

第 3 編 路 盤

第 3 編 路 盤

第 1 章 概要

臨海副都心線の前身は、川崎市塩浜を起点に千葉・木更津までの東京湾沿いの工業地帯を結ぶ貨物線として建設が開始された旧国鉄京葉線の一部である。

しかし、当該線区は貨物輸送需要の低下に伴い昭和 58 年以降工事が凍結され、未完成のまま昭和 62 年に日本国有鉄道清算事業団へ承継された後、平成 2 年の第三次東京都長期計画の中で臨海副都心開発の基幹交通網として具体化された路線である。

構造物については、既に貨物線当時の昭和 58 年までに 50% 強が完成しており、残る路盤工事は運河を越える曙運河 B と辰巳運河 B、営団地下鉄有楽町線が地下を斜めに交差する営団地下鉄 B i、都道（通称三ツ目通り）を跨ぐ第 2 辰巳 B v の 4 箇所の橋梁（上部工）、U 型擁壁、開さくトンネル約 1.5 Km、地元請願駅として既設高架橋の改築による東雲駅、地下駅としての国際展示場駅、及び既設シールドトンネルを取り壊し後に構築した東京テレポート地下駅である。

表 3-1-1 建設工事概要

工 事 区 間 ・ 延 長	新木場・東京テレポート間 4.9 Km
軌 間	複線 1,067 mm (60 N)
動 力	直流電化 (1,500 v)
旅 客 駅	3 駅 (地下 2 駅、地上 2 駅)
構 造 種 別	路 盤 0.2 km 高 架 橋 2.2 km 橋 り ょ う 0.3 km ト ン ネ ル 2.2 km
最小曲線半径・設計速度	800 m・110 km/h

第 2 章 地形・地質の概要

路線付近の地形は、図 3-2-1 に示すように、隅田川河口の埋立造成地に該当し、元来は東京湾岸の隅田川河口に発達した水深 0～5 m の三角洲性の平坦な海底地形面を呈し、地層構成から埋没波蝕台地に相当している。

東京湾の西部域には、武蔵野台地が迫っているが、この台地は地形面の比高・連続性及び構成地層から淀橋台・荏原台の海岸平野性台地（下末吉面、海拔 25～47m）及び本郷台、豊島台、目黒台などの多摩川により海折削剝されて形成された海岸段丘に相当する台地（武蔵野面、海拔 23～35m）などに区分される。

また、北側から神田川、古川、目黒川などの河川がそれぞれの台地を樹枝状に開折し、沖

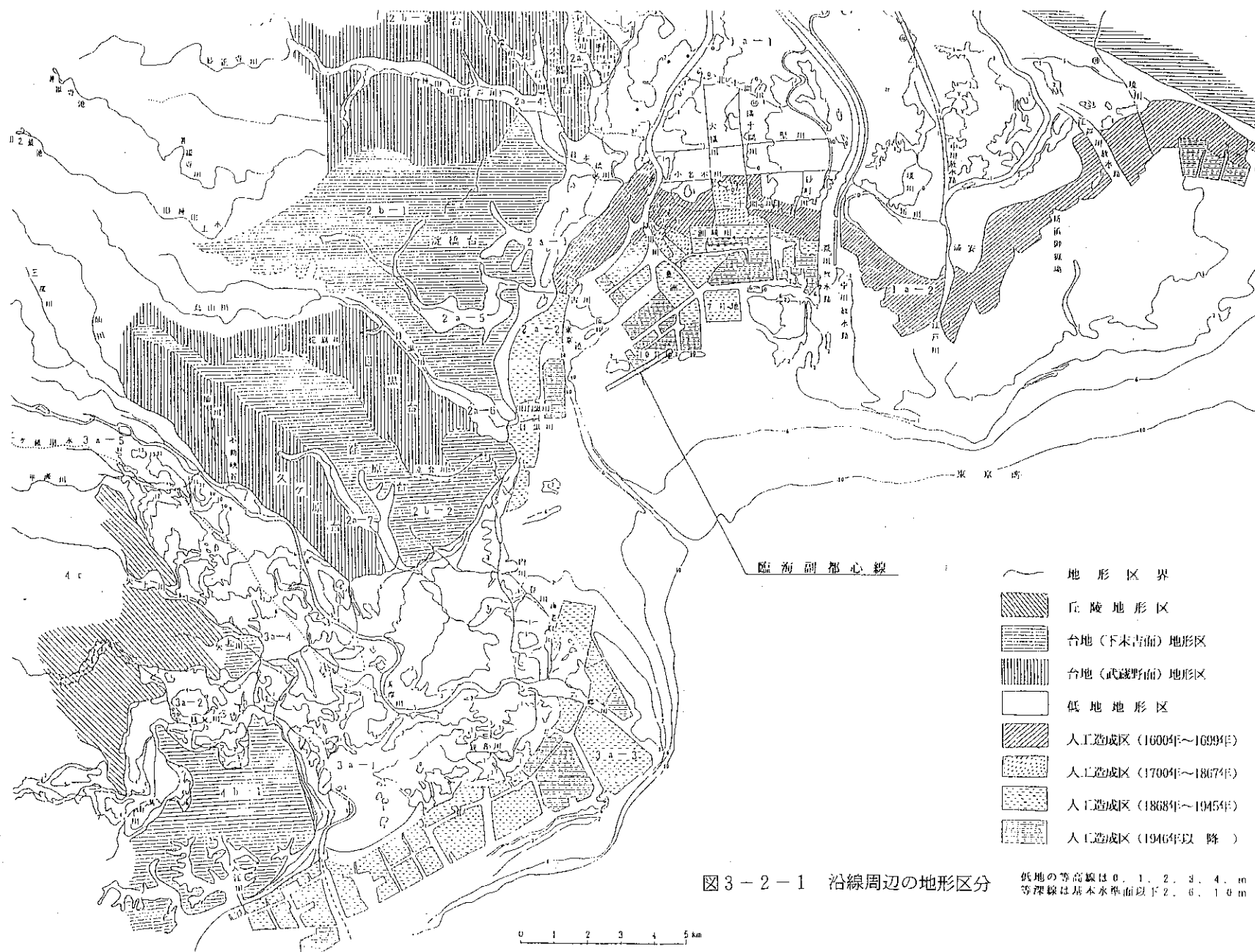


図 3-2-1 沿線周辺の地形区分

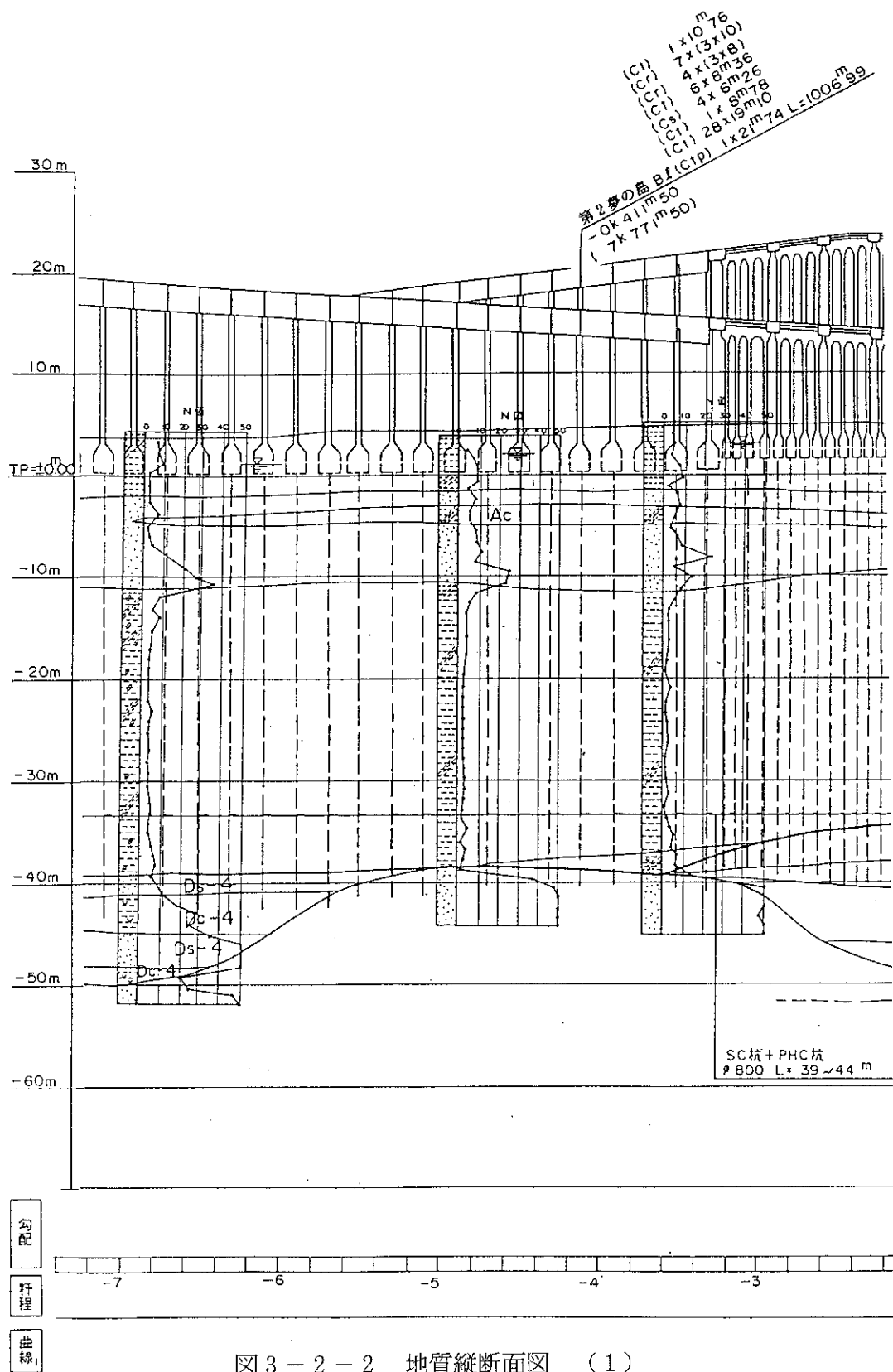


図 3 - 2 - 2 地質縦断面図 (1)

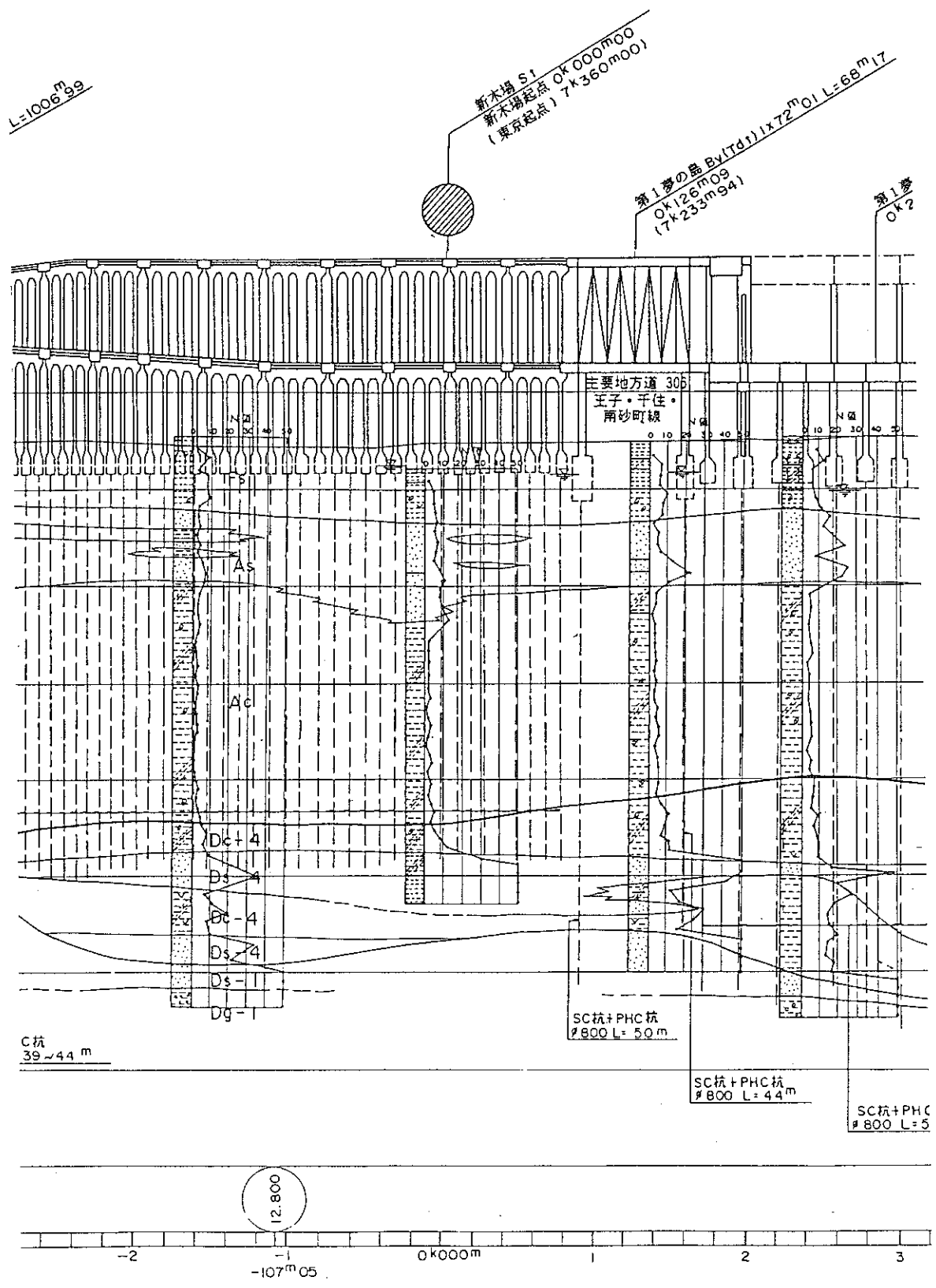


図 3 - 2 - 3 地質縦断面図 (2)

當團地下鉄 B i 第

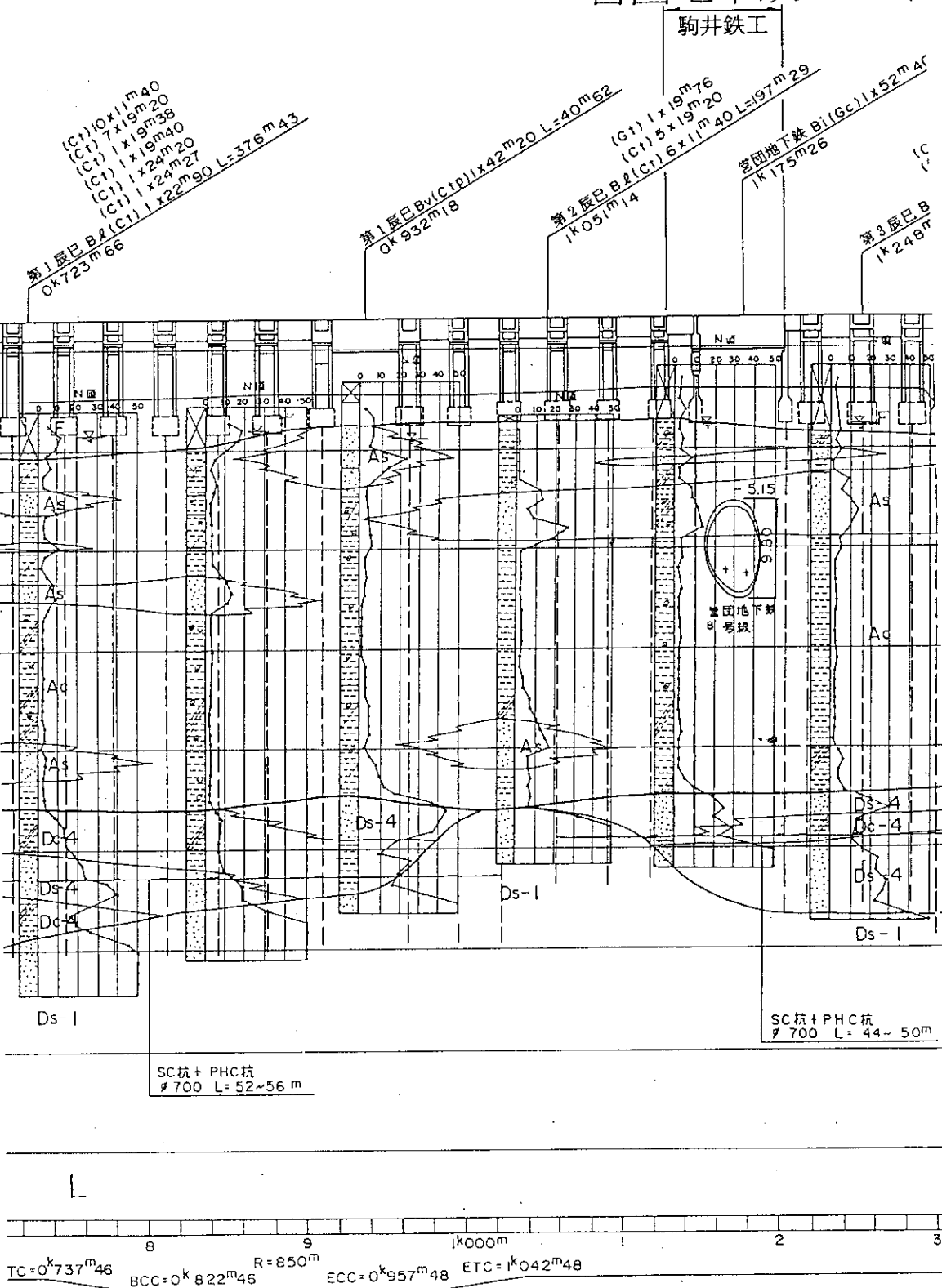


図 3-2-5 地質縦断面図 (4)

Bi 第2辰巳Bv

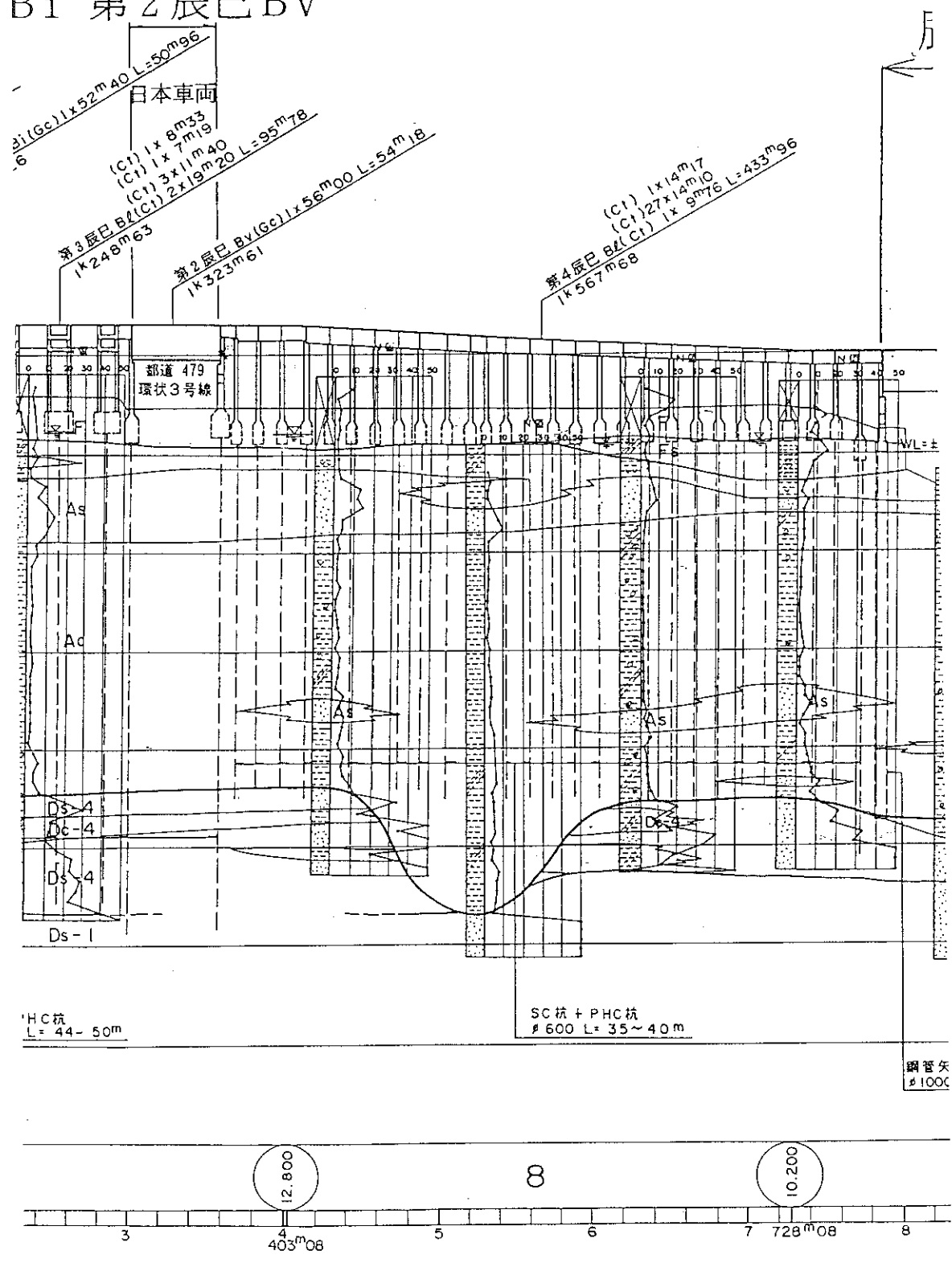


図3-2-6 地質縦断面図 (5)

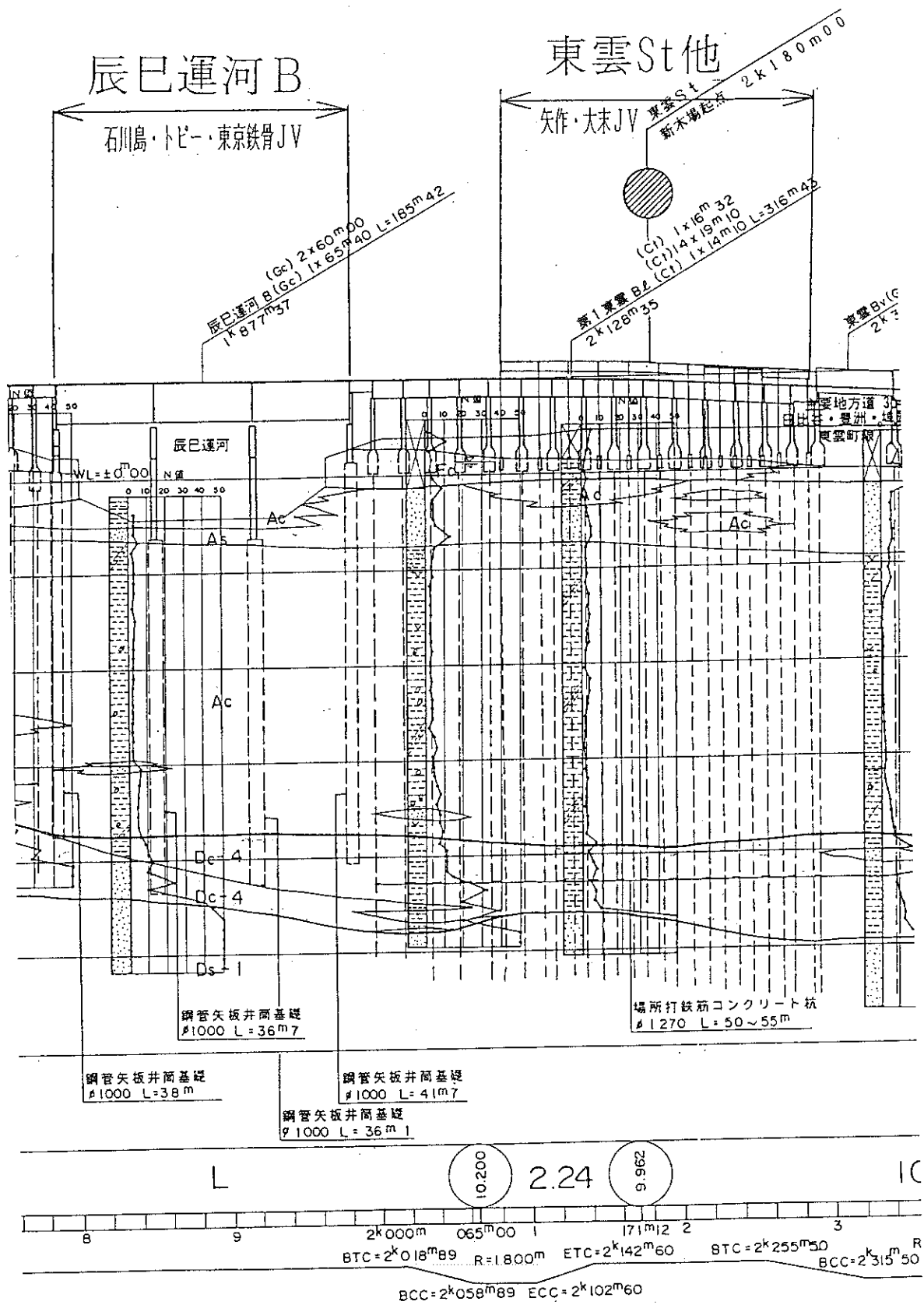


図3-2-7 地質縦断面図 (6)

有明T第1

鉄建・大豊JV

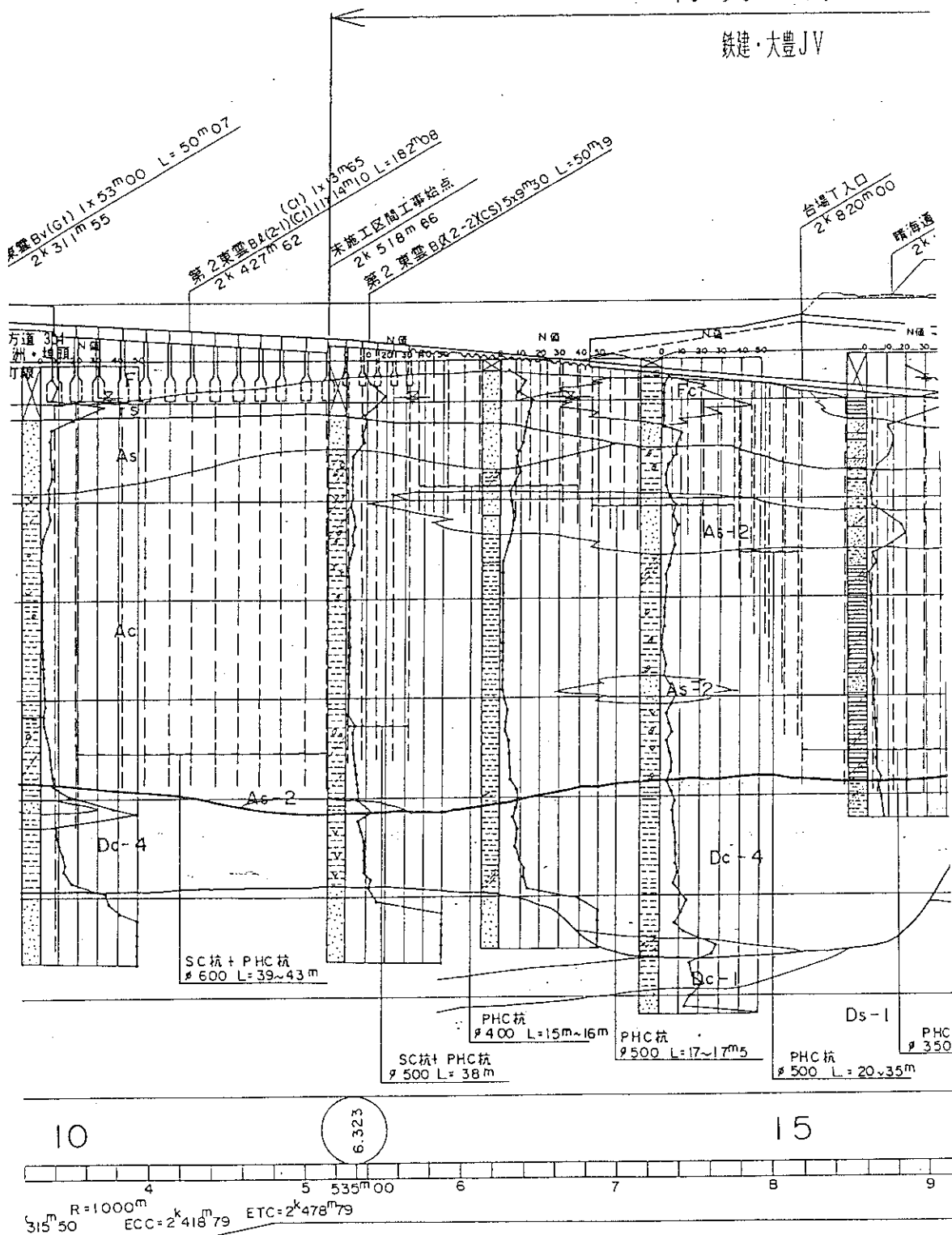


図3-2-8 地質縦断面図 (7)

第 1

有明 T 第 2

2JV

前田・フジ JV

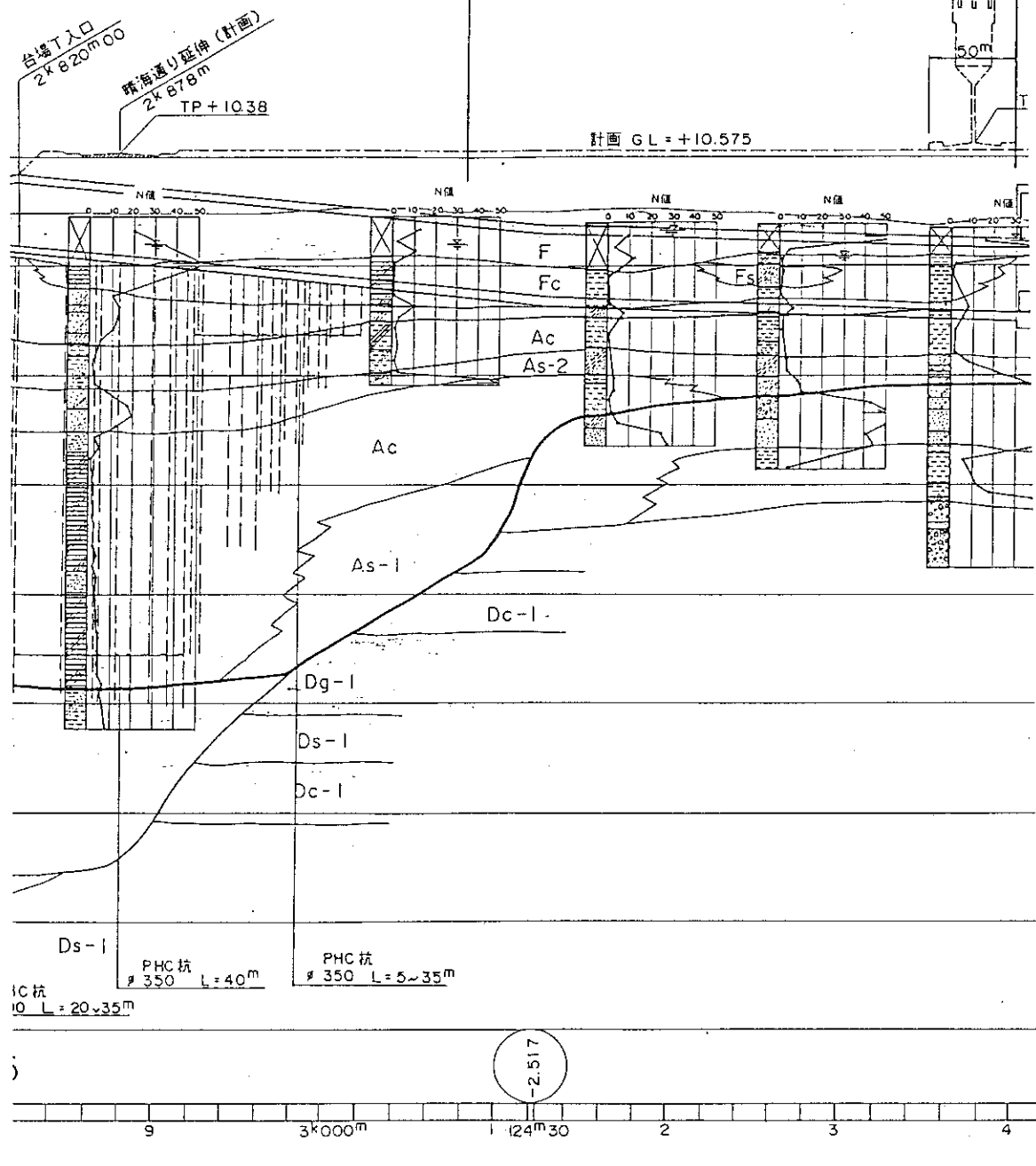


図 3 - 2 - 9 地質縦断面図 (8)

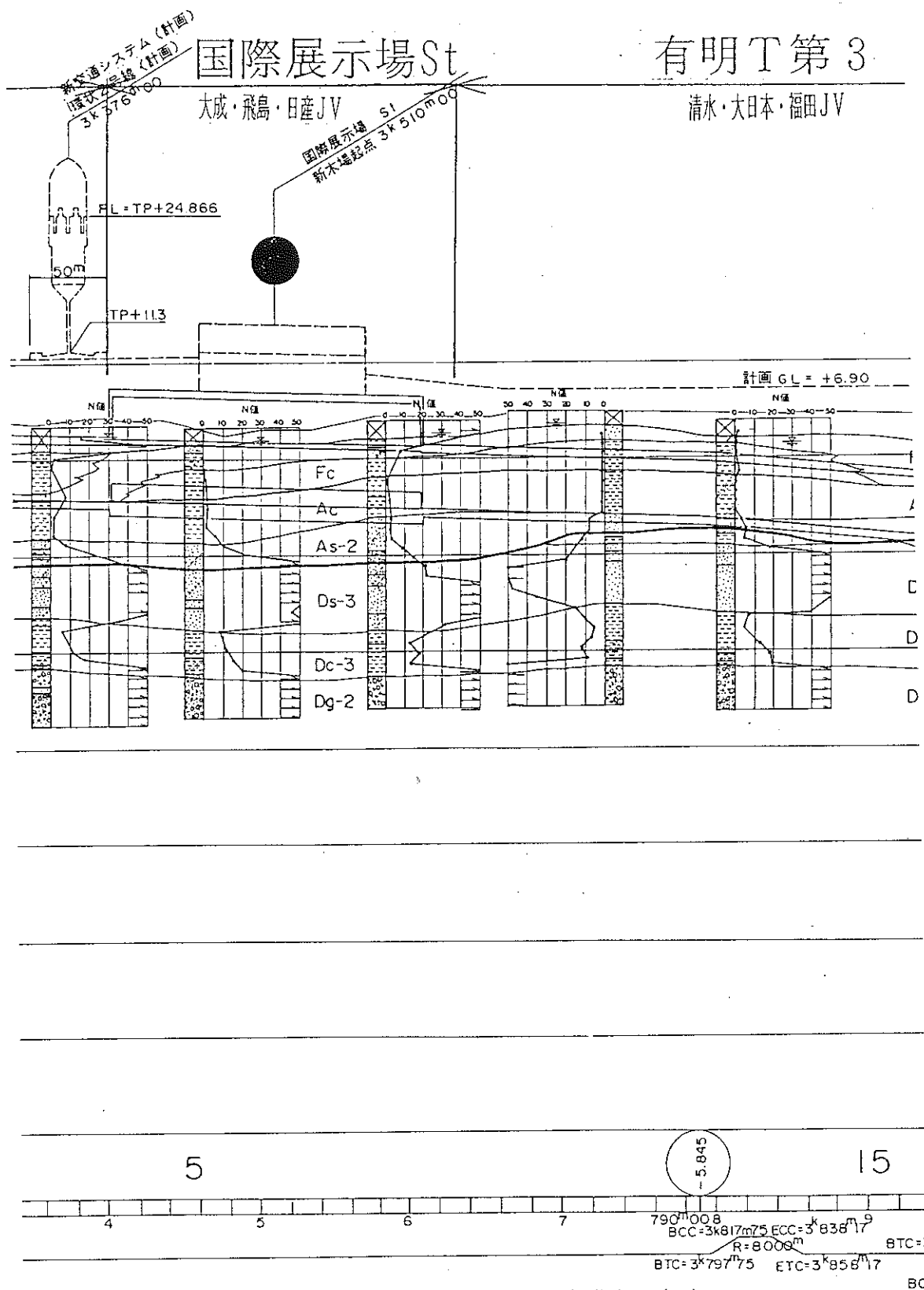


図3-2-10 地質縦断面図 (9)

第 3

有明T第 4

田JV

戸田・佐・森JV

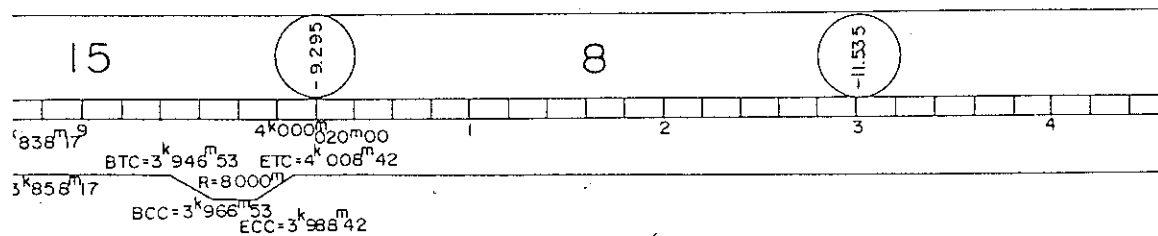
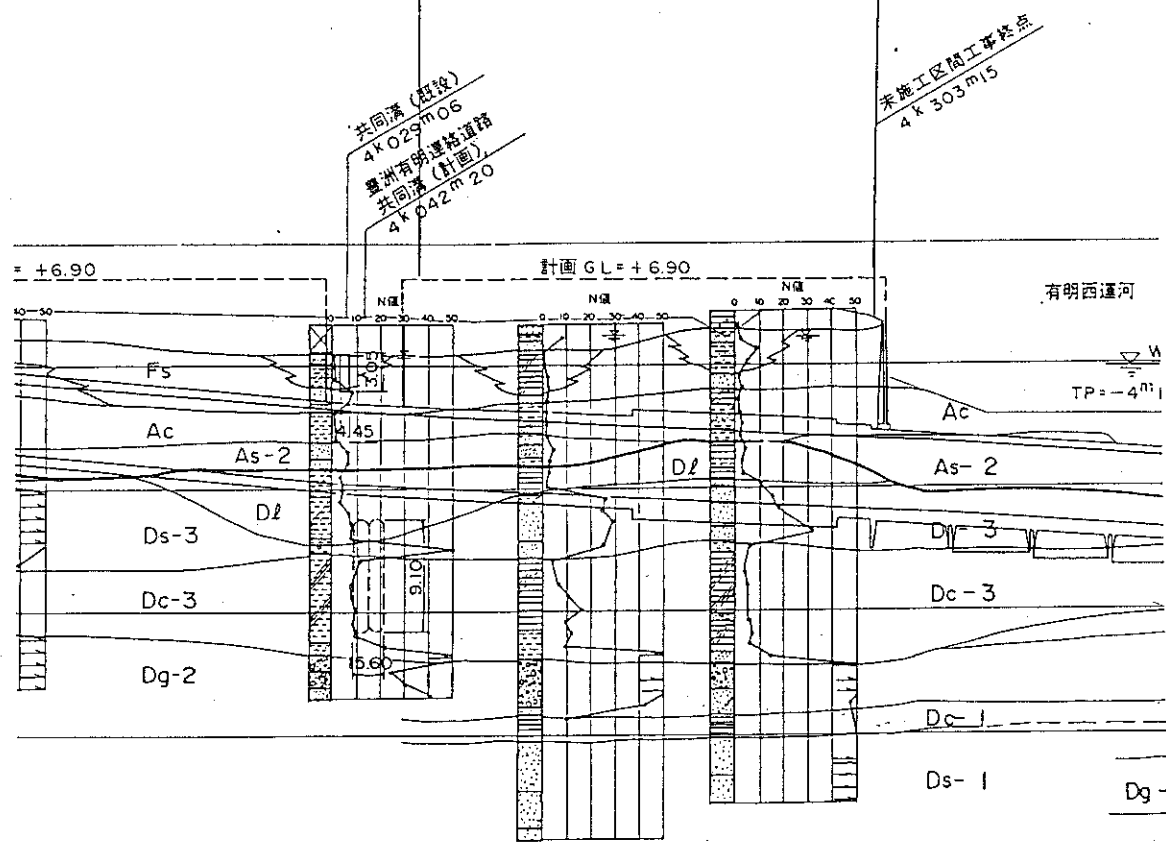


図 3 - 2 - 11 地質縦断面図 (10)

事終点
15

東京テレポ

西松・国土・大本・新井JV
東京テレポ
新木場站

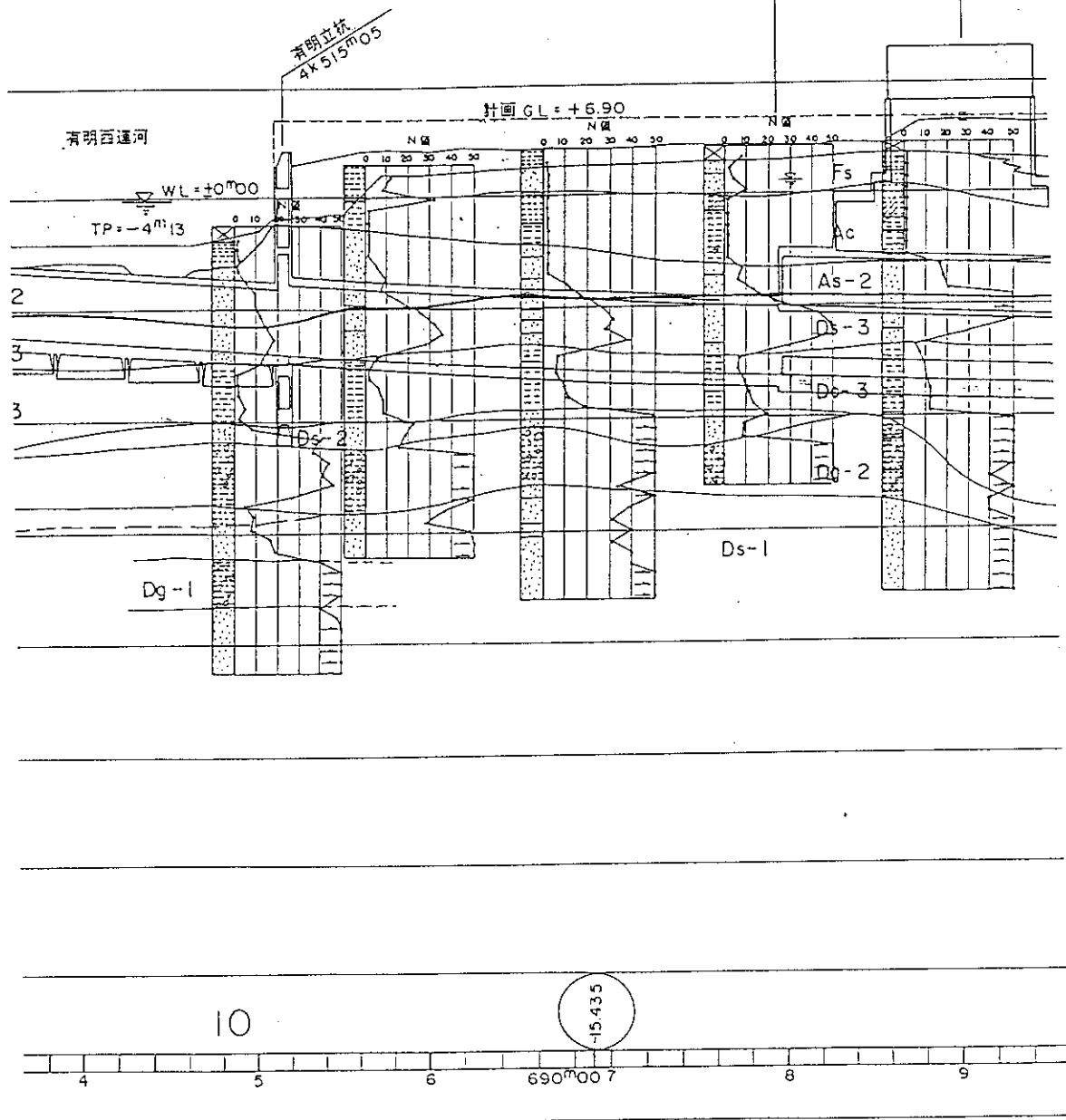
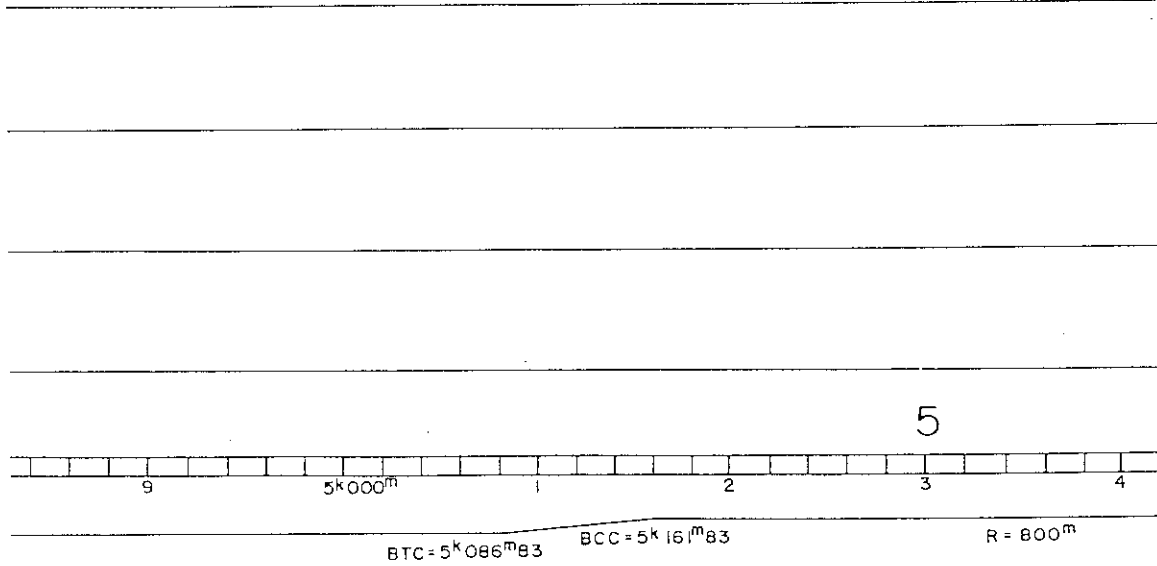


図3-2-12 地質縦断面図 (11)

国土・大本・新井JV
東京レポート 57
新木場起点 4K900m



— 92 —

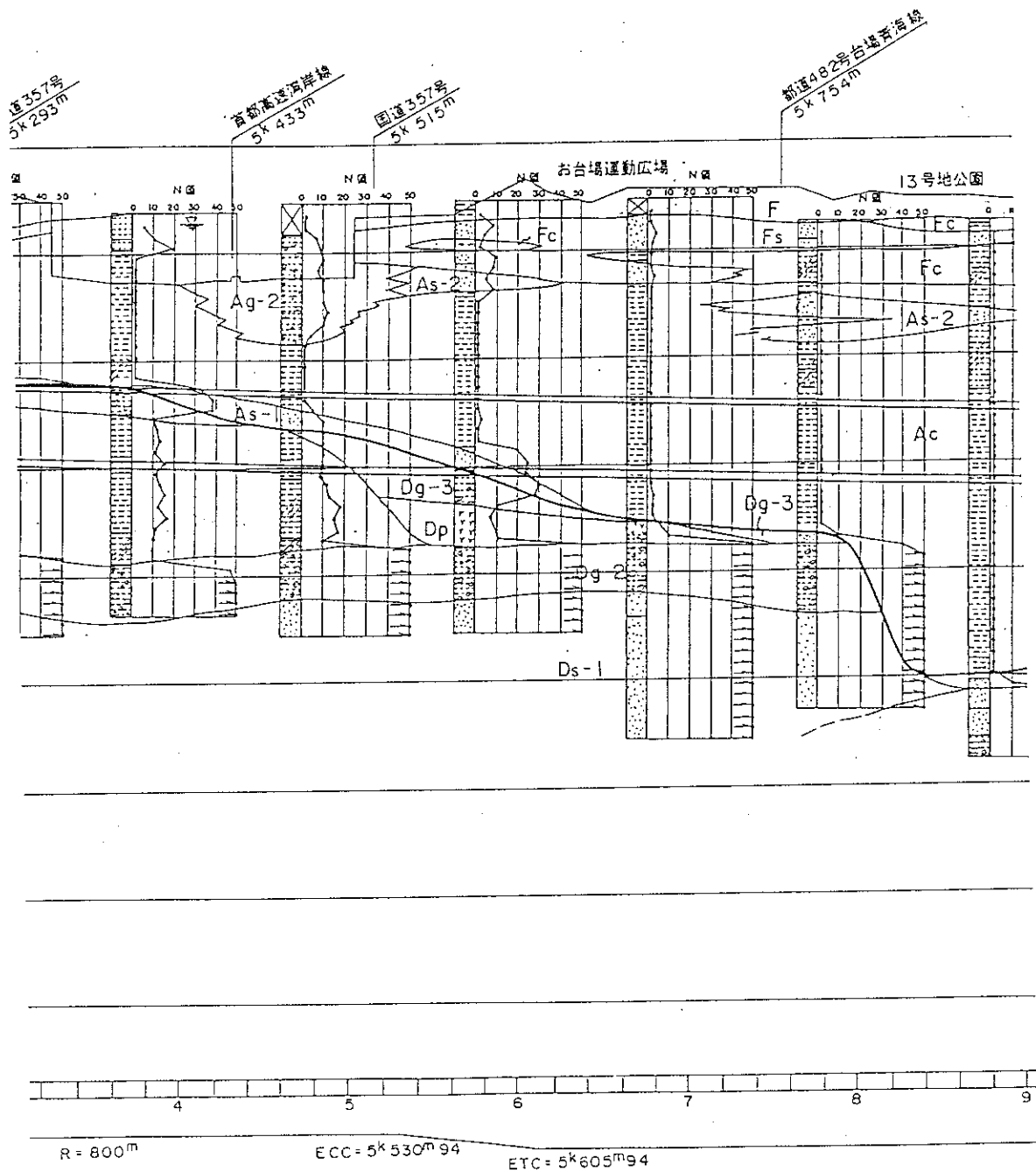
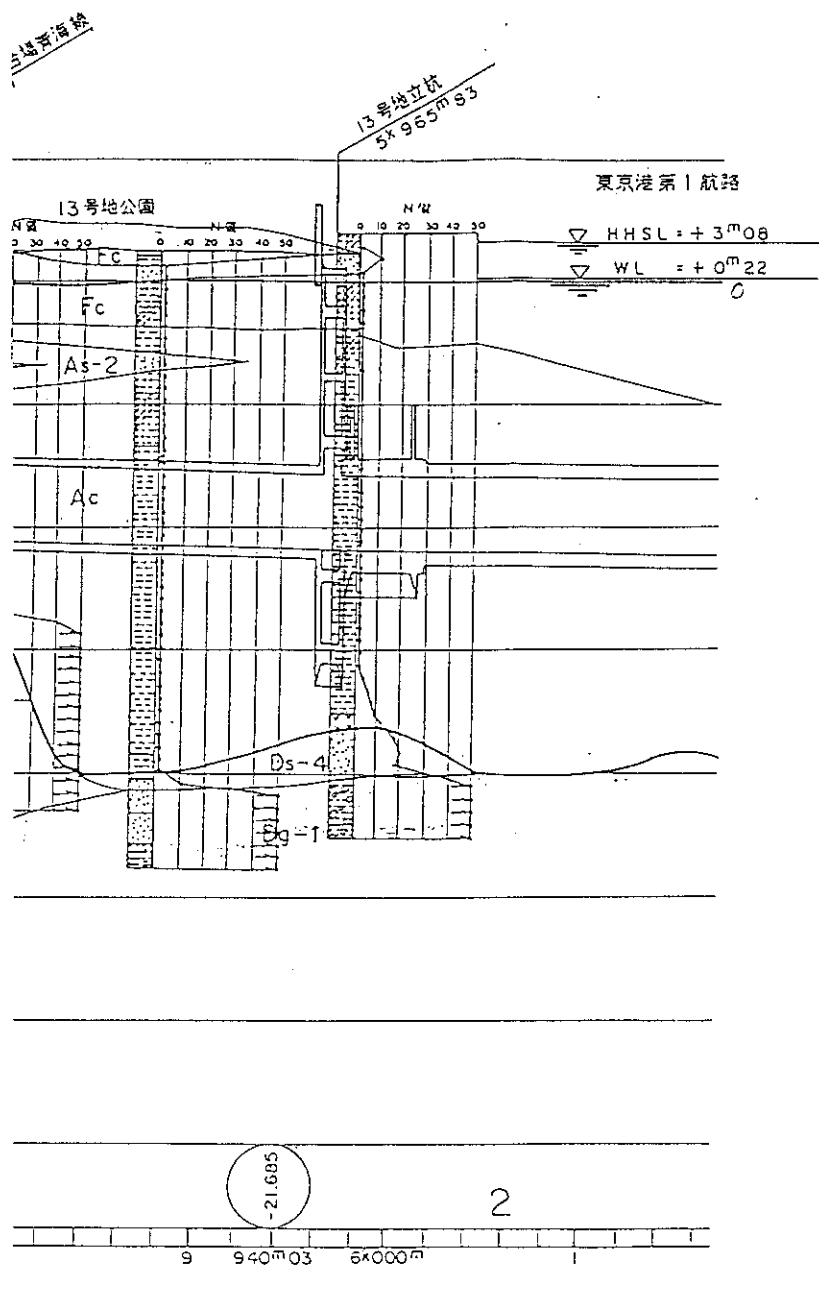


図3-2-14 地質縦断面図 (13)



A 例			
時代	地層名	色・記号	
現世	埋土	F	
		Fs	
		Fc	
沖積世	河川堆積層	上部砂質土層	As-2
		上部砂礫層	Ag-2
		粘性土層	Ac
		下部砂質土層	As-1
		下部砂礫土層	Ap
		基底砂礫層	Ag-1
洪積世	七尋地層	砂質土層	Ds-4
		粘性土層	Dc-4
	埋没層	口-△層	Dl
		段丘礫層	Dg-3
		礫土層	Dp
		上部砂質土層	Ds-3
	東京層	下部粘性土層	Dc-3
		下部砂質土層	Ds-2
		砂礫層	Dg-2
	江戸川層	砂質土層	Ds-1
江世	江戸川層	粘性土層	Dc-1
		砂礫層	Dg-1

図 3 - 2 - 15 地質縦断面図 (14)

積低地を形成している。

一方、東京湾の北部域には、隅田川・江戸川の河口に形成された下町低地と呼ばれる三角洲低地が広がっている。

この三角洲に接する臨海部の低地は人工造成地であり、江戸時代から延々と続けられ、現在に至っている。（図3-2-16）

2. 地質の概要

地質は、埋没波蝕台地を構成する洪積層とこれを覆う沖積海浜堆積物とからなっており、路線の地層構成は、地層の堆積状況から下記区間に大別される。

（図3-2-17）

①新木場起点～2 Km 8 0 0 m付近

埋没谷が存在しているため、沖積層がT. P-40 m付近まで厚く堆積している。最下位に江戸川層（ D_{s-1} ， D_{c-1} ）が分布し、その上位に七号地層（ D_{c-4} ）が分布している。さらに上位には有楽町層（ A_{c-1} ， A_{s-1} ）と埋土（F， F_s ， F_c ）が分布している。

②2 Km 8 0 0 m～3 Km 1 0 0 m付近

埋没谷の壁にあたるために江戸川層の深さが異なっている。

最下位に江戸川層（ D_{s-1} ， D_{c-1} ， D_{g-1} ）が分布し、一部七号地層が欠如しており、谷壁に接して有楽町の砂質土層（ A_{s-1} ）が見られる。それらの上位に有楽町層（ A_c ， A_{s-2} ）と埋土（F， F_s ， F_c ）が分布している。

③3 Km 1 0 0 m以降

T. P-10 m付近に埋没上位海蝕台があるため、沖積層が薄く分布している。

最下位には、江戸川層（ D_{s-1} ， D_{c-1} ， D_{g-1} ）が分布し、その上位を東京礫層（ D_{g-2} ）と東京層（ D_{s-3} ， D_{c-3} ）が覆っている。3 Km 4 5 0 mから4 Km 2 5 0 m間には、薄くローム層（ D_l ）が見られる。これらの上位に有楽町層（ A_c ， A_{s-2} ， A_{g-1} ）と埋土（F， F_s ， F_c ）が分布している。

路線の地質層序は、表3-2-1のとおりである。

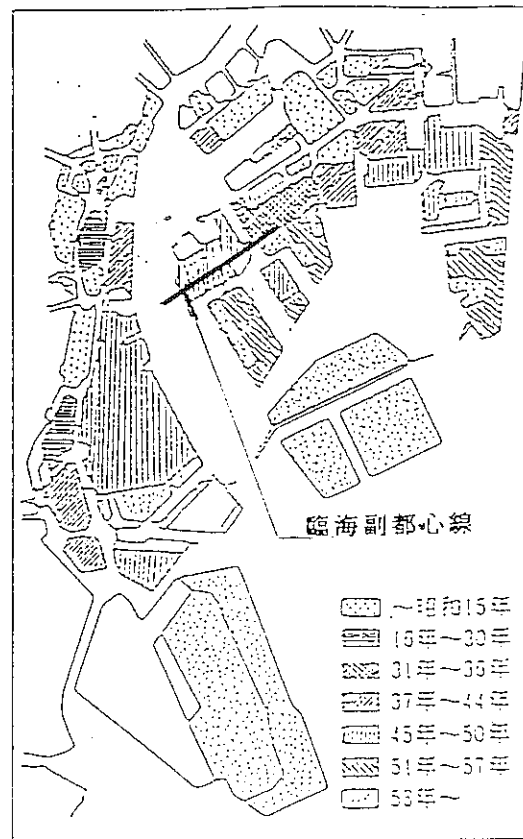


図3-2-16 東京港埋立造成図

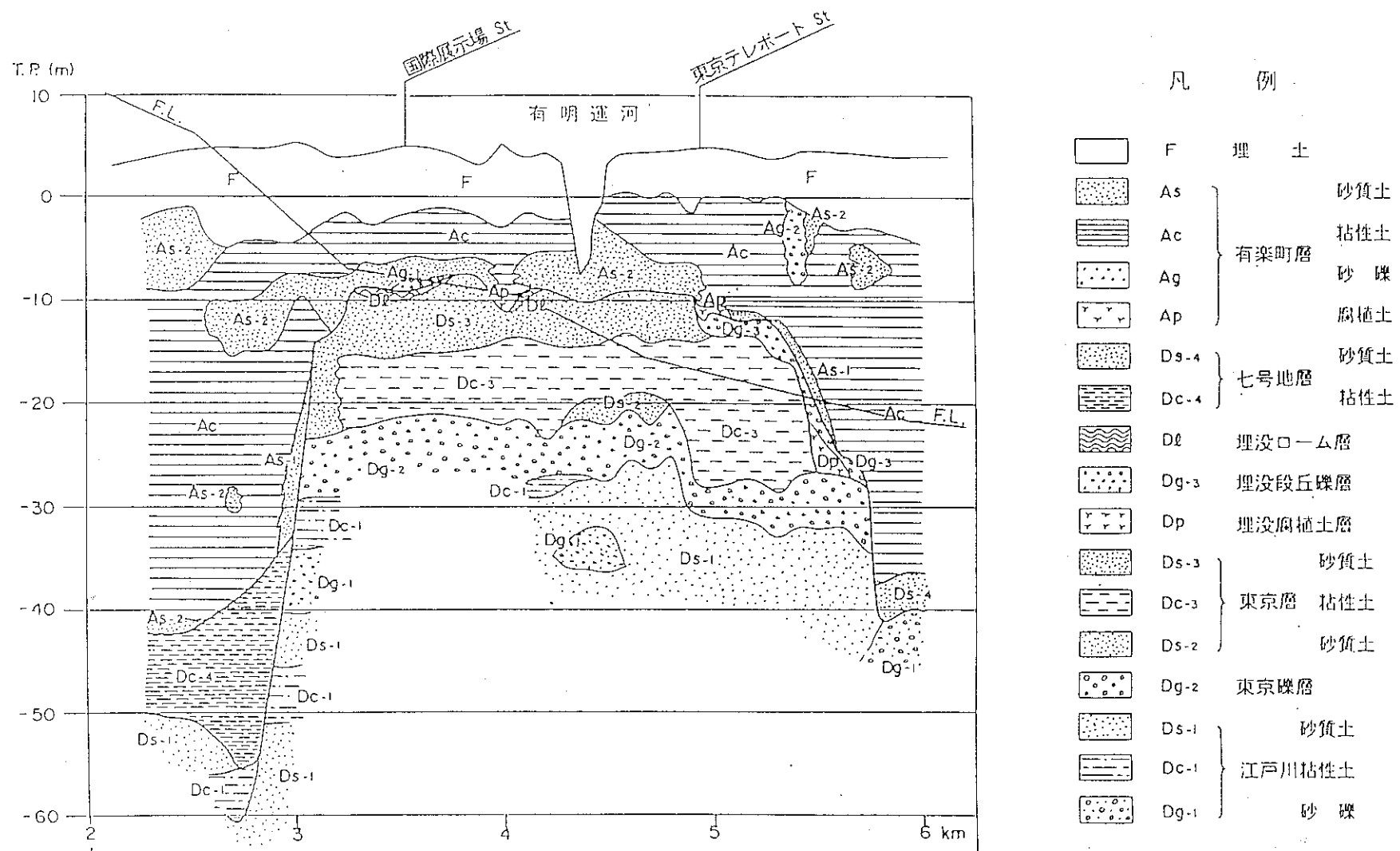


図 3 - 2 - 17 臨海副都心線地質縦断概略図

表 3 - 2 - 1 地質層序

時 代	地 層 名		記号	特 徴	
第 四 紀	現 世	埋 土	F	埋立地の地表面を覆っている。 砂と粘性土の混合土。コンクリート片・木片を含む。	
			F _s	吹き上げ土であり、主に砂質土である。場所により細礫・貝殻片を混入する。N値は概して 5～10程度で部分的に20～30も見られる。	
			F _c	F _c 層と共に吹き上げ土であり、シルト質な粘性土である。N値は 0～2と非常に軟らかい。	
	沖 積 層	有	上部砂質土層	A _{s-2}	貝殻～貝殻片を含む海成砂層。N値は全体的に 5～10程度。 含水中～大で緩い。
			下部砂礫層	A _{s-2}	5km400m 付近に局所的に分布する。層厚 7～8m 程度にN値 3～12を呈する。
		楽 町	粘 性 土 層	A _c	主にシルト層からなる海成粘土層で貝殻・貝殻片を含む。部分的に砂層および砂質シルト、さらに腐蝕土を介在する。N値は概して 0～2を呈するところが多いが部分のおよび下部になるにしたがい 3～5を呈する。
			下部砂質土層	A _{s-1}	埋没段丘面の緩斜面を覆って分布する。シルト混じりの砂質土である。N値 3～25を呈する。
		層	下部腐蝕土層	A _v	A _c 層の基底部において局所的に分布する。層厚は 0.5～1.5m程度、N値は 4～6程度である。
			基底砂礫層	A _{s-1}	A _s 層の基底部を構成する。層厚は1.0m未満にて径 5～50mmの亜角礫を多量に混入する。連続性は不良。
	洪 積 層	七地号層	砂 質 土 層	D _{s-4}	埋没谷を覆う最下部層を構成し、砂～砂質シルト層から成る。N値 3～19を呈する。
		埋 没 層	ローム層	D _ℓ	埋没波蝕台地の表層を覆って局所的に分布する。層厚は1.0m未満。暗褐灰～黄褐色を呈し、浮石を混入する凝灰質シルト、N値は 2～9を呈する。
			段丘礫層	D _{s-3}	埋没波蝕台地～埋没谷に沿って局所的に分布する。層厚は4.0m未満。N値10～40を呈する。
			腐植土層	D _o	5km500m 付近においてD _{s-3} の下位層を構成して局所的に分布する。N値 5～10を呈する。
東 京 層		上部砂質土層	D _{s-3}	褐灰～青灰色の細砂からなり、部分的に細礫を混入する。層厚は 2～8 m、N値15～50を呈する。	
		下部粘性土層	D _{c-2}	暗緑青灰色を呈し、少量の細砂を混入するシルトから成り、貝殻片が若干混入する。層厚は 5～14 m、N値 5～15を呈する。	
		下部砂質土層	D _{s-2}	4km300m ～ 5km100mの区間において、D _{c-2} 層の下位に分布する。シルト質砂～砂質シルトから成る。層厚は 1～3 m、N値10～50を呈する。	
東礫京層		砂 礫 層	D _{s-1}	暗青灰～暗灰色の礫径 5～30mm亜円～亜角礫と粗砂から成る。層厚は 3～6m 程度、N値は50以上を呈する。	
江 戸 川 層		砂 質 土 層	D _{s-1}	暗青灰色を呈し、粒子均一な細砂を主とし、シルトの薄層を挟在する。N値はほとんど50以上で部分的に30～40を呈する。	
		粘 性 土 層	D _{c-1}	D _{s-2} 層の直下に挟在する暗青灰色固結シルト～砂質シルト。腐蝕物を多く混入する。層厚は 2m 未満、N値は13～30程度を呈する。	
	砂 礫 層	D _{s-1}	4km400m 付近でD _{s-1} 層に挟在する。暗青黄灰色、径 2～50mmの礫を含み粗砂を主とし粘土分混入する。層厚は4.2m未満、N値は40以上を呈する。		

第3章 設計基準

第1節 設計概要

臨海副都心線の路盤構造物は、京葉貨物線として昭和58年まで建設が進められた新木場起点0 Km 0 0 0 mから2 Km 5 1 8 m 2 5間の既設高架橋区間並びに同区間の運河・都道・地下鉄との交差に伴う4橋梁、2 Km 5 1 8 m 2 5から台場トンネル坑口2 Km 8 2 0 m 0 0までの土工区間、開さく施工により建設されたラーメンボックストンネル区間、及び京葉貨物線時に建設された運河下部のケーソン並びに単線並列シールドの4 Km 3 0 5 m付近より終点に至る間に、大別される。

また、旅客駅構造物としては、既存の駅に併設建設された新木場駅、既存の高架橋を改築して設建設された東雲駅、既存単線シールドトンネルを取り壊し後に建設された東京テレポート駅及び新設の国際展示場駅の地上2駅・地下2駅であり、これらの構造物の概要は図3-3-1のとおりである。

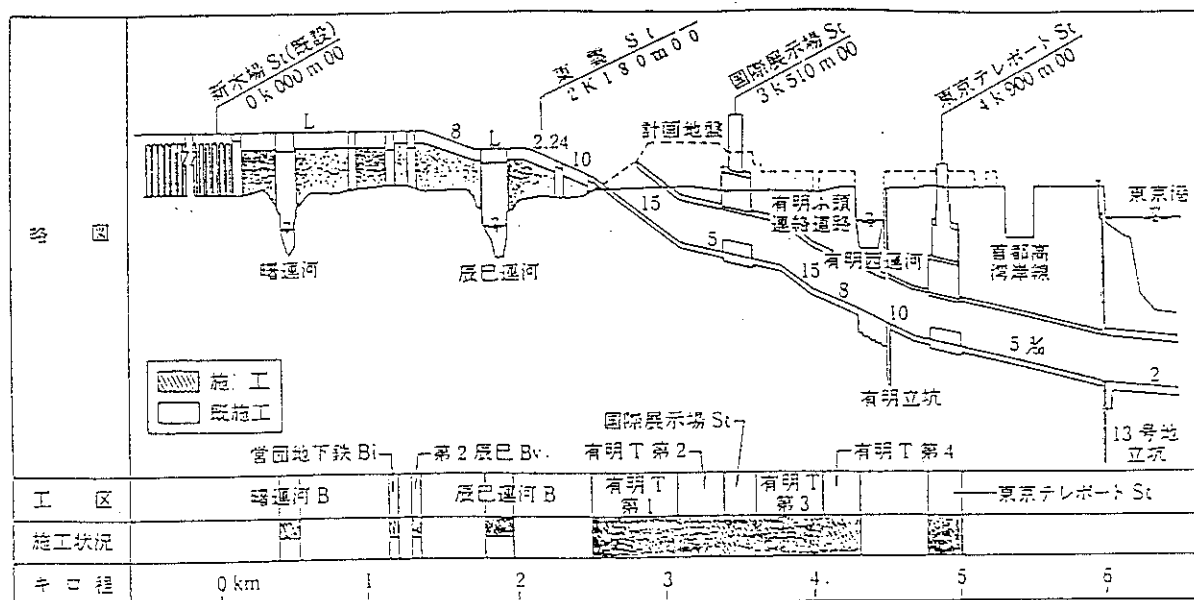


図3-3-1 路盤構造物の概要

第2節 設計の基本方針

構造物の設計は、次のような基本方針に基づき行っている。

ア 構造物の使用目的に適合し、安全でかつ経済的であるとともに、環境との調和を考慮する。

イ 現場の実態に適合した施工性を考慮するとともに、鉄筋組立加工にあたってはベント筋を極力少なくし、直筋を主体とした配筋に努める。

ウ 保守管理の軽減を考慮した構造物とする。

(1) 橋りょう

曙運河B、辰巳運河B、営団地下鉄有楽町線Bi及び第2辰巳Bvの4橋の下部工は、既に完成し、いずれも上部工の製作架設のみである。構造的には、4橋ともすべて単線並列の単純箱型合成桁で、各橋りょうの延長は表3-3-1のとおりである。

表 3 - 3 - 1 橋りょう延長

橋りょう名	延 長
曙 運 河 B	1 3 2 . 5 2 m
営団地下鉄有楽町線 B i	5 0 . 9 6 m
第 2 辰 巳 B v	7 3 . 8 7 m
辰 巳 運 河 B	1 8 5 . 4 2 m

将来的な騒音対策として箱桁内面にゴム系制振材の設置及び下フランジに制振コンクリート（厚さ 150mm）を設計荷重として考慮しているが、環境影響評価における当該路線周辺の地域状況、は準工業地域及び工業専用地域であること、周囲は首都高速湾岸線・地下鉄有楽町線・公園緑地・運輸流通施設・鉄鋼工場・埋立未利用地等に囲まれ、約 200m 以内には一般住宅がほとんど見あたらないこと、在来線の環境基準が定められていないこと、騒音レベルの予測値も新幹線基準値「75ホン」以下であること、から施工しないこととした。

(2) 土工区間（連続スラブ桁・U型擁壁）

2Km518m25から台場トンネル坑口2Km820m間は、地質縦断図からも、その大部分が洪積層を浸食して形成された地形の上に沖積層（有楽町層）粘性土が約40mと厚く堆積した軟弱地盤であり、トンネル坑口付近は埋没上位海蝕面と埋没谷の境となって有楽町層粘性土の厚さが大きく変化する地域で、構造物的にも極めて不安定な区域である。

桁式高架橋から箱型トンネルに至る区間は、従来、盛土及び切土を採用するのが一般的であるが、用地、並びに軟弱地盤における軌の保守、管理上の問題から、土構造物に替わる構造形式を選定することとした。

当該地の構造物は、次の地盤条件下にあることを留意し、比較検討を行った。

- ① 深く堆積する軟弱地盤上に設ける。
- ② 高潮対策を考慮した構造とする。
- ③ 構造物周辺の盛土計画、将来建築物の荷重を考慮する。

表 3-3-2 構造物比較案

工 法	概 要
擁 壁 案 (盛土案)	一般に路盤の沈下に心配のない場合に、擁壁高さ3～6m程度の範囲で使用される。経済性大
連続スラブ桁案 (切土代替)	切取路盤上で保守作業の省力化のため、スラブ軌道を採用するため開発された路盤代替構造物。経済性小
スラブ桁高架案	既設計の単純梁高架に比較して桁高を低くして高架高さ2.0m程度にも使用可能とした。経済性小
縦壁式低高架案 (盛土代替)	スラブ軌道のために盛土に代えて緩斜面に設置する構造形式として使用されている。経済性中

以上の工法について、工法・経済性を比較検討した結果、スラブ桁高架案及び連続スラブ桁案を併用することとした。

2Km687m～2Km820m間は、連続スラブ桁からボックスカルバートに至るU型擁壁区間である。

2 Km 7 4 0 m付近から臨海副都心線と平行する国道357号に、盛土計画による路線高さの扛上計画があることから、盛土計画高さを地盤高さとして計画した。

また、U型擁壁から2 Km 8 2 0 m台場トンネル（ボックスカルバート）間で、沖積粘性土層の層厚に鑑み、ボックスカルバートの上載土被り荷重及び計画盛土荷重による構造物間の不等沈下の発生が想定されることから、終点部のU型擁壁の杭長を設計値以上とし、ジョイント部の目違いの発生を抑える構造とした。

(3) 台場トンネル（ボックスカルバート）

台場トンネルの入口付近は、沖積粘性土層が30m以上も厚く堆積し、また上部に盛土計画があり、将来的に圧密沈下量は約60cmと予想されたことから、次の沈下対策を実施することとした。

- ① カルバートの内空高さに余裕を設ける。（300mm ～ 100mmとして沈下量に合わせて低減する構造）。

内空高の余裕は、臨海副都心線と国道357号の取付道との交差部において、道路下の土被りが3.5m確保出来ることを条件として余裕高さを決定した。

- ② 沈下抑止のための杭（沖積粘性土層厚による杭長の低減を行うこととし、構造物許容沈下量を30cm＝〔60－30〕と決定して杭長・杭径・杭配置を定めた。）を設ける。

当トンネルの構造形式を、表3-3-3に示す。

表3-3-3 構造形式

位 置	軌 道 構 造	径 間	施 工 方 法
一 般 部	バラスト構造 3km080m～ 3km402m	複線2径間断面	1)土留支保工 （鋼矢板土留及び 鋼管矢板） 2)H型切梁支保工 一部グラブアンカー併用） 3)開さく工法
駅 取 付 部	スラブ構造 3km607m～ 4km300m	複線3径間断面	
分 岐 部		複線1径間断面	

(4) 保守基地

保守基地盛土は、図3-3-4に示す比較検討を行い、補強盛土工法を採用した。

図 3 - 3 - 2 保守基地の構造比較の検討

	土留め工法	補強盛土工法	テールアルメ工法
構造図			
相対長所	・ L形擁壁の構造体によって垂直法面を形成する工法である。 ・ 地震時における過剰間隙水压対策として盛土下面に砕石（厚さ50cm）を敷設する。また盛土地盤の円弧にり対策として本線部下に押え盛土（厚さ50cm）を施工する。（各工法とも共通） ・ 押え盛土施工後の円弧にりの安全率 常時：$F_s = 1.62$ 地震時：$F_s = 1.27$	補強材（ジオテキスタイル）と土のうで垂直法面を形成し、盛土材を転圧しながら盛土を構築する工法である。盛土全体の安定向上と美観のため、法面に鉄筋コンクリートの壁体を設ける。	スキンとストリップを敷設後、盛土材を転圧しながら盛土を構築する工法である。
主な欠点	・ 通常の土留め工法である。 ・ 盛土沈下によって構造体の変状が予想される。 ・ フーチングの構築に仮土留工が必要となり、土留杭の打設が困難である。	・ 盛土沈下に対し、壁体の追随性は良い。目地部にせん断筋を配置しブロック間の目違い対策を施す。 ・ 大型機械を必要としない。 ・ グリッドによる土のかみ合せ効果（interlocking）が期待でき、使用盛土材の適用範囲が広い。	・ 構造物重量が小さく柔構造のため、盛土沈下に追随しやすいが、スキン面の不揃いが発生する可能性がある。 ・ 重機の使用が少ない。 ・ 変状が生じた場合の補修が他の盛土に比べ難しい。
工期	165 日	115 日	90 日
相対コスト	△	○	×
適用範囲		○	

(5)旅客構造物

ア 東雲高架駅

東雲高架駅は、既設高架橋の両サイドに張り付く相対式ホームとし、ホーム長は10両編成に対応する延長205mとした。

ホームの構造形式は、最適スパン長20mの非合成鋼桁とし、ホーム床版は穴あきPC版構造とした。

上屋構造は、上下線ホーム単独の基礎構造から、線路上空で接合されるラーメンフレーム構造とした。

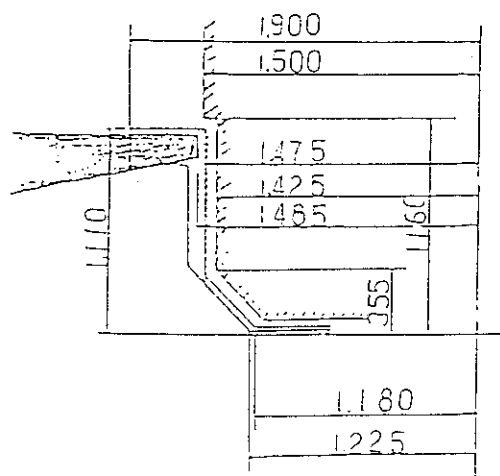
下部工形式は、既設高架橋基礎の中間部に位置するRC橋脚構造とし、橋脚天端の水平変位を軽減するため、上下線の橋脚は地中梁で結合する構造とした。

高架橋天端水平変位の規制については、特に数値は定められていないが、当駅のプラットホーム、橋脚部、駅舎ラーメン高架橋は、既設構造物の軌道部を挟んで上下線外側にそれぞれ分離した構造となっており、従って、軌道部とプラットホームとが一体に構築されている一般の駅構造形式とは異なり、分離構造体ごとに異なった挙動が想定されるため、特に、風荷重($W=300\text{kg/m}^2$)、地震時等による駅構造物の軌道側への変位に留意して駅構造物の設計を行った。

水平方向の許容変位量は、図3-3-2に示すとおり、プラットホームと車両限界までの実質余裕量60mmの1/3($\delta=20\text{mm}$)を基準値として設定した。

図3-3-3 ホームに対する限界
(一般の場合)

高さが1,100mmのホーム



〔 参 考 〕

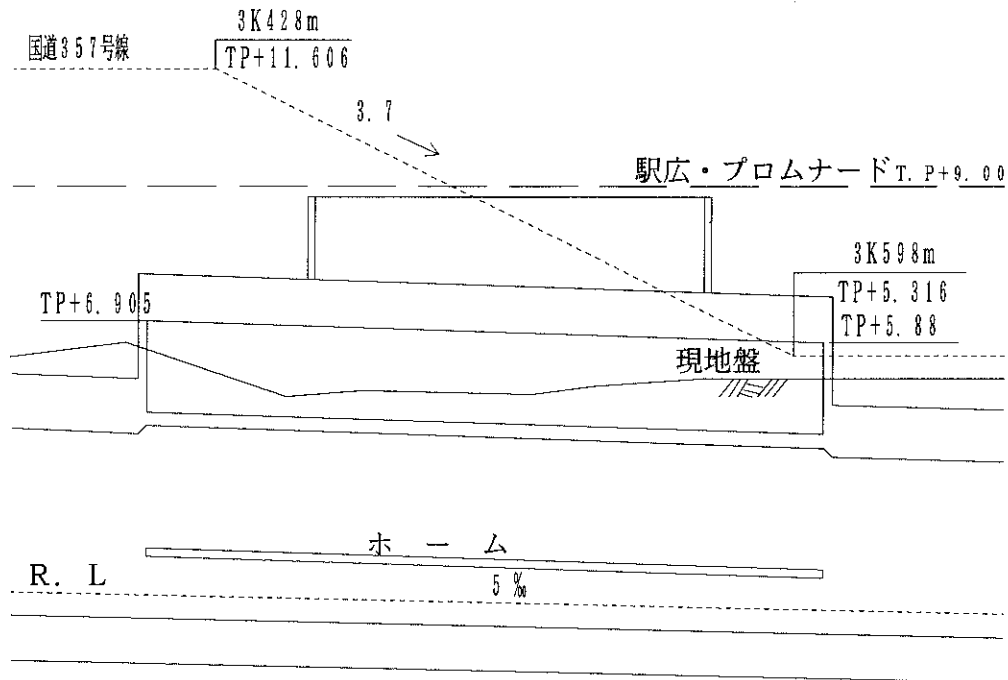
建築限界～プラットホーム	10 mm
建築限界～車両限界	50 mm
実質余裕	60 mm

イ 国際展示場地下駅

国際展示場駅の構造物の設計にあたっては、将来建設予定の駅ビルの荷重 10t/m^2 (5階建程度)を想定している。

また、地形的には駅構造物に近接して国道357号線が並行しており、この国道357号は、路面扛上が計画されているが、その構造形式は未定である。路面の扛上計画は、3Km430m(T.P+11.60)付近から3Km600m(T.P+11.60)にかけて3.7%の路面縦断勾配となっている、(図3-3-5)。

図 3 - 3 - 4 縦断面図



従って、駅構造物の上床版の一部が地表面に露出することから、温度変化の影響を考慮した。また、縦断方向的には駅構造物は2層構造であり、その前後は1層構造であることから剛性に著しい差が生ずるとともに、土被り上載荷重にも変化があるため、トンネル縦断方向の応力検討を行った。

駅構造物を決定する上で大きな要因となるホーム形式については、検討の結果、旅客の利便性が良く、経済性にすぐれた島式が優位と判断され、駅構内のレイアウトは島式を基本として計画した。(表3-3-4)

ウ 東京テレポート地下駅

東京テレポート駅は、地下駅であることによる暗いイメージと閉鎖性を排除するため、駅中心部は地下のB3階から地上までの幅9m、延長90mを吹き抜け構造とした。

ホーム幅は既設シールドトンネルの線間の関係から約15mと比較的広い空間をもつ駅構造となっている。

構造形式は、既設単線並列シールド部に築造されることから、駅構築にあたっては既設シールドをどのように扱うか比較検討を行った。

具体的には、①開さく工法によりシールドを全て取り壊す方法、②できる限りシールドを活用する方法、を中心に検討した。(表3-3-5)

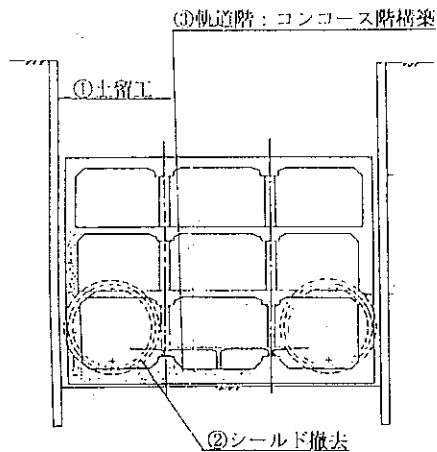
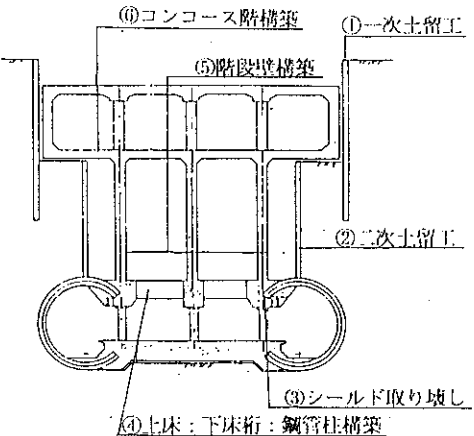
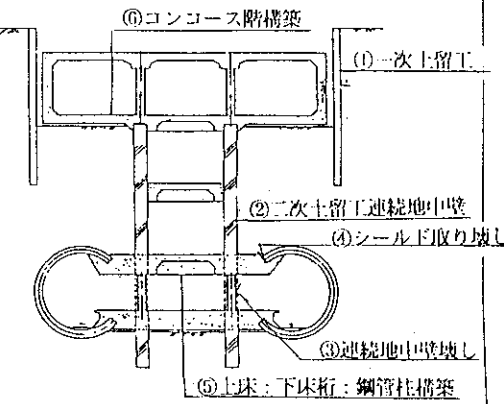
その結果、既設シールドトンネル活用案は、セグメントが切り抜けを考慮した構造でないことから施行性・経済性・工期において問題が多く、開さく工法による既設シールド撤去工法を採用した。

駅本体は、地下3層構造とし、B3階は軌道ホーム階、B2階は機械・電気室、B1階はコンコース駅務室・情報管理センターと広い空間スペースを有していることから、浮き上がり、開さく時の盤ぶくれ、開さく時のシールドトンネルの挙動、影響等の検討を実施した。

表 3 - 3 - 4 国際展示場駅ホーム形式比較表

		旅客の利便性	駅舎の利用度	駅構造の合理性	経 済 性
島式ホーム案		・上下線同時発着により、ホームが混雑しやすい。 ・ホーム幅が広いのでイベント客等の波動に対応しやすい。	・駅本体平面形状が長方形でないため、特に端部の利用度が落ちる。 ・ホーム上設備のうち、上下兼用可能なものがある。	・各スパンが均等で応力バランスが良い。 ・駅内線形が曲線となり、見通しが悪い。 ・将来のホーム延伸は困難。ホーム要員は上下線兼用出来る。	・構築幅が最も狭く、工事費が安い。
相対式ホーム案	(A案)	・一般にホームの混雑度は島式ホーム案に比べ少ない。	・駅本体平面形状が長方形のため利用度が高い。 ・ホーム上設備は各ホームに必要。	・各スパンが不均等で応力バランスが悪い。 ・線路線形は直線。 ・将来のホーム延伸は容易。 ・ホーム上要員は各ホームに必要。	・構築幅が広く島式ホーム案に比べ工事費が高い。
相対式ホーム案	(B案)	・一般にホームの混雑度は島式ホームに比べ少ない。 ・ホーム上に柱がないため開放感があるとともに、コンコース階の柱本数が少なく利用しやすい。	・駅本体平面形状が長方形のため利用度が高い。 ・ホーム上設備は各ホームに必要。	・各スパンが不均等で応力バランスが良い。 ・線路線形は直線であるが、多少の線間拡幅が必要。 ・将来のホーム延伸は容易。ホーム上要員は各ホームに必要。	・工事費は(A案)よりやや高い。

表 3 - 3 - 5 東京テレポート駅施工法比較表

工 法 区 分	A案 開 さ く 工 法	B案 シールド切り抜け工法	C案 シールド中間地中壁工法
施工法の概要			
施 工 性	・通常の開さく工法に近く、施工性、安全性に優れている。 ・シールドの取り壊しは比較的容易である。	・類似施工例があるが、シールドが切り抜けを想定されて構築されていないため、シールド取り壊し作業が狭隘な場所での複雑な作業となる。 ・欠円シールドと後打ちコンクリートの一体性に設計、施工上十分な配慮が必要である。 ・シールドセグメント撤去時側圧による変形防止対策（変形防止工、地盤改良等）が必要である。	・B案と同様、シールド取り壊し作業が複雑であるとともに、作業空間がより少ない。 ・B案と同様、シールドと後打ちコンクリートの一体性に十分な配慮が必要である。 ・B案と同様、シールド周囲の地盤改良が必要でありかつ切り抜け時の安全性確保のため、より改良強度の確保が必要である。
経 済 性	・掘削量は最も多い。 ・工事費は最も安い。	・A案に比べ掘削量が少ない。 ・工事費はA案に比べやや高い。	・掘削量が最も少ない。 ・工事費はB案同様、A案に比べ高い。
工 期	・土留、掘削、構築等比較的単純作業であり、工期が最も短い。 （工期2.5ヶ月以内）	・シールドセグメント撤去作業は段階的作業となるため、工期が長くなる。 （工期2.5ヶ月以上）	・B案と同様工期が長くなる。 （工期2.5ヶ月以上）
備 考		・シールドセグメントの撤去の難易により、工費、工期が大きく左右される。	・B案と同様である。

第3節 構造物の設計

構造物の設計は、普通鉄道構造規則（昭和62年運輸省令第14条）、並びに日本鉄道建設公団の「建造物設計標準」等に準拠して行った。これに加え、準用した指針及び示方書等の主なものを次に列記する。

- (1) 建造物設計標準〔鉄筋コンクリート構造物及び無筋コンクリート、プレストレスコンクリート鉄道橋〕（昭和62年6月設第3号）
- (2) 建造物設計標準〔鋼鉄道橋、鋼とコンクリートとの合成鉄道橋〕（昭和62年6月設第3号）
- (3) 建造物設計標準〔基礎構造物及び抗土圧構造物〕（昭和62年6月設第3号）
- (4) コンクリート標準示方書（昭和61年10月土木学会）
- (5) トンネル標準示方書（昭和61年10月土木学会）
- (6) 深い掘削土留め工設計指針〔案〕（平成2年3月日本鉄道建設公団）
- (7) 保守用斜路、ホーム桁、乗り越えこ線橋設計の手引き〔鉄筋コンクリート構造〕（昭和62年6月設第4号）
- (8) 鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針（昭和62年6月設第4号）
- (9) 鉄筋フレア溶接継手設計施工指針（昭和62年6月設第4号）
- (10) PRC桁設計指針〔案〕（昭和62年6月設第4号）
- (11) あと施工アンカー工法設計施工の手引き（昭和62年6月設第4号）
- (12) 建造物設計標準解説〔RC、PC〕設計の手引き（昭和62年6月設第4号）
- (13) 土構造物設計施工指針（昭和62年6月設第4号）
- (14) 掘削土留工設計指針（昭和62年6月設第4号）
- (15) 近接施工の設計施工指針（昭和62年6月設第4号）

なお、臨海高速鉄道株式会社の建造物整備心得は、平成4年6月（社達第001号、改正平成7年8月）に制定された。

第4節 設 計

1. 列車荷重

列車荷重は、京葉貨物線時代に建設した高架橋については、運輸省令に定める標準活荷重KS-18であるが、臨海副都心線として建設した構造物については、K-12、S-16としている。なお、荷重形式については、図3-3-6に示すとおりである。

路面活荷重については、土被りに応じて表3-3-7に示す値の圧力度を適用する。

2. 基準の許容応力度

- (1) 鉄筋及びコンクリートの基準許容応力度は、表3-3-5に示す値のとおりである。
- (2) 構造用鋼材及び溶着部の許容応力度は、表3-3-8に示す値のとおりである。
- (3) 組み合わせた荷重に対する許容応力度、設計計算に用いる許容応力度は、構造物の種類及び組み合わせに応じて基準の許容応力度に係数を乗じて得られる値とする。鉄筋コンクリート構造物は、表3-3- に示す値のとおりである。

圖 3-3-5 設計列車荷重

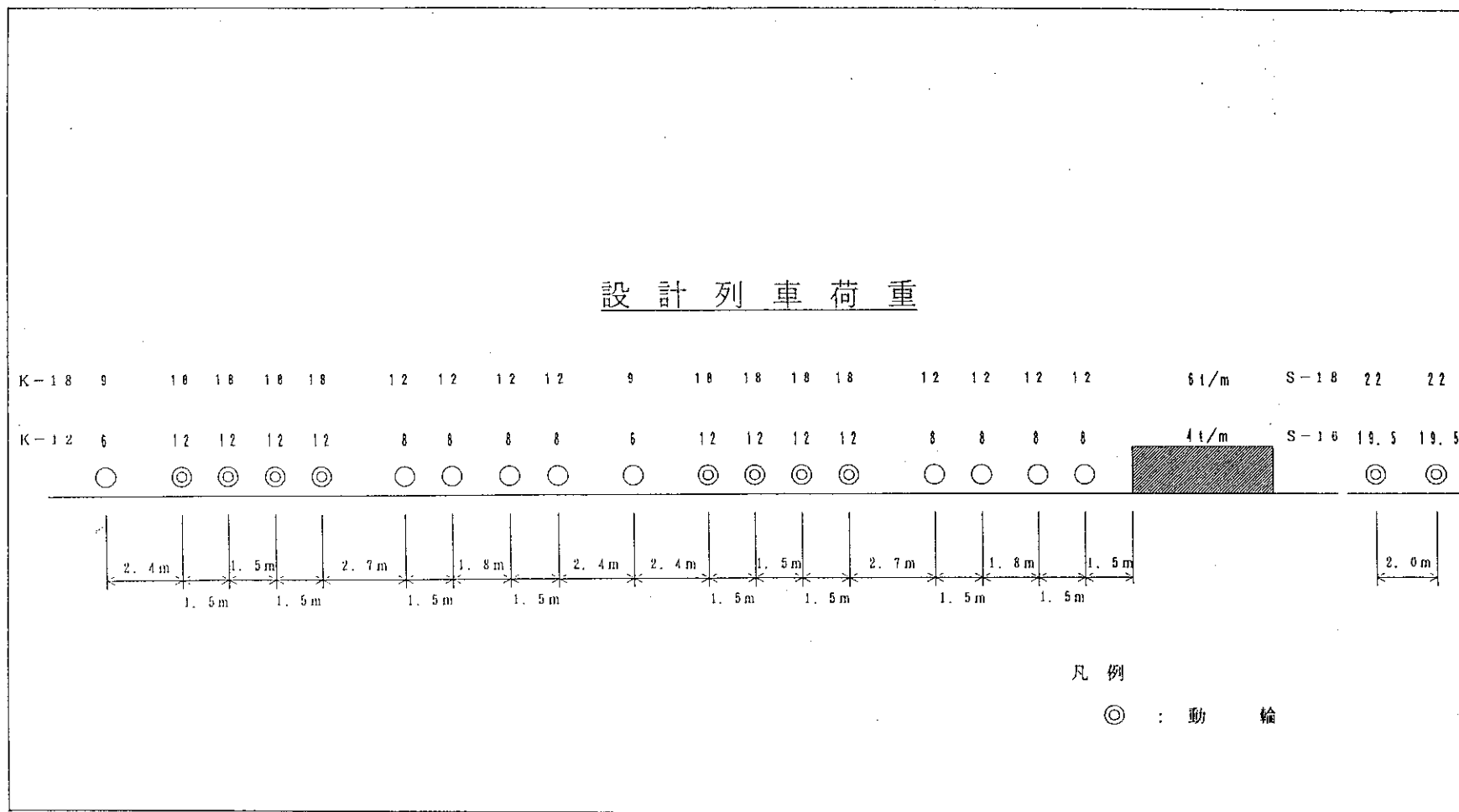


表 3 - 3 - 6 基準許容応力度

応 力 度 の 種 類			許 容 応 力 度	
鉄 筋	鉄 筋 の 種 類		S D 3 4 5	
	降伏荷重より定まる基準の許容引張応力度		2, 0 0 0 kg／cm ²	
	設 計 基 準 強 度 σ_{ck}		2 4 0 kg／cm ²	
	曲 げ 圧 縮 応 力 度		9 0 kg／cm ²	
	支 圧 応 力 度		8 0 kg／cm ²	
	せん 断 応 力 度	斜引張鉄筋の計	曲げによるせん断 τ_{sl}	3. 9 kg／cm ²
		算をしない場合	押抜きせん断 τ_{sl}	5. 4 kg／cm ²
		斜引張鉄筋の計	振りの影響を考慮しない	1 7 kg／cm ²
		算をする場合	振りの影響を考慮する	2 2 kg／cm ²
	付 着 応 力 度		1 6 kg／cm ²	
粗 骨 材 最 大 寸 法		2 5 mm		

(4) ひび割れに対する検討

ボックスカルバートにおける上床、側壁、下床版の外側に防水工を施工する場合は、ひび割れの検討を行わない。

(5) 温度変化および乾燥収縮

ボックスカルバートにおいては、土被りを有しているので温度変化及び乾燥収縮は考慮しない。

(6) 疲労に対する検討

ボックスカルバートにおいては、軌道を受ける下床版が直接地盤に接していることから疲労の影響は少ないと考え、検討は行わない。

(7) 浮き上がりに対する検討

$$F = \text{常時荷重〔上載荷重} + \text{土被荷重} + \text{く体重量}〕 / \text{揚圧力}$$

$$\text{安全率 } F \geq 1.0$$

地下水位は平水位とし、TP + 1.00とする。

表 3-3-7 荷重の組み合わせ

構造物の種類	荷 重 の 組 合 せ	係数
け た	死荷重+列車荷重+衝撃	1.0
	死荷重+列車荷重+衝撃+遠心荷重	1.0
	死荷重+列車荷重+衝撃+遠心荷重+車両横荷重	1.15
	片持スラブに対して、死荷重+列車荷重+衝撃 +群集荷重又は軌道作業車による荷重+軌道作業車による衝撃	1.15
	死荷重+風荷重	1.25
支 承 部	死荷重+列車荷重+(衝撃)+(摩擦抵抗荷重)	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+ロングレール縦荷重	1.0
	死荷重+ロングレール縦荷重	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動又は始動荷重 +ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重+車両横荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+地震の影響	1.6
橋 側 歩 道	死荷重+群集荷重又は軌道作業車による荷重 +軌道作業車による衝撃	1.0
	死荷重+風荷重	1.25
高 ら ん	死荷重+高らん推力	1.15
	死荷重+風荷重	1.25
	死荷重+地震の影響	1.5
橋 台	死荷重+列車荷重+(衝撃)+土圧	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
	死荷重+土圧+ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+土圧+ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動又は始動荷重 +土圧+ロングレール縦荷重	1.25
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重+車両横荷重+風荷重	1.25
	死荷重+(土圧)+地震の影響	1.5
橋 脚	死荷重+列車荷重+(衝撃)	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
	死荷重+ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動又は始動荷重 +ロングレール縦荷重	1.25
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重+車両横荷重 +風荷重+[水圧]	1.25
	死荷重+[水圧]+地震の影響	1.5

構造物の種類	荷 重 の 組 合 せ	係数
ラ ー メ ン 橋	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）	1.0
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋遠心荷重	1.0
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋遠心荷重＋車両横荷重	1.15
	死荷重＋温度変化の影響＋乾燥収縮の影響	1.15
	死荷重＋ロングレール縦荷重＋温度変化の影響＋乾燥収縮の影響	1.25
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋制動又は始動荷重 ＋ロングレール縦荷重	1.25
	死荷重＋地震の影響	1.5
ア ー チ	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）	1.0
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋遠心荷重	1.0
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重＋ロングレール縦荷重＋温度変化の影響＋乾燥収縮の影響	1.25
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋制動又は始動荷重 ＋ロングレール縦荷重	1.25
	死荷重＋地震の影響	1.5
フラット スラブ構造物	ラーメン高架橋に準ずる	
カルバート	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋土圧＋〔水圧〕	1.0
	死荷重＋土圧＋〔水圧〕＋地震の影響	1.5
擁 壁	死荷重＋列車荷重＋土圧	1.0
	死荷重＋土圧＋地震の影響	1.5

備 考

- 1) () 内の荷重は組み合わせる方が危険な場合に考えるものとする。
[] 内の荷重は必要によりこの組み合わせを考えるものとする。
- 2) ロングレールの不動区間において支承構造を反固定とした場合、ラーメン構造の場合にはロングレール縦荷重を考慮しなくて良いものとする。
- 3) 部材断面の破壊に対する検討を行った場合、フーチング以下の部材は死荷重＋地震の影響の荷重の組合せの検討を行わなくて良いものとする。

表 3-3-8 自動車荷重 (TL-20) が地盤内に及ぼす圧力度
〔トンネル標準示方書 (開削編) 第1編第26条解説表2〕

土 被 り	路面活荷重	土 被 り	路面活荷重
1. 0 m	4. 5 0 t/m ²	5. 0 m	1. 1 0 t/m ²
1. 5 m	2. 7 5 t/m ²	6. 0 m	1. 1 0 t/m ²
2. 0 m	2. 0 5 t/m ²	7. 0 m	1. 1 0 t/m ²
2. 5 m	1. 5 0 t/m ²	8. 0 m	1. 1 0 t/m ²
3. 0 m	1. 2 0 t/m ²	9. 0 m	1. 0 5 t/m ²
3. 5 m	1. 1 5 t/m ²	10. 0 m	0. 9 5 t/m ²
4. 0 m	1. 1 5 t/m ²	11. 1 m以上	0. 9 5 t/m ²
4. 5 m	1. 1 0 t/m ²		t/m ²

※1) 中間の土被りに対しては、浅い方の値を用いる。

※2) 土被り 1.0, 1.5 mには衝撃 (0.3)を含む。

表 3-3-9

第4章 土 工

第1節 概 要

2Km568m25 から2Km687m05 間は、高架橋区間からU型擁壁への移行区間であり、また、本線左に設けた保守基地への横取り装置設置区間であることから、強化路盤として連続スラブ桁構造としている。

2Km687m05 から2Km820m00 間のは、U型擁壁区間であり、開削トンネルへとつながっている。

連続スラブ桁及びU型擁壁区間では、PHC $\phi 400 \sim \phi 500$ 、 $L = 15\text{m} \sim 35\text{m}$ の摩擦杭を打設している。

なお、2Km679m00 付近では青海地区への唯一の水道管 $\phi 700$ と地下2mで交差し、2Km724m00 付近では污水管 $\phi 800$ と地下8mで、2Km729m30 付近では雨水管 $\phi 1200$ と地下3mで交差している。

水道管については、本線及び工事用道路部分を開削のうえジョイント部の補強を行い、工事を施工した。

また、污水管については土被りが厚いことから、ボーリング孔からの磁気探査により位置を確認後、基礎杭を打設した。

当地区は、1961年から1970年にかけて埋め立てられた人口地盤となっており、GL-10m程度までの埋土は砂と粘性土の混合土であり、コンクリート片や木片等のガラを含んでいるため、非常に不均質なものである。

また、場所によっては、FS層、FC層の吹き上げ土が分布しており、N値が0~2と非常に軟らかく、地震時の流動化の発生、地盤沈下、盛土をした場合の側方流動、地震時の強度低下等の問題があった。

さらに、埋土下方に分布する有楽町層は、粘土層が厚く堆積しており、AC層はN値0~2と軟らかい粘性土であり、盛土荷重による圧密沈下や地震時の強度低下、また、AS-2層はN値が2~10と緩い砂のため、地震時の流動化が予想された。

このような軟弱地盤上に構造物を設けるため、軌道の保守管理に問題があり、以下の条件を考慮して構造形式を決定した。

〔条件〕

- (1) 厚く堆積した軟弱地盤上に設ける。
- (2) 高潮対策を考慮した構造とする。
- (3) 構造物周辺の盛土計画、将来の構造物の荷重を考慮する。

〔構造形式〕

- (1) 2Km568m25 ~ 2Km687m05
 - ・複線6径間連続スラブ桁
 - ・バラスト軌道
 - ・けた長 $L = 29.70\text{m}$
 - ・スパン $L = 4.20 + 5.15 + 5.15 + 5.15 + 4.20 = 29.00$
 - ・PHC杭 $L = 16.0\text{m}$ $\phi = 400$
 - ・ゴムシュー及び鋼棒ストッパー

(2) 2Km687m05 ～2Km820m00

- ・鉄筋コンクリートU型擁壁
- ・バラスト軌道
- ・擁壁高さ H=2.93～7.30m (床付け～擁壁天端)
- ・P H C 杭 L =17.5 ～35.0m $\phi=500$

第2節 連続スラブ桁

1 設 計

連続スラブ桁は単純桁に横梁を設け、横梁部分に杭を打設して支持力及び安定を保った構造としている。従って、計算上はスラブ・横梁と杭を一体構造として、線路方向及び線路直角方向の検討を行っている。また、連続スラブ桁の目地部分には橋台を設け、桁の張出し部の支持並びに電柱基礎を設けている。

基礎杭は、周辺摩擦杭として1連あたりP H C 杭 (A種) $\phi=400$, L=16.0m を30本打設している。

また、連続スラブ桁の本線左側に保守基地 (盛土) が設けられることが決定したが、保守基地の盛土による圧密沈下 (約10cm) が予想され、本線構造物への影響について検討を行った。構造については図3-4-1に示す。

〔検討結果〕

(1) 連続スラブ桁の沈下量

杭基礎の先端は上部砂層に位置しているため、構造物の沈下量は杭基礎先端以深における地盤の圧密沈下が支配的となり、連続スラブ桁の沈下量は地盤の沈下量 (4.6cm) と同程度と想定される。

(2) 連続スラブ桁の不同沈下

1) S1 連続スラブ桁

橋脚区間と連続スラブ桁は主に杭長の違いから沈下量が相違する。

S1 連続スラブ桁は、その片側径間が橋脚に支持される構造となっているため杭頭におけるそれぞれの沈下量を求めたが、その結果を図3-4-2に示す。

この場合、第1径間の折れ角 θ は

$$\begin{aligned}\theta &= \delta / L \\ &= 4.6-3.7/420 = 0.9/420 = 2.1/1,000\end{aligned}$$

となり、折れ角の許容値 9/1,000以下となったが、橋脚と連続スラブ桁の不同沈下により発生する曲げモーメントが既設計の抵抗曲げモーメントを越えることが判明した。この対策として、配筋の径をD16からD22に変更することで対処した。

表3-4-1 杭頭沈下量

支 点	1	2	3	4	5	6	7
δ (cm)	3.7	4.6	4.7	4.7	4.7	4.7	4.6

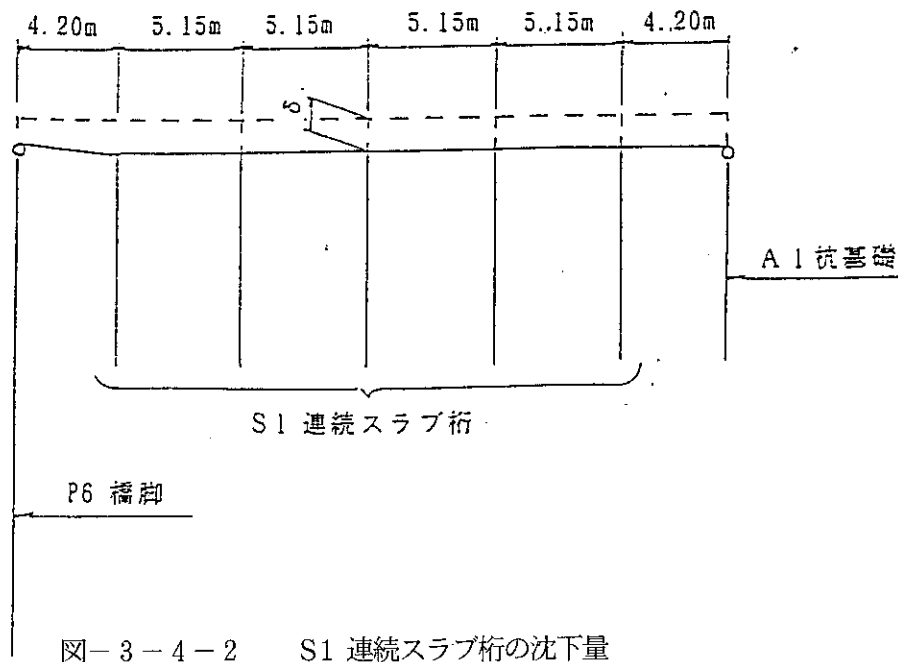


図-3-4-2 S1 連続スラブ桁の沈下量

2) S4 連続スラブ桁

保守基地盛土の終端位置は、S4 連続スラブ桁の始端位置付近となっている。従って、盛土加重はこの位置より線路終点に向うに従って順次小さくなり、この影響によってS4 連続スラブ桁の各杭基礎は不同沈下が発生するものと考えられる。

この不同沈下量は、設計上安全側の値として図3-4-3の場合を想定するとこのときの折れ角 θ は、

$$\theta = \delta / L = 4.6 / 29,000 = 0.16 / 1,000$$

となり、折れ角の許容値 $9 / 1,000$ 以下となった。

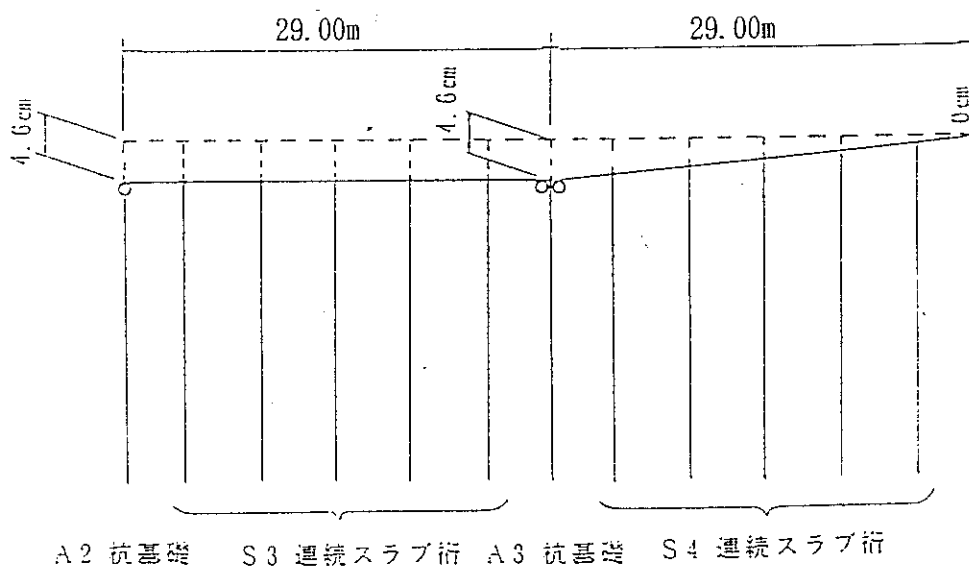


図-3-4-3 S4 連続スラブ桁の不同沈下想定図

2 施 工

基礎杭（PHC杭、 $\phi=400$ 、設計長16.0m）の打設にあたり、地表から－4m付近までの埋土中のコンクリート塊、木屑、ビニール等の支障物を撤去して埋戻し、N値10程度まで転圧することから始めている。

基礎杭の打設は、油圧パイルハンマーにより、杭頭部補強の関係から杭の高止まり、低止まりに注意し打設している。

なお、杭は上杭10.0m、下杭8.0mの2本継ぎ杭とし、設計長16.0mに対し杭頭部処理の余裕長2.0mを考慮して18.0mとした。

当区間の連続スラブ桁は、縦断勾配の関係から転圧した現地盤に直接、あるいは若干の盛土（ $H=1.00\text{m}$ ）をしてから均し砂利、均しコンクリートを施工し、スラブの鉄筋組立、型枠組立、コンクリート打設の順序で行った。

杭頭部の詳細を、図3-4-4に示す。

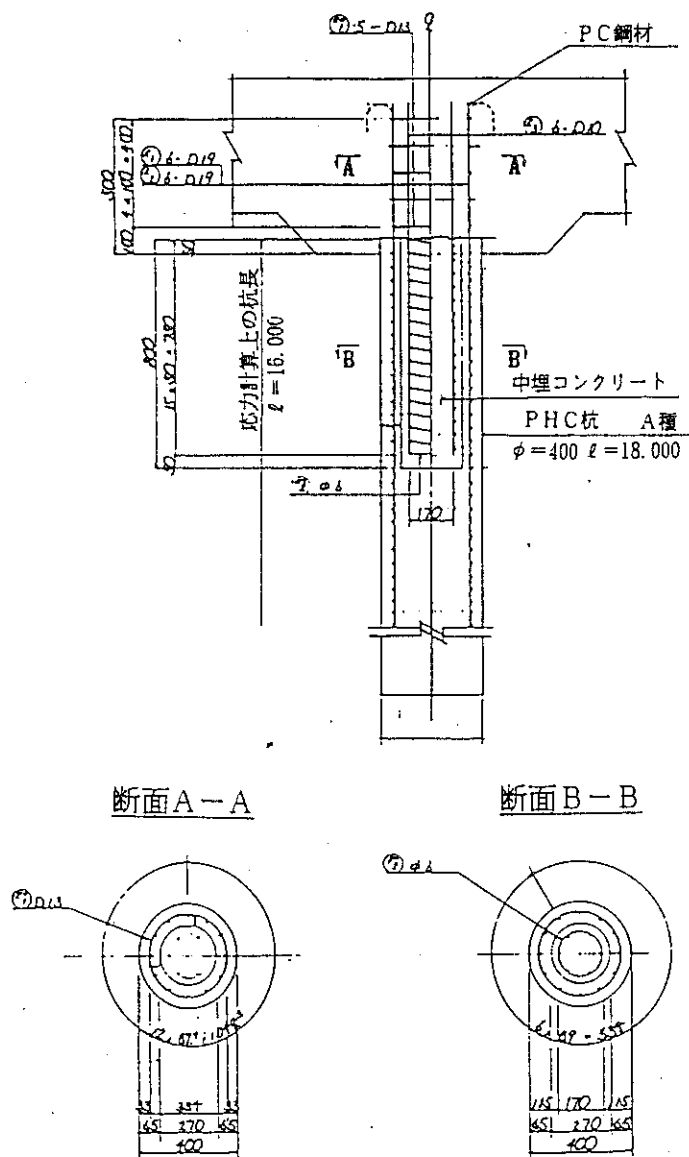


図3-4-4 杭頭部詳細図

第3節 U型擁壁

1 設 計

U型擁壁は、2Km687m05 から2Km820m00 間で、U1 ～U5 にブロック分けしている。

本線は、2Km535m00 で10‰から15‰に縦断勾配が変化し、R、LはS3 連続スラブ桁（2Km123m 付近で現地盤面と同高となり、U型擁壁部分は順次地盤面以深に設置されている。

また、臨海副都心線と平行する国道 357号はU2 付近より盛土計画があるため、U型擁壁はボックスカルバートに向かうほど壁高が高くなり、H=2.9m～7.3mまでの間で変化している。

なお、2Km820m00 から始まるボックスカルバートの上部には土被りH=5.6mの扛上の計画があり、相当な沈下が予想されることから沈下の検討を行った。

その結果、各構造物間で不同沈下の発生が予測され、特にU5 とB1 の間で大きいことが判明した。

U5 は排除土量が大きく、上載荷重は自重と列車荷重であるのに対して、B1 ではカルバート上に盛土が載荷されるため、この影響で約60cmの圧密沈下を生じることがわかり、U型擁壁では次のような対策を施した。「各構造物の支持条件を等しくする」ことを基本に各構造物の沈下量を算出し、構造物の沈下曲線を求めた（図-3-4-5）。

各構造物は、設計計算から求めた必要な長さだけの杭を有しているが、構造物沈下曲線からはU5 とB1 の間で不同沈下が顕著に見られ、杭長を変化させて不同沈下の影響を低減させることとした。すなわち、短いU5 の杭を杭長の長いB1 の方に合わせて長くし、すり付けは杭を階段状にすることにより行った。

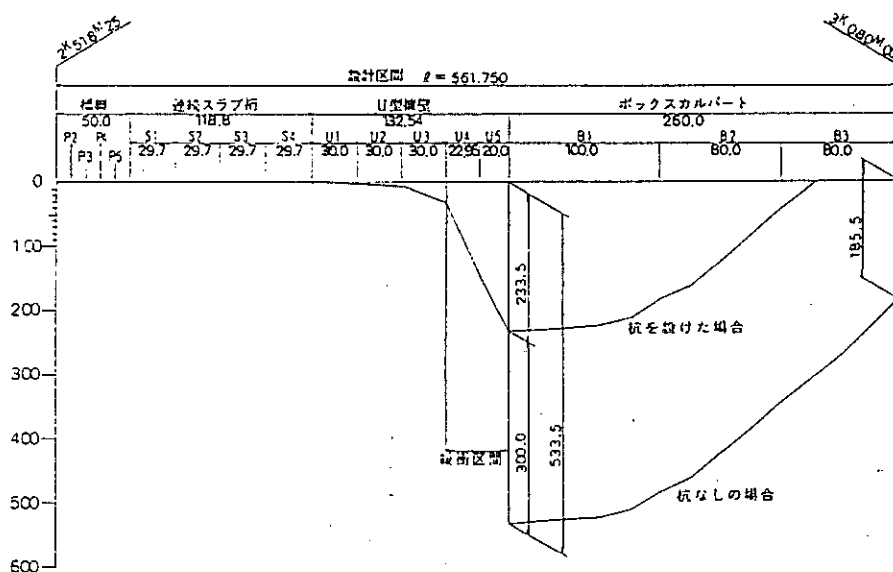


図-3-4-5 構造物沈下曲線（設計区間全線）

2 施 工

基礎杭（PHC杭、 $\phi=500$ 、設計長17.5m～35.0m）の打設にあたり、地表から－4m付近までの埋土中のコンクリート塊、木屑、ビニール等の支障物を撤去して埋戻し、N値10程度まで転圧することから始めている。

基礎杭の打設は、油圧パイルハンマーにより、均し砂利、均しコンクリートを施工し、鉄筋組立、型枠組立、コンクリート打設の順序で行った。

U型擁壁一般図を、図3-4-6に示す。

第4節 保守基地

保守基地の盛土によって、その支持地盤は約10cmの圧密沈下が生じるものと予想された。この圧密沈下によって本線構造物の基礎は、ネガティブフリクション（N. F）と地盤の側方移動による影響を受けることとなる。

よって、下記について検討を行った。

- (1) 連続スラブ桁の検討
 - ア. 鉛直支持に対する検討
 - イ. 沈下に対する検討
 - ウ. 不同沈下に対する検討
- (2) 地盤の側方移動の影響に対する検討
- (3) 支持力の検討
- (4) 盛土地盤の円弧すべりの検討

上記検討の結果、補強盛土工法を採用することとした。

同工法は、補強材（ジオテキスタイル）と土のうで垂直法面を形成し、盛土材を転圧しながら盛土を構築する工法である。

なお、盛土全体の安定向上と美観のため、法面に鉄筋コンクリートの壁体を設ける。

同工法の特徴は、盛土沈下に対し壁体の追従性が良い、目地部にせん断筋を配置しブロック間の目違い対策を施す、大型機械を必要としない、グリッドによる土とのかみ合わせ効果（インターロッキング）が期待でき使用盛土材の適用範囲が広い、等がある。

図3-4-7に補強盛土工法の概要図を示す。

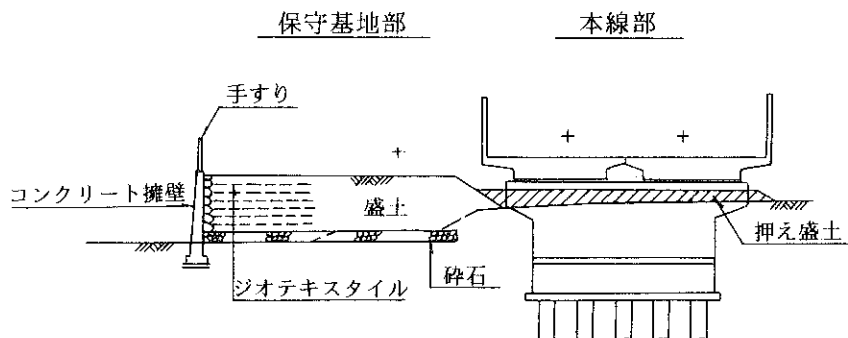


図3-4-7 補強盛土工法

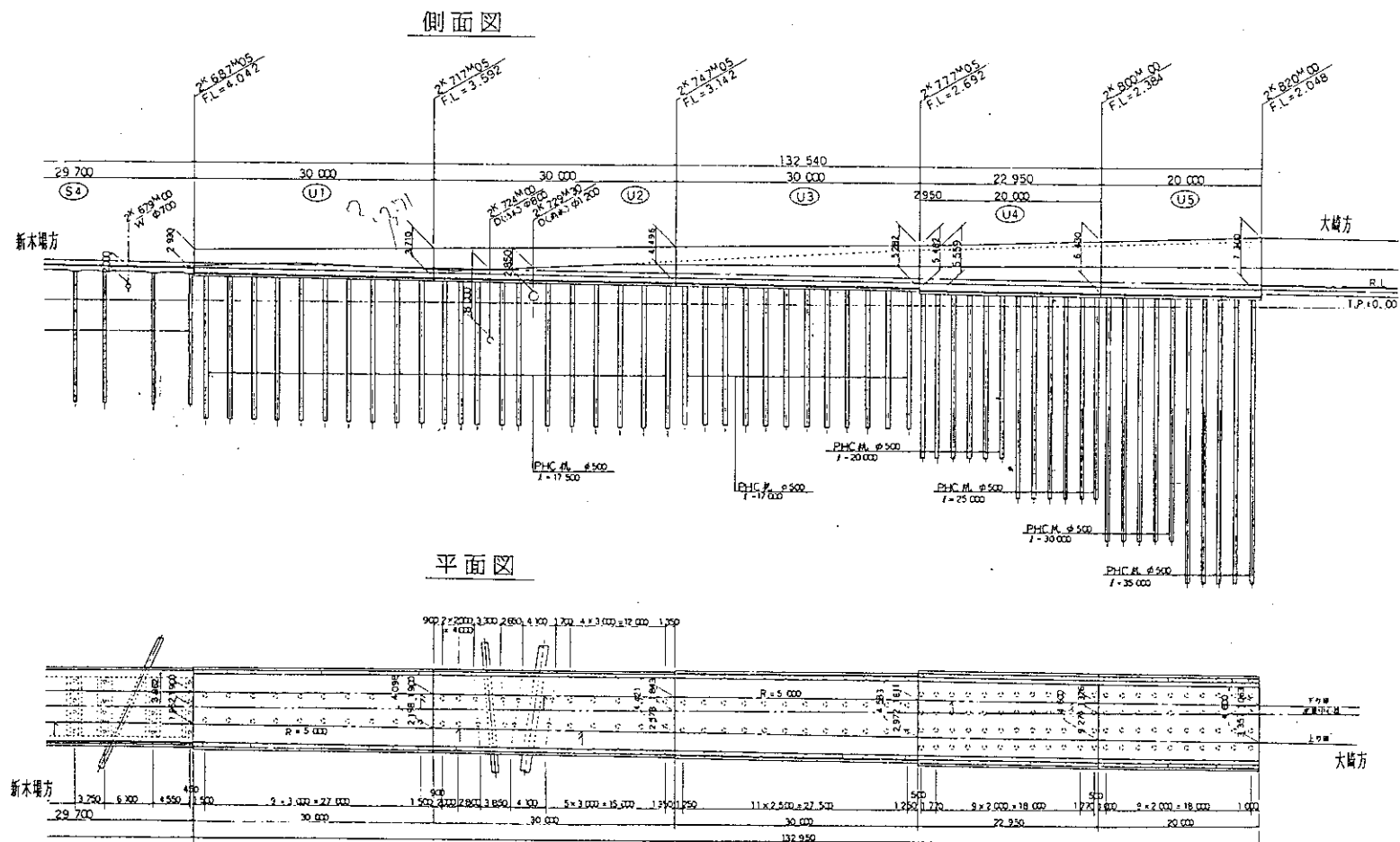


図 3 - 4 - 6 連続スラブ桁平面図・断面図



写真 3 - 4 - 1 U型よう壁部基礎杭打設

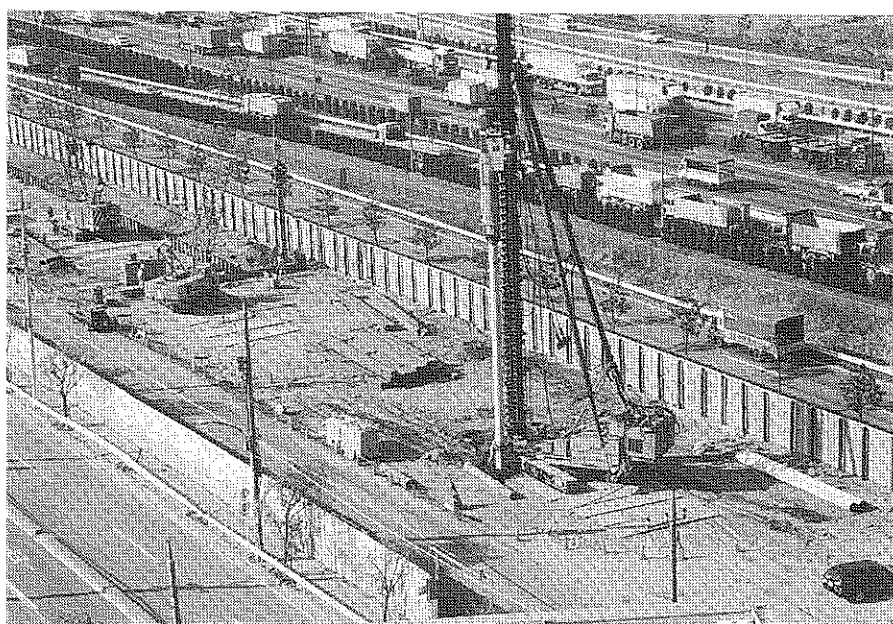


写真 3 - 4 - 2 ボックスカルバート部堀削



写真 3 - 4 - 3 U型よう壁部掘完了

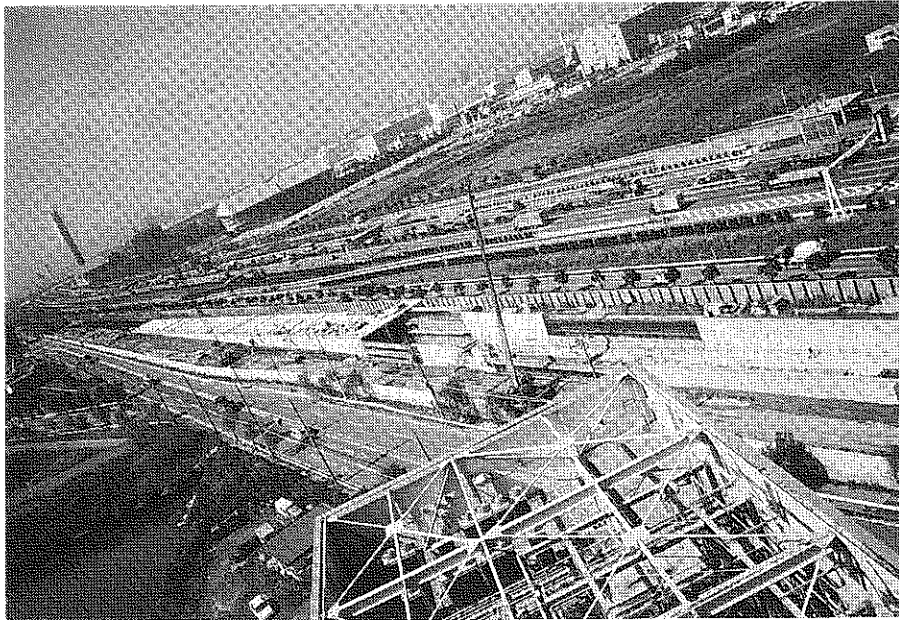


写真 3 - 4 - 4 U型・ボックス部く体構築

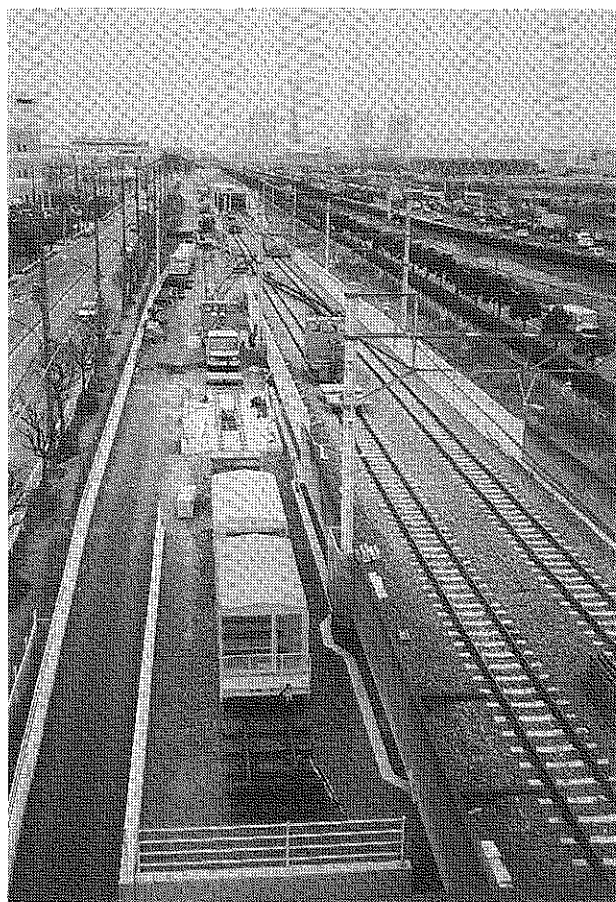


写真 3 - 4 - 5 保守基地全景

第5章 橋りょう

第1節 概要

高架橋を含めた橋りょうの未施工部分は運河の横断が2橋りょう、道路の横断が1橋りょう、地下鉄との交差部分が1橋りょうの4橋りょうである。

各橋りょうの下部工は旧国鉄京葉貨物線当時に完成しており、臨海副都心線としての工事は上部工の架設である。

設計は、下部工施工時に概略設計は完了していたが、臨海副都心線として詳細設計を行った。

詳細設計にあたっては、概略設計時の腹版高を極力変更しないこととして行った。また、耐震用の落橋防止工として桁連結装置を取り付けている。

塗装は橋りょう位置が海岸から近いことから、外面は特殊環境用J-2とし、上塗りについては東京臨海高速鉄道㈱で検討した結果、ブルー系の色に決定した。

また、内面塗装については将来の点検時等に照明効果を良くするため、道路橋塗装便覧仕様とし、D-4系白色とした。

表3-5-1 各橋りょうの支間と腹版高、設計総重量

橋りょう名	構 造	支 間 ・ 連 数	腹 版 高	設計総重量
曙 運 河 B	単純合成箱桁	44.04m×3連	2.5m	510t
営団地下鉄B i	単純合成箱桁	52.40m×1連	3.0m	} 375t
	—〃—	19.76m×1連	1.5m	
	—〃—(駢)	17.50m×1連	3.0m	
第2辰巳B v	単純合成箱桁	56.00m×1連	2.9m	301t
辰巳運河B	単純合成箱桁	60.00m×2連	3.7m	} 1,133t
	—〃—	65.40m×1連	3.7m	

第2節 曙運河橋りょうの施工

曙運河橋りょうは新木場起点0k469mに位置し、本線右側には国道357号、左側には営団有楽町線の橋りょうに挟まれた狭隘部分での架設工事となった。

架設方法の選定は、前述のように架設位置の左右に橋りょうがあること、水面上からの作業船の進入が不可能なことから、既設高架橋上を利用することとした。

架設方法は、上り線は手延機(25m)を使用した3重連の送り出し工法とし、下り線は先に架設した上り線上を1連毎に送り出し、横取りする工法とした。

製作場所から陸上運搬した桁部材は、架設地点から約500m離れた高架橋上にトラッククレーンを使用して上げ、地組・桁を仮連結し、高架橋上に敷設した軌条設備で架設地点まで

移動した。

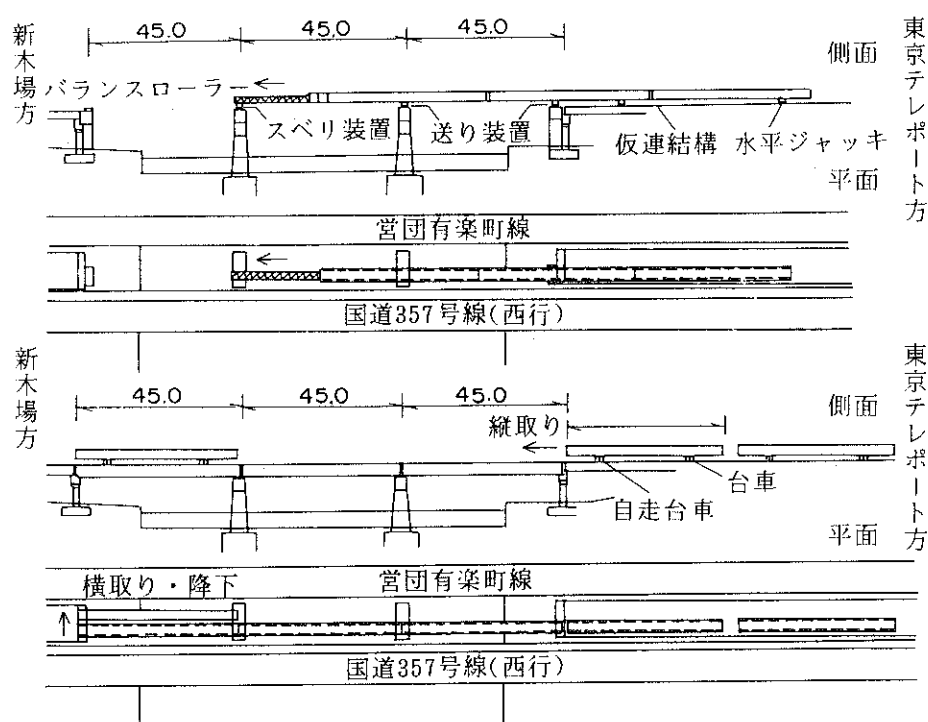


図 3 - 5 - 1 曙運河 B 架設図

架設に先だち、運河内の 2 基の橋脚上にサンドル、ジャッキ等の送出し装置を設置した。設置方法は並行する国道上からクレーンで行うか、運河上から作業船を使用して行うかの 2 方法について検討し、関係箇所と協議を行った結果、橋脚付近に進入可能な小型 (40t) のクレーン付き台船を使用して施工した。

下り線の横取りは、宮団線の側に移動するため、帝都高速度交通宮団との協議により、宮団線のき電停止 (午前 1 時～5 時) 中に施工を行った。

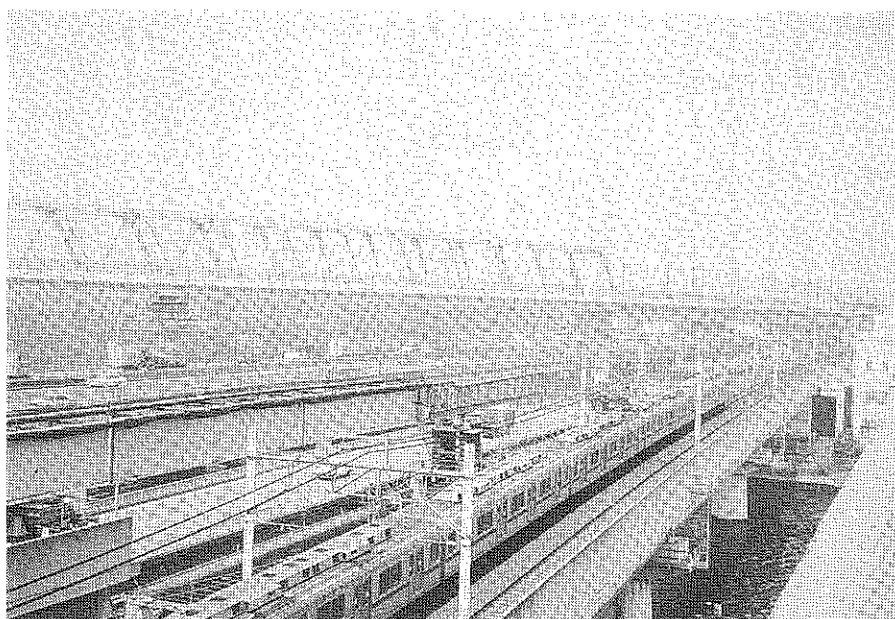


写真 3 - 5 - 1 上り線 3 重連送出し架設 (手前は宮団線)



写真 3 - 5 - 2 下り線横取り架設中

第 3 節 営団地下鉄 B i の施工

営団地下鉄 B i は、営団有楽町線と交差する橋りょうで、有楽町線は G L - 10 m の位置をシールドトンネルで通過している。臨海副都心線との交差角は約 15° である。このため本橋りょうは馬桁形式とし、有楽町線は馬桁と本線桁の下を抜けている。

架設方法は、隣接する東京港埠頭公社の有料駐車場を借地し、ベントを使用した。

トラッククレーン架設で施工した。

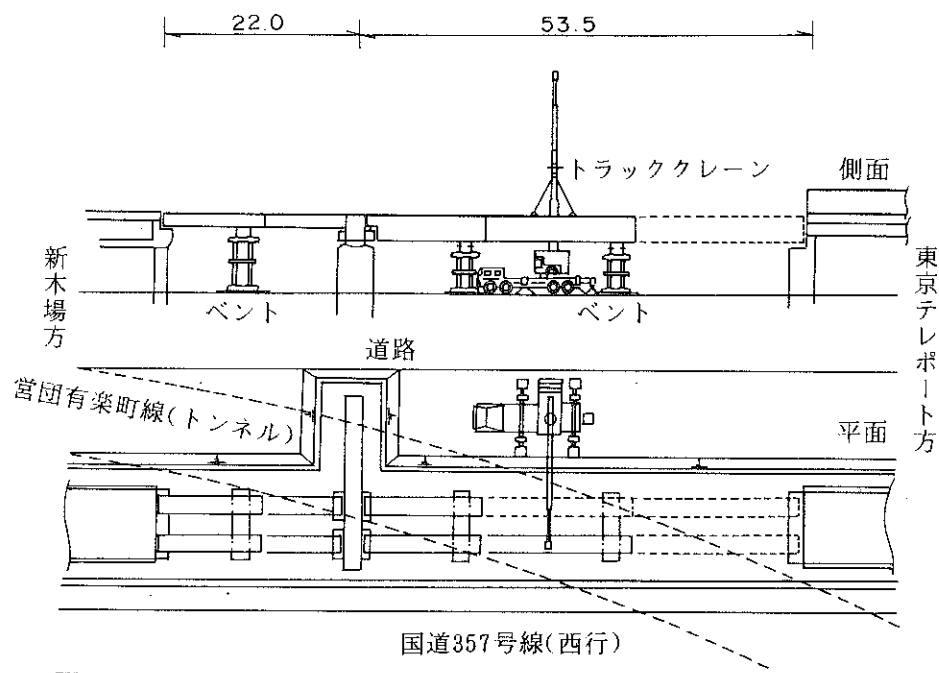


図 3 - 5 - 2 営団地下鉄 B i 架設図

架設順序は、最初に馬桁（ $\ell = 17.50\text{m}$ 、桁重量 59t ）を 200t 吊りの油圧式トラッククレーンを使用して一括架設し、次に起点方の本線桁（ $\ell = 19.76\text{m}$ 、桁重量 27t/連 ）を2分割（ $13\text{t} \sim 14\text{t}$ ）し、鋼製ベント（1基）を使用して 120t 吊りの油圧式トラッククレーンで架設した。

最後に終点方の本線桁（ $\ell = 54.40\text{m}$ 、桁重量 125t/連 ）を3分割（ $24\text{t} \sim 49\text{t}$ ）し、ベント（2基）を使用して 200t 吊り油圧式トラッククレーンで架設した。

架設に先だち、帝都高速度交通営団との施工協議により、施工時の営団線トンネルに対する影響について検討を行った。

検討内容は、架設に使用するトラッククレーンのアウトリガー反力及び鋼製ベント設備荷重によるトンネルへの影響について行ったが、いずれもトンネル位置が $\text{GL} - 10\text{m}$ と深いことから問題がなく、施工後も異常のないことを確認した。



写真 3 - 5 - 3 トラッククレーンによる架設

第4節 第2辰巳架道橋の施工

第2辰巳BⅤは新木場起点 $1\text{km}200\text{m}$ 付近に位置し、国道357号と都道の交差点付近の国道上に架設する橋りょうである。

架設方法は、鋼製ベント（3基）を利用したトラッククレーン架設で施工した。

架設日及び架設時間帯は、道路管理者、所轄警察署、地元企業の代表者と協議した結果、交通量が極端に減少（交通量調査の結果）する土曜日の21時から月曜日の6時までを全面通行止めし、この時間内に架設を完了するよう指導、要請がなされた。

ベントは歩道上に2ヵ所、中央分離帯に1ヵ所設置した。施工は33時間の連続作業となったが、無事完了した。

架設に伴う交通規制は、事前の予告板を国道の歩道上に4ヶ所、付近の歩道橋に横断幕を掲げ、周知を図った。また、管轄の消防署には文書にて協力要請を行った。

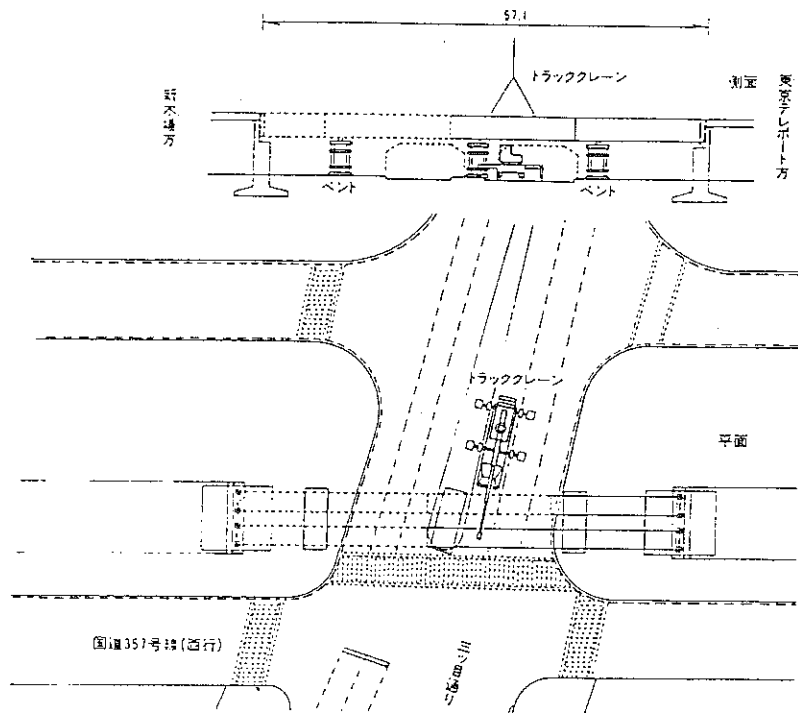


図 3 - 5 - 3 第 2 辰巳 B v 架設図

使用したトラッククレーンは、地組場所、架設位置、クレーン位置の関係及び制約された時間内での施工を確実に完了させるため、吊り能力の大きなドイツ・リープヘル社製 450 t 吊りを使用した。

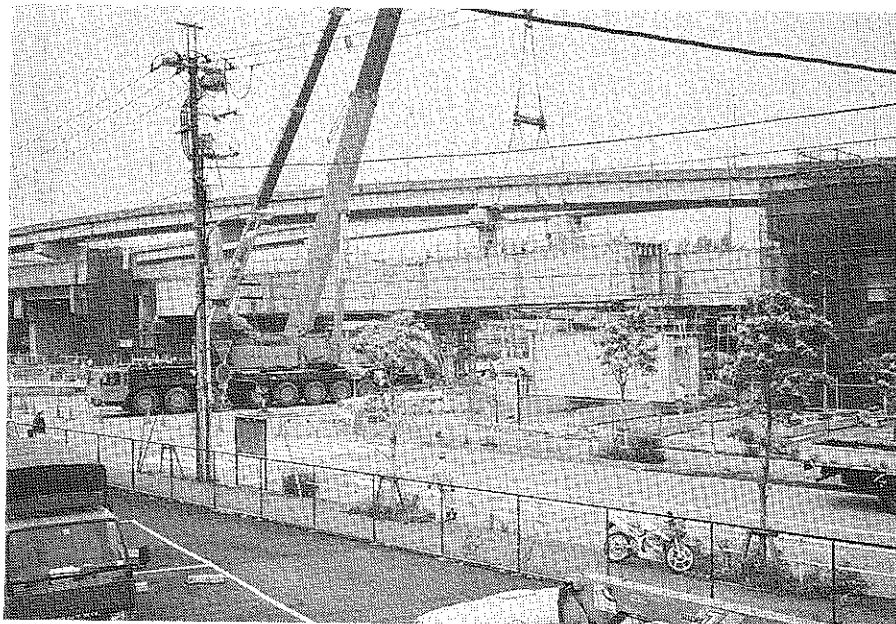


写真 3 - 5 - 4 トラッククレーンによる架設

第 5 節 辰巳運河橋りょうの施工

辰巳運河橋りょうは、曙運河橋りょうと同様に、本線右側には国道 357 号の橋りょうがあり、本線左側の運河下流方向約 100 m 付近には港湾道路の橋りょうが架かっている。

また、国道の橋りょうには東京ガスの高圧管（径 800 mm）が添架されており、桁端部と

の離隔は1.0m程度で、施工は細心の注意を要した。

本橋りょうは腹版高が3.7mと高いことから、運搬方法と併せて現地の厳しい状況を勘案して架設方法の検討を行った。

陸上運搬の場合、腹版高3.7mの箱桁では車両制限法（高さ3.8mを越えた車両は通行不可）に抵触し、運搬時の桁の水平分割及び現地における溶接が生じ、施工的な問題のみならず経済的にも難点があることから、海上運搬について現地精査をふくめ詳細に検討を進めるとともに、関係箇所と協議を行った。

海上運搬の場合、単線1連分の一括輸送は500tクラスの台船で可能となるが、架設位置までのフローティングクレーンの進入が道路橋で不可能であった。また、周辺における工事との競合、水上バスの避難場所、水域利用者の反対等で工事による一時的な水域利用は厳しい状況下にあった。しかし、度重なる協議により運河中央部分の航路の使用を船舶航行に影響の少ない範囲とすることで理解が得られたため、運搬から架設までを一隻の台船で行う一括架設工法とした。

桁1連（約195t）を積載した500t台船は、干潮時に道路橋下を通過させた後、架設地付近において、台船に艀装した扛上装置（センターホールジャッキ100t×4基）で4.5m程度扛上、ワイヤー操作で所定の位置に台船を移動した後、再び扛上装置で橋脚上に降下させ、1連の架設が終了となる。台船は架設完了後、次の桁の運搬するため、浜出しの現場に回航をする。

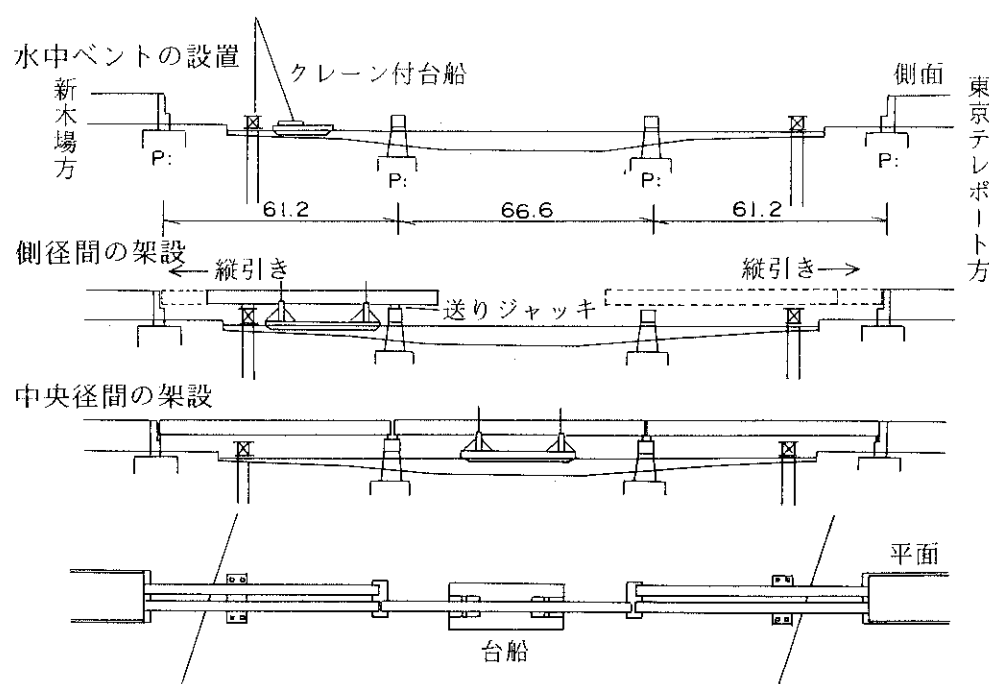


図5-3-4 辰巳運河B架設図

桁の運搬は、前方に主曳船として500psのタグボート、後方に補助曳船として400psのタグボートで地組場所（横浜、市原）より曳航した。曳航速度は約5ノットで、船団の先頭には警戒船を配置した。曳航の航路は、東京湾東航路を使用するため海上保安部管制室と連絡をとり、航行の安全を図った。

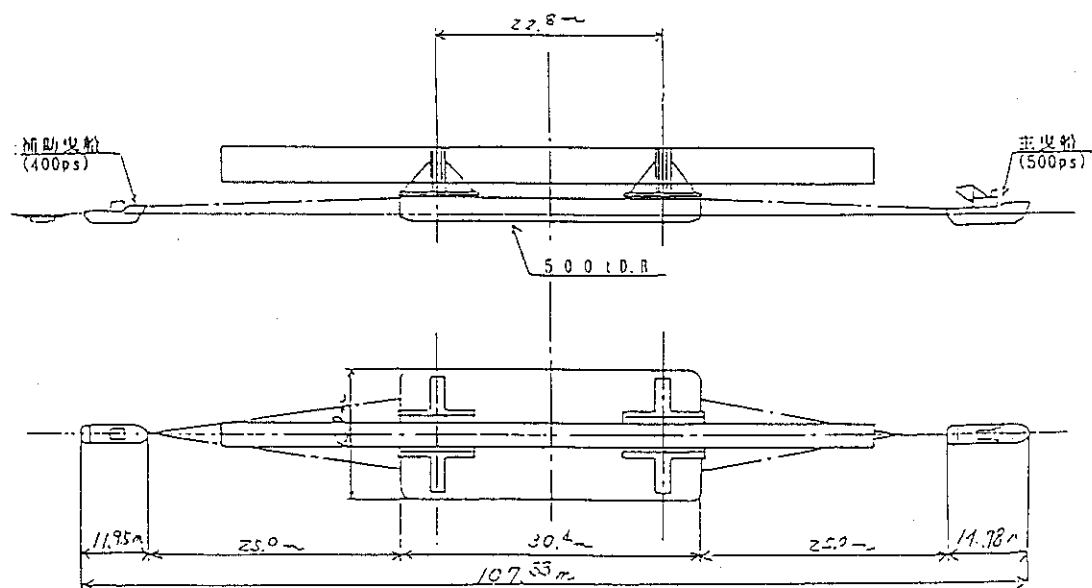


図 3 - 5 - 5 桁曳航図

架設順序は、両側径間の桁を架設し、最後に中央径間の桁を架設した。側径間の架設では台船長 (30.4m) と桁長 (60.9m) との関係、さらに台船進入可能な水深 (桁積載時の吃水は 1 m) との関係から、水中ベントを設置した。

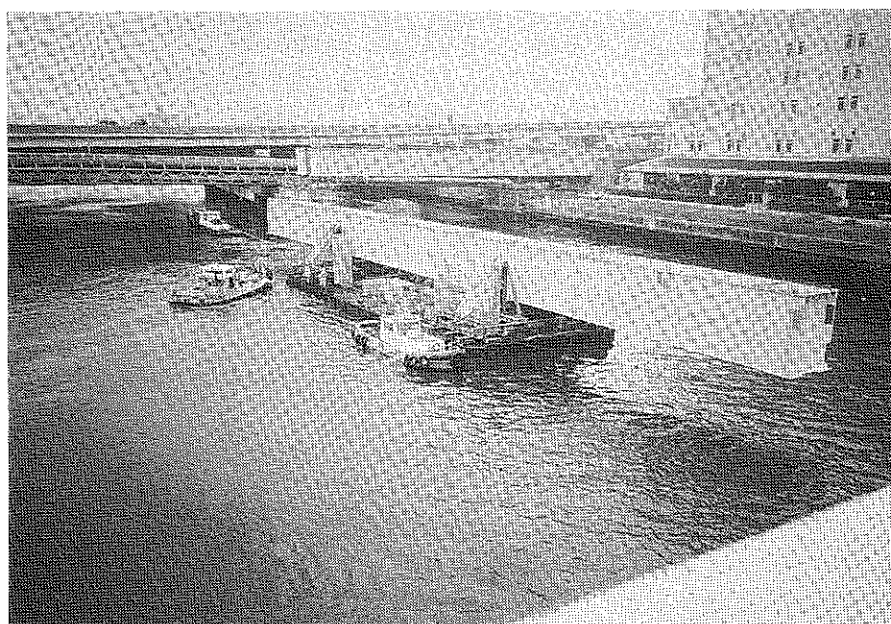


写真 3 - 5 - 5 台船による架設

水中ベントの設置にあたっては、設置位置付近の磁気探査により不発弾の調査を行い、存在しないことを確認した。

また、干潮時には側径間部分の河床が露出する状況から、水深測量を行い、架設日の設定資料とした。

架設は1連を3～4日のサイクルで上下線6連を施工した。

架設日の設定にあたっては、台船の吃水と潮位が関係することから、

①下流側道路橋（新末広橋）下を台船が通過するには、水面から7.8m(7.5+余裕 0.5)の桁下空頭が必要となる。従って潮位がAP+0.7m以下の時間帯に通過する。

②中央径間は問題ないが、側径間の架設は台船が所定位置に進入可能な水深1.2m以上となる時間帯に行う。

必要がある。

以上の条件から、東京湾芝浦の潮汐表により、平成5年6～7月に架設日を設定した。施工は天候、特に風の影響を大きく受け、6連の架設のうち1回は風速15mの風があり、台船が安定しないため翌日に延期した。

中央径間の架設は、航行船舶への影響が少ない平日の夜間と日曜日の昼間に1連ずつ架設を行い、6連が25日間で無事に完了した。

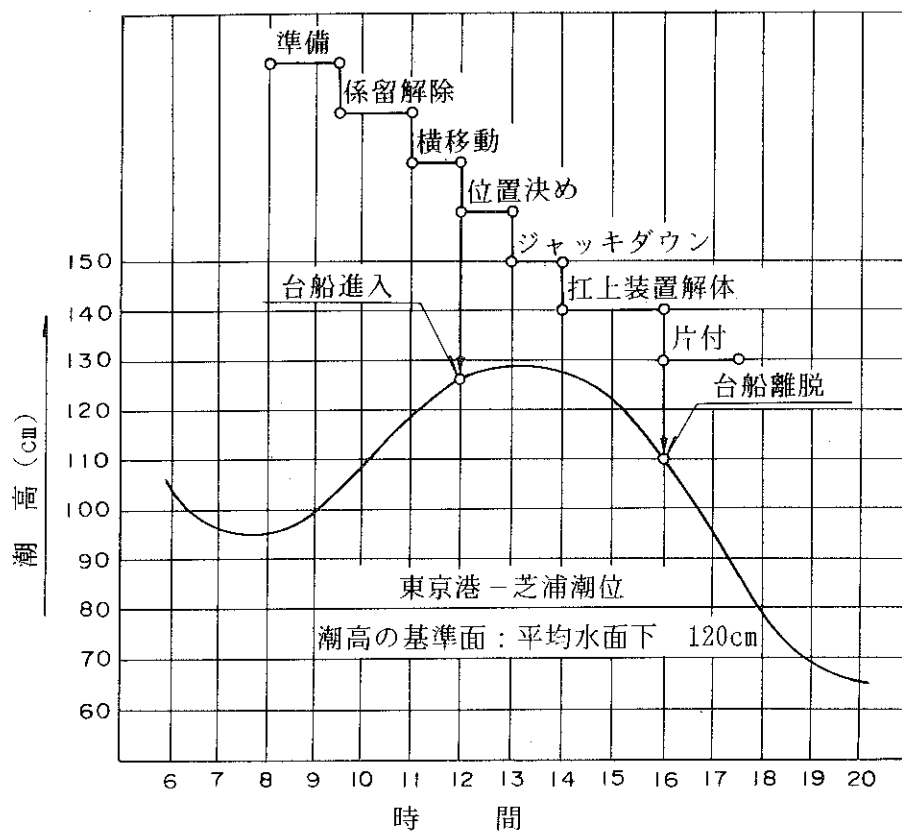


図 3 - 5 - 6 タイムスケジュールの例

第2節 開さくトンネル

1. 概 要

トンネル入口から3Km400m 付近の地表から4 m付近までは建設残土で埋め立てられており、コンクリート塊、木屑、古タイヤ、ビニール等が混在し、土留工および地盤改良にあたりこれらの処理に大変苦勞を強いられた。

4Km041m 付近で交差する豊洲有明連絡道路は迂回路を設け、開さくで施工したが、道路下には共同溝の電気、水道、下水管等があり、アンダーピニング及び吊り防護により施工した。

また、トンネル直下を新設共同溝の大断面DOTシールド（外径9.1m幅15.6m）が通過する。競合工事となり、土留工・防護工の設計及びシールド通過に伴う土留工の計測管理を行うとともに、工程を調整しながらの施工となった。

4Km100m 付近では、臨海副都心地区に上水道を供給するための有明給水所（開削巾56m、深さ20m）が、相互の土留壁間の離れ4m、延長115m間で近接並行して施工されており、計測管理を行うとともに、工程を調整しながらの施工となった。なお、この区間は施工ヤードが確保できないことから、覆工板を敷設し、施工した。

臨海地区の残土については、東京都港湾局の指導により東京港埠頭公社が一括して残土置場を管理し、受け入れることになっていたが、当初予定していた有明北地区の仮置場の交渉が不調に終わったことにより、中央防波堤仮置場に運搬車が集中し、ゴミ運搬車と残土運搬車で青海地区の道路が全面に渡り交通渋滞となり、水上警察署から嚴重に抗議された。このことから、残土受入れ時間を延長するとともに、各社のダンプの台数を規制して渋滞の解消を画ったが、平成5年1月、中央防波堤の護岸に異常が生じたこと等により、残土の搬出が更に規制を受けた。臨海副都心線工事は掘削のピークを迎えており、現状では工期に影響を及ぼすことから、都市計画局と協議し、中央防波堤の再処理センターに一時、3万㎡の仮置きを願いでた。また、港湾局と協議の結果、一部については自由土捨てとすることとし、掘削土量の多い国際展示場と東京テレポートの両駅について、平成5年5月から5年6月までの間、約2万㎡が対象となった。

2. 地形・地質

当該工事区間は、10号地とよばれている昭和30年代から40年代にかけて施工された埋立地であり、埋立て層厚は地表面5m～10m に達している。

地質を概観すると、トンネル入口部から約300m付近で洪積層が標高-20m付近まで急激に隆起しており、その後、工事終点付近まで台地状の形状をなしている。

埋立層は、コンクリート塊等を多量に含むF層及び浚渫土を主体とするF_c、F_s層で構成され、殆どがN値2以下の軟弱な地層である。

その下部には沖積層（有楽町層）が分布し、腐食物や細砂を不規則に混入するN値が0～1の非常に軟弱な粘性土層であるA_c層と、N値が4～6程度の緩い細砂を主体とするA_s-2層とからなっている。

さらに、その下部は洪積層となり、上から順にN値3～9程度の砂混じり粘土質シルト及び粘土質シルトで構成されるD_ℓ層（埋没立川ローム層）、N値50以上の非常に密な細砂を主体とするD_s-3層（東京層）、N層5～15程度の均質なシルト質粘土及び粘土質シルトからなるD_c-3層（東京層）、N値50以上の密な砂礫層であるD_g-2層（東京礫層）へと続いている。

各粘土層の一軸圧縮強度は、F_c層及びA_c層が0.5～0.6 kgf/cm²程度、D_ℓ層が0.7 kgf/cm²程度、D_c-3層が0.8～1.2 kgf/cm²程度を示している。

また、各粘土層とも圧縮降伏応力は有効応力以上であり、すべて過圧密状態であると判断される。なお、地下水位はGL-2m程度である。

各工区の床付け付近の地質は、次の通りとなっている。

有明T1工区は、床付け付近の大部分が埋立層となっており、終点部で沖積層の粘性土層となっている。

有明T2工区の床付け付近は、沖積層の粘性土層で、洪積層との間に沖積の砂質土層を挟んでいる。

有明T3工区は、沖積層の砂質土層に位置し、終点部では洪積層の砂質土層上となる。

有明T4工区は、洪積層の粘土質シルトで構成されるD_ℓ層（埋没立川ローム層）に位置している。

第3節 有明トンネル第1

1 概 要

本工区は新設区間の始点部に位置する新木場起点 2Km518m66～ 3Km080m00間（延長561m34）の工事であり、路盤構造は、始点方から橋梁、路盤（強化路盤、U型擁壁）、トンネルへと続いている。

開削トンネルは 2Km820m00から延長260m間で国道 3 5 7 号に近接並行している明かり構造物（支持杭）との接続部となることから、バランス杭としてP H C 杭φ350 L =40m00 ～5m00を打設しているとともに、トンネル入口には、ポンプ室を設け、明かり区間からの雨水を集水して都の雨水枡に排出している。

仮土留工は鋼矢板を使用し、打設にあたっては道路への影響に配慮するとともに、頭部を一部撤去しその他は、存置とした。

掘削については、地表から約 4 mが建設残土で、コンクリート塊、木くず、古タイヤ、ビニールくず等が大量に混入しており、これらを篩分けて産廃として処理した。また、この地区は地下水位が地表から 1 ～ 2 mと高く、施工性を向上させるために生石灰による路盤改良を行った。

また、当地区は、将来計画として現GLより約5mの盛土が予定され、これに伴う圧密沈下対策として構造物の内空を拡大している（最大20cm）。

工事の契約は仮設工・基礎杭・開削・土留支保工と、く体構築から埋戻しのまで2分割とした。また、く体構築から埋戻しの工事に保守基地の工事を追加契約し、基地に隣接した一部中止区間の連続スラブ及び流末処理等と共に（ロ）工事として分割した。

表 3 - 6 - 1 に工事の契約概要を示す。

表 3 - 6 - 1 工事の契約概要

契約番号 件 名		東支 3 第 5 0 号 臨海、有明 T 第 1 他	東支 4 第 3 5 号 臨海、有明 T 第 1 他2(イ)	東支 4 第 3 5 号 臨海、有明 T 第 1 他2(ロ)
期	契 約	平成 4 年 3 月 2 5 日	平成 4 年 9 月 1 4 日	平成 4 年 9 月 1 4 日
	着 手	平成 4 年 3 月 2 6 日	平成 4 年 9 月 1 6 日	平成 4 年 9 月 1 6 日
	当しゅん功	平成 5 年 4 月 2 5 日	平成 5 年 11 月 1 5 日	平成 6 年 3 月 2 8 日
限	しゅん 功	平成 5 年 4 月 2 3 日	平成 5 年 11 月 1 5 日	平成 6 年 3 月 2 8 日
請負金額				
〔当初〕		530, 450, 000	776, 620, 000	0
〔しゅん功〕		807, 723, 439	925, 874, 315	144, 656, 352
請 負 者		鉄建、大豊 J V		

2 設 計

トンネル入口付近のブロック B1 下部には沖積粘土層が30m 以上と厚く堆積し、さらに、その上部に盛土計画があるため、将来的には相当の圧密沈下（57.3cm）の発生が予想される。

従って、沈下対策としてカルバートの内空高さに余裕を確保するとともに、沈下抑制のため杭基礎（沈下抑止杭）を設けている。

以下に、これらの沈下対策について述べる。

① カルバートの内空拡大

2Km877m 付近において、本線と国道 357号線の取付道路が交差する計画があり、その道路下において土被りを3.5m確保した上で、沈下対策として内空高さもある程度の余裕をもたせることとした。

計画道路路面からの土被り、カルバートの部材厚、建築限界及び本線縦断の検討から、設定可能な余裕量は、30cmを算定された。

従って、軌道構造は、沈下に対して調整が容易なバラストとし、内空高さを5.40m（R. L～カルバート天井＝5,100 + 300 = 5,400cm）とした。

図 3－6－1 に標準断面を示す。

② 沈下抑止杭

予想される圧密沈下は、内空拡大量よりも大きいため、沈下量を抑制する必要があるが、これらの沈下抑制対策の検討について、表 3－6－2 に示す。

表 3－6－2 沈下抑制対策の検討

工 法	工 法 概 要	長 所	短 所	評 価
プレーディング工法	大きな荷重を載荷して圧密沈下を促進させる施工方法	・施工後残留沈下を軽減 ・工費が安価	・工期が長い（6ヵ月以上） ・載荷時のすべり破壊に注意	工期が長いため適当でない ×
置換工法	良質材にて置換する	・工期が短い	・置換によって生じる発生土の処理 ・改良層が浅い（2m以下）	改良層が厚いため不経済である ×
石灰パイル工法	地盤中に生石灰柱をつくりその吸水により地盤の強度を上げる	・地盤の安定を増し、沈下を減少させる	・周辺地盤への影響が大きい ・生石灰（危険物）の取扱いに注意	臨海部であるため汚染に対する配慮が必要となり、不適当 ×
噴射注入工法	水と空気の高圧噴流により地盤を切削しながら、注入材を圧力噴射する	・強度が把握できる ・1ヵ所の改良影響が広い	・工費が高い ・排泥処理が必要 ・周辺地盤への影響が大きい	△

攪拌混合工法	特殊なアースオーガーで地盤を攪拌、注入液にて固結体を造る	・営業近接施工が可能 ・排土が少ない	・工費が高い(改良長1m当たり10,000~15,000) ・固結柱を多く必要とする	△
抑止杭工法	既製杭を打設し、摩擦杭として沈下抑制を行う	・パイルネット工法を併用できる ・施工が比較的容易 ・営業線近接施工が可能	・杭長が長くなると材料入手が困難	○

検討結果より、既製杭打ち工法を採用することとした。

ここで用いた「杭」とは、支持層まで打ち込む完全支持杭でも中間支持層で止める不完全支持杭でもなく、周辺支持力に期待する摩擦杭であり、地盤改良と同義の沈下抑止杭と考えた。

沈下抑止杭の杭長、杭径、杭配置は、構造物沈下量を30cmと決めた上で、ネガティブフリクション及びポジティブフリクションを考慮して決定した。

沈下抑止杭の配置及び種別について、図3-6-2に示す。

杭は、太い径のものを少数打ち込むのではなく、細い径のものを多数打ち込むことにより群杭効果の発揮を期待している。また、杭種については一般的に入手が可能であり、しかも他の杭（SC、RC、PC）に比べて安価であるPHC杭を採用している。

図から判るように、沈下抑止杭は地盤構成に合わせて杭長を変えており、B2はB1（L=40m）からB3への緩衝区間として杭長を階段状に配置した。

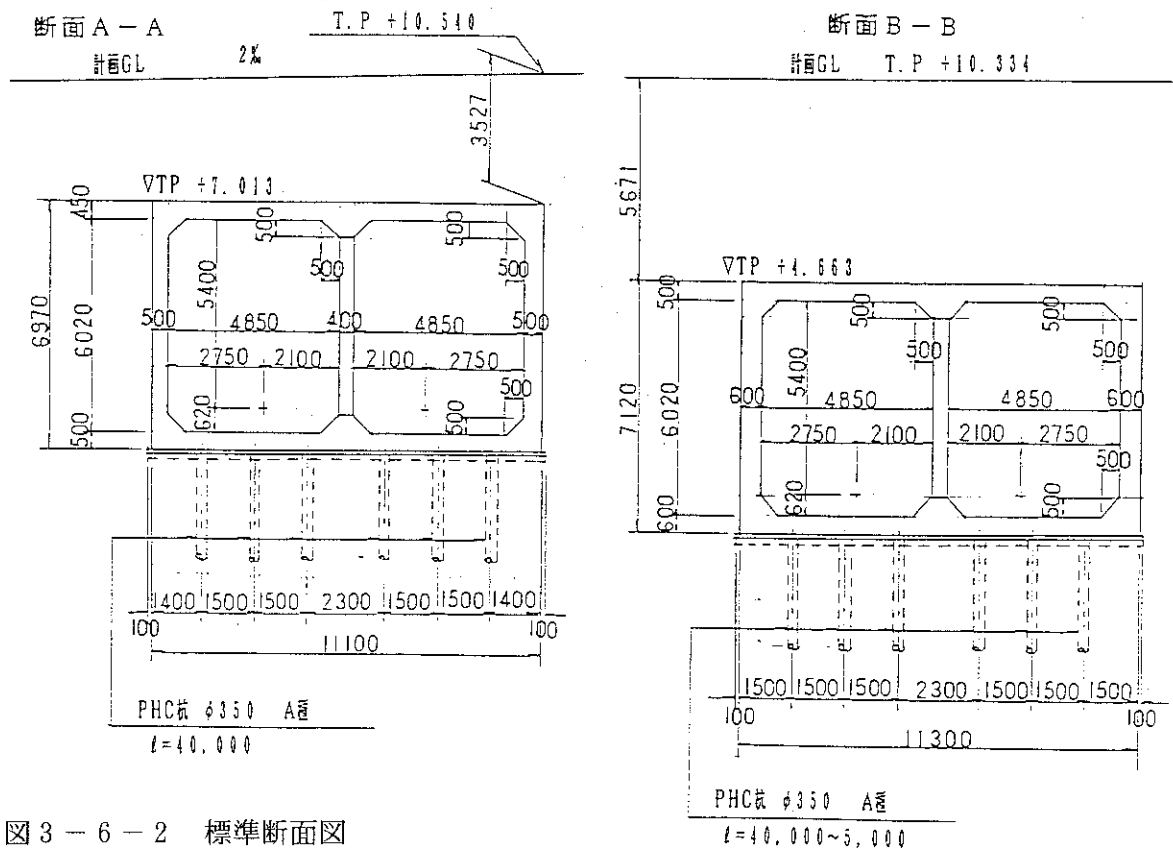


図3-6-2 標準断面図

図3-6-3 沈下抑止杭の配置及び種別

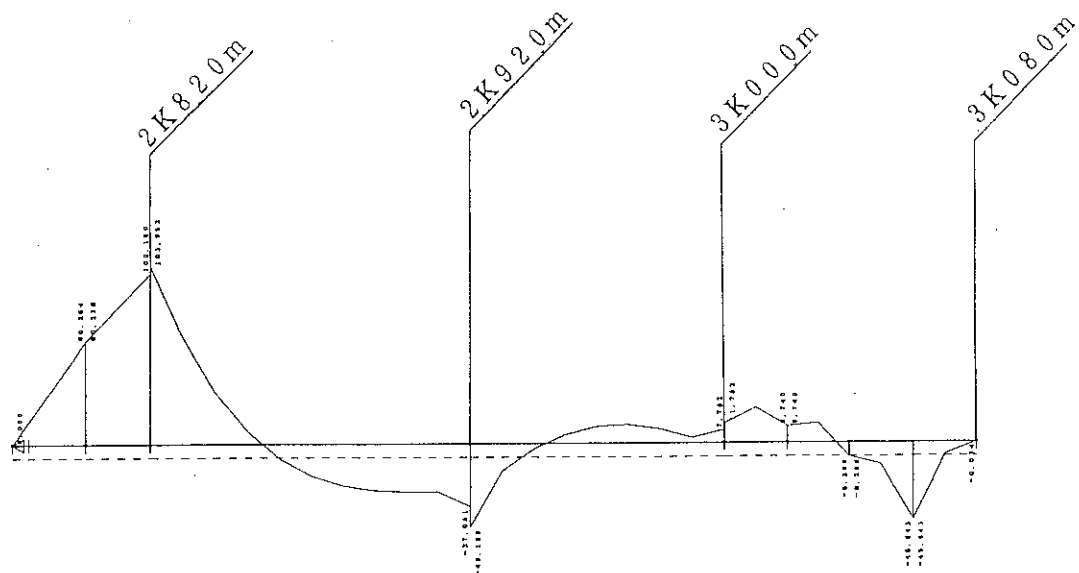
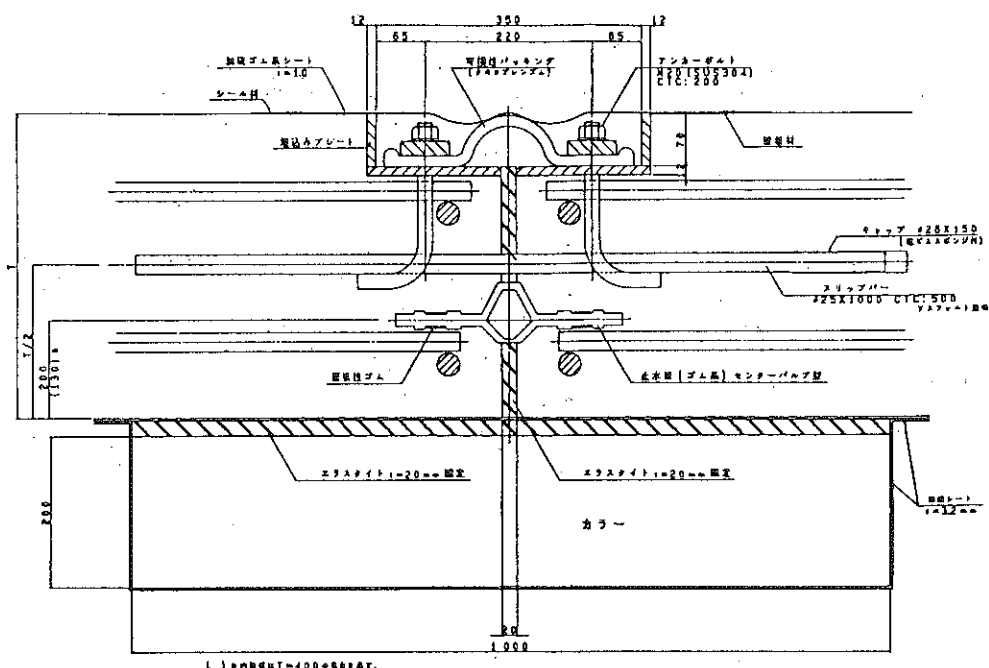
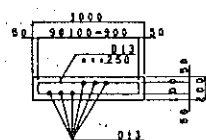


図 3-6-4 せん断力図



カラ一標準配筋図



スリッパバーについて

- (1) スリップバーの位置は部材厚の中心とする。
- (2) スリップバーの本数は数量表に示す本数を配置すること。
- (3) 配置間隔の決定にあたってはetc 500 を標準とし、配置本数により随時調整すること。
尚、最大間隔は500mmを越えないこと。
- (4) スリップバーとアンカーボルトが接触しない様に注意すること。

図 3-6-5 継手工詳細図

③ 継手工

継手部のせん断力の検討は、下記のように行った。

盛土による圧密沈下に考慮して、トンネル構造物を弾性支承上の梁にモデル化する。

構造物は圧密沈下に追従するとして、盛土荷重（P）と圧密沈下（ δ ）により、地盤の鉛直バネ（K）を下記のように定める。

$$K = P / \delta$$

抑止杭と生石灰杭による地盤改良を考慮し、圧密沈下量として計算する。

図3-6-3にトンネル位置での地盤沈下曲線を示す。

継手は、可とう継手を考え、基本的にはせん断力を伝え、曲げ応力は伝達しない構造（ピン結合）とする。

継手部のせん断力の検討

〔U型よう壁～トンネル坑口部〕

2K777m～3K080mの弾性支持梁にて検討する。

〔トンネル接続部〕

2K820m～3K402mの弾性支持梁にて検討する。

検討の結果、2K820m、2k920m、3k000m、3k080mの4ヵ所に継手工を設ける。

図3-6-4にせん断力図を示す。

なお、継手部にはスリップバー（ $\phi 25$ L=1,000m）を配置して対応する。

2K820mでは、壁側0.5m、下床版1.0m間隔、その他トンネル部は、0.5m間隔で配置する。

図3-6-5に継手工詳細図を示す。

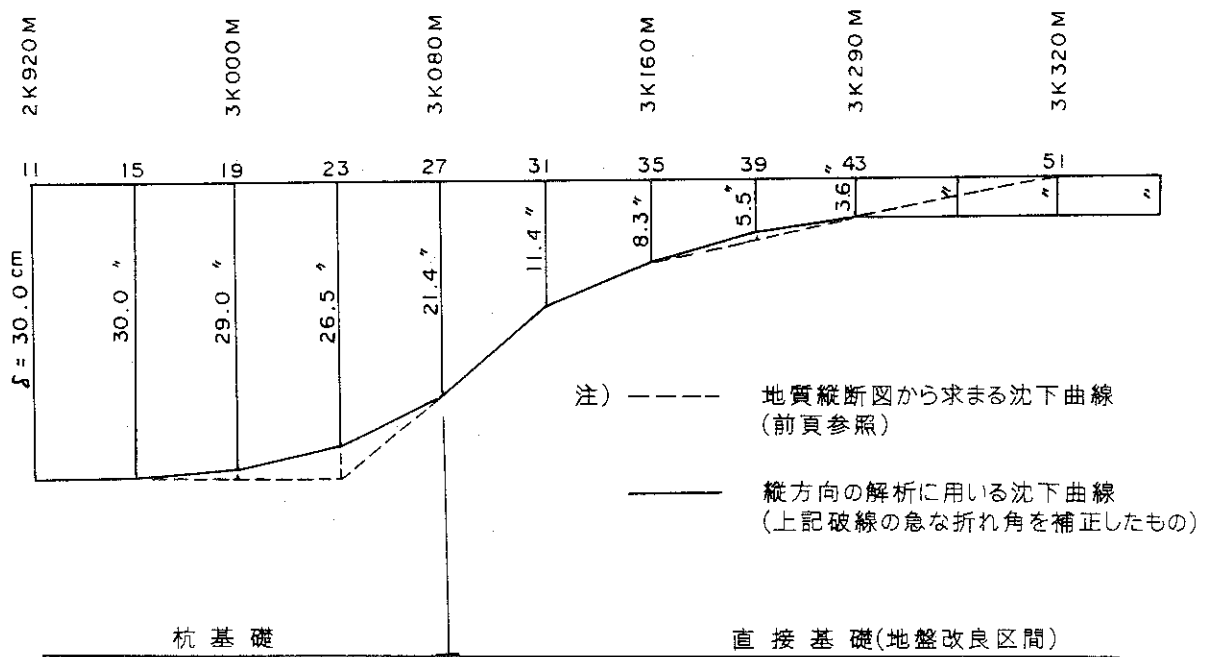


図3-6-6 地盤沈下曲線図

3 施 工

箱型トンネルは、2Km820m00 ～3Km080m00 間を新設した。なお、トンネル入口部にポンプ室を設けて明かり区間の雨水を集水し、都の雨水枡に排出している。

また、U型よう壁との取り合い部並びに箱型トンネルの2Km920m00、3Km000m00 及び3Km080m00の位置に接合工を設けている。

表3-6-2に工事の主要数量を示す。

表3-6-3 主 要 数 量

工 事 種 類	単位	数 量	工 事 種 類	単位	数 量
〔トンネル〕			く体鉄筋コンクリート	m ³	5,586.7
工事用通路	式	1	防水工	m ²	6,391.0
防護堀 (H = 3.0m)	m	1,146.5	保護コンクリート	m ³	369.1
基礎杭 φ = 35cm	本	780	外鉄筋コンクリート	m ³	209.9
鋼矢板Ⅲ、Ⅳ型	m ²	6,675.6	接合工	箇所	4
中間杭	本	84	埋戻し	m ³	2,579.9
仮土留支保工	式	1	土砂運搬	m ³	3,000.0
開 削	m ³	19,000			
土捨て	m ³	19,000			

ア. 準備工

① 工事現場の周囲に防護堀 (H = 3.0m) を設置して第三者の安全に配慮するとともに、防護堀に彩色し、建設現場のイメージアップを画った。

② 工事用通路は、軟弱な埋戻し土のため、路床にセメント系固化材 (アサノクリーンセットCS-10) による安定処理を行った。

目標強度はTL-20荷重を対象に、固化材の添加量を改良土1m³当たり75Kg、改良深60cmとし、その上に碎石30cmを散布、転圧後、5cmのアスファルト舗装を行った。

イ. 支障物撤去・表層改良

当工区での試掘の結果、地表より4m付近まで支障物の存在が確認された。

このため、掘削箇所全域にわたりスケルトンバケット付バックホーにより支障物点在深さまで掘り起こし、ガラ等の支障物を撤去した。

開削範囲内は、ガラ等を篩分けした軟弱な埋戻し土であり、杭打設・地盤改良等の機械施工に必要な地耐力が不足するため、表層をセメント系固化材で安定処理を行った。

施工は、袋詰め改良材を散布してバックホーにより攪拌混合し、ブルドーザーにより整地後、タイヤローラーにて転圧した。固化材の添加量は、改良土1m³当たり110Kg、改良深さは1.4mとした。

ウ. 基礎杭打設工

打設は、PHCパイロφ350、L=40m～5m n=546set+270本を油圧ハンマー（ラム重7t級）により施工した。

また、機械は三点支持式杭打機D-508級を2機使用した。

エ. 仮土留工・中間杭

鋼矢板（Ⅲ、Ⅳ型）及びH鋼はバイプロ（LSV-60）工法にて施工した。

また、打設した国道側の鋼矢板は、引き抜きによる周辺地盤（国道）への影響を考慮して存置することとした。

オ. 開削工・仮土留支保工

一次掘削はGL-3.0mまでとし、バックホーによりダンプに直積みとした。

なお、一次掘削底面まで完了後、速やかに支保工の取付を行い、地山の緩み等を極力抑えることとした。架設はトラッククレーンを使用し、腹起こしと鋼矢板との間は、土圧が均等にかかるよう、間詰めコンクリートを施工した。

二次掘削は、GL-3.0mから床付けまでをクラムシェルにより行った。

カ. 土捨

土捨は、臨海副都心開発エリア内で処理するという原則の基に、東京都作成の「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、臨海副都心地域内に設けた財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬出した。

なお、埠頭公社では残土の受入れについて基準を設けており、トンネル部の掘削深1.5～5.1m付近のシルト質土は含水比83.1%と非常に高く、基準を越えており、現地に仮置きして改良材を添加（50Kg/m³）し、残土置場へ搬出した。

また、平成5年1月には臨海副都心開発の基盤整備事業工事からの残土搬出と競合したため、一般車を含めた交通渋滞が生じて問題となり、一時期、残土の搬出に苦労した。

キ. 変状調査

本工区は国道357号と近接並行しており、建設省と協議の結果、道路周辺の沈下測定等を行うこととし、歩道、車道端部等に基準鉋を設け、定期的に観測したほか、観測井を設けて地下水の調査も定期的に行った。

ク. く体構築

く体構築は、トンネル延長260.0mを13ブロックに分割し、順次切梁を撤去しながら行った。コンクリート打設は、下床版・側壁下部、中柱ハンチ・中柱・側壁上部、上床版の4回打設とした。

ケ. 埋戻し工

埋戻し土は、土捨と同様に臨海副都心地域内に設けた財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場から搬入した。

搬入土については、あらかじめ土質試験を実施し、セメント系固化材を1m³当たり50Kg添加した。

コ. 後片付け工他

工事用通路は、軌道工事で使用するため存置した。また、国道357号の歩道部にクラック等の変状が生じたため、建設省と協議を行い、補修を行った。



写真 3 - 6 - 1 有明 T - 1 掘削完了



写真 3 - 6 - 2 有明 T - 1 掘削全景

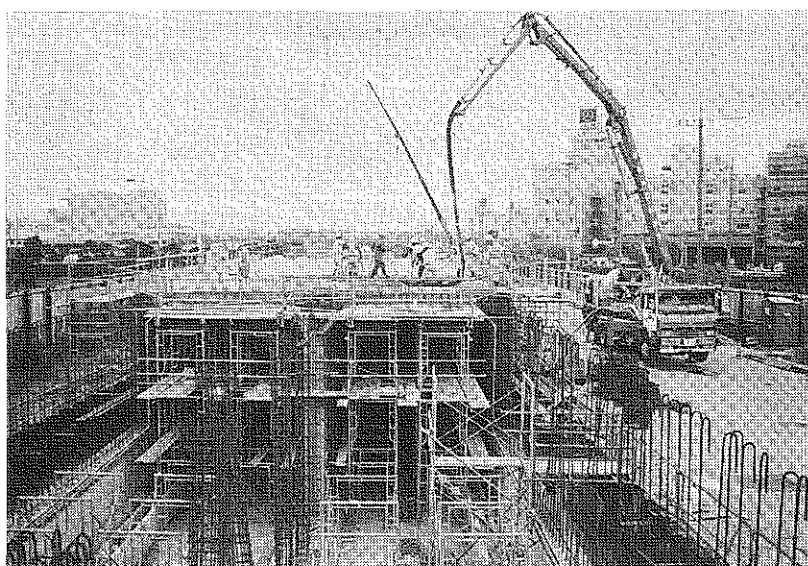


写真 3 - 6 - 3 有明T-1床版コンクリート打設

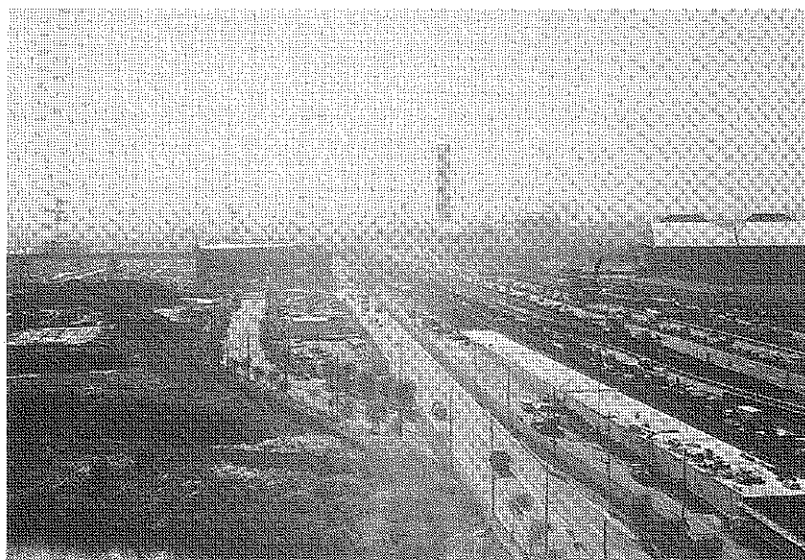


写真 3 - 6 - 4 有明T-1ボックストンネル全景

第4節 有明トンネル第2

1 概要

この工事は、新木場起点3Km080m0～3Km400m7間、 $\ell=320\text{m}$ 7の有明トンネル第2工区の構築工事である。

路線は、国道357号に近接・並行しており、また3Km376m付近では都道有明線と交差し道路中央に設置されている東京臨海新交通臨海線（新交通システム）の橋脚に1.8mと近接する。施工は、これらの近接する施設への影響を極力抑制し、安全性を確保するため、掘削内の軟弱な地盤を改良して補強するとともに、計測による管理を行った。

また、当該地区は、将来開発計画として現地盤高より約5mの盛土が計画されているため本構造物の内空はこれに伴う圧密沈下対策として最大20cm、断面を拡大している。

表3-6-7に工事の概要図を示す。

工事の契約は、仮設工から開さく・土留支保工、及びく体構築から埋戻しまでの2分割として行った。表3-6-4に工事の契約概要を示す。

表3-6-4 工事の契約概要

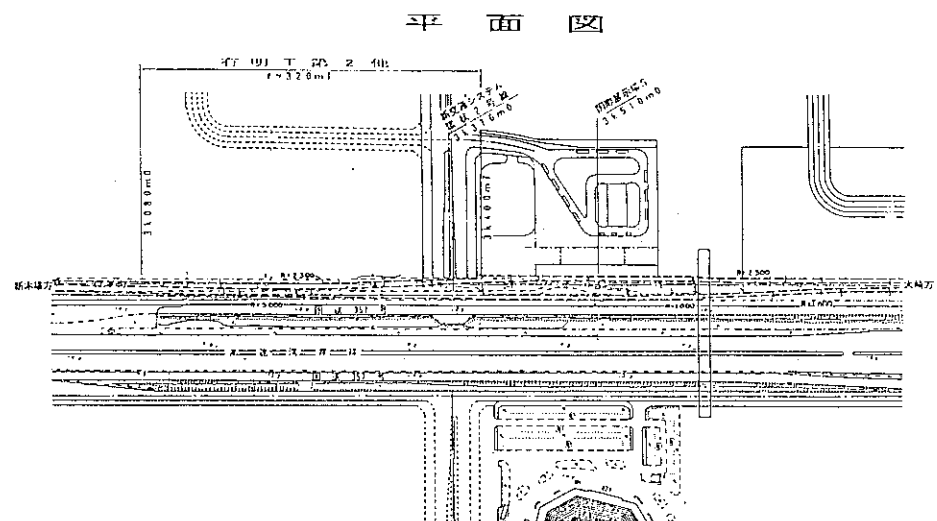
契約番号 件名		東支3第51号 臨海、有明T第2他	東支4第58号 臨海、有明T第2他2
期 限	契 約	平成4年 3月 25日	平成5年 3月 1日
	着 手	平成4年 3月 26日	平成5年 3月 2日
	当初しゅん功	平成5年 5月 25日	平成6年10月 1日
	しゅん功	平成5年10月19日	平成6年 9月30日
請負金額 〔当初〕 〔しゅん功〕		650,960,000円 1,241,184,199円	929,575,000円 1,003,314,870円
請 負 者		前田、フジタ JV	

2 設計

(1) 箱型トンネル

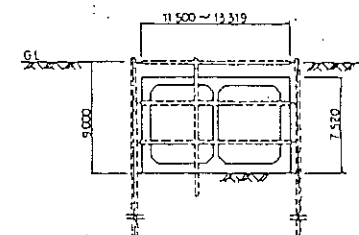
トンネルは、次の条件を考慮して設計している。

- ①地盤は耐震設計上、特殊地盤に属し、地震時応答解析を行う。
- ②線路方向の検討。
- ③浮き上がりに対する検討（HWL + TP2.35m）。
- ④当該地区は、将来盛土計画がある。
- ⑤駅構造物と並行している国道357号の将来計画に、現地盤高さより最大約6mの高上がりがあり、その構造形式によっては、本構造物に偏土圧として影響する。
- ⑥3k376m付近で交差近接する新交通基礎への影響に配慮する
（地盤改良及び、計測計画）。
- ⑦地震時に液状化の可能性の地質（As-2）がある。（仮土留の残置）。
- ⑧防水性に配慮する（防水工、クラック防止に一部膨張コンクリート使用）。
- ⑨工期短縮に配慮する。

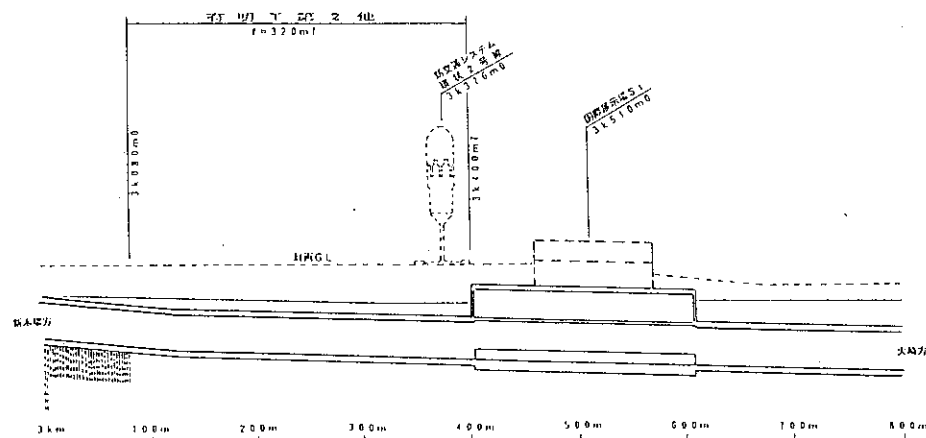


断面图

(一般部)



縦断面图



(新交通部)

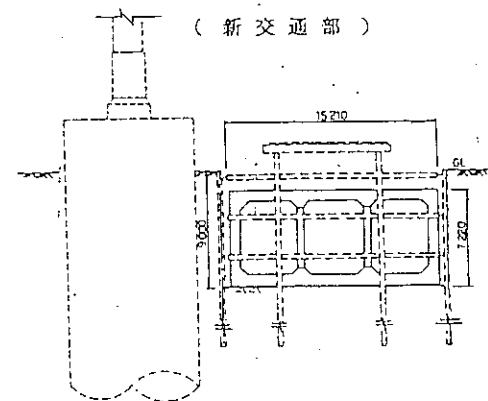


图3-6-7 工事概略图

(2) 仮土留・地盤改良

仮土留・地盤改良は、次の条件を考慮して設計している。

- ①開さく範囲は軟弱地盤であり、土留の変位防止、トラフィカビリティの確保に配慮する（地盤改良工法の選定一般部：生石灰杭 新交通近接部：深層混合処理工法）。
- ②近接、並行する国道357号線の許容沈下量は協議の結果、30mmとしている。
- ③3k376m付近で交差近接する新交通基礎の許容変位量（支承部）を10mmとしている。
- ④掘削底面の安定性の検討結果から「盤膨れ」が危惧される。
- ⑤地震時に液状化の可能性の地質(As-2)がある。
- ⑥仮土留の残置の検討（仮土留引き抜きによる近接国道への影響軽減、過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みを遮断することによる液状化防止対策、及び将来盛土計画に対する周辺圧密沈下による構造物への影響の軽減）。
- ⑦く体と仮土留の離隔の検討（構造物の配筋に支障しない範囲まで仮土留を離し、コンクリートを直打とする。掘削及び型枠作業量の減少により工期短縮が図れる）

3 施 工

表3—6—5に工事の主要数量を示す。

表3—6—5 主 要 数 量

その1 工 事			その2 工 事		
工 事 種 類	単 位	数 量	工 事 種 類	単 位	数 量
工 事 用 通 路	式	1	防 護 堀 て っ 去	m	591
防 護 堀 H=3.0m	m	591	く 体 RC (ブ レ ー コ ン)	m ³	6,321
支 承 物 て っ 去	式	1	〃 (鋼 板 コ ン)	〃	2,942
表 層 改 良 工	〃	1	防 水 工	m ²	8,172
鋼 矢 板 Ⅲ ～ V Ⅰ	m ²	13,644	中 間 く い て っ 去	本	148
中 間 く い 10 ～ 19m	本	148	仮 設 栈 橋 て っ 去	式	1
地 盤 改 良 (CP)	m	19,139	仮 土 留 支 保 工 て っ 去	式	1
仮 設 栈 橋	式	1	計 測	〃	1
開 さ く	m ³	37,927			
仮 土 留 支 保 工	式	1			
土 捨 (CDM 盛 り 込 ん)	m ³	38,586			
新 交 通 基 礎 防 護	式	1			

(1) 施工順序

図3-6-9に施工順序、図3-6-8に標準断面図を示す。

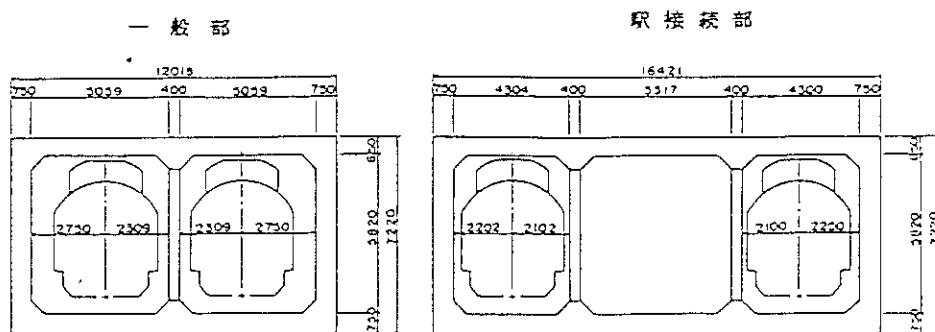


図3-6-8 標準断面図

ア 準備工

本工事に先立ち工事用車両、資材の迅速な搬入出のための工事用通路、また、環境保全のための防護塀の施工を行った。防護塀には、彩色を施し、建設現場のイメージアップを目指した。

工事用通路は、軟弱な埋戻し土のため、あらかじめ地耐力試験を実施した。その結果、地耐力が不足したため、セメント系固化材による路床の安定処理を行った。目標強度は、TL-20 荷重に耐えられるものとし、固化材の添加量は、改良土 1 m^3 当たり70kg、改良深さは、0.5mとした。

イ 支障物てっ去・表層改良

当該地区の埋め土には、近隣する工事の実状から、土砂のみでなくコンクリートガラ、建設廃材等が混入している可能性があった。

当工区でも試掘の結果、地表より最大 7m 付近まで支障物の存在が確認され、次の段階で施工する山留工、地盤改良、中間杭等の工事に支障するため、これらの支障物のてっ去を行った。

施工は、バックホウ 0.7 m^3 級で掘削し、スケルトンバケット付バックホウ 0.7 m^3 級でガラ等の選別を行った。

発生した支障物には、コンクリートガラの他に多量の廃プラスチック類、金属クズ、ゴムクズ等の廃棄物が含まれており、これらの廃棄物は約 3,500 m^3 、コンクリートガラは約 1,500 m^3 であった。このうち、コンクリートガラはバックホウ（ニブラ付）で細かく破碎して場内で再利用し、その他の廃棄物は、東京臨海高速鉄道(株)、港湾局及び清掃局と協議のうえ、中央防波堤外側に産業廃棄物として処理した。

写真3-6-〇～〇に産業廃棄物発生状況の写真を示す。

開さく範囲内の地表面は、前述のように軟弱な埋戻し土であり、地盤改良等の機械施工に必要な地耐力が不足していたため、開さく範囲内の表層をセメント系固化材で安定処理を行った。目標強度は、40t/㎡の重機荷重に耐えられるものとし、固化材の添加量は改良土 1 m^3 当たり 110kg、改良深さは1.5mとした。

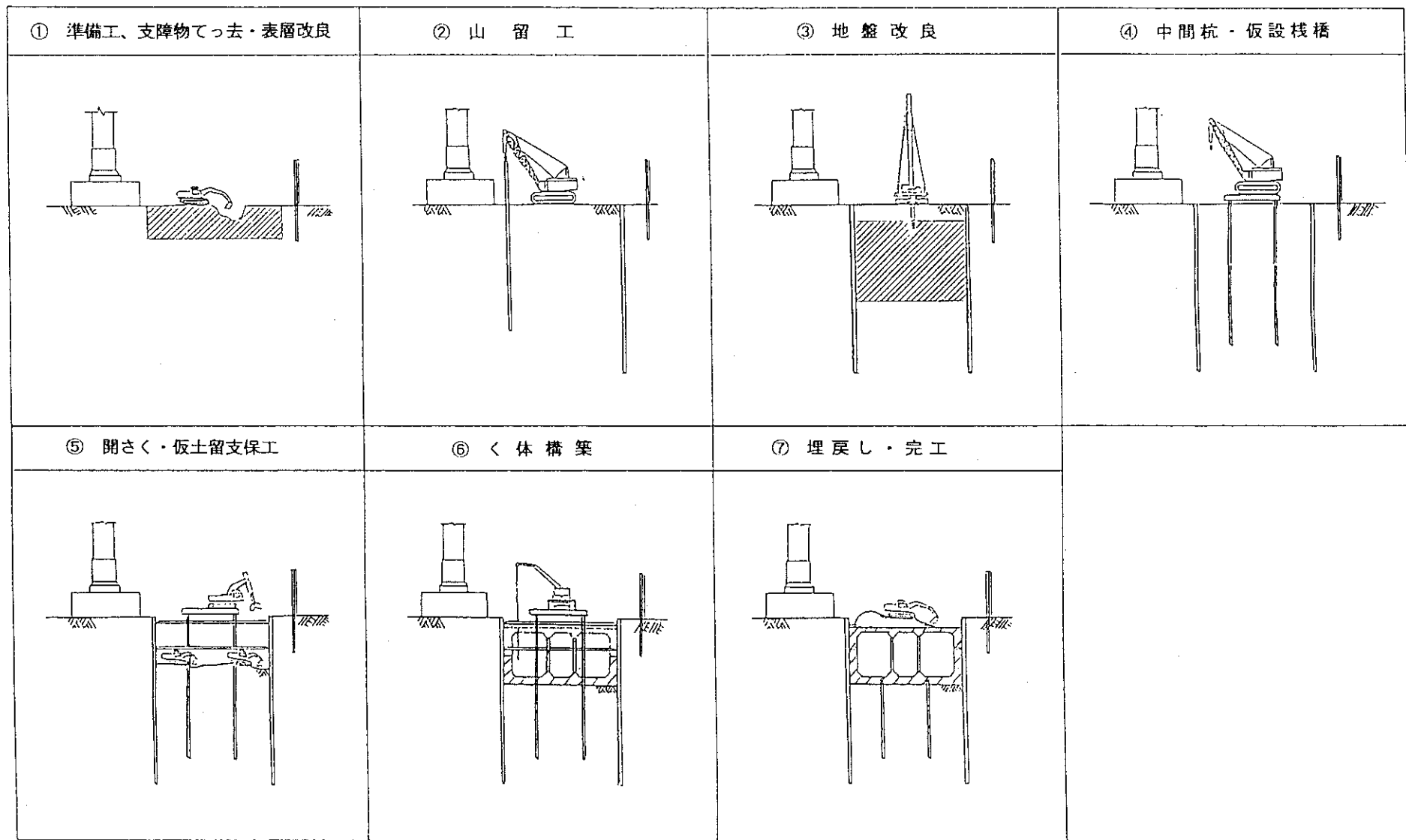


図3-6-9 施工順序図

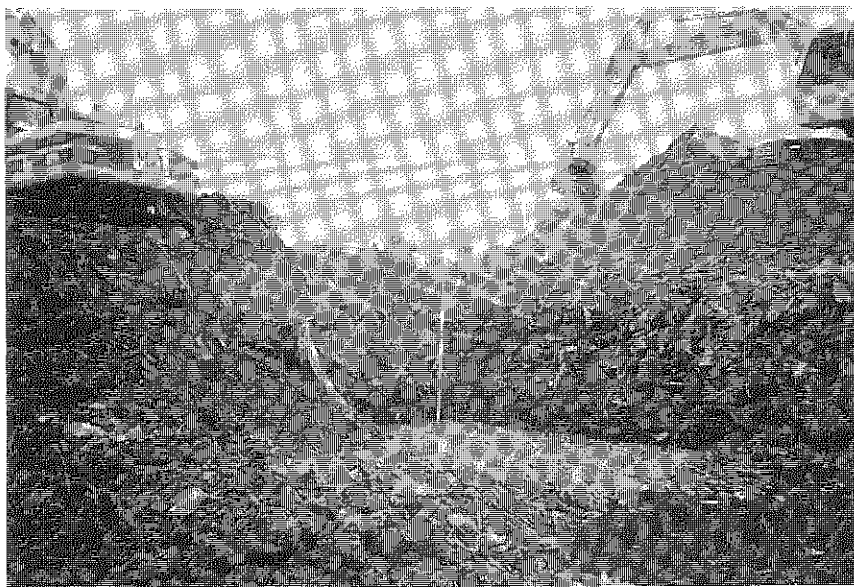


写真 3 - 6 - 5 (a) 廃棄物発生状況



写真 3 - 6 - 5 (b) 廃棄物発生状況



写真 3 - 6 - 6 発生廃棄物集積状況全景

ウ 山留工

鋼矢板は、掘さく深さによりⅢ型、Ⅳ型及びⅤ型を使用し、杭打機（クローラクレーン 80t 級）でバイブロハンマーとウォータージェットカッターを併用して施工した。鋼矢板長さは、掘削底面の「盤膨れ」対策として被圧地下水層を突き抜ける長さ $l=22.0\text{m}$ とした。また、打設した鋼矢板は、液状化対策と、引き抜きによる周辺地盤への影響を考慮して残置することとした。

エ 地盤改良

地盤改良は、一般部と新交通近接部でその改良目的により工法を変えている。
表 3—6—6 に改良目的及び工法を、図 3—6—3 に断面を示す。

表 3—6—6 地盤改良の目的及び工法

	一 般 部	新 交 通 近 接 部
目 的	掘削時のトラフィカビリティの確保 受動土圧の増加による仮土留の変位の通減 近接構造物への影響通減	
工 法	生石灰杭工法 (CP)	深層混合処理工法 (CDM) 補助 高速噴射攪拌工法 (JSG)

(ア) 一般部

一般部の地盤改良は、トラフィカビリティの確保と仮土留の変位の通減のため、改良効果及び経済性等から生石灰杭工法（ケミコパイル $\phi 400$ ）とした。

打設間隔の設定は、土性値が類似する隣接工区での試験施工結果等を参考に、ピッチ $1.4\text{m} \times 1.4\text{m}$ として施工した。

施工は、直結三点式ケミコパイル打設機により地盤中に圧入し、強度は $\tau=0.5\text{kg}/\text{cm}^2$ （平均地盤強度）、固化材の添加は、生石灰改良柱 1m 当り 163kg で行った。

強度の確認は、コアボーリングにより採取した供試体により行ったが、いずれも条件を満足していた。

(イ) 新交通近接部

新交通近接部の地盤改良は、既に施工されている新交通の基礎及び桁等の施設に悪影響を与えないよう変位を極力通減させる必要があり、工法選定にあたっては、改良効果、施工性及び経済性の検討を行い、深層混合処理工法（CDM）とした。

この工法は、地中にセメントミルクを吐出しながら軟弱土と攪拌混合し、固化体を造成する工法である。

改良強度は、その目的から掘削底面以深と掘削範囲内を区分し、掘削底面以深を仮土留の変位通減のため $q_u = 6\text{kg}/\text{cm}^2$ 、また、掘削範囲内をトラフィカビリティの確保と仮土留の変位の通減のため $q_u = 2\text{kg}/\text{cm}^2$ とし、同工法で深さにより改良材の配合を変えて行った。

山留工周辺は、深層混合処理機の攪拌翼が山留工にあたるため施工が不可能なことから、補助工法として高速噴射攪拌工法（JSG）により行った。

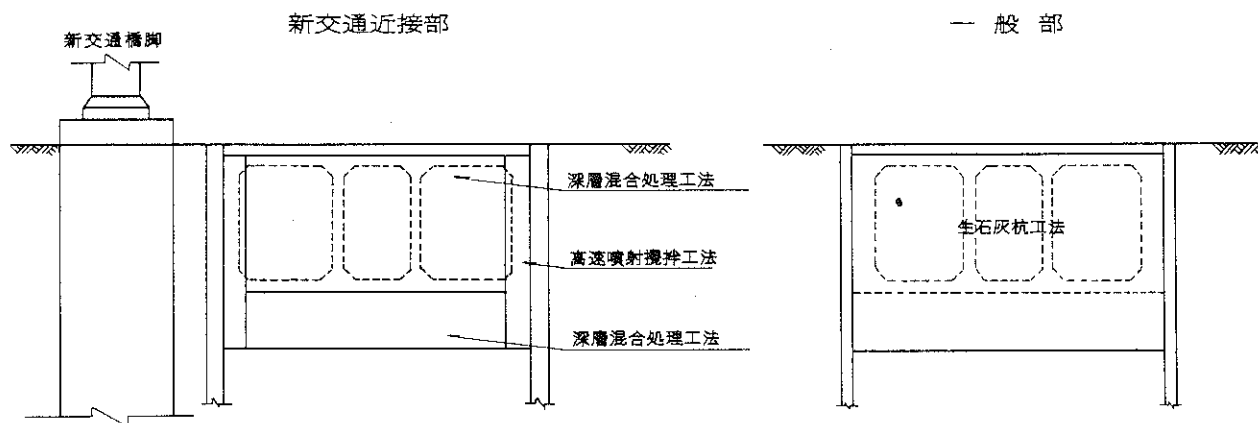


図 3—6—10 地盤改良断面図

改良径、強度、固化材の種類等は、表 3—6—7 のとおりである。なお、改良材の添加量は、室内試験により決定した。強度の確認は、コアボーリングにより採取した供試体により行い、いずれも条件を満足していた。

表 3—6—7 新交通部地盤改良諸元

工 法 別	改良径 (m)	改良強度 (kg/㎡)	固化材の種類	改良材添加量 kg
(掘削底面以深) 深層混合処理工法 (掘削範囲内)	1.0	$q_u = 6$	高炉セメント B 種	改良地山 1㎡当り 140 (W140)
		$q_u = 2$		—#— 95 (W 95)
高速噴射攪拌工法	2.0	$q_u = 10$		改良材 1㎡当り 760 (W740 混12)

オ 中間くい・仮設栈橋

中間くい、仮設栈橋の施工は、地盤改良の影響による変形を避けるため地盤改良の施工後行うこととし、三点式杭打機でオーガー穿孔し、クローラクレーン(50t級)にてパイプロハンマーを使用して行った。

カ 開さく・仮土留支保工

開さくは、1次～4次及び床付掘削の5段階で行った。

一般部の掘削は、生石灰杭で改良した地山をバックホウ及びクラムシェルにより行った。

新交通近接部の掘削は、新交通構造物への影響を与えないようセメント系による地盤改良を行ったため、掘削内の改良強度がCDM で4～5.5kg/㎡であり、また、JSG では39～41kg/㎡となった。このため、掘削機械はバックホウのみでの施工は困難であったため、補助機械としてブレーカ付バックホウを使用した。

表 3—6—5 に使用機械を示す。

表 3—6—8 掘削機械一覧

掘削順次	使 用 機 械
1 次	バックホウ 0.7級 0.2級
2 次	バックホウ 0.7級 0.4級
3 次	パイプクラム 0.8級 バックホウ0.25級
4 次	パイプクラム 0.8級 バックホウ0.4 ・ 0.2 級
床 付	人 力

土捨ては、臨海副都心開発エリア内で処理することとしており、「臨海副都心地域での残土要領」（東京都）により、臨海副都心地域内（中央防波堤内地を含む）に設けた（財）東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬出した。なお、平成5年以降は、臨海副都心開発の基盤整備事業による他企業の工事と競合し搬出に支障が出たため、一部（約7,00㎡）については、大田区城南島（（財）東京港埠頭公社管理）への搬出を行った。

仮土留支保工の設置は、土留の変位を極力抑えるため、各段とも設置前の掘削は切梁下端から0.5mとし、計算上変位の大きくなる1・2段には油圧ジャッキを使用してプレロードを加えた。新交通近接部は、油圧ジャッキの使用によるプレロードを1～3段で行った。

架設機械には、クローラークレーン30t 級とラフタークレーン20t 級を併用した。

キ く体構築

く体構築は、工区延長320.7mを15ブロックに分割し、順次切梁をてっ去しながら行った。

防水工は、く体上下面を防水シートt=3.2mm で施工し、側部は鋼矢板を残置することから、その遮水性に期待して鋼矢板とく体の間にく体コンクリートと同一配合のコンクリートを間詰めとして直打ちした。

ク 埋戻し

埋戻しは、構造物の側部は間詰めコンクリートの直打ちのため、トンネル上部のみの施工である。

埋戻し材料は、隣接工区に仮置きしていた開削発生土砂、及び一部現場内発生土を使用した。仮置きしていた土砂の一部に含水比が約60% に達するものがあり、そのまま使用することは施工上困難なため、試験施工に基づき、ブルドーザが走行可能な程度にセメント系固化材を添加し、安定処理を行って施工した。

埋戻し土の締固め度は、平板載荷試験法による K_{30} 値が30kg/㎡ 以上とした。

4 ひび割れ防止対策

地下構造物においてひび割れを防止することは、漏水、耐久性及び安全性から重要な課題となる。

本構造物のく体構築計画における、ひび割れ対策としては、以下に示す理由から側壁部に10m 程度の間隔でひび割れ誘発目地を設置し、制御するとともに、同箇所と打ち継ぎ目に止水板を設置して漏水の発生を防止することとしている。

- ・ 構造物のく体厚が大きいためコンクリートの水和熱によるひび割れ発生のおそれがあること。

- ・仮土留工を残置して間詰めコンクリートを直打ちすることから、仮土留工の凹凸などにより、体が拘束を受け、ひび割れの発生が なること。

しかし、当初設計に基づき施工したく体コンクリートに側壁部を中心として誘発目地以外の部分にもひび割れの発生が認められた。そこで、現状を調査し、データを収集するとともに、当面の対策として目地間隔、構造（欠損率）を改良した数ケースの案を選定し、試験施工を行ってその効果を調査検討した。

また、以降の施工分については抜本的なひび割れ制御対策として、次の事項について検討を行い、設計の見直しを行った。

①材料の検討

- ・超低発熱セメントの使用
- ・膨張性混和材の使用

②施工方法の検討

- ・誘発目地の改良（目地間隔、構造）
- ・パイプクーリングの採用
- ・1打設ブロックの検討

この結果、効果、施工性及び経済性を考慮して、施工途中より表3—6—9に示す設計の変更を行った。

表3—6—9 ひび割れ制御対策

		当 初 設 計	変 更 設 計
数 量		6,321 m ³	2,942 m ³
配 合 (セメント)		高炉B種	高炉B種+膨張材 (水和熱抑制型)
設 計 (誘発目地)	間 隔	10m	5m
	断 面 欠損率	10～13 %	20 % 以上

5 計測管理（新交通近接部）

既設の新交通橋脚基礎に近接した施工となるため、施工の影響による変位を計測により監視して不測の事態を未然に防ぎ、施工の安全を確保することを目的に計測管理を行った。その管理項目を表3—6—9に示す。

表 3—6—10 計測管理項目

項 目		使 用 計 器	目 的	設置箇所
山留 支保工	山 留 壁	埋設型傾斜計	施工に伴う山留壁の 変形把握	1 か所
		挿入式傾斜計		1 か所
	切梁の応力・軸力	切 梁 軸 力 計	側圧の安定性確認	3 か所
	切 梁 の 温 度	切 梁 温 度 計	切梁の温度応力把握	1 か所
新交通 橋脚	橋脚傾斜（沈下）	固定式傾斜計	橋脚の傾斜把握	1 か所
	橋 脚 水 平 変 位	トランシット	橋脚の水平変位把握	1 か所
	橋 脚 沈 下	レ ベ ル	橋脚の沈下変位把握	4 か所
	橋脚側面地盤変位	挿入式傾斜計	橋脚の傾斜把握	1 か所

図 3—6—5 に計測機器配置図を示す。また、図 3—6—○～○に各計測の結果を示す。

計測の結果、新交通橋脚に取り付けた「橋脚傾斜計」、「橋脚水平変位」及び「橋脚沈下」の変位は些少で、工事による新交通橋脚への影響はほとんど無かった。

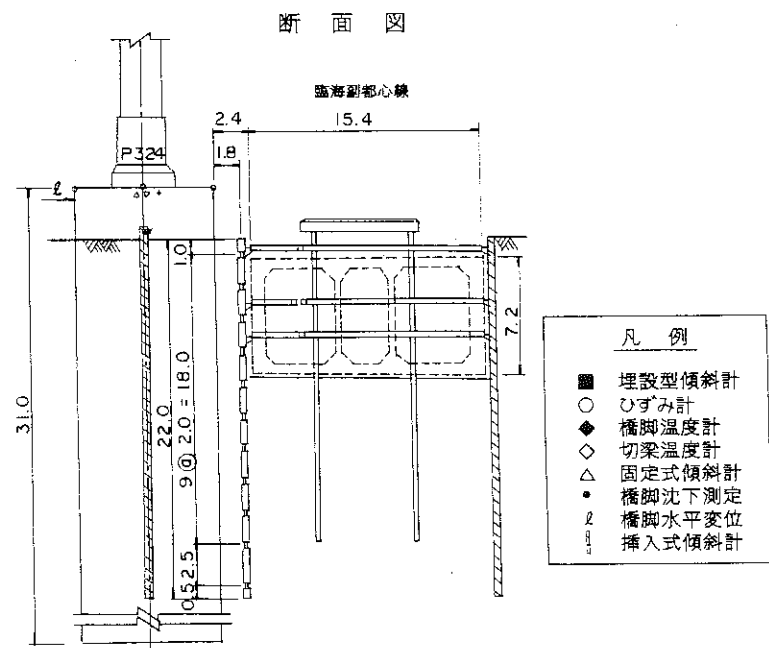
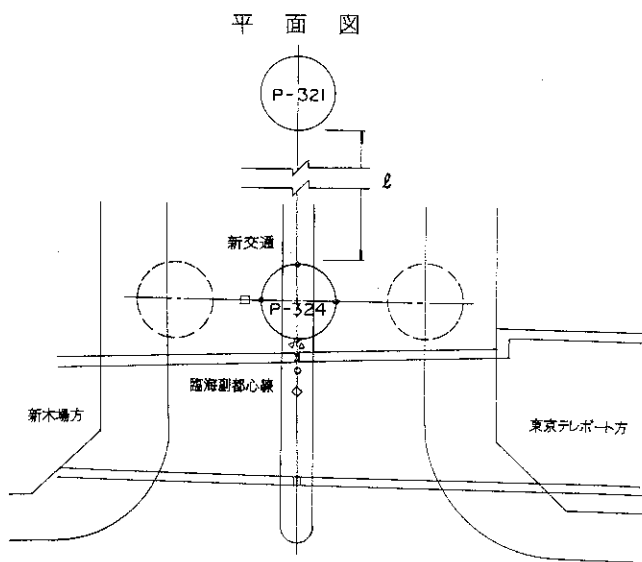
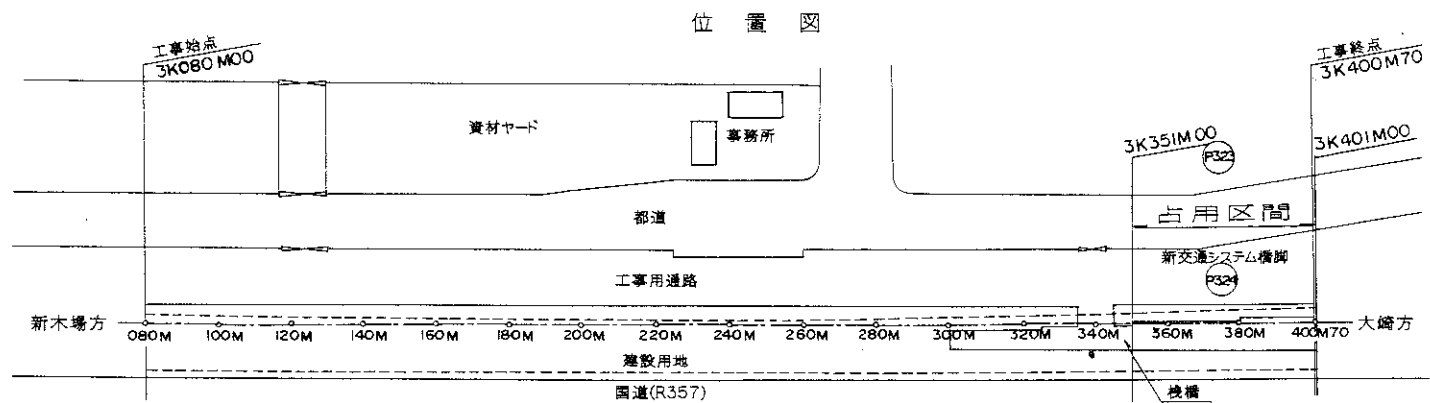


図 3 - 6 - 11 計測機器配置図

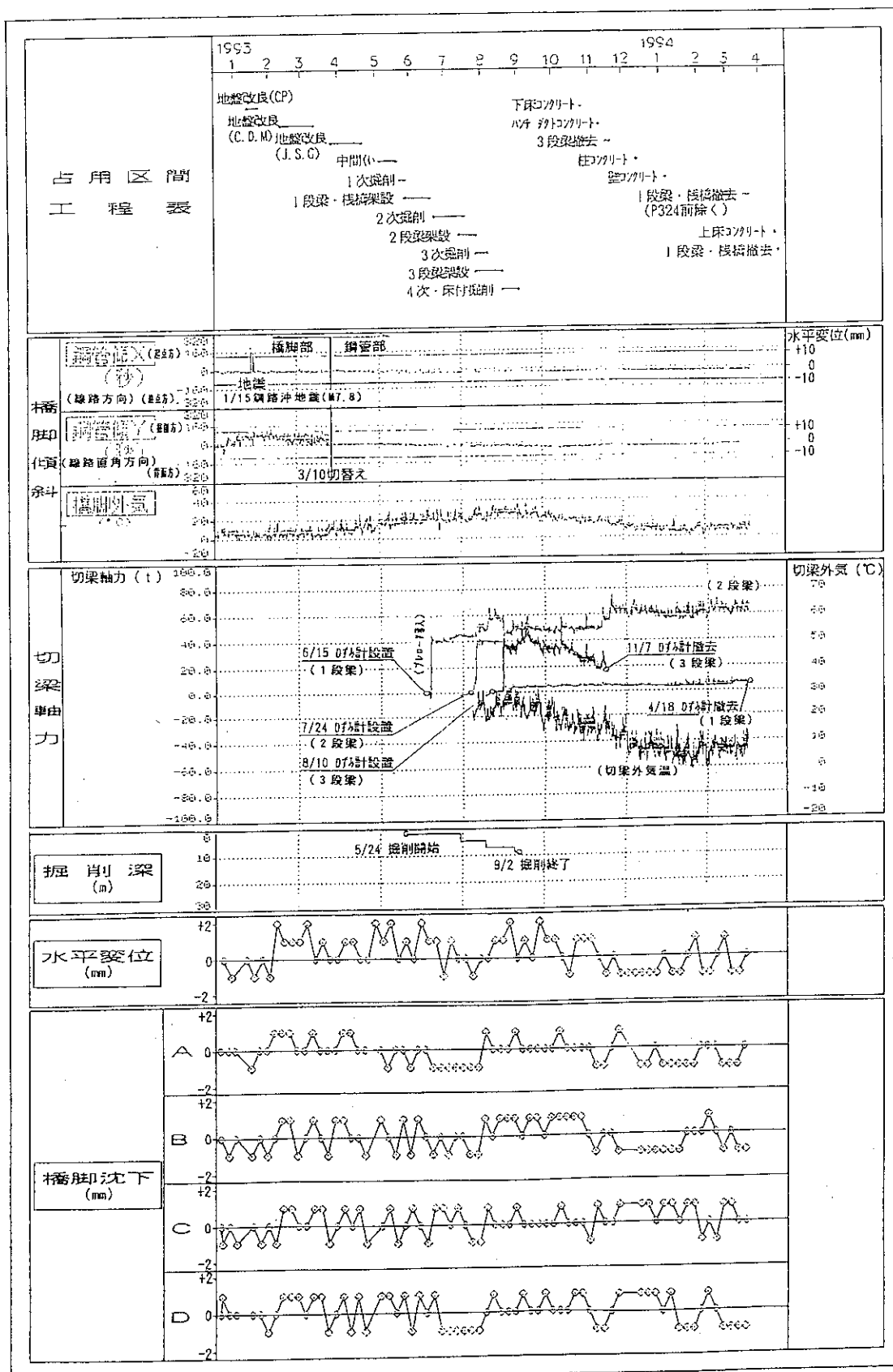
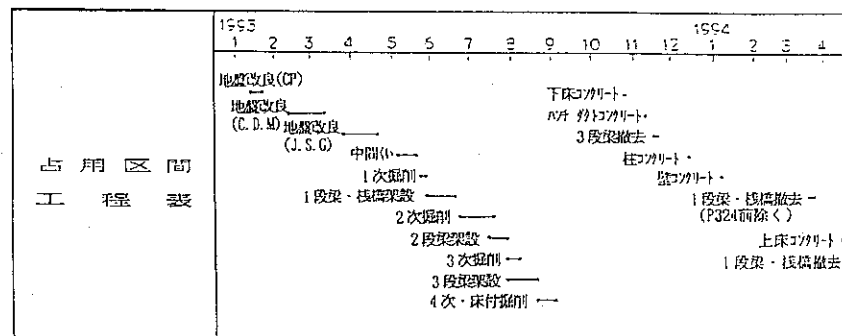
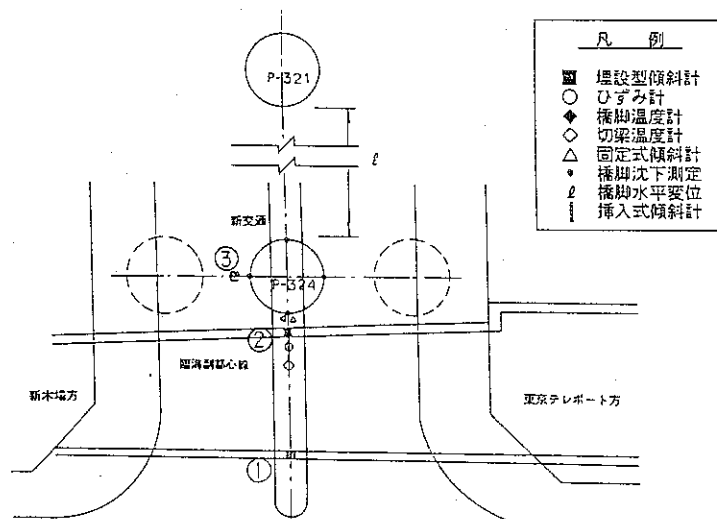


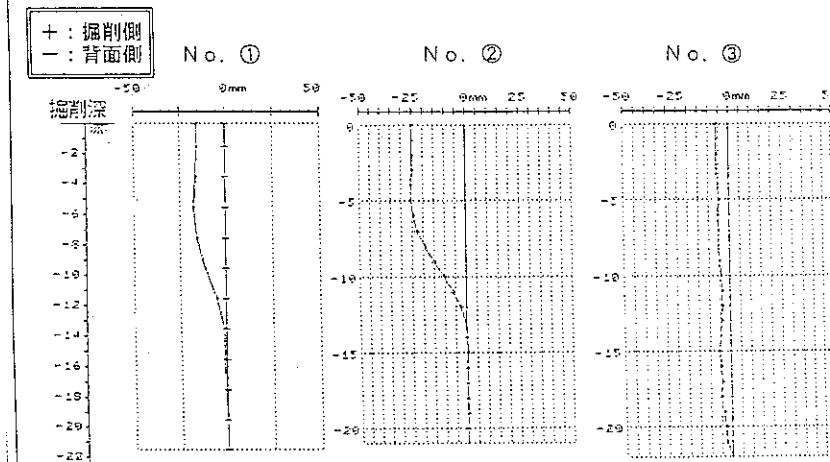
図 3 - 6 - 12 橋脚傾斜・切梁軸力・橋脚水平及び沈下経時変化図



平 面 図



1993年 3月10日 【地盤改良(C.D.M終了)】



1993年 6月17日 【1次掘削・1段梁・仮設橋架設終了】

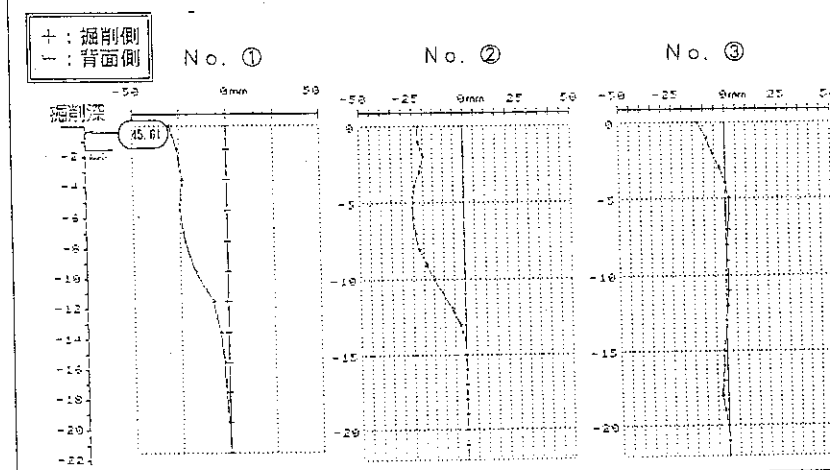


図 3 - 6 - 13 地中水平変位 経時変化図 (3の1)

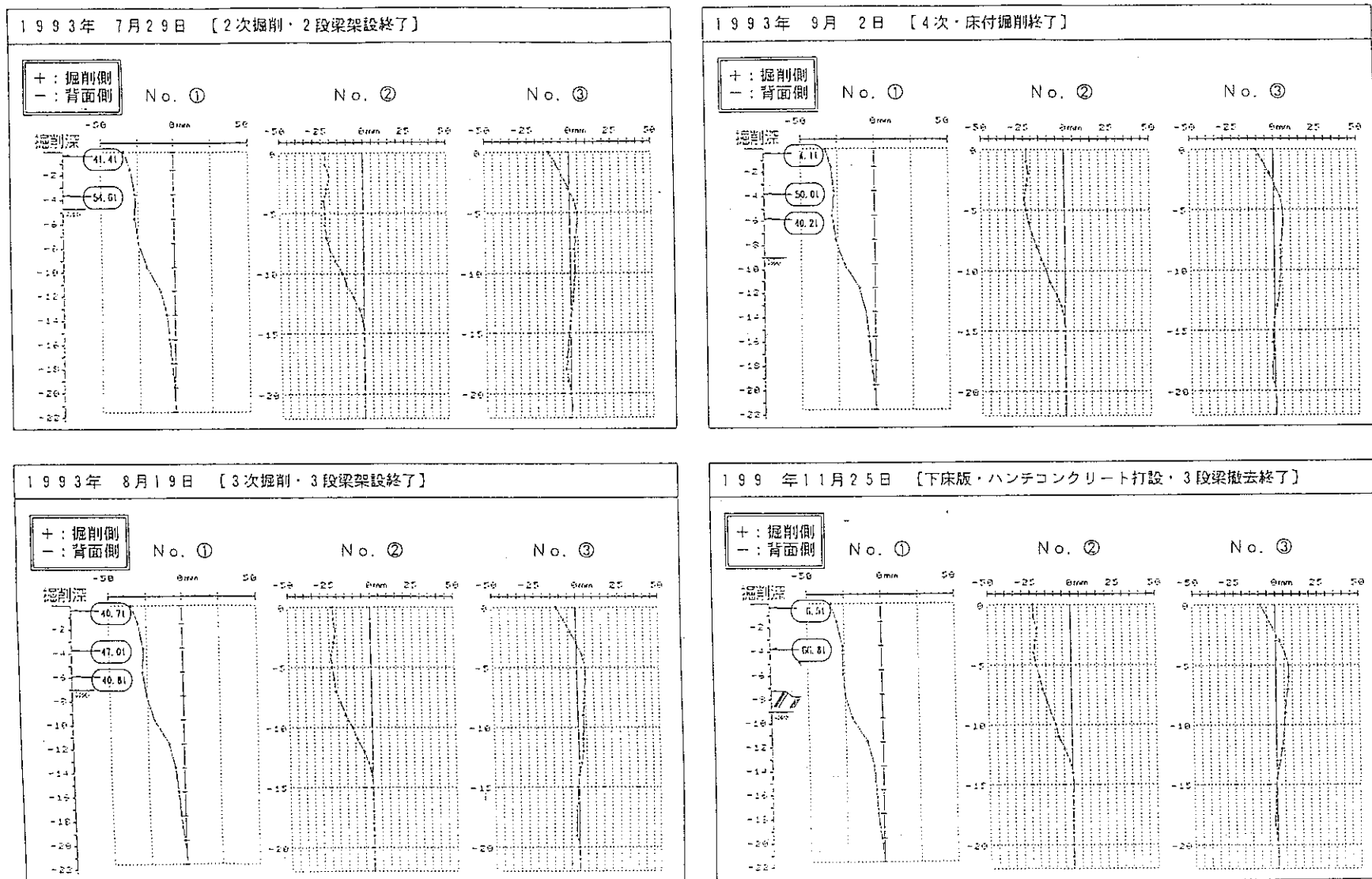


図3-6-14 地中水平変位 経時変化図(3の2)

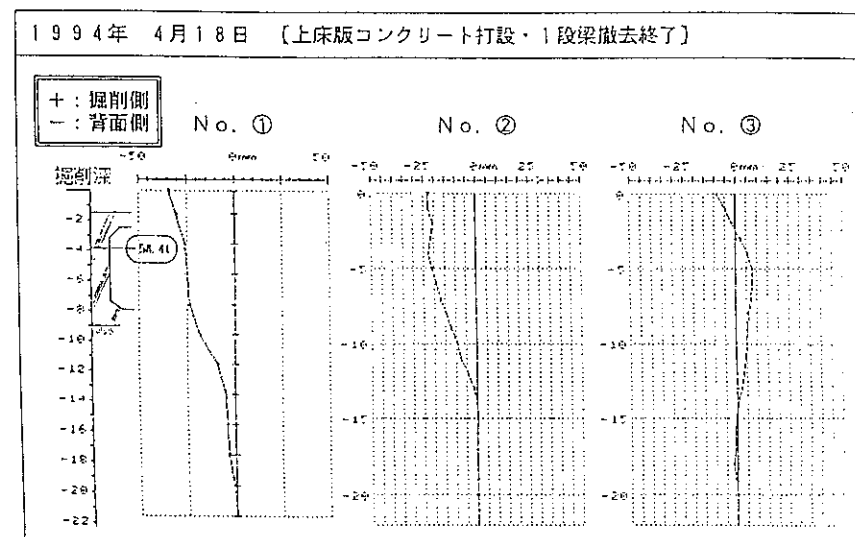
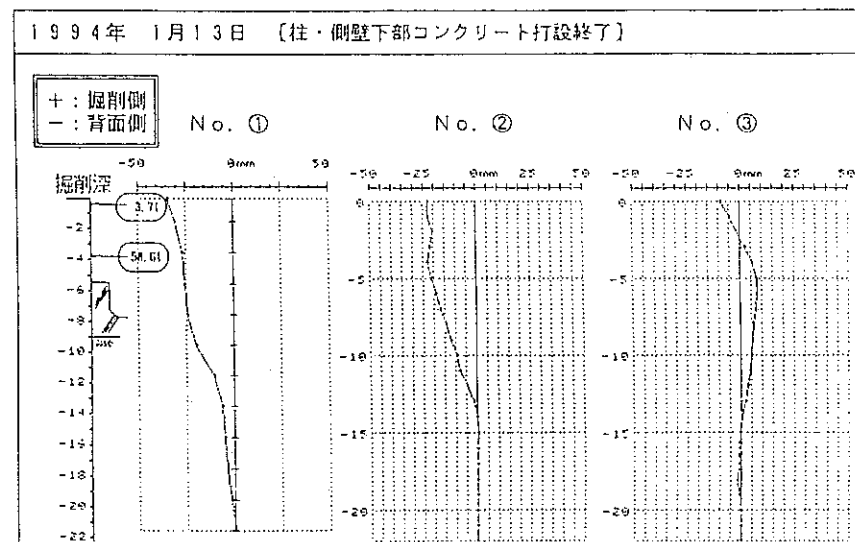


図3-6-15 地中水平変位 経時変化図(3の3)

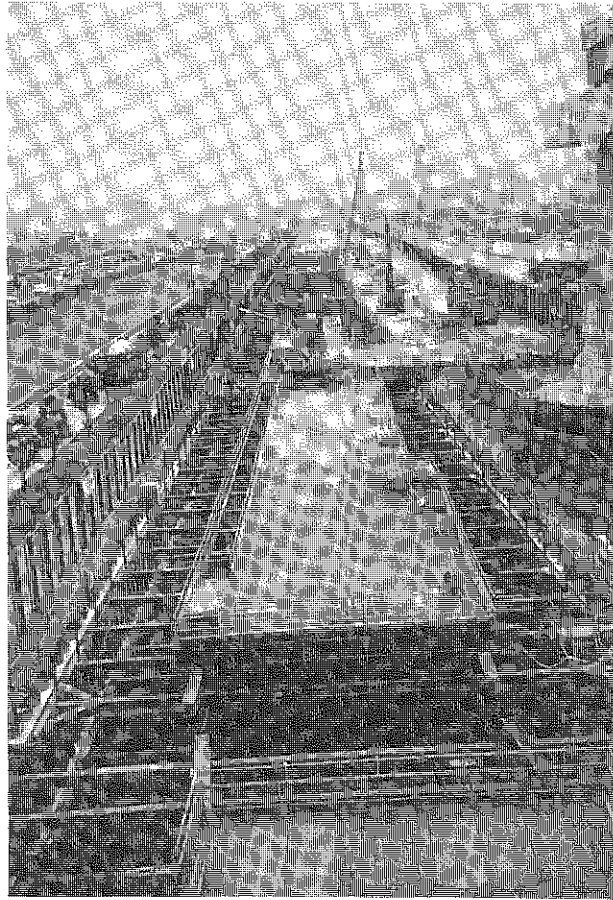


写真 3 - 6 - 7 有明T-2 開さく全景

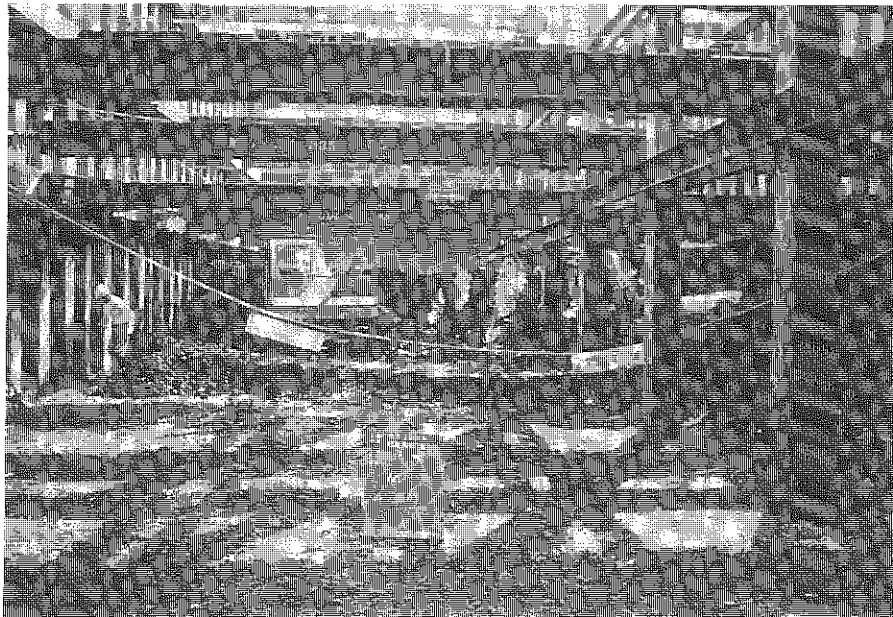


写真 3 - 6 - 8 有明T-2 開さく（坑内）

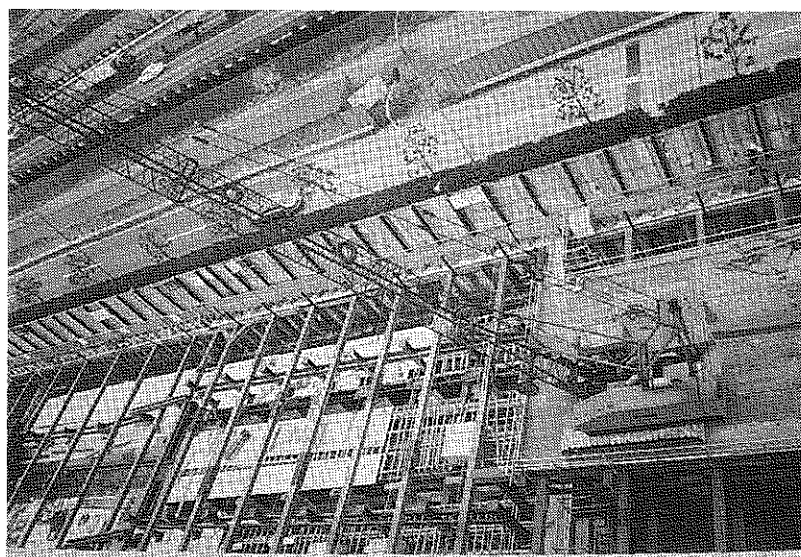


写真 3 - 6 - 9 有明 T - 2 く体構築 (上床)

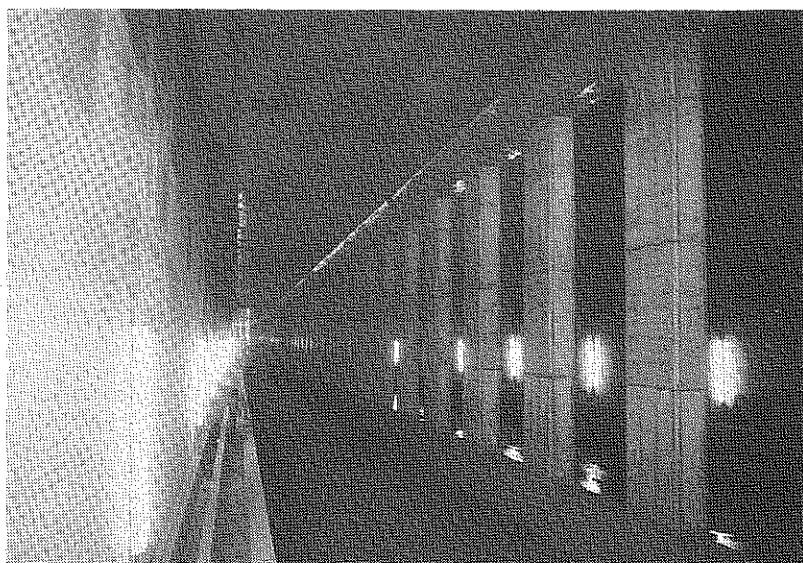


写真 3 - 6 - 10 有明 T - 2 T - 2 完成

第5節 有明トンネル第3

1. 概要

(1) 工区概要

本工区は、新木場起点 3 km630m00～4 km065m80間 ($\ell=435\text{m}80$) の開さく工事（開さく深さは、10.6～14.5m）であり、平成4年3月31日着手し、平成6年12月18日しゅん功した。

路線は、国道357号に近接・並行しており、4 km040m付近では、通称豊洲・有明埠頭連絡道路（幅40.0m）と交差する。この道路交差部では東京臨海副都心建設(株)施行の共同溝（シールドトンネル・鉄道構築下2.0mで交差）工事と同時期の施工となるため、3 km860m付近に迂回路を設置し、全面交通止めにより施工した。また、既設の洞道、上・下水道等の埋設物があるためこれらを防護しながら施工した。

工事は、複線箱型トンネル（国際展示場駅取付部一層3径間 $\ell=17.00\text{m}$ 、一般部一層2径間 $\ell=418.80\text{m}$ ）を開さく工法により構築するものである。施工内容は、その1工事では、鋼矢板工、鋼管矢板工、中間くい、仮土留支保工、地盤改良工、開さく、土捨等であり、その2工事では、く体鉄筋コンクリート、防水工、中間くいてっ去、仮土留支保工てっ去、埋戻し等である。

(2) 地質概要

現地は、昭和30年代から40年代にかけて施工されたいわゆる10号埋立地に位置し、地質は、GL-5～6m程度までは埋土層で、コンクリート塊等を多量に含むF層及び浚渫土を主体とするFc、Fs層で構成され、ほとんどがN値2以下の軟弱な地層である。GL-12m程度までが沖積層（有楽町層）で、腐食物や細砂を不規則に混入するN値0～1の非常に軟弱な粘性度層であるAc層と、N値4～6程度のゆるい細砂を主体とするAs-2層とからなっている。更にその下部、開さく床付付近以深は洪積層となっており、上から順にN値3～9程度の砂混じり粘土質シルト及び粘土質シルトで構成されるD ℓ 層（埋没立川ローム層）、N値50以上の非常に密な細砂を主体とするDs-3層（東京層）、N値5～15程度の均質なシルト質粘土及び粘土質シルトからなるDc-3層（東京層）、N値50以上の密な砂礫層であるDg-2層（東京礫層）へと続いている。

各粘土層の一軸圧縮強度は、Fc層及びAc層が0.5～0.6 kgf/cm²程度、D ℓ 層が0.7 kgf/cm²程度、Dc-3層が0.8～1.2 kgf/cm²程度を示している。また、各粘土層とも圧密降伏応力は有効応力以上であり、すべて過圧密状態にあると判断される。

なお、地下水位はGL-2m程度である。

2. 設計

(1) 仮土留工の設計について

イ 軟弱粘性土地盤（N値0～1）であるため、深い掘削土留工設計指針（案）により、弾塑性法により解析。一般的な切梁式土留工を採用する。

ロ 掘削時における土留工の許容水平変位量は、近接する国道等の沈下量を30mm程度以下に抑えることとした。このため過去の施工事例等を参考にして60mm程度とする

ハ 一般部は、土留材として剛性及び遮水性を確保するため鋼矢板VL型を使用。

ニ 豊洲・有明埠頭連絡道路との交差部は、洞道、上・下水道等の地下埋設物と交差

する箇所はH鋼杭 400による親杭式土留。道路中央部の共同溝（シールドトンネル）と交差する部分は、根入れ長が制限されており、変位や強度の面で十分な安全性を確保するため鋼管矢板φ800を使用。その他の部分は、一般部と同様に鋼矢板V L型を使用。

(2) 地盤改良の設計について

イ 一般部

- ① 本施工区間の地質は、軟弱粘性土地盤（N値0～1）であるためバックホウ及びブルドーザ等の施工機械の走行・運行に耐えうる能力（トラフィカビリティ）がない。このトラフィカビリティの確保として、平均複合地盤強度 $\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 以上の地盤改良を必要とした。工法として生石灰杭工法を採用し、使用する生石灰は、小野田ケミコ C-130と同等品以上とした。杭径及び打設ピッチは、それぞれφ400 及び1.4mである。
- ② 掘削時における仮土留鋼矢板の変形防止対策（許容水平変位量＝60mm程度）として、受働土圧を確保するため上記①と同様に平均複合地盤強度 $\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 以上の地盤改良を必要とした。工法等は、上記①と同様である。

ロ 豊洲・有明埠頭連絡道路交差部

- ① 本施工区間の地質は、一般部と同様に軟弱粘性土地盤（N値0～1）であり、施工機械のトラフィカビリティが確保できない。また、洞道、上・下水道等の地下埋設物があり、施工にあたっては、これらの埋設物に変状を与えてはならない制約がある。更に、近接する国道等の沈下に対しても一般部と同様に土留工の変形防止対策（許容水平変位量＝60mm程度）を考慮しなければならない。

以上のことから、検討の結果、一般部で採用した生石灰杭工法では、杭打設により側圧を生じることから埋設物に対して変状を与える恐れがあるため、埋設物に変状を与える恐れが最も少ないと考えられる高速噴射置換工法（C J G工法）による先行地中梁工法（改良長＝1.5m× 2段＋3.1m× 1段、改良間隔＝鋼管矢板区間4.8m、その他の区間2.4m）によることとし、複合地盤として評価した。改良径はN値から1.6m、強度は砂質土30kg/cm²、粘性土10kg/cm²である。

- ② 共同溝シールド（複円形、H＝9.1m・W＝15.6m 掘削断面積 124.3m²）との交差部については、シールド通過によって、直上の開さく土留工に生じると想定される変位及び周辺地盤のゆるみをシールド直上及び側部にシールドを囲む形で門形に地盤改良を施し、開さく土留工の鋼管矢板の根入れ不足の補完、及びシールド通過に伴う周辺地盤変位抑制対策とした。

改良範囲は、厚肉円筒理論を応用して塑性領域から求める方法を参考に、改良厚T＝3.9mとした。また、側部の改良は、下層の良好なDg－2層のシールド下端まで行うこととし、改良幅は上層改良厚にシールドと門形の隅角部の未改良範囲を少なくするためシールド掘さく断面内に一部改良部がくい込む5.2mとした。

改良方法は、現地盤条件で安定した信頼性のある改良が得られること、比較的高強度が期待できること、①と同様に近接構造物等に対する変位の影響が少ないこと、鋼管矢板の根入れ不足に対する受働側地盤の強度増加対策に有効であること、等を考慮し、①との施工上の連続性も勘案して高速噴射置換工法（C J G工

法)を採用した。改良径及び強度は①と同様である。

- ③ 洞道、上・下水道等の地下埋設物と交差する箇所の親杭式土留工については止水対策として、また、親杭間隔が広くなる箇所については止水及び土圧低減対策として背面側に①と同様に近接構造物等に対する変位の影響が少ない工法である高速噴射置換工法(C J G工法)で地盤改良を行った。改良径及び強度は①と同様である④ 有明洞道下については、止水及び地盤強化対策として薬液注入を施工した。工法は、洞道に変状を与えないよう薬液注入の中でも信頼性の高い2重管ダブルパッカー工法を採用した。

(3) 箱型トンネルの設計について

イ 応答変位法による。

ロ 浮上がりに対する検討。(H. W. L : TP + 2. 35)

ハ 下床版付近で地層が沖積層から洪積層に変化するため、地盤変動による影響を考慮。

ニ 地盤に対する検討。

ホ 縦方向の検討。

ヘ 荷重の組合せと許容応力度の割増係数

常 時	ケース①	死荷重+活荷重	割増係数	1. 0 0
地震時	ケース②	死荷重+地震時荷重	割増係数	1. 2 0

(4) 箱型トンネルの仮土留工との離隔について

イ 構造物の配筋に支障しない範囲まで仮土留工を離し(40cm)、コンクリートを直打。(掘さく及び型枠組立作業量の減少により、工期短縮が図れる。)

(5) 仮土留工の存置について

イ 側部埋戻し及び仮土留工引抜きによる、近接国道への影響を軽減させる。

ロ 液状化対策として液状化層を固定し、液状化発生の軽減を図るとともに、仮土留によって周辺からの過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みを遮断する。

ハ 将来整備計画の盛土荷重載荷時に生じる周辺圧密沈下による構造物への影響を軽減させる。

3. 施 工

(1) 一般部の施工

イ 準備工

① 工事現場の周囲に防護堀(H=3.0m)を設置して第3者の安全に配慮するとともに、防護堀には彩色を施し、建設現場のイメージアップを目指した。

② 工事現場内の不陸整正後、工事用通路の施工に入るが、現地は軟弱地盤のため、あらかじめ地耐力試験を実施した。その結果、地耐力(TL-20)が不足したためセメント系固化材を1㎡当たり70kg添加し、深度0.5mまで路床改良を施工した。

③ 仮土留鋼矢板、中間くい及び地盤改良(生石灰杭工法)の施工に先立ち、これらの施工に支障する埋立土層内(GL-4m程度)のコンクリート塊等をスケルトンバケット付きバックホウでてっ去し、その後、重機械の地耐力(40t/㎡)を確保するため、工事用通路と同様にセメント系固化材で開さくエリア内の表層改良を施工した。改良深度は、1.5mで、固化材添加量は120kg/㎡である。

ロ 鋼矢板・中間くい工

- ① 鋼矢板は、VL型を使用し、長さは18.0～20.5mとした。打設工法は、鋼矢板の根入れ部分にN値50以上の砂質土層があるため、通常のバイプロ工法では打込みが困難と判断し、ウォータージェット併用のバイプロ工法とした。
- ② 中間くいは、H形鋼 300を使用し、長さは起点方の工事用栈橋部21.0m、3km 860m付近の付替道路（迂回路）部16.5m、その他は掘さく深度に従い12.0～14.5mである。打設工法は、N値により判断し通常のバイプロ工法及びウォータージェット併用のバイプロ工法とした。

ハ 地盤改良工

- ① 軟弱な掘さく地盤のトラフィカビリティの確保及び仮土留鋼矢板の変形防止対策として、生石灰杭（ケミコパイルφ 400）を施工するが、事前に改良強度の確認をするため、打設ピッチを変えて試験施工を行った。打設ピッチの種類は、1.2m、1.4m及び1.6mの3種類である。試験の結果、所定の改良強度は原設計の1.4mで得られることを確認した。
- ② 施工は、改良柱1m当たり $163\text{kg} \times 1.03 = 168\text{kg}$ の固化材（生石灰）を直結3点式ケミコパイル打設機により地盤中に圧入した。施工数量は、改良長 $\ell = 10.0 \sim 12.5\text{m}$ /本 $\times 2,507$ 本 $= 28,718.5\text{m}$ で、作業は2編成で施工した。
なお、施工後に地盤面の盛り上がりが20cm程度生じた。

ニ 掘さく・土捨工

- ① 掘さくは、1次掘削をバックホウにより、それ以深の2～5次掘さくは、油圧パイプクラムシェルと補助機械（ショートリーチバックホウ）により施工した。施工数量は、60,422.9 m^3 である。
- ② 土捨は、臨海副都心開発エリア内で処理するという原則の基に、東京都作成の「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、臨海副都心地域内（中央防波堤内地を含む。）に設けた財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬入した。
なお、平成5年1月以降は、臨海副都心開発の基盤整備事業による他企業の工事と競合したため、残土置場への搬入に多大な時間を要し、工事工程にも影響を与えた。このため、工事現場内に一時仮置するなどの処置を要した。
なお、一部（約 6,200 m^3 ）については、協議により中央防波堤内地にある東京都建設残土再利用センターへ搬入した。

ホ く体構築・防水工

- ① 臨海副都心線のボックストンネルの駅部及び一般部ともに、く体構築後の仮土留の扱い、く体の防水工、く体の鉄筋コンクリートの鉄筋許容応力度等については、以下の前提条件に基づき、設計を行った。
 - 1) 構造物の概ね側部に位置する沖積層の砂質土が、地震時に液状化する可能性があることから、液状化による周辺からの過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みによる構造物の浮き上がりと沈下を、仮土留工を残置することで構造物と液状化地層を遮断し、構造物の安定化を図る。
 - 2) 国道 357号等と並行・近接しているため、矢板引き抜き時における地盤沈下の防止や将来整備計画の盛土荷重載荷時に生じる周辺圧密沈下による構造物へ

の影響を軽減させるためにも仮土留工を残置することとした。

3) 仮土留工の残地に伴い、トンネルの防水工や開さく幅等については、経済比較や工期短縮等を踏まえて検討し、次のとおりとした。

- ・ 防水工は、上床版と下床版はシート防水を施工することとし、側部は鋼矢板及び鋼管矢板を残置すること、仮土留とく体間は直接本体と同配合のコンクリートを打設することから、相当の遮水性が期待できるとして防水工は施工しないこととした。
- ・ トンネルの開さく幅は、仮土留工を残置することから、く体の配筋と腹起し等を考慮してく体から仮土留工までの最小離隔を40cmを基本とし、開さく幅を設定した。

4) く体鉄筋コンクリートの設計計算においては、く体全周について防水工を施工するものとして、鉄筋の許容引張応力度は $2,000\text{kgf/cm}^2$ (SD345) とした。

5) 仮土留工残置区間の側壁鉄筋コンクリートは、仮土留矢板の凹凸による背面拘束やコンクリートの温度及び乾燥収縮の応力によりひびわれの発生が懸念されることから、10m程度の間隔でひびわれ誘発目地を設けてひびわれを制御するとともに、同箇所止水板を設置して漏水の発生を防止することとした。

以上のような当初設計に基づき、く体鉄筋コンクリートの構築を行っていたが、側壁部に当初設計の誘発目地以外の箇所に多数のひびわれ発生が認められた。そこで当面の対策として、目地間隔及び目地の構造（断面欠損率）を改良して試験施工を行い、その効果を調査するとともに、未施工区間のひびわれ対策の検討を行った。

試験施工箇所では、当初設計と比較すると目地間隔の縮小と断面欠損率の増加に伴い、誘発目地部以外のひびわれ発生は減少しているが、誘発目地間隔を 3～5m、目地の断面欠損率を20%以上確保しても誘発目地部以外へのひびわれ発生が認められた。従って、目地間隔の縮小と断面欠損率の増加で完全にひびわれを制御可能な状態にするには至らなかった。また、ひびわれ幅については、最大で0.2～0.5 mm程度のものも発生しており、この値については当初設計と試験施工とは顕著な差は認められなかった。

ひびわれ発生原因の推定については、前述したとおり、仮土留壁（SP・SKY）は液状化対策、周辺地盤変状防止、工期短縮等を考慮して残置することとしており、く体側壁コンクリートは、側壁本体から仮土留壁まで一体で打設することになっている。このため、側壁部コンクリートの部材厚さが115～160 cmとなり、土木学会コンクリート標準示方書で定義する「マスコンクリート」の範疇に入り、セメントの水和熱の蓄積により内部温度はかなり上昇し、さらにコンクリートの背面は、仮土留壁の凹凸により大きな拘束を受けていることになる。従って、こうした内部と表面の大きな温度差による内部拘束応力と以降の冷却によるコンクリートの収縮変形が仮土留壁の拘束を受けることにより、ひびわれが発生したものと推定される。

ひびわれ対策としては、「マスコンクリートの温度ひびわれ」の制御前提として、設計条件、生コンクリートプラントの対応性、工事工程への影響等を踏まえ

て現実的に対応可能な対策を選択し、その各対策について東京テレポート S t 工区を代表例として温度応力解析し、対策の有効性の評価を行った。

検討の結果は次のとおりである。

1) ひびわれ誘発目地間隔の縮小

誘発目地間隔を2.5mに縮小した場合、ひびわれ指数は改善されるが、構造的弱点が増大するので5.0m程度を基本とする。

2) 配合の変更

a 高性能 A E 減水剤の使用

若干の改善効果はあるが、効果は少ない。

b 中庸熱ポルトランドセメントの使用

若干の改善効果はあるが、強度発現が遅いため工程上の問題を生じる。

c 超低発熱セメントの使用

改善効果はあるが、強度発現が遅いため工程上の問題を生じる。

d 水和熱抑制型膨張材の使用

顕著な改善効果があり、超低発熱セメントのように管理材令の問題もない

3) パイプクーリング

前ピークひびわれ指数（表面ひびわれ）は改善されるが、後ピークひびわれ指数（貫通ひびわれ）の改善効果は少ない。

以上から、臨海副都心線のボックスカルバートンネルのひびわれ対策として種々の条件、ひびわれ対策の効果、工程の問題、経済性等から水和熱抑制型膨張材を使用した膨張コンクリートを施工した。（下床版・中柱を除く。）

なお、く体鉄筋コンクリート総数量（設計数量）12,528.2m³の内、膨張コンクリートの施工数量は2,622.4 m³である。

- ② く体鉄筋コンクリートの施工は、工期等を考慮して1ブロック長を30mとした。また、打設は、すべてコンクリートポンプ車である。

ハ 埋戻し工

- ① 埋戻し土は、土捨と同様に臨海副都心開発事業により発生した残土を原則として使用し、「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場から搬入した。

- ② 搬入土について、あらかじめ土質試験を実施した結果、埋戻し土としては軟弱であり、強度不足であったため、施工機械のトラフィカビリティ及び所定の土の締固め度（平板載荷試験法によるK₉₀値5kg/cm²以上）を得るため、セメント系固化材を1m²当たり50kg添加した。なお、施工数量は23,151m³である。

- ③ 埋戻しの施工に当たっては、所定の締固め度を得るため、締固め厚さ、施工機械の締固め回数等を事前に試験施工して定め、本施工に入った。

ト 後片付け工他

- ① 工事用通路は、東京都港湾局との協議によりアスファルト舗装部分を産業廃棄物としててっ去し、処理した。

- ② 近接する国道 357号の歩道部にクラック等の変状が若干生じたため、建設省と協議を行い、補修を行った。

(2) 豊洲・有明埠頭連絡道路交差点の施工

イ 準備工

- ① 開さく工事に伴う全面交通止め（フェリー埠頭第一交差点～フェリー埠頭第三交差点）を道路管理者及び警視庁の許可を得て、平成5年3月14日から実施した
- ② 工事に支障する東京電力、N T T、上・下水道及び信号機の移設・てっ去等は、協議に基づき施工した。
- ③ 道路下の各種埋設物の位置確認を行うため、試掘を施工した。なお、下水道管φ1,000については、埋設位置が深く、施工上、地下水位を低下させる必要が生じたため、ウェルポイント工を施工した。
- ④ 仮土留工及び地盤改良に支障する埋立土層内（GL-4m程度）のコンクリート塊等は、スケルトンバケット付きバックホウでてっ去した。

ロ 仮土留工

- ① 道路中央部は、東京臨海副都心建設(株)施行の共同溝（シールドトンネル、複円形、H=9.1m・W=15.6m 掘削断面積 124.3㎡）と構築下2.0mで交差するため、根入れ長が制限された。仮土留は、鋼管矢板φ800で、長さは16.0m、34本である。施工は、国道や埋設物等に変状を与えないよう中掘圧入工法とした。
- ② 洞道、上・下水道等の地下埋設物と交差する箇所は、400Hで長さ18.5mの親杭式土留工で、施工は、①と同様に国道や埋設物等に変状を与えないようアースオーガ併用機による圧入工法とした。
- ③ その他の地下埋設物に支障しない区間は、鋼矢板V L型長さ18.5mを使用し、施工方法は、②と同様にアースオーガ併用機による圧入工法とした。なお、間隔300Hの施工も同工法である。

ハ 地盤改良工

- ① 掘さく地盤の施工機械のトラフィカビリティの確保及び土留工の変形防止対策としての先行地中梁、親杭式土留工の止水及び土圧低減用、また、共同溝シールドの掘さく途中における通過及び鋼管矢板の根入れ不足の補強対策として、高速噴射置換工法（C J G工法）による地盤改良を施工した。施工数量は、改良径1.6mで延長5,486.3mである。

施工機械の編成は、工程上から4編成とし、作業は昼夜間2方施工とした。施工に伴う排泥廃液の処理は、一部（約10,000㎡）については現場内に固化ピットを設置して固化し、臨海副都心地域内の残土置場は満杯で搬入が困難であったため、大田区城南島の財団法人東京港埠頭公社が管理する残土受入れ基地へ搬入し捨土として処理して経済化をはかった。その他の排泥廃液（約24,000㎡）は、産業廃棄物として処理した。

改良強度の確認は、ボーリングにより試料を採取し、土質試験で所定の強度に達していることを確認した。

- ② N T T・東京電力の共同溝である有明洞道の下部については、止水及び地盤強化対策として、洞道に変状を与えないよう薬液注入の中でも信頼性の高い2重管ダブルパッカー工法で施工した。注入材は、溶液型無機浸透タイプで、ゲル化時間は5～10分とした。注入量は165㎡である。施工に当たっては、計測記録をみ

ながら慎重に施工したが、洞道に若干の隆起を生じさせた。これについては、管理者と立会い、洞道内の状況等に変化がなかったため、問題なしとの回答を得ている。なお、作業は工程上、昼夜間2方とした。

ニ 掘さく・土捨工

- ① 掘さくは、1次掘削をバックホウにより、それ以深の2～6次掘さくは、油圧パイプグラブと補助機械（ショートリーチバックホウ及び先行地中梁・根入れ補強地盤改良取壊し用ブレイカ）により施工した。施工数量は、10,274.8 m^3 である。なお、共同溝シールドトンネルの施工事業者と工程調整した結果、鉄道側の施工を開さく深さ約7mの3段切梁設置の状態で一時中断し、シールドの通過後、掘さくを再開した。
- ② 土捨は、一般部と同様「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬入を予定していたが、残土置場が満杯状態で受入れが困難であったため、財団法人東京港埠頭公社が管理する大田区城南島の残土受入れ基地へ搬入した。

ホ 埋設物防護工

- ① 東電管路、上・下水道管については、協議により管理者の立会いを受け、吊り防護により施工した。
- ② 有明洞道については、協議により鋼管杭 $\phi 600$ 及び400H杭によるアンダーピニングで施工した。杭の打ち込みは、洞道に変状を与えないよう中掘圧入工法とした。仮受ジャッキは、100t $\times$ 6台及び20t $\times$ 6台を使用した。

ヘ 共同溝シールド通過・有明洞道計測工

- ① シールド通過に伴う開さく土留工の挙動を把握し、その施工の安全を確保するため、各種の計測機器による計測管理を実施した。計器は、鋼管矢板、切梁及び切梁支持杭に固定式傾斜計32台、土圧計8台、水圧計6台、沈下計6台、切梁軸力測定としてひずみ計10台及び切梁温度計を使用した。

計測内容は、鋼管矢板と中間杭の相対沈下量 δ 、切梁軸力N、鋼管矢板の曲げモーメントMとし、それぞれに管理基準値を設定し、施工管理を行った。

1) 鋼管矢板と切梁支持杭との相対沈下量； δ

鋼管矢板と切梁支持杭との間に発生する相対沈下量は、曲げモーメントとして切梁に付加されるので、設計最大軸力作用時に許容される相対沈下量 $\delta = 2.47\text{cm}$ を求め、これを管理基準値とした。土留工の挙動は、シールドマシン先端との離隔が約22mの時点で鋼管矢板に影響が現れ、シールドの接近に伴って鋼管矢板、中間杭に0.5～1.5mm隆起する現象が見られた。その後、シールド通過前後から沈下傾向に変わり、最大で8mmの沈下が生じた。この結果、鋼管矢板と中間杭の相対沈下量の最大値は5mm程度、で管理基準値の20%であった。また、各測点の沈下量に大差はなく、その挙動は同傾向を示していることから、鋼管矢板と中間杭は地盤改良により一体化された結果と考えられる。

2) 切梁軸力

土圧・水圧の増減が少なかったことから、切梁軸力の増減は外気温の影響が大きく、シールド掘進による影響はほとんど無いものと思われた。切梁軸力の

実測最大値は30.9t/本であり、管理基準値に対し48%であった。

3) 鋼管矢板の曲げモーメント；M

鋼管矢板の応力には、開さくの全工程を通じて発生する最大曲げモーメントに対し若干の余裕があるが、シールド通過時における設計曲げモーメントにこの余裕を加算した値 $M=39.42\text{tm}$ を管理基準値とした。土留工の挙動は、シールドマシン先端との離隔が約29mの時点で鋼管矢板の曲げモーメントに影響が現れ、シールド通過までに本線左側で最大約15tmの変化が観測されたが、本線右側では前者の1/3～1/5程度であった。これは、シールド掘進に伴う周辺地盤の緩みの波及が地盤改良により遮断された結果と考えられる。また、鋼管矢板根入れ部付近は、負の曲げモーメントが増加傾向にあるが、これも地盤改良により杭体が固定に近い状態にあることが窺われる。なお、曲げモーメントの実測最大値は27.7tmで、管理基準値の70%であった。

非常に軟弱で地下水位の高い厳しい地盤条件下の施工であったが、双方の工事は無事終了し、事前の地盤改良による防護対策工並びに施工の安全を確保するための計測管理が妥当であったことが確認された。

② 工事施工中の有明洞道の計測については、NTT及び東京電力㈱との協議によりNTTに施行委託し、管理基準値についてもNTTの基準によった。

管理基準値は、仮受防護工完了前の沈下については $\pm 10\text{mm}$ 、傾斜については ± 10 分で、仮受防護工完了後の沈下については $\pm 5\text{mm}$ 、傾斜については ± 5 分である。

1) 沈下について

沈下計5台を洞道内に設置して測定したが、地盤改良工（薬液注入工・CJG工）の施工により最大変位量7.5mmを生じた。仮受防護工完了後は管理値以内に収まり問題ない値であった。

2) 傾斜について

傾斜計7台を洞道内に設置して測定したが、仮受防護工完了前及び完了後を通じ最大値で3.0分であり、管理値以内に収まり、問題ない値であった。

ト く体構築・防水工

く体構築・防水工については、一般部の施工と同内容であるが、親杭式土留工区間のく体側部の防水工については、防水パネル（ボルクレイパネルⅠ型・耐塩水用）を横矢板に張り付け、施工した。数量は407.3 m²である。

チ 埋設物受防護工

洞道、上・下水道管については、協議により、軟弱地盤であるため、鋼材またはコンクリートによる受防護とせず、発砲モルタルによる施工とした。なお、設計基準強度は3 kgf/cm²で、生比重は1.05以上である。配合は1 m³当たりセメント143 kg、水 172kg、細砂 715kg、起泡剤2.01kgとした。東電管路については、協議により、梯子胴木工で施工した。

リ 埋戻し・道路復旧工他

① 埋戻し材料は、建設省に提出した施工計画書により、山砂を使用し入念に締固めた。施工数量は、3,481 m³である。なお、締固め度は、現場CBR試験法によ

る設計 C B R 3 以上とした。

- ② 道路復旧は、道路管理者（建設省・東京都）との協議により、原形復旧を基本として施工した。なお、路床土については、所定の C B R 値 8 を得るため、セメント系固化材を山砂に 1 m³ 当たり 50 kg / m³ 添加した。
- ③ 協議により仮土留工を GL - 3.5 m の位置まででっ去する施工は、鋼管矢板については水中切断機により、また、H 鋼杭及び鋼矢板は盛替梁を施工、しランサー工法にて切断した。
- ④ 全面交通止めの開放日は、平成 6 年 10 月 23 日であり、道路交差部の施工期間は約 19 ヶ月を要した。

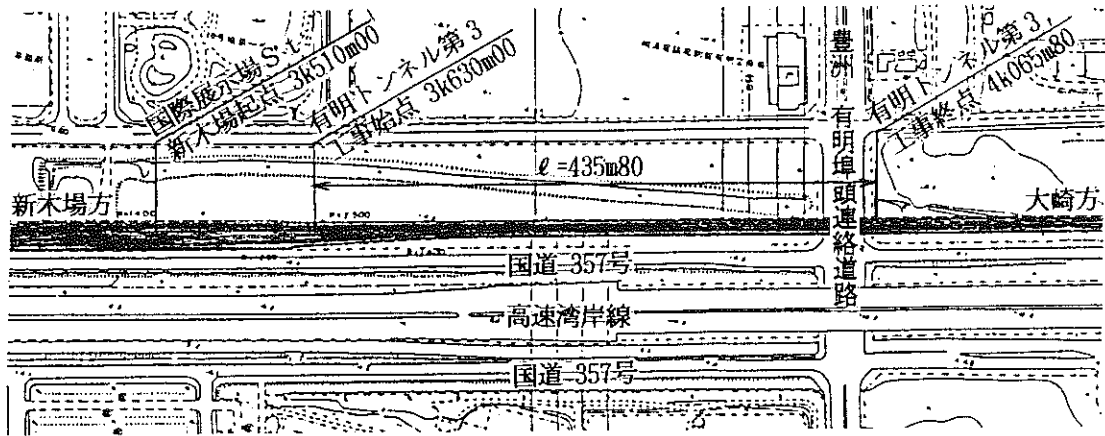


図 3-6-16 線路平面図

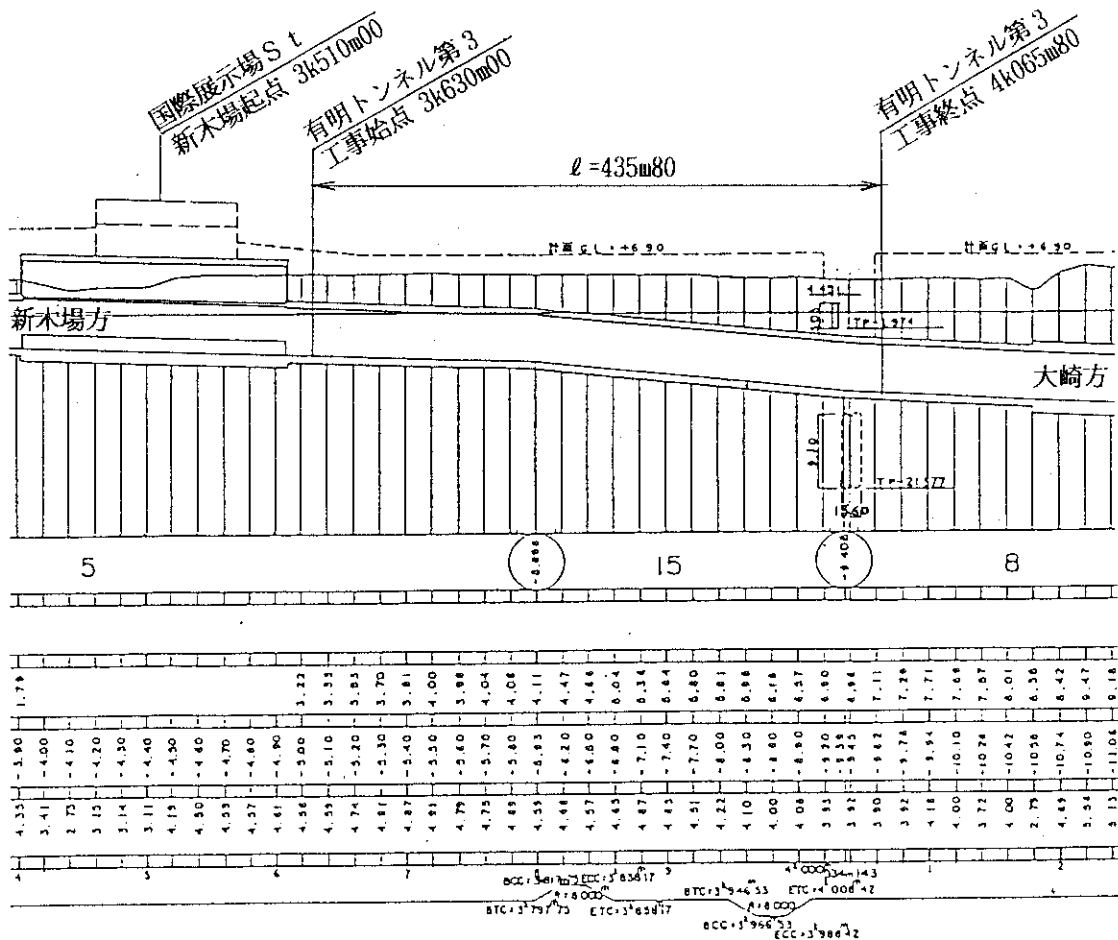


図 3-6-17 線路縦断面図

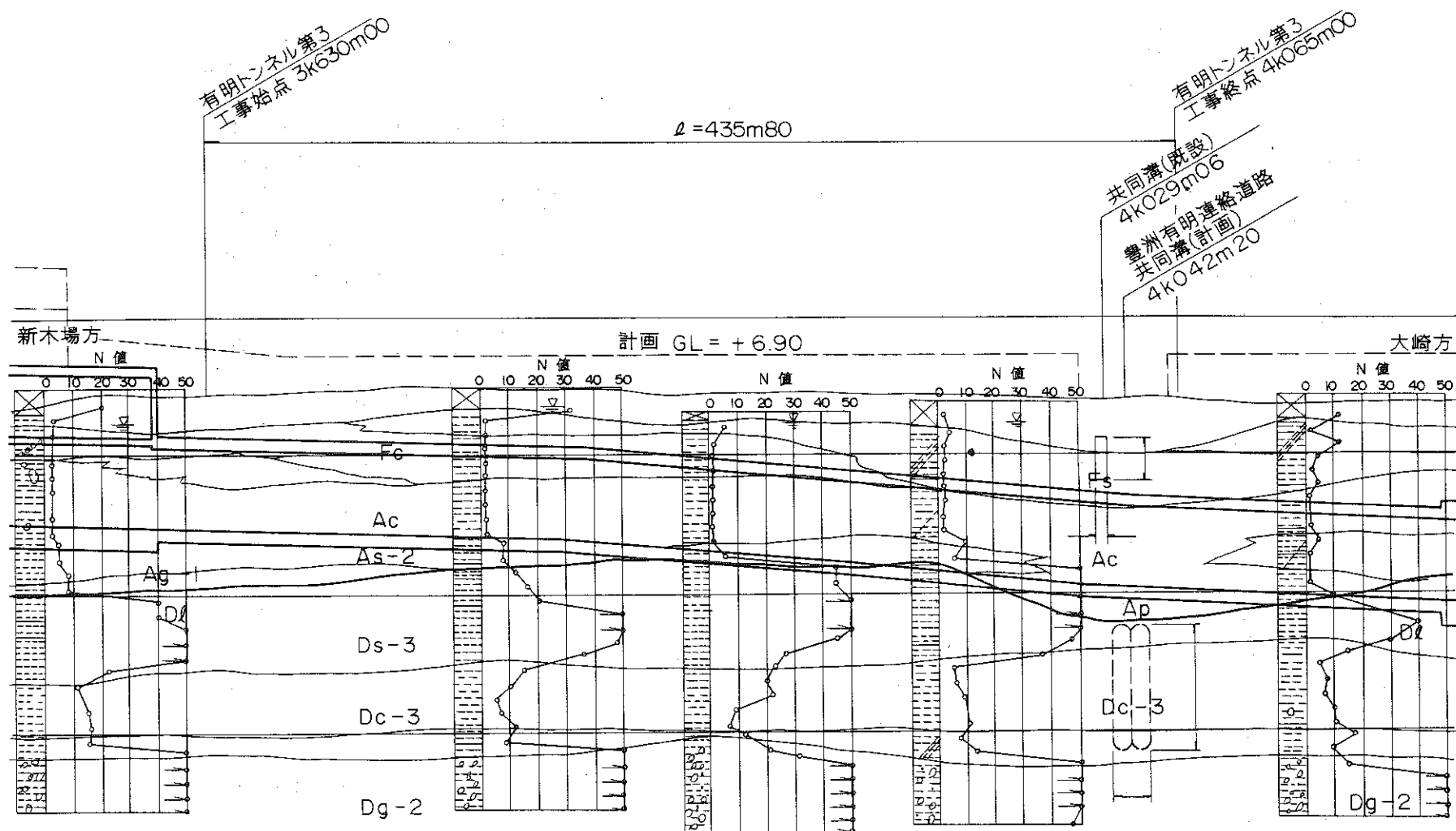
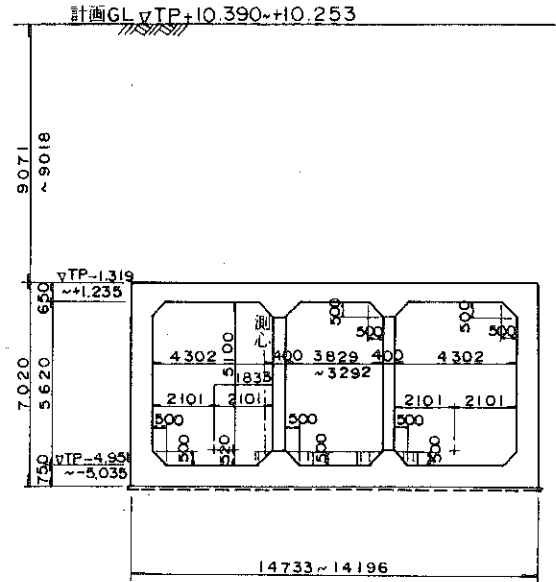
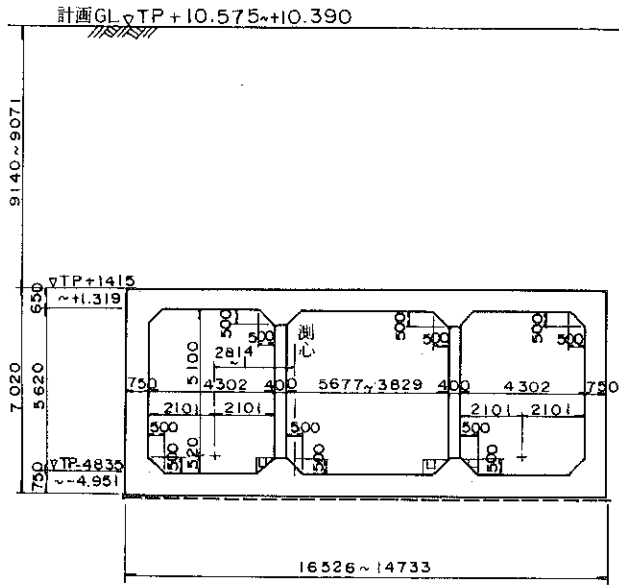


図3-6-18 地質縦断面図

3k630m00~3k638m00

3k638m00~3k647m00



3k647m00~3k760m00

3k760m00~4k065m80

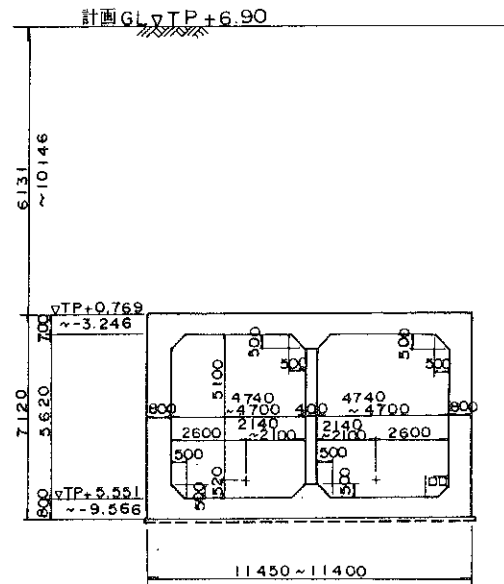
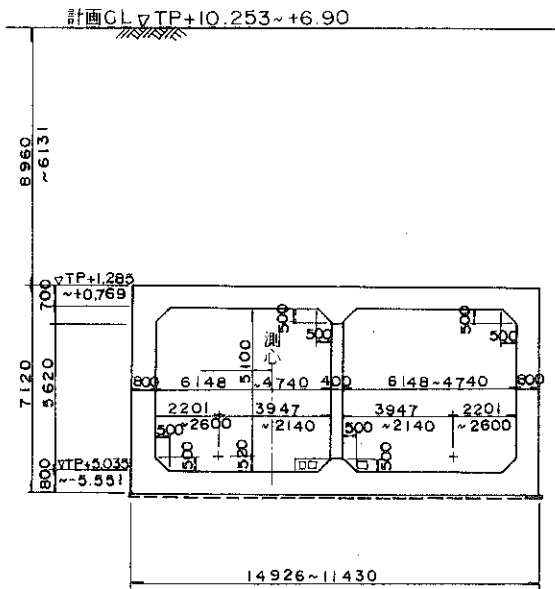
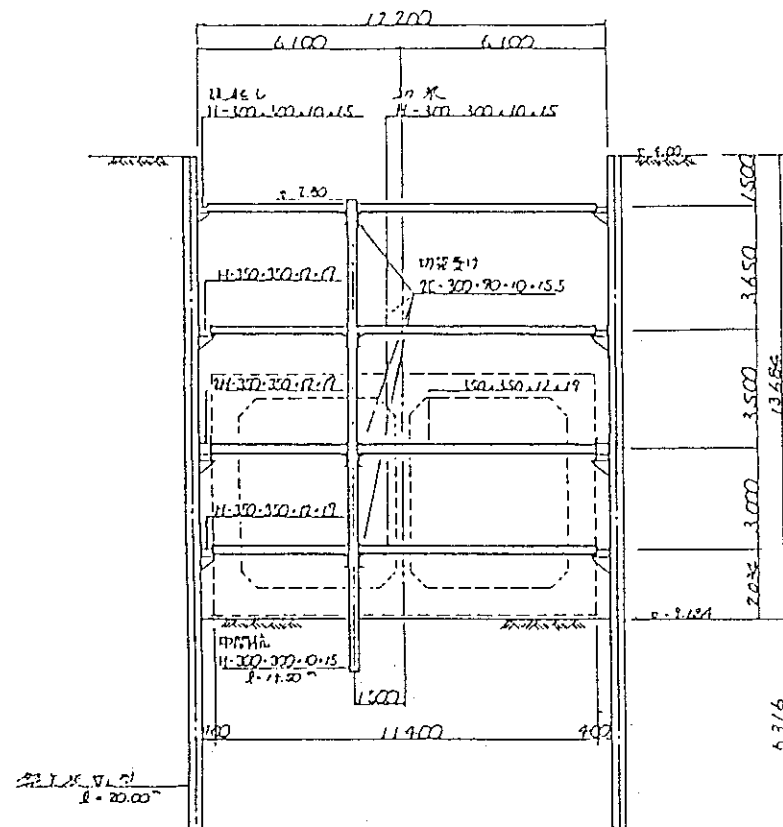
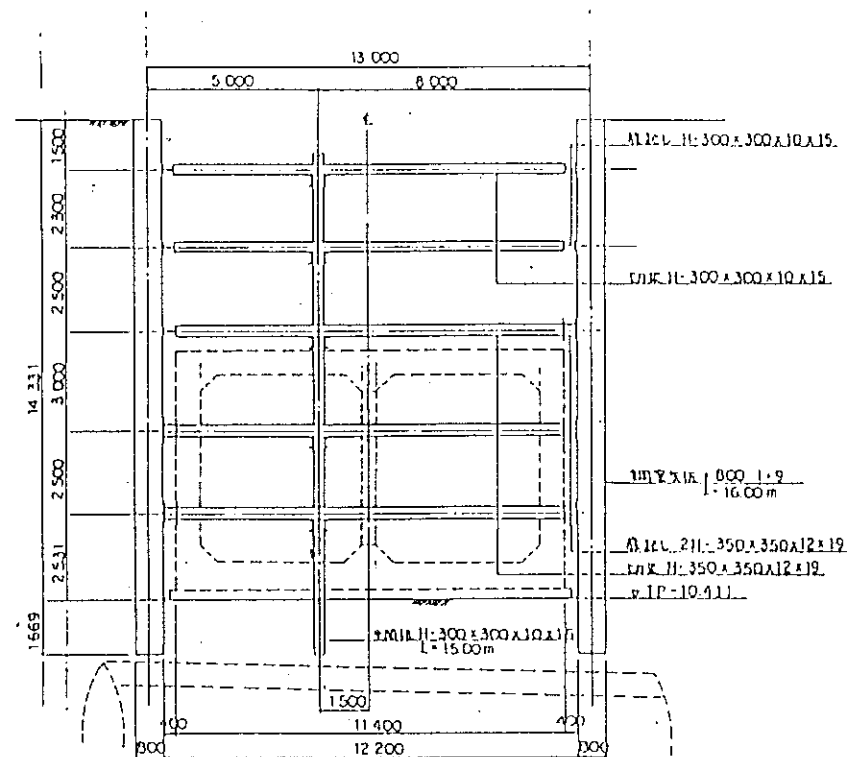


図3-6-19 ボックスカルバートンネル一般図

一般部



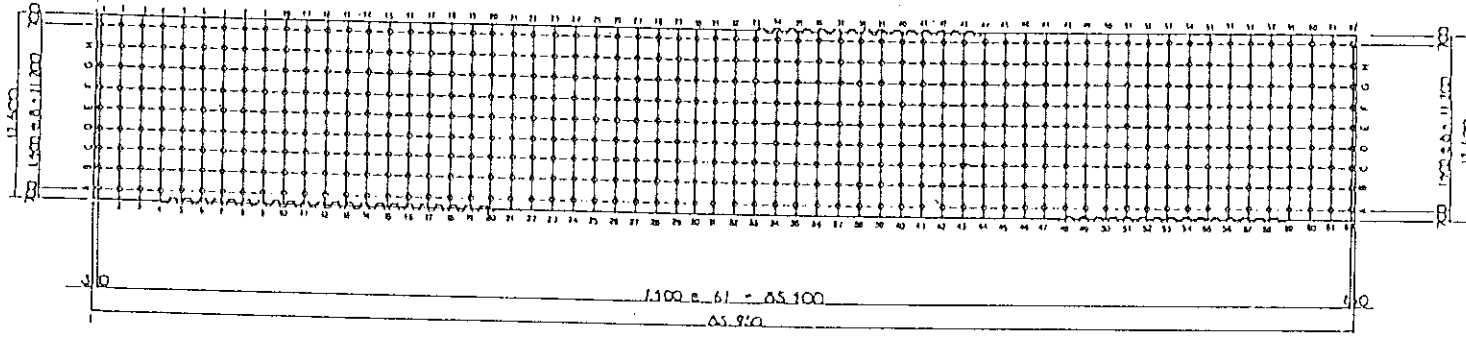
共同溝シールドトンネル交差部



共同溝シールドトンネル

図3-6-20 仮土留工一般図

平面图



断面图

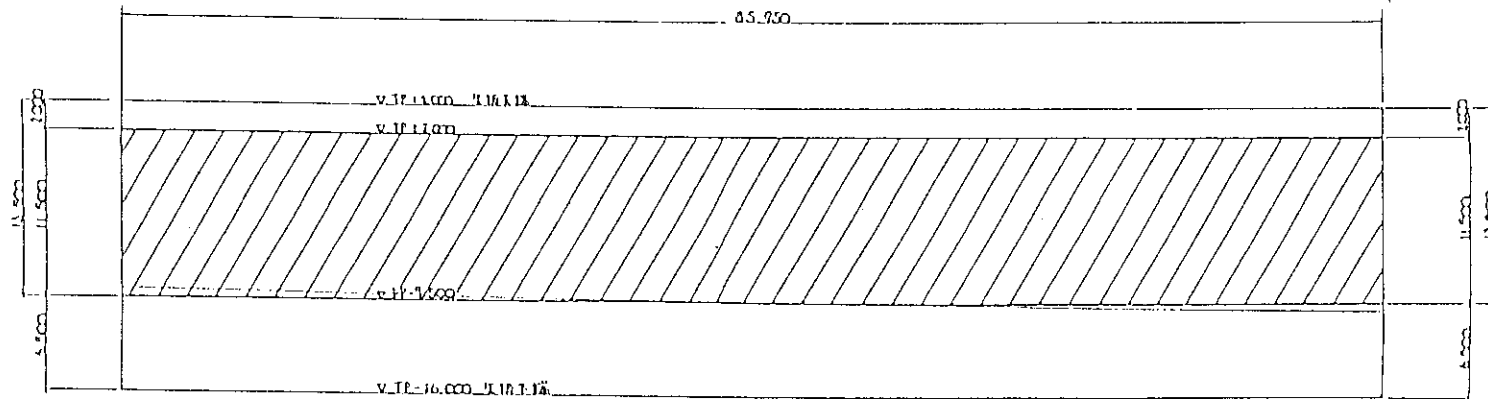


图 3 - 6 - 2 1 地盤改良（生石灰杭工法）図

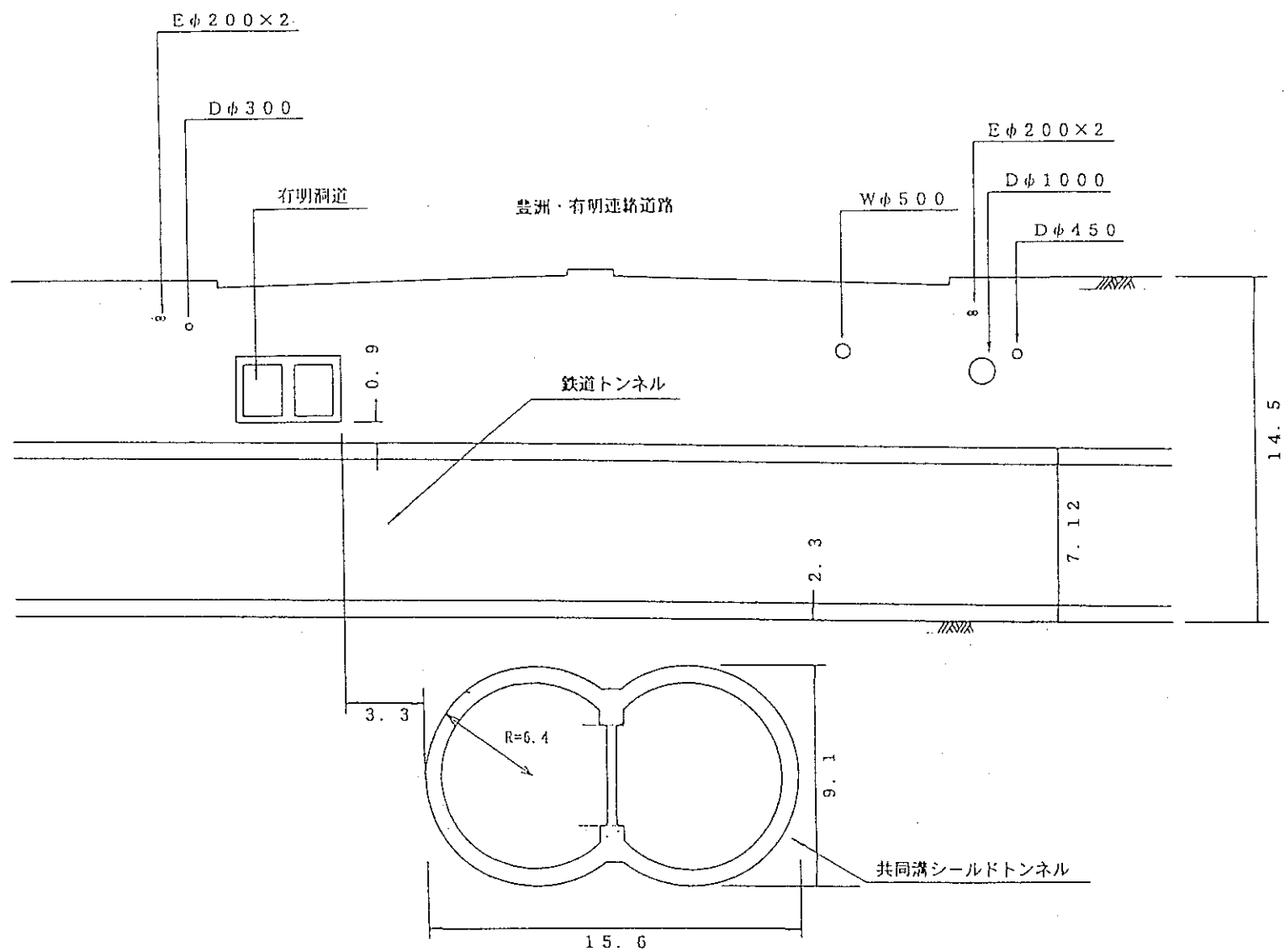


図 3 - 6 - 2 2 豊洲・有明埠頭連絡道路交差部構造物位置図

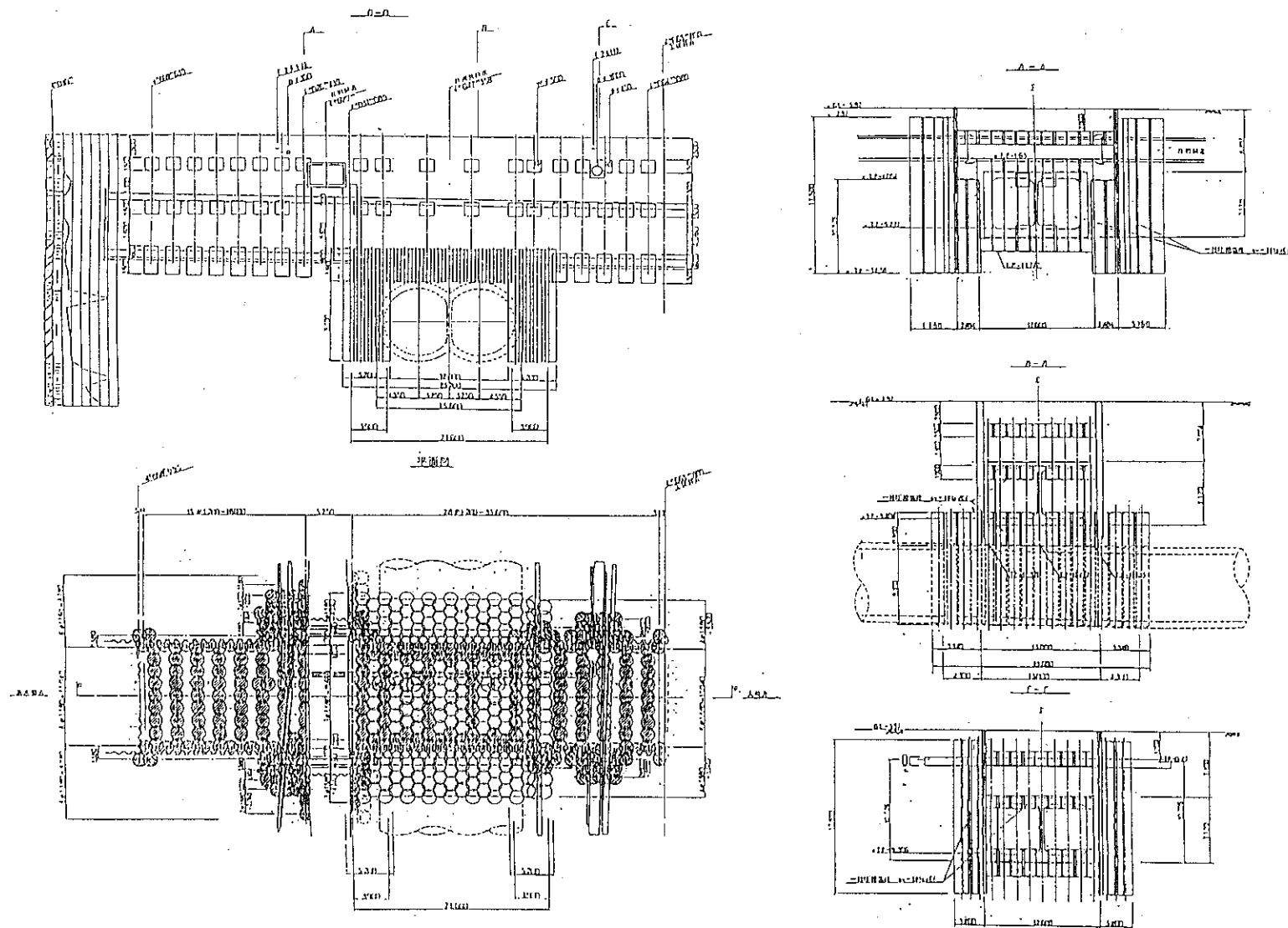


図 3 - 6 - 23 豊洲・有明埠頭連絡道路交差部地盤改良 (C J G 工法) 図 1

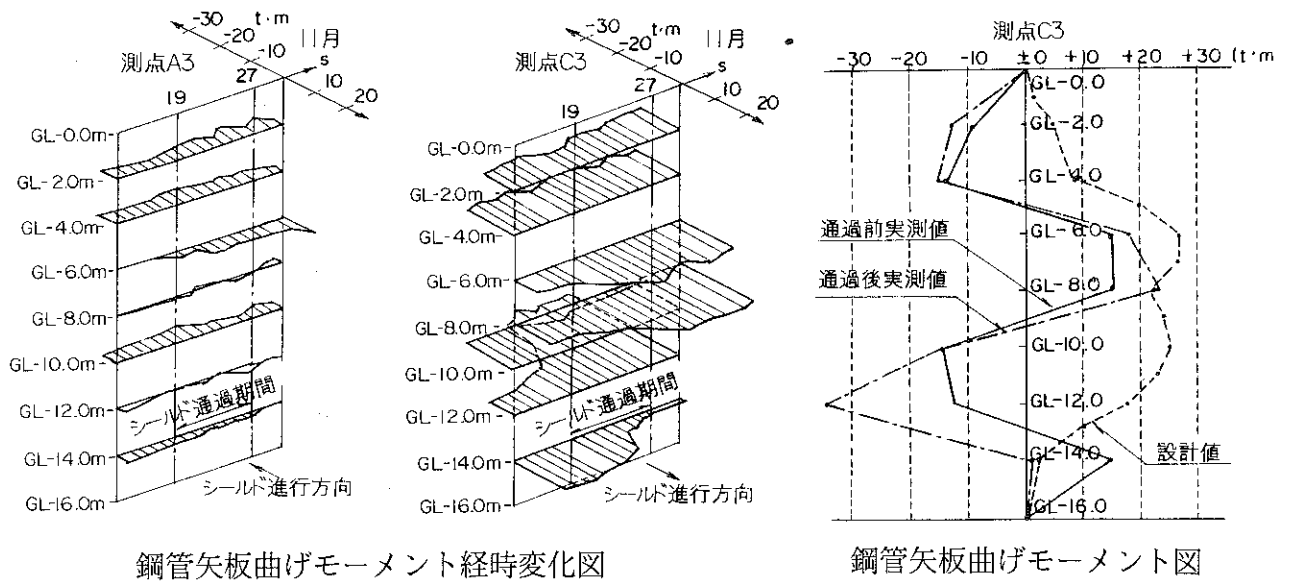
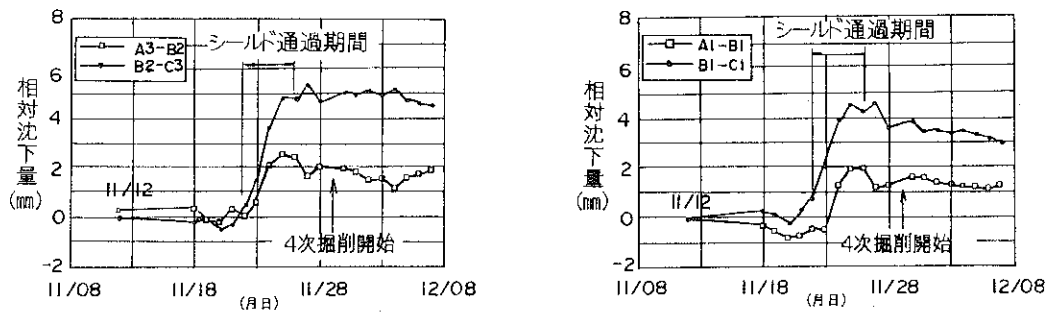
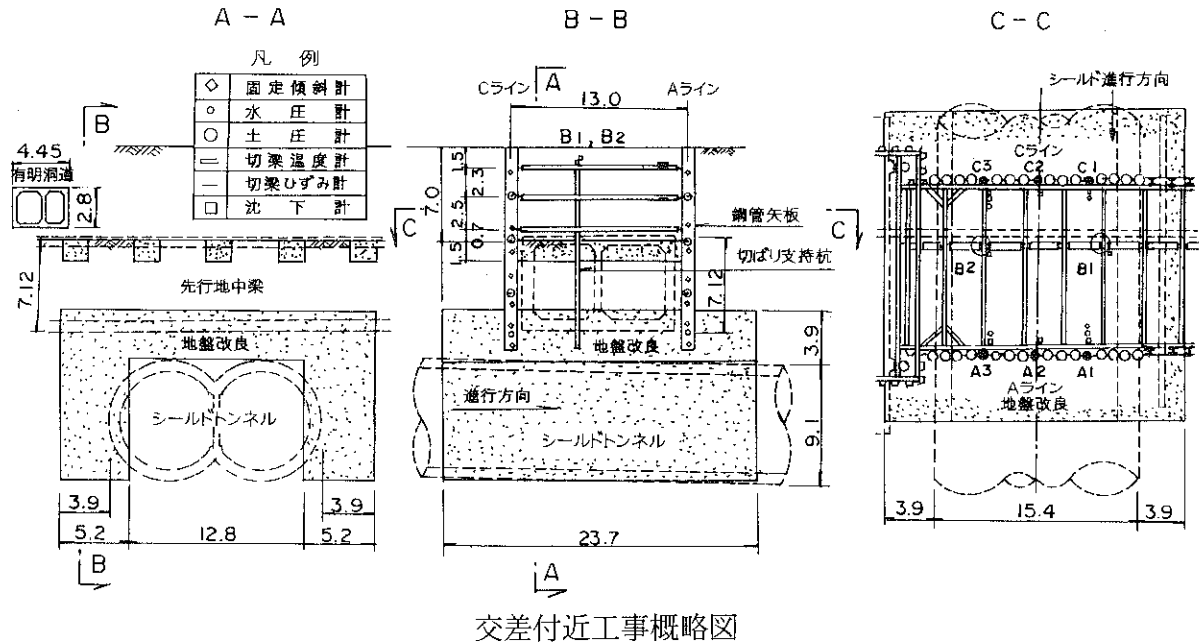


図 3 - 6 - 24 共同溝シールドに伴う開さく土留工計測管理図

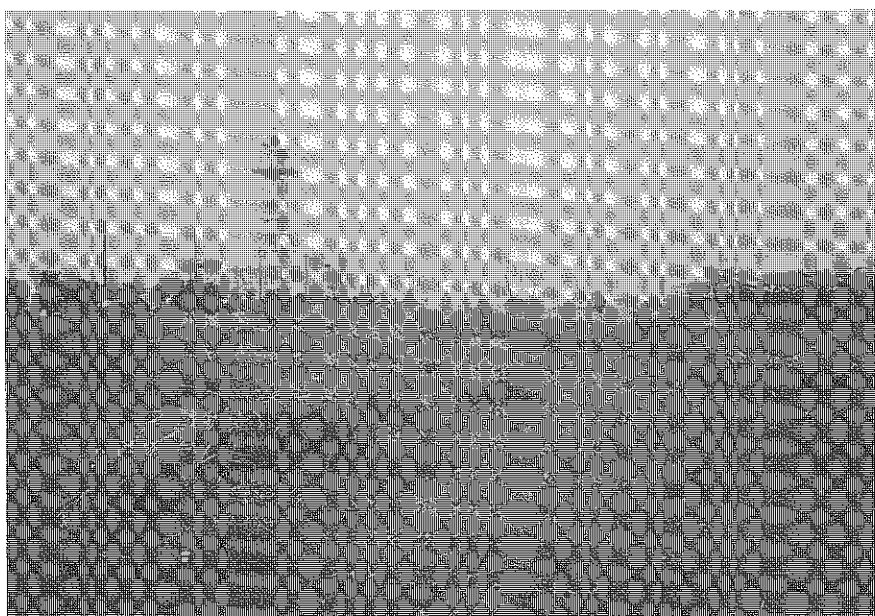


写真 3 - 6 - 11 着手前（起点方から終点方を望む）

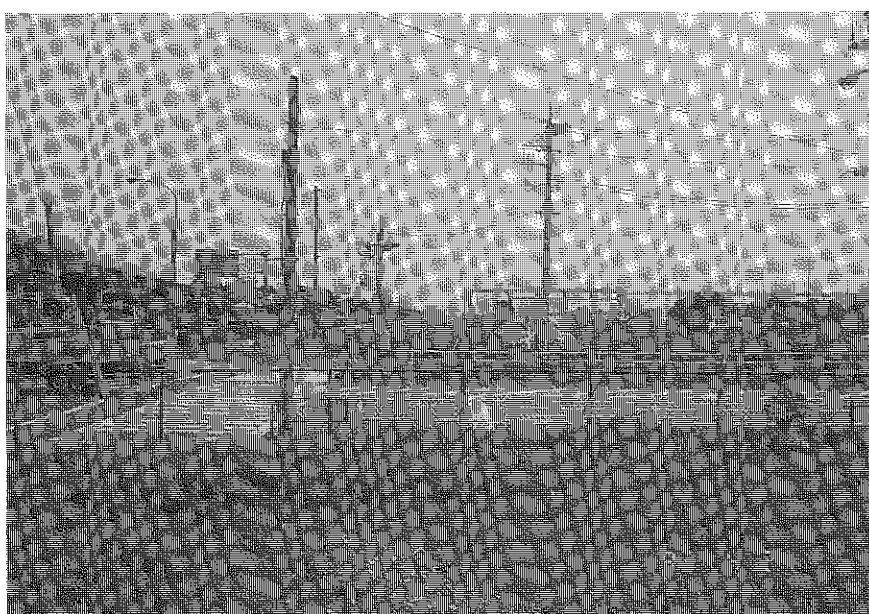


写真 3 - 6 - 12 着手前（終点方から起点方を望む）



写真 3 - 6 - 13 鋼管矢板 V L 型打設状況

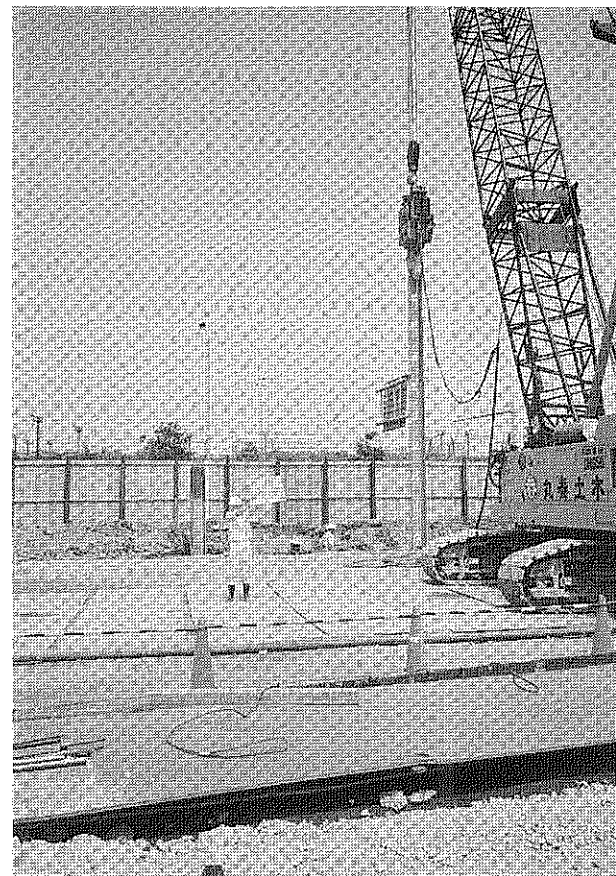


写真 3 - 6 - 14 鋼管矢板 $\phi 800$ 打設状況

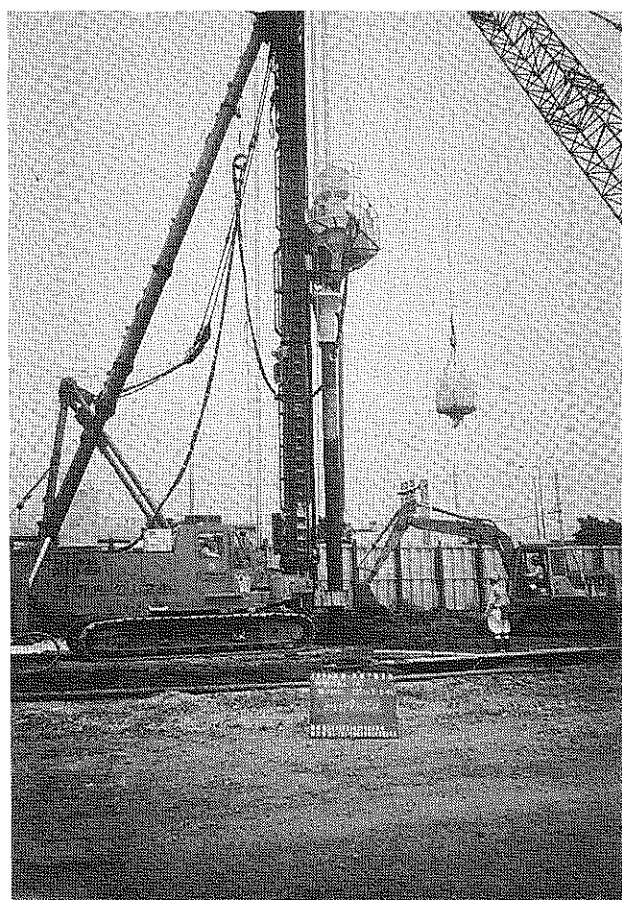


写真 3 - 6 - 15 生石灰杭施工状況

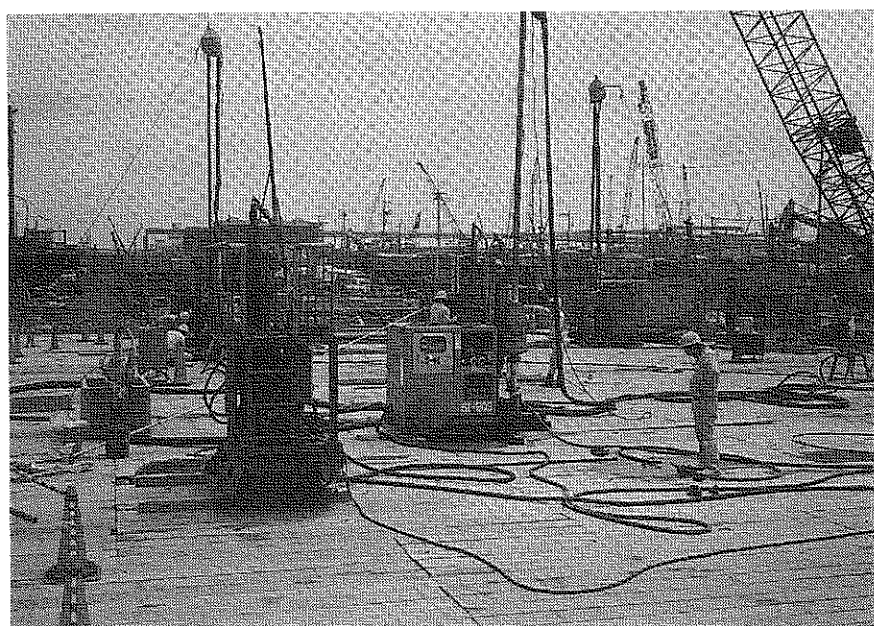


写真 3 - 6 - 16 C J G 施工状況

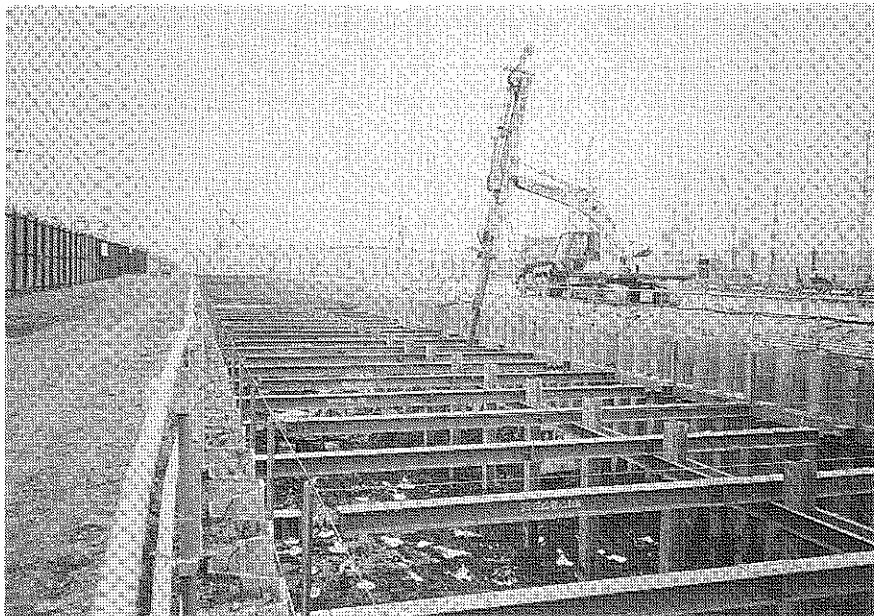


写真 3 - 6 - 17 掘さく施工状況

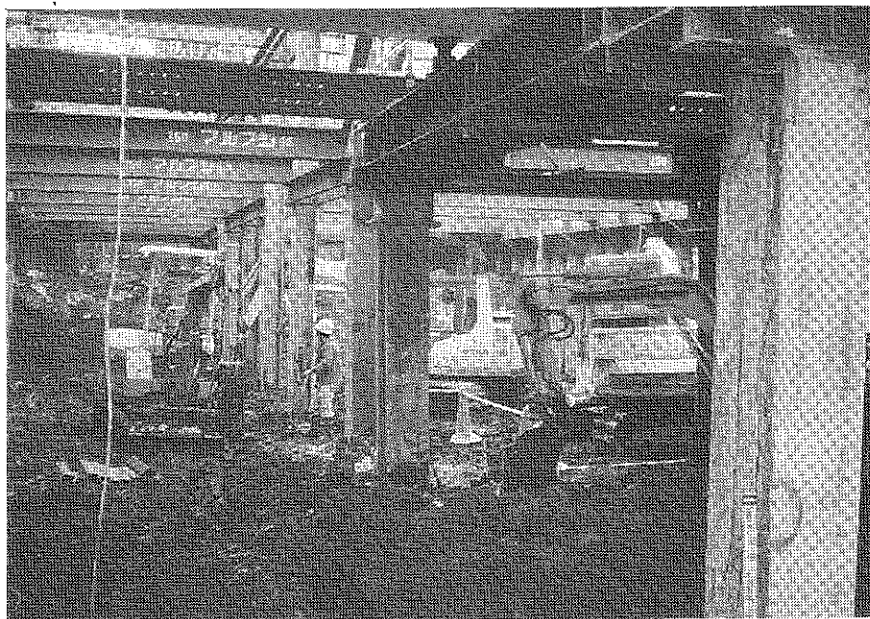


写真 3 - 6 - 18 掘さく施工状況

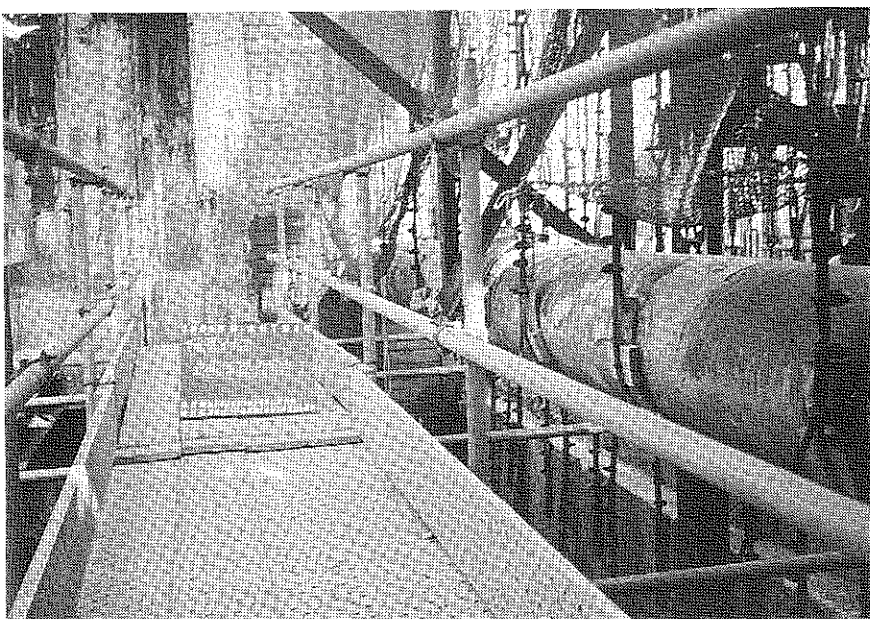


写真 3 - 6 - 19 埋設物吊防護施工状況

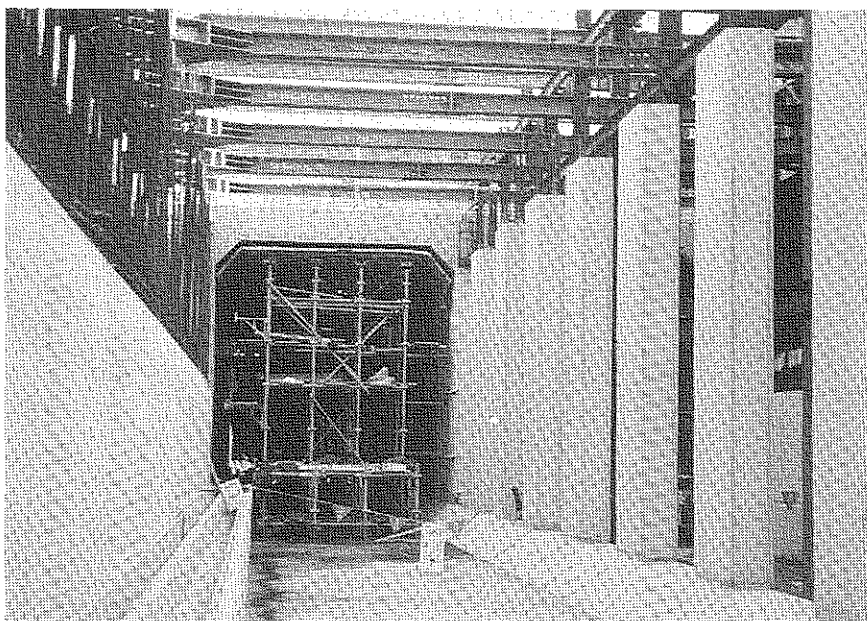


写真 3 - 6 - 20 く体鉄筋コンクリート施工状況

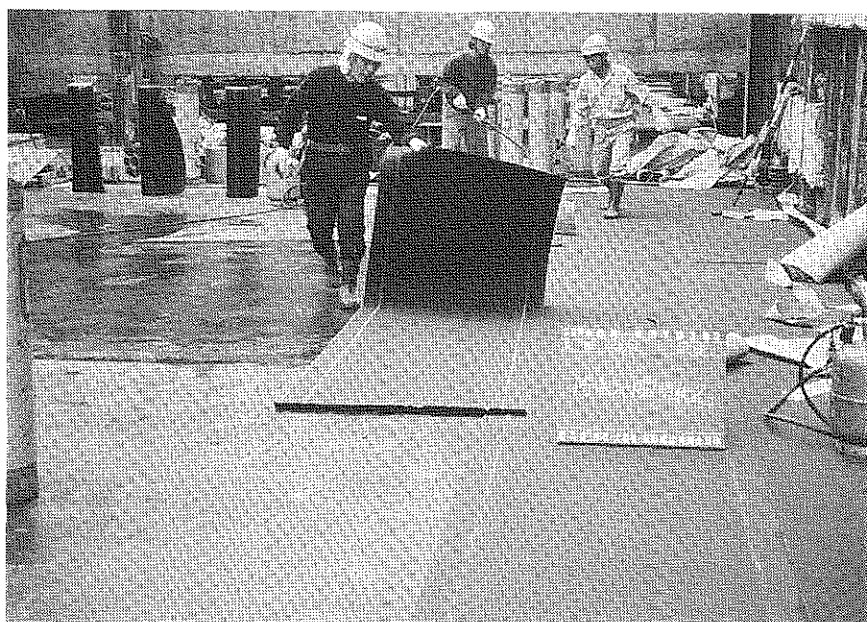


写真 3 - 6 - 21 防水工施工状況

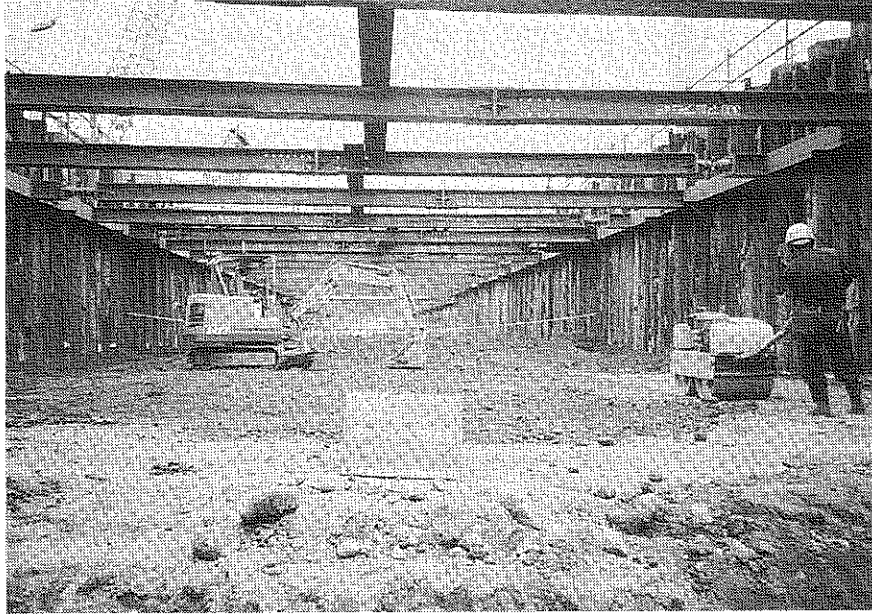


写真 3 - 6 - 22 埋戻し施工状況

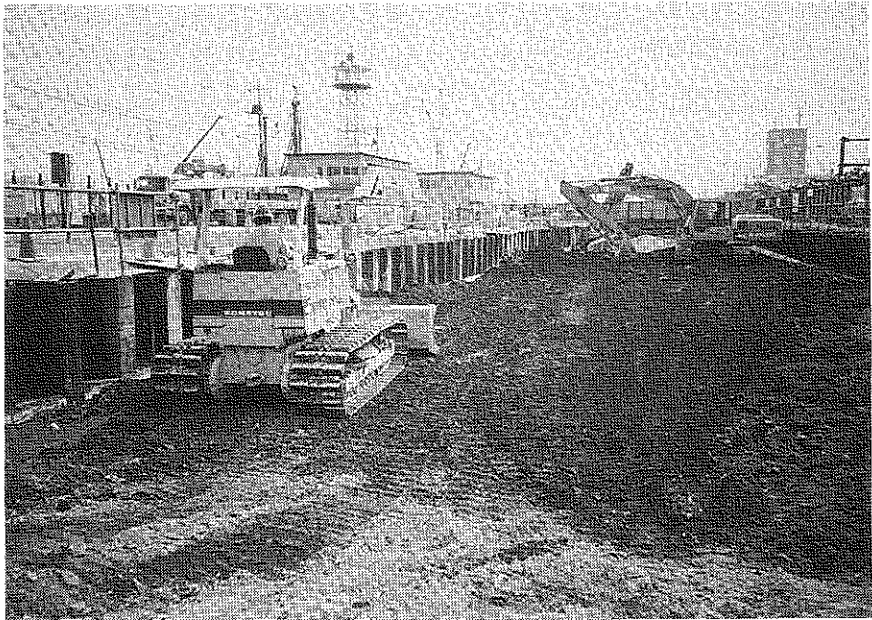


写真 3 - 6 - 23 埋戻し施工状況

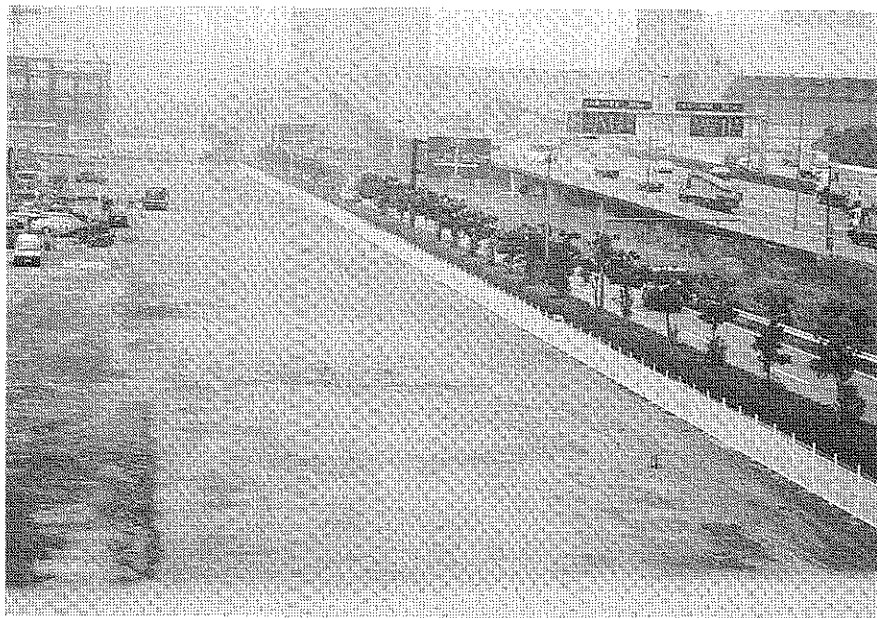


写真 3 - 6 - 24 しゅん功（起点方から終点方を望む）



写真 3 - 6 - 25 しゅん功（起点方から終点方を望む）

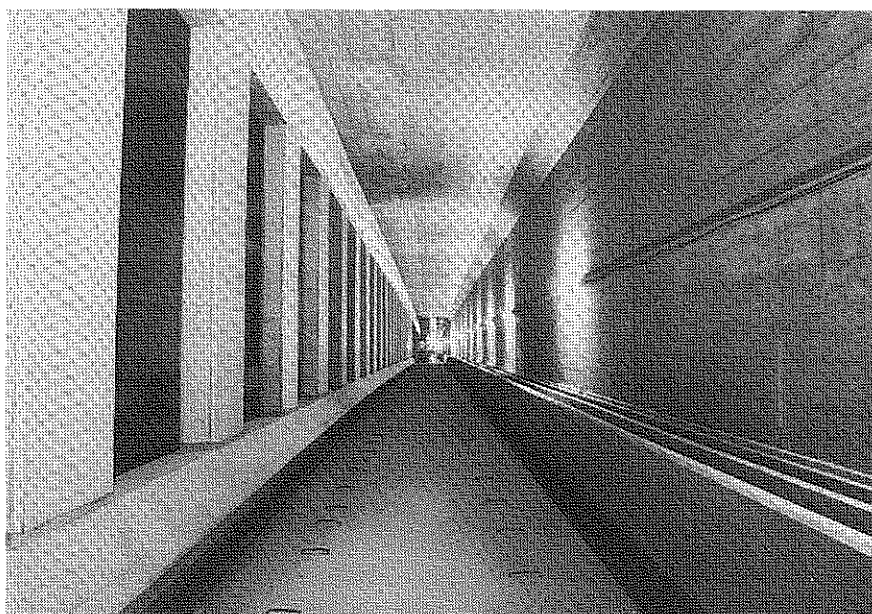


写真 3 - 6 - 26 しゅん功（ボックスカルバートンネル）

第6節 有明トンネル第4

1. 概要

(1) 工区概要

本工区は、新木場起点 4km065m80～ 4km303m15間 ($\ell=237\text{m}35$) の開さく工事（開さく深さは、15.0～17.0m）であり、平成4年3月31日着手し、平成6年11月9日しゅん功した。

路線は、本線右側は国道357号に、左側は 4km176m～ 4km278m間において、東京臨海副都心建設(株)施行の給水所工事と近接・並行している。また、工区の始点方には通称豊洲・有明埠頭連絡道路があり、終点方は有明西運河と近接して工事用通路の設置ができないため、全面覆工として作業スペースを確保した。

工事は、複線箱型トンネル（一般部一層2径間 $\ell=132.35\text{m}$ 、シーサス部一層1径間 $\ell=105.00\text{m}$ ）を開さく工法により構築するもので、工区終点において、昭和56年6月に完成している既設の有明西運河部ケーソンと接続させる。施工内容は、その1工事では、鋼管矢板工、矢板工、中間くい、仮土留支保工、地盤改良工、仮設栈橋、開さく、土捨等であり、その2工事では、く体鉄筋コンクリート、防水工、中間くいてっ去、仮土留支保工てっ去、埋戻し等である。

(2) 地質概要

現地は、昭和30年代から40年代にかけて施工されたいわゆる10号埋立地に位置し、地質は、GL-5～6m程度までは埋土層で、コンクリート塊等を多量に含むF層及び浚渫土を主体とするFc、Fs層で構成され、ほとんどがN値2以下の軟弱な地層である。GL-13m程度までが沖積層（有楽町層）で、腐食物や細砂を不規則に混入するN値0～1の非常に軟弱な粘土層であるAc層と、N値4～6程度のゆるい細砂を主体とするAs-2層からなっている。更にその下のトンネル底版部は、洪積層の比較的良好な砂質土(Ds-3層)・粘性土(Dc-3層)である東京層より構成されており、N値50以上の密な砂礫層であるDg-2層（東京礫層）へと続いている。

2. 設計

(1) 仮土留工の設計について

イ 軟弱粘性土地盤（N値0～1）であるため、深い掘削土留工設計指針（案）により、弾塑性法により解析。一般的な切梁式土留工を採用する。

ロ 掘削時における土留工の許容水平変位量は、近接する国道等の沈下量を30mm程度以下に抑えることとした。このため過去の施工事例等を参考にして60mm程度としたが、隣接する給水所工事との同時施工区間については、給水所連続壁の許容変位量等から地盤改良とあわせ別途詳細検討を行った。また、切梁設置位置については、給水所連続壁の切梁とほぼ同じ位置とし、所要のプレロードを導入する。

ハ 掘削長が深くなり、土留材としての剛性及び遮水性を確保する必要があるため、鋼管矢板φ800を使用し、継手はP-T連結継手とする。

(2) 地盤改良の設計について（一般部）

イ 本施工区間の地質は、軟弱粘性土地盤（N値0～1）であるため、バックホウ及びブルドーザ等の施工機械の走行・運行に耐えうる能力（トラフィカビリティ）が

ないため、この対策として平均複合地盤強度 $\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の地盤改良を必要とした。工法としては生石灰杭工法を採用し、使用する生石灰は、小野田ケミコC-130と同等品以上とした。杭径及び打設ピッチは、それぞれ $\phi 400$ 及び 1.4m である。

- ロ 掘削時における仮土留鋼管矢板の変形防止対策（許容水平変位量＝ 60mm 程度）として、受動土圧を確保するため、上記①と同様に平均複合地盤強度 $\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の地盤改良を必要とした。工法等は、上記①と同様である。

(3) 給水所近接区間の設計について

- イ この給水所は、臨海副都心地区に上水道を供給するため新設されるもので、供用開始を平成8年3月を目途とし、東京臨海副都心建設㈱が施工を進めていたが約3,000 m^3 の配水池2面と約2,600 m^3 のポンプ所1面を有する掘削深度約20mの大規模なものである。本線との関係は、線路横断方向の相互の土留壁間の離れが約4mと近接し、その延長も115mで工区延長の約半分に達している。

給水所工事は、鉄道事業認可の約1年前に先行着手され、給水所の設計に鉄道の近接施工による影響は考慮されいない。また、鉄道工事発注前の非公式協議(H3.12)においても、給水所連続壁の土留支保工の詳細実施設計が完了しておらず、具体的な検討は不可能であった。このため、工事契約後に、給水所の詳細設計に基づき細部の検討を行った。

- ロ 給水所との近接区間の開さく工法の選定において最も留意する事項は、地盤改良施工時の側圧及び掘さくの進行に伴うの影響が、給水所土留壁並びに支保工の許容変位及び応力値を越えないことである。なお、それぞれの許容値は、次に示すとおりである。

・連続壁	変位量	70mm	
・連続壁	コンクリート曲げ圧縮応力度	90	$\times 1.25 = 113\text{kgf/cm}^2$
・連続壁	鉄筋曲げ引張応力度	1,800	$\times 1.25 = 2250\text{kgf/cm}^2$
・支保工	鋼材引張応力度		2100kgf/cm^2
	せん断応力度		1200kgf/cm^2

- ハ 開さく工法の選定は、表3-3-11に示す工法を中心に検討した。

① 当初工法（生石灰杭＋鋼管矢板（ $\phi 800$ ））の検討

1) 生石灰杭施工に伴う増加側圧の影響

掘さくの進行に伴う影響の検討前に、その前段で施工される生石灰杭（トラフィカビリティの確保と鋼管矢板の変位低減目的）の増加側圧による影響を検討する必要がある。なお、検討にあたっては、給水所の掘さくが完了している状態とした。増加側圧は公団の「深い掘削土留工設計指針」に示されている推定式により求めた。

検討の結果、鋼管矢板は増加側圧により最大33mm給水所側に押し出され、それに伴い連壁が16mm変位し、給水所支保工の腹起し4～7段、切梁6～7段の応力度が許容値をオーバーする。

2) 掘さくによる連続壁への影響検討

掘さくの進行に伴う土留壁への影響は、鉄道の掘さく開始前に給水所は掘さくを完了しているため、給水所の連続壁は既に $\delta 0$ の変位を生じている。

鉄道の掘さくが進むと、鉄道側の土留壁は $\delta 1$ の変位が生じ、その影響で給水所の連続壁は、相対的に鉄道側に $\delta 2$ 倒れ込む挙動を示し、鉄道に近い壁は変位量が減少($\delta 0 - \delta 2$)、遠い側は変位量が増大($\delta 0 + \delta 2$)することになる。従って給水所が掘さく完了の状態で、鉄道の掘さくSTEP毎にFEM解析を行い、給水所連続壁の増加変位量($\delta 2$)を求め、連続壁の変位量と応力度を検討した。

検討の結果、鉄道の掘さく範囲内が生石灰杭で一様に改良($C=0.5\text{kgf/cm}^2$)されたとしても、連続壁の変位量、鉄筋応力度ともに許容値をオーバーする。また、掘さくの影響により、連続壁と鋼管矢板間の中間地盤の砂層がせん断破壊を生じることが判明した。

② 開さく各工法の比較検討(A、B、C案)

表3-3-11のA、B、C案ともに、せん断破壊を生じる中間地盤の地盤改良と、掘さく範囲内は鋼管矢板の変位抑制のために必要最小限の地盤改良を施工し土留支保工には所要のプレロードを導入(切梁反力の60%)する。

3案を比較検討の結果、増加工事費が若干かさむが、給水所構造物の変位並びに応力度の許容値をいずれも満足するC案(CJGによる先行地中梁)が近接施工区間の工法として最も適当であると判断した。

③ C案(CJG工法)の検討

工法の比較検討にあたっては、給水所の掘さく完了の状態で行ったが、給水所との工程調整を行い、給水所のく体(底版部)の施工を先行させると、連続壁の剛性が増した状態で掘さくが開始できることになる。従って、先行地中梁の段数の低減が可能と考えられ、表3-3-12に示すように先行地中梁3段と2段の場合について検討を行った。

検討の結果、先行地中梁は2段でも施工可能であり、表3-3-13に示すように工程の調整を行い、工費の節減を図ることとした。

二 掘さくによる連続壁への影響解析

① 解析の考え方

解析は、鉄道の掘さくが開始されてから給水所の変位が最大となる施工段階と鉄道側の変位が最大となる施工段階で行った。

② 解析結果

解析結果は、次に示すように、いずれも許容値を満たしている。

・変位量	61.2mm	<	70mm
・コンクリート曲げ圧縮応力度	58kgf/cm ²	<	113 kgf/cm ²
・鉄筋曲げ引張応力度	2021kgf/cm ²	<	2250 kgf/cm ²

(3) 箱型トンネルの設計について

イ 応答変位法による。

ロ 浮き上がりに対する検討。(H. W. L : + 2. 3 5)

ハ 下床版付近で地層が沖積層から洪積層に変化するため、地盤変動による影響を考慮。

二 地盤に対する検討

ホ 縦方向の検討

ヘ 荷重の組合せと許容応力度の割増係数

常 時	ケース①	死荷重+活荷重	割増係数	1. 0 0
地震時	ケース②	死荷重+地震時荷重	割増係数	1. 2 0

(4) 箱型トンネルの仮土留工との離隔について

イ 構造物の配筋に支障しない範囲まで仮土留工を離し（40 cm）、コンクリートを直打。（掘さく及び型枠作業量の減少により、工期短縮が図れる。）

(5) 仮土留工の存置について

イ 側部埋戻し及び仮土留工引抜きによる近接国道への影響を軽減させる。

ロ 液状化対策として液状化層を固定し、液状化発生の軽減を計るとともに仮土留によって周辺からの過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みを遮断する。

ハ 将来整備計画の盛土荷重載荷時に生じる周辺圧密沈下による構造物への影響を軽減させる。

3. 施 工

(1) 準備工

イ 工事用の進入路については、東京臨海副都心建設㈱との協議により、給水所工事で使用していた豊洲・有明埠頭連絡道路の歩道部からとし、共用することとした。

ロ 国道357号側に防護塀（H=3.0m）を設置して第3者の安全に配慮するとともに防護塀には彩色を施し、建設現場のイメージアップを目指した。

ハ 仮土留鋼管矢板、中間くい及び地盤改良（生石灰杭工法）の施工に先立ち、これらの施工に支障する埋立土層内（GL-4m～5m程度）のコンクリート塊等をスケルトン付きバックホウでてっ去し、その後、重機械の地耐力（40 t/m²）を確保するため、セメント系固化材で開さくエリア内の表層改良を施工した。改良深度は、2.0mで固化材添加量は 120kg/m³である。

(2) 鋼管矢板・鋼矢板・中間くい工

イ 鋼管矢板は、φ800(t=9)を使用し、長さは22.5m（234本）及び24.5m（256本）とした。打設工法は、国道及び給水所等への影響及び地質を考慮し、中掘圧入工法とした。

ロ 鋼矢板は、起点方の隣接工区（有明T第3）との工程調整により、工区境にVL型 $\ell=20.5\text{m}$ をウォータージェット併用のバイブロ工法で打設した。また、終点方の既設ケーソン部の上部については、VL型 $\ell=8.0\text{m}$ を通常のバイブロ工法で打設した。

ハ 中間くいはH形鋼 300を使用した。長さは全面覆工の関係から支持杭とし、 $\ell=27.0\text{m}$ (39本) 及び $\ell=28.0\text{m}$ (42本)をN値により判断し、ウォータージェット併用のバイブロ工法により打設した。

(3) 地盤改良工

イ 給水所との近接区間を除く一般部は、軟弱な掘さく地盤のトラフィカビリティ確保及び仮土留工の変形防止対策として、生石灰杭（ケミコパイルφ400）を、他工区の試験施工の結果から、打設ピッチ1.4mで直結3点式ケミコパイル打設機により地盤中に打設した。固化材（生石灰）数量は、改良柱1m当たり 163kg×1.03＝

168kgとした。なお、終点方（延長約10m区間）については、既設護岸に変状を与えないよう、排土式生石灰杭工法を採用した。施工数量は、改良長 $\ell = 13.45 \sim 14.45\text{m}$ ／本 $\times 792\text{本} = 10,778.4\text{m}$ である。

- ロ 給水所との近接施工区間については、給水所連壁の変位防止対策として、鉄道と給水所との中間地盤及び鉄道開さくエリア内の先行地中梁を、高速噴射置換工法（C J G工法）によって地盤改良をした。施工数量は、改良径2.0mで延長2,186.4mである。改良地盤強度は、砂質土 $= 30\text{kgf} / \text{cm}^2$ 、粘性土 $= 10\text{kgf} / \text{cm}^2$ とし、固化材の配合は、1 m³当たり高炉セメントB種 760kg、水 750 ℓ、混和剤12kgとした。

スライム等の排泥は、現場内に固化ピットを設置して固化し、一般土として臨海副都心地域内の土捨場に処理した。改良強度と造成長の確認は、ボーリングにより試料を採取し、所定の強度等を確認している。

- ハ 起点方有明T第3側工区境の仮土留工端部の止水対策としては、高速噴射攪拌工法（J S G工法、改良径1.2m、 $\ell = 34.0\text{m}$ ）を施工した。また、工区終点側既設ケーソン取付部の仮土留工及びケーソン下部の止水・地盤強化としては、高速噴射攪拌工法（J S G工法、改良径1.4m、 $\ell = 150.0\text{m}$ ）及び高速噴射置換工法（C J G工法、改良径1.8m、 $\ell = 89.6\text{m}$ ）を施工した。改良地盤強度及び固化材の配合並びに排泥の処理等については、上記ロと同様である。

(4) 掘さく・土捨工

- イ 掘さくは、1次掘さくをバックホウにより、それ以後の2～6次掘さくは、クラムシエルと補助機械（ショートリーチバックホウ等）により施工した。施工数量は50,972.0 m³である。

- ロ 土捨は、臨海副都心開発エリア内で処理するという原則の基に、東京都作成の「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、臨海副都心地域内（中央防波堤内地を含む。）に設けた財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場に搬入した。

なお、平成5年1月以降は、臨海副都心開発の基盤整備事業による他企業の工事と競合したため、残土置場への搬入に多大な時間を要した。このため、工事工程にも影響を与えた。また、残土置場容量の状況から一部（9,634 m³）については、財団法人東京港埠頭公社が管理する大田区城南島の残土受入れ基地へ搬入している。

(5) く体構築・防水工

- イ 臨海副都心線のボックストンネルの駅部及び一般部ともに、く体構築後の仮土留の扱い、く体の防水工、く体の鉄筋コンクリートの許容応力度等については、以下の前提条件に基づき、設計を行った。

① 構造物の概ね側部に位置する沖積層の砂質土が、地震時に液状化する可能性があることから、液状化による周辺からの過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みに構造物の浮き上がりや沈下を、仮土留工を存置することで構造物と液状化地層を遮断し、構造物の安定化を図る。

② 国道 357号と並行・近接しているため、矢板引抜時における地盤沈下の防止や将来整備計画の盛土荷重載荷時に生じる周辺圧密沈下による構造物への影響を軽減させるためにも仮土留工を残置することとした。

③ 仮土留工の残置に伴い、トンネルの防水工や開さく幅等については、経済比較

や工期短縮等を踏まえて検討し、次のとおりとした。

- 1) 防水工は、上床版と下床版はシート防水を施工することとし、側部は鋼矢板及び鋼管矢板を残置すること、仮土留とく体間は直接本体と同配合のコンクリートを打設すること、から、相当の遮水性が期待できるとして防水工は施工しないこととした。
- 2) トンネルの開さく幅は、仮土留工を残置することから、く体の配筋と腹起こし等を考慮してく体から仮土留工までの最小離隔を40cmを基本として開さく幅を設定した。
- ④ く体鉄筋コンクリートの設計においては、く体全周に防水工を施工するものとして、鉄筋の許容引張応力度は、 $2,000 \text{ kgf/cm}^2$ (SD345)とした。
- ⑤ 仮土留工残置区間の側壁鉄筋コンクリートは、仮土留矢板の凹凸による背面拘束やコンクリートの温度及び乾燥収縮の応力によりひびわれの発生が懸念されることから、10m程度の間隔でひびわれ誘発目地を設け制御するとともに、同箇所止水板を設置して漏水の発生を防止することとした。

以上のような当初設計に基づき、先行していた3工区（有明T第2、国際展示場St、有明T第3）においてはく体鉄筋コンクリートの施工を行っていたが、側壁部に当初設計の誘発目地以外の箇所にも多数のひびわれ発生が認められた。そこで、当工区の対策としては、先行3工区の試験施工（誘発目地間隔3～5m、目地の断面欠損率20%以上）の結果を踏まえて、施工を行ったが、他工区と同様に完全にひびわれを制御するには至らなかった。

ひびわれ発生原因の推定については、前述したとおり、仮土留壁（SKY）を残置することとしており、く体側壁コンクリートは、側壁本体から仮土留壁まで一体で打設することになっている。このため、側壁部コンクリートの部材厚さが120～210cmとなり、土木学会コンクリート標準示方書で定義する「マスコンクリート」の範疇に入り、セメントの水和熱の蓄積により内部温度はかなり上昇し、さらにコンクリートの背面は、仮土留壁の凹凸により大きな拘束を受けていることになる。

従って、こうした内部と表面の大きな温度差による内部拘束応力と以降の冷却によるコンクリートの収縮変形が仮土留壁の拘束を受けることにより、ひびわれが発生したものと推定される。

ひびわれ対策としては、「マスコンクリートの温度ひびわれ」の制御前提として現実的な対策を選択し、その各対策について東京テレポートSt工区を代表例として温度応力解析し、対策の有効性の評価を行った。

検討の結果は、次のとおりである。

① ひびわれ誘発目地間隔の縮小

誘発目地間隔を2.5mに縮小した場合、ひびわれ指数は改善されるが、構造的弱点が増大するので5.0m程度を基本とする。

② 配合の変更

a 高性能AE減水剤の使用

若干の改善効果はあるが、効果は少ない。

b 中熱ポルトランドセメントの使用

若干の改善効果はあるが、強度発現が遅いため工程上の問題を生じる。

c 超低発熱セメントの使用

改善効果はあるが、強度発現が遅いため工程上の問題を生じる。

d 水和熱抑制型膨張材の使用

顕著な改善効果があり、超低発熱セメントのように管理材令の問題もない。

③ パイプクーリング

前ピークひびわれ指数（表面ひびわれ）は改善されるが、後ピークひびわれ指数（貫通ひびわれ）の改善効果は少ない。

以上から、臨海副都心線のボックスカルバートンネルのひびわれ対策として、水和熱抑制型膨張材を使用した膨張コンクリートを施工するものとした。（下床版・中柱を除く。）

しかしながら当工区は、工程上の問題が少ない（仮土留工の設計上から、側壁・上床版が同時打設できる等。）こと、また、過去に超低発熱セメントによる施工実績があること、などから、承諾のうえ、超低発熱セメントを使用したコンクリートを施工した。なお、く体鉄筋コンクリート総数量（設計数量）9,150.0m³の内、超低発熱セメントを使用したコンクリートの施工数量は、2,627.1m³である。

ロ く体鉄筋コンクリートの1ブロック施工長は20mとし、コンクリート打設はすべてポンプ車である。また、現地には鉄筋加工の作業スペースが確保できないため工場加工とした。

(6) 給水所近接区間の施工管理（計測管理）

イ 当工事の施工は、給水所連続壁の変位量や応力度に関し、許容値内であるか確認しながらの慎重な施工監理が必要である。従って、計測機器を配置し、施工に伴う挙動を常に把握しながら、その情報を即時に反映させるため計測監理フローを定め施工管理を行った。

ロ 各計測項目の目的及び計測方法の概要は、次のとおりである。

① 土留壁の変形測定

土留壁の変形挙動を把握し、設計時の予測値から設定した管理値と対比することにより安全を管理する。変形の測定は、土留壁の鋼管矢板に設置された測定管の単位長当たり傾斜角を挿入式傾斜計で自動測定（自動巻上げ装置）し、傾斜角を水平変位量に変換して土留壁下方から順次上に累積して、全体の変形（分布）を求める方法である。なお、測定管は鋼管矢板下端より約12mまで設置し、最下端を不動点とした。

② 土留壁の応力測定

土留壁の応力状態を把握し、部材の許容応力度と対比することにより安全を管理する。応力の測定は、鋼管矢板の内外両側に設置したひずみ計により測定した鋼管矢板のひずみを、応力に換算する方法である。

③ 土留に作用する土圧・水圧測定

土留壁に作用する土圧・水圧を把握し、設計時に仮定した値と対比することにより安全を管理する。土圧・水圧の測定は、土留壁背面及び掘さく側根入れ部に並べて設置した。

④ 切梁の軸力・温度測定

切梁の軸力変動を把握し、設計時の予測値から設定した管理値と対比することにより安全を管理する。軸力の測定は、切梁ウェブ両側にひずみ計を設置し、測定値を軸力に換算する。温度の測定は、ひずみ計近辺に設置した温度計で測定し、切梁の温度変動と軸力の変動を対比した。

ハ 計測管理

計測を実施するにあたり、計測項目毎の管理基準値を東京臨海副都心建設㈱との協議により決定した。基準値は、給水所側鋼管矢板のFEM解析結果による最大応力及び最大水平変位量を管理基準の指標とした。

管 理 基 準 値

計 測 値 に よ る 対 応 策

計測項目	壁 体 応 力	壁 体 変 位
管理基準 の指標値	1015kgf/cm ²	11.1 mm
第 1 次管 理基準値	指標の80% 812kgf/cm ²	指標の80% 8.9 mm
第 2 次管 理基準値	指標の 100 %	指標の 100 %

状 況	対 応 策
実測値 ≤ 第 1 次管理値	工事を続行する。
第 1 次管理値 < 実測値 ≤ 第 2 次管理値	実測値がこの範囲内であれば問題ないが、次の掘さく段階で第 2 次管理値を上回るか否か十分検討し、上回るおそれがある場合は、工事を一時中断し対策を検討・協議する。
第 2 次管理値 < 実測値	工事を一時中断し対策を協議・決定する。

ニ 計測頻度

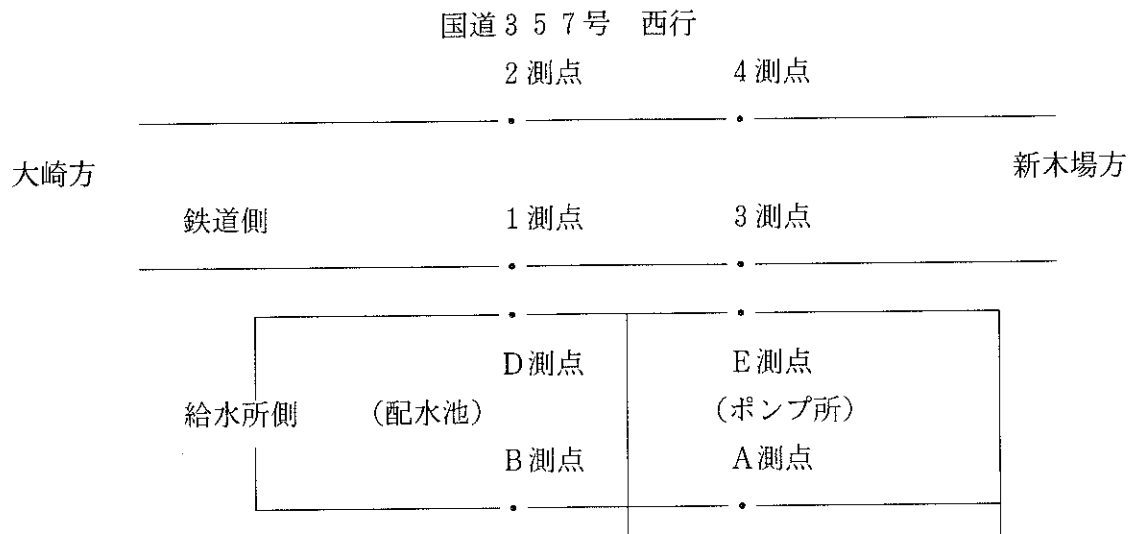
計測の頻度は基本的に 1 回／日としたが、工事の施工位置が給水所に近接し、工程上も影響を与える可能性がある場合は、2 回／日とした。

なお、測定時刻は次のように定めた。

- ・ 1 回／日 午前 6 時 (作業開始前)
- ・ 2 回／日 午前 6 時 (作業開始前)
- 午後 0 時 (午前の作業終了時)

ホ 計測位置の関係

測点の配置は、次のとおりである。



へ 実施工と計測結果

① 地盤改良の施工と変位

C J G工法による地盤改良の結果、対面する測点の変位は次のとおりである。

なお、→は変位の向きを示す。

給水所連壁		鋼管矢板	
D 測点	2.8mm	17.6mm	1 測点
掘削断面側へ ←		← 給水所側へ	
E 測点	1.7mm	21.3mm	3 測点
鉄道側へ →		← 給水所側へ	

このように、各土留壁の変位量と方向は必ずしも一致しておらず、給水所連壁の変位が地盤改良の影響とは断定できなかった。

② 掘さくの施工と変位

鉄道側の傾斜計は、掘さくの影響を明確化するために、掘さく開始時の変位を0として計測を開始した。なお、変位量は掘さく側を正として表している。

各ステップ毎の主な変位状況は次のとおりである。

1) 1次掘さく完了時 (GL-3.0m まで)

各土留壁の掘さく開始から1次掘さく完了までの最大変位量を次に示す。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 5.4	↓ 14.4
	給水所側	↓ -2.1	↑ 5.3
給水所連続壁	鉄道側	↑ -1.1	↑ -3.5
	海 側	↑ 0.6	↑ 3.5

変位量は解析値の17～38%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果の反対側に変位している。些少ではあるが、中地盤が圧縮力を受けた結果になっている

2) 3次掘さく完了時 (GL-8.75mまで)

掘さく開始から3次掘さく完了までの累計変位量は、次のとおりである。なお、この掘さく範囲には先行地中梁1段目のてっ去が含まれている。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 8.3	↓ 23.3
	給水所側	↓ -1.9	↑ 9.0
給水所連続壁	鉄道側	↑ -1.7	↑ -8.6
	海 側	↑ 1.1	↑ 8.6

変位量は解析値の13～36%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果の反対側に変位している。この傾向は1次掘さくと同じである。

3) 4次掘さく完了時 (GL-11.7mまで)

掘さく開始から4次掘さく完了までの累計変位量、次のとおりである。なお、この掘さく範囲には先行地中梁2段目のてっ去が含まれている。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 11.6	↓ 37.3
	給水所側	↓ -3.3	↑ 10.2
給水所連続壁	鉄道側	↑ -1.7	↑ -9.9
	海 側	↑ 1.1	↑ 9.9

変位量は解析値の8～32%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果と反対側に変位している。この傾向は1～3次掘さくと同じである。今回の掘さくで、先行地中梁は2段ともてっ去したが、特別な影響は確認できなかった。これは、切梁に導入されたプレロードによる効果で、土留壁の変位が抑制されたと考えられる。

4) 5次掘さく完了時 (GL-14.7mまで)

掘さく開始から4次掘さく完了までの累計変位量は次のとおりである。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 17.4	↓ 45.3
	給水所側	↓ -6.4	↑ 10.7
給水所連続壁	鉄道側	↑ -0.5	↑ -10.3
	海 側	↑ 1.8	↑ 10.3

変位量は解析値の5～38%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果の反対側に変位している。この傾向は1～4次掘さくと同じである。

5) 掘さく完了時 (GL-16.97m まで)

掘さく開始から掘さく完了までの累計変位量は次のとおりである。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 24.5	↓ 49.2
	給水所側	↓ -9.2	↑ 10.8
給水所連続壁	鉄道側	↓ 2.0	↑ -10.3
	海 側	↑ 1.1	↑ 10.3

変位量は解析値の11~50%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果の反対側に変位している。この傾向は1~5次掘さくと同じである。また、給水所連壁の鉄道側も解析結果の反対側に変位している。これは給水所の切梁てっ去が行われた影響と考えられる。

6) 掘さくによる変位のまとめ

鉄道側鋼管矢板の変位は、解析結果の約30~50%であり、C J G工法による地盤改良と切梁に導入したプレロードが十分機能したものと考えられる。

また、給水所連壁の変位も解析結果の約 8~30%と小さく、これは鉄道側の変位を最小限に抑制できた効果と考えられる。

更に、変位の方向について解析結果と比較すると、次のようなことが考えられる。解析結果からは、鉄道の掘さくに伴い給水所の土留全体が、鉄道側に引き寄せられる傾向を示していたが、計測の結果からは給水所と鉄道の開さくが、一体化して変位したのではないかと推測される。

7) 4段切梁てっ去

掘さく開始から4段切梁てっ去までの累計変位量は次のとおりである。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 30.3	↓ 51.1
	給水所側	↓ -11.8	↑ 11.1
給水所連続壁	鉄道側	↓ 2.7	↑ -10.5
	海 側	↑ 3.1	↑ 10.5

変位量は解析値の30~60%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果と反対側に変位している。この傾向は1次掘さく~掘さく完了までと同じである。給水所連壁の鉄道側も、掘さく完了時と同じように解析結果の反対側に変位している。これは、切梁がてっ去されたため掘さく完了時と同じ傾向を示していると考えられる。

8) 切梁てっ去による変位のまとめ。

5段、4段切梁てっ去は、トンネルの下床版及び側壁の一部を構築後行っているため、変位の傾向に特別な変化はみられなかった。

9) その他の計測結果

a 土圧・水圧

掘さく開始～切梁てっ去完了までの計測値は、土圧は10～12tf/m²、水圧は3～4tf/m²であり、施工の進捗による大きな変化は認められなかった。

b 切梁軸力

切梁の軸力は、温度差による線膨張等の影響を考慮して、弾塑性計算より算出した切梁反力の60％をプレロードとして載荷した。

導入荷重及び計測結果を次に示す。

設 定 荷 重			計 測 結 果			
段 数	設 計	導 入	4 次	5 次	床 付	梁 撤
1 段	1 4	1 0	6	7	8	9
2 段	1 1 6	7 0	4 5	4 1	3 7	4 1
3 段	1 9 6	1 2 0	1 2 5	1 1 8	1 1 4	1 5 1
4 段	1 0 2	6 5	—	8 0	8 7	—
5 段	8 4	5 0	—	—	9 4	—

以上のように、設計荷重と比較して異常な値は計測されなかった。

ホ 考 察

① 地盤改良（C J G工法）

C J G工法による地盤改良終了後の土留壁の最大変位は、鉄道の鋼管矢板で21.3mmと比較的大きく、給水所連続壁で2.8mmと微小であった。地盤改良の施工順序は、先行地中梁と中間地盤の改良を同時並行で行い、改良パターンは分散施工として構造物への影響低減を図ったが、鋼管矢板は前述のような変位となった。C J G工法は、改良時の増加側圧が小さいと言われているが、今回は鋼管矢板で仕切られた範囲を施工したことで改良時の側圧が蓄積され、変位が増加したと考えられる。

② 掘さく開始から切梁てっ去

4段切梁てっ去までの各土留壁累計変位量は、次に示すようにいずれも解析値を下回っている。

	解析値		計測値
鋼管矢板	1 1 mm	>	— 1 2
連続壁	7 0 mm	>	5 9 (3 mm)

* () 内は掘さくによる変位量

このような結果となった大きな要因は、次のように考えられる。

F E M解析結果から、せん断破壊を生じると思われた中間地盤（鋼管矢板と連続壁に挟まれる地盤）の砂質土をC J G工法で改良した効果が大きいのと、改良材がそれぞれの壁体を伝い、改良範囲が設計範囲より大きくなったことが、大きな変位を生じさせなかった要因と思われる。

また、掘さく範囲内の先行地中梁及び切梁に導入したプレロードが効果的に機

能し、総合的に土留壁の変位を抑制したと思われる。

(7) 埋戻し工

- ① 埋戻し土は、原則として土捨てと同様に臨海副都心開発事業により発生した残土を使用し、「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場から搬入した。
- ② 搬入土については、あらかじめ土質試験を実施した結果、埋戻し土としては軟弱であり強度不足であったため、施工機械のトラフゐカビリティ及び所定の土の締固め度（平板載荷試験法による K_{30} 値 5 kg/cm^2 ）を確保するため、セメント系固化材を 1 m^3 当たり 50 kg 添加した。
- ③ 埋戻しの施工に当たっては、所定の土の締固め度を得るため、締固め厚さ、施工機械の締固め回数等を事前に試験施工して定め、本施工に入った。
- ④ 終点方既設護岸に近接する箇所（ $4\text{ km}280\text{ m}95\sim 4\text{ km}304\text{ m}50$ 間、 $\text{TP}+0.566$ 以下）については、東京都港湾局高潮対策事務所との協議により、千葉県安房郡鋸南町産の砂岩ずりを使用して埋戻した。なお、施工数量、は残土使用が $24,474\text{ m}^3$ 、砂岩ずり使用が $1,632\text{ m}^3$ である。

(8) 後片付け工他

- ① 近接する国道 357号の歩道部にクラック等の変状が若干生じたため、建設省と協議を行い、補修を行った。
- ② 東京都港湾局との協議により、終点方既設護岸から 30 m の範囲及び $4\text{ km}160\text{ m}$ 付近の予定道路位置の鋼管矢板については、頭部を $2.5\text{ m}\sim 3.0\text{ m}$ てっ去した。
- ③ 鋼管矢板については、埋戻し土の沈下防止のため、頭部にあと埋めコンクリートを施工した。

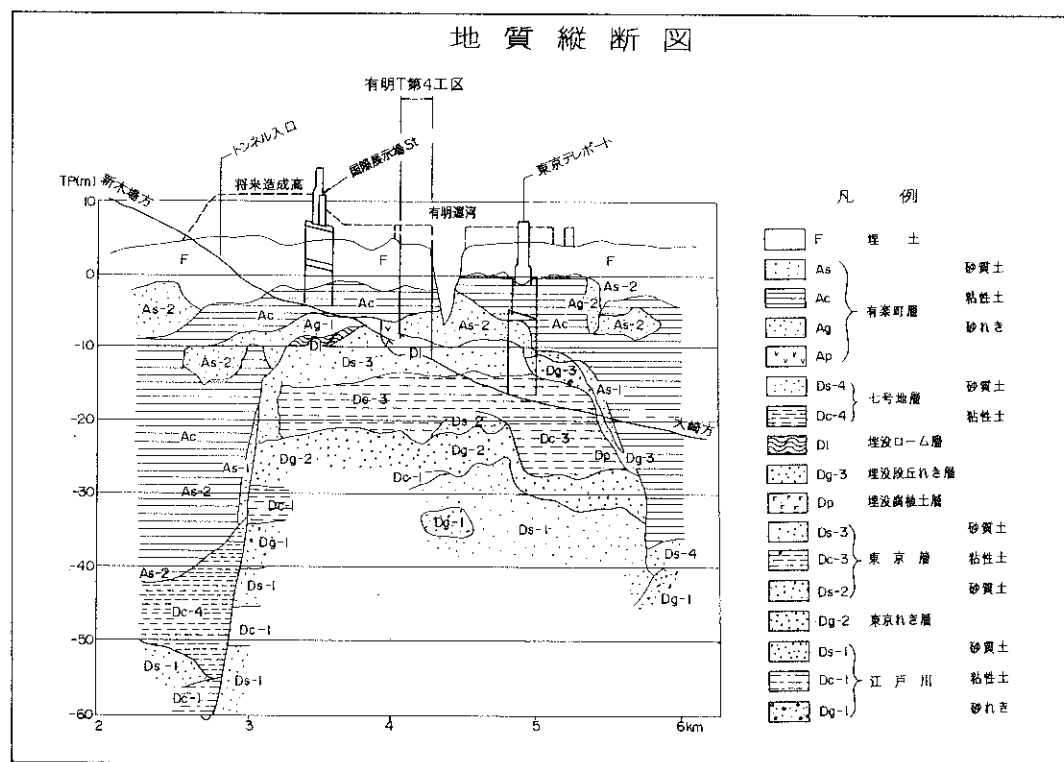
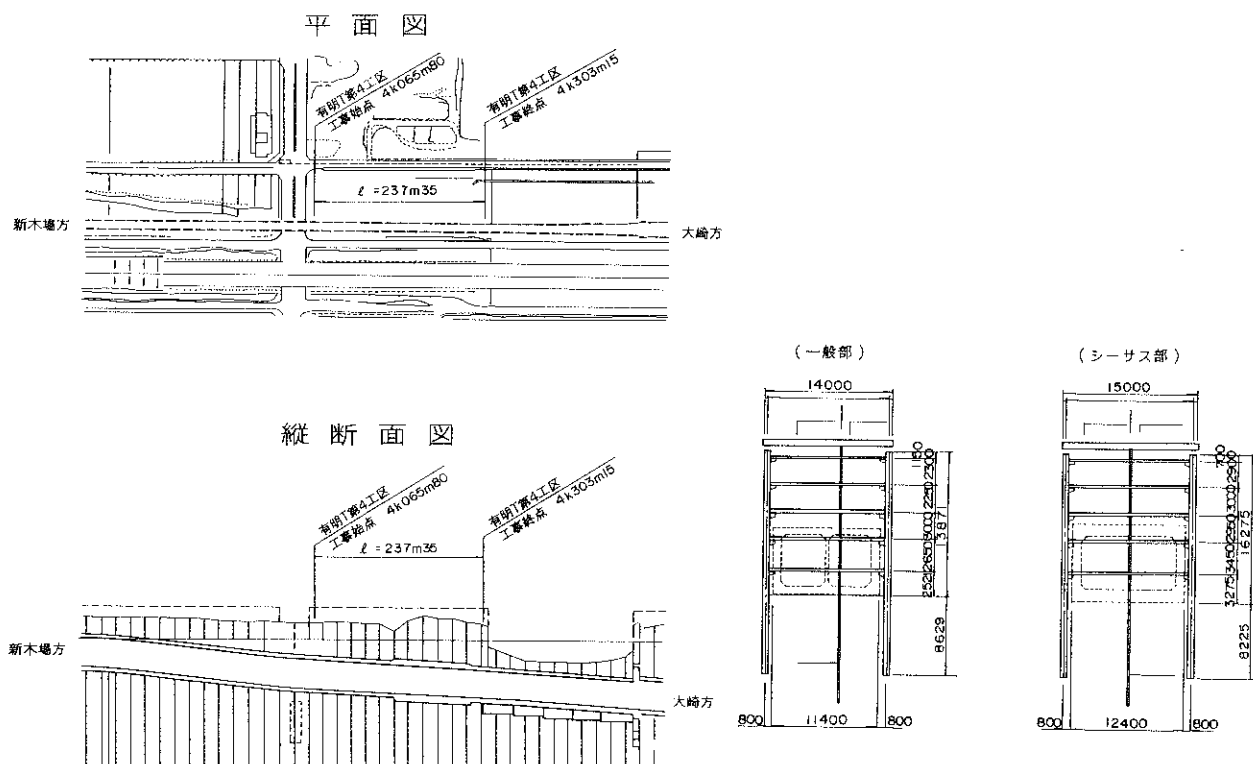
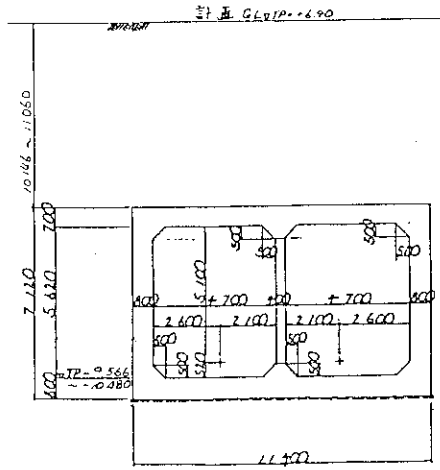
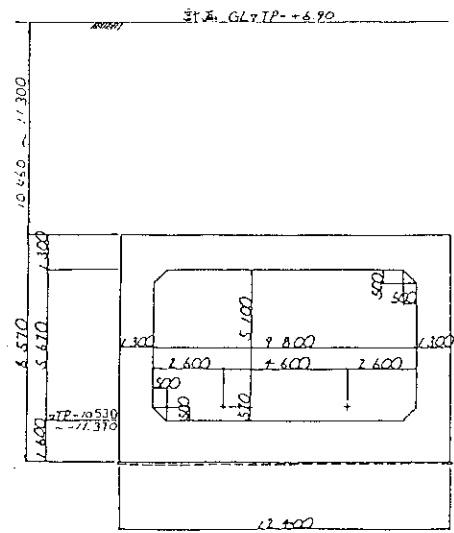


図3-6-25 概略図

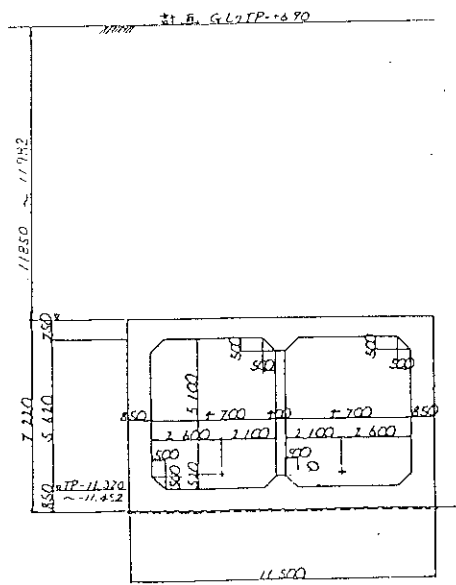
4K065m80~4K180m10



4K180m10~4K285m10



4K285m10~4K301m25



4K301m25~4K303m25

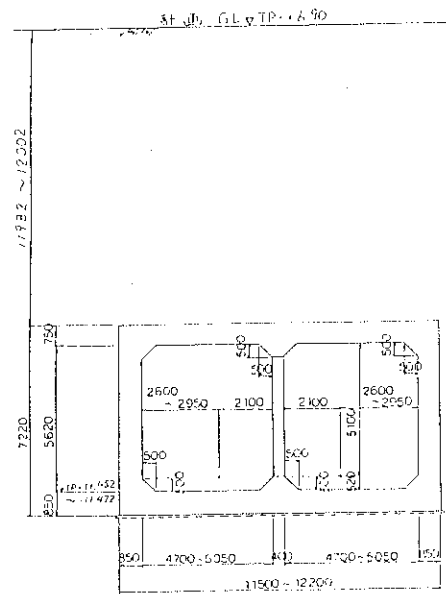
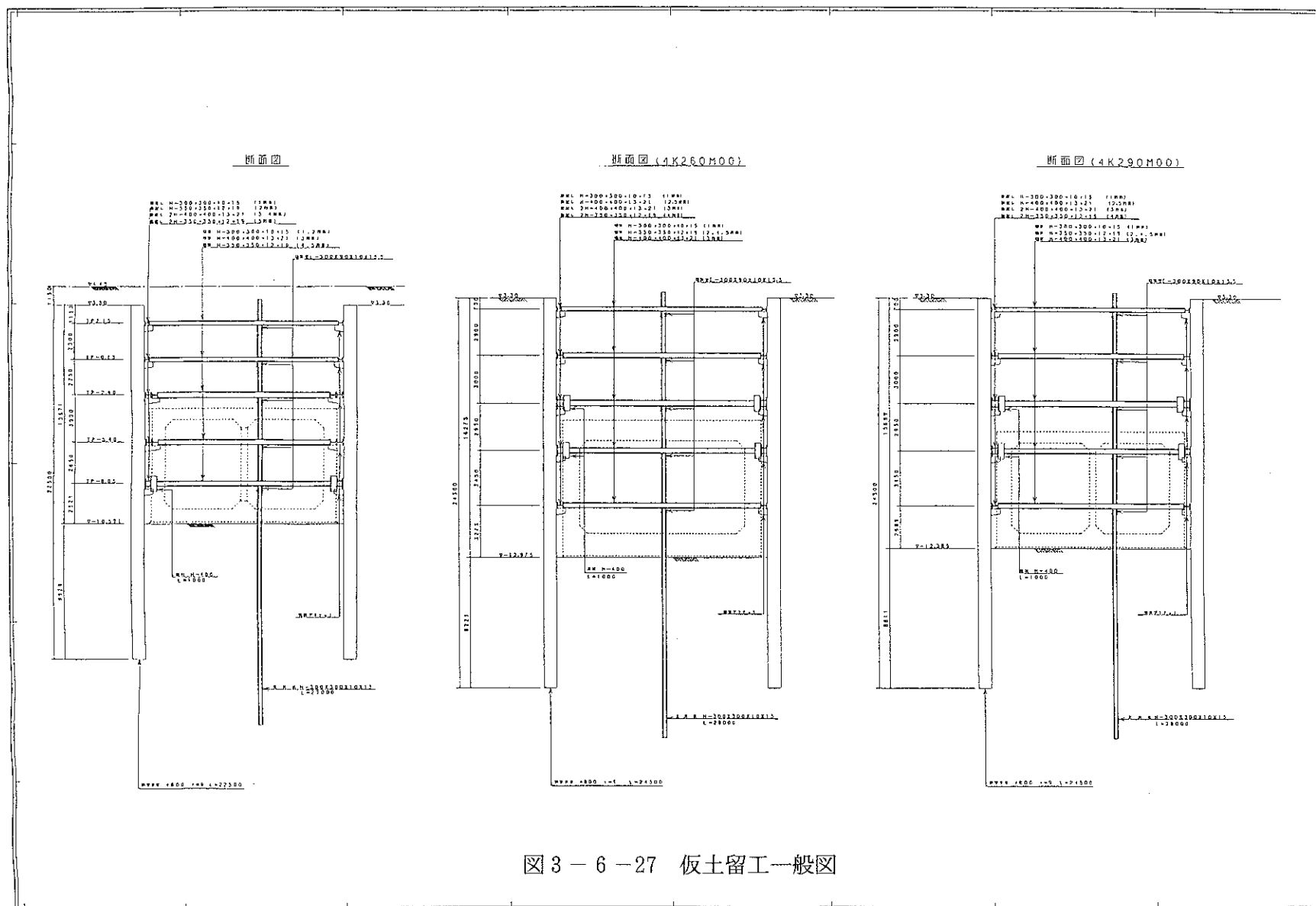
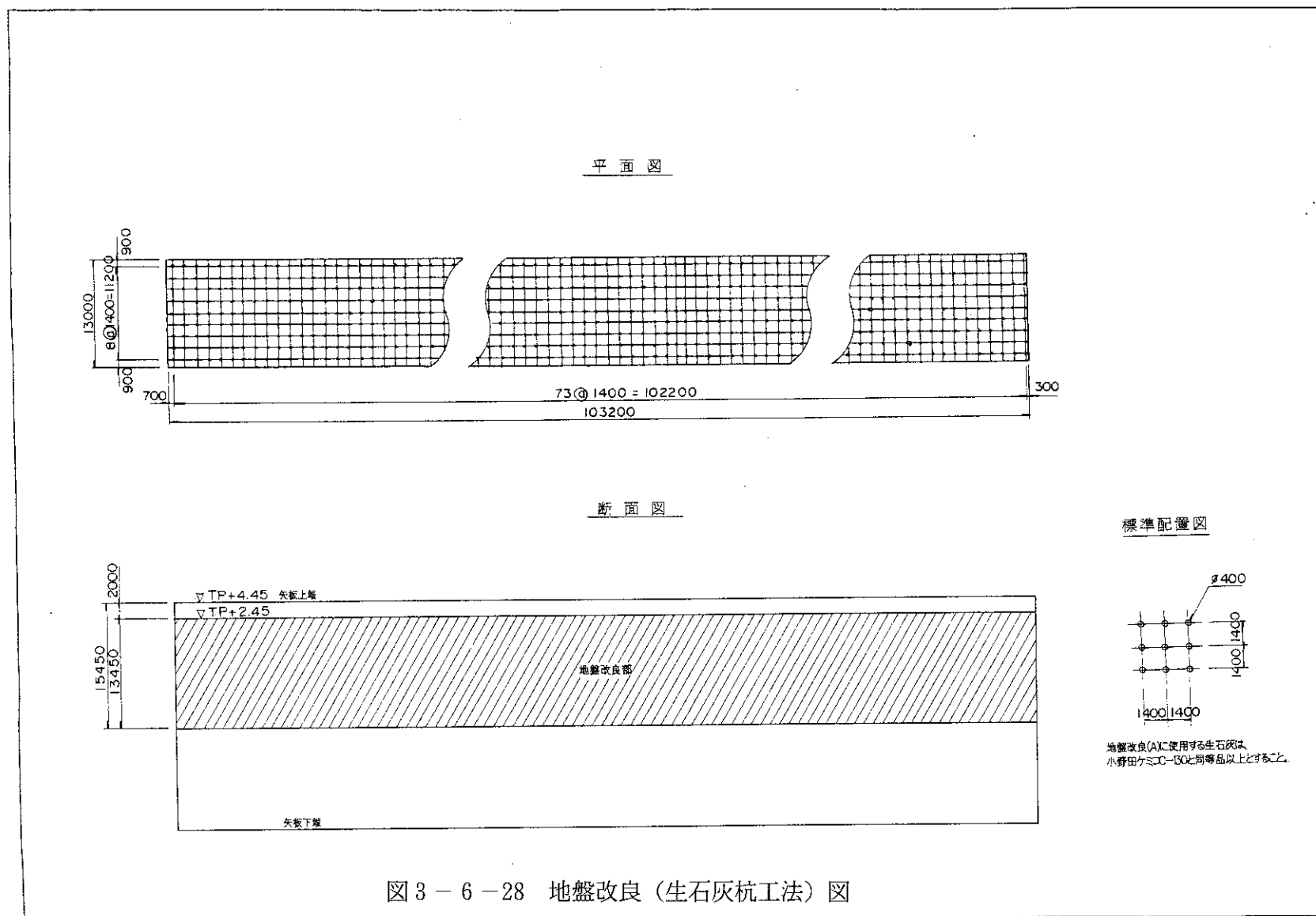
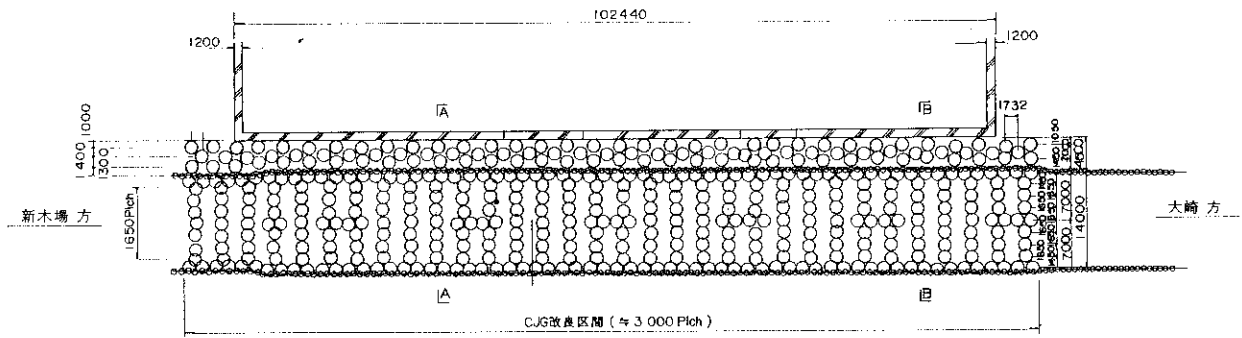


図 3-6-26 ボックスカルバートンネル一般図

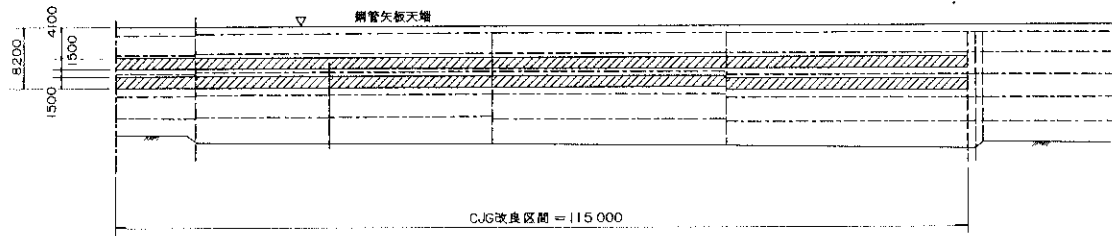




平面図



縦断面図



横断面図

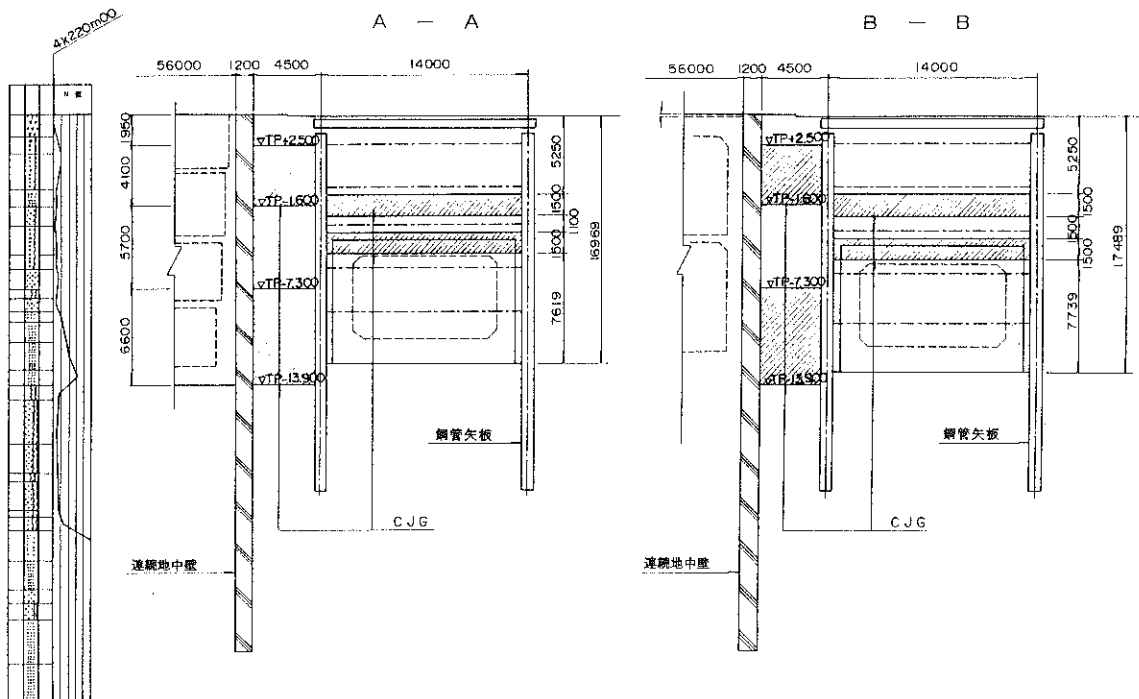


図 3 - 6 - 29 地盤改良（給水所近接区間 C J G 工法）図

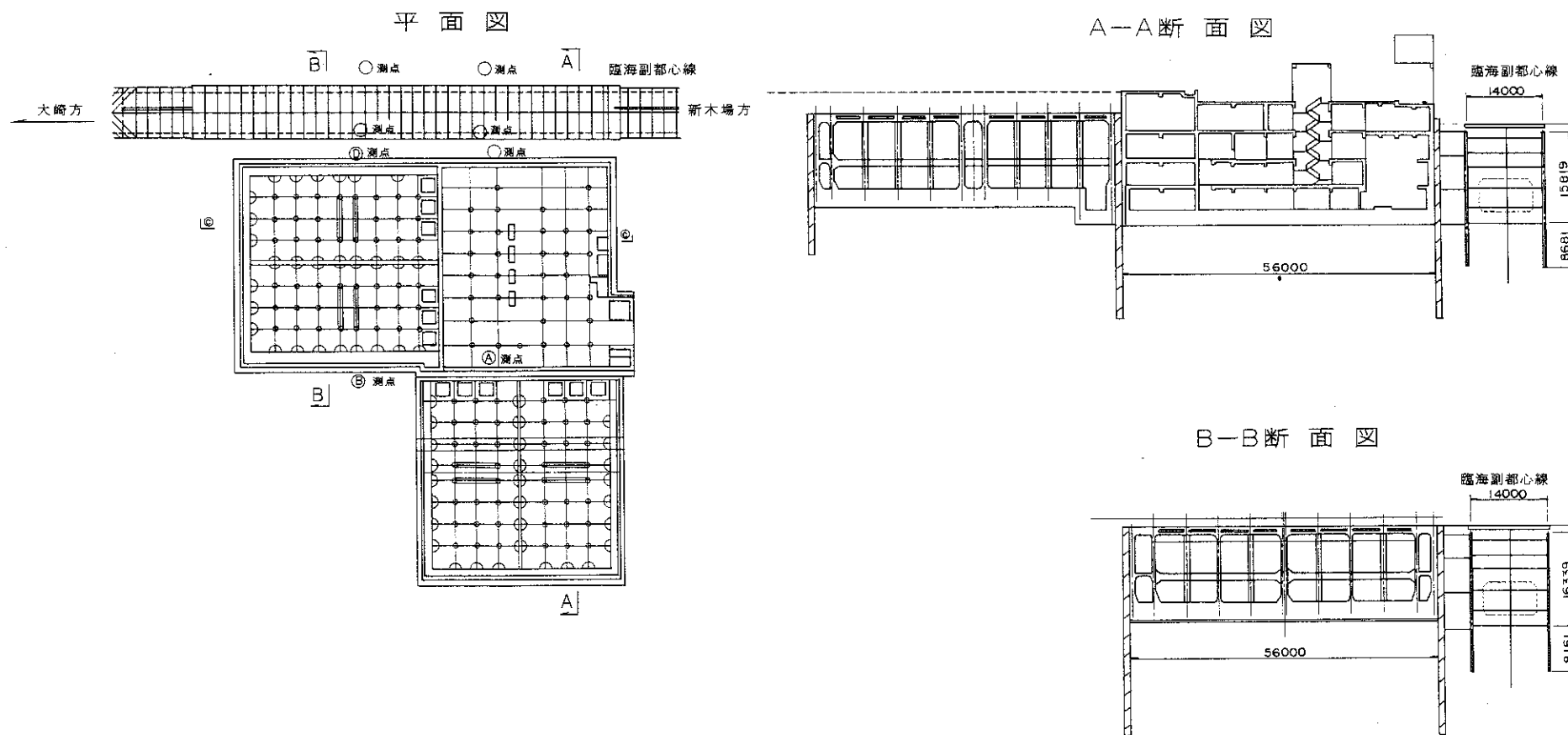


図 3 - 6 - 30 臨海副都心線給水所近接一般図

工 法		当 初 生石灰杭 + 鋼管矢板φ800 (プレロード無)	A 案 生石灰杭 + C J G (プレロード有)	B 案 CDM + C J G (プレロード有)	C 案 C J G (プレロード有)
項 目					
工 法 概 要 図					
地よの 盤る影 改連壁 良壁 にへ	腹 起 し	× (4 ~ 7 段)	× (7 段)	○	○
	切 梁	× (6 ~ 7 段)	○	○	○
	連壁本体	○	○	○	○
開 閉 変 に 位 よ る 応 連 力 壁 の	変 位 (mm)	83.1 > 70 NG	65.8 < 70 OK	66.4 < 70 OK	62.8 < 70 OK
	コンクリート応力 (kgf/cm ²)	98.0 < 112.5 OK	101.0 < 112.5 OK	101.8 < 112.5 OK	94.6 < 112.5 OK
	鉄筋応力 (kgf/cm ²)	2625 > 2250 NG	2393 > 2250 NG	2415 > 2250 NG	2243 < 2250 OK
工事費 (百万円)		±0	+327	+369	+399
工 期 (月)		14	15.7	16.9	14.7
評 価		×	×	△	○

表 3-3-11 給水所近接区間開さく工法比較表

工 法		C J G 先行地中梁工法 (プレロード有)																																																		
項 目		当初案 先行地中梁 4 段		第2次案 先行地中梁 3 段		実施工 先行地中梁 2 段																																														
工 法 概 要 図																																																				
施 工 条 件		○ 給水所連続壁を支持するものは、土留支保工と地盤のみと考える。 ○ 鉄道の掘さくは、給水所工事の進捗に影響を受けないで施工できる。		○ 給水所連続壁は、土留支保工・底版・地盤に支持されていると考える。 ○ 給水所の底版 (厚さ 3 m) の打設完了後に鉄道の掘さくを開始する。 (当初工程より 1.5 ヶ月遅延)		○ 鉄道の掘さく開始時に給水所連続壁を支持するものは、土留支保工・B 4 階までのく体・地盤と考える。 ○ 鉄道の 4 次掘さく (先行地中梁下段の範囲) 開始は、給水所の 3 B 階上床梁 (5.75×5.75 格子状、桁高 1.20、桁幅 0.90) の施工完了後とする。 (当初工程より 2.0 ヶ月遅延)																																														
最大変位量		<table><tr><th></th><th>解析値</th><th>許容値</th></tr><tr><td>給水所連続壁</td><td></td><td></td></tr><tr><td>合成変位</td><td>62.8mm</td><td>< 70.0mm OK</td></tr><tr><td>FEM 変位</td><td>9.8mm</td><td>鉄 道</td></tr><tr><td>弾塑性変位</td><td>53.0mm</td><td>給水所</td></tr></table>			解析値	許容値	給水所連続壁			合成変位	62.8mm	< 70.0mm OK	FEM 変位	9.8mm	鉄 道	弾塑性変位	53.0mm	給水所	<table><tr><th></th><th>解析値</th><th>許容値</th></tr><tr><td>給水所連続壁</td><td></td><td></td></tr><tr><td>合成変位</td><td>60.7mm</td><td>< 70.0mm OK</td></tr><tr><td>FEM 変位</td><td>7.4mm</td><td>鉄 道</td></tr><tr><td>弾塑性変位</td><td>53.3mm</td><td>給水所</td></tr></table>			解析値	許容値	給水所連続壁			合成変位	60.7mm	< 70.0mm OK	FEM 変位	7.4mm	鉄 道	弾塑性変位	53.3mm	給水所	<table><tr><th></th><th>解析値</th><th>許容値</th></tr><tr><td>給水所連続壁</td><td></td><td></td></tr><tr><td>合成変位</td><td>61.2mm</td><td>< 70.0mm OK</td></tr><tr><td>FEM 変位</td><td>7.8mm</td><td>鉄 道</td></tr><tr><td>弾塑性変位</td><td>53.4mm</td><td>給水所</td></tr></table>			解析値	許容値	給水所連続壁			合成変位	61.2mm	< 70.0mm OK	FEM 変位	7.8mm	鉄 道	弾塑性変位	53.4mm	給水所
		解析値	許容値																																																	
給水所連続壁																																																				
合成変位	62.8mm	< 70.0mm OK																																																		
FEM 変位	9.8mm	鉄 道																																																		
弾塑性変位	53.0mm	給水所																																																		
	解析値	許容値																																																		
給水所連続壁																																																				
合成変位	60.7mm	< 70.0mm OK																																																		
FEM 変位	7.4mm	鉄 道																																																		
弾塑性変位	53.3mm	給水所																																																		
	解析値	許容値																																																		
給水所連続壁																																																				
合成変位	61.2mm	< 70.0mm OK																																																		
FEM 変位	7.8mm	鉄 道																																																		
弾塑性変位	53.4mm	給水所																																																		

表 3 - 3 - 12 給水所近接区間開さく工法検討経緯表

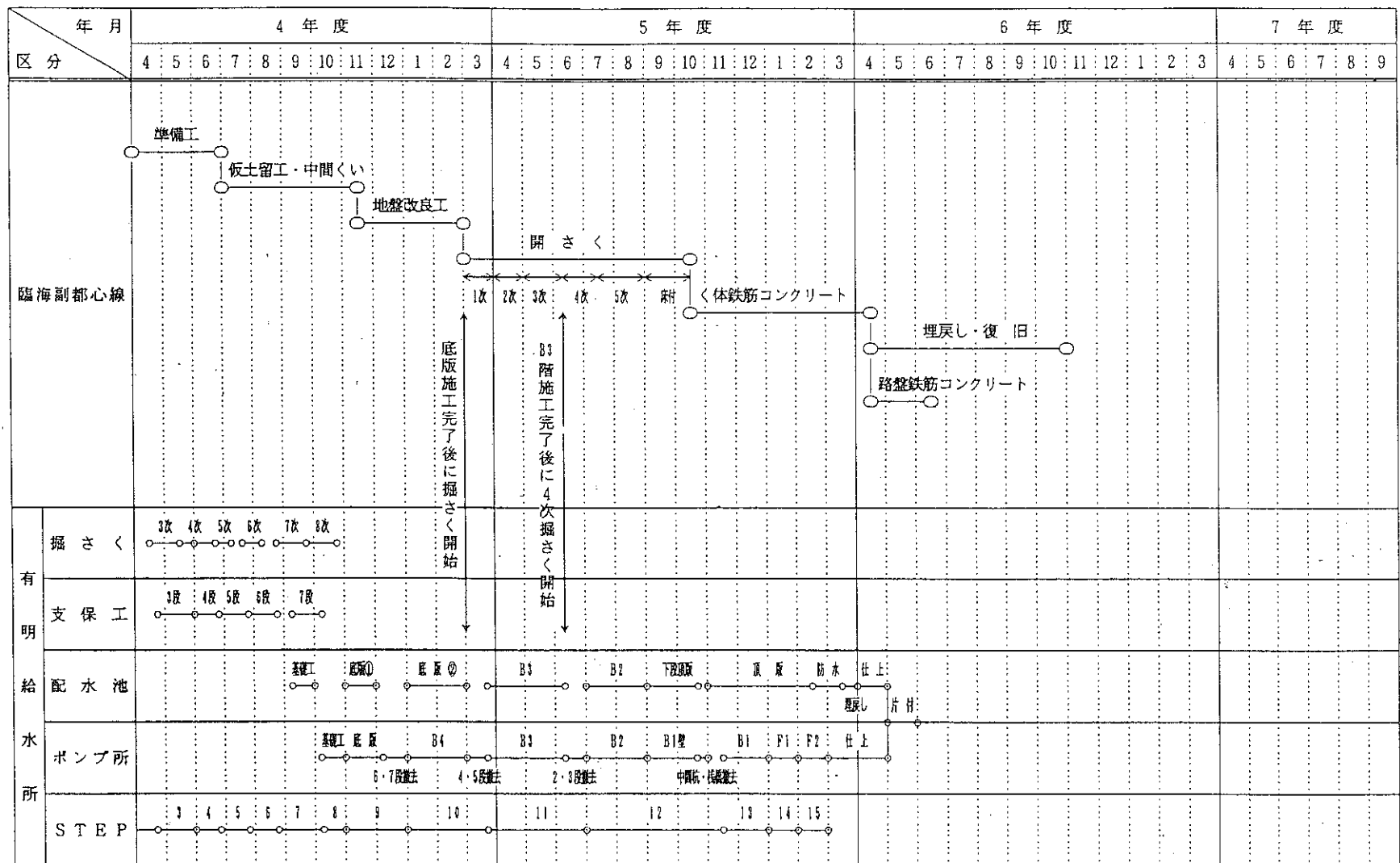


表 3 - 3 - 13 給水所近接区間工事工程表



写真 3 - 6 - 27 着手前（終点方から起点方を望む）

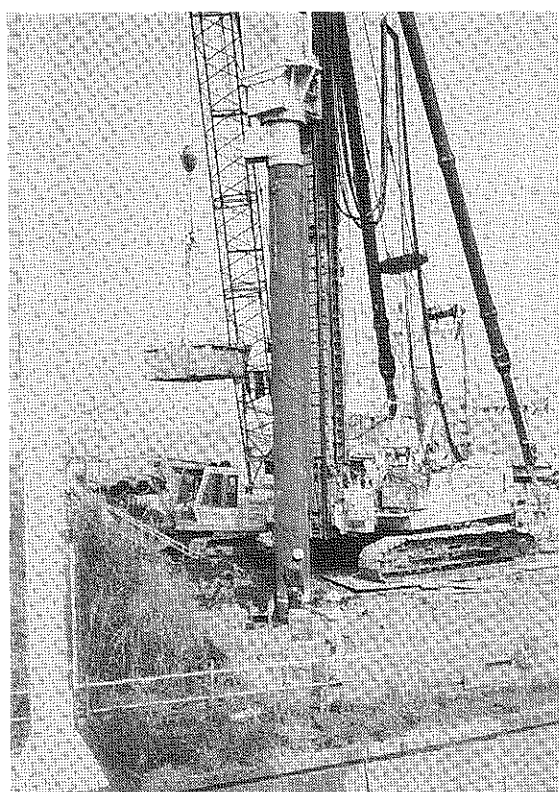


写真 3 - 6 - 28 鋼管矢板 $\phi 800$ 打設状況

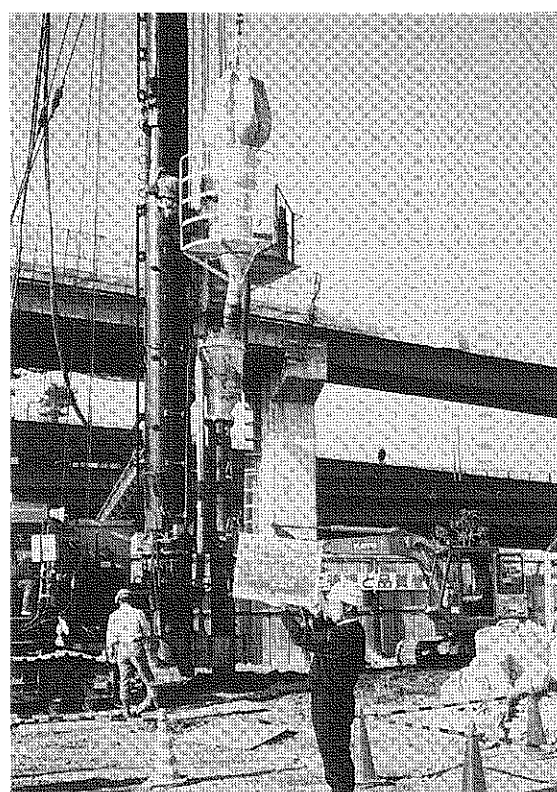


写真 3 - 6 - 29 生石灰杭施工状況

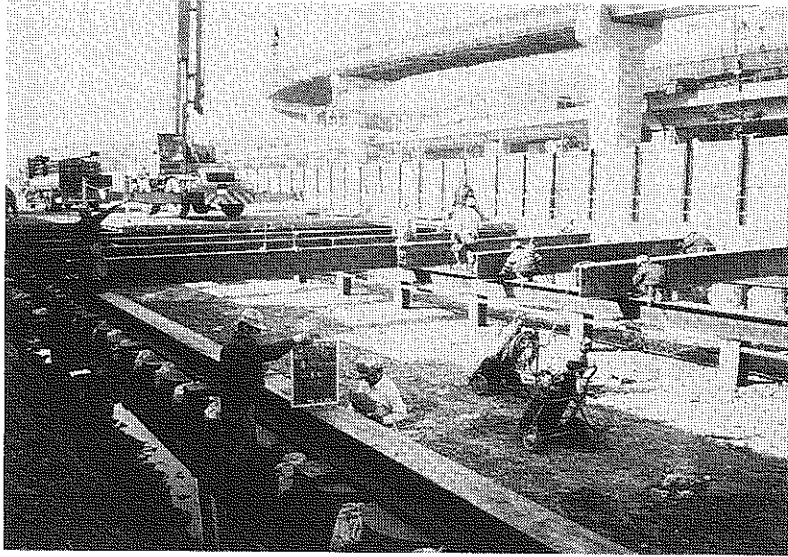


写真 3 - 6 - 30 仮設栈橋（全面覆工）施工状況

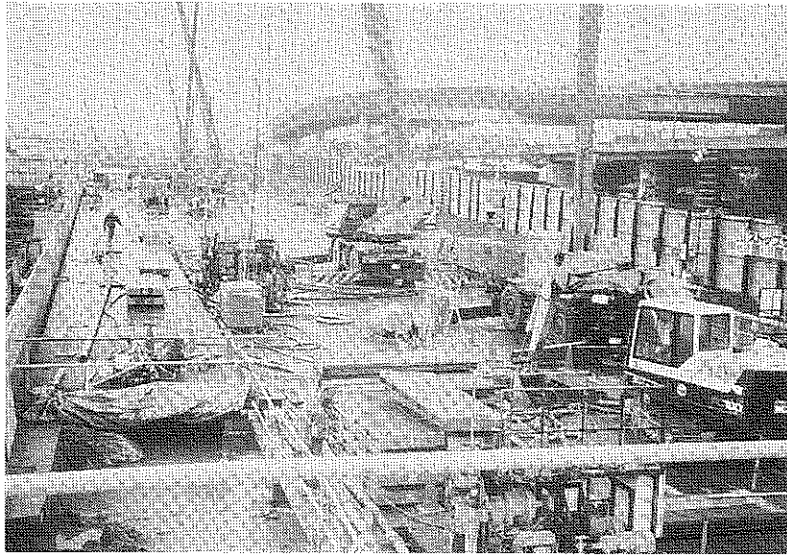


写真 3 - 6 - 31 C J G 施工状況

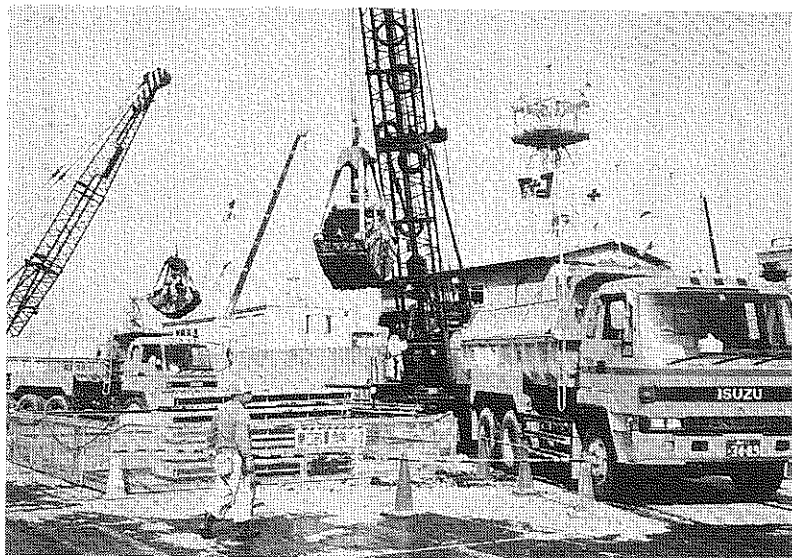


写真 3 - 6 - 32 掘さく施工状況

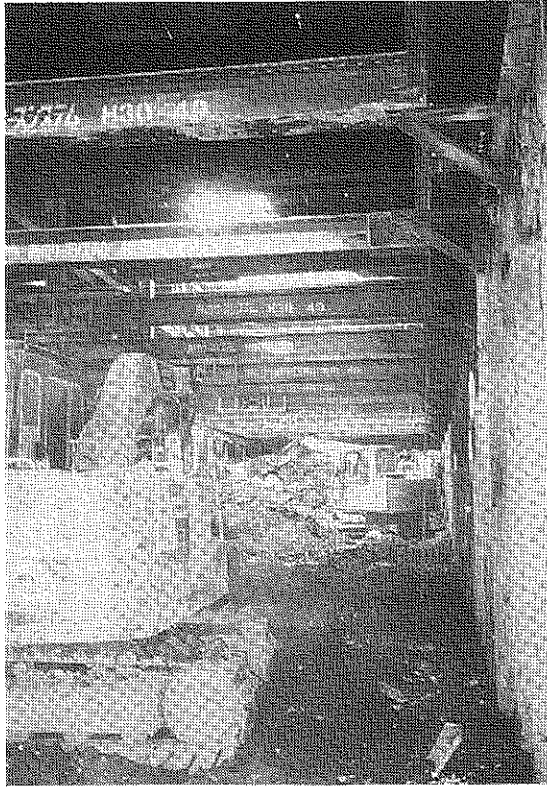


写真 3 - 6 - 33 掘さく施工状況

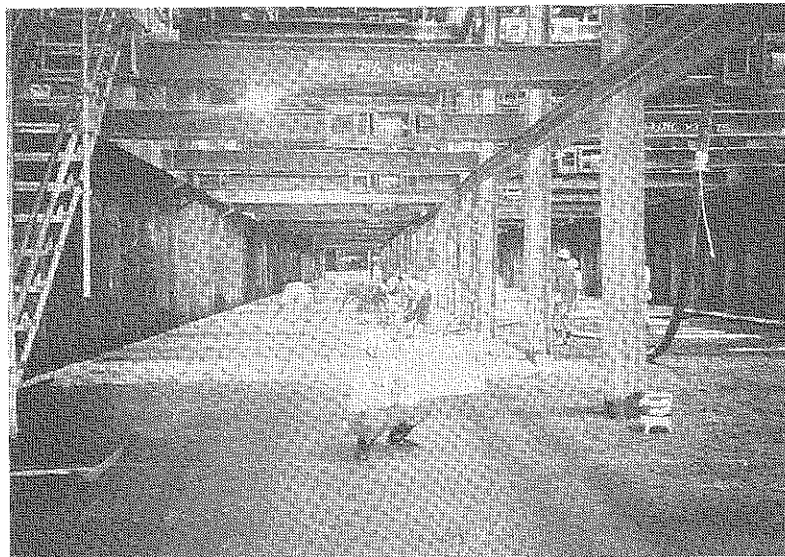


写真 3 - 6 - 34 掘さく完了状況

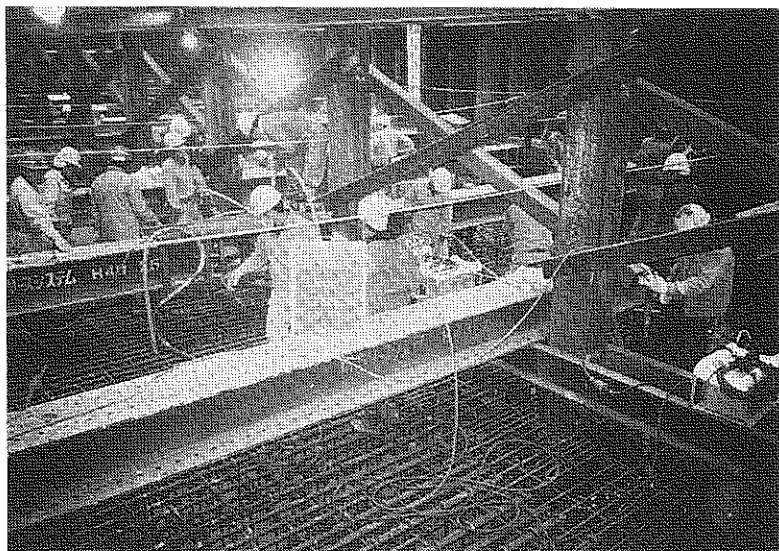


写真 3 - 6 - 35 く体鉄筋コンクリート打設状況

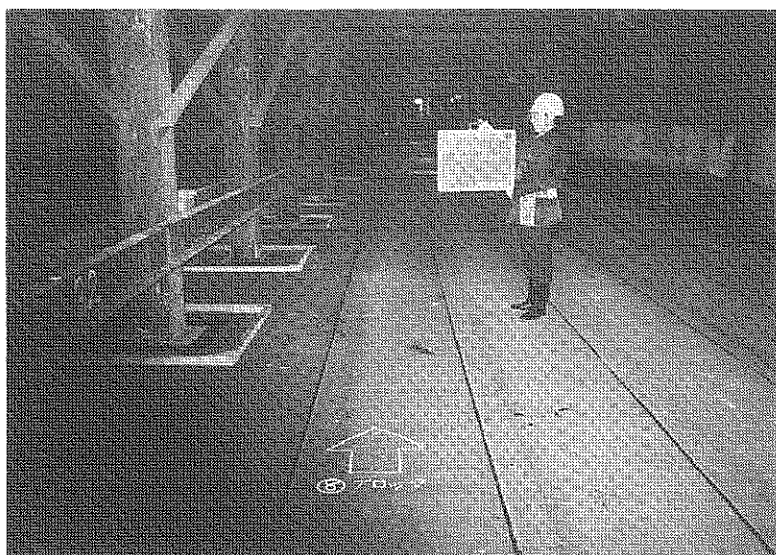


写真 3 - 6 - 36 防水工施工状況

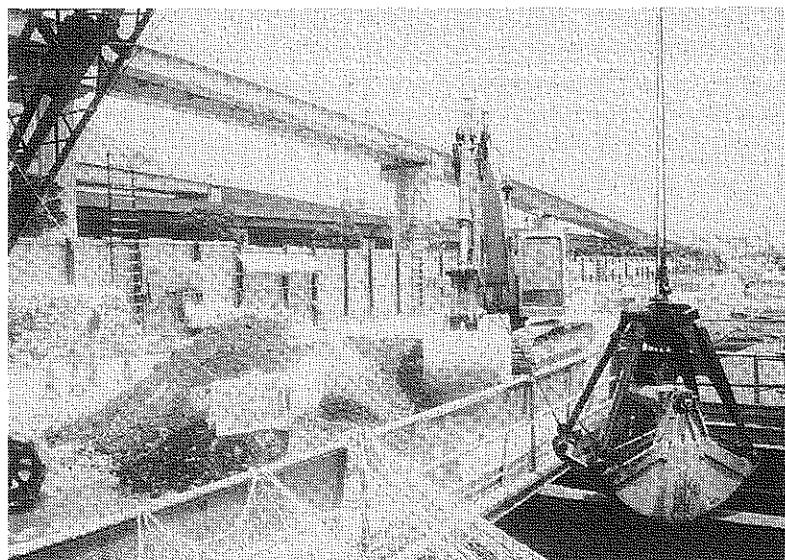


写真 3 - 6 - 37 埋戻し施工状況

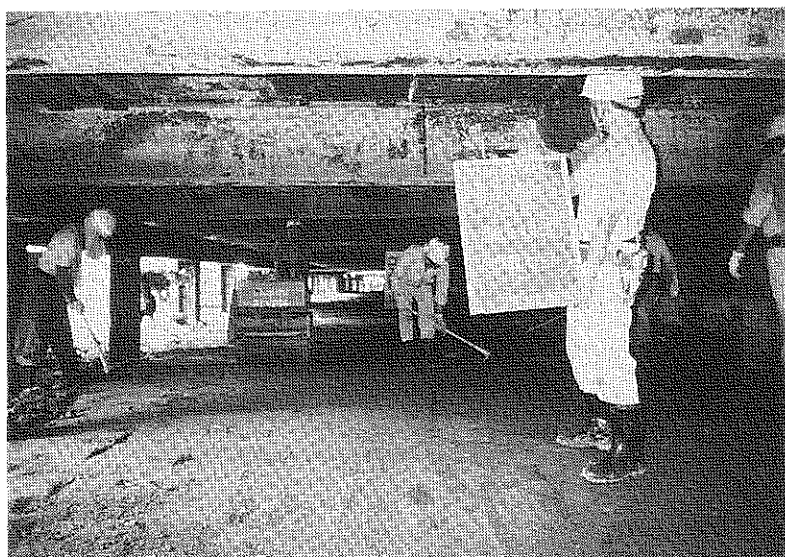


写真 3 - 6 - 38 埋戻し施工状況

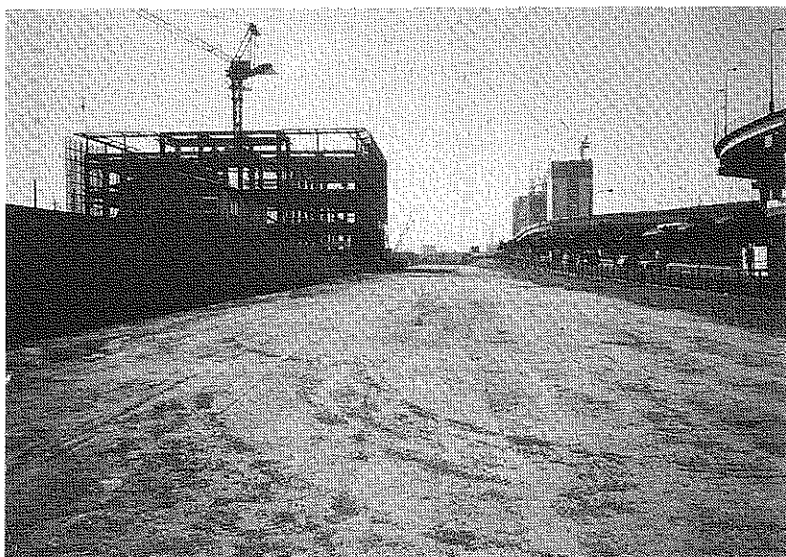


写真 3 - 6 - 39 しゅん功（起点方から終点方を望む）



写真 3 - 6 - 40 しゅん功（終点方から起点方を望む）



写真 3 - 6 - 41 しゅん功（ボックスカルバートトンネル）

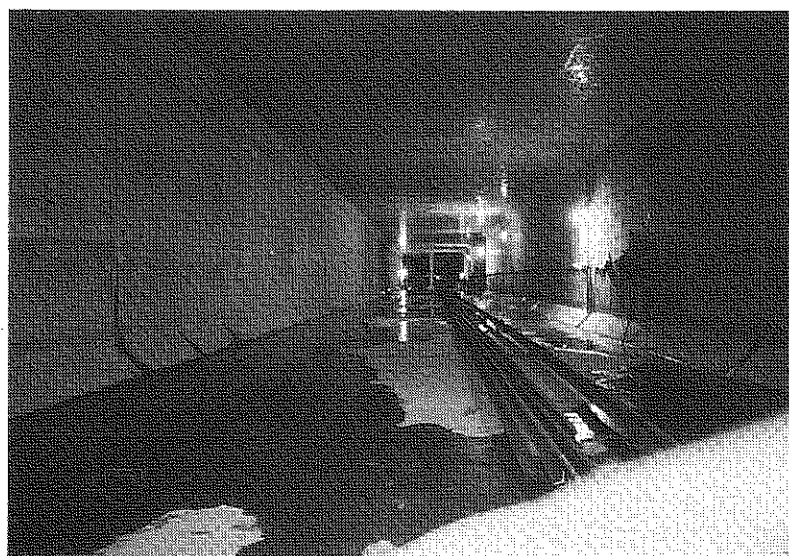


写真 3 - 6 - 42 しゅん功（ボックスカルバートトンネル）

第7章 高架駅

第1節 概要

臨海副都心線における明かり区間の駅は、始発駅となるJ R新木場駅と新木場起点2K180m00 に設置する東雲駅の2駅である。

この区間の本線構造物は京葉線当時に建設が完了しており、新木場から曙運河左岸までの区間は鉄道公団からJ R東日本へ事業資産として貸し付けられており、J R東日本が管理している。曙運河左岸から終点方の東雲駅区間を含む高架橋は、東京臨海高速鉄道(株)が清算事業団から取得した構造物で、昭和50年代に完成している。

新木場駅はJ R京葉線の下に新設するもので、営業線下の工事となることから、施工は東京臨海高速鉄道(株)からJ R東日本東京工事事務所に委託している。

東雲駅は、桁式高架橋部分に島式ホームを構築する構造となっている。



写真3-7-1-(a) 新木場駅に入線した車輛（平成7年11月22日深夜）

第2節 新木場駅

新木場駅は、J R 京葉線新木場駅に併設して設置した。

J R 京葉線新木場駅は、R C 高架橋の4階に乗降場、3階にコンコースがありラチ外コンコースは営団有楽町線の新木場駅のコンコースを共同使用し、地平にはエスカレーターにより連絡している。

臨海副都心線新木場駅は、2階部分の線路敷は、京葉貨物線として既に完成していたため乗降場を新設して、3階J R コンコースの千葉方に専用コンコースを新設した。

ラチ外コンコースは、J R きっぷ売り場及び営団電気室等を移設して増設し、三社による共同使用とした。

1. 設 計

・設計項目

(1) 橋けた補強 (J R 施設)

R C 単Tけた $1 = 19.8\text{ m}$ 2連

分岐器設置のため1線2主けたを2線4主けたとする。

(2) 床版受け鉄筋コンクリート (J R 施設)

R C 構造とし、既設高架橋にさっ孔後、鋼棒にて取り付ける。

(3) 床版受けはり鉄筋コンクリート

R C 構造とし、P C 版を受ける単純はり構造とする。

(4) R C 床版

臨海副都心線電気室設置に伴い、コンコースレベルに現場打ちR C 床版及びR C はりを設計する。

(5) 乗降場

けた式鋼構造とし、スラブはP C 版とする。

(6) 接合工 (J R 施設)

高架橋の接合部の設計を行う。

(7) 砂利止め、ダクト、高らん

砂利止め、ダクト及び高らんを計画配置する。

・設計条件

(1) 死荷重

死荷重は、材料の実重量によることを原則とする。

(2) 活荷重

列車荷重 $K-12$ 、 $S-16$

群衆荷重 床版、床組 500 kg/m^2

はり、柱 350 kg/m^2

仮眠室荷重 200 kg/m^2

電気室荷重 1300 kg/m^2

2. 施 工

新木場駅は、J R京葉線新木場駅（4 F）高架橋の2階に桁式乗降場を新設し、3階に駅本屋及びコンコースを新設するものであり、千葉方高架下に工事用基地を確保し、工事用資材を搬入した。

主要工事数量

・乗 降 場 新 設	1, 8 8 5 m ²
・床 版 新 設	1, 0 5 2 m ²
・防 風 壁 新 設	1, 5 2 7 m ²
・パイプ高らん新設	4 5 3 m
・砂利止め新設	2 0 7 m
・ダ ク ト 新 設	1 9 9 m
・落下防護網新設	4 7 m ²
・手すり（門扉含む）	1 0 m ²

工 期：平成6年1月～平成8年3月

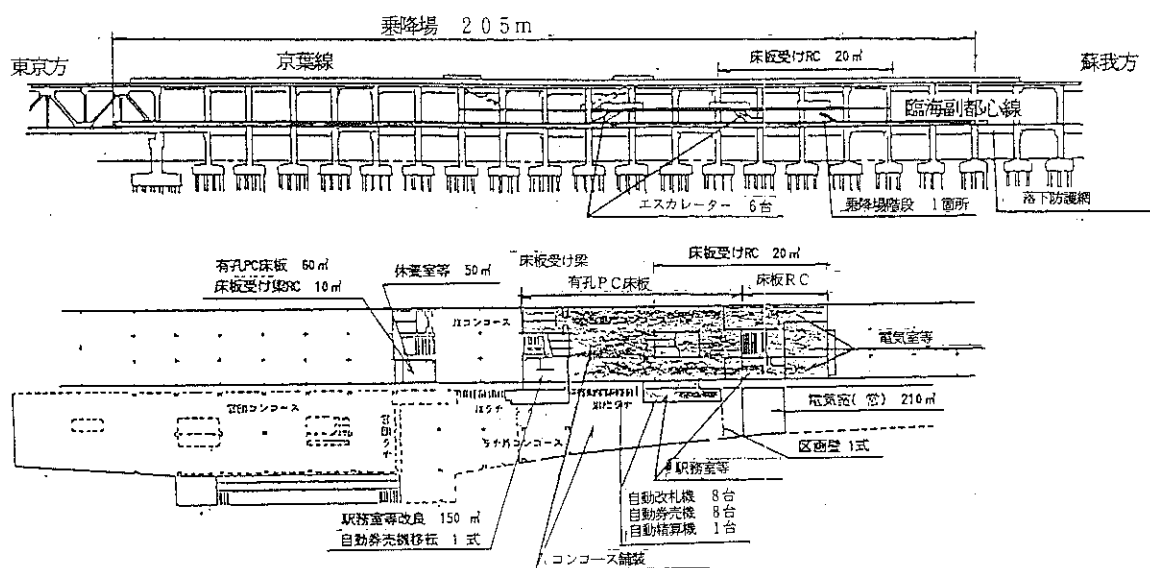


図3-7-1(a) 新木場駅概要図

第3節 東雲駅

東雲駅は、旧京葉貨物線時に完成した桁式高架橋（単T桁 $\ell = 19.10\text{m}$ ）部分に相対式ホーム（ホーム長205.0m）を建設するもので、構造は既設橋脚の間に新たな橋脚を設置し、ホーム桁として単純鋼桁18連（片側9連 $\times$ 2）を並べている。本屋部分は4径間ラーメン構造で、駅構造物は既設高架橋に対し独立したものとなっている。

施工の手順は

- ①既設高架橋の高らん切断、てっ去
- ②新規橋脚に支障する既設高架橋スラブの一部切断、てっ去
- ③杭打設
- ④躯体構築
- ⑤ホーム桁架設



写真3-7-1-(b) 着手前 本屋部分

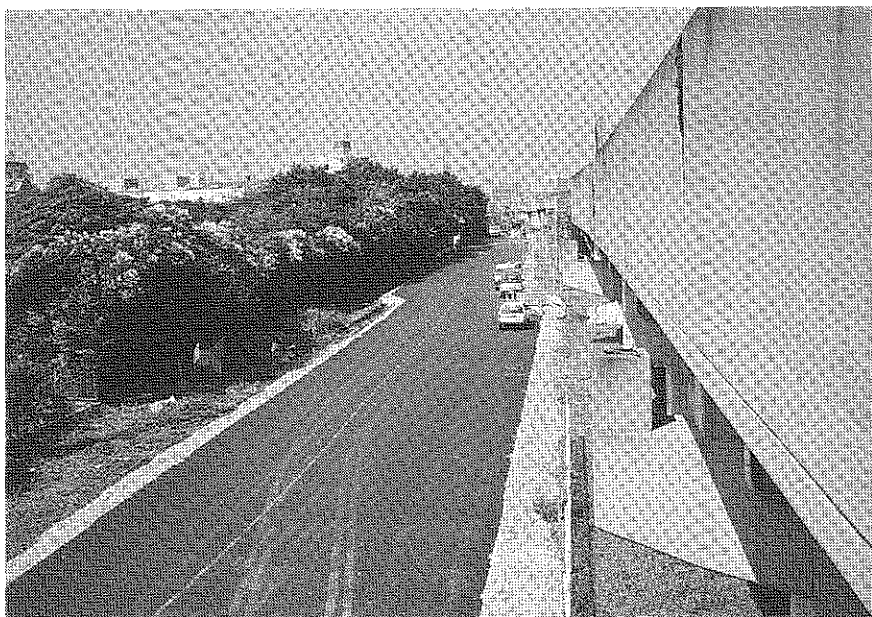


写真3-7-2 本線左側 工事用道路

施工に必要な工事用道路は、本線右側が一般国道357号に隣接しているため、本線左側の都港湾局用地を借地した。従って、すべての施工は本線左側及び既設高架橋桁下からとなり、上り線の施工は既設高架橋越しとなった。工事用道路巾は大型機械の使用やホーム桁の地組場所、軌道工事との競合から10mを確保した。

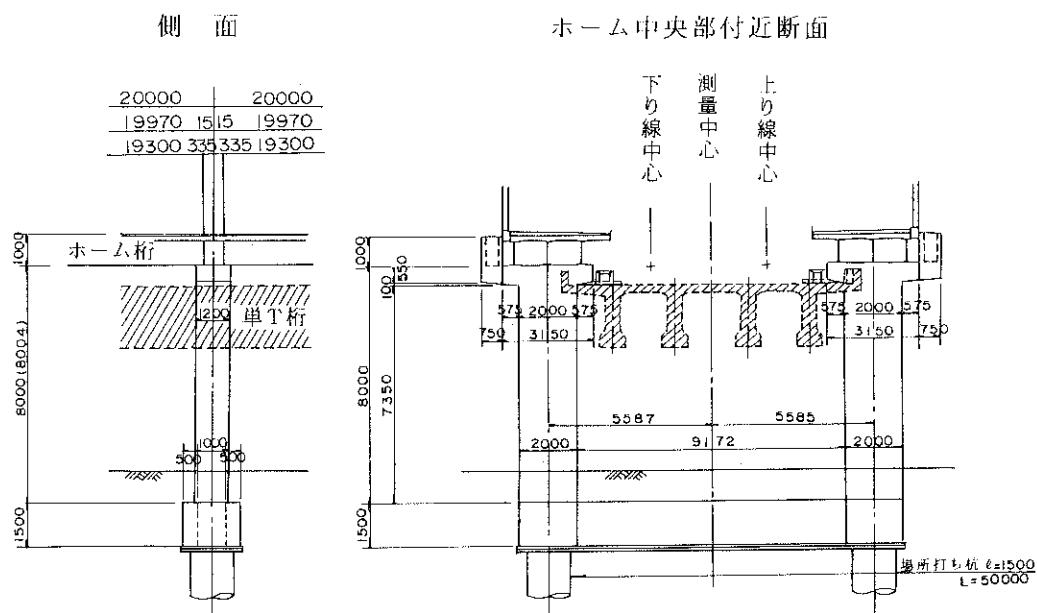
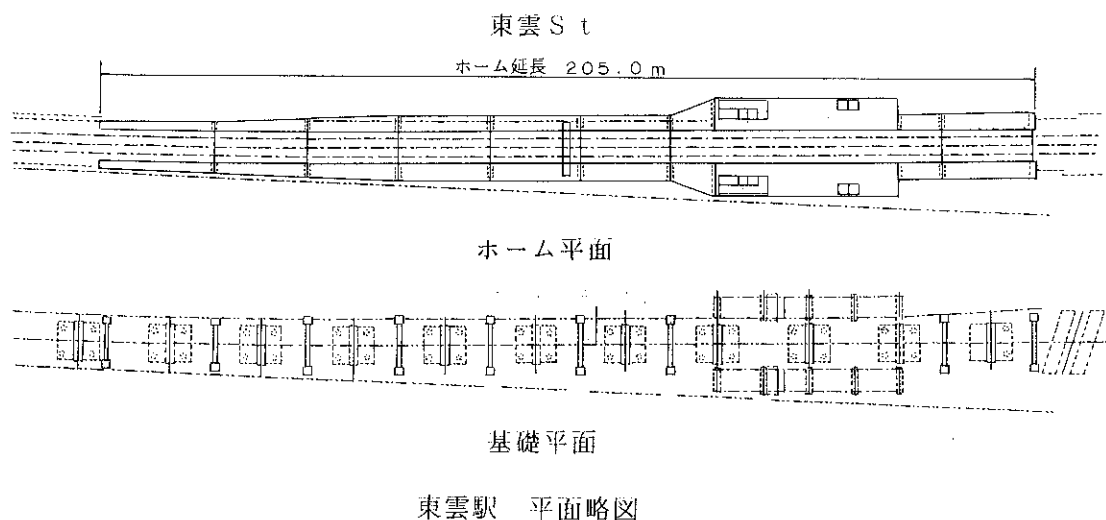


図 3 - 7 - 1 東雲駅横断面

1. 既設高らん及び床版の切断、てっ去

駅ホーム部分となる既設高架橋には、コンクリート高らんH=1.98m が両側に設置されている。ホーム主桁との高さ関係からスラブ面より0.12m の位置で切断、てっ去した。

また、図3-7-1に示すとおり橋脚の脚部がスラブの一部と重なること、また、基礎杭の施工に必要なスペースを確保する必要があることから既設高架橋のスラブを部分的に切断てっ去した。切断はワイヤーソーイング工法を採用した。この工法は、切断用ビーズを嵌め込んだエンドレス状ワイヤーソーを切断体に巻きつけ、駆動機により張力を与え、高速循環させることにより鉄筋も含めて切断するものである。

高らんの切断は2.5mの長さとし、スラブは最大1.4m×1.2mの大きさとなったが、重量があるため、あらかじめ高らん、スラブを削孔して吊上げ用の穴をあけ、切断ブロックをクレーンで吊り上げることにした。

高らん及びスラブの切断面はコンクリート保護材を塗布したが、使用した保護剤及び塗布量は、下記のとおりである。

表3-7-1 コンクリート保護材

	材 料	塗 布 量
下 地 再 生 材	エポキシ樹脂プライマー	0.1kg/m ²
パ テ 材	エポキシ樹脂パテ	2.0 "
中 塗 り 材	特殊ウレタン樹脂系	0.2 "
中 塗 り 材	特殊ウレタン樹脂系	0.2 "
上 塗 り 材	フッソ樹脂塗料	0.2 "

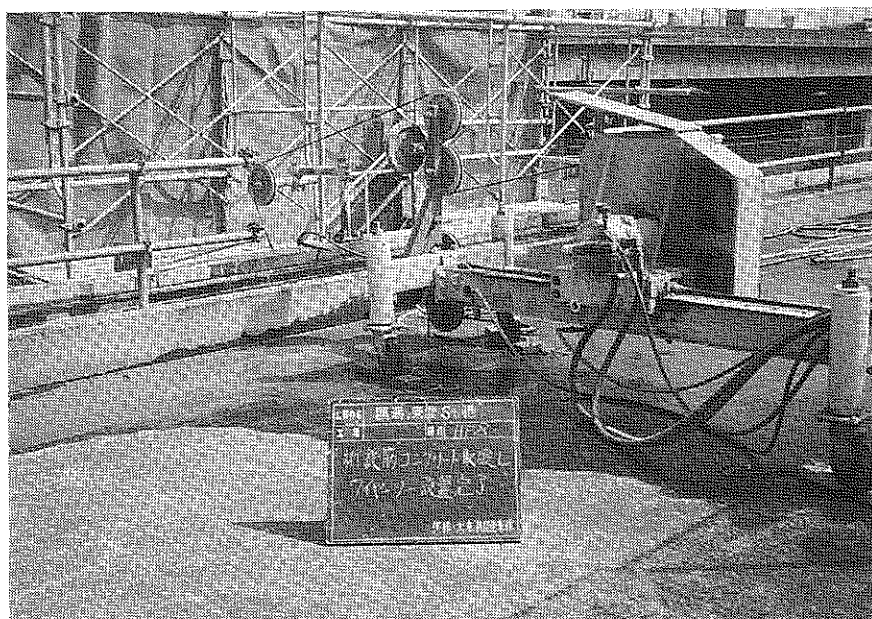


写真3-7-3 ワイヤーソーイングによるスラブ切断中



写真 3-7-4 切断したスラブのてっ去

2. 基礎杭及びく体

杭は既設高架橋と同様にリバース杭を採用した。杭長及び杭本数は下記のとおりである。杭先端の支持層は、設計どおりの杭長で良好な洪積砂層を確認した。

表 3-7-2 杭 長 と 杭 径

	杭 径	杭 長	本 数
P 1～P 5	1,500mm	50.0m	2 本／基
P 6～P 7	1,500mm	51.0m	2 本／基
4 径間ラーメン	800mm	51～52.0m	10 本
P 8～P 9	1,500mm	52.0m	2 本／基

く体の施工は、起点方の橋脚から着手した。

橋脚フーチング部分の仮土留は最小限の範囲とし、経済性を考慮して検討した結果、国道側と工事用道路側にコの字にⅢ型の鋼矢板と火打梁を施工し、線路直角方向は 1:0.5 の法勾配の素掘りとした。

打設したコンクリート量は、

場所打ち杭	38 本	1,930 m ³
橋脚コンクリート	9 基	550 m ³
ラーメンコンクリート	2 基	460 m ³

である。

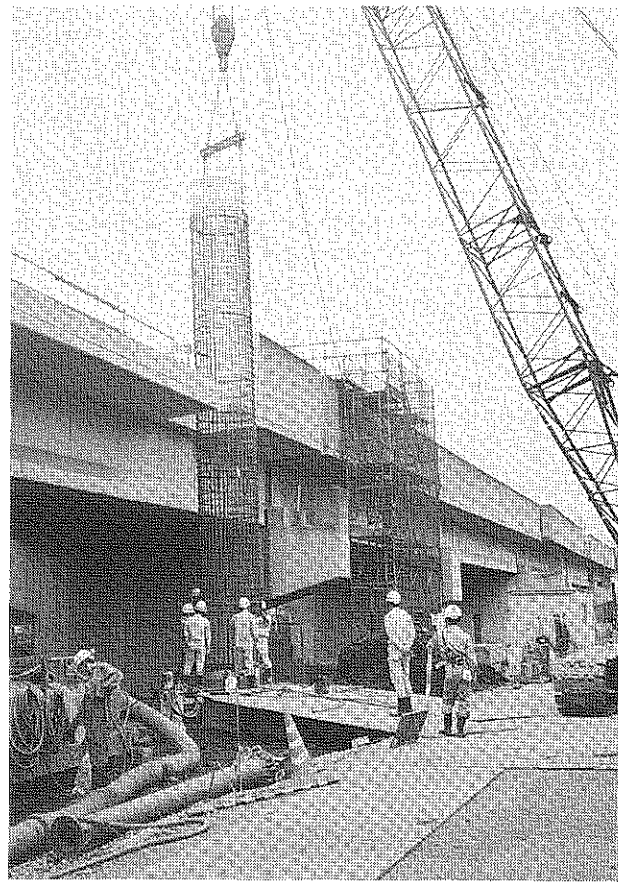


写真 3 - 7 - 5 橋脚 P 1 基礎杭施工中

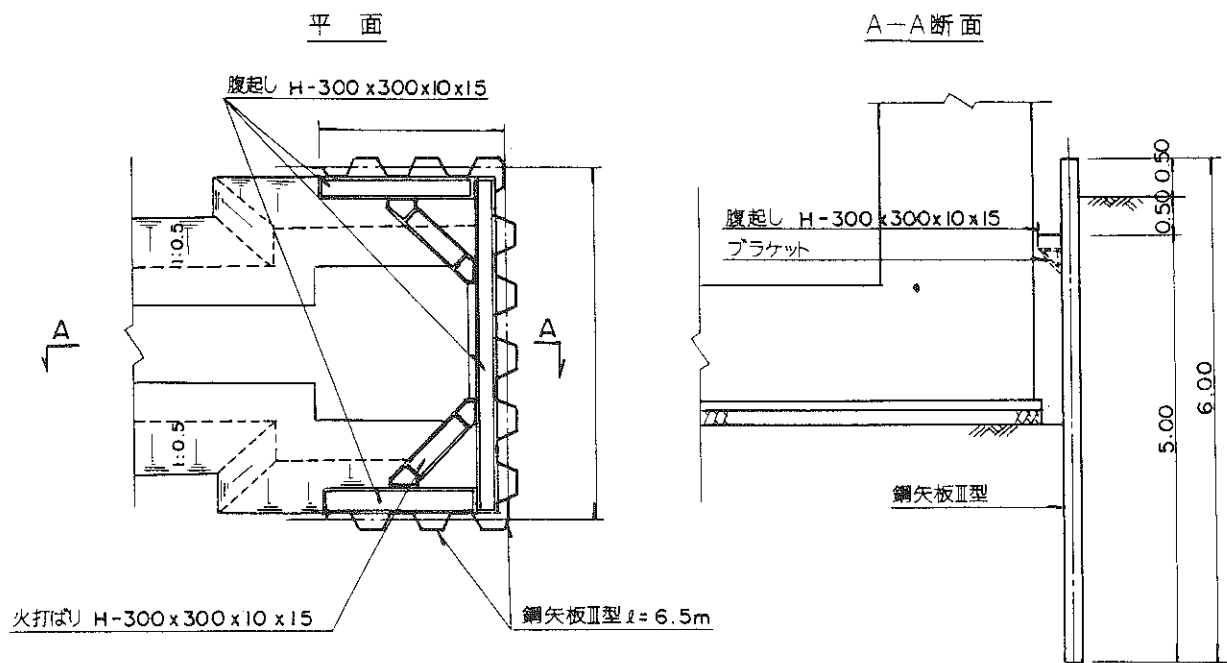


図 3 - 7 - 2 仮土留標準図

3. ホーム桁の架設

ホームは、鋼桁に穴あきP C版を敷き、調整コンクリートを打設する構造となっている。鋼桁はホーム巾（2.0m～7.3m）により2主桁から3主桁で構成され、主桁の断面はH-800×300×14×26となっている。

工場で製作された部材は現地に搬入後、起点方側14連（7×上下線）については工事用道路上で地組し、1連毎の一括架設で施工した。本屋部分より終点方の4連（2×上下線）は、スペースの関係から大型クレーンが使用できず、単材架設となった。

架設に使用したクローラークレーンは、高架橋越しの施工となる上り線の架設では、最大160t吊りの使用となった。一括架設の桁重量は10.2t～18.2tである。

施工にあたり、特に上り線側では交通量の多い国道との離隔がほとんどない状況での架設となり、細心の注意を要した。

鋼桁の塗装は特殊環境用J-2を採用し、上塗りの色は東京臨海高速鉄道㈱との協議でブルー系に決定した。（日本塗装工業協会：91年度版 R14-739）

柵は可動側がゴムシュー、固定側がアンカーボルトとなっている。また、桁には耐震連結装置を取り付けている。

上下線18連の架設は約3ヶ月で完了した。

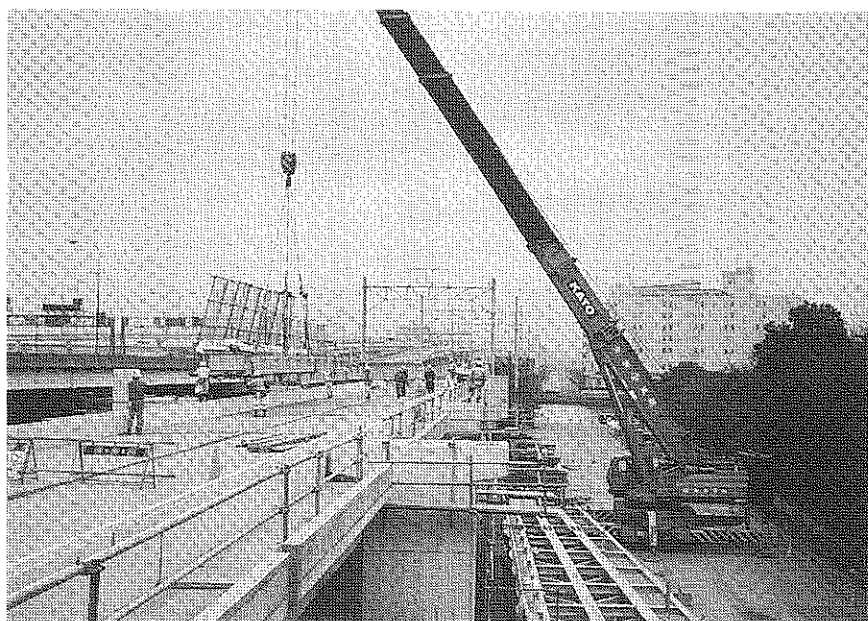


写真3-7-6 上り線ホーム桁の一括架設

第8章 地下駅

第1節 国際展示場駅

1 工事概要

本駅は、東京臨海新交通の有明駅に近接し相互の乗換駅としており、有明南交通ターミナルの中心となるとともに、国際展示場や有明テニスの森公園などへのレジャー乗降客の玄関口となる駅である。

工事区間は、新木場起点3Km400m7～3Km630m0間（ $\ell=229\text{m}$ 3）の駅部（2層2～3径間）及びトンネル部（1層3径間）の構築工事であり、開さく工法により施工した。路線は、国道357号線に近接・並行しており、国道が本区間では仮土留の鋼矢板まで1.6mと最近接となる。施工は、これらの近接する施設への影響を極力制御し、安全に施工を行うため、掘削内の軟弱な地盤を改良して補強するとともに、掘削底面以深の軟弱層は、将来の駅建物荷重を考慮した地盤改良を行った。図3-8-1に工事概要図を示す。

工事の契約は、仮設工から開さく・土留支保工、く体構築から埋戻しまでの2分割として行った。工事の契約の概要を表3-8-1に示す。

表3-8-1 工事の契約の概要

契約番号 件名		東支3第52号 臨海、国際展示場S t 他	東支5第7号 臨海、国際展示場S t 他2
期 限	契 約	平成4年 3月25日	平成5年 6月10日
	着 手	平成4年 3月26日	平成5年 6月11日
	しゅん功	平成5年10月25日	平成7年 3月10日
請負金額 〔当初〕 〔しゅん功〕		950,690,000円 1,433,600,279円	1,812,800,000円 2,114,328,000円
請 負 者		大成、飛島、日産 J V	

2 地質概要

この地区は、1961年から1970年にかけて埋め立てられた人工地盤であり、埋め土の下部には軟弱な粘性土、あるいは緩い砂質土からなる沖積層（有楽町層）が堆積している。沖積層以深は洪積層で、砂質土と粘性土の互層よりなる七号地層上部である。その下部は、砂質土あるいは硬い粘性土からなる東京層（上部東京層）、礫主体の東京礫層、極密の砂層よりなる江戸川層（下部東京層）の順序で堆積している。

本工区の構造物底面は、深さ9.5～10.5mであり、軟弱な有楽町粘土層及び有楽町砂層に位置している。図3-8-2に地質概要図を示す。

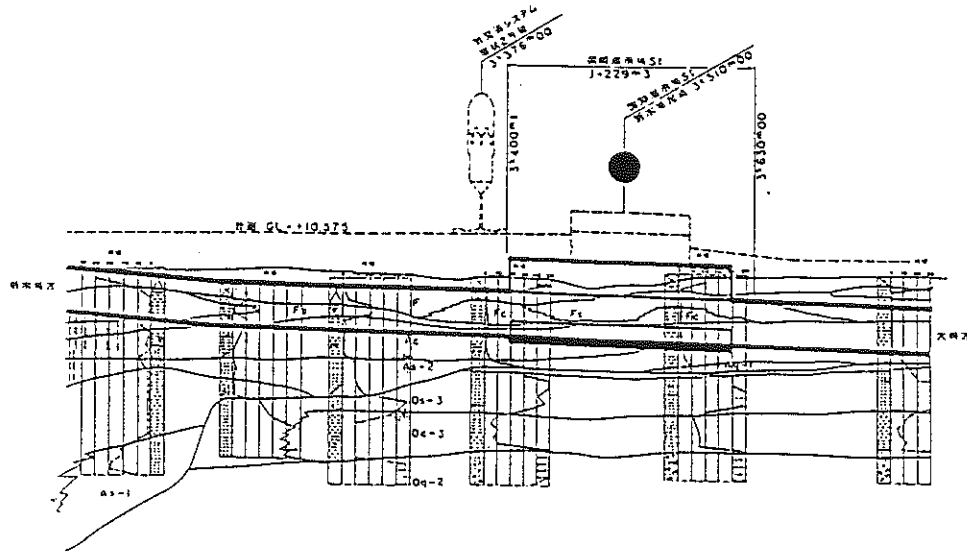


図 3—8—2 地質概要図

3 駅の構造計画と配置計画

本駅の構築位置は、東京臨海新交通の有明駅との相互の乗換及び有明テニスの森方面への連絡通路となるイーストプロムナード橋への利便性等を考慮して決定されている。

駅の構造形式は、駅設備の配置計画、乗降客の利便性等を考慮し、島式ホーム（1面2線）形式とし、く体構造は、周辺基盤の整備計画高さ調整して地下2階を土木構造物とし、地上部は建築構造物とした。土木構造物は2層2～3径間である。図3—8—3に駅概要図を示す。

4 設 計

(1) 駅本体

駅本体は、次の条件を考慮して設計している。

- ①駅構造物と並行している国道357号線の将来計画に、現地盤高さより最大約6mの高上がりがあり、その構造形式によっては、本構造物に偏土圧として影響する。
- ②将来駅ビル建設の可能性として5階程度の荷重（10t/m²）を想定する。
- ③地盤は耐震設計上、特殊地盤に属し、地震時応答解析を行う。
- ④構造物の上床版が地表面に露出するため、温度変化の影響を考慮する。
- ⑤当該地区は、将来盛土計画があるため、その影響を考慮する。
- ⑥地震時に液状化の可能性の地質（As-2）があるためそれを考慮する。

仮土留の残置、地盤改良。

- ⑦防水性に配慮する。

防水工、クラック防止に一部膨張コンクリート使用。

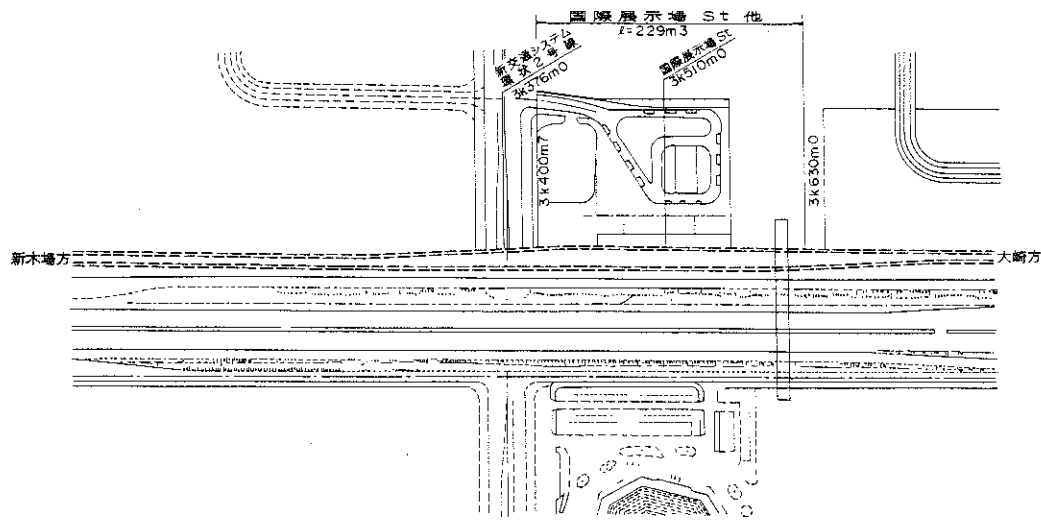
- ⑧工期短縮に配慮する。

(2) 仮土留・地盤改良

仮土留・地盤改良は、次の条件を考慮して設計している。

- ①開さく範囲は、軟弱地盤であり、土留の変位防止、トラフィカビリティに配慮する。

平面図



縦断面図

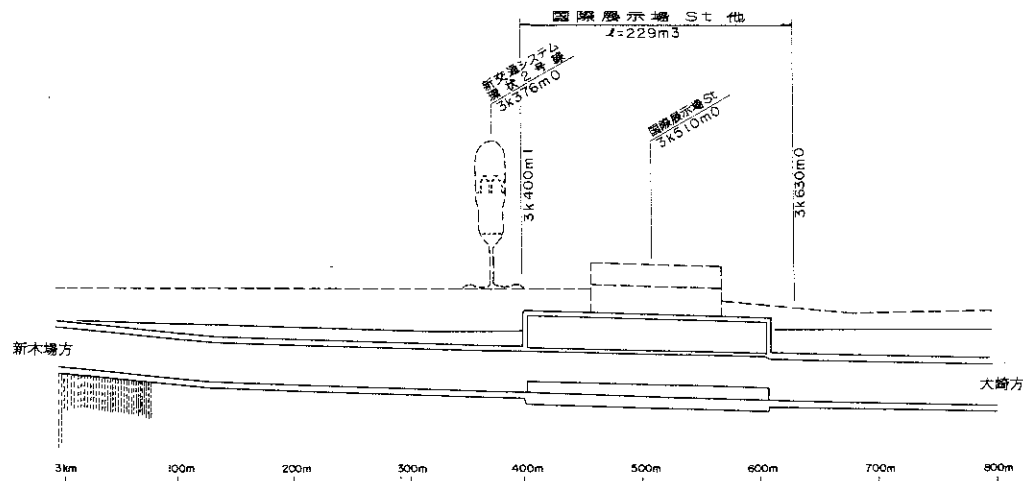
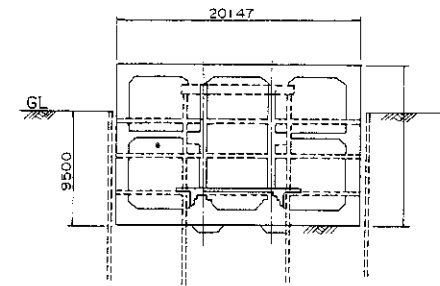


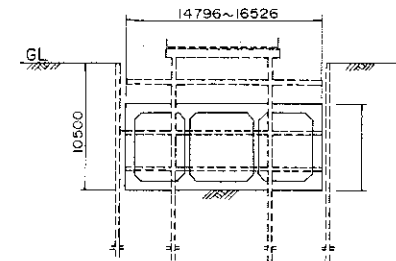
図 3 - 8 - 1 工事概要図

断面図

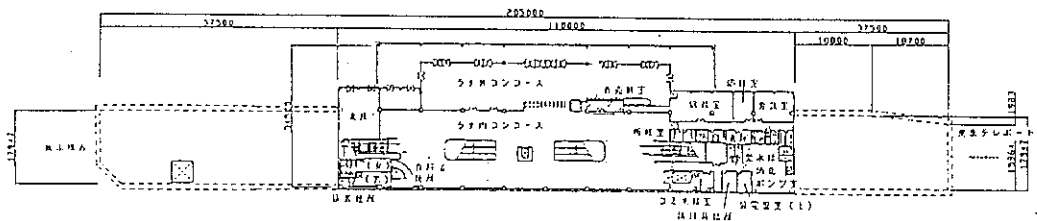
駅 部



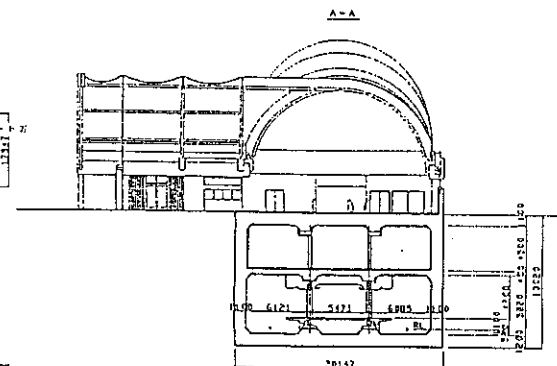
トンネル部



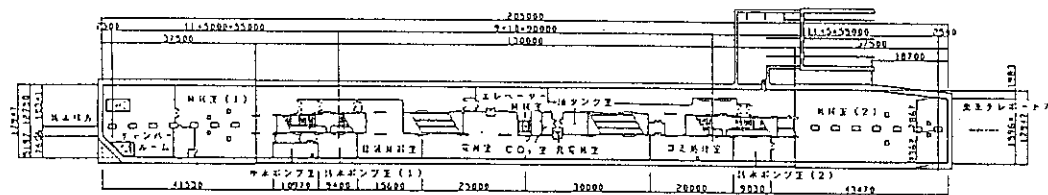
1 階平面図



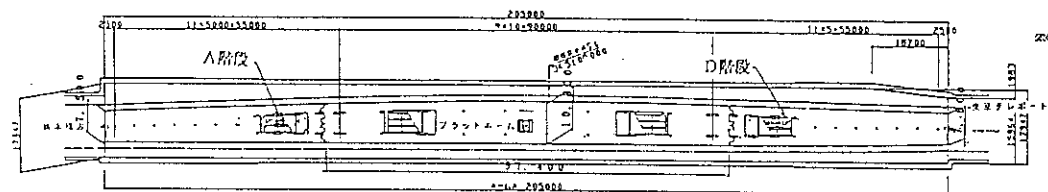
横断面図



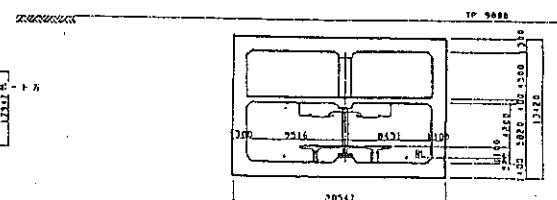
地下1階平面図



地下2階平面図



B-B



縦断面図

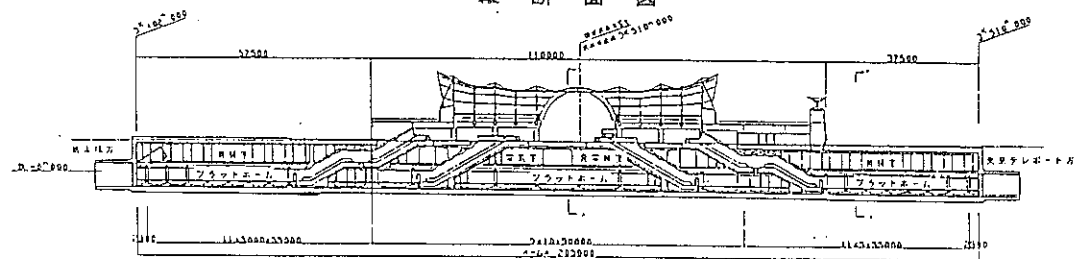


図3-8-3 国際展示場駅概要図

地盤改良工法の選定（駅部：深層混合処理工法、トンネル部：生石灰杭工法）

②近接、並行する国道３５７号線の許容沈下量が協議により30mmとしている。

③掘削底面の安定検討で「盤膨れ」が危惧されている。

④地震時に液状化の可能性の地質（As-2）があるためそれを考慮する。

⑤支持地盤は、将来の駅ビル荷重を考慮したものとする。

⑥仮土留の残置の検討

仮土留引き抜きによる近接国道への影響軽減、過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みを遮断することによる液状化防止対策、及び将来盛土計画に対する周辺圧密沈下による構造物への影響を軽減。

⑦く体と仮土留の離隔の検討

構造物の配筋作業に支障しない範囲まで仮土留を離し、コンクリートを直打ちとする（型枠作業量の軽減により工期短縮を図る）。

これらを比較検討し、経済性、施工性、工期等を考慮して工法を選定した。

表３－８－２に比較検討の概要を示す。

表３－８－２ 仮土留・地盤改良の工法等比較

項 目	検 討 事 項	採 用 工 法	
		仮土留	地盤改良
軟弱地盤 地表面沈下 支持地盤	・部材の剛性 ・掘削時のトラフィカビリティの確保 ・受動土圧の増加による仮土留の変位の通減 ・地耐力不足の改良	SP Ⅲ～Ⅴ _L	駅部 CDM トンネル部 CP
盤 膨 れ	・被圧水の遮断（山留材の延伸） ・被圧水の揚水等による通減 ・被圧水層部の固化（地盤改良等）	山留材の 延伸	——
液 状 化	・地盤の締固 ・置換や固結 ・地下水の低下 ・過剰間隙水圧の消散	山留材の 残置	CDM

4 施 工

(1) 表3—8—3に施工の主要数量を示す。

表3—8—3 施工主要数量

その 1 工 事			その 2 工 事		
工 事 種 類	単 位	数 量	工 事 種 類	単 位	数 量
工 事 用 通 路	式	1	防 護 堀 て っ 去	m	400
防 護 堀 H=3.0m	m	400	く 体 RC(プレソコ)	m ³	10,700
支 承 物 て っ 去	式	1	〃 (膨張コン)	〃	8,200
表 層 改 良 工	〃	1	〃 (漏道く体)	〃	630
鋼 矢 板 III～V _L	m ²	10,381	鋼 管 柱	本	30
中 間 く い	本	172	防 水 工	m ²	6,070
地 盤 改 良 (CDM他)	m ³	53,074	乗 降 場 R C	m ²	510
仮 設 栈 橋	式	1	階 段 R C	〃	180
開 さ く	m ³	47,396	歩 道 橋 基 礎	式	1
仮 土 留 支 保 工	式	1	洞 道 開 さ く 他	〃	1
土 捨	m ³	47,396			

(1) 施工順序

図3—8—4に施工順序図、図3—8—4に標準断面図を示す。

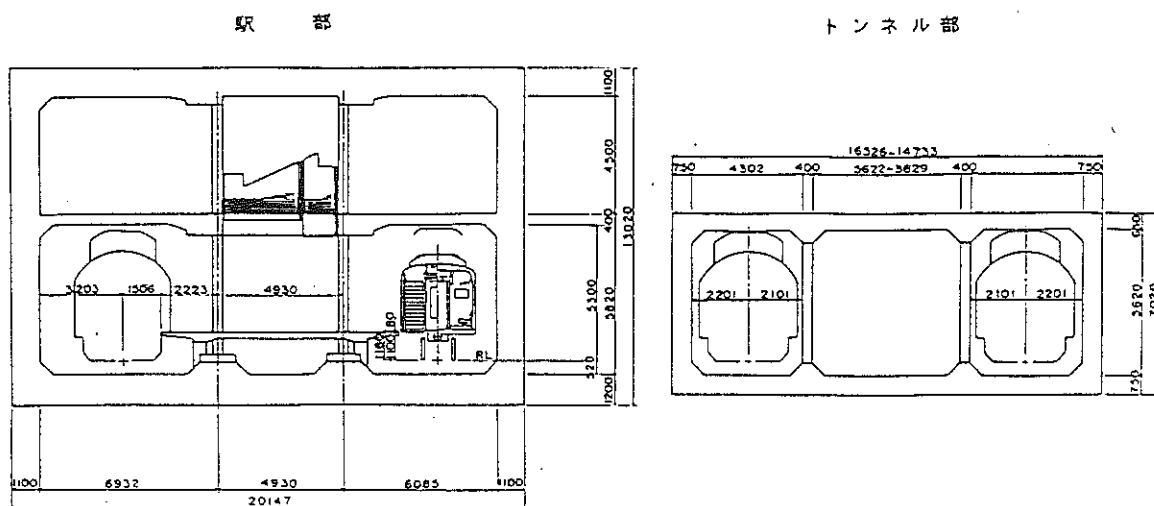


図3—8—4 標準断面図

ア 準備工

本工事に先立ち、工事用車両、資材の迅速な搬入出のための工事用通路、また、環境保全のための防護堀の施工を行った。防護堀には、彩色を施し、建設現場のイメージアップを目指した。

工事用通路は、軟弱な埋戻し土のため、あらかじめ地耐力試験を実施した。その結果地耐力が不足したため路床にセメント系固化材による安定処理を行った。目標強度は、TL-20 に耐えられるものとし、固化材の添加量は、改良土 1m³当り70kg、改良深さは、0.5mとした。

イ 支障物てっ去・表層改良

当該地区の埋め土には、近隣する工事の実績から土砂のみでなく、コンクリートガラ、建設廃材等が混入している可能性があった。

当工区でも試掘の結果、地表より 4m 付近までガラ等支障物の存在が確認された。

このため、開さく範囲内で次段階に施工する山留工、地盤改良、中間杭等の工事に支障するこれらの支障物のてっ去を行った。

施工は、バックホウ 0.7m³で掘削スケルトンバケット付バックホウ 0.7m³でガラ等の選別を行い、発生したガラ約 800m³はバックホウ（ニブラ付）で細かく破碎して場内で再利用し、残りは埠頭公社の土捨場へ運搬した。

開さく範囲内の地表面は、前述のように軟弱な埋戻し土であり、地盤改良等の機械施工に必要な地耐力が不足していたため、開さく範囲内の表層をセメント系固化材で安定処理を行った。目標強度は、40t/㎡の重機荷重に耐えられるものとし、固化材の添加量は、改良土 1m³当り 110kg、改良深さは、1.5mとした。

ウ 山留工

鋼矢板Ⅲ型、Ⅳ型、Ⅴ_L型を杭打機（クラクレ-80t級）でバイプロハンマーとウォータージェットカッターにより施工した。鋼矢板長さは、掘削底面の「盤脹れ」対策として被圧地下水層を突き抜ける長さ $l=22.0\text{m}$ とした。また、打設した鋼矢板は、液状化対策と、引き抜きによる周辺地盤の影響を考慮して残置することとした。

エ 地盤改良

地盤改良は、駅部とトンネル部で改良目的により工法を変えている。

表 3—8—4 に改良目的及び工法を、図 3—8—5 に断面を示す。

表 3—8—4 地盤改良改良目的及び工法

	駅 部	トンネル部
掘削部	掘削時のトラフィカビリティの確保 受動土圧の増加による仮土留の変位の逓減	
掘削底面 以深	建物荷重による地耐力不足の改良	
工 法	深層混合処理工法（CDM） 補助 高速噴射攪拌工法（JSG） 生石灰杭工法（CPOS）	生石灰杭工法（CP）

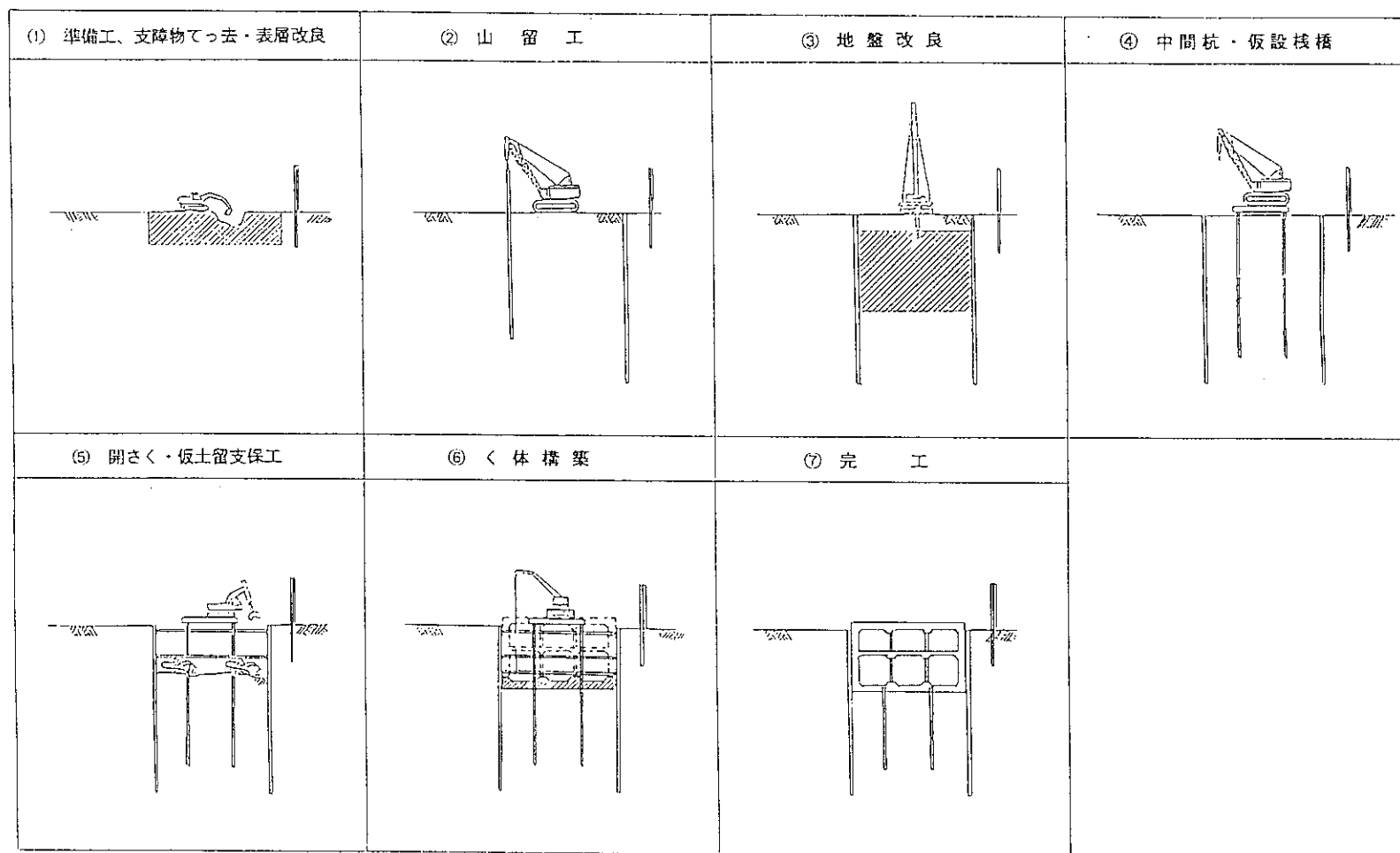


図 3 - 8 - 5 施工順序図

(ア) 駅 部

駅部の地盤改良は、将来の建物荷重を考慮した地耐力を確保するため、掘削底面以深は深層混合処理工法（CDM）により行った。また、掘削部は、トラフィカビリティの確保と仮土留の変位の逓減のためこの工法で改良材の配合を変えて行った。この工法は、地中にセメントミルクを吐出しながら軟弱土と攪拌混合する工法である。

深層混合処理工法の施工が出来ない山留工周辺は、補助工法として高速噴射攪拌工法及び生石灰杭工法（排土型）で行った。

改良径、強度、固化材の種類等は表 3—8—5 のとおりである。なお、改良材の添加量は、室内試験により決定した。強度の確認は、コアボーリングにより採取した供試体により行ったが、いずれも条件を満足していた。

表 3—8—5 駅部地盤改良諸元

工 法 別	改良径 (m)	改良強度 (kg/㎡)	固化材の種類	改良材添加量 kg
(掘削底面以深) 深層混合処理工法 (掘削範囲内)	1.0	$q_u = 10$	高炉セメント B 種	改良地山1㎡当り 130 (W130)
		$q_u = 1$		— " — 80 (W 80)
高速噴射攪拌工法	2.0	$q_u = 10$		改良材1㎡当り 760 (W750 混12)
生石灰杭工法(排土型)	0.4	(平均複合地盤強度) $\tau = 0.5$	生石灰	改良柱1m当り 163

(イ) トンネル部

トンネル部の地盤改良は、トラフィカビリティの確保と仮土留の変位の逓減のため、改良効果、経済性及び施工性から生石灰杭工法（ケミコパイル）とした。改良径、強度、固化材の種類等は駅部で行った（排土型）と同一である。

打設間隔は、土性値が類似する隣接工区での試験施工結果を参考に $P=1.4m \times 1.4m$ として施工した。強度の確認は、コアボーリングにより採取した供試体により行ったが、いずれも条件を満足していた。

オ 中間くい・仮設栈橋

中間くい、仮設栈橋の施工は、地盤改良の影響による変形を避けるため地盤改良後行うこととし、三点式杭打機でオーガー穿孔しクローラクレーン(50t級)にてバイプロハンマーを使用して行った。

カ 開さく・仮土留支保工

開さくは、1次～4次及び床付掘削の5段階で行った。

駅部の掘削は、セメント系による地盤改良を行ったため、改良強度がCDM で4～5.5kg/㎡であり、また、JSG では39～41kg/㎡であった。

このため、バックホウのみでの施工は困難となり補助機械としてブレーカ付バックホウを使用した。

表 3—8—6 に使用機械を示す。

表 3—8—6 掘削機械一覧

掘削順次	使 用 機 械
1 次	バックホウ 0.7級 0.2級
2 次	バックホウ 0.7級 0.4級
3 次	クラムシェル 0.8級 バックホウ 0.25 級
4 次	クラムシェル 0.8級 バックホウ 0.25 級 ブレーカ付ショートリーチ 0.25 級
床 付	人 力

土捨は、臨海副都心開発エリア内で処理することとしており、「臨海副都心地域での残土要領」（東京都）により、臨海副都心地域内（中央防波堤内地を含む）に設けた(財)東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬出した。なお、平成5年以降は、臨海副都心開発の基盤整備事業による他企業の工事と競合し搬出に支障が出たため、一部（約6,00m³）については、地域外への搬出を行った。

仮土留支保工の設置は、土留の変位を極力抑えるため、各段とも設置前の掘削は切梁下端から0.5mとし、計算上変位の大きくなる1・2段には油圧ジャッキを使用しプレロードを加えた。架設機械には、クローラクレーン30t 級とラフタークレーン20t 級の併用で行った。

キ く体構築

く体構築は、工区延長229.3mを11ブロックに分割し順次切梁をてっ去しながら行った。防水工は、く体上下面を防水シートt=3.2mm で施工し、側部は鋼矢板を残置することから、その防水性に期待して鋼矢板とく体の間にく体コンクリートと同一配合のコンクリートを間詰めとして直打ちした。

ク 埋戻し

埋戻しは、駅部は地上にく体が露出する構造のため、トンネル部の上部の施工である。埋戻し材料は、臨海地区より工事で発生した土砂をストックヤードより運搬し使用した。この埋戻し材料は含水比が約60% あり、そのまま使用することは施工上困難なため、ブルドーザが走行可能な程度にセメント系固化材を添加して安定処理を行って施工した。

埋戻し土の締固め度は、平板載荷試験法によるK₃₀値が30kg/cm²以上とした。

5 ひび割れ防止対策

地下構造物においてひび割れを防止することは、漏水、耐久性及び安全性から重要な課題となる。

本構造物のく体構築計画における、ひび割れ対策としては、いかに示す理由から側壁部に10m 程度の間隔でひび割れ誘発目地を設置し、制御するとともに、同箇所と打ち継ぎ目に止水板を設置して漏水の発生を防止することとしている。

- ・ 構造物のく体厚が大きいことコンクリートの水和熱によるひび割れ発生のおそれがあること。
- ・ 仮土留工を残置して間詰めコンクリートを直打ちすることから、仮土留工の凹凸など

によりく体が拘束を受け、ひび割れの発生が懸念されること。

しかし、当初設計に基づき施工したく体コンクリートに側壁部を中心として誘発目地以外の部分にもひび割れの発生が認められた。そこで、現状を調査してデータを収集するとともに、当面の対策として目地間隔、構造（欠損率）を改良した数ケースの案を選定し、試験施工を行ってその効果を調査検討した。

また 以降の施工分については抜本的なひび割れ制御対策として、次の事項について検討を行い、設計の見直しを行った。

①材料の検討

- ・超低発熱セメントの使用
- ・膨張性混和材の使用

②施工方法の検討

- ・誘発目地の改良（目地間隔、構造）
- ・パイプクーリングの採用
- ・1打設ブロックの検討

この結果、効果、施工性及び経済性を考慮して、施工途中より表3—8—7に示す設計の変更を行った。

表3—8—7 ひび割れ制御対策

		当 初 設 計	変 更 設 計
数 量		10,700 m ³	8,200 m ³
配 合 (セメント)		高炉B種	高炉B種＋膨張材 (水和熱抑制型)
設 計 (誘発目地)	間 隔	10m	5m
	断 面 欠損率	10～13 %	20 % 以上

6 計測管理

施工に伴う周辺への影響と安全管理のため、表3—8—8の項目の監視を行いながら施工した。いずれも所定の基準内におさまっている。

表3—8—8 計測管理項目

区 分	内 容	測点等
地表面	歩道及び車道の沈下測定	20m 間隔 計12点
地下水位	駅南側及び国道側の水位観測	3測線計 15 点
鋼矢板	鋼矢板の変位（天端、中間、下部）	3測線
仮土留支保工	土圧測定	3測線（1・2 段）
近接構造物	既設洞道変位観測	鉛直、水平

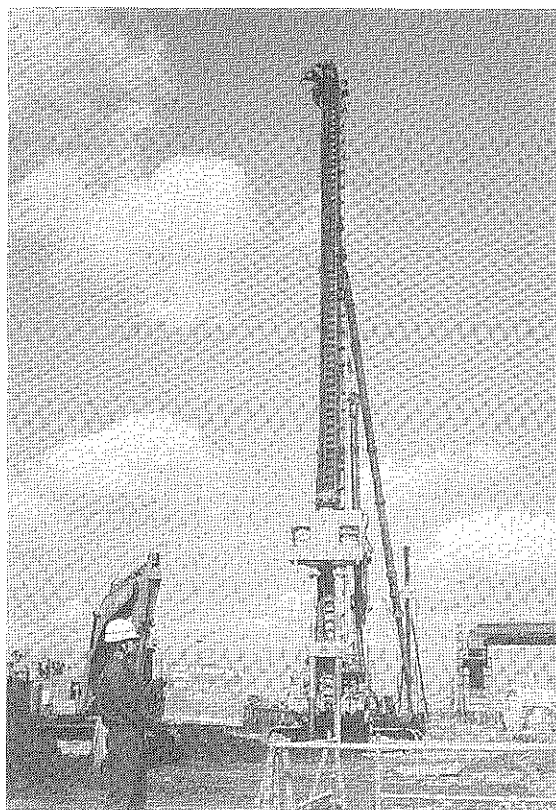


写真 3 - 8 - 1 国際展示場駅地盤改良 (CDM)

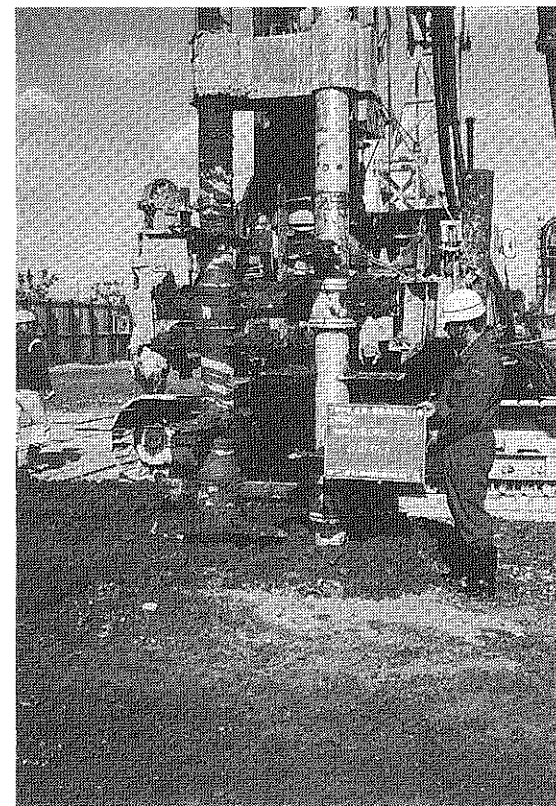


写真 3 - 8 - 2 国際展示場駅地盤改良 (CDM)



写真 3 - 8 - 3 国際展示場駅開さく（坑内）



写真 3 - 8 - 4 国際展示場駅開さく

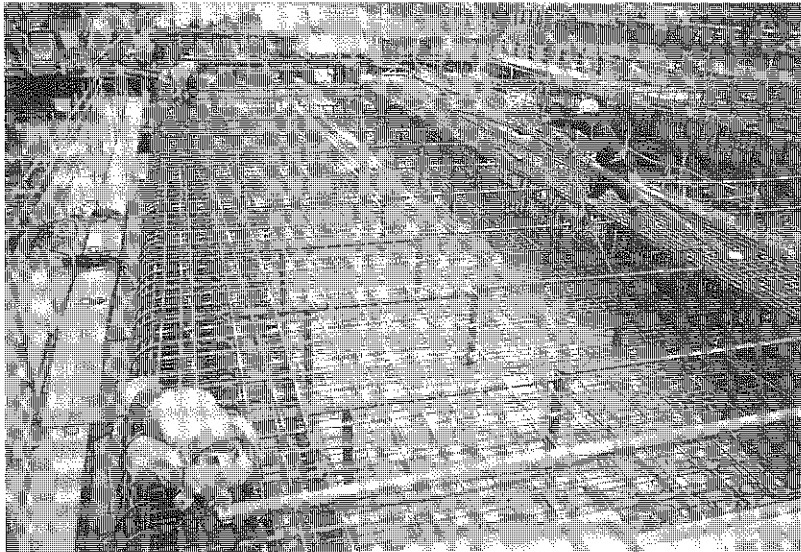


写真 3 - 8 - 5 国際展示場駅く体構築（上床）

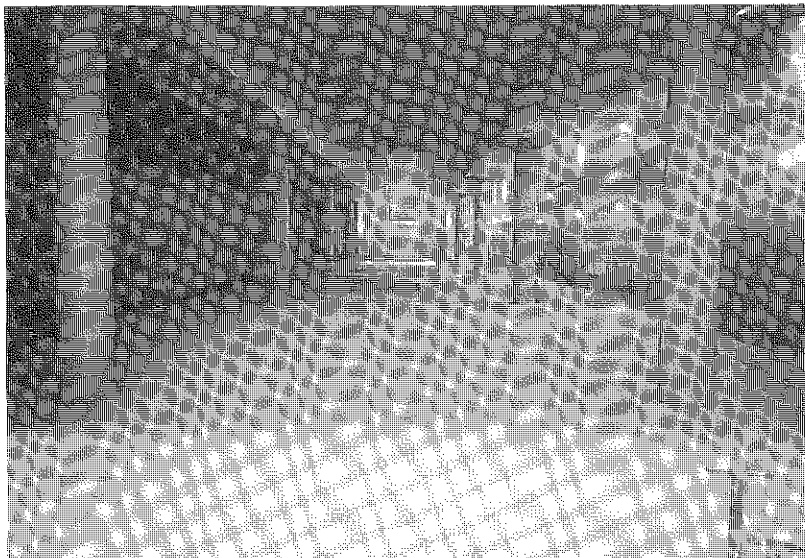


写真 3 - 8 - 6 国際展示場駅完成（軌道階）

第2節 東京テレポート駅

1 工事概要

東京テレポート駅は、新木場起点4Km900に位置し、臨海副都心の青海・台場地区のビジネスゾーン、及びお台場海浜公園などへの最寄り駅として建設されたものである。

工事は、昭和51年から昭和57年にかけて建設された旧国鉄京葉貨物線の既設シールドトンネルを開さくにより大規模に解体・撤去し、地下駅を構築したものである。

既設シールドトンネルは、内径6.40mの単線並列、その中心間隔は約18.0m、土被りは約14.0m、覆工は鉄筋コンクリートの内空側に厚さ2.3mmのスキンプレートを施した厚さ30cmの合成セグメントと、二次覆工として厚さ25cmの鉄筋コンクリートで構成されている。

開さく工事は、軟弱な地盤条件・高い地下水位・約25mの深度・近接並行する国道365号線への影響の抑制・解体シールドトンネルの安全性の確保などから、遮水性・剛性に優れた鋼管矢板を用いる切梁工法を基本とし、シールドトンネル解体・撤去時の施工性と国道下の一時占用を考慮して、一部除去式のグラウンドアンカーを採用して施工した。

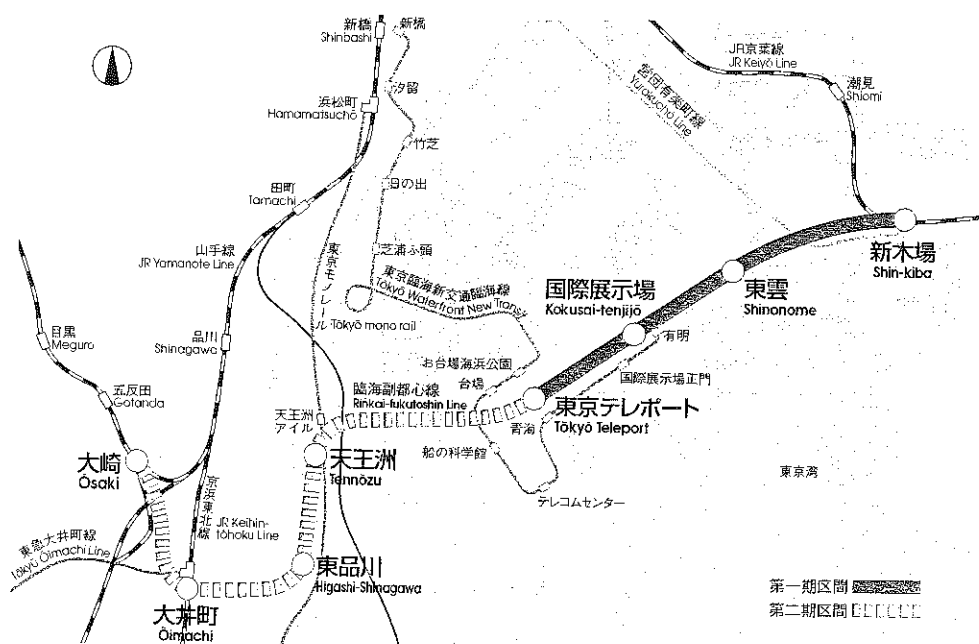


図3-8-6 東京テレポート駅位置図

2 地形・地質概要

荒川と隅田川に挟まれて形成された三角洲地帯の先端部に位置するこの地域は、三角洲上の比較的浅い海を利用して江戸時代より埋立が行われている。

東京テレポート駅が位置する13号埋立地は、昭和37年～昭和44年にかけて埋立造成された比較的新しい地盤である。

13号埋立地は、洪積層の江戸川砂層と東京礫層を支持層として、その上部に東京層下部粘土層、沖積層の有楽町層が分布している。

表層部を構成する埋土・盛土層は、浚渫した砂によって埋め立てられ、その上部に建設残土などの材料が盛土されている。

地表から 2～5m 程度までの埋土層、それ以深 14m 程度までの沖積層は、N 値 1 以下の極めて軟弱な粘性土層と緩い砂質土層、その下部は洪積層の N 値 10 程度以下の粘性土層と比較的締まった砂質土層からなり、地下水位は地表下 2.0m 程度である。

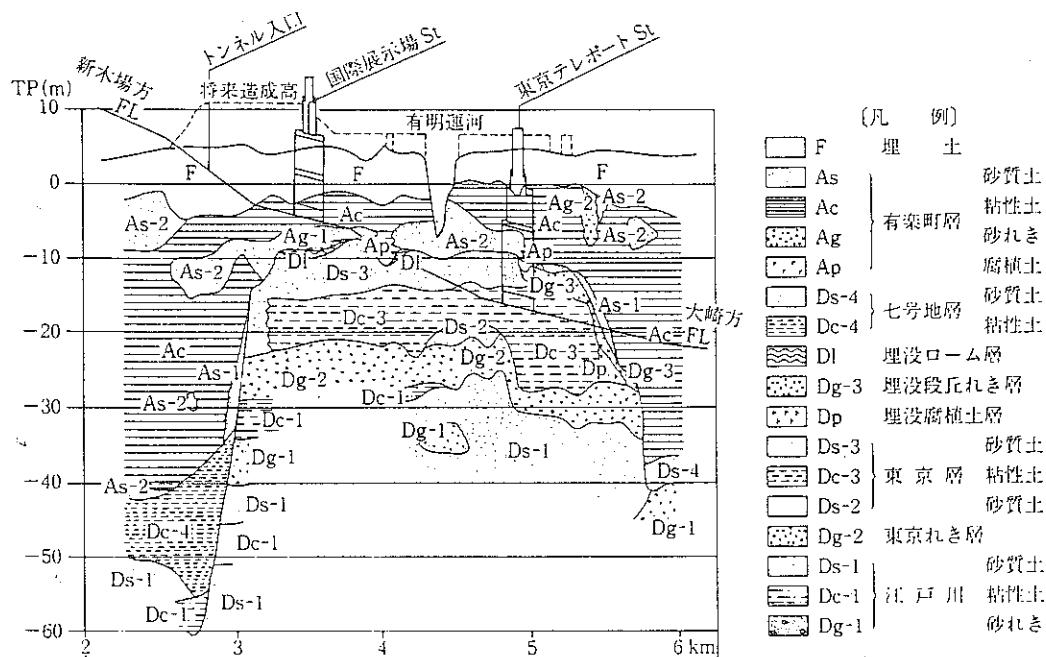


図 3-8-7 トンネル区間地質縦断図

3 駅構造選定と設計

駅構造については、単線並列シールドトンネル区間に構築することから、既設シールド撤去による開さく工法と、既設シールド活用による開さくシールド間切り掘り工法の 2 案が比較検討された。

①シールドトンネル全面撤去案

既設シールドトンネル全面撤去による開さく工法案は、開さく土量が多く・セグメントの取り壊しが困難である等の欠点があるものの、作業性が単純であること、実績のある工法であること、から、施工管理・工程管理が容易で安全性に優位である。

②既設シールドトンネル活用案

既設シールドトンネル活用による開さくシールド間切り掘り工法案は、開さく土量に若干の優位があるものの、作業性が複雑であること、既設シールドが切り掘りを考慮した構造でないこと、から、セグメント補強・内空断面等の制約を受けることとなる。

また、実績のない工法のため施工管理が難しく、安全性にも疑問があり、さらに掘削開放面が長期間にわたることから高強度の地盤改良が必要である。

本駅工事の最大の課題は、既設シールドトンネルの処置であることから、望ましいことは既設シールドトンネルを有効活用し、駅を構築することであり、計画当初からその活用方について施工性・経済性・工期等、総合的な検討を加えた。

しかし、元来、駅を想定したトンネル構造ではないため、力学的安定のみならず、補助工法の複雑性・施工性・限られた工期の面でも問題点が多く、最終的には通常の開さく工法によりシールドトンネルを露出させ、撤去することとした。

シールドトンネルを取り壊すことについては、駅部等で当初から計画してセグメントを取り外し、撤去した例はあるが、本工事のように深い軟弱層中にあるシールドトンネルを全面的に取り壊した工事は前例がないことから、事前にセグメントの取り壊し実験を行い、工法・機種選定・工期の設定、など、慎重に検討した。

既設シールドトンネル活用案

既設シールドトンネル全面撤去案

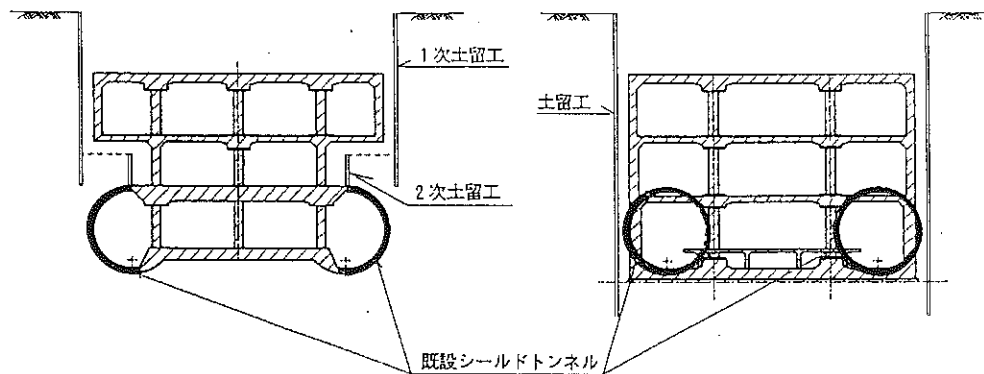


図 3 - 8 - 8 駅構造の比較案

4 駅設備の概要

東京テレポート駅は、大崎までの全線開業時で日あたりの乗降人員は 13 万人程度見込まれ、列車編成は最大10両で計画されている。

駅本体構造は、図 3 - 8 - 9 に示すように地下 3 層構造で、B3階はホーム階（島式ホーム延長 205m）、B2階は機械・電気室、B1階はコンコース及び駅務室となっている。

駅構造の設計方針は、地下駅の「暗く閉鎖的」なイメージから、「開放的で明るい」イメージの創出を基本としていることから、B3階から地上までの吹き抜け構造空間（幅約 9m、延長 90 m）を設けているのが特徴的である。

また、ホーム幅は、既設シールドトンネルの線間の関係から約 15 mと比較的広い空間をもつ駅構造となっている。

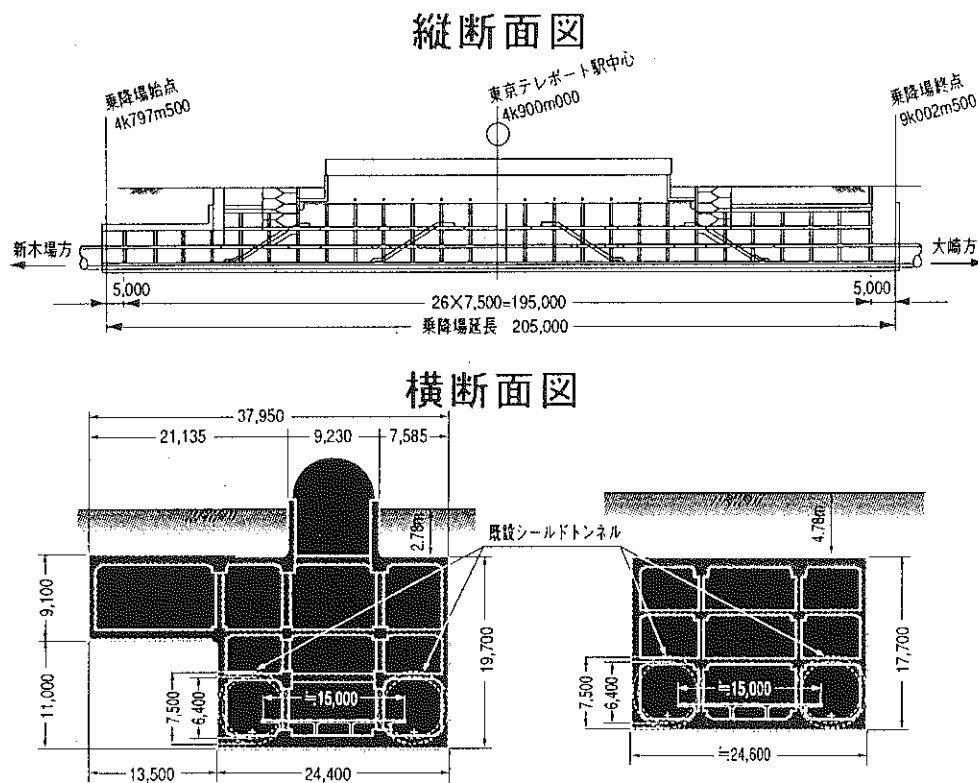


図 3 - 8 - 9 東京テレポート駅設備

5 開さく工事の概要

開さく工事は、軟弱な地盤条件・高い地下水位、約 2.5 m の深度、近接並行する国道への影響の抑制、解体トンネルの安定性の確保等から、図 3 - 8 - 10 に示すように遮水性・剛性に優れた鋼管矢板を用いる切り梁工法を基本としたが、シールドトンネル解体・撤去の施工性を考慮し、一部は除去式のグラウンドアンカーを採用した。

なお、開さく工事の山留め工選定の前提条件としては、

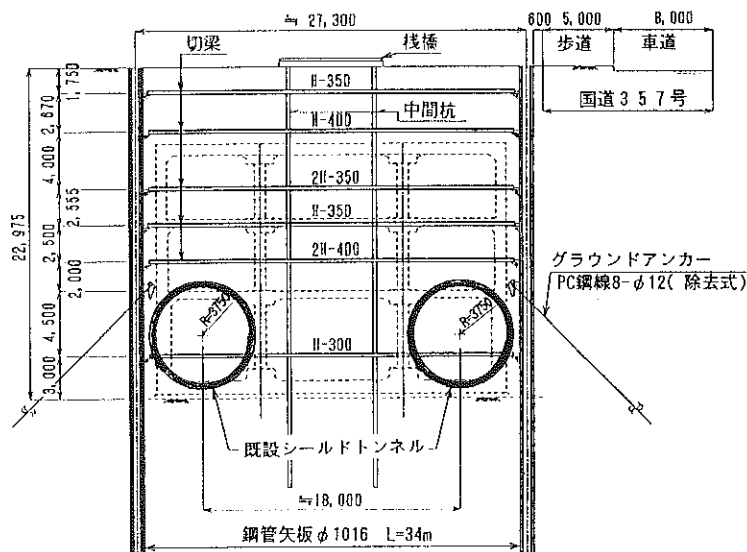


図 3 - 8 - 10 開さく施工断面図

(1) 既設シールドトンネル撤去までの間、山留め工壁体に大きな変位が発生せず、かつ既設シールドトンネルの安定が図れる剛性の大きい山留め工であること。

(2) 近接している幹線道路 (国道 357 号線) に極力変位を与えない剛性の大きい山留め工であること。

(3) 地下水位が高いため止水性に優れていること。

(4) 工期に制約があることから施工性に優れ、かつ経済的であること。

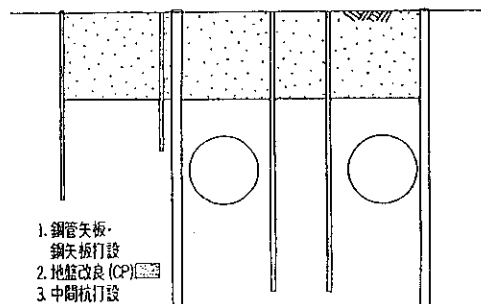
などが主要なものであり、これらの条件を満たす山留め工として、表3-8-9に示すとおり、柱列式連続壁(SMW)及び鋼管矢板($\phi 1,016$)工法を比較検討した。

表3-8-9 山留め選定比較表

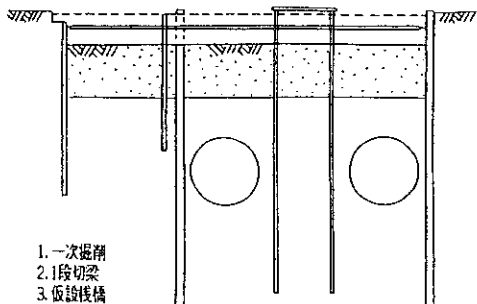
比較項目	柱列壁 (SMW)	鋼管矢板
工法概要断面図		
壁体剛性	89	100
工期	230	100
工事費	95	100

注：剛性、工期、工事費の数値は鋼管矢板を100とした場合の比率である。

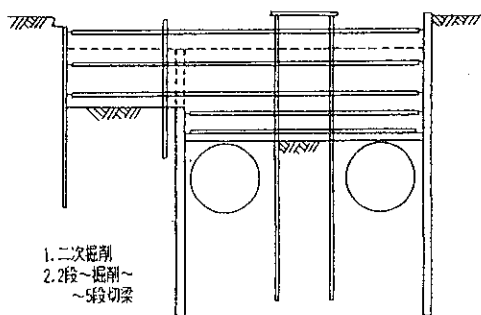
STEP-1



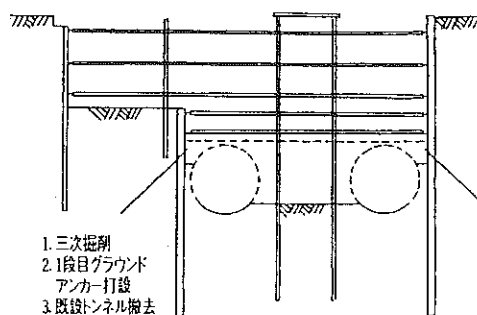
STEP 2



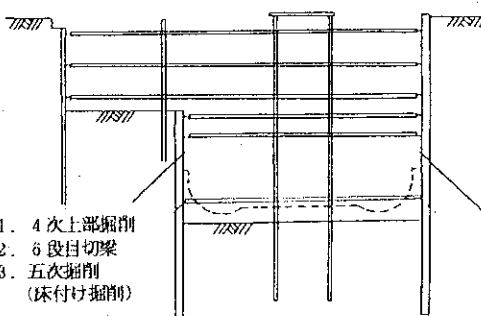
STEP-3



STEP-4



STEP-5



STEP-6

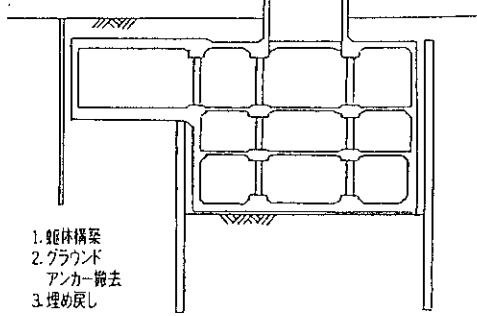


図3-8-11 駅施工順序図

開さく工事の施工順序は、図3-8-11に示すとおりであるが、開さく施工前に軟弱な沖積層を対象として、主に掘削機械のトラフカビリティ確保のため、試験施工を実施し、生石灰杭による地盤改良（ $\phi 40\text{cm}$, 1.40m間隔）を行った。

土留め支保工は、トンネル直上までは切梁方式（5段目）とし、下方はシールドトンネルの解体・撤去の効率性などから、広い作業空間の確保が可能なグラウンドアンカー（8- $\phi 12$.7）を配置した。

開さく（掘削土量約 120,000 m^3 ）は、開さく部にショートリーチ及び小型ブルドーザーを配置し、栈橋上からクラムシェルを使用して施工したが、床付け面が不透水性の洪積粘性土層とその下部に洪積砂礫層に豊富な被圧地下水をし、盤膨れのおそれがあることから、鋼管矢板管内に 24 本のディープウィルを配置し地下水位の低下を図った。また、ディープウィルによる地下水の放流は、港湾局（臨海副都心建設株式会社）施工の仮排水路（仮設下水道）を使用した。

6 既設シールドトンネルの取り壊し

く体構築完了まで実質3年の厳しい工期の中で、既設トンネルの取り壊しに充てられるのは、3か月と極めて短期間であった。

取り壊し工法の選定にあたっては、経済性を考慮しながら、短期間で確実に解体・撤去可能な工法が要求されたことから、種々の工法（表3-8-10）を検討したが、工法を大別すると、

- ①開削によりトンネルを露出後、一気にトンネルを解体撤去する（発破、破碎、切断等工法併用）。
- ②開削作業と並行して二次覆工コンクリートを坑内で先行して取り壊し、一次覆工コンクリート（セグメント）は、トンネル露出後に継ぎ手ボルトを切断し、解体撤去する（切断・静的破碎剤などの併用工法）。

の2工法を比較検討した。①案は、安全性において疑問があることに加え、地上における類似セグメントの取り壊し実験を行った結果、当初想定工期の三倍を要することが判明したことから、②案の二次覆工先行取り壊し案を採用することとした。また、事前の二次覆工取り壊し試験施工結果を踏まえ、静的破碎剤を使用する補助工法を用いて二次覆工を先行して取り壊しその後セグメント継ぎ手ボルトを切断し、ピースごとにセグメントを引き上げ、地上にて取り壊す方法とした。

また、トンネル函体は、開さく施工の進行に伴い、上載荷重の土の除荷により、側方土圧が卓越し、楕円形に変形することが想定され、掘削の初期段階にトンネルが破壊すると山留め工の受動抵抗が一気に低下することが懸念されるため、セグメントの応力検討を行った。

その結果、4・5段切梁設置時に破壊状態に達することから、二次覆工の取り壊しは3・4段切梁設置時までに行うとともに、安全確保のため後述するようにシールドトンネルのSL部に補強支保工を施工した。

表 3-8-10 トンネル取り壊し（全体）工法の比較表

工法名	使用機材	補助機材	長 所	短 所	工期	本工事への適否	理 由
発 破 工 法	ダイナマイト	削岩機 点火具	・破砕力が大きい。	・振動、騒音が大きい。 ・衝撃が大きい。 ・破砕片が飛散する。 ・火薬消費許可が煩雑である。	2か月	×	・振動、衝撃が大きく近接構造物に影響を及ぼす。 ・開削部の土留め壁が崩壊する可能性がある。 ・市街地での施工は問題がある。
	コンクリート破砕器 (CCR、SLB) 低爆速火薬	削岩機 点火具	・破砕力が高い。 (ダイナマイトよりは小さい)	・振動、騒音が大きい。 ・衝撃が大きい。 ・破砕片が飛散する。 ・火薬消費許可が煩雑である。	4か月	×	・ダイナマイトより影響は小さいが、効果も少なく同様の問題点は残る。
機 械 工 法	油圧ブレーカー	油圧ショベル 本体	・作業が単純で簡単である。	・機械が大型である。	8か月	△	・切栗間隔などから大型機械の使用は困難なため工期が大幅に延びる。
	コンクリート圧砕機	同 上	同 上	同 上	8か月	△	同 上
切 断 工 法	ダイヤモンドワイヤー工法	駆動モーター ガイドブーリー	・大断面の切断が可能	・ダイヤモンドワイヤーの単価が非常に高い。 ・鉄筋量が多く損耗が早い	5か月	△	・ワイヤーによる切断だけで取り壊すと工費は高くなる。
	ウォールソー工法	ダイヤモンド カッター	・切断方向は自由自在である。	・最大切断厚さは約50cmである。 ・ダイヤモンドブレードの単価が高い。	5か月	△	・切断だけで取り壊すと工費は高い。 ・切断厚さが55cmであるため切断するには、数回のくり返し作業となる。
削 岩 機	油圧削岩機 (ダグダ、バックカーなど)	削岩機	・損耗が少なくくり返し使用が可能のためコストは安い。	・本体が重いため上向きの孔には施工が困難。	8か月	×	・鉄筋コンクリートの場合クラックが発生するだけでブレーカーによる二次破砕が必要となる。 ・孔長が短い場合ウェッジが挿入できない。
一次覆工・二次覆工・分割施工	切断機械・穿孔機械 静的破砕剤 破砕機械など	カッター 削岩機 ブレーカなど	・各工法の長所を組み合わせた施工が可能である。 ・二次覆工の取り壊しは、開削作業の工程に左右されずに施工できる。	・トンネル内作業が複雑する。	3か月	○	・全体工程の確保が可能である。 ・二次覆工取り壊し工期は5か月であるが、開削作業と平行作業となるため全体工程に影響しない。

(1) 二次覆工コンクリートの取り壊し

二次覆工は、厚さ 25cm、鉄筋量 42 Kg/ m³、取り壊し数量 2,250m³である。

二次覆工の取り壊し工法は、どの工法も単独での採用は一長一短があって決定的な要素がないことから、現場の条件に合わせて静的破碎剤を用いることとし、具体的には次の手順と工法の組合せによることとした。

(図 3-8-12 (a)取り壊し方法 (b)取り壊し順序)

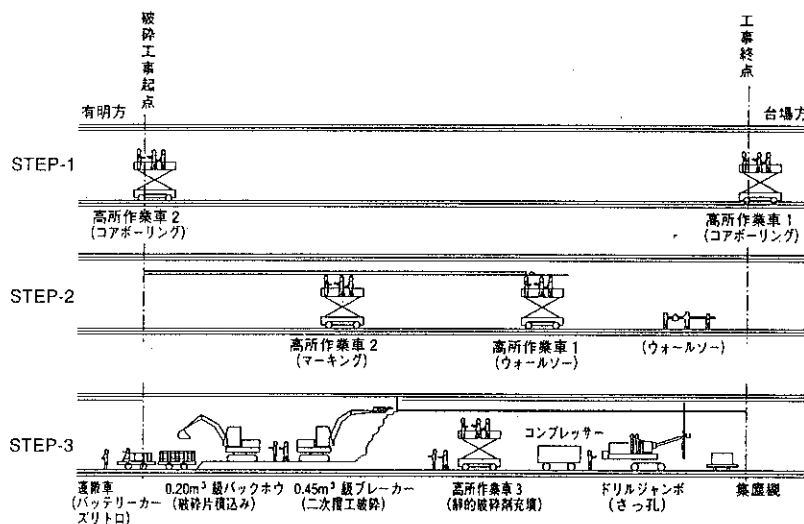


図 3-8-12 (a)取り壊し方法

了，軌道敷設

バッテリーロコを用いて資機材の運搬及び二次覆工破碎ガラの搬出を行うため有明立坑より取り壊し区間（ $l \approx 400\text{m}$ ）に 22 kg レールを敷設した。

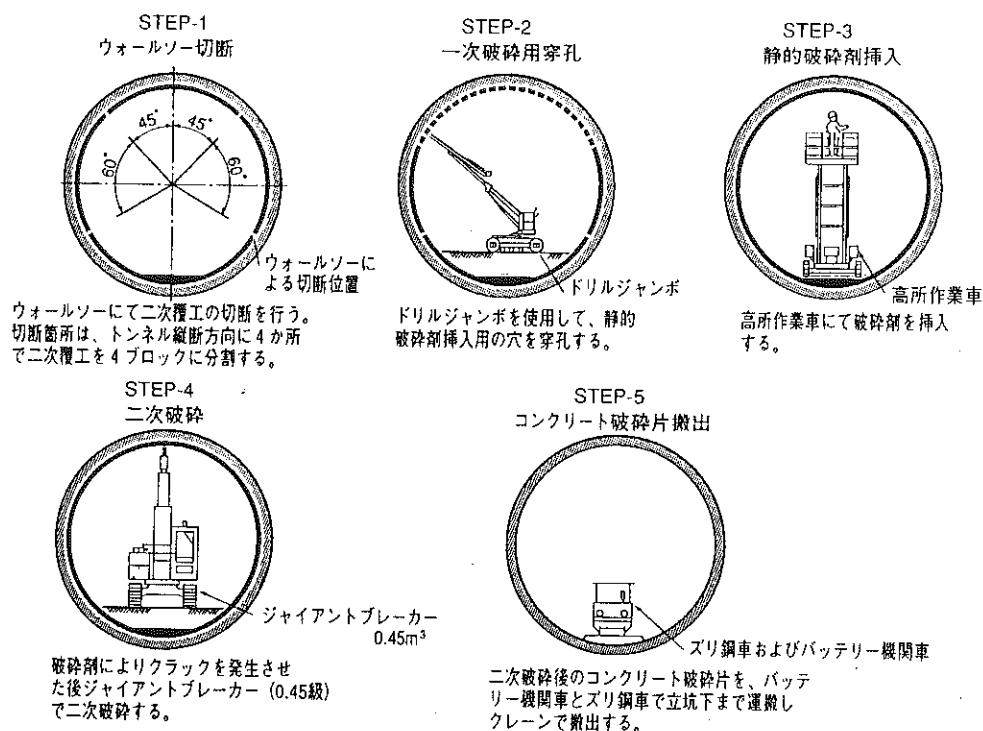


図 3 - 8 - 1 3 取り壊し順序

イ、ダイヤモンドコア及びウォールソーによる縁切り

残置する覆工コンクリートに悪影響を及ぼさないためと自由面を作って静的破砕剤の効果を促進させるために、上下線始点及び終点棲部の4箇所の円周方向をダイヤモンドコアドリルによって縁切り (φ110 mm) を行った。

また、短期間での取り壊しを容易にするための自由面の作成、及び鉄筋を切断しブロックで取り壊すことを可能にするために、ウォールソーを用いてトンネルの縦断方向にそれぞれ時計の2・4・8・10時方向に縁切りを行った。

表 3 - 8 - 1 1 装薬孔配置比較

記号	穿孔パターン	一次破砕後の状況	ブレイカ作業への影響
A	@300×300	縦横にクラックが発生し数も多い	取り壊しは容易、鉄筋と破砕片は簡単に分離する 一次覆工への影響は少ない
B	@300×400	縦横にクラックが発生し数はやや多い	
C	@300×450	縦横にクラックが発生し数はやや多い	
C'	@300×450(空穴)	縦方向のみクラック発生(切断面に沿って)	
D	@300×600	縦方向のみクラック発生(切断面に沿って)	取り壊しは可能だが鉄筋の分離に手間がかかる 一次覆工に悪影響がある
D'	@300×600(空穴)	縦方向のみクラック発生(切断面に沿って)	
E	@450×600	クラックの発生はない	取り壊し困難、破砕剤の効果はほとんどない
F	@600×600	クラックの発生はない	

ウ、ドリルジャンボによる穿孔

ドリルジャンボによる穿孔間隔は、ウォールソーによる縁切りの組合せにより、円周方向に300mm、縦断方向に300mmの間隔で実験を行った結果、密なクラックの発生を得ることができた。

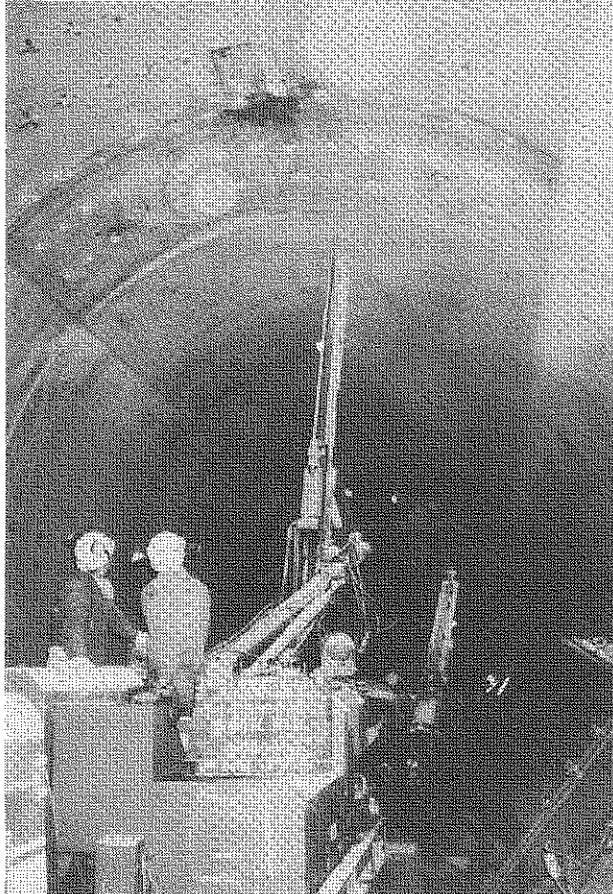
しかし、密なクラックの発生はトンネルの上部においてコンクリートガラ落下が想定され、作業の安全性を欠く恐れがあることから、実施段階においても種々の間隔で試験施工を行い、経済性・破砕効果を考慮して検討した結果円周方向に300mm、縦断方向に450mmの間隔で穿孔を実施した。

エ、静的破碎剤充填（一次破碎）

ドリルジャンボで穿孔後、静的破碎剤をハンマードリルを使用して人力で充填した。使用した速効性の静的破碎剤は15min 程度で反応することから、充填は迅速に施工された。その後、最大一昼夜放置し、破碎箇所のコソクを行った。一次破碎の状況は、静的破碎剤を充填した孔を中心としてかなり大きなクラックが発生しており、静的破碎剤の効果・二次破碎の容易性が発揮された。（写真3-8-7）

（写真3-8-7）

破碎剤装薬孔穿孔



破碎剤装薬



オ、ブレーカーによる破碎（二次破碎）

二次破碎は、0.45 m³クラスのバックホウに900Kg級油圧ブレーカーを装備したものをを用いて施工されたが、静的破碎剤による事前破碎が効果的であり、容易に取り壊すことができた。

（写真3-8-7）

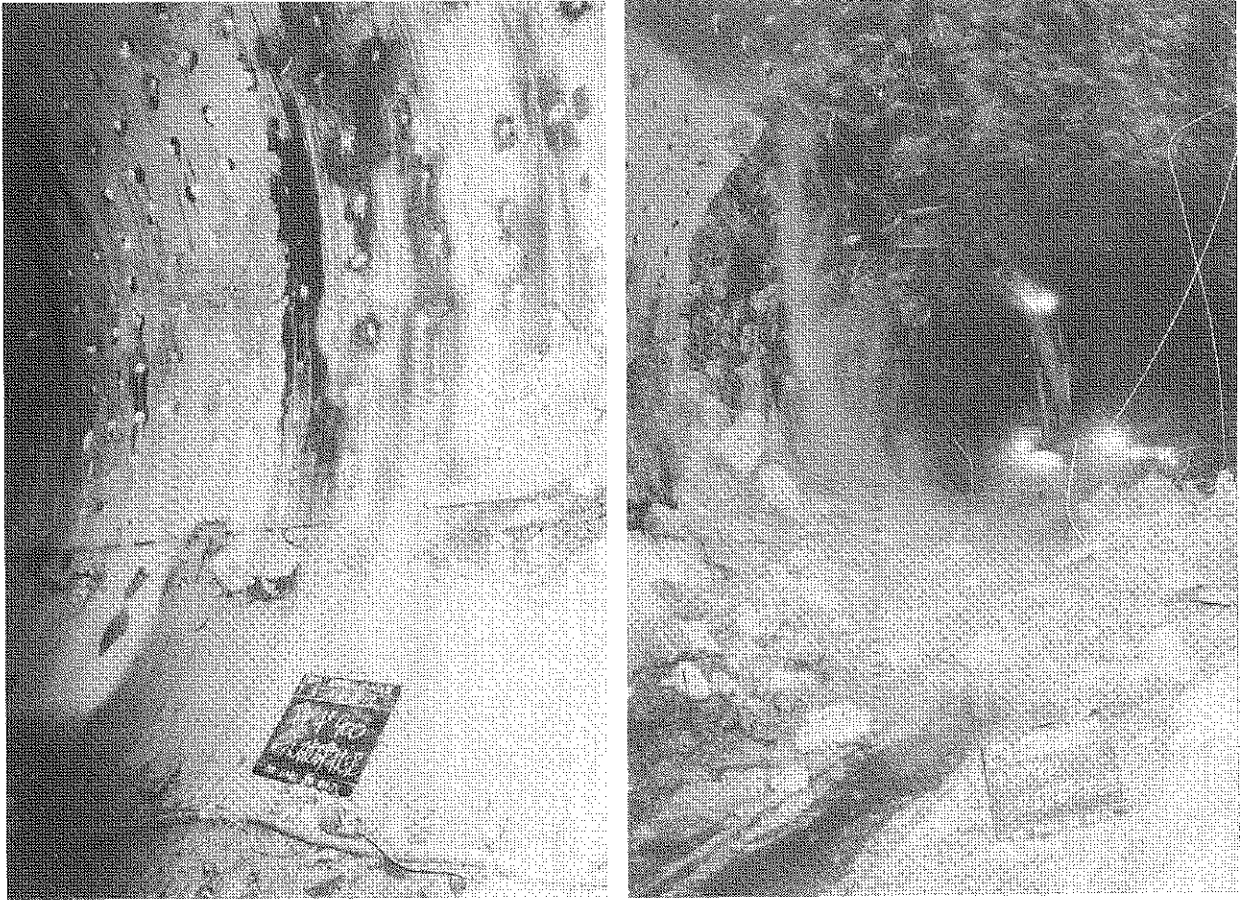
カ、コンクリートガラ搬出

破碎された二次覆工をコンクリート内で大まかに鉄筋とコンクリートに大別してズリ鋼車に積み込み、有明立坑上に設置したクローラクレーン（50t 吊り）で引き上げ、立坑上において圧碎機を使用してより細かく分離し、コンクリート塊は15cm 程度に破碎して搬出した

(写真 3 - 8 - 8)

破碎剤による一次破碎状況

ジャイアントブレーカーによる破碎状況



キ、止水注入

トンネル取り壊し区間の始終点部は、トンネル周囲が水道となっていることが予想されたことから、取り壊し区間以外のトンネル端部において薬液注入を行い、トンネルと土留め間の止水対策を実施した。

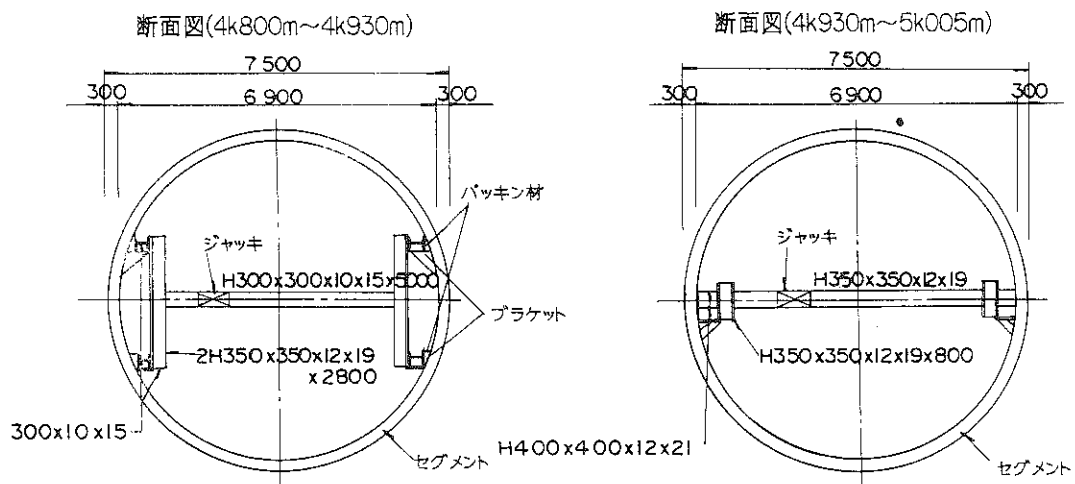


図 3 - 8 - 1 4 トンネル補強梁概要図

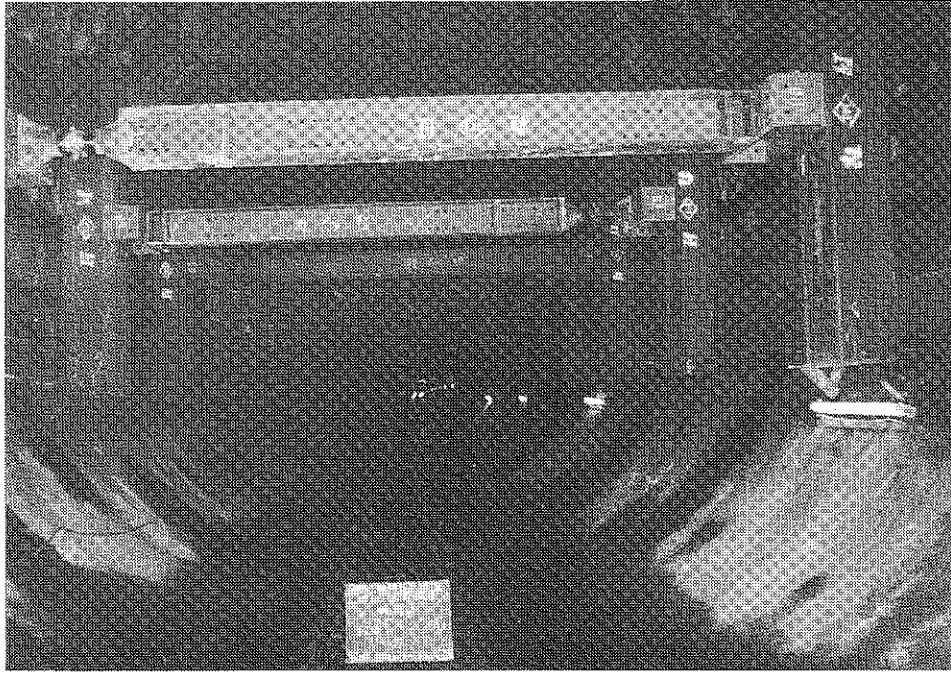


写真 3 - 8 - 9 トンネル補強梁設置

ク、トンネル補強梁設置

開削の進行に伴いトンネル上の土荷重が減少してトンネルく体が変形し、土留め壁の変形・崩壊のおそれがあるから、トンネルの二次覆工を撤去後、4次掘削（第4段切梁）前にトンネル補強梁を施工した。（図3-8-14）

ケ、トンネル縁切り

掘削の進行によってトンネル撤去部の上載荷重が減少し、トンネルが浮き上がることが想定された。その結果、取り壊し区間以外の既存のトンネルに対して悪影響が懸念されたことから、トンネルの取り壊し作業に先行してリング間のセグメントボルトを切断し、セグメント間の縁切りを行った。

(2) 一次覆工コンクリート（セグメント）の取り壊し

図3-8-15の(a)、(b)は、一次覆工コンクリート（セグメント）の取り壊しの具体的な施工手順をまとめたものである。

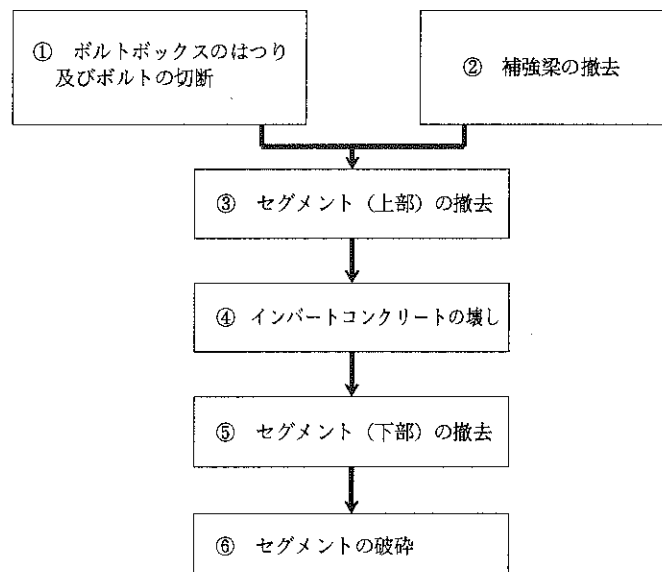


図 3 - 8 - 1 5 (a)一次覆工取り壊しフロー

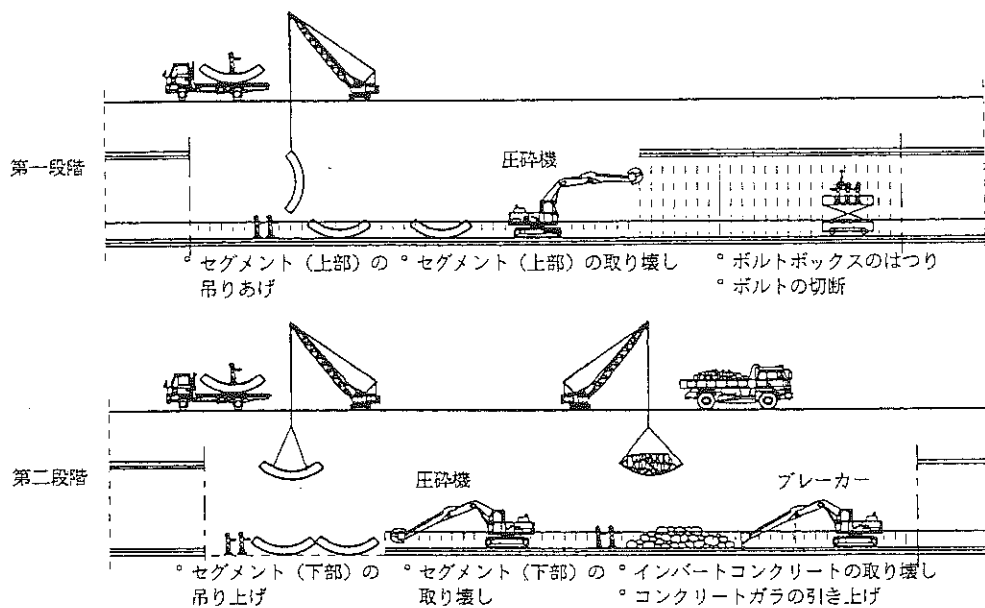


図 3 - 8 - 1 5 (b) 一次覆工取り壊し順序図

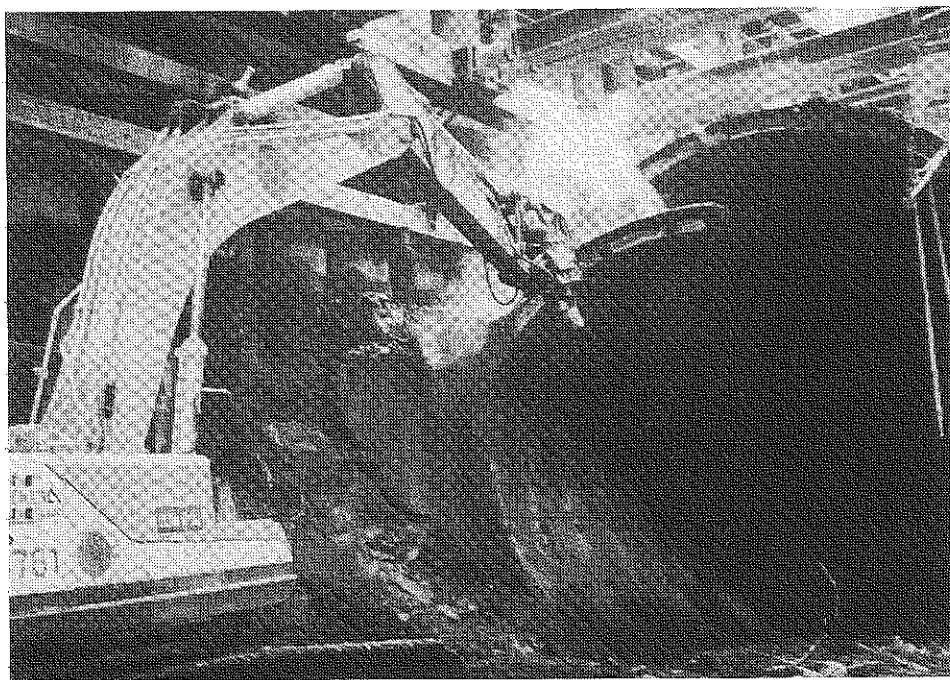


写真 3 - 8 - 1 0 セグメント（上部）取り壊し

ア、ボルトボックスのはつり及びボルトの切断

一次覆工の取り壊しは、作業環境が狭隘・搬出方法・工程等を考慮して、セグメントをピースごとに引き揚げ、地上で破砕することとした。

インバートコンクリートで覆われたセグメント（軌道下部）を除いて二次覆工時に充填されたセグメントボルトボックスを人力によってはつり出し、ボルトの切断を行った。

イ、トンネル補強梁の撤去

7次掘削終了後にジャイアントブレイカーを用いて上下線始点及び終点棲部の4ヵ所に開口部を設置し、トンネル内に設置した補強梁の撤去を行った。

ウ、セグメント（上部）の撤去

写真 3-8-10 に示すように破砕機（0.45 m^3 級）を用いて、セグメント（上部）をピースごとに撤去した。セグメント間ボルトを先行して切断したため容易に撤去することができ、平均施工数量は単線シールド約 11 m /台・日であった。

エ、インバートコンクリートの取り壊し

インバートコンクリートの取り壊しは、油圧ブレーカー（0.45 m^3 級）を用いて行い、コンクリートガラは、ワイヤーモッコで地上へ引き揚げた。

オ、セグメント（下部）の撤去

セグメント（下部）の撤去は、油圧ブレーカー（0.45 m^3 級）を使用してセグメント（下部）間のボルトボックスをはった後に、圧砕機（0.70 m^3 級）を用いてセグメント（下部）を解体撤去した。

カ、セグメントの破砕

クローラークレンを用いて地上へ引き揚げたセグメントをトラックで破砕場に搬送した後、圧砕機（0.70 m^3 級）を使用してセグメントを破砕し、鉄筋とコンクリート塊（15 cm 程度）を仕分けして搬出した。

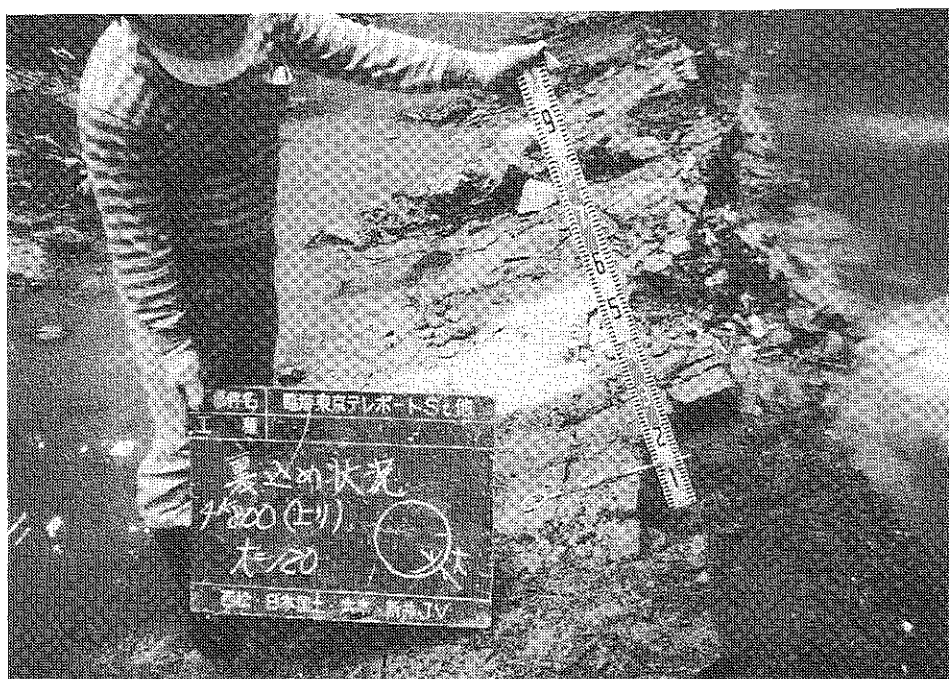


写真 3-8-11 セグメント裏込め状況

(3) セグメントシール材の経時劣化とセグメント裏込め注入状況

通常、把握することが困難であるセグメントシール材及びセグメント裏込め注入の状況について、シールド取り壊し時に試験及び測定調査した。

セグメントシール材の形状は厚さ方向に若干の変化は見られるものの、幅方向はほぼ原寸法であり、変化は見られなかった。一方、引張試験においては、引張強度の低下が 30 ～ 70 % 程度みられたが、これは試料採取時の現品表面のキズの影響もあり、設置後 13 ～ 15 年経過による経時劣化度は特定できなかった。

総じて、セグメント組立時初期のシール形状は、ほぼ保持されており、また著しい物性低下も見られなかったことから、シール性は十分に確保されているものと考えられる。

次に、シールドトンネル施工時に注入した裏込め材の注入厚さは、各断面において 40mm ～ 300mm とバラツキは見られるものの、同一断面内においては概ね均等に分布しており、平均すると約 130mm 程度である。施工当時の注入実績から推定される厚さは 150mm 程度であることから、確実に裏込め注入されており、初期の目的を達しているものと判断される。（参考資料参照）

7 計測による施工管理

(1) FEMによる挙動予測

開さくによる上載土荷重の減少、さらには鋼管矢板の変形の影響等で応力のバランスが崩れ、トンネル（セグメント）が破壊した場合には、土留め工の受動土圧が急減し、その安定性が損なわれることから、施工中のこれらの挙動を把握して安全な施工法を検討するとともに、計測管理における基準値設定の目安とするため、二次元弾性 FEM 解析により、逐次解析を行った。その主要な解析ステップを図 3-8-16 に示す。

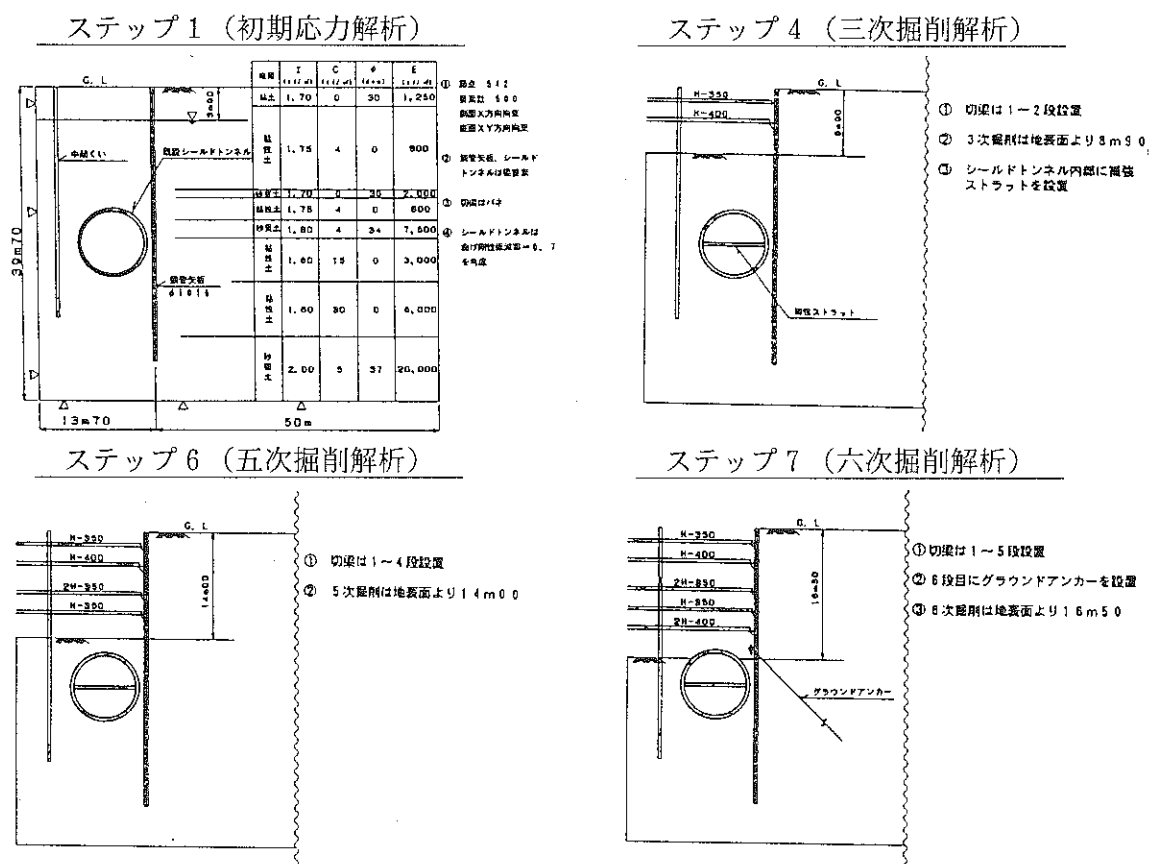


図 3-8-16 FEM 解析の代表的ステップ図

(2) 計測

開さく施工中のセグメントと鋼管矢板の変位を計測・把握し、その安全性を確認するため、前者については4測線による内空変位および天端・下盤の沈下測定、後者については固定式傾斜計による水平変位の測定を実施した。

(3) 計測結果と考察

三次掘削完了時から五次掘削完了時（セグメントリング解体直前）までのセグメントリングの内空変位と鋼管矢板の変位について、計測値とFEM解析を比較して図3-8-17に示す。また、セグメントリングの変位をひずみに換算し、図3-8-17に示す。

なお、セグメントリングの内空変位計測は、二次覆工の取り壊し後となるため、FEM解析から求めたこの時点までの変位量を加算して初期値として整理している。

ア、セグメントリングは、開さくの進ちょくに伴って楕円形状に変位しながら浮き上がりを生じており、その挙動は上載土荷重の減少・下部地盤のリバウンド、特に鋼管矢板とセグメントリングの最小離隔が45cmと近接しているため、鋼管矢板の変形の影響を大きく受けていることが推測され、総体的にはFEM解析の予測とよく合致している。

イ、FEM解析においては、解析の手法やセグメントリングの剛性の評価等に仮定の条件も多く、また、内空変位も解析値を上回る値が計測され、セグメントリングの急激な破壊が最も懸念されたが、現地の観察からは、局部的にもその破壊は視認されなかった。

ウ、下り線の鋼管矢板の変位は、四次掘削後半から管理基準値（約20mm）を上回りはじめ、セグメント解体直前には約30mmに達したが、鋼管矢板の応力及び切梁軸力には計測できない異常値を考慮しても十分な余裕があり、またセグメントのひずみについてもその破壊ひずみ（ 4.1×10^{-3} ）までに至っていないことから、慎重な計測管理と観察・調査の下で施工が継続され無事しゅん功したものである。

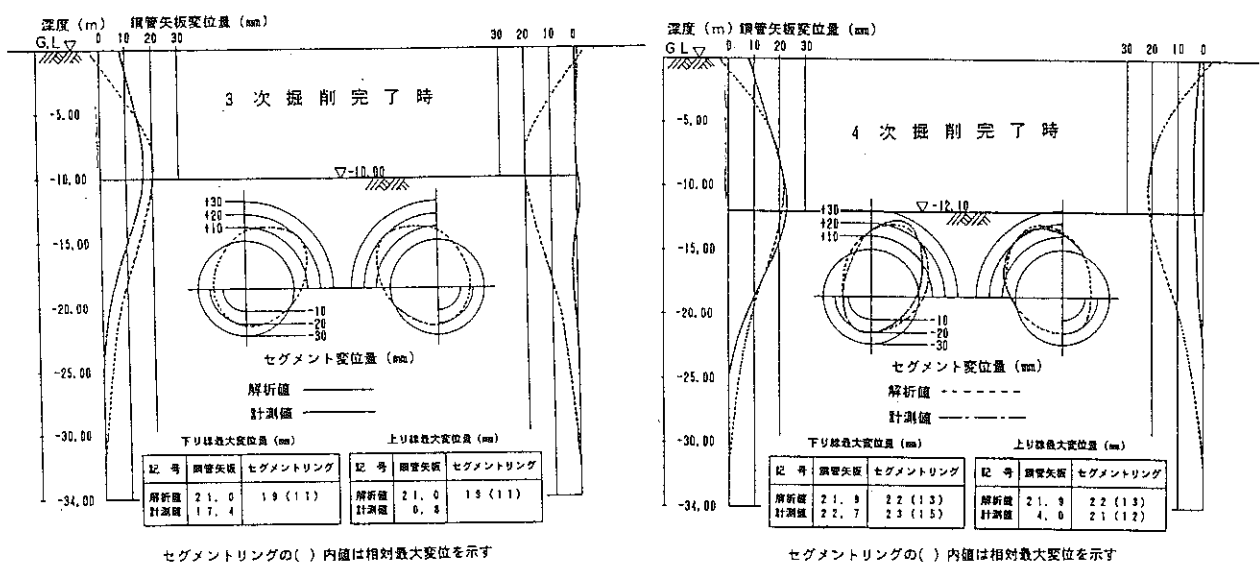


図3-8-17 (a) セグメント及び鋼管矢板変位比較図

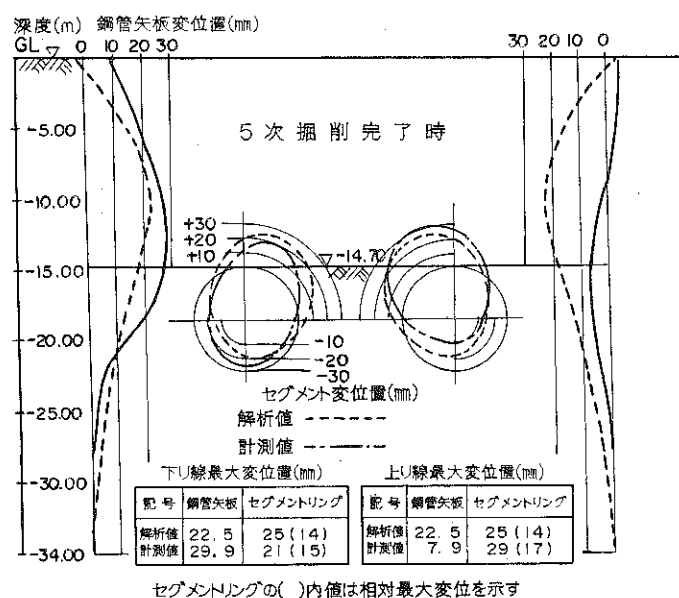


図 3-8-17 (a) セグメント及び鋼管矢板変位比較図

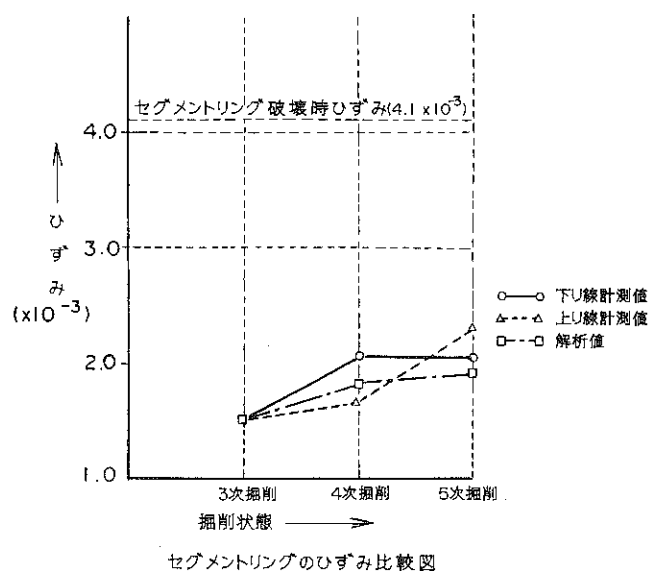


図 3-8-18 セグメントリングのひずみ比較図

(参 考)

シールドトンネル裏込め注入調査について

1. はじめに

東京テレポート駅構築のため、単線並列シールドトンネル（約 200m × 2 ）を取り壊すこととなったことから、通常把握することが困難なシールドトンネルの裏込め注入の施工状況（施工昭和 51.4 ～昭和 57.3 施工）について調査した結果を記載する。

2. シールドトンネル諸元

工 法 : 泥水加圧式, シールド外径 : 7,690
 セグメント外径 : 7,500 mm, セグメント内径 : 6,900
 リング構成 : 7 ピース, セグメント桁高 : 300
 セグメント設計強度 : 550kgf/cm², 二次覆工厚さ : 250(RC)

3. 裏込め注入設計諸元

(1) 配 合

区 分	A 液				B 液	
	BBセメント	フライッシュ	砂	水	珪酸ソーダ	水
冬季配合	280 kg	120 kg	650 kg	280 ℓ	180kg/3号	140 ℓ
夏季配合	180 kg	100 kg	650 kg	420 ℓ	150kg/1号	170 ℓ

(2) 設計特性値

ゲルタイム : 60 秒前後

圧縮強度 : 10 kgf/cm²以上（今回採取試料＝ 18 kgf/cm²程度の強度）

注入圧力 : 3 kgf/cm²

(3) 設計注入量

テールボイド相当量 2.265 m³/m、オーバーカット及び地山の緩み等の割増を、24.5 %とし、約 2.820 m³/m と設定している。

（注入材の逸脱、脱水及び硬化収縮がないものとして、注入厚を換算すると 118mm となる。）

4. 注入実績による注入厚

（下り線シールドトンネルの注入実績から想定）

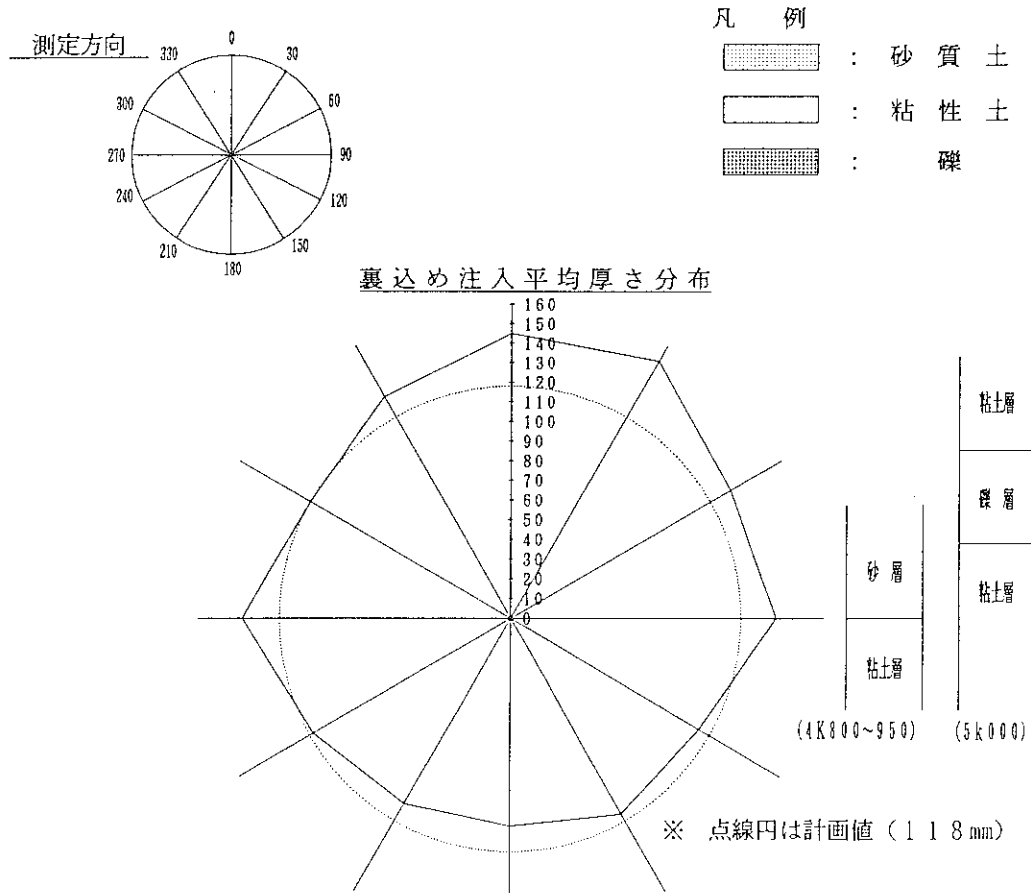
位 置	注入率 (%)	注入厚さ (mm)
① 4 km 800 m	170	162
② 4 km 850 m	150	143
③ 4 km 900 m	260	147
④ 4 km 950 m	300	285
⑤ 5 km 000 m	190	181

※ 注入材の逸走・脱水及び硬化収縮がないものとして、注入厚に換算した。

5. 裏込め注入厚測定結果

シールドトンネル裏込め測定厚 (mm)

位置	方向	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	平均
上り線	4k800m	200	150	130	100	100	120	140	150	180	220	240	300	169
	4k850m	60	80	70	60	80	100	90	100	100	90	60	40	78
	4k900m	50	90	60	80	80	90	100	100	80	70	40	40	73
	4k950m	250	230	200	170	150	150	120	120	170	250	200	190	183
	5k000m	150	180	140	150	130	120	100	140	160	250	200	180	158
下り線	4k800m	140	100	150	180	110	90	90	80	110	120	130	120	118
	4k850m	150	200	180	150	130	130	100	90	70	60	40	60	113
	4k900m	180	250	200	220	120	140	120	120	100	110	90	120	148
	4k950m	150	80	70	120	110	100	90	80	100	110	80	100	99
	5k000m	120	150	100	130	110	100	100	100	90	90	100	150	112
平均厚		145	151	130	136	112	114	105	108	116	137	118	130	125



6. 測定結果の考察

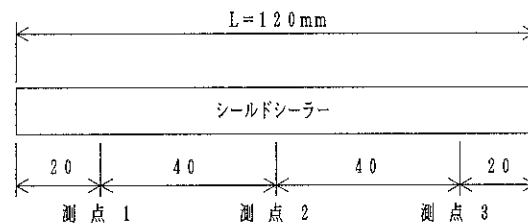
- (1) 裏込め注入管の配置がトンネル上部を主体（5孔程度）に配置していることや、下部の地盤が安定した粘性土であることから、レーダーチャートに示すとおり、トンネル上部に注入材料が厚く注入されている傾向にある。
- (2) 4Km900m ～ 950m 付近で 300%と大きな注入記録がある区間は、実際の開さく時の確認でも、シールドトンネルから数メートル離れた位置で、注入材の大きな塊が確認されており、相当量が脈状に逸走したといえる。
- (3) 裏込め注入の設計強度 10 kgf/cm²以上に対して、採取サンプルによる測定強度は18kgf/cm²程度を確認しており、強度の面では適切な配合であったといえる。

セグメントシール材シールドシーラー経時劣化調査

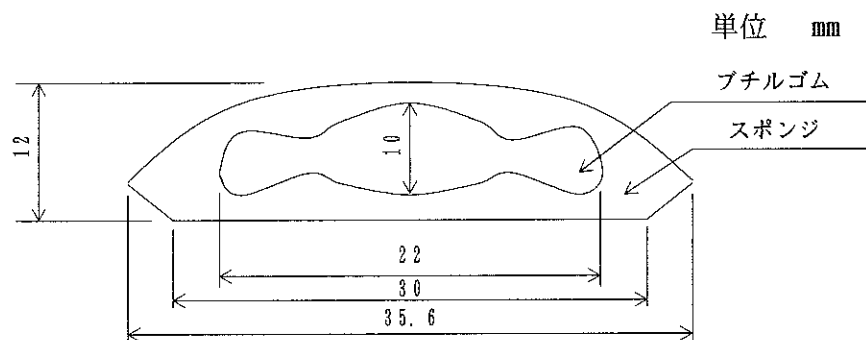
1. はじめに

テレポート駅建設にあたり昭和53年から55年に施工した京葉線シールドトンネルの一部を撤去することとなったことから、当時使用されたセグメント用シール材「シールドシーラーA-30-WT」の経時劣化状況を調査した。

2. シールドシーラー断面寸法測定



シールドシーラーA-WT断面寸法（原寸法）



(1) 測定結果 (ブチルゴム+スポンジ)

(単位 mm)

サンプル番号	測定 1		測定 2		測定 3		硬 度
	幅	厚 さ	幅	厚 さ	幅	厚 さ	
1	35	10.5	35	9.5	34	9.7	35
2	34	9.5	33	9.7	36	9.2	40
3	37	9.4	36	9.3	36	9.7	40
4	36	9.8	36	9.6	35	10.0	35
5	34	9.3	35	8.0	34	8.8	45
6	35	7.7	34	8.3	35	9.0	40
7	36	10.0	35	10.0	35	9.7	45
8	37	8.2	36	9.5	35	8.9	45
9	35	9.2	36	8.4	36	8.5	45
10	33	9.7	32	10.0	37	9.7	40
11	37	7.3	36	7.6	36	8.2	40

(2) 測定結果 (スポンジのみ)

(単位 mm)

サンプル番号	測定 1		測定 2		測定 3		硬 度
	幅	厚 さ	幅	厚 さ	幅	厚 さ	
2 1	28	6.2	28	5.9	28	5.9	50
2 2	25	8.3	25	8.0	26	8.0	50
2 3	23	7.2	23	7.0	25	6.9	50
2 4	26	6.2	26	6.5	26	6.3	50
2 5	25	7.0	25	6.8	25	7.0	50

2. 物性試験

ブチルゴム+スポンジ及びスポンジのみの物性試験として、引張試験による引張強さ及び伸びの測定を行った。

初期の物性値 (引張強さ・伸び)

	ブチルゴム	スポンジ
引張強さ	1.5Kgf/cm ²	23.0Kgf/cm ²
伸 び	2,500 %	220 %

注) シートサンプルの物性

(1) 試験結果（ブチルゴム＋スポンジ）

（採取試料物性）

サンプル番号	引 張		伸び (%)	切断部
	力 (Kgf)	強度 (Kgf/cm ²)		
1	34.6	12.1	170	チャック切れ
2	34.9	12.2	155	チャック切れ
3	31.2	10.9	185	チャック切れ
4	26.8	9.4	149	本体切れ
5	32.7	11.5	168	本体切れ
6	29.2	10.2	165	チャック切れ
7	36.3	12.7	166	チャック切れ
8	35.6	12.5	158	チャック切れ
9	34.7	12.2	155	チャック切れ
10	34.7	12.2	157	チャック切れ
11	17.2	6.0	121	本体切れ

注）断面積は 2.85 cm²として算定した。

(2) 試験結果（スポンジ）

（採取試料物性）

サンプル番号	引 張		伸び (%)	切断部
	力 (Kgf)	強度 (Kgf/cm ²)		
2 1	26.7	13.35	163	本体切れ
2 2	31.7	15.85	139	チャック切れ
2 3	15.5	7.75	130	本体切れ
2 4	15.3	7.65	94	本体切れ
2 5	31.2	15.60	168	チャック切れ

注）断面積は 2.0 cm²として算定した。

3. まとめ

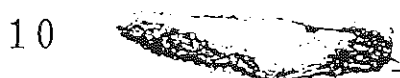
- (1) シールドシーラーの形状変化は厚さ方向は圧縮力の方向性の関係から若干の変化が見られるが、幅方向はほぼ現寸法を確保している。
- (2) スポンジについての引張試験においては、引張強さは 30%から 70%の強度低下が見られた。

また、伸びについては初期の数値より伸び率約 100% 程の低下が見られた。

- (3) スポンジの物性低下は初期の値がシートサンプルであるのに対し、回収品は現品表面のキズによる影響もあり設置後、13～15年経過による経時劣化度は特定しがたい。
- (4) 総じてセグメント組立時初期のシール材形状は、ほぼ保持されており、また著しい物性低下も認められないことから、シール性は充分確保されているものと思われる。

採取試料（シール材）断面

スポンジとブチルゴム



スポンジ

