

## 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

工事名	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
	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	京葉線台場ずい道 (有明西運河) その1工事	
キロ程	上り 9 km 358m 下り 8 km 016m 終点 9 km 974m	9 km 974m～ 10 km 100m50	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 626m88
延長	上り 615m 下り 1,967m	192.5m	924.8m	963.6m (距離更正-15.8m)			1,439.9m	8.8m	207.5m
着手年月日 しゅんじゅん年月日	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			泥水加圧式シールド	ケーソン	同左
形式	複線箱形断面 単線箱形断面 U型上留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型上留	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ヶ所	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) 86,600m <sup>3</sup> 裏込注入 4,200m <sup>3</sup>	沈埋器 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：6.95m 二次覆工 鉄筋コンクリート 厚さ：0.25m 掘進 2,850m (掘削量) 133,000m <sup>3</sup> 裏込注入 8,000m <sup>3</sup> 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 6ヶ所

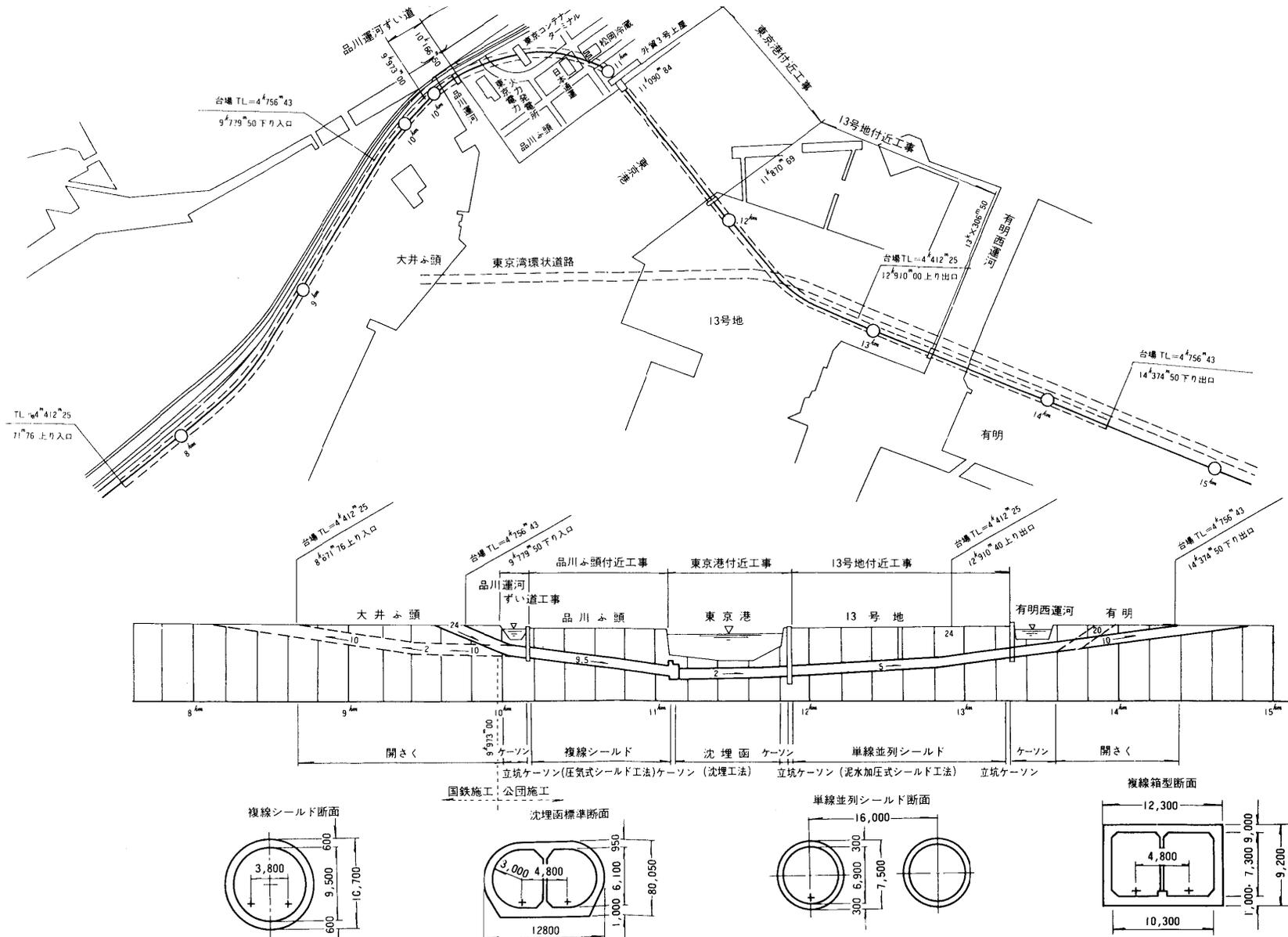


図 14-1-1-1 台場トンネル全体図

## 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、接岸栈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。

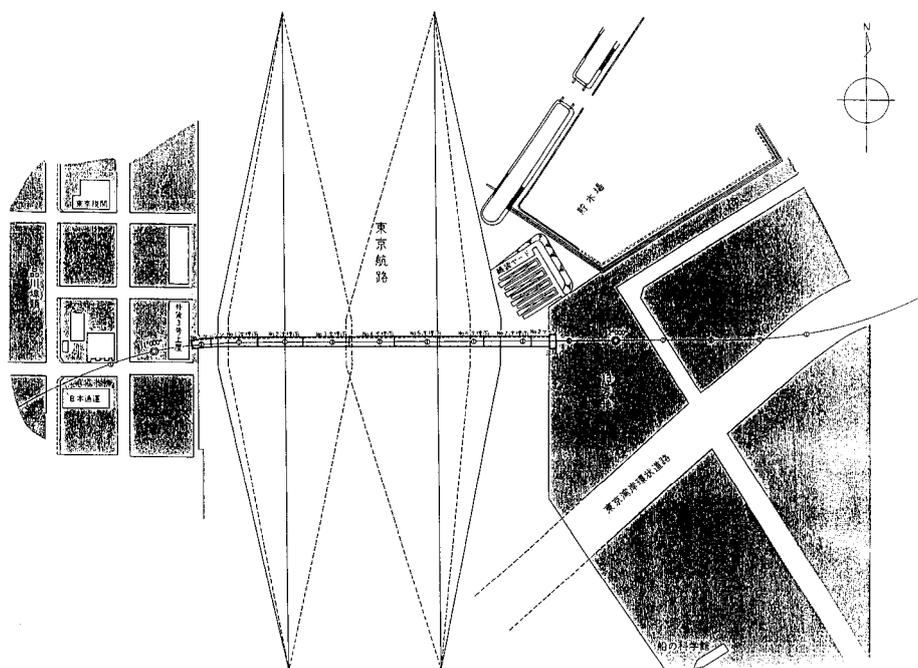


図14-1-2-1 東京港付近工事平面図

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	〃 3,280m <sup>3</sup> 7基合計25,150m <sup>3</sup>
	内空巾10.9m 高さ6.1m中柱を有する小判型	防護砕石	4,320m <sup>3</sup>
沈埋函の重量	標準断面8,414t/基	砕石基層	厚70cm 9,140m <sup>3</sup>
沈埋函の比重	1.03 (海水に対し)	掘さく土量	約1,200,000m <sup>3</sup>
接手の構造	柔軟構造 (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。		

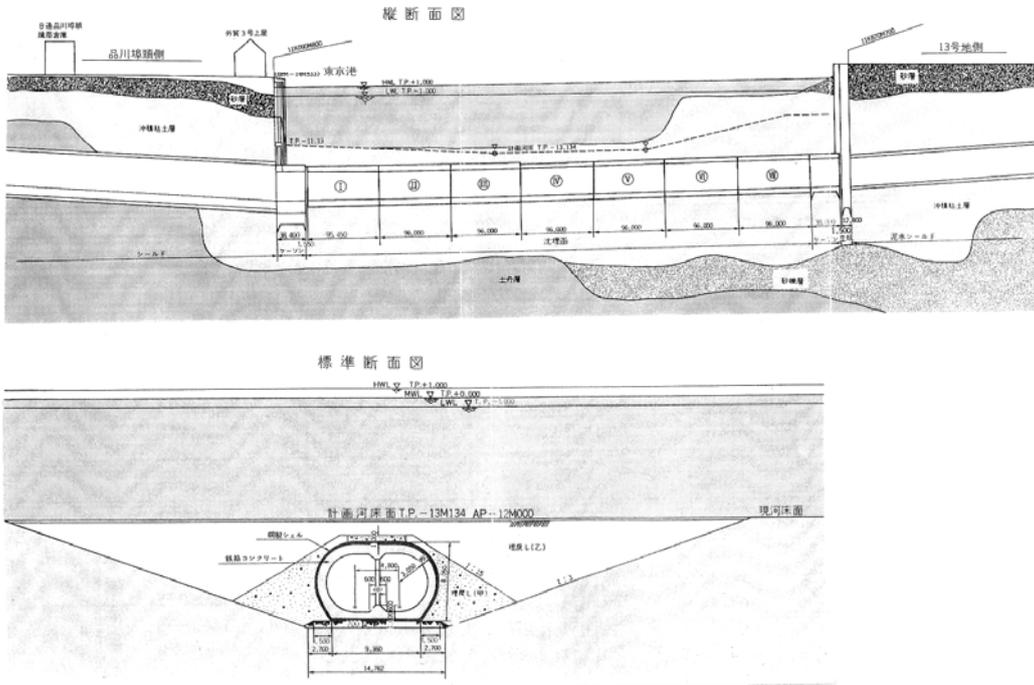


図 14-1-2-2 沈埋函工事概要図

## 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 に地質縦断面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 基ず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慮して、7 エレメントとして、1 エレメント長は 96m とした。

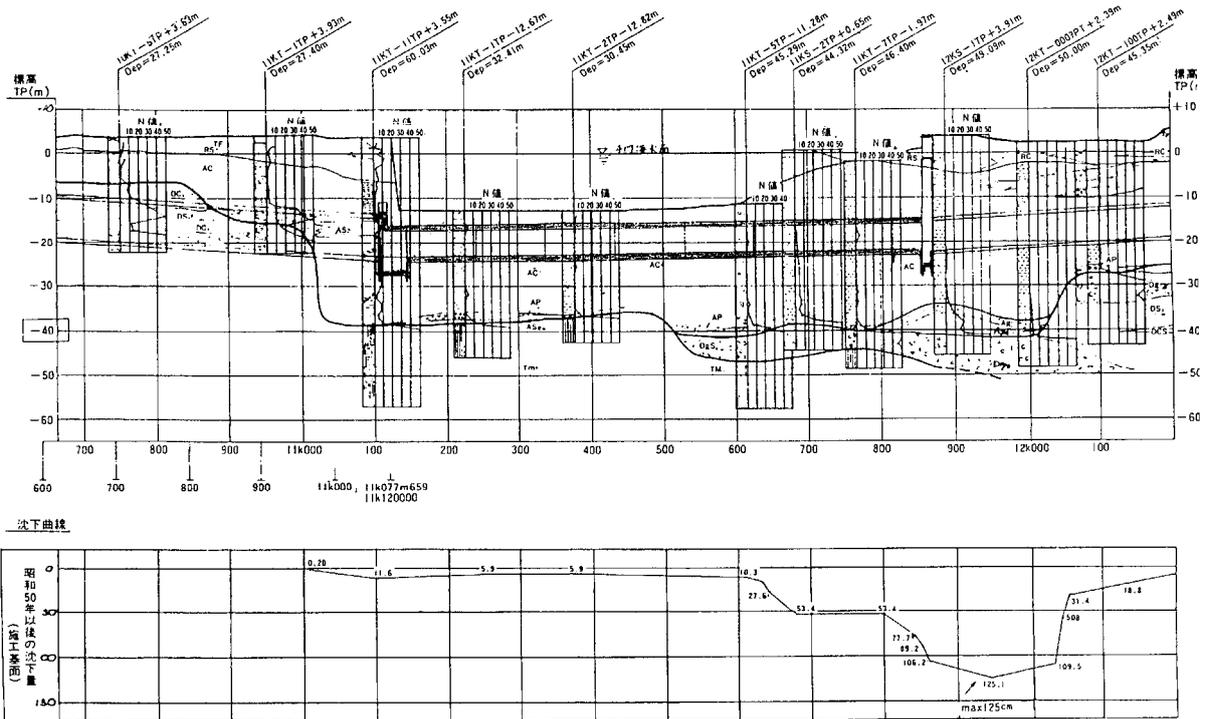


図 14-1-2-3 地質縦断及び沈下想定図

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 mm 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 cm、高さ 30 cm の台形で、硬度約 50~60 度とし、突起部は、高さ 4 cm 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<sup>2</sup> 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 mm 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<sup>2</sup> 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 開いても追従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。

## (3) 立坑の設計

立坑は、13 号地護岸から前面を 5m 離れた位置とした。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、艀装ヤード浚渫、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 号の順番に碎石基礎を施工する。碎石基礎の施工完了後、順次艀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碎石によ

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（外形は変形八角形のものもある）	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	造船台および艀装ヤード	仮設ドライドック
防 水 方 法	鋼 殻	防 水 膜
基礎の造成方法	スクリッ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

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。

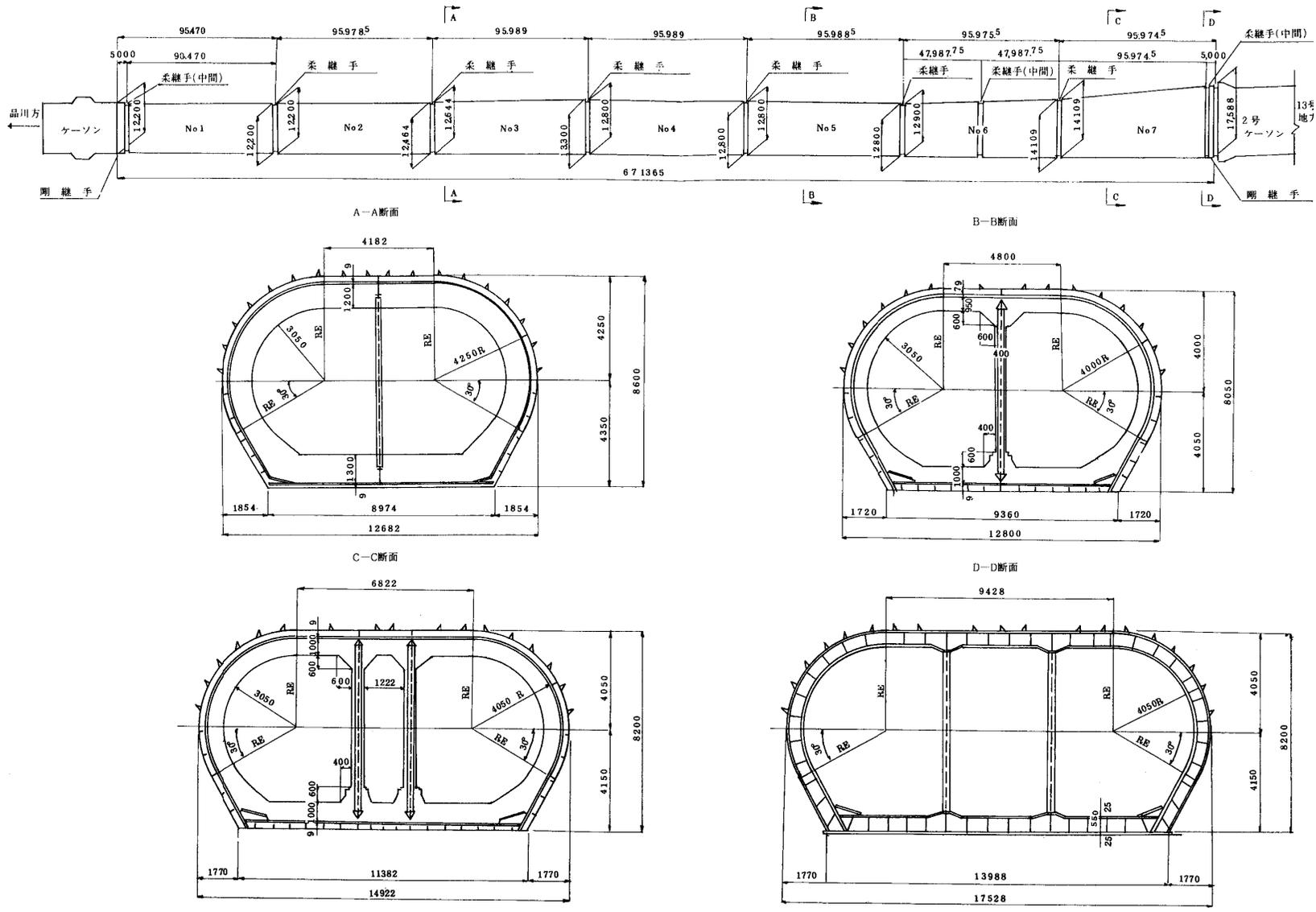


図 14-1-2-4 沈埋函全体図

## 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が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) 沈埋函の艀装

#### ア、艀装ヤード仮設

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つの繫留栈橋を仮設した。栈橋上に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艀装ヤードに繫留した。

#### 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栈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栈橋まで運搬し、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号函の艀装を例にとると、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 3,600m<sup>3</sup>、鉄筋 490t で、平均艀装日数は約 5 ヶ月であった。

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、 $\sigma_{ck}=240\text{kg/cm}^2$ 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  $140\text{kg/cm}^2$  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、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、碎石枠組

沈設荷重を積込む碎石枠は、艀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、沈埋函を繫留する艀装ヤードの浚渫、切替航路の浚渫及びトレンチの浚渫であり総数量 1,200,000m<sup>3</sup>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
艀装ヤード浚渫	157,000 m <sup>3</sup>	羽田沖
切替航路浚渫	470,000 m <sup>3</sup>	羽田沖
トレンチ浚渫	573,000 m <sup>3</sup>	葛西沖、浦安沖、検見川沖
計	1,200,000 m <sup>3</sup>	

#### ア、艀装ヤードの浚渫

13m<sup>3</sup> グラブ船と 800m<sup>3</sup> 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、マドラー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) 碎石基礎工 (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 号碎石 (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ぬため、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、繫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。

#### 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<sup>3</sup> 積のガット船 2 隻で行ない、1 日 600m<sup>3</sup> 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。

表 14-1-2-3 SEP (SELF ELEVATING PLATFORM) 仕様

要 目	内 容	備 考	
1			
2	<b>主要寸法等</b> ボンツーン 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) (m) (深さ) 74m × 45m × 5m 35m × 30m 10m 2.4m × 2.4m × 80m 約 3.4m 約 5500t	(静水面より)
3	<b>ジャッキング装置</b> 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 ボンツーン上昇 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 密制御の任意使用	
4	<b>船 体 機 装</b> アンカーウインチ キャブスタ 艇・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 42φ × 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	<b>機 関 機 装</b> 発電用機関 補助機関	主発電機用 650KVA ディーゼル 2 基 補助発電機用 125KVA ディーゼル 1 基 ポンプ類、その他一式	

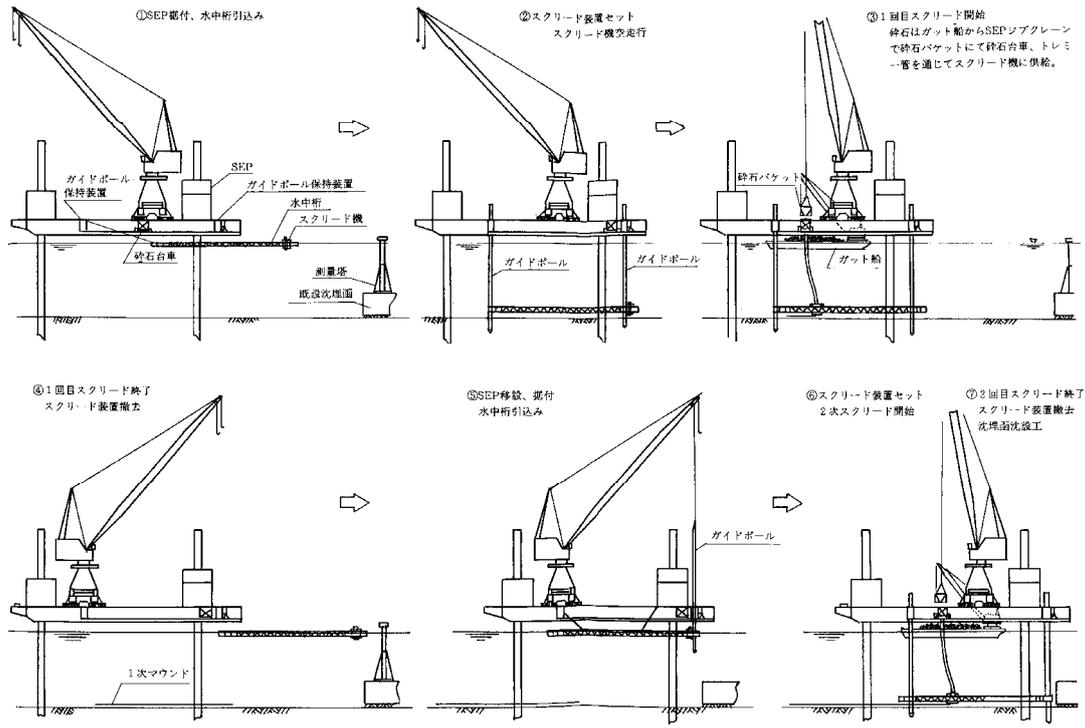


図 14-1-2-5 砕石基層工施工手順

キロ程	測定番号	砕石基層設計高 (m)	実 測 高 (m)								精 度 (%)								記事
			1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8	
K 4																			(平均)
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	-22.859	-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}

		7-10	7-9	7-8	7-7	7-6	7-5	7-4	7-3	7-2	7-1
13号地側	1	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	2	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	3	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	4	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	6	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	7	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		5.5	8.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	2.5
		品川側									

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

艀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 になるまで鉦滓を載荷した。

#### 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。碎石基層面より約 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な離隔 0.8m まで引寄せす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。

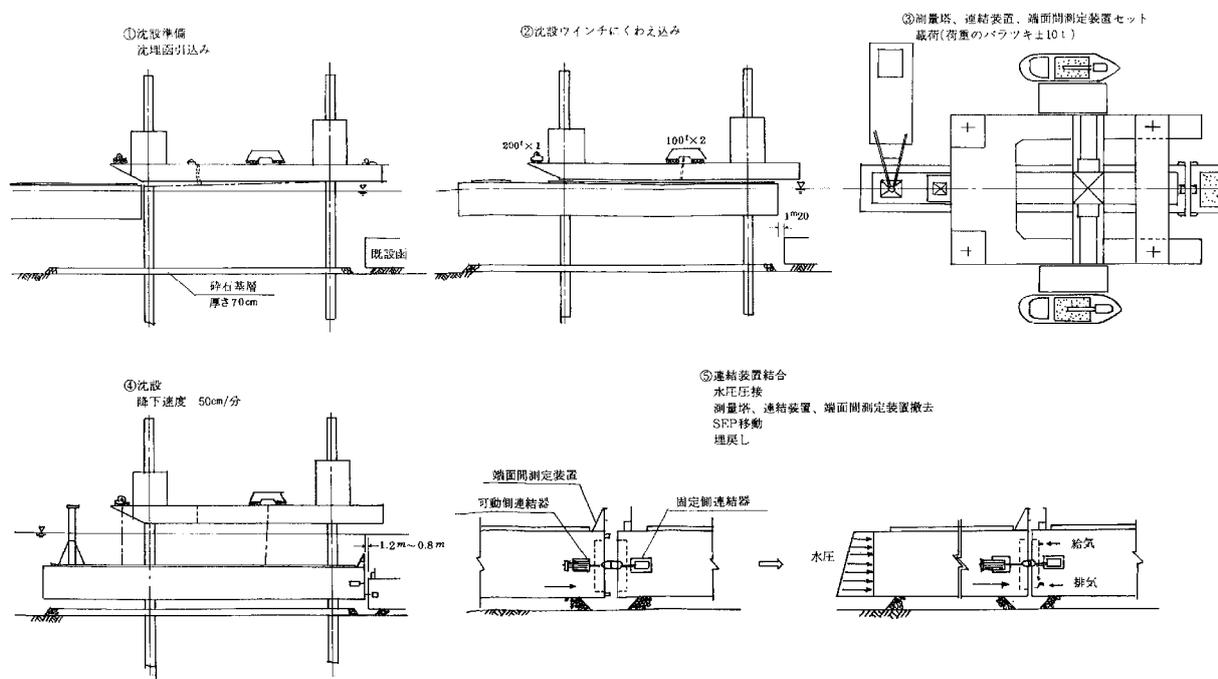
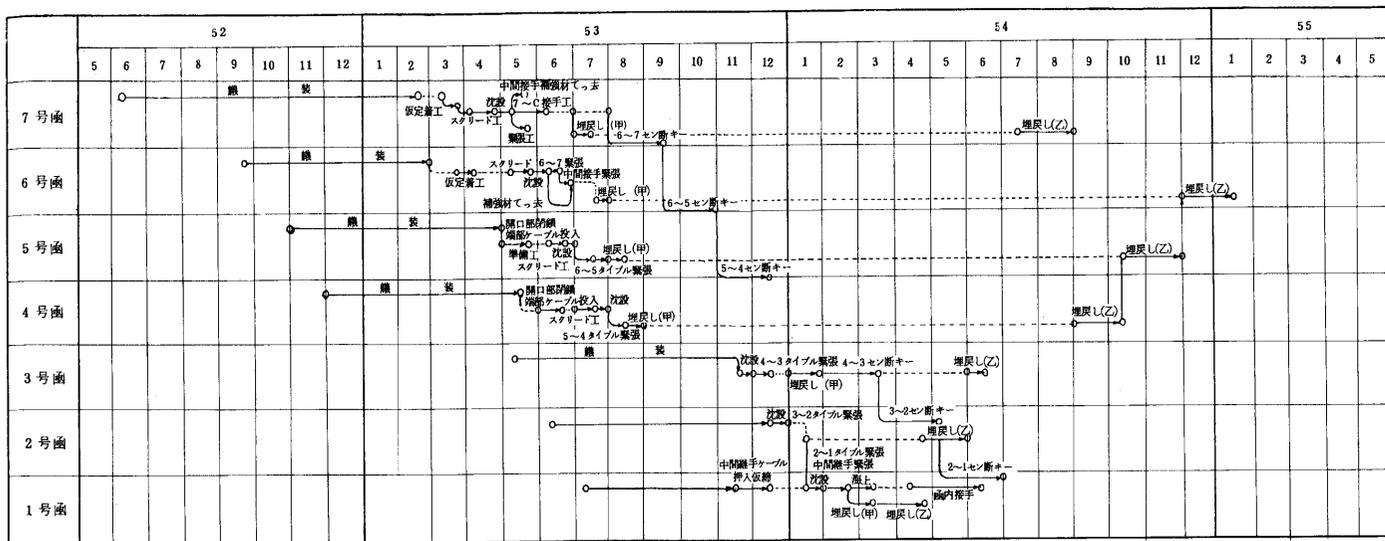


図 14-1-2-6 沈設手順



沈埋函沈設工程表

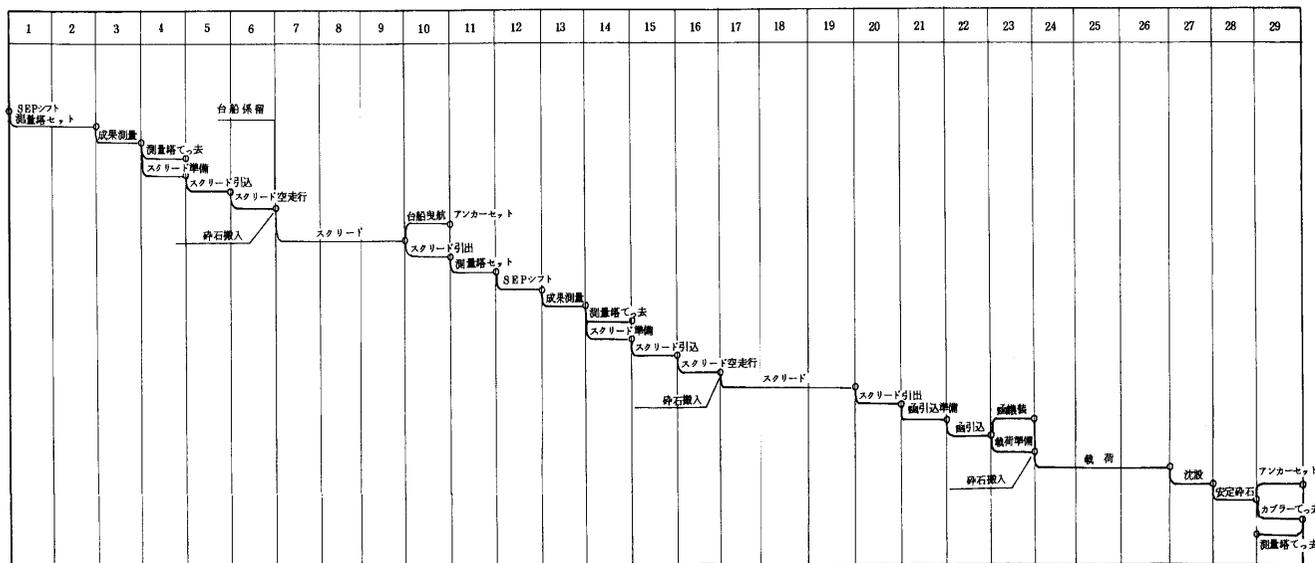
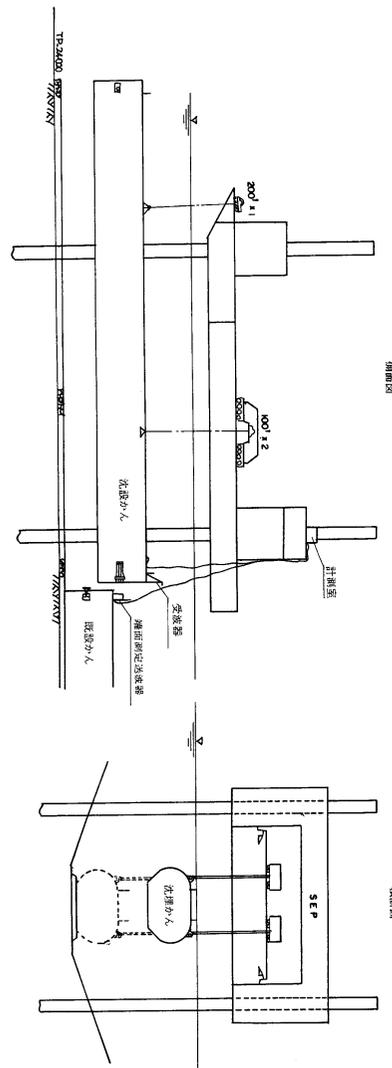


表 14-1-2-5 沈埋函沈設工程

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asket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。

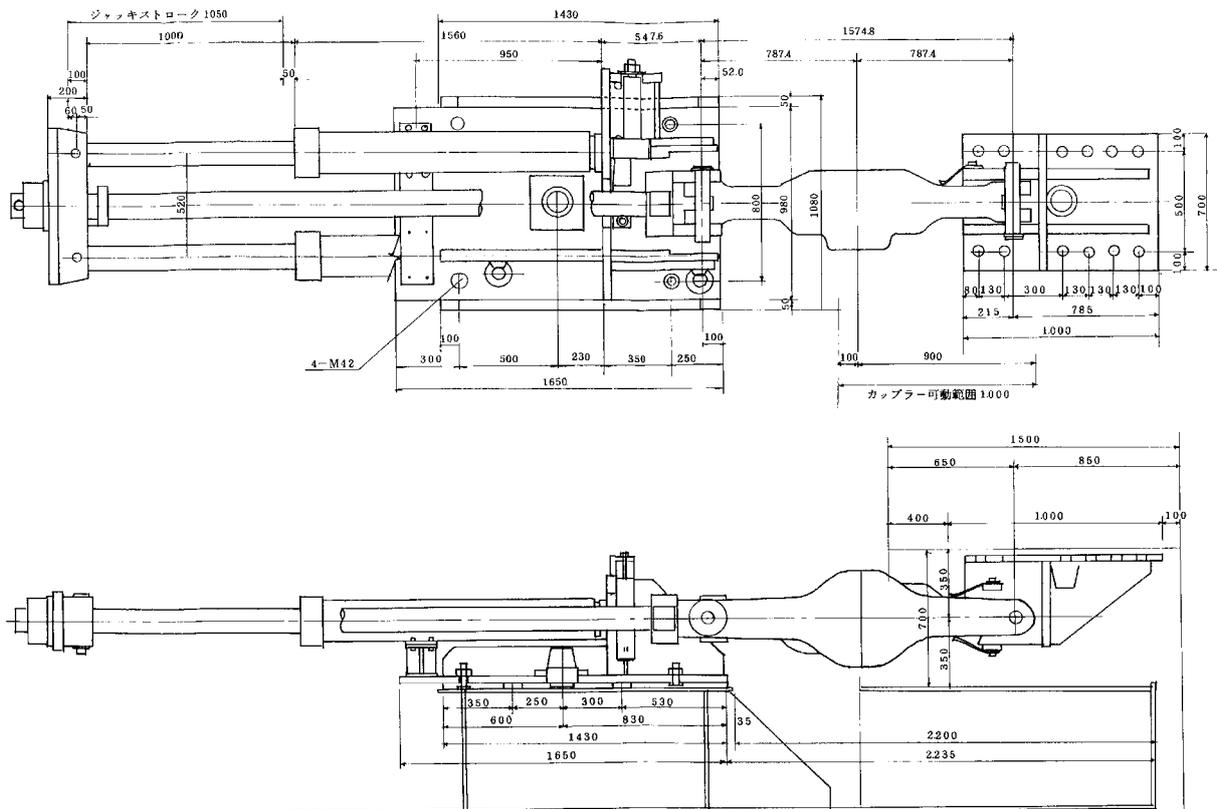


図 14-1-2-8 連結器詳細図

## 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（碎石）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、碎石と普通土に分かれている。碎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、碎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。

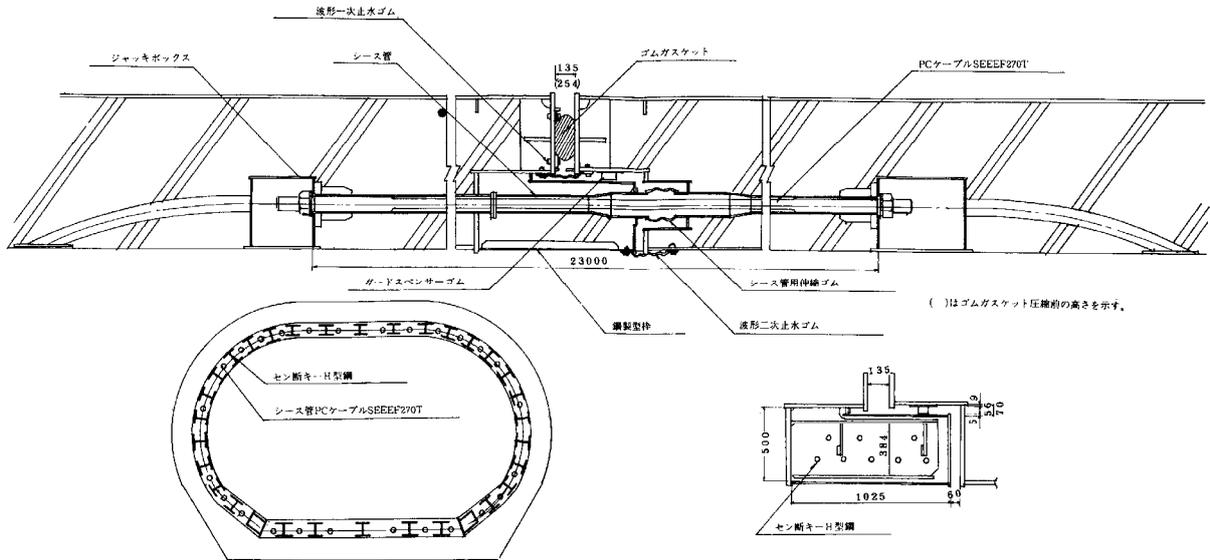


図14-1-2-9 柔接手構造図

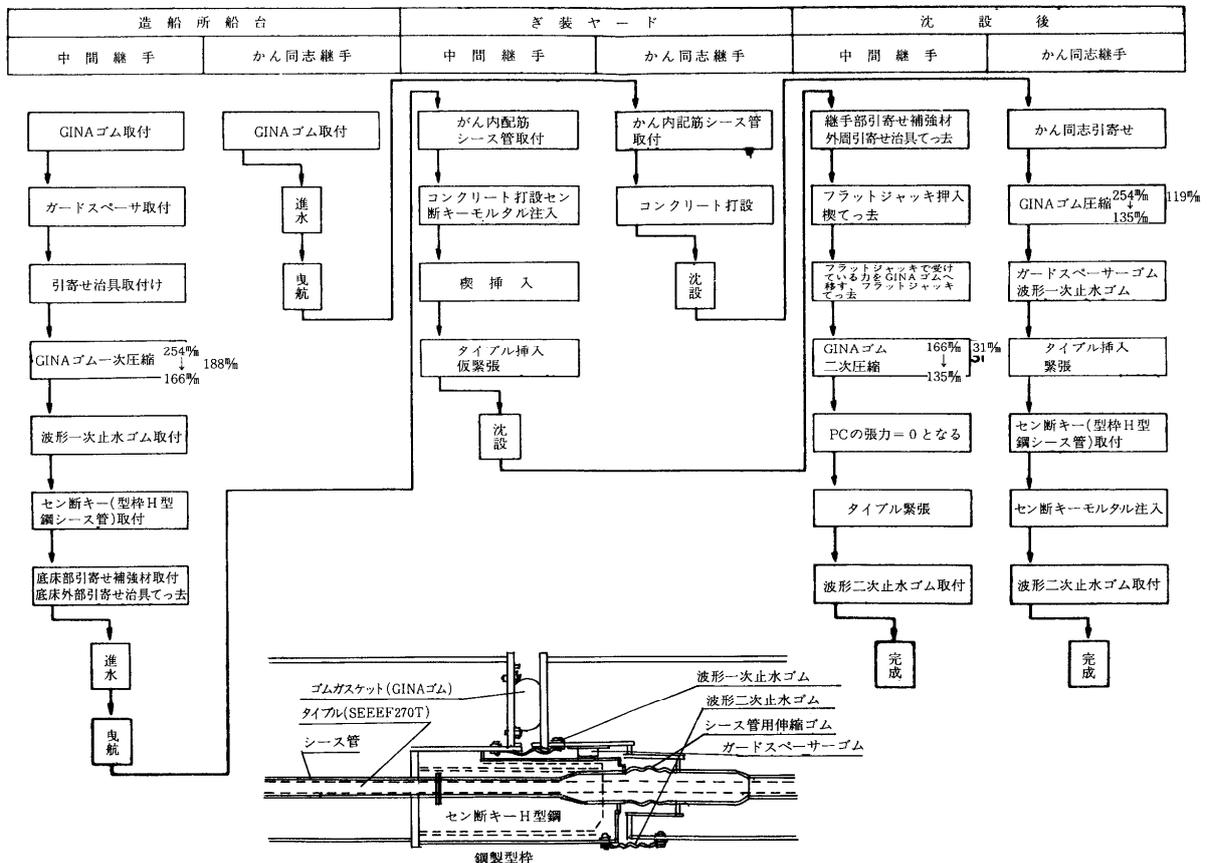


図14-1-2-10 柔結合接手施工順序図

(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9mm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号当たりの重量は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艀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。

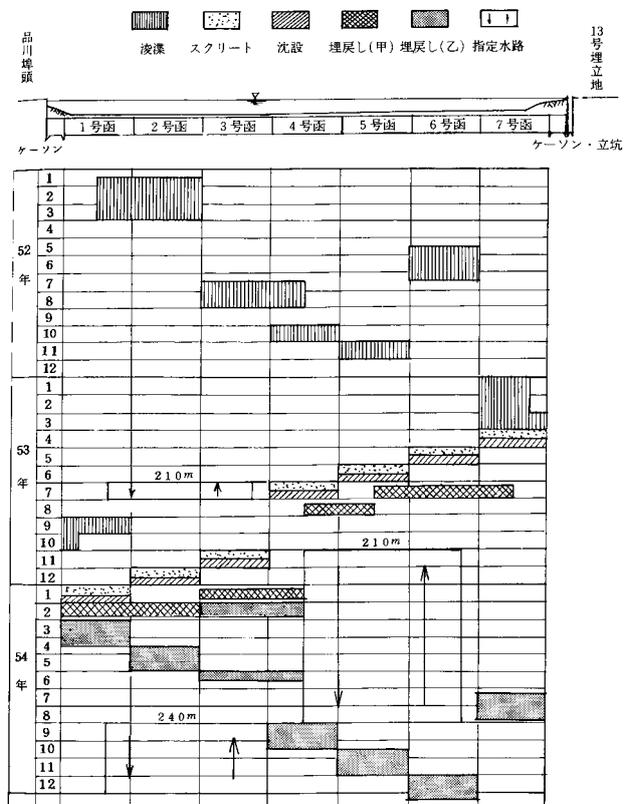
(10) 剛結合接手の応力

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棧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。

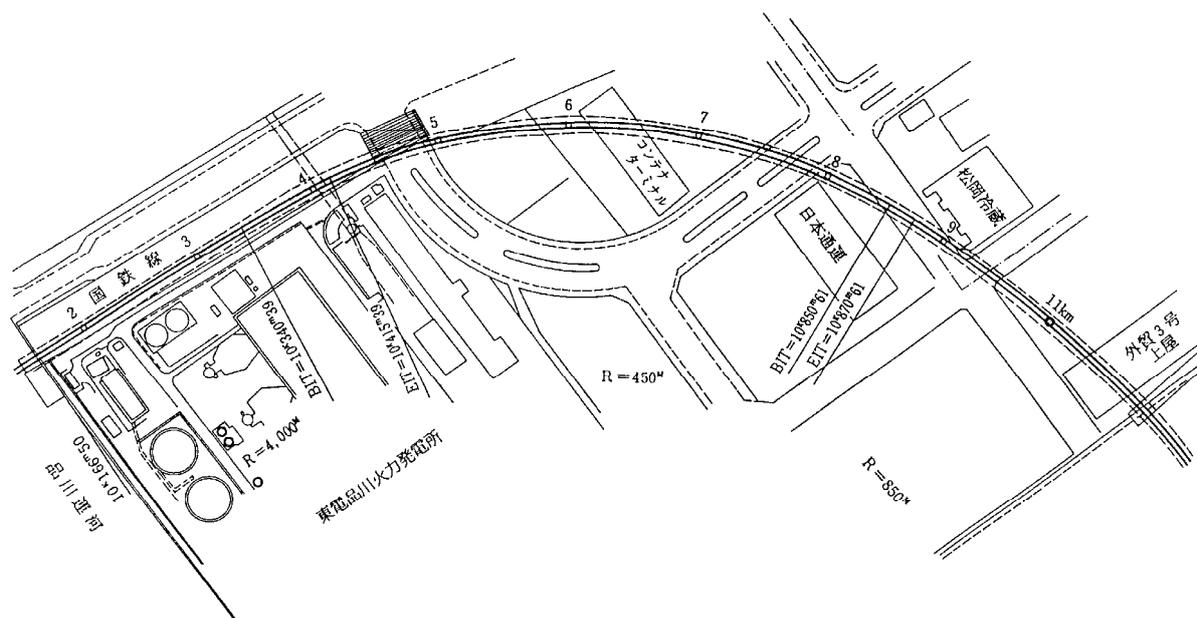


図14-1-3-1 品川埠頭付近工事線路平面図

#### 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、 $qu=0.7\sim 1.2\text{kg/cm}^2$ 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、 $qu=1.5\sim 2.2\text{kg/cm}^2$ で分布しその下に層厚2～3m、N値2～10、透水係数 $1\times 10^{-3}\sim 1\times 10^{-4}\text{cm/sec}$ 、間隙水圧 $1.3\text{kg/cm}^2$ 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 程度のかかなり硬質な粘性土があり、その下に層厚 4~5m、N 値 50 以上、透水係数  $5 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ 、間隙水圧  $0.8 \sim 1.1 \text{kg/cm}^2$  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。

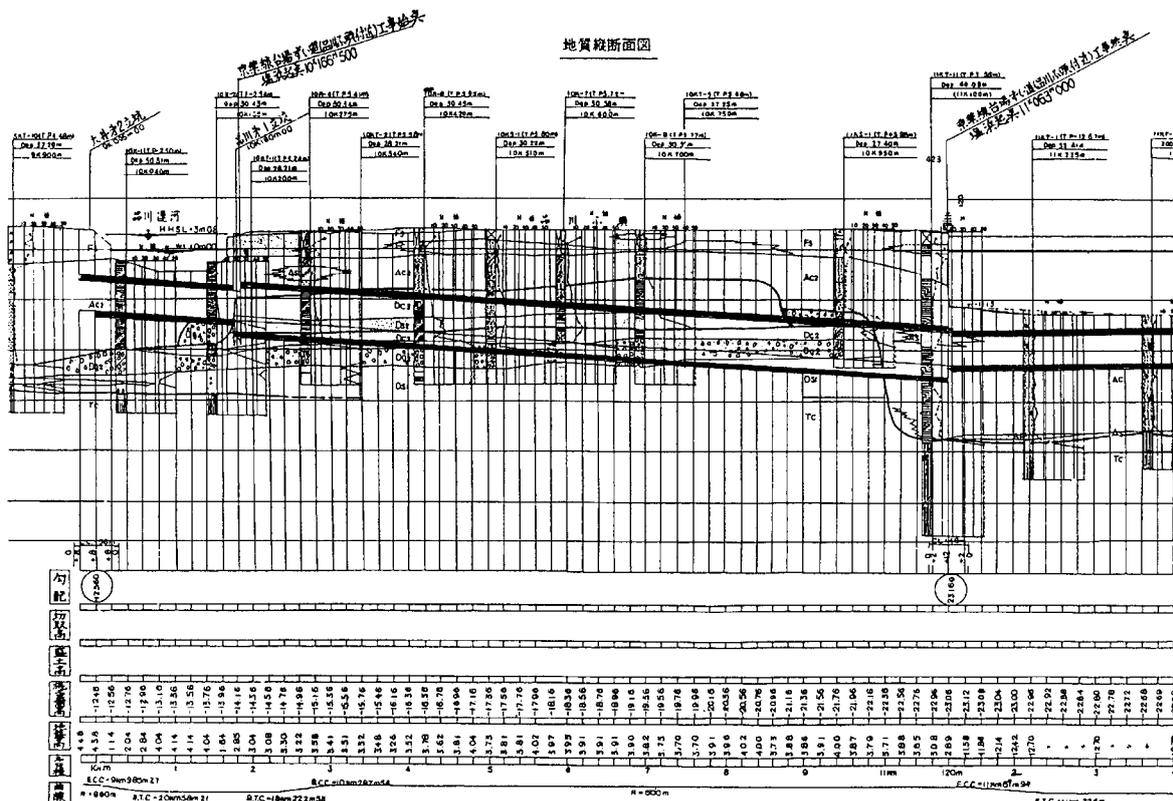


図 14-1-3-2 地質縦断面図

### 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) シールド機的设计

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<sup>3</sup>/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<sup>3</sup>/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。

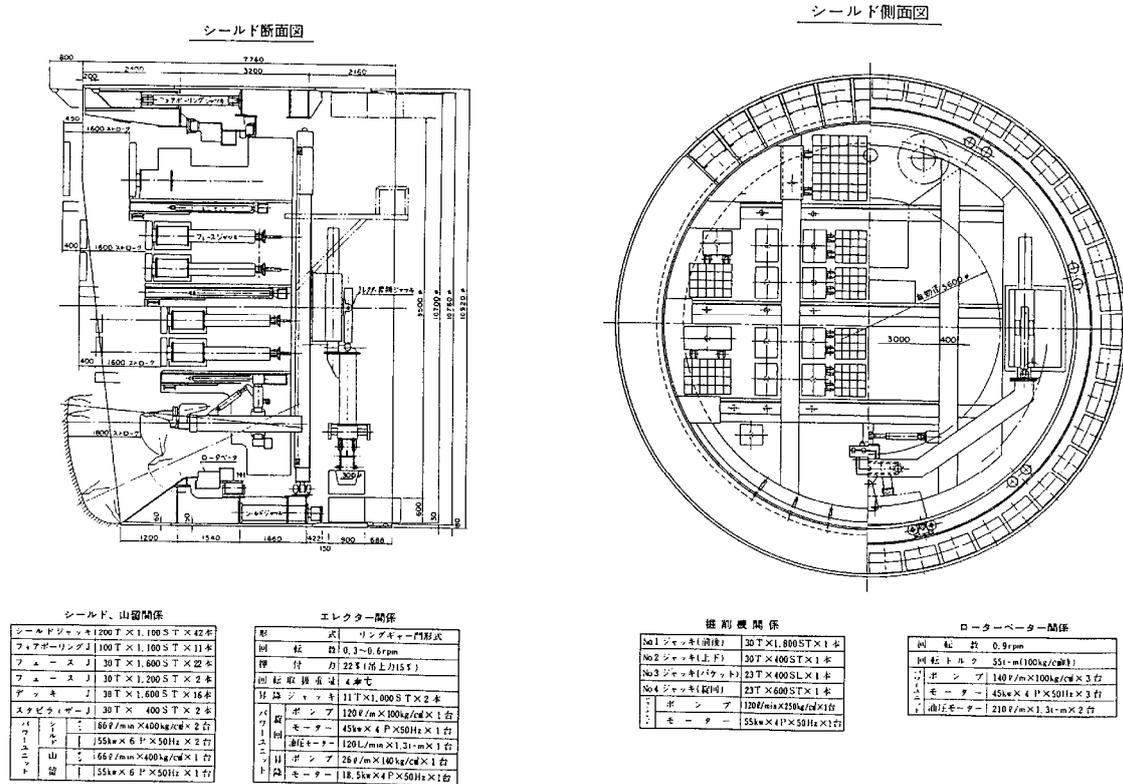


図 14-1-3-3 シールド機一般図

### (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ヶ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

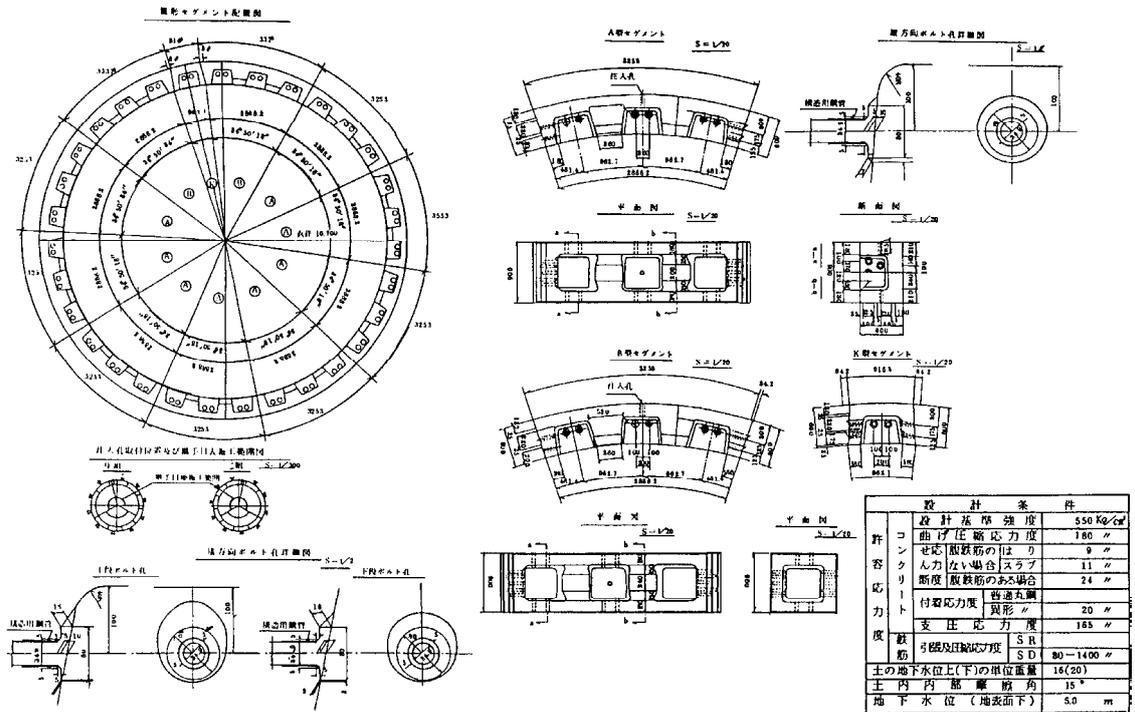
#### ア、初期掘進設備

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 (1m<sup>3</sup>) 2 基を使用し、土捨ては 200m<sup>3</sup> 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通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。



設計条件		550 Kg/cm <sup>2</sup>
許容応力	設計基準強度	550 Kg/cm <sup>2</sup>
	曲げ圧縮応力度	180 "
	せん断鉄筋のほり	9 "
	力入れ合い場合スラブ	11 "
強度	新設 板鉄筋のある場合	24 "
	付帯応力度	普通丸鋼
変形	支圧応力度	20 "
	引張応力度	165 "
鉄筋	S R	80-1400 "
	S D	80-1400 "
土の地下水位上(下)の単位重量		16(20)
土の内部摩擦角		15°
地下水水位(地表面下)		5.0 m

図 14-1-3-4 セグメント一般図

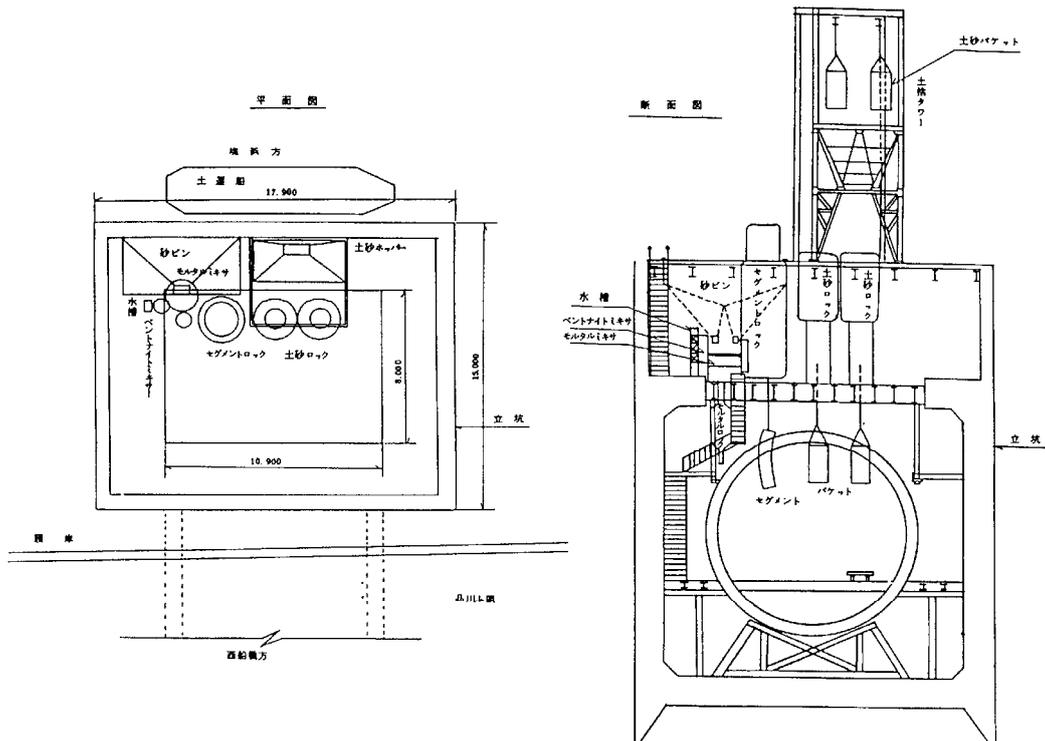


図 14-1-3-5 初期掘進設備図

## 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従して前進させ、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。

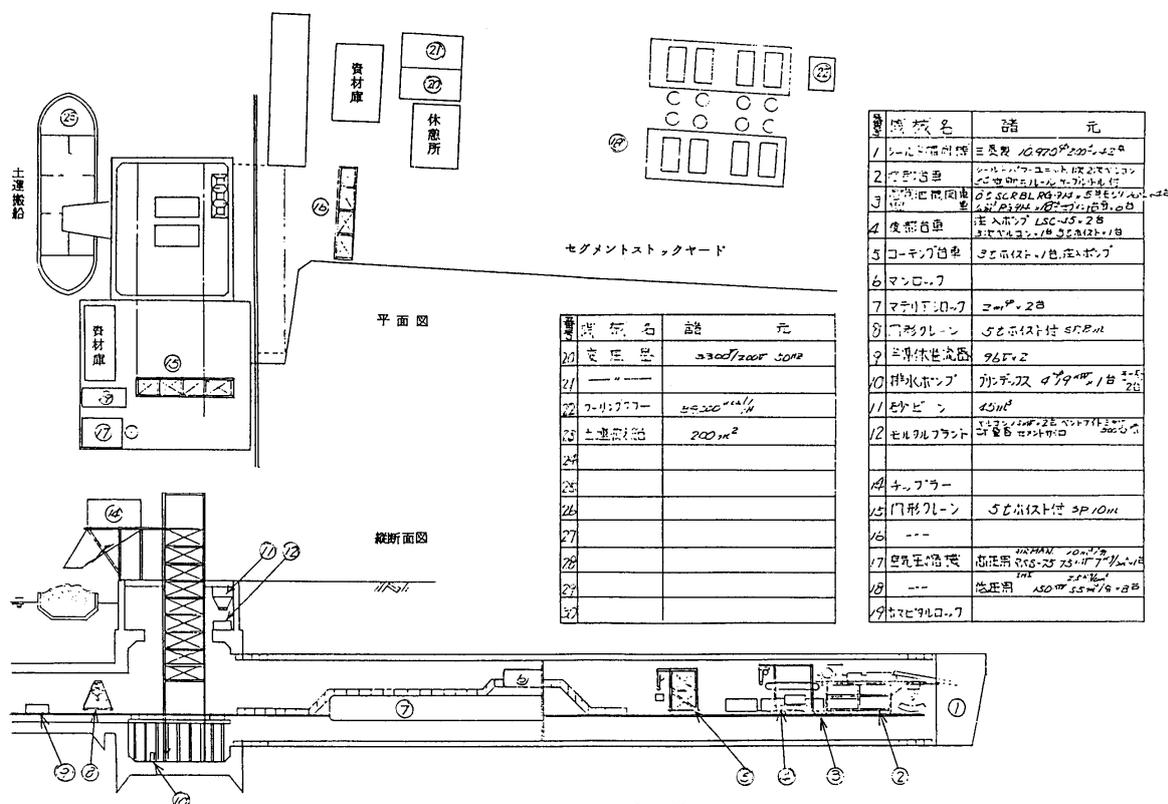


図 14-1-3-6 本掘進設備図

## 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<sup>2</sup> 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<sup>2</sup> とし、シールド切羽全面が地山に

接した時点で  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  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  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  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 ヶ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  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  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  $80 \sim 90 \text{ l/min}$  となり切羽の崩壊が見られた。このため坑内圧気圧を  $0.95 \text{ kg/cm}^2$  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  $700 \text{ l/min}$  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。

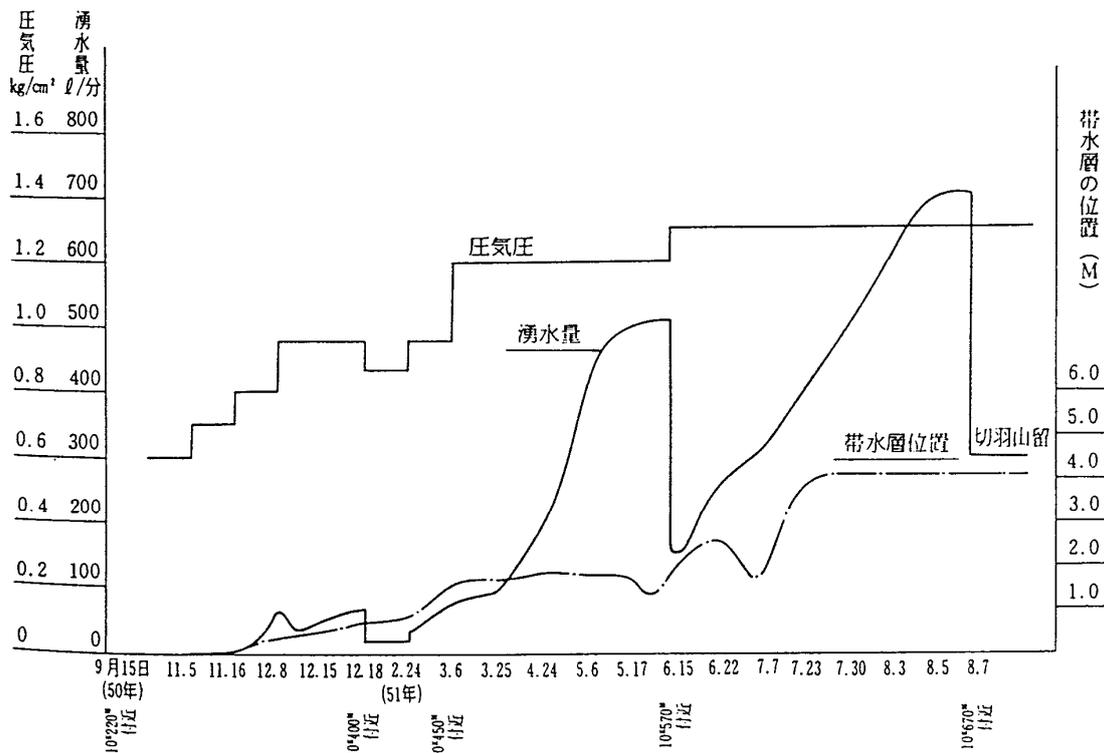


図 14-1-3-7 切羽湧水量変化図

### (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 <sup>2</sup> 以上	穿孔本数 40本 穿孔長 15~20m 注入量 15~20m <sup>3</sup> /m 穿孔及び注入日数 8日 (単位 60,000円/m <sup>2</sup> )	穿孔本数 1本 穿孔径 φ114.3 穿孔長 10m 排水量 380ℓ/min 穿孔日数 8日 (単価 100,000円/本)	手掘式 断面 内径 1,600mm 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 <sup>2</sup> 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 1 Kg/cm <sup>2</sup> 以下では 1 人も減圧症にならなかつたが 1.3 Kg/cm <sup>2</sup> 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 $77 \times 10^{-1}$ 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. 複雑な地質並びに滞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。

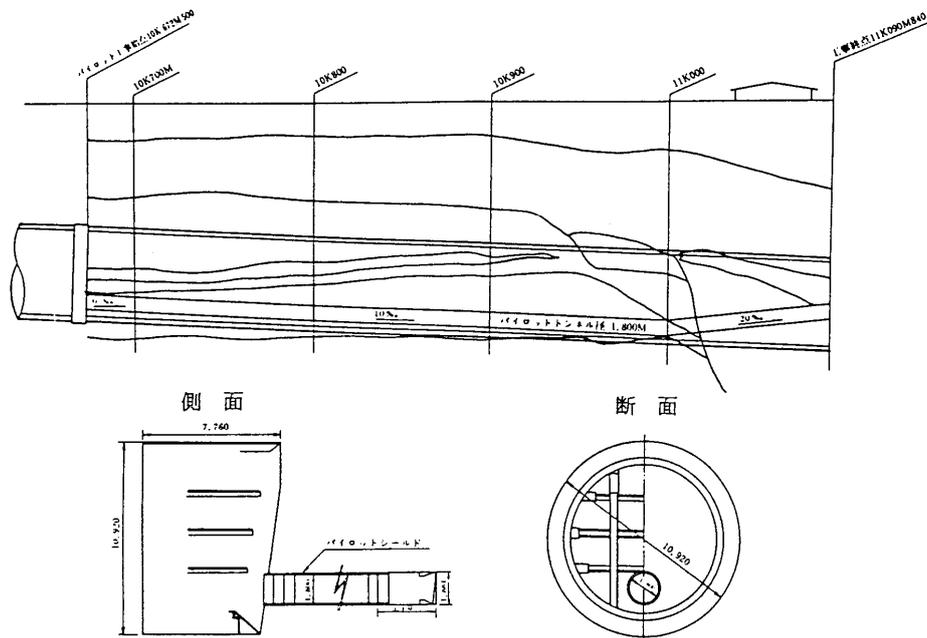


図 14-1-3-8 パイロットトンネル施工図

#### (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<sup>2</sup>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棧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。

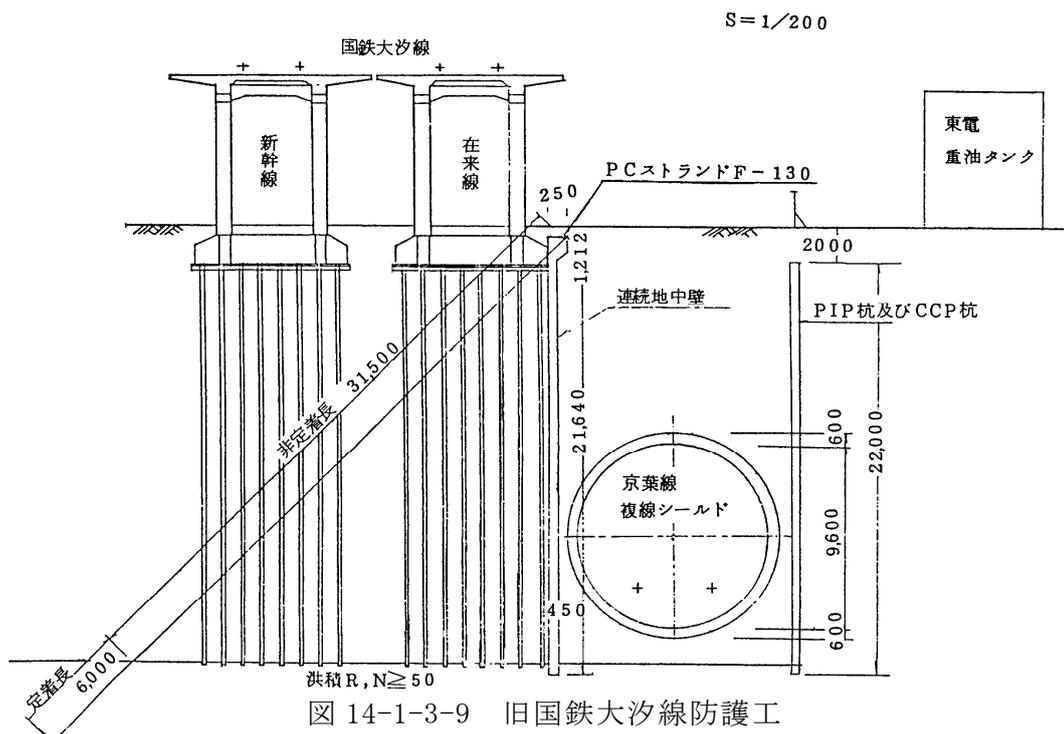


図14-1-3-9 旧国鉄大汐線防護工

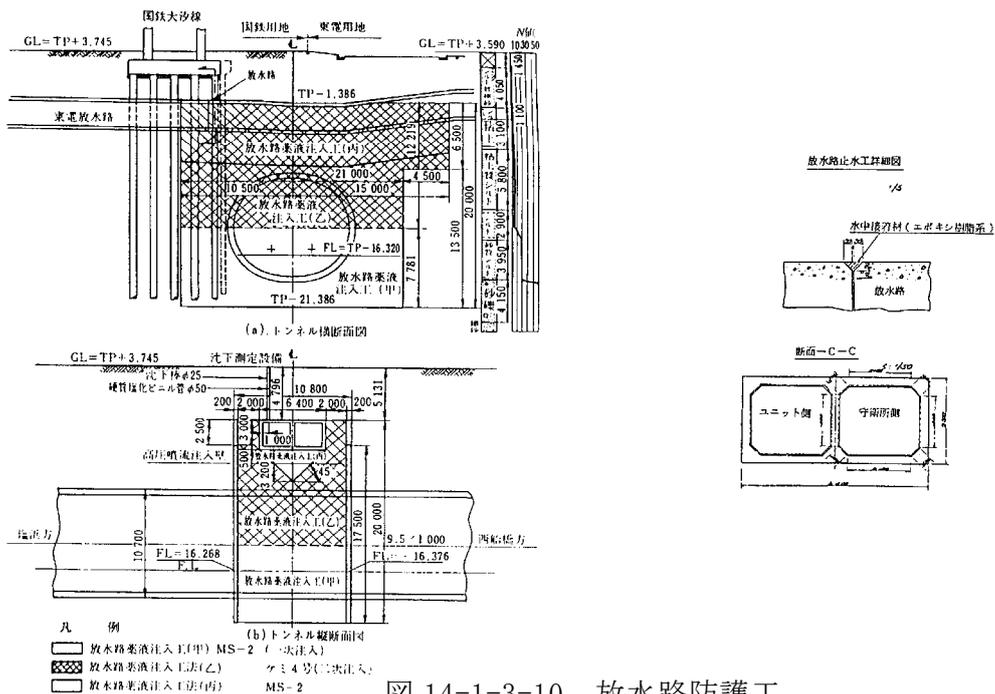
イ、東電品川火力発電所放水路トンネルの防護工

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
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
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



## 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。

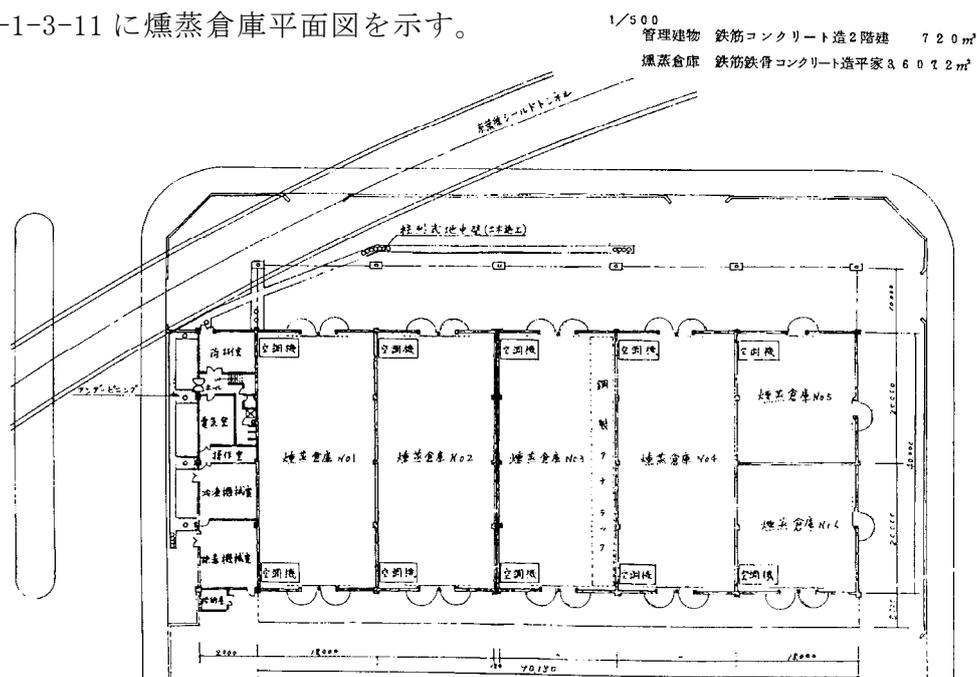


図 14-1-3-11 燻蒸倉庫平面図

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 mm、トンネルに最も接近した倉庫の隅角部で 40 mm 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。

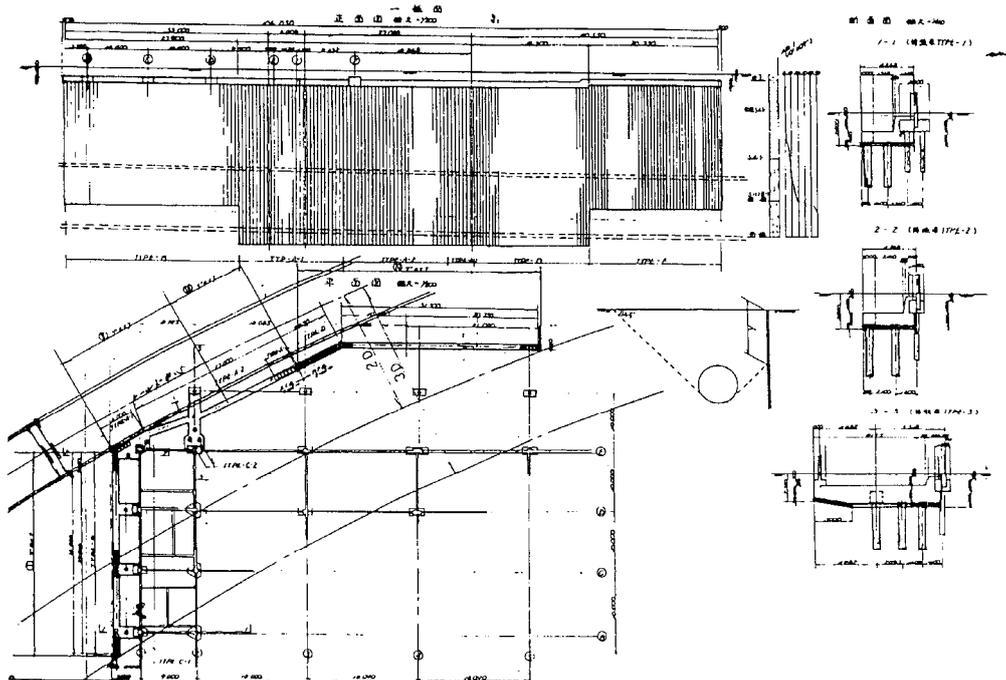


図 14-1-3-12 燻蒸倉庫防護工一般図

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 mm 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 mm 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。

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 mm 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

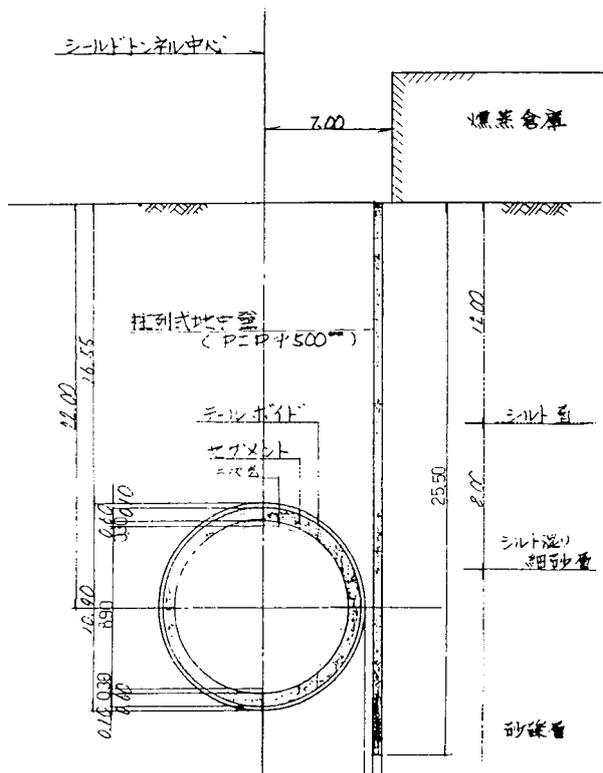


図 14-1-3-13 燻蒸倉庫防護工断面図

リートに直接漏洩剤を塗布するより 1 クッションにおいて浮壁にするため、「東レポリエチレンフォーム」4 mm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 ヶ月後には小康状態となり、最終沈下量は 11 mm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。

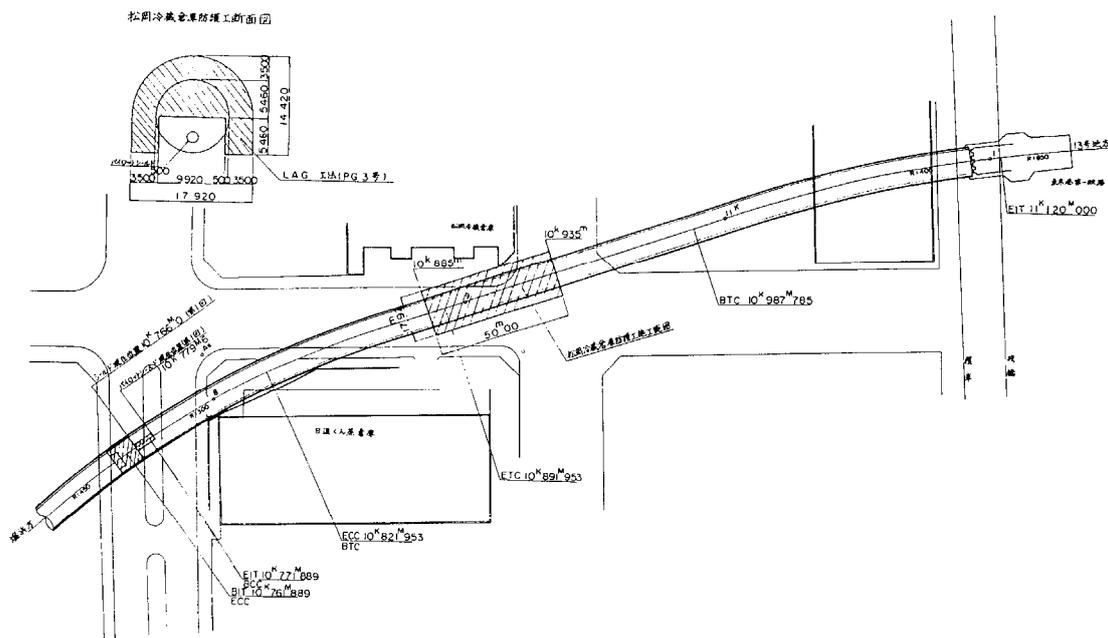


図 14-1-3-14 松岡冷蔵庫防護工

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ンは、油圧パワーユニット本体と操作盤からなり、さつ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、予め工場です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60/minで120/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<sup>2</sup>~15kg/cm<sup>2</sup>、中間の粘土層(Dc1)、砂層(Ds2)は14~17kg/cm<sup>2</sup>、下部砂礫層(Dg2)では、17~20kg/cm<sup>2</sup>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<sup>2</sup>と1.6倍、砂層は2.0から13.6kg/cm<sup>2</sup>と6倍に、上部粘性土(Dc2)については3.6から12.5kg/cm<sup>2</sup>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。

エアースAMPLING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3kg/cm<sup>2</sup>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0.9kg/cm<sup>2</sup>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9mm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。

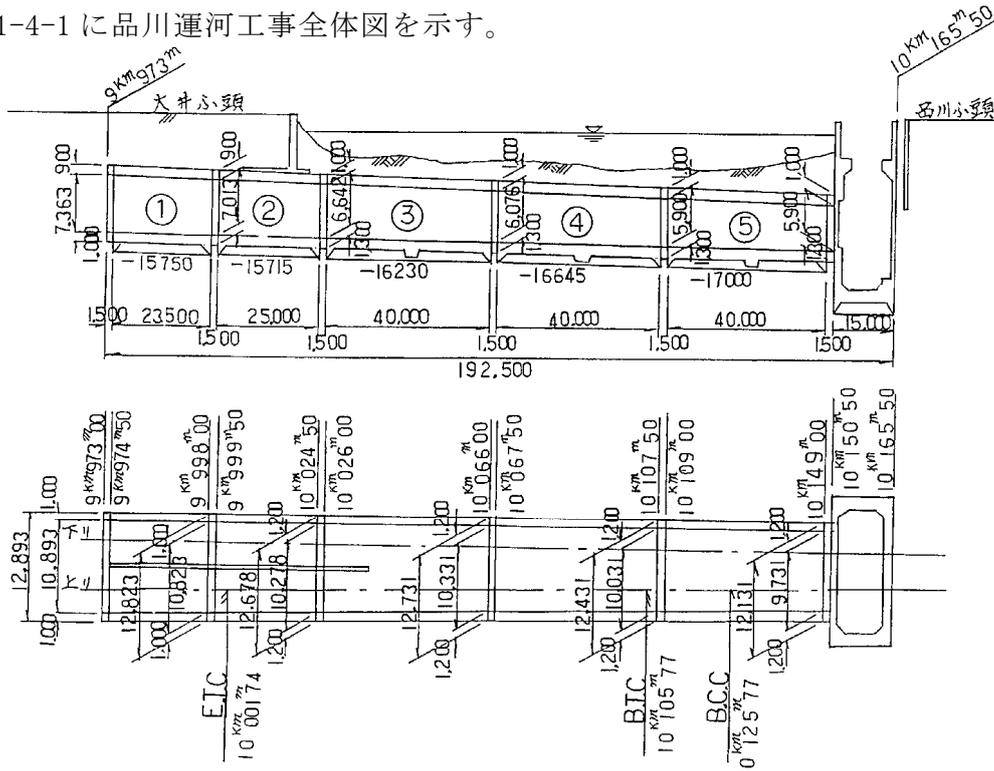


図 14-1-4-1 品川運河工事全体図

## 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は砂礫または碎石等が主体で、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<sup>2</sup>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、品川埠頭寄りには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。

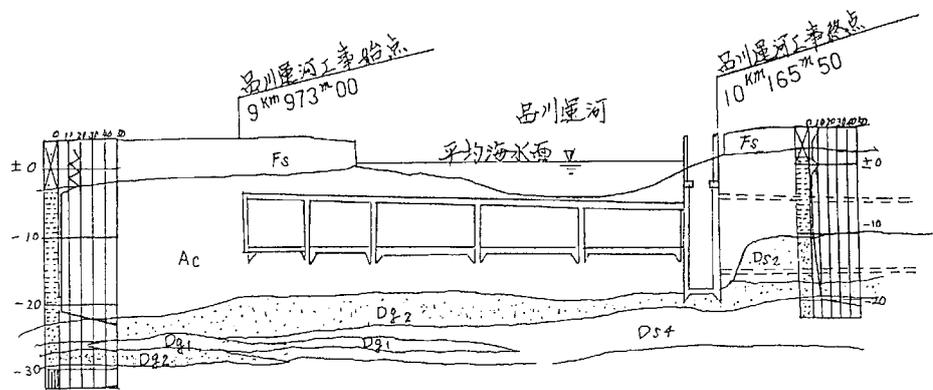


図 14-1-4-2 品川運河工事地質縦断面図

図 14-1-4-2 に品川運河工事地質縦断面図を示す。

### 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、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 基ず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。

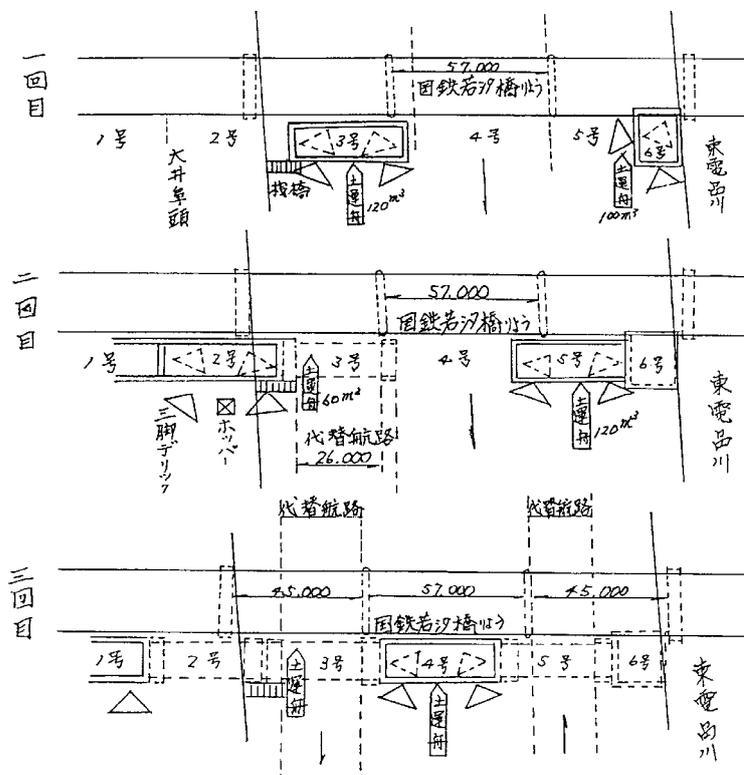


図 14-1-4-3 沈設順序図

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。

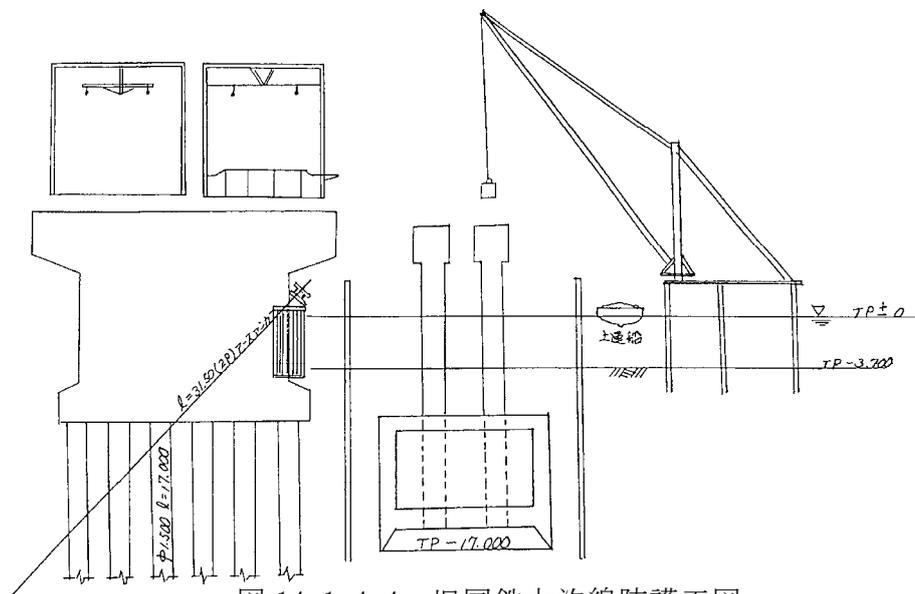


図 14-1-4-4 旧国鉄大汐線防護工図

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。

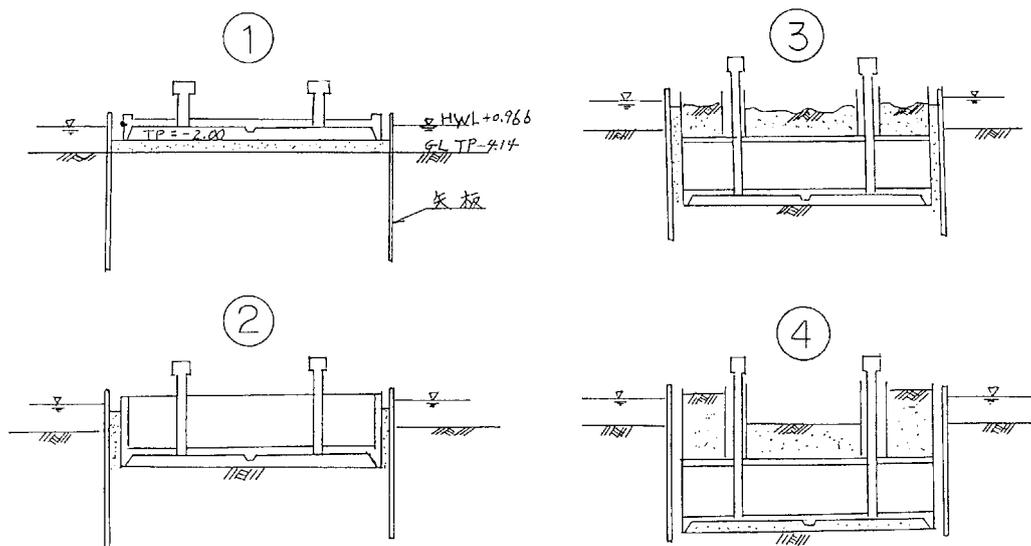


図 14-1-4-5 ケーソン施工順序図

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/m<sup>2</sup>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<sup>2</sup>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<sup>2</sup>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、防護碎石の敷均し、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艀装を行い、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<sup>2</sup>程度で、理論気圧の 2.2kg/cm<sup>2</sup>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/m<sup>2</sup>) 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。

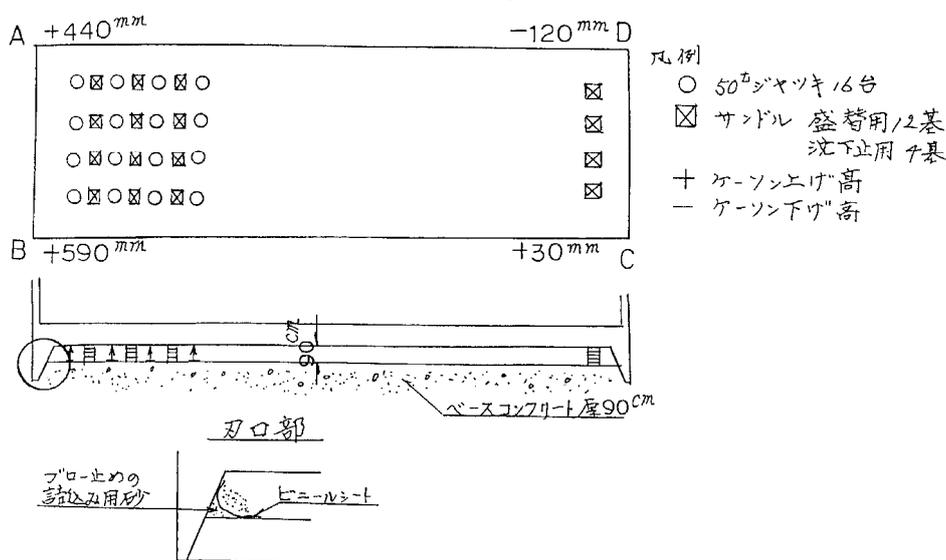


図 14-1-4-6 ケーソン修正段取略図

## 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。

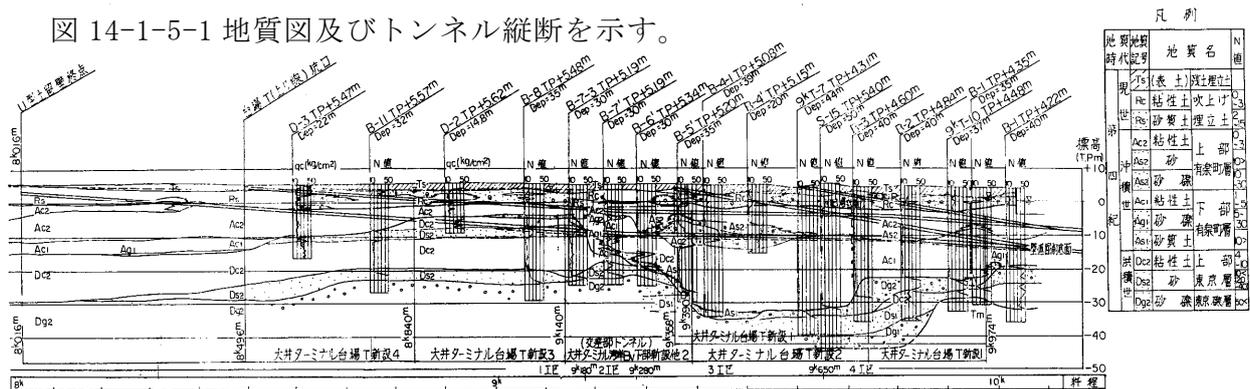


図 14-1-5-1 土質柱状図とトンネル縦断

### 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 :  $V \leq 85 \text{ km/H}$

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 :  $K_h = 0.25$

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。

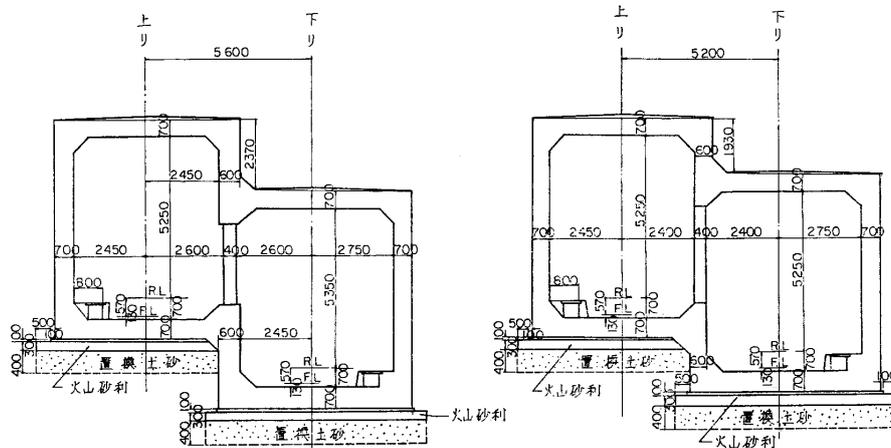


図 14-1-5-2 トンネル複線断面図

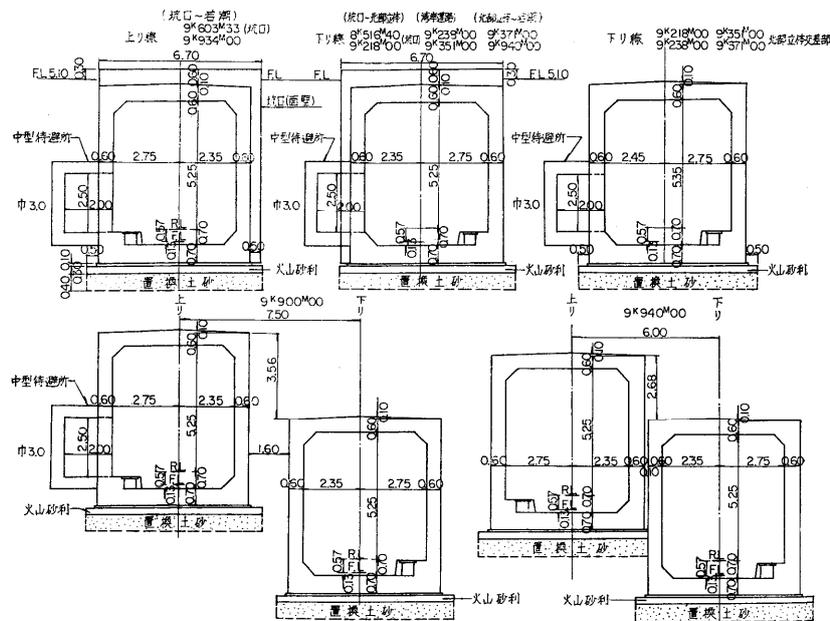


図 14-1-5-3 トンネル単線断面図

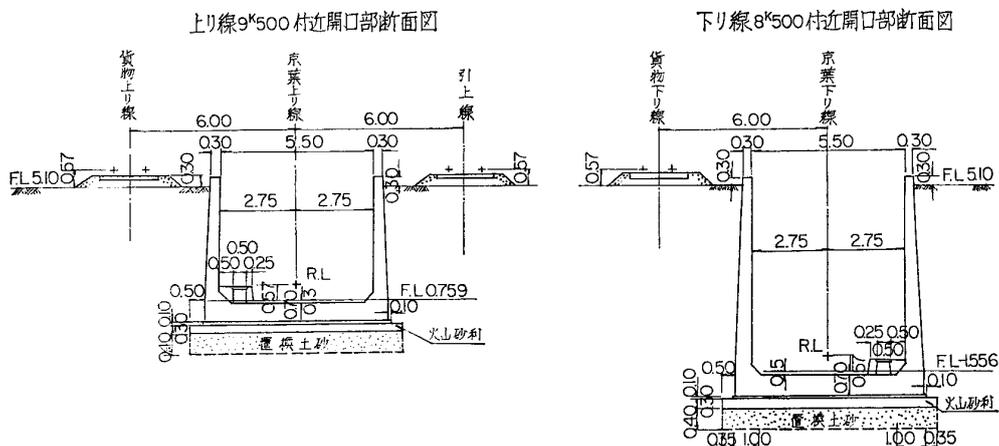


図 14-1-5-4 U 型土留鉄筋コンクリート断面

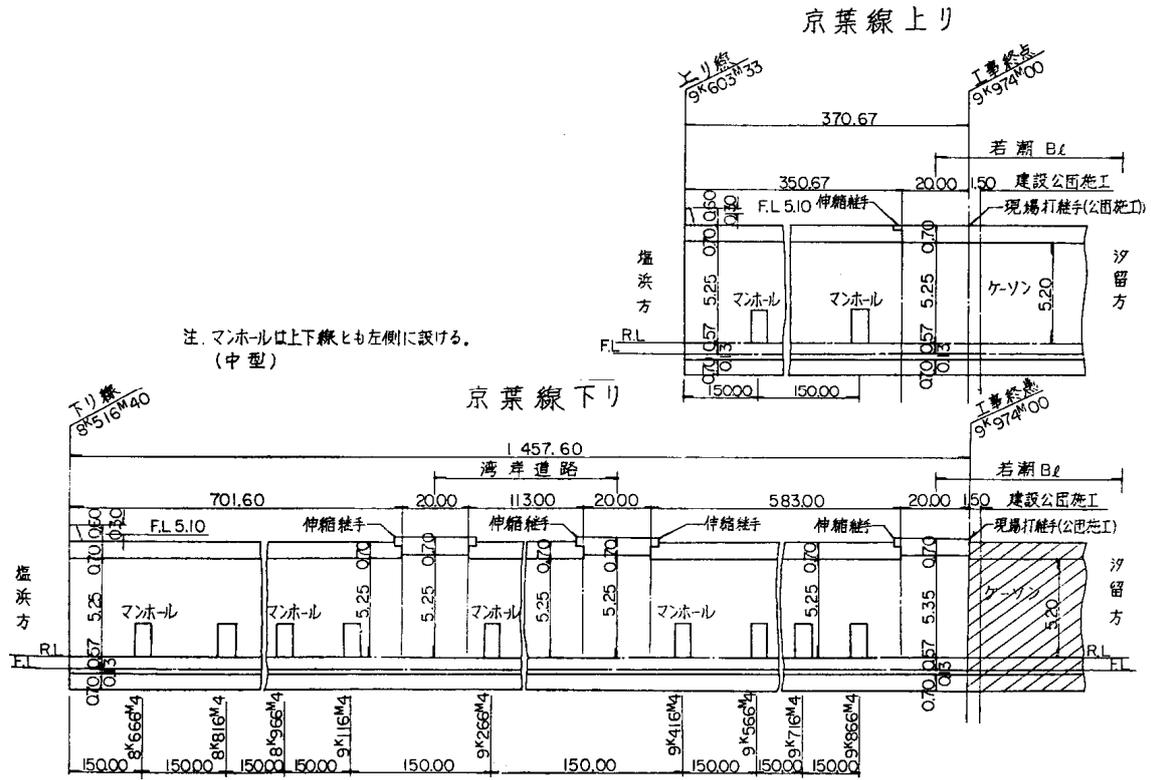


図 14-1-5-5 トンネル縦断略図

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。

イ、台場 T-2

土留は、鋼矢板Ⅲ型とし、一部 9k630m で

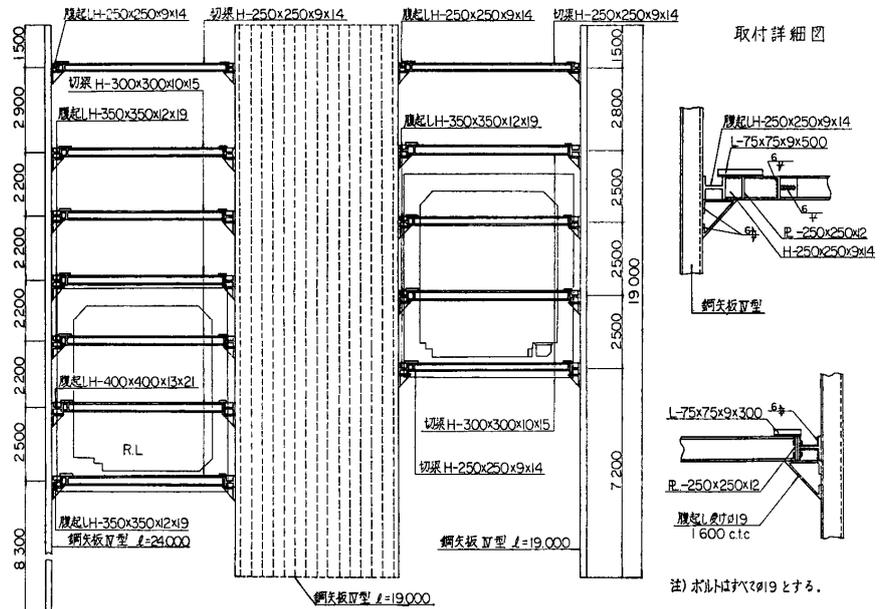


図 14-1-5-6 単線施工終端部仮土留工設計図

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。

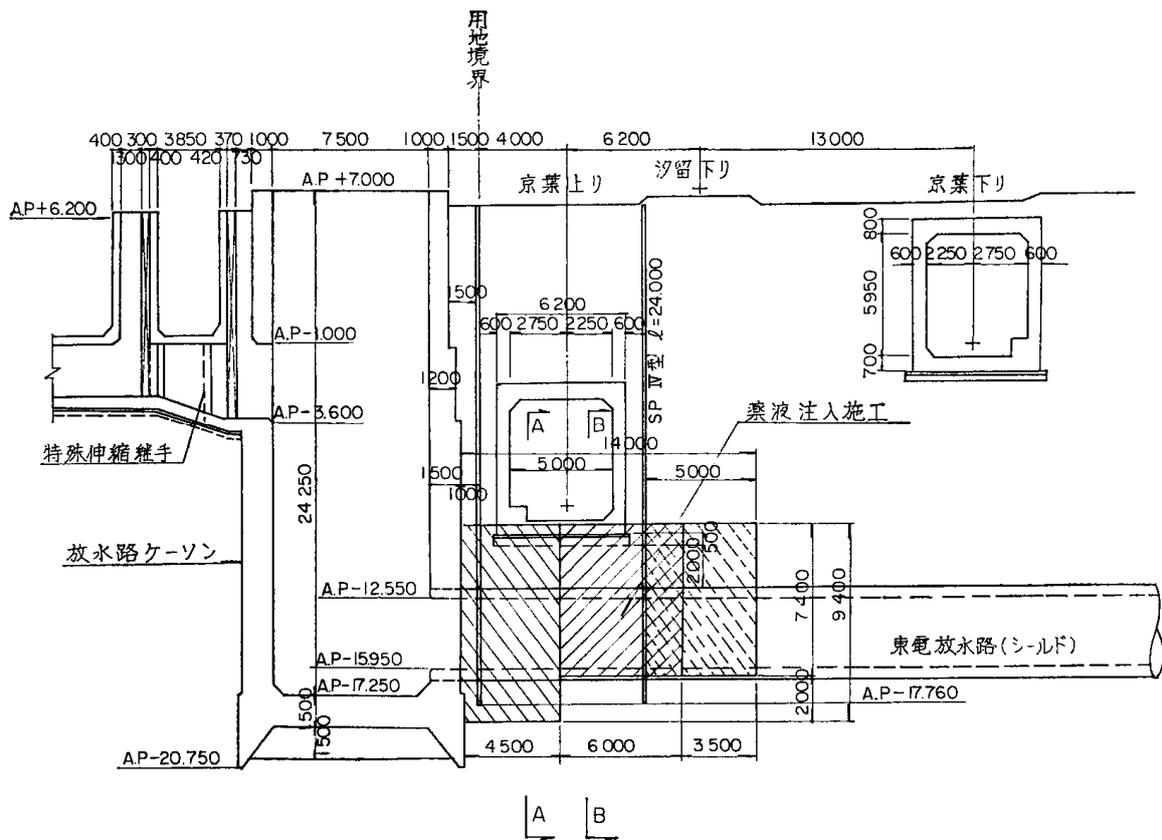


図 14-1-5-7 トンネルと放水路の交差部薬液注入図

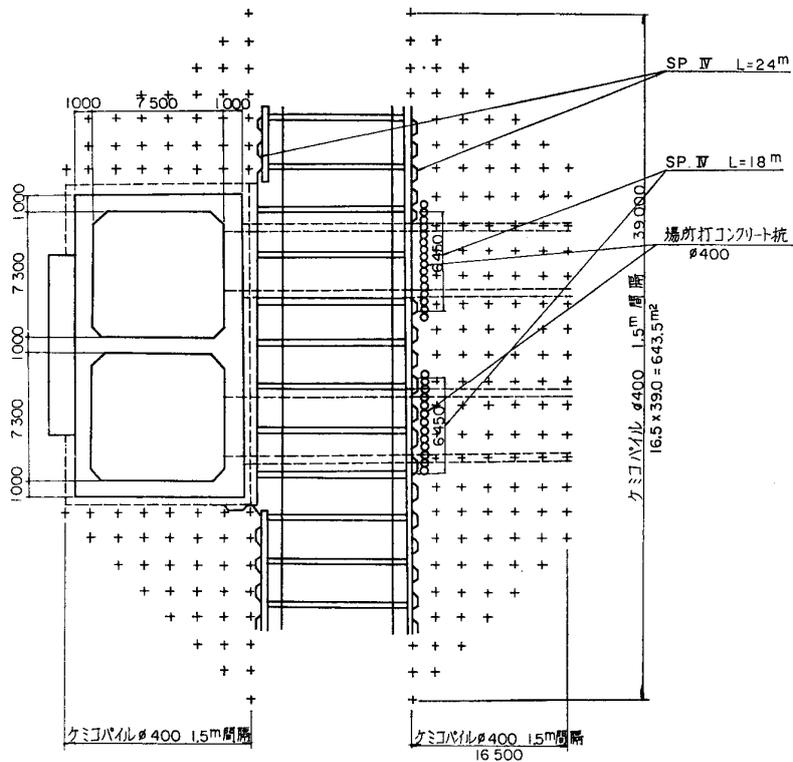


図 14-1-5-8 トンネルと放水路の交差部ケミコパイル打設図

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。

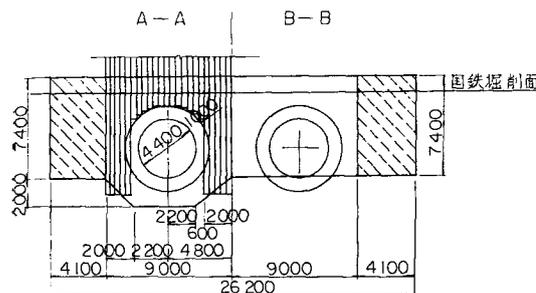


図 14-1-5-9  
トンネルと放水路の交差部 PIP 杭打設図

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。

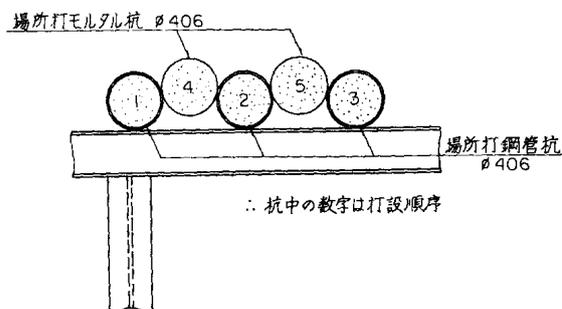


図 14-1-5-10 TAW 工法による場所打杭配置

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プロオーガー機は、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 にバイプ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	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 (無段階可変) 0～38rpm 振動数 (無段階可変) 0～1,600cpm	
機	パワーユニット	4.0	1.8×1.5×2.7	NVD-100-0型駆動用	
機	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, デイガー	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	鈷研 MG-15H 11kW	0.6	1.0×0.6×1.2	吐出圧力 25～70 kg/cm <sup>2</sup> 吐 出 量 55～160 l/min	
	鈷研 MG-30H 22kW	1.6	1.4×0.9×1.8	吐出圧力 25～60 kg/cm <sup>2</sup> 吐 出 量 150～350 l/min	
	モルタルミキサー PM-8 3.7kW×3 PM-23 7.5kW×3	1.0 1.9	1.5×1.1×3.0 2,26T×1,375 ×4.0	230l×3連 650～720l×3連	
機	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	
機 具	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 サンダーヘッド型…… ……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プ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。

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プロオーガー本体、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、バイプ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。

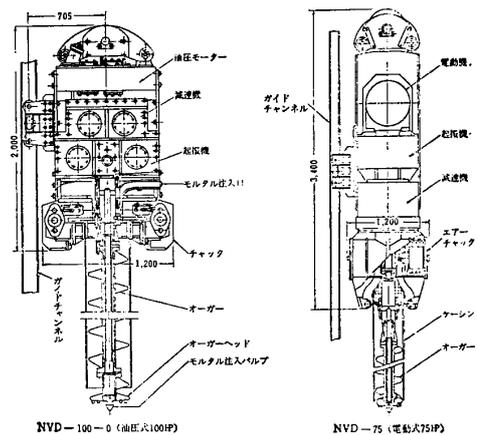


図 14-1-5-11 バイプロオーガー機外形図

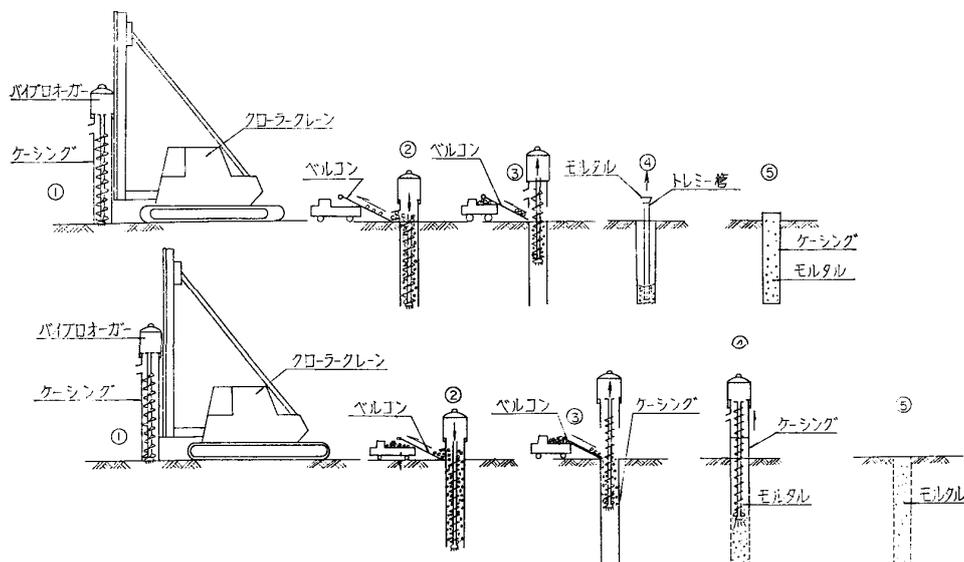


図 14-1-5-12 TAW 工法による場所打杭施工順序

### (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<sup>3</sup>の载荷盛土を施工して圧密沈下を促進中であつた。

载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载荷盛土施工（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载荷盛土外側に幅 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、载荷盛土中央部にクラック発生（10 月 20 日）

##### ⑧载荷盛土中央部クラック拡大のため 1,200m<sup>3</sup>の载荷盛土撤去指示（10 月 25 日）

##### ⑨5 段掘削開始（10 月 29 日）

##### ⑩载荷盛土 1,200m<sup>3</sup>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。

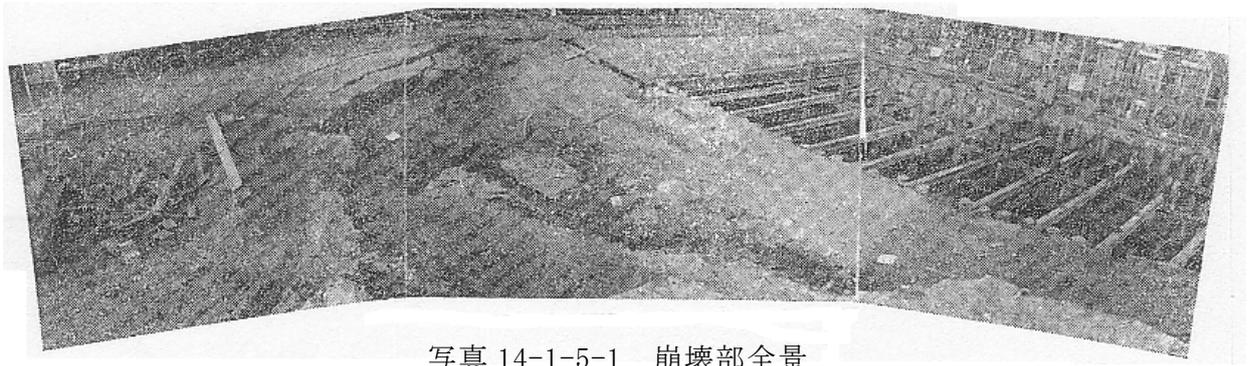


写真 14-1-5-1 崩壊部全景

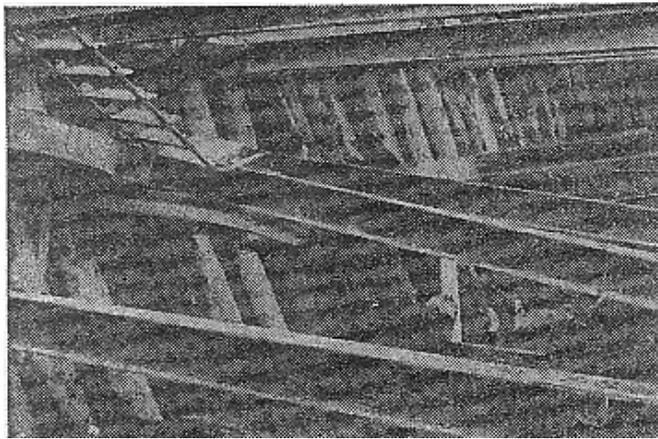


写真 14-1-5-2 支保工破壊及び T. A. W 杭の変状

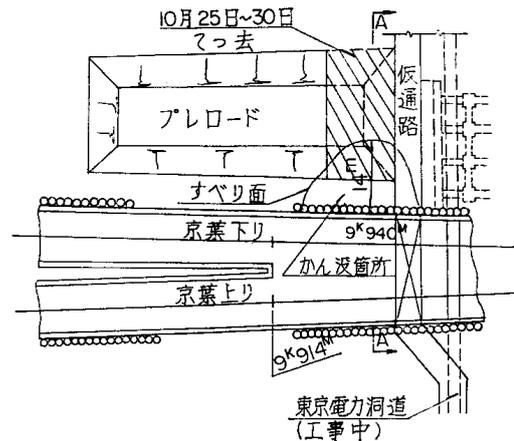


図 14-1-5-13 陥没略図

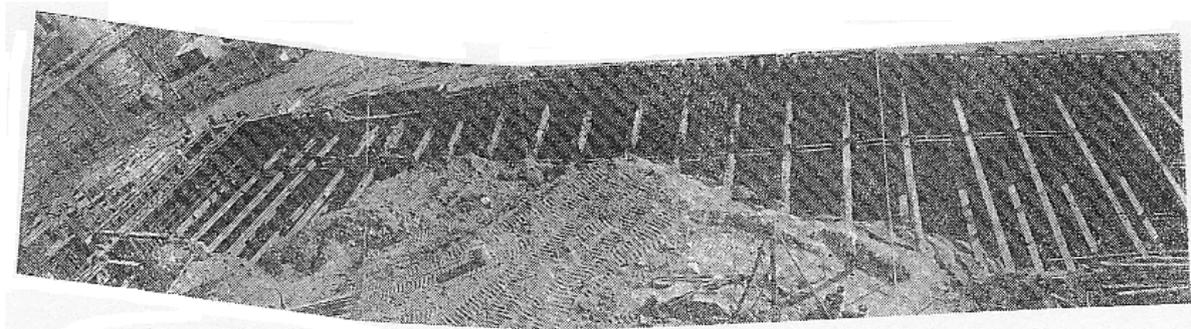


写真 14-1-5-3 崩壊部埋戻し跡

#### ウ、考察

- ①地質が海底下の沖積粘土層（N 値=0~4、粘着力  $C=0.5\text{kg/cm}^2$ ）で含水比が高く、ヒービングの滑り面となった。
- ②载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、 $2,800\text{kg}/\text{cm}^2$ ～ $3,600\text{kg}/\text{cm}^2$ 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。

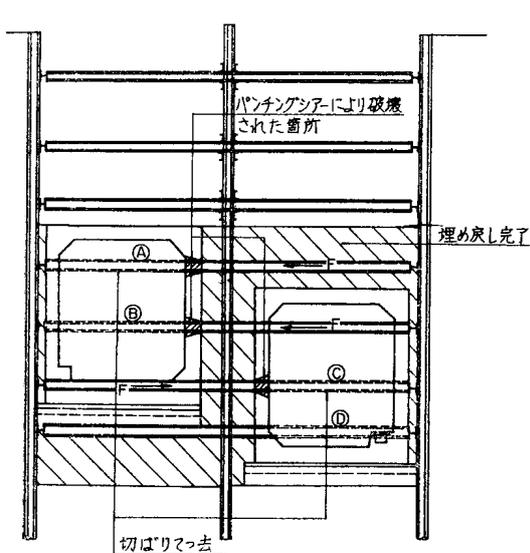


図 14-1-5-14 支保工切ばり撤去図

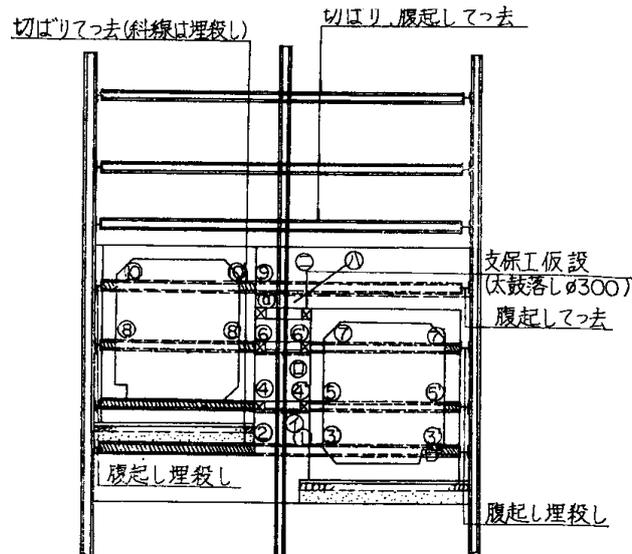


図 14-1-5-15 検討後の支保工切ばり撤去図

#### 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 mm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<sup>2</sup>）以上の強度のシルトモルタル（20t/m<sup>2</sup>）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。

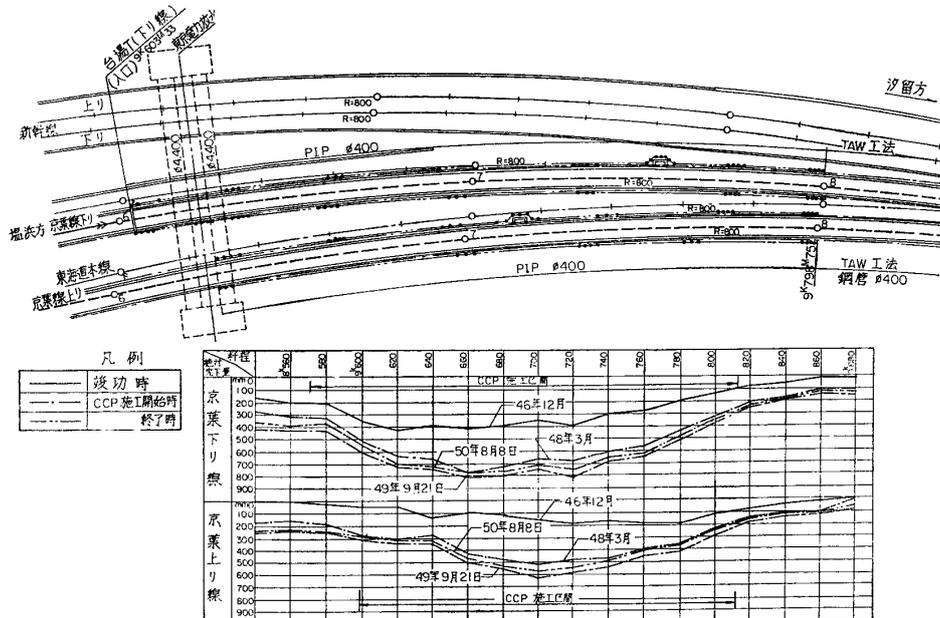


図 14-1-5-16 沈下測定

#### (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

表 14-1-5-3 その他区間の対策

推定される沈下原因	推 定 理 由	調 査 内 容	原 因 種 別	対 策
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、一部にクラムンセル掘さくによる地盤の乱れがあり、支持力が減少したと思われる。	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。	・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。
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。	・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。
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プによる盤ぶくれの押し戻しもかなりの量が見込まれる。		・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。
④ 鋼矢板引抜き時の地盤の乱れ	鋼矢板引抜きをパイ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。	引抜き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	・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3kg/cm <sup>2</sup> 程度の圧力でトンネル上床部まで注入する。
⑤ 鋼矢板引抜き跡の孔の縮少	鋼矢板断面および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と思われる。	粘着力の測定により増加荷重を算定。		

## 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が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  $C=5\sim 10\text{t/m}^2$  であることから  $\phi 400$  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  $1.5\text{m}\times 2=3.0\text{m}$  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  $1.0\text{m}\times 1.25\text{m}$  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。

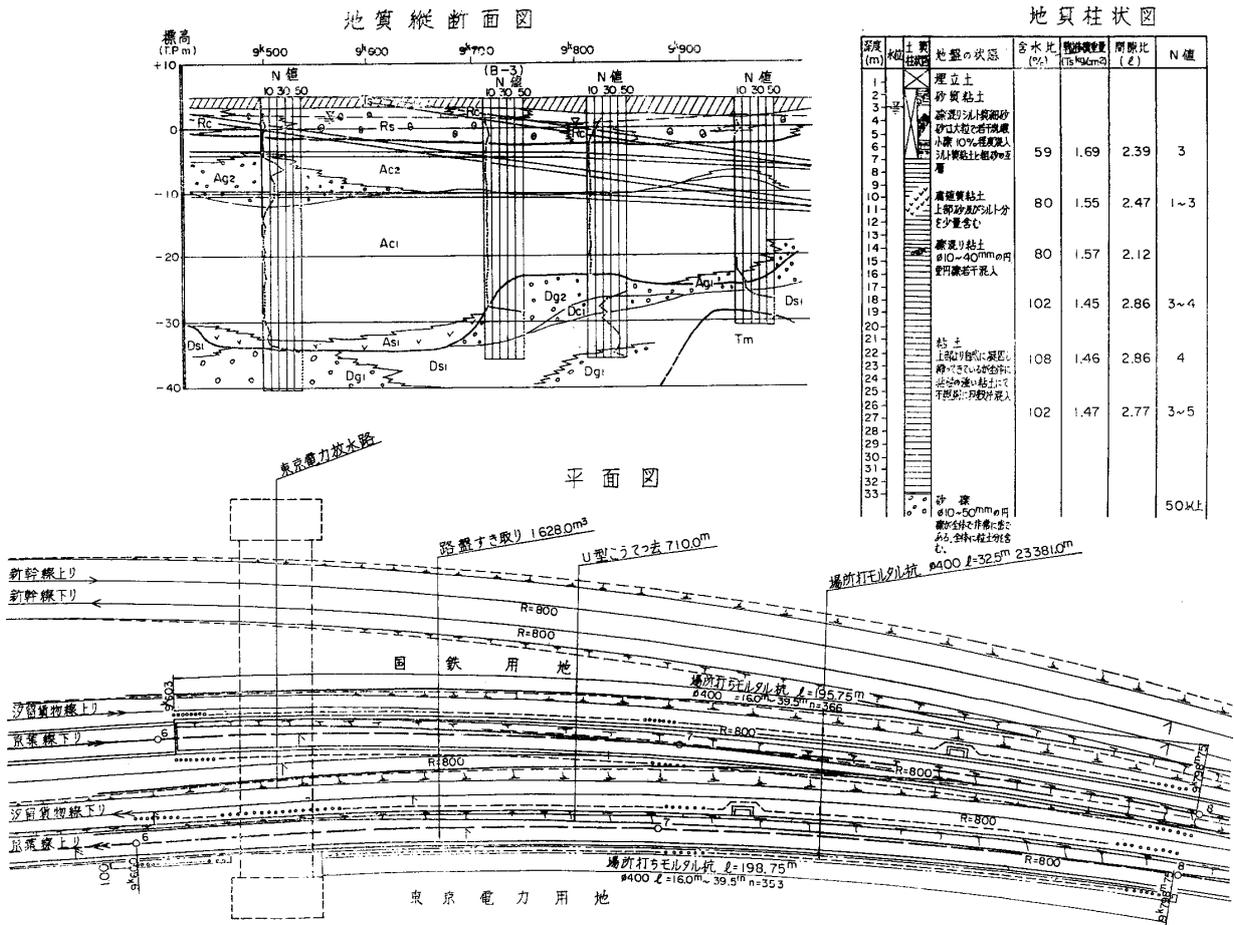


図 14-1-5-17 PIP 杭施工平面

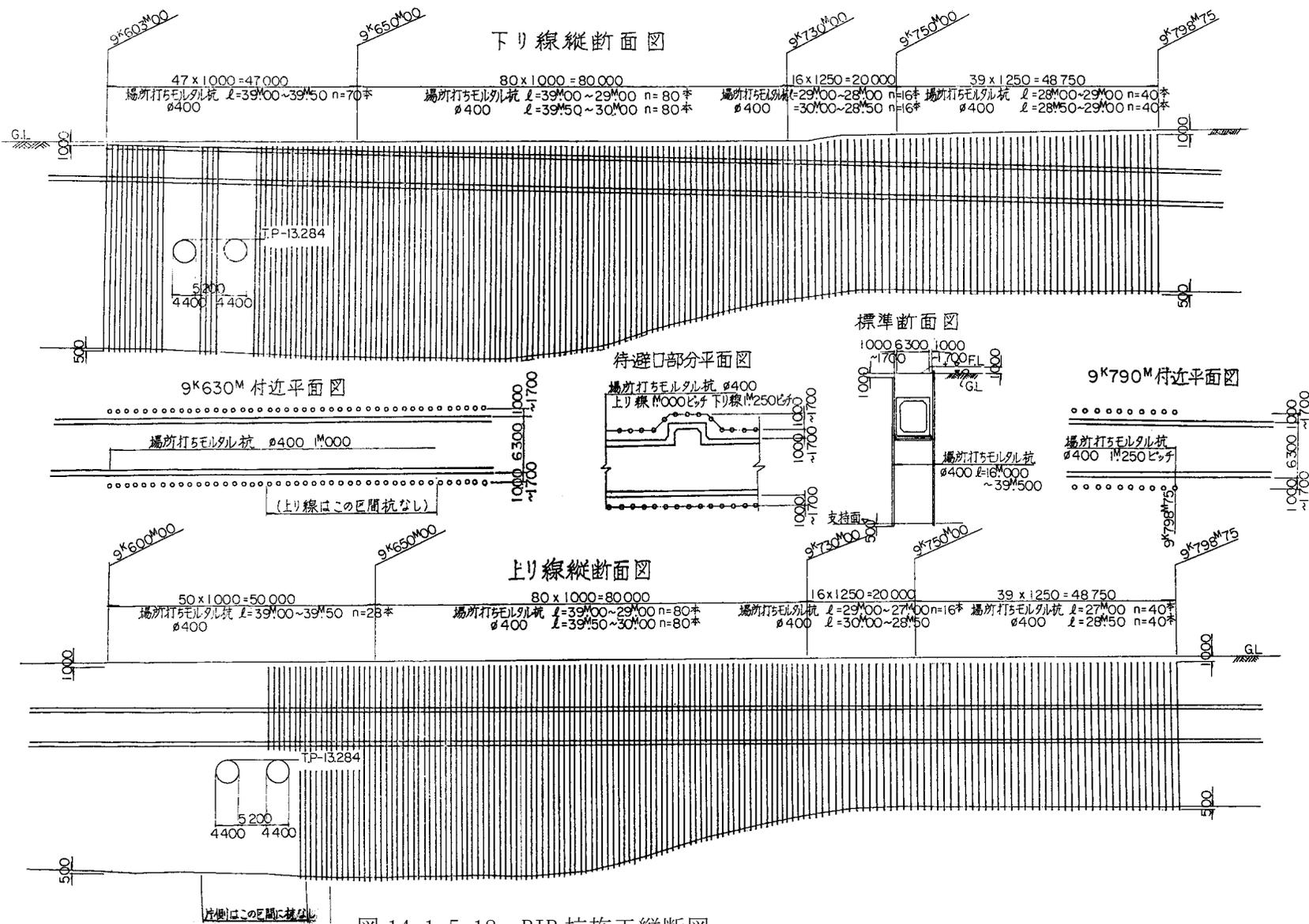


図 14-1-5-18 PIP 杭施工縦断面図

## 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、超高压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。

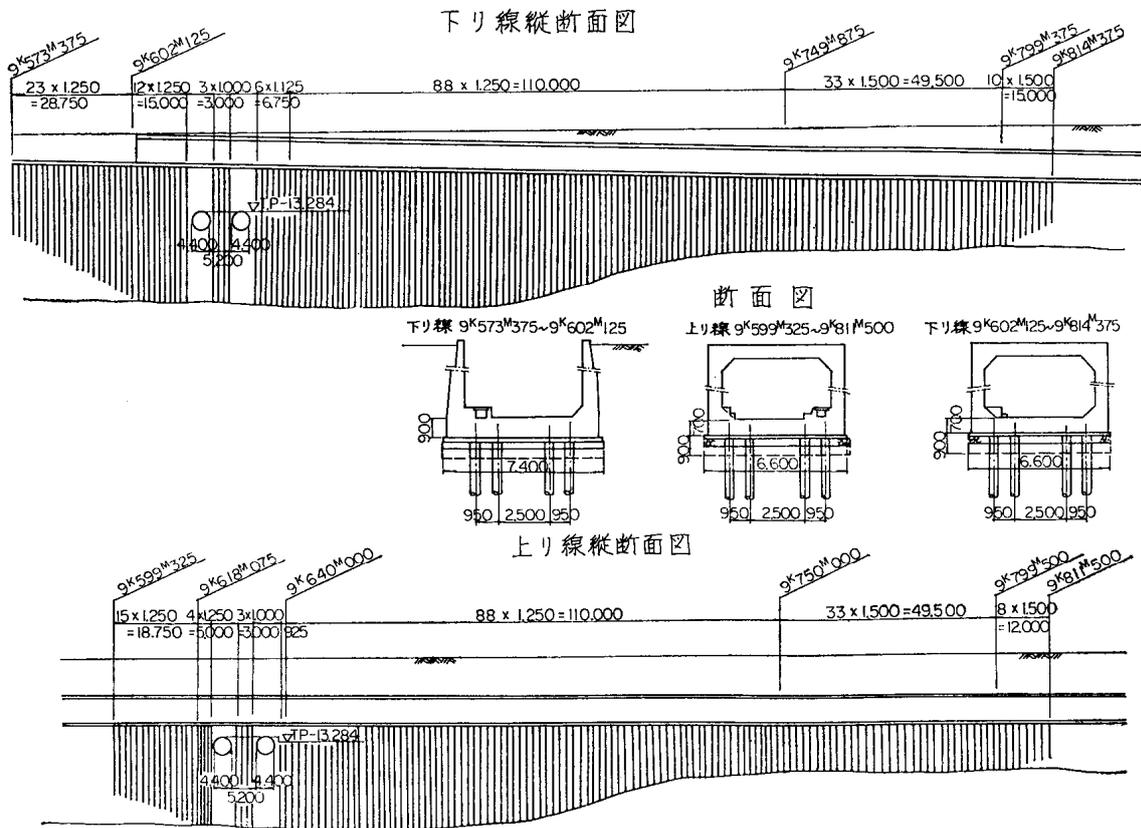


図 14-1-5-19 CCP の施工範囲図

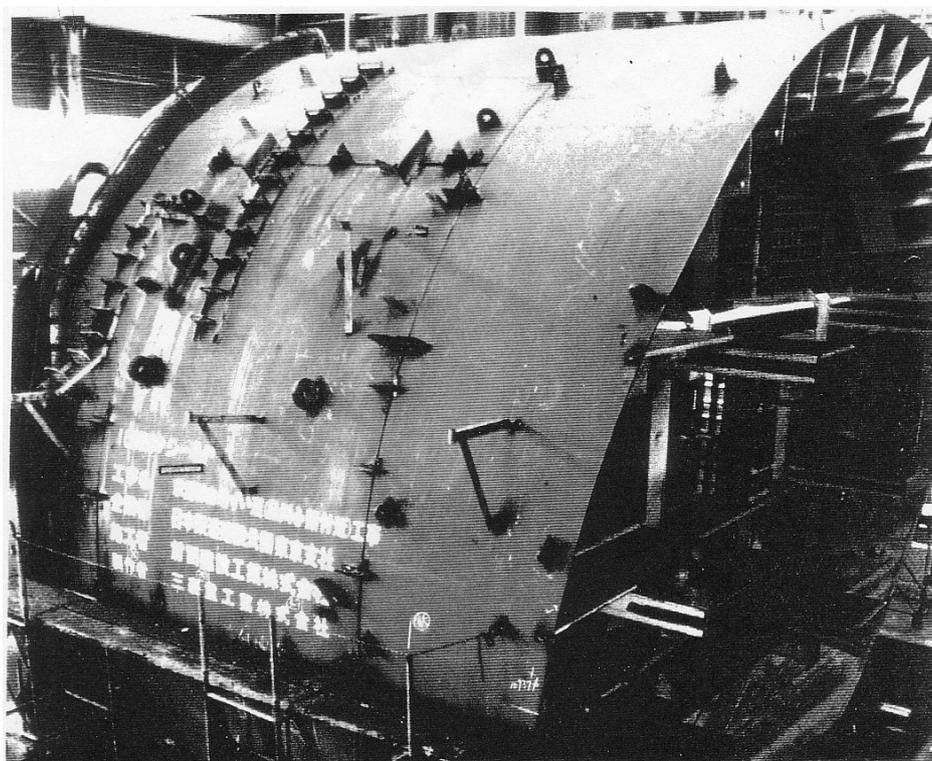
以上の記述した施工記録は、公団本社・東京支社技術研究会等の記録及び旧国鉄東京第一工事局「東工 119 号」を参考にまとめたものである。

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。

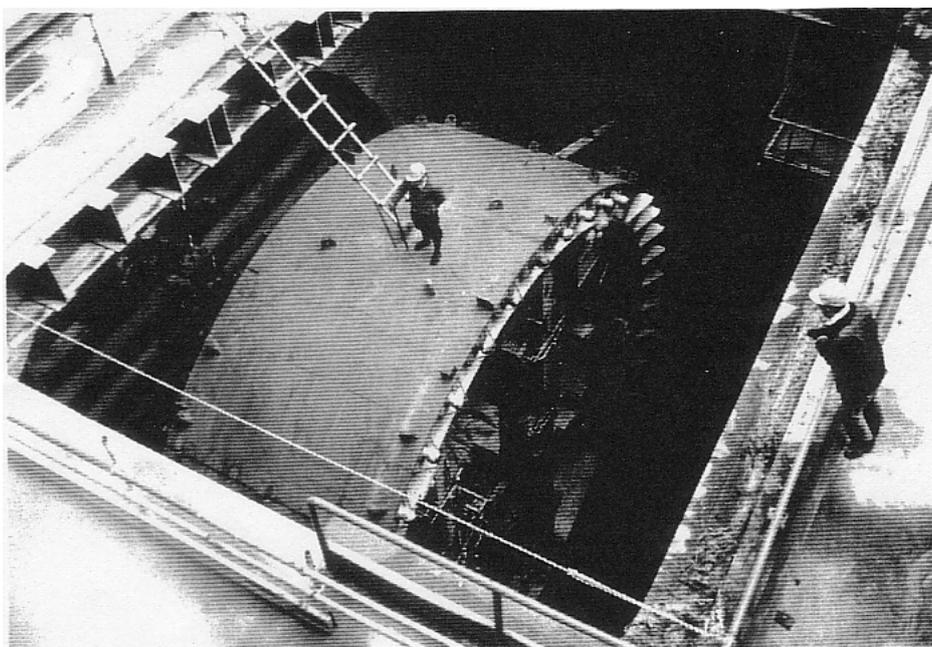
## 第 6 節 施工状況写真

施工状況の写真を以下に示す。

施工状況等写真



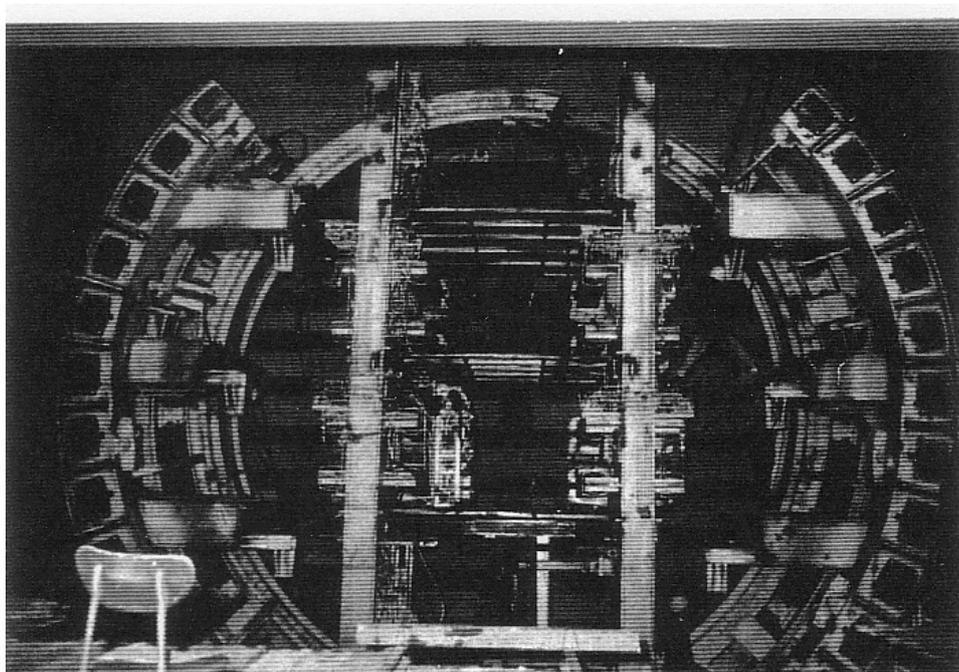
開放型手掘式シールド仮組状況（工場内）



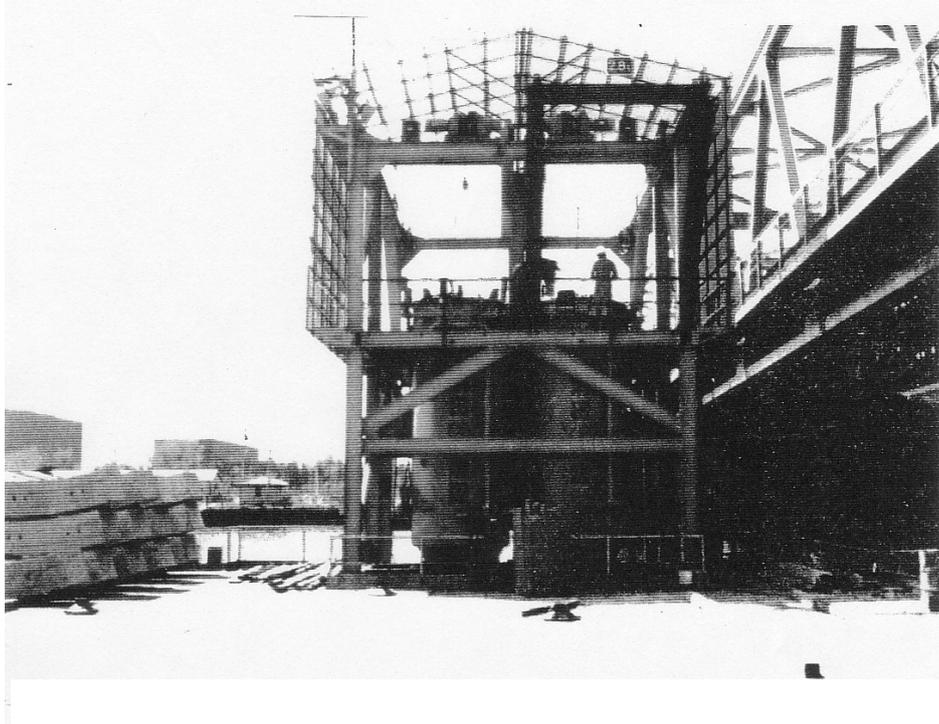
開放型手掘式シールドフード部組立状況（立坑内）



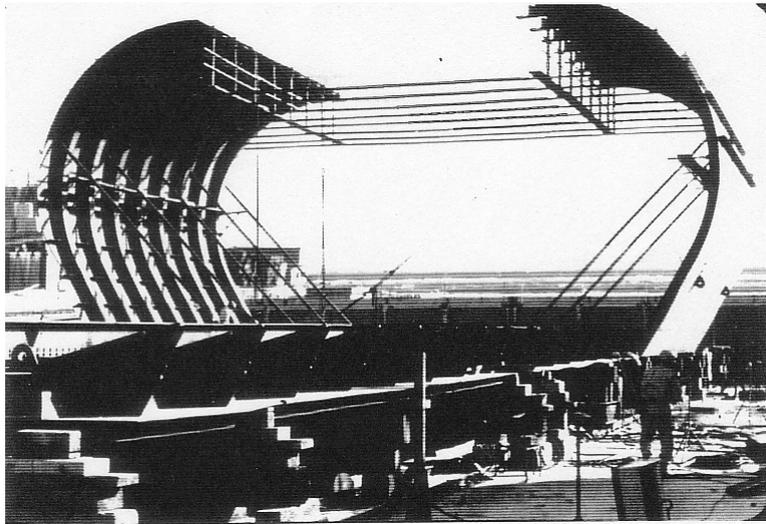
開放型手掘式シールドガーダー部吊込み状況



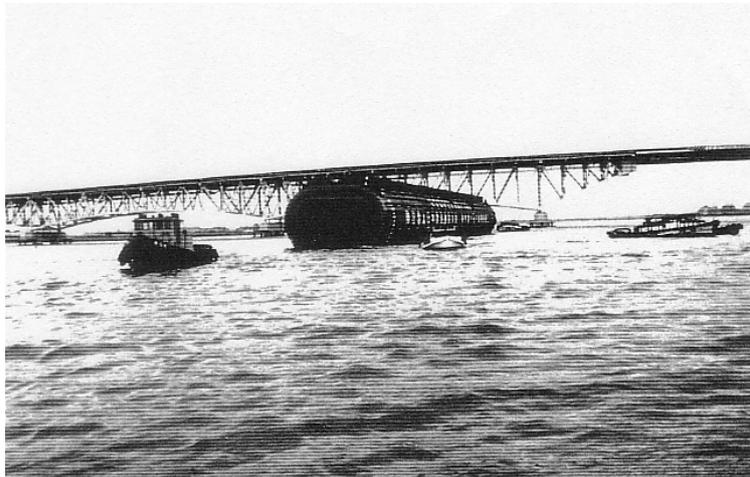
開放型手掘式シールドテール部組立状況（立坑内）



開放型手掘式シールド地上仮設備組立状況



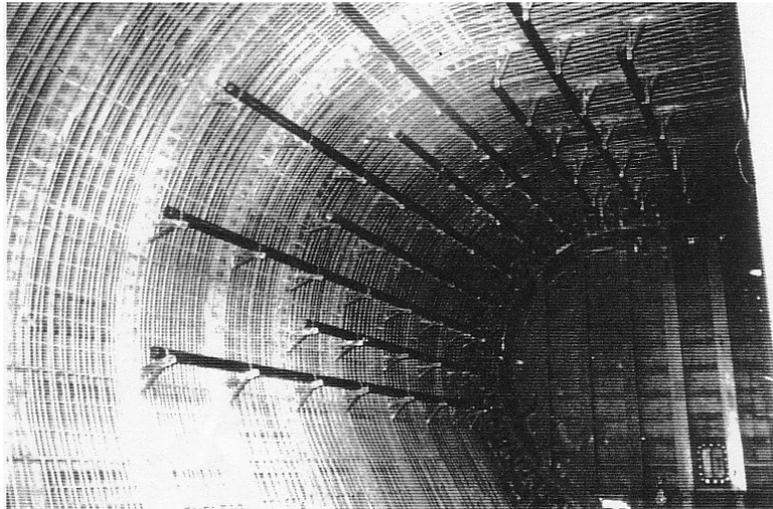
沈埋函鋼殻工場製作狀況



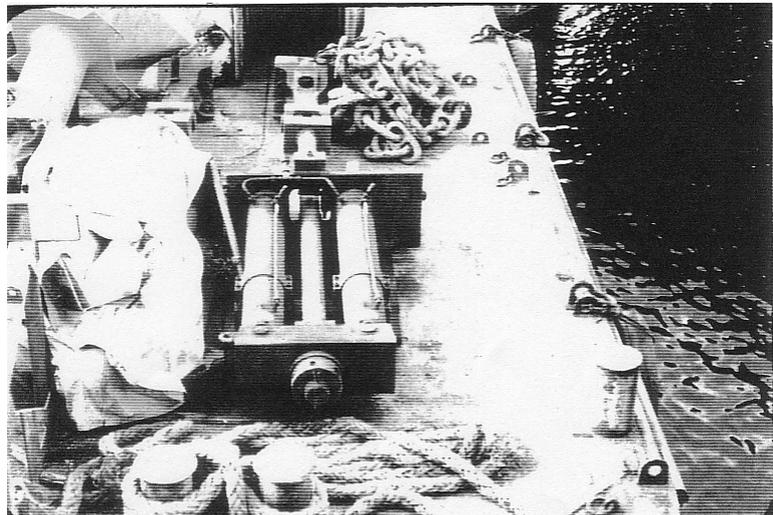
沈埋函鋼殻曳航狀況



沈埋函鋼殻曳航狀況



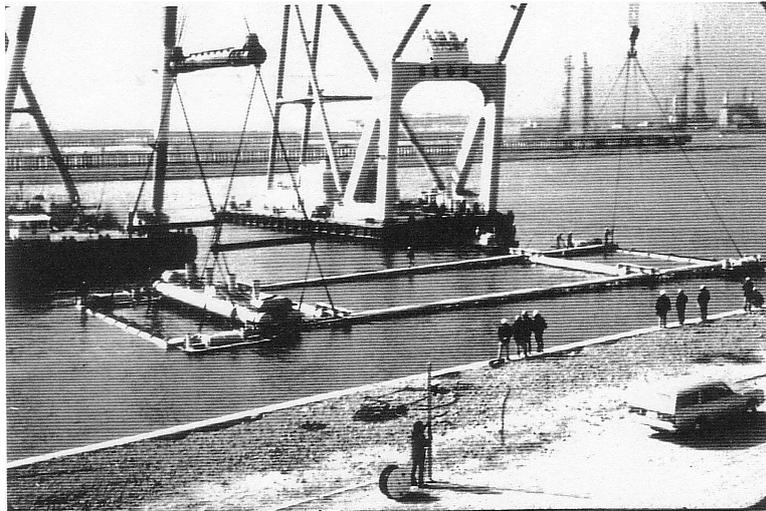
沈埋函艤装状況（鉄筋組立）



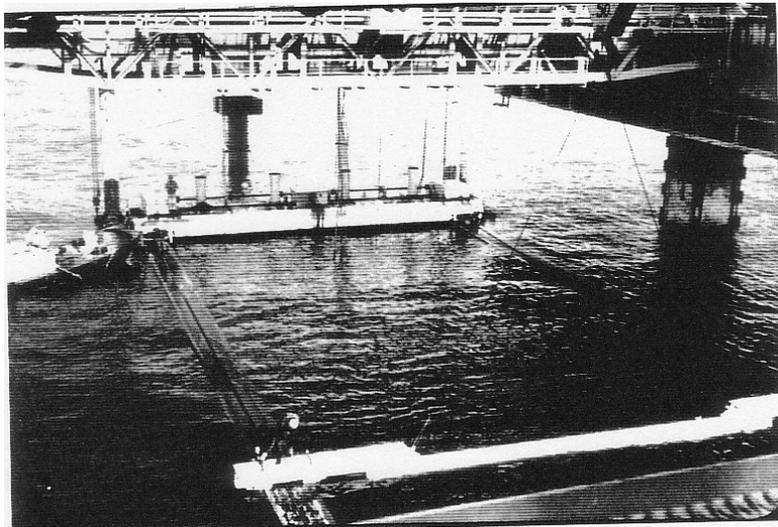
沈埋函連結装置



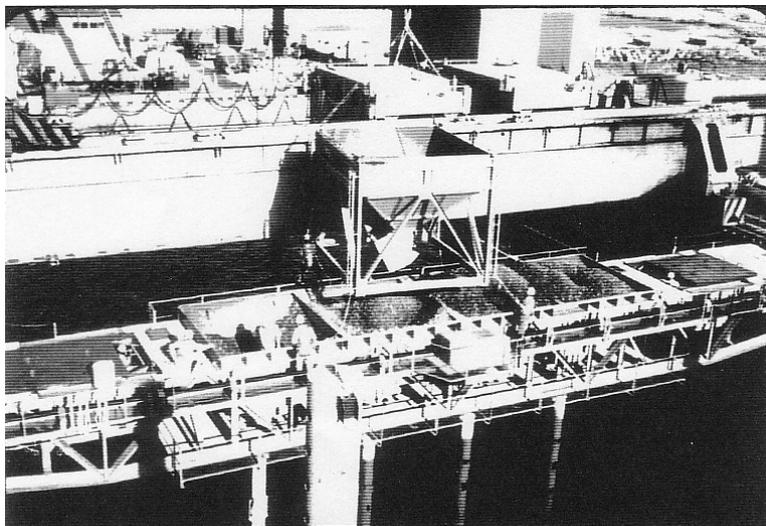
トレンチ浚渫状況



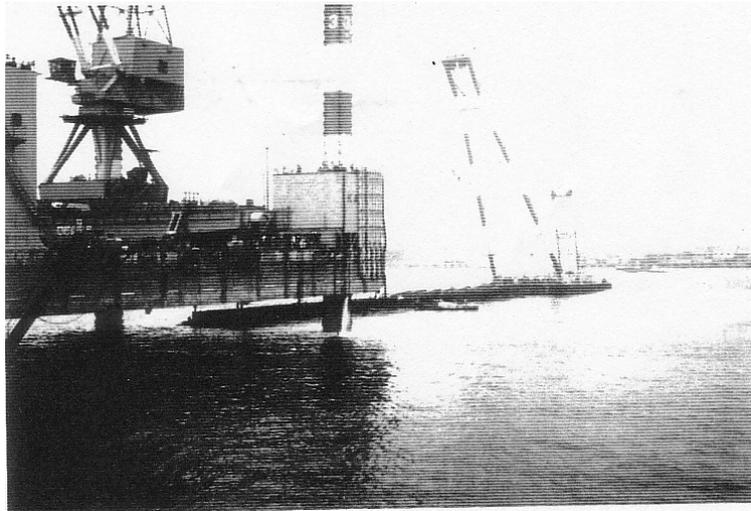
碎石基礎工（スクリード）準備状況



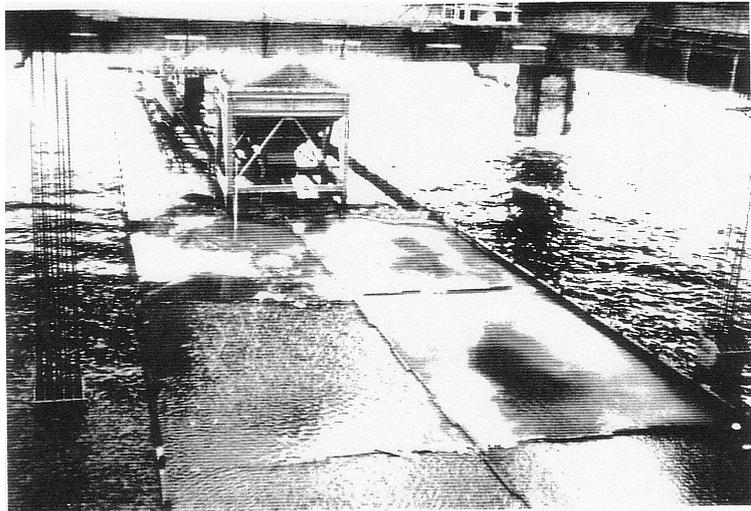
沈埋函碎石載荷物完了状況



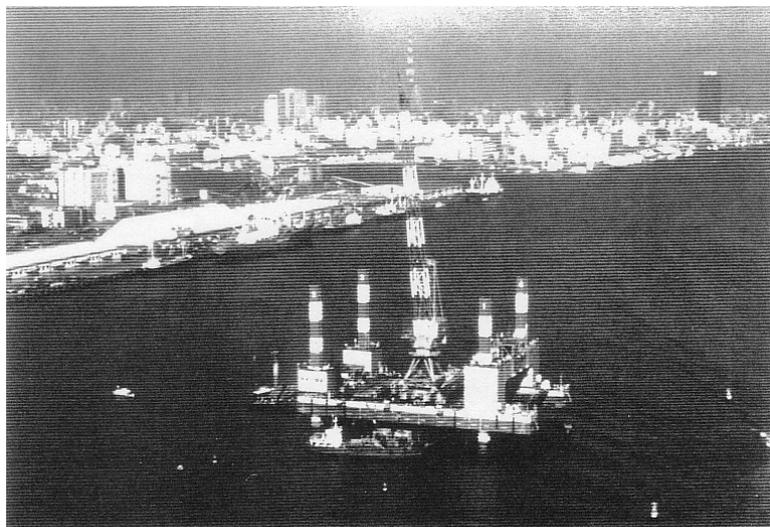
沈埋函の碎石投載状況



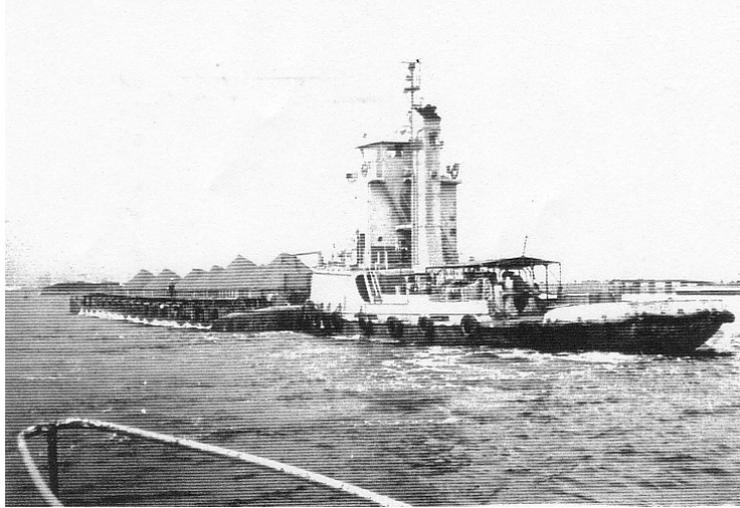
沈埋函の海上作業台(SEP)引込み状況



沈埋函碎石载荷状況



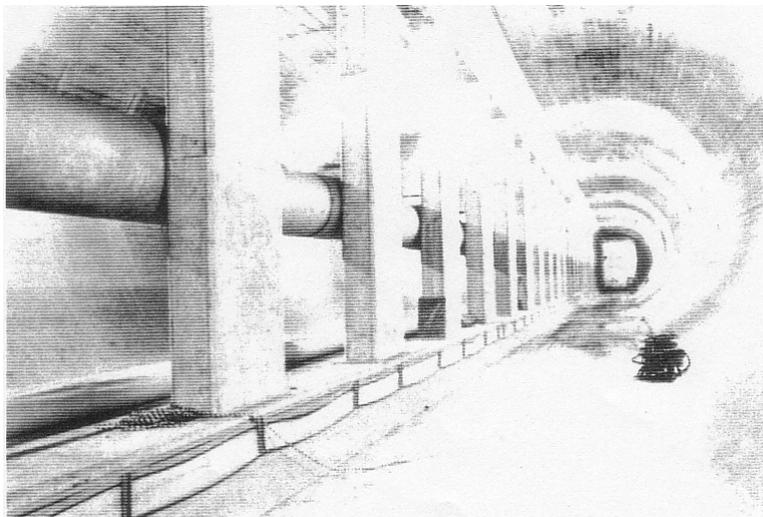
海上作業台(SEP)による沈埋函沈設状況



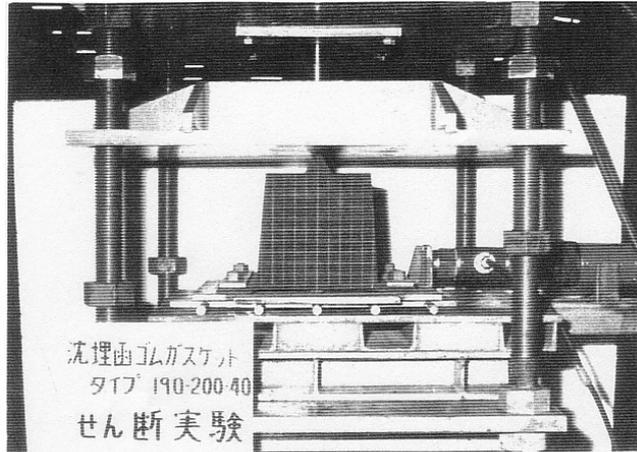
碎石による埋戻し状況



普通土による埋戻し状況

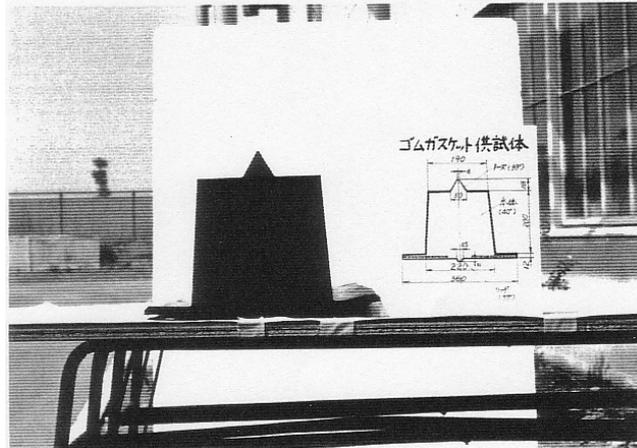


沈埋函内完成状況(中柱に送風管仮設)



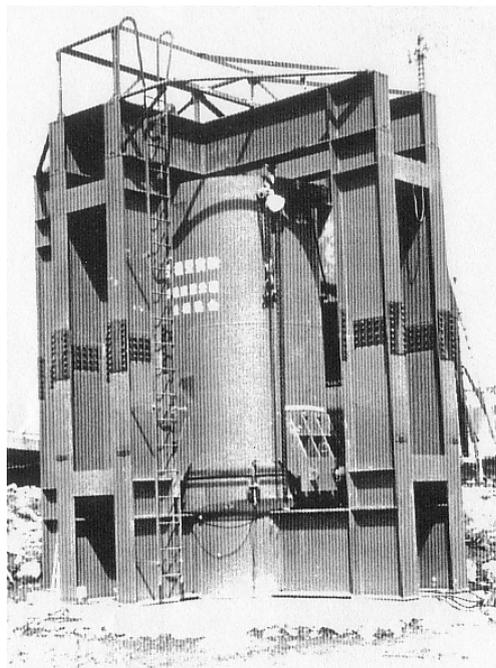
沈埋用ゴムガスケット  
タイプ 190-200-40  
せん断実験

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従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性が生じた。

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。

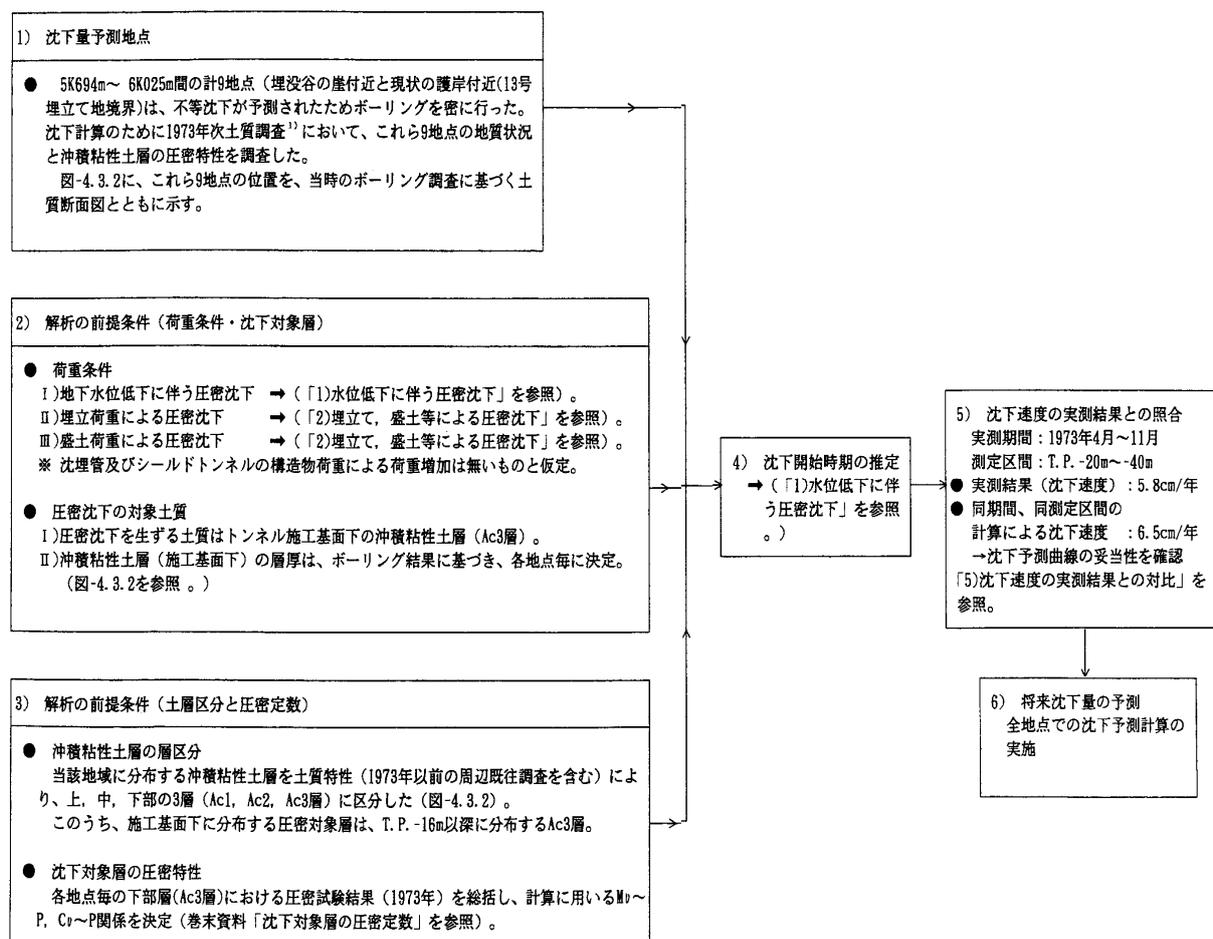


図 14-2-2-1 建設時における当初沈下量予測のフロー図

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)。

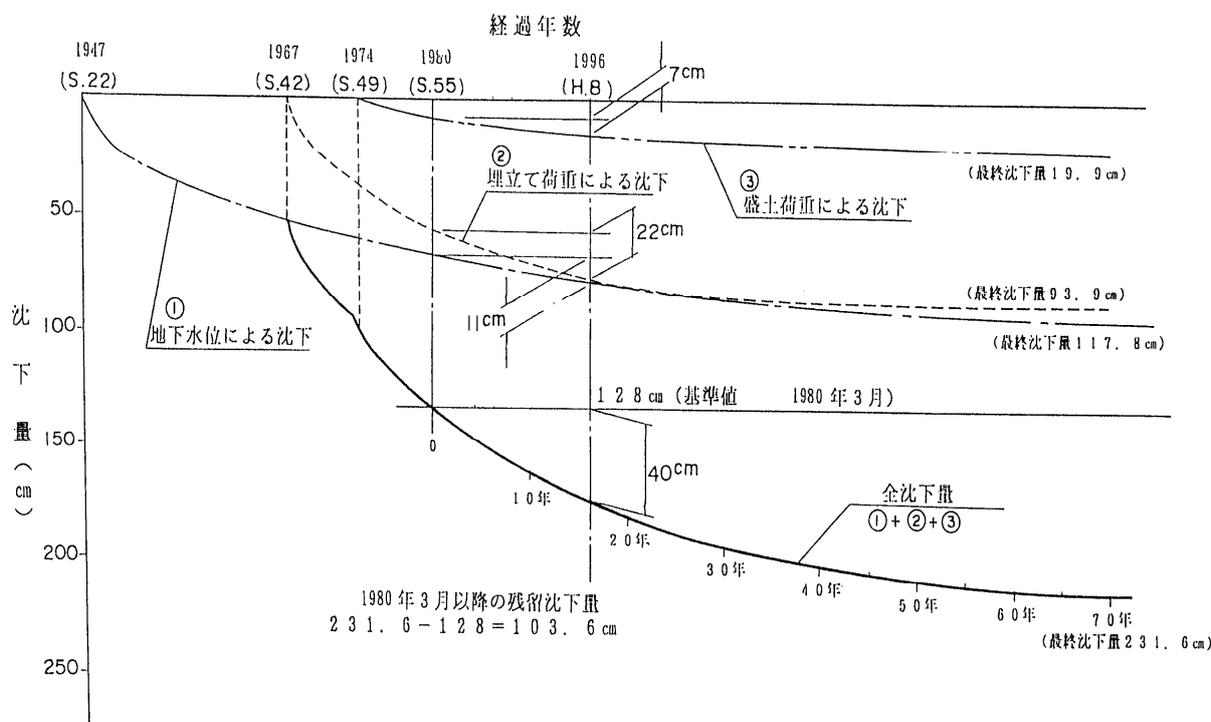


図 14-2-2-2 当初予測による沈下曲線 (5k890m 付近)

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、5k890m~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。

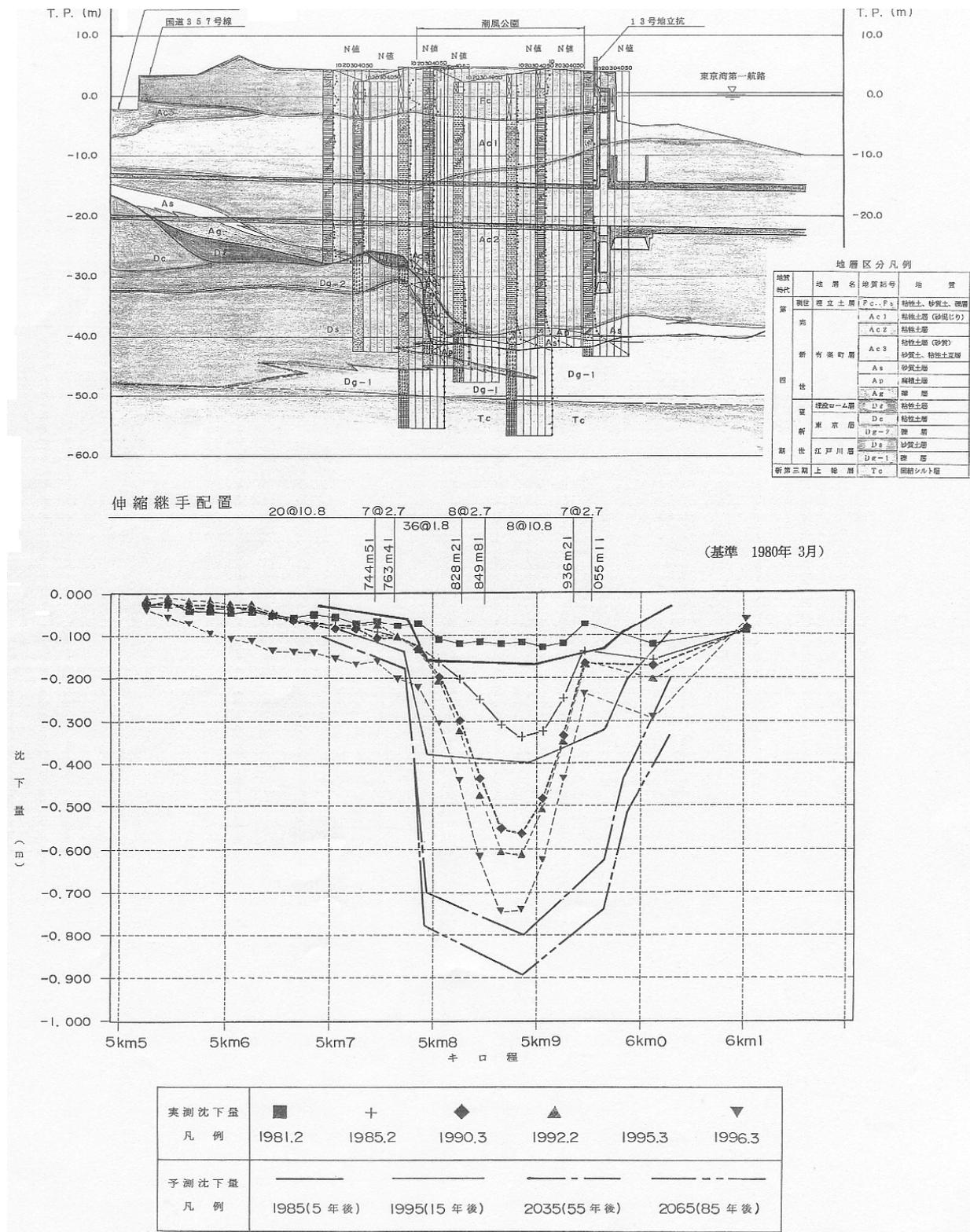


図 14-2-2-3 沈下の予測と実態 (上り線)

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、内径 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、地盤沈下に追従できるとともに、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 ヲ所)、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
継手部ゴムの強度および耐久性	許容水圧力	3kg/cm <sup>2</sup>
	許容土圧力	5kg/cm <sup>2</sup> 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。

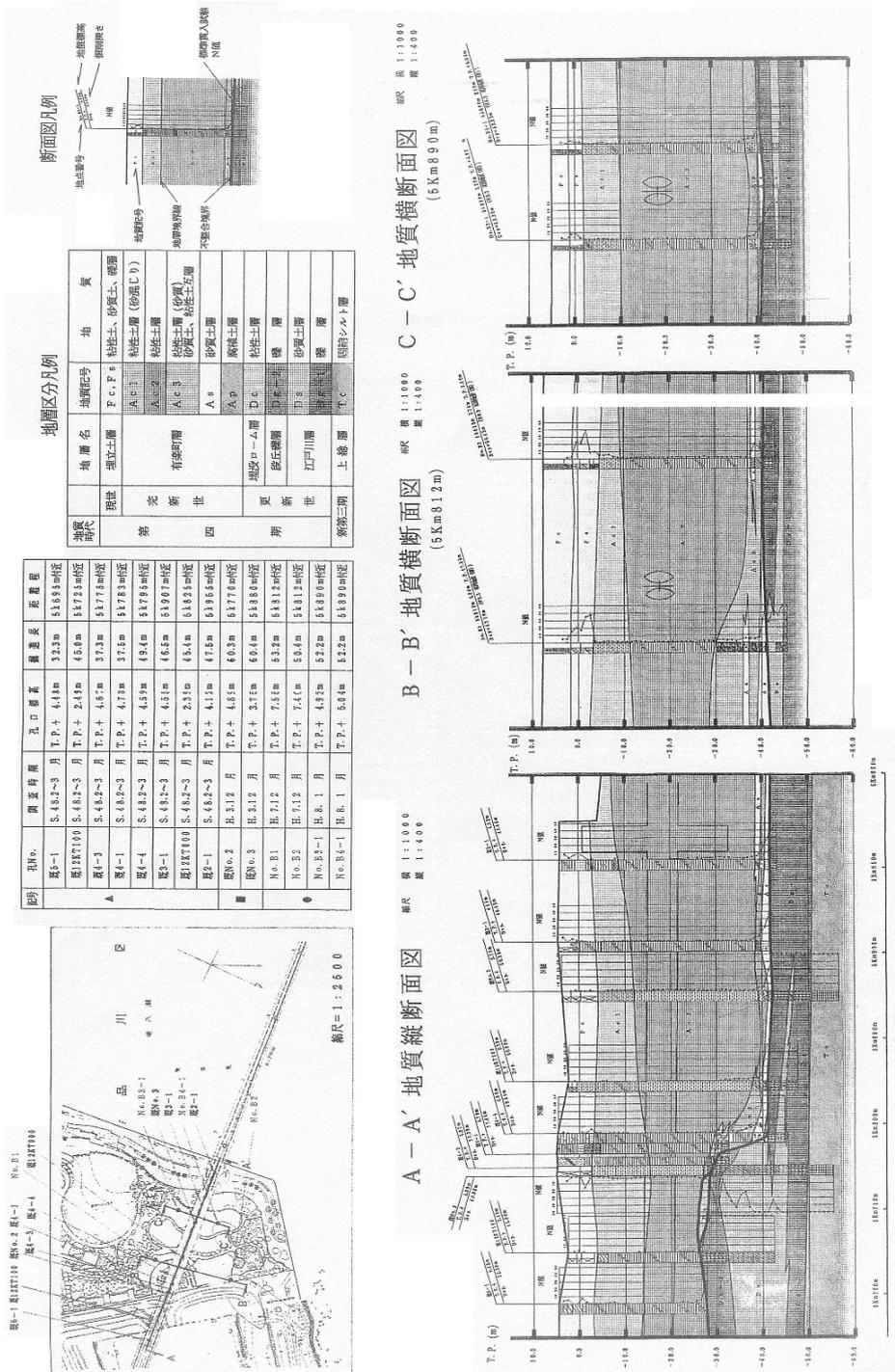
(1)地質調査

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



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  $P_c$  を比較すると、 $0.5\text{kgf/cm}^2$  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

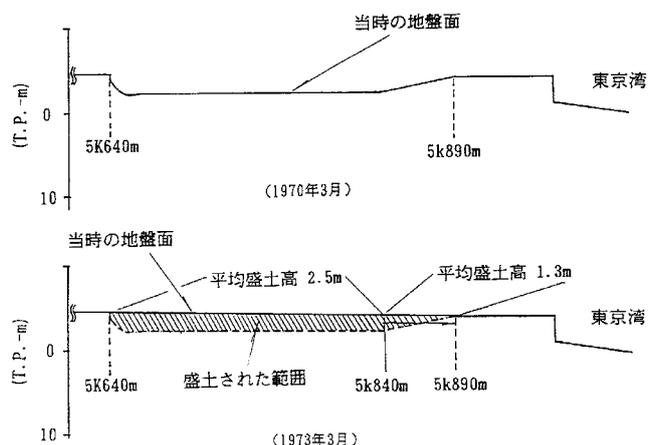


図 14-2-3-2 潮風公園付近における盛土の概要

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。

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。

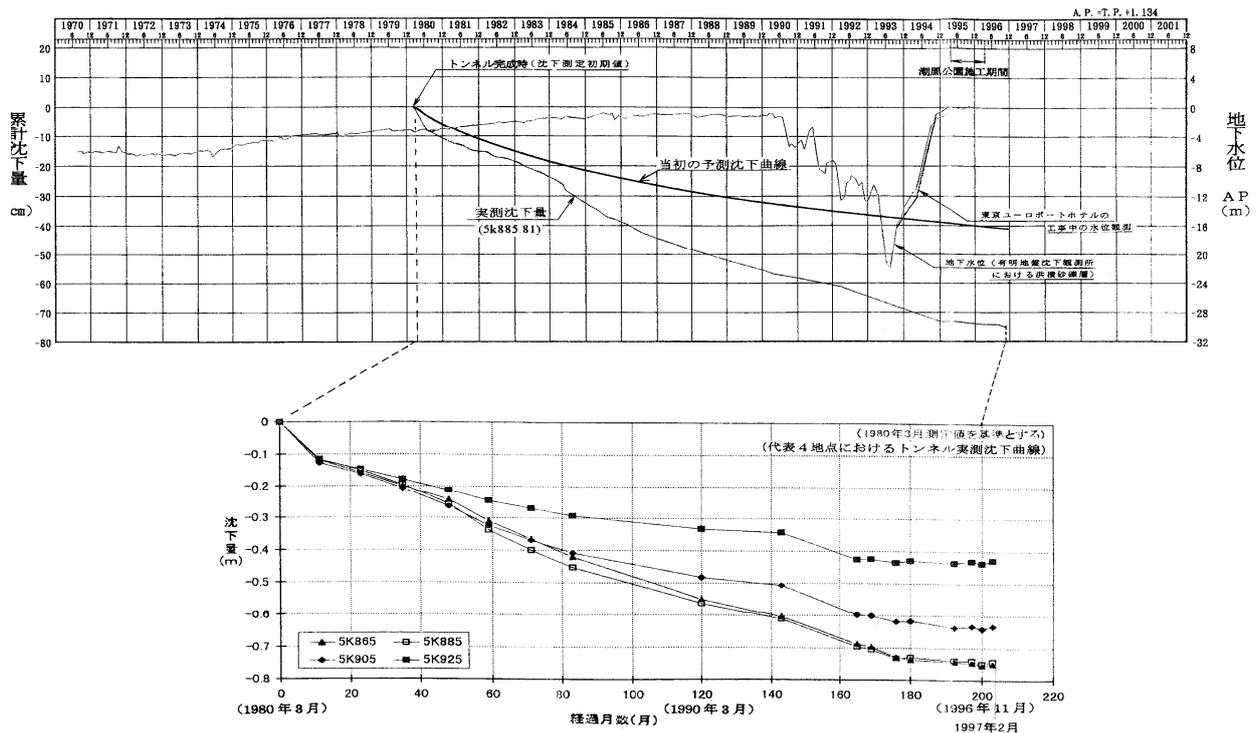


図 14-2-4-1 代表地点におけるトンネル沈下曲線(上り線)と地下水位の変動

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見られ、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

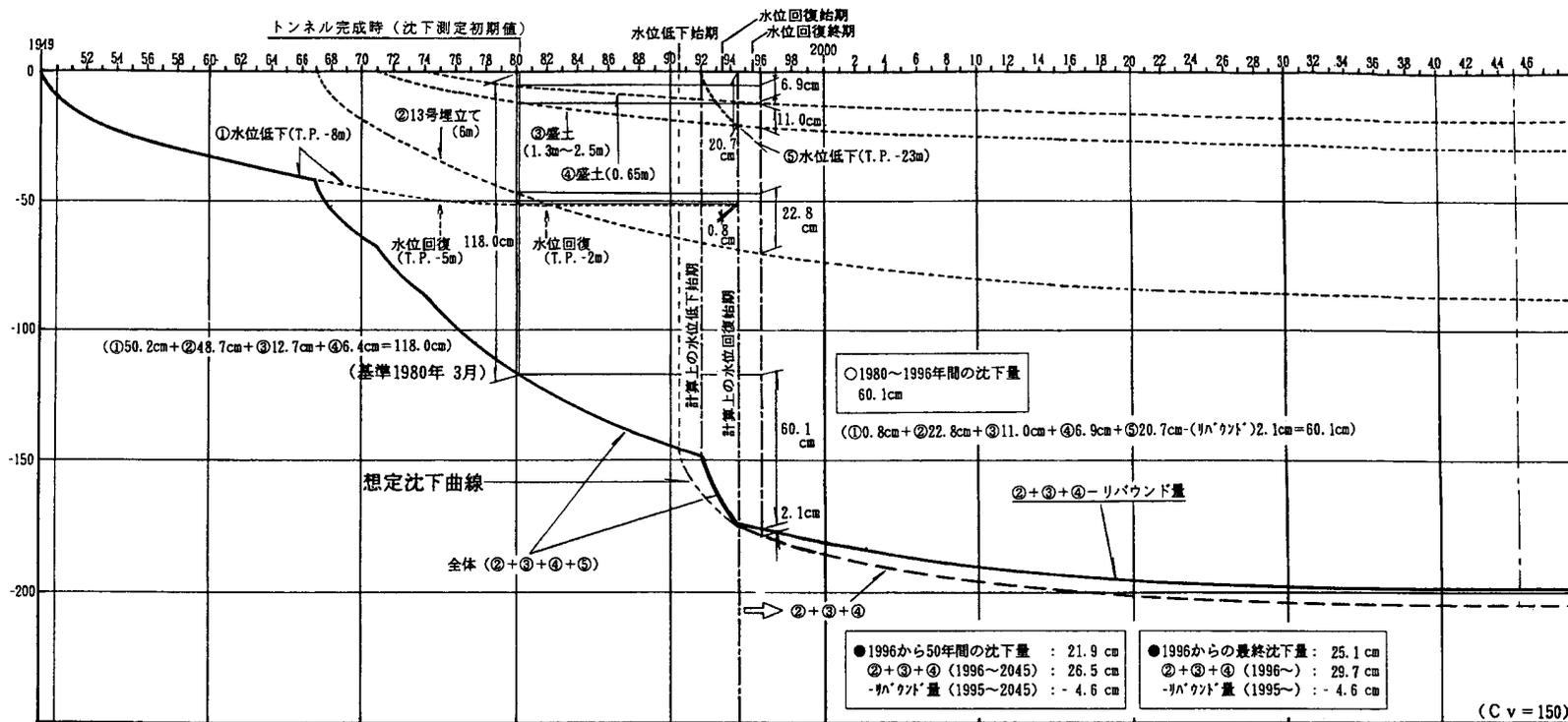
項目	当初の条件	追加、修正した内容
圧密対象範囲	沈下量計算範囲はトンネル施工基面以深	沈下量計算範囲はトンネル中心以深
盛土・埋土	① 埋立て土（13号埋立て） ② 5k775m～5k972m 附近の盛土（H=0.65m）を追加	①、②に 5k640m～5k890m 附近の盛土（H=1.3m～2.5m）を追加
地下水位	水位低下開始時期（計算の起算日）： 1947.1 ① 地下水位変化 1947.1～：T.P. -8m	水位低下開始時期（計算の起算日）： 1949.1 ① 地下水位変化 1949.1～1975.1：T.P. -8m 1975.1～1982.1：T.P. -5m 1982.1～1992.1：T.P. -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	$C_v=150 \text{ cm}^2/\text{day}$	$C_v=150 \text{ cm}^2/\text{day}$ のケースに $C_v=300 \text{ cm}^2/\text{day}$ 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、 $C_v=150 \text{ cm}^2/\text{day}$  及び  $C_v=300 \text{ cm}^2/\text{day}$  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  $C_v=150 \text{ cm}^2/\text{day}$ ）、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られる。

5k878m での将来沈下量の予測曲線（ $C_v=150 \text{ cm}^2/\text{day}$ ）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	$\gamma_s=1.7(t/m^3)$ 層厚 4.0m $\gamma_s=0.7(t/m^3)$ 層厚 2.0m	$\gamma_s=1.7(t/m^3)$ 層厚 1.3m~2.5m (5k640m ~ 5k890m)	$\gamma_s=1.7(t/m^3)$ 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	計 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 cm<sup>2</sup>/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。

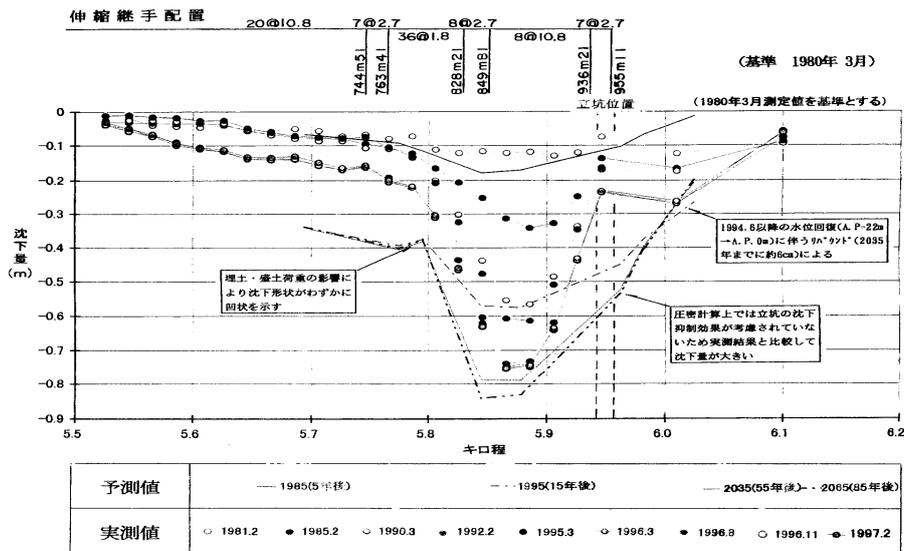


図 14-2-4-3 トンネル縦断方向の沈下形状(修正計算結果と実測結果)

## 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面改良案	第 3 案 上載荷重低減案 (EPS工法)	第 4 案 上載荷重低減案 (RC連続中壁+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	・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。
	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ある。 ・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。
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 <sup>2</sup>	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	応 力 度 照 査 結 果	
	材 質		
押さえ板	t = 10mm ----- SS 400	$\sigma_c = 1228 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1400 \text{kgf/cm}^2$	水圧より張力を算定
可とう部材	M 16 @150 ----- 8.8	$\sigma_c = 1236 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ca} = 2400 \text{kgf/cm}^2$	水圧より張力を算定
固定ボルト受け板	t = 22mm ----- SS 400	$\sigma_b = 694 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ba} = 1400 \text{kgf/cm}^2$ $\tau = 29 \text{kgf/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{kgf/cm}^2$	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	$\sigma_t = 2335 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ta} = 2400 \text{kgf/cm}^2$	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	$\sigma_b = 1259 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ba} = 1400 \text{kgf/cm}^2$ $\tau = 17.4 \text{kgf/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{kgf/cm}^2$	モルタルをスプリング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	$\sigma_b = 625 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_b = 1400 \text{kgf/cm}^2$ $\tau = 539 \text{kgf/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{kgf/cm}^2$	道床、列車荷重及びずれ荷重として今後 30cm の沈下を考慮
防護プレート(道床、 列車荷重)	t = 12mm ----- SS 400	$\sigma_b = 625 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ba} = 1400 \text{kgf/cm}^2$ $\tau = 13.3 \text{kgf/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{kgf/cm}^2$	
二次覆工 コンクリート及びモルタル	$\sigma_{ck} = 240 \text{kgf/cm}^2$ ----- $\sigma_{28} = 400 \text{kgf/cm}^2$	$\sigma_c = 31.9 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ca} = 80 \text{kgf/cm}^2$	ずれ荷重より算定



### 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  $R=3000\text{m}$  とし  
て考える。ただし、やむを得ない場合は  
 $R=2000\text{m}$  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 に近づ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  $R=2000\text{m}$  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、したがって、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。

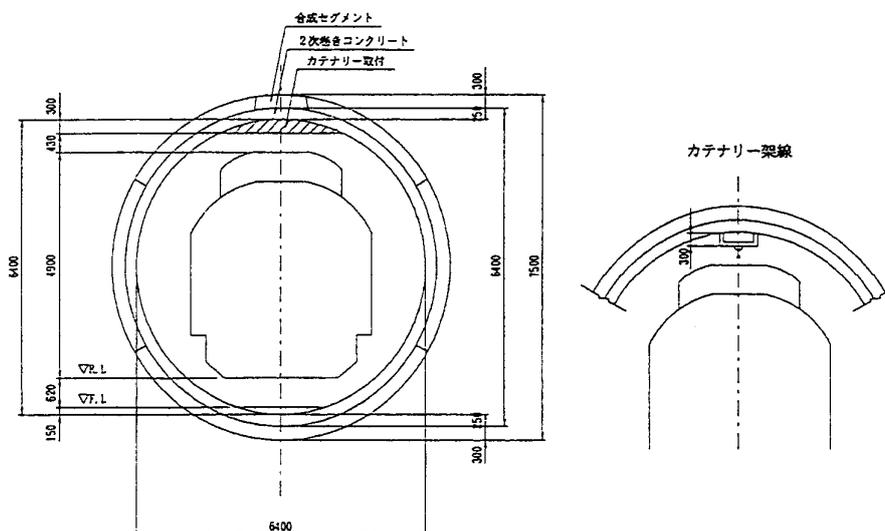


図 14-2-5-2 縦断線形を考慮したシールド断面の検討

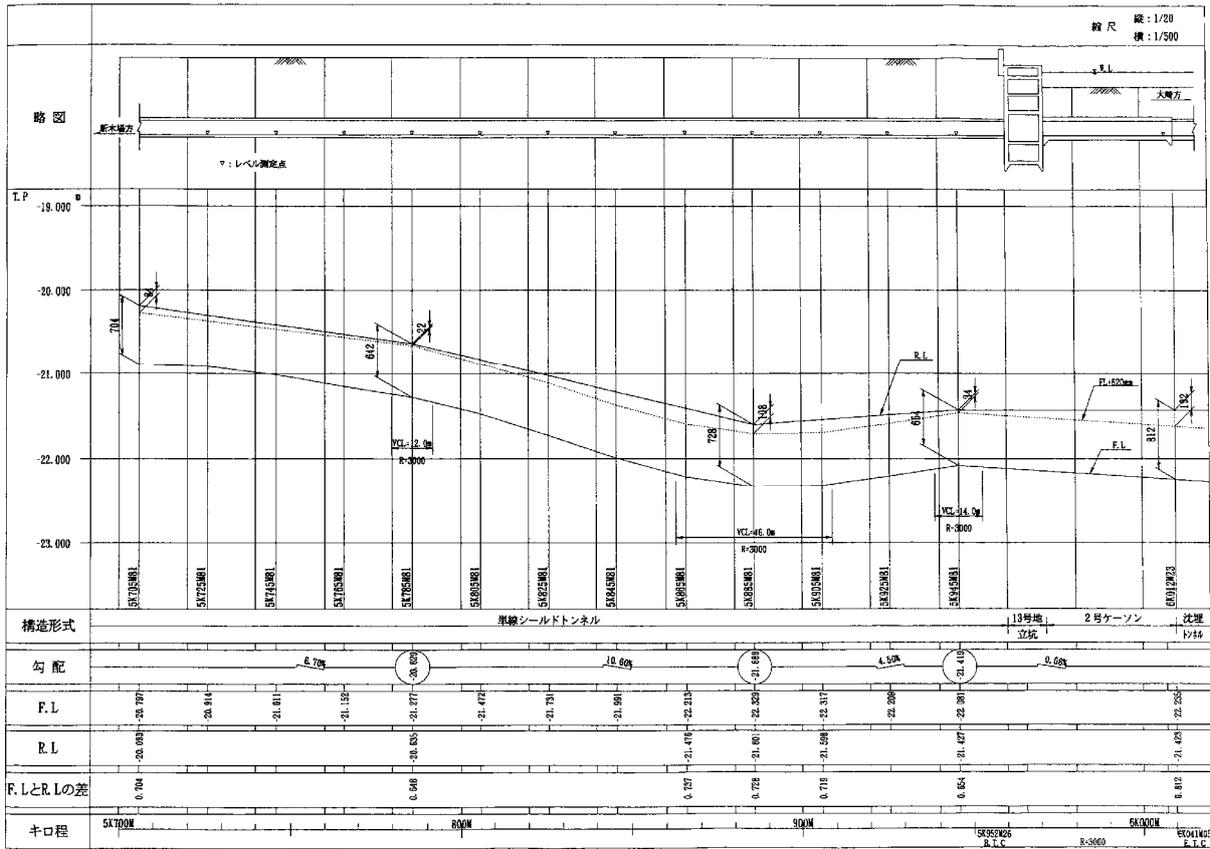


図 14-2-5-3 起動縦断線形の修正計画(案)(上り線：将来)

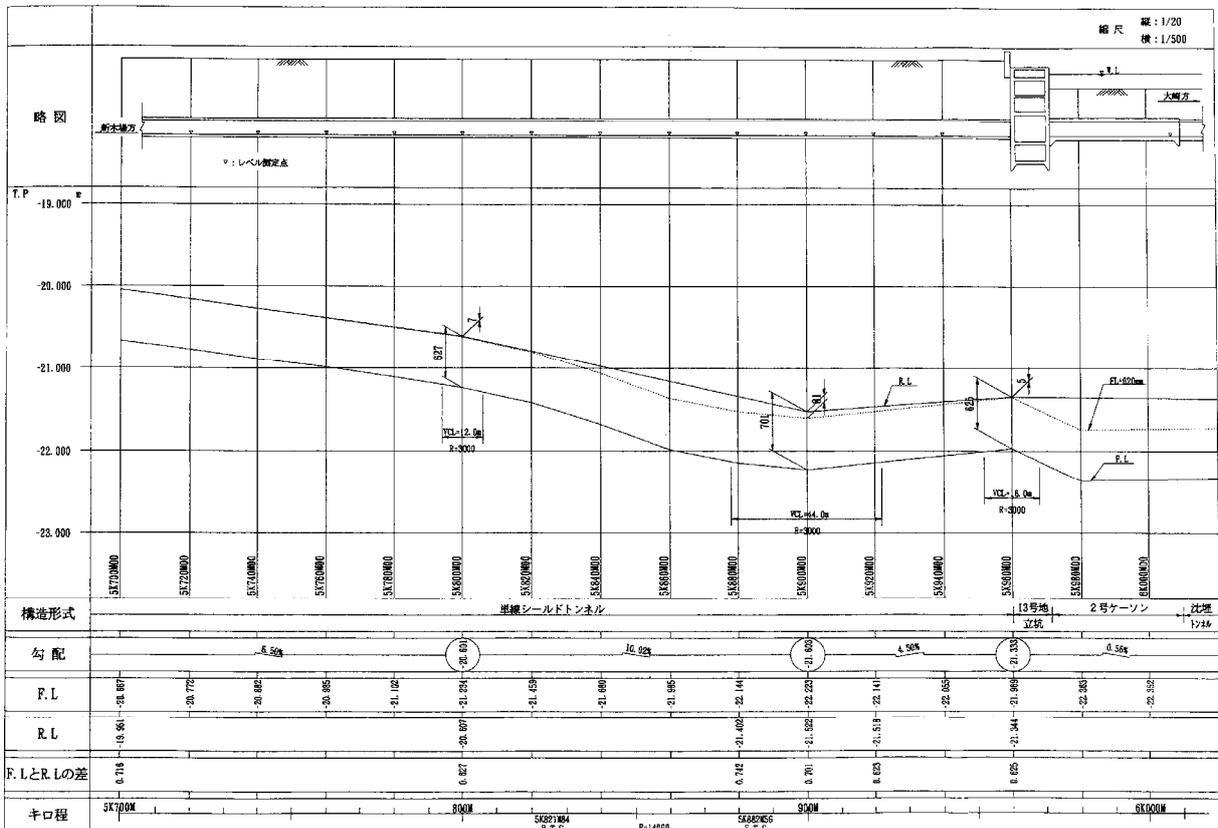


図 14-2-5-4 起動縦断線形の修正計画(案)(下り線：将来)

#### 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
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 基面高</li> <li>・ 傾斜測定</li> <li>・ 層別沈下測定</li> <li>・ 間隙水圧測定</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地下水位計測</li> <li>・ 伸縮継手施工箇所計測</li> </ul>

これらの計測の頻度及び計測位置を図14-2-5-5に示す。

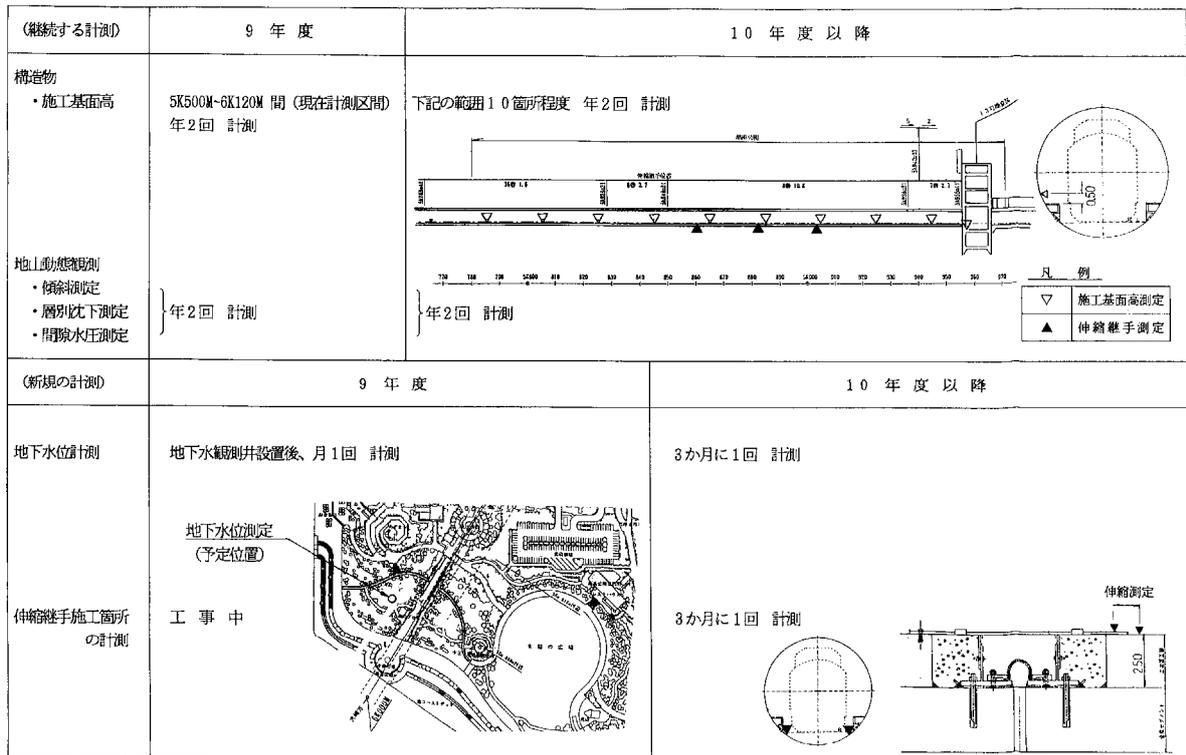


図14-2-5-5 今後の調査及び計測計画(案)

#### 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、時間一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月の工事实施計画の指示に基づき建設を進め、平成13年3月の東京レポート・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12.2km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、シールドの拡張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へ、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

---