

# 新幹線高架駅直下の地下鉄工事

## Subway Crossing underneath the Elevated Station of Tokaido New Trunk Line

西平 福宏\* 小西 守\*\*  
Fukuhiro Nishihiro Mamoru Konishi

是枝 信也\*\*\*  
Shinya Koreeda

### 要 約

新横浜駅付近地下鉄工事において、泥水式シールド工法（ $\phi 6,770\text{mm}$ ）で新幹線高架橋の下を通過する際、列車の通過速度（ひかり号  $200\text{km/h}$ ）が大きいことと、高架構造物の基礎がトンネル上位に位置する浅い直接基礎であることから、あらかじめ高架橋を受替えておく必要があった。このためアンダーピニング工事を行った。

施工結果、高架橋の絶対変位量は、許容値  $2\text{mm}$  以内に抑えることができ、構造物にも異常が現われることなく無事シールドを通過させることができた。

これからの地下工事では計測技術の向上が増々重要となってくるであろう。トンネル工事にしても、根伐工事にしても計測値とその解析技術が施工管理上欠かすことのできないものであるといえる。本稿で述べるアンダーピニング工法も計測工が大部分を占めた。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 地質概要
- § 3. アンダーピニング工（防護工）
- § 4. プレローディング
- § 5. シールド掘進
- § 6. シールド掘進に伴う地表・地中変位測定
- § 7. あとがき

ものである。

### § 2. 地質概要

トンネル工事部で、特に新幹線交叉部の地質は Fig.3 に示すように比較的硬く沈下などの起りにくい土質であるが、下方砂層の被圧水の変動による上部土丹層への影響が考えられるので、被圧水の水頭を下げずにトンネルを掘削する必要があった。

鮮新世砂層は透水係数  $10^{-2} \sim 10^{-3}\text{cm/sec}$  で均等係数は最小値 2.8 と非常に均等で、バインダー分も少なく流砂現象を起しやすい。一方固結シルト（土丹）は N 値 50 以上、平均一軸圧縮強度  $35.3\text{kgf/cm}^2 (3.46\text{MN/m}^2)$  である。しかし、この層ではクラックが発達しているし、砂層を多くかんでいる。

地下水位は上位に分布する砂と固結シルト互層では GL-2.8m、下部砂層の被圧圧力が  $1.2\text{kgf/cm}^2 (118\text{kN/m}^2)$  である。

### § 3. アンダーピニング工（防護工）

#### 3-1 アンダーピニング工（防護工）の計画

新幹線駅部高架橋は 4 線 4 柱式、支間  $12\text{m}$  の 3 径間

### § 1. まえがき

本工事は、横浜市高速鉄道 3 号線地下鉄工事の内、国鉄委託区間の  $9\text{k}360\text{m} \sim 9\text{k}819\text{m}$  の一部で、高速鉄道 3 号線と東海道新幹線および横浜線を立体交差する工事である (Fig.1, Fig.2)。

工法は計画段階で検討を重ね、各種施工条件により泥水式シールド工法が採用されることになった。本レポートは、新幹線構造物の防護工（アンダーピニング工、受替工）の工事記録および新幹線高架橋下を泥水式シールド（ $\phi 6,770\text{mm}$ ）で通過した時の地表および地中の変位測定、防護工、RRC 杭における応力変化等を調査解析した

\*技術研究部土木技術課課長

\*\*横浜(支)新横浜(出)係長

\*\*\*横浜(支)新横浜(出)

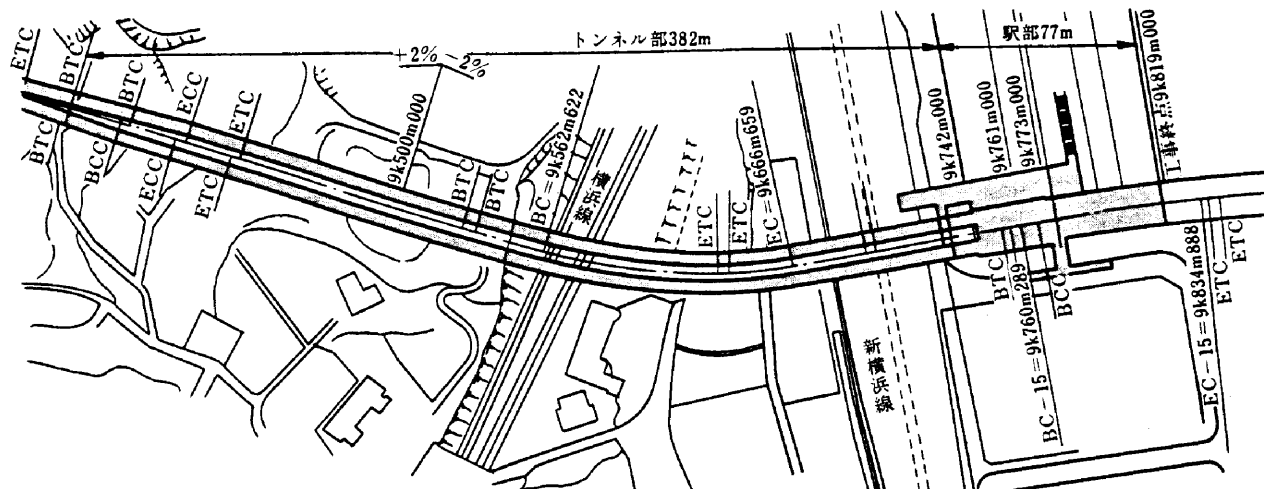


Fig.1 路線平面図  
Root map

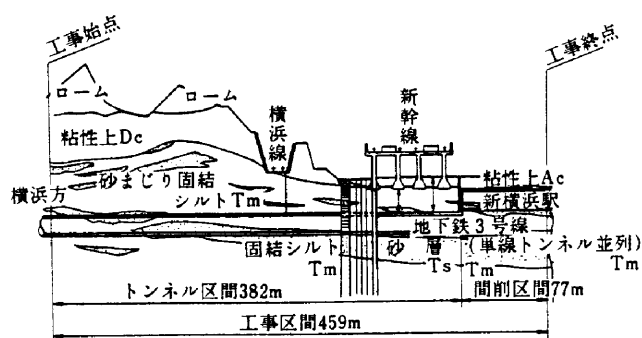


Fig.2 地質断面略図  
Geologic Profile

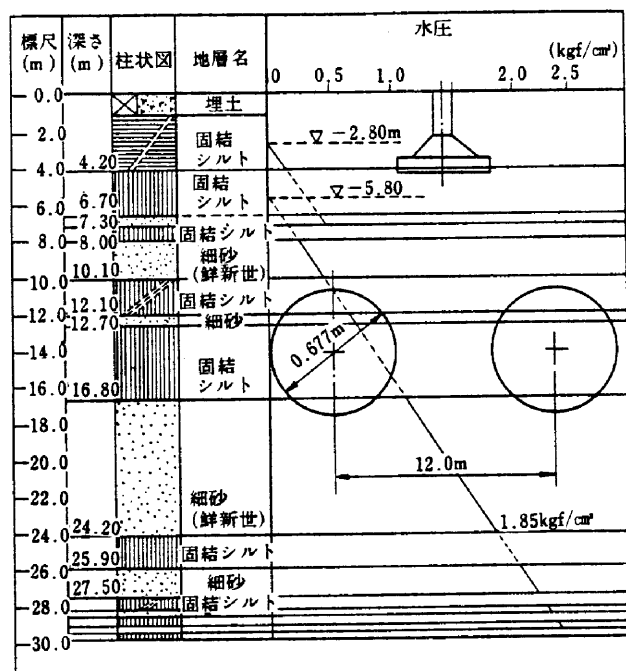


Fig.3 地質図  
Geologic section

張出しラーメン構造であり、高架橋基礎は直接基礎で地下鉄トンネル上部の固結シルト層を支持層としている。

この場所での高架構造物の基礎はトンネル上位に位置する浅い直接基礎であるので、列車の運行に支障をきたす程の変状を与えることなく地下鉄トンネルを築造しなければならず、高架の柱に作用する死荷重や活荷重をトンネルより下方の土丹層に伝達して、トンネル工事により地山の沈下が生じたとしても、構造物の沈下を抑制するためにアンダーピングすることが決まった。

### 3-2 アンダーピング構造物の計画

既設高架橋の基礎柱と締結した線路直角方向の添え梁、これを支持する場所打杭および線路方向の添え梁を結ぶ地中梁とで構成されている。柱と添え梁の締結方法は井桁締結方式\*によった。これは柱と梁との間の押抜せん断抵抗力と継ぎ梁の曲げ抵抗で締結するもので、次の条件で設計された (Fig.4)。

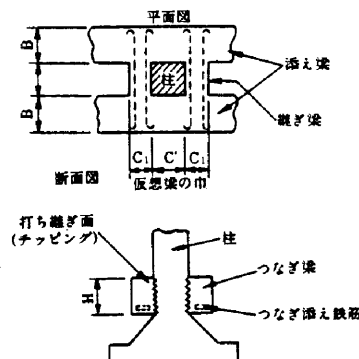


Fig.4 受替工仮想梁  
Virtual beam for underpinning

\* 石田一郎「添え梁を用いるアンダーピング工法の研究」土木学会論文報告集第94号

$$\sigma_{ct} = \frac{3 P \cdot B}{2 (C' + 2 C_1) \cdot H^2} \cdot n \leq 15 \text{ kgf/cm}^2 (1.47 \text{ MN/m}^2) \quad (1)$$

$$\tau = \frac{n \cdot P}{2 H \cdot C} \leq 50 \text{ kgf/cm}^2 (4.9 \text{ MN/m}^2) \quad (2)$$

$\sigma_{ct}$  ; 仮想梁下縁に生ずる引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$n$  ; 安全率 ( $n=2.3 \sim 3.0$ )

$\tau$  ; 押抜せん断応力度 (柱と添え梁の接触面)  
(kgf/cm<sup>2</sup>)

$P$  ; 柱荷重 (kgf)

$H$  ; 添え梁の高さ (cm)

$B$  ; 添え梁1本の幅 (cm)

$C'$  ; 添え梁軸方向の柱幅  
(ただし  $C_1 \leq 0.75 C' \sim 1.0 C'$ )

$C_1$  ; 継ぎ梁1本の幅 (cm)

$n$  ; 締結部所要安全率  
( $3/1.3=2.3$ )

また、その他の設計条件としては下記のとおりとした。

- ① 許容応力は、30%割増とする。
- ② 場所打ち杭は支持杭とし、周辺摩擦力はトンネル底部より、ゆるみ角を考えた下方のみとする。
- ③ 高架橋は受替工により構造形式が変わるので、強度照査を行う。
- ④ 構造モデルは添え梁および仮受杭を考えた立体ラーメン解析で部材に強制変位を与え、構造物の許容不等沈下量を Fig.5 のフロー図により算出

すると、許容不等沈下量は 3 mm となった。しかし列車走行の安全を考え、絶対沈下量または浮き上り量を 2 mm とした。

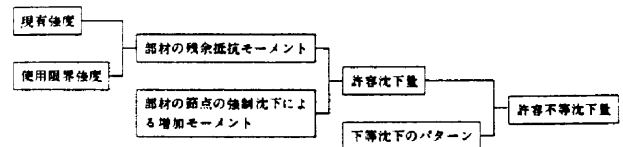


Fig.5 受替荷重管理解析フロー図

Flow diagram of underpinning load analysis and control

受替形状は上記の検討結果から添え梁 100cm×180cm、継ぎ梁 110cm×180cm、仮受杭 φ1270×14 本、同 φ1500×6 本、添え梁と杭頭の間にサポートジャッキ 300トン×18台、200トン×34台、全容量 12,200 トンを設け、プレローディング時には、それと同じだけのプレロードを加えるため油圧ジャッキ 52 基を設置する計画とした (Fig.6, Fig.7)。

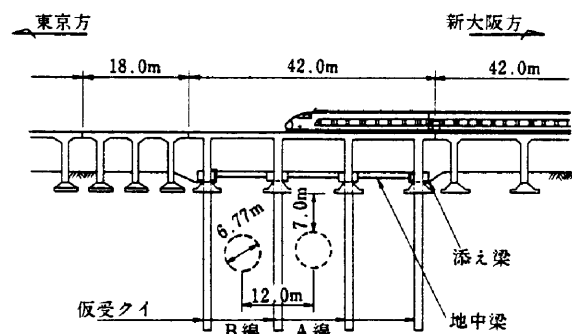


Fig.6 高架橋受替工形状

Shape of underpinning for elevated bridge

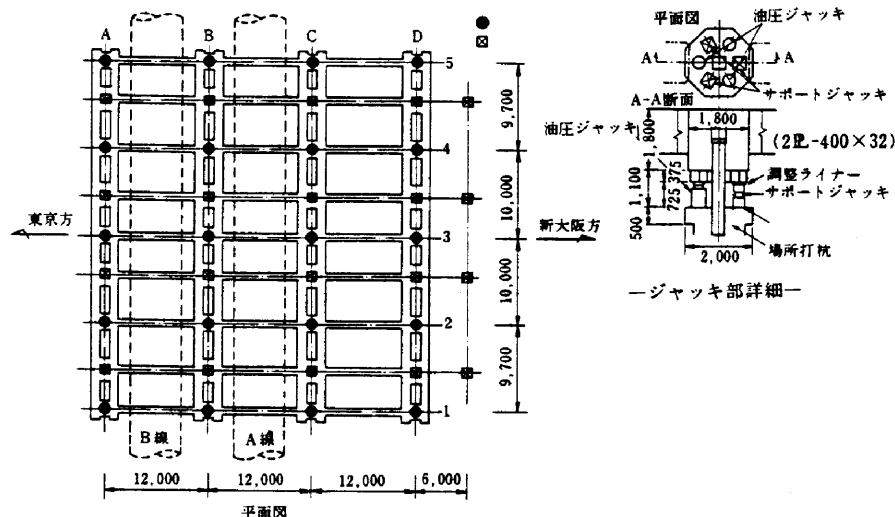


Fig.7 油圧ジャッキ・サポートジャッキ配置図

Arrangement of oiljack and supportjack

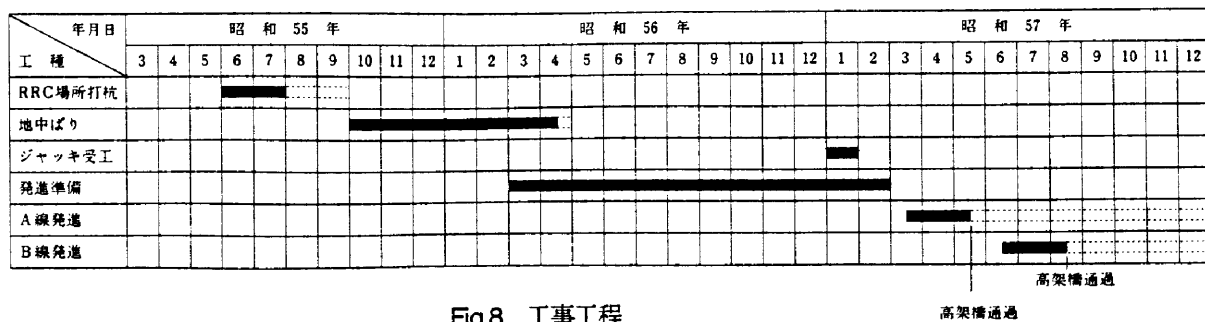


Fig.8 工事工程  
Construction schedule

### 3-3 アンダーピニング (防護工) の施工

#### (1) 工程概要

防護工および仮受工, シールド掘進の工事工程は Fig. 8 のとおりであった。

#### (2) 支持杭の施工

新幹線高架下の施工であり, 工事の安全管理はもとより施工結果により受替時構造物を变形させたり, 内部応力を発生させたりする要因となるので特に下記の点に留意して施工した。

- ①場所打杭は走行架台を改良した RRC (ロッドレス・リバース・サーキュレーション) 工法で施工した。
- ②新幹線構造物の基礎地盤をゆるめる恐れを無くするため, 場所打杭の施工は千鳥施工とした。
- ③掘削孔の垂直性を高めるため, 掘削機の自重全部をかけずに荷重計で管理しながら掘削した。
- ④掘削完了後の孔底スライム処理は受替時の施工精度に重大な影響を及ぼすため特に除去には留意した。
- ⑤場所打杭施工中は高架橋基礎との接近度合等を考え新幹線の徐行 (160km/h) を行った。

上記要領で場所打杭  $\phi 1,500\text{mm} \times 23\text{m} \times 6$  本,  $\phi 1,270\text{mm} \times 23\text{m} \times 14$  本の計 20 本を施工した。

#### (3) サポートジャッキ設置, 梁類の施工

杭頭にジャッキベースを RC で作り, その上にサポートジャッキ 52 基, 全容量 12,200 トンを設置し, その上に鋼製受台リングを取付けた。そして RC の梁類はこのスチールリングの上に築造した。

## § 4. プレローディング

### 4-1 プレローディングの計画

新幹線構造物の荷重を RRC 杭で受け持たせるための応力導入の作業を準備した。応力導入に際し新幹線構造物に悪影響を与えないように関係各所等と綿密な打合せおよび検討を行った。応力導入工程は Fig.9 のとおりである。なお, 次の事項を設定して計画を進めた。

- ①応力導入, 受替時は新幹線営業時間外という条件の

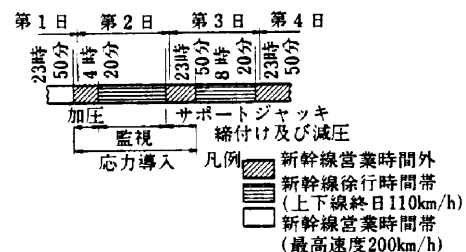


Fig.9 応力導入工程  
Stressing schedule

ための新幹線半日休業日 (1 年に 1 回ある保守日) を利用した。

- ②荷重放置期間および受替後 1 日間の監視期間中は新幹線の徐行 (110km/h) を行った。

- ③プレロード荷重は荷重置換による浮き上り量から設定し, 設定荷重は, 死荷重の 70% とした。

$$\text{浮き上り量予測} \quad \delta_{up} = \frac{P_{up}}{K \cdot A}$$

$\delta_{up}$  ; 柱の浮き上り量 (cm)

$K$  ; 地盤の反力係数 (7kgf/cm<sup>3</sup>)

$P_{up}$  ; 柱に加えられた上方向へのプレロード (kgf)

$A$  ; フーチング面積 (500cm $\times$ 600cm=300,000 cm<sup>2</sup>)

- ④高架橋の絶対変位量の限界値を 2 mm, 隣接高架橋との目違い変位の限界値を 2 mm とした。

- ⑤プレロード管理, 高架橋部材安全管理, および地山の変状計測のため下記の計測工を計画実施した。

#### ④構造物の沈下

最も重要視されたのは構造物の不等沈下による各支点の応力発生であり, このためにはトンネル直上におけるラーメンと, それに隣接するラーメンの柱に沈下計を取付け, 支柱の基礎の沈下量を連続的に測定することにした。

#### ⑤構造物の傾斜

支点不等沈下による柱の変形あるいは防護工との乾燥伸縮差, 温度差による柱の変形を監視するために傾斜計

を設置した。

#### ㊦場所打杭の傾斜と応力について

プレロード荷重が導入された後、高架橋の荷重が加わり、さらにトンネル掘削による影響を受ける可能性を考慮して、杭の軸方向応力分布、曲げ変形等を測定するため杭の上部から下部にかけて一定間隔をおき、鉄筋応力計と水平変位計を場所打杭の内部に取付けた。

#### ㊧添え梁と柱結合部の応力分布について

高架橋を支える添え梁と柱との結合部でアンダーピニングによって圧縮応力が接触面内にどのように分布するかを確認するために、結合部内部に圧力センサを取付けた。

#### ㊨高架橋けたの目違い変化について

各支柱の変化に伴う上部のけたの変化による新幹線の軌道の変位は営業線の保守管理に及ぶ問題となるので、けたのジョイント毎に、けた相互の水平変位及び鉛直方向変位を測定するために目違い計を取付けた。

計測の数量は Table 1 に示すごとくである。

Table1 計測工数量表  
Nos. of measuring instruments

| 計測器の種類      | 数 量          |
|-------------|--------------|
| 構造物沈下計      | 24台          |
| 構造物傾斜計      | 11台 22測点X Y  |
| 目 違 い 計     | 6台 線路直角      |
| 水 位 計       | 6台           |
| 不動点沈下計      | 1台           |
| 場所打ちぐい鉄筋応力計 | 176測点        |
| 場所打ちぐい水平変位計 | 24測点         |
| そえ梁応力計      | 44測点 各支柱下そえ梁 |

#### 4-2 載荷・除荷 (Fig.10 参照)

載荷は油圧ジャッキを設定荷重ごと6ユニットに分け、各々を電動ポンプで同調させながら行った。載荷段階は4段階とし各、新設杭1箇所当りの最大応力導入荷重の25%、50%、75%、100%と載荷した。

除荷段階は80%、60%、40%、20%、0%と5段階で行った。

#### 4-3 荷重の移行

各載荷段階においては、所定の荷重を持続させ新設杭の杭頭変位量が15分間に $\leq 3/100\text{mm}$ 以下、もしくは60分経過時各部材に異常が無いと確認された時移行した。

#### 4-4 応力導入の終了

最大応力導入荷重に達した時、その荷重を一定に保持

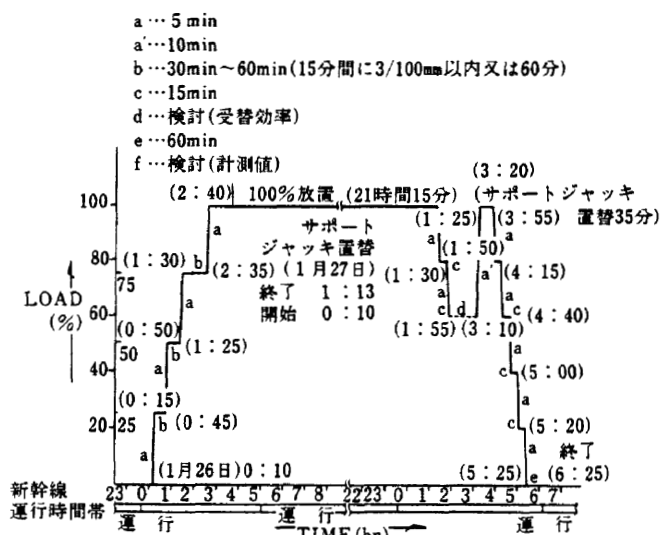


Fig.10 応力導入行程結果  
Diagram of stressing(actual)

して21時間15分放置した(通常24時間放置するが新幹線の運行時間帯に入りこむため)。

#### 4-5 測定時間

載荷段階で25%~75%においては、載荷完了後0分、5分、10分、15分と測定し、以後15分毎に最大60分まで測定した。最大応力導入荷重においては、載荷完了後0分、5分、10分、15分、以後15分毎に2時間まで測定し、その後2時間毎に19時間測定した。

#### 4-6 導入荷重の置替

最大応力導入荷重に達し、所定の監視を続けた後、新設杭の相対変位量が15分間に $\leq 3/100\text{mm}$ 以下となり、各部の異常が無い事を確認した後、導入荷重をサポートジャッキに置替えた。

サポートジャッキへの置替は、新設杭の相対変位量の増加及び油圧ジャッキの荷重の減少を監視しながら、サポートジャッキに推力を加えた。

#### 4-7 管理基準 (Table 2 参照)

油圧ジャッキ荷重降下5%程度または新設杭相対変位量進行の0.3mm程度を目標にサポートジャッキのハンドルに打撃を加えて推力を発生させる。

サポートジャッキに置替後、油圧ジャッキの荷重を60%に減圧させた時点で新設杭相対変位量等をチェックし、油圧ジャッキ0%時のサポートジャッキの受替効率を推算し90%以上の効率が得られぬ場合は再度油圧ジャッキによって荷重を導入し、サポートジャッキにさらに推力を与える。

\*  $3/100\text{mm}$  の値は、土質工学会「クイの鉛直載荷試験基準・同解説」による

Table2 プレロード管理基準  
Criteria of preload control

| 管理対象 | 管理事項          | 方法                       | 管理基準                                           | 対応                                | 対策                                 |
|------|---------------|--------------------------|------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| 高架橋  | 隆起・沈下         | 1.デジタルダイヤルゲージ<br>2.水盛沈下計 | ±2mm<br>±2mm                                   | 載荷を停止又は除荷                         | 導入荷重・受替荷重について協議する。                 |
|      | 目違い測定         | 目違い計                     | ±2mm                                           | 同上                                | 同上                                 |
| 添梁   | 発生応力          | 歪ゲージ                     |                                                | 添梁の変形状態を測定する                      | 発生応力・たわみ量が大幅に進行している場合は載荷を停止し、協議する。 |
|      | 変形            | デジタルダイヤルゲージ              |                                                |                                   |                                    |
| 新設杭  | 沈下<br>(相対変位量) | デジタルダイヤルゲージ              | 載荷完了後<br>15分間で<br>$\delta \leq 3/100\text{mm}$ | 次のステップに進行                         |                                    |
|      |               |                          | 載荷完了後<br>15分間<br>$\delta > 3/100\text{mm}$     | 15分間毎に判定を下す。<br>但し載荷完了後60分間までとする。 |                                    |
|      |               |                          | 沈下速度 $v$<br>$v > 1/10\text{mm/min}$            |                                   |                                    |
|      | 発生応力<br>(軸力)  | 歪ゲージ                     |                                                | 載荷を停止又は除荷する。                      | 導入荷重・受替荷重について協議する。                 |

## 4-8 受替効率 (Fig.11 参照)

相対変位量とジャッキ出力の関係が  $S = KP^n$  となる。

$S$  : 相対変位量

$K$  : 比例定数

$P$  : ジャッキ出力

$n$  : べき定数 (直線の傾き)

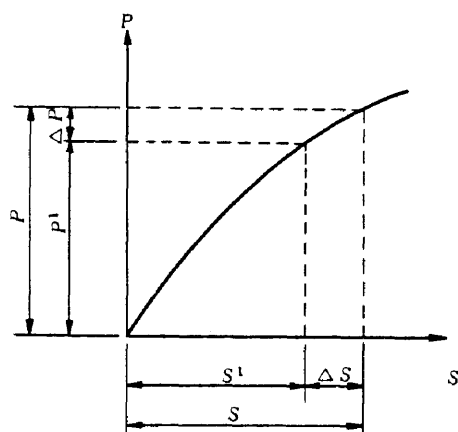
$$\text{受替効率 } \rho = \left(1 - \frac{\Delta P}{P}\right) \times 100 = \frac{P'}{P} \times 100 (\%)$$

$K, n$  とも 75%, 100% 荷重時の最終値で求める

$$75\% \text{ 荷重時 } S_1 = KP_1^n, \log S_1 = \log K + n \log P_1 \quad \text{①}$$

$$100\% \quad S_2 = KP_2^n, \log S_2 = \log K + n \log P_2 \quad \text{②}$$

$$\text{①-②より } n = \frac{\log \frac{S_1}{S_2}}{\log \frac{P_1}{P_2}} \quad \text{③}$$

Fig.11 受替効率図  
Rate of exchanging support

$$\text{③を①に代入 } K = \frac{S_1}{P_1^n} \therefore P = \left(\frac{S}{K}\right)^{1/n}$$

$$\text{よって受替効率} = \frac{P'}{P} \times 100 (\%)$$

柱番号A-1の例を示すと、Fig.12 から受替効率  $\rho$  は

$$\rho = \frac{121.48}{128.00} \times 100 = 94.8\% \text{ となる。}$$

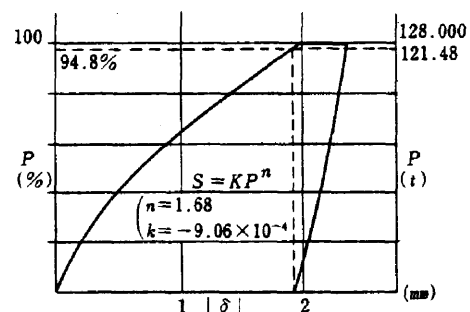
なお、全体の平均受替効率は、90.99% となった。

## 4-9 受替工の変位、応力測定結果

(1) 高架橋の変位は最大1.8mm 浮き上った (Fig. 13)。これは直接基礎下の地盤のリバウンドによるものと思う。

(2) 杭頭と添え梁の相対沈下量は、3.2mm、杭頭の絶対沈下量は1.4mm であった。

(3) 杭に埋込んだ鉄筋計による杭頭載荷軸力 (受替完了時) は、Fig.14 に示すとおり100% 載荷時にくらべ

Fig.12 P-δ曲線 (A-1の例)  
P-δ Curve (Example of A-1)

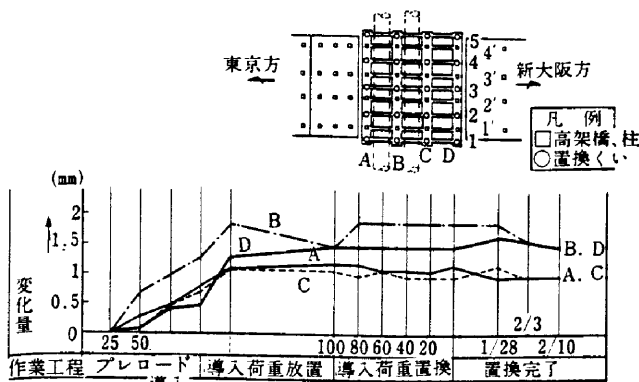


Fig.13 柱4'の高架橋変位測定(経時変化)  
Time-displacement record for 4' column

7～8割程度であった。これはコンクリートの弾性係数のとり方、鉄筋計の誤差、添え梁、地中梁等の重量のかかり方などに起因するものと思われる。また杭下端への応力伝達は、下部に行くに従って減少している。この事は支持杭とはいえ実際は、摩擦杭としての作用が働いているものと思われる。

(4)目違ひ計は限界値の2 mm以下で、既設高架橋のクラック測定も異状が認められなかった。

## § 5. シールド掘進

アンダーピニング工および受替工を完了後、シールドトンネルの掘進を開始した。

掘進は泥水式シールドで掘進するが新幹線高架橋は支持杭で受替えてあっても仮受であるので高架橋柱の下部地盤のゆるみを最小限に抑える必要がある。このため、

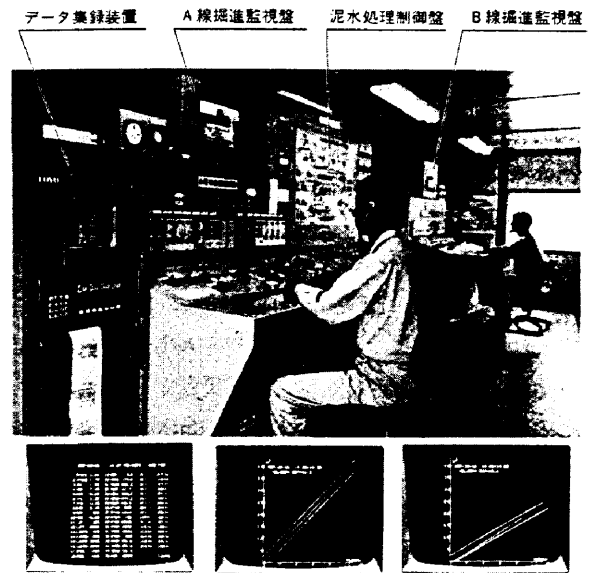


Photo1 中央制御室  
Control room

泥水管理、切羽水圧管理を綿密に行うとともに、掘削量および掘削土乾砂量をCRTモニター監視し、切羽の安定を確認しながら掘進した (Photo 1 参照)。

また、シールドテールボイドの地山応力解放による地盤のゆるみを少なくするため、シールド機に裏込注入逆流防止パッキン\*を取付け、注入剤は2液急結タイプを使用、同時注入方式で施工した。

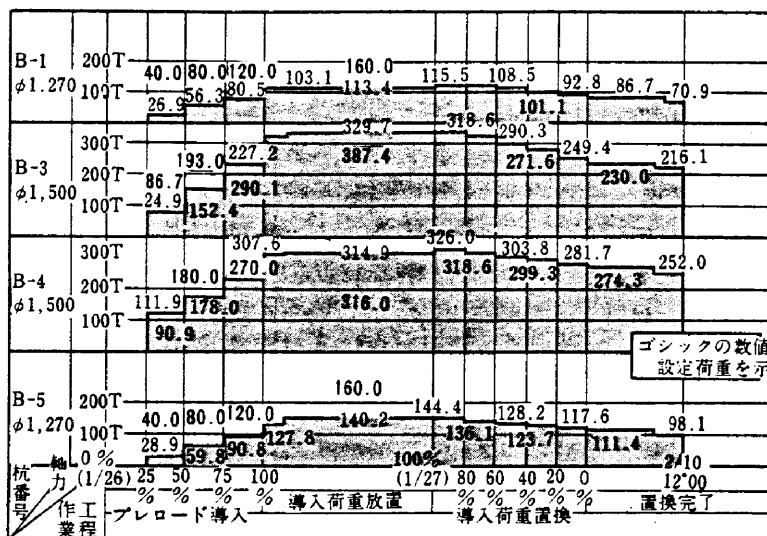
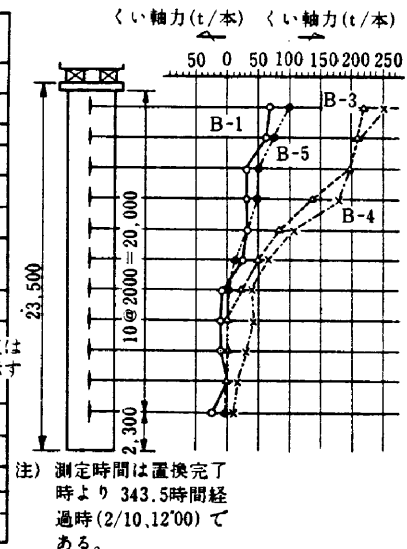


Fig.14 杭頭軸力経時変化および杭軸力分布  
Axial load change with the passive of time and Axial force variation



注) 測定時間は置換完了時より343.5時間経過時(2/10,12'00)である。

\*抄録 P. 170 参照

## § 6. シールド掘進に伴う地表・地中変位測定

本測定は、受替後シールドが通過する間に地表及び地中の変位を測定し、その結果にもとづいて、FEM 解析と実測データとの比較を行うことにより、施工管理を行うためのものであり、次にその概要について述べる。

### 6-1 測定方法

地表変位の測定は、1級水準器ウィルド N3 を用いて 1/100mm 精度で測定し測定点は20箇所とした。

地中変位の測定は、地中沈下計 (Sliding Micro-meter) 地中水平変位計 (高精度傾斜計) を用いて測定した。

### 6-2 掘進に伴う測定工

ジャッキアップ時と同様、シールド掘進中も新幹線構造物の変状を把握するため、構造物の沈下計、傾斜計、目違計等の計測を続行している。通過後の変状はほとんど認められないので、新幹線運行上支障ないと判断されている。

### 6-3 測定結果 (Fig.15, Fig.16, Fig.17 参照)

#### (1) A線掘進時

- ①地表変位の変動は、 $\pm 1.3\text{mm}$  程度であり、トンネル掘削との明瞭な相関は認められなかった。
- ②地中鉛直変位の測定結果から、トンネルの上下で伸び、側方で圧縮を生じることがわかった。
- ③トンネル SL 付近より深い部分では、全体に隆起の傾向を示し、それより上方では沈下の傾向を示す。
- ④沈下量は、トンネル直上で最大となり、天端から 1.9 m 上の点で 2.54mm が実測された。
- ⑤トンネル側壁部で測定した水平変位は、トンネル進行方向かつトンネル内側に向かって生じる。
- ⑥水平変位量は、SL 付近において最大となり、トンネル側壁から約 2.6m 離れた点でトンネル内側に向かって約 5 mm の変位を生じる。
- ⑦鉛直変位は、切羽がシールド掘削径にほぼ等しい距離まで近づいてきたところで生じ切羽が通過して 10m 程度進行した後、落ち着く傾向がみられるのに対して、水平変位は、切羽が通過してから急激に大きくなり 12~13m 進行した後、落ち着きをみせることがわかった。
- ⑧最終変位量に対する切羽到達時の変位量の割合は、鉛直方向で 66%、水平方向で 4% と大きく異なることがわかった。
- ⑨ 1m 間における変位量は、最大でも、0.8mm であった。これをひずみ度に換算すると 0.08% ときわめて小

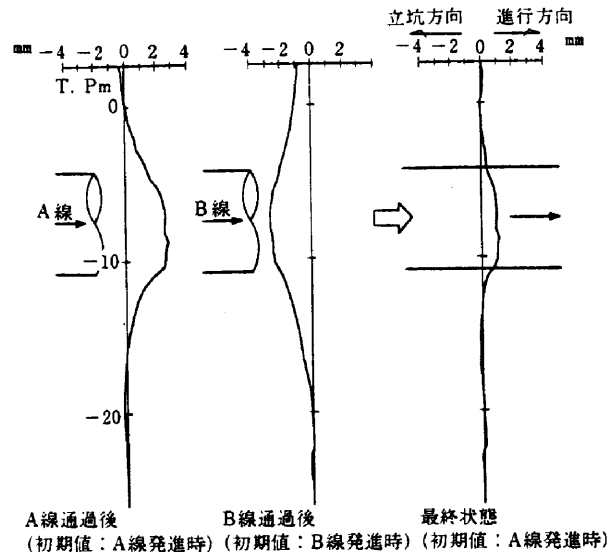


Fig.15 地中水平変位測定結果総括図(縦断面)  
Horizontal displacement of ground in longitudinal section(observed)

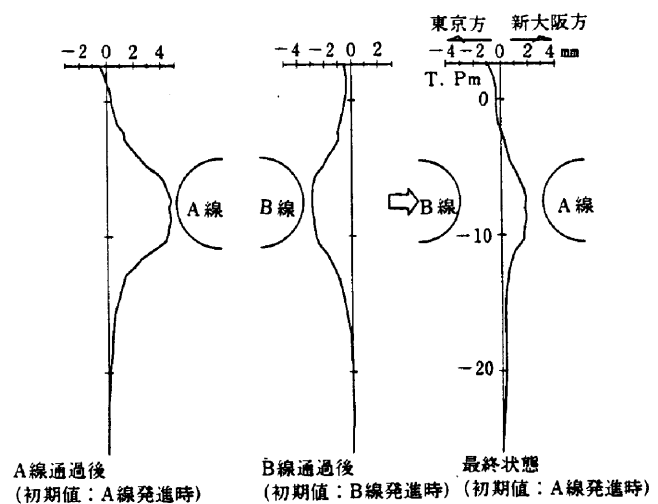


Fig.16 地中水平変位測定結果総括図(横断面)  
Horizontal displacement of ground in cross section(observed)

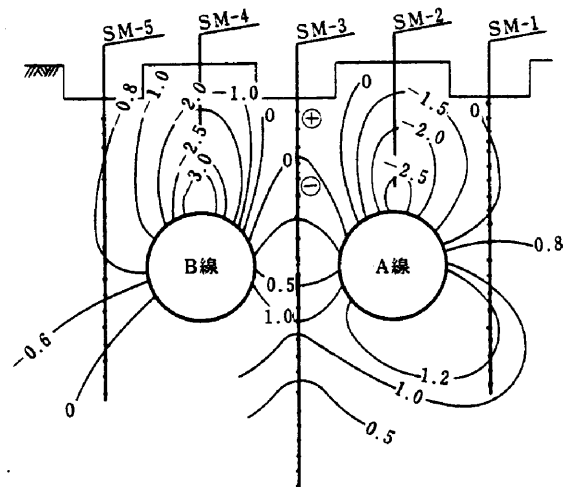


Fig.17 実測結果から推定される最終鉛直変位分布  
Final distribution of vertical displacement of ground(observed)



さな値であり、地盤中に破壊領域を生じた可能性は少ない。

## (2)B線掘進時

①地表変位の変動は、±1.8mm程度であったがトンネル通過後、最終的には全体に隆起する傾向が認められた。

②地中変位についてみると、A線掘進時にA線側でみられたのとはほぼ同様の傾向が、B線側においてもみられた。

③A線とB線との中間においては、全体に隆起の傾向を示し、トンネル底面付近では最大1mmの隆起がみられた。

④B線直上部での沈下量は、最大3.1mmであった。

⑤最終的な変位分布をみると、A線側よりもB線側の方が全体に沈下量は大きかった。

⑥水平変位は、A線掘進時に生じた変位の方向とは反対の方向に生じるが、変位量は完全には戻らず、わずかに残留する傾向が認められた。

## 6-4 FEM解析と実測データとの比較

システム名：NATMS

解析手法：2次元FEM解析、

平面歪準3次元弾性計算

要素の種類：8節点、4辺形要素

(アイソパラメトリック要素)

入力条件 要素数96、節点数335

地盤内初期応力…汎用プログラム GEOTEC による3次元応力解析

$$\sigma_z = 1.8 \times 10^{-3} Z + 0.324 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad Z; \text{深度 (cm)}$$

地盤の弾性係数  $E = 900 \text{ kgf/cm}^2$

地盤の単位体積重量  $\gamma_s = 1.8 \text{ gf/cm}^3$

地盤のポアソン比  $\nu = 0.3$

側圧比  $K_0 = 1$

応力解放率 水平方向 鉛直方向

工程1 掘削 0.04 0.66

工程2 覆工 0.96 0.34

セグメントの弾性係数  $E_c = 350,000 \text{ kgf/cm}^2$

セグメントのポアソン比  $\nu = 0.25$

以上の諸値を用いて FEM 解析した結果と測定結果とを比較したのが Fig.18 である。

## §7. あとがき

東海道新幹線という日本最大の動脈の直下での工事であり、関係各機関はそれぞれの立場で安全体制を敷いての施工であったが、新幹線の運行に何らの支障を与えず

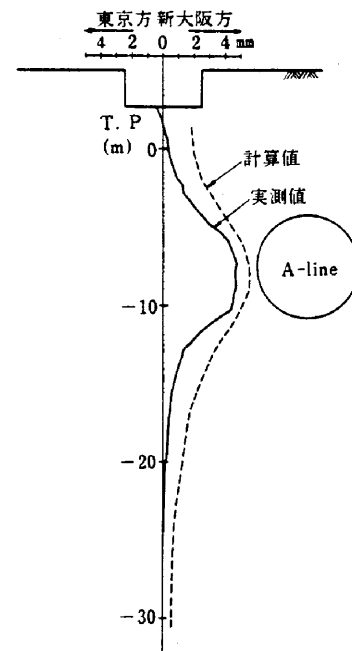


Fig.18 A線通過後の水平変位実測値と計算値の比較  
Comparison of observation and calculation in horizontal displacement of ground(after A-line excavation)

無事に交叉部を完了させることができた。これは、企業先、当社、協力会社の関係者が一丸となって努力した賜物であり、ここに謹んで感謝の意を表します。

これからの建設工事では、施工前、施工中の諸測定が最も重要な施工管理の手段といえる。種々の測定値を用いて、将来を予測して、これから起る可能性のある挙動を把握することはきわめて重要であり、施工管理上不可欠のものであると思う。とくに地下構造物の施工においては目に見えない部分での土の挙動を把握しないで施工することはきわめて危険なことといえる。本稿で述べた種々の計測値は新幹線構造物の挙動を推測して、それに対する対策を立てる上で有効なものであった。