

第4編 路盤

第4編 路盤

第1章 概要

第1節 路線概要

つくばエクスプレス（常磐新線）のルートは、既存鉄道路線と結節し、沿線地域の開発計画と整合を図ることを基本とした。

その結果、駅数は20駅、既存鉄道路線との結節は、秋葉原、新御徒町、南千住、北千住、南流山、流山おおたかの森、守谷の7駅でなされることとなった。

東京都内は秋葉原から埼玉県の県境付近までの延長13.2kmで、うち約62%がトンネル、残りは明かりで、南千住～小菅間の延長約3.1kmはJR常磐線と併設されている。当区間には、秋葉原駅、新御徒町駅、浅草駅、南千住駅、北千住駅、青井駅、六町駅の7駅があり大部分の区間が地下構造となっているが、北千住駅を含む隅田川から荒川までの区間は高架橋等の明かり構造となっている。地下の駅部は開削で施工し、駅間はシールドトンネルで施工した。

埼玉県内は延長7.3kmで、うち1.3kmがトンネル、残りが高架構造となっている。都県境部の一部トンネルを除き八潮市圀地区から千葉県境の江戸川橋りょうまで、県内全区間が高架橋や橋りょうの高架構造区間となっている。主な構造物は八潮駅、三郷中央駅、中川橋りょう、江戸川橋りょうである。また、八潮駅には電留線4線を併設した。

千葉県内は延長13.5kmで大部分が明かりであるが、江戸川橋りょうの終点付近となる土地区画整理事業地区内の流山市木地区から西平井・鱈ヶ崎地区間は、南流山駅を含む延長約2.3kmについてはJR武蔵野線及び既成市街地で、マンション等の建物が多く高架構造とすることが困難なことから地下構造となっている。この区間は、起点方からU型擁壁、箱型開削トンネル、JR武蔵野線南流山駅との交差部は開削地下駅の南流山駅、同駅終端からはシールドトンネル、都市部山岳工法によるトンネルとU型擁壁となっている。流山セントラルパーク駅から茨城県境の利根川橋りょうに至る流山並びに柏市内は、すべて高架構造となっている。高架区間の主な構造物は、流山セントラルパーク駅、東武野田線との交差接続駅として新設される流山おおたかの森駅、柏の葉キャンパス駅、柏たなか駅、国道16号線架道橋や下部工が鉄道と都市軸道路の併用橋となっている利根川橋りょうである。

茨城県内は延長24.3kmで、大部分が丘陵地帯と水田部を通り、その構造形式は、高架橋や橋りょう、切取り、掘割、盛土が主体となっている。トンネル区間は、常磐自動車道との交差点とつくば市内となる終端部の2区間、終点のつくば駅は道路下の開削地下駅となっている。

本区間の主な構造物は、関東鉄道常総線守谷駅で交差接続駅として新設される守谷駅、都市軸道路との併用橋となっている小貝川橋りょう、掘割構造のみらい平駅、常磐道トンネル（シールドトンネル）、高架構造のみどりの駅、万博記念公園駅、研究学園駅、つくばトンネル（シールドトンネル）、つくば駅（開削地下駅）で、守谷駅の終点方には車両基地（19ha）がある。

図4-1-1-1に平面・縦断の略図を示す。

第2節 構造物の概要

構造形式は、都内は主として地下構造、埼玉以北は高架構造を基本に計画した。

全線の構造種別延長は、トンネル延長約 16 km（シールド約 11 km、開削約 5 km）、土工延長約 6 km、橋りょう及び高架橋延長約 36 kmとなっている。

主なトンネルとしては、台東トンネル（L=1,204m47）、寿トンネル（L=1,229m52）、三ノ輪トンネル（L=2,282m20）、南千住トンネル（L=190m51）、西綾瀬トンネル（L=1,423m00）、加平トンネル（L=1,267m00）、綾瀬川トンネル（L=2,322m52）、南流山トンネル（L=2,231m00）、常磐道トンネル（L=707m50）、つくばトンネル（L=1,025m00）がある。東京都内は大部分がシールドトンネルである。埼玉、千葉、茨城は大部分が箱型トンネルであるが、常磐道トンネル（707m50）は、一部区間で常磐自動車道と土被りが薄く交差している関係でシールド工法（303m00）で施工した。

橋りょう延長 10.2 kmの内、主な長大橋りょうは、荒川橋りょう（L=444m85）、中川橋りょう（L=492m20）、江戸川橋りょう（L=411m00）、利根川橋りょう（L=891m00）、小貝川橋りょう（L=463m21）でいずれもトラス構造となっている。

高架橋は、地盤条件のよい所では、従来の高架橋と比べて景観に優れたアーチ形状を取り入れたシンプルな高架橋とすることにより、施工性の向上とコストダウンを図り、地質状態のよくない所では、耐震性に優れたU形のプレキャストPC桁を採用することで、軽量化、経済化を図っている。

軌道構造はマクラギの下と横に柔らかな防振用ゴムを使用して振動低減を図っている。更に、騒音低減のためバラストを散布している。

表 4-1-2-1 に都県別構造物延長を示す。

表 4-1-2-1 都県別構造延長

位置 構造種別	単位	東京都	埼玉県	千葉県	茨城県	全線（比率）	備考
切取り	km	0.2	0.2	0.2	3.7	4.3 (7.4%)	
盛土	km	0.6	0.1	0.2	1.0	1.9 (3.3%)	
高架橋	km	1.5	3.6	8.0	12.4	25.5 (43.7%)	
橋りょう	km	0.8	2.1	2.8	4.4	10.1 (17.3%)	
トンネル	km	10.1	1.3	2.3	2.8	16.5 (28.3%)	
※トンネル工法別内訳							複線シールド トンネル L=8,907m トンネル延長 計 16,526m
(シールド)	m					10,764	
(山岳トンネル)	m					361	
(箱型トンネル)	m					1,311	
(開削トンネル)	m					4,090	
計（延長）	km	13.2	7.3	13.5	24.3	58.3 (100%)	

第2章 設計

第1節 地形・地質

本路線は、東京低地を基点として概ね北東に線形をとり、流山付近から下総台地を通過する。さらに北東で利根川水系の低地を進み東楯戸付近から稲敷台地に入り、つくば市の終点に至っている。この関東平野は、日本列島最大の平野であり、氷河期及び間氷期の海退・海進による顕著な地質構造を示している。「図4-2-1-1 参照:日本の地質(3)関東地方 共立出版より抜粋」

台地は、第四紀更新世の中期に堆積したものであり、最終間氷期(リス・ウルム間氷期:7~13万年前)の高海面(下末吉海進)期に形成された海成層や河成の扇状地堆積物からなる段丘である。路線が通過する台地には、下総台地・猿島台地・稲敷台地があり、これらを構成する地層は江戸川

層・藪層、その上位の東京層・木下層・成田層等である。地質はいずれも砂質土・粘性土・砂礫からなり、上総層群を削剥した谷を埋めて堆積している。この地層が構造物に対して支持層となり、台地部ではこの層準を関東ローム層が被覆し、低地部では沖積層の下位に存在する。

低地は、河川の開析により台地を削剥し、その後の海進により堆積した海成層で構成され、諸河川の自然堤防や後背湿地を含むはんらん原と沿岸の海岸平野を成している。路線が通過する低地には、中川・荒川低地及び利根川低地がある。低地を構成する地層は、沖積層で第四紀更新世末期から完新世にかけて堆積したものである。沖積層の基底は起伏のある谷地形を成すことが多く、更新世の地層で構成される低位段丘が沖積層の下に埋没し、顕著なものに5km・9km・13km・17km等(第13編に示す地質縦断図秋葉原~21.0km参照)がある。また、21km・33km・43km付近等(同地質縦断図20.0km~40.0km及び40.0km~59.0km参照)は中位段丘を構成している。

沖積層は、砂質土・粘性土・砂礫からなり、いずれも構造物に対して支持層にならない地質である。

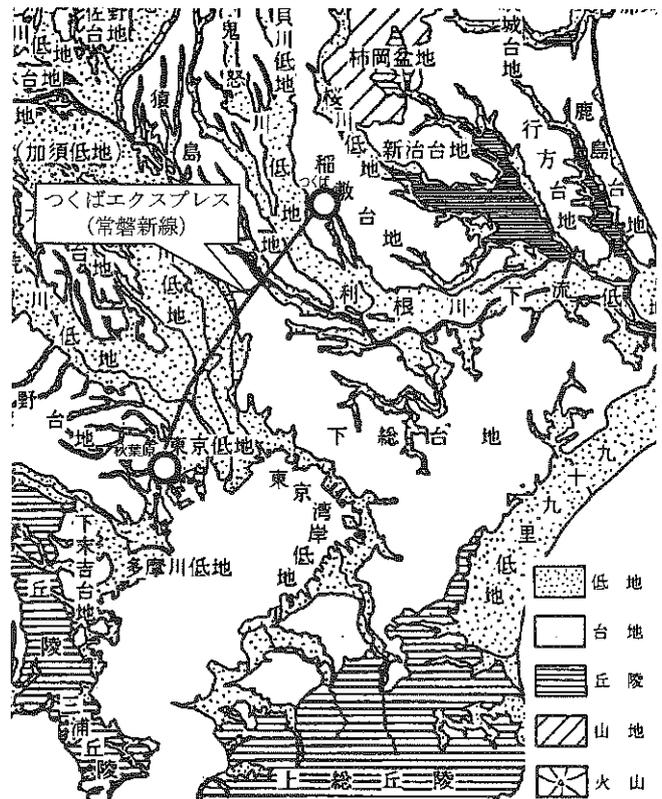


図4-2-1-1 関東平野の地形区分

第2節 設計基準

1. 概要

本路線は、普通鉄道構造規則(昭和62年3月2日、省令第14号)、その他関係法規に基づき、安全、快適、安定した輸送の用に供する鉄道施設として建設されるものであって、設計に当たっては、これら諸規定の他、『常磐新線土木構造物設計仕様書』に定める基準によった。

当仕様書は、首都圏新都市鉄道が平成9年2月に制定し、建築限界や曲線諸元などの線路基準のほか、開削トンネル、

表 4-2-2-1 主な線路基準

項 目		基 準
最高列車速度		90 km/h ~ 160 km/h
軌間		1,067 mm
軌条		60 kg (本線), 50N (側線)
電車線路		直流 1,500V、交流 20,000V、架空線方式
最小曲線半径	本線部	本線 600m
	停車場部	本線におけるプラットホームに沿う曲線 400m
最急勾配	本線部	35/1,000
	停車場	5/1,000 10/1,000 (車両解結しない区間)
プラットホームの高さ		1,100 mm (直線部)

シールドトンネル等の設計要領を規定している。

主な線路基準は、表 4-2-2-1 に示すとおりである。

上記のほか、主に次の関連法規、規定の定めに基づき設計を行なった。

- ・普通鉄道構造規則 (昭和62年3月 運輸省令第14号)
- ・普通鉄道構造規則告示 (昭和62年3月 運輸省告示第177号)
- ・道路構造令 (昭和45年10月 政令第320号)
- ・河川管理施設構造令 (昭和51年7月 政令第199号)
- ・常磐新線普通鉄道構造規則の実施細則(線 路) (平成4年10月 首都圏新都市鉄道株式会社)
- ・常磐新線普通鉄道構造規則の実施細則(建造物) (平成4年10月 首都圏新都市鉄道株式会社)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎・抗土圧構造物) (平成9年3月 鉄道総研編)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説(シールドトンネル) (平成9年7月 鉄道総研編)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物) (平成4年10月 鉄道総研編)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物) (平成4年10月 鉄道総研編)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物) (平成4年10月 鉄道総研編)
- ・新設構造物の当面の耐震設計に関する資料 (平成8年3月 鉄道総研)
- ・新設構造物の当面の耐震設計に関する資料・解説編(平成8年3月 日本鉄道建設公団設計技術室)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計) (平成11年10月 鉄道総研編)
- ・鋼構造物塗装設計指針 (平成9年5月 日本鉄道建設公団)
- ・乗換こ線橋設計指針 (昭和62年6月 日本鉄道建設公団)
- ・鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針 (昭和62年6月 日本鉄道建設公団)
- ・鉄筋フレア溶接継手設計・施工指針 (昭和62年6月 日本鉄道建設公団)
- ・PRC けた設計指針 (案) (昭和62年6月 日本鉄道建設公団)
- ・土木構造物動的解析指針 (案) (昭和62年6月 日本鉄道建設公団)

- ・鋼管矢板井筒の設計施工指針（案）（昭和62年6月 日本鉄道建設公団）
- ・掘削土留工設計指針（昭和62年6月 日本鉄道建設公団）
- ・深い掘削土留設計施工指針（平成7年4月 日本鉄道建設公団）
- ・近接施工の設計施工指針（昭和62年6月 日本鉄道建設公団）
- ・NATM設計施工指針（案）（平成8年2月 日本鉄道建設公団）
- ・シールドトンネルの設計施工指針（平成11年8月 日本鉄道建設公団）
- ・注入の設計施工指針（昭和62年6月 日本鉄道建設公団）
- ・コンクリート標準示方書（平成8年 土木学会）
- ・トンネル標準示方書（開削工法編）（平成8年 土木学会）
- ・トンネル標準示方書（シールド工法編）（平成8年 土木学会）
- ・道路橋示方書（平成8年12月 日本道路協会）

2. 車両限界及び建築限界

車両限界及び建築限界は普通鉄道構造規則実施細則に定められたとおりである。車両限界は、JR常磐線と同様の近郊型の車両の採用を考え、車両限界の幅は3,000mmとした。（図4-2-2-1）

建築限界（図4-2-2-2）は、普通鉄道構造規則第21条の但書きにより、車両限界の基礎限界との間隔を200mmとし、3,400mmとした。

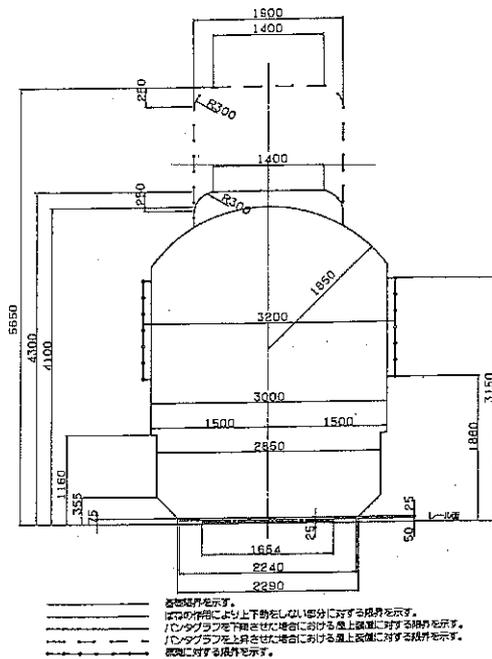


図4-2-2-1 車両限界

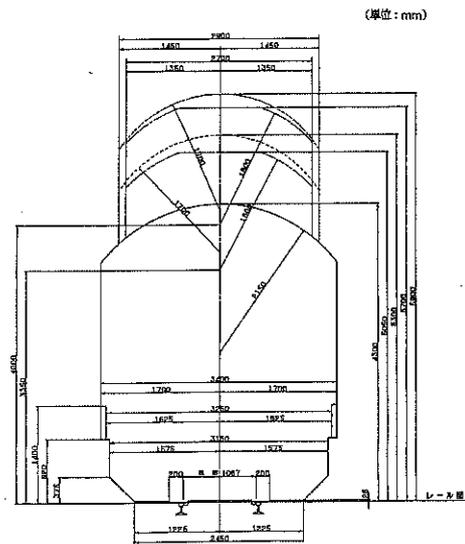


図4-2-2-2 建築限界

第3章 路盤

第1節 概要

つくばエクスプレス（常磐新線）は東京都内 13.2 km、埼玉県内 7.3 km、千葉県内 13.5 km、茨城県内 24.3 kmの1都3県を連絡する延長 58.3 kmの路線である。そのうちトンネル・橋りょう・高架橋以外の路盤の延長は東京都内が 0.8 km、埼玉県内が 0.3 km、千葉県内が 0.4 km、茨城県内が 4.7 kmとなっており、全延長の 10%程度とその比率は小さい。

東京都内ではトンネルが地上部に取付く前後の箇所採用されており、荒川左岸の JR 常磐線及び東京メトロ千代田線との交差部が該当している。埼玉県では東京都との県境にある綾瀬川トンネルの地上への取付け部である大曾根地区の構造が該当している。千葉県では JR 武蔵野線との交差のため南流山駅が地下構造となっているが、この前後の構造が該当している。また、茨城県では伊奈・谷和原地区の台地部で、常磐自動車道と交差する前後の小張・片田路盤工区における U 型擁壁及び葛城地区におけるつくばトンネルへの取付け部の構造が路盤構造に該当している。

なお、守谷車両基地は盛土構造であるが、盛土造成工事については 10 章において詳述する。

第2節 地山補強土工法による切土（片田路盤）

1. 概要

片田路盤は、秋葉原起点 46 km 260m～46 km 420m（延長 160m）間の箱型トンネル及び 46 km 420m～47 km 030m（延長 610m）間の U 型擁壁を構築する工事である。当該工事は平成 13 年 3 月に着工し、平成 15 年 9 月しゅん功した。この U 型擁壁延長 610mのうち掘削深さ 14m となる 560m間における切取施工に、地山補強土工法を採用した。本工法は当工区のみならず、伊奈・谷和原地区の切取区間の U 型擁壁の施工に全面的に採用されている。

U 型擁壁区間の位置を図 4-3-2-1 に示す。

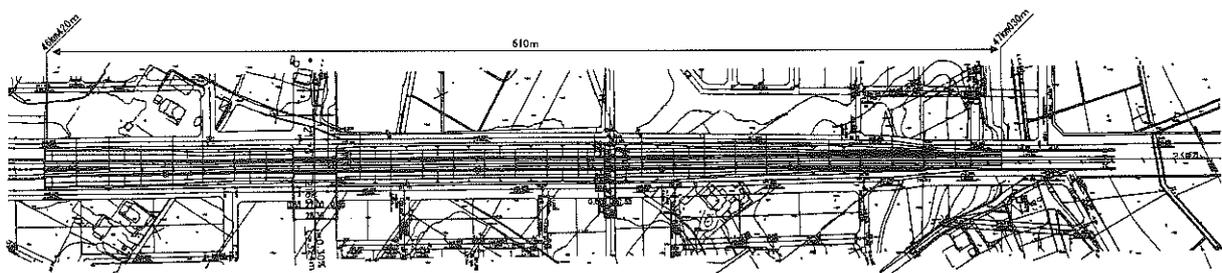


図 4-3-2-1 U 型擁壁区間平面図

2. 地形及び地質

当工区は、茨城県南部に分布する稲敷台地と呼ばれる洪積台地のほぼ中央に位置している。稲敷台地は南から南西に向けて緩やかに傾斜しており、周縁部及び台地内部は小貝川・桜川といった河川により開析され、比高差 10m前後の急崖が発達している。

地質は、台地部においては第四紀更新世に堆積した浅海成の下総層群により構成され、最上位を武蔵野・立川ローム層に相当する新期関東ローム層によって覆われている。

また、西谷田川により形成された低地部には、軟弱な粘性土層からなる沖積層が木下層の上位に堆積している。図 4-3-2-2 に地質縦断面図を示す。

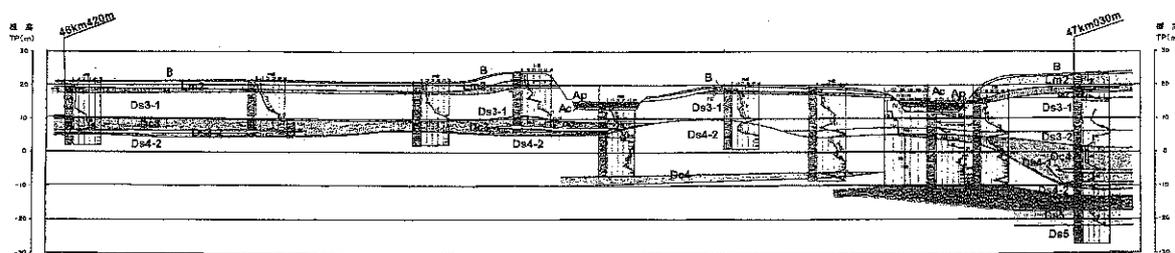


図 4-3-2-2 地質縦断面図

3. 施工

(1) 概要

46 km 420m～46 km 980m間（延長 560m）における U 型擁壁部は、地山補強土工法による切土を行なった。

本工法は、切土の急斜面を吹付コンクリートとロックボルトにより補強し、地山のすべり破壊に対して安定を図った上で、掘削し U 型擁壁を構築するものである。近年、のり面の急勾配化による経済性の向上や掘削土量低減による環境保全の観点から施工実績が増加しているが、今回の事例のように最大掘削深度が 14m に達する事例はほとんどないため、のり面の変状防止を目的とした自動計測による観測を行なった。掘削深度は 4.0m～14.0m で、切土のり面の勾配は 1 : 0.35 である。

掘削地盤は自然水位が高く、N 値が 10～20 の緩い細砂層が主体である。湧水による砂質土のり面の崩壊防止やロックボルトの孔壁自立を確保するため、ディープウェルによる地下水位低下工法も併用した。

施工箇所における地質は、図 4-3-2-3 に示すように地表部がローム (Lm) 及び凝灰質粘土 (tc) からなる粘性土層で、その下位には N 値が 10～20 の比較的緩い砂質土層 (Ds3) が主体をとっている。床付け位置は硬い洪積シルト層 (Dc3) であり、その下位に N 値 50 以上の洪積砂質土層 (Ds4) が堆積している。自然水位は約 GL-2.0m と高く、Ds4 層は水頭約 8m の被圧滞水層である。Ds3 層は均等係数が $U=1.83$ と非常に粒径のそろった細砂であり、雨水や地下水の浸食によって崩壊が生じやすい地層であると想定された。

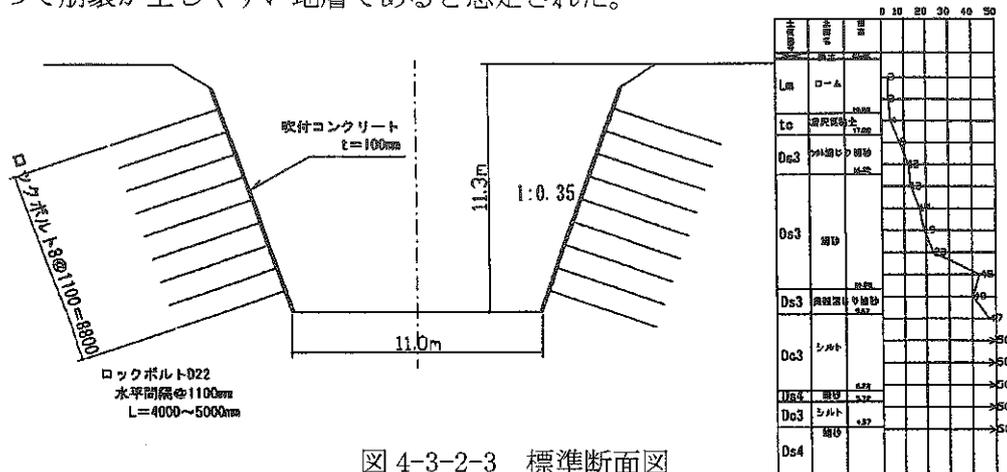


図 4-3-2-3 標準断面図

(2) 地山補強土工法

地山補強土工法は、切土のり面に直角方向に打設した棒状補強材によってのり面の安定性を高める工法であり、一般に棒状補強材、補強材頭部、壁体部によって構成される。また、棒状補強材はその径によって、小径（5～10 cm）、中径（10～30 cm）及び大径（30～40 cm）に分類される。

今回採用した地山補強土工法は、仮設土留壁として用いたものであり、のり面保護工（吹付コンクリート）と小径棒状補強材（ロックボルト+定着材）の組合せとした。詳細を図 4-3-2-4 に、施工手順を図 4-3-2-5 に示す。

1 ステップの掘削深度は約 1.0m とし、吹付コンクリート、ロックボルト打設の順で最終掘削時点まで繰り返し施工し、掘削床付けを完成させた。小径棒状補強材は、セメントミルクなどの定着材を使用し、引張り芯材を地山に全面定着させた。

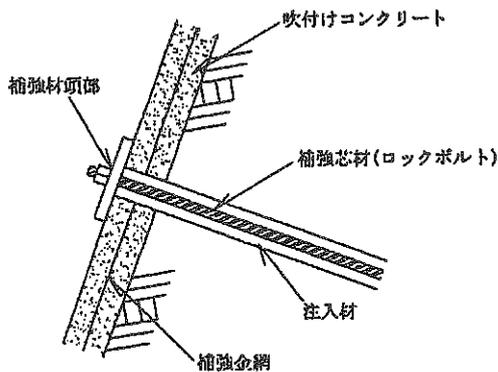


図 4-3-2-4 地山補強土工法詳細図

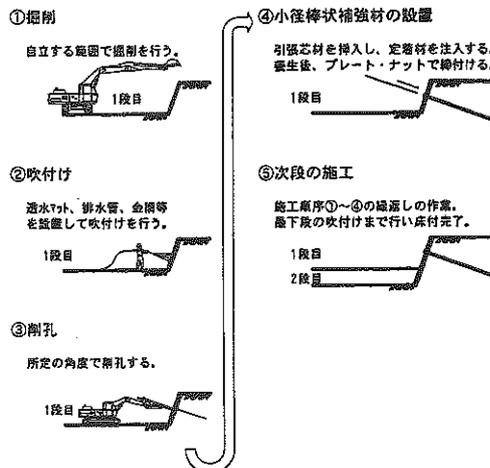


図 4-3-2-5 地山補強土工法の施工手順

施工状況を写真 4-3-2-1、写真 4-3-2-2 に示す。

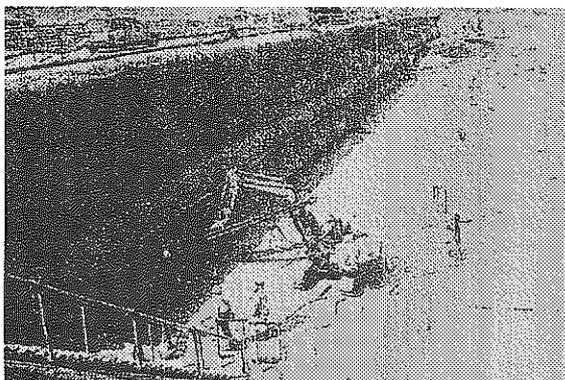


写真 4-3-2-1 ロックボルトの削孔状況

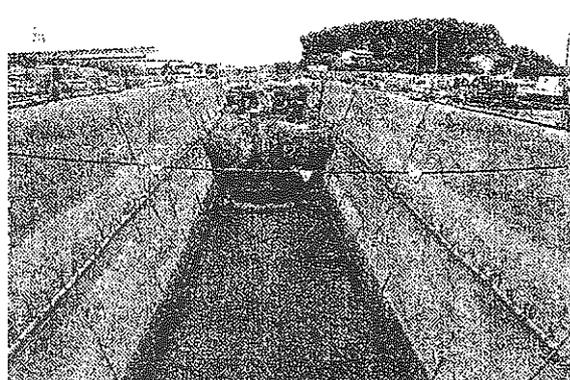


写真 4-3-2-2 掘削床付け完了状況

(3) 地下水位低下工法の併用

本工事で、Ds3 層の自然地下水位及び Ds4 層の被圧地下水位に起因して、以下のような施工上の問題点が懸念された。

① 自然地下水位が高いことから、湧水による切土のり面（Ds3 層）の崩壊が予想されること。

- ② 洪積砂層 (Ds4 層) の被圧水によって、掘削床付け地盤 (Ds3 層) の盤ぶくれが想定されること。
- ③ 地下水位が高いことから、棒状補強材 (ロックボルト) の削孔壁が自立しない可能性があること。

このようなことを踏まえ、ディープウェルによる地下水位低下工法を採用し、観測井を設置して所定の地下水位低下を確認することとした。

(4) 計測

施工中の安全確保、地山補強土工法の妥当性確認及び周辺地盤への影響を評価するため、表 4-3-2-1 に示す計測を行なった。

図 4-3-2-6 は自動計測機器の設置位置を示す。

表 4-3-2-1 計測項目一覧表

計測項目	測定方法
① 観察調査	目視、触手による観察
② のり肩部の変位	観測杭による水準測量・水平、鉛直変位
③ のり面の変位	観測板による水準測量・水平、鉛直変位
④ 補強材の引抜耐力	油圧ジャッキによる引抜き試験
⑤ 地中水平変位	地中に設置した孔内傾斜計による測定
⑥ 補強芯材の軸力	ロックボルトに取付けたひずみ計による測定
⑦ 地下水位の変化	Ds3, Ds4 層に観測井を設置し水位測定器により計測
⑧ 周辺地盤の変位	観測杭による水準測量・鉛直変位

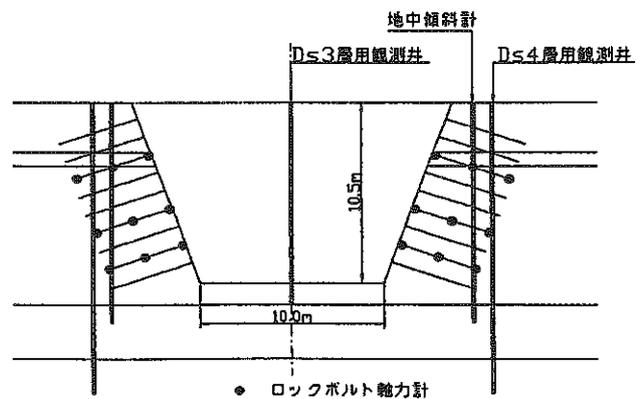


図 4-3-2-6 計測機器設置断面図

(5) 試験施工

本工事に先立ち、46 km 715m 付近の 40m 区間において試験施工を行ない、自動計測による動態観測を含め、安全性を確保した施工方法を確立することとした。また実施工においては試験結果に基づいて得られた諸数値をフィードバックさせることとした。

試験施工区間は、約 4 ヶ月で床付けを無事完了させることができた。この施工では、のり肩の水平変位は 2 次管理基準値の上限に近づいたものの、切土のり面の崩壊や亀裂、ロックボルトの座金の変形等、仮設土留壁の変状も認められず、また周辺地盤への影響も殆どなかった。一方、試験施工で明らかになった問題点は以下のとおりである。

- ① ディープウェルによる地下水位低下を計画したが、途中で十分な水位の低下が得られず、ウェルポイントを併用せざるを得なかった。
- ② ロックボルトの施工の際、地下水位以下においては削孔壁の崩壊が見られたため、塩ビ管による孔壁防護を併用した。
- ③ 7 次掘削時において変位量が増大し、2 次管理基準の上限に近づいたため、余掘り量を 1.0 m から 0.5 m に変更して地山の変位抑制を行なった。

地下水位低下が十分に得られなかった原因の一つとして、群井による井戸効率の低下ではないかと考えられたが、原因の特定には至らなかったため、バキューム併用の強制排水工法であるスーパーウェルポイント工法を採用することとした。

(6) 本施工

本施工は試験施工の検討結果を踏まえ、計測を実施しながら行なうこととした。その結果、掘削深度が約 12.0m の 46 km 615m 付近において、GL-9.0m の掘削時に管理限界値を超え、周辺の切土のり面にクラックが確認されたため、応急対策として押え盛土を実施した。

また、地中変位及び地表面のクラックの発生状況から、土魂のすべり面はロックボルトの背面と推定できたため、補強材には長尺補強材が必要と判断し、46 km 600m～690m の 90m 間にはグラウンドアンカー工法による補助工法を採用することとした。グラウンドアンカーは押さえ盛土上で行ない、H 鋼材による腹起し材を設置した。

図 4-3-2-7 にグラウンドアンカーの施工状況を示す。

グラウンドアンカーの施工により、のり肩の水平変位や地中変位に殆ど変化は見られず、最終掘削を終了することができた。図 4-3-2-8 に補助対策区間ののり肩水平変位を示す。

また、46 km 520m～600m の 80m 間においては、のり肩の水平変位が 2 次管理値を超え管理限界値に近づいたため、8 次掘削以深では以下の補助対策工を採用した。

- ① 10m スパンの分割施工とするとともに均しコンクリート厚を 100 mm から 200 mm に変更し、先行地中梁としての効果を期待する。
- ② Ds3 層のロックボルト鉛直打設間隔を 1,100 mm から 800 mm に変更し、変位の大きい箇所はロックボルト長を 4,500 mm から 5,000 mm に変更する。
- ③ 46 km 420m～460m の 40m 間は、当工区の最大掘削深度箇所 ($h=13.8\text{m}$) であり、箱型トンネルとの境界の 46 km 420m 地点では地下水の十分な低下が得られなかったため、ロックボルトの引抜き抵抗力が不足する事態が生じた。この区間は、箱型トンネル部が SMW 杭及び底盤改良により完全に遮水された状態にある一方、U 型擁壁部は完全に遮水されていないため、掘削断面外側での地下水の供給が豊富であり、地下水位低下工法による揚水だけでは必要な地下水位の低下が得られなかったものと推察された。このため、この区間では鋼矢板による地下水の遮断やウェルポイントの増強を図ったが、それでも所定の地下水位の低下ができなかったことから、ロックボルトの周面摩擦力の不足に繋がったものと思われた。最終的には、吹付け・ロックボルトによる地山補強土工法は 7 次掘削までとし、8 次掘削以深の掘削については、親杭横矢板による仮土留壁に変更した。
- ④ グラウンドアンカーは除去式とし、構造物内には存置させないこととした。また、工期的には、試運転列車による走行試験との関係上、軌道工事への引渡し時期が迫っていたため、急速施工を強いられることとなった。このため、部分的に軌道工事に明け渡しながらの競合作業となり、危険度が極めて高い悪条件下での作業であったが、平成 16 年 3 月までに本体工事を無事完了することができた。

本工法は、当該工区のような固結度が低く、侵食による崩壊が生じやすい均質な細砂地盤に用いる場合は、地下水が完全に掘削面以下に低下していることが重要である。特に、ロックボルトの孔壁は地下水が完全に低下した状態でないと孔壁の自立を確保することが困難な状況であった。

今後、類似工事を施工する際は、地質や地下水の状況及び周辺の環境調査を十分に行ない、確実に地下水位の低下が図れる工法を採用するとともに、周辺環境への影響を慎重に検討することが重要である。

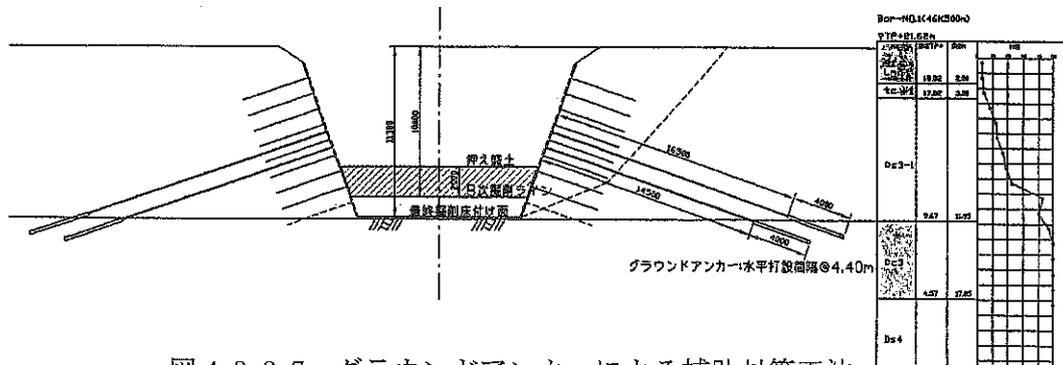


図 4-3-2-7 グラウンドアンカーによる補助対策工法

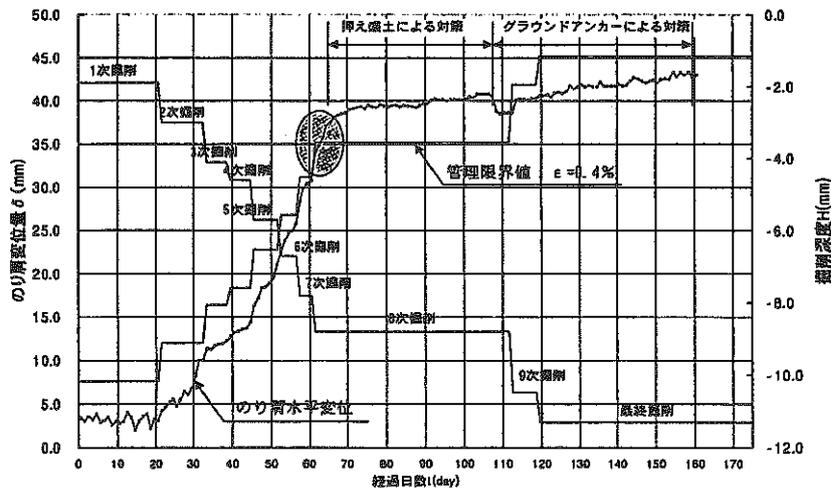


図 4-3-2-8 補助対策区間ののり肩水平変位

第4章 高架橋

第1節 概要

本路線の全長 58 kmのうち、高架橋区間は半分の約 26 kmを占める。建設にあたり、二つのコンセプトから新しいタイプの高架橋について開発をおこなった。

1 つは、都市鉄道として新しい近代的な都市環境との調和を図り周囲の景観を阻害しない構造であること。

2 つ目は、建設労働者の高齢化と熟練工や技能工の減少へ対応するための省力化を計ることである。このため従来多用されてきたビームスラブ式ラーメン高架橋はアーチスラブ式ラーメン高架橋に、桁式高架橋は鉄道橋でわが国初となる PCU 形桁式高架橋に替え、その採用を図ることとした。また駅部においては従来のビームスラブ式ラーメン高架橋を採用した。

なお、高架橋の構造別施工延長・架設連数は表 4-4-1-1 のとおりである。

表 4-4-1-1 高架橋形式別適用数量

ビームスラブ式高架橋

県 別	構造別数量 (m)			構造別内訳数量											
	壁式	2~4 柱式	計	壁 式 (連)				2~4 柱 式 (連)							
				3径間	4径間	5径間	6径間	2径間	3径間	4径間	5径間	6径間			
東京都			0												
埼玉県		1,266.5	1,266.5							1	8	14	1	1	
千葉県		977.6	977.6							2	8	8	1	2	
茨城県		1,032.0	1,032.0							2	6	4	2	4	
計		3,276.1	3,276.1							5	22	26	4	7	

アーチスラブ式高架橋

県 別	構造別数量 (m)			構造別内訳数量											
	壁式	2柱式	計	壁 式 (連)				2 柱 式 (連)							
				3径間	4径間	5径間	6径間	2径間	3径間	4径間	5径間	6径間			
埼玉県		1,130.5	1,130.5								6	7	2	1	
千葉県	2,624.5	183.0	2,807.5	10	16	9							1	1	
茨城県	841.0	3,039.5	3,880.5	5	3	4					9	14	9	6	
計	3465.5	4,353.0	7,818.5	15	19	13					15	21	12	8	

PCU形桁式高架橋

県 別	構造別数量 (連)			
	18m	19m	20m	計 (m)
埼玉県		5	7	235.0
千葉県	3	25	96	2,449.0
茨城県	32	9	287	6,487.0
計	35	39	390	9,171.0

第2節 アーチスラブ式高架橋

(1) 概 要

鉄道のラーメン高架橋は、絶妙な剛性バランスによるその設計上の合理性と経済性の観点からビームスラブ式ラーメン高架橋が長い間その主役を果たしてきたが、近年の耐震性能向上への対応から杭や地中梁、さらに柱の結合部では、輻輳した鉄筋組みを余儀なくされ、鉄筋加工組立の熟練工の減少とあいまって、省力化のための設計が求められている。一方、このビームスラブ式ラーメン高架橋は林立する柱のため、景観上の弱点を有した構造物とみなされるようになってきている。

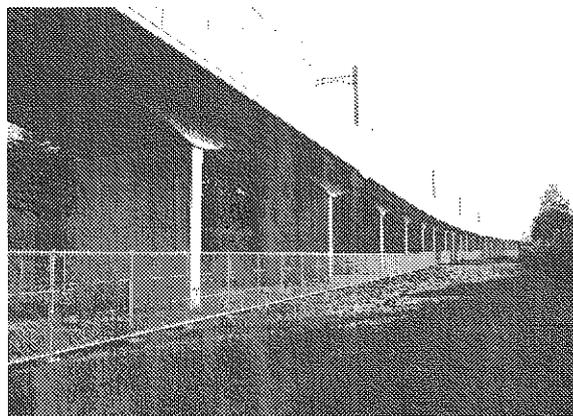


写真 4-4-2-1 アーチスラブ式高架橋全景

このような背景から、新しい近代的な都市環境に適合した美しさを有し、省力化・経済化に資する高架橋として開発され、つくばエクスプレス建設工事において広範囲に適用された高架橋がこのアーチスラブ式ラーメン高架橋である(写真 4-4-2-1)。3~6径間の連続したアーチ状のスラブを13~15m(従来の1.3~1.5倍)スパンの壁式橋脚で支えるその構造は、写真4-4-2-2のように地中梁を1本に減らし、杭・地中梁・柱・鉄筋の輻輳を排し、鉄筋加工と型枠の簡素化、省力化を実現した新しい都市景観を創造する高架橋である。

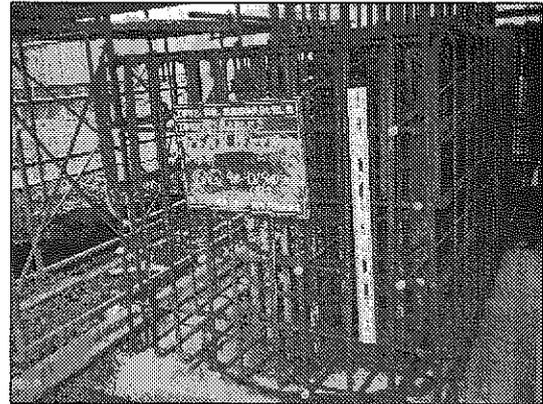
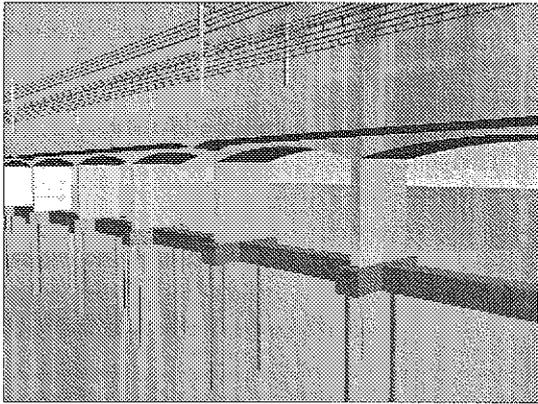


写真 4-4-2-2 杭・地中梁・柱

(2) 設計検討

アーチスラブ式高架橋について、以下の項目について比較検討を行なった。比較検討における設計条件は次の通りである。

- ・ 設計法：限界状態設計法
- ・ 高架橋の高さ：H=9m
- ・ 地盤種別：普通地盤（当時の設計標準の定義で地盤変位量が 3 cm以下、現在の設計標準（耐震）の地盤区分では G2～3 地盤に相当）
- ・ 杭長：L=15m
- ・ 軌道構造：スラブ軌道バラスト散布型
- ・ 活荷重：M-15、列車速度 V=130 km/h
- ・ 材料：コンクリート $\sigma_{ck}=24\text{kN/cm}^2$
鉄筋 SD345

1) 側径間長と中央径間長について

本検討においては、2 タイプについて検討を行なった。2 タイプの内訳 (Type-1、Type-2) は以下の通りである。

- ・ Type-1：側径間と中央径間が同スパン
- ・ Type-2：側径間長が、中央径間長の 85%

2 タイプを比較した結果は、経済性の観点から見ると、Type-2の方がモーメントのバランスが良い等の理由により桁高を抑えることができるため、結果としてコンクリートボリュームも少なくすることができ、有利である。また、施工性の観点からは Type-2 は、ゲルバー桁を Type-1 の 80%とし桁の高さをラーメン部に合わせることでよりアーチ形状の種類も少なくすることができ、杭の位置決めも容易であることから有利である。一方、景観上は Type-1の方が柱間隔をほぼ等間隔にできるのですぐれているとも言えるが、すべてを総合的に判断して、Type-2が有利であると結論付けされた。

2) 中央径間長の検討

中央径間長については、L=10m、15m、20mの3タイプで比較検討を行ない、以下の考察結果を得た。

- ・ 道路交差、線路直角方向の見通し、高架下利用、景観は、径間長が長い 20mが有利である。
- ・ 1m当り鉄筋量は 15mが最も少ない。
- ・ コンクリートボリュームは、10mが最も少ない。
- ・ 基礎杭は、10mでφ1.0m、15mでφ1.2m、20mでφ1.8mとなる。φ1.8mは市場性に問題がある。

これらの経済性・施工性を総合的に判断し、中央径間長は 15mが最適と結論付けされた。

3) 柱（壁）幅の検討

柱（壁）の幅の検討については、B=3m、4m、5mの3タイプで比較検討を行なった。3タイプを比較した結果は、表 4-4-2-1 の通りである。張出しに対する活荷重の影響については、柱幅が大きくなるほど張出部が少なくなることから、幅の広いB=5mが有利となる。コンクリートボリュームは、B=4mが最も少なく有利となる。景観は、側面を見た場合B=5mがスレンダーとなり最も有位である。また断面を見た場合は4mがスレンダーで有利となり、3mは断面方向が不安定感がある。これらを総合的に判断して、B=5mが最適と結論付けた。

表 4-4-2-1 タイプ別比較表

柱（壁）の幅		5m	4m	3m
張出しに対する活荷重の影響		小	中	大
コンクリート体積（m当m ³ ）		14.4	13.7	13.9
見通し幅 45度方向（m）		6.4	7.0	7.6
景観	側面	○	△	×
	断面	△	○	×
総合評価		○	△	×

4) 標準的な構造諸元

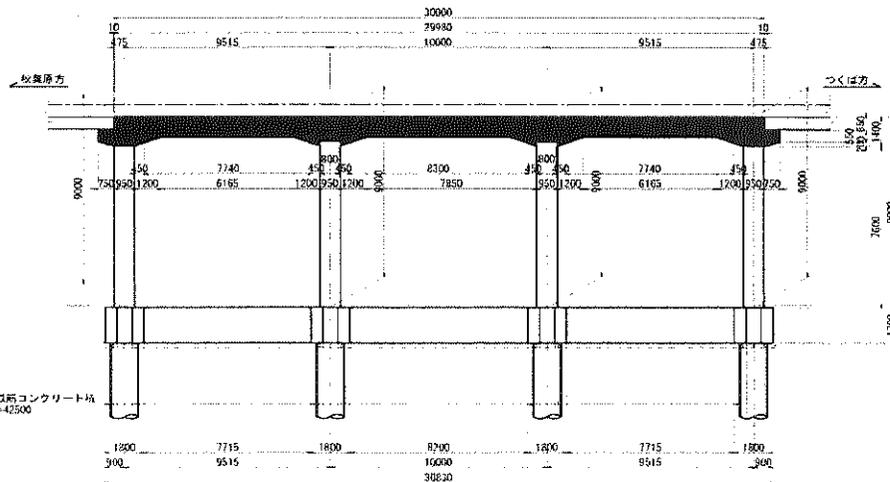
上記各検討により、アーチスラブ式高架橋の標準的な構造諸元は以下のように決定された。

- ・ 側径間長は、中央径間長の 85%
- ・ 中央径間長は、15m
- ・ 柱は、幅 5mの壁構造
- ・ 地中梁は中央 1 本

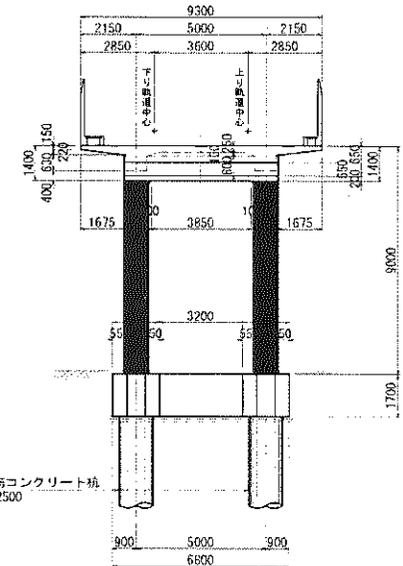
標準的な構造・寸法を図 4-4-2-1~3 に示す。

ビームスラブ式をアーチスラブ式に変更
(鉄筋輻輳の解消・型枠の簡素化)

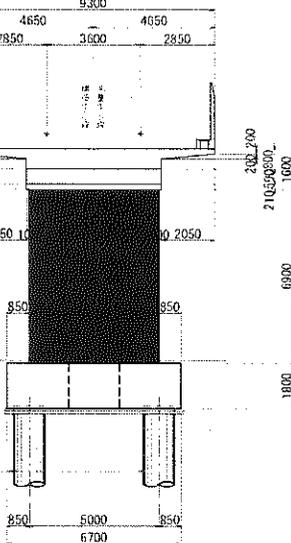
2柱構造を壁構造に変更
(鉄筋輻輳の解消・型枠の簡素化)



ビームスラブ



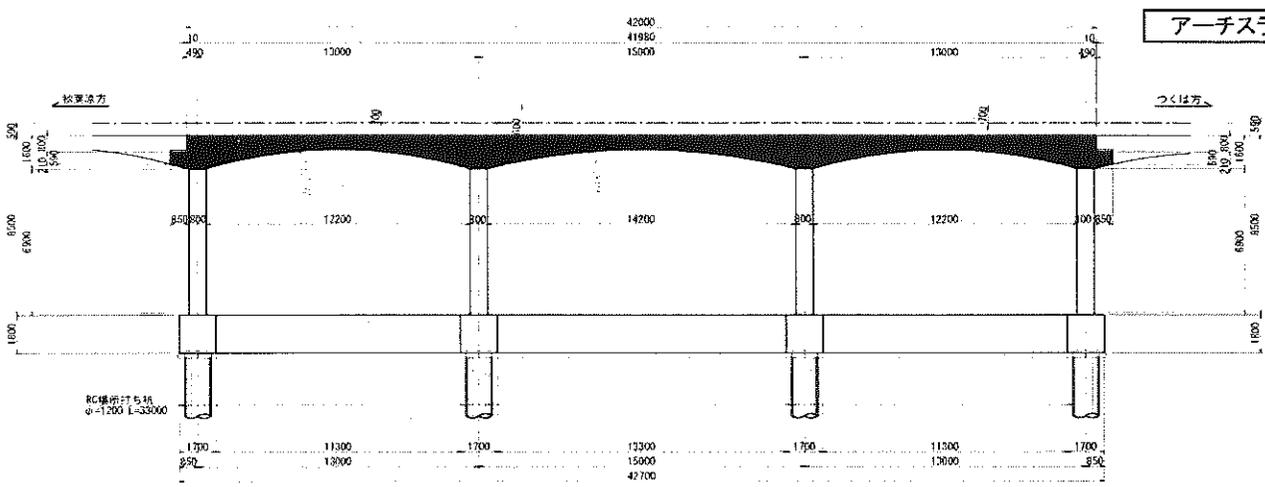
場所打ち鉄筋コンクリート杭
φ=1300 L=42500



RC場所打ち杭
φ=1700 L=33000

4-4-2-2

118

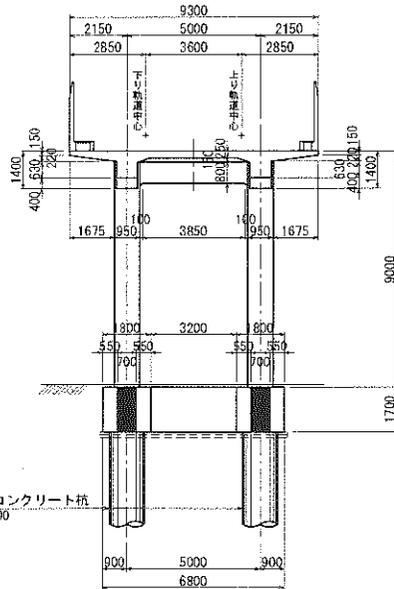


アーチスラブ

4-4-2-1

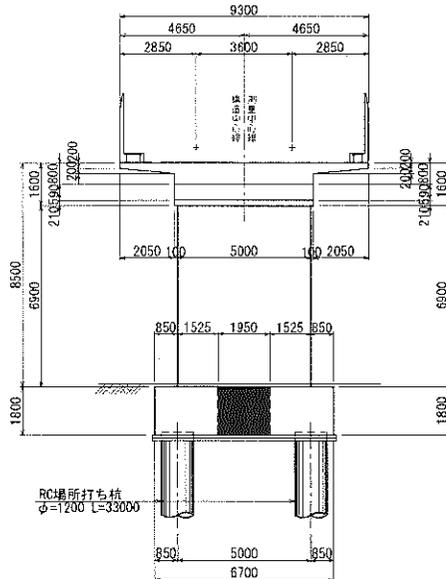
地中梁 2本を杭位置を避けて中央1本に変更
(鉄筋輻輳の解消・型枠の簡素化)

ビームスラブ



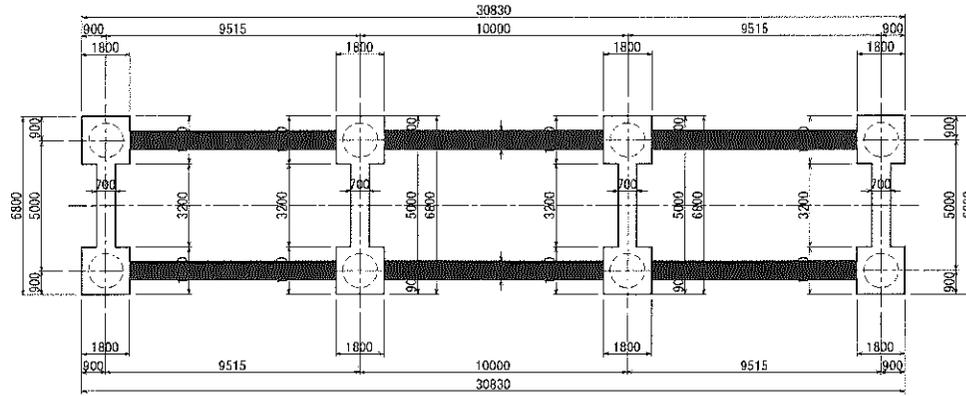
場所打ち鉄筋コンクリート杭
φ=1300 L=42500

アーチスラブ



RC場所打ち杭
φ=1200 L=33000

基礎平面図



基礎平面図

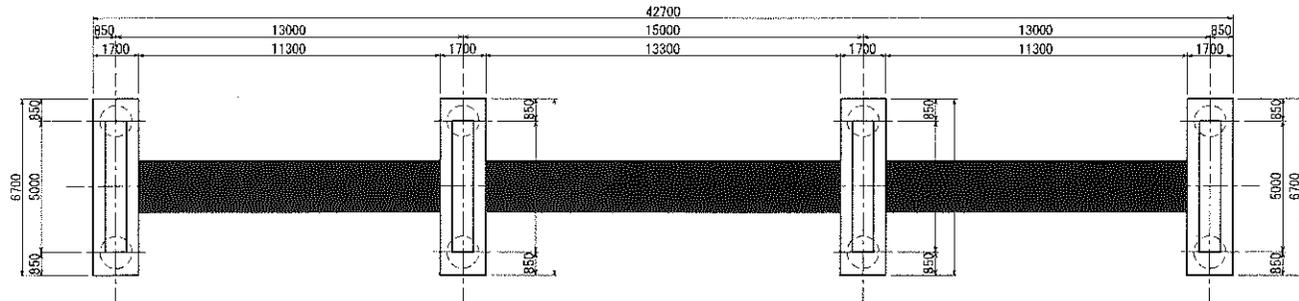


図 4-4-2-3

5) 適用出来る地盤について

上記の各検討は普通地盤を対象に行なわれたものであり、地盤条件の悪い特殊地盤について、別途検討を行なった。検討を行なった地盤は、以下の2パターンである。

- ・ 特殊地盤-1 当時の設計標準で、地盤変位が6 cm程度の地盤、現在の設計標準（耐震）ではG3～4地盤に相当
- ・ 特殊地盤-2 当時の設計標準で、地盤変位が9 cm程度の地盤、現在の設計標準（耐震）ではG5～6地盤に相当

なお、特殊地盤-3 当時の設計標準で、地盤変位が10 cm以上の地盤、現在の設計標準（耐震）ではG7地盤に相当については、検討から外した。

この結果、特殊地盤-2については、地中梁を2本とし橋脚も壁式から2本の柱式に変更すれば問題ないことが判った。この結果、省力化には寄与しないが、景観上の観点を重視し、アーチスラブ式を採用した。

第3節 PCU形桁式高架橋

1. 概要

構造概要は、U型断面のプレテンションPC主桁とPC合成床版で構成される桁長18m～20mの複線4主桁である。主桁は品質管理が容易にできる工場製作とし、そのメリットを生かし従来の桁に比べ主桁断面を極力薄くして従来のRC桁と比較して3割程度の軽量化を図り、下部工もスリムな構造とした。

床版部は、主桁間は主桁を支点としたPC板を型枠代わりに用い、吊足場を不要として省力化を図るとともに、荷重作用時には一体の剛性床版構造として機能する合理的な構造とした。また、主桁断面をU型にすることにより、これまでの鉄道の桁長20mコンクリート桁において不可欠であった中間横桁の省略及び外桁を高架橋の端部に配置することでの場所打ちコンクリート床版の張出部分を無くし、現場作業の簡素化を図った。主桁には5mピッチで隔壁を設け、剛性を確保すると共に、主桁のスターラップ上部をジベル筋として用いRC床版との結合を図った。

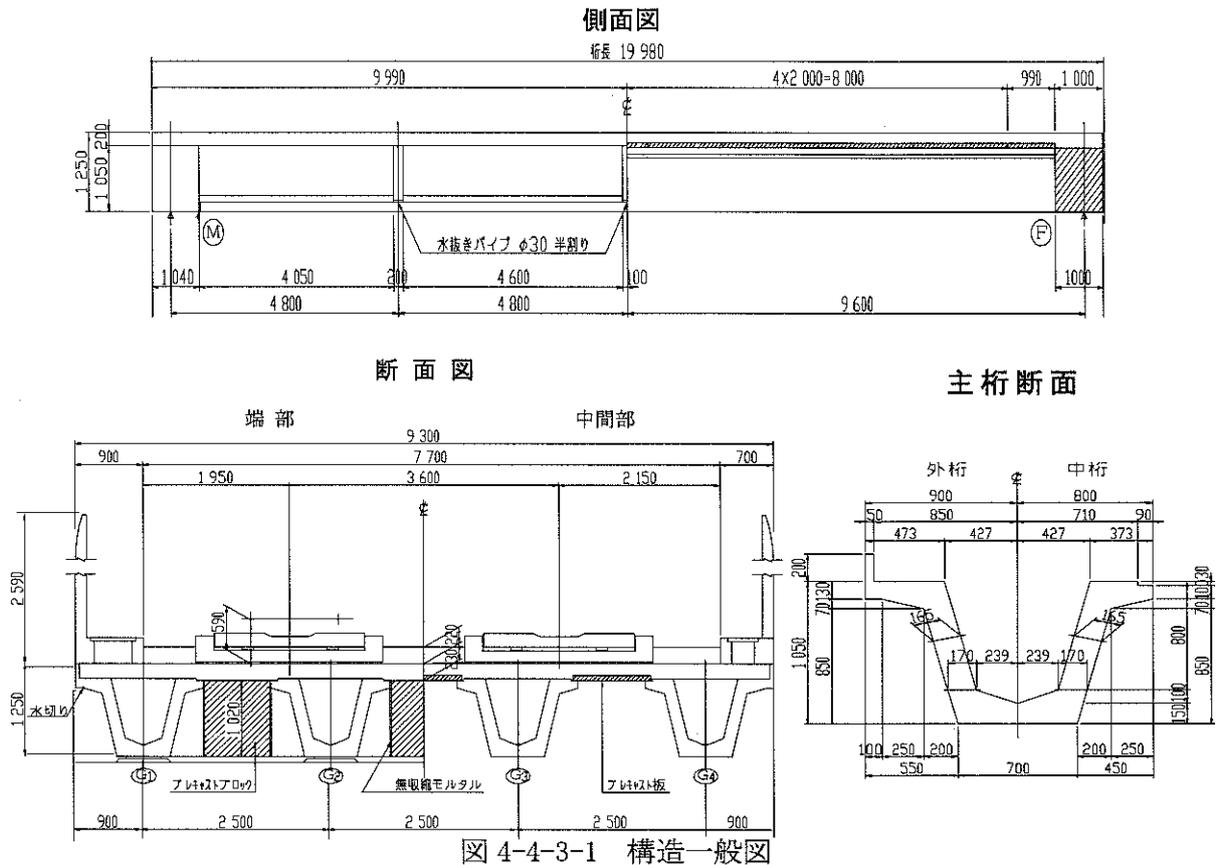


図 4-4-3-1 構造一般図

2. 採用にあたっての試験

主桁のU型構造部材厚を極力薄くしていること、鉄道橋では初めて採用することから、プレキャスト PC 板を載せるための主桁切欠き部及び合成床版の耐荷力を確認するため、静的載荷試験および 100 年間供用に相当する 588 万回の疲労載荷試験を実物大の 1m の切出しモデルで行った (写真 4-4-3-1)。

静的載荷試験の結果、使用及び終局限界状態において合成性能は十分有していた。

また、疲労載荷試験により 588 万回の供用後も合成性能は保たれることが確認できた。

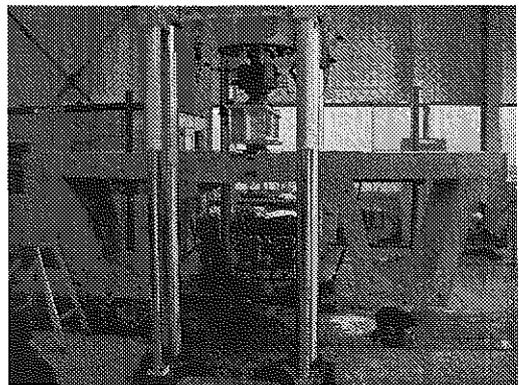


写真 4-4-3-1

3. 実橋による検証

(1) 静的載荷試験

静的載荷試験は、PCU 形桁架設の初期段階である平成 13 年末に埼玉県圻地区で実施した。

① 試験の目的

実橋での静的載荷試験において確認する事項を下記に示す。

ア、合成桁としての性能確認

プレキャストの主桁とプレキャスト PC 板および場所打ちの床版からなる桁が、一体としての性能を有しているかどうか、静的荷重によるたわみ測定により確認する。

イ、床版による荷重分配効果の確認

本橋は中間横桁がないため、床版を通じて荷重分配がなされると計算したが、主桁のたわみから荷重分配を確認する。

ウ、設計荷重 (M-15) 時相当載荷レベルにおける主桁健全性の確認

実列車荷重相当の荷重を載荷して、桁の安全性を確認する。

以上の確認を目的として主桁直上 (図 4-4-3-2) および軌道上 (図 4-4-3-3) での 2 種類の試験を行った。

② 試験方法

着目断面は、支間中央断面とした。載荷荷重により発生する曲げモーメントが設計曲げモーメントと同じ値になるように、支間中央部 2 箇所に荷重を集中載荷した。主桁直上載荷において上記ア、イ、の確認を、軌道上載荷においてウ、の確認を行った。載荷の手順を表 4-4-3-1 に示す。

③ 試験結果

主桁上載荷において各主桁とも格子計算値と比較して変位量は若干小さな値を示し、概ね一致する結果となった (図 4-4-3-4)。載荷荷重は、載荷 1 から載荷 2 へ荷重載荷位置が変更したときの挙動が計算結果と同様なものを示している。この結果により、主桁の断面性能および荷重分配が床版を考慮した格子計算で問題ないことが確認できた。

一方、軌道上載荷では図 4-4-3-5 のように設計荷重内において弾性計算結果を上回ることがなく、安全性が確認された。また、この際の最大荷重時の主桁底面部のひび割れ幅は

0.04mm 以下と小さく、許容ひび割れ幅 (0.15mm) 以下であった。

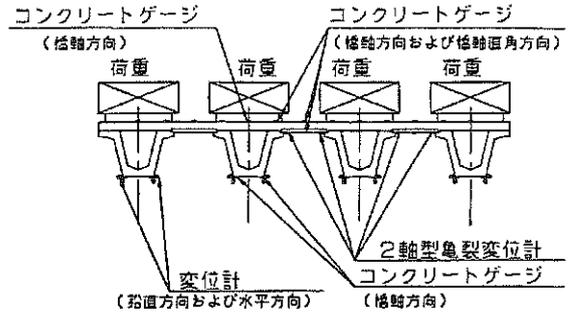


図 4-4-3-2

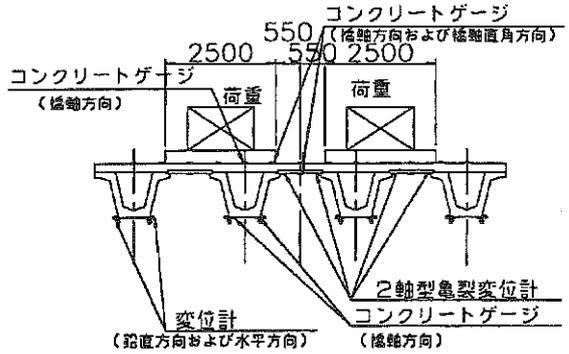


図 4-4-3-3

表 4-4-3-1 載荷手順

番号	載荷方法	載荷手順	載荷荷重
載荷 1	主桁直上	片側 2 主桁	$P_{max} = 260\text{KN}$ (1 桁あたり)
載荷 2	"	全主桁	
載荷 3	軌道位置	片側軌道	$P_{max} = 1088\text{KN}$ (1 軌道あたり)
載荷 4	"	両軌道	

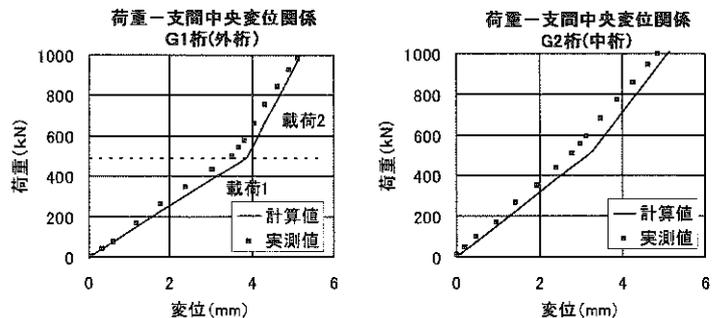


図 4-4-3-4 荷重一支間中央鉛直変位の関係(主桁直上載荷)

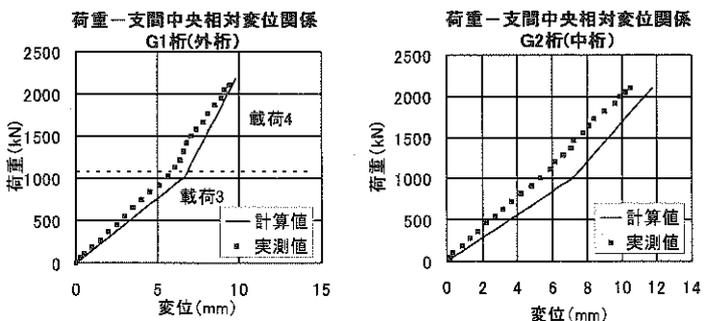


図 4-4-3-5 荷重一支間中央鉛直変位の関係(軌道上載荷)

(2) 死荷重長期計測・動的計測試験

上記(1)に示すような静的試験を行ない、主桁と場所打ち床版との一体化の確認、当初の設計計算の妥当性・計算結果との比較を行なった。しかしながら、これまでの実験では、次に示すような問題を含んでいる。

- 1) 実列車走行による動的荷重試験を行なっていない。
- 2) 版上死荷重として軌道死荷重相当を載荷しているが、あくまで仮想荷重であり、実際の荷重とは異なる。
- 3) PCU 形桁の製作段階から、桁架設後及び永久荷重施工後のクリープの影響までの桁の長期的な変化を捉えていない。
- 4) 上記の変遷に伴う応力変化を、連続的に捉えていない。

これらの問題点についての検証を行ない、今後の PCU 形桁の品質向上等に寄与させるため、第 2 期走行区間内の茨城県成瀬地区の高架橋において実橋試験を行なった。

① 試験方法

着目断面は、支間中央断面とした。

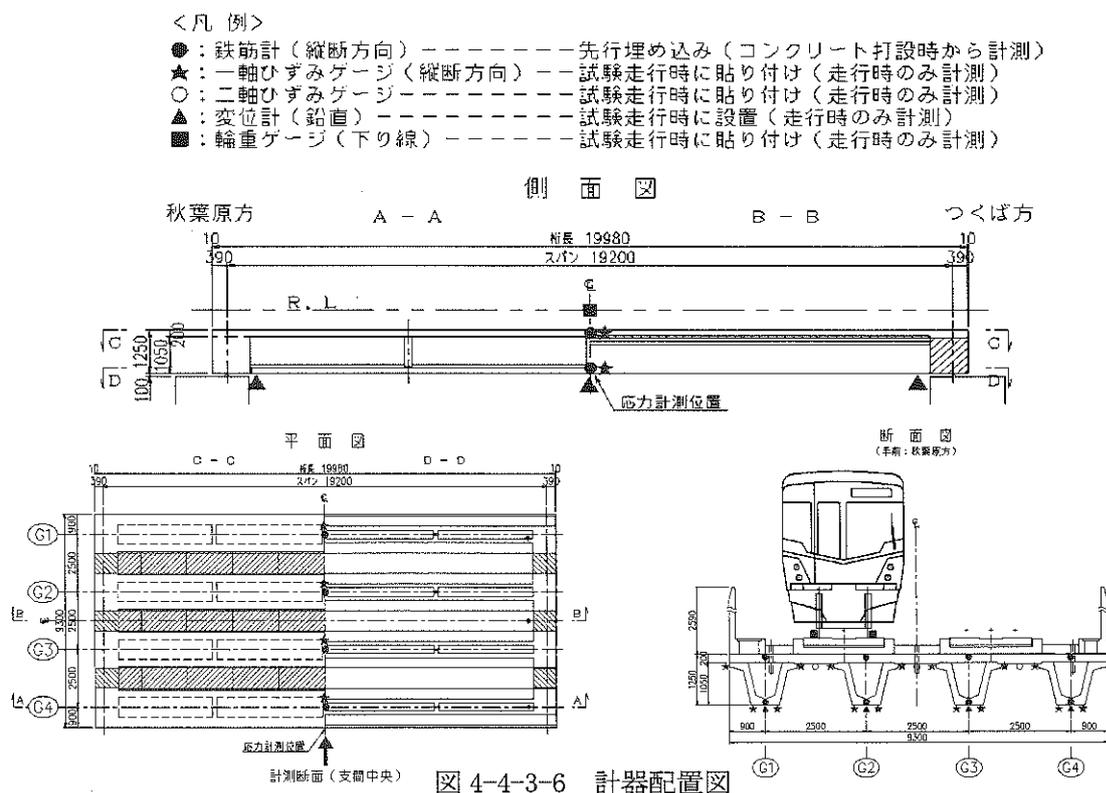


図 4-4-3-6 で表す箇所のうち●印で示した位置に、桁製作時点および床版コンクリート打設時点で桁縦断方向に鉄筋計を埋込んだ。

さらに、桁架設後の場所打ち床版打設時に床版内に鉄筋計を埋込んだ。この状態で平成 16 年 3 月の列車走行試験まで長期静的計測を行った。

動的計測はこれに追加して各桁及び床版の周囲にひずみゲージを貼り付け、桁たわみ計測のための変位計および走行列車荷重計測のための輪重ゲージを貼り付けた。

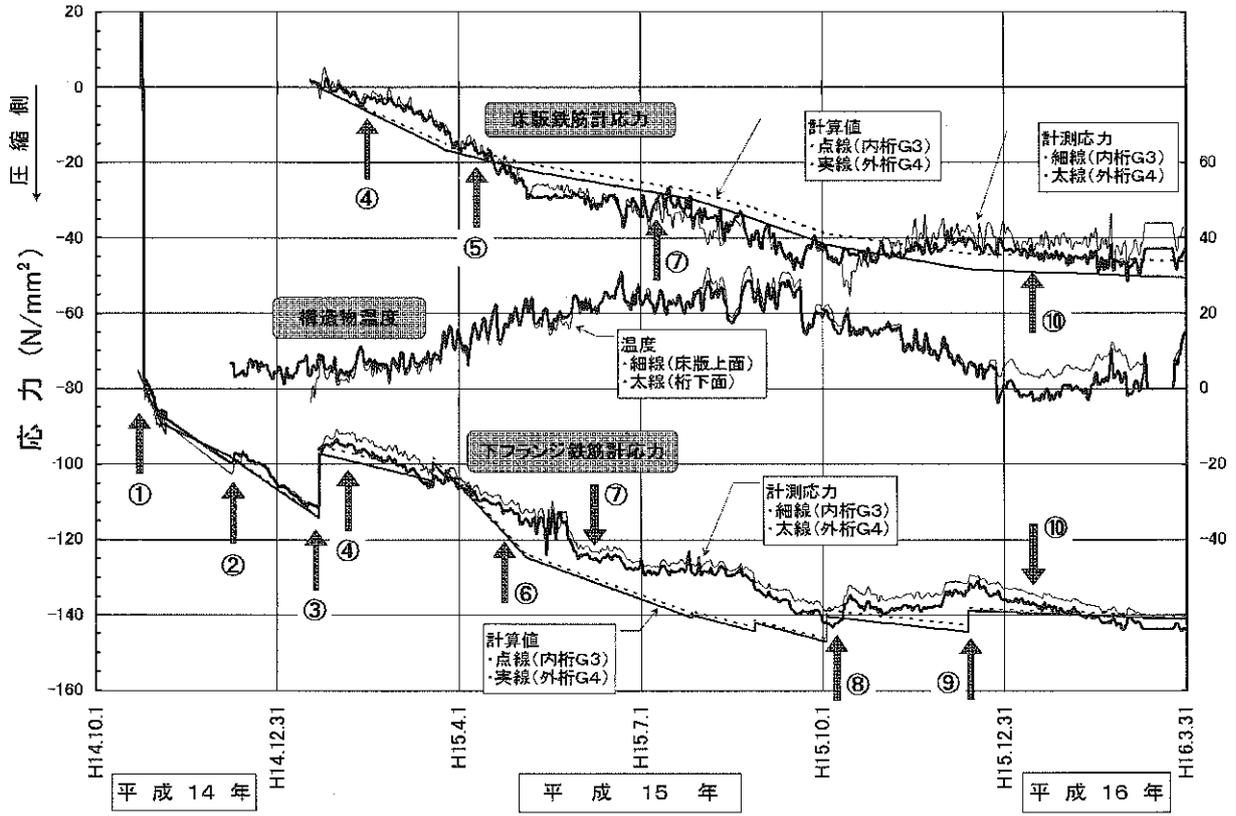
② 計測試験結果

計測は、桁製作時の平成14年10月より開始し、静的計測は平成16年3月までの約17ヶ月間にわたる長期間計測を行い、動的計測は平成16年3月の列車走行試験での計測を行った。

ここでは、静的、動的に分けて計測結果を報告する。

ア、長期静的計測

図4-4-3-7に、計測結果と設計計算値との比較をグラフで示す。



記号の説明（図中の番号及び印）

- ① プレストレスの導入。
- ② 主桁架設、PC床版接地、クリープ乾燥収縮の影響。
- ③ 床版打設の影響。
- ④ 床版合成効果の影響により応力が主桁から合成断面へ移行し始める。
- ⑤ 温度上昇の影響により床版の乾燥収縮の進行が早まる。
- ⑥ 気温上昇によるクリープ乾燥収縮進行度の差、および遅れ弾性変形の回復による応力差。
- ⑦ 床版上荷重の一時的な増加の影響（レール仮置き、PCマクラギ仮置き）
- ⑧ 路盤コンクリート打設の影響へ路盤コンクリート乾燥収縮の影響。
- ⑨ パラスト散布の影響。
- ⑩ 床版上面と桁下面の温度差の影響。

図4-4-3-7 計測結果と計算値との比較（死荷重長期計測結果）

桁は4主桁であるが直射日光の影響を受けやすい南側の主桁（G4外桁、G3内桁）についてグラフ化した。

この結果から、設計と実測の良い一致が、長期的な時間経過の面からも明らかになった。したがって、当初から用いている設計手法の妥当性が確認できた。

イ、動的計測

動的計測に際し、実車は計画運転速度に近い125 km/hで本線下り側（G1桁、G2桁）を走行した。

図4-4-3-8に、計測結果と設計計算値との比較をグラフで示す。設計値は『当初設計値』と『修正設計値』の2ケースについて示した。ここで修正設計値とは、路盤コンクリートの剛性および桁の材令による弾性係数の増加を考慮して試設計した場合の結果である。この比較により、以下のことが明らかとなった。

- 1) 桁のたわみ、応力ともに修正設計値の方が実測値に近い数値となっていることから、路盤などの剛性が桁本体の挙動にかなり寄与していると考えられる。例えば設計計算（格子計算）での桁たわみは荷重割合の大きいG2桁に最大たわみが発生するのに対して、実測値ではG1桁に最大たわみが発生している。（図4-4-3-9に挙動イメージを示す）。
- 2) PCU型桁は中間横桁がない構造であるが、床版の剛性や主桁のねじり剛性、さらに路盤コンクリートの剛性により横剛性が上がり横分配効果が出ている。
- 3) 一方では、路盤の剛性によって下り線（G1～G2桁）と上り線（G3～G4桁）にグループ化され、境界に当たるG2桁～G3桁間の床版に軸力が発生している可能性があるが、当該床版に貼り付けたひずみゲージでは検知できなかった。今後の課題として解明していく必要がある。
- 4) なお、今回のような軌道構造ではない場合（例えばバラスト軌道）には上述のような挙動とは異なる可能性があるため別途検討が必要である。

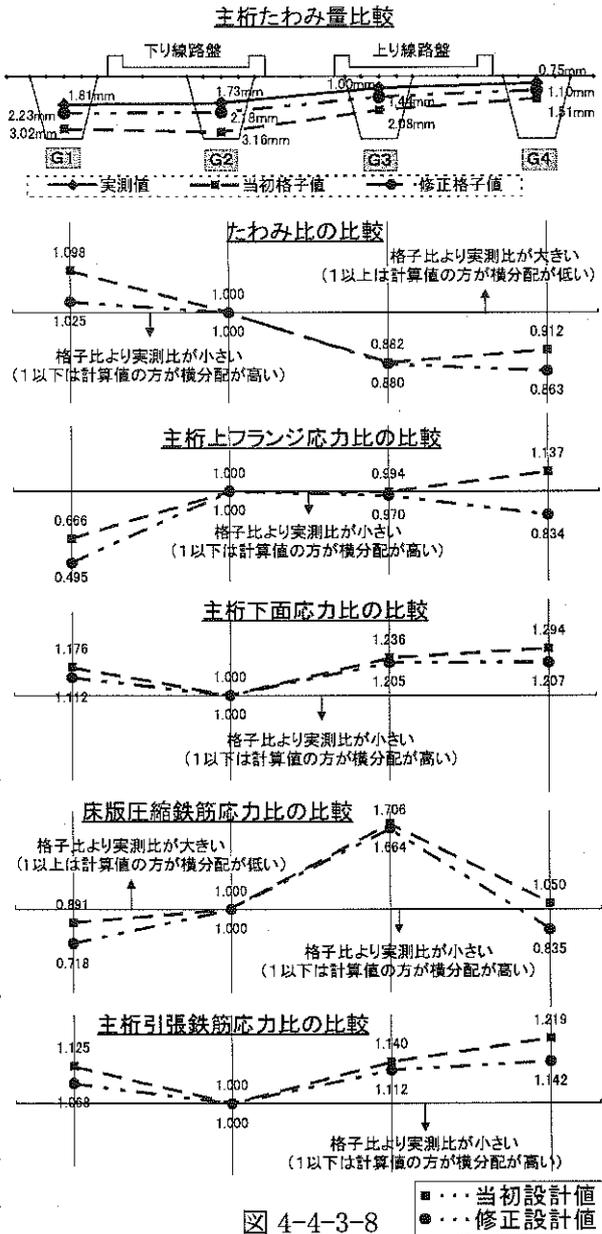


図4-4-3-8

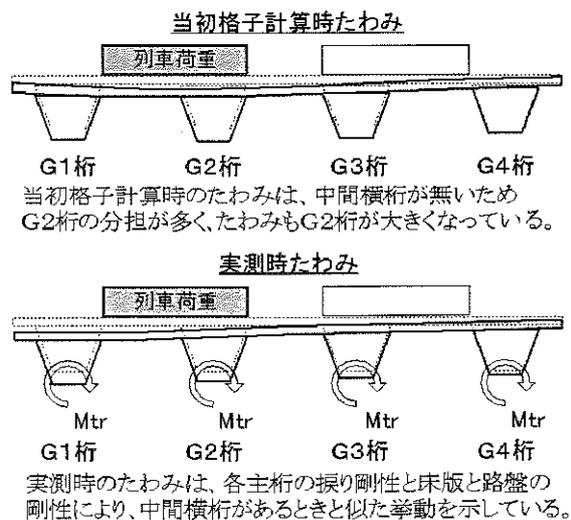


図4-4-3-9 列車加重による桁たわみ挙動イメージ

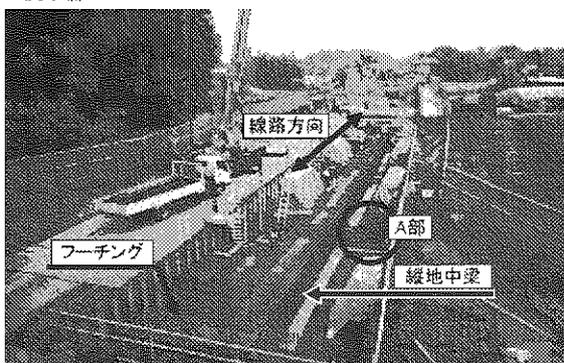
第4節 施工

1. アーチスラブ式高架橋

施工についての結果は以下の通りであり、概ね意図した作業の省力化は達成することができた。

- ・従来のビーム式スラブに比べ柱が壁になり、作業空間が取り施工性が良い。
- ・ビーム対応の複雑な支保工が無く、単純化されて安全性も良い。
- ・スラブがアーチなので打設前の清掃がしやすい。
- ・径間中央部でのコンクリート荷重が小さい為、生コン打設中の型枠沈下や架設材の変形が懸念される要素が低減した。

・地中梁を線路方向中央1本に配置して、柱との交差を解消したことで、鉄筋組立が容易となった。



・柱頭部の型筋とワーキングの配筋のみの交差となり配筋状況が簡素化された。

A部詳細図

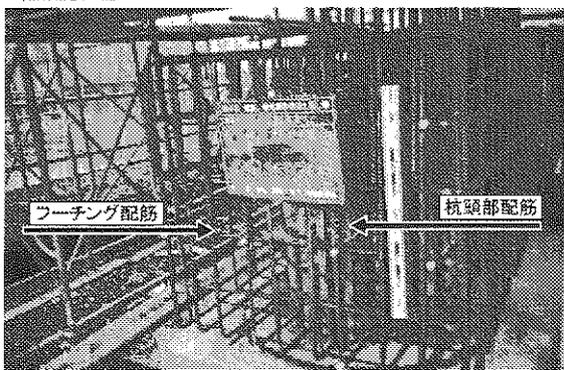
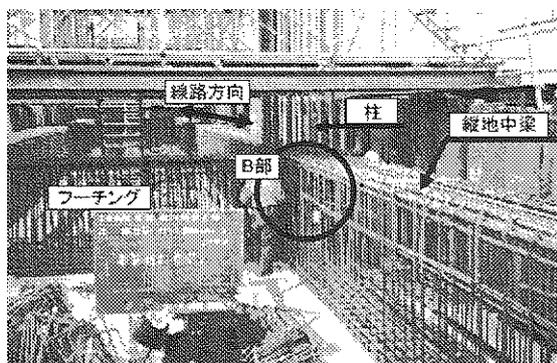


写真 4-4-4-1 アーチスラブ式高架橋

・線路方向2本の地中梁と柱、柱の鉄筋が交錯し、鉄筋組立に相当の手間を要していた。



・地中梁とワーキングと柱、柱鉄筋が複雑に交錯し、配筋が複雑であった。

B部詳細図



写真 4-4-4-2 ビームスラブ式高架橋

(1) 移動式型枠を用いたアーチスラブ式高架橋の施工

① 概要

秋葉原起点 18 km 300m 付近の三郷市栄地区における高架橋工事は、中川橋りょう下部工事とともに本路線の建設で最初に発注されたアーチスラブ式高架橋工事であったことから、コスト削減を目指し、後につづくアーチスラブ式高架橋工事への転用も視野に入れて移動式型枠による施工に取り組むことにした。

② 移動式型枠

ア、基本的な考え方

アーチスラブ式高架橋は、ビームスラブ式のような梁構造ではなく、スラブ下面がフラットである特徴からこれを生かしてスラブ下面の型枠をブロック化するとともに、移動可能か

つ転用可能な形態とすることとした。これにより従来の工法に比較して一層の省略化を図るとともに、他工区への転用を考慮し、表4-4-4-1に示すような条件を整理して検討した。

表 4-4-4-1 移動式型枠

条件	対応
耐久性の確保(転用回数)	FRP 型枠材の採用
(中川)狭い場所での施工	軽量化(システム支保・FRP)多分割化
(他工区)広い場所への転用	分割数の選択自由度
(中川)直線線形	
(他工区)曲線線形、柱厚変化	幅広側枠・端部取替式

上記の条件を満たすべく決定した構造形式を表4-4-4-2、写真4-4-4-3~4に示す。写真4-4-4-4の側枠が両側から写真4-4-4-3のアーチ部型枠を挟み、これらが支保の上に乗る高架橋のスラブを施工することとした。

表 4-4-4-2 構造形式

アーチ・側枠フレーム	角型鋼管
型枠材	FRP
分割数	アーチ部；8 側枠部；4
1ブロック最大重量	1.1 t

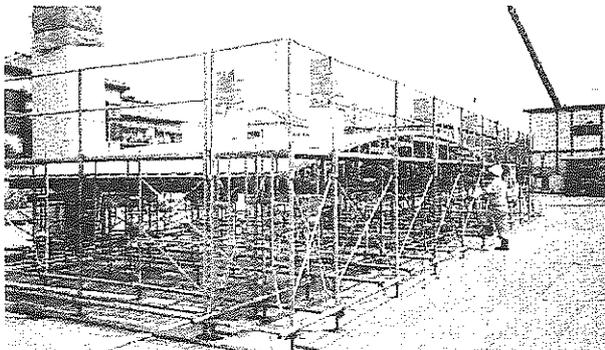


写真 4-4-4-3 アーチ部移動型枠

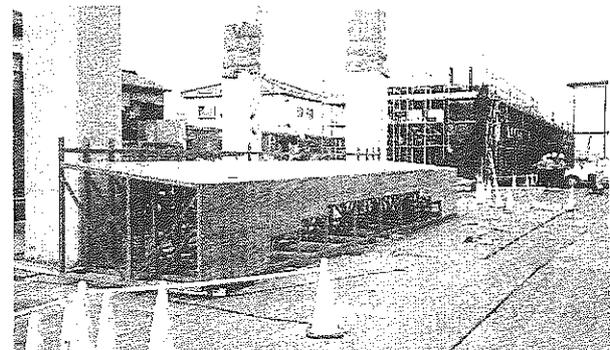


写真 4-4-4-4 側部移動型枠

1) 分割数の選択自由度

現場の施工条件（狭隘 or 広い）に対応可能なように、型枠ブロックを極力軽量化し、分割数の選択にも自由度を持たせる構造とした。

2) 転用回数

転用は型枠部のみとし、支保工部については転用を行わずに各現場の施工条件に合わせた支保形式を選択することとした。

3) 幅広側枠・端部取替式

アーチ部型枠は高架橋の柱幅の変化や平面線形に応じて端部を取替える構造にした。側部型枠についても高架橋の平面線形に合わせて施工が可能となるよう調整代を設けた幅広構造とした。

4) 型枠材

型枠材は軽量で耐久性に優れたものが望ましく、木製、鋼製など各種材料を比較検討した結果、FRP材を使用した。特に鉄筋の溶接、圧接など実施工を想定した耐久試験を事前に行ない、その補修の簡便さについても確認した。

イ、移動方法

この工区は市街地で、工事用用地の際まで民家が迫って相当に狭い場所での施工となった。

このためここでは支保と型枠を別々に移動せざるを得なかったが広い現場では一体的にしたまま移動出来る構造とした。

ウ、施工手順

1) ラーメン柱部まで施工

従来どおりの方法で施工する。

2) 支保組立

地表面を整地し、敷鉄板を敷設後、支保を組み立てる。この時、支保移動用のレールを配置する。(写真 4-4-4-5)

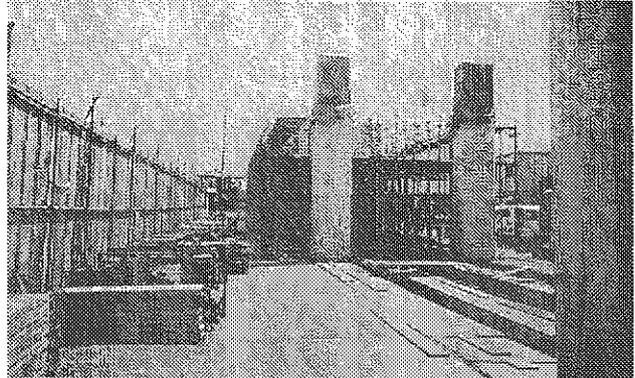


写真 4-4-4-5 支保組立状況

3) アーチ部型枠設置

高さ調整後、アーチ部型枠をクレーンにて設置し、相互にボルト緊結する。(写真 4-4-4-6)

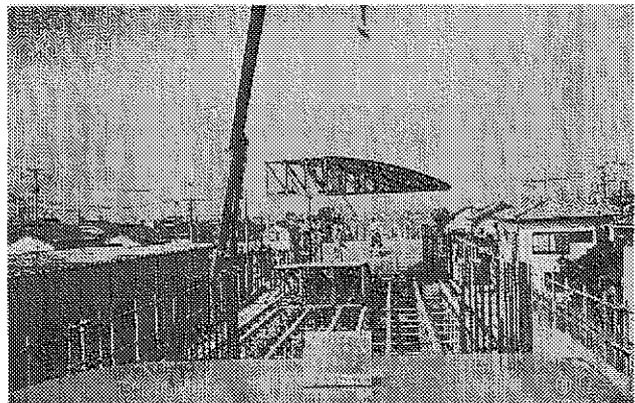


写真 4-4-4-6 アーチ部型枠設置状況

4) アーチスラブ部鉄筋組立

張出部型枠(側枠)を設置すると、その間に挟まれたアーチスラブ部の配筋作業に支障が生じるため、まずアーチスラブ部の鉄筋を組み立てる。

5) 側枠設置

アーチスラブ部の配筋後、側枠を設置。ボルトにてアーチ部型枠と接合する(型枠同士が緊結されるためセパレータなどによる側面の締付不要)。

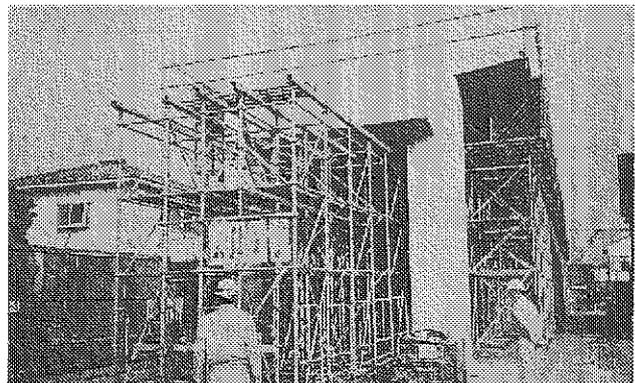


写真 4-4-4-7 アーチ部支保移動

6) 張出部(側部)鉄筋組立

7) コンクリート打設

8) アーチ部支保移動

養生後、アーチ部の上下ジャッキを

締め型枠と完全に分離後、支保を次の高架橋へと移動する。なお、この支保移動は支保に取付済のキャスターを②で配したレール上を転がすことにより行なう。(写真 4-4-4-7)

9) 側部支保移動

引き続き側部の支保を移動する。支保を小さく分割し、クレーンやリフトを用いて移動する。

10) 型枠降下・移動

この時、型枠は予め取付済のアンカーにより高架橋に吊り下げられた状態になっている。この型枠の降下・移動についてはアンカーから吊り下げワイヤーを用いて降ろす方法な

どもあるが、この工区では大型リフト付き高所作業車を用いて行なった(写真4-4-4-8)。

降ろした型枠は次の連の高架橋へ移設、以後同様の手順にて施工を進めた。

エ、コスト比較

『移動型枠』と『通常型枠』の工事費を比較するため、従来の通常型枠を用いた場合の高架橋1連当りのコストを100と仮定した上で検証した。『通常型枠』複数連の施工では、同一の作業(支保工、型枠工)を繰り返して行なうため、例えばx連の高架橋の場合は単純にx倍となる。

$$\text{通常型枠総コスト} = 100 \times x$$

『移動型枠』の高架橋1連当りのコストは『通常型枠』の100に対して290に相当する。これはアーチ形状に合わせた型枠の製作費・材料費が通常型枠に比べて高いためである。しかし、2連目以降では、型枠材料費が不要となり、型枠支保工の組立費も省力化の効果が発揮され『通常型枠』の100に対して70で済む。『移動型枠』複数連の施工について、x連の工事費を式に示すと次のとおりとなる。

$$\text{移動型枠総コスト} = 290 + (x - 1) \times 70$$

以上コスト比較を図4-4-4-1にグラフとして示す。

当工区では高架橋が3連であり、グラフに示すとおり通常型枠の方が安くなるが、以後転用を重ねれば7連目には回収できる計算になる。さらに転用を重ねるほどコストダウンが可能となることがわかった。

オ、施工結果と今後への展開

当工区で使用した型枠はしゅん功後、大柏高架橋工区へ転用され十分にコストダウンが図れることが確認できた。さらに今回使用したFRP材は剥離性も良く、耐久性も十分であることが実証された。常磐新線では駅部及び地盤条件などから適用できない区間以外はこのアーチスラブ式高架橋を全面的に採用したが、省力化された構造形式、その優れた景観とともにこれからの高架橋形式の一つとして発展が期待される。完成した高架橋を写真4-4-4-9に示す。

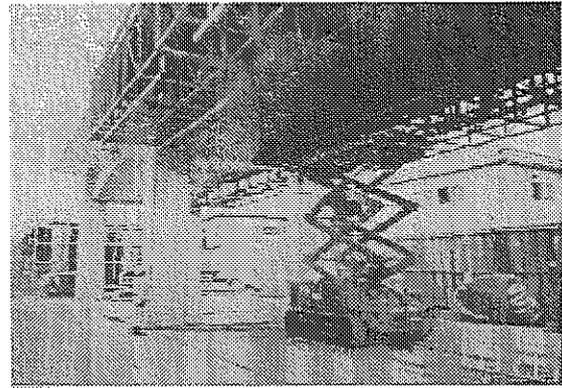


写真4-4-4-8 大型リフトによるアーチ型枠効果

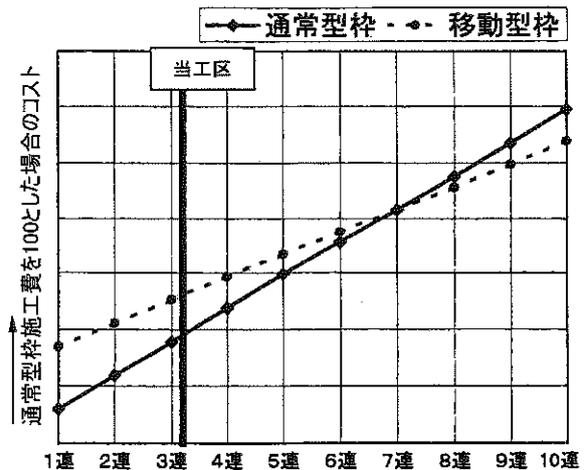


図4-4-4-1 コスト比較



写真4-4-4-9

2. PCU 形桁式高架橋

主桁は工場製作とし、トレーラーで現地へ搬入後トラッククレーンで橋脚上へ架設する。
RC床版を現場打設し桁を一体化する。

外桁を高架橋の端部に配置することにより床版の張出部分をなくしていること、中間床版は両側を主桁で支持されたPC板を敷設し施工すること、中間横桁を廃止していることから、全ての作業足場をなくし現場作業の簡素化を図っている。

(1) 技術的に新しい事項

- ① 中間横桁を廃止している。
- ② 合成床板工法を用いている。
- ③ 主桁断面を上方に開いたU形断面とし、コストのかかる埋設型枠を用いずに断面剛性の高い主桁を工場製作としている。
- ④ 施工管理の行き届く工場製作のメリットを生かし、主桁断面を極力薄くし、軽量化を図っている。

(2) 特徴

1) 適用にあたっての留意点

従来の鉄道高架橋では地盤が比較的良好な場合はビームスラブ式ラーメン高架橋、地盤が悪い場合や高さが低い(7m以下)場合、高さが高い場合(10m以上)は桁式(RC、PC)高架橋が採用されてきた。今回開発したPCU形桁は上記の桁式高架橋に採用した場合、経済的に有利となる。しかし、前記したように主桁を工場において製作することからある程度の連数がまとまらない場合、下記のような点で問題が発生する。

- ① 型枠製作費の占める割合が大きいこと
- ② 主桁架設に大型クレーンを使用するため工事用道路の確保が必要となる
- ③ 工場から大型トレーラーで搬入するため搬入路が必要となる
- ④ 他の構造物と違い、張出部がなく、桁高が小さいことから単独で使用した場合、景観上、違和感がある

以上のことからある程度の区間以上連続での使用が望ましく、単独での使用は避けることとした。(写真4-4-4-10~11)

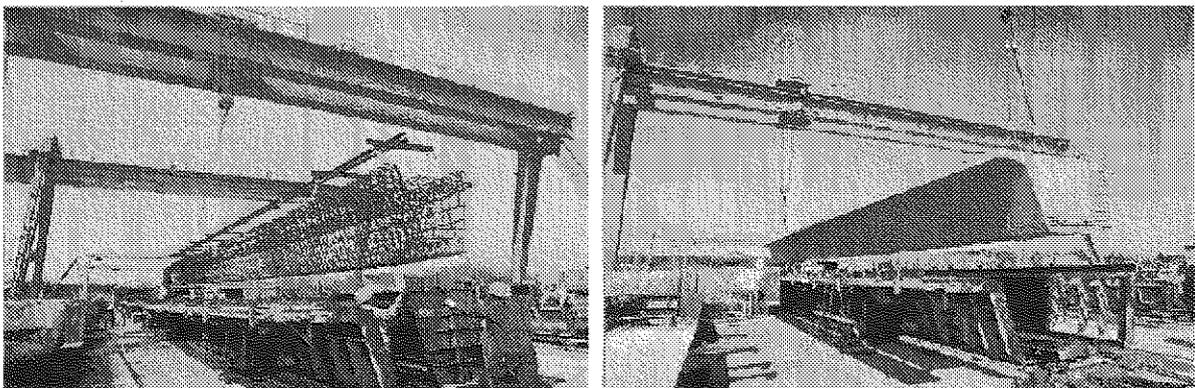


写真 4-4-4-10 主桁の工場製作

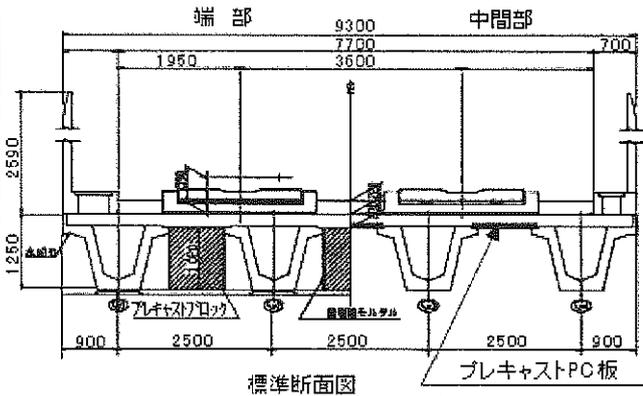
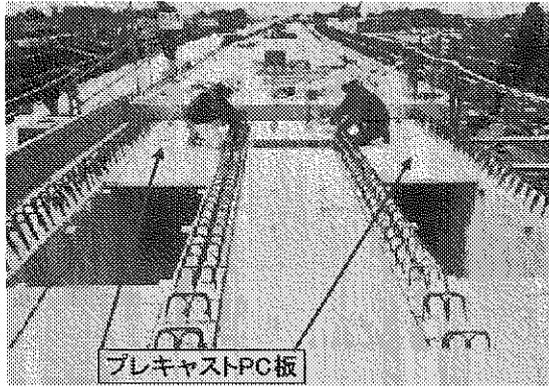


写真 4-4-4-11 プレキャスト PC 板による床版部の施工

2) 景 観

主桁断面を極力薄くしていることから、従前の PC・RC 桁などの構造に比べて、スリムで周辺に威圧を与えないことから写真 4-4-4-12 のように景観にも優れた構造である。ただし、写真のように同一形式で連続性を確保する必要がある。

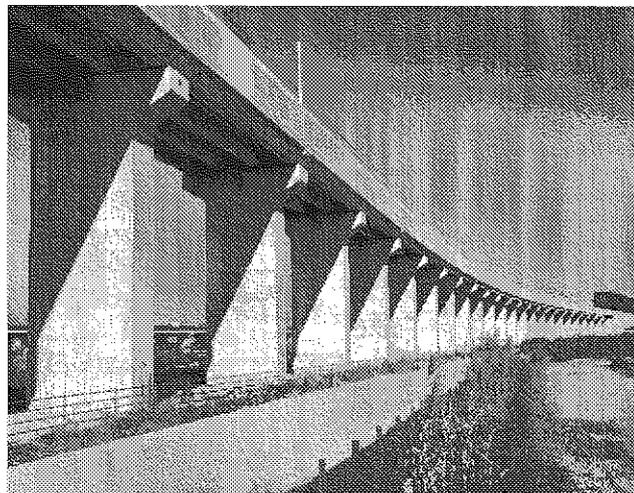


写真 4-4-4-12 PCU 形桁の連続区間

3) 評 価

アーチスラブ高架橋は、周囲の環境に調和し新しい都市空間を創出し、従

来の発想を捨て、資材ミニマムと労働量ミニマムを達成した都市型高架橋構造でありこれまでの発想と違った観点から開発された構造である。

一方、PCU 形桁を用いた桁式高架橋は地盤が悪く比較的高さの高い高架橋部分に採用した。スパン長 20m で一般的に用いる RC 桁と 1 連あたりの工期を比較した場合、RC 桁（支保工～コンクリート打設）60 日、PCU 形桁（主桁架設～床版工）35 日となり約 1 ヶ月の短縮となる。

なお、PCU 形桁が連続している箇所において、25 日／連という実績がある。施工性が従来の高架橋に比べ良いことから、急速施工にも大きく貢献することができた。

第5章 橋りょう

第1節 概要

本路線における橋りょうは20.0m以下はRC桁、35.0m以下はPPC型桁、40.0m以上はPC箱型桁を基本とした。

なお、主要河川の河道部はすべて鋼橋で渡河し、構造はトラス桁を採用した。

また、新たに採用したアーチスラブ式高架橋は都市鉄道として景観に配慮した設計となっているが、その主桁幅は5.2m、張出し長は2.05mとなっている。RC桁、PPC桁、PC箱型桁についても景観設計の観点から張出し長を2.05mに統一した。

表4-5-1-1 橋りょう構造物一覧表

名称	形式	記号	連数	延長	連数比率	延長比率	備考
RC桁	単T桁	Ct	173	3,157.08	42.7% 186連	23.3% 3,419.44m	
	単T桁(単線)	Ct	10	194.24			
	箱型コンクリート桁	CB	2	40.00			
	3連続コンクリート版桁	C3sd	1	28.12			
PC桁	PPC桁(T型桁)	Ctp	150	4,416.65	52.9% 230連	58.0% 8,501.34m	
	PPC桁(単線)	Ctp	12	344.50			
	PPC桁(入出)	Ctp	5	139.27			
	箱型桁	CBp	33	1,491.00			
	2連続箱型桁	C2Bp	4	372.00			
	3連続箱型桁	C3Bp	7	1,031.42			
	ホロー桁	Chp	9	304.00			
	スルー桁	Cstp	10	402.50			
鋼桁	合成桁	Gc	1	70.00	4.4% 19連	18.7% 2,747.77m	
	合成桁(単線)	Gc	2	80.00			
	合成桁(入出)	Gc	1	29.92			
	3連続合成桁	G3c	2	240.00			
	H鋼埋め込み桁	Hc	6	89.70			
	2連続トラス	T2t	2	510.00			
	3連続トラス	T3t	4	1,310.15			
	4連続トラス	T4t	1	418.00			
計			435	14,668.55			

第2節 RC桁

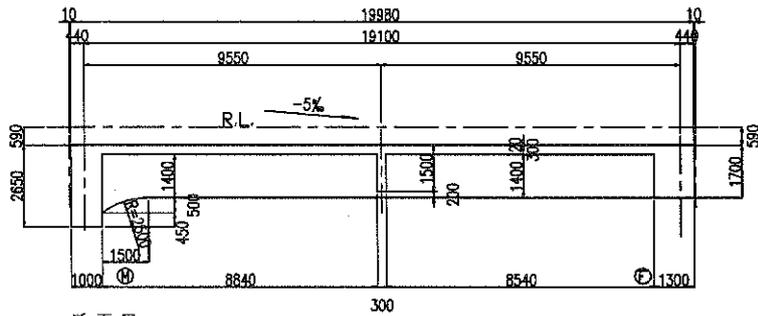
1. 単T桁(標準桁)

単T桁はスパン長14.1m(桁長:15.0m)及び19.1m(桁長:20.0m)の2種類を標準設計し、2.0m単位でスパン調整をした。

単T桁は一般的には複線4主桁であるが、本路線では景観に配慮して張出し長を2.05mに統一したことから比較的加重バランスの良い3主桁を基本に20.0m以下で採用した。

また、景観評価の条件として連続性を持たせることも重要な要素となることから、桁高の異なる場合に連続性を持たせる調整桁を施工した。

側面図



断面図

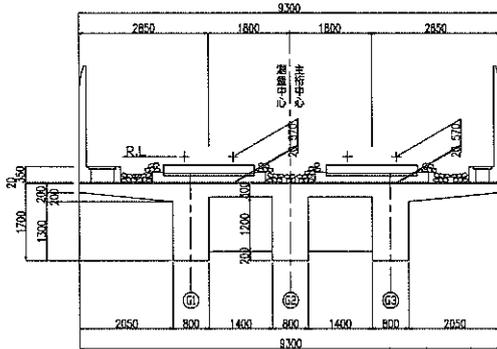


図 4-5-2-1 RC 単 T 桁一般図 (L=20.0m)

写真 4-5-2-1 RC 単 T 桁 (3 主桁)

桁高の異なる構造物と繋ぐ場合に一般的には橋脚の桁受け部パラペットを施工して対応しているが、これを橋りょうの景観、橋脚の施工性、沓の点検等に配慮して橋脚天端を平面とし、桁高の少ない単版桁又は単 T 桁 (図 4-5-2-1 起点側側面図参照) の横桁部桁高を調整し、桁高を揃え連続性を持たせた橋りょうとした。

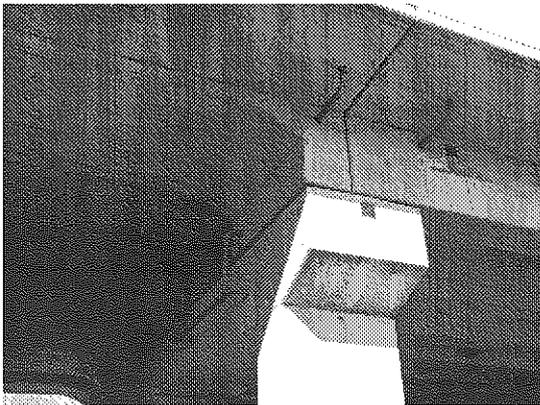


写真 4-5-2-2 桁高を揃えた施工例 (版桁)

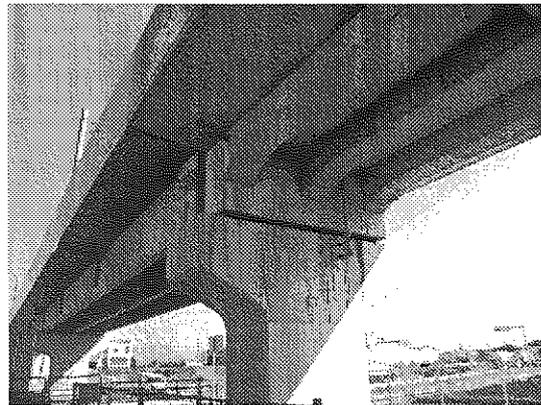


写真 4-5-2-3 桁高を揃えた施工例 (単 T 桁)

2. RC 箱型桁及び RC 連続桁

RC 桁の中で特殊なものとして、箱型桁と 3 径間連続コンクリート版桁がある。

① 箱型桁

三郷中央駅の前後に 20.0m の単 T 桁として計画したが、将来のホーム延伸区間に当たりホーム荷重が載った際のねじれに対応するため主桁下端を床版で繋ぎ箱型にしたものである。

また、横桁部にはホーム桁を受ける鋼製ブラケットを締結するためのさや管を埋め込んでいる。

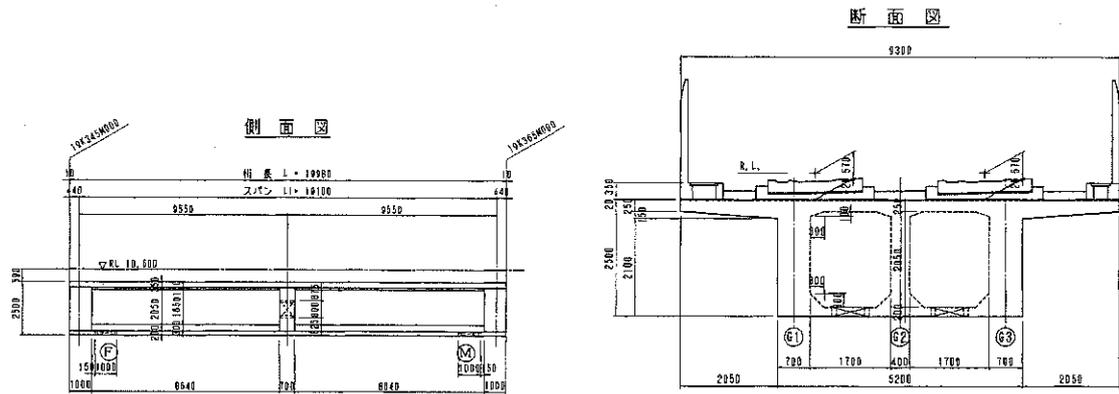


図 4-5-2-2 箱型桁一般図

ホーム受ブラケット取付参考図

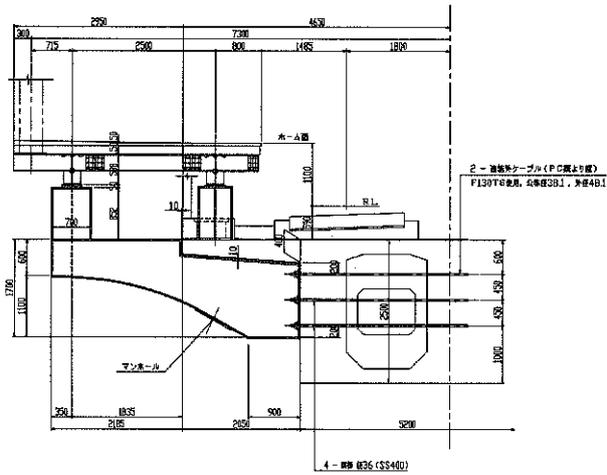


図 4-5-2-3 ホーム受ブラケット取付参考図

② 3径間連続コンクリート版桁

流山おおたかの森駅は東武野田線と交差している。野田線の直上は自由通路でつくばエクスプレス（常磐新線）との乗換えの通路ともなっており、本線部も野田線と斜めに交差し斜桁になることから施工性や空間をできるだけ確保するため版桁を採用した。

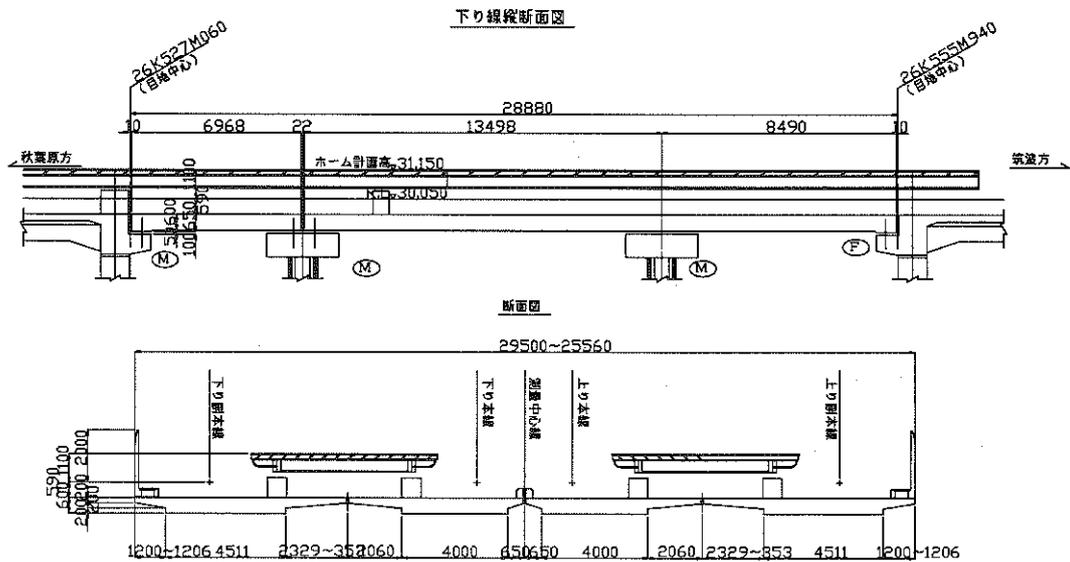


図 4-5-2-4 3径間連続コンクリート桁一般図

第3節 PC 桁

当路線における橋りょう構造物の特徴は PC 桁が連数・延長とも約 50%以上を占めていることであるが、PPC 桁を最も多く採用した。

表 4-5-3-1 PC 桁一覧表

名称	形式	連数		延長		備考
PC 桁	PPC 桁	167	72.6%	4,900.42	57.6%	単線を含む
	箱型桁	44	19.1%	2,894.42	34.0%	
	ホロー桁	9	3.9%	304.00	3.6%	
	スルー桁	10	4.3%	402.50	4.7%	
計		230		8,501.34		

1. PPC 桁 (T 型桁)

PPC 桁の特徴は RC 単 T 型桁と同様に景観に配慮して張出し長を 2.05m に統一し、図 4-5-3-1 に示す比較的加重バランスの良い 3 主桁を採用したことである。一般的な複線 4 主桁より主桁本数を減らすことで工期短縮、コスト削減を図った。

また、PPC 桁は桁長 35.0m 以下を基本としているが、現地の状況等から 35.0m 以上の桁を 6 連架設した。

第 2 北千住架道橋 41.0m、第 2 谷中高架橋 38.0m、第 5 市野谷・第 6 市野谷高架橋 37.0m、第 5 駒木高架橋 40.0m、第 4 大柏架道橋 40.0m の 6 連である。

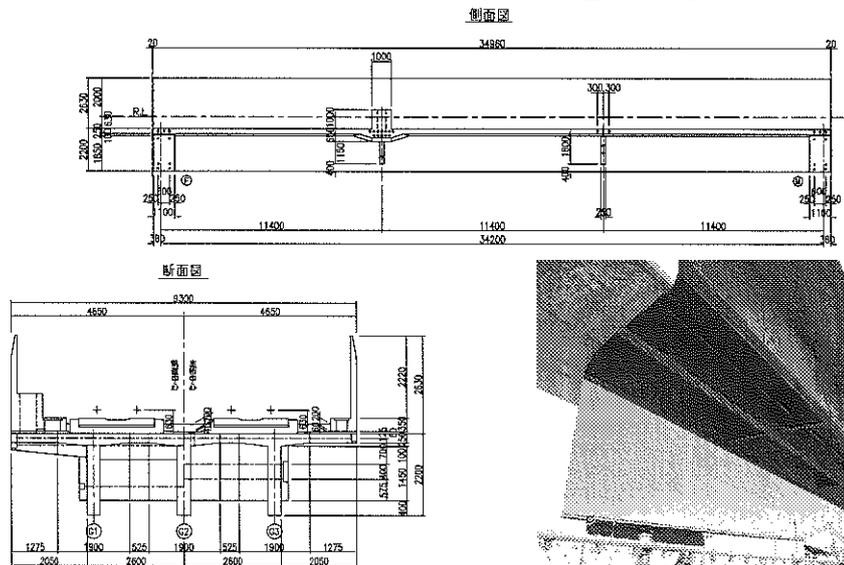


図 4-5-3-1 PPCT 桁一般図 (35.5m)

写真 4-5-3-1 PPCT 型桁 (3 主桁)

この中で第 5 駒木 BL は難航地権者の箇所に架設したもので設備工事着手時期が切迫していたことから、製作時に床版も同時製作 (図 4-5-3-2) して架設後に目地 (33mm) に無収縮モルタルを詰め直ぐに横締め作業にかかれるようコンクリート施工を極力なくす桁とした。

また、床版を同時施工するため主桁本数は床版加重のバランスを考慮して 4 主桁とした。

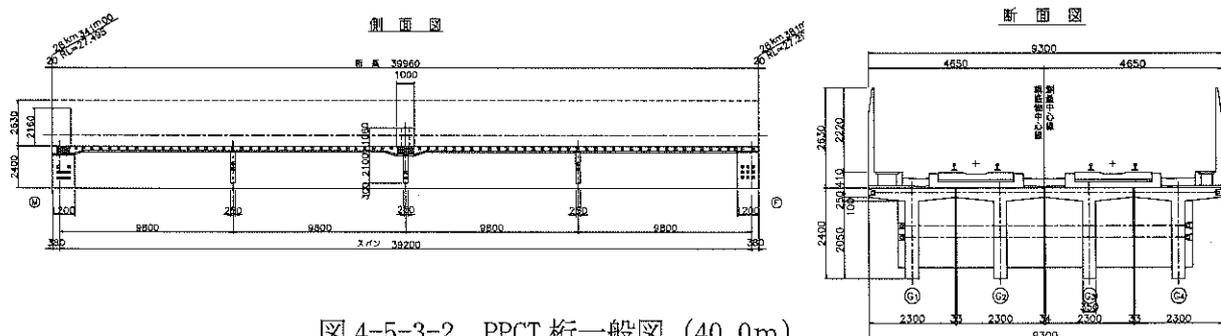


図 4-5-3-2 PPCT 桁一般図 (40.0m)

2. 箱型桁

箱型桁は 40.0m 以上に採用し 44 連架設しているが、50.0m を超える桁は 2 連あり、連続桁は 2 径間が 4 連、3 径間は 7 連架設した。

表 4-5-3-2 主要箱型桁一覧表

位置	名称	延長	支間割	備考
箱型桁				
15 km 762m00	第 2 大瀬 Bv	52.00m	1×50.66	主要地方道松戸草加線
53 km 473m50	東谷田川 B	55.00m	1×53.50	東谷田川
2 径間連続箱型桁				
18 km 853m00	第 2 栄 Bv	80.00m	1×(2×39.30)	市道 0217 号
19 km 426m00	第 2 谷中 Bv	122.00m	1×(2×60.20)	市道 0102 号
32 km 445m45	都計道 3・2・4Bv	80.00m	1×(2×39.30)	都計道 3・2・4 号線
53 km 309m00	第 2 関の台 Bv	90.00m	1×(2×44.30)	都計道新都市中央線
3 径間連続箱型桁				
15 km 123m00	葛西 Bv	204.42m	1×(59.50+84.00+59.50)	市道 7023 号
18 km 022m08	中川 B	230.00m	2×(35.80+42.00+35.80)	中川
19 km 141m48	第 1 谷中 Bv	107.00m	1×(26.30+50.00+29.30)	三郷中央駅前通り線
30 km 656m50	正連寺 Bv	135.00m	1×(34.33+65.00+34.33)	国道 16 号
32 km 373m50	新利根 Bv	195.30m	1×(59.23+75.00+59.53)	利根川囲ぎょう堤
35 km 118m00	利根川東 B	160.00m	1×(43.33+72.00+43.33)	利根川囲ぎょう堤

架設方法は箱型桁、2 径間連続はすべて支保工による場所打ち施工で、3 径間連続桁のうち葛西架道橋、中川橋りょう、第 1 谷中架道橋は支保工施工、正連寺架道橋の中央径間及び新利根架道橋・利根川東橋りょうはカンチレバー工法で施工した。

箱型桁は、長スパンの箇所には架設しているが、県道・国道上に架設した橋りょうは 6 橋あり交通量も非常に多く、殆どの箇所が迂回路を設置できず道路との空頭が厳しい箇所はジャッキダウンで対応した。

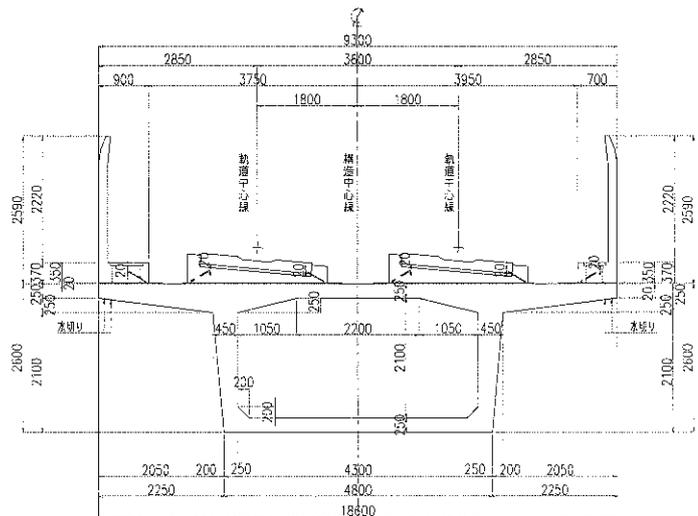


図 4-5-3-4 第 2 駒木架道橋断面図



写真 4-5-3-2 新利根架道橋

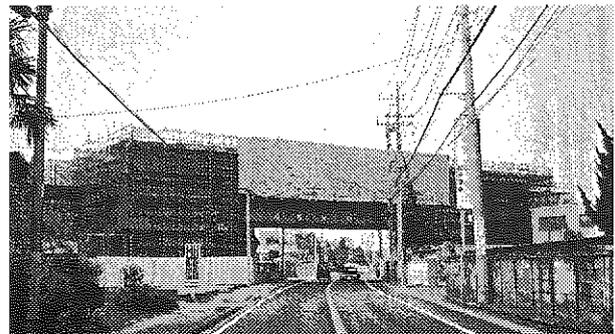


写真 4-5-3-3 第 2 駒木架道橋

第 2 駒木架道橋は県道豊四季高田原線に架設した 45.0m の箱型桁だが、迂回路がなくガードを架設した上で製作し、緊張後 2.9m ジャッキダウンした。

3. ホロー桁及びスルー桁

その他の PC 桁として、交差する道路との桁下空頭確保等を目的にホロー桁（9 連）とスルー桁（10 連）を架設した。

ホロー桁の中で最長となる 45.0m の桁（第 3 苜間・第 4 苜間高架橋）は、つくば市にある日本自動車研究所（JARI）高速周回路に架設した桁で、架設日数が組立・架設で 7 日間程度と非常に限られたことから工場製作したブロックを現地で組立て急速施工した桁である。（第 5 節 施工 1. 第 3・第 4 苜間高架橋参照）

スルー桁は、埼玉県三郷市で東京外環状道路と国道 298 号の間で交差する箇所、つくば市の西谷田川と都計道との重層交差箇所等で架設した。（第 5 節 施工 6. その他の主要橋りょう（5）（6）参照）

表 4-5-3-3 主要ホロー桁及びスルー桁一覧表

位置	名称	延長	支間割	備考
ホロー桁				
18 km 543m96	二郷半用水 B	36.00m	1×35.20	市道 3703 号
52 km 924m50	第 1 関の台 Bv	35.00m	1×34.20	県道土浦岩井線
54 km 874m75	第 3 苜間 BL	45.00m	1×44.20	高速周回路
55 km 380m30	第 4 苜間 BL	45.00m	1×44.20	高速周回路
スルー桁				
20 km 335m25	第 2 岩野木 Bv	50.00m	1×48.56	市道 5078 号
25 km 558m05	第 4 市野谷 Bv	54.00m	1×52.76	都計道
48 km 433m21	第 2 萱丸 Bv	45.00m	1×43.76	都計道
49 km 350m55	西谷田川 B	55.00m	1×53.76	西谷田川
51 km 950m50	第 2 島名 Bv	45.00m	1×43.76	都計道

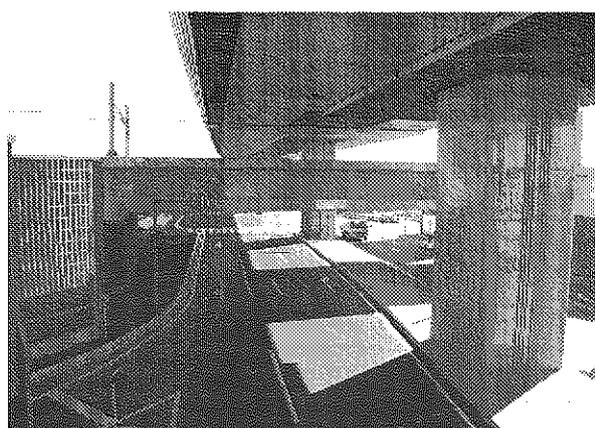


写真 4-5-3-4 外環架道橋のスルー桁
(注) 外環道と国道 298 号との交差

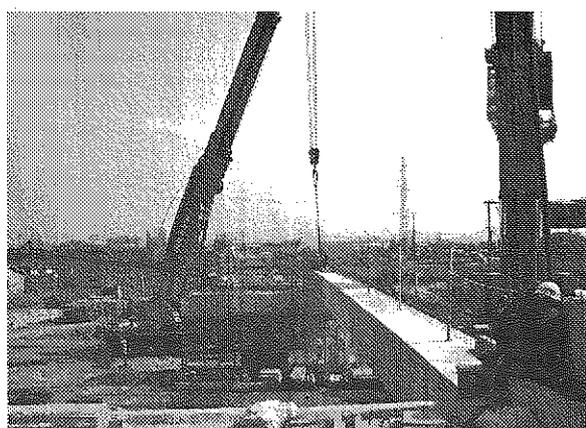


写真 4-5-3-5 二郷半用水橋りょうのホロー桁
(注) 主桁 1 本目架設状況

第4節 鋼 橋

つくばエクスプレス（常磐新線）で架設した鋼橋は、合成桁・H 鋼埋め込み桁及び長大橋りょうに架設したトラス桁の3形式で、全19連架設した。（第5節 施工 3. 荒川橋りょう参照）

表 4-5-4-1 鋼桁一覧表

位置	名称	延長	支間割	備考
合成桁				
20 km 060m00	大場川 B	70.00m	1×67.70	大場川・県道三郷・松伏線
39 km 168m60	北園 Bi	35.00m	1×33.90	入出線（単線）
		45.00m	1×43.90	
39 km 118m56	第3北園 Bv	29.92m	1×28.80	県道野田牛久線（単線）
39 km 609m81	小貝川 B	240.00m	2×(39.20+40.00+39.20)	小貝川高水敷（3径間連続）
H 鋼埋め込み桁				
16 km 869m90	第4南川崎 BL	51.00m	3×16.26	区画街路
37 km 696m65	第6守谷 BL	10.00m	1×8.05	守谷駅構内
37 km 795m56	守谷 Bi	13.00m	1×10.78	関東鉄道常総線
		15.70m	1×14.24	
トラス桁				
8 km 489m45	荒川 B	450.15m	1×(127.60+192.85+127.60)	荒川
18 km 022m08	中川 B	266.00m	1×(68.80+106.00+88.85)	中川
20 km 568m00	江戸川 B	418.00m	1×(88.25+119.00+2×88.25)	江戸川
34 km 069m50	利根川 B	897.00m	1×(2×127.50)	利根川
			1×(127.5+129.00+127.50)	
			1×(2×124.50)	
39 km 609m81	小貝川 B	207.00m	1×(67.90+69.00+67.80)	小貝川

1. 合成桁

合成桁は、三郷市の大場川橋りょうと守谷市の車両基地への入出区線を跨ぐ北園跨線橋及び小貝川橋りょうの高水敷に架設した3径間連続合成桁、入出区線の第3北園架道橋で架設した。

大場川橋りょうは大場川・主要地方道三郷松伏線及び市道を跨ぐため、スパン 67.7m と単純桁としてはつくばエクスプレス（常磐新線）では最長となった。北園跨線橋・第3北園架道橋は入出区線が下り線及び県道野田牛久線と交差するため、空頭を確保し構造物高さを抑えるために採用した。（第5節 施工 2. 大場川橋りょう参照）

小貝川橋りょうの3径間連続合成桁は小貝川の H.W.L. との離隔を確保し構造物の高さを抑えるため採用した。

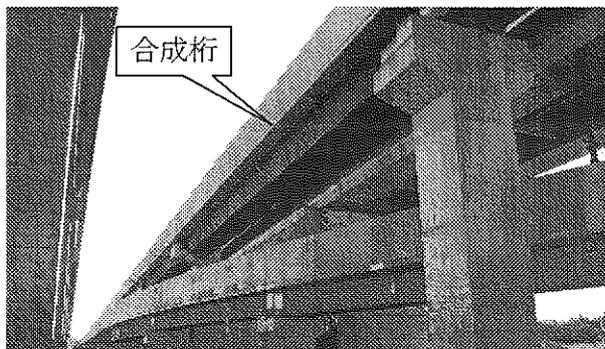


写真 4-5-4-1 北園跨線橋の合成桁

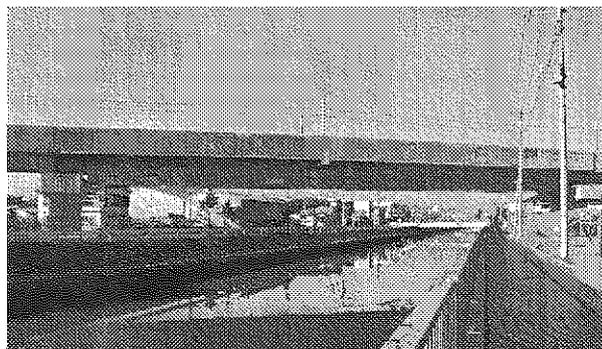


写真 4-5-4-2 大場川橋りょうの合成桁

2. H 鋼埋め込み桁

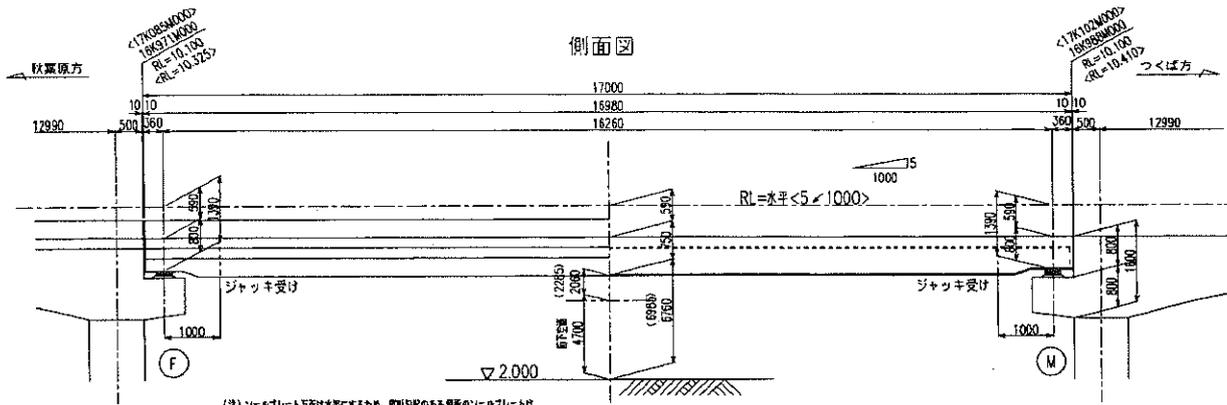


図 4-5-4-1 南川崎高架橋側面図

第 4 南川崎高架橋は、区画整理区域内の街路との交差において RL 桁では桁下空頭が確保できないため、構造物の高さを抑えた H 鋼埋め込み桁とした。

また、守谷駅においては、他線との乗換えのため高架橋の中層階に自由通路を設け、乗換えの利便性を向上させた。このため高架橋高さを極力おさえる必要から、交差部の自由通路桁部にも H 鋼埋め込み桁を採用した。

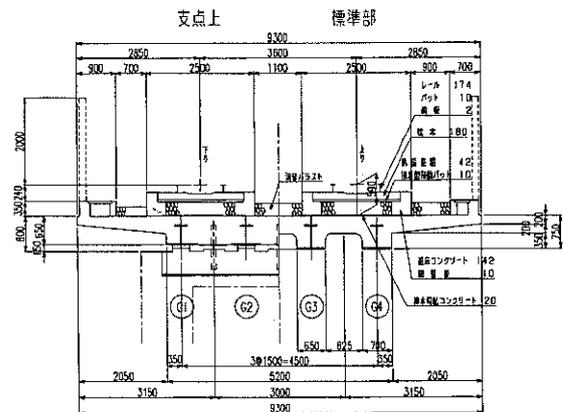


図 4-5-4-2 南川崎高架橋断面図

3. トラス桁

鋼橋については環境保全及び保守の面から鉄道の長大橋りょうにおいても PC 桁が多く採用されているが、つくばエクスプレス（常磐新線）においては河川管理者との協議において橋脚数の制限等から 100.0m を超えるスパンが多く、主要河川はトラス桁を採用した。トラス橋の中で荒川橋りょうは、中央スパンが 192.85m と国内単独鉄道橋としては最長スパンとなる橋りょうである。

トラス橋はすべて耐候性鋼材を使用しているが、荒川は高水敷に運動公園等があり周辺環境との調和を図るため明るい彩色の着色型錆安定処理を実施した。また、中川・江戸川は環境影響評価書の景観において「デザイン、色彩等は周辺環境との調和をはかり、圧迫感を軽減するよう努めること。」とされ、フォトモンタージュでイメージが示されたことから荒川橋りょう同様に着色型錆安定処理を実施した。



写真 4-5-4-3 中川橋りょう全景（景観塗装を実施）

第5節 施 工

1. 第3・第4 苜間高架橋（PC ホロー桁）

(1) 概 要

本工事は、秋葉原起点 54 km 895m～55 km 784m間に位置する日本自動車研究所（以下、JARI という）の高速周回路（1周 5.5 km）と交差する2箇所架设したものである。（写真 4-5-5-1）

施工中、同敷地内の入場は厳しく管理され、日々入場者の届出が義務付けられ、施工の安全と併せ、各施設の機密保持、高速走行路の安全性を最大限守ることが工事で求められた。

特に横断する2箇所は、前後の縦断線形から桁高が制約されたため、表 4-5-5-1に示すとおり桁形式について比較・検討を行なった。その結果、高速周回路の閉鎖も少なく、工程・経済性・施工性に優れたPCホロー桁（プレキャストブロック工法：桁長 45m×2 連、主桁数 10 本/連、5 ブロック/本）を採用した。

主桁の架設時期について、JARI と協議を行なったが、自動車の試験走行を長期休止させることは困難との回答があった。

しかし、昼夜連続の24時間作業でも、ブロック桁の搬入から連結・架設まで最低7日間を要することとなり、連続休止が可能な年末・年始の施工となった。



写真 4-5-5-1 工区全景

表 4-5-5-1 桁形式の比較概要

構造形式	PC下路桁	SRC桁	PCホロー桁
一般形状			
桁重量	約1,300 (tf)	約300 (tf)	約160 (tf) ※主桁1本
構造特性	スラブ厚0.65m	桁高1.7m	桁高2.0m
架設工法	押出し工法	トランスポーターで一括架設	クレーン相吊り工法
架設工全体工期	約8ヶ月	約7ヶ月	約5.5ヶ月
周回路閉鎖期間	約2日間	約6日間	約3日間
問題点	製作ヤード等	周回路路面へ影響	
工事費	5億円	2.1億円	1.8億円
評価	×	△	○

(2) PCホロー桁の製作及び接合

PCホロー桁 (L=45m) は1連当り10本の主桁 (高さ200cm×幅76cm) で構成される。主桁は工場で製作し、現場まで運搬した。桁はブロック桁 (形状: 9m/ブロック×5ブロック) のため、現場ヤードにおいて接合・連結を行なった。(図4-5-5-1~2参照)

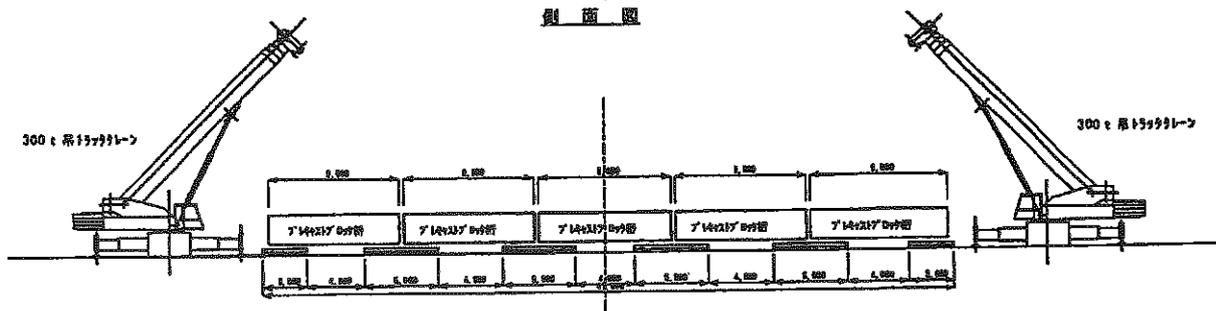


図 4-5-5-1 主桁施工工図

主桁の施工手順は次のとおりである。

- ① ホロー桁は日本工場規格認定を有するPC工場においてブロック単位で製作。
- ② JARI 敷地内の架設現場付近に設けた接合ヤード (借地) まで運搬し、クレーンで接合用の台車に下す。
- ③ 各ブロックの接合面 (端部) に接着剤を塗布。
- ④ ブロックの端部には予め接合キーを取付けて、引き寄せレバーブロックで正確に誘導し接合面を密着。以下、5ブロックを順次接合・密着し終了。
- ⑤ 主ケーブルは、接着剤の可使時間内に緊張作業を行ない、接着した全断面に圧縮応力が作用するよう管理。
- ⑥ 緊張端部の後埋めは、塩ビ製の型枠を端部に取付けておいて、桁架設後に無収縮モルタルを打設した。

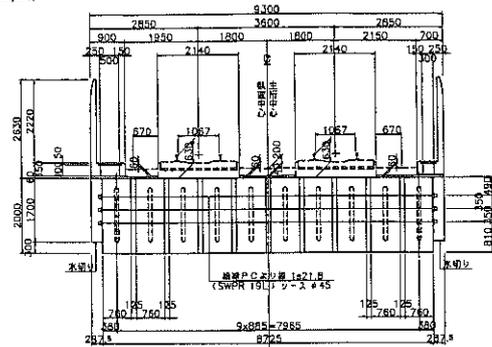


図 4-5-5-2 構造物断面図

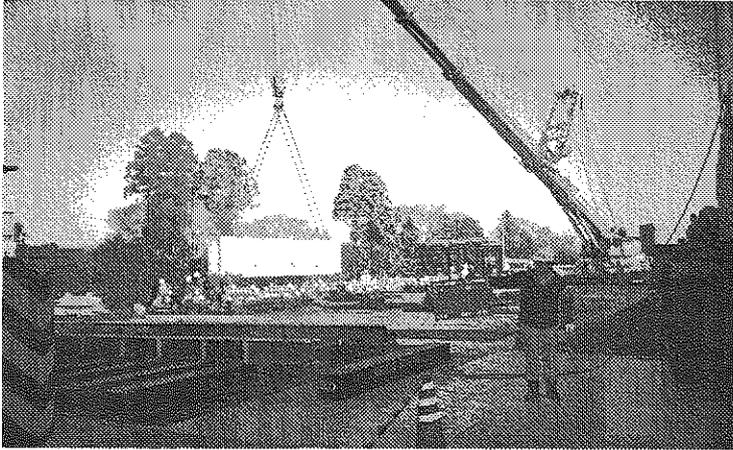


写真 4-5-5-2 ブロック桁搬入状況

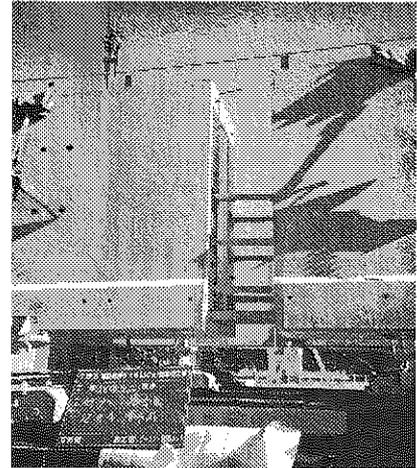


写真 4-5-5-3 ブロック桁接合工状況

(3) ホロー桁の架設

① 桁架設と高速周回路の使用

PC ホロー桁を架設する2地点は、前述のとおり高速周回路との交差点であり、主桁の接合・連結及び架設時は、事故防止のため試験走行の休止が不可欠である。JARI との協議の結果、工期厳守のうえ年末・年始の使用が許可された。

ブロック桁の連結及び架設を行なうため、連結ヤード・主桁運搬走路・架設時のクレーン設置箇所として同敷地の一部使用許可を JARI から受けたが、架設終了後には試験走行が再開されることとなっていた。

そのため、施設使用に際しては「路面の沈下防止、トレーラー等からの油漏れ・飛散防止」等、高速周回路の厳しい安全確保が求められた。

平成 14 年 12 月 27 日～15 年 1 月 3 日の 7 日間で実施した主桁ブロックの連結ヤードへの搬入から主桁架設までの実施工程を表 4-5-5-2、また、PC ホロー桁の製作から架設、横組みまでの全施工フローを図 4-5-5-3 に示した。

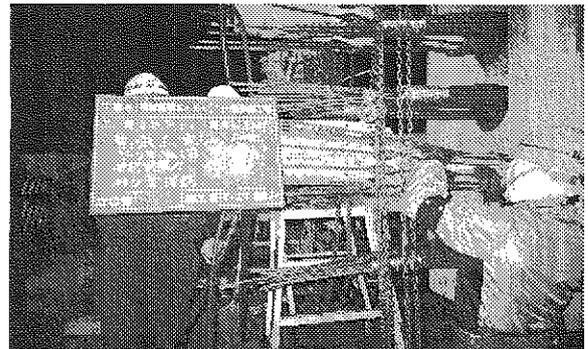


写真 4-5-5-4 主桁ケーブル緊張工

表 4-5-5-2 工程表

作業内容	27 金		28 土		29 日		30 月		31 火		1 水		2 木		3 金	
	夜	日勤	夜	日勤	夜	日勤	夜	日勤								
【全般】																
安全教育、作業内容確認																
開始・終了時点検(施設内)																
路面測量(連結ヤード、周回路) (クレーン据付ヤード)																
【連結ヤード】																
主桁架設連結ヤード造成・片付け																
主桁連結工																
【主桁架設工(東側)】																
クレーン据付位置養生																
クレーン組立																
架設																
解体・移動・片付け																
【主桁架設工(西側)】																
クレーン据付位置養生																
クレーン組立																
架設																
解体・移動・片付け																

主桁の現地施工には、高速周回路等をプレキャストブロック桁の連結ヤードとして約8,000㎡、

連結ヤードから架設地点までの主桁運搬路として約26,000㎡（延長2km、幅員13m）架設時のクレーン設置ヤードとして約1500㎡（起点方600㎡、終点方900㎡）をJARIから施工ヤードとして借地した。

高速周回路の使用に際しては、事前の協議に基づき対象箇所をメッシュ（2m×2m）に区切り、これらの交点約1,680箇所において工事着手前・後に各1回の水準測量を行ない、目視確認と併せ管理を行なった。

主桁架設の作業終了後には、後片付け及び路面清掃を行なった後、水準測量を実施し、路面状況等を確認した。その結果、連結ヤードの一部に5～8mmの路面沈下が見られたが、JARIの立会・確認を受けて試験走行に支障が無いとの判断から、特に補修等を必要とすることは無かった。

② 主桁の連結

1) 平成14年12月27日

工事関係者の安全教育及び作業内容の確認を行ない、同日夕から高速周回路の試験走行の一時閉鎖を受け、周回路面の水準測量を開始した。

閉鎖中の作業は7日間という極めて短期間で主桁の搬入から架設まで終了させる必要があり、事前の打合せを徹底し、各作業が十分に連携して行なうことを確認した。

2) 12月28日

連結ヤードの造成。主桁2本分の連結・緊張が行なえるよう準備。

同日夕には、製作工場から100個の主桁ブロックの運搬を開始。主桁を積んだトレーラーをJARI敷地内に待機させ、主桁の連結作業が順調に進むようにした。

3) 12月29日～1月1日

連結ヤードではブロック桁を台車上にセットし、接合面に接着剤を塗布後、レバーブロックによってふたつのブロックを引き寄せ、5個のブロックを1本の主桁に連結の後、主ケーブルをセットして緊張作業を終了。仮置き場に移動した。

上記作業の繰り返しにより、2連分の主桁（10本×2=20本）の連結作業は、昼夜作業ではあるが3.5日で終了した。

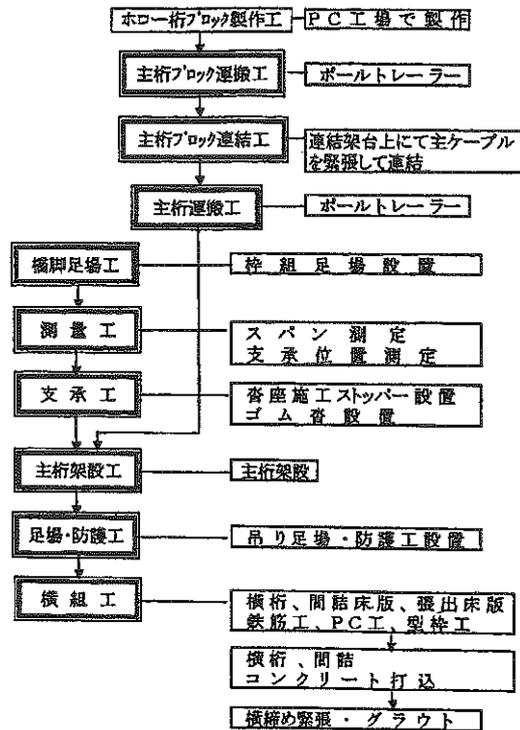


図 4-5-5-3 PCホロー桁 施工フロー

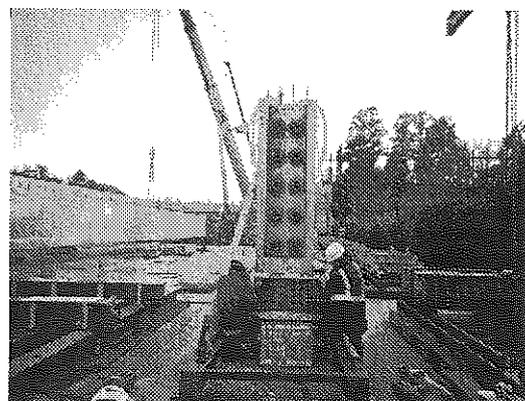


写真 4-5-5-5 主桁端部断面

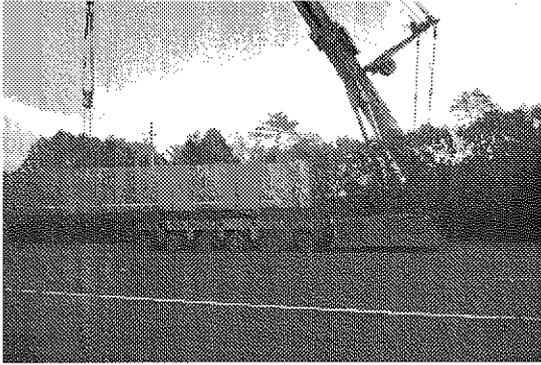


写真 4-5-5-6 主桁運搬状況



写真 4-5-5-7 主桁架設状況-1

③ 主桁の架設

主桁の架設は、連結ヤードに仮置きした桁を特種トレーラーに積込み、高速周回路を利用して架設地点まで運搬。油圧式トラッククレーン（300 t 吊り×2 台）により各連とも計10本の主桁を吊上げ所定の位置に設置した。作業日は次のとおりである。

○55 km 709m～55 km 754m間(L=45m) 12月30～31日

○54 km 896m～55 km 754m間(L=45m) 1月1日

桁の架設終了後には路面の水準測量を行ない、施工前の結果と比較し沈下等の有無について確認した。その結果、施工に伴う沈下の無いことを確認し、各ヤードの後片付けを予定期間の7日目となる1月3日に終了した。1月4日以降、JARIでは試験走行が再開された。

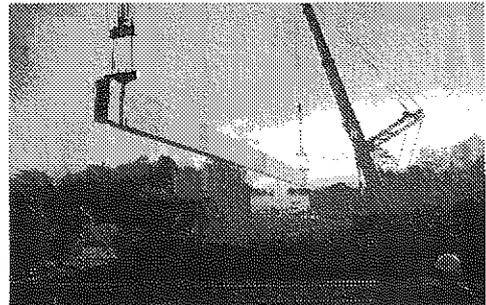


写真 4-5-5-8 主桁架設状況-2

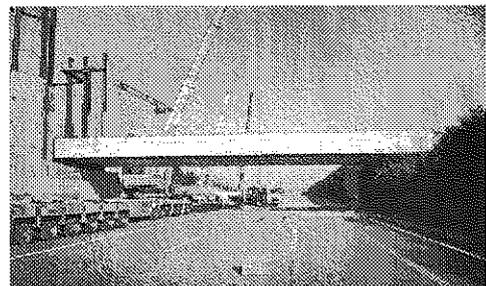


写真 4-5-5-9 主桁架設状況-3

④ 落下防護工

PCホロー桁の横組工を引き続き行なうため、高速周回路での走行試験に支障を生じさせないように、主桁間の隙間及び張り出部に遮蔽壁を設置し、走行路面に落下物は勿論のこと水滴も落ちないように継ぎ目部にはシーリング・テープを貼付して、高速走行路における試験走行に係る安全管理を行なった。

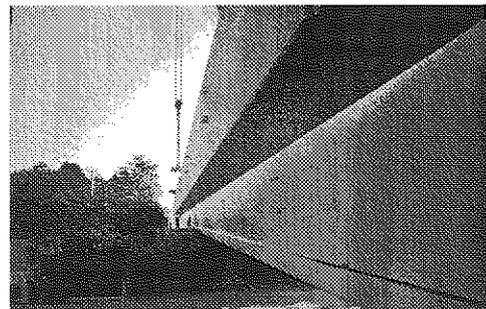


写真 4-5-5-10 主桁架設状況-4

⑤ 横組工

横組みに係る各施工は、高速周回路では自動車の試験走行が行なわれているため、落下防護柵を設置したが、横桁、主桁間詰床版、張出し床版、防音壁等に係る各作業は夜間作業となった。

なお、コンクリート打設日は、走行路面の安全対策として周回路を防護シートで覆い、朝（走行試験開始

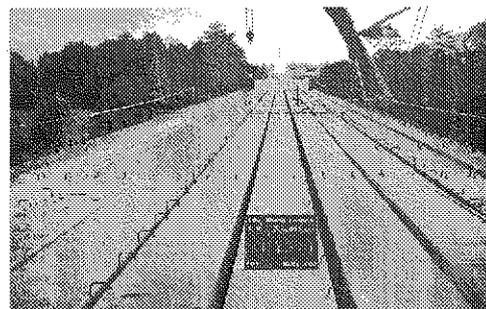


写真 4-5-5-11 主桁架設完了

前)には JARI 職員が現地確認のため立会う体制で行なった。

本工事は、鉄道事業と区画整理事業が同時進行となる地域にあるが、JARI 敷地内の施工では、鉄道工事としては稀有な安全管理と工程管理を求められた。

関係機関との設計協議に基づき施工計画と準備を行ない、綿密な施工管理を行なった結果、現場での施工期間が7日間という極めて限られた中で、JARI 施設への影響は殆んど与えることなく終了した。

なお、高速周回路は研究学園駅の区画整理事業地内にあるため、平成17年4月には、一部施設を残し水戸市近郊に移転した。

2. 大場川橋りょう(合成桁)

(1) 概要

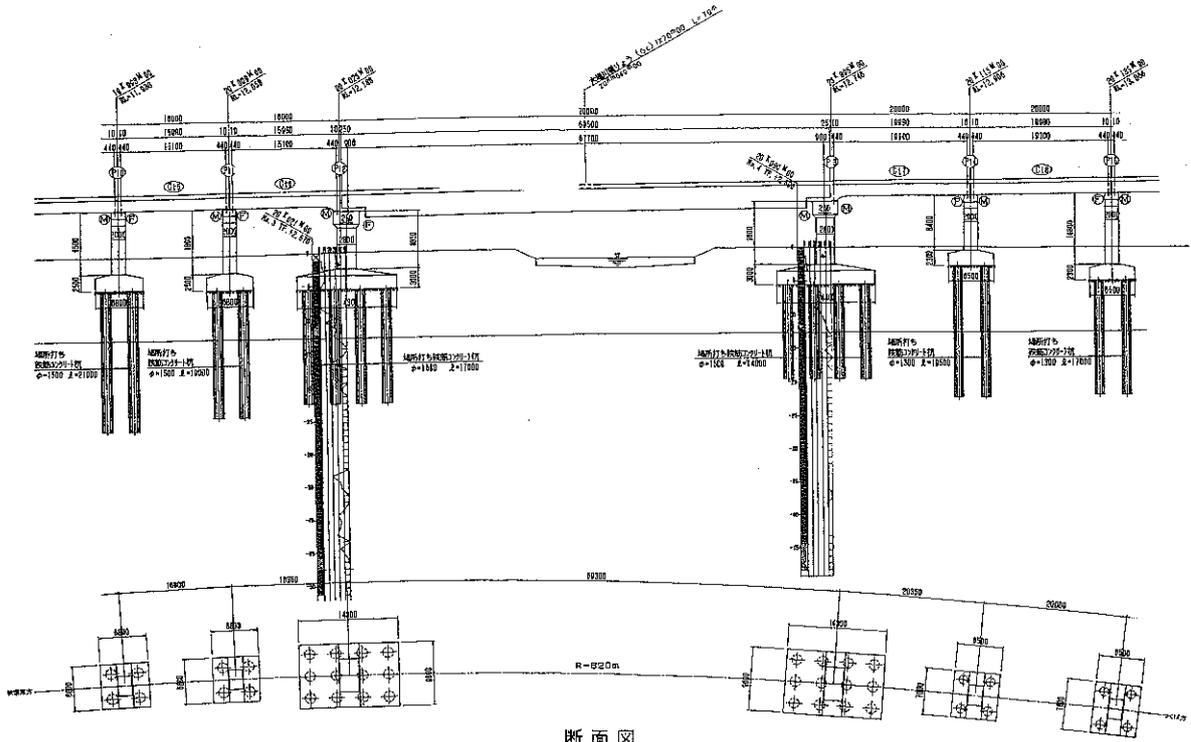
大場川橋りょうは、埼玉県最東部三郷市を南北に流れる大場川に架設したスパン 67.7m の合成桁で、主要河川を渡るトラス橋以外の単純桁としては最長である。また、大場川に並行して主要地方道三郷・松伏線があるが、この道路は地区住民が常磐線松戸駅及び金町駅に出る通勤・通学等の主要道路であるとともに、貨物等の輸送経路ともなっており大型トレーラーも通行する非常に交通量が多い道路である。

図 4-5-5-4~5 に位置図及び全体図を示す。また、完成状況を写真 4-5-5-12 に示す。



図 4-5-5-4 大場川橋りょう位置図

大場川橋りょう全体図



断面図 支 点 部 中 間 部

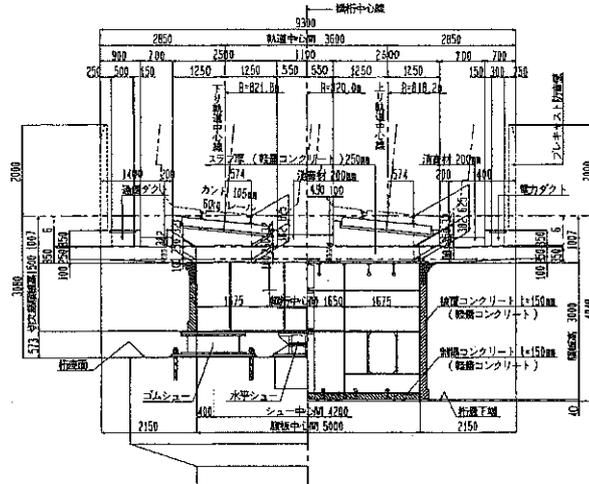


図 4-5-5-5 大場川橋りょう全体図・断面図

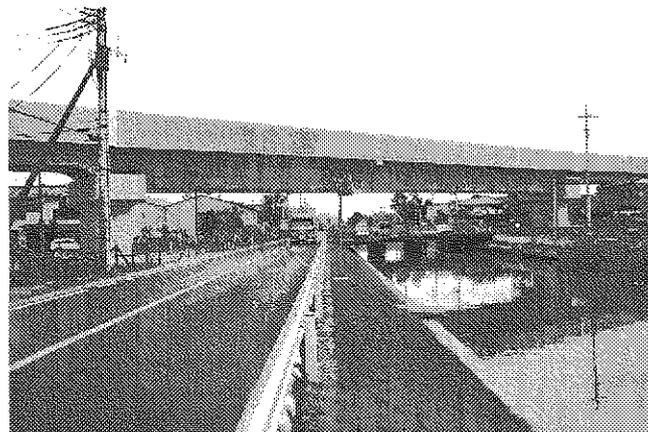


写真 4-5-5-12 完成後（上り線側より）

(2) 下部工の施工

埼玉県東部の地質は支持層が 30.0m～45.0mと深く非常に軟弱な地盤であるが、千葉県との県境を流れる江戸川に近づくと支持層が浅くなり P1 橋脚は 17.0m、P2 橋脚は 14.0mで、場所打ち杭（RCD 工法）で施工した。

大場川と江戸川に挟まれる幸房地区は大型車両が進入可能な道路がなく、このため大場川に進入路及び資材の仮置きも可能な仮設栈橋を組み、P2 橋脚の施工を行なった。

(3) 上部工の施工

① 計画概要

ア、桁の製作

桁長 70.0mであることから橋軸方向に 11 分割し、橋軸直角方向に 2 分割（端部は分割なし）して、全 20 ブロックを製作した。

イ、架設

架設は仮ベントを組み、クレーンにて吊上げるベント・クレーン工法で架設した。

ウ、騒音対策

大場川橋りょう周辺は民家があり、騒音対策として箱桁内に制振コンクリート及び腹板外部側に被覆コンクリートを施工した。

② 上部工の施工

ア、工事作業フロー

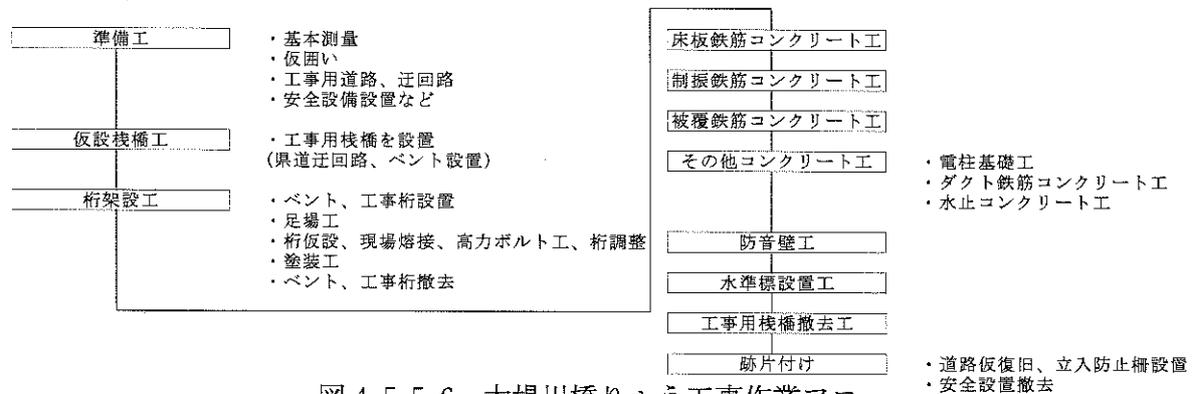


図 4-5-5-6 大場川橋りょう工事作業フロー

イ、準備工

1) 交通量調査

表 4-5-5-3 三郷・松伏線 交通量調査

時間帯	時間別 交通量調査 (平成12年9月25日)								曜日別 交通量調査								
	4t以下		大型		路線バス		トレーラー		計	調査日	曜日	調査時間	上り	下り	計		
8:00～9:00	541	337	59	80	5	10	6	9	611	436	1,047	平成12年9月22日	金	8:00～18:00	5,004	4,466	9,470
9:00～10:00	333	329	69	75	5	12	17	6	424	422	846	平成12年9月25日	月	8:00～18:00	4,970	4,582	9,552
10:00～11:00	324	392	85	95	5	3	21	6	435	496	931	平成12年9月26日	火	8:00～18:00	4,759	4,326	9,085
11:00～12:00	384	375	107	76	6	5	23	9	520	465	985	平成12年9月27日	水	8:00～18:00	4,551	4,274	8,825
12:00～13:00	329	297	84	101	4	4	20	7	437	409	846	平成12年9月28日	木	8:00～17:00	3,981	3,624	7,605
13:00～14:00	420	339	64	85	4	6	17	7	505	437	942	平成12年9月30日	土	8:00～17:00	3,970	3,793	7,763
14:00～15:00	416	377	51	64	7	5	12	7	486	453	939	計			27,235	25,065	52,300
15:00～16:00	388	409	67	46	4	6	13	4	472	465	937						
16:00～17:00	454	395	55	27	5	3	10	7	524	432	956						
17:00～18:00	496	538	55	21	5	5	0	3	556	567	1,123						
計	4,085	3,788	696	670	50	59	139	65	4,970	4,582	9,552						
合計	7,873		1,366		109		204		9,552								

主要地方道三郷・松伏線は朝夕のラッシュ時には1,000台/時間を超え、日中でも900台/時間を超える非常に交通量激しい道路となっており、路線バスも走行していることから、大きく迂回路を設けることは不可能であった。

2) 仮設栈橋設置

主要地方道三郷・松伏線の交通止め等は不可能なため、現場付近に迂回路を設置することとしたが、民地側には家屋等が建てられており大場川に仮設栈橋を設置して、迂回路及びベント設置基礎とした。

設置にあたっては、下部工事で設置した進入路栈橋を利用し、これに迂回路及びベント設置基礎を継ぎ足した。なお、迂回路部分にはすべり止め付覆工板を使用した。

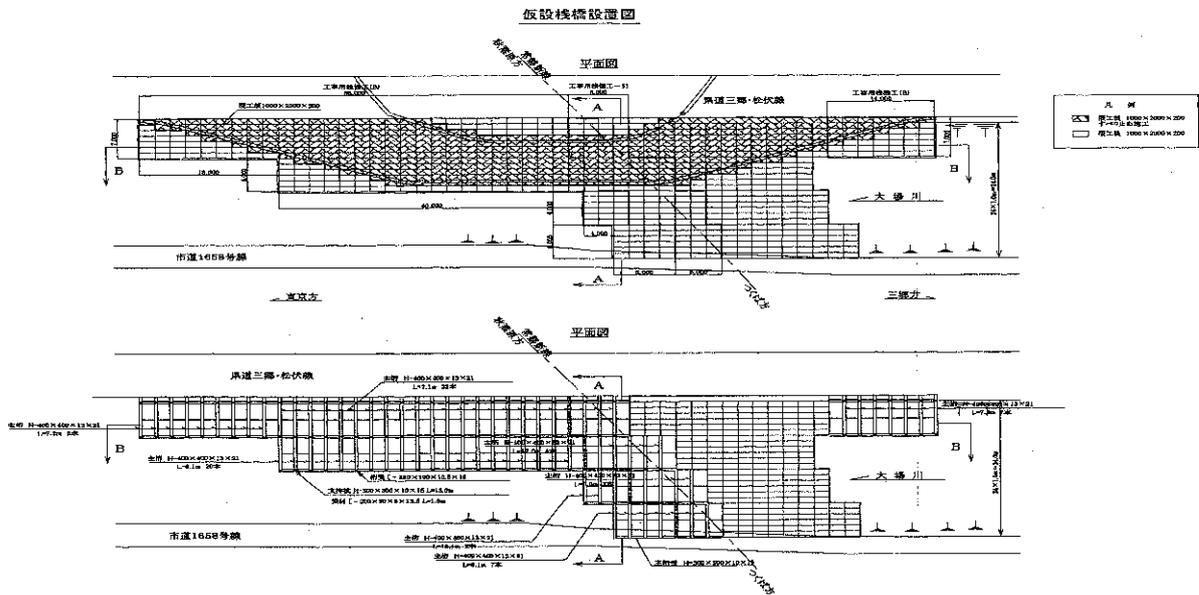
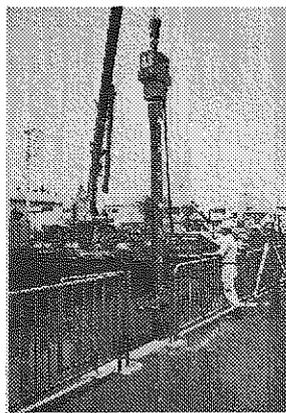
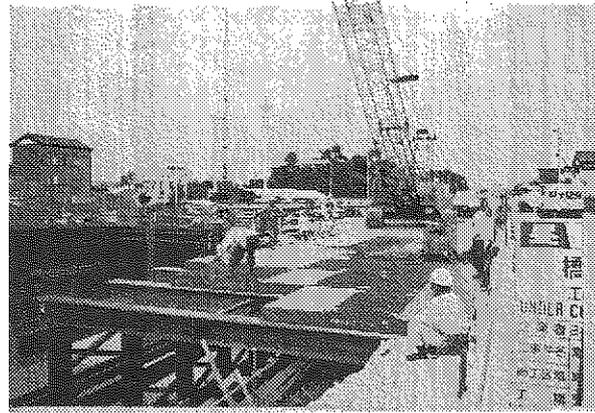


図 4-5-5-7 仮設栈橋設置図



杭打ち



覆工板設置

写真 4-5-5-13 仮設栈橋設置状況

施工は既設の仮設栈橋上から H300×300 (L=13.0m) の杭を低騒音・低振動型パイプロハンマーにて設置し、道路に近接する作業は片側相互通行に交通規制し実施した。

なお、仮設栈橋は毎月定点測量を実施するとともに、覆工板のずれ、基礎コンクリートの変状等の点検を実施した。覆工板の測量結果は最大 6 mm の沈下が観測されたが交通等に支障は生じなかった。

ウ、ベント組立

- 1) 製作は橋軸方向に11ブロックに分割して製作したが、道路部及び迂回路を設置したことから、道路交通を確保するためベントは7基とした。
- 2) ベントNo.3~No.4の間は迂回路部となるため工事桁(H700×300、L=22.0m)を設置した。

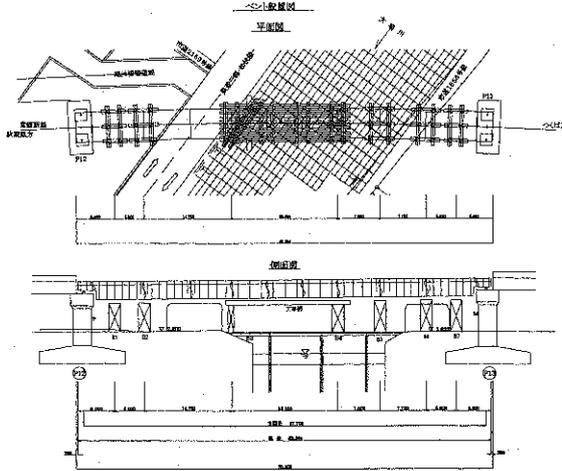


図 4-5-5-8 ベント設置図

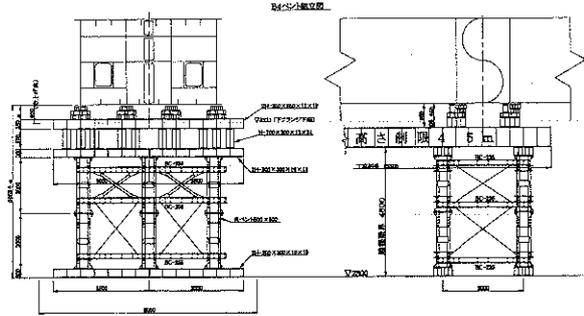


図 4-5-5-9 No. 3 ベント組立図

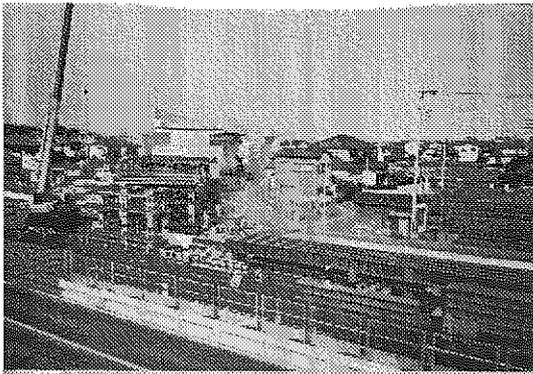


写真 4-5-5-14 ベント組立

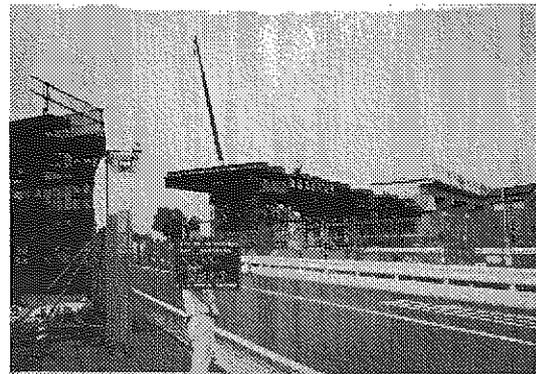


写真 4-5-5-15 工事桁組立

エ、支沓設置

1) 支沓設置作業フロー

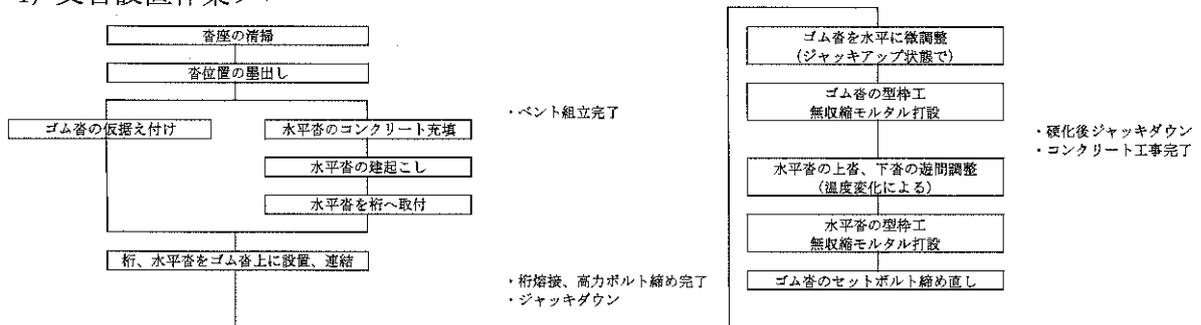


図 4-5-5-10 支沓設置作業フロー

2) ゴム沓・水平沓の取付け

ゴム沓・水平沓は、桁架設完了時(死加重全載荷時)に水平となることが前提だが、架設段階では製作キャンバーがあるため支点部において桁は回転角を有しており、水平とはならない。このため、ゴム沓・水平沓において対策を行なった。

ゴム沓は、桁架設完了時（ベント撤去時）で主桁ソールプレート間に16mmの隙間ができる。このためセットボルトは締付けられないが、せん断キーによりゴム沓と主桁ソールプレートの横ずれを防いでおり、工事完了時にボルト孔はずれない。

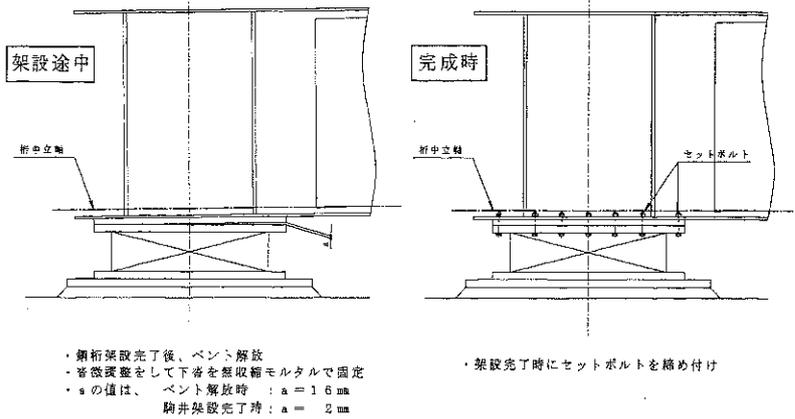


図 4-5-5-11 桁回転角によるゴム沓への影響

また、軌道工事施工前は2mmの隙間が残るが締付けには支障がなく、軌道工事施工前に締付けを完了した。

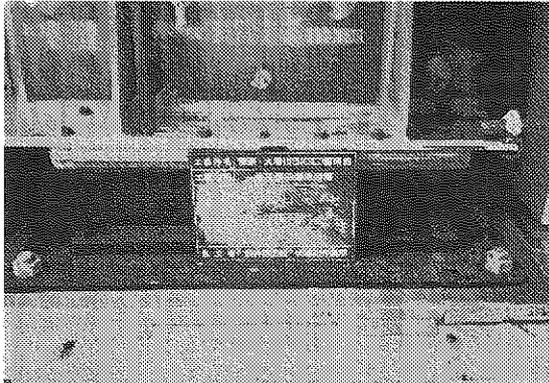


写真 4-5-5-16 ゴム沓据付

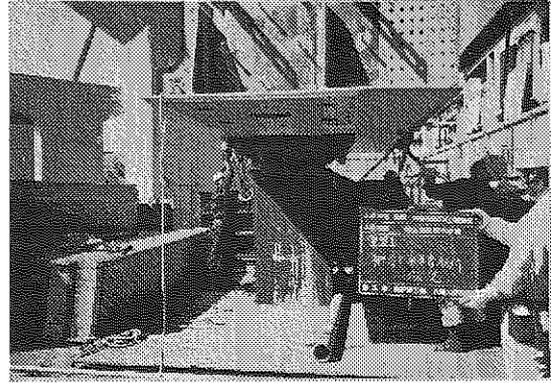


写真 4-5-5-17 水平沓端部ブロック取付け

水平沓の下沓をベント撤去し床版コンクリート打設前に無収縮モルタルで固定した場合、固定側の上沓と下沓の遊間2mmをその後の桁回転により干渉する現象が起こり、無収縮モルタルを損傷する。なお、ベント撤去時の干渉量は6.4mmである。

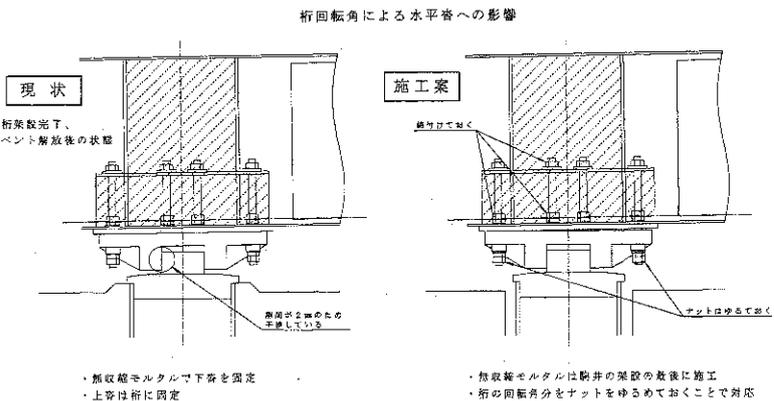


図 4-5-5-12 桁回転による水平沓への影響

このため、桁架設工事完了時に無収縮モルタルの施工を行なうことにしたが、軌道工事前でありこの段階でも2.4mmと干渉するため、上沓の取付けナットを回転角分緩めておくことで対応した。

オ、桁架設

1) 架設は終点側から起点側に向かい160tトラッククレーンを使用して架設した。

- 2) 両端部ブロックは予め水平沓を取付け、終点側架設順序①はワイヤーで落下防止処理をした。
- 3) 架設順序⑤～⑦は迂回路部分にあたり工事桁上に架設した。このため、設計高さより 670 mm嵩上げとなった。
- 4) 道路部分に当たる架設順序⑧は、予め橋軸方向に 2 ブロックを地組して架設したが、ボルトは全孔数の 2/9 を HTB 締め、1/9 をドリフトピンを打ち込み架設した。

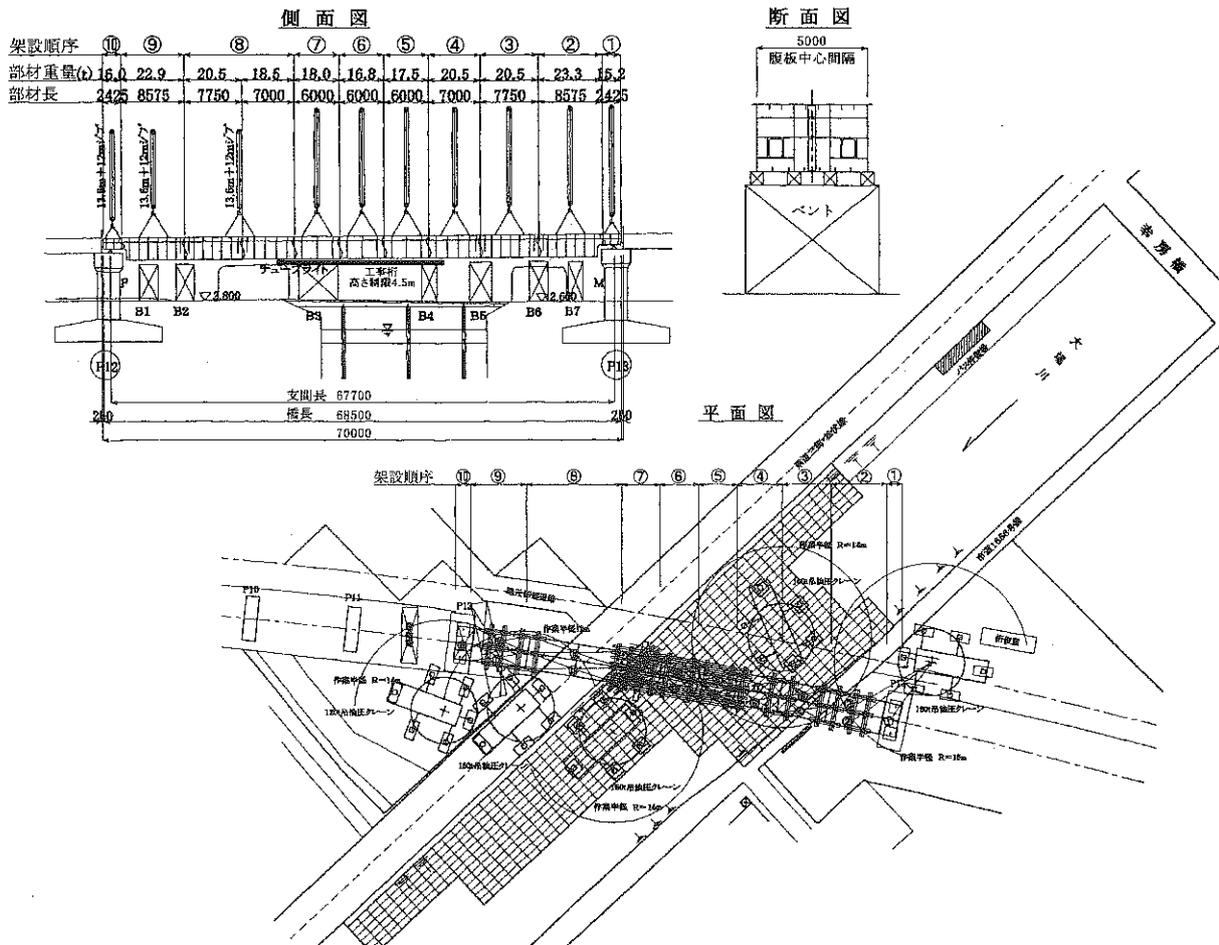


図 4-5-5-13 架設計画図

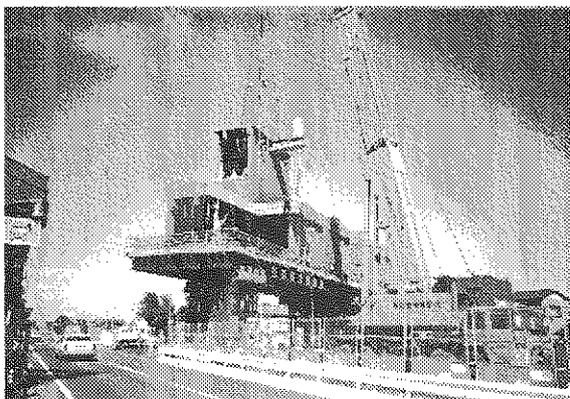


写真 4-5-5-18 工事桁上の架設⑤～⑦

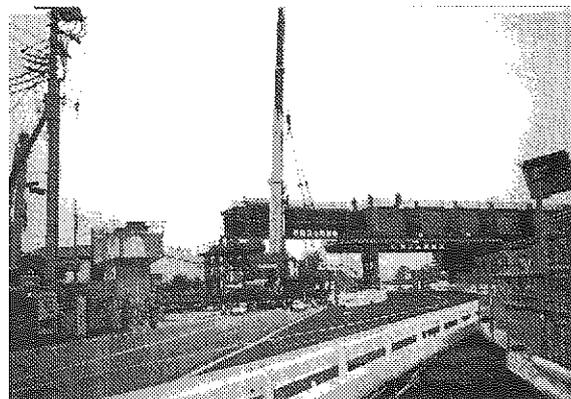


写真 4-5-5-19 道路上の架設⑧

- 5) 桁溶接、HTB ボルト本締め完了後、B1 ベント及び B7 ベントに 300 t ジャッキを各 2 台セットして設計高さまで下げた。

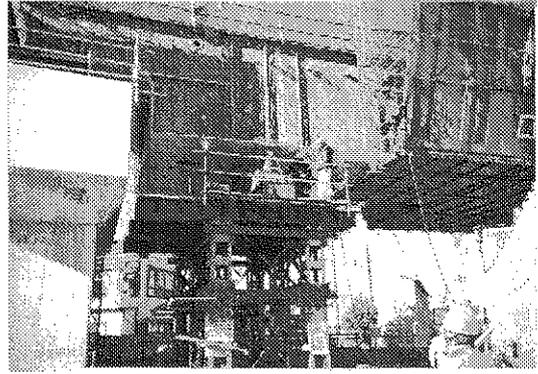


写真 4-5-5-20 ジャッキダウン設備

- 6) キャンパー計測

キャンパー経過計測 (しゅん功)										検測日	
	P12(A1)	D1b	D2b	D3b	D3e	D3g	D3i	D2d	D1d	P13(A2)	H13. 7. 31
	①	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑫	
鋼棒計画高 GH8	11,710	11,853	11,947	12,016	12,070	12,116	12,157	12,193	12,222	12,250	
鋼棒実測高 GH8	11,710	11,849	11,936	12,000	12,052	12,100	12,145	12,187	12,221	12,250	
差	0	-4	-11	-16	-18	-16	-12	-6	-1	0	

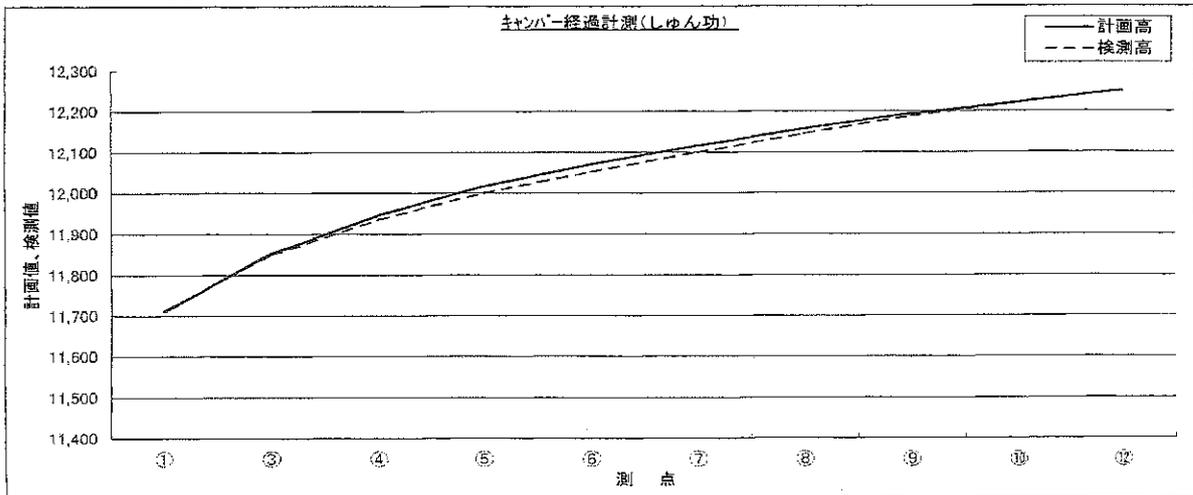


図 4-5-5-14 キャンパー経過計測

国土交通省のしゅん功検査・監査時に実車によるたわみ試験(河川上のため光学式: CCD方式)を実施したが、設計たわみ量 38.70 mm に対する実測たわみの換算値は 15.84 mm であった。この結果、実測と設計たわみ量の比は 0.41 であった。

カ、被覆コンクリート

- 1) 大場川橋りょうは、床版コンクリートを施工するとともに、騒音対策として箱桁内に制振コンクリート ($t=15$ cm) 及び景観を兼ねて腹板外部側に被覆コンクリートを施工した。
- 2) 被覆コンクリートは設計厚さ $t=15$ cm であったため、振動によるひび割れ、落下が心配された。桁下には、主要地方道及び市道があることから埋設型枠 (PIC フォーム $t=20$ mm) を型枠として取り付け、内部にコンクリート (21N/mm³) を打設した。

なお、最上段パネルをセットすると打設口が設けられないことから最上部は無収縮モルタルを充填した。

3) 無収縮モルタルの充填

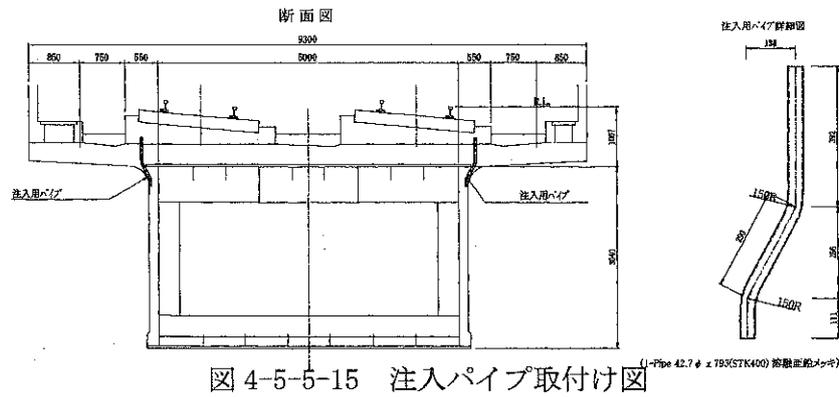


図 4-5-5-15 注入パイプ取付け図

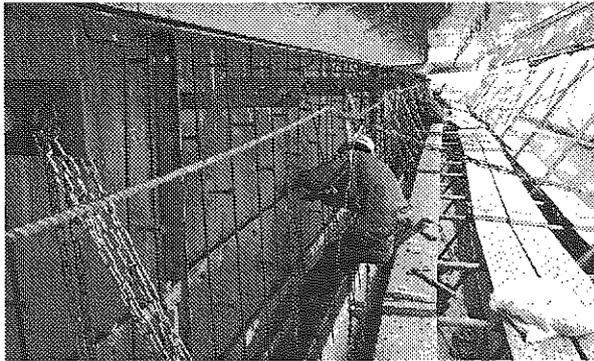


写真 4-5-5-21 埋設型枠取付けプレート設置



写真 4-5-5-22 コンクリート打設

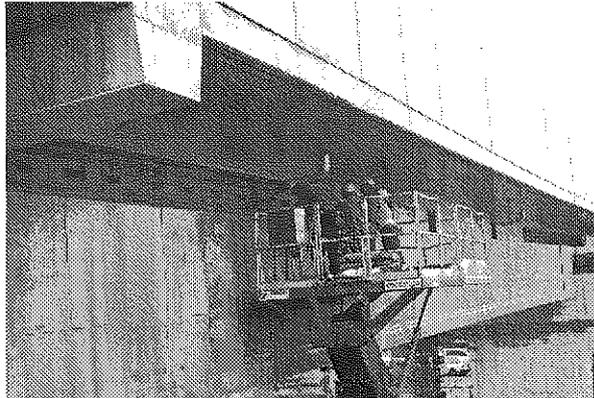


写真 4-5-5-23 上部埋設型枠取付け

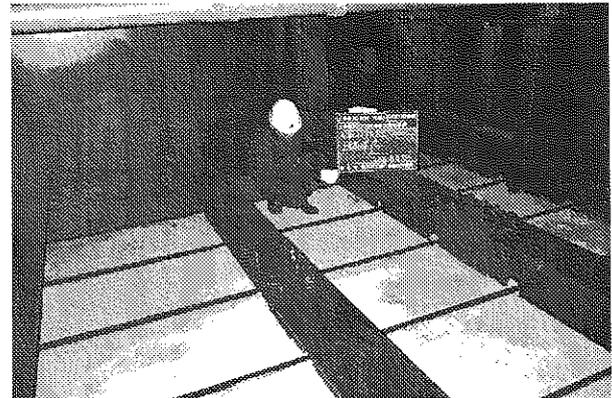


写真 4-5-5-24 制振コンクリート打設

キ、工事工程

表 4-5-5-4 に工程表を示す。

表 4-5-5-4 工事行程表

工事工程表	工種	数量	単位	平成12年							平成13年							備考		
				5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月		7月	
準備工)																				
準備・破片付け	1.0	式	準備工																	破片付け
仮設橋補工)	1.0	式	仮設橋																	撤去
仮設橋工)																				
ベンチ設置撤去	7.0	基	撤去																	
吊り足設置撤去	1.0	式																		撤去
仮張り防護設置撤去	1.0	式																		
架設工)																				
客席付工	6.0	基																		
桁架設工	392.363	t																		
高力ボルト締付工	13,128	本																		
現場溶接工(6mm換算)	6,526.7	m																		
塗装工)	582.6	m ²																		
コンクリート工)	1.0	式																		

自)平成11年 3月30日
至)平成13年 7月27日

3. 荒川橋りょう

(1) 概要

荒川橋りょうは、秋葉原起点 8 km 489mに位置し、一級河川荒川（幅員 428m）を渡る JR 常磐線及び東京メトロ千代田線の下流側に並行して架かる橋りょうである。

本橋は、渡河部が湾曲部にあたること、また、隣接橋であることなどから河川管理者との協議において中央スパンが 192.85mとなる 3 径間連続トラス橋となり、鉄道単独橋としては国内最長スパンとなった。

図 4-5-5-16 に全体図を示す。

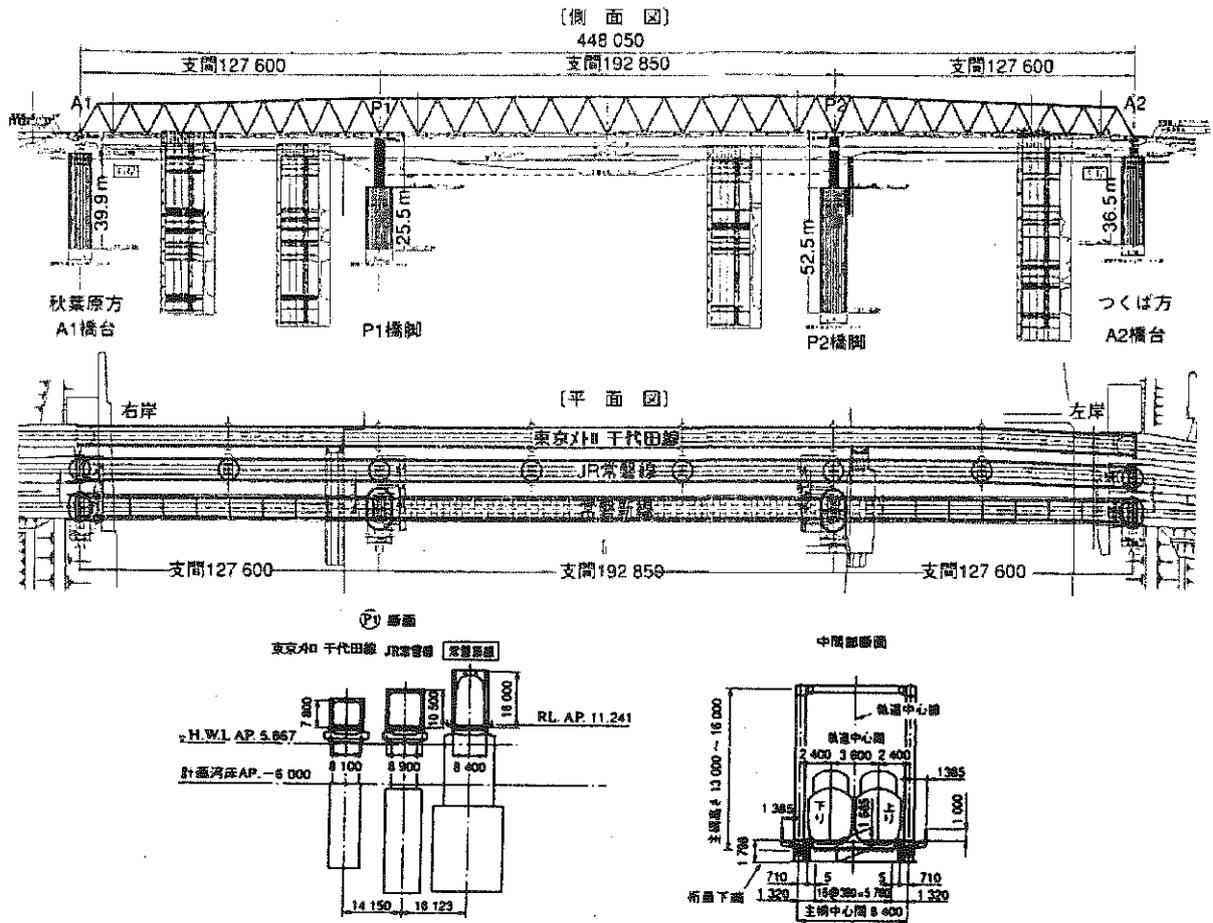


図 4-5-5-16 荒川橋りょう全体図

(2) 地質

本橋付近の地質は、P1 付近は上部 5~6mが砂層、その下は N 値 0~4 程度のシルト質粘土層が 15m続き、N 値 10~45 程度の砂層が更にあって、砂質シルトの互層を経て、-36~-37m付近に N 値 50 以上の支持層となる上部東京礫層がある。

P2 付近の地質は、上部 2~3mが砂層、その下は N 値 0~4 程度のシルト質粘土層が約 16m続き、N 値 20~30 程度の砂層が更にあって、-36m付近に N 値 50 以上の砂質シルトが約 3mある。更に深部には N 値 10 程度のシルト質が約 25m続き約-62~-63m付近に支持層となる N 値 50 以上の下部東京礫層がある。

図 4-5-5-17 に荒川橋りょう付近地質図を示す。

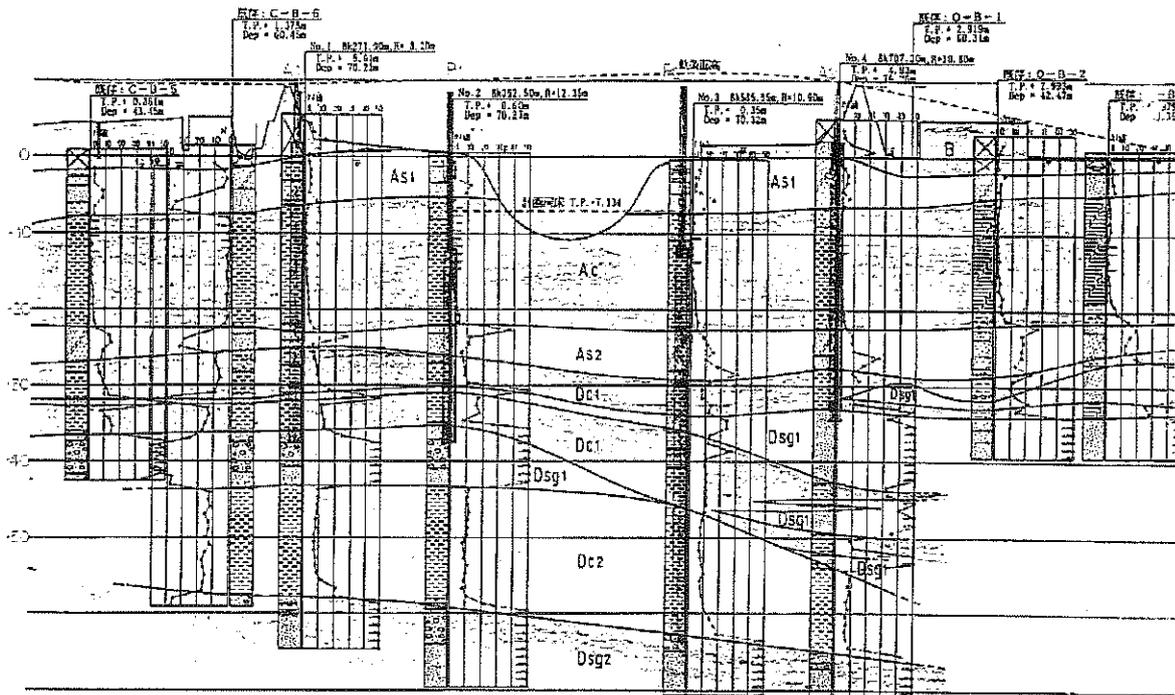


図 4-5-5-17 荒川橋りょう付近地質図

(3) 施工

荒川橋りょうは、JR 常磐線と近接しての施工となるため、下部工及び上部工の慎重な施工を行った。

① 下部工

ア、下部工の形状

基礎構造は、以下に示す理由により鋼管矢板井筒基礎とした。(図 4-5-5-18)

- 1) 近接する既設橋りょう構造物に対する影響が最も少ない施工方法とする。
- 2) 長大スパン橋りょうのため鉛直荷重が大きくなる。

また、P2 橋脚の支持地盤として、隣接する JR 常磐線の橋脚位置における支持層 (-37m 付近の砂質シルト) では極めて薄く、長大スパンの地盤反力を十分確保できないことから、JR 常磐線の基礎構造物より深い -62m 付近の東京礫層を支持層とした。

イ、構造上の特徴

- 1) 鋼管と頂版コンクリートとの結合は、営業線に近接していることから、仮締切り時の掘削による鋼管の変位を極力少なくするため差し筋方式を採用し、従来から鉄道橋で施工してきたブラケット方式と比較して、掘削深さをブラケット分の 1.5m 程度浅くした。
- 2) 本橋の上流には JR 常磐線の荒川橋りょうが架設されている。その橋脚の幅を考慮し、本

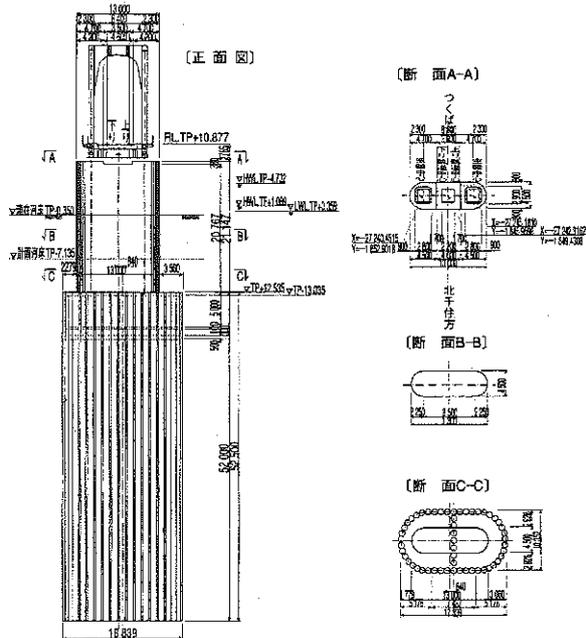


図 4-5-5-18 橋りょう正面図

橋の橋脚最大幅を4.7m未満とする必要がある。

3) JR常磐線への影響を極力少なくするため、鋼管矢板の剛性を増加させるため、中埋めコンクリートを7mとした。

ウ、施工時期

下部工の施工は、河川管理者との協議により、河積阻害等を考慮して濁水期工事で行った。

エ、営業線近接施工

JR常磐線との離隔は鋼管井筒が2.2m、杭打ち機は最小で0.3mとなるため、近接構造物に傾斜計やワイヤー式伸縮計を取付け、施工中の変位を監視する計測システムを構築して施工した。

解析値から1次管理値・2次管理値を定め、1次掘削から6次掘削までの各掘削段階での計測値が理論値を超える場合には、逆解析により最終掘削時の変位量を予測し、早期に対策工を実施した。この方法は、営業線近接工事の合理性・迅速性・安全性向上のため有効であった。

図4-5-5-19に4次掘削から6次掘削と底版コンクリート打設完了後の測定結果を示す。

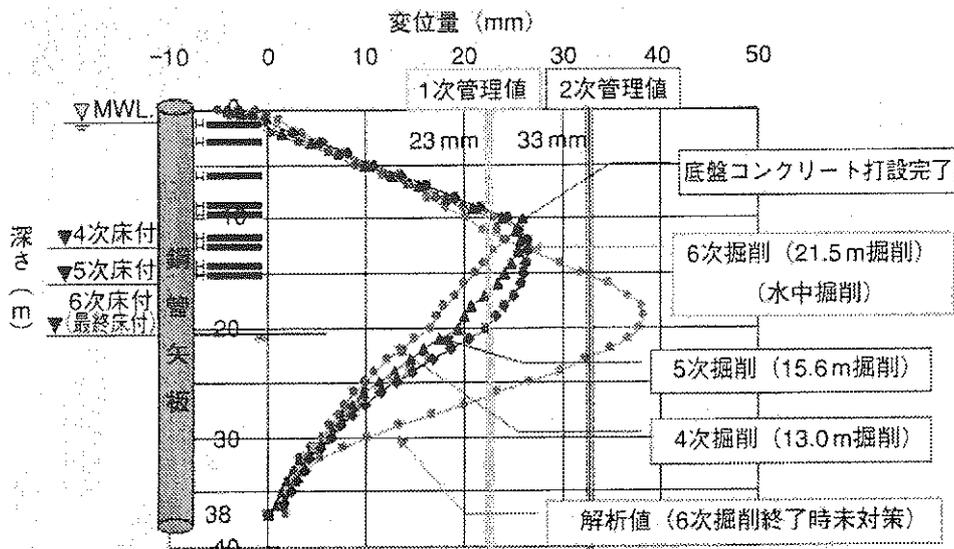


図4-5-5-19 P1橋脚計測結果(4次掘削から掘削完了)

② 上部工

ア、上部工の形状

上部工は、3径間連続鋼床版低床式下路トラス橋で、諸元を表4-5-5-5に示す。

イ、構造上の工夫・特徴

長スパン橋りょうであるため、以下のような点を工夫し、鋼材減少を図るとともに、景観にも配慮した。

1) 下弦材と鋼床版を一体化した低床式

表4-5-5-5 橋りょう諸元

形式	3径間連続鋼床版低床式下路トラス橋
線数	複線
軌道構造	道床式
列車荷重	M-15
スパン	127.60+192.85+127.60=448.05
主構間隔	8.4m(終点方橋台付近のみ8.5m)
主構高	側スパン13~16m・中央スパン16m
鋼重	約4760t
平面線形	終点方側スパンの一部に緩和曲線あり

下路トラス橋であり、鋼床版にも軸力を分担させ、下弦材断面の経済化を図った。

2) トラスの格点構造は、通常のカセットによる2面添接に対し応力伝達を考慮した4面添接とした。

3) 1 支承当り鉛直反力が橋脚上で最大 23000KN となるため、支承構造を水平力分散構造とし、大規模地震時 (L2 相当) でのせん断ひずみに耐え得る構造とした。(写真 4-5-5-25)。

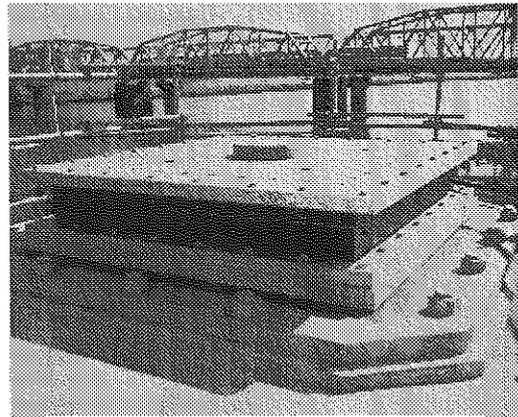


写真 4-5-5-25 ゴム沓

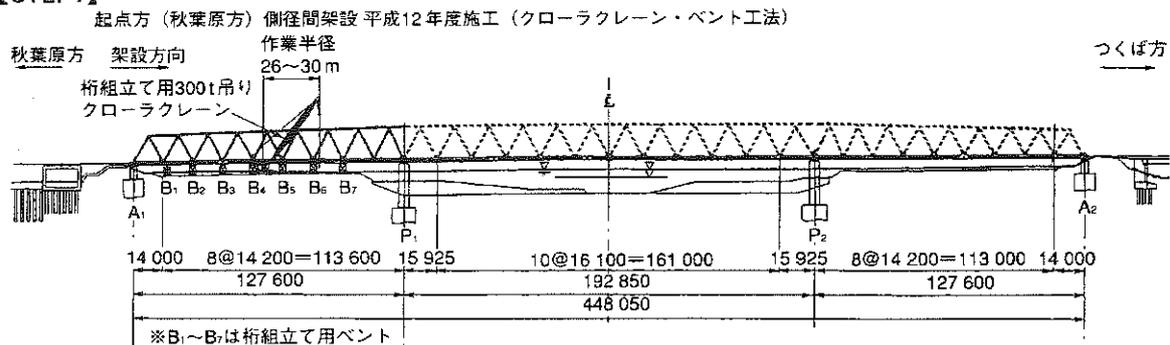
4) 高水敷に運動公園などがあることから、周辺環境に合った明るい色彩を取り入れ、耐候性鋼材に着色型鍍安定化処理を施した。

③ 桁架設

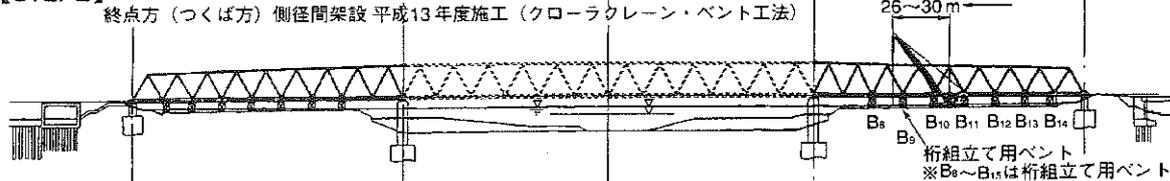
ア、架設の順序と工法 (図 4-5-5-20~21)。

- 1) ステップ 1 (秋葉原方側径間架設) : クローラクレーン
- 2) ステップ 2 (つくば方側径間架設) : クローラクレーン
- 3) ステップ 3 (中央側径間架設) : トラベラクレーンによる張出し工法

【STEP1】



【STEP2】



【STEP3】

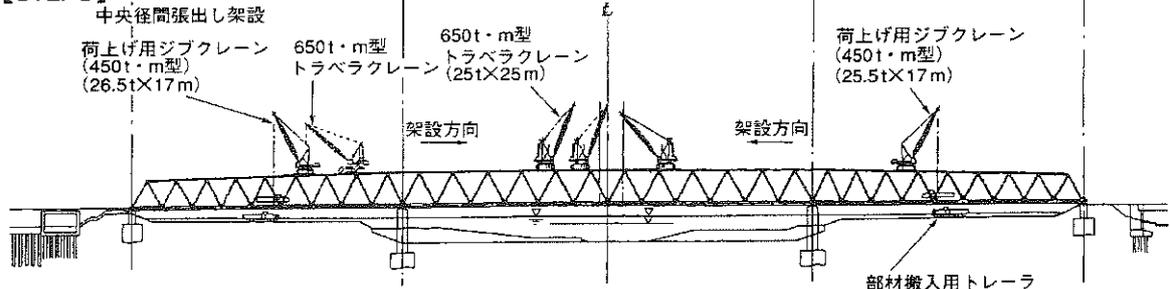


図 4-5-5-20 架設要領図①

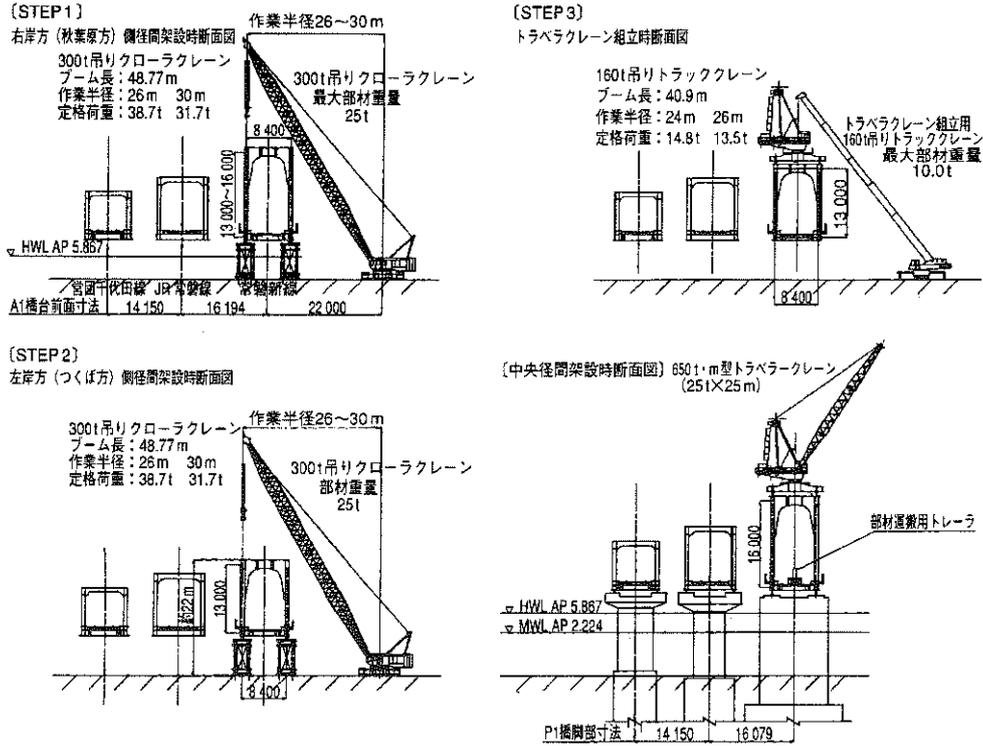


図 4-5-5-21 架設要領図②

イ、架 設

- 1) 架設は、河川占用条件により、第1 濁水期（平成 12 年 11 月～平成 13 年 5 月）に秋葉原方側径間を、第2 濁水期（平成 13 年 11 月～平成 14 年 3 月）につくば方側径間を施工した。
- 2) 引き続き中央径間の架設を行うため、平成 14 年 3 月より、両側径間上弦材上に架設クレーン（650 t 型トラベラクレーン）及び荷揚げクレーン（450 t 型ジブクレーン）を設置し、張出し架設を行った。張出し架設は、下弦材→斜材→上弦材→鋼床版や上横溝の順に架設し、これを 1 パネルとして順次架設し、中央径間中央部にて桁閉合（平成 14 年 7 月）した。
- 3) 閉合後は、各支点において所定の位置まで降下作業を行い、ゴム沓と桁とを連結し、温度及び残キャンバーによる移動量を算定し、ゴム沓に与変形を与えた。

これらの閉合から、支点降下の一連の作業は、張出し架設に伴う片持ち梁系の主構応力を支点降下によって完成系である 3 径間連続桁系に残留させないモーメント連結法の採用手順となる（表 4-5-5-6）。

ウ、中央径間の閉合

中央径間架設の最終段階となる閉合作業の手順は次のとおりである（図 4-5-5-22、4-5-5-23）。

	変位図	曲げモーメント図	備 考
桁降下前 (閉合直後)			架設系の曲げモーメントが作用
桁降下後			上図の状態に桁降下に伴う曲げモーメントが加算され、結果として3径間連続梁系の曲げモーメントが作用

表 4-5-5-6 モーメント連結法の概要

併合は、下弦材（30～32）→斜材（30～31）→斜材（31～32）→上弦材（31～33）→上弦材（29～31）→鋼床版（30～32）→上横溝（29～33）の順序により落とし込み閉合を行った。

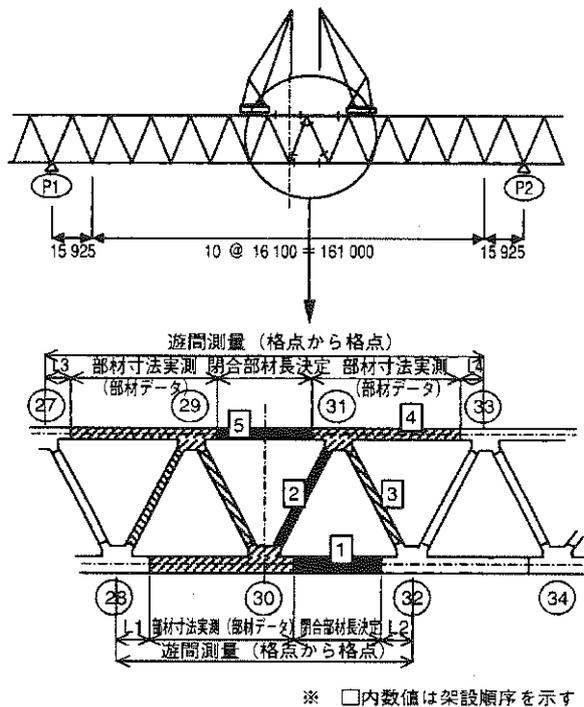


図 4-5-5-22 閉合要領図

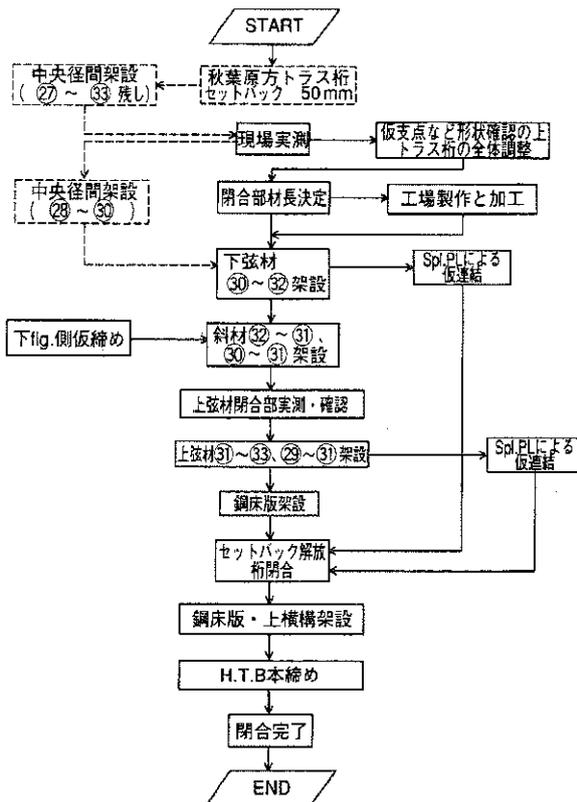


図 4-5-5-23 閉合作業フローチャート

エ、架設精度管理

架設精度管理は、1パネルの架設完了ごとにたわみ、高さ及び通りを調査した。

- 1) 架設時のトラス桁のたわみ量を求めるため、鋼重と実際に載荷する架設材を想定した荷重状態での構造解析（立体骨組構造）を行った。
- 2) 上記より求めた解析値よりステップごとの値を求め、これを計画値として管理した。
- 3) 管理限界値は、中央スパン長が 192.5m と長くキャンバー許容値が $\pm 100\text{mm}$ を超えるため、中央径間閉合直前で鉛直・水平相対差 $\pm 50\text{mm}$ とした。これは、構造解析よりトラス桁の変位量の許容限界値である。
- 4) 結果として、閉合時の相対差は鉛直・水平ともに数mmの値であった。また、桁を降下（応力導入）し、各支点の調整後の最終高さ誤差は、最大で $+26\text{mm}$ （桁中央部）であった。

オ、架設時の支点構造

架設完了後の本設沓への盛替えが困難なことから、架設時はすべての支点で本設沓上にサンドルを設置し、その上に架設沓を設けることで橋全体を支持するものとした（図 4-5-5-24）。

架設沓の構造決定にあたっては、次のことに配慮した。

- 1) 本設沓（ゴム沓）上にサンドル架台を設け、鉛直荷重が一様に分散し、偏荷重が発生しない構造とする。
- 2) 架設時に作用する水平力に対しては、本設沓の周囲 4 面をジャッキングブラケットで受けて固定することにより、有害なせん断変形が起きない構造とする。

3) 架設用杓は、橋体の変形に追従できるように回転機能を有する構造とする。

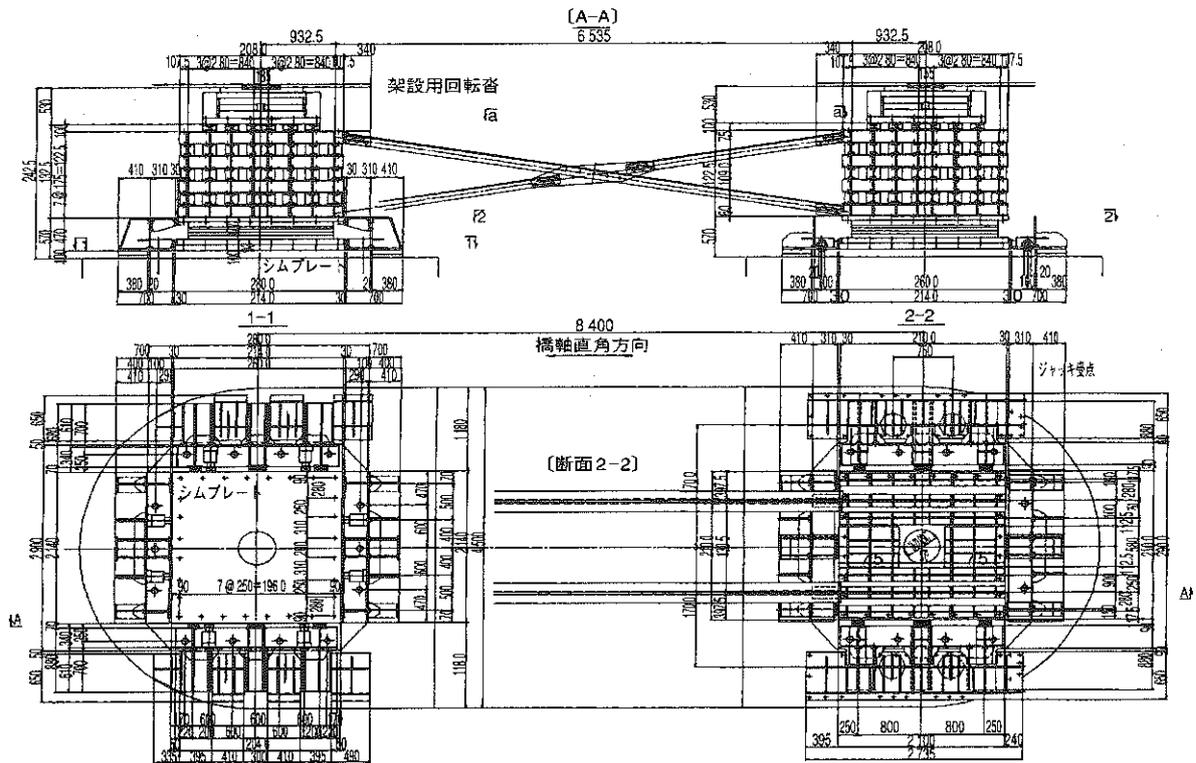


図 4-5-5-24 橋脚部の架設時支点構造

カ、架設時の安全性の確認

架設時、側径間部は単純桁系となり、また中央径間部は張出し架設系となるため、各構造系において、以下の内容について事前に架設計算を実施し、安全性を確認した。

- 1) 完成系が 3 径間連続桁に対して、側径間部の完成時は単純桁系となるため、単純桁として主応力部材の応力照査を行い、応力的な安全性を確認した。
- 2) スパン中央部で閉合直前は、張出した先端に閉合部材を吊ったトラベラクレーンが載荷されたゲルバー桁系になり、中間支点到大きな負曲げが発生することや、端支点到は上揚力が発生する可能性があることから、それぞれについて主構造部材の応力照査、橋体の転倒に対する安全照査を実施し、安全であることを確認した。
- 3) 部材応力の計測点を各径間の支点中央部と中間支点部の上下弦材及び鋼床版について行い、ステップごと、閉合前後、桁降下前後について計測し、解析値に対して実測値が下回ったことから安全であることを確認した。
- 4) 桁降下による応力導入も確認し、「モーメント連結法の妥当性」を確認した。

(4) 安全対策

① 営業線近接施工

近接する JR 常磐線に工事用列車接近警報機器、工事用列車防護装置の設置及び施工箇所ごとに列車見張員、重機誘導員を配置した。

中央径間の張出し架設用トラベラクレーンは全旋回仕様であるため、営業線への旋回を制限するための制限装置を装備するとともに、転落防止金具を設置した。

② 航行船舶の安全確保

河川の航路上となる中央径間部の張出し架設にあたっては、架設ステップに応じた作業区域に手動式の防護工を設置した（写真 4-5-5-26）。



写真 4-5-5-26 移動防護工

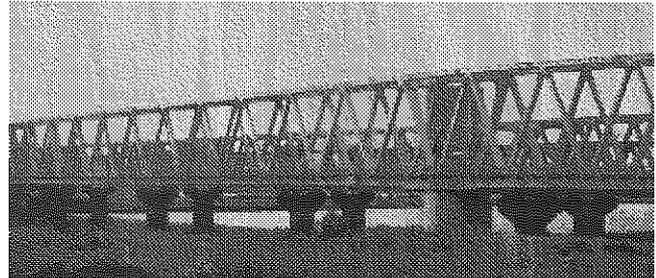


写真 4-5-5-27 荒川橋りょう完成

荒川橋りょう工の下部工は、平成 9 年 11 月より工事に着手し、平成 12 年 5 月に完了、上部工は、平成 12 年 11 月より工事に着手し、平成 14 年 7 月末に中央部にて閉合を完了した（写真 4-5-5-27）。

4. 江戸川橋りょう（西工区）

(1) 概要

江戸川橋りょう（秋葉原起点 20 km 358m～20 km 776m、L=418m）は、埼玉県三郷市と千葉県流山市の県境に位置する江戸川に架かる 4 径間連続下路トラスである。三郷中央駅と南流山駅的位置関係及び江戸川をできるだけ直角で渡河するルートのため、起点側 R=800m、終点側 R=1,100m の S 字を描くトラス桁となっている。両側径間部は河川高水敷部、中央径間部は全て流水部の工事となった。



写真 4-5-5-28 江戸川橋りょう（右岸下流側から上流方を）

本工事は、4 径間連続下路トラスの内、埼玉県三郷市側 2 径間部（L=209m）の鉄桁製作・運搬と 1 径間（L=114m：10 パネル分）の架設及び橋面工の施工である。

主な工事数量としては、鉄桁製作運搬及び同架設各 1 連、床版鉄筋コンクリート 336 m³、耳桁鉄筋コンクリート 89 m³、制振コンクリート 43 m³、支点横桁充填コンクリート 44 m³、防音壁 221m であり、工事着手は平成 13 年 3 月、しゅん功は平成 14 年 12 月である。

本工事の特徴としては、以下の点が上げられる。

- ① 通年による河川内工事であるが、鉄桁架設を濁水期施工、橋面工種を出水期施工とし、河川管理上の配慮のもとで施工した。
- ② 縦桁及び横桁は、完成後における環境保全対策上より、騒音・振動軽減のために腹板面に制振コンクリートを施工した。また、始点箱桁においてもコンクリート充填を行なった。
- ③ 架橋部は江戸川河川敷部に当たるが、グラウンド整備が施され、多目的な広場が近接することとなるため、景観に配慮した塗装を施した。
- ④ 中間橋脚は高水敷部に当たるが、支承点検のため、橋面より移動可能なように点検扉・橋脚手摺及びタラップを設置した。
- ⑤ 完成形においては4径間連続トラスであるが、東西2工区での施工となっているため、橋体閉合を行なった。
- ⑥ 支承形式において、橋体閉合時での作業スペース確保及びゴム沓の施工作業性を考慮し、ペDESTアルフレームを採用した。

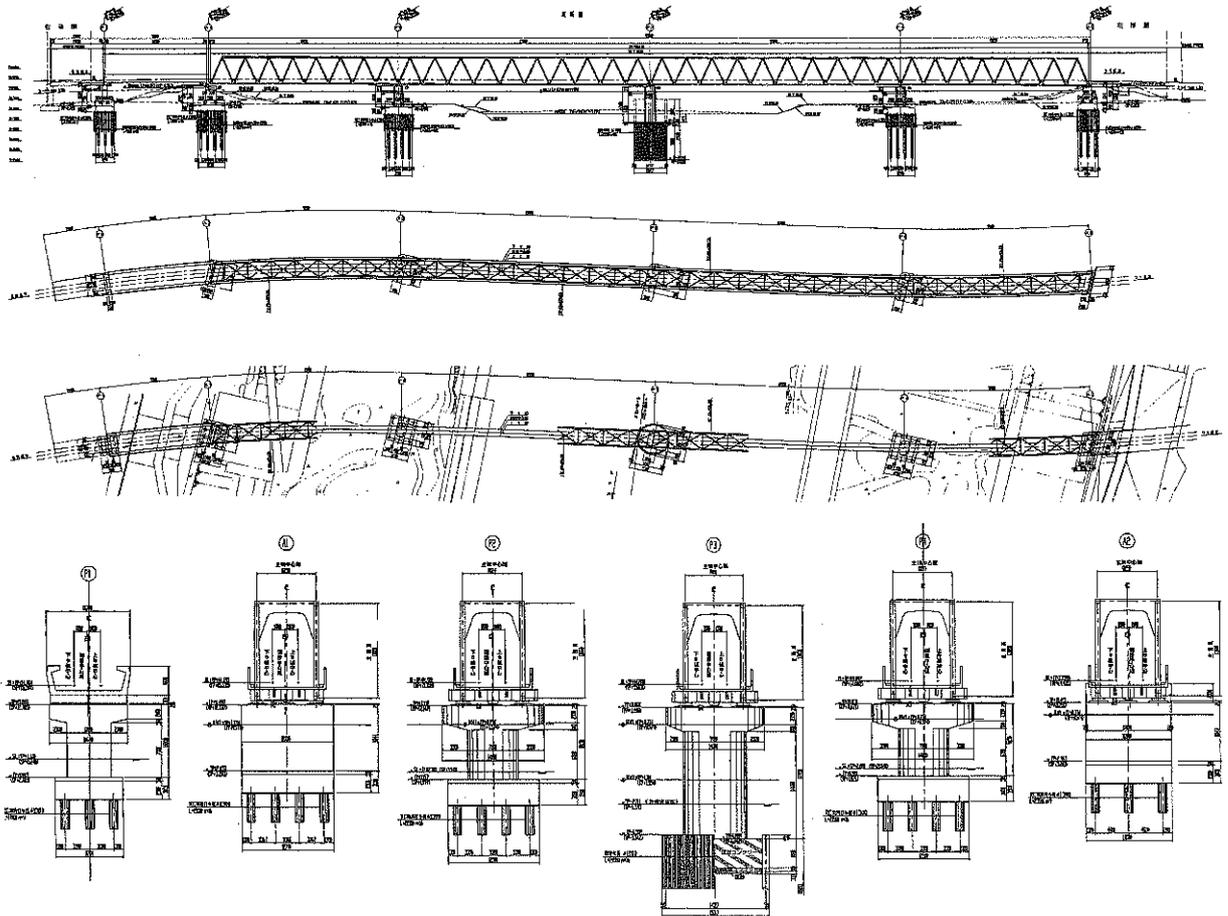


図 4-5-5-25 全体図

(2) 施工

江戸川橋りょうは、4径間連続下路トラス形式で、両側径間は江戸川河川高水敷部、中央径間部は全て流水部であることから、側径間部をベント・トラッククレーン架設、中央径間をトラベラークレーン張出し架設工法によった。本工区は埼玉県三郷側径間部 A1～P2 間 (L=114

m : 10 パネル分) の鋼桁架設 (濁水期でのベント・トラッククレーン架設) 及び橋面床版工の施工である。

工事全体の施工フローを図 4-5-5-26 に示す。

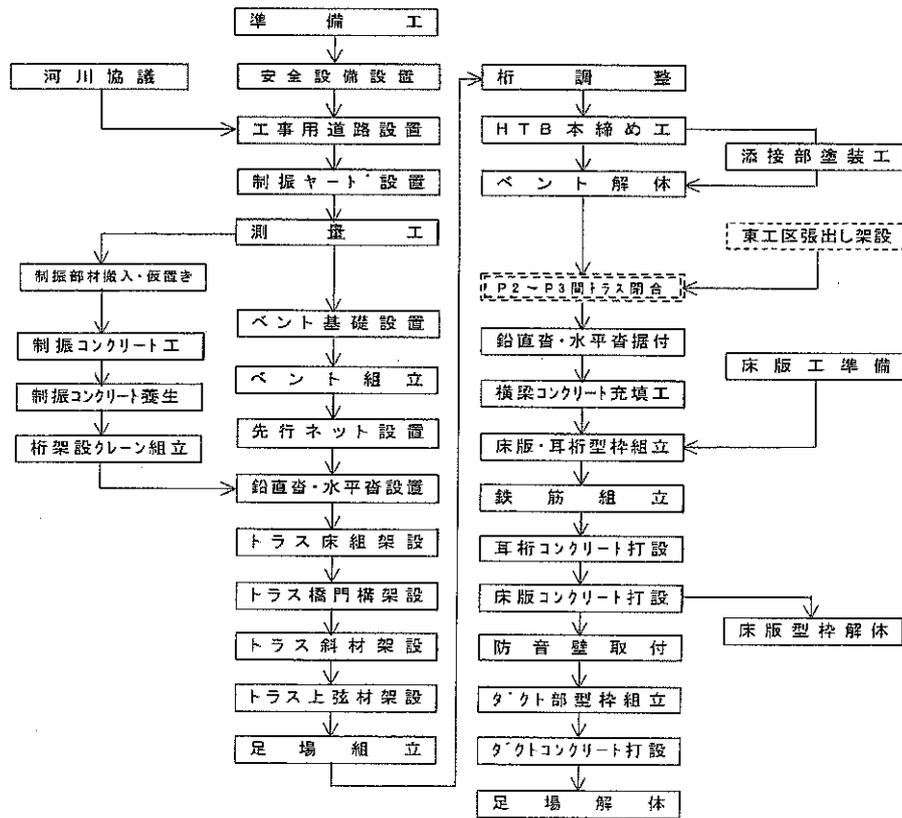


図 4-5-5-26 施工フローチャート

① 昇降設備・ベント基礎

当該鋼桁の架設地は江戸川の高水敷部であり、クレーンの進入も可能であったため、濁水期にベント・トラッククレーンを使用して施工した。(図 4-5-5-33 参照)

ア、昇降設備

1) 橋脚昇降設備

測量作業及び桁架設時の橋脚上への昇降のため、P2 橋脚にビティー形式からなる昇降設備を 1 基設置した。

2) 橋脚・橋台上手摺設備

橋脚上での作業時の転落防止のため、手摺設備を設置した。また、トラス架設後、桁下吊足場と接続した。

イ、ベント基礎工

仮受けのため、ベント基礎を 7 基設置した。

1) コンクリート張ブロック基礎

A1 橋台側は、コンクリート張ブロックであったため、土嚢積み形式による鋼板基礎とした。(B1・B2・B3 : 3 基分)

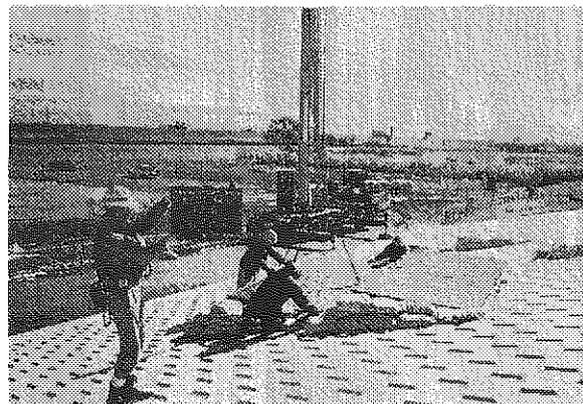


写真 4-5-5-29 ベント基礎工設置状況

2) 高水敷部基礎

高水敷部は、通常の鋼板基礎とした。
(B4・B5・B6・B7：4基分)

ウ、ベント組立工

- 1) 材料搬入時に材料検収を行ない、ベント組立前に組立位置を測量した。
- 2) 組立は測量墨を基準とし、P2 より A1 方向 (B7, 6, 5, 4, 3, 2, 1) とし、25 t 吊油圧クレーンにて行なった。
- 3) ベント組立時、昇降梯子及び墜落防止としてセーフティーロックを設置した。
- 4) 組立完了時にはボルト締結状況を点検し、ベント組立完了後、墜落防止用に先行ネットを施工した。

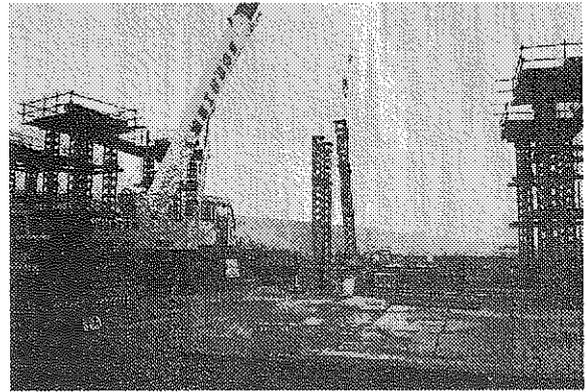


写真 4-5-5-30 ベント組立状況

② 支承工

支承工は、鉛直荷重を支持するゴム沓(分散型)と、移動制限する水平沓の2タイプとした。また、ゴム沓形式において、東西トラス閉合のための作業スペース確保及び施工時の作業性を配慮して、ペDESTALフレーム方式とした。

ア、桁架設に際しては、予め鋼桁架設完了後の支承の固定方法及び固定時の変位量について検討を行なった。

鋼桁架設完了後に支承を固定する場合、主桁に床版コンクリート・バラスト等の死荷重分のキャンバーが残された状態で支承を固定することとなる。

これにより、橋りょう完成時点において、主桁は残キャンバーにより橋軸方向に変位することとなるため、この変位量を考慮して支承を固定する必要がある。

また、桁の標準温度 20℃に対する支承固定時の温度との差による桁の伸縮量も考慮することとした。

1) 残死荷重による桁変位量の算出

本橋りょう設計図面の応力表より、残死荷重による各支点の橋軸方向変位量は次表のとおりであった。なお、起点側への変位を (-)、終点側への変位を (+) としている。

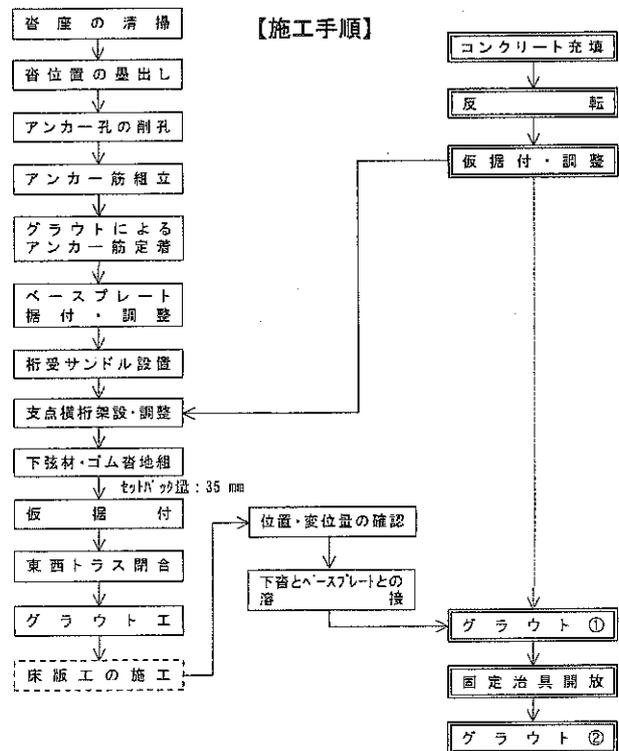


図 4-5-5-27 支承工施工フローチャート

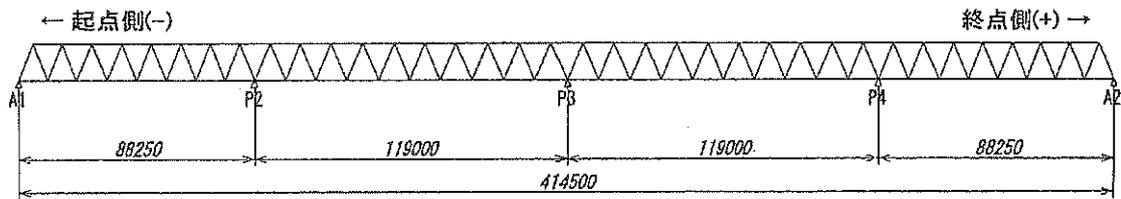


図 4-5-5-28 桁変位量概要図

表 4-5-5-7 桁変位量算出表

		A1	P2	P3	P4	A2
残 死 荷 重	① 防音工(RC耳桁)	+0.9	+0.3	0.0	-0.3	-1.0
	② 床版・勾配コンクリート	+5.2	+1.7	+0.4	-1.4	-5.2
	③ 地覆・ダクト・バラスト止め	+0.7	+0.3	0.0	-0.3	-0.7
	④ バラスト	+3.8	+1.6	+0.1	-1.4	-4.0
	⑤ 軌道	+0.3	+0.1	0.0	-0.1	-0.3
	⑥ 防音壁・ケーブル	+1.0	+0.5	0.0	-0.4	-1.0
合 計		+11.9	+4.5	+0.5	-3.9	-12.2

2) 温度変化による桁伸縮量の算出

1°C当たりの温度変化に伴う桁の伸縮量 (S) は、下記の式により算出した。

なお、本橋の伸縮中立軸は P3 とする。

$$S_{1\sim5} = d \times L \quad d: \text{熱膨張係数 } (12 \times 10^{-6})$$

$$L = \text{支間長}$$

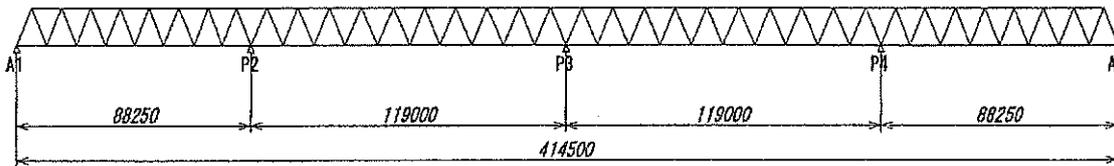


図 4-5-5-29 桁伸縮量概要図

- A1 橋台 $S_1 = d \times L = 12 \times 10^{-6} \times (88250 + 119000) = 2.5 \text{ mm}$
- P2 橋脚 $S_2 = d \times L = 12 \times 10^{-6} \times 119000 = 1.5 \text{ mm}$
- P3 橋脚 $S_3 = d \times L = 12 \times 10^{-6} \times 0 = 0.0 \text{ mm}$
- P4 橋脚 $S_4 = d \times L = 12 \times 10^{-6} \times 119000 = 1.5 \text{ mm}$
- A2 橋台 $S_5 = d \times L = 12 \times 10^{-6} \times (119000 + 88250) = 2.5 \text{ mm}$

3) 支承固定時変位量の算出

ゴム沓は、標準温度 20°C で全死荷重載荷時に中心線が一致することを目標に据付けなければならない。したがって、ゴム沓固定時の気温と残死荷重 (残キャンバー) による中心線のズレ量 (変位量) を以下の通り算出した。

$$\text{中心線のズレ量} = \text{気温による桁の伸縮量} + \text{残死荷重による変位量}$$

表 4-5-5-8 支承変位量算出表

気温	A1	P2	P3	P4	A2	気温	A1	P2	P3	P4	A2
-10	86.9	49.5	0.5	-48.9	-87.2	21	9.4	3.0	0.5	-2.4	-9.7
-9	84.4	48.0	0.5	-47.4	-84.7	22	6.9	1.5	0.5	-0.9	-7.2
-8	81.9	46.5	0.5	-45.9	-82.2	23	4.4	0.0	0.5	0.6	-4.7
-7	79.4	45.0	0.5	-44.4	-79.7	24	1.9	-1.5	0.5	2.1	-2.2
-6	76.9	43.5	0.5	-42.9	-77.2	25	-0.6	-3.0	0.5	3.6	0.3
-5	74.4	42.0	0.5	-41.4	-74.7	26	-3.1	-4.5	0.5	5.1	2.8
-4	71.9	40.5	0.5	-39.9	-72.2	27	-5.6	-6.0	0.5	6.6	5.3
-3	69.4	39.0	0.5	-38.4	-69.7	28	-8.1	-7.5	0.5	8.1	7.8
-2	66.9	37.5	0.5	-36.9	-67.2	29	-10.6	-9.0	0.5	9.6	10.3
-1	64.4	36.0	0.5	-35.4	-64.7	30	-13.1	-10.5	0.5	11.1	12.8
0	61.9	34.5	0.5	-33.9	-62.2	31	-15.6	-12.0	0.5	12.6	15.3
1	59.4	33.0	0.5	-32.4	-59.7	32	-18.1	-13.5	0.5	14.1	17.8
2	56.9	31.5	0.5	-30.9	-57.2	33	-20.6	-15.0	0.5	15.6	20.3
3	54.4	30.0	0.5	-29.4	-54.7	34	-23.1	-16.5	0.5	17.1	22.8
4	51.9	28.5	0.5	-27.9	-52.2	35	-25.6	-18.0	0.5	18.6	25.3
5	49.4	27.0	0.5	-26.4	-49.7	36	-28.1	-19.5	0.5	20.1	27.8
6	46.9	25.5	0.5	-24.9	-47.2	37	-30.6	-21.0	0.5	21.6	30.3
7	44.4	24.0	0.5	-23.4	-44.7	38	-33.1	-22.5	0.5	23.1	32.8
8	41.9	22.5	0.5	-21.9	-42.2	39	-35.6	-24.0	0.5	24.6	35.3
9	39.4	21.0	0.5	-20.4	-39.7	40	-38.1	-25.5	0.5	26.1	37.8
10	36.9	19.5	0.5	-18.9	-37.2	41	-40.6	-27.0	0.5	27.6	40.3
11	34.4	18.0	0.5	-17.4	-34.7	42	-43.1	-28.5	0.5	29.1	42.8
12	31.9	16.5	0.5	-15.9	-32.2	43	-45.6	-30.0	0.5	30.6	45.3
13	29.4	15.0	0.5	-14.4	-29.7	44	-48.1	-31.5	0.5	32.1	47.8
14	26.9	13.5	0.5	-12.9	-27.2	45	-50.6	-33.0	0.5	33.6	50.3
15	24.4	12.0	0.5	-11.4	-24.7	46	-53.1	-34.5	0.5	35.1	52.8
16	21.9	10.5	0.5	-9.9	-22.2	47	-55.6	-36.0	0.5	36.6	55.3
17	19.4	9.0	0.5	-8.4	-19.7	48	-58.1	-37.5	0.5	38.1	57.8
18	16.9	7.5	0.5	-6.9	-17.2	49	-60.6	-39.0	0.5	39.6	60.3
19	14.4	6.0	0.5	-5.4	-14.7	50	-63.1	-40.5	0.5	41.1	62.8
20	11.9	4.5	0.5	-3.9	-12.2						

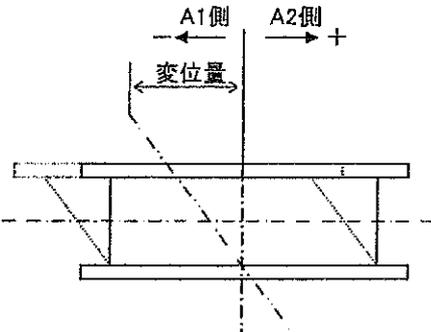


図 4-5-5-30 支承変位量算出概要図

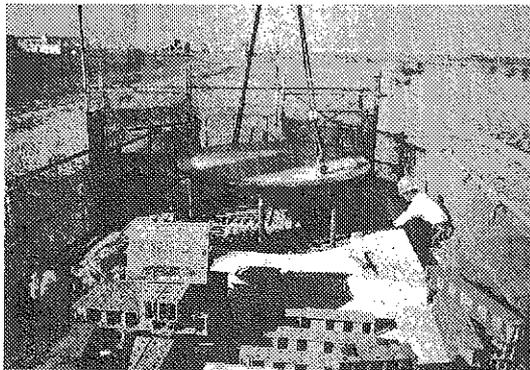


写真 4-5-5-31 ベースプレート据付状況 (P2)

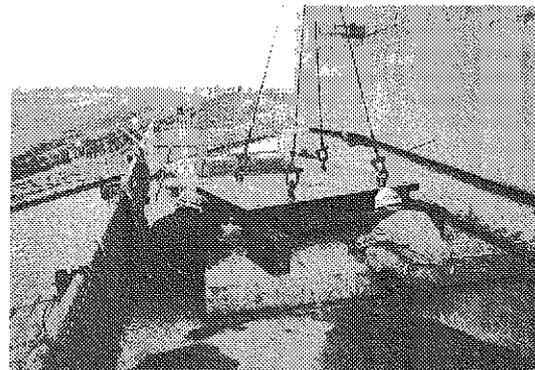


写真 4-5-5-32 水平杓据付状況 (A1)

③ 桁架設工

ア、準備工

- 1) 桁架設に先立ち、ベント上にサドル及びライナープレートで高さを調整して、桁位置をマークした。
- 2) 中間橋脚では、ライナー調整したゴム沓と横桁で構成した。
- 3) 架設に使用する大型クレーンの県道草加・流山線からの搬出入に際し、河川管理道路通用門が支障となったため、一時的な撤去・復旧作業を行なった。
- 4) 使用クレーンについては、部材重量及び地形条件より必要作業半径を算定し、下表に基いて 360 t 吊油圧クレーンに決定した。

表 4-5-5-9 使用クレーン選定表

種 別	クレーン機種	単位	数量	備考
A1 杓据付	200t吊油圧クレーン	台	1	ヘビーリフト
A1 端横梁架設	360t吊油圧クレーン	台	1	ヘビーリフト
A1 端部トラス架設	200t吊油圧クレーン	台	1	
トラス一般部	100t吊クローラークレーン	台	1	

イ、桁材荷卸しは、工場付け吊金具を使用し、架台上に仮置きした。その際、ウエス及びフィルム等にて養生し、塗装面に損傷のないように注意して作業した。

ウ、桁架設は、工程を勘案し、図 4-5-5-31 に示すフローに、また、トラス部材組立順序は図 4-5-5-32 に示すフローに従ってそれぞれ行なった。

- トラス部材組立順序を右記手順に従って行なった。
- 1) 部材添接は、所定量のドリフトピン及び仮締めボルトにて行なった。
 - 2) 桁架設完了後、油圧ジャッキを用いてキャンバー調整を行なった。

なお、P2 及び P3 間において桁閉合となったため、同箇所においては高力ボルト締付完了後に下表のとおり上越し形状とした。

表 4-5-5-10 上越し量表

箇所	単位	下線主構	上線主構	備考
A1	mm	18	0	
P2	mm	330	314	

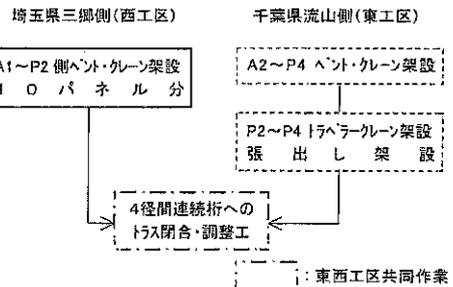


図 4-5-5-31 桁架設フローチャート

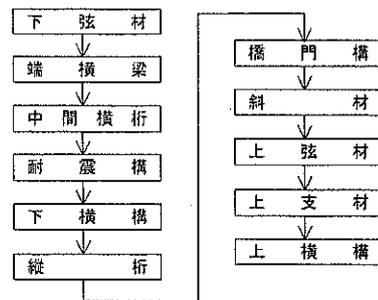
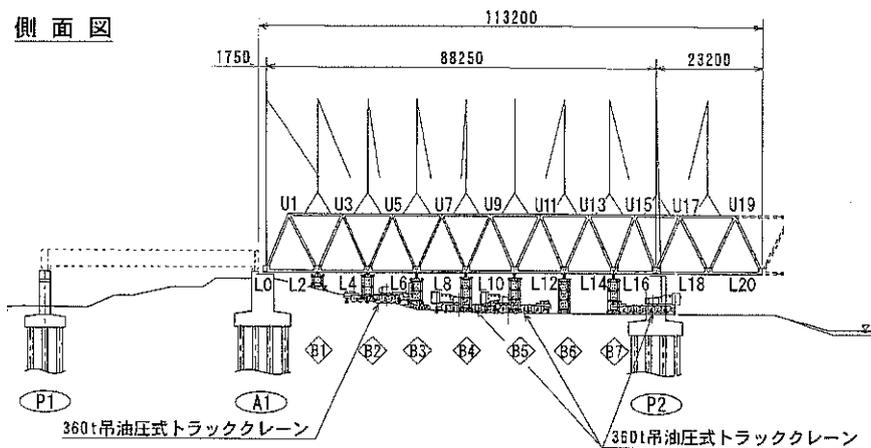
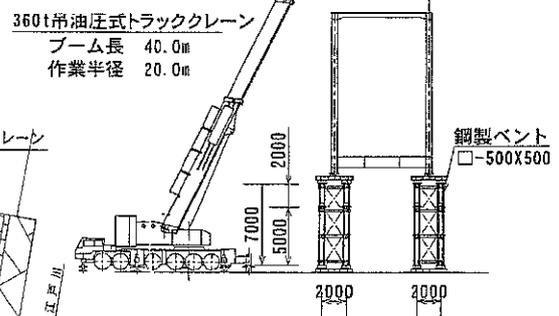


図 4-5-5-32 トラス部材組立フローチャート

側面図



断面図



平面図

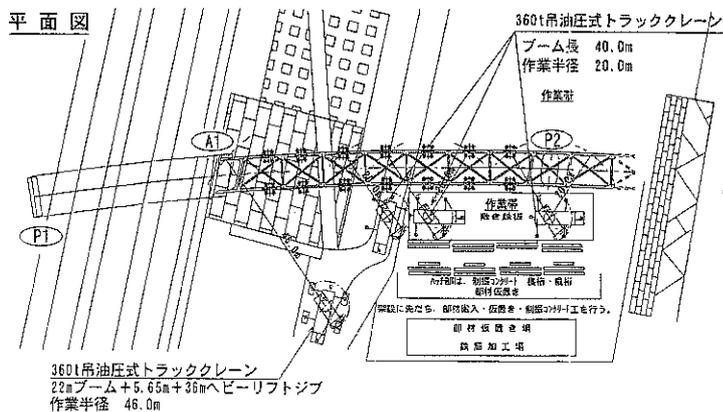


図 4-5-5-33 桁架設計画図

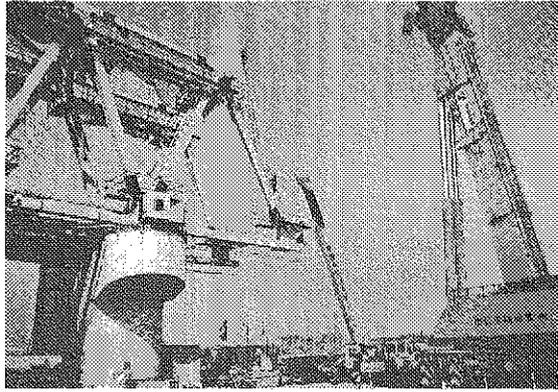


写真 4-5-5-33 トラス張出し架設状況

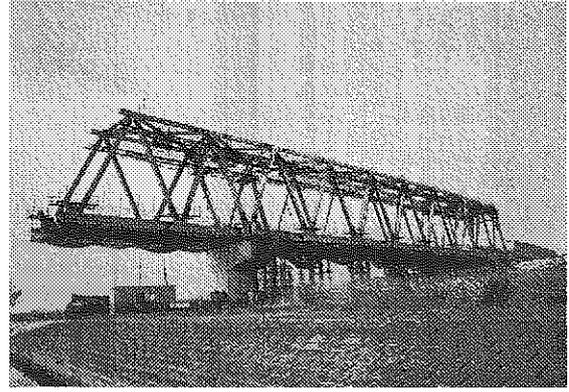


写真 4-5-5-34 トラス架設完了

④ ベント解体工

桁の調整及びHTB締付完了検査後、ベント解体を行なった。

ア、P2上でのジャッキアップにより、各ベントでの撤去スペースを確保した。

イ、各ベント上部材のサンドル・上梁を先行撤去した。

ウ、ベント支柱材の解体を25t吊油圧クレーンにて行なった

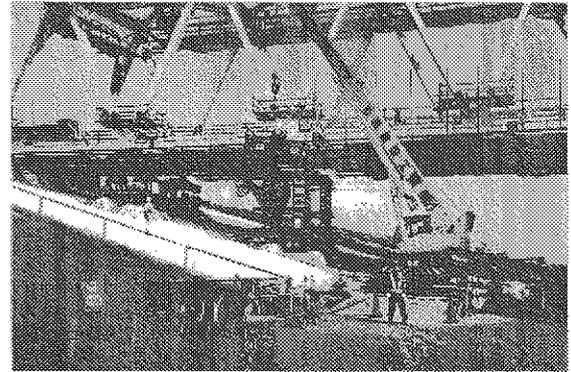


写真 4-5-5-35 ベント上梁撤去状況

⑤ 現場塗装工

本橋における現場塗装については、「土木工事標準示方書（昭和62年8月1日 総裁通達第15号）」・「鋼構造物塗装設計施工指針（平成9年）」・「無塗装鋼鉄道橋設計施工の手引き（昭和62年6月）」に準拠して施工した。なお、本橋では耐候性無塗装鋼材を使用し、外面には景観塗装を施工した。

表 4-5-5-11 現場塗装数量表

現場塗装箇所		単位	数量	備考
添 接 部	1) 一般外面	m ²	514.2	錆安定化处理
	2) 箱桁内面	m ²	116.6	FF-3
	3) 特殊外面(桁端部)	m ²	2.7	H-3
	4) 橋門構タラップボルト頭部	m ²	0.8	
	5) 沓溶接部	m ²	4.6	EE-2

外 面	①-a: 一般部(ラスコール小鋼板貼付)
	①-b, c: 溶接部
内 面	②-d: 内面(EE-2)
	②-e, c: 溶接部
特 殊 外 面	③-f: 桁端部(H-2)
	③-g, c: 溶接部
制振材貼付面	④-h: 制振材貼付面(ラール2回)
コンクリート 接触面	⑤-i: 一般部(防腐シンプライマ)
	⑤-j, c: 溶接部
コンクリート 冠縁部	⑥-j: 冠縁部(防腐シンプライマ)
め っ ぎ 部	⑦-i, c: 溶接部
	⑦-k: 端子(めっき4重リフレクション)
床版メジ部	⑧-l: 床版メジ部(EE-2)

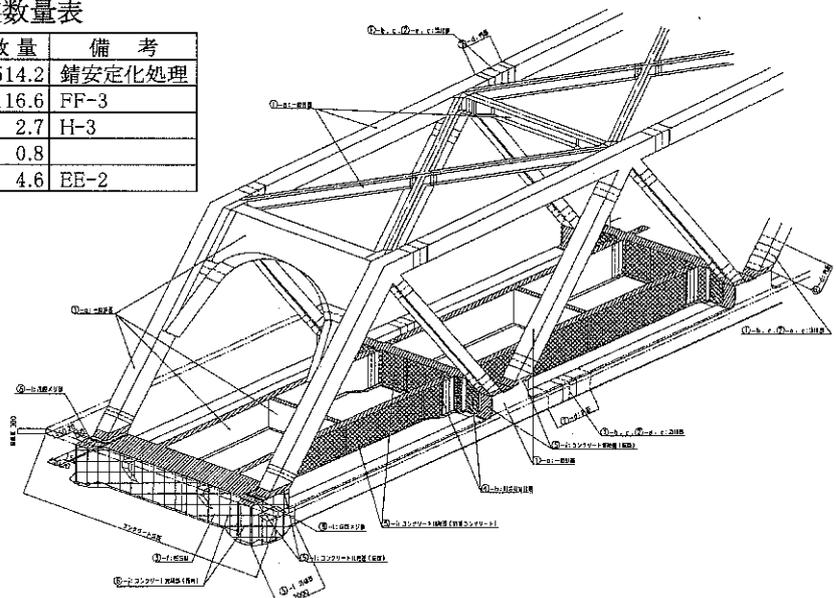
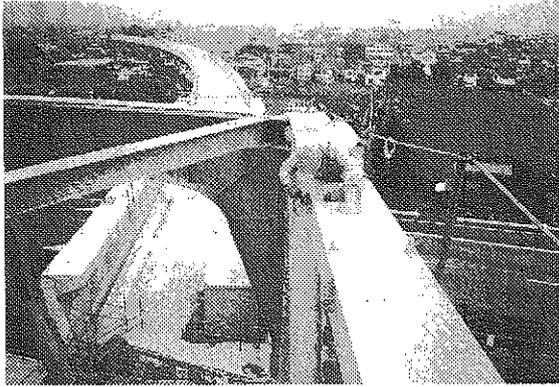
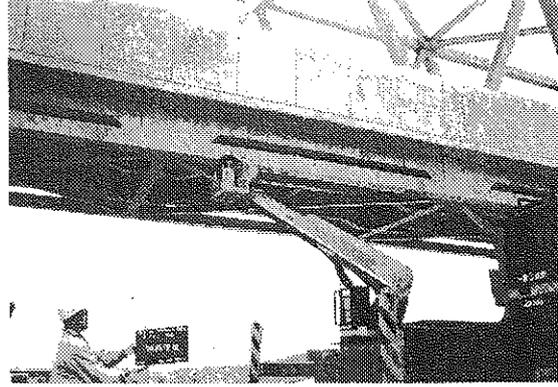


図 4-5-5-34 塗装区分図



梁上



桁下

写真 4-5-5-36 塗装状況

⑥ トラス閉合工

東西両工区による桁架設後、4 径間連続トラス形成のため、工区境の U19～L20 側添接位置にてトラス閉合を行なった。なお、閉合作業については東西両工区共同で行なった。

ア、西工区での作業内容

- 1) トラス閉合形状の形成及び状況によるジャッキアップ・ダウン作業 (A1 及び P2 での上越し)

設備内容

- ・ A1→200 t 鉛直ジャッキ 2 台 (主)
- ・ P2→200 t 鉛直ジャッキ 4 台 (主) + (100 t 鉛直ジャッキ 2 台 : 補助)

- 2) 10 パネルの A1 側へのセットバック・セットフォア作業 ($\delta=35$ mm) 設備内容

- ・ A1→200 t スライドジャッキ 2 台
- ・ P2→200 t スライドジャッキ 4 台

イ、閉合前トラス形状

- ・ 西側桁形状

ウ、調整作業

- 1) 高さは、A1・P2 設置のジャッキにより、東工区の桁高さに合わせた。
- 2) 通りは、東西トラス引合いにより、形状合わせを行なった。

⑦ ジャッキダウン工

東西両工区による桁閉合後、沓高さまでジャッキダウンを行なった。

なお、ジャッキダウンについては東西両工区の連携作業で行なった。

ジャッキダウン量及び反力は、表 4-5-5-13 のとおりである。

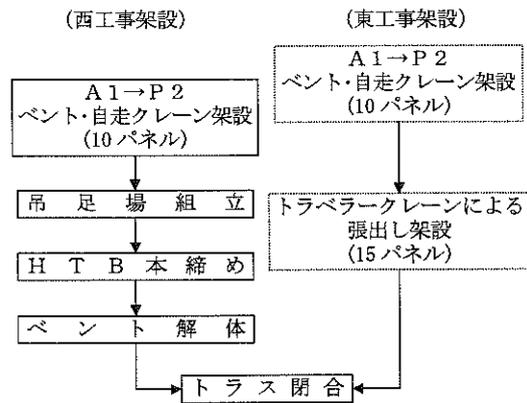


図 4-5-5-35 トラス閉合工フローチャート

表 4-5-5-12 西側桁形状表

項目	単位	上弦材	下弦材	備考
高さ	上り線	mm	-52	+: 西桁が上側
	下り線	mm	-50	
通り	上り線	mm	+20	+: 西桁が上流側
	下り線	mm	+23	

表 4-5-5-13 ジャッキダウン量及び反力

項目	単位	(1主構当り)					合計
		A1	P2	P3	P4	A2	
反力	t	142	264	652	286	136	1480
使用ジャッキ	t×台	200×1	200×2	500×2	200×2	100×2	
ジャッキダウン全量	mm	0	344	800	350	0	
STEP 1	mm	0	0	300	0	0	
STEP 2	mm	0	150	0	150	0	
STEP 3	mm	0	0	300	0	0	
STEP 4	mm	0	150	0	150	0	
STEP 5	mm	0	0	200	0	0	
STEP 6	mm	0	44	0	50	0	

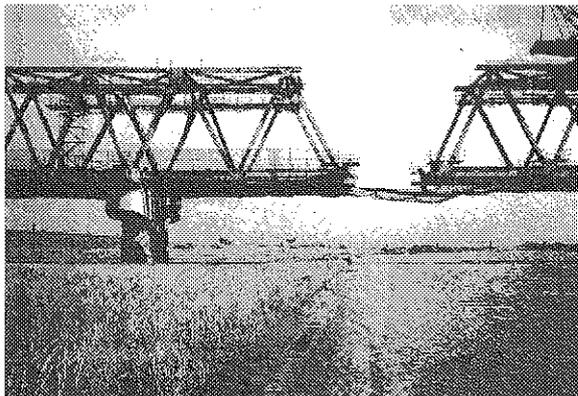
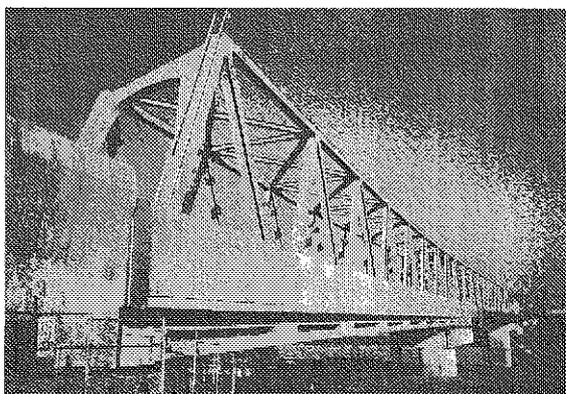


写真 4-5-5-37 トラス閉合前状況



写真 4-5-5-38 ジャッキダウン状況

江戸川橋りょう工事は、東西両工区の共同作業によるトラス閉合作業を終えた後、床版鉄筋コンクリート・耳桁鉄筋コンクリート・制振コンクリート等を施工し、それに引き続き防音壁取付け、ダクトコンクリート等の橋面工を施工して、平成14年12月しゅん功した。



全 景



橋 面

写真 4-5-5-39 完成時

5. 小貝川橋りょう

(1) 概要

秋葉原起点 34 km 500m付近～44 km 000m付近にかけての区間は、鉄道と並行（鉄道の両側）して、茨城県の重要プロジェクトであり、つくばエクスプレス（常磐新線）の沿線開発地区を結ぶ地域幹線道路となる「都市軸道路（都市計画道路、守谷・伊奈・谷和原線）」事業が進行している。その結果、小貝川橋りょう部分は鉄道と道路を一体構造とし、同時に整備することが平成6年3月に都市計画決定された。図4-5-5-36に位置を、写真4-5-5-40に周辺写真を示す。

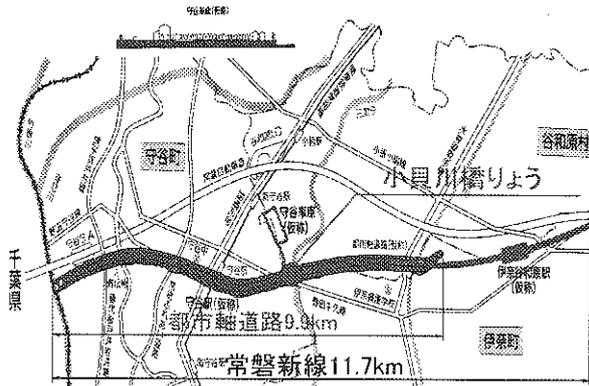


図4-5-5-36 位置図

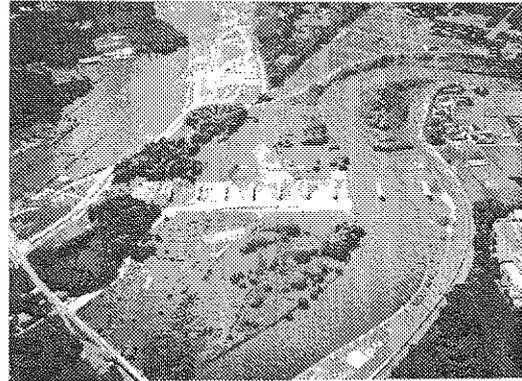


写真4-5-5-40 小貝川全景写真

したがって、秋葉原起点 39 km 610m50 に位置する小貝川橋りょう (L=467m) は、一級河川小貝川に架設するものであり、河川横断部は河川事前協議及び経済性の見地から、首都圏新都市鉄道と茨城県間で協議し、併用橋として建設することとなった。

渡河位置及び径間数等の計画については、次の要素に基づき決定した。

〔渡河位置〕

- ① 守谷駅周辺地区、守谷東地区及び伊奈・谷和原地区の宅地開発地域との整合を図る。
- ② 開発地域を極力短絡する線形とする。
- ③ 130 km/h 走行可能な線形とする。
- ④ 青木集落及び井関農機工場等を極力避ける線形とする。
- ⑤ 河川横断にあたっては、極力直角に近い角度とする。

〔径間数〕 9 スパン

- ① 流心部 3 スパン 70m程度のスパン
- ② 高水敷 基準径間長 (36.5m) 以上 6 スパン

〔河川阻害率〕 5%以下

橋りょう下部工は、「常磐新線と都市軸道路との併用橋となる小貝川橋りょう（下部工）の施行及び費用負担等に関する協定書」を鉄道公団と茨城県とで締結して工事に着手した。

工事費の負担については、道路と鉄道がそれぞれ単独橋とした場合の仮想設計を実施し、その割合を基本として併用橋に要する費用を双方で按分することとした。（鉄道 38.3%、道路 61.7%）これにより、鉄道及び道路双方とも単独で施工する場合よりも大幅な工事費の低減が図られた。

小貝川橋りょうは全体図（図 4-5-5-37）に示すように、延長 L=467m の橋りょうで、11 基の下部工のうち中央部 9 基が併用橋で、両端部 2 基が単独橋となっている。

基礎構造は、P9 及び P10 橋脚が鋼管矢板井筒で、他はオールケーシング工法による場所打杭である。

上部工については、鉄道は鉄筋コンクリート床版上路合成桁及び鉄筋コンクリート床版下路鋼トラスであり、道路は鉄筋コンクリート床版鋼板桁及び鉄筋コンクリート床版鋼箱桁となっている。

なお、施工時期は、通年施工ができないため渇水期（11月1日～5月31日）のみの施工であった。

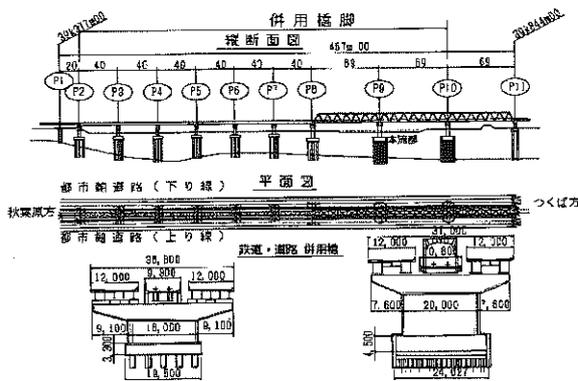


図 4-5-5-37 小貝川 B 全体図

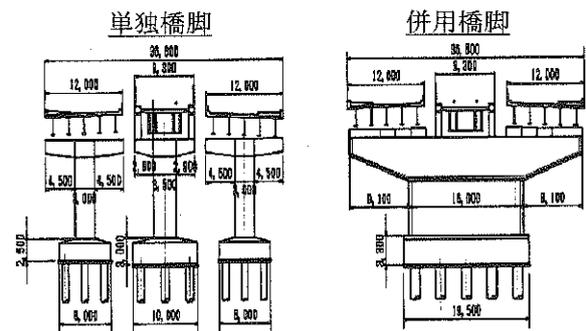


図 4-5-5-38 橋脚図

① 下部工の主な工事内容

- | | |
|---|-----------------------|
| 1) 根掘（素掘及び仮土留工）（P1～P8） | 19,600 m ³ |
| 2) 地盤改良（液状化対策（TOFT 工法））（P6～P8） | 1,960 m ³ |
| 3) 場所所打鉄筋コンクリート杭（P1～P8）
（オールケーシング工法 φ1000～φ1800、L=15.0m～27.0m） | 2,660m |
| 4) 橋脚基礎鉄筋コンクリート（P1～P10） | 7,180 m ³ |
| 5) 橋脚く体鉄筋コンクリート（P1～P10） | 10,300 m ³ |
| 6) 鋼管矢板井筒基礎 φ1000
（L=30.5m～35.5m：小判型 長径 24.0m 短径 12.7m） | 144 本 |
| 7) ディープウェル工（ケーシング φ350）（L=18.5m～37.4m） | 25 本 |
| 8) 工事用仮栈橋（L=106m B=8m 栈橋杭長=29.0m～40.0m） | 1 式 |
| 9) 工事用道路 | 1 式 |

第一渇水期では、工事用道路、場所打鉄筋コンクリート杭、地盤改良、根掘（P4、P5 及び P8 の鋼矢板打ち）、橋脚基礎鉄筋コンクリート（P4、P5）及び橋脚く体鉄筋コンクリート（P4、P5 の柱まで）までの工事を終了した。

第二渇水期では、前渇水期で残った部分の本体工事を完成させた。

② 上部工について

桁形式については、以下の通りである。（図 4-5-5-37～38）

1) 鉄道

- ・ 鉄筋コンクリート床版上路合成桁（幅員 9.30m～10.88m） 40.0m×6 連
- ・ 鉄筋コンクリート床版下路鋼トラス（幅員 10.80m～10.90m） 69.9m×3 連

2) 道路

- ・ 鉄筋コンクリート床版鋼鈹桁（幅員 12.0m×2） 40.0m×6 連
- ・ 鉄筋コンクリート床版鋼箱桁（幅員 12.0m×2） 69.9m×3 連

(2) 地形及び地質

小貝川橋りょうは、ほぼ関東平野の中心に位置している。周辺は荒川や利根川によって形成された広大な扇状地及び三角州性の平野であり、河川に沿った沖積低地と洪積世中期の海面上昇によって造られた海岸段丘である台地が、その大部分をしめている。

本橋りょう部の土質は、ローム、砂質土、粘性土及び腐植土等の互層であり、P1 付近は洪積層が概ね水平に堆積しているが、P3～P11 は沖積層と洪積層の互層からなり複雑な堆積状況を呈している。（図 4-5-5-39）

洪積層の砂質土（Ds3）は層厚が薄く、下位に軟弱な沖積粘性土があるため、TP-10m～TP-30m 付近の N 値 50 以上の砂質土を支持層（Ds4）とした。

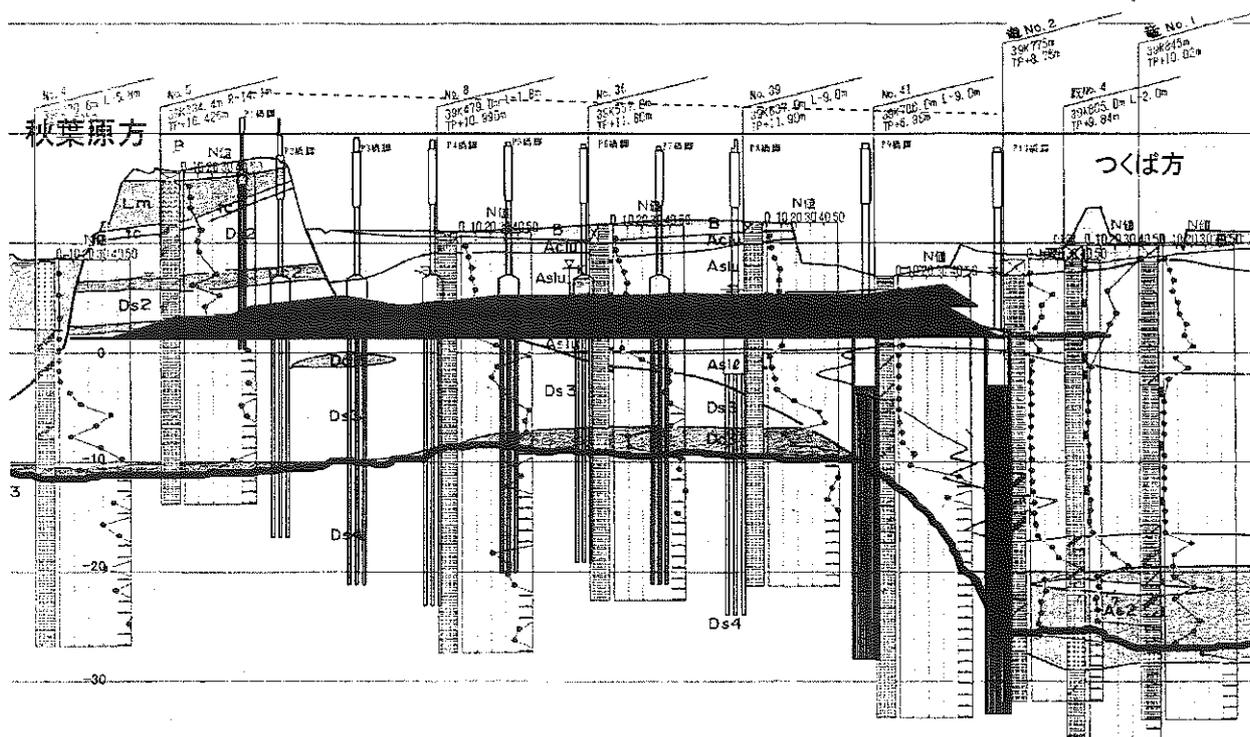


図 4-5-5-39 地質縦断面図

(3) 鋼管矢板井筒基礎の設計・施工

① 設計

ア、設計概要

小貝川橋りょうは河川の低水敷の冠水部に位置しているため、工法的には、表 4-5-5-14（基礎施工法別比較表）に示すとおり、鋼管矢板井筒基礎とニューマチックケーソンが考え

られるが、工期及び工費等を総合的に判断して鋼管矢板井筒工法を採用することとした。

なお、P10 橋脚は陸上部であるため杭基礎（場所打杭）の採用を検討したが、道路基準による杭頭変位が許容値内に収まらないため、鋼管矢板井筒基礎とした。

本橋りょうは、併用橋脚であるため、道路基準（許容応力度法）及び鉄道基準（限界状態設計法）の両方を満足させる設計とすることを求められた。

また、それぞれの基準において、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震による耐震設計を盛り込んだものとしている。

表 4-5-5-14 基礎施工法別比較表

工 法	鋼管矢板井筒基礎	ニューマチックケーソン基礎
特 徴	<ol style="list-style-type: none"> 1. 大水深、軟弱地盤地域でも施工が可能である。 2. 省力化工法であり、工期・工費の低減が可能である。 3. 剛性、支持力が大きく、占有断面が小さい。 4. 合理的で経済的な設計が可能である。 5. 支持層が深い場合でも、安全確実な施工が出来る。 6. 仮締切が兼用できる。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. ドライな作業室内で掘削作業を行なうため、あらゆる地盤に適応可能であり、工期も確実である。 2. 支持地盤を直接確認し、平板載荷試験が出来るので、基礎構造物としての信頼性が高い。 3. 周辺地盤の沈下・水位を変動させることなく、地下構造物を造ることが出来る。 4. 大がかりな電力、機械設備を必要とする。 5. 高気圧下の作業となるため、規則上（高気圧作業安全衛生規則）の制約を受け、また、熟練と経験を必要とする。 6. 深さに限界があり、実用的には作業気圧として 4.0 kg/m²（水面下 40m）程度までである。 7. 河川内で、仮締切・築島が必要となる。
工 期	12ヶ月（1基）	14ヶ月（1基）
工 費	502百万円	600百万円
施 工 性	—————	HWLより41mで、作業気圧が4.0 kg/m ² 以上となり、問題がある。
評 価	○	△

頂版の土被りは、河川管理者との協議により、2m以上を確保することとした。

線路直角方向の橋脚く体幅を20mとするため、鋼管矢板杭配列は小判形で計画した。（図4-5-5-40）

また、井筒の全体剛性を高めるため、線路方向に2列の隔壁鋼管矢板を配置し、隔壁内には頂版施工時の沈下防止対策として4本の中打ち単独杭を配置することとした。（図4-5-5-41）

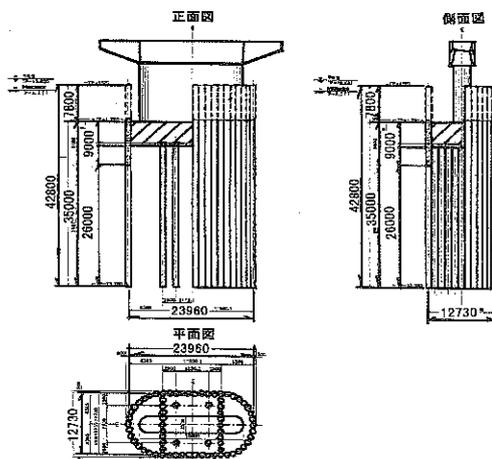


図 4-5-5-40 鋼管矢板井筒基礎一般図

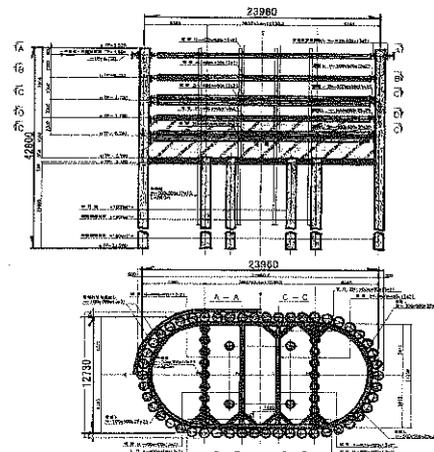


図 4-5-5-41 鋼管矢板締切図

杭の天端は、河川の当該区間における最高水位より1m以上確保するようにした。

設計に当たっては、最初に道路基準に沿った設計を行ない、鋼管矢板の断面諸元及び矢板の根入れ長を決定することとした。その後、鉄道基準に沿った設計を行ない、必要により道路基準で設計した断面諸元及び矢板の根入れ長等の見直しを図るという手順で行なった。(図4-5-5-42)

イ、巨大地震時の解析

構造設計を行なうに際しての重要な点は、発生する確率は極めて低いが大きな地震動に対して落橋等の致命的な被害を受けないこと、及び橋の機能回復を速やかに行なうために限定された損傷にとどめることである。

設計方針としては、原則的に基礎降伏震度が上部構造物の降伏震度よりも上回るように設計することを基本としている。ただし、今回の直角方向壁式橋脚のように橋脚く体が十分な降伏耐力を有している場合は、基礎の耐力を橋脚の耐力以上に設計することは必ずしも合理的ではないため、基礎本体に過度な損傷が生じない範囲において、基礎でのエネルギー吸収を期待して設計を行なった。

解析の方法は、道路基準と鉄道基準とでは解析モデルの違いがあるが、両者ともに鋼管矢板井筒基礎の荷重(震度)～変位曲線を作成し、それぞれの指針で定められた基礎降伏点を算出して、以後の耐力照査及び変形性能の照査に移ることとなる点は同じである。

ウ、鋼管矢板井筒基礎仮締切の設計

当初設計は、鋼管矢板杭仮締切時の残留応力の低減及び支保工段数、使用鋼材の縮小をはかるため、掘削方式を水中掘削方式により施工する計画としていたが、水中掘削時における作業効率の悪さ、信頼性、施工工程の問題及び産業廃棄物問題等を勘案して、水中掘削から気中掘削に変更した。

気中掘削としたことにより、井筒内水圧及び先行地中梁(底盤コンクリート)が設計上考慮できなくなったため、支保工計画を見直して再度鋼管矢板の合成応力照査を行なった。

また、掘削に伴い井筒内の土の有効上載圧が減って行くことから、掘削底面付近に位置する粘性土(不透水層)の盤膨れの検討において、安全度を満足しないため、その対策として減圧装置(ディープウェル)を設置することとした。

エ、解析結果

道路基準及び鉄道基準におけるそれぞれの解析を行なった結果、鋼管矢板基礎降伏点の耐力・変形性能の照査等によりほとんどが道路基準で決定しており、鉄道基準で決定しているのは、杭根入れ長と荷重載荷幅との比が小さくなっているため、群杭基礎として設計を行ない決定したケースである。

② 施 工

工事は、平成9年1月6日～平成9年5月31日及び平成9年11月1日～平成10年5月31日の2濁水期にて完了させる必要があった。

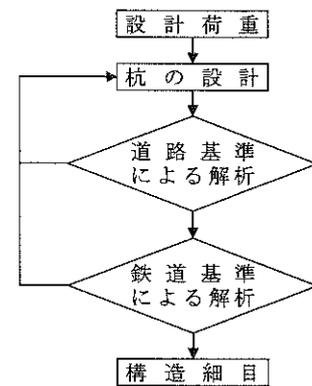


図4-5-5-42 設計の流れ

P9 及び P10 橋脚の施工のために、本流部に工事用仮栈橋の設置を必要とした。工事用仮栈橋の施工延長は 107m、栈橋杭は H400 で L=29m~40m、通路幅 8m 当り杭本数 3 本である。

なお、クレーンは、打込み及び引抜きともに作業半径(約 12m) 及び吊荷重(約 30 t) 等を考慮して、クローラクレーン 100 t 吊を使用した(写真 4-5-5-41)。

ア、鋼管杭打込

当初計画では中掘併用圧入工法で考えていたが、試験施工を行なった結果、設計深度まで 11.5m (N 値 50 以上) を残して圧入不能となったため、中掘併用打撃工法に変更して施工した。(表 4-5-5-15)

中掘併用打撃工法に伴い騒音が問題となるが、その対策として油圧ハンマー廻りに防音シートを施し、民家近く(施工現場より約 100m 位) の堤防上に遮音シートを設置して騒音の低減をはかった。(表 4-5-5-16) (写真 4-5-5-42~43)

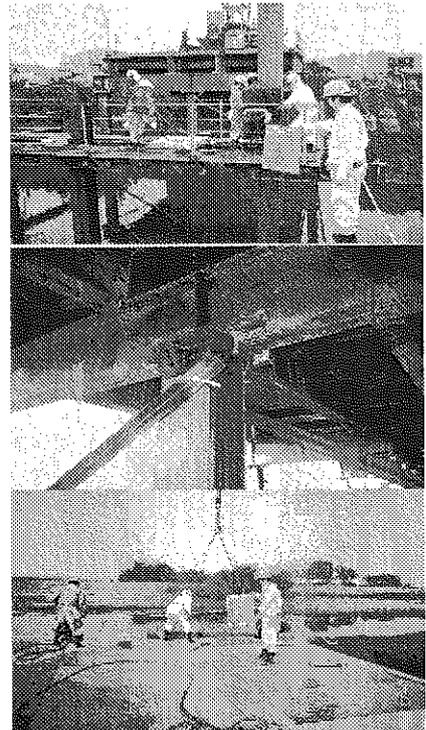


写真 4-5-5-41 仮栈橋設置状況

表 4-5-5-15 支持力 (単位: t/本)

	許容支持力	実施支持力
P9	233	288
P10	227	254

表 4-5-5-16 騒音及び振動測定値(単位: dB)

	許容値	実施値
騒音	85	75
振動	75	40

(敷地境界地点にて)

施工手順としては、鋼管矢板打込みに先立ち、導杭打込み及び定規を設置して下杭の打込みを行ない、溶接箇所が同一断面とならないよう、一本置きに長さを変えて所定の深度まで打込んだ後に、継手部の止水モルタルを打設することとした。

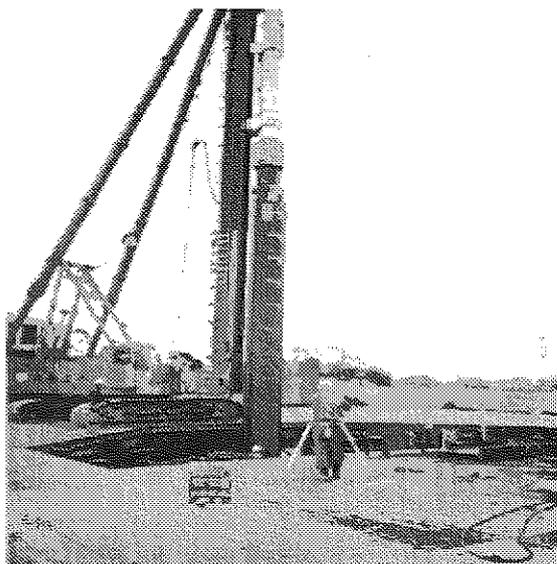


写真 4-5-5-42 鋼管杭打込み(油圧ハンマー)

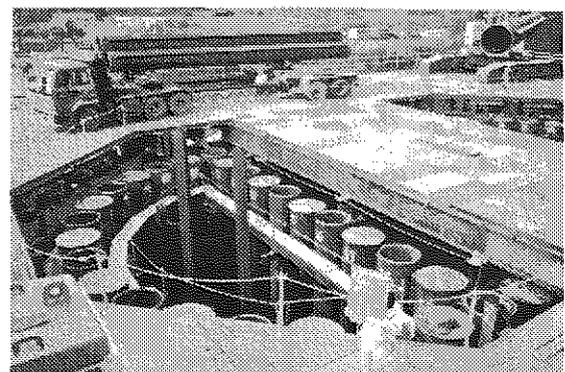


写真 4-5-5-43 鋼管杭下打込み完了

イ、井筒基礎掘削

当初水中掘削で計画していたが、底盤以下の地盤が軟弱であったため、間隙水圧による盤膨れが危惧された。また、水中掘削に伴う掘削土の産業廃棄物扱い等の問題も懸念された。

これらの問題を解決するため、ディープウェルによる減圧対策を実施することとした。これにより、含水比を低下させてトラフィカビリティを改善し、機械掘削等の作業性の向上を図るとともに、間隙水圧の減少により盤膨れ防止を図ることができた。

また、ディープウェルをかけることによって水中掘削から気中掘削となったため、掘削土が産業廃棄物扱いとはならなくなった。

気中掘削への変更に伴う仮設時の鋼管矢板に与える合成応力度の検討の結果、切梁のサイズアップ(H400からH500)、段数の増加(1段)及び一部鋼管杭材料(P10円弧部分)のSKY490が長く(L=3m増)はなったが、底盤コンクリートの厚さ(t=1.20mから0.50m)及び置換砂の厚さ(t=1.00mの砂置換からt=0.20mのぐり石に変更)については、当初計画より大幅に厚さを低減させることが可能となった。(写真4-5-5-44~45)



写真 4-5-5-44 継手止水工(ジャケット挿入)

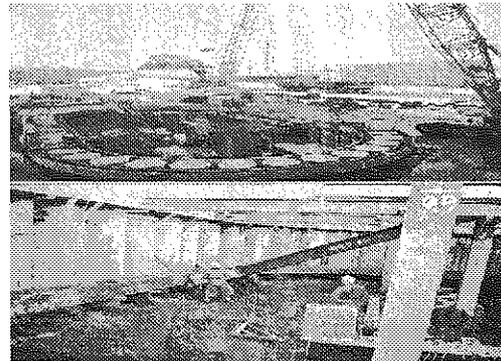


写真 4-5-5-45 掘削及び切梁取付け

施工手順は、掘削開始前にディープウェルを稼働させ、山留工を設置しながら気中掘削にて掘削を終了し、ぐり石→底盤コンクリート→頂版鉄筋コンクリート→く体鉄筋コンクリート構築後、埋め戻しを行なって、鋼管の切断・引抜き及び工専用仮栈橋等を撤去して施工完了となる。

頂版コンクリートと鋼管矢板の接合部は、一体性を持たせると共に、上方橋脚く体からの外力を鋼管矢板井筒に伝達する重要な箇所である。

その接合方式について次の4工法を比較検討した。

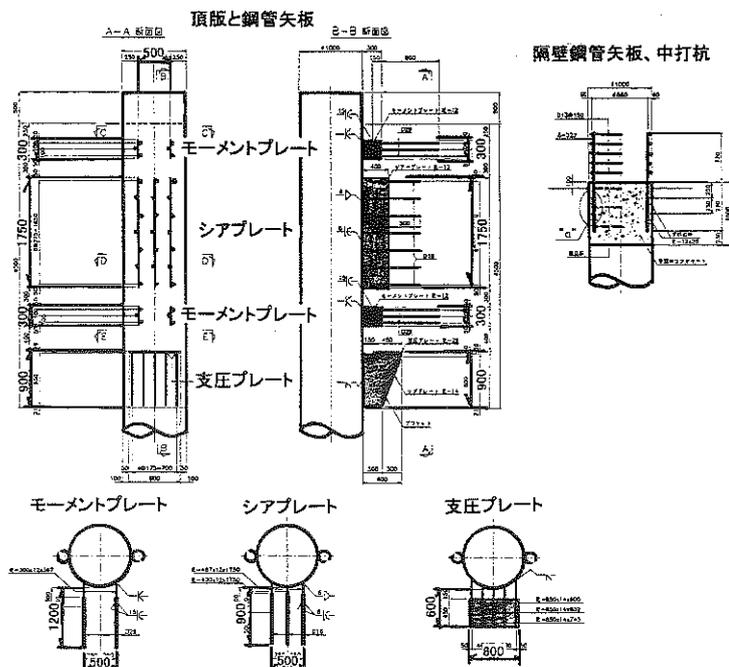


図 4-5-5-43 鋼管矢板頂版結合図

1) プレート・ブラケット方式

井筒部鋼管矢板の側面に現場溶接で取付けたモーメントプレート、シアプレート及びブラケットで鋼管矢板と頂版を結合する。(写真 4-5-5-46~47)



写真 4-5-5-46 頂版接合工

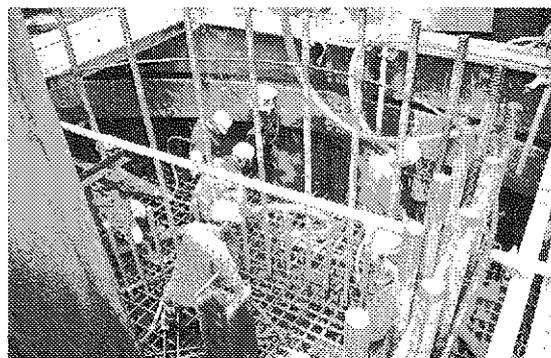


写真 4-5-5-47 頂版コンクリート打設

2) 差し筋方式

井筒基礎内に孔あけ機を設置し、ガストーチにより鋼管矢板の本体側面に鉄筋径+10mm程度の孔をあけた後、直接鉄筋を差込んで鋼管矢板と頂版を結合する。

3) 鉄筋スタッド方式

鋼管矢板側面に直接自動スタッド溶接した太径で長尺の異形鉄筋に、鋼管矢板と頂版を結合する。

4) JR方式

鋼管矢板本管に縦リブプレート工場溶接で取り付けただけのものに、現場でモーメントプレート、シアプレート及びブラケットを高力ボルトで接合し、鋼管矢板と頂版を結合する。

以上の4工法を比較検討した結果、施工性及び工期等を考慮して、1)のプレート・ブラケット方式にて設計及び施工を実施した。

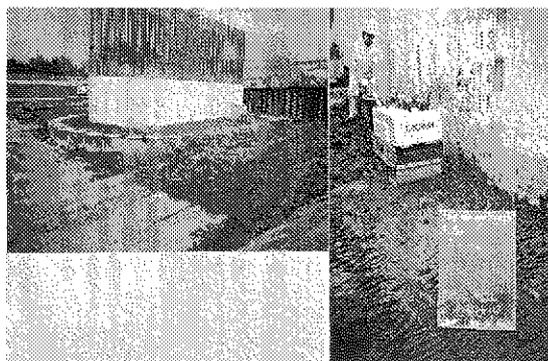


写真 4-5-5-48 埋め戻し



写真 4-5-5-49 小貝川B下部工完成

③ 工事工程について

本橋りょうは、濁水期の中で工事を進めて行くため、P9及びP10については盤膨れ対策としてディープウェルを追加し、水中掘削から気中掘削に変更したことにより切梁の増設が必要となった。また、P10付近作業ヤード確保のために地盤改良等の追加工事を要することとなり、これによって工事工程に影響(約30日延伸)がでるため、工程をいかに短縮するかが重要な課題となった。これについて種々検討した結果、下記の対策を採用し実施することとした。

1) 工所用仮栈橋の設置及び撤去時間の短縮

栈橋杭以外は、ボルト締から重仮設用締結金具（ブルマン）に変更、また主桁と栈橋杭の接続を杭頭キャップに変更し、栈橋杭の施工本数を低減する。（5日短縮）

2) 工所用荷置栈台（P9）の新設

各作業の能率を上げるため、材料及び器材置場として荷置栈台を新設する。（5日短縮）

3) 梁支保工の組立及び撤去時間の短縮

組立済（自在トラス）の支保工を使用し、組立及び撤去時間を短縮する。（6日短縮）

4) 鋼管矢板現場継手時間の短縮

現場継手を3箇所から2箇所に変更する。（10日短縮）

5) 鉄筋組立時間の短縮

ガス圧接からエンクローズアーク溶接に変更する。（4日短縮）

以上により工程を約30日短縮できることとなり、湧水期内に完了することができた。

6. その他の主要橋りょう

(1) 葛西架道橋（埼玉県八潮市）

現道に架設した葛西架道橋は、近接する葛西用水の道路橋が H.W.L. との離隔を確保するため橋桁の施工基面が上がったことにより、道路との桁下空頭を確保するため桁高を抑えた断面となり、中央スパン 84.0m の柱頭部で 4.5m、中央部の桁高は 2.2m で、主ケーブルはアウトケーブルを採用して施工した。

場所打ち工法のため支保工を現地に組んでいるが、市道部は 3.9m に高さ制限して施工した。また、地域の主要道路であるため大型車も多く H 型鋼の空頭防護工を設置した。

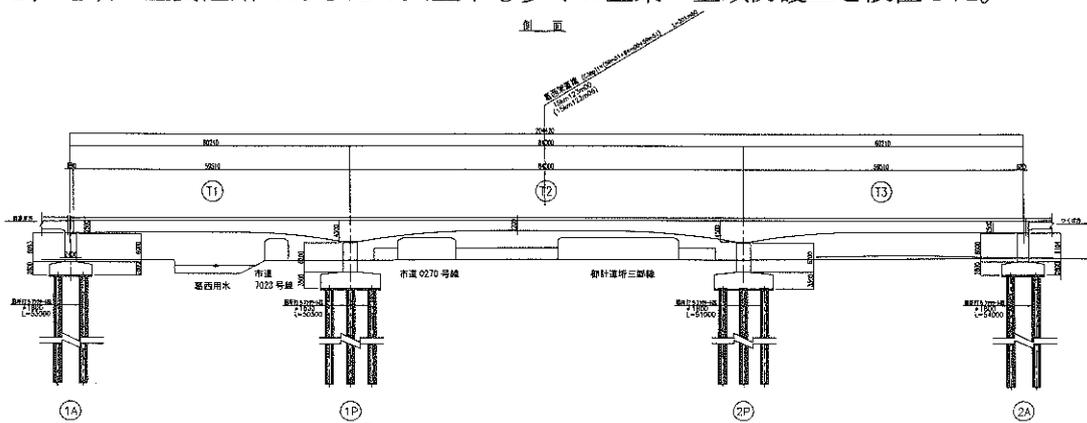


図 4-5-5-44 葛西架道橋全体図

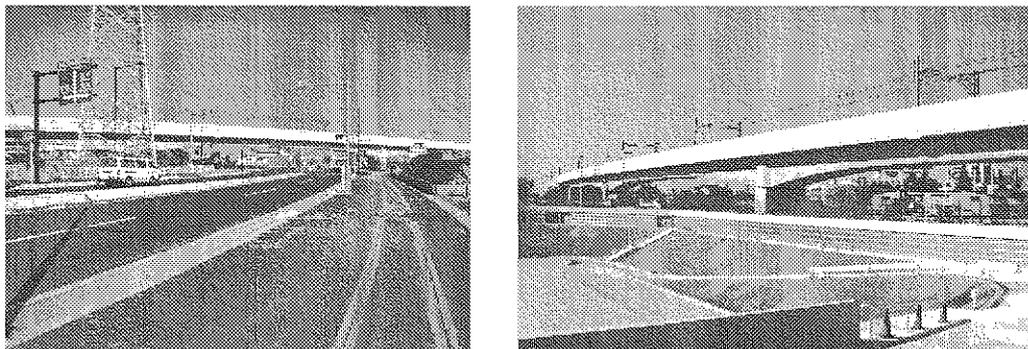


写真 4-5-5-50 葛西架道橋

(2) 正連寺架道橋（千葉県柏市）

正連寺架道橋は約 60,000 台/日という非常に交通量の激しい国道 16 号（片側 2 車線）に架設しているが、ワーゲン移動時は桁下の車両通行禁止という施工条件から上り線（春日部方面）をサイドスパンの桁下に迂回させ、移動時は迂回路を使用して対面通行させることで交通止めをせず施工した。

施工は側径間を支保工式で架設し、側径間にカウンターを載せ中央径間をカンチレバー工法で施工した。また、ワーゲンと道路面の離隔は 5.0m あるが付近の同程度離隔のある横断歩道橋に衝突の後があり、H 型工で空頭防護工を設置した。

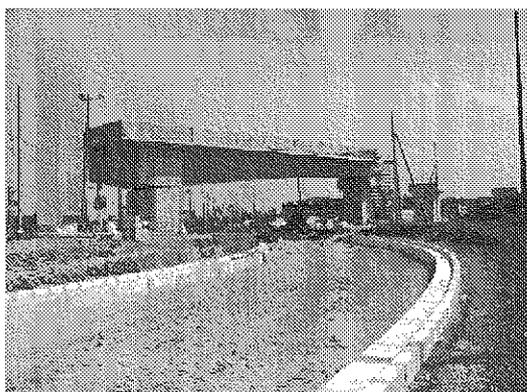


写真 4-5-5-51 側径間の迂回路工事中

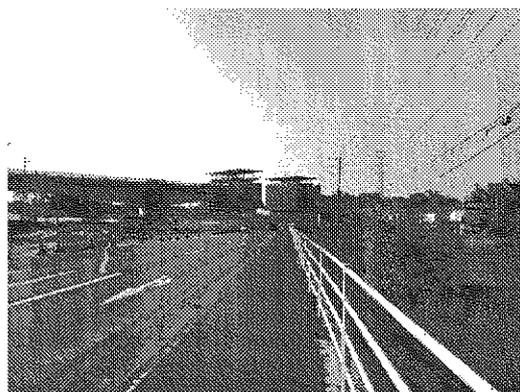


写真 4-5-5-52 カンチレバー工法

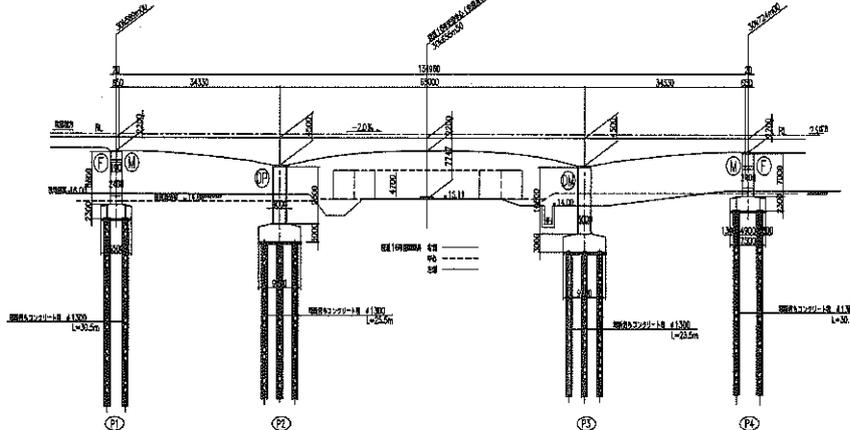


図 4-5-5-45 正連寺橋りょう全体図

(3) 都計道 3・2・4 架道橋（千葉県柏市）

都計道 3・2・4 架道橋は、つくばエクスプレスに並行して計画されている都市軸道路が片側からつくばエクスプレスを挟むように両側に分岐する位置にあたり、交差角度が少ないため門型橋脚の中央部に都市軸道路を通す 2 径間連続桁である。

橋脚基礎はライフライン埋設を考慮して土被り 2.5m で許可を得たものの、道路幅が広く桁受け梁の長さが 11.2m（内空）となり柱ハ

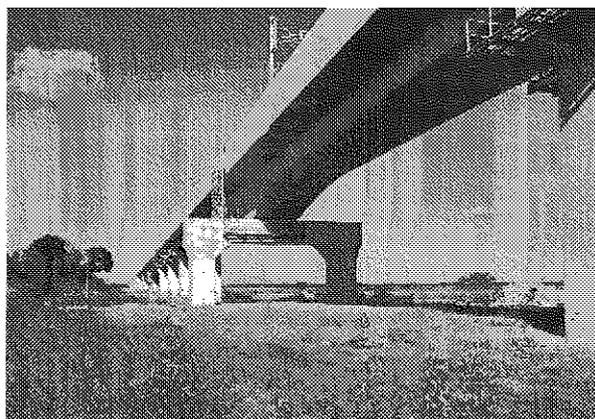


写真 4-5-5-53 都計道 3・2・4 架道橋

ンチ部から上はPC構造として対処した。

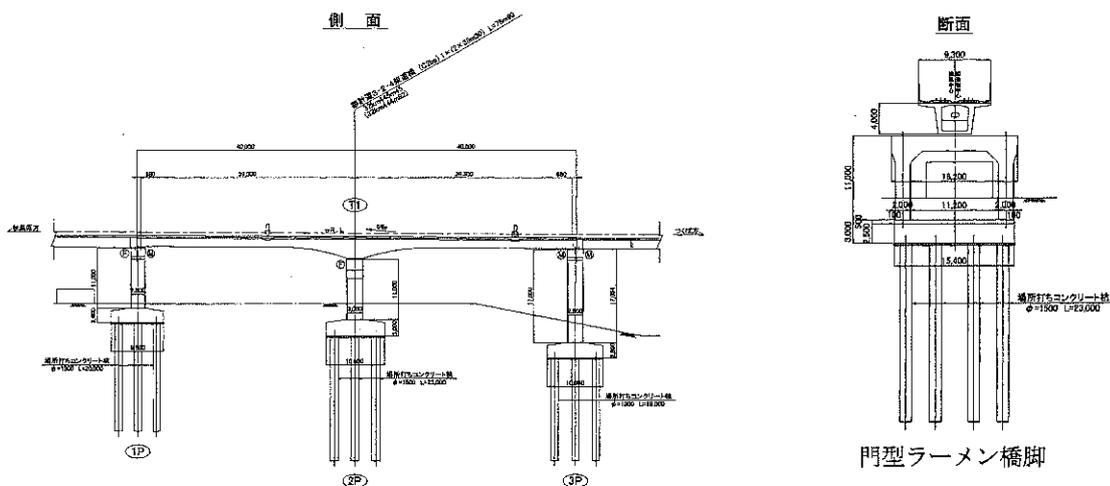


図 4-5-5-46 橋りょう全体図

(4) 利根川橋りょう（千葉県柏市・茨城県守谷市）

利根川橋りょうはトラスとしては最長橋りょうである。利根川の右岸側は田中調節池、左岸側は稲戸井調節池となっており、これらの調節地の周囲堤を含めた利根川橋りょうの延長は2,656.09mである。

利根川橋りょうの渡河位置は常磐自動車道の下流側240.0mに位置している。また、常磐自動車道の上流で利根川と鬼怒川が合流しているため、この付近は河川管理上重要な場所となっており、洪水時の調節池機能を持たされている。

このような場所に架設された利根川橋りょうは、協議の結果本流部橋脚6基となり、起点側5スパンの桁長は129.0m、終点側2スパンが桁長126.0mで全長897.0mとなっている。

施工において軽量コンクリートの圧送距離が問題となった。川幅が広く圧送距離が最大345.0mになるため、実際の圧送距離の1.2倍、414.0mでポンプ圧送試験を実施して、ポンプの性能を確認した後打設した。

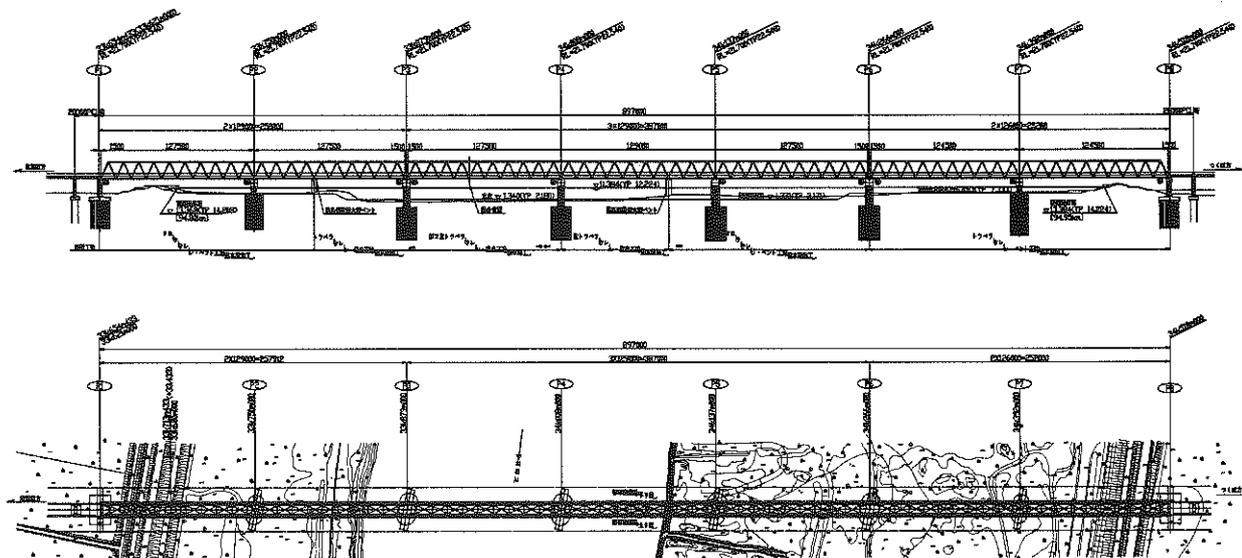
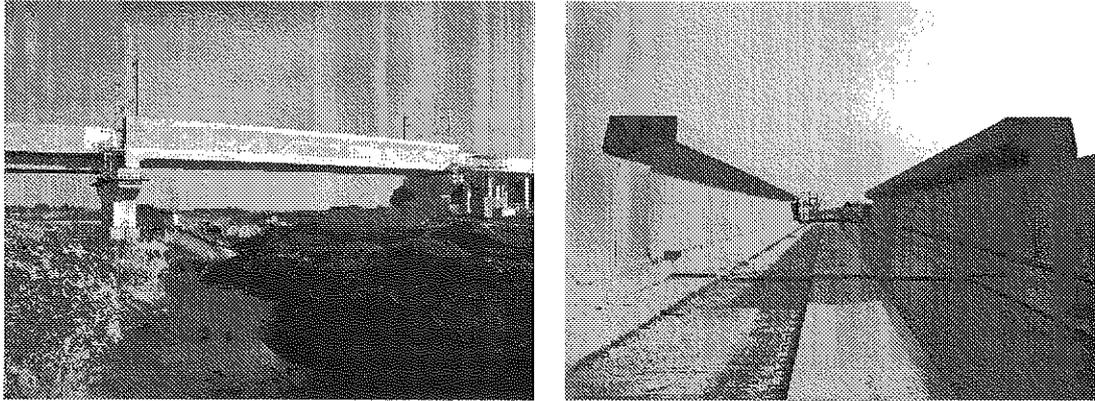


図 4-5-5-47 利根川橋りょう全体図

(5) 西谷田川B（茨城県つくば市）

西谷田川橋りょうは西谷田川との交差箇所に架設したPCスルー桁である。PCスルー桁としたのは河川との空頭を確保するためではなく、斜めに交差する都市計画道路（真瀬大角豆線：国道354号BP）との空頭を確保するためであり、桁長はPCスルー桁としては最長となる55.0mとなった。



全景

軌道面

写真 4-5-5-54 道路上の西谷田川橋りょう

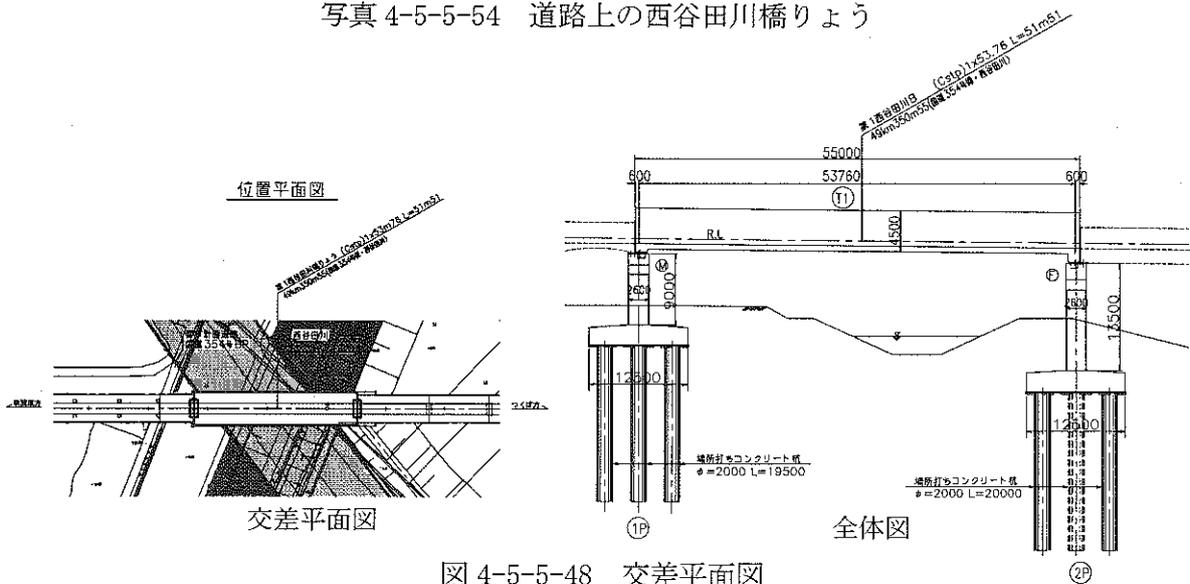


図 4-5-5-48 交差平面図

(6) 第2島名架道橋（茨城県つくば市）

本路線は北関東を横断する首都圏中央連絡道路（以下「圏央道」という。）とつくば市島名地区の茨城県施行の島名・福田坪地区区画整理区域内で交差する。都市計画決定は圏央道のほうが早かったため道路の施工基面を変更しないよう、つくばエクスプレスを切取として、圏央道構造物との離隔を6.0m確保することとなった。

また、縦断勾配は9‰に抑えられたため、第1島名・第2島名架道橋ともスルー桁の架設となった。

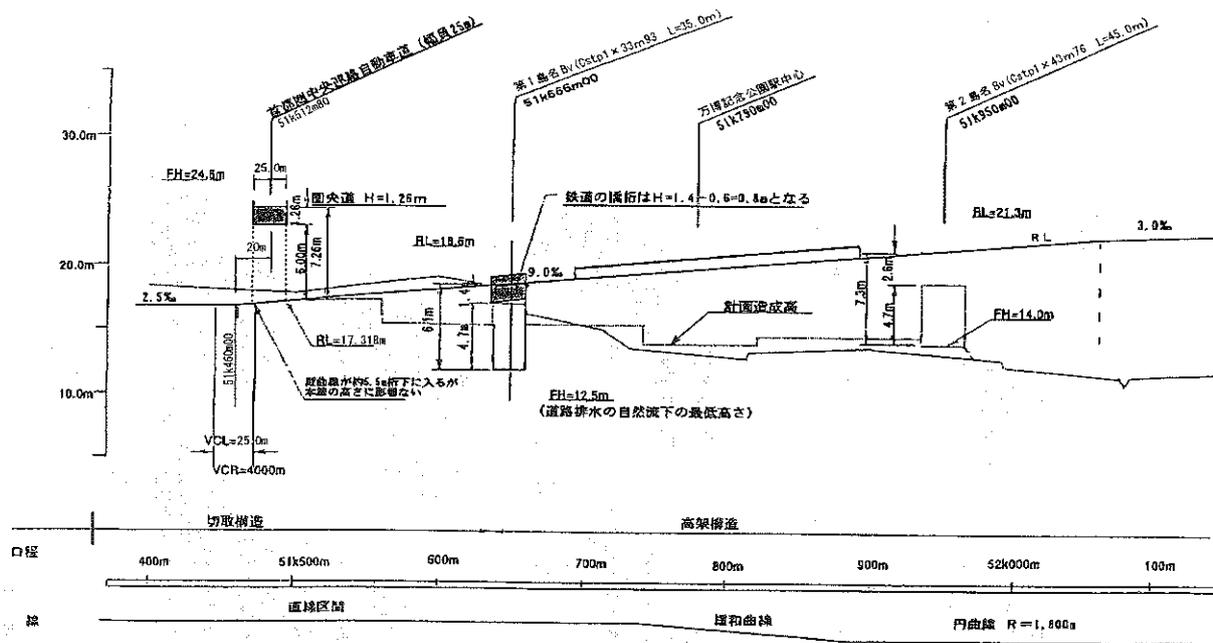


図 4-5-5-49 万博記念公園駅付近縦断図

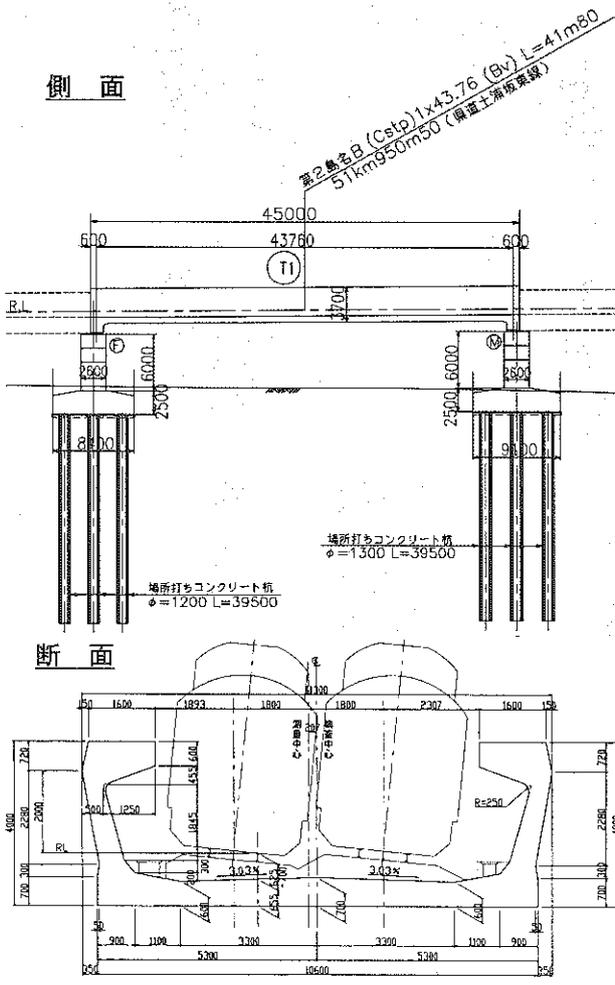
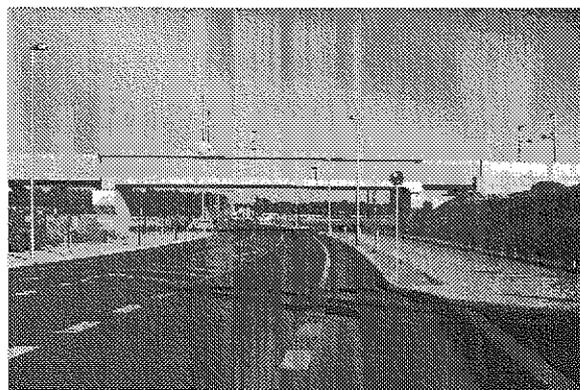


図 4-5-5-50 第2島名架道橋断面・側面図



写 4-5-5-55 第1島名架道橋



写 4-5-5-56 第2島名架道橋

第6章 山岳トンネル

第1節 南流山トンネル（西平井）

1. 概要

近年、都市部におけるトンネルの構築方法としてシールド工法や開削工法のほか山岳工法が注目されている。遮水処理方法に課題があるものの、都心部では地上での施工が生じないことや工事費がシールド工法に比較し安価に抑えられる可能性があることなどが注目される原因となっている。

南流山トンネル（西平井）工区は本路線全工区の中で唯一山岳工法（NATM）で施工された工区である。図4-6-1に西平井工区の位置及び地質縦断面を示す。

本工事を含む南流山トンネルは、流山電鉄と交差する秋葉原起点21 km 169m～23 km 400m間（L=2,231m）のトンネルで、起点方から南流山（西）トンネル（L=877.0m）、南流山駅トンネル（L=189.9m）、南流山（東）トンネル（L=1,164.1m）で構成されている。駅部開削区間を除く残りの区間は、21 km 169m～22 km 340m間（L=1,170m）の民地及び市道106号線直下を開削工法、22 km 340m～22 km 995m間（L=665m）の市道106号線直下、民地、流山電鉄交差部及び西平井・鱒ヶ崎土地区画整理事業地内はシールド工法で、残る22 km 995m～23 km 400m（L=405m）の西平井～思井地区は山岳工法で施工した。

山岳工法を採用した南流山トンネル（西平井）工区は当初計画では工区終点までを南流山駅から発進するシールドトンネルとしていた。しかしながら、22 km 900m付近において交差する流山電鉄との交差協議が難航し、状況によってはシールドが直前で長期間停止する恐れがあったため、終点方の比較的土被りの少ない箇所を先行して施工することにし、その施工方法として山岳工法を採用したものである。

なお、工事は平成13年5月にシールドの回転立坑から着手し、平成14年9月にトンネルの掘削を開始、平成15年3月に無事起点方の回転立坑に到達した。

また、完全なるトンネル防水を目標に、特殊シートを全周に貼り付けた精度の高いウォータータイト防水工の施工を行なっているのが特徴的である。

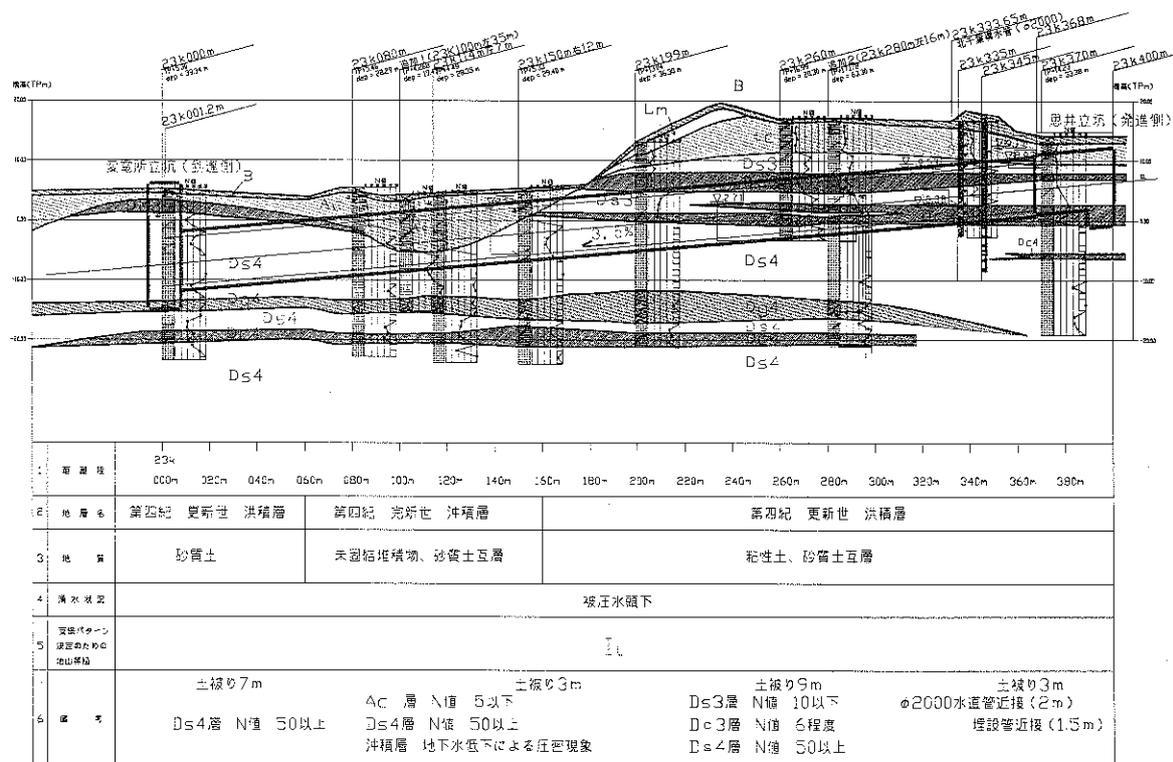
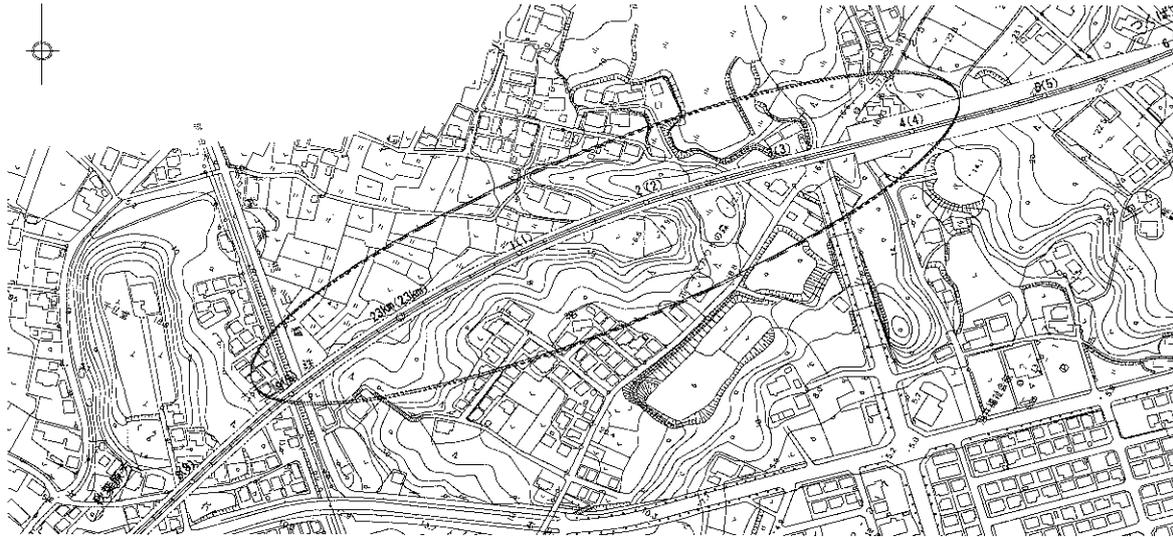


図 4-6-1-1 西平井工区的位置及び地質縦断面

2. 特徴

本工区の特徴は以下に示すとおりである。

- ・ 低土被り
- ・ 被圧水を伴う未固結地山の掘削
- ・ 交通の頻繁な県道直下の掘削

3. 補助工法

本工区は土被りが3m～11mと小さく、また地山は地下水位が高く地質は当地区特有の成田砂層と言われる細砂主体の未固結地山が大半を占めている。NATM を適用するにあたって必要となる補助工法は土被りの関係でトンネル直上部からの施工が比較的容易であることから、適

切な補助工法を選択すれば山岳 NATM での掘削は可能と判断した。

(1) 補助工法の概要

補助工法は、極力欠陥の生じにくくかつ確実に施工できる工法でなければならない。本工程区では、沖積粘土層の地下水位の低下を抑制するためトンネル両側に止水壁を設けるとともに、底盤部の適切な位置に薬液注入により止水ゾーンを設け、先行釜場を設置して事前排水より掘削部の水位低下を確認してからトンネルの掘削を行なった。

各種補助工法の一覧を図 4-6-1-2 に示す。

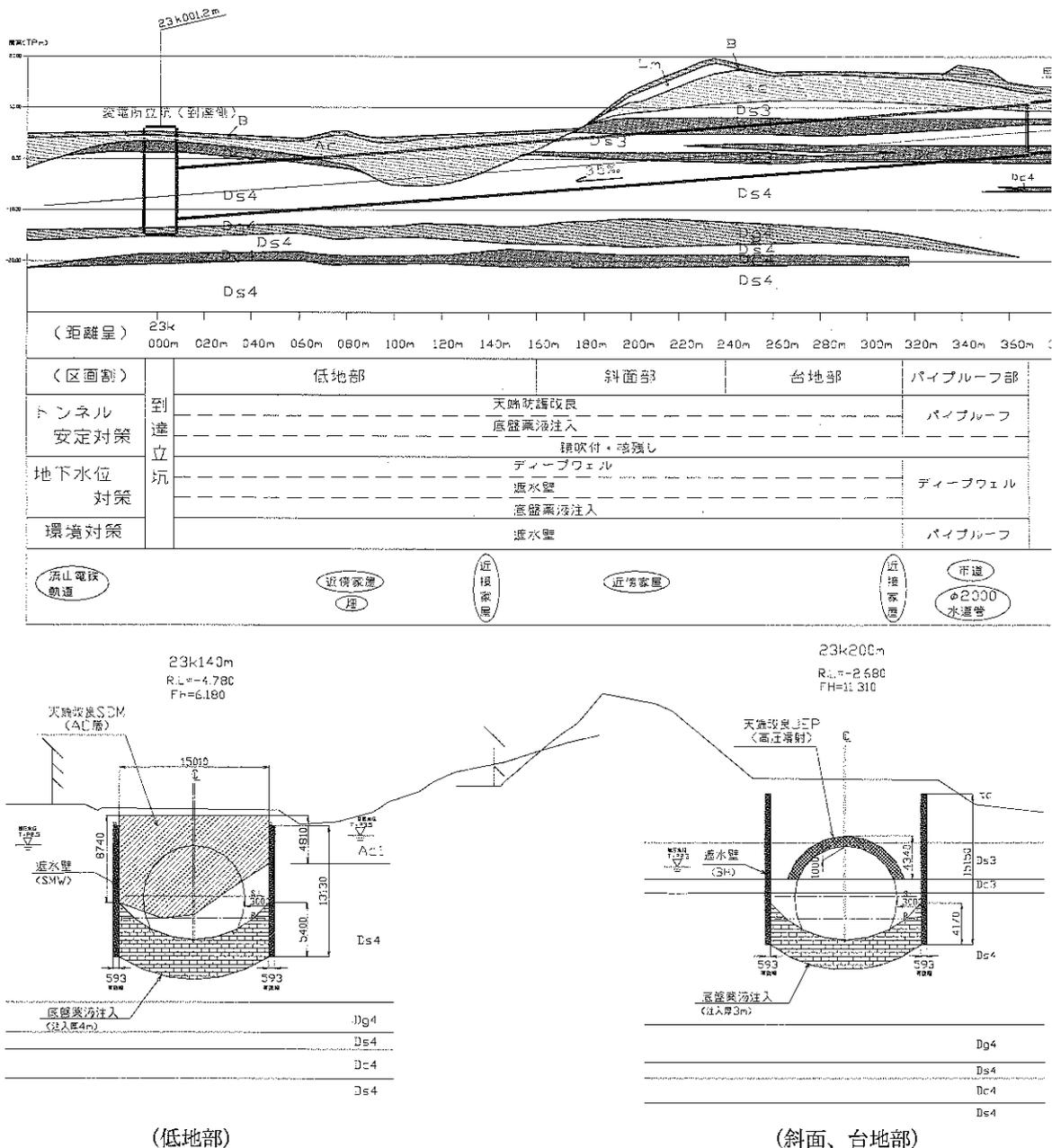


図 4-6-1-2 各種補助工法一覧

(2) 止水壁工

止水壁は工区の低地部と台地の平地部においてはSMW工法、台地の斜面部では大型のボーリングマシンを使用したBH工法で施工した。造成天端は自然水位+1.0mとし、下端は図4-6-1-2の低地部に示す底版注入下端とした。SMW・BH工法による止水壁はともに $\phi=650$ mmで心材なし、トンネル側壁（SLの位置）から3mの離隔を確保した位置とした。

なお、止水壁の設計強度は $\sigma_{28}=0.5\text{N}/\text{mm}^2$ としたが、実施工では安全を見込んで $\sigma_{28}=1.0\text{N}/\text{mm}^2$ とした。

① SMW工法による止水壁

SMW工法は低地部と台地の平地部の止水壁の施工に採用したもので、重機搬入の容易性から決定した。SMWは連結された三軸機構のアースオーガー機を用いて攪拌ロッド、特殊スクリーにより削孔するもので、スクリー先端からセメントミルクを排出しながら掘削し土砂と混合させながらソイルセメント壁を構築する。また、各エレメントを完全にラップさせることにより継ぎ目のない柱列壁を施工した。なお、低地部は作業地盤が軟弱かつ窪地で水はけが悪く重機の接地圧が確保出来ないため、地表面から1.0m～1.5mの範囲の地盤改良を行なった。施工順序は一般の開削工事等で施工されるSMW壁と同一で、芯材建込みがないだけである。

編成は工程、作業環境等を考慮し、4セットとした。表4-6-1-1に施工数量を示す。

表 4-6-1-1 止水壁工A施工数量

施工位置	ソイル径 ϕ	ピッチ @	ソイル本数 本	施工距離 m	造成長 m	施工面積 m^2
低地部	650	450	716	153×2	12.8～18.1	4,677
台地部	650	450	334	75×2	12.5～17.0	2,437
合 計			1,050	-	12.8～21.6	7,114

② BH工法による止水壁

BH工法は台地の斜面部の止水壁の施工に採用したもので、SMW工法に比べ重機の搬入が容易であることから採用した。ボーリングマシンにドリルロッドとリングビットを取付け、それを回転させると同時にウォータースイベルを介してビット先端から泥水を高圧噴射させながら削孔するもので、削孔完了後スライム処理を行ない孔内泥水にA剤（珪酸ソーダ）及びB剤（セメントペースト）を投入し、エアーによって泥水を攪拌するとともに杭の一部をラップさせながら作業を進め柱列固化杭を構築した。なお、杭のピッチは450mm、軸間ラップ長は200mmとした。編成は工程、作業環境等を考慮し、4セットとした。表4-6-1-2に施工数量を示す。

表 4-6-1-2 止水壁工B施工数量

施工位置	ソイル径 ϕ	ピッチ @	ソイル本数 本	施工距離 m	造成長 m	造成延長 m
斜面部	650	450	354	80×2	11.2～18.0	5,251

4. 地盤改良工

地盤改良はトンネル掘削時にトンネル上部からの崩壊を防止する目的で、地質及び地上の施工環境により施工範囲を決定した。

シールド到達立坑部 (23 km 007m) から低地部終点付近 (23 km 160m) までの間の延長 L=153m を地盤改良工 A、低地部終点付近 (23 km 160m) から台地部終点 (パイプルーフ取付け部、23 km 315m) までの間の延長 L=155m を地盤改良工 B と区分した。図 4-6-1-3 に地盤改良工の位置を示す。

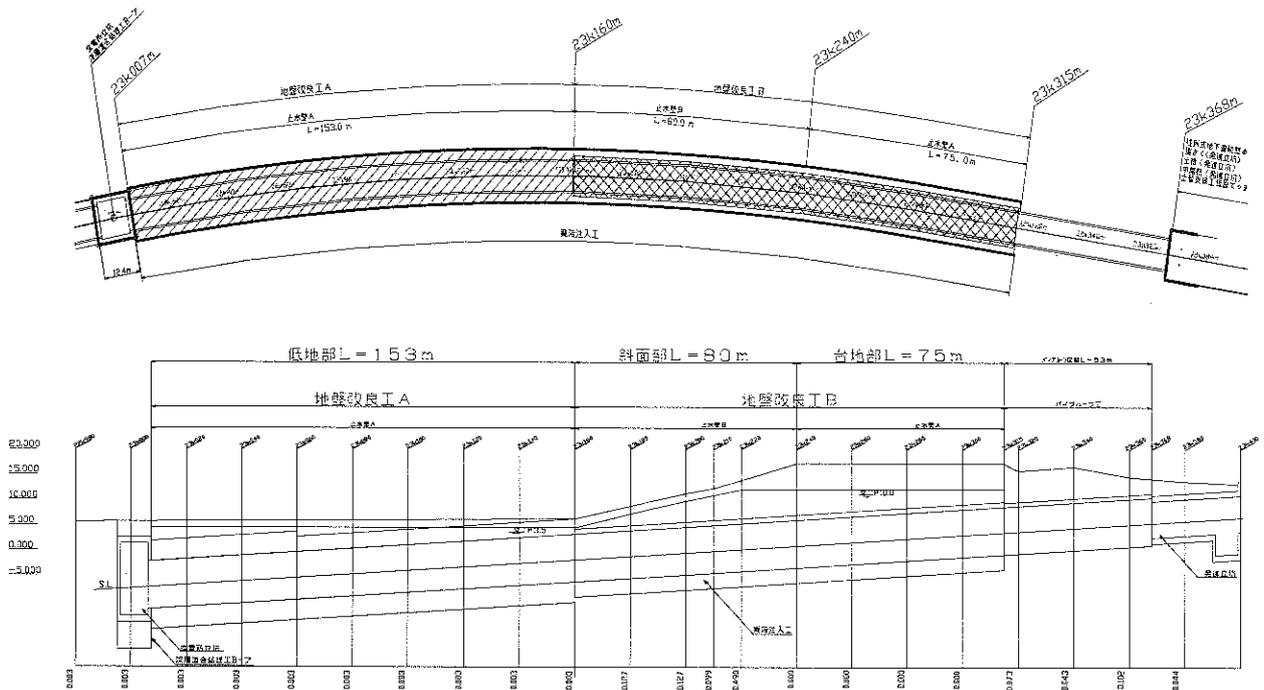


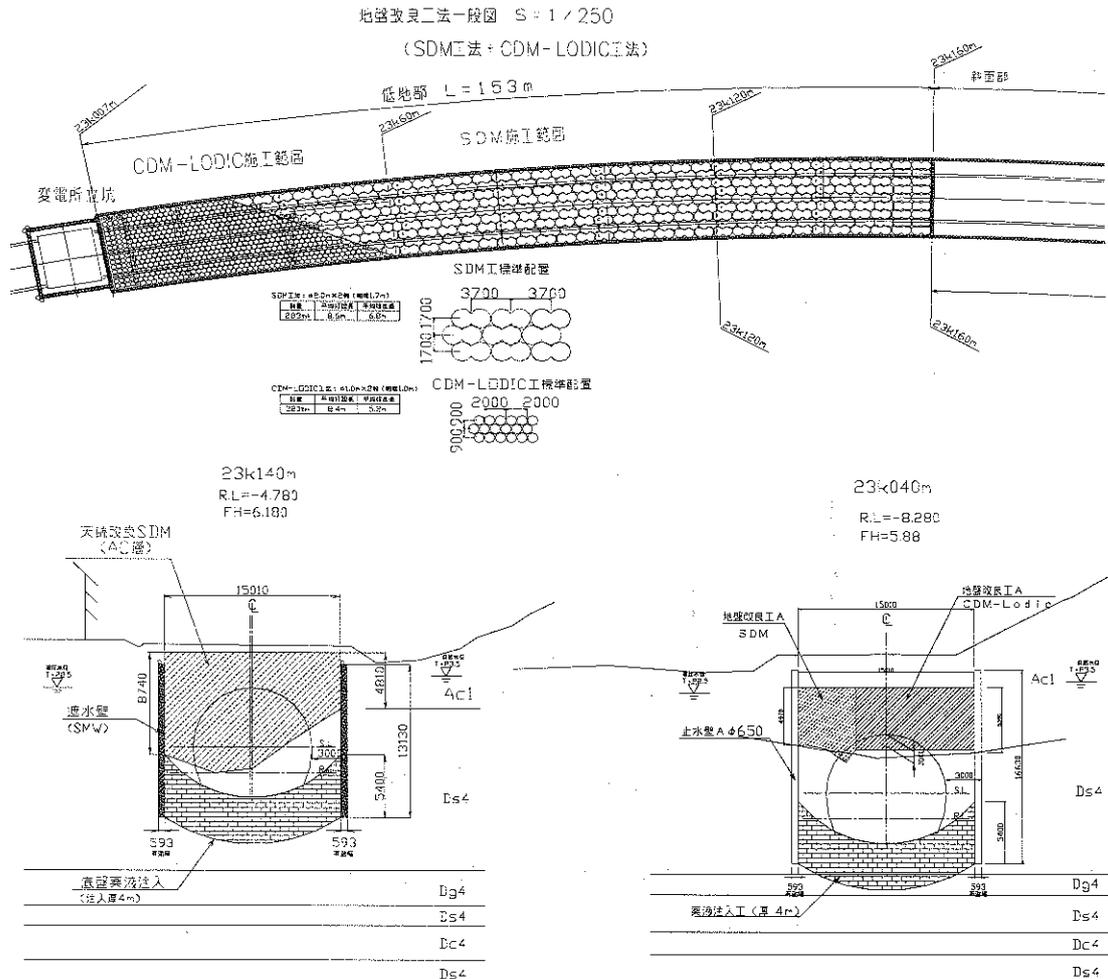
図 4-6-1-3 地盤改良工位置図

(1) 地盤改良工 A

低地部に分布する沖積粘土層 (Ac 層) を深層混合処理する改良工である。Ac 層は 23 km 008 m 付近からシールド到達立坑に近づくとともに Ds4 層の砂層に徐々に入れ替わり、シールド到達立坑部では Ds4 層だけとなる。このため、Ac 層の改良を SDM 工法、Ac 層から Ds4 層のトンネル天端 -1.0m までの改良を CDM-Lodic 工法による改良とした。

深層混合処理の方法には各種方法があるが、23 km 150m 付近本線左に民家が近接しており、変位を抑制する必要があるため本工法を採用した。なお、施工完了後においても民家や造成後の止水壁に変化は見られなかった。

図 4-6-1-4 に SDM 工法と CDM-Lodic 工法による地盤改良の範囲を示す。



(2) 地盤改良工 B

台地の斜面部、平地部におけるトンネル天端の崩落防止対策として JEP 工法による地盤改良工を行なった。

工法の選択にあたっては改良範囲、施工性、経済性、工程等を考慮し、高圧噴射攪拌工法の中でも大口径の改良ができる JEP 工法を採用した。

改良は砂質土を対象とする場合は $\phi=3,200$ mm、Dc3 層を対象とする場合は $\phi=2,600$ mmとした。なお、トンネル形状にあわせたアーチ状の改良はできないため階段状に施工した。施工数量は全本数 348 本、全造成延長 899.6mであった。

図 4-6-1-5 に JEP 工法による地盤改良範囲を示す。

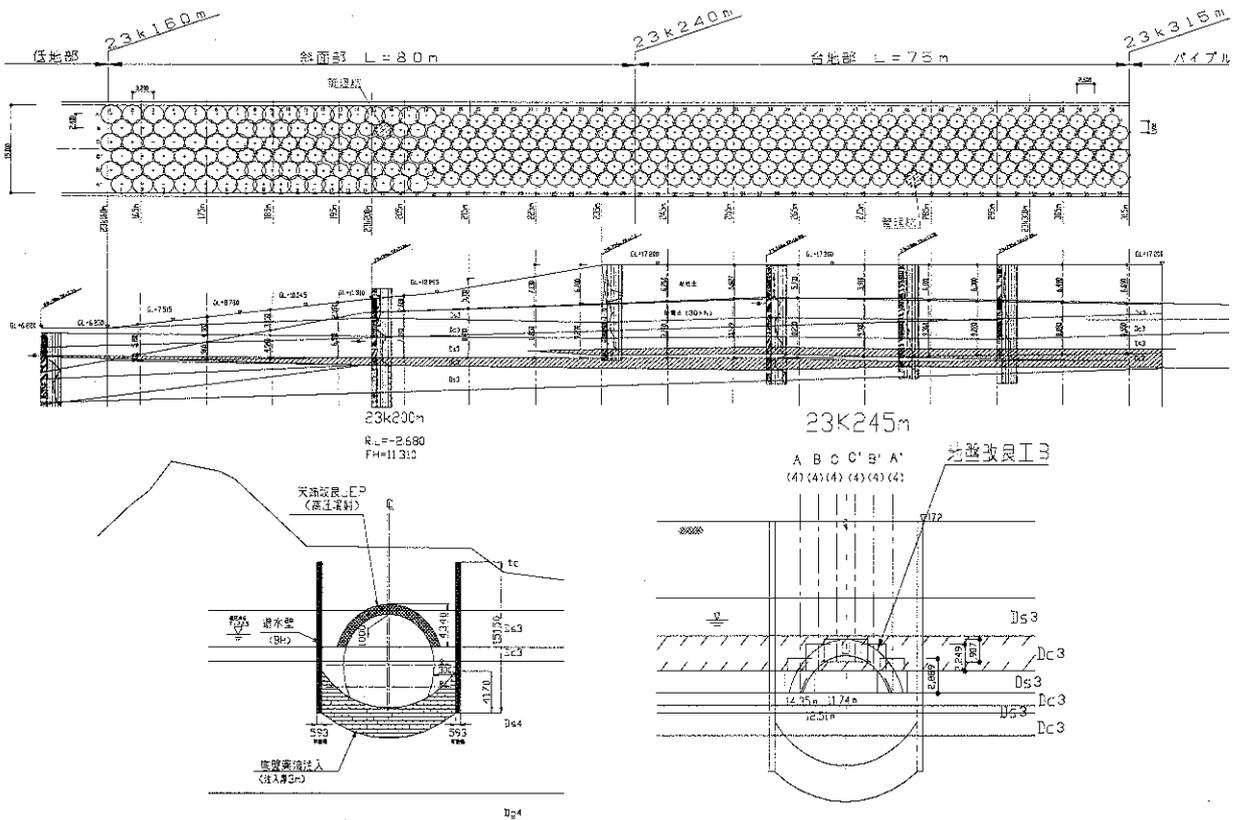


図 4-6-1-5 JEP 工法による地盤改良範囲

(3) 薬液注入

薬液注入は、トンネルの全施工区間に存在する被圧水にある Ds4 層の膨れとパイピングを防止すると同時に、止水を兼ねることを目的としてトンネルの底盤に施工したものである (図 4-6-1-4)。

千葉・茨城両県に広く分布する常総台地を構成する主要な地層である Ds4 層は TP±1.0m 付近からより深くかつ広域的に分布しており、黄褐から暗灰色を呈した細砂層である。層内は Dg 層及び何層かにわたる粘土層が挟在するが全体的に均質な地層である。

N 値は 21~50 の範囲で、平均 N 値は 46、N 値 50 以上が 10m 以上連続する箇所もあって、全体的には密実な砂層となっている。

この地盤に対し、確実な浸透効果が期待できる工法及び注入材を検討したが、注入工法としては二重管ストレーナー工法 (複相式) によることとし、改良範囲の上部から下部に下降するステージ方式とした。また、注入材は地下水などの環境保全に最も有利でありかつ地盤変位の少ない水ガラス系グラウトを主体とし、改良対象土の削孔により乱されたロッド周辺のルーズ部は瞬結材による逸走防止を図るとともに長いゲルタイムの溶液型注入材による浸透注入を行なった。薬液はある程度の強度が得られる有機質水ガラス系溶液型注入材を採用した。

表 4-6-1-3 に注入量を示す。

表 4-6-1-3 有機質水ガラス系溶液型注入材注入量

項目	施工本数(本)			トンネル底盤注入量(ℓ)			切羽防護注入量(ℓ)			珪酸ソーダ使用量(ℓ)		
	設計数量	実施数量	増域	設計数量	実施数量	増域	設計数量	実施数量	増域	設計数量	実施数量	増域
注入工	5,148	5,275	127	5,598,539	5,675,545	77,006	189,900	195,813	5,913	1,399,635	1,467,840	68,205

※施工本数は補足注入分を含む

5. パイプルーフ工

工区終点方のトンネル掘削用発進立坑の起点方端部から 53mの間は交通量の多い流山市道 107 号線及び 67019 号線と最小土被り約 2.5mで交差している。市道 107 号線には北千葉広域水道企業団の送水管 (φ2,000 mm)、ガス管 (φ150 mm、φ200 mm)、水道管 (φ150 mm) 及び雨水管 (φ500 mm) が、市道 67019 号線には水道管 (φ200 mm:石綿管)、NTT 線 (φ75 mm:3条3段) 及び雨水管 (φ250 mm) が埋設されており、これらの埋設物の防護及び市道の沈下防止のためパイプルーフ工を行なうこととした。

試掘の結果、トンネル中心において市道 107 号線の φ2,000 mmの送水管との離隔は 1.8mであり、FEM 解析の結果パイプルーフの施工を行なっても 30 mmの沈下が予想された。また、市道 67019 号線の水道管との離隔は 1.4mであったため掘削前にトンネル掘削の影響範囲となる 30mの間の水道管を石綿管から铸铁管に変更した。

図 4-6-1-6 にトンネルと市道との関係を示す。

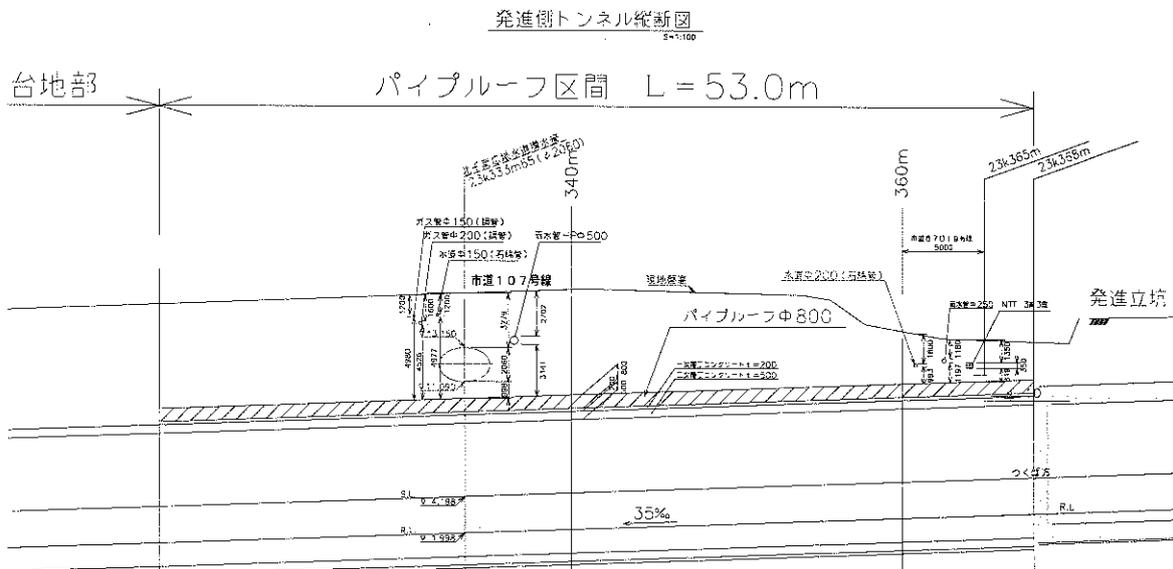
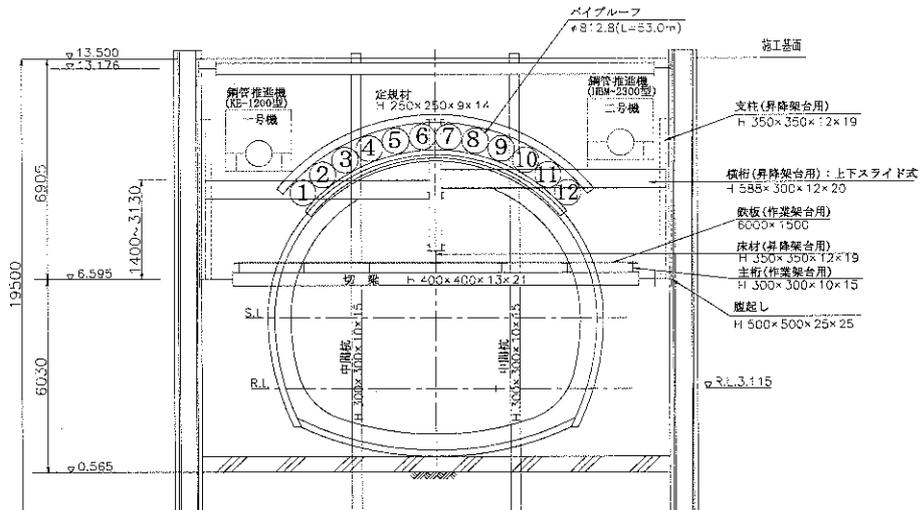


図 4-6-1-6 トンネルと市道との関係

地下埋設物の沈下計測はパイプルーフの施工前に市道の路面上に地表面沈下計測のための計測ピンをトンネル横断法方向に 5mピッチで設置し、随時レベル計測を行ない沈下量が管理値内に収まるか確認を行なった。

計測の結果、パイプルーフ施工完了時においてトンネルセンター部で 5 mm、トンネル掘削通過後では 10 mmの沈下量であり、計画した管理値 12 mm以下に抑えることができた。

坑内の天端沈下もトンネル天端における沈下量が最大で 4mmと一次管理値の 5mm以内に収めることができた。各計測値を一次管理値内に収めることができた最大の要因は、パイプルーフ施工中の裏込め注入を迅速かつ適宜行なった結果と判断している。パイプルーフの施工断面及び縦断を図 4-6-1-7 に示す。



＜パイプルーフ作業架台縦断面図＞

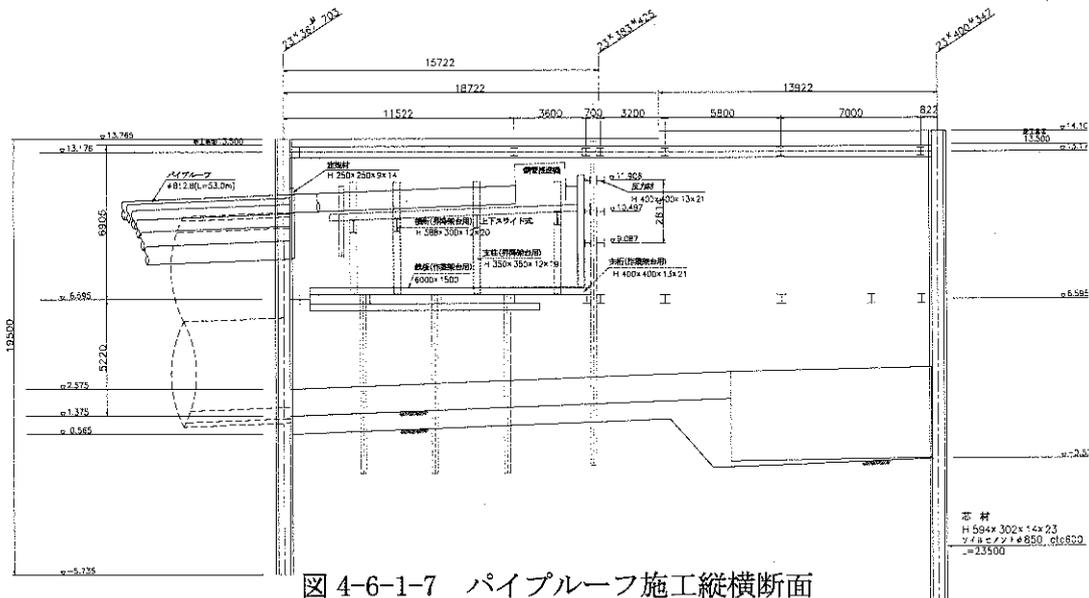


図 4-6-1-7 パイプルーフ施工縦横断面

6. 掘削

(1) 概要

本工区延長 405mのうち工区の始点方 12mと終点方 32mにはそれぞれ立坑が構築されており、残りの延長 361mを NATM により掘削した。

掘削は終点方の立坑から行ない、始点方の変電所立坑に到達した。掘削区間は発進立坑側から市道直下のパイプルーフ区間、洪積台地区間、台地斜面区間及び沖積層の低地部に区分できる。各区間の特徴を図 4-6-1-8 に示す。

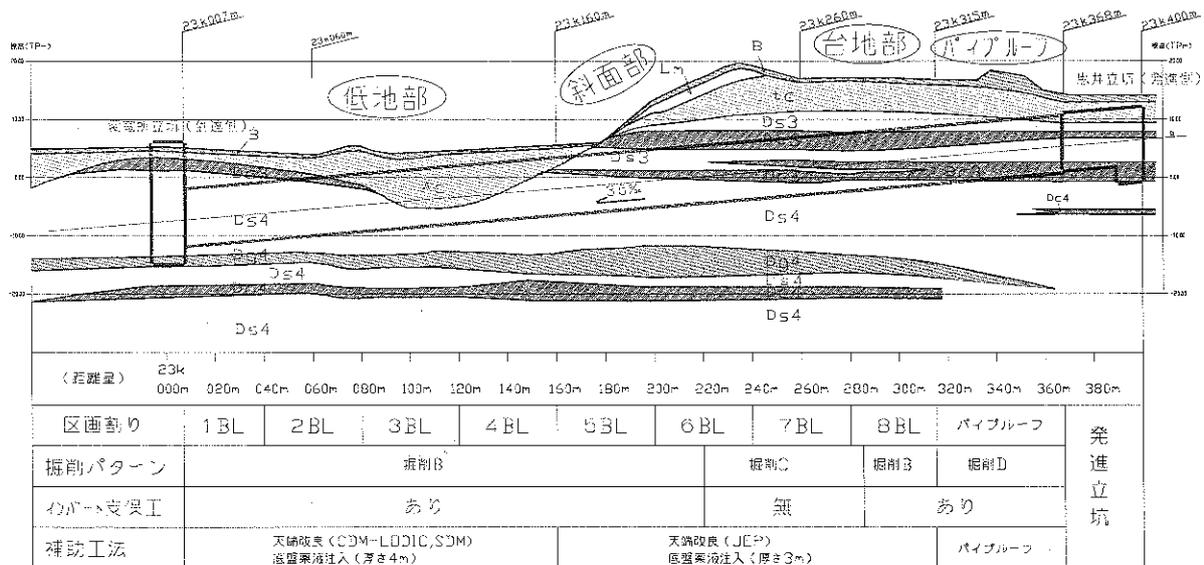


図 4-6-1-8 補助工法適用トンネル縦断面図

① パイプルーフ区間

市道直下の延長 53m の区間で、土被りは 3.5～7.5m となっている。市道にはガス管、水道管、雨水管、北千葉広域水道企業団の送水管が埋設されている。送水管はトンネルの天端からの離隔が 1.8m と最も少ない位置にある。

なお、当区間にはトンネル掘削用発進立坑の本線左に SMW との離隔 2.0m で民家が近接しており、地下水を低下させるためディープウェル 6 本を施工した。

② 洪積台地部

23 km 240m～23 km 315m の延長 75m の区間は洪積台地部であり、補助工法としてトンネルの両側を SMW による止水壁、トンネル底版部を薬液注入による地盤改良、トンネル天端部を JEP 工法による地盤改良とした。なお、トンネルと離隔 8.2m で民家が近接している。

③ 台地斜面部

23 km 160m～23 km 240m の延長 80m の区間は洪積台地に該当するが、土被りが 11m から徐々に小さくなり 23 km 160m 付近では土被り 2.6m と工区内で最も土被りの小さな箇所となっている。当区間の補助工法は止水壁の施工を BH 工法としたほかは洪積台地部と同一な補助工法とした。なお、民地に近接している。

④ 沖積低地部

23 km 007m～23 km 160m の延長 153m の区間は沖積層低地部で、被圧された成田砂層と圧密沈下が懸念される Ac 層が分布している。補助工法としてはトンネル両側を SMW による止水壁、トンネル底版部を薬液注入による地盤改良、トンネル天端部の Ac 層を SDM 及び CDM-Lodic 工法による深層混合改良とした。

(2) パイプルーフ区間の掘削

① 初期掘進

トンネルの掘進は発進立坑の SMW 壁を鏡切りすることから開始した。掘削は昼夜 2 交代制としたが、民家が近接していることもあり夜間の騒音・振動対策としてキャタピラにゴムタ

イヤを取付ける等の慎重な対応をした。

② パイプルーフ直下の掘削

当区間の掘削においては吹付けコンクリートの強度発現までの間、パイプルーフの沈下を抑制するため支保工建て込み後に支保工とパイプルーフとの間隙に速硬性のモルタルを充填注入した。

インバートの早期閉合と速硬性モルタルの充填注入により、地表面沈下を一次管理値（12 mm）以内の 10 mm に抑えることができた。

地質は砂質土と粘性土の互層であり、トンネルの肩部付近に Ds3 層が 1m 程度挟在していたため発進立坑から水平水抜きボーリングを行ない、ディープウェルとの併用で水位低下させることができた。施工中は滲水程度（0.1～0.4ℓ/min）であり、問題なく掘削することができた。

(3) 台地部の掘削

台地部の掘削は、ディープウェルによる掘削断面内の揚水を行ない水位をインバート基面付近まで低下させた後、復水試験により外部から地下水の流入が見られないことを確認してから開始した。

インバート基面の地質状況が良好であったため、トンネルと近接（23 km 285m 付近）している民家を通じた段階でインバートストラットの設置を取止め、インバートの閉合を吹付けコンクリート（ $t=200$ mm）による施工に切り替えた。

なお、この区間における揚水、復水試験では透水係数は 2.35×10^{-5} cm/sec であり、ポンプ排水で掘削可能と判断した。

(4) 台地斜面部の掘削

台地斜面部の掘削は、台地部の掘削と同様ディープウェルによる掘削断面内の揚水を行ない、水位がインバート基面付近まで低下したことを確認してから開始した。復水試験による Ds4 層の透水係数は 1.51×10^{-5} cm/sec であった。

切羽は砂質土と粘性土との互層状態で、上半切羽は安定していた。インバートは掘削基面全体が滲水状態であったため、インバートストラットの設置を行なった。

(5) 低地部の掘削

低地部の掘削前に行なった揚水では水位低下が少なかったため、ディープウェルを 2 本追加した。なお、揚水試験結果に基づく透水係数は 1.1×10^{-4} cm/sec であったため本線左側の SMW 止水壁に沿った延長 40m 間に図 4-6-1-9 に示す補強注入を行なった。

なお、補強後の透水係数が 3.3×10^{-5} cm/sec となり、補強の効果が確認できた。

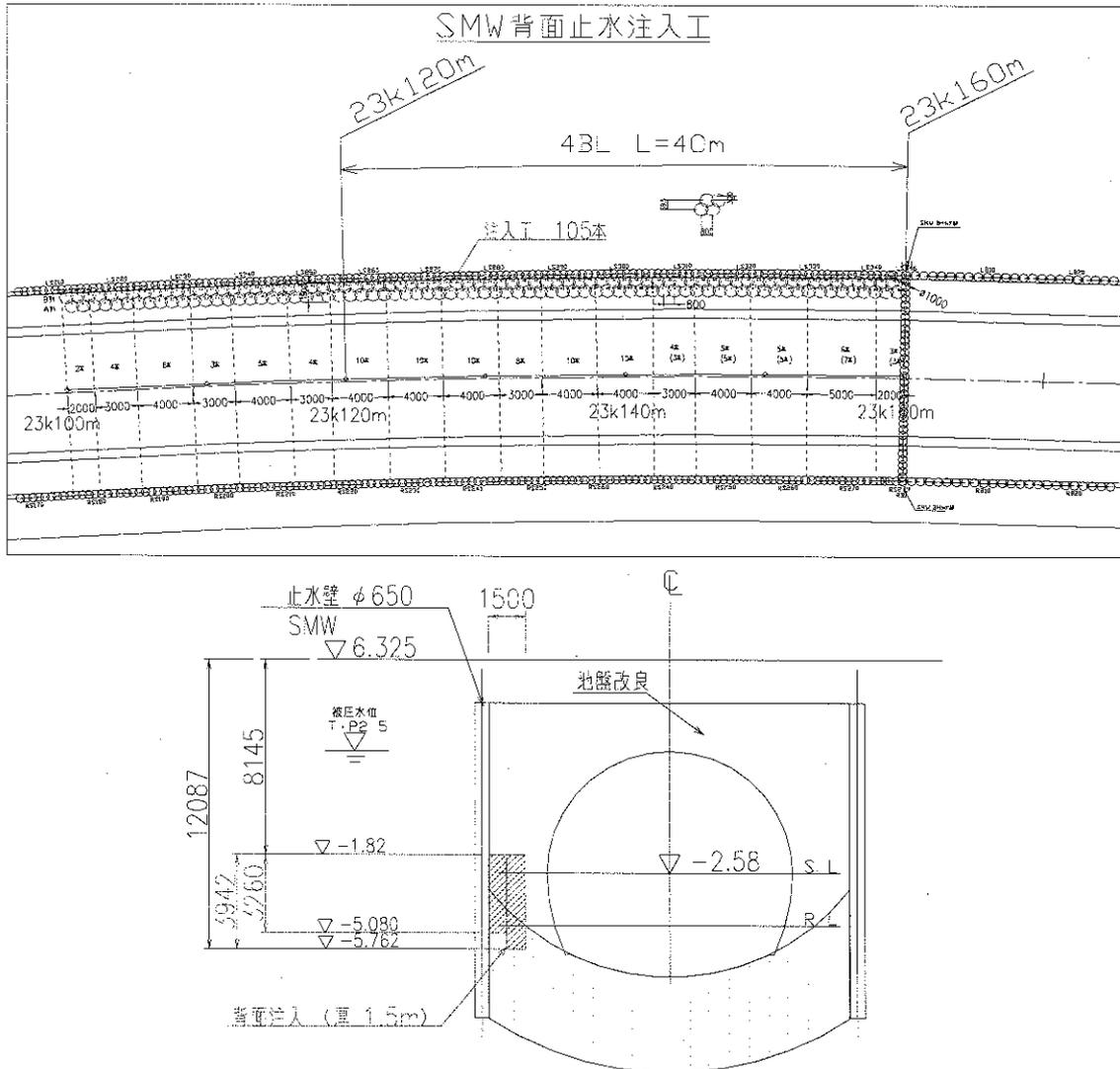


図 4-6-1-9 補強注入平面及び断面図

7. 計測工

本トンネルの掘削・計測管理を行なうにあたっては、事前に検討若しくは決定した内容を再確認するとともに、掘削に反映させることを最優先した。

(1) 計測管理

土被りの小さな都市型トンネルの変位はトンネル切羽前方から始まり、支保材による内圧効果の発現までの間トンネル周辺の地山に影響を与える。したがって、先行変位沈下量を小さくして周辺地山の安定誘導を行なうことがトンネル自体の安全性につながるものと言える。そのため、先行変位沈下、影響範囲、周辺地山の挙動把握に着目した計測管理を行なうこととした。

通常、計測は日常的な施工管理のための A 計測、地山条件や設計内容に応じて実施し、設計施工に反映させる B 計測がある。本工区では周辺地山の挙動把握に着目し、坑外計測についても重点をおくこととした。

計測項目を表 4-6-1-4 に示す。

表 4-6-1-4

位置	計測項目	計 測 内 容
坑 内	坑内観察調査	<ul style="list-style-type: none"> ・切羽の自立性及び掘削面の安定性確認 ・地質状況の確認 ・既設支保工の変状及び異常の有無
	天端沈下測定 内空変位測定	<ul style="list-style-type: none"> ・トンネル天端の沈下量を監視し断面の変状状態と天端の安定性を確認 ・周辺地山の安定性、支保工の設計と施工状態の妥当性及び覆工コンクリート打設時期の決定
坑 外	地表面沈下測定	・トンネル掘削時における地表面沈下や埋設物に対する影響及びトンネルの安全性確認と評価
	地中側方変位測定	・トンネル掘削に伴う地中及び地表の変形の把握による影響範囲の確定
坑 外	地下水位測定	<ul style="list-style-type: none"> ・止水壁内外における地下水変動量の把握 ・ディープウェル及び止水壁等の設計の妥当性確認
その他	パイプルフ沈下測定	・地下埋設管及び市道の沈下監視
	近接家屋変状観測	・第三者に対する安全監視

なお、地表面沈下計測はトータルステーションを3箇所に設置し、3次元自動追尾方式によるプリズム計測とした。

(2) 計測結果

沈下及び内空変位の測定結果は絶対量で10mm程度であった。計測値からは洪積台地部に比べ、沖積低地部の方が沈下量、閉合に関し安定していたほか、土被りの相違による違いはないものと考察できた。

地表面沈下の計測では全ての測定値で一次管理値内に収まり安定した結果が得られ、天端防護工の施工が寄与した結果と判断される。

事前に懸念されていた底盤からのパイピングや盤ぶくれ等の現象は発生しなかった。これは隔壁ブロックを形成し揚水効果を確認しながら施工した結果と考えられる。

なお、薬液注入には不利となる砂質土や粘性土の互層が存在したため、ある程度の湧水はあったが、環境条件に適切に対応することにより、安定した掘削ができた。

8. 防水工

NATM工法はトンネル掘削方法に関する合理性や経済性の観点から山岳部のみならず都市部においても採用される傾向にあるが、その一方で覆工コンクリートのひび割れや漏水が大きな問題になるとともに、トンネル供用後の補修が難しい点から維持管理・修繕の軽減策が重要な課題となっている。

当工区では(財)鉄道総研等によって開発されていた防水シート(接着性防水シート、商品名:エバーブリッド)を有効に活用してシート防水の効果を高め、覆工コンクリートのひび割れ防止とトンネルのウォータータイト構造を実現するために、施工現場での適用上の問題点の確認と適用性の確立・立証を目的とした施工を行なった。

この工法はNATMの覆工コンクリートの施工にあたり、吹付けコンクリート面の不陸に影響されずに防水シートを円滑に展張りするシステムであり、展張り用台車上に敷設した防水シートと吹付けコンクリートとの間の空隙に充填材を圧入し、同時に充填材の付着力でシートを張付ける方法である。

本システムの採用により、従来ひび割れの原因であった覆工背面の拘束や空洞の発生といっ

た問題点を解決することが可能となった。また、幅広のシート（本工区では長さ6mのシートを使用した）を用いることにより、現場での溶着回数を減少させるとともに不陸を修正することで、シートの破損の減少を図ることが可能となった。

施工結果は良好で、覆工コンクリートに生ずるひび割れを抑制し、止水性の高い防水構造物が得られるとともにトンネルの寿命を高め、ひいては将来にわたる維持管理、補修費の削減につながることを期待される。

図4-6-1-10にトンネル断面構造における従来工法と新工法を模式図として示す。

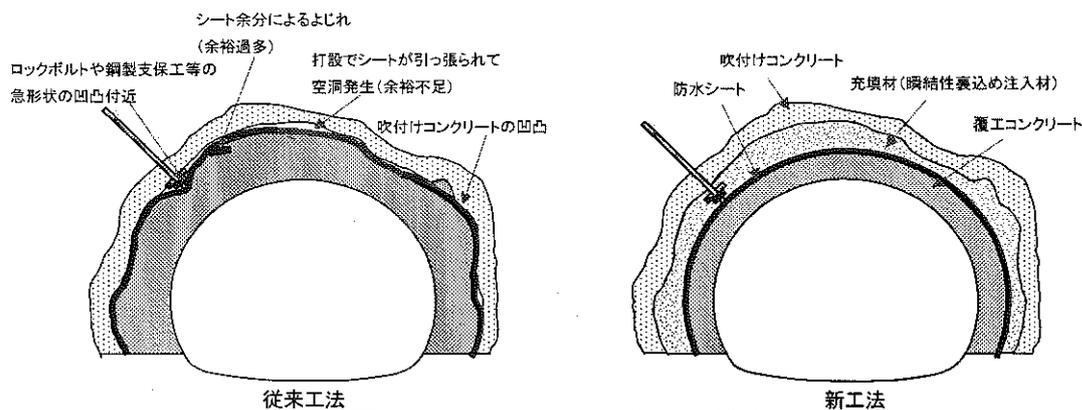


図4-6-1-10 トンネル断面の模式図

(1) 実用化への検討

新システムを発展させるためには次に示すような課題を解決する必要があった。

- ・覆工コンクリートの下地となるべき部分を平滑に仕上げるとともに、この下地への防水シート張付けを同時かつ経済的に達成させること
- ・作業効率を考慮した適切な裏込め充填材の選定と所要強度の確保
- ・システム全体の効率的な作業手順の確立
- ・実施工における性能確認

そのため、課題解決にあたっては施工性(施工方法)、経済性、品質の3点から検討を進めた。

① 施工性(施工方法)

防水シートを平滑に仕上げる方法としては、型枠(セントルなど)をセットし吹付けコンクリートと型枠との間に充填材を注入する方法を採用した。なお、吹付け面を整形した後に防水シートを張付ける方法も考えられたが、型枠にあらかじめ防水シートを広げておくことでシート張りの手間を省くことができ、またシート背面の空隙を最小限に抑えることが可能となるため、施工性と品質確保の面で有利と判断した。

この方法により防水シート、充填材及び吹付けコンクリートを一体化するとともに、凹凸のない滑らかな防水シートの展張りが可能となった。

また、この施工方法をスムーズに行なうためには、適切な防水シート材と裏込め充填材を選定したうえで、防水シート張り設備(型枠台車)の改良が必要であった。種々検討の結果、防水シートは従来工法と同じ構造(防水シート+不織布)とし、工場で防水シートと不織布を接着加工したうえで、充填材と不織布との付着力を利用して防水シート全体を張付けること

とした。なお、防水シート張付け設備の製作や張付け作業は、従来のトンネル施工技術で十分対応が可能であった。

裏込め注入材は吹付けコンクリートと不織布との付着力、吹付けコンクリートと不織布との空隙への充填性（流動性）が必要であると同時に、充填材が妻部や型枠下端からリークしないよう固結時間（瞬結性）についても確認が求められた。

ア、裏込め充填材の選定

充填材は、エアーミルクとシールド工法で使用される2液型瞬結性注入材の2種類について検討した。

試験の結果、エアーミルクは注入時圧力によりエアーがつぶれ材料が過大になることや想定を上回る硬化熱が発生する等の問題点があることがわかった。また、硬化に長時間を要するため吹付けコンクリートの凹凸と妻型枠（エアーバルク）から多量のリークが生じ、作用荷重によって型枠の変形が生じた。一方、シールド工法で使用される2液型瞬結性注入材は硬化時間の調節が可能であるためリークの問題がなく、作業効率も大幅に改善可能であった。そのため、裏込め充填材としては2液型瞬結性注入材を採用した。

図4-6-1-11に防水シート張付け設備を示す。

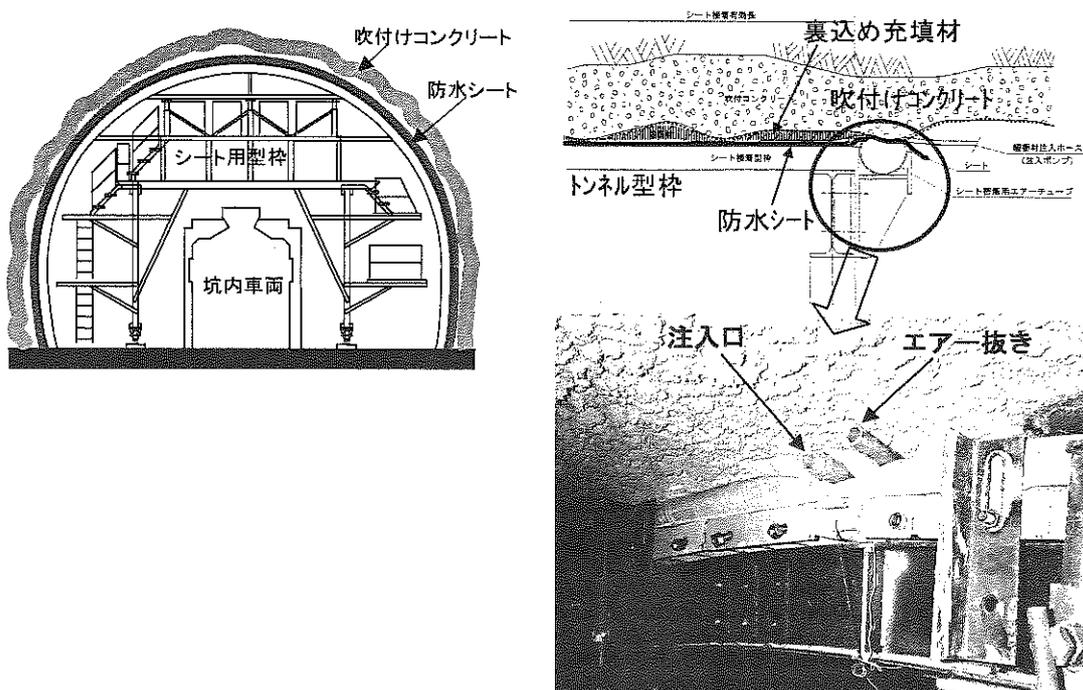


図4-6-1-11 防水シート張付け設備

イ、凝結時間及び付着力

充填材には高流動性（充填性）のほか、リークが生じた場合容易に対応できること（瞬結性）が重要である。この2点の要件を満たすため、材料のゲルタイムを10～30秒の間で変化させた室内試験を行なった結果、ゲルタイムとしては30秒が最適であることがわかった。また、目標のゲルタイムから充填材の配合を決定するとともに、吹付けコンクリートと充填材、充填材と防水シートの不織布との付着力を確認するための実験も行なった。

その結果、充填後の材令2時間で吹付けコンクリートと充填材との付着力（必要な付着力 $=1.4 \times 10^{-3} \text{N/mm}^2$ ）、充填材と不織布との付着力（同 $=1.8 \times 10^{-5} \text{N/mm}^2$ ）ともに、材料の自重から求められる付着力の20倍を上回る結果となり、2液型瞬結性注入材は要求性能のひとつである付着力について十分満足していることが確認できた。

ウ、作業方法

裏込め充填材の注入は以下の手順とした。

- ・防水シートを型枠に巻き上げた後、型枠の位置をセットする。
- ・充填範囲の外周にエアバルクを配置し、妻型枠を作成する。
- ・注入口は3箇所とし、両肩部（SL+4mの位置）から片側ずつ注入した後に天端センター部から注入を行なう。
- ・妻型枠の天端に設置しているエア抜き（図4-6-1-11）から充填材が流出することを確認した上で注入完了とする。

② 経済性

新システムと従来工法とを比較すると、新システムの設備費は防水シート張り設備等が必要になることから、従来工法の約2倍となった。一方、労務費、材料費、プラント費は従来工法と比較し、3.5%の増加に抑えられたことから、新システムと従来工法とのコスト差は設備費に起因していることがわかった。

設備費は施工数量の基本となるトンネル延長に大きく影響されるため、当トンネルのように比較的短いトンネル（延長361m）の場合は、シート張り設備を覆工コンクリート用セントルで兼用しコスト低減を図ることが必要である。

また、本工区では防水シートの展張り長を6mとしたが、覆工コンクリート用セントルで兼用する場合は、施工延長をセントル長（10.5mまたは12m）に合わせて労務費を低減することも可能と思われる。

充填材も付着力の発現強度が大きすぎたことから、配合の見直しを行ないコスト低減を図ることも必要であると考えられる。

③ 品質

写真4-6-1-1に示すように防水シートの敷設状況は、シートの溶着部を除きほぼ平滑に仕上がっており、従来工法のシート余裕過多あるいは余裕不足といった問題点は解決できたものと考えられる。

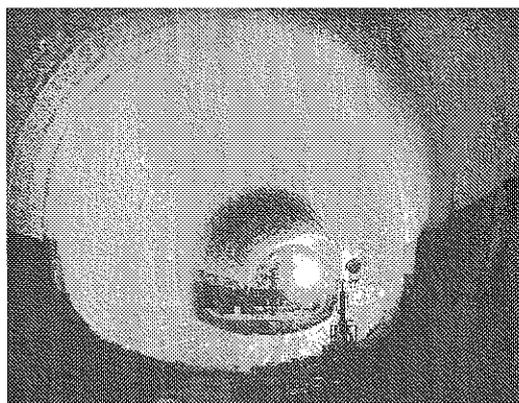


写真 4-6-1-1 防水シートの敷設状況

(2) 新システムの効果

今回施工した防水シート展張りシステムにより期待される効果は以下のとおりである。

① 防水性能の向上

- ・型枠長に合わせた幅の広いシートの展張りが可能となるため、現場での溶着作業量が減

少し、品質に対する信頼性が向上する。

- ・ロックボルト頭部等の突起物によるシートの損傷が少なくなる。
- ・覆工コンクリートに鉄筋を使用する場合、鉄筋組立て時に鉄筋の端部でシートを損傷することが少なくなる。
- ・シートが吹付けコンクリートに密着するとともに仕上げ面を平滑にできるため、確実なウォータバリアの形成が可能で、広範囲な漏水の拡大を防止することができる（補修箇所の絞込みが可能）。

② 覆工コンクリートの品質の向上

- ・防水シートの表面が平滑なため、覆工コンクリートの巻厚が一定となり空隙の発生も少なくなる。
- ・防水シート面のアイソレーション機能が向上するとともに一定になる。
- ・シートの表面が平滑なためコンクリート打設がスムーズとなり、密着したコンクリート構造となる。

③ 良好な作業環境の確保

- ・防水シートの敷設が機械作業となるため、省力化を図ることができる。
- ・シートのたるみがなくなるため、鉄筋組立て時の作業環境が改善され、能率アップを図ることができる。

④ ライフサイクルコストの低減に寄与

- ・漏水量を減らせるため、漏水処理費を少なくすることができる。

(3) 土木学会技術開発賞受賞

本システムは、都市トンネル等に求められているウォータータイトな構造物を構築するという目的を達成するためには画期的な方法と評価され、平成16年度の土木学会技術開発賞を受賞した。

9. 覆工コンクリート

覆工コンクリートは低土被りという地山条件、覆工コンクリート施工後に計画されている本線地上部における地山の一部除去等を考慮し、鉄筋構造とした。

図4-6-1-12に覆工コンクリートの断面図を、写真4-6-1-2～3に施工状況を示す。

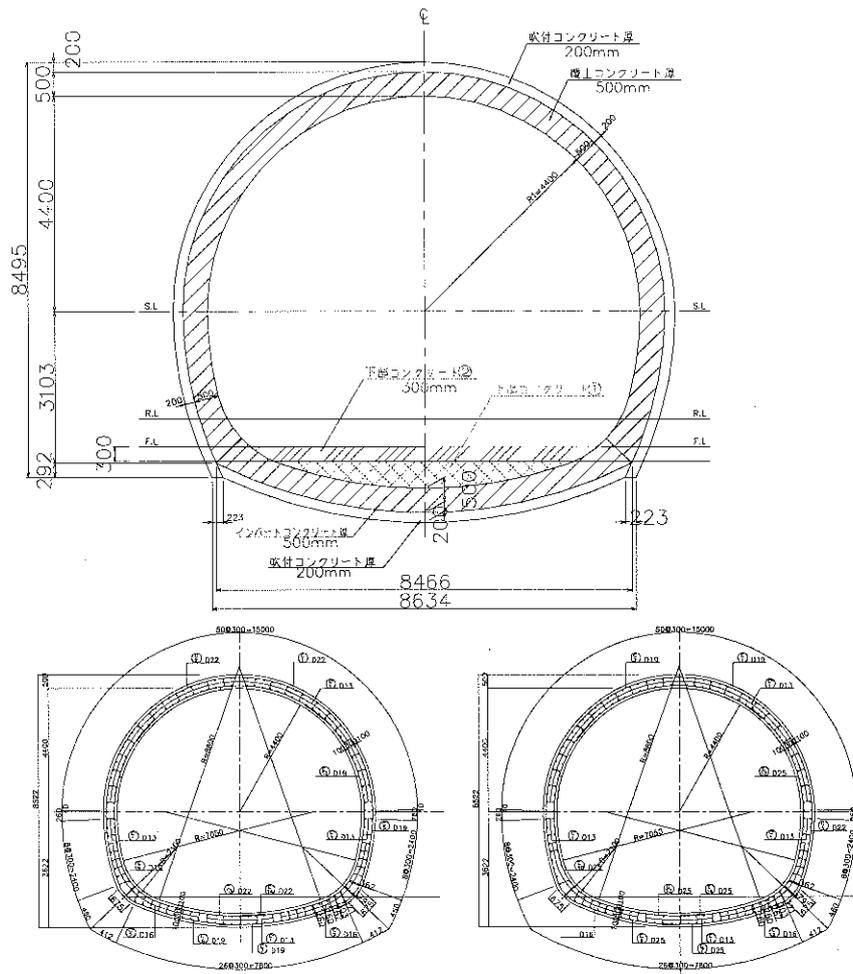


図 4-6-1-12 二次覆工配筋断面図

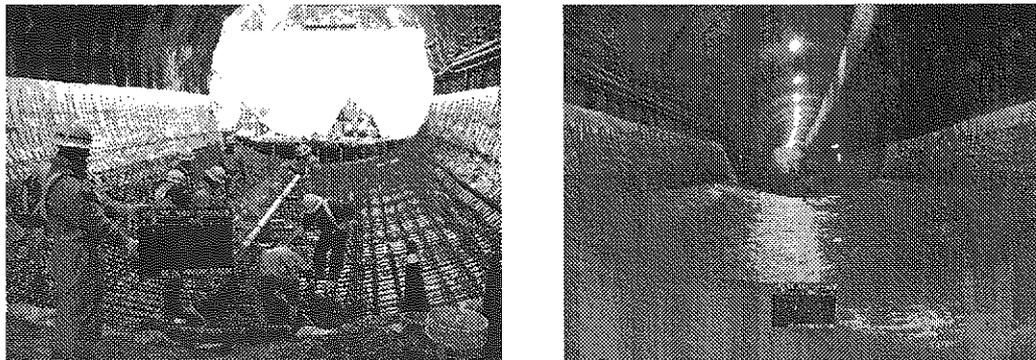


写真 4-6-1-2 インバート打設状況及び打設完了全景

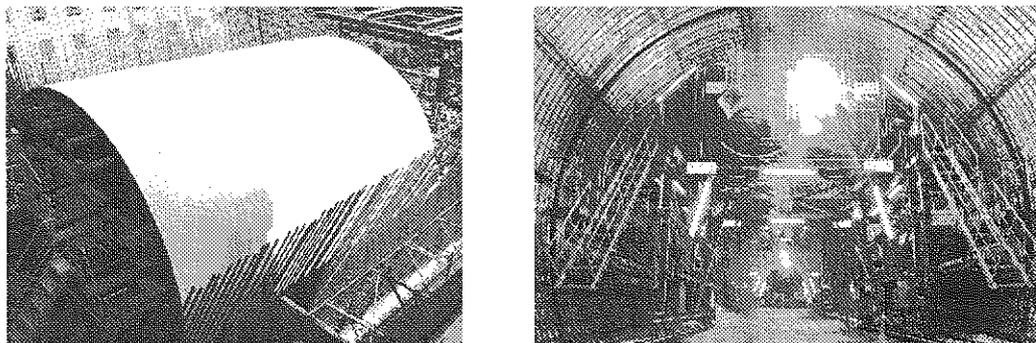


写真 4-6-1-3 セントル組立状況及び鉄筋組立台車全景

第7章 開削トンネル

第1節 概要

開削トンネルとしては、駅部が20駅のうち8駅、一般部としては西綾瀬トンネル、綾瀬川トンネル等が施工された。

各駅の概要を図4-7-1-1に示す。

種別	駅名	秋葉原	新御徒町	浅草	南千住	青井	六町	南流山	つくば
配線図		[1面2線]	[1面2線]	[1面2線]	[2面4線]	[2面4線]	[1面2線]	[1面2線]	[1面2線]
駅体及びホームの形態									
キロ程		0k000m	1k600m	3k130m	5k640m	10k590m	12k020m	22k130m	58k280m
乗降人員(人/日)		48,000	83,000	11,000	31,000	15,000	28,000	65,000	23,000
駅形態		地下4階	地下4階	地下4階	地下1階	地下2階	地下3階	地下1階	地下2階
ホーム長		1×12.0×125m(165m)	1×9.2×125m(165m)	1×9.7×125m(165m)	2×4.5×125m(165m)	2×4.0×125m(165m)	1×8.1×125m(165m)	1×8.0×125m(165m)	2×10.0×125m(165m)

図4-7-1-1 各駅の概要

開削トンネルの内空寸法は所定の建築限界寸法に建築限界外方の規程余裕を加算して決定している。図4-7-1-2～5に駅部と一般部の標準断面を示す。

1. 駅部

(1) 島式ホーム駅

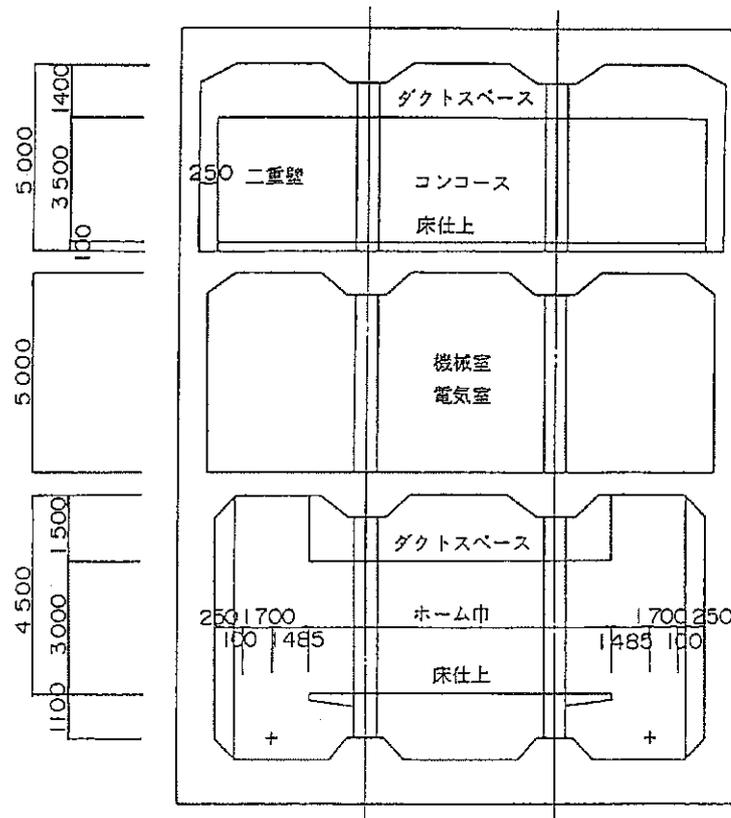


図4-7-1-2 開削トンネル（島式ホーム駅）標準寸法

(2) 相対式ホーム駅

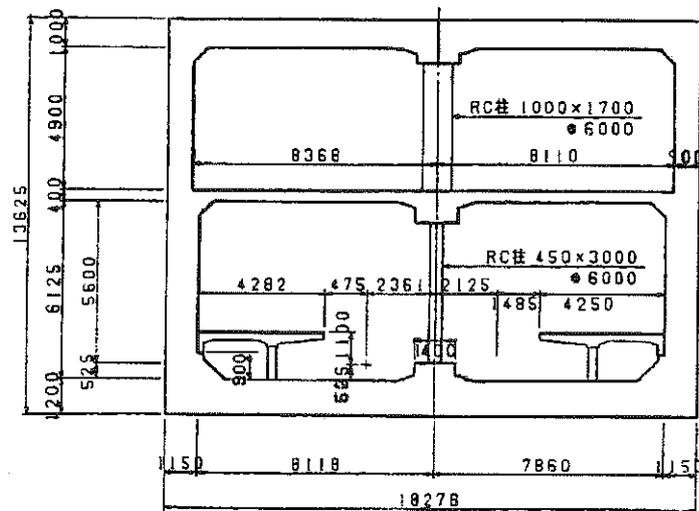
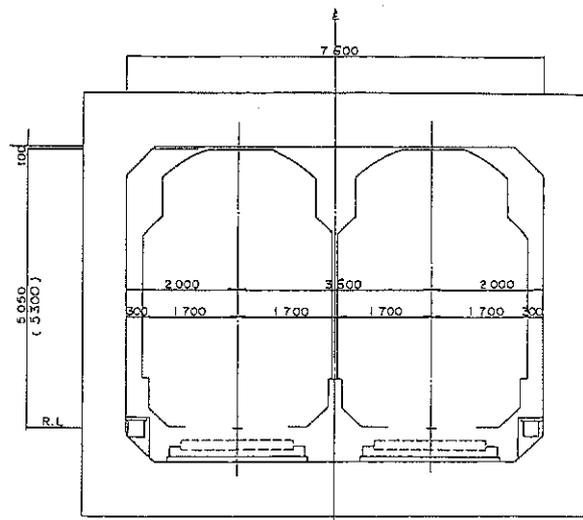


図 4-7-1-3 開削トンネル（相対式ホーム駅）の例

2. 一般部

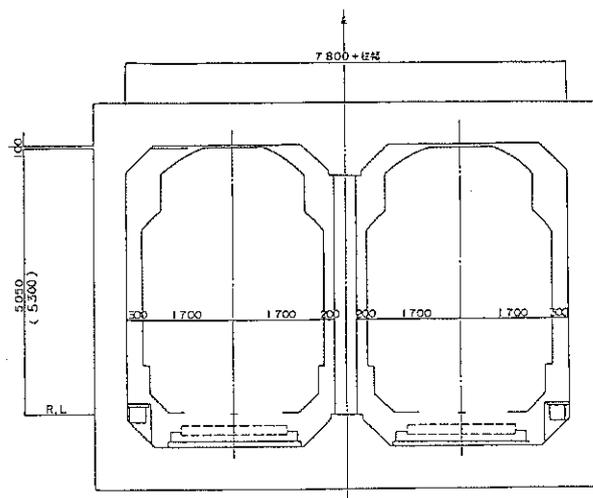
(1) 1ボックス区間



() 内の標記は、交流区間を示す。

図 4-7-1-4 開削トンネル(一般部)1BOX 区間標準寸法

(2) 2ボックス区間



() 内の標記は、交流区間を示す。

図 4-7-1-5 開削トンネル(一般部)2BOX 区間の標準寸法

第2節 仮設構造物の設計（仮土留工）

開削トンネルの重要仮設構造物である仮土留工は、掘削深さ、周辺地盤の土質・地下水の状況、占用道路幅などの作業帯確保、近接構造物への影響度合いなどを考慮し、施工実績、信頼性、工期、工事費の観点から選定を行った。その結果、大半が軟弱地盤に構築される工区が多く、仮土留形式は柱列式地下連続壁(SMW)を採用しているが、秋葉原駅は普通地盤であり、RC地中連続壁を仮土留めに採用し、一体壁による本体利用を行っている。

設計にあたっては、『(深い掘削土留工設計指針)平成7年4月 日本鉄道建設公団』を基準として、図4-7-2-1の仮設設計フローにより設計している。地表面荷重は 10kN/m^2 、建築荷重はブーシネスク法による側圧とし、切梁上載荷重、切梁温度荷重、路面覆工荷重(車両荷重T-20及作業帯荷重クローラークレーン等)を考慮している。断面力算定モデルは弾塑性解析を用いて、根入れ長は釣り合い計算、弾性領域率及び最小根入れ長(=3.0m)で計算し決定している。土留め工の市街地における許容変位量は50mmを標準としているが、西綾瀬トンネルは都営住宅と近接しているため30mmとし、青井駅は近接の程度から60mmに許容している。地下水位については、土留め背面側は全水頭、掘削面側は、盤ぶくれの安全率が1.1となるように設定している。掘削底面の安定については、施工過程における中間粘性土の盤ぶくれの検討及びボーリング、ヒービングの検討を実施している。補助工法については、必要に応じて、土留め内に揚水井戸の設置、土留め壁変位抑制として地盤改良による先行地中梁、ヒービング・ボーリング対策として底盤改良、トラフィカビリティー向上のため、生石灰杭工法による改良及び切梁プレロードを実施している。また、周辺環境を考慮し、市街地では、騒音・振動に対する検討を行っている。仮設構造物の概要については表4-7-2-1(1)～(4)に示している。

また、仮設構造物の設計例として、地下4階と深くしかも軟弱地盤に設置した浅草駅の設計を記述する。浅草駅は、トンネル延長310m、掘削深さ37.9m、仮土留め形式は、柱列式地下連続壁(SMW)を採用している。地質条件は表4-7-2-2の表中山留め架構一般図に示すように軟弱地盤、中間杭支持層はDs5層、地下水位は-2.3m、被圧地下水位-14.4m、地表荷重は建築荷重として 50kN/m^2 とし、ブーシネスク法による側圧を考慮している。山留架構断面力算定は弾塑性解析モデルとし、根入れ長は釣り合い計算、弾性領域率及び最小根入れ長(=3.0m)で検討を行ない、釣り合い計算より7.1mとしている。土留め壁は心材SS400($\phi 850$ 、H-594×302×14×23、ctc600mm $\sigma_s/\sigma_{sa}=65\%$ 、 $\tau/\tau_a=52\%$ 、 $\delta_{\max}42.3\text{mm}$)、土留め支保工はH-400～500、腹起しはH-400×400×13×21～2H-502×470×20×25、路面覆工桁は、H-400×400×13×21(ctc2.5m)、中間杭H-300×300×10×15(ctc2.5m)となっている。その詳細は表4-7-2-2(1)～(2)に示す。

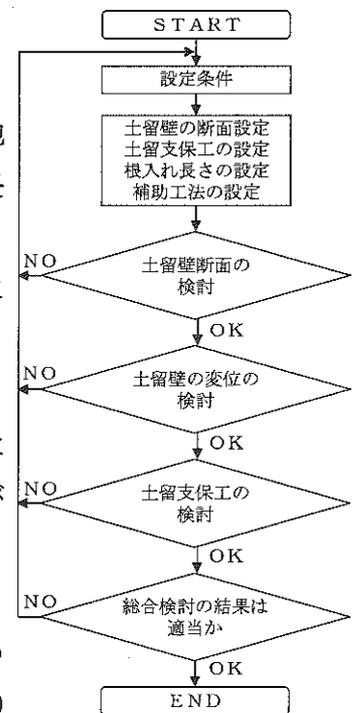


図4-7-2-1 仮設設計フロー

表 4-7-2-1 開削トンネル概要(1)

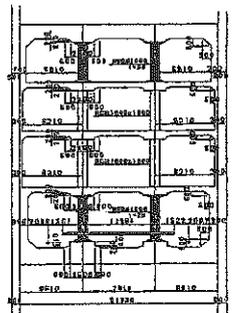
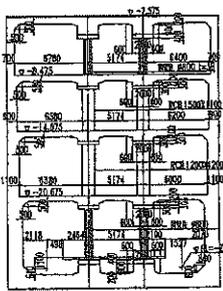
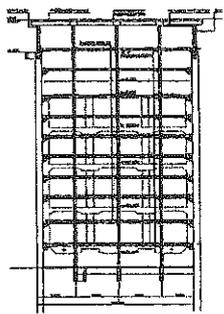
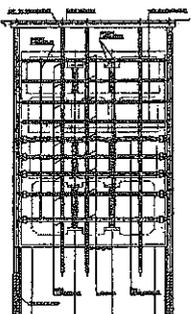
		駅 名		秋葉原駅	浅草駅
		開削トンネル	本設構造物	駅規模	駅種別
駅長(m)	283.5				304.0
沿線状況(市街地・その他および道路幅)				市街地	市街地
線形条件	設計最高速度(km/h)			130	130
	平面線形(曲線半径(m))			650.0	上り線1000:下り線800
	縦断線形(勾配(%))			-2.0	+10.0
	軌道構造			弾性直結	弾性直結
ホーム形式	ホーム形式			島式ホーム(1面2線)	島式ホーム(1面2線)
	路線数			複線	複線
	ホーム長(m)			6両対応:125 8両対応:165 10両対応:205	6両対応:125 8両対応:165 10両対応:205
	ホーム幅(m)		7.0~11.9	7.7~9.7	
構造設計	構造条件		トンネル延長	103	130
			構造形式	4層3径間	4層3径間
			構築幅(m)	22.8	18.0
			構築高さ(m)	27.8	22.9
	構造一般図(標準断面)				
仮設構造物	地盤条件		普通地盤	軟弱地盤	
	構造条件	土留め壁形式	R C地下連続壁	S MW形式	
		支保工形式	切梁式(プレート有り)	切梁式(プレート有り)	
		平均掘削深さ(m)	37.4	32.8	
	山留架工一般図				
	補助工法	-	土留め内に揚水井を設けている		
	近接構造物の有無	-	下水浅草幹線(φ4800)が並行して近接している。		

表 4-7-2-1 開削トンネル概要(2)

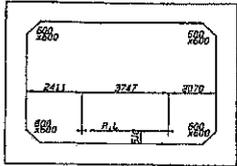
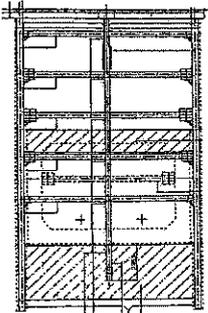
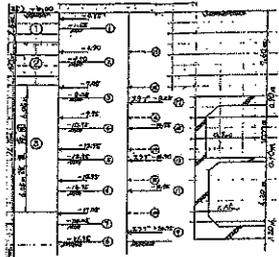
		駅 名		西綾瀬トンネル	青井駅
		開削トンネル	本設 構造物	鉄道計画	駅規模
駅長(m)	-				180.0
沿線状況(市街地・その他および道路幅)	市街地			市街地	
線形条件	設計最高速度(km/h)			130	130
	平面線形(曲線半径(m))			-	-
	縦断線形(勾配(%))			-	-
	軌道構造			弾性直結	弾性直結
ホーム形式	ホーム形式			-	相対式ホーム(2面2線)
	路線数			複線	複線
	ホーム長(m)			-	6両対応:125 8両対応:165
	ホーム幅(m)		-	4.25~9.6	
構造設計	構造条件		トンネル延長	-	70
			構造形式	1層1径間	2層4径間
			構築幅(m)	10.0	28.6
			構築高さ(m)	7.7	13.6
		構造一般図(標準断面)			
地盤条件		軟弱地盤	軟弱地盤		
仮設 構造物	構造条件	土留め壁形式	S MW形式	S MW形式	
		支保工形式	切梁式(ブレード有り)	切梁式(ブレード有り)	
		平均掘削深さ(m)	16.8	21.8	
		山留架工一般図			
	補助工法	地盤改良による先行地中梁、ヒートピッチおよび盤ぶくれ対策として底盤改良を行う。	トラフカクリヤー確保のため生石灰ピッチおよび盤ぶくれ対策として杭地盤改良を行っている		
近接構造物の有無		-	-		

表 4-7-2-1 開削トンネル概要(3)

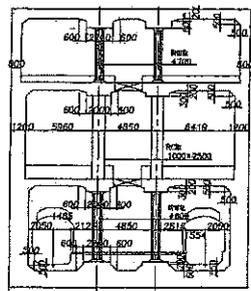
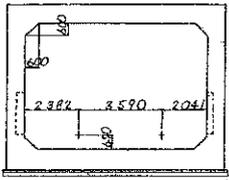
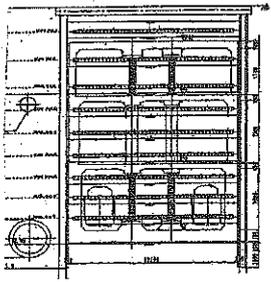
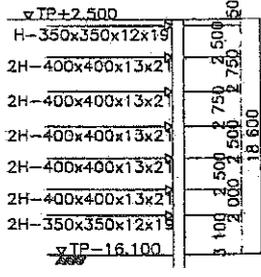
		駅 名		六町駅	綾瀬川トンネル	
開削トンネル	本設構造物	鉄道計画	駅規模	駅種別	中間駅	—
				駅長(m)	260m	—
			沿線状況(市街地・その他および道路幅)	市街地	農地	
			線形条件	設計最高速度(km/h)	130	130
				平面線形(曲線半径(m))	上り線1000:下り線直線	直線
		縦断線形(勾配(%))		+3.0	—	
		ホーム形式	軌道構造	弾性直結	弾性直結	
			ホーム形式	島式ホーム(1面2線)	—	
			路線数	複線	複線	
			ホーム長(m)	6両対応:125 8両対応:165 10両対応:205	—	
	ホーム幅(m)		5.0~9.5	—		
	構造設計	構造条件	トンネル延長	260m	—	
			構造形式	3層3径間	1層1径間	
			構築幅(m)	19.6	9.7	
			構築高さ(m)	24.9	7.9	
		構造一般図(標準断面)				
	仮設構造物	構造条件	地盤条件	軟弱地盤	軟弱地盤	
			土留め壁形式	上り線側:SMW 下り線側:TMW	SMW形式	
			支保工形式	切梁式(ブロード有り)	切梁式(ブロード有り)	
		補助工法	平均掘削深さ(m)	29.3	18.6	
山留架工一般図						
補 助 工 法			トワイバーリ-確保,先行地中梁のため地盤改良を行っている	—		
近接構造物の有無			—	—		

表 4-7-2-1 開削トンネル概要(4)

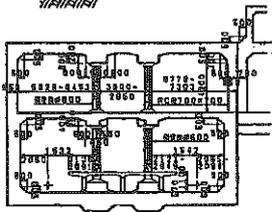
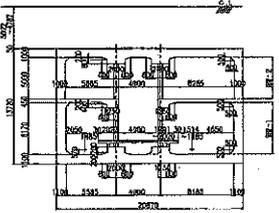
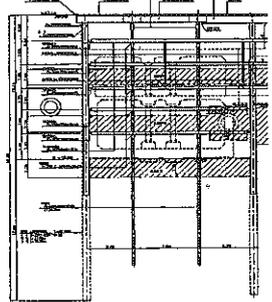
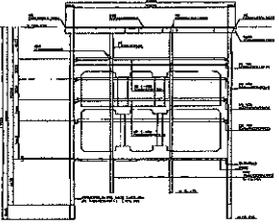
駅名		南流山駅(南流山トンネル)	つくば駅	
本設 構造物	駅規模	駅種別	中間駅	終端駅
		駅長(m)	189.9	241.0
	沿線状況(市街地・その他および道路幅)	市街地	市街地	
	線形条件	設計最高速度(km/h)	130	130
		平面線形(曲線半径(m))	上り線900:下り線1000	上り線600:下り線直線
		縦断線形(勾配(%))	-5	+2.0
		軌道構造	弾性直結	弾性直結
	ホーム形式	ホーム形式	島式ホーム(1面2線)	島式ホーム(1面2線)
		路線数	複線	複線
		ホーム長(m)	6両対応:125 8両対応:165 10両対応:205	6両対応:125 8両対応:165 10両対応:205
ホーム幅(m)(6両対応)		6.3~9.2	8.3~9.0	
構造設計	構造条件	トンネル延長	189.9(南流山トンネル1,171.7)	241.0
		構造形式	2層3径間	2層3径間
		構築幅(m)	13.7~17.5	20.9
		構築高さ(m)	13.7	13.7
	構造一般図(標準断面)			
地盤条件	軟弱地盤	普通地盤		
仮設 構造物	構造条件	土留め壁形式	S MW形式	S MW形式
		支保工形式	切梁式	切梁式
		平均掘削深さ(m)	18.8	19.3
	山留架工一般図			
	補助工法	土留壁変位抑制のため先行地中梁を施工、トライカ'リイ確保のため、生石灰くい等により地盤改良を行なっている。	トライカ'リイ確保、先行地中梁のため地盤改良を行っている。終点端部擁壁等にグランドアークを施工している。	
	近接構造物の有無	武蔵野線高架橋と交差・近接、千葉県幹線下水道管(Φ1,650)、東京ガス高圧導管	-	

表 4-7-2-2 仮設構造物(1)

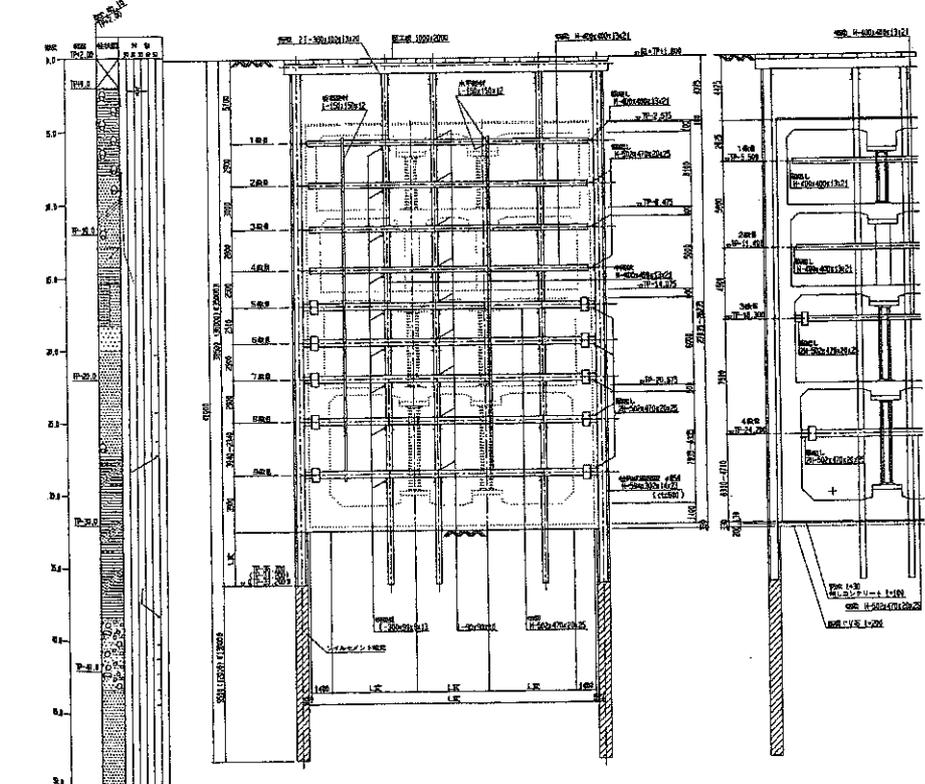
件名	常新、新浅草St仮設設計他	
開削トンネル名	常磐新線浅草駅(C断面)	
設計概要	常磐新線浅草駅の一般部断面(C断面)における仮設設計である。仮土留形式は柱列式地下連続壁(SMW)を採用している。またGL-20m付近に下水浅草幹線(Φ4800)が並行して近接している。	
	準拠基準	深い掘削土留工設計指針、平成5年9月 日本鉄道建設公団
開削トンネル 構造条件	トンネル延長(m)	304m
	構造形式	4層3径間
	幅(m)	20.0m
	構築高さ(m)	27.9m
	掘削深さ(m)	32.8m
使用材料	山留め壁	芯材SS400
	桁・支保工	SS400
許容応力度	山留め壁(kgf/cm ²)	$[\sigma_{sa}] = 2100$ $[\tau_a] = 1200$
	山留め壁(N/mm ²)	$[\sigma_{sa}] = 210$ $[\tau_a] = 120$
	桁・支保工(kgf/cm ²)(N/mm ²)	2100(210)
弾性係数	山留め壁(tf/m ²)(KN/m ²)	$[E_s] = 2.1E+7$ (2.1E+8)
	桁・支保工(tf/m ²)(KN/m ²)	$[E_s] = 2.1E+7$ (2.1E+8)
近接構造物の有無	下水東浅草幹線(Φ4800)がGL-20m付近に並行して近接している。(シールド端部～構築端部約1.7m)	
山留め架工一般図		

表 4-7-2-2 仮設構造物 (2)

設計条件	土質条件	土質	図面参照
		中間杭支持層	Ds5層
	地下水位	GL-2.3m(被圧水位GL-14.40m)	
	山留壁設計荷重条件	地表面荷重	[地表面上載荷重]1.0tf/m ² (10KN/m ²) [建築荷重]5.0tf/m ² (50KN/m ²) 離れ2m 載荷幅32m ブーシネスク法による建築荷重の側圧を考慮している。
その他の荷重		[切梁上載荷重]0.5tf/m(5KN/m)	
路面覆工桁、中間杭の設計における荷重条件			
解析モデル	山留め架構断面力算定モデル	[弾塑性解析]	
	根入れ釣合い	釣合い計算、弾性領域率および最小根入れ長(3.0m)で検討を行い、最小根入れ長より根入れ長を3.0mとしている。	
設計にあたって留意した事項	周辺環境	——	
	地下水位	土留め背面側は全水頭、掘削面側は盤ぶくれの計算安全率がFs=1.1となるような地下水位を設定している。	
	圧密沈下	——	
	掘削底面の安定	盤ぶくれの検討を実施している。	
	トラフィカビリティ	——	
	補助工法(地盤改良含む)	土留内に揚水井を設けている。	
設計結果	山留め壁根入れ	最小根入れ長3.0mより決定している。	
	山留め壁	芯材:H-594×302×14×23 φ850 ctc600 $\sigma_s/\sigma_{sa}=1689/2100$ $\tau/\tau_a=694/1200$ $\delta_{max}=52.2mm$	
	山留め支保工	切 梁:1~4段: H-400×400×13×21 0.81/1.0 5~9段: H-502×470×20×25 0.78/1.0 腹起し: 1段: H-400×400×13×21 $\tau/\tau_a=1162/1200$ 2,3段: H-502×470×20×25 $\tau/\tau_a=758/1200$ 4~9段: 2H-502×470×20×25 $\tau/\tau_a=1039/1200$	
	路面覆工桁	H-400×400×13×21 ctc2.5m(標準ピッチ)	
	中間杭	H-300×300×10×15 ctc2.5m(標準ピッチ)	
	特記事項(弾性領域率について)	掘削面側を地盤改良する場合で、強度は高いけれど脆性的な破壊を示す場合に、破壊に対する安全性を大きくする必要がある。弾塑性法により山留め壁の計算を行うと、根入れ部に弾性領域と塑性領域が計算される。これにより弾性領域率(根入れ長に対する弾性領域の長さの割合)を求め、この弾性領域率により安全性を検討している。	

第3節 本体構造物の設計

開削トンネルの本体構造物の設計は図 4-7-3-1 の設計フローにより実施している。

設計は、『常磐新線土木構造物設計仕様書第9編開削トンネル平成9年2月』によっている。トンネル延長、構造形式、構築幅、構築高さより、各構造条件を決定し、軌道方向スパンは10mとしている。使用材料はコンクリート 24N/mm²(床版、側壁)、RC 柱・鋼管柱中詰 50N/mm²、鉄筋 SD345、鋼管柱 SM490、SCW490-CF、支圧盤 SCW480 としている。側圧は、平水位時と低水位時2ケース水圧を考慮している。地表面荷重は、路面活荷重、民地荷重等を考慮している。断面力解析モデルは、常時・地震時(中・大)については、地盤バネモデルとし、断面力算定は常時・中地震時は変形法による線形解析、大地震は、等価線形化手法による部材非線形解析、地震時の変位の算定は、中地震時は応答スペクトル法、大地震は、SHAKE により算出している。また、本路線の地下駅では、経済化を図るため、充填コンクリートの強度を高めることにより、鋼管を薄肉化し、支圧板形状を見直した新型合成鋼管柱を採用した。

この新型合成鋼管柱の開発については後述する。

本体構造物の概要については表 4-7-2-1(1)～(4)に示している。また、設計の例として表 4-7-3-1(1)～(3)に示す。

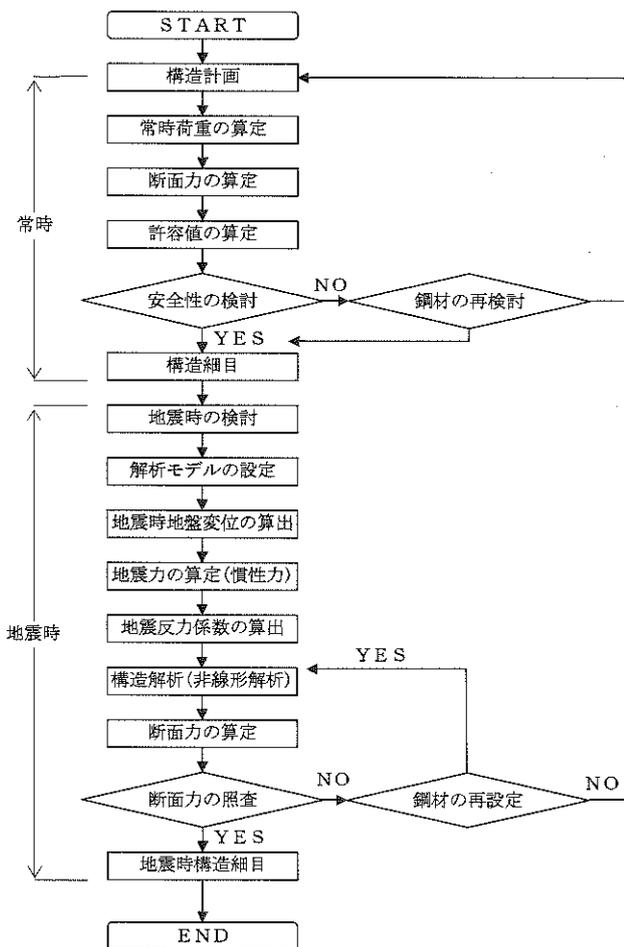


図 4-7-3-1 設計フロー

表 4-7-3-1 本体構造物(1)

件名	常新、秋葉原St設計他1							
トンネル名	秋葉原駅							
設計概要	・常磐新線秋葉原駅(283.5m)における代表断面の内のひとつであるA-1断面(4層3径間RC箱型断面)の常時および大地震時の設計である。 ・連続地中壁を本体利用している。 ・大地震時の検討にて鉛直方向慣性力(上・下方向)を考慮している。							
準拠基準	常磐新線土木構造物設計要領 第9編 開削トンネル H8年7月 日本鉄道建設公団 東京支社							
構造条件	トンネル延長(m)	103						
	構造形式	4層3径間						
	構築幅(m)	21.03 + 0.90 × 2 = 22.83						
	構築高さ(m)	27.82						
	軌道方向スパン(m)	10.0						
使用材料	コンクリート強度 【σck】	kgf/cm ²	床版・側壁	240	RC柱・鋼管柱中詰	500	連続地中壁	250
	N/mm ²	24		50		25		
	鉄筋材質	SD345						
	鋼管柱材質	SM490, SCW490-CF						
	支圧板材質	SCW480						
許容応力度	コンクリートの 曲げ圧縮強度	kgf/cm ²	床版・側壁	90	RC柱・鋼管柱中詰コンクリート	170		
	N/mm ²	9		17				
	鉄筋	kgf/cm ²	降伏強度より定まる 許容引張応力度	2,000	ひび割れ検討用	1,600		
	N/mm ²	200		160				
	鋼管柱	2,150kgf/cm ²				215kN/mm ²		
支圧板	kgf/cm ²	引張応力度	1,750	圧縮応力度	1,850			
N/mm ²	175		185					
弾性係数	鉄筋コンクリート	kgf/cm ²	床版・側壁	2.5 × 10 ⁵		連続地中壁	2.55 × 10 ⁵	
		N/mm ²		2.5 × 10 ⁴			2.55 × 10 ⁴	
	鋼管柱および 中詰コンクリート	kgf/cm ²	鋼管柱	2.1 × 10 ⁶		中詰コンクリート	3.3 × 10 ⁵	
		N/mm ²		2.1 × 10 ⁵			3.3 × 10 ⁴	
構造一般図								

表 4-7-3-1 本体構造物(2)

設計条件	土質条件	設計土被 (m)	9.35			
		トンネル 上部土質	tf/m ³ kN/m ³	地下水位以浅: γ	地下水位以深: γ	2.0 20
		地下水位	平水位	G.L -1.50m		
	荷重条件	側土圧の考え方	平水位時の水圧を考慮 側土圧は平水位時の100%と70%の2ケースを考慮			
		地表面荷重	路面活荷重	1.00tf/m ²	10.0kN/m ²	
			民地荷重	1.00tf/m ²	10.0kN/m ²	
			地上権設定荷重	なし		
	その他の荷重	なし				
解析モデル	断面力 解析モデル	常時	地盤ばねモデル			
		中・大地震時	地盤ばねモデル			
	断面力 算定方法	常時・中地震時	変形法による線形解析			
		大地震時	等価線形化手法による部材非線形解析			
地震時地盤 変位の算定	中地震時	—				
	大地震時	SHAKE				

表 4-7-3-1 本体構造物(3)

部 材 名 称		浮き上りに 対する安全度		RC 部材									
		着目点	断面寸法(cm)		配 置 主 鉄 筋				決定要因	スターラップ		決定 要因	
			b	h	I	II	III	IV		配置鉄筋	ピッチ(cm)		
設計結果 (標準部材)	上床版	①	100	170	D32-8	D25-8			常時	D19-2組 (D16-2組)	@25	常時	
		②	100	170	D35-8	D25-8			"				
	側壁	BF1	③	100	87.5+70	D25-8	D16-8	D32-8	D32-8	常時	D19-2組	@25	"
			④	100	87.5+70	D25-8	D16-8	D32-8	D32-8	"			
	BF2	⑤	100	87.5+30	D22-8	D16-8	D32-8	D32-8	"	D16-2組	@25	"	
		⑥	100	87.5+30	D22-8	D16-8	D32-8	D32-8	"				
	BF3	⑦	100	87.5+30	D22-8	D16-8	D32-8	D32-8	"	D16-2組	@25	"	
		⑧	100	87.5+30	D22-8	D16-8	D32-8	D32-8	"				
	BF4	⑨	100	87.5+90	D25-8	D16-8	D32-8	D32-8	"	D19-2組 (D16-2組)	@25	"	
		⑩	100	87.5+90	D25-8	D16-8	D32-8	D32-8	"				
	下床版	⑪	100	180	D29-8	D25-8			常時	D16-2組	@25	"	
		⑫	100	180	D25-8	D29-8			"	(D19-2組)			
	中床版	BF1	⑬	100	60	D29-8	D22-8			大地震時	D13-2組	@25	"
			⑭	100	60	D19-8	D22-8			"			
		BF2	⑮	100	60	D22-8	D16-8			"	D13-2組	@25	"
			⑯	100	60	D16-8	D16-8			常時			
	BF3	⑰	100	60	D16-8	D16-8			"	D13-2組	@25	"	
		⑱	100	60	D16-8	D16-8			"				
	RC柱	BF2	180	100	D29-18	D29-18			常時	D13-4組	@10	"	
		BF3	180	100	D29-18	D29-18			"	D13-4組	@10	"	
中壁													
縦桁	上床桁	支承部	240	210	D32-23+12				常時	D16-4組	@15	常時	
		径間部	240	210	D29-23+12								
	BF1	支承部	240	100	D19-23				"	D13-4組	@15	"	
		径間部	240	100	D19-23								
	BF2	支承部	240	100	D22-23				"	D13-4組	@15	"	
		径間部	240	100	D19-23								
	BF3	支承部	240	100	D25-24				"	D13-4組	@15	"	
		径間部	240	100	D25-24								
下床桁	支承部	250	260	D32-24×2				"	D19-4組	@15	"		
	径間部	250	260	D32-24+12									
管	BF1		φ 800mm	t= 16mm	L= 4t			常時					
	BF4		φ 1000mm	t= 18mm	L= 5t			"					

記事	検討断面図	断面照査位置図
	上床版・中床版 下床版・RC柱 縦桁	側壁

第4節 新型合成鋼管柱の開発

地下駅においては、乗降客で混雑する箇所（ホーム階、コンコース階）などには地下空間を有効に利用するため、鋼管内にコンクリートを充填して合成構造とし、鋼管の上下端に支圧板を取り付けた合成鋼管柱が多く用いられており、近年の都市部における地下駅は、大規模な地下埋設物を避けるため、大深度に構築される傾向があり、それに伴い土かぶりの増大によって柱1本にかかる軸力が増加している。さらに阪神・淡路大震災以降の耐震設計とも相まって、鋼管の厚肉化と支圧板の大型化が顕著になってきている。

本路線の地下駅では、経済化を図るため、充填コンクリートの強度を高めることにより、鋼管を薄肉化し、支圧板形状を見直すことで新型合成鋼管柱の開発を行い開削駅に採用した。

開発にあたり、実施した一連の載荷実験（鉛直載荷実験及び水平交番載荷実験）とその結果に基づいた設計手法は以下のとおりである。

(1) 新型合成鋼管柱の着眼点

新型合成鋼管柱の着眼点としては以下の①～③について着目し検討した。

- ① 材料強度の変更
- ② 設計方法の変更
- ③ 市場原理の導入

①については、中間柱は、軸力が支配的な部材であるため、充填コンクリート強度を従来の $24\text{N}/\text{mm}^2$ から $50\text{N}/\text{mm}^2$ に上げてコンクリート部分の耐荷力を増加させ、相対的に鋼管部分の薄肉化を図る。

②については、支圧板の設計は、支圧コンクリートの局部載荷割増しを考慮した許容支圧応力度を用いることにより支圧板の小型化を図る。

③については、支圧板の形状を特許外とするとともに、鋼管の材質についても溶接用遠心力鋳鋼管（SCW-CF）から一般構造用炭素鋼管（STK）も使用可能とすることで、市場原理の導入を図る。

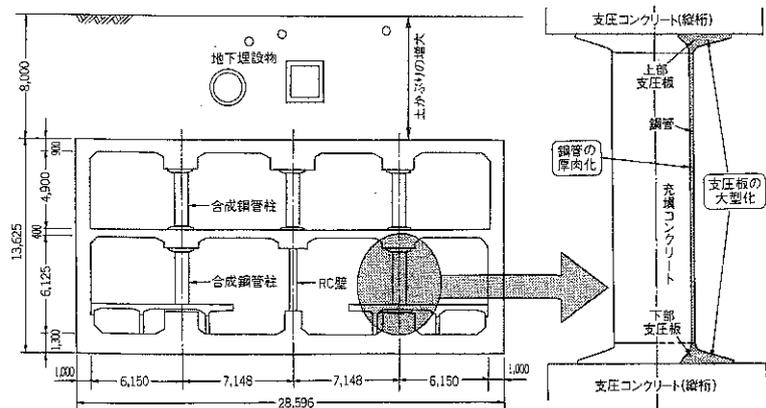


図 4-7-4-1 鋼管柱一般図

表 4-7-4-1 試験体一覧

項目	記号	単位	A1	A2	A3	A4
			B1	B2	B3	B4
鋼管径	d	mm	318.5			
鋼管肉厚	t	mm	9		6	
充填コンクリート強度	f'_{ck}	N/mm^2	24		50	
支圧板外径	D	mm	635	520	450	
支圧板厚さ	H	mm	92	79	66	
支圧コンクリート強度	f'_{ck}	N/mm^2	24			
許容支圧応力度	σ'_{ca}	N/mm^2	8	12	16	

備考 1) A1～A4: 鉛直載荷実験用試験体
 2) B1～B4: 水平交番載荷実験用試験体
 3) このうち、A1, B1が従来型

(2) 載荷実験

実験は、新しい合成鋼管柱の設計方法の妥当性及び合成鋼管柱の耐震設計方法検証のため従来型と新型の合成鋼管柱を比較検討する手法で実施し、以下の事項を検討した。

鉛直載荷実験：

- ・従来型と新型の軸力に対する耐力の比較
- ・支圧分布に対する予備解析 (FEM 解析) と実験値との比較

水平交番載荷実験：

- ・合成鋼管柱の変形性能
- ・支圧板の回転剛性 (M- θ 関係)
- ・地震により大変形を生じた合成鋼管柱の補修後の力学的性状

実験概要：

実験では、従来型と新型の合成鋼管柱の縮小モデルを作成し、常時荷重に対応する鉛直載荷実験と地震時荷重に対応する水平交番載荷実験を行った。試験体は、1/2.5 縮尺によるハーフモデルで充填コンクリート強度や支圧板外径を変化させ、各載荷実験で4体ずつ作成し比較を行っている。表4-7-4-1に試験体一覧、図4-7-4-2～3にそれぞれの試験体を示す。

(3) 鉛直載荷実験結果

①圧縮特性：鉛直荷重と鋼管柱の軸方向変位との関係を図4-7-4-4に示す。鋼管の局部座屈は、4体とも $4.0 \times 10^3 \text{kN}$ を過ぎる頃から発生している。A1、A2は、鋼管の上下が全周にわたって局部座屈し、座屈が進行しながら変形の増加とともに荷重が斬増して、軸方向変位が30mm前後で最大耐力となっている。

一方、A3、A4は、軸方向変位が7～8mmのとき最大耐力となり、その後、対角方向の座屈が顕著となった。

表4-7-4-2に実験結果(最大耐力)の一覧を示す。表中の①～④は、合成鋼管柱の耐力計算値である。

実験値は、素材試験による $\sigma - \epsilon$ 曲線を用いて算定した累加強度式②に対して1.04倍から

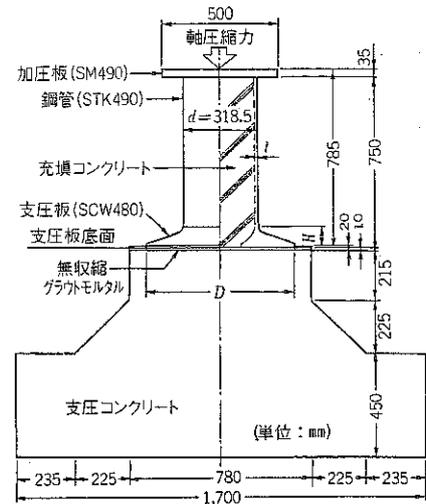


図4-7-4-2 鉛直載荷実験

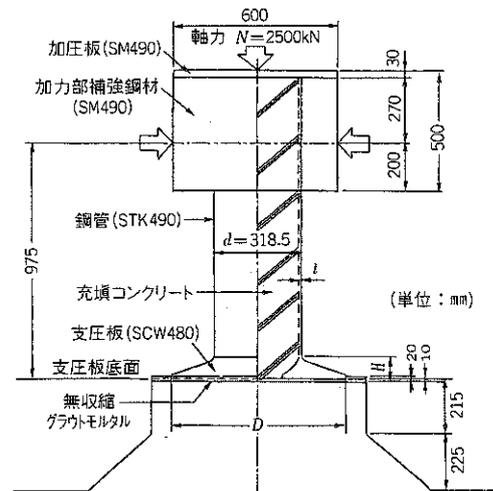


図4-7-4-3 水平交番載荷実験

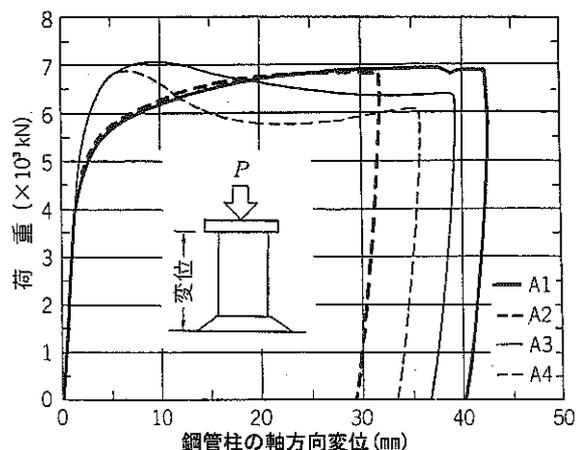


図4-7-4-4 荷重と鋼管柱の軸方向変位の関係

1.18 倍、コンファインド効果を考慮した建築学会式④に対して0.94 倍から 1.05 倍であり、よく一致している。

図 4-7-4-5 に、鋼管のポアソン比を示す。A1 (従来型) の鋼管のコンファインド (円周方向ひずみ) が顕著となるのは、 $4.0 \times 10^3 \text{kN}$ を過ぎる頃からであるのに対して、A3 (新型) は $5.0 \times 10^3 \text{kN}$ 頃からであり、A1 に比べてコンファインド効果が小さい。これは、コンファインド効果を考慮した計算値に対して実験値がやや小さいことと一致している。

充填コンクリートの強度を 50N/mm^2 とし、鋼管の肉厚を薄くした試験体は、従来型の試験体 (A1) に比較して、コンファインド効果がやや小さくなるものの、充填コンクリートを高強度化することで、最大耐力には差がなく、長期設計荷重相当 ($2.5 \times 10^3 \text{kN}$) の軸力に対して 2.8 倍の耐力を有している。

② 支圧コンクリートの圧縮応力：支圧コンクリートは、いずれの試験体とも最終加力段階まで軽微なひび割れが発生する程度である。長期設計荷重相当時 ($2.5 \times 10^3 \text{kN}$) の桁方向及び桁直角方向の圧縮応力度分布を図 4-7-4-6~7 に示す。

表 4-7-4-2 実験結果

試験体名	A1	A2	A3	A4	
実験値 N_{max}	$\times 10^3 \text{kN}$ 6.95	6.85	7.05	6.87	
①	N_u	$\times 10^3 \text{kN}$ 5.24	5.25	6.27	6.28
	N_{max}/N_u	1.33	1.31	1.12	1.10
②	N_u	$\times 10^3 \text{kN}$ 5.89	5.90	6.62	6.62
	N_{max}/N_u	1.18	1.16	1.07	1.04
③	N_u	$\times 10^3 \text{kN}$ 4.99	5.00	5.74	5.74
	N_{max}/N_u	1.39	1.37	1.23	1.20
④	N_u	$\times 10^3 \text{kN}$ 6.62	6.63	7.22	7.34
	N_{max}/N_u	1.05	1.03	0.96	0.94
破壊モード	A	A	B	B	



- ① $N_u = f_c \cdot A_c + f_{sy} \cdot A_s$
累加強度式(鉄道標準 $\sigma - \epsilon$ 関係)
- ② $N_u = f_c \cdot A_c + f_s (\epsilon = 0.01) \cdot A_s$
累加強度式(素材試験 $\sigma - \epsilon$ 関係)
- ③ $N_u = \kappa (0.85 f_c \cdot A_c + f'_{sy} \cdot A_s)$
鉄道標準式 ($\kappa = 1.0$ とした場合)
- ④ $N_u = c f_c \cdot A_c + f'_{sy} \cdot A_s$
建築学会式(コンファインド考慮)

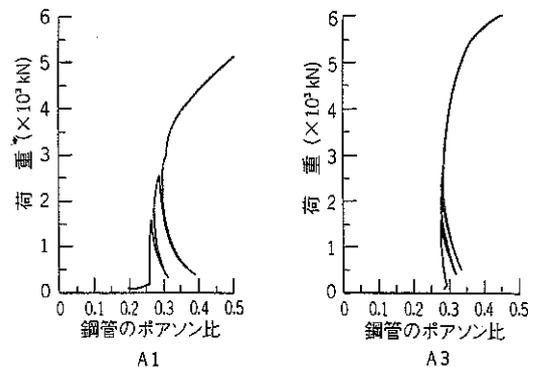


図 4-7-4-5 鋼管のポアソン比

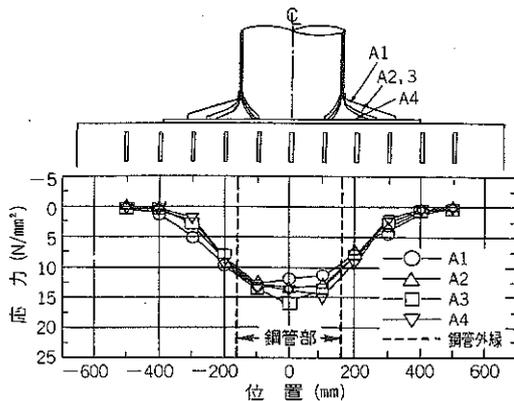


図 4-7-4-6 桁方向応力分布

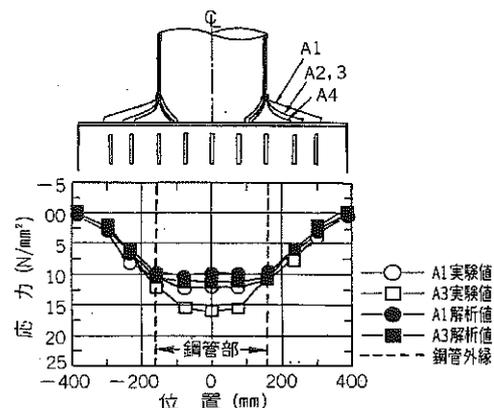


図 4-7-4-7 桁直角方向応力分布

実験から得られた値はひずみ量であるが、材料試験結果の応力ひずみ曲線を用いて換算した。

図 4-7-4-7 の●■印は、FEM 解析の結果である。長期設計荷重相当時の桁方向の支圧コンクリート応力度分布は、支圧板の大きさに関係なく 4 体とも大差はなく、台形分布であった。桁直角方向は、実験値が解析値よりもやや大きかったが、分布はどちらも台形分布である。

支圧コンクリート内に埋め込んだひずみゲージのうち、鋼管部の直下に位置するゲージの平均値を図4-7-4-8に示している。

鋼管部直下の支圧コンクリートのひずみ平均値は、4体とも差はなく、ほぼ同じひずみ量である。

なお、ひずみは、 3×10^{-3} 程度であり、荷重ひずみ曲線の状況からほぼ上限荷重に達しているものと考えられる。

図4-7-4-9は、支圧板外縁の支圧コンクリートのひずみ平均値であるが、A1の最大荷重時のひずみは、 0.5×10^{-3} 程度であり、支圧板の全面積が有効に作用していない。一方A4のひずみは 2.5×10^{-3} 程度であり、荷重ひずみ曲線の状況からほぼ上限荷重近く

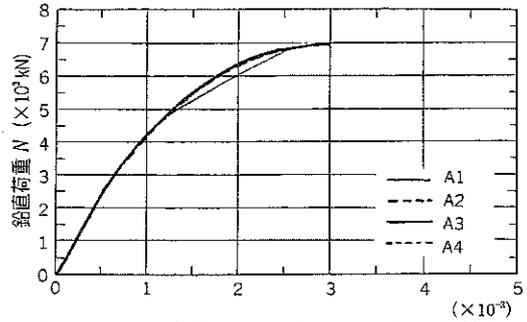


図4-7-4-8 支圧コンクリートひずみ(鋼管部)

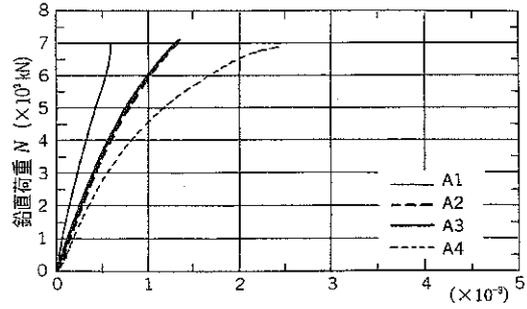


図4-7-4-9 支圧コンクリートひずみ(支圧板外縁部)

と考慮される。これに対し、A2、A3のひずみは、 1.5×10^{-3} 程度であり、最大荷重時においても若干の余裕がある。

これらのことから本実験の範囲では、支圧板の形状は、支圧コンクリートの耐力の余裕度及び支圧板外縁直下のひずみから判断すれば、新型の支圧板であるA2、A3が最適と判断できる。

(4) 水平交番載荷実験結果

① 変形性能：載荷にあたっては、支圧板と支圧コンクリートとは固定せず、浮き上がりに対してフリーの状態を加力を実施した。加力は、長期設計荷重相当の一定軸力 ($2.5 \times 10^3 \text{kN}$) を与えながら、加力45度方向の鋼管脚部が降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位とし、降伏変位までは荷重制御、それ以降は部材角による変位制御とした。

各試験体は、加力が進むにしたがって鋼管脚部が局部座屈しはじめた。さらに変形の増大に伴って支圧板の引張り側には浮き上がりが生じ、最終的には支圧板が曲げ変形した。しかし、支圧コンクリートは、最終段階までほとんど損傷を受けなかった。実験結果の一覧を表4-7-4-3に示す。

表中の計算値は、鋼管端部を固定として算定したものである。鋼管脚部45度方向の降伏荷重は、B1、B2はコンファインド効果を考慮したCFT式とよく一致し、B3、B4は鉄道標準(RC換算方式)とよく一致している。

表4-7-4-3 実験結果一覧

試験体名			B1	B2	B3	B4
実験値	降伏荷重	P_y × 10kN	26.8	24.8	25.5	22.8
	降伏部材角	R_y × 10 ⁻³ rad.	3.3	2.6	3.6	3.4
	降伏モーメント	$expM_y$ × 10kN・m	24.4	22.8	23.7	21.6
	最大荷重	P_{max} × 10kN	43.4	37.3	37.0	33.0
	最大モーメント1	M_{max1} × 10kN・m	38.3	33.3	33.1	29.9
	最大モーメント2	M_{max2} × 10kN・m	43.1	37.5	38.0	33.5
計算値	降伏耐力 (RC換算方式)	M_y × 10kN・m	24.0	24.1	39.9	39.9
		実/計	1.02	0.95	0.79	0.72
	①鉄道標準 (RC換算方式)	M_y × 10kN・m	32.6	32.4	37.6	37.5
		実/計	1.32	1.16	1.01	0.90
値	②建築学会 (コンファインド考慮)	M_y × 10kN・m	40.4	40.0	42.8	42.9
		実/計	1.07	0.94	0.89	0.78

注)降伏：鋼管の加力45度方向の位置 建築学会式：CFT式
 $expM_y = P_y + N \cdot \delta$ $M_{max1} = P_{max} \cdot L$ $M_{max2} = P_{max} \cdot L + N \cdot \delta$

水平荷重と部材角の関係を図 4-7-4-10 に示している。また、水平荷重及び曲げモーメントと部材角の関係を包絡線として図 4-7-4-11 に示している。鋼管脚部 45 度方向が降伏ひずみに達したときの変位は、部材角 $2.6/1,000 \sim 3.6/1,000 \text{ rad}$ で4体ともほぼ同じである。また、最大荷重時の水平変位は、支圧板外径によって異なる。最大荷重以降、変形の増加に伴って荷重が徐々に低下するが、図 4-7-4-8 に示したように軸力による付加モーメントを考慮すると一定耐力を保持しており、 $70/1,000 \text{ rad}$ まで安定した変形性能を有していることがわかった。

水平交番載荷実験の結果では、最大水平力の相違はあるものの、最大部材角まで、モーメントの低下が見られず、いずれも安定した変形性能を示し、充填コンクリートを高強度にすることで、鋼管の薄肉化が可能であることが判明した。

② 回転鋼性: 本構造における合成鋼管柱は、支圧板の外径が大きく、さらに軸力が大きいため、地震時に相当する水平変位が生じたときに曲げモーメントが発生するが、上下端は固定されていないため、図 4-7-4-12 に示すように鋼管柱の上下端に回転バネ(回転鋼性)を考慮して構造解析を行う必要がある。

ここで、材端の回転鋼性は、支圧板の大きさ、軸力によって異なると考えられるため、本実験の結果から検討することにした。

部材角 $10/1,000 \text{ rad}$ のとき合成鋼管柱全体の部材角及び支圧板回転角を図 4-7-4-13~14 に示している。

本実験は、軸力 $2.5 \times 10^3 \text{ kN}$ を標準として行ったが、支圧板の回転剛性は軸力によって変化することが予想されたため、B2、B3 は、部材角 $10/1,000 \text{ rad}$ のとき、軸力を3段階に分けて加力を行った。

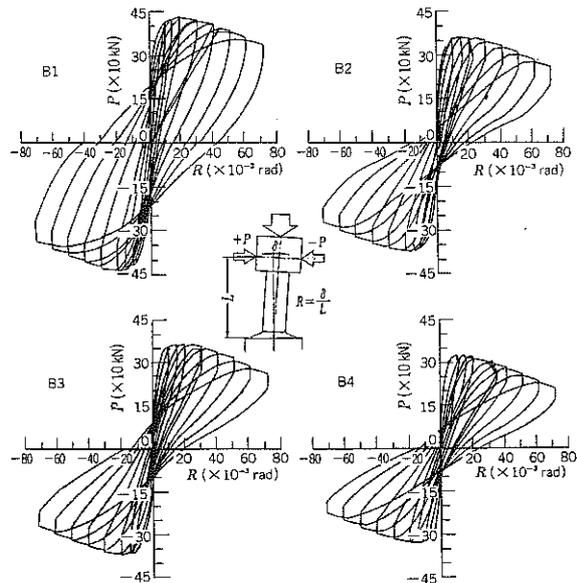


図 4-7-4-10 P-R 関係

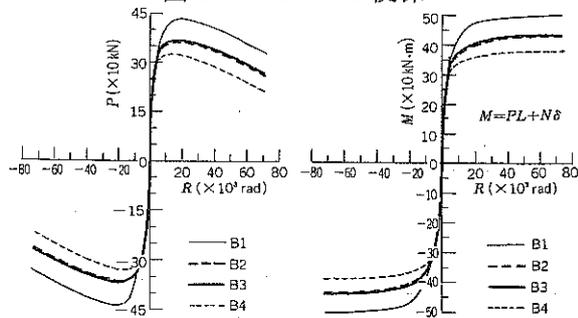


図 4-7-4-11 P-R 及び M-R 関係

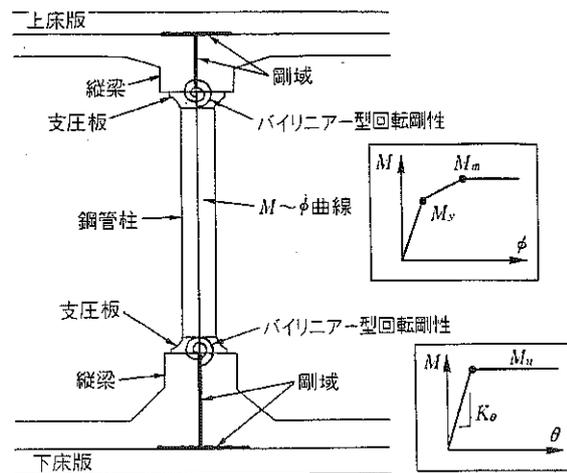


図 4-7-4-12 構造解析モデル

なお、支圧板は変位の増加に伴い曲げ変形が生じるため、支圧板の回転角は鋼管付け根部の回転角とした。

合成鋼管柱全体の回転角に占める鋼管柱及び支圧板それぞれの回転角の割合を図 4-7-4-15 に示す。支圧板回転角の比率は、部材角 10/1,000rad. までは B1 から B4 の順で大きくなり、部材角 10/1,000rad. 以降では、B1 が約 60% B2~B4 が 80%以上を占めている。合成鋼管柱の部材角は、支圧板外径と鋼管肉厚によって異なり、支圧板外径が小さくなるに従って支圧板回転角が支配的になっている。

表 4-7-4-4 に、支圧板の回転剛性の実験値と計算値を示す。計算値は、支圧板の支圧反力作用部分の断面 2 次モーメントを用いて実験結果を整理して求めた。なお、支圧コンクリートの影響深さは支圧板外径の 1/2 とした。実験値と計算値の比は、 $K_{\theta 1}$ が 1.14~1.29、 $K_{\theta 2}$ が 0.84~1.04 であり、よく一致している結果となった。

- ③ 大変形・補修後の挙動：試験後の B3 試験体は、変形した支圧板と支圧コンクリートの隙間に高強度無収縮モルタルを充填して補修を行い、再度水平交番載荷実験を実施した。(図 4-7-4-16) 部材角 70/1,000rad. まで変位を与えたが、剛性、耐力、変形性能は 1 度目と差がなく、健全な状態と同様まで復元できることが判明した。(図 4-7-4-17)

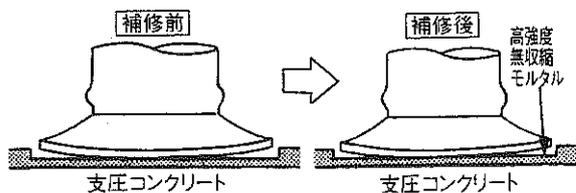


図 4-7-4-16 試験体の補修方法

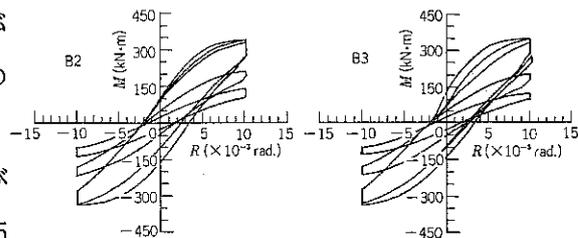


図 4-7-4-13 曲げモーメントと部材角

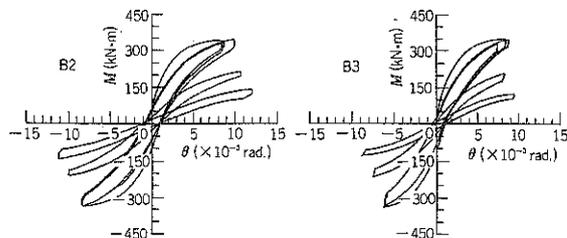


図 4-7-4-14 曲げモーメントと支板の回転角

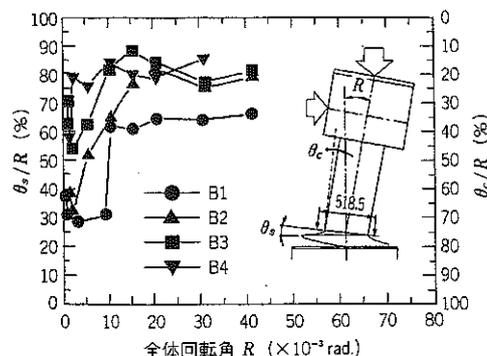


図 4-7-4-15 全体回転角と各部の回転角との比率

表 4-7-4-4 支圧板の回転剛性 (単位: $\times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad.}$)

試験体名	B1	B2	B3	B4	
鋼管45度降伏時の $K_{\theta 1}$	実験値	31,400	22,600	23,500	19,600
	計算値	24,800	19,900	18,200	16,100
	実/計	1.27	1.14	1.29	1.22
最大耐力時の $K_{\theta 2}$	実験値	12,000	8,000	8,000	6,400
	計算値	11,500	8,700	81,000	76,000
	実/計	1.04	0.92	0.99	0.84

回転剛性 $K_{\theta} = (8/\pi) \cdot K \cdot I, I = 100 \cdot I_p^{3/4}$
 $K = E/Lb, Lb = 0.5D$
 K : 支圧コンクリートの弾性変形係数
 Lb : 支圧コンクリートの影響深さ
 I_p : 支圧板の支圧反力作用部の断面 2 次モーメント
 E : 支圧コンクリートの弾性係数, D : 支圧板径

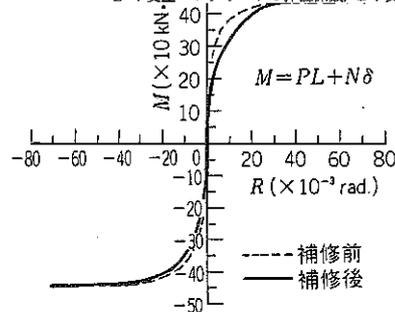


図 4-7-4-17 B3 試験体の M-R 関係(包絡線)

(5) 設計手法

実験結果に基づき、開削地下駅の合成鋼管柱は以下のように設計した。

- ① 常時設計：常時設計荷重に対して設計を行う。材端に支圧板を考慮した線形回転バネを設定し、合成鋼管柱部材として、コンクリートと鋼管の合成した軸剛性及び曲げ剛性（線形剛性）を設定する。

鋼管肉厚は、充填コンクリートを考慮した累加強度法（単純累加式）により設計する。

支圧板外径は、支圧コンクリートの局部載荷の許容支圧応力度を考慮して算出した。

- ② 地震時設計：中地震時は、材端に支圧板を考慮した等価線形回転バネを設定し、合成鋼管柱部材として、コンクリートと鋼管の合成した軸剛性及び降伏曲げ剛性（等価線形剛性）を設定し、合成鋼管柱の曲げ降伏耐力及び支圧板の曲げ降伏応力度の照査を行う。また、兵庫県南部地震規模の大地震に対しては、材端に支圧板を考慮した非線形回転バネを設定し、合成鋼管柱部材として、コンクリートと鋼管の合成した軸剛性及びM- ϕ 曲線（非線形剛性）を設定し、合成鋼管柱の曲げ変形性能の照査を行った。（図 4-7-4-12）

これらの設計手法がまとまった段階において、すでに建設中の地下駅については、既に詳細設計が終了し、合成鋼管柱の上下端は鋼結合で構造解析を実施した箇所が多かった。

したがって、既設計地下駅に適用するには、合成鋼管柱の上下線を回転バネとした構造モデルを用いて床板、側壁などの他の断面への影響を検討し、これらの部材の補強の要否について判断し、修正設計を行う必要があった。

(6) 既設計地下駅の設計照査

既設地下駅に適用するための照査は、代表断面として3層2径間、3層3径間、2層4径間の3ケースについて、中地震時と大地震時の検討を実施している。ここでは、代表例として3層3径間の結果を記述する。図 4-7-4-18 に代表断面の一般図と地質を示す。鋼管柱と支圧板は、常時の荷重に対して断面を決定する。鋼管の径厚比については、過度に薄肉となることを避けるため、今回実験で確認した 50 を上限値とした。

また、コンクリートの許容支圧応力度については、載荷実験の結果からコンクリートひずみに対する余裕度を考慮して 12N/mm²とした。

新型合成鋼管柱と支圧板の検討結果を表 4-7-4-5 に示した。

表 4-7-4-5 鋼管柱と支圧板の検討結果
鋼管柱の検討

		六町駅 3 層 3 径間	
		B1階	B3階
旧 鋼 管 径 D	mm	800	800
旧 鋼 管 肉 厚 t	mm	22	24
径 厚 比 D/t		36	33
新 鋼 管 径 D	mm	700	800
新 鋼 管 肉 厚 t	mm	14	20
径 厚 比 D/t		50	40
設 計 軸 力	tf	861	1,688
設 計 曲 げ モーメント	tf・m	27.7	20.0
鋼管応力度(新)	kgf/cm ²	1,400	2,084
許 容 応 力 度	kgf/cm ²	2,150	
		六町駅 3 層 3 径間	
		B1階	B3階
支 圧 板 外 径	mm	1,070	1,440
支 圧 応 力 度	kgf/cm ²	119	110
許 容 支 圧 応 力 度	kgf/cm ²	120	111
曲 げ 応 力 度	kgf/cm ²	1,649	1,606
許 容 応 力 度	kgf/cm ²	1,750	

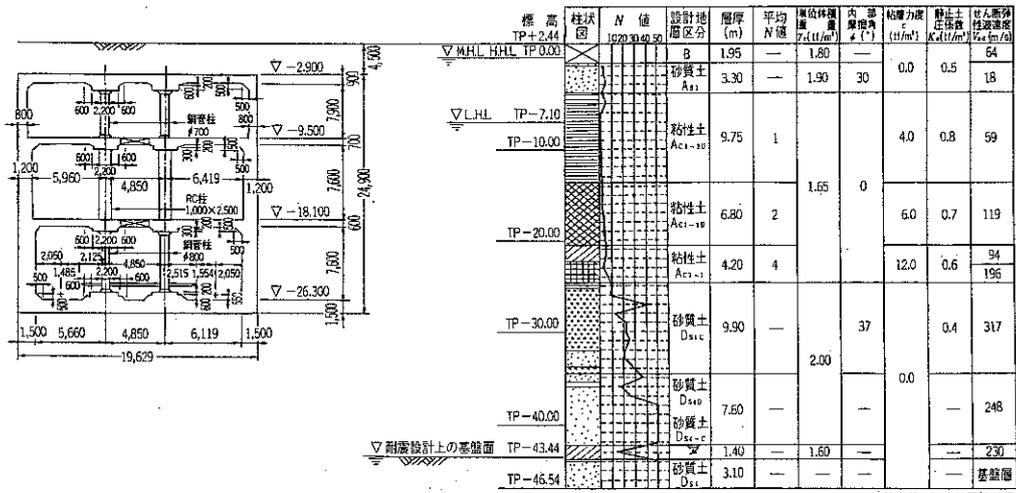


図 4-7-4-18 3層3径間代表断面

① 中地震時の検討

中地震時の設計は、許容応力度法で実施しており、断面力の配分が大きくなる部材では、許容応力度に対して余裕度が小さい場合にはこれを上回る結果が生じる。今回は、B1 階側壁隅角部と B2 階 RC 柱において鉄筋とコンクリートの応力度が許容値を超え、補強を実施することにした。(図 4-7-4-19)

② 大地震時の検討

大地震時の検討は、降伏耐力を超えるものが多くなるが、終局耐力までには余裕があり問題はなかった。これらの検討結果からは、中地震時に断面が決定される軟弱地盤では影響の検討を必要とするが、良好な地盤においては、影響は変形性能でカバーできると推察された。

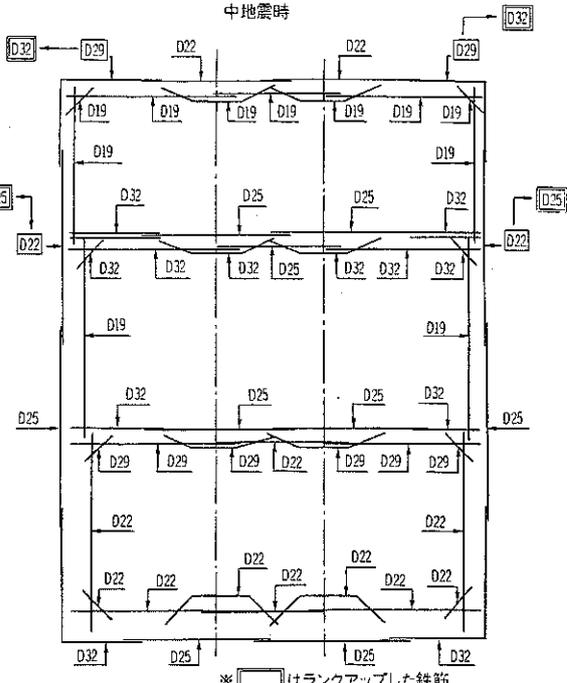


図 4-7-4-19 側壁隅角部の補強

第5節 施工

1. 秋葉原駅

(1) 概要

秋葉原駅は東京都の都市計画事業として神田市場跡地(2.7 ha)、国鉄清算事業本部用地(3.2 ha)などを対象にした「秋葉原駅付近土地区画整理事業」(8.8 ha)により行われた都市計画道路の「補

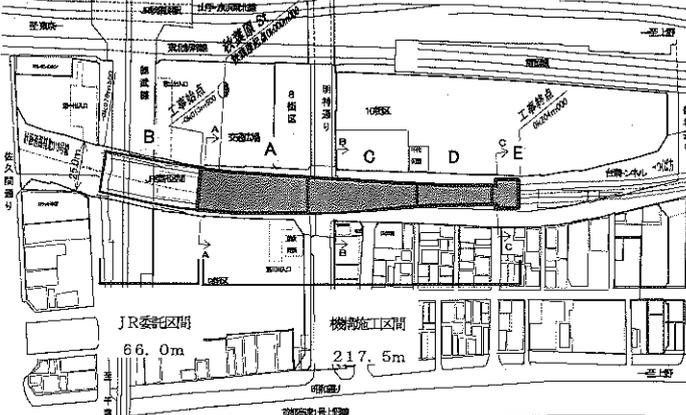


図 4-7-5-1 秋葉原駅く体位置図

助 319 号線（幅員 25m、延長 570m）」の直下に計画された。

駅構造は地下 3 階に変電所を取込んだ 4 層 3 径間を基本とし、延長 284m、幅 13~23m、掘削深さは 37m である。つくば方端部はシールド発進立坑を有している。掘削土留構造は RC 地下連壁工法とし、躯体と一体となる本体利用とした。また、シールド発進立坑土留の一部に炭素性繊維であるネフマックを採用した。

一般的な開削工事は床付まで掘削後、下床版から上床版に向け、順にく体を構築する順巻工法で施工される。これに対し、秋葉原駅では、工期短縮および作業基地確保の観点から、掘削とく体構築を上部から交互に繰り返す逆巻工法とした。

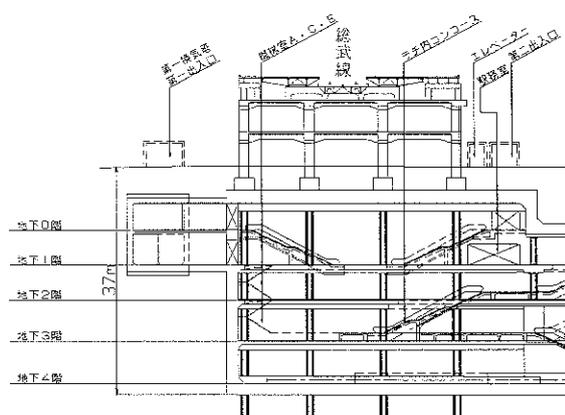


図 4-7-5-2 秋葉原駅総武線受け替図

ホームの幅員は 5~12m、延長は開業時 6 両対応の 125m とし、将来 8 両対応の 165m に延伸可能なものとした。

JR 総武線との交差区間は計画道路構造および駅構造を満足するための既設高架橋の改修が必要となることから、約 66m 間を JR 東日本へ設計・施工委託をした。また、JR 線との乗換え改札口および連絡通路新設に伴う JR 秋葉原駅山手・京浜線改修工事についても同時に委託した。

(2) 地下連続壁

掘削深さが約 37m の大規模掘削となるため、土留工として次の 3 案で検討した。

- 1 案 RC 地下連続壁（本体利用）
- 2 案 SMW 仮土留
- 3 案 鋼製地下連続壁

まず、施工面において SMW 案では大深度の杭打ちとなるため、施工精度の確保に不安が残ること、杭の変位を抑制することから径が大きくなり道路区域内に構造物の全幅が収まらないことから採用を見送った。また、鋼製連壁については計画時点において、本体利用の考え方が確立されていないため、RC 連壁に比べ割高となることから不採用とし、RC 連壁を採用した。

連壁厚は 90 cm となり、深度が 50~55m の設計となった。50m のうち下部 6~7m はボイリングによる根入れとし、応力が作用しない無筋コンクリート構造とした。また、上部 4m 部分は将来道路計画により撤去可能な泥水固化壁構造（芯材 H-400×400）として路面覆工支持杭とした。

施工機械には水平多軸回転式の連壁掘削機トレンチカッター（MBC-30 および CBC-25）を使用した。この機械は掘削深度計・機体傾斜計・姿勢制御装置・刃先圧力計を装備しており、オペレーター室で監視しながら掘削できる。

掘削エレメント長は仕切り鉄板方式による先行エレメント 2.0m、後行エレメント 7.5m を基本としたが近接建物区間については、後行エレメントを 3.5m に短縮し安全性を向上させた。

掘削精度は1/500を確保すると同時に、騒音・振動対策についても配慮した。施工初期段階ではGL-30m付近の礫層部において17 m³/h程度の逸水が発生し、埋め戻しを余儀なくされたが作泥能力アップのための補助プラント設置や掘削のペースを落とすなどの結果、逸水量を減少させることができた。

(3) 盤ぶくれ対策工

地下水の帯水状況は各層の水頭測定結果から、層厚約8m (TP-15~23m)の難透水層(Dc4)を境に2分され、上層では表層水(GL-3m)にほぼ一致するTP±0mの水頭を持ち、TP-12m前後の下層では被圧されていた。

このような地盤にあっては掘削底面地盤の安定性を確保し、周辺の地盤変状と環境への影響を極力抑え、工事を安全かつ経済的に進めるためには排水工法などの補助工法の検討が必要であるため、Dg4、Dg5の2層を対象に揚水試験を行った。

その結果、透水係数はDg4が 4×10^{-1} cm/sec、Dg5は 4×10^{-2} cm/sec程度であり、両層とも透水性が高く、水を豊富に含んでいることを確認した。

また、不透水層であるDc5層が連続的に分布していることが確認された。

そのため、未施工であった部分は連壁の根入部分を不透水層まで延長して対処した。既に施工済みの部分では盤ぶくれ対策工として遮水工を実施した。

遮水工法には50m以上におよぶ削孔深度での削孔精度と砂地盤主体での浸透効果も期待できることから、薬液工法のうち二重管ダブルパッカー工法を選定した。改良厚さは止水目的のため、2mと設定して千鳥配置とした。改良高さは連壁下端深度より上に2mラップし、下限深度は不透水層(Dc5)の層境に隆起があることが懸念されるため、不透水層上端から2m入った深度とした。

(4) く体構築

① JR委託区間

JR委託区間は総武線の秋葉原駅高架橋直下に位置し、つくばエクスプレス秋葉原駅建設工事に伴い、事前に高架橋の受替え工事を行った。この工事は総武線を営業しながらの施工となり、営業線に支障をきたさないよう、変位を最小限に押さえるため、上床版を先行して施工した。地下1階から下層階は順巻工法で施工した。

② 機構施工区間

作業ヤードの確保、工程確保のためAブロックでは、上床版から地下2階中床版を逆巻工法で施工した。その後、地下4階床付まで掘削し、地下4、3階を順巻工法で施工した。この工法を部分逆巻工法とした。

C・Dブロックは、上床版、地下1、2、3、4階の順で上層階からく体を構築する逆巻工法

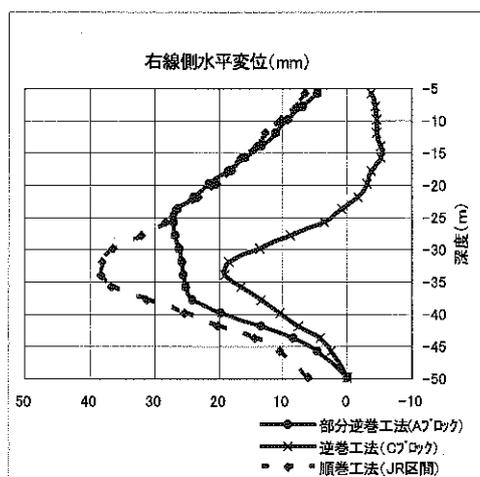


図 4-7-5-3 土留め変位図

で施工した。

③ 土留支保工の段数と設置期間

秋葉原駅は地上から床付面まで約 37mあり、順巻工法で施工した場合は 10 段の土留支保工が必要となる。また、各階で盛替梁を設置する必要が生じ、設置・てっ去に時間を要することとなる。

一方、逆巻工法では施工した床版が土留支保工の役割を果たすため、支保工は 6 段のみとなった。また、床版を施工すれば、切梁の撤去が可能となり、存置期間も短くなる。かつ、上段で使用した支保工の転用が可能となった。

工法の異なる各工区において、掘削完了時の地下連続壁水平変位量は掘削に先行して施工する床版数が多いほど小さい。これは切梁より剛性の大きいコンクリート床版により土留を拘束したことにより土留が安定したものである。

順巻工法では下層階からく体を構築するため、内空すべてに型枠支保工が必要だが、逆巻工法では掘削途中に打設した均しコンクリート上に型枠支保工を組み立てるため、型枠支保工の数量が減少する。

施工済み床版上は作業ヤードとしての利用が可能となる。また、階下の作業において、天候の影響を受けにくい。

2. 浅草駅

浅草駅は台東区浅草二丁目の都道国際通り（幅員 33m）路下に 4 層 3 径間を構築した。設置位置は既に埋設されている浅草幹線下水（径 4.8m）を避けた位置となり構築延長 304m、幅 17.0~21.5m、深さ 31.4~37.9m となった。駅両端部の地下 1 階部分には、台東区の自転車駐輪場が設置された。

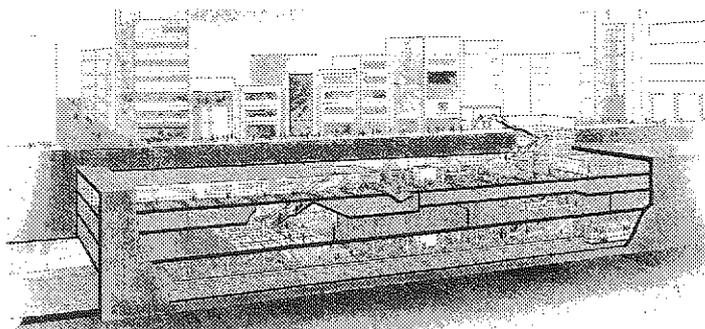


図 4-7-5-4 浅草駅完成図

掘削土留構造は掘削深度、地質、地下水位および沿線建物、路上作業の時間短縮を考慮して柱列式地下連続壁（SMW）とした。なお、駅両端部がシールド発進立坑となるため、柱列式地下連続壁の一部に NOMST 材を採用し、シールド発進防護工の経済化を図った。

(1) 柱列式地下連続壁

当初計画された山留工法は一次山留（SMW650）により GL-11.5 m 付近まで掘削を行った後、路下にて本体利用の連壁（ $t=800$ ）の施工を行う計画であった。路下連壁の施工においては路上連壁と比較して、溝壁の安定が最重点課題であり、特に次の点が問題となった。①一次土留め背面の地下水は GL-2.0m 程度と高く、

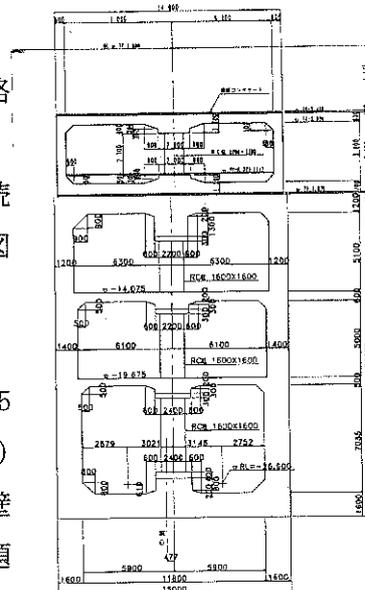


図 4-7-5-5 浅草駅く体断面

溝壁内泥水位との差が9m以上となる。②地表面より緩い沖積砂層が存在し、地下水位を低下できない。③一次土留めと溝壁との離れが700mmと小さく地表面から全土水圧が溝壁に作用する可能性が高い。④一次土留根入れ部の受働領域が掘削される。以上の点を踏まえ検討の結果、当初計画では高水位地下水の影響から溝壁の崩壊が発生するおそれがあることがわかった。さらに、一次土留施工後地山安定のため地盤改良を検討したが、改良範囲に下水幹線を巻き込んでしまうこと、さらに、地下水の処理が問題となり、この方法をもってしても現状の条件下では路下連壁の施工は不可能であると判断した。

以上の検討結果から、土留壁の再検討をおこなった。検討するにあたっては現場条件等が満足できる工法として以下の3案で検討した。

- 1案 仮設連続壁
- 2案 SMW壁+注入止水壁
- 3案 鋼管矢板 (ONS工法)

比較検討の結果①地下埋設物による窓開き開口を小さく出来る工法。②曲げ剛性の優れた工法であること。③壁の連続性が施工品質によらず、品質管理が容易な工法であること等の点から第2案のSMW壁+注入止水壁工法が総合的に優れていると判断した。

地質条件から側圧が非常に大きいため（最大約27tf/m²）、断面係数の大きい芯材を選定した結果、削孔径850mm、芯材H-594×302、芯材長は側圧に対するつり合い根入長から35～45m、根入長3.0～8.2mとした。また、削孔長は掘削床付け面がDc4層でその下には被圧帯水層が存在するので、盤ぶくれを防止するために揚水を行わなければならなくなった。そのため揚水量を出来るだけ少なくするために、止水性のソイルモルタル壁を施工限界まで築造することから削孔長を48mとした。

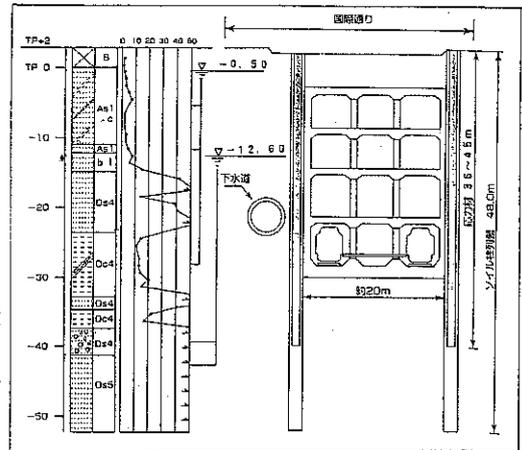


図 4-7-5-6 浅草駅土留施工断面

(2) 盤ぶくれ対策工

掘削工事では掘削床付盤付近の不透水層(Dc4層)の下部に、透水性の砂礫層(Dg4)と砂層(Ds5)があり、これらの帯水層は被圧されているため掘削時の盤ぶくれが懸念された。

被圧帯水層のDg4/Ds5層の水位低下はディープウェル(DW)を採用することとしたが、多量の揚水が必要になり、同時に環境障害や下水道使用料の高騰などの課題があった。

そのため、地下水排水計画に際しては確度の高い水理定数を特定する目的として、4回の揚水試験と注水試験を実施し、3次元浸透流解析を使って試験データ結果をもとに未知のデータである透水係数をパラメータとしてフィッティング作業を試行した。

その結果、得られた水理定数を用いて検討した結果、ダブルパッカーで注水遮水壁を設け揚水量を減らしかつ復水工(リチャージ)を採用することとした。

地質調査試験による解析および補助工法検討の結果、下水放流予定は当初ピーク時定常揚水量6.0m³/minが、定常揚水量4.3m³/minとなり、リチャージ量1.4m³/min、計画下水放流2.9m³/minになった。

揚水管理にあたっては全DW17本および全リチャージ14本に水位計・流量計を取り付け、自動計測を行いながら適正な揚排水管理に努めるとともに、目詰まりに対する的確な井戸洗浄時期を判断することが重要であった。

また、必要低下水位をレベル1、2、3に設定しレベル1を越えた場合、盤膨れ対策として事務所のパソコン警報装置による警報発令ができるシステムを構築した。さらに、必要低下水位を目標に適正排水を行うために被圧水位をパソコンにて管理した。

その結果、揚水量実績はピーク時揚水量1.9 m³/min、リチャージ量1.4 m³/minで0.5 m³/minの下水放流となり、リチャージ工法の見詰まりによる注水能力の確保と維持が課題であったが、ほぼ計画どおり放水することが出来た。

3. 南流山駅

(1) 概要

南流山駅は千葉県流山市において JR 武蔵野線南流山駅と結節された位置に計画された。

当駅は江戸川左岸付近に位置する木地区の区画整理区域から運動公園地区に至る延長 2.1 kmの南流山トンネルの起点方にあり、比較的交通量の多い市街地にあること、並びに駅部の異型断面であることから開削工法となった。

終点方は周辺に及ぼす影響が多いためシールド工法を採用した。開削区間は2層3径間の鉄筋コンクリート構造で掘削深さは約10~20mとなっている。

結節される JR 線とは地下で交差することになるが、この区間55mはJRに委託して施工した。なお、つくばエクスプレス（常磐新線）開業による旅客流動など利便性を考慮して JR 駅の乗換連絡設備などの改修もあわせて委託した。

当駅付近の平面、縦断面図を図4-7-5-7に示す。

(2) 地質及び設計概要

当工事区域はN値0の軟弱な沖積粘土層（Ac層）が工区中央部に溺れ谷の形状をなし、最大深さ38mに及び堆積している。深部には洪積砂層と沖積粘土層が互層を形成しておりDs層には被圧地下水が存在している。

土留壁にはソイルセメント壁（柱列式地下連続壁）を採用し、

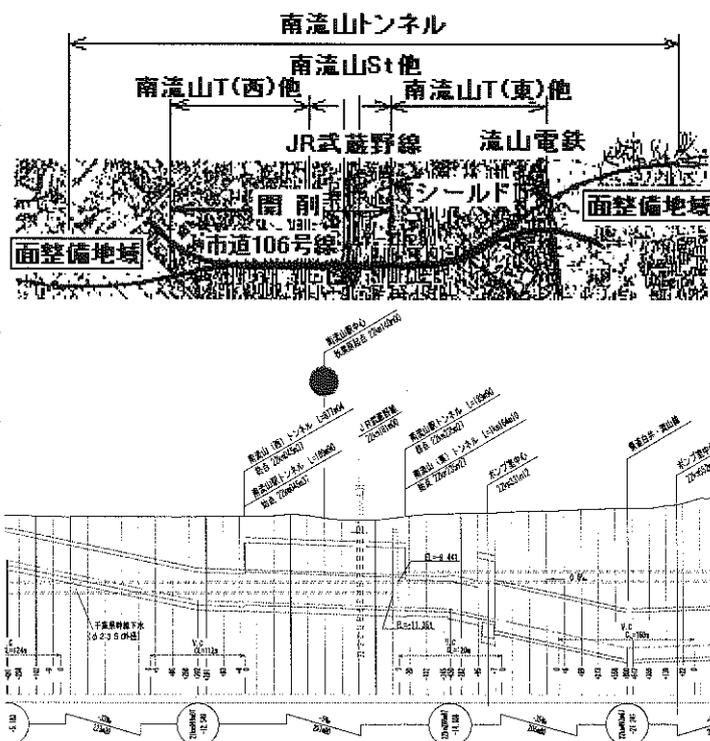


図4-7-5-7 南流山トンネル平面・縦断面図

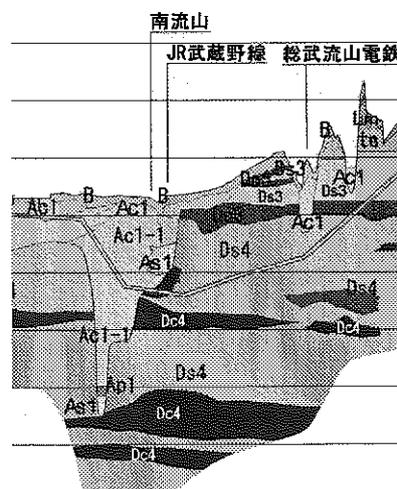


図4-7-5-8 地質縦断面図

盤ぶくれ対策として連続性の確認された下部不透水層（Dc4層）へ根入れすることとした。このため土留壁長は、L=36.0m～40.0mと深いものになった。また、芯材長については鈎合根入れ長等によりL=14.0m～27.0mとした。図4-7-5-8に地質縦断を示す。

(3) 施工法の選定

当駅は市道106号線の直下に計画された。この市道は幅員が約18mと狭く、所定の歩車道幅を確保しながらの作業は非常に厳しい制約を受けた。また、沿道はマンション、店舗病院などが道路に近接して建ち並ぶ市街地であり、施工にあたっては住民の生活、店舗の営業など市民生活に支障を与えないよう細心の注意が必要であった。

このような施工条件のもとで、開削工事を行うにあたり、仮土留構築のための杭打ち機の選定が問題となった。通常機の杭打ちが必要となる作業帯では長時間の交通阻害を引き起こすことになり、また、用地が不足する箇所も発生し、必要な借地に対する協力も得られないところもでてくるのが想定された。このため新たに開発した施工機械の採用について検討した。

① 新開発機（縦3軸旋回式オーガー搭載機）の採用

通常機では、回転打ちを行った場合でも作業幅=機械幅8.66m+余裕幅0.5m=9.16mとなる。

新開発機の場合は、作業幅=機械幅7.58m+余裕幅0.5m=8.08mとなり、1.08mの余裕が生まれる。図4-7-5-9に作業幅の比較を示す。

さらに、新開発機の場合、リングピンを付替えることにより杭を跨いで施工することが可能となる。

この機械を使用することにより、本線右側では車道1車線（片側交互交通）を確保しての施工が可能となり、左側については2車線を確保しながらの施工が可能となった。図4-7-5-10～11に作業帯の概略を示す。

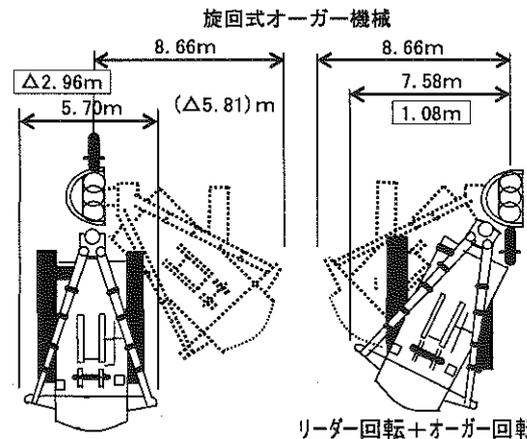


図4-7-5-9 通常機と新開発機の作業幅比較

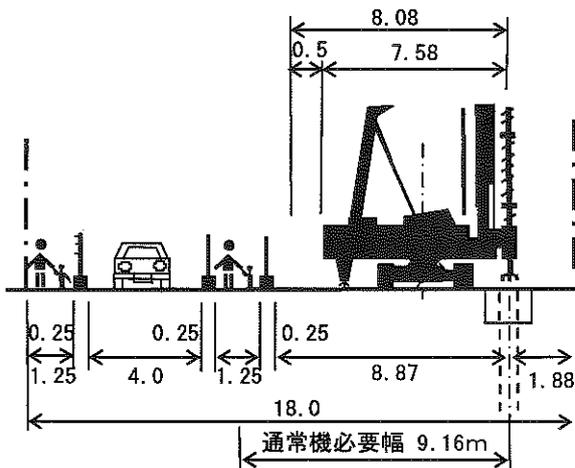


図4-7-5-10 本線右側作業帯図

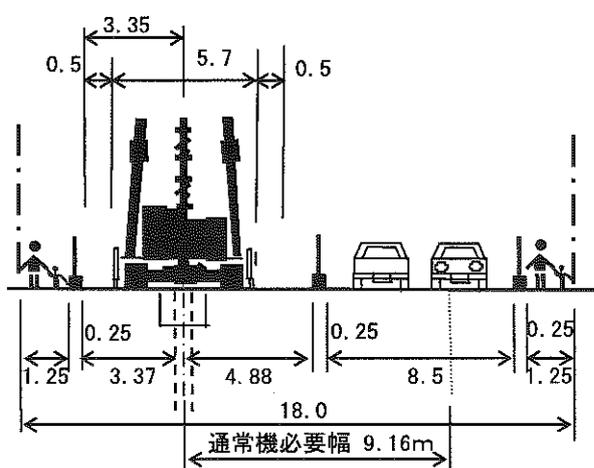


図4-7-5-11 本線左側作業帯図

新開発機を使用せずに小型機械を使用した場合、削孔長が36m～40mでは錐継ぎの回数が多くなり、1本あたりの施工速度が遅くなる。このため、通常の3倍もの日数が必要となるばかりでなく、工事費の面でも大幅に割高になることから、新開発機の採用は十分な効果があったものと考えられる。表4-7-5-1に機械の比較を示す。

表 4-7-5-1 柱列式地下連続地中壁施工機械比較

	小型機械	新開発機	通常機
削孔径	φ 850、φ 650	φ 850	φ 550、φ 650、φ 850
リーダー長		24m	30m、33m
錐継回数	16回	3回	1回
特 徴	<ul style="list-style-type: none"> ・総重量が通常機の約1/5 ・狭あい箇所、空頭制限のある箇所での施工が可能 ・削孔長が深い場合錐継が多くなる 	<ul style="list-style-type: none"> ・ベースマシンは通常機と同じ ・杭に接近しての施工、杭を跨いで施工が可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・一般的に作業条件の制約が無い箇所における施工機械

施工にあたり特に注意すべきことは、工区中央部に存在する軟弱粘土層の地耐力不足の問題である。このため、大型機械での作業について次の項目を検討した。

- 1) 布掘の崩壊防止
- 2) 地盤沈下による施工機械の転倒防止
- 3) 建物及び埋設物に対する影響を最小限にする

検討の結果、布掘鋼矢板及び床版コンクリートを施工することとした。

② H型鋼矢板土留壁の採用

当工事区域は、構築範囲内に千葉県下水道幹線が存在する。このため、幹線下水の付替えを行った後にこれをてっ去しなければならない。工程上、既設幹線下水の移設前に仮設工事を終了させる必要から、土留壁を一部民地部に接近して打設しなければならなくなった。

用地協議の状況を踏まえ作業帯、機械の配置など施工上の制約を考慮して、設計の検討をした。検討の結果、止水と土留の対策が必要となりH型鋼矢板を採用

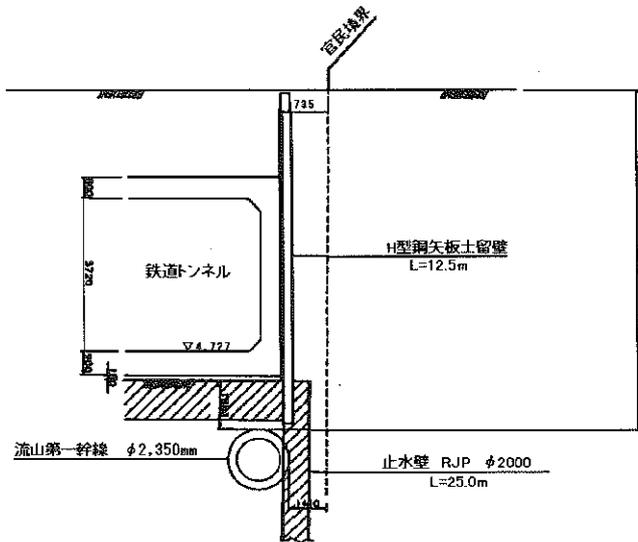


図 4-7-5-12 H型鋼矢板土留壁断面図

することとした。この工法は4-7-5-12に示すとおりH型鋼に直線型鋼矢板を溶接した鋼材を圧入し、土留壁から不透水層までの止水は深層混合処理工法によって行うものである。

4. つくば駅

(1) 概 要

つくば駅は当路線の終端駅であるとともに、つくば研究学園都市の表玄関口として市中心地の学園中央通り地下に計画された。

新駅設置にあわせて茨城県が南北自由通路を施工することとなった。これに出入りが併設

されることから一体的整備が得策と判断され、県から機構に対し委託がなされ同時施工することになった。

構造は大別して3区間に区分され、始点側から隣接するつくばトンネルのシールドマシン回転用の立坑部、軌道部分のみの1層階部、2層階部分である駅本体部である。立坑部は2ボックス形式、トンネル部は1ボックス形式、駅部は2層3径間の鉄筋コンクリート構造である。

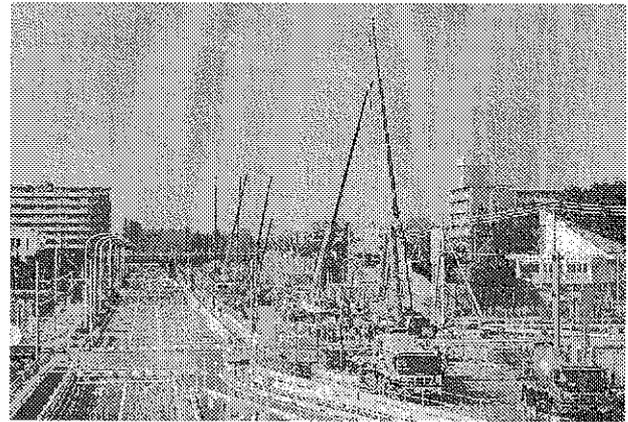


図 4-7-5-1

図 4-7-5-13~14 に平面、縦断を示す。

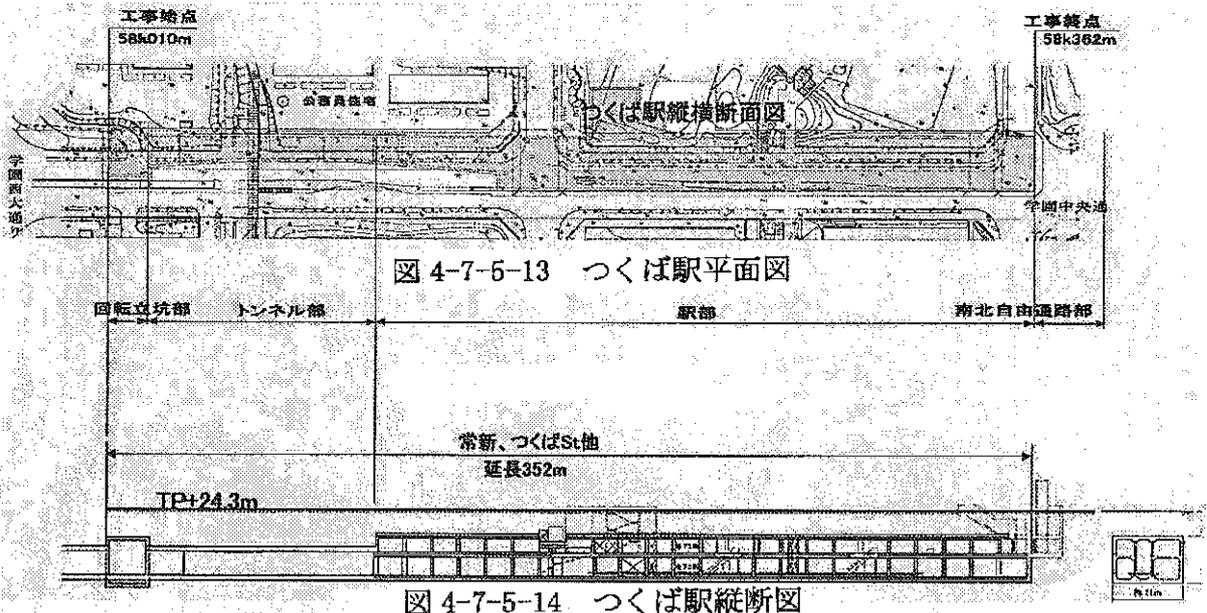


図 4-7-5-14 つくば駅縦断面図

(2) 地質

つくば駅は、茨城県南部に広がる常陸台地の一部である標高 20~30mの丘陵が連続している稲敷台地の中央部に位置する。地質状態は表層に約 1mの関東ローム層、常総層の凝灰質粘土が堆積し、その下に常総層の粘性土・砂質土、成田層の砂質土・粘性土の順に互層に堆積した地層となっている。つくば駅の基礎地盤は成田層の砂質土層 (Ds3) であり、柱列式地下連続壁はその下の粘性土層 (Ds5) に根入れして止水壁を構成した。地下水位は GL-5mと高く、Ds2、Ds3、Ds5の各砂質土層は被圧地下水が確認されている。

表 4-7-5-2 に地質層序表を示す。

(3) 施工上の問題点

現場はつくば研究学園都市のほぼ中央に位置し、周辺には商業施設、バスターミナル、公園、集合住宅及び小学校といった施設があり、一般車両、歩行者の通行が多い市街地工事であった。また、周辺は通学路となっており、工事中における歩道の確保が義務づけられていた。さらに、南側には西武百貨店、ジャスコなどからなる市内最大のショッピングセンター、バスターミナ

ルなどがあり、相当量の一般車、営業車が通行している。このため、これら車両の円

滑な通行を阻害することのないよう各関係者との協議も必要であった。

本駅の位置する学園中央通り(主要地方道 土浦境線)は都市計画道路として茨城県により整備されているが、県による南北自由通路の一体整備や埋設物(雨水、下水、水道、電力、ガス、NTT)が多く設置され、これらの切回しも含めて各管理者との協議も多岐にわたった。しかも先行他工事である県道拡幅工事の遅れにより、工事着手が大幅に遅れた。したがって全体工程を確保する上から工事期間の短縮が最大の懸案事項となった。

表 4-7-5-2 地質層序表

地質年代	地層名	土質名	N 値分布 (平均 N 値)	地質記号	
完新世 第四世紀 更新世	盛土層	ローム粘土	1~10 (5)	B	
	常総層	常総粘土層	凝灰質	19 (3)	Tc
		竜ヶ崎層	シルト質粘土 粘土質シルト	112 (5)	Dc2
			粗砂 中砂	150 以上 (30)	Ds2
	成田層	粘性土層	砂質シルト 砂混シルト シルト	2~25 (9)	Dc3
		砂質土層	細砂	850 以上 (24)	Ds3
	敷層 地蔵堂層	粘性土層	シルト 砂混シルト	1037 (16)	Dc5
		砂質土層	細砂	2150 以上 (45)	Ds5

(4) 工程短縮

関連他工事の影響で着手が大幅に遅れたため、当初計画のまま施工を進めたのでは、全体の開業行程に支障することとなった。このため、仮設計画、本体設計などを含めあらゆる面での工期短縮が求められた。このため以下の様な対策を採った結果、最大で 15 ヶ月遅れになるところを 9 ヶ月短縮して当初計画工程より約 6.5 ヶ月遅れ 16 年 8 月にしゅん功を迎えることができ、開業に支障することもなかった。

① 分割施工

歩車道の確保、地下埋設物の移設などを勘案し、全体地区を四分割し、着手遅れを取り戻すよう配慮した。

図 4-7-5-15、表 4-7-5-3 にその状況を示す。

表 4-7-5-3 工事着手の遅れ

区分	着手年月日	当初着手予定からの遅れ
西工区北側	平成13年 3月	11 ヶ月
西工区南側	平成13年 6月	15 ヶ月
東工区北側	平成12年 7月	3.5 ヶ月
東工区南側	平成12年12月	8 ヶ月
南北自由通路	平成13年 4月	予定通り

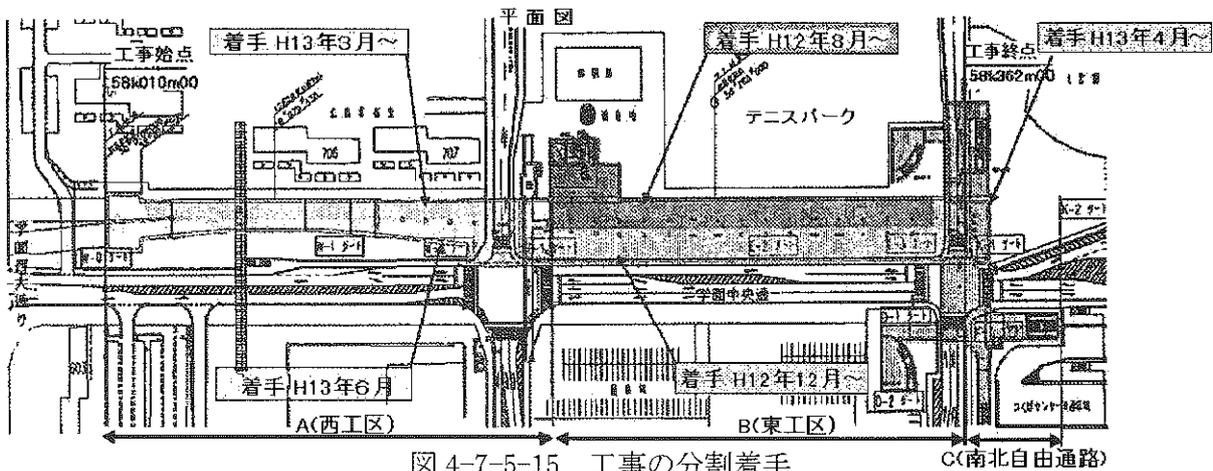


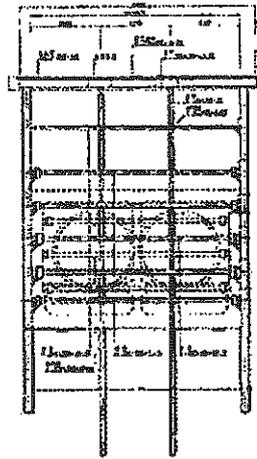
図 4-7-5-15 工事の分割着手

② PTR 工法の採用

当初計画の仮土留は柱列式地中連続壁（SMW 工法）であったが、工期短縮及び低空頭での施工の必要性などから、西工区において PTR（パワートレンチャー）工法を採用した。PTR 工法は等厚の壁が築造でき、必要剛性にあう芯材仕様及びピッチを任意に設定することが可能となる。このため、回転立坑部及びトンネル部については、土留壁の剛性をアップすることによって切梁段数の低減、盛替え梁の削減が可能となり、約2ヶ月の工期短縮が可能となった。図4-7-5-16 に回転立坑部の土留支保工の新旧比較を示す。

回転立坑部<当初>

- (1) 仮土留壁
柱列式 SMW ϕ 850
芯材 H-600 \times 200 \times 11 \times 17@600
- (2) 土留支保工
6段支保工、3段盛替梁



回転立坑部<変更後>

- (1) 仮土留壁
等厚式 PTR w575
芯材 H-414 \times 405 \times 18 \times 28@600
- (2) 土留支保工
5段支保工、盛替梁なし

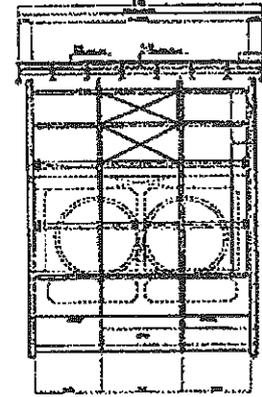


図 4-7-5-16 回転立坑部土留支保工断面図

③ 底盤改良範囲の見直し

掘削底面下には成田層の粘性土層が全面的に存在し、当初設計では盤

膨れ対策として全域に底盤改良が必要とされていた。工期短縮のため追加の地質調査を実施し、より効率的な設計・施工ができないか再検討した。

安定検討で『深い掘削土留工設計施工指針』の式をもとに改良体強度を抵抗力として加え、追加ボーリング結果から Dss 層の被圧水頭を見直したところ、回転立坑部のみが必要であることが判った。これにより3ヶ月の短縮が可能となった。

また、当初設計では未設計であった埋設物による土留窓開き部に関しては、施工性向上の観点から深層混合処理地盤改良 Super-jet Midi 工法（ ϕ 4.5m）等により施工土留の完璧を期すことにした。

④ 掘削工法の変更

掘削能率向上のため、以下の変更を行い、約2ヶ月の短縮を図った。

- 1) 掘削機械を当初のグラブリフターからテレスコクラムシェルに変更
- 2) 路面覆工の窓開きを無くして全面に変更

⑤ 土留予測解析

西工区の回転立坑部及びトンネル部においては土留工法の変更（SMW→PTR）により、事前に土留壁剛性アップによる支保工の合理化を図ったが、東工区においては土留、支保工とも当初計画通りで着工したため、掘削中の計測結果をもとにした情報化施工（MARK-III解析）による合理化を図った。

MARK-III解析は現状解析と予測解析からなる。現状解析では、主働土圧係数、受働土圧係数、地盤バネ及び静止土圧係数をパラメータとして変動させ、弾塑性解析を繰り返し行うことにより山留の計算変位と実測変位とをフィッティングして現状の荷重状態を把握する。予測解

析では、現状解析で決めたパラメータをもとに、現状から後の施工ステップに関して弾塑性解析を行い、次ステップ以降について予測する。

さらに同様の手法を用い、回転立坑部、西工区についても適用して施工の合理化と工期短縮を図った。図 4-7-5-17 に予測解析により合理化された西工区山留工の断面を示す。

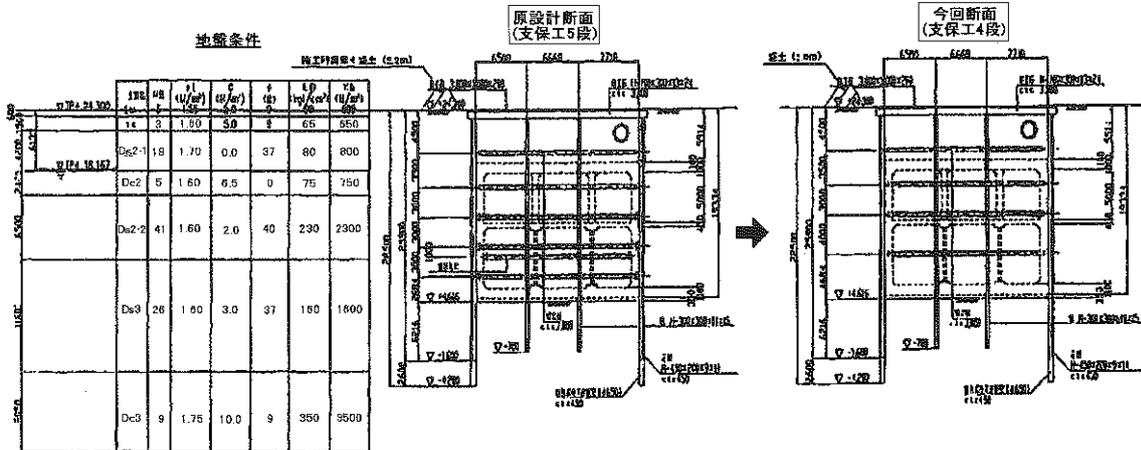


図 4-7-5-17 予測解析による合理化（駅西工区の土留工断面図）

東工区ではこれらの解析から以下に示す合理化が図れ

- ・ 盛替え梁の省略
- ・ 底版打設後に 4, 5 段切梁を一度に撤去
- ・ 中床版打設後に 2, 3 段切梁を一度に撤去

西工区では

- ・ 支保工段数を 5 段から 4 段に低減
- ・ 盛替え梁の省略
- ・ 底版打設後に 4 段切梁を撤去
- ・ 中床版打設後に 2, 3 段切梁を一度に撤去

回転立坑部では

- ・ 底版打設後に 4, 5 段切梁を一度に撤去
- という結果が得られ約 1 ヶ月の工期短縮が図れた。

⑥ く体構築に関する変更

ア、せん断補強筋の新工法の採用

床版及び側壁のせん断補強筋は当初併合型形状であり、鉄筋組立工程上最もクリティカルになることが予想されたため、新工法である Head-bar を採用し施工能率の向上を図った。

イ、継手方式の変更

柱及び梁部の圧接ヶ所をネジフシ鉄筋を用いた機械式継手に変更し、圧接による特殊行程を省略、検査の簡素化による短縮を図った。

ウ、側壁大型型枠（鋼製トラスフレーム）の採用

側壁の 1 回当りのリフト高さを最大化し、コンクリートの打設回数を低減した。

以上の方策により約 2.5 ヶ月の工期短縮が図れた。

(5) コンクリート温度ひび割れ解析

地下駅における保守上の問題のひとつとして、体のクラックからの漏水がある。クラック発生の原因の一つとして温度ひび割れがあり、支社事務連絡に以下のような規定がある。

- ① 温度ひび割れに関する安全係数 $I_{cr} \geq 1.45$ を確保すること
- ② 側壁において $I_{cr} \geq 1.45$ を確保出来ない場合にはひび割れ誘発目地を 5m を最小間隔として設置すること
- ③ 誘発目地を 5m としても、目標とする安全係数を確保出来ない場合には、低熱ポルトランドセメントの使用を検討すること

上記指針にもとづき、く体鉄筋コンクリートの施工に先立って温度ひび割れ解析を実施した。検討対象とした断面はく体厚が比較的大きい駅部 2 階層部、トンネル部、回転立坑部、南北自由通路部の 4 段面とした。

解析手法は 2 次元有限要素法 (FEM) により実施し、応力解析については温度解析結果を用いて『CP 法解析』、『擬似三次元解析』の 2 方法により行った。解析結果から側壁に関してはすべての断面でクラックが発生する恐れがあるとの判断から、この部分には低熱ポルトランドセメントを採用することとし、あわせて誘発目地を施工することとした。

施工の結果、温度ひび割れに起因すると考えられる有害なクラックは誘発目地部には発生したものの一般部には見られなかった。しかしながら、5BL において水平クラックが発生した。この原因については型枠目地に沿ったものであり、脱型時にはすでに発生していた点などから、打設中もしくはコンクリートの硬化が不十分な若材齢時に型枠が変位・移動し、それに伴うコンクリートの変形が一部拘束されたと考えるのが最も妥当であると推察された。しかし、当該クラックからの漏水は認められないことから、貫通ひび割れではないと判断した。

これら発生したひび割れに対しては耐久性の観点から 0.2 mm 以上のものに対しては補修することとし、当現場においても暫定案に示された方法のなかから条件を満足する『マイクロカプセル工法』を選定し、実施した。この工法は、低粘度タイプエポキシ樹脂をバネ自動式低圧注入により微細なひび割れの深部にまで緩やかに注入出来るものである。

第 8 章 シールドトンネル

第 1 節 概 要

断面形式は、占用可能な道路幅員、周辺建造物に対する影響、支障物等の立地条件、地盤条件、環境条件を考慮し、複線、単線並列、MF (マルチフェース) について、用地費及び工事費を総合的に評価して決定した。

その結果、台東トンネル、寿トンネル、三ノ輪トンネル、弘道トンネル、加平トンネル、綾瀬川トンネル及び南流山トンネルは複線断面、常磐道トンネル及びつくばトンネルは単線並列となった。図 4-8-1-1 に断面検討略図を示す。

用地費、工事費の試算を、台東トンネル (L=1, 204m) の場合を例にとって表 4-8-1-1 に示す。

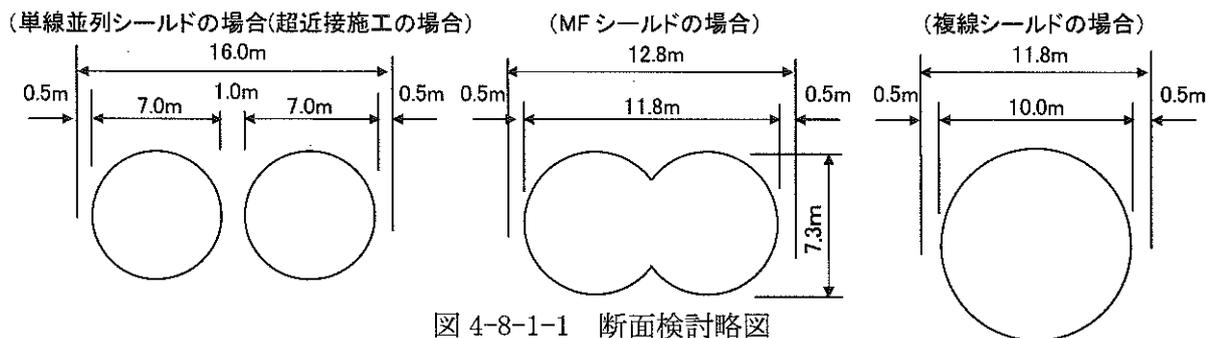


図 4-8-1-1 断面検討略図

表 4-8-1-1 概算工事費の比較

費目	構造	単線並列シールド			MFシールド			複線シールド		
		数量	単価 (億円)	金額 (億円)	数量	単価 (億円)	金額 (億円)	数量	単価 (億円)	金額 (億円)
用地費	m ²	4,550	0.08	364	3,640	0.08	291	3,140	0.08	251
工事費	m	1,204	0.07	84	1,204	0.08	96	1,204	0.09	108
合計				448			387			359

断面寸法は、軌道中心間隔、車両限界、建築限界、蛇行余裕、建築限界外余裕等を検討し、決定した。複線及び単線断面について以下に述べる。

1. 複線断面

軌道中心間隔については、普通鉄道構造規則第 23 条の「直線における軌道中心間隔は、車両限界の基礎限界の最大幅に 600 mm を加えた数値以上にしなければならない。ただし旅客が窓から身体を出すことができない構造の車両のみが走行する区間にあつては、車両限界の最大幅に 400 mm を加えた数値とすることができる。」と規程されている。

つくばエクスプレス（常磐新線）では「旅客が窓から身体を出すことができない構造の車両のみが走行する」こととなるので、軌道中心間隔は 3,000 mm（基礎限界の最大幅）+ 400 mm = 3,400 mm = 3.40m まで縮小可能である。

以上を総合的に勘案して、停車場外の軌道中心間隔は、原則として 3.60m（3,000 mm（基礎限界の最大幅）+ 600 mm = 3,600 mm）、ただし地形上等やむを得ない場合は 3.40m まで縮小することができることとされた。

これに基づき、都心部（秋葉原～八潮間）の地下部分については、

- ①地価が高く、軌道中心間隔を極力狭くする必要がある。
- ②構造物による制約があり、軌道中心間隔 3.6m を確保できない場合がある。

ことを考慮し、ただし書きを適用し、軌道中心間隔は 3.4m を基準とした。

建築限界幅は 3,400 mm、建築限界外余裕は 100 mm（片側当り）、蛇行余裕は 100 mm（片側当り）とし最小曲線（R=202m）におけるカント、限界の拡幅を考慮した。

さらに退避空間を線路の両側に確保し、その幅は S.L 付近において 700 mm 以上、歩行底面において 500 mm 以上確保するものとした。なお、最小曲線区間では、当面施工しない二次覆工部分（200 mm）を取り込むことで所定寸法を確保することとした。

以上の様な検討の結果、複線シールドトンネルの断面寸法は、図 4-8-1-2 に示すとおり、内径 8,800 mm、外径 10,000 mm が基本となった。

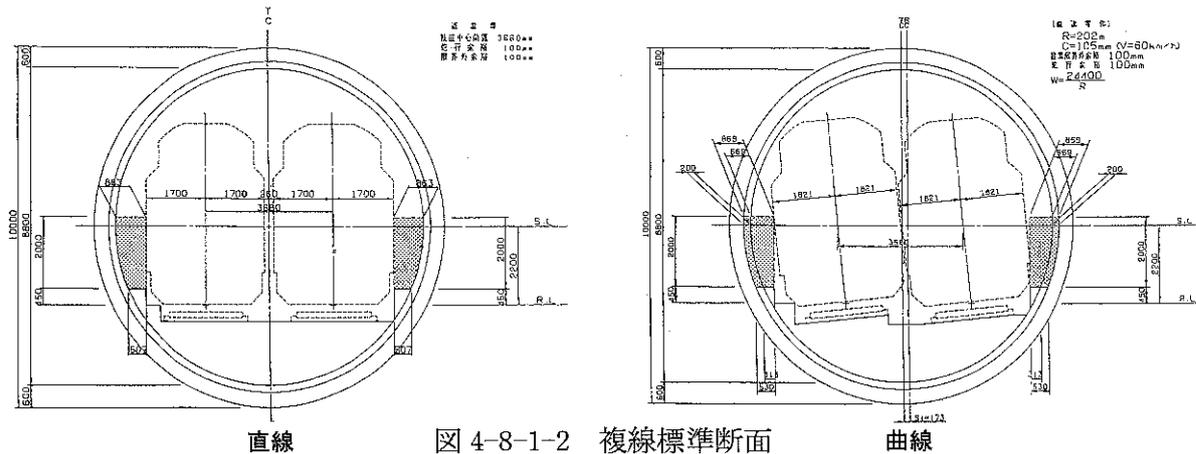


図 4-8-1-2 複線標準断面

特殊な区間として、青井駅を発進・到達とする弘道トンネルと加平トンネルは、基本断面の外径 10.0m とすると、駅部の線形条件から、駅開削部の前後に箱型トンネルが必要となる。そこで、箱型トンネル区間も含め、すべての区間を内空を 400mm 拡大して複線シールドトンネルとした方が、工事費が有利となることから、内空 9,200mm、外径 10,400mm の断面とした。

2. 単線断面

交流区間の建築限界高さは 5,300mm とし、曲線部の最大寸法を考慮する。さらに、建築限界外余裕 100mm、蛇行余裕 100mm、セグメント厚 300mm、二次覆工厚 150mm、カントがついた場合の RL~FL 斜長 626mm、インバート斜長 284mm を考慮した結果、内径 6,400mm、外径 7,300mm となった。

図 4-8-1-3 に単線標準断面を示す。

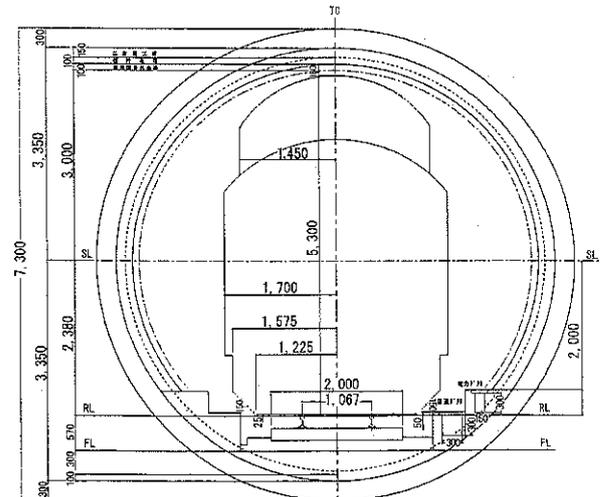


図 4-8-1-3 単線標準断面(直線)

3. 工法選定

シールド工法の選定にあたっては、シールド

各工法の特徴を十分把握したうえで、土質、環境条件等を精査し、切羽の安定が図れ、安全で、経済的な最も適した工法を選定した。検討の結果、台東トンネル～綾瀬川トンネル間の 6 トンネルは泥水式シールド工法、南流山トンネル～つくばトンネル間の 3 トンネルは泥土圧式シールド工法を採用した。泥土圧式と泥水式との比較を表 4-8-1-2 に、各トンネルの設計・施工条件を表 4-8-1-3 に示す。

表 4-8-1-2 シールド工法の比較

項目	泥土圧式	泥水式	記事
トンネルの規模	○	◎	φ10.0mクラスの実績は、泥水式が多い
地質条件	○	◎	
	◎	◎	
施工条件	○	◎	土圧式では添加材の性状や注入量が重要
	○	◎	土圧式ではパイプ圧送等が必要
	◎	○	
	◎	○	
環境条件	◎	○	泥水式では振動フルイ基礎が必要

表 4-8-1-3 シールドトンネルの設計・施工条件

項目	内容	台東トンネル	寿トンネル	三ノ輪トンネル	弘道トンネル	加平トンネル	綾瀬川トンネル	南流山トンネル	常磐道トンネル	つくばトンネル
設計条件	形状・寸法	円形、外形=10.0m	円形、外形=10.0m	円形、外形=10.0m	円形、外形=10.4m	円形、外形=10.4m	円形、外形=10.0m	円形、外形=10.0m	円形、外形=7.3m	円形、外形=7.3m
	単線・複線の別	複線	複線	複線	複線	複線	複線	複線	単線並列	単線並列
	延長(m)	1,204.29	1,229.71	2,219.00	1,043.00	1,154.00	2,057.05	655	303×2=606	1,807.7
	土被り(m)	27.1~38.0	24.3~43.1	8.5~32.5	7.3~22.3	12.0~24.0	6.2~20.8	2.3~21.5	3.7~7.5	6.3~13.8
	最小直線半径(m)	202	202	350	600	1,600	350	400	直線のみ	600
立地条件	シールド直上の用地区分	民地、道路	道路、一部民地	道路、民地	道路、民地	道路、民地	道路、民地	民地、道路	民地、道路	民地、道路
	道路種別・交通状況	国道、都道、区道、多い	国道、都道、区道、多い	国際・明治通り 非常に多い	都道、区道 やや多い	都道(環状7号線 多い)、区道	都道、区道 やや多い	市道、多い	高速道路、多い	市道、国道、多い
	河川下等の掘進の有無	無	無	無	無	無	綾瀬川横断	無	無	無
	基地用地確保の難易度	国鉄清算事業団所有 用地及び 開削駅構築内	地上部は国際通り、 春日通りの路上占用 及び開削駅構築内	国鉄清算事業団所有 用地及び 開削駅構築内	東京都住宅局用地 及び開削駅構築内	東京都住宅局用地 及び開削駅構築内	民地	民地(難)	容易	民地(容易)
地盤条件	トンネル上部の地盤構成	東京層 (砂層、粘土層、礫層)	東京層 (砂層、粘土層、礫層)	有楽町層(粘性土層)	有楽町層(粘性土層)	有楽町層(粘性土層)	有楽町層(粘性土層)	砂層・粘性土	砂層・粘性土	砂層・粘性土
	掘削断面の主な地盤構成	江戸川層砂層	東京層、江戸川層砂層	東京層(砂層、粘性土 層、礫層)、有楽町層	有楽町層(粘性土層)、 7号地層(粘性土層、 砂層)	有楽町層及び 7号地層(粘性土層)	有楽町層及び 7号地層(粘性土層)	砂質土主体一部砂 礫、粘性土含む N値5~50以上	成田層、砂質土 N値5~10	竜ヶ崎層砂質土 N値5~50以上
	最大礫径(mm)	19	38	19	10	2	2	20	2	30
	地下水位(m)	G.L-2.0~4.8	G.L-2.0~2.2	G.L-1.7~2.8	G.L-0.6~3.7	G.L-1.3~1.9	G.L-0.2~2.2	G.L-0.0~11.1	G.L-4.1~5.9	G.L-6.8~13.8
	酸欠空気・有毒ガスの有無	有(メタンガス)	有(メタンガス)	有(メタンガス)	有(メタンガス)	有(メタンガス)	有(メタンガス)	無	無	無
	切羽の自立性	良好	良好	良好	悪	悪	悪	悪	悪	悪
支障物件	地上の重要構造物	JR山手線、京浜東北 線、NTT上野ビル	病院、ビル	メトロ日比谷線、JR 貨物線、JR常磐線	学校、消防署	無	首都高速道路	流山電鉄	常磐自動車道	国道・共同溝
	構造物の基礎等	東北・上越新幹線、 NTT上野ビル他	ビル	NTTとう道立坑、 JR橋脚	消防署基礎坑	無	首都高橋脚、東電鉄 塔、綾瀬川護岸	無	無	悪
	井戸・古井戸の有無	無	無	無	有	無	無	—	有・雑用水	有・生活用水
	建物・仮設工跡の有無	無	無	無	無	無	花畑汚水幹線残留杭	無	無	共同溝土留杭
環境条件	沈下に対する制約	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	少ない
	埋設物に対する制約	多い	多い	多い	やや多い	多い	多い	やや多い	無	少ない
	沿線の密集度	密集した商業地域	密集した商業地域	密集した 商業・住宅地域	密集した住宅地域	密集した 住宅・商業地域	密集した 住宅・商業地域	市街地	一部家屋	一部家屋

第2節 一次覆工の設計

1. 設計概要

本路線のシールドトンネルは、台東トンネル～つくばトンネルまで9トンネルが施工された。
表4-8-2-1に各シールドトンネルの代表的な位置における一次覆工の設計概要を示す。

表4-8-2-1 一次覆工設計概要(1)

トンネル名称		台東トンネル				寿トンネル				
トンネル形式		複線シールド				複線シールド				
トンネル延長		0 km 204m～1 km 408m L=1, 204m				1 km 758m～2 km 988m L=1, 230m				
セグメント	セグメント種別	ダクタイルセグメント (コルゲート型)		RC 平板型		ダクタイルセグメント (コルゲート型)		RC 平板型		
	セグメント外径(m)	10.0		10.0		10.0		10.0		
	セグメント内径(m)	9.2		9.2		9.2		9.2		
	セグメント厚さ(m)	0.4		0.4		0.4		0.4		
	セグメント幅(m)	1.2		1.5		1.2		1.5		
	2次覆工の有無	無		無		無		無		
	セグメント継手	短ボルト		インサート継手+ 高鋼製金具+短ボルト		短ボルト		インサート継手+ 高鋼製金具+短ボルト		
	リング継手	短ボルト		インサート継手+ 鋼板+短ボルト		短ボルト		インサート継手+ 鋼板+短ボルト		
構造解析モデル	断面力算定モデル	2リングはり・ばねモデル		2リングはり・ばねモデル		2リングはり・ばねモデル		2リングはり・ばねモデル		
設計条件	設計土被り(m)	9.3		38.2		41.1		42.2		
	荷重条件	全土被り土圧	全土被り土圧		全土被り土圧		全土被り土圧		緩み土圧	
		土水分離	土水分離		土水分離		土水分離		土水分離	
		地表面荷重	上載荷重	350kN/m ²	上載荷重	170kN/m ²	上載荷重	140kN/m ²	上載荷重	120kN/m ²
	地盤条件	トンネル 付近土質	γ	18.5kN/m ³	γ	18.4kN/m ³	γ	18.4kN/m ³	γ	18.5kN/m ³
			N	50 \geq N	N	15 \sim 43	N	50 \geq N	N	50 \geq N
			λ	0.45	λ	0.45	λ	0.45	λ	0.45
			K(kN/m ³)	15,000	K(kN/m ³)	15,000	K(kN/m ³)	15,000	K(kN/m ³)	15,000
地下水位	GL-15.0m		GL-15.8m		GL-14.9m		GL-15.1m			

表4-8-2-1 一次覆工設計概要(2)

トンネル名称		三ノ輪トンネル				弘道トンネル		加平トンネル		
トンネル形式		複線シールド				複線シールド		複線シールド		
トンネル延長		3 km 292m～5 km 511m L=2, 219m				3 km 292m～5 km 511m L=2, 219m		10 km 663m～11 km 817m L=1, 154m		
セグメント	セグメント種別	ダクタイルセグメント (コルゲート型)		RC 平板型		RC 平板型		ダクタイルセグメント (コルゲート型)		
	セグメント外径(m)	10.0		10.0		10.4		10.4		
	セグメント内径(m)	9.2		9.2		9.6		9.5		
	セグメント厚さ(m)	0.4		0.4		0.4		0.45		
	セグメント幅(m)	1.2		1.5		1.5		1.2		
	2次覆工の有無	無		無		無		無		
	セグメント継手	短ボルト		コッター継手		高剛性継手		短ボルト		
	リング継手	短ボルト		クイック継手		インサートボルト継手		短ボルト		
構造解析モデル	断面力算定モデル	2リングはり・ばねモデル		2リングはり・ばねモデル		修正慣用法		2リングはり・ばねモデル		
設計条件	設計土被り(m)	25.5		18.0		6.9		24.5		
	荷重条件	全土被り土圧	緩み土圧		緩み土圧		全土被り土圧		全土被り土圧	
		土水分離	土水分離		土水分離		土水一体		土水分離	
		地表面荷重	上載荷重	10kN/m ²	上載荷重	80kN/m ²	上載荷重	35.0kN/m ²	上載荷重	10.0kN/m ²
	地盤条件	トンネル 付近土質	γ	17.5kN/m ³	γ	18.5kN/m ³	γ	16.5kN/m ³	γ	18.4kN/m ³
			N	10	N	10	N	0 \sim 3	N	3 \sim 5
			λ	0.50	λ	0.60	λ	0.85	λ	0.60
			K(kN/m ³)	5,600	K(kN/m ³)	4,300	K(kN/m ³)	0	K(kN/m ³)	1,700
地下水位	GL-14.4m		GL-10.5m		GL-1.5m		GL-10.5m			

表 4-8-2-1 一次覆工設計概要(3)

トンネル名称		加平トンネル		綾瀬川トンネル		南流山トンネル(東)		
トンネル形式		複線シールド		複線シールド		複線シールド		
トンネル延長		10 km 663m~11 km 817m L=1, 154m		12 km 190m~14 km 247m L=2, 057m		22 km 340m~22 km 995m L=655m		
セグメント	セグメント種別	RC 平板型		ダクタイルセグメント (コルゲート型)		RC 平板型		
	セグメント外径(m)	10.4		10.0		10.0		
	セグメント内径(m)	9.5・9.6		9.4		9.2		
	セグメント厚さ(m)	0.45・0.4		0.3		0.4		
	セグメント幅(m)	1.5		1.2		1.5		
	2次覆工の有無	無		無		無		
	セグメント継手	インサート継手+ 高鋼製金具+短ボルト		短ボルト		インサート継手+ 高鋼製金具+短ボルト		
リング継手	インサート継手+ 鋼板+短ボルト		短ボルト		インサート継手+ 鋼板+短ボルト			
構造解析モデル	断面力算 定モデル	2リングはり・ばねモデル		2リングはり・ばねモデル		2リングはり・ばねモデル		
設計条件	設計土被り(m)		19.3		19.4		19.4	
	荷重条件	全土被り 土圧	全土被り土圧		全土被り土圧		全土被り土圧	
		土水分離	土水分離		土水分離		土水分離	
	地盤条件	地表面荷重	上載荷重	10.0kN/m ²	上載荷重	10.0kN/m ²	上載荷重	10.0kN/m ²
		トンネル 付近土質	γ	18.0kN/m ³	γ	18.4kN/m ³	γ	19.0kN/m ³
			N	6	N	14	N	50≥N
			λ	0.60	λ	0.50	λ	0.45
地下水位	GL-14.4m		GL-8.6m		GL-8.6m			

表 4-8-2-1 一次覆工設計概要(4)

トンネル名称		常磐トンネル		つくばトンネル		
トンネル形式		単線並列シールド		単線並列シールド		
トンネル延長		45 km 800m~46 km 280m L=480m		58 km 900m~58 km 010m L=1, 110m		
セグメント	セグメント種別	RC 平板型		RC 平板型		
	セグメント外径(m)	7.3		7.30		
	セグメント内径(m)	6.7		6.7		
	セグメント厚さ(m)	0.3		0.3		
	セグメント幅(m)	1.5		1.5		
	2次覆工の有無	無		無		
	セグメント継手	高剛性インサート継手		高剛性インサート継手		
リング継手	ピンボルト		ピンボルト			
構造解析モデル	断面力算 定モデル	2リングはり・ばねモデル		2リングはり・ばねモデル		
設計条件	設計土被り(m)		7.0		6.4	
	荷重条件	全土被り 土圧	全土被り土圧		全土被り土圧	
		土水分離	土水分離		土水分離	
	地盤条件	地表面荷重	上載荷重	30.0kN/m ²	上載荷重	60.0kN/m ²
		トンネル 付近土質	γ	18.0kN/m ³	γ	16.0kN/m ³
			N	6	N	6
			λ	0.55	λ	0.45
地下水位	GL-10.0m		GL-6.5m			

2. 一次覆工の設計例（三ノ輪トンネル）

(1) 一般事項

① 準拠基準類

覆工の設計は、表 4-8-2-2 に示す基準類に基づいて行った。

② セグメント構造条件

トンネル形式 : 複線シールドトンネル

セグメント外径 : $D_o = 10,000 \text{ mm}$

セグメント内径 : $D_i = 9,200 \text{ mm}$

セグメント厚 : $h = 400 \text{ mm}$

セグメント分割数 : 8

Kセグメントの形状 : 軸方向挿入型

DCセグメントタイプ 1, 2

RCセグメントタイプ 1~3

セグメント図心半径 : $R_c = 4,804 \text{ mm}$

$R_c = 4,800 \text{ mm}$

セグメント幅 : $B = 1,200 \text{ mm}$

$B = 1,500 \text{ mm}$

振り角 : $\theta_k = 8.438^\circ$

$\theta_k = 11.250^\circ$

表 4-8-2-2 準拠基準類

名 称	制定年月	機 関 名
常磐新線土木構造物設計仕様書 『許容応力度編』	平成9年 2月	首都圏新都市 鉄道株
鉄道構造物等設計標準 シールドトンネル	平成9年 7月	鉄道総研
トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説	平成8年 7月	(社)土木学会
コンクリート標準示方書 設計編	平成8年 3月	(社)土木学会
道路橋示方書・同解説	平成8年12月	日本道路協会

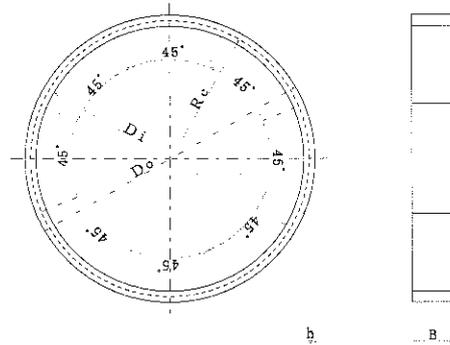


図 4-8-2-1 セグメント形状

③ 使用材料および許容応力度

①球状黒鉛鑄鉄品	種 類	FCD500
	曲げ引張応力度	1,900 kgf/cm ²
	曲げ圧縮応力度	2,200 kgf/cm ²
	せん断応力度	1,300 kgf/cm ²
②コンクリート	設計基準強度	480 kgf/cm ²
	曲げ圧縮応力度	180 kgf/cm ²
	せん断応力	7.4 kgf/cm ²
	付着応力度	21 kgf/cm ²
	支圧応力度	170 kgf/cm ²
③鉄 筋	種 類	SD345
	引張応力度	2,000 kgf/cm ²
	圧縮応力度	2,000 kgf/cm ²
④ボ ル ト	種 類	8.8
	引張応力度	2,900 kgf/cm ²
	せん断応力度	2,000 kgf/cm ²

④ 許容応力度の割増し

荷重の組合せ	材 料				
	コンクリート	鉄筋	鋼	鋳鉄	ボルト
施工時荷重 (ジャッキ推力・裏込め注入圧) エレクターの操作荷重	1.5		1.35	1.5	
土圧・水圧等+地震	1.75	1.75	1.5	1.7	2.0
土圧・水圧等+併設 (一時的な影響)	1.35				

注) 許容せん断力については割増しできない。

⑤ ヤング係数

- ・ダクタイル : $E_d = 1.7 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- ・鋼および鋳鋼 : $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- ・コンクリート : $E_c = 3.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ($\sigma_{ck} = 480 \text{ kgf/cm}^2$)

(2) 設計条件

① 設計断面

本工事区間における設計断面を表 4-8-2-3 に示す。

表 4-8-2-3 設計断面

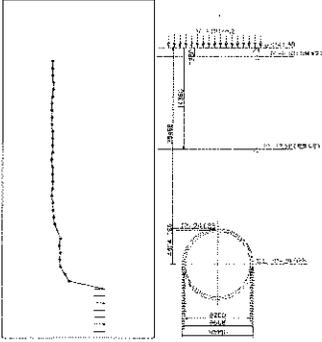
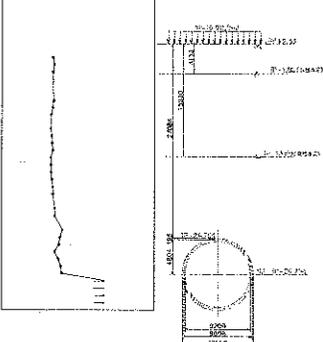
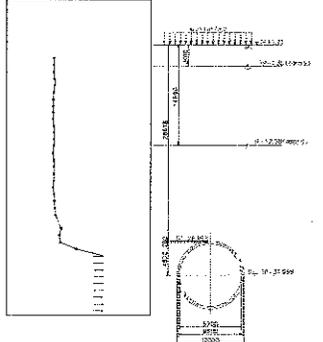
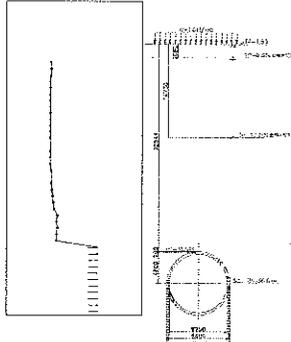
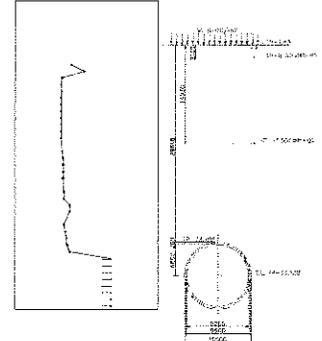
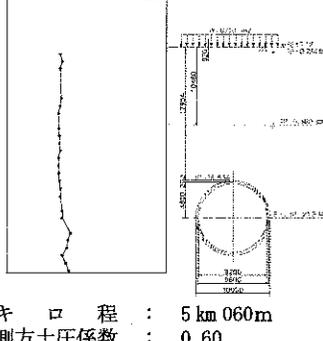
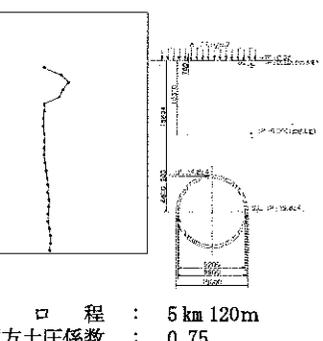
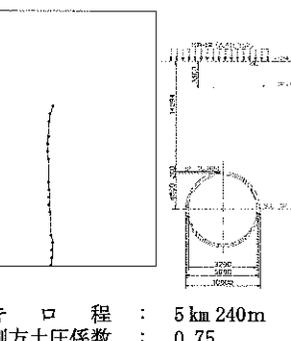
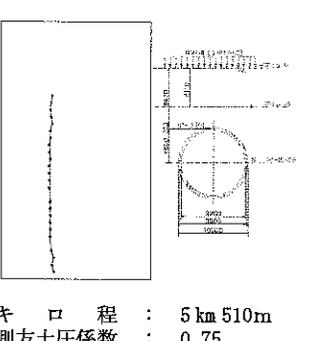
断面 No	設計断面位置	設計適用範囲	設計内容			土被り (m)	上載荷重 (tf/m ²)
			設計断面	検討断面	耐震検討		
1	①3 km 620m 付近	3 km 292m ~ 3 km 720m (428m)	○		○	25.468	1.0
2	②3 km 800m 付近	3 km 720m ~ 3 km 800m (80m)		③○*		28.678	1.0
3	③4 km 350m 付近	3 km 800m ~ 4 km 640m (840m)	○			32.544	1.0
4	④4 km 640m 付近	4 km 640m ~ 4 km 760m (120m)	○			29.618	10.0
5	⑤4km820m 付近	4 km 760m ~ 5 km 060m (300m)	○		○	27.084	10.0
6-1	⑥ ₋₁ 5 km 060m 付近	5 km 060m ~ 5 km 120m (60m)		④○*		17.954	8.0
6-2	⑥ ₋₂ 5 km 120m 付近	5 km 120m ~ 5 km 240m (120m)	○		○	15.804	7.0
7	⑦5km240m 付近	5 km 240m ~ 5 km 511m (271m)		⑥ ₋₂ ○*		14.594	3.4
8	⑧5 km 510m 付近	—			○	8.470	3.4

○*数字の設計断面で決定したセグメントを用いて照査する。

② 土質条件

土質条件を表 4-8-2-4 に示す。

表 4-8-2-4 土質条件

DCセグメントタイプ1	DCセグメントタイプ2	RCセグメントタイプ1		
<p>3 km 620m {設計+耐震} (土水分離)</p>  <p>キロ程 : 3 km 620m 側方土圧係数 : 0.50 地盤反力係数 : 560 tf/m³ 上載荷重 : 1.00 tf/m² 地下水位 : TP-12.98m 土被り : 25.468 m</p>	<p>4 km 820m {設計+耐震} (土水分離)</p>  <p>キロ程 : 4 km 820m 側方土圧係数 : 0.50 地盤反力係数 : 630 tf/m³ 上載荷重 : 1.00 tf/m² 地下水位 : TP-13.50m 土被り : 27.084 m</p>	<p>3 km 800m {検討} (土水分離)</p>  <p>キロ程 : 3 km 800m 側方土圧係数 : 0.45 地盤反力係数 : 1760 tf/m³ 上載荷重 : 1.00 tf/m² 地下水位 : TP-12.98m 土被り : 28.678 m</p>	<p>4 km 350m {設計} (土水分離)</p>  <p>キロ程 : 4 km 50m 側方土圧係数 : 0.45 地盤反力係数 : 1760 tf/m³ 上載荷重 : 1.00 tf/m² 地下水位 : TP-13.20m 土被り : 32.544 m</p>	
RCセグメントタイプ2		RCセグメントタイプ3		
<p>4 km 640m {設計} (土水分離)</p>  <p>キロ程 : 4 km 640m 側方土圧係数 : 0.45 地盤反力係数 : 1760 tf/m³ 上載荷重 : 10.00 tf/m² 地下水位 : TP-13.50m 土被り : 29.618 m</p>	<p>5 km 060 mm {検討} (土水分離)</p>  <p>キロ程 : 5 km 060m 側方土圧係数 : 0.60 地盤反力係数 : 430 tf/m³ 上載荷重 : 8.00 tf/m² 地下水位 : TP-9.360m 土被り : 17.954 m</p>	<p>5 km 120m {設計+耐震} (土水一体)</p>  <p>キロ程 : 5 km 120m 側方土圧係数 : 0.75 地盤反力係数 : 70 tf/m³ 上載荷重 : 7.00 tf/m² 地下水位 : — 土被り : 15.804 m</p>	<p>5 km 240m {検討} (土水一体)</p>  <p>キロ程 : 5 km 240m 側方土圧係数 : 0.75 地盤反力係数 : 70 tf/m³ 上載荷重 : 3.40 tf/m² 地下水位 : — 土被り : 14.594 m</p>	<p>5 km 510m {耐震} (土水一体)</p>  <p>キロ程 : 5 km 510m 側方土圧係数 : 0.75 地盤反力係数 : 70 tf/m³ 上載荷重 : 3.40 tf/m² 地下水位 : — 土被り : 8.470 m</p>

③ 構造モデル

構造解析には、はりばねモデルを用いた。

図 4-8-2-2~4 に解析モデルを示す。

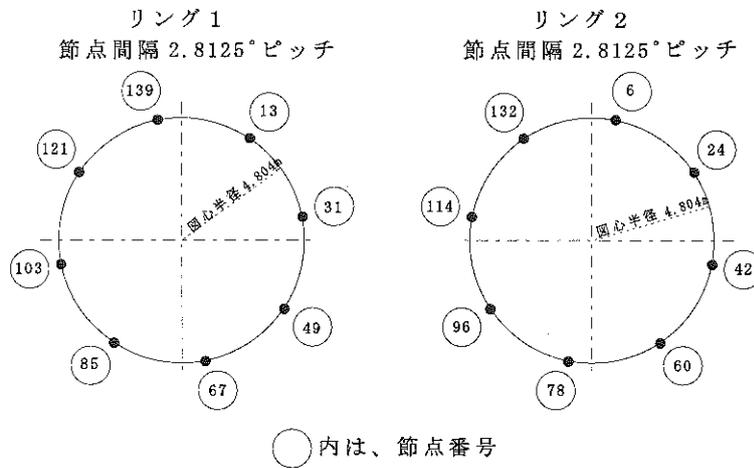


図 4-8-2-2 はりばねモデル (DC セグメントタイプ 1, 2)

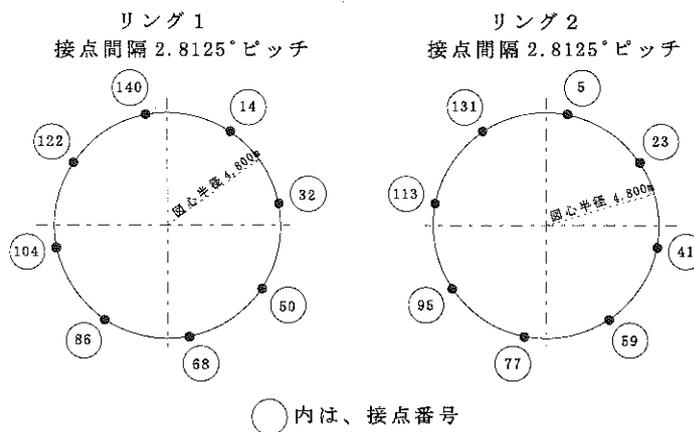


図 4-8-2-3 はりばねモデル (RC セグメントタイプ 1~3)

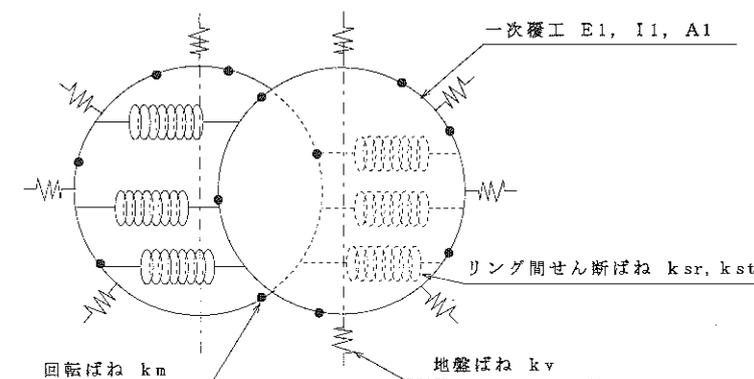


図 4-8-2-4 解析モデル

(3) 荷重の算出

セグメントタイプ別の荷重及び地盤反力係数を表 4-8-2-5 に、また荷重作用図を図 4-8-2-5 に示す。

表 4-8-2-5 計算用荷重及び地盤反力係数

		DCタイプ 1	DCタイプ 2	RCタイプ 1		RCタイプ 2		RCタイプ 3		
		3 km 620m	4 km 820m	3 km 800m	4 km 350m	4 km 640m	5 km 060m	5 km 120m	5 km 240m	5 km 510m
土被り	H(m)	25.468	27.084	28.678	32.544	29.618	17.954	15.804	14.594	8.470
地下水位	Hw(m)	11.108	11.254	13.988	17.814	14.688	7.474	—	—	—
鉛直土圧	pvc(tf/m ²)	39.140	48.856	46.305	46.730	57.417	46.583	51.250	42.113	26.347
頂部側方土圧	qe1(tf/m ²)	19.571	24.428	20.838	21.284	25.838	27.950	38.437	31.584	19.760
底部側方土圧	qe2(tf/m ²)	19.571	24.954	20.838	21.284	25.838	33.566	56.257	49.404	37.729
鉛直水圧	Pw1(tf/m ²)	13.565	13.740	21.282	27.021	22.332	11.511	—	—	—
側方水圧	Pws(tf/m ²)	19.330	19.505	28.482	34.221	29.532	18.711	—	—	—
底部水圧	Pw2(tf/m ²)	25.094	25.270	35.682	41.421	36.732	26.211	—	—	—
自重	g(tf/m ²)	0.935	0.971	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56
地盤反力係数	k(tf/m ³)	672	756	2640	2640	2640	645	105	105	105
側方土圧係数	λ	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.60	0.75	0.75	0.75

注) 上表はリング幅当りの値を示す。また、地下水位、鉛直土圧、頂部側方土圧、底部側方土圧は、間隙水圧時の値である。

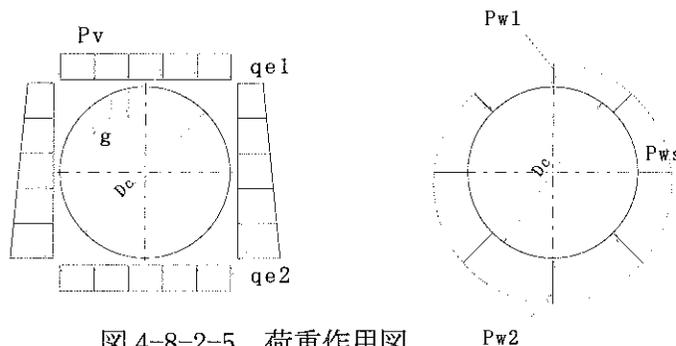


図 4-8-2-5 荷重作用図

(4) 構造計算に用いる定数の算出

構造計算に用いる各断面の回転ばね定数を表 4-8-2-6、また、せん断ばね定数を表 4-8-2-7 に示す。

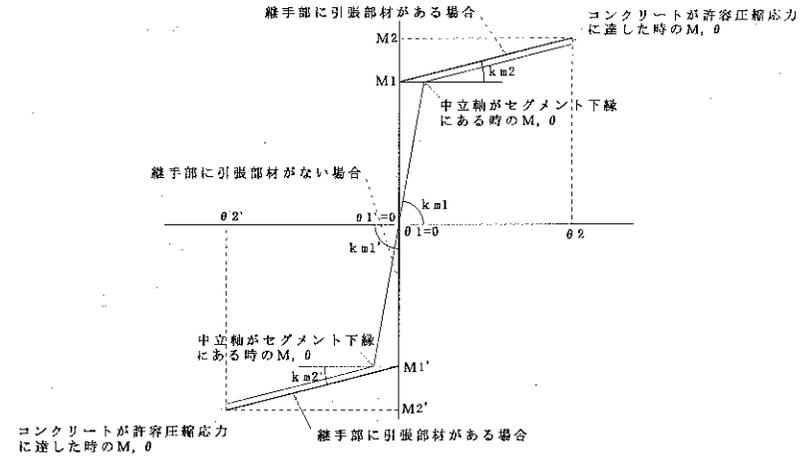
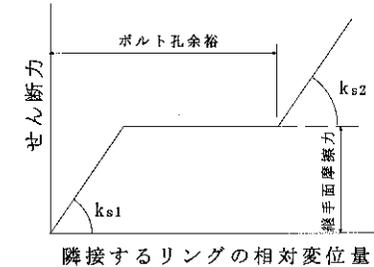


表 4-8-2-6 回転角 θ と曲げモーメント M の関係

	DCセグメントタイプ 1		DCセグメントタイプ 1		RCセグメントタイプ 1				RCセグメントタイプ 2				RCセグメントタイプ 3						
	3 km 620m		4 km 820m		3 km 800m		4 km 50m		4 km 640m		5 km 060m		5 km 120m		5 km 240m		5 km 510m		
	第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配	
正曲げ	θ (rad)	0	0.004202	0	0.004202	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923
	M (tf·m)	17.333	151.724	20.000	208.553	22.667	64.205	24.667	69.159	26.000	72.431	19.333	55.979	15.333	46.072	12.667	39.528	10.000	32.985
	k_m (tfm/rad)	∞	31,900	∞	44,800	∞	45,000	∞	48,200	∞	50,300	∞	39,700	∞	33,300	∞	29,100	∞	24,900
負曲げ	θ' (rad)	0	-0.003317	0	-0.003090	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923
	M' (tf·m)	-17.333	-190.667	-20.000	-651.408	-22.667	-67.990	-24.667	-73.959	-26.000	-77.969	-19.333	-58.010	-15.333	-35.826	-12.667	-30.205	-10.000	-24.492
	k_m (tfm/rad)	∞	52,200	∞	204,000	∞	49,100	∞	53,400	∞	56,300	∞	41,900	∞	22,200	∞	19,000	∞	15,700

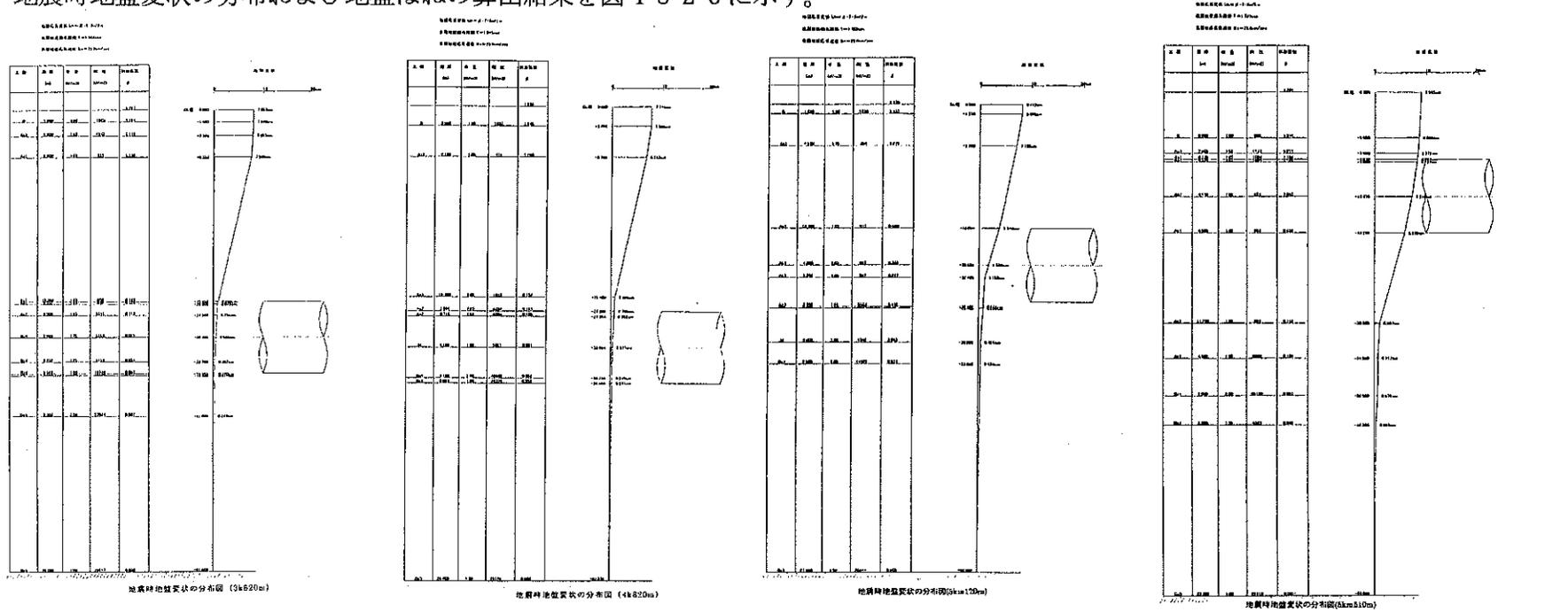
表 4-8-2-7 せん断ばね定数

	DCセグメントタイプ1	DCセグメントタイプ2	RCセグメントタイプ1~3
	3 km 620m	4 km 820m	—
半径方向せん断ばね定数 k_{sr} (tf/m)	51,900	55,700	34,900
接線方向せん断ばね定数 k_{st} (tf/m)	78,800	94,900	209,800
リング間ボルト種類	M30(8.8)	M30(8.8)	M30(8.8)
リング継手面摩擦力 (tf)	3.905	3.905	3.254
ボルト孔余裕 (mm)	3	3	3



(5) 地震時の検討

地震時地盤変状の分布および地盤ばねの算出結果を図 4-8-2-6 に示す。



3km620mでの地盤ばねの計算結果

層	標高 TP(m)	地盤反力係数		地盤ばね	
		kr (kg/cm ²)	ks (kg/cm ³)	Kr (kg/cm ²)	Ks (kg/cm ³)
Ac1	-4.92~-24.62	0.525	0.175	63.00	21.00
As2	-24.62~-26.12	3.083	1.028	369.96	123.32
Dc4	-26.12~-32.32	3.016	1.005	361.92	120.54
Ds4	-32.32~-34.12	6.781	2.269	813.72	271.24

ここに、
 Kr:トンネル半径方向地盤ばね (=kr × ls(kgf/cm²))
 Ks:トンネル半径方向地盤ばね (=ks × ls(kgf/cm³))
 ls:セグメント長 (=120cm)

4km820mでの地盤ばねの計算結果

層	標高 TP(m)	地盤反力係数		地盤ばね	
		kr (kg/cm ²)	ks (kg/cm ³)	Kr (kg/cm ²)	Ks (kg/cm ³)
As2	-23.07~-25.67	3.618	1.206	434.16	144.72
tl	-25.67~-29.77	2.997	0.999	359.64	119.88
Dg1	-29.77~-33.67	19.937	6.646	2392.44	797.48
Da5	-33.67~-60.27	14.264	4.755	1711.68	570.56

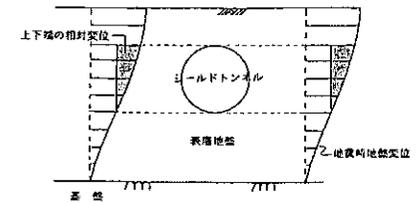
ここに、
 Kr:トンネル半径方向地盤ばね (=kr × ls(kgf/cm²))
 Ks:トンネル半径方向地盤ばね (=ks × ls(kgf/cm³))
 ls:セグメント長 (=120cm)

地盤ばねの計算結果

断面	層	標高 TP(m)	地盤反力係数		地盤ばね	
			kr (kg/cm ²)	ks (kg/cm ³)	Kr (kg/m ²)	Ks (kg/m ³)
5km120m	As2	-21.45~-25.45	3.264	1.088	489.60	163.20
	As1	-2.59~-3.69	0.613	0.204	91.95	30.65
5km510m	Ac1	-3.69~-24.69	0.582	0.194	87.3	29.1

ここに、
 Kr:トンネル半径方向地盤ばね (=kr × ls(kgf/cm²))
 Ks:トンネル半径方向地盤ばね (=ks × ls(kgf/cm³))
 ls:セグメント長 (=150cm)

図 4-8-2-6 地震時地盤変状の分布及び地盤ばねの算出結果



(6) 応力度照査

① 本体部の応力度照査

本体部の応力度照査結果を表 4-8-2-8(1)～(2)に示す。

表 4-8-2-8(1) 本体部の応力度照査結果 (DCセグメント)

		DCセグメントタイプ1		DCセグメントタイプ2		
		3 km 620m		4 km 820m		
		常時	地震時	常時	地震時	
断面諸元	セグメント外径 D_o (mm)	10,000		10,000		
	セグメント幅 b (mm)	1,200		1,200		
	セグメント厚さ h (mm)	400		400		
	外主桁厚 (mm)	15～19		15～19		
	内主桁厚 (mm)	14		14		
	外側スキンプレート厚 (mm)	15		21		
	内側スキンプレート厚 (mm)	15		21		
	断面積 A (cm ²)	401.95		465.4		
	断面係数 Z_o (cm ³)	4,636		5,701		
断面係数 Z_i (cm ³)	4,451		5,484			
本体部	正曲げ	最大曲げモーメント M_{max} (tf・m)	67.560	67.920	83.352	83.475
		軸力 N (tf)	-233.740	-234.120	-264.946	-265.719
		主桁外縁応力度 σ_{out} (kgf/cm ²)	-2,039	-2,048	-2,031	-2,035
	負曲げ	主桁内縁応力度 σ_{in} (kgf/cm ²)	936	943	951	951
		最大曲げモーメント M_{max} (tf・m)	-58.063	-59.614	-70.179	-73.995
		軸力 N (tf)	-301.081	-303.365	-348.774	-346.483
	せん断	主桁内縁応力度 σ_{in} (kgf/cm ²)	-2054	-2094	-2029	-2094
		主桁外縁応力度 σ_{out} (kgf/cm ²)	503	531	482	553
		最大せん断力 S_{max} (tf)	32.332	33.193	39.531	39.502
		主桁部断面積 A_s (cm ²)	247.40	247.40	247.2	247.2
許容応力度	せん断応力度 τ (kgf/cm ²)	131	134	160	160	
	ダクティル圧縮応力度 σ_{ca} (kgf/cm ²)	2,200	3,740	2,200	3,740	
	ダクティル引張応力度 σ_{ta} (kgf/cm ²)	1,900	3,230	1,900	3,230	
	ダクティルせん断応力度 τ_o (kgf/cm ²)	1,300	1,300	1,300	1,300	
判定		OK		OK		

* 上表に示す断面力はリング幅当たりを示す。

* 応力度は引張を正とする。

表 4-8-2-8(2) 本体部の応力度照査結果 (RCセグメント)

		RCセグメントタイプ1		RCセグメントタイプ2		RCセグメントタイプ3				
		3 km 800m	4 km 350m	4 km 640m	5 km 060m	5 km 120m		5 km 240m	5 km 510m	
		常時	常時	常時	常時	常時	地震時	常時	地震時	
断面諸元	セグメント外径 D_o (mm)	10,000		10,000		10,000				
	セグメント幅 b (mm)	1,500		1,500		1,500				
	b_o (mm)	1,350		1,350		1,350				
	セグメント厚さ h (mm)	400		400		400				
	t (mm)	240		240		240				
	外側鉄筋かぶり d' (mm)	60		60		55				
	外側鉄筋量 A_s' (cm ²)	66.154 (D25×10+D22×4)		89.936 (D29×14)		23.490 (D16×8+D13×6)				
	内側鉄筋かぶり d (mm)	60		60		55				
	内側鉄筋量 A_s (cm ²)	46.452 (D22×12)		77.088 (D29×12)		23.832 (D16×12)				
本体部	正曲げ	最大曲げモーメント M_{max} (tf・m)	64.952	65.512	78.090	71.138	40.751	50.795	27.453	26.829
		軸力 N (tf)	-306.540	-335.669	-348.518	-271.631	-209.679	-203.831	-177.453	-138.671
		コンクリート応力度 σ_c (kgf/cm ²)	-178	-180	-179	-160	-148	-188	-99	-98
		外側鉄筋応力度 σ_s' (kgf/cm ²)	-1,872	-1,931	-1,943	-1,695	-1,596	-1,889	-1,126	-1,051
		内側鉄筋応力度 σ_s (kgf/cm ²)	1,831	1,645	1,522	1,616	1,758	2,994	762	1,149
		鉄筋比 (%)	1.30		1.76		0.45			
	負曲げ	最大曲げモーメント M_{max} (tf・m)	-49.107	-49.561	-58.071	-67.146	-38.898	-51.588	-25.598	-24.241
		軸力 N (tf)	-387.147	-416.327	-448.309	-338.526	-261.324	-265.261	-215.293	-141.397
		コンクリート応力度 σ_c (kgf/cm ²)	-162	-166	-162	-171	-150	-203	-100	-95
		内側鉄筋応力度 σ_s' (kgf/cm ²)	-1,931	-1,998	-1,938	-1,926	-1,738	-2,187	-1,210	-1,056
		外側鉄筋応力度 σ_s (kgf/cm ²)	385	295	332	1,020	1,018	2,327	315	874
		鉄筋比 (%)	0.91		1.51		0.46			
	せん断	最大せん断力 S_{max} (tf)	32.108	32.264	38.477	30.824	18.392	26.361	13.070	12.609
		せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	5.9	5.9	7.1	5.7	3.4	4.9	2.4	2.3
	許容応力度	コンクリート圧縮応力度 σ_{ca} (kgf/cm ²)	180	180	180	180	180	315	180	315
コンクリートせん断応力度 σ_{ca} (kgf/cm ²)		7.4	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4	
鉄筋応力度 σ_{sa} (kgf/cm ²)		2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	3,500	2,000	3,500	
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

*上表に示す断面力はリング幅当たりを示す。

*応力度は引張を正とする。

②継手部の応力度照査

継手部の応力度照査結果を表 4-8-2-9(1)～(2)に示す。

表 4-8-2-9(1) 継手部の応力度照査結果 (DC セグメント)

		DC セグメントタイプ 1		DC セグメントタイプ 2			
		3 km 620m		4 km 820m			
		常 時	地震時	常 時	地震時		
断 面 諸 元	セグメント外径 D_o (mm)	10,000		10,000			
	セグメント幅 b (mm)	1,200		1,200			
	セグメント厚さ h (mm)	40		400			
	セグメント継手ボルト鋼材種	M30(8.8)		M30(8.8)			
	セグメント継手ボルト有効断面積 A_b (cm ²)	5.61		5.61			
	内縁側ボルト本数 AN (本)	4		4			
	外縁側ボルト本数 BN (本)	2		2			
	外縁から内縁側ボルトまでの距離 AA (cm)	32.0		32.0			
	外縁から外縁側ボルトまでの距離 AB (cm)	10.0		10.0			
	コーキング溝から内縁側ボルトまでの距離 BA (cm)	5.5		5.5			
	コーキング溝から外縁側ボルトまでの距離 BB (cm)	27.5		27.5			
	外縁から図心までの距離 EU (cm)	19.59		19.61			
	内縁から図心までの距離 EL (cm)	20.41		20.39			
	コーキング溝深さ LA (cm)	2.5		2.5			
リング継手ボルト鋼材種	M30(8.8)		M30(8.8)				
リング継手ボルト軸断面積 A_b (cm ²)	7.07		7.07				
継 手 部	正 曲 げ	最大曲げモーメント M_{max} (tf·m)	49.697	48.902	62.326	62.563	
		軸力 N (tf)	-240.838	-242.838	-273.819	-274.222	
		内縁側ボルト引張力 P_a (kgf/本)	1870	986	6423	6540	
		内縁側ボルト引張応力度 σ_s (kgf/cm ²)	334	176	1146	1167	
	負 曲 げ	最大曲げモーメント M_{max} (tf·m)	-49.643	-51.194	-66.070	-69.500	
		軸力 N (tf)	-298.165	-300.449	-346.504	-344.405	
		外縁側ボルト引張力 P_a (kgf/本)	—	—	6885	13292	
		外縁側ボルト引張応力度 σ_s (kgf/cm ²)	—	—	1228	2371	
		せん断	最大せん断力 S_{max} (tf)	31.385	27.948	35.654	38.616
			せん断応力度 τ (kgf/cm ²)	740	659	840	910
リング継手 せん断	最大せん断力 S_{max} (tf)	9.98	9.98	10.810	10.810		
	せん断応力度 τ (kgf/cm ²)	1412	1412	1529	1529		
	ボルト許容引張応力度 σ_{ba} (kgf/cm ²)	2,900	5,800	2,900	5,800		
	ボルト許容せん断応力度 τ_{ba} (kgf/cm ²)	2,000	2,000	2,000	2,000		
判 定		OK		OK			

* 上表に示す断面力はリング幅当たりを示す。

* 応力度は引張を正とする。

表 4-8-2-9(2) 継手部の応力度照査結果 (RC セグメント)

		RCセグメントタイプ1		RCセグメントタイプ2		RCセグメントタイプ3				
		3 km 800m	4 km 350m	4 km 640m	5 km 060m	5 km 120m		5 km 240m	5 km 510m	
		常時	常時	常時	常時	常時	地震時	常時	地震時	
断面諸元	セグメント外径 D_o (mm)	10,000		10,000		10,000				
	セグメント幅 b (mm)	1,500		1,500		1,500				
	セグメント厚さ h (mm)	400		400		400				
	セグメント継手ボルト鋼材種	M30 (8.8)		M30 (8.8)		M30 (8.8)				
	セグメント継手ボルト有効断面積 A_b (cm ²)	5.61		5.61		5.61				
	リング継手ボルト鋼材種	M30 (8.8)		M30 (8.8)		M30 (8.8)				
	リング継手ボルト軸断面積 A_b (cm ²)	7.07		7.07		7.07				
セグメント継手部	正曲げ	最大曲げモーメント M_{max} (tf・m)	50.075	51.359	60.958	54.037	30.433	41.494	20.733	23.574
		軸力 N (tf)	-319.445	-347.509	-363.804	-290.171	-218.363	-212.888	-182.990	-141.509
		継手部引張力 T (tf)	18.1	15.8	26.2	30.0	7.9	25.6	2.5	10.0
		コンクリート圧縮応力度 σ_c (kgf/cm ²)	-92	-90	-119	-118	-52	-95	-33	-46
	負曲げ	内側ボルト応力度 σ_b (kgf/cm ²)	1,612	1,408	2,334	2,675	704	2279	225	889
		最大曲げモーメント M_{max} (tf・m)	-40.940	-42.239	-49.115	-52.339	-27.806	-40.919	-18.908	-20.052
		軸力 N (tf)	-382.066	-412.041	-442.791	-322.339	-251.602	-254.108	-210.561	-138.651
		継手部引張力 T (tf)	(圧縮)	(圧縮)	(圧縮)	14.2	(圧縮)	10.7	(圧縮)	3.0
	せん断	コンクリート圧縮応力度 σ_c (kgf/cm ²)	-87	-89	-104	-150	-59	-116	-41	-50
		外側ボルト応力度 σ_b (kgf/cm ²)	(圧縮)	(圧縮)	(圧縮)	1265	(圧縮)	953	(圧縮)	270
		最大回転角 (rad)	0.001313	0.001313	0.001696	0.001681	0.000736	0.001361	0.000470	0.000652
		中立軸位置 (mm)	176	176	157	130	210	120	270	159
	せん断	最大目開き量 δ (mm)	0.202	0.202	0.293	0.336	0.088	0.286	0.028	0.111
		最大せん断力 S_{max} (tf)	31.993	32.205	38.328	30.824	18.374	25.293	13.026	10.879
リング継手 せん断	せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	1131	1139	1160	1090	650	894	461	385	
	最大せん断力 S_{max} (tf)	10.300	9.540	11.420	12.690	8.870	10.120	5.090	4.180	
許容 応力度	せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	1457	1349	1615	1795	1255	1431	720	591	
	コンクリート圧縮応力度 σ_{ca} (kgf/cm ²)	180	180	180	180	180	315	180	315	
	ボルト引張応力度 σ_{ba} (kgf/cm ²)	2,900	2,900	2,900	2,900	2,900	5,800	2,900	5,800	
	ボルト許容せん断応力度 τ_{ba} (kgf/cm ²)	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

*上表に示す断面力はリング幅当たりを示す。

*応力度は引張を正とする。

3. 1.5m幅広セグメントの採用

セグメント幅は、昭和 50 年後半から 1.0m~1.2m、最近では東京メトロ 13 号線及び東京湾横断道路では 1.5mのセグメントが採用されるなど幅広化している。東京湾横断道路では、幅 1.5m厚さ 65 cmであったが、本路線では幅 1.5m厚さ 40 cmの検討を行ない、安全性を確認の上採用し、工事費縮減、工期短縮を図った

セグメント幅を拡幅すると図 4-8-2-7 に示すとおり、セグメントのリング継ぎボルトに発生するせん断力によって付加されるセグメント本体の曲げ応力が増加し、セグメント端部に集中する。特に、東京湾横断道路でのセグメント厚さ 65 cmに比べ、本路線のセグメント厚さは 40 cmと小さいため、セグメント端部への応力集中について、解析及び実物大載荷試験により安全性の確認を行なった。

(1) 解析による応力集中度の検討

セグメント幅拡幅に伴うセグメント端部への応力集中度(セグメント端部の応力とセグメント内平均応力との比)を 3 次元 FEM 弾性解析により把握した。

セグメント端部における応力集中度は、隣接するセグメントからの添接荷重のみによる応力集中度 (α) と設計全応力による応力集中度 (β) の 2 とおり算出する。

トンネルの土中内の応力状態を考えれば、セグメントリングが添接荷重のみを受けることはあり得ないため、設計全応力の解析を主体に実施すればよいと考える。しかし、現場では、シールドジャッキの影響があるピースやジャッキがかかっていないピース、さらにリングボルトが十分に締められていないピースなど様々な条件での施工が考えられるため、添接荷重のみを受ける場合の解析を参考に行ない、その傾向を把握することにした。

<添接荷重のみによる応力集中度(α)の計算式>

$$\alpha = \frac{(M_n)}{(M_h)} \text{ ただし、 } M_h = \frac{(\sum M_n)}{n}$$

ここで、

M_n : 各要素の曲げモーメント

M_h : セグメント幅方向の平均モーメント

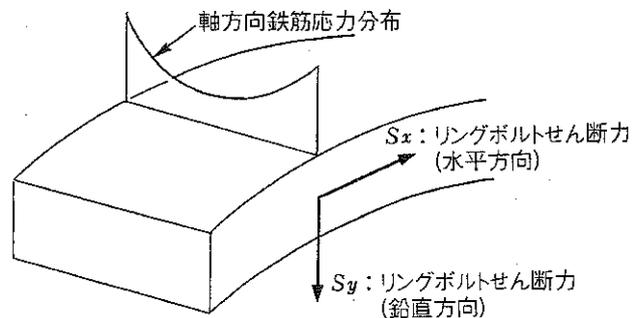


図 4-8-2-7 セグメント内応力分布

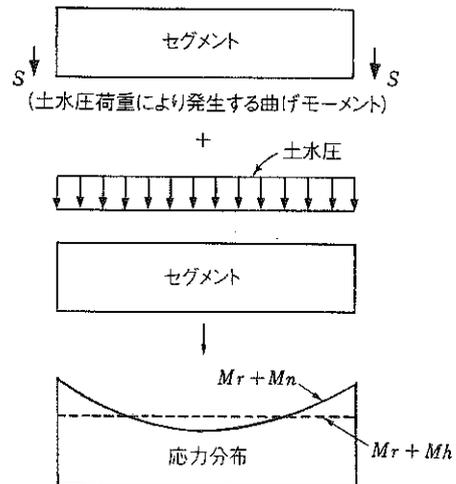


図 4-8-2-8 応力集中概念図

<設計全応力による応力集中度(β)の計算式>

$$\beta = \frac{(Mr + Mn)}{(Mr + Mh)} = \frac{(1 + Mn/Mr)}{(1 + Mh/Mr)}$$

ここで、

Mr：土水圧荷重により発生する曲げモーメント

ここに、

$$Mh/Mr = \xi$$

$$Mn/Mr = (Mn/Mh) \cdot (Mh/Mr) = \alpha \cdot \xi$$

よって、

$$\beta = \frac{(1 + \alpha \cdot \xi)}{(1 + \xi)}$$

応力集中度の概念図を図 4-8-2-8 に示す。

(2) 解析

図 4-8-2-9 に示す応力集中度解析フローのとおりに、解析は、図 4-8-2-10 に示すセグメント 1 ピースの 3 次元 FEM の要素解析と、図 4-8-2-11 に示すリングの曲率を考慮した 1/2 モデルによる 3 次元 FEM のリング解析の 2 ケースを実施する。

対象地盤は、土かぶり 25m の沖積地盤(側方土圧係数 $\lambda = 0.70$ 、地盤反力係数 $k = 0 \text{ kN/m}^3$)と土かぶり 40m の洪積地盤 ($\lambda = 0.35$ 、 $k = 50 \text{ kN/m}^3$) の 2 ケースとする。

解析ケースは、要素解析をセグメント幅 1.0m、1.2m、1.5m の 3 ケース、リング解析はセグメント幅 1.2m、1.5m の 2 ケースとする。

なお、3 次元 FEM 解析に使用するリングボルトのせん断力は 2 リングはり・ばねモデルによる方法で求める。

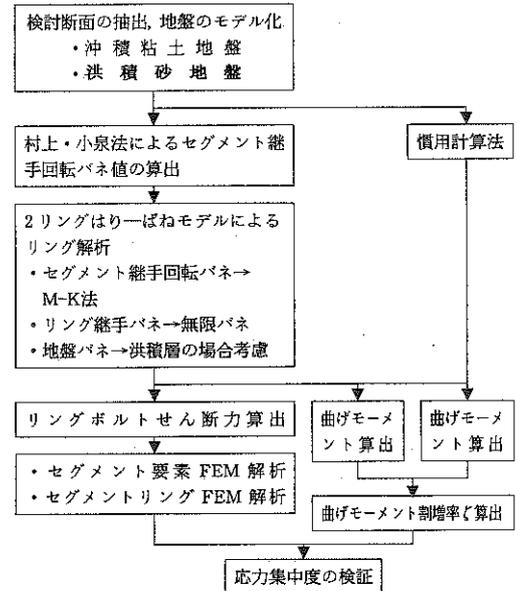


図 4-8-2-9 応力集中度解析フロー

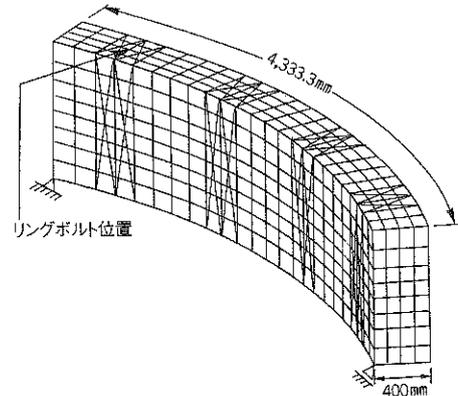


図 4-8-2-10 要素解析モデル

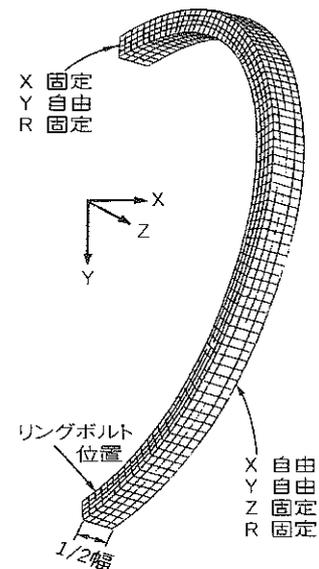


図 4-8-2-11 リング解析モデル

(3) 解析結果

表 4-8-2-10 の解析結果に示すとおり、添接荷重のみによるセグメント端部の応力集中度(α)は、要素解析のセグメント幅 1.0m、1.2m、1.5m でそれぞれ約 30%、35%、40%であり、リング解析のセグメント幅 1.2m、1.5m、で約 30%、35%の増加であることがわかった。

しかし、設計全応力の場合の応力集中度(β)に関して、要素解析においてはセグメント幅 1.5m の場合、沖積地盤で 13%、洪積地盤で 9%程度であり、リング解析においては、それぞれ 11%、6%であることがわかった。

また、1.2m のセグメントの場合、設計全応力の場合の応力集中度(β)に関して、要素解析の沖積地盤で 11%、洪積地盤で 8%、リング解析の沖積地盤で 10%、洪積地盤で 5%の増加が認められた。

このことからセグメント幅 1.2m から 1.5m への増加量は、2~5%であり、特に問題となる値ではないといえる。さらに応力集中度が特に大きい箇所は、セグメント端部から 200 mm の範囲であり、セグメント応力算定位置でのバラツキを考慮しても、この 200 mm の部分の配筋方法を検討していくこととすれば設計上の対応は可能と考えられる。

以上の解析から求められるデータをもとに、1.5m 幅セグメントの設計にあたり、添接荷重を極力小さくすることが構造性能と経済性の向上につながると考え、以下に示す項目を考慮することとした。

① 等分割セグメントの採用

一般に標準型 A セグメントよりも小さい K セグメントを用いた場合、セグメント継手が集中するため、K セグメントに隣接するセグメントの添接荷重が大きくなる傾向にある。このため K セグメントを標準型 A セグメントと同様の大きさとし、8 等分割とする。

② 高剛性継手の採用

従来型よりも高い剛性を持つセグメント間継手を採用することにより、リング全体の変形量を少なくして添接荷重が小さくなるよう配慮する。

③ セグメント端部の補強

添接荷重による応力集中に対し、断面が有効に抵抗するよう、セグメント端部の主鉄筋間隔を図 4-8-2-12 に示すとおり密（鉄筋の本数を変えず、75~160 mm の不等間隔）にする。

表 4-8-2-10 要素・リング解析結果

セグメント幅(m)	添接荷重のみによる応力集中度(α)		設計全荷重による応力集中度(β)	
	沖積粘性土層	洪積砂層	沖積粘性土層	洪積砂層
1.0	1.28	1.31	1.09	1.06
1.2	1.34	1.38	1.11	1.08
1.5	1.41	1.46	1.13	1.09

セグメント幅(m)	添接荷重のみによる応力集中度(α)		設計全荷重による応力集中度(β)	
	沖積粘性土層	洪積砂層	沖積粘性土層	洪積砂層
1.2	1.31	1.27	1.10	1.05
1.5	1.35	1.31	1.11	1.06

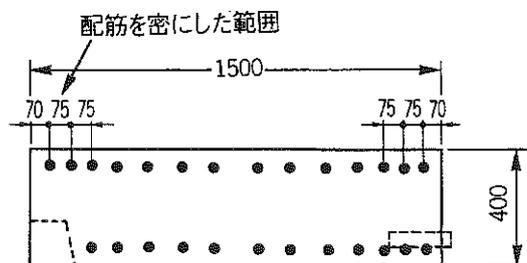


図 4-8-2-12 配筋略図

(4) 実物大載荷試験

セグメント厚さ 40 cm に対し幅広(1.5m)のセグメントは、リング継手周辺への応力集中が懸念されることから、セグメントの梁的な挙動に加え、軸方向の挙動も検討する必要がある。

本試験は、セグメント幅方向の応力分布状況を把握し、応力集中度 $\alpha \cdot \beta$ の確認と、最終

耐力を求め幅広セグメントの安全性を確認するとともに、設計に用いている各種定数(曲げモーメントの割増率、回転バネ定数)の確認を目的とする。

図 4-8-2-13 に示すとおり供試体 (A セグメント) を千鳥組みに組み立て、支承部を両端可動とし、分布荷重による正曲げ载荷とする。分布荷重の载荷はゴムパック内の水圧とストローク調整用ジャッキにより行ない、荷重値を水圧計とロードセルにより計測した。

試験ケースは、表 4-8-2-11 に示すとおり 2 ケースとした。

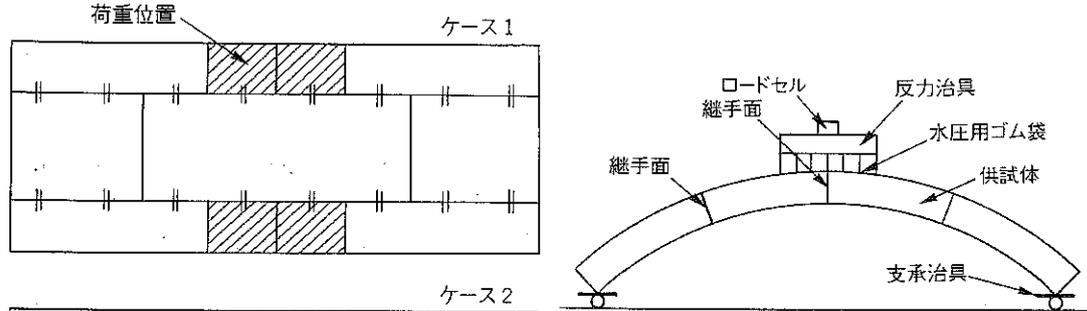


表 4-8-2-11 試験ケース

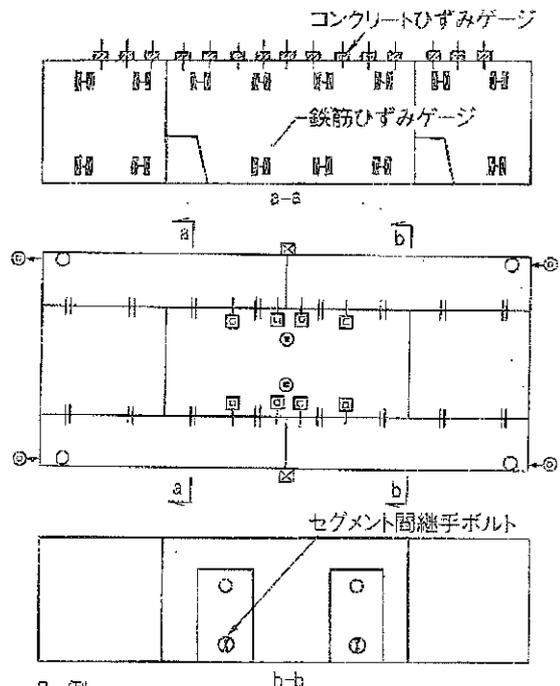
ケース	載荷位置	載荷パターン
CASE1	継手部	許容荷重→除荷
CASE2	本体部+継手部	許容荷重→除荷→破壊

図 4-8-2-13 添接曲げ試験概略図

各測定項目により、セグメント断面内のひずみ分布を確認するためのコンクリートひずみ計、鉄筋ひずみ計を主に、一般的に使用されている項目の機器を配置している。測定項目及び測定機器の配置は表 4-8-2-12 及び図 4-8-2-14 に示すとおりである。

表 4-8-2-12 測定項目

測定項目	計測機器	測定目的
荷重	ロードセル	載荷荷重の測定と曲げモーメントの算出
荷重	水圧計	載荷荷重の測定と曲げモーメントの算出
支点変位	変位計	たわみ量の補正
たわみ量	変位計	継手曲げ剛性の評価
コンクリートひずみ	ひずみゲージ	コンクリートに発生する応力の算定
鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	鉄筋に発生する応力の算定
ボルトひずみ	ボルトゲージ	ボルトに発生する応力の算定
目開き	変位計	目開き量の測定
目違い	変位計	ピース間の目違い量の測定
クラック	目視	クラック発生荷重と状況の確認



凡例

記号	計測項目	記号	計測項目
⊙ ← ⊙	中央たわみ	回 ← 回	目違い量
○ ← ○	鉛直変位	▨	コンクリートひずみ
⊙ ← ⊙	水平変位	▧	鉄筋ひずみ
⊠ ← ⊠	目開き量	Ⓢ	ボルトひずみ

図 4-8-2-14 測定器配置図

① 試験結果

セグメント端部への応力集中の傾向は、試験結果においても認められ、表 4-8-2-13 及び図 4-8-2-15 に示すとおり設計全応力での応力集中度 β は解析結果と似た傾向を示しているのに対し、添接荷重による応力集中度 α は、解析結果ほど大きな値を示さなかった。これは鉄筋をセグメント端部に密に配置したためと考えらる。

表 4-8-2-13 試験結果

項目	試験結果	比較対象値(設計値など)
セグメント耐力	2.7倍	2.5倍 (破壊に対する安全率)
幅方向応力集中度	$\alpha = 1.21, \beta = 1.09$	$\alpha = 1.41, \beta = 1.13$ [沖積粘性土層] $\alpha = 1.46, \beta = 1.09$ [洪積砂層]
曲げモーメント割増率	$\zeta = 0.2$	$\zeta = 0.3$
回転ばね定数	$k\theta = 9 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$	$k\theta = 14.9 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

② セグメント最終耐力

本試験のケース2において表 4-8-2-13 に示すとおり、破壊荷重 ($P=994\text{kN}$) は設計荷重 ($P=364\text{kN}$) の 2.7 倍で、千鳥組みされた本セグメントは、十分な耐力を有する。

③ 曲げモーメントの割増率 ζ

ケース 2 の計測結果よりセグメント継手位置(④-④断面)での本体モーメントの割合を求めると、 $\zeta = 0.2$ 程度の値となり、設計値に用いる $\zeta = 0.3$ より少ない値と推定された。

④ 回転ばね定数 $k\theta$

本試験の結果と事前に行なった継手曲げ試験の結果より求まる回転ばね定数は同程度の値を示し、本セグメントの持つ回転ばね定数は $k\theta = 9 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ 程度になると推定できた。この値は設計に用いる値より若干小さい値となったが、オーダー的に合っており、また一般的なセグメント(実績では 10^3 オーダーが多い)に比べ、十分大きな値を持つといえる。

以上の検討により、1.5m幅広セグメントを採用することに問題はないと判断した。なお、ダクタイトルセグメント区間は 1.2m幅とした。

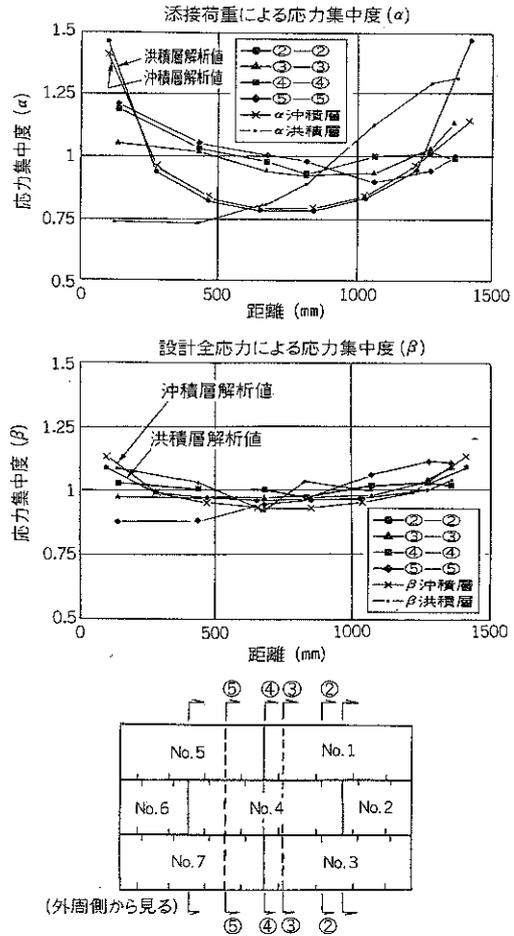


図 4-8-2-15 セグメント内応力分布

第3節 施工

1. 概要

(1) 東京都内

東京都内は、半地下構造及び高架構造の南千住駅と長大橋りょうとなる荒川渡河区間を除いて、駅部は開削トンネル、駅間はシールドトンネルである。起点方から、台東、寿、三ノ輪、弘道、加平、綾瀬川の6トンネルであるが、用地費、工事費、占用可能道路幅員及び建物基礎への影響などを検討した結果、すべて複線断面とした。

工法については①台東・寿・三ノ輪トンネルでは地下水圧が高く崩壊性の砂質土等が掘削対象地盤となること。②全工区において掘削対象地層でメタンガスが確認されていること。③近接構造物及び地上への影響を押さえるための切羽圧管理が容易であること。④10m以上の大口径での実績が多いなどを考慮し泥水加圧式シールド工法を採用した。

図4-8-3-1に都内の平面・縦断を示す。

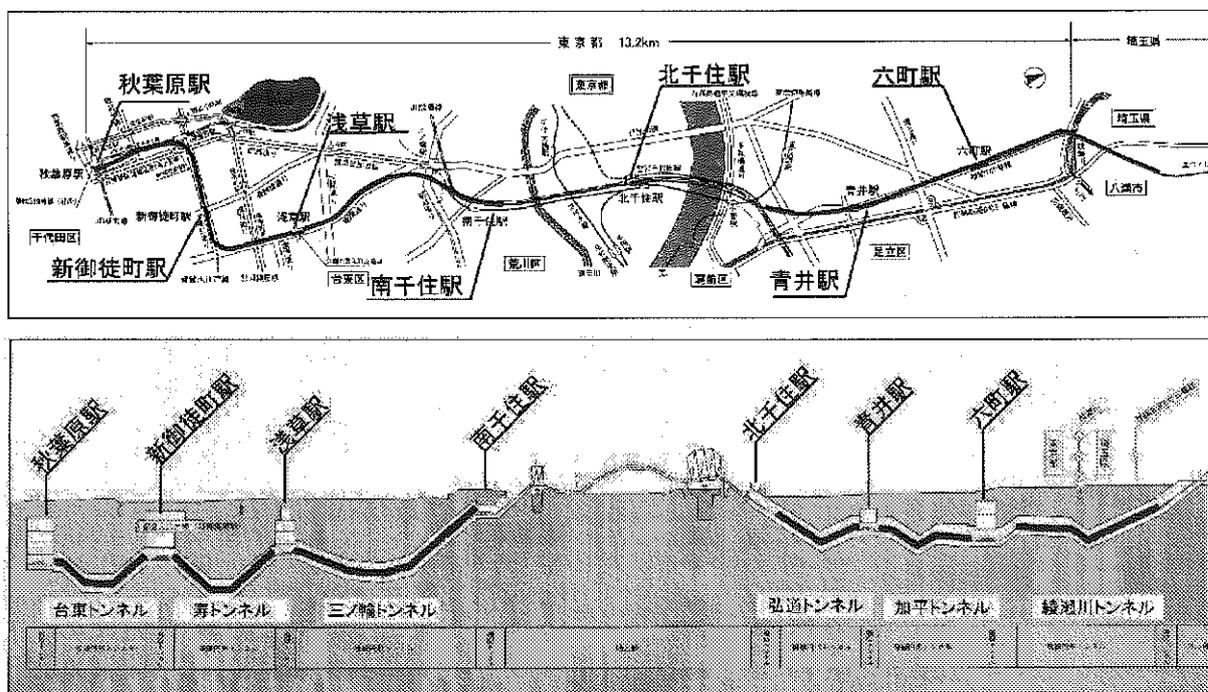


図4-8-3-1 東京都内平面・縦断面図

(2) 千葉・茨城県内におけるトンネル

南流山駅から終点方の市道と総武流山電鉄線の直下部延長655m間、常磐自動車道との交差点延長300m及び終端駅であるつくば駅に至る延長900m間の3区間は現地の地形、地元協議結果、工事費、道路幅員等を検討した結果、シールドトンネルを採用した。

南流山駅から総武流山電鉄交差点付近までは複線断面を採用した。常磐自動車道との交差点は高速道路との土被りの関係から、つくば駅に接続する区間はつくば駅を極力浅い位置に設置したことによる共同溝との離隔確保の観点から、それぞれ単線断面とした。工法については①南流山トンネルは発進基地となる南流山駅構内と駅周辺部が狭隘で泥水シールドトンネルに必要な坑外設備を設けるためのスペースを確保できなかったこと。②常磐自動車道と

の交差部は常磐道との土被りが7m程度しか確保できず、泥水式とした場合高速道路の舗装面に泥水が噴発し交通障害の原因となる恐れがあると判断したこと。③つくばトンネルは荊間地区から研究学園都市のつくば中央通りの直下に計画されたが、当地区が豊富な地下水を生活用水として使用しているためトンネルに近接して多くの井戸が存在していること。等の理由から泥土圧式シールド工法を採用した。

図 4-8-3-2(1)～(2)に埼玉・千葉県内、茨城県内平面・縦断面図を示す。

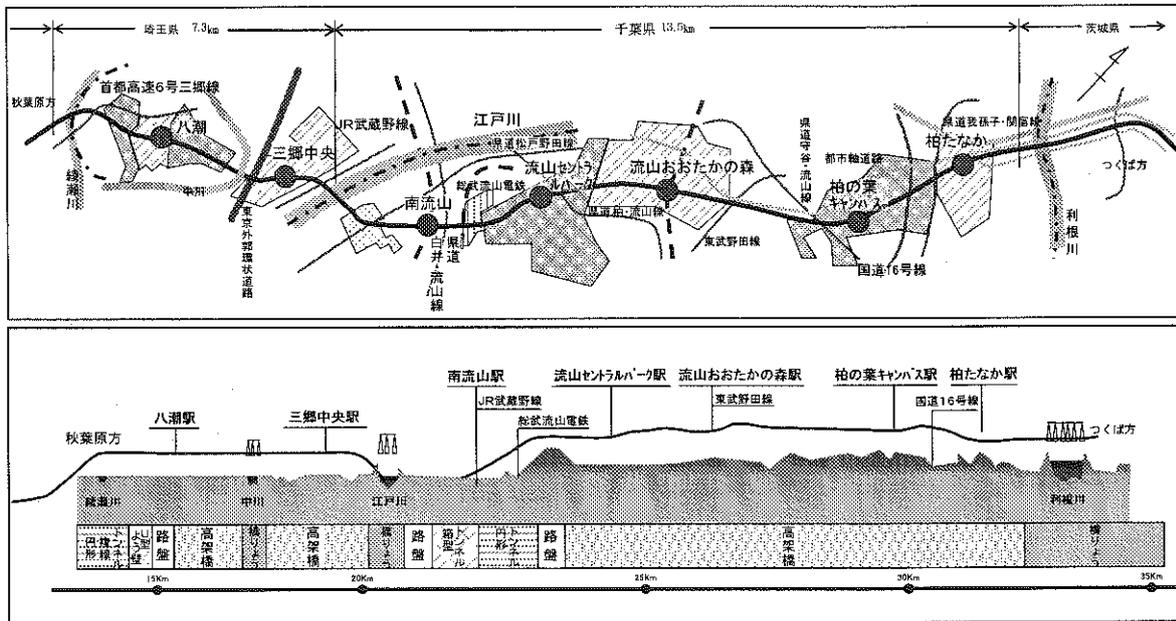


図 4-8-3-2(1) 埼玉・千葉県内平面・縦断面図

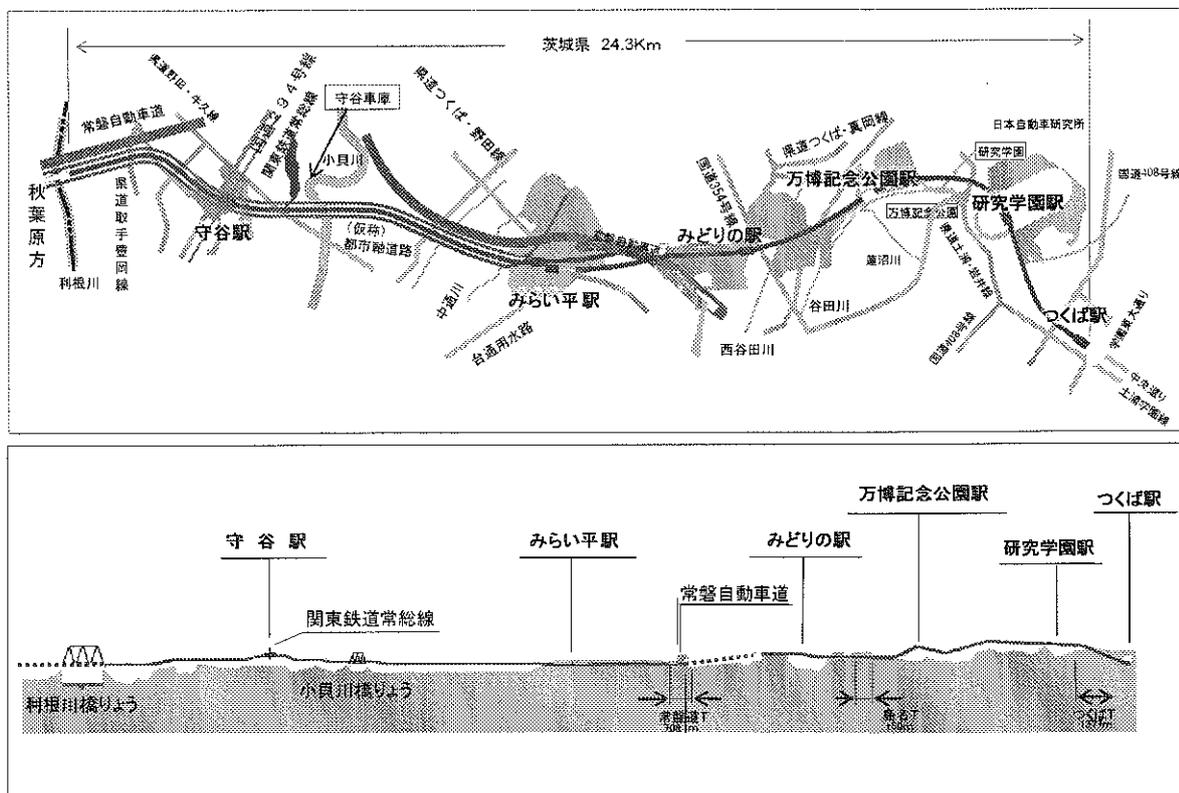


図 4-8-3-2(2) 茨城県内平面・縦断面図

2. 台東トンネル

台東トンネルは秋葉原駅～新御徒町駅間の延長約1,204mの複線トンネルであり、発進して約650m間はJR東北・上越新幹線の地下構造物と並走し、その後半径202mの急曲線で東京メトロ日比谷線、首都高速1号線、都営大江戸線の直下に入り、新御徒町駅の地下4階に到達する。

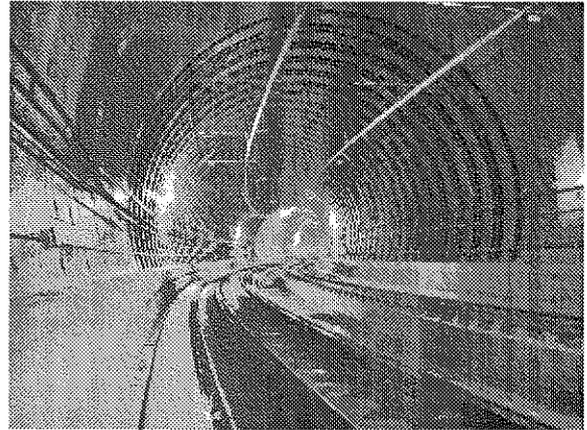


写真 4-8-3-1 台東トンネル坑内

(1) セグメント

トンネル断面形状については、最小曲線半径202mの建築限界拡大量、退避空間及び蛇行余裕を考慮し内空9.2m、外径10.0mとした。青井駅を到達・発進とする弘道トンネル、加平トンネルについては駅構造の関係から内空9.6m、外径10.4mとした。また、セグメントについては全線幅広セグメント1.5mを採用した。

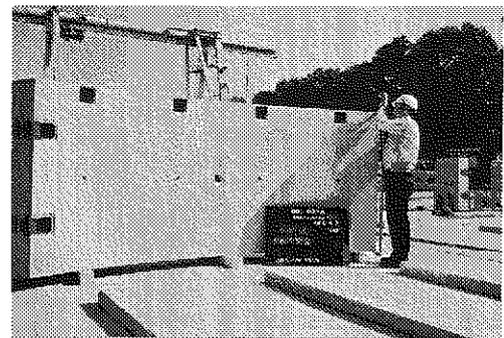
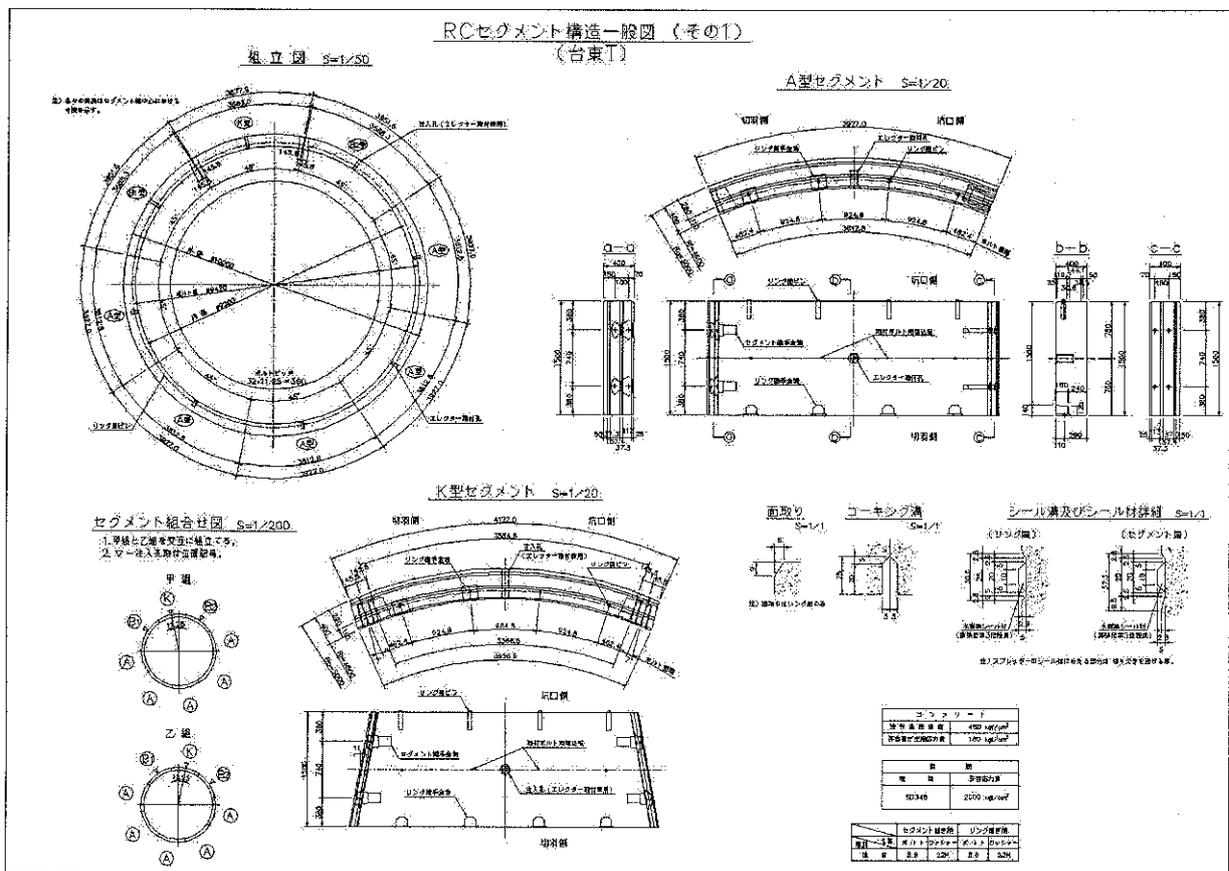


写真 4-8-3-2 幅広セグメント



(2) シールド機設計

シールド機は急曲線を掘進するため、中折れ機構（中折れ角最大左右1.6°、上0.5°）を装備し、さらに同時裏込注入装置を備えた。また、可燃性ガスが溶存する東京礫層を掘進するため機内防爆仕様とした。砂礫掘削によるビット保護のためメインビットを高低差配置とし、ビット磨耗検出装置3個装備し、限界磨耗量を40mmとした。

表4-8-3-1に各トンネルのシールドマシン（泥水式）の諸元比較表を参考に示す。

表4-8-3-1 各トンネルのシールドマシン（泥水式）の諸元比較表

	台東トンネル	寿トンネル	三ノ輪トンネル	弘道トンネル	加平トンネル	綾瀬川トンネル
総推力	104,000KN	96,000KN	90,000KN	96,000KN	96,000KN	87,000KN
アジテータ	3基	3基	4基	2基	4基	4基
排泥管(内径)	2(350mm)	2(350mm)	2(350mm)	2(300mm)	2(300mm)	3(300mm)
切羽注入設備	前方12、外周44 (到達防護工:注入)	前方16 (到達防護工:地盤改良)	バルクヘッド6 スキムプレート6	本体上部フード4 (防護工:注入)	本体上部フード4 (防護工:注入)	前方10、外周10 (防護工:注入)
同時裏込注入管	2系統	2系統	3系統	2系統	2系統	3系統
マシン外径	10,200mm	10,200mm	10,200mm	10,600mm	10,600mm	10,200mm
ビット 配置 (高さ)	先行ビット	100mm	100mm	120mm	100mm	100mm
	後行ビット	80mm	65mm	90mm	65mm	60mm
	特殊ビット	-	-	ローラ、シェル	-	-
オーバー カッター	コピーカッター (150mm)	コピーカッター (130mm)	コピーカッター (150mm)	コピーカッター (130mm)	コピーカッター (120mm)	コピーカッター (150mm)
中折れ装置 (急曲線区間)	±1.6度 (R=202m, 32‰)	±1.7度 (R=202m, 35‰)	- (R=350m, 16‰) (R=400m, 33‰)	- (R=600m, 33‰)	- (R=1600m, 34‰)	- (R=350m, 33‰)
メタンガス対策	範囲限定防爆	マシン内防爆	マシン内防爆	マシン内防爆	マシン内防爆	マシン内防爆

(3) 計測計画・結果

JR 東北・上越新幹線及び東京メトロ日比谷線、首都高速1号線、都営大江戸線の重要構造物に対する掘進時・到達施工時の影響を監視するため計測を行なった。計測方法は水盛式沈下計及びトータルステーションによる自動計測とし、計測期間は事前計測が1ヵ月、本計測が2ヶ月、事後計測を3ヶ月とした。計測結果は、図4-8-3-4に示すように直上部を除き、何れの箇所でも沈下量は0~1.5mm程度で各構造物に対する問題となる影響はなかった。

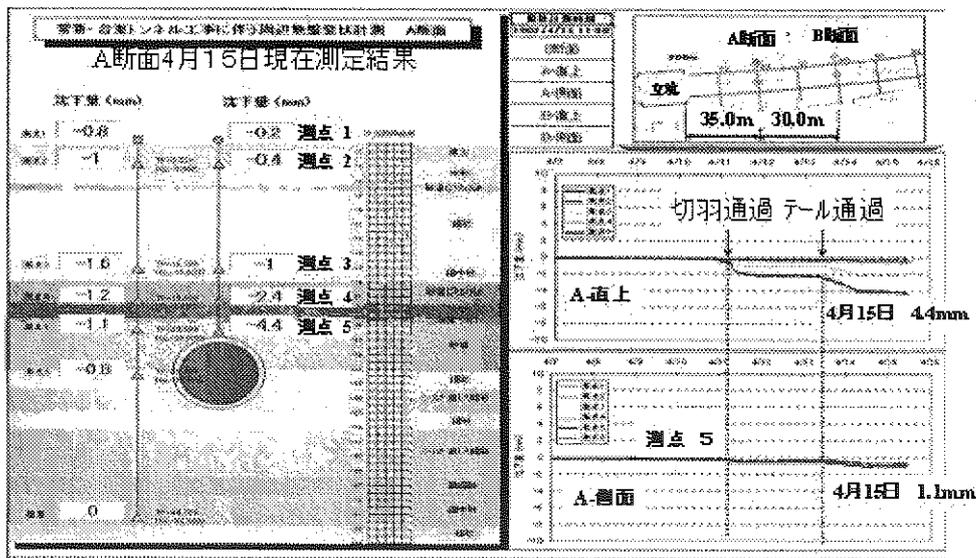


図4-8-3-4 シールド初期掘進地盤計測結果

(4) 到達防護工

到達付近の 250m 区間は都営大江戸線と離隔 1D 以下であり、厳しい条件下での掘進となった。台東トンネル到達時にはすでに都営大江戸線が開業しているため、地上からの到達防護が施工できないことから、事前に東京都地下鉄建設㈱に薬液注入工法による工事（平成 12 年施工）を施工委託した。

到達に当たり薬液注入の効果を確認するため湧水量調査を行なった結果、経年による珪酸の溶脱があり防護工の強度及び止水性が低下していることが判明した。このため、追加防護注入を実施した。追加防護注入は都営大江戸線への影響を考慮して低圧浸透式及び二重管複相式を実施した。

到達部の切羽泥水圧は、改良区間では「自然水圧+20kPa」と「静止土圧+水圧+20kPa」の範囲で管理した。また、総推力は 40,000kN から 30,000kN に低減し、ジャッキ速度については到達 3 リング手前から徐々に速度を緩め、最後は 5 mm/分の微速掘進とした。

シールド機到達後の仮壁撤去が営業線直下での施工となることから、万が一の異常出水を想定して止水壁を新御徒町駅構内へ設置したがシールド到達から解体までの間に湧水はなく無事完了することができた。また、掘進に伴う都営大江戸線トンネルの変位は 1 mm 以下であった。

図 4-8-3-5 に到達防護工を、図 4-8-3-6 に泥水圧管理を、また図 4-8-3-7 に大江戸線の計測結果を示す。

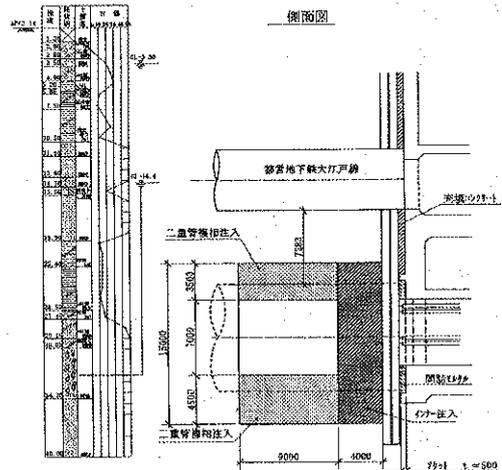


図 4-8-3-5 シールド到達防護図

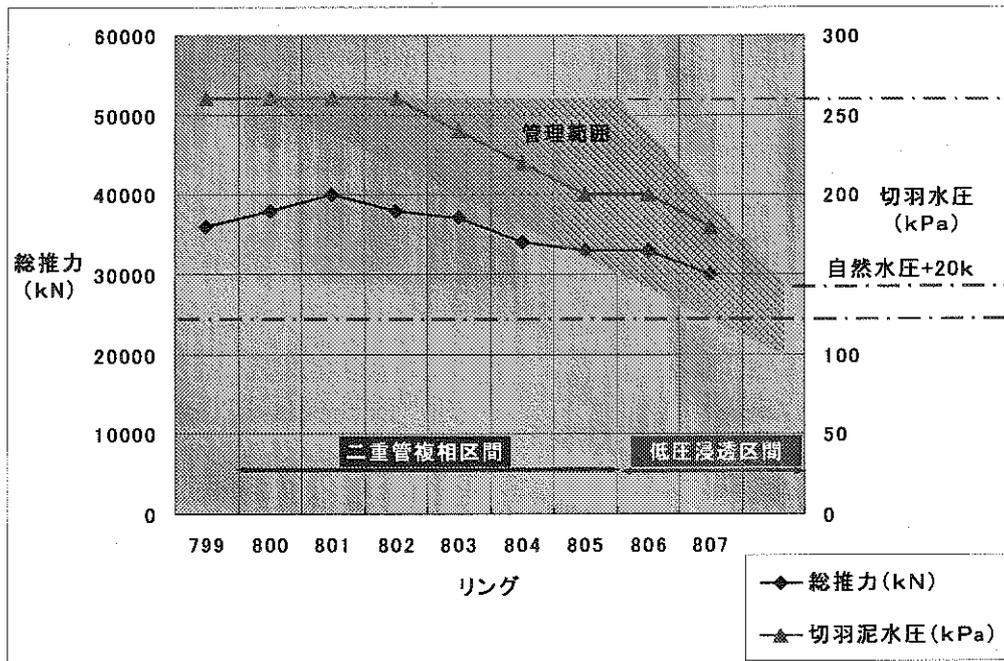


図 4-8-3-6 到達時泥水圧管理及び実績図

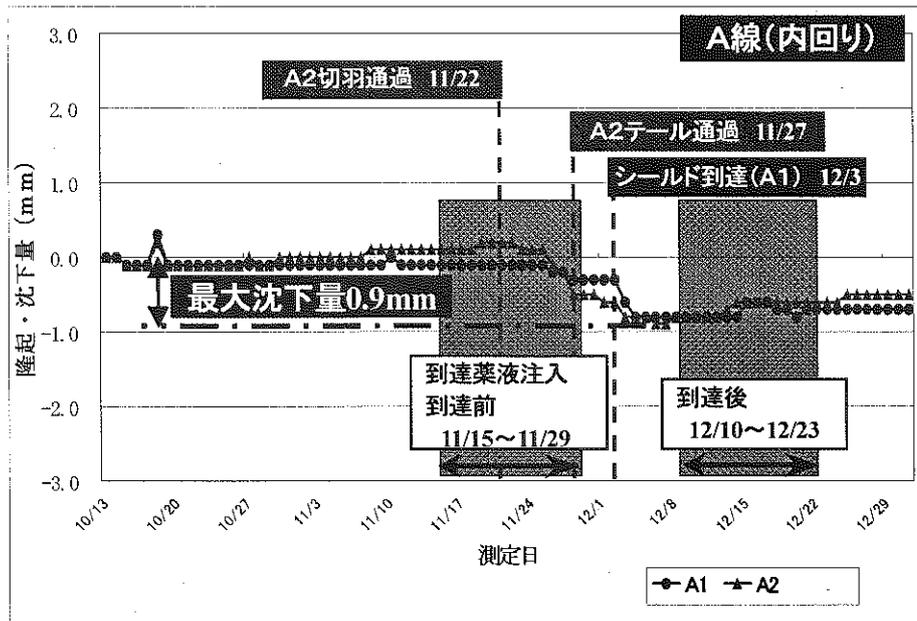


図 4-8-3-7 到達時大江戸線計測結果

3. 三ノ輪トンネル

三ノ輪トンネルは台東区浅草の浅草駅から荒川区の南千住駅に至る本路線のシールドで最長となる延長 2,219mの複線トンネルである。浅草駅を発進して東浅草幹線下水、NTT 洞道、東京メトロ日比谷線、JR 貨物線及び JR 常磐線と近接交差する。特に南千住の到達部は住宅密集地域で 3 路線の過密ダイヤ営業線直下を 33‰の上り勾配で通過する。また、軟弱地盤で土被りも薄く、構造物への変状対策及び列車の安全対策に高い技術と慎重かつ細心の施工管理が要求された。

図 4-8-3-8 にトンネル概要図を、また図 4-8-3-9 に到達部の地質図を示す。

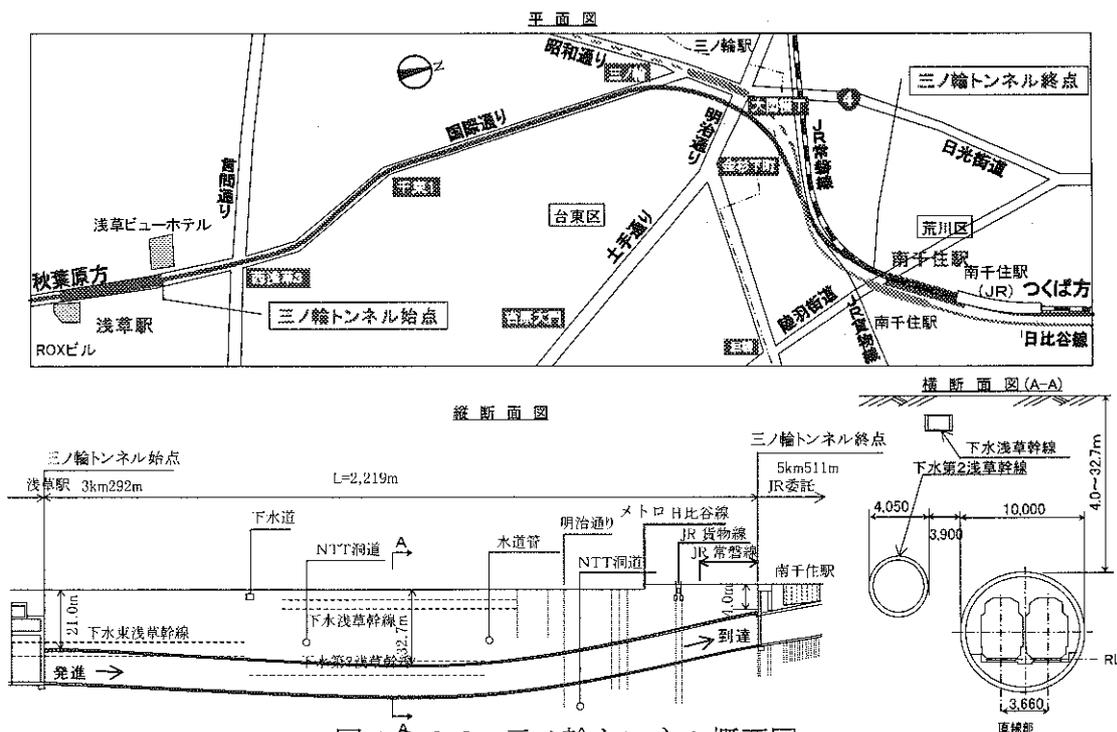


図 4-8-3-8 三ノ輪トンネル概要図

(1) 営業線交差部事前解析

各鉄道線の平日通過列車本数は表 4-8-3-2 に示すとおりである。営業線交差部におけるシールド上部の地質は、N 値 4 程度で粒度分布は砂分が 70%、シルト分 16%、粘土分 13% となっている。また、滞水砂層で均等係数は大きい N 値は小さく、かつ粒子も細かいので①流動化が生じやすい、②崩壊性が高い、

③シールド掘進による沈下や泥水の噴発等が予想されることから、各鉄道路線に対して影響を及ぼす可能性があるため、事前に地盤変位予想解析を FEM 解析により行なった。

その結果、軌道地盤面での最大沈下量は地盤改良を施した場合において 30 mm となった。

しかし、列車走行を阻害する軌道変状管理としては、絶対変位量よりむしろ前後からの相対変位量が問題となるため、FEM 解析から算出された軌道

地盤面沈下量 30 mm の 80% にあたる 24 mm を軌道面沈下管理値と定め、FEM 解析により強制変位させた結果、図 4-8-3-10 に示すとおり、凸部における最大軌道狂いは 1.9 mm、凹部では 2.6 mm となり各鉄道会社の軌道整備基準の一次管理値（メトロ日比谷線 ±3.5 mm、JR 貨物線 ±9.0 mm、JR 常磐線 ±5.0 mm）以内となった。また、仮に管理値を超える軌道変状が生じた場合には軌道整備で対応することとし、各鉄道会社と協議した。

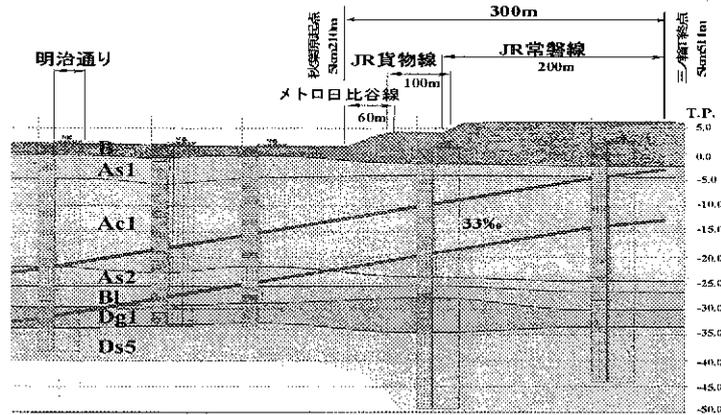


図 4-8-3-9 三ノ輪到達部地質図

表 4-8-3-2

線路名	上り線(本)	下り線(本)	計(本)
メトロ日比谷線	279	282	561
JR 貨物線	39	41	80
JR 常磐線	210	208	418
合計(本)			1,059

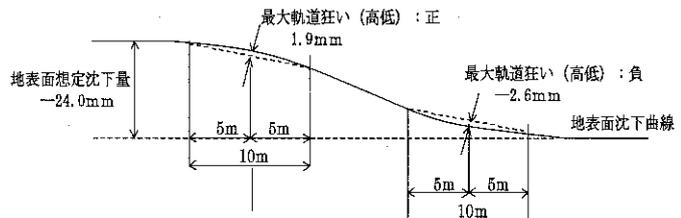


図 4-8-3-10 解析沈下量と最大軌道狂い(高低)の関係図

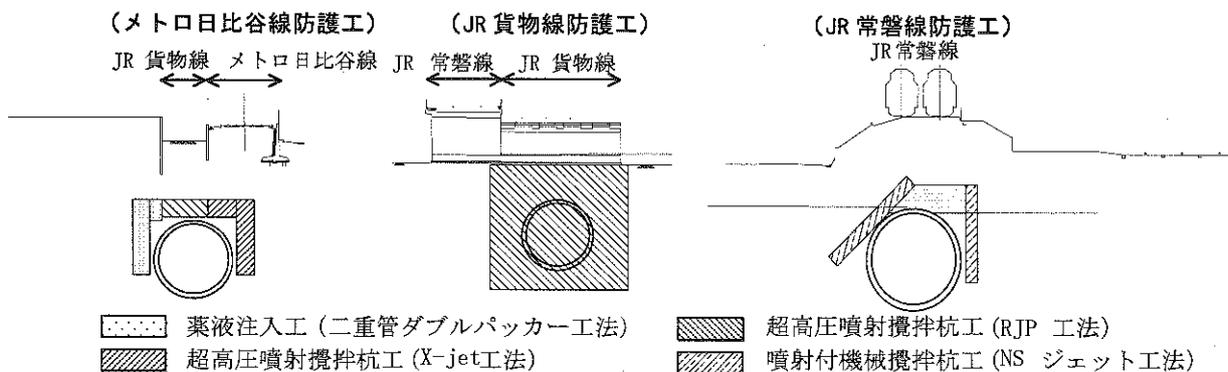


図 4-8-3-11 各営業線防護工図

シールド掘進区間は前述のとおり、土被りが薄く、崩壊性が高い砂質土を急勾配で掘進す

ることから各営業線の①シールド直上の沈下抑制、②泥水噴発防止、③各鉄道の安全確保を目的とした地盤改良を実施した。地盤改良による防護工は、図 4-8-3-11 に示すように各線の実態に則したものとし、設計・施工は各鉄道会社に委託した。

(2) 営業線鉄道交差部における計測

シールド掘進時の軌道監視は通過中及び通過後 3 ヶ月間は 24 時間体制で軌道の変位を仮栈橋上等（建築限界外）に取り付けた自動計測機にて計測した。また、地中変位を測定するため、鉛直及び水平変位測定を各 7 点実施した。

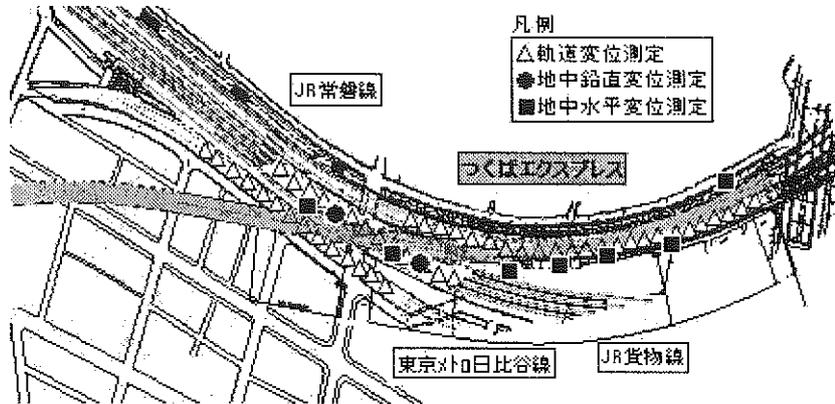


図 4-8-3-12 営業線計測位置図

図 4-8-3-12 に計測位置図を示す。

軌道の変位測定はあらかじめ設置されたターゲットの距離をトータルステーションで測定し、3 次元的に不動点との相対水平変位、鉛直変位を算出し、電話回線を使用して中央管理室、JV 事務所、各鉄道会社及び機構事務所にリアルタイムで測定結果を配信することとした。なお、測定結果が管理値を超えると警報が鳴り、ディスプレイ上に変状箇所が表示される。さらに、シールド通過中及び通過後 1 ヶ月間において 24 時間体制で軌道工事管理者による目視での軌道の変状を仮栈橋上から監視させた。さらに、常磐線軌道監視用として軌道状況がリアルタイムで確認できるよう TV カメラを設置し、画像をパソコンで JR 常磐工事区及び JV 事務所に配信した。なお、映像は見たい場所を拡大して表示できるものとした。

(3) 掘進管理

シールド掘進は、泥水圧、掘削土量、掘進速度及び裏込注入圧・量を集中的に管理した。

なお、管理値は、綾瀬川トンネル・加平トンネル等の施工事例等を参考として決定した。

管理値を表 4-8-3-3 に示す。

① 泥水圧の設定

軟弱粘性土の掘進は、先行隆起、先

行沈下が後続圧密沈下を増大させることが施工事例において確認されているため、切羽泥水圧を自然水圧+変動圧（20kPa）を基本とし、トライアル区間を設けて修正することとした。

② 掘削土量及び掘進速度

掘削土量は粘性土であることから、理論掘削土量を基準とし、理論土量の-10%~+5%の範囲で管理することとした。また、沈下抑制のため、標準偏差値は通常 3σ 管理から、過去 10 リングのデータの 2σ 以内で掘進するように定めた。

表 4-8-3-3 シールド掘削管理値

項目	管理値	備考
切羽水圧	自然水圧+20kPa	最大値は噴発限界圧 最小値は自然水圧
掘削土砂量	過去 10 リングの標準偏差値 2σ 以内 理論体積の-10~+5%	
掘進速度	25 mm/min	目標値
裏込注入	注入率：110% 注入圧：切羽水圧+150kPa	実空隙量に対して

掘進速度については、軌道への影響を最小限にする必要があることから、過去の事例より 25 mm/min とし、トライアル区間で検証することとした。

③ 裏込め注入管理

裏込めは、同じ地層の加平トンネルのデータより、注入量を 110%、注入圧力を切羽泥水圧+150kPa で管理することとし、計測データを見ながら修正を加えることとした。

(4) 掘進管理値の検証

シールド断面がほぼ軟弱粘性土に入る 4 km 930m 付近から前項で定めた掘進管理値へ徐々に変更し、トライアルを開始した。

4 km 950m 付近において、シールド通過時に 15 mm の地表面沈下を計測した。この時の沈下時系列から、マシン接近時に若干の先行沈下が見られ、通過中に沈下が増大したため、設定泥水圧が低いと判断、自然水圧+35kPa に変更した。その他の管理値は変更せず、営業線直前である 5 km 070m の計測断面（層別沈下計及び傾斜計）で検証した。

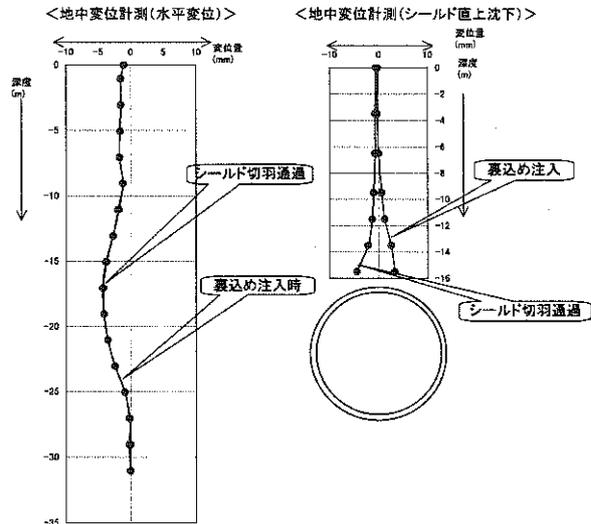


図 4-8-3-13 5 km 070m 計測結果

この結果、図 4-8-3-13 に示すとおり 5 km 070m の計測断面では、シールド通過時の地表面沈下は 0 mm で、後続沈下量も最大 7 mm という結果となり、設定泥水圧の管理値を自然水圧+35kPa に修正して掘進することとした。

(5) 掘進施工

営業線区間の掘削は、重大事故を未然に防止するため、朝夕のラッシュ時間帯をさけた。

掘進速度は当初計画どおり 25 mm/min で掘進し、切羽泥水圧は土被りを考慮した計算どおり 10 リング毎に 5kPa ずつ低減して掘進した。ジャッキ推力については、JR 貨物線付近の全断面地盤改良区間で一時的に高くなったが、切羽泥水圧の低減に伴い減少しており、ジャッキ推力と切羽泥水圧は、図 4-8-3-14 に示すとおり の相関関係にあった。

裏込め注入圧は切羽泥水圧+150kPa で管理した結果、注入率は 110~130% で、隆起及び急激な沈下は確認されなかった。

図 4-8-3-15 に注入量と注入圧の関係を示す。

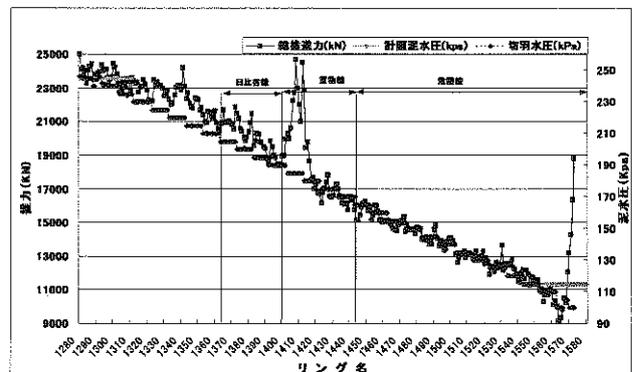


図 4-8-3-14 ジャッキ推力と泥水圧の関係

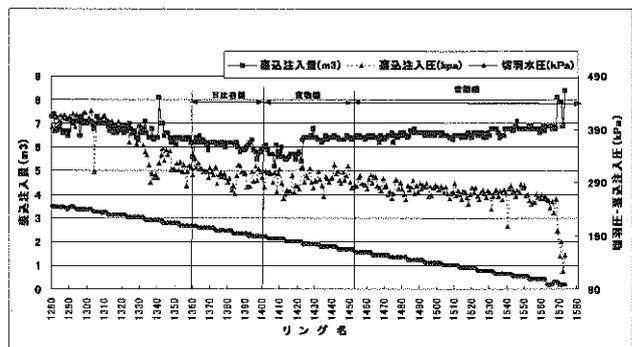


図 4-8-3-15 裏込め注入量・注入圧の関係

(6) 計測結果

①日比谷線

軌道相対沈下は一次管理値の-3.5 mm以下であり、最終軌道整備後の通りは最大 1.6 mm程度、鉛直変位は最大 3.1 mm程度の変位が見られた。なお、シールド通過中の変位は軌道整備基準値内であったことから軌道整備は実施せず、シールド通過後の後続沈下経緯を見て 3 回実施した。

②JR 貨物線

軌道鉛直相対変位は最大 3.8 mm、通り方向で 1.8 mmと管理値以内であった。軌道整備については通過後 2 回実施したのみで管理基準値以内であった。

JR 常磐線掘進時 5 km 378m付近の地中変位はシールド通過に伴い GL-10.7m付近で地山側に約 2.8 mm程度の変位が見られたが、シールド通過後はシールド側に戻った。また、地表面の挙動はシールド切羽通過直前で約 0.4 mm程度の沈下が見られ、シールド通過中は約 0.7 mm程度の隆起が見られた。シールド通過後は徐々に沈下し、最終沈下量は-0.5 mmとなった。

③JR 常磐線

施工軌面の地表面沈下計測結果は約-20.0 mm程度となり、事前解析値-30.0 mm以内で収束した。沈下曲線は、5 km 070mの事前計測結果とほぼ同様の傾向を示した。

計測結果を図 4-8-3-16 に示す。

また、軌道の相対変位はシールド通過後軌道整備を 5 回実施した結果、通り方向 6.6 mm鉛直方向 5.5 mmと工事中止値 10 mmを超えることはなかった。

軟弱地盤で土被りが薄い首都圏の過密ダイヤ営業線直下を事前防護、自動計測、軌道監視及び綿密な施工計画と管理、さらに、重大事故未然防止のために朝夕のラッシュ時間帯をさけ掘進したこと等により軌道への影響を許容範囲内で収めることができた。

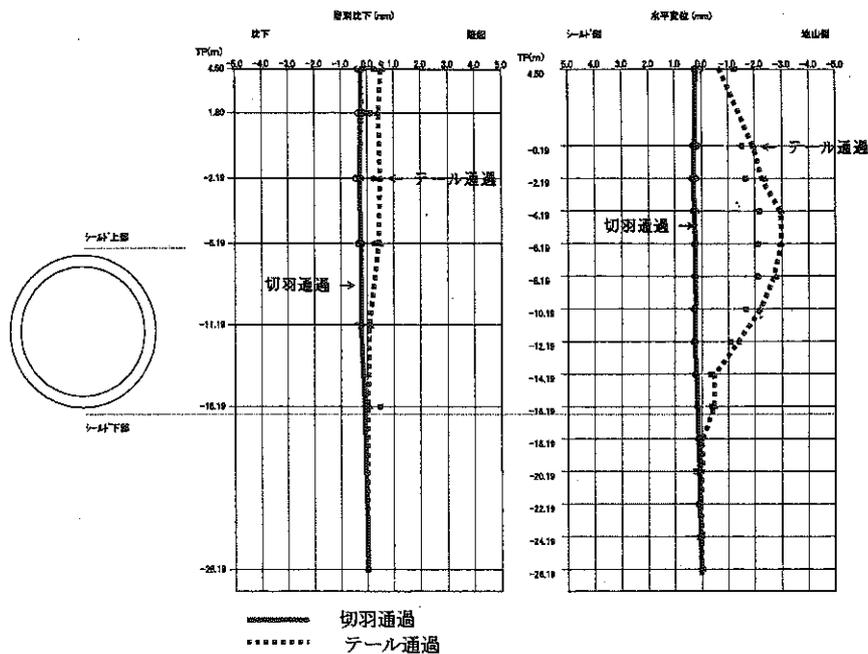


図 4-8-3-16 JR 常磐線計測結果

4. 南流山トンネル（東）

南流山トンネル（東工区）は南流山駅のつくば方端部を始点とし流山電鉄との交差部の終点方約90mの地点に設けられた立坑に至る延長655mの泥土圧式複線シールドトンネルである。平面線形は最小曲線半径400m、縦断勾配は最大±35‰であり、土被りは0.8D～2.2Dとなっている。

セグメント外径は10mで泥土圧式シールドを採用し、交通量の多い市道直下を掘進するとともに高圧ガス管や下水管などの埋設管の近傍、あるいは鉄道営業線の直下を横断するなど厳しい条件が要求された。図4-8-3-17に位置平面図を示す。

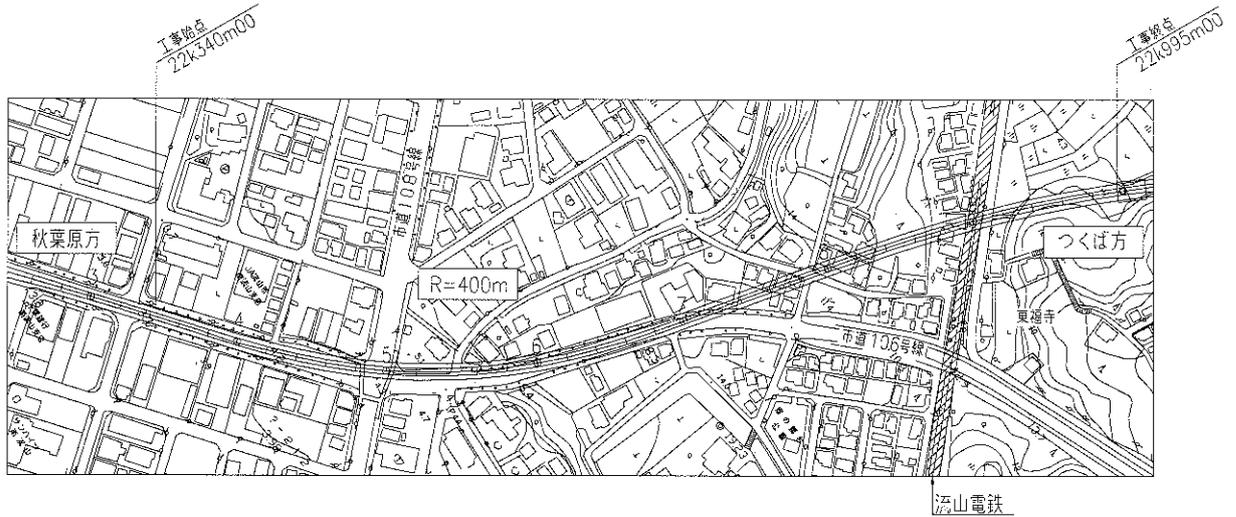
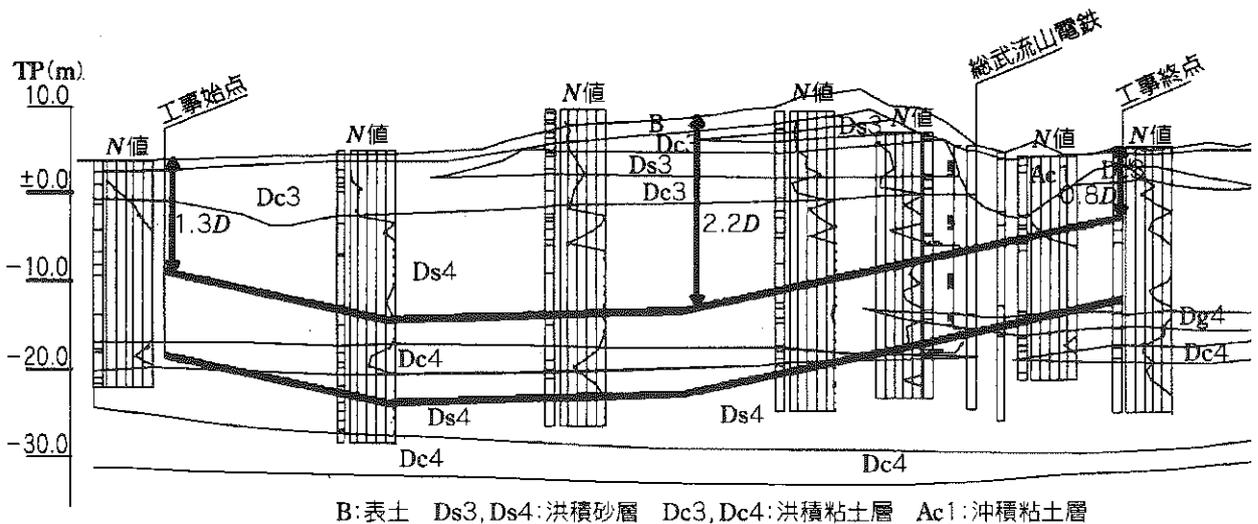


図4-8-3-17 位置平面図

トンネルの位置する地層は洪積砂質土層(Ds4)が主体で、このDs4層中に洪積粘土層(Dc4)が水平に分布している。Ds4層はN値の平均値が50以上ある非常に固く締まった地盤である。また、地下水位はトンネル中心位置で最大11mであった。図4-8-3-18に地質縦断図を示す。



B:表土 Ds3,Ds4:洪積砂層 Dc3,Dc4:洪積粘土層 Ac1:沖積粘土層

図4-8-3-18 地質縦断図

(1) セグメント及びマシン

セグメント及びマシンの諸元を表 4-8-3-4 に示す。

(2) 計測

本工事で実施した計測の内容は表 4-8-3-5 に示すとおりである。

また、計測位置を図 4-8-3-19 に示す。

表 4-8-3-4 セグメント及びシールドマシンの諸元

セグメント	種別	平板形複線 RC セグメント
	外径	$D_0=10,000$ mm
	幅	$B=1,500$ mm
	桁高	$h=400$ mm
	分割数	等 8 分割
	継ぎ手形式	インサート継ぎ手形式
シールドマシン	種別	泥土圧シールド
	外径	$\phi 10.2$ m
	カッターヘッド	スポークタイプ
	排土方式	土砂圧送方式
	裏込め注入時期	同時注入方式
	シールドジャッキ	総推力：88,200kN 速度：50 mm/min
	カッタートルク	13,800kN・m

表 4-8-3-5 計測内容

計測項目	計測方法	計測位置		備考
トライアル計測 ・地中変位計測 ・舗装下沈下計測	層別沈下計 水圧式沈下計 (自動計測)	初期掘進区間 3断面(20mピッチ)	22 km 360m 22 km 380m 22 km 399m	Ds4層内:4箇所(マシン天端1m上から2mおき) Ds3層内:1箇所
地表面沈下計測 舗装下沈下計測	レベル測量	全線	22 km 340m ~22 km 995m	初期掘進区間:5mごと 本掘進区間: ・10~20mごと ・40mごとにシールド直上及び左右30mの範囲内
埋設管沈下計測	沈下棒 レベル測量	ガス管 $\phi 600$ 下水管 $\phi 1,650$	22 km 340m ~22 km 540m	ガス管直上の地表面、ガス管頂部
歩道橋沈下計測	レベル測量	歩道橋	22 km 500m	
舗装下の空洞調査	磁気調査	発進部より	22 km 340m ~22 km 720m	事前・事後調査
		流山電鉄前後の道路	22 km 875m ~22 km 910m	
民家(流山電鉄手前) の沈下計測	層別沈下計 トータルステーション	流山電鉄手前	22 km 875m ~22 km 900m	
流山電鉄沈下計測	(自動計測)	流山電鉄	22 km 900m	

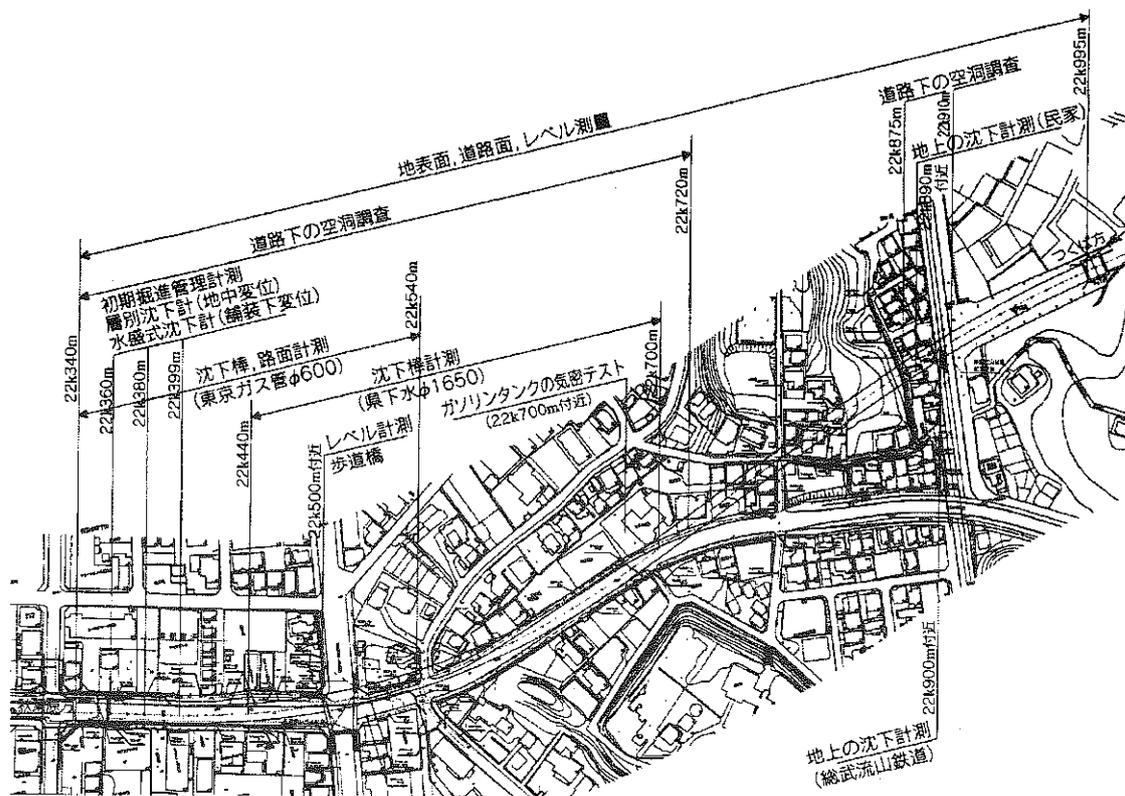


図 4-8-3-19 計測位置図

① 地盤変位の計測

初期掘進区間における地表面の沈下は、シールド直上部とその左右の歩道部に 5mごとに計測点を設け、レベル測量により計測した。地中変位は 20mごとに 3 断面に設置した層別沈下計により計測した。各計測点では Ds4 層内においてはシールドマシン天端より 1mの地点から地表面に向け 2mおきに 4 箇所、Ds3 層内においては 1 箇所設置した。

本掘進区間では 40mごとにシールド直上とその左右 30mの範囲 (10mピッチ) の地表面に計測点を設けレベル測定を行なった。

② 埋設管及び歩道橋の沈下計測

近接する埋設管は高圧ガス (φ600) 及び下水管 (φ1,650) であり、ガス管の直上の地表面と管頂部に沈下計を用いて計測を行なった。また、発進立坑より 150mの横断歩道橋では基礎コンクリートに計測点を設けレベル測量を行なった。

③ 総武流山電鉄線の沈下計測

流山電鉄のレール等に設置した計測器の位置を図 4-8-3-20 に示す。

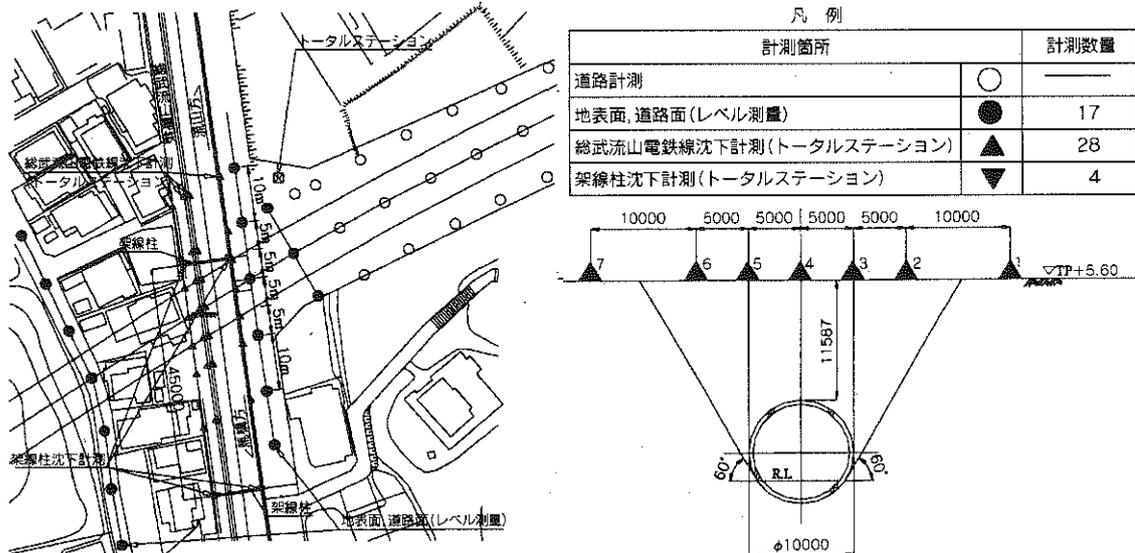


図 4-8-3-20 流山電鉄での計測内容

各測点にはミニプリズムを設置し、トータルステーションにより 60 分ごとの計測を行なった。

(3) 掘進管理

泥土圧シールドは、カッターで切削した土砂をチャンバー内に取り込みスクリーコンベアで排土するという作業を同時に行なうため、このバランスを確保しないとチャンバー内への土砂の充満とチャンバー内の圧力の保持が達成できない。

そのため、掘進・排土のバランスとチャンバー内の土砂が連続的に変形し、かつ移動する性状 (塑性流動性) を有することが特に重要となる。したがって、泥土圧シールドの施工では

- 1) 切羽土圧に抵抗するようチャンバー内圧力を確保する
- 2) チャンバー内土砂の塑性流動性を確保する
- 3) 掘削土量と排土量とのバランスを保つ

以上 3 項目が掘進管理の鍵となる。この 3 項目に対応する管理項目である

- i) チャンバー内の圧力管理
- ii) チャンバー内土砂の性状管理
- iii) 排土量管理

が最も重要な管理要素であり、これに加え

- iv) 裏込め注入管理
- v) 滑材注入管理

についてもシールド通過直後からはじまる地盤変状を抑制する重要な項目と位置づけられることから、上記5項目を特に重視した掘進管理を行なった。

また、交通量の多い市道の直下、あるいは列車が運行されている総武流山電鉄線の直下の掘進という点を考慮し、地盤の沈下抑制を特に重視し、初期掘進区間においてトライアル掘進を行ない、必要に応じて各管理項目における管理値の再設定を行なった。

表 4-8-3-6 トライアル掘進のパラメーター設定パターン

項 目		トライアル施工区間の設定値
チャンバー内圧		① 静止土圧+水圧+0.02MPa (=0.28MPa) ② 主働土圧+水圧+0.02MPa (=0.27MPa) ③ 主働土圧+水圧 (=0.26MPa)
裏込め注入	注入圧	チャンバー内圧力+0.10MPa の3パターン
	注入量	130%
添 加 材	注入率	30%
	注入圧	チャンバー内圧力の3パターン
滑 材	注入量	1 m ³ /リング の一定値

パラメーター設定のパターンを表 4-8-3-6 に示す。

① チャンバー内の圧力管理

ア、管理値の設定と変更方法

切羽に作用させるチャンバー内圧力は、地盤への影響を抑え掘削前の地山の初期応力状態に極力近い状態を保つため、管理値を「静止土圧+水圧+変動圧 0.02MPa」に設定した。その後、トライアル区間で設定管理値の適否を確認し必要に応じ再設定を行なった。

イ、測定頻度及び管理範囲

チャンバー内における圧力値をリアルタイムで監視し、隔壁に取り付けた9箇所の土圧計で圧力を測定し、上中下の土圧計の計測値が直線分布になることを確認しながら掘進した。

管理範囲は「設定圧力±0.02MPa」(S.L位置の土圧計)とした。

ウ、掘進停止時のチャンバー内圧力保持

掘進時と停止時のチャンバー内圧力の変動が大きいと、それが原因となって地盤沈下を助長することから掘進停止時には自動圧力保持装置を作動させ、掘進時と同様に管理値を設定することによりチャンバー内の圧力変動を小さくし、地盤への影響を抑えた。

エ、管理結果

管理値を「静止土圧+水圧+0.02MPa」として発進後まもなく、カッタートルクが装備トルクの80%を超え、掘進速度を上げることができなくなった。数リングのデータを検証した結果、チャンバー内圧力を下げるとともに添加材の注入量を増加させチャンバー内土砂の塑性流動性を促進させることがカッタートルクを抑えるために有効と判断し、管理値を「静水圧+0.05MPa」以上とすることに変更した。なお、流山電鉄直下は土被りが薄く地表面沈下の恐れがあることから「静止土圧+水圧+0.02MPa」として掘進を行なった。

図 4-8-3-21 にチャンバー内圧力の管理値の推移を示す。

② チャンバー内土砂の性状管理

ア、管理手法

チャンバー内の土砂性状の把握は泥土圧シールド工法の最重要課題であることから、スクリーコンベアーのサンプリングバルブで試料を採取

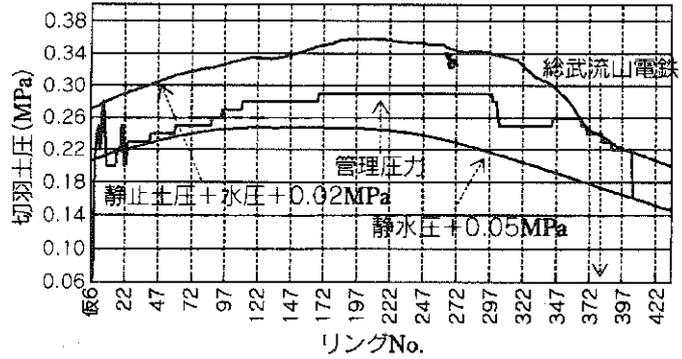


図 4-8-3-21 チャンバー内管理圧力の推移

し、スランプの測定、手触りの確認、目視での性状把握に努めた。また、スクリーコンベアー終端部のテレビカメラで性状を常時監視する体制をとった。

イ、測定頻度及び管理範囲

表 4-8-3-7 土砂性状の計測頻度と管理範囲

測定頻度及び管理範囲は表 4-8-3-7 に示すとおりである。

項目	頻度	管理範囲
スランプ	2回/方	16 cm ± 4 cm
単位体積重量		γ線密度計との相対比較
手触り	適宜	粘りがある ざらつかない 水が分離しない

ウ、添加材の選定

立坑の構築時に採取した掘削土砂を

用いて試験を行なった結果、添加材にはKTゲル（セルローズ系水溶性高分子材）を選定した。実施工時は、常に管理圧力や土砂性状に注意し、その変化に応じて添加材の配合や注入量の確認・調整を行なった。表 4-8-3-8 に添加材の選定基準を示す。

エ、管理結果

表 4-8-3-8 添加材の選定基準

添加材注入率を 30～35%、添加材濃度を 12 kg/m³とした場合にスランプは 16～20 cmを示し、良好な土砂性状となった。

試験項目	目標値	試験結果
手触り	粘りがある ざらつかない 水が分離しない	・流動性もよく、土砂芯も残らない ・チャンバー内の土砂性状としても ポンプ圧送の性状としても良好
スランプ	13～20 cm	16 cm
ブリージング率	3%以下	0%
加圧脱水率	20 cc以下	4 cc

※試験条件：Ds4層砂（含水比 25%）、KTゲル 15kg/m³、30%添加

③ 排土量管理

ア、管理手法

電磁流量計及びγ線密度計を装備し、排土量と排土重量を積算しリアルタイムで排土量の管理を行なった。排土量の実検証はズリ缶やホッパー等で重量と体積を計測し装備機器の精度をチェックした。

イ、管理範囲

電磁流量計による排土量の管理範囲は「直前 10 リングの平均値との偏差 5%以下」とした。

ウ、施工結果

図 4-8-3-22 に示すように、次式で表される排土率は 75～85%であった。

$$\text{排土率} = (\text{総排土量} - \text{添加材注入量}) \div \text{理論排土量}$$

$$\text{ただし、理論排土量} = \text{掘削断面積} \times \text{掘進ストローク}$$

総排土量に変化がなかったため、カッタートルクの低減を目的に添加材の注入量を増加させた 270 リング付近以降（図 4-8-3-23）は、注入率の上昇に伴って排土率が低下していることがわかる。排土率が 100% 以下になるのは添加材の一部が地山中に拡散されることが原因のひとつと考えられ、本工区のような砂質土地盤においては粘性土地盤と比べて排土率が小さくなったものと考えられる。

また、ホッパーによる計測の結果、排土量は所定の精度を確保していた。また排土量を検証した結果として、従来行われてきたスクリーコンベアーの回転数やポンプ圧送回数による排土量の管理では不十分であることが明確になったほか、電磁流量計の精度を確保するには 0.6 m³/min 以上の流量が必要であることもわかった。

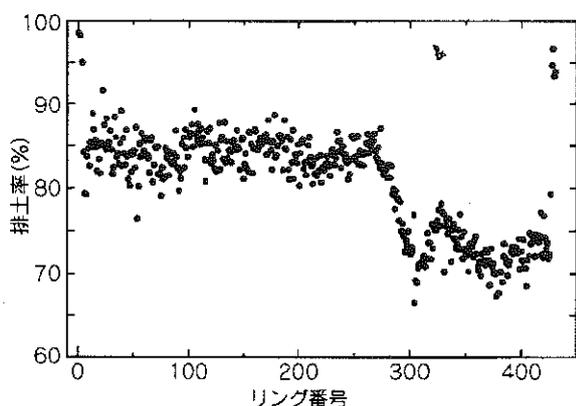


図 4-8-3-22 排土率の推移

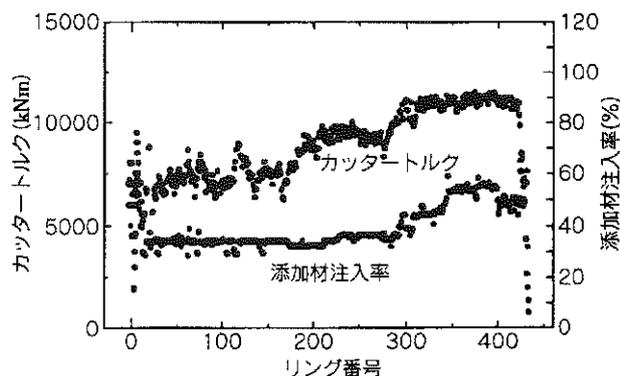


図 4-8-3-23 添加材注入率の推移

④ 裏込め注入管理

シールドマシンには同時裏込め注入装置を 2 箇所を設置し、テールボイドを早期に充填するよう心がけた。裏込め注入材としては早期に強度発現 ($\sigma_{1h}=0.04\text{N/mm}^2$) するようスラグ石灰系 TGS を使用し、注入圧は設定切羽圧力+0.1MPa、注入量は 130% とした。

⑤ 滑材注入管理

滑材はオーバーカット部の充填とスキンプレートのフリクション防止を目的として前胴部の上部 2 箇所から注入した。滑材は裏込め助材を練り混ぜたスラリーと特殊水ガラスの 2 液からなる混合材である。注入圧はチャンバー内圧力の設定値程度とし、注入量は 1 リングあたり 1 m³ を目安とした。

表 4-8-3-9 沈下量の管理値

(4) 施工結果

沈下量の管理値は表 4-8-3-9 に示す値とし、各種沈下ゲーターから次のような結果を得た。

① 地盤沈下計測

計測の結果、地表面沈下はほとんどの計測点で 2~3 mm であった。また、シールド直上 2m の位置に設置した沈下棒でも 4~5 mm と非常に小さな値に抑えることができた。

対象物	一次管理値	二次管理値
道 路	4.0 mm	5.0 mm
民 家	6.0 mm	7.2 mm
流山電鉄	水準 3 mm	水準 5 mm
	高低 4 mm/10m	高低 6 mm/10m
	通り 3 mm/10m	通り 4 mm/10m

※一次管理値：監視体制を強化する
二次管理値：掘進を止めて対策を協議する

② 埋設管及び歩道橋の沈下計測

ガス管頂部で 3 mm、ガス管直上の地表面では 4 mm、歩道橋の基礎コンクリートでは 0 mm の沈下であり、近接構造物にはほとんど影響がなかった。

③ 総武流山電鉄線の沈下計測

レール等に設置した計測点のうちシールド直上での計測結果は図 4-8-3-24 に示すとおりである。沈下量は道路側の用地境界線で 3 mm 程度、レール面では 1 mm 以下であり、軌道に影響を与えることなく掘進を完了することができた。

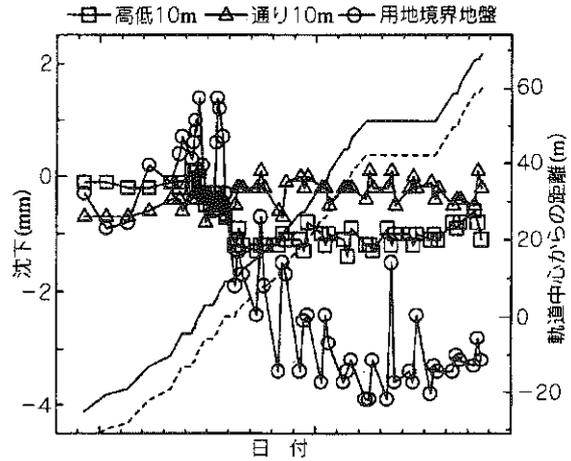


図 4-8-3-24 流山電鉄軌条計測結果

④ 掘進による応力開放率の検証

掘進による地盤への影響を検証する目的で、層別沈下計による計測結果と実施工の圧力を用いた沈下解析の結果とを比較した。

解析条件を表 4-8-3-10 に示す。ケース 1 は当初計画時

表 4-8-3-10 沈下量の解析条件

区分		距離		
		22 km 361m	22 km 380m	22 km 399m
ケース 1	当初設定圧力 (MPa)	0.28	0.27	0.26
	応力開放率 α	35%	35%	35%
ケース 2	実施工圧力 (MPa)	0.20	0.20	0.20
	応力開放率 α	35%	35%	35%
ケース 3	実施工圧力 (MPa)	0.23	0.23	0.23
	応力開放率 α	10%	10%	10%

の沈下予測の解析条件であり、ケース 2 及びケース 3 は実施工時のチャンバー内圧を用いて応力開放率 $\alpha = 35\%$ 、 10% として再度 FEM 解析を行なったものである。

一例として 22 km 399m における実測値と解析値との比較を図 4-8-3-25 に示す。この結果ケース 3 の解析値が実測値をよく説明できることから、応力開放率は 10% 程度であることがわかった。

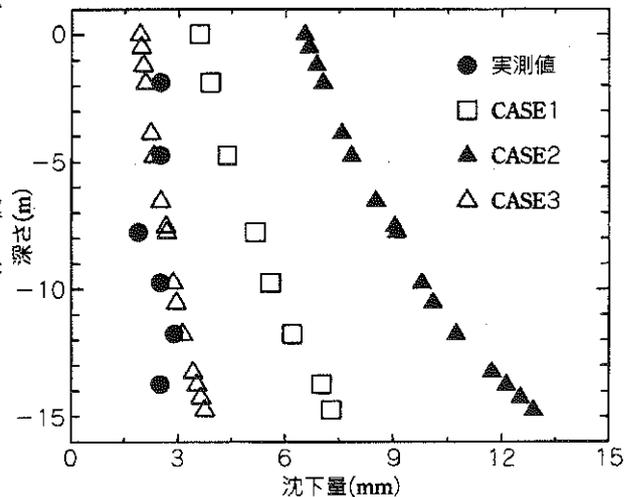


図 4-8-3-25 実測値と解析値との比較

5. 常磐道トンネル

常磐道トンネルはみらい平駅とみどりの駅の間位置し、秋葉原起点 46 km 105m 付近

において常磐自動車道と平面的に交差角 22 度という非常に薄い角度で交差している延長 300 m の泥土圧式単線並列 U ターンシールドトンネルである。平面線形は直線、縦断線形はみどりの駅に向け 5.5% の下り勾配となっている。常磐自動車道舗装面での土被りは約 7m ($1D_0$)、発進到達立坑付近では約 3m ($0.4D_0$) である。図 4-8-3-26 に平面図及び断面図を示す。

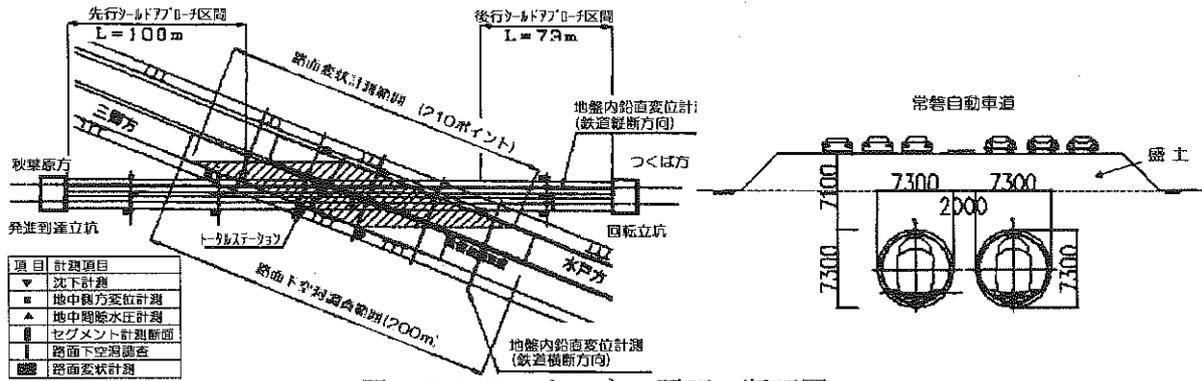


図 4-8-3-26 トンネル平面・断面図

起点方の高速道路部以外の現地盤とトンネルとの土被りは約 3m しかないことから発進到達立坑と高速道路間に押え盛土を行ない、土被りを最低約 0.6Do 確保するなど全区間わたり 1Do 以下の低土被り条件下での施工となった。

トンネルは茨城県南西部に分布する洪積台地群のうち、いわゆる稲敷台地と呼ばれる台地の中央部に位置している。地層は地表から 2m 前後がローム層 (Lm)、その下部約 1.8m が凝灰質粘土層 (Tc) で、さらにその下部に成田砂質土層 (Ds3) が続いている。ローム層、粘土層ともに自然含水比が 30~34% と比較的高く、ローム層の N 値は 3 程度である。成田砂質土層は飽和状態の細砂で透水係数は約

$3.5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ で、N 値は起点側と終点側でばらつきはあるものの 5~15 と低い。トンネル通過地盤の粒度分布は砂分 80~90%、シルト・粘土分 10~20% で均等係数は 2~20 となっている。

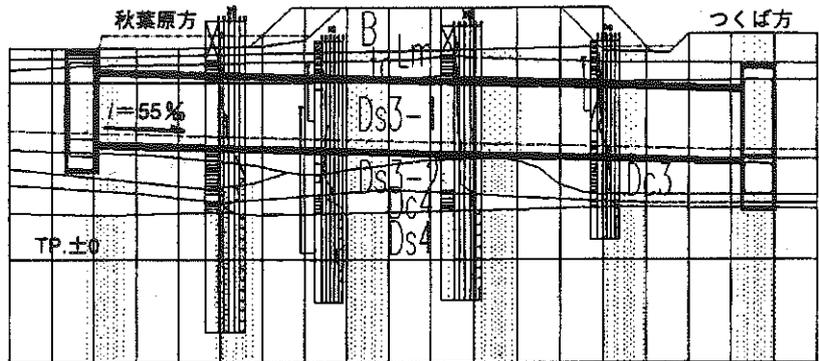


図 4-8-3-27 交差箇所における地質縦断図

一方、高速道路部の盛土は当時の工事誌によると「路路面の沈下は著しくない」との記述があり、盛土のり面部で行なったボーリング結果では Lm 層と Tc 層が主体であることから、交差箇所では地盤改良等の対策は行なわれていないと判断した。図 4-8-3-27 に地質縦断図を示す。

(1) セグメント及びマシン

セグメント及びマシンの諸元を表 4-8-3-11 に示す。

(2) 計測

本工区は常磐自動車道との土被りが非常に少ないため、高速道路に路面沈下等の影響を極

表 4-8-3-11 セグメント及びシールドマシンの諸元

セグメント	種別	平板形単線 RC セグメント
	外径	Do=7,300 mm
	幅	B=1,500 mm
	桁高	h=300 mm
	分割数	等 6 分割
継ぎ手形式	リング間	インサート継ぎ手
	セグメント間	高剛性継ぎ手+インサート継ぎ手
シールドマシン	種別	泥土圧シールド
	外径	φ7.45m
	カッターヘッド	スポークタイプ
	排土方式	土砂圧送方式
	裏込め注入法	同時注入方式
	シールドジャッキ	総推力: 48,000kN 伸張速度: 42 mm/min
カッタートルク	10,426kN・m	

力生じさせないような施工を行なうことが最重要課題であった。このため、表 4-8-3-12 に示

すような項目の計測を行ない万全を期することとした。なお、図4-8-3-28に計測機器の設置状況を示す。

表4-8-3-12 計測管理項目の概要

調査項目	計測項目	計測数	計測目的
事前・事後調査	盛土部空洞調査	3回	常磐自動車道盛土部の健全性を確認
トライアル計測	地表面沈下計測	35点	シールド掘進の影響による地盤変状の把握と掘進管理値を設定するための資料及び逆解析用データの収集
	地中沈下計測	73点	
	地中側方変位計測	3断面・3点	
	地中間隙水圧計測	3断面・3点	
常磐自動車道への影響監視	路面沈下計測	210点	シールド掘進の影響による常磐自動車道の盛土及び路面の変状を把握することにより車両走行の安全性を確認
	地中沈下計測	86点	
	走行動感観測	3回/日	
セグメント計測	セグメント応力	2断面・32点	後行シールド掘進による先行シールドへの影響を確認するとともにトンネルの健全性を確認
	作用土圧	3断面・20点	
	作用水圧	2断面・20点	
	シールド内温度	2断面・2点	
	シールド内空変位	2断面・16点	

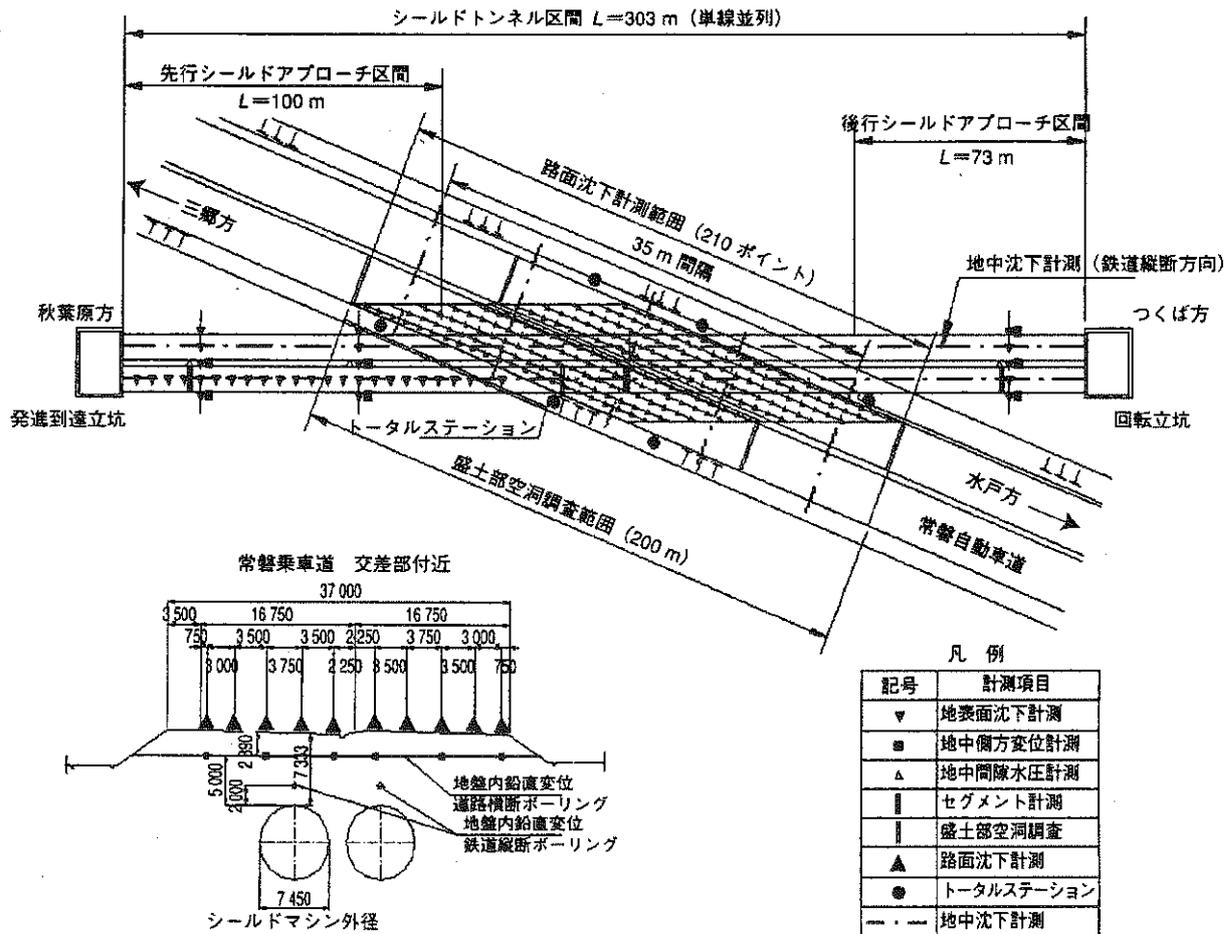


図4-8-3-28 計測機器の設置状況

① 高速道路面の沈下管理値
常磐自動車道における地表面沈下量の管理値は日本道路公団(当時)との協議により表4-8-3-13に示す値とした。

表 4-8-3-13 路面沈下管理値と計測値

管理値・計測値		地表面沈下量	路面沈下勾配 ^{※1}	地中沈下量 ^{※2}
管理値	一次管理値	10 mm	0.1%	15 mm
	二次管理値	20 mm	0.2%	25 mm
	管理限界値	—	0.5%	30 mm
計測値	先行シールド掘進後	3.1 mm	0.02%	8.0 mm
	後行シールド掘進後	4.1 mm	0.02%	8.5 mm

※1：前後の縦断勾配の差

※2：地表面沈下と地中沈下との相対差

(3) 掘進管理

シールド掘進の基本制御方式は、掘進速度を一定とし、スクリーコンベアーの回転数による排土量の調整を行なうことにより、地盤変状を生じさせない所定の設定値に切羽土圧を保つ排土量制御方式とした。

なお、掘進にあたっては先行シールドのアプローチ区間において実施した計測結果(地表面及び地中沈下量)により、常磐自動車道に極力影響を及ぼさない最適な掘進管理値～切羽土圧及び裏込め注入圧・注入量～を設定した。図4-8-3-29に先行シールドアプローチ区間の配置状況を示す。

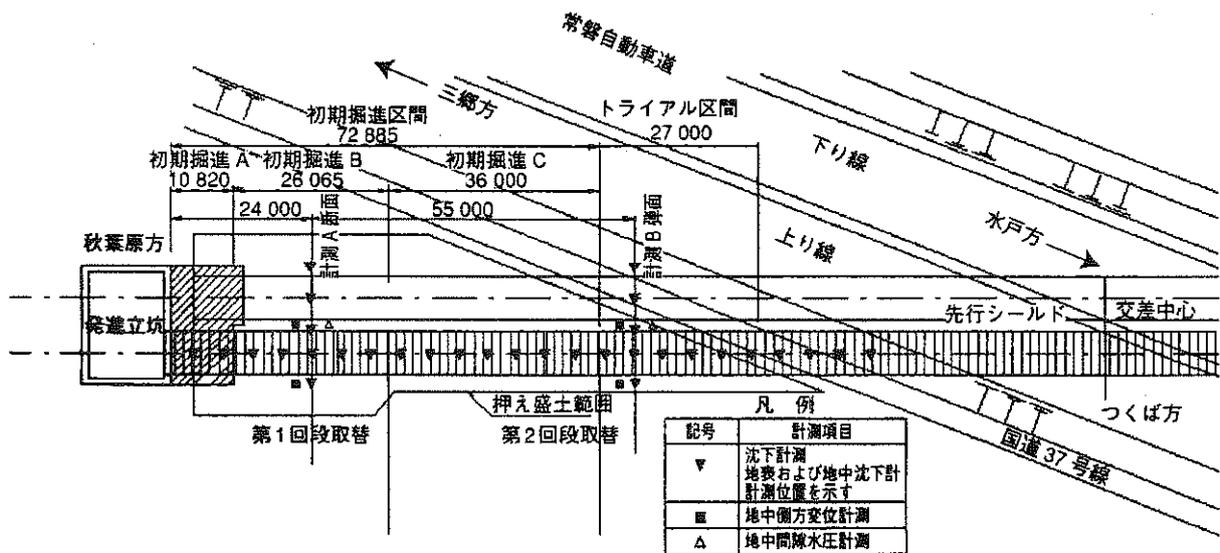


図 4-8-3-29 先行シールドアプローチ区間位置図

① 管理切羽土圧

当初、管理切羽土圧はSL左右の土圧計(2箇所)の平均値に対し「静止土圧+水圧+変動圧(0.02MPa)」として設定(押さえ盛土部では0.1MPa)したが、初期掘進Bまでの地表面及び地中沈下計計測結果から、切羽土圧の瞬間値が管理値を超えると地盤の隆起現象が見られた。

そこで、計測A断面における下記の計測値

- 1) チャンバー内土圧計による切羽停止時土圧：0.055MPa
- 2) SLにおける間隙水圧値：0.05～0.051MPa
- 3) SLにおける作用土圧：0.075MPa

により、初期掘進Cにおいては「主働土圧+水圧=0.055MPa」及び「静止土圧+水圧=

0.090MPa」の中間値として管理切羽土圧を0.075MPaとして掘進することとした。なお、管理幅については当初の設定値±0.01MPaでは管理することが困難であったため±0.015MPaとした。

しかし、この管理切羽土圧では土圧の絶対値が小さく土圧管理が困難であり、掘進速度も上がらなかったため28リング以降は管理切羽土圧の下限値を「静止土圧+水圧」とし、上限値を「静止土圧+水圧+0.015MPa」と設定し、天端土圧計が下限値に達すると自動的に添加材注入ポンプが稼動し、上限値に達すると停止するシステムとした。

② チャンバー内の圧力保持

通常、泥土圧シールドでは掘進停止時にチャンバー内の圧力保持を行なわないが、本工区では図4-8-3-30に示すように、掘進停止時における沈下傾向からチャンバー内の土圧低下の影響が考えられたため、掘進停止時に添加材を注入することによりチャンバー内の圧力保持を行なった。

その結果、地表面・地中ともに約14mmの沈下が生じていたのが図4-8-3-31に示すとおり、地表面沈下量を2～3mm、地中沈下量を最大で約8mmに抑制することができた。

なお、添加材はアプローチ区間において適正な配合を設定し、掘進中の排土性状を常に監視し、適宜注入率を変化させ、安定した排土性状になるよう努めた。

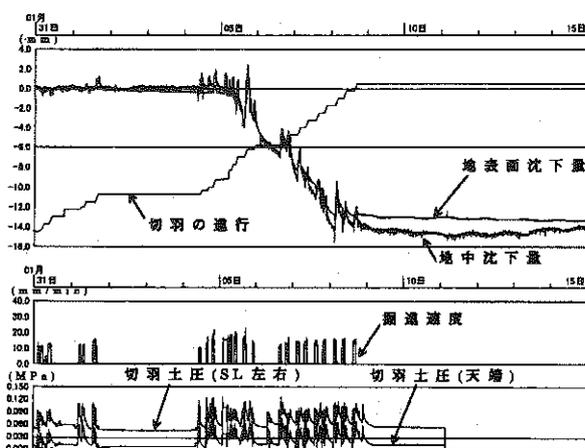


図4-8-3-30 切羽土圧・沈下量関係(圧力保持無)

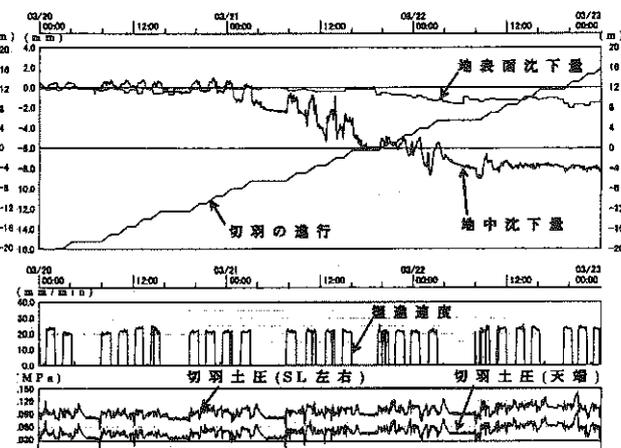


図4-8-3-31 停止時チャンバー内自動圧力保持有

③ 排土量管理

従来の泥土圧シールドでは排土量の管理を理論掘削量（掘削断面積×掘進ストローク長）を基準に行なっている。しかし、本工区では従来の排土量管理だけでなく排土重量管理も行なった。

施工の結果、地盤を改良してある発進到達防護区間では理論排土量と実排土量は概ね一致したが、切羽が地山にでてからは掘進ストローク長に見合った排土率が得られず理論排土量に対し実排土量は85～90%と小さな値となった。その原因として添加材が地山に流出していると考えられたため、押え盛土部で観測井を3本設け水質検査を行なったが添加材の成分は検出されなかった。

また、観測井設置時に不攪乱資料を採取し、Ds3層の最大、最小乾燥密度試験を実施した

ところ、最大乾燥密度から最小乾燥密度まで変化すると仮定した場合で約 87%の体積収縮が生じることが確認できた。

一方、スクリーコンベアーの羽根に掘削土がこびりついたことによって排土効率が低下したとも考えられたため、シールドマシンが回転立坑に到達した段階で確認したが異常は見つけられなかった。

以上のことから体積収縮が発生したものと考えられるものの、はっきりとした原因究明にはいたらなかった。

なお、管理方法としては電磁流量計及び γ 線密度計による過去 10 リングの排土量及び排土重量の平均値を管理値とし、管理範囲を $\pm 5\%$ として容積管理と重量管理を行なった。

さらには、1 日に 1 回はズリ函による計測を行ない電磁流量計と γ 線密度計の計測値をチェックしたが、測定精度は概ね $\pm 3\%$ であった。

④ 裏込め注入管理

裏込め注入材としては早期強度発現 (1h 強度 0.04N/mm²以上) を目的としてカルメント (二液性可塑状瞬結型) を採用した。

初期掘進 B の前半までは注入率を 130%、注入圧を有効土被り圧以下として管理を行なったが、注入率 130%では注入圧が所定の値に達せず注入量が少ないものと考えられたこととシールドマシン通過時に沈下が発生したことから、初期掘進 B の後半からは注入率を 140~150%にあげるとともに注入圧も有効土被り圧 $\times 1.5$ 以下、割裂強度 (t_c 層 : 0.112MPa、Ds3 層 : 0.142~0.285MPa) 以下の値で管理を行なった。

⑤ 滑材注入管理

滑材の材料としてはスムーズエース (高吸水性樹脂系ポリマー) を使用し、当初シールドマシンと地山とのフリクションカットを目的としてフード部外周 12 箇所から注入を行なった。

しかし、土被り圧が小さいためか総推力やカッタートルク値等への顕著な効果は見られなかった。また、シールドマシン通過時における沈下量の全沈下量に占める割合が大きいことからオーバーカット (10 mm) で乱された地山部の間詰め効果を期待することを目的として滑材の濃度を当初溶液の 2 倍とした注入をトライアル掘進で行なった。注入量はオーバーカットで乱された量に見合う量 (3500/リング) とし、注入圧は裏込め注入圧と同程度としたが、結果として顕著な影響は見られなかった。

⑥ 掘進速度

当初、トライアル掘進区間、本掘進区間とも掘進速度は 30 mm/min として計画したが、掘進速度を上げると排土が追いつかず、切羽土圧が増加する傾向が見られた。

先行シールド区間の常磐自動車道直下においては、押え盛土部 (土被り 0.6Do) と比較し土被りが増加 (約 1D) することからチャンバー内土圧が増加するため、スクリーコンベアー回転数による排土量制御が可能となり、掘進速度は 24 mm/min を記録した。

また、先行シールド区間においてスクリーコンベアー排土効率が想定と異なった結果を示した経験を踏まえ、後行シールド発進前に回転立坑においてスクリーコンベアーのチャ

ンバー内への突出量を半ピッチ（22 cm）延伸するとともに、さらに可動攪拌翼を2本追加することにより排土効率の向上を期待したシールドマシン改造を行なった。

マシン改造の結果、先行シールド区間と比較しスクリーコンベアー回転数による切羽土圧管理が改善され、掘進速度を30 mm/minとすることも可能となった。

(4) 計測結果

常磐自動車道直下の掘進にあたっては日本道路公団（当時）との協議結果に基づく管理値を目標に掘進管理を行なった。

計測の結果、沈下量は地表面沈下の一次管理値10 mmに対し先行シールド通過後で3.1 mm、後行シールド通過後で4.1 mmと非常に良好な結果が得られた。また、トンネル直上2mの位置で測定した地中沈下量は先行シールド区間で6 mm、後行シールド区間では8.5 mmに抑えることができた。

図4-8-3-32～33に先行シールド及び後行シールド掘進後の路面変状結果を示す。

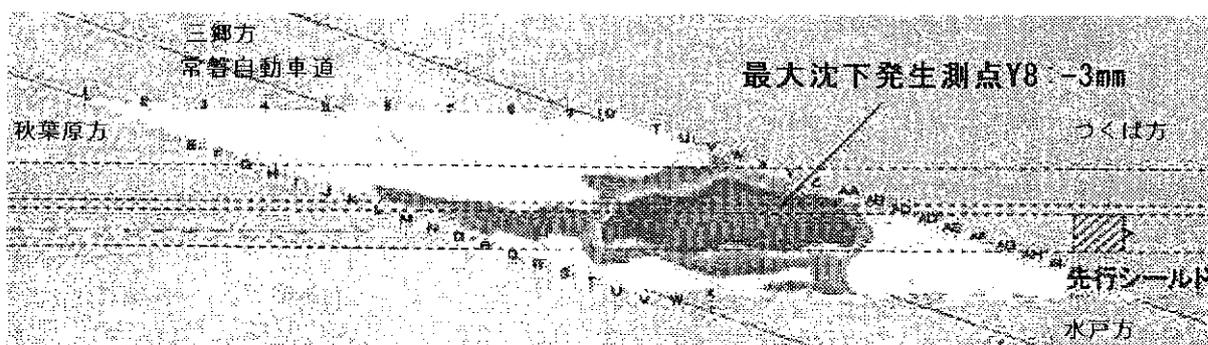


図4-8-3-32 先行シールド掘進後の路面変状結果

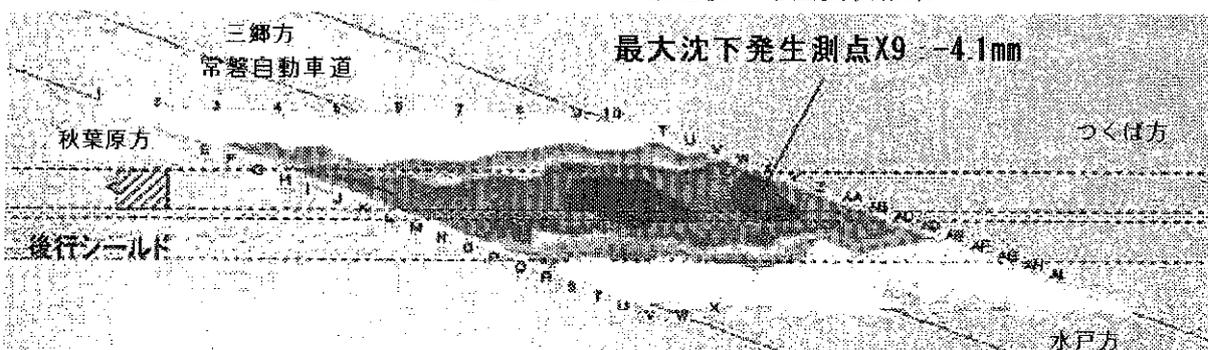


図4-8-3-33 後行シールド掘進後の路面変状結果

(5) 併設トンネルの影響

本トンネルは上下線シールドの離隔がセグメント外面間で2mと近接しているため、後行シールド掘進時に先行シールドに作用する荷重が変動したり、セグメントに新たな変位や応力が発生することが懸念された。

そこで常磐自動車道交差中心部及び回転立坑付近の2断面でセグメントに発生する応力及び水圧・土圧、内空変位等を計測し、後行シールド施工時と完成後における先行シールドへの影響をチェックしたが、特に顕著な変化は見られなかった。

(6) 高速道路面直下の空洞調査

シールド工事による影響と盛土の健全性を確認するため、シールド施工前と先行シールド区

間の掘進完了後及び後行シールド区間の掘進完了後に地中レーダ探査による道路面直下の空洞調査を行なった。その結果、空洞等の異常箇所は確認されなかった。

6. つくばトンネル

つくばトンネルはつくばエクスプレス（常磐新線）の終端駅であるつくば駅に隣接する延長約900mの泥土圧式単線並列2ターンスールドトンネルである。平面線形は最小曲線半径600m、縦断勾配は最大±35%であり、土被りは6.8m (0.86D) ~13.8m (1.75D) である。本トンネルに最も特徴的な事柄は、厳しい掘進管理を求められる泥土圧シールドを採用したことに加え、発進到達立坑及び回転立坑付近で上下線のセグメント離隔がそれぞれ346mm、294mmと過去に例のないほど近接したシールドトンネルであり、施工にあたっては超近接施工に対する万全な事前検討が必要であったことである。

掘進は平成14年7月末に発進立坑から下り線を発進させ、平成14年12月末に回転立坑に到達することができた。ここでシールドマシンを回転させ、平成15年2月中旬に上り線を再発進させ、平成15年5月末に立坑に到達した。

トンネルの位置する地層の大部分は竜ヶ崎層の砂質土層Ds2L層（N値8~50以上）である。粒度分布は粒径が均一で均等係数は概ね5以下、細粒分の含有率も20%以下で切羽の自立性が乏しく、豊富な地下水により切羽崩壊の危険性が高いものと想定された。なお、トンネルの下部には比較的安定した成田層砂質土Ds3層（N値8~50）が存在しているが、トンネル断面下半部には2m程度の成田層粘性Dc3u層（N値8~45）の薄層が挟在している。

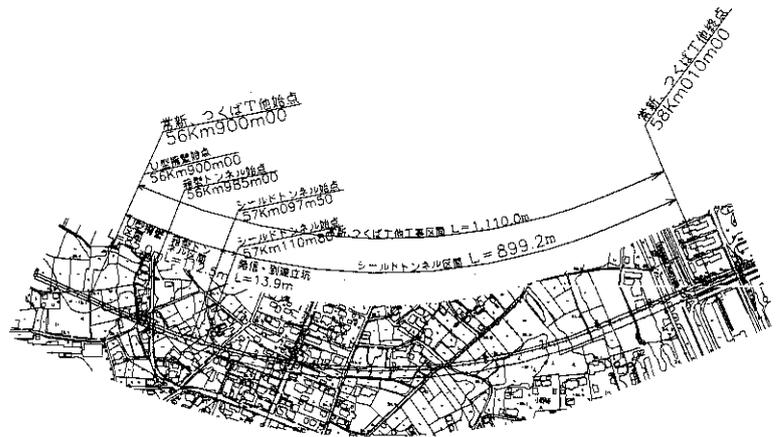


図 4-8-3-34 位置図

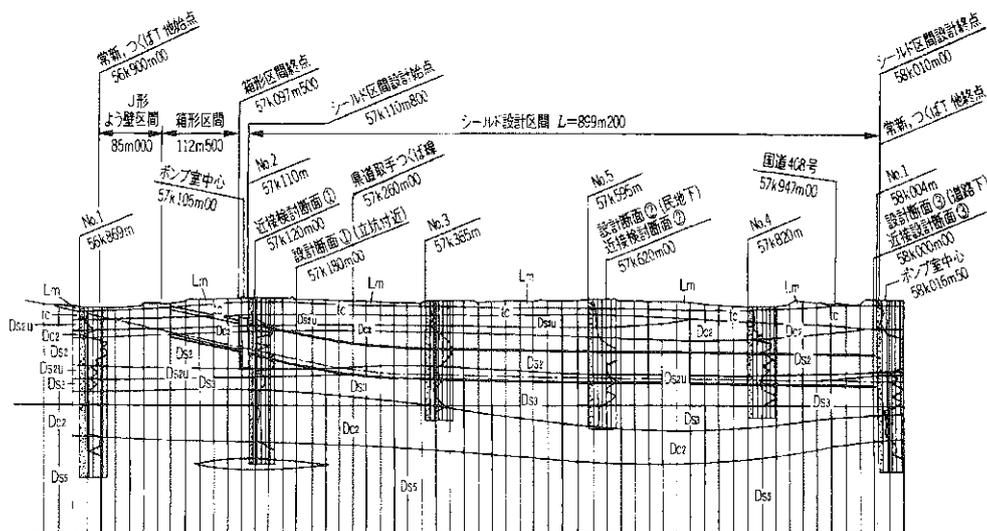


図 4-8-3-35 地質縦断図

なお、地下水位はシールド通過地盤の上半部にある Ds2L 層（第二帯水層）に位置し、GL-5～6mである。また、シールド通過地盤の底部にある Ds3 層（第三帯水層）も、ほぼ同程度の被圧水頭となっている。

表 4-8-3-14 セグメント及びシールドマシンの諸元

セグメント	種別	平板形単線 RC セグメント 単線ダクタイルセグメント
	外径	D0=7,300 mm
	幅	B=1,500 mm (1,200 mm)
	桁高	h=300 mm
	分割数	等 6 分割 (等 7 分割)
	継ぎ手形式	インサートボルト形式
シールドマシン	種別	泥土圧シールド
	外径	φ 7.45m
	カッターヘッド	スポークタイプ
	排土方式	土砂圧送方式
	裏込め注入法	同時注入方式
	シールドジャッキ	総 推 力：52,000kN 伸張速度：50 mm/min
	カッタートルク	8,115kN・m

※ () 内はダクタイルセグメントの場合

(1) セグメント及びマシン

セグメント及びマシンの諸元を表 4-8-3-14 に示す。

(2) 本工区の特徴

① 単線並列で超近接トンネル

発進到達立坑及び回転立坑部において、トンネル間の最小離隔は 0.05D₀ 以下、発進到達立坑部の土被りは 1D₀ 以下となっている。

また、発進到達立坑から 250m 間は建物の直下（土被り 7m～10m）となり、極めて厳しい施工

条件となるため、地表面及び地中における地盤挙動の把握ならびに建物への影響を監視する目的で、層別沈下計、傾斜計、水盛式沈下計及び沈下板等の各種変位計測管理を行なった。

② トンネル周辺への影響（生活用水井戸への影響）

トンネル区間の周辺には生活用水としての井戸が多数点在している。事前調査によるとトンネルから 10m 以内に 12 本、10～30m 以内に 14 本の井戸が確認された。最もトンネルに近接した井戸は離隔がわずか 500 mm であり、シールド掘進に伴う影響が懸念されたため、観測井の設置や既設井戸の水位測定、水質分析管理を行なった。

③ 既設共同溝への近接

国道 408 号（学園西大通り）には茨城県の共同溝が埋設されており、トンネルはその直下でセグメントとの離隔が 3.97m となっているため、地盤改良による事前防護と水盛式沈下計による挙動監視体制をとった。

(3) 超近接部での補強策

本トンネルの補強対策の決定にあたっては、過去の同種トンネルにおける補強実績とも比較する必要があるため、対策実績の調査を行なった。

調査結果から、本トンネルと同程度の併設トンネルの補強対策には、併設トンネル間地盤への薬液注入工、トンネル内の十字型支保工設置、セグメント本体の補強という 3 方法が行なわれていることがわかった。

並列トンネルの最小離隔の実績は京葉都心線西八丁堀トンネルで 400 mm であってトンネル内の十字型補強等の対策が実施されているが、本トンネルは最小離隔 294 mm であることから、今までにない超近接トンネルであり当然何らかの補強対策が必要と考えられた。

FEM 解析に基づくトンネルへの影響検討を行なった結果、超近接となる箇所以外の併設トンネル部ではすべて許容応力度以内に収まることが判った。しかし、先行トンネルによる地盤の乱れを FEM 解析より求め、その結果得られた塑性安全率による剛性低下を考慮した後行トンネ

ルへの影響について梁バネ解析を行なった結果では回転立坑部の地盤改良のほか、回転立坑から15mの区間においてはRCセグメントの補強が必要となった。

① セグメント及び回転立坑部での影響対策

RCセグメントの補強策としては、トンネル内に設ける十字型支保工ではUターン時におけるセグメントの運搬が不可能となるため、超近接施工に伴う地盤反力係数の低減を考慮した高耐久セグメントによる補強方法とした。

セグメントにはダクタイトセグメント、SRCセグメント、CPセグメント等について検討した結果、工程、経済性、施工実績等を考慮してダクタイトセグメントを採用した。

また、立坑前約11mの間はφ3,200mmのSuper Jet-Midiによる地盤改良と二重管ストレーナー方式による薬液注入を行なった。

回転立坑部の防護工とダクタイトセグメント採用区間の詳細を図4-8-3-36に示す。

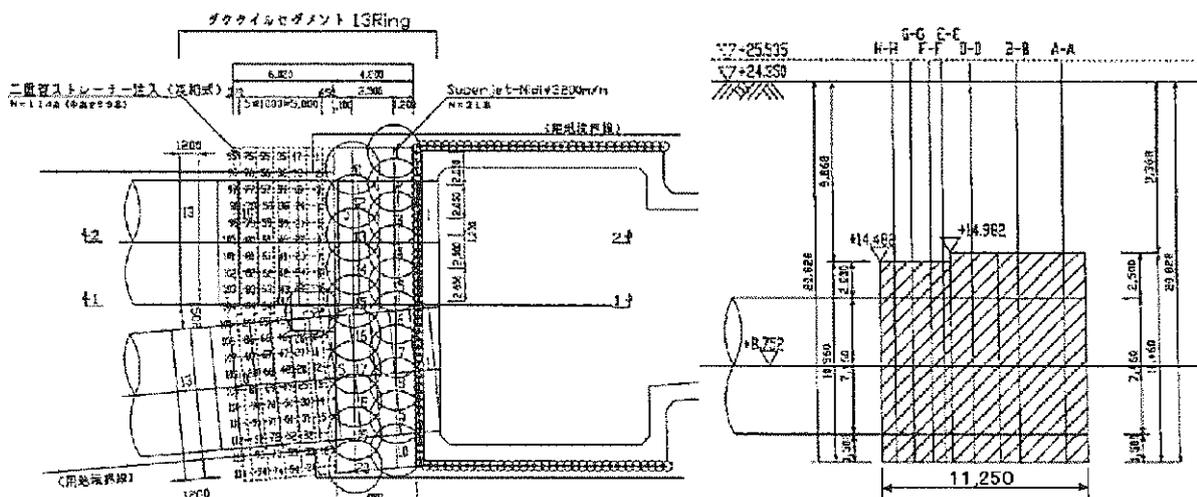


図4-8-3-36 ダクタイトセグメント採用区間の詳細

② 発進到達立坑部での影響対策

発進到達立坑部は回転立坑部と比べ、セグメントに対する上載荷重が小さいこと等から、検討の結果、地盤改良と計測管理を十分行なえば施工可能と判断した。

発進到達立坑部における地盤改良範囲を図4-8-3-37に示す。

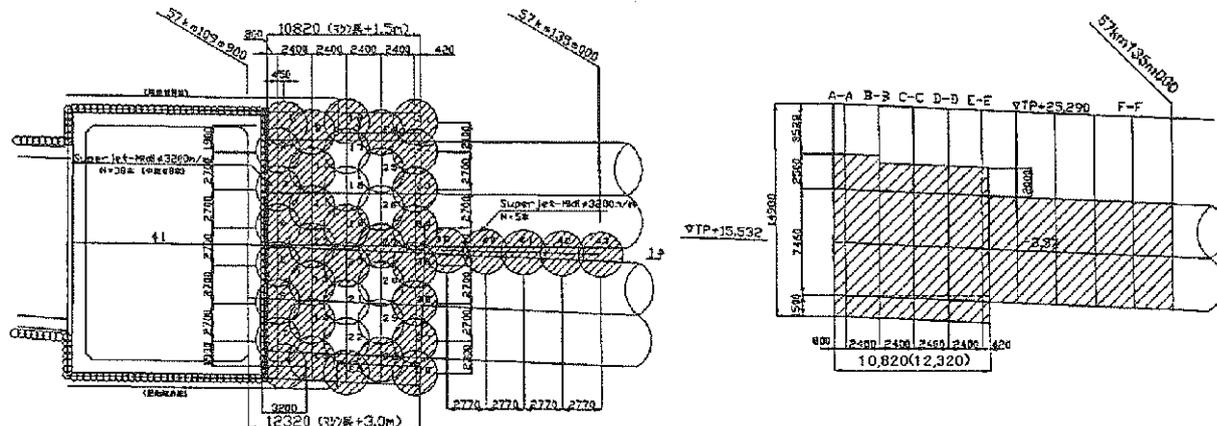


図4-8-3-37 発進到達立坑部の地盤改良範囲

(4) 計測

本工事で実施した計測の内容は表 4-8-3-15 に示すとおりである。また、計測位置を図 4-8-3-38 に示す。

表 4-8-3-15 計測内容

計測項目	設置機器	位置	セグメントのタイプ	計測の最大値	管理基準値		
					一次管理値	二次管理値	
セグメント応力	ひずみゲージ	回転側	58 km 008m	ダクタイル	$\sigma = -3.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma = 176.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度の 80%)	$\sigma = 220.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度)
			57 km 999m	RC	$\sigma = -19.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma = 176.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度の 80%)	$\sigma = 220.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度)
			57 km 979m	RC	$\sigma = 25.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma = 160.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度の 80%)	$\sigma = 200.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度)
		発進側	57 km 150m	RC	$\sigma = 32.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{\text{max}} = 190.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma = 200.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度)
			57 km 125m	RC	$\sigma = 21.9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{\text{max}} = 174.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma = 200.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度)
			57 km 112m	RC	$\sigma = 43.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{\text{max}} = 174.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma = 200.0 \text{ N/mm}^2$ (許容応力度)
セグメントに作用する水圧、土圧	間隙水圧計及び土圧計	回転側	57 km 998m	ダクタイル	$P_{\text{max}} = 0.11 \text{ MPa}$	管理基準値は特に設けない	
			57 km 979m	RC	$P_{\text{max}} = 0.09 \text{ MPa}$		
		発進側	57 km 150m	RC	$P_{\text{max}} = 0.16 \text{ MPa}$		
			57 km 125m	RC	$P_{\text{max}} = 0.18 \text{ MPa}$		
トンネル内空変位	光波計計測	回転側	58 km 008m	ダクタイル	$\delta = 1.4 \text{ mm}$	—	$\delta_{\text{max}} = 25 \text{ mm}$
			57 km 998m	ダクタイル	$\delta = -2.0 \text{ mm}$	—	$\delta_{\text{max}} = 25 \text{ mm}$
			57 km 979m	RC	$\delta = -0.3 \text{ mm}$	—	$\delta_{\text{max}} = 9 \text{ mm}$
		発進側	57 km 150m	RC	$\delta = 1.1 \text{ mm}$	—	$\delta_{\text{max}} = 17 \text{ mm}$
			57 km 125m	RC	$\delta = 0.9 \text{ mm}$	—	$\delta_{\text{max}} = 16 \text{ mm}$
			57 km 112m	RC	$\delta = 1.7 \text{ mm}$	—	$\delta_{\text{max}} = 16 \text{ mm}$
		回転側	57 km 891m 計測位置	最大沈下量 $\delta = -2 \text{ mm}$ 最大水平変位 $\delta = -2 \text{ mm}$ (先行 T 施工時) $\delta = 2 \text{ mm}$ (後行 T 施工時)	層別沈下計 絶対沈下量: -10 mm 傾斜計 地表面変位: -5 mm		
			57 km 979m 計測位置				
		発進側	57 km 125m 計測位置	最大沈下量 $\delta = -0.5 \text{ mm}$ 最大水平変位 $\delta = 2 \text{ mm}$ (先行 T 施工時) ※後行 T 施工時は変化なし	層別沈下計 絶対沈下量: -10 mm 傾斜計 地表面変位: -5 mm		
			57 km 135m 計測位置				
既設共同溝の沈下	水盛り式沈下計	回転側	57 km 967m (共同溝内)	RC	最大沈下量 $\delta = -0.5 \text{ mm}$	沈下量: -2 mm	沈下量: -3 mm

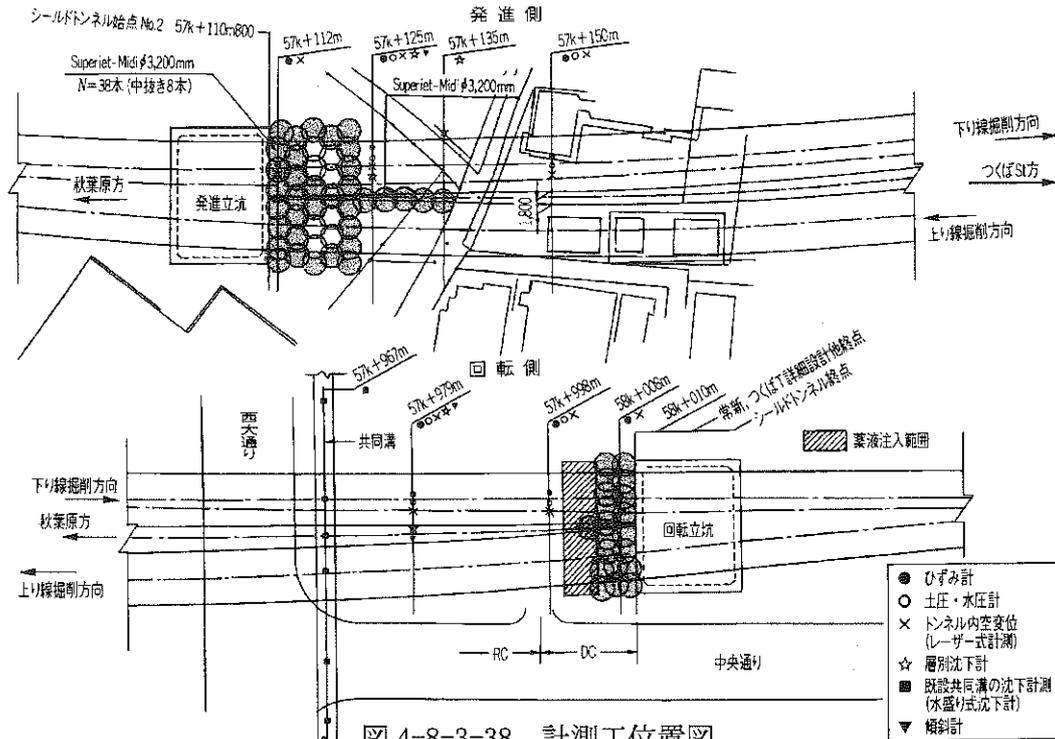


図 4-8-3-38 計測工位置図

① セグメントへの影響

セグメント離隔が 346 mm である発進到達立坑部 (57 km 112m) 及び 294 mm である回転立坑部 (58 km 008m) においてセグメントの鉄筋及びセグメント本体にひずみ計を取り付けて計測を行なったが、セグメントに作用した応力は RC セグメント、ダクティルセグメントとも設計値に対し 2.0~24.8% と若干バラツキはあるものの、非常に小さな値を示し、問題となるような点は見あたらなかった。これは先行トンネルの防護工として地盤改良を行なったことが良好な結果を得た一因だと考えられる。

② トンネル内空変位計測

内空変位はトータルステーションにより、リアルタイムで 1 断面あたり 8 ポイントの計測を行なった。計測結果は、超近接となる発進到達立坑側 57 km 112m で 1.7 mm、回転立坑側 58 km 008m で 1.4 mm であり、顕著な変位は確認されなかった。この原因としては、計測断面が地盤改良範囲内にあり、地盤改良の効果があったことが考えられる。

なお、57 km 998m の地盤改良を行っていない箇所の内空変位は、後行シールドによって押込まれる方向に最大 2.0 mm の変位が確認されている。

③ 地盤変状

地盤沈下は表 4-8-3-14 に示した層別沈下計 (合計 4 箇所) のほか道路及び許可を受けた民地上にマーキング、釘、沈下板を設置しレベル測量を行なった。その最大値は回転立坑側の 57 km 979m の位置で 2 mm であり、シールドマシン通過時に発生している。また、発進到達立坑側の 57 km 125m の位置でシールドマシン通過時に 0.5 mm の沈下を計測している。

傾斜計による計測結果は、回転立坑側の 57 km 979m の位置で先行・後行シールドともシールドマシン通過時にトンネル外側に最大 2.0 mm のはらみだしがあった。変位はマシンのテールが通過した時点で生じていることから、主として裏込め注入圧の影響を受けたものと考えられる。発進到達立坑側の 57 km 125m の位置では傾斜計の設置を先行シールドの外方 (表 4-8-3-14 計測内容参照) に設置した関係で、先行シールド通過時に 2.0 mm 外側にはらみだしが計測された。後行シールド通過時は傾斜計が先行シールドの外側であったこともあり影響はほとんどなかった。

④ 共同溝

水盛式自動沈下計による計測結果ではシールド通過時に最大 0.5 mm の沈下があったが、構造物にクラック等の発生はなかった。このことは施工管理が適切であったこと、及び事前に行なった地盤改良が良好な防護効果を示したものと考えられる。

(5) 掘進管理

掘進における基本的な制御方式は、掘進速度を一定としスクリーコンベアーの回転数による排土量の調節を行なうことにより地盤変状を生じさせない所定の設定値に切羽土圧を保つ排土量制御方式を採用した。

① 切羽管理土圧

a) 管理土圧の設定

切羽管理土圧は土被りが小さいことから「(主働土圧+静止土圧)/2+水圧+変動圧 0.02MPa」とした。

これは主働土圧では地表面沈下が大きくなり建物等への影響が懸念されたこと、また静止土圧では泥土圧シールドのトラブル原因のひとつであるチャンパー内の圧密による閉塞の恐れがあったためである。

b) 測定頻度

チャンパー内における土圧分布をリアルタイムで監視し、隔壁に取り付けた土圧計で圧力を測定し慎重に掘進した。

c) 管理範囲

管理範囲は「設定圧力±0.02MPa」(S.L位置の土圧計)とした。

d) 管理結果

良好な管理を行なうことができた。

② 排土量管理

排土量の管理は電磁流量計、 γ 線密度計を用いて行なった。管理値は過去10リングの平均値と比較し±5%としたが、おおむね管理値内の測定結果となった。

なお、実排土量(電磁流量計値-添加材注入量)は1リングあたり52.03 m³であり、理論排土量(1リングあたり65.4 m³)に対し79.5%となった。これは注入した添加材が地山に吸収されるとともに掘削土が収縮したものと考えられる。

③ 添加材の選定と注入

事前の配合試験(粘度測定、スランプ試験、ブリージング試験、加圧脱水量測定)の結果、パルプを主原料としたセルロース系水溶性高分子材KTゲルを選定した。

水との配合は15 kg/m³とし、地山への添加材注入率は30%を基本とした。添加率は排土のスランプや排土圧送ポンプの圧力により調整した。なお、注入結果は平均31.4%であった。

④ 裏込め注入管理

シールドマシンには同時裏込め注入装置を2箇所設置し、テールボイドを早期に充填するよう心がけた。裏込め注入率は130%、注入圧は設定土圧+0.18MPaとし、基本的な管理は圧力管理としたが、注入量がテールボイド量の130%に達しない場合は注入圧をあげ130%に達するまで注入を行なった。なお、最大裏込め注入圧は0.43MPaであった。

⑤ 滑材注入管理

滑材は掘進中のシールドマシンと地山のフリクションカット及び沈下の抑制を目的として注入を行なった。滑材注入を一次停止し、その効果を検証するチェックも行なったがシールドの推力、カッタートルク及び地表面沈下には明確な差は認められなかった。

(4) その他の管理項目とその結果

① 線形管理

トータルステーションを使用し、掘進中1分ごとに自動計測を行ないリアルタイムで誤差の修正に努めた。また、片番につき一回は手動測量によりチェックを行なった。基線測量にはジャイロも併用した。誤差は水平、鉛直とも最大40mm程度であった。

② 周辺家屋への影響

土被り7mの木造家屋での水盛式自動沈下計の計測結果は-3.5mmであった。また、鉄筋コンクリート3階建のマンションでも同様な結果となった。

③ 近接井戸への影響

観測井や既設井戸の水位観測、水質検査の結果、影響はなかった。

第9章 地下トンネルの防振対策

第1節 概要

千葉県環境影響評価書における供用時の鉄道振動レベルの評価基準値は、「65dB以下とすることを目標とする。」と定められている。この評価基準値は、他の関係都県も同じ値である。この評価基準値は気象庁の震度階の震度1に相当し、この範囲内であれば、住民の日常生活に大きな支障はないものと想定し、評価基準値を65dBと定めたものである。

地下トンネル部の振動予測には、帝都高速度交通営団の予測式が採用され、トンネル中心から10mの位置で予測・評価されている。

南流山トンネルは、21km 745m付近の北千葉広域水道企業団の導水管(φ2400mm)がトンネル下部で交差し、21km 758m付近の神明堀がトンネル上部で交差する縦断線形のため、起点方民地部の土被りは2m50~3m30程度と薄く、終点方の流山市道106号線地下部でも土被りは3.2m~9.9m程度である。更に導水管交差部は、ボックストンネルの下床版を0.45mまで縮小し、ボックスと導水管の離隔を0.38m確保する厳しい設計となっている。

また、鉄道構造物に近接した位置にある建物などを考慮し、21km 580m23~21km 733m98 L=153m75間に臨海二期線で採用したコイルばね防振軌道(コイルばね式フローティングスラブ)を設置し、防振対策を行なうこととした。

首都圏新都市鉄道との防振対策協議において地下部については、開業後の防振対策が困難であるため、環境影響評価書の評価基準値である65dBにこだわらず防振対策の実施要請があり、全線の地下部で検討することとなった。

南流山トンネルの市街地では、流山指導106号線地下を通過する区間があり、道路幅員が狭く、埋設物の関係で一部民地に地上権を設定する箇所があった。

この区間の用地境界での振動値を環境影響評価書の予測式で算出すると評価基準値の65dB以下となるが、土被りの薄い21km 755m01~21km 894m99 L=139m98間については、コイルばね防振軌道で防振対策を実施した。図4-9-1-1~2に位置平面及び軌道平面を示す。

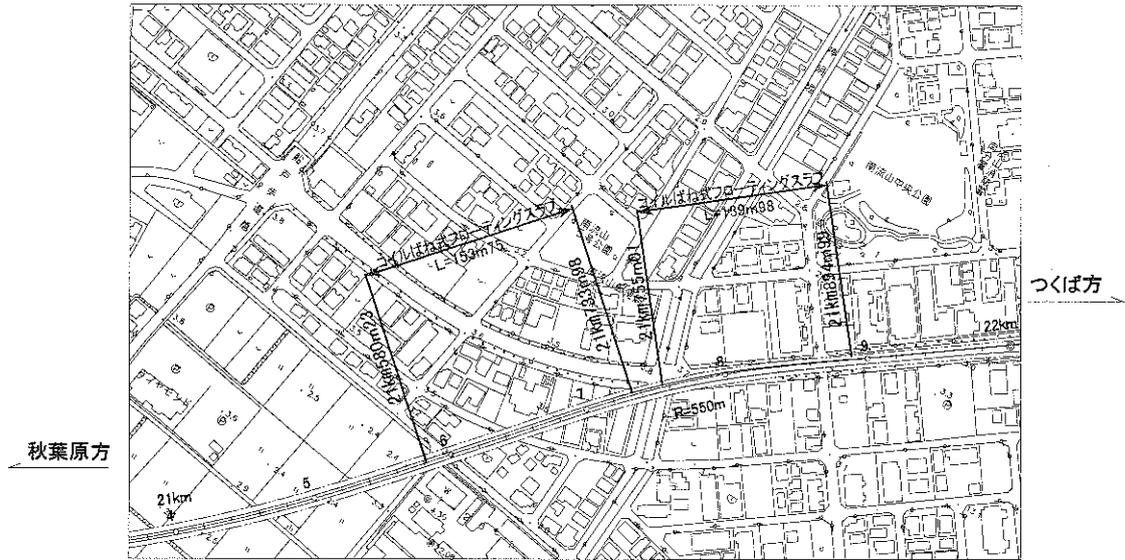


図 4-9-1-1 南流山トンネル防振対策位置平面図

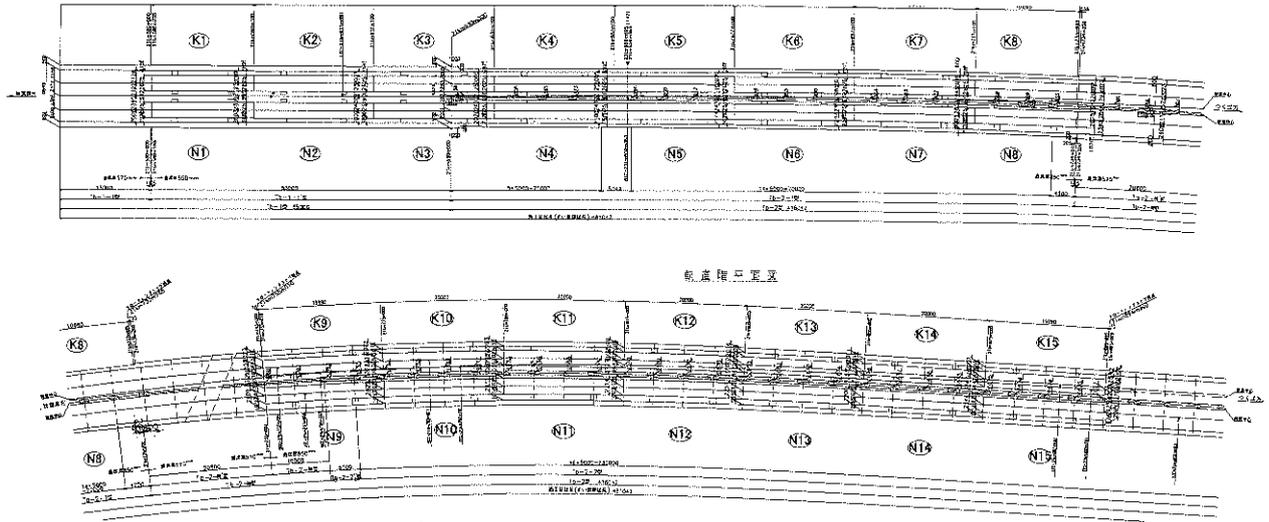


図 4-9-1-2 南流山トンネルコイルばね防振軌道全体平面図

会社の要望を踏まえ検討の結果、全線で表 4-9-1-1 に示す箇所にコイルばね防振軌道の施行を行なった。

コイルばね防振軌道の施行区間の内、南流山トンネルにおける設計・施行について概要を記載する。

表 4-9-1-1 コイルばね防振軌道施行区間

位置	トンネル名	延長
9 km 169m82 ～9 km 420m	西綾瀬トンネル	L=250m18
14 km 380m ～14 km 450m	大曾根トンネル	L= 70m00
21 km 580m23 ～21 km 733m98	南流山トンネル	L=153m75
21 km 755m01 ～21 km 894m99	南流山トンネル	L=139m98
合計		L=613m91

第2節 コイルばね防振軌道

1. 全工法の選択

スラブ桁式防振軌道(フローティングスラブ)は、旧国鉄の東海道貨物別線のトンネルで 30 数年前に採用されたゴム沓方式が最初で、その後、コイルばね方式が開発された。コイルばね方式にはみなとみらい 21 線で採用された桁の沓と同様な方式と、つくばエクスプレスに採用したコンクリート内にハウジング(内部にばねを収納)という筒を埋め込む方式がある(図 4-9-2-1)。

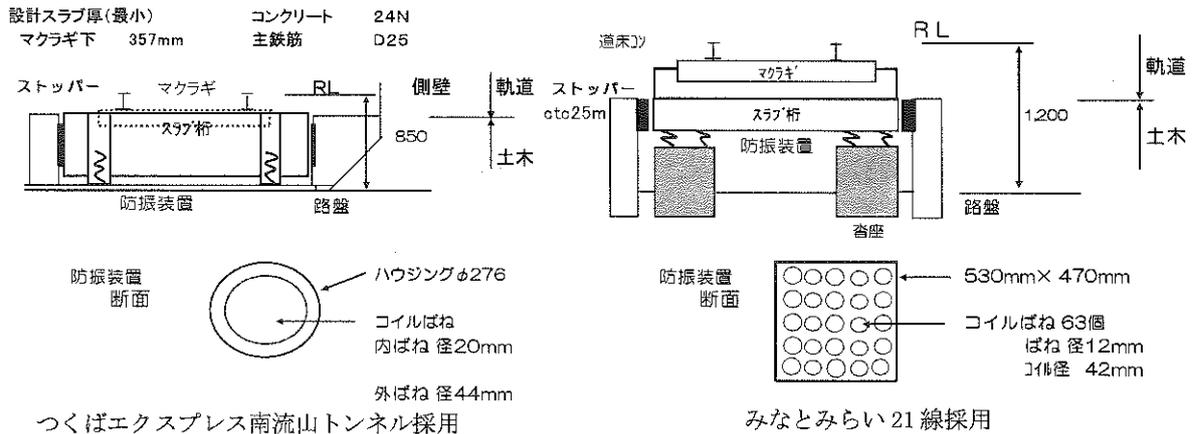


図 4-9-2-1 コイルばね防振軌道の例

当路線で採用したコイルばね方式は、ドイツの GERB 社の特許である。

コイルばねの特徴としては、ばね鋼を材料として用いているので、ゴム支承に比較して、①鉛直方向に柔らかくでき、高い防振効果が得られる。②JIS 規格で定式化されているようにばね特性が明らかであり、安定している。③水平剛性が高く、列車走行時や中小地震時の横変形が小さく抑えられる。更に支持支承を軌道スラブに埋め込んでいるので、①軌道スラブの上からばねを設置・調整できる。②スラブ下空間を小さくできる。③軌道スラブの高さ調節が使用開始後も可能である。④点検・整備・交換が容易にできる。等があげられている。

当該方式は、く体スラブの中にばねを収めたハウジングという筒を埋め込むため下型枠が不要で、トンネル下床版上で構築しスラブをばねの力で持ち上げ浮かすことにより、防振対策を行なうものである。

従来のゴム支承方式は下型枠が必要で撤去が困難

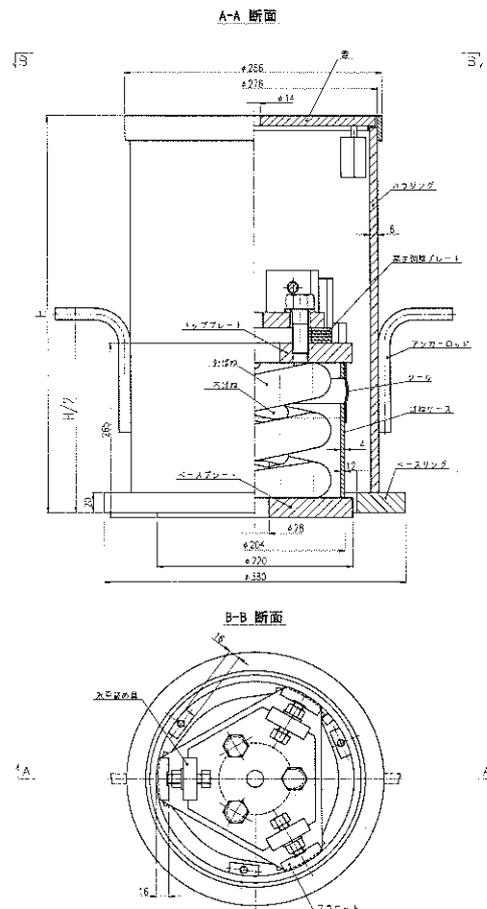


図 4-9-2-2 コイルばね詳細図

なため、中壁のある Box 断面では施工が困難であった。今回採用したコイルばね方式は、RL～下床版上までの深さが沓方式より有利であり、下型枠が不要であるため 2Box 断面でも施工が可能であった。日本国内の実績は、臨海副都心線二期線で施工されている。

防振軌道の設置が決定した時点の工事の進捗は、西綾瀬トンネル、大曾根トンネルでは構造物が施工されており、南流山トンネルの一部は連続土留壁が施工済みであった。このように設計・施工条件が限られる中で構造物への影響が比較的少ないコイルばね防振軌道を選定した。

なお、コイルばね防振軌道の防振効果は、振動加速度レベルで 20dB とされている。

2. コイルばね防振軌道の設計

コイルばね防振軌道の設計は、特別な設計ではなく「鉄道構造物設計標準・同解説コンクリート構造物編」で対応し、一部衝撃係数の考え方は設計技術室の指導を受けた。

更に隣接する軌道構造との接続部における走行安全性の検討は、臨海二期線で鉄道総合技術研究所(鉄道総研)により走行安全性の検討が行なわれていたため、当該箇所の設計はコンサルに外注し同様な方法で検討し、その成果物については鉄道総研に審査を委託した。

設計に当って、桁構造は単線とし、当該区間には $R=1,100\text{m}$ と $R=550\text{m}$ の曲線区間があり、曲線区間のカントは、軌道の路盤コンクリートがないため、スラブ桁で対応することとし、防振効果が高いとされている列車重量と桁重量が同程度となることを基本とし、桁厚を調整した。

この結果、桁長は標準を $L=20\text{m}$ とし、延長の割付は両端部の桁で調整することとした。桁厚は直線区間で 536mm (下面～上面)とし、曲線区間はカントと平行に上面を設定した。スラブ版の設計は、まくらぎ部の箱抜き下面から下端を有効断面(357mm)とした。これに伴い本体構造のレール面高から下床版上面までの寸法を弾性直結軌道の 570mm から 850mm に変更し、本体構造を設計変更した。

コイルばねの配置は、軌道のまくらぎ配置から基本的な配置間隔を $1,250\text{mm}$ とし、端部の一定区間は隣接する軌道構造とのばね比をできるだけ小さくするため、まくらぎ配置と同じ 625mm とした。更に接続部ではスラブ端部下端に樹脂注入を行ない、ばね性能を高める対策を行なっている。

桁の移動防止対策として、延長方向はコイルばね部にアンカーを設置し、これにより抵抗させ、水平方向は安全のため 2 箇所/連、左右にストッパーを設置した。

走行安全性については、コイルばね防振軌道の前後軌道との接続部における列車走行時の安全性を検討した。列車走行時の安全性評価の考え方としては、「鉄道構造物設計標準・同解説コンクリート構造物」の第 7 章「使用限界状態に関する検討」の中で「変位・変形等」が列車の走行安全性にかかわる部分を適用した。列車荷重により生ずる変位・変形量の制限値が橋りょうの桁のたわみ量として定められており、半正弦波形状のたわみ曲線上を半車体モデルが走行する場合の動的計算を行ない、車両の走行安全性と乗り心地の両面から検討した。

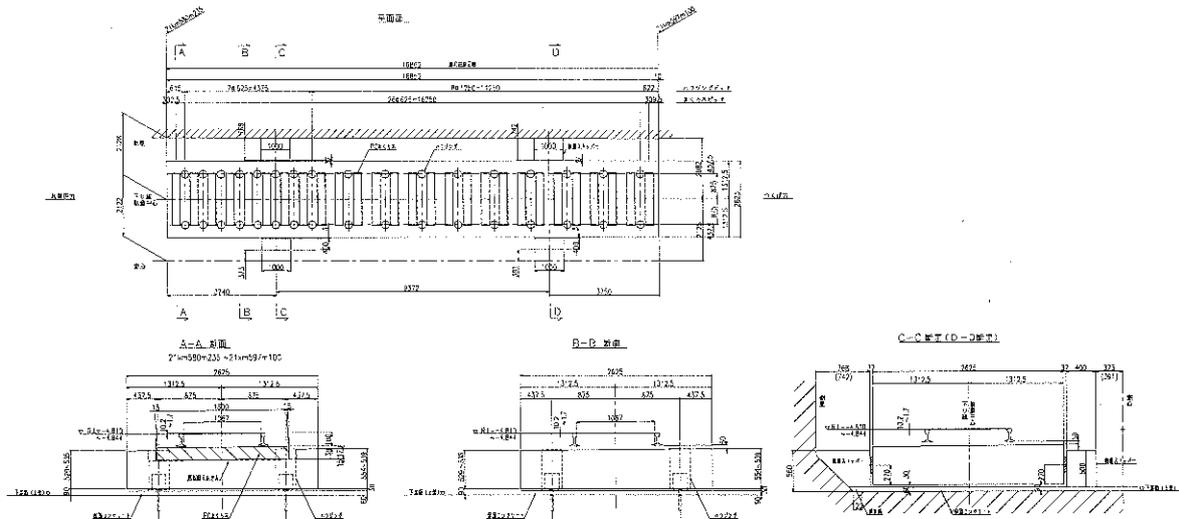


図 4-9-2-3 コイルばね防振軌道一般図

コイルばね防振軌道では、スラブのたわみ形状とレールのたわみ形状が一致しないため、乗り心地と走行安全性の評価は、安全側のレールのたわみ量を用いて評価している。たわみ量の制限値、軌道面の不動変位量の制限値は、表 4-9-2-1~2 のとおりである。また、隣接軌道の支持弾性遷移区間に対する検討として、表 4-9-2-3 に示す評価基準に基づき評価している。

コイルばね防振軌道は、「フローティングスラブ」と呼ばれる構造物の範疇に入っている。この構造では隣接する区間の軌道路盤との目違いを限度値に収めるのは事実上困難である。この目違いの大きさをカバーするために隣接軌道構造の支持弾性を可能な限り小さくし、コイルばね防振軌道側は、始末端部のばねを増やす等して、隣接軌道との軌道ばね係数比を小さくする対策が必要となる。当該区間の接続部は弾性直結軌道であり、比較的ばね値が小さいため対策が容易であった。

解析は鉛直方向と水平方向で行ない、鉛直方向は鉛直各部の変位・応力を求めるため、2次元梁ばねモデルによる静的解析を行なっている。レールとスラブには梁要素を、軌道パッド・コイルばね・防振まくらぎにはばね要素を用い、載荷荷重は M-16 を載荷、標準の衝撃係数は単純桁のものでありコイルばね防振軌道の桁にはなじまないため、安全を考慮して最大値の 0.45(使用限界状態)とした。

水平方向は、軌道スラブをシェル要素、コイルばねをばね要素とし、解析モデルは、スラブ 1 スパン単独とした。水平方向の荷重については、使用状態を考慮し、遠心荷重を載荷した。

解析の結果、軌道面の鉛直・水平方向の角折れ、レール応力、輪重変動率は、制限値の範囲

表 4-9-2-1 たわみ量の制限値

電車荷重	スパン L (m)	0<L≤20
	2 連以上連続する場合、 130<最高速度 V (km/h) ≤160	

表 4-9-2-2 軌道面の不動変位量の制限値

変位の方向	目違い mm	角折れ平行移動 1/1000	角折れ折れ込み 1/1000
鉛直	2	5	6.5
水平	2	3	3.5

表 4-9-2-3 支持弾性遷移区間における評価基準値

評価項目	評価基準値
車体上下振動加速度	1.3m/s ²
輪重変動率	0.13
レール応力	128MPa
負のレール圧力	レール締結装置の締結力の 70%以下

内となっている。負のレール圧力は、始終点部の弾性直結軌道接続部において、最大 13.43kN となり、標準の PR クリップの制限値(4.3kN)を超えるため、当該部分には e クリップ(制限値 17.5kN)を使用することとした。

3. 施工

(1) 施工手順・分担

コイルばね防振軌道のトンネル内における施工フローを図 4-9-2-4 に示す。

鉄道・運輸機構における施工区分は、まくらぎ及びレールを軌道施工、コイルばね防振軌道の本体の設計・施工は土木において行なった。

なお、軌道中心線測量は、軌道により実施し、これに基づき土木が施工した。

(2) 作業内容

① 測量・墨だし

測量作業は、軌道まくらぎが直接乗るため軌道中心の設定が重要な作業となる。当該工事では、隣接工事とあわせ軌道中心線測量を軌道測量会社により実施し、軌道中心線を設定した。

現況の床版面高さを測量し、ハウジング設置位置の平坦度の確認を行なった。

床版面高さは、本体下床版施工の段階にコイルばね防振軌道の施工を考慮し、仕上高さ平坦性を丁寧に施工したため、高さ平坦性では問題になる箇所は少なかった。この段階に必要な全ての位置出しを行なった。

② ずれ止めアンカーボルトの施工

ストッパー用のアンカーボルトを施工し、各コイルばねをセットしコイルばねとアンカーにより、レール方向と水平方向のストッパーとしている。

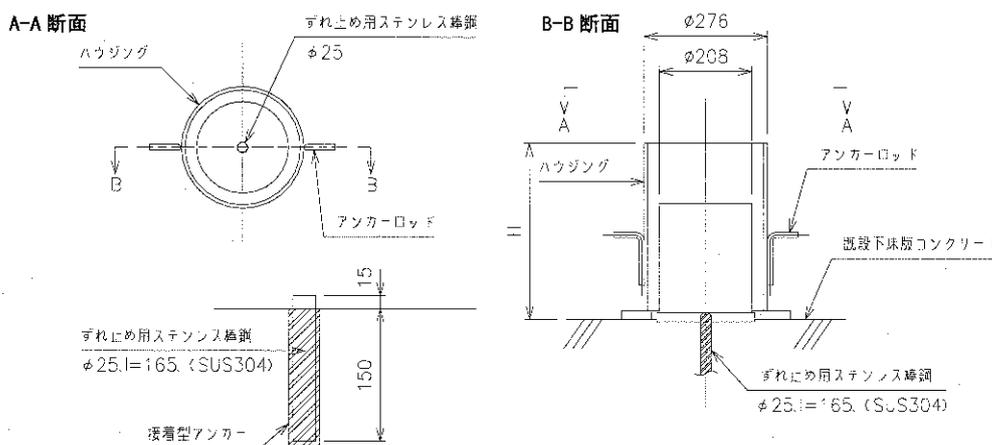


図 4-9-2-5 コイルばね装置ずれ止め詳細図



図 4-9-2-4 施工フロー

③ 剥離シート貼付け

アンカー打込み後、く体底版とコイルばね防振軌道の縁を切るために、全面に剥離シートを敷き込む。このシートが下型枠の代替となり、施工性及び工程短縮が図られた。この工法の特徴のひとつである。

④ ハウジング設置工

当該区間は大多数が曲線区間に入っておりカントが付くため、スラブ版の上面はカントと平行に施行する。このため、コイルばねを収納するハウジングは、施工位置により長さが異なる。(コイルばねは同じ)

したがって、ハウジングの製作は注文制作となる。更にドイツの会社の特許であるため、日本の代理店を通じてドイツに発注したが、入荷までに6ヶ月程度を要した。納入に当っては、タイプ別に分類した製品をパレットに積み、資材置き場に搬入する。そのパレットがどのタイプのものか分かる様にパレットに番号を付け、平面図に記載し、坑内に搬入するときには平面図を見て必要なパレットを搬入する方法をとった。個別のハウジングには、タイプが分かるようにマジックによりマーキングし、誤使用を防止した。

ハウジングを設置するため、剥離シートをハウジングの位置でカットし、テンプレートを使用してハウジングを設置した。底版コンクリートとハウジングの間には、異物が入らないようシリコンペーストを使用した。

設置の際にガタツキがないか確認し、ある場合には底版を削り平坦性を確保した。



写真 4-9-2-1 ハウジング据付状況

⑤ 構築工

コイルばね防振軌道構築工のサイクルタイムを表 9-4-5 に示す。

表 4-9-2-4 コイルばね防振軌道構築工のサイクルタイム

	2	4	6	8	10	12	14	16	18
ズレ止アンカー打込み	—								
剥離シート敷込み	—								
側枠建込み		—							
ハウジング設置			—						
鉄筋運搬・組立	—	—	—	—	—	—	—	—	—
妻型枠・型枠固め		—	—	—	—	—	—	—	—
コンクリート打設①			—		—		—		—
打継ぎ処理				—		—		—	
目地工					—			—	
墨出し						—			—
箱抜枠組立							—		—
コンクリート打設②								—	—

※ズレ止アンカー打込み・剥離シート敷込み・ハウジング設置については、作業の進捗状況により順次先行し施工する。

ア、側面型枠建込

く体底版コンクリートとコイルばね防振軌道の縁を切るため、剥離シートを下型枠替りに型枠建込み前に敷込み、その後にスラブ側面型枠及び妻型枠を順次建込む

イ、スラブ鉄筋組立

1ブロック当りの鉄筋量は約5tである。鉄筋の継ぎ手は重ね継ぎ手で施工した。なお、主鉄筋はD25で配筋されている。スラブ版を薄くすると鉄筋径が上がり、機械継ぎ手になり、配置が密なため配筋作業が困難となる。

ウ、妻型枠組立、継手工

先行ブロックの鉄筋組立後、妻型枠、その後に目地部にスリップバーを設置した。また、コンクリート打設後にエラストイト、特殊目地材を設置した。

エ、コンクリート打設

コンクリート打設は、全ブロック鉄筋組立完了後、奇数ブロックと偶数ブロックの2回に分けてコンクリートを打設した。打設方法は、地上から配管を行ない、ポンプ車により行なった。

コンクリートは、まくらぎ箱抜きの下と上の2回打設とした。下部打設後にまくらぎ部の箱抜きを行ない、溶接金網を上部コンクリート内に設置し、坑外からポンプ車により上部のコンクリート打設を行なった。

オ、コイルバネの設置

スラブコンクリート打設完了後、セットしたハウジング内にコイルばね装置（スプリングユニット）を専用治具を使用して設置した。

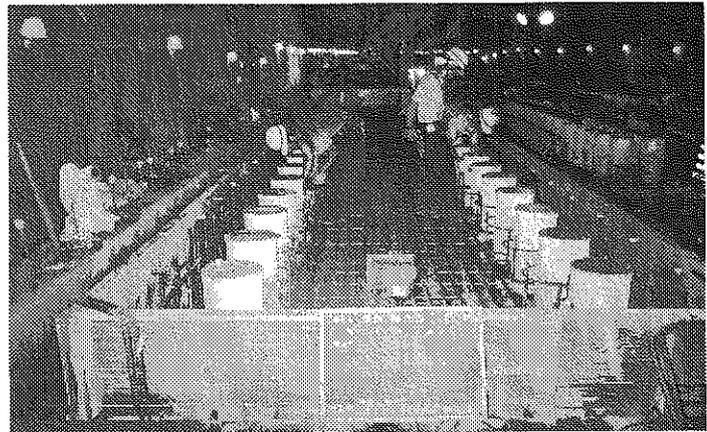


写真 4-9-2-2 側面型枠組立・鉄筋組立状況

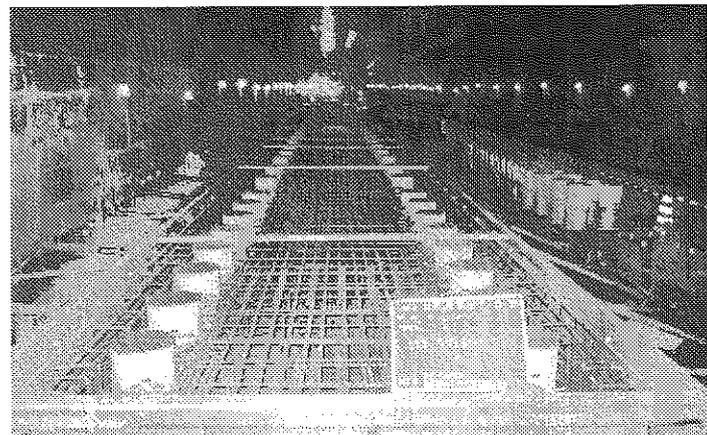


写真 4-9-2-3 スラブ鉄筋組立状況

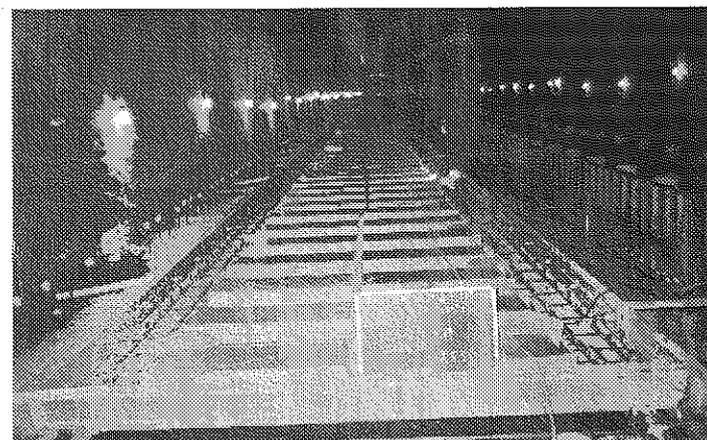


写真 4-9-2-4 まくらぎ箱抜き型枠状況

カ、ジャッキアップ

各ばねユニットをそれぞれジャッキアップすることにより、ばねユニットと一体であるスラブをジャッキアップさせた。

ジャッキアップは、K1～K8・K9～K15・N1～N8・N9～N15の4スラブをコンクリート養生完了後、始点から終点に向かい各ユニットを1回目6mm、2回目8mm、3回目8mm、4回目8mm、計30mmを目安に全体を4回に分け、順次ジャッキアップした。

ジャッキアップに当り、スラブ上に測定用のポイントを定め、その部分のレベル測定を行ない、高さ調整を行なった。

ジャッキアップ完了後は、蓋をセットし、ボルト締めにより密封した。

キ、端部樹脂工

端部の隣接する軌道構造とのばね値の比率を小さくするため、スラブ端部の下面と下床版との間の隙間にゴム系樹脂を注入して、端部にばねを持たせた。

ク、異物進入防止材設置

スラブ下面と床版との空間は、設計で30mmとなっている。このため、この空間に異物が入り振動伝達が起こる可能性があるため、ゴム製の異物侵入防止材を設置した。

ケ、横方向ストッパー

スラブの横揺れ防止を目的とし、1ブロックに4箇所(片側2箇所)ストッパーを設置した。スラブとストッパーの接触面には、ゴムを設置し振動伝達を抑える構造となっている。

4. 防振対策の効果

列車走行後に試運転列車の振動検証測定を鉄道総研が実施した。その結果、コイルばね防振軌道部の地盤振動は、弾性まくらぎ直結軌道部に対し大幅に低減した。

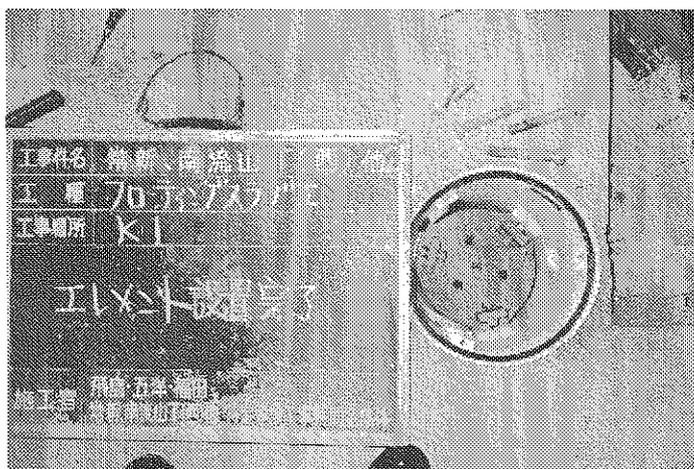


写真 4-9-2-5 コイルばね設置状況



写真 4-9-2-6 ジャッキアップ状況

第10章 守谷車両基地造成

第1節 概要

守谷車両基地は秋葉原起点 40 km 050m付近で本線から入出区線で分岐し、守谷駅からほぼ真北約 2.0 kmに位置する。基地は守谷市と谷和原村にまたがっており、周辺部は利根川、鬼怒川及び小貝川に挟まれた標高 10m程度の超軟弱な地盤となっている。

基地の周辺には常総ニュータウンの他、パークシティー守谷、守谷駅周辺地区、守谷東の区画整理事業地区等が整備あるいは展開中であり、常磐自動車道以西には守谷市工業団地の開発が進行している。

守谷車両基地の建設に際しては、周辺の既存市街地や農地等に対する環境面に配慮した基地であること、計画面で基地関連施設との整合性を図り、関東鉄道常総線とつくばエクスプレス（常磐新線）とが交差する場所にふさわしい計画となることが求められた。図 4-10-1-1 に守谷車両基地の位置を、写真 4-10-1-1 に着手前の現況を示す。



図 4-10-1-1 守谷車両基地位置図

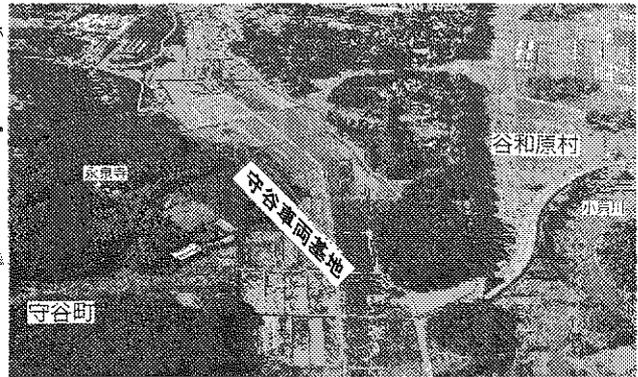


写真 4-10-1-1 守谷車両基地付近地形

1. 位置選定

本路線は他の路線との乗り入れが計画されていないため、守谷車両基地を唯一の車両基地とし、工場も併設した計画とした。基地の選定・配置に当たっては、列車の運行計画・電化方式・立地条件等を勘案して決定した。

(1) 列車運行計画上の有利性

守谷駅は関東鉄道常総線からの乗り換え客や駅周辺の宅地開発に伴った相当数の利用客が見込まれているが、守谷駅以北の利用客は極端に減少すると予測されており、列車運行計画、守谷駅周辺地区に車両基地を設置することが最も効果的であると判断された。

(2) 電化方式上の有利性

茨城県柿岡にある地磁気観測所への影響を排除するため、柿岡から半径 35 kmの範囲内は直流電化ができないことになっている。この境界が守谷駅から約 3 km北側の地点となっていることから、秋葉原～守谷間を直流電化、守谷～つくば間は交流電化として計画されている。このため、列車の運行数の多い秋葉原～守谷間の直流電車の配置上有利である。

(3) 立地条件への適合

- ① 守谷駅の至近距離にあるため入出区線の延長が適度であるとともに一般的な構造物で構築することが可能である。
- ② 地域の将来土地利用計画及び地域開発計画との整合性がとれており、また 15～20ha におよぶ基地面積の確保が可能である。
- ③ 東京電力の高圧送電線が近傍を通過しており、変電所への受電が容易である。

2. 車両基地造成に伴う課題と対策

車両基地造成に伴う大量の盛土工事等によって、周辺環境に与える影響が種々懸念された。特に基地の現況地盤は標高 10m 前後の谷地に形成された水田地帯であり、また水田の周辺には宅地も存在することから、基地建設にあたっては排水条件等を考慮するなど、周辺環境の確保や盛土に際しての地盤沈下に対する十分な配慮が求められた。

(1) 小貝排水路の付替え及び調整池の造成

車両基地のほぼ中央を小貝排水路が縦断しており、この機能を確保する必要があった。対応策として基地の外側に切り回すことになったが、基地の下流域で計画されている湛水防除事業の完了時及び基地周辺の面的整備時の状況変化に応じた断面とする調整が求められた。

車両基地の雨水は小貝排水路に排水することとなるが、基地造成に伴う流出量の増加は基地内で処理する必要があり、専用の調整池を設けることになった。この際、将来的な基地周辺地区開発計画の完成時にも、合理的に雨水処理が行なえる計画とした。

① 小貝排水路

小貝排水路の付替えルートは、基地北東側に切り替え、基地南側で基地内を横断したうえで、現水路に接続させることとした。水路幅は基地整備時及び周辺地域の将来的な整備計画を考慮して 15m とした。なお、岸高は、基地整備時は川底から 2.1m、将来的には 3.4m が必要と算定されている。図 4-10-1-2 に排水路の断面を、写真 4-10-1-2 に付替え後の排水路の状況を示す。

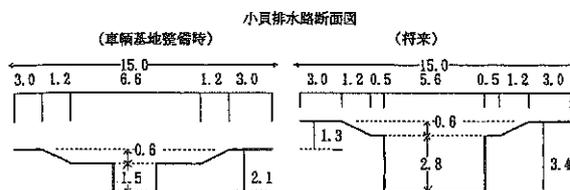


図 4-10-1-2 小貝排水路断面図



写真 4-10-1-2 小貝排水路付替後

② 調整池

車両基地造成による雨水流出量の増加を基地調整池で処理するため、現況水路の排水能力を考慮し、調整池の容量は 4 万 m^3 とした。

また、堤体の安全性を考慮すると調整池の有効面積が不足するため、水深を 3.2m 以上とし、必要な容量を確保することとした。図 4-10-1-3 に調整池の概要図を、写真 4-10-1-3 に完成後の状況を示す。

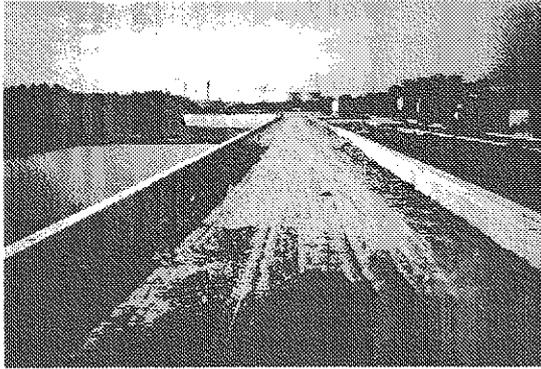


写真 4-10-1-3 調整池完成後

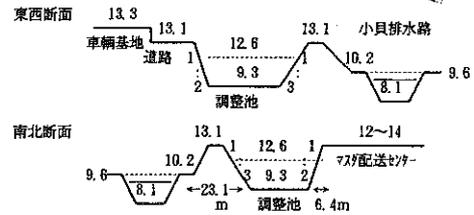
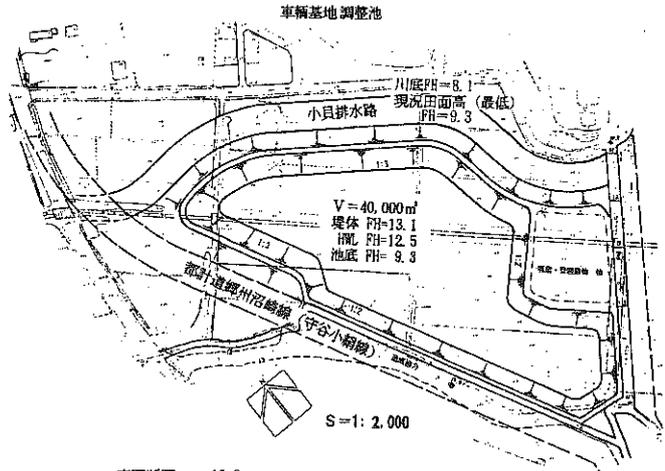


図 4-10-1-3 車両基地調整池

(2) 農用地改編の調整

車両基地計画は、その大半が農用地であったことから、計画に際して、農用地の改編に関する調整を関係機関等と行なった。農用地の面積は約 17ha であり、買収及び関連協議の相手先は地権者のほか、守谷市、谷和原村、土地改良区であった。

主たる協議項目としては、基地造成に伴う農用地から事業用地への転換、道水路の付替え及び環境整備等であった。

(3) 緑地帯の確保

車両基地内には 2.2ha の地域森林計画対象の民有林が存在していたため、森林法に定める規定（開発許可基準）に基づき、基地内に約 25%以上の森林を確保することが義務付けられた。

このため、基地内外縁部に植林等による緑地帯を確保することとした。

(4) 高圧鉄塔の嵩上げ

車両基地内のほぼ中央付近を東京電力の高圧送電線（東電鹿島線・27.5 万 V）がやや斜に横断しており、基地中央部の西端に鉄塔 1 基が存在していた。

調査の結果、現地盤高と高圧送電線との離隔は 15.2m であった。一方、盛土の計画高は 13.5m 以上となるため基地造成後の電車線（架空線等）との必要離隔 4.64m 以上の確保が困難であることが判明したため、高圧送電線の嵩上げをすることとし、東京電力に工事を委託することとした。図 4-10-1-4 に位置関係を示す。

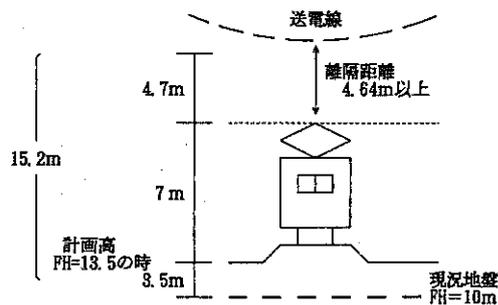


図 4-10-1-4 高圧送電線

第 2 節 造成工事

1. 工事概要

車両基地は造成面積 19 万 m² であり、主な工事内容は切取約 37,000 m³、盛土（高さ=4~5m）

376,000 m³、地盤改良杭（φ=1.0m）65,000本、ペーパードレーン355,000mである。

本体工事は平成7年3月に着手し、平成17年11月にしゅん功したが、その間約10年8ヶ月を要した。写真4-10-2-1に盛土施工前の状況を示す



写真 4-10-2-1 盛土前全景

2. 車両基地付近の地盤特性

当区域は小貝川により洪積台地が浸食され、その浸食谷に沖積粘土及び腐植土が堆積してできた小規模な沖積低地で、小貝川低地本体の南側に分布する標高約9m、幅290m程度の溺れ谷を形成する地形である（写真4-10-1-1）。

表4-10-2-1～2に各地層の概要及び物理的な特性値を示す。腐植土の自然含水比は平均600%である。

表 4-10-2-1 地層の概要

地層名		N値	層厚(m)	性状
現世	表土	-	0.4～0.7	粘性土主体の耕作土
沖積世	腐植土	0	0.6～6.6	未分解の植物繊維
	粘性土	0～1	0.4～6.3	シルト主体の粘土
洪積世	砂質土	≥50	-	細砂主体

表 4-10-2-2 腐植土層及び粘土層の物性値

項目		腐植土層(A _p)	粘性土層(A _c)
湿潤密度 ρ _t (t/m ³)		0.94～1.14	1.29～1.60
自然含水比 w _n (%)		300～800	56～167
間隙比 e		8.0～15.0	2.0～3.5
粒度組成	砂 (%)	0～1	1～44
	シルト (%)	48～65	29～55
	粘土 (%)	34～52	29～65
土の pH		4.5～6.0	-
強熱減量 Li (%)		45～75	-
一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)		6～35	12～78
圧縮指数 α _c		4.0～12.0	0.5～2.0

3. 深層混合処理工法による地盤改良杭の施工

(1) 設計概要

基地の造成は超軟弱地盤に高盛土を施工するため、用地境界付近での盛土の滑り破壊や沈下、調整池築堤部の滑り破壊や沈下、車庫の外周沿いの付替道路の沈下といった問題に対処するため、地盤改良杭を施工することとした。図4-10-2-1に付替道路部、補強盛土部、調整池築堤部の地盤改良杭の配置状況を示す。

補強盛土部は、滑り破壊と沈下防止の観点から杭の配置を決定し、地盤改良を行なった範囲と非改良域との境界付近の沈下差を低減する目的で、段階的に改良深さを変化させるすり付け区間を設定した。

調整池築堤部では、調整池側の地盤改良杭を接円状に配置し、池の水が地盤内を通じて用地外に流出しないよう配慮した。

地盤改良杭の設計基準強度は付替道路部が600kN/m²、補強盛土部及び調整池築堤部が800kN/m²であり、高含水比の腐食土に対して比較的高い強

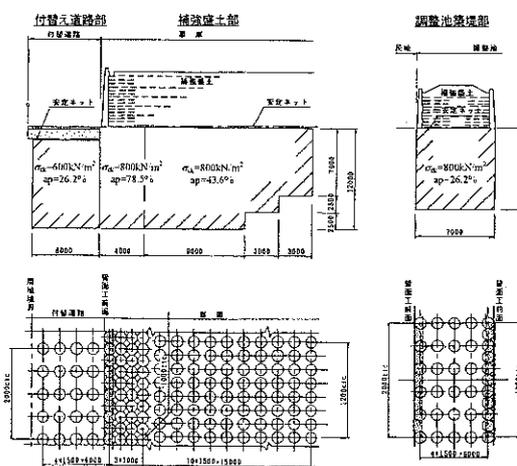


図 4-10-2-1 地盤改良杭の配置形状図

度が必要となった。

地盤改良工法としては、含水比の高い腐食土に対して大きな強度が得られる粉体機械攪拌工法 (DJM 工法) を採用した。

(2) 固化材選定のための室内比較試験

表 4-10-2-3 に地盤改良の対象となる土質についての物理的・化学的特性を示す。この土質特性に相性のよい固化材を選定するため室内比較試験を行なった。図 4-10-2-2 に試験結果 (28 日強度) を示す。A 社、B 社の固化材は北海道の腐植土で実績が多い。C 社の固化材は茨城県で実績が多い。図 4-10-2-3

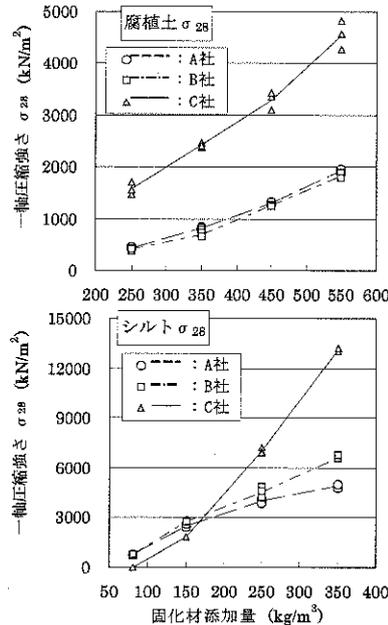


図 4-10-2-2 室内比較試験結果

表 4-10-2-3 対象土質の物理・化学特性

項目	腐植土	粘性土
湿潤密度 ρ_r (t/m ³)	1.044	1.337
自然含水比 w_n (%)	711	141
土粒子比重 G_s	-	2.51
粒度組成	砂 (%)	5
	シルト (%)	35
	粘土 (%)	60
強熱減量 L_i (%)	69	9.6
フミン酸含有量 (%)	19.3	0.1
pH	6.5	6.4

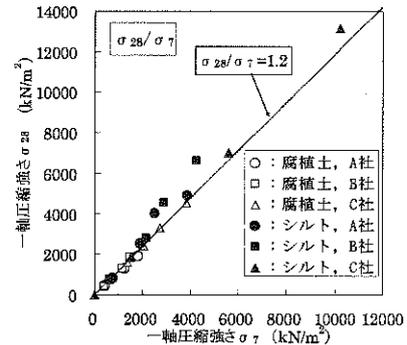


図 4-10-2-3 7日強度と28日強度の比率 (室内比較試験)

に7日強度と28日強度の比率を示すが、概ね1.2倍を確保している。この結果、相性がよいと判断したC社の固化材を採用した。

(3) 試験施工

実施工に先立ち、固化材の効果を確認するため試験施工を行なった。試験施工における設定値のタイプを表 4-10-2-4 に示す。

第1回目の試験施工では、現場強度を室内試験強度の2~4倍に相当する添加量の3タイプ (A、B、Cタイプ) とし、腐食土層は貫入時・引抜き時とも、粘性土層は引抜き時のみ固化材を添加したが、いずれも設計基準強度を満足できず、特に粘性土層では固化しない箇所が生じた。

このため固化材の添加量及び施工方法を変更した第2回目の試験施工を行なった。

第2回目の試験施工では、現場強度を室内試験強度の5倍以上に相当する添加物の3タイプ

(D、E、Fタイプ) とし、粘性土層においても貫入時・引抜き時ともに固化材を添加することとした。なお、Fタイプは、腐食土層では固化材の添加量が多いため貫入・引抜きを2度繰り返した。

図 4-10-2-4 に試験施工の結果を示す。

表 4-10-2-4 試験施工の施工タイプ

タイプ	添加量 (kg/m ³)	速度 (m/min)		供給量 (kg/min)			
		貫入時	引抜き時	貫入時	引抜き時		
第1回	A	腐植土	250	0.65	0.65	56	71
		粘性土	140	1.50	0.65	-	71
	B	腐植土	350	0.65	0.65	96	82
		粘性土	160	1.50	0.65	-	82
	C	腐植土	440	0.55	0.55	95	95
		粘性土	180	1.50	0.65	-	95
第2回	D	腐植土	440	0.50	0.60	98	89
		粘性土	250	0.70	0.70	82	55
	E	腐植土	500	0.50	0.50	98	98
		粘性土	300	0.70	0.70	82	82
	F	腐植土	550	0.60	1.50	94	-
		粘性土	350	0.60	0.70	94	82

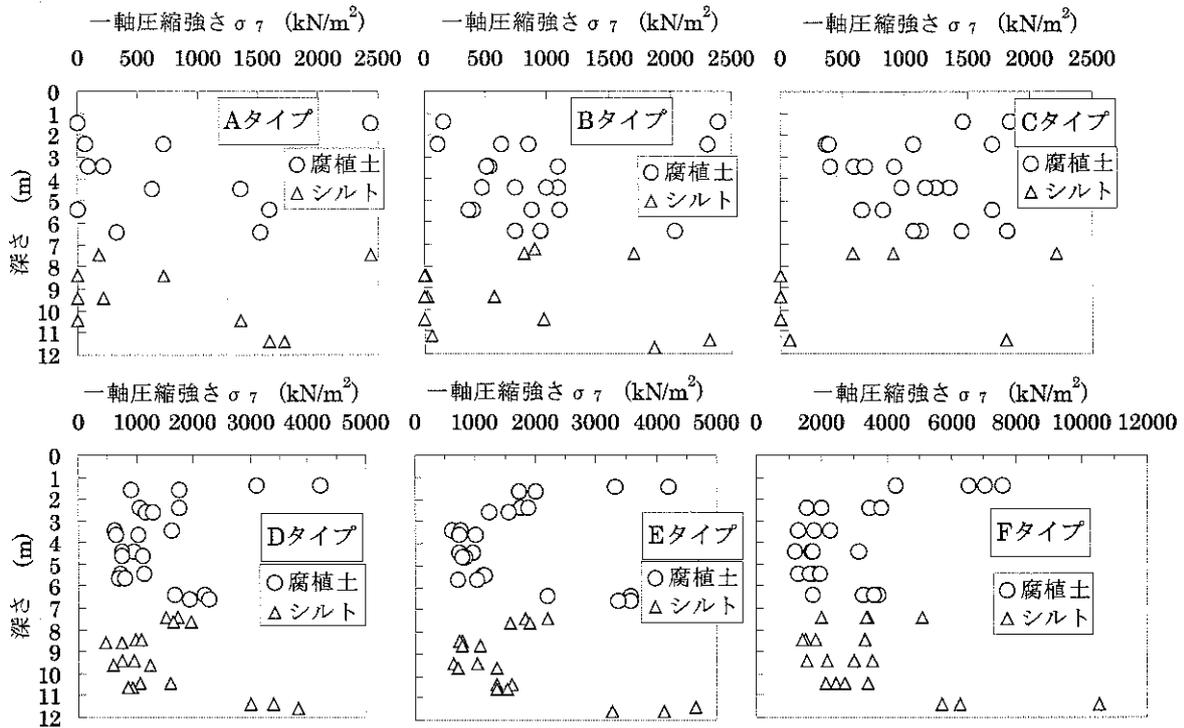


図 4-10-2-4 試験施工結果

図 4-10-2-5 に地盤改良工の施工フローを、写真 4-10-2~3 に施工状況を示す。

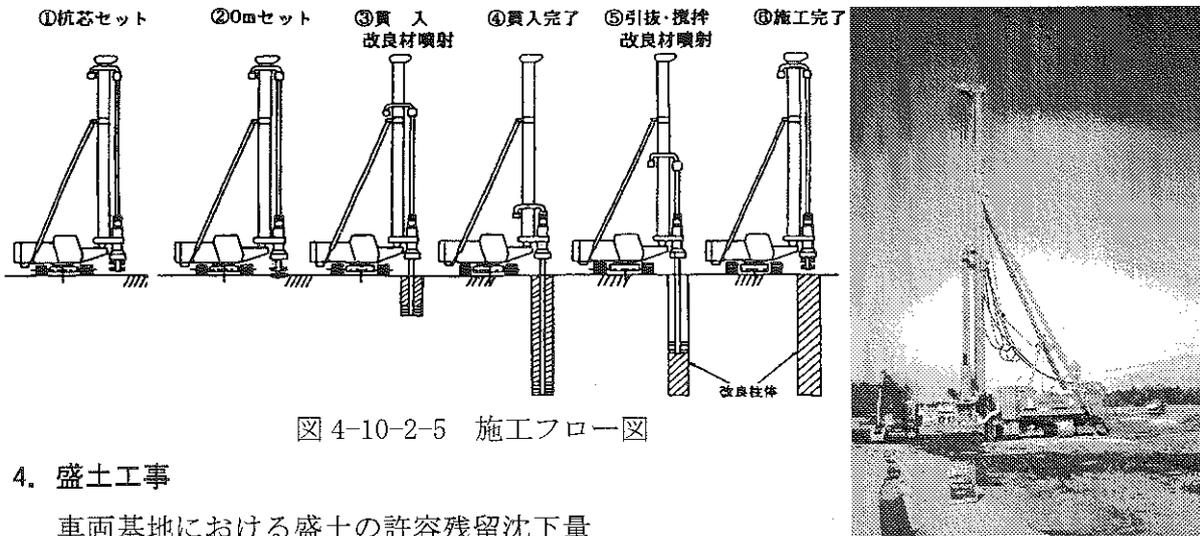


図 4-10-2-5 施工フロー図

4. 盛土工事

車両基地における盛土の許容残留沈下量は供用開始後10年間で10cm以下となるよう設定した。一次圧密沈下量は4m以上あり、二次圧密による残留沈下量も無視できないことが予測されたため、軟弱地盤対策としてバーチカルドレーンとプレロード工法を併用することとした。なお、バーチカルドレーンには圧密層厚 10mに対して予想沈下量が 4mと大きいことから排水効率のよいペーパードレーンを採用した。

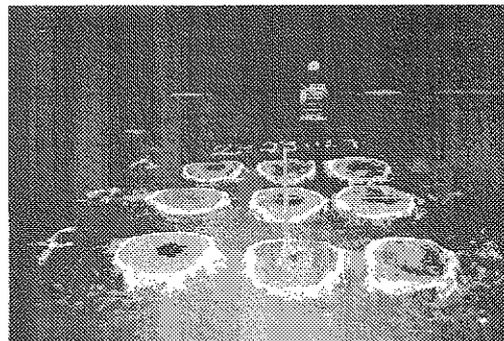


写真 4-10-2-3 地盤改良工(杭頭確認)

① 試験盛土

試験盛土は地盤改良部と非改良部で行なった。改良部のペーパードレーンの間隔は1.0m、1.25m、1.5mの3ケースとした。その結果、圧密度 $U_{\epsilon}=90\%$ に達する期間は改良部のドレーン間隔1.0mが1.2年、間隔1.25mが1.9年、間隔1.5mが2.8年、非改良部では約5年とすることが判明した。

試験盛土の結果から、盛土量、工期、盛土搬入量、プレロード盛土への転用等を総合的に判断してプレロード放置期間14ヶ月を基本とし、ドレーン間隔は1.0mに決定した。

表 4-10-2-5 二次圧密係数 ϵ_{α} と過圧密比 OCR の関係

OCR	1.0	1.13	1.25	1.27	1.47	1.50	1.73	2.0
Ap	2.56	2.41		1.68	1.19		0.63	0.32
Ac	0.99		0.46			0.11		

② 二次圧密試験

二次圧密による残留沈下量を許容値以下にするには、過圧密比を求めることが必要となる。このため、長期圧密試験を行ない二次圧密係数 ϵ_{α} を求めた。その結果を表 4-10-2-5 に示す。これより、腐食土層が5mでは過圧密比 OCR が1.1を確保できれば供用開始後の残留沈下量が10cm以下になることが明らかになった。

ここに、二次圧密係数 $\epsilon_{\alpha} : \% / \Delta \log t$

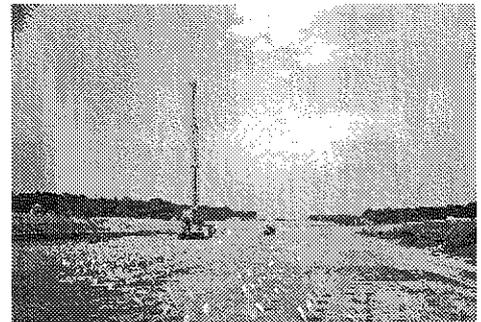
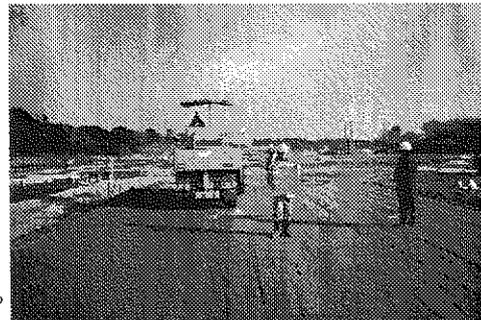


写真 4-10-2-4 にペーパードレーンの施工状況を、写真 4-10-2-5 に盛土の転圧状況を示す。



③ 盛土の沈下管理

盛土の施工にあたっては盛土範囲を6分割し、所定の圧密度が得られた時点でプレロード盛土を撤去し転用を図ることとした。プレロード盛土の撤去は次式により求められる過圧密比が1.1以上になる時点とした。

$$OCR = \frac{p_0 + p_p \cdot U / 100}{p_0 + p_p - p_u}$$

p_0 : 盛土前の有効土被り圧
 p_p : プレロード荷重
 U : 圧密度
 p_u : 除荷荷重

表 4-10-2-6 にプレロード盛土撤去時における過圧密比と供用10年後における予想残留沈下量を、図 4-10-2-6 に沈下計測の一例を示す。

表 4-10-2-6 プレロード撤去時の過圧密比と予想残留沈下量

区域	腐植土層厚(m)	プレロード期間	過圧密比 OCR	経過日数	予想残留沈下量(cm)
1-1	5.2	6ヶ月	1.11~1.39	910	8.8
1-2	5.2	6ヶ月	1.29~1.40	910	6.1
2	5.0	15ヶ月	1.25	1460	4.6
3	7.2	12ヶ月	1.62	1370	4.1
4-1	5.6	12ヶ月	1.13	1370	7.6
4-2	6.0	6ヶ月	1.23~1.62	730	7.8
5-1	5.1	8ヶ月	1.12~1.25	1185	7.5
5-2	5.3	6ヶ月	1.24~1.64	455	8.5
6	5.4	43ヶ月	1.09	1980	6.0

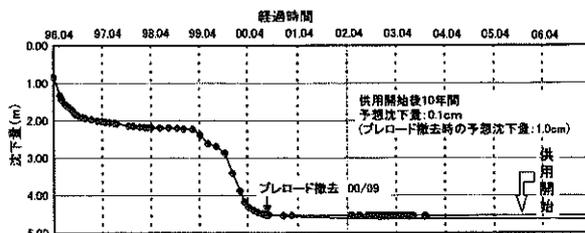


図 4-10-2-6 沈下測定結果と予測沈下量の事例

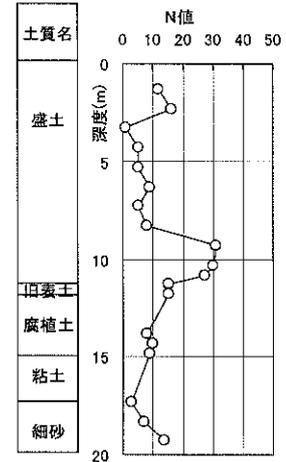
プレロード盛土撤去時以降の沈下測定値から双曲線法により求めた供用10年後における予測沈下量は0.1cmと小さく、全体としても0.1~0.8cmの範囲に収まっており許容値を十分満足する値となっている。

④ 圧密後の地盤強度

プレロード盛土撤去後、地盤改良効果を確認するために第4区画において地盤調査を行なった。図4-10-2-7に柱状図を、表4-10-2-7に室内土質試験結果を示す。表4-10-2-7 プレロード撤去後の室内土質試験結果

腐食土層は厚さ6.75mが2.70mに圧密されており、自然含水比も700%が230%に低下したが、湿潤密度はほとんど変化していなかった。一軸

土質名	腐植土	粘性土
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.064	1.517
自然含水比 w_n (%)	231	82.7
一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	267	193
変形係数 E_{50} (kN/m ²)	4851	16709
圧密降伏応力 P_c (kN/m ²)	203	304
圧縮指数 C_c	3.18	1.49



圧縮強度は20kN/m²が267kN/m²にと大幅に増加し、圧密降伏応力は

図4-10-2-7 プレロード撤去後の土質柱状図

おおむね有効上載圧に等しかった。粘性土層は厚さ2.75mが2.20mに圧密され、自然含水比も140%が83%に低下し湿潤密度は若干増加している。一軸圧縮強度は30kN/m²が193kN/m²に大幅に増加し、圧密降伏応力は有効上載圧を若干上回った。

⑤ 地盤改良杭の施工

地盤改良杭の施工は広範囲に及ぶため、試験施工の結果を参考に設計基準強度 σ_{ck} と施工箇所の地質調査結果を考慮して表4-10-2-8に示す4パターンで施工することとした。図4-10-2-8に施工後の強度確認のための試験結果を示す。

表4-10-2-8 本施工時の施工パターン

パターン	設計基準強度	固化材添加量 (kg/m ³)		適用タイプ
		腐植土層	粘性土層	
1	600	440	200	D'タイプ
2	600	440	250	Dタイプ
3	800	500	200	E+D'タイプ
4	800	500	300	Eタイプ

また、次式に示す方法による地盤改良杭の品質確認結果を表4-10-2-9に示す。

表4-10-2-9 品質確認結果

σ_{ck} kN/m ²	添加量(土質) kg/m ³	σ_{28} kN/m ²	S_f kN/m ²	式(1) kN/m ²	式(2) kN/m ²
600	440 (Ap)	1634	608	632 > 480	1228 > 600
	200 (Ac)	1990	369	1380 > 480	1742 > 600
	250 (Ac)	1870	604	873 > 480	1465 > 600
800	500 (Ap)	2110	744	883 > 640	1612 > 800
	200 (Ac)	2468	808	1135 > 640	1926 > 800
	300 (Ac)	2533	877	1086 > 640	1945 > 800

車両基地の造成工事は、極軟弱な腐食土層に5mの高さの盛土を施工する難工事であったが、適切な地盤改良を行なうことにより、試験運転車両の搬入開始にあわせ、平成15年4月完成させた。

式(1) : $\sigma_{28} - 1.65S_f > 0.8\sigma_{ck}$ σ_{28} は28日強度の平均値
 式(2) : $\sigma_{28} - 0.67S_f > \sigma_{ck}$ S_f は標準偏差

写真4-10-2-6~9に施工時及び完成時の写真を示す。

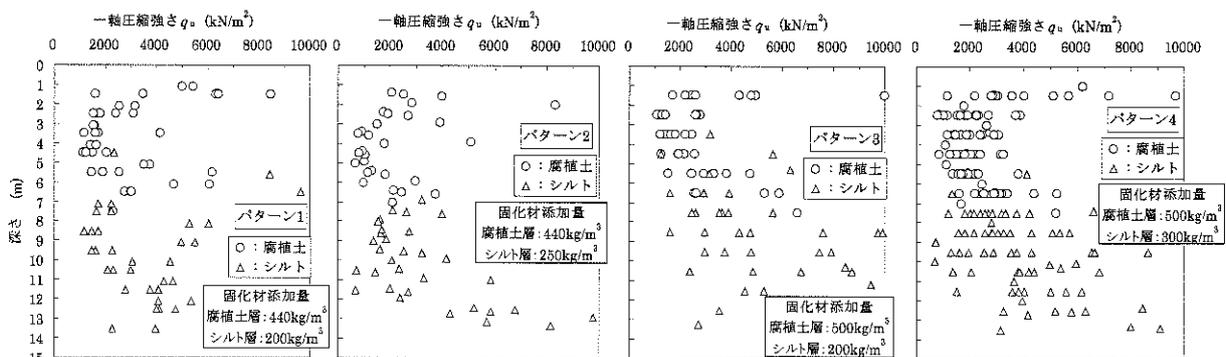


図4-10-2-8 本施工後の強度確認試験結果



写真 4-10-2-6 盛土工完了

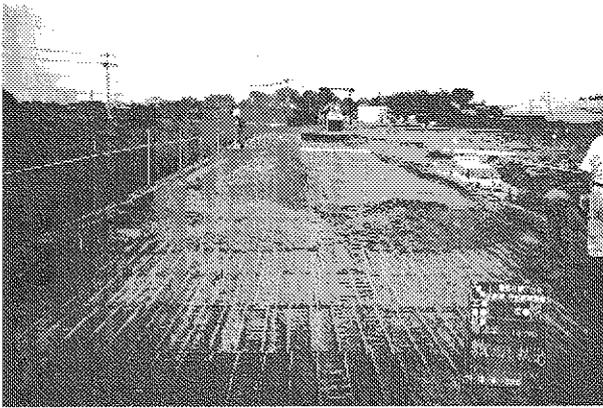


写真 4-10-2-7 補強盛土施工状況

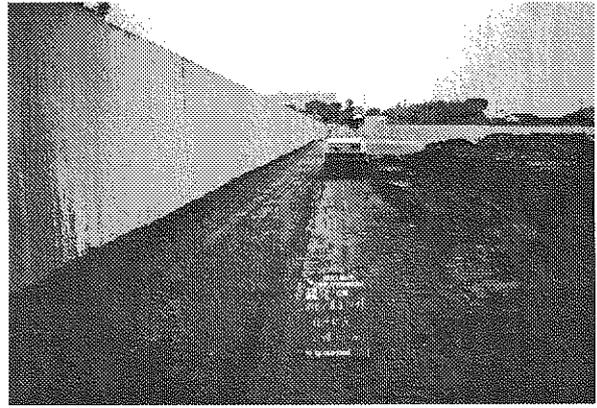


写真 4-10-2-8 補強盛土完成状況

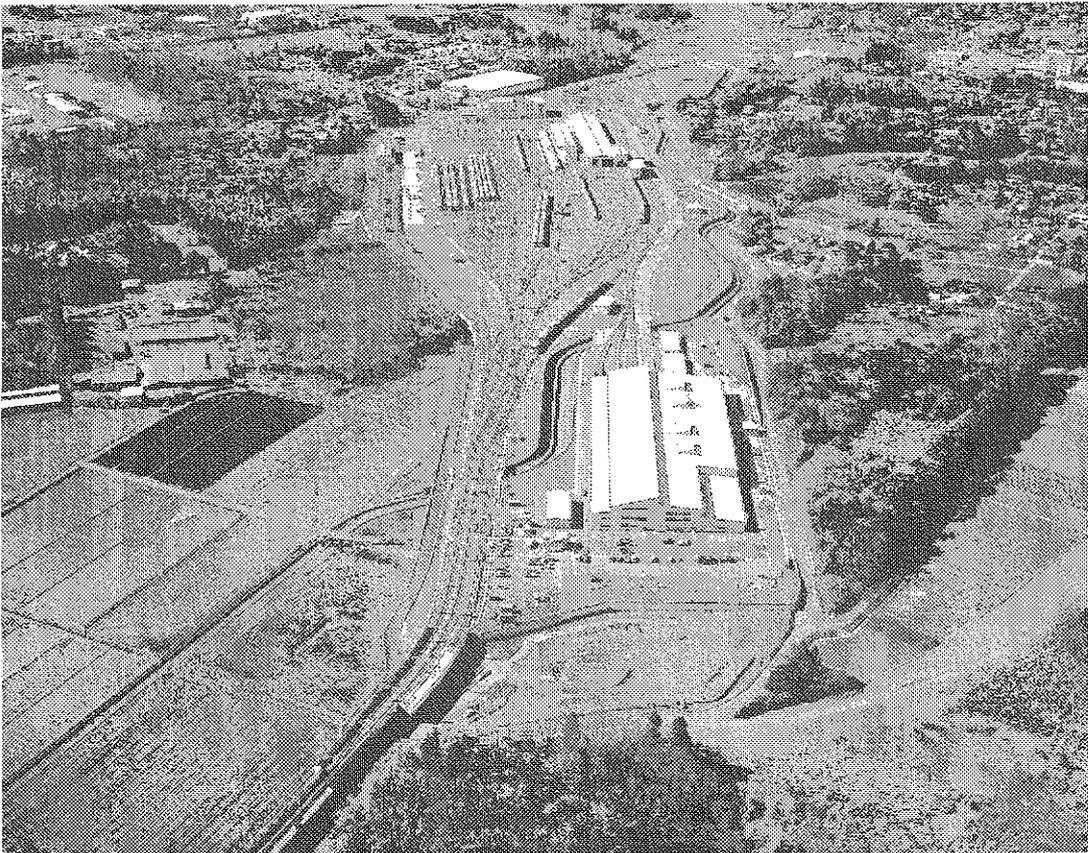


写真 4-10-2-9 車両基地全景写真

第11章 委託施行

第1節 JR東日本委託工事

本路線が JR 東日本旅客鉄道株式会社線と交差もしくは近接する区間である秋葉原駅、常磐線南千住・北千住間、小菅交差部、武蔵野線南流山駅は、JR 東日本に工事を委託した。

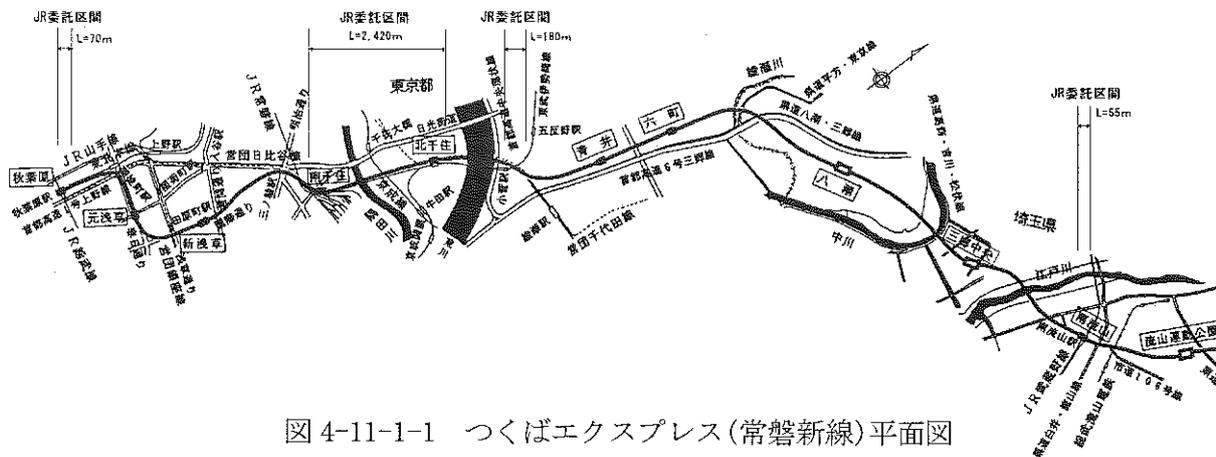


図 4-11-1-1 つくばエクスプレス(常磐新線)平面図

1. 秋葉原工区

つくばエクスプレス(常磐新線)秋葉原駅は、駅周辺の土地区画整理事業により整備される都市計画道の真下に、総武線秋葉原駅と交差する形で設けられている。

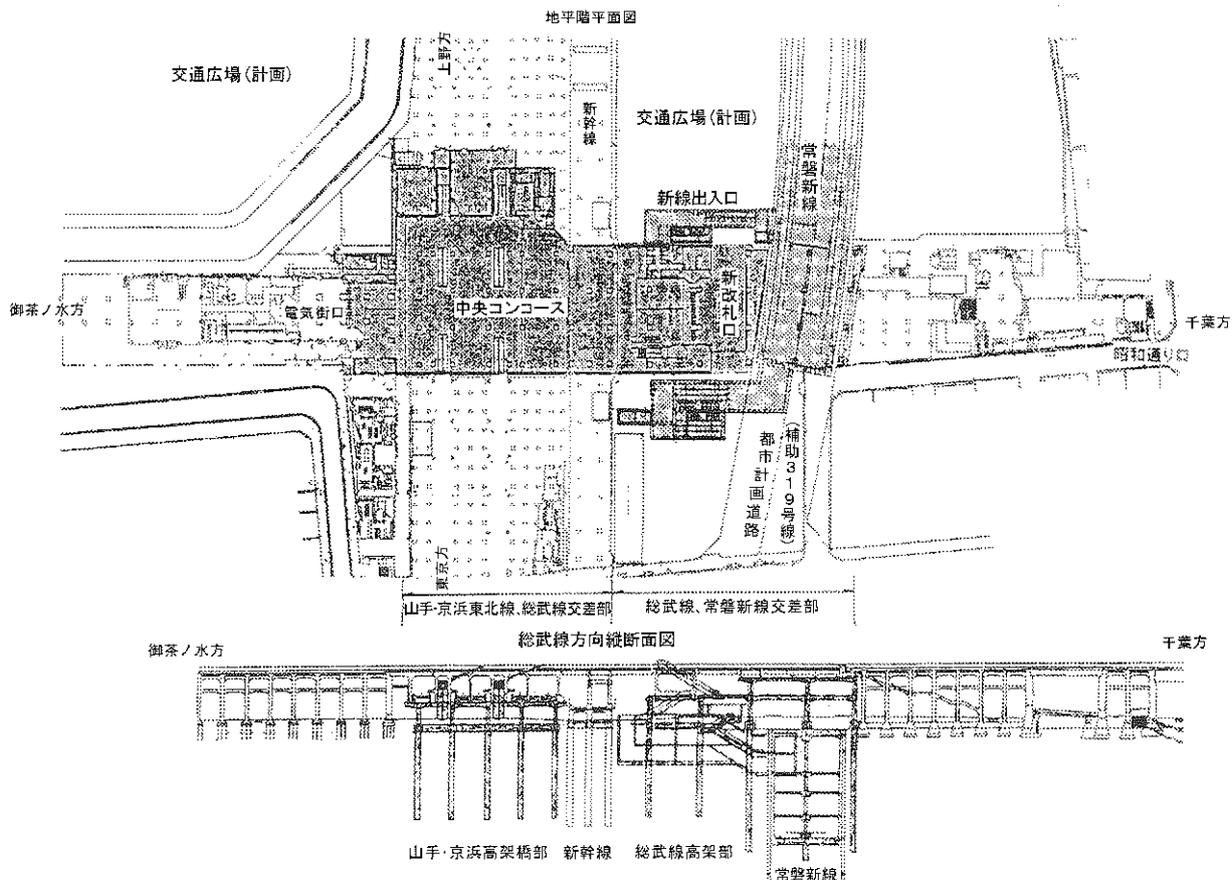


図 4-11-1-2 秋葉原駅付近工区平面図及び総武線方向断面図

本路線の秋葉原駅からの乗降客の増加に伴い、既存秋葉原駅との利便性を図るため、都市計画道路西側の総武線高架下の地平に新改札口を新設し、新改札口から電気街口までコンコース

の拡幅改修、総武線階段通路の拡幅、山手京浜東北線へのラチ内コンコースの新設及び総武線直下のつくばエクスプレス（常磐新線）地下 RC ラーメン 68m の区間を JR 東日本に工事を委託した。

既存の秋葉原駅構造物（高架橋）は大正後期～昭和初期（京浜東北・山手線高架橋が大正 14 年、総武線高架橋昭和 7 年）にかけて建設されている。

構造的には、既設構造物を極力活用するとともに、つくばエクスプレス（常磐新線）との連絡コンコースを確保し、かつ上層階の総武線ホームへの階段・エスカレーター等の整備から、安全性・経済性を考慮し、既設高架下に構築する柱間隔の長い新設高架橋により、既設構造物を受替える構造とした。

新設高架橋構築及び既存構造物の受替工事にあたっては、重複する既存の電気街口と山手京浜東北線ホーム相互の旅客動線を確保する必要から、第一回動線切換え（平成 15 年 1 月 18 日土曜日の終電から 1 月 19 日日曜日の初電）として電気街口と山手京浜東北線ホーム相互を結ぶ既設旅客通路・階段を閉鎖し、代替施設の仮通路・階段を東京方と上野方に設置した。切換え後、既設通路・階段部分において高架橋の新設、連絡通路（コンコース）整備及び ESC・EV 整備を施工した。工事完了にともない本設の連絡通路（コンコース）に第 2 回動線切換え（平成 15 年 5 月 29 日（土曜日）の終電から 5 月 30 日（日曜日）の初電）を行なった。

工事は平成 11 年度、JR 秋葉原駅改修工事から着手し、土木工事は平成 16 年 10 月末に完成した。

(1) 山手京浜東北線交差部

既存の京浜山手高架橋は、図 4-11-1-5 に示すように、京浜北行線、山手線内回り・外回り、京浜南行線、電留線 2 線の計 6 線を支える構造で、線路方向は 3 径間を基本とした線路直角方向 1 径間、2 径間、3 径間の RC ラーメン構造である。京浜南行線と電留線を支える 3 径間 RC ラーメン高架橋は、東北新幹線構築の際に撤去された貨物線用の高架橋の 1 基のみが存置され、旅客用の総武線連絡通路柱を支えている。旅客ホームは RC ラーメン高架橋間の隙間に RC スラブの蓋をかぶせるような構造となっている。電気街口への階段部は、総武線線路橋柱と階段を支える柱が存在するため、非常に複雑な構造となっている。電気街口と新設連絡改札口を結ぶコンコースは、これらの構造物の下をくぐり、地平レベルでつないでいる。

新設高架橋は、線路方向、線路直角方向ともに 4 径間とし、スパン割は美観的・機能性を重

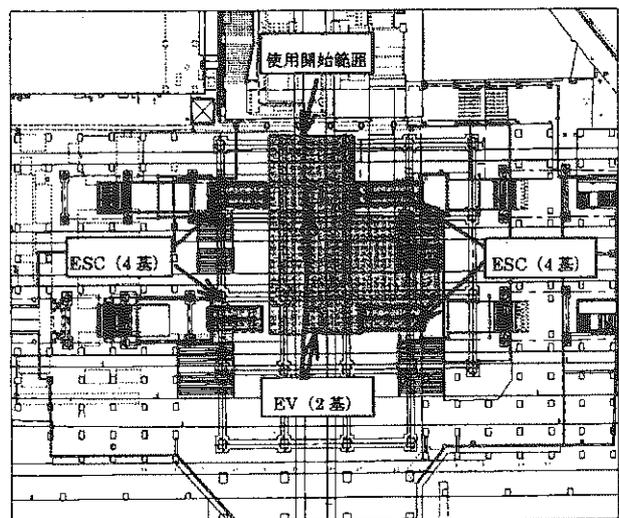


図 4-11-1-3 電気街口第 2 回動線切替平面図

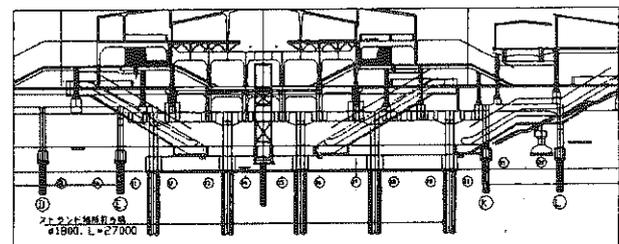


図 4-11-1-4 電気街口第 2 回動線切替縦断面図

視して新幹線交差部と一致させ電気街口から新設連絡改札口まで、柱スパンがほぼ同一となるよう約 11m で構築した。既設構造物と新設構造物の一体化を図るため、既設構造物の柱を添梁・PC 鋼棒緊張で包み込む構造とした。

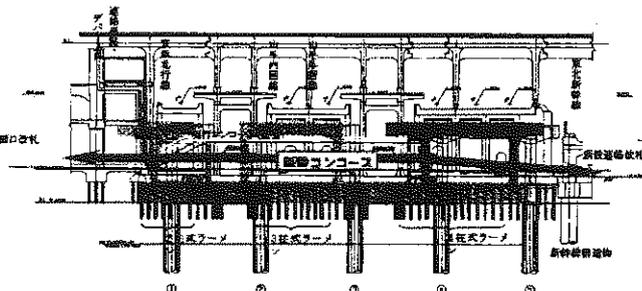


図 4-11-1-5 京浜山手高架橋一般図

総武線秋葉原駅付近の高架橋は鋼構造となっており、横断面がπ形という独特な形状をしたラーメン橋脚であり、鋼構造部の軌道形式は直結軌道となっている。

π ラーメン部は橋脚のほぼ中間で新設高架橋（1 層 RC ラーメン）に受け替えた。受け替えに際して、軌道への変状を考慮して、プレロードによって既存部の荷重を新設構造物に伝達させた後、コンコース整備に支障となる既存橋脚を撤去した。

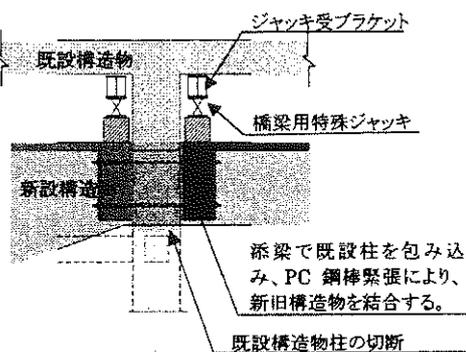


図 4-11-1-6 受替部概念図

また、総武線鋼橋脚を新設高架橋に受け替えるにあたり、受け替え時の既設構造物の挙動が鋼構造と RC 構造では異なることを想定し、橋脚に仮設鋼材（ブラケット）を設置し、これとジャッキを介して仮受けする方法を採用した。

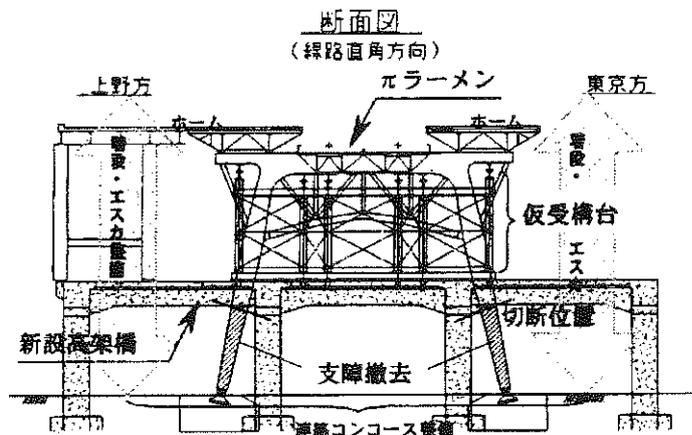


図 4-11-1-7 π ラーメン一般図

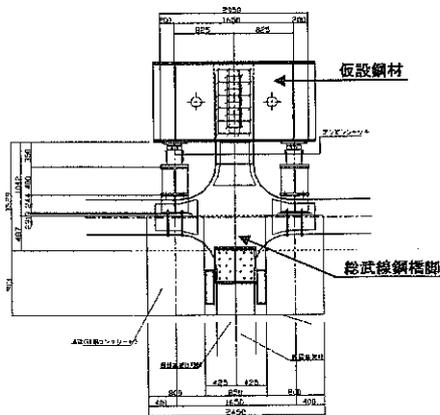


図 4-11-1-8 H タイプ受替工詳細図

(2) 総武線交差部

本路線の秋葉原駅は、総武線秋葉原駅高架橋直下で交差する 1 面 2 線の RC 地下ボックスラーメン構造である。RC ラーメンく体は全幅 23m、高さ 27.5m～33.0m 4 層の 2 径間から 3 径間となっている。起点側から総武線直下の RC 地下ボックスラーメン約 68.0m の区間及び、総武線高架橋を挟んだ形の第一・第二出入口を JR 東日本に工事を委託した。

総武線交差部の工事は、総武線高架橋の受替後、ボックスラーメン本体利用の地下連続壁、逆巻き施工による上床版の構築、順巻き施工による掘削・く体構築の施工順序とした。

特に、新設秋葉原駅下床直下は被圧滞水層が分布し、床付掘削時には盤ぶくれの可能性が高

いことから、ディープウェルを実施した。具体的には、不透水層下の Dg5 層（江戸川砂礫層）からディープウェル（59.7m×5 本、ケーシング口径 400A）にて揚水し、作業ヤード内に設置したリチャージウェル（36.0m×6 本、ケーシング口径 400A）にて Dg4 層（東京礫層）に注水し工費の削減を図った。なお、必要な水位低下量は 3.85m、揚水期間は、床付掘削前から下床版打設（平成 14 年 11 月～平成 15 年 5 月）実施し、所定の成果を得た。

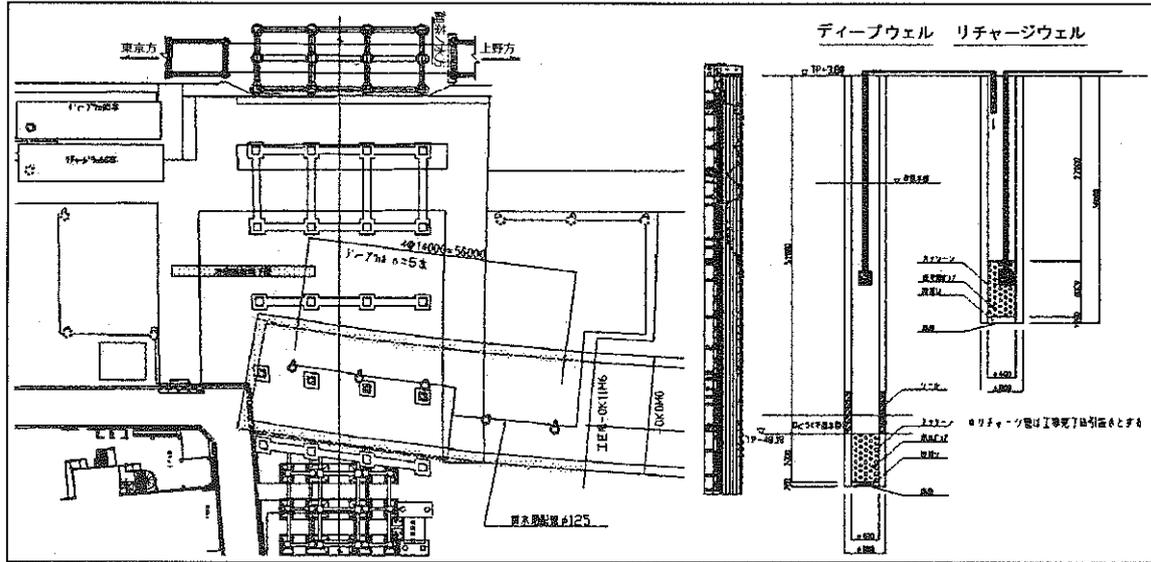


図 4-11-1-9 ディープウェル・リチャージウェルの設置状況

つくばエクスプレス（常磐新線）の平成 17 年秋の開業に向けた工事工程調整の結果、軌道・設備工事は平成 15 年秋より、順次着手する必要性が生じた。特に秋葉原駅においては、平成 15 年 10 月に軌道階（地下 4 階層）の軌道工事着手が可能となる状態とすること、平成 16 年 4 月に駅全体の設備工事着手が可能となる状態とする必要性が生じた。

平成 15 年 10 月の軌道階の部分使用に際しては、図 4-11-1-10 に示す B4 階の中間杭の撤去が必要であるが、10 月時点の工程では、B1 スラブの構築が間に合わず、地下ボックスラーメンの構造が完成していないため、覆工板からの上載荷重を負担するためには、更に中間杭の補強

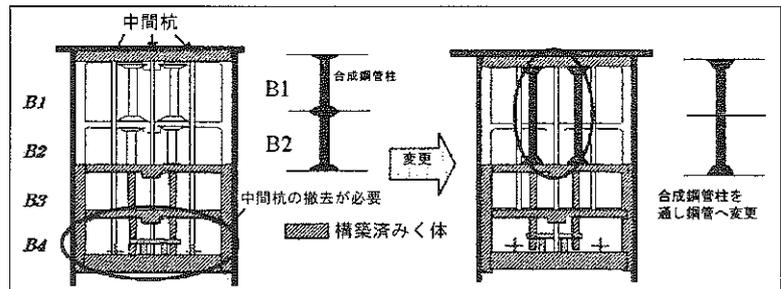


図 4-11-1-10 合成鋼管柱の施工方法の変更概要図

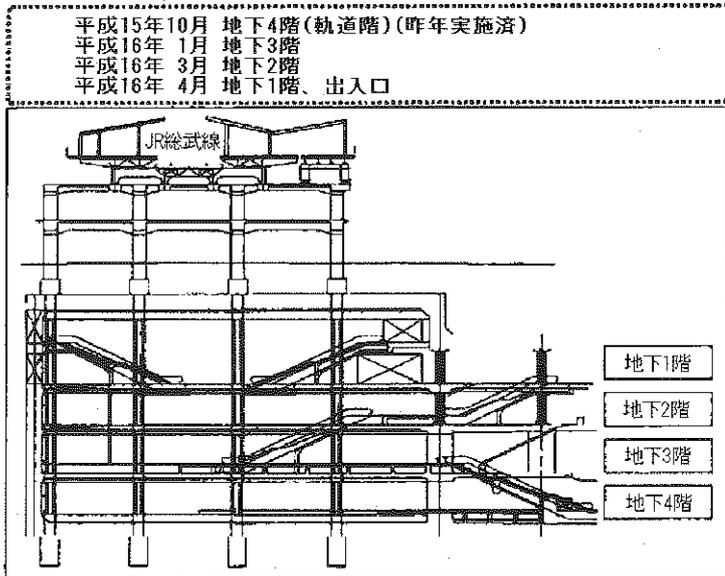


図 4-11-1-11 秋葉原駅縦断面図

が必要となった。この課題に対し、中間杭補強等の余分な仮設材を不要とし、かつ、地下駅本体構築後の階段等の付帯構造物に支障しないメリットから、B1階とB2階の合成鋼管柱を通し鋼管柱として荷重を負担させることとした。こうしたことから平成15年10月に軌道工事による部分使用が可能となった。

2. 南千住工区

本路線は、JR南千住駅付近で、JR常磐線の直下で交差し、隅田川をJR常磐線・東京メトロ日比谷線と並走して渡るため、地下駅から35%急勾配で上り、U型擁壁及びL型擁壁で隅田川橋りょうへ取り付く線形となっている。

南千住工区の施工は、JR常磐線の下り線31連・上り線30連の工事桁をつくばエクスプレス（常磐新線）の東側に延長500mに渡って架設し、仮線に切換えたことによって生じたスペースを利用して南千住駅部RCボックスラーメン及びJR常磐線高架橋を構築した。

南千住駅部RCボックスラーメンの施工は、当該地域が軟弱地盤のため、地盤改良工として表層改良・掘削時改良にセメント系、石灰系固化材を併用し、底盤改良はSMD工法、CJG工法を併用し改良した。また、ボックスラーメンコンクリートの防水対策として先付接着シート（エバーブリット）を施した。さらに、ボックスラーメンコンクリートのせん断補強筋として機械式定着筋（T-ヘッドバー）を採用することにより、工程短縮を図った。

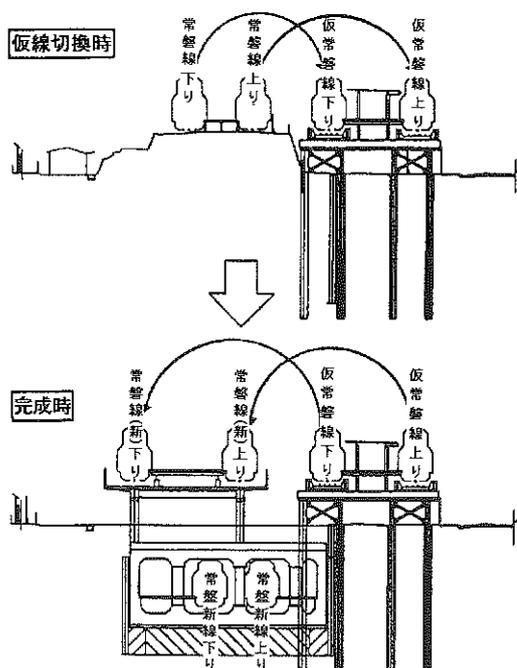


図 4-11-1-12 南千住駅断面図

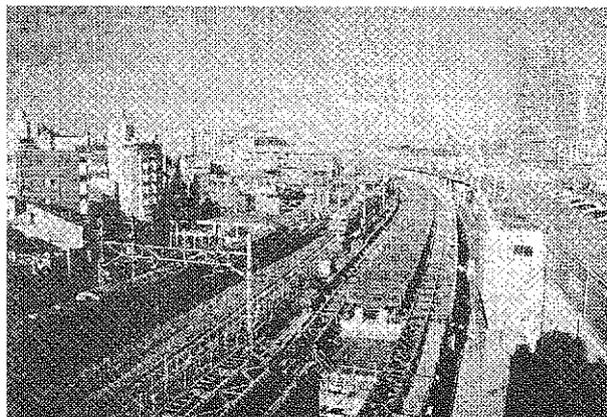


写真 4-11-1-1 常磐仮上り線切換工事桁(南千住駅)

3. 隅田川橋りょう工区

JR常磐線の既存の橋りょう（64.0m×2径間）の上流方に橋りょう（128.0m×1径間）を新設し、線路切換えにより、常磐線（上下線）を移設した。旧常磐線橋りょうを撤去し、そのスペースに、本路線の隅田川橋りょうを新設した。特に周辺住民から最も騒音の激しい場所であるとの指摘があり、新橋りょう構造は低床式トラス構造（閉床式）とし鋼橋に初めて弾性パラスト軌道を採用するとともにプレキャスト防音壁を設置し、住民環境対策（橋りょう直下で21dB、50m離れた地点で13dB低減された。）を実施した。

旧橋台・橋脚の撤去は住宅密集地等の周辺環境を考慮し、住宅に近接する起点側（日暮里方）はワイヤーソーイング工法による撤去とし、終点方（岩沼方）はジャイアントブレーカにより撤去を行なった。特に橋脚撤去は全体工期の短縮を図る必要から、つくばエクスプレス（常磐

新線) トラス架設施工に支障する範囲を先行撤去し、撤去範囲を2分割した。施工方法は橋脚周囲を鋼矢板で仮締め切り、水中ワイヤーソーにより橋脚を人力切断し、小割にした橋脚ブロックをクレーン台船により吊り上げ搬出した。

旧トラス撤去工事は、本路線と東京メトロ日比谷線との狭隘な箇所での施工制限を余儀なくされることから、隅田川トラス桁架設時に使用した工事桁を再度使用し、工事桁にてトラス桁を吊り込んだ後、工事桁上に搭載したクレーンにより旧トラス桁部材を河川内に吊り下ろすことにより、解体撤去を行なった。

隅田川橋りょうの架設手順は、隅田川河川内中央部にベントを設置し、起点側ヤードで架設用工事桁の組立てを行ない、架設用工事桁は手延べ機を用いて起点方(南千住)から順次送り出し、所定の位置に据え付けた。トラス桁は起点方で1パネル毎に架設組立を行ない全10パネル中、8パネルを終点方に順次送り出し架設した。終点方の2パネルは陸上より、360tクレーンにより、直接架設を実施した。工事桁は分割して河川内の船に吊り下げ、解体・撤去した。

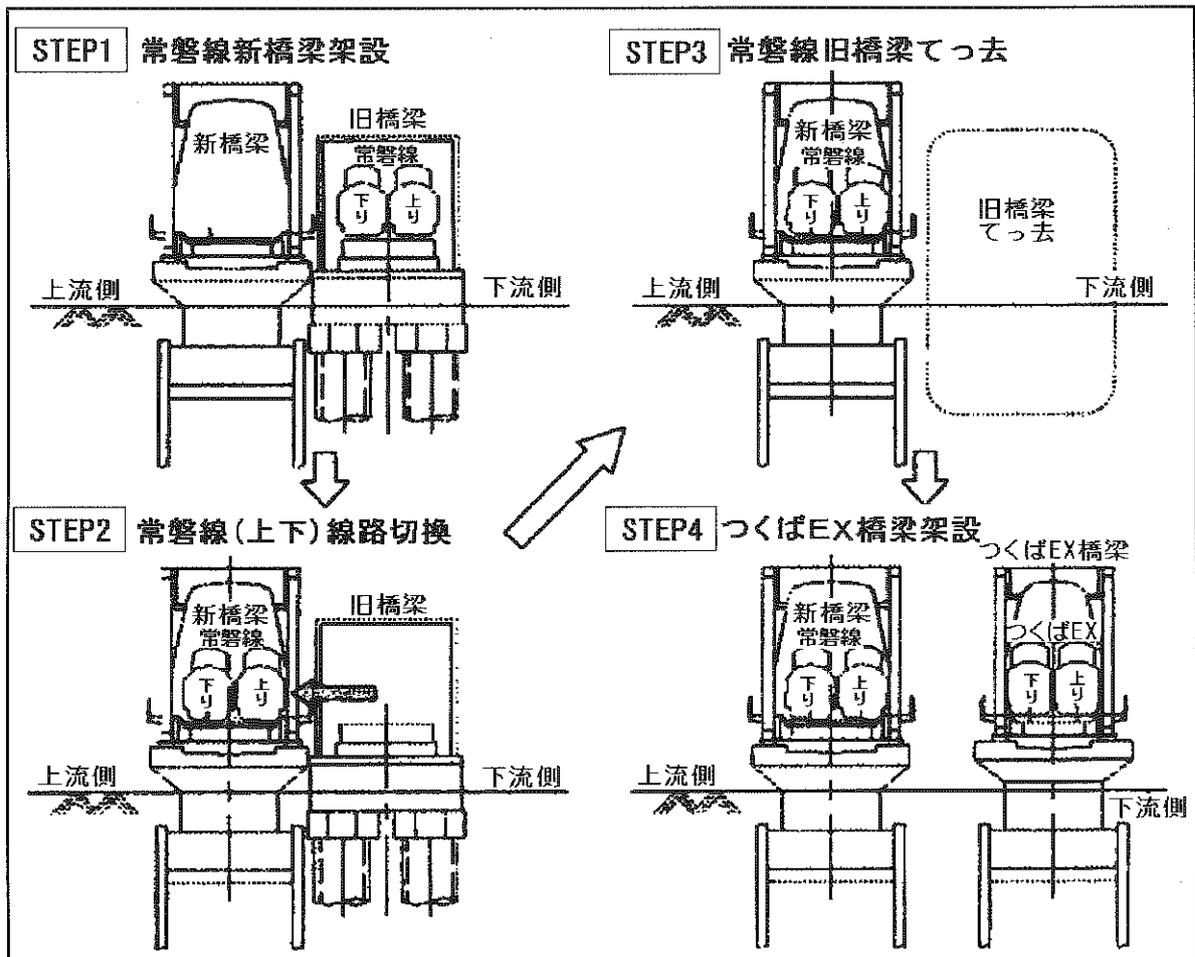


図 4-11-1-13 隅田川橋りょう工区の施工手順

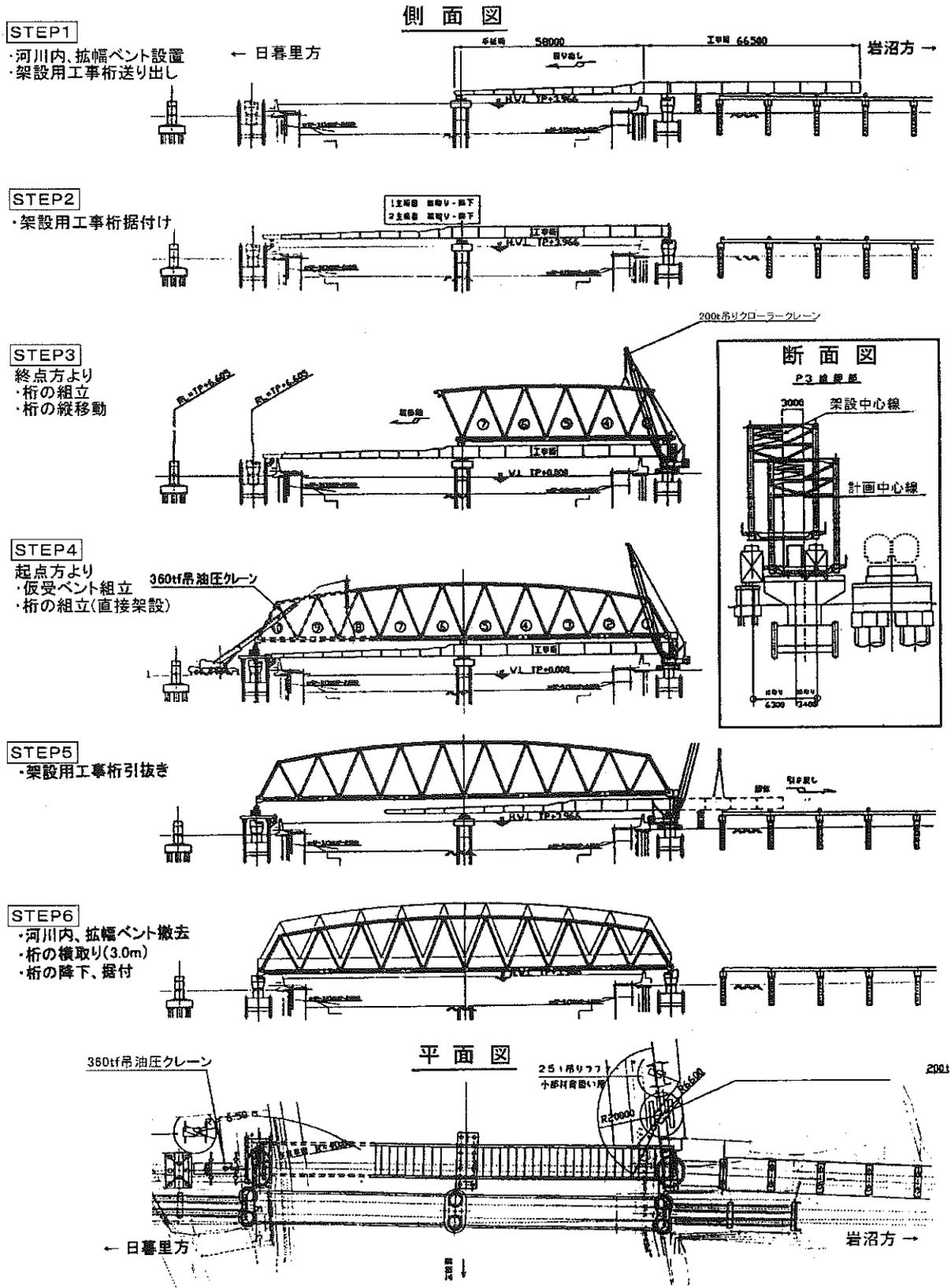


図 4-11-1-14 隅田川橋りょうトラス桁架設ステップ図

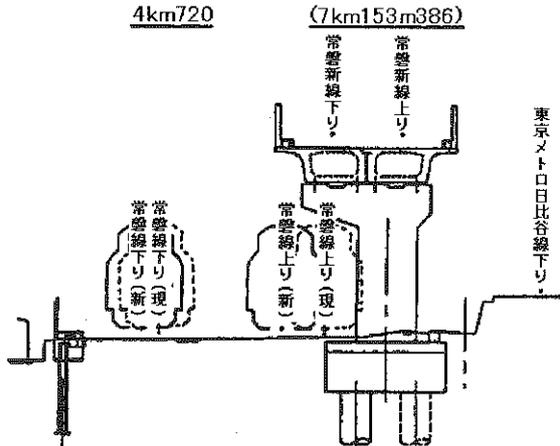


図 4-11-1-15 千住工区アプローチ部断面図

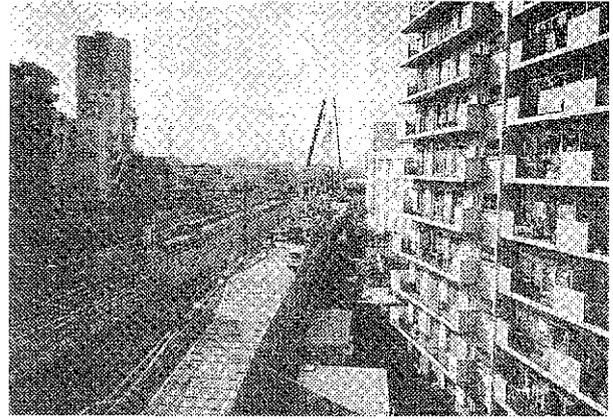


写真 4-11-1-2 仮設栈橋 (千住工区)

4. 千住工区

隅田川を渡り北千住までの区間は、常磐線と東京メトロ日比谷線とが近接して並走している。

ルートは両線の間を設定されており、本路線の用地を確保するため、常磐線を西側用地境界線付近まで移設（最大約 12.0m）した後、常磐線と東京メトロ日比谷線との間につくばエクスプレス（常磐新線）高架橋を構築した。

常磐線の切換え移設は、新隅田川橋りょうの使用開始に伴い、新下り線を平成 13 年 12 月、新上り線を平成 14 年 10 月に実施した。その後、隅田川から掃部宿架道橋までの強化路盤構築、Cc 路盤及び第一千住架道橋、掃部宿架道橋の 2 鋼橋の桁を架設した。

掃部宿架道橋から北千住大踏切付近までの一部である PC 高架橋は、起点方の 3 径間連続複線箱桁は現場製作により架設したが、5 径間連続複線箱桁及び 4 径間連続単線箱桁は、常磐線の夜間線路閉鎖、き電停止作業により、北千住方からタワー式ガーダー架設工法で架設した。当該架設工法は、吊りガーダー及び

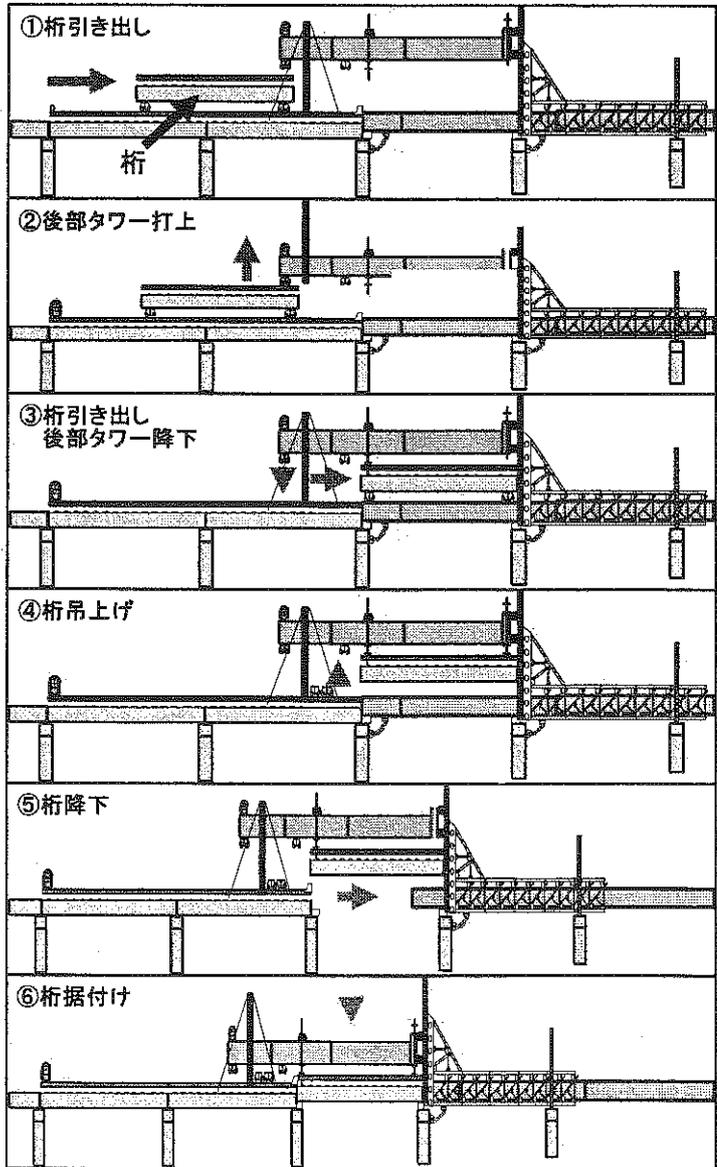


図 4-11-1-16 北千住高架橋架設ステップ

走行ガーダーを有する架設機により 1 間径ごとに桁の架設を行なうもので、特徴は①吊りガーダーと走行ガーダーの上下 2 つの架設桁を有するため、後部タワーを扛上した状態で桁の引き出しが可能であること。②前部・後部・補助タワーはテンションジャッキにより、扛上・降下出来るため、タワーの幅より広い桁の架設が可能である。こうした特長により、

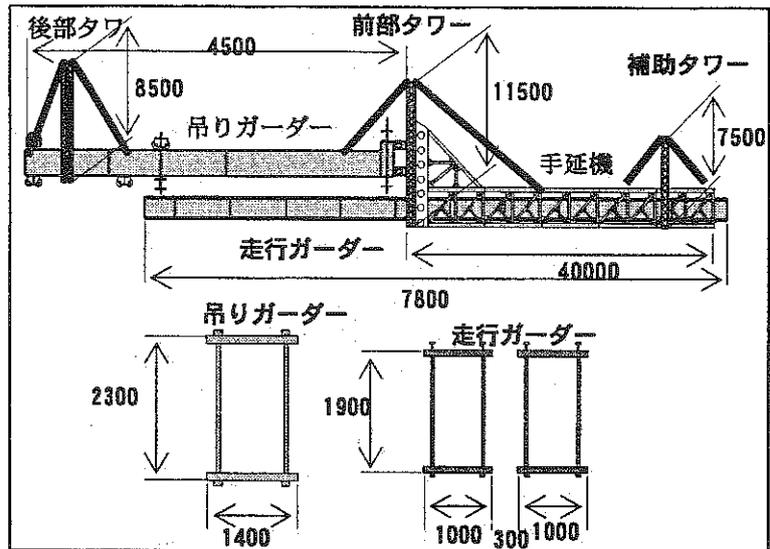


図 4-11-1-17 架設機

常磐上り線上空及びメトロ日比谷線に近接した狭隘箇所での架設を無事終えることができた。

5. 北千住駅工区

つくばエクスプレス（常磐新線）北千住駅は、東武伊勢崎線・東京メトロ日比谷線・JR 常磐快速線及び駅ビル（ルミネ）に挟まれた狭隘かつ輻輳したスペースに構築した。

構造は、幅約 20.0m、総延長約 385.0m の 2 層式複合ラーメン高架橋である。横断面的に JR 北千住駅と東武伊勢崎線北千住駅との間の常磐上り線に鋼ラーメン高架橋（3F ホーム・軌道階、2F 連絡通路）を構築した。

構築に当たり駅高架橋の基礎及び柱を常磐線上りホームに建設する必要が生じたことから、常磐線上りホームの拡幅及び線路切換えを

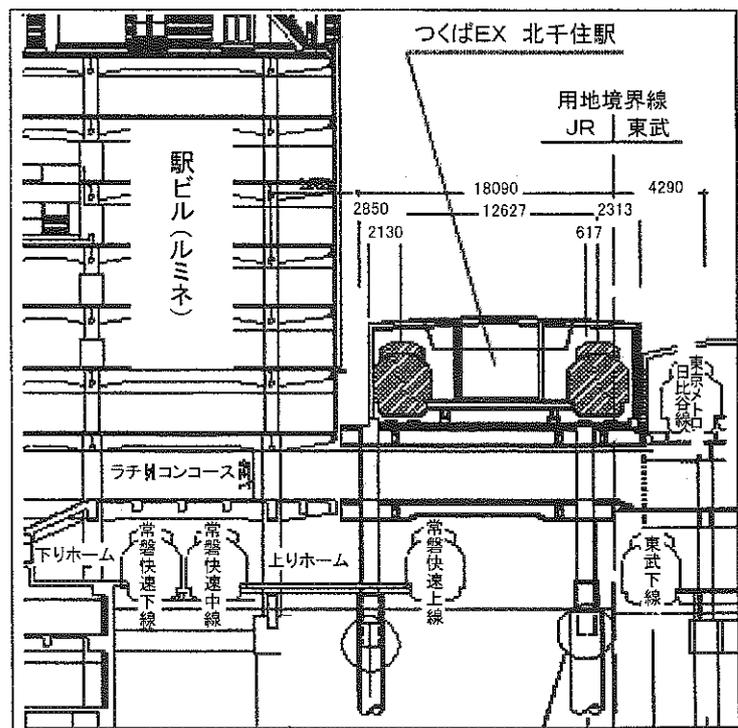


図 4-11-1-18 北千住駅部断面図

平成 12 年 2 月に実施した。この線路切換え工事は、上り電車の運行 13 本を中線使用することにより切換え工事に必要な間合いを確保するとともに、ビティ式木製仮ホーム（最大拡幅量約 3.0m、延長 316.1m）設置、北千住構内 350.0m の軌道移設となり、JR 東日本の社員及び協力会社の作業員併せて 600 名規模の動員がなされ、新線建設に伴う切換え工事としては最大規模のものとなった。

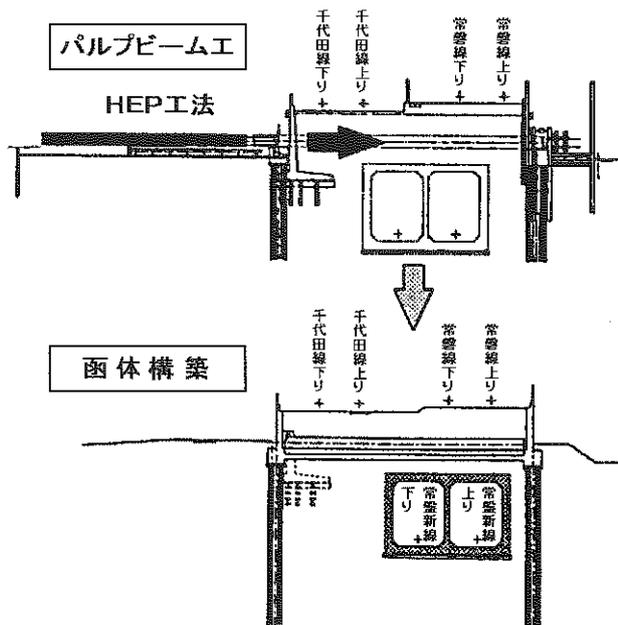


図 4-11-1-20 小菅交差部断面図

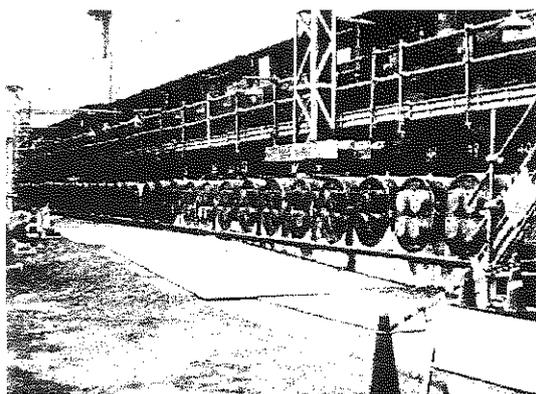


写真 4-11-1-4 小菅交差部鋼管施工状況

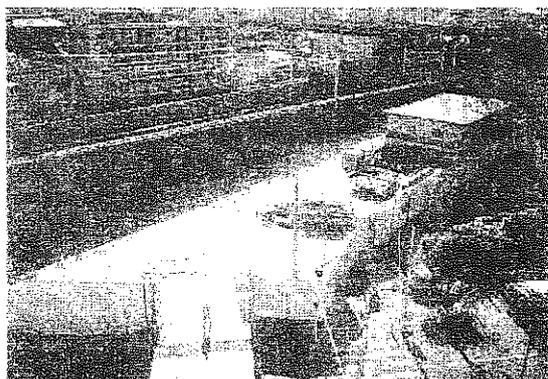


写真 4-11-1-5 小菅交差部 (鋼管発進側)



写真 4-11-1-6 小菅交差部(鋼管けん引側)

7. 南流山駅工区

南流山駅は、JR 武蔵野線南流山駅の西側にある市道 106 号線下に JR 武蔵野線と交差する位置に地下構造で構築した。この南流山駅の一部、武蔵野線を挟む約 55m の区間と併設する出入口 (換気塔) を JR 東日本に工事を委託した。また、つくばエクスプレス (常磐新線) 開業による JR 武蔵野線南流山駅の旅客流動等を考慮し、乗換え連絡設備等の改修を行なった。

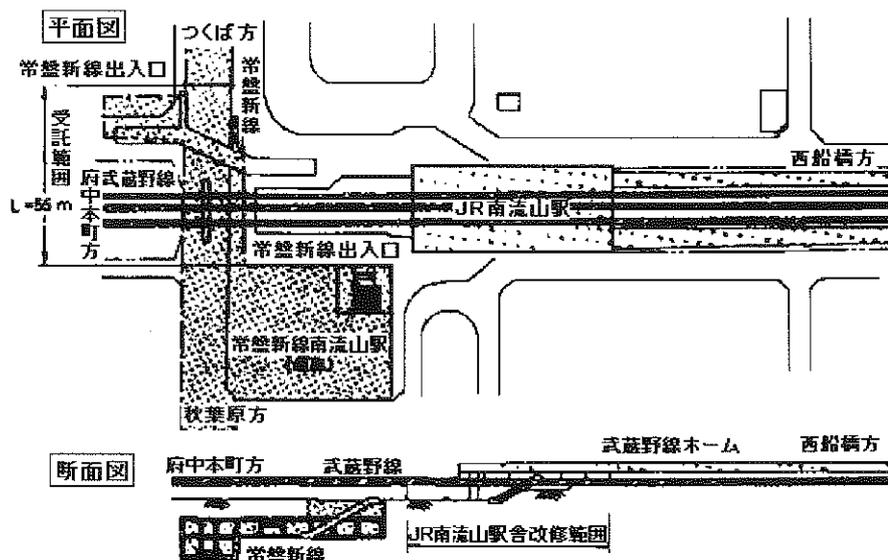


図 4-11-1-21 南流山平面図及び断面図

(1) 南流山駅の施工

南流山駅は2層3径間のRCラーメン構造で地下2階が軌道階、地下1階がコンコース階となっている。武蔵野線高架橋を地下本体柱及び床版上に受け替えた後、順巻工法にてRCラーメンく体を構築した。また、本体柱はリバース杭工法による削孔後に鋼管柱を建て込み、ジャッキによる求芯後、基礎コンクリートを打設する構真柱工法で施工した。

工事は平成12年2月に着手し、土留工、中間杭、路面覆工、先行地中梁、構真柱、地盤改良、高架橋受替工及び掘削等の工程を経て、く体構築が行なわれ、平成15年7月には軌道階、同年8月にはコンコース階、12月には出入口が完成し、軌道・設備関係工事の部分使用が可能となった。

(2) 武蔵野線南流山駅改修

JR 南流山駅改修は上下線ホームにエスカレーターを各2基、エレベーターを各1基設置するとともに、連絡通路を新設し現行駅設備（駅務室、自動改札、券売機等）を改修した。連絡通路を新設するため、JR 武蔵野線を工事桁で受け替え盛土部分を撤去し、ラーメン高架橋を構築した。平成12年9月に工事着手し、平成15年2月に完成した。

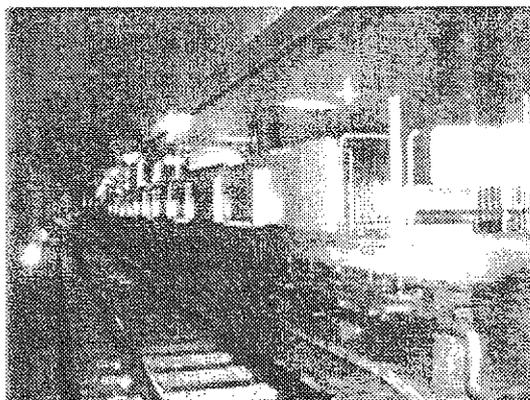


写真 4-11-1-7 南流山駅

第2節 東京地下鉄建設委託工事

1. 新御徒町駅

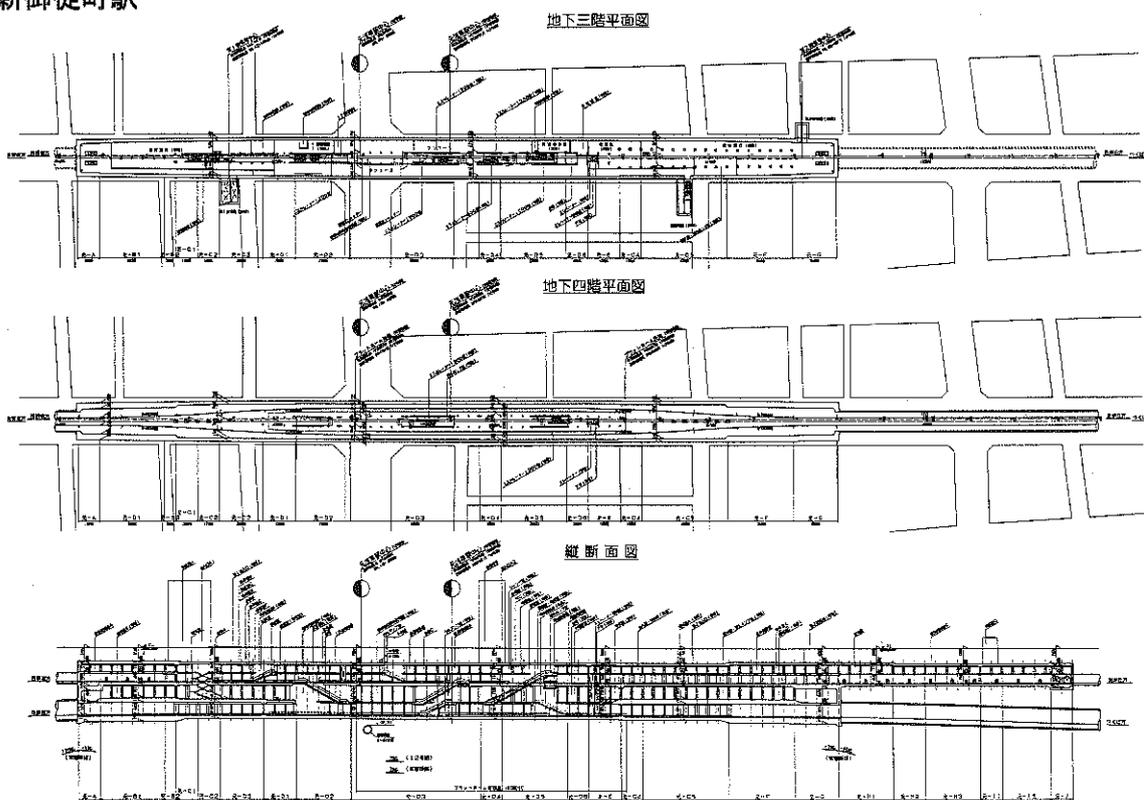


図 4-11-2-1 新御徒町駅 平面・縦断面図

新御徒町駅は、都営大江戸線との併設駅となるため、秋葉原方 350m は 4 層階、つくば方 107.5 m は 2 層階の RC ラーメン構造で構築した。構造的には、地下 1 階は都営大江戸線のコンコース・駅務室・機械室、地下 2 階は都営大江戸線の島式プラットホーム（延長 137.0m）と留置線、地下 3 階はつくばエクスプレス（常磐新線）のコンコース・駅務室・機械室、地下 4 階はつくばエクスプレス（常磐新線）の島式プラットホーム（延長 125.0m）となっている。

出入口は 4 箇所、換気塔は 5 箇所設けられており、換気塔の 3 箇所は出入口に併設されている。

工事は開削工法により、駅延長 457.5m、掘削幅 16.7m～20.5m、掘削深さ 18.0m～36.4m となっており、都営大江戸線建設工事が先行していたことから、都営大江戸線の建設主体である東京地下鉄建設株式会社に工事を委託した。

なお、出入口の 2 箇所及び併設する換気塔の 2 箇所は、都営大江戸線が開業後、直接鉄道・運輸機構が施工を行なった。

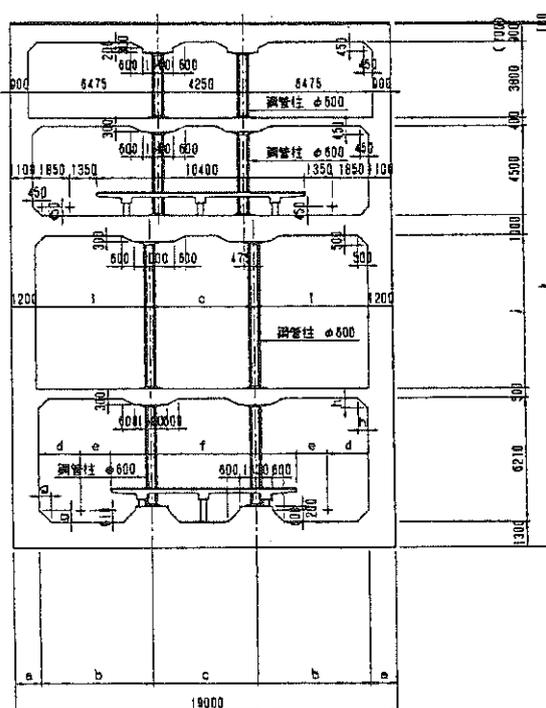


図 4-11-2-2 断面図

(1) 中間杭打設

路面覆工荷重を受けるため、スパンを考慮し基本的に 2 列の中間杭を施工した。特に、本路線併設部は地下 4 層の構造となり、掘削深度から杭長は 38.0m となり、江戸川砂礫層への根入れの必要が生じたことから、砂礫層の削孔が確実に出来ること及び常設作業帯の作業エリアの関係で TBH 杭工法を採用した。

工事は、準備作業としての布掘施工中に昔の都電荷重防護用のレンガ等の支障物が出現したため、人力による撤去が行なわれ、平成 5 年 9 月～平成 9 年 6 月までの長期間を要した。

(2) 仮土留杭施工

本路線併設部は前述のとおり掘削深度が深く、春日通りの幅員 22.0m の中に構築（幅 19.0 m）するため、官民境界と土留壁中心距離は 1.0m と近接していた。また、地質は透水性の高い砂礫層であり、仮土留壁は高い剛性と遮水性が求められたことから、鋼管矢板工法により施工した。なお、埋設物等の支障による窓明き部分は、背面部には薬液注入による柱列杭を施工した。

(3) 路面覆工

路面覆工は 3 段階に分け、第 1 段階として平成 6 年 10 月 1 日から 28 日までに中間杭施工後、覆工板を架設した。第 2 段階は平成 7 年 7 月 6 日から平成 9 年 2 月 4 日までに北側の土留壁打設後、覆工板架設した。第 3 段階は平成 7 年 11 月 28 日から平成 9 年 6 月 30 日までに南側の土留壁を打設後、覆工板架設した。

(4) 掘削工

覆工掘削、埋設物掘削は、人力及びバックホウを使用し、さらに覆工掘削～一次掘削では、昔の都電に対する防護構造物（尺角・レンガ・松杭等）や埋設不明管が多数あり、人力による撤去を行なった。一次掘削は小旋回バックホウ及びバックホウで掘削し、二次掘削は小旋回バックホウによる掘削及び集土を行ない、クラブリフターで揚土し、ダンプトラックで搬出した。

(5) 到達部防護工

新御徒町駅の4層部分の軌道階には、台東・寿シールドトンネルが各々起終点に到達するため、事前に到達防護工を施工した。

① 終点方（つくば）到達防護工

寿シールドトンネルが到達時、都営大江戸線に及ぼす影響を検討した結果、シールド到達防護兼都営大江戸線構築防護が必要となったことから、地上から所定の範囲を高圧噴射工法（RJP工法）により高強度地盤改良した。

② 起点方（秋葉原）到達防護工

終点方同様、台東シールドトンネル到達防護の必要から防護工の検討を行なったが、三味線堀等の埋設物が輻輳していること、直上の大江戸線シールドトンネルが完成していたことから、防護工は地上からの施工が困難であった。こうした状況から、3・4層階の構築完了後、坑内から水平薬液注入による防護工を施工した。薬液注入は、信頼性の高い低圧浸透注入工法（インナー注入工法）と二重管複合注入工法（マルチライザー工法）で実施した。また、施工に際して直上の大江戸線シールドトンネルへの変状が懸念されたことから、トンネル内に沈下計及び傾斜計を設置し、計測管理を行ないながら施工した。特に変状は確認されなかった。

(6) ディープウェル工

新御徒町駅開削での掘削深さは、約GL-35.0mであるが、最終床付面付近はGL-15.0～16.0mの水頭を有する滞水層が存在し、掘削時のボイリング・盤ぶくれ等が懸念された。その対策として、平成9年6月から平成12年4月までディープウェルによる地下水低下を図るとともに、経済性から揚水の下水への放流量を最小限に留めるため、地中に還元するリチャージウェルを施工した。

(7) 埋戻し工

掘削床付面から道路舗装面下-1.2mまでの埋戻し範囲は、流動化処理土にて構築側部約3,400 m³、構築上部約23,000 m³、構築側部充填は普通A特1号を使用し、約1,600 m³を埋め戻した。

流動化処理土の製造は製造プラントにて行ない、コンクリートポンプ車またはホースを使用して埋め戻しを行なった。流動化処理土の施工方法、品質管理計画は、東京都建設局道路管理部の「道路掘削占用工事に伴う埋戻し工法の流動化処理土取扱指針」の品質及び施工管理基準を準拠した。工事は側部充填・側部埋戻しは平成10年9月6日～平成11年6月19日、上部埋戻しは平成10年12月11日～平成12年8月30日で完了した。