

横浜地下鉄の施工

菊池敏雄* 東川昇**
 黒田正司*** 西平福宏****

要約

横浜地下鉄、下永谷工区は、地下水で飽和された洪積砂層で、水位低下のためのパイロットシールドを先進させ、山岳トンネル工法で掘削中である。

この引込横坑で、砂層に対する日本最初の NATM 試験工事を施工し、地表沈下量、地中相対変位量、内空変位量、土圧等の計測や、吹付コンクリートの配合、ロックボルトの引抜試験等を実施した。これによって、砂層に対する NATM の優秀性を実証することができた。

又、本工事で経験した二、三の事項について説明するが、曲率半径の小さい曲線をシールドで通過する際のオーバーカット量を求める簡便法として、次式を提唱する。

$$x = L^2/2R$$

x : オーバーカット量, L : シールド機長, R : 曲線の半径

目次

- § 1. はじめに
- § 2. 全体工事概要
- § 3. 砂層に対する NATM 試験工事
- § 4. おわりに

§ 1. はじめに

横浜市では六大事業の一つとして高速鉄道（地下鉄）の建設を行っており、4 路線、総延長 67.8km に及ぶものである。この内横浜～上永谷間 11.7km は昭和51年9月に営業運転に入っている。その後、建設工事は一時中断されていたが、昭和53年から再開され、現在1号線の延長工事として、上永谷～戸塚間、約3.5km を第22～27工区の6工区に分割して施工中で、当社はその内第23工区（下永谷工区）を昭和53年9月から着手している。

当工事の特徴は土盛りが40～13m と少なく、地表が分譲住宅街である所を、山岳トンネル（サイロット）工法で施工することである。さらに、通過地層は屏風ヶ浦層と呼ばれている洪積砂層で、地下水で飽和されている。

このような条件のもとで、日本では例のない NATM 試験工事を作業用引込横坑で成功裡に施工したので、「砂層の NATM」を主として報告したい。

* 横浜(支)横浜地下鉄(出)所長
 ** 横浜(支)横浜地下鉄(出)副所長
 *** 横浜(支)横浜地下鉄(出)係長
 **** 横浜(支)土木課副課長

§ 2. 全体工事概要

2-1 工事概要

工事件名	高速鉄道1号線下永谷工区（第23工区）土木工事
工期	自 昭和53年7月19日 至 昭和56年7月18日
主要数量	全工区延長 655.5m 一般2線構築 86.5m 山岳隧道構築 569.0m

山岳隧道

掘さく	39,206m ³
鋼アーチ支保工	633基
コンクリート	13,658m ³
薬液注入	9,837m ³
立坑設置撤去	1式
横坑設置中埋工	1式
パイロットトンネル	586m
地下水位低下工	2,127m
ディープウェル工	234m
開さく部他	省略

2-2 路線及構造

図-1に示すように、当工区は上永谷駅（地上高架）より戸塚に向かって隧道の入口を始点として、延長655.5mを施工するものであり、工区始点より86.5mは開さく部、残りの569mは山岳トンネル部で、縦断勾配は一律35/1000であり、山岳トンネル部は工区終点より工

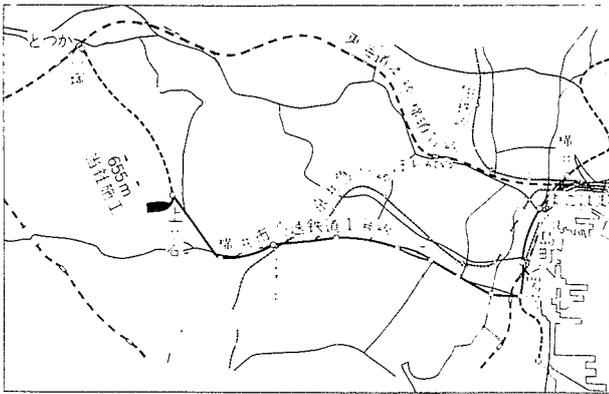


図-1 1号線戸塚～関内、3号線山下町～新横浜間路線略図

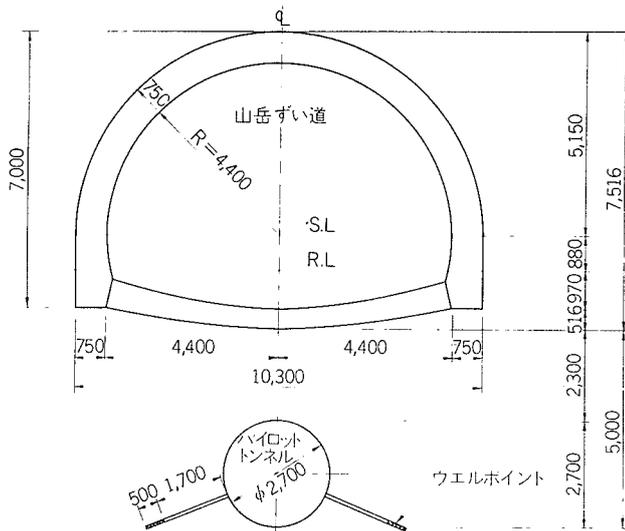


図-2 山岳ずい道橋 標準断面図

区始点に向かって施工する。路線の地上状況は、全長に亘り閑静な住宅街である。

施工法としては図-2に示すように、隧道直下2.3mの位置にパイロットトンネルを泥水シールドで施工して、この中からウェルポイントを打設運転して、上部山岳トンネル部の地下水を抜き、山岳トンネルをサイロット工法で施工するものである。

2-3 地質概要

図-3に示すように、地質的には洪積統のローム層及び屏風ヶ浦層に大別される。延長655.5m間に第四紀の地殻変動を受けたとみられる谷が2ヶ所あり、これは昭和43年～45年に宅造工事のため埋立られている。図-3中のFの表示がそれである。

隧道はこの地質の中で、屏風ヶ浦層の砂層を通過している。この砂は非常に締っており、N値は大部分が50以上である。地質調査の物理試験の結果は、均等係数3～

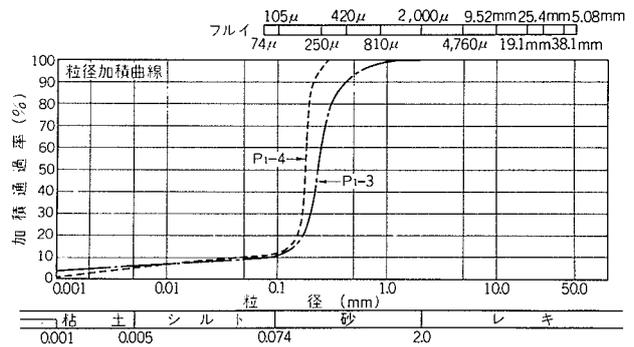


図-4 トンネル土質粘度試験結果

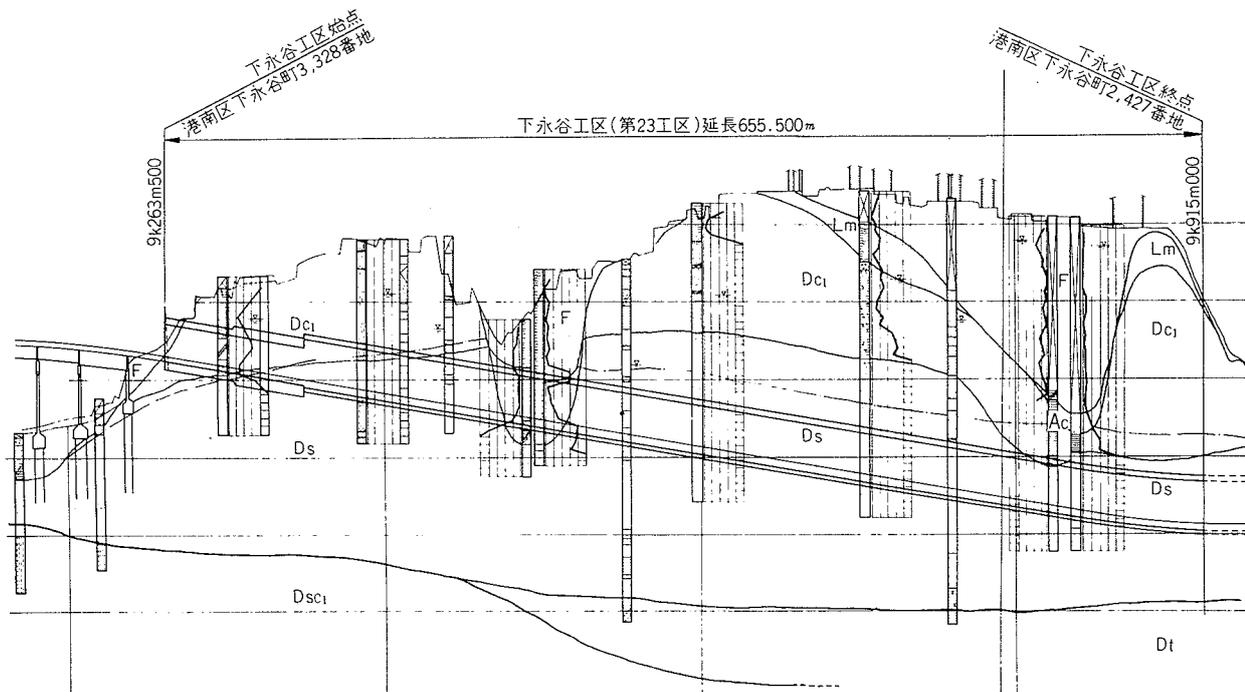


図-3 下永谷工区(第23工区)地質縦断面図

4, $D_{10}=0.07\sim 0.08$ の粒度分布の均一な細砂である。バインダーは7~12%と非常に小さく、地下水位は図-3中トンネル上部に1点鎖線で示すように、天端より約3m上部にある。

2-4 立坑の概要

パイロットトンネルの発進と本坑掘削用の横坑の施工のため、立坑を掘削した。断面は10m×15mで、深さは床付でGL-25mである。構造は連続地中壁で鋼製の土留支保工を使用した。

壁厚60cm、深さ28mの連続地中壁をバケット式掘削で施工したが、地質が硬いため、掘削能率は1エレメント5日~6日と悪かった。公称600mmのバケットは巾が580mm(肉盛り20mm)であり、普通の地層ではこれで600~620mm程度となるのが、590~600mmとなっていた。609mmφのインタロッキングパイプの建込み、鉄筋籠の吊込み、パイプの引抜きに非常に苦勞した。この種の地層に対しては、掘削の際バケットの肉盛りを良く管理して壁厚を確保することと、鉄筋のカブリを8cmより若干大きくした方が施工性が良くなると考える。また、インタロッキングパイプよりV型鉄板と碎石で施工した方が良いと思われた。

安定液は m^3 当り、ベントナイト75kg、CMC 1kg、分散剤1.5kgの配合とした。孔壁は完全に保持され、逸水もなく良好な結果を得た。

スライム処理はバケット処理で充分と判断していたが、

砂分の浮遊した微粒子が4~6時間に涉って沈降し続け、底部に1mも溜まり、バケット処理後にも80cm程度溜る現象が生じた。この対策としてはバケット掘削終了直後下部1/3の安定液をサンドポンプにより新液と置換する工法を採った。

2-5 泥水シールド

本坑掘削の水抜用トンネルで、ウェルポイントを打設し強制排水を行い、使用後は碎石により填充する。

施工延長は586m、外径2.7mのスチールセグメントで、勾配は本坑と同じである。特記事項としては、半径80m、延長50mの曲線部の通過であった。

シールド機の製作に当っては、半径の小さい曲線部の施工と、上り勾配に対処するために①シールド長さ外径比をできるだけ小さくする($L/D=4215/2850=1.48$)。②オーバーカットの最大量はシールド外殻から65mmとする。③可動ソリを設ける。④テールボイドは75mmと大きくする、等を組入れた。

ところが実際には地山の緩みや変位が期待できない硬い地山では、このオーバーカット量では足りないことが判明した。カッター中心は常に軌道中心上にあり、カッター面は軌道中心の法線面と一致し、しかもシールド機の後部外側の軌道外周の地山に当たらない条件が必要となる。図-7においてオーバーカット量を x とすると、次式が成立する。

$$(R + D/2)^2 + L^2 = (R + D/2 + x)^2$$

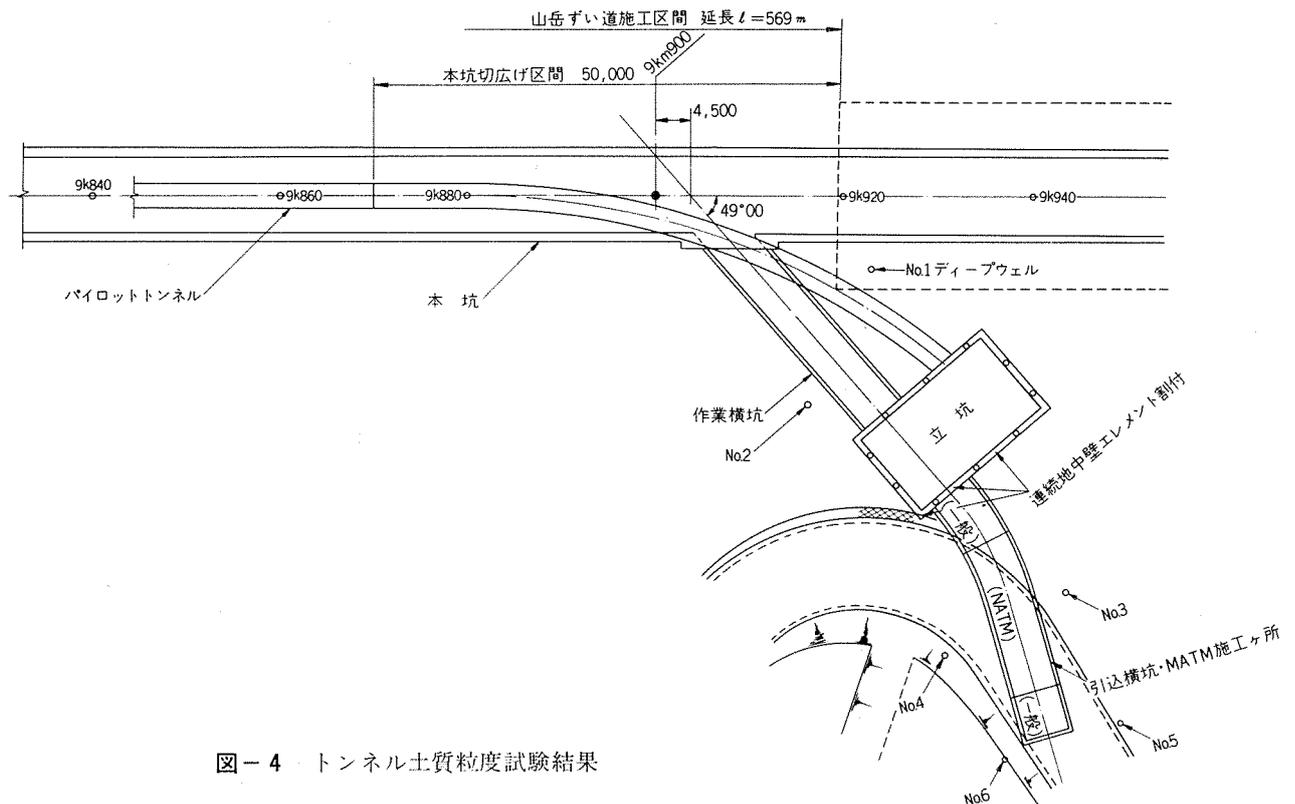


図-4 トンネル土質粒度試験結果

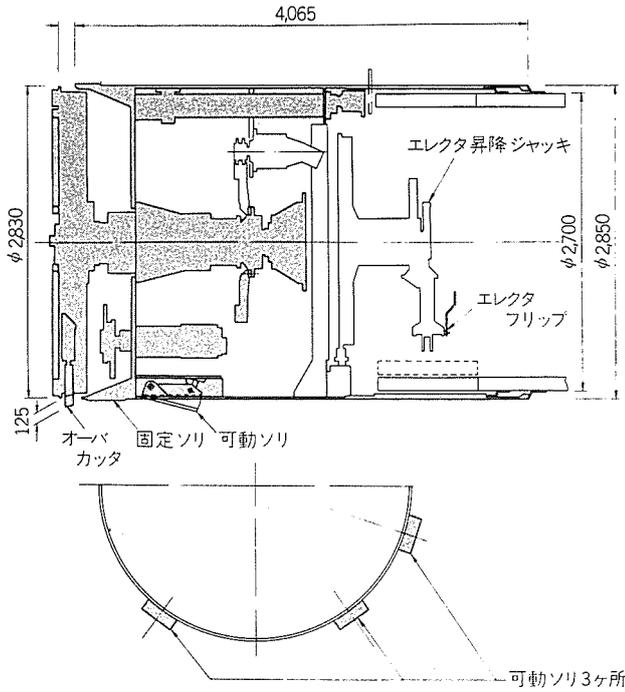


図-6 泥水シールド機パイロットトンネル用

これを整理すると、

$$x^2 + (2R + D)x - L^2 = 0$$

となり、これにより、 x を求めることができるが、計算が面倒なので、簡便法を考えた。 x は元来非常に小さいので x^2 はさらに小さくなるから無視すると、一次項だけが残り、さらに簡略化することも可能である。

$$x \approx L^2 / (2R + D) \text{ 又は } \approx L^2 / 2R$$

この式に当現場の数値を入れると x の値は 110mm になり、原設計 65mm に対して 45mm も足りないことが分った。さらに若干の余裕を見込み、オーバカッターの最大値を 125mm に改造して、この小曲線を施工することができた。

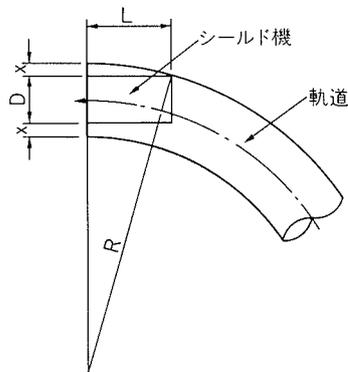


図-7 曲線部に於ける地山とシールド機の関係位置図

2-6 盛土部

図-3のFで表示した部分は宅造工事のために盛土さ

れた所で、パイロットトンネルの通過に伴って、地表部に 15mm 前後の沈下を生じた。

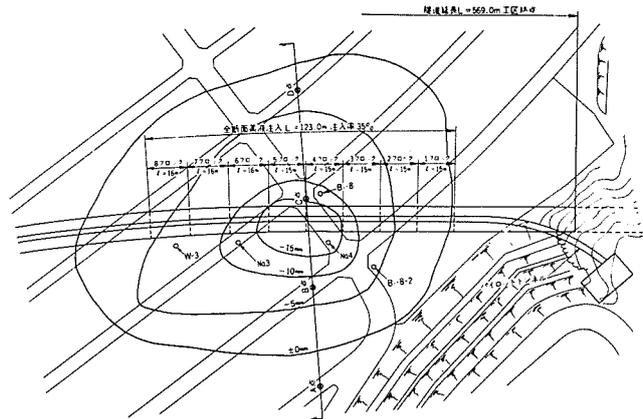


図-8

一般的に云って、トンネル掘削による地表面沈下の原因としては、次の4つが挙げられる。

- ① 地中応力解放による弾塑性沈下
- ② 地下水位低下による圧密沈下
- ③ 間隙水圧の変化による圧密沈下
- ④ 余掘の空隙による圧縮沈下

これらについて、今回の場合を検討した。①については、土被りが40mもあり、掘削断面が小さく、沈下に至る時間が短か過ぎること等から除外できる。②は50~60m離れた地点でウェルポイントによる揚水を実施しているので、一つの原因とはなるが、揚水開始から20日程度しか経過していないこと、及び地下水位観測を続けているが、揚水開始後5ヶ月経っても水位変化がないことから、主原因とは考えられない。また、④も通過時のシールドの掘削状況はこの区域外と何等変わらず、泥水圧、濃度及び乾砂量等の変化が認められず、テールボイドのみの空隙では土被りから判断して除外できるものと考えた。以上の理由から③が主原因と考えられた。

地盤沈下の分布は盛土部一帯に発生し、盛土厚に比例するような形で、緩やかな勾配のコンターラインが書ける状況である。このような分布から、地下水位の減少による圧密によるものと考えられる。シールド切羽からの土の過剰取込みによって空洞ができ、それが地表に影響する場合は、局所的な陥没となることが多い。地下水位の減少はディープウェルやウェルポイントによる吸水だけでなく、シールド切羽の土の除去、泥水圧と外圧との力の不均衡によってシールド周辺の砂層が緩み、ダイレイタンスによって、周辺の水圧が減少し、それが周辺の地下水位を減少させたものとする。

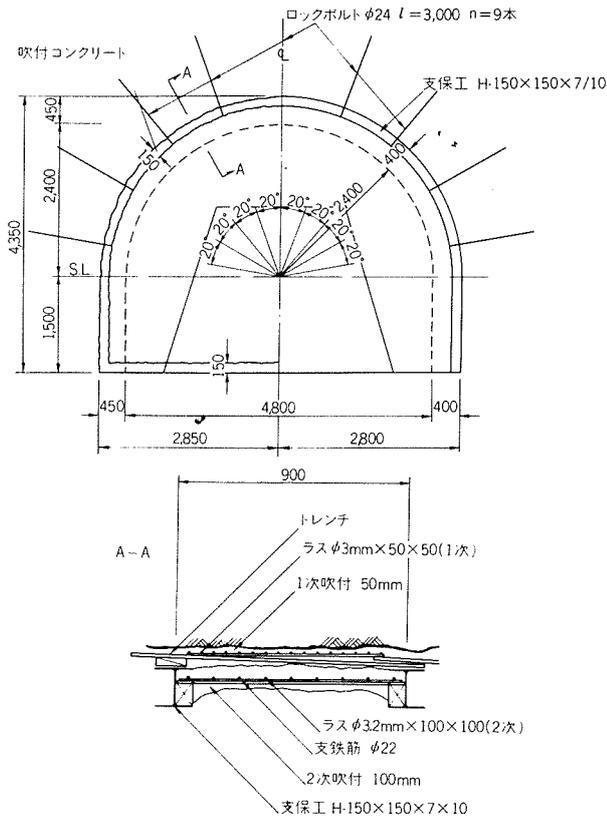


図-11 NATM 標準断面図

3-1 NATM 試験工事の概要

試験内容は下記のとおりである。

- ① 地表面沈下測定 (12点)
- ② 地中相対変位測定 (1点)
- ③ 内空変位測定 (3点)
- ④ 各種配合コンクリート吹付試験
- ⑤ ロックボルト試験
- ⑥ 土圧測定 (4点)
- ⑦ 各工種歩掛測定

3-2 施工順序

- ① リングカット(ピック掘り, 肌落防止用トレンチ)
- ② 支保工建込み
- ③ 溶接金網取付 (一次用)
- ④ 一次吹付コンクリート (厚 50mm)
- ⑤ 溶接金網取付 (二次用)
- ⑥ 二次吹付コンクリート (厚 100mm)
- ⑦ 斜め前方ロックボルト
- ⑧ 核部掘削
- ⑨ ロックボルト打込 (主計測断面付近)
- ⑩ インバート吹付コンクリート (厚 150mm→5m 区間のみ試験施工)
- ⑪ 切羽吹付コンクリート試験

3-3 施工要点

(1) リングカット

バインダーの少ない微細砂なので、人力によるピック掘りを行った。核部は3~4R (1R=90cm) 残しながら施工した。NATM では通常は矢板をかけないのが原則であるが、両肩部分に肌落ちがあり、作業上危険なので、トレンチ又は松矢板を40cm 程度の間隔で設置した。

(2) 支保工の建込み

150H の支保工を人力で建込んだ。トレンチ等を送っているのので、吹付前に建込む変則的な使い方となる。

(3) 一次用溶接金網取付

吹付対象が砂層なので一次吹付用に金網を使用した。

溶接金網は3.0φ×50×50と3.2φ×100×100の2種類について実験したが、前者の方がコンクリートのつきが良好であった。砂地盤のため吹付の際、地山が洗掘される現象が生じたが、これに対しても前者が良かった。砂層に対しては細くて目の細かいものが良いと結論できる。

溶接金網の固定方法についても2種類の実験を行った。一つは6mmφの30cmの鉄筋を地山に打込み、金網を地山に密着させる方法で、他の一つはトレンチシートの間隔を小さくして、トレンチとキャンパーで金網を密着させる方法である。何回かの実験の結果、後者の方が良好であった。前者は吹付コンクリートは良くつくけれど、ある程度の量がつくと鉄筋のピンがコンクリートの自重により地山から抜けて、金網がコンクリートと共に地山から剝離し、垂れ下って了うのが分った。鉄筋長を長くすることも検討したが、砂層なのでピンを深く打込むと地山全体を緩めて、大きな肌落ちを生ずる心配があり、施工には至らなかった。後者の場合は金網の垂れ下りもなく、結果は良好であった。

(4) 吹付コンクリート (一次, 二次)

付着性の良い(リバウンド量の少ない)吹付コンクリートの配合や、送気圧を決定するために、これらを変化させて試験を実施した。表-1にこれらを示すが、配合としてはEが付着性が最も良かった。傾向としては、砂率(S/A)が大きい程、付着性は良かったが、72%のものではホースづまりが発生した。粗骨材同志の衝撃が付着性を減殺することと、粗骨材がホース内壁面の掃除に役立つことを裏付けているものといえる。

表-1 コンクリート配合送気圧表

配合	単位セメント量 kg	細骨材 kg	粗骨材 kg	S/A %	W/C %	シグニ ットG kg	送気圧 kgf/cm ²	適 否	4 週強度 kgf/cm ²
A	350	1,085	915	54	40~45	10.5	3.5		
B	400	1,250	750	62	40~45	18.0	3.0		
C	400	1,250	750	62	40~45	18.0	3.5		
D	400	1,350	650	67	40~45	18.0	3.0		
E	400	1,350	650	67	40~45	18.0	3.5	◎	240
F	400	1,450	550	72	40~45	18.0	3.0	ホース詰まる	
G	400	1,450	550	72	40~45	18.0	3.5	ホース詰まる	

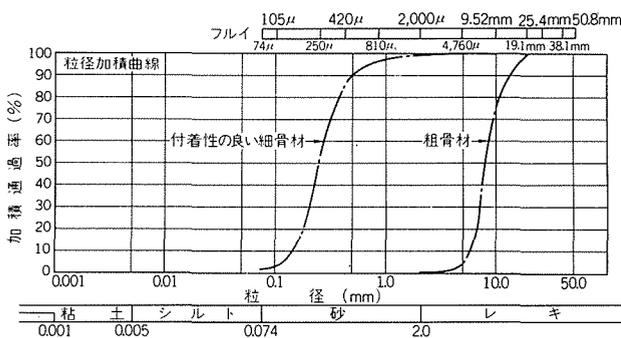


図-12 吹付コンクリート用骨材の粒度分布

細骨材は2種類使用したが、細目の方が付着性が優れていた。また、乾いているより、やや湿っている方が付着性は良かったが、反面ホースが詰まり易かった。

粗骨材は6号碎石を使用した。当初は粒径の均一な粒度分布の悪いものを用いたが、後半になって15mmアンダの粒度分布の良いものに切替えてから付着が良くなった。

送気圧試験は2.5~4kgf/cm²(0.245~0.392Mpa)を0.5刻みで4種類実施したが3.5kgf/cm²(0.343Mpa)が最良であった。

吹付設備は28切ユニバッチャー、8切傾胴型ミキサー、7mクライマーベルトコンベヤー、アリバ260型吹付機、ノズル及びホースは50mm径を使用した。水圧は4.5kgf/cm²(0.441Mpa)を用いた。

結果として分ったことを列記すると、

- ① ノズルから吹付面までの距離は1m位が最適である。
- ② 吹付面に直角に吹付けると付着性が良い。ただ当工事では核部を残しての吹付が主であったため45度前後の角度となったので、リバウンド量が多

かった。引込横坑の終端で鏡止めとして吹付けた時には、直角に吹付けたため、付着性は極めて良好であった。

- ③ ノズルマンの経験と技術の差でリバウンド量に大きな差がでた。
リバウンド量は、38~50%で、平均すると約45%であった。

(5) 二次用溶接金網取付

二次吹付(厚さ10cm)は3.2φ×100×100の溶接金網を使用した。支保工に鉄筋を渡して、その上に金網をのせて固定した。金網はなくても付着はするが、リバウンド量が多く不経済であることが分った。

(6) ロックボルト

穿孔機械はAAL5型レッグオーガ、長さ3mの38φスパイラルロッド、42φビットを使用した。ロックボルトはSNツイストボルト(TD24、長さ3m)、フラットワッシャを用いた。

施工順序は、穿孔、モルタルフィードにて1次モルタル注入、トバックカプセルB型(25φ×500)挿入、2次モルタル注入、SNツイストボルトをコールピックにアダプタをつけて押込み、アンカプレート、ワッシャ、ナットの締付けで終了する。

主計測断面付近5間について施工したが、モルタル注入後、SNボルトがスムーズに入らなかった。この原因は砂質地盤のため、モルタルの水分が地山に吸収され、流動性が失われるためと判断される。従ってモルタル注入からSNボルト押込みまでの時間をできるだけ短くする必要があり、今回はなんとか施工したが、今後の問題としては、ウレタンあるいはレジン型の定着剤を用いた方が有利と考える。

また斜め前方に打込むフォアアンカは2間程実施

したが、却って砂地盤を乱し、肌落ちの原因となったので中止した。

SN アンカの引抜試験を行った。施工後3時間20分で8.9tf(87.2kN)、72時間で13tf(127.4kN)の耐力を得た。砂地盤のように早期に耐力を必要とする場合には、モルタル系でない接着剤型の方が良いことは、この結果からも結論づけられる。

(7) サイクルタイム

工事の目的が、種々の試験を行なうことであったため、本格的な操業に至らなかったため、サイクルタイムとしては余り参考になるような値はでない。

3-4 計 測

(1) 地表面沈下測定

被りが薄いこと、砂層であること及び地表が道路であること等から、12点の測点について、地表面沈下量の測定を実施した。結果は12点ともすべて沈下量0を記録し、所期の目的を達成することができた。

(2) 地中相対変位測定

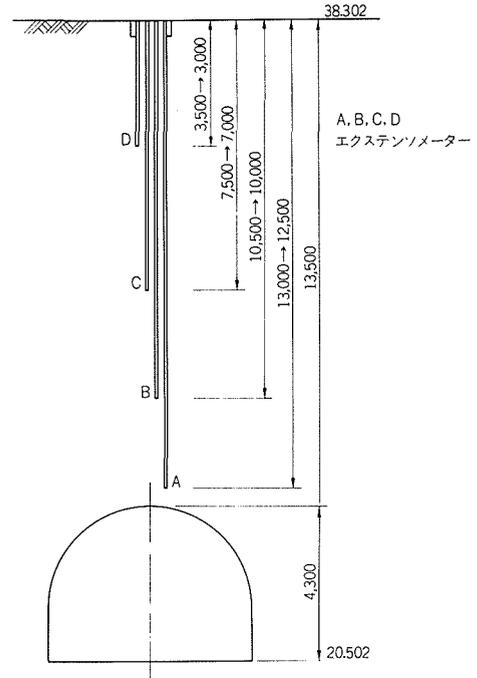


図-13 地中相対変位測定

表-2 ナトム試験工事サイクルタイム

作 業 内 容	6/11		12		13		14		15		5	
横坑掘削及び一次金網	7:00 ~ 10:30	8人 3:30	7:00 ~ 10:25	8人 3:25			7:00 ~ 10:45	8人 3:45	7:00 ~ 10:50	8人 3:50	7:00 ~ 10:45	8人 3:45
支保工組立	10:30 ~ 11:00	8人 0:30	10:25 ~ 11:00	8人 0:35			10:45 ~ 11:15	8人 0:30	10:50 ~ 11:20	8人 0:30	10:45 ~ 11:30	8人 0:45
溶接金網取付	11:00 ~ 11:30	8人 0:30	11:00 ~ 11:25	8人 0:25			11:15 ~ 11:45	8人 0:25	11:20 ~ 11:40	8人 0:20		
吹付段取り跡片付け	11:30 ~ 11:50	8人 0:20	11:25 ~ 11:40	8人 0:15							11:30 ~ 11:45	8人 0:15
吹付段取りプラント空練り	13:00 ~ 13:25	5人 0:25	13:30 ~ 13:25	5人 0:25	8:45 ~ 9:15	5人 0:30	13:00 ~ 13:20	5人 0:20	13:00 ~ 13:40	5人 0:40		
吹付け(一次及び二次)	13:25 ~ 14:45	3人 1:20	13:25 ~ 15:40	3人 2:15	9:15 ~ 10:00	3人	13:20 ~ 15:00	3人 1:40	13:40 ~ 15:00	3人 1:20	13:00 ~ 14:45	8人 1:45
吹付け跡片付け及びロックアンカー段取り	14:45 ~ 15:15	8人 0:30			10:00 ~ 10:10	8人 0:10	15:00 ~ 15:20	8人 0:20	15:00 ~ 15:20	8人 0:20		
休 み	15:15 ~ 15:35				10:10 ~ 10:30		15:20 ~ 15:40		15:20 ~ 15:45			
ロックアンカー削孔及び打込み	15:35 ~ 16:20	8人 0:45			7:00 ~ 8:45	8人 1:45	15:40 ~ 16:30	8人 0:50	15:45 ~ 16:25	8人 0:40		
跡 片 付 け	16:20 ~ 16:45	8人 0:25	15:00 ~ 16:00	8人 1:00			16:30 ~ 16:45	8人 0:15	16:25 ~ 16:50	8人 0:25	14:45 ~ 16:30	8人 1:45
備 考	モルタル15 ^{BT}		モルタル7 ^{BT}		モルタル5 ^{BT}		モルタル14 ^{BT}		モルタル12 ^{BT}		モルタル15 ^{BT}	
プラント：管材ミキサー投入	2人											
計量及びセメント投入	1人											
急結材投入及びミキサーマン	1人		配合変更の結果									
アリバー及びベルコンマン	1人		でE配合									
切 羽：ノズルマン	1人		圧力3.5									
＃：ノズルマン	1人											
連絡：世話役	1人											
計	8人											

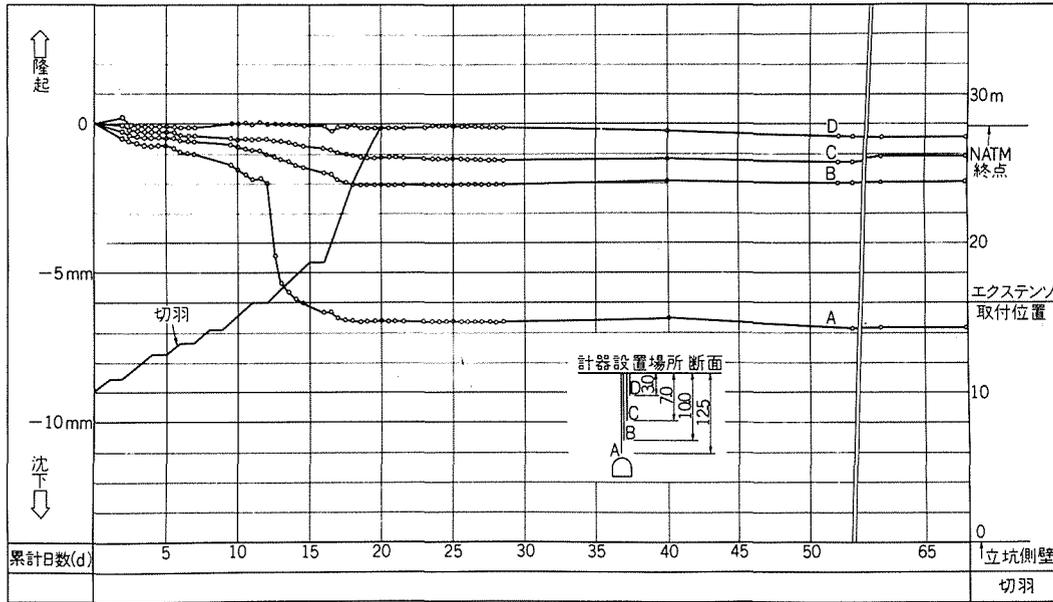


図-14 地中沈下経時変化

主計測断面に多点式エクステンソメータを設置し、地中4点の相対変位を測定した。

切羽が計測断面の手前5.6mの位置にきた時にエクステンソメータの初期値を測定した。切羽が計測断面を通過するまでの変位速度は、各アンカ毎に、ほぼ一定の傾向を示し、深さ12.5mのAで、 $170\mu\text{m/d}$ 、10mのBで $80\mu\text{m/d}$ 、7mのCで $50\mu\text{m/d}$ 、最も浅い3mのDではほとんど変化が認められなかった。切羽前方の地山が掘削の進行に伴って変位をしているが、その量は非常に小さく、締った砂層中の所々に分布する50~70cm厚の砂質シルトの存在によるものと考えられる。

切羽が計測断面を通過した時に、Aには急激な変位が見られ、B→C→Dと変位は減少し、Dではほとんど認められなかった。切羽通過後の変位は通過前に対し2~3倍であったが、計測断面から約10m離れるとほぼ取れんした。通常、トンネル直径の2倍以上離れると、変位が取れんするといわれている他の計測例とも一致する。

各点の最終変位量は、Aで6.9mm、Bで2mm、Cで1.3mm、Dで0.5mmであった。地表面の変位は0であったので、この値はそのまま各点の変位量を示すものである。

(3) 内空変位測定

内空変位の測定は、主計測断面、26間及び31間の3ヶ所で、コンバージェンスメジャにより測定した。主計測断面ではロックボルトと吹付コンクリート、26間では吹付コンクリートのみ、31間では在来の木矢板のみの箇所で、これらを比較対照できるようにした。本トンネルは核部を残しながら施工したため、

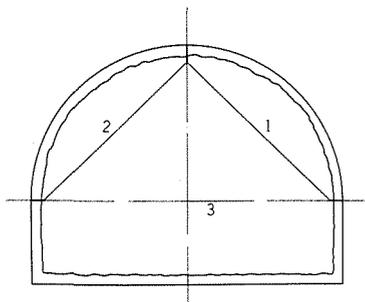


図-15 内空断面相対変位測定

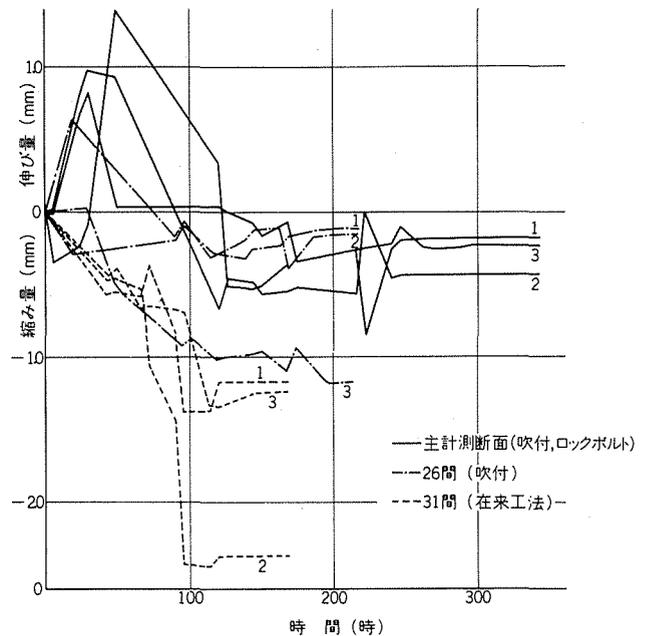


図-16 内空変位の経時変化

内空変位の初期値（0点）は核部撤去後に測定したが、これが変位量が小さかった理由ではない。地中変位測定のアにおいて、切羽通過直後と取れん値との差が、僅か1mm程度であったことから裏付けされる。

3箇所の測点の自然条件を一定と仮定した場合、在来工法の変位が最も大きく、吹付のみがこれにつき、吹付ロックボルトが最も小さいことが明らかにされ、NATMの優秀性が証明されたことになる。

(4) 土圧測定

主計測断面に、3点の半径方向土圧計（コンタクトセル）とインバートに接線方向土圧計（コンクリートセル）を1点設置し、吹付コンクリートに作用する土圧を計測した。

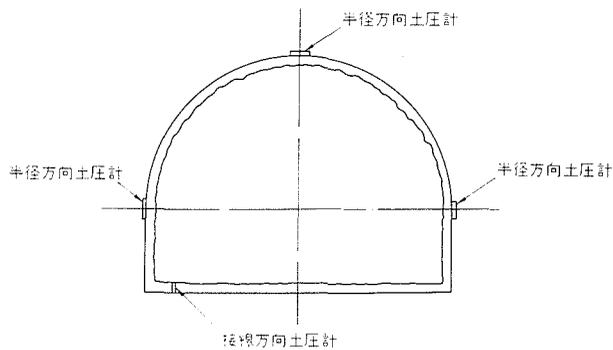


図-17 土圧測定

測定結果はほとんど0であった。掘削後の応力再配分の過程で、半径方向の減少と接線方向の増加を生じるが、この変化後の応力に対し、 $N > 50$ の締った砂層が十分な強度をもっていたからと考えられ、地山自身がトンネルを保持していたことになり、吹付コンクリートは砂山を崩壊させない役割（表面を覆い、崩壊が徐々に地山内部に進行するのを防ぐ）を果たしたものと考える。

(5) 計測結果のまとめ

以上の計測結果をまとめると、次の3点が挙げられる。

- ① 地盤が砂層であるため、応力変形挙動は速かに取れんしている。
- ② エクステンソメータの各深度の沈下量は小さかったが、トンネル天端より2~3m上方に不連続点が存在する。
- ③ 在来工法よりNATMの方が内空相対変位が小さい。

これらのことから、ロックボルトの打設時期は、核残し工法のため止むを得なかったが、早い程、良かったと

考える。

紙面の都合により省略するが、今回、FEMによる解析結果と計測結果との対比を行った。その結果、砂層を対象とした場合、地盤要素間の不連続性を考慮した解析が必要となるであろう。

§4. おわりに

この工事では、対象が洪積砂層であるため、種々の問題点を抱えていたが、立坑の連続地中壁、80m半径のシールド、盛土部の薬液注入等、何とかこれを切り抜けてきた。また、日本でははじめての砂層NATM試験を成功させることができた。

これはひとえに企業先をはじめとする本社・支店関係各位の御指導の賜と、紙面を借りて謝意を表したい。

今後は現在施工中の盛土部の全断面薬注によるトンネル施工も55年夏頃には終る予定であるが、さらにその先にも盛土部があり、これは沖積粘性土と埋土そのものの中を山岳トンネルで通過するものである。この盛土部は N 値2~3、土被りは2~7mであり、このままでは掘削できないので、土質改良等の補助工法を検討して行かなければならない。これらの難問解決に当っては、関係各位の一層の御援助を御願いたい。