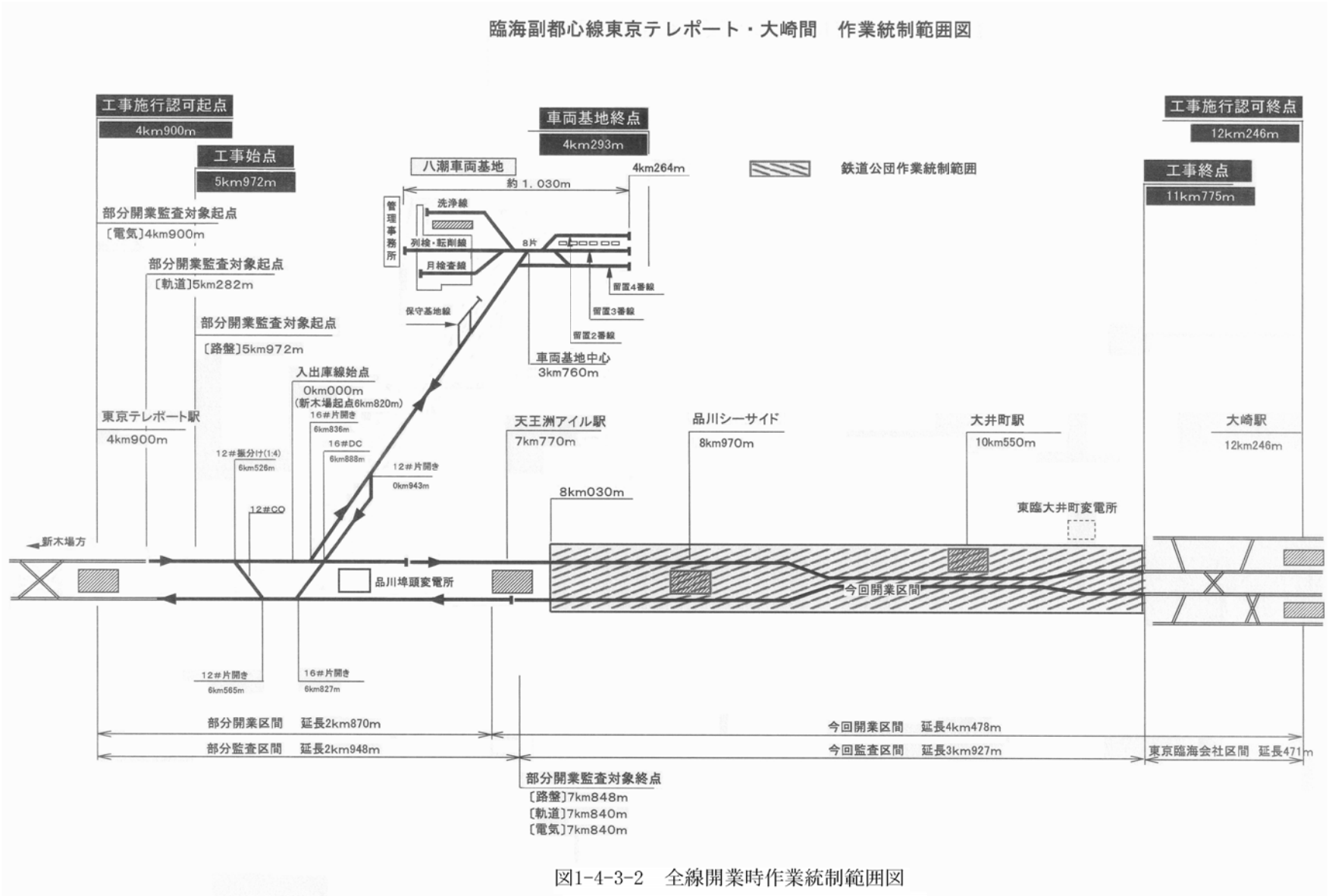


図1-4-3-2　全線開業時作業統制範囲図

第 5 章　行賞

第 1 節　部内表彰

1. 総裁表彰

平成 14 年 12 月 1 日の臨海副都心線工事（二期区間）のしゅん功開業にあたり、平成 8 年 3 月以来の工事を無事しゅん功させた東京支社・関東支社の功績に対し、平成 14 年 12 月 16 日総裁から表彰状が授与された。

2. 東京支社長表彰

臨海副都心線工事（二期区間）のしゅん功開業にあたり、旺盛な熱意をもって業務に精励し、幾多の困難を克服してこれを完成させたことに対して、平成 14 年 12 月 6 日東京支社長から品川鉄道建設所・品川鉄道機械建設所及び品川鉄道建築建設所に表彰状が授与された。

3. 関東支社長表彰

臨海副都心線工事（二期区間）のしゅん功開業にあたり、旺盛な熱意をもって業務に精励し、幾多の困難を克服してこれを完成させたことに対して、平成 14 年 12 月 4 日関東支社長から品川鉄道電気建設所に表彰状が授与された。

第 2 節　部外協力団体への感謝状

1. 東京支社長感謝状

臨海副都心線（二期区間）の建設工事にあたり、旺盛な熱意と優秀な技術力を結集し困難な施工条件のもとで尽力し完成させたこと及び天王洲アイル駅の「ゆとりの空間」事業に協賛し、地下駅空間の文化的価値を高めたことに対して、東京テレポート・天王洲アイル間を平成 13 年 3 月 30 日付けで、さらに天王洲アイル・大崎間を平成 14 年 12 月 1 日付けで関係事業者に対し感謝状を贈呈した（表 1-5-2-1）。

表 1-5-2-1　東京支社長感謝状贈呈先

(1)　東京テレポート・天王洲アイル間（20 社）

大成建設㈱	住友建設㈱	東日本ﾄﾗﾝｽﾎﾟｰﾃｯｸ㈱
前田建設工業㈱	アイサワ工業㈱	三菱電機㈱
五洋建設㈱	不動建設㈱	ダイダン㈱
東亜建設工業㈱	㈱交通建設	第一建設工業㈱
飛島建設㈱	双葉工業㈱	京急建設㈱
三菱建設㈱	㈱大気社	日本航空㈱
西武建設㈱	フジテック㈱	

(2) 天王洲アイル・大崎間 (21 社)

㈱大林組	大豊建設㈱	㈱日立製作所
佐藤工業㈱	㈱青木建設	東芝エレベータ㈱
東急建設㈱	㈱フジタ	新日本空調㈱
西松建設㈱	ユニオン建設㈱	ﾊﾟｼﾌｨｯｸｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ㈱
㈱鴻池組	㈱三晃空調	日本交通技術㈱
㈱間組	三機工業㈱	JR 東日本東京工事事務所
三井建設㈱	ｼﾞｪｲｱｰﾙ東日本ﾒｶﾄﾛﾆｸｽ㈱	東京急行電鉄㈱

2. 関東支社長感謝状

臨海副都心線（二期区間）の建設工事にあたり、旺盛な熱意と優秀な技術力を結集し困難な施工条件のもとで尽力し完成したことに対して、以下の 8 社に平成 14 年 12 月 1 日付けで感謝状を贈呈した（表 1-5-2-1)。

表 1-5-2-2　関東支社長感謝状贈呈先

千歳電気工業㈱	新生テクノス㈱	八千代電設工業㈱
日本電設工業㈱	東邦電気工業㈱	電気技術開発㈱
鉄道信号㈱	㈱日立製作所	

第 3 節　部外表彰

1. 土木学会技術賞

(1)「伸縮スポーク方式によるシールドの挿入式拡径と径の異なる地中接合技術の確立」（推薦者：山本稔　都立大名誉教授）により、平成 13 年度土木学会技術賞（Ⅰ部門）を 5 月 31 日土木学会総会にて受賞した。

受賞者は東京支社と施工の 3JV（佐藤・鴻池・大豊 JV、大林・戸田・東急 JV、熊谷・間・フジタ JV）の連名である。

(2)「首都圏の新しい鉄道ネットワークを形成するりんかい線の建設」(推薦者:山本稔　都立大名誉教授）により、平成 14 年度土木学会技術賞（Ⅱ部門）を 5 月 30 日土木学会総会にて受賞した。

受賞者は、東京支社と JR 東日本東京工事事務所、東京臨海高速鉄道の連名である。

第３編　　路　　盤

第 3 編　路　盤

第 1 章　概要

第 1 節　工事概要

臨海副都心線は、総延長 12.2km の路線であり、そのうちの約 2/3 にあたる 7.3km が 第二期区間となっている。なお、11k095m～大崎駅間は JR 東日本への委託施工となっている。第二期区間には 5 駅が設置されているが、終点の大崎駅を除く 4 駅は全て地下駅であり、既設構造物や縦断線形の関係からいずれの駅も掘削深さが 30m 以上となっており、土留形式は土質のみならず、工期短縮、コスト縮減の総合的な観点から各種工法を採用している。また、駅中間部のトンネルは全て泥水式の単線並列のシールドトンネルであり、トンネル双方が超近接しており、最小の離隔は上下 1.0m、左右 0.6m、斜め 1.1m となっている。シールドトンネルは大半の区間で 1.5m の幅広セグメントを採用し、工期短縮とともにコスト削減を図っている。また、大井町駅部のホームを内含する大断面シールドは、7.26m のシールドを 10.3m に拡径した上で掘進し、対向の 7.26m のシールドと上下並列で異径間の地中接合を行う技術を開発した。

駅部開削の工事概要を表 3-1-1-1 に、シールドトンネルの工事概要を表 3-1-1-2 に示す。

表 3-1-1-1　駅部開削の工事概要

駅　　名	構　造	開削幅･延長	掘削深さ	土留種別	土留厚さ・深さ	地　　質
東京テレポート（一期開業）	RC3 層 3 径間	27m×210m	25m	鋼管矢板	φ1,016 深さ 34m	埋土、沖積粘性土・砂質土、埋没段丘礫層、東京層砂質土
天王洲アイル	RC3 層 2～3 径間	19m×220m	両端部 37m 一般部 34m	RC 連壁 SMW	厚 1.0m 深さ 37～41m φ850、深さ 37～41m	埋土、沖積砂・粘性土、洪積粘性土・砂礫・砂・泥岩
品川シーサイド	RC3 層 2～3 径間	19m×220m	両端部 37m 一般部 34m	RC 連壁	厚 1.2m 深さ 63m	埋土、沖積砂・粘性土、洪積粘性土・砂礫・砂・泥岩
大井町	SC5 層 4 径間	30m×60m	44m	RC 連壁	厚 1.0m 深さ 47m	埋土、ローム、沖積砂・粘性土、洪積粘性土・砂礫・砂

東京テレポート駅は第二期区間の始点で第一期区間として開業している

表 3-1-1-2　シールドトンネルの工事概要

シールドトンネル名称	シールド方式	トンネル外径	掘削延長	土被り	併設状況	最小離隔	土　　質
天王洲	泥水	7.1m	581m	20～28m	左右併設	左右 2.7m	東京層粘性土、東京礫層、江戸川層砂質土、上総層郡泥岩・細砂岩
東品川	泥水	7.1m	984m	21～28m	左右併設	左右 0.6m	東京礫層、江戸川層砂質土、上総層郡泥岩の互層、有楽町層下部粘土層(おぼれ谷)
東大井	泥水	7.1m	1,324m	24～33m 28～44m	左右併設から上下併設へ移行 上り線：下側 下り線：上側	斜め 1.1m	東京層粘性土（下り線のみ）、東京礫層、江戸川層砂質土、上総層郡泥岩・細砂岩(上り線のみ)
大井町駅	泥水	10.1m	432m	10～24m 21～35m	斜め併設から上下併設へ移行	上下 1.0m(300m 間)	下り線：東京層粘性土 上り線：東京層粘性土、東京礫層、江戸川層砂質土、上総層郡泥岩・細砂岩
第 1 広町	泥水	7.1m	231m	11～13m 14～21m	斜め併設から上下併設へ移行 上り線：下側 下り線：上側	斜め 3m	下り線：東京層粘性土 上り線：東京層粘性土、東京礫層

大井町駅シールドは第 1 広町シールドを子機とする拡径機で東大井シールドと地中接合

第 2 節　各区間の構造及び工事の概要

1. 東京テレポート～品川埠頭分岐部間

この区間は、昭和50年代に建設された旧京葉貨物線の単線シールドと沈埋トンネルを補修・補強して活用しており、トンネル断面は、起点方から単線シールド、東京港航路部の沈埋函断面と続き、品川埠頭からは複線シールドトンネルで、車両基地を隣接地に新設した東京貨物ターミナルに接続している。品川埠頭部においては車両基地へ向かう複線シールドトンネルと天王洲アイル駅に向かう本線との分岐部を設けるため、既設のシールドトンネルの一部区間を取壊し、分岐が可能な1～3径間の箱型トンネルをとして改築した。分岐部トンネルの終点方約半分の区間は2層構造で、地下1階に変電所と換気設備を有する構造とした。

施工は開削工法により行い、仮土留工のうち既設複線シールドの取壊し部は、構造物に近接している松岡冷蔵の冷蔵庫及び日本通運の薫蒸倉庫への影響を防止する観点から、剛性の高い ONS 工法とし、支保材はグランドアンカーを採用することにより、施工空間を確保するとともに周辺の変位防止と安全性の確保に努めた。また、その他の開削部分は SMW 工法で、支保工は切梁方式とし地下約 30m に構築した。

既設シールドの取壊し方法は、工期短縮と安全性から、路盤コンクリートより上部については、セグメントと二次覆工をワイヤソーで一体切断（1.5m～3.0m）して搬出することとし、下部については坑内で大型ブレーカーにより破砕し搬出した。なお、取壊した複線シールドトンネルは、外径 10.7m、内径 8.9m、セグメントは、厚さ 60cm、幅 90cm の中子型 RC セグメントで二次覆工は厚さ 30cm である。

2. 品川埠頭分岐部～天王洲アイル駅間（天王洲トンネル）

天王洲駅アイル駅周辺は、途中で交差する京葉運河護岸、東品川清掃作業所、東京モノレール、首都高速 1 号羽田線の基礎杭が T.P.-20m 前後まで施工されており、さらに、その直下 T.P.-30m～-40m 付近には首都高中央環状品川線が計画されている。このため、これら基礎杭との離隔を約 2.0m、計画道路との離隔を約 1.3m 確保することとし、品川埠頭トンネル終点方開さく部を発進基地とする単線並列泥水式シールドトンネルによりこれらの重要施設の下を通過して天王洲アイル駅に到達することになった。

セグメントは、高剛性継手を使用した 1,500 ㎜の RC 幅広セグメントを採用した。また、東京モノレール橋脚直下（杭との離隔 1.3m）等の重荷重区間には、幅 1,200 ㎜のダクタイルセグメントを採用して安全性を確保した。

3. 天王洲アイル駅

天王洲アイル駅は、民間最大級の再開発が展開されている「天王洲アイル」のビル群が立ち並ぶ天王洲地区の再開発事業との調和、東京モノレール天王洲アイル駅との乗換

え利便性を考慮し、天王洲交差点南の品川準幹線区道 31 号線下に計画された。この駅は、品川埠頭側からの制約により、3 層 3 径間の掘削深さ約 35m の深い駅となった。ホームは 10 両対応の島式ホーム（8.0m×205m）であるが、部分開業時には 4 両編成対応とし、ホーム長 188m（避難通路を含む）を使用した。ホームからは、階段、エスカレーター及びエレベーターでコンコースに上がり、ここから 3 箇所の出入口と 1 箇所のエレベーターにより地上へ連絡する構造となっている。

施工は、開削工法とし、近接するビル及び施設等への影響を抑制するため、仮土留工は SMW 工法を主体としたが、埋設管により施工困難な箇所は、SATT 工法を併用した RC 連続地中壁を採用した。なお、東京テレポート駅～天王洲アイル駅間は先行開業区間とされたため、く体構築にあたり、プレキャスト型枠を採用した側壁の施工、また、せん断補強鉄筋としてプレート定着型せん断補強鉄筋（Head　Bar）を使用するなど工程短縮のための様々な対策を採用している。

4. 天王洲アイル駅～品川シーサイド駅間（東品川トンネル）

この区間は、ほぼ全線にわたり品川準幹線区道 31 号線の直下に計画され、施工は品川シーサイド駅起点方立坑部を発進基地とする単線並列泥水式シールドトンネルである。途中、大井北埠頭橋、東品川橋などの基礎杭が T.P.-20m 前後まで施工されており、その下を通過して天王洲アイル駅に到達する。シールドセグメントは、高剛性継手を使用した 1,500 ㎜の RC 幅広セグメントを採用、また、東品川橋直下（基礎杭との離隔約 2.7m）等の重荷重区間には、幅 1,200 ㎜のダクタイルセグメントを採用して安全性を確保した。

5. 品川シーサイド駅

品川シーサイド駅は、日本たばこ産業跡地を中心とした再開発事業との整合、隣接する八潮パークタウンとの連絡を考慮して、品川準幹線区道 31 号線及び日本たばこ産業の敷地内に設置した。駅上部には品川区の地下駐輪場が整備され、出入口は、日本たばこ産業再開発敷地内に 1 箇所、終点方の交通広場側に 1 箇所の計 2 箇所と中央部付近にエレベーター口 1 箇所を配置し、また、日本たばこ産業再開発施設との連絡のため、商業施設 B1 階の吹き抜け部にコンコース階からの連絡階段を設置し連絡を円滑に行えるようにした。本駅は島式ホーム（8.0m×205m）であり、駅本体部 3 層 3 径間、始終端部 3 層 2 径間の掘削深さ約 35m の地下駅である。ホームの構造は、場所打ち鉄筋コンクリートで、表面はタイルにより仕上げている。施工は開削工法で構築し、地下水位が高く被圧されているため、遮水・盤膨れ対策として剛性の高い RC 地下連続壁を採用し深さ 61m まで打設した。

6. 品川シーサイド駅～大井町駅間（東大井トンネル）

本区間は、品川シーサイド駅から大井町駅手前までの延長 1,324m の単線並列の泥水式

シールドトンネル区間であり、主に都道 420 号線鮫州・大山線直下を土被り 24～31m で東電洞道・京浜急行線・道路ボックストンネル・幹線水道管等の重要構造物と近接して計画された。この区間は八潮橋通過地点あたりから道路幅員 15m の狭い都道下に入るため、東品川駅終端部から発進した単線横並列シールドを途中で縦並列に移行させ、大井町駅の地下 2 層の上・下線ホームに向かう構造とした。このため、上り線は、東品川駅を発進してすぐに最急勾配となっている。施工は、品川シーサイド駅から左右二本の単線並列泥水式シールドで発進し、最小離隔 1.1m の超近接で上下並列（縦列）に変化し大井町駅起点方の接合点に到達させた。なお、区道補助 26 号と交差する元なぎさ通り直下の T.P.-20m 付近には第二鮫州幹線下水（φ4 m）が計画されており、その下をシールドが離隔 1D で交差している。また、第一京浜直下の既設共同溝との離隔は約 13m となっている。

接合点は、幅員 15m の駅前商店街の道路下に位置し、到達立坑の設置が不可能なことから貫入リング方式（MSD 工法）による地中接合を行っている。これは東大井トンネルの径が 7.3m、接合される大井町方のシールドの径が 10.3m と、大口径でかつ径の異なる地中接合であり、世界で初めての試みとなった。また、発進直後に半径 185m の最小曲線半径の曲線部があり、中折装置を装着して対応した。シールドセグメントは、高剛性継手を使用した 1,500 ㎜の RC 幅広セグメントを採用した。

7. 大井町駅

大井町駅は､交通量が多く狭隘な都道 420 号線と JR 大井町駅との交差部の直下に計画され、JR 大井町駅、東急大井町駅を中心とする既成の稠密な市街地であり、都道部での開削工事ができないため、都道と直交する大きな幅員の道路下に開削駅（中央開削部）を構築し、道路直下に上下 1m の離隔で推進した大口径シールド（10.3m）と接続し、シールドトンネル内に軌道部とホーム部（5.0m×205m）を配置する特殊形状の地下駅を採用した。

本駅は、また、ホームの起・終点端部付近に開削立坑を設け、中央開削部と同様にホームと連結を行って換気立坑・避難通路を設けている。

駅への出入口は、JR 大井町駅西口に 1 箇所、隣接する K1 ビル側に 1 箇所、東急大井町駅に 1 箇所の計 3 箇所と中央部付近にエレベーター1 箇所であり、連絡通路として JR 大井町駅地上 2 階自由通路への出入口を 1 箇所、K1 ビル地下 1 階への出口専用通路を 1 箇所設けている。

8. 大井町駅～第 2 広町立坑間（第 1 広町トンネル）

本区間は、都道 420 号線直下から東急大井町線に近接並走後、東急大井町線高架橋下を斜めに横断し、シールドの拡径作業を行う第 1 広町立坑を経て、JR 広町社宅や JR 大

井工場、品川区役所などの重要構造物の地下を通過し第2広町立坑に至る。大井町駅からの縦断線形は、大井町駅中央開削部構造物の最小土かぶりを道路下有効活用空間として10m確保することと、第2広町トンネルのU型擁壁最下端の高さを第2環6道路計画との調整によりT.P.+2.0m以上とすることから決まり、大井町駅からの上り線が最急勾配となった。

当区間の施工は、終点方の第 2 広町立坑から単線泥水式シールドを横並列で発進し、途中、JR広町住宅2棟（12階建）及び品川区防災センターをアンダーピニングしてシールドを通過させ、この区間で並列から縦列に遷移させた後、JR広町住宅地内に設置した第1広町立坑に到達させた。第1広町立坑では、単線シールド（7.3m）から駅部シールド（10.3m）に拡径した上で大井町駅に向け単線縦並列配置で再発進し、大井町駅起点方で東品川駅から発進してきたシールド（7.3m）と地中接合した。

9. 第2広町立坑～大崎駅間（第2広町トンネル）

第2広町立坑からは、複線箱型トンネルL=179m、複線円形トンネルL=161m、複線箱型トンネルL=102mの総延長442mの第2広町トンネルで、JR大崎支線を左右に振分ける形で地上に出、東海道新幹線及び横須賀線の下を抜けて大崎駅に達する。

第2広町トンネルの複線円形トンネルは、大崎支線直下であるため非開削で施工することし、JR大井工場に立坑を3ヵ所構築してHEP&JES工法で施工した。なお、第2広町トンネル区間の工事はJR東日本に委託している。

また、トンネルから大崎駅までの間はU型擁壁H=7.0m～1.5m、L=143.9m及び補強アスファルト路盤L=106mであり、JR大崎支線を切り換えた後施工した。

大崎駅は、JR大崎駅の南側、JR東日本の敷地内に設置する2面4線の地上駅であり、工事は東京臨海高速鉄道からJR東日本に委託された。

10. 品川埠頭分岐部～入出庫線部～車両基地（入出庫起点0km155m8～4km259m7）

この区間の構造物は、昭和40年代～50年代に旧京葉貨物線としてすでに建設され、複線シールドトンネル、箱形トンネル及びU型擁壁で構成されており、地上へ出た後車両基地へ至っている。

①複線シールドトンネル及び箱型トンネル（入出庫起点0km155m8～2km499m99）

この区間は複線シールドで、品川埠頭から大きく左へカーブしながら東海道貨物線に並行し品川運河に至る。ここから、2 径間のケーソンで品川運河を渡り、開削による 2 径間及び1径間の箱型トンネルで出口へと至る。

②U型擁壁（入出庫起点2km499m99～2km979m99）

箱型トンネルの出口からはU型擁壁により徐々に地上へ至り、八潮地区に設置した車両基地へと向かう。U型擁壁から先の区間は、車両基地を含め第二期区間で新設した。

11. 車両基地

車両基地は、会社設立当初はJR東日本京葉電車区において留置及び検修をJR東日本に委託する予定であったが、困難となったことから第一期区間開業時には、東京テレポート駅の終点方シールドトンネル内に留置線と検修、洗浄施設を設けて対応しつつ基地候補地を選定してきたが､大井中央陸橋付近のJR大汐線とみなとヶ丘ふ頭公園の間の細長い用地を取得することでJR東日本との協議が整った。

車両基地は、留置線3線、洗浄線1線、列検・転削・修繕線1線、月検線1線及び保守基地線を延長約1,000m内に設置している。

また、関係の建物として、鉄骨平屋建の検修庫・修繕庫及び鉄骨4階建の管理事務所を設置している。

第3節　第二期区間の特徴

第二期区間の特徴としては、主に次の点があげられる。

①本線部の始点方約2km区間及び車両基地線は、建設途上で凍結された旧京葉貨物線の既存施設を有効活用している。

②実質工期が天王洲アイル駅までの先行開業区間で4年、全線開業区間でも5年と極めて短かく制約された。

③特に新線区間は、市街地の狭隘な道路下やJR営業線近接等の制約された条件下での施工であり、厳しい施工環境下での工程短縮を余儀なくされた。

このため、さまざまな技術を開発・採用し、工夫をこらしながら、工程短縮は言うまでもなく、コスト縮減や環境影響の低減を図った。

(1)既存施設の有効活用

①台場トンネル

有効活用した旧京葉貨物線の既存施設は、沈埋トンネル、単線並列シールドトンネル、複線シールドトンネル及び箱型単線・複線トンネルとそれに続くU型擁壁ボックスであり、これらは建設後10年以上使用されずに放置されていたため、活用にあたっては二次覆工コンクリートを目視検査や打音検査等により検査し、その結果により一部補修をしたもののトンネル機能上問題ないことを確認している。なお、耐震設計基準の変更を受けて、中柱を鋼鈑巻きにすることで耐震補強を実施している。

②品川埠頭トンネル

径10.7mのシールドトンネルから本線部分を分岐させるため、開さく工法によりシールドトンネルを掘出し、取壊して新たにボックス構造の分岐部に改築した。シールド残置部と改築部の境界部における止水対策やシールドトンネルの変形防止を目的にCJG・薬液注入を行った。また、本線トンネルの発進基地となることから、工期短縮のために、

シールドセグメントの切断片の大ブロック化（約 10t）を行った。

(2)工期短縮に向けた取り組み

天王洲アイル駅までは先行開業区間とされ、25 ヶ月を要する工期を 16 ヶ月で達成する必要があり、開削から構築までの急速施工に向けた新工法の採用と数々の施策を導入し、9 ヶ月の工期短縮を実現した。天王洲アイル駅での取り組みは次のとおりである。

ア、施工ヤードの増設

品川区の公園野球場、道路公社の駐車場等の借地により広範な施工ヤードを確保することで垂直ベルコンや大量の機材及び人員の投入が可能となり、工期短縮が可能となった。

イ、連壁すかし掘り工法（SATT 工法）の採用

埋設横断管路部では連壁すかし掘り工法（SATT 工法）を採用して山留壁の欠損を少なくした。一般部は施工効率が高く、コストが低い SMW 工法を採用することで工期短縮とコスト縮減を図った。

ウ、プレート定着型鉄筋（ヘッドバー）の採用

鉄筋組み立ての複雑な作業を合理化するためにせん断補強鉄筋にヘッドバーを採用し、組立て手間を大幅に短縮することで工期短縮を図った。

エ、く体スラブ埋込み型中間柱盛替え工法の発案、実施

従来の中間柱は、く体が構築完成された後に最上床スラブ版で中間柱を受替えた後切断撤去していたため、最上層階の完成までの間、下層、中層階での施工が制約を受けていた。く体スラブ埋込み型盛替え工法を採用した結果、各階層の上床スラブが構築された段階で中間柱の受替え撤去が可能となり、次工程の建築仕上げ、軌道工事の作業開始時期が早まり全体工程を短縮することができた。

(3)狭隘な道路下での施工

①大井町駅の開削とシールドの大規模地中連結工

大井町駅での開削部とシールド部の地中連結のため、シールド通過前に施工ができ工期短縮が可能な薬液注入工法を採用し、さらにシールドトンネル取壊し時の偏圧によるシールド変形防止対策として、セグメント撤去前の内柱にフラットジャッキを用いたプレロード工法を採用するなど、安全性を確保し短期間に施工を行った。

②シールドの拡径及び地中接合

駅部の大断面シールドは、コスト縮減のため駅間部の通常径で掘進してきたシールド機（子機）を中間立坑で組立て済みの親機に挿入合体させ、引き続き大断面で掘進を行い、さらに駅部を掘進後対向する通常径のシールドと補助工法なしの機械式地中接合（MSD 工法）を採用し、工期短縮及びコスト縮減を図った。

③シールド間相互の超近接施工

駅間のシールドは、市街地の狭隘な道路下に設置されたことから、単線並列シールドの相互最小離隔は、東品川トンネルで左右 0.6m、東大井トンネルで斜め 1.1m、大井町駅トンネルで上下 1.0m の超近接工事となっている。厳密な施工管理と計測を行って掘進管理に反映させ、周辺地盤やトンネル相互への影響もなく完成させた。

(4)JR 営業線近接等の制約

①大崎駅改良

大崎駅は、臨海副都心線の駅として、現在の山手線大崎駅の西側に 2 面 4 線の乗降場と乗換え連絡通路を新設した。これに伴い、自由通路の西口階段及び山手線ホーム階段、改札口の変更を行った。改良にあたっては、山手線、大崎支線、山手貨物線（NEX）直上、直下の工事となり、タワークレーンを使用し、大崎駅乗降客（10 万人/日）の安全確保を図りながら行った。

②大崎駅構内・支線の線路切換え

線路切換えは、平成11年10月から平成14年7月までの2年9ヶ月の間で25工程（延べ切換え回数は34回）にわたる大規模なものであり、営業線の運行に極力支障を与えないよう計画され、大型軌陸クレーン（スーパービートル）の使用及び分岐器の分割挿入を行うことにより線路支障間合時間の縮減を行い全体切換え工期の短縮を図った。

③第 2 広町トンネル（HEP&JES）の施工

第 2 広町トンネルは、地下部から大崎地上駅に至る最後のトンネルであることから、土被りが 2.5m と薄い上に、大崎支線の営業線直下を約 110m に渡り縦断的に施工する必要があった。このため、施工にあたっては、大崎支線の複線運転を確保するために軌道に影響が少ない工法を採用する必要があり、また開業までの工期短縮も求められた。これらの条件を満たすため軌道への影響の少ない HEP&JES 工法を採用し、24 時間連続した軌道計測システムにより、完全な無徐行作業を行った。HEP&JES 工法は従来、鉄道線路横断部の道路ボックス等における矩形での施工実績はあるが、今回、土被りが薄いことから円形断面とし、かつ従来の施工実績の約 4 倍にあたる 110m 余りを施工することから長距離牽引への対応として、PC 鋼棒による連結方法の改良、HEP 掘進機の改良、HEP 専用連続けん引ジャッキの開発等々を行い、作業効率の向上によりけん引工程の短縮を行うとともに施工精度の向上を図った。

第 4 節　地形・地質の概要

1. 地形

東京の地形は、西多摩地区に広がる山地、その周辺部の丘陵地、更に続く台地、そして東京湾臨海部の低地に大きく区分できる。臨海副都心線第二期線のルートは、東京湾

臨海部の低地を通過し、大井町付近において台地部を過ぎ、さらに目黒川沿いの開析谷低地に至るもので、地形的に次のとおり 3 区分できる(図 3-1-4-1)。

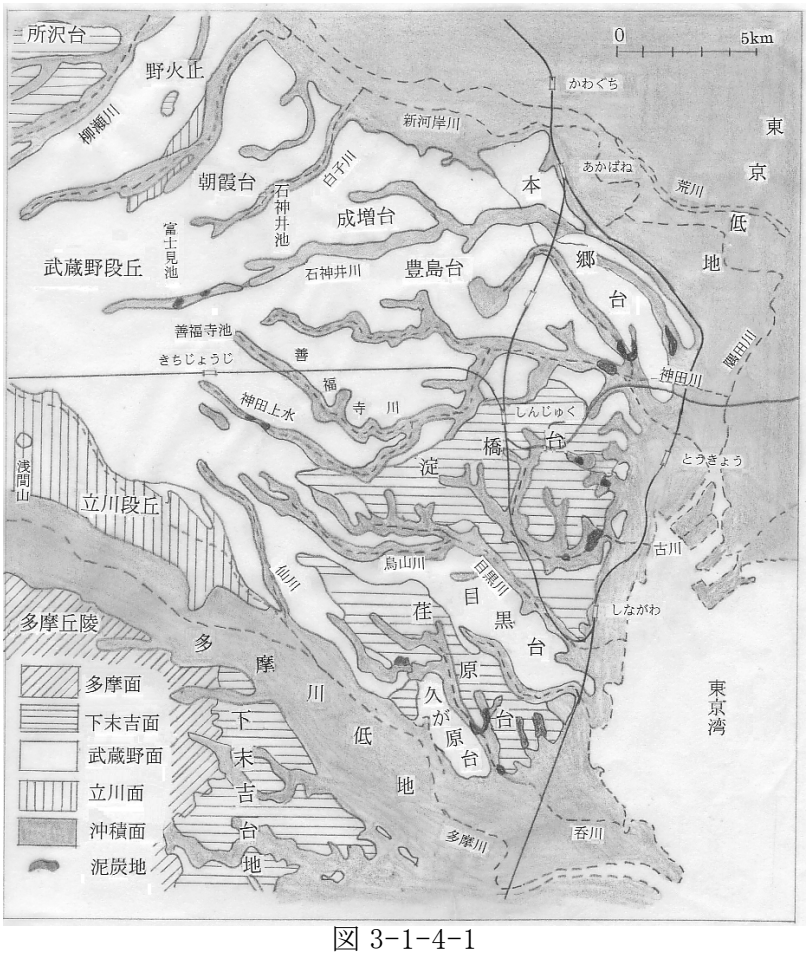


図 3-1-4-1

(1)東京湾臨海部

東京テレポート駅の位置する13号地から品川埠頭を経て品川シーサイド駅を過ぎ、京浜急行線付近に至る地域は、臨海部低地、いわゆる東京低地と呼ばれる地形であり、大部分が江戸時代から続いてきた埋立て造成地である。この埋立地は、荒川や隅田川、目黒川などの河口に発達した0～5m 程度の水深を有する三角州性の平坦な海底地形面を利用したものであるが、東京港地区は、5～10m の水深を有する海底を埋め立てている。13号地や品川埠頭は、戦後埋立てられた比較的新しい造成地となっている。品川シーサイド駅を過ぎ、京浜急行と交差する付近が旧東海道であり、旧海岸線に位置している。

(2)台地部

京浜急行線を越えて仙台坂を上り、JR 東海道本線、大井町駅付近を経て JR 大井工場に至る区間は、標高 5～15m の台地である。周辺は、北を目黒川、南を立合川に開析された目黒台と呼ばれる台地であり、15 万年前～3 万年前頃の武蔵野面形成期に形成された地形で、特徴としては、関東ローム層の下位に台地状地形を形作る武蔵野礫層と呼ばれる河成段丘礫層が分布することにある。仙台坂付近は、目黒台の最も海岸部に突き出した箇所に当たる。

(3)目黒川沿い沖積低地

JR 大井工場から JR 大崎駅に至る区間は、台地部が目黒川に開析されてできた谷地形を呈する標高 5m 前後の沖積低地であるが、都市化が進み、旧来の微地形はほとんど残っていない。表土下には約 10m 厚の沖積層が堆積している点に特徴がある。

2．地質

臨海副都心線第二期線の地質縦断図を図 3-1-4-2 に、標準的な地質層序表を表 3-1-4-1 に示す。区間ごとの地質概要は次のとおりである。

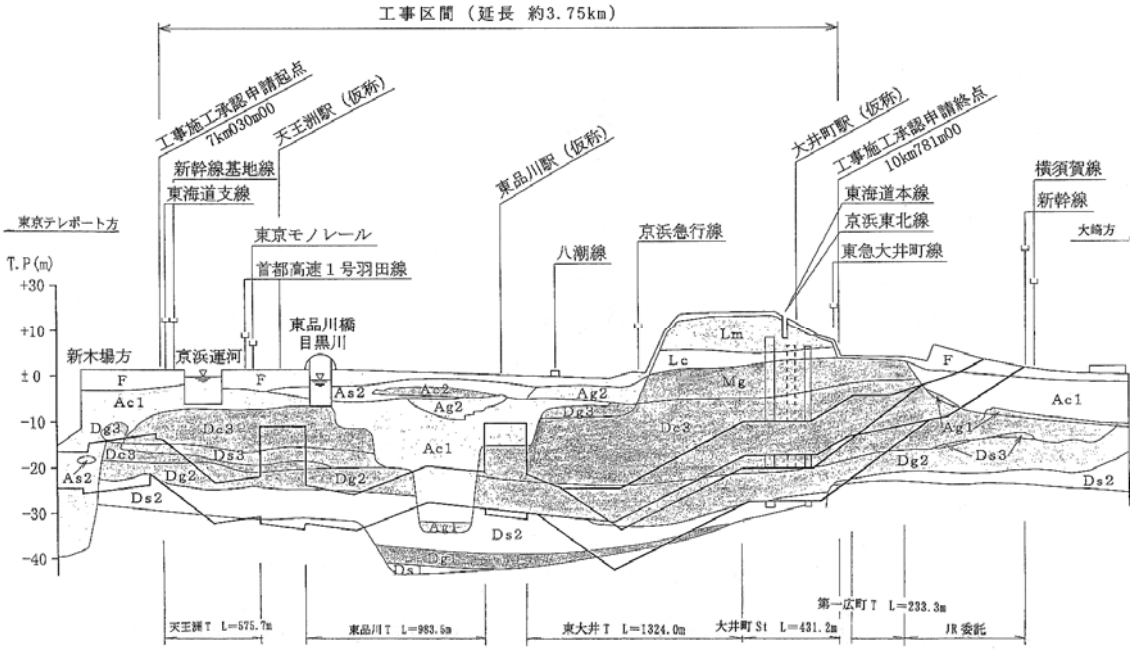


図 3-1-4-2　地質縦断面図

(1)東京テレポート駅～品川シーサイド駅付近

東京テレポート駅付近は、下位から江戸川層、東京層などの洪積層で構成される T.P.-10m 程度の埋没上位海蝕台地に沖積層である有楽町層が薄く分布するが、東京港航路部を経て品川埠頭付近までの間は、-30m の埋没段丘部及び埋没谷を有楽町層が-40m 付近まで厚く堆積する地質となっている。この間のトンネルは、シールド工法及び沈埋工法により既に構築されているが、主として有楽町層の極めて軟弱な粘性土層（Ac2）を通過している。

時代	地層名			地層記号	N値(代表値)	記事
現世	盛土層 埋土層 表土層			F	1～16(4)	調査地全域の表層部を覆う。上部はｺﾝｸﾘｰﾄ等の瓦礫を混入するが、以深は砂や粘土の混合土が主体をなす。
沖積世	有楽町層	上部	砂質土層	As2	2～14 (3)	含水量が多く、粒子は不均一。ｼﾙﾄや亜角礫を混入するほか、層中全体に貝殻片を少量混入している。
			粘性土層	Ac2	0～5 (1)	No.5地点に局部的に分布するシルトである層中には、少量の微細砂や腐食物を混入している。非常に軟らかく、軟弱である。
			礫質土層	Ag2	1～50 (19)	No.1及びNo.2地点に分布する砂礫である。φ5～30mm前後の礫を主体とし、含水高位で粘土分を混入する。
		下部	粘性土層	Ac1	0～4 (0.9)	低地部全域に分布する軟弱なシルトが主体である。粘性は中位～強いで、少量の貝殻片や腐食物を混入する。軟弱である。
		基底	礫層	Ag1	5～37(13)	No.4及びNo.5地点に分布する砂礫である。φ5～30mm前後の礫を主体とし、貝殻片やシルトを混入する。
洪積世	立川・武蔵野ローム層			Lm	3 (3)	No.6地点の台地部に分布する凝灰質粘土で、火山灰を少量混入している。粘性は、中位である。
	ローム質粘性土			Lc	4～9 (5)	No.6地点の台地部に分布する砂質粘土で、細砂や若干の腐食物を混入する。
	武蔵野礫層			Mg	18～50 (34)	No.6地点の台地部に分布する砂礫である。含水量は中位～高位で、φ5～50mm前後の亜鉛礫が主体をなしている。
	東京層		粘性土	Dc3	3～25 (6)	調査地全域に分布するシルトや粘土であるが一部に細砂との互層状を呈する部分も見られる。貝殻片や腐食物を少量混入する。
			砂質土層	Ds3	7～26 (11)	No.2及びNo.3地点に分布するシルト質細砂である。含水量中位で、粒子は不均一。全体にシルトを混入する。
	東京礫層			Dg2	50<(50)	調査地全域に分布する砂礫が主体で、一部で細砂が卓越。φ2～40mm前後の亜円礫が主体で、非常に良く締まっている。
	江戸川層		砂質土層	Ds2	35～50<(47)	Dg2層下部連続して分布する細砂が主体の層である。所々に中砂や小礫及びシルトを不規則に混入している。
			礫質土層	Dg1	50<(50)	No.4及びNo.5地点のDg2層下部に連続して分布する砂礫である。φ10～30mm前後の砂礫を主体とし、非常に良く締まっている。
鮮新世	上総層		泥岩層	Ka	50<(50)	全体的に均質な泥岩であるが、やや亀裂の発達している部分が見られる。また細砂と不規則に互層状を呈している。
			細砂層			泥岩層中に不規則に分布している。細砂が主体で、良く締まっている。

表 3-1-4-1　層序表

品川埠頭付近から品川シーサイド駅付近までは、下位より、基盤となる新生代第3期鮮新世の上総層群、洪積世の江戸川層、東京礫層、東京層が続き、その上に沖積層である有楽町層、盛土層が概ね水平に堆積する層序となっている。ただし、天王洲駅と品川シーサイド駅の中間部には、旧目黒川が東京層を開析して形成した谷部があり、有楽町層がこれに厚く堆積している。

主な地層の性状は、下位から次のとおりであるが、駅間では主として、江戸川層の砂礫層（Ds2)、東京礫層（Dg2)、東京層（Ds3、Dc3)、有楽町層（Ac1）を通過し、天王洲アイル駅は、上総層群（Ka）まで到達する深さとなっている。

ア、上総層群（Ka）

この地層は、地域周辺の基盤をなすもので、全域に広く分布しており、暗灰色～暗青灰色及び暗緑灰色を呈する泥岩、砂質泥岩を主体とする。泥岩は、全体的に均質・硬質であるが、潜在亀裂が多く、砂層を挟在する部分は脆弱となっている。N 値は 50 以上、透水係数は 10^{-5}cm/sec 程度である。

イ、江戸川層（Ds2 など）

下部東京層とも呼ばれる層で、下層から細砂層(Ds1)、礫層(Dg1)、細砂層(Ds2)に区分される。Ds1層は、よく締まった細砂層で層厚も3m以下と分布範囲の限られた層である。Dg1層は、礫径5～80㎜主体で、100㎜を越える玉石も点在するが、層厚2～4mと分布の限られた礫層である。路線が通過する江戸川層の主体はDs2層であり、暗灰色～暗青灰色・暗青緑色を呈する細砂、シルト混じり細砂、シルト質細砂を主体とするが、一部に径5m程度の細礫が混じる。層厚は、6～7.5mと比較的厚い。粒子はほぼ均一で締まっており、N値は30～50以上の範囲である。Ds2層の透水係数は、10^{-4}cm/sec程度である。

ウ、東京礫層（Dg2）

旧目黒川の溺れ谷部を除いて広く分布する礫層で、江戸川層が堆積して浅くなった海に河川が礫を運び堆積させた地層と考えられている。全体的に西から東に傾斜している。

褐灰色～暗灰色・暗緑色を呈する砂礫を主体とし、礫間には細砂を帯状に混入する。礫径は5～100㎜であるが、箇所によっては人頭大の玉石も混在する。N値は50以上で、相対密度は「非常に密」となっている。透水係数は 10^{-3}cm/sec 程度と高い値を示す。3～10m の層厚を有し、路線沿いでは概ね水平に堆積している。この層は、高層建物の支持地盤となっている。

エ、東京層（Ds3、Dc3）

上部東京層とも呼ばれる層で、下から砂質、シルト質、砂質と3層に重なり、東京礫層堆積以後に水深の浅い、深い、浅い海が繰り返されて堆積したと考えられている。

砂質土層（Ds3）は、暗灰色を呈する細砂及びシルト質細砂で、微量の貝殻片や腐植物

が混入するなど、粒子は不均一である。下部東京層である江戸川層に比べて柔らかい地層で、N 値は平均 20 程度、層厚は 2m 程度となっている。

粘性土層（Dc3）は、緑灰色・暗青灰色・暗灰色・黄褐色・淡灰色を呈するシルト、砂混じりシルト、粘土、シルトを主体とし、全体的に均質である。層中には少量の細砂をブロック状やポケット状に混入しており、貝殻片や腐植物が少量混入する。N 値は 1 から 16 で、平均 8 となっている。

オ、埋没層（Dg3）

13 号埋立地、品川埠頭付近及び旧目黒川の谷部の平坦な埋没段丘部に局所的に分布する堆　積層で、腐植土を一部挟んだ礫径 2～60 ㎜程度の礫層で、N 値は 30 程度である。

カ、有楽町層（Ac1、As2 他）

有楽町層は、6000 年前の縄文海進に際して、それまでに削剥されてできた浅い河床や波食台を埋めるように堆積した地層であって、下部層は海成粘土層であるが、上部には三角州堆積物が形成され、砂質優勢となっている。下位から基底礫層（Ag1)、下部粘性土層（Ac1)、上部礫質土層（Ag2)、上部粘性土層（Ac2)、上部砂質土層（As2）に区分される。路線は、Ac1 層、As2 層を通過する。

Ag1 層は旧目黒川谷部の基底部に薄く堆積する層で、N 値 50 の小礫で構成される。

Ac1 層は、暗青灰色・暗褐色・暗茶褐色・暗褐灰色及び黒褐色を呈する砂質シルト、砂混じりシルト、粘土、シルトを主体とし、一部凝灰質粘土も見られる。粘性は中位から強であり、層中には少量の細砂を帯状やブロック状に全体に混入するほか、少量の貝殻片や腐植物を混入する。N 値は、0～5 の範囲と軟弱である。

Ag2 層は、旧目黒川谷部に限って分布する礫径 2～60 ㎜程度の緩い礫層であり、N 値は 12 程度である。

Ac2 層は、旧目黒川 Ag2 層上に薄く分布するほか、東京港航路部、品川埠頭付近に分布する粘性土層で、貝殻や貝殻片を多く含む浅海性のシルト層である。部分的に砂層、砂質シルト層、腐植土を介在し、N 値は概ね 0 と極めて軟弱である。

As2 層は、暗灰色・暗青灰色・黒灰色の主として細砂、中砂よりなる。部分的にシルトあいは礫を混入するほか、少量の貝殻片を混入する。粒径不均一な緩い砂質土で、N 値 4 程度、含水比の高い軟弱な層である。

キ、盛土・埋土（F）

路線全域に渡り地表を覆う人口的な層であり、径 50 ㎜程度のコンクリート塊、砕石、レンガ片のほか部分的には径 80 ㎜を越える礫塊などを混入する。層厚は 2～5m で、N 値は 5 以下である。

(2)品川シーサイド駅～大崎駅付近

品川シーサイド駅から大井町駅を含む台地部は、当該台地部（目黒台）を形成した武蔵野面形成期の特徴を顕著に示す地層となっており、東京層上部に台地面を形作る武蔵野礫層（Mg）が、その上位には関東ローム層が堆積している。ローム層の欠落箇所は、近年の開発で改変されたものである。さらに終点方は、目黒川開析谷部の沖積低地であり、海進に際し東京層の上部に有楽町層の基底礫層、下部粘性土層が堆積している。

この区間の駅間トンネル及び駅部開削では、すべての層を通過するが、前項以外に出現する主な地質の性状は、次のとおりである。

ア、武蔵野礫層（Mg）

武蔵野礫層は、古多摩川が東京層を削り、運んできた礫を堆積させた河成段丘砂礫層であり、品川シーサイド駅付近から大井町駅を越える台地部に分布する。茶褐色の粘土混じり礫であり、礫径は 10～100 ㎜程度で、N 値は 50 である。層厚は、台地部で約 8m 程度である。

イ、立川・武蔵野ローム層等（Lc、Lm）

武蔵野礫層の上位には、いわゆる関東ローム層が堆積している。下位のローム質粘性土（Lc）は粘性の強い火山灰質粘土で、スコリアや浮石が混入する。

立川・武蔵野ローム層（Lm）は、6～3 万年前の褐色の玄武岩質火山灰層と 3～1 万年前の赤褐色の火山灰層で、いずれも古富士起源と考えられるものであり、多孔質な火山灰質粘性土で、Lc 層同様にスコリアや浮石が混入する。N 値は、Lc が 2～9、Lm が 4～17 であるが、平均は 5 程度である。

第 2 章　設計

第 1 節　設計基準

1. 概要

臨海副都心線第二期線の鉄道施設は､普通鉄道構造規則の規定に基づく施設であって、かつ東京臨海高速鉄道の定める基準を満足するよう設計を行う必要があるが、そのための技術基準及び関係諸規定類の主なものは、次に示すとおりである。

①東京臨海高速鉄道の定める基準類

・普通鉄道構造規則に基づく構造細目　（平成 4 年 6 月）
・構造物整備心得　（平成 4 年 6 月）
・臨海副都心線二期土木構造物設計要領（開削トンネル）　（平成 9 年 9 月）
・臨海副都心線二期土木構造物設計要領（シールドトンネル）（平成 9 年 9 月）

②関係諸規程類

・普通鉄道構造規則	運輸省令	第 14 号
・普通鉄道構造規則告示	運輸省告示第 177 号	
・構造物設計標準（鉄筋コンクリート構造物他）		
	鉄道公団	昭和 62 年 6 月
・構造物設計標準（基礎杭・抗土圧）	同	昭和 62 年 6 月
・鉄道構造物設計標準（コンクリート構造物）	同	平成 4 年 3 月
・鉄道構造物設計基準（土構造物）	同	平成 4 年 3 月
・深い掘削土留工設計指針	同	平成 5 年 1 月
・トンネル標準示方書（シールド編）・同解説	土木学会	平成 8 年 7 月
・トンネル標準示方書（開削編）・同解説	同	平成 8 年 7 月
・コンクリート標準示方書	同	平成 8 年 3 月
・道路橋示方書	日本道路協会	平成 6 年 2 月

2．耐震設計

平成 7 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震は、地下鉄を含む鉄道構造物に大きな被害をもたらした。被災状況等調査結果を踏まえて新たな耐震設計基準の取りまとめ作業が進められたが、新耐震設計基準制定までの間において、新たに建設される鉄道構造物の暫定耐震設計法の提言がなされ、平成 8 年 3 月、(財) 鉄道総合技術研究所が取りまとめた「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料」が公表された。

大半が地下構造物となる臨海副都心線第二期線では、特に開削トンネルが耐震設計の対象となっている。

第 2 節　開削トンネルの設計

1．概要

臨海副都心線第二期線の開削トンネル区間は、品川埠頭トンネル分岐部、天王洲、品川シーサイド、大井町の新設 3 駅であり、この他にシールドトンネル用立坑などがある。

品川埠頭トンネル分岐部は、既設台場トンネルシールド部約 170m を撤去した後、車庫線・本線分岐部を含むトンネル 280m を新設するもので、地下変電所設置部は 2 層、その他は中柱の有無で 1 層 2 径間あるいは 1 層 3 径間の箱型トンネルとなっている。

新設 3 駅のうち天王洲アイル駅及び品川シーサイド駅は、ホーム幅員を有効に活用して階段・昇降設備などの設置ができること等の理由から、島式ホームを採用している。いずれも地表面下 10m 以上の深さに、高さ 21～22m、幅約 20m の 3 層 2 径間または 3 層 3 径間の RC ラーメン構造物である。 図 3-2-2-1 に開削駅一般部のトンネルの標準断面を示す。

新設駅の大井町駅は、中央開削部、起点方立坑（換気・空調用）、終点方立坑（非難通路用）を上下に縦列の並列シールドトンネルでつなぎ、シールドトンネルの中にホームと線路を配置する特殊な駅構造となっている。特に中央開削部は、掘削深さ約 40～44m の位置に、高さ約 30m、線路方向約 30m、線路直角方向約 60m の多層多径間のラーメン構造物であり、工期短縮の観点から SRC 構造を採用している(図 3-2-2-2)。

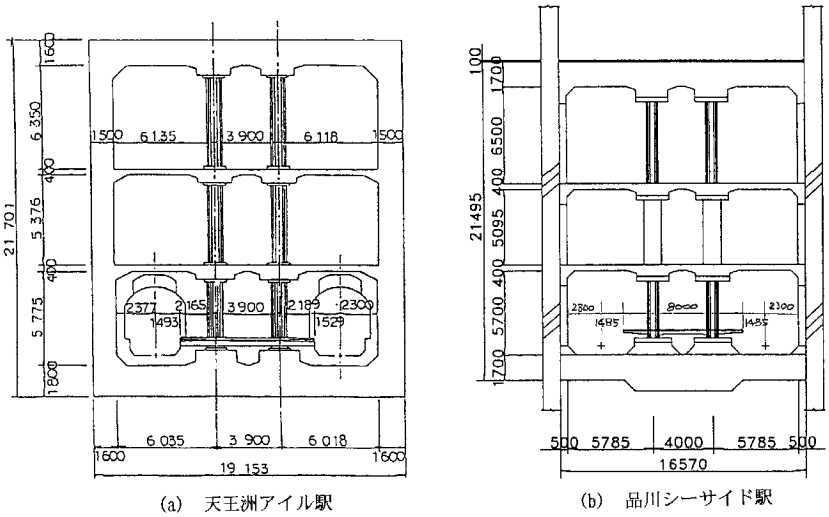


図 3-2-2-1　開削駅一般部断面図

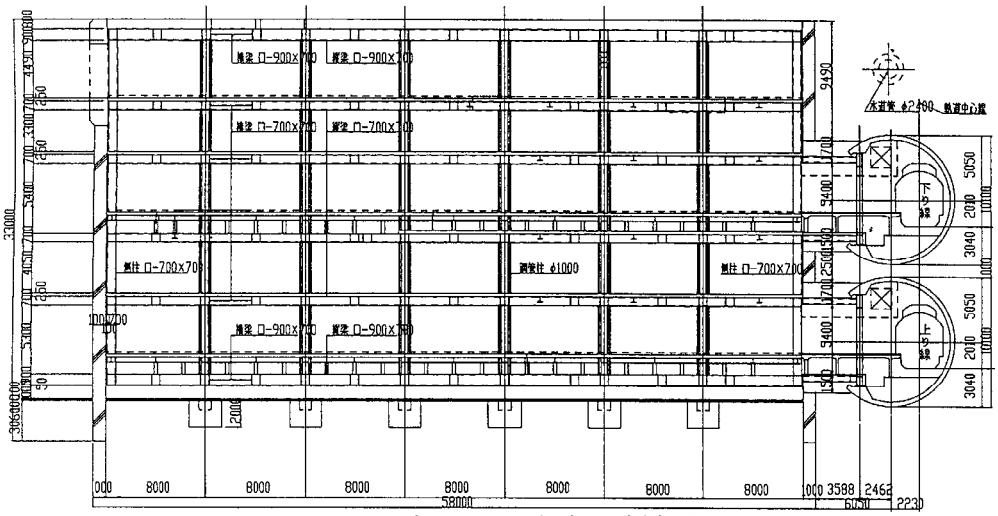


図 3-2-2-2　大井町駅中央開削部断面図

起終点方立坑部も 40m を越える掘削であり、掘削による周辺地盤への影響抑止が求められる。

シールドトンネル用の第 1 広町、第 2 広町立坑も、重要構造物近傍で深さ 30m の大深度掘削となることから、開削駅同様、周辺への影響を極力抑止することが要求された。

2. 土留工

(1)選定条件

土留工は、開削トンネル工事を安全に推進するための根幹をなす重要な仮設構造物であり、沿道周辺地盤あるいは近接構造物等に与える影響をも左右するものであることから、各工区の土留壁の施工位置・施工環境を踏まえ、掘削深さ、土質・地下水の状況、道路占用の可否、近接構造物等への影響度合い、土留工法のこれまでの施工実績・実態などを踏まえ、さらに経済性、信頼性、工期の観点から選定を行った。

各工区の土留壁選定のための検討課題は、表 3-2-2-1 に示すが、いずれの工区も交通量の多い道路を占用することや重要な建物や構造物が近接し、地下水位も高いことから、

止水性や剛性が高く信頼性の高い土留工が要求され、また、土質的には、東京礫層などの硬質な洪積層地盤での施工となることから、これら地盤に適応可能な工法を選定する必要があった。

表 3-2-2-1　土留工法検討条件一覧表

検討条件＼工区	品川埠頭分岐部	天王洲駅	品川シーサイド駅	大井町駅
工区特有の条件	・起点側の約70mは民地部、残りの210mは道路部となる。 ・計画路線は、2本の横断する道路と交差する。 ・既設のシールドトンネルの撤去を行う。	・計画路線は全線にわたりほぼ道路部となる。 ・天王洲正興ビルに計画構造物が近接している。	・起点側では道路部となり、終点側に向かい徐々に道路部をそれて最終的に民地部となる。 ・民地部においては、用地費についても考慮が必要である。	・開削箇所が新木場方立坑、中央開削立坑、大崎方立坑と3箇所に分かれている。 ・新木場方立坑は、都道部に位置している。 ・中央開削立坑は、都道部に位置している。 ・大崎方立坑は、都道部、区道部と民地部に跨っている。
構造物条件	・掘削深さ　約28m （路下部は二次土留分含む） ・土留壁全長　約40m （路下部は二次土留分含む）	・掘削深さ　約34m ・土留壁全長　約46m	・掘削深さ　約30～34m ・土留壁全長　約55m	・新木場方立坑　掘削深さ　約46m 土留壁全長　約58m ・中央開削立坑　掘削深さ　約41m 土留壁全長　約56m ・大崎方立坑　掘削深さ　約45m 土留壁全長　約57m
土質条件	・起点側は、平均N値5位の軟弱な沖積粘性土層の下端がGL-35m～17mと著しく変化している。 その他は、GL-10m程度迄平均N値2位の軟弱な沖積粘性土層で、以深は洪積粘性土、砂質土、砂礫層。 共通に、砂礫層では最大径100mm程度の礫が想定される。 したがって、砂礫層または硬質な地盤に対して施工可能な工法の選定が必要である。	・平坦な埋没段丘にあたり、上から軟弱な沖積層（層厚7m）、やや締まった洪積層（層厚16m）、堅い洪積層（層厚10m）、及び固結シルト層となっているため、硬質な地盤に対して施工可能な工法の選定が必要である。	・平坦な埋没段丘にあたり、軟弱な沖積層（層厚14m）と洪積層（層厚30m以上）が分布する。またGL-23m以深に砂礫層（層厚7m）があり、それ以下はN値＞50の硬質な砂層、泥岩層（細砂を介在）があるため、砂礫層または硬質な地盤に対して施工可能な工法の選定が必要である。	・当工区は、新木場方立坑から大崎方立坑へ向けて約2．6m程度傾斜しており、さらに都道部から区道部、民地部に向けても約1．7m程度傾斜している。 ・土層構成は、地表からF、Lm、Lc、Mg、Dc3、Dg2、Ds2、Kaとなっている。Mg以下の層については、ほぼ水平に分布している。 ・Mg層以下の地層は、Dc3を除いて、全てN値50以上である。Dc3の層についてもN値10以上あり、硬質な地盤と考えられる。 ・以上より、傾斜および砂礫層等の硬質な地盤に対して施工可能な工法の選定が必要である。
地下水位条件	・上部沖積砂層ではGL-1mに水位があり、また、GL-21m以深に被圧帯水層があり被圧水頭がGL-約10mと高いため、止水性の高い工法の選定が必要となる。	・上部の沖積砂層はGL-1m付近が水位であり、下部の洪積の砂層及び砂礫層はGL-8～9mであり被圧地下水を有しているため、止水性の高い工法の選定が必要である。	・上部沖積砂層では、GL-1m付近が水位であり、下部の帯水層では、GL-14mの礫層でGL-3mの水位、GL-23m以深の砂層・砂礫層ではGL-12mの被圧水頭であるため、止水性の高い工法の選定が必要である。	・地下水位については、中央開削立坑付近での測定結果によれば、Dg2、Ds2、Kaいずれの地下水位も、GL－13．4m付近にあり被圧水位が高いため、止水性の高い工法の選定が必要である。
周辺環境	・沿道の松岡冷蔵・大和運輸では、昼間は基より深夜まで営業用車両の出入りが多いため、道路使用期間及び範囲の少ない工法の選定が必要である。 また、騒音・振動防止に優れた工法の選定が必要である。	・沿道には品川共同ビル（仮称）及び天王洲正興ビルがある他は、野球場が隣接する程度であり、民家も非常に少ないが、騒音・振動防止に優れた工法の選定が必要である。	・沿道には中小の倉庫・事務所が並ぶため、騒音・振動防止に優れた工法の選定が必要である。	・当工区は、ＪＲ大井町駅、東急大井町駅に隣接した大規模な商業地域で交通の要所であり、昼夜を問わず人通りが多いため、騒音・振動防止に優れた工法の選定が必要である。
道路交通状況	・大型トレーラー等、コンテナヤード近接の交通量 がある。	・車道幅員は約12mとなっており、4車線道路としては狭い。交通量は昼間はかなり多いが、夜間は少ないため夜間作業となる。	・車道幅員13m。 ・交通量は多いが、夜間は少ないため夜間作業とする。	・新木場方立坑及び大崎方立坑は、非常に交通量の多い都道420号鮫洲大山線上に位置している。さらに、新木場方立坑と中央開削立坑は、大井町跨線橋を挟む形で施工されるため、より一層の交通の障害となることが予想される。 ・また、中央開削立坑は、東急大井町駅の駅前、およびＪＲ大井町駅の駅前広場への進入道路となっているため、道路使用期間および範囲の少ない工法の選定が必要である。
支障物の状況	・松岡冷蔵事務所棟の一部に支障する。	・地域冷暖房設備洞道（φ3500、土被り5m）が横断する他、縦断方向に埋設管が存在する。 ・道路上ではスカイウォークが横断する。	・各企業の埋設管（最大径φ700、土被り1.2～2.7m）が存在する。	・都道420号鮫洲大山線下には、土被り約17mの位置に水道管φ2400mmが敷設されている。
近接構造物の状況	・松岡冷蔵・日本通運・大和運輸及びコンテナヤードに近接する。したがって、近接構造物等に与える影響を少なくするため、剛性の高い土留壁が必要となる。	・品川共同ビル（仮称）及び天王洲正興ビルに近接する他、起点側の工区外では、交差する首都高速道路の橋脚に近接する。したがって、これらの近接構造物に与える影響を少なくするため、剛性の高い土留壁が必要となる。	・沿道には中小の倉庫・事務所が並ぶ。したがって影響を少なくするため、剛性の高い土留壁が必要となる。	・新木場方立坑と中央開削立坑は、ＪＲ線、東急線ＪＲ大井町駅、東急大井町駅に近接している。さらに大井町跨線橋の橋台に近接している。したがって、これらの近接構造物に与える影響を少なくするため、剛性の高い土留め壁が必要となる。

(2) 土留工法の選定

ア、品川埠頭トンネル分岐部

品川埠頭分岐部の特徴は、東京港航路部に面する施工環境にあり、地下水も高く透水性の高い地質でもあることから止水性能の優れた工法の選定が必要である。当工区の重要な検討要素は、トラックの出入りの多い倉庫群内での短期施工可能な工法の選定と既設トンネル構造物撤去空間を確保することであり、工期を満足できる柱列式連続壁を基本に選定した。

イ、天王洲アイル駅工区

天王洲アイル駅付近は、周辺に高層ビルの林立する幹線道路下に開削駅を設置することから、止水性、剛性共に信頼性の高いRC地下連続壁が望ましいが、暫定開業に向けて工期の短い柱列式連続地中壁が検討され、建物近接や地下埋設管類が複雑に交錯して分布する箇所などで柱列式が適応できない区間にはRC地下連続壁を採用することとした。

なお、特に大きな埋設管部などでは連続壁に欠損箇所が発生するが、特殊連続壁構築工法を採用している。

ウ、品川シーサイド駅工区

当工区の特徴は、上総層群に挟在する砂層の関係で土留壁の根入長の深い大深度の土留工となる点であり、施工精度を確保して確実に構築できる工法として、泥水固化壁工法を当初選定した。その後、駅に隣接する再開発事業が開始され、駅構築工事と並行して事業が展開されることから、より剛性の高い土留工としてRC地下連続壁を採用することとした。他の駅部と同様、工期、建設コスト低減を図るため、RC地下連続壁の本体利用を図っている。

エ、大井町駅工区

中央開削部は、既設駅発着するバスなどの交通量の多い広場直下での施工となることから、一次掘削で約10mの地下空間を設けて路下にて土留工を設置、二次掘削を行うこととし、一次土留工は工期の観点から柱列式を、二次土留工は、近接する周辺構造物等への影響を及ぼさないRC地下連続壁を採用した。

起終点の立坑部についても、既存鉄道構造物や建物等と近接して設置することから、周辺への影響を極力回避するため起点方はRC地下連続壁を、終点方は施工性から柱列式地下連続壁とした。

オ　第1、第2広町立坑

既設鉄道構造物や重要建造物に近接して設けられるシールド工事用の立坑であり、工期の観点から柱列式連続地中壁とした。

(3)土留工の設計

ア、設計荷重

設計荷重は、死荷重、活荷重、上載荷重、土圧、水圧、その他の荷重を組合せて載荷する。

死荷重は、実荷重が明らかな覆工板などは実荷重を用い、鋼材、コンクリートなどは単位重量から算出する。活荷重は、自動車荷重T-25を考慮し、総重量（W）25t、前輪荷重0.1W、後輪荷重0.4W、後輪輪帯幅50cm、車輪接地長20cmの分布とし、覆工板、桁には衝撃係数を考慮する。

上載荷重については、掘削背面側に地表面上載荷重として考慮し、側圧として載荷する。また、近接建物は、階層に相当する荷重をその支持層に載荷する。

イ、土質定数

土質定数は、直近の地質調査データに基づき土層断面を設定し、各層毎に単位体積重量、内部摩擦角、粘着力、弾性係数、土圧係数などを定める。間隙水圧についても、地下水分布に応じて設定する。

ウ、切梁設定と変位解析結果

掘削深度と切梁設置のステップに応じて弾性解析を行い、土留工の変位等を算定し、許容応力法により断面耐力の検討などを行う。

設計例として品川シーサイド駅部一般部の切梁配置を図 3-2-2-3 に、土留工の変位、曲げモーメント解析結果を図 3-2-2-4 に示す。

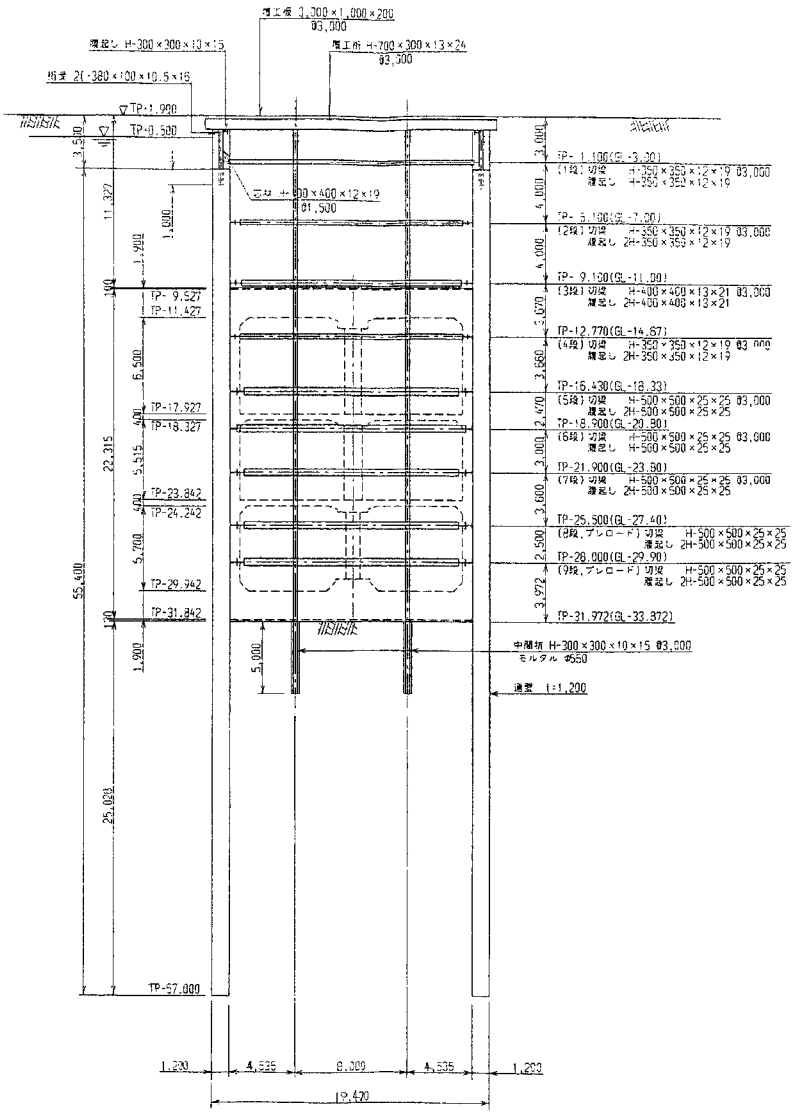


図 3-2-2-3　切梁配置図（品川シーサイド駅一般部）

土留工の根入れ長については、ボイリング、ヒービングによる掘削底面の安定性などから定まるが、臨海副都心線では、不透水層である上総層群に挟在する砂層分布を踏まえて深く設定されており、品川シーサイド駅では 55m に達する。

土留工の応力部材（芯材）の配置位置については、変位発生状況から定めることができ、同駅一般部では、-46m 付近まで応力部材を配置している。

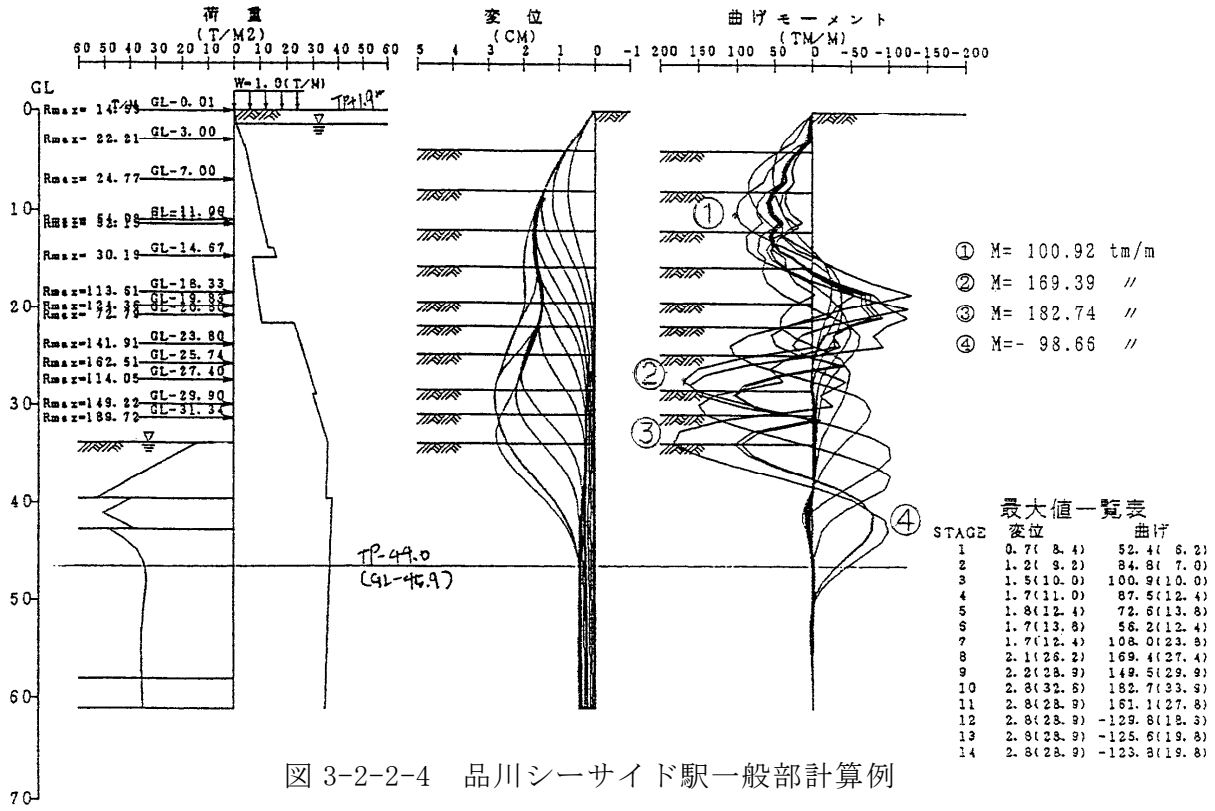


図 3-2-2-4　品川シーサイド駅一般部計算例

エ、RC 地下連続壁の本体利用

RC 地下連続壁については、本体構造物部材として活用することとし、地下連続壁にジベル筋を取付けてく体と完全に一枚の壁として荷重に抵抗する形式である一体壁形式の本体利用とした。

3．本体構造物の設計

(1)設計方法

本体構造物の設計は、線路方向断面の検討は基本的に不要で、線路横断方向の断面についてラーメン構造解析により設計を行う。新設開削トンネルについては耐震性能設計の対象であり、図 3-2-2-5 に示す手順により、常時、中地震時、大地震時に区分して行い、耐力の照査については、常時、中地震時は許容応力度法を、大地震時は限界状態設計法により行っている。

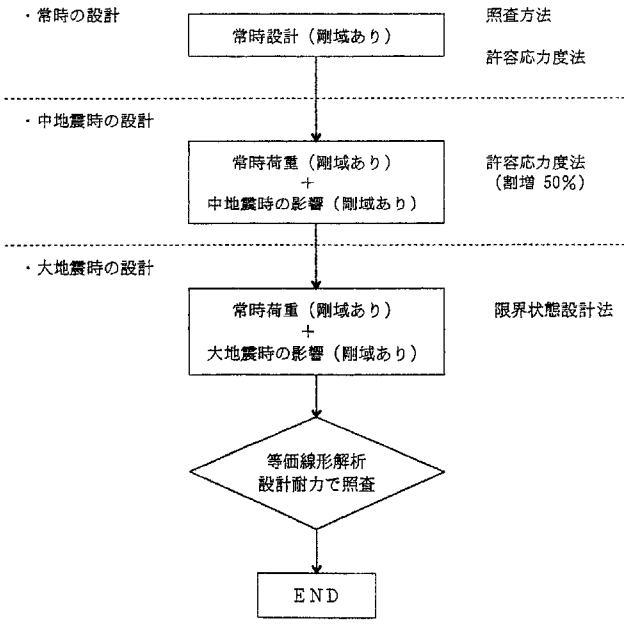


図 3-2-2-5　開削トンネルの耐震設計の流れ

耐震設計における中地震時及び大地震時の設計方針は、次のとおりである。

（中地震時）

・想定地震：耐用期間中に数回程度発生する規模の地震

・設計目標：構造物各部材が弾性的な挙動を保持できるものとする

・設計方法：地震時部材応力度が許容応力度以下となるよう断面を決定

・解析方法：剛性考慮した線形解析

（大地震時）

・想定地震：耐用期間中に遭遇する可能性のある既往最大規模の地震（兵庫県南部地震）

・設計目標：構造物各部材が終局耐力を保持し、全体形の崩壊を防止する

・設計方法：地震時断面力が部材の終局耐力以下となるよう部材を定める

・解析方法：部材の非線形性を考慮し、部材の平均剛性として部材の曲げ降伏時の剛性を採用した等価線形解析

(2)設計荷重

本体構造物の設計に用いる荷重は、死荷重、トンネル内部荷重である群集荷重、列車荷重、軌道重量、建築・設備荷重、地表面荷重である路面交通荷重、土被り荷重、建物荷重、土水圧などであり、これらを組合せて用いる。

ア、死荷重

構造物実重量であり、材料の単位荷重は、一般に表 3-2-2-2 を標準とする。

表 3-2-2-2　単位重量

材料の種別	単位重量 (kgf/m²)	材料の種別	単位重量 (kgf/m²)
鋼　・　鋳鋼	7,850	防水用のアスファルト	1,100
鋳　　鉄	7,250	道床（砂利・砕石）	1,900
鉄筋コンクリート	2,500	石　　材	2,600
コンクリート	2,350	木　　材	800
軽量骨材コンクリート	1,500～1,700	アスファルト舗装	2,300
セメントモルタル	2,150	鉄骨鉄筋コンクリート	2,600

イ、トンネル内部荷重

①群集荷重

コンクリートスラブ構造については常時 500kgf/m² を、梁・柱については常時 350kgf/m²、地震時 210kgf/ m² を載荷する。なお、常時載荷重には 25%の衝撃を含んでいる。

②列車荷重

列車荷重は、図 3-2-2-6 に示す K-12、S-16 を用いる。

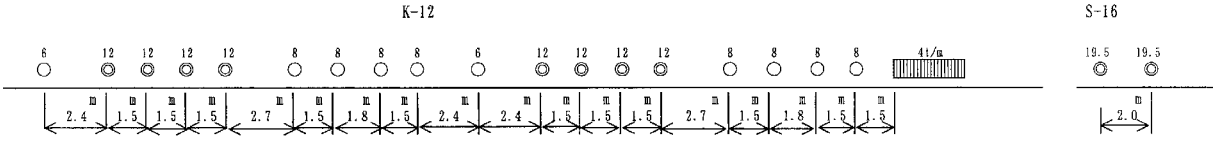


図 3-2-2-6　列車荷重

③軌道荷重

軌道構造はスラブ軌道であり、スラブ軌道重量 1.5tf/m を用いる。

④建築・設備荷重

コンコース、プラットホームなどの建築仕上げ荷重は、実荷重を用いることを基本とするが、未確定であることから表 3-2-2-3 の単位重量によった。また、ポンプ室などの設備荷重は､建築仕上げ荷重を含み、表 3-2-2-4 を標準として各室全体に載荷する。

表 3-2-2-3　建築荷重

種　　別	荷重 (kgf/m²)	備　　考
コンコース	300	
プラットホーム	300	
駅務室その他	300	
天 井 荷 重	200	
側壁仕上げ荷重	150	

表 3-2-2-4　設備荷重

種　　別	荷重 (kgf/m²)	備　　考
ポ ン プ 室	1,500	基礎重量を含む
電　気　室	2,000	基礎、ダクト重量を含む
発 電 機 室	2,000	―〃―
通 信 機 器 室	2,000	―〃―
防火センター室	1,000	基礎重量を含む
機 械 室 － 1	1,500	―〃―
機 械 室 － 2	2,500	―〃―
変　電　所	―	実情により考慮する

（建築仕上げ荷重を含む）

ウ、地表面荷重

①路面交通荷重

路面交通荷重は表 3-2-2-5 を用い、中間土被りに対しては上位の荷重をとる。

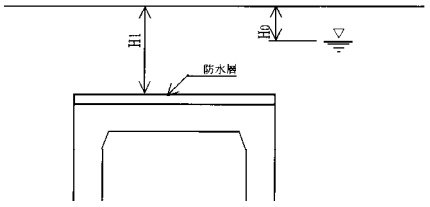
表 3-2-2-5　路面交通荷重

土被り (m)	1.0	1.50	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5 以上
路面交通荷重 (tf/m²)	3.55	2.85	2.05	1.50	1.20	1.15	1.05	1.00

注)　①　路面交通荷重は自動車荷重 T－25 とし、縦横にすきまなく並べる。
　　②　自動車荷重の土中における分布は、KOGLER の方法を用い分布角は 55 度。

②土被り荷重

土被り荷重は、トンネル上面までの深さ、埋戻し土及び地下水の重さ等を考慮して定める（図 3-2-2-7)。埋戻し土の単位体積重量は、資料のない場合、地下水以上 1.7tf/㎥、地下水位以下 2.0tf/ m² とする。なお、上床版防水層重量は別途加算する。



土被り荷重

$W(tf/m^2) = 0.3 + 1.7H_1$ ……　$H_1 \leqq H_0$

（舗装荷重）

$W(tf/m^2) = 0.3 + 2.0H_1 - (2.0-1.7)H_0$ ……　$H_1 > H_0$

図 3-2-2-7　土被り荷重

③土・水圧

a)常時水平土圧の一般式

・砂質土（土水圧分離）

$$Po = Ko\{\gamma \cdot (h-hw) + \gamma' \cdot hw + q\} + \gamma w \cdot hw$$

・ 粘性土（土水圧分離せず）

$$Po = Ko(\gamma \cdot h + q)$$

ここに、　Po　：土圧応力度（tf／m²）

Ko　：土圧係数

γ　：土の単位重量（tf／m²）

γ′　：土の水中単位重量（γ－γw）

γw：水の単位重量（1.0tf/m²）

h　：地表面から土圧を求める位置までの高さ深さ（m）

q　：過載荷重（tf/m^2）

hw　：地下水面から土圧を求める位置までの深さ（m）

なお、常時水平土圧は、表 3-2-2-6 の 2 つの状態を考慮する。

b)静止土圧係数

表 3-2-2-6　土被り荷重

土　質	砂　質　土	粘　性　土
(a)	静止土圧　＋　水圧	静止土圧または水圧の大きい方
(b)	静止土圧の 70%　＋　水圧	静止土圧の 70%

砂質土で内部摩擦角φが求まる場合には Ko＝1-Sinφによるが、N 値により、N≧50 以上で Ko＝0.3、30≦N＜50 で Ko＝0.4、N＜30 で Ko＝0.5 を用いる。また、粘性土は、N≧8 で Ko＝0.5、4≦N＜8 で Ko＝0.6、2≦N＜4 で Ko＝0.7、N＜2 で Ko＝0.8 を用いる。

④建物荷重

隣接する再開発地での高層建築物については道路面より相当の離隔をとると想定されるため、表層付近の地耐力程度の荷重を表層に載荷するものとする。

エ、その他

開削トンネル下面に揚圧力が作用することによる浮き上りの検討については、トンネル側壁に作用するせん断抵抗力を無視し、次式で計算した安全率は 1.0 以上とする。

安全率 F＝（上載荷重＋土被り荷重＋く体荷重）/揚圧力

(3)設計

ア、常時設計

常時は、地表面荷重、土被り荷重、土・水圧、死荷重、浮力及びトンネル内荷重を組合せて載荷し、ラーメン構造物の弾性理論により断面力を求め、断面各部材の応力度と許容応力度によりその照査を行うことを原則とした。

イ、耐震設計

耐震設計については、中地震時では建造物標準を、大地震時では「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料」に従って設計を行っている。

中地震時の設計は、地表面荷重、土被り荷重、土・水圧、死荷重に加えて地震の影響を荷重として組合せ、常時と中地震時の応力を合成して応力度計算を行い、曲げに対しては 50%割増しした常時許容応力度、せん断応力に対しては割増しなしで照査を行った。

大地震時の設計は限界状態設計法により照査を行っており、常時と大地震時の応力を合成し、設計断面力が終局耐力内にあることを確認する。安全性の検討は、構造物係数を考慮した曲げモーメント（設計曲げモーメントと設計曲げ耐力比）やせん断力（設計せん断力とせん断耐力比）の耐震性能の検討を行うほか、地震の影響の大きい中柱や梁中間部などの部材については、破壊形式に対する検討として曲げ破壊先行型の破壊形式となるよう、曲げモーメントに対する安全度（設計曲げ耐力／設計曲げモーメント）よりもせん断力に対する安全度（設計せん断耐力／設計せん断力）が大きくなることを確

認した。なお、側壁部や床版についてはこの検討は省略している。

第3節　シールドトンネルの設計

1．概要

臨海副都心線第二期線のシールドトンネルは、起点方から天王洲、東品川、東大井、大井町、第1広町の5工区からなり、JR東海道本線をはじめとする鉄道各路線、首都高羽田線などの幹線道路、さらに運河護岸や高層住宅など多種多様の重要構造物と交差し、さらにそれらの重要構造物の基礎杭直下・直近を通過する。トンネルは、これらの路線環境や道路幅員、開削駅との接続などを考慮して単線並列式としたが、特殊な駅構造の大井町駅工区は単線縦列式を採用しており、その隣接工区である東大井、第1広町トンネル工区も発進後に単線並列から単線縦列に移行する。並列・縦列ともにトンネルの離隔は0.5D以下で、超近接施工区間が多い。

トンネル断面に出現する地層は、基本的に健全な洪積層であるが、東品川トンネルにおける旧目黒川溺れ谷部は特殊な沖積地盤となっている。各トンネルの特徴を表3-2-3-1に示す。

表3-2-3-1　シールドトンネル工区の特徴

工区 / 項目		天王洲トンネル工区	東品川トンネル工区	東大井トンネル工区		大井町駅トンネル工区		第一広町トンネル工区	
		上下線	上下線	下り線	上り線	下り線	上り線	下り線	上り線
セグメント外径		7．1m	7．1m	7．1m		10．1m		7．1m	
トンネル延長		575．7m	983．5m	1324．0m		431．2m		233．3m	
併設パターン		横併設	横併設	横併設 ⇢ 縦併設		縦併設		縦併設 ⇠ 横併設	
掘進方向		大崎方 ⇢	東京テレポート方 ⇠	大崎方 ⇢	(地中接合)	東京テレポート方 ⇠	(拡径)	東京テレポート方 ⇠	
最大土被り		27．67m	31．02m	31．64m	42．47m	23．39m	34．47m	12．51m	21．50m
代表的掘削断面		東京礫層Dg2 / 江戸川層砂質土Ds2 / 上総層泥岩層Kn	東京礫層Dg2 / 江戸川層砂質土Ds2 / 上総層泥岩層Kn	東京層粘性土Dc2 / 東京礫層Dg2	東京礫層Dg2 / 江戸川層砂質土Ds2 / 江戸川層砂質土Ds1 / 上総泥岩層Kn	東京層粘性土Dc3 / 東京礫層Dg2	東京層粘性土Dc3 / 東京礫層Dg2 / 江戸川層砂質土Ds2 / 上総泥岩層Kn	東京層粘性土Dc3	東京層粘性土Dc3 / 東京礫層Dg2 / 上総泥岩層Kn
加重平均粒土構成	礫	13．46	9．47	34．91	14．85	0．00	50．74	0．00	47．04
	砂	68．56	55．48	36．02	61．05	28．37	43．15	17．07	29．50
	シルト・粘土	17．98	35．05	29．07	24．10	71．63	6．11	82．93	23．46
	合計	100．00wt%	100．00wt%	100．00wt%	100．00wt%	100．00wt%	100．00wt%	100．00wt%	100．00wt%
特異地層の有無			埋れ谷（沖積粘性土）区間 L=300m	礫層掘削	全断面土丹層区間有り		礫層掘削		礫層掘削
主要交差及び支障施設	鉄道関連	東海道貨物線(基礎杭)側部近接 新幹線基地線(基礎杭)側部近接 東京モノレール（基礎杭)直下横断		京浜急行電鉄湘南線（基礎杭）側部近接		東海道本線・京浜東北線　直下横断 東急電鉄大井町線（基礎杭）側部近接			
	運河・河川	京浜運河(基礎杭）直下横断	東品川橋　直下横断	八潮橋（基礎杭）直下横断					
	道路	首都高速1号線(基礎杭）直下横断	都道421号線(基礎杭）側部近接	湾岸通り線　直下横断 第1京浜国道　直下横断		大井町跨線橋（基礎杭）側部近接			
	オイルタンク		協本産業㈱(軽油）側部近接 京王交通㈱(LPG）側部近接 ㈱丸運(軽油）側部近接	ガソリンスタンド2件　側部近接					
	建物・構造物	㈱石川組(基礎杭）直下横断 東品川排水作業所 （基礎杭)直下横断		地下変電所（日本たばこ）　直下横断 ㈱東洋製作所　直下横断 共同溝　直下横断 水道管（第一城南幹線）　直下横断		水道管（第一城南幹線）　直下横断		ＪＲ東日本広町住宅　直下横断 品川区防災センター　直下横断	

2．基本設計

シールドトンネルの設計にあたっては、多くの施工実績や検討結果を踏まえ、当該路線の各トンネルの特徴、施工条件等を勘案し、品質、安全確保はもとより、特に工期短縮・

コストダウンを主眼に、図 3-2-3-1 に示すフローにより検討を行った。

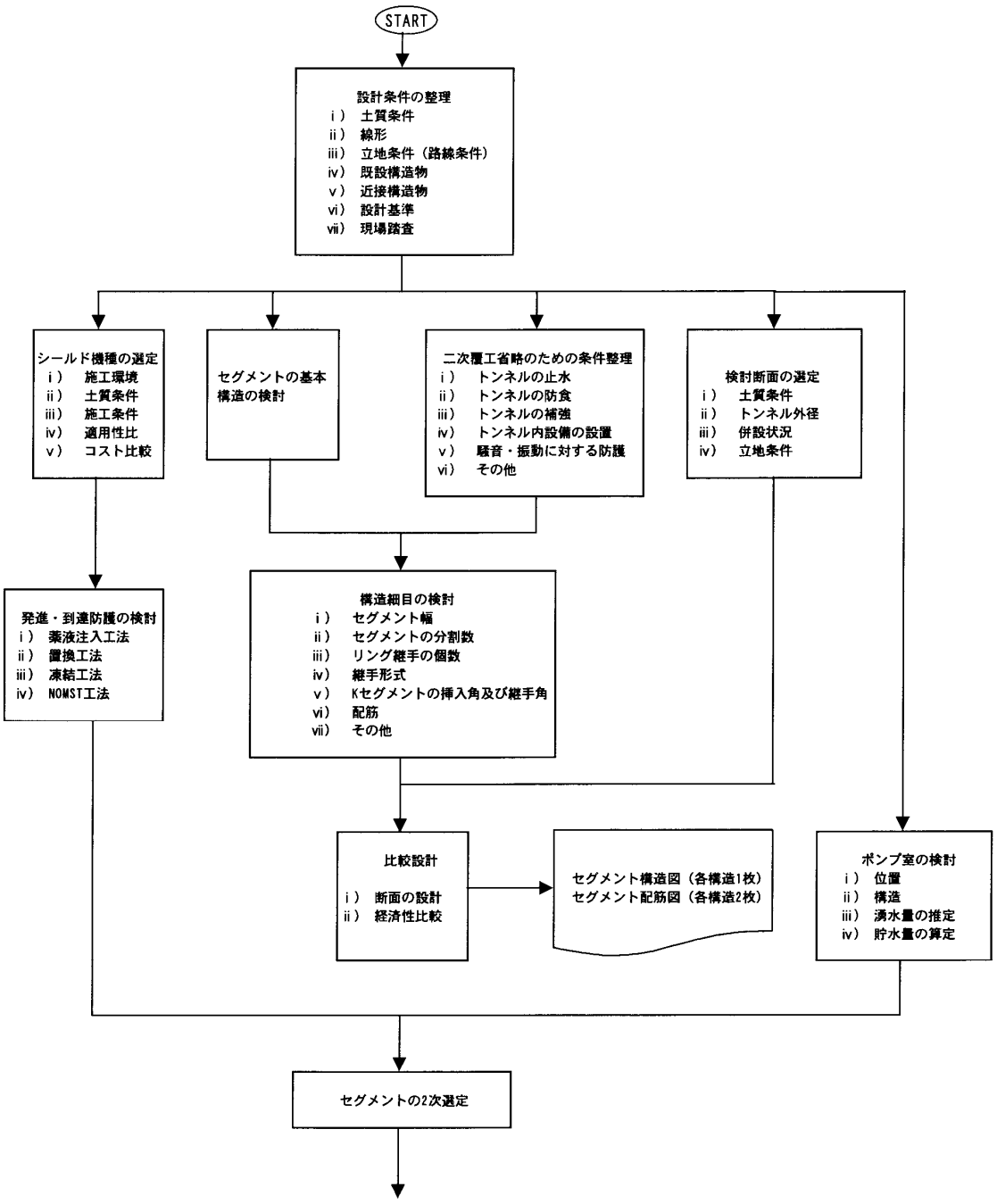


図 3-2-3-1　シールドトンネル設計フロー

(1) トンネル断面

施工実績などを検討し、一般トンネル部の断面についてはセグメント外径 7.1m、大井町トンネルの拡径断面部はセグメント外径 10.1m を採用した。

一般区間のトンネル標準断面を図 3-2-3-2 に示すが、最小曲線半径 180m、最大カント 105mm 断面において、一次覆工厚（セグメント厚さ）300mm、二次覆工厚 150mm 及び蛇行余裕 100mm とし、建築限界外余裕を確認し、7.1m とした。

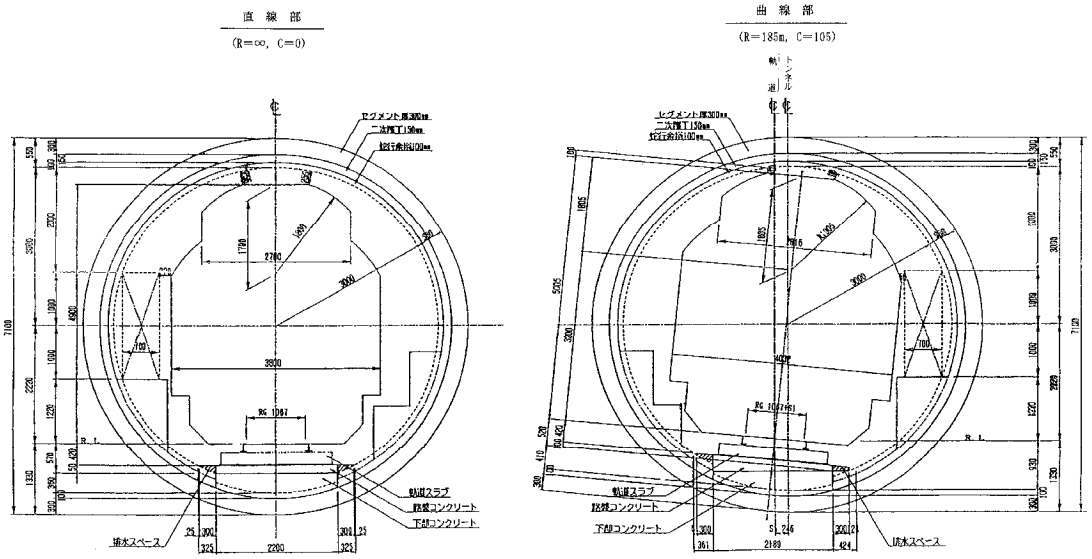


図 3-2-3-2　単線一般区間標準断面図

大井町トンネルの拡径断面は、駅部のホーム設置断面でのホーム幅員や建築限界確保から決定されることから、最小曲線半径 1500m、カント 11mm の曲線断面にて、ホーム幅員最大 5m とホーム上空空間を確保し、建築限界を満足するよう、セグメント厚 350mm、建築仕上げ幅 200mm、蛇行余裕 100mm とした。図 3-2-3-3 に拡径断面を示す。

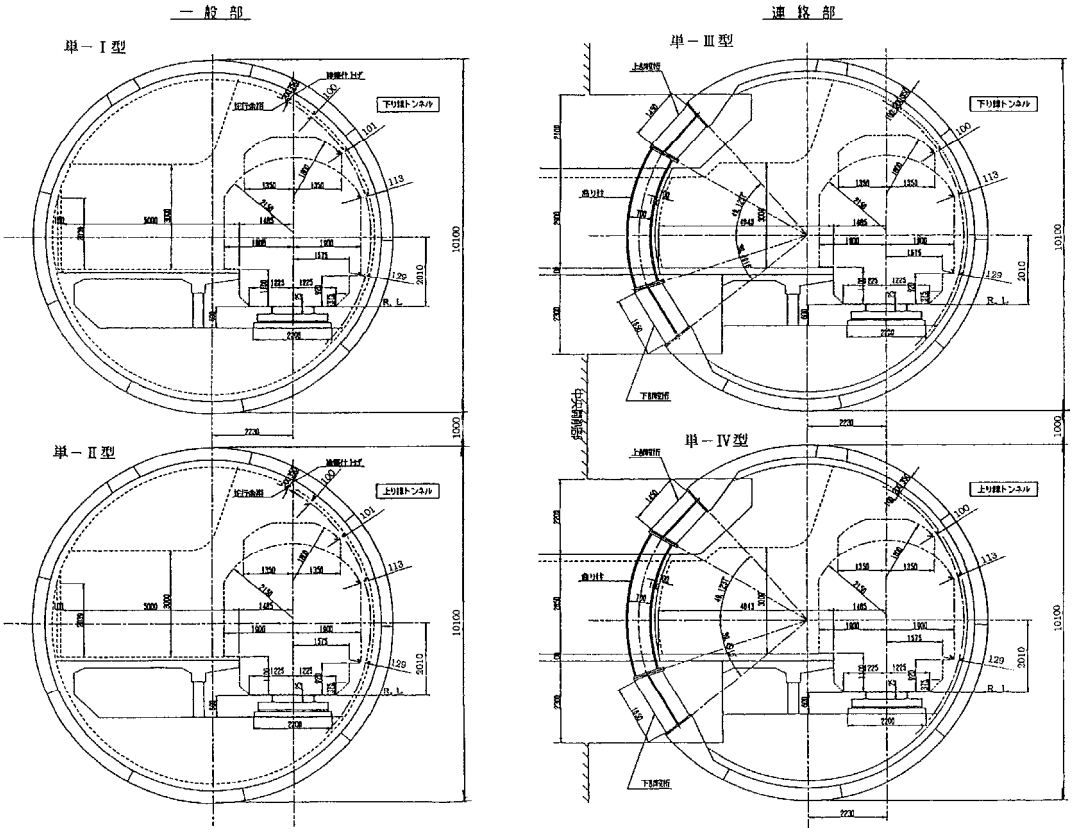
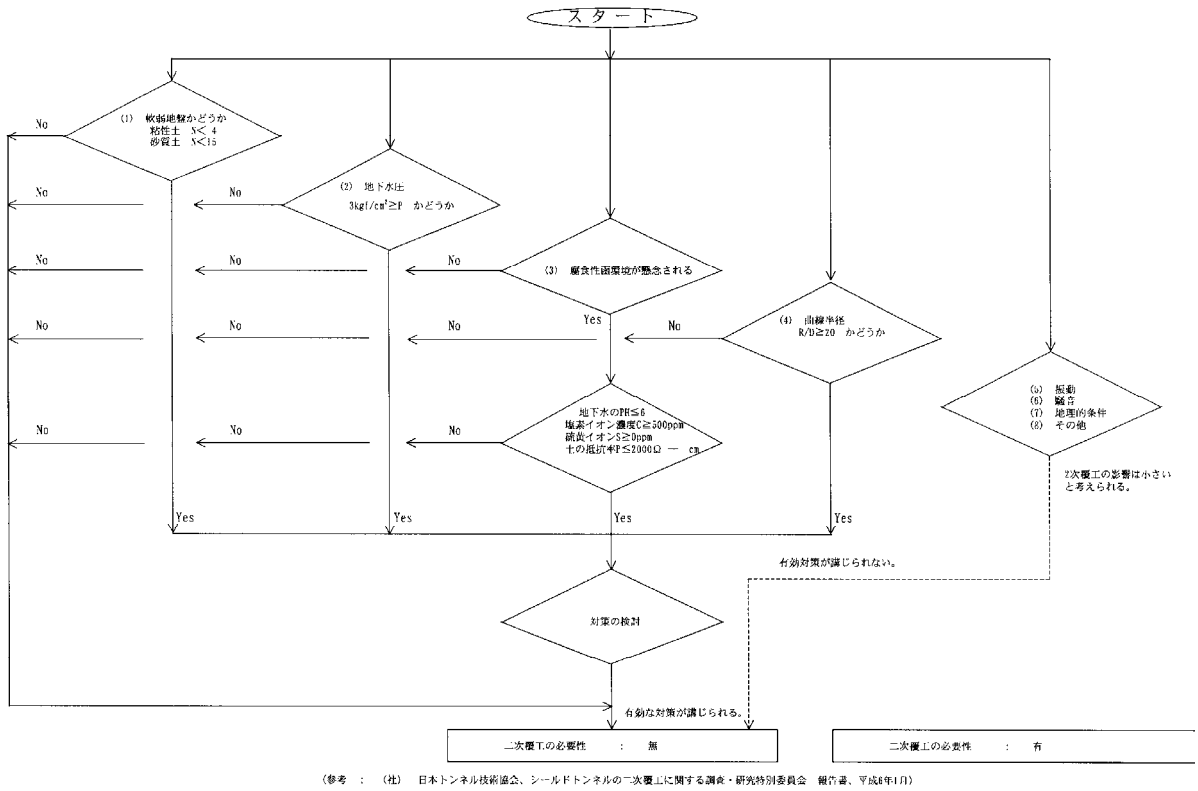


図 3-2-3-3　拡径区間標準断面（直線用）

(2)二次覆工

二次覆工については、①漏水防止、②一次覆工の補強・耐火防護、③トンネル断面の平滑化・照明効果増大、④地盤振動軽減、⑤一次覆工の防食などが期待される。

漏水防止については、後述するシール材の漏水防止機能性が向上したことなどから建設時に二次覆工を施工せず、内空断面に二次覆工余裕を確保するにとどめる例が多くなってきている。臨海副都心線においては、東京都の要否判定基準（図 3-2-3-4）を基本に 8 項目の検討を行った。



（参考 ： (社) 日本トンネル技術協会、シールドトンネルの二次覆工に関する調査・研究特別委員会 報告書、平成8年1月）

図 3-2-3-4　二次覆工要否判定フロー

この結果、東品川トンネル沖積層通過部でのセグメント変形に対する検討、地下水圧の高い東品川、大井町、第 1 広町トンネルを除くトンネル区間での漏水に対する検討、全トンネルでの硫黄イオン検出に伴う防食の検討が必要と判定された。

セグメント変形については、継手の剛性を高めることやテールクリアランスへの裏込注入により変形防止が可能であること、また高水圧での漏水防止については、セグメント継手部の止水対策に高性能シール材を設計段階で選定することで対応可能であり、いずれも有効な対策が講じられることから二次覆工は不要と判断された。

硫黄イオンに対する防食については、高性能シール材により漏水機能を向上させるほか、良質な裏込注入で水みちを塞ぐ、ボルトボックス背面に樹脂を塗布する、セグメント鉄筋被りを確保するなどによりセグメントの腐食環境からの防護を図ることで対応可能であり、二次覆工は要しないものと判断した。

以上のとおり二次覆工の施工は不要との結論を得たが、二次覆工厚の確保の要否については、二次覆工厚を減ずることで工事費や用地費の低減を図りうるものの、将来の万一の漏水や想定を超える不測事態発生に対する補強等の対策空間の確保、あるいは工事中の不測事態発生時の線路線形余裕や対策工施工余裕の確保の必要性を考慮して断面縮小を行わないこととし、前項(1)に示す断面形状とした。

(3)中間ポンプ室の検討

線路勾配の関係で、シールドトンネル中間で逆サミットが生ずる区間において、排水ポンプ室設置の要否の検討を行った。二次覆工を省略したトンネルでの実態調査でも確認しているが､近年のシールドトンネルでの漏水事例はほとんど見られないこともあり、シールド内の軌道下空間をピット（漏水量 0.1m^3/分/km、停電 2 時間に対して 2～4 倍の能力を有する）として整備活用し、特段の施設を設けないこととした。

(4)シールド機種選定

シールド機種選定にあたっては、トンネルの通過する地盤条件、線形、施工環境、近接構造物などの特徴を踏まえ、安全で経済的な機種を選定する必要がある。臨海副都心線では地下深部を掘進することから､切羽密閉式のシールド機が対象となる｡密閉式は、基本的に「泥水式」と「土圧式」があり、掘削性能、切羽管理、ビット磨耗対策、地上設備規模の観点で検討を行った。

両方式の一般的評価及び当該路線に照らした下記①から③の検討結果から、基本的にはどちらの形式も採用可能ではあるが、地表面や近接する重要構造物への影響を極力排除することを最優先課題とし、切羽管理面の有利な泥水式シールドを採用することとした。

①トンネル断面に出現する土質は、シルト・粘土分を適度に含んでおり、切羽安定性については差異がない。その他の作業性についても大差ない。

②東京礫層などの玉石を含む地層での掘進性能は、礫取込み面で土圧式が有利と判断されるが、最大粒径が 150mm 程度であり大きな差異は見出せない。また、ビットの磨耗については一般に泥水式が有利であるが、土質性状及び施工延長からはビット磨耗が問題になることはなく、両方式とも同等と判断される。

③地上設備は､一般に土圧式の占用面積が少ないことから用地確保など有利であるが、発進基地の立地条件での制約は特に無く、この項目が判断を決する事由には当たらない。

3．セグメントの設計

(1)セグメント形式

セグメントは、RC 平板型、ダクタイル製、合成セグメント等があり、さらに平板型で

は、継手形式・形状の違いにより鋼製金物継手形式、高剛性継手形式、コッター形式、コネックスセグメント、ほぞ付きセグメント、ハニカムセグメントなどがある。

表 3-2-3-2 の比較の結果、単線標準区間にはボルトタイプ継手である RC 平板型高剛性継手形式を採用することとし、拡径断面区間並びに重要構造物基礎直下の重加重想定箇所にはダクタイルセグメントを採用した。

表 3-2-3-2 セグメントの一時選定

セグメント / 比較項目	鋼性金物継手形式	高剛性継手形式	コッター形式	コネックスセグメント	ほぞ付きセグメント	ハニカムセグメント	ダクタイルセグメント	NMセグメント	備考
施工性	○	○	◎	◎	◎	○	△	◎	組立時間
止水性	○	◎	◎	○	○	○	◎	◎	目開き等の大小
耐蝕性	○	◎	◎	△	△	○	◎	◎	継手等の剛性，強度
経済性	○	○	○	◎	◎	◎	△	△	リング単価
実績	非常に多い	最近増えている	最近増えている	少ない	少ない	最近増えている	非常に多い	最近増えている	
評価	○	◎	◎	○	○	○	△	△	

＊上表は外径 7.1m の場合について示す。（特殊部については別途比較を行う）

高剛性継手はインサート式とし、片側をセグメントに埋め込む袋ネジ付きインサート継手、もう一方は、従来継手をタイドアーチで補強･改良した高剛性継手からなる。特徴としては、次のとおりである。

①片側面をダクタイル性継手金物からインサート継手とすることで継手の低コスト化が図れるほか、袋ネジ締結作業性向上による組立時間短縮を図りうる。

②インサート継手を使用することでボルトボックスが半減し、コスト低減、断面欠損部の解消を図りうる。さらにタイドアーチ補強による曲げ変形抑止による強度、剛性を高めうる。

継手剛性の向上は、セグメントリング全体の剛性の向上につながり、その結果、トンネル変形の抑制、真円度向上、継手目開き抑制による止水性向上とトンネルの全体品質を高めることができる。

(2)セグメント諸元

セグメントの標準諸元を表 3-2-3-3 に、セグメント配置図及び構造一般図を天王洲トンネルの RC 一般区間について図 3-2-3-5 に示す。

表 3-2-3-3　セグメント諸元（標準）

セグメント種別	RC 平板型	ダクタイル(標準)	ダクタイル(拡径型)
セグメント外形	7100 mm	7100 mm	10100 mm
セグメント厚	300 mm	300 mm	350 mm
セグメント幅	1500 mm	1200 mm	1200 mm
分割数	6	7	10
K セグメント	水平テーパー	水平テーパー	水平テーパー
継手	高剛性継手	ボルト・ナット接合	ボルト・ナット接合
止水シール溝	2 条	2 条	
注入孔配置	1 個所/ピース	1 個所/ピース	

※第 1 広町トンネルの RC セグメント幅は 1200 ㎜を使用

ア、セグメント幅

単線標準区間の RC セグメントの幅は､シールドマシン機長が増すなどのマイナス要因はあるが、継手個数の減少による材料費、組立時間、止水シール材などの削減によるコスト低減を図りうるほか、継手部減少によるトンネル全体の品質向上につながるなどの利点から 1.5m を採用し、製作段階で載荷試験を行いその性能を確認している。なお、ダクタイルセグメントについては、従来用いられている 1.2m 幅を採用した。

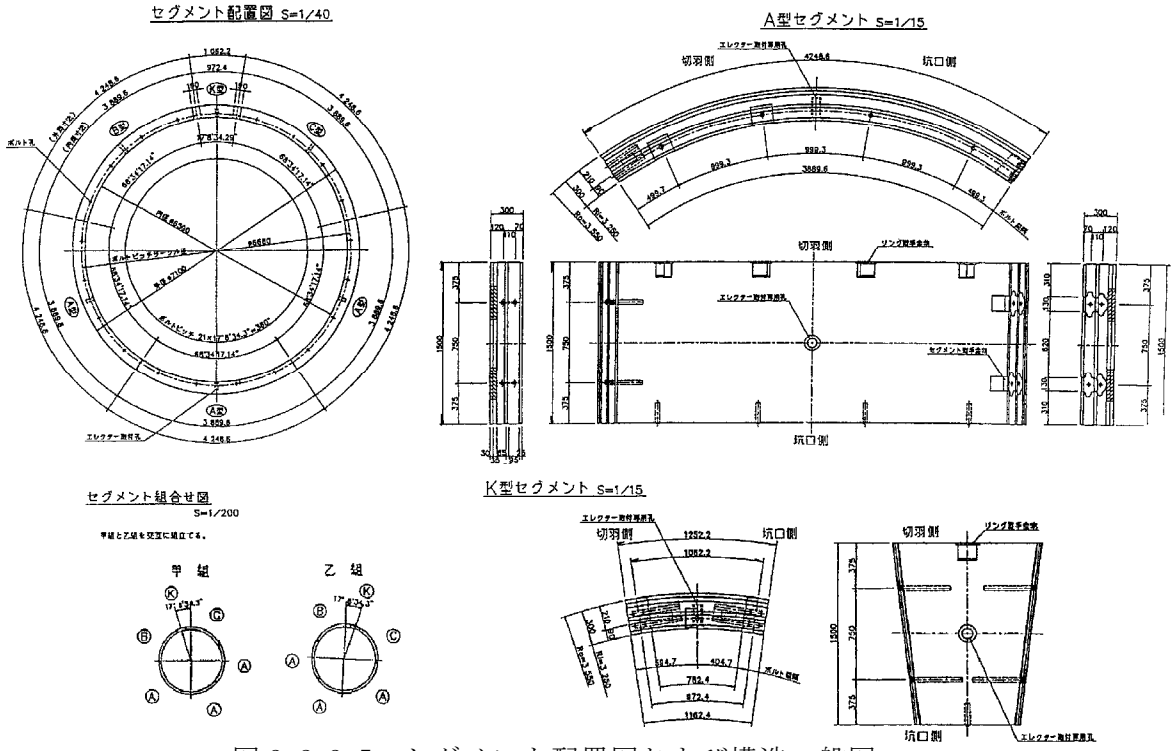


図 3-2-3-5　セグメント配置図および構造一般図

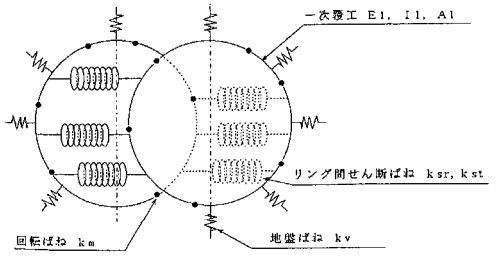
イ、セグメント分割数

セグメント分割数は、RC セグメントではセグメントの組立時挿入量や運搬・取扱の観点から、またダクタイルは工場製作 1 ピースの荷重などで決まるが、RC セグメント単線標準区間用 6 分割、拡径区間用 10 分割とし、ダクタイルセグメントについては、7 分割を基本とした。キーセグメントは、水平テーパー型の軸方向挿入形式を採用した。

(3)セグメントの設計

ア、設計法

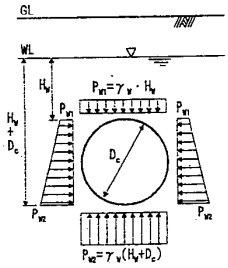
セグメントの設計は、「臨海副都心線設計要領(シールドトンネル)」に基づいており、従来の修正慣用計算法に代わり「梁－ばねモデル解析」手法を取り入れている。従来の手法が、継手効果としてセグメント継手の曲げ剛性低下（曲げ剛性有効率）及びリング間での千鳥組による継手部曲げモーメントの増減（割増率）を考慮して骨組解析するのに対し、本法は、セグメント継手を回転ばね、リング継手をせん断ばね要素として評価し骨組モデル（図 3-2-3-6）を解析するものであり、継手部に計算根拠を与えている点で合理的である。このほか、荷重算定方法など主な相違点を表 3-2-3-4 に示す。セグメント設計の流れについては、図 3-2-3-7 に示す。

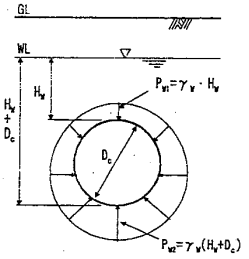


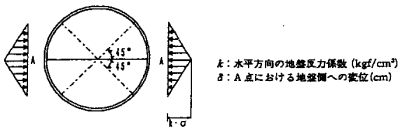
E1 ：一次覆工の弾性係数 (tf/m²)
I1 ：一次覆工の断面二次モーメント (m⁴)
A1 ：一次覆工の断面積 (m²)
km ：セグメントの回転ばね定数 (tf・m/rad)
ksr：セグメントリング間半径方向せん断ばね定数 (tf/m)
kst：セグメントリング間接線方向せん断ばね定数 (tf/m)
kv ：地盤の法線方向ばね定数 (tf/m)

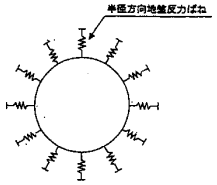
図 3-2-3-6　梁－ばね解析モデル

表 3-2-3-4　セグメント設計の従来基準と新設計法との主な相違点

<table>
<tr><th></th><th>旧設計基準</th><th>新設計標準</th></tr>
<tr><td>荷重の算定方法
鉛直土圧</td><td>Terzaghi の緩み土圧の式から緩み高さに換算して鉛直土圧を算定する。
互層の場合でもゆるみ高さは変わらない。
最小土圧は 20(tf/m²)
トンネル外周面位置で計算</td><td>Terzaghi の緩み土圧の式を用いて鉛直土圧を算定
互層の場合、各層毎に順次土圧を算定するので、互層の状況で土圧が変化する。
最小土圧は、1.0D 高さ相当の土圧
覆工厚中心位置で計算</td></tr>
<tr><td>水圧荷重</td><td> 

解説図 5.3.2　慣用モデルの水圧</td><td> 

解説図 5.3.1　全周ばねモデルの水圧</td></tr>
<tr><td>構造計算</td><td>修正慣用計算法</td><td>全周ばねモデル（はりーばねモデル）が基本
回転ばね定数，せん断ばね定数の設定が必要</td></tr>
<tr><td>自重反力</td><td>自重に釣り合う等分布荷重を下からかける。</td><td>地盤ばねで受け持たせる。</td></tr>
<tr><td>側方土圧係数λ</td><td>解説表 5.2.3　慣用モデルの側方土圧係数 λ
<table>
<tr><th>土水の強い</th><th colspan="2">土　の　種　類</th><th>λ</th><th>N 値の目安</th></tr>
<tr><td rowspan="3">土水分離</td><td rowspan="3">砂質土</td><td>非常に密な</td><td>0.45</td><td>30≦N</td></tr>
<tr><td>密な</td><td>0.45～0.55</td><td>15≦N＜30</td></tr>
<tr><td>中位，緩い</td><td>0.50～0.60</td><td>N＜15</td></tr>
<tr><td rowspan="5">土水一体</td><td rowspan="5">粘性土</td><td>固結した</td><td>0.35～0.45</td><td>25≦N</td></tr>
<tr><td>硬　い</td><td>0.45～0.55</td><td>8≦N＜25</td></tr>
<tr><td>中　位</td><td>0.55～0.65</td><td>4≦N＜8</td></tr>
<tr><td>軟らかい</td><td>0.65～0.75</td><td>2≦N＜4</td></tr>
<tr><td>非常に軟らかい</td><td>0.75</td><td>N＜2</td></tr>
</table></td><td>全周ばねモデルの場合と慣用計算法の場合でλの設定を変えている。
解説表 5.2.2　全周ばねモデルの側方土圧係数 λ
<table>
<tr><th>土水の強い</th><th colspan="2">土の種類</th><th>λ</th><th>N 値の目安</th></tr>
<tr><td rowspan="3">土水分離</td><td rowspan="3">砂質土</td><td>非常に密な</td><td>0.45</td><td>30≦N</td></tr>
<tr><td>密な</td><td>0.45～0.50</td><td>15≦N＜30</td></tr>
<tr><td>中位，緩い</td><td>0.50～0.60</td><td>N＜15</td></tr>
<tr><td rowspan="4">土水一体</td><td rowspan="4">粘性土</td><td>硬　い</td><td>0.40～0.50</td><td>8≦N≦25</td></tr>
<tr><td>中　位</td><td>0.50～0.60</td><td>4≦N＜8</td></tr>
<tr><td>軟らかい</td><td>0.60～0.70</td><td>2≦N＜4</td></tr>
<tr><td>非常に軟らかい</td><td>0.70～0.80</td><td>N＜2</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>地盤反力係数k</td><td> 

k：水平方向の地盤反力係数 (kgf/cm³)
δ：A 点における地盤側への変位(cm)
解説図 5.6.3　慣用モデルの水平方向の地盤反力
解説表 5.6.2　慣用モデルの水平方向の地盤反力係数 (kgf/cm³)
<table>
<tr><th colspan="2">土の種類</th><th>k</th><th>N 値による目安</th></tr>
<tr><td rowspan="3">砂質土</td><td>非常に密な</td><td>3.0～5.0</td><td>30≦N</td></tr>
<tr><td>密な</td><td>1.0～3.0</td><td>15≦N＜30</td></tr>
<tr><td>中位，緩い</td><td>0～1.0</td><td>N＜15</td></tr>
<tr><td rowspan="5">粘性土</td><td>固結した</td><td>3.0～5.0</td><td>25≦N</td></tr>
<tr><td>硬い</td><td>1.0～3.0</td><td>8≦N＜25</td></tr>
<tr><td>中位の</td><td>0.5～1.0</td><td>4≦N＜8</td></tr>
<tr><td>軟らかい</td><td>0～0.5</td><td>2≦N＜4</td></tr>
<tr><td>非常に軟らかい</td><td>0</td><td>N＜2</td></tr>
</table></td><td>全周ばねモデルの場合と慣用計算法の場合でkの設定を変えている。


解説図 5.6.1　全周ばねモデルの地盤反力ばね
解説表 5.6.1　全周ばねモデルの地盤反力係数×トンネル半径の値 (kgf/cm²)
<table>
<tr><th colspan="2">土の種類</th><th>裏込め注入硬化過程*1</th><th>裏込め注入硬化後*2</th><th>N 値による目安</th></tr>
<tr><td rowspan="3">砂質土</td><td>非常に密な</td><td>350～470</td><td>550～900</td><td>30≦N＜50</td></tr>
<tr><td>密な</td><td>215～350</td><td>280～550</td><td>15≦N＜30</td></tr>
<tr><td>中位，緩い</td><td>～215</td><td>～280</td><td>N＜15</td></tr>
<tr><td rowspan="5">粘性土</td><td>固結した</td><td>315～</td><td>460～</td><td>25≦N</td></tr>
<tr><td>硬い</td><td>130～315</td><td>150～460</td><td>8≦N＜25</td></tr>
<tr><td>中位</td><td>70～130</td><td>75～150</td><td>4≦N＜8</td></tr>
<tr><td>軟らかい</td><td>35～70</td><td>38～75</td><td>2≦N＜4</td></tr>
<tr><td>非常に軟らかい</td><td>～35</td><td>～38</td><td>N＜2</td></tr>
</table>
*1　主荷重での横断面設計，施工時荷重に対する検討
*2　近接施工の影響，地震の影響，特殊荷重等に対する検討</td></tr>
</table>

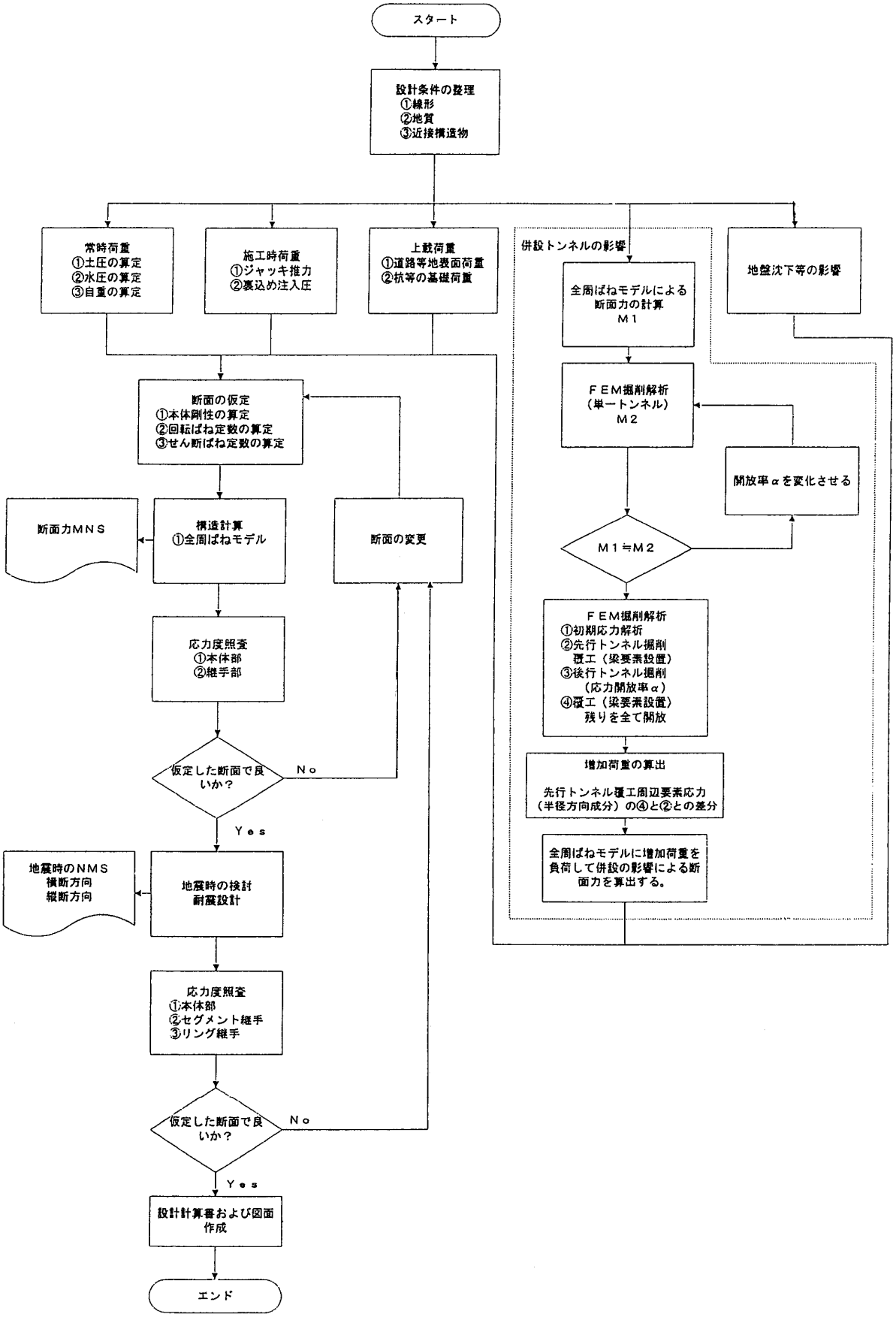


図 3-2-3-7　セグメント設計フロー

イ、設計荷重

セグメントの設計にあたっては、土圧、水圧、自重、上載荷重の影響、内部荷重、施工時荷重、特殊荷重などを考慮する。土圧、水圧については、原則として分離して取り扱うが、粘性土では土水圧一体で、砂質土では土水圧分離で取り扱っている。土圧については、東品川の旧目黒川溺れ谷の沖積層堆積部を通過する区間及び大井町部の埋設水道管直下を通過する区間では全土被りを、その他の区間では洪積層が厚く堆積していることからゆるみ土圧を作用させている。

上載荷重は､現状建物荷重や必要により将来における建替え時の荷重を考慮するほか、シールド直上の基礎杭荷重についてもシールド天端位置の分布荷重として考慮する。

ウ、併設トンネルの影響

全線にわたってトンネル離隔は 0.5D 程度以下であり､トンネル及び周辺地盤を含む領域を対象に図 3-2-3-8 に示す手順で有限要素法による解析を実施し、後行トンネル掘削後の先行トンネル増加荷重を直接把握する。この断面力の変動率を算出して梁－ばねモデルに入力し、設計断面力を求める。

表 3.5.1　ＦＥＭによる併設の影響解析手順

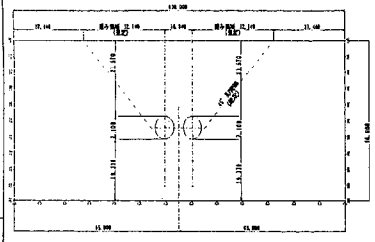
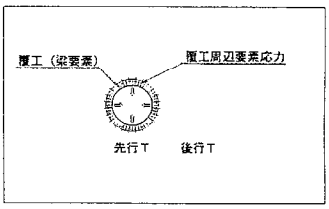
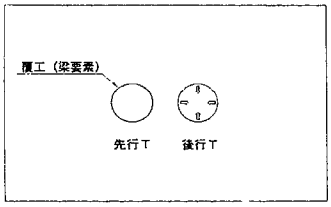
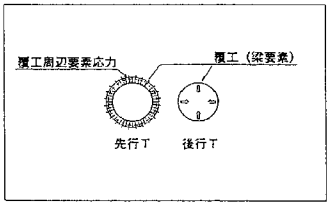
	解析モデル全体図	解析ステップ１：初期応力解析	解析ステップ２：先行トンネル掘削、覆工
略図			
概略		地盤の自重（γ、γ＇）を入力しシールド施工前の地盤内の応力を計算する。 砂質土：γ 粘性土：γ	先行トンネルの掘削される要素を全て取り除き、剛性を無限大にした覆工（梁要素）を取付て、応力を１００％解放する。 覆工周辺の要素に多少の応力の乱れが生じるが、この状態が基準となる。
	解析ステップ３：後行トンネル掘削	解析ステップ４：後行トンネル覆工	
略図			ステップ３における応力開放率α ステップ１～２を応力解放率αをパラメータとしてトライアル解析をおこない、全周ばねモデルによる単一トンネルの断面力Ｍ１と同等な断面力Ｍ２が得られるようなαを決定する。 但し、この際に覆工部材として用いる梁要素の剛性は、通常のセグメントの剛性である。
概略	後行トンネルの掘削される要素を取り除き、事前に求めた応力開放率α相当の応力を解放する。	後行トンネルに通常のセグメント剛性を有する覆工（梁要素）を付け、残りの応力を解放する。 この結果、後行トンネル掘削により先行トンネル周辺の応力状態が乱れ、ステップ２との差分が併設トンネルの影響による増加応力となる。	

図 3-2-3-8　併設影響解析手順

エ、特殊地盤対策

東品川トンネルの旧目黒川溺れ谷部については、N 値 2 以下の洪積粘性土層を通過する。このため、圧密沈下による不同沈下による影響と耐震性能の検討を行った。検討の結果、トンネル断面方向については問題のないことが判明したが、トンネル軸方向につ

いては、圧密沈下及び地震力の検討を行った。

圧密沈下については、FEM 解析でトンネルインバートの沈下量算定、地盤ばね乗数を求め（1200tf/m^3）、弾性床上の梁モデル解析により不同沈下で発生する継手ボルト断面力を算定した結果、地盤ばね値 10 倍強の洪積層と沖積層の地層急変部でセグメントリング間継手断面力が一部で耐力を超えることが判明したことから、対策として該当する継手ボルトに弾性ワッシャーを使用することとした。

地震時挙動については、図 3-2-3-9 のフローにより静的解析と動的解析を行った。静的解析において地盤変位振幅量の大きい地層急変部と駅接続部の発生断面力が大きくなることがわかった。さらに耐力以上の断面力発生位置の特定と対策工の検討のために動的解析による追加検討を行った。この結果、継手板を厚くする方法と弾性ワッシャーを使用する方法を検討した結果、圧密沈下対策同様、継手構造を変更する必要のない弾性ワッシャーを使用する方法とした。

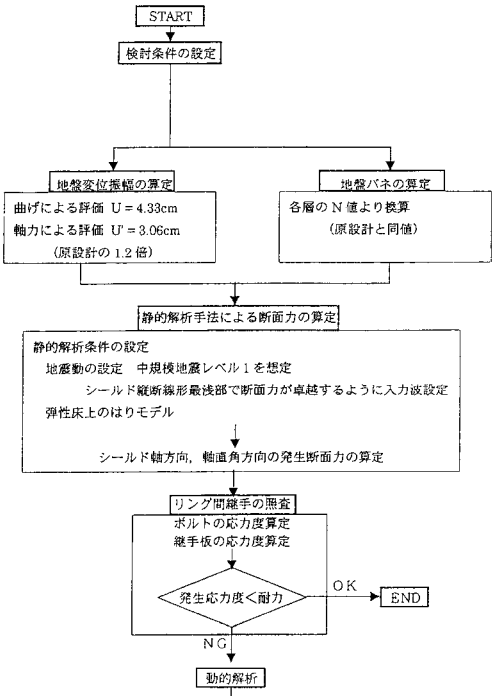


図 3-2-3-9(1) 耐震検討フロー（静的解析）

4. 止水シール工

二次覆工要否検討段階で、高水圧下での漏水対策や腐食性環境対策としては高性能シール材を採用することを前提に省略が可能としており、止水シールの役割は大きい。これまでの数多くの施工事例やその実態などを踏まえ、止水性、耐久性、加工・施工性、経済性などを考慮して、次の性能を具備する止水シール材を用いることとした。

設計水圧、施工時は想定作用水圧相当、供用時は作用水圧の 1.5 倍の水圧に耐えるもので、目開き 3mm、目違い 3mm でシール溝体積の 100%以下、目開きが 0mm で 40%以下の性能を有するもので、膨張倍率は約 3 倍のクロロプレンゴム系低膨潤型水膨張シール材とした。シール材は、

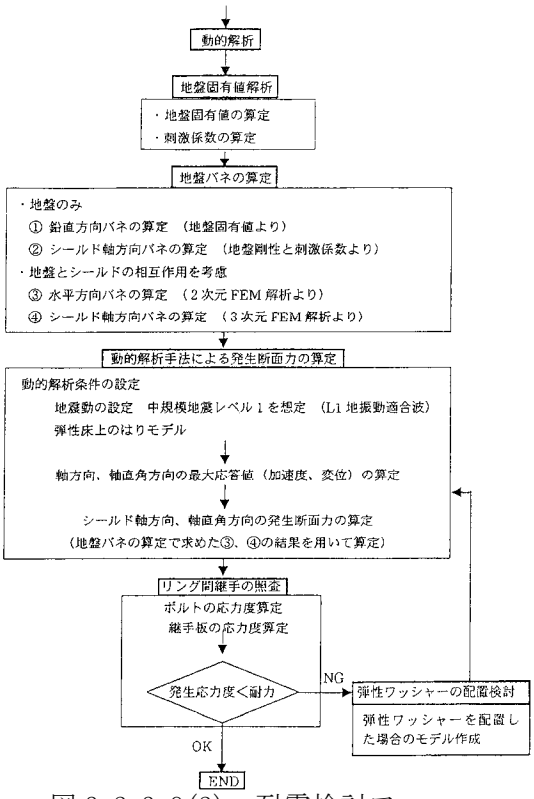


図 3-2-3-9(2) 耐震検討フロー（動的解析）

基本的には一段で止水可能な性状を具備するが、組立て時などの破損懸念を考慮してセグメント内側、外側二段配置とした（図 3-2-3-10)。

シール材は、継ぎ目の無いエンドレス成型加工品を用いることとし、接合部のバラつきによる劣化原因を除外するほか、セグメントコーナー部での折り曲がりによる体積欠損やシール材浮き上がりなどの不具合を発生させないよう、施工にあたっては特に留意することとした。

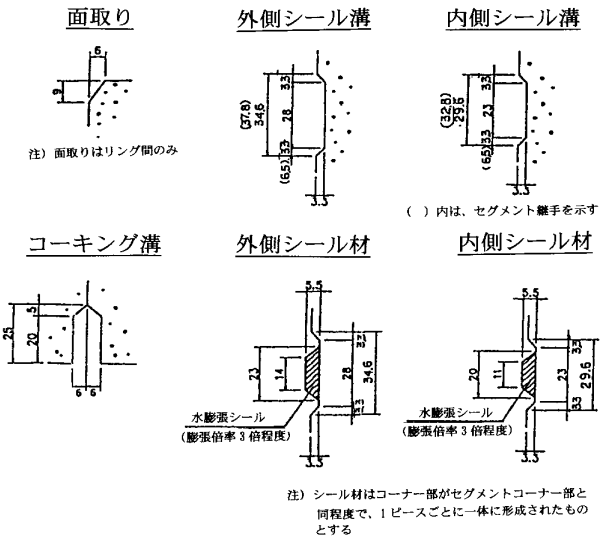


図 3-2-3-10　止水シール設置

5. 裏込め注入工

地表面沈下や近接構造物への影響を避けるため、シールドセグメント組立て後のマシン通過に伴い発生するテールボイドを早期に充填してボイド周辺地山の崩落・沈下などの変形防止を図ことが重要であり、次の方式、材料などにより行うこととし、細目は、各工区の施工実態にあわせることとした。

注入方式は、テールボイド発生と同時にこの空隙を充填する、いわゆる「同時注入方式」とし､マシン掘進と連動して裏込め注入可能な注入システムを配置することとした。

注入材料については、周辺地下水に希釈されにくく、充填性能の良い材料であって、充填直後からある程度の強度を発揮し、施工管理（搬送距離確保など）が容易なものを採用することとした。これまでの施工事例を踏まえ二液可塑性注入材とし、各工区の実態に応じて配合を含めて決定することとした。また、注入量については、余掘り、ボイド外への注入材の逸走分を加味し、理論値の 150%程度を目安とし、注入圧力については、チャンバーやテールシールへの回り込みやセグメントへの影響などを考慮して工区毎に設定することとした。

第 3 章　トンネル

第 1 節　品川埠頭トンネル

1. 工事概要

この工事は、鉄道公団が昭和 42 年から建設を進め、昭和 58 年に建設が凍結された旧京葉貨物線新木場・塩浜間に位置する台場トンネルの構築物（複線シールドトンネル）の一部（延長約 170m）を撤去し、天王洲アイル・大崎方面への本線部と大井埠頭内の車両基地への入出区線の分岐部を構築する延長 265.0m の工区である。

本工区の最大の特色は、既設の複線シールドトンネルの一部を撤去し、本線と車両基地への入出区線の分岐構造を構築することである。また、直上部の品川埠頭周辺部は国内外への貨物輸送の拠点であるためコンテナヤードが多数あり、トレーラー等の大型車両が頻繁に往来しているとともに、く体構築物の一部は、本線に隣接する松岡冷蔵の建物直下を通過するため工事の施工時間帯に著しい制約を受けることも特色のひとつとなっている。図 3-3-1-1 に工区概要図を示す。

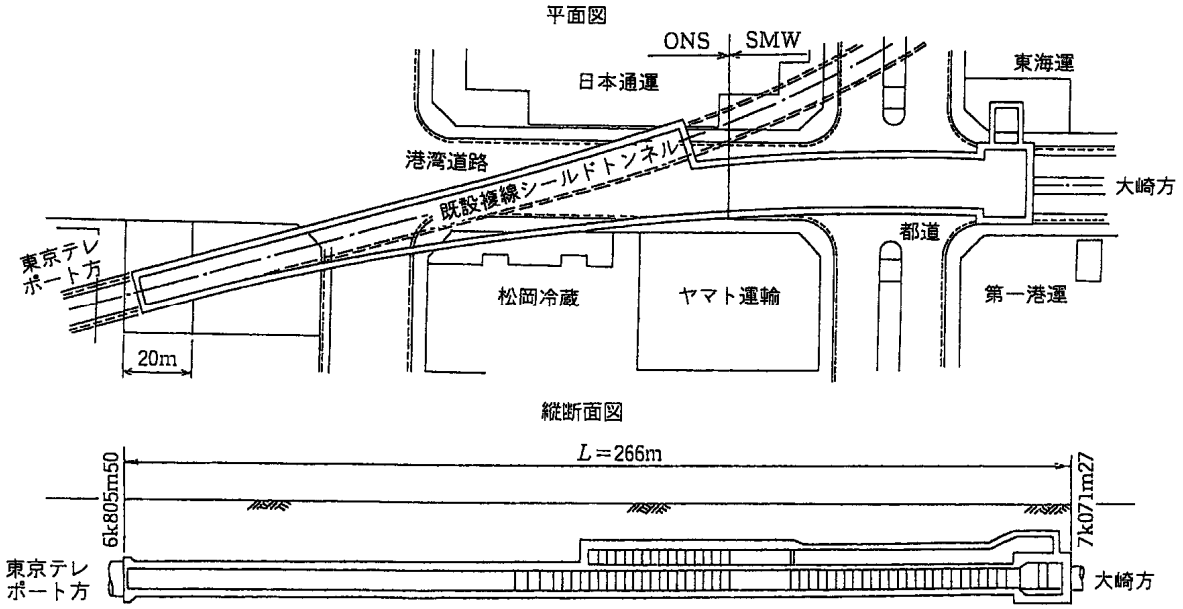


図 3-3-1-1　工区概要図

2. 地形・地質

当工区の地質は、工区のほぼ中央部の 6k950m 付近を境にして沖積層が段丘状に堆積している（図 3-3-1-2)。工事始点側は、表層が層厚 4～5m の埋立土、これ以下約 23m が上部有楽町層の粘性土層（Ac1)、約 4m が埋設段丘礫層（Dg3 土層)、約 5m が東京層の粘性土層（Dc2）となっており、以下東京礫層（Dg2)、江戸川層の細砂層（Ds2)、上総層（Ka）となっている。

工事終点側では、表層の埋立土の直下に上部有楽町層の粘性土層（Ac1）が約 7m あり、以下層厚 8～10m

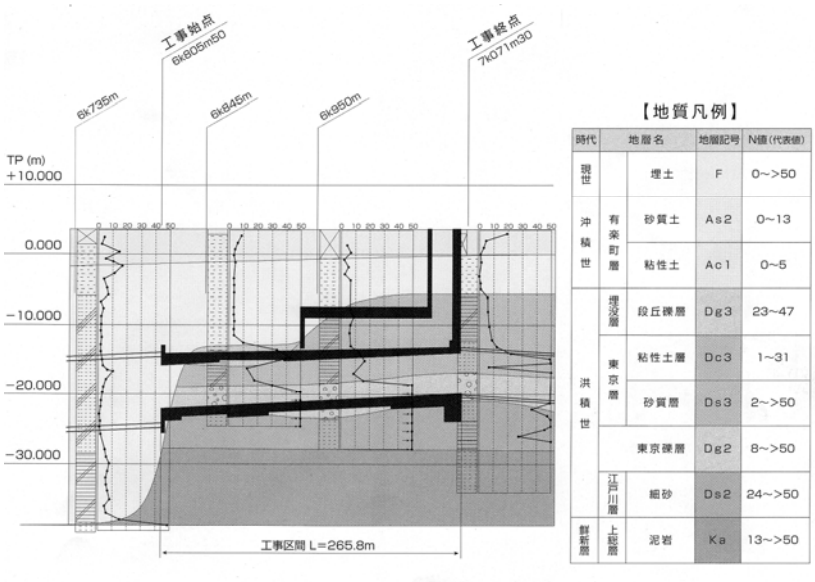


図 3-3-1-2　地質縦断面図

の東京層の粘性土層（Dc3)、砂質層（Ds3)、東京礫層（Dg2)、江戸川層の細砂層（Ds2)、上総層（Ka）となっている。

3．暫定開業対応策

当工区は、平成13年3月31日に東京テレポート駅から天王洲アイル駅間を暫定開業させることになっており、変電所関係の電気工事のほか軌道、機械、建築といった開業設備関係工事に要する期間約1年を見込むと、着手から3年で本体工事を完了させなければならず、そのための工法検討が最優先課題となった。

したがって、特に時間を要する既存の複線シールドトンネルの撤去に係る工期短縮を図るため、以下のような対策を採用することにした。

①セグメント解体空間確保のため、6段切梁をグラウンドアンカーに変更

②ワイヤーソー工法によるセグメントと2次覆工の一体撤去

4．施工

(1)既設トンネル撤去区間の施工

ア、土留工の施工

工区起点方の延長約 170m 間は車両基地への分岐のため既設シールドトンネルの撤去が必要で、その作業空間を確保する観点から6段目となる山留支保工を通常の切梁からグラウンドアンカーとすることとした。

グラウンドアンカー工法を採用するにあたっては、トンネルに極めて近接している松岡冷蔵の冷蔵庫及び日本通運の薫蒸倉庫への影響を防止する観点から、山留工の変位を60mm以下に抑える必要があったため､仮土留壁を剛性の高い鋼管柱列式土留工(通称ONS工法）とし、応力材にはφ800mm（t=21mm）の鋼管杭を採用した。

なお､開業設備工事への早期引渡しを考慮して工区の起点部から約40mを先行施工することとし、起点部から約 76m の位置に仕切壁（図 3-3-1-3）を設けた。仕切壁は先行区間外の土留工や窓開き部の特殊土留工の施工完了までの期間、先行区間内への地下水の流入遮断を目的として薬液注入を行うために設置したものである。薬液注入は、トンネル天端と側部には地上から、下部にはトンネル内部から行っている。なお、先行区間の掘削は、仕切壁側に法面を設けて施工した。

また、天王洲トンネルのシールド発進に必要な立坑部についても早期に引渡しをする必要があり、工区の終端部から約24mの位置に仕切壁を設置し、他の施工部より先行施工することが可能となる工法や体制を組んだ。

仕切壁仮設工・防護工（６Ｋ８７８Ｍ５００付近）

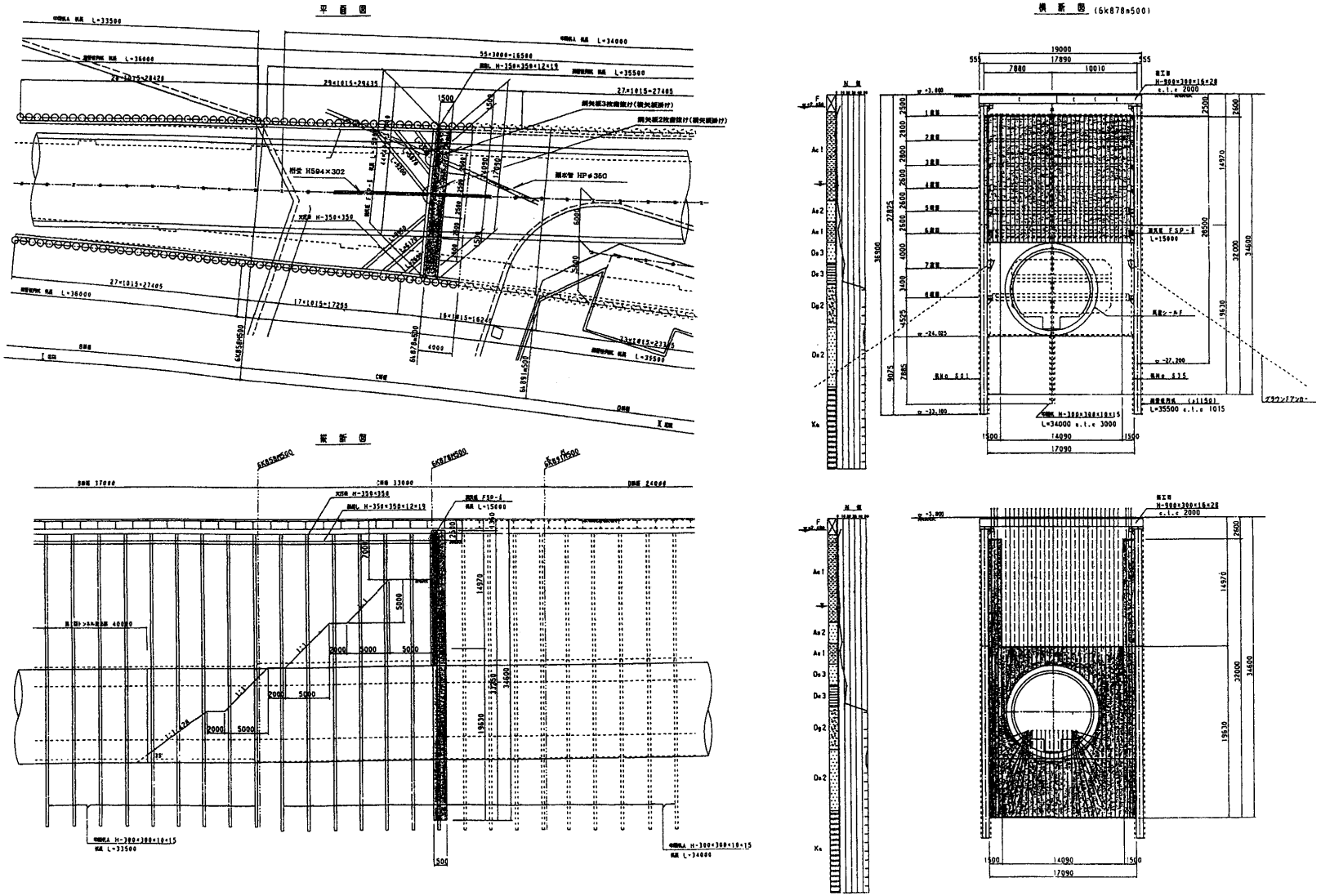


図 3-3-1-3　仕切壁設置図

イ、中間杭の施工

既設の複線シールドセグメントを撤去しなければならない起点方約 170m 間における中間杭は、セグメントを貫通して設置する必要があることから、以下のような方法により施工した。

①当該地区の地層の上部は崩壊しやすい砂質系の埋土であること、道路上に作業帯等の仮設ヤードを確保できないため作業は夜間施工とせざるを得ず、一連の作業工程が長期化する恐れがあること等から孔壁の崩壊防止ガイドパイプを用いることとし、φ600mm、L=5.5m の鋼管を設置した上で BH 工法により施工する。

②鋼管内をシルト・土丹用コアチューブで既設セグメント上部まで掘削し、その後φ500mm のセグメント用コアーチューブを使用して、セグメント天端にコアチューブを約 20cm 食いこませる。

③コアチューブとセグメント天端を注入により止水した上で、φ40.5mm のロッドを使用しセグメントを貫通削孔し、位置確認をする。

④位置確認の後、トンネル内に 2 分割した鋼製のガイド管（φ600mm）を建て込み、削孔により生ずる土砂のトンネル内流入を防止する。

⑤ガイド管建て込み後、下部セグメントを削孔し、再度シルト・土丹用コアチューブを挿入して所定の深度まで掘削する。

なお、中間杭として使用する H 鋼（H-300×300×10×15）はボルト接合とし、根固めの充填長は 16.7m とした。また、孔壁崩壊防止のため、地上まで周辺固定モルタルを注入した。写真 3-3-1-1 にセグメントの撤去状況を、表 3-3-1-1 に施工実績を、また図 3-3-1-4 に中間杭の施工手順を示す。



写真 3-3-1-1　セグメントの撤去状況
（左：地上より施工した中間杭）

表 3-3-1-1　中間杭の施工実績

工事種類	数量	平成9年度												平成10年度							
		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
中間杭 A	58本	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―							
中間杭 B	97本															―	―			―	―	
中間杭 C	12本														+							

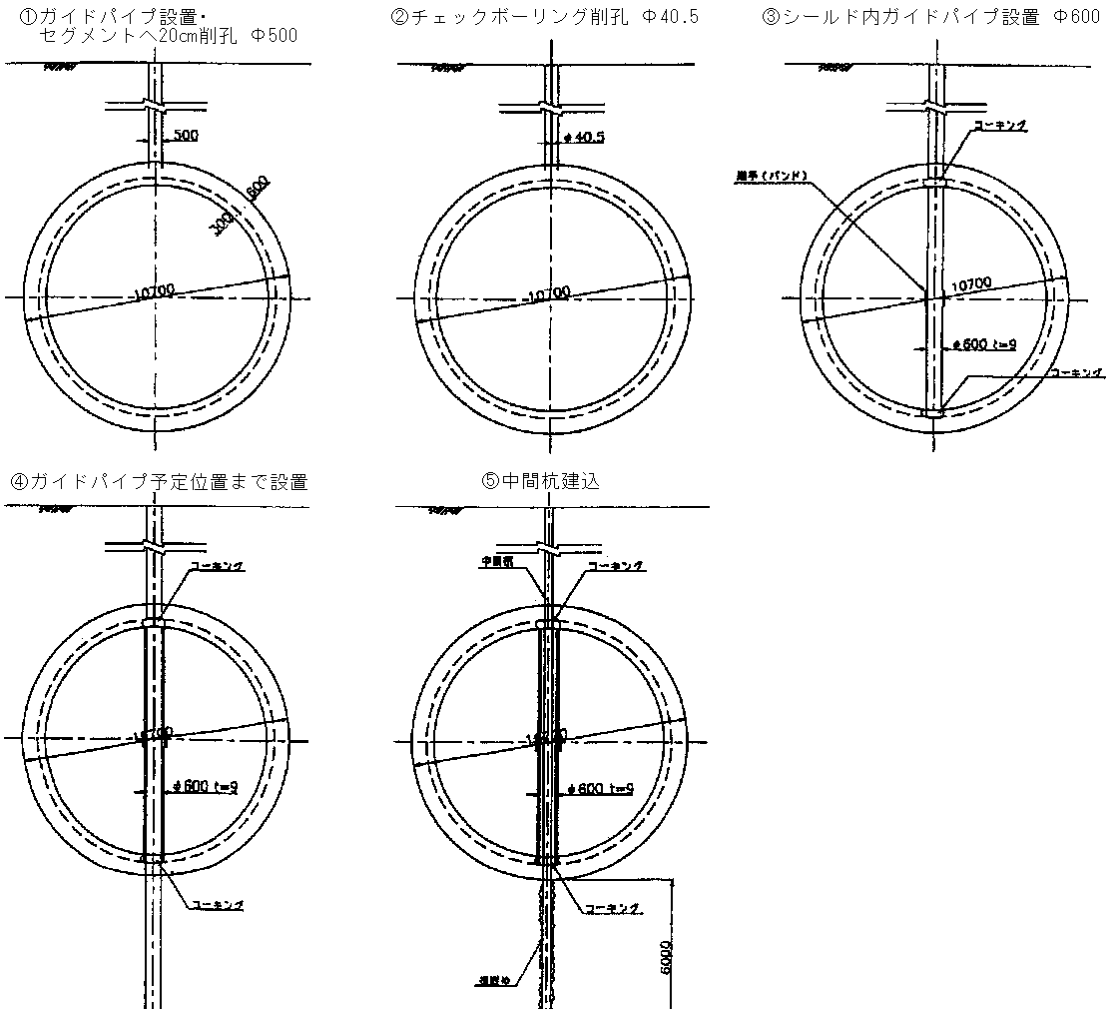


図 3-3-1-4　撤去セグメント部の中間杭施工手順図

ウ、セグメント撤去にあたっての諸試験

セグメントの撤去に先行し、ボルトボックスの取壊し試験及びセグメント引き上げ試験を行った(写真 3-3-1-1～3)。この試験は、通常想定していないシールドセグメントの取壊しに際し、ボルトボックスの取壊しに必要な歩掛調査とセグメントの取壊し方法及び地上への引き上げ方法の確認を目的としたものである。



写真 3-3-1-2　ボルトボックス取壊し状況



写真 3-3-1-3　ボルト引抜状況

ボルトボックスの取壊し試験では、コンクリートブレーカーを使用しての「はつり」

による撤去時間の把握及びトンネル上部におけるはつりの安全性確認を行った。

セグメント引き上げ試験では、

案-1　二次覆工を大型ブレーカーで取壊した後、ボルト切断しセグメントを引き上げる

案-2　二次覆工を大型ブレーカーで取壊した後、ワイヤーソーでセグメントを切断し引き上げる

案-3　二次覆工を取壊さず、ワイヤーソーにより二次覆工とセグメントを一体切断し引き上げる

の 3 案について検討し、特に重要な工期の短縮効果と経済性、安全性を検証した。その結果、ワイヤーソーの機械損料が高いため、セグメントと二次覆工を一体切断する案-3 は案-2 より若干高価になるが､案-2 では坑内でブレーカーを使用するため粉塵対策が必要となり安全性等を考慮すると必ずしも得策ではないと判断し、工程短縮を確実に確保できる案-3 を採用することとした。



写真 3-3-1-4
セグメントの引き上げ状況

エ、シールドセグメントの撤去

セグメントの撤去にあたっては、既設トンネルの外部を掘削することによりトンネル外部応力（土圧、地下水圧等）が解放され、撤去区間以外の部分に浮きあがり等の悪影響を与えないようにするため、6 次掘削前に撤去区間の両端部において 2 次覆工コンクリート（t=300mm）を切断し、撤去しない本体部のセグメントと縁切りを図ることとした（図 3-3-1-5)。

セグメントは千鳥状に組み立てられ、またセグメント天端には開削用の中間杭が貫通しているため作業空間が非常に制約されており、千鳥状での解体は困難であった。

そこで、セグメント天端の中間杭の中心から左右 50cm に振り分けた位置を上部の切断位置と定め、ブロック重量等を考慮した上で下部の路盤コンクリートまでの間を図 3-3-1-5 に示すように案-2 の場合は 8 分割、案-3 の場合は 6 分割して解体・撤去した。

また、路盤コンクリートより下部については、路盤コンクリートをブレーカーで取壊した上で切梁を設置し、その後下部セグメントのジョイント部の取壊し、ボルト切断の手順でセグメントを撤去した。(図 3-3-1-6)

なお、線路方向の長さは、切梁位置と重複しないよう切梁間隔 3.0m の 1/2 の 1.5m とした。

セグメントの撤去順序を図 3-3-1-7(1)(2)に、また撤去完了状況を写真 3-3-1-5 に示す。

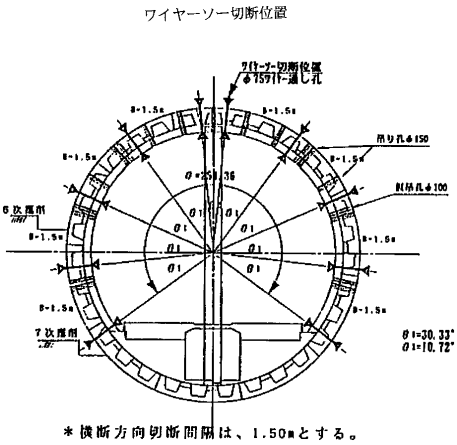


図 3-3-1-5　撤去セグメント切断位置図

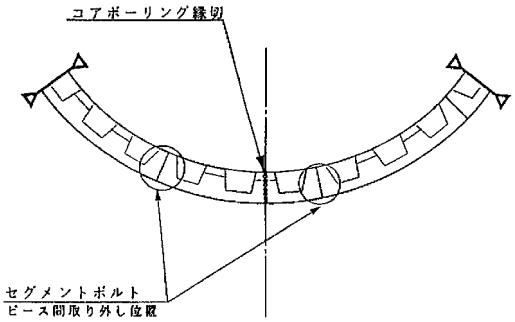
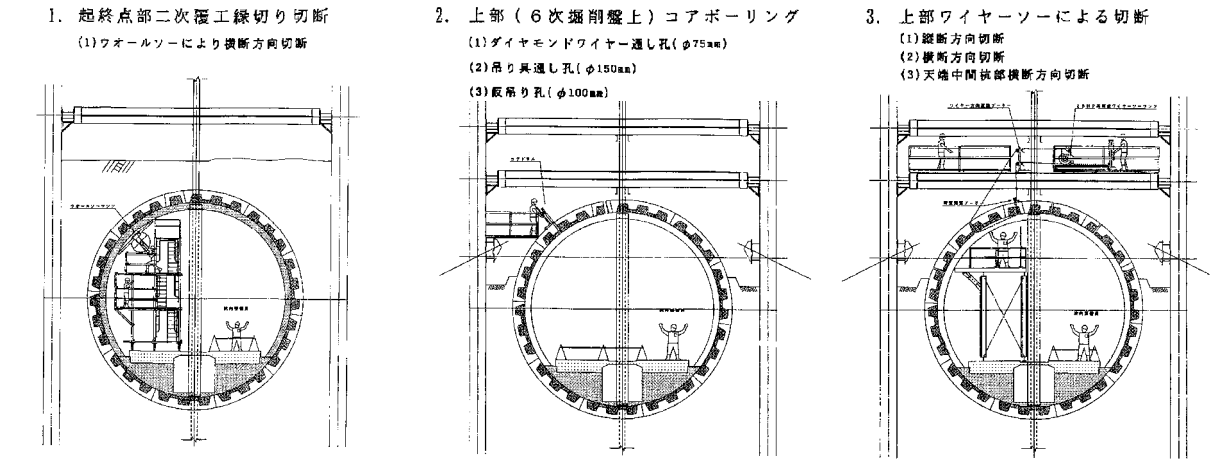


図 3-3-1-6　下部撤去セグメント切断位置図



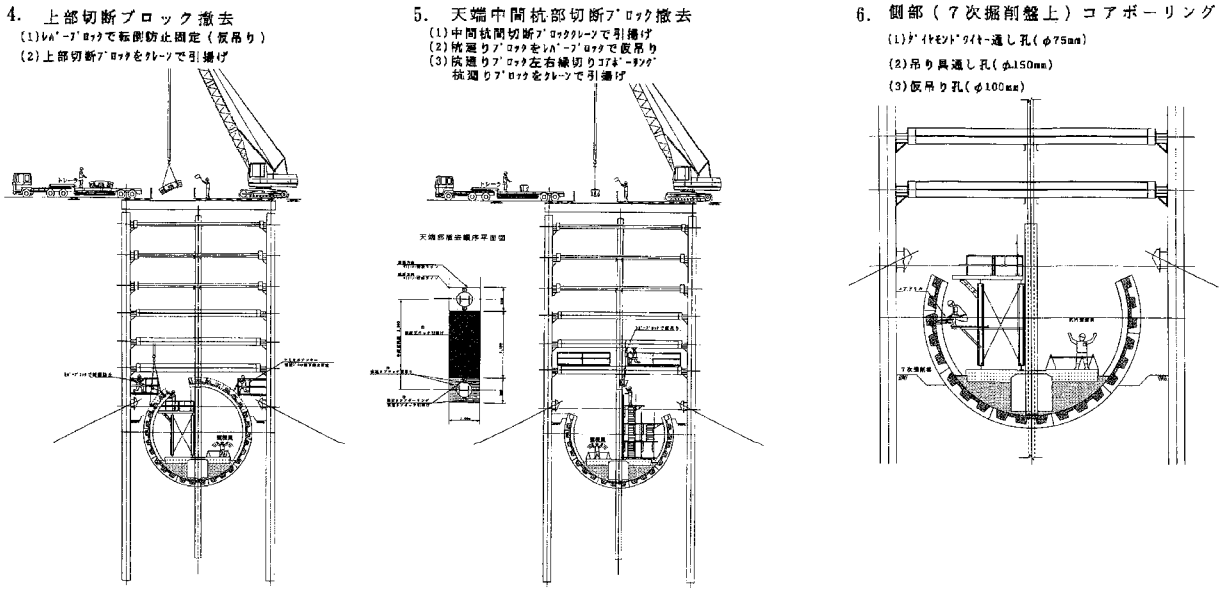


図 3-3-1-7　セグメント撤去順序図(1)

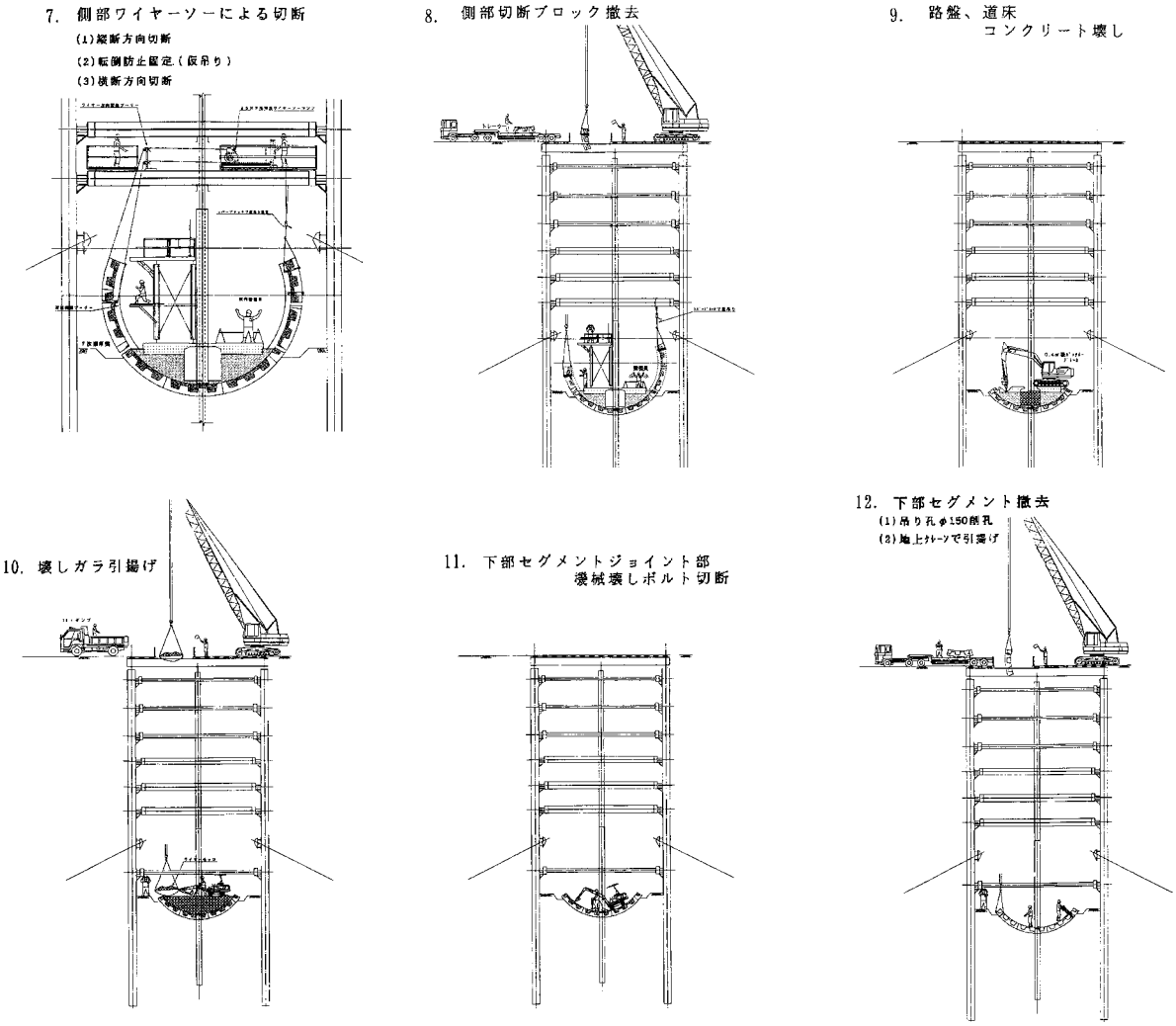


図 3-3-1-7　セグメント撤去順序図(2)

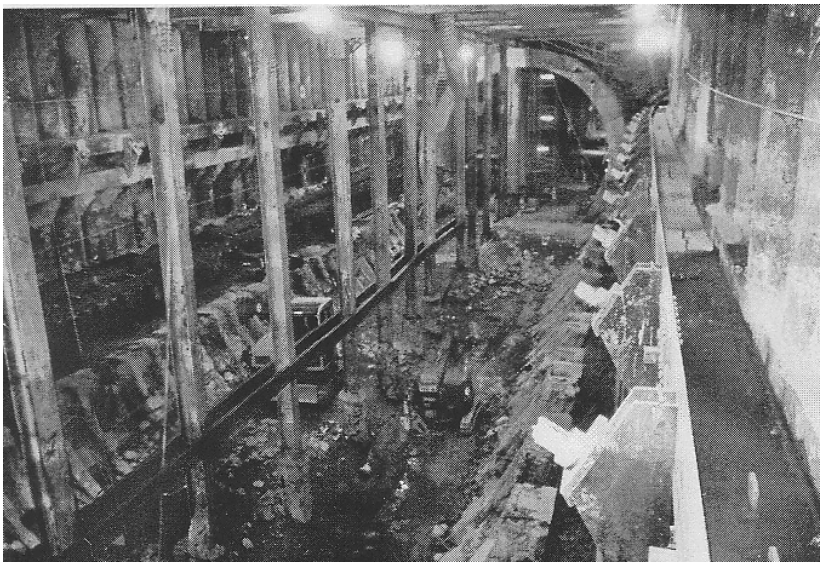


写真 3-3-1-5　セグメント上部・側部撤去完了状況
(写真中央：中間杭　　左右：仮設のグラウンドアンカー)

オ、地上部での制約

松岡冷蔵の敷地内での施工は、施設営業中には作業が出来ず、休業日である土曜日の深夜午前2時から日曜日の夜10時までの間に施工するという制約があったほか、交通量の非常に多い品川埠頭の道路上での施工は、交通管理者から昼間作業の許可を得られなかったため夜間工事とせざるを得ず、また道路上に作業帯の設置も出来なかった。したがって、プラントや作業用重機類を固定させることが出来ず、作業終了とともにプラントを含めた作業用重機類を毎回待機場所へ移動させるという厳しい条件下での施工となった。

松岡冷蔵敷地内での作業は、あらかじめ荷捌きステージ上部の庇を開閉式に改築するとともに、荷捌きステージを移動可能な仮設ブロックに改造し、土曜日深夜午前2時から施工に支障となる荷捌きステージを一時移動させた上で庇を開き、土留杭を施工した。また、日曜日の夜10時までには庇と荷捌きステージを復旧しなければならなかったが、施工出来高は、平均2本/日を確保することができた。

(2)一般トンネル区間の施工

ア、土留工の施工

既設トンネルの撤去を要しない天王洲アイル駅方の土留杭は、SMW 工法を採用した。応力材となる芯材は、L=31.5m～34.5mのH型鋼（H-428×407×20×35）を使用した。また、シールド発進部にはNOMST部材を使用した。

イ、中間杭の施工

本区間の中間杭は、一般的なオーガー削孔により施工した。

(3)本体構造物の施工

当トンネルは、東京テレポート駅から天王洲アイル駅方面への本線と既存の大井貨物ターミナルの一画に新設された車両基地への分岐部となっていることから、天王洲駅方の端部は天王洲シールドトンネルの発進立坑としての機能を有している。また、シールド発進部の上部には換気塔が、分岐部の上部には当路線の変電所が設置されている。

既設トンネルの撤去部は、図3-3-1-8に示すように1層及び2層、また一部は2径間のボックスカルバート構造となっている。一般トンネル区間は2層のボックスカルバート構造となっている。

開削トンネルの施工にあたって特に問題はなかったが、将来的な構造物のひび割れ対策として、コンクリートには低発熱セメントを使用した。

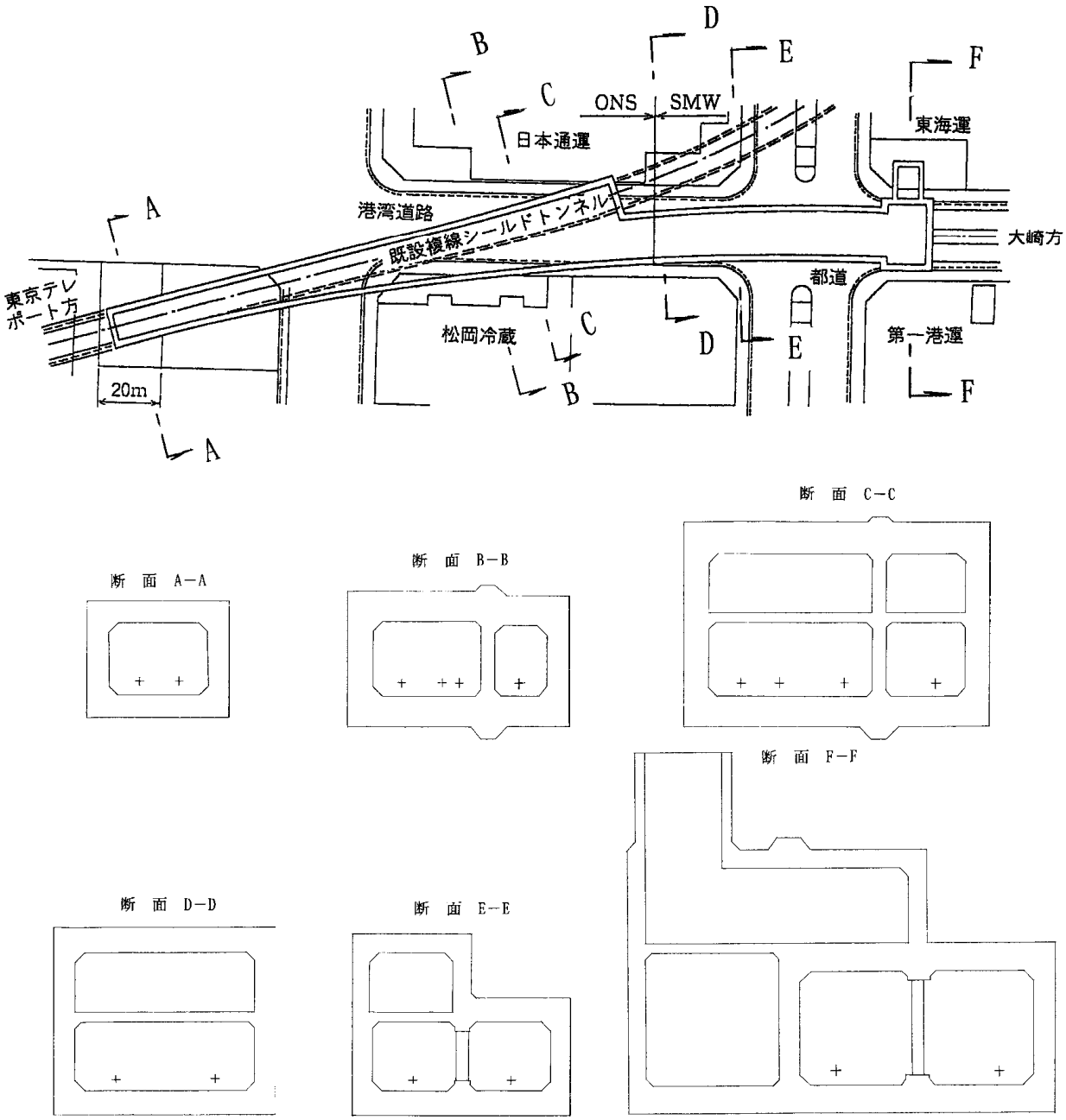


図 3-3-1-8　各断面における構造

(4)埋戻し

ア、杭頭処理

杭頭処理の時期については、道路管理者から暫定開業時には路面覆工を撤去しておくよう条件を付けられたため、一旦路面覆工を撤去し、開業後再度布堀りし、杭頭を撤去した。

なお、道路部の仮土留杭は道路管理者の指示で GL から 3.5m の位置で、また民地部は協議の結果 GL から 2.5m の位置で切断撤去した。

イ、埋戻し材

開削部の埋戻し材には、発生材再利用の観点から流動化処理土を使用した。当初計画では、他工区の残土を流用し品川埠頭用地内に流動化処理土製造プラントを設置することも検討したが、平成 12 年度には流用可能な残土が不足することが予測されたほか、購入土と設備費用の対費用効果の点から全数を新木場リサイクル工場製の処理土を購入することとした。埋戻しに使用した流動化処理土は約 69,000m^3 である。

なお、流動化処理土の施工管理及び品質管理の基準は、東京都建設局制定の基準に準拠した。図 3-3-1-9 に埋め戻し範囲を示す。

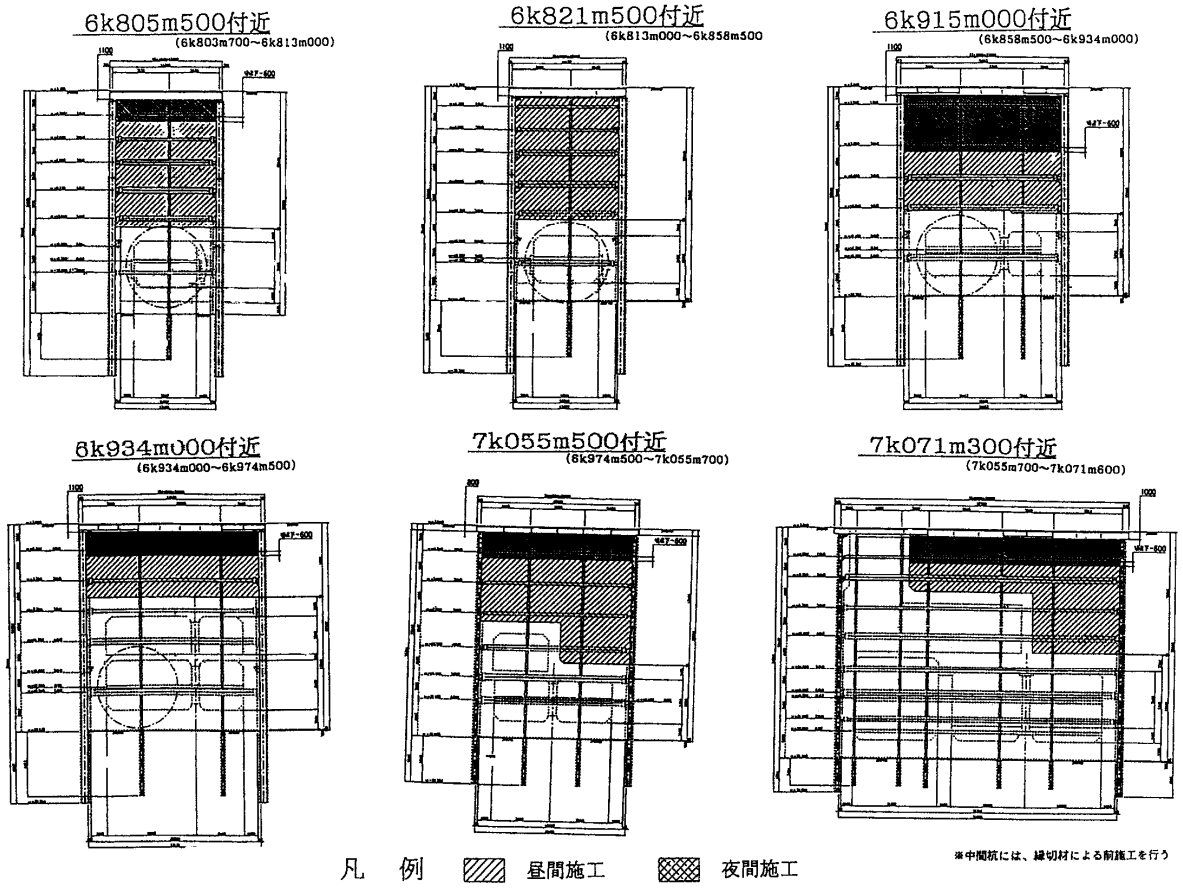


図 3-3-1-9　流動化処理土による埋戻し範囲

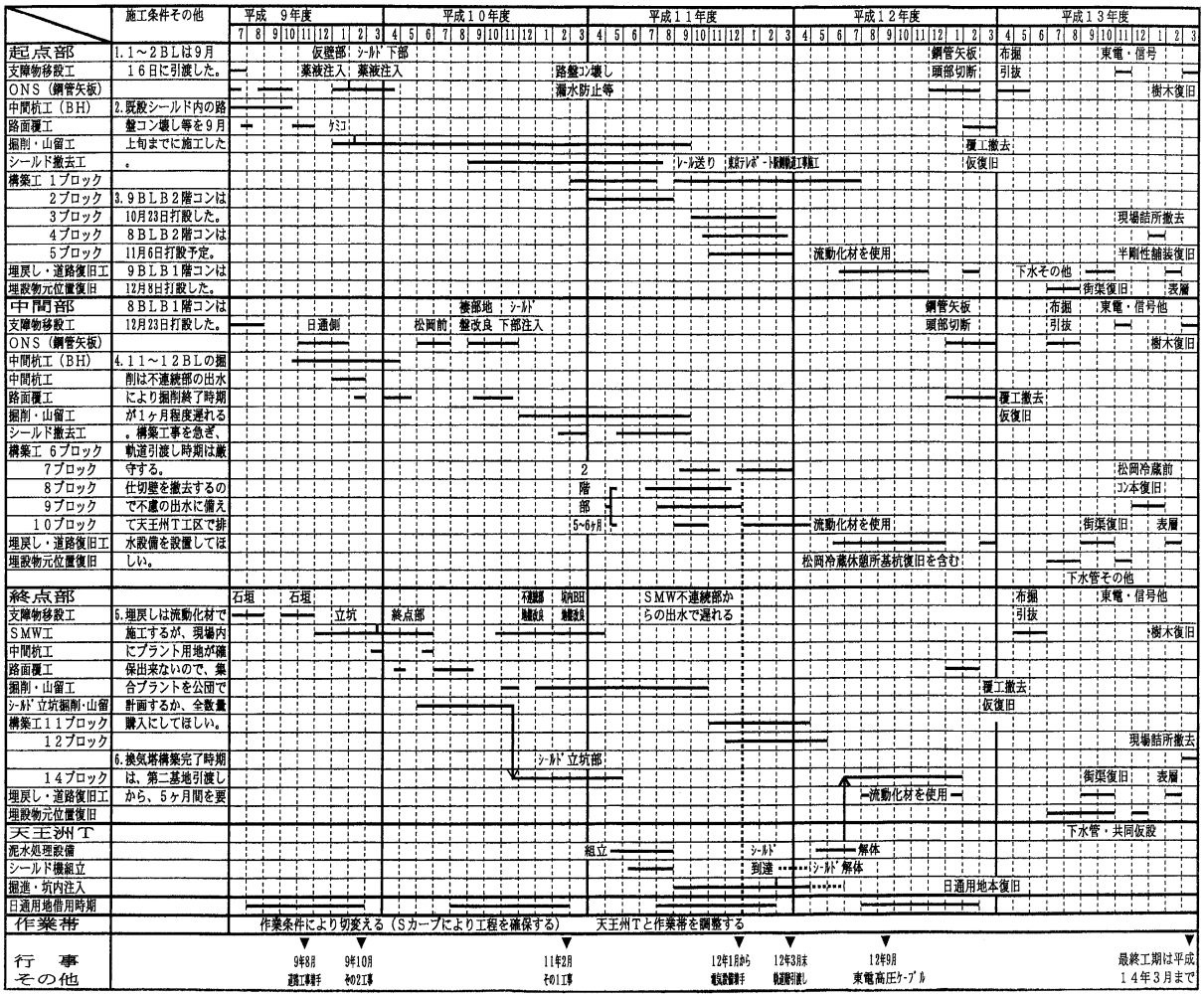
5. 工事工程

当工区の工期は、平成 8 年 10 月 29 日から平成 14 年 3 月 31 日までの 5 年 5 ヶ月間であったが、隣接工区の天王洲トンネルのシールド発進立坑直上部に品川変電所及び換気設備を設置することになっており、東京テレポート・天王洲アイル間を平成 13 年 3 月 31 日に暫定開業させることが確定していたため、開業設備工事のうち電気工事には平成 12 年 1 月までに、また軌道工事には平成 12 年 3 月までに構造物を引き渡さなければならないという非常に厳しい工程管理が求められた。

最も重要なポイントは、シールドセグメントの撤去期間の短縮策であったが、種々の

対策を講じた結果、無事開業設備工事への引渡しができた。全体工程を表 3-3-1-2 に示す。

表 3-3-1-2　全体工程表



6．特記事項

(1)台場遺跡の撤去

江戸時代に築造された台場遺跡が終点方の妻部内側に存在していることが予想されたため、土留杭（SMW 杭）の布掘を利用して石垣の確認調査を行った。

その結果、図 3-3-1-10 に示すような位置に石垣・捨石・松杭等の存在が明らかになったため、港区の教育委員会と協議した上で SMW 施工部分の石垣を撤去した。さらに掘削開始後、再度確認調査を行い、石垣の全体を撤去した。なお、石垣の一部は都下の公園などに保存されている。

撤去は、マルチドリル工法（MRO）により、ケーシングチューブの先端に取り付けた超硬チップを使用して、石垣類を切削して行った。

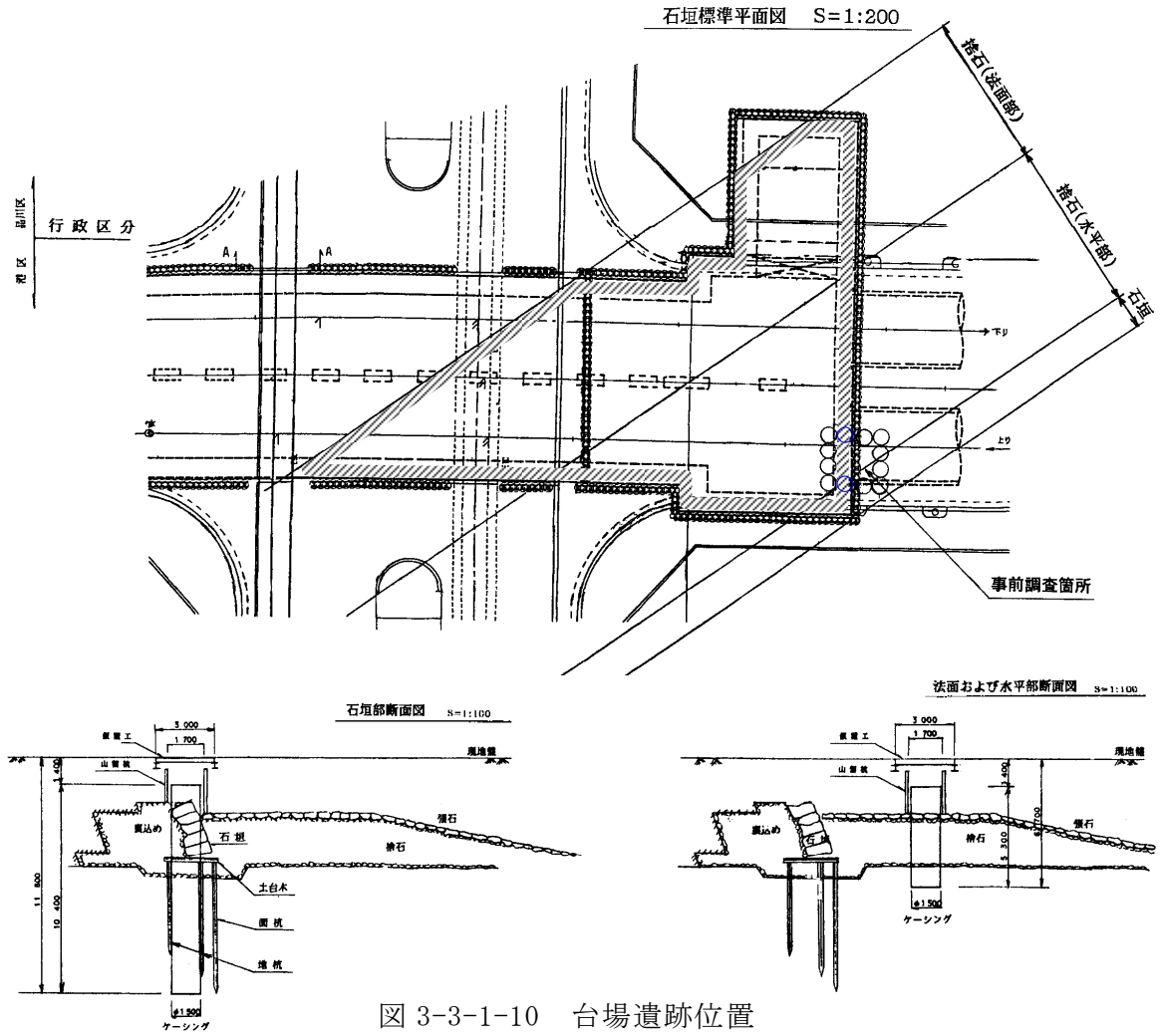


図 3-3-1-10　台場遺跡位置

(2)漏水処理対策

漏水防護対策は、以下のとおり行った。

①既存トンネルの漏水処理対策

既存トンネルの漏水対策は、構造物の経年状況を考慮し、線的な導水よりも面的な導水による方法が適していると思われる部分には FS ボードを構造物面に貼り付ける方法による導水とし、他の部分は難燃性プラスチック製のサンタック導水樋による導水とした。

②既存トンネルと新設トンネルとの取合い部における対策

既存トンネルと新設したトンネルとの間における漏水対策は、既設トンネル側に入った亀甲状のクラックからの漏水に対処するため、線的な導水より面的な導水による方法が適していると判断し、FS 導水ボードを構造物面に貼り付ける方法による面導水とした。

③一般的な漏水処理対策

通常の漏水箇所における漏水対策は、ステンレス板による方法で導水することとした。

第 2 節　天王洲トンネル

1. 工事概要

天王洲トンネルは、品川埠頭トンネル終点部に構築された立坑から発進し、天王洲駅に向かう延長 581.2m の単線並列式シールドトンネルである。トンネルは、セグメント外径 7.1m、トンネル純間隔 2.7m～3.74m の泥水式シールドにより施工された。

立坑より発進されたシールドは、東海道貨物線、新幹線基地線、京浜運河下を横断し、東品川清掃作業所、東京モノレール羽田線、首都高速 1 号線の構造物下を通過して天王洲駅に到達する。

平面線形は、発進後約 80m 以降は曲線半径 R＝300m となり、天王洲駅手前約 75m から R＝800m になる。

縦断線形は、石川組倉庫基礎杭との離隔確保から 25‰の下り勾配で、京浜運河下から運河護岸基礎杭及び他構造物基礎杭との離隔から 15‰の上り勾配である。

土被りは、発進部で 19m、中間の京浜運河下で最小 16m、京浜運河通過後最深部で 27m となり、到達付近では 25m である。

図 3-3-2-1 に線路平面、図 3-3-2-2 に線路縦断を示す。

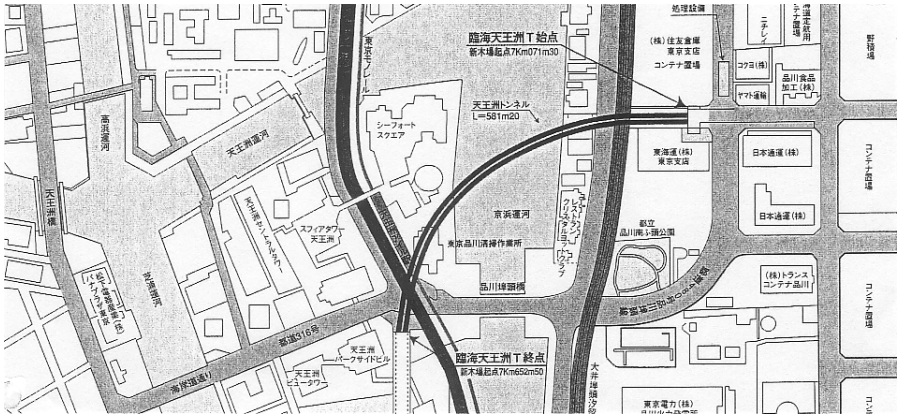


図 3-3-2-1　線路平面図

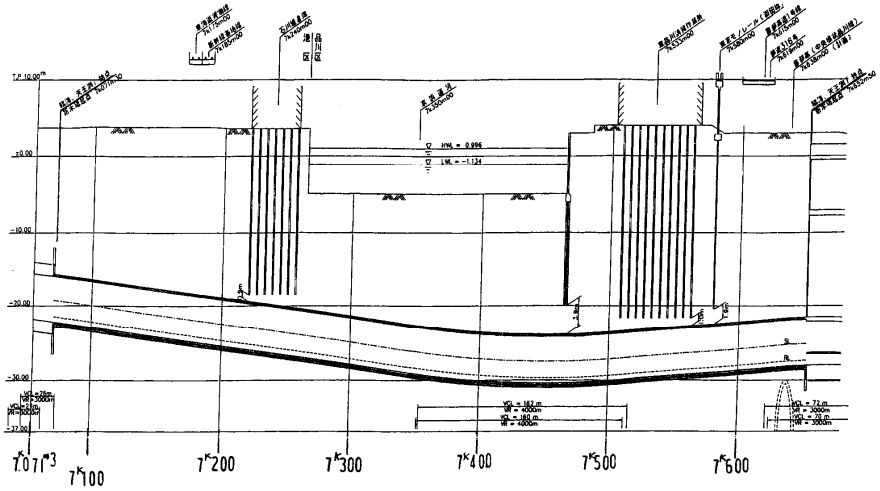


図 3-3-2-2　線路縦断面図

トンネル通過直上部には重要構造物が点在しており、それらとの交差状況を表3-3-2-1に示す。

表 3-3-2-1　重要構造物との交差状況

発進部からの位置	交差構造物		交差状況	離隔	
				水平	鉛直
104m付近	東海道貨物線	基礎杭	側部近接	7.1m	1.5m
114m付近	新幹線基地線	基礎杭	側部近接	7.1m	1.5m
169m付近	(株)石川組倉庫	基礎杭	直下横断	0	0.9m
269m付近	東品川清掃作業者	基礎杭	直下横断	0	3.9m
462m付近	京浜運河護岸	基礎杭	直下横断	0	1.0m
509m付近	東京モノレール羽田線	基礎杭	直下横断	0	1.9m
544m付近	首都高速1号線	基礎杭	側部近接	1.0m	1.4m

工期は、平成10年7月7日から平成12年10月6日までであるが、平成11年1月よりシールド機の製作を開始し、シールド掘進は上り線を先行し平成11年9月中旬に発進し、また下り線も平成11年10月下旬に発進し、平成12年4月上旬に両線同時に到達した。

主な工事内容を表3-3-2-2に、トンネル断面を図3-3-2-3に示す。

表 3-3-2-2　契約工事内容

名称	工事種類	単位	数量
トンネル	シールド機製運	基	2
	RCセグメント製運	ﾘﾝｸﾞ	530
	DCⅠセグメント製運	ﾘﾝｸﾞ	170
	DCⅡセグメント製運	ﾘﾝｸﾞ	45
	DCⅢセグメント製運	ﾘﾝｸﾞ	85
	推進工	m	1,160.0
	下部コンクリート工	m	1,160.0
	土捨	m^3	46,000
	家屋事前調査	式	1

2. 地形・地質

本工事の施工位置は海抜 2～3m の東京低地で､海域から汽水域の堆積物が厚く堆積した地域である。

シールド掘削断面の地質は、発進地点から230m間は上部が東京礫層（Dg_2）下部が江戸川層砂質土（Ds_2）である。それ以降250m間は大部分が江戸川層砂質土で、下部底盤付近に上総層（Ka）があり、その後到達地点までは発進付近の地質と同じ構成となっている。

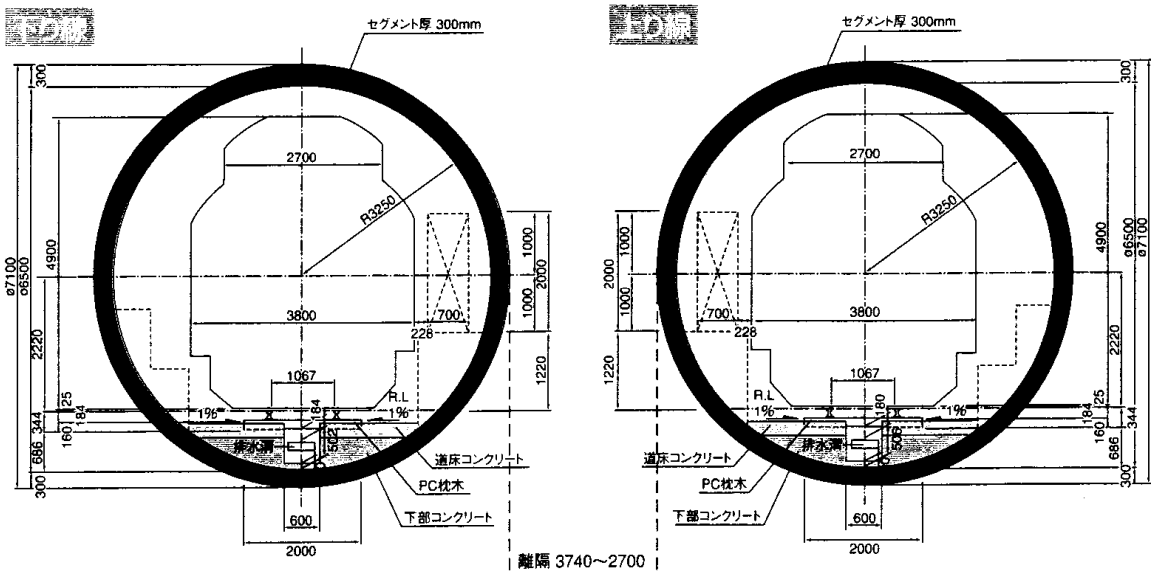


図 3-3-2-3　トンネル断面図

東京礫層、江戸川層及び上総層群に不規則に狭在する細砂優勢群の被圧地下水は、地層の分布状態や現場透水試験、湧水圧測定結果などからいずれも被圧水頭が高く、掘進

管理上注意を要する点となった。また、トンネル上部の上部東京層（粘性土）は比較的厚く分布しており、地盤沈下等にも留意する必要があった。

図 3-3-2-4 に地質縦断図を示す。

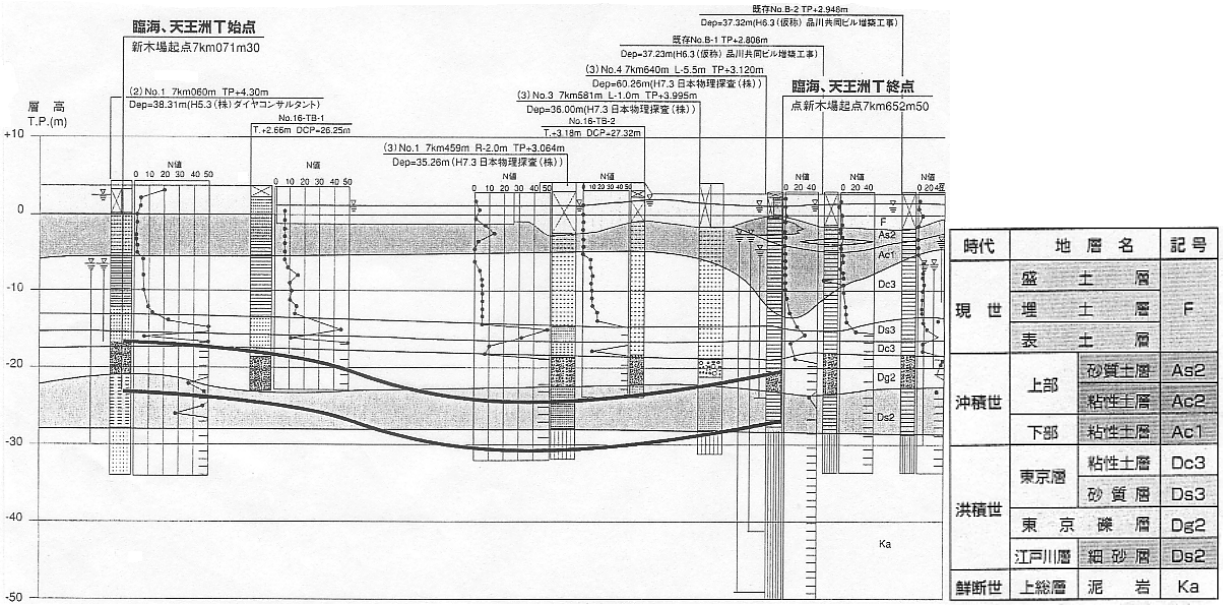


図 3-3-2-4　地質縦断図

3．設計、施工計画

(1)シールド機の設計

シールド機械の設計にあたっては、トンネル通過部上の重要構造物、京浜運河護岸などの施設に支障を与えないように切羽の安定を図り、厳しい地質条件での安定した掘削を主眼に泥水式シールドを採用した。

ア、シールド機仕様

シールド機は、外径 D＝7.25m、機長 8.44m、ステアリング比（L/D）1.164 である。装備推力は P＝4,800t（200ｔ×24 本）で、切羽単位面積当りは（P/A）116ｔとなり、地質条件や泥水圧により算出した所要推力値に曲線施工に推力上昇を見込んでも安全率は 1.84 倍になり十分安全となっている。

表 3-3-2-3　シールド機諸元

1、シールド本体 名称		数量	仕様
シールド本体	外径 × 全長	1式	Φ7,250×L8,440
	テールシール	3段	ワイヤブラシ
ジャッキ	シールドジャッキ	24本	200t × 2,150st × 350kg/cm²
パワーユニット	油圧ポンプ	1台	70L/min × 350kg/cm²
	電動機	1台	55kw × 4p × 400v × 50Hz
早戻り パワーユニット	油圧ポンプ	1台	100L/min × 210kg/cm²
	電動機	1台	45kw × 4p × 400v × 50Hz
NOMST用 パワーユニット	油圧ポンプ	1台	4.3L/min × 350kg/cm²
	電動機	1台	3.7kw × 4p × 400v × 50Hz
2．カッタディスク 名称		数量	仕様
カッタ	型式	1式	中間支持型
	回転数		0.7 rpm (v=15.9m/min)
	トルク		常用 492 tf-m 最大 591 tf-m
	面板開口率		28%
駆動機	トルク×回転数		6529kgf-m × 6.7rpm I=1/216
	電動機		45kw × 4p × 400v × 50Hz
コピーカッタ	ジャッキ	2本	16.4tf × 175st × 210kg/cm²
	油圧ポンプ	1台	33L/min ×210kg/cm²
	電動機	1台	15kw × 4p × 400v × 50Hz
スリット開閉装置	開閉ジャッキ	6本	10.5t × 550st × 210kg/cm²
	パワーユニット		シールド本体と共用
3．アジテータ 名称		数量	仕様
アジテータ	羽根外径	2基	Φ950
	回転数		50 rpm Max
	油圧モータ	3台	861kgf-m × 210kg/cm²
	油圧ポンプ	2台	135L/min × 210kg/cm²
	電動機	2台	55kw × 4p × 400v × 50Hz
4．エレクタ 名称		数量	仕様
旋回系	型式		門型リングギャ方式
	旋回速度		0.4rpm（低速） 0.9rpm（高速）
	旋回角度		±200度
	油圧モータ	2台	138kgf-m × 195kg/cm²
	油圧ポンプ	1台	140L/min × 195kg/cm²
	電動機	1台	55kw × 4p × 400v × 50Hz
ジャッキ系	昇降ジャッキ	2本	11t × 950st × 140kg/cm²
	摺動ジャッキ	1本	17.2t × 700st × 140kg/cm²
	押上ジャッキ	2本	7.0t × 200st × 140kg/cm²
	振れ止ジャッキ	2本	2.75t × 150st × 140kg/cm²
	油圧ポンプ	1台	51L/min × 140kg/cm²
	電動機	1台	15kw × 4p × 400v × 50Hz

装備トルクは、常時 T＝492t-m、最大 T＝591t-m であり、そのα値（T/D）は 1.3～1.6 となり硬質地山の安定掘削に十分対応できる値となっている。

表 3-3-2-3 にシールド機の諸元を、図 3-3-2-5 に泥水シールド掘進機を示す。

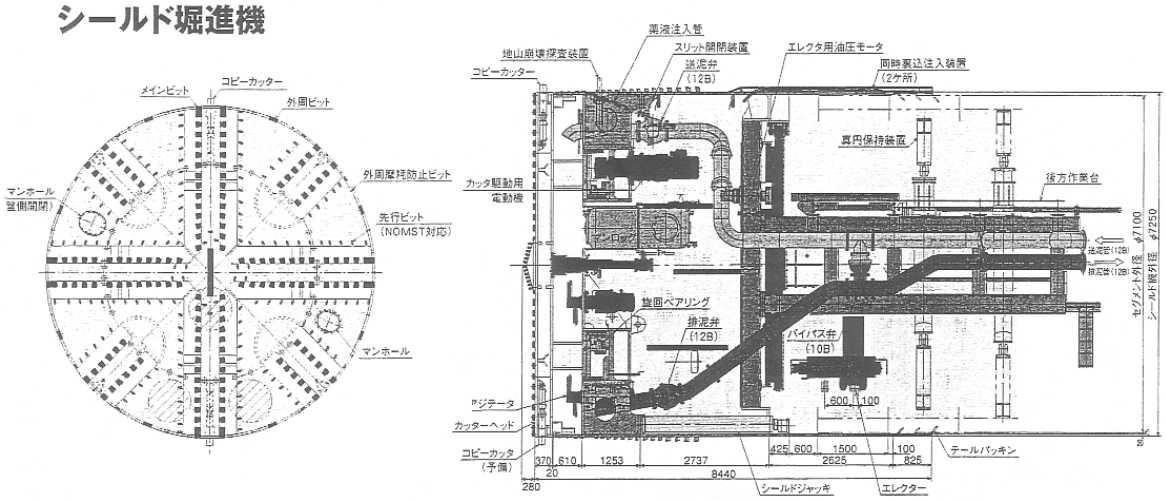


図 3-3-2-5　泥水シールド掘進機

①カッターディスク

カッター支持方式は、大断面シールドにおいて最も実績のある中間支持方式とし、駆動方式は電動を採用した。また、スリット開閉装置をカッタースリット上部 3 箇所に装備し、停止時にはスリットを閉鎖し、山留効果を高めて切羽崩壊の防止をする構造とした。

②コピーカッター

曲線施工の線形精度を確保するため、オーバーカッタ装置の他に全断面任意掘削可能なコピーカッター装置（ストローク S＝170m/m）2 基（1 基予備）を装備した。

③テールシール

テールシールは、泥水、地下水及び裏込注入材のシールド機内への漏水を防止できるだけの耐圧、耐磨耗性を有する材質とし、また、セグメント背面の不陸にも追従性のあるワイヤーブラシ型を 3 段装備した。

また、止水効果を増すためにテールシール間には耐水、耐久性に優れた充填材を補充し、非常時に備えて機内側 1・2 段目のシールは交換が可能な構造とした。

④切羽探査装置

切羽の余堀及び崩壊状況の探査装置として土圧計式探査装置をカッターディスク外周に装備した。

⑤真円保持装置

組立後のセグメントの変形を防止し、真円度を保持するため上半特上摺動式の特上ジャッキ（30ｔ×500㎜）2 本を装備した。

⑥シールドジャッキ早戻し油圧回路

セグメント組立時間短縮のため、シールドジャッキ早戻し油圧回路を装備した。このため、シールドジャッキ5本作動時の引き戻し速度は800㎜/minとなった。

⑦NOMST壁への対応

発進立坑連続壁の坑口部は、CFRPロッドを使用したNOMST壁（厚さ700㎜）であり、シールド機カッターで直接切削するため次の対策を行った。

1)先行ビットの形状・配置

形状は、切削効率がよく耐久性に富んだ鋭利な山形形状とし、高さはカッタービットより20㎜先行するように900㎜とした。取付けピッチは、狭すぎると切削したコンクリートが付着するため60㎜ピッチとし、最外周8パス、外周4パス、内径2パスとした。

2)NOMST切削用専用パワーユニット装置

通常の掘進時ジャッキスピードは0～50㎜/minであり、微妙な速度制御が出来ないためNOMST壁切削用として0～3㎜/minのシールドジャッキパワーユニットを装備した。

3)同時裏込め注入管防護特殊切削ビット装備

NOMST 壁切削時、同時裏込め注入管を防護するため、注入管前部に特殊ビットを装備した。

(2)セグメントの設計

ア、RCセグメント

発進立坑から京浜運河を渡り東品川清掃作業所にかかる区間は RC セグメントで、外径7，100㎜、厚さ300㎜、幅1，500㎜でリング6ピース分割とし、今までにない幅広セグメントであり、リング間継手に高剛性インサート継手、セグメント間継手に平板インサート継手を採用した。

異形セグメントは片テーパーとし、テーパー量 47 ㎜で R＝300m 用及び蛇行修正用も含んでいる。

イ、ダクタイルセグメント

東品川清掃作業所、東京モノレール羽田線の構造物基礎杭及び天王洲駅到達付近に計画されている首都高速品川環状線（シールド工法）のそれぞれの構造物の付加荷重を考慮し、荷重に対応して 3

表 3-3-2-4　セグメント使用一覧表

セグメント種別	R.Cセグメント	ダクタイルセグメント		
		D.C Ⅰ型	D.C Ⅱ型	D.C Ⅲ型
(上り線) 使用位置	7k065m2～7k470m2	7k470m2～7k572m2	7k572m2～7k602m2	7k602m2～7k655m0
延　長	(405m)	(102m)	(30m)	(52.8m)
使用数量	270 リング	85 リング	25 リング	44 リング
(下り線) 使用位置	7k075m3～7k470m8	7k470m8～7k575m4	7k575m4～7k599m4	7k599m4～7k651m0
延　長	(394.5m)	(105.6m)	(24m)	(51.6m)
使用数量	270 リング	88 リング	20 リング	43 リング
対象構造物		東品川清掃作業所	東京モノレール羽田線	首都高速道
断面諸元	(mm)			
セグメント外径	7,100	7,100		
セグメント幅	1,500	1,200		
セグメント厚さ	300	300		
外主桁厚		20	15	18
内主桁厚		19	9	14
外側ｽｷﾝﾌﾟﾚｰﾄ厚		33	10	28
内側ｽｷﾝﾌﾟﾚｰﾄ厚		35	11	28
断面積A (㎠)		598.17	264.60	498.74

種のダクタイルセグメント（DCⅠ型、DCⅡ型、DCⅢ型）を用いた。

形状は、外径 7,100 ㎜、厚さ 300 ㎜、幅 1,200 ㎜で、DCⅠ型、Ⅱ型はリング７ピース分割であるが、DCⅢ型は８ピース分割で弾性ワッシャーを使用した。

異形セグメントは片テーパーとし、テーパー量 46 ㎜の R＝300m 用、テーパー量 39 ㎜の R＝800m 用で蛇行修正用も含んでいる。

表 3-3-2-4 にセグメント使用一覧を示す。

(3)仮設備

当工事にあたり、昼夜連続で施工するシールド工事に伴う地上設備（泥水処理プラント）は、品川埠頭工事で使用していた都道 480 号線の中央分離帯と新たに車道の一部を占用し、巾 11m、延長約 90m 範囲で設置した。また、泥水処理プラントから発生する騒音及び振動の低周波対策として、防音ハウスを設置した。

また、セグメント等の資材置場として、立坑内の中床上にストックヤードを設けた。

4. 施工

(1)NOMST 壁の切削

ア、発進防護工

シールド機での切削による NOMST 壁の大割れ防止のため、壁背面に予め地盤改良(CJG 工)を行った。

表 3-3-2-5 に施工仕様、配合を、図 3-3-2-6 に発進防護工を示す。

表 3-3-2-5　施工仕様

施工仕様

項　　目	仕　様
改良径　（φ mm）	1,600
噴射圧力　（kgf/cm²）	350～400
引上げ速度　（分/m）	20
硬化材吐出量　（%/分）	180
超高圧吐出量　（%/分）	70

配合表　（1m³ 当り）

材 料 名	配合量	比重
普通ポルトランドセメント	500kg	3.16
混 合 材	200kg	2.66
混 和 剤	7.5kg	1.20
水	760%	1.00

・混合材 ： カルシウム鉱物、粘土鉱物の混合品
・混和材 ： ナフタリンスホン酸系等の流動化促進剤

イ、NOMST 壁切削

シールド機先端が NOMST 壁に当たるまでシールド機を空推進させた後、チャンバー内に清水を充満してカッターを回転させ、排泥管の閉塞防止のため NOMST 部材を確実に細かく切削する必要から NOMST 切削用専門油圧系統を使用して、超低速（推進速 1～3 ㎜/min 程度）でシールドジャッキを制御した。これにより、ほぼ問題なく完了した。

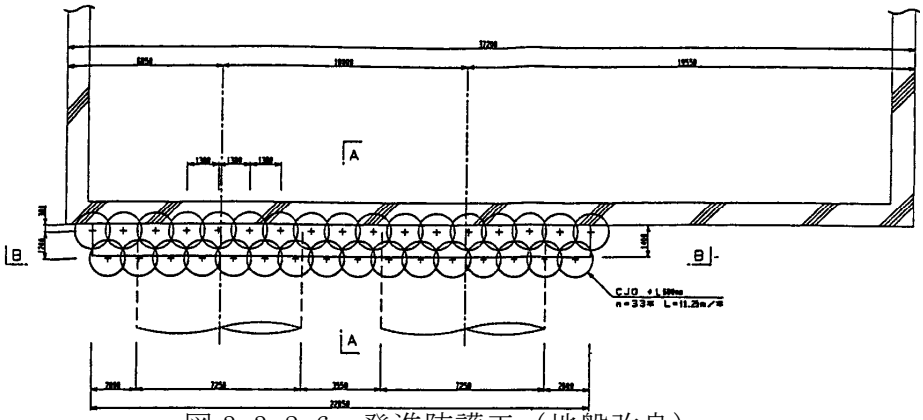


図 3-3-2-6　発進防護工（地盤改良）

表 3-3-2-6 に NOMST の主な仕様を示す。

(2)シールドの掘進

ア、初期掘進

シールド機が立坑を発進し、機械の運転や流体輸送に必要な後続設備全てがトンネル坑内に収納できる長さを 75m とし、これまでを初期掘進とした。

初期掘進でシールド掘進データ(推力、カッター圧力、切羽水圧）及び地盤変位の計測データを収集し、切羽水圧、裏込注入圧、注入量の掘進管理値の設定の確認を行って､本掘進にフィードバックした｡また、シールド機の方向制御維持等もこの段階で把握し、本掘進に反映させた。

イ、本掘進

初期掘進で得られたデータを基に、切羽泥水圧、掘削土量、裏込注入量、注入圧、シールド機姿勢制御等を適切に管理し、地表面変状、トンネル内の漏水、蛇行等を極力抑えることとした。安定した掘進を行うため切羽泥水圧の変動を極力抑え、掘進速度は 30～35 ㎜/min 程度を標準とした。また、推力についても過大な推力はセグメントに悪影響を及ぼす原因となることから充分な管理を行った。

図 3-3-2-7 に掘進サイクルタイムを示す。

①施工管理

シールド掘進にあたり、安定した掘進を行い、工程・安全・品質を確保することを目的とした施工管理項目を表 3-3-2-7 に示す。

それぞれの計測機器からのデータを制御システムにより管理･制御を行うとともに、中央管理室に設置したホストコンピュータでリアムタイムにデータの標示・解析・保存を行った。

表 3-3-2-6　NOMST の主な仕様

土留壁施工方法		SMW φ850 ㎜
NOMST寸法	：幅	430 ㎜
	：厚さ	700 ㎜
新素材コンクリートの設計基準強度		700 kgf/c㎡
CFRPロッドサイズ	：主 筋	φ30 ㎜ × 5本 φ25 ㎜ × 2本 φ20 ㎜ × 1本
	：スターラップ	□10 ㎜ × 15

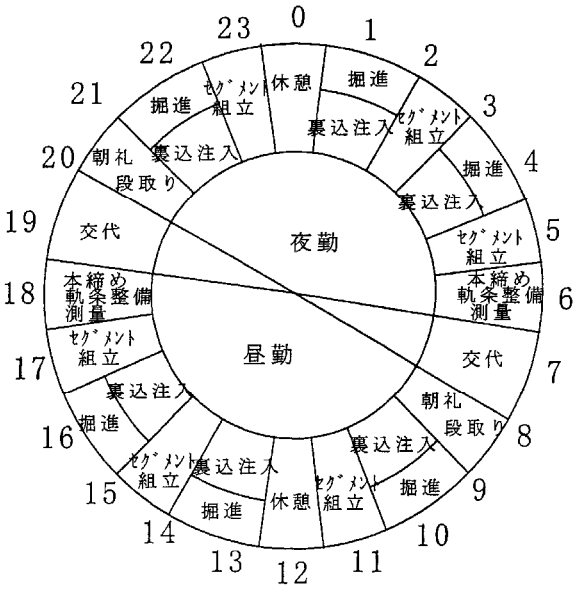


図 3-3-2-7　掘進サイクルタイム

表 3-3-2-7　施工管理項目

管理項目	計測管理	計測機器	制御、解析、収集、監視等
泥水管理	切羽水圧	水圧計	・シールド機制御盤 ・シールド計測管理システム
	送排泥圧	〃	
	送排泥流量	流量計	
シールド機操作管理	シールド推力	油圧計	・シールド機制御盤 ・シールド計測管理システム
	ジャッキ速度	各種検出器	
	ジャッキストローク	〃	
	カッター回転数、トルク	〃	
	中折ストローク	〃	
	コピーカッター	〃	
	ピッチング	〃	
	ローリング	〃	
掘削土量管理	排土量	土量管理システム	・シールド機制御盤 ・シールド計測管理システム
裏込注入管理	注入圧力	圧力検出器	・裏込注入制御盤 ・シールド計測管理システム
	注入量	電磁流量計	
測量管理	ピッチング	各種検出器	・自動測量システム
	ローリング	〃	
	ジャイロ角度	ジャイロコンパス	
	センター、レベル測量	自動測量システム	
	距離測量		
地盤変状管理	切羽崩壊探査	切羽崩壊探査装置	
	地表面測量	レベル	

②泥水管理

切羽安定は、安定液の以下に述べる性質の相互作用による。

ア、安定液の液圧力により切羽に作用する土圧・水圧に抵抗させる。

イ、切羽面に不透水性泥膜（ﾏｯﾄﾞｽｸﾘｰﾝ）を形成し、安定液圧力を有効に作用させる。

ウ、切羽面から安定液がある程度の範囲に浸透し、せん断強度を増加させる。

以上の条件において

泥水圧力＝（切羽静止土圧＋水圧）＋（浸透圧力、0.2 kg/cm^{2}程度）とした。

表 3-3-2-8 に泥水管理基準値を示す。

表 3-3-2-8　泥水管理計画基準値

泥水管理基準測定項目	泥水管理計画基準値	特　　性
ファンネル粘度	25～30秒	泥水の浸透性
泥水比重	1.15～1.20	泥水の固形分量
砂分含有率	3～5%	

③掘進管理

1)切羽水圧の保持

シールド機のバルクヘッドに取付けた切羽水圧検出器で切羽圧力を感知し、切羽水圧調整弁の開度を自動的に調整し、送泥量を制御した。設定圧力は、0.2～0.3Mpa とした。

2)送泥水圧調整

送泥管に取付けた送泥圧力計の圧力を感知し、送泥ポンプの回転数を制御して流量を調整することにより送泥水圧を調整した。

3)送泥流量の測定

泥水は、送水管に取付けた電磁流量検出器により流量を検知し、監視盤の送泥流量計に指示される。送泥流量と排泥流量を比較することにより、切羽の逸水、余堀状態、配管の漏水等を把握した。

4)排泥流量調整

掘削した土砂は、送られた泥水と一緒に排泥ポンプにより排出される。排出した泥水（送泥量＋掘削量）流量は、排泥管に取付けられた電磁流量検出器により検出する。排泥ポンプの回転数を制御することにより排泥流量を自動的に調整した。

5)送泥密度・排泥密度の測定

送泥ポンプにより送られた泥水は、単管密度計により送泥密度を検出し、乾砂量測定用演算器、記録計に送られる。また、排泥ポンプより送られた泥水は、同様に排泥密度を記録する。送泥密度と排泥密度を比較することにより切羽の余堀状態、逸水状態を把握した。

6)掘削量の測定

1 リング当たりの送泥流量積算と排泥流量積算から掘削流量積算を計算し、積算した値をデジタル表示した。また、送泥乾砂量と排泥乾砂量から掘削乾砂量を測定した。

7)掘削偏差流量の測定

送泥と排泥の流量測定とシールドジャッキ速度（掘進速度）測定により、掘削時の偏差流量を測定した。

掘削偏差流量　　$Qd\ (m^3/min) = Q_2 - (Q_1 + A \times J_{SP})$

Q_1 ： 送泥流量 ・ Q_2 ： 排泥流量

A ： シールド機掘削面積（m^2）

J_{SP} ： ジャッキ速度　　（mm/min）

（判定）

・Qd の指示値が　±0 の時 ―――― 正常な状態

・　　〃　　＋ の時―――――― 余堀の状態

・　　〃　　－ の時―――――― 逸泥の状態

8）掘削データ収集システム

シールド機掘削に伴う全データを収集、記録演算により掘削状況を把握した。

・ジャッキストローク 10cm 毎の平均データを表示し、プリントアウトする。

・1 リング毎における平均データを表示、プリントアウトする。

・1 リングにおける掘削量、乾砂量管理のグラフを表示、プリントアウトする。

・各項目の回帰分析を行い、相関関係を割り出し、表示、プリントアウトする。

9）シールド自動方向制御システム（FLEX）の採用

FLEX は自動測量システム、シールド機姿勢制御システム、線形管理システムから構成している。

従来の方向制御は、ジャッキパターン選択では水平と鉛直の制御が混在し正確な姿勢制御が困難であり、また、作業ジャッキを追加する場合には掘進を一時中断するなど非効率的であったが、FLEX はジャッキ推力を無段階にリアルタイムに調整する独自の圧力制御推進機構により正確な姿勢制御と効率的な掘進を同時に行うことができた。

(3)裏込注入

ア、注入方式

テールボイドは、発生と同時に充填することが望ましいことから、掘進と連動しシールド機上部 2 ヶ所に設置した注入管から同時に裏込め材を注入する「同時注入方式」とした。

イ、注入材料

テールボイドの早期充填及び早期に地山相当の一軸圧縮強度を得るため、「二液型可塑状注入材料」を使用した。また、海水が存在しても強度の低下、体積の変化等の劣化が極めて少ないスラグ・セメント・石灰の 3 種類混合の「カルメント S」を使用した（表

3-3-2-9)。

表 3-3-2-9　裏込注入材

配　合　表　(1m³当り)

A　液				B　液
カルメントS	助材(SC)	安定剤	水	TG剤
279kg	19kg	2.8kg	830ﾘｯﾄﾙ	70ﾘｯﾄﾙ

注入材特性

一軸圧縮強度 (kgf/cm²)			ゲルタイム
1時間	1日	28日	
1.0以上	8.0以上	25.0以上	5～12秒

ウ、注入圧

注入圧力は、地盤の受け入れ抵抗強さ（圧力）に 0.1～0.2Mpa 程度上乗せした値を基準値とした。上下線とも平均で 0.2～0.5Mpa とした。

エ、注入量

注入量は、テールボイド外への逸走、余堀等により左右されるが、上下線とも 150%を基準として、施工管理を行った。下限 130%を確保し、上限は 160%であった。

(4)一次覆工

ア、セグメント組立

組立前に防食面の傷、剥離等の損傷の再検査、継ぎ手面のシール破損有無の再点検、清掃を行い組立てた。

イ、曲線施工及び蛇行修正

曲線施工においては、外径、トンネル線形、地山条件等を十分考慮し、異型セグメントの組立パターンを決定した。また、蛇行修正は、セグメントの位置、高さ及び上下左右の向きの測量結果に基づき、蛇行修正用異型セグメントにより修正した。

ウ、セグメントシール工

シール材は、物性的に劣化が無く止水性を充分備えた弾性､復元性を有する｢水膨張系シール材」を使用した。

(5)到達防護工

到達防護は路上から地盤改良を行い、シールド機が到達する前に到達部の土留壁を壊してその内面位置に鉄板で隔壁を造作し、ソイルモルタルに置換えた後、シールド機カッターでソイルモルタルを切削し、隔壁に到達し掘進を完了した。

掘進完了後、シールド機チャンバー内を貧配合モルタルに置き換え、漏水の無いことを確認しシールド機を解体した。

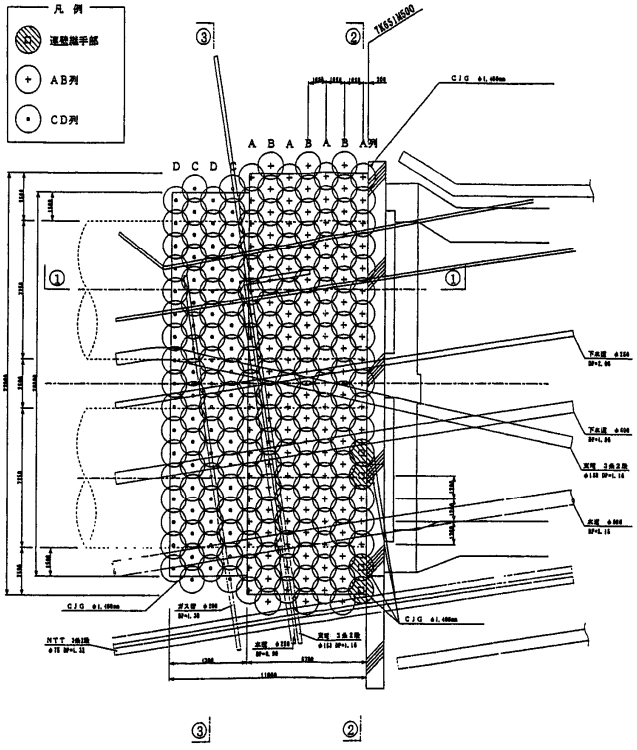


図 3-3-2-8　到達防護工（地盤改良）

ア、地盤改良

シールド機の到達に際して、土留壁撤去時における地山崩壊、地表面沈下、地下水の立坑内への流入防止等の地山安定を図るため、地盤改良工（CJG 工）を行った。配合は発進防護工と同じく、改良径はφ1,400 ㎜で行った。 図 3-3-2-8 に到達防護工を示す。

イ、止水注入

シールド機到達に先立ち既設 CJG 改良内の止水性向上のため、シールド機周囲及び前方に機内及び立坑内から止水注入を行った。

止水注入する箇所は限定されており、効果を失うことのない止水材が求められる状況から耐久性の良い 1 液親水性注入材（OH 液）とした。10%以上の濃度で抱水ゲル体を形成するが、現地の状況を考慮し 20%濃度とした。

①使用止水材　　OH-1X

②圧力管理　　0.5Mpa　を上限とした。

表 3-3-2-9 に裏込注入材を、図 3-3-2-9 に止水注入を示す。

表 3-3-2-9　裏込注入材

配　合　表　　(1m³当り)

A　液				B　液
カルメントS	助材(SC)	安定剤	水	TG剤
279kg	19kg	2.8kg	830ﾘｯﾄﾙ	70ﾘｯﾄﾙ

注入材特性

一軸圧縮強度 (kgf/cm²)			ゲルタイム
1時間	1日	28日	
1.0以上	8.0以上	25.0以上	5～12秒

止水範囲

今回の止水目的からシールド機周囲及び前面に生じる可能性のある空隙の体積を対象とする。

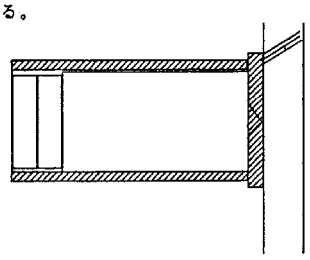


図 3-3-2-9　到達防護工

(6)計測

ア、セグメント計測

本トンネルは、高剛性継手を用いた幅広セグメント（幅 1.5m）を採用したが、施工事例も少なく、今後の利用拡大のためにも実施工セグメントの挙動を把握することとし、室内実験により得られた知見と現場計測による知見の比較、設計法の検証を行うためのデータ収集を目的に計測を行った。

①計測位置

下り線　　58R、59 R、60 R　3 箇所

②計測項目

計測項目を表 3-3-2-10 に示す。

表 3-3-2-10　計測項目

計測項目	計測目的	計測機器	対象リング	数量		
				個所数	個所当り	計器数量
土　圧	・リングに作用している外圧の計測 ・裏込注入時も計測	土圧計	第1リング	6	1	6
水　圧	・リングに作用している水圧の計測	水圧計	第1リング	2	1	2
リング間目違い量	・セグメントの目違いの計測	カンチレバー	第1リング	4	1	4
セゴメント継手目開き量	・セグメント継手回転バネ定数照査	変位計	第2リング	1	2	2
リング間目開き量	・トンネル軸方向把握	変位計	第2～第3リングの間	4	1	4
円周方向鉄筋ひずみ(配置－A)	・円周方向断面力の把握（分布詳細把握）	鉄筋計	第2リング	3	32	96
円周方向鉄筋ひずみ(配置－B)	・円周方向断面力の把握（分布詳細把握）	鉄筋計	第2リング	5	4	20

③計測期間及び頻度

計測期間は、計測対象セグメント組立直後より 3 ヶ月とし、頻度は下記のとおりとした。

計測開始～3 日　：3 分間隔

3 日～1 ヶ月　　：1 時間間隔

1 ヶ月～3 ヶ月　：1 日間隔

④計測結果

1)水圧

計測値は、計測期間を通じてほぼ一定であり、水圧が水深の関数であると仮定して計算したリング天端及び下端の水圧はそれぞれ 7～8tf/m^2 及び 14～15tf/m^2 となり、地質調査による設計理論水圧とほぼ同等であった。

2)土圧

計測値は、計測の初期段階においては施工の影響を受けて変動し、特にリングがテールより土中に押し出される段階で大きな変動を示したが、長期的には一定値となった。また、断面左右の土圧値もほぼ同等であり、後続トンネルの推進に影響がないことを確認した。

3)リング間目開き

計測の初期段階では、圧縮側（目が閉じる方向）へ 20 リング（約 30m）前方までの掘進の影響を受けることになり、影響のない 35 リング（約 50m）掘進からはシール材の反発力により目が開く方向へ変形が進む傾向が見られ、リング間ボルトの増し締めが必要となった。

4)リングの目違い

リングが完全にテールから土中に脱する時点まで継目は変動するが、それ以降は小さく長期的にはほぼ一定値となった。セグメント間の目開きも同様の傾向であった。

5)横断方向鉄筋応力度

初期段階では、リング組立後の自重による変形、掘進時のテールブラシの影響等で変動するが、長期的には一定値となった。計測初期段階の応力度は、700kgf/cm^2（引張）から 900kgf/cm^2（圧縮）の範囲、長期的には 400kgf/cm^2（引張）から 500kgf/cm^2（圧縮）の範囲にあり、許容応力度（ 2000kgf/cm^2 ）以下であり安全性が確認された。

6）応力集中度γ

鉄筋応力度のレベルはリング継手面近傍が断面中央より高く、前後リングからの添接効果の影響を受けていることが確認された。また、鉄筋応力度より求めた応力集中度γは 0.86～1.23 であり、室内試験にて得られた 0.86～1.21（曲げひび割れ発生荷重～鉄筋許容到達荷重レベルにおける値）とほぼ同様であった。

7）横断方向曲げモーメント分布、計測値モーメント分布

「鉄道基準」に示される「全周はり－ばねモデル」において計測土水圧を入力して分析した結果、横断方向曲げモーメント分布、計測値モーメント分布には差が生じたが、地盤反力係数を地山試験値から得られた値より裏込注入を考慮した値に変更し、さらにK セグメント両側のセグメント継手ばね定数をゼロに修正を行い解析した結果、ほぼ同等となった。

イ、近接交差構造物の計測

トンネル通過上部の重要構造物等への影響について、各管理者と協議のうえ計測管理を行い、問題なく通過できた。

表 3-3-2-11 に管理項目及び内容、表 3-3-2-12 に計測基準と計測結果を示す。

表 3-3-2-11　管理項目及び内容

測定位置	計測項目	計 測 内 容	使用機器	数量	
新幹線基地線					
・当トンネルの両側部橋脚（2基）	・鉛直変位	鉛直変位位置を測定	連通管式沈下計	各2台	
	・傾斜変位	橋傾斜変位(傾斜角)を測定	固定式傾斜計（X・Y 方向）	各4台	
	・外気温	測定データに含まれる温度変化	温度計	各1台	
	・水平変位	橋水平変位(X、Y方向)を測定	光波距離計	各2台	
京浜運河護岸					
・当トンネルを挟んで20m間隔	・鉛直変位	護岸鉛直変位位置を測定	連通管式沈下計	6台	
	・外気温	測定データに含まれる温度変化	温度計	1台	
東品川清掃作業所					
				ｸﾚｰﾝ部	建物
・門型ｸﾚｰﾝ部	・鉛直変位	鉛直変位位置を測定	構造物沈下計	9台	4台
・清掃作業所	・傾斜変位	橋傾斜変位(傾斜角)を測定	構造物傾斜計		8台
（建物）	・外気温	測定データに含まれる温度変化	温度計	11台	8台

表 3-3-2-12　計測基準、計測結果

変位方向	計測器	管理値 最小	管理値 最大	測定値（変動幅）	判　定
新幹線基地線					
鉛直（mm）	L1	-1.4	1.4	−0.4～0.6	
	L2	-1.2	1.5	−0.1～0.3	管理値以内
	R1	-2.5	2.0	−1.4～1.0	
	R2	-1.2	2.4	−0.9～1.4	
水平（分）	L1 X	-2.0	1.0	−0.4～0.1	管理値以内
	Y			0.1～0.3	
	L2 X	-2.0	3.0	−0.7～0.6	
	Y			−0.8～0.2	
	R1 X	-2.0	2.0	−0.3～0.2	
	Y			−0.7～0.1	
	R2 X	-2.0	2.0	−0.4～0.4	
	Y			−1.4～0.3	
京浜運河護岸					
鉛直（mm）	測点 1（ｾﾝﾀｰ左 40m）	管理基準値		−1.7～0.2	管理値以内
	測点 2（ｾﾝﾀｰ左 20m）		3.5	−3.1～1.6	
	測点 3（上下線ｾﾝﾀｰ）	一次管理値		−3.4～2.1	
	測点 4（ｾﾝﾀｰ右 20m）		2.3	−2.3～0.9	
	測点 5（ｾﾝﾀｰ右 40m）	二次管理値		−0.9～1.4	
	測点 6（ｾﾝﾀｰ右 60m）		2.8	−0.5～1.6	
東品川清掃作業所					
鉛直（mm） ｸﾚｰﾝ基礎左右14m離れ	測点1（ﾄﾝﾈﾙ上）	管理基準		−5.2～0.5	管理値以内
	測点2（測点1より 20m）			−2.9～0.1	
	測点3（測点1より 40m）		5.3	−5.1～0.3	
	測点4（測点1より 60m）			−1.8～0.2	
	測点5（測点1より 80m）			−1.1～0.3	
	測点6（ﾄﾝﾈﾙ肩）			−5.2～0.3	
	測点7（測点6より 20m）			−5.2～0.2	
	測点8（測点6より 40m）			−1.7～0.1	
	測点9（測点6より 60m）			−4.8～0.3	
鉛直（mm） 建物	測点1	管理基準		−2.6～0.5	管理値以内
	測点2			−2.4～0.5	
	測点3		5.3	−2.1～0.4	
	測点4			−1.2～0.4	
水平（分） 建物	測点1－X	管理基準		−0.4～0.5	管理値以内
	－Y			0～1.0	
	測点2－X		5.3	−0.5～0.1	
	－Y			−0.3～0.1	
	測点3－X			0～0.3	
	－Y			−1.7～0.2	
	測点4－X			0～0.1	
	－Y			−0.6～0.1	

なお、東京モノレール羽田線及び首都高速1 号線については、管理者が独自で計測を行ったが、管理基準値内であった。

(7)施工中のトラブル

ア、漏水

シールド機をエントランス内に挿入後チャンバーに泥水を張り、圧力をかけたところ泥水が漏れた。その原因は次のとおりである。

①エントランスパッキンのなじみ不良のため同時裏込注入管付近より漏水した。

②発進部構築と SMW 壁間に防水シートを設置したため、水みちが発生し隙間から漏水した。

イ、礫による閉塞

①連休によりチャンバー内の礫が沈降して排泥管取込み口付近に堆積し、掘進開始前に流体を循環させた時点で、礫が排泥管取込み口を閉塞した。

②休日にシールド機のカッタースリットを閉めていなかったため、切羽の礫がチャンバー内に入り込み、礫の堆積量が増加して掘進中に礫が排泥管取込み口を閉塞した。

ウ、曲線部分の余堀

R＝300m の曲線部分を余堀量 80～100 ㎜で掘進中、地山の砂礫の噛込みにより、コピーカッターが縮まず、余堀範囲以外の部分も 50 ㎜の余堀を行いながら約 10m 掘進した。

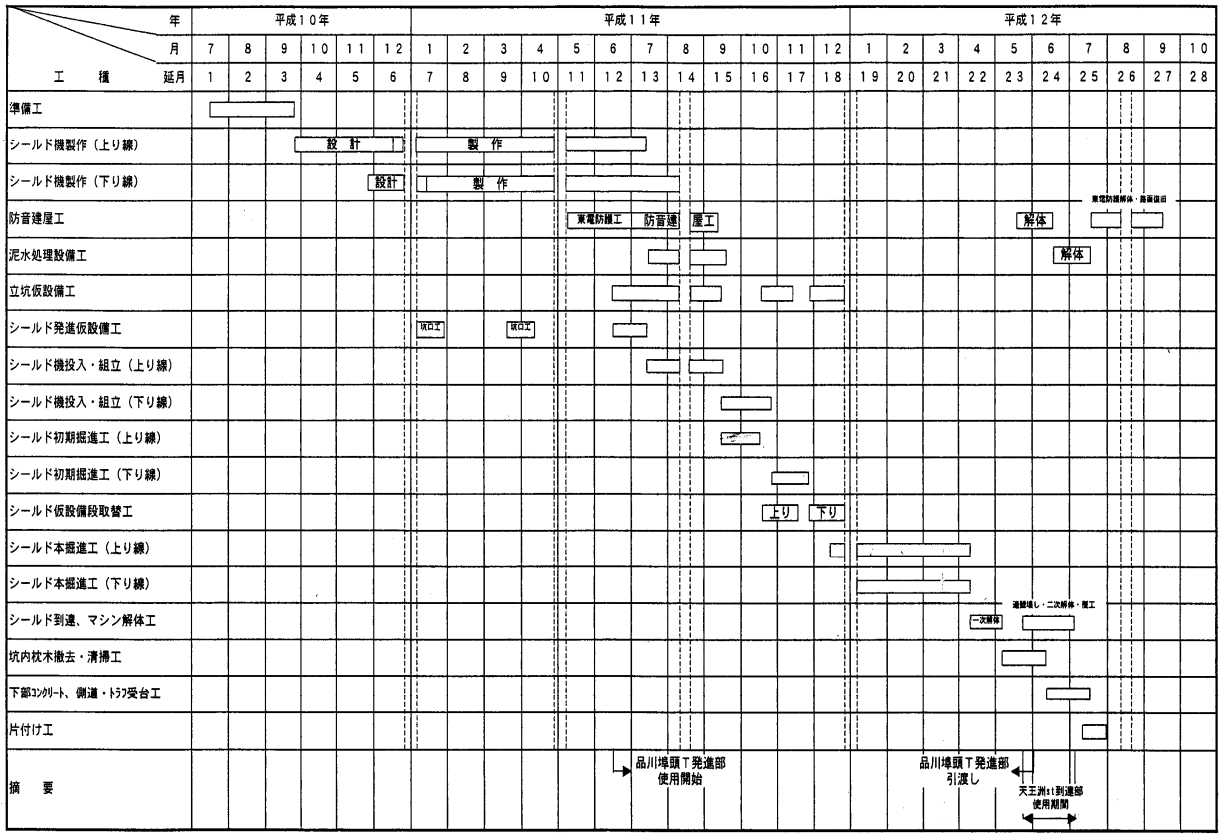
(8)土捨

掘削土の一次処理残土については普通土捨とし、二次処理残土については産業廃棄物として、運搬処理をした。

5. 工事工程

工事工程を表 3-3-2-13 に示す。

表 3-3-2-13　工事工程表



第 3 節　天王洲アイル駅

1．工区概要

天王洲駅は、平成 9 年 1 月より着手し、平成 13 年 3 月に東京テレポート駅～天王洲アイル駅間を暫定開業し、平成 15 年 3 月に竣工した。駅舎規模は、全長 220m、幅 20m、深度 34m の地下 3 層構造の開削駅であり、地下 3 階の起終点部にはシールドマシンの到達立坑を備え、換気立坑の役目も有する構造となっている。また、駅舎く体上部には、品川区より受託した駐輪場（地下一層、長さ 45m×幅 12m）を合築した。当駅は、品川区の臨海部に開発･整備の進む天王洲アイル地区に位置する重要な鉄道駅であり、高層ビルの林立するオフィス街を走る非常に交通量の多い主要幹線道路(区道)直下に新設される駅である。近接する主な構造物としては、日本航空本社ビル(26 階建)、羽田空港･横浜と都心を結ぶ首都高速 1 号線や東京モノレールがあり、路下には地域熱量供給管（口径 2,800mm）をはじめ各種のライフライン管路が錯綜して埋設され、開削面積の約 3 分の 2 を占めている。

当該工事の最大の課題は、東京テレポート駅と天王洲アイル駅の間について平成 13 年 3 月末に暫定開業させなければならず、厳しい施工環境下において開業に必要な土木構造物を平成 12 年 9 月までに完成させるための急速化施工を実現し、工期を確保することにあった。天王洲アイル駅全体を図 3-3-3-1 に示す。

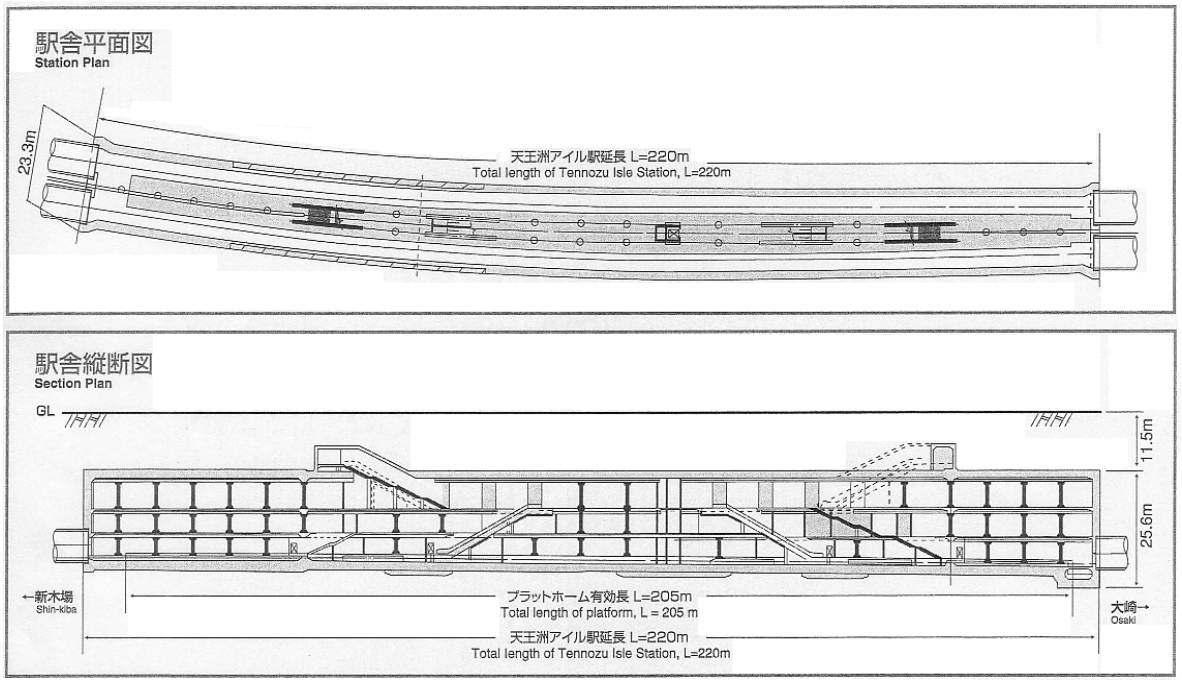


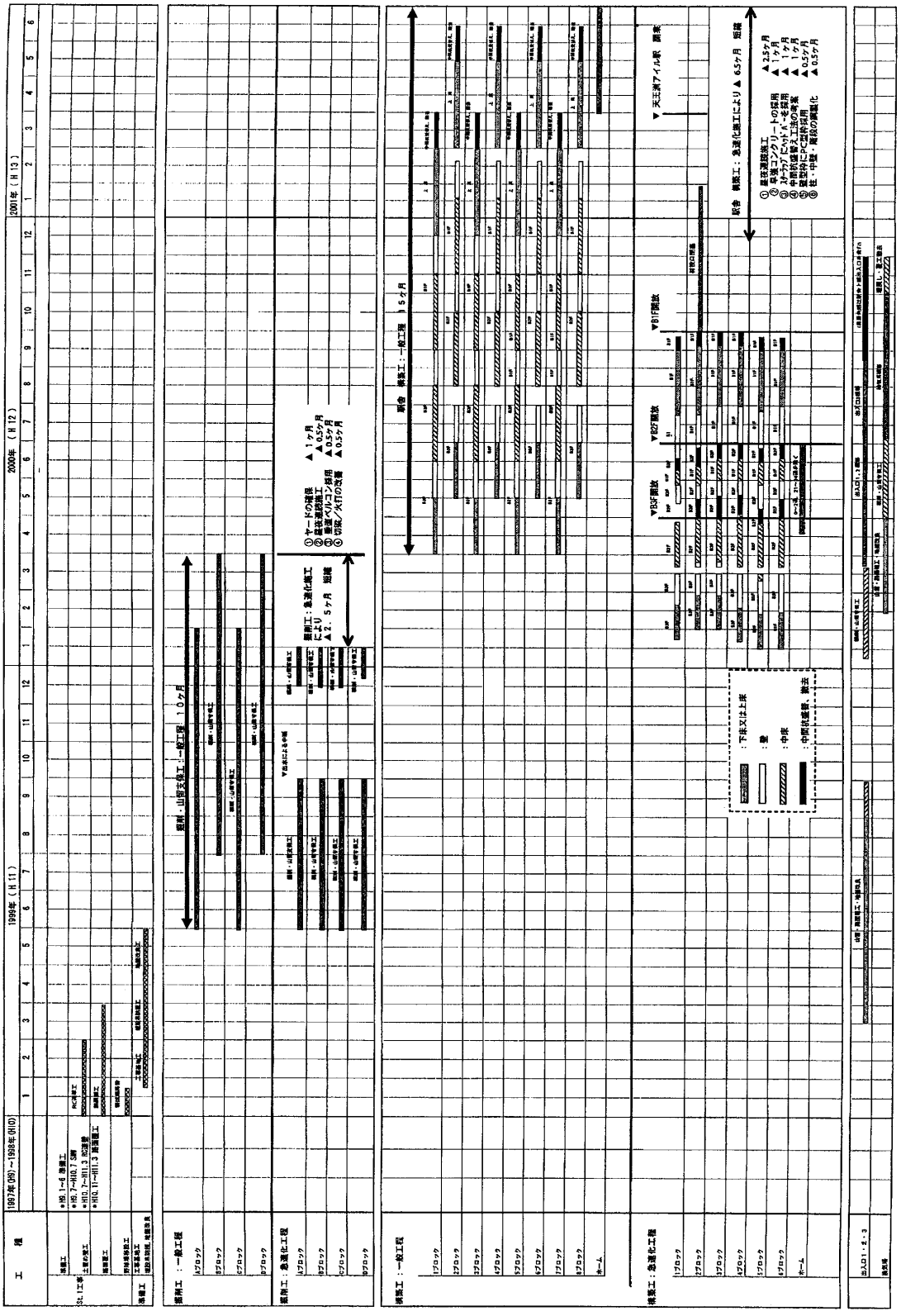
図 3-3-3-1　天王洲アイル駅

2．急速化施工工程

当駅は、当初より早期開業を望まれており、作業効率を向上させ工程短縮を図ってきたが、当駅の暫定開業が平成 13 年 3 月末に決定されたことから、一刻の猶予も

なくなり工程の洗い直しを迫られた。そのため、昼夜連続作業や作業効率の向上を図るべく人員投入や大型機械配置を可能とする作業ヤードの確保、材料や施工法の見直しによる急速化施工の技術導入を行い表 3-3-3-1 に示す工程短縮を図ることが出来た。

表 3-3-3-1　急速化施工程表



土留壁構築や埋設管吊り防護工等も順調に進捗し、平成 11 年 5 月には掘削も本格化し作業を進めていたが、掘削床付け直前の同年 9 月末に土留壁継手部より土砂流出があり、この対策・復旧で約 3 ヶ月間工事が停滞した。更なる工程短縮を図り、地下 3 階の軌道・ホーム階を平成 12 年 4 月末に、地下 2 階を 6 月に後続の建築・設備工事に引継ぎ、地下 1 階のく体構築等も同年 9 月末に完了した。急速化施工により掘削工で 2.5 ヶ月、駅舎構築工で約 6.5 ヶ月と大幅な工程短縮を図ることが出来た。

3. 地質概要

本工区の地質は、地表から GL-15m 付近までは表土（埋土層）、沖積層（有楽町層）の軟弱層であり、GL-15m～-30m 付近は砂層と粘性土の互層である洪積層（東京層、東京礫層、江戸川層）が分布し、N 値は砂質土層で 50 以上､粘性土層で 10 程度となっている。GL-30m 以深は、相対 N 値 100 以上の堅固な土丹層（上総層群）であるが、内在する細砂層の間隙水圧は水頭値で TP-4.0m 程度の比較的高い値を示している。地質概要を図 3-3-3-2 に示す。

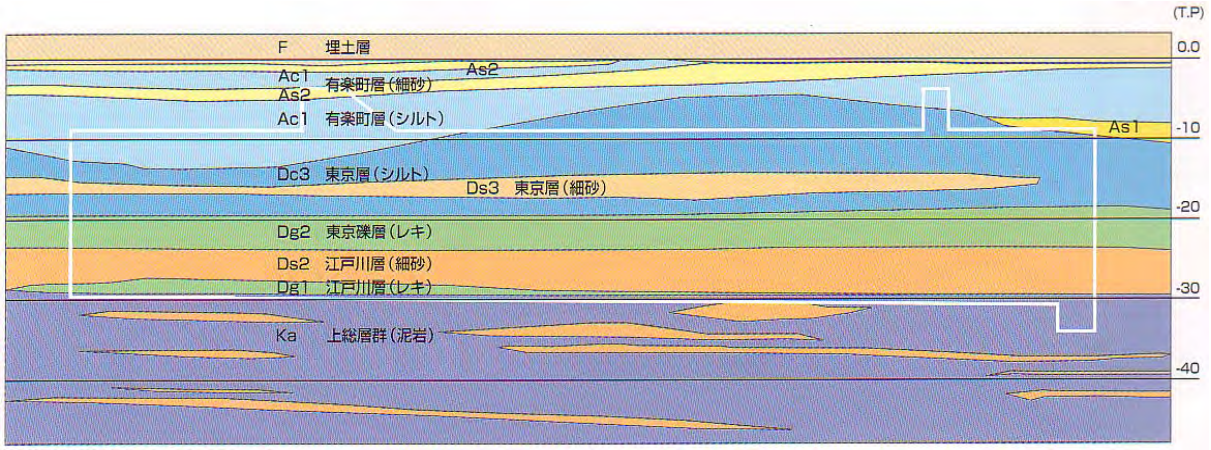


図 3-3-3-2　地質概要図

4. 設計・施工

(1)準備工

本工区は、工程確保のための急速化施工が大前提であり、道路交通の流れを妨げずに急速施工が可能なように、より広い作業基地を道路周辺に確保することを念頭に準備工を施工した。作業基地は、駅始点側では道路交通量に対応した歩車道の縮小（4 車線→2 車線、歩車道併せて約 30m を約 14m に縮小）及び一般駐車場（東京都駐車場公社）の一部移設を行うことで 20m×40m の作業ヤードを確保した。駅舎中央部から終点にかけては、歩車道の縮小及び隣接する品川区の野球練習グラウンド 2 面のうち 1 面を借りて既設防球フェンスを撤去し、当初約 7m セットバックし、その後約 28m 再度セットバックして、幅 35m×長 150m の作業ヤードを確保した。これに

より、全工期にわたって大量の資機材の搬入及び人員の投入を可能とした。

(2)仮土留工

土留工法は柱列式連続地中壁（SMW 工法）を基本としているが、次の特殊部(土留め割付図 2 ブロック及び 3 ブロック)については RC 地中連続壁工法を用いた。図 3-3-3-3 に土留割付けを示す。

①埋設管類の横断が集中する始端・終端部

②上部に横断橋（スカイウォーク）があり大型機械の導入が困難なスカイウォーク横断部

③道路線形と軌道線形の関係から、駅舎く体範囲が官民境界ぎりぎりとなるパークサイドビル前面の部分

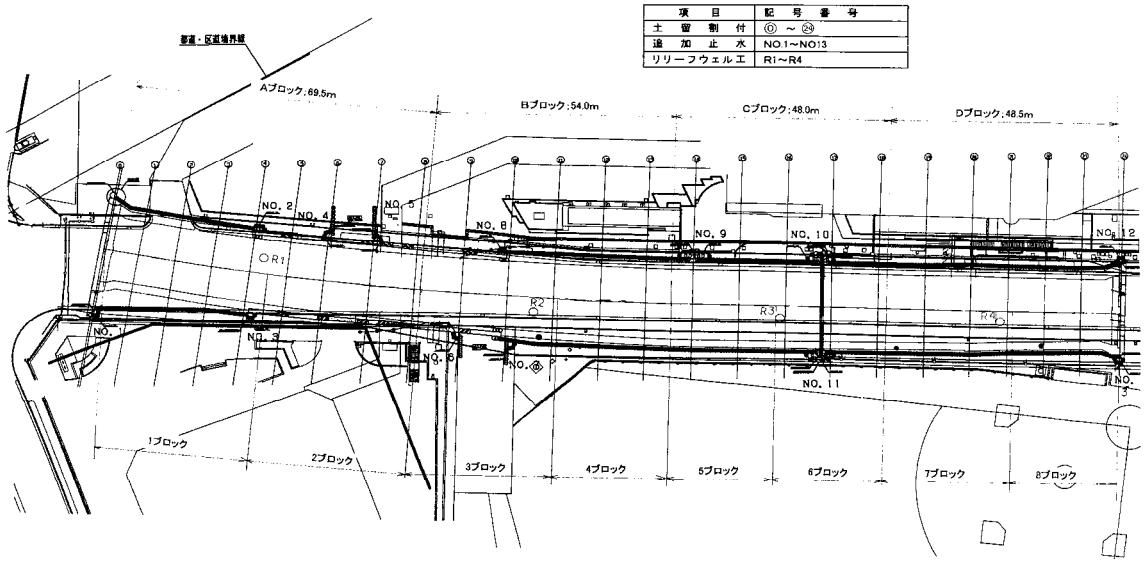


図 3-3-3-3　土留割付・土留変化部追加止水・リリーフウェル工配置図

SMW 工法は、特殊多軸機構（三軸）を装着したオーガーによりソイルセメントを造成し、芯材として H 形鋼を挿入する工法であるが、地中連続壁工法に比べ施工精度に起因する壁体の止水性という観点から構築可能深度を深くすることが難しいことから、SMW の構築深度を 40m と制限した。SMW 部材の大きさは径 850mm、芯材 H588×300 を 600mm ピッチとした。しかしながら、上総層内の狭在細砂層に高い被圧水（水頭：T.P.-4.0m=GL-7.6m）があるため、掘削床付け面に対する盤ぶくれ対策が必要となり、山留外周部に計 12 本のディープウエル（L=約 45m）を設置し、上総層内の被圧水頭を約 30m 低下させることとした。

RC 地中連続壁工法は、水平多軸掘削機（EMX-240N）を使用し、また地中埋設物部においては、拡翼式掘削機 SATT(すかし掘り式)を使用し、所定の掘削深度（35.1m～45.5m）に到達後、スライム処理、鉄筋籠建て込み、コンクリート打設の手順で RC 地中連続壁を構築するものである。壁厚は 1000mm で、側壁側は本体利用の重ね壁と

して設計した。

地中埋設物の多い区間で採用した SATT 地中連続壁工法は、「すかし掘り式地中連続壁構築工法」という名称が示す通り、この工法は、地中埋設物に隣接したエレメントを一般の連続地中壁掘削機によって掘削し、出来た溝を拡翼式掘削機のガイドホールとして、反力材、ガイド材、排泥管の建て込みを行う。初期掘削では、ツインカッター拡翼式掘削機をガイドに沿って所定深度まで挿入し、回転させながら埋設管路等の支障物直下まで掘り上げる。初期掘削完了後は、掘削土砂の排土効率、粘着防止等を考慮しつつ溝底付近まで掘削を続け、掘削機が底部付近まで到達したことを深度計によって確認した後、溝底部分を水平に仕上げる。鉄筋籠建て込みは拡翼部の鉄筋籠を所定の深度まで建て込んだ後に拡翼部方向に横移動させ、残りの鉄筋籠を挿入し固定してトレミー管によりコンクリートを打設し、地中連続壁を構築するものである。SATT 工法の施工フローを図 3-3-3-4 に示す。

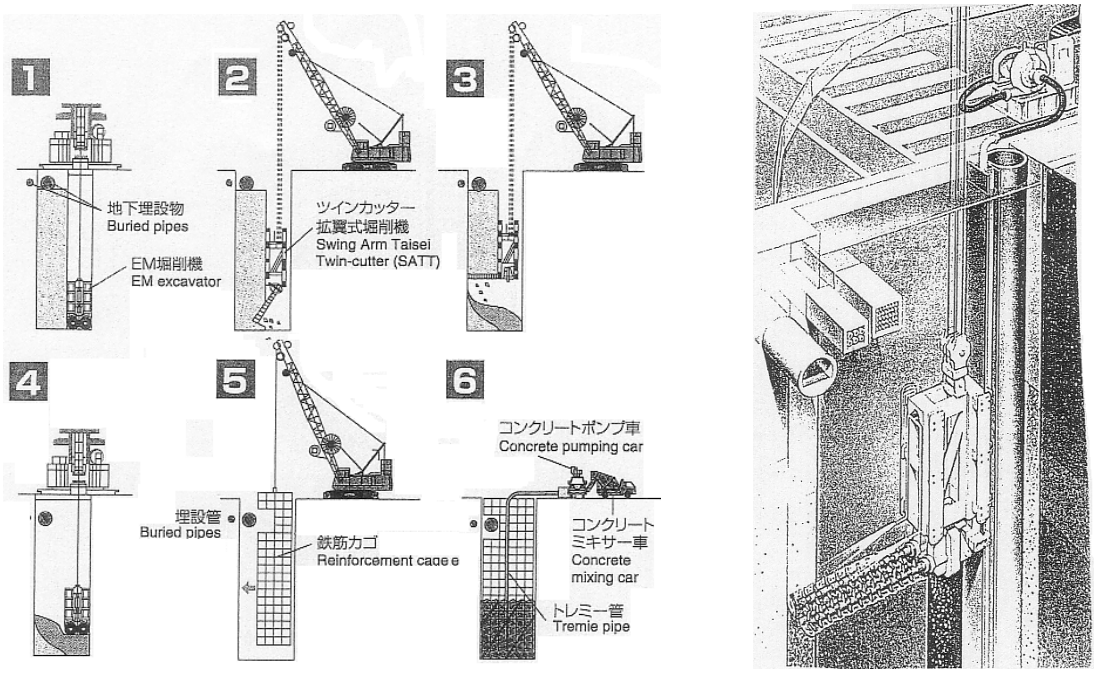


図 3-3-3-4　SATT 工法の施工フロー

なお、この工法は、比較的大きなスパンで地中障害物の直下に連続壁を構築する場合、その地中障害物を挟んで両側から当工法を用いる必要がある。この場合、地中障害物直下の SATT 連続壁の接合部には、若干（10cm～20cm 程度）の不連続部が生じる。当該工事においては、この不連続部に対し、二重管ダブルパッカー工法により地上から斜めに複数本の薬液注入工を施工して遮水性を確保した。

(3)掘削

掘削工は、埋設物防護工などの施工を含め、人力掘削と機械掘削を併用して施工した。掘削作業は、既に施工されている SMW 壁、RC 連続壁を土留壁とし設計を見直

すことにより、中間杭を当初 2.5m 間隔×3 列から 5.0m×2 列に変更して施工本数を減じ、さらに切梁、支保工を当初 13 段から 9 段に変更して工程短縮を図った。山留め内からの掘削土の揚土はクラムシェルに替えて、掘削深度に影響を受けない連続揚土システム（垂直ベルトコンベアー）を使用して、揚土能力の効率化を図り急速化施工に努めた。

掘削対象地盤が非常に軟弱なため事前に地盤改良を行ったが、掘削後 10m 程度までの沖積砂層・粘性土層では足場確保のために表層処理材料による改良も行った。また、掘削に先立って地下水位低下のため周囲にディープウエルを設置するほか、土留壁内にリリーフウエルを設置し、土留壁内の掘削残土の含水比低下、掘削重機や切梁・支保工設置機械等の作業性向上を図った。

作業区域は、公道を覆工した幅約 14m、長さ 218m の限定された作業帯内であり、しかも横断歩道、スカイウォーク等により分断されていることから、路面に設置する作業機械の頻繁な移動は困難で、作業区域を 4 分割（長さ約 45～68m）し、その中をさらに掘削区域と切梁設置区域に 2 分割し、極力作業機械の移動をなくすことで、作業の効率化を図った。掘削時の作業帯の状況を写真 3-3-3-1 に示す。



写真 3-3-3-1　工事状況の全景（掘削時）

ア、中間杭

中間杭間隔は当初 2.5m 間隔×3 列の計 264 本（芯材；H300×300）であったが、中間杭工程の短縮を図るため荷重分担の見直しを行って 5.0m 間隔×2 列の計 88 本（芯材；H400×400）に変更した。特に交通量の多い道路上での工事のため夜間施工に限定されることになり、中間杭の本数削減は、工程短縮に大きく寄与するところとなった。

中間杭の施工については、都市部の住環境に配慮し無振動無騒音工法とする必要があり、打設条件（打設深度；40～50m、対象地盤；N 値の高い砂礫層、固結シルト層）に適合した BH 工法（安定液循環型の場所打ち杭工法）を採用した。

中間杭の削減に対応して、覆工桁についてはサイズアップ（例；H600×300→H800

×300）を行った。また、切梁支保工についても、水平方向の切梁間隔の拡大に対応して集中切梁方式及び切梁反力分散のための火打ち梁の採用を行った。

路面覆工を伴う比較的規模の大きな山留め工事の場合、中間杭の処理はく体構築完了後に行うのが一般的である。しかし、当該工事では、く体構築工程と建築・設備工程を同時進行させることで、建築・設備工程の開始を早め、全体工程を圧縮することを目指した。この目的のため、各階ごとに中間杭を中床スラブに盛替え、その下階の中間杭を切断撤去することを考えた。中間杭の中床スラブへの盛替えは、中床スラブ厚が 40cm と薄いことから、中間杭反力（100t／本以上）をスラブ全体に分散負担させる必要がある。そのため、スラブ埋め込み型の中間杭固定盛替え工法を開発した。当工法は、中床スラブの型枠設置後、鉄筋組立てと同時に、「ずれ止めボルト付プレート」(8 枚）を中間杭に取付け（全強溶接)、中床スラブと中間杭を一体化するものである。中床コンクリートの養生完了後直ちに下階の中間杭の切断撤去が可能となり、当該階における土木工程に支障が発生しないこととなった。

中間杭固定盛替え工法プレート構造図及び施工写真を図 3-3-3-5、写真 3-3-3-2 に示す。

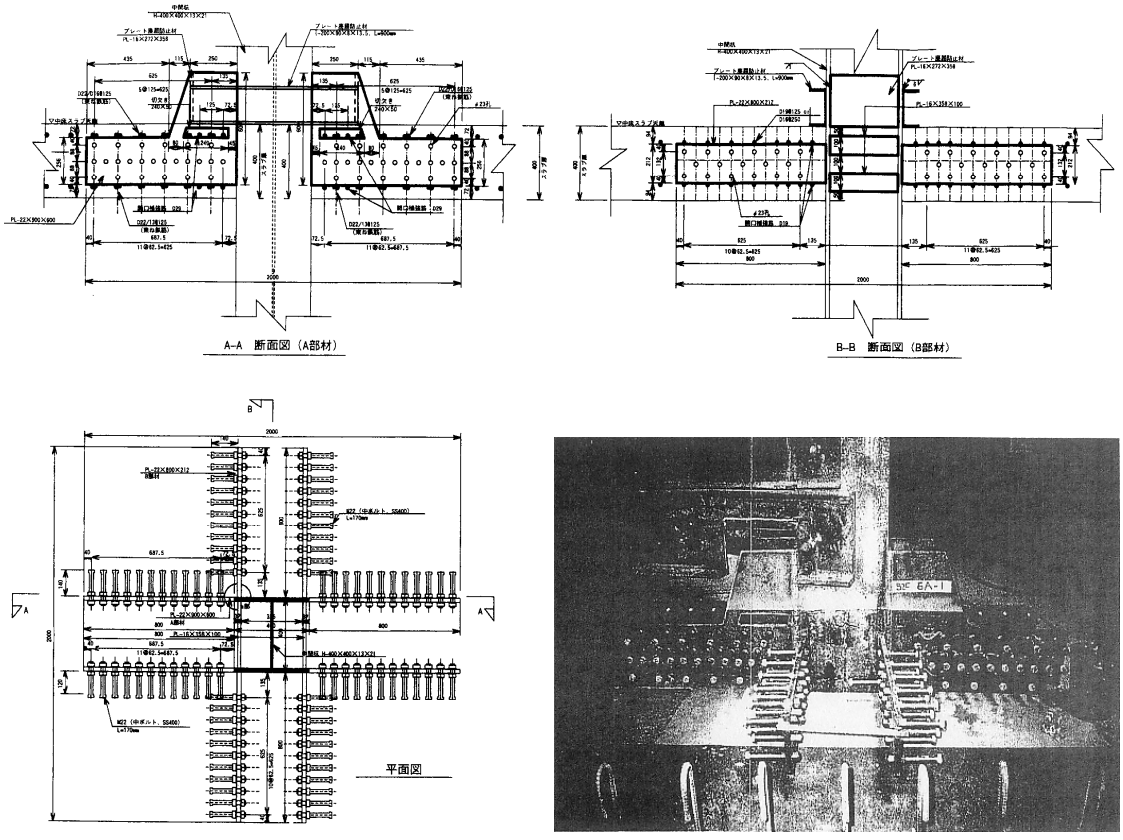


図 3-3-3-5
中間杭固定盛替え工法プレート

写真 3-3-3-2
受替えプレート設置完了(埋め込み型)

なお、当工法採用にあたっては、中床スラブの構造耐力に関する十分な設計検討を行うとともに、最初の中間杭（安全のため従来工法による盛替え工法を併用した

もの）の切断にあたっては、中間杭の軸力計測、中床スラブの変形計測及びクラック発生状況観察を行い、当工法の確実性の検証を行った。設計段階で分かっていたことであるが、中床スラブは、本体設計における配筋だけでは中間杭盛替え時に発生する曲げモーメント及びせん断力に抵抗できず、補強鉄筋の追加を行った。中床スラブ補強鉄筋を図 3-3-3-6 に示す。

当工法を採用することによって、後続する鋼管柱建て込み、側壁鉄筋組立て、PC 壁型枠設置及び上階床版用の型枠支保工組立て等が下階の工程に関係なく施工可能となり、建築・設備工程との同時施工による全体工程の短縮が可能となった。

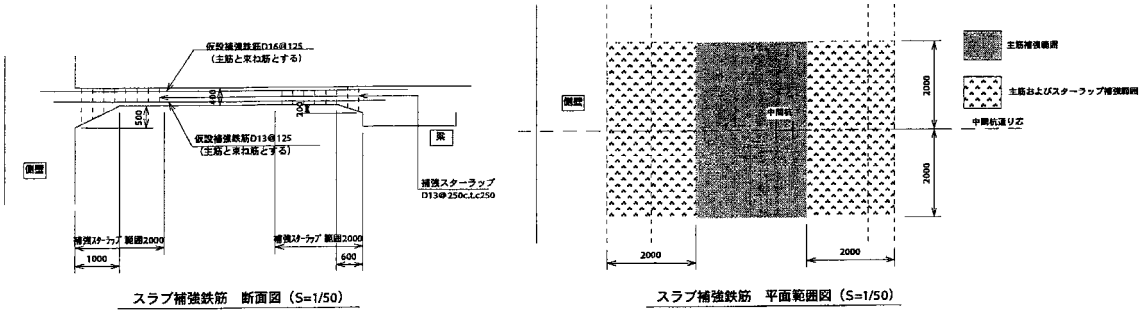


図 3-3-3-6　中床スラブ補強鉄筋

記事項

1．鉄筋仕様はSD345材とする。
2．補強スターラップの形状は片側鋭角フック、他方を直角フックとする。

イ、切梁支保工

切梁支保工については、上述の中間杭本数の削減に伴い集中切梁方式及び火打ち梁の採用を行うとともに、深さ方向に対し支保工の段数の削減を行った。

切梁支保工段数は、当初 13 段で計画されていた。これを、山留め変形解析を繰返し行い、切梁支保工の配置及び切梁プレロード荷重をコントロールすることで山留め壁の掘削側（正)、地山側（負）にほぼ同値の曲げモーメントが発生する理想的な切梁配置を設定した。これにより、切梁支保工段数を当初より 4 段少ない 9 段に変更し､切梁設置工数の低減と掘削工程の改善を行った。

当該工事では、反力の大きくなる切梁、腹起し材に対し、大型山留め材（H500×500）を採用した。

ウ、軟弱地盤改良

掘削対象地盤である沖積層は、上部に薄く砂質土層（As2）が分布するもののそのほとんどが N 値 0～2 の超軟弱シルト層（有楽町層；Ac1）で、シルト層の鋭敏比は鋭敏粘土の指標である fs＞6 を大きく上回り、fs＝9～20 を示した。

このため掘削を行うにあたり、地盤のトラフィカビリティ不足による掘削重機の走行に支障が発生し、掘削作業そのものが困難になり大幅な工程遅延が予想された。

そこで、セメント系の深層撹拌混合地盤改良工法である SWING-Jet 工法及び DJM

工法を採用し、トラフィカビリティの改善を行った。

DJM 工法及び SWING-Jet 工法による深層撹拌混合地盤改良工法は、地盤全体を改良するのではなく、地盤内に固結改良体を生成する工法であることから、改良体と改良体の間に未改良部分が残る。そこで、この未改良部分に重機がはまり込んで動けなくなるようなことのないよう、改良体間の間隔を重機の履帯(クローラ)長の 2 分の 1 以下（ここでは 1.0m）にすることで、履帯の脱落を防ぐこととした。

なお、地上より直接オーガーロッドを地中に挿入できる箇所は DJM 工法(径 1,000mm)を採用し、路下に埋設管等があり直接オーガ-ロッドを挿入出来ない箇所については回転翼をロッド内に折畳み装着し、地中の所定の位置にて拡翼、改良を行う SWING-Jet 工法(径 2,400mm、深さ 7.5～15.5m)を採用した。地盤改良施工図を図 3-3-3-7 に示す。

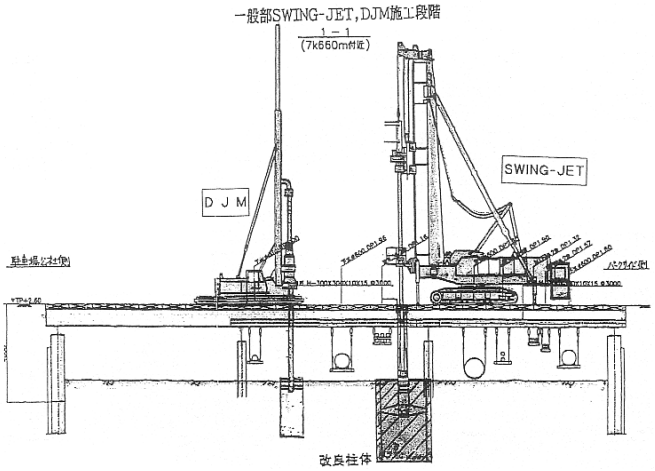


図 3-3-3-7　地盤改良施工図

エ、垂直ベルトコンベアー

山留め内からの掘削土の揚土は、掘削深度が 20m を越えると、クラムシェルに比べ、掘削深度に影響を受けない連続揚土システム(垂直ベルトコンベアー)が揚土能率で優れていることが分かった。このため、垂直ベルトコンベアーの揚土に適さない軟弱シルト(高含水比のシルトは粘着性が高くコンベアー等に付着し排土が困難となる。）が存在する深さ 15m 付近までを

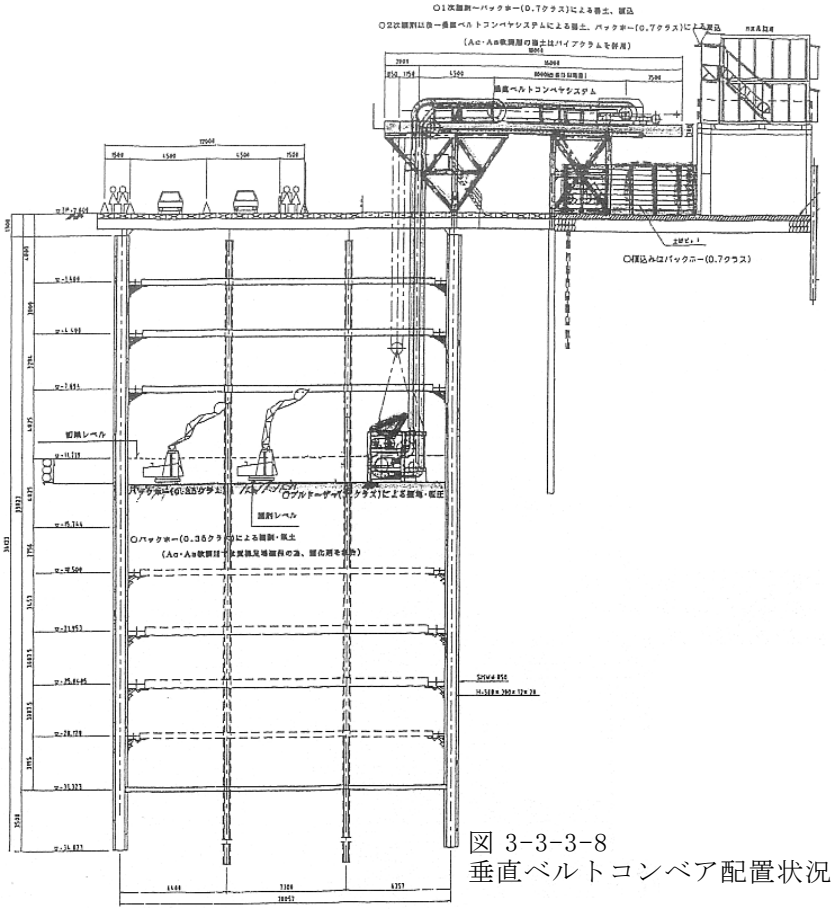


図 3-3-3-8
垂直ベルトコンベア配置状況

クラムシェルにより揚土し、これ以深について垂直ベルトコンベアーによる揚土を行った。現地に設置した垂直ベルトコンベアーは4基であり、1基あたりの実揚土能力は約40m³／時（公称揚土能力；50m³/時）であった。

また、垂直ベルトコンベアーの採用にあたっては、コンベアーの駆動部を設置する地上スペースが狭いこと、土砂取入れ口（ホッパー）の設置位置が切梁等に囲まれ、かつ限られた空間であるといった条件から､メーカーの仕様を変更し複数の改良を加えた。

主な改良点は、コンベアー地上水平引出し部の短縮、コンベアー支柱の山留め壁頭部接続構造の変更及びホッパーの小型化と形状変更等である。垂直ベルトコンベアー配置状況を図3-3-3-8に、稼動状況写真を写真3-3-3-3に示す。

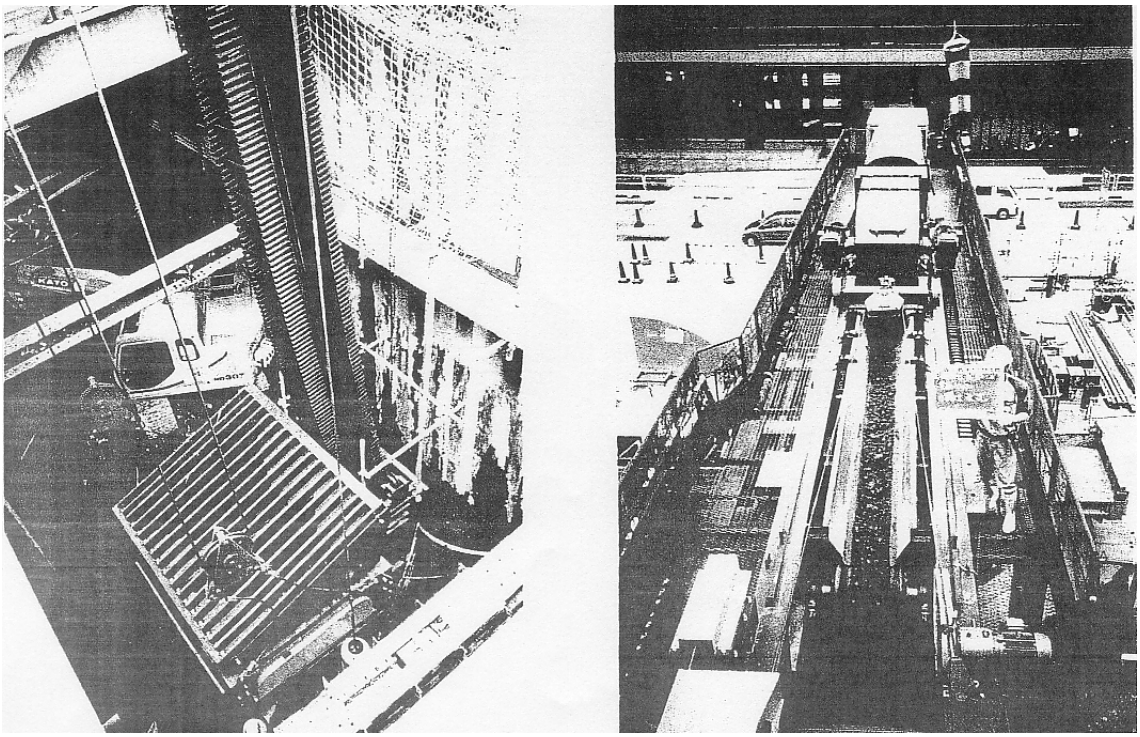


写真3-3-3-3　ベルトコンベア稼動状況

(4)埋設管防護工

路面覆工下には、各種企業者の地下埋設管が多数あり、GL-1.3～7.9mに存在し、道路延長方向に本管があり、そこから近隣ビル等へ枝管が配管されていた。特に、本線を横断する地域熱量供給管（径2,814mm）の防護が課題となった。

地域熱量供給管（天王洲エリアサービス㈱所有）は、山留め西側のパークサイドビル地下にある熱供給プラントから区道を挟んで東側の日本航空本社ビルに熱を供給する重要な役割を果たしている。管内には複数の冷暖房用配管が設置されており、変形に対して特に慎重な対応が必要な埋設物であった。当管路は、外径2,814mmの推進管（ヒューム管）で、山留め掘削による露出延長は約17.0mとなる。露出部総

重量は 78t(4.6t/m)と埋設管としては大型の重量構造物である。

以下に、管渠の諸元を示す。

・管渠の土被 ： 約 5.0m　・ソケット接合間隔 ： 2.43m

・外管 ： 管渠外径φ2814mm　内空φ2400mm　厚さ 200mm　重量 4.08t/m

・内管 ： 熱供給管φ500mm×3 本、φ100mm×1 本　架台類,重量 0.52t/m

重量があり変形を嫌う管路の場合は、管路の両側に並行して仮設杭（受け防護杭）を打設し、これに水平材を渡して管路荷重を受ける、いわゆる受け防護工が行われる。しかしながら、ここでは、その後の掘削、構築工程への影響を考慮し、受け防護杭を要しないトラス桁による地域熱量供給管受け防護工を実施した。

このトラス桁の架設は、両側の山留め壁（RC 地中連続壁）にアンカー固定した特殊ブラケットを支承とし、地下にあって相向かい合う山留め壁に橋を架ける工事である。

トラス桁には仮設桟橋等に用いるユニット材を用い、路下における桁架設工程を短縮した。このトラス桁による受け防護工は、管路両側の掘削と並行して行われた。施工手順は、管路下部のすかし掘り、管路受け桁の挿入及びタイロット緊張による受け防護と進み全工程を約 30 日で終了した。地域熱量供給管受け防護施工を図 3-3-3-9 に示す。

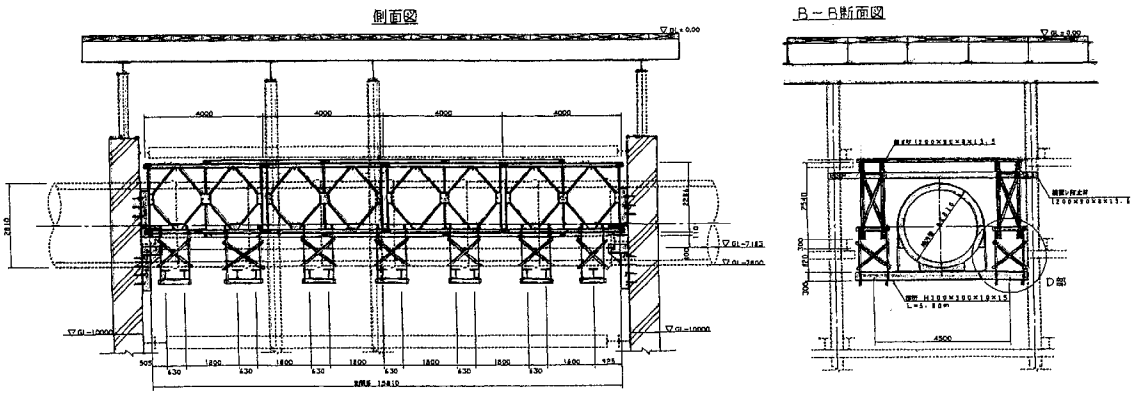


図 3-3-3-9　地域熱量供給管受け防護工

(5)土留壁からの出水

ア、概要

平成 11 年 9 月 29 日、起点方本線左側の土留壁隅角部で SMW 壁と RC 地中連続壁との不連続部 GL-25.4m 付近から、砂礫を伴った最大約 2～4m^3／分の出水が確認された。その後、地中壁背面側近の駐車場敷地内で地表面陥没が確認され、その近傍には羽田空港方面への大動脈である首都高速 1 号線橋脚が位置していた。出水直後からの止水作業とその後の対策工等の実施、さらには関係機関・地元対応等で、工事再開までに約 3 ヶ月を要するところとなった。

当該出水箇所は、SMW 壁（径 850）と地中連続壁（厚さ 1,000mm）の異種の土留壁の接合部でかつ隅角部にあたっており、両壁体構築工法の施工精度に配慮し、当初より 300mm の不連続部（間隙）を容認する設計であった。そこで、この間隙部を補うことを目的に当該箇所の背面にコラムジェット（径 1,200mm を 1 本）を打設し、山留め不連続部の補強、止水を行う設計であった。また、コラムジェットの止水性をより確実にすることを目的に、コラムジェット背面へ止水性及び強度発現の高い注入材、ハイブリッドシリカ注入工による薬液注入工を実施した。両壁体構築間の 300mm の不連続部には、土留壁面部の掘削後、直ちに鉄板を張り、背面にモルタルを打設して不連続部を抑えて湧水及び土砂の流入を防ぐ設計であった。

イ、出水状況

出水当時は、GL-27.5m まで掘削し鉄板防護を実施する予定であったが、不連続部 GL-25.4m より土砂 30～40m^{3}を伴い約 200ℓ/分の出水が推定され、直ちに土のう等による出水部閉塞防護を実施したが、出水後 2 時間後に再出水により土のう等が吹き飛ばされ、掘削部が土砂と湧水により湛水状態となった。以後、出水が間欠的に発生し砂礫を伴った最大約 2～4m^3/分の出水が確認された。再出水後約 3 時間経過して、出水箇所の土留壁背面側近の駐車場敷地内に地表面陥没が確認された。

出水に伴って坑内に流入した土砂は、再掘削時に確認した結果約 450m^{3}であった。最終陥没規模は、長さ 15m×幅 12m×深さ 4.2m であった。事故発生箇所を図 3-3-3-10、SMW・連続壁隅角部の施工箇所を図 3-3-3-11 に示す。

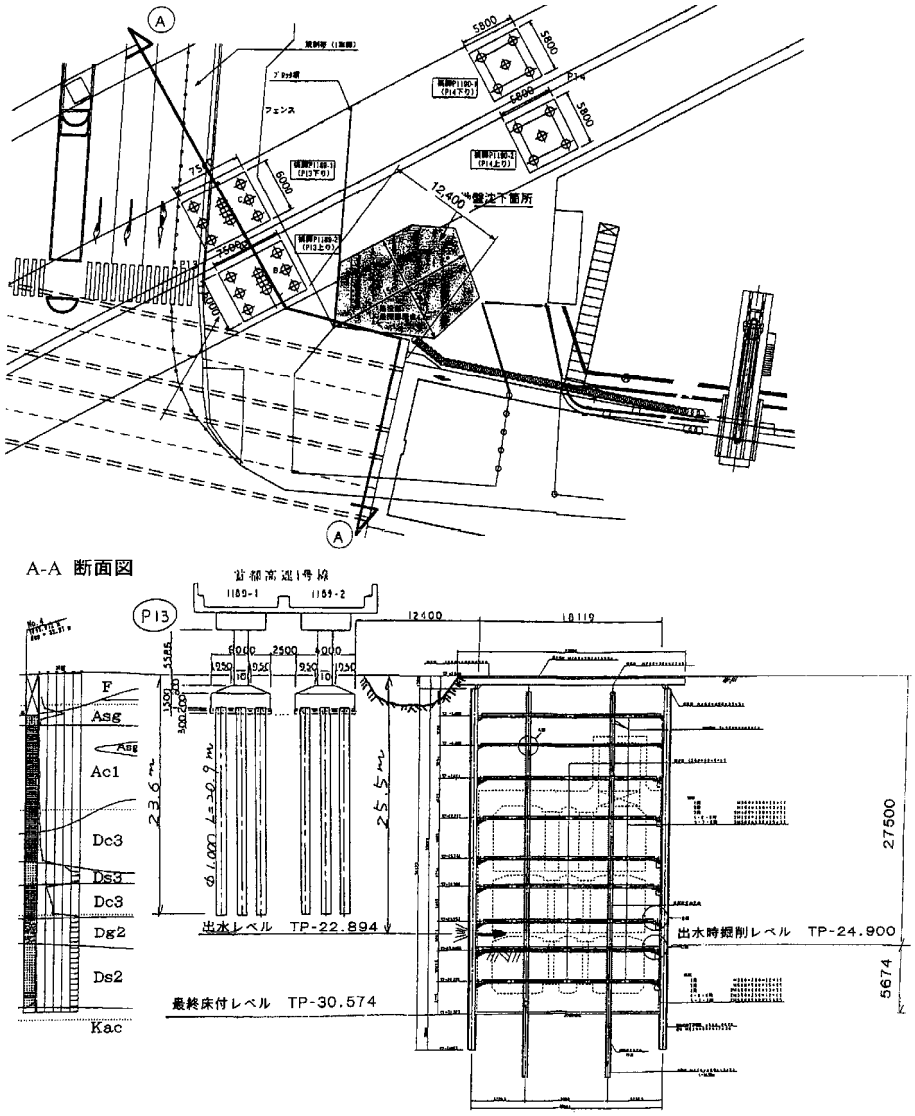


図 3-3-3-10　事故発生箇所平面図

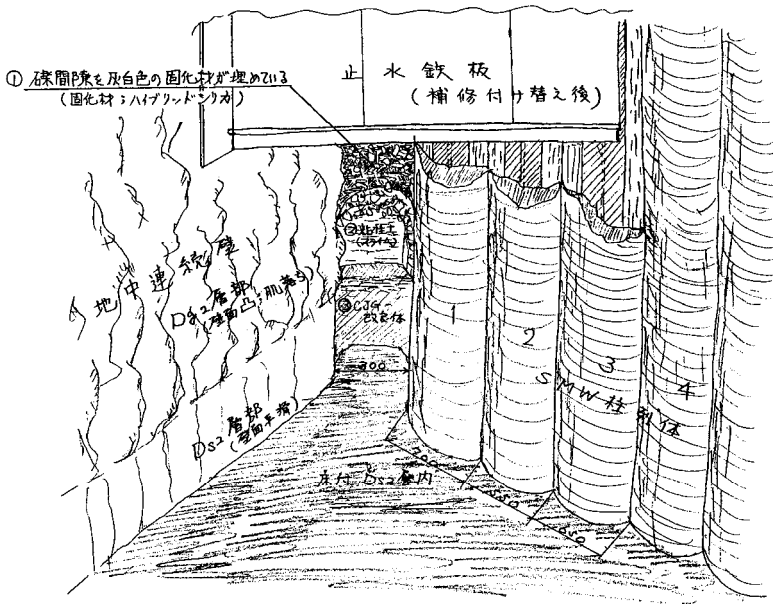


図 3-3-3-11　連続壁隅角部の施工箇所

ウ、止水対策

止水対策は、地表面陥没部が首都高速 1 号線の橋脚基礎と近接（橋脚基礎と土留壁との離れは 12.4m）していたことから、橋脚基礎の支持地盤防護及び再度の出水発生防止という観点から応急対策を進める一方、(社）日本トンネル技術協会に調査を委託し、同協会に設置された「臨海副都心線、天王洲 St 及び天王洲 T と首都高速 1 号線との近接施工に関する技術検討会」（座長；都立大　山本名誉教授）（以後は事故調査委員会）での検討及び首都高速道路公団等とも協議を行いながら対策を実施した。また、出水箇所以外の土留壁についても点検を行い、同様の出水事故を予防することを目的に、合計 19 箇所にコラムジェット 14 本、BG 場所打ち杭 9 本、薬液注入 162 本を施工した。

①応急対策

応急対策は、交通量の多い首都高速 1 号線及び区道と高層ビル等の重要構造物への影響を防止するため・土留壁内への土砂流入防止・首都高速 1 号線の防護・陥没箇所の補強等を緊急かつ確実に行うこととした。

1)土留壁内への土砂流入防止

土留壁内への土砂流入の拡大を防止し、地表部への影響を抑止することを目的に、土留壁内外の水圧差をなくして、土砂流入箇所の止水を図るため、京浜運河から取水して土留壁内に水を張り土留壁内外の安定を確保することとした。

土留壁内注水は、GL-8.5m まで行い約 9 万 m^3 を湛水させた。

一方、土砂流入箇所の対策としては、土留壁外側地盤のゆるみ及び空隙を安定させる必要があるため、BG 杭（外径 165mm）7 本によりモルタル約 19m^3 を充填し止水壁を造成した。

2)首都高速 1 号線の防護

首都高速 1 号線の橋脚と陥没箇所との離れは 7m と近接しているため、橋脚への影響が懸念されたことから、首都高速 1 号線の交通量の確保を図る必要があり、近接する首都高速の橋脚 4 基に対して､仮ベント 6 基により桁を受けて安定化を図った。また、橋脚への影響を調査する必要があるため、橋脚 4 基に対して既存の計測管理のデータに基づき、基礎の応力解析を行い、安定を確認した。

3)陥没箇所の補強

陥没箇所については、出来るだけ速やかに埋め戻しを行い、陥没の拡大を防止することと橋脚への影響をなくす必要から、陥没部に約 300m^3 の砕石で埋め戻しを行い、陥没部及び周辺部のゆるみ及び空隙部に薬液注入を実施した。ボーリング 78 本で総注入量 261m^3 であった。応急対策工を図 3-3-3-12 に示す。

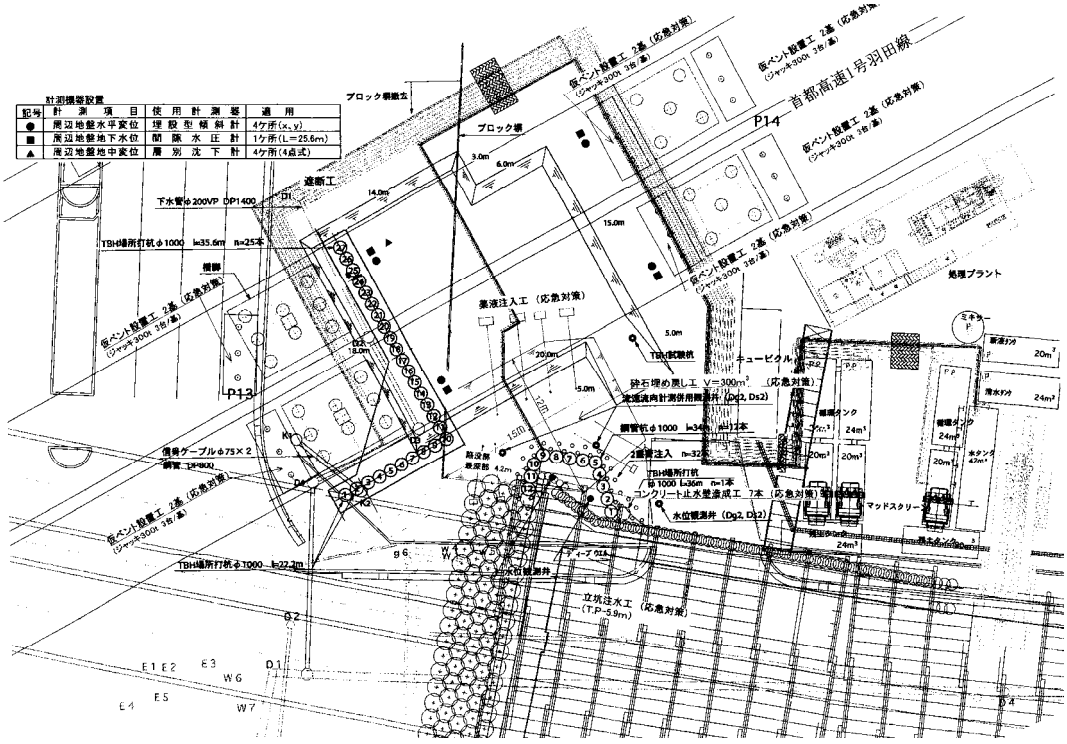


図 3-3-3-12　応急・恒久対策工及び追加計測

②恒久対策工

応急対策後、出水部周辺地盤の状況と出水影響範囲を確認するため、地質調査ボーリング 28 本を実施し、その調査結果をもとに首都高速道路橋脚の健全性の検討と防護対策及び出水部の恒久的な止水対策を実施した。

1)遮断工

応急対策を施工したが、今後の開削工事及び開削工事後の地盤挙動の変化に伴う首都高速道路橋脚への影響を防止するため、近接する橋脚 2 基を取り囲む形で柱列式連続壁工（TBH 場所打杭、径 1,000mm×27 本）を実施し、橋脚の防護を図った。

2)止水工

土留め出水箇所からの再度の出水を防止することを目的とし、出水箇所のコンクリート止水壁の外側（地山側）を取り囲む鋼管杭連続壁を構築し、さらに薬液注入による止水を実施した。恒久対策工を図 3-3-3-12 に示す。

③追加計測工

開削内湛水の揚水、掘削作業及びその後の工事による近接橋脚への影響を観測するため地中水平変位計 4 本、層別沈下計 5 本他を設置し、計測を実施した。追加計測を図 3-3-3-12 に示す。

エ、出水箇所の調査結果

上記の対策工の施工完了を待って、坑内に注水した海水を排水し、出水部の流入土砂堆積状況を観察するとともに、出水箇所を水平方向に試掘することで、土留壁、

地盤改良体の出来形状況並びに出水による破損状況を調査した。その結果は、次のとおりであった。

①出水に伴って坑内に流入した土砂はその約 80%が砂及び礫であり、礫径は 10cm 程度のものが最も多く､中には短径 15～20cm、長径 30cm を越える巨礫も多数確認され、かなり特殊な地質であったと想定された。

②出水部のおおよその位置は確認出来るものの、明確な出水による空隙（穴）の位置や形状は確認できなった。

③出水部上方に設置されていた止水用鉄板は一部が捲れ上がった状態になっており、水圧及び土砂流入圧の大きさが想像できた。

④出水部の地中連続壁と SMW 壁の間を水平方向に試掘したところ、両者とも侵食等による形状の異常は見られず、施工当初の壁の断面形状を維持していることが確認できた。また、これら両端面の間隔は、実測の結果約 300mm であり、設計値の 300mm とよく一致していた。

⑤試掘水平坑の下半分では十分に固結したモルタル状の地盤が確認されたが、上半分では固化体が確認されなかった。これは、コラムジェット工法による固化体の造成が、その地盤性状（Dg2 の砂礫層）により十分に出来なかったか、あるいは、出水に伴い破砕され流出したものと推定された。

オ、出水原因

出水原因については事故調査委員会で検討が進められ、次の結論を得ている。

①当該出水箇所近傍は、東京礫層が乱流堆積物状態を呈するマトリックス分の少ない巨礫の存在する箇所にあたる可能性が高いことが予想出来なかったこと。

②このような地質状況下で設計として採用されたコラムジェットや薬液注入工が期待された十分な補強、止水効果を発揮しえなかったこと。

③当該土留欠損部への鉄板による補強が適切な時期に実施されていなかったこと。

したがって、この異常出水は、上記3つの原因が複合して生じたコラムジェットと薬液注入による土留め欠損部に対する補強工と止水工の弱点が、掘削の進行に従って発生した坑内外の水圧差に抗し切れず土砂流入を伴って起こったものと考えられた。

カ、工事再開

開削内の海水の排水に伴い、出水箇所の止水性を確認するため、出水箇所のコンクリート止水壁と鋼管の止水工との間に水位観測井1本と鋼管の止水工の外側に水位観測井を1本及び流速流向計測併用観測井2本を設置して、最大1700m^3/時の排水を行いながら切梁1段毎に排水を止めて地下水位等を観測することとした。全ての排水

に要した日数は8日間であったが、土留壁外からの流入もなくかつ地下水位の変化もなく排水を完了することが出来た。その後、開削内の土砂撤去等を行って事故発生から約3ヶ月を要して事故処理を完了した。

観測井の調査位置を図 3-3-3-12（流速流向計測、水位観測井）に示す。

(6)く体構築工

駅部は、地下 3 階から地下 1 階及び 3 箇所の出入口部で構成され、地下 3 階部が軌道･ホーム階であり、各階は階段、エスカレーター及びエレベーターで連絡する構造となっている。く体工事においても、工期短縮のための急速化施工の施策を検討し実施した。その施策は、特殊混和材入り早強・防水型コンクリートの採用、コンクリート打継ぎ目防水工へのインジェクトチューブ工法の採用、スターラップ鉄筋へのヘッド･バー工法の採用、躯体外壁への脱型不要プレキャスト型枠の適用及び鉄筋コンクリートから鋼製材への構造変更であり、その概要は次のとおりである。

ア、特殊混和材入り早強・防水型コンクリートの採用

工程の短縮を材料面からも検討した。く体コンクリート打設時のマスコンクリート水和熱対策及び防水工工程の省略並びに養生期間短縮を図るため特殊混和材を用いた早強・防水型コンクリートを採用した。

①工程短縮効果

1)切梁支保工の撤去時期の繰上げ

早強コンクリートの採用により、工程上の待ち時間となるスラブコンクリートの養生期間を短縮し、切梁支保工撤去時期を繰上げることを行った。早強コンクリートの採用は、別工種の工程との調整のため養生期間を確保できる底版施工を除き、中床コンクリート（2 層分）と頂版コンクリートに採用した。これにより、普通コンクリートを用いた場合に比べ、約 60 日の工程短縮が可能となった。

2)く体外防水工の工程の省略

地下水位の高い地盤中の地下構造物は、く体内への漏水を防止するための外防水工の施工が必要となるが、当該工事では、水和熱抑制型膨張材と止水材を混和することによりく体コンクリート自体に防水性を持たせることとし、外防水工程を省略した。これにより、通常の防水工を行った場合に比べ約 60 日の工程が短縮できた。

②マスコンクリート対策と配合

く体コンクリートは、中床部を除き 1.6m～1.8m 厚さのマスコンクリートの打設となっており十分なマスコンクリート対策を講じ、ひび割れを抑制するとともに、ひび割れが発生した場合でも、ひび割れからの漏水を防止めるための配合が必要となる。ここでは、コンクリートに次の混和材を添加することで、これを実現した。

1)水和熱抑制型膨張材の採用

コンクリートの発熱抑制効果と膨張効果により温度降下時の収縮を低減するため、水和熱抑制型膨張材（デンカ CSA100R（電気化学工業製）を採用した。

2)止水材

天然の珪酸化合物であるベストン（小田急ベストン製）を混和することにより、ひび割れからの漏水でコンクリート内の珪酸分が溶出し、ひび割れ内（ひび割れ幅 0.3mm 以下）に水和化合物を生成させ漏水を止めるコンクリートを採用した(表 3-3-3-2)。

表3-3-3-2　採用したコンクリート配合（f'ck＝24N／mm^2）

種類	スランプ (cm)	空気量 (%)	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単位重量（kg／m^3）						
					W	C	S	G	膨張	止水	減水
無対策配合	8±2.5	4.5±1.5	48.2	46.2	150	311	826	1037	0	0	2.81
漏水対策配合					150	281	806	1037	30	20	2.81

平成 12 年 11 月に実施した漏水状況調査の結果、漏水量を計量できるような顕著な漏水は無く、ほとんどが「滲み」または「湿潤」程度であり、水和熱抑制型膨張材によるクラック抑制効果が発揮された結果と評価できる。

また、各階ともコンクリート打設後、時間を経るに従って漏水量の減少が観察されており、止水材による水和化合物のクラック充填効果が確認された。

イ、コンクリート打継ぎ目防水工へのインジェクトチューブ工法の採用

一般に地下水対策の必要な地下構造物の場合、新旧のコンクリートの打継ぎ目には止水板を設置するが、く体完成後の止水効果を確認しつつ工期短縮を図るため打継ぎ目の防水工を用いず、インジェクトチューブ工法を採用した。

止水板設置には、止水板を挟み込んだ浮き型枠の設置などの比較的手間を要する工程（1 日程度）が必要となるが、インジェクトチューブ工法では、打継ぎ部の旧コンクリート面にホース（多孔質管）状のインジェクトチューブを仮止めし、その上に新コンクリートを打ち継ぎ、コンクリート硬化後の任意の時点で、チューブにウレタン系樹脂を高圧注入し、打継ぎ部の隙間を充填・止水することから、コンクリート打設の前工程が短縮される。当工法採用により約 2 週間の工程短縮となった。インジェクトチューブ工法の施工状況を図 3-3-3-13 に示す。

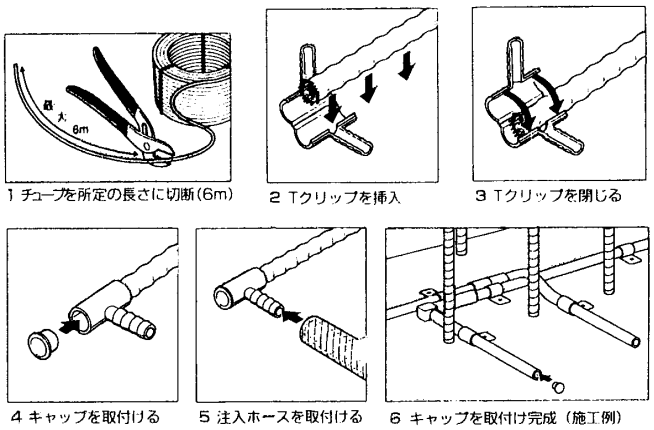


図 3-3-3-13　インジェクトチューブの施工図

ウ、スターラップ鉄筋へのヘッド･バー工法の採用

一般に、スラブや壁の鉄筋組立ては、主筋、配力筋とせん断補強鉄筋を同時に組立てる複雑な作業が必要になる。このことから、特に狭隘かつ制約の多い地下空間での鉄筋組立て工程では、この複雑な作業を合理化する必要がある。

当該工事では、せん断補強鉄筋を通常の閉合型鉄筋からプレート定着型鉄筋（Head-Bar）に変更することによりこの課題を解決した。ヘッドバー鉄筋の採用は、床版、側壁の全てに及び、使用本数は全体で約 40 万本となった。これにより、最初に、主筋、配力筋の組立てを単独で先行できるようになり、次にせん断補強鉄筋の組立てを円滑に行えるようになり、施工性が大幅に向上した。ヘッドバー鉄筋組立て状況を図 3-3-3-14 に示す

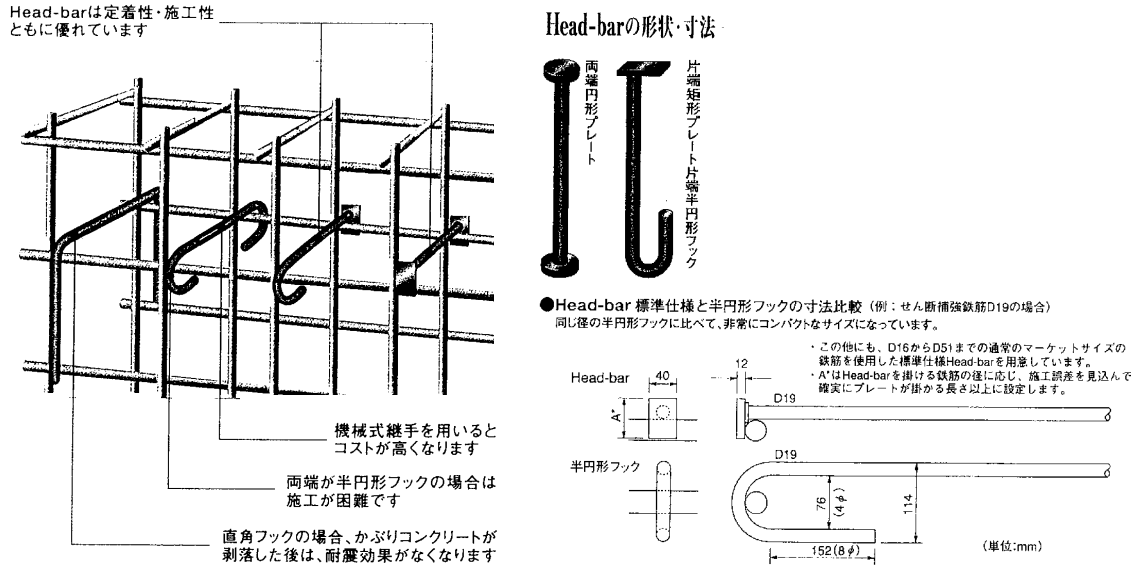


図 3-3-3-14　ヘッドバー鉄筋組立て状況

エ、く体外壁への脱型不要プレキャスト型枠の適用

当該工事においては、駅本体の側壁コンクリートに脱型不要のプレキャスト型枠（PC 型枠）を採用することで型枠組立工程を短縮するとともに、脱型工程を省略した。この PC 型枠は、工場製作した鉄筋コンクリート製型枠（幅 1.8m×高さ 4.5～5.5m×厚さ 60mm、$f'ck=50N/mm^2$, 鉄筋 D10ctc100～200mm）を、土留め壁に取付けたセパレータに固定し、型枠自身を自立させ、かつコンクリート打設時の側圧に抵抗させるものである。

この工法の採用により、側壁型枠組立工程の短縮と脱型工程の省略が可能となるだけでなく、副次的な効果として、PC 型枠自体が完全にく体壁に納まってしまうことから、型枠設置作業の終った場所からく体内部空間がフリーな状態となり、フロアー全体を他工種（鋼管柱建て込み工、中壁構築工）に明け渡せることで、複合的な全体工程の改善が可能となった。プレキャスト壁型枠及び設置状況を図 3-3-3-15、

設置状況写真 3-3-3-4 に示す。

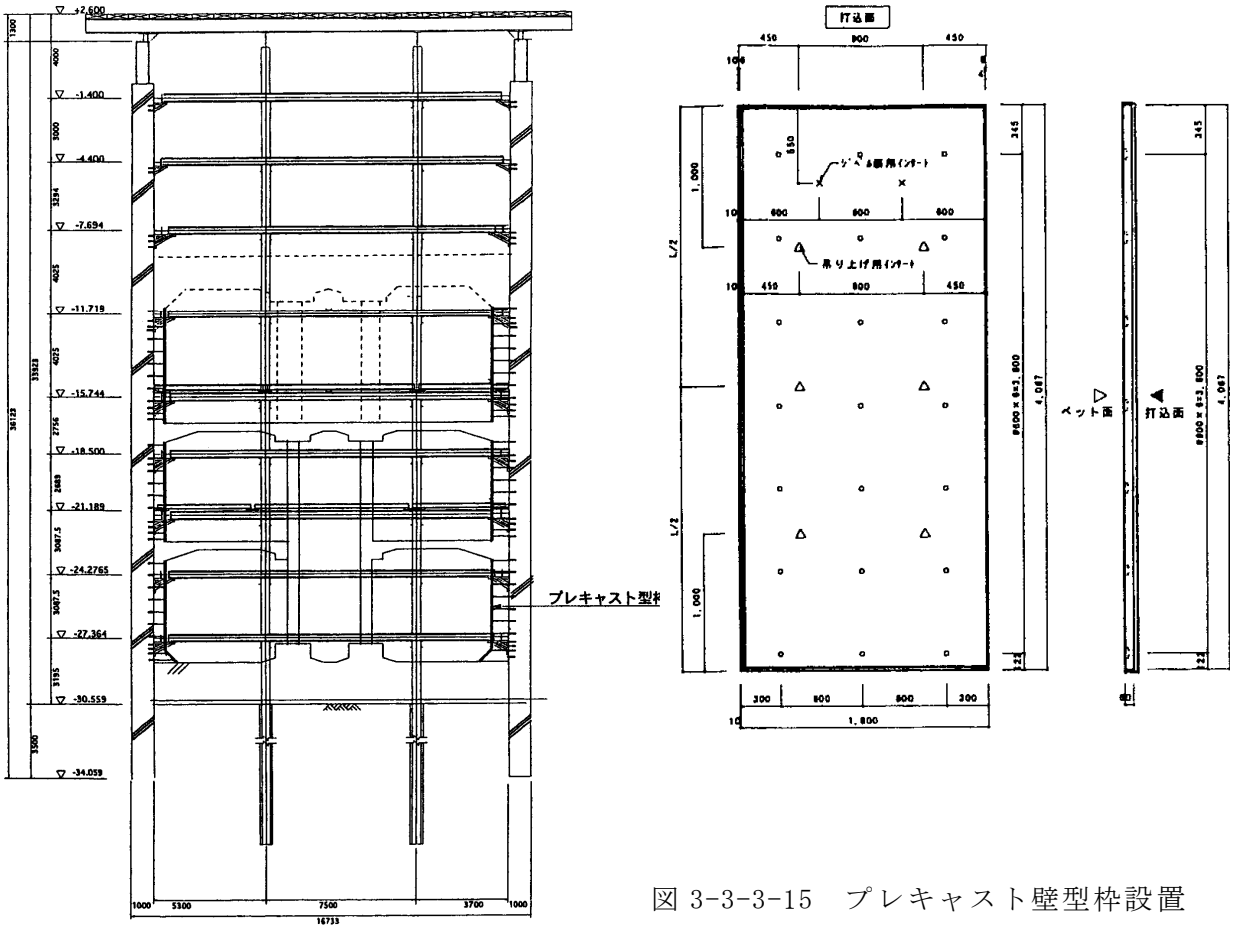


図 3-3-3-15　プレキャスト壁型枠設置

セパ取付状況

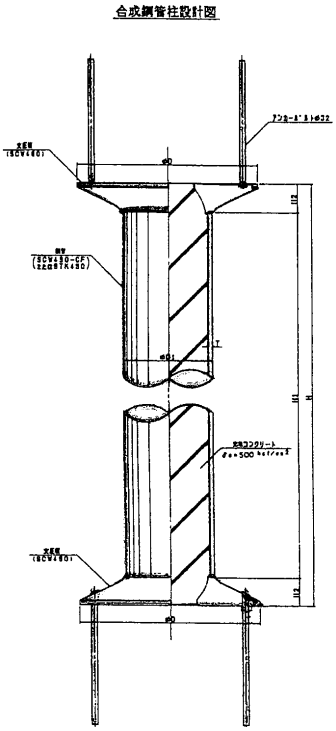
PC型枠設置状況

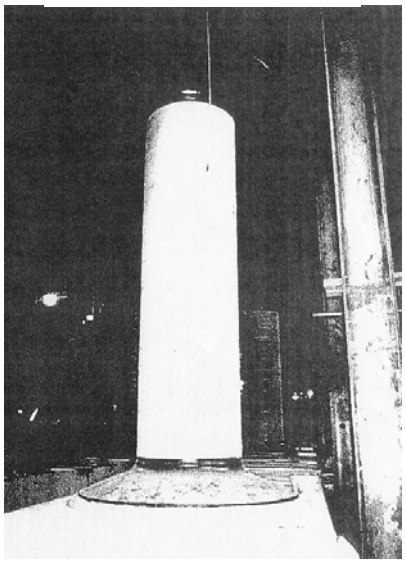
写真 3-3-3-4　プレキャスト型枠設置状況

オ、鉄筋コンクリート柱の鋼管柱への変更

当駅舎の柱は3層全てで56本であり、ホーム部の19本が鋼製（φ1000,t=24～39mm,SM500(SCW490-CF 相当品)）、その他の37本は鉄筋コンクリート製（断面；1.5m×1.5m）であった。しかしながら、当該工事では、駅舎内に設置される全ての柱を鋼管柱に変更することで、柱構築工程がクリティカルパスとなるのを防いだ。

鋼管柱の建て込みは、1 日当り 2～3 本の進捗であり、工場製作した柱部材の搬入時と所定の位置での設置時にのみ鋼管柱設置作業範囲への立入り防止措置をとる程度のため、これに並行して施工する近傍の中壁等の作業への支障が減少し、全体工程短縮への効果は特に大きいものであった。





なお、鋼管柱 1 本当りの重量は 4t～11t と重く、鋼管柱の設置のため新たに製作した鋼管柱運搬台車と電動チェーンブロック（15ｔ吊り）により狭隘な作業空間で能率的に施工を進めることができた。鋼管柱建込み及び設置状況を図 3-3-3-16 に示す。

図 3-3-3-16　鋼管柱建込み設置状況

カ、鉄筋コンクリート中壁及び壁柱の鋼製柱列壁への変更

当駅の中壁（厚さ＝50cm）及び壁柱（厚さ＝70cm）は、鉄筋コンクリートで構築することになっていたが、鋼管柱の採用と同様に壁構築工程及び全体工程短縮を図るべくこの中壁及び壁柱を鋼製部材に変更した。

中壁については、H428×407×20×35（SM400A、亜鉛メッキ）を 60cm 間隔で、壁柱については、H478×427×40×60(SM400A,亜鉛メッキ)を 70cm 間隔でそれぞれ柱列状に並べ、横つなぎを行うことで、当初設計と同等の構造性能を確保した。

鋼製部材の設置は、4.9t 吊りクローラークレーンとチェーンブロックを併用して行った。

中壁及び壁柱建て込み状況を写真 3-3-3-5 に示す。

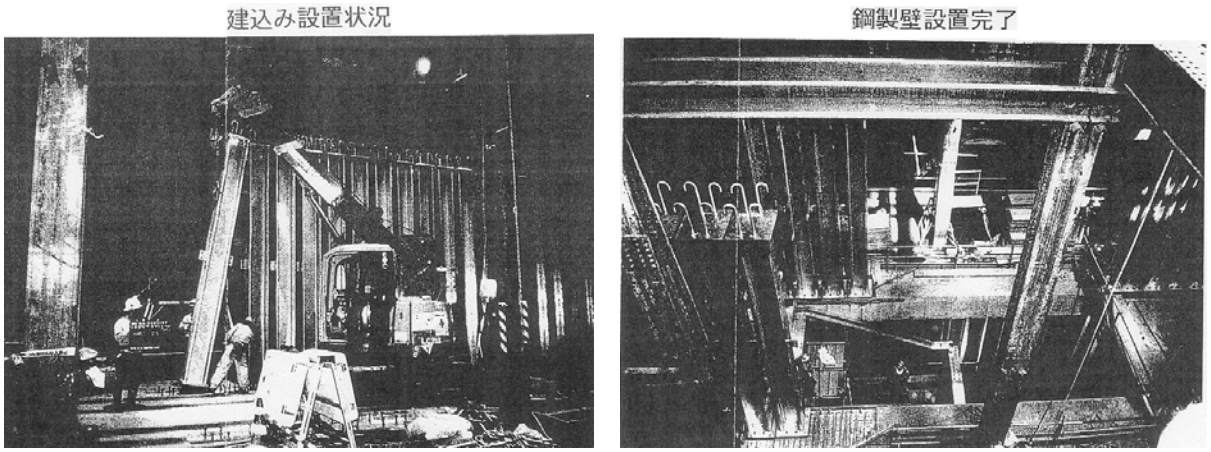


写真 3-3-3-5　中壁及び壁柱建込み状況

(7)地下駐輪場

品川区からの受託により、当駅上部に地下駐輪場を建設した。この地下駐輪場は、300 台の収容スペースをもつボックスカルバート(縦横 12×45m,内空高 2.8m)であり、地上への出入口が 2 箇所と直接駅へ通じる連絡通路部から構成されている。

地下駐輪場は、当駅開削工事の中で駅舎く体構築が終了(平成 13 年 4 月部分開業)した後、流動化処理土で約 3m 埋め戻しを施工し、この高さを基面として地下駐輪場の構築を行った。

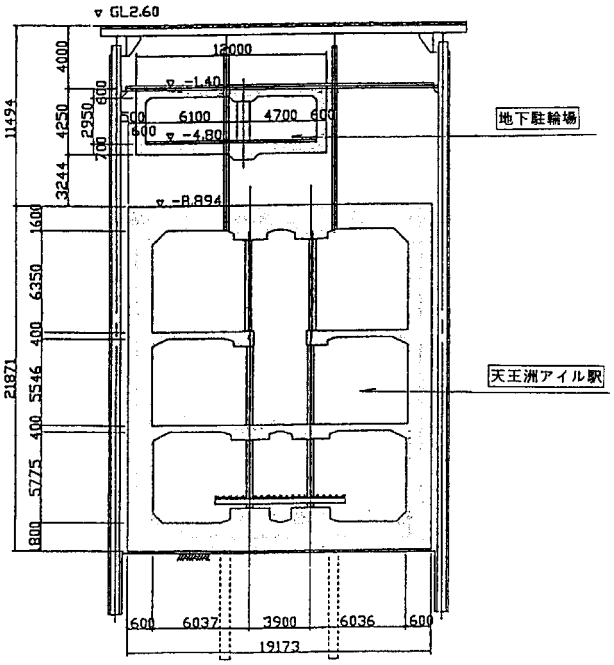


図 3-3-3-17　地下駐輪場断面図

地下駐輪場の断面図を図 3-3-3-17 に示す。

(8)埋め戻し

埋め戻し工事は、駅舎上床版の防水工事の保護コンクリート打設が完了し、十分な養生期間を設けた後、流動化処理土による埋め戻しを行った。埋め戻しに用いた流動化処理土は、江東区新木場のメトロ開発㈱及び大田区城南島のフドウ技研・太平洋セメント共同企業体から搬入した。これは都内の工事から発生した原土を溶解して泥水とし、泥水比重を調整後、固化材を添加して製造したもので、製造した流動化処理土をミキサー車等で現場まで搬入した。工程の関係から工区全体を 4 工区に分割し、各工区の境には埋め戻し用の型枠を設置した。型枠は、L-150×150 を 1.5m ピッチで埋め戻し済みの流動化処理土に打ち込み自立式の親杭とし、前面にアルミ製足場材で横矢板とした。横矢板設置完了後、前面にブルーシートを取付け流動化処理土の漏れがないように施した。

型枠設置完了後、流動化処理土をコンクリートポンプ車により打設した。1回の打設高さは50cmまでとし、型枠の設置、打設を順次繰返し、GL-1.2mまで流動化処理土を打設した。本体部埋め戻し工断面図を図3-3-3-18に示す。

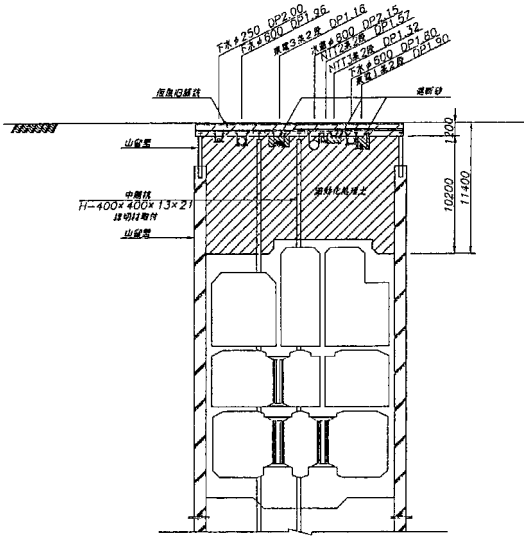


図3-3-3-18　本体部埋戻し断面図

(9)道路復旧

ア、仮復旧

仮復旧工事は、流動化処理土によりGL-1.2mまで埋め戻しを完了した後、路面覆工板等の撤去工事は道路幅員18mの内7.5m分を車道（上･下線各1車線）その他の作業帯とし、信号機の移設を含む車道の切り替えを海側、中側、山側の3分割に分けて行った。路面覆工板撤去は、ラフテレーンクレーン(35t)で吊り込み搬出した。山留杭引き抜きは、SMW,BH杭の芯材を流動化処理土による埋め戻し前にGL-3.5mにて切断･補強し、埋め戻し完了後、杭頭を掘り出し、シャックルで玉掛けを行いラフテレーンクレーン(35t)にて引き抜き搬出した。覆工支持杭及び中間杭は、多滑車及びバイブロで引き抜き後、ラフテレーンクレーン(25t)にて積み込み搬出を行った。仮舗装はGL-1.2mから路盤先行形の仮復旧を行い、着手前の構造測芯20m毎の横断測量結果を基に原形復旧を行った。

イ、本復旧

本復旧工事は仮復旧工事が完了した後、他企業の埋設復旧工事を行い、車道舗装工事は上り線(2車線分)、下り線(2車線分)の2工程に分けて全て夜間施工で行った。工程が厳しかったことから道路構造物の信号機、街路灯、道路標識、ガードパイプ植栽等についても工区を細かく分割し同時進行で施工を行った。

第4節　東品川トンネル

1. 工事概要

東品川トンネルは、新木場起点7k872m50から8k856m00間、延長983m50の工区であり、天王洲通り下においてセグメント外径7,100mmの単線併設トンネルを泥水式シールド工法で施工した。

トンネル線形は、上り線、下り線ともに平面曲線最小半径R＝1,000m、最大勾配は-14.3‰、+18.1‰である。土被りは、約21～28mの範囲である。

工事は終点方の品川シーサイド駅からシールドを発進させ、起点方の天王洲アイル駅に到達させた。

本工事の特徴は、そのほとんどが幅員18mの天王洲通り直下を通過することから、上

下線の離隔が標準でも約 2.8m、東品川橋直下では河川占用幅が制限されたため 0.6m の超近接施工があること、トンネルはほぼ全線にわたり橋梁、橋脚、洞道などの既設構造物近傍を通過しており、構造物への影響を最小限にすることが要求された。途中、掘進範囲内には洞道人孔構築物と一体化された支持杭兼用の土留鋼矢板が残置されていたので構造物の変位を抑えるため、地盤改良した上で深礎工・鋼管推進工にて掘進範囲のみを切断撤去後シールド掘削しなければならないこと、東京礫層と江戸川砂質土層や粘性土層が縦断的に交互に急変する複雑な地盤となっており、それぞれに適応した設備が必要であることなどである。

この工事は平成 10 年 12 月に着手し、平成 13 年 10 月にしゅん功した。シールド工事は平成 12 年 8 月、10 月に発進させ、平成 13 年 4 月に上り線、5 月に下り線が到達・貫通した。

路線平面を図 3-3-4-1 に、トンネル及び地質縦断面を図 3-3-4-2 に示す。

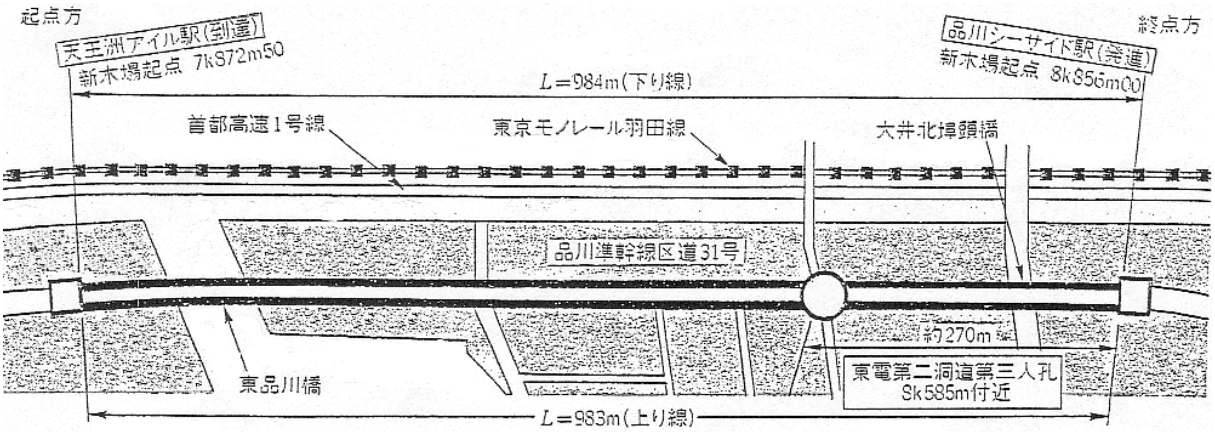


図 3-3-4-1　路線平面図

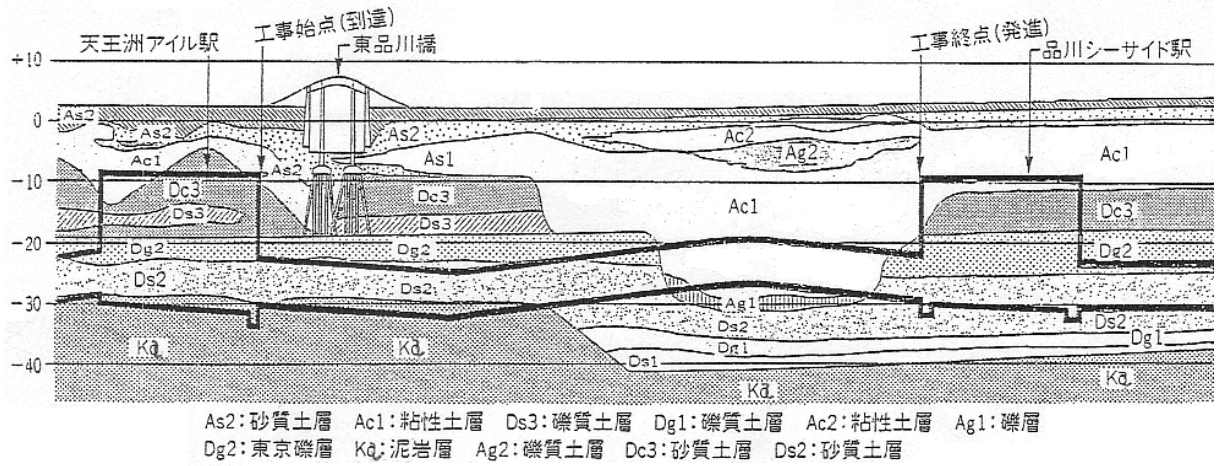


図 3-3-4-2　トンネル及び地質縦断面図

2. 地形・地質

本工区の地形は、縄文海進最盛期には奥深く内湾地域が形成され、海成～汽水成の堆積物が厚く堆積した東京低地上に位置している。また、シールド掘進対象地質は、シールド発進部よりほぼ 8k500m 付近までの範囲は、旧目黒川おぼれ谷部といわれる N 値 4 以下の軟弱な沖積粘性土層を通過する。そしてこの前後には沖積層と洪積層の境目となる地盤急変部がある。シールド掘削後半の地質は洪積砂質土層となる（図 3-3-4-2)。トンネル断面に出現する地層は主として Ac1 層、Ag1 層、Ds2 層及び Dg2 層であるが、後半、部分的に Dc3 層、Ka 層を通過する。トンネル上部は、沖積の砂層や粘土層、東京礫層等が堆積した多層構造となっている。

3. 設計・施工計画

(1)シールド機の仕様

シールド機の主な仕様は以下のとおりである。

シールド外径：7,250 ㎜

シールド機長：8,360 ㎜

カッタートルク：上り線最大 5,730ｋN･m、下り線最大 5,850ｋN･m

推進機構：ジャッキ 35MPa×2,150 ㎜×24 本、ジャッキスピード 55 ㎜/min

(2)カッタービット

カッタービットは、沖積層・洪積層ともに掘削可能な形状、材質、配置とするほか、発進時の NOMST 壁及び発進部・到達部・東電人孔部の地盤改良区間の切削による磨耗を考慮して選定した。

(3)シールド機の特徴

シールド機の特徴として、①NOMST 壁の切削　②砂礫層掘進　③泥岩層（上総層）掘進　④高水圧下掘削（最大 0.35MPa）　⑤地盤沈下防止対策　⑥切羽障害物対策　⑦長距離掘削　⑧セグメント変形防止､真円保持　⑨セグメント組立足場の課題があった。

各課題の検討ポイントと具体的対策は表 3-3-4-1 のとおりである。

表 3-3-4-1　シールド機の検討ポイントと具体的対策一覧表

検討ポイント	具体的対策
①NOMST 壁の切削 ・新素材コンクリートの切削 （一軸圧縮強度 50N/㎟） ・CFRP 筋の確実な切断 （CFRP ロッド径Φ30 ㎜） ・NOMST 片による排泥管閉塞 ・先行ビットの保護 ・過負荷防止のための低速推進制御	・先行ビットは NOMST 壁切削を考慮しすくい角、にげ角を持たせると共に水平部にもすくい角を付けて切削性の向上を図る。 ・先行ビットの配置は隣接破砕を考慮し、80 ㎜ピッチ（ビット切削幅 40 ㎜、非切削幅 40 ㎜、内周 2 パス、外周 3 パス）とする。 ・先行ビットとメインビット取付け高さに CFRP 筋以上の高低差を設け、先行ビットで CFRP 筋を確実に切断できるように配置する。 （CFRP 筋直径 30 ㎜）＜（ビット高低差 35 ㎜） （先行ビット高さ 100 ㎜、メインビット高さ 65 ㎜） ・先行ビットを 80 ㎜ピッチ（内周 2 パス、外周 3 パス）で配置し細かく切断する。 ・NOMST 切削実績を見ると、外周部の先行ビットの折損、欠落などの事例が多い。本機ではこの外周部先行ビットを保護する目的でローラビットを 6 個装備する。 ・掘進速度 1 ㎜/min 程度が可能な NOMST 対応の「微速推進用油圧機構」を装備する。
②砂礫層掘進 ・切削性・耐摩耗性 ・礫の取込み、排出 （最大礫径 240 ㎜）	・外周部のビットの保護のためにローラビットを 6 個装備すると共に周辺ビットを装備する。 ・チップの材質はじん性が優れている「E５相当品」を使用し「２枚差刃型」としてチップの脱落を極力防止できる構造とする。 ・カッタスリット幅は 250 ㎜とし、面板でこれより大きな礫の進入を拘束し、ローラビット等で破砕する。排泥管は 10B（予備管は 12B）とし、礫径 250 ㎜程度まで呑み込みを可能とする。 ・排泥管入口部での閉塞を防止するため攪拌用のアジテータ能力をアップすると共に、トルクに「ねばり」のある油圧駆動を採用する。
③泥岩層（上総層）掘進 ・切削性 ・付着防止	・鋭利な先行ビットにより先行掘削を行い、効率的な掘進を行う。 ・バルクヘッド下部 2 ヶ所にアジテータを装備し、攪拌及び付着防止を行う。
④高水圧下掘削（最大 0.35MPa） ・カッター土砂シール ・テールシール	・4 段リップシールを多段配置し、グリス自動給脂により耐久性の向上を図る。 ・ワイヤブラシ型テールシールを 3 段装備する。 ・テールシール充填材自動給脂システムによる防水性及び耐久性の向上を図る。
⑤地盤沈下防止対策 ・同時裏込注入装置 ・切羽崩壊探査装置	・同時裏込注入装置をシールド本体天端部に 2 式装備し、掘進と同時に裏込材を充填する。 ・シールド機前胴頂部に油圧貫入式の地山崩壊探査装置を装備することにより切羽の崩壊を早期に発見できるようにする。
⑥切羽障害物対策 ・切羽点検機構 （チャンバー内限定圧気対応） ・補助注入管	・バルクヘッド中央部にマンロックを 1 基装備する。 ・バルクヘッドにマンホールを 2 基装備する。 ・カッタヘッドにマンホールを 1 基装備する。 ・切羽前面への薬液注入用パイプの設置を可能とする。
⑦長距離掘削 ・切削性・耐久性 ・高速施工	・外周部ビット保護用ローラビット、周辺ビットの設置 ・カッタビットの高低差配置 （先行ビット取付高さ 100 ㎜、メインビット 65 ㎜） ・シールドジャッキ速度、無負荷全数押し時　50 ㎜/min
⑧セグメント変形防止、真円保持 ・形状保持装置	・組立後のセグメント変形（つぶれ）防止のため、上部 2 点支持方式を採用した門型上下拡張式を装備する。
⑨セグメント組立足場 ・セグメント組立時の安全な足場の確保	・セグメント組立足場として後方デッキから引き出し式の可動床を計画する。設置場所はセグメント分割位置、締結位置を考慮し計画する。

(4)セグメント

荷重状態に合わせてRCセグメントを2種類、DCセグメントを2種類を使用した。

表3-3-4-2　セグメント上下線別・種類別使用数量一覧表　　単位：リング

	DCⅠ型	DC型	RCⅣ型	RCⅤ型	計
下り線	49	100	176	359	684
上り線	51	100	173	359	683
使　用 箇　所	天王洲アイル駅 ～東品川橋間	東品川橋下	東品川橋～旧目黒川おぼれ谷間	旧目黒川おぼれ谷部～品川シーサイド駅間	

・フランジ厚さは、DCⅠ型が11mm 、DC型22㎜である。

・RCⅤ型の主鉄筋の本数は、RCⅣ型 より約20%多い（鉄筋径は同じ）。

(5)地層急変部対策

ア、設計

品川シーサイド駅のシールド発進部より 8k500m 付近までは、旧目黒川おぼれ谷部を通過し、その前後には沖積層と洪積層の境目となる地層急変部がある。このため、セグメント設計にあたって圧密沈下による不同沈下の影響と耐震性能の検討を行った結果、トンネル横断方向については問題のないことが判明したが、トンネル軸方向については、圧密沈下対策及び地震時の検討を行った。

圧密沈下については、弾性床上の梁モデル解析を用いて不同沈下による継手ボルト断面力を算定した結果、洪積層と沖積層の地層急変部でセグメントリング間継手断面力が一部で耐力を超えることが判明したために、該当する継手ボルトに弾性ワッシャーを使用することとした。

地震時挙動については、静的解析において地層急変部の発生断面力が大きくなることがわかった。さらに耐力以上の断面力発生位置の特定と対策工の検討のために動的解析による追加検討を行った。この結果、継手板を厚くする方法と弾性ワッシャーを使用する方法を検討した結果、圧密沈下対策同様、継ぎ手ボルトの継手構造を変更する必要のない弾性ワッシャーを使用することとした。

イ、施工

洪積層と沖積層では、泥水圧の設定値、泥水品質管理値が異なるため、地上より 5m ピッチでボーリングを行い層変り地点を把握し、切り替えを行った。

4. 支障物対策

(1)橋梁基礎杭支障除去

8k660m付近に位置する旧敬老歩道橋基礎杭の撤去については、ケーシング回転引抜工法で施工した。既設杭をケーシングで囲い、回転させながら無振動・無騒音で所定の深度までケーシング掘削を行い、中の既設杭が回転して地山との縁が切れたことを確認してから先端部の特殊装置にて既設杭を固定し、ケーシングとともに引き上げて撤去した。

(2)東電第二洞道第三人孔土留め杭の撤去

ア、支障鋼矢板の判明

東電第二洞道第三人孔は、昭和47年頃に築造されたもので、品川火力発電所からの15万ボルト送電線6条を収納する非常に重要な構造物である。東電や当時の施工業者等へのヒアリング調査の結果、土留めに用いた鋼矢板Ⅳ型（長さ25～35m）の一部が人孔と一体化した施工のため残置され、シールド断面を支障することが判明した。

イ、支障鋼矢板の試掘及び探査

残置されている鋼矢板の位置と長さを確認するため、試掘及び音波探査を行った。

図 3-3-4-3 に人孔付近平面図、図 3-3-4-4 に人孔付近断面図を示す。

この結果、図 3-3-4-4 に示すように、上り線シールド断面の約半分と下り線シールド断面の一部に鋼矢板が出現することを確認した。

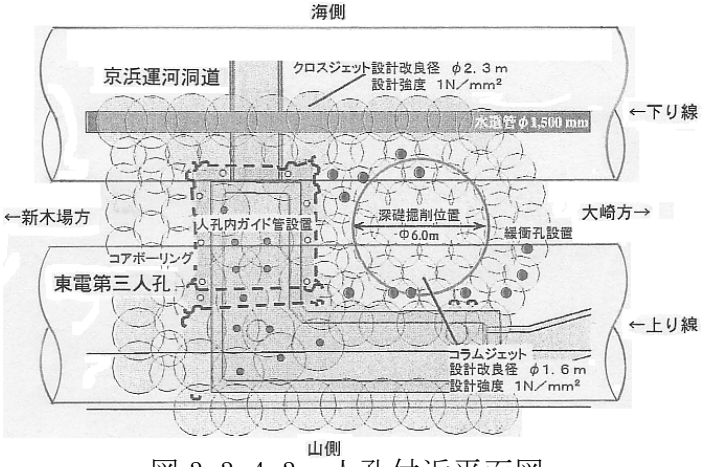


図 3-3-4-3　人孔付近平面図

ウ、撤去方法の検討

支障鋼矢板を撤去するために、次のような方法が検討された。

①シールドの線形変更による回避

②路上からの引き抜き

③圧気工法によるシールド機内からの撤去

④深礎掘削及び鋼管推進による撤去

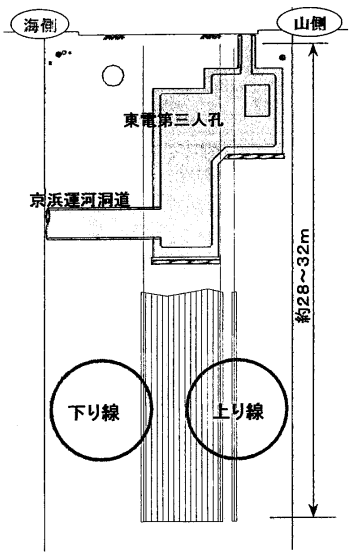


図 3-3-4-4　人孔付近断面図

工期、工費、安全性、確実性及び施工性の面から検討を行った結果、②の路上からの引き抜きは、支障杭が人孔の間詰めコンクリートと一体化されていることから施工が困難と判断した。

③と④の比較では、③の撤去工事そのものがシールド掘進工程を左右するほか、他工区の工程にも影響を及ぼし、結果として④による撤去に比べて約 4 ヶ月工期を要することや、概算工事費においては③の部分圧気設備費が高く、④の約 1.5 倍と見込まれたことから、④の深礎掘削及び鋼管推進による撤去工法を採用した。

①のシールド線形の変更については、支障鋼矢板の撤去に先立って、シールド縦断線形の見直しを行い、人孔付近の縦断を計画より D/2 程度高く変更することにより、深礎掘削数量を約 100m³、地盤改良土量を約 10～15％低減することができた。

エ、撤去工

①準備工

準備工として人孔及び洞道内に計測器を設置し、人孔下部の地盤改良のためにガイド管の設置や地盤改良部、深礎掘削部の路面覆工を行った。図 3-3-4-5 に準備工及び地盤改良工を示す。人孔内のケーブル防護は、東電に委託して施工した。

②地盤改良工

人孔及び深礎掘削位置周辺の軟弱地盤改良には、CJG(コラムジェット、杭径 1.6m)と X-JET（クロスジェット、杭径 2.3m）を採用した。人孔と埋設管の付近は径の大きなクロスジェットを、それ以外の箇所にはコラムジェットを配置した。なお、人孔の下部についても X-JET 工法により改良した。地盤改良後、コラムジェットは設計値 1.0N/㎜ ^{2} に対し 1.8～5.2 N/㎜ ^{2}、クロスジェットは設計値 1.0N/㎜ ^{2} に対し 3.0～6.9 N/㎜ ^{2} と設計値を上回る強度を確認した。

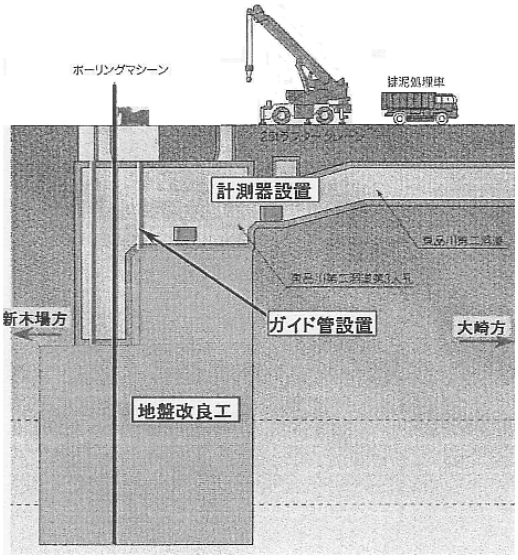


図 3-3-4-5　準備工および地盤改良工

また、地盤改良期間中の人孔及び洞道の変位計測では、地盤改良工を開始した当初、残置されている鋼矢板の変位が一次管理値 7.5㎜を一時的にオーバーすることがあったが、緩衝孔を設置することで変位が減少に転じ、地盤改良を継続施工することができた。緩衝孔はφ116 ㎜、長さ 16～17m（人孔の下端まで）を 12 本施工した。

地盤改良の施工範囲を精査したところ、残置鋼矢板部や京浜運河洞道下部等に未改良部が懸念されたことから、止水を目的として薬液注入（二重管複相式　有機系溶液型）を行った。未改良部の地質は粘性土主体である。上部と下部に礫層が分布するが、粘性土部分については透水性が低いが、介在する砂層からの出水を防止するために、5kg/cm^2 での圧力管理で注入を行った。注入率は約 15.0％で、礫層については設計どおり 35.0％であった。注入期間中、人孔及び洞道に変位が生じたものの、一次管理値を超えることなく施工することができた。

③深礎掘削

深礎掘削時の盤ぶくれ対策として深礎底盤部に薬液注入を行った後、直径 6.0m、深さ約 28.5m の深礎を掘削した。

また、掘削と同時に厚さ 3.2 ㎜、幅 500 ㎜のライナープレートと補強リングで坑壁を保護した。深礎掘削による人孔及び洞道への影響はなかった。

④残置鋼矢板の再検討

残置鋼矢板撤去のための鋼管推進の前に、地表付近ではシールド断面直上にあるものの、傾斜測定の結果、シールド断面に出現しない残置鋼矢板や超音波探査で打込み長がシールド断面に達していない残置鋼矢板等についての再確認を行い、これらを撤去対象から除外した。

⑤鋼管推進による鋼矢板の撤去

深礎からφ1.8m の鋼管を推進し、人力により鋼矢板の撤去を行うこととし、シールド断面下部より５段階に分けて次の手順で実施した(図 3-3-4-6～7)。

1) 地盤改良及び補足注入の効果を確認するために、推進方向に向かって水平ボーリングを行い、湧水等がないのを確認した後、深礎内のライナープレートを切断し、鏡を開く。

2)鋼管をジャッキで推進し、人力掘削及び鋼矢板撤去を行い、切羽部分を鉄板溶接でふさぐ。

3)鋼管を引き抜きながら流動化処理土で埋戻し、推進口部を矢板で閉塞する。

最終的に 11 本の鋼管推進を行い、シールド断面に支障する全ての鋼矢板を撤去した。撤去した鋼矢板は総重量約 25t であった。

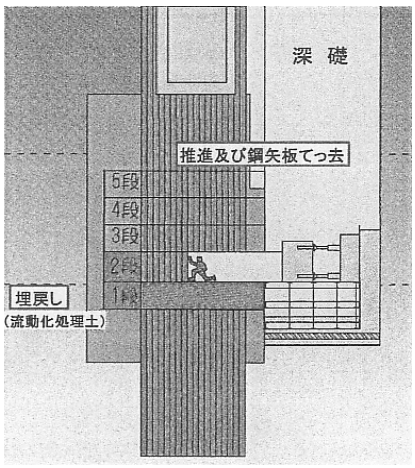


図 3-3-4-6　鋼管推進工

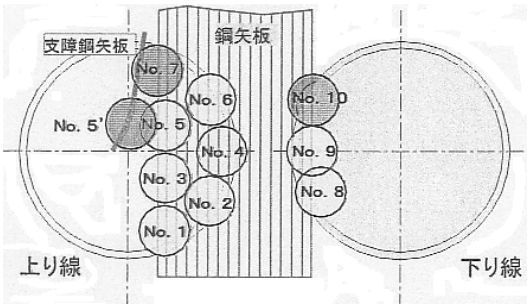


図 3-3-4-7　鋼管推進の配置断面図

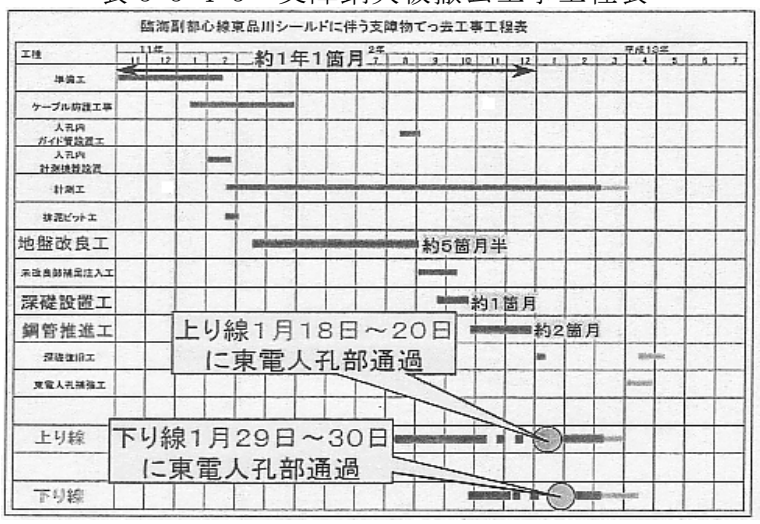
⑥深礎の埋め戻し

鋼管推進により、全ての鋼矢板の撤去が完了した後、流動化処理土による深礎の埋め戻しを行った。

オ、撤去工事工程

表 3-3-4-3 に支障鋼矢板撤去工事の実績工程表を示す。

表 3-3-4-3　支障鋼矢板撤去工事工程表



5. 施工

(1)立坑部地盤改良工

ア、発進立坑部地盤改良工

発進立坑の NOMST 切削にあたり NOMST 壁背面側にコラムジェット工による地盤改良工を行った。

改良範囲は、線路縦断方向は2列でNOMST壁より1,771㎜、線路横断方向はシールド外径より2,000㎜、全長では22.0m、シールド上下方向はシールドセンターで全厚12.2m、上部2.6m、下部2.0mを改良した。有効径は1.4m、施工総削孔数は37本である。

イ、発進立坑部補足注入工

発進立坑部ではシールド発進防護としてCJG工を施工したが、効果確認ボーリング並びに連壁変位測定の結果、CJG 改良体と連壁とが剥離して多量の出水を招いていることが判明したので、土留め開放時の出水並びに土砂流出防止を目的に、CJG 改良体を含めてCJG周囲及び背面に二重管複相注入工法で有機系溶液型の薬液注入を施工した。注入率は31.5%とした。止水注入工Aの注入範囲は、線路縦断方向は注入孔4列で連壁より3.29m（CJG背面より1.5mで、CJG改良体も含めて改良した。）、線路横断方向は全長では25.05m、シールド上下方向は全厚16.7mで直方体状に改良した。止水注入工Bの注入範囲は、線路縦断方向は7列で、止水注入工A背面より5.869m(止水注入工A,Bの縦断方向範囲は合わせて連壁より9.16m間)、線路横断方向は全長では21.05m、シールド上下方向は全厚10.26mを改良した。注入用削孔本数はAが102本、Bが151本、総本数は253本である。

ウ、到達立坑部地盤改良工

シールド到達時の地山崩壊防止を目的とした到達防護補助工として、土留壁背面側にX-jet（クロスジェット）工を行った。

改良範囲は、線路縦断方向は3列で壁より2.9m、線路横断方向は全長では21.0m、シールド外径より2.0m、シールド上下方向はシールドセンターで全厚12.0mであり、シールドより上部は3.0m、下部は1.5mの厚さを改良した。有効径は1.3m。施工総削孔数は66本である。

エ、到達立坑部補足注入工

到達立坑では、鏡切断時にシールドマシン及びセグメント周囲からの地下水の回り込み防止を目的に、X－jet改良範囲背面に薬液注入工（二重管ストレーナ・複相式）を施工した。注入対象地盤は砂・砂礫層で、目的は地盤の透水低減である。注入材は有機系溶液型で、注入率は砂礫・細砂層では31.5%、泥岩層では24.0%とした。

改良範囲は、線路縦断方向は7列で、X－jetより6.46m、線路横断方向は全長では20.5m、シールド外径より2.0m、シールド上下方向はシールドセンターで全厚11.25mであり、シールドより上部は3.0m、下部は1.0mの厚さを改良した。施工総本数は144本である。

(2)掘進

1掘進順序は、上り線のトンネルを先行し、約100リング掘削したところで下り線の

シールドを発進させた。1日掘進作業サイクルは2交代で、1サイクル12時間とした。本掘進時の日進量は、平均11.0mである。なお、東電人孔部及び東品川橋下の掘進は休日なしで行った。

表 3-3-4-4　シールド掘進実績

		上り線	下り線
初期掘進	暦日平均進行（m/日）	5.6	7.1
	最大日進量　（m/日）	9.0	13.5
本　掘　進	暦日平均進行（m/日）	11.0	10.6
	最大日進量　（m/日）	19.5	19.2
	最大月進量　（m/月）	294.0	268.5

ア、掘削データ

シールド掘進主要データは、下表のとおりである。

表 3-3-4-5　シールド掘進主要データ一覧表

項　目	単　位	上　り　線			下　り　線		
		最大値	平均	最小値	最大値	平均	最小値
切羽泥水圧	Mpa	0.385	0.302	0.213	0.346	0.298	0.270
掘削量	m^3/R	67.4	54.1	39.2	66.0	55.3	42.6
乾砂量	m^3/R	49.6	32.1	17.1	45.0	29.1	13.9
ｶｯﾀｰﾄﾙｸ	kN･m	3,672	1,677	687	4,376	1,839	666
ｼﾞｬｯｷ総推力	kN	27,927	20,307	11,994	29,807	20,452	13,113
掘進速度	mm/min	57.5	36.2	10.5	53.6	34.2	13.1
裏込注入圧	Mpa	0.466	0.354	0.152	0.630	0.370	0.179
裏込注入率	%	145	132	112	152	133	108

※初期掘進及び到達掘進のデータは含まず。

施工中はマシン、流体、処理設備等のデータを常に監視していたが、その中で、以下の3項目について考察を加える。

①掘削乾砂量

60～230 リング付近で掘削乾砂量が他の区間よりも少なくなっているが、おぼれ谷部に相当するもので他の地層と比較して含水比が高いため掘削乾砂量は減少する。発進から300リング付近において、上り線の掘削乾砂量が下り線よりも多くなっているが、これは、掘削断面に含まれる地層の違いであり、大井埠頭橋の杭の位置からも、地層が海側に落ち込んでいると予測される。530 リング付近から乾砂量が減少しているのは、セグメント幅が1.5m（RCセグメント）から1.2m（ダクタイルセグメント）に変わっているためである（図 3-3-4-8）。

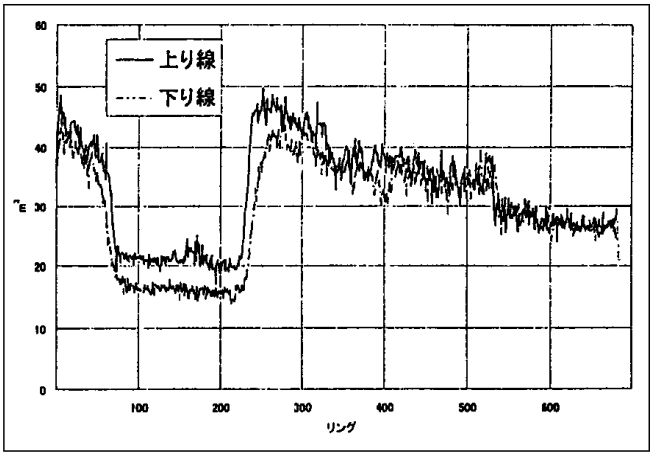


図 3-3-4-8　掘削乾砂量

②カッタートルク

カッタートルクが 180 リング付近で急上昇しているのは、東電第二洞道第三人孔土留め杭の撤去に伴い施工した地盤改良部の掘削によるものである。400 リング付近から徐々に上昇しているのは、掘削断面下部から上総層が現れてきたためである（図 3-3-4-9)。

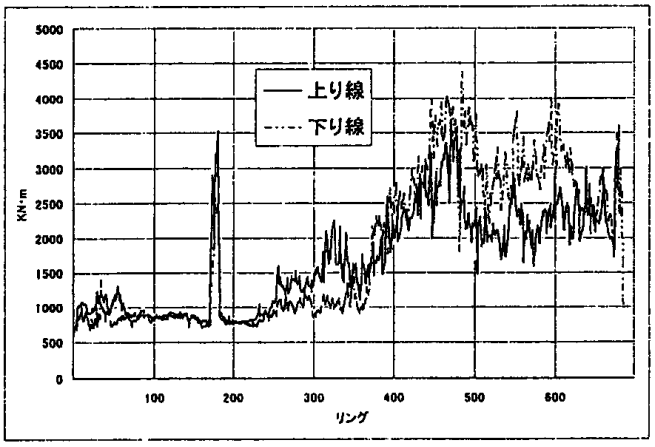


図 3-3-4-9　カッタトルク

③総推力

総推力は 400 リング以降で下り線の方が上り線よりも大きくなっている。これは、上総層の出現と玉石の含有量が多くなったことに加え、先行トンネル（上り線）の掘削により地山の緩み領域が広がり、後行の下り線の作用土圧が大きくなりマシン周辺の抵抗が大きくなったためと考えられる。これは、近接施工の影響と考えられる（図 3-3-4-10)。

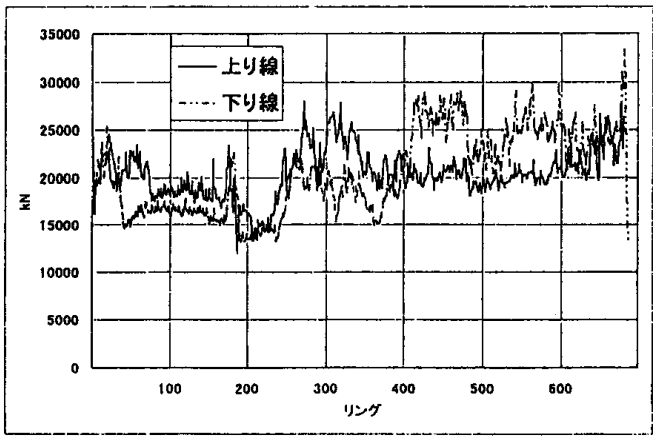


図 3-3-4-10　総推力

イ、裏込め注入

裏込め注入は、同時裏込め注入方式とし、「同時冷却システム」を導入して管内洗浄作業の大幅な削減を行った。

同時冷却システムを導入することにより、次の利点があった。

①注入材の温度を 0℃程度に冷却制御することにより強度発現速度を低下させることができるため、注入管の閉塞を防止することができる。

②従来行ってきたリングごとの洗浄管の洗浄が不要であり、洗浄作業、洗浄水が大幅に減少し、省力化、コスト縮減を図ることができる。

③従来洗浄時間をとられ左右どちらか 1 ヶ所注入を行い、もう 1 ヶ所は洗浄を行うといった状態がなくなり、左右同時に注入が行えるようになる。

④左右同時に裏込注入が可能となり、従来よりも低圧力、小流量で注入が行えるので、特に近接構造物が存在する場合は、影響を最小限に抑えることができる。

ウ、地山崩壊探査装置

地山の崩壊の有無を正確に把握することを目的に、切羽探査装置を装備した。昼夜番

ごとに1回ずつ稼動させ、地山の崩壊状況の探査を実施した。

エ、その他の設備

テールシールは、自動給脂装置を装備した。また、施工時のビット等の点検・補修のため、カッターチャンバー内に立ち入ることができるように圧気が可能な構造とし、マンロック及び非常用マンロックを設けた。セグメント真円保持のため、上部2点支持方式の形状保持装置を装備した。また、セグメント組立て足場として、後方デッキから引き出し式の可動床を装備した。

(3)掘進管理

ア、泥水管理

表3-3-4-6は掘削対象地盤別に設定した泥水品質管理基準値を示したものである。掘進停止中には逸泥防止材を添加し、泥水性状の改善により切羽の安定を図った。

表3-3-4-6　泥水品質管理基準値

管　理　項　目	管　理　基　準　値	
	洪　積　層	沖　積　層
比　重	1.15～1.25	1.20～1.30
ファンネル粘度	20～36sec	
ろ過水量	35mℓ 以下	
ブリージング率	5%以下	
砂分率	10%以下	5%以下
PH	7.0～11.5	

NOMST 壁切削時に泥水処理設備内の泥水受槽において泡の発生が見られたが、重曹を添加することにより発泡現象は抑えられた。発泡の原因はNOMSTのカルシウムイオンと考えられる。高強度のため、掘進速度が1㎜/min以下になると発泡現象はより激しくなった。

泥水性状の設定にあたっては、地盤性状等を詳しく分析して最終決定した。シールド施工中は、泥水性状管理責任者を専任しリアルタイムでその性状の把握に努め、異常の早期発見と即時の調泥にあたった。

掘進にあたっては、切羽水圧の理論上下限値その他管理値を明確にした上で諸条件を検討して決定した。また、設定泥水圧をもとに掘削や計測の諸データの分析をリアルタイムで行い、地山の変化等異常の早期発見に努めるとともに、必要に応じて見直しを行った。

イ、切羽泥水圧

計算にて上・下限値を設定後、逸水量、シールド・流体の状況により判断しながら切羽泥水圧の設定を行った。

特に東品川橋との交差部は、天王洲南運河直下に位置することから、泥水圧に比べ土被りが小さく、泥水の河床への噴発を防止するため泥水圧を低めに設定する必要がある

が、泥水圧が不足すると東品川橋の沈下が懸念された。このため、鉛直作用荷重の類似している運河手前約 250m の位置に、層別沈下計、傾斜計を設置し、天王洲南運河通過位置での泥水圧相当（0.29Mpa）で掘進し、地盤変状挙動を確認した。この結果を東品川橋交差部に適用し、無事通過できた。

ウ、泥水性状

沖積層、洪積層により各々基準値を設定し、適正範囲内に入っているか、各リング掘進完了後に泥水性状試験を行い、セグメント組立て時に調泥を行った。特に比重、粘性、ろ過水量の性状には注意を払った。

エ、逸水量

泥水の噴発、地山の取り込みが最小限に抑えられるよう、小刻みに切羽泥水圧を設定し掘進した。

(4)坑内注入工

後行シールド掘進による先行トンネルとの間の土砂の崩壊は、東品川橋や先行トンネルに与える影響が大きいため、先行トンネルセグメントと後行シールドマシンとの離隔が 1.15m 以下の区間では先行トンネルより両トンネル間上部に地盤改良を行い、土砂崩壊を防止した。対象地盤は砂質土である。注入材は有機系溶液型とし、改良対象区間は 84m（70 リング）、厚さ 1.0m、注入率は 25%とした。

(5)シールド機の解体

シールド到達部の天王洲アイル駅は既に開業しており、シールド機の解体は最終掘削位置で行う必要があった。解体はシールド機外殻のみを残し、他はガス切断により撤去した。撤去物は坑内を通して発進立坑部から搬出した。天王洲アイル駅との取付部は、シールド機解体に必要な最小限の長さ 7.10m に、コンクリート厚さ 42.5 ㎝の覆工鉄筋コンクリートを施工した。

(6)NOMST 壁切削時振動測定

シールド機発進部の NOMST 壁切削時の振動公害が懸念され、NOMST 壁と周辺地盤の振動測定を実施した。

立坑付近の路面上の 5 測点（立坑土留壁天端、土留離れ 10m、30m、50m、立坑付近境界線）での調査データを検討した結果、立坑天端から 10m 離れた位置でのシールド掘進時の振動レベルは 52db であり、屋内にいる人の一部がわずかな揺れを感じる程度であった。

(7)地表面沈下計測

シールド掘進に伴う地表面最大沈下量は、掘進初期部の沖積層で 5 ㎜以内、洪積層では最大でも 2 ㎜と極めて少なかった。

6．重要構造物の近接施工

(1)構造物変状測定

重要構造物については事前に影響解析を行うとともに、自動計測器を設置し変状測定を行い、直ちに施工へフィードバックできるように中央管理室にて一括集中管理しながら施工した。その他の構造物については、一般的に想定される影響範囲に基づき、沈下量、傾斜量等を計測する現場計測を実施した。事前に FEM 解析を行い、解析結果に基づいて沈下、傾斜の管理値（一次・二次管理値）を設定した。

一次管理値：一次管理値を超えた場合は、構造物、掘進データ等の点検を行ない、施工は継続して行う。

二次管理値：二次管理値を超えた場合は、掘進を一時停止し協議を行い、対策案、掘進管理値の見直しを行った後に再度掘進する。

計測の結果､沈下及び傾斜角ともに全ての区間で一次管理値以内に収めることができた。

構造物変状測定の結果を表 3-3-4-7 に示す。

表 3-3-4-7　重要構造物の変状測定結果一覧表

番号	位　　置	重要施設	交差形状	構　　造	土かぶり	管理項目	沈　下 管理値	沈　下 実測値
①	8ｋ750m付近	大井北埠頭 陸橋	直下横断	橋脚	23.1m	沈下 ･傾斜	5 ㎜	2.5 ㎜
②	8ｋ750m付近	東電東品川 第三洞道	直下横断	鉄筋コンクリート	14.7m	沈下 ･傾斜	7 ㎜	2.9 ㎜
③	8ｋ750m ～9ｋ590m	東電東品川 第二洞道	直下横断	鉄筋コンクリート	17.5m	沈下 ･傾斜	13 ㎜	9.8 ㎜
④	8ｋ585m付近	東電第二洞 道第三人孔	直下横断	鉄筋コンクリート	3.7m	沈下 ･傾斜	13 ㎜	8.3 ㎜
⑤	8ｋ585m付近	東電京浜運 河洞道	直下横断	シールド (RC セグメント)	5.5m	沈下 ･傾斜	13 ㎜	4.2 ㎜
⑥	8ｋ040m ～7ｋ960m	水道橋	側部近接	鋳鉄管Φ800 ㎜	25.0m	沈下 ･傾斜	6 ㎜	2.4 ㎜
⑦	8ｋ040m ～7ｋ960m	東品川橋	直下横断	橋台・橋脚	2.7m	沈下 ･傾斜	9 ㎜	4.7 ㎜
⑧	8ｋ040m ～7ｋ960m	天王洲南運 河護岸	側部近接	鉄筋コンクリート	左右 1.0 m	沈下 ･傾斜	6 ㎜	1.5 ㎜

東品川橋部の沈下及び傾斜角の計測値を表 3-3-4-8 に示す。

表 3-3-4-8　東品川橋部計測結果

計　測　位　置		傾　斜　角		沈　下　(㎜)	
		テール通過時	最終値	テール通過時	最終値
東品川橋		1/4000	1/3800	2.7	4.7
天王洲南運河防潮護岸	右岸	―	―	1.1	1.6
	左岸	―	―	1.1	1.5
水道橋		1/4100	1/4000	1.5	2.4
東品川火力第三洞道		1/5100	1/5000	1.7	2.9

(2)路面、水面監視

路面監視は、路面、橋台、洞道内、橋脚クラックなどの変化を路面監視員及び洞道内

監視員を配置し常時監視した。

水面監視は、常時監視員を配置し、逸泥による水質汚濁、気泡など水面異常の監視を行った。

7. 上下線の超近接施工

(1)チェックボーリング

上下線の近接施工時は、上り線よりチェックボーリングを行い、セグメント間地山の緩みを監視し、緩みの発生した場所では薬液注入を実施した。

(2)最近接部トンネル挙動計測

工区で最も近接する箇所は東品川橋付近であり、当該併設シールドは、天王洲南運河の河床下 20m を通過し、東品川橋の基礎杭の直下約 3.0m を離隔 2.0m～0.6m（0.28D～0.08D）の超近接となっている。

覆工は、基礎杭の荷重及び超近接併設施工の影響を考慮してダクタイルセグメントとしたが、超近接トンネルの設計方法は確立されておらず、設計の安全性の確認と超近接施工がセグメントに与える影響を把握するために計測を行った。

①計器配置および計測位置

セグメント計測箇所の地盤は、概ね N 値 40 以上の洪積砂質土層（Ds_2）を掘進するが、シールド下部に泥岩層（上総層 Ka）が出現する。先行シールドのセグメントに計測機器を取り付け、後行シールド掘進に伴う挙動変化を計測した。

図 3-3-4-11 に計器配置図、図 3-3-4-12 に計測位置図を示す。

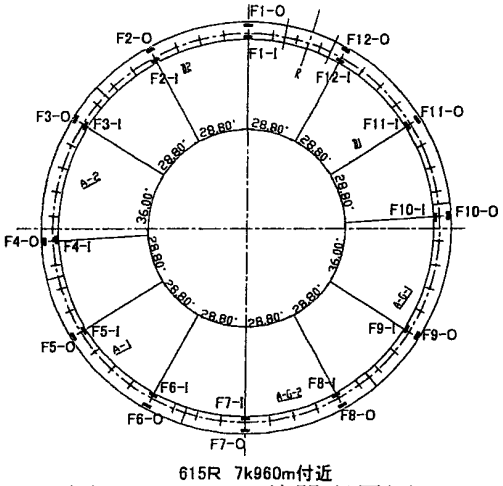


図 3-3-4-11　計器配置図

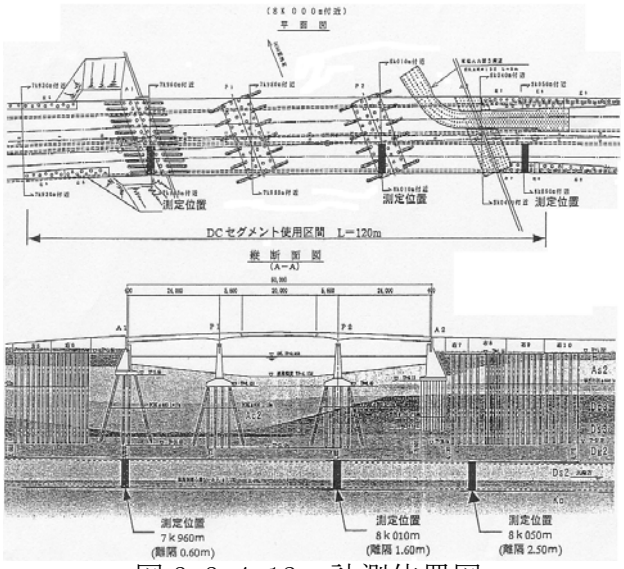


図 3-3-4-12　計測位置図

②セグメントへの影響解析

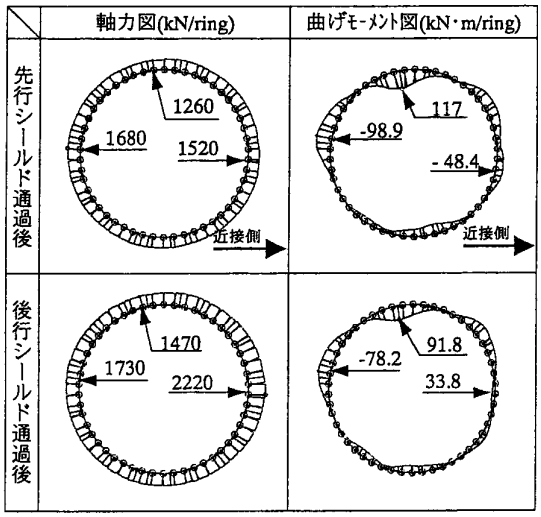
東品川橋 A1 橋台下（7k960m）の最近接部ダクタイルセグメントについて、超近接施工によるセグメント挙動の予測解析を行った。

予測解析は、「鉄道構造物等設計標準・同解説シールドトンネル（1997 年鉄道総合技術研究所）」の併設トンネルの解析手法を参考に行った。応力開放率は、35％として解析を行った。

予測解析の断面力を表 3-3-4-9 に示す。

予測解析の結果、先行シールドのセグメントの断面力は、後行シールド通過後、近接側の軸力が約 4 割程増加するが、曲げモーメントは、負曲げから正曲げに変化し、最大曲げモーメントは 2 割程減少する結果となった。

表 3-3-4-9　予測解析結果



③計測結果及び考察

最近接部の軸力・曲げモーメント経リング変化図を図 3-3-4-13 に示す。

1)切羽通過前

切羽通過 6 リング前から変化が見え始める。切羽接近中は、先行シールドのセグメントは、後行シールドから若干押される傾向が見られた。

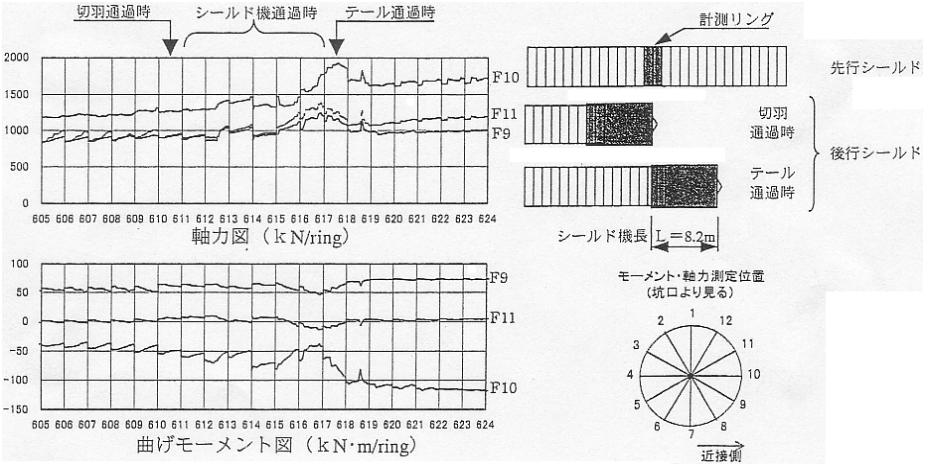


図 3-3-4-13　軸力・曲げモーメント経リング変化図

2)シールド機通過時

シールド機通過中は後行シールド側から押される傾向にあり、掘進停止後、戻る傾向にあった。これはシールド機通過及び裏込め注入圧の影響によるものと考えられる。

3)テール通過時

テール通過 1 リング手前より断面力の変動が大きくなり、後行シールド側のスプリングラインの軸力、負の曲げモーメントの増加が最大となった。

4)テール通過後

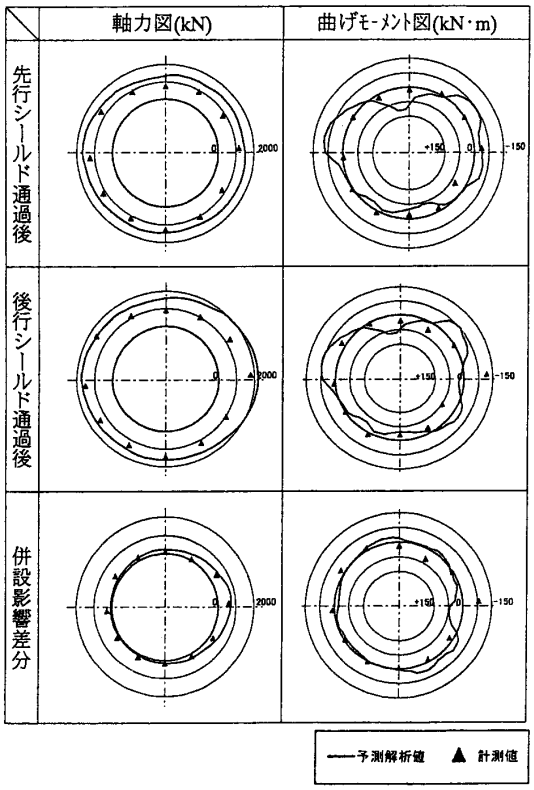
テール通過後は掘進・停止による変動が見られる。これは裏込め注入圧の影響と考えられるが、テール通過後 5 リング以降は変化はほとんど見られなかった。

④計測結果と解析結果の比較

超近接併設施工によるセグメントへの影響について、予測解析値と計測値を比較した

結果を表 3-3-4-10 に示す。

表 3－3－4－10
超近接併設施工セグメント断面力比較結果



1）先行シールド通過後（併設シールド影響前）

先行シールド通過後（併設シールド影響前）の予測解析では、鉛直荷重と側方荷重の差によってセグメントは横長方向に変形し、クラウン付近で正の最大曲げモーメント(＝117kN･m/ring)が発生しているが、計測結果ではスプリングラインより 30° 下の位置で正の最大曲げモーメント（＝56kN･m/ring）が発生している。

軸力・曲げモーメントの計測結果より、セグメントに作用する偏荷重(鉛直荷重と側方荷重の差)は予測解析より小さい傾向が見られた。これは、セグメントが円形であるため、裏込め注入圧が均等に作用してその圧力が残留することから、セグメント側方荷重が十分に確保され、セグメントが安定した状態にあったものと考える。

2)後行シールド通過後（併設シールド影響後）

後行シールド通過後（併設シールド影響後）の予測解析は、弾性解析で行っているため、後行トンネルが横長方向に変形することによりスプリングライン付近の地盤を介して先行トンネルを押す結果となっている。このため、影響前は負曲げ方向（横長方向）だったものが、スプリングラインを押し戻し、局所的に正曲げ方向に転じる結果となっている。一方、計測結果では、影響後の変化は解析結果と逆方向（負曲げ方向）となっている。これは、シールドとセグメントの離隔が小さいため、近接側の地盤反力が減少したことにより生じたものと考える。

⑤まとめ

予測解析では、横長方向に変形していたセグメントがスプリングライン付近を押し戻され、局所的に正曲げに転じる解析結果であったが、施工中の計測結果では、表 3-3-4-10 の曲げモーメント計測結果に示すように横長に広がる結果となった。

これは、後行シールドのテール部において、セグメントが地山に抜け出る際、裏込め注入材が完全に固化するまでの間の注入圧力の消散に伴う応力解放が生じているためと考える。

今後、超近接併設施工に伴うシールドトンネルのセグメントの設計にあたっては、併設トンネルによる緩み荷重の増加、裏込め注入が固化するまでの側方地盤反力の減少等を考慮する必要があると考える。

第5節　品川シーサイド駅

品川シーサイド駅は、品川区の京浜運河に近い日本たばこ産業の旧工場跡地と品川区道31号にまたがった位置に、開削工法にて地下駅を構築する工事である。

日本たばこ産業の工場跡地では再開発事業（品川シーサイドフォレスト）も進められており（平成16年全面完成予定）、当駅の完成により、周辺地域の交通の利便性が大きく向上する。

再開発事業は、事業区域面積約9.6haで高さ約100mの業務、住宅、ホテルの各棟を計7棟と高さ40mの店舗棟1棟が建築される。また、駅施設の上には地域冷暖房配管施設、業務棟地下駐車場斜路、地下駐輪場などが設置されるほか、駅前広場を含む道路整備や街区公園などの公共施設も設置される(図3-3-5-1)。

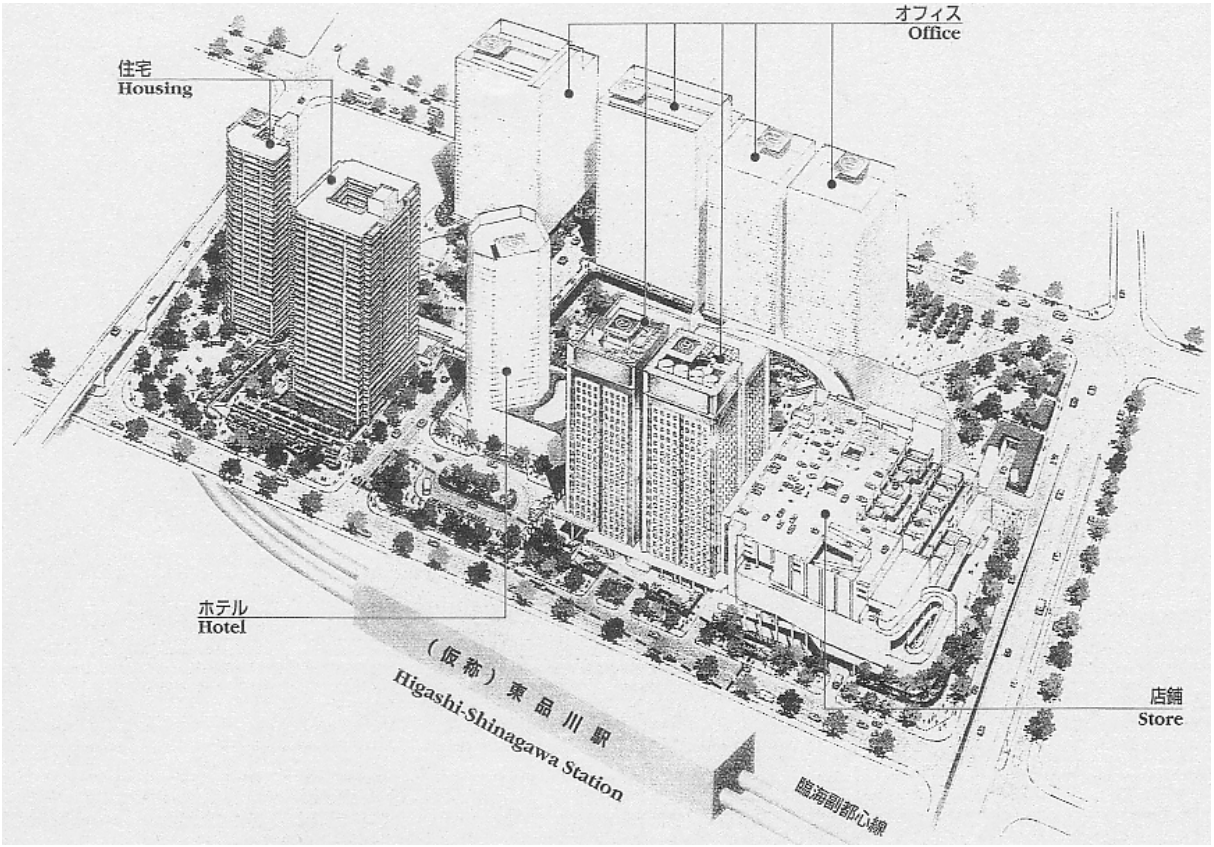


図3-3-5-1　駅周辺の将来予想図

また、駅の出入口は、再開発区域内に2箇所設置されている。駅出入口と業務棟とが結ばれる連絡設備も鉄道の開業に合わせて整備されている。

1．工区概要と特徴

品川シーサイド駅の構造は、延長 220m、幅 19m、構築高さ 22m で、土被り約 12m、掘削深さ約 35m の地下駅を開削工法で施工するものである。駅の起点方及び終点方の両端には単線並列シールド発進用の立坑を有しており、駅本体部分は 3 層 3 径間、駅両端部は 3 層 2 径間の構造となっている。ホーム形式は島式で、幅 8m、車両 10 両対応の延長 205m である。図 3-3-5-2 に平面図、縦断図を示す。

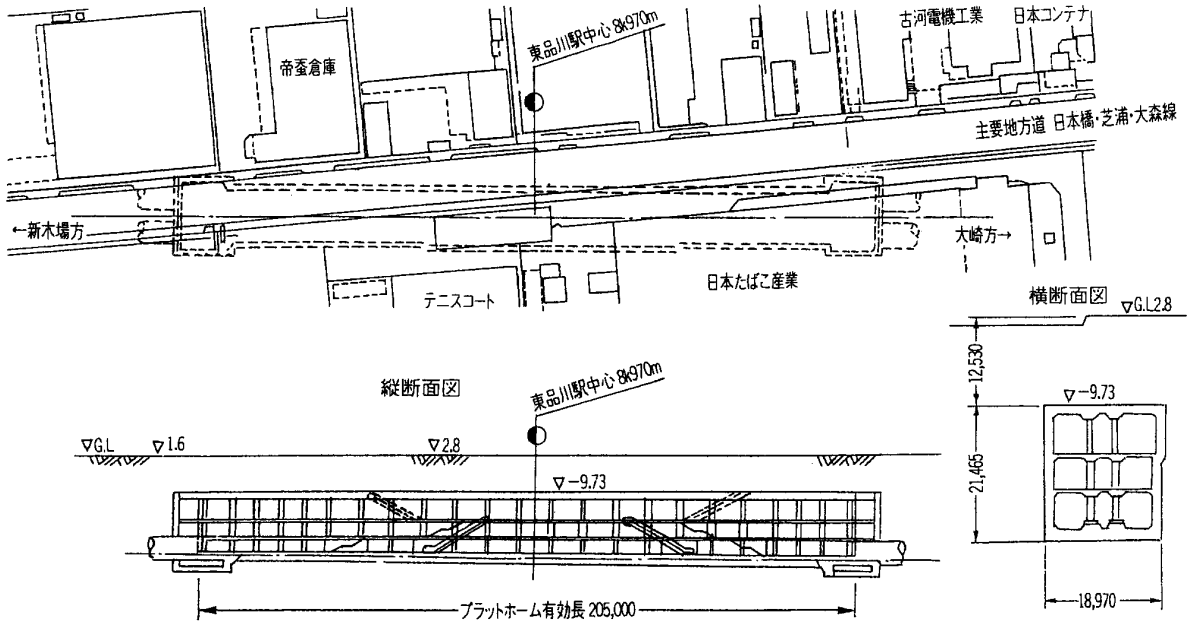


図 3-3-5-2　品川シーサイド駅平面図、縦断面図

当工区の特徴としては、以下のことがあげられる。

①駅両端部にシールド発進立坑を有する構造

シールドトンネル工事を早期に開始させるために、駅両端部を発進立坑として先行して掘削を行った。このため、駅一般部と立坑部との境界には泥水固化壁を施工し、掘削深度の違いによる土圧に抵抗できることにした。

②高水圧下での大規模、大深度掘削

東京礫層、江戸川層は地下水位が高く、また当工区での掘削深度は最大 37m となるため、土留壁としての遮水性及び剛性の高い地下連続壁を採用し、地表面から 60m 前後の深さの泥岩層まで根入れを行った。

③地下連続壁の本体利用

当工区では、地下連続壁を本体利用する設計となっており、そのため地下連続壁と内部構築の一体性を確保する目的でジベル筋を多数配置し、かつ超高圧水を使用した地下連続壁表面の目粗しを行った。

④再開発工事と隣接した工事

日本たばこ産業旧工場跡地での再開発工事が、ほぼ同時期に施工されるため、土留壁の安定を目的として、再開発工事にて掘削される側と反対側の地下連続壁に一部グラウ

ンドアンカーを施工したことや、駅の本体工事とこれらの上に設置される施設の施工工程や工事用地の調整が必要になるほか、山留め工の受け替え、地下掘削による相互影響など競合工事を想定した設計、施工計画の策定が重要であった。

2．地質概要

駅付近の地質は、図 3-3-5-3 に示すとおり T.P.-40m 付近の上総層を基盤として、この上部に洪積層の江戸川層、東京層、沖積層の有楽町層がほぼ水平に分布する。最上部は昭和初期に埋め立てられた埋土層で、埋没段丘面を有する沖積低地にあたる。洪積層の土層構成は、T.P.-13～20m が粘性土でそれ以深は N 値 50 以上の砂礫層、砂層が分布している。この砂礫層の地下水位は比較的高く、概ね GL-2m 程度の被圧水頭を有している。

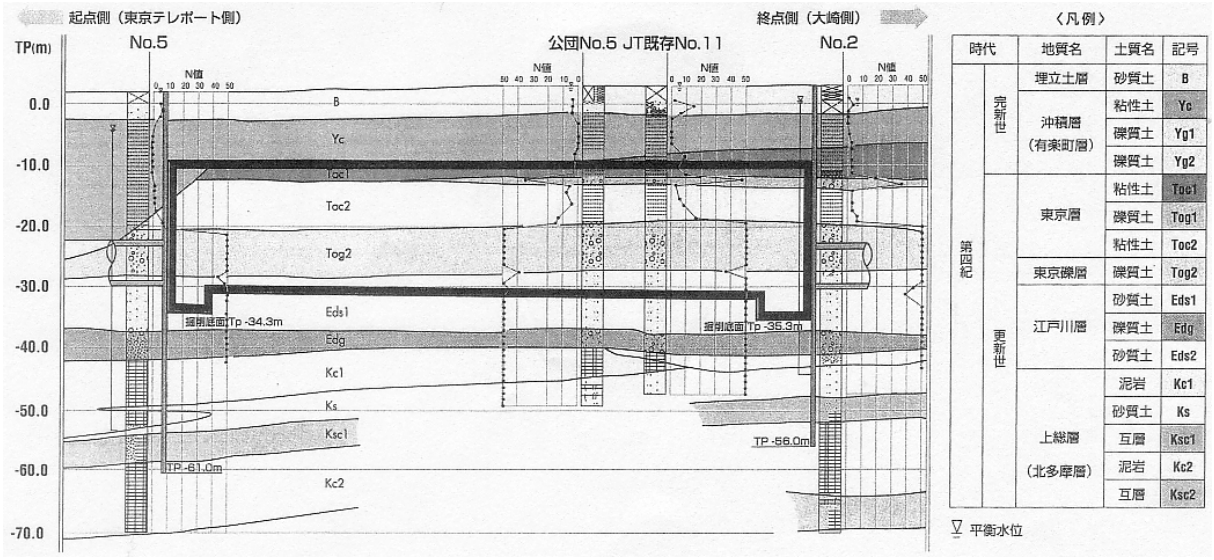


図 3-3-5-3　地質縦断面図

3．施工

工事は平成 8 年 11 月準備工に着手し、平成 15 年 3 月にしゅん功した。

図 3-3-5-4 に施工フローを、また図 3-3-5-5 に施工順序図及び標準断面図を示す。

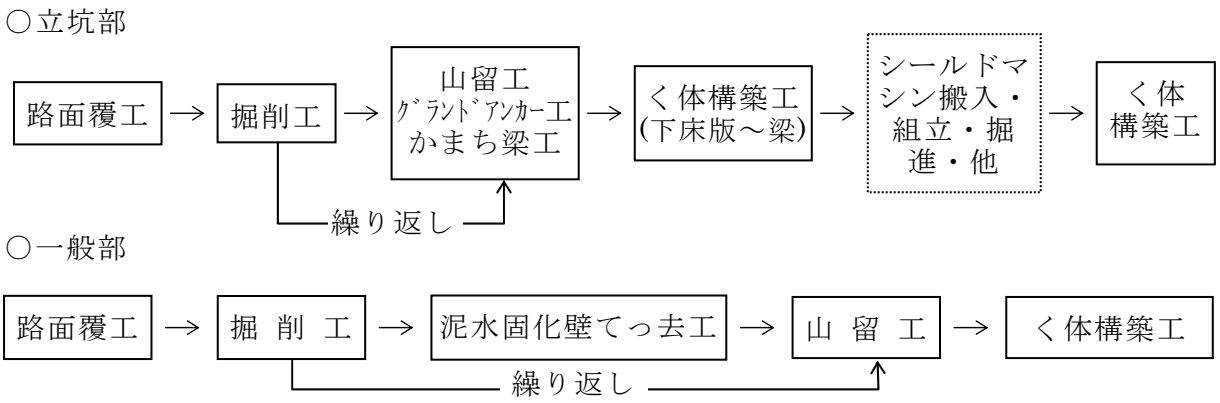


図 3-3-5-4 施工フロー

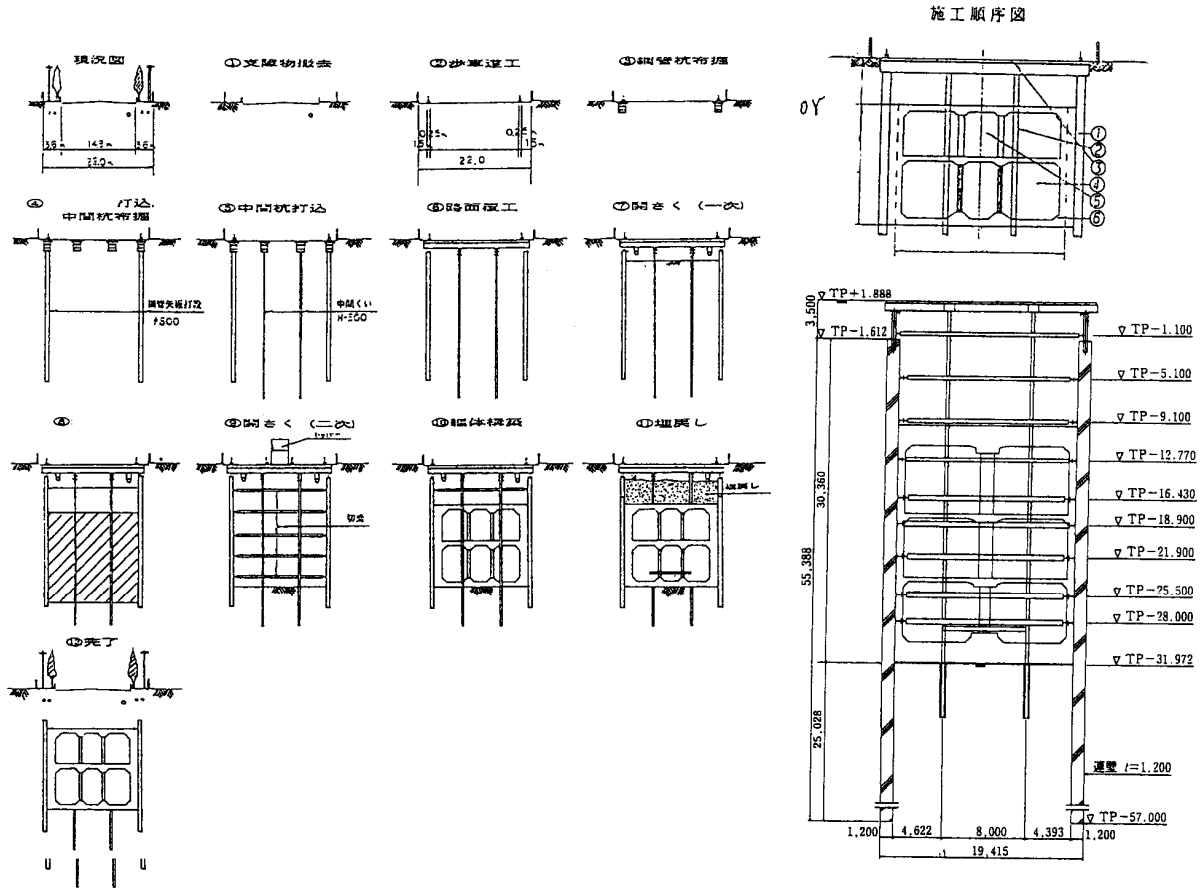


図 3-3-5-5　施工順序図及び断面図

4. RC 地下連続壁の採用

当駅の掘削深度は 35m に及び、さらにその下部には透水性、被圧地下水の高い地層が存在する。そのため、山留工は不透水層の上総層泥岩まで根入れする必要があり、また区道と再開発事業区域にまたがるための用地上の制約があることなどから山留工については地盤への適応性、止水性及び施工精度に優れている RC 地下連続壁を採用した。この RC 地下連続壁の構造は、本体に利用される一体壁として設計している。

この RC 地下連続壁の特徴は、

①地盤が軟弱な有楽町層、地下水位の高い東京礫層・江戸川層・上総層からなるため、盤ぶくれ防止及び周辺地盤の変形抑止を目的として、剛性の高い RC 地下連続壁を不透水層（地表面下約 60m）まで根入れしたこと

②本体利用するため、計測と施工管理を綿密に行い高精度で施工したこと

③内部構築と一体壁とするため、連壁内にジベル筋を多数配置したこと

④せん断試験で実証して、目粗し、ジベル筋はつり出しにウォータジェット工法を、また防水にはセメント結晶増殖性工法を採用したこと

などである。

(1)防水工とせん断試験

地下連続壁を本体利用する一体壁構造においては、接合面の密着性と地下水の漏水対策が重要な課題である。近年、地下連続壁と内壁の接合面に直接防水材を吹き付ける塗布式防水材が注目されるようになってきているが、地下連続壁と内壁の接合面に防水材が介在すると、これによる接合面のせん断耐力が低下し、一体化が損なわれることが懸念される。

そこで、この防水工を施工した場合に所用のせん断耐力が得られるかを把握する目的で載荷試験を実施し確認することとした。

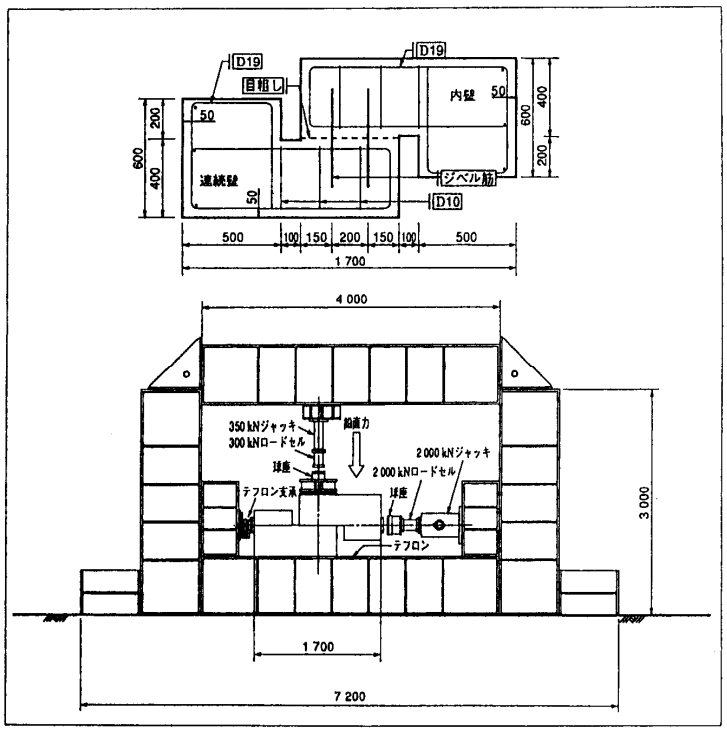


図 3-3-5-6　試験体形状と載荷装置

ア、直接せん断試験

①試験体

試験のパラメータは、接合面の目粗し方法、目粗し深さ、防水工の有無等で計 35 体のコンクリート供試体（24N／mm^2 以上）を製作し試験を行った。

②試験体と載荷装置

図 3-3-5-6 に試験体形状と載荷装置を示す。

③目粗し

接合面の処理方法は、ウォータージェットを用いた高圧水処理（粗度：2～3mm と 1～2mm）とブレーカーを用いたチッピング処理（浅い全面チッピングと深い部分的チッピング）の 4 種類とした。

④防水材

防水材は、無機質セメント結晶増殖材を約 1mm の厚さで吹き付けた。試験は、防水材のある場合とない場合で行った。

⑤試験結果

図 3-3-5-7 にせん断応力－ずれ関係図、図 3-3-5-8 に防水工の影響図、図 3-3-5-9 にせん断応力－ずれ図を示す。

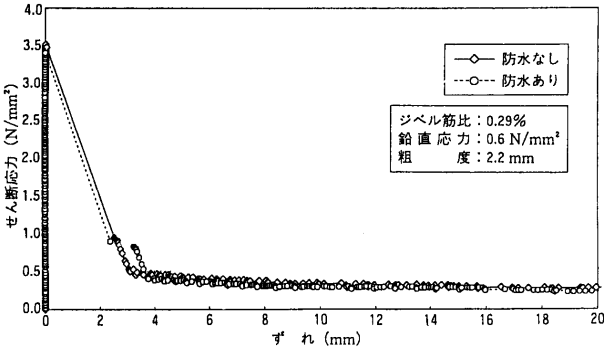


図 3-3-5-7　せん断応力－ずれ関係図

⑥考察

1)最大せん断応力

高圧水による目粗しの場合、最大せん断

応力に対する粗度の影響が認められ、粗度の大きい方が最大せん断応力は大きい。また、防水工の影響は見られなかった。

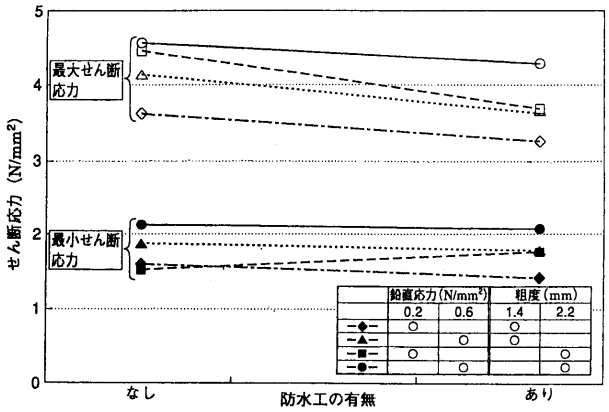


図 3-3-5-8　防水工影響図

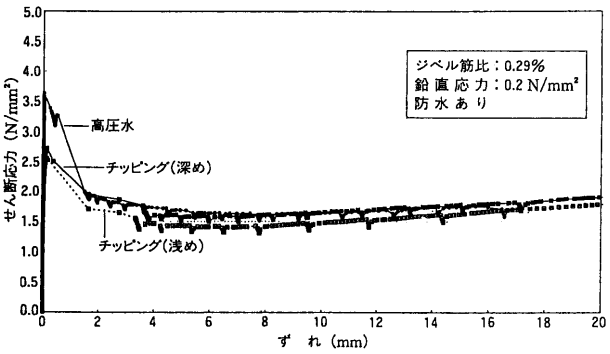


図 3-3-5-9　せん断応力－ずれ図
（目粗し方法の異なる場合）

2)最小せん断応力

高圧水による目粗しの場合、最小せん断応力に対する粗度の影響は見られず、また、防水工の影響も見られなかった。

3)目粗し方法

高圧水による目粗しは、チッピングと比べ最大せん断応力は大きくなったが、最小せん断応力の差異は見られなかった。

「深い掘削土留め工設計指針」（鉄道公団 平成５年１月）で用いられるせん断耐力評価式と比較した結果、高圧水による目粗しを行った場合には防水工の有無にかかわらず、最大せん断応力は設計値を大きく上回っていることが確認された。

イ、曲げせん断試験

連続壁と内壁の接合面に防水工を施した一体壁について、面外荷重（接合面に対して直角方向の荷重：曲げ荷重）に対する接合面のせん断耐力の確認試験を行った。

①試験体

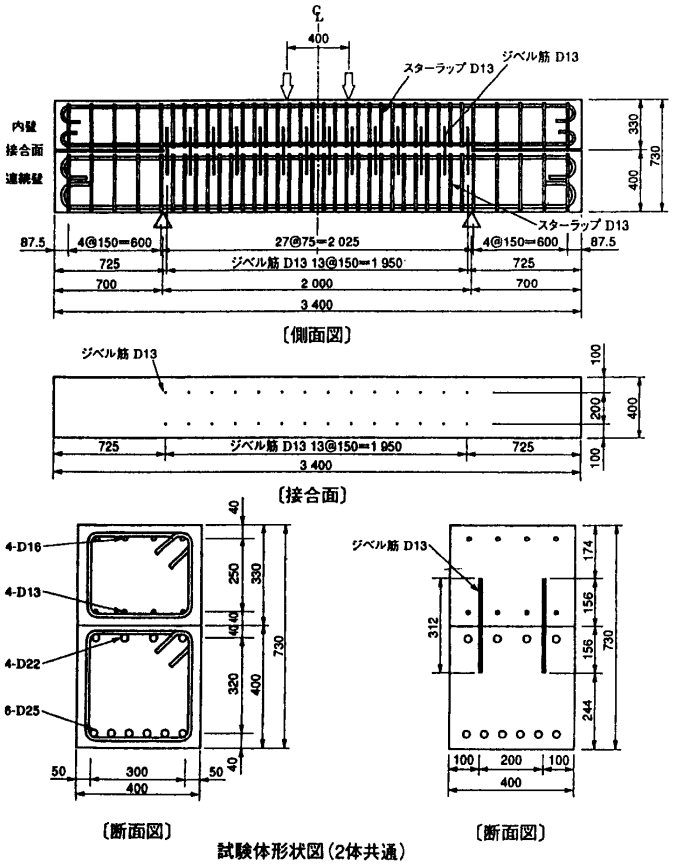


図 3-3-5-10　試験体形状

試験体は、防水工の有無による 2 体のコンクリート供試体（24N／mm² 以上）を製作し試験を行った。なお、目粗しは高圧水による目粗し処理とした。図 3-3-5-10 に試験体形状を示す。

②試験結果

図 3-3-5-11 に荷重―変位関係図を、写真 3-3-5-1 に実験後のひび割れ状況の写真を示す。

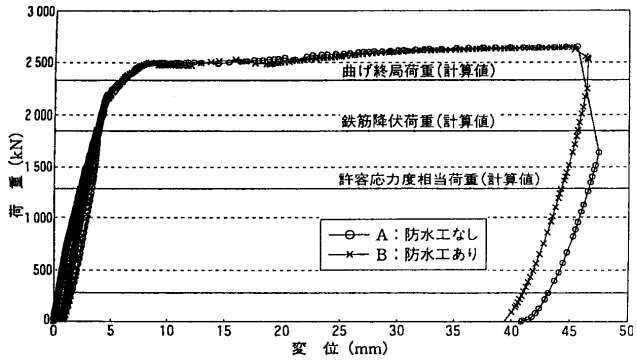


図 3-3-5-11　荷重－変位関係図

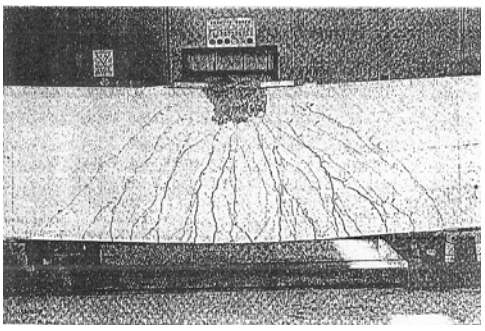


写真 3-3-5-1　実験後のひび割れ状況

③考察

防水工の有無による試験体のひび割れ発生状況、ひび割れ発生荷重、斜めひび割れ発生荷重とも大きな差異は見られなかった。また両試験体とも、主筋が降伏した後にコンクリートが圧壊し、最終まで連続壁側と内壁側が一体のままであった。

以上の結果から、接合面に面外荷重が作用した場合において、接合面は、防水工の有無にかかわらず目粗しとジベル筋により一体化が図れることが確認された。

ウ、施工への適用

一体壁の接合面に防水工を施した場合について、直接せん断試験及び曲げせん断試験を行った結果、接合面に防水工を施しても適切な目粗しとジベル筋の配置を行えば、設計条件を満足する十分なせん断耐力が得られ一体化が図れることが確認された。

また、高圧水による目粗し方法は、従来のチッピングと比べて最大せん断応力が大きく、一体壁形式の地下連続壁の目粗しとしての有効性も確認できた。

これらの結果を踏まえ、当工区では接合面には高圧水による目粗しを実施し、無機質セメント結晶増殖材による防水材を使用することとした。

5．RC 地下連続壁の施工

(1)概要

掘削機幅 3.2m を 1 ガットとして、先行エレメントは 1 ガット、後行エレメントは 3 ガットで 1 エレメントの掘削を行うこととした。

先行エレメントの鉄筋籠は本体利用の地下連続壁であるので、止水性を高めるため接合鋼板式を採用した。コンクリートは無筋部に AE コンクリート、有筋部には流動性を高めるために高性能 AE 減水剤を採用した。コンクリートの打設方式はタイロッド・根固めモルタル方式を採用した。

施工は工程短縮の観点から昼夜間作業にて行い、計 120 エレメントの施工を 17 カ月

間で完了することができた。

地下連続壁の数量は以下のとおりである。

壁　　厚：1,200mm

掘削深度：T.P.-58～63m

壁 延 長：496m

掘削土量：35,776m^3

打設数量：33,705m^3

エレメント数：120EL

図 3-3-5-12、図 3-3-5-13 に連続壁断面図、平面図を、図 3-3-5-14、図 3-3-5-15 に施工順序図を示す。

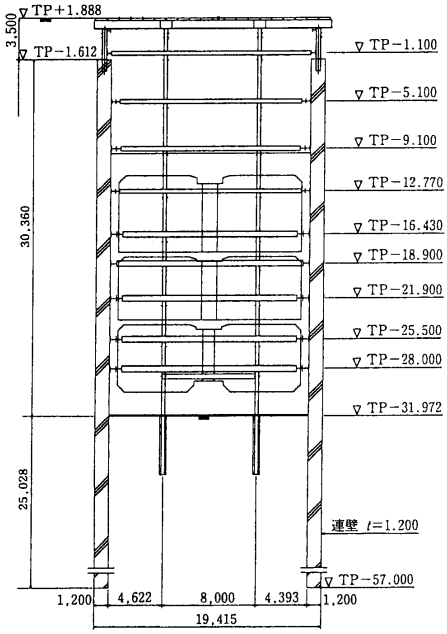


図 3-3-5-12　RC 地下連壁断面図

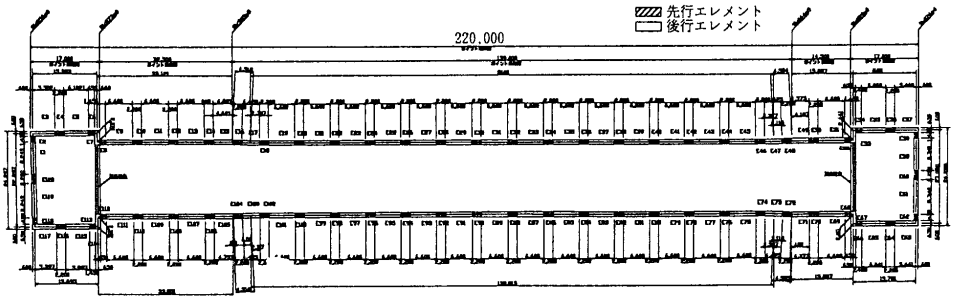


図 3-3-5-13　平面図(エレメント割付図)

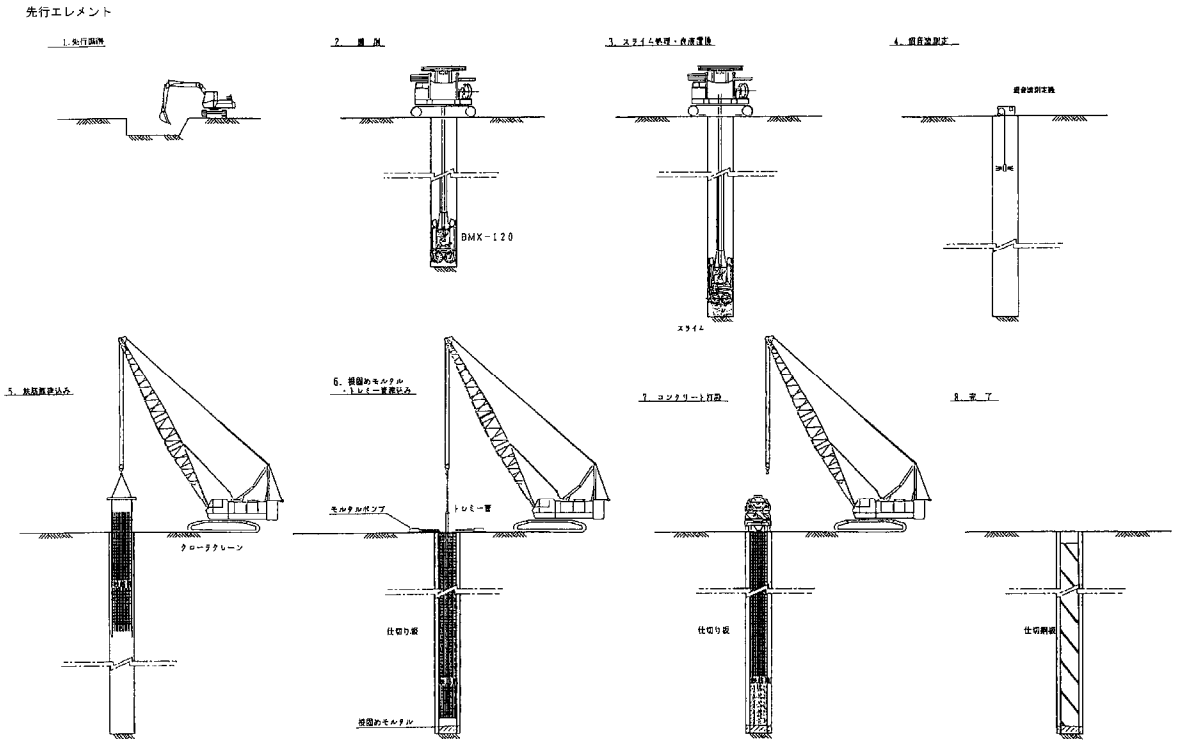


図 3-3-5-14　施工順序図

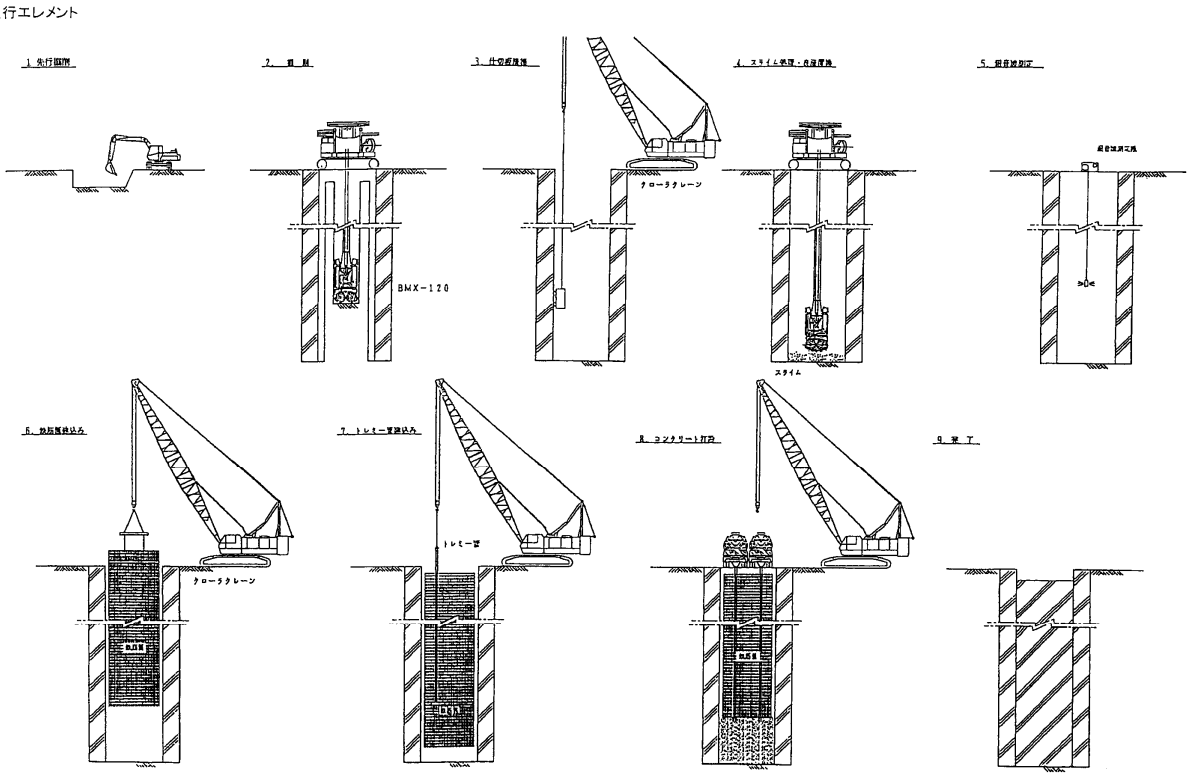


図 3-3-5-15　施工順序図

(2)地下連続壁の掘削

地下連続壁の掘削は、道路上の占有形態、他工事との競合及び砂礫層・泥岩層（N 値 50 以上）の地質条件に対応できる掘削機として櫓搭載型自走式で排水ホースによる連続掘削が可能な小型掘削機（BMX-120）により施工した。この掘削機は、高出力、カッター回転数自動制御、吊りシーブのスライド機構、極低速制御、低騒音などの特徴を持っている。

(3)施工管理

掘削深度は、設計深度に対して掘削機のドラムカッター半径分の余掘 800mm と先行エレメントに関しては鉄筋籠の根固めをモルタルで行うため、さらに 400mm の余掘を行うものとした。

地下連続壁を本体利用するため、掘削精度の目標管理基準を 1/500、偏位量 5cm 以下と設定し、精度管理は重錘式位置計測システムを導入することによりリアルタイムに管理するとともに、超音波測定器による測定も適時行うこととした。図 3-3-5-16 にシステム概要図を示す。

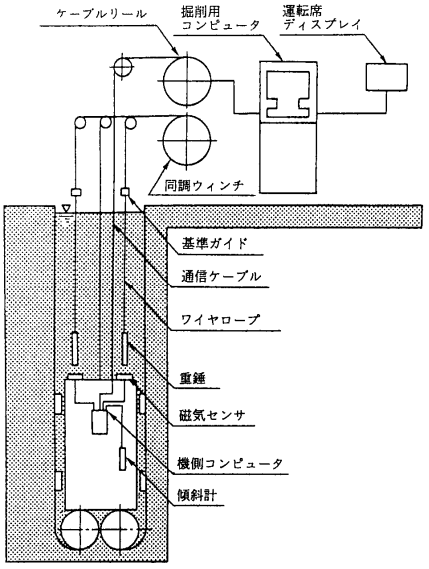


図 3-3-5-16　位置計測システム概要

(4)安定液管理

溝壁の崩壊を防止するには、安定液位と地下水位のヘッド差を確保し、その差圧を壁面に有効に作用させる必要がある。そのため、観測井戸を利用して常時ヘッド差を確保するようにした。安定液の材料の選定にあたっては、埋め立て地盤、地盤中の陽イオンの影響及び粘性土による安定液の比重上昇を考慮して、ポリマー系安定液とベントナイト系安定液の中間的配合とした。その材料としては、ベントナイト（スーパー300）、CMC（テルポリマー30、RB35、DK ハイポリマー）分散材（テルフローE）を使用した。また、逸液防止材として TN ファイバー、テルシール、テルストップ、ニューストップを使用した。

6. 掘削工

当該地盤は極めて軟弱な沖積層粘土地盤であり、掘削時における掘削重機のトラフィカビリティを確保するために、ケミコパイル工法による地盤改良を行った。掘削時における地盤のコーン指数(qu)を 5kgf/cm^2 以上と設定し、打設間隔を＠2m の正方形配列、改良径をφ400mm（くい長 8～20m）にて総打設数量 848 本の施工を行った。

(1)1 次掘削（GL-4m）

路面覆工に使用している覆工板を開閉しながら 0.7m^3 バックホウにて掘削を行い、道路下部分については覆工板の開閉が不可能なため人力にて掘削した。

(2)2～4 次掘削（GL-10m）

内部にミニバックホウを投入し、掘削・集土を行い、掘削した土砂はパイプクラム（バッケト容量 0.6 m^3）にて揚土し、ダンプトラックに積み込む。

(3)5 次～最終掘削（GL-33～-36m）

内部にミニバックホウを投入し、掘削・集土を行い、掘削土砂の揚土は狭隘なためパイププレートコンベア（土砂連続垂直搬送装置）を使用し、併設された土砂ホッパーよりダンプトラックに積み込む。なお、パイププレートコンベアは、起点立坑部 1 基、一般部 3 基、計 4 基設置した（図 3-3-5-17）。

なお、掘削残土は、改良土（ケミコパイル施工範囲）の場合は東京港埠頭公社中央防波堤外側埋立地へ、また普通土の場合は東京港埠頭公社城南島受入基地へ搬出を行う。

また、掘削期間中は地下連続壁内に設置している傾斜計・鉄筋計、切梁に設置したひずみ計及びアンカー軸力計などにより計測管理を行い、山留の安全性を確認しながら掘削作業を行った。

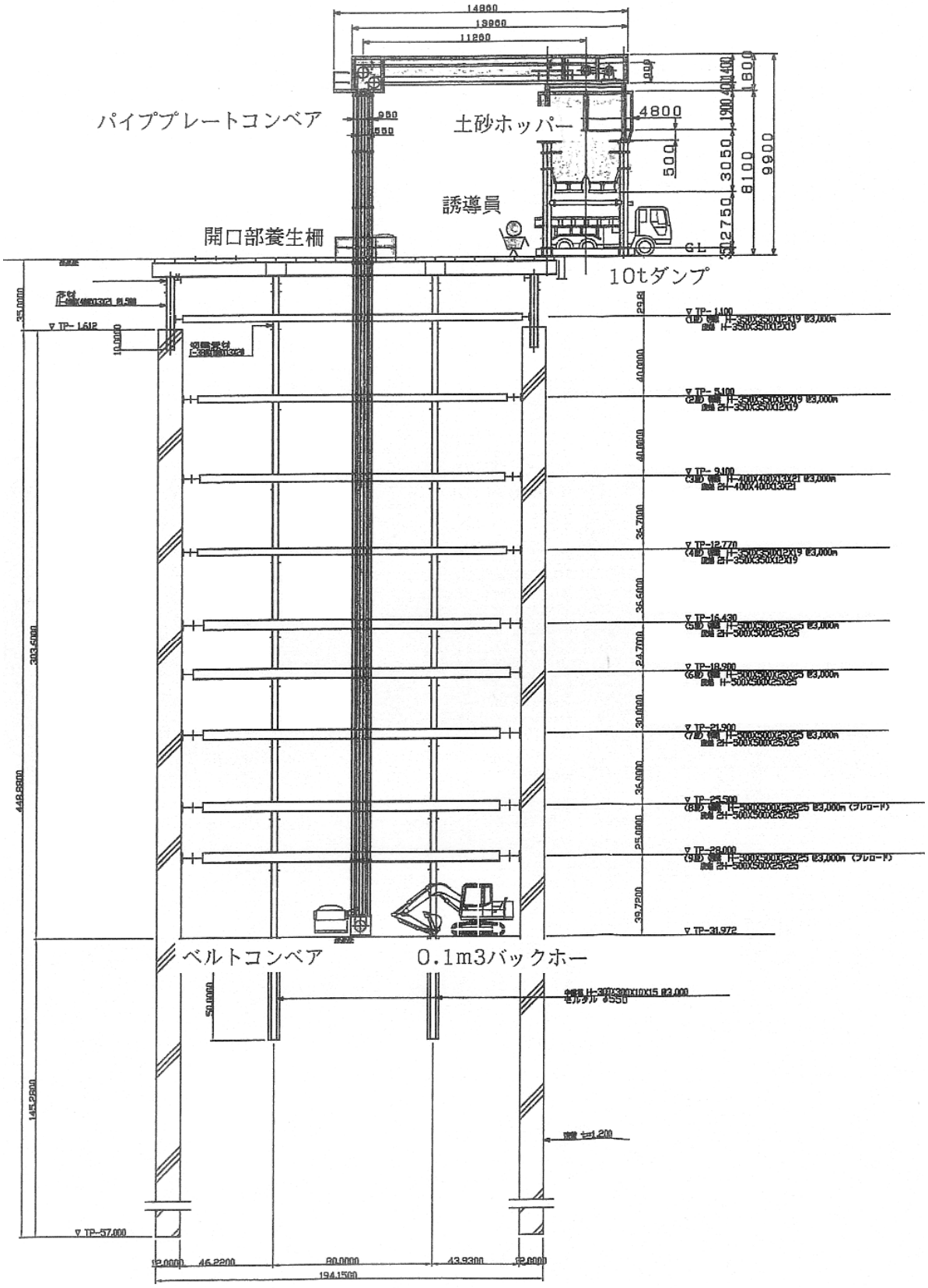


図 3-3-5-17　掘削揚土断面図

7．山留工

掘削の進捗に合わせ、随時山留支保工の設置をクローラクレーン及びミニクレーンを使用し、次の施工手順により行った。

①腹起し用ブラッケト取付 → ②腹起し材設置 → ③切梁・火打ち設置 → ④裏込め材打設 → ⑤ジャッキアップ・ボルト増し締め

8．グラウンドアンカー工

(1)グラウンドアンカーの施工

立坑部においては、一般部の掘削に伴い仕切り壁である泥水固化壁をてっ去するため、線路方向の切梁の反力を受けるものがなくなる。そのため、立坑部の掘削時に立坑妻壁（シールド発進側の連壁）にグラウンドアンカーの施工を行った（図 3-3-5-18）。

施工手順は以下のとおり行った。

①測量・芯出し・プラント組立 → ②コア削孔・止水ボックス取付 → ③マシン投入・削孔 → ④鋼線挿入 → ⑤注入 → ⑥口元止水 → ⑦緊張・定着

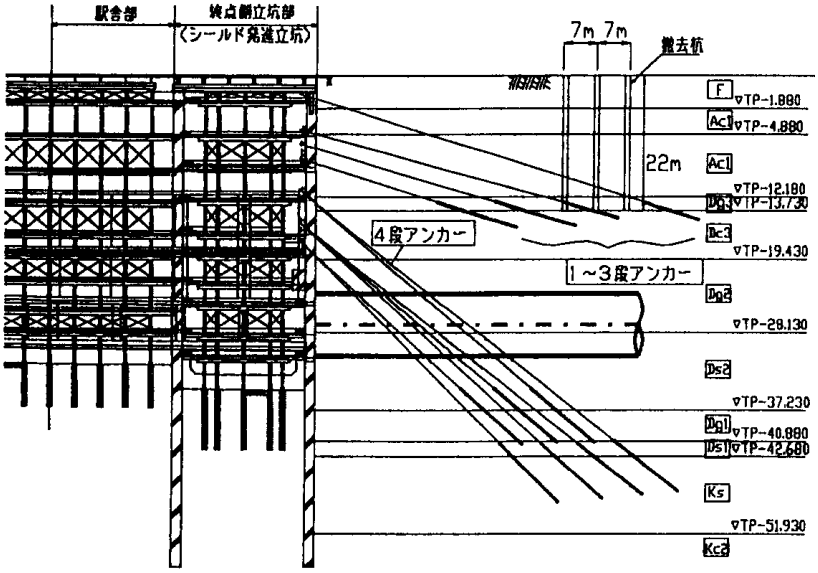


図 3-3-5-18　グラウンドアンカー縦断面

グラウンドアンカー（Uターン除去式）は、上下線のシールド間に 6 段（20 本打設）からなり、1～3 段はトンネル位置よりも上部の砂礫層に、4～6 段は上下線トンネルの間（離隔 1.5 m）を抜けてトンネルより下部の砂礫層に定着した。1～3 段アンカーはトンネル掘削時の影響範囲外に定着しているが、4～6 段アンカーはシールド機通過時の影響が懸念された。

(2)グラウンドアンカーの計測

このグラウンドアンカーは、アンカー設置後にシールド機が最小離隔 80cm で近接して通過する。このシールド機通過時の問題点として以下のことが考えられた。

①削孔長が長いもので約 60 mあり、中間層として洪積砂礫層を削孔するため、アンカー削孔時の孔曲りによりシールド機と干渉する。

②シールド機の施工精度やトラブルによりアンカーと干渉する。

③トンネル掘削時の周辺地山の緩みによりアンカー定着部の摩擦が減少し、引き抜け、もしくは導入プレストレスが減少する。

これらの問題点に対しては、アンカーの PC 鋼より線にひずみ計を設置して軸力の変化を計測し、シールド通過時の影響を監視することとした。

図 3-3-5-19 に 4 段アンカーの軸力変動グラフを示す。この結果からも分かるように軸力はシールド通過時に微少な変化を見せるがその値は小さく、シールド機はアンカーと干渉することなく無事通過することができた。

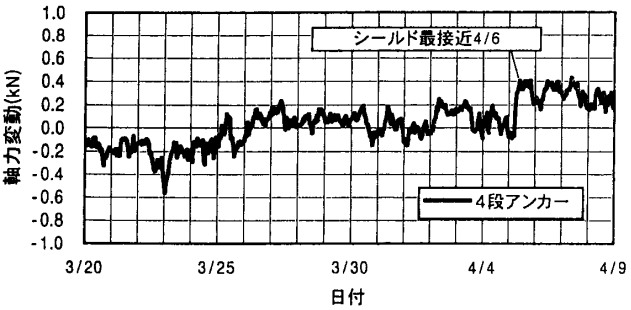


図 3-3-5-19　シールド機通過時の
4 段アンカー軸力変動グラフ

(3)大荷重の U 定着除去式アンカー

ア、当駅においては掘削工の効率を図るため、山留め工法として、切梁式と一部でグラウンドアンカーを併用して開削工事を行った。開削の規模は、掘削幅約 17～23m、長さ約 220m、最大掘削深度約 35m となる大規模な開削である。この開削にあたっての山留構造は、地下連続壁（t＝1200mm、L＝61900～63900mm）で 9～11 段の鋼製切梁及び駅舎部 3 段、終点棲部 6 段アンカーにより支持する構造である。この駅舎部アンカーの一部は、近接構造物との離隔が厳しいことから、設置角度を 39～50°、水平角 20～30° とならざるをえず、そのため最大設計アンカー力は約 1700kN となる。これは一般的に用いられている仕様のアンカー（許容引張り力 980kN）では対応できないため大容量アンカーを用いることとした。なお、アンカーは仮設仕様であり将来的に撤去されるため、U ターン除去式アンカー（KTB）を採用した。図 3-3-5-20 に断面図を、また図 3-3-5-21 に平面図を示す。

イ、アンカーの設計概要及び仕様

土留工の設計は、「深い掘削土留め工設計法」に準拠して設計し、アンカーの詳細は「グラウンドアンカー設計・施工基準・同解説」（地盤工学会）に基づき決定した。

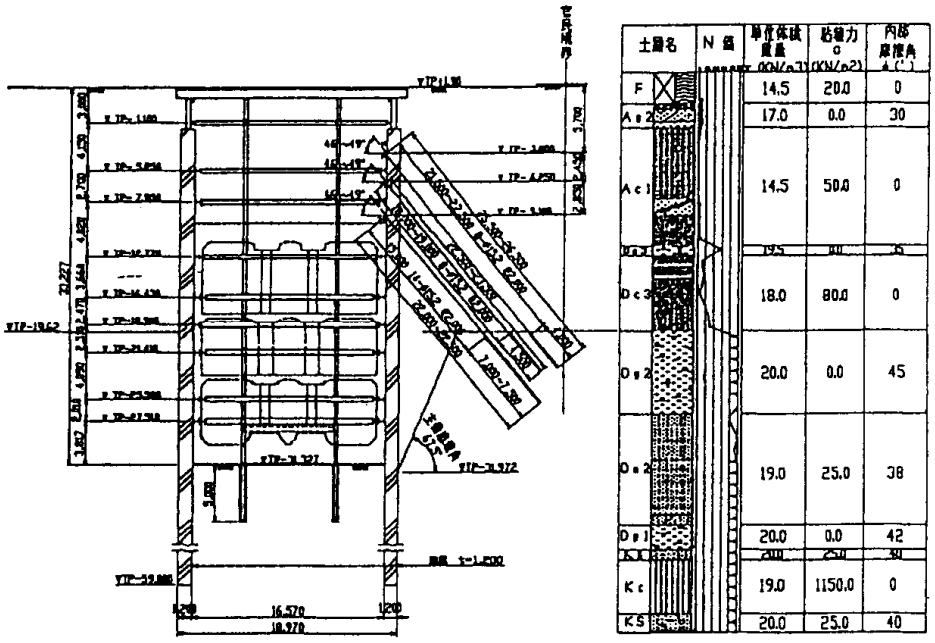


図 3-3-5-20　アンカー配置断面図

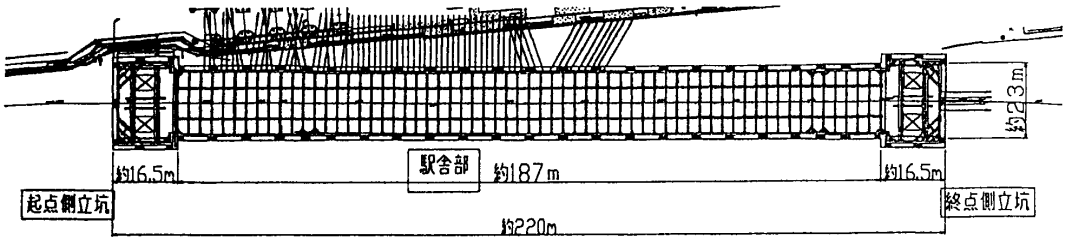


図 3-3-5-21　アンカー配置平面図

ウ、概要

従来の U 定着型除去式アンカーは、耐荷体（拘束具）1 組に 1 対（引張り部で 2 本）のアンボンド PC 鋼より線（φ＝12.7mm）であるが、今回のアンカーは大型耐荷体 1 組に 2 対（引張り部で 4 本）のアンボンド PC 鋼より線（φ＝15.2mm）を用いるものである。このことによりφ＝15.2mm×16 本の大荷重U定着型除去式アンカーの施工を可能とした。

エ、アンカーの試験施工

大容量アンカーの実施にあたっては、実績がないため試験施工を実施して問題点を解明し、安全性などを確認して施工することとした。

特に問題となったのは、実際に 1700kN で鋼線を引っぱった時の強度（耐力）及び周面摩擦抵抗値の妥当性と図 3-3-5-22 に示すように耐荷体にφ15.2 の鋼線を最大 14 本設置することから、2 重に配置したときの信頼性などが挙げられた。

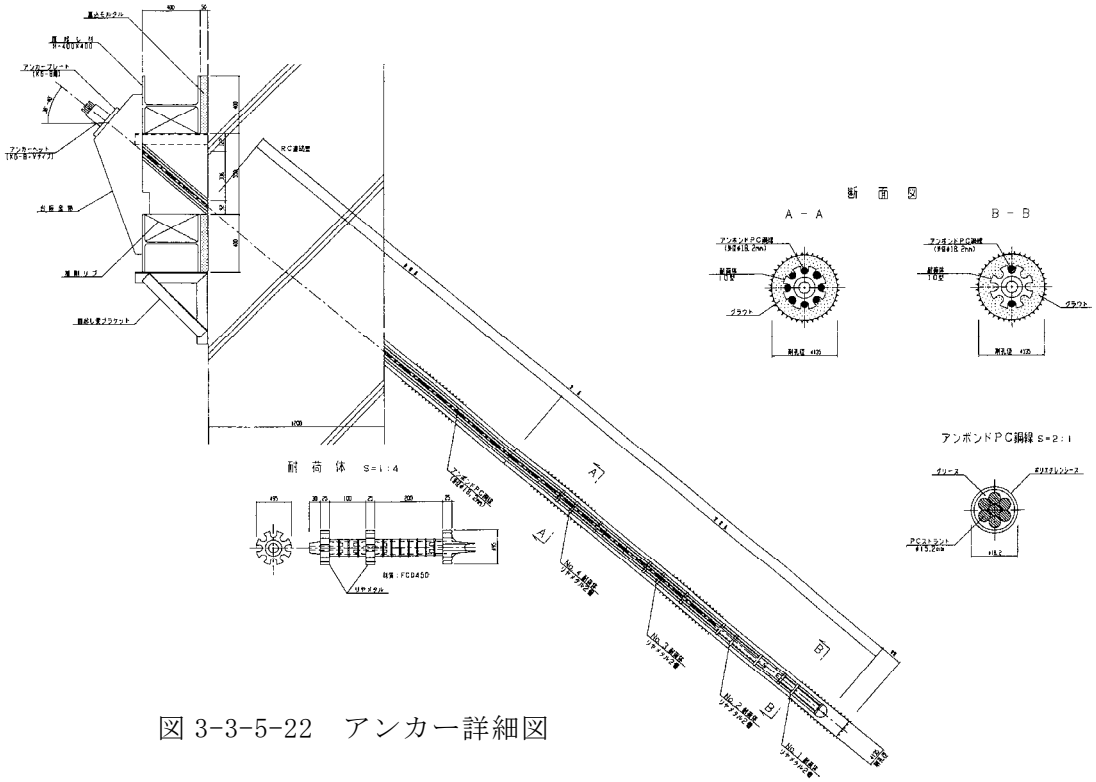


図 3-3-5-22　アンカー詳細図

これらを確認するために、大容量アンカー設置位置（3 段アンカー）よりも上段（2 段）のアンカーで 8－φ15.2 を 14－φ15.2 に仕様アップし、削孔、耐荷体耐力の確認試験を実施した。その結果、1870 kN（1.1×1700 kN）での確認がとれたため、3 段アンカ

ーに適用することとした。

オ、計測結果

図 3-3-5-23 に代表的なアンカー荷重計の経時変化図を、図 3-3-5-24 に山留壁の水平変位分布を重ね書きしたものを示す。これらから、山留壁の変位は当初設計に想定していた値以下に収まっており、アンカー支保工として十分効果があったと考える。また、アンカー荷重計の変化からも、これまで実績のなかった 980kN を超える仕様でのアンカーについて、問題なく施工できたことが分かる。また、設計で用いた周面摩擦抵抗値（N＞50 の砂礫層で τ＝0.7MN／㎡）は、計測及び施工結果から概ね妥当であった。

当工区でのグランドアンカーは、未固結地山での大容量アンカーの施工、除去式アンカーでの削孔・定着・撤去まで問題なく施工を完了することができた。

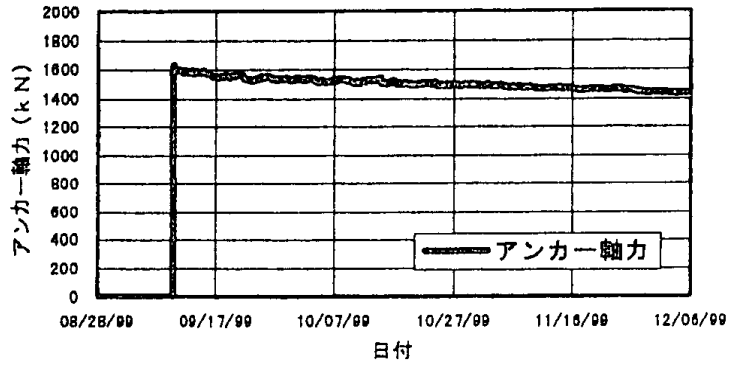


図 3-3-5-23　アンカー軸力計経時変化図

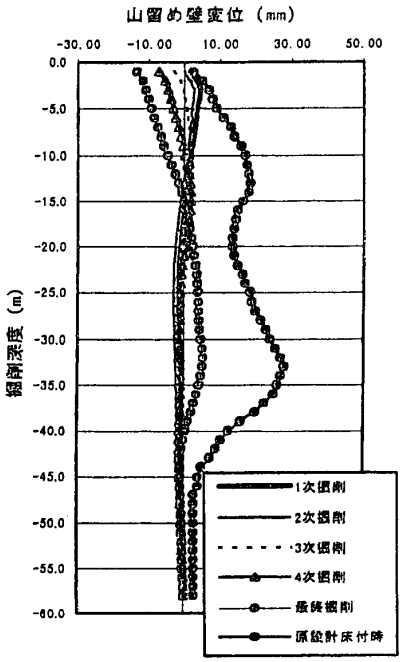


図 3-3-5-24　山留変位重ね合せ図

9．泥水固化壁撤去工

立坑部の掘削が先行するため、一般部の掘削の進捗に伴い両側にある立坑部との仕切り壁（泥水固化壁：芯材 H－700×300×13×14@450mm）の撤去を行う。

施工法は、立坑側への安全確保、工程及び作業環境（低振動・低騒音・低粉塵）の確保を考慮し、芯材間の鉛直面の切断はワイヤーソーにより、また水平面の切断は H 鋼ウエブはコアさっ孔、フランジ部はガス切断により行い撤去した。

10．く体構築工

掘削が完了後、8 ブロック（起点立坑、一般部 6 ブロック（平均約 30 m）、終点立坑）に分けて床版、側壁の構築の施工を行った。一般部については、再開発事業との競合の観点から工程短縮を図るため、鉄筋、形枠等の作業を昼夜間で並行して行い、この 6 ブロックを 15ヶ月で完成させることができた。

また、立坑部（4 層構造）は、地下 3 階側壁まで施工した段階でシールド工事に一旦引渡し、シールド掘進完了後に返還を受け、残りの床版及び側壁の構築を行った。

11. 埋戻し工

く体構築後、頂部防水及び中間杭盛替え完了後に GL-1.2ｍまで流動化処理土により埋戻しを行った。この流動化処理土による埋戻しについては、東京都「流動化処理土取扱い基準」（平成 10 年 4 月 1 日）に準じその製造方法、品質及び施工について管理を行った。表 3-3-5-1 に流動化処理土品質基準を示す。

項　目	品質管理基準
一軸圧縮強度（4週）	13N/cm²～55N/cm²
ブリージング率	1％未満
フロー値	180mm～300mm
水質区分	工業用水の水質基準を満たし、塩素イオン値は 200mg/L 以上

表 3-3-5-1　流動化処理土品質基準

第 6 節　東大井トンネル

1. 工事概要

この工事は、品川シーサイド駅から単線並列泥水式シールドで発進し、大井町駅との中間地点で、大井町駅側から来るシールドと地中接合するものである。本工区の特徴は、発進直後に最少曲線半径 185m の急曲線を有すること、並列シールドが途中で縦列となり、その際上下線トンネルの離隔が極めて少ないこと、またこの区間には八潮橋の基礎杭から第一城南幹線に至るまで 7 箇所の重要構造物との近接施工があること、到達地点が大井町駅前商店街で到達立坑の設置が困難であり相手側の大断面シールドと地中接合するためシールド内に貫入リングを装備していることなどである。重要構造物との交差は表 3-3-6-1 のとおりである。

表 3-3-6-1　重要構造物との交差

No	施　設　名	位　　置	最小離隔	交差形態
1	八潮橋	9k300m 付近	1.50m	直下横断
2	東電鮫洲洞道	9k300m 付近	14.35m	直下縦断
3	第二鮫洲幹線下水	9k562m 付近	3.30m	直下横断
4	京浜急行電鉄高架橋	9k739m 付近		側部近接
5	品川共同溝	9k760m 付近	15.50m	直下横断
6	仙台坂ボックス	9k840m～9k980m 付近	22.20m（17.85m）☆	直下縦断
7	第一城南幹線水道	10k120m～10k400m 付近	6.50m	直下縦断

☆は連壁下端

これらについては各種計測管理を行った

重要構造物計測項目一覧表

No	施　設　名	計　測　項　目	
1	八潮橋	沈下	傾斜
2	東電鮫洲洞道	沈下（自動）	傾斜（自動）
3	第二鮫洲幹線下水	沈下（自動）	
4	京浜急行電鉄高架橋	沈下（自動）	
5	品川共同溝	沈下（自動）	傾斜（自動）
6	仙台坂ボックス	沈下	傾斜（自動）
7	第一城南幹線水道	沈下（自動）	

施工延長は 1,320m、工期は平成 10 年 9 月 30 日から平成 13 年 7 月 27 日までであ

るが、実掘進は、上り線シールドが平成 11 年 11 月下旬から 12 年 7 月 26 日まで、下り線が平成 12 年 2 月下旬から同年 9 月 25 日までの 7 ヶ月であるので、それぞれ平均月進 140m、190m となる。主要な工事内容を表 3-3-6-2 に示す。

表 3-3-6-2　　主要工事内容一覧表

項　　目	仕　様　等	単　位	数　量
シールド機製運	泥水式（φ7,260mm）	基	2
RC セグメント製運	外径φ7,100mm、内径φ6,500mm	R	1,755
掘進工	掘削外径φ7,260mm	m	2,645.4
土捨	――――――――――	m^3	10,475.1
観測井設置	――――――――――	箇所	1
電車線支持金物	――――――――――	箇所	545
埋込栓	――――――――――	箇所	16
送水管支持金物	――――――――――	箇所	877
下部コンクリート工	――――――――――	m	2,628.8
ダクト受け、側道コンクリート工	――――――――――	m	2,621.3
チャンバー内充填工	――――――――――	式	1
観測孔設置工	――――――――――	箇所	1
シールドマシン保守点検	上り線 7 ヶ月、下り線 8 ヶ月	ヶ月	15
地中接合工	MSD 工法	式	1
坑口処理工	発進坑口処理	式	1
排水管設置工	φ65mm	m	690.6
手摺設置工	――――――――――	箇所	54
家屋事前調査	――――――――――	式	1
家屋事後調査	――――――――――	式	1

2．地形、地質

(1) 上り線の地質

上り線は、最初の約 150m 間は上部が東京礫層(Dg2)、下部が江戸川層砂質土層(Ds2)である。次の約 240m 間は、掘削断面の大部分が江戸川層砂質土層(Ds2)、下部が江戸川層礫質土層(Dg1)となっている。さらに約 450m 間は、上部に江戸川層礫質土層(Dg1)、または江戸川層砂質土層(Ds1)があり、下部は上総泥岩層(Ka)である。さらに到達地点までの区間は、上部から東京礫層(Dg2)、江戸川層砂質土層(Ds2)の構成となっている。

(2)　下り線の地質

下り線の最初の約 850m 間は、上部が東京礫層(Dg2)、下部が江戸川層砂質土層(Ds2)であるが、それ以降は、上部が東京層粘性土層(Dc3)、下部が東京礫層(Dg2)である。トンネル区間の平面図及び地質縦断面図を図-3-3-6-1 に示す。

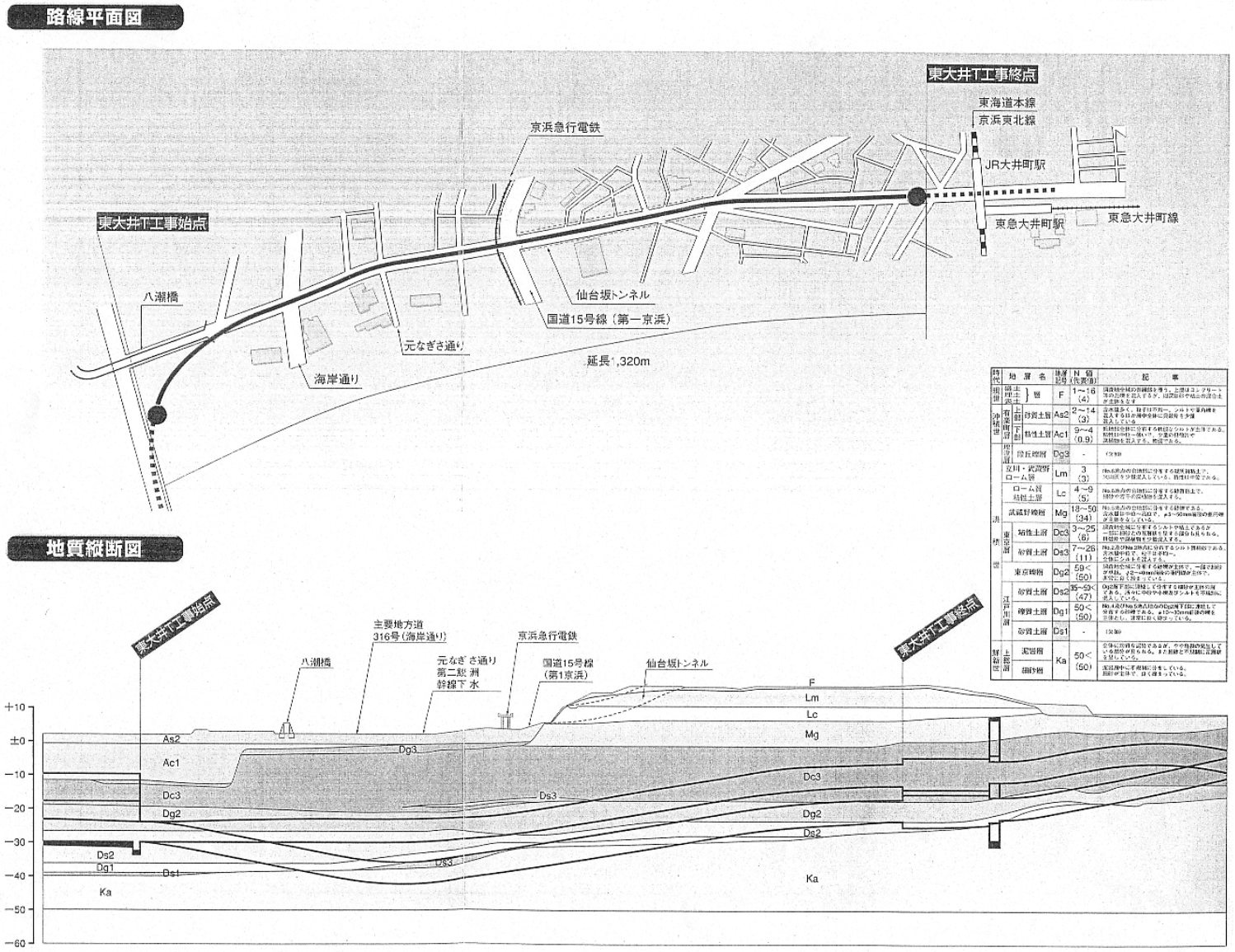


図 3-3-6-1　線路平面図・地質縦断図

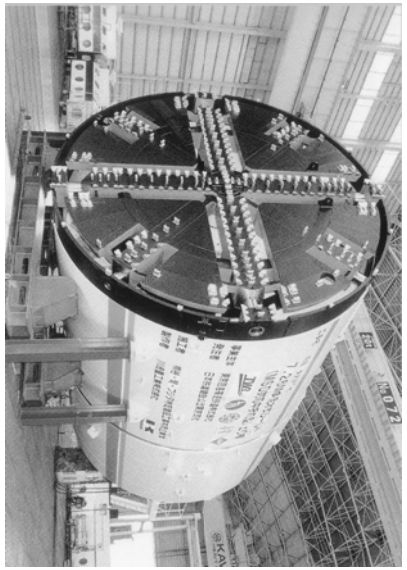
3．設計、施工計画

(1)シールド機の設計

シールド機の設計で特に考慮した課題と具体策を表3-3-6-3に示す(写真3-3-6-1、図3-3-6-2)。また追加示方書訂正条項への対応は表3-3-6-4のとおりである。

表3-3-6-3　シールド機と特徴

No	課　題	ポイント	具　体　策
1	NOMST壁切削	・コンクリートの切削	・先行ビットはNOMST壁切削を考慮し、すくい角、逃げ角をもたせると共に水平部にもすくい角をつけて、切削性の向上を図っている。
		・CFRP筋の確実な切断	・先行ビットのチップ取付は衝撃に強い「差し刃型」とする。 ・先行ビット取付高さに、段差を設け、CFRP筋を細かく切断できる様にする。
		・過負荷防止のための低速推進制御	・掘進速度0.5～3mm/minが可能なNOMST対応の「低速推進用油圧ユニット」を装備する。
2	砂礫層掘進	・切削性耐磨耗性	・ビットチップ材質はじん性が優れている E5相当品」とする。 ・ティースカッターは「差し刃型」とし、チップの脱落の可能性を低減させる。 ・カッタスリット幅は300mm,排泥管は12B（予備管14B）とし、礫径300mm程度までは対応可能なものとする。
		・礫に対する取込排出効率	・排泥管近傍にエアージェット洗浄管を設け、チャンバー下部に堆積した礫を攪拌して取り込む。
3	泥岩層（上総層）掘進	・切削性	・鋭利な先行ビットにより先行切削を行い、　効率的な掘進を行う。
		・付着防止	・各排泥管の2ヶ所にアジテータを設置し、　攪拌及び付着防止を行う。 ・バルクヘッド中央部に循環送泥管を装備し、切羽バイパス,泥水逆洗を行ない、チャンバーセンター部の土砂閉塞防止を図る。 ・シールド本体及びバルクヘッドに洗浄管を装備し、チャンバー内の閉塞防止を図る。
4	急曲線施工（R185m）	・機長の短縮	・シールド機は中折れ構造とし、貫入リング室の内側にシールドジャッキの胴部を配置して機長を短くする。 ・必要な余掘量24mmに対し、100mmストロークのコピーカッターを2基（1基予備）装備する。
5	チャンバ内圧気対応	・限定圧気	・バルクヘッド中央部にマンロック1基装備。 ・バルクヘッドにマンホールを1基装備する。
6	テールボイド沈下対応	・同時裏込注入	・同時裏込注入装置をシールド本体天端近傍　に2ヶ所装備し、同時に充填する。
		・注入配管メンテナンス	・管内の裏込材固結による閉塞防止のため、洗浄装置を装備し、注入後直ちに清水で洗浄。
7	テールシール保護	・確実な給脂	・テールシール自動給脂装置によりテールグリスを自動給脂し、テールシールの止水性を向上させる。
8	地山崩壊対策	・地山崩壊探査装置	・カッターディスクに地山崩壊探査装置を装備することにより切羽の崩壊を早期に発見する。
9	地中接合	・地中接合精度	・接合位置手前30mでチェックボーリング用より受入シールド機の位置を確認し、軌道修正しながら接合精度を最小限にする。
		・止水性	・貫入リングを受圧ゴムに押しつけ､ﾁｬﾝﾊﾞ内の泥水を抜き、ﾁｬﾝﾊﾞ内への浸水状態を確認する。



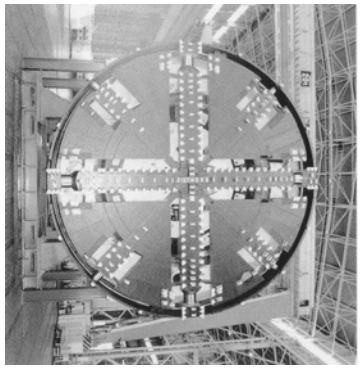


写真 3-3-6-1　シールド機

表 3-3-6-4　土木工事標準示方書追加訂正条項への対応

特記仕様書	設計対応	仕様
1. 施工時の点検補修等のため、カッターチャンバー内に立ち入ることができるように圧気が可能な構造とし、マンロック及び非常用マンホールを設けること。	隔壁は泥水圧に対し十分安全な構造とし、カッタヘッドの点検障害物除去等の対処出来るようマンロックを1基設置することで計画する。	① マンロック　：　φ900（1人用） 切羽圧力　：　4.4kg/c㎡
2. テールシール自動給脂装置を装備しているものであること。	テールシールはワイヤブラシ式3段としテールシール間には繊維入りグリースを機内より常時注入できるシステムとする。	① 材　質　：　ワイヤブラシ 段　数　：　3段 取付方法　：　溶接 ② テールグリース給脂 給脂個所　テールシール間（前室6ヶ所、後室6ヶ所） 給脂口径　1.25相当
3. シールド頂部スキンプレート及び隔壁には、切羽薬液注入用パイプ挿入バルブを設置すること。	背面止水用薬液注入が出来るよう薬液注入管をフード部に装備することで計画する。 切羽前方に薬液注入が出来るようフード部並びに隔壁部に薬液注入管を装備することを計画する。	① 薬液注入管　：　2B（ボールバルブ付）
4. 同時裏込注入管を設置すること。	シールド掘進機と同時に発生するテールボイドに自動的に裏込め材を注入できる同時裏込注入装置を装備する。 尚、裏込注入管内裏込材固結を防止するため、注入弁を閉じ注入ラインを水洗浄できる洗浄方式を採用する。	① 同時裏込注入管 ……注入口　：　裏込ライン　：　1.5B 洗浄用ライン：　1.5B 注入個所：　上半2ヶ所 押　3.0t×60kg/c㎡×105mm 引　6.5t×140kg/c㎡
5. 地山状態を把握する目的で崩壊探査装置を装備すること。	シールド切羽部の地山の状況を把握するために、シールド前胴部の地山崩壊検知装置を装備する。	① 型式　油圧ジャッキ式 計測位置　：　シールドジャッキ前胴頂部 装備数　：　1基
6. 機械式地中接合が可能な構造とし、貫入リングを装備すること。	掘進完了後、到達位置にて対向シールドと地中にて接合を行うため、本シールドには、対向シールドに挿入する貫入リングを装備する。 貫入リング押出し時に貫入リング通過ｽﾍﾟｰｽを確保するため、カッタスポークを縮められる機構を装備する。 また、地中接合時のシールドの位置確認を行うために、チェックボーリング口をカッタヘッド及び、バルクヘッドに設ける。	① 伸縮スポーク 型式　：　油圧ジャッキ式 仕様　：　60t×210kg/c㎡×250mm 装備数　：　3基 ② 探査ボーリング口 開口径　：　φ300mm 仕切装置　：　油圧ジャッキ式 ③ 貫入リング押し出し 型式　：　油圧ジャッキ式（シールドジャッキを利用）
7. カッタービットは、発進時のNOMST工法及び地盤改良による土留工の切削による磨耗を考慮して材質・形状を選択すること。	逃げ角20度、すくい角20度を有した鋭角なインサートタイプの切削性を考慮したビットとする。 なお、チップ材質は靭性に優れたE5を採用する。NOMST切削を含め全線掘削での磨耗量を考慮し、高低差配置とする。 先行ﾋﾞｯﾄはNOMST切削用及び地山の段掘り切削によるメインビットの不可低減を目的として取付ける。	① メインビット　：　溶接取付型 幅　200mm 〃　150mm　} 高さ10,100mmの高低差配置 〃　100mm 条数（ﾒｲﾝﾋﾞｯﾄ）最外周：6条（高ﾋﾞｯﾄ3条 低ﾋﾞｯﾄ3条） 外　周：　3条（高ﾋﾞｯﾄ2条、低ﾋﾞｯﾄ1条） 内　周：　2条（高ﾋﾞｯﾄ2条） 中　央：　1条 ② 先行ﾋﾞｯﾄ　：　高さ135mm（NOMST切削用） 条数　：　最外周　6条 外周～内周　1条 取付ﾋﾟｯﾁ：　50mm

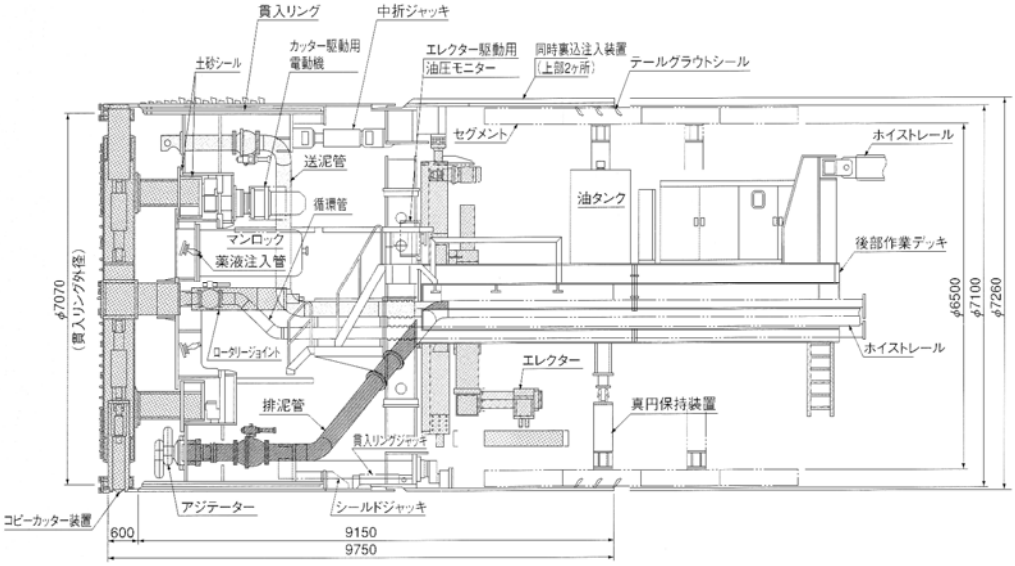


図 3-3-6-2　シールド機縦断面及び仕様

(2)セグメントの設計

セグメントは、1,755 リングの全てが RC セグメントで、特徴としては幅が 1,500mm、桁高 300mm と今までにない幅広セグメントを採用し、リング間継手は高剛性インサート継手、セグメント間継手は平板インサート継手である。

異形セグメントは両テーパー、片テーパーの 2 種類を製作した。両テーパーは、テーパー量 82mm で R＝185m 用、片テーパーは、41mm で R＝185m 以外の平面、縦断曲線用、蛇行修正用である。

(3)　仮設備

この工区の仮設備の特記事項は、住民への騒音防止対策として写真に示すような防音ハウスを設けたことである(写真 3-3-6-2)。



写真 3-3-6-2　防音ハウス

4. 施工

(1)NOMST 壁の切削

発進立坑連壁の坑口部は、CFRP ロッドを使用した NOMST 壁で、連壁の厚さは 1,200mm であるが、NOMST 部は 1,000mm であった。またシールド機による切削時、NOMST 壁が大割れすることに備えて、CJG による地盤改良を壁背面に予め施工した。

ア、上り線の NOMST 切削

上り線の NOMST 壁切削は、平成 11 年 11 月 29 日から開始された。当初は慎重に切削していたが、立坑側芯材切断後は芯材による排泥ラインの閉塞傾向が続いたもの

の、掘進が止まることはなかった。NOMST ビットとティースビットの段差を 35mm(芯材の太さ＋5mm)としたためか、芯材はほとんどが予定通りの長さ 40cm 程度に切断されて排出された。

後でトラブル事例として述べるが、上り線では NOMST 部材建て込み時の手違いでカッタービットが鋼材に接触し、ビットの一部が破損するという事故があったが、鋼材撤去後ビット追加を行いその後は順調に掘削できた。また切削時の振動調査を行なったが振動はほとんどなく問題のないことがわかった。

イ、下り線の NOMST 切削

下り線の切削は、平成 12 年 2 月 28 日から開始され、問題なく順調に行なわれた。

(2)シールドの掘進

シールド掘進の主要データーを表 3-3-6-5 に示す。

各データーについて上下線全体で比較してみる(図 3-3-6-3)。

表 3-3-6-5　シールド掘進主要データー覧表

項　　目	単位	上　り　線			下　り　線		
		最大値	平　均	最小値	最大値	平　均	最小値
切羽泥水圧	Mpa	0.448	0.375	0.275	0.378	0.310	0.149
掘削量	m^3/R	68.3	55.2	18.0	62.7	53.0	38.8
乾砂量	m^3/R	59.9	41.8	16.5	52.8	41.3	27.3
カッタートルク	kN・m	4,479	2,250	666	2,608	1,491	701
ジャッキ総推力	kN	42,395	26,879	14,141	37,866	25,873	15,262
掘進速度	mm/min	36.1	25.5	7.5	51.0	30.2	9.0
裏込注入圧	Mpa	0.685	0.514	0.175	0.795	0.586	0.299
裏込注入率	%	208	146	33	325	147	36

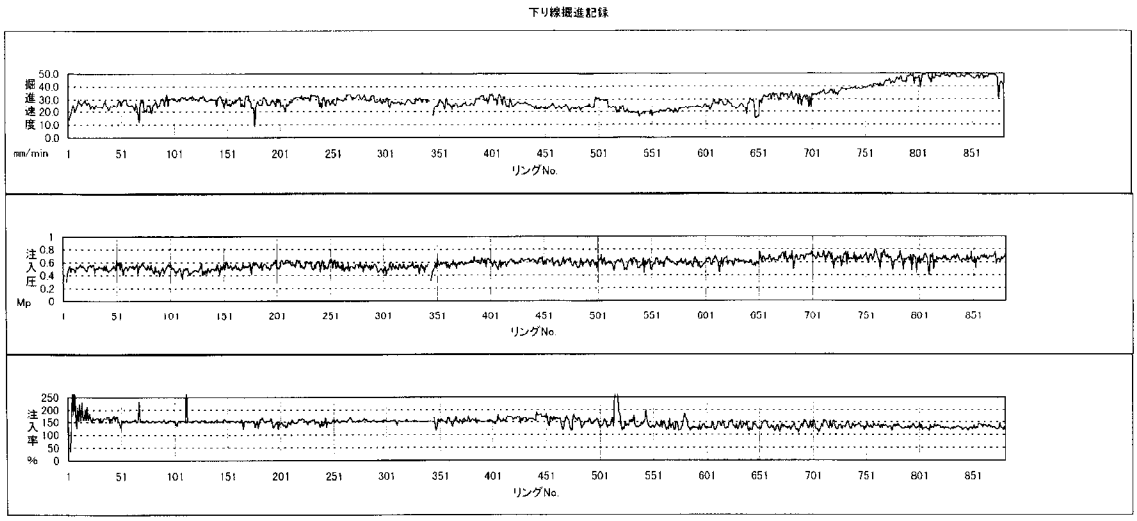


図 3-3-6-3(1)　各データ上下線比較(1)

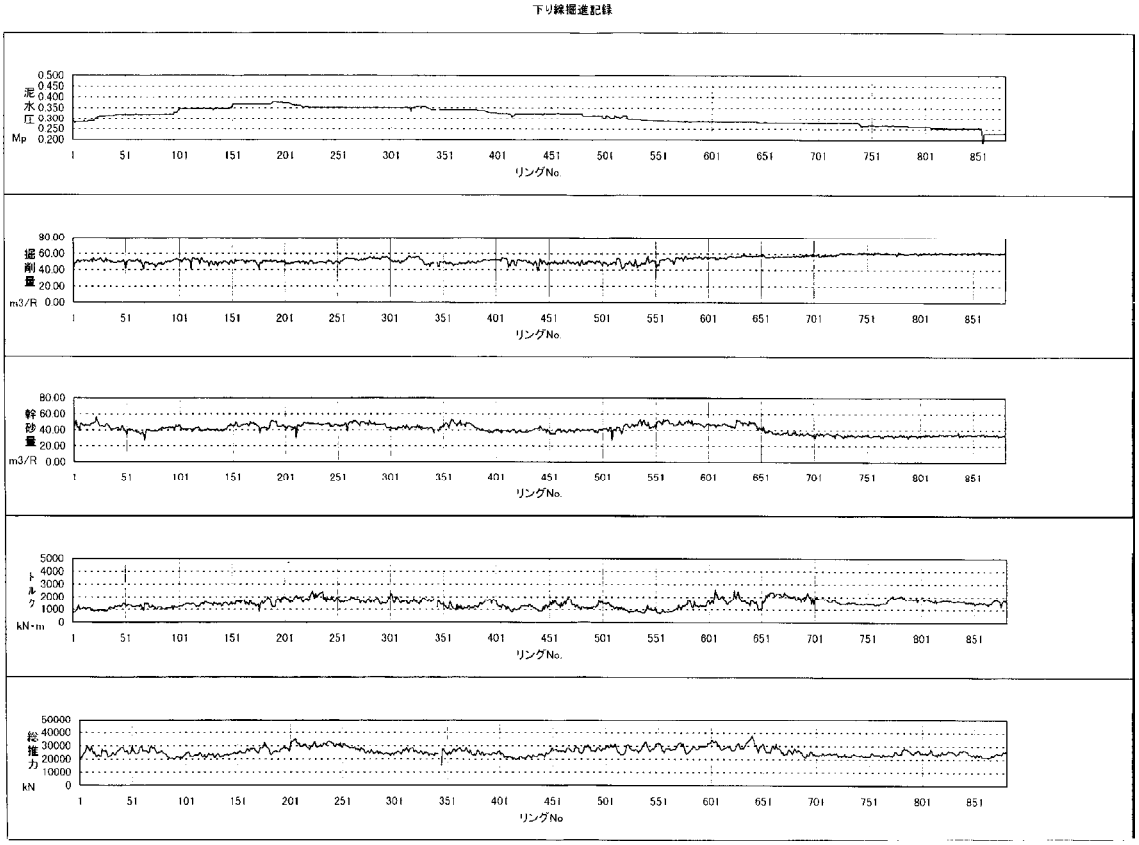


図 3-3-6-3(2)　各データ上下線比較(2)

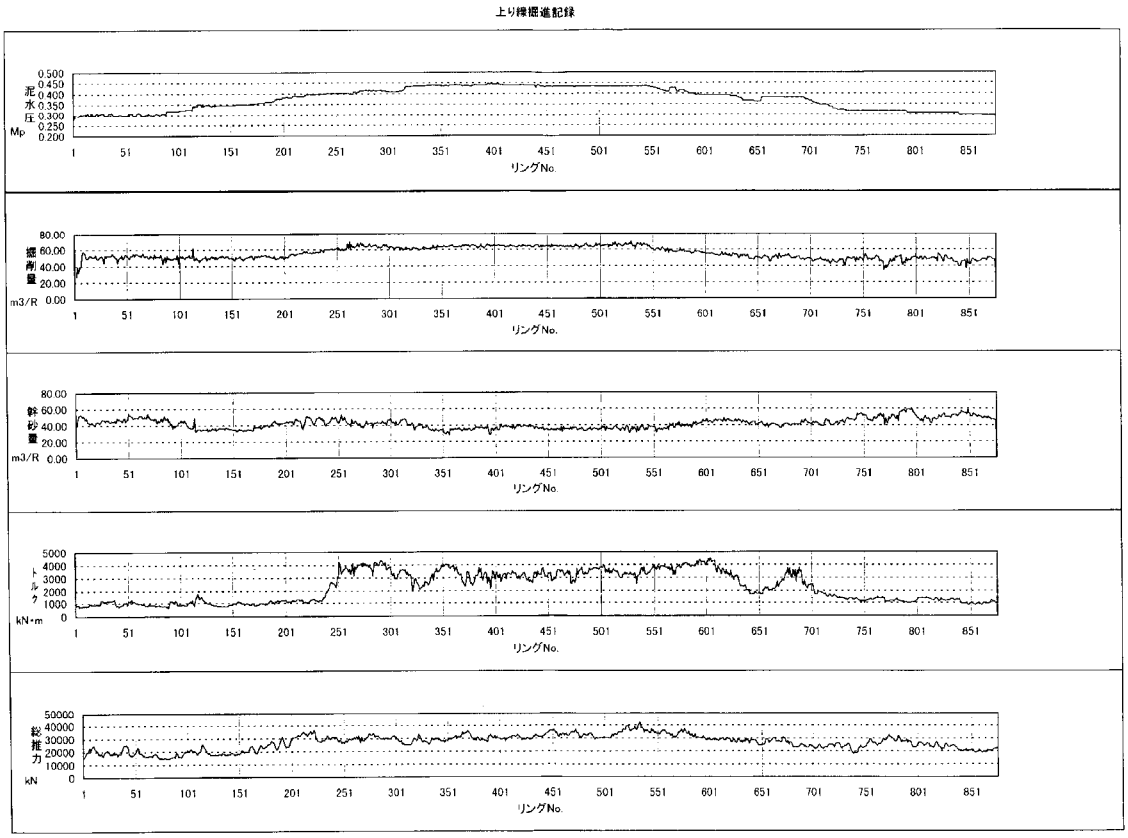


図 3-3-6-3(3)　各データ上下線比較(3)

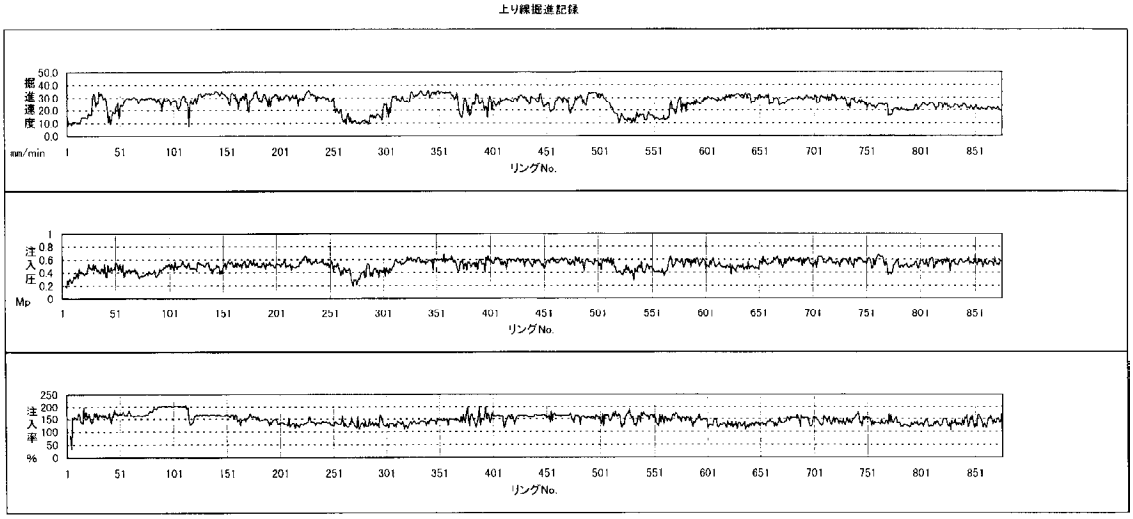


図 3-3-6-3(4)　各データ上下線比較(4)

ア、切羽泥水圧

当初並列で発進したが、途中から上り線が下になって縦列で掘進するため地下水圧が高く、必然的に上り線の泥水圧が高くなる。管理泥水圧は、上下線とも下限値は「主働土圧＋地下水圧＋0.02」、上限値は「静止土圧＋地下水圧＋0.02 あるいは噴発泥水圧」である。

イ、掘削量

上り線の最大値が高めであるが、これは中央制御室操作盤の異常値と思われる。全体的には上下線ともほとんど同様な値を示している。1 リング当たりの掘削量は計算値で 62.1 m^3 であり、上総層、江戸川層粘性土層のように逸水がほとんどない地質区間はこれに近いが、東京礫層では逸水が多くその量だけ 10 m^3 程掘削量が少なくなっている。

ウ、乾砂量

乾砂量は、上下線とも送排泥密度差の大きい砂礫層の値が大きく、泥岩や粘性土層の方が小さい。

エ、カッタートルク

カッタートルクは上り線が途中から硬い上総層の泥岩を掘削したため、その区間ではかなり高い値を示している。上り線の最大値は常用装備トルクの 47%に達し、下り線の最大値 31%に比べてかなり高い。

オ、シールド総推力

シールド総推力も上下線で差があるが、これは切羽泥水圧の差によるものである。総推力の平均値は装備総推力に対して上り線 56%、下り線 54%と高い値を示している。

カ、掘進速度

掘進速度で 10mm／min 以下の箇所があるが、上り線では急曲線区間で速度調整し

た箇所、下り線では硬い上総層を掘進した区間とシールドジャッキ、カッターモーターが不調であった箇所である。

キ、シールドの蛇行状況

先行して下側を掘削した上り線シールドの蛇行量(左右、上下)を図 3-3-6-4 に示す。上下線いずれも管理値内に収まっている。

ク、路面の沈下状況

20m 間隔で 61 箇所、各箇所それぞれ 4 ポイントを測定したが、最大でも-3mm であり、シールド掘進による地上への影響はほとんどなかった。

(3)裏込注入

ア、配合及び配合性状は表 3-3-6-6 のとおりである。

イ、注入圧

裏込注入圧は、上下線とも平均で 0.5～0.6Mpa であった。

ウ、注入率

裏込注入率は、上下線とも概ね 150%で、予定の 140%は確保した。

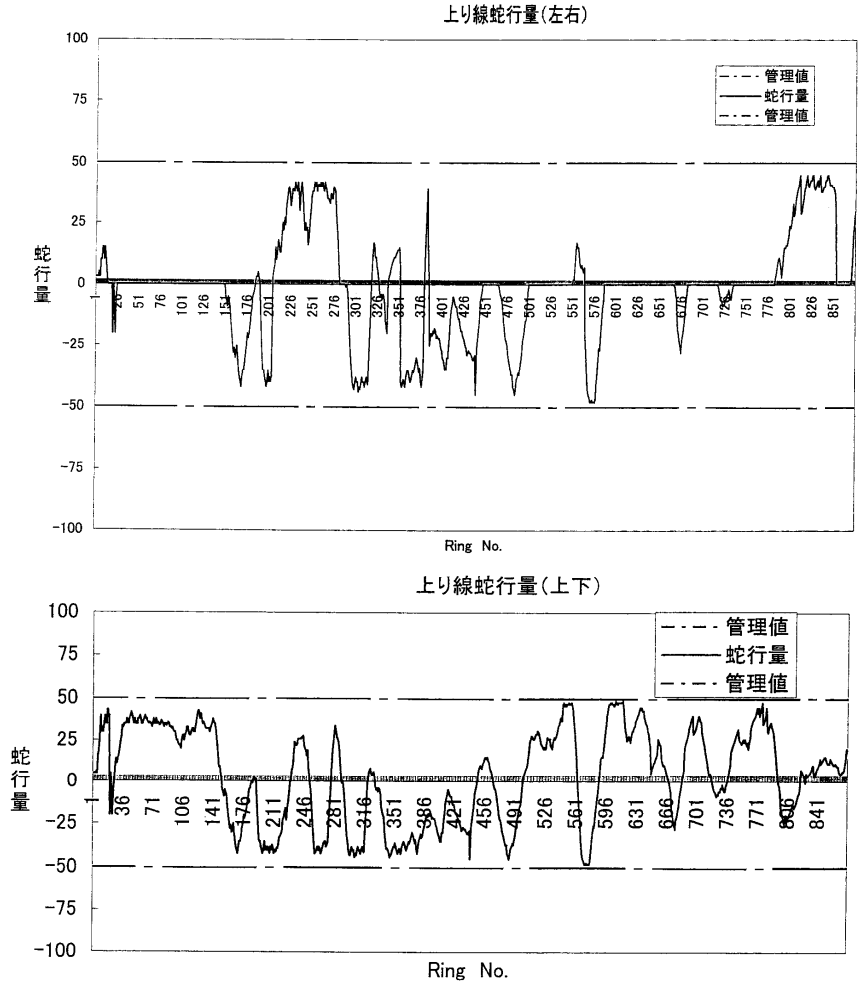


図 3-3-6-4　シールド蛇行量

表 3-3-6-6　裏込注入配合表（A 液+B 液＝1.0m³）

A　液				B　液
BS パック（硬化材）	BS サンド（助材）	BS 安定剤（安定剤）	水	BS ケーソー30（水ガラス）
255kg	32kg	4.1ℓ	819ℓ	91ℓ

配合性状

一軸圧縮強度	1 時間強度（σ 1h）	1 日強度（σ 1d）	7 日強度（σ 7d）	28 日強度（σ 28d）
単位：　N/m㎡	0.1 以上	0.5 以上	1.0 以上	2.0 以上
ゲルタイム	4～12 秒			
ブリージング	0～5%			
フロー値	8～11 秒			

(4)作泥

今回のシールド掘削は、上下線とも東京礫層内の掘進から始まり、この礫層の礫が大きい(径 300mm)ことは当初から想定していたが、最も悩まされたのは泥水の性状劣化が著しいことであった。このため礫が泥水とともに流体輸送されるとき沈降して、チャンバーあるいは排泥管内で閉塞が生じ、甚だしい場合にはチャンバー内を完全に閉塞させた。

また泥水性状が劣化すると逸泥しやすくなり、泥水による地山への泥膜形成が困難となって地山の崩壊を招くことになる。

そこで掘進中は常に良好な泥水(比重 1.25、粘性 25 秒以上)を供給できるよう作泥を行なった。泥水状況の測定は 1 リング数回行い、1 リングの掘進中においても多いときは 2 回、1 回 20m³程度の泥水入れ替えを実施したことがあった。このため作泥の供給が間に合うよう、急遽自動作泥プラントを設置して泥水確保に努めた。

(5)近接構造物の変位計測

路線上の重要構造物については、自動計測器等を設置し、シールド掘進による影響を常時監視ながら掘進管理を行なった。測定の結果、各重要構造物いずれもシールド掘進による影響はほとんど無かった。各重要構造物の測定結果は表 3-3-6-7 のとおりである。

表 3-3-6-7　近接構造物許容値と計測値

No	施　設　名	箇所	最大沈下量予想	許容値	計測値最大
1	八潮橋	擁壁部	4.84mm	15mm	4mm
			45 秒（傾斜量）	120 秒	
		A1 橋台	2.96mm	15mm	5mm
			41 秒（傾斜量）	120 秒	
2	東電鮫洲洞道	洞道下部	5.1mm	5.1mm	0.4mm

No	施　設　名	箇所	最大沈下量予想	許容値	計測値最大
3	第二鮫洲幹線下水		15mm	15mm	1.7mm
4	京浜急行電鉄高架橋	R1	1.30mm	3mm	
			1.89mm（水平移動量）	3mm	
		R2	1.73mm	3mm	
			0.94mm（水平移動量）	3mm	
5	品川共同溝		2.14mm	15mm	0.25mm
				120 秒	48 秒
6	仙台坂ボックス		4.87mm	25mm	1.0mm
				120 秒	18 秒
7	第一城南幹線水道			18mm	1.3mm

※　最大沈下量、傾斜量予想は影響解析結果による

(6)上下線最接近部のセグメント計測

上下線のトンネルが離隔 1.14m まで最接近する箇所については、下り線シールド機掘進により上り線のセグメントがどのような影響を受けるか確認するために、セグメントの土水圧の変動、内空変位、鉄筋応力、ボルト軸力を計測した。

先ず下り線掘進による上り線セグメントの影響解析を行い、その解析値と実測値の比較により影響の有無を判断した。

また最接近に先立ち、約 30 リング手前(離隔 1.66m)でシールド掘進によるセグメントへの影響計測を実施し、最接近部での掘進に問題がないか確認した。

施工の結果は、良好な洪積砂礫層に恵まれて、下り線シールド掘進による上り線セグメントへの影響はほとんど無かった。

(7)掘進トラブル

掘進中に限らず施工中全般のトラブルについて述べる。

ア、NOMST 部鋼材との衝突

NOMST 部材建て込み位置が約 40cm ずれて設置されたため、カッタービットが鋼材に当たり欠損した。処置としては薬液注入を行って鋼材を撤去し、破損ビット対策としてはビットを追加取り付けた。

イ、発進時エントランス部における出水

シールド外周に突起している注入管用保護ビットの防護が不完全で、エントランス部のゴムパッキンを破損し、最大 200ℓ／min の出水を招いた。ウレタン材 5m^3、目詰材 3m^3 を注入して止水した。

ウ、東京礫層掘進時のシールド機アジテーターのロック

掘進中アジテーターが礫を噛んでロックし、チャンバー内の泥水攪拌が悪くなって、土砂の取り込みが出来なくなった。またロックが解除されると急激に土砂を取り込み、排泥管を閉塞し、排泥ポンプを破損させた。

アジテーターのトルク能力向上、チャンバー内の攪拌翼を大きくすることが指摘された。

エ、下り線セグメントのクラック

下り線の本掘進開始 2 日後、58 リング目のセグメントにクラック及び欠けが発生し、その状況が 14 リング連続した。ここは半径 185m の急曲線部である。

発生したクラック 188 箇所、欠け 12 箇所の状況は表 3-3-6-8 に示すとおりであるが、クラックは殆どが C セグメントに集中して掘進中に発生し、曲げ変形による軸方向のものであった。クラック幅はすべて 0.2mm 以下であった。

施工に当たっては、10mm 以上のテールクリアランスの確保を目指しこれは問題なかったが、今回のような部分的な変形を見つけることが出来なかった。

今後の対策としては自動化を含めた計測方法の検討、セグメント幅の検討などが必要である。

表 3-3-6-8　クラック、欠けの発生状況

	クラック（188 箇所）		欠け（12 箇所）	
発生位置	K セグメント	9 箇所	K セグメント	5 箇所
	B セグメント	15 箇所	B セグメント	7 箇所
	C セグメント	149 箇所	C セグメント	0 ヶ所
	A セグメント	15 箇所	A セグメント	0 箇所
発生寸法	幅　0.10mm	106 箇所	t =55mm 以上	3 箇所
	幅　0.15mm	56 箇所	t =55mm 未満	9 箇所
	幅　0.20mm	26 箇所		
発生要因	曲げ変形	173 箇所	K 挿入時のセリ	6 箇所
	その他	15 箇所	B-K、C-K 間のセリ	2 箇所
			その他	4 箇所
発生時期	組立中	0 箇所	組立中	12 箇所
	掘進中	188 箇所	掘進中	0 箇所

オ、RC セグメント間継手部からの水素ガス発生

セグメントの製作時、ダクロ処理に用いられる薬品中のアルミとコンクリートの反応で水素ガスが発生し、コンクリートの中にみずみちを作って漏水原因となった。対策としてはダクロをオーバーコートするかまたはセグメント背面に防水材を塗布した。

5. 地中接合

地中接合は両工区にまたがる工事であるが、一括して当工区で記載する。なおこの技術は拡径とともに平成 13 年度土木学会技術賞を受賞している。

(1)地中接合の必要性

この工区の到達部は、道路幅が 15m と狭い上に交通量の多い大井町駅前商店街のため到達立坑を設ける環境でなく、また工期の点からも地中接合が検討された。大

井町駅側のシールドは、駅のホームを一体的に掘進できる外径 10.3m のもので、外径 7.3m の当工区とは世界初の大断面異径シールドの地中接合となる。

到達部の地質は、上段シールドは洪積世の粘土層であるが、下段シールドは 0.3Mpa 近い被圧水を持つ東京礫層、江戸川砂層であるので、工期を要しかつ地上からの施工となる止水注入を必要としない貫入リング方式-MSD(メカニカル・シールド・ドッキング)工法を採用することとなった。

この方式は、小口径側から外径 7.0m の鋼製貫入リングを押し出し、大口径側のチャンバー内に装備したゴム製受圧リングに押し当て、機械的に接合、止水を行なうものである(写真 3-3-6-3)。

(2)両シールド機の機構

ア、東大井シールド

①貫入リング

地中接合のための円筒状鋼製リング。

②伸縮スポーク

外周リングと内側の面板とを連結する機構である。貫入リング押し出し時には縮小させスリットを確保し、そこから貫入リングを押し出す。

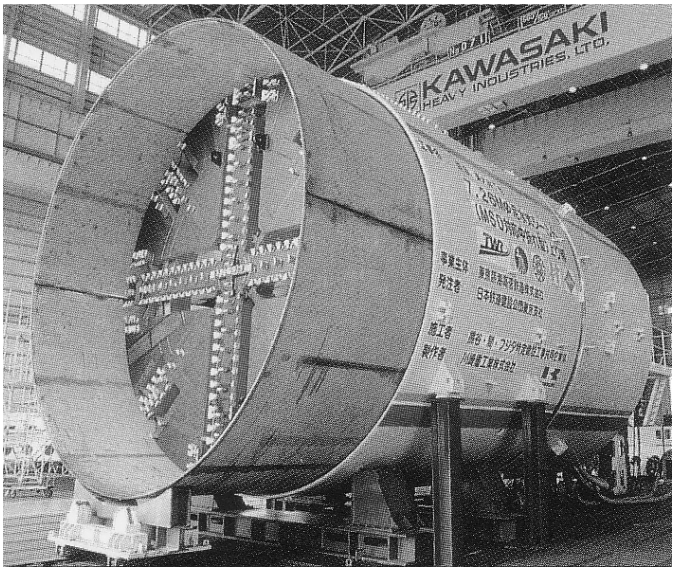


写真 3-3-6-3

③探査ボーリング口

両シールド間の位置確認のために行なう探査ボーリング用の開口部である。

イ、大井町駅シールド

①受圧リング

ゴム製のリングで、貫入リングを押し付け止水を図る。
内部は円形の中空構造になっている。

②伸縮スポーク

親機(外周部)と子機(内部)とを連結する機構で、地中接合時には縮小させて貫入リングを受け入れるスリットを確保する。

③カッター保持ジャッキ

伸縮スポークを縮めた時に面板外周部を支持する油圧式ジャッキである。

④礫取りジャッキ

貫入リング受け入れスリットに詰まった礫を除去する装置である。

(3)施工手順

ア、貫入側シールドの到着

貫入側の東大井シールドはかなり早く到着したので、待機中の切羽の安定を図るためチャンバー内にベントナイトを主材とした可塑性充填材を充填した。さらに後方装置を撤去(一次解体)し、伸縮スポークを縮小して外周リング先端まで貫入リングの一次押し出しを行なった。

イ、相互の位置確認

受け入れ側である大井町駅シールドが直近まで近づいた時点で、東大井シールド側からの水平ボーリングにより相互位置を確認し、接合位置まで掘進する。その位置はカッタービット間で 50mm とした。

なお東大井シールドでは到達後地上からのチェックボーリングにより、大井町駅シールドでは駅開削部とシールドを結ぶ測量孔を設けて、停止位置の測量精度向上を図った。

ウ、東大井上段シールドの停止位置

崩壊性の高い東京礫層の中で、上り線、下り線の縦列シールドを上下離隔１ｍの超接近位置で接合しなければならない。この場合後着の大井町駅側下段シールドの掘進によって周辺地山が乱され、先着の東大井上段シールドが傾斜して接合角度がずれることがないよう予め FEM 解析によって影響範囲を調べ、下段シールドより少し手前で停止させた。従って上段シールドの接合位置は 2.3m 東大井側にずれることとなった。

エ、大井町駅シールドのスポーク縮小

拡径の際、親子のカッターヘッドを接続していた 6 本の伸縮スポークを縮小し、貫入リングを受け入れる円周状のスリットを確保する。その際外周カッター保持装置で外周部を保持する。また棒状の礫取りジャッキをチャンバー側から押し出し、カッターを回転させてスリットに噛んだ礫を取り除く。

オ、貫入リングの押し出し

東大井シールドから貫入リングを押し出し、大井町駅シールドの受圧リングに押し当て止水を行なう。止水の確認はチャンバー内の泥水位を少しずつ下げていくことで行なう。次いでチャンバー内を清掃し、貫入リングとバルクヘッドを溶接接合する。外周チャンバー内には充填材を注入する。

貫入完了直後の漏水量は、上り線で 2ℓ／min、下り線で 1.5ℓ／min であり、いずれも想定値を大きく下回っている。

カ、マシン解体と二次覆工

後退防止工を施工してシールド機を解体する。スキンプレートを埋め殺した形で鉄筋コンクリートの二次覆工を行なう。

キ、地中接合シールド位置の精度

接合時の双方シールド位置の許容誤差と実績は、表 3-3-6-9 のとおりである。

ク、施工手順と対策

以上の地中接合手順と対策を整理したものを図 3-3-6-5 に示す。

表 3-3-6-9　地中接合の双方シールド位置の許容誤差と実績

項　　目	許容誤差	施工実績・測量結果
最大偏心量 （双方のシールド中心の断面方向誤差）	±75mm	下段　最大 2mm 上段　最大 2mm
最大面角 （シールド相互の面板の相対角度）	±0.5°	上段　最大 0.03° 下段　最大 0.14°

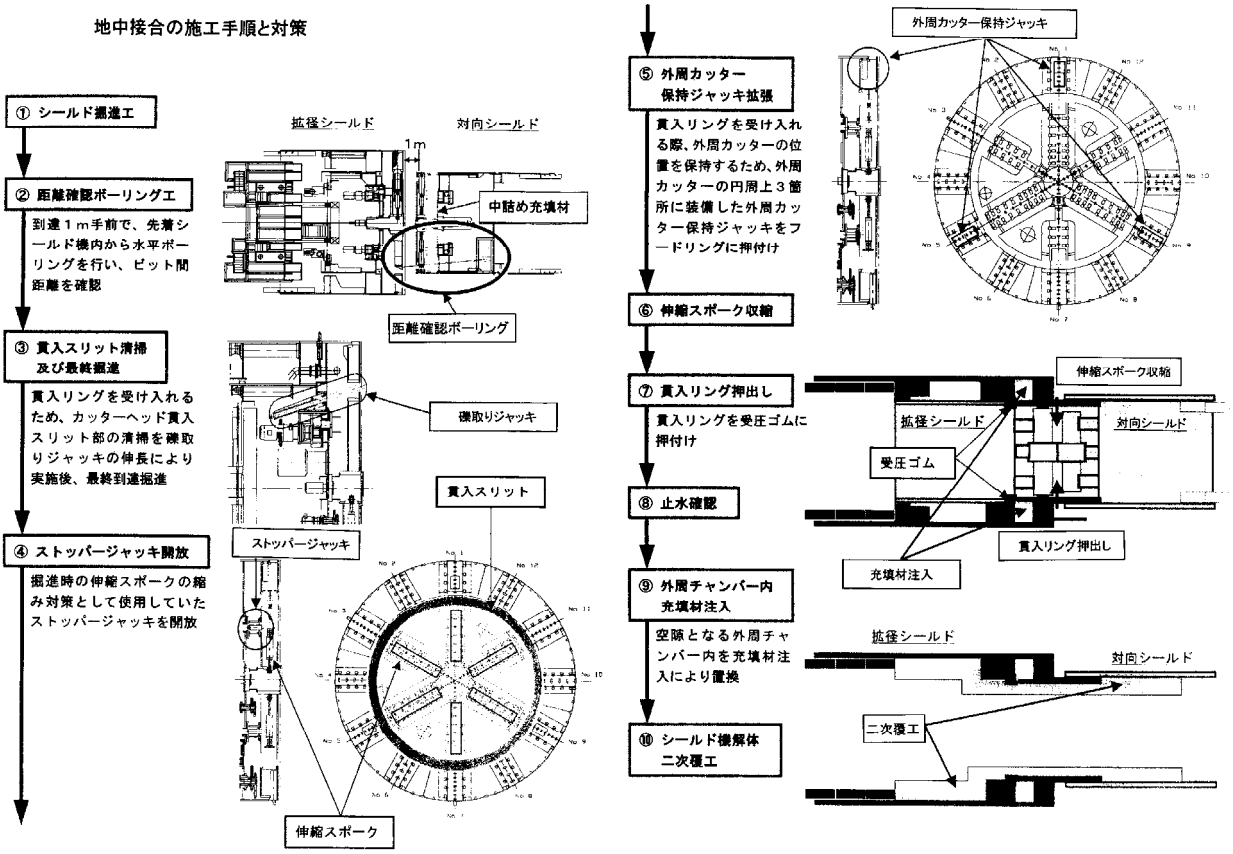


図 3-3-6-5　地中接合の施工手順と対策

第 7 節　大井町工区

1. 工事概要

大井町駅を中心とした東大井トンネルから第 1 広町トンネルの区間は、臨海副都心線第二期区間のルートを検討する上で重要な位置を占めている。

東京テレポート・大崎間はいくつかのルートが検討されたが、他路線との連絡、臨海部へのアクセシビリティなどの面を踏まえ、周辺再開発が進んでいる JR 京浜東北線及び東急大井町線の大井町を経由させることとし、新設駅を設置することで都市計画との整合と品川区の町づくりの推進という位置付けから本ルートが決定された。

また、大井町駅から大崎駅方への縦断線形は、第 2 環 6 道路計画との調整により地上部への取付けとなる U 型擁壁の下端の高さを T.P+2.0m 以上とすること、さらに、大井町駅中央開削部構造物の最小土被りは、建設省（現国土交通省）指導による道路下有効活用空間 10m を確保することの条件により大井町駅からの上り線の最急勾配が決定した。これにより、大井町駅から品川区防災センター付近までのトンネルは、都道 420 号線下を通り、東急大井町線下、JR 広町住宅下等を通過することとなった（図 3-3-7-1）。

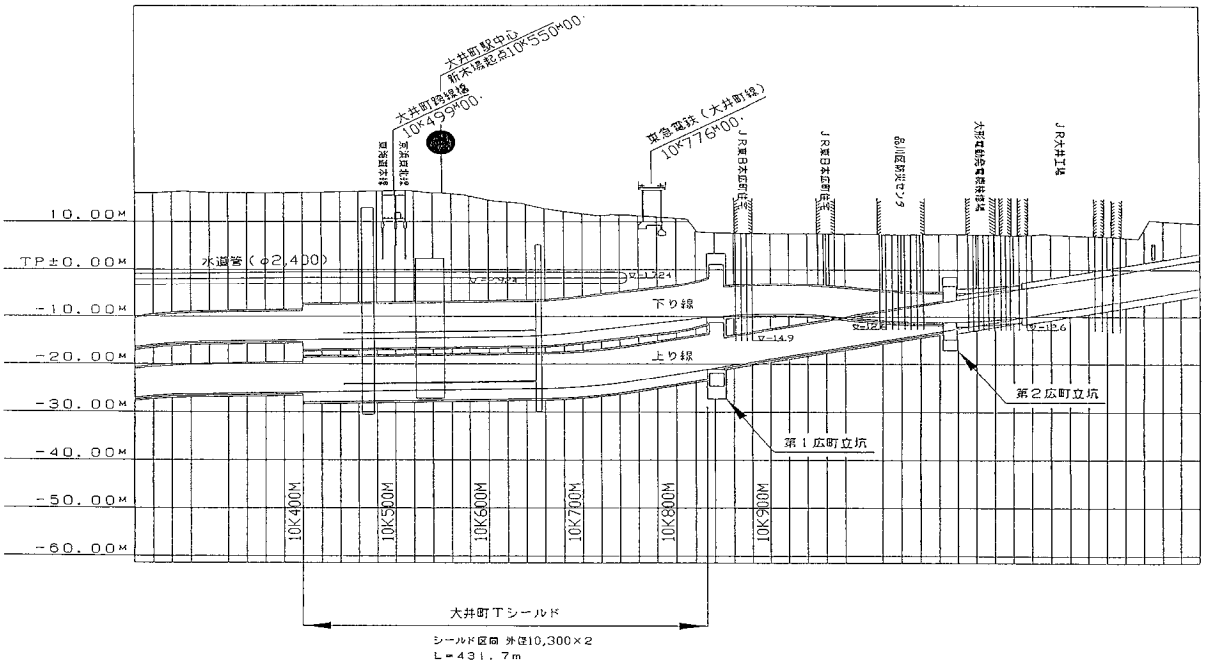


図 3-3-7-1　シールド計画縦断面図

次に、新駅を設ける周辺環境は、付近の幹線である都道 420 号線の道路幅員が 15m と狭いうえ、交通量も非常に多い。本線右側には東急大井町線と商店が立地し、本線左側には JR 大井町駅の駅前広場があり、さらに都道沿いでは再開発ビルの建築が進んでいる状況であった。このような立地条件のため、新駅を都道内に構築することは困難であった。また JR 京浜東北線、東海道線が掘割構造となっており、さらに都道下には水道用シールド（φ2.4m）が敷設されていることもあり、これらへの影響を最小限とするこ

とも要求された。これらを踏まえ、大井町駅の構造は、起点では JR 鉄道敷き手前の道路に面する空地に立坑を設置し、終点方は都道と交差する区道部に立坑を設置して都道内にシールドトンネル 2 本（外径 10.1m）を縦列に掘削することとした。さらに、両立坑を結ぶ本トンネル内に乗降場（最大幅員 5m）と本線軌道を設置することとし、駅本屋は、JR 大井町駅前の区道中央直下に開削部を構築して設備し、シールドトンネルと地下で接続する特別な構造形式とした（図 3-3-7-2）。

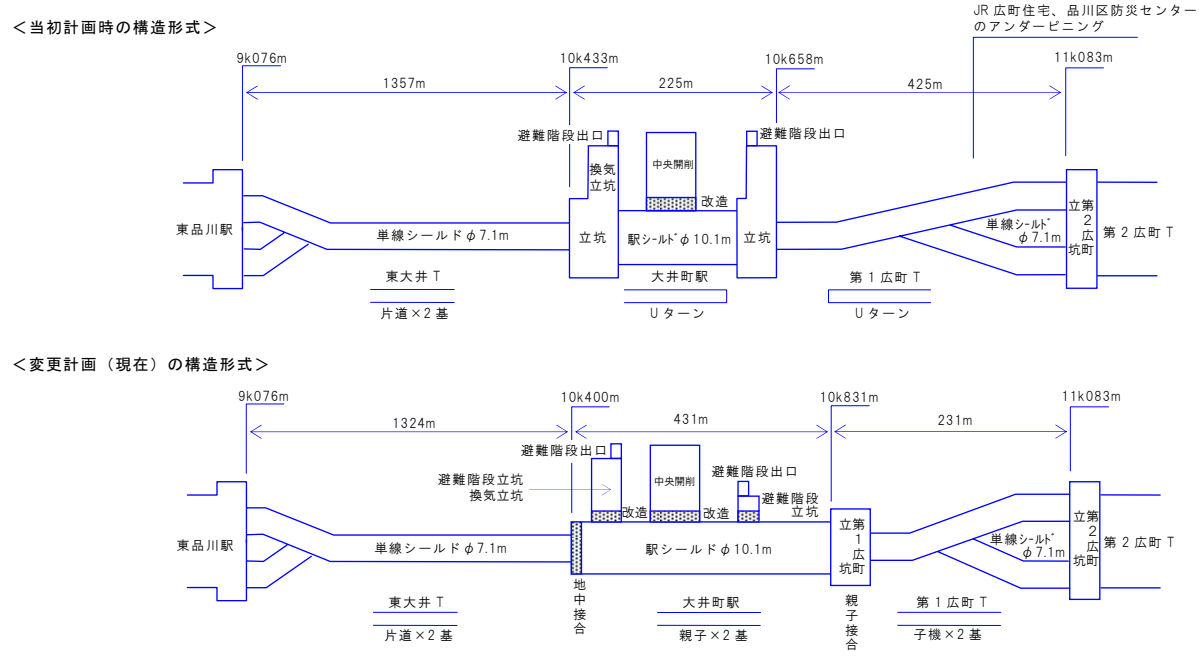


図 3-3-7-2 大井町駅計画概要図

2. 設計・施工計画

(1)ルート計画時（当初）の構造形式

大井町駅部は、都道内に最小限の立坑を設置し、両立坑間は径 10m クラスのシールドトンネルを上下 2 段（縦列）に配し、トンネル内にホームと線路を構築する。このシールドは、起点方立坑から発進し、終点方立坑で U ターンして掘進を行う。

起点方のシールドトンネルは、径 7m クラスの単線シールドで駅起点方端部の立坑に縦列で到達する。

終点方のシールドトンネルは、径 7m クラスの単線シールドとし、JR 広町住宅、品川区防災センターをアンダーピニング工法で受け替え、駅終点方端部の立坑で上下に U ターンする(図 3-3-7-3)。

(2)施工方法の変更

当初案の立坑を都道 420 号線に設置すると、道路交通、周辺商店街、周辺住民及び埋設物等への影響が大きく、工期が非常に長くなることが予測された。また、都道内への立坑設置を断念し、大断面シールドで住宅直下を通過することは、杭基礎受替えに制約を

受け高層住宅への影響も大きく、アンダーピニングの工期も長くなることが予測され大断面シールドを一気に掘削することは困難であった。

このため、14 年度開業を可能とする工法を検討した結果、駅終点方の立坑を民地部（JR 広町住宅地内）へ位置変更して第 1 広町立坑とし、第 2 広町立坑から発進する第 1 広町シールド（子機シールド、外径 7.1m、延長 231m）を第 1 広町立坑に到達させ、立坑内で外径 10.1m（延長 432m）の親機シールドに拡径して再発進し、駅起点方の到達立坑を廃止して、駅部を掘進し隣駅から掘進して来た東大井シールド（φ7.1m）と都道下において異径地中接合を行うこととした（図 3-3-7-3）。

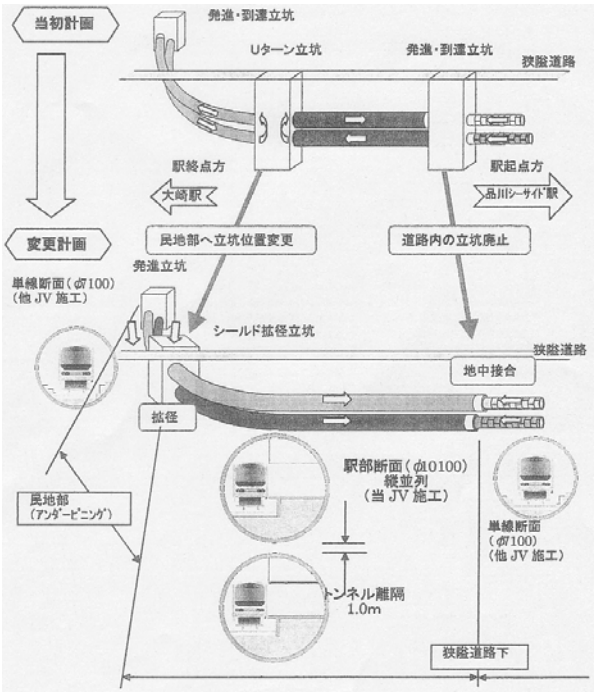


図 3-3-7-3　トンネル計画概要図

子機シールドの各部材と掘進に使用した後方設備や泥水処理設備等を拡径された駅部シールドの掘削において最大限活用することにより大幅なコスト縮減が可能となった。また、到達立坑を廃止し、地中で径の異なるシールド機を機械的（MSD 工法）に接合・止水を行うことにより、地上に与える影響も少なくなり大幅なコスト縮減と工期短縮が可能となった。

3. 東急大井町線との交差

(1)東急大井町線との交差・近接の概要

東急大井町線の高架橋は、臨海副都心線が建設される都道 420 号線に並行して設置（建設時期は昭和 2 年頃）されており、都道部の単線縦列シールドは、これと近接並行して掘進するほか、大崎方ではこの高架橋直下を交差する。

なお、交差協議の経緯は第 11 編第 2 章第 3 節に記述したとおりである。

(2)大井町線構造物の防護

東急電鉄と交差方法、影響範囲、防護方法等についての協議は、途中、大井町駅区間の構造形式及び施工方法の変更により時間を要したが、平成 10 年 2 月、東急電鉄に現状構造物の調査と臨海副都心線建設に伴う大井町線構造物への影響解析を委託した。

調査・検討の結果、大井町線構造物は建設後長年月を経過しており、その体力は外部からの掘削に伴う影響に対して十分な余裕を有していない。したがって、臨海副都心線シールドトンネル掘削に伴う影響により東急大井町線の安全運行の確保が困難になると判断した（図 3-3-7-4）。

大井町線構造物への対応策は、臨海副都心線の工事工程を優先して検討した結果、東急大井町線の安全運行を仮線で確保した上で、影響度合の大きい交差部は構造物の改築を行い、並行区間については影響が予測される高架橋の補強を行うこととした。

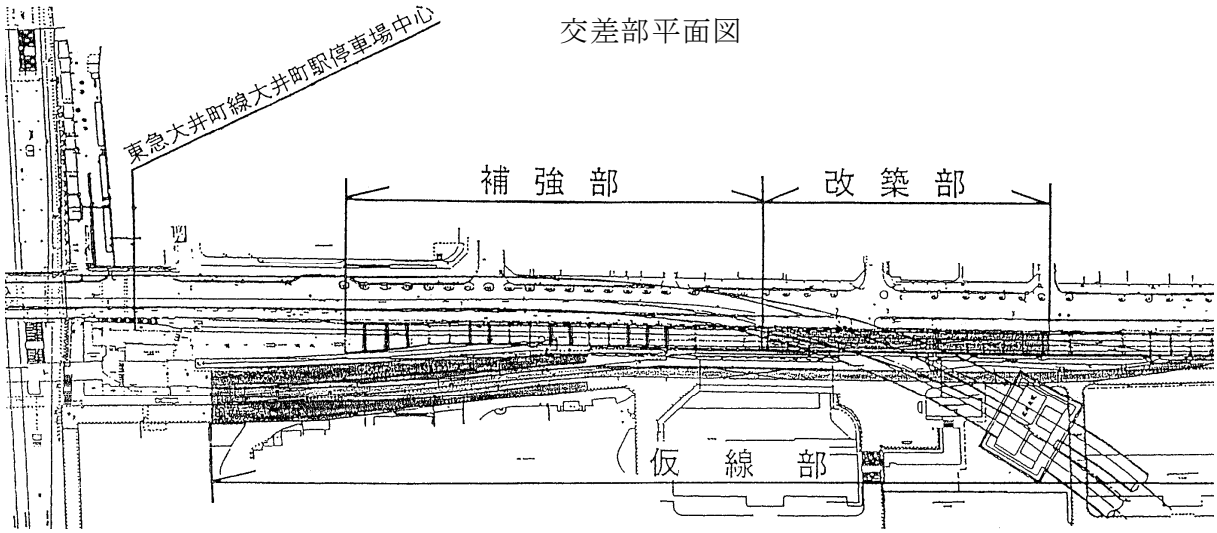
工事の順序は次のとおりである。

①大井町線の高架下には多くの商店が営業をしており、仮線設置の工事を行いながら、改築区間及び補強部分の高架下店舗の移転協議を行う。

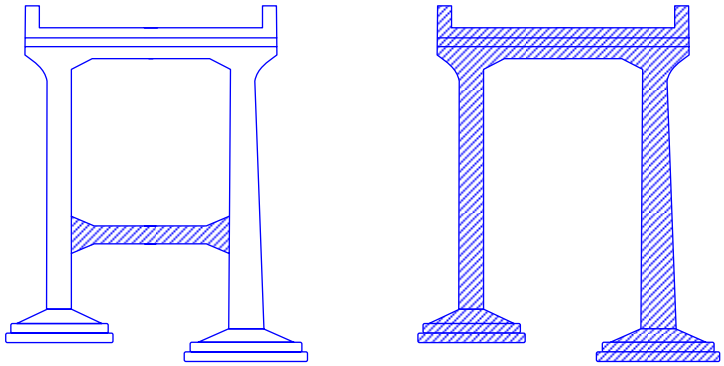
②仮線への線路切り替えは平成 12 年 7 月を目途とし、本線への切り替え復旧は平成 14 年 12 月を目標とする。

③交差部の改築は、シールド通過後に着手する。

④並行部の補強は、店舗の移転が完了した場所から補強工事に着手し、原則としてシールドが通過する前に補強を完了する。補強が完了しない場合には別途協議する。なお、東急電鉄は、並行区間の補強工事に合わせて阪神淡路大震災に伴って制定された基準に基づく耐震補強を自社工事として行っている。



交差部平面図



補強部標準断面図　　改築部標準断面図

図 3-3-7-4

第 7-1 節　大井町駅（駅部）

1．概要

大井町駅（駅部）工事は、コンコース、改札、駅務室等の駅施設となる中央開削部、換気口・避難用出入口となる起点方開削部及び避難用出口となる終点方開削部をそれぞれ本線と直交して構築し、並行して本線及びプラットホームとなるシールドトンネルを掘削し、それぞれを連結して駅部とする工事である（図 3-3-7･1-1）。

工事工程表を表 3-3-7･1-1 に示す。

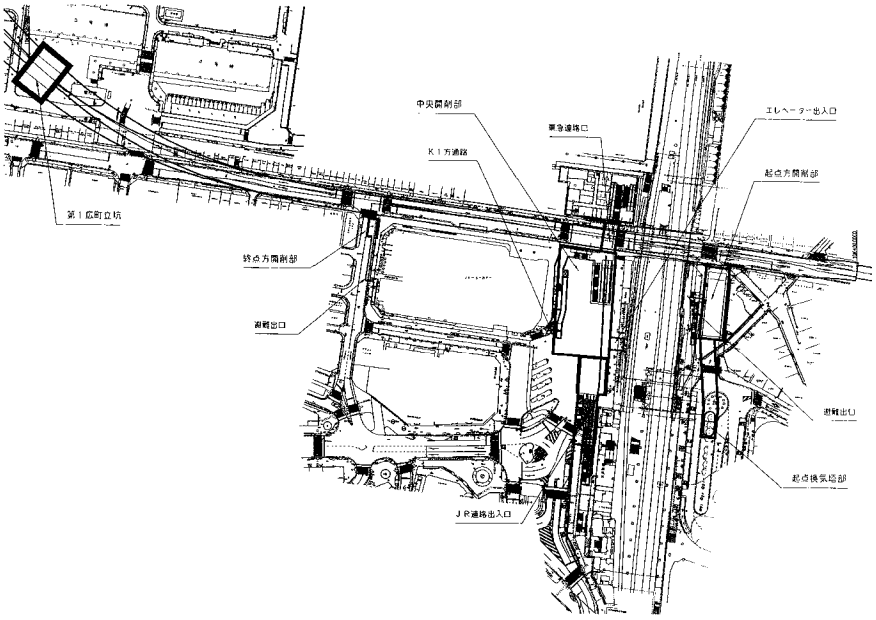
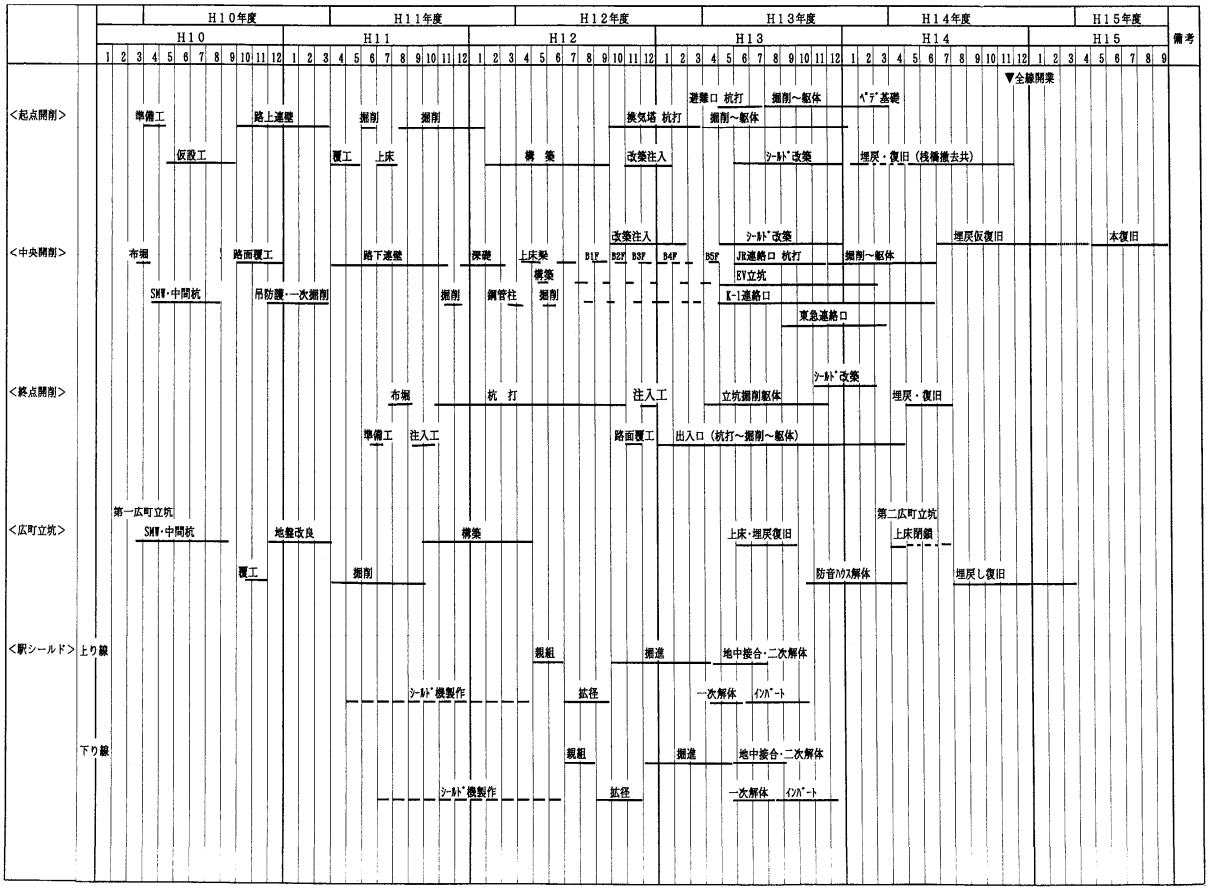


図 3-3-7･1-1　大井町工区平面図

表 3-3-7･1-1　工事工程表



2．地形・地質

駅部の地質は、本体構造物の上部が上位より立川・武蔵野ローム層（Lm）、ローム層・粘性土層（Lc）、武蔵野礫層（Mg）となっている。また本体構造物の上半分は東京層・洪積粘性土層（Dc3）、下半分は洪積東京礫層（Dg2）から構成されている。さらに本体構造物の底盤より下部は洪積細砂層（Ds2）、上総層（Ka）となっている（図 3-3-7･1-2）。

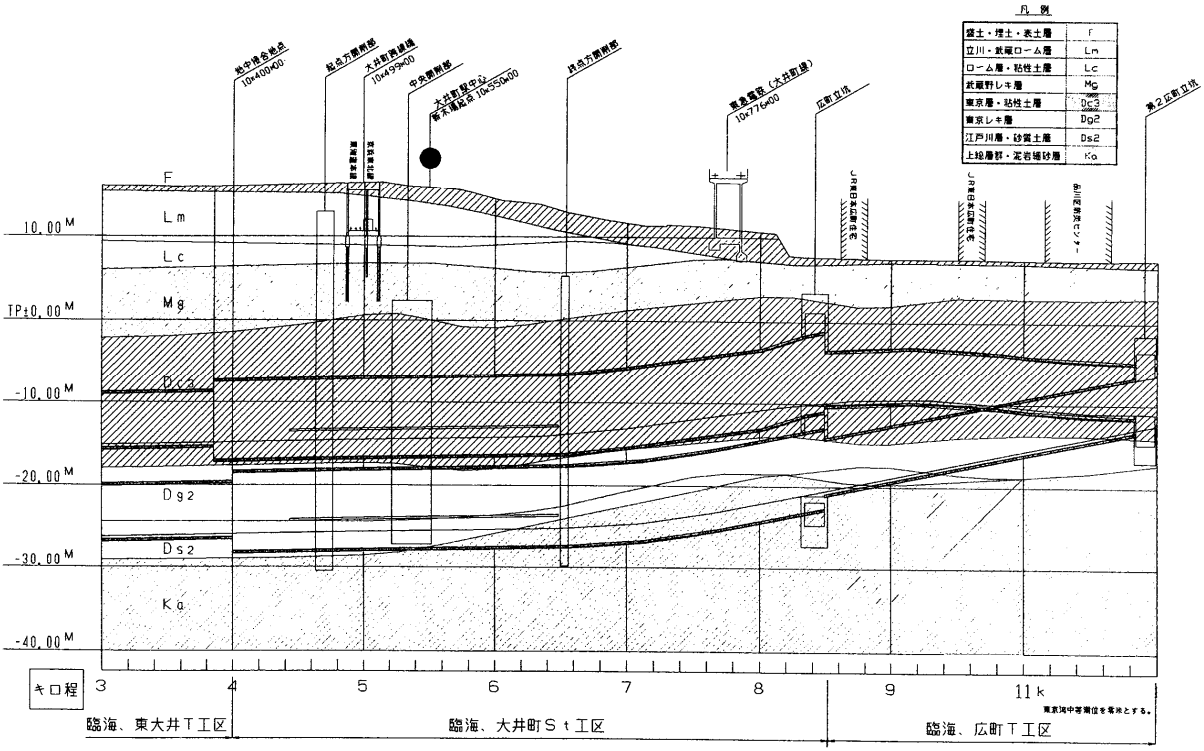


図 3-3-7･1-2　地質縦断図

3．中央開削部

(1)工事概要

駅施設となる中央開削部は、本線が通過する区役所通り（都道 420 号線）と直交し、JR 大井町駅前広場に通ずる区道の地下に開削工法にて構築した（写真 3-3-7･1-1）。

この開削部のく体寸法は幅 30m、長さ 58m､高さ 30m であり、土被り 10m～14m、地下 5 層 7 径間の鉄骨構造としている（図 3-3-7･1-3)。主に 地下 1 階は改札、駅務室、地下 3 階が下り線のコンコース、地下 5 階が上り線のコンコースである。



写真 3-3-7･1-1　中央開削部全景

連絡設備としては、地下 1 階から JR 大井町駅への自由通路（幅員 16m、高さ 5m、長さ

約 55m）と東急大井町駅への自由通路（幅員 6m、高さ 4m、長さ約 16m）を構築した。JR 大井町駅への通路には階高 22m、全長 53m のエスカレータを設置した。また、地上への出入口として JR 線側にエレベータを、K-1 ビル（イトーヨーカドー）側に地下通路（幅員 4m、高さ 4m、長さ約 60m）を設けた。

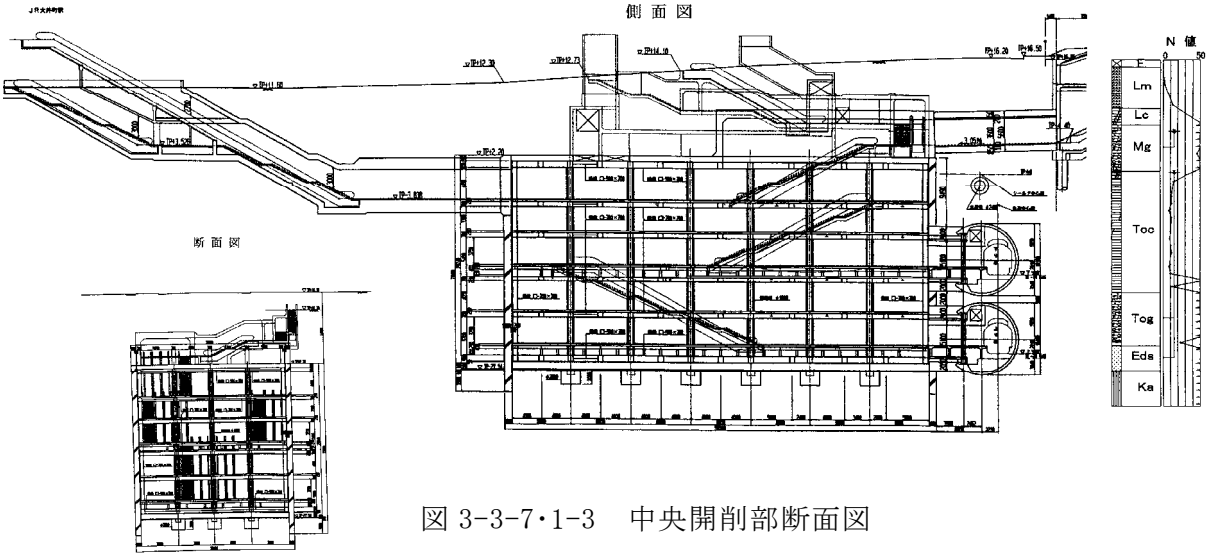


図 3-3-7･1-3　中央開削部断面図

(2)設計

中央開削部は鋼材による梁柱構造としており、以下に設計の概要を示す。

ア、計算モデル

当開削部の梁柱構造は、各フロアを連絡する昇降設備による開口（梁の欠損）箇所が多数あり、開口寸法も大きい。この開口まわりの応力伝達を的確に評価する目的で、計算モデルは立体形式とする。

イ、フレームモデル計算

計算は常時計算と大規模地震時計算とする。

ウ、鋼部材と RC 部材

鋼部材（梁、柱）と RC 部材（床版、側壁）は各々で計算する。一体化したフレームモデル計算は行わない。

エ、解析条件

①立体構造フレームで横断、縦断両方向の検討を行う。

②構造計算は軸線で骨組みし、剛域を考慮する。

③使用鋼材は原則として SM520 材を用いる（一部 SM570 材を使用）。

④充填コンクリートの設計基準強度は $\sigma ck = 500kgf/cm^2$ とする。

⑤横梁（□-700×700、□-900×700）は 4m 間隔、縦梁は 7m 間隔に設ける。

⑥側壁部は 4m 間隔、褄部に 7m 間隔で側柱（□-700×700）を設ける。

⑦鋼管柱（φ1000）は 8m 間隔（縦断方向）とする。

⑧腹起し、横梁及び側柱は箱型鋼管とする。

⑨鋼管柱，側柱及び B4 階横梁、縦梁にはコンクリートを充填し、合成鋼管柱として計算する。

⑩上床版及び中床版は、フレーム部材に荷重としてのみ作用する。

⑪上床版、下床版と連壁はピン結合と考える。

⑫各床版への作用荷重及び地盤バネは、亀甲方式で梁、柱へ分担作用させる。

⑬側圧及び側方地盤バネは、連壁（一方向版）を介してフレームの各腹起しに作用するものとする。

⑭側圧及び側方地盤バネは、フレームの各腹起し位置に分担範囲（階層スパン）を考慮し、集中荷重及び集中バネとして作用させる。

(3)施工

中央開削部は、区役所通りと JR 大井町駅に通ずる道路の交差点に近く、また、駅前バスターミナルやタクシー乗り場のすぐ脇にあり、これらの交通にできるだけ支障しないような施工が要求された。

当初、鉄筋コンクリート構造の逆巻き工法による施工が計画されていたが、この工法では開業工程に支障することから、工期短縮が図れる鉄骨構造の逆巻き工法に変更した。

さらに、上床スラブ及び中床スラブは全てトラス筋付デッキプレート方式を採用して、型枠・支保工の設置・撤去及びコンクリートの養生工程を省略し、かつ、上下作業を可能にした。また、B4、B5 階は切梁・大火打ち方式による土留支保工を外周のみの斜梁方式に替え、施工性の向上と工程短縮を図った(写真 3-3-7･1-2)。鉄筋コンクリート構造の逆巻き工法では路下連壁からく体完了まで約 34 ヶ月を要するが、鉄骨構造を採用した逆巻き工法では約 25 ヶ月となり、約 9 ヶ月の大幅な工期短縮となった。



写真 3-3-7･1-2　仮設斜梁の架設状況

ア、仮設構造物の施工

①柱列式連続壁（1 次土留、SMW 杭）

勾配約 7%の坂道での施工のため、リーダー高さ 15m の低重心アースオーガー削孔機（三点支持式クローラ杭打ち機、3 軸）で削孔（φ600mm、深さ 11.5～15.5m）し、セメントスラリー填充後、芯材として H 形鋼（H-350×350）を建て込み連続壁を造成した。

②中間杭

中間杭は、道路面の荷重を受けるもので、上床版構築後はこの版に受け替えた。施工

はアースオーガー削孔機（三点支持式クローラ杭打ち機、単軸）で削孔（φ550 mm、深さ 20.0～23.5m、56 本）しモルタルを攪伴後、芯材としてH形鋼（H-300×300）を建て込み杭を造成した。

③掘削（1 次掘削）

掘削は 2 ブロックに分割し､断面中央より両側土留側に向かって進め､土留支保工は、坂上側で 2 段、坂下側で 1 段とし 3 次に分けて実施した。

イ、本体構造物の施工

①地下連続壁（2 次土留）

掘削精度を確保するためガイドウォールを築造し、路下施工の高さに適合した小型掘削機（水平多軸型、全高 4900mm）により、壁厚 1000mm、深さ 35.5m の掘削を行い、鉄筋籠を挿入後､コンクリートを打設して連続壁を構築した｡1 パネルの長さ 2400～3400mm、パネル間のジョイントはコンクリートカッテング方式によった。

②自噴井（リリーフウェル）設置

掘削時の湧水処理、釜場排水及び掘削面の盤ぶくれ防止のため東京礫層に向けて、自噴井（φ400mm、深さ約 40m、4 本）を設置した。

③鋼管柱建込み（深礎工法）

先ず､地上からアースドリル機（クローラ型）にてφ2600mm の掘削を行い､高さ 500mm のライナープレートを山留工として使用し深礎を構築した。掘削深さ 30m のうち約半分より下は、路下に掘削櫓を設置し、バケットを利用した人力掘削によった。

次に底部にアンカーボルトを設置し、根固めコンクリートを打設して、深礎内に鋼管柱（φ1000mm、長さ 29.8m、18 本）を 3～4 分割にて建て込み･溶接した。鋼管柱は周囲に施工した鋼製梁りにより固定し、最後に鋼管柱内に中詰めコンクリート（σck＝50N/mm^2）を打設し合成鋼管柱とした。

④く体構築

1)施工順序

鉄骨構造の逆巻き工法による施工は、①掘削、②側柱建方・溶接（上床版施工時はなし)、③鉄骨梁建方・溶接、④鉄骨構造に生ずる荷重を逃がすための側部梁と連壁間の間詰め（無収縮モルタル)、⑤デッキプレート敷き込み、⑥床版コンクリート打設（厚さ 25ｃm)、を繰り返して B1 階から B4 階床版まで順次進めた。ただし、B4、B5 階は水圧が大きく連続壁が掘削高さに持たないため、底版設置まで斜梁方式の支保工を設置した。B5 階については掘削完了後下床版コンクリート打設（厚さ 100cm）を先行した。

2)鉄骨梁、側柱、鋼管柱の施工

鉄骨梁の形状は、図 3-3-7･1-4 に示すとおり上床梁と下床梁が□-900×700mm（主に

t=50～65mm)、その他の中床梁及び側柱はすべて□-700×700mm（主に t=40～80mm）のボックス型であり、これらの接合はすべて仕口部での全面溶接である。また、鋼管柱はφ1000mm（主に t=60～100mm）で先行設置（コンクリート充填済み）してあり、梁との接合は側柱と同様に全面溶接である。

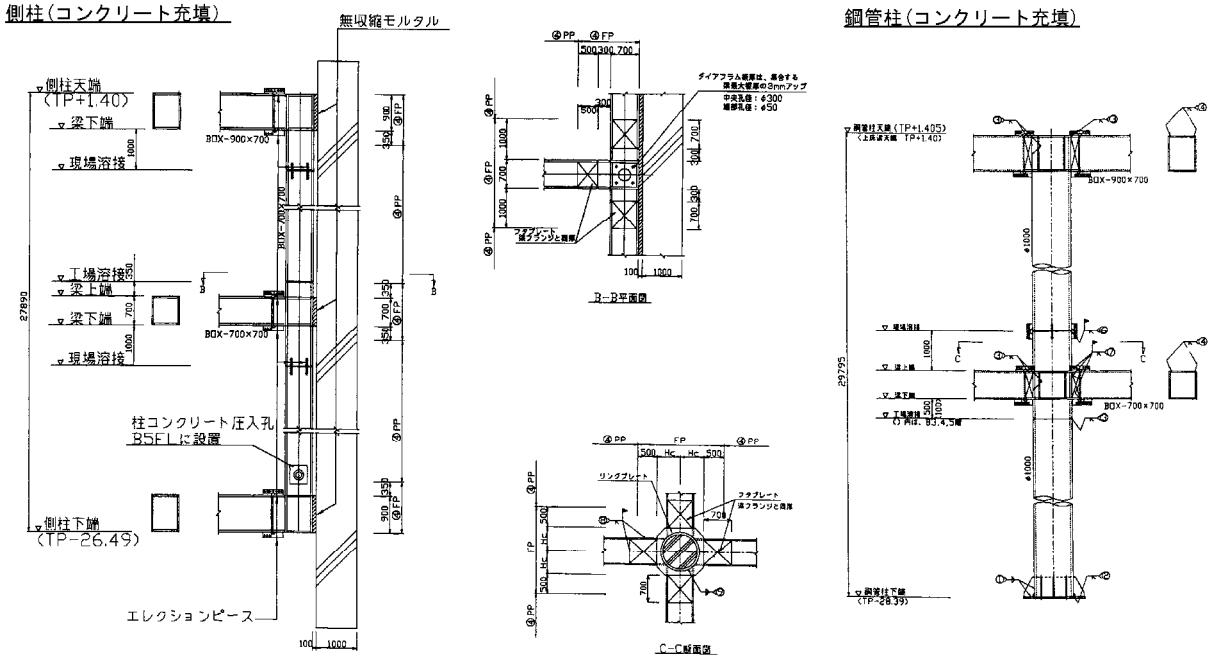


図 3-3-7･1-4　溶接部の詳細

鋼管柱、側柱及び B4 階梁には中詰めコンクリート（σck＝50N/mm²）を打設した。このうち、側柱に関しては、柱内部のダイヤフラム等の部材が支障して上部からコンクリートを打設できないため、B5 階から上方に吹き上げて充填する工法（CFT 工法）を採用した。この工法ではフロー値 60cm 程度のものを使用したが、フロー値が低下したぶん柱に大きな内圧を生じることから、コンクリートの管理には十分注意した。

3)鉄骨建て方の精度管理

地下の鉄骨構造物を対象にした建て方精度に関する施工管理基準がないことから、地上鉄骨構造物を対象とした建築工事標準示方書 JASS6（日本建築学会）の建て方基準（表 3-3-7･1-2）に準じて施工管理を行った。ところが、

表 3-3-7･1-2　建て方精度管理基準値

部位	項目	管理許容差	限界許容差	備考
鋼管柱・側柱	柱のたおれ	e≦H/1000 かつ e≦10mm	e≦H/700 かつ e≦15mm	e：たおれ H：階高
	階高	ΔH≦±5mm	ΔH≦±8mm	ΔH：階高くるい
梁	梁の水平度	e≦B/1000+3mm かつ e≦10mm	e≦B/700+5mm かつ e≦15mm	e：梁高くるい B：柱間距離
	梁スパン	なし	なし	

梁スパン、すなわち柱間距離が溶接によって縮み、梁及び側柱の建て方・溶接工事が上床梁、B1 階、B2 階、B3 階と進むに従ってこの影響が累積し、B3 階では最大数 10mm という大きな縮小が発生した。この梁スパンに関しては JASS6 の建て方精度管理項目に入っておらず、管理基準値もないことから、次の 2 点が問題となった。一つは建築容積等の出来形が足りなくなること、もう一つは先行設置してある鋼管柱が階高位置における折

れによって健全性が損なわれることである。

4)梁スパン縮小の原因と対策

梁スパン縮小の原因が溶接によることは明らかであるが、これまでの実績では溶接による縮み量は板厚にはあまり影響を受けず、拘束条件に大きく影響を受けるものの、拘束がない場合でも一箇所あたり 1～2mm 程度の小さいものであった。拘束とは今回の場合ボルト接合のエレクションピース（図 3-3-7･1-4）である。この溶接縮みが階が進むに従って、図 3-3-7･1-5 のように鋼管柱を介して大きく増加していったものと考えられる。ちなみに、一般の地上建築構造物では、上に向かって工事を進めることから各階ごとに柱の立ちを溶接縮みを考慮して修正することが可能であり、しかも柱には応力が残留しないのであまり問題にならない。ところが、地下構造物で逆巻き施工の場合は鋼管柱を先行設置しなければならず、階を進める毎に鋼管柱の立ちを修正することは不可能である。ただし、側柱は、逆巻き施工のため修正は可能である。

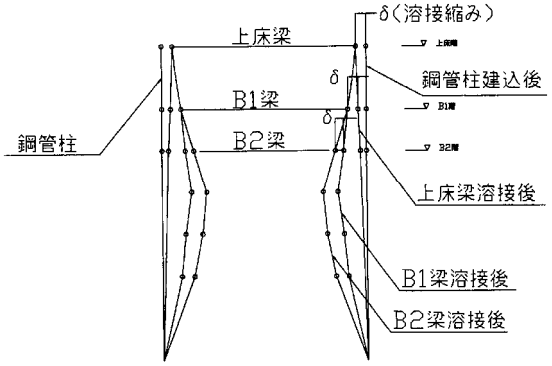


図 3-3-7･1-5　梁スパン縮小の模式図

対策としては溶接時の拘束力を大きくすることが重要であるが、梁などの製作は既に完了しており、エレクションピース等の構造を変えることは工期的に不可能なため、溶接前に溶接部を広げる方向にジャッキを設置し､200ｔを載荷するとともにエレクションピースのスプライスプレートをボルト締めの後、溶接することにより拘束力を高めることとした。また、側柱に関しては、設計位置よりも内側に入っているため溶接による縮みも考慮して外方向に倒して建て込み、徐々に位置を修正することとした。

B4 階及び B5 階において、梁スパンを伸ばして鋼管柱を設計位置に徐々に戻すという目標は達成できなかったものの､B3 階終了時の梁スパン縮小がさらに大きく増大することはなかった。一方、側柱については、ほぼ計画通りに修正ができ建築容積を満足することができた。また、鋼管柱については各階位置で偏位していることから、この変形角から現状での発生断面力を推定し、当初設計の断面力を加えて将来の発生応力度を推定した。その結果、全ての鋼管柱が中期許容応力度（長期許容応力度の 1.25 倍）以内に収まっており、健全であることが確認できた。

ウ、工期短縮のための工夫

①トラス筋付デッキプレートの採用

各階のスラブを逆巻きで構築するためには、一般の場合、支保工架設、型枠設置、鉄筋組立て、コンクリート打設・養生、支保工解体、型枠解体の工程の後、次の掘削工程

に進むことになる。これに対し、スラブにトラス筋付デッキプレートを採用すると、デッキプレート敷設、鉄筋組立て、コンクリート打設の後、掘削の工程となり、支保工、型枠の設置・撤去及びコンクリートの養生工程を省略することができる。このデッキプレートの主な主筋はデッキに既に取付けられており、現場での鉄筋組立数量が大幅に減少し、また、デッキプレート敷設後すぐに上下作業が可能となり、工程短縮のみならず安全性も向上した。

②仮設土留支保工に斜梁を採用

当初は、上床、B4、B5 階において、切梁、大火打ち、腹起しによる 3 段の仮設土留支保工が計画され、切梁下の掘削が困難となるばかりか、その後の本体鉄骨建て方が非常に難しくなり、工程への影響が懸念された。そこで B4、B5 階においては外周の鋼管柱を利用して斜梁方式による土留支保工を採用した（写真 3-3-7･1-2 参照）。 この方式により、外周鋼管柱よりも内側及び外周部についても支保工が斜めとなっているため、施工性が向上した。また、上床階においても同様の理由により、アイランド工法を採用した。この工法により外周鋼管柱内部の上床版を先行して構築し、その後に土留を行って外周部を構築した。

③アースドリル機による深礎掘削

逆巻き工法によるく体構築は、スラブ荷重等を支持するために鋼管柱を先に設置する必要がある。この鋼管柱の建込み方法には、従来からの人力掘削による深礎掘削（ドライ）建込み方式や建築工事でたびたび採用されるリバース掘削（泥水）建込み方式等がある。この鉄骨構造では建込み誤差が数 mm という精度が要求されることから、深礎掘削（ドライ）建込み方式を採用した。直径 2.6m の深礎を人力掘削で施工した場合は、N 値が 8～11 の洪積粘性土及び N 値 50 以上の砂・砂礫層では 0.5～1.5m（1～3 リング）/日程度の進捗が限界であるが、掘削にアースドリル機（バケットφ2.3m、高さ 1m）を使用し、掘削壁面の整形のみ人力とした場合には 4～5m（8～10 リング）/日の進捗となり、工期短縮、工費の縮減に貢献できた。

4. 中央連結部

(1)工事概要

駅開削部と本線・プラットホームとなるシールドトンネルとを連結する工事は、中央開削部、起点方開削部及び終点方開削部の 3 箇所で、それぞれ上下のシールド 2 線について実施した。各連結工の工事数量を表 3-3-7･1-3 に示す。なお、起点方開削部及び終点方開削部の連結

表 3-3-7･1-3　連結工事概略数量

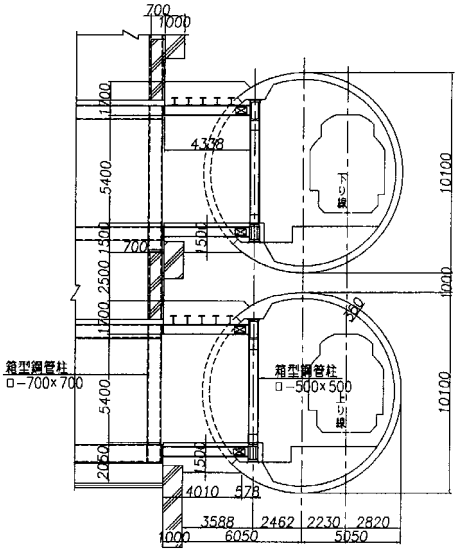
	起点方開削部	中央開削部	終点方開削部
掘削高さ(m)	9.4	9.4	7.4
掘削幅(m)	13.0	30.0	4.3
掘削体積(m³)	444	1,048	106
土留壁撤去面積(m²) (高さ:m×幅:m×段数)	198 (9.0×11.0×2)	465 (8.3×28.0×2)	61 (7.1×4.3×2)
土留壁種類	連壁(t=1m)	連壁(t=1m)	SMW(φ900mm)
ｾｸﾞﾒﾝﾄ撤去面積(m²) (高さ:m×幅:m×段数)	173 (8.0×10.8×2)	442 (8.0×27.6×2)	22 (4.6×2.4×2)
躯体ｺﾝｸﾘｰﾄ体積(m³)	404	1,024	127

工については、それぞれの開削部の項で記述する。

中央開削部の連結工は、土被りが上段トンネル（下り線）で約 23m、下段トンネル（上り線）で約 34m と深く、開削部とトンネルとの隔離は 1m と近接している。また、連結部の開口掘削寸法は幅 30m、高さ 9.4m である(図 3-3-7･1-3 参照)。

(2)地形・地質

連結部の地質については、下段付近は東京礫層（Tog)、江戸川砂層（Eds）が主な対象層であり透水係数はそれぞれ東京礫層で 1.3×10^{-2} cm/sec、江戸川砂層で 1.4×10^{-3}cm/sec と透水性に富み、シールド下端では 0.28Mpa の豊富な高被圧水を有している。なお、この東京礫層は 40～50mm 程度の礫が主体で、まれに人頭大の礫を含んでいる。一方、上段付近の対象地質は東京層粘性土層（Toc）であり、N＝8～11 と良く締まった洪積粘性土で不透水層と考えられる。また、これら上下段シールドの間には砂･シルトの互層が約 2m 程度堆積している（図 3-3-7･1-2 参照)。



断面図

図 3-3-7･1-6　連結部構造図

(3)設計

中央開削部における連結部の構造は、図 3-3-7･1-6 に示すように、施工性などを考慮して上床版を SC 構造、下床版を SRC 構造、褄壁を RC 構造とした。

ア、開口セグメントの設計

シールドトンネル内のセグメント開口部の構造は、開口両端部をピン結合として梁バネ（全周バネ）モデルによって設計した。この時の荷重分布は全土圧（土水分離）としている。

イ、開口補強部材の設計

シールドトンネル内の開口補強部材は鋼製縦梁及び鋼製柱である。上記セグメントの設計計算から求められる開口両端部の支点反力と連結部鋼製横梁の支点反力の合計反力により、これら開口補強部材を設計した。鋼製柱はコンクリート（$\sigma ck=50N/mm^2$）で中詰めしている。

ウ、連結部上下床版、横梁及び褄壁の設計

開削部の鋼製梁とトンネル内の鋼製縦梁とをつなぐ連結部上下床版、鋼製横梁はいずれも全土圧（土水分離）を考慮して設計した。上下床版及び褄壁は版として、また、横梁は上下床版を支持する梁として設計した。

(4)FEM 解析と実測値

開口セグメントを始めとする連結部部材の応力照査を 2 次元および 3 次元の FEM 解析によって行った。ここでは 3 次元解析結果について示す。

ア、解析方法

解析メッシュの全体図を図 3-3-7･1-7 に、連結部付近の詳細図を図 3-3-7･1-8 に、地盤の物性値を表 3-3-7･1-4 に示す。なお、セグメントの軸直角方向の曲げ剛性は、ピース間ボルトによる継手を考慮して 45%に低減している。

イ、解析結果と実測値

図 3-3-7･1-9、10 はシールドトンネル内の開口部補強材である鋼製縦梁の連結工最終ステップにおける鉛直変位の解析値を示したものである。

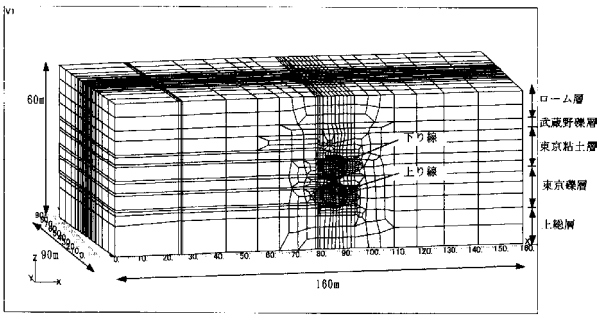


図 3-3-7･1-7　解析メッシュ図（全体図）

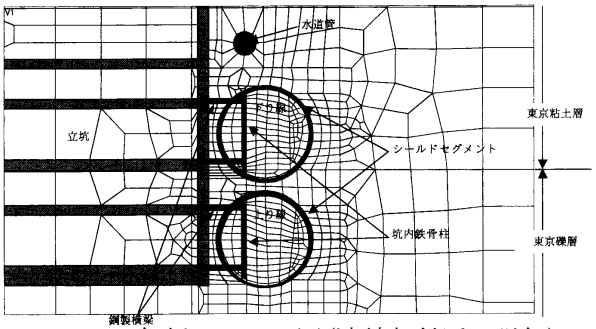


図 3-3-7･1-8　解析メッシュ図(連結部付近の詳細)

表 3-3-7･1-4　解析に用いた地盤定数

	層厚(m)	N 値	γ(kN/m³)	E(kN/m²)	ポアソン比
ローム層	10.7	5	13.6	3,500	0.48
武蔵野礫層	4.1	50	19.0	35,000	0.30
東京層(粘性土)	17.1	10	18.7	28,000	0.48
東京礫層	13.0	>50	18.9	140,000	0.30
上総層（互層）	15.1	>50	18.9	140,000	0.30

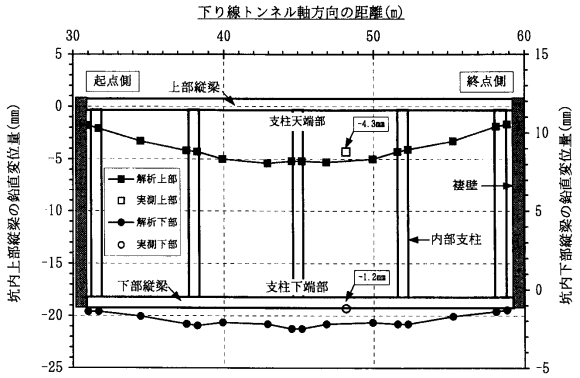


図 3-3-7･1-9　鋼製縦梁の鉛直変位分布図(下り線)

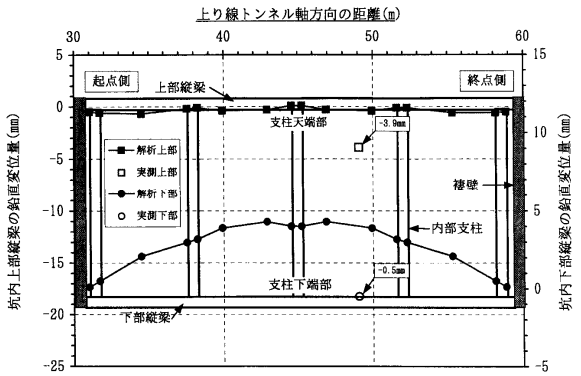


図 3-3-7･1-10　鋼製縦梁の鉛直変位分布図(上り線)

下り線（上側トンネル）においては上部縦梁、下部縦梁ともに沈下しており、最大値は開口部の中央付近で生じ、上部で約 5mm、下部で約 2.5mm であった。また、上り線（下側トンネル）においては上部縦梁でほとんど動きがなく、下部縦梁で隆起傾向にあり、最大値は開口部の中央付近で生じ、約 4mm の隆起となっている。

同図にはトンネル内に設置した自動追尾式トータルステーションによって測定したほぼ同位置での実測値を示している。下り線においては、上部で 4.3mm の沈下、下部では 1.2mm の沈下が見られた。また、上り線においても上部で 3.9mm の沈下、下端で 0.5mm

の沈下が見られた。

このように解析値と実測値は、下り線ではほぼ同様な結果が得られているものの、上り線では解析値が隆起しているにもかかわらず実測では沈下しており、まったく逆の傾向となった。掘削解析での除荷によるリバウンドが顕著に現れた結果と思われる。

次に、鋼製柱の最終ステップにおける軸力分布を図 3-3-7･1-11、12 に示す。

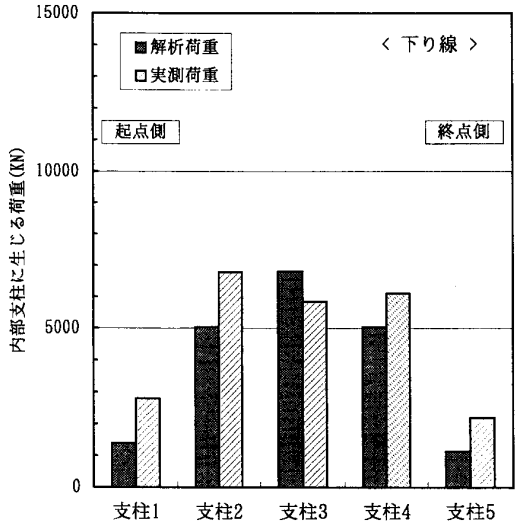


図 3-3-7･1-11　鋼製柱の軸力分布図(下り線)

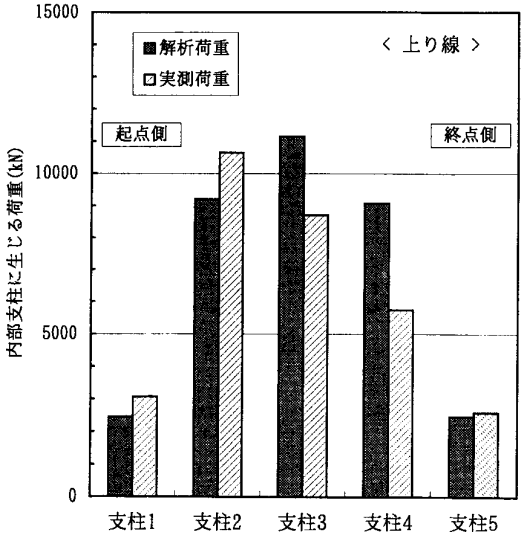


図 3-3-7･1-12　鋼製柱の軸力分布図(上り線)

柱軸力の絶対値については両者にそれほど大きな違いはみられない。ところが軸力分布を見ると、実測値は解析値のように左右対称になっていない。これは掘削・セグメント撤去順序、地山強度のばらつき及び掘削時の地山の緩みの具合が完全に左右対称でないことが主な原因と考えられる。

トンネル軸方向の水平変位分布を図 3-3-7･1-13, 14 に示す。

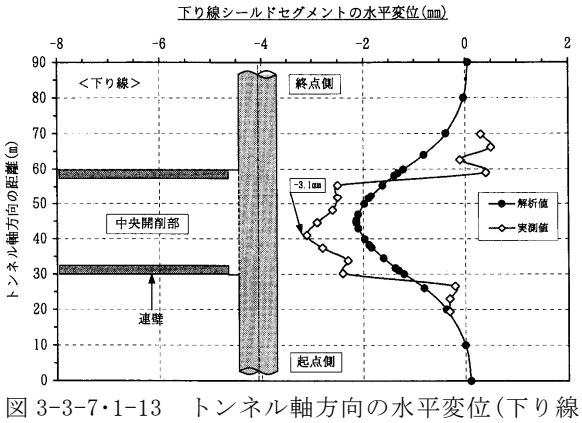


図 3-3-7･1-13　トンネル軸方向の水平変位(下り線)

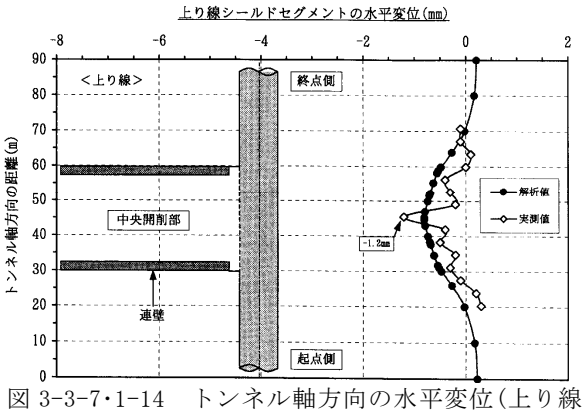


図 3-3-7･1-14　トンネル軸方向の水平変位(上り線)

解析値及び実測値ともにセグメントのスプリングライン位置（開口反対側）での値である。解析値では連結部開口の中央で最大値となり、下り線で 2.1mm、上り線で 0.8mm 開削部側に水平移動しており、実測値においても同様にそれぞれ 3.1mm、1.2mm 移動している。ただし、実測値が開口範囲とそうでない範囲の境界で不連続な動きとなっているの

に対して、解析値ではなだらかな曲率で連続している。これは解析においてシールドセグメントを連続体としており、リング間ボルト位置でのせん断変形や回転を考慮していないために、実際よりもトンネル軸力向の剛性が大きくなっていることなどが原因と考えられる。

(5)連結部の施工

連結部の施工にあたっては､セグメントの変位､応力及び連結部材の応力等を計測し、異常な挙動がないことを確認しながら、上下線をほぼ同時に併行して進め、工期短縮を図った。下段の連結工については、高被圧帯水層で透水性に富む東京礫層及び江戸川砂層を掘削することから止水のための補助工法が必要となる。なお、上段の連結工については､施工対象の東京粘性土層がN＝8～11と良く締まった洪積粘性土で､砂層の介在が無く不透水層であることを確認しており、特に止水対策を必要としないと判断した。

ア、補助工法

補助工法としては注入工法及び凍結工法が考えられるが、シールド掘削後でなければ施工ができない凍結工法では工程的に問題があるため、シールド掘削前に大部分の施工ができ、しかも止水対策として多くの実績を持つ注入工法を採用した。　注入工の設備は道路上に施工ヤードが確保できないため全て路下に設置した。

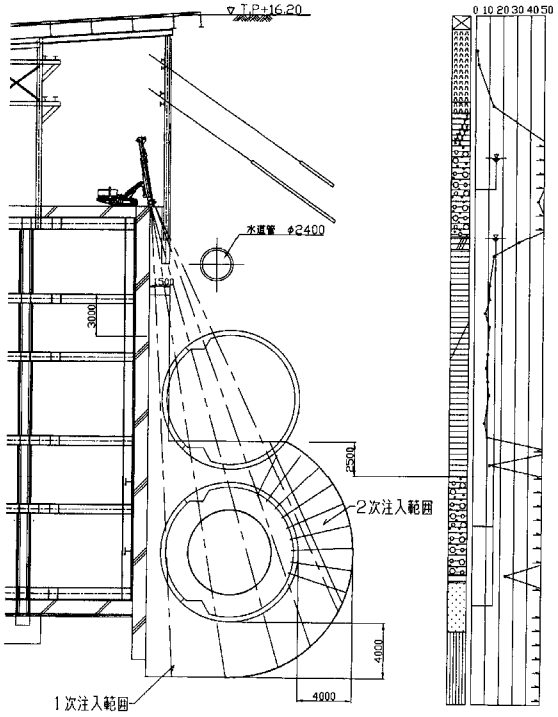


図3-3-7･1-15　注入範囲図

①一次注入工

一次注入工は、連結工の掘削に伴う周辺地山の緩みやセグメントの変形によって新たな水みちができることを防止するため、下段シールドの全周4mの範囲について実施した(図3-3-7･1-15)。

注入材は、注入開始から連結工完了までの期間が1年を超えることから耐久性及び浸透性に優れるゲルタイム60分の無機系溶液型水ガラスを採用した。なお、注入工法は削孔長、削孔精度、限定注入等判断し二重管ダブルパッカー工法とした。

注入基準は定量注入を基本とし、開削く体及びセグメントへの影響を考慮して注入ブロックごとに注入圧力、注入速度、注入率を定め施工管理を行った。

施工実績としては、注入孔数448孔、削孔長 15059m 、注入量 1845m^{3}である。

②二次注入工及び注入効果確認工

連結部の両褄部、シールド上部の水道管（φ2400mm）が支障して一次注入ができない範囲、シールド掘削に伴い地山の緩みが想定される上下線シールド間及び地下連続壁と地山間の境界などの注入弱線範囲についてはシールド内及び開削部側から二次注入を実施した（図 3-3-7･1-15)。　注入材は、注入後掘削までの期間が短いことから強度特性及び浸透性に優れるゲルタイム 30～40 分の有機系溶液型水ガラスを採用した。なお、注入工法は削孔長が短いため二重管ストレーナ工法とし、注入効果を上げるため手前から順次奥に注入するインナーステップ方式を採用した。

一次注入工､二次注入工における注入効果確認のため､チェックボーリングを行った。透水係数 1×10^{-4}cm/sec を目標に削孔長を考慮して湧水量を算定し、毎分湧水量 200cc を管理値として定めた。注入効果の確認はチェック孔の湧水量を測定し、管理値を満足しない孔は周辺を含め再注入を実施した。

実際の掘削時には湧水は殆ど見られず、止水効果が高かったことが実証された。

施工数量は、二次注入が孔数 1595 孔、削孔長 5513.0m、注入量 926m^3 である。

また、チェックボーリングは孔数 646 孔 、削孔長 1814m であり、そのうち再注入をしたのは 133 孔、注入量 138m^3 であった。

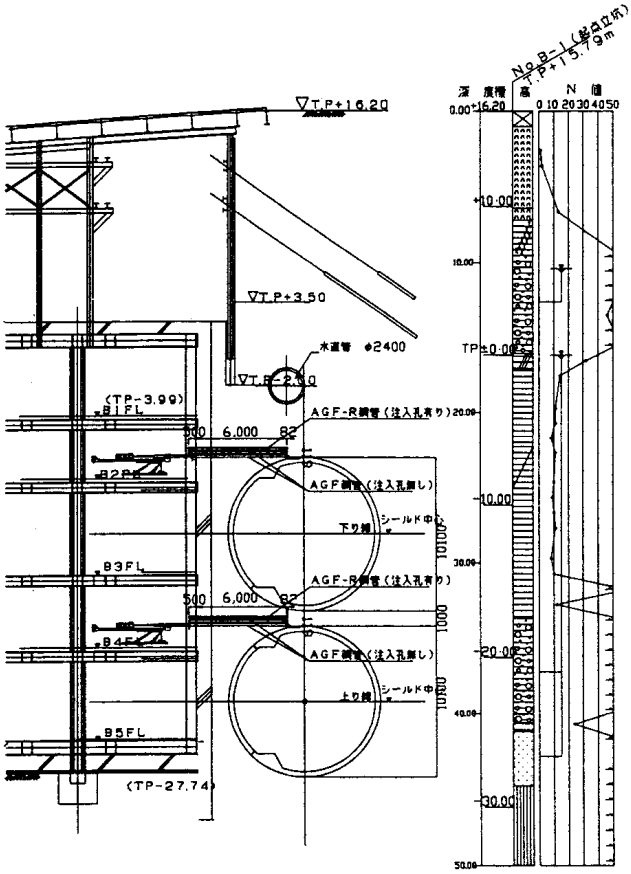


図 3-3-7･1-16　パイプルーフ工

③パイプルーフ工

連結工の掘削に先立ち、開削部側から連結部上床版の上部に掘削時の崩落防止及び湧水確認を目的に 2 段配置でパイプルーフを設置した(図 3-3-7･1-16)。 パイプルーフ工は、削孔時に湧水が確認された場合に補足注入が可能な注入孔付き鋼管(φ140mm,長さ 6000mm)による AGF-R（注入式長尺先受け）工法を採用した。

施工数量は、下り線、上り線共同数であり、総孔数 414 孔、総削孔長 2718m である。

④ディープウエル及び自噴井（リリーフウエル）の設置

施工時の安全性を高めるために連結部近くに路下よりディープウエル（φ300mm、深さ 36m）を 4 ヶ所、下り線シールド坑内より斜め方向にリリーフウエル（φ133mm、深さ 8m）

を８ヶ所設置し、東京礫層などの被圧地下水頭を 3～5m 程度低下させた。

⑤コラムジェットグラウト（CJG）工

連結部の裾部施工に際して、裾部掘削後、仮側壁コンクリート打設まで大断面が素掘り状態で放置されることから、注入工を施工しているものの、地山の緩みによる湧水も危惧され、安全を期すため両裾部にコラムジェットグラウト工（φ1200mm）による地盤改良を実施した。この CJG 工法は、高被圧帯水層で透水性に富む東京礫層及び江戸川砂層を掘削する上り線のみ施工した。地盤改良範囲は、上り線を中心に全高さ 17.1m、幅上部 5.0m、下部 7.5m、厚さ 1.0m とした。

イ、連結工の施工

連結工の施工順序を図 3-3-7･1-17 に示す。

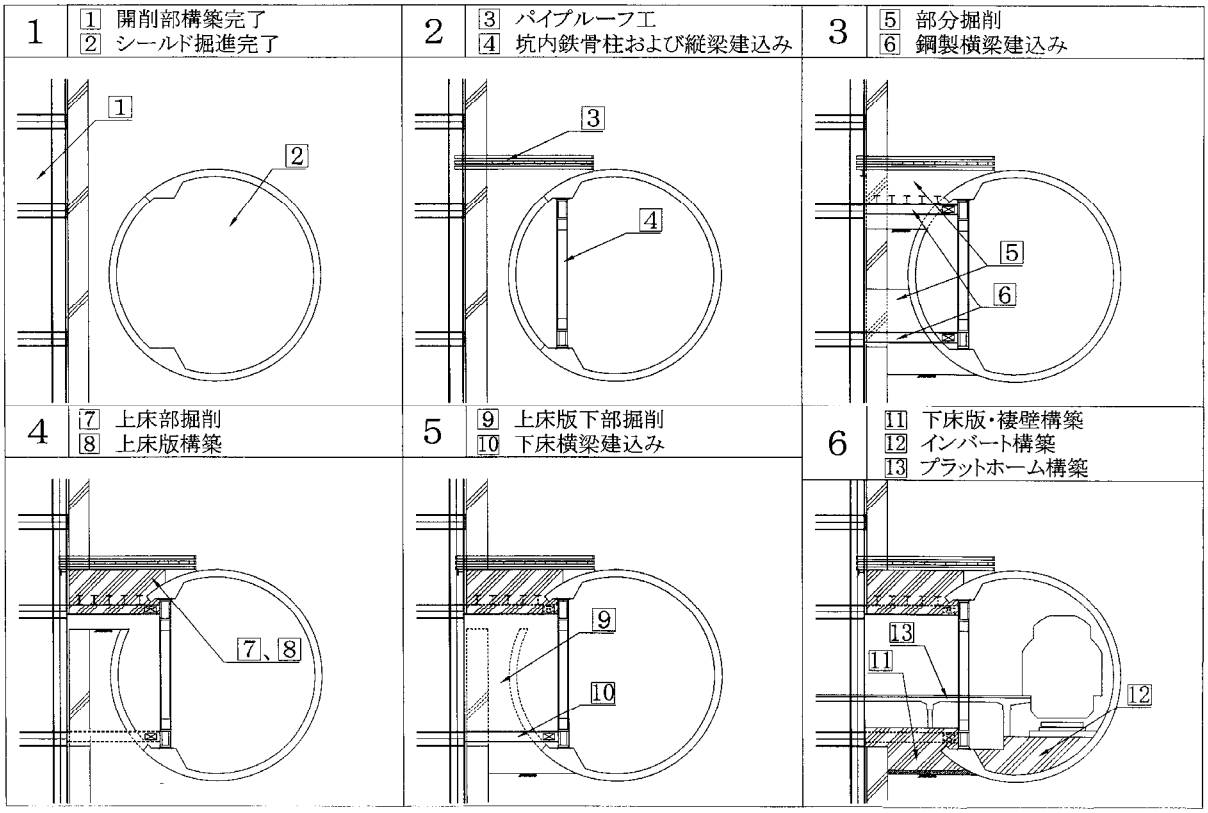


図 3-3-7･1-17　連結部の施工順序

①シールド内鋼製縦梁及び柱の建込み

連結部の掘削に先立ち、セグメントの開口補強部材として鋼製縦梁及び柱を建て込んだ（写真 3-3-7･1-3)。さらにシールドトンネルの変形抑止を目的に本設鋼製柱（7m 間隔）の間に仮設柱を建て込んだ。また、建込み時に発生するセグメントと梁・柱との隙間をなくし緩みを除去するためにセグ



写真 3-3-7･1-3
鋼製縦梁と柱の建込み状況

メントのアゴ部と鋼製縦梁との間にフラットジャッキ（最大揚力 29ｋN、厚さ 30mm）を仮設柱も含め 1 柱につき 2 台の割合で設置し､プレロードを最大揚力の 70%で載荷した。なお、プレロード後は両者間の隙間を無収縮モルタルで填充した。

②部分掘削工

掘削による周辺地山の緩みやセグメントの変形を極力少なくするために図 3-3-7・1-18 に示すとおり、上床版部、下床版部で各々4 箇所、計 8 箇所の導坑を設け、導坑間の応力集中を避けるために左右対称にバランスをとりながら 2～4 箇所を同時に掘削した（写真 3-3-7･1-4)。なお、上り線（下段シールド）の導坑は高被圧地下水を有する洪積東京礫層を掘削することから、出水に対する防護のため鋼製防水扉を設置した。施工は、開削部側からコアードリリング工法によって連壁を切断撤去し、土留支保工を設置しながら掘削を行った。掘削完了後、ダクタイルセグメントを切断・撤去し、トンネル内の鋼製縦梁と開削側の鋼製梁とをつなぐ本設構造物である鋼製横梁を設置した。

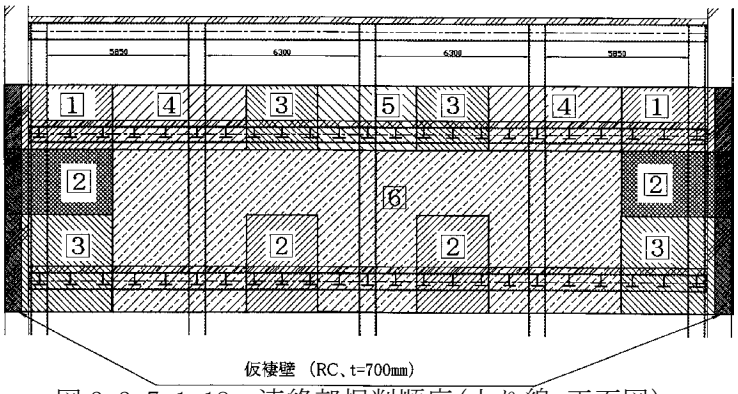


図 3-3-7･1-18　連絡部掘削順序(上り線 正面図)


写真 3-3-7･1-4　連結部の導坑掘削

③上床版部掘削及び上床版構築

上床版部の未掘削部を前記部分掘削工と同様の手順にて順次施工した。鋼製横梁の施工を完了させた後、横梁上にデッキプレートをトンネル軸方向に設置し、コンクリートを打設し上床版を構築した。なお、当未掘削部分以降連壁の切断にはワイヤーソーイング工法を用いた。

④上床版下部の掘削及び下床版構築

上床版コンクリートの養生期間を待って、上床版下の開口部分、さらに下の下床版部と順次上から下に向かって掘削と連壁及びセグメントの切断・撤去を繰り返し行った（写真 3-3-7･1-5)。これらがすべて完了した後、下床版（SRC 構造）及び本体棲壁（RC 構造）を構築した。


写真 3-3-7･1-5　上床版下部の掘削状況

(6)計測管理

シールドトンネルの変形によって新たな水みちが生じ、出水や崩落につながることも懸念されることから、連結工施工時はリアルタイムで監視できるように各種計測器を設置した。

ア、鋼製柱軸力計測

シールド内鋼製柱の軸力を各施工段階にて計測を行いながら施工を進めた。鋼製柱軸力分布を図 3-3-7･1-19 に示す。この分布図は鉄骨を建込み軸力計を設置後、上下線の上床部および下床部セグメントを撤去し、横梁を設置した段階の軸力を表したものである。各施工段階で確実に鋼製柱へ荷重が移行していることがわかる。

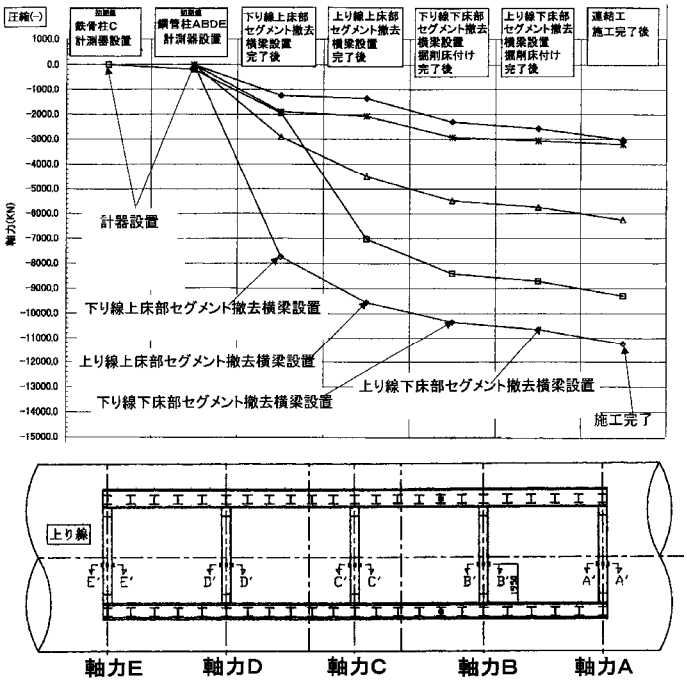


図 3-3-7･1-19　鉄骨柱軸力分布図

イ、シールド横断変形計測

セグメントに反射ターゲットを取付け、自動追尾式トータルステーションによりシールドの変形を監視した。測定の結果、水平方向は内空側に最大でも 2mm 以内の変形であり、これは、薬液注入工による地盤改良効果や連結部の分割掘削による変位抑制の結果によるものと考えられる。

ウ、地盤変位計測

シールド周辺地山の挙動を観測するため、地盤水平変位計、地盤ひずみ計及び層別沈下計をシールド側面部と上部に設置した。図 3-3-7･1-20 に地盤鉛直変位を示す。地盤鉛直変位は開削側のシールド肩部上方で最大 4mm の沈下であった。また、地表面沈下も同程度であった。その要因はパイプルーフが十分に支保機能を発揮したためと考えられる。

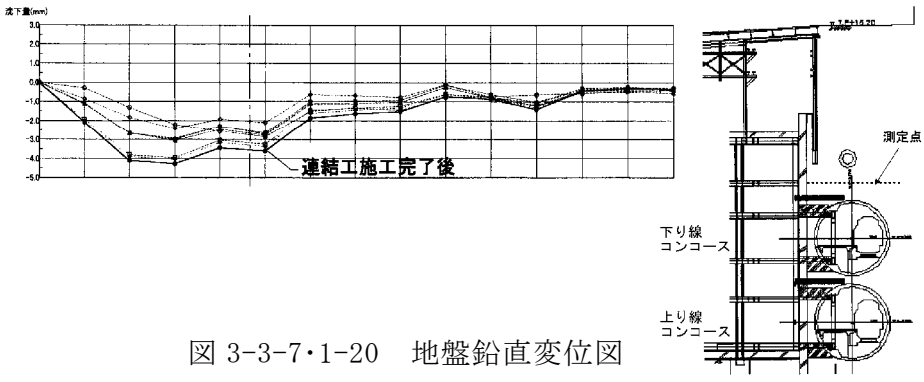


図 3-3-7･1-20　地盤鉛直変位図

5. 起点方開削部

(1)概要

起点方開削部は、ＪＲ 京浜東北線沿いの区所有地（工事施工後は大井町駅に通ずる都市計画道路の一部）で、シールドトンネル内のプラットホーム起点方端部に位置し、換気施設及び避難用出入口を構築するものである。また、本線のシールドトンネルとは連壁とシールドの一部を解体撤去し連結した。当開削部のく体寸法は幅 12m、長さ 37m、高さ 37.5m であり、土被り 5～12m、地下 6 層のコンクリート構造である。開削部のトンネル側が避難用階段、その後方が機械室となっている（図 3-3-7･1-21)。また、換気塔（φ5m、高さ約 5m）が立坑から約 50m 離れた大井町駅前のロータリーに設置され、換気塔までの坑道（幅 7m、高さ 5.6m、2 段構造）も構築した。

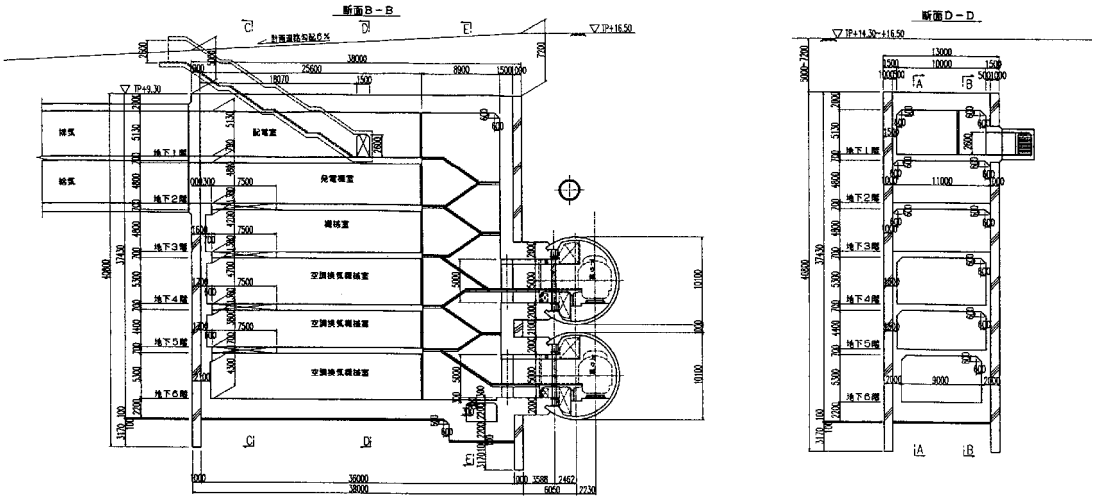


図 3-3-7･1-21　起点側開削部一般図

(2)開削部の施工

ア、仮設構造物の施工

地上に桟橋を構築し、水平多軸型掘削機を設置して壁厚 1000mm、深さ約 50m の掘削を行い、鉄筋籠を挿入、コンクリートを打設して地下連続壁を構築した。1 パネルの長さ 2400mm、パネル間のジョイントはコンクリートカッテング方式によった。

イ、本体構造物の施工

連続壁構築後、く体上床版の位置まで掘削し、先ず、上床版のコンクリートを打設した。これは、上床版の位置が堀割り構造の JR 線のレールレベルとほぼ同じ高さに位置することから、JR 線への影響を避けるためである。その後、土留支保工を架設しながら順次底盤まで掘削を行い、く体コンクリートを順巻き工法にて構築した。

(3)連結部の施工

トンネル内の換気口及びホームからの避難用通路として、連壁とシールドセグメントの一部を解体撤去し、上下線共連結部を構築した。この連結部の開口寸法は幅 13.0m、高さ 9.4m である。

ア、補助工法

①ディープウエル工

東京礫層などの被圧地下水頭の低下を目的に、ディープウエル（φ400mm、深さ 47m）を連結部の両側に 4 ヶ所設置した。

②コラムジェットグラウト工（CJG）

連結部の褄部施工に際しては、中央連結部と同じように、コラムジェットグラウト工（φ1200mm）による地盤改良を上り線のみ実施した。地盤改良範囲は上り線を中心に全高さ 17.2m、幅上部 5.1m、下部 7.0m、厚さ 1.0m とした。

③一次注入工

一次注入工は､中央連結部と同じ仕様で仮設桟橋上から下段シールドの周囲 4m の範囲について実施した。

施工数量は、孔数 312 孔、削孔長 7017m、注入量 1057m^3 である。

④二次注入工及び注入効果確認工

連結部の両褄部、シールド上部の水道管が支障して一次注入ができない範囲などについては、中央連結部と同じ仕様にて二次注入工を実施した。

また、注入効果確認のためのチェックボーリングについても同様に行い一部再注入を実施した。なお、実際の掘削時には湧水は殆ど見られなかった。

施工数量は、二次注入が孔数 804 孔、削孔長 2666m、注入量 493m^3 である。また、 チェックボーリングは孔数 556 孔、削孔長 1573m であり、 このうち、再注入孔が 223 孔、注入量 190m^3 である。

⑤パイプルーフ工

連結工の掘削に先立ち中央連結部同様､上床版の上部にパイプルーフ(AGF-R､φ140mm, 長さ 6000mm）を施工した。なお、掘削時に湧水はほとんどみられなかった。施工数量は下り線、上り線共同数とし、総孔数 180 孔 、総削孔長 1185m である。

イ、連結工の施工

連結部の施工は、先ず、上床部、下床部の 2 箇所から連壁の一部を解体・撤去し、小断面の導坑を掘削して褄部の仮側壁コンクリートを打設し､鋼製横梁を設置した｡次に、残りの部分の連壁解体･撤去及び掘削を行い、セグメントを切断・撤去し、鋼製横梁、デッキプレートを設置して､上床版､下床版及び褄壁のコンクリートを打設して完了した。

6. 終点方開削部

(1)概要

終点方開削部は、K-1 ビル（イトーヨーカドー）の終点方道路（幅約 8m）の地下でトンネル内プラットホーム終点方端部に位置し、避難用階段を設けた出口を構築するもの

である。ホームから避難階段への通路は連壁とシールドの一部を解体撤去し連結した。

また、避難用階段から地上への出入口は約 25m 離れた歩道に設置されるため、出入口までの坑道（幅 2.0m、高さ 2.6m）も構築した。

当開削部のく体寸法は幅 6.2m、長さ 10.1m、高さ 33.6m であり、土被り 7.5m の床版の無い箱型コンクリート構造である（図 3-3-7･1-22)。

(2)開削部の施工

ア、仮設構造物の施工

道路上にアースオーガー削孔機（三点支持式クローラ杭打機､単軸)を設置し、削孔（φ850、深さ約 50m）を行い、セメントスラリー充填後、芯材として H 形鋼（H-600×300)を建て込み、柱列式連続壁（SMW 工法）を造成した。

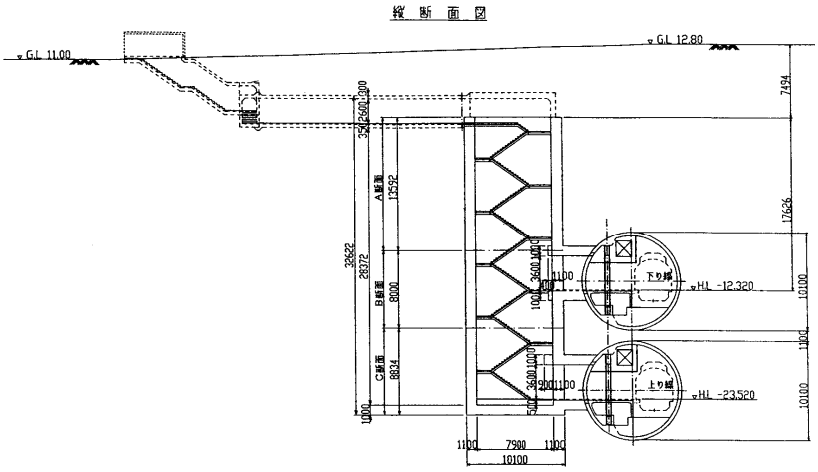


図 3-3-7･1-22　終点方開削部断面図

イ、本体構造物の施工

柱列式連続壁を造成した後、工期の関係から順巻き工法ではなく、逆巻き工法により開削部を構築した。施工は、深さ約 3m ごとに掘削し、直ちに側壁コンクリートを打設する順序で底盤まで行い、最後に底盤コンクリートを打設して完了した。

(3)連結部の施工

ホームからの避難用通路として、連壁とシールドセグメントの一部を解体撤去し、上下線共連結部を構築した。当連結部の開口寸法は幅 4.3m、高さ 7.4m である。

ア、補助工法

①ディープウエル工

東京礫層などの被圧地下水頭を低下させるため、ディープウエル（φ400mm、深さ 33m）を連結部の近くに 1 ヶ所設置した。

②一次注入工

一次注入工は、中央連結部と同じ仕様で地上から垂直に連壁とシールドの間の範囲について実施した。施工数量は、孔数 46 孔 、削孔長 2032m、注入量 382m^3 である。

③二次注入工及び注入効果確認工

連結部の両褄部、上下線シールド間及び地下連続壁と地山間の境界などの範囲については、中央連結部と同じ仕様で二次注入を実施した。また、注入効果確認のためのチェ

ックボーリングや一部再注入をも実施した。なお、実際の掘削時には湧水は殆ど見られなかった。施工数量は、二次注入が孔数 678 孔、削孔長 2381m 、注入量 402m³ である。

また、チェックボーリングは孔数 222 孔、削孔長 644m であり、このうち、再注入孔が 68 孔、注入量 53m³ である。

④パイプルーフ工

連結工の掘削に先立ち、上床版の上部及び両側壁側にパイプルーフ（AGF-R、φ140mm, 長さ 6000mm）を門形に設置した。なお、掘削時に湧水はほとんど見られなかった。

施工数量は下り線、上り線共同数とし、総孔数 178 孔、総削孔長 459m である。

イ、連結工の施工

連結部の施工は、パイプルーフで周囲が門形に囲われていることから、開口部全面を 3 段に分割して柱列式連続壁の解体・撤去をした。その後掘削し、下床版、側壁、上床版コンクリートを 3 分割で打設し、最後にセグメントの切断・撤去を実施して完了した。

第 7-2 節　大井町駅（トンネル部）

1. 概要

大井町駅（トンネル部）は、第 1 広町立坑から東大井トンネルに至る単線 2 本、延長 452m のシールドトンネルである。 この工事は、第 2 広町立坑から発進してきたシールド機を拡径し、再発進するための第 1 広町立坑と 2 本の駅部シールドトンネルを構築するものである。工事工程表を前節表 3-3-7･1-1 に示す。

2. 地形・地質

シールドトンネルの掘削対象地質は、上側シールド（下り線）通過部分が N 値 8～11 の比較的安定した洪積粘性土層（Ｄｃ3）であり、下側シールド（上り線）通過部分はトンネル断面の上部が 0.28Mpa の被圧水を有した洪積東京礫層（Ｄｇ2)、江戸川砂層（Ds2）下部が洪積細砂層（Ｄｓ2)、上総層（Ka）である（図 3-3-7･1-2 参照)。

3. 第 1 広町立坑

(1)概要

第 1 広町立坑は、JR 東日本広町住宅の駐車場に位置し、第 2 広町立坑から発進したシールド機の到達立坑として、また、シールド機拡径のための親機投入、組立て及び発進のための立坑として構築した。立坑のく体寸法は幅 20.0m、長さ 26.3m、高さ 30.7m であり、土被り 4.7m、地下 2 層の鉄筋コンクリート構造である（図 3-3-7･2-1)。なお、使用した駐車場は工事完了後原形復旧した。

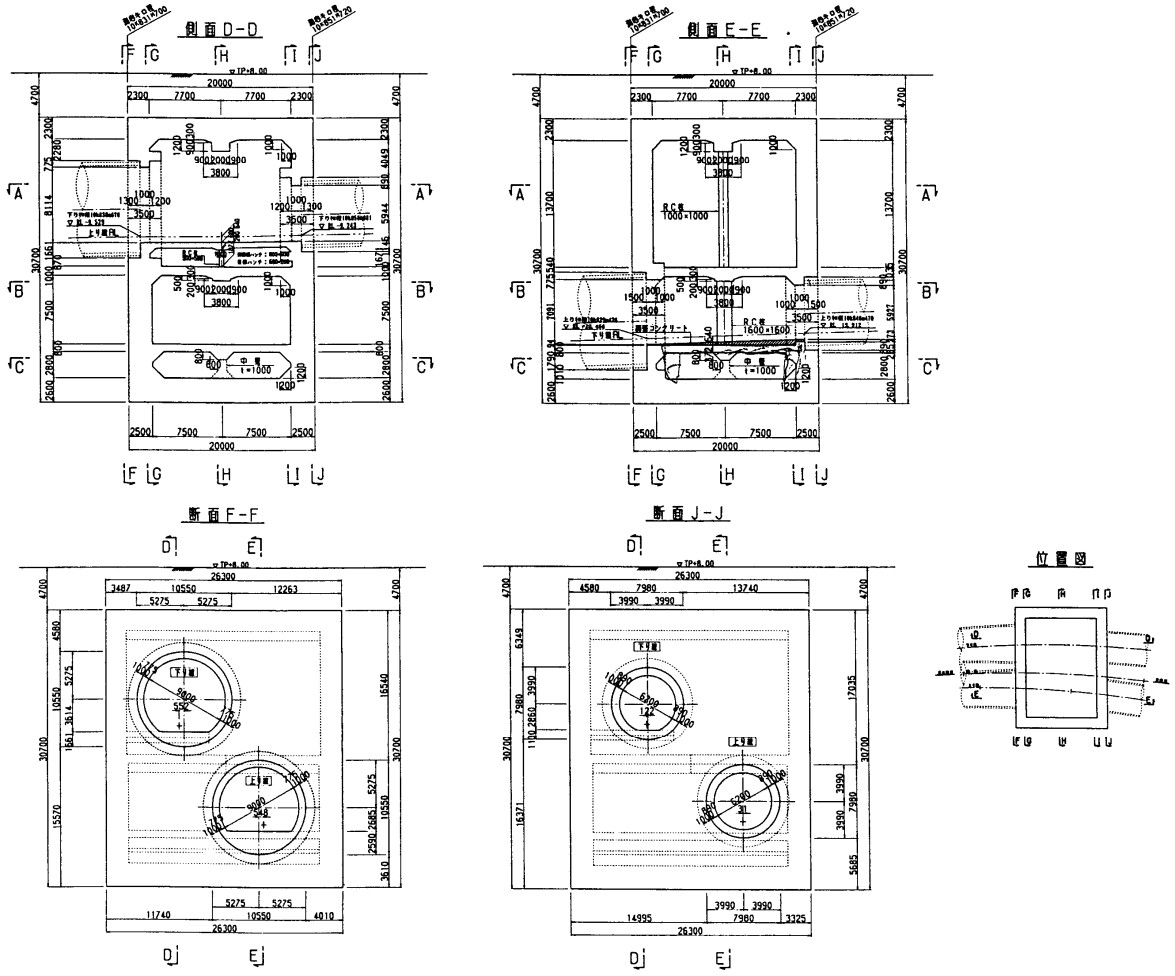


図 3-3-7･2-1　第 1 広町立坑一般図

(2)施工

立坑の近傍には JR 東日本広町住宅(12 階建)があるため、工事の施工に際して住民との協調を図ると共に、騒音・振動等環境阻害に特段の配慮が必要であった。また、立坑の直近には昭和初期に造られた東急大井町線の高架橋（高さ約 8m）があり、掘削に際して十分な管理が求められた。

ア、仮設構造物の施工

①柱列式連続壁（SMW 工法）

路上にアースオーガー削孔機（三点支持式クローラ杭打機、3 軸）を設置し削孔（φ850、深さ約 50m）を行い、セメントスラリー充填後、芯材として H 形鋼（H-600×300）を建て込み連続壁を造成した。

②NOMST

柱列式連続壁のうち、シールド機械が到達、発進する部分には NOMST を採用した。この NOMST はシールド機のカッターで切削可能な石灰砕石を粗骨材とし、高強度でヤング係数の大きな炭素繊維強化プラスチィック（CFRP）を補強材とする「新素材コンクリー

ト」である。これを芯材として使用することにより、連続壁のなかに切削可能な強度の高い断面を構築し、シールド機で直接連続壁を切削して開口することができる。

NOMST 部材は SMW の芯材のうちシールド開口を行う範囲についてのみ配置し、部材の端部に取付けた接続金物により H 形鋼芯材と接合した。NOMST の断面形状は、SMW 杭をラップ切削する際にアースオーガー削孔機に障害を起こさないように腹部がくびれた形状となっている。

③中間杭

中間杭は切り梁を受けるもので､アースオーガー削孔機(三点支持式クローラ杭打機、単軸）により削孔（φ550、深さ約 34m、12 本）を行い、セメントスラリー充填後、芯材として H 形鋼（H-300×300）を建て込み杭を造成した。

④自噴井（リリーフウエル）設置

掘削時の湧水処理、釜場排水及び掘削面の盤ぶくれ防止のために自噴井（φ450mm、深さ約 45m、1 本）を設置した。

⑤路面覆工

立坑の地上面に覆工板(3000×1000×200)を全面に敷設した。

イ、本体構造物の施工

柱列式連続壁を造成した後、土留支保工を架設しながら順次底盤まで掘削を行い、掘削完了後、く体コンクリートを順巻き工法にて立坑を構築した。土留支保工はく体コンクリートに埋め殺しとし、内空側の支保工はく体コンクリートが全部打ち終わった後解体撤去した。

ウ、到達・発進防護工

到達・発進防護工として、NOMST の耐力不足を補うため、NOMST の背面に高圧噴射系地盤改良工法（CJG 工法φ1200）による地盤改良を行った。改良範囲は、上下線ともにシールド上部 2.5m、側部 2.0m、底部 1.5m で、厚さは上り線が 4.6m、下り線は 2.3m とした。また、立坑掘削時に連続壁に変位が生じた場合、NOMST の背面に水みちが生じ、東京礫層にある被圧水がシールド発進時（特に NOMST 壁切削直後）にエントランス内に出水してくることが想定されるため、土留壁と CJG 改良体との隙間に立坑上部より二重管ストレーナー工法により止水注入を実施した。

エ、埋戻し工

トンネル部は、シールド掘削時に使用した仮組みセグメントをそのまま残し、立坑内部を全て泥水固化処理土(シールド掘削時に発生した泥土を使用)及び流動化処理土(購入材）によって埋め戻し、立坑地表面をアスファルト舗装して現状に復旧した。泥水固化処理土及び流動化処理土は共に土とセメントを混ぜたものでσck＝0.13～0.56N/mm^2

である。

4. シールドトンネル

(1)工事概要

当シールドトンネルは、狭隘（道幅 15m）な区役所通り（都道 420 号線）の下を通過することから、トンネル離隔を 1.0m とした上下 2 段縦列の配置とし、断面は大井町駅部のトンネル内にプラットホーム（幅員 5m、延長 205m）を設置するため、直径 10.3m の単線断面としている。第 1 広町立坑位置では 2 本のシールドトンネルが並列から縦列構造に変化する過程にある。

セグメントは、中央、起点、終点方の各開削部で、トンネル内のホームと接続する開口部の施工のため、セグメントの一部を解体撤去することを考慮してダクタイルセグメント（外径φ10,100mm、1 リング長 1200mm,総数 712 リング）を使用した。

トンネルの土被りは、区役所通り（都道 420 号線）の地下に埋設されている上水道幹線(内管はφ1500mm のダクタイル管､外管はφ2400mm のスチールセグメント)を考慮し、下り線（上段シールド）で約 23m、上り線（下段シールド）で約 34m としている。
また、JR 京浜東北線の交差部分では 17m である。

使用したシールド機械は、外径 10.3m の泥水加圧式シールド 2 機である（図 3-3-7･2-2)。
この機械は子機挿入型拡径シールドで、第 2 広町立坑から発進し、第 1 広町立坑に到達した外径 7.26m の子機（単線シールド機械）を立坑内で、あらかじめ組み立てておいた直径 10.3m の親機に挿入して拡大・改造するものである。また、この工区のトンネルを掘削した後、東大井トンネルを掘削してきた外径 7.26m の単線シールドと径の異なるメカニカル・ドッキング方式の地中接合を行った。

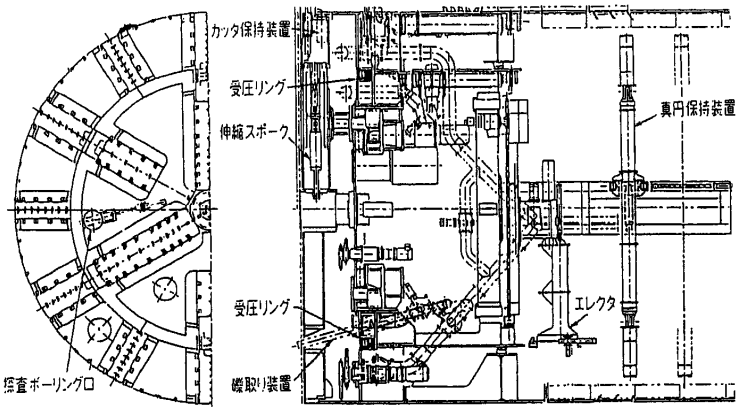


図 3-3-7･2-2　子機挿入拡径シールド機

泥水処理設備、後方台車、配管、荷役設備、防音建屋等については、親機の能力に見合ったものを子機掘進時から装備しており、第 2 広町トンネルのシールド掘進で使用した設備をそのまま引継ぎ、点検整備して使用した。

子機挿入型拡径シールド機械の性能、特徴及び泥水処理設備などについては、「第 9 節　第 1 広町トンネル」を、また、メカニカル方式による異形地中接合については「第 7 節　東大井トンネル」に記述した。

(2)拡径作業

拡径作業は、まず、立坑に大口径シールドの外周部分である親機を投入組み立てた後、立坑内に小口径の子機を到達・貫通させ、子機の不要な部分を撤去した後、軸心を合わせて親機内に挿入するものである。拡径に際して親機と子機の面板接続には伸縮スポーク方式を開発、採用した(写真 3-3-7･2-1,2)。

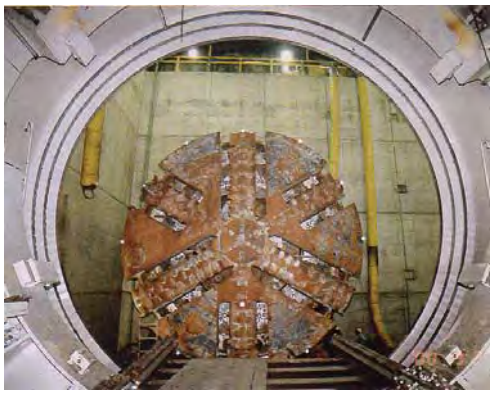


写真 3-3-7･2-1　立坑に到達した子機シールド

ア、拡径の作業手順（図 3-3-7･2-3）

①大口径シールドの外周部分である親機を立坑内に投入し組み立てる。小口径の子機を立坑内に引き抜くための受け架台を設置する（A)。

②立坑に小口径の子機を到達・貫通させ、立坑内に押し出す（B)。

③子機の解体作業ができる位置までさらに押し出し、子機の不要な部分を解体、撤去する（フードリングの撤去、テール部プレートの切断など）(C)。

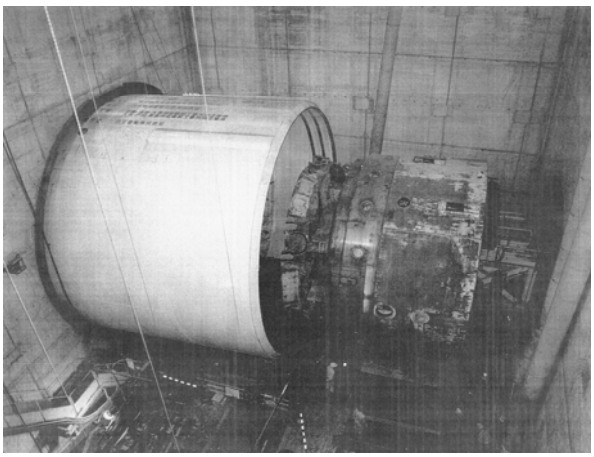


写真 3-3-7･2-2　シールド機の拡径作業

④親機と子機の軸心を合わせ、子機を親機内に挿入する。子機の挿入は、親機のインバート側約 30 度に振り分けた位置に設置したガイドレールに沿って行い組立て精度を確保する（D)。

⑤送排泥管、エレクター及び真円保持装置の盛替等を行い拡径作業が完了する。

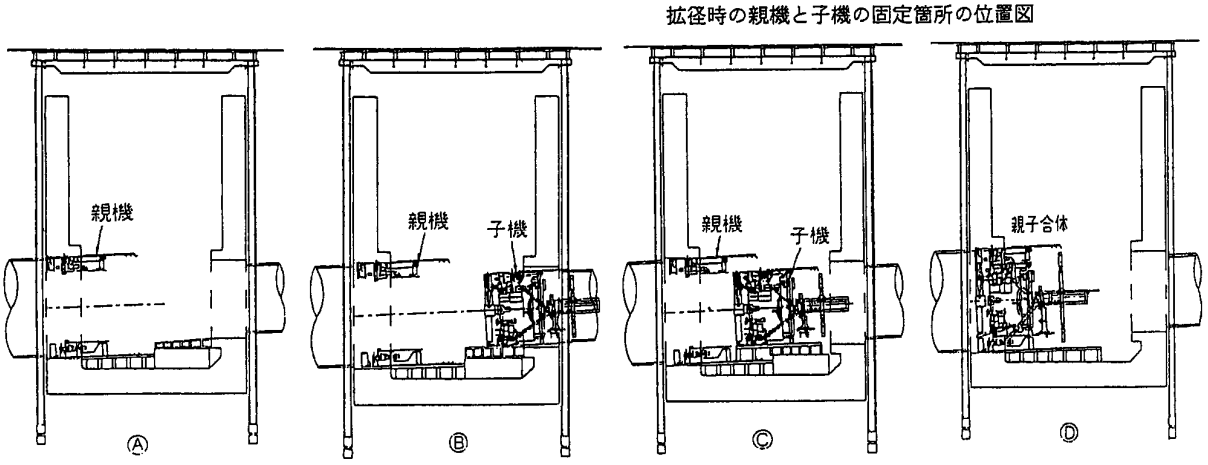


図 3-3-7･2-3　シールドマシンの拡径手順

イ、親機と子機の固定方法

①カッタフェース部

子機の伸縮スポーク（6 箇所）を伸ばして親機のカッターフェースと接続する（図 3-3-7･2-4)

②チャンバー部

親機のバルクヘッドと子機のスキンプレート部を土圧荷重、推進力及びカッタトルクに耐えられるよう当て板をして全周溶接し、水密性を確保する。

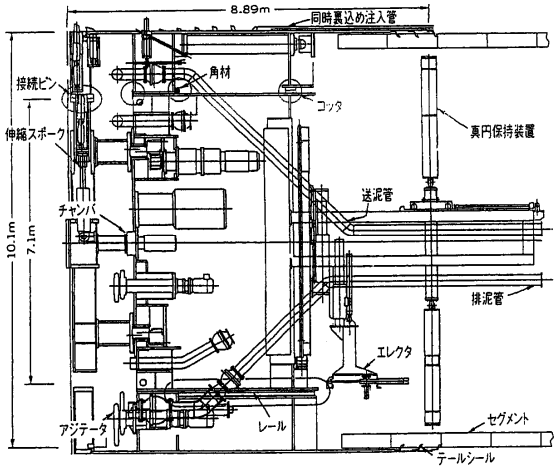


図 3-3-7･2-4　拡径時の親機と子機の固定箇所の位置

③本体内部

カッター駆動部の揺れ止めとして、子機スキンプレートと親機リングガーターを鋼製角材を用いて溶接し、親機内側と子機外周部側を固定する。

④テール部

親機の円周部天盤側は土圧荷重、エレクターの荷重伝達のためコッター（4 箇所）にて抜け止め溶接を行って固定する。インバート側はレール（2 箇所）にて固定する。

(3)シールド掘進工

シールドの掘進は、トンネルが並列から縦列に変化する過程に位置する第 1 広町立坑から発進し、カーブ（上り線 R=185m、下り線 R=200m）を切りながら東急線の下を土被り 15m で通過し、区役所通り（都道 420 号線）で上下線の離隔が 1.0m と近接した縦列となる。その後東急線の高架橋に沿って区役所通りを進み、東急大井町駅、JR 大井町駅前通りを経由して、JR 京浜東北線の地下を土被り 17m で交差し、約 100m 進んだ地点で東大井トンネルを掘削してきたシールド機と地中接合する､延長 452m のシールドトンネルである。

シールド工事は、平成 12 年 10 月上旬に上り線シールド機を発進、続いて下り線シールド機は同年 12 月下旬に発進した。また、シールド到達は上り線が平成 13 年 3 月、下り線が 5 月と、無事工期内に完了した。

ア、上り線シールドの掘進（図 3-3-7･2-5(1)、表 3-3-7･2-1）

立坑の NOMST 壁、地盤改良区間を通過後、210m 程地山を掘進する間に、掘進速度が極端に低下する傾向が度々発生した。これは、掘削断面に出現した上総層粘性土（土丹）がカッター面板及びスリットに付着し、管理限界値を超える推力上昇とカッタトルクの上昇をもたらし、シールド機運転がトリップ状態を引き起こしたことにより、掘進速度の低下を招いたものと推定された。そこで、掘進速度を改善するために次の対策を実施

することとした。

①センターカッターからの注水

センターカッター部付近に付着した掘削土砂を取り除くため、センターカッター部位に注水設備を設置した。清水による注水では泥水の性状劣化を招く懸念が判明し、途中から泥水を直接注水できるよう改善した。

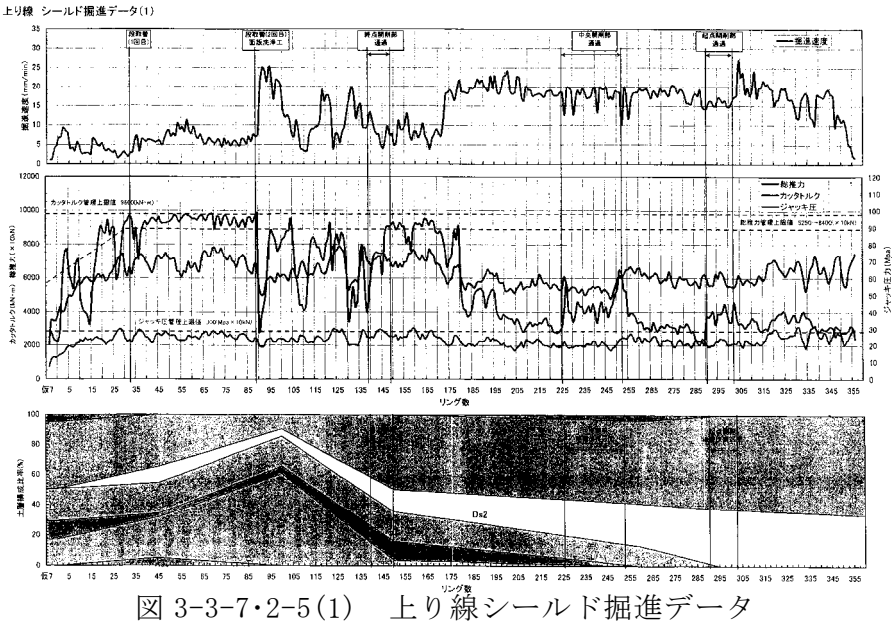


図 3-3-7･2-5(1)　上り線シールド掘進データ

②高圧ジェットによるスリットの洗浄

高圧ジェットによりカッター面盤スリット部の洗浄を行った。高圧洗浄機はトラックマウント式、洗浄圧力は 70Mpa×70L/min と設定し、長尺の専用ロッドによりシールド機のジェット管を介して高圧噴射を実施した。

月	平均組立数(R/方、R/日)					最大日進量	月進量
	作業方	掘削作業方	作業日	掘削作業日	暦日	組立	組立
	(R/方)	(R/方)	(R/日)	(R/日)	(R/日)	(R/日)	(R/月)
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
11	0.7	1.0	1.3	1.8	1.2	4	37
12	0.8	2.0	1.6	3.7	1.5	6	48
1	0.8	2.2	1.5	4.4	1.3	7	40
2	1.9	2.5	3.7	4.7	3.7	7	104
3	1.9	2.7	3.7	5.2	3.7	8	115
4	1.1	1.7	2.1	2.1	2.1	6	15
5							
初期掘進	0.45	1.37	0.89	2.51	0.82	6	48
本掘進曲線	1.65	2.14	3.29	4.16	3.29	7	
本掘進直線	1.88	2.77	3.68	5.25	3.68	8	
本掘進S字	2.21	2.58	5.17	5.17	5.17	8	
本掘進到達	0.75	1.80	1.80	1.80	1.80	8	
本掘進平均	1.75	2.49	3.55	4.59	3.55	8	115
全体	1.00	2.05	1.99	3.78	1.91	8	115

表 3-3-7･2-1
月別平均機組立リング数と最大日進量(上り線)

③面板洗浄工

掘進速度が改善されないため、約 107m 掘進したところで面板に付着した掘削土砂（上総層）を剥離させるため地上からボーリングを行い、シールド機前面に高圧噴射工法を実施した。この際、面板のみを効率良く切削噴射し、背面の地山を可能な限り乱さないようにするため、RJP 工法で用いられる噴射方向自動制御遥動機構付マシン（SI-30S）を使用することにした。ロッドは、噴射方向が明確になるように角ロッド（□70mm）とした。ボーリングで削孔したスライムを調査したところ、上総層の土丹が掘削断面の約 80%を占めていたことが判った。

面板洗浄時に流体輸送を実施したところ、面盤に付着していたと思われる粘土塊が土砂ピットに堆積された。特にセンターカッター付近での土砂の搬出量は外周部よりも非常に多かった。これはシールド掘進時にセンターカッター付近の掘削土砂の取り込みが悪く、徐々に土砂が蓄積されていることを示すものであった。

掘進速度が上がらない状況を踏まえ、カッタービットの交換をも想定し、下り線シールド機を一時先行させ、そこから上り線シールド機の前面を地盤改良、深礎工法にて開

削部を設けビット交換する計画を立て、予備のカッタービットの手配をした。

しかし、面板洗浄直後のシールド掘進速度は、1～5 ㎜/min から 25 ㎜/min へと飛躍的に向上し、その後何度か掘進速度が低下する現象が生じたが、掘進が進むにつれて、掘削地盤中に占めていた上総層の割合が減少し、代わりに東京礫層が増加したため、本来の掘進速度を回復することが出来た。

イ、下り線シールドの掘進

下り線シールドは、上り線での経験を生かし諸対策を講じたため、比較的順調に掘進することができた（図 3-3-7･2-5(2)、表 3-3-7･2-2)。

ウ、上下線離隔距離の設定

必要な上下線離隔距離は、上り線初期掘進時の計測結果により、①上り線施工による影響範囲はマシンテールより 8R、②下り線施工による影響範囲は切羽前方に 14R とし、さらに③裏込注入の強度発現度合いよりの検討を加え最小離隔を 18.49m とした。なお、実際の施工における上下線の離隔距離は約 60m であった。

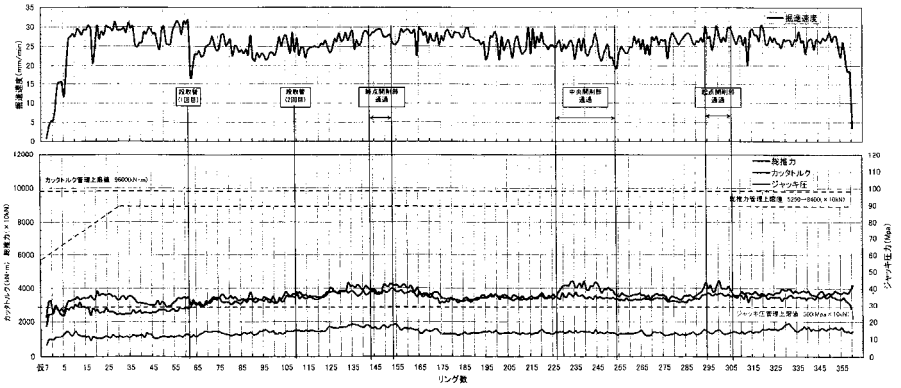


図 3-3-7･2-5(2)　下り線シールド掘進データ

月	平均組立数(R/方、R/日)					最大日進量	月進量
	作業方	掘削作業方	作業日	掘削作業日	暦日	組立	組立
	(R/方)	(R/方)	(R/日)	(R/日)	(R/日)	(R/日)	(R/月)
10							
11							
12	1.2	1.3	1.7	1.9	1.2	4	27
1	1.4	2.8	2.1	4.3	1.3	7	39
2	2.1	3.2	2.1	3.2	1.7	4	48
3	3.1	3.5	3.9	4.2	3.5	8	108
4	3.2	3.2	5.1	5.1	4.4	8	133
5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	4	8
初期掘進	1.54	2.28	1.97	3.00	1.39	4	27
本掘進曲線	2.80	3.29	3.50	3.73	2.95	7	
本掘進直線	3.44	3.52	4.93	5.10	4.35	8	
本掘進S字	2.64	2.64	4.63	4.63	4.63	8	
本掘進到達	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	8	
本掘進平均	3.07	3.23	4.29	4.45	3.83	8	133
全体	2.34	2.86	3.13	3.86	2.47	8	133

表 3-3-7･2-1
月別平均機組立リング数と最大日進量(下り線)

エ、地中接合のためのＳ字曲線区間の掘進

当工区のシールドトンネルはプラットホームを内包するため、シールドの中心に対して軌道中心がホームの反対側に 2.2m 偏心している。地中接合では大断面シールド機と小断面シールド機が互いの軸心を合わせることになる。シールド中心と軌道中心が同じである小断面シールド機と接合するためには、この 2.2m の離隔を吸収するＳ字曲線区間（R＝185m）が必要となる。 このため、高い接合精度が要求され、シールド機の線形管理が極めて難しいものとなった。従来のシールド機先端における水平、水準の位置管理に加えて、シールド機の姿勢（方位角及びピッチング）についても高い接合精度の管理を要した。この対応のため、地上からは測量用チェックボーリング、坑内からは距離確認水平ボーリングを実施し、また坑内から中央開削部へボーリングを行い貫通孔を利用してトラバー測量を実施するなど、地中

接合の精度向上に努めた（図 3-3-7･2-6)。この結果の到達誤差を表 3-3-7･2-3 に示す。

(4)計測管理

大井町駅シールド工事の特徴としては、①交通量が多い都道下での掘進（離隔 1.85～2.24D)、②幹線水道管直下での近接掘進（離隔 0.29～0.37D)、③重要構造物下の横断掘進(JR 線軌道：離隔 0.8～0.82D、跨線橋橋台基礎杭：離隔 1.38～1.4D)、④施工中の開削部脇の近接掘進（離隔 0.1D）などがあげられる。

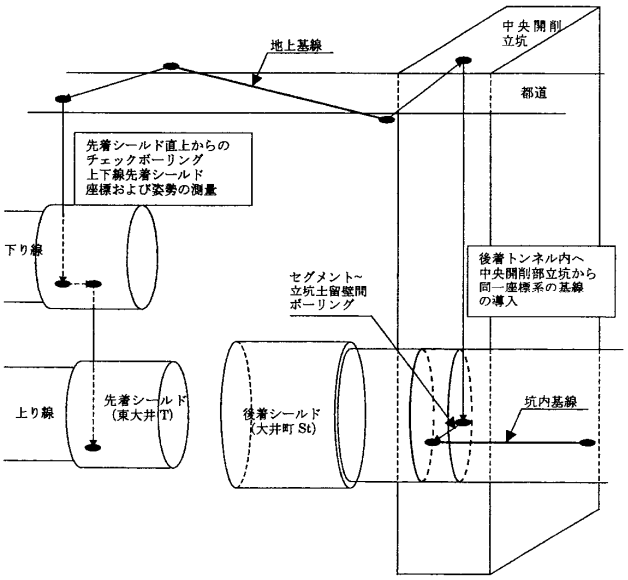


図 3-3-7･2-6　測量用チェックボーリング

		上り		下り		設計
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	許容値
相対位置	マシン先端	左 2mm	-2mm	右 6mm	+5mm	±75mm
	マシン後端	右 20mm	-5mm	右 12mm	+1mm	
面角のずれ		左向き 0.14°	上向き 0.02°	左向き 0.04°	上向き 0.03°	±0.5°

表 3-3-7･2-3　地中接合精度結果

これらの条件下で、シールド直上及び周辺地盤に計測器を設置して大断面シールドの上下縦列掘進が周辺地盤に与える影響を把握し、さらに、先行シールドのセグメント断面力を計測して、後行シールドが離隔 1.0m で通過する際、先行シールドに及ぼす影響を把握した。

ア、計測断面及び計測機器類

計測断面は 5 ヶ所、計測機器類は圧力式沈下計、層別沈下計、多段式傾斜計、ひずみゲージである。各断面の計測項目と内容を表 3-3-7･2-4、計測位置を図 3-3-7･2-7 に示す。

計測断面	計測項目	使用計器	内　容
A－A断面 (発進直後) B－B断面 (終点方開削部付近)	シールド直上部の沈下	圧力式沈下計 層別沈下計	地表面沈下を圧力式沈下計で、層別沈下を層別沈下計で計測し、両者の相対変位により直上沈下を把握する。
C－C断面 (終点方ー中央開削部間)	シールド直上部の沈下	圧力式沈下計 層別沈下計	地表面沈下を圧力式沈下計で、層別沈下を層別沈下計で計測し、両者の相対変位により直上沈下を把握する。
	シールド側近部の沈下	層別沈下計	最下端計器を不動点として変位を算出。側近部の沈下を把握する。
	シールド側近部の水平変位	多段式傾斜計	最下端計器を不動点として変位を算出。側近部の水平変位を把握する。
D－D断面 (中央開削部)	シールド上部の沈下	圧力式沈下計	立坑側より奥行き方向並列にて計器を設置し、上部沈下を把握する。
D－D断面 (シールド坑内)	セグメントの軸力/曲げﾓｰﾒﾝﾄ	ひずみゲージ	セグメントのひずみを測定して、セグメント軸力/曲げモーメントを算出。セグメントの挙動を把握する。
	ボルトの軸力	ボルト軸力計	セグメント継手部のボルトの軸力を測定して、セグメント継手部の挙動を把握する。
E－E断面 (シールド到達部付近)	シールド直上部の沈下	圧力式沈下計 層別沈下計	地表面沈下を圧力式沈下計で、層別沈下を層別沈下計で計測し、両者の相対変位により直上沈下を把握する。
	シールド側近部の沈下	層別沈下計	最下端計器を不動点として変位を算出。側近部の沈下を把握する。
	シールド側近部の水平変位	多段式傾斜計	最下端計器を不動点として変位を算出。側近部の水平変位を把握する。

表 3-3-7･2-4　計測項目と内容

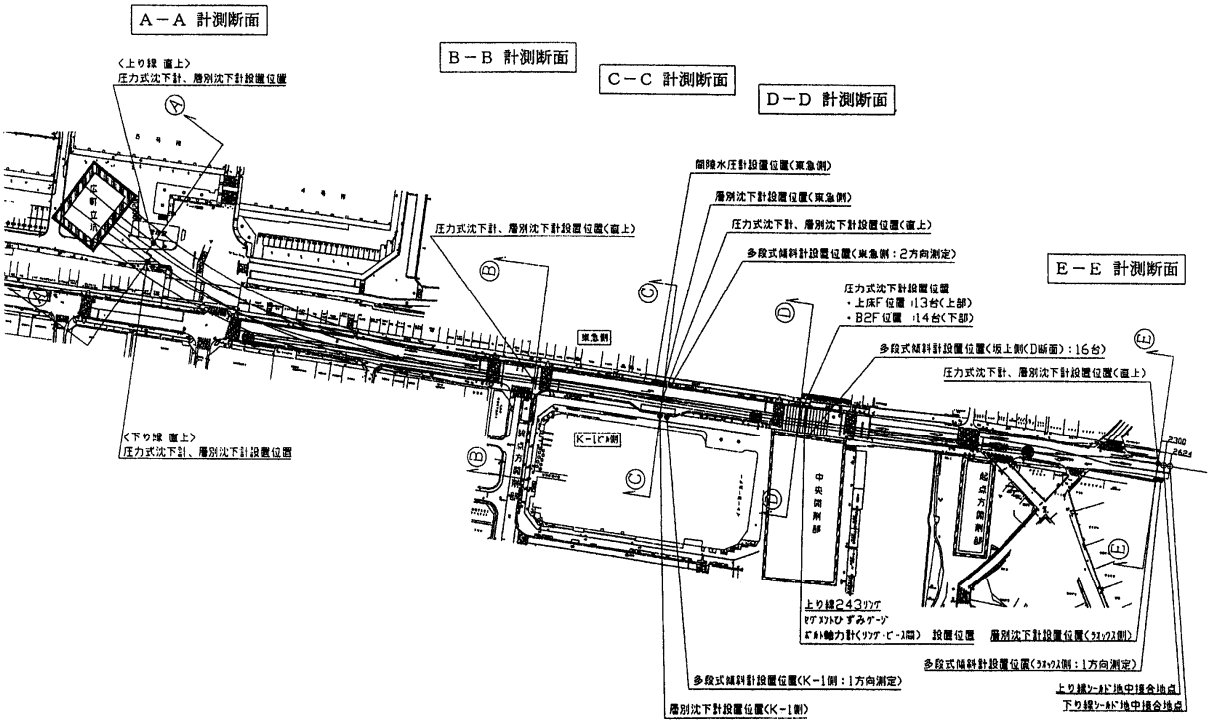


図 3-3-7･2-7　計測位置全体平面図

イ、計測結果

①A-A 断面（発進直後）

地盤鉛直変位は、上り線通過時が地表面で 1.0mm、シールド直上 1m 位置で 2.8mm、また下り線通過時では、地表面で 2.9mm、シールド直上 1m 位置で 4.4mm の沈下がそれぞれ生じた。

②B-B 断面（終点方開削部、上下線が縦列となる地点）

同じく地盤鉛直変位は、上り線通過時で地表面及びシールド直上 1m 位置共に 1.5mm、下り線通過時では、地表面で 3.6mm、シールド直上 1m 位置で約 6mm の沈下が生じた。

③C-C 断面（終点方開削部と中央開削部の中間）

上り線通過に伴う地表面及びシールド直上付近の地盤鉛直変位は殆ど認められなかった。しかし、シールド側方地盤鉛直変位については、東急線側では殆ど変位はないが、K-1 ビル側のシールド中心深度では 0.3mm 程度隆起し、シールド直上付近では 0.5mm 程度沈下した。

また、シールド側方地盤水平変位は、K-1 ビル側及び東急線側で共に約 1mm 外側に変位(押出し)し、テール通過に伴い東急線側ではシールド側に戻る傾向を示した。

一方、下り線通過時では、地盤鉛直変位は地表面で約 4mm、シールド直上 1m 位置で約 8mm の沈下が生じた。また、シールド側方地盤鉛直変位は K-1 ビル側では上り線シールド中心深度で 0.5mm 程度の隆起を示し、シールド直上付近で約 2mm 程度沈下したのに対し、東急線側ではシールド上方の測点で 0.5mm 程度の隆起を示した。さらに、シールド

側方地盤水平変位は、K-1 ビル側の東京粘性土層で最大約 6mm、東急線側では最大約 5mm 程度共にシールド側に変位した。

シールド側方地盤水平変位は全体的な傾向としてシールド側に寄る傾向を示した。

④D-D 断面（中央開削部）

上り線通過に伴う地盤鉛直変位は、シールド上部で 1mm 程度の沈下を示した。また、下り線通過に伴う地盤鉛直変位はシールド直上付近で最大 2.9mm の沈下、シールドセンターより約 14m 離れた測点で 0.4mm 程度の沈下を示した。さらに、地表より約 14m 下がったシールドセンター付近で最大 0.7mm の沈下、センターより約 14m 離れた測点ではほとんど変位は生じなかった。上り線シールドのセグメント軸力は最大約 100KN 増加し、曲げモーメントは最大約 170KN・m の増加が見られた。また、セグメントのボルト軸力については、リング間のボルト軸力は約 200～240KN で 1 次管理値（310.1KN）の約 77％相当であり、軸力の変動については最大で約 10KN であった。一方、ピース間のボルト軸力は最大で約 8KN の変動が認められた。

⑤E-E 断面（シールド到達部付近）

上り線通過に伴う地盤鉛直変位は、全測点とも約 2mm の沈下が生じた。下り線通過に伴う地盤鉛直変位は、シールド直上 1m 位置で最大約 7mm、地表面で約 4mm の沈下を共に示した。

シールド側方地盤鉛直変位は、上下線シールド掘削に伴い最大約 2.5mm の沈下を示した。一方、シールド側方地盤水平変位は、上下線シールド掘削に伴い最大で約 2.5mm シールド側に変位した。

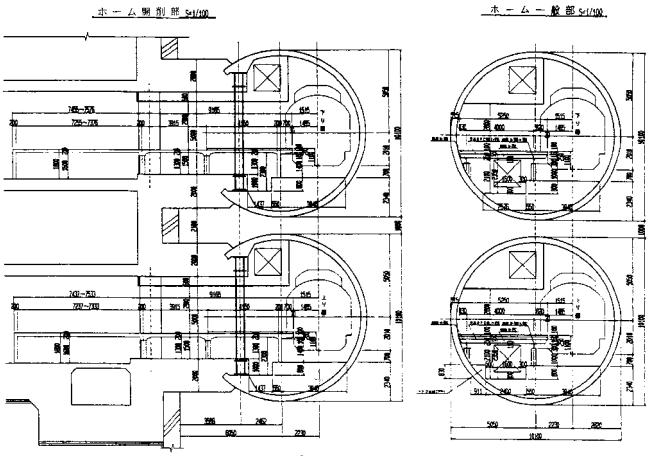


図 3-3-7･2-8　プラットフォーム断面図

各測定断面においては、上総層（土丹層）での変位が他の断面に比べて大きい値を示した。これは、上位の江戸川砂層での発生変位が大きいことによる影響と考えられる。

(5)プラットホーム及び路盤コンクリートの施工

プラットホームは、起点方開削部から終点方開削部までの間に幅 5.0m、長さ 205m で構築した。そのうち中央開削部、起点方開削部及び終点方開削部の開口部については連結工と同時に RC 構造で構築し、その他の部分は、ホーム桁を鉄骨とし、その上に PC 版（1.0m×2.5m）を敷設する構造とした（図 3-3-7･2-8）。また、路盤コンクリートの標準断面を図 3-3-7･2-9 に示す。

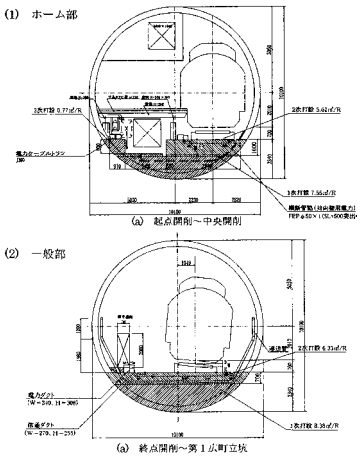


図 3-3-7･2-9
路盤コンクリート断面図

第 8 節　第 1 広町トンネル

1. 概要

(1)工区概要

本工区は、新木場起点 10km852m20～11km082m50 間(ℓ =230m30)の単線並列シールドと 11km082m50～11km095m50 間(ℓ =13m00)のポンプ室を構築する全長 243m30 の工区である。図 3-3-8-1 に位置平面図を示す。

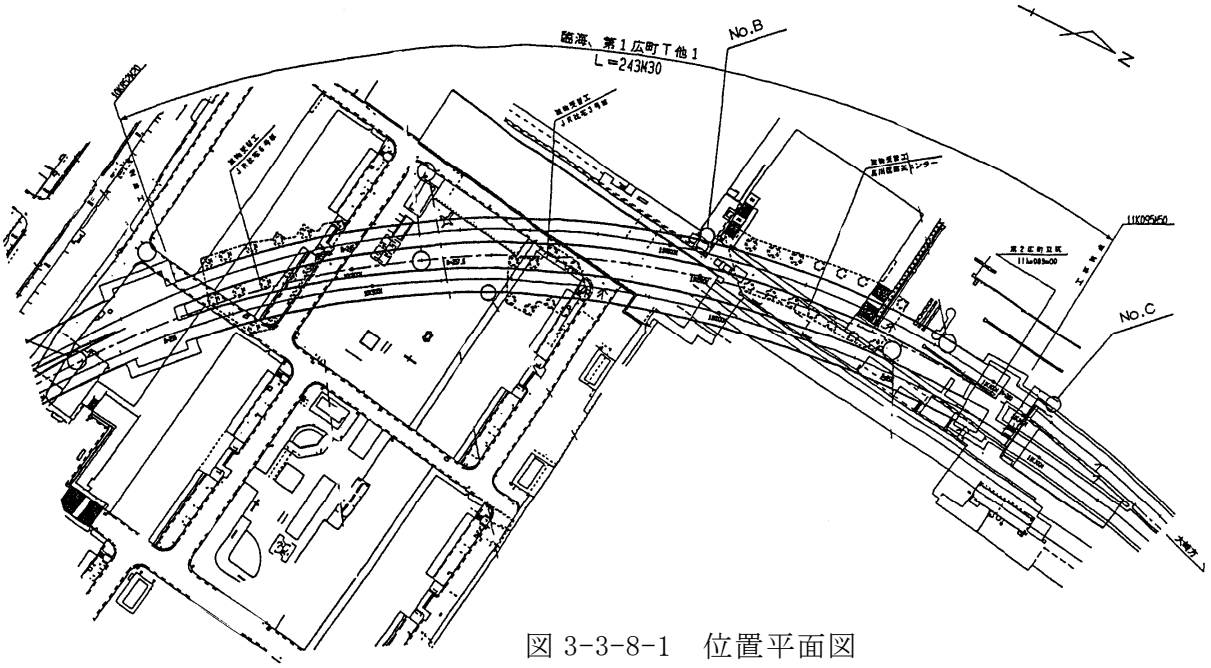


図 3-3-8-1　位置平面図

路線は、JR 広町住宅 6 号棟及び 3 号棟、JR 大井工場の御料車庫並びに品川区第 2 庁舎の下を経由してポンプ室に至るもので、その 1 工事として、JR 広町住宅 6・3 号棟と品川区第 2 庁舎の基礎杭を受替える受替工とシールドの発進立坑となるポンプ室が発注され、平成 9 年 8 月 12 日に着手し、平成 12 年 3 月 31 日しゅん功した。

その 2 工事は、当該工区で使用する子シールド機(φ7.26m)2 基と隣接工区の大井町駅を構築する親シールド機(φ10.3m) 2 基の製作運搬と上り線 224.2m と下り線 237.2m の計 461.4m の掘進工で、平成 10 年 9 月 30 日に着手し、平成 12 年 10 月 31 日にしゅん功した。

(2)地質概要

現場周辺の目黒台でみられる地層構成は、上総層を基盤として、東京礫層、東京層、武蔵野礫層、関東ローム層の順に堆積する層序となっている。

上総層は、当該工区周辺の基盤をなし、新第三紀鮮新世ないし第四紀更新世に海湾に堆積した砂岩・泥岩などからなり、層厚は 1,000m を越えるといわれている。

地下水位は、砂層部で TP+3.0m を呈し、透水係数は代表値として 9×10^{-4}cm/sec である

東京礫層は、層厚3～5mでほぼ水平に分布し径5～50㎜の円礫を主体とし、最大径150

㎜程度で非常に密実でN値は50以上である。地下水位は、TP+4.0m、透水係数は2×10^{-2}cm/secである。

東京層は、一般に東京礫層を覆って分布し、砂質土と粘性土の互層状を呈しており浅海性の堆積物である。

武蔵野礫層は、4～5mの層厚でほぼ水平に分布する砂礫層である。径2～30㎜程度の亜円礫主体で、最大150㎜程度の礫が存在する。マトリックスは少量の細粒分を含むが、混入率にはばらつきがある。N値は19～50以上でばらつきがみられる。地下水位は、TP+6.5m透水係数は5×10^{-3}cm/secを呈している。

関東ローム層は、古富士火山・箱根火山に由来する火山噴出物である。工事現場周辺では、現世の人工的な地形改変等により削剥され分布していない。

2．設計、施工・管理

(1)立坑

工事完了後はポンプ室となりシールドの発進立坑も兼ねている第2広町立坑は、開削工法にて施工した。立坑全体図を図3-3-8-2に示す。

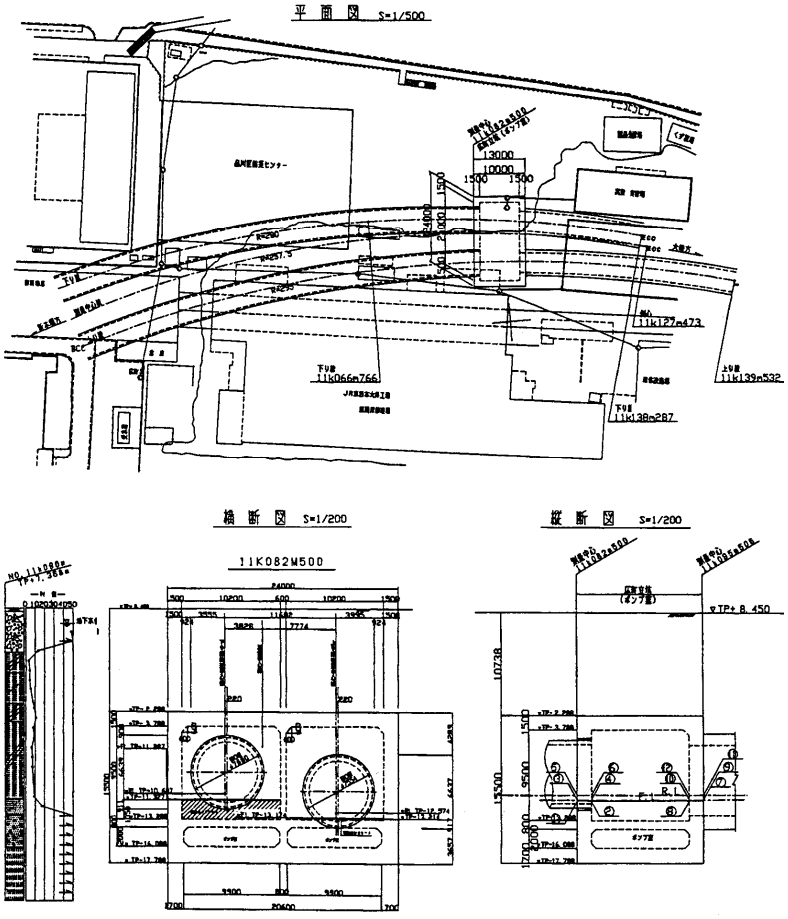


図3-3-8-2　第1広町立坑全体図

ア、仮土留壁の根入深さの検討

仮土留工は、SMW工法による柱列式土留工とし掘削底面から3mの根入れで設計したが、追加地質調査の結果、SMWの底面が上総層中の砂層に達し、砂層が持っている被圧水による盤膨れが想定されたため、根入れ長を10mに延長し、芯材なしのソイルモルタル壁（7m）で遮水することとした。

イ、被圧水に対する検討

被圧水は、SMWの壁面から徐々に浸透するものであり、ある程度の浸透が進んだ時点で排水すればよいが、立坑底であることから排水ポンプ（リリーフウエル）を設置し短時間のうちに排水することとした。設置本数は、立坑内中央に1本とした。

ウ、止水・防水工

打ち継ぎ目の止水は、従来の止水板に替えてインジェクト工法を採用し、防水工はサンタックアースシート防水を施工した。

(2)受替工

JR 広町住宅敷地内の第 1 立坑から品川区役所敷地内の第 2 立坑間の単線並列シールド掘進区間には、昭和 43 年に構築された広町住宅(12 階建)2 棟の基礎杭 37 本と平成 6 年に構築された品川区第 2 庁舎(8 階建)の基礎杭 10 本がシールド掘進に支障するため、支障基礎杭を受け替える工事である。

ア、設計

受け替える建物は高層住宅及び公共構造物であり、近接した構造物もあることから設計はこれらを考慮した次の 3 項目を基本とした。

・受け替える建物の安全性の確保

・受替工事に伴う近接施設への影響の抑制

・工程の短縮

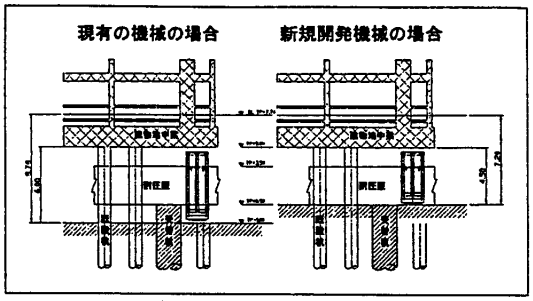
①受替構造物（受替杭、耐圧版）

1)受替方式及び構造

平面線形が R≒250m と小さな曲線区間であること、近接して各種の施設があること等から、受替方式は「耐圧版方式」とした。また、受替構造は、シールドの通過に支障となる基礎杭を受替版及び受替杭で受けるものとし、受替杭は経済性から拡底杭とした。

2)受替杭とシールドトンネルとの最小離隔

トンネル工事の基礎杭への影響、既設基礎杭及び新設する受替杭の施工誤差等を考慮し 70 cmとした。

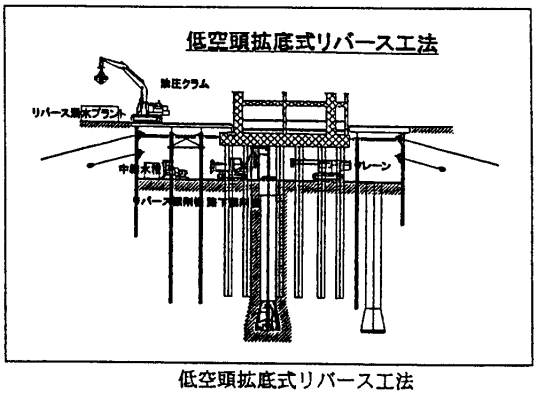


低空頭拡底式リバース機械比較

②仮設物等

1)受替杭施工機械の新規製作

現有する拡底リバース機で「建築基礎評定」を取得しているものは､最低空頭が 6.0m である。当初設計はこの空頭に合わせて建物基礎から耐圧版底面までをジャッキ(1.5m)と耐圧版(3.0m)で 4.5m とし、さらに 1.5m を掘削する計画であったが、本来不必要な掘削と埋め戻し作業を無くし工期短縮を図るため､空頭 4.5m で施工可能な拡底式リバース機を新規に製作した(図 3-3-8-3)。



低空頭拡底式リバース工法

図 3-3-8-3

2)シールドの早期通過

受替工の埋め戻し後シールド通過を計画していたが、次の計画変更により埋め戻し前にシールド通過が可能となった(図 3-3-8-4)。

・仮土留工：根入れ長はシールド天端より上までとし、SMW工法を基本とするが、一部狭隘ヶ所にBH工法を採用した。

・グランドアンカー：仮土留根入れ長の低減により、アンカーの設置角度を浅くでき、シールド断面に支障しないよう長さを調節しアンカー長の低減を図った。

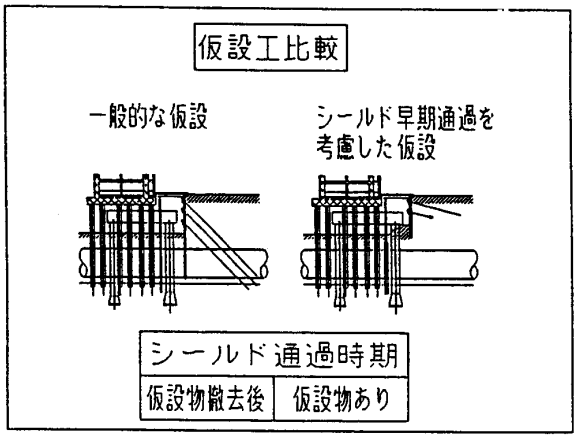


図 3-3-8-4 仮設工比較

・中間杭：シールド通過部に配置せざるを得ない中間杭は、シールド機で切削可能なCFRP(炭素繊維)を配置したモルタル杭とした。

3)補助工法に薬液注入を採用

図 3-3-8-5 に示す上層の武蔵野礫層と下層の東京礫層に下記の目的で注入を行った。

・武蔵野礫層
  ・掘削による近接構造物の変状防止
  ・BH 杭部の背面止水
  ・建物下の止水

・東京礫層
  ・受替杭及び既設杭撤去時の被圧水対策
  ・受替杭拡底施工時のゆるみ防止

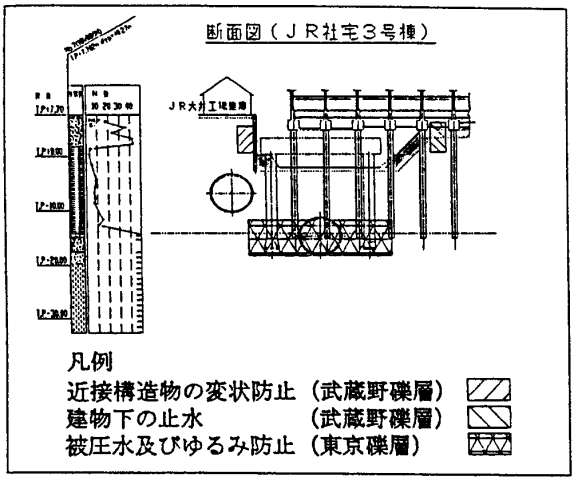


図 3-3-8-5　薬液注入工

4)掘削時の地震対策

建物直下の掘削に伴い、露出した杭の不足する地震時水平力を補うため、建物と土留壁の間に「耐震補強梁」を設置した(図 3-3-8-6)。

イ、施工順序

図 3-3-8-7 に施工順序を示す。

①現　況：建物は構築時の基礎杭で支持されている。

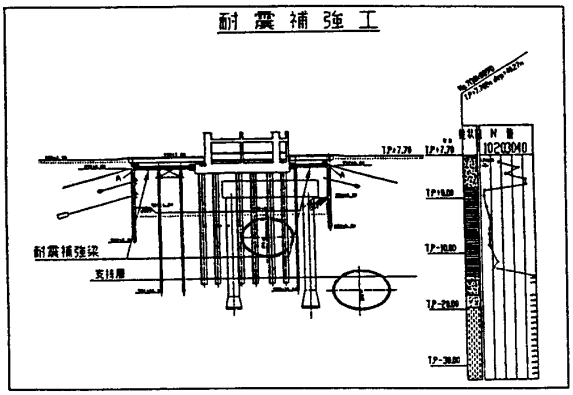


図 3-3-8-6　耐震補強工

②土留工：SMW 工法による柱列式土留壁を基本とした。

③路面覆工

④掘削・ｸﾞﾗﾝﾄﾞｱﾝｶｰ・注入：路面覆工下でｸﾞﾗﾝﾄﾞｱﾝｶｰを支保材としながら受替杭を施工する深さ(当工区 4.5m―受替版厚 3.0m を含む)まで掘削し、受替杭先端部の東京礫層　へ止水を目的に注入を実施した。

⑤受替杭造成：地上（覆工上）からは通常のリバース機で、建物下からは低空頭のリバース機により、先端で径を拡幅する拡底杭を造成した。

⑥建物受替工：受替杭造成後、厚さ 3.0m の耐圧版を構築しジャッキで受替る。

⑦既設杭撤去:耐圧版の下を作業空間として 2.5m 掘削し､ﾜｲﾔｰｿｰ･深礎工で撤去する。

⑧シールド通過：耐圧版の下まで埋め戻し後通過させる。

⑨埋め戻し・復旧：埋め戻しながら暫時腹起し材とアンカーを撤去する。

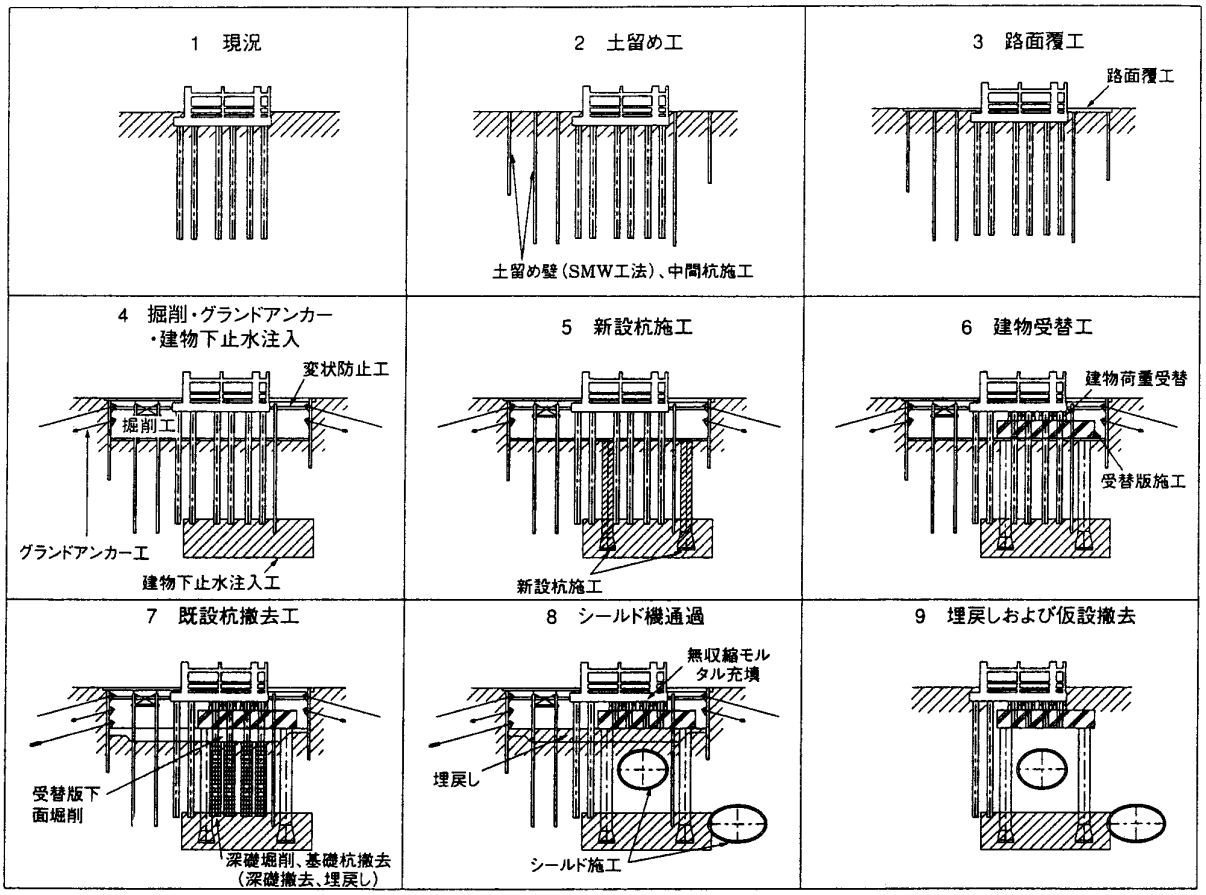


図 3-3-8-7　施工順序図

なお、JR 広町住宅 6 号棟の受替施工順序の詳細を図 3-3-8-8 に示す。

ウ、受替杭

建物の荷重を受け替える杭（軸径 2.0m、拡径 2.4m～3.2m）は、広町住宅 6 号棟で 13 本、同 3 号棟で 8 本及び品川区第 2 庁舎で 8 本あり、その内路下施工は、6 号棟で 7 本、3 号棟で 5 本である。品川区第 2 庁舎の受替杭は、庁舎建設時に 6 本事前施工されており、当工事で 2 本施工した。

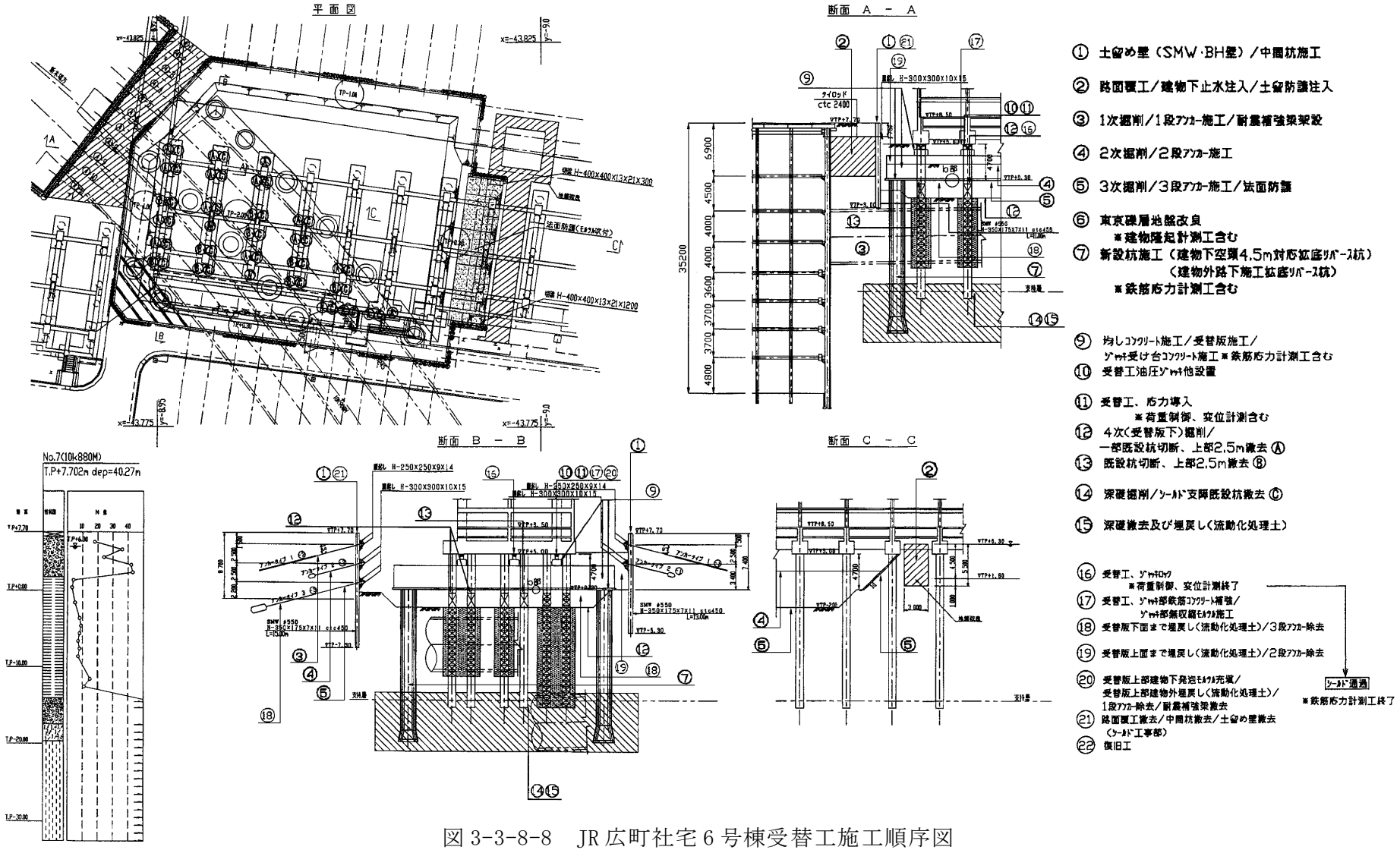


図 3-3-8-8　JR 広町社宅 6 号棟受替工施工順序図

エ、受替版

受替版は、厚さ 3m の鉄筋コンクリート造で、上面の受替油圧ジャッキ設置個所には、受替版と一体の台座を備えている。各場所のコンクリート体積は、広町社宅 6 号棟で 2,010 ㎥（3 分割打設）、同 3 号棟で 948 ㎥（2 分割打設）、品川区第 2 庁舎で 2,310 ㎥（3 分割打設）である。

受替版は、掘り出した既設基礎杭の出来形に合わせた形で構築することとし、受替版が荷重を受けたときの応力を照査して、補強鉄筋等で対応する検討を行った。受替版内に入る既設基礎杭は、版と縁を切らなければならないが、火災時を考慮して「発砲スチロール材、ウレタン材」は使用せず、自在木製型枠を採用した。

マスコンによる温度ひび割れ対策は、コンクリート内部の温度変化を測定し、温度応力解析値と検証した結果、温水養生を実施することとした。

オ、受替

受替は、下記の大きな作業の流れを総称したものである。

①油圧ジャッキにより支える建物の荷重制御

既設杭から受け替える荷重は、計算値である設計荷重から想定するが、杭が実際に受け持っている荷重とは多少違いが出るので設計荷重は充分にチェックを行い、油圧ジャッキ能力は、設計荷重の 2～4 倍とする方がより安全である。

既設杭が実際に分担している荷重は、杭を切断した時に判明するので、切断時に実際の荷重がつかめるよう荷重制御することが大切である。当工区では、油圧を放置状態（かかってくるなりの荷重がわかる状態）にし、建物の変状を監視しながら真に近い分担荷重をつかむよう心掛けた。既設杭を切断するたびに荷重の再配分が繰り返され安定化が計られるため、杭切断が全て完了するまで注意深く管理した。

②建物・受替版の変位計測

1/100 ㎜の精度での変位計測をするにあたり、工事等の影響を受けない絶対不動点を設置した。

③受替杭・受替版の鉄筋応力計測

建物を受替えている時の各施工段階における受替基礎構造の安全確認のため鉄筋応力計測を行い、荷重がどのように移行して行くかの検証とシールド通過時の影響を確認した。

シールド通過時の影響は、シールドと離隔 1m 程度以内の杭にあっては非常に小さい値であるが、シールド側から押される挙動を示した。

④フーチング受け台構築

荷重を受替えていた油圧ジャッキは、油圧機構から機械的機構へ移行して受替が終了

するが、建物の基礎構造物として地震時の水平荷重に耐えられるようにするため、受替版下面で切断した既設杭とジャッキ及びジャッキ台座を巻き立てるようにして、鉄筋コンクリート基礎構造体を構築した。

カ、既設杭てっ去

φ1.0m の既設杭に対して、φ2.5m の深礎を人力で掘り、50 ㎝のライナープレートを組み立てながら順次掘り下げ、杭はワイヤー・ソーで 75 ㎝ピッチに切断して撤去した。

キ、埋戻し工

アンダーピニングを実施した建物下の埋戻しは、GL-1.2m までは流動化処理土を使用し、一部建物フーチング下では空隙をつくらぬように発泡モルタルで充填した。

GL-1.2m から地表までは砂による転圧・埋戻しを行い、それぞれの数量は、流動化処理土 18,376 ㎥,発泡モルタル 266 ㎥、敷き砂 2,795 ㎥である。

(3)シールドトンネル

シールドトンネルの変更計画は、第 2 広町立坑を水平並列で発進したφ7.26m の単線断面シールド(子機)2 基が、アンダーピニングされた建物の下を通過後、第 1 広町立坑に上下縦列で到達し、組立てられたφ10.3m のドーナツ状の親機に挿入結合(拡径)する。

大井町駅部を上下縦列で掘削後、起点から掘進してきたφ7.26m の東大井シールドと異径での地中接合をするものである。

この計画は「挿入式拡径シールド機（MSD 対応型)」の開発により可能となり、第 1 広町トンネル工事では、子機 2 基と親機 2 基の製作・運搬と当該工区の単線シールドトンネル 2 本の掘削さらに隣接する大井町駅での拡径シールドトンネル 2 本を掘進するための後方諸設備の設備をすることとした。

ア、掘進工

①重要構造物直下の掘進

アンダーピニング区間、JR 東日本大井工場御料車庫下は、それぞれに取付けた連通式沈下計・傾斜計を計測しながら掘進を行ったが、どの構造物も基準値以内の挙動であり問題なく掘進を終了できた。

②中間杭の切削

JR 広町住宅 3・6 号棟の路面覆工の中間杭は、シールド通過部を切削可能な CFRP を配置たモルタル杭で施工したことから切削にあたって振動が懸念され､15 ㎜/min に掘進速度を下げて掘進したため振動については問題なかったが、排泥管が閉塞ぎみになり時間を要した。

③改良した東京礫層の掘進

受替杭に対する補助工法として東京礫層を注入したが、その注入で東京礫層が自然状

態以上に改良され、シールド推力並びにカッタートルクが上昇し、掘進速度が著しく低下した。

イ、セグメント

当該工区のセグメントは、当初硬練りコンクリート使用の平板型 RC セグメントであったが、高流動コンクリート使用のセグメントが VE 提案され、その実績、品質、経済性を考慮して採用することとなった。なお、高流動コンクリートの汎用性、普及状況等を考慮して当該工事のみに適用され、他工事への展開は行っていない。

①製作費の低減

製造時の振動締め固め型枠移動が不要、蓋型枠によりセグメント表面の仕上げ作業が不要、型枠の軽量化等から労務費、工場設備費、型枠取扱いに関するコスト低減ができ、材料費の増加分を考慮しても表 3-3-8-1 に示すとおり全体で約 6%のコストダウンとなった。

表 3-3-8-1　セグメント単価比較表

名称及び品質・寸法	数量	単位	単価	金額
RC セグメント （普通コンクリート） 7100×1200×300	388	リング	2,000,000	776,000,000
RC セグメント （高流動コンクリート） 7100×1200×300	388	リング	1,875,000	727,500,000
差　額	―	―	125,000	48,500,000

②コンクリートの品質

高流動コンクリートの示方配合

最大骨材寸法 (mm)	目標 ｽﾗﾝﾌﾟﾌﾛｰ (cm)	W/C (%)	空気量 (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m³)					
					水	セメント	混和材	細骨材	粗骨材	混和剤
20	65±5	35.0	2.0	55.3	177	506	62	923	805	6.25

上記示方配合を用いて高流動コンクリートの試験練り及びセグメントの試作を行い、

1)フレッシュコンクリートの品質については下表のとおり

項　　目	目標品質	試験値
スランプフロー	65±5cm	64.5cm
空　　気　　量	2±1%	2.3%
塩　化　物　量	0.3kg/m³以下	0.036kg/m³
コンクリート温度	35℃以下	29.5° C
V 漏斗流下時間(参考試験)	15±5 秒	13.3 秒

2)硬化コンクリートの品質については下表のとおり

項目	高流動ｺﾝｸﾘｰﾄｾｸﾞﾒﾝﾄ		従来のｾｸﾞﾒﾝﾄ(蒸気養生)	
	管理供試体	ｺｱ供試体	管理供試体	ｺｱ供試体
脱型強度（材齢 5 時間）	―	―	184 kgf /cm²	―
脱型強度（材齢 20 時間）	408 kgf/cm²	―	―	―
圧縮強度　（材齢 28 日）	768 kgf/cm²	681 kgf /cm²	491 kgf /cm²	500 kgf /cm²
静弾性係数(材齢 28 日）	3.75×10⁵kgf/cm²	3.77×10⁵kgf/cm²	4.03×10⁵kgf/cm²	3.82×10⁵kgf/cm²

どちらも、目標品質を確保出来ることを確認した。

③品質管理

高流動コンクリートセグメントの品質・性能を確認する管理方法及び管理基準を表3-3-8-2 に、フレッシュコンクリート及び硬化コンクリートに関する品質管理方法・管理基準をそれぞれ表 3-3-8-3 及び表 3-3-8-4 に示す。

表 3-3-8-2　ｾｸﾞﾒﾝﾄの品質管理(試験・検査)方法及び管理基準

管理試験項目		管理方法	管理基準値	管理頻度
材料検査		土木工事標準示方書及び臨海、第1広町T他2追加訂正条項に基づく	―	指示による
型枠検査				最初、中間
外観検査				全数
形状寸法検査	ｾｸﾞﾒﾝﾄの高さ		+5.0mm、－1.0mm	
	ｾｸﾞﾒﾝﾄの幅		±1.0mm	
	弧長			
	ﾎﾞﾙﾄ孔ﾋﾟｯﾁ			
仮組検査	ﾎﾞﾙﾄﾋﾟｯﾁｻｰｸﾙ径		±1.0mm	1回/200 ﾘﾝｸﾞ
塗装検査			―	全数
単体曲げ試験			構造計算書に基づく値以上	1回
継手試験				
推力試験				
締結用ﾎﾞﾙﾄ引張試験				3本/2000 本

表 3-3-8-3　ﾌﾚｯｼｭｺﾝｸﾘｰﾄの品質管理(試験・検査)方法及び管理基準

管理試験項目	管理方法	管理基準値	管理頻度
ｽﾗﾝﾌﾟﾌﾛｰ試験	土木学会「ｺﾝｸﾘｰﾄのｽﾗﾝﾌﾟﾌﾛｰ試験方法(案)による	65±5cm	1回/日
空気量試験	JIS A 1128「ﾌﾚｯｼｭｺﾝｸﾘｰﾄの空気量の圧力による試験方法」による	2±1%	
ｺﾝｸﾘｰﾄ温度測定	棒状温度計により測定	35℃以下	
塩化物量試験	(財)国土開発技術ｾﾝﾀｰの方法による	0.30kg/m³以下	
V漏斗試験(参考試験)	高流動ｺﾝｸﾘｰﾄ施工指針を参考	―	1回/周

表 3-3-8-4　硬化ｺﾝｸﾘｰﾄの品質管理(試験)方法及び管理基準

管理試験項目	管理方法	管理基準値	管理頻度
圧縮強度試験（材齢 28 日）	JIS A 1108「ｺﾝｸﾘｰﾄの圧縮強度試験方法」による	480 kgf/cm²以上	1回/日
脱型強度試験	JIS A 1108「ｺﾝｸﾘｰﾄの圧縮強度試験方法」による	150 kgf/cm²以上	1回/月
静弾性係数試験	土木学会「ｺﾝｸﾘｰﾄの静弾性係数試験方法(案)」による	―	1回/周

ウ、裏込注入設備

地上への影響を考慮し、地山の応力解放を極力抑制するため同時注入方式とし、大井町工区も含めた長距離圧送が可能であり、モルタル使用時間が長くなること等を考慮し

て、自動注入システムを採用した。

エ、後方諸設備について

流体輸送設備、泥水処理設備、裏込注入設備、資機材搬出入設備及び土砂ピット等は、土質と広町工区及び大井町 St 工区の最大日進を考慮して設備計画した。また、これら諸設備は、工事用地の関係で発進立坑周辺に集中して設置せざるを得ず、騒音・振動による近隣への影響も考えられたため、設備全体を覆う防音建屋を設置した。

(4)計測工

当工区の路線直上、周辺には JR 広町住宅や大井工場御料車庫、品川区関係庁舎等が林立しており、工事に起因した変状が懸念されたため、建物に対して沈下・傾斜を計測することに加えて、仮土留関係設備の計測、受替版・受替杭の応力計測等を行い、施工に合わせた個々の計測を相互にリンクさせ、その情報を注意深く監視するとともに、十分な検討を行うことで、変状を生じることなく施工を完了した。

ア、計測項目と頻度等

建物の沈下計測は、影響範囲外に基準水槽を設ける連通管方式とし、傾斜計測は、固定式傾斜計によりそれぞれ自動計測を行った。頻度は、施工状況を考慮して 5 分間隔の場合から最大 2 回/日までの範囲で設定した。特にアンダーピニングの応力導入時やシールドの通過時は、監視を付け影響の有無を確認しながらの施工を行った。図 3-3-8-9 に計測位置全体図を示す。

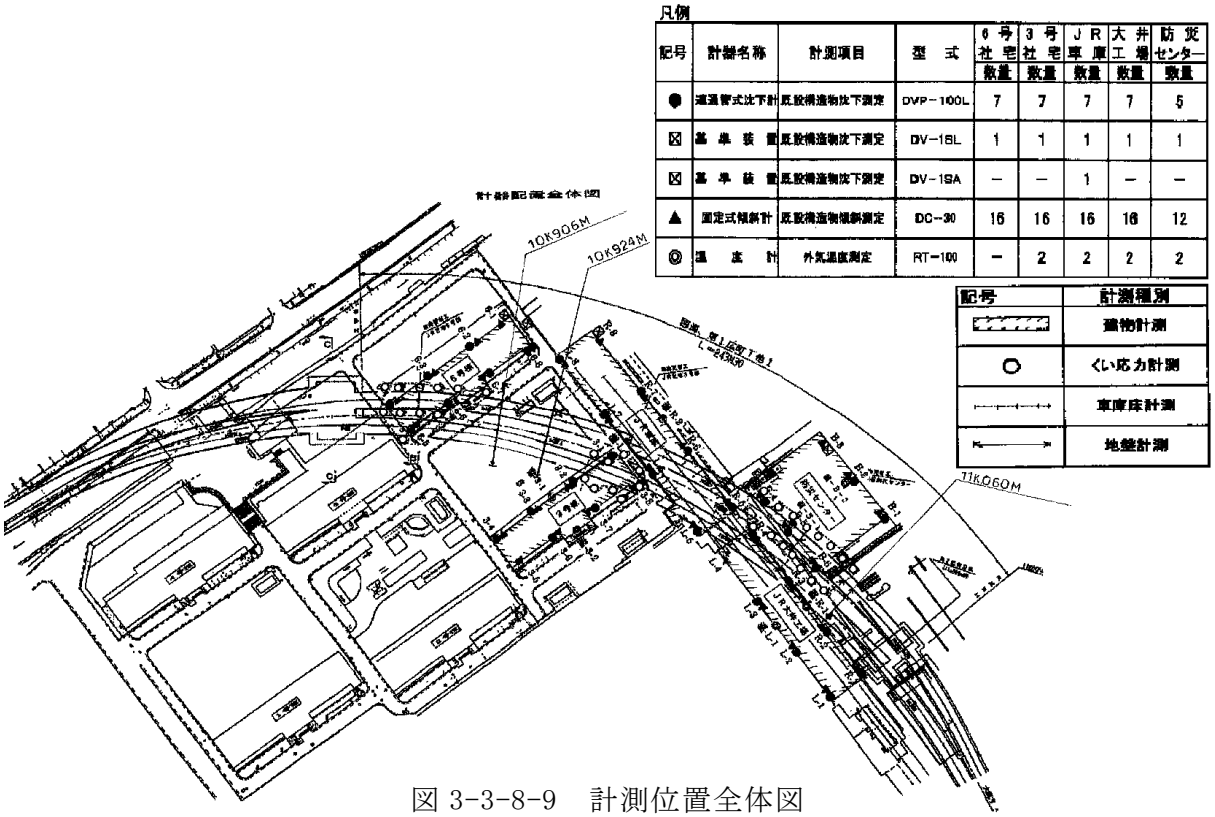


図 3-3-8-9　計測位置全体図

イ、管理値の設定

計測管理は、表 3-3-8-5 に示すように管理指標を 3 段階に分けて設定し、測定値をもとに構造物の安全性を評価するとともにその指標段階別の施工対応策を決めた。

表 3-3-8-5　施工安全管理指標と対策

施工安全管理指標		対応策
①	測定値≦1 次管理値 「安全」	この場合、計測対象については特段問題なく工事を続行する。
②	1 次管理値≦測定値 ≦2 次管理値 「要注意」	2 次管理値を許容値としているので、測定値がこの範囲内にあれば問題はないが、次段階施工で 2 次管理値を上回るか否かを十分に検討し、上回る場合には対応策の検討及びその準備にとりかかる。
③	2 次管理値≦測定値 「厳注意」	このような事態になったときは、工事を一時中断し受替機構全体及び部材、シールド掘進管理方法について再検討を行うと共に、外的要因の低減などの対策を講じる。

管理基準値は、建築基礎構造設計指針を参考に、各構造別に即時沈下に対する建物の上限限界値の 50%を 1 次管理値として、上限管理値の 70%を 2 次管理値と設定した。各構造物の管理基準値を以下に示す。

①既設建物計測

計測場所	管理項目	管理基準値	
		1 次管理値	2 次管理値
JR 広町社宅 防災センター	既設構造物の沈下	相対沈下量 S＝1.0（cm）	相対沈下量 S＝1.4（cm）
	既設構造物の傾斜	変形角 θ =0.7(× 10^{-3}rad)≒ 2.4 分	変形角 θ =1.1(× 10^{-3}rad)≒ 3.7 分
JR 車庫	既設構造物の沈下	相対沈下量 S＝0.4（cm）	相対沈下量 S＝0.6（cm）
	既設構造物の傾斜	変形角 θ =0.3(× 10^{-3}rad)≒ 1 分	変形角 θ =0.7(× 10^{-3}rad)≒ 2.4 分
大井工場	既設構造物の沈下	相対沈下量 S＝0.8（cm）	相対沈下量 S＝1.1（cm）
	既設構造物の傾斜	変形角 θ =0.5(× 10^{-3}rad)≒ 1.7　分	変形角 θ =0.7(× 10^{-3}rad)≒ 2.4 分

建物の管理基準値は、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」による

②基礎杭及び受替版応力計測

管　理　項　目	管理基準値	
	1 次管理値	2 次管理値
基礎杭応力 耐圧版応力	1600 kgf/cm^2	2000 kgf/cm^2

③JR 車庫床

JR 車庫床の管理基準値は、JR 車庫建物の沈下（管理基準値 0.8cm）と同様とする。

管理項目	管理基準値	
	1 次管理値	2 次管理値
既設床の沈下	相対沈下量 0.4cm	相対沈下量 0.6cm

④車庫床のクラック

特に、管理基準値は設定しないが、急激な変化が生じたときに対応策を講じる。

⑤地盤の変状

地表面沈下の管理基準値は、東京ガスの鋳鉄管の基準値(1.5cm)を採用する。

管理項目	管理基準値	
	1次管理値	2次管理値
地表面の沈下	相対沈下量 0.8cm	相対沈下量 1.1cm

(5)シールド機の特殊検査

通常のシールド機の組立における検査は、材料検査、機器検査、溶接検査、外観検査、主要寸法検査等を行いシールド機本体の品質・性能を確認するが、子機掘進、拡径結合、親機掘進、地中接合と要求される機能が複雑であり、かつ精度を要求されることから、本工区では、特殊検査と称し独特の検査を実施しシールド機の機能の確保、現地組立における再現性の確保に努めた。

ア、シールドの拡径と機能の維持・検証

上記計画内容は「挿入式拡径シールド機(MSD対応型)」の開発により可能となったが、遂行するにあたって、下記の絶対条件をクリアする必要があった。

①掘進後の歪みを持った子機と別途組まれた親機との3次元的な結合。

②結合時、子機内臓の伸縮スポーク（6本）は、子機の駆動を確実に親機に伝達させるべく確実な伸張が必要であり、また、地中接合時には、対向シールドの貫入リングを受け入れるリング状のスリットを確保するために確実なる収縮が要求される。

上記の条件をクリアすべく、シールドマシーンの製作・組立・拡径には極めて高い精度が要求されるが、この伸縮スポークの接合部の製作精度は、製作した子機のスポークに合わせて親機のカッターヘッドを製作する「写し加工」を行うことで確保した。また、接合部の高精度を維持・検証のため、シールド製作工場、発進・拡径の各立坑において特殊検査という情報化施工を実施した。

イ、検査項目と検査工程

特殊検査は、子機接合部検査、親機接合部検査、拡径機接合部検査、地中接合部検査、子機到達検査の5段階を設定し各工程に応じて実施した。表3-3-8-6に検査項目を、図3-3-8-10に検査フローを示す。

表 3-3-8-6　検査項目(1)

検査項目			検査目的	検査時期								記載ページ	備考
				工場仮組			現地組立	子機到達時	現地組立				
				子機	親機	拡径接合時	子機		親機	子機換装時	拡径接合時		
①子機接合部検査	カッタヘッド	カッタヘッド外径計測	親機への挿入が可能か確認するとともに、地中接合時の貫入リングとのクリアランスが確保できているか確認する。	○	—	—	—	—		○		17	
		伸縮スポーク位置計測	子機スポーク先端中心部と子機本体の絶対位置関係を計測し、子機スポークにより親機カッタが支持できることを確認する	○	—	—	○※1	○※1		○		18	
	シールド本体	バルクヘッド部外径計測	バルクヘッド接合部である機械加工部の寸法を計測し、親機への挿入が確実に行えること。さらには親機との溶接による接合ができることを確認する。	○※2			○※2	○※2		○		19	
		シールド外径計測	掘削後の子機外径の寸法計測を実施し、親機への挿入時に支障がないことを確認する。	○			○	○		○		20	
		シールド曲がり計測	掘削後の子機曲がり計測を実施し、親機への挿入時に支障がないことを確認する。	○			○	○		○		21	
②親機接合部検査	カッタヘッド	カッタヘッド内径計測	子機の挿入が可能か確認するとともに、地中接合時の貫入リングとのクリアランスが確保できているか確認する。		○				○			26	
		カッタヘッドボス穴位置計測	親機ボス中心部と親機本体の絶対位置関係を計測し、子機スポークにより親機カッタが支持できることを確認する。		○				○			27	
	シールド本体	バルクヘッド部内径計測	バルクヘッド接合部である機械加工部の寸法を計測し、親機との溶接による接合ができることを確認する。		○				○			28	
		シールド外径計測	子機挿入前の親機外径の寸法計測を実施し、子機挿入後の親機外径との変化量を比較することにより、接合による不具合が発生していないことを確認する。		○				○			29	
		シールド曲がり計測	子機挿入前の親機曲がり計測を実施し、子機挿入後の親機曲がりとの変化量を比較することにより、接合による不具合が発生していないことを確認する。		○				○			30	
		ガイドレール位置計測	親機のバルクヘッド接合部を基準としてレールの平行度、直角度を計測し、子機が円滑に挿入できる事を確認する。		○				○			31	
検査担当				佐藤JV					大林JV				

※1　子機完成状態であるため、子機のカッタヘッドには外周リングを装備した状態となる。よって本計測は伸縮スポークを縮めた状態で全て実施する。

※2　子機完成状態であるため、子機はフード部を装備しており直接親機のバルクヘッド接合部を計測することができないため、写しポイントによる計測を実施しバルクヘッド接合部の寸法確認を行う。なお、工場内では、フードを装備した場合と、取り外した状態共計測を行う。

※3　歪量計測は、拡径機完成時に実施することとし、無負荷時、負荷時及び伸縮スポークの作動時に同時に計測を行う。

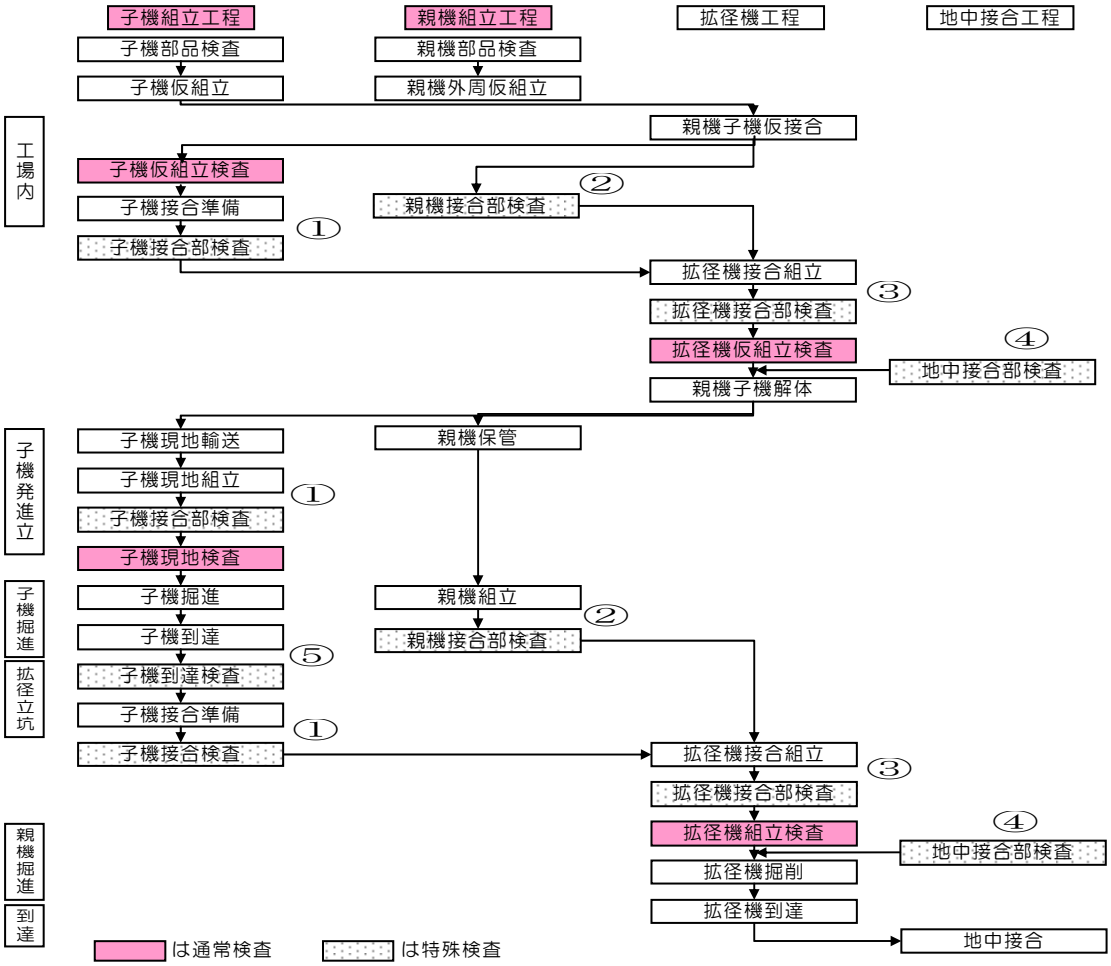
※4　歪み計の初期値設定のために計測を行う。

※5　本項目の計測は拡径後の溶接終了時に実施する。

検査項目(2)

検査項目			検査目的	検査時期							備考
				工場仮組			現地組立	子機到達時	現地組立		
				子機	親機	拡径接合時	子機		親機	子機換装時	拡径接合時	
③拡径機接合部検査	カッタヘッド	伸縮スポークストローク計測	伸縮スポークの実ストロークを直接計測するとともに、ワイヤーによる伸縮確認を実施し、流量計によるストロークを確認する。			○					○※5	
		伸縮スポークテーパピン はめあい隙間計測	伸縮スポーク先端テーパピンが親機カッタヘッドに接続された時のテーパピン座面の隙間を計測し、6本のスポークに対する偏荷重が作用しないことを確認する。			○					○※5	
		親機・子機カッタヘッド隙間計測	貫入リングが伸縮スポークを縮めた状態でカッタヘッド部を通過できることを確認する。			○					○	
	シールド本体	シールド軸方向相対位置計測	親機と子機のシールド本体の軸方向位置を計測することにより、親機と子機の相対位置の確認を行う。			○					○	
		シールド半径方向相対隙間計測	バルクヘッド接合部の隙間計測及び、ガーダ部の隙間計測を行い、親機と子機のシールド中心を確認する。			○					○	
		受圧リングシールケース計測	親機と子機の間に形成される受圧リングのシールケースが、貫入リングの受け入れに支障がないことを確認する。			○					○	
		子機挿入抵抗計測	親機に子機を挿入するときの押し込み力を計測することにより、支障無く挿入できることを確認する。			○					○	
④地中接合部検査	カッタヘッド	探査ゲートジャッキ作動圧力、ストローク計測 (④-1)	探査ゲートジャッキにより閉じられているゲートの開閉状態を検査し、探査ボーリングの受け入れに支障がないことを確認する。			○					○※5	
		礫取ジャッキ作動圧力、ストローク計測 (④-2)	礫取りジャッキの作動状態を検査し、貫入リングを受け入れる空間に挟まれた礫が押し出せることを確認する。			○					○※5	
		歪み量計測 (④-3)	伸縮スポーク先端テーパピンが親機カッタヘッドに接続された状態での初期値を得るために行う。また、伸縮スポーク先端テーパピンが親機カッタヘッドに接続された状態で荷重を作用させ、子機カッタに取り付けてある歪み計の歪み量を計測する。			○※3	○※4				○※2、5	
		ｶｯﾀ保持ジャッキ作動圧力、ストローク計測 (④-4)	外周カッタ保持ジャッキの作動状態を確認することにより、地中接合時におけるカッタ保持状態を確認する。			○					○※5	
		ストッパジャッキ作動圧力、ストローク計測 (④-5)	ストッパジャッキ伸び時に伸縮スポークが縮まないことを確認し、外周カッタが脱落しないことを確認する。また、ストッパジャッキを縮作動させ、カッタースポークが縮むことを確認し、地中接合時における伸縮スポークの作動を確認する。			○					○※5	
		伸縮スポーク作動圧力、ストローク計測 (④-6)	拡径接合された伸縮スポークの縮み作動圧力を計測することにより、無負荷時の抵抗を確認するとともに、外周カッタに負荷を作用させた状態での伸縮スポーク縮み圧力を計測し、実施工時における伸縮抵抗を把握するために計測する。 ストロークについては、伸縮スポークの実ストロークを計測するとともに、ワイヤーによる伸縮確認を実施し、流量計によるストロークを確認する。			○※3					○※3、5	
		センタカッタ位置計測 (④-7)	カッタヘッド中央部のセンタカッタ先端カッタビットと、シールド本体との位置計測を行うことにより、地中接合時の停止位置を確認する。			○					○※5	
		探査ゲート位置計測 (④-8)	探査ゲート位置と、シールド本体との位置計測を行うことにより、地中探査ボーリングによるシールド位置を確認する。			○					○	
	シールド本体	バルクヘッドゲート作動圧力、ストローク計測 (④-9)	バルクヘッドゲートジャッキを開けて、対向シールドとの相対位置関係を探査ボーリングにより計測する。このため、ゲートジャッキの作動を確認することにより、探査ボーリングの受け入れに支障がないことを確認する			○					○※5	
		バルクヘッドゲート位置計測 (④-10)	バルクヘッドゲート位置と、シールド本体との位置計測を行うことにより、地中探査ボーリングによるシールド位置を確認する。			○					○	
⑤子機到達検査			親機にて再利用するため、到達時点での子機シールドの性能検査及び寸法検査を実施し、拡径シールドに用いても支障のないことを確認する。					○				
検査担当				佐藤JV					大林JV			

●検査全体工程



●地中接合時工程

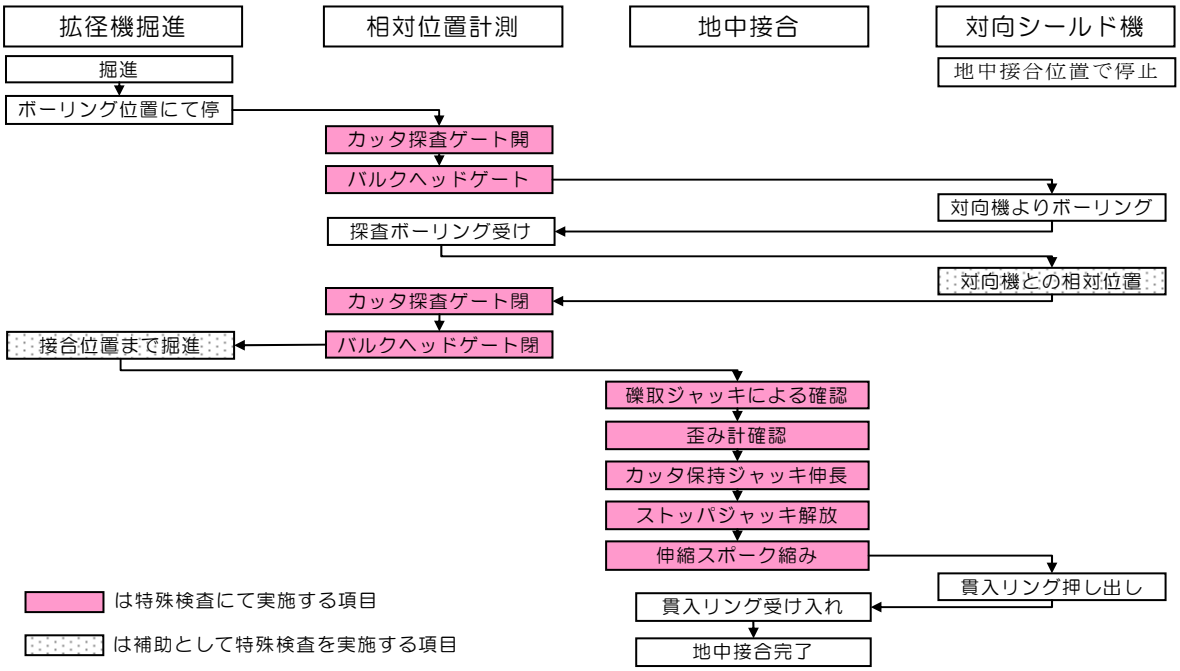


図 3-3-8-10

ウ、業者間の引継ぎ等

第 1 広町 T 他 2 工事の土木工事標準示方書追加訂正条項に「8-13 業者間の引継ぎ等」の項目と次の 2 条を追加した。

①親シールド機、子シールド機の製作、施工設備等の計画、設計にあたっては、臨海、大井町 St 他 2 工事施工業者と十分な打合せを行い、両者合意のうえ、監督員の承諾を得ること。

②親シールド機、子シールド機及び施工設備等の引継にあたっては監督員立会のうえ、形状・性能等を確認するものとする。

追加条文の「両者合意」及び「形状・性能等の確認」に関して、業者間では次の項目・内容で覚書（概要）が交わされている。

1)目的

2)引継ぎ時期

・上下線別の親機・子機及び設備機器等

3)「両者合意」、「形状・性能等の確認」の方法

・両者合意：書式を定め両者の承認印をもって合意とする。

・形状・性能等の確認：書式を定め、監督員立会のうえ両者の確認印をもって合意とする。

4)「両者合意」

・親シールド機、子シールド機の製作

・施工設備等の計画、設計（共通設備のみ）

5)「形状・性能等の確認」

・親シールド機引継ぎ

・子シールド機引継ぎ

・施工設備等の引継ぎ

6）損料品調達及び処分

7）瑕疵及び危険負担

8）第 1 広町立坑における施工区分

9）共有使用の費用負担

10）その他

第 9 節　第 2 広町トンネル

1．工事概要

第 2 広町トンネルは、JR 大井工場及び東海道貨物大崎支線の直下を通過して大崎駅に至る延長 680ｍにわたる活線下の工事である。構造としては、大井工場内は開削工法による箱型トンネル、大崎支線直下ではエレメントけん引方式の HEP&JES 工法で施工した複線円形トンネル、大崎構内は開削箱型トンネル及び U 型トンネルから構成されている。

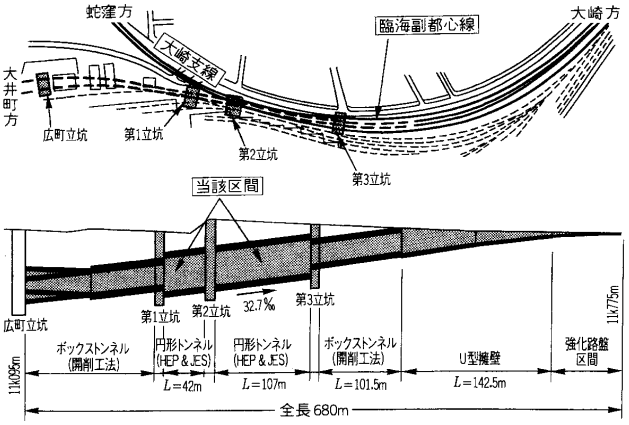


図 3-3-9-1 線路平面・縦断面図

この工事は、JR 東日本の施設内及び営業線直下での施工のため、JR 東日本の施設変更手続きを伴うことから JR 東日本東京工事事務所に設計施工を委託した。

図 3-3-9-1 に線路平面図、縦断面図、写真 3-3-9-1 に当工区の全景を示す。



写真 3-3-9-1 大崎支線･大井工場内現場（大崎方面より）

2．大井工場内複線箱型トンネル

大井工場内は、御料車線が工区の約半分を占め大井工場と品川区道に囲まれた狭隘なで、支障する大井工場西側の検修庫や軌道、分岐器等を移転して車両検修に支障しないよう車両の通行を確保し、また隣接構造物への影響にも配慮しながら開削工法により施工した。図 3-3-9-2 に平面図、図 3-3-9-3 に縦断断面図を示す。

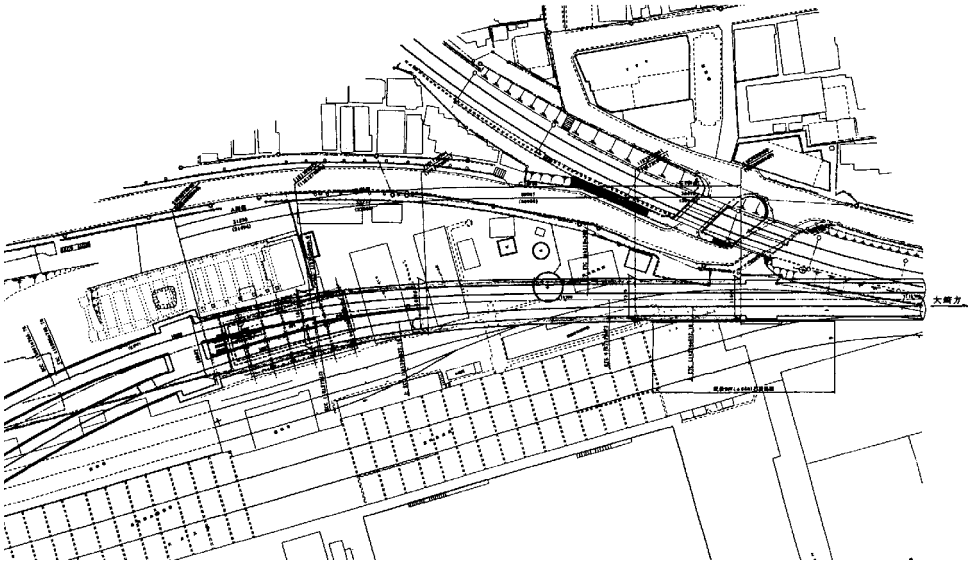


図 3-3-9-2　施工位置平面図

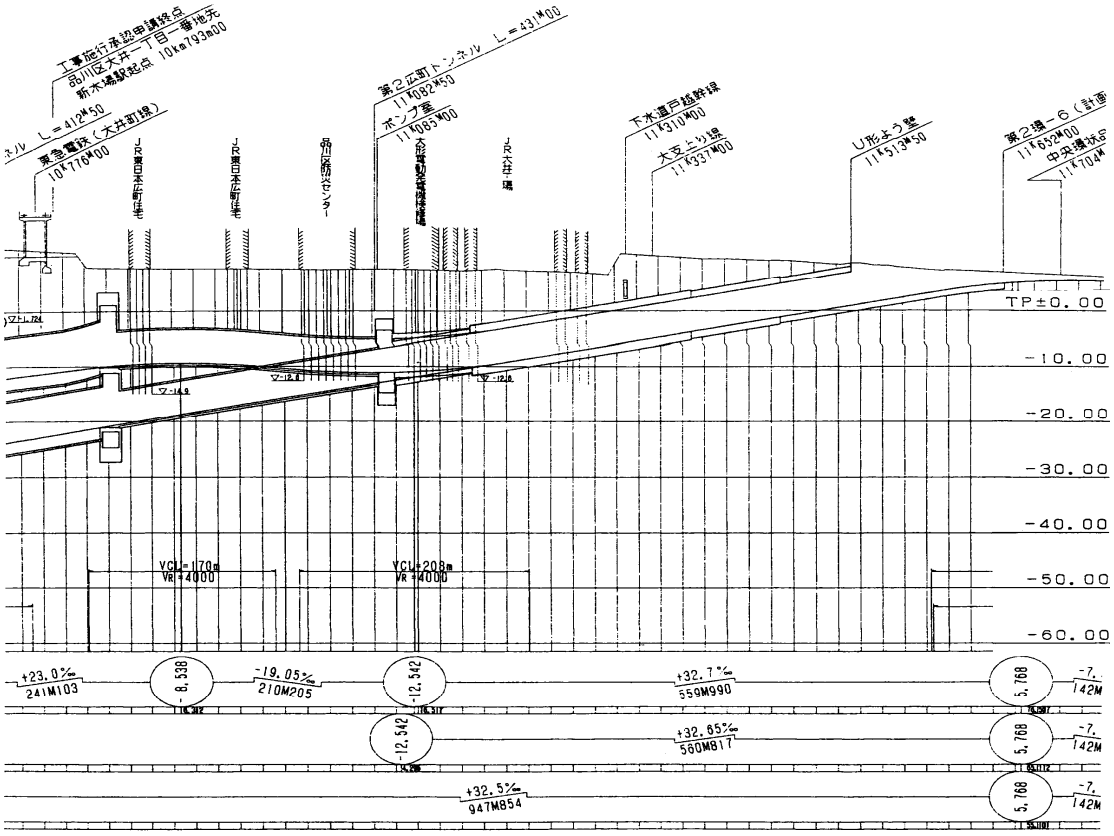
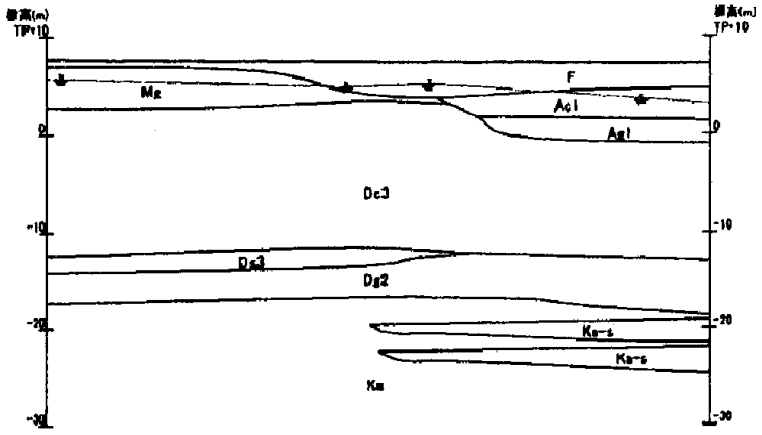


図 3-3-9-3　施工位置縦断図

(1)地質概要

開削トンネル施工対象地質は、上総層（Ka、Ka-ｓ）、東京礫層（Dg)、東京層（Ｄｓ、Dc 層)、武蔵野礫層（Mg 層)、埋め土（F 層）が対象となっている。図 3-3-9-4 に地質縦断図を示す。



地質時代		地層名	記号	主な土質名	層厚(m)	N 値
第四紀	一	埋土	F	砂質土 粘性土 ローム	0.5 ～ 3.6	2 ～ 11
	更新世	武蔵野礫層	Mg	粘土混じり砂礫	0.5 ～ 4.3	14 ～ 47
		東京層 砂質土層	Ds3	シルト混じり細砂	0.0 ～ 2.0	29
		東京層 粘性土層	Dc3	シルト 砂質シルト	11.8 ～ 15.0	1 ～ 26
		東京礫層	Dg2	砂礫	3.2 ～ 5.5	50以上
第三紀	鮮新世	上総層群 泥岩層	Ka	泥岩	0.0 ～ 20.0	50以上
		上総層群 細砂層	Ka-s	細砂	0.0 ～ 2.5	

図 3-3-9-4　地質縦断図

(2)土留工

土留工は、開削深度により芯材を選択し、施工法は、一般部は 3 軸式 SMW、広町第 2 立坑脇の防音建屋が影響する範囲は TDR 工法を採用した。図 3-3-9-5 に TDR 工法概要図、写真 3-3-9-2 に TDR 施工状況、図 3-3-9-6 に場所打土留工施工範囲図を示す。

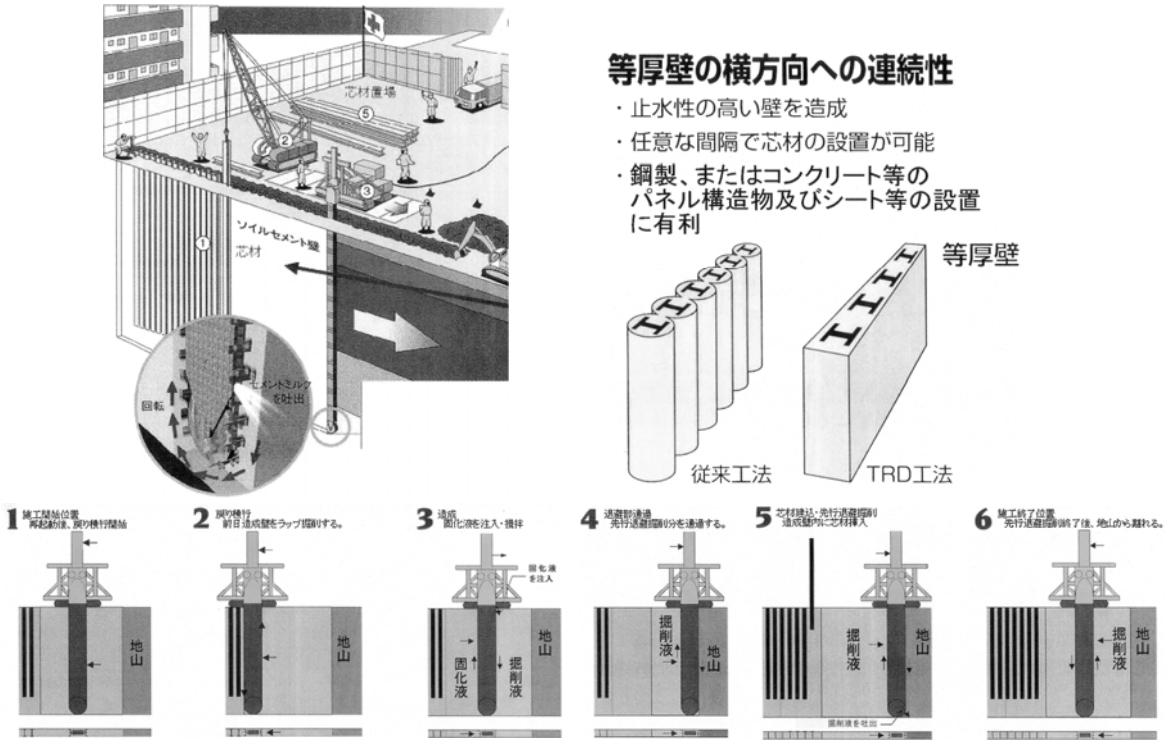


図 3-3-9-5　TRD 工法概要図

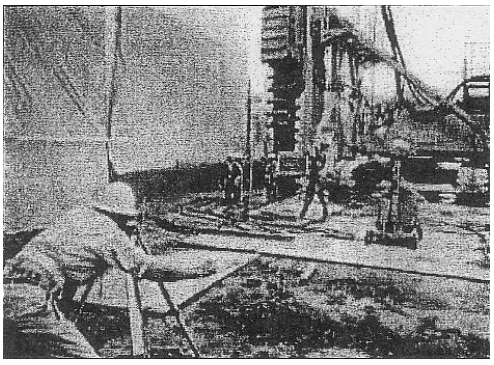


写真 3-3-9-2　TRD 工施工状況

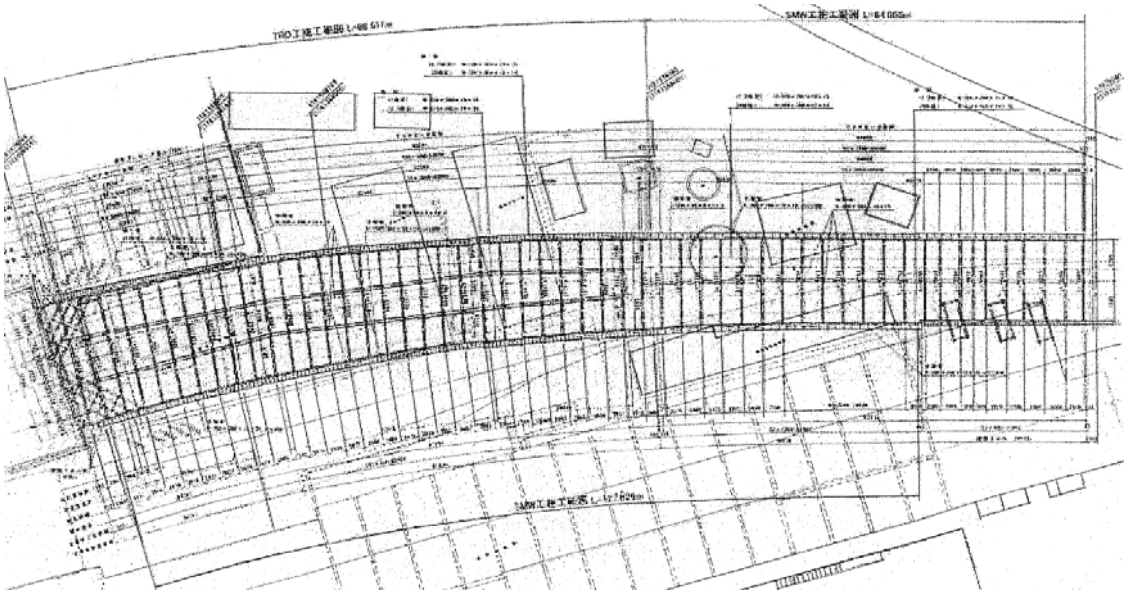


図 3-3-9-6　場所打土留工施工範囲図

(3)薬液注入工

広町第 2 立坑防音建屋の基礎杭が土留壁に接する個所で砂礫層が存在しており、TDR 施工時の地山の緩みによって基礎杭先端及び周囲の支持力不足を生じさせる恐れがあるため、事前に薬液注入により地盤改良を行った。

(4)CJG 工

場所打ち土留壁と広町第 2 立坑、鉄建第 1 立坑、新系列車両検修庫下部との接合部及び SMW 壁と TRD 壁の接合部は、施行精度や掘削時の壁体の変位等によって空隙が生じ湧水の可能性があるため、接合部全長にわたって壁体と同等の遮水生を有する CJG 工法による地盤改良を行った。

(5)RJP 工

掘削底面以深の砂礫層には被圧地下水があるため、盤膨対策として工区の約半分の範囲に厚 1.5m、σ28=33.3tf/m^2の地盤改良を行った。施行は、御料車線や通路確保のため地上からの施工が困難のため、開削内からの施工となった。被圧水頭を考慮して 2 段土留支保工上からの施工となり、最小空頭高確保と施工能率の点から地盤改良工法として RJP 工法を採用した。写真 3-3-9-3 に RJP 施工状況を示す。

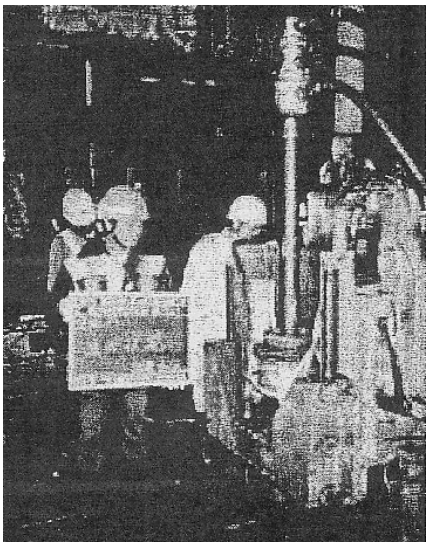


写真 3-3-9-3　RJP 工施工状況

(6)掘削

掘削は、被圧地下水対策地盤改良の施工と並行して行うため、地盤改良範囲外の第 2 広町立坑側から先行し、各段の掘削深さは土留支保工架設高さから 1m以内とした。

路面覆工板下の掘削、集土はミニバックホーで行い、揚土、積込は開口部を設置してパイプクラムで行った。写真 3-3-9-4 に覆工下掘削状況を示す。

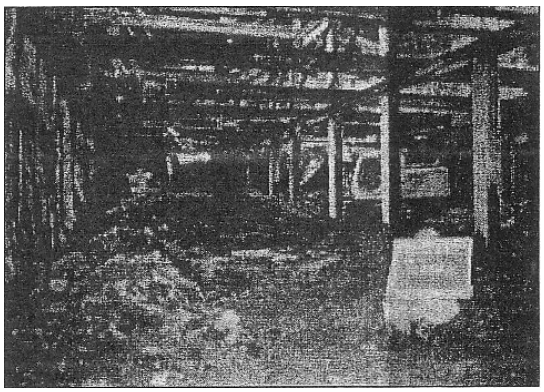


写真 3-3-9-4　覆工下掘削状況

(7)覆工、仮受工

御料線の仮受、工場関係車両の通路確保のため御料車線仮受、路面覆工を行った。線路と通路が交差しているためレール天端と覆工板の天端高を同じにする必要があり、覆工板の受桁と御料車線受桁を兼用した。御料車線軌道内は、木製の覆工板で施工した。

図 3-3-9-7 に覆工・仮受断面図、図 3-3-9-8 に御料車線部仮受縦断図、図 3-3-9-9 に覆工部縦断図、写真 3-3-9-5 仮受工施行状況を示す。

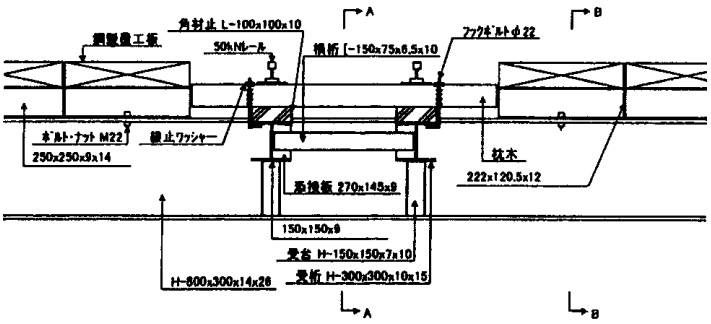


図 3-3-9-7　覆工・仮受工断面図

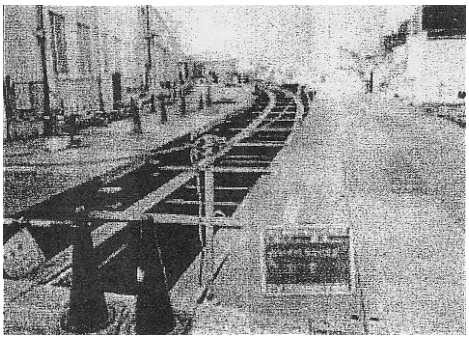


写真 3-3-9-5　仮受工施工状況

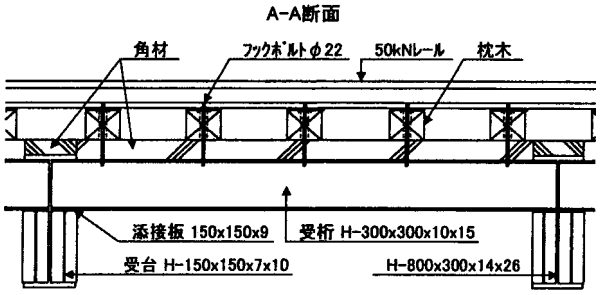


図 3-3-9-8　御料車線部仮受縦断図

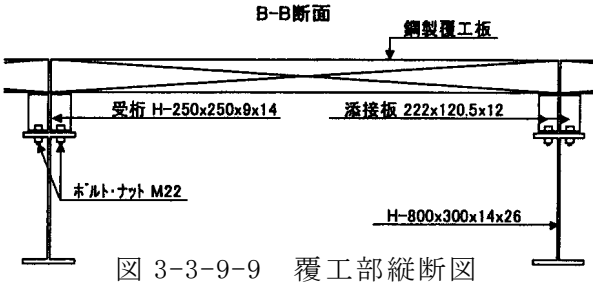


図 3-3-9-9　覆工部縦断図

(8)躯体コンクリート工

躯体コンクリートは、ひび割れ防止のため全長 155.6m のトンネルを 1 ボックス長 16m～19m となるよう 9 分割し、1 ボックス当りのコンクリート打設量が概ね同じになるように施行した。誘発目地は、L/H≦0.9、断面欠損率≧40%となるように設け、温度ひび割れ防止を行った。誘発目地材にはブチルゴム被服タイプを用いた。図 3-3-9-10 にひび割れ防止誘発目地概略図、表 3-3-9-1 に L/H 算定表、図 3-3-9-11 に誘発目地形状図、表 3-3-9-2 に断面欠損率算定表を示す。

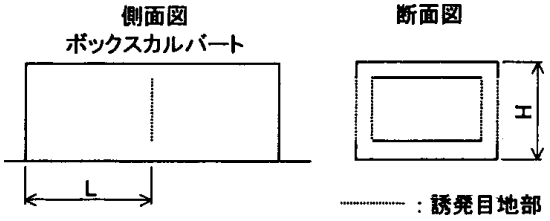


図 3-3-9-10 ひび割れ防止誘発目地概略図

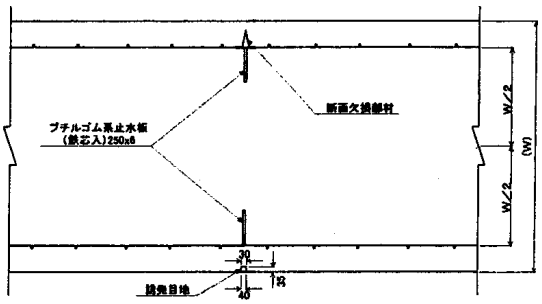


図 3-3-9-11 誘発目地計上図

表 3-3-9-1　L/H 算定表

タイプ	H(m)	L(m)	L/H	適・不適
Ⅰ	9.251	6.396	0.69 ≦ 0.9	適
Ⅱ	8.808	6.174	0.70 ≦ 0.9	適
Ⅲ	9.069	6.597	0.73 ≦ 0.9	適

表 3-3-9-2　断面欠損率算定表

タイプ	壁厚＋裏込コンクリート λ	誘発目地 λ1	ブチルゴム系止水板(鉄芯入) λ2	欠損部材 λ3	ブチルゴム系止水板(鉄芯入) λ4	断面欠損率
Ⅰ	1.400	0.035	0.250	0.040	0.250	41.1 ≧ 40.0 O.K.
Ⅱ	1.500	0.035	0.300	0.040	0.250	41.7 ≧ 40.0 O.K.
Ⅲ	1.800	0.035	0.400	0.040	0.250	40.3 ≧ 40.0 O.K.

(9)防水工

防水工は、施行面の凹凸や突起物等複雑な形状にも対応し、継目のない高い水密性を持ち、耐久性に優れ養生時間の少ない超速硬化ウレタン吹付け防水を底部、側壁部、頂部にそれぞれ施行した。また、土留支保工撤去時のミニクレーン等の作業機械荷重を考慮して、防水工の上に頂部では厚 10cm の保護コンクリート、低部には厚 3cm の保護モルタルを施行した。図 3-3-9-12 にボックストンネル防水工図、図 3-3-9-13 に底部、側部防水工、図 3-3-9-14 に頂部防水工、写真 3-3-9-6 に頂部吹付防水状況を示す。

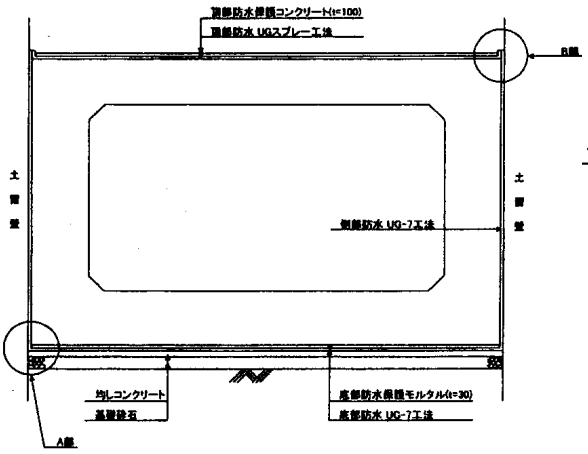


図 3-3-9-12 ボックスコンクリート外周部防水工

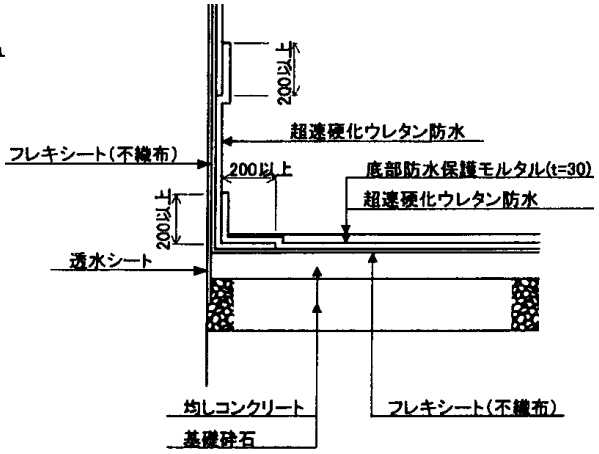


図 3-3-9-13　底部、側壁部防水工

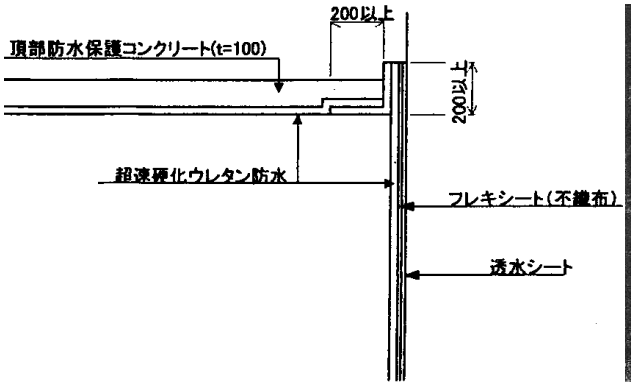


図 3-3-9-14　頂部防水工

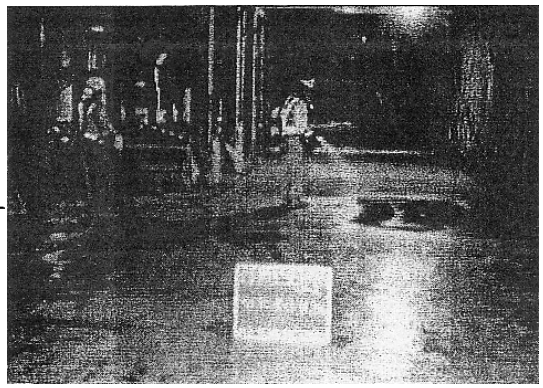


写真 3-3-9-6　頂部吹付防水状況

(10)埋め戻し

埋め戻しは、GL-1.5m 以下に対してはフロー値 180～300mm の流動化処理土により埋め戻しを行い、御料車線下となる部分にはσ28＝30～55N/㎠の強度を有する材料で施工した。

3. 大崎支線直下の円形複線トンネル

大崎支線直下での非開削方式による HEP&JES 工法で施工した第 1 トンネル 42m、第 2 トンネル 107m については次のとおりである。

(1)HEP 工法の概要

HEP 工法（High Speed Element Pull Method）は、到達側土留壁に反力をとり、事前に地中に配置した PC 鋼線をけん引装置にてけん引し、それに接続された掘削装置及びエレメントを地中に引き込み、地中にエレメントを設置する工法で、アンダーパス工事に多く利用されている工法である。図 3-3-9-15 に HEP 工法概要図を示す。

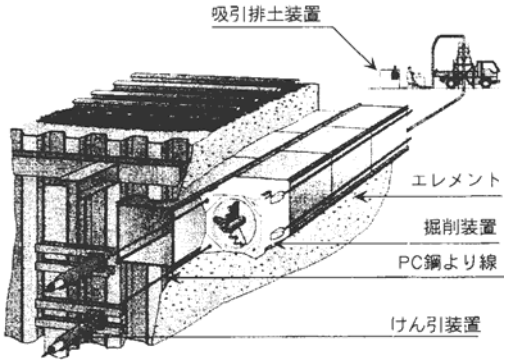


図 3-3-9-15　HEP 工法概要

(2)JES 工法の概要

JES 工法（Jointed Element Structure Method）は、エレメントで直角方向に力を伝達する特殊継手を有する鋼製エレメントを地中に配置し、エレメント内をコンクリートで充填することにより鉄筋コンクリート部材と見なす構造体である。HEP 工法と併用することで効果的に地下構造物の構築を可能とする工法である。図 3-3-9-16 に JES エレメント継手図を示す。

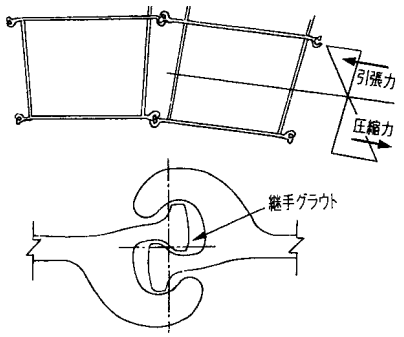
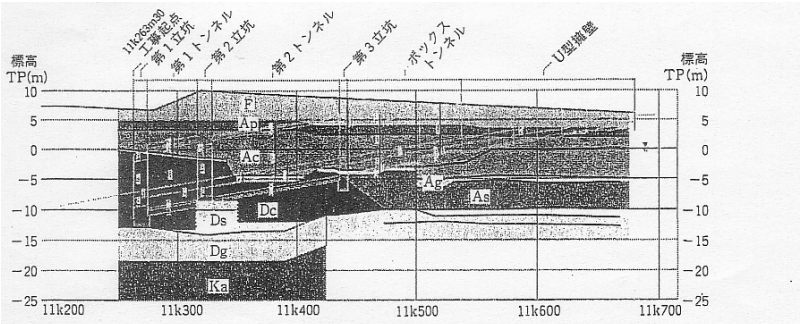


図 3-3-9-16
JES エレメントおよび継手

(3)地質概要

施工対象地質は、東京層の粘性土層（Dc 層）、有楽町層（Ag、Ac、Ap 層）及び埋め土層（F 層）であり、多種の地層が対象となっている。図 3-3-9-17 に地質縦断図を示す。



現世	埋め土層		F	地表を被う表土，砂や粘土の混合土で，コンクリート塊，ガラ等が混入する．
沖積世	有楽町層	腐植土層	Ap	微細砂を含む腐植土で，所々に草根の密集が見られ，N値が0～2程度で軟弱である．
		粘性土層	Ac	粘性に富むN値が0～2程度の軟弱なシルト主体の粘土層で，腐食物，細砂を混入する．
		砂礫層	Ag	部分的にシルト分を含む1m未満の層厚の砂礫層で最大で60mm程度の砂礫が主体のN値が10～20回程度の層である．
		砂質土層	As	貝殻片を含むN値が7程度の緩い海成砂層で，部分的にシルト分を含む．
洪積世	東京層	砂質土層	Ds	部分的に細砂礫，貝殻片，腐食物を含むN値10～50以上のシルト質砂，細砂の層である．
		粘性土層	Dc	砂分を混在するシルト分からなる，N値は5～15程度である．
	東京礫層		Dg	N値は50以上の，礫径5～30mm程度の詰まった層で，非常に豊富な地下水を含んだ層である．
	上総層群	泥岩層	Ka	固結シルトを主体とし，土丹状を示す．不規則に砂層が介在する．
		細砂層		泥岩と瓦礫状に分布し，極めて良く締った細砂層である．

図 3-3-9-17　地質縦断図

(4)設計計画

ア、施工条件及び施工法の検討

大崎支線直下の施工については、平成 14 年 12 月の開業行程及び大崎支線の輸送に対する支障排除を考慮すると、線路切替えを伴う工法は問題が多いことから、地上の軌道切替等の不要な非開削工法を選択した。

非開削工法としては、角型鋼管推進、

表 3-3-9-3　施工方法の比較検討表

		A案	B案	C案
		角型鋼管推進	分割ﾎﾞｯｸｽｼｰﾙﾄﾞ	ﾎﾞｯｸｽｼｰﾙﾄﾞ
工法概要		角型鋼管ｴﾚﾒﾝﾄ推進(36ﾋﾟｰｽ)→外径形成→内部掘削	6分割ﾎﾞｯｸｽｼｰﾙﾄﾞ→函体結合→内部掘削(MMB工法)	円弧状矩型泥圧土圧式ｼｰﾙﾄﾞ(DPLEX)
特徴	長所	・小断面施工 ・地表の返上少	・SRC構造 ・掘削土量少	・工期短縮 ・掘削土量少
	短所	・PCｹｰﾌﾞﾙ緊張 ・曲線変状不可	・継ぎ目多 ・泥水圧調整難	・地表変状大
条件比較	複線運転	可　○	可　○	可　○
	軌道影響	少　◎ 沈下量予測20mm	やや大　×	大　×
	下水道対応	可　○	可　○	可　○
	夜間作業	少　○	少　○	少　○
	騒音振動	少　○	少　○	少　○
総合評価		◎	△	×

分割ボックスシールド、ボックスシールドの 3 工法について比較検討した（表 3-3-9-3)。

検討の結果、小断面での線路推進作業のため直上の軌道への影響が最も少ないこと、エレメントを PC ケーブルで緊張して構造体を構成することにより工期の短縮が図れること等の優位性を考慮して、角型鋼管エレメント推進工法を採用することとした。

しかし、角型鋼管エレメント推進工法の技術的課題としては、推進力が 200～350t と想定され、到達立坑の設置個所での区道側の用地余裕が 200mm しかなく、推進精度の向上が要求された。このためエレメントの施工精度を延長に対し 1/500 とし、HEP 工法で行うこととした（実施工では 1/1000 以内の精度を目標とした)。

さらに、工期短縮のため、PC ケーブルによる緊張を不要とする JES 工法を開発し、工期の短縮を図ることとした。

イ、トンネル断面の決定

トンネルは、所要内空寸法 9,200mm の円形複線断面であるが、曲線による拡幅、エレメント形状及びその施工精度（1/1000）に伴う余裕量、二次覆工厚 250mm 等を考慮し外形を 11.8m とした(図 3-3-9-18)。

線路条件

・線路等級　　2 級線
・列車速度　　V=65km/h
・曲線半径　　下り＝268m　上り＝269m
・設定カント　C=75mm
・軌道構造　　バラスト軌道

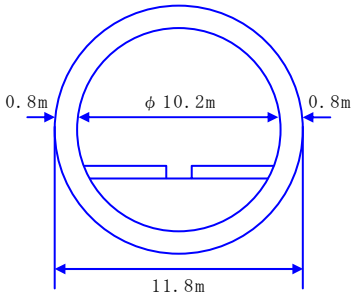


図 3-3-9-18　トンネル断面図

内空断面

・軌道中心間隔　　直線部　3.8m、曲線部　4.0m
・カントによる拡幅　　上部最大　75mm
・円曲線による側部拡幅　　上下線　90mm
・保守用通路幅　　保守通路面で 700mm、保守通路面＋2m で 600mm
・ 施工余裕量（推進精度）　1/1,000

ウ、エレメントの設計

エレメントは、「JES 工法設計・施工の手引き」により設計、製作した。エレメント単体の長さは、立坑の形状等を勘案し、第 1 トンネルは 8m、第 2 トンネルは 6m を基準として割付を行った。鋼板は、設計上の腐食代 t＝3mm を考慮し、t＝16mmSM400 を用い、JES 継手は、t=13mm の鋼板と同等以上の強度を有しているものとした。

製作誤差は、製作基準により、隣接エレメントとのズレ量 2mm 以下を基準として製作し、更に延長方向の継手のズレをなくすため、かみこみ方式のホゾを設けた。図 3-3-9-19 にエレメント詳細図を示す。

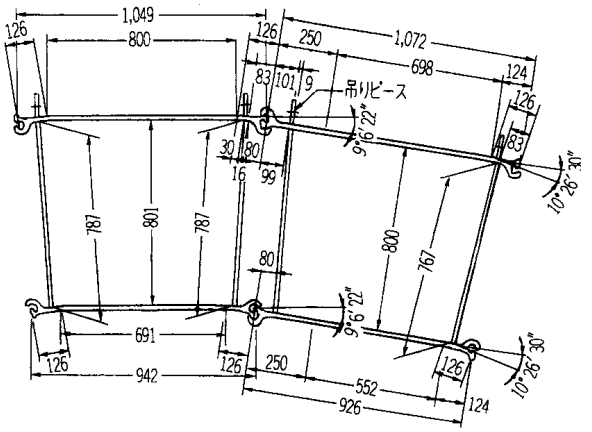


図 3-3-9-19　エレメント詳細図

エ、立坑の計画

立坑は、工場内での作業用通路が確保でき、曲線施工が困難な HEP 工法で直線断面内に半径 268m の曲線敷設可能な立坑間隔であること、また既設横断下水道の移設に支障しない位置であること、等を条件として検討した結果、3 箇所設置することとし、第 1 立坑を第 1 トンネル（延長 42m）の発進用、第 2 立坑は第 1 トンネルの到達用と第 2 トンネル（延長 107m）の発進用、第 3 立坑は第 2 トンネルの到達用として計画した。

立坑の形状は、トンネル断面外形 11.8m を基本に、エレメント側面から土留擁壁までの純間隔を 1m 以上確保し、スプリング位置での掘削機械やけん引ジャッキ及びエレメントのスライドに必要な架台幅等を考慮した(表 3-3-9-4)。

また、立坑長は、エレメント投入長を 8m とし、掘進機及びエレメント据付余裕、作業通路等を考慮して最小 13m とした。ただし第 2 立坑は到達発進兼用となり、先進エレメントの突出長 1.5m を加算し最小 14.5m とした。

表 3-3-9-4　立坑の形状

	幅（m）	長さ（m）
第 1 立坑	13.8	14.2
第 2 立坑	22.5	15.0
第 3 立坑	22.5	7.6

(5)試験施工

ア、目的

従来の HEP&JES 工法の施工実績は 10m～30m 程度であり長い延長での工程確保と施工精度、安全性の確保のため試験施工を実施した。試験状況図を図 3-3-9-20 に示す。

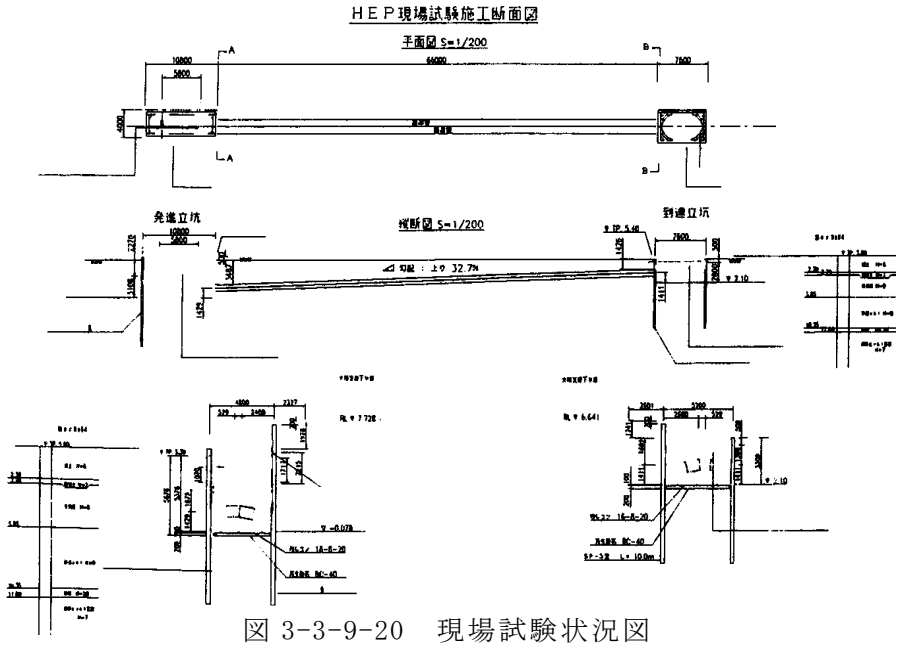


図 3-3-9-20　現場試験状況図

イ、試験結果

①工程確保

1日あたりの作業量は、基準エレメントで66.0mを34.7日、平均1.90m/日、一般エレメントで66.0mを24.0日、平均2.75m/日となった。

②施工精度

施工精度は、基準エレメントけん引の精度を左右する水平ボーリングの施工精度について試験を行うこととし、軟弱地盤や多層地盤に対応できる仮管併用小口推進工法とロッドソー工法を選択し、精度及びサイクルタイムの確認を行った。施工精度については、仮管併用小口推進工法で、水平精度3 mm～4mm、鉛直精度3mm、ロッドソー工法のうち3本は水平精度10mm～-5mm、鉛直精度10mm～3mmとともに精度良く到達し、1本は意図的に250mmずらして到達させ、修正装置による修正が可能なことを確認した。

サイクルタイムについては、両工法の差は無かった。

③安全性の確認

列車の安全運行及び周辺地盤への影響を把握するために地表面変位、地中変位、間隙水圧等を計測した。このうち地表面鉛直変位測定では、マシン通過時の先行隆起及び後続沈下が確認された。

(6)準備工

ア、エレメントヤード、プラントヤードの設置

工期短縮のため、24時間3交代体制で第1トンネルと第2トンネルを同時に施工する必要があり、4台のけん引設備が稼動した場合、1日十数本のエレメントが必要となる。また大井工場の作業スペースは限られており、工場内の列車運行によりエレメント搬入作業が制限を受けるため、研修庫線上に架台を設置し、エレメントをストックするための設備を設置した。また4台分のけん引設備の吸引排土装置、滑材プラント、裏込めプラント及び管理室を御料車線、研修庫線の上にプラントヤードとして架台を設置しその上に配置した(写真3-3-9-7)。

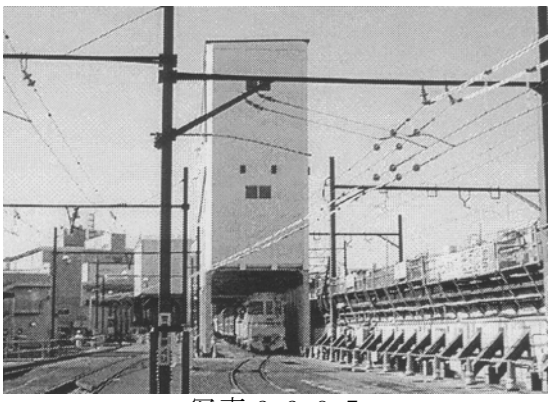


写真3-3-9-7
エレメントヤードおよびプラントヤード

イ、支障物の撤去

事前調査で、大崎支線上下線間深さ約5mに大崎支線縦断方向に沿って石積があり、約67mにわたり第2トンネルのエレメントけん引に支障することが判明した。大崎支線上下線間に小判型ライナープレート（短径3.5m、長径7.9m、深さ7.0m）を深礎工法により施工し、これを発進立坑としてφ1800mm、t＝16mm鋼管により刃口推進(元

押し）を行い支障物を撤去した。

ウ、軌道計測・軌道防護

工期短縮のため酷暑期に活線下24時間施工となったことから関係箇所と綿密な打合せを行い、計測管理方法について確認書を取り交わし、安全安定輸送の確保に万全の体制で取組んだ。

軌道計測については、①リンク型計測器による計測（上下線各180m)、②トラックマスターによる計測（上下線各180m、計測頻度：毎日、ただし第2トンネル上半けん引完了後は週2回)、③列車動揺加速度計による計測（上下線工事範囲　月2回）を行った。

また軌道防護については、簡易工事桁設置160m（上り線60m、下り線100m)、座屈防止板の設置360m（上下線各180m)、バラスト余盛360m（上下線各180m)、道床安定剤散布360m（上下線各180m）等を行うほか地表地中変位計を設置して監視を行った。

エ、施工管理システム

HEP&JES工法による施工管理と地表面変位や、軌道への影響等をリアルタイムに把握するためプラントヤード内に中央管理室を設け、施工管理の万全を期すこととした。

（7）HEP&JESの施工

ア、施工設備

①掘削排土設備

掘削装置は、試験施工の結果改良を加え、刃口とソリエレメント内部にカッタービットを装備したカッター駆動装置からなり、刃口とソリエレメント（方向修正ソリを含む)はPC鋼棒で締結している。通常、マシン本体はエレメントの先頭にあり、外殻共々回収して転用するが、本工事では到達時、刃口と駆動装置のみを取出すことで工期短縮を計った。

排土機構は、砂礫層を考慮してリボンスクリューを装備し、後方に設置された6インチ吸引排土ホースで流体輸送した。掘削対象地盤は主としてシルト・粘土層であり、吸引排土を容易にするため、カッターチャンバー内に添加剤注入口を装備し、切羽に添加剤を注入し、泥土状態で土砂圧送ポンプにより地上へ排土した。図3-3-9-21、写真3-3-9-8に掘削機を示す。

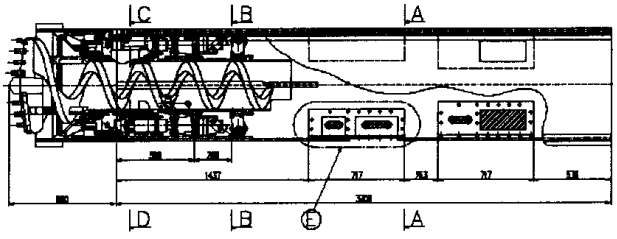


図3-3-9-21　掘削機

②発進・けん引設備

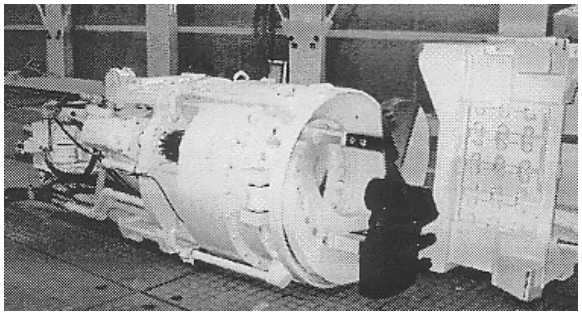


写真 3-3-9-8　刃口及び掘削機

各立坑には昇降可能な作業床を設置し、作業床上に左右回転､前後スライド､ピッチング、上下移動の調整機構を装備した発進・けん引装置をセットする架台（リフター）を設け、円形トンネルにあわせエレメント管を軸方向に容易に合わせることが出来るようにした。また、各作業床は左右独立昇降可能とし、第 2 立坑は、さらに発進側、けん引側にも分割した構造とした。けん引設備は、けん引時間を短縮するため現場用に開発した 1 セット 3 本（50t×2 本、100t×1 本）の連続けん引ジャッキを採用した。また計画最大けん引力は、切羽抵抗、エレメント周面摩擦、継手嵌合抵抗並びに試験施工の値を勘案し、4 セット（400t リミッター70％実けん引時 280t）で計画した。作業床断面図を図 3-3-9-22 に、発進架台を図 3-3-9-23 にけん引架台を図 3-3-9-24 に示す。

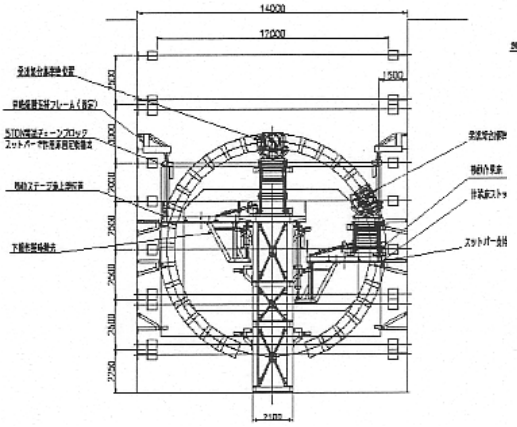


図 3-3-9-22　作業床断面図

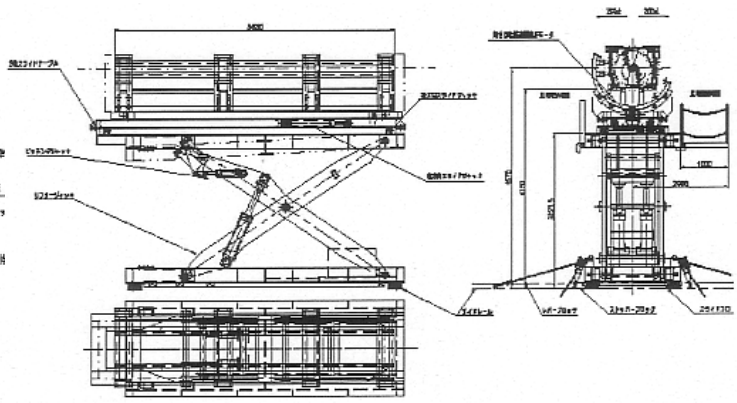


図 3-3-9-23　発進架台

イ、滑材注入

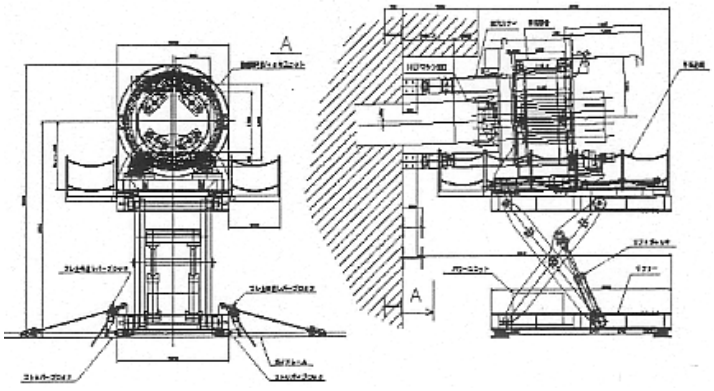


図 3-3-9-24　けん引架台

けん引力の低減と掘削地山の緩みを極力抑止する目的で滑材を使用した。材料は、試験施工で確認したクリーン FDⅡをけん引掘削と並行して先頭管より即時注入した。注入量は、掘削機のオーバーカット（40mm）ボイド量の 150％を基本として注入圧（2kg/㎠）を監視しながら充填注入を行った。

第 2 トンネル施工においては、転石等障害物のためけん引不能となった R1 エレメ

ントでは滑材をスムースエースに変更した。

ウ、裏込注入工

けん引完了後、エレメント管周辺の地山安定を目的として裏込注入を施工した。注入にあたっては注入材が継手内に流入しないよう、けん引中のエレメントと 3 スパンの離隔をとった。注入材料はプレミックスタイプの TM セッターを使用し、ボイドの 150%を目標に上、下部 2m ピッチとし、量と圧力を管理した。

エ、水平ボーリング

第 1 トンネルではロッドソー工法を採用、第 2 トンネルでは 100m を超えるため、精度修正が困難なことから仮管併用推進工法とした。

オ、第 1 トンネルけん引工

けん引は、24 時間 3 交替で行った。エレメントは、基準管 1 本と一般管 L1～L15、R1～R15 の計 31 本である。基準管の施工は、3 月 2 日に開始し、3 月 8 日にけん引を完了した。R1 施工時には支障物で刃口が損傷し手掘りけん引を余儀なくされたが、3 月 23 日にけん引を完了した。その後も支障物や砂礫層による吸引排土管の閉鎖が発生したが、7 月 12 日に全エレメントのけん引を完了した。エレメント割付図を図 3-3-9-25 に、エレメントけん引状況を写真 3-3-9-9 に示す。

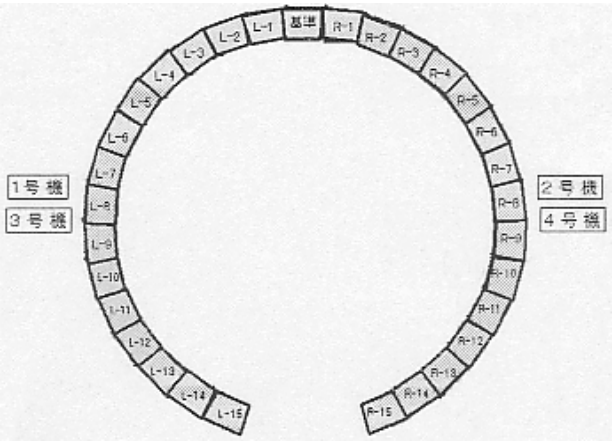


図 3-3-9-25　エレメント割付図

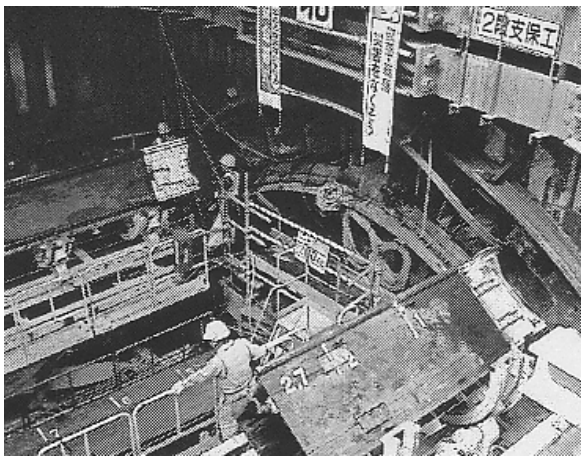


写真 3-3-9-9 エレメントけん引状況(第 1 トンネル)

カ、第 2 トンネルけん引工

第 2 トンネルは、当初工程より 2 週間早い 3 月 14 日より基準管のけん引を開始した。引続き R1 の施工に入ったが、転石等障害物のため手掘けん引で 70.5m に至りけん引不能となり、5 月 12 日に R1 けん引による到達をあきらめ、到達側より水平ボーリングを行い、けん引用 2 次ワイヤーを取込み R2 を先行して施工することとした。原因は、支障物及び継手防護 FRP シートの噛み込みによる継手部の摩擦抵抗の増大であり、L1 からの施工では FRP シートをやめてカップグリースを継手部内に充填する方法に変更した。また今後のけん引力増加に備え、外付けジャッキに加え、簡易

な元押しジャッキ（50t×2 本）を準備した。けん引速度は、連続けん引ジャッキが圧倒的に速いため、基本的には 4 本の連続けん引ジャッキのみで施工し、けん引力の増加に合わせ簡易元押しジャッキ併用、さらには簡易元押しジャッキと外付けジャッキ併用にて施工を行った。

なお、けん引不能となった R1 については、到達側第 3 立坑より夜間線路閉鎖間合いで人力掘削を行い、JES 継手に鉄筋を溶接したプレートによる鉄筋組み立てを行い、場所打ち鉄筋コンクリート構造とした。土被りが薄いため手掘けん引時の緩みで軌道への影響が懸念されたが、作業終了時のトラックマスターによる計測及びリンク式計測器による 24 時間自動計測を行ったが、軌道の変状は見られなかった。図 3-3-9-26 に補助けん引設備略図を、写真 3-3-9-10 に連続けん引ジャッキ（第 3 立坑）を示す。

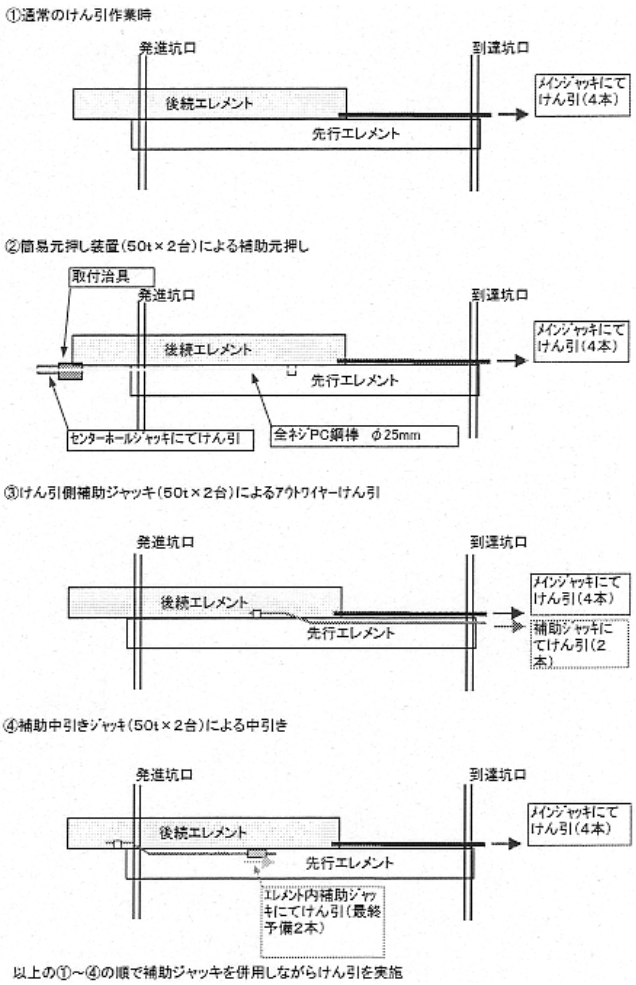


図 3-3-9-26　補助けん引設備略図

キ、けん引力

第 1 トンネルの計画けん引力は P=1420kN で、計算上は PC 鋼線 2 本であったが、大深度でのため切羽抵抗が大きくなる可能性を考慮し第 2 トンネルと同じ 4 本の PC 鋼線とした。

第 2 トンネルは、計画けん引力 P＝2704kN で PC 鋼線 4 本で施工した。上部 5 エレメント付近までは土被りが浅く、盛土層であることから地中障害物が多く出現したため一部けん引力が計画値を越えた。このため補助ジャッキ（50t×2 台）を併用してけん引した区間もあったが、概ね計画けん引以内で施工できた。

また第 1 トンネルは、予想どおりけん引力が計画けん引力の 1.5 倍程度になるエレメントが多く、220t 程度まで作用させたエレメントが多数発生した。第 1、2 トンネル

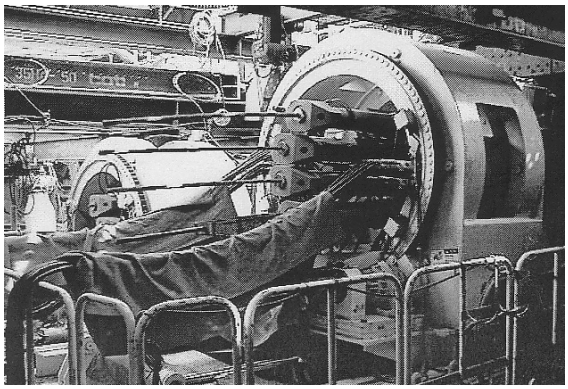


写真 3-3-9-10 連続けん引ジャッキ（第 3 立坑）

の代表的なけん引力のデータを図 3-3-9-27 に示す。

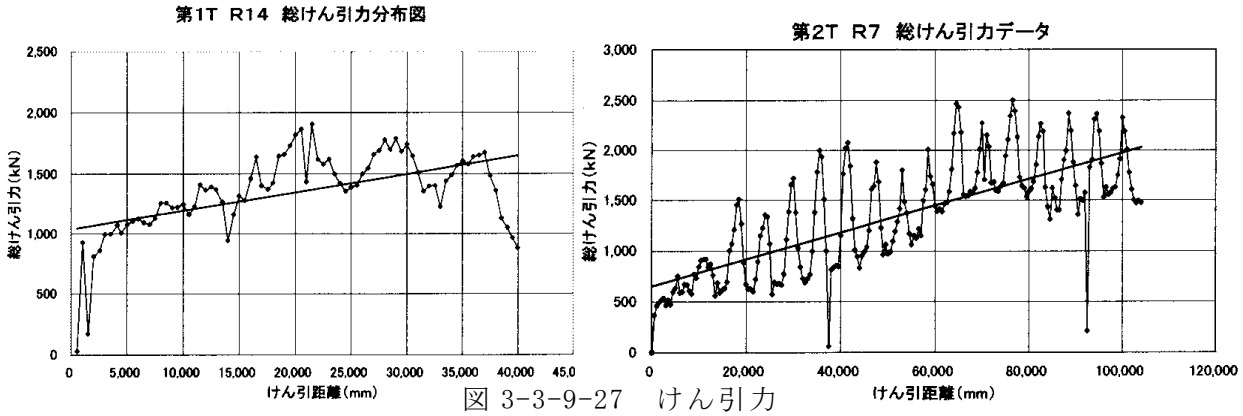


図 3-3-9-27　けん引力

ク、けん引速度

けん引速度は、概ね 100mm/分を計画速度として施工した。この値は、吸引排土能力を基準に定めたが、地層やけん引力及び方向制御により施工速度が大きく異なっており、50mm から 180mm 程度までばらつきが生じた。代表的なデータを図 3-3-9-28 に示す。

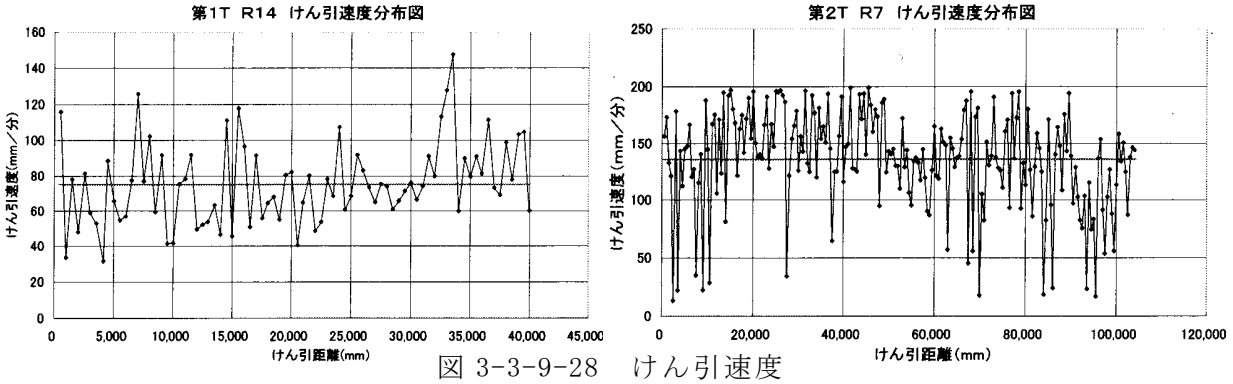


図 3-3-9-28　けん引速度

ケ、けん引実績

けん引については、特に第 2 トンネルの上部約 1/3 程度のところで多くの障害物が出現し、人力にて撤去しながらの作業となったため多くの時間を費やしたが、地中障害物が無くなった後は当初計画どおりの進捗を確保できた（表 3-3-9-5)。　段取り日数は、鏡切断や支保工盛替え等に要した時間であり、けん引日数には、支障物撤去時間や機械整備の時間を含む。撤去時間は、到達後の機械を引抜きに要した時間である。

表 3-3-9-5　施工実績

(日/1エレメント)

項目	第 1T 平均	第 2T 平均	備考
段取日数	2.1	1.6	
けん引日数	3.9	9.0	
撤去日数	0.5	0.8	
合　計	6.4	11.4	24 時間施工

コ、施工精度

エレメントの施工精度は 1/1000 と規定されており、施工に際しては先頭エレメントに方向修正用のスタビライザーを装備し方向を修正しながらの施工となった。

以下に全体の基準となる基準管の各トンネルのデータを図 3-3-9-29 に示す。

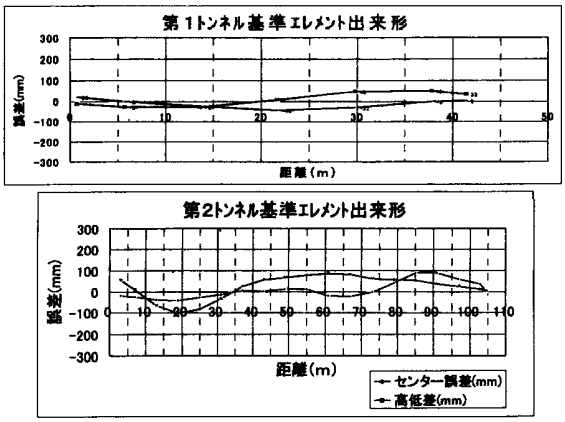


図 3-3-9-29　エレメント出来形

(8)HEP トンネル併合工

ア、併合方法

当初、HEP トンネルの併合は、一体型調整エレメントけん引による併合工を予定していたが、長距離のため施工に伴うねじれ、ズレの累積で完全な併合が難しくなる可能性があり、また調整エレメントのけん引は工期的にも不透明であったため、工期短縮と施行の確実性を考慮し、a 案メッセル工法による底設導坑、b 案ルーフけん引によるミニ底設導坑、c 案両案の使い分けの 3 案について検討した。併合方法の比較を表 3-3-9-6 に示す。

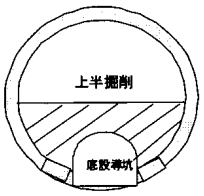
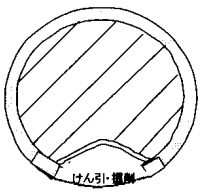
		①案)メッセル工法併用底設導坑	②案)ルーフけん引ミニ底設導坑
概要図			
総合評価	長所	・HEP 以降の工事工程が確実となる。 ・第1トンネルの実績が第2トンネルに反映 ・第1トンネルの資材が第2トンネルに転用	・HEP併合の技術開発となる。 ・大幅な工期短縮の可能性はある。
	短所	・大幅な工程短縮は難しい。 ・HEP併合の技術開発に寄与しない。	・第2トンネルで工程確保が不確実。 ・けん引ジャッキの改良が必要。 ・第1トンネルの実績が第2に反映し難い。
	評価	◎	△

表 3-3-9-6　トンネル併合工法の比較

この結果、No15 エレメントけん引後に No16 及び調整エレメントをカバーする底設導坑をメッセル工法で施行し、5m 毎に鋼材によるストラットを設置し、均しコンクリートで仮併合する a 案を採用した。

併合 RC コンクリートは、強軸方向に曲線加工を施した D29 鉄筋を 125mm ピッチ、延長方向に D19 鉄筋を 222mm ピッチで配置して、R15、L15 エレメントには予め機械継手 FD グリプを上下 2 箇所づつ溶接しておき D29 鉄筋と接続し、最下部で重ね継手を千鳥配置とした。コンクリート強度は 27N/mm^2 とした。

イ、底設導坑の施工

円形トンネル最下点から 3.5m 高さまで、馬蹄形の底設導坑をメッセル工法で施工した。メッセルプレートは、鋼製支保工 200H を反力として天端部中央から順次圧入した。支保工は 90cm ピッチに配置し、天端はボルトでしっかり締め付け、脚元は R15、L15 エレメントに溶接で固定した。

導坑内の掘削及び土運搬は、支保工や埋設物等で狭隘のためミニバックホーとベルトコンベアの組み合わせで行い、立坑からの搬出はクラムシェルを用い、場外には 10ｔダンプで搬出した。掘削は、工程確保のため昼夜間作業 2 方で行った。

第 1 トンネルは、掘削開始当初に東京礫層の止水対策として施工した薬液注入が良く効いており、ピックを用いての掘削を余儀なくされ時間を要したが、中盤からは粘土層に変わって順調に掘り進んだ。掘削日進は最大 3.6m、平均 1 方掘進は 1.1m であった。



写真 3-3-9-11 底設導坑(メッセル法)

第 2 トンネルは、粘土層から腐植土層に移る地層で、掘削日進は最大 7.2m（最大 1 方掘進 3.6m)、平均 1 方掘進は 2.4m であった(写真 3-3-9-11)。

ウ、補助工法

底設導坑施工に際し、導坑直下に存在する東京礫層の被圧水帯による盤膨れ対策としてデープウェル工及び薬液注入工を施工した。

デープウェル工は、Dg 層の被圧水頭低下を目的に第 1 立坑、第 2 立坑の脇、工場側と区道側に 1 箇所づつ計 4 箇所設置した。井戸のさく孔はロータリー式を採用し、φ600mm、深度 26.8m までさく孔した後、φ400mm×7m のスクリーンを設置しフィルターグラベル（2 号硅砂）を充填した。揚水ポンプは、φ100mm 揚程 35m（11kW）で 1.0m^3/min の能力を持つものとした。水位管理基準は、薬液注入工を考慮した盤膨れに対する安全率を算出し、揚水開始水位を第 1 トンネルは T.P. 1.38m 以上、第 2 トンネルは T.P. 1.12m（自然水位 T.P. 1.5m）とした。

また、底設導坑底部の止水及び地盤強化を目的として薬液注入を施工した。注入範囲は、第 1 トンネルは延長 36m、第 2 トンネルは第 2 立坑側から延長 17m とし、深さはそれぞれ掘削底面から 2.5m とした。注入工法は 2 重管ストレーナー複合方式で、使用材料は路盤強化及び止水を目的とするため無機溶液型の非アルカリ系のグラウトで、1 次注入にはシリカロック NS 号を、2 次注入にはシリカロック NL 号を使用した。

(9)本坑掘削

HEP トンネル施工は、工期短縮のためインバート中央部はメッセルによる底設導坑掘削方式を採用し、メッセル掘削、均しコンクリート打設、ストラット設置（H390×300、ピッチ 2.0m）を行い、仮併合できたところから順次本坑掘削を行った。

第 1 トンネルの上半掘削は、第 1 立坑側に 5.0m×10.0m の仮設構台を設置し、0.2 m^{3}バックホウにて坑口より掘削作業を行った。残土は一度第 1 立坑下に取り卸し、地上の 0.6 m^{3}クラムシェルにてダンプに積み込みを行った。下半掘削は、上半掘削終了後にメッセル上部まで盤下げをし、メッセル導坑脇の地山を崩しながらメッセ

ル支保工を解体していった。図 3-3-9-30 に掘削順序図を示す。

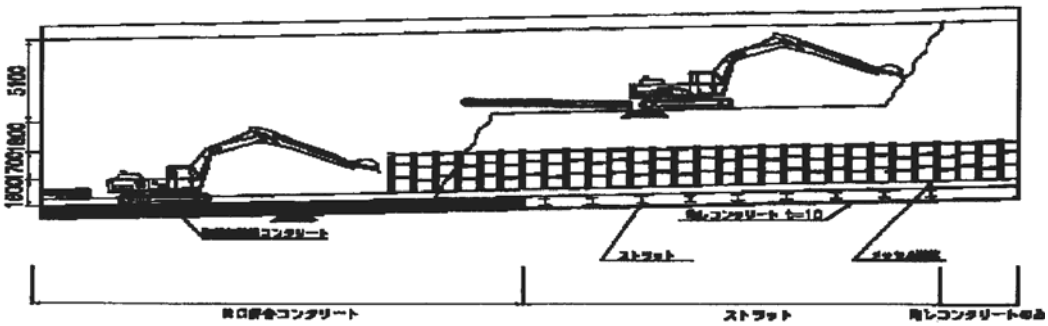


図 3-3-9-30　トンネル掘削順序

第 2 トンネルの掘削も同様に、第 2 立坑に仮設構台を設置した後にバックホウにて掘削を行った。掘削土搬出は、工期上問題となっている戸越幹線下水道の切替時期を早めるため下水工事に支障を与えないよう第 2 立坑の使用をさけ、全てベルコンで第 1 トンネルを通し第 1 立坑に集積した。また、掘削に多くの時間を要する第 2 トンネルの掘削は、メッセル掘削を第 2、第 3 立坑から同時に先行して進め、ストラットによる仮併合が完了した時点で上半掘削を開始し、RC コンクリートによる併合が完了した時点で下半掘削を行った。掘削の進捗は、鏡壊し、構台架設等の準備工を除き、第 1 トンネルは、上半掘削の平均日進は 2.6m/方、下半掘削は 4.3m/方であった。

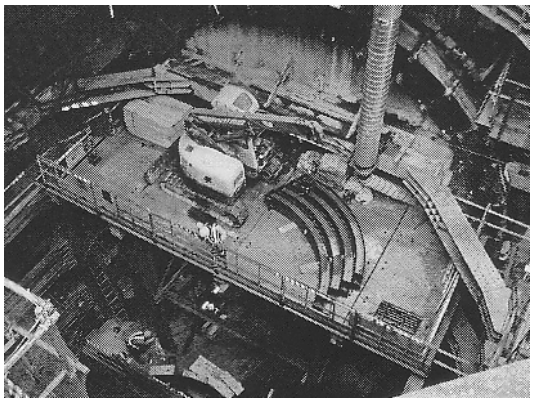


写真 3-3-9-12 第 1 トンネル上半架設構台

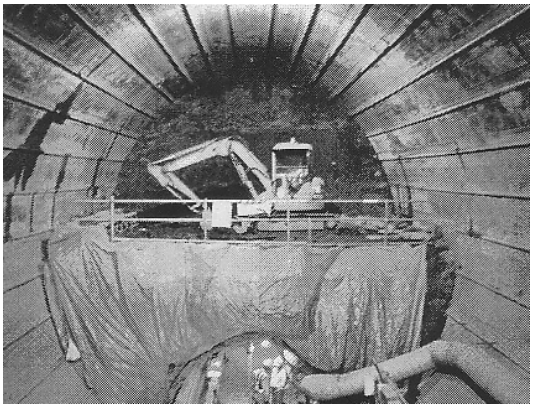


写真 3-3-9-13 第 2 トンネル底設導坑＆上半掘削

第 2 トンネルは、上半の平均日進は 3.0m/方、下半掘削は 4.2m/方であった。両トンネルの施工状況写真を写真 3-3-9-12～14 に示す。

(10)計測工

計測工として、HEP エレメント 7 箇所（基準管、L4、R4、L9、R9、L13、R13）にリンク式変位計を設置し変位を観測した。全体的な傾向はつかめなかったが、第 1 トンネルでは L4 で下半掘削終了後に最大 9.5mm 円外方向に変位し、第 2 トンネルでは R13 で 12.5mm 円心方向への

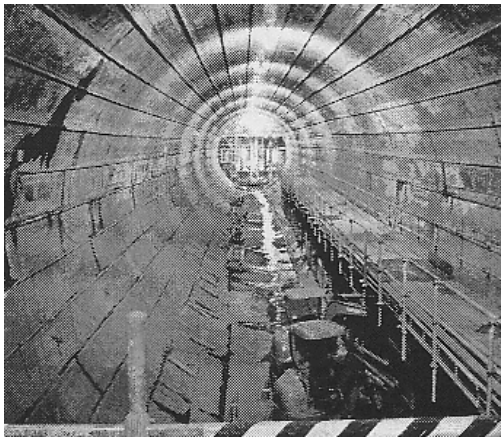


写真 3-3-9-14　第 2 トンネル(掘削完了時)

変位が最大値として観測された。軌道変状についてはリンク式軌道計測装置で観測を行ったが、掘削時の沈下は特にみられなかった。

(11)二次覆工

二次覆工コンクリートは、当初スライドセントルによる現場打ちコンクリートで計画したが、2本のトンネルにおけるセントルの組み立て、解体の工程及び作業スペースの確保が困難なことから全面足場設置とし、プレキャスト部材による覆工方式PICホーム工法を採用した。PICホーム工法は、圧さ20mmの鋼繊維補強コンクリート板にポリマー含浸処理した埋殺型枠であり、エレメントに溶接したアンカーボルト（M12）に取付けた受けアングル（L75×75）とPICホームとボルト接合したアングル（L75×75）を固定することにより、エレメントからの覆工厚を確保する。その後エレメントとPICホームの隙間に繊維補強高流動モルタルを充填し覆工した。また、事前にエレメント表面に不織布を貼り付け、ウレタン防水を施している。二次覆工完了状況を写真3-3-9-15に示す。

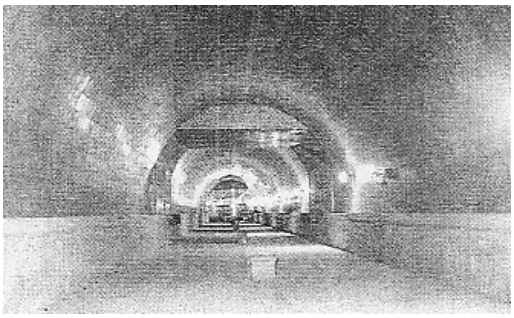


写真3-3-9-15　二次覆工完了状況

4. 大崎方複線箱型トンネル、U擁壁、強化路盤工

大崎方は、支障する保守基地線等を移設して開削工法による箱型トンネル96m、U型トンネル144m、強化路盤工106mの施工を行った。

（1）箱型トンネル及びU型トンネルの土留工

土留工の施工は、工場内、開削部、区道側、戸越幹線下水下の4ブロック分け、工場内の施工は、大井工場終業後19時～翌朝6時までの間に検修線と簡易工事桁の撤去を行い、き電停止間合いで施工した。作業は、掘削、芯材建て込み、モルタル打設に各1夜を要し、1エレメントを3夜間作業で施工した。

開削部は、工事桁下の施工となり桁下空頭5.0まで掘り下げ、芯材を7ピースに分け建てこんだ。11km485m500より終点方は線路閉鎖、き電停止、区道の車輌通行止めを行い、鋼矢板で施工した。建て込みは、サイレントパイラーに一部ウォータージェットを併用し、35ｔラフタークレーンで吊り込み圧入した。

支保工は、JR用地内は一般的な切梁方式、それ以外の終点方はラデッシュアンカーによる土留工法で施工した。写真3-3-9-16にBH-W施工状況、図3-3-9-31にBH-W施工図、写真3-3-9-17にJR用地内土留支保工、写真3-3-9-18にラデッシュアンカーを示す。

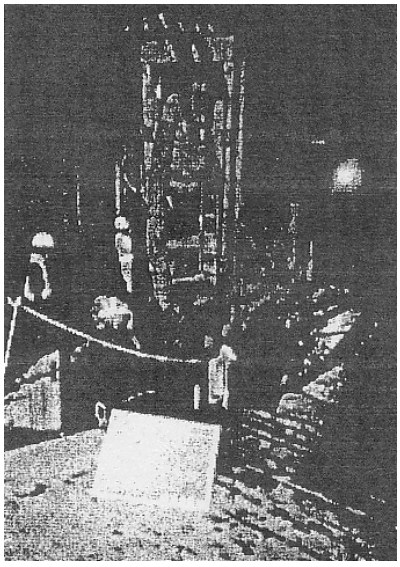


写真 3-3-9-16　BH-W 施工状況

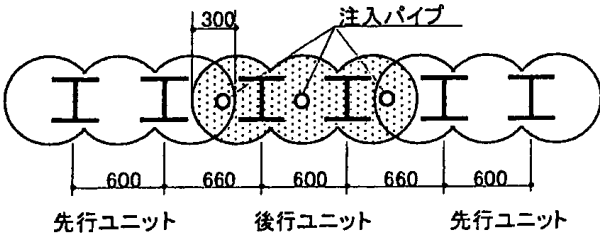


図 3-3-9-31　BH-W 施工図

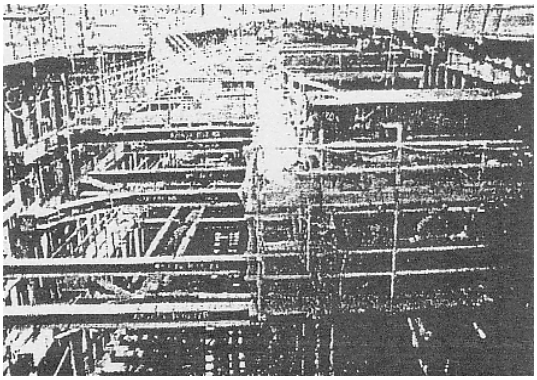


写真 3-3-9-17　JR 用地内土留支保工

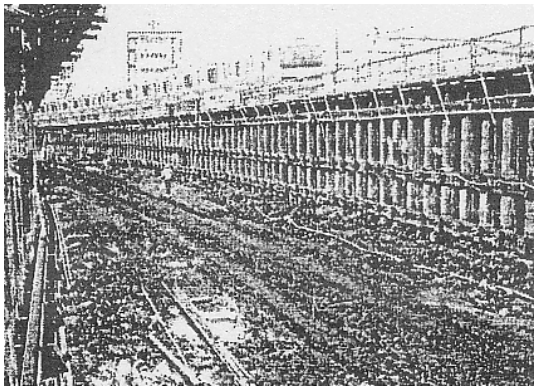


写真 3-3-9-18
ラディッシュアンカーによる土留工

(2)掘削

掘削残土の搬出は、第 3 立坑は大井工場側へ、第 3 立坑から旧第 4 立坑までは旧第 4 立坑から区道側へ、旧第 4 立坑から終点側は大崎支線下り線 1km440m に工事用踏切を設置して大井工場側へ搬出した。

施工は、一次掘削終了後ヒービング及びボイリング防止を兼ねた先行地中梁を SJM 工法で床付けから 1.5m～3.0m 厚で施工した。全般的に開削区間は腐植土層が厚く堆積しており、施工性が悪く地盤沈下の可能性があるので厚 40cm のセメント安定処理を施工した。施工中は大崎支線の安全運行を確保するため、鋼矢板に変位計、切梁にひずみ計を設置し計測を行ったが問題は無かった。

(3)躯体コンクリート工

躯体コンクリートは、コンクリートの有害なひび割れ防止のため、ボックスコンクリートの側壁に H/L が 90 以下、断面欠損率が 40%以上になるよう誘発目地を設けた。コンクリートの打設は、①下床スラブ、②下床ハンチから上床ハンチまで、③上床スラブと 3 分割して施工した。また、シートパイルと躯体のズレによるひび割れを抑止し、躯体の強度の向上水密性の向を図るため、躯体に非腐食性の縁切材ゼロスペースボードを施工した。

(4)防水工

防水は、施工面の凹凸や突起物等複雑な形状にも対応し、継目の無い高い水密性を持ち、耐久性に優れ養生時間の少ない超速硬化ウレタン吹付け防水を採用した。底部は均しコンクリート上に、側壁部の BH-W 施工区間には土留壁上に不織布を貼付け超速硬化ウレタン吹付け防水を施工した。シートパイル土留壁区間では、ゼロスペースボードを施工した躯体コンクリートの上に超速硬化ウレタン吹付け防水を施工した。図 3-3-9-32 に外周部防水工、図 3-3-9-33 に底部側部防水工、写真 3-3-9-19 に吹付防水施工状況を示す。

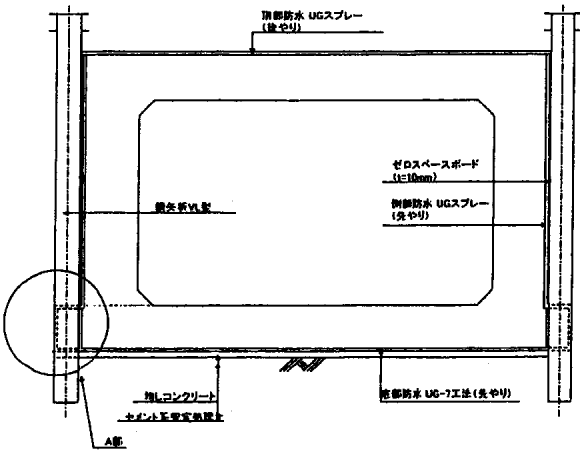


図 3-3-9-32　底部・側壁部防水工図

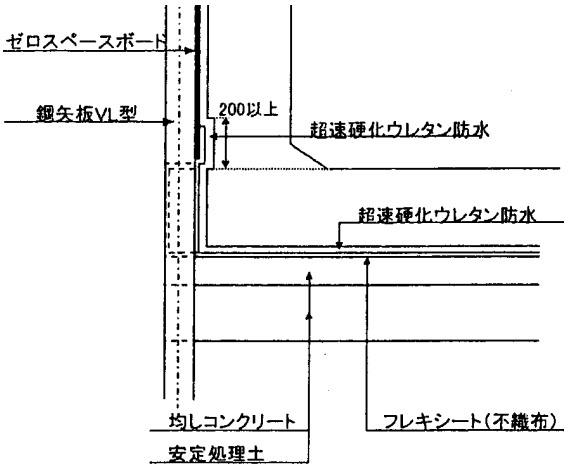


図 3-3-9-33　底部・側壁部防水工図

(5)大崎支線接続部強化路盤工

U 型擁壁の終端から上り線 60m、下り線 80m 間は L 型擁壁とし、さらに大崎支線取り付け部までは強化路盤工を施工した。作業箇所は上下線の広い空地内にあることから昼夜間の作業が可能であったため、安全確保の線路防護網を設置して施工を行った。残土搬出は、大崎支線下り線 1km440m に設置した工事用踏切を使用して行った。

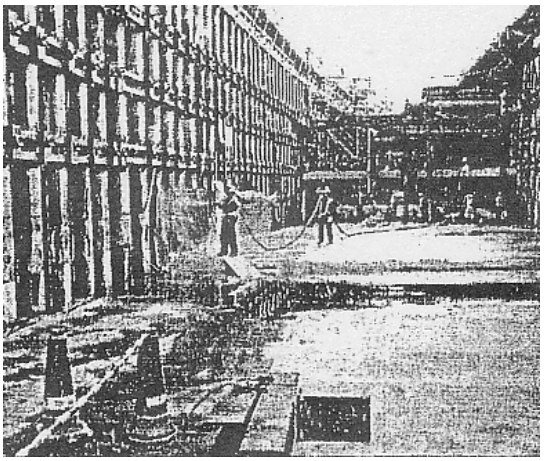


写真 3-3-9-19　吹付防水施工状況

当該箇所の地質は、擁壁部と同様腐植土が厚く堆積して作業性が悪いため、L 型擁壁の底盤床付け位置まで掘削した時点でセメント安定処理を行った。躯体の施工は、上り線 6 スパン、下り線 8 スパンに分け始点方より施工した。L 型擁壁部の路盤工は、安定処理土で埋め戻した後、排水コンクリート厚 150mm、強化路盤コンクリート厚 250mm を施工した。強化路盤区間については、透水性スラグモルタル σ ＝22kg/㎠施工し、その上に強化路盤コンクリートを施工した。

図 3-3-9-34 に L 型擁壁標準図を示す。

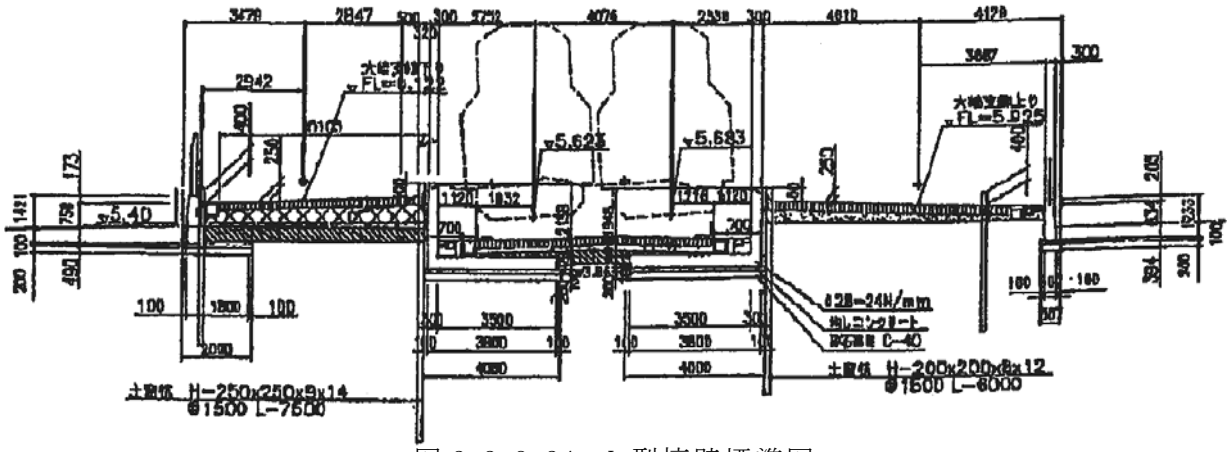


図 3-3-9-34　L 型擁壁標準図

5. 戸越幹線下水支障改修工事

戸越幹線下水は、昭和 11 年に構築された鉄筋コンクリート構造による馬蹄形断面 2250mm×2300mm とφ2000mm ヒューム管の幹線下水にφ800mm の枝管が特殊人孔で接続され、1 本の矩形管渠 2700mm×2430mm となって大崎支線を地中で横断し、汚水を目黒幹線に合流させ最終的には森ヶ崎処理場に流入させている。雨天時には目黒幹線の取り込み容量が不足するため、目黒川に放流される構造となっており、集中豪雨が発生すると目黒川はすぐ警戒水域に達し戸越幹線は満管状態になることから施工は渇水期工事が不可欠であった。

工事対象区間の布設替え下水延長は､馬蹄形 2250mm×2300mm 延長 117.6m､φ2000mm ヒューム管延長 28.3m、φ1200mm ヒューム管 62.9m の布設替えと人孔 3 箇所の設置替えである。

工事は工程的にクリテカルとなっており、開業時期を左右する状況にあったため VE 提案を採用し、本体の第 2 立坑を施工する前に下水ボックスを場所打ちコンクリートで構築し、更に上流側の大井工場内の暗渠を先行施工することによって工程を確保した。

今回のφ2000mm ヒューム管布設替えでは既設人孔を一部改造し、幹線下水をφ1600mm ヒューム管により切り回し迂回させ、既設管を鋼管推進により丸ごと撤去し新管を布設した。図 3-3-9-35 に戸越幹線改修前平面図、図 3-3-9-36 に戸越幹線改修後平面図、写真 3-3-9-20～25 に施工状況写真を示す。

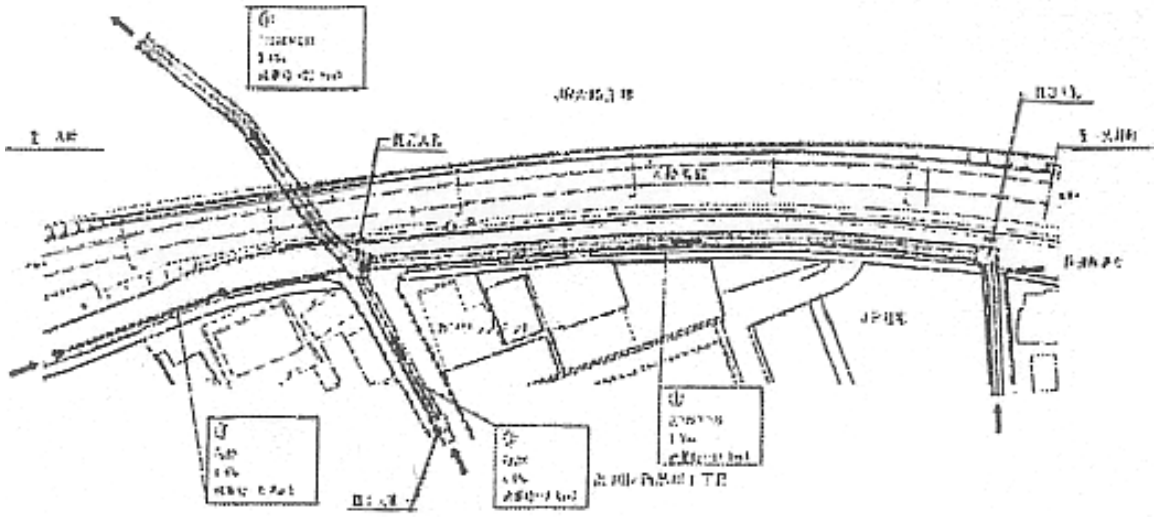


図 3-3-9-35　戸越幹線改修前平面図

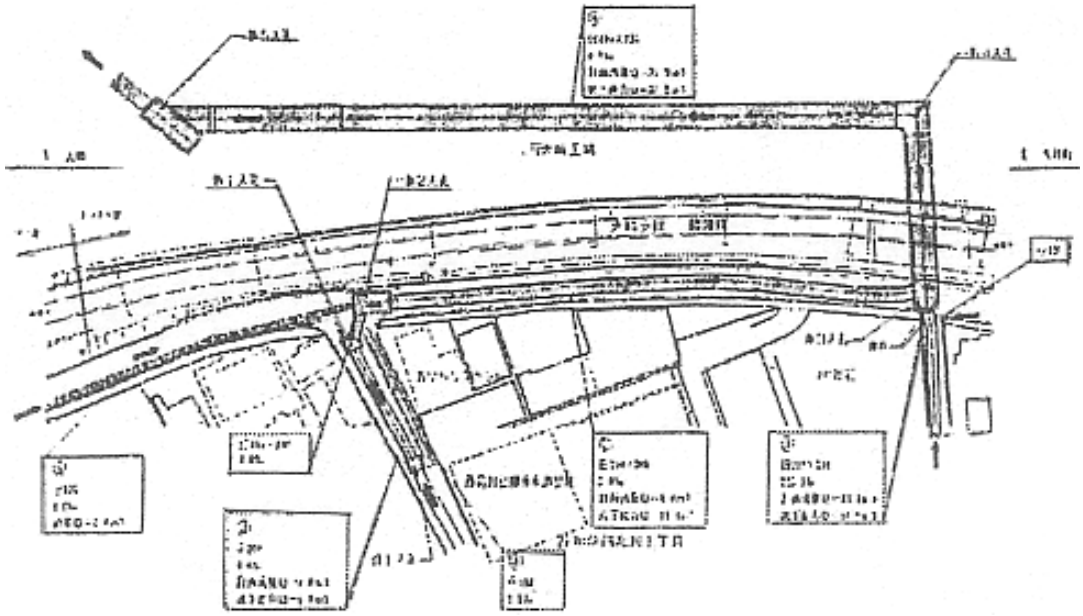


図 3-3-9-36　戸越幹線改修後平面図

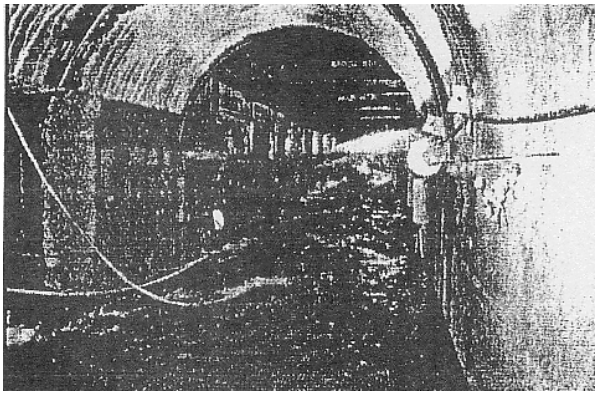


写真 3-3-9-20 既設管渠撤去

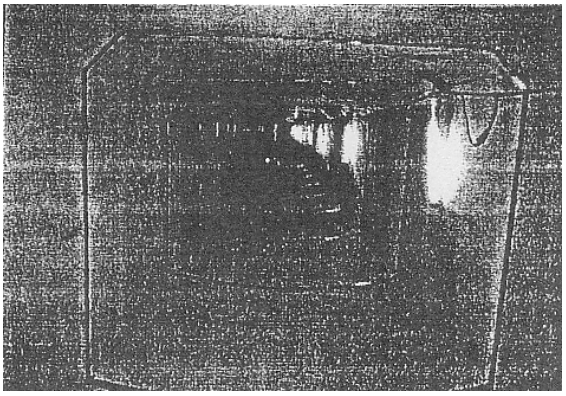


写真 3-3-9-21　プレキャストボックス布設完了

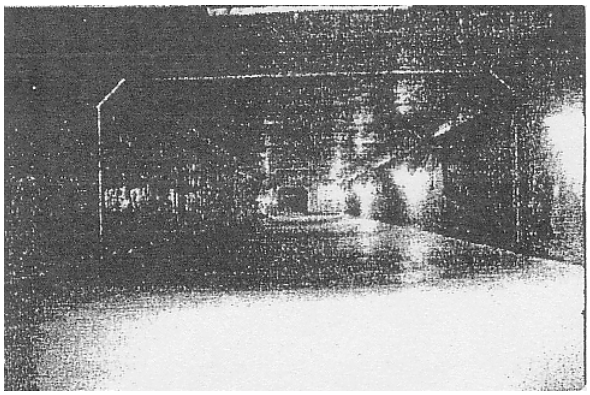


写真 3-3-9-22　横断管渠完成

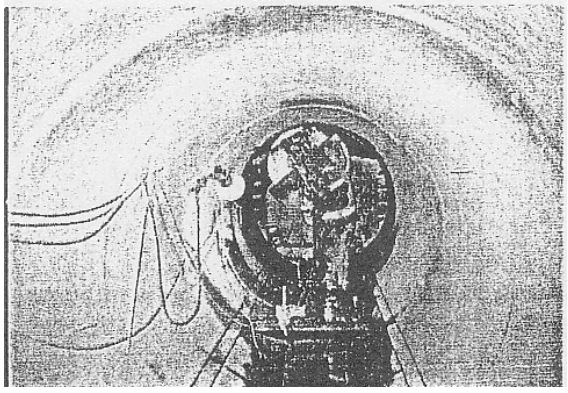


写真 3-3-9-23　既設管 φ2000HP 管内切断

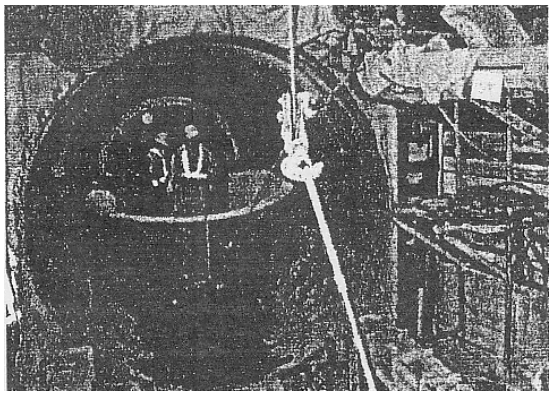


写真 3-3-9-24　φ2600 鋼管推進 既設管撤去

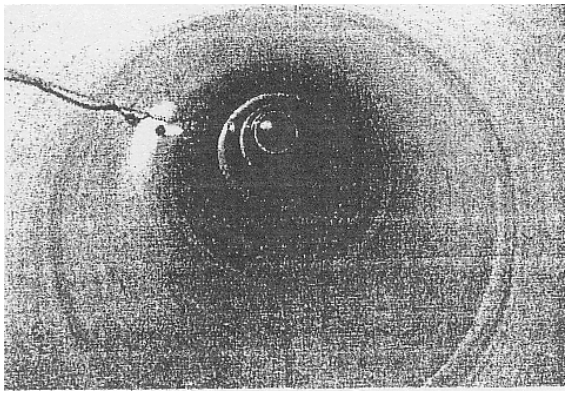


写真 3-3-9-25 推進管 φ2000 布設完了

第 4 章　大崎駅接続区間

第 1 節　工事概要

臨海副都心線は、大崎駅手前約 800m 付近で大崎支線の上下線間に割り込むように上り急勾配（32.7‰）で地上に顔を出し、大崎駅の新設ホームへ乗り入れる。このため大崎駅の工事は、大崎支線の上下線を線形変更し、上下線間に臨海副都心線本線の出てくるスペースを確保すると共に、保守基地として使用していた大崎駅西側の側線 4 線の機能を新宿及び大崎駅五反田方に移転させ、空いたスペースに 2 面 4 線のホームを新設する工事である。

これによって、大崎駅折返し運転となっている埼京線と臨海副都心線の相互直通運転が可能となるほか、既存橋上駅舎と連絡する約 2、500 ㎡の乗換設備の増築、大崎駅の東西を結ぶ自由通路の新設により、山手線との乗換利便を確保する。さらに南口改札口、南口橋上駅舎及び各ホームへの乗換跨線橋を新設し、新しい東西自由通路に接続する。またこれら改修工事にあわせて、エスカレーター・エレベーター等の整備を行う。図 3-4-1-1 に大崎駅改修の着手前と改修後の平面図を示す。

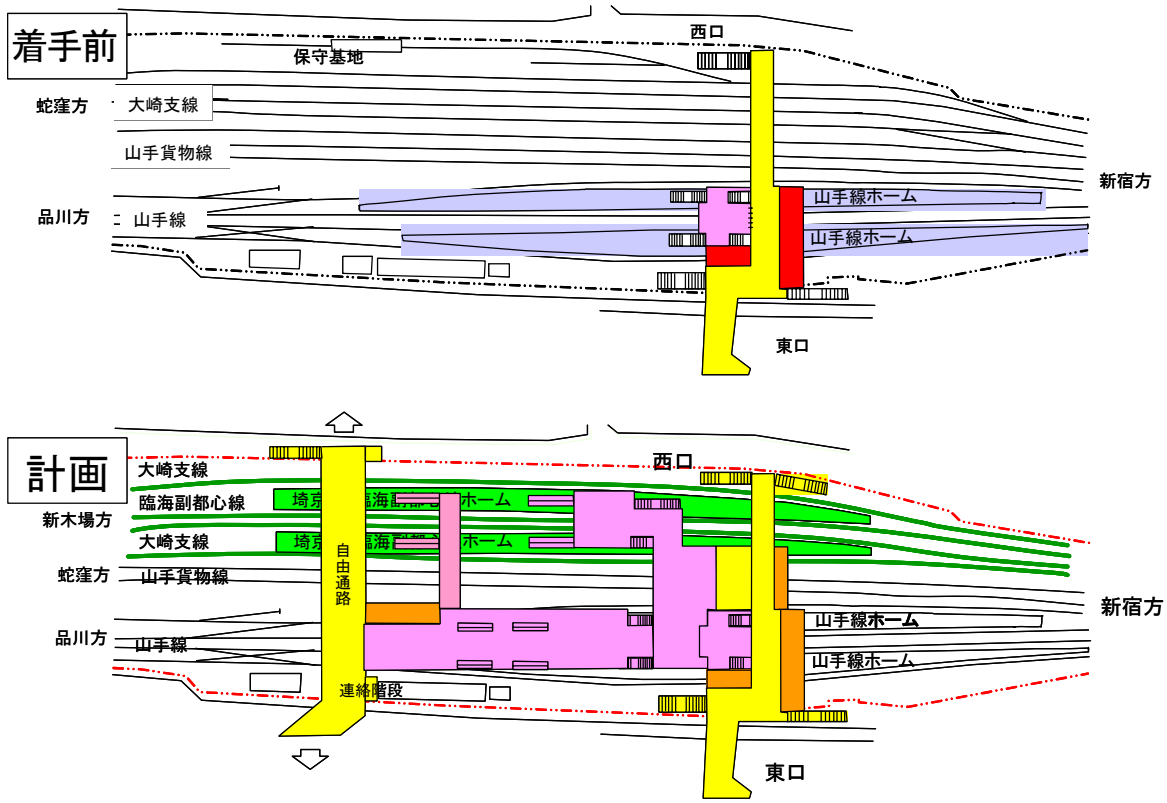


図 3-4-1-1　大崎駅計画平面図

これらの工事は、JR 東日本の施設の移転・改修及び構内配線変更等が必要な事から JR 東日本に工事委託をしている。

大崎駅は、埼京線との接続、品川に抜ける山手貨物線、山手貨物線から蛇窪に抜ける大崎支線、大崎起点となる山手電車線など、旅客・貨物の拠点駅であり、列車

種別も NEX を初め踊り子号等の優等列車、埼京線からの折り返し列車、湘南新宿ライン、山手線、隔日に運行される貨物列車等があり、工事を進める上では、線別、日にち毎に線路閉鎖時間の異なる複雑な線区である。このため大崎駅改修の工事手順は、図 3-4-1-2 に示すとおり大きく 4 段階に分けて実施され、線路の切換工事も 25 回にわたった。

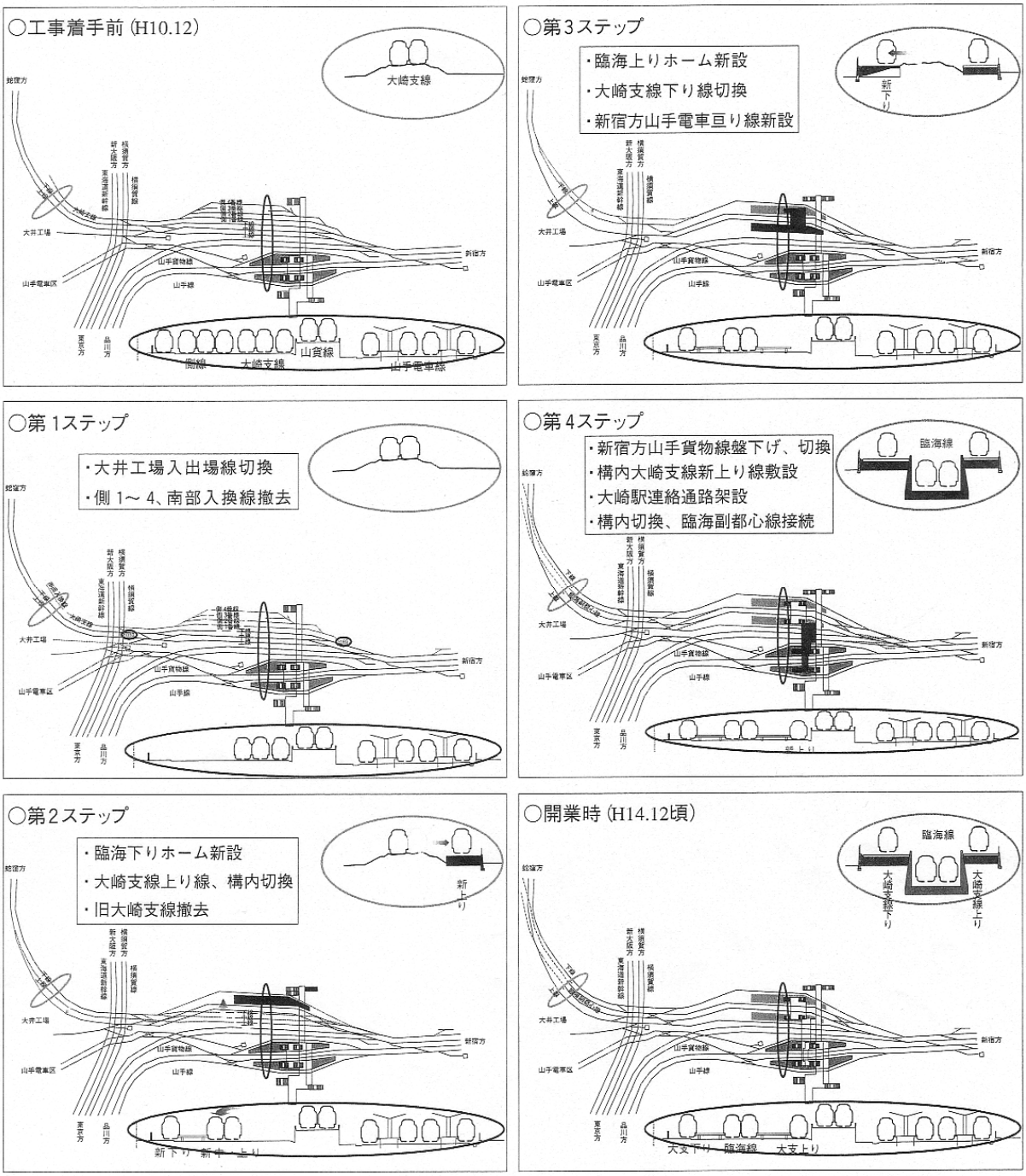


図 3-4-1-2　大崎支線・大崎駅構内線路切換え順序

第 1 ステップは、保守基地として使用していた大崎支線側線群を使用廃止して撤去し、臨海副都心線・埼京線の下りホーム新設及び既設連絡通路の改良等の工事を

可能にする工事である。

第 2 ステップは、大崎支線の上り線及び中線を山側に移設し臨海副都心線・埼京線の下りホーム新設及び連絡通路新設等を行う工事である。

第 3 ステップは、大崎支線下り線新設及び臨海副都心線上りホームの新設、さらに新宿方の配線変更等大崎駅構内を最終線形とするための分岐器撤去新設等の工事である。

第 4 ステップは、大崎支線新上り線新設を始め、臨海副都心線を含む最終線形での各線の接続使用開始のための工事である。

上記各段階の工事において、次のような改良等を実施した。

①臨海副都心線のホーム延長は当初 10 両(210m)の計画であったが、埼京線への中電乗入れ計画により 15 両対応(310m)とし、増加分については JR 東日本の負担で実施した。

②橋上駅舎の増築に当たって、山手貨物線の線路形状から既存駅舎コンコースとのレベル差が生じるため、極力レベル差を小さくすることを目的に山手貨物線一部区間のレールレベルを最大約 300 ㎜の盤下げを行った。

③大崎駅構内の路盤は非常に軟弱であり、これまでの保守作業にも大きな問題を残していたことから今回路盤改良を実施し、今後の保守作業の軽減を図った。

なお、新設線部にはアスファルト舗装による強化路盤を採用した。

第 2 節　土木工事

土木工事は、大崎支線側線群の使用廃止をした平成 11 年 7 月以降、保守基地施設の撤去、工事用進入路の造成等に順次着手した。

1. 臨海下り線ホーム築造工事

ホームは 310m の桁式ホームとし、基礎杭は、N 値 50 以上の支持層に達する長さ約 11m、芯材 H250～300、径 450～600 ㎜の杭を、ホーム部はアースオーガ工法で 107 本を、また既設自由通路や架空線による空頭制限や狭隘箇所は TBH 工法で 7 本を施工した。施工はいずれも昼間施工で行った。

なお、ホーム部の路盤工は密粒アスファルトによる強化路盤とした。

2. 横須賀線下路盤改良工事

横須賀線高架下の路盤は、横須賀線の空頭制限から周辺の路盤高さより低くなっており、雨水がたまりやすいことから、混合攪拌杭による路盤改良を考えていたが、調査の結果、コンクリートガラ等の支障物が多いこと、活線直下の夜間線路閉鎖間合の施工のため、翌朝には所定の改良強度が得られること等を踏まえ、透水性スラグモルタルによる路盤置換工法に変更した。改良厚は、試験施工を行い、地盤係数

K30＝11kg／㎤を確保できる 50cm とした。図 3-4-2-1 に改良位置図を示す。

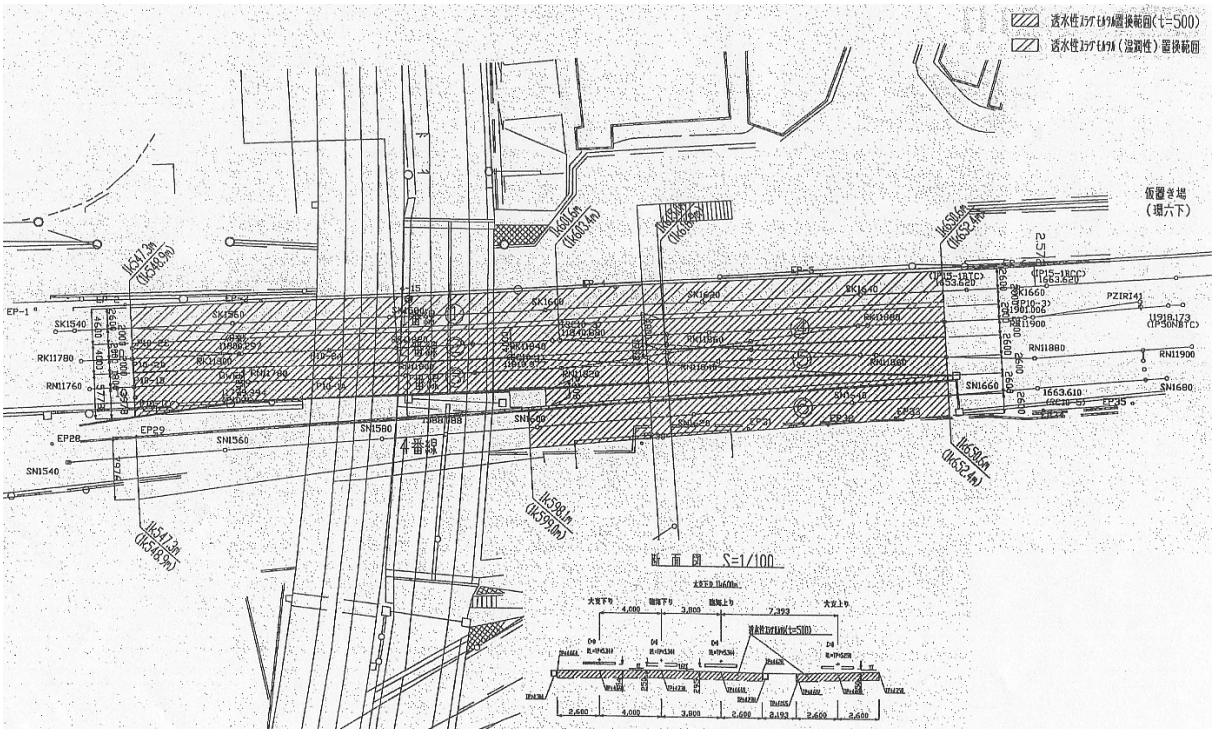


図 3-4-2-1　路盤改良位置図

3. 橋上駅舎基礎杭工事

橋上駅舎増床部の基礎となる杭(径 1.4m～1.8m、杭長 11.0m～11.5m)の施工を大崎支線部(9 本×2 線)と山手線ホーム部(9 本)に分割し施工した。大崎支線部の基礎杭は、空頭・施工スペース等の制約がないことからアースドリル工法により昼間施工で行った。

並行する山手線ホーム部は既存駅舎の下部での施工となり、旅客階段、駅舎の基礎・地中梁等があり、空頭・施工スペース等が取れないことから深礎杭(外回りホーム 6 本、内回りホーム 3 本)を採用した。また、被圧された砂礫層における地下水対策として薬液注入を行った。工事に先立つ準備工事として、山手線ホームに設置される基礎杭の範囲全体を仮覆工し、覆工直下を施工基面高まで掘削を行った。山手線ホーム部は線路閉鎖間合時間が午前 1 時 30 分～4 時 00 分と極めて短時間での施工となった。

4. 橋上駅舎鉄骨架設工事・床版工事

コンコース増床部における鉄骨建方は、範囲を A,B,C,D の 4 工区に分割し（図 3-4-2-2)、区道に配置される 200t オールテレーンクレーン、160t トラッククレーンと構内に仮設されたタワークレーン JCC-400(40m×10t)にて行った。

施工は 200t オールテレーンクレーンにて A 工区の鉄骨を建て床版工を施工し、その床版をブーム組立てスペースとしてタワークレーンの組立てを行った。B 工区の鉄

骨建方は区道の 160t クレーンにて A 工区上に材料を揚重し、タワークレーンにて建方を行った。

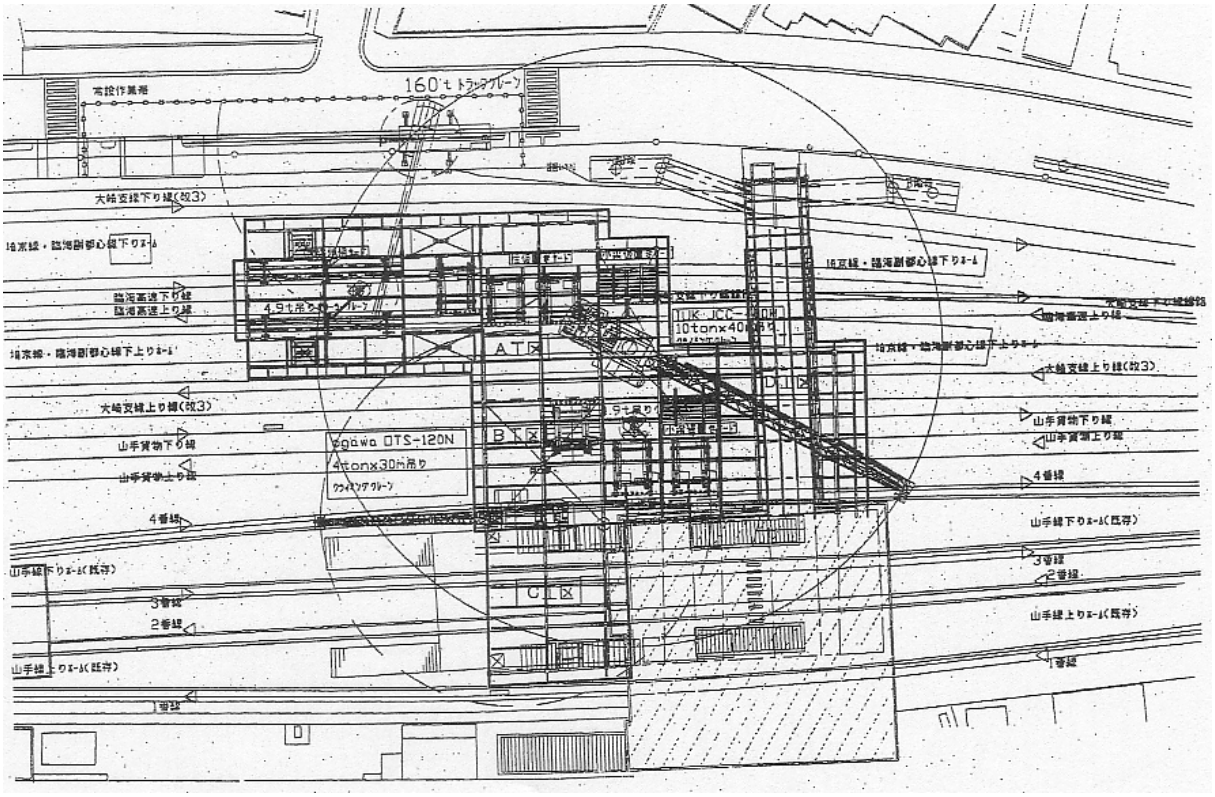


図 3-4-2-2　橋上駅舎鉄骨架設図

また、タワークレーン JCC-400 の作業半径外に位置する C、D 工区の鉄骨建方については、新たに組立てたタワークレーン OTS-120(30m×4t)にて架設した(写真 3-4-2-1)。特に既設通路直下の梁架設においては、上空からの架設が不可能なためタワークレーン JCC-400 にて運搬台車を 3F 床版から山手貨物線に吊下ろし載線させ、梁も同様に吊下ろし、所定の位置まで運搬した後、天秤を利用し JCC-400 にて梁を吊上げ架設した。写真 3-4-2-2 に施工状況を示す。

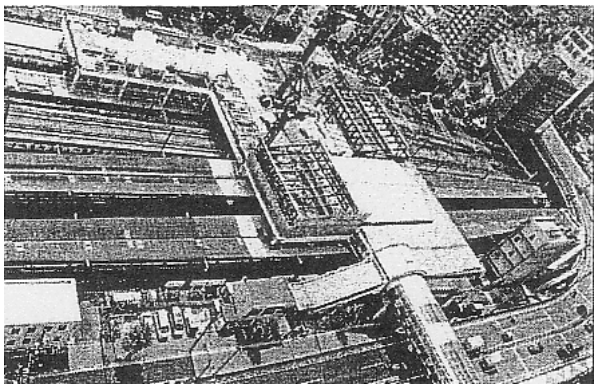


写真 3-4-2-1
タワークレーンによる北口鉄骨立て方(JCC400)

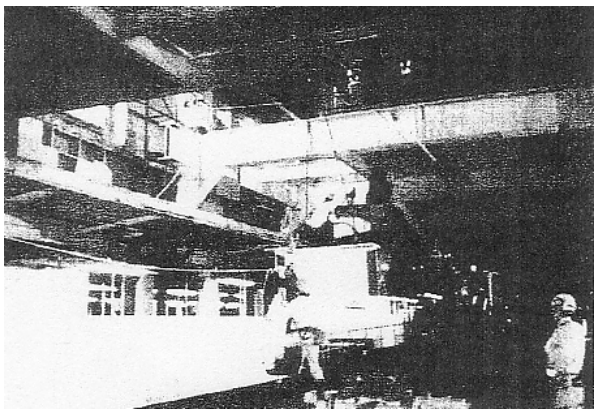


写真 3-4-2-2　山手貨物線上空大梁架設状況

床版工の PC 板架設は、山手線及び山手貨物線、大崎支線の直上での施工となることから限られた施工時間で効率的な施工を行うため、1 回の施工で 2～3 枚吊上

げられる架設用吊り金具を改良し工期短縮に努めた。

5．臨海上り線ホーム築造工事

平成 12 年 7 月の切換え後は、大崎支線(上り)と山手貨物線(下り)に挟まれてしまった施工場所へ資機材を搬入するため、大崎支線(上り線、中線、下り線)を横断する工事用踏切を設置し、山手貨物線側は昼間列車間合いにて、また大崎上り線側は夜間線路閉鎖間合いにて施工した。

6．山手線ホーム復旧工

山手線ホームの復旧工は、既存駅舎及び新設駅舎の基礎のために狭隘な箇所での施工となった。そのため十分な締固めが期待できないことから高炉セメントＢ種の比重 1.25、セメント添加量 90kg／m^3 の流動化処理土を採用した。

なお、臨海副都心線上下線ホーム仕上げ及び山手線ホーム仕上げについては、いずれも天然御影石（ジェットバーナー仕上げ）とした。

第 3 節　軌道工事

軌道工事は、平成 11 年 10 月 12 日の第 1 回切換工事に始まり、延べ 25 回の線路切換えを行い、この間一般軌道 4,600m、普通分岐器 24 組、DSS 1 組を撤去し、新たに一般軌道 3,300m、普通分岐器 18 組、シーサスクロッシング 3 組の新設をして構内配線の変更を行った。

ホーム区間は軌道保守の軽減を図るためバラスト軌道にアスファルト系てん充材を注入した。

1．線路切換工事

第 1 回切換工事は大崎側線群の使用廃止を行い、その撤去跡に臨海副都心線及び埼京線の下りホームを新設するため、これに進入する本線分岐器の釘付鎖錠及び信号連動変更を行った。図 3-4-3-1 に配線略図を示す。

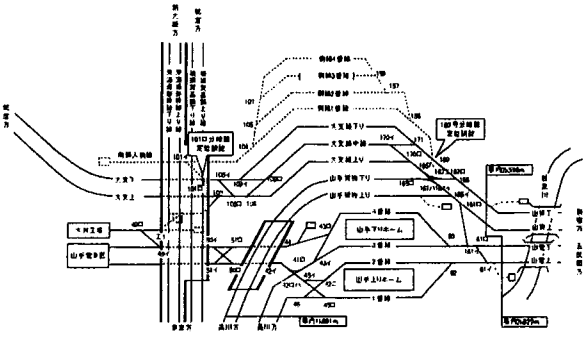


図 3-4-3-1　大崎駅第 1 回線路切換

第 2 回から第 6 回線路切換えまでは、側線群の使用廃止に伴う本線接続分岐器の撤去、棒線化を行った。

第 7 回線路切換えは、平成 12 年 7 月 8 日～9 日に長大間合いを確保し、大崎支線 3 線を左側(山側)に、大崎支線上り線を右側に移設を行い、臨海副都心線下り線及び下りホームの用地を確保した。図 3-4-3-2

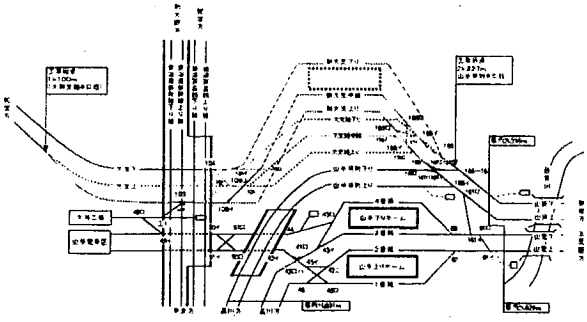


図 3-4-3-2　大崎駅第 7 回線路切換

に配線略図を示す。

第 8 回線路切換えは、平成 13 年 7 月 7 日～8 日に大崎支線下り線を左側に移動し、臨海副都心線上り線乗入れの用地を確保した。この切換は、線路移動区間に工事桁(L=90m)があり、この工事桁の移動も同時に施工した。図 3-4-3-3 に配線略図を示す。

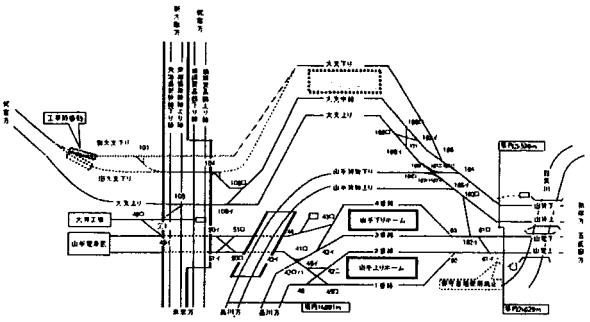


図 3-4-3-3　大崎駅第 8 回線路切換

第 9 回～14 回線路切換えは、通常間合いにより新宿方にある山手貨物線と山手電車線の接続分岐器を撤去・新設した。

第 15 回線路切換えは、長大間合いを確保し、新宿方の配線変更及び山手貨物線の場内信号機の移設を行った。図 3-4-3-4 に配線略図を、写真 3-4-3-1 に切換状況を示す。

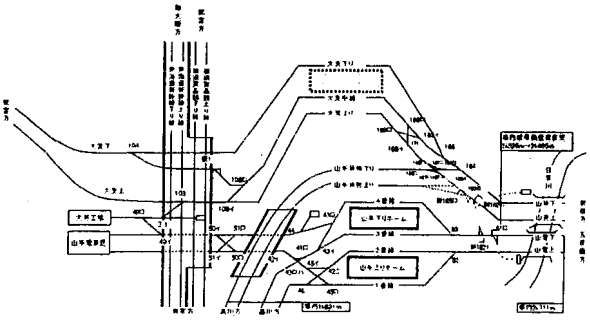


図 3-4-3-4　大崎駅第 15 回線路切換



写真 3-4-3-1　第 15 回線路切換



写真 3-4-3-2　第 24 回大崎駅構内切換

第 16 回線路切換えは、新宿方の山手電車線に接続する保守基地を廃止のうえ分岐器を撤去新設し、山手電車線と 山手貨物線の接続を行った。

第 17 回～18 回線路切換えは、蛇窪方の臨海副都心線に接続するシーサスクロッシング(60-10♯)の DC 部 2 組及びこれに接続する分岐器を鉄道クレーンにより挿入した。第 18 回線路切換え(平成 14 年 3 月 2 日～3 日)の配線略図を図 3-4-3-5 に示す。

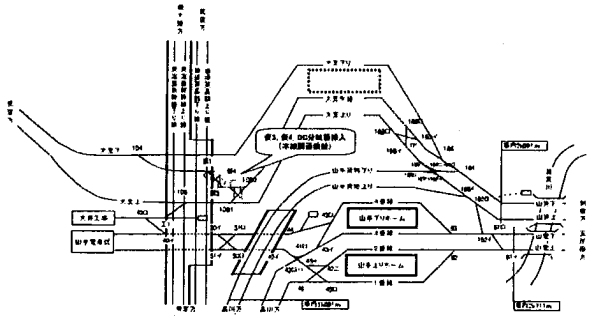


図 3-4-3-5　大崎駅第 18 回線路切換

第 19 回～23 回線路切換えは、第 24 回線路切換え時に使用開始する新分岐器(釘付鎖錠)を本線に挿入した。

第 24 回線路切換えは、今回の大崎駅構内での最大規模の線路切換えとなるもので、新上り線（5#）の使用開始と各線の接続付替え及び新分岐器の挿入と鎖錠分岐器の使用開始を行った。図 3-4-3-6 に配線略図を、写真 3-4-3-2 に切換状況を示す。

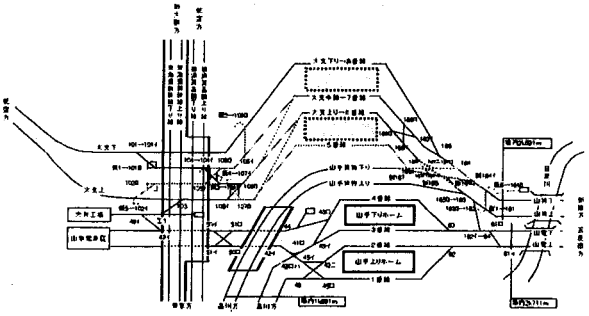


図 3-4-3-6　大崎駅第 24 回線路切換

第 25 回線路切換えは、14 年 10 月 4 日に信号関係を主として行い、切換直後には臨海副都心線から大崎駅構内に限界測定車が乗入れて線路使用開始をした。図 3-4-3-7 に配線略図を示す。

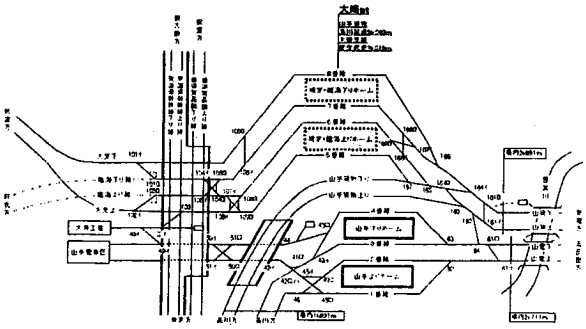


図 3-4-3-7　大崎駅第 25 回線路切換

2. 省力化軌道

新しく設置する臨海副都心線・埼京線のホーム区間は、軌道保守の軽減及び乗り心地の向上を目的に省力化軌道構造としている。この省力化軌道構造は、貨物列車の荷重に対応できる強固な構造とし、現在営業線で用いている TC 省力化軌道用のセメント系モルタルてん充材に替えてアスファルト系モルタルてん充材を用いており、てん充バラストを支える路盤も強化路盤を採用している。

(1)軌道構造

ホーム長は、現在の埼京線の 10 両対応（210m）から、将来を踏まえた 15 両化対応として 100m 延伸を行っている。

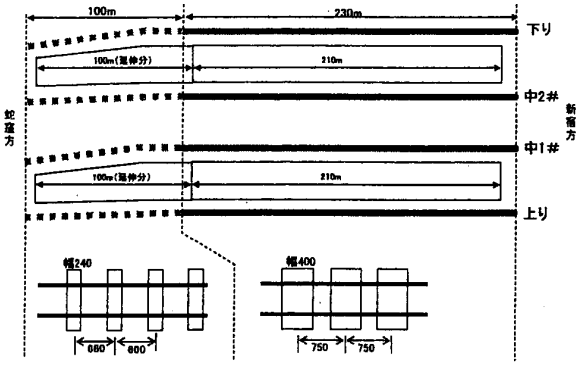


図 3-4-3-8　省力化軌道構造平面図

10 両対応部分についての省力化軌道構造は、60k レール、幅 400 ㎜の舗装軌道用マクラギを採用し、締結装置は調整可能なタイプレート式とし、パンドロールで固定する構造である。マクラギ本数は TC 省力化軌道と同様 34 本／25m で敷設している。図 3-4-3-8 に軌道構造平面図を示す。

また、5 両延伸分は、省力化軌道構造ではなく通常のバラスト軌道（60k レール、P6H・PR6H、マクラギ本数 39 本／25m）としていたが、工期短縮・コスト縮減のため、強度検討の結果、このままてん充する構造に変更した。

なお、省力化軌道構造区間はロングレール構造としている。

(2)てん充材

今回使用したてん充材は、E 型舗装軌道のてん充材として既に実績のあるアスファルト系モルタルのてん充材であり、その配合を表 3-4-3-1 に示す。

また、てん充層は図 3-4-3-9 に示すとおり、マクラギ幅 2000 ㎜に加え道床肩各 150 ㎜の計 2300 ㎜とし、深さは、営業線タイプの TC 省力化軌道と異なり、将来的な沈下防止を考慮して路盤面までてん充した。

表 3-4-3-1　ｱｽﾌｧﾙﾄ系ﾓﾙﾀﾙ m³ 当りの標準配合(kg)

A液							
普通セメント	アスファルト乳剤	ポリマー	細骨材	凝結調整材	水	消泡剤	アルミニウム粉末
288	443	74	553	4.317	48	0.37	0.011

B液		
急硬性混和材	凝結調節剤	水
81	1.218	63

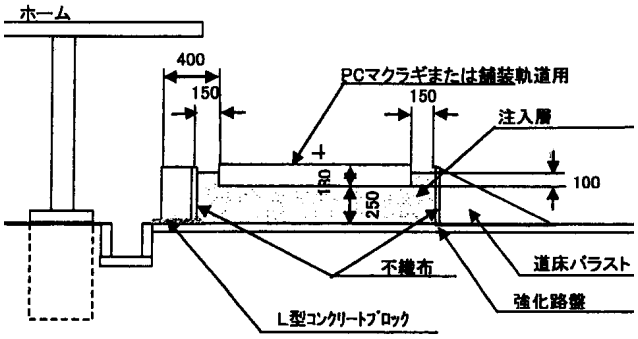


図 3-4-3-9　省力化軌道構造断面図

てん充層の強度は、列車荷重によるてん充層内応力を FEM 解析により検討した。この結果、てん充層内の応力は路盤強度が大きくなるほど小さくなり、今回の強化路盤(K30＝100kg／㎤)では土路盤に比べ発生応力を抑えることができる。また、てん充材の弾性係数がセメント系モルタルに比べ小さいこともてん充層内の発生応力を抑える要素となっている。表 3-4-3-2 に応力検討結果を示す。

この検討により、ホームの 5 両延伸分の軌道構造を舗装軌道用マクラギに交換することなく、現状のマクラギのままてん充する構造とすることができた。

表 3-4-3-2　てん充層応力検討結果

構造＼応力	圧縮強度(KPa)		曲げ強度(KPa)	
	発生	耐力※	発生	耐力
舗装軌道用	100	4000	70	2100
普通(P6H･PR6H)	140	4000	100	2100

(3)施工

施工手順は、①軌道敷設、②型枠の設置(一部軌道敷設の際に型枠を設置した区間もある)、③軌道整備、④てん充材注入の順で行った。仕上がり基準値は、表 3-4-3-3 に示すようにスラブ区間と同様とした。写真 3-4-3-3 に施工状況を示す。

表 3-4-3-3　省力化軌道の仕上がり基準値

軌間	水準	高低	通り	平面性
+1、-2	1	2	2	2

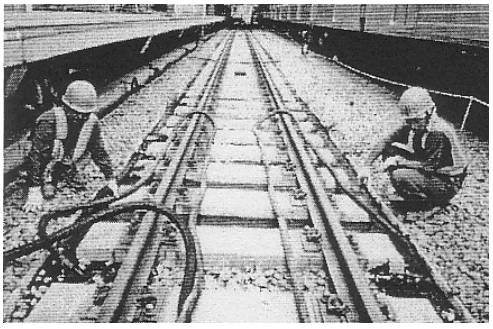


写真 3-4-3-3
てん充材(アスファルト系モルタル)注入

第 4 節　建築工事

1. デザイン計画

大崎駅付近は工場地帯として発展してきた町であり、駅周辺の特徴として①駅前広場が無いこと、②高層ビルから見下ろされる立地である

こと、③今後周辺の再開発により新たな増築が計画される可能性が高いこと等があげられる。

それらの特徴を生かした駅づくりとして、駅前広場が無いことにより、断片的な見えがかりによっても 1 つの駅として認識できるように、繰り返しのデザインを用いた。

繰り返しの 1 ユニットは電車の車両間隔 20m を参考に 10m を基本とし、ラチ周辺は大きな空間を造るよう 15m のユニットとしている。

計画に当って、駅を情報発信工場ととらえ、古くから工場にある三角屋根をモチーフにアルミ素材によるミニマルな構成によって、歴史のアイデンティティの中に未来性を感じるようにした。

内部空間としては、三角屋根によってハイサイドに連装の窓を造り、北側の柔らかい光をコンコースに取り込むようにし、排煙・換気両方にも有効に働くようにしてある。さらに、4 灯 1 組の照明によって空間全体に一体感を演出した。

周辺の景観に対しては、繰り返しの三角屋根が昼間は屋根に陰影をつけ、夜は窓からの光で屋根面を照らすことにより単調な屋根にリズムを与え、高層ビルからの景観にも配慮した。三角屋根を形作る連装の窓のバックマリオンは、構造の梁を兼ねており、トラス形状にすることによりスパンを飛ばしているにもかかわらず、軽やかな屋根となっている。

(1)南口橋上駅舎

橋上駅舎の屋根は、工場群の面影を残すかのように鋸の形状とした。コンコースには柱が旅客流動を妨げないように配置し、一体感のある空間を創出した(写真3-4-4-1)。夜間には幻想的でやすらぎのある空間を演出するため軒天に照明を配置し、コンコース全体に4つ1組に構成された大型投光器に光を灯した(写真3-4-4-2)。

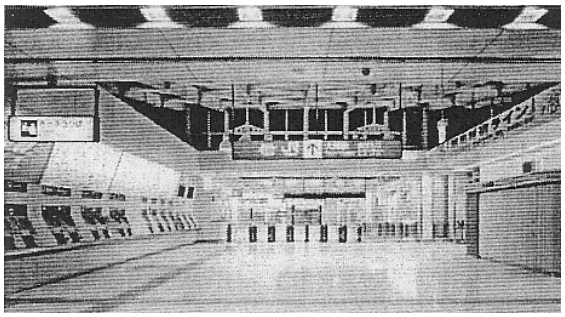


写真 3-4-4-1　南口改札の景観

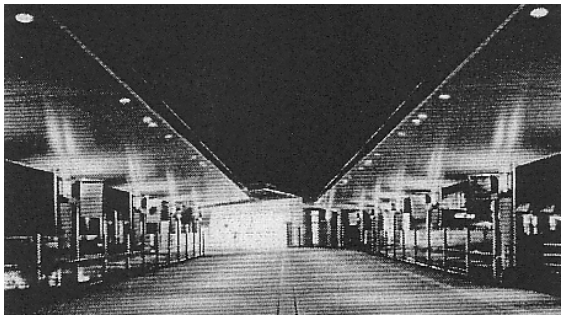


写真 3-4-4-2　自由通路の夜景

屋根の窓や壁の大窓からは太陽と月の光が射しこんで、時刻の変化が感じられるようにした。

(2)臨海副都心線ホーム

新設の 310m のホームである。北口駅舎側にエスカレーター4 基、階段 2 つ、エレベーター2 基を配置し、南口駅舎へはエスカ

レーター4 基を有するこ線橋を配置した。横浜方は、線形上狭くかつ急な曲線となっており、その線形を吸収できるようにホーム上屋のデザインに配慮した。上家屋根は、折板と化粧天井材が一体となった化粧天井付複合屋根(VLトラス)を採用した(写真3-4-4-3)。この工法は、タイトフレームを必要としないので施工性にも優れている。

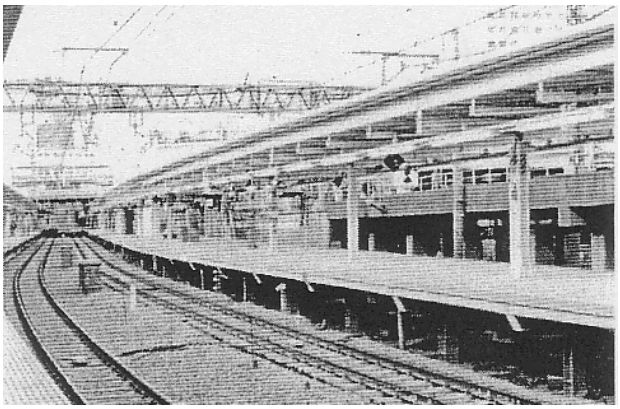


写真 3-4-4-3　臨海副都心線新設ホーム

(3)改札口(北口・南口)

改札口は、駅社員が直接乗降客と接する場でもあることから、JR 東日本の最新の営業施策のひとつであるオープン型の改札口とした。

(4)モデルトイレ

大崎駅北口の旅客トイレは、JR 東日本のモデルトイレとして最新の考え方、設備を導入した。環境デザインの視点から駅のトイレを考え、コンコースのどこからでも旅客トイレがどこにあるかがはっきりと認識できる配色とした。設備面では、臭気対策としてのオゾン発生装置、空調（冷房）設備の設置、視覚的には昼は自然光が全体の空間を包み込み、夜は間接照明とダウンライトによりやさしさを表現した。

清掃のしやすさのため、床に自動洗浄システムを導入し、シンク置場は清掃業者が使いやすいように設計した。多目的トイレにはオストメイト機器を導入、簡易ベットや、手すり、洋便器には便座シートを設置するなど多くの人たちに利用しやすいものとした。

(5)Dila 大崎

大崎駅の北口と南口とを結ぶために配置された旅客通路の両側に、関係機関との協議の上 Dila 大崎として、JR 東日本の負担にて構内営業店舗約 600 ㎡を配置した(写真 3-4-4-4)。



写真 3-4-4-4　Dila 大崎(構内営業店舗)の正面

2. 構造計画

既存駅舎は、昭和 41 年に建設され竣工後約 36 年経過している。階数は地上 2 回、鉄骨造の純ラーメン構造で、耐震診断の結果補強が必要との判断がなされている。

増築部分の設計に当っては、既存部分の耐震補強を兼ねる目的で既存部分と増築部分とを一体とした検討を行った。

既存部分と増築部分との境界には既存駅舎の柱があるが、新設柱は既存柱と同じ通りに設け、かつ既存杭(RC 杭φ300)と干渉しない位置に配置した。増強部分は、既存部分の剛性及び耐力を考慮して設計を行う。一次設計は、各建物の剛性(バネ比)に応じたせん断力の移行を考慮することにより既存部分の設計当初の設計せん断力を上回らないように増築部分の剛性を増すことで対処する。二次設計は、増築後の全体建物として十分な耐力を確保し、既存部分の 2 階の線路平行方向については、鉄骨耐震ポストと中間梁で構成する補強を 2 ヶ所設けて独自での剛性及び保有水平耐力の確保を検討した。

基礎構造は、ボーリング調査の結果 GL-12.1m 以深の N 値 50 以上の東京礫層を支持地盤とした杭基礎（深礎杭φ1400～1600）を採用した。なお、施工段階で深礎杭の一部をアースドリル杭及び TBH 杭に変更した。既存駅舎の基礎は既成杭であり、増築部分と基礎形式が異なるためそれぞれの杭の鉛直変位量を求め上部構造に与える影響を考慮した。

その後、南口駅舎の計画が決定したことにより構造の再検討を行った。北口と南口駅舎は施工時期が異なることからそれぞれの構造体として必要とされる剛性及び耐力を確保する必要があること、また動線の連続性、ホーム階への昇降設備等の制約から構造体の最終形態は連結した一体構造とするため、単体と一体構造とした場合の両方について構造検討を行った。

3. 施工

(1)北口本屋新設

臨海副都心線乗入れに伴う北口駅本屋新設部の屋根・外装工事及び既存駅事務室内装工事は、土木施工の床版コンクリート工事の後を受けて平成 13 年 9 月～10 月にかけて行った。

10 月以降は仕上げ工事に伴い電気、機械（エスカレーター）工事を平行して行った。駅本屋新設部の屋根工事は、土木で使用したタワークレーンをそのまま使用して鉄骨建て方を行った。一部屋根部分は施工せず、その開口部から材料搬入を行った。

ラチ外コンコースの自由通路は、8 月以降から設備盛替え及び部分解体工事に着手した。特に東口通路部分は既存床とのレベル差が発生するため、嵩上げの下地に発泡スチロールブロック（厚 300 ㎜）を敷設し床荷重の増加を極力抑え、上部コンクリートはタイル貼りとした。

臨海副都心線上下ホームの鉄骨建て方及び運転事務室外装・屋根工事は、平成 13 年 11 月から年度末にかけて施工した。

平成 14 年度は、駅コンコース・駅務室仕上げ、埼京線 15 両化に伴うホーム上家延伸部鉄骨建て方及び仕上げ、山手ホームの既存階段撤去、運転事務室工事を行った。

(2)南口本屋新築

南口本屋は、ゲートシティからの自由通路の改札口、連絡通路を設置する工事であった。

こちらも北口同様、土木にて施工済みのスラブ上における建屋を建築工事とし、先ず山手上下線を跨ぐ運転区乗務員詰所の既存柱を残し撤去を行った。次に土木施工の鉄骨柱の建て方に合わせ、既存ホーム上家の開口と雨仕舞並びに山手ホームエスカレーター設置に伴い支障する既存梁柱の仮受け工事を行った。

連絡通路は土木で使用したトラベラークレーンを利用し、鉄骨建て方、外装工事を行った(写真 3-4-4-5)。

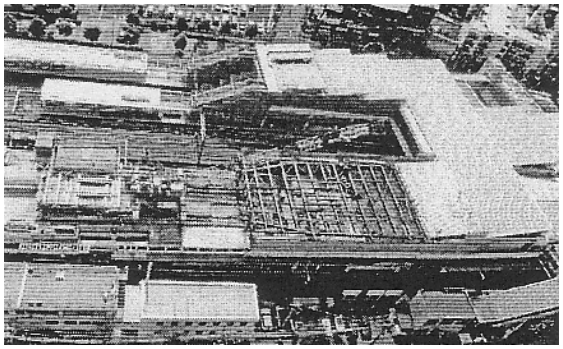


写真 3-4-4-5
トラベラークレーンによる南口鉄骨建て方

第 5 節　機械工事

大崎駅改修工事に伴う機械設備は、昇降機設備の新設、空調設備の新設・撤去及び出改札設備の改修・新設である。

1. 空調設備の概要

大崎駅の空調対象面積等は下記のとおりである。

①北口本屋　980 ㎡（駅事務室、券売機室、休養室、旅客トイレ等）

②南口本屋　240 ㎡（駅事務室、券売機室、運転区休憩室等）

③ホーム　　210 ㎡（運転事務室、信通機器室、乗務員詰所等）

上記各室の冷暖房設備、換気設備を施工した。なお、東京臨海高速鉄道の信通機器室と乗務員詰所は東京臨海高速鉄道からの受託工事、旅客トイレの冷暖房設備は JR 東日本の自己資金工事として施工した。空調設備の概要を表 3-4-5-1 に示す。

室外機置場は北口本屋は屋上南口本屋はデッキ上に設けており、ほとんどの室外機を集約している。室内機は一般的な居室については天井カセット形とし、信通機器室等では床置形とした。旅客トイレには、トイレ環境整備のため冷暖房、換気、オゾン噴霧式脱臭装置を採用し、利用者に快適な環境を提供した。

項　目	設　備　内　容
空調方式	個別分散式ヒートポンプパッケージ(ビル用マルチ)＋全熱交換器
制御方式	内臓サーモによる温度制御 付属リモコンによる個別手元発停方式
パッケージ型空調機	室外機:31台 室内機:60台
全熱交換器	36台
給・排気ファン	43台

表 3-4-5-1　空調設備概要

また、利用者へのサービス向上を目的に、北口、南口の改札口ともオープン兼掌窓口とした。オープン化すると居室が直接外気に面するため、空調方式は隠蔽ダクト方式とし、上部から冷温風を吹き出すようにした。

2. 昇降機設備の概要

昇降機設備は、既設ホーム（山手内回り、外回り）、新設ホーム（臨海・埼京線上り、下り）の4ホームにエスカレーター各4台、エレベーター各1台と、北口自由通路の東側にエレベーター1台、合計エスカレーター16台、エレベーター5台設置した。

ラチ内の昇降機についてはオープンネットワークシステム（LONワークス）による状態監視を行っている。監視盤及びラチ内エレベーター用インターホンの親機は北口駅事務室に設置した。

(1)エスカレーター

エスカレーターは、旅客のスムーズな流動のため臨海副都心線ホームには運転速度の切換(30m／min→40m／min)が可能な2速度タイプを導入して高速運転に対応している。

山手内回り品川方のエスカレーターはホームの幅員が狭いため800型であるが、その他はすべて1200型幅狭タイプのエスカレーターである。大崎駅は、前ホームにエレベーターが設置されており、バリアフリールートが確保されているため一般仕様とした。

表3-4-5-2にエスカレーターの概要を、写真3-4-5-1にホームエスカレーターの写真を示す。

表 3-4-5-2　エスカレーター概要

名 称	台数	仕 様	備 考
エスカレーター	4台	1200幅 7.5kw 上下水平3枚 階高:6.3m 準屋外仕様 音声合成装置	東京臨海ホーム～コンコース
	4台	1200幅 11kw 2速度仕様 (30･40m/min) 上下水平3枚 階高:6.3m 準屋外仕様 音声合成装置	東京臨海ホーム～コンコース
	7台	1200幅 11kw 上水平3枚 下水平1.5枚 階高:8.3m 準屋外仕様 音声合成装置	山手ホーム～コンコース
	1台	800幅 7.5kw 上水平3枚 下水平1.5枚 階高:8.3m 準屋外仕様 音声合成装置	山手ホーム～コンコース



写真 3-4-5-1 臨海副都心線ホームエスカレーター

(2)エレベーター

エレベーターはホーム上での見通しが良く、カゴ内のセキュリティが確保できるシースルータイプとした。山手線ホームはホームの幅員が狭いため旅客の安全を考慮し、幅の狭い通り抜けタイプのエレベーターを設置した。臨海副都心線ホームのエレベーターは、出入り口が一方向の一般仕様である。

なお、山手線内回りと北口東側のエレベーターは品川区の補助金の交付を受けている。表 3-4-5-3 にエレベーターの概要を、写真 3-4-5-2 にエレベーターの写真を示す。

3. 出改札設備

大崎駅は JR 東日本と東京臨海高速鉄道との共同使用駅となるため、出改札機器も双方のそれぞれに対応できるように改修した。また、Suica の共通化に合わせた改修も同時に行った。

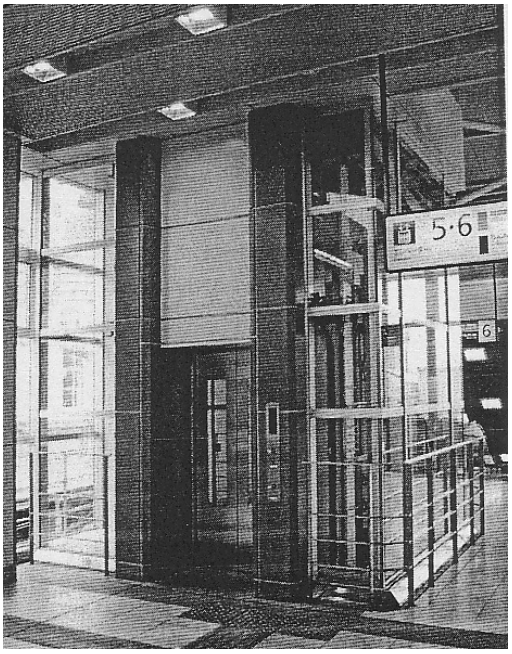


写真 3-4-5-1 臨海副都心線ホームエレベーター

表 3-4-5-3　エレベーター概要

名 称	台数	仕 様	備 考
エレベーター	2台	乗用 ロープ式 11人乗り 3.7kw、45m/min 車椅子仕様 視覚障害者対策 シースルータイプ	東京臨海ホーム～コンコース
	2台	乗用 ロープ式 11人乗り 5.5kw、45m/min 車椅子仕様 視覚障害者対策 通り抜け仕様 シースルータイプ	山手ホーム～コンコース

第 5 章　清算事業団継承構造物

第 1 節　継承構造物概要

臨海副都心線として再生した旧京葉貨物線は、川崎市塩浜から東京臨海部を経て木更津に至る貨物線として計画され、昭和 42 年に工事が開始された。しかし鉄道貨物輸送の減少や沿線土地利用の変化から、昭和 58 年 7 月新木場～東京間及び新木場～西船橋間が旅客線に計画変更されたことに伴い、新木場～東京貨物ターミナル間の建設が凍結され、さらに昭和 62 年 4 月には国鉄の分割民営化に伴い同区間は清算事業団に承継された。

一方、同区間約 7.8km については「旅客化など既投資施設の有効活用を図る」との運政審第 7 号答申(昭和 60 年 7 月)を受け、関係機関においてその活用方法についての検討が進められた結果、平成 2 年 11 月に策定された「第三次東京都長期計画」において、臨海副都心線としての活用が具体化された。

今回の第二期工事区間としては、旧京葉貨物線台場トンネルのうち、13 号地その 1 立坑付近から品川埠頭付近車両基地分岐部までを第 4 台場トンネルとして本線活用し、また品川埠頭付近から東京貨物ターミナル間を八潮トンネルと称し車両基地への入出庫線として、さらに東京貨物ターミナル駅の海側敷地を臨海副都心線の車両基地用地として共に事業団等から財産を購入の上活用することとした（図 3-5-1-1～2）。

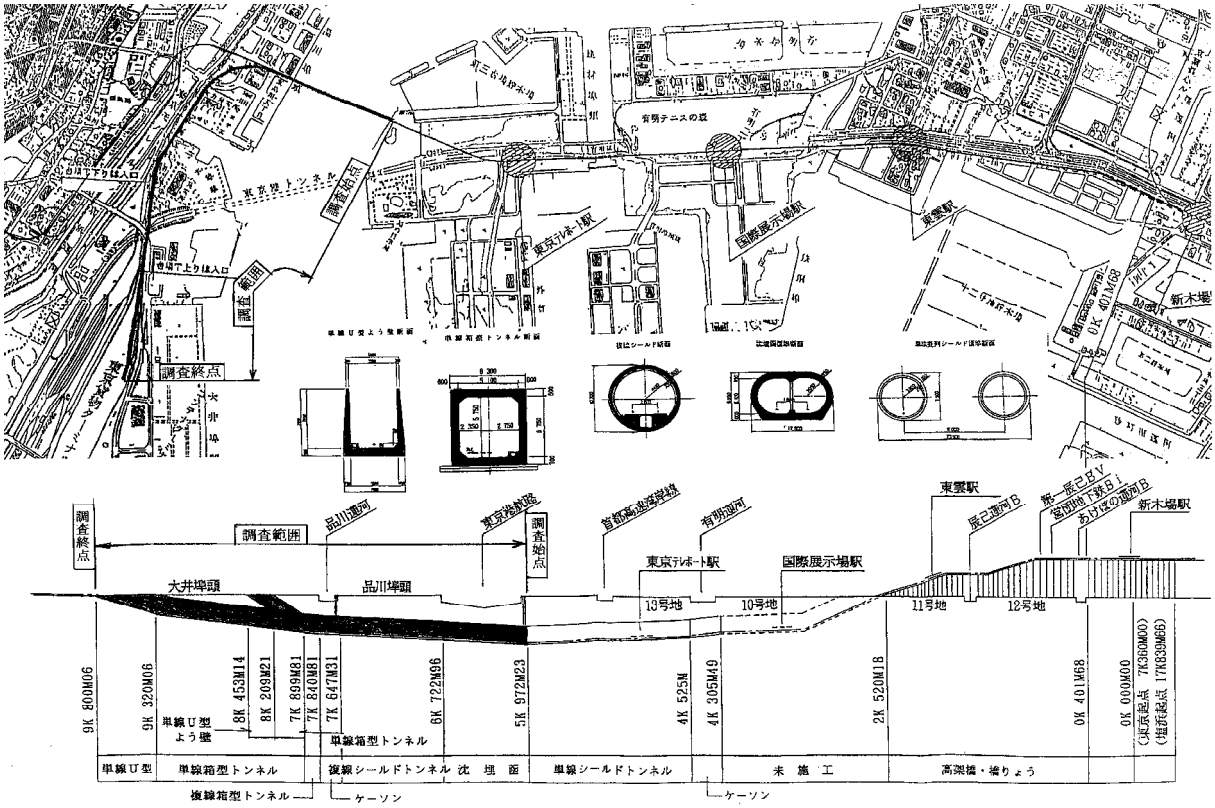


図 3-5-1-1　清算事業団継承構造物平面・縦断図

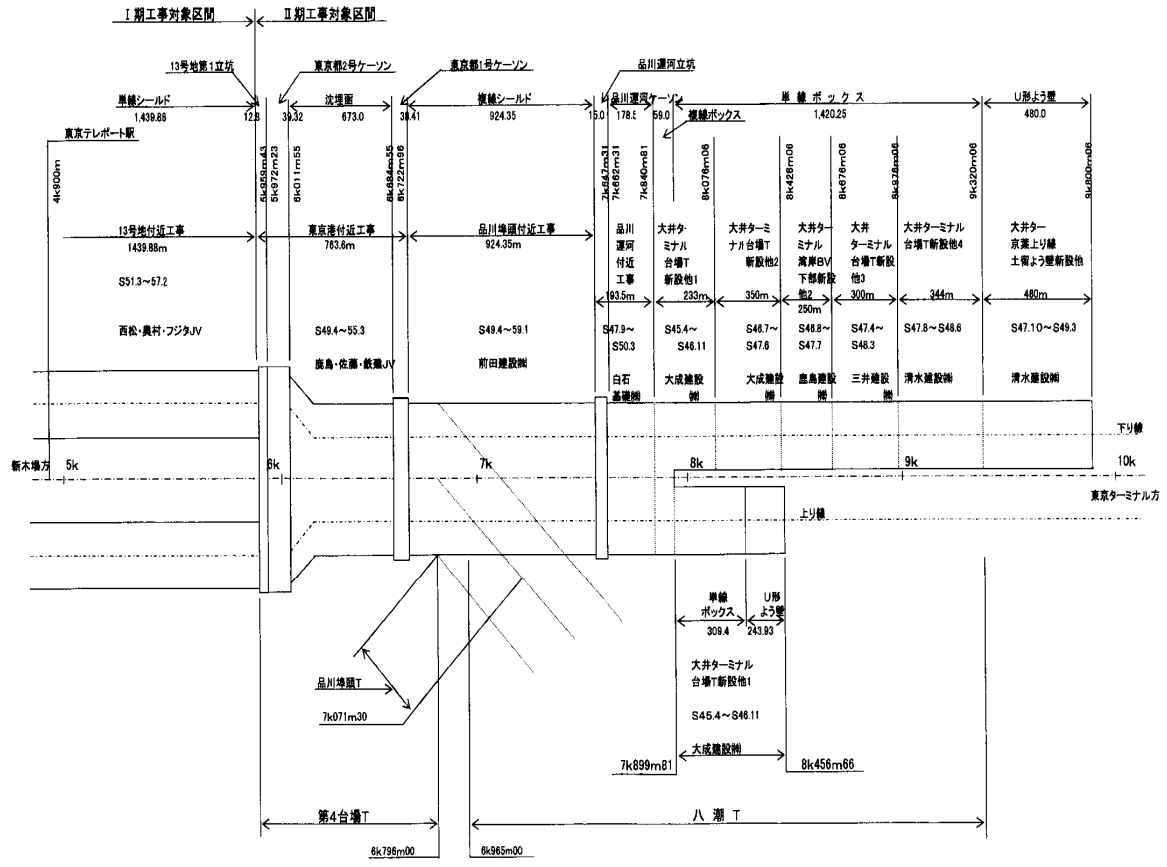


図 3-5-1-2　清算事業団継承構造物概要

第 2 節　構造物健全度調査

二期線で活用することとなった事業団財産について、その取得に先んじて対象構造物に発生したひび割れや漏水状況また沈下変状の状況等を把握し、補修・補強対策等の必要性の有無を検討するために、鉄道総研に委託し健全度調査を実施した。

1. 調査範囲

調査位置は、臨海副都心線の東京港航路下沈埋函トンネル部から東京貨物ターミナル付近のトンネル出口擁壁部までの下記区間とした。

下り線：新木場起点 5k972.23m～9k800.06m（延長 3827.83m）

上り線：新木場起点 5k972.23m～8k453.14m（延長 2480.91m）

2. 調査項目

必要な補修・補強対策を見出すことを目的とし、表 3-5-2-1 に示す項目について調査を行った。

表 3-5-2-1　調査項目と数量

調査項目	内　容	方　法　等	数　量	調査位置等
1.ひび割れ・漏水調査	ひび割れ、剥離漏水、施工不良	目視観察、スケッチ写真撮影	1 式	全区間
2.縦断測量	@20m 側点の高低差測量	レベルによる測量	1 式	全区間
3.断面応力の検討	現状の応力状態の把握		5 断面	ケーソン部　2 断面 複線箱型部　1 断面 単線箱型部　1 断面 U 型擁壁　1 断面
4.ひび割れの検討	斜めひび割れの原因及び対策工必要性の有無		1 断面	8km 付近

3. 調査結果及び評価

主な調査結果を図 3-5-2-1 及び図 3-5-2-2 に示す。

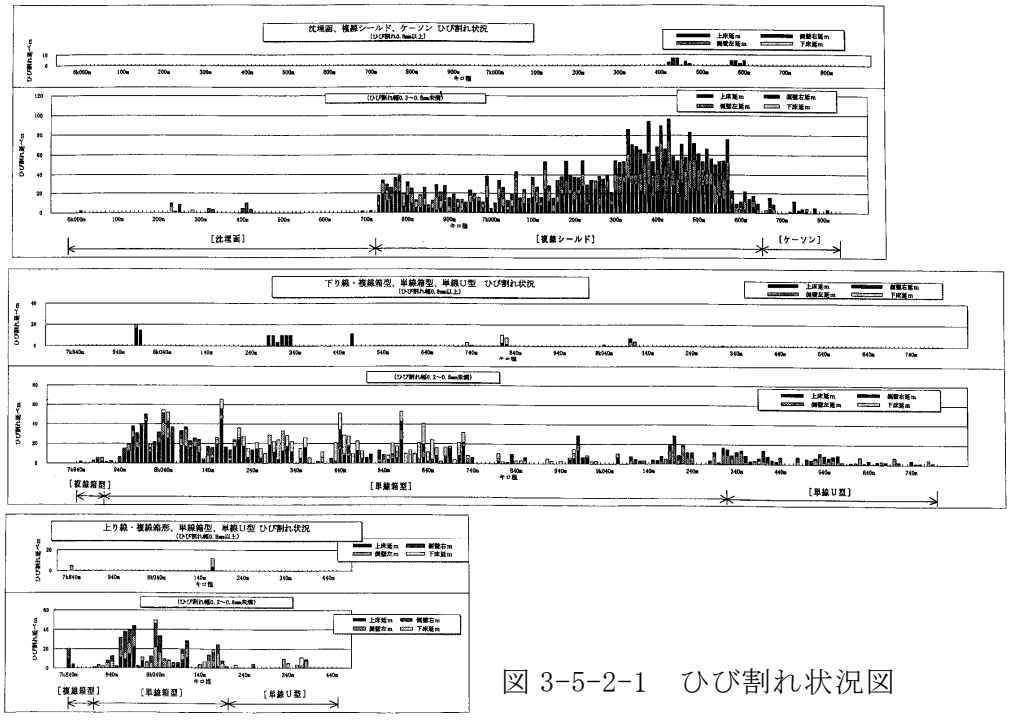


図 3-5-2-1　ひび割れ状況図

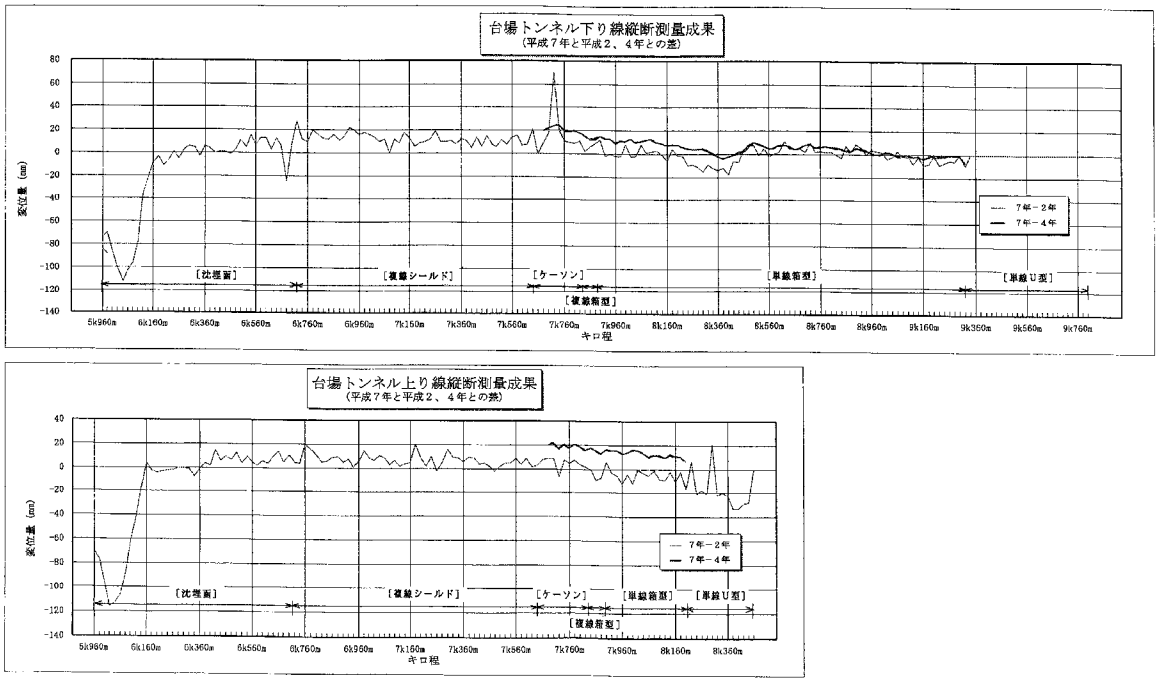


図 3-5-2-2　縦断測量成果変位量比較図

(1)沈埋函区間

所々に被り不足で鉄筋が露出している箇所があるが、全般的に健全である。

(2)複線シールド区間

トンネルの横断あるいは縦断方向にひび割れが全般的に認められるが、これらは二次覆工上のひび割れであり、コンクリートの浮き等がなければ特に問題はない。施工目地付近から漏水、鉄バクテリア等が認められるので、止水工、導水工等を施す必要がある。

なお漏水、鉄バクテリア等は、程度の差はあるものの、ケーソン、箱型トンネルにおいても生じており、上記と同様の補修が必要である。

(3)ケーソン区間

ケーソン本体コンクリートには若干のひび割れが見られる程度で特に問題はないと考えられるが、ケーソン継手部の場所打ちコンクリートの区間では鉄筋腐食、コンクリートの浮き等が認められる。このため現状以上の鉄筋腐食を進行させない補修が必要である。また 7k706m～7km747m のケーソンは前後のケーソンより 10 ㎝程度沈下しており、軌道敷設の際には注意が必要である。

(4)複線箱型区間

側壁部にはケーソン継手部よりも程度は低いものの腐食が生じており、何らかの補修が必要である。中柱は、被りが小さいため帯鉄筋が露出している箇所が多い。

(5)単線箱型区間

単線箱型区間は複線箱型区間と同様の変状が多く認められ補修が必要である。鉄筋腐食は 8k500m 付近までが顕著であり、それ以降の変状は比較的軽微である。

7k940m 付近の延長約 60m の区間には建設時の偏圧によるねじりひび割れが生じている。当該区間は、過去に 70 ㎝程度の圧密沈下が生じた区間であるが、現状では沈下はほぼ収束しており、特別な補強を施す必要性はないものと考える。

(6)単線 U 型擁壁区間

一部の箇所において幅 0.5 ㎜程度以下のひび割れ、目地割れあるいは鉄筋の露出等が認められるが、いずれも軽微な変状と考えられた。

4. 補修対策

上記調査を踏まえ、補修対策の方針を以下のとおりとした。

①ひび割れ幅が 0.8 ㎜以上の箇所は、ひび割れ注入を施すこととする。ただし、複線シールド区間は、二次覆工上のひび割れなのでコンクリートに浮き等が認められなければ特に補修する必要はない。

②ケーソン継手部、複線・単線箱型トンネル（8k500m 付近まで）区間では鉄筋腐食が認められるので、0.3～0.8 ㎜の幅を有するひび割れに対してもひび割れ注入をする。

③漏水箇所は止水工、導水工等を、鉄筋露出箇所、コンクリートの浮き・剥落箇所には断面修復工等を施す。

④ケーソン継手部及び 8k500m 付近までの箱型トンネル区間では鉄筋腐食が認められるので、現状以上に腐食を進行させないように断面修復あるいは電気防食等の補修を行う。

第 3 節　施工(補強・補修)

1. 第 4 台場トンネル

(1)工事概要

本工事は、新木場起点 5k972m～6k805m 間、延長 833m の第 4 台場トンネルの中柱補強工、断面修復工、沈埋函継手補強工、ダクト鉄筋コンクリート工他の補強・補修及び設備の追加工事である。第 4 台場トンネルは、約 20 年前に台場と品川埠頭を結ぶ東京港の海底下に沈埋工法で築造されたトンネルである。

沈埋函の標準断面は、中柱を有する小判型複線断面（標準外径 12.8m×8.1m）で、トンネルは、1 基の長さが 96m の沈埋函 7 基で構成されている。両側の取付部はニューマチックケーソンとなっている。

トンネル函体内部には浸水があり、ジャッキボックス内部等に水が貯まっている。浸水の原因として函体継手部からの海水の浸入が考えられ、函体継手を構成する諸部材の健全性が危惧された。このため耐荷力、耐久性及び機能面で重要な部位を形成している継手部(図 3-5-3-1)を主体に、継手を構成する鋼製型枠・端部鋼殻、止水ゴム(ゴムガスケット、波形一次止水ゴム、波形二次止水ゴム）、PC ケーブル及びシース管等について

調査をした(表 3-5-3-1)。またコンクリートの健全度を評価するために内部滞水の水質検査を行った。その結果、現状では健全であるが、鋼板とシース管には腐食の進行が見られたことから継手補強工を実施することとした。対策工の考え方を表 3-5-3-2 に示す。

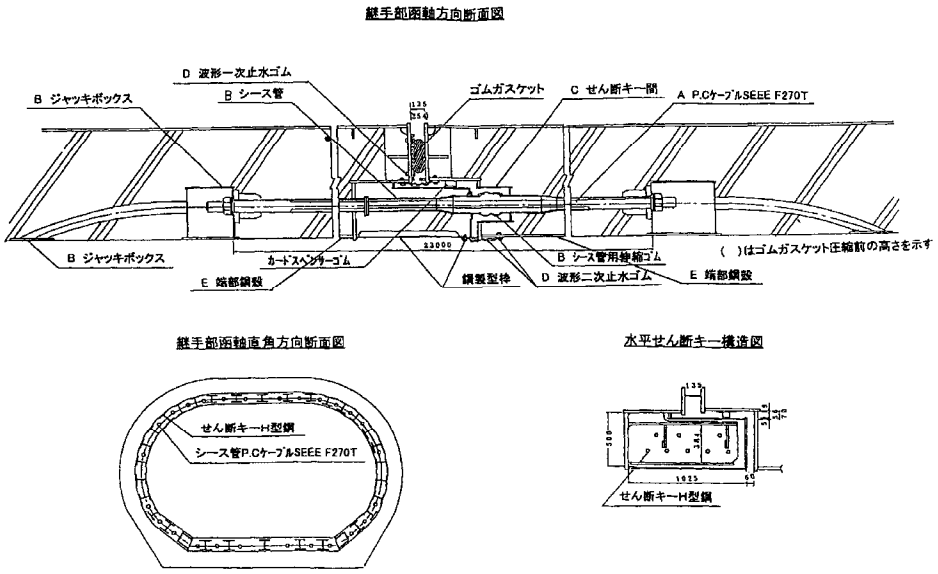
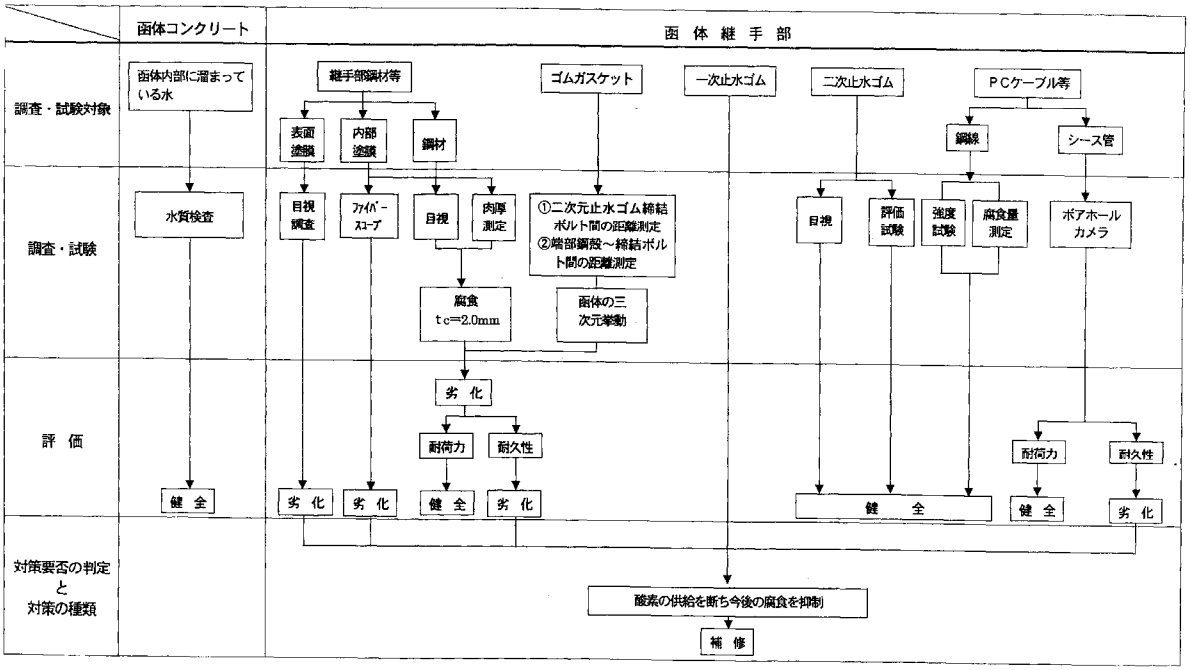


図 3-5-3-1　継手部断面図

表 3-5-3-1　沈埋函継手部調査工一覧

調査項目	調査方法	調査結果	評価・診断	対策工提案
函体コンクリート	・水質検査	・PH9.4のアルカリ水（海水でPH8.0程度）であった。 ・硫酸塩濃度は基準値以下であった。 ・海水と比較して塩分濃度が極めて小さかった。	・滞水は海水でなく、品川方シールドトンネル部の湧水等からの湧水、結露等である。 ・滞水に対して函体コンクリートは健全である。	・対策工を施す必要なし。
函体継手部鋼材	・目視観察（表面塗膜及び鋼材） ・継手内部観察 （ファイバースコープによる内部塗膜及び鋼材） ・鋼材肉厚測定	・表面塗膜は、剥離や浮きが底版から約 2m の範囲に集中（ドライな部分よりもウエットな部分の変状が大） ・鋼材表面に腐食が認められた。 ・内部塗膜に剥離や浮きが認められた。 ・鋼材内部に腐食が認められた。 ・鋼材表面の腐食量は最大で t_c=2.0mm であった。	・表面塗膜は劣化している。 ・鋼材表面は劣化している。 ・内部塗膜は劣化している。 ・鋼材内部は劣化している。 ・現状の腐食量を考慮しても端部鋼殻（鋼材表面）は、耐力を保有している。	・函体継手部について補強の必要はない。しかし、端部鋼殻、鋼製型枠については、全リングにおいて塗装のやり替えが必要である。 ・継手間隙内部については酸素の供給を断ち、今後の腐食の進行を抑制するため、函体継手部の伸縮に十分追随可能で圧縮歪み量に対し圧縮強度が微小な材料を用いて、間隙内部を充填する。(発泡ウレタン、発泡シリコーン、ブタジエンゴム等)
ゴムガスケット	・端部鋼殻から二次止水ゴム間距離測定 ・二次止水ゴム締結ボルト間距離測定	・測定値は 1271～1298mm の範囲にあり、27mm の変動幅があった。 ・測定値は 283～305mm の範囲にあり、22mm の変動幅があった。	・継手間隙量は、設計値 135mm に対して、-25mm（圧縮）～+2mm（伸び量）の範囲であることが推定され、全般的に過圧縮の状態であった。 ・伸縮量の変動幅は、基準値（-50mm～+75mm）の範囲内であり、健全である。 ・ゴムガスケットの圧縮変形に伴って生じる推定軸力は、75～200tf である。	・対策工を施す必要なし。
二次止水ゴム	・目視変状観察（ゴム表面） ・評価試験	・１～２号函体継手部の二次止水ゴムに局部的な変形、また、ケーソン～１号函体継手部の二次止水ゴムに白色の付着物があった。 ・引張試験・・・・１３５～１７０kgf/cm²（１５０kgf/cm²以上） 伸び・・・・・・３７０～４２０％（３００％以上） 硬さ・・・・・・・６４～　６７度（５５±５度） 繊維引張試験・・１４０～１４１kgf/cm²（７０kgf/cm²以上） 耐水性試験・・・　５．９～　６．６％（体積変化率１０％以下） 耐オゾン試験・・亀裂なし（目視で亀裂がないこと） 耐圧試験・・・・　４．０～　４．３kgf/cm²（止水圧３kgf/cm²） 注：（ ）内の数値は、規格値を示す	・局部的な変形箇所は、力学的特性、物理的特性に何ら変状は認められず健全である。 ・白色の付着物は、材料の劣化につながるものでなく、健全ある。 ・ゴムの硬さが規格値と比べて硬くなっているが、耐久性について検討した結果、耐力は十分である。	・対策工を施す必要なし。
PCケーブル	・目視観察（定着部）及び腐食測定（ノギスによる定着部径の測定） ・強度試験 ・緊張力測定	・PCケーブル定着部に腐食が認められたが、PCケーブル定着部の径測定によると、規格値を満足していた。 ・引張荷重・・・・・２５５０～２６２０kN（２５３５kN以上） 降伏点荷重・・・・２４８０～２５２０kN（２２１８kN以上） 破断時伸び率・・・　１．５～　１．９％ ヤング係数・・・・・・・平均１８５KN/mm² ナットの耐荷力・・異常なし 注：（ ）内の数値は、規格値を示す ・PCケーブル定着部の規格値 103tf（引張荷重/2.5）以下に対して、測定値は 43～45tf であった。	・PCケーブル定着部の径測定結果は規格値を満足し健全である。 ・PCケーブルの強度試験結果は規格値を満足し、健全である。 ・PCケーブルの緊張力測定結果は、規格値を満足し、健全である。 ・全般的にゴムガスケットが過圧縮状態であるため、再緊張は行わないのが望ましい。	・対策工を施す必要なし。
シース管	・シース管内面腐食観察 （ボアホールカメラによる観察）	・シース管内面は軽微な腐食があり、湿潤状態であった。	・シース管内部は劣化している。しかし、酸素の供給を断つことで耐荷力には問題なく補強の必要性はない。 ・シース管内面は、湿潤状態であることが確認され、今後の腐食の進行を抑制する必要がある。	・シース管内面は、酸素の供給を断ち、今後の腐食の進行を抑制するため、PCケーブルの挿入口及びジャッキボックス内部を無収縮モルタルによって充填する。 （シース管内部は充填しない）

表 3-5-3-2　対策工の考え方



(2)施工

海底既設構造物の補修工事のため、坑内への資機材の搬入等は隣接工区の出入り口を工程調整の上使用した。なお全体の工程を表 3-5-3-3 に示す。

表 3-5-3-3　臨海、第 4 台場 T 外補強他　実施工程表

名称	工事種類	単位	数量	平成10年 3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平成11年 1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月
トンネル	準備工	式	1																			
	中柱補強工A	本	165																			
	断面修復工A	m	301.9																			
	断面修復工B	m³	4.7																			
	導水工	m	89.9																			
	塗装工	m²	747.1																			
	ダクト鉄筋コンクリートA－1	m³	36.3																			
	ダクト鉄筋コンクリートB	m	1,340							工場製作				現場取付								
	路盤コンクリートA	m³	469.5																			
	排水管	m	710																製作		取付	
	継手部調査工	式	1																			
	PCケーブル復旧工	式	1																			
	沈埋函継手間隙部注入工	式	1																			
	ジャッキボックス充填工	式	1			既設蓋撤去			既設蓋撤去						ケレン幕下防止策設置							
	沈埋函継手防護工	式	1												軽量モルタル吹付	寸法測量、製作				底部樹脂注入		
	東京港1号ケーソンダクト他	式	1																	防護鉄板取付		
	東京港1号ケーソンポンプ室清掃	式	1																			
	後片付け	式	1																			

ア、中柱補強工

沈埋函中柱の耐震補強を目的とし、6 ㎜の鋼板を巻き立て、既設躯体との間隙 30 ㎜に無収縮モルタルを注入した。

鋼板は垂直方向に2分割し、両側からミニクローラークレーンで建てこみ、ボルトで仮接合した。鋼板膨らみ防止のアンカーボルトと、モルタル注入間隙保持のためのボルトスペーサーを調整しながら鋼板位置を決め、接合ボルトを本締めした。

モルタルの注入は、鋼板に取付けた注入口から下から上の順に注入した。注入完了後、アンカーボルトとボルトスペーサーを切断撤去し鋼板表面に塩化ゴム系塗装を行って仕上げた。

イ、断面修復工，導水工

鉄筋露出部には修復工Aを、剥離・剥落箇所には修復工Bを施工した。また函体の漏水箇所には導水工Aを施工した(図 3-5-3-2、3)。

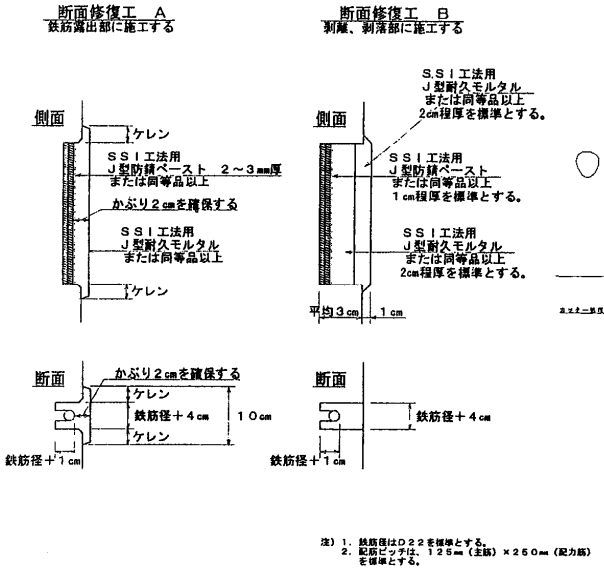


図 3-5-3-2　断面修復工標準断面図

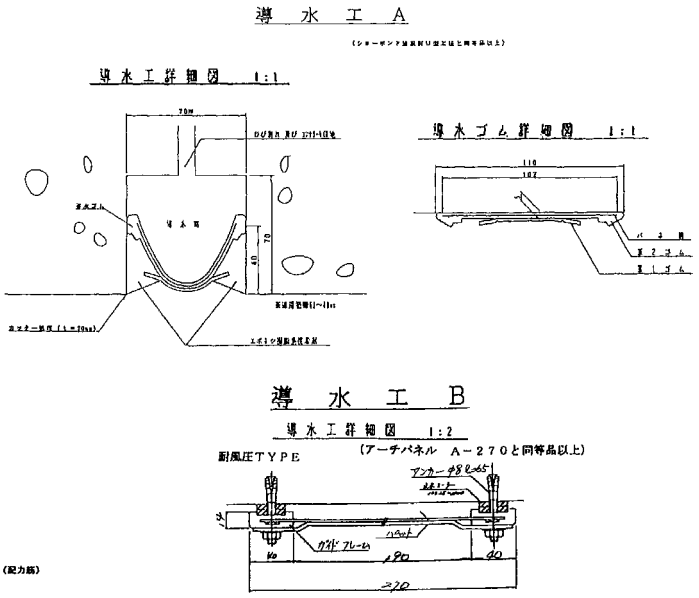


図 3-5-3-3　導水工標準図

ウ、ダクト鉄筋コンクリート、排水管工

台場側のケーソン部は現場打ち、沈埋函部はプレキャストでケーブル用のダクトを施工した（図 3-5-3-4）。

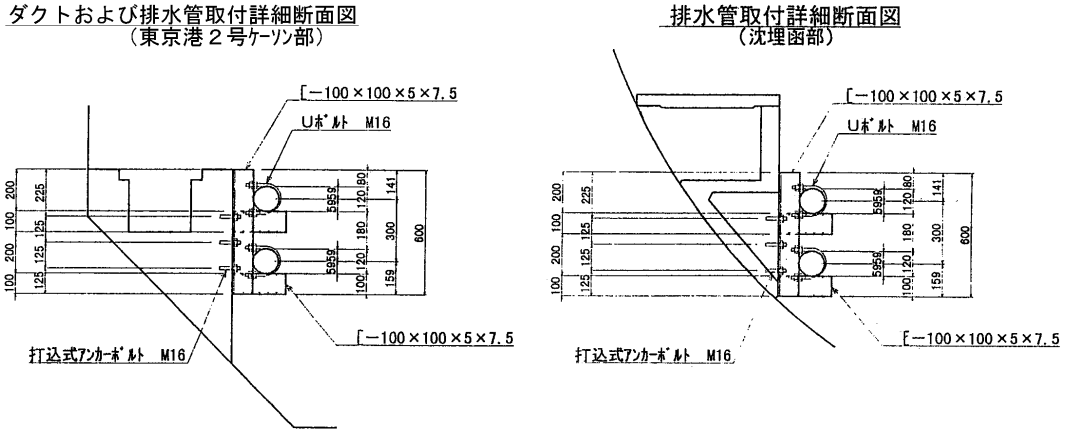


図 3-5-3-4　排水管取付詳細断面図

現場打ち部は、鉄筋をモルタルアンカーにて躯体に固定し、コンクリートを打設した後トラフを上に設置した。

プレキャスト部は、沈埋函躯体形状に合わせた特殊なプレキャストダクトを工場で製作して現場へ搬入し、ミニクローラークレーンで据付け、打込み式アンカーボルトで固定した。

また、品川埠頭側ケーソンポンプ室の水を台場側立坑までポンプ圧送するための排水管を下り線側ダクトの横に設置した。

排水管用取付け金物を打込み式アンカーボルトでダクトに固定し、排水管を取付けた。沈埋函の継手部にはフレキシブル管を挿入した。

エ、沈埋函継手鋼板塗装工

継手鋼板の塗装が劣化し腐食が進行していたので全面塗装し直した。ケレンした後、ポリウレタン樹脂系5層塗りで塗装した。

オ、沈埋函継手間隙部注入工

継手間隙部鋼板の腐食進行を防ぐ目的で間隙部に変形を許す発泡ウレタンを注入充填した。注入は波形2次止水ゴムを撤去した後間隙内部鋼板をケレンし、シール用のM型ゴムを取付け下側から順に注入した。

カ、ジャッキボックス充填工

PCケーブル用シース管の腐食進行を防ぐ目的で、ジャッキボックス及び挿入部内に軽量モルタルを吹付けて充填した。

まず既設蓋を撤去してジャッキボックス内部をケレンし、落下防止の鉄筋金網を取付け、PCケーブル端部を高発泡ポリウレタンで養生した後、軽量モルタルを吹付工法で充填し表面を左官仕上げした。

キ、沈埋函継手部防護工

継手部内側表面には波形2次止水ゴムが全周取付けてあったが、不燃性とするためステンレス鋼版のカバープレートに交換した。

継手の伸縮を拘束しない構造とし、波形2次止水ゴムを取付けてあったボルトを利用し取付けた。

2. 八潮トンネル

(1)工事概要

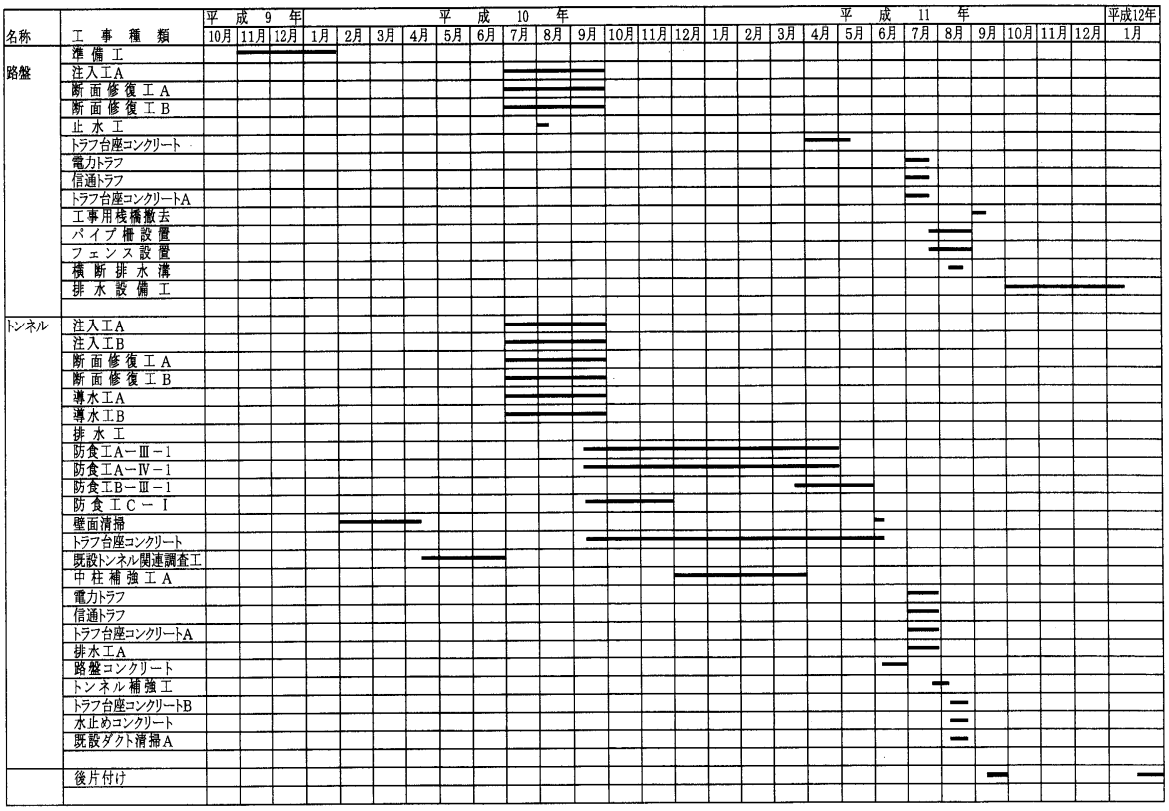
本工事は、品川埠頭付近新木場起点6k965mにて臨海本線から分岐し車両基地に至る八潮トンネルの一部とU型擁壁区間を含む全長2,135m区間の補強・補修及び設備の追加工事である。当トンネルは、約30年程前埋立て直後の大井埠頭に開削工法により建設されたボックスカルバート構造であり、その後の周辺地盤の圧密沈下等に起因し建設直後か

ら沈下・変状が生じ、漏水箇所、クラックの発生等多くみられるものの、現状では沈下はほぼ収束しており、今後大きな地盤変位が生じること等は考え難い状況であった。このためトンネルを活用するためには漏水防止工、断面修復工等が必要であった。特に7k900m 付近から 8k600m 付近にかけては鉄筋の腐食が顕著であり、防食工を施工する必要がある。また当カルバートの残留鉄筋応力度調査の結果、上床版及び下床版において残留鉄筋応力度が設計応力度を越えている箇所があり、これらについてはトンネル補強工を施工した。

工事の実施工程は表 3-5-3-4 のとおりである。

なお、新木場起点 7k899m にて分岐する旧京葉貨物下り線 555m 間については、臨海副都心線としては使用しないため承継財産に含まず、事業団において発泡スチロール充填によるトンネル閉塞工事が行われた。

表 3-5-3-4　臨海、八潮 T 外補修他　実施工程表



(2)施工

当工事はトンネル内部での作業であるため､坑内への資機材運搬は 9k700m 付近に設置した桟橋構台から行った。また 7k660m 付近の若潮立坑からは人のみ出入りを行った。

ア、注入工 A，B

注入工 A は、クラック幅 0.8 ㎜以上に、無機系注入材を幅 1.0 ㎜、深さ 600 ㎜、ピッチ 500 ㎜で注入を実施した。

注入工 B は、クラック幅 0.3 ㎜～0.8 ㎜に、無機系注入材を幅 0.5 ㎜、深さ 300 ㎜、

ピッチ 300 ㎜で注入を実施した。

イ、断面修復工

鉄筋露出部には修復工 A を、剥離・剥落箇所には修復工 B を施工した(図 3-5-3-2)。

ウ、止水工

9k320m 付近のトンネルと U 型擁壁の目地部に注入工(φ20 ㎜、L ＝300 ㎜)を 300 ㎜ピッチで削孔し、止水材を 3.0ℓ／m　注入した。止水材注入後、ジョイント部にはシーリング材を施した。

エ、導水工 A　B

漏水量、漏水面積が比較的小規模の箇所については導水工 A を、比較的規模が大きい箇所については導水工 B を施工した（図 3-5-3-3）。

オ、防食工 A

7k900m～8k400m 間のトンネル側壁部において、鉄筋の被りが正常で自然電位補正法の調査結果(図 3-5-3-5)から鉄筋の腐食の度合いが比較的大きいと判定した箇所に、図 3-5-3-6 に示す防食工 A―Ⅲを、比較的小さいと判定した箇所に防食工 A―Ⅳを施工した。施工は、ウオータージェットにて超高圧水を躯体に噴射し、鉄筋腐食箇所のコンクリートを撤去した上、露出した鉄筋の錆びを研磨した。次に鉄筋に防錆材を 1 ㎜程度塗布し、その上に防錆モルタルを 2 ㎝程度塗布した。その後型枠を設置し流動化コンクリートを打設した。防食工 A―Ⅲと A―Ⅳとの相違は防錆モルタル 2 ㎝を施工するか否かである。

カ、防食工 B―Ⅲ

防食工 A と同じ区間のトンネル天井部において同様の調査をした結果、鉄筋の腐食が進んでいると判定した区間に防食工 B―Ⅲを施工した。施工は、ウオータージェットにて超高圧水を躯体に噴射し、鉄筋腐食箇所のコンクリートを撤去した上、露出した鉄筋の錆びを研磨した。次に鉄筋に防錆材を 1 ㎜程度塗布し、溶接金網を取付け後、吊り型枠を設置し、エア抜き管とコンクリート注入バルブを取付け、流動化コンクリートをポンプ車で圧入した。

キ、防食工 C－Ⅰ

防食工 A と同じ区間のトンネル下ハンチ部に防食工 A―Ⅲと同じ方法で施工した。

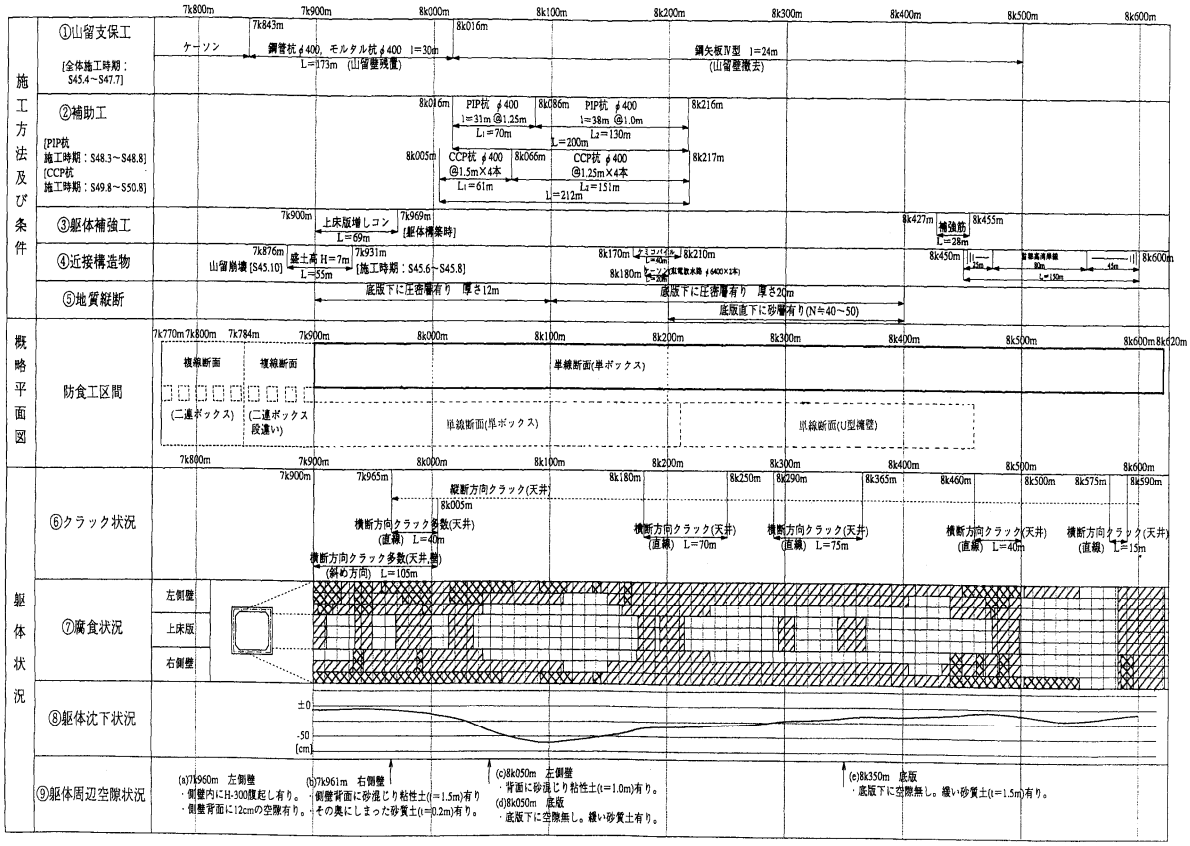


図 3-5-3-5　防食工施工区間（7k900m～8k620m）の
施工方法及び条件と躯体現状概要図

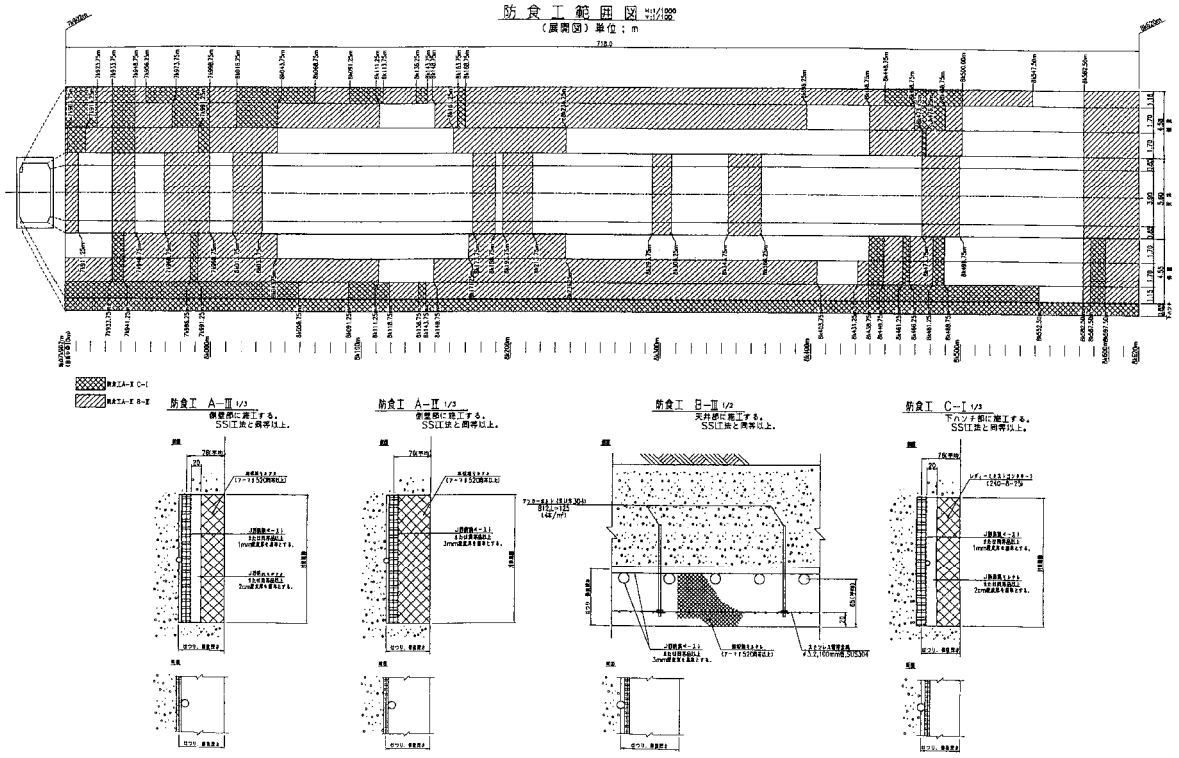


図 3-5-3-6　防食工

ク、トラフ台座コンクリート、電力トラフ、通信トラフ

トンネル内の電力、通信用のケーブルを設置するためのトラフは、下ハンチ部に差筋アンカーを設置して鉄筋、型枠を組立て、コンクリートを打設、台座としその上にプレキャストのU型側溝を据え付け、アンカーボルトで固定し設置した。

ケ、中柱補強工

トンネル区間においては、中柱のコンクリートの被りが小さく、鉄筋が露出して腐食している箇所が多数存在していた。このため、中柱の耐震補強と鉄筋の腐食進行防止を目的として中柱の側面全周を厚さ６㎜の鋼板で覆ってボルト固定し、中柱と鋼板の空隙に無収縮モルタルを充填し補強を図った。

コ、路盤コンクリート

排水勾配を確保するために、下床版上に勾配調整のためのコンクリートを溶接金網を設置して打設した。被りが薄い部分は、既設躯体を予めはつり込み厚さを確保した。

サ、トンネル補強工

上床版、下床版の主筋の残留応力度が設計応力度を上回っている箇所(図 3-5-3-7)について、将来鉄筋が破断した場合、構造物に大きな変形を生じることから炭素繊維をく体表面に取付け、炭素繊維の持つ引張強度で天井の曲げ耐力を増加させトンネル補強工とした。天井部は、炭素繊維表面に耐火を目的として耐火被覆材を取付け保護した。下床版には溶接金網設置後保護コンクリートを打設した。

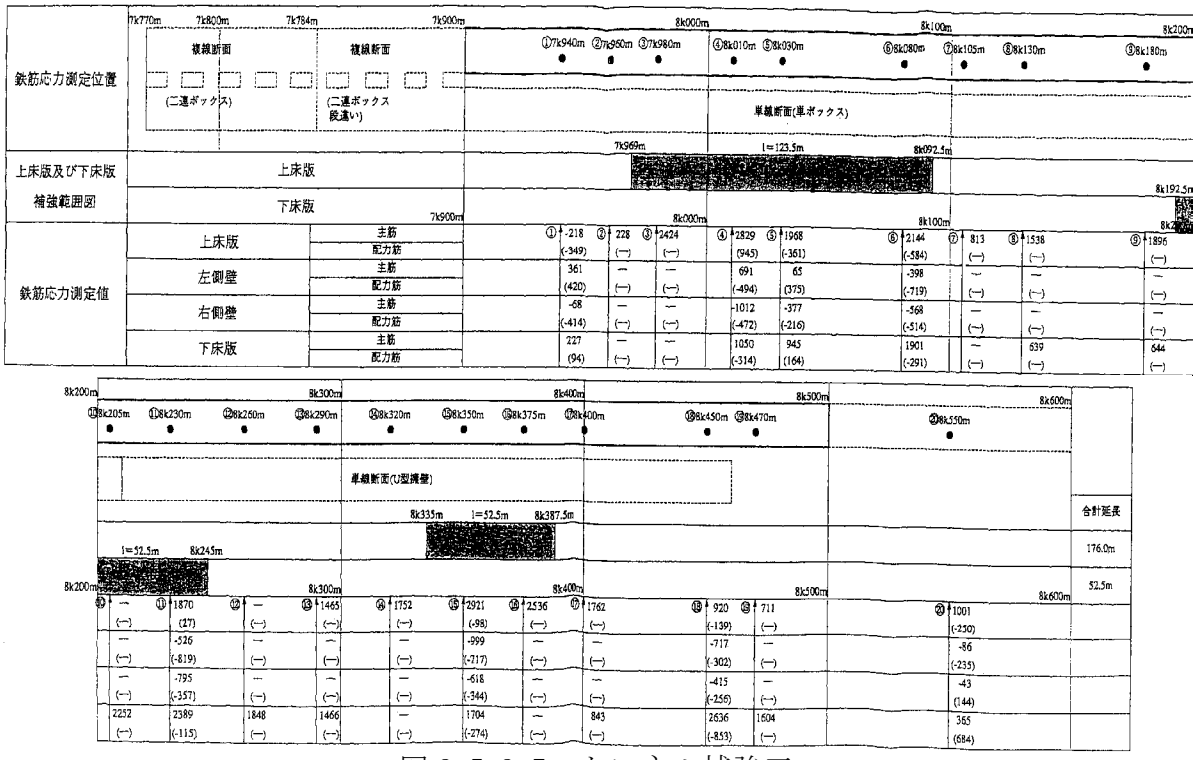


図 3-5-3-7　トンネル補強工
（上床版及び下床版補強範囲図）

第４編　　軌　　道

第4編　軌　道

第1章　概要

臨海副都心線二期線の軌道工事のうち東京テレポート駅から 11km775m 区間を鉄道公団が、大崎駅までの区間は JR 東日本がそれぞれ施工した。このうち東京テレポート駅から天王洲アイル駅までの本線 2.8km、側線 4.6km、保守基地線 0.2km 及び車両基地 2.9km 区間を暫定開業区間として平成 13 年 3 月 31 日に、天王洲アイル駅から大崎駅までの 4.5km 区間を平成 14 年 12 月 1 日に開業した。

線路建設基準のうち軌道構造関係は次のとおりである。

1. 線路規格　　2 級線

2. 最小曲線半径　185m

3. 最急勾配　　32.7‰

4. 軌道中心間隔　直線　　3.8m 以上

曲線　　車両基礎限界+600mm+ α + w_1 + w_2

α　：カント差による偏い量

w_1 ：当該線における曲線による偏い量

w_2 ：隣接線における曲線による偏い量

※車両基礎限界=3,000mm

上記計算値が 3,800mm より小のときは 3,800mm とする。

5. 軌道構造概要

種　　別		本　　線	側　　線		
			入出庫線	車両基地線	保守基地線
レール種別		60kg レール	50N レール		
マクラギ種別	ﾊﾞﾗｽﾄ	有道床弾性マクラギ	PC マクラギ		木マクラギ
	直結	PC マクラギ			―
	継目	合成マクラギ	木マクラギ		―
マクラギ本数	継目	38+1(合成)	38+1(木)	30+1(木)	29
	ﾛﾝｸﾞ	38/25m		―	
ﾛﾝｸﾞﾚｰﾙ範囲	明り	R≧400m			
	ﾄﾝﾈﾙ	R≧250m		定尺	
締結装置		パンドロール			犬釘
継手形式		支え継ぎ			かけ継ぎ
道床厚	砕石	250mm 以上	200mm 以上	150mm 以上	
	ｺﾝｸﾘｰﾄ	100mm 以上			―
バラストマット		環境対策上必要な箇所			
分機器	本・側別	60kg 本線用	50N 本線用		50N 側線用
	ポイント	弾性ポイント	関節ポイント		
	ｸﾛｯｼﾝｸﾞ	マンガンクロッシング			組立ｸﾛｯｼﾝｸﾞ
	床　　板	オイレス床板		鋼製床板	
	転換装置	モータポイント			ポイントリバー

注）トンネル内のロングレール範囲は R≧250m であるが、東品川駅付近 R=185m 区間は環境対策のためロングレールとした。

第 2 章　軌道構造

第 1 節　概要

本線軌道工事の基本軌道構造は、保守の省力化を考慮しロングレール・マクラギ直結軌道を基本としたが、環境対策上バラスト軌道、防振マクラギ直結軌道及びフローティングスラブ軌道を採用した。各軌道構造の選定理由は次のとおりである。

位置項目	5km620m 付近 (ﾎﾃﾙ･ｸﾞﾗﾝﾊﾟｼﾌｨｯｸ直下)	7km530m 付近 （東品川清掃作業所直下）	7km640m 付近 （中央環状品川線直上）
現状	ﾄﾝﾈﾙ上にﾎﾃﾙ･ｸﾞﾗﾝﾊﾟｼﾌｨｯｸがあり、ホテルへの振動・騒音が懸念される。	ﾄﾝﾈﾙ上に東品川清掃作業所あり、精密機械を使用しているため振動に対する影響が懸念される	将来計画の首都高・中央環状品川線のネル工事の施工に伴う当社線シールドの沈下が想定される
トンネル構造	単線シールド	単線シールド	単線シールド
軌道構造	バラスト軌道(ﾊﾞﾗｽﾄﾏｯﾄ) ﾎﾃﾙ･ｸﾞﾗﾝﾊﾟｼﾌｨｯｸ下 上り 5km420m～ 5km790m(L=370m) 上り 5km440m～ 5km800m(L=360m) 弾性マクラギ ロングレール	バラスト軌道 （東品川清掃作業所部～中央環状品川線 7km638m 付近、及び 8km000m 付近） ・上り 7km470m～7km676m（L=206m）、7km886m～8km083m（L=197m） ・下り 7km465m～7km671m（L=206m）、7km946m～8km109m（L=163m） バラストマット（東品川清掃作業所下） ・上り 7km470m～7km600m（L=130m） ・下り 7km465m～7km605m（L=140m） 弾性マクラギ ・上記バラスト軌道区間 ロングレール	
軌道構造の考え方	覚書に基づきﾎﾃﾙ･ｸﾞﾗﾝﾊﾟｼﾌｨｯｸ下、上下線 100m 区間についてﾊﾞﾗｽﾄﾏｯﾄ･弾性マクラギを使用	・シールドと駅の構造形式変更箇所ではバラストの緩衝区間を一車両長20mを駅内に設ける。（この区間には通り狂い対策を講ずる） ・東品川清掃作業所下、両側30m区間についてバラストマットを使用 ・急曲線区間内での軌道構造の変更となるため、軌道狂い対策を行う。（通り狂い対策として座屈防止板をマクラギ１本置きに設置する。高低狂い対策として緩衝区間を設け、軌道パッドまたはマクラギマットで軌道ばね定数のすりつけを行う。） ・バラスト変更区間は弾性マクラギを使用。 ・中央環状品川線8km000m付近への計画変更が決定する時期が遅いため、7km640m付近、8km000m付近の2ヶ所とも沈下対策としバラスト軌道とする。 ＊8km000m 付近については、都計局より事前防護対策実施の要望書(12.8.21)があり、範囲を修正	
建造物での防振対策の有無	重厚底盤	な　し	

位置項目	9km200m 付近 （東品川再開発地内）	8km200m～10km650m 付近 （天王洲アイル駅～大井町駅付近）
現状	東品川再開発地内において住宅棟の基礎杭とトンネルの離隔が 1.0m 程度で、かつ、急曲線（185m）であるため列車による住宅棟への振動・騒音が懸念される。	天王洲アイル駅～大井町駅付近間は沿線の両側に住宅があり、列車による振動・騒音の影響が懸念される。
トンネル構造	単線シールド	単線シールド（縦列）
軌道構造	フローティングスラブ軌道（コイルばね防振軌道システム） ・上り 9km080m～9km260m間（Ｌ＝180m） 防振マクラギ ・上り 8km250m～9km080m 間（Ｌ＝　830m） ・上り 9km260m～10km623m～10km830m間（Ｌ＝1,570m） ・下り8km250m～10km650m～10km830m間（Ｌ＝2,580m） ロングレール	
軌道構造の考え方	・住宅棟の基礎杭に近い上り線について、フローティングスラブ軌道を採用。 ・下り線は防振マクラギにて対応。	・天王洲アイル駅～大井町駅間の沿線に住宅がある区間は、現行の直結軌道+PCマクラギ区間についてはフローティングスラブ軌道区間を除き、防振マクラギとする。 ・上り 10km623m～10km830m 間（Ｌ＝207m）及び下り 10km650m～10km830m 間（Ｌ＝180m）については、防振効果が同等でﾒﾝﾃﾅﾝｽが軽減できるため、弾性マクラギ+バラスト構造を防振マクラギ+直結軌道に変更する
建造物での防振対策の有無	未　定	な　し

位置項目	10km900m～11km040m 付近 （JR 広町ｱﾊﾟｰﾄ～品川区防災ｾﾝﾀｰ）	11km600m～11km775m 付近 （大崎支線トンネル出口付近）
現状	トンネル上にJR東日本の広町アパート2棟及び品川区防災センターがあり、アンピンで建物を受けており、かつ、急曲線(R=245m)であるため列車によるアパート等への振動・騒音が懸念される	11km775mまでは当社にて保守を行う。 大崎支線のトンネル出口周辺はマンション・アパート等があり、列車による振動・騒音の影響が懸念される。
トンネル構造	単線シールド	U 型擁壁、路盤
軌道構造	バラスト軌道(バラストマット) ・上り 10km830m～11km085m 間 （Ｌ＝255m） ・下り 10km830m～11km085m 間 （Ｌ＝255m） 弾性マクラギ ロングレール	弾性マクラギ ・上り 11km650m～11km765m 間 （Ｌ＝115m） ・下り 11km650m～11km786m 間 （Ｌ＝136m）
軌道構造の考え方	・急曲線の複心曲線区間は、軌道狂い対策を行う。(通り狂い対策として　座屈防止板をマクラギ1本置きに設置する。) ・上り 10km828m～11km225m 間　（Ｌ＝397m） ・下り 10km837m～11km219m 間　（Ｌ＝382m）	
建造物での防振対策の有無	なし（受替板あり）	な　し

位置項目	7km200m 付近 入出庫線	脱線ガードレール
現状	トンネル上にマンション計画があり、建物基礎の連壁とトンネルとの離隔が1.2m程度であり、列車による振動・騒音の影響が懸念される。	
トンネル構造	複線シールド（既設）	
軌道構造	バラスト軌道 PC マクラギ ロングレール ・入出庫線下り 7km060m～7km310m（L=250m） ・入出庫線上り 7km060m～7km310m（L=250m）	脱線防止ガードの設置 上り 9km021m～ 9km379m 間　R＝185m（Ｌ＝358m） 10km593m～11km229m 間　R＝250m（Ｌ＝636m） 下り 9km062m～ 9km427m 間 R＝185m（Ｌ＝365m） 10km665m～11km269m 間　R＝245m（Ｌ＝604m）
軌道構造の考え方	・定尺レールからロングレールへの変更	・軌道整備心得第 77 条を踏まえ、曲線半径 250m 未満の曲線部に脱線防止ガードを設置する。
建造物での防振対策の有無	有り　連続地中壁及び耐圧板	

臨海副都心線の軌道構造概要を図 4-2-1-1 に、軌道構造物数量一覧表を表 4-2-1-1 に示す。

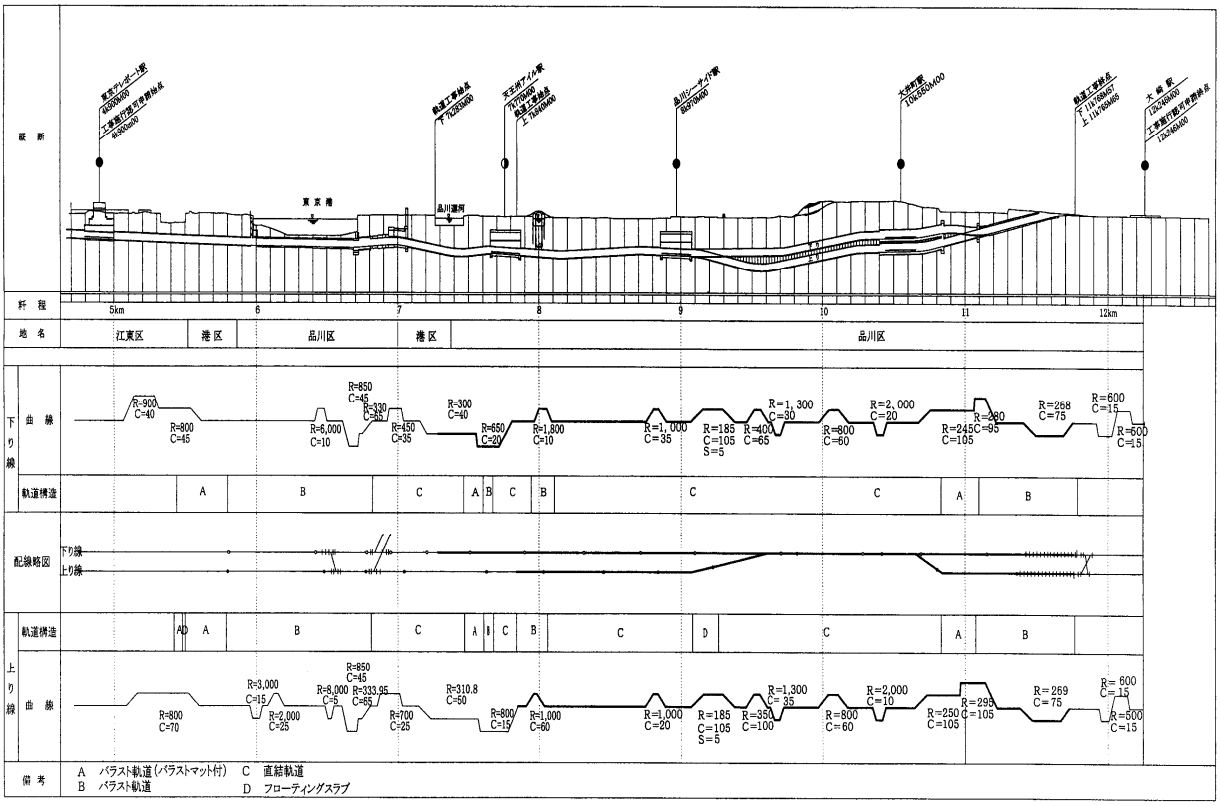


図 4-2-1-1　臨海副都心線の軌道構造概要図

表 4-2-1-1　軌道構造物数量一覧表

項　目	単位	本　線		側　線	保守基地線	車両基地線				合　計
		本　線	準本線	入出庫線	材料・MC 線	留置線	洗浄線	修繕・列車点検・転削線	月例検査線	
軌道敷設延長	m	12,879	14	4,625	216	1,694	347	501	345	20,621
ﾊﾞﾗｽﾄ軌道	m	5,614		4,091	216	1,694	347	247	143	12,352
PC マクラギ	m			4,025		1,561	336	155	72	6,149
PC 弾性マクラギ	m	5,542								5,542
合成マクラギ	m	72		66						138
木マクラギ	m				216	133	11	92	71	523
直結軌道	m	7,265	14	534				254	202	8,269
PC 防振マクラギ	m	4,986								4,986
PC マクラギ	m	2,279	14	192						2,485
合成マクラギ	m			342						342
ｺﾝｸﾘｰﾄ直結	m							254	202	456
分岐器										
合成マクラギ	m	227	14	342						583
木マクラギ	m			66	31	133	11	51	11	303
道床バラスト	m	9,797		8,443		2,880				21,120
ｴﾝｸﾛｰｽﾞｱｰｸ溶接	口	1,102		36						1,138

第 2 節　軌道構造

1．バラスト軌道

バラスト軌道は、鉄道の発祥から続いてきた標準的な軌道構造で、建設費が安い、保守が容易、騒音振動が小さいという利点がある反面、列車の繰り返し通過による道床バラストの漸進的な沈下・変形に伴うレール面の定常的な修復や道床バラスト更換が必要で、維持・管理に手間と費用がかかるという問題を有している。このため、本線では将来路盤沈下が想定される箇所及び土路盤区間に使用した。また、道床バラストの細粒化防止のため弾性マクラギを使用し、振動低減対策としてバラストマットを併用敷設した箇所もある。バラスト軌道延長は本線全体の 43%である。

急曲線の複心曲線区間は、軌道通り狂い対策として、座屈防止板をマクラギ 1 本置きに設置した(上り線 10km828m～11km225m 下り線 10km837m～11km219m)。締結装置はパンドロールを採用した。バラスト軌道の断面を図 4-2-2-1 に示す。

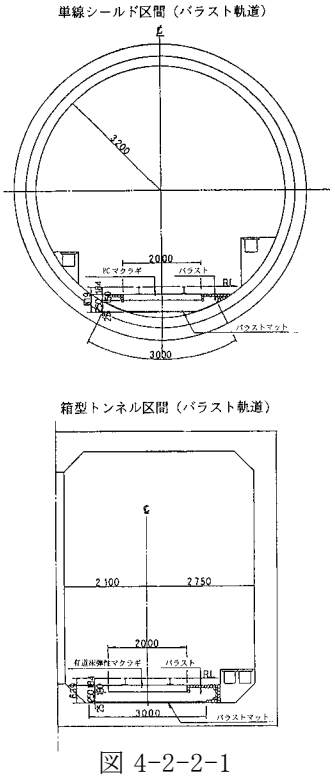


図 4-2-2-1
バラスト軌道の断面

2．直結軌道

直結軌道は、スラブ軌道より建設費が安く、保守省力化の効果を損なうことのない軌道として開発されたもので、レールの支持体として PC マクラギ及び合成マクラギを用い

ている。マクラギの固定方法は、アンカーボルトによる固定やコンクリートに直接埋め込む方法がある。

スラブ軌道に比較し建設費が安価の反面、施工性がやや劣ること､また､騒音振動が大きく、路盤変状に対応しにくいという問題を有している。

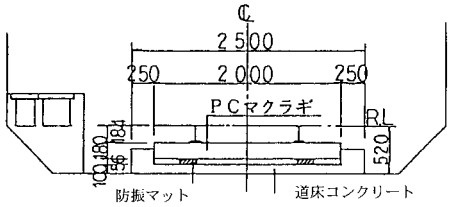


図 4-2-2-2　防振マクラギ直結軌道の断面

振動対策の必要な区間には PC マクラギ下部に防振マット(5tf/cm)を取り付け、振動低減を図った(防振マクラギ直結軌道と称する)。

マクラギ直結軌道の延長は、本線全体の 18%、防振マクラギ直結軌道延長は本線全体の 39%である。締結装置はパンドロールを採用した。

防振マクラギ直結軌道の断面を図 4-2-2-2 に、防振マクラギ直結軌道の施工状況を写真 4-2-2-1 に示す。

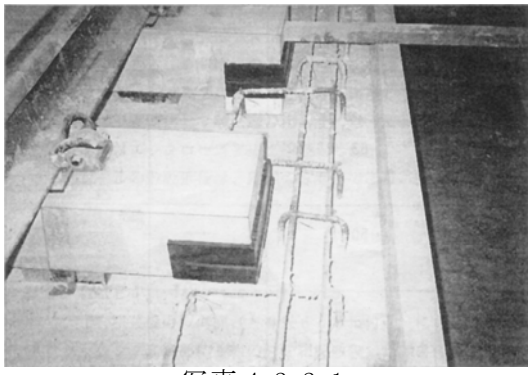


写真 4-2-2-1
防振マクラギ直結軌道の施工状況

3. フローティングスラブ軌道

フローティングスラブ軌道(コイルばね防振軌道)は、日本のゼネコンとドイツのメーカーが共同開発した軌道構造で、コイルばねで構成されたコイルばねユニットを埋込支承としたコンクリートスラブである。

環境対策の一環として、10km650m～10km830m 間上り線に本格採用するにあたり、事前に 20m の試験区間を設け、軌道モータカー走行に伴う軌道挙動の測定を行い、実際の列車走行に伴う安全性及び防振効果を確認した。試験の結果、列車振動に起因する固体音で問題となる 63H_Z付近の振動で比較すると、フローティングスラブ軌道は、バラスト軌道(有道床弾性マクラギ＋バラストマット)に比べて約 7dB の振動低減が確認された。これまでの測定事例では、バラスト軌道(有道床弾性マクラギ＋バラストマット)は従来のバラスト軌道に比べ 5dB 程度の振動低減効果があるため、従来のバラスト軌道より 12dB の振動低減効果があるといえる。また、バラスト軌道(有道床弾性マクラギ＋バラストマット)は、直結軌道(防振直結軌道を除く)に比べて 11dB 程度の振動低減効果があることから、フローティングスラブ軌道は、直結軌道(防振直結軌道を除く)に比べて 18dB 程度の振動低減効果があると推定される。

試験の結果、列車の走行安全性と防振効果について特に問題ない結果が得られたが、負のレール圧力を低減するために、緩衝区間を設けることとした。

フローティングスラブ一般図を図 4-2-2-3 に示す。

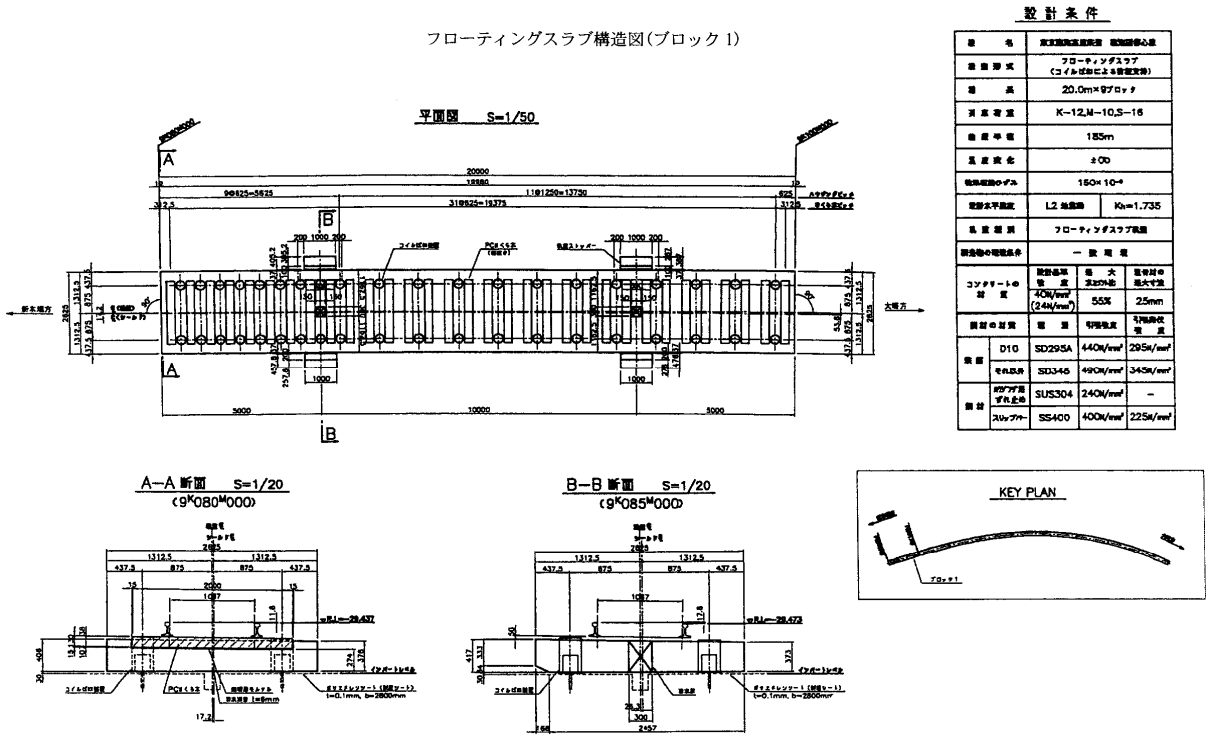


図 4-2-2-3　フローティングスラブ一般図

4. 合成マクラギ直結分岐器

合成マクラギ直結分岐器は、16＃片開き分岐器 2 組と 16＃ダイヤモンドクロッシング 1 組から構成されており、合成マクラギ両端にアンカーボルトを取付け、下部の路盤鉄筋コンクリートと一体化している。なお、合成マクラギと路盤鉄筋コンクリートの間には不織布のロングチューブを設置し、ポリウレタン系樹脂(ばね係数 9.8MN/m)をてん充している。

5. バラスト軌道と直結軌道等の接続

軌道は、構成する材料によって軌道ばね定数が異なるため、異種の軌道構造が接続する箇所においてなめらかな車両走行（輪重変動の軽減）を確保するために軌道ばね定数の調整を行った。軌道ばね定数の調整を表 4-2-2-1 に示す。

表 4-2-2-1　軌道ばね定数の調整

軌道構造	一締結当たりのばね定数（t/cm）	ばね定数（t/cm）	緩衝区間長（m）	調整方法
有道床弾性マクラギ軌道	20	—	—	
合成橋マクラギ（バラスト止め）	—	20	0.9	含浸パット長を580mmとした
防振マクラギ直結軌道（緩衝区内）	—	12	5.0	防振パット 15t/cmを使用
防振マクラギ直結軌道	4.5	—	—	
防振マクラギ直結軌道（緩衝区内 A）	—	12	5.0	防振パット 15t/cmを使用
防振マクラギ直結軌道（緩衝区内 B）	—	25	5.0	防振パット 50t/cmを使用
合成マクラギ分岐器直結軌道	62	—	—	
PC マクラギ直結軌道	50	—	—	
合成橋マクラギ（バラスト止め）	—	24	0.9	含浸パットをマクラギ全長に施工
PC マクラギ軌道	22	—	—	

第 3 節　レール及び分岐器

1．レール

レールの種別及び使用区分は次のとおりとした。

本線　　60kg レール

側線　　50N レール

保守基地線　　50N レール

車両基地線　　50N レール

レール種別延長を表 4-2-3-1 に示す。

表 4-2-3-1　レール種別レール延長　　（単位 m）

線路種別		レール種別		計
		60kg	50N	
本線	本線	12,879		12,879
	準本線	14		14
側線	入出庫線	274	4,351	4,625
保守基地線	材料・MC 線		216	216
車両基地線	留置線		1,694	1,694
	洗浄線		347	347
	修繕･列車点検･転削線		501	501
	月例検査線		345	345
総　合　計		13,167	7,454	20,621

2．ロングレール

本線軌道はトンネル内に位置するため、レール温度変化によるレール圧縮、引張軸力が無いので、乗り心地の確保及び保守省力化を図るためにロングレールを基本とした。定尺レールとの境は、伸縮継目(EJ) を使用しないで、緩衝レールで対応した。

なお、軌道の敷設は現地工法で行ったため、エンクローズアーク溶接とした。

ロングレールの敷設延長は、本線の 95%であり、敷設箇所を表 4-2-3-2 に示す。

表 4-2-3-2　ロングレールの敷設箇所

駅　　間	種別	位　　置						延長 (m)	レール種別
		km	M		km	m			
東京テレポート st～天王洲アイル st	下り	5	280	00	6	494	00	1,214	60kg
東京テレポート st～天王洲アイル st	下り	6	588	00	6	800	00	212	60kg
東京テレポート st～大崎 st	下り	6	956	00	11	785	55	4,820	60kg
東京テレポート st～天王洲アイル st	上り	5	395	00	6	533	00	938	60kg
東京テレポート st～天王洲アイル st	上り	6	624	00	6	793	00	169	60kg
東京テレポート st～大崎 st	上り	6	896	00	11	776	14	4,880	60kg

3. 分岐器

本線上の分岐器は、天王洲駅折返し暫定開業のため、特殊分岐器(クロッシング)KC060・16＃101(合成マクラギ直結・オイレス床板付)1 組、入出庫線への分岐用片開き分岐器(B)T60 片 12＃101(合成マクラギ直結・オイレス床板付)及び振分分岐器(B)T60 振 12-101(合成マクラギ直結・オイレス床板付)を使用した。

入出庫線の分岐器は､片開き分岐器(B)T60 片 12＃101(合成マクラギ･オイレス床板付)を使用した。

入出庫線と保守基地線への分岐は、片開き分岐器(B)T50N 片 8＃102(木マクラギ)を使用し、保守用車入替えのため可動横取装置 50N8＃A 定尺用を設置した。

車両基地線の分岐器は、片開き分岐器(A･B)T50N 片 8＃101(マクラギ･P 金具付)8 組敷設した。電気融雪器 (P 金具)は CSA-200 を使用し、取付金具は SA-A3 型(ポイント床板に工場で溶接)を使用した。

4. マクラギ及び締結装置

本線に使用するマクラギは PC マクラギを基本としているが､分岐器類は合成マクラギを使用した。

バラスト軌道区間のマクラギは、パンドロール形 60 一般用、パンドロール形 60 有道床弾性用、直結軌道区間のマクラギは、パンドロール形直結弾性用、パンドロール形 60 直結用を使用し、締結装置は総てパンドロール形 60 を使用した。

入出庫線及び車両基地線は､PC マクラギのパンドロール形 50N 一般用＋継目用木マクラギを使用し、締結装置は総てパンドロール形 60 を使用した。

保守基地線は、木マクラギを使用し、犬釘止めとした。

第 3 章　軌道敷設

第 1 節　施工方法

1．車両基地～天王洲アイル駅間の軌道基地

仮設の軌道基地としては特別な施設を設置せず、車両基地、保守基地線は、敷設現地で軌道材料を直接取り卸して敷設を行った。

入出庫線及び天王洲駅までは、保守基地よりモータカー及び軌陸車を使用して施工を行った。

2．天王洲アイル駅～品川シーサイド駅間の軌道基地

レールは、品川シーサイド駅の開削駅部投入斜路設備より軌道階へ取卸しを行い、道床バラストは、保守基地よりモータカーを使用して夜間線路閉鎖を行い三方ホッパーで運搬し、PC マクラギ及び締結装置等は、品川シーサイド駅の立坑を利用して取卸しを行った。

3．品川シーサイド駅～大崎駅間の軌道基地

レールは、保守基地よりモータカーを使用して夜間線路閉鎖を行い運搬し、その他材料は、各駅の立坑及び第 2 広町立坑(11km090m 付近)を利用した。

第 2 節　バラスト軌道

1．基準点の設置

既設構造物の路盤面における現状を把握して、軌道中心及びレール面高を計画するために中心測量及び水準測量を行い、計画線を決定した。軌道中心線については路盤面上に点描写を行い、塩化ビニール管で防護を行った。

水準については、防音壁または側壁にレール面高を標示した。

2．バラストマット敷設

バラストマット敷設の必要な区間は、立坑等からクレーンで軌道階まで取卸し、フォークリフト(3t)にて敷設位置まで運搬した。

敷設は人力で行い、接合部を RC テープにより接着した。

3．バラスト散布

バラスト散布は、車両基地、保守基地及び入出庫線の一部をＢ工法で、入出庫線の起点方一部及び本線はＡ工法により施工した。

本線のバラスト散布のうち東京テレポート駅～天王洲アイル駅間及び天王洲アイル駅～品川シーサイド駅間は、車両基地よりモータカー及び三方ホッパー2 台で運搬散布を行った。ただし、天王洲アイル駅～品川シーサイド駅間は、営業線を通過するため夜間線路閉鎖を行い散布した。

太井町駅～11km500m 付近間は、第 2 広町立坑地上部にストックヤードを設け、開口部

に砕石投入用ホッパーとゴム製の縦シュートで砕石投入設備を設け、タイヤショベルで投入設備から直接地下の軌陸ダンプに積込んで散布を行った。

また、11km500m 付近から大崎 St(公団施工区間 11km775m まで)は、JR 大崎支線と近接のため、JR 東京工事事務所品川工事区と協議の結果、夜間作業と決定し、周辺住民及び環境対策のためバラストを 1t 毎に袋詰（トンパック）し、11km500m 付近立坑より取卸しを行って軌陸ダンプに積込み散布した。

軌道整備後、のり面整理をランマーを使用して行い、道床の横抵抗を確保した。

4. 軌きょう敷設

現地付近に集積しているレールをフォークリフトで敷設位置付近左右に配置し、立坑より投入した PC マクラギはトラックで運搬し､フォークリフトを使用してマクラギを配列した。

軌きょう組立は、レール山越器によりレールを敷設したのちレール溶接を行い、マクラギの通り、間隔の調整を行ったのち、レールの締結を行った。

なお、Ａ工法のフローチャートを図 4-3-2-1 に示す。

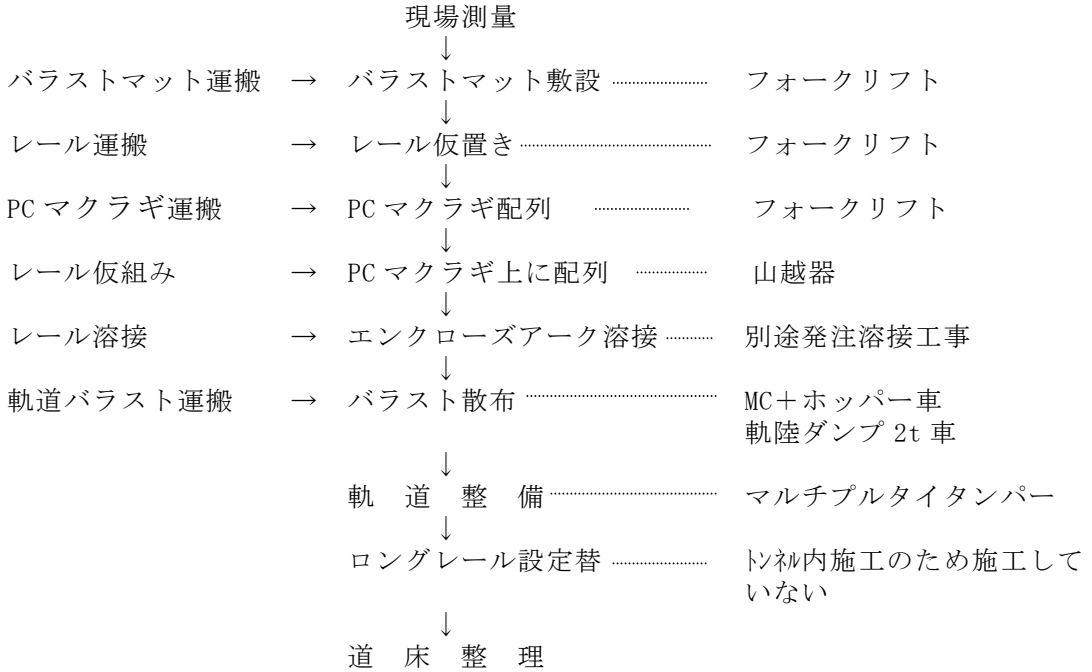


図 4-3-2-1　Ａ工法のフローチャート

第 3 節　直結軌道

1. 基準点の設置

軌道工事に先立ち、路盤工事で使用した測量中心及びベンチマークのチェックを行った。

基準器は5m毎に設置し、各点の軌道中心及びレール下面の路盤高さを測定し、道床コンクリート厚及び建築限界を考慮しながら一連の平面・縦断線形となるようコンピューターによる修正計算を行った。それに基づき測量を行い、基準器から軌道中心までの距離（W)、レールレベルまでの高さ（HR）及びカント（C）の整正数値をコンピューターにより計算し決定した。

このデータをもとに専用ゲージを使用し、軌きょう修正を行った。

図4-3-3-1に基準器及び諸元シールを示す。

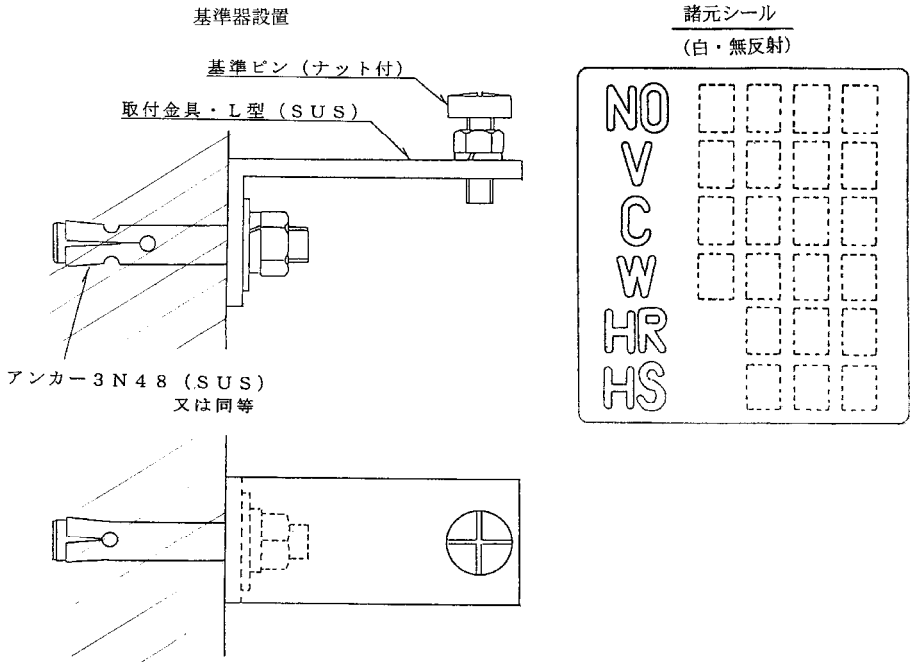


図4-3-3-1　基準器及び諸元シール

2. 防振マクラギ直結軌道

(1)軌きょう組立・整正

軌きょう組立は、バラスト軌道と同様に現地工法で行った。

軌きょう整正は、現地で組み立てた軌きょうを専用のゲージを用いて基準器に基づき調整した。離れについてはパイプサポート、高さについては軌条支承装置をそれぞれ2.5m間隔に配置し調整、固定した。また、10m弦により糸張りと軌道用ゲージを用い、再調整を行った。

(2)形枠・鉄筋

一次コンクリートの道床コンクリート側面は木製型枠を用い、二次コンクリートのPCマクラギ下面は浮き型枠として発泡スチロールを使用した。また、道床肩部の鉄筋は、定着長をとるため路盤面に削孔を行い、さし筋組立を行った。

(3)コンクリート打設

コンクリートを打設する前作業として、高圧洗浄機により路盤清掃後、ウエス、ビニ

ールシート等で締結装置、レール、マクラギを覆い、汚れ防止処置を行った。構造物の変換点に目地を 20m 間隔に設け、横断排水溝を 100m 間隔で設置した。

コンクリートは、各立坑からポンプ車にてコンクリートバケットに積み込み、軌陸車で運搬し打設した。また、締め固めはバイブレーターを使用し、表面仕上げは木ゴテ及び金ゴテで行い、養生は散水養生を行った。

(4) 可変パット注入

軌きょうの最終調整として、一次コンクリート打設終了後、再度軌きょうを調整し、ケミカルポンプにて樹脂を注入した。

今回使用した可変パットは不織布を使ったにじみ出し接着型となっている。樹脂は 2 液混合樹脂を使用し、注入 6 時間で載荷可能となっている。

図 4-3-3-2 に防振マクラギ直結軌道の断面を示す。

また、防振マクラギ直結軌道のフローチャートを図 4-3-3-3 に示す。

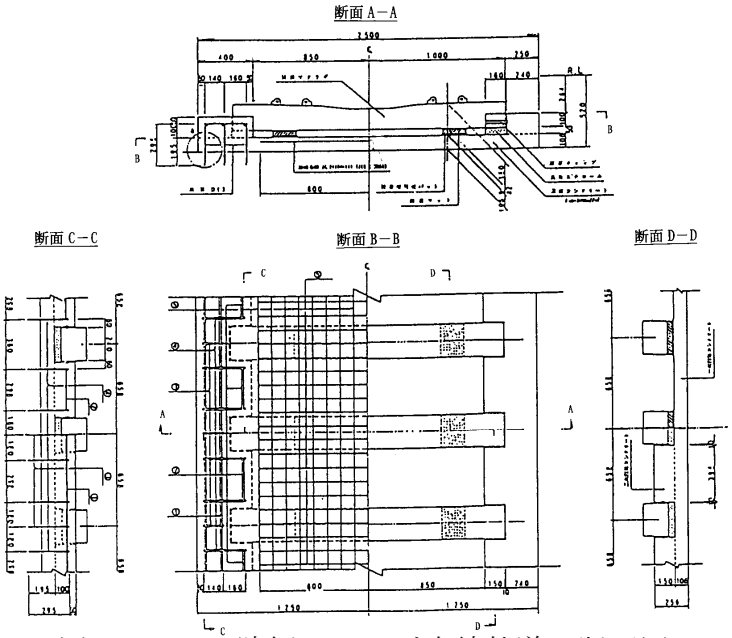
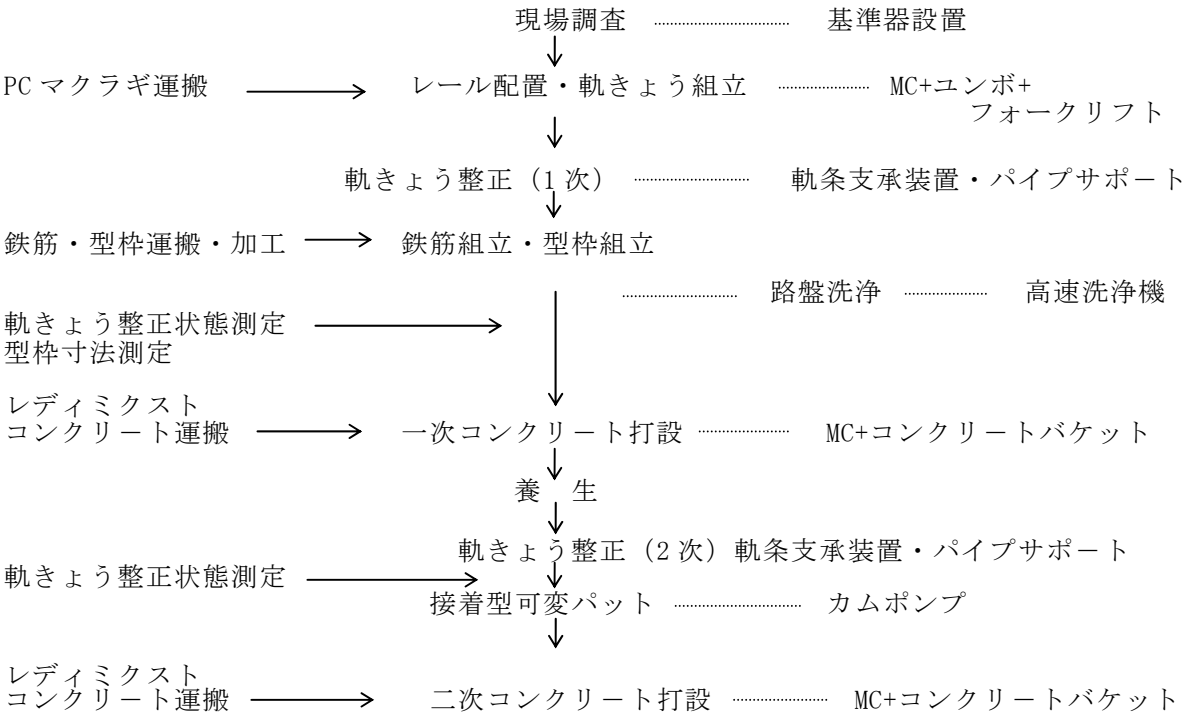


図 4-3-3-2 防振マクラギ直結軌道の断面図



↓
養　生
↓
型枠脱形
↓
清掃・跡片付

図 4-3-3-3　防振マクラギ直結軌道のフローチャート

3. PC マクラギ直結軌道

(1)軌きょう組立・整正

軌きょう組立・整正については、防振マクラギ直結の場合と同様に行った。

(2)型枠・鉄筋組立

型枠は、道床コンクリートの側面のみに木枠を用いて組み立てた。なお、鉄筋は、アンカーボルトの引き抜き防止のため配置した。

(3)コンクリート打設

コンクリート打設は、防振マクラギ直結の場合と同様であるが、道床コンクリートに PC マクラギを埋め込む構造のため、作業工程として軌きょう整正（二次)、可変パット注入、二次コンクリート打設は不要となる。

コンクリート打設の施工においては、マクラギ下面へコンクリートを十分に充填させるため、コンクリート積み込み時に現場で流動化剤及び膨張剤を添加した。

図 4-3-3-4 に PC マクラギ直結軌道の断面を示す。

また、軌道の仕上がり基準は表 4-3-3-1 に示すとおりである。

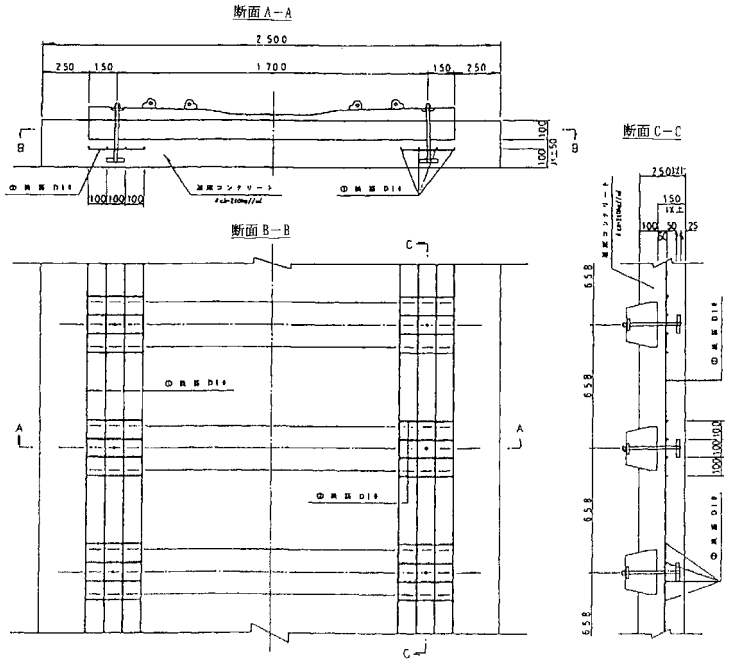


図 4-3-3-4　PC マクラギ直結軌道の断面

表 4-3-3-1　軌道の仕上がり基準（単位 mm）

種別＼軌道構造別	一般軌道	直結軌道
軌　間	＋1 －3	＋1 －3
水　準	4	2
高　低	4	2
通　り	4	2
バックゲージ	1024　～　1028	

第 4 節　フローティングスラブ軌道

施工延長 180m を 9 ブロック（1 ブロック 20m）に分け施工を行った。フローティングスラブの施工順序を図 4-3-4-1 に示す。型枠工から工事終了まで 100 日余り(平成 13 年 6 月 20 日～平成 13 年 9 月 28 日間)要したが､その施工状況は写真 4-3-4-1～　のとおりである。

〔施工順序〕

①現場調査…・基準器設置(直結軌道に同じ)

②剥離シート敷込工(型枠下)

③型枠工

④アンカー工(支承位置中心)

⑤剥離シート敷込工(全面)

⑥剥離シートカット(支承位置)

⑦型板設置(ハウジング設置用)

⑧ハウジング設置工

⑨中央排水溝蓋設置工

⑩スラブ鉄筋工

⑪スラブコンクリート打設工(マクラギ下まで)

⑫型枠工(マクラギ箱抜き)

⑬スラブコンクリート打設工(スラブ天端まで)

⑭型枠解体工



② 剥離シート敷込工（型枠下）



⑤ 剥離シート敷込工（全面）



⑧ ハウジング設置工

⑮ばねユニット搬入

⑯ばねユニット装填

⑰高さ調節シムプレート配布

⑱油圧ジャッキ加力(路盤とスラブを剥離)

⑲シムプレート挿入

⑳ジャッキアップ(1 ステップ)完了

㉑スラブ打上完了

㉒スラブ打上量確認

㉓耐震ストッパー緩衝パッド取付

㉔耐震ストッパー構築型枠

㉕端部樹脂支承

㉖ストッパー構築

㉗マクラギ箱抜き部無収縮モルタル充填

㉘完成



⑩ スラブ配筋工



⑬ ｽﾗﾌﾞｺﾝｸﾘｰﾄ打設工(ｽﾗﾌﾞ天端まで)



⑭ 型枠解体工



⑯ ばねユニット装填



⑳ジャッキアップ(1 ステップ)完了



㉑ スラブ打上完了



㉖ ストッパー構築



㉗ﾏｸﾗｷﾞ箱抜き部無収縮ﾓﾙﾀﾙ充填



㉘ 完　成

写真 4-3-4-1　フローティングスラブ施工写真

第 5 節　レール溶接

レール敷設が現地工法のため、エンクローズアーク溶接を採用してロングレール化を行い、分岐器の溶接(三次溶接)もエンクローズアーク溶接で施工した。

第 4 章　工事用機械

軌道工事に使用する機械は、使用頻度が少ないことからこれまで鉄道公団で所有の機械を貸与してきたが、他線区での軌道工事との競合等から充分な台数の機械を貸与出来ないため、東京臨海高速鉄道より機械を借入れて請負業者に貸与した。

軌道工事用機械使用一覧表を表 4-3-6-1 示す。

表 4-3-6-1　軌道工事用機械使用一覧表

機械名称	構造・性能	数量	記　事
門　形　ク　レ　ー　ン	2.8t 吊	2	会社借入れ貸与
軌　道　モ　ー　タ　カ　ー	265PS	1	会社借入れ貸与
エンクローズアーク溶接器	60kg レール用	2	業者持ち
鉄　　製　　ト　　ロ	15ｔ(三方ホッパー)	2	会社借入れ貸与
鉄　　製　　ト　　ロ	10t 空気ブレーキ付 (1t ジブクレーン付)	4	会社借入れ貸与
鉄　　製　　ト　　ロ	平台車(人車用)	1	公団貸与
鉄　　製　　ト　　ロ	簡易建築限界車	1	公団貸与
軌　陸　ト　ラ　ッ　ク	2t 車（1t クレーン付）	1	業者持ち
軌　陸　ダ　ン　プ	2t 車	4	業者持ち
軌　陸　バ　ッ　ク　ホ　ウ	0.2　m^3	4	業者持ち

第９編　　環境保全

第 9 編　環境保全

第 1 章　環境影響評価の手続き

臨海副都心線第二期建設事業の実施にあたり、「東京都環境影響評価条例」に基づき環境影響評価を行った。

条例に基づく環境影響評価の主な手続きは、①評価書案の作成・提出、②関係地域の決定、③評価書案の公示・縦覧、④評価書案に対する都民及び関係区長からの意見書の提出、⑤見解書の作成、⑥見解書の公示・縦覧、⑦見解書に対する都民並びに関係区長からの意見書の提出、⑧都知事からの審査意見書の送付、⑨評価書の作成、⑩評価書の公示・縦覧、⑪事後調査計画書の提出及び工事着手届けの届出、⑫事後調査報告書（工事施工中)、⑬工事完了届の提出、⑭事後調査報告書（工事完了）の提出である。表 9-1-1 に環境影響評価の主な手続きの経緯を示す。

表 9-1-1　環境影響評価の主な手続きの経緯

・平成 7年 1月17日	環境影響評価書案の提出
・平成 7年 3月14日	環境影響評価書案の公示
・平成 7年 3月15日～4月13日	環境影響評価書案の縦覧
・平成 7年 3月20日～24日	環境影響評価書案説明会（4回）
・平成 7年 7月21日	見解書の提出
・平成 7年 8月23日	見解書の公示
・平成 7年 8月24日～9月12日	見解書の縦覧
・平成 7年 8月29日	見解書の説明会（1回）
・平成 7年12月22日	環境影響評価書の提出
・平成 8年 2月 5日	環境影響評価書の公示
・平成 8年 2月 6日～20日	環境影響評価書の縦覧
・平成 8年 2月26日	着工届の提出
・平成10年 2月26日	事後調査報告書（施工中その1）提出
・平成11年 3月16日	事後調査報告書（施工中その2）提出
・平成12年 2月14日	変更届（駅構造及び工法の変更）
・平成12年 3月 9日	事後調査報告書（施工中その3）提出
・平成12年10月19日	変更届（住所及び社長の変更）
・平成12年10月31日	事後調査報告書（施工中その4）提出
・平成12年11月28日	変更届（完成予定年月の変更）
・平成13年 3月27日	事後調査報告書（施工中その5）提出
・平成13年 9月27日	事後調査報告書（施工中その6）提出
・平成14年 3月14日	事後調査報告書（施工中その7）提出
・平成15年 3月26日	事後調査報告書（施工中その8）提出

第 2 章　環境影響評価書

第 1 節　環境影響評価書案の作成手順

環境影響評価書案は、条例の定めに従って図 9-2-1-1 に示す手順で作成した。

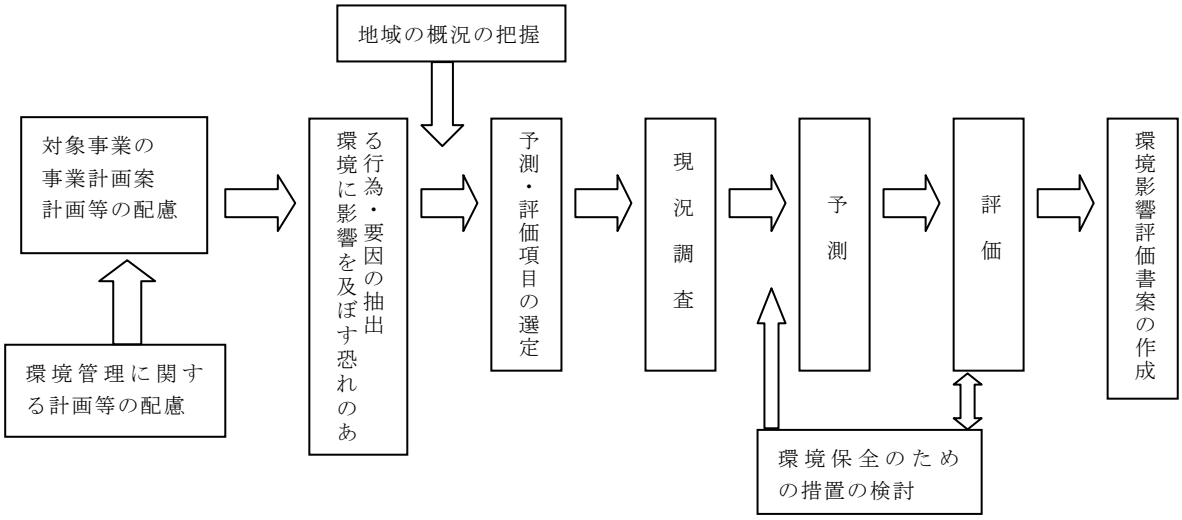


図 9-2-1-1　環境影響評価書案の作成手順

第 2 節　予測・評価の項目

予測・評価項目は、対象事業の内容から環境に影響を及ぼす恐れのある行為・要因を工事の施行中及び工事の完了後の段階毎に抽出し、地域の特性も考慮して選定した。

予測・評価項目は、表 9-2-2-1 に示すとおり、騒音、振動、地盤沈下、地形・地質及び史跡・文化財の 5 項目とした。また、選定しなかった項目及び理由を表 9-2-2-2 に示す。

表 9-2-2-1　予測・評価項目

区分	行為・要因	予測・評価項目																
		大気汚染	悪臭	騒音	振動	低周波空気振動	水質汚濁	土壌汚染	地盤沈下	地形・地質	植物・動物			日照阻害	電波障害	風害	景観	史跡・文化財
											陸上植物	陸上動物	水生生物					
工事の施工中	施設の建設			○	○				○	○								○
工事の完了後	列車の走行			○	○													
	施設の存在									○								

注）○は予測・評価を行う項目

表 9-2-2-2　予測・評価を選定しなかった項目及びその理由

項　　目	理　　由
1.大気汚染	大気質への影響が予想される行為・要因には、工事の施行中において工事用車両の走行に伴う粉じん及び排出ｶﾞｽの発生、並びに建設機械からの排出ｶﾞｽの発生が考えられる。また、工事完了後においては、換気施設からの排気があげられる。 工事の施行中の粉じんについては、ダンプトラック等による土砂の運搬に際し、シートで覆い、土砂等の落下及び飛散防止に努めるほか、工事区域周辺の清掃及び散水等により環境保全に努める。 工事用車両の走行に伴う排出ｶﾞｽについては、工事用車両台数が計画路線周辺における主な使用予定道路の現況交通量 17,370～48,479 台/日（二輪車は除く）に対し、約 161～333 台/日（増加割合 0.5～1.2%）とわずかである。 また、建設機械からの排出されるガスについては、建設機械の稼動が工事区域内に限られること、一定区域内（開削工事区域内等）における稼動台数は、同時稼動となる作業においても 2 台程度と少なく、稼動時間も夜間の 22 時～翌 5 時（7 時間）と比較的短時間であることから、大気質への影響は少ない。 さらに、工事の完了後においては、トンネル内の空気を換気施設から排気するが、排出ガスの性状を地下鉄の地下鉄の換気施設の事例に見ると、一般大気質と同程度であり、これまでも問題となっていない。
2.悪臭	工事の施行中、完了後ともに悪臭が問題となる行為・要因はない。
3.低周波 空気振動	低周波空気振動の影響が予想される行為・要因には、工事の完了後における換気施設の排風機があげられるが、本事業において予定している換気施設と同形式の類似事例からみて問題はない。
4.水質汚濁	水質汚濁の影響が予想される行為・要因には、工事の施行中における局部的な地盤補強に用いる薬液注入工法、及び開削工事の施行中に発生する濁水があげられる。 地盤の状況により局部的な地盤補強に用いる薬液注入工法を採用する場合においては、建設省の「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針について（昭和 49 年 7 月 10 日）」及び「東京都薬液注入工法暫定取扱指針（昭和 49 年 7 月）」に従って適切な施工管理を行うため、地下水の水質への影響は生じない。 開削工事の施工中に発生する濁水については、地下水の濁水対策として遮水性の高い土留工法（地下連続壁工法、ソイルミキシング壁工法等）を採用し極力抑制するが、発生した場合には沈殿等の方法によって、濁水を下水道法による水質基準以下として公共下水道に放流することから影響は生じない。 また、工事の完了後におけるトンネル内に流入する雨水及び湧水は、JR 総武快速線のシールドトンネルにおいてトンネル延長 1 ㎞あたり 1 分間 0.2m³程度（出典「シールドトンネルの設計施工指針（案）昭和 58 年 8 月（社）日本鉄道施設協会」）となっており、本事業においても同程度と考えられる。この雨水及び湧水は公共下水道に放流する計画であり、さらに、水質的にも問題ないと考えられることから水質汚濁はほとんど生じない。駅施設からの排水は主に生活排水であり、公共下水道に放流することから水質汚濁は生じない。 なお、東京港におけるトンネル工事は、昭和 60 年度に旧京葉貨物線の建設事業として既に工事は完了している。また、京葉運河、目黒川と交差する箇所はシールド工事で施工することから水域へ影響を与えることはない。

5.土壌汚染		土壌汚染への影響が予想される行為・要因には、工事の施行中における局部的な地盤補強に用いる薬液注入工法及び掘削により発生する建設残土及び埋戻しに用いる土砂があげられる。 地盤の状況により局部的な地盤補強に用いる薬液注入工法を採用する場合においては、建設省の「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針について（昭和 49 年 7 月 10 日）」及び「東京都薬液注入工法暫定取扱指針（昭和 49 年 7 月）」に従って適切な施工管理を行うため、土壌汚染は生じない。 また、掘削により発生する残土は、道路敷の地下のものが大部分である。一部、日本たばこ産業及び JR 大井工場等の地下を通過するが、土地利用の経緯（JR 大井工場は主に電車の検査修繕・改造（機械装置、電気機器、全面強化、内装、駆動装置、保安装置の修繕・改造等）を行っている）をみても、土壌汚染の要因となる重金属を扱った地歴をもつものはない。さらに、埋戻しに当たっては、良質な土砂を用いる。
6.植物・動物	陸上植物	陸上植物への影響が予想される行為・要因には、工事の施行中の開削、シールド工事による地下水の低下があげられる。開削、シールドいずれの工事も、地下水への影響の少ない遮水性の高い土留工法及びシールド工法等で行う。 なお、計画路線上に公園等のまとまった緑地は存在せず、開削工事区間における街路樹等の樹木は、工事中は適切な場所に仮移植し、工事の完了後、同程度に復元するため、工事区間の樹木に影響を与えない。
	陸上動物	陸上動物への影響が予想される行為・要因には、工事の施工及び列車の走行があげられる。しかし、現存の動物は極めて少なく、一般に人為的影響下においてみられる種であると判断できることから問題とならないと考える。
	水生生物	計画路線が水域と交差する箇所は東京港、京浜運河、目黒川があり、東京港におけるトンネル工事は、昭和 60 年度に旧京葉貨物線の建設事業として既に工事は完了している。また、京葉運河、目黒川と交差する箇所はシールド工事で施工することから水域へ影響を与えることはない。
7.日照阻害、電波障害、風害		本事業における施設は大部分が地下構造物であり、地上に設置する構造物は、地下駅の駅出入口、換気施設、第 2 広町トンネル～大崎駅（仮称）間の地平部があげられる。地下駅の駅出入口（高さ約 3m）及び換気施設（高さ約 6m）については小規模であり、周辺の建築物等との一体構造も計画している。地上部における線路施設はほとんどが地平となり、地上駅となる大崎駅（仮称）は、JR 大崎駅の施設を共用する。よって、施設の存在により日照阻害、電波障害及び風害が問題となることはない。
8.景　観		本事業における施設は大部分が地下構造物であり、地上に設置する構造物は、地下駅の駅出入口、換気施設、第 2 広町トンネル～大崎駅（仮称）間の地平部があげられる。地下駅の駅出入口（高さ約 3m）及び換気施設（高さ約 6m）については小規模であり、周辺の建築物等との一体構造も計画している。地上部における線路施設はほとんどが地平となり、地上駅となる大崎駅（仮称）は、JR 大崎駅と施設を共用する。さらに、施設の設計に当たっては、周辺地域の景観との調和のとれたデザインにする等の配慮をするため問題はない。

第 3 節　評価書案に対する意見の概要と事業者の見解

評価書案に対する関係区長（江東区、港区、品川区）からの意見等は 3 件であった。主要意見は、工事用車両の騒音、振動、大気汚染、地盤沈下、周辺への影響、歩行者の安全確保、埋蔵文化財保護等に対するものであり、駅部バリアフリー化、ゴミの削減、建設残土のリサイクル等の環境に対する配慮要請もあった。

主な意見と見解を表 9-2-3-1 に示す。

表 9-2-3-1　意見と事業者の見解

意　　見	見　　解
〔大気汚染〕 (1) 工事の施行における工事用車両の増加に伴い、大気汚染の悪化が懸念される。最新規制適合車の使用を図るとともに、車両の集中化を避けるような適切な運行管理を講じられたい。	工事用車両の走行による大気質への影響は少ないものと考えていますが、さらに、環境を保全するために、極力特定自動車排出基準適合車を使用するよう指導するほか、急発進、急停車、停車時のアイドリングの禁止等の運転指導を行うとともに、工事用車両の運行が周辺道路のラッシュ時に集中しないよう配慮する等の適切な運行管理を講じます。
(2) 工事用車両の走行に伴う粉塵の発生については、周辺環境を保全するよう適切な防止措置を講じられたい。	工事用車両の走行に伴う粉塵の発生についてはダンプトラック等による土砂の運搬に対し、シートカバー等による荷台からの土砂の落下及び粉塵の飛散防止に努めるほか、工事区域の出入口周辺の清掃及び散水等の周辺環境を保全するよう適切な防止措置を講じます。
〔騒音・振動〕 工事の施行に使用する建設機械や工事用車両からの騒音・振動については、周辺環境に対する影響を最小とするよう適切な管理を講じられたい。	建設機械の稼動に当たっては、低騒音・低振動の工法の積極的な採用、機械配置の配慮等の措置を講ずるとともに、長時間作業が連続することや複数の作業が並行して行われることにより著しい影響が生じないように十分配慮します。 また、工事用車両の走行に当たっては急発進、急停車、停車時のアイドリングの禁止等の運転指導を行うとともに、工事用車両の運行が周辺道路のラッシュ時に集中しないよう配慮する等の運行管理を講じます。
〔地盤沈下、地形・地質〕 工事の施行に伴う地下水の揚水等により、地盤の沈下・変形を引き起こすことがないよう、採用する工法等に十分配慮されたい。なお、周辺道路に影響が認められる場合は、速やかに適切な対策を講じられたい。	工事の施行に当たっては、現地の地質・地下水等に最も適合した剛性や遮水性の高い工法を選定します。さらに、綿密な施工計画の立案とこれに基づいた慎重な施工を行いますので、周辺道路等に影響を及ぼすような地盤の沈下・変形はほとんど生じないものと考えます。 また、地下水位が高く工事の安全確保のため、やむを得ず補助工法として地下水位低下工法を採用する場合は、安全が確保できる必要最小限の揚水を計画するとともに、施工に当たっては、周辺の地下水位、地盤高、土留の変形等を測定・監視する等の入念な施工管理を行い、周辺へ影響を及ぼさないよう工事に万全を期します。 なお、万一、周辺道路に影響が認められる場合は、道路管理者と調整の上、速やかに適切な対策を講じます。

第 4 節　環境影響評価書

環境影響評価書は、評価書案について提出された意見等を踏まえ、一部修正して作成した。環境に及ぼす影響の評価の結論を表 9-2-4-1 に示す。

表 9-2-4-1　環境に及ぼす影響の評価の結論

予測･評価項目	評　価　の　結　論
1.騒　音	工事の施行中における建設作業の騒音レベルは 76～81dB（A）であり、騒音規制法及び東京都公害防止条例に定める基準以下である。 工事の完了後における鉄道騒音レベルは 61～72dB（A）であり、評価の指標を下回っている。
2.振　動	工事の施行中における建設作業の振動レベルは 53～72dB であり、振動規制法及び東京都公害防止条例に定める基準以下である。 工事の完了後における鉄道振動レベルは、地下部では敷地境界において最大でも 55ｄB である。また、地上部では 51～66dB であり、ともに評価の指標を下回っている。
3.地盤沈下 及び 地形・地質	開削工事区間においては剛性や遮水性の高い土留工法（地下連続壁工法、ソイルミキシング壁工法等）で施工するとともに入念な施工管理を行う。また、シールド工事区間においても密閉式機械化シールド工法（土圧式、泥水式等）で施工し、さらに入念な施工管理を行う。 したがって、周辺の建築物等に影響を及ぼすような地下水位の低下に伴う地盤沈下及び土地の安定性の変化（地盤変形）はほとんど生じないものと考える。 計画路線の位置する被圧地下水の存在する滞水層は、構造物に比べて極めて大きな広がりをもっているため、地下構造物により滞水層が部分的に遮断されても、被圧地下水は構造物の周囲を回り込んで流れる。 計画路線周辺に分布する不圧地下水は地表面下約 2～4m と比較的上位に存在している。大井町駅（仮称）を除く箱型トンネル周辺においては構造物により影響を受けるような不圧地下水の流れはなく、大井町駅（仮称）周辺においても構造物が小規模であるため不圧地下水への影響はないものと考える。また、シールド工事区間においては、土被りが約 9～32m と深いため不圧地下水への影響はないものと考える。 したがって、本事業による構造物により地下水の流れを遮断することはなく、地下構造物による地下水位の変化はほとんど生じないものと考える。
4.史跡･文化財	計画路線周辺の指定文化財はシールド工事区間に位置し、地表への影響をほとんど及ぼさないことから影響はないものと考える。また、周知の埋蔵文化財包蔵地はシールド工事区間に位置し、表層の地形改変は行わないので影響はないものと考える。 なお、周知されていない埋蔵文化財包蔵地が確認された場合は、文化財保護法等の規定に基づき関係諸機関と協議し、適切に対処する。

第 5 節　事後調査

事後調査は、東京都環境影響評価条例第 65 条により義務付けられ、着工の届け出とともに提出した事後調査計画書（平成 8 年 2 月 26 日）に基づき、環境影響評価書に記載された予測及び評価の項目について工事着手後は事後調査報告書（施工中）を、工事

が完了した時は、工事完了の届け出と事後調査報告書（工事完了）を提出することとなっており、臨海副都心線第二期工事においては、施工中 8 回提出した。

今後、列車走行に伴う騒音・振動の調査を行い、平成 16 年 3 月に工事完了報告書を提出し手続きが終了する予定である。

報告等の経緯を表 9-2-5-1 に示す。

表 9-2-5-1　環境影響評価の手続き一覧

手 続 き 内 容	手 続 き 年 月 日	根　拠　条　例
環境影響評価書の提出	平成　7 年 12 月 22 日	環境影響評価条例第 23 条
着工届の提出	平成　8 年　2 月 26 日	環境影響評価条例第 31 条第 1 項
事後調査報告書 （工事施工中その 1）の提出	平成 10 年　2 月 26 日	環境影響評価条例第 40 条第 1 項
事後調査報告書 （工事施工中その２）の提出	平成 11 年　3 月 16 日	環境影響評価条例第 40 条第 1 項
変更届の提出 （駅構造及び工法の変更）	平成 12 年　2 月 14 日	環境影響評価条例第 35 条第 1 項
事後調査報告書 （工事施工中その３）の提出	平成 12 年　3 月　9 日	環境影響評価条例第 40 条第 1 項
変更届の提出 （住所及び社長の変更）	平成 12 年 10 月 19 日	環境影響評価条例第 35 条第 1 項
事後調査報告書 （工事施工中その４）の提出	平成 12 年 10 月 31 日	環境影響評価条例第 40 条第 1 項
変更届の提出 （完成予定年月の変更）	平成 12 年 11 月 28 日	環境影響評価条例第 35 条第 1 項
事後調査報告書 （工事施工中その５）の提出	平成 13 年　3 月 27 日	環境影響評価条例第 40 条第 1 項
事後調査報告書 （工事施工中その６）の提出	平成 13 年　9 月 27 日	環境影響評価条例第 40 条第 1 項
事後調査報告書 （工事施工中その７）の提出	平成 14 年　3 月 14 日	環境影響評価条例第 40 条第 1 項
事後調査報告書 （工事施工中その８）の提出	平成 15 年　3 月 26 日	環境影響評価条例第 67 条第 1 項
事後調査報告書 （工事完了後）の提出予定	平成 16 年 3 月　　日	環境影響評価条例第 67 条第 1 項

1．調査項目

(1) 騒音・振動調査

各工事段階における、建設機械の稼動による作業騒音・振動を調査する。また、建設機械の稼動状況及び環境保全のための措置の実施状況を調査する。なお工事完了後、列車走行に伴う列車騒音（地平を列車が走行する区間において近接側軌道中心から 100m の範囲）及び列車振動（路線周辺の 50m の範囲）を測定する。

(2) 地盤沈下及び地形・地質等

掘削工事による地盤沈下及び土地の安定性の変化の程度（地盤高、地下水位の測定）を調査する。完了後は、地下構造物の築造による地下水位の変化を調査する。

（3）一般環境保全調査

大気汚染、水質汚濁、土壌汚染、史跡、文化財、その他（樹木の仮移植・復元）について環境保全のための措置の実施状況及び掘削土処分計画の実施状況（掘削土量、処分方法等）の調査を行う。

2．調査結果

工事施工中の事後調査の結果は、騒音・振動については、一部の機種で予測値を上回る地点も見られたが、全ての地点において、「都民の健康と安全を確保する環境に関する条例」に基づく指定建設作業に係る基準を下回っていた。地盤沈下については、入念な施工管理の結果、掘削工事に連動した地盤変動量は観測されなかった。地形・地質については、一部の地点で掘削に連動して一時的な地下水位の低下が観測されているが、掘削工事の完了後に覆水する傾向が観測された。史跡・文化財、その他についても特に問題はなく、周辺の環境に及ぼす影響はなかった。調査結果の概要を表 9-2-5-2 に示す。

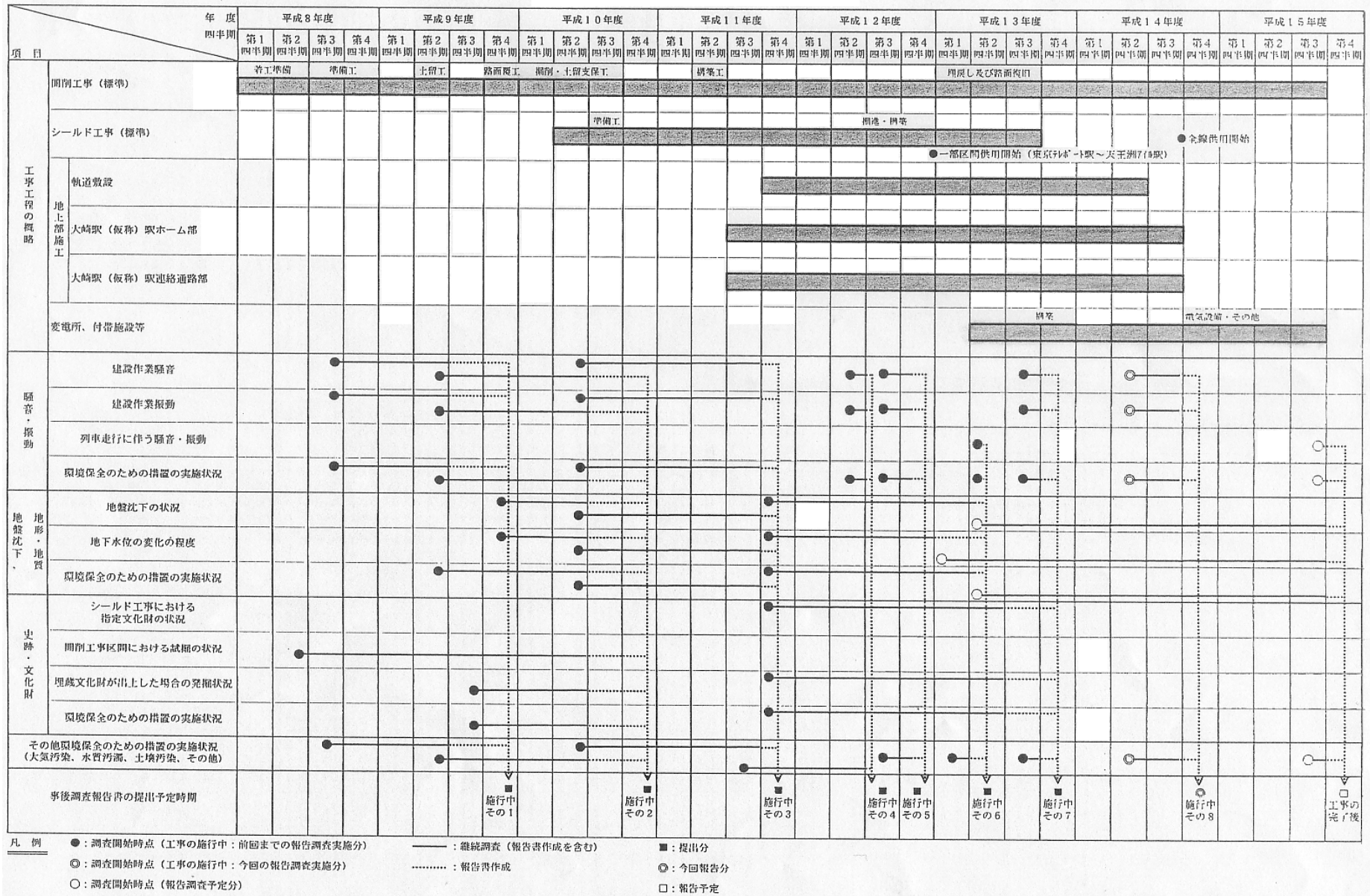
表 9-2-5-2　調査結果一覧

調査報告	調査範囲	調査結果の概略
事後調査報告書 （工事施工中その 1） 平成 10 年 2 月 26 日	開削工事（準備工） 品川埠頭トンネル・ 天王洲駅・東品川 駅・大井町駅開削部	・騒音レベルは 76～80db(A)の範囲で東京都公害防止条例基準値(80db(A))以下 ・振動レベルは 49～62db の範囲で東京都公害防止条例基準値(70db)以下
事後調査報告書 （工事施工中その 2） 平成 11 年 3 月 16 日	開削工事（準備工、土留工、路面覆工、掘削支保工）品川埠頭トンネル・天王洲駅・東品川駅・大井町駅開削部	・騒音レベルは 70～80db(A)の範囲で東京都公害防止条例基準地(80db(A))以下 ・振動レベルは 50～67db の範囲で東京都公害防止条例基準値(70db)以下 ・地盤変位量はいずれの地点でも±3mm 以内、地下水位変動量は-0.62～0.6m であり、地盤変形はほとんど生じていない。 ・品川台場（第一）の発掘調査を行った結果、遺物等資料が見つかったため記録・保存が進められている。
事後調査報告書 （工事施工中その 3） 平成 12 年 3 月 9 日	開削工事（準備工、土留工、路面覆工、掘削支保工、構築工）品川埠頭トンネル・天王洲駅・東品川駅・大井町駅・第二広町トンネル開削部	・騒音レベルは 64～79db(A)の範囲で東京都公害防止条例基準値(80db(A))以下 ・振動レベルは 46～55db の範囲で東京都公害防止条例基準値(70db)以下 ・地盤変位量はいずれの地点でも±7mm 以内、地下水位変動量は-6.74～1.6m であり、最大-21.02m を観測したが、一時的なもので、地盤変形はほとんど生じていない。
事後調査報告書 （工事施工中その 4） 平成 12 年 10 月 31 日	開削工事（準備工、構築工、埋戻工）品川埠頭トンネル・天王洲駅・東品川駅・大崎駅開削部	・騒音レベルは 68～79db(A)の範囲で東京都公害防止条例基準値(80db(A))以下 ・振動レベルは 53～56db の範囲で東京都公害防止条例基準値(70db)以下
事後調査報告書 （工事施工中その 5） 平成 13 年 3 月 27 日	開削・シールド工事（基礎杭工、土工、構築工、）品川シーサ	・騒音レベルは 69～80db(A)の範囲で東京都公害防止条例基準値(80db(A))以下 ・振動レベルは 44～61db の範囲で東京都公

	イド駅・大井町駅開削部、大崎駅地上部、東品川トンネル・東大井トンネルシールド部	害防止条例基準値(70db)以下
事後調査報告書 （工事施工中その 6） 平成 13 年 9 月 27 日	列車走行に伴う鉄道振動 東京テレポート～天王洲アイル駅の地下区間（台場・品川埠頭・天王洲トンネル）	・列車走行に伴う鉄道振動ピークレベルは 30～36db であり、評価の指標として設定した、人が振動を感じ始めるレベル(55db)を下回っている。 ・地盤変位量はいずれの地点でも 9mm 以内、地下水位変動量は-8.24～0.9m であり、一部地域で一時的な地下水位低下を観測したが、地盤変形はほとんど生じていない。
事後調査報告書 （工事施工中その 7） 平成 14 年 3 月 14 日	開削工事（路盤工、舗装、埋戻工） 品川埠頭トンネル・天王洲アイル駅開削部、品川シーサイド駅開削部	・騒音レベルは 70～77db(A)の範囲で東京都公害防止条例基準値(80db(A))以下 ・振動レベルは 33～56db の範囲で東京都公害防止条例基準値(70db)以下
事後調査報告書 （工事施工中その 8） 平成 15 年 3 月 26 日	開削工事（路盤工、舗装、埋戻工、） 天王洲アイル駅開削部 品川シーサイド駅開削部 大井町駅開削部	・騒音レベルは 72～78db(A)の範囲で東京都公害防止条例基準値(80db(A))以下 ・振動レベルは 33～65db の範囲で東京都公害防止条例基準値(70db)以下
事後調査報告書 （工事完了後） 平成 16 年 3 月提出予定	列車走行に伴う鉄道振動 東京テレポート～大崎駅の地下区間（品川埠頭トンネル・天王洲アイル駅・東品川トンネル・品川シーサイド駅・東大井トンネル・大井町駅・第一広町トンネル・第二広町トンネル） 列車走行に伴う鉄道騒音 地上部（11k525m 付近、11k775m 付近）	調査中

なお、表 9-2-5-3 に事後調査のスケジュールを示す。

表 9-2-5-3　事後調査のスケジュール



凡例
- ●：調査開始時点（工事の施行中：前回までの報告調査実施分）
- ◎：調査開始時点（工事の施行中：今回の報告調査実施分）
- ○：調査開始時点（報告調査予定分）
- ――：継続調査（報告書作成を含む）
- ……：報告書作成
- ■：提出分
- ◎：今回報告分
- □：報告予定

第12編　　行 事 等

第 12 編　行事等

第 1 章　工事安全祈願式

二期線は平成 7 年 12 月に工事施行認可を取得した後､鉄道の道路への敷設許可申請等の行政手続きが進められ､平成 8 年 10 月末に品川埠頭トンネル及び東品川駅の工事を発注し､同年 12 月 17 日に品川埠頭において、鉄道公団、東京臨海高速鉄道の関係者出席のもと、安全祈願式を執り行なった。

開催日時　　平成 8 年 12 月 17 日（火）午前 11 時

会　　場　　東京都品川区 東品川 5 丁目 2 番付近

第 2 章　天王洲アイル竣功開業記念式典

1．概要

平成 13 年 3 月 31 日の天王洲アイル開業の前日に、天王洲アイル竣功開業記念式典を挙行した。式は、都知事、鉄道公団総裁、国土交通大臣（代理）をはじめ、関係各団体から約 330 名の来賓の出席を得て盛大に行われ、天王洲アイル・東京テレポート間の試乗会の後、無事終了した。

- 名　称　　臨海副都心線天王洲アイル竣功開業記念式典
- 日　時　　平成 13 年 3 月 30 日（金）　11：00～12：00
- 会　場　　臨海副都心線天王洲アイル駅ホーム
- 主　催　　東京臨海高速鉄道、鉄道公団
- 出席者　　約 330 名
- 音楽隊　　東京消防庁音楽隊

2．式次第

○開会宣言　　（11：00）

○挨拶　　（11：01）

東京都知事（石原慎太郎）・鉄道公団総裁（豊田　実）

東京臨海高速鉄道社長（齊藤康三）

○来賓祝辞　　（11：10）

国土交通大臣（扇　千景：代理　国土交通省大臣官房審議官　伊藤　鎭樹）

東京都議会議長（渋谷守生）

○テープカット　（11：20）

国土交通大臣（扇　千景：代理　国土交通省大臣官房審議官　伊藤　鎭樹）

東京都知事（石原慎太郎）・東京都議会議長（渋谷守生）・品川区長（高橋久二）

東京臨海高速鉄道社長（齊藤康三）・鉄道公団総裁（豊田　実）

○くす玉開き

東京都議会副議長（五十嵐正）・東京都議会都市・環境委員会委員長（寺山智雄）

東京都議会議員（佐藤裕彦・秋田かくお・中山秀雄・馬場裕子）

天王洲総合開発協議会会長（松本治雄）・鉄道公団東京支社長（前田　誠）

○花束贈呈　　（11：30）

駅長、運転士・車掌

○試乗　　（11：32）～（終了 12：00）

天王洲アイル～東京テレポート間　2 往復

第 3 章　全線竣功開業式

1．概要

平成 14 年 12 月 1 日の全線開業に先立ち、11 月 29 日に全線竣功開業式を大井町駅にて挙行した。式は、都知事、鉄道公団総裁、国土交通大臣（代理）をはじめ、関係各団体から約 380 名の来賓の出席を得て盛大に行われ、大井町・大崎間の試乗会の後、無事終了した。

- 名　称　　臨海副都心線全線竣功開業式
- 日　時　　平成 14 年 11 月 29 日（金）　11：00～11：50
- 会　場　　臨海副都心線大井町駅構内　地下 3 階コンコース
- 主　催　　東京臨海高速鉄道、鉄道公団
- 出席者　　約 380 名
- 司　会　　藤村さおり（フジテレビアナウンサー）
- 音楽隊　　東京消防庁音楽隊

2．式次第

○開会宣言　　（11：00）

○挨拶　　（11：01）

東京都知事（石原慎太郎）・鉄道公団総裁（松尾道彦）

○来賓挨拶　　（11：06）

国土交通大臣（扇　千景：代理　国土交通省鉄道局長　石川裕己）

東京都議会議長（三田敏哉）・品川区長（高橋久二）

○テープカット　（11：18）

国土交通大臣（扇　千景：代理　国土交通省鉄道局長　石川裕己）

東京都知事（石原慎太郎）・東京都議会議長（三田敏哉）・品川区長（高橋久二）

鉄道公団総裁（松尾道彦）・東京臨海高速鉄道社長（寺内廣壽）

○くす玉開き

東京都議会副議長（橋本辰二郎）・東京都副知事（濵渦武生）・東京都議会都市・環境委員会委員長（林　知二）・東京都議会議員（佐藤裕彦・中山秀雄・秋田かくお馬場裕子・木内良明）・品川区議会議長（林　　宏）

東京商工会議所品川支部会長《臨副線・埼京線延伸促進協議会会長》（大山忠一）

JR 東日本東京支社長（大川博士）・鉄道公団東京支社長（田中健二）

○花束贈呈　　（11：30）

駅長、運転士・車掌（試乗車両運転）

○試乗後解散（大井町～大崎往復）

大井町発（11：35）…大崎着（11：38）　　大崎発（11：45）…大井町着（11：48）



写真 12-2-1　全線竣功開業式

第 4 章　相互直通運転開始出発式

臨海副都心線と埼京線との相互直通運転開始を記念して、全線開業日に東京臨海高速鉄道と JR 東日本との共催で出発式を行った。

○日　　時　　平成 14 年 12 月 1 日（日）　　9：30～10：05

○会　　場　　大崎駅　5・6 番線ホーム　品川寄り

○対象列車　　大崎駅 9：58 着～10：05 発（停車時間 2 分）
新木場行き　6 番線停車
ヘッドマーク付の「全線開通記念ラッピング列車」

○式 次 第

・主催者挨拶	東日本副社長	石田義雄
	東京臨海高速鉄道社長	寺内宏壽
・来 賓 挨 拶	東京都都市計画局長	勝田三良
・花 束 贈 呈	運転手・車掌	
・ゲストインタビュー	品川区地元小学生	
・テープカット	JR 東日本副社長（石田義雄）	
	JR 東日本大崎駅長（菊池由　至）	
	東京臨海高速鉄道社長（寺内廣壽）	
	東京都都市計画局長（勝田三良）	
・出 発 合 図	品川区長（高橋久二）	
・くす玉開花	JR 東日本東京支社長（大川博士）・東京臨海高速鉄道専務（堀内俊夫）・品川区まちづくり事業部長（中谷勝年）・大崎周辺まちづくり協議会会長（濱　重彦）	
・汽笛吹鳴・出発		

第 5 章　一般試乗会

全線開業を 1 週間後に控えた平成 14 年 11 月 24 日、臨海副都心線の PR を目的に一般試乗会を実施した。本試乗会は品川区が広報紙やインターネットで募集したもので、子供から高齢者まで約 3 千人が新しい鉄道の旅を一足先に楽しむことができた。

・実 施 日　　平成 14 年 11 月 24 日（日）　　9：25～14：30
・主　　催　　品川区
・協　　力　　東京臨海高速鉄道、鉄道公団
・応募状況　　募集 2,000 人、応募 3,001 人（全員当選）
・運行列車　　300 人／列車×10 列車＝3,000 人
・試乗区間　　大井町→大崎→品川シーサイド（途中下車なし）
・主な流れ　　受付→大井町駅舎の見学、パネル展示（B3）→試乗→下車、解散



写真 12-5-1　一般試乗会

第 6 章　トンネルウォーク

全線開業を 3 ヶ月後に控えた夏休みに、PR を目的にトンネルウォークを開催した。品川区民をはじめ小学生から高齢者まで約 450 人がほぼ完成したトンネル内を歩き、普段経験のできない線路面の歩行やバラストサイン会などを楽しんだ。特に子供たちには、夏休み最後の良い思い出となった。

・日　　時　　平成 14 年 8 月 31 日（土）　10：00～15：00
・主　　催　　東京臨海高速鉄道、品川区
・協　　力　　鉄道公団
・ウォークの範囲　大井町駅→大崎構内手前の U 型擁壁部→大井町駅（約 2km）
・参加対象　　健脚者、小学生以下は保護者同伴
・参加人員　　150 人／回×2 回＝300 人（1 回分は 6 班体制）
・実施体制　　品川区　　：　受付
　　会社・公団　：　説明、誘導、見張り



写真 12-6-1　トンネルウォーク



写真 12-6-2　トンネルウォーク

第 14 編　　付属資料

第 14 編　付属資料

第 1 章　台場トンネルの施工記録

第 1 節 国鉄清算事業団からの取得構造物

臨海副都心線第二期区間（東京テレポート～大崎）において、東京臨海高速鉄道が国鉄清算事業団から取得した構造物は、旧京葉貨物線台場トンネルのうち、東京港沈埋トンネル、品川埠頭複線シールドトンネル、品川運河ケーソントンネル及び大井埠頭開削トンネルである。

旧京葉貨物線台場トンネルは、図 14-1-1-1 に示すとおり、大井ふ頭に新設された東京貨物ターミナル駅から地下に入り、品川運河底を経て品川埠頭に入り、右に大きく迂回して東京港海底下を直角に横断、13 号地に至り東京湾岸道路と交差したのち、同路線の海側を並行して直進し、有明西運河河底を経て有明町に至る延長約 6.0km のトンネルである。この内、東京テレポートから品川埠頭までの間は、旧京葉貨物線台場トンネルを本線として利用し、また品川埠頭から大井埠頭東京貨物ターミナル間は、車両基地への入出庫線として利用している。

また、台場トンネルの内、臨海副都心線の第一期区間において本線として共用された、13 号地泥水加圧シールドトンネル及び有明西運河ケーソントンネルの工事記録については、臨海副都心線工事誌（新木場～東京テレポート）に記載されている。

図 14-1-1-1 に台場トンネル全体図を、表 14-1-1-1 に台場トンネル工事一覧表を示す。

なお、台場トンネルは、旧国鉄京葉線として鉄道公団東京支社が建設したもので、昭和 45 年から昭和 59 年にかけて施工された。

表 14-1-1-1　台場トンネル工事一覧表

	臨海副都心線，第 2 期区間の取得構造物						臨海副都心線、第1期区間の取得構造物			記　事
工事名	京葉線大井埠頭トンネル工事（旧国鉄に委託））	京葉線品川運河ずい道工事	京葉線台場ずい道（品川ふ頭付近）工事	京葉線台場ずい道（東京港付近）工事	京葉線台場ずい道（東京港付近）沈埋函鋼殻製作曳航その１工事	京葉線台場ずい道（東京港付近）沈埋函鋼殻製作曳航その２工事	京葉線台場ずい道（13 号地付近）その１工事 その２工事	京葉線台場ずい道（有明西運河）その１工事	京葉線台場ずい道（有明西運河）２	
キロ程	上り 9 km 358m 下り 8 km 016m 終点 9 km 974m	9 km 974m～ 10 km 166m50	10 km 166m50～ 11 km 091m33	11 km 091m33～ 11 km 870m70	同　左	同　左	11 km 870m70～ 13 km 310m58	13 km 310m58～ 13 km 319m38	13 km 319m38～ 13 km 526m88	
延　長	上り　615m 下り　1,957m	192.5m	924.8m	963.6m (距離更正-15.8m)			1,439.9m	8.8m	207.5m	
着手年月日 しゅん功年月日	45. 3. 31 50. 8. 8	47.9.30 50.3.30	49.4. 1 58.8.31	49.4. 1 55.3.30	51.3.31 52.8.30	52.2.17 53.7.12	51.3.31 57.2.10	52.9.29 53.10.7	53.9.11 56.6.30	
施工法	開さく	ケーソン	圧気複線シールド	沈　埋 ケーソン			泥水加圧式ｼｰﾙﾄﾞ	ケーソン	同左	
形　式	複線箱形断面 単線箱形断面 U型土留ＲＣ	複線箱形断面	複線円形断面	複線小判形断面			単線円形併設断面	複線箱形断面	同　左	
工事概要	開削トンネル U型土留	ケーソン　5 基 （23.5m×1 基 25.0m×1 基 40.0m×3 基 立坑ケーソン 継手　6 ケ所）	シールド機 （外径：10.92m 長さ：7.76m） セグメント （外径：10.7m 内径：9.5m） 二次覆工 （鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ 厚さ：0.3m） 掘進　920m （掘削量 86,600m³ 裏込注入 4,200m³	沈埋函 96m×7 基 ケーソン 40m×2 基 立坑ケーソン 1 基	鋼殻重量 3,250 t （4 基）	鋼殻重量 2,220 t （3 基）	シールド機 （外径：7.69m 長さ：6.87m） セグメント （外径：7.5m 内径：6.9.5m） 二次覆工 （鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ 厚さ：0.25m） 掘進　2,850m （掘削量 133,000m³ 裏込注入 8,000m³ 泥水処理設備 フィルタープレス式	立坑ケーソン 1 基	ケーソン　5 基 （41.5m×5 基 継手　5 ケ所）	

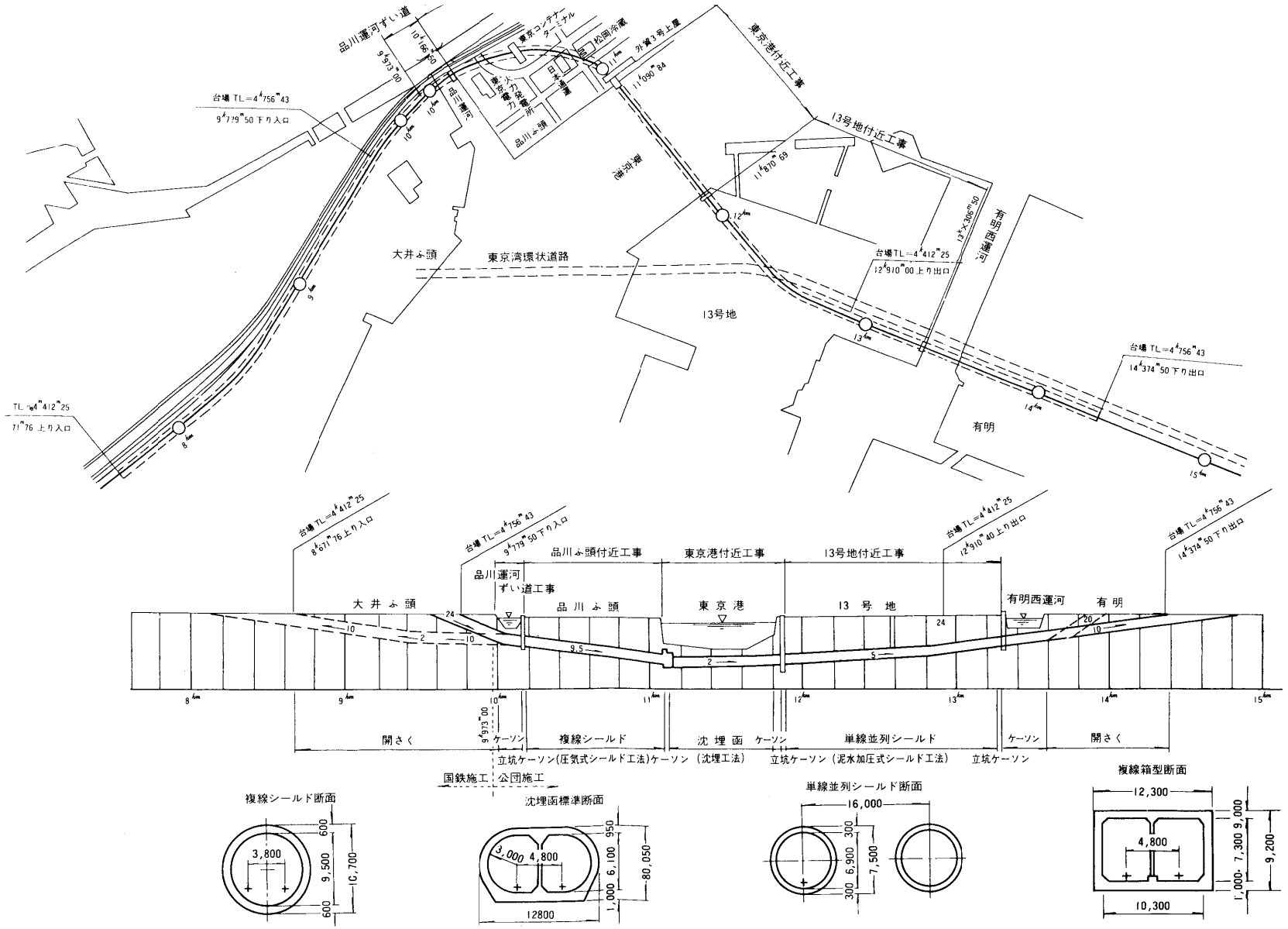


図 14-1-1-1　台場トンネル全体図

第 2 節　東京港沈埋トンネル

1. 工事概要

本工事は、品川埠頭と対岸の 13 号地を結び、東京港泊地部を横断する延長 750m の海底トンネルである。

このトンネルは、品川埠頭方では複線シールドトンネルと、13 号地方では単線併設シールドトンネルと接続するが、両端部は、護岸等のため浚渫できないことから、各々長さ約 40m のケーソン 1 基を配置し、残りを長さ 96m の沈埋函を沈設したものである。トンネル横断部分は、水路巾 750m、航路巾 300m、水深 12m であり、700 隻/日の大型船舶が行き交っている。

線路勾配は、品川埠頭を約 10‰の勾配で下り、沈埋区間を 2‰の上りとして 13 号地に至って 5‰の上り勾配で地上に出る。

施工方法は、当初、船舶航行その他に支障のない泥水加圧式シールド工法を有力な工法として検討したが、軟弱土層の土被り及び方向制御、トンネルの浮上がりと防水性など多くの問題があり採用しなかった。一方、沈埋工法については、航路切替、接岸桟橋の使用停止などの問題はあったが、関係機関との調整により解決できたので採用することにした。

本工事の主要構造物は、沈埋函鋼殻（標準断面）662t/基×7 基、沈埋函く体構築 96m/基×7 基（1 万 t/基)、品川方ケーソン 40m×1 基、13 号地方ケーソン 38m×1 基、13 号地立坑 12.8m×１基である。

図 14-1-2-1 に東京港付近工事平面図を、図 14-1-2-2 に沈埋函工事概要図を示す。

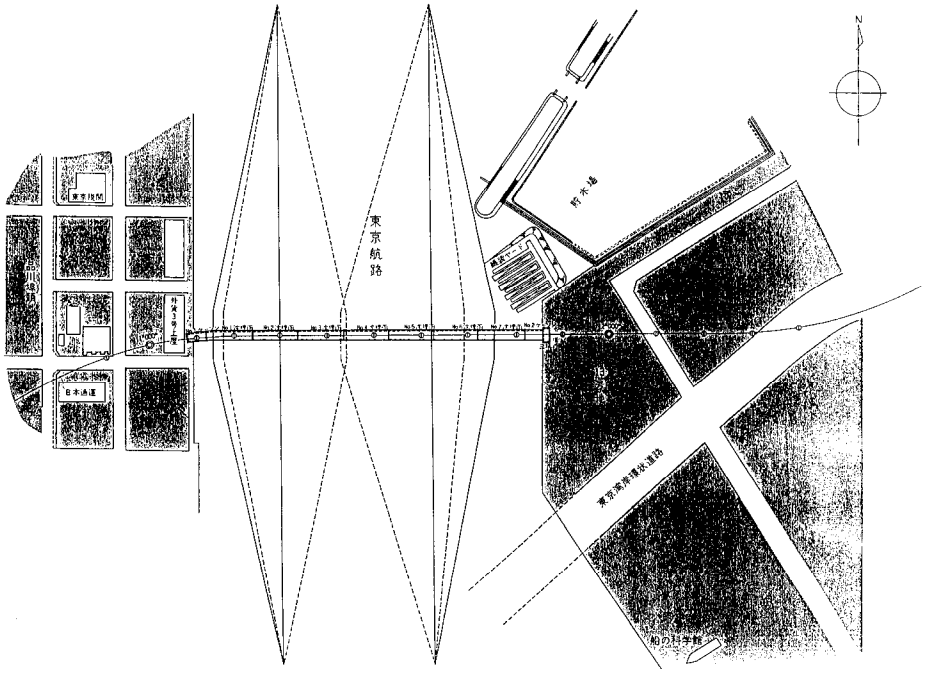
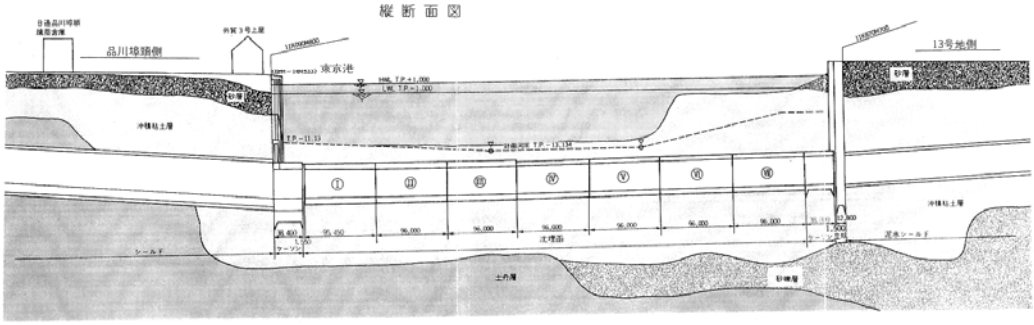


図 14-1-2-1　東京港付近工事平面図

沈埋函の長さ	96m（接手を含む）×７基	鋼シエル重量	標準断面662t　７基合計5,100t
沈埋函の標準断面	巾12.8m　高さ8.05m	鉄筋コンクリート	〃　3,280m³　７基合計25,150m³
	内空巾10.9m　高さ6.1m中柱を有する小判型	防護砕石	4,320m³
沈埋函の重量	標準断面8,414t/基	砕石基層	厚70cm　9,140m³
沈埋函の比重	1.03（海水に対し）	掘さく土量	約1,200,000m³
接手の構造	柔接手構造（Flexible joint）		
	一次止水はゴムガスケット使用、水圧利用による。		
	二次止水及び三次止水は、オメガジョイントによる。		

縦断面図



標準断面図

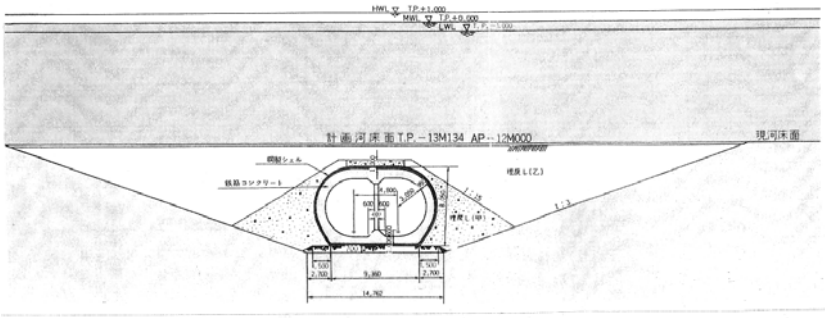


図 14-1-2-2　沈埋函工事概要図

2. 地質

地質は、海底面から層厚 25～30m の沖積層及び二段の平坦面を持って陥没し段丘を形成する基盤から成り立っている。沖積層は、シルト 40%、粘土 50%から成り立っており、N 値は 0～2 の極めて軟弱な地盤である。基盤は、新第三紀層（三浦層）の固結シルト（土丹）で N 値は 50 以上の硬質地盤である。

一方、13 号埋立地は、昭和 45 年に完成したばかりの埋立地で、埋立荷重とこれに加えて地下水低下の影響による著しい圧密沈下により、護岸付近で施工基面の最終沈下量は約 1.3m にも達することが予想された。また、品川埠頭は、昭和 25～32 年に完成しており、最終沈下量は 10cm 程度で極めて少ないと予想された。

図 14-1-2-3 に地質縦断図及び沈下想定図を示す。

3. 設計、施工計画

(1)沈埋函の設計

沈埋トンネル区間は、東京航路両護岸の安定を考慮して、両側に長さ約 40m のケーソン 1 基づつを施工して沈埋区間を 670m とした。

エレメント長は、施工中航路巾を必ず 250m 確保するような航路切替を考えて、7 エレメントとして、1 エレメント長は 96m とした。

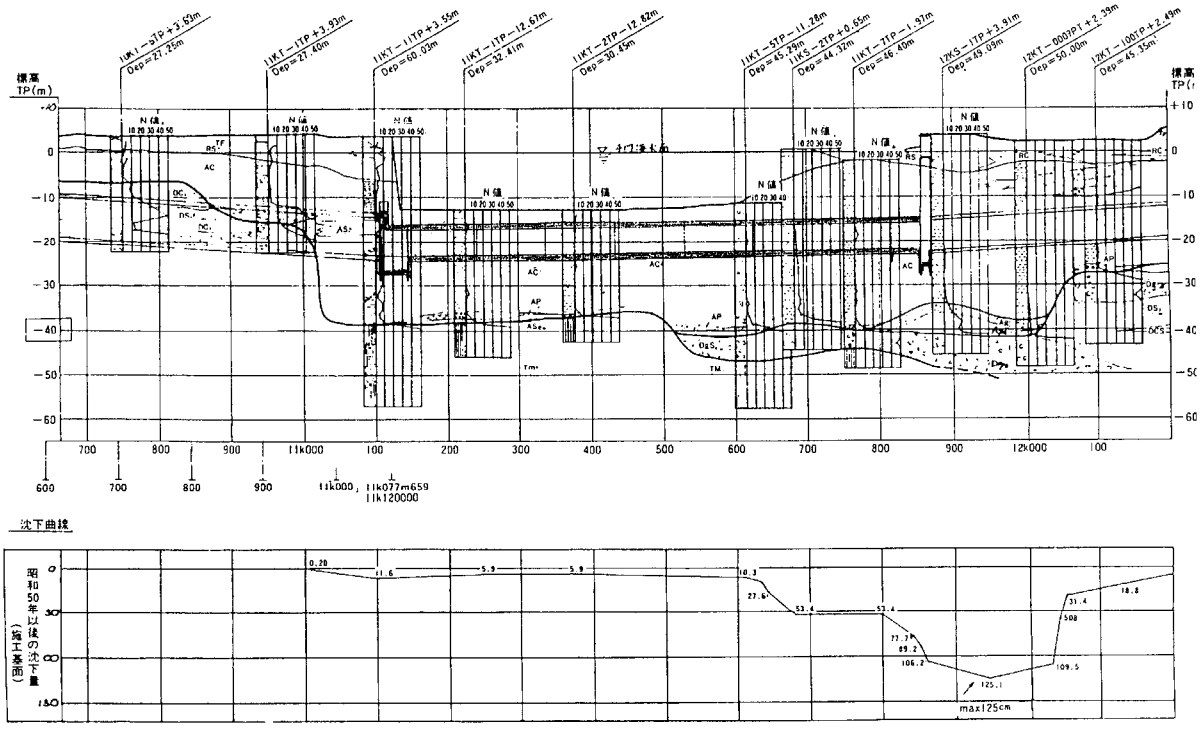


図 14-1-2-3　地質縦断及び沈下想定図

沈埋函の断面は、多摩川及び京浜運河と同様、応力分布、経済性に優れた中柱を有する小判型断面を基本断面とした。

なお、前後のトンネルとの取付けの関係で、品川埠頭方（1、2、3 号函）は中柱を取り、13 号地方（7 号函）は中柱が 2 列となっている。

トンネル内空断面には上下左右 10cm の施工余裕と地盤沈下時における線路縦曲線取付余裕としてさらに上部に 20cm の余裕を取っている。

沈埋函の外周は、厚さ 9 ㎜の鋼板で覆われ、縦桁、横リブで補強されている。

沈埋函の継手は、トンネル予想沈下量が最大 1.3m と大きく、かつ不等沈下であることから、この沈下に対処できるフレキシブル構造とするとともに 1、6、7 号函の中間部にもフレキシブルジョイントを設け沈下応力に対応させている。

沈埋函相互の継手及び函内部の継手に使用しているゴムガスケットは、沈埋函の結合方法がフレキシブルジョイント構造のため、一次止水だけに止まらず永久機能を持たせてある。

ゴムガスケットは本体と突起部からなり、本体は、巾 30 ㎝、高さ 30 ㎝の台形で、硬度約 50～60 度とし、突起部は、高さ 4 ㎝の三角形で、硬度約 40 度である。ゴムガスケットは、沈設圧着時には、約 25t/m^2 の水圧で押しつけられて、本体は突起高を除き約 12cm 圧縮される。このため、地震による函の開き(2～3cm)及び地盤沈下による開きに対しても、残留圧縮力及び突起部の止水効力のため永久止水機能を失わない。また、ゴムガスケットによる止水のほか､安全性保持のため内部を補強したオメガ型の厚さ 16 ㎜の

ゴム板 3 枚を使用している。オメガ型ジョイントゴムプレートは、水圧 25t/m^2 に耐え得る強度を持たせると同時に、オメガ型のため函接手部が 10cm 開いても追随できる機能を持たせている。

なお、このフレキシブルジョイントは日本では例がほとんどなく、止水性、強度、施工性、柔軟性等継手の性質を調べるため、1/4 の模型実験を行なっている。

鋼殻の防錆方式は、外部電源方式と電流方式の 2 方式が考えられたが、本区間についても多摩川及び京浜運河と同様電流方式を採用し、沈埋函 1 基当たり約 200 個のアルミニュウム陽極を取り付けて 60 年間の耐用を図っている。

沈埋工法は、現地にドライドックが得難いためと、経済性、止水性及び工期的に有利な鋼殻方式とした。

表 14-1-2-1 に沈埋工法の 2 大方式比較表、図 14-1-2-4 に沈埋函全体図を示す。

(2)ケーソンの設計

品川方ケーソンは、沈埋トレンチ掘削による護岸の安定から一基長 40m、巾は複線シールドの取付けと沈埋トンネルの取付けの関係から 12.7m である。

13 号地方ケーソンは、長さ 38.5m、巾は沈埋トンネルの取付けと単線併設シールドへの取付けのため 14.8m～18.8m である。

ケーソンの接手部は、施工及び構造上からフレキシブル構造とすることが困難なため、一般のケーソン間の接手と同様に剛結構造とした。

表 14-1-2-1　沈埋工法の 2 大方式比較

分　類	円形鋼殻方式	矩形コンクリート方式
主たる使用国	米　国	ヨーロッパ，カナダ等
主要用途	2 車線道路，単線鉄道，下水管等で径10m程度以内を単位チューブとするものに採用	多車線広幅員の道路トンネルに採用（鉄道，歩道を併置する例もある）幅員50m程度の施工例あり
基本断面形	円形ないし小判形（外形は変形 8 角形のこともある）	矩　形
主構造材	鋼殻および鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート
沈埋かん製作場所	造船台およびぎ装ヤード	仮設ドライドック
防水方法	鋼　殻	防水膜
基礎の造成方法	スクリードによる砂利の敷均し	仮支承台と砂またはモルタル吹込み
水中での接合方法	水中コンクリートまたはゴムガスケットによる水圧接合	ゴムガスケットによる水圧接合
曳航沈設方法	乾舷30～50cmで曳航 水上から砂利ないし水中コンクリートを沈埋かんのポケット部に投入して沈設	乾舷10cm程度で曳航 沈埋かん内に作業員を入れて，水バラストの操作により沈設

(3)立坑の設計

立坑は、13 号地護岸から前面を 5m 離した位置とした。立坑は、航路側のケーソンと 13 号地側の単線併設シールドトンネル取付部のため、巾 22.0m、長さ 12.8m、高さ 29.8m である。

(4)施工計画

本工事は、まず品川方ケーソン、13 号地方立坑及びケーソン工事を先行し、それと並行して 13 号地側の代替航路の浚渫、艤装ヤード浚渫、仮設及び鋼殻製作を行なうとともに 4、5、6 号函の浚渫及びケーソン工事の終了を待って、7 号函の浚渫を行なう。その後 7、6、5、4 函の順番に砕石基礎を施工する。砕石基礎の施工完了後、順次艤装ヤードで製作された沈埋函を沈設する。沈埋函沈設後は、ただちにトンネル外周を砕石によっ

て埋戻しを行なう。この間に6回の航路切替が必要である。最後に普通土による埋戻しを行なうとともに、函内継手工を施工して完成する計画である。

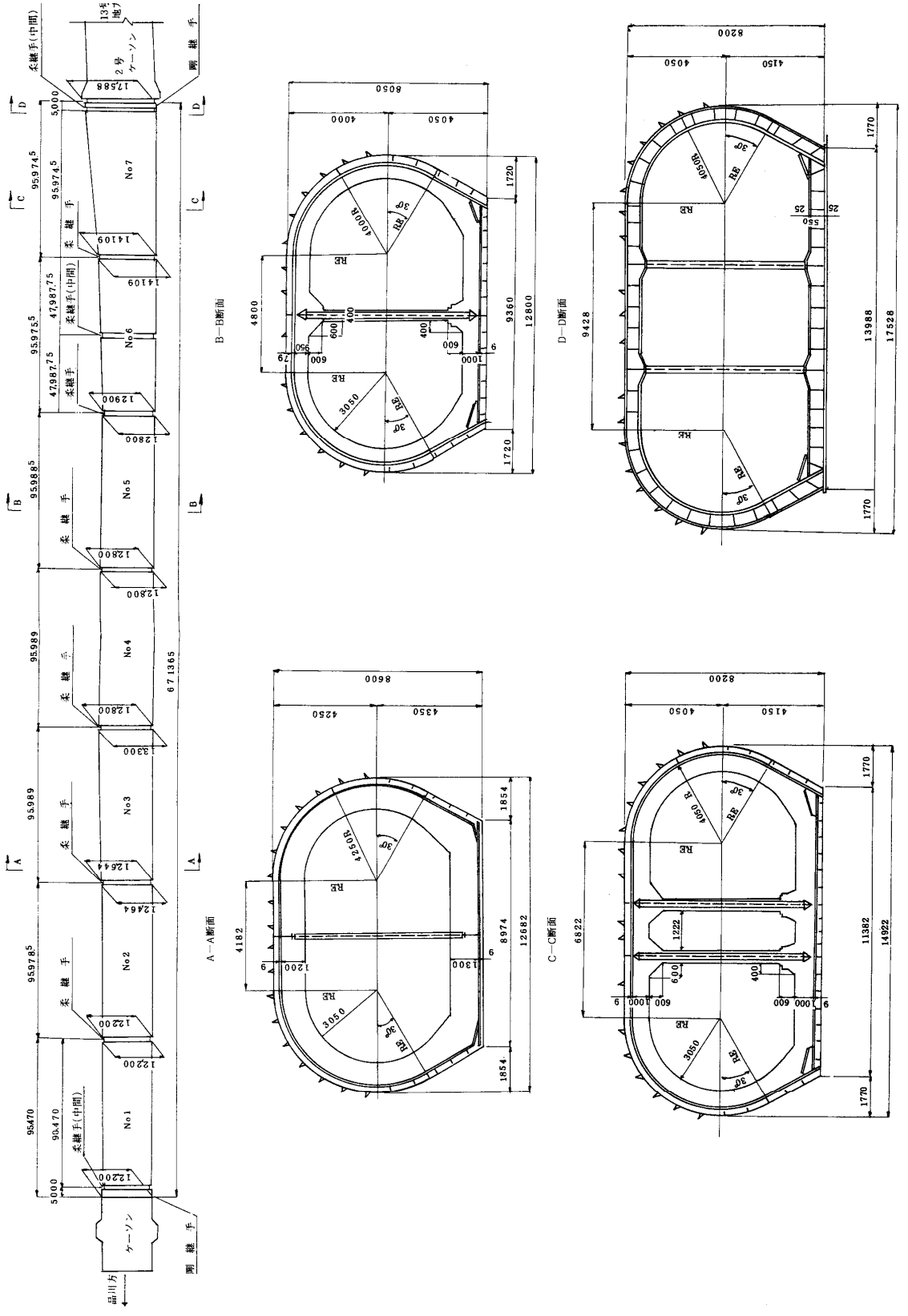


図 14-1-2-4　沈埋函全体図

4. 施工

(1)ケーソン工

ケーソンは、鋼矢板による2重締切りによる築島方式で施工した。使用した鋼矢板はSPZ-45、SVV、SPⅢ型で、杭打船により打設した。また、軟弱地盤上のケーソン工事でかつ沈埋函の発進到達部のため、施工精度も極めて高いものが要求された。したがって、初期沈下において不等沈下しないよう地盤改良を施すとともに、厳しい圧気管理、綿密な沈下管理など特に経験豊かな技術者による施工管理が必要であった。

(2)沈埋函の艤装

ア、艤装ヤード仮設

13号地側の貯木場横を浚渫し、杭打船により鋼管杭を打設して4つの繋留桟橋を仮設した。桟橋上に5t吊タワークレーンを配置し、鉄筋、型枠、足場等材料の搬入を行なった。一方、現地工事と並行して造船所で製作した鋼殻は、現地まで曳航運搬して艤装ヤードに繋留した。

イ、鉄筋加工及び積込み

鉄筋加工場は13号地に設け､加工した鉄筋はトラックで桟橋上のタワークレーン位置まで運搬し、このクレーンで材料投入孔（1エレメント500箇所）から小さく束ねて入れ、沈埋函の安定を考えた搬入・組立順序で行なった。

ウ、型枠アンカー取付

型枠締付用アンカーは、L型鋼とボルトを鋼殻のリブに溶接し取り付けた。

エ、鉄筋組立

鉄筋用組立足場を架設した。この足場は、鋼殻下部のリブ上に移動用ローラーを取付け、この上に溝型鋼をのせ、ビティ足場を組立・移動できるものである。加工した鉄筋は、この足場移動に支障しない上部及び側部から組立て、次に足場を移動して底部の鉄筋を組立てた。

オ、型枠積込組立

型枠材料は、タワークレーンを使用して積込んだ。型枠の構造はずい道フォーム 150×1,500×55を用い、補助として木材を用いた。

カ、コンクリート工

コンクリートは、プラントで練られたものをミキサー車で桟橋まで運搬し、コンクリートポンプにより圧送した。沈埋函のバランスを考えて打設するため、ポンプ車は2台設備した。4号函の艤装を例にとると、底版,側壁、上床版の3つに大別し、施工性を考慮し全体を25ブロックに分割した。また、撓みについては、函体を1本の梁と考えてコンクリート、鋼殻、鉄筋、型枠等の荷重と浮力を外力として、各コンクリート打設時（底

版部のみ）において計算して、打設割り及び打設順序を決定した。1 函当たりの平均数量は 3,600m³,鉄筋 490t で、平均艤装日数は約 5 ケ月であった。

コンクリートは、沈設荷重及び乾舷量を出来るだけ一定にしたいため、各函のコンクリートの比重を 1.06～2.36 の間でそれぞれ調整する必要があることから軽量骨材も使用した。また、夏季は函内が高温になるため、養生に特段の注意が必要であった。

コンクリート強度は、σck=240kg/cm²であり、コンクリート投入孔は 1 エレメント当たり約 300 箇所設けた。コンクリート打設後は、所定強度 140kg/cm² が出ていることを確認したうえで型枠を解体し搬出した。

キ、モルタル填充

頂部のコンクリート打設は、鋼殻内部にリブがあるため完全に填充出来ないので、この空隙をコンクリートの所定強度が出てからモルタルを填充した。

ク、砕石枠組

沈設荷重を積込む砕石枠は、艤装完了後タワークレーンを使って取付けた。

(3)浚渫

浚渫は、沈埋函を繋留する艤装ヤードの浚渫、切替航路の浚渫及びトレンチの浚渫であり総数量 1,200,000m³である。

その内訳は表 14-1-2-2 に示すとおりである。

表 14-1-2-2　浚渫施工数量内訳

項　　目	数　　量	土　捨　場
艤装ヤード浚渫	157, 000 m³	羽田沖
切替航路浚渫	470, 000 m³	羽田沖
トレンチ浚渫	573, 000 m³	葛西沖、浦安沖、検見川沖
計	1,200,000 m³	

ア、艤装ヤードの浚渫

13m³グラブ船と 800m³積土運船の組合せで、護岸防護のため護岸より 8m 離し、法勾配 1：3 で水深 T.P.-9.8m まで浚渫した。

イ、切替航路の浚渫

工事に伴い航路切替が必要となり、船舶航行に必要な水深及び航路巾確保のため、13 号地方を法勾配 1：3 で水深 T.P.-11.134m（A.P.-10m）まで浚渫した。

ウ、トレンチの浚渫

トレンチ浚渫は、前述の船団により荒掘した後、マドラ―揚泥装置によって仕上げを行なった。仕上げ浚渫精度は±30cm とし、余掘をしないよう十分管理する必要があった。

(4)砕石基礎工（スクリード）

トレンチの浚渫が完了した後、トンネル基礎として 3 号砕石（30～40mm）を厚さ 70cm を海底に敷均した。この作業は次の沈設工も考慮して SEP(海上作業台)を使用した。SEP

を使用したのは、第一航路が船舶の航行が非常に多く、施工中でも 250m の航路巾を確保しなければならないため、多摩川で用いたワイヤーロープを使用する作業船（双胴船）の使用は不可能であった。

ア、SEP 設置

SEP 据付前にトレンチ内にたまったヘドロを処理した。据付は、SEP の 10t アンカーを 50t 吊り起重機船で4点下ろし、繋留ウインチを操作して移動しセットする。SEP位置は、13 号地側よりトランシット及び光波距離計により測定しながら正確に定める。位置が定まるとスパット（支柱）を急降下させ、スクリード機械を引込み可能な高さまでジャッキアップする。その後バラストタンクに所定の水荷重を入れ、スクリード作業中に沈下しないようプレロードをかける。

表 14-1-2-3 に SEP（SELF ELEVATING PLATFORM）の仕様を示す。

イ、スクリードの準備

所定の位置に据付けた SEP 内にスクリード機械を引き込み、SEP 上の 100t 吊りジブクレーンでガイドポールを水中桁にセットし、各部の浮力調整などしたのち、ガイドポールと共に水中桁を所定の位置まで下げ、ガイドポールの支持架台のジャッキでガイドポール位置を固定し水中桁をセットした。次に SEP 上の砕石台車とスクリード機械との間にトレミーシュートを接続し施工位置にセットした。

表 14-1-2-3 SEP(SELF ELEVATING PLATFORM)仕様

	要　目	内　容	備　考
1			
2	**主要寸法等** ポンツーン 開口部 門型部高さ レ　グ 吃　水（被曳航時） 排水量（被曳航時）	(全長)　(巾)　(深さ) 74m×45m×5m 35m×30m 10m 2.4m×2.4m×80m 約3.4m 約5500t	（静水面より）
3	**ジャッキング装置** 型　式 ジャッキング容量 プレロード荷重 ジャッキング速度 ポンツーン上昇 レグ下降 操作方法	KASAK-IHC-GUSTO 1585t×2　1145t×2 2050t　1690t 20m/時 36m/時（最大72m/時） 中央管制室よりワンマンコントロール、および機側制御の任意使用	
4	**船体艤装** アンカーウインチ キャプスタン 舷・梯 傾斜計	4台油圧式　25t×12/分 2台油圧式　25t×9m/分 アンカ　10t×6ヶ ワイヤロープ　42ø×400m×6本 4台　電動　5t×10m/分 1基 レベルマスター（4点指示） ガラス管式傾斜計　2ヶ 精密傾斜計　2ヶ	400mは有効長
5	**機関艤装** 発電用機関 補助機関	 主発電機用　650KVAディーゼル2基 補助電機用　125KVAディーゼル1基 ポンプ類、その他一式	

ウ、スクリードの施工

スクリードの施工は、2 回に分けて施工した。浚渫の不陸等によって砕石供給量が変化してもスクリード機の走行速度を 0～60cm/min と自由に選択できることから、仕上り精度は±3cm 以内で施工できた。砕石基層面の精度は、超音波測定装置を用い基層面の凹凸度測定を行なうと共に、レッドによる測量チェック及び潜水夫による確認を行なった。

一方、砕石運搬は千葉県産の 3 号砕石（30～40mm）を 300m^3 積のガット船 2 隻で行ない、1 日 600m^3 の砕石を供給した。

図 14-1-2-5 に砕石基層施工手順、表 14-1-2-4 に 7 号函砕石基礎面測定結果を示す。

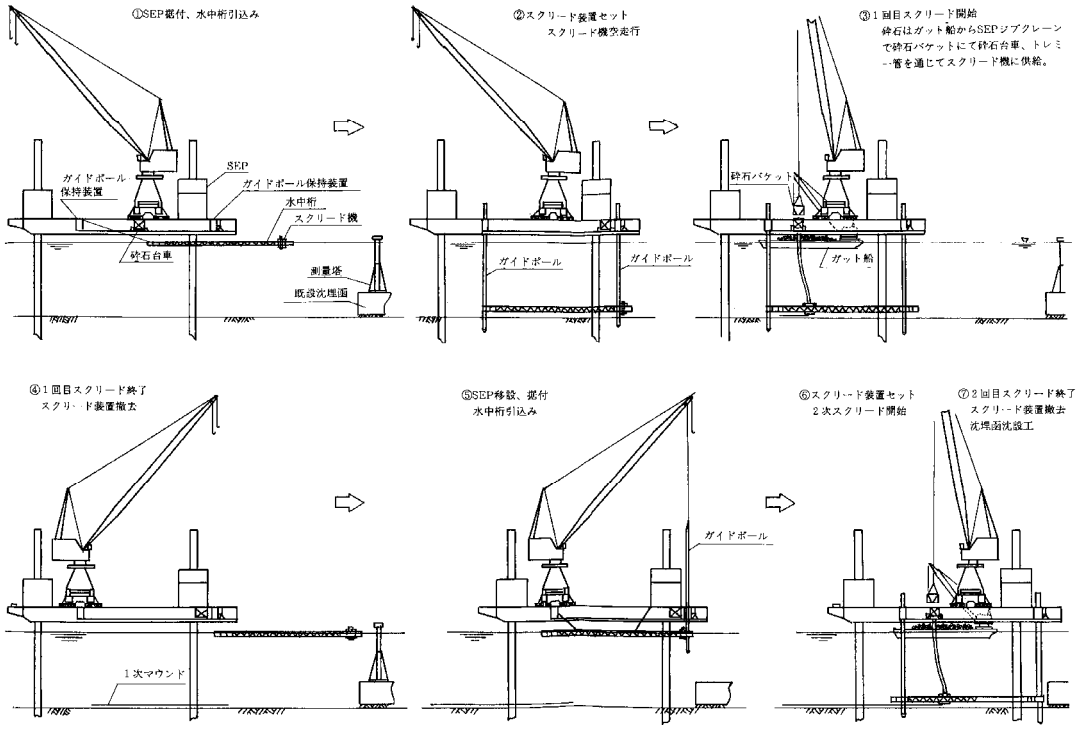


図 14-1-2-5　砕石基層工施工手順

キロ程	測定番号	砕石基層設計高(m)	実測高(m) 1	2	3	4	5	6	7	8	精度(%) 1	2	3	4	5	6	7	8	記事
																			(平均)
KM 11 724.85	7-1	−22.960	−22.985	−22.980	−22.983	−22.987	−22.989	−22.984	−22.979	−22.988	−25	−20	−23	−27	−29	−24	−19	−23	(−24)
734.85	7-2	−22.946	−22.965	−22.960	−22.955	−22.960	−22.964	−22.960	−22.956	−22.960	−19	−14	− 9	−14	−20	−14	−10	−14	(−14)
744.85	7-3	−22.931	−22.943	−22.941	−22.942	−22.947	−22.950	−22.943	−22.944	−22.947	−12	−10	−11	−16	−19	−12	−13	−16	(−14)
754.85	7-4	−22.916	−22.925	−22.925	−22.920	−22.922	−22.925	−22.920	−22.919	−22.930	− 9	− 9	− 4	− 6	− 9	− 4	− 3	−14	(− 7)
764.85	7-5	−22.902	−22.915	−22.911	−22.906	−22.911	−22.923	−22.916	−22.906	−22.923	−13	− 9	− 4	− 9	−21	−14	− 4	−21	(−12)
774.85	7-6	−22.887	−22.896	−22.900	−22.900	−22.913	−22.897	−22.892	−22.891	−22.911	− 9	−13	−13	−26	−10	− 5	− 4	−24	(−13)
784.85	7-7	−22.872	−22.885	−22.883	−22.891	−22.882	−22.894	−22.876	−22.876	−22.876	−13	−11	−19	−10	−22	− 4	− 4	− 4	(−11)
794.85	7-8	−22.858	−22.869	−22.865	−22.860	−22.868	−22.882	−22.861	−22.862	−22.860	−11	− 7	− 2	−10	−24	− 3	− 4	− 2	(− 8)
804.85	7-9	−22.843	−22.854	−22.847	−22.851	−22.852	−22.862	−22.853	−22.849	−22.854	−11	− 4	− 8	− 9	−19	−10	− 6	−11	(−10)
812.85	7-10	−22.841	−22.855	−22.859	−22.851	−22.845	−22.860	−22.843	−22.852	−22.841	−14	−18	−10	− 4	−19	− 2	−11	− 0	(−10)

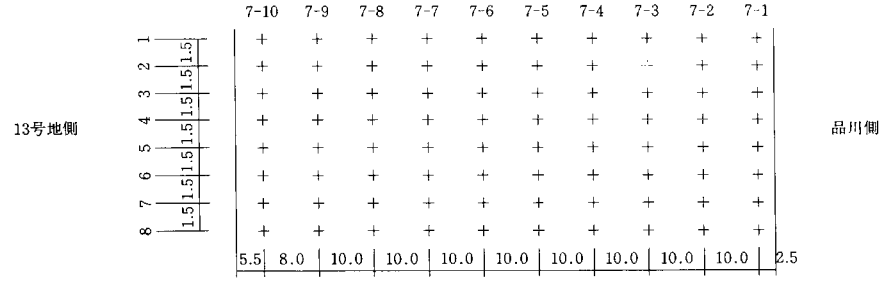


表 14-1-2-4　7 号函砕石基礎面測定結果

(5)沈設

沈埋函の沈設は次の順序で行った。

ア、沈埋函の引込み

艤装を完了した沈埋函を起重機船 140t 吊 1 隻、揚錨船 25t 吊 2 隻、曳船 2,000ps1 隻により SEP 内に引込み、200t ウインチ 1 基、100t ウインチ 2 基の 3 点にセットする。

沈埋函引込み及び沈設時の海象・気象条件は次のとおりである。

風　　速	波　　高	潮　　流	雨　　量
10m/s 以下 8m/s 以下	H1/3=0.3m 以下	1Kt 以下 2Kt 以下	5mm/HV 以下

イ、載荷

SEP 内に 3 点で吊られている沈埋函上のバラストポケットに、荷重管理を行ないながら水中重量 250t になるまで鉱滓を載荷した。

ウ、沈埋函の沈設

沈埋函沈設用ウインチは、SEP の船首側張出し部に 200t 吊 1 台、作業台車上に 100t 吊 2 台を取付け、SEP 操作室の中央制御室で巻出し量及び荷重状態を把握した。

沈埋函の降下は、既に沈設した沈埋函面から 1.2m の離隔をとり、沈降速度 50cm/min で行なった。降下にあたっては、動揺、傾斜を防ぐため 2～3m 降下させるごとに陸上から測量塔による測量、SEP 上からのテーピング及び端面間測定装置により位置を把握しながら行なった。砕石基層面より約 50cm 上まで降下したところで、ウインチ作動によって縦断勾配調整を行なうとともに、既沈設沈埋函面との離隔 1.2m を連結器による引寄せ可能の離隔 0.8m まで引寄せるための引寄せ用ワイヤー（25t ウインチ）及び調整用ワイヤー（3t ウインチ）を潜水夫により取付けて沈埋函を引寄せたのち着底させた。

図 14-1-2-6 に沈設手順、図 14-1-2-7 に沈設施工図、表 14-1-2-5 に沈埋函沈設工程表を示す。

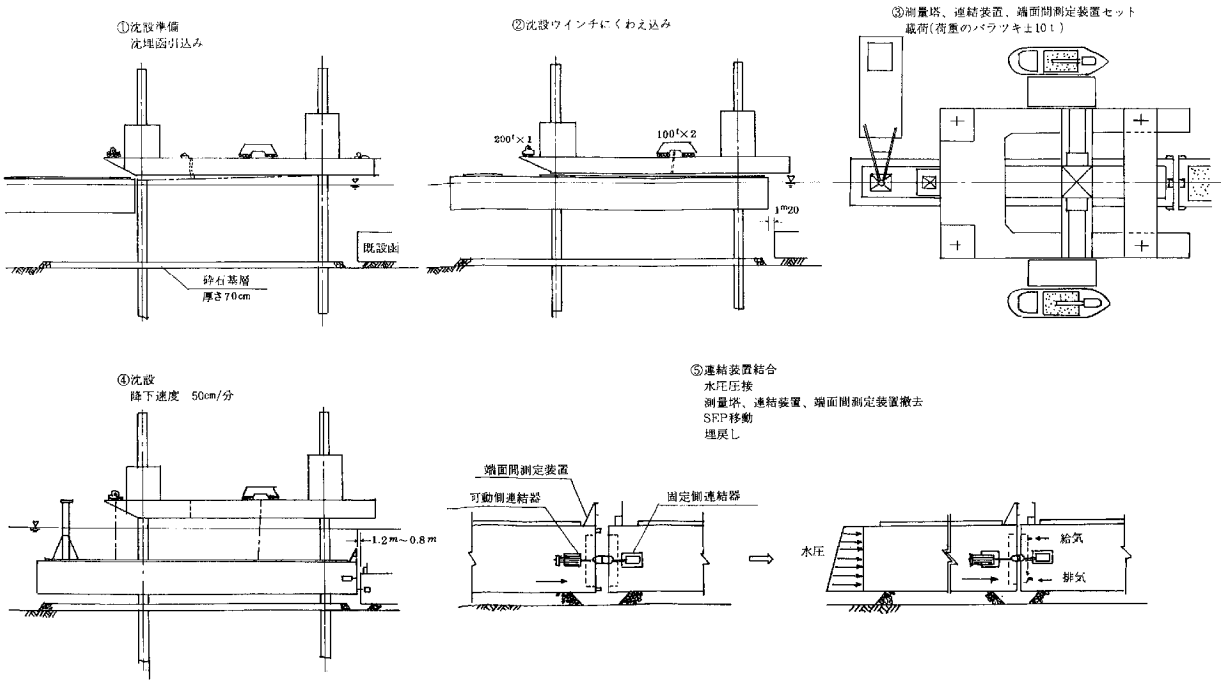
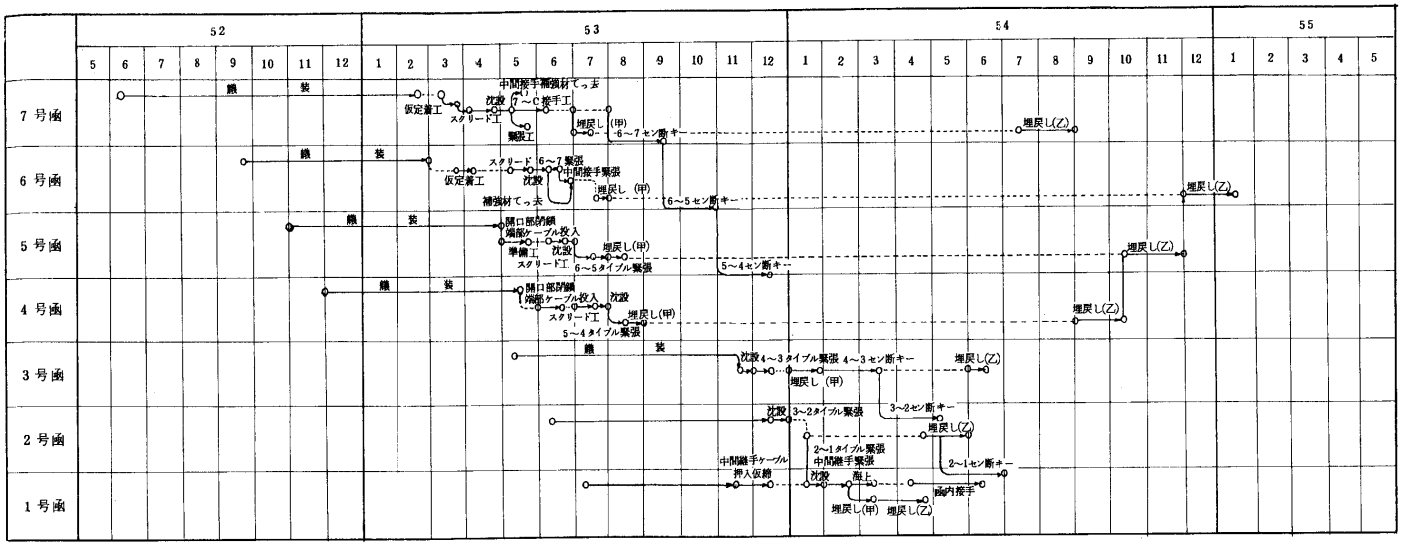


図 14-1-2-6　沈設手順



沈埋函沈設工程表

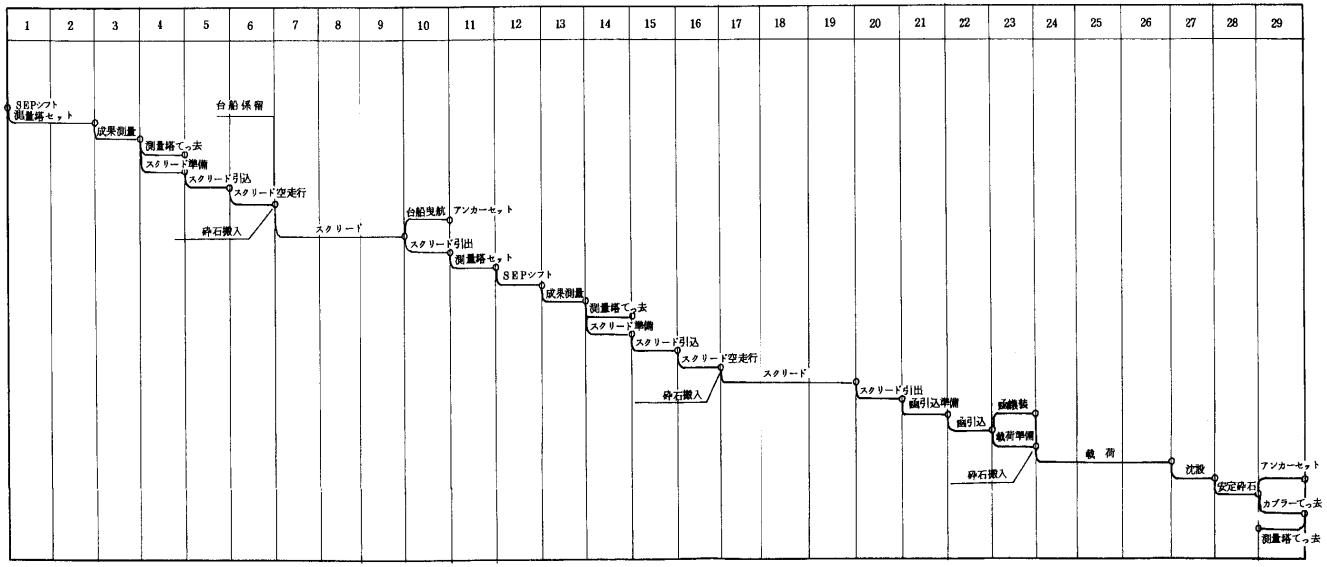


表 14-1-2-5　沈埋函沈設工程

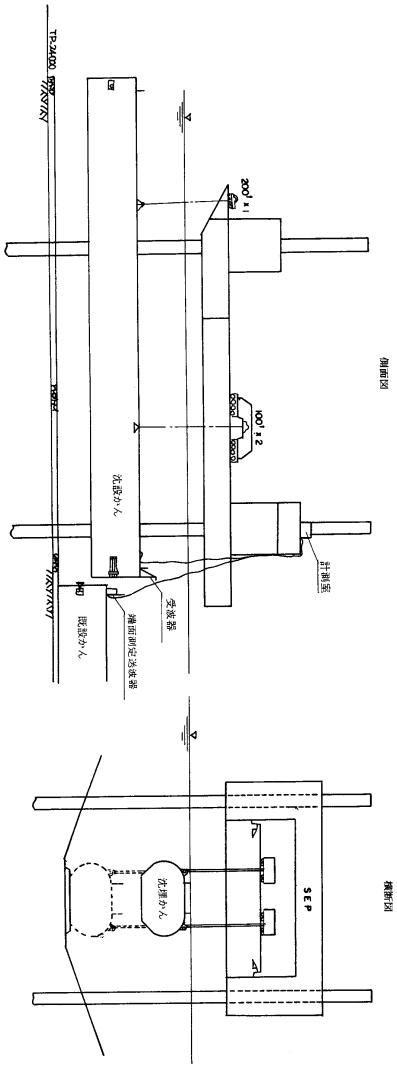


図 14-1-2-7　沈設施工図

エ、沈埋函の圧接

沈埋函の着底後、あらかじめ函両側に装置した連結装置（100t ジャッキ×2 基）を SEP 上のパワーユニットで作動させ、カップリングして既設函に引寄せ圧接する。ジャッキ圧接完了後、潜水夫よりゴムガスケットの状態を確認した後、既設函内より隔壁内の海水を排水バルブによって排水する。沈埋函は、尾端に作用する静水圧により既設函へ押しつけられ水圧々接が完了する。

図 14-1-2-8 に連結器詳細図を示す。

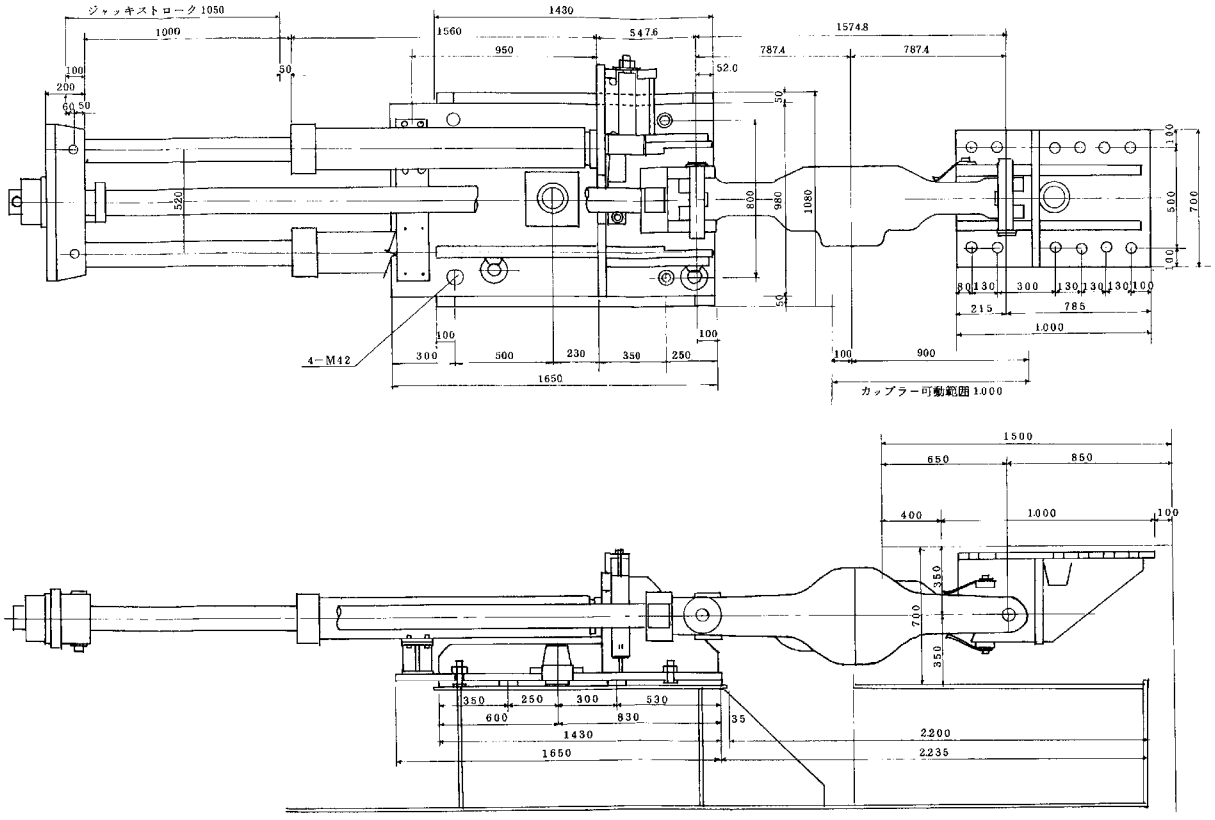


図 14-1-2-8　連結器詳細図

オ、沈設完了後の作業

沈設完了後、潜水夫にて沈埋函吊環撤去及びジャッキ撤去を行ない,その後、SEP を使用し、埋戻し（砕石）の一部を投入し、潜水夫より状況を確認した後 SEP の移動を行なった。

(6)埋戻し

埋戻しは、砕石と普通土に分かれている。砕石による埋戻しは沈設が終わり次第すぐに行ない、沈埋函の浮き上がりを防ぐとともに防護層となっている。普通土による埋戻しは航路切替えに合わせながら行なった。

(7)継手工（フレキシブルジョイント）

本トンネルの接手は柔結合接手である。接手は、沈埋函相互 6 箇所及び 1、6、7 号函

の中間部 3 箇所に設けている。これらの接手は、ゴムガスケット、PC 鋼線、セン断キーによって構成している。

沈埋函相互の接手の施工は、砕石埋戻しと並行して行なうが、接手構造及び接手施工順序は図 14-1-2-9 及び図 14-1-2-10 に示すとおりであり、1 箇所あたりの施工日数は約 45 日であった。

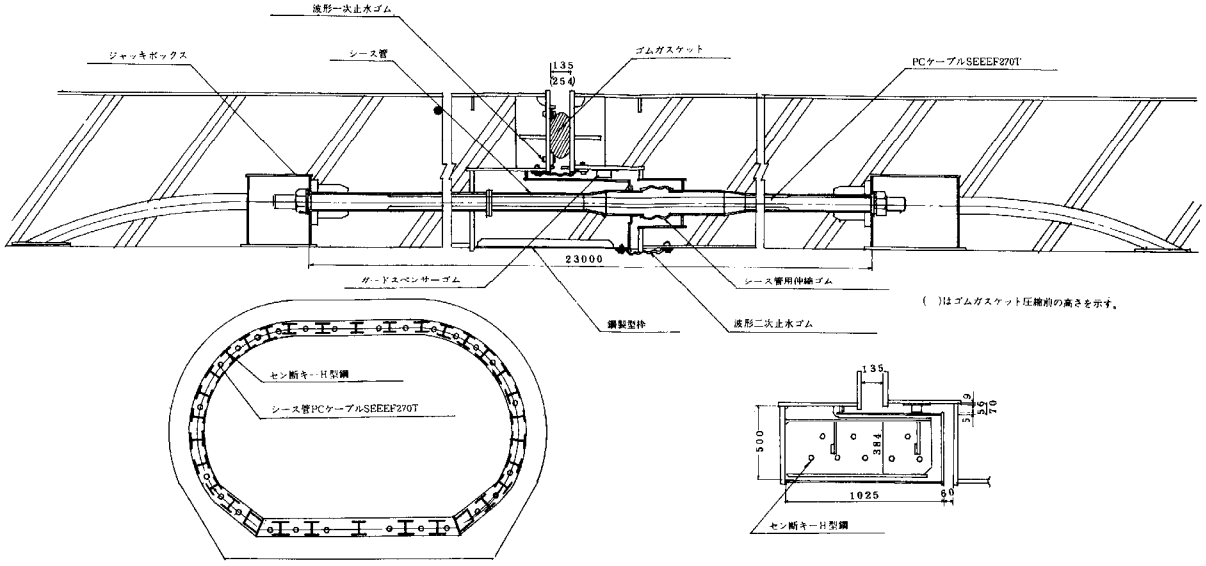


図 14-1-2-9　柔接手構造図

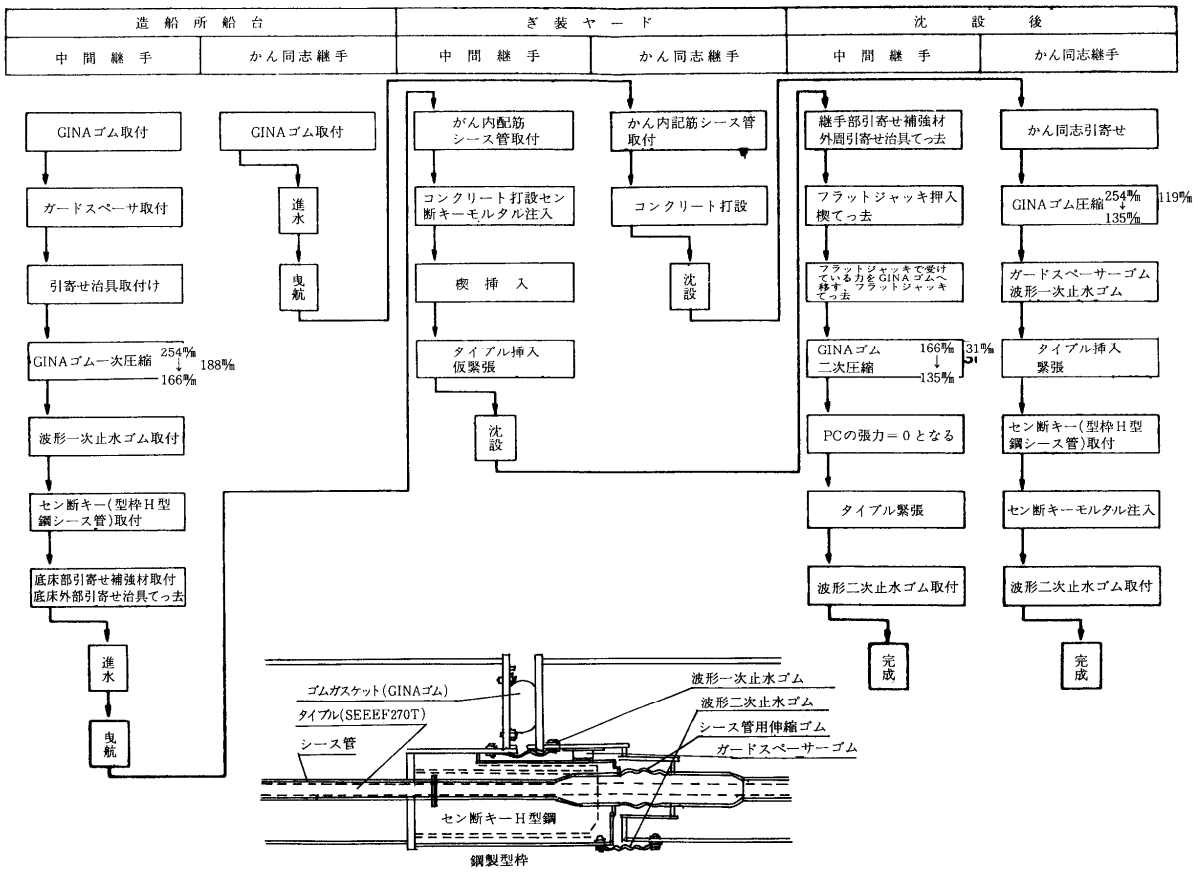


図 14-1-2-10　柔結合接手施工順序図

(8)鋼殻の製作

鋼殻は、現場付近の造船所においてスリップヤード方式（4～7 号函）及びドライドック方式（1～3 号函）により製作した。スリップヤード方式は、スリップヤード上で鋼殻を 8 ブロック程度に分割しておき、接合した後、スリップダウンし進水させる方法である。

ドライドック方式は、ドックをドライにした状態で 2 大ブロックを製作し、ドックに注水して仮接合を行ない排水して本接合を行なう方法である。

鋼殻の構造は、厚さ 9 ㎜の外板、縦桁、横リブ、中柱等で構成される本体部とガスケット、バルクヘッド及び接手部分からなっており、1 函当たりの重量は 690t～1,030t となっている。

完成した鋼殻は工事の進捗に合わせて現場付近の艤装ヤードに曳航したが、昭和 53 年 7 月に全函の曳航を完了した。

(9)沈設精度と沈埋函の沈下

沈設時の施工精度とその後の函体の沈下は最終の構造物位置を決定することになり、十分な施工システムと予め沈下を考慮に入れた上げ越しの導入が必要であった。

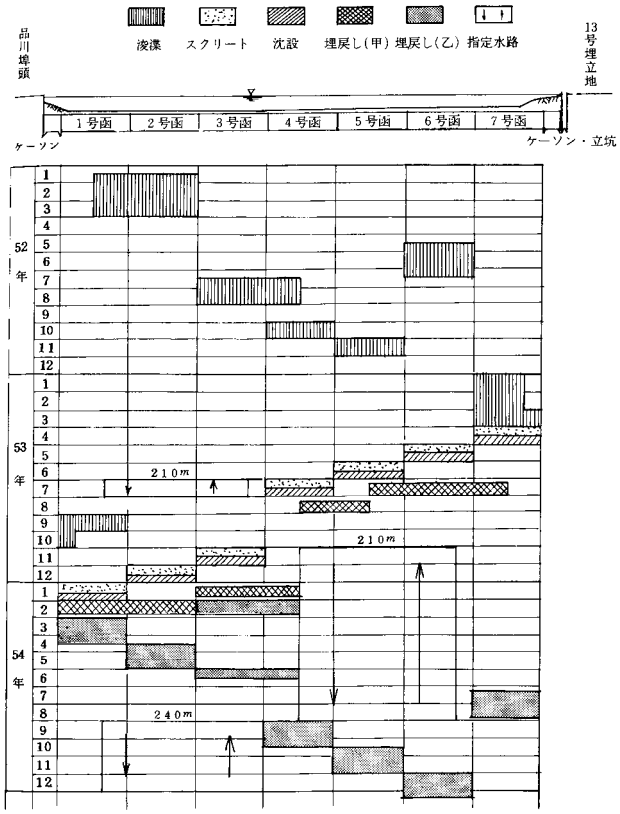
(10)剛結合接手の応力

地盤沈下区間には数多くの柔結合継手を採用したが、止むなく剛結合とせざるを得なかった 3 箇所の継手について応力測定を行なった結果、接手の鉄筋応力は全般的に安定しており、特に異常は認められない。

(11)工事工程

工事は昭和 49 年 4 月に発注したが、協議が難航し 2 年近く着工できず、昭和 51 年 6 月に代替航路の浚渫でスタートし表 14-1-2-6 に示すとおり昭和 55 年 3 月に無事しゅん功した。

表 14-1-2-6　工事工程表



第 3 節　品川埠頭複線シールドトンネル

1. 工事概要

本工事は、品川運河と東京港を結ぶ複線シールドトンネルである。このトンネルは、品川運河内に構築された立坑を発進基地とし、土被り約 10～18m の沖積層と洪積層との層境をシールド外径 10.92m で延長 924m を掘進する工事である。

地上には起点左側に旧国鉄大汐線の高架橋が併設し、右側には東京電力品川火力発電所があり、続いて東電洞道、放水路及び都道を横断する。10K640m 付近では東京コンテナーターミナルビルを横断し、日通燻蒸倉庫及び松岡冷蔵庫ビルの間を通り抜け品川埠頭桟橋下に構築された立坑に至る。

本工事の特徴は、多くの既設構造物との近接や横断をしなければならないことから、基礎杭などの切断が可能な圧気式複線手掘シールド工法を採用した。

シールド掘進にあたっては、地山に対する影響など考慮し、各種防護工を施し細心の注意を払って施工された。

図 14-1-3-1 に品川埠頭付近工事線路平面図を示す。

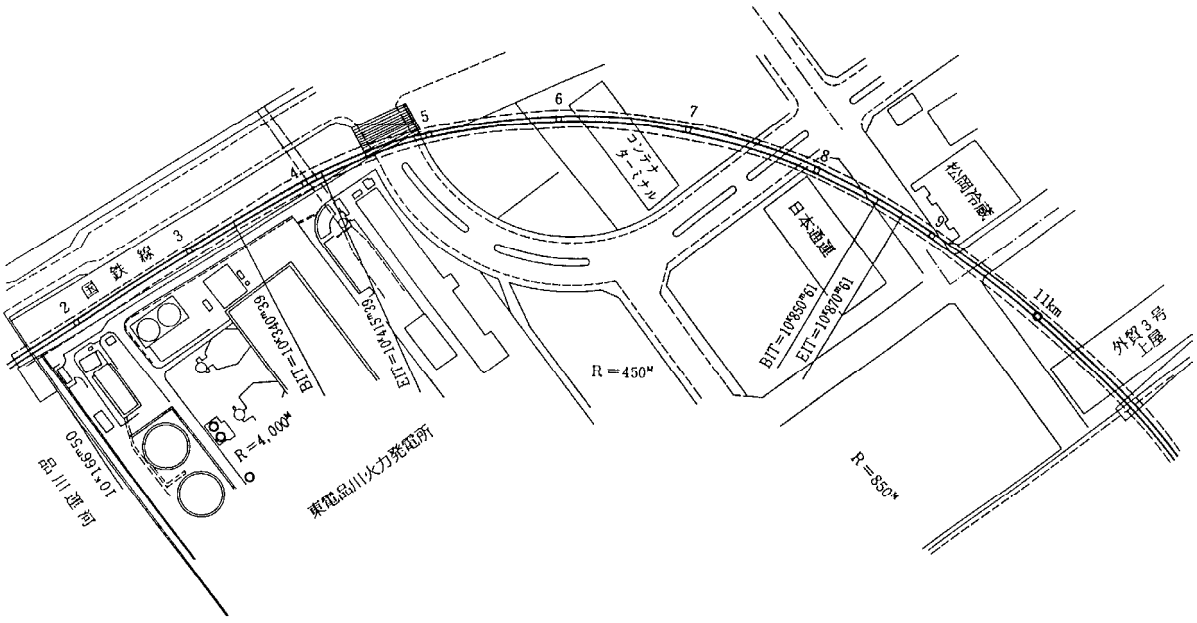


図 14-1-3-1　品川埠頭付近工事線路平面図

2. 地質

品川埠頭は、昭和 25 年から昭和 32 年にかけて埋立てられたものである。地質は、GL-5m 付近までは埋立土で N 値 10 程度である。その下部にはシルト層が 5～9m 堆積し、N 値 0～3、qu＝0.7～1.2kg/cm^2 の軟弱地盤であり、一部にはヘドロ状を呈している部分もある。その下部は洪積層であるが、上から粘土層が 3～7m 堆積し、N 値 2～10、qu＝1.5～2.2kg/cm^2 で分布しその下に層厚 2～3m、N 値 2～10、透水係数 1×10^{-3}～1×10^{-4}cm/sec、間隙水圧 1.3kg/cm^2 程度の砂層が分布している。この層は、品川運河方はシルト混じり

であるが、東京港方に行くにしたがって均一になっている。

次いで層厚 2～3m、N 値 10 程度のかなり硬質な粘性土があり、その下に層圧 4～5m、N 値 50 以上、透水係数 5×10^{-2}cm/sec、間隙水圧 0.8～1.1kg/cm^2 の東京礫層となっている。トンネルは 10‰の下り勾配であり、これらの互層状地層を斜めに通過している。

図 14-1-3-2 に地質縦断面図を示す。

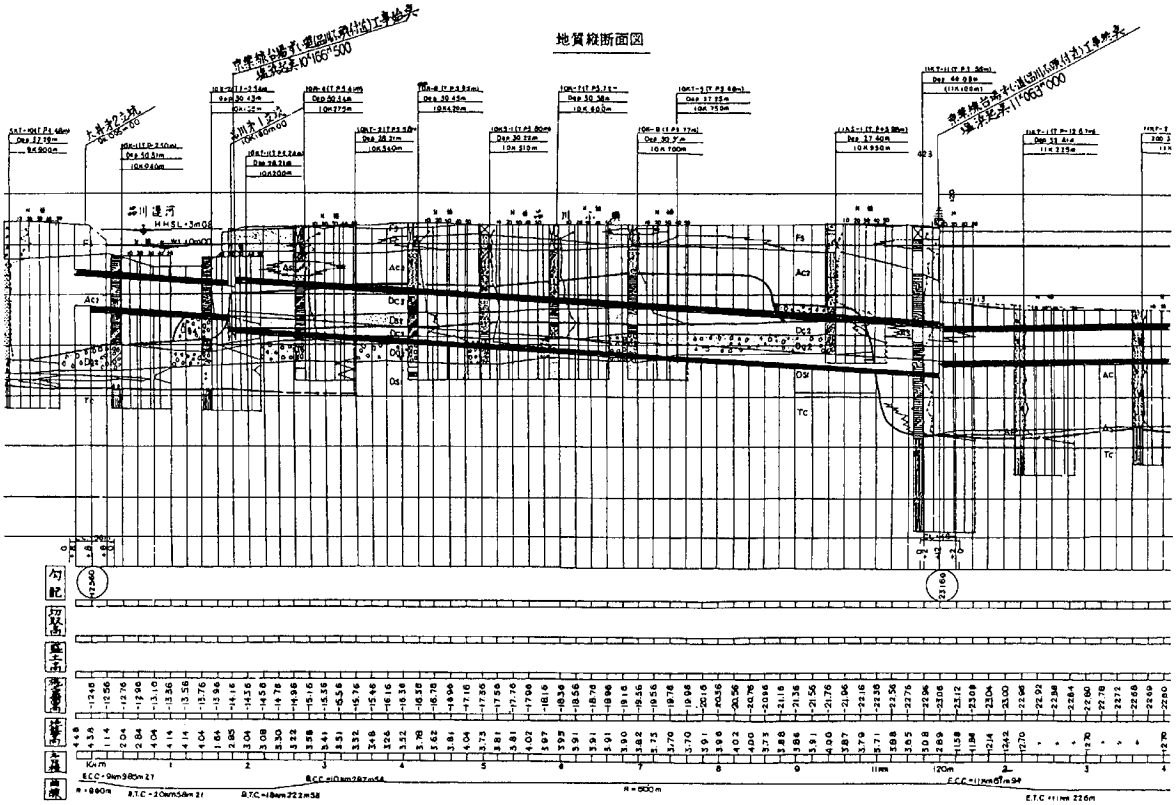


図 14-1-3-2　地質縦断面図

3. 設計、施工計画

(1)設計

シールドトンネルは、一般的に単線併設が経済的で、施工性についても多くの実施例から問題点が少ない。しかし、本区間では複線沈埋トンネルと複線ケーソントンネルとに接続するとともに、地上支障物等の関係から有利性がなく全体工事費が高くなる。したがって、施工面に多少留意する点はあるが、シールド機械の山留機構及び補助工法によって対処することとし、複線シールド工法を採用することとした。

(2)シールド機の設計

シールド機は、開放型手掘式で、次のような特徴を有している。

①シールド前面は、切羽土圧とのバランスを考慮して、やや傾斜を大きくしている。

②切羽上中段には、格子型スクリーンを主体とした山留板を配置している。

③シールド下段には、バケット式掘削機（40m^3/H）を設置し、ミニ機械化を図った。

④土砂搬出の能率向上のため、ローターベータ（100m^3/H）を設置した。

⑤各フェースジャッキに、シールドジャッキの推力と同調して切羽を押さえながら後退していく同調回路が組込まれている。

⑥テールシールを二重にしている。

図 14-1-3-3 にシールド機一般図を示す。

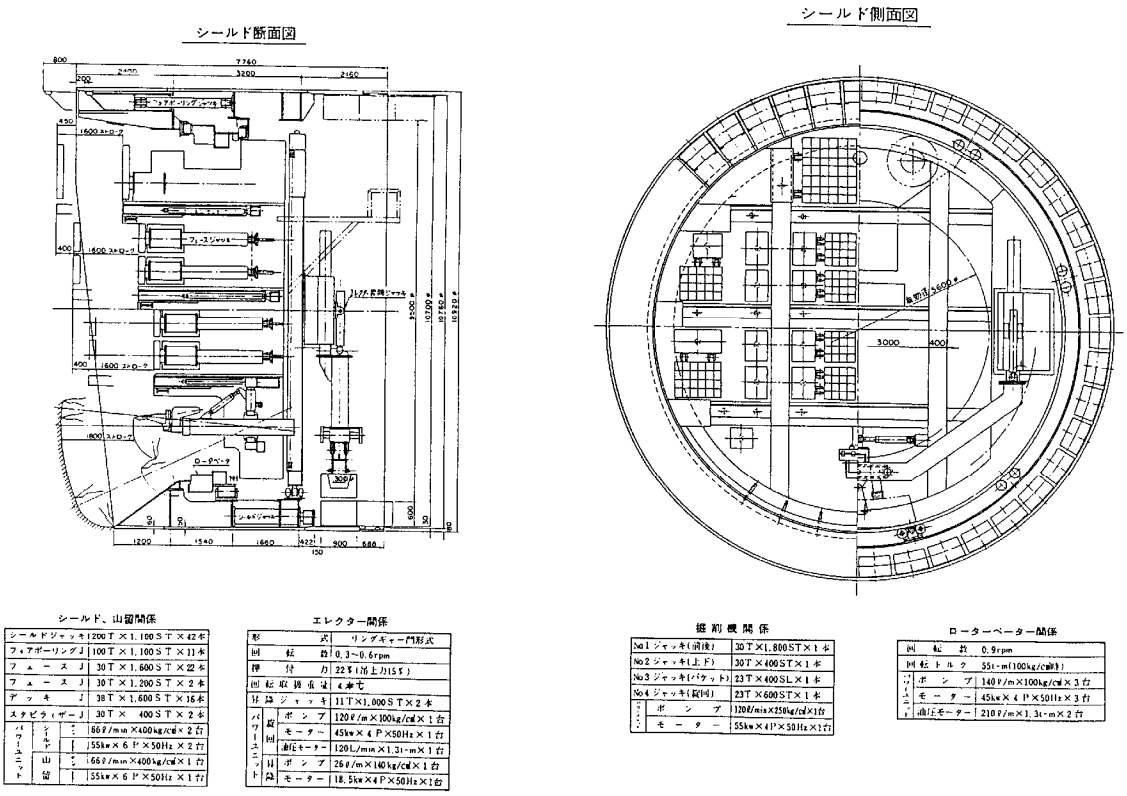


図 14-1-3-3　シールド機一般図

(3)セグメントの設計

セグメントは、始点付近の土被 10.0m と終点付近の土被 19.0m の 2 ケ所について応力計算を行ない、いずれにも安全な断面を決定した。

鉛直土圧については、全土圧を作用させたが、その他については一般的な計算方法によった。大断面になると諸条件の僅かな違いでも応力の移動が大きいので、応力度には若干の余裕をもたせている。

セグメントは､経済的な中子型鉄筋コンクリートセグメントで､外径 10.7m､内径 9.5m､厚さ 60cm、巾 90cm である。1 リング 11 分割とし、A 型 8 ピース、B 型 2 ピース、K 型 1 ピースで重量約 3.3t である。

図 14-1-3-4 にセグメント一般図を示す。

(4)仮設々備

ア、初期掘進設備

発進は、圧気工法で行なうため、立坑にバルクヘッドを設備し、ずり出し用土砂ロック、裏込注入用のモルタルロック、セグメント投入用のセグメントロック等を取り付け

た。土砂の搬出は土砂バケット（1m³）2 基を使用し、土捨ては 200m³ 積の土運船を使用した。

切羽からのずり運搬は、シールドパワーユニット台車上のベルトコンベアー2 台によりシュートを介してバケットに投入し、土砂ロックを経て坑外へ搬出した。

図 14-1-3-5 に初期掘進設備図を示す。

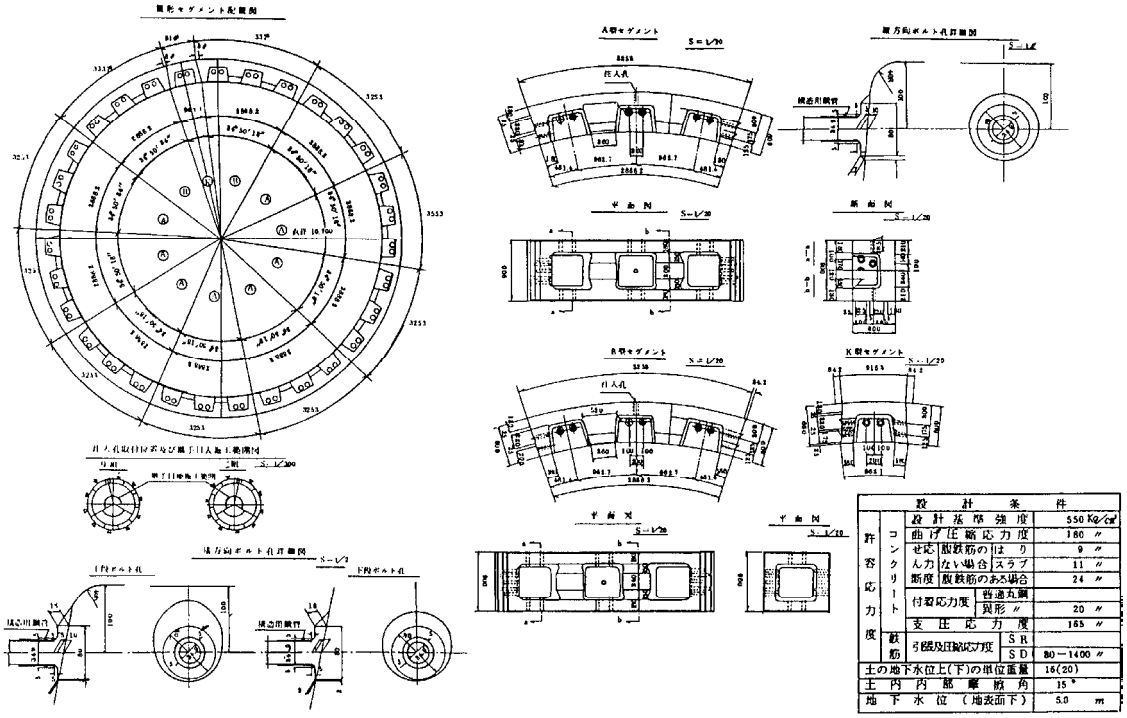


図 14-1-3-4　セグメント一般図

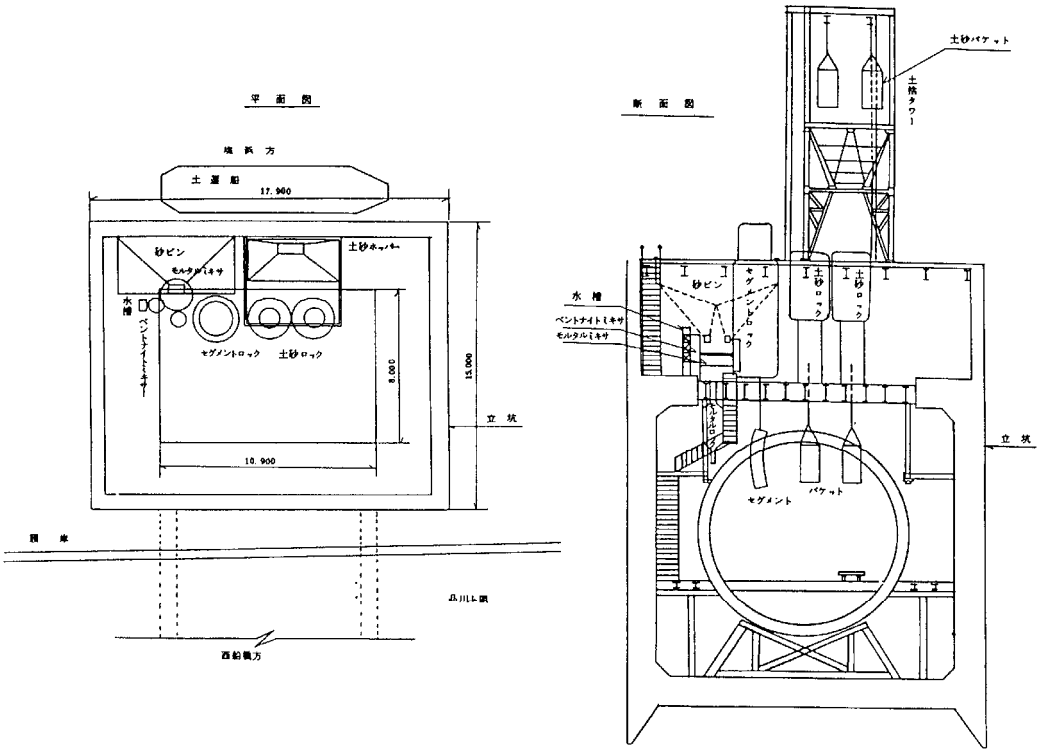


図 14-1-3-5　初期掘進設備図

イ、本掘進設備

初期掘進が62リングまで進行した時点で42リングと43リングとの間にバルクヘッドを設置した。マテリアルロックは、内径 3.2m、長さ 24m の大形ずり運搬用として1基、セグメント及びその他運搬用として1基の計2基を設備した。

坑外搬出用としてエレベーターをずり運搬用1基（鋼車1車両分積載)、セグメント運搬用1基を設置した。裏込注入は注入台車をシールドの進行に追随して前進させ、台車上には注入ポンプ（LCS-45）2 台を搭載し、セグメントがテールパッキンから出ると同時に裏込注入できる装置とした。

図 14-1-3-6 に本掘進設備図を示す。

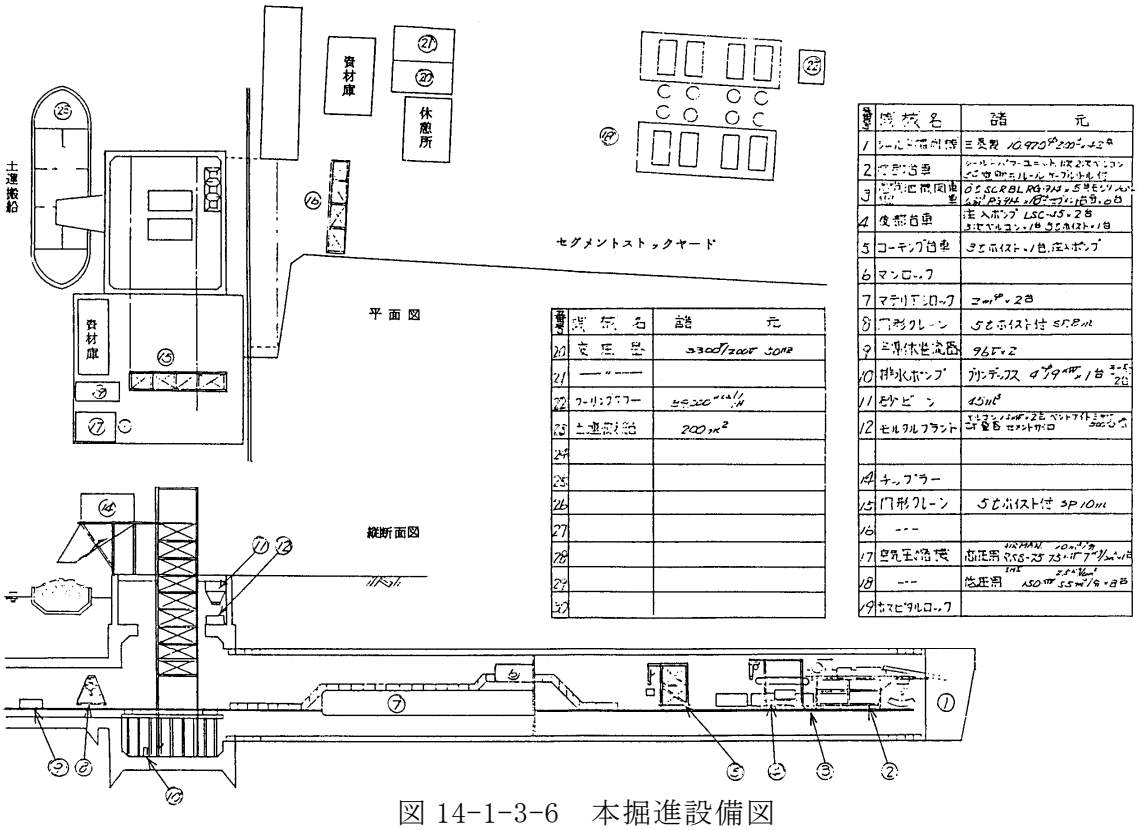


図 14-1-3-6　本掘進設備図

4. 施工

(1)初期掘進

発進立坑が護岸より 2.5m 離れた運河中にあるため、立坑と護岸との間にシートパイルを打ち土砂で埋め戻した後、止水を目的としたLWによる薬液注入を行った。また、発進時の切羽からの出水防止のため、シートパイルの内側に高圧噴射注入杭（CCP）を 40cm 間隔に打設した。

仮壁撤去に先立ち、圧気圧 0.3 kg/cm^2 としてボーリング数本を行ない、出水の状況を確認した後、仮壁を撤去した。

圧気圧は仮壁を半分程度撤去した状態で 0.4 kg/cm^2 とし、シールド切羽全面が地山に

接した時点で 0.5 kg/cm² としてそのまま護岸まで掘進した。この時点での湧水は切羽下段から滲む程度であった。

その後、圧気圧を 0.6 kg/cm² に上げて本格的な初期掘進を開始し、初期掘進 62 リングに達した時点で切羽に山留コンクリートを打設して断気し、本掘進のための段取替を行なった。

(2)本掘進

2 ケ月を要して本掘進に必要な設備を施した後、坑内圧気圧を 0.6 kg/cm² として山留コンクリートを撤去し、本掘進を開始した。

当初、シールドの切羽に現われた地山は殆ど洪積粘性土で、湧水も少なく順調に掘進していたが、徐々に切羽下端に砂礫層が現われ、それに伴って湧水量が 80～90ℓ /min となり切羽の崩壊が見られた。このため坑内圧気圧を 0.95 kg/cm² まで上昇させたが、一時的には湧水量が減少したものの再び 700ℓ /min の湧水量となり、切羽崩壊がますますひどくなり、やむなく掘進を中止し補助工法を検討しなければならなかった。

図 14-1-3-7 に切羽湧水量の変化を示す。

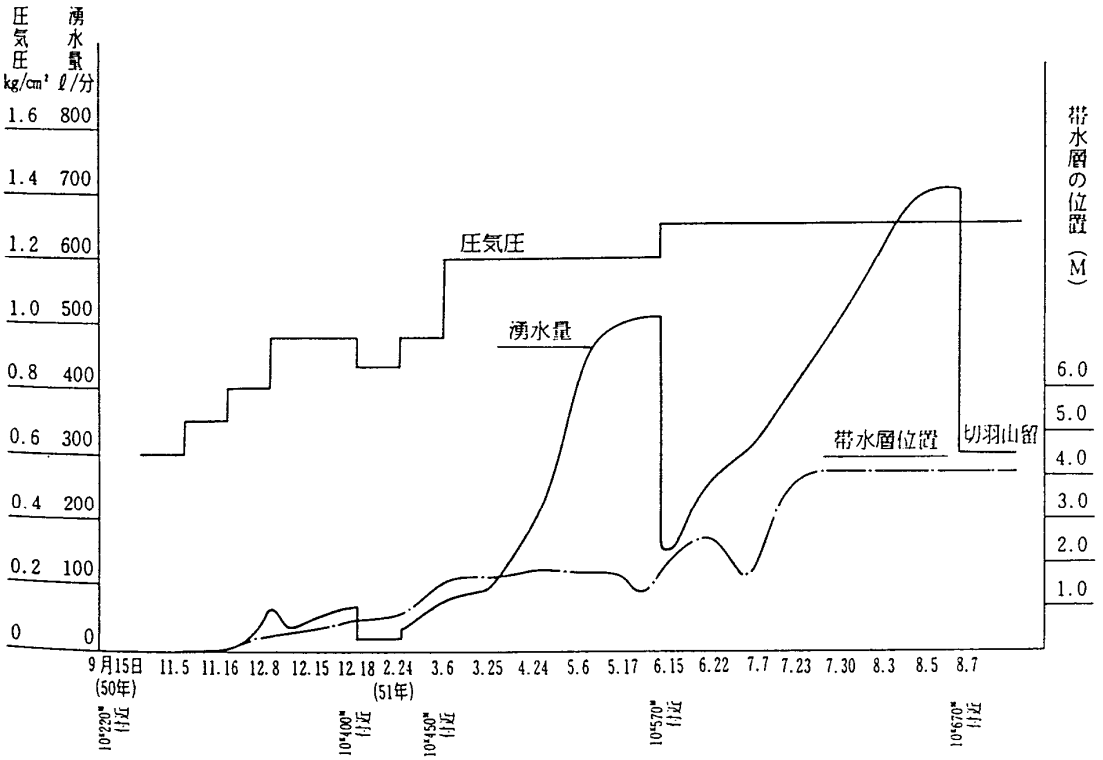


図 14-1-3-7　切羽湧水量変化図

(3)補助工法（湧水対策）

シールド掘進に伴う湧水対策の補助工法として、表 14-1-3-1 に示す 4 案について検討した結果、パイロット工法を採用することとした。

パイロットトンネルは、外径 1.8m、内径 1.6m の手掘式で、鋼製セグメントを使用し、

本シールド下段より発進し100m先まで先行掘進した。パイロットトンネルの平均掘進速度は10リング/日であった。パイロットトンネル内からの排水量は2t/minに達した。これにより本シールド切羽の湧水量は100ℓ/min前後に減少し地山も完全に自立した。

図14-1-3-8にパイロットトンネル施工図を示す。

表14-1-3-1　補助工法の比較

工法	圧気工法	薬液注入工法	水抜ボーリング工法	パイロットシールド工法
内容	1.5 Kg/cm以上	穿孔本数　40本 穿孔長　15～20m 注入量　15～20m³/m 穿孔及び注入日数　8日 （単位 60,000円/m³）	穿孔本数　1本 穿孔径　φ114.3 穿孔長　10m 排水量　380 ℓ/min 穿孔日数　8日 （単価100,000円/本）	手掘式 断面　内径　1,600㍉ セグメント数　200リング
検討事項	現在、坑内圧気圧は1.2～1.3 Kg/cmであり、切羽からの湧水量は700～800ℓ/minであり、切羽の崩壊、エアーブローも見られる。これ以上昇圧する事は噴発のおそれもある（発進部は土被り9m）。又労務管理上も問題である（当現場では圧気圧が1Kg/cm以下では1人も減圧症にならなかったが1.3 Kg/cmまで昇圧した事により現在までに10人の減圧症の発生を見た。すべて再生室にて完治）	シールド切羽下端より1.5m程の礫層で試験を行った。 一般に礫層部に懸濁液形LWを注入した場合、透水係数の変化は、1オーダ（10^{-1}cm/sec）程度難透水になるとされているが、今日の場合湧水量の低下状況（80ℓ/min → 10ℓ/min）から見て77×10^{-1}cm/sec→10^{-3}cm/sec程度に改良されたと推定されるが、線形（曲線半径450m）及び地質の状況からこれ以上の穿孔長は無理である。又、工費が約100万円/mと非常に高く経済的ではない。	地下水位低下工法として最も簡単な工法であるが、シールド機の構造上一定線以下の水位低下が不可能である。又、注入工法と同じで穿孔長が短かく、段取替が非常に多く、当工区での補助工法としては不適当である。	水抜ボーリング工法と同じ、地下水位低下工法であるが、次の様な利点がある。 1. 複雑な地質並びに帯水層の状態を正確に直接調査できる。 2. 地下水の排水効果が大きく、確実である。 3. 地質の状況により、パイロット内より薬注を行なう等、止水及び地盤の補強ができる。

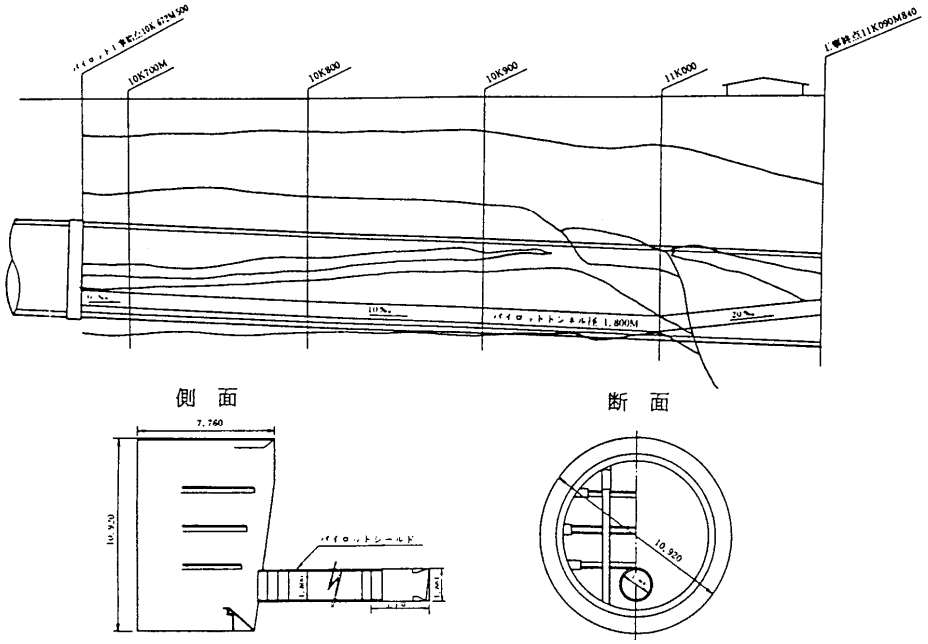


図14-1-3-8　パイロットトンネル施工図

(4)掘進の中止及び再着手

パイロットトンネルを先行させ、本シールド切羽の湧水を防止しながら順調に掘進したが、ルート上にある松岡冷蔵との協議が整わず昭和51年末にやむなく掘進を一時中止せざるを得なかったが、昭和55年になり一部ルート変更して再着手した。

シールド機械は、3年余にわたる時間経過と海水による腐食が甚だしく、全般的な整

備を行ない 6,000t の推力をもって再発進した。

その後坑内圧を 1.2 kg/cm^2 とし、パイロットトンネルを併用しながら 2 リング／日のペースで掘進できた。

(5)シールド到達

本シールドは、港湾施設の制約からやむなく品川埠頭桟橋下の海底部に設けたケーソントンネルに到達させた。

この付近の地質は軟弱なシルト層であり、かつ切羽上部にルーズな砂層が介在するとともに海底部に到達するため、切羽の安定、海水の浸水防止のため諸々の補助工法を検討した結果、盛土と薬液注入を併用した防護工を採用した。

設計は、防護工を将来とも存置することを前提として、圧気シールドの噴発防止のためトンネル上部に CCP（L=10m×192 本）及び厚さ 1m のカバーコンクリートを打設し、さらに側面には長さ 29m の鋼矢板で締切り、その内部に薬液注入を施工して地山の安定とエアーブローの防止を図った。また、既設護岸前面と内陸側には、護岸の補強、外海との縁切り、薬液注入の漏洩防止のため連続地中壁を施工した。更にパイロットトンネル内から追加の薬液注入を施工して無事到達させた。

(6)防護工

ア、既設構造物の防護工

旧国鉄大汐線及び東電重油タンクの防護工は、連続地中壁、アースアンカー、PIP 杭及び CCP 杭による縁切り工法を採用した。

図 14-1-3-9 に旧国鉄大汐線及び東電重油タンクの防護工図を示す。

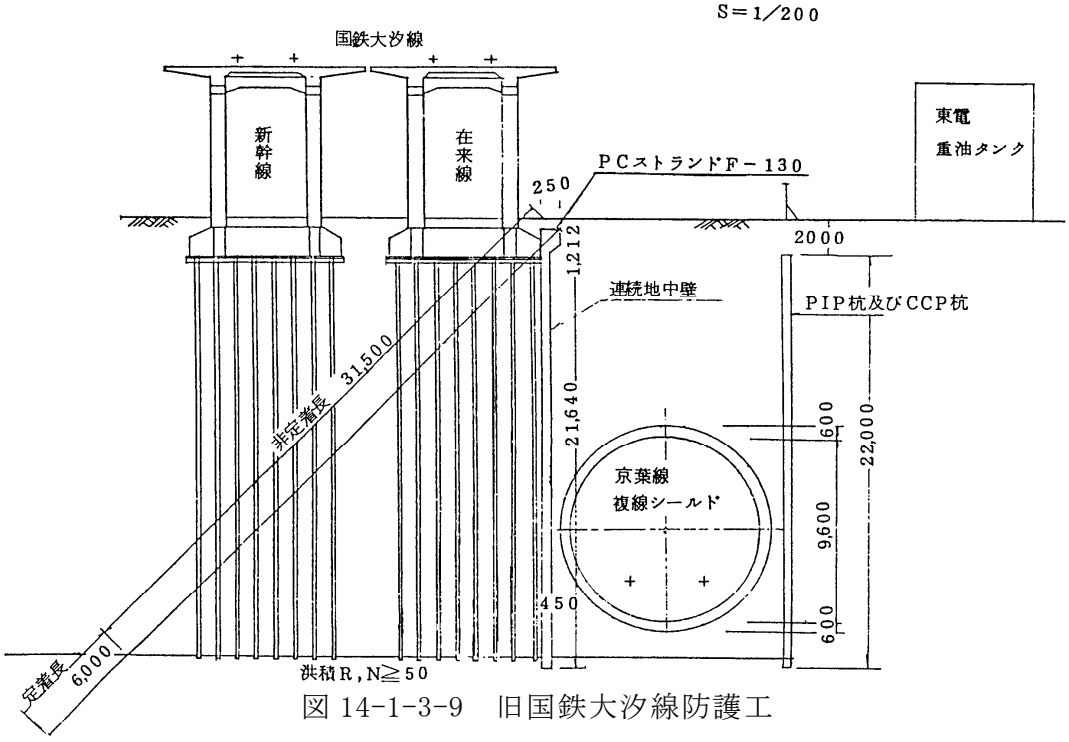


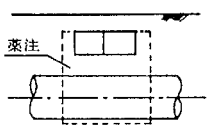
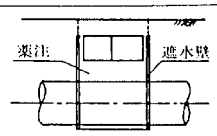
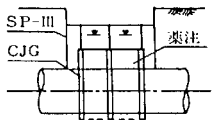
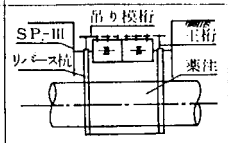
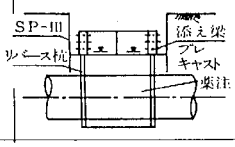
図 14-1-3-9　旧国鉄大汐線防護工

イ、東電品川火力発電所放水路トンネルの防護工

放水路トンネルは、幅 6.4m、高さ 3.0m の鉄筋コンクリート製 2 径間ラーメンボックスであり、昭和 34 年に構築されたものである。放水路の土被りは約 4.8m、シールドとの離れは最小 3.9m である。放水路の防護工は、表 14-1-3-2 に示すとおり種々検討の結果、薬液注入とジェットグラウトの併用工法で施工した。

図 14-1-3-10 に放水路の防護工図を示す。

表 14-1-3-2　放水路防護方法の比較

防護工法		概略断面図	支持方法	施工条件	利点	欠点	順番
地盤改良案	A 薬液注入案		地盤強化	通水中施工可能	1. 通水中の施工可能 2. 施工容易、短期間	1. シールド掘進に伴う多少の沈下の可能性あり	②
	B 薬液注入 ＋ ジェットグラウト		地盤強化 遮水壁による挙動制御	通水中施工可能	1. 通水中の施工可能 2. 施工容易、短期間 3. 注入効果確実	1. シールド掘進に伴う多少の沈下の可能性あり	①
	C 高圧特殊注入案		高圧注入による固結土柱列壁で支持	放水路の水位低下	1. 最小限の掘削で施工可能	1. ドライワーク 2. 中壁の穿孔困難 3. 漏気の懸念 4. 放水路のせん断破壊	③
アンダーピニング案	D 吊り桁案		横桁と上床版をボルトで締付け主桁で受けリバース杭で支持	放水路の水位低下	1. 水路の支持良	1. ドライワーク 2. 上床版の穿孔 3. 噴発の危険 4. 放水路のせん断破壊	④
	E 添え梁案		主桁を側壁に添えボルトで締付けリバース杭で支持	放水路の水位低下	1. 水路の支持良	1. ドライワーク 2. 側壁の穿孔 3. 噴発の危険 4. 放水路のせん断破壊	⑤

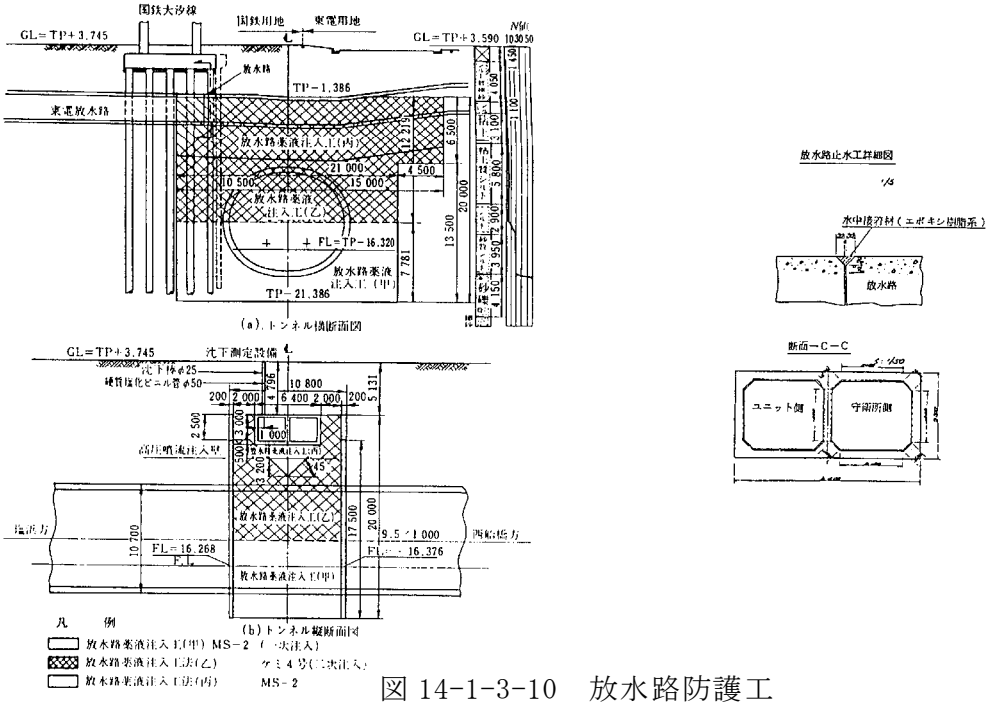


図 14-1-3-10　放水路防護工

ウ、日本通運燻蒸倉庫の防護工

燻蒸倉庫は、昭和 46 年に周辺住民の反対を押し切って完成させた近代的設備をもった輸入青果物（主としてバナナ）の燻蒸を行ない、月約 2,500t の処理能力をもった倉庫として稼動している。この倉庫は、青酸ガスを注入して燻蒸することから倉庫内は青酸ガス漏洩防止のため、ウレタン剤を塗布して防護し、気密式扉でその安全に関して細心の注意と最高レベルで管理されている。

図 14-1-3-11 に燻蒸倉庫平面図を示す。

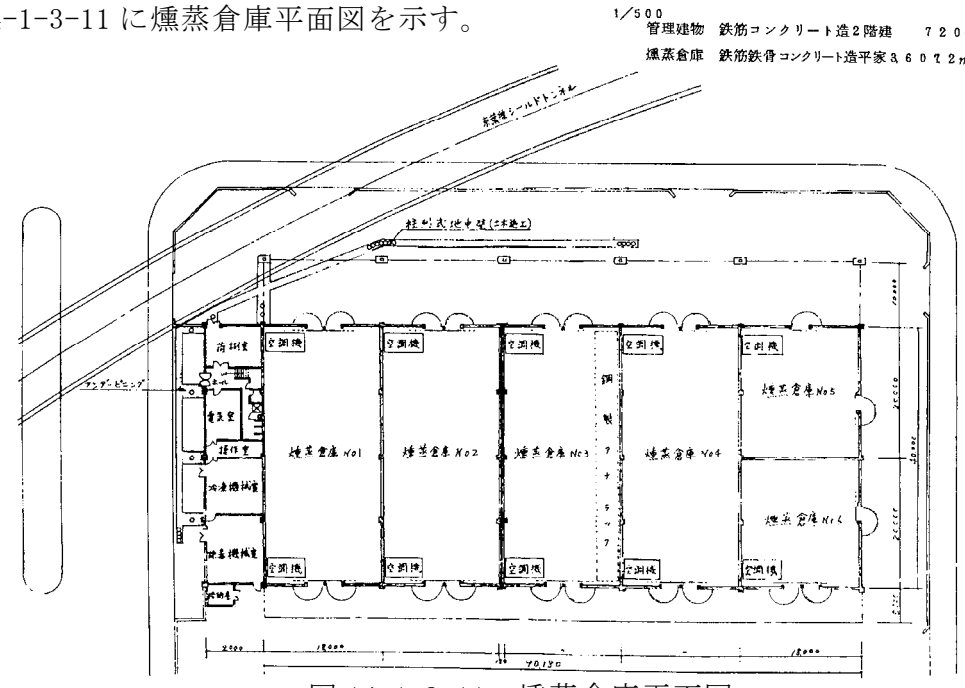


図 14-1-3-11　燻蒸倉庫平面図

シールドトンネルと燻蒸倉庫の離隔は、最も接近するところでトンネル外側から約 1.5m である。そのため、工事中及び完成後に種々の影響が倉庫建物に波及してくるものと予想され、猛毒ガスを取り扱っている関係上慎重かつ十分な対策が必要とされた。

このため、6 名の大学教授に調査研究を依頼、6 名は「日通燻蒸倉庫安全調査委員会」を結成し、昭和 50 年 3 月答申を出した。

この答申に基づき、現状のままでトンネルを掘削すると建物にどのような影響を与えるかを有限要素法（FEM）によって理論計算を行ない、地表面沈下及びその影響範囲を想定した。その結果、トンネル直上部で 58 ㎜、トンネルに最も接近した倉庫の隅角部で 40 ㎜の地表面沈下の予測となった。さらに地盤沈下の影響範囲はトンネル中心線からトンネル直径の 2～2.5 倍の範囲になり、想定スベリ面は 45 度の角度になることがわかった。

このため、防護工について種々検討した結果、柱列式連続地中壁によりトンネルと遮断する方法を採用した。

図 14-1-3-12 及び 14-1-3-13 に燻蒸倉庫防護工図を示す。

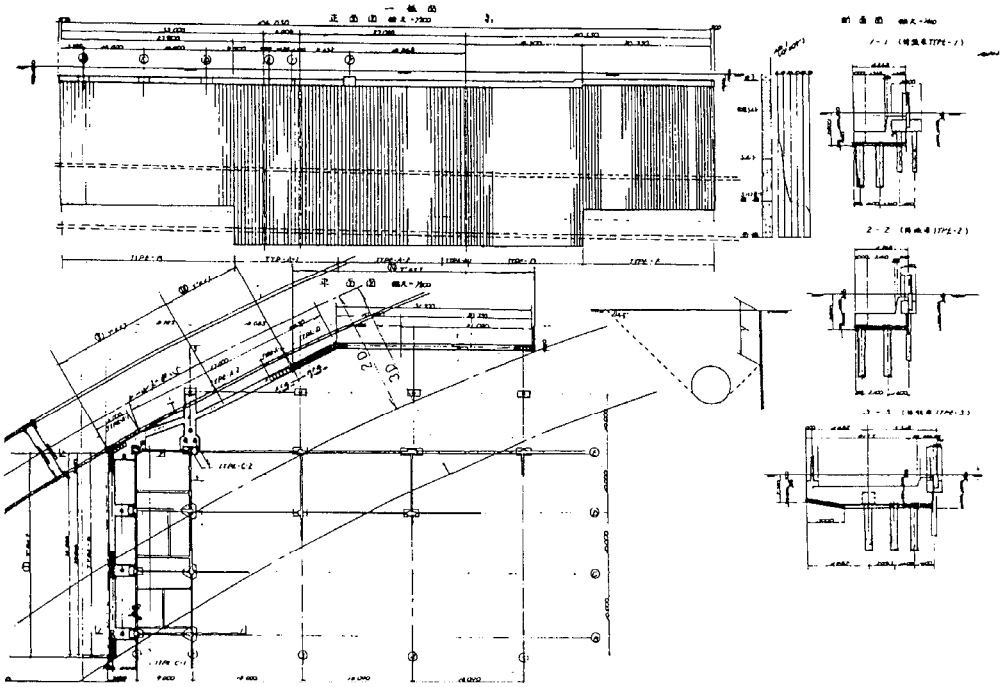


図 14-1-3-12　燻蒸倉庫防護工一般図

一方、燻蒸倉庫が万一変状してひびわれが発生し、青酸ガスが倉庫外へ漏洩する可能性があるため、燻蒸室内全面に漏洩防止剤（ゼニスコンパウンド）を塗布した。

床は、コンクリートのクラックにそなえるよう浮床方法を採用した。先ず在来床面にアスファルトルーヒング 35 kg品を敷込み､ゼニスコンパウンド 2mm を塗布のうえ、さらにアスファルトルーヒング 35 kg品を敷き､アスファルトコンクリート 50 ㎜で表層を固くするためベアコート仕上げとした。これはベースアスコンの空隙に特殊な添加剤を加えたベアコートミルクを約 20 ㎜浸透させて仕上げる舗装で、アスコン舗装に期待できない耐油性、耐薬品性及び変形に対する抵抗性が大きいものである。

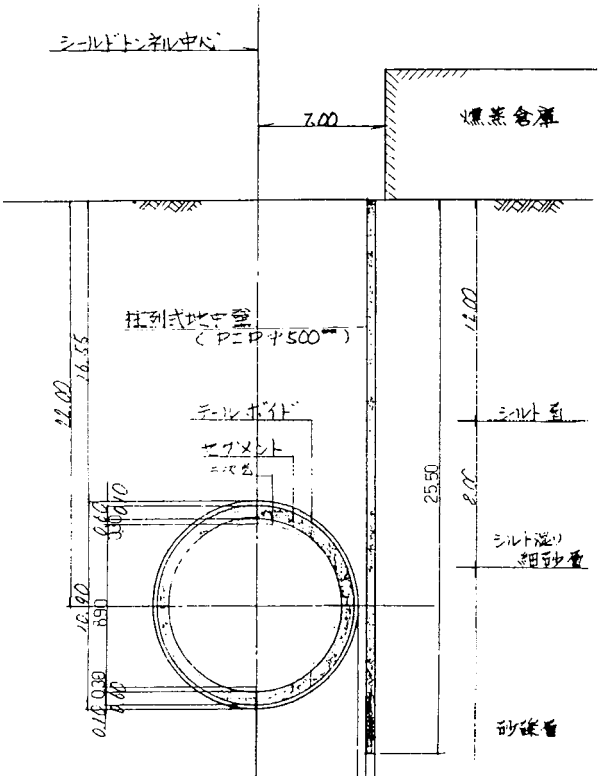


図 14-1-3-13　燻蒸倉庫防護工断面図

天井は、在来ウレタンスプレー、塩化ビニール系塗料の吹付けの上に二重にゼニスコンパウンド 1 ㎜を塗布した。

壁は、在来の化粧板及び巾木コンクリートを撤去して検査後、在来壁に二重にガス漏洩防止剤を塗布し、在来通り化粧板で防護した。また、壁のクラックに対して、コンク

リートに直接漏洩剤を塗布するより 1 クッションおいて浮壁にするため、「東レポリエチレンフォーム」4 ㎜をクッション材として使用し、さらにコーナー部は「ウレタンシート」を増し貼りし、コーナーのクッションに備えた。

以上の防護を行なった後、シールドトンネルの掘進を開始した。掘進にあたって、建物及び路面変状のレベル測定、監視を行なった結果、シールドが接近すると僅かに先行隆起し、シールド通過後急激に沈下して約 2 ケ月後には小康状態となり、最終沈下量は 11 ㎜で、建物及び路面への影響もなく無事トンネルを通過させることができた。

エ、松岡冷蔵庫ビルの防護

松岡冷蔵庫ビルは、昭和 35 年に建替えられた鉄筋コンクリート造の地上 6 階の建物で主に冷凍食品を扱う倉庫である。この建物とトンネルとの離隔は、最接近部でトンネル外側から 3.1m の位置にある。

防護方法は、作業スペース及び松岡冷蔵庫に与える営業損失等勘案し、地上直上部からの防護を断念し、パイロットトンネルからの薬液注入工法とした。

図 14-1-3-14 に松岡冷蔵庫防護工図を示す。

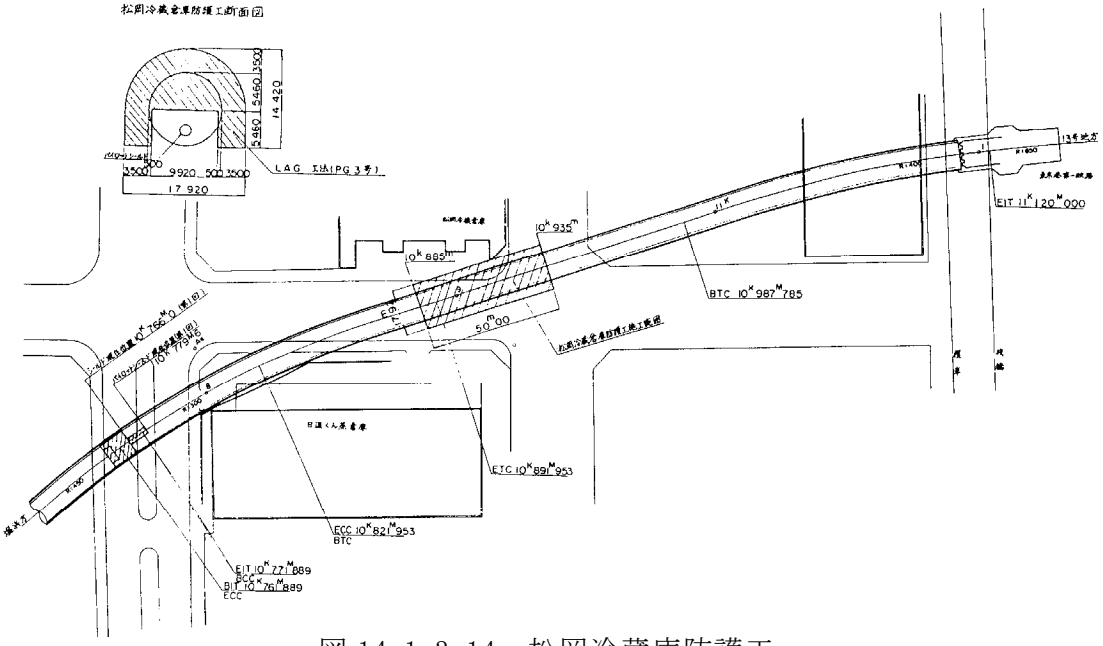


図 14-1-3-14　松岡冷蔵庫防護工

注薬液入工法は、パイロットトンネルからの上向き注入のため、ロット回りから薬液が逆流しないこと、確実に目的の範囲内に注入ができること、路上への隆起が少ないこと等に対応できる二重管ロット工法の LAG 工法によった。

薬液注入工は、パイロットトンネル内径 1.6m の狭い中での作業となるため、従来の注入機では注入孔の配置が複雑になることから、パイロットトンネル坑内から鉛直に注入可能なボーリングマシンを開発した。このボーリングマシーンは、油圧パワーユニット本体と操作盤からなり、さっ孔方向を鉛直断面内 360 度任意にできる構造とした。

注入範囲に使用したパイロットトンネル用のセグメントは、予め工場でさっ孔方向に合わせたソケットを取り付け、パイロットトンネル掘進時に組み建てた。また、ロッド長は狭い坑内でのロッド着脱を容易にするため、1本の長さ50cmの特殊二重管を製作した。更に、上向き注入となるため、ロッド着脱時に薬液の逆流を防ぐため一本おきに逆止弁付きロッドを使用した。

注入ピッチは、パイロットトンネルのセグメント巾が60cmであることから1リングおきの1.2mとした。注入ピッチについては、試験注入においても充分効果が期待できることを確認している。

注入順序については、平面的に見て地下水を改良範囲から追い出していくように原則として中心部から外へ注入した。更に、ロッド引き抜きについては 50cm/本を定量区間とし、10cmずつのステップで引き抜き注入とした。各ステップでの吐出量は、片液6ℓ/minで12ℓ /minとし、注入管の回転数は毎分8回転とした。注入機械は、工期、施工延長を考慮し6セット準備した。

注入圧は、上層から下層に向かって次第に高くなっている。上部粘土層（Dc2）において10kg/cm^2～15kg/cm^2、中間の粘土層（Dc1）、砂層（Ds2）は14～17kg/cm^2、下部砂礫層（Dg2）では、17～20kg/cm^{2}となっている。瞬結性グラウトを用いているため、ゲル化しつつあるグラウトを押し分けつつ注入されることから、必要な注入圧が余分に加えられ従来の工法より幾分高い圧力となっている。

注入効果判定試験結果は、注水圧は砂礫層で5倍、砂層2倍、粘性土層3倍であった。孔壁載荷試験（LLT測定）における地盤係数K値は、下部粘性土層（Do1）について6.9から11.3kg/cm^{2}と1.6倍、砂層は2.0から13.6kg/cm^{2}と6倍に、上部粘性土（Dc2）については3.6から12.5kg/cm^{2}と3倍になり、改良前の砂層が最も小さかったが、改良後においては各層ほぼ同一となり砂層における改良効果が最もあることがわかった。

エアーサンプリングによる一軸圧縮試験値は下部粘性土層（Dc1）については、2から3 kg/cm^{2}と1.5倍の強度の増加がみられた。また、砂質土は改良前の供試体ができなかったが、改良後は0.9 kg/cm^{2}の値が測定された。

以上の防護工を行なった後、シールド掘進を開始した。掘進にあたって、建物及び路面変状のレベル測定、監視を行なった結果、路面沈下量が9㎜程度で建物への影響は全くなかった。

一方、日通及び松岡冷蔵との協議経緯は次のとおりであった。

本工事は、当初平面線形上最も有利なR=600mの単曲線で品川埠頭を横断する計画で、東京コンテナターミナル及び外資3号上屋など可能なものは、事前に防護工を施した後、工事に着手したものであるが、当工区の後半に存在する日通品川倉庫との防護方法につ

いて協議の結果、当該倉庫はバナナを燻蒸するため劇薬であるシアン（青酸）ガスを使用しているため､倉庫を直接防護することは不可能であるとの結論に達した｡このため、倉庫全体を移設するかまたは、ルートを変更して倉庫を避けるか検討を行った。ルートを変更すると新たに松岡冷蔵の倉庫が支障することとなる。この間、日通とは移転についての協議も開始しているが、当時の金額で移転費用は数十億ともいわれたこと、よしんば移転と決まったとしてもシアンガスを使用する倉庫を移設する場所を見つけることは不可能であった。

このため、日通の移設は完全に諦め、松岡冷蔵との協議に入った。ところが、松岡冷蔵側は、燻蒸倉庫建設当時に周辺関係者共々反対運動をしたが、強引につくられてしまった経緯もあり、日通燻蒸倉庫が無くなる事を喜んでいた。また、日通が駄目だから、こっちにしたでは納得がいかない。俺（社長）の目の黒いうちは絶対に了承しない。ということで、精力的に協議を継続したが、了解を得ることが出来ず完全に暗礁に乗り上げてしまった。

その後、協議方法、ルート変更、防護方法等種々検討した結果、松岡冷蔵との協議をまとめることは不可能であるとの結論に達し、再度ルートを変更することとした。変更ルートは、日通倉庫に直接支障しないで、かつ松岡冷蔵の用地をぎりぎり避ける平面線形として施工することとした。

しかしながら、再着手にあたって松岡冷蔵を納得させることができなかった。このため、弁護士とも十分打合せのうえ将来裁判沙汰となっても不利とならないよう、用地境界より 50cm を確保出来る線形としてセグメントを構築した。

施工にあたっては、当該箇所に接近する寸前に松岡冷蔵に対して「貴社に対して、一切迷惑のかからない方法により行うので了知されたい｡」という趣旨の通知文を内容証明で送った。その後、坑内からの薬液注入の効果試験の際、当該倉庫前庭でボウリング孔より軽い噴発を起こし、関係者一同緊張状態となったが、さしたるトラブルもなく無事通過することができた。

結果的にはどうにか工事を完成することができたが、この協議のトラブルにより 3 年もの間工事を中止せざるを得なかったことは、都市でのルート選定、事前調査及び協議のあり方及び工事の発注時期等に問題を残した。

第 4 節　品川運河ケーソントンネル

1．工事概要

本工事は、大井埠頭と品川埠頭を結ぶ複線箱型トンネルである。このトンネルは、品川運河底に複線箱型トンネルを潜函工法により施工するもので、立坑を含めケーソン 6 基，延長 193m を締切り築島方式で施工した。

図 14-1-4-1 に品川運河工事全体図を示す。

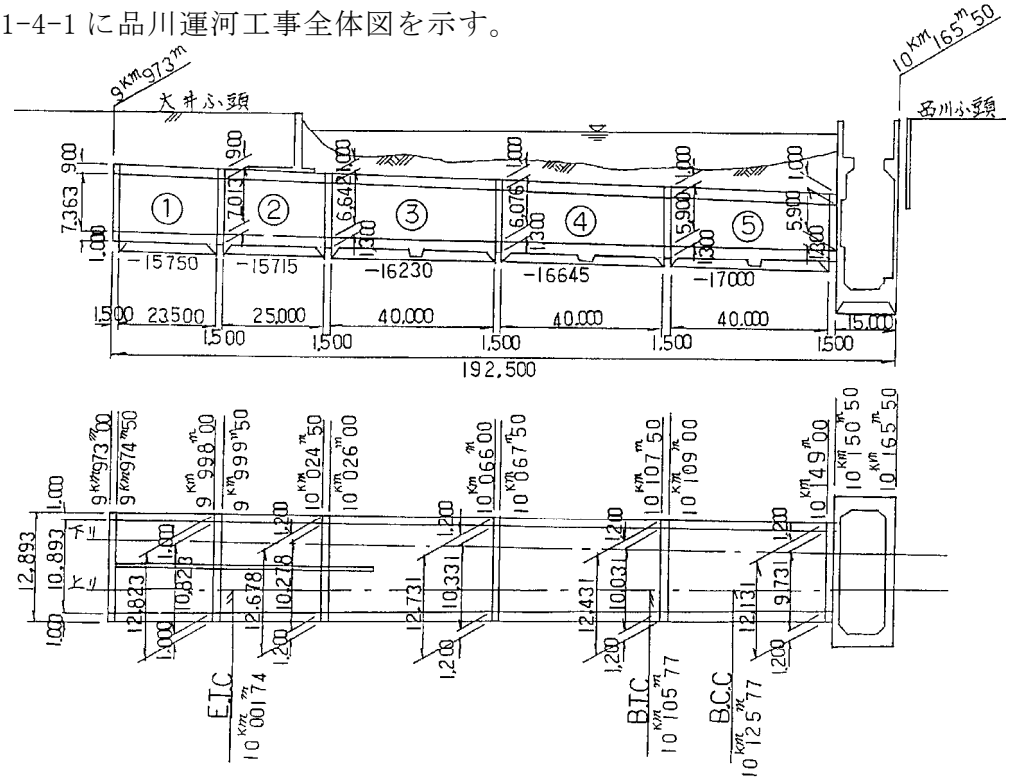


図 14-1-4-1　品川運河工事全体図

2．地質

大井埠頭内の埋立地は、4～6m の層厚の埋土が分布し、上部 2m は砂礫または砕石等が主体で、その下部は埋立時の吹き上げによる粘土、細砂が主体となっている。大井埠頭の旧海底面以下及び運河の中央部では、N 値 0～1 程度の極めて軟弱なシルト質粘性土が 11～17m 堆積している。

ケーソンの沈設位置は粘性土の真っ只中にあり、一軸圧縮強度は 1.0～1.5kg/cm^2 程度で過圧密状態である。

その下部は、洪積層の砂礫が T.P.-20～-22m 付近にほぼ水平に分布し、品川埠頭寄りは T.P.-14m 程度まで上昇している。礫径は 5～10mm 程度で N 値は 30～50 以上の密に締まった砂礫層となっている。この礫層の水位は、著しく低下しており、ケーソン下面より層厚 5～7m の沖積粘性土層の沈下が問題となる。

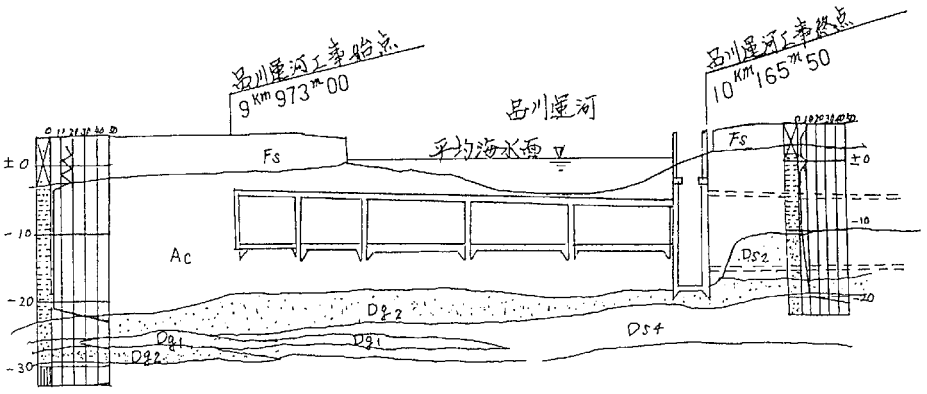


図 14-1-4-2　品川運河工事地質縦断図

図 14-1-4-2 に品川運河工事地質縦断図を示す。

3. 設計、施工計画

(1)設計

ケーソンの延長方向の寸法は、沈設の施工性、継手数及び航路幅等から最大 40m として 1 号函 23.5m、2 号函 25.0m、3～5 号函 40.0m、立坑 15.0m とし、継手部を 1.5m とした。

断面形状は、1・2 号及び 3 号の一部は中柱を設け、それ以降終点方は中柱のない断面となっているが、いずれも施工上の余裕として、幅、高さとも 10cm を確保している。また、上床、下床、側壁とも地耐力、地震時の浮き上がり等を考慮して厚めの設計となっている。更に刃口の中埋コンクリートも浮き上がりに対して考慮した設計となっている。

なお、3～5 号函は、40m と長いため中刃口を設けてネジレ等の変形を防止している。

(2)沈設計画

ケーソンの沈設順序は、品川運河の航路制限により 3 回に分けて 2 基づつ同時施工することとした。

1 回目　　3 号　　6 号　　航路は 4 号ケーソン上

2 回目　　2 号　　5 号　　航路は 4 号ケーソン上

3 回目　　1 号　　4 号　　航路は 3 号及び 5 号ケーソン上

図 14-1-4-3 に沈設順序図を示す。

(3)旧国鉄大汐線に対する防護

当工区は、旧国鉄線に極めて近接しているため、ケーソン沈下時の変状防止対策として、橋梁及び高架橋に対しアースアンカー工を施工した。

ケーソン沈下時、構造物周辺の土が乱された場合、横方向地盤係数の低下及び土圧の緩み等について検討した結果、設計荷重 100t/本のアースアンカーを運河部橋脚 2 基及び品川埠頭側の橋台 1 基に対してそれぞれ各 2 本、大井埠頭側の高架橋に対して 9 本取り付けることとした。

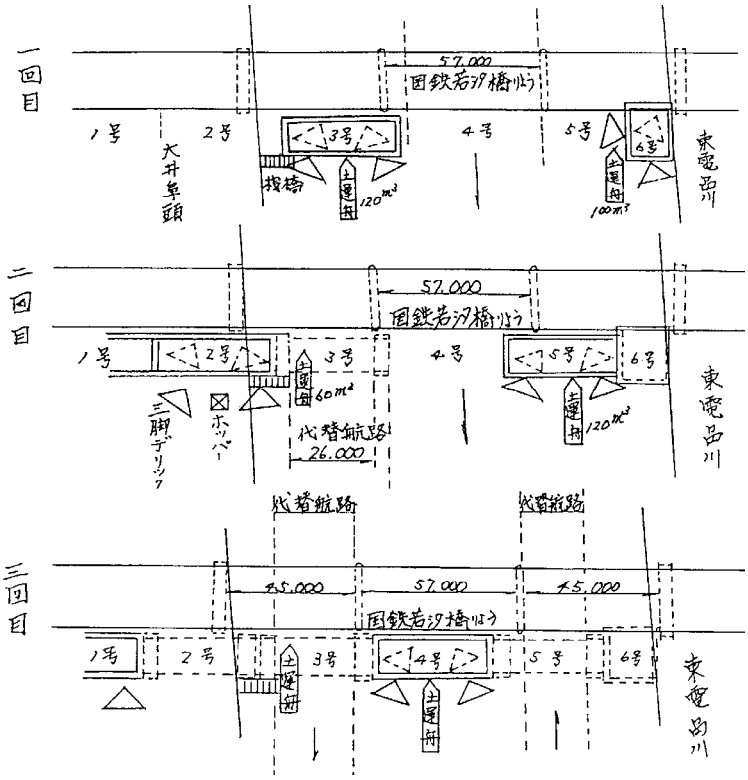


図 14-1-4-3　沈設順序図

設計引張力は 100t であるが、常時 100t の引張力を加えておくと地震荷重が加わった場

合、耐力が不足するため常時の引張力は設計値の 20%程度とした。

なお、アンカーは PC 鋼線を使用し、長さは 30～45m であり、定着長は 8m とした。

図 14-1-4-4 に旧国鉄大汐線防護工図を示す。

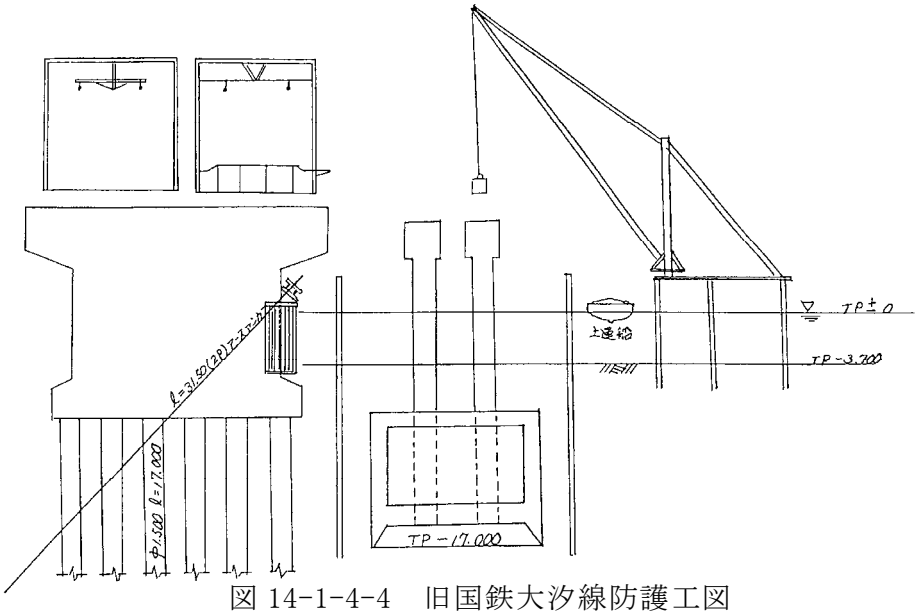


図 14-1-4-4　旧国鉄大汐線防護工図

構造物の変状測定は、構造物上に基準点、基準線を設置し、中心、水準測量を毎日実施した。また、構造物上には自記記録傾斜計を設置し、アースアンカーの定着部にはロードセルを取り付け測定した。

4. 施工

ケーソンの施工順序は、運河の一部をシートパイルで締切り築島し、ケーソンを構築して順次沈下させる、いわゆる締切築島式で施工した。

図 14-1-4-5 にケーソン施工順序図を示す。

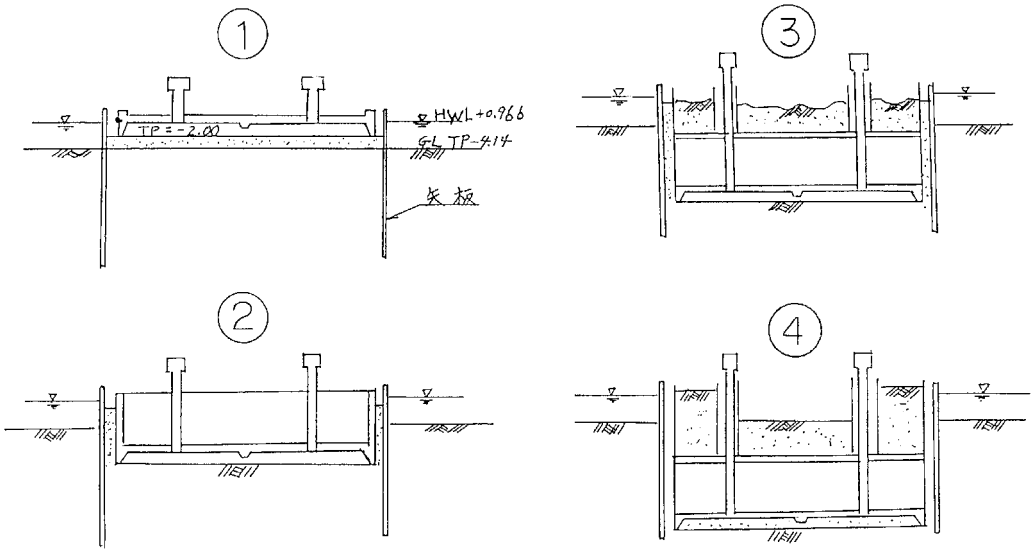


図 14-1-4-5　ケーソン施工順序図

以下、3 号ケーソンの施工例を記述する。

(1)締切築島

築島用シートパイル（YSP-VL=19m）をケーソン壁面より 1.5m 離れた位置に打込み、その天端を T.P.+2.0m とし、築島内の水を排水させ、ヘドロを 1～2m 除去した後、山砂を約 2m 投入して T.P.-2.0m の高さに据付け地盤を造成した。しかしヘドロと山砂が混ざり合い地耐力不足となり、混合土を取り除き新たに山砂を投入することで漸く所定の地耐力 12～15t/㎡が確保でき、刃口を据付けることができた。

このことは、海底地盤が予想以上に悪いことと締切りのシートパイルが一重のため、汐の干満によってシートパイルの継手からの漏水が激しく築島内をドライに保つことができなかったためである。このため、シートパイルの継手に薬液を注入するとともにウエルポイントとポンプによる揚水により対処した。

刃口の据付けにあたっては、支持面積の半分程度の皿板を敷き、マクラギによるサンドル（2×2m）を 8 基組立て、刃口金物を据付け、セントルを組立てた。

(2)コンクリート打設及び沈設

3 号ケーソンは面積が大きいことから作業室を含め 5 ロットに分割し、地盤の地耐力を勘案して打設順序を決定した。

先ず、作業室を構築した後、切梁を撤去し地耐力の許容内の第 2・3 ロットを打設した。コンクリート打設時の沈下は最大 30cm 程度となり、セントルの解体は 0.15kg/cm^2 程度の圧力で送気しながら行ったが、解体中不等沈下が 80cm になったため、内圧を 0.2～0.25 kg/cm^2 としてセントルの解体を完了した。

また、作業室は、ボイリングにより室内に土砂を吹き上げたため、掘削開始時には 95～120cm 程度自沈した。

約 3m 掘削後、第 4 ロット（側壁の残り）を構築し、さらに、1m 掘削後最後の第 5 ロット（上床版）の構築、防護コンクリートの打設、防護砕石の敷均し、土留シートパイルの建て込みさらにシャフトの建て込み等の最終的な艤装を行い、本格的な掘削沈下を開始した。沈下の進行は 10～15cm/日であったが、T.P.-14m 付近から荷重不足となり減圧沈下を行った。T.P.-12m 付近から終点方に砂礫が出始めたため、スベリ・転倒・不等沈下を考慮し終点方のサンドル 2 基を撤去して施工したが 25cm 程度の不等沈下が解消出来ず、終点方に 100t のインゴットを載荷して調整した。また、この砂礫の出現により摩擦抵抗が大きくなり、水荷重と減圧で沈下させた。最終沈下時の内圧は 1.35kg/cm^2 程度で、理論気圧の 2.2kg/cm^2 に対し約 60％であった。

なお、旧国鉄線若汐橋梁への影響もほとんど無く無事完了した。

(3)ケーソンの変状と修正

3 号ケーソンは、T.P.-14m 付近から沈下荷重不足となり減圧沈下を余儀なくされたこ

とと計画高さより 1.35m の地点で送気管のミスにより一気に減圧され、ケーソンが急激に沈下し、長手方向 44～59cm、短手方向 15cm 程度の沈下過大となった。このため、種々検討の結果、内圧を上げ、かつジャッキを併用しケーソンを上昇させることとした。

ケーソン等の下向き荷重は約 8,000t であり、さらに周辺摩擦力 1,130～1,700t（1～1.5t/㎡）が加わり合計 9,000～9,700t となる。

一方、上向き力は、圧気圧で約 9,200t として不足分を 50t ジャッキ 16 台（800t）で補うことで対処した。

作業としては、作業室全面に厚さ 90cm のベースコンクリートを打設し、ジャッキ 16 台とマクラギサンドル 12 基を所定の位置に設置した。次に刃口周りからブロー防止(砂、セメント、ベントナイト等）を行った後、内圧の向上、ジャッキアップ、サンドルの支持を繰り返し、所定の高さまで扛上する事ができた。

図 14-1-4-6 にケーソン修正段取略図を示す。

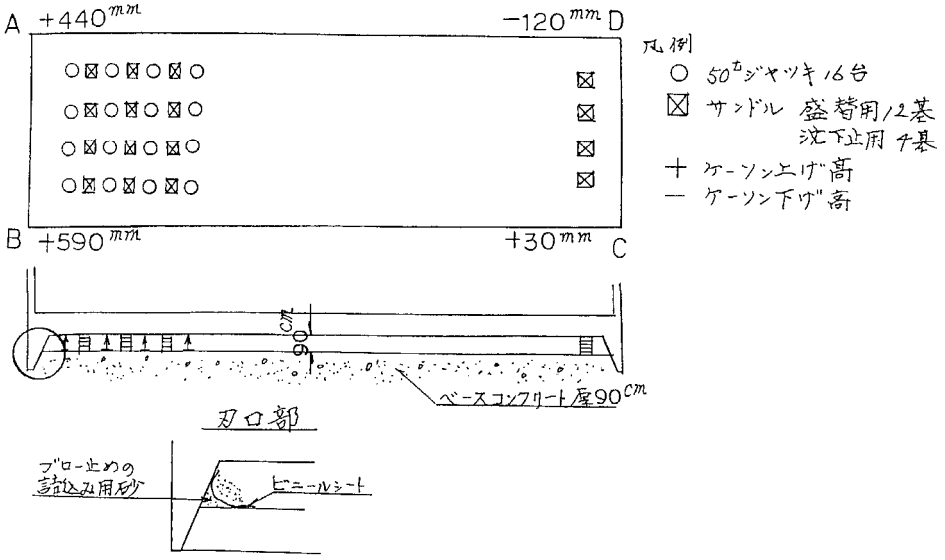


図 14-1-4-6　ケーソン修正段取略図

第 5 節　大井埠頭開削トンネル

1．工事概要

本工事は、品川運河ケーソントンネルと大井埠頭に新設された東京貨物ターミナル駅を結ぶ開削工法による箱型トンネル及び U 型土留を構築するものである。

この区間は、鉄道公団が旧国鉄東京第一工事局に連絡設備として施工委託したもので、その範囲は上り線 9k358m から 9k974m 間、延長 615m、下り線 8k016m から 9k974m 間、延長 1,957m の区間である。

2．地質

大井埠頭埋立地の造成は、昭和 36 年から着工し、北部から逐次南部に施工され昭和 44 年にほぼ完了したものである。地質縦断図に示す通り、旧海底面より 4～5m 位が浚渫

船による吹上げ埋立土で､その上 2～3m が都内よりの建設残土による埋立となっている。旧海底面下は沖積粘土層、洪積粘土層からなっており、非常に軟弱である。また、台場 T-2、交差部トンネル付近の中間層は、目黒川と立会川の河川敷にあたり、非常に不整層でかつ支持層の凹凸も激しい。

京葉線の施工にあたって、種々ボーリング、サンプリング等が行なわれたが、レンズ状の中間砂、砂礫層があり、ヒービング、湧水等の多くの問題を含んでいる。

図 14-1-5-1 地質図及びトンネル縦断を示す。

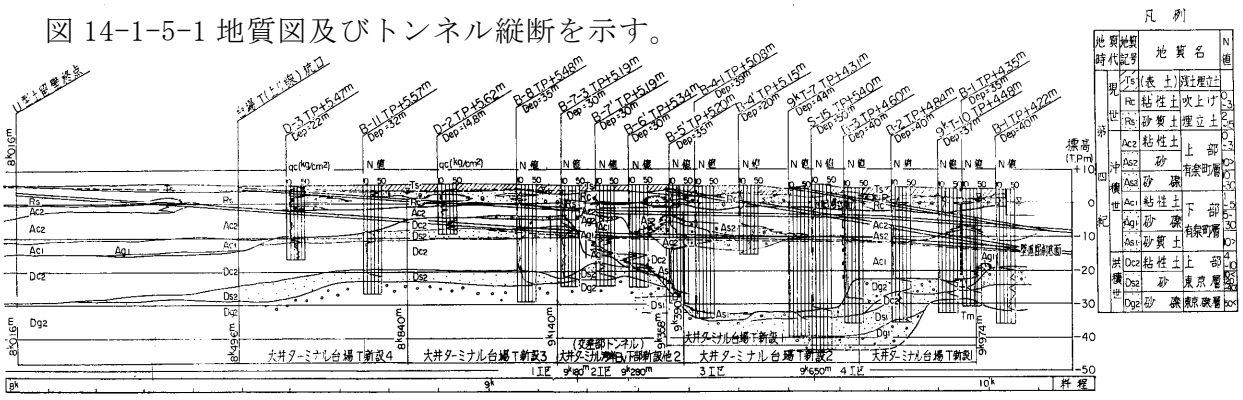


図 14-1-5-1　土質柱状図とトンネル縦断

3. 設計・施工計画

(1)京葉線の設計基準は次のとおりである。

設計速度　　：V≦85km/H

緩和曲線長　：軌道構造基準規程第 10 条

緩和曲線形状：サイン逓減法

実カント　　：計算カントの 70%（最大 105mm）

設計荷重　　：KS-18

設計水平震度：Kh＝0.25

道　　床　　：有道床

待避所　　：大型待避所は、若潮運河品川方に設けるので北部立体交差付近には設置しない。中型待避所は 150m 毎に設け、単線区間は塩浜起点から終点に向かって左側に設ける。小型待避所は設けない。

(2)トンネルの設計

トンネル縦断は、下り線 24‰、上り線 10‰とされたが、上り線トンネルが湾岸交差部 9k260m まで 2‰と制約されたのは、建設省の 100m 道路との交差地点において最小土被りを 25cm としたためである。

この区間は、品川運河方から、大井ターミナル台場 T-1、台場 T-2、交差部トンネル、台場 T-3，台場 T-4 の開削トンネルと U 型土留によって東京貨物ターミナル駅に接続されている（図 14-1-5-1 参照)。

トンネル断面は、複線及び単線断面であるが、上下線の縦断勾配とあいまって特殊な構造となっている。　図 14-1-5-2 にトンネル複線断面、図 14-1-5-3 にトンネル単線断面図、図 14-1-5-4 に U 型土留鉄筋コンクリート断面、図 14-1-5-5 にトンネル縦断略図を示す。

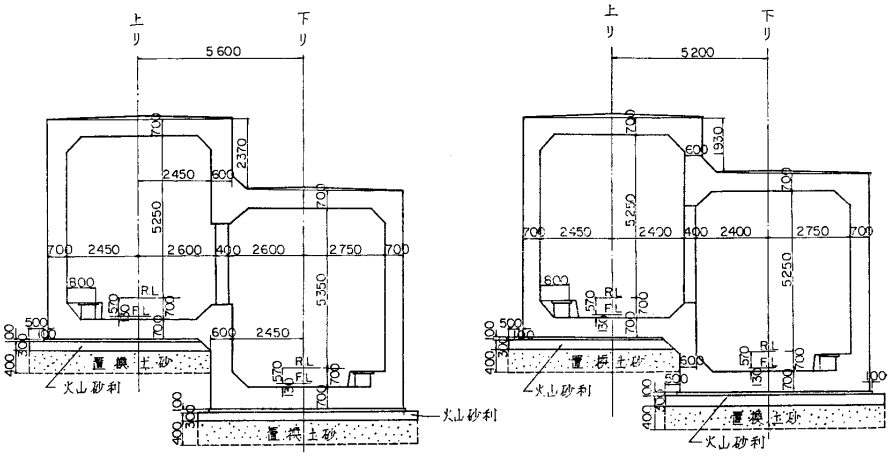


図 14-1-5-2　トンネル複線断面図

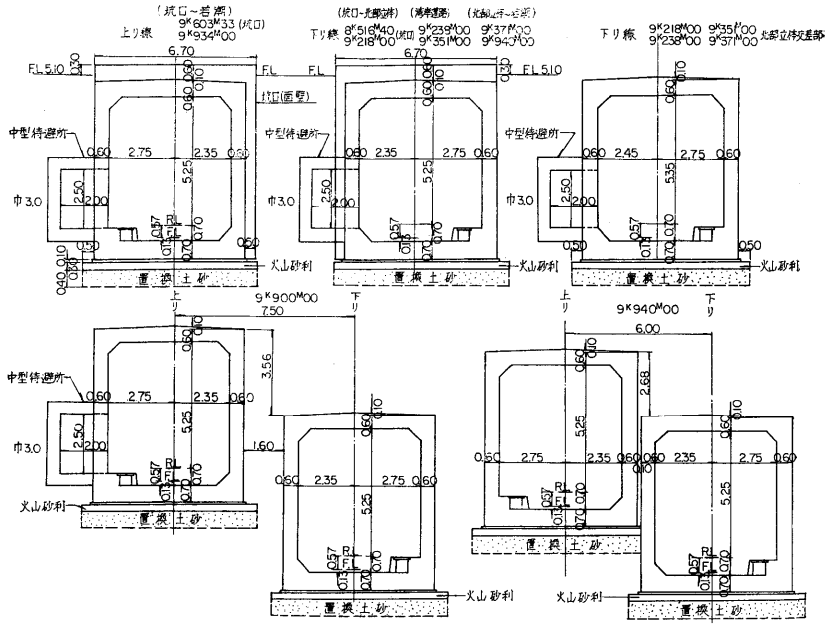


図 14-1-5-3　トンネル単線断面図

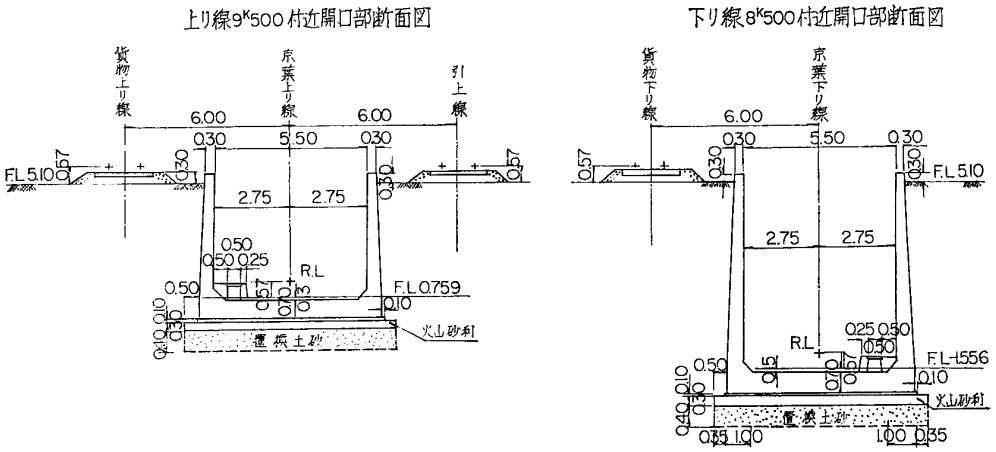


図 14-1-5-4　U 型土留鉄筋コンクリート断面

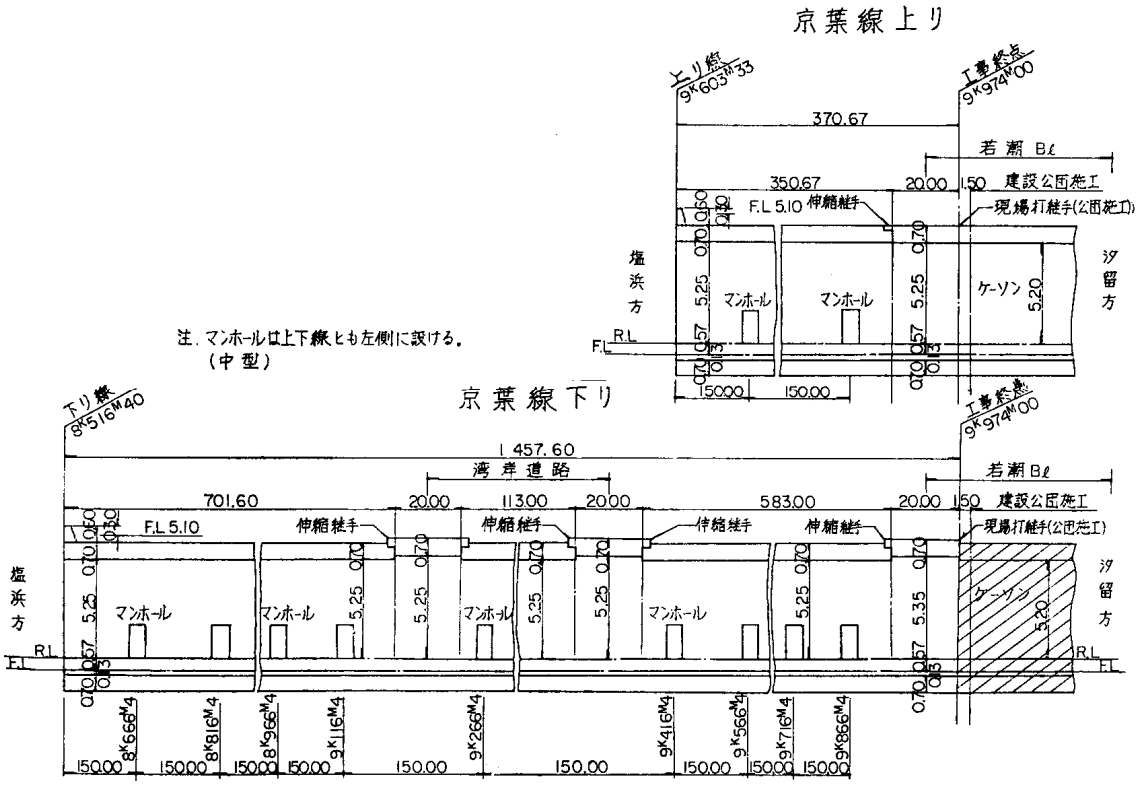


図 14-1-5-5　トンネル縦断略図

ア、台場 T-1

軟弱地盤中で地質も砂が不整層に入り乱れ、床付面まで 18m と深いため、種々施工法を検討した結果、全工区開削工法となった。

図 14-1-5-6 に単線施工終端部仮土留工設計図を示す。

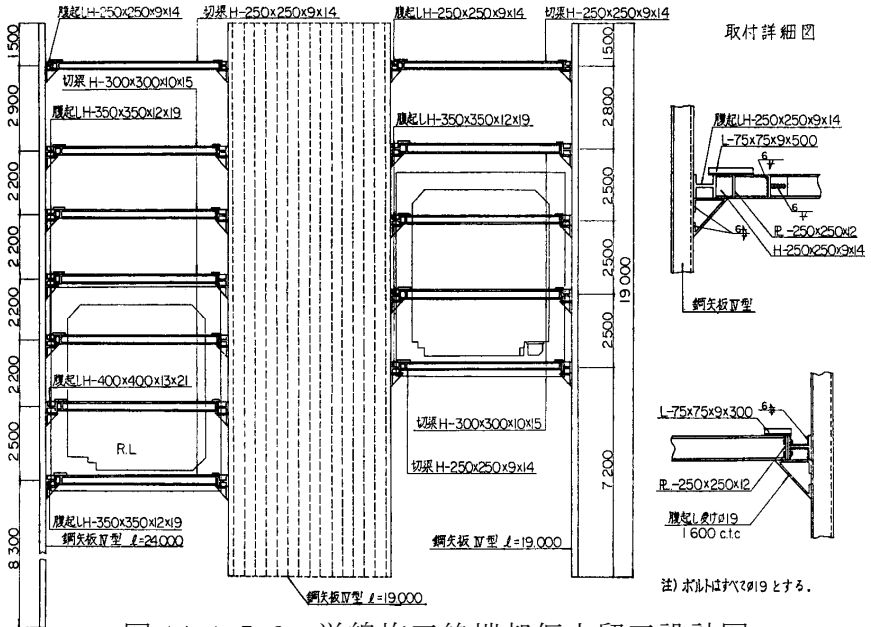


図 14-1-5-6　単線施工終端部仮土留工設計図

イ、 台場 T-2

土留は、鋼矢板Ⅲ型とし、一部 9k630m で東京電力放水路と交差するため土留部に PIP 杭を施工した。また、東電側でも放水路下の地盤強化のため薬液注入を施工した。

図 14-1-5-7.8.9 にトンネルと放水路の交差部の薬液注入図、ケミコパイル打設図、PIP 打設図を示す。

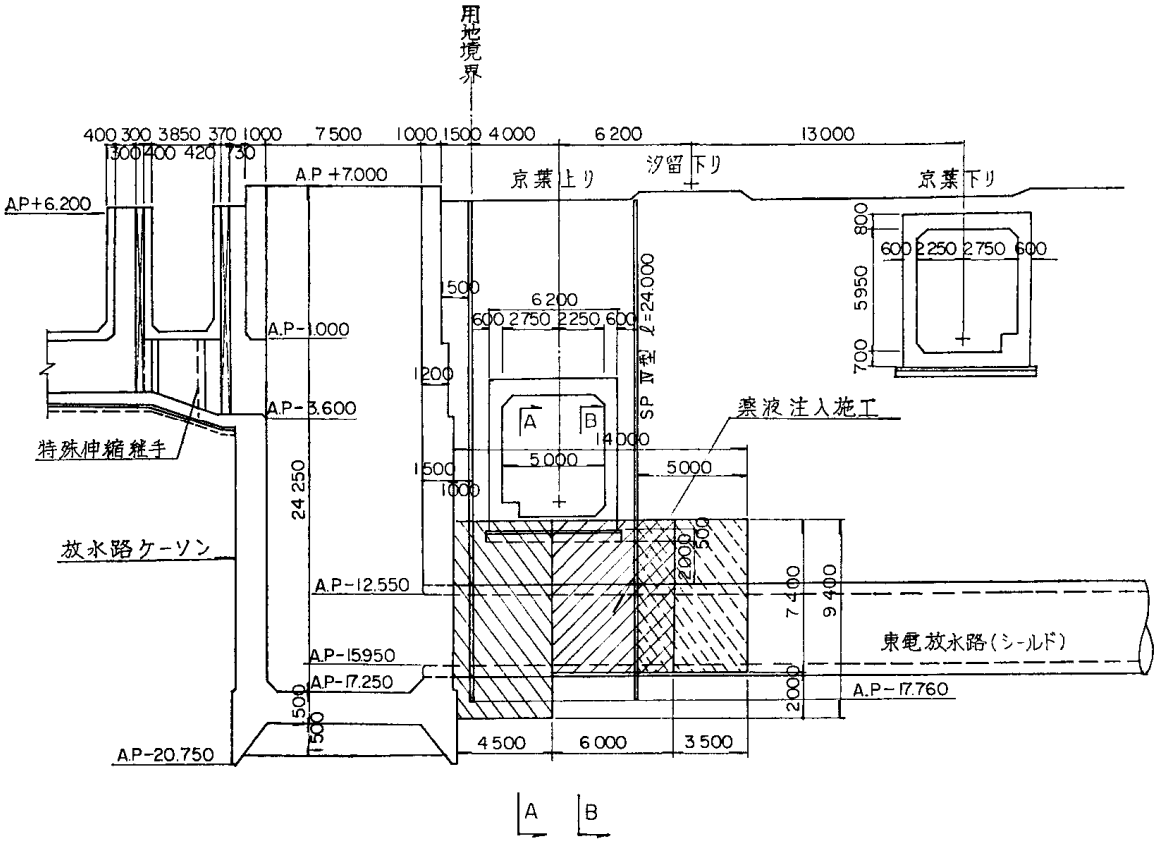


図 14-1-5-7　トンネルと放水路の交差部薬液注入図

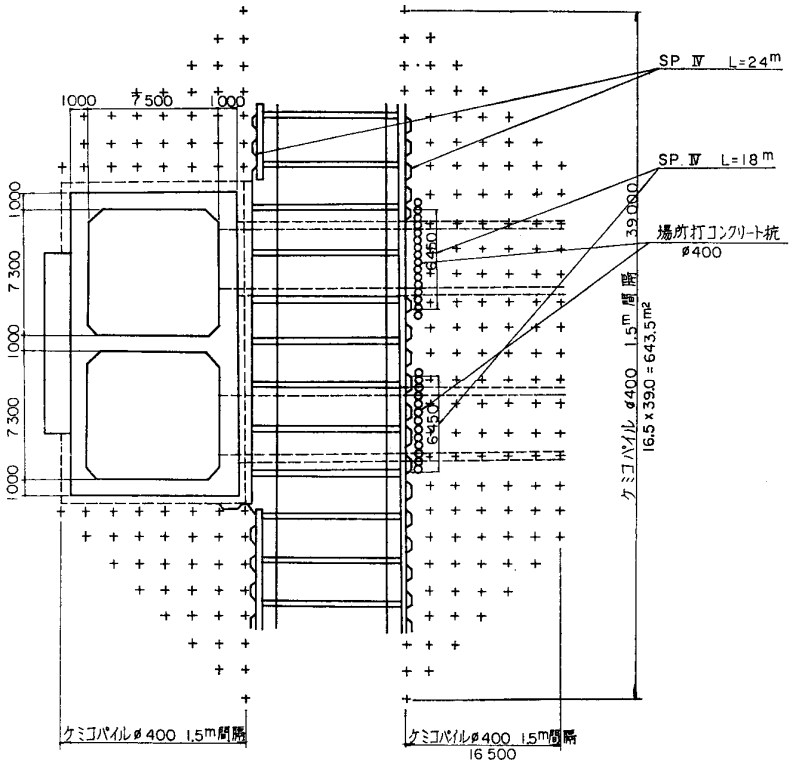


図 14-1-5-8　トンネルと放水路の交差部ケミコパイル打設図

ウ、交差部トンネル

湾岸道路との交差のため最小土被が 25cm と浅いことから、道路舗装面保護上トンネルに沓掛板の受台を設計し、同理由により構内側共同溝をトンネル上床板に直結した。

締切は鋼矢板Ⅲ型とした。

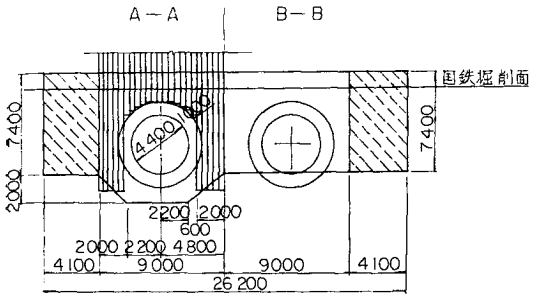


図 14-1-5-9
トンネルと放水路の交差部 PIP 杭打設図

エ、台場 T-3

台場トンネルの中で比較的地盤が良く、鋼矢板Ⅲ型による開削工法とした。

オ、台場 T-4

トンネル部と開孔部との境界に不等沈下防止のためケミコパイル工法を採用する鋼矢板Ⅲ型による開削工法とした。

4. 施工

東海道本線上り開業（昭和 48 年 10 月）に間に合うよう逐次発注し、台場トンネル開口部の残工事も含み、昭和 48 年 3 月 28 日、無事終了することができた。

しかし最初に発注した台場 T-1 及び台場 T-2 においてトンネルの異常沈下が生じたため､昭和 48 年 2 月トンネル側壁のフリクションカットの目的で PIP 工法により地盤強化工事を発注し､続いてトンネル下部の圧密沈下防止のため昭和 49 年 8 月 CCP 工法を発注した。

台場トンネルの最終しゅん功は、昭和 50 年 8 月 8 日である。

(1)土留工

土留工は、始点付近の複線断面区間では TAW（鋼管中詰コンクリート杭とモルタル杭交互施工）工法を採用し、その他は鋼矢板Ⅳ型により施工した。

TAW(Taisei、Auger、Well)工法は、場所打杭の造成の他に既製杭の建込み、立孔の掘削、土止め止水壁の造成等を目的としたオールケーシング工法であり、アースオーガーとバイブロハンマーの長所を生かしたバイブロオーガー機を用いて施工する工法である。

この工法は、バイブロオーガー機により無騒音でケーシングを所定の深さまで打込んだ後、オーガーを引抜きケーシング内にトレミー管を挿入し、モルタルを打込む鋼管中詰杭と、バイブロオーガー機によりケーシングを所定の深さまで打込んだ後、オーガー先端よりモルタルを圧注入しながらオーガーとケーシングを同時に引抜き杭を形成するモルタル杭との交互施工の連続土留壁である。

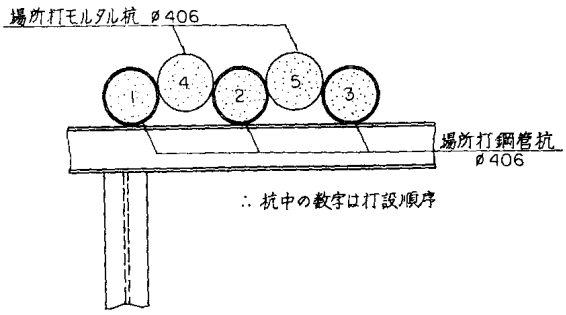


図 14-1-5-10　TAW 工法による場所打杭配置

図 14-1-5-10 に TAW 工法による場所打杭配置を示す。

本工法の特徴は次のとおりである。

①小口径のものから大口径のものまで施工できる（φ300～1200mm)。

②場所打ちの斜杭が施工できる。

③施工精度が良い（垂直精度が良いので単独杭の他、杭の柱列による連続土留め壁でも止水性が良い。これは、他の工法のようにオーガーだけで掘削するとオーガー軸の剛性が少ないので、抵抗の大きいところでは弱い方へ逃げて柱列杭の下部は乱杭となる可能性が大であり、止水性が期待できない。TAW 工法は、ケーシングとオーガーを併用していることから剛性が大きく、かつ一定方向に伝わる起振力により少量の玉石交じり砂礫層でも垂直に打込まれ、止水性の良い壁が施工できる)。

④周辺地盤に悪影響を与えない（オールケーシング工法であり、ケーシング中の土砂が完全にモルタルと置換してからケーシングを引抜くので、モルタルの圧力による孔壁の崩壊がない。又、サーチャージの大きい箇所、伏流水、被圧水のある地盤でも安全確実に施工できる)。

⑤小口径の場所打杭でも空打ちができる（素掘り工法で空打ちを行うと、孔壁が崩壊することがある。TAW 工法では、オールケーシング工法のため完全なる空打ち杭が施工できる)。

TAW 工法の専用機であるバイブロオーガー機は、減速機、起振機、ケーシングチャック等で構成されている。電動モーター式は機構が簡単で取扱い保守が容易であり、振動数及びオーガーの回転は一定になっている。油圧モーター式は本体がコンパクトになっており、保守取扱いは熟練を要するが、オーガーの回転数が0～20 rpm に振動数 0 ～2000rpm と無段階に変速することが可能であることから、地盤に適した回転数を選定し施工能率を上げることができる。

図 14-1-5-11 にバイブロオーガー機外形図を、表 14-1-5-1 に機械の諸元を示す。

表 14-1-5-1　TAW 工法使用機械諸元

	機械名	型式・性能	重量 (t)	(高×幅×長) 寸法 (m)	備考
主要機械	バイブロオーガー	日平 NVD-75-M 55kW	6.0	3.7×1.2×1.2	電動モーター式 オーガー回転数 20rpm 振動数 1,440cpm
		NVD-100-M 75kW	8.5	4.0×1.3×1.3	電動モーター式 オーガー回転数 18rpm 振動数 1,300cpm
		NVD-100-O 75kW	4.5	2.0×1.4×1.0	油圧モーター式 オーガー回転数 (無段可変) 0～38rpm 振動数 (無段可変) 0～1,600cpm
	パワーユニット	帝人	4.0	1.8×1.5×2.7	NVD-100-0型駆動用
	クローラークレーン	石川島 330AD リーダー 21m	49.0	21.5×4.7×8.4	15度斜杭打ち可能
		u-112級 リーダー 22m	50.0	23.0×3.8×11	
	トラッククレーン	リーダー 10m ウイリアムズ, ディガー	20.0	7.0×2.4×8.4	テレスコープリーダー型 ガード下4.5m施工可能
	杭打機	東都 D-22 リーダー 18m	27.0	19.5×7.0×7.5	レール式
		三菱 HF-40 リーダー 27m	35.0	27.6×7.7×9.3	レール式
付属機械・器具	グラウトポンプ	鉱研 MG-15H 11kW	0.6	1.0×0.6×1.2	吐出圧力 25～70 kg/cm² 吐出量 55～160 l/min
		鉱研 MG-30H 22kW	1.6	1.4×0.9×1.8	吐出圧力 25～60 kg/cm² 吐出量 150～350 l/min
	モルタルミキサー	PM-8 3.7kW×3	1.0	1.5×1.1×3.0	230 l×3連
		PM-23 7.5kW×3	1.9	2,26f×1,375 ×4.0	650～720 l×3連
	骨材計量機	日本度量衡 自動, 二種, 個別 0.8t×2連	1.5	1.5×1.4×1.5	
	補助クレーン	8～10t			施工条件により選定
	ケーシング	丸型 φ400～1,200 mm		——	市販の鋼管（規格品） 溶接継加工により長さ自由
		角型 400～600 mm		——	(角型に加工) 溶接継加工により長さ自由
	オーガー	φ400～1,200 mm		6.0	標準品 6m 異型 3m, 2m, 1m
	オーガーヘッド	φ400～1,200 mm		0.4～0.6	普通型……一般土質用 サンダーバード型…… ……礫, 土丹層用
	その他			——	ベルトコンベヤ 溶接機

(2)土留工の施工

TAW 工法による場所打杭施工順序は、次のとおりである。

①施工現場の諸条件により選定されたバイブロオーガー及び杭打機にオーガーケーシングを装着し、杭施工位置に本体を据付ける。次にケーシング先端より少し出ているオーガーヘッドの先端部を杭心に合せてケーシングを据付ける。

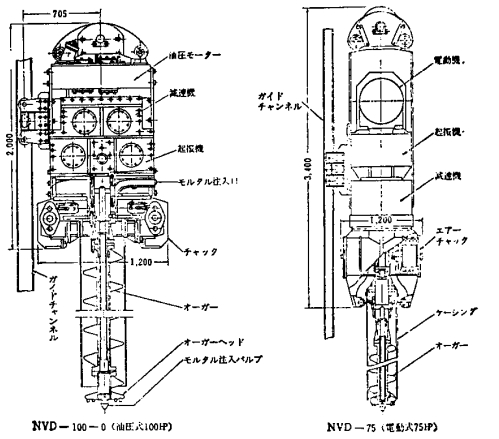


図 14-1-5-11 バイブロオーガー機外形図

②ケーシングをトランシットにより垂直度を見ながらオーガーを回転して掘削を開始する。地表部の貫入抵抗の少ない所は、オーガーの回転とバイブロオーガー本体、ケーシング等の重量効果により振動をかけなくても十分掘削できる。抵抗が多くなって貫入速度が遅くなり始めたら、振動機を起動すると容易に貫入できる。ケーシングを貫入していくと、掘削土砂はオーガフライトに乗って上にあがってケーシング上部にある排土口より排出される。所定深さまでケーシングとオーガーを継足しながら掘削する。

③掘削が所定の深さまで終了した後、バイブロオーガー機のチャックよりケーシングのみを切り離し、オーガーを引上げる。引上げる際、オーガーの羽根の間に土砂が乗ったまま引抜かれる。これを人力により取除きベルトコンベアにてダンプに積込み搬出する。

④スライムを特殊バケットでさらってからトレミー工法によりモルタルを打設して完了となる。　図 14-1-5-12 に施工順序図を示す。

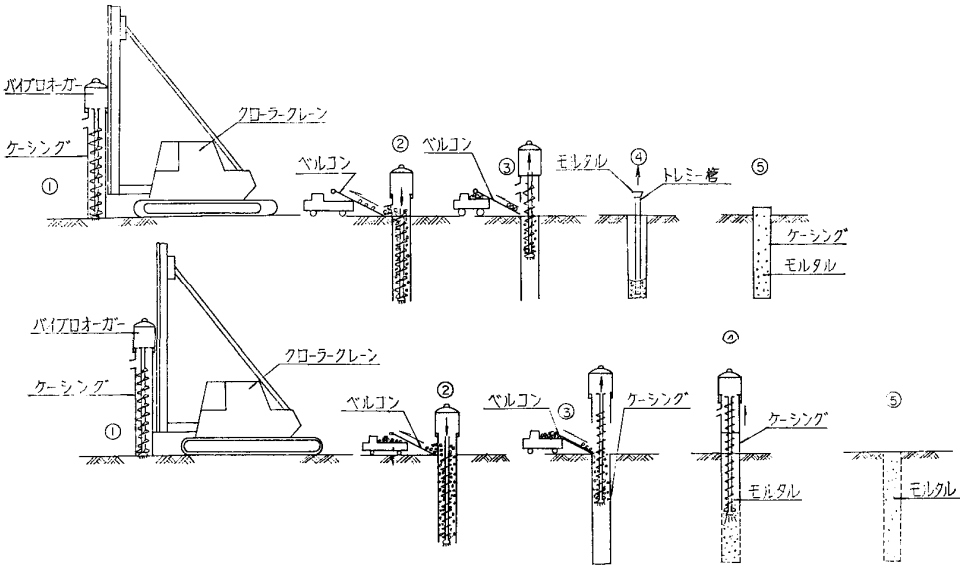


図 14-1-5-12　TAW 工法による場所打杭施工順序

(3)土留壁の一部崩壊

土留工としては、鋼矢板Ⅳ型 L＝7m～24m、場所打鋼管コンクリート杭（φ＝406mm、L＝30m）及び場所打モルタル杭（φ＝406mm、L＝30m）を交互に施工した。

土留壁が一部崩壊した部分は、TAW 工法で施工した鋼管杭とモルタル杭の交互施工区間である。

ア、事故当時の現場状態

崩壊現場は非常に軟弱なため、近接する貨物線及び新幹線（若潮高架橋新設工事）の盛土区間の地盤改良として、H＝6～7m、延長 55m、約 6,500m^3の載荷盛土を施工して圧密沈下を促進中であった。

載荷盛土区間の掘削深さの限度は、GL-5m として昭和 45 年 8 月 11 日に施工中止命令が出されていたが､東京電力洞道工事のため昭和 46 年 1 月までにく体の完成が必要となり、再着手をかけて掘削を再開し、トンネル下を掘削中に崩壊事故が発生した。

イ、事故発生までの作業経過

①場所打鋼管コンクリート杭及び場所打モルタル杭施工
（昭和 45 年 5 月～8 月 7 日）

②載荷盛土施工（昭和 45 年 6 月～8 月 15 日）

③トンネル掘削 GL-5m まで（8 月 15 日）

④2 段支保工完了、引続き下段掘削開始（10 月 6 日）

⑤載荷盛土外側に幅 3cm、長さ 40m のクラック発生（10 月 8 日）

⑥2 段支保工の腹起しに変形発見（10 月 10 日）

⑦3 段支保工完了、載荷盛土中央部にクラック発生（10 月 20 日）

⑧載荷盛土中央部クラック拡大のため 1,200m3 の載荷盛土撤去指示（10 月 25 日）

⑨5 段掘削開始（10 月 29 日）

⑩載荷盛土 1,200m^3の撤去完了、3 段支保工に切ばり 3 本補強（10 月 30 日）

⑪10 月 30 日、23 時崩壊事故発生

崩壊の状態は、地表より-15m の位置にある鋼管杭の継手部が切断され、内方に約 1.5m 押出され、杭天端が約 0.5m 沈下、外方に約 1.2m 後退し、土留壁背面の地山が最大深さ 2m 奥行 14m 延長 40m の半円状に陥没した。

図 14-1-5-13 に陥没略図を写真 14-1-5-1.2.3 に陥没状況を示す。

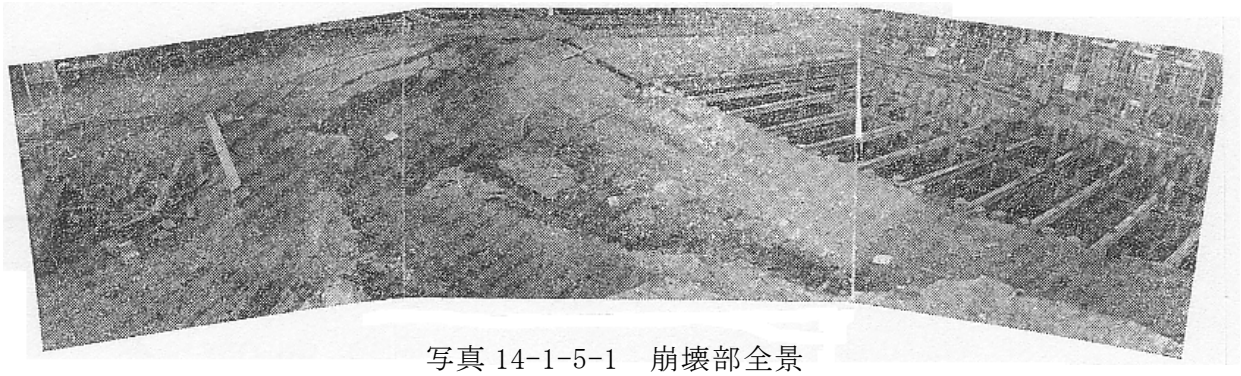


写真 14-1-5-1　崩壊部全景

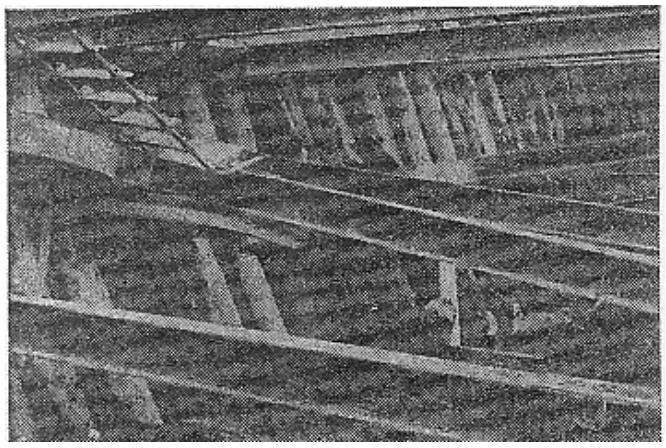


写真 14-1-5-2　支保工破壊及び T.A.W 杭の変状

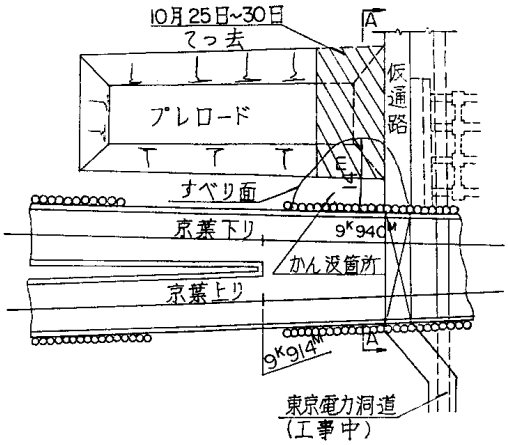


図 14-1-5-13　陥没略図



写真 14-1-5-3　崩壊部埋戻し跡

ウ、考察

①地質が海底下の沖積粘土層（N 値＝0～4、粘着力 C＝0.5kg/cm^2）で含水比が高く、ヒービングの滑り面となった。

②載荷盛土の施工により圧密された地山は変形を受けて弱点となり、なお掘削の進行に伴い砂質土層が脱水され、急速に圧密されたため地山にクラックを発生させ土圧を増大させた。

③崩壊時点の水位は GL-6m で、水圧を考慮に入れて土圧の計算をした場合強度不足となった。

④切ばり支点は変位がないものとして計算しているが、各点の変位を考慮すると危険となる。

⑤切断された所の鋼管コンクリート杭継手部の引張試験を行った結果、2,800kg/cm^2～3,600kg/cm^{2}となり、現場溶接付近が母材より弱くなっていた。

⑥工期がないために掘り過ぎたことやショベル等による地山の破壊により、掘削面の受動土圧が減少したこと等が崩壊の原因と考えられる。

エ、事故処理

①崩壊箇所は、直ちに良質土で埋戻しを行った。

②残存する載荷盛土は、直ちに撤去した。

③崩壊箇所の鋼管コンクリート杭の山側にケミコパイルを施工し、地盤の粘着力の増加を図った。

④鋼管コンクリート杭の山側 1.5m の位置に長さ 30m の鋼矢板Ⅳ型を打込んだ。

⑤掘削の着手時期は、埋戻し完了後 3 ヶ月以上とし掘削面の安定を図った。

以上の処理により昭和 46 年 5 月に無事完了した。

オ、反省

想定された事態に対し検討不足であったこと、変状が表れたにも係わらず掘削を続行し、補強対策が後手になったこと、工事区及び業者間の指示・連絡確認の不徹底並びに軟弱地盤の施工に対しての安全感覚にズレがあったなどが反省点である。今後、類似する工事を施工する場合は十分これらを検討しなければならないと痛感した。

(4)トンネル側壁の押抜きせん断による部分破壊

単線部の終点付近において、切ばり撤去により側壁に押抜きせん断（パンチングシアー）による部分破壊が発生した。

ア、パンチングシアーの発生までの作業経過

この区間の上下線構築の間隔は約 2m であり、高低差は約 2.5m となっている。

切ばり撤去は、下り線上床天端まで埋戻しが完了した時点より作業に入ることとし、撤去は下段より上段へと進めた。まず、トンネル内部の切ばり B、D を切断、次に A、C を切断したところパンチングシアーにより破壊が生じた。

図 14-1-5-14 に支保工切ばり撤去図を示す。

イ、考察

図 14-1-5-15 に示すとおり、切ばり A、B、C、D を撤去したことにより土圧が切ばりに集中荷重として作用したこと、また、上下線間の切ばりの残留ひずみが合成され側壁が押抜きされたと思われる。パンチングシアーについては、切ばりの切断を片押し作業しないように計画し、切ばりにどのように転荷するかを検討した。また、軟弱地盤中の施工についてはきめ細かい注意をしながら作業を行うことが大切である。

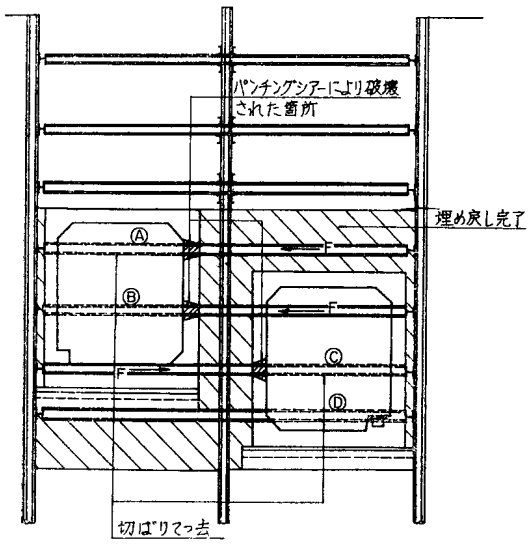


図 14-1-5-14　支保工切ばり撤去図

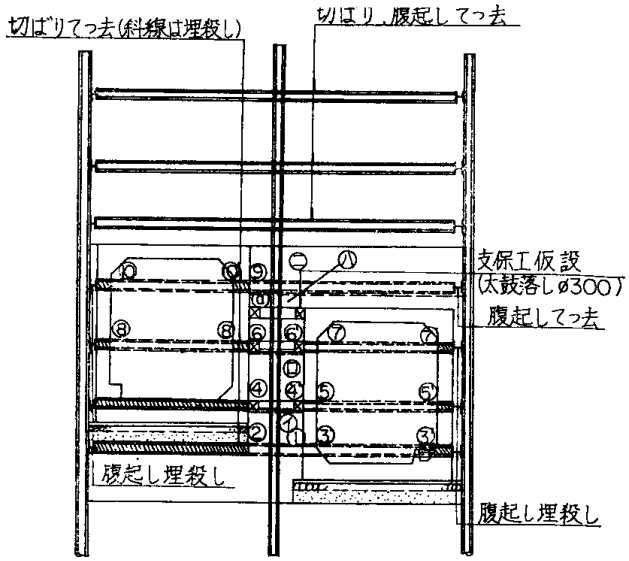


図 14-1-5-15　検討後の支保工切ばり撤去図

ウ、破壊箇所の対策と復旧

①支保工撤去を停止した。

②埋殺し切ばり及び側壁の応力測定

③上下線間の埋戻し土砂が転圧不足のため中埋め土砂を撤去し、φ300 ㎜の太鼓落しで支保工を仮設した。

④構築背面の腹起しが埋殺しのため土圧が腹起しに伝達され、側壁に線荷重として作用すると考えられる。土圧を側壁全面に作用させるため、土留工と側壁背面の間に必要強度（12t/m^2）以上の強度のシルトモルタル（20t/m^2）を注入した。

エ、補強方法

側壁破壊箇所は、外壁をハツリ在来の鉄筋に補強鉄筋を溶接し、厚 50cm のコンクリートを打設した。なお、補強コンクリートを行わない箇所はエポキシ樹脂系の接着材を注入し、鉄筋（φ22）の縫い合わせによる補強を行ない内壁をハツリ、モルタル仕上げとした。

(5)事故以後の他区間の施工方法

パンチングシアーは、切ばりの切断順序及び上下線間の埋戻し土の転圧不足によることが原因と考えられ、切断の順序を検討のうえ行ったところ側壁の破壊は発生しなかった。

図 14-1-5-15 に検討後の支保工切ばり撤去図を示す。

(6)埋戻し

開削工法で軟弱地盤を深く掘削して埋戻しする場合は、掘削時と同様に支保工撤去との関連性を十分把握することが大切である。掘削は埋戻し時に比べ慎重に施工を行う傾

向にあるが､軟弱地盤における切ばり撤去は､土留工背面の地山をゆるめる結果となり、掘削時よりもむしろ土圧を増すことから、構造物に悪影響を及ぼす大きな原因となるので、埋戻しは良質な材料を使用し、転圧を十分に行い受動土圧が得られるように努め、埋戻しの重要性を認識し慎重な施工を行うことが大切である。

5. トンネルの沈下現象

沈下の最も激しいのは 9k580m～9k800m 間で、昭和 45 年 2 月着工し 46 年 12 月にしゅん功した区間である。

9k600m 付近では、トンネル床付面が砂層であること、東京電力の放水路函渠施工に伴い薬液注入により地盤強化を行っていること、また、9k800m 付近では、床付面下の粘土層の深さが比較的薄いこと､土留が TAW 杭の埋殺しになっていることから沈下が少なく、この両者の中間が大きく谷形に沈下した｡図 14-1-5-16 にしゅん功後の沈下状況を示す。

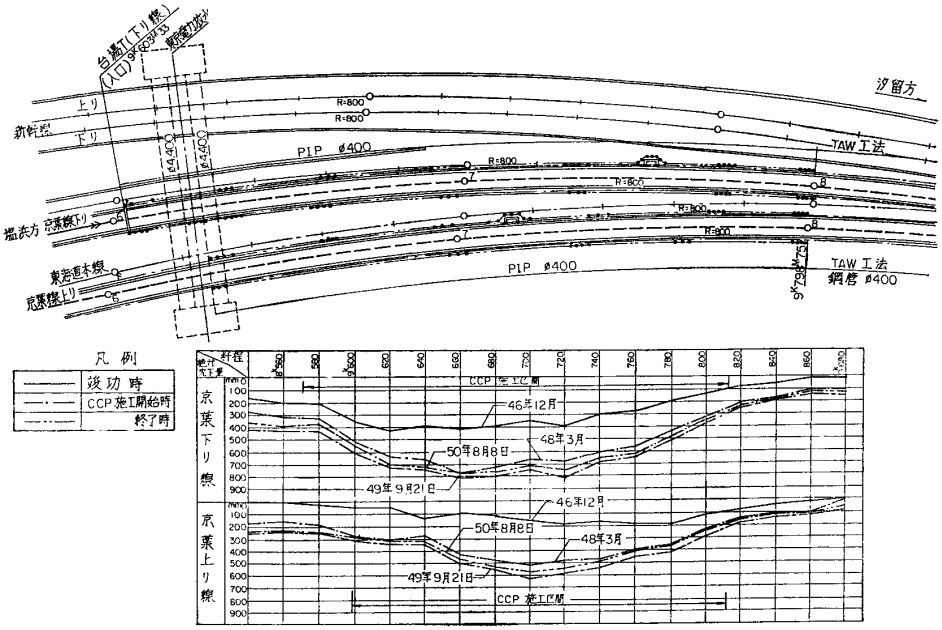


図 14-1-5-16　沈下測定

(1)推定される沈下原因と調査内容

表 14-1-5-2 に記したことが合成して沈下を発生させたものと考えられるが、このうち最も大きい沈下要素は③、⑤、⑦と考えられる。

(2)対策

9k390m～9k974m の区間はしゅん功しているため､①～⑤の沈下はすでに終了しているものと判定した。従って今後も継続して生ずる沈下は、主として残留圧密沈下とトンネル側壁に作用するネガティブフリクションに起因するものとして、特に沈下の大きい区間 9k630m～9k820m について⑥､⑦の対策を講じた｡その他の区間は①～⑦の沈下に対して対策を講じた。

ア、9k620m～9k800m 区間の対策は PIP 杭及び CCP 杭により行った。

なお、この対策については別項で説明する。

イ、表 14-1-5-3 にその他区間の対策を示す。

表 14-1-5-2　推定される沈下原因と調査内容

推定される沈下原因	推　定　理　由	調　査　内　容
① 掘さくによる床付面の乱れ	床付面付近は人力掘さくとしたが，一部にクラムシェル掘さくによる地盤の乱れがあり，支持力が減少したものと思われる。	床付面土の一軸圧縮強度（粘着力）により地盤の乱れの程度を判定。
② 地下水位の低下	開さく工法で施工したため地下水位が低下し，水位が復元するまでの間，浮力分の増加荷重により，構築周辺地盤の圧密沈下を促したものと考えられる。	透水係数，地下水位測定による地下水位復元時間などの算定。
③ 掘さくによる床付面のリバウンド	掘さく面の応力開放による盤ぶくれおよびヒーブによる盤ぶくれの押し戻しもかなりの量が見込まれる。	
④ 鋼矢板引抜き時の地盤の乱れ	鋼矢板引抜きをバイブロハンマで行なったため，鋼矢板周辺地の乱れによる沈下も推測される。	引抜跡付近土の一軸圧縮強度（粘着力）により地盤の乱れの程度を判定
⑤ 鋼矢板引抜き跡の孔の縮少	鋼矢板断面およびとも上り土の跡は砂で埋戻したが，鋼矢板が長いこと，施工状況などを考えると，完全に引抜き跡が埋め戻されなかった恐れもある。	ボーリングによる空隙の有無および砂の填充状況の確認。
⑥ 残留圧密沈下	埋立土の荷重による沖積粘土層の圧密が完全に終了しておらず，ずい道構築により更に排水距離を縮めたため圧密の進行が促進されたことも考えられる。	圧密試験，間隙水圧の測定による残留沈下量などの想定。 地表沈下測定
⑦ ネガティブフリクションによる沈下の増加	当地区の粘土は粘着力が比較的大きく，かつ圧密沈下を生じやすい性質をもっているため，鋼矢板引抜きにより側壁にネガティブフリクションが作用し，沈下の増加をもたらしたものと思われる。	粘着力の測定により増加荷重を算定。

表 14-1-5-3　その他区間の対策

原　因　種　別	対　　策
・掘さくによる床付面の乱れ ・地下水位の低下 ・圧密沈下	床付面以下に生石灰くいを打設し構築下の地盤強化をはかる。
・掘さくによる床付面のリバウンド	生石灰くいによる掘さく面の地盤強化と，鋼矢板の変状を極力小さくするため，従来のクサビに変え鋼矢板と腹起こしの間にコンクリートを打設する。
・鋼矢板引抜き時の地盤の乱れ ・ネガティブフリクションによる増加荷重	生石灰くいによる構築下の地盤強化。
・鋼矢板を引抜いた場合の引抜き跡の孔の縮少	引抜き後直ちに引抜き孔をベントナイト溶液でおきかえた後ベントナイトモルタルを 3 kg/cm² 程度の圧力でトンネル上床部まで注入する。

6. 場所打モルタル杭（PIP 杭）の施工

大井埠頭台場トンネル補強工事に場所打ちモルタル杭が必要な理由として、同トンネルの 9k600m～9k800m 付近の上下線は構築完成後約 1 年になるが、その間に約 2cm/月程度の沈下傾向が認められている。今後このまま沈下が進行すると使用上の支障をきたす恐れがあるため、旧国鉄の研究部門及び東京大学研究室を含め対策が検討された。

その結果、沈下の原因としてトンネルに作用するネガティブフリクションが大きな要因になっており、早急に何らかの処置が必要であることがわかった。ネガティブフリクションとは周辺地盤と構築の沈下差があると、粘性土の粘着力等の作用により構築上に周辺土砂が吊り上げられるような現象になることをいう。即ち、周辺土砂の影響により、トンネルには下に押し下げられるような力が作用し、沈下が促進される結果となるわけである。

特に当地区の地質は、今までにはあまり見られなかった粘着力が大きく、かつ圧密沈下の生じやすい地質であり、持続的にネガティブフリクションが作用し、予想以上の沈下が生じた。このネガティブフリクションがトンネルに影響を与えないようにする対策方法が議論されたが、トンネル施工後施す処置としては、トンネル両側に壁面に変わる壁体を作るのが適当であるとの結論を得た。

ただし、この対策は以下の 3 条件を満足することが肝要であった。

1) トンネル周辺及び下面以下の地盤を乱さないこと。

2)壁体として使用すること。

3)トンネルと壁体との間には相対的沈下のないこと。

最も重要な 1)の条件を満たす壁体を施工するのに適当な工法としては場所打ちモルタル杭であるため、場所打ちモルタル杭で他の 2 条件を充足することにした。

地質調査によれば、この付近の粘土は粘着力 C＝5～10t/m^2 であることからφ400 の杭 1 本に対し半径約 1.5m の土を持ち上げることになる。これは、杭を 1.5m×2＝3.0m 以下の間隔で施工すればほぼ壁の作用をすることを意味する。しかし、杭間隔を 3.0m とすると杭自体の耐力及び支持層の耐力が不足するため 1.0m×1.25m 間隔とすることになった。また、3）の条件は支持層まで杭を到達させることにより満足できる。

以上の結果、場所打ちモルタル杭（PIP 杭）が適当と判断されたものである。
また、ここに記したのは主原因であり、他の不確定要因による沈下も考えられ他の工法の併用も考えられる。

図 14-1-5-17、14-1-5-18 に場所打ちモルタル杭の施工図を示す。

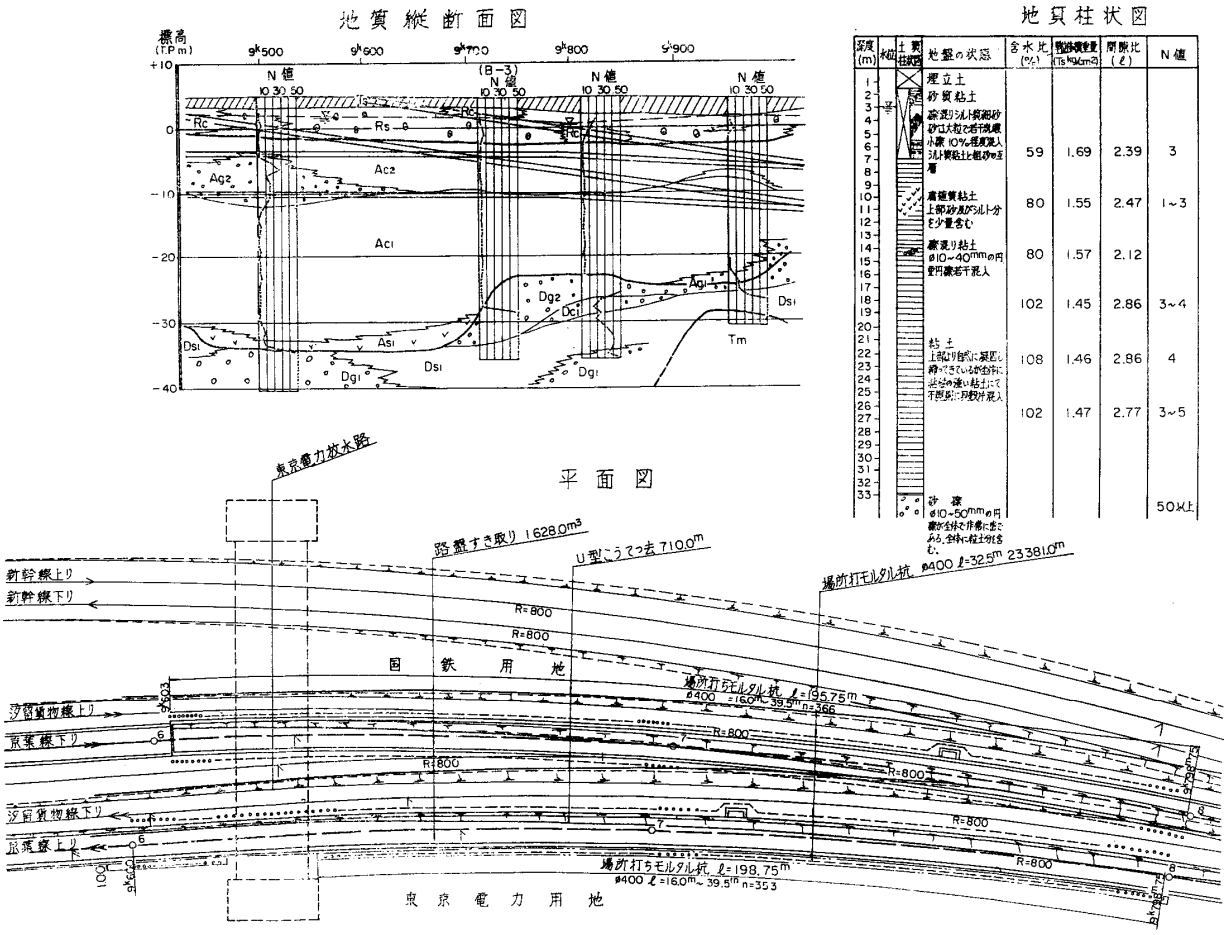


図 14-1-5-17　PIP 杭施工平面

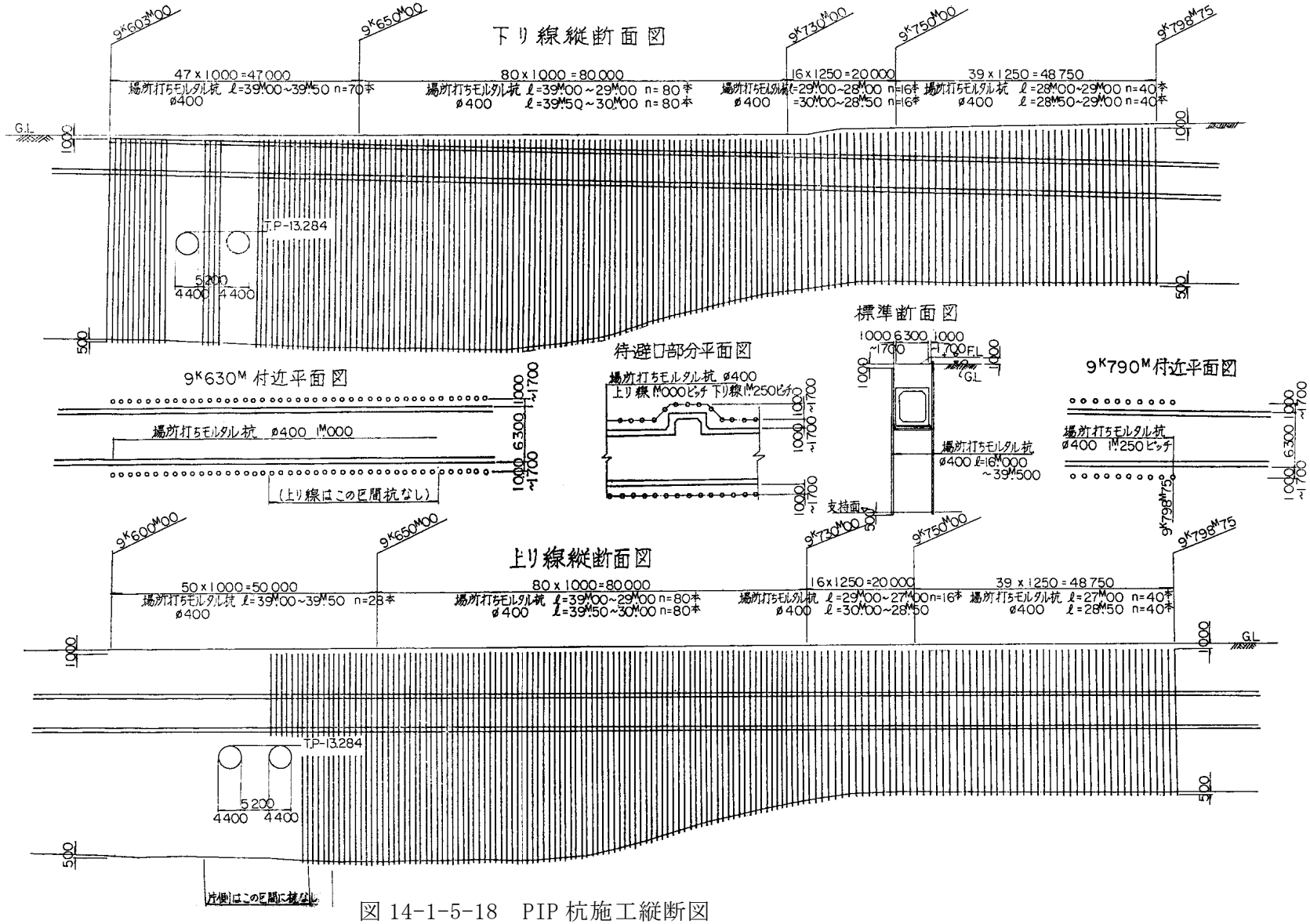


図 14-1-5-18　PIP 杭施工縦断図

7. 地盤改良（CCP 工法）の施工

(1)地盤改良の施工に至るまでの経緯

京葉線台場トンネルは昭和 46 年 12 月にしゅん功したが、昭和 47 年 1 月の沈下測定で、上り線 9k700m 付近で 300mm、下り線 9k660m 付近で 450mm と非常に大きな沈下量を記録した。その後測定を継続した結果、昭和 48 年 3 月には上記地点において上り線 520mm、下り線 740mm の沈下量に至った。

このため、同年 3 月より沈下軽減対策としてトンネル両側にネガティブフリクションによるトンネル本体の沈下を防止するため PIP の施工を行った結果、沈下速度は軽減されたが、昭和 49 年 6 月には上り線 610mm、下り線 820mm となり縦断勾配及び構造上等の関係上これ以上の沈下量増加は防がなければならなかった。

そこで、トンネル直下の地層の圧密沈下を阻止するため CCP 工法による沈下防止対策工事を施工した。

(2)地質の概要

地表より下約 0～3m が都内よりの発生残土、その下約 4～5m がサンドポンプによる埋立シルト層で旧海底面となり、N 値 0～3 程度の沖積粘土層が 20～30m の深さとなっている。

トンネル床付面下約 5～7m は黒色粘土質シルトで粘性大であり、その下は暗青灰の粘土質シルトとなり支持層となる。支持層は極めて不規則な砂礫層で N 値 50 程度あり、42cm/min の地下水流を持つ層となっている。

(3)CCP 工法の概要

CCP 工法は、超高圧ジェットにより岩石を除くあらゆる地盤を薬液またはセメントミルクにて攪拌しながら間隙を充填させ、杭状構造物が無騒音・無振動にてできるので、都市における土留め連壁、建築物、建造物の支持杭、摩擦杭、止水壁、シールド、押管まわりの土留め及び各種地盤改良などに適した工法で、昭和 45 年から実用化されてきた。

(4)施工結果

CCP 工法は開発されてから歴史も浅く、データも不備で従来はオペレーターの感により施工されていた。

そこで、当工事において十分な施工管理ができるよう種々の改良を行った。一番の問題点は示方書に示された施工径の確認時に施工長全長のサンプリングを行なうことが不可能で、0～5m 位迄しかできず、それも施工直後に採取しないとボーリング時の衝撃で資料が破断され、脱落して採取が困難であった。サンプリング方法にはまだ一考を要した。次に排水処理の問題であるが、公害関係の規制が厳しく添加薬液の選定とスライム処理方法によっては高額となるため十分な検討を要する。

台場トンネルの CCP 施工は一応当初の目的を達したが、まだ終了後 1 年に満たず、塑性変形による沈下が完全に止まったとは判断できないので、継続して沈下記録をとり変状測定を行う方針である。

図 14-1-5-19 に CCP の施工範囲図を示す。

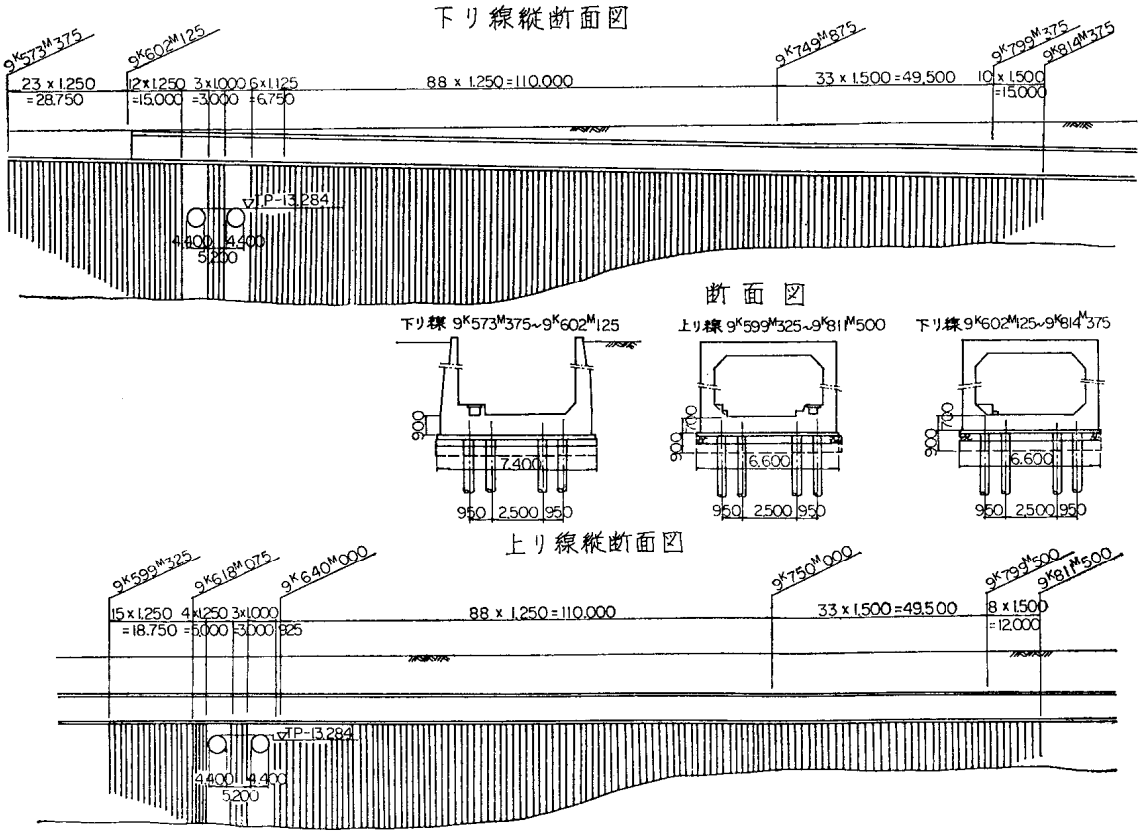


図 14-1-5-19　CCP の施工範囲図

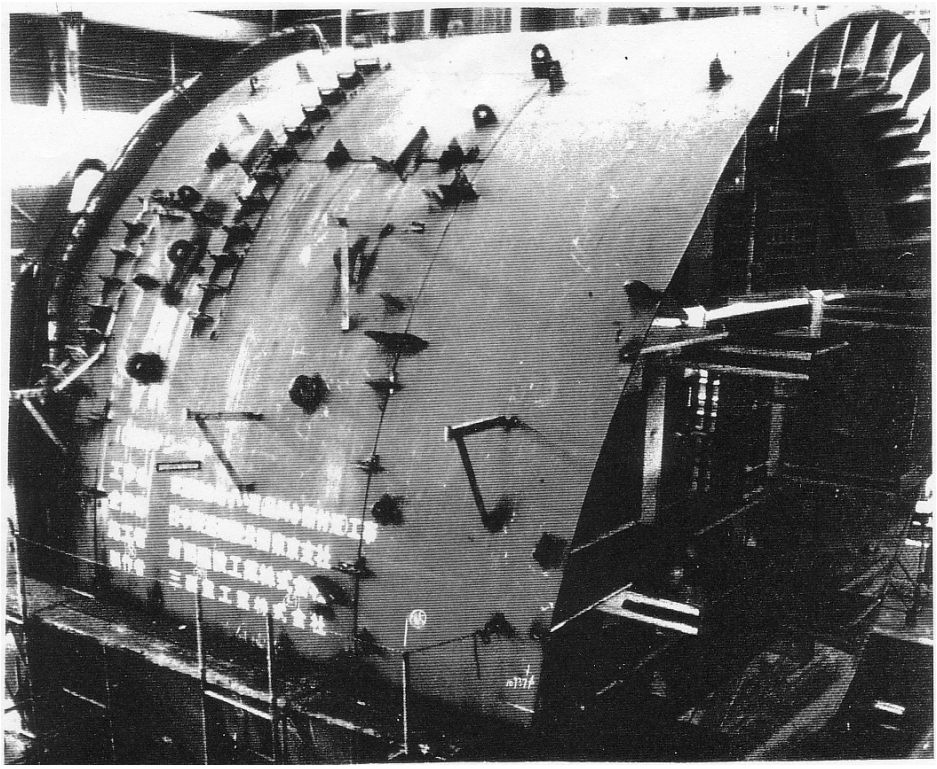
以上の記述した施工記録は、公団本社・東京支社技術研究会等の記録及び旧国鉄東京第一工事局「東工 119 号」を参考にまとめたものである。

なお、東京臨海高速鉄道がこのトンネルを国鉄清算事業団から取得した時点では、トンネルの沈下は終息しトンネル内部を補修したうえ車両基地への入出庫線として利用している。

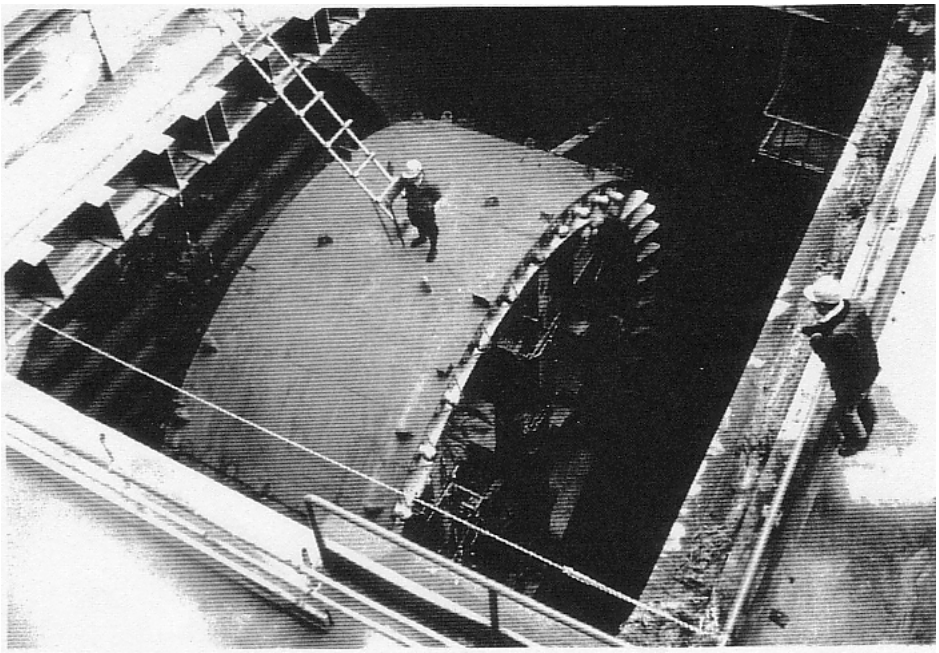
第 6 節　施工状況写真

施工状況の写真を以下に示す。

施工状況等写真



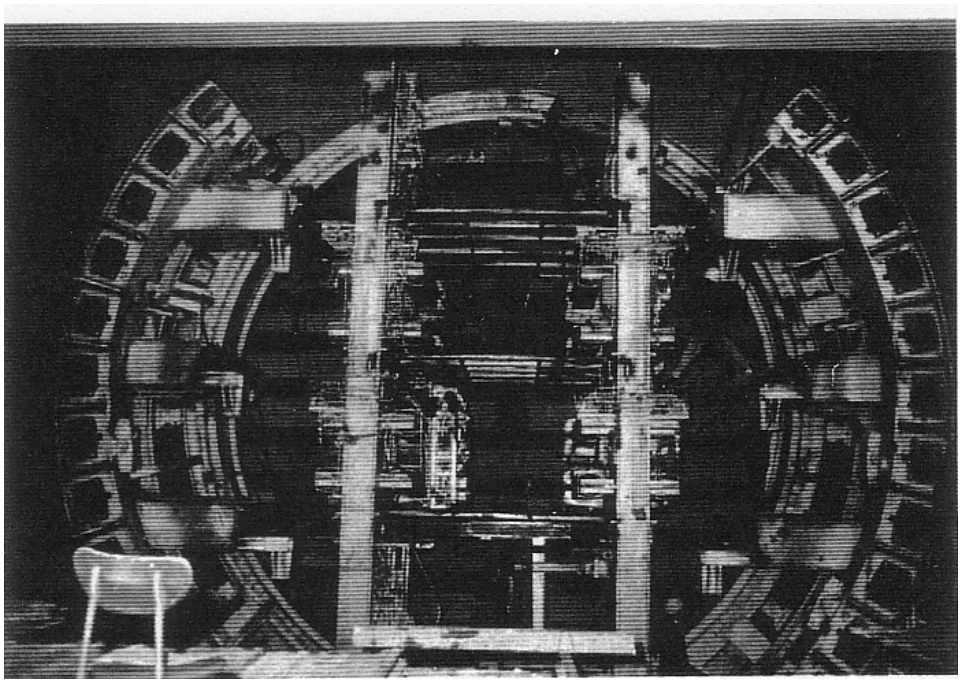
開放型手掘式シールド仮組状況（工場内）



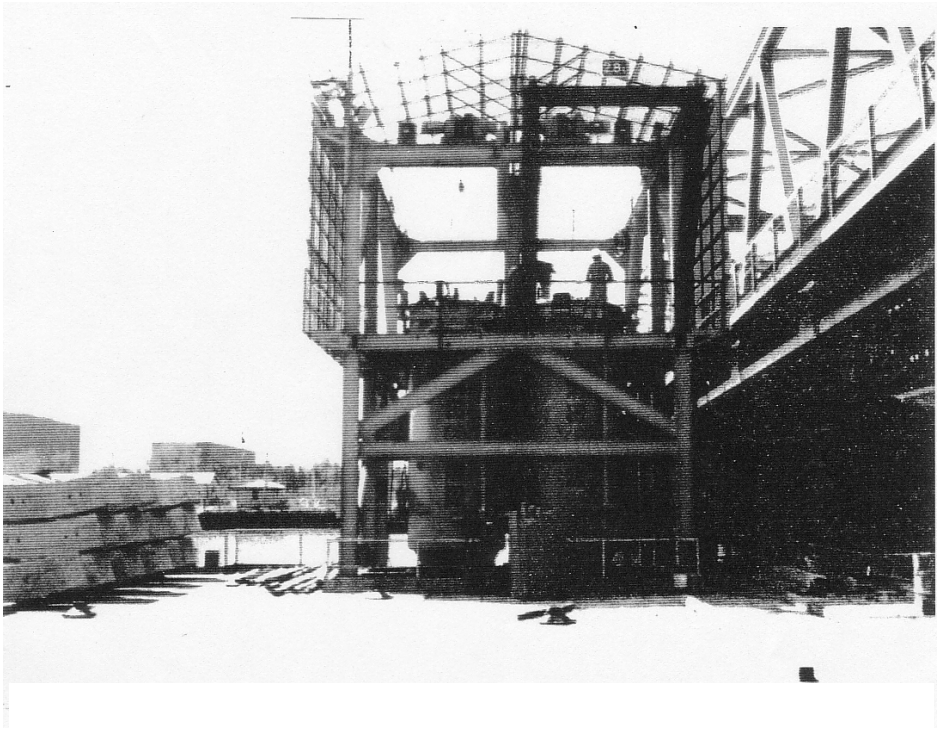
開放型手掘式シールドフード部組立状況（立坑内）



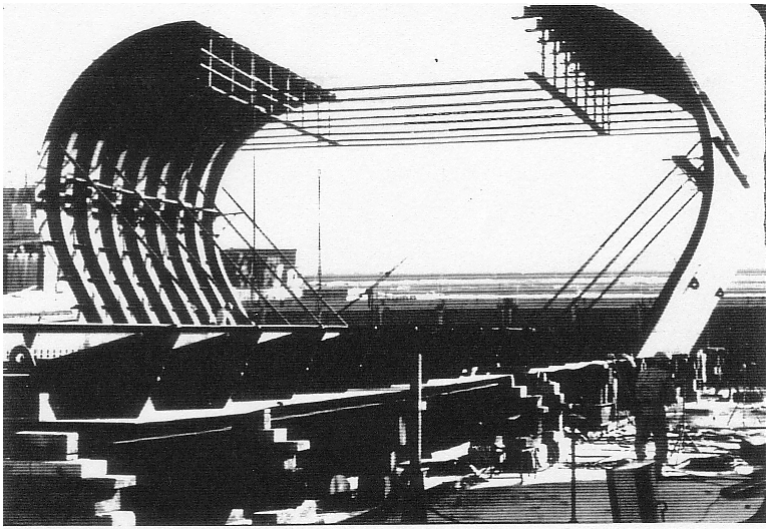
開放型手掘式シールドガーダー部吊込み状況



開放型手掘式シールドテール部組立状況（立坑内）



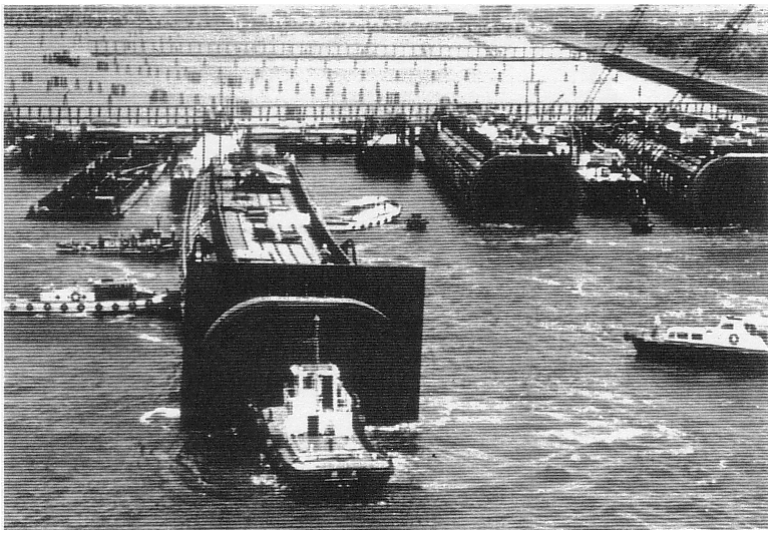
開放型手掘式シールド地上仮設備組立状況



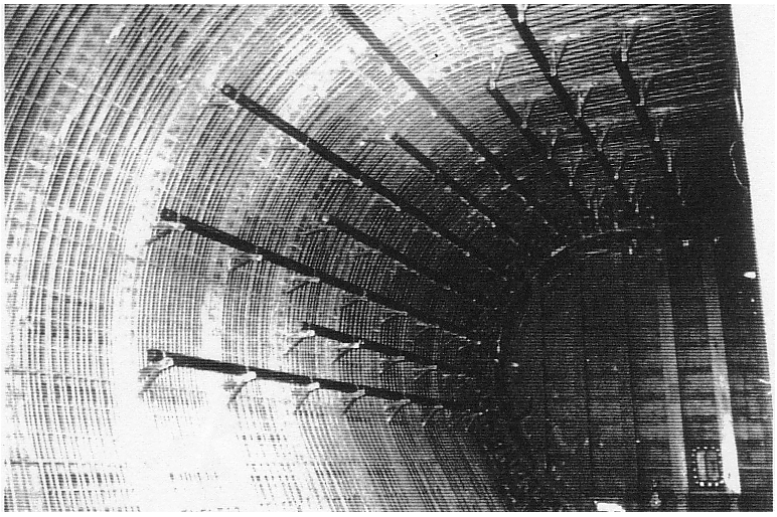
沈埋函鋼殻工場製作状況



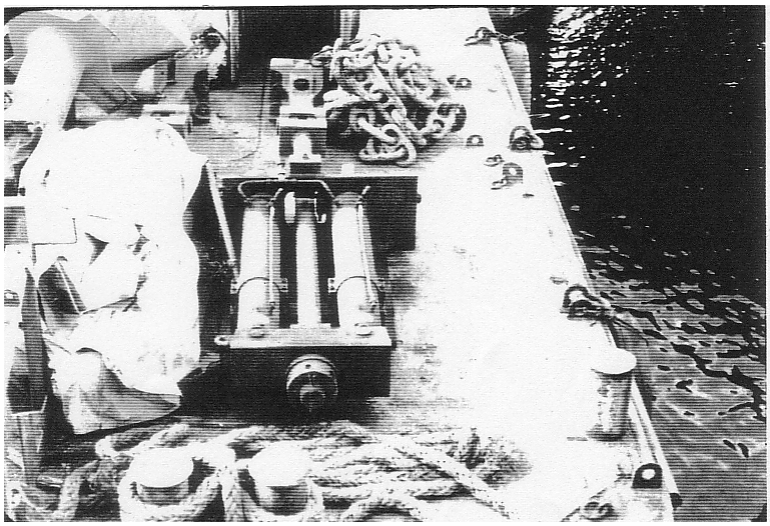
沈埋函鋼殻曳航状況



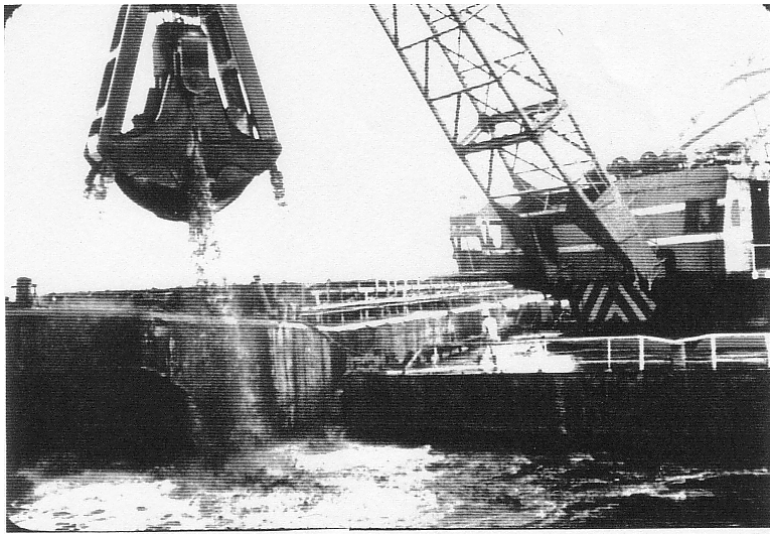
沈埋函鋼殻曳航状況



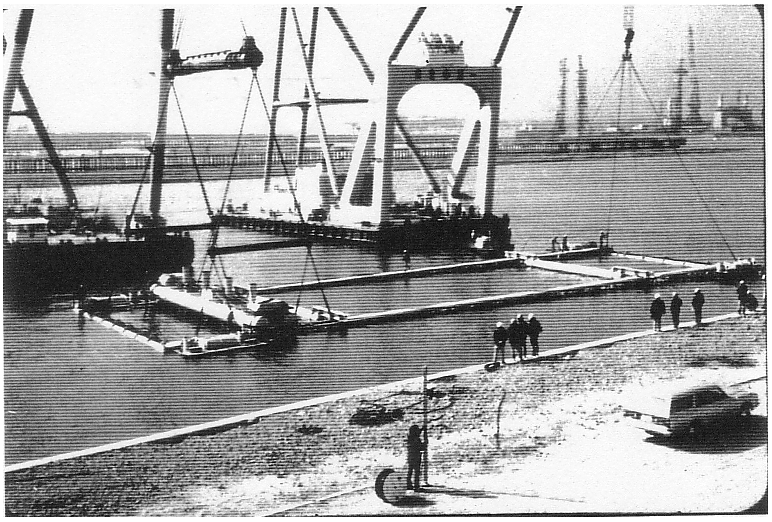
沈埋函艤装状況（鉄筋組立）



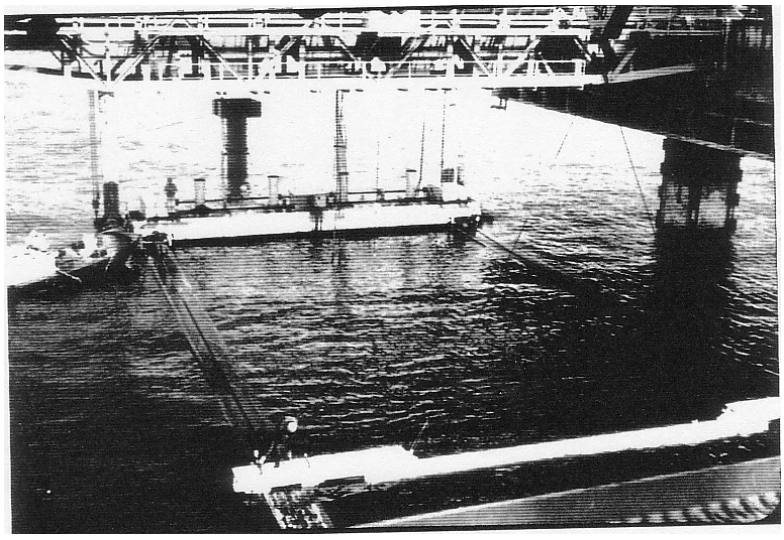
沈埋函連結装置



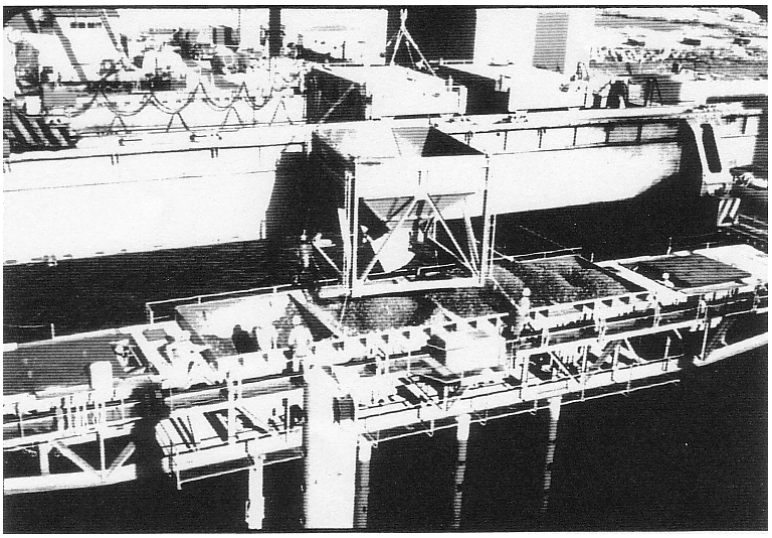
トレンチ浚渫状況



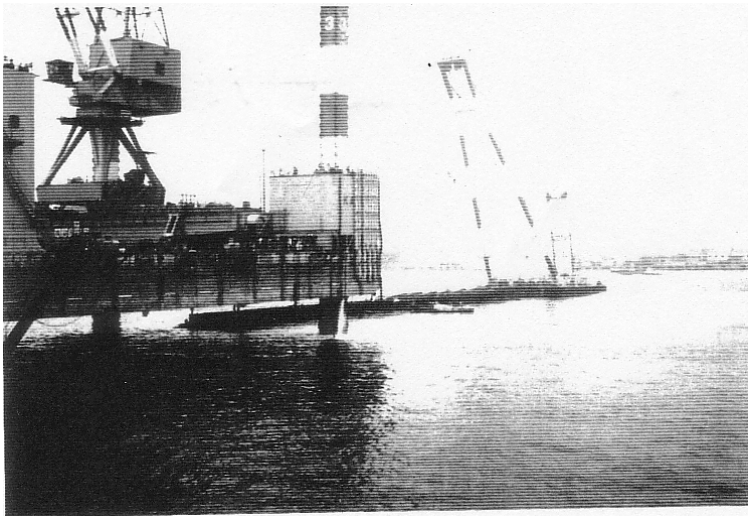
砕石基礎工（スクリード）準備状況



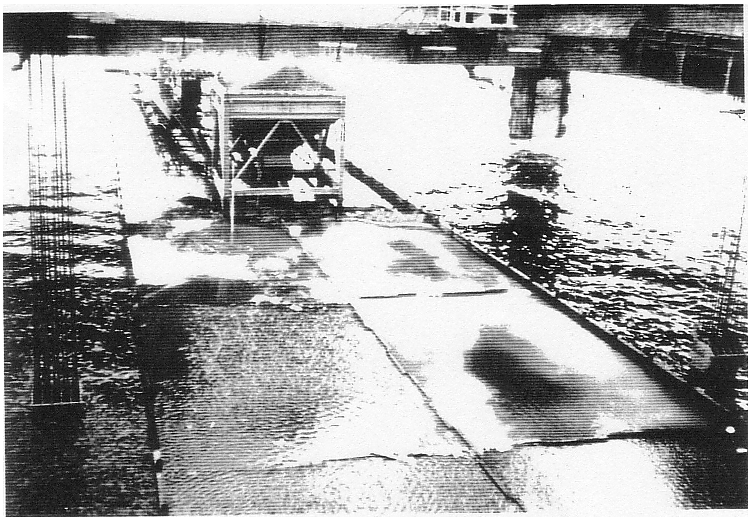
沈埋函砕石載荷物完了状況



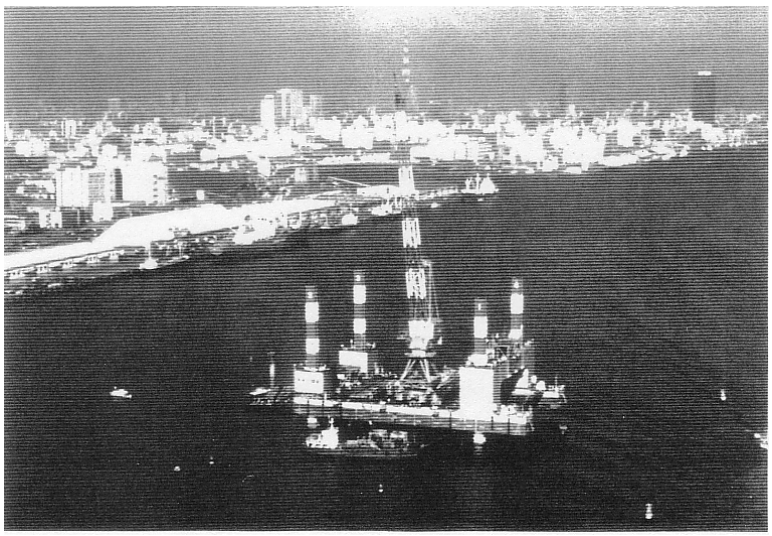
沈埋函の砕石投載状況



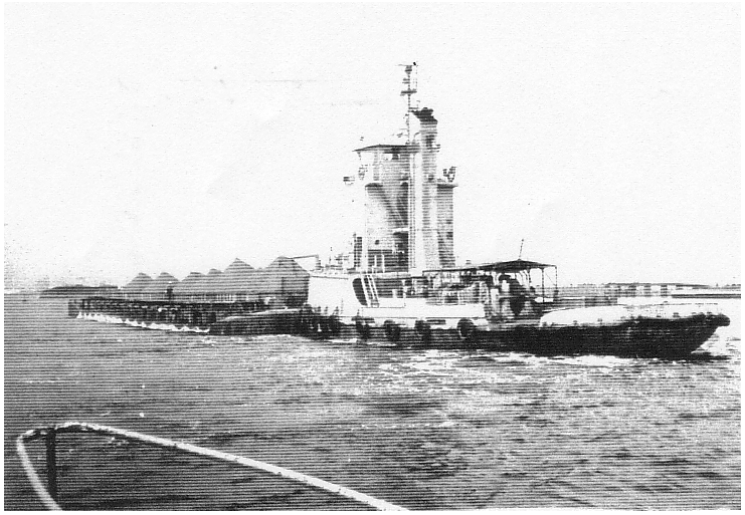
沈埋函の海上作業台(SEP)引込み状況



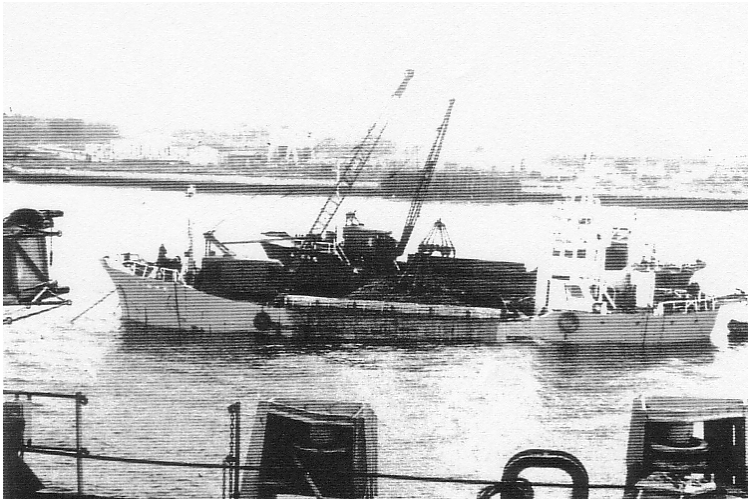
沈埋函砕石載荷状況



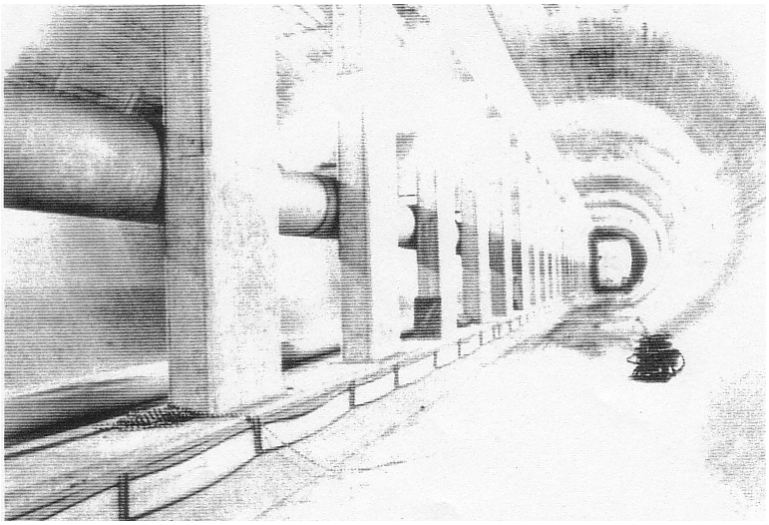
海上作業台(SEP)による沈埋函沈設状況



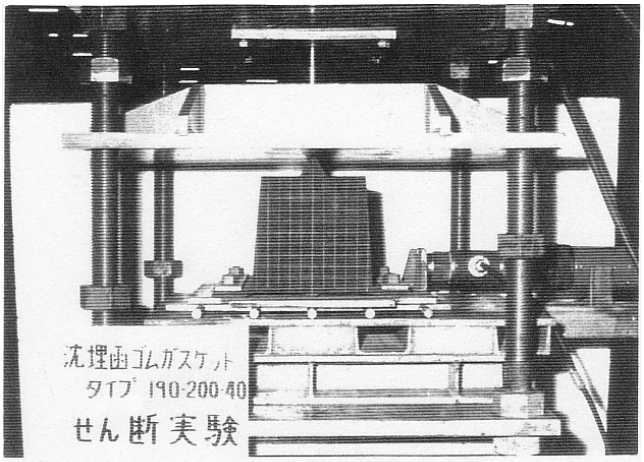
砕石による埋戻し状況



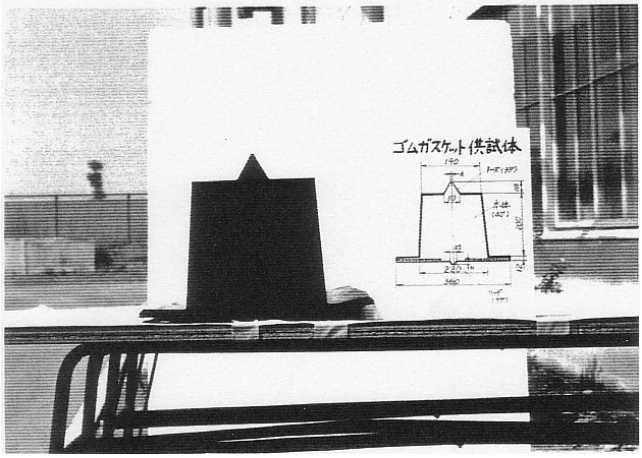
普通土による埋戻し状況



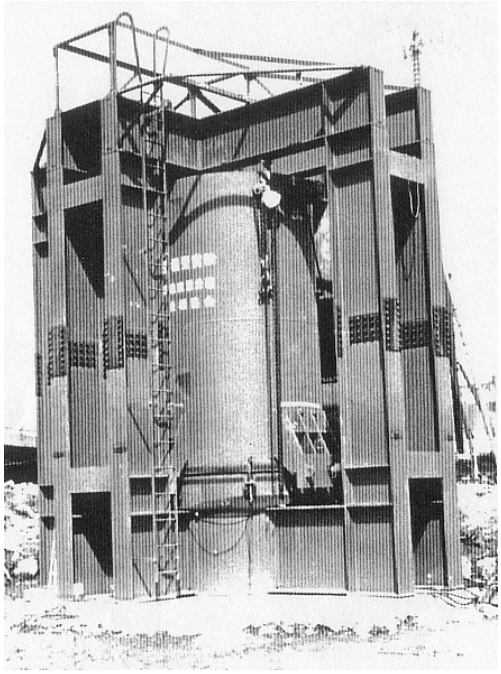
沈埋函内完成状況（中柱に送風管仮設）



ゴムガスケットせん断実験状況



ゴムガスケット供試体



ゴムガスケット圧縮実験状況

第 2 章　台場トンネルの沈下対策

第 1 節　経緯

台場トンネルは、京葉貨物線として昭和 51 年から昭和 57 年にかけて、泥水加圧シールド工法で建設されたもので、この度臨海副都心線で利用されることとなった。

台場トンネル建設にあたっては、昭和 42 年 3 月から「京葉線水底線路技術調査委員会」を設置して各種の技術的諸問題を検討した結果、トンネルに柔結合伸縮継手を設け、周辺地盤の沈下に追随可能なフレキシブル構造とすることが安全かつ経済的であるとされ、これを受けてトンネルの設計、施工が行なわれている。

臨海副都心線に利用するにあたって、当初の予測に比べて全般的に沈下速度が速く、また縦断的な沈下形状にも相違が見られ、さらには柔結合伸縮継手の機能にも懸念のあることから、トンネル安全性について再検討する必要が生じた。

これらの現象の原因究明と今後の沈下予測並びにトンネルの安全性確保のために必要な対策の検討について（社）日本トンネル協会に委託した。同協会は平成 8 年 6 月に「臨海副都心線台場トンネル検討特別委員会」を設置し、トンネル沈下の予測と実態との相違の原因究明とシールドトンネルの安全性を確保するための必要な補強対策等の設計、施工法の検討を行なった。本章は特別委員会の報告書から概要をまとめたものである。

第 2 節　台場トンネルの設計概要

1．概要

旧京葉貨物線の台場トンネルは、有明立坑から有明西運河を経て東京湾環状線道路の海側を並行して直進し、13 号地埋立付近で同環状線道路下をくぐり、東京湾海底下を直角に横断しながら左に大きく迂回して品川ふ頭に入り、品川運河底を経て大井ふ頭の東京貨物ターミナルに至るトンネルである。

13 号地付近台場トンネルは、全般的に極めて軟弱な沖積粘性土層中にあり、合わせて地下水汲み上げによる間隙水圧の低下と埋立による増加荷重の影響により地盤沈下が進行中であり、13 号地西部付近から東京湾中央部は、隅田川河口に形成された三角州上に新しく造成された埋立地の影響により著しい地盤沈下が生じている地域である。

台場トンネルは、これらの地盤沈下に対応するため新しく開発したセグメントリング間柔結合伸縮継手を用い、縦断方向の剛性を低減したフレキシブルトンネルとして建設された。施工は、地山の流動化や流砂現象に対し切羽の安定を図るため、大型泥水加圧シールド工法により昭和 51 年 4 月から 13 号地立坑を発進基地として上り線トンネルから着工し、掘進終了後引き続き下り線を施工して昭和 57 年 4 月に二次覆工を含め完了している。

2．地形及び地質

13 号埋立地は、洪積層の江戸川砂層と東京礫層を基底層として、その上部に東京層下部粘土層、沖積層の有楽町層が堆積している。

表層部は昭和 37 年から 44 年にかけて埋立て造成された比較的新しい地盤であり、浚渫した砂によって埋立てられ、その上に建設残土等が盛られている。

また、5km800m 付近の西側には洪積世の氷期に形成された溺れ谷があり、東側にはその当時に形成された段丘が存在している。これらの谷や段丘は、その後氷期に海面が上昇し微細な土粒子によって埋没したものである。こうして三角州堆積物で覆われた溺れ谷の部分では、沖積粘土層厚が約 40.0m、F.L 以下では 18.0m の軟弱層を形成している。

台場トンネルは、沖積層の粘性土層 T.P.-20.0m 付近に位置している。沖積層の粘性土層は、N 値 0～4 と含水量の多いシルトを主体とした層であり、上部に砂がブロック状または薄層で介在し、下部は貝殻片を全体的に混入した比較的均質なシルト層である。

3. 地盤及びトンネルの沈下予測

沖積粘性土層の圧密沈下計算は、一次元圧密理論により実施している。沈下計算の諸元、基本的な考え方は図 14-2-2-1 に示すフロー図のとおりである。

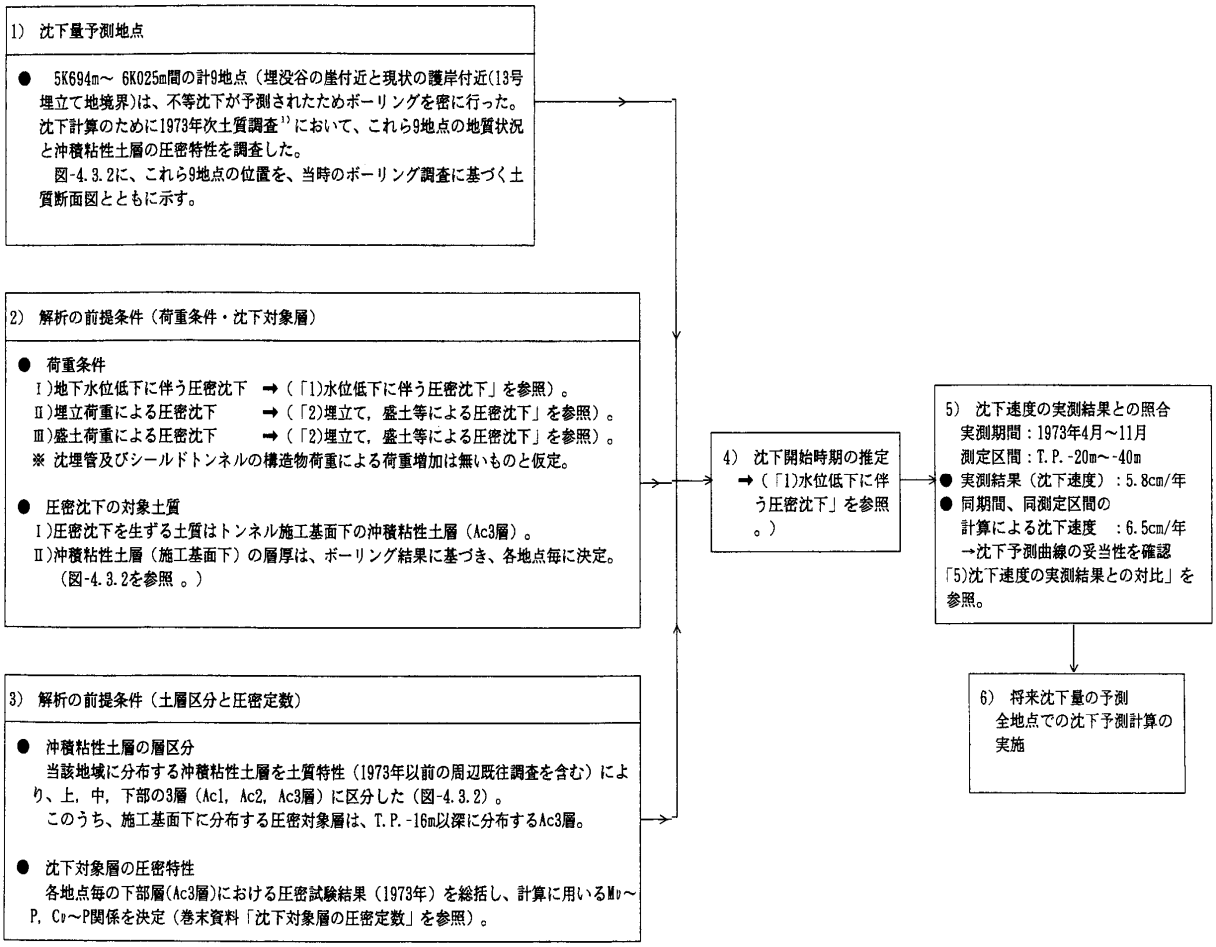


図 14-2-2-1　建設時における当初沈下量予測のフロー図

トンネル建設時の当初沈下予測結果は、粘性土が厚く分布し、最大沈下量が予想された代表地点(5k890m)のトンネル基面下において、トンネル建設時（1980 年 3 月）から現在(1996 年 1 月)までの間で 40cm と計算された（図 14-2-2-2）。

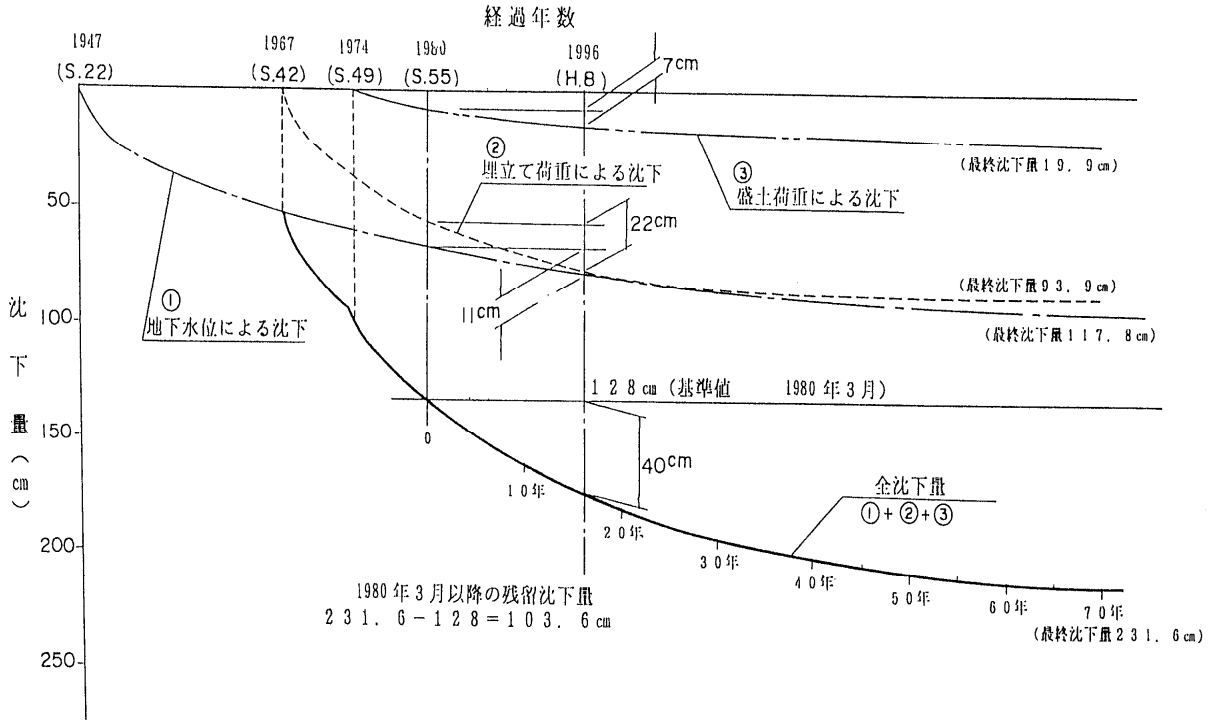


図 14-2-2-2　当初予測による沈下曲線（5k890m 付近）

トンネル縦断方向の沈下量は、5k790m 付近（埋没波食台崖部）から沖積粘性土層の層厚が増すにつれ大きくなり、5k89 0m～5k980m 付近（13 号埋立地から東京湾への境界付近）より埋立て荷重の軽減に伴って小さくなる傾向を示している。トンネル縦断方向の沈下形状は、このように地形（粘性土の層厚）と荷重境界位置に依存した鍋底型の形状を示している（図 14-2-2-3）。

4. トンネル断面の設計

シールドトンネル断面の設計上、鉛直土圧の大きさは通常トンネルの土被り、直径及び地山の条件等を勘案して地山のゆるみ土圧か全土圧を採用しているが、本トンネルの設計は、全土被り荷重のほか地盤の圧密沈下による鉛直荷重の増加が予想されるため、さらに圧密沈下による荷重を付加することとしている。

しかしながら、圧密沈下中の地盤における土圧の挙動が明確でないため、鉛直付加荷重の大きさを正しく求めることは困難であり、本設計では近似的に次のとおり推定した。

すなわちトンネル上部に、ある厚さの土柱を想定し、この土柱の働くネガティブフリクション相当の荷重が鉛直付加荷重として働くものと仮定した。この方針に基づき設計

を進めた結果、付加荷重による覆工断面の増加が著しく、過大設計の恐れも生じたため、当面、一次覆工の設計では 1/2 とし、土圧の実体に合わせて二次覆工で最終的な設計を行っている。

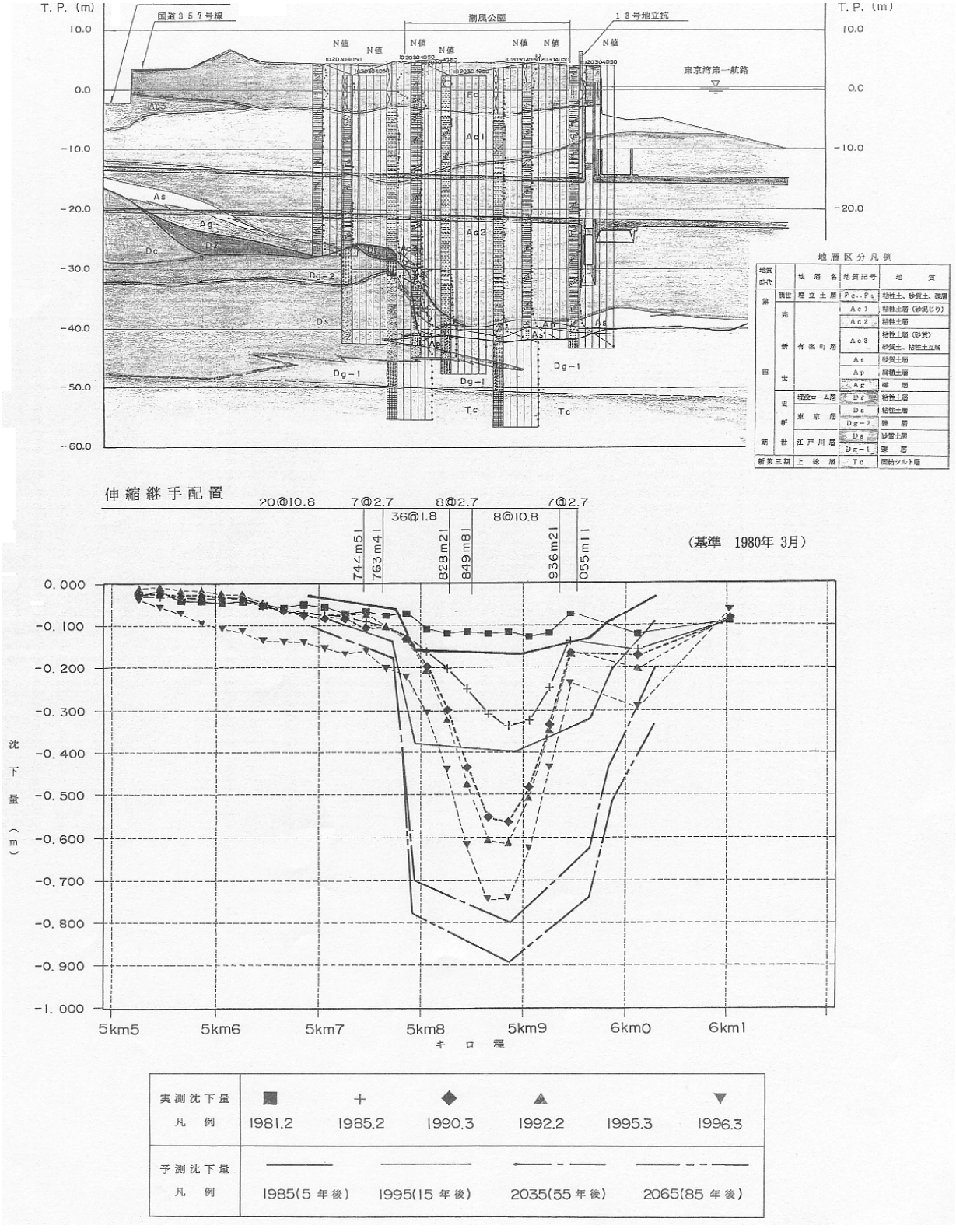


図 14-2-2-3　沈下の予測と実態（上り線）

トンネル断面決定の基本的条件は、

①中心内空高　5,100mm を確保する。

②地盤の圧密沈下に伴いシールドトンネルが不等沈下した場合、線路扛上を行い勾配の調整が出来るよう内空高に余裕を持つこととし、その高さは 60 年後の沈下想定曲線をもとに 40cm 拡大する。

③軌道構造は、不等沈下により容易に線路扛上が出来るバラスト道床とする。

④トンネル内空には、二次覆工厚 250mm、シールド施工上の蛇行余裕 150mm を確保する。

こととし、トンネル外径は、内経 6,100mm にセグメント厚 300mm、二次覆工厚 250mm、蛇行余裕 150mm を加え、外径 7,500mm とした。

5. トンネル縦断方向の設計

一般にシールドトンネルは、縦断方向に比較的フレキシブルであり、京葉線羽田トンネル建設時に鉄道公団が実施した模型実験から推定すると、軸方向許容変形曲率半径は、鋼製セグメントで 2,300m、合成セグメントで 6,000m、RC セグメントで 15,000m となっている。

しかしながら、13 号地の硬軟両地層境界付近におけるトンネル沈下曲率半径は、約 560m の見込みであり、トンネルにどのようなセグメントを使用しても設計上、特別の対策を講じない限りトンネルの破壊は避けられないと想定された。

セグメントリング間柔結合継手は、地盤沈下に追随できるとともに、地震時の曲げ・せん断及び軸力（押し引き）に十分安全であり、かつ水密性及び耐久性に優れた機能を有するものでなければならない。また、当然のことながら施工法に制約を受けるトンネル内への取り付けとなるため、施工が容易な構造とすることが必要である。

これらの基本的な条件を考慮の上、シールドジャッキ推力を利用してセグメントリング間に挿入したゴムガスケットに所定の圧縮歪みを与えておき、この圧縮歪みによりトンネルの縦断変形によって生じる継手部の伸縮を完全に吸収できるよう設計条件を設定した（表 14-2-2-1）。

セグメントリング間柔結合継手の配置は、想定上の地盤沈下の性状に合わせ配置し、最小間隔 1.8m(2 リングに 1 ヵ所)、最大間

表 14-2-2-1　セグメント間柔結合継手設計条件

項　目	内　　容	設　計　条　件
トンネル設計	セグメント外径	7，５００mm
	セグメント厚さ	３００mm
	セグメント　幅	９００mm
トンネルの軸方向変形時の最大曲率半径		５００mm
継手部圧縮力	シールドジャッキ推力相当	1，５００ton
継手部ゴムガスケットの変形量	継手の初期圧縮量	５０％（ジャッキ推力による）
	ゴムガスケットの伸び量	８０％（原寸の４０％）以上
	ゴムガスケットの圧縮増量	５％（原寸の５％）以上
	ゴムガスケット剪断変形量	４０mm以上
継手ゴムの強度および耐久性	許　容　水　圧　力	3kg／cm²
	許　容　土　圧　力	5kg／cm²以上（水圧を含む）
	耐　　久　　性	９０年間機能を維持出来ること

隔を 10.8m(12 リングに 1 箇所)とした。なお、立坑取り付け部は、立坑とトンネルの不等沈下を考慮し、継手間隔を 2.7m(3 リングに 1 箇所)とした。

以上により、セグメントリング間柔結合継手は、地盤沈下区間延長 430m に対し各単線毎に 86 箇所設置されている。また、これによりトンネルの許容曲率半径は 540m となり、想定される変形曲率 560m に対して十分追随できる構造となっている。

第 3 節　計測及び調査

1. トンネルの沈下挙動

トンネルの沈下挙動は、新木場起点 5k520m～6k120m の 600m 区間において、軌道中心線のトンネルインバート上面の高低を 20m 毎に、またセグメントリング間伸縮継手部の 9 箇所を縦断水準測量により調査した。また、調査の開始は上り線が 1978 年から、下り線が 1994 年からである。

トンネル縦断方向の沈下は 1985 年から V 字型の沈下傾向を示し、その傾向は現在も続いており、5k885m81 地点で 75.2cm の沈下量を示している。しかし、沈下は 1993 年から収束の傾向にあり、現在ではほぼ収束していると考えられる。また、上り線と下り線との沈下傾向を比較すると、その形状はほぼ一致しており、現時点において上下線ともに沈下は収束に近づいていると判断される。

2. セグメントリング間伸縮継手

セグメントリング間伸縮継手の設置位置及び間隔は、地質構造からトンネル縦断方向の圧密沈下分布曲線を求め、その曲率と継手の最大伸び量とを勘案して定めている。すなわち、粘土層の層厚の変化部分には密に、層厚が一定の部分には疎に配置している。

1993 年からトンネル沈下に伴う遊間量の挙動計測並びに構造の健全度調査を実施した結果、伸縮継手遊間の経時変化はトンネル沈下と同様にほぼ収束傾向にある。下り線の遊間量は 35mm～40mm 程度と、設計上の最大遊間量 54mm に対してまだ余裕が認められる。しかし、上り線の遊間量は、45～60mm 程度生じており、余裕が無い状態となっている。

3. 地質調査及び地山動態観測等

現在（1996 年）までの実測沈下量は、沈下予測値を 30 数 cm 上回るものとなった。この原因については、例えば当時予想し得なかった荷重条件（昨今の臨海副都心開発等に代表される周辺域での工事による地下水の汲み上げ、あるいは新規の盛土）の附加、地盤モデル（地質構成、圧密常数）の妥当性等が考えられる。

これらを解明するため、地質調査、地山動態観測、周辺工事の状況と地下水位の変動、トンネル内湧水の水質分析及びトンネル下部地山の状況調査を実施した。

それぞれの結果のみを簡単に記述する。

(1)地質調査

ア、地質構成について

溺れ谷の地形急変部（5k800m 付近）において不等沈下が予想されたため、地盤構成を再度確認するため 2 地点で地質調査ボーリングを実施した。

この調査によって修正した土質断面図を図 14-2-3-1 に示す。また、この追加調査で明らかとなった点，修正した点は、次の通りである。

①当初調査の Ac2、Ac3 層は、深度方向の土性分布に顕著な相違が認められないため

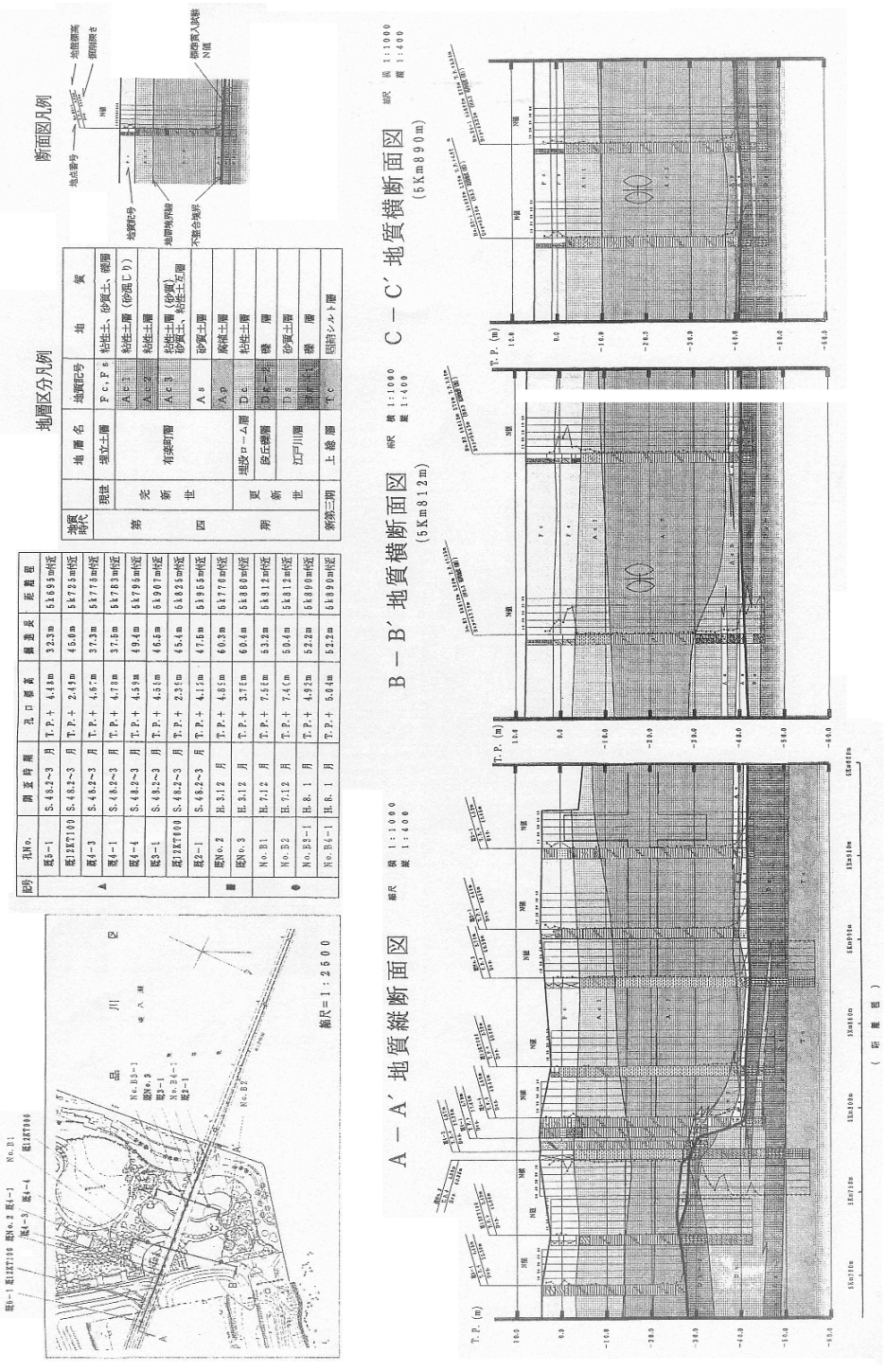


図 14-2-3-1　台場Ｔ潮風公園付近地質図

Ac2 層として統轄して表現することとした。

②5k800m 付近（溺れ谷崖部）において、後浜や干潟の発達期に相当する砂混じり粘性土層を確認し、Ac3 層として区分した。Ac3 層の特徴は、砂質シルトを主体とするが、所々にシルト質細砂が混在あるいは卓越し、砂泥互層状を呈する。本区域では、溺れ谷の斜面部で厚さ 2～4m程度堆積する。全体に貝殻片や腐植物を混入し、色調は暗茶灰色～暗黒灰色を呈する。N 値は 3～10 である。

イ、地盤定数について

埋立て、地下水位低下により、粘性土層の間隙比は小さくなっており、逆に湿潤密度は大きくなっている。また、一軸圧縮強さ、圧密降伏応力ともに大きくなっている。さらに、変形係数は大きくなっており、破壊ひずみには顕著な変化は見られない。

以上のように、当該地域の沖積粘性土は圧密の進行により、強度・剛性ともに増加していることが分かった。

ウ、地盤内応力状態について

実測間隙水圧分布をもとに有効応力分布と現状での圧密降伏応力 Pc を比較すると、0.5kgf/cm^{2}程度現状の地盤は過圧密の状態にあることがわかった。

(2)地山動態観測

地山の動態観測は、層別沈下量、間隙水圧及び水平変位量の計測を実施した。

ア、層別沈下計測

1996 年 2 月 15 日を初期値とするトンネル下部に分布する沖積粘性土層、腐植土層の層厚変化量として整理した結果、地盤は経時的にわずかではあるが沈下（計測期間 11ヶ月で 7～9mm）する傾向を示している。

イ、水平変位計測

水平変位計測はトンネル軸方向と直角方向の 2 方向で行ったが、地盤が特定の方向に変位している傾向は認められなかった。

ウ、間隙水圧計測

圧密終了時に対応する最終間隙水圧線を想定し、現状の間隙水圧分布と比較を行った。最終間隙水圧線は、1995 年時調査での自然地下水位（T.P.＋4.0m）と砂礫層中の間隙水圧値をもとに設定した。

計測結果では、T.P.-30m 以浅の比較的浅い深度の間隙水圧が最終間隙水圧を若干上回ることが分かった。現状の地盤は過圧密の状態にあり、今後大きな沈下は生じないものと判断されるが、最終間隙水圧線をこのように仮定した場合には過剰間隙水圧の残存領域がトンネル下部に部分的に存在することになり、これは圧密がまだ完全には終了しきれていない状態と推定される。

(3) その他の調査

今後の将来沈下予測を精度良く行い、対策工法を策定するためには当初予測と実測結果に生じた差異の原因を究明し、今後の沈下計算に反映させることが必要である。

このため、追加地質調査と同時に、当時予測し得なかった荷重条件や地下水位の変動その他について情報の収集・整理を行った。

ア、周辺工事の状況と地下水位の変動

地下水位の変動は、東京都有明地盤観測所による洪積砂礫層での水位観測データに基づき工事記録と対比したところ、1991 年以降周辺での基礎工事が活発化するとともに、地下水位が低下し始め（最大低下 T.P.-23m 1993.6）、現状では回復していることが分かった。洪積砂礫層は当該地域に広範囲に分布する帯水層であり、地下水位低下はトンネル下部に分布する粘性土層の圧密沈下に大きく関与したことが予想される。

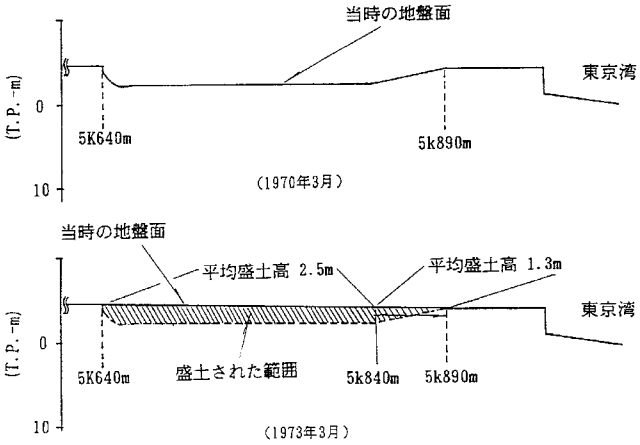


図 14-2-3-2　潮風公園付近における盛土の概要

また、既往ボーリング調査時の孔口標高によって地盤高さの変遷を調べたところ、1970 年 3 月と 1973 年 3 月で地盤高さに違いがあることが判明した（図 14-2-3-2）。

即ち、5k640m～5k890m 間において最大 2.5m の盛土が行われていたことが考えられる。

イ、トンネル内漏水の水質分析

13 号地立坑付近のトンネル内の漏水等の水質分析試験を行った結果、天端のセグメント継ぎ目からの漏水は地表水に近いイオン濃度構成を有するが、底盤からの湧水は海水に近い電気伝導率・イオン濃度を示している。

ウ、トンネル下部地山の状況調査

覆工コンクリート及び地山の削孔を行い、コアの観察と地山調査の結果、裏込材～地山の間で隙間は認められなかった。

第 4 節　トンネル沈下の当初予測と修正予測

1. 当初予測と実態との相違について

(1)代表地点における沈下

沈下量が最も大きく計測された地点(5k885m81)の結果を当初予測での沈下曲線(5k878m)と比較した結果（図 14-2-4-1）、当初予測時の沈下量(1980.3～1996.11)が約 40cm であるのに対し、同期間の最大沈下量は予測値を 33cm 上回り、73cm 沈下している。

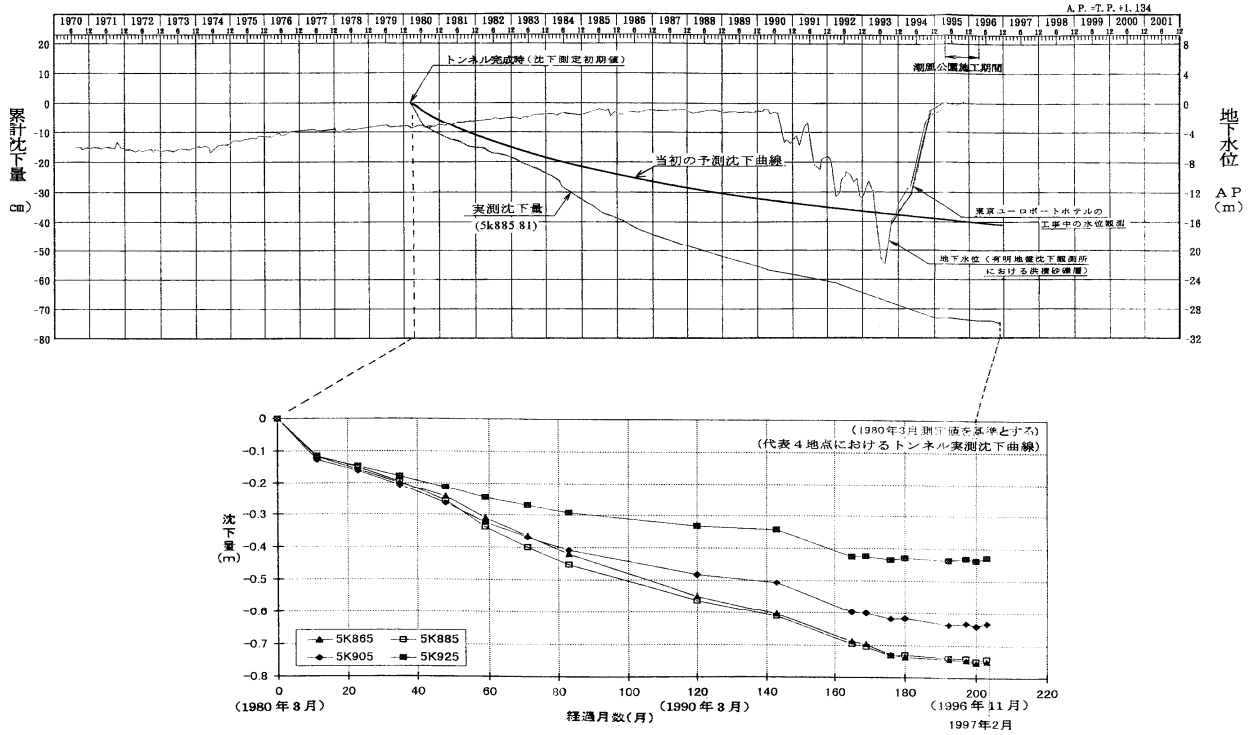


図 14-2-4-1　代表地点におけるトンネル沈下曲線(上り線)と地下水位の変動

また、実測沈下曲線には 1984 年 6 月と 1992 年 1 月頃に沈下が増大する傾向の折れ曲がりが認められ、この 2 時期に地盤に圧密沈下が促進される何かの荷重が作用したことがうかがえる。

(2)縦断的な沈下形状

当初の沈下計算と実測結果によるトンネル縦断方向の沈下形状を比較（図 14-2-2-3）すると、予測計算による沈下は、全体に地形と荷重境界位置に依存した鍋底型を示す。一方、トンネルの実測沈下量は、5k880m 付近において予測を 30 数 cm 上回る最大沈下量を示した。

また、沈下の形状に着目すると予測結果と比較し、全体に V 字型の沈下形状を示すことが分かる。

(3)沈下の予測と実体の相違についての考察

当初予測と実測結果において、沈下量並びに沈下形状にこのような相違が生じた主な原因として、次のようなことが考えられる。

沈下量の相違：・予測し得なかった水位低下及び盛土等による荷重の作用
・圧密層の対象範囲（層厚）の考え方
・圧密定数の採用値

形状の相違　：・局所的な盛土荷重
・縦断方向の地質構成（挟在砂層の存在）の差

2. トンネル沈下の修正予測

(1)沈下計算の諸条件の再検討

前述のとおり、現在までのトンネル実測沈下量は、同じ経過年数時点において当初予測沈下量を最大沈下地点（5k980m 付近）で 30 数 cm 上回る結果となり、また、トンネル縦断方向の沈下形状も鍋底型と V 字型という相違が生じている。

計測及び調査の結果を基に沈下量の修正予測計算に関わる諸条件を見直すと、表 14-2-4-1 のとおりとなる。

表 14-2-4-1　沈下量予測計算の修正内容のまとめ

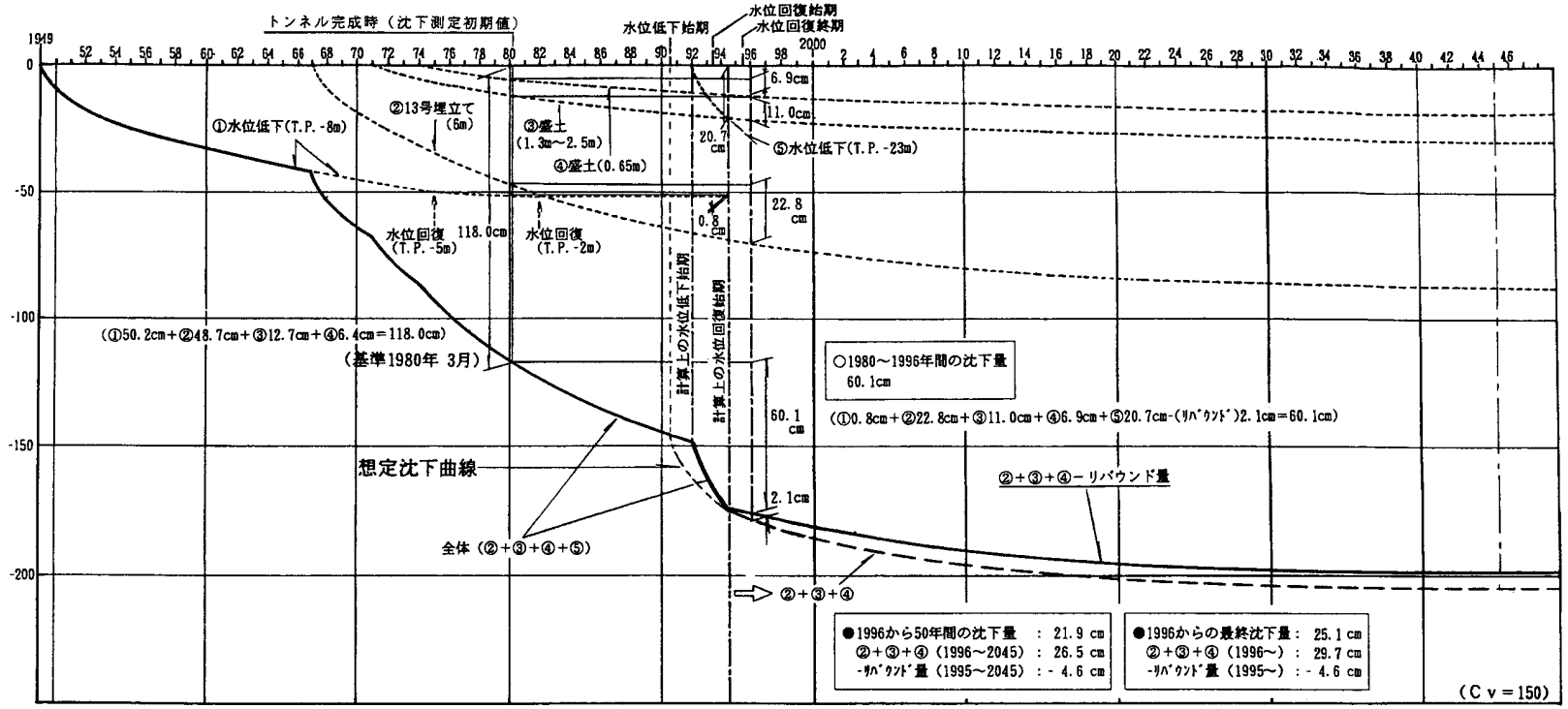
項　　目	当　初　の　条　件	追加、修正した内容
圧密対象範囲	沈下量計算範囲はトンネル施工基面以深	沈下量計算範囲はトンネル中心以深
盛土・埋土	① 埋立て土（13 号埋立て） ② 5k775m ～ 5k972m 附近の盛土（H=0.65m）を追加	①、②に 5k640m～5k890m 附近の盛土（H=1.3m～2.5m）を追加
地下水位	水位低下開始時期（計算の起算日）：1947.1 ① 地下水位変化 1947.1～ ： T.P.-8m	水位低下開始時期（計算の起算日）：1949.1 ① 地下水位変化 1949.1～1975.1 :T.P. -8m 1975.1～1982.1 :T.P. -5m 1982.1～1992.1 :T.P. -2m 1992.1～1994.6 :T.P.-23m 1994.6～ :T.P. -2m
地　　質	――――――	圧密対象層から砂混じり粘性土(Ac3)および砂質土層(As)を除外
圧密定数	Cv=150 cm^2/day	Cv=150 cm^2/day のケースに Cv=300 cm^2/day を追加

(2) 代表地点における沈下

ア、実測値との比較と将来沈下量の予測

トンネル沈下量が最も大きく測定された地点(5k885m81、上り線)の実測沈下曲線と近傍の地点（5k878m）における修正予測沈下曲線を、Cv=150 cm^2/day 及び Cv=300 cm^2/day の 2 ケースについて比較した。その結果、現状までの沈下量については 10cm 内外の差が見られるものの、1994 年以降の実測沈下曲線の勾配は予測沈下曲線とほぼ近似しており（特に Cv=150 cm^2/day）、本修正計算によって今後の沈下量をある程度精度良く行えるものと考える。

5k878m での将来沈下量の予測曲線(Cv=150 cm^2/day)を図 14-2-4-2 に示す。修正計算によれば、現状(1996 年)から 50 年間(2045 年まで)で約 22cm、最終沈下量で約 25cm 程度の沈下が今後予想される。



将来沈下予測計算の前提条件		①水位低下	②埋立て荷重	③盛土荷重	④盛土荷重	⑤水位低下	1994 年6 月以降の水位低下による沈下量	＜水位回復＞	
起算時期		1949年 1月	1967年 1月	1971年 1月	1974年 1月	1992年 1月	1994年6月以降も水位低下が継続したとした場合に計算上求められる沈下量（1992年1月からの水位低下による最終沈下量から差し引かれる値）	1994年 6月	
排水条件		片面	両面	両面	両面	片面		片面	
層　厚	cm	2152	2152	2152	2152	2152		2152	
計算条件		(地下水位) ※1 1949.1~1975.1:T.P.-8m 1975.1~1982.1:T.P.-5m 1982.1~1992.1:T.P.-2m	γ_t=1.7(t/m³) 層厚 4.0m γ_t=0.7(t/m³) 層厚 2.0m	γ_t=1.7(t/m³) 層厚 1.3m~2.5m (5k640m ～ 5K890m)	γ_t=1.7(t/m³) 層厚 0.65m	(地下水位) 1992.1~1994.6:T.P.-23m ●荷重増分はT.P.-8m ➡ T.P.-23m相当にて計算		(地下水位) ※2 T.P.-8.0m	
最終沈下量	cm	51.0	88.6	31.2	18.4	135.9	-115.2	-6.7	203.2

図 14-2-4-2　修正予測曲線沈下(将来沈下量の試算:Cv＝150 ㎠/day:5k878m 上り線

イ、トンネル縦断方向の沈下形状

修正計算では地下水位低下・盛土等の追加荷重により、各年次の当初予測結果と比較して全体的に沈下量が大きくなっている（図 14-2-4-3）。ただし、5k880m 付近の地形急変部における地質構成を見直したことで（挟在砂層（As）砂混じり粘性土層(Acs)を圧密対称層から除外）、同地点の沈下量が軽減され、逆に、沖積粘性土の厚く分布する地点（5k845m、5k878m）での沈下量が大きくなった結果、沈下形状は当初予測の鍋底型に対してＶ字型に近似したことがわかる。

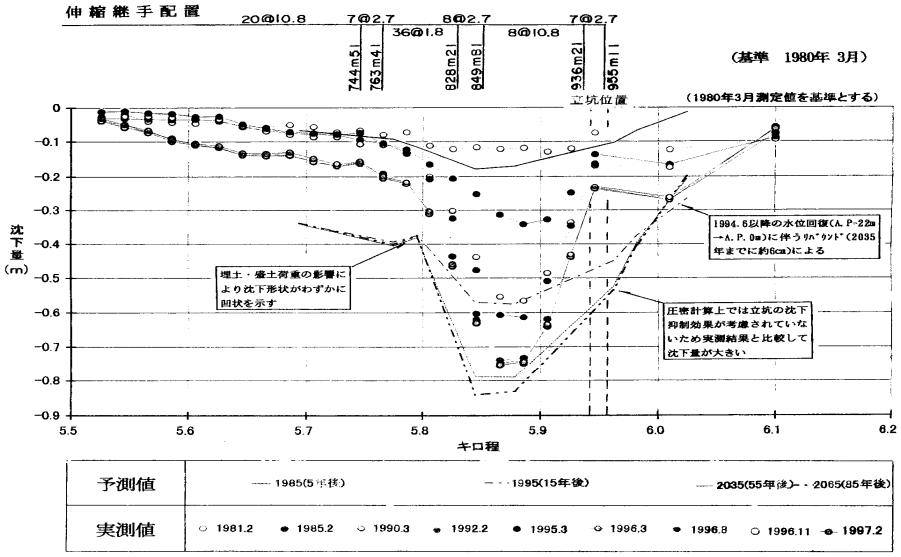


図 14-2-4-3　トンネル縦断方向の沈下形状(修正計算結果と実測結果)

第 5 節　今後のトンネル沈下対策

1．沈下抑制対策

沈下抑制対策として、圧密層の改良を行う方法と上載荷重を低減する方法があり次の 4 案を比較検討した（表 14-2-5-1）。

・第 1 案　シールド下部改良案

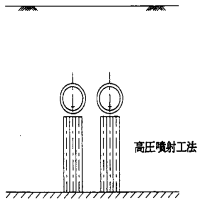
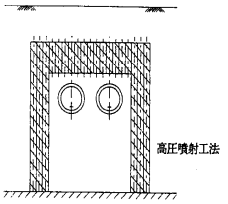
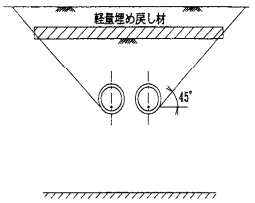
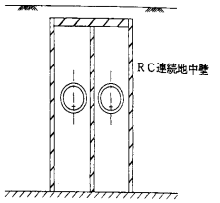
・第 2 案　シールド上部及び側部改良案

・第 3 案　軽量盛土等による上載荷重低減案

・第 4 案　RC 連壁と受け梁による上載荷重低減案

各対策案ともに一長一短があるが、トンネル直上にある潮風公園は 1996 年 3 月から供用開始されており、地上からの施工に問題があることから沈下抑制対策としては第 1 案のシールド下部改良案が可能な対策であると考えられる。

表 14-2-5-1　沈下抑制対策比較表

	第 1 案 シールド下部改良案	第 2 案 シールド上部および側部改良案	第 3 案 上載荷重低減案（ＥＰＳ工法）	第 4 案 上載荷重低減案（ＲＣ連壁＋受け梁）
略図				
概要	セグメントに穴をあけ、シールドの内部から高圧噴射工法等により、シールド下部の軟弱層を改良し、シールドを支持する。	地表から高圧噴射工法等により、シールドに門型の改良体を造成し、シールドに加わる荷重を低減する	地表をオープンカットし、軽量埋め戻し材（ＥＰＳ等）を敷設した後、上部を土砂で埋め戻す。上載荷重を低減することにより圧密沈下を抑制する。	地表からＲＣ連続地中壁を施工し、連壁内を掘削後、ＲＣスラブを構築する。上載荷重をスラブで受け替えることにより圧密沈下を抑制する。
得失 長所	・沈下に対する抑制効果が高い。 ・地下水低下に対しても沈下防止効果が期待できる。 ・地上からの施工が必要ない。	・シールドへの応力集中が生じにくい。	・シールドへの応力集中が生じにくい。 ・シールドに近傍した施工がないためシールドに及ぼす影響が少ない。	・シールドへの応力集中が生じにくい。 ・将来地盤高が変更された場合でも、シールドへの影響が少ない。
得失 短所	・シールド内からの施工となるため、施工性が悪い。 ・セグメントに穴をあけるため、補強が必要となる。 ・噴射の圧力がシールドに影響を及ぼす。 ・粘性土の粘着力が大きく、所定の改良径が得にくい ・圧密沈下中の地盤に構築されたトンネルを支持するため、鉛直荷重が著しく増加し、トンネルの補強が必要となる。	・洪積層の地下水低下による圧密沈下には効果なし ・噴射の圧力がシールドに影響を及ぼす。 ・上部改良体には横からの拘束力が働かないため、所定の付着力が得にくく、抜け落ちる危険性があり、逆に沈下が大きくなる可能性がある。 ・深部での粘性土の粘着力が大きく、所定の改良径が得にくい。 ・地震時に未対策部に対し、挙動差が生じる恐れがある。 ・地上からの施工が必要であるが施工ヤード確保が困難である。	・洪積層の地下水低下による圧密沈下には効果なし ・地盤の掘削時にリバウンドが発生し、シールド縦断方向の応力に若干影響がでる。 ・将来の地盤高の変更および地下水の低下による影響を受けやすい。 ・地上からの施工が必要であるが施工ヤード確保が困難である。	・洪積層の地下水低下による圧密沈下には効果なし ・連壁の掘削によりシールドへの影響が生じる恐れがある。 ・地下水の低下に対しては、沈下抑制の効果が少ない。 ・地震時に未対策部に対し、挙動差が生じる恐れがある。 ・地上からの施工が必要であるが施工ヤード確保が困難である。
工期	長	中	長	中
工費	非常に高価	極めて高価	高　価	高　価
評価	△	×	×	×

2. セグメントリング間伸縮継手の沈下対策

伸縮継手の改修範囲は、5k785m81、5k845m81～5k955m11(10.8m ピッチに伸縮継手を配置した位置)区間及びシールドトンネルと立坑との接合部とする。

改修方法は、一次覆工である合成セグメントはそのまま残し、二次覆工に代替の継手を設ける構造とし、従来の継手ボルトの破断後もせん断力を伝達する機能として二次覆工と同等の強度を持つ鋼製の防護プレートでこれの機能を代替させる構造を考える。この防護プレートは目開き量に対しても追随する構造である。表 14-2-5-2 に伸縮継手の改修上必要な構造条件を、表 14-2-5-3 に各部材の応力度照査結果を示す。また、図 14-2-5-1 に伸縮継手改修一般図を示す。

表 14-2-5-2　伸縮継手の改修上必要な構造条件

水　　圧	2.64　kgf/cm^2	Bor No.B4-1(1996.3)
伸　び　量	20.0　cm	近似円＋余裕
縮　み　量	5.0　mm	当初設計
ずれ設計荷重	635.0　tf/Ring	既設継手＋二次覆工コンクリート

表 14-2-5-3　各部材の応力度照査結果

部　　材	仕　　様 材　　質	応 力 度 照 査 結 果	
押さえ板	t = 10mm SS 400	σ_c ＝1228kgf/cm² ＜ σ_{ca} ＝1400kgf/cm²	水圧より張力を算定
可とう部材	M 16　@150 8.8	σ_c ＝1236kgf/cm² ＜ σ_{ca} ＝2400kgf/cm²	水圧より張力を算定
固定ボルト受け板	t = 22mm SS 400	σ_b＝694kgf/cm² ＜ σ_{ba} ＝1400kgf/cm² τ ＝29 kgf/cm² ＜ τa＝800 kgf/cm²	受け板下面に水圧が作用すると仮定
受け板用 アンカーボルト	M 22　@385.4 8.8	σ_t ＝2335kgf/cm² ＜ σ_{ta} ＝2400kgf/cm²	水圧及び可とう部材の引抜き力より算定
型　枠　板	t = 9mm SS 400	σ_b＝1259kgf/cm² ＜ σ_{ba}＝1400kgf/cm² τ ＝17.4 kgf/cm² ＜ τa ＝800 kgf/cm²	ﾓﾙﾀﾙをｽﾌﾟﾘﾝｸﾞﾗｲﾝ上下に分けて打設
防護プレート (道床､列車荷重＋沈下)	t = 12mm SS 400	σ_b＝625kgf/cm² ＜ σ_b＝1400kgf/cm² τ ＝539kgf/cm² ＜ τa＝800 kgf/cm²	道床、列車荷重及びずれ荷重として今後 30cm の沈下を考慮
防護ﾌﾟﾚｰﾄ(道床、列車荷重)	t = 12mm SS 400	σ_b＝625kgf/cm² ＜ σ_{ba}＝1400kgf/cm² τ ＝13.3kgf/cm² ＜ τa＝800 kgf/cm²	
二次覆工 ｺﾝｸﾘｰﾄ及びﾓﾙﾀﾙ	σ_{ck} =240kgf/cm² σ_{28} = 400kgf/cm²	σ_c＝31.9kgf/cm² ＜ σ_{ca}＝ 80kgf/cm²	ずれ荷重より算定

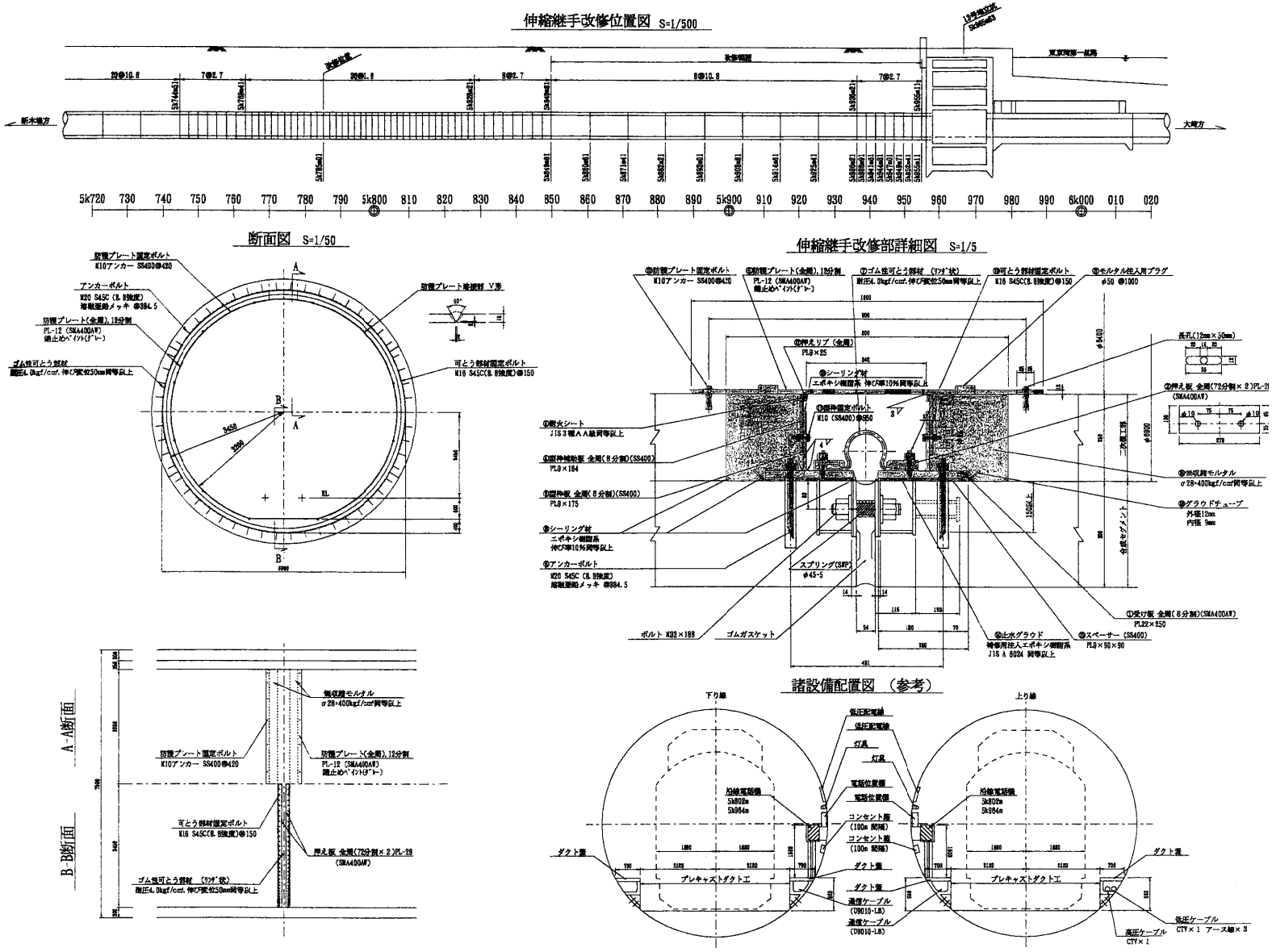


図 14-2-5-1　伸縮継手改修一般図

3. 軌道縦断線形の修正計画

軌道縦断線形は、以下に示す考え方に基づいて現状及び将来沈下予測に対して修正計画を行う。

(1)修正計画の考え方

ア、軌道構造を道床及びまくら木を基本としてF.Lから最小設定R.Lの高さを620mmとして考える。

イ、縦曲線半径を基本的に R=3000m として考える。ただし、やむを得ない場合はR=2000mとする。

ウ、最急勾配は1000分の35以内とする。

エ、経年に伴う縦断線形の変更は、レールの扛上により対応する。

オ、縦曲線の山型グレードの位置でR.LとF.Lが極力620mmに近付くように縦断を設定する。

(2)修正計画

JR 東日本の基準に従って縦断線形を挿入し、内空条件に適合したシールド断面を図 14-2-5-2 に示す。また、上り線、下り線それぞれの将来沈下予測に対する修正計画を図14-2-5-3及び図14-2-5-4に示す。

ア、将来予測沈下量を最大 30cm とした場合、縦曲線半径として R=2000m を用いることにより内空断面を確保することは可能である。

イ、最大レール扛上量は約 32mm となるが、その場合でも内空断面を確保することは可能である。

ウ、したがった、列車の運行に必要な内空寸法に関しては、伸縮継手の改修後 30cm の沈下が生じても問題ないと考えられる。

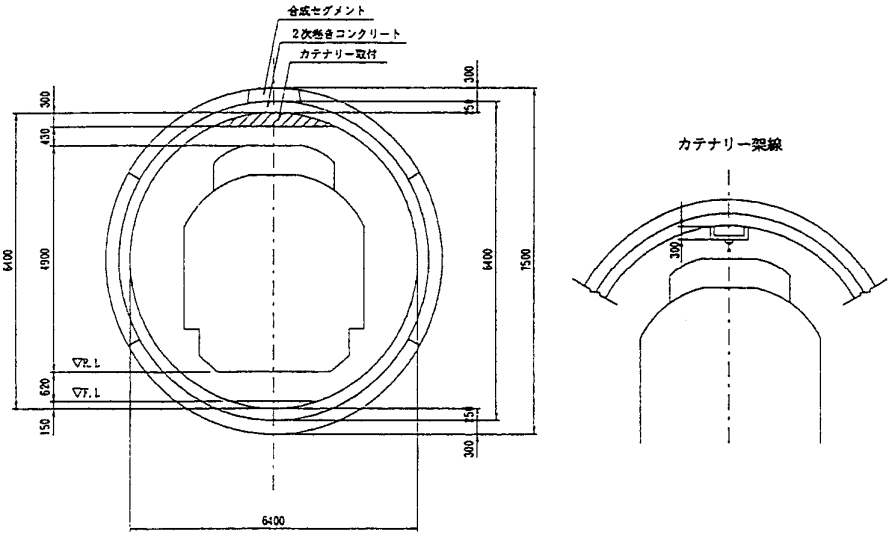


図 14-2-5-2　縦断線形を考慮したシールド断面の検討

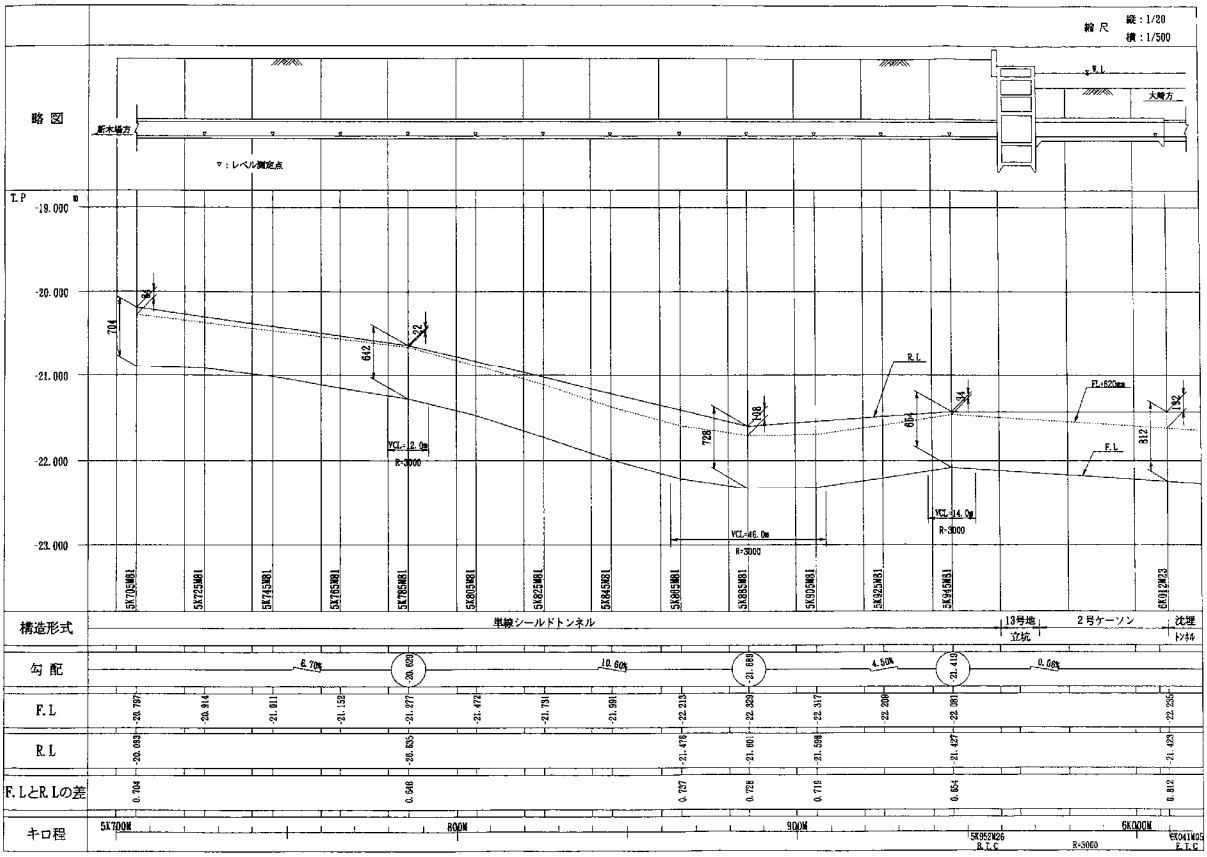


図 14-2-5-3　起動縦断線形の修正計画(案)(上り線：将来)

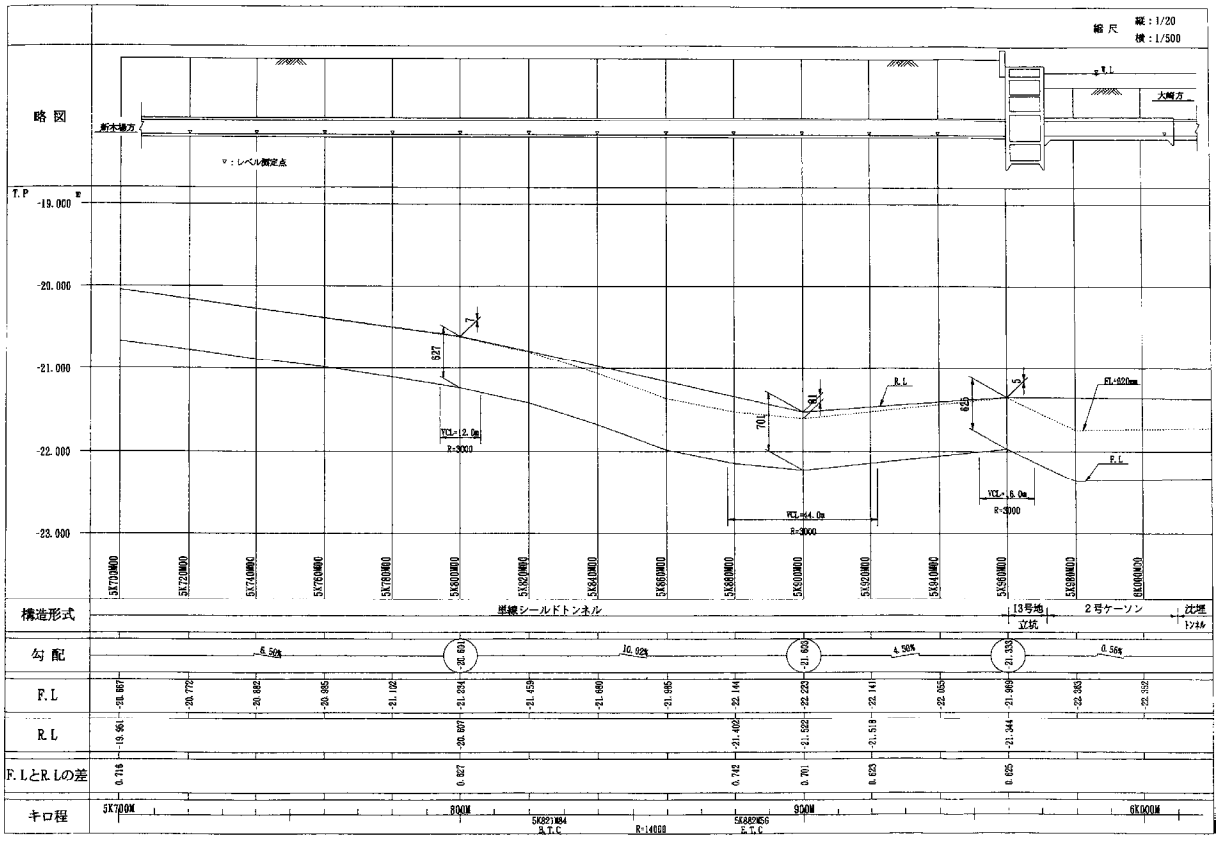


図 14-2-5-4　起動縦断線形の修正計画(案)(下り線：将来)

4．今後の調査及び計測

調査及び計測は平成９年度以降も継続して行う項目と新規に計測する項目とに分けて考える。

継続する計測項目	新規の計測項目
・基面高 ・傾斜測定 ・層別沈下測定 ・間隙水圧測定	・地下水位計測 ・伸縮継手施工箇所の計測

これらの計測の頻度及び計測位置を図 14-2-5-5 に示す。

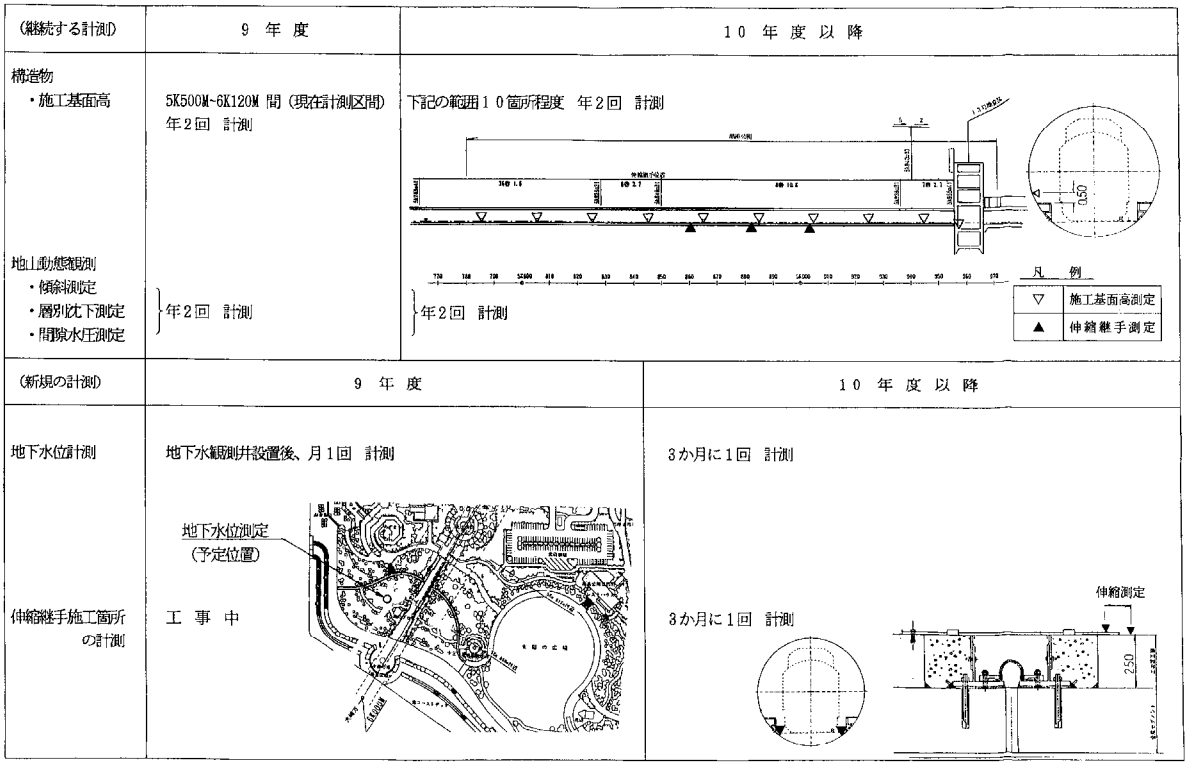


図 14-2-5-5　今後の調査及び計測計画(案)

5．考察

(1)トンネル沈下の予測と実体との相違

トンネルの沈下は、沖積粘性土層の圧密沈下に起因するものであり、地盤と同様の挙動を示している。しかし、現在までのトンネルの沈下は当初予測に比べて沈下の進行が早く、沈下量も大きく上回っている。その主因としては、洪積砂礫層中の地下水位の一時的な急激な低下による沖積粘性土層の圧密の促進とトンネル直上の盛土の追加などによることが考えられる。

沈下の予測計算における圧密係数は、圧密試験結果の平均値を採用しているが、そのバラツキを考慮すれば、時間―沈下曲線の形状は実態にかなり近似させることができる。

トンネル縦断方向の沈下形状の当初予測と実態との相違については、当初予測段階において立坑の影響を考慮していないこと、埋没段丘付近の複雑な堆積状態、トンネル直

上の予測外の盛土施工など予想外の事態が生じたこと、さらに圧密係数のとり方等が原因であり、当初設計に問題があったとは考えられない。また、沈下形状については、地層状況の位置の違いと立坑の影響と考えられる。

(2)今後のトンネル沈下の予測

トンネルの沈下計算では、2 年前から沈下の動向は緩慢となって最近はほとんど停滞しており、収束に向かっていることをうかがわせる。また、圧密沈下の要因等を再整理して解析した結果、現時点における圧密度は高く、残留沈下量も最大で 25cm 程度と推測される。さらに、トンネル下部の沖積粘性土層の実測間隙水圧から求めた有効土被り応力度と土質試験から求めた圧密降伏応力度とを比較検討した結果、この部分の地山は圧密のほぼ終了した安定した状態にあるものと判断できる。

(3)沈下抑制対策の必要性

種々の沈下抑制対策について、その施工法、工期等を比較検討した。しかし、トンネルの残留沈下量は最大 25cm 程度と予測されるので、特別な沈下抑制対策を行わなくともトンネルの安全性と内空の確保は可能と考えられる。したがって、セグメントリング間伸縮継手の改修で十分対応できるものと判断できる。

(4)セグメントリング間伸縮継手の安全性及び必要な対応

伸縮継手部に許容量に近い伸縮が生じている箇所については、今後の沈下等を考慮して改修を行い、伸縮継手の機能を確保する必要がある。したがって、伸縮継手の改修にあたっては施工の安全性等から二次覆工コンクリート部にその代替機能を確保することとし、この場合の残留沈下量は 30cm を考慮する。

また、トンネルの沈下に大きな影響を及ぼす洪積層の地下水位の観測及びトンネル挙動把握のための計測を今後とも実施する必要がある。

あ と が き

臨海副都心線二期東京テレポート・大崎間の建設は、世界都市博の中止や臨海副都心開発計画見直し等により、工事施行認可申請の取下げ、再申請・認可などの紆余曲折を経ましたが、平成８年２月の工事実施計画の指示に基づき建設を進め、平成 13 年３月の東京テレポート・天王洲アイル間暫定開業に続き、平成 14 年 12 月に大崎まで全線開業しました。

この臨海副都心線は、新しい未来型の都市拠点として、さらに都市再生の拠点として多様な成長を遂げつつある東京臨海副都心における広域的な大量高速輸送機関として重要な役割を果たしており、JR 京葉線・営団有楽町線新木場駅から東京臨海部、天王洲アイル、大井町を経て JR 山手線大崎駅に至る８駅延長 12.2㎞の路線で JR 埼京線と相互乗入れをしています。臨海副都心線は、京葉線で千葉、さらには成田空港、そして大崎駅で埼京線と直通運転しさいたま新都心と結ばれ、大崎駅の同じホームで湘南ライナーと横浜に直結しており、天王洲アイルでは東京モノレールに乗換えて羽田空港とも結ばれています。すなわち、臨海副都心線は首都圏のさいたま新都心、千葉、横浜、東京の池袋、新宿、渋谷、大崎、臨海という五つの副都心、さらに成田、羽田両空港の要の位置にあります。このため、臨海線の開業は東京臨海部へのアクセスとして各方面からの利用者の所要時間を大幅に短縮するとともに首都圏の広域鉄道ネットワークを形成しています。

臨海副都心線二期の建設は、東京都が早い時期の開業を強く希望したため、実質建設工期は４～５年と市街地における建設工期としては非常に短いものであったことから、厳しい工期、施行環境を克服するため様々な技術開発・導入を行っております。この貴重な記録を残すため平成 14 年７月に編集委員会を設置し工事誌作成にとりかかりました。しかしながら、多忙な業務の傍ら工事誌作成にかかわった関係職員の労苦は多大なものでありました。建設に関係した職員も多くは、工事の進捗に伴い転勤となり、新しい業務の傍ら原稿執筆にあたるという状況でした。

この工事誌は、多くの関係者が日常業務の傍ら資料を収集し原稿を執筆した貴重な工事の記録です。厳しい工期・施行環境のなか平成 14 年 12 月全線開業の大きな要因となったシールドトンネルと開削区間の地中連結による地下駅建設、シールドの拡径及び機械式地中接合などの様々な技術開発・導入について記載しており、今後の都市土木工事の計画、設計、施行に活用していただければ幸いです。

最後になりましたが、この工事誌刊行にあたり、業務多忙にもかかわらず、各部門で資料収集、原稿執筆等の作業にご協力いただいた関係の皆様に、深く謝意を表する次第であります。

平成 15 年９月

東 京 支 社 次 長
工事誌編集委員会委員長　　高 津 俊 司

臨海副都心線工事誌

平成 15 年　9 月

監　　修　　日本鉄道建設公団東京支社
東京臨海高速鉄道株式会社

編集・発行　　株式会社 レールウェイエンジニアリング
東京都港区芝大門一丁目3番8号アトラス芝大門ビル
電　　話　　03（5733）7301