

異常土砂流出と膨張圧に挑む ——上越新幹線浦佐ずい道——

淵 野 正 雄 * 檜 村 晃 **
水 本 節 生 *** 小 山 英 希 ****
山 吉 東 英 *****

要 約

上越新幹線浦佐隧道中工区は、昭和47年12月境川横坑の口付けを行い、横坑々底より新潟方、大宮方への掘削を開始した。大宮方への掘削は魚沼層の大破碎帯に遭遇し、薬液注入(ロッド)、土砂崩壊をくり返したため、迂回坑、ディープウェル、導坑シールド、ソレタンシュ注入工法など多数の対策工法を実施し、破碎帯の突破に成功した。この間、工期の遅れを取り戻すため、既に完成した北工区より迎え掘りを実施したが、この区間では強大な膨張圧が作用し、鋼棒の座屈が発生した。そのため各種岩石試験、測定を実施し、対策としてボックス型支保工等で突破した。本報告書は以上の各対策工法の経験と工事経過について詳述している。

目 次

- § 1. まえがき
- § 2. 地質概要
- § 3. 異常土砂流出とその対策
- § 4. 膨張圧の原因調査および対策
- § 5. あとがき

§ 1. まえがき

上越新幹線浦佐隧道は新潟県南魚沼郡大和町に位置する延長6,025mのトンネルである。当隧道は3工区に分かれ、そのうち中工区は大宮起点182 K800mから185 K400mまでの2,600mで浦佐隧道の中央に位置し、境川横坑(L=553m)によって本坑に達している(図-1)。

昭和47年12月1日横坑口付けを行い、本坑到達後、大宮方への掘削はおおむね順調であったが、新潟方は膨張性地圧、異常出水、及び土砂流出に遭遇し掘削は困難をきわめた。水抜きボーリング、薬液注入、ディープウェルなどの対策工を実施したが効果的ではなく、数本の迂回坑によって破碎帯の突破を試みた。この間に調査ボーリング、弾性波探査などを大規模に行い、最善の対策工を模索し、ソレタンシュ注入、凍結工法、シールド工法の採用を検討した。一方工期を短縮するために既に施工を完了した北工区側(185 K400m)から迎え掘りを実施

したが、この区間では膨張圧が発生し、鋼製棒の座屈が起こった。したがって膨張圧に対処するため、岩石試験、内空断面相對変位測定等の試験を実施した。

本報告書は、第1回土砂流出後の工事経過と各種対策工(ソレタンシュ注入)シールド工事の経過及び迎え掘り区間における膨張圧発生後の工事経過と各種土質試験、計測結果等について報告する。

§ 2. 地質概要

中工区の地質は新第3紀鮮新世の西山層、魚沼層群塚山層から構成されている。

西山層の安山岩質集塊岩は、横坑到達部から大宮方に広く分布するが、これは安山岩の角礫の間に、火山灰、砂が充填されている状態で、砂、粘土層を部分的に挟む軟弱部分が多い。この地山は一般に土圧が大きく、湧水がある場合はトンネル掘削は困難である。

一方塚山層は横坑到達部及び新潟方に広く分布し、砂岩、礫岩、泥岩の複雑な互層になっており、固結度は極端に低く、その間に多くの破碎帯を有している。特に183 K900付近の破碎帯は背斜軸部の未固結シルト混り砂層からなる地質擾乱地帯であり、ずい道部とほぼ平行して184 K100m付近までの影響が懸念され、当初からトンネル掘削の困難が予想された(図-2)。

184 K500m~184 K700m区間は魚沼群の泥岩、礫岩、砂岩の互層からなっており、層厚は1.0~2.0mであり、節理面に巾10~15cmの非常にもまれた粘土を挟んでいる。節理面は切羽の上下方向から水平方向へ変化しており、かなり褶曲作用を受けたことをしめしている。

* 関東支店次長兼浦佐出張所長
** 関東支店浦佐出張所副所長
*** 関東支店浦佐出張所工事係長
**** 関東支店浦佐出張所
***** 関東支店浦佐出張所

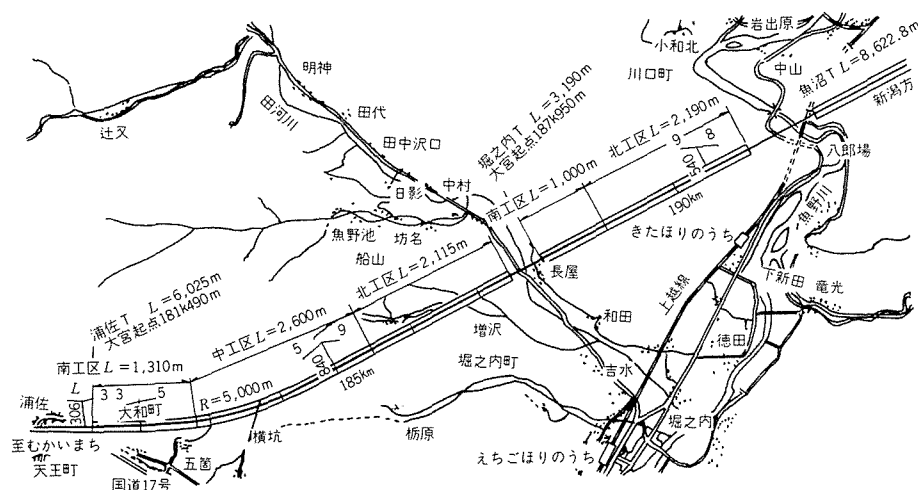


図-1 浦佐トンネル平面図

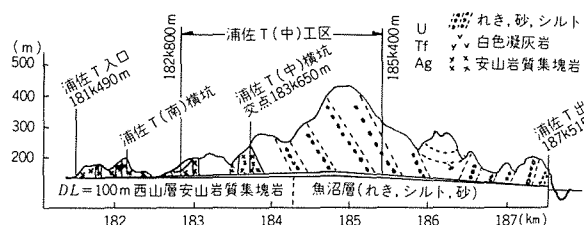


図-2 浦佐トンネル地質縦断面図

§ 3. 異常土砂流出とその対策

3-1 工事経過

昭和48年4月19日横坑掘削完了後、本坑導坑掘削を開始した。当初の約100mは底設導坑、その後側壁導坑に変更したが、183K650m付近で膨張性土圧に遭遇し、盤ぶくれ及び上半変形(40~50cm)が発生した。その為、上半アーチについて3次巻きまで実施したが、コンクリートのクラック発生、変形が防止出来ず、縫い返しを余儀なくされた。

昭和49年2月左側壁導坑(183K992m)において、また、3月右側壁導坑(183K919m)において魚沼層に突入し、それぞれの切羽で土砂流出があった為、バルクヘッドを打設、水抜きボーリング、LW注入などによる対策を行った。その後183K940mまで10回を超える土砂流出に遭遇した為、昭和49年11月、ディープウェル採用による水位低下を図り、また、左右導坑を中止し、水抜きの為の迂回坑掘削を決定した。

この間の土砂流出、注入、水平ボーリングについて、図-3、4にその概要を示す。

3-2 対策工法

183K920m付近を中心とした塚山層突破のために数多くの工法を検討、実施した。当初は山岳隧道における湧水対策の常道として、水抜き工、ロット注入、ディープウェル等が対策の主流であった。

3-2-1 水抜き工

水抜き工として水抜きボーリングと小断面水抜き導坑(図-5)を実施したが、水抜きボーリングは穿孔と同時にボーリング孔からシルト分を含んだ泥水が噴出し、ロッドはジャミングを起して長尺の穿孔は不可能となった。穿孔後、ストレーナー管を挿入する際ケーシング内への土砂流入が激しく、ストレーナー管の予定深部までの挿入は困難を極めた。また、ケーシングとストレーナー管の間に土砂がつまり、ケーシング引抜き時にストレーナー管の共上がり現象が多くみられた。このため10~30m程度のボーリングを何本も穿孔することとなった。水抜きボーリングの対象となった地山は透水係数が小さく(10^{-4} cm/sec以下)、小口径ボーリングでは短期間に有効な水位低下を起し得る様な排水ができなかった。水抜き孔からの湧水量は目づまりによって急速にその量が減少し、遅いもので数日、早いものではほとんど瞬間的に水抜き工としての機能を停止した(図-6)。

3-2-2 ロット注入

当所はa)崩壊部の空洞充填、b)崩落し、堆積したゆるんだ地山を固結し、再掘削時の崩壊流砂現象を防止、c)改良土のアーチ作用の引き出し等の目的でLW-1及びMI-1を用いた(図-7)。しかし現実にはジャミングによって穿孔能力が極端に低下し、また、地山による締め付けによってバイステップ注入が不能になるケースが多かった。地山のロット締め付け力はLWを使った高压注入により更に大きくなった。これは高压注入の為、シールグラウトが十分ゲル化してから本注入を行うことから強度の高いLWのシール効果によって締め付け力が一層大きくなったと思われる。この現象は溶液型を使うことにより若干改善された。その後ロット注入について以下の如く注入形態を確立した。a:注入圧管理目標25~30kg/cm²、b:CB+LWにて荒づめ注入、c:地山改良、

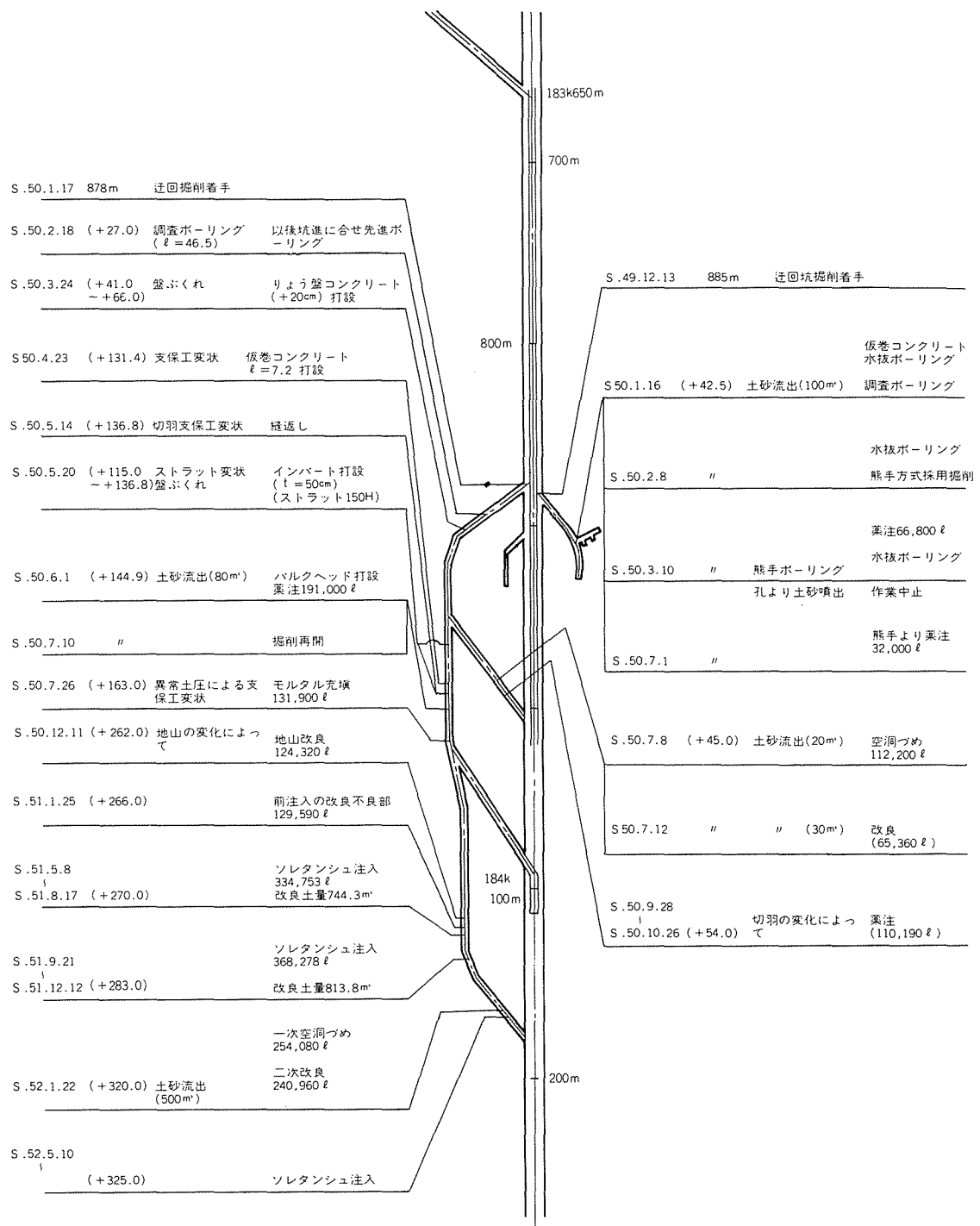


図-3 迂回坑工事経過

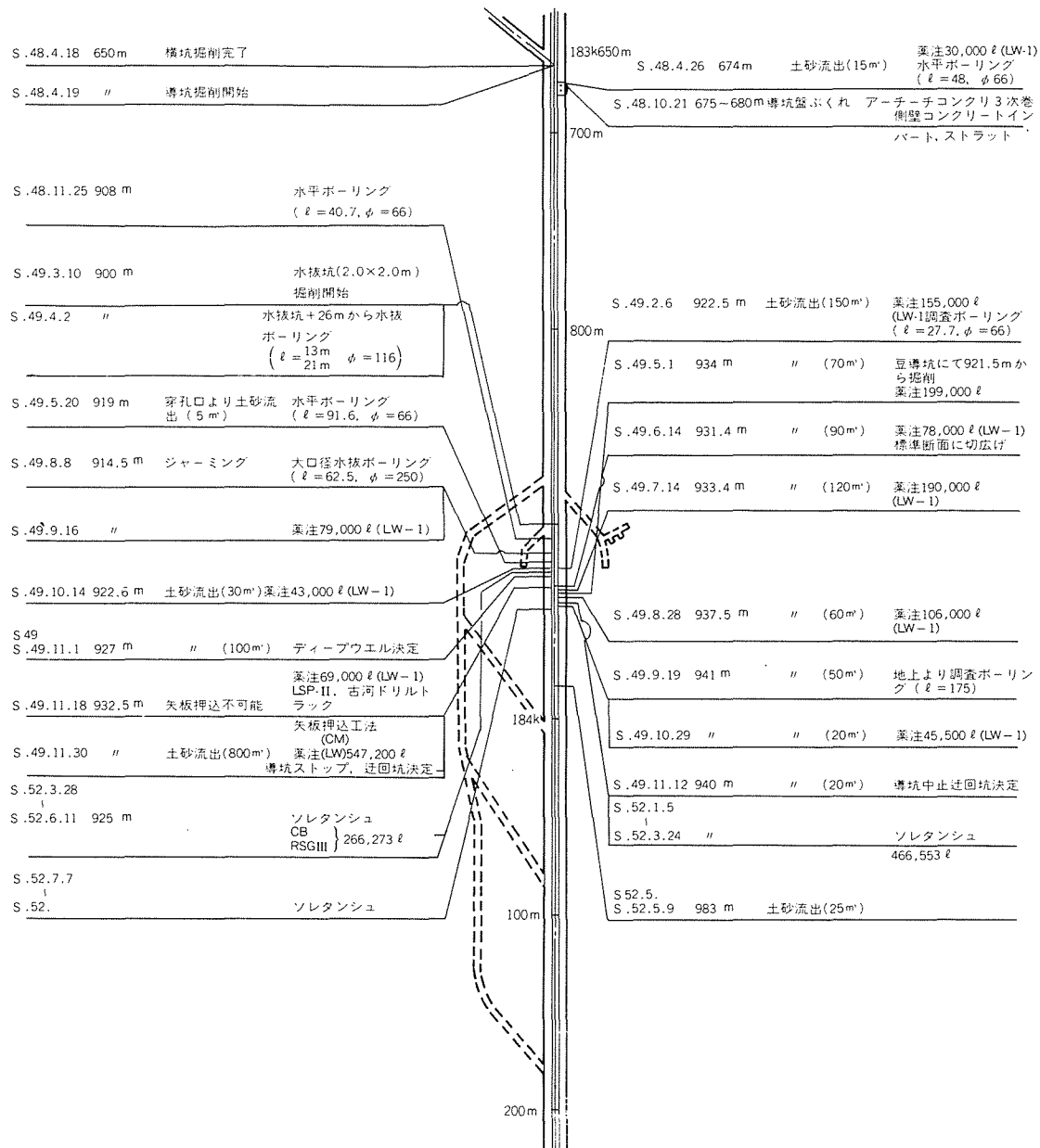


図-4 破碎帯突破状況図

止水は溶液型（RSGII2）。なおロッド注入による数種の注入剤の使いわけは、1切羽当り孔数の40～60%をLW、CB、他を溶液型という様に孔番の違いによる区分注入を行った。

3-2-3 ディープウェル工

昭和49年11月1日右側壁導坑（183K927m）における土砂流出の後、坑内から水抜き工、薬液注入のみでは細粒砂層の突破がむづかしいことから、地表面から3本のディープウェルを計画し、その後更に3本を追加して計6

本のディープウェルによる水位低下を図った（図-8）。

昭和50年2月から52年5月までに全ディープウェルからの揚水量は62万m³を超えている。一方観測井における地下水位の低下速度は非常に緩慢であり、図-9に示す如く最初の9ヶ月で約25m、28ヶ月で44m程度であった。掘削状況への影響は、切羽がディープウェル付近を通過した時のみ湧水が減って効果が確認された。即ち当地山はディープウェル1本当りの影響範囲がきわめて小さいことがわかった（図-9）。

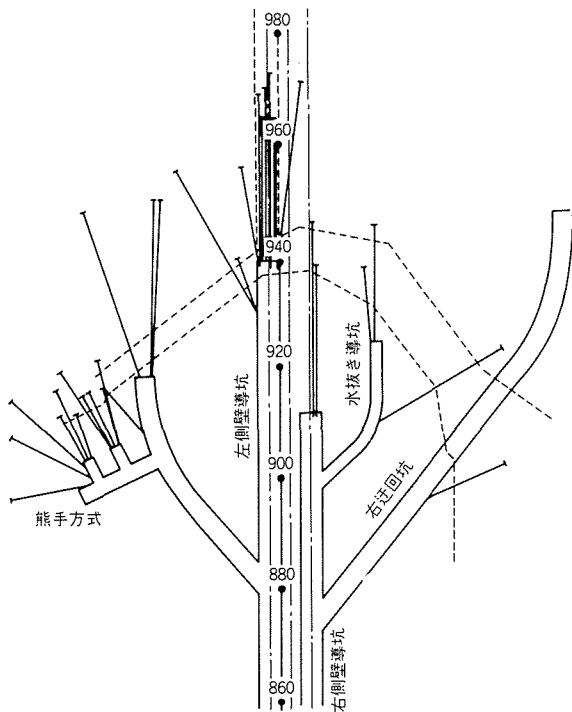


図-5 183K920m付近水抜き孔配置図

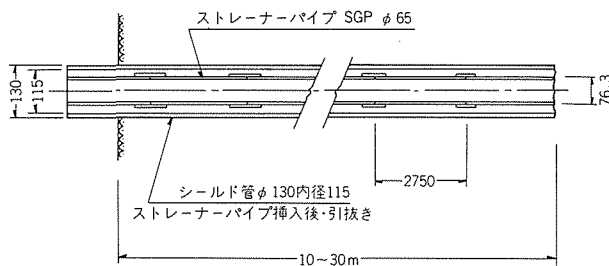


図-6 水抜き孔構造図

3-2-4 対策工法の再検討

前節までに述べた各種対策工法は局部的、又は、一時的には有効であったが、地層の各所に存在する高圧間隙水を事前に完全に封ずるほどの効果は無く、決定的な対策工とはなり得なかった。したがって昭和50年後半から工事と並行して、より効果的な工法検討を模索した。注入

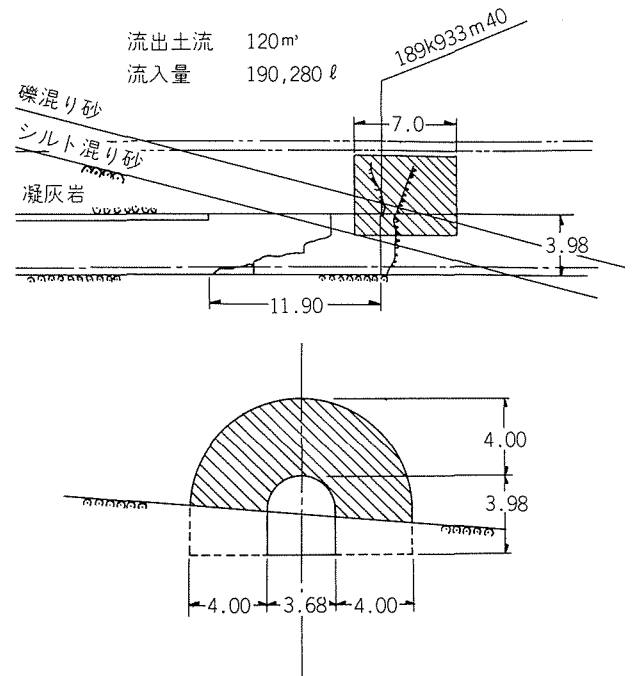


図-7 ロッド注入範囲の一例

については、浸透注入が不可能であり、脈状注入も困難であったがこれは以下の理由が考えられる。

- a：地山の透水係数が小さい (10^{-4} 以下)。
- b：地山自体均一でなく透水係数の異なる層が重なり合っている。
- c：1.5ショット注入では長くても3分程度のゲルタイムであるが、これでは地山に対して十分な浸透が始まる前にゲル化する。
- d：ロッドに作用する締め付け力が強く、ロッドの引抜きが困難となり理想的なステップ注入ができない。

以上の点から注入には以下のことが要求された。①低粘性で長いゲルタイムの薬液、②工法としては高圧間隙水 (約 9 kg/cm^2) 中での施工が可能で十分なパッカー効果の得られるもの。

また、水抜き工は土砂流入による水抜き孔の目づまり

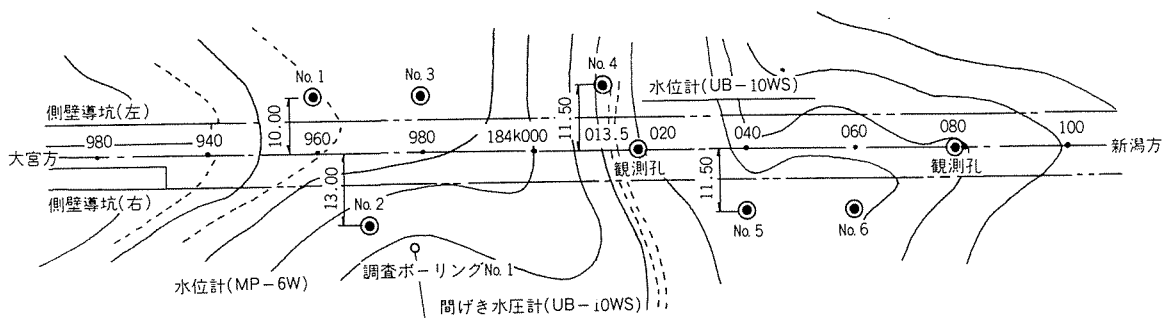


図-8 ディープウェルの平面配置

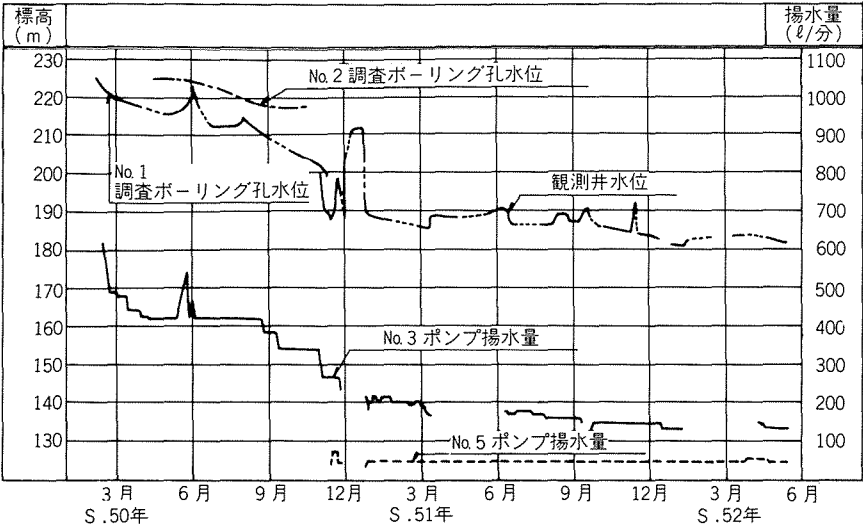


図-9 ディープウェル揚水量変化、水位変化

によりその効果は顕著なものでは無く、ディープウェルも期待薄であった。

以上の経験から帯水砂レキ層突破の為に強制的に水を抜かず、危険ヶ所は事前に完全に被圧水の動きを封じ、掘削断面をガードする強固なカバーロックを何らかの方法で形成するのがベストであるという基本構想を確認した。その結果、a：全断面凍結工法、b：ソレタンシュ工法、c：全断面及び導坑断面シールド工法、の3工法の検討を行い、幾つかの実験工事を行った後、結局ソレタンシュ工法と導坑断面シールド工法を実施した。以上3工法の比較を表-1に示す。

3-2-5 ソレタンシュ注入

ソレタンシュ注入は昭和51年5月8日から右迂回坑270mにおいて試験注入を実施した。この付近は調査ボーリングによって土砂流出の可能性が発見され前後2回にわたり計25万klのロッド注入によっても突破出来ず、2.1m厚のバルクヘッドでプラグしている。

表-1 3工法の比較

	ソレタンシュ工法	凍 結 工 法	シールド工法
特 徴	1. 注入剤の使い分け可能 2. 注入位置の選定自由 3. くり返し注入可能 4. 長ゲルタイム注入剤の使用が可能(1ショット)	設計通りの凍土ができた場合、他工法に比して掘削は最も確実かつ安全である(カバーロックとして十分な強度が期待できる)	1. 圧気の併用により掘削性能は十分確保できる 2. 小口径の場合、十分強固なガードが可能である。
問 題 点	1. 穿孔時の土砂噴出により、注入管の建て込みが容易でない(20m以上はほぼ不可能)時に上向き施工が困難 2. 穿孔機が大型の為、作業空間での使用台数に限度があり(1台)工程に問題を生じる	1. 地下水流の動きが大きいと凍土の形成不可 2. 土砂噴出により30mの穿孔建て込み困難……増打必要 3. 穿孔基地の切り上げ必要 4. 土砂噴出による空隙充填必要	1. 切端からの補助工法の併用が困難 2. 施工延長が短い為、機械製作費が一般のシールド工法に比べ割高 3. 全断面シールドでは圧気設備が膨大 4. 全断面の場合、外圧に対しシールド機の構造が膨大

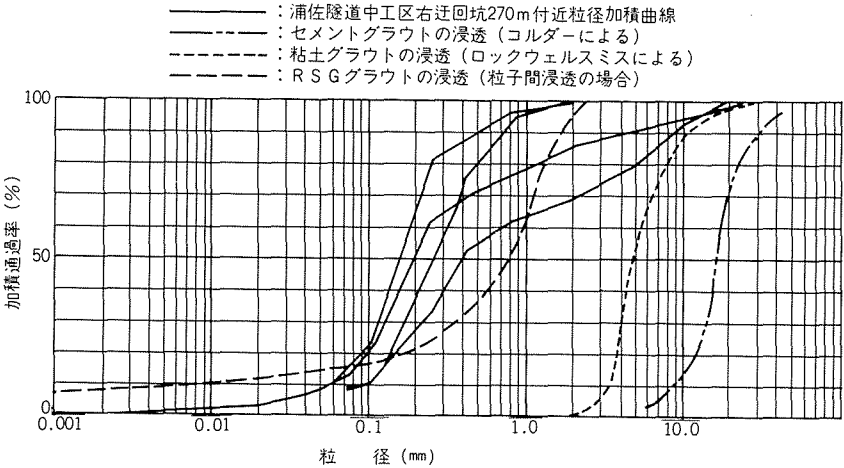


図-10 粒径加積曲線

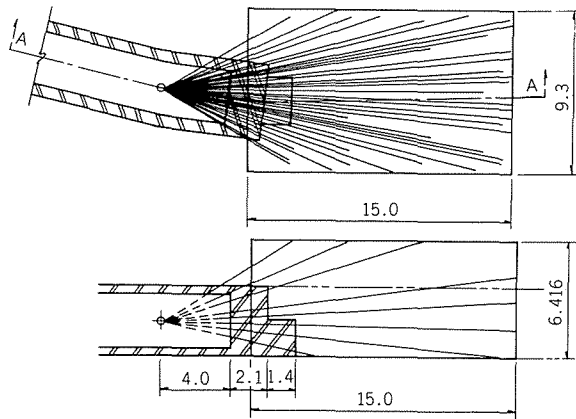


図-11 ソレナシ注入範囲

試験注入に先立つ土質試験によると粒度は礫1%, 砂62%, シルト29%, 粘土8%, 均等係数16で図-10に示す分布である。一方, 2ヶ所の透水試験の結果から透水係数は $2 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$ であった。

(1) 注入計画

- 主注入剤…RSGⅢ (主剤: 特殊ケイ酸ソーダ 500ℓ 反応剤50ℓ, 水残計1,000ℓ)
- 荒づめ用CB (セメント400kg, ペントナイト40kg, 水残計1,000ℓ)
- 注入率35%と想定 (間隙率40%, 充填率85%, ただし掘削断面内は注入率30%)
- 注入ゾーン…カバーロック厚2.5m, 縦断方向15m。(図-11)

(2) 施工

穿孔機は表-2, 3に示す高性能ビューラーを使用し, $\phi 90\text{mm}$ のコアチューブで水掘り穿孔を行ったが, 種々のトラブルが発生し, 工期的に大巾な変更を余儀なくされた。主なトラブルと対策は以下の通

表-2 穿孔機ビューラー仕様

駆動方式	油圧&エア	空気圧	6~8.5kg/cm ²
給進方式	チェーン・フィーバ	ストローク長	3000mm
穿孔方式	OD (ロータリー&パーカッション)	動力・出力	電動機30KW
回転軸	0~40rpm	穿孔能力	50~100m
回転トルク	200kg-m	最大孔径	140mm ϕ
給進力	2000kg	打撃力	50kg-m
打撃数	1600rpm		

表-3 穿孔機材仕様

機名	型式	寸法(W×L×H)mm	重量kg	動力kW	台数	備考
ボーリングマシン	ビューラー	1700×1850×3290	2000	30	1	
ボーリングポンプ	NAS-3	620×1700×1000	450	11	1	吐出量 130ℓ/min
ボーリングポンプ	MG-5h	460×885×700	150	3.7	1	吐出量 65ℓ/min
エキストラクター				7.5	1	90t用

りである。

- ケーシングに作用する締め付け力が強く, ケーシングの引抜きが不能となり, ケーシングが切断した。対策として, 孔曲りが少く地山の攪乱が少ないOD中返し穿孔を行った。ケーシングの引抜きにはエキストラクターを使用した。
- 豆導坑施工時の残存丸太, H鋼, 鋼矢板が多く, 口切りに長時間を要した。対策として, メタルクラウンを改良したが消耗が激しい為, 現場での付け換えが容易な米国製サブコイビットを使用した。
- 穿孔完了後, ケーシング内への土砂流入が激しく, 注入管の建込み不能, 及びケーシング引抜き時の注入管共上がり及び切断がみられた。これに対して図-12に示す如く, クローネンビットを使用してこれをアンカーとして残置し, 他方土砂流

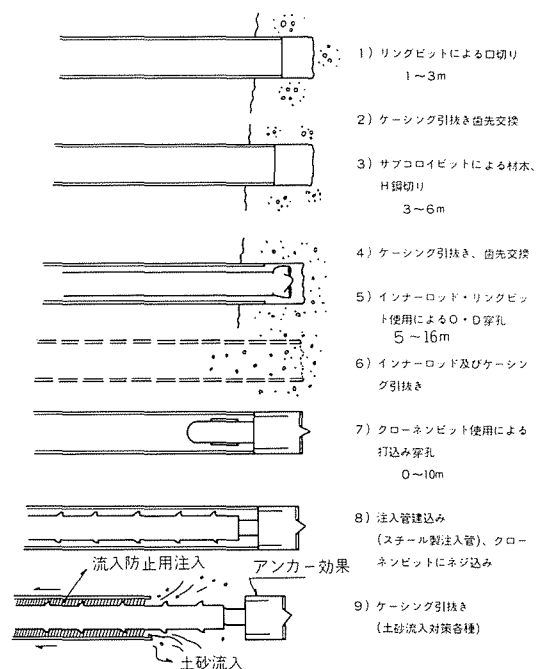


図-12 穿孔手順

入に対してはケーシング内に注入を行って流入防止策とした。なお注入管の切断に対して鋼製のものをを使用した。

尚, これらの各対策によっても十分な効果は得られなかったが一応の穿孔目的は達した。

注注入はスリーブ注入, CB荒づめ注入, RSGⅢ注入の3段階に分けて行った。

CB注入は全孔については行わず, 必要と判断された注入管のみ実施し, その必要性は周辺注入管の圧力管理の結果から判断した。

一方, RSGⅢ注入はCB注入の後であるため, 15.0~50.0kg/cm²の高圧注入となり, また吐出量は

当現場の地山に対しては低粘性で長いゲルタイムの注入剤を徐々に注入する事が望ましい事から毎分5～7ℓに抑えた。

(3)注入実績と注入効果

注入対象土量744.3mに対する計画注入量と実績注入量の比較を表-4に示す。注入効果の確認を行う為、湧水及び改良土の強度の画面からチェックを行った。

【湧水】荒づめのC・B注入を完了した状態である程度の湧水が認められたが、RSGⅢ注入後バルクヘッドからの湧水はほとんど無くなった。更に改良土内部の止水効果を確認する為、33mmロッドによりチェックボーリングを行ったが、ボーリング孔からの湧水は無かった。しかし注入ゾーン外の間隙水圧の測定では5.0kg/cm²以上を測定している。(図-13)

表-4 ソレタンシュ注入の計画量、実績量の比較

	計画(ℓ)	注入率(%)	実績(ℓ)	注入率(%)	増 加
C・B	37,190	5	52,999	7.1	2.1
RSGⅢ	256,960	34.5	281,754	37.8	3.3
計	294,150	39.5	334,753	44.9	5.4

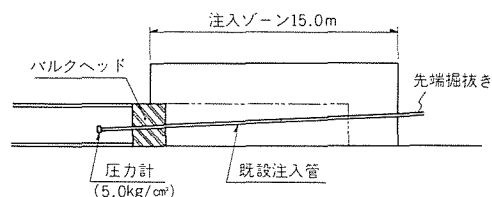


図-13 間ゲキ水圧の測定

【改良土の強度】改良土のコアボーリングを実施し、採取されたサンドゲルについて一軸及び、三軸試験を行った。その結果を表-5、図-14に示すがサンドゲルとして十分な強度を有している事がわかる。

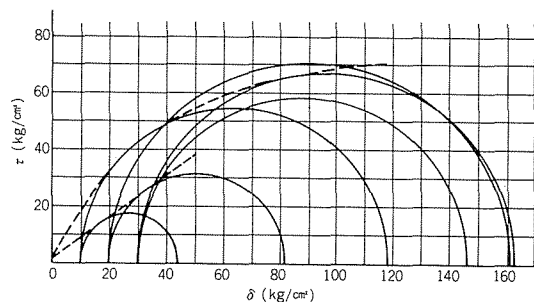


図-14 ソレタンシュ注入サンドゲルによる三軸試験

(4)試験注入後のソレタンシュ工

試験注入の実績により、ソレタンシュ注入の有効性が確認され、その後も右迂回坑、本線側壁耐坑に

表-5 ソレタンシュ注入によるサンドゲル一軸試験

	分類	寸法 (cm)	圧縮強度(kg/cm ²)
1	砂レキ	14×14×14	13.0
2	"	5.0×5.0×5.0	12.5
3	"	15×15×17	15.6
4	砂	4.5×4.5×4.5 5.7×5.7×5.0	7.7 6.3
5	"	φ7.0, h16.0	14.9
6	砂レキ	15×15×20	17.0

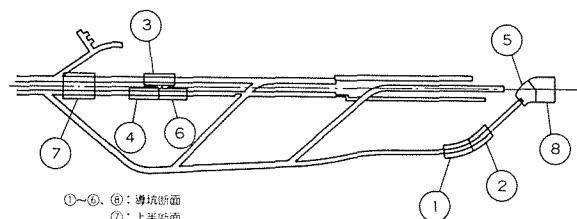


図-15 ソレタンシュ注入実施位置

においてロッド注入と合わせて使用した。図-15にソレタンシュ工採用位置、表-6に実績表を示す。

新たにソレタンシュ注入を採用したのはまず、過去の数多いロッド注入によっても突破出来なかった場所、即ち、左側導壁坑183K940付近、右側壁導坑183K925付近である。この場合は過去10回近いロッド注入によっても突破出来なかった所であるが、今回ソレタンシュ工法を採用して一回で突破した。

その他原則として先行調査ボーリングを行って注入ヶ所を選定することとした。即ち、既注入区間の前方に同一地層が確認された場合、及び、先行ボー

表-6 ソレタンシュ注入実績表

番号	施 工 月 日	注 入 量 (ℓ)		施 工 延長(m)
		C・B	RSGⅢ	
①	51 5/8～8/17	52,999	281,754	15.0
②	51 9/21～12/12	38,400	329,878	20.0
③	52 1/5～3/24	71,622	393,244	"
④	52 3/28～6/11	23,195	241,997	"
⑤	52 5/10～9/22	60,345	334,133	"
⑥	52 7/6～8/31	37,145	254,775	"
⑦	52 8/13～11/24	84,780	332,668	"
⑧	52 10/17～	(68,000)	(542,000)	"
計		436,486	2,710,449	
		3,146,935 ℓ		

表-7 各種注入剤の特性と使用目的

注 入 剤	組 成 薬 品	ゲルタイム	特 徴	使 用 目 的
CB	セメントベントナイト	—	安価・高強度、浸透性悪い、リーク・逸走しやすい。	湧水少い場合の空洞充填、荒づめ。
LW I	ケイ酸ソーダセメント	30"～5'	比較的安価、高強度、浸透性やや良、止水性有。	空洞充填、荒づめ、地山改良。
RSG II α	ケイ酸ソーダ、エチレンブ リコールアマテート(PU- GS)、炭酸水素ナトリウム	30"～13'	止水性良、浸透性良。	地山改良
RSG III	特殊ケイ酸ソーダ グリセリン	30'～60'	高価、浸透性良。 強度II αに比して有り。	"

リング孔からの湧水が多く、掘削が進むにつれて切羽からの湧水が増加する場合はソレタンシュ注入区間を延長した。

その後、ソレタンシュ注入、ロッド注入及び各種注入剤をその都度使い分ける事により複雑な地山に対処した。。（表-7）

3-2-6 導坑断面シールド

対象地山がシルト混り細砂であり、大径の玉石が混入していること。薬注、水抜きなどの補助工法採用の必要性がでた場合、その対応が可能なこと。強大な地圧に対してはスチールセグメントが適していること。などの理由と、安全性を考慮して圧気を併用した手掘りシールド（スチールセグメント）を採用した。

シールド機は下水道に使用したもので（φ3140mm、長さ4 m、セグメント外径φ3050mm）、これを以下に示す改造を行って底設道坑として使用した。

①切羽土端の地山安定を計る為、推力50t×3=150tのムーバブルジャッキ（ストローク35cm）を取り付けた。

②カッティングエッジ18ヶ所装着

③フリクションカット（R-9×125）装着

④上記取付けの為の補強リブ各種装着

⑤安全の為、油圧ユニットと切羽の間に水平ドア装着（3tジャッキ4本にて固定）

右迂回坑第1枝と本坑導坑との交点部（184K100m）においてソレタンシュによる改良によってシールド発進基地を構築、4分割したシールド機を搬入、組立てを行った。施工中の圧気は当初1 kg/cm²を想定したが、現場状況に合せて0.9～1.6 kg/cm²まで変化させた。なおバルクヘッドは右迂回坑第1枝坑内に設けた。

掘削は昭和51年10月開始した。当初湧水も少く順調な掘削が続いたが予定の125m進行達成の前、86リンク目で天端付近から約70m²の土砂流出に遭遇した為、鏡止めを行ってLW、RSG II αの注入を実施した。その後砂レ

キ岩の露出により1000tの推力によっても推進不能となった為、山岳方式によって砂レキ岩の撤去を行い、シールド推進を再開したが、再び土砂流出に遭遇した為、87リンクで掘進を打切った。

シールドによる底設導坑完成後、両サイドへの切掛けを行い、この区間は約100 mにわたって2段サイロットにより側壁コンクリートの打設を行った。この2段サイロットはシールド導坑完成による水抜き効果によつてはじめて可能になったといえる。

3-2-7 問題点

結果的にみてソレタンシュ工法の採用は高被圧水下の砂層の突破に有効であり、導坑断面シールドは大規模な水抜き導坑の機能を果し、その後の2段サイロットの施工を可能にした。しかしながら両工法、特に当地山におけるソレタンシュ注入の適用には、幾つかの問題点がある。それらは大別すると工期、工費、及びソレタンシュ注入採用のタイミング、の3点に要約される。

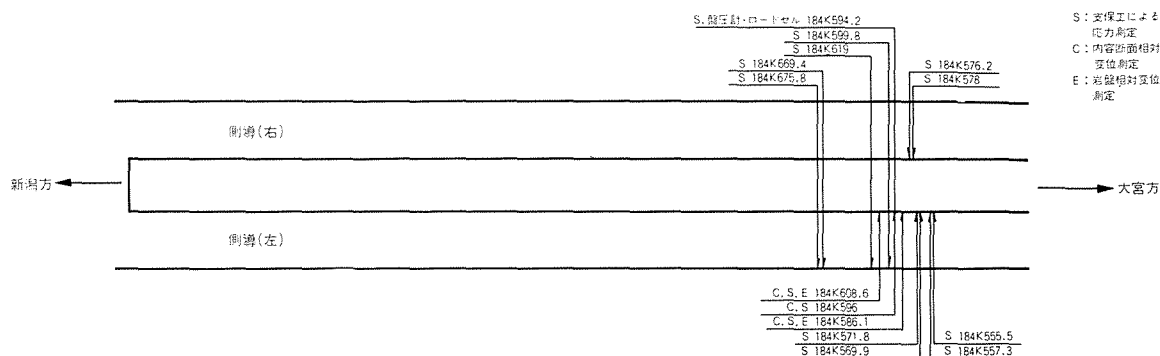
(1) 工期

切羽からの注入作業であることと、高被圧水による流砂現象が注入管建て込みの障害となり、工期に大きな影響を与えた。

有効な穿孔法を得るべく、各種の試みを行ったが現在も十分効果的な方法は確立されておらず、ソレタンシュ注入区間20mの全工程約100日に占める穿孔期間は実に65日を超えている。穿孔機、穿孔法、ビットなどの改良、開発は今後に残された大きな課題である。

(2) 工費

工期の延長に伴う工費の増加ばかりでなく主注入剤であるRSG IIIはLW-1の約2倍程度であり、溶液型水ガラスの中では最も高価な部類に属す。工期が長く、工費が高いという事がソレタンシュ注入の採用を慎重にしている大きな原因の1つと考えられることから、低粘性、長いゲルタイム及び高強度



キョリ程		85K400 300 200 100 185K000 900 800 700 600 500 184K400									
施工法		側壁連続先遣工法									
支保工	側溝左	H=125×125×6×9.5 @ 900				H=150×150×7×10 @ 500		H=150 ¹ ボックス(曲) @ 900			
	側溝右	H=125×125×6×9.5 @ 900				H=150 ¹ ボックス(曲) @ 900		H=150×150×7×10 @ 500		H=150 ¹ ボックス(曲) @ 900	
盛土(山)	側溝左					盛土くり		ストラット使用			
	側溝右					盛土くり		ストラット使用			
コンクリート	側溝左							A B			
	側溝右							A B C			
埋戻し	側溝左					H=125 ¹ →H=125 ¹ →H=150 ¹ →H=150 ¹		H=150 ¹ →H=150 ¹ →H=150 ¹			
	側溝右					H=125 ¹ →H=150 ¹		H=150 ¹ →H=150 ¹ →H=150 ¹		H=150 ¹ →H=150 ¹	
土半支保工		H=200×200×8×12 @ 600				H=250×250×9×14 @ 800				坂向きコンクリート t=250	
底厚(上土)		t=700								t=900	
インバート打設時期		二次巻コンクリート打設後インバートコンクリート打設						インバートコンクリート打設(二次巻コンクリート打設以前)			

註) A:ロックボルト $l=3.0m$
B:ロックボルト $l=2.0m$
C:ワイヤー固定式アンカー

图-19 对策工·施工法概略图

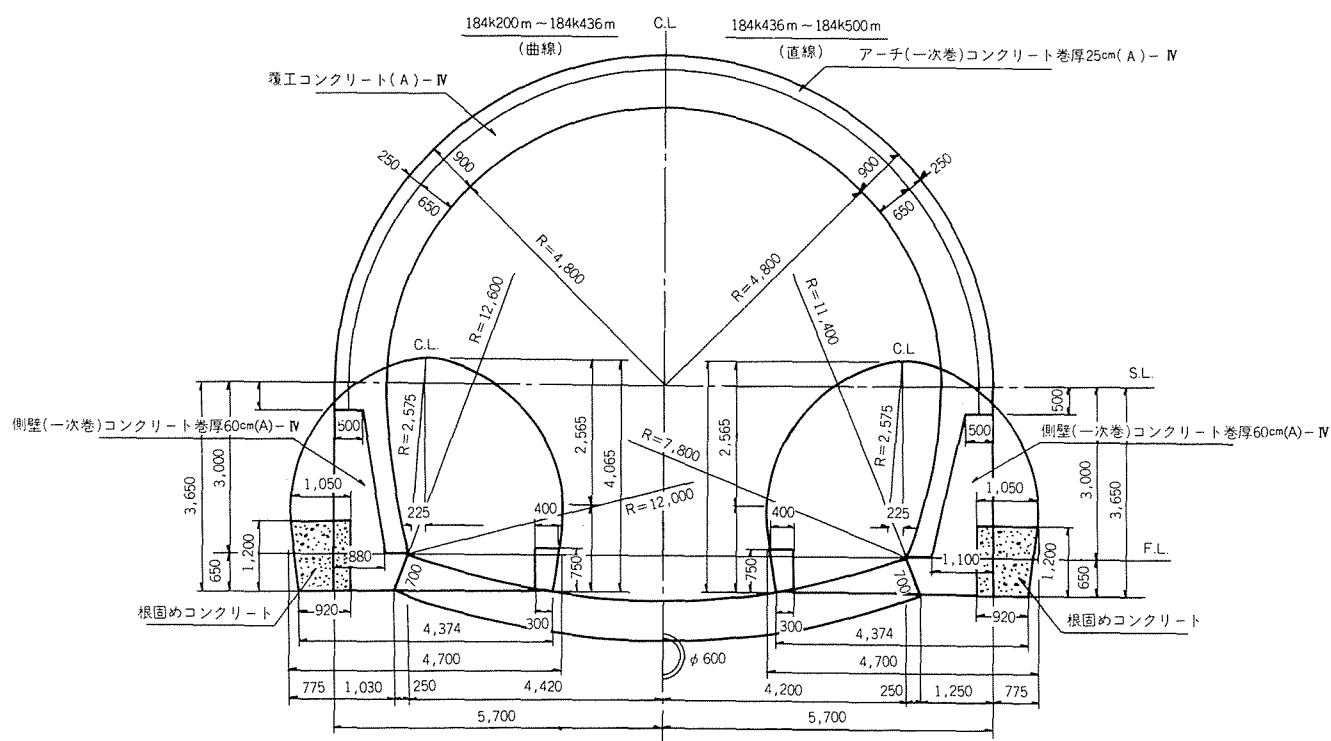


图-20 施工断画区

ンクリートは早期に断面をクローズすることが膨張圧に対して有効であるとの考えから、184K740mよりアーチコンクリート打設以前に打設する方法がとられた。図-20は、この時の施工断面を示す。

4-2 膨張圧の原因調査

トンネルに作用する膨張圧については過去に多くの報告がなされており、同時にその対策も報告されている。

これらの膨張圧の原因としては、

- (1) 粘土鉱物（モンモリロナイト）の吸水膨張による膨張圧
- (2) 地殻運動によりたくわえられた大きな潜在エネルギーの解放による膨張圧
- (3) 周辺地山の剪断抵抗の欠如によるゆるみ領域の増大による膨張圧（ゆるみ地圧）

をあげることができる。

これらの原因調査のためには、種々の岩石試験を実施し、この結果から膨張圧が上記の1)～3)のどの項目にあてはまるかを検討し、最適の施工法をみつけることが肝要である。以下に、岩石試験の内容について記述し、この結果について考察する。

4-2-1 岩石試験

- (1) 粘土鉱物（モンモリロナイト）の吸水膨張による膨張圧調査のための試験

仲野によると、トンネル周辺に破壊域が発生すると、この範囲は破壊時における体積増加によってゆるむえ無数の剪断面が生じ、新第三紀層の粘土性岩のようにポーラスで含水比が比較的高い岩の場合、剪断面に向かってそのごく近くの岩からの水の移動があり、この部分に膨張性粘土鉱物を含むと、この部分で吸水膨張をおこし著しく軟化するといわれている。

膨張性粘土鉱物による膨張圧現象を把握するには、以下に示す岩石試験をおこなう必要がある。

- | | |
|--------------|-------------|
| a) 浸水崩壊度試験 | b) 岩の吸水膨張試験 |
| c) 塩基性置換容量 | d) X線回析 |
| e) 粒度分析 | f) 自然含水比 |
| g) 液性限界・塑性限界 | |

- (2) 地殻運動によりたくわえられた潜在エネルギーの解放による膨張圧調査のための試験

新潟地方では、地殻運動により過去に受けた応力状態を保ったままで隆起し、その結果非常に高い潜在地圧がトンネルに作用することがしばしば経験される。このような潜在地圧の有無を調べるためには、地山の褶曲状態、背斜・向斜軸の有無、間隔等を観察することが必要である。

- (3) 周辺地山の剪断抵抗の欠如によるゆるみ領域の増大

による膨張圧（ゆるみ地圧）

応力解放により変化したトンネル周辺地盤の応力状態は、岩盤のもっている剪断抵抗をこえると塑性状態となりゆるみ領域を形成する。

このゆるみ領域が発生するかわからないかチェックするためには、地山のもっている剪断抵抗を調査する必要がある、そのため以下に示す試験をおこなう。

- | | |
|-----------|-----------|
| a) 一軸圧縮試験 | b) 三軸圧縮試験 |
|-----------|-----------|

4-2-2 岩石試験による膨張圧原因推定

浦佐すい道において実施した各岩石試験結果を、膨張性の大きいトンネルとして有名な北越北線鍋立山トンネル、赤倉トンネルにおける岩石試験と比較すると、図-21のとおりである。また、トンネル標準示方書（土木学会編）P152 第3紀泥岩地帯の岩石試験例との比較をおこなう（表-8）。表-8 第3紀泥岩試験比較により以下に示す特徴を挙げることができる。

- (1) 浸水崩壊度試験より、この泥岩はBランクと評価される。
- (2) 粒度分布は、膨張性の小さい地山のトンネルと同じようにシルト質ロームである。
- (3) 2μ 以下の粒子の含有率は11.0%～17.5%であり膨張性の小さいトンネルとほぼ同じ値を示している。
- (4) 地山強度比（＝一軸圧縮強度／土被り×単位体積重量）は、0.86～0.93である。この値は、膨張性の大きいトンネルの場合と比較して大きい値を示している。
- (5) 塩基性置換容量は9.12meg/molであり、膨張性の大きい地山のトンネルと比較して小さい値を示している。

(1)～(5)の結果をみると、地山強度比の項目を除いて他の項目とも膨張性地圧は少ないということになる。

また、図-21岩石試験比較図より、以下に示す特徴を挙げることができる。（図-21は、円の側へ向かうほど膨張圧が大きくなる傾向を示す。）

- (1) 膨張圧大の傾向を示す項目

- 一軸変形係数
- 三軸試験における割線弾性係数
- $\sigma = 20\text{kg/cm}^2$ における三軸強度 ($\sigma_1 - \sigma_3$)
- 一軸強度

- (2) 膨張圧小の傾向を示す項目

- 2μ 以下の粒子の含有率
- 風乾4日後の含水比/自然含水比
- 流動指数
- 液性限界
- 塩基性置換容量

以上の特徴より当トンネルで生じた膨張圧の原因とし

ては以下の如く記述される。

- (1) 4-2-1(1)で挙げた試験項目の結果は、いずれも膨張圧が少ないという結果を示しており、これより粘土鉱物に起因した膨張圧は比較的少ないと考えられる。
- (2) 地質概要で述べたように、この付近の地山は複雑

に褶曲しており、地殻運動によりたくわえられた潜在エネルギーの解放による膨張圧が今回の膨張圧の主因であると考えられる。

- (3) 周辺地山の剪断抵抗の欠如によるゆるみ領域の増大は、一軸、三軸試験からなり生ずると考えられる。

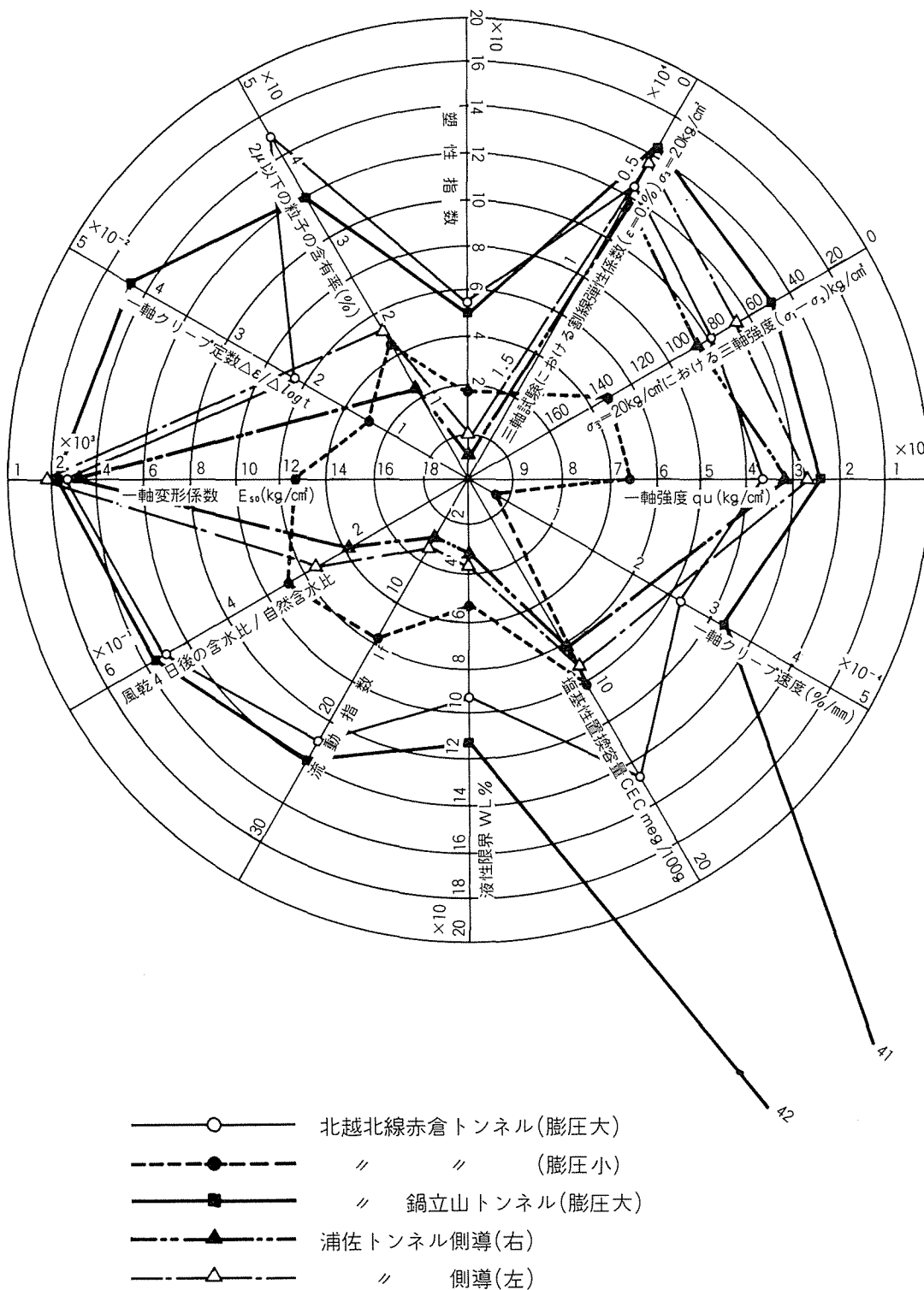


図-21 岩石試験比較図 北越北線鍋立山トンネル
北越北線赤倉トンネル

表－8 第三紀泥岩地帯の岩石試験例

		膨張性の大きい地山のトンネル					膨張性の小さい地山のトンネル					
トンネル		第3大沢	六日町	赤倉	鍋立山	頸城	赤倉	頸城	木浦	名立	浦佐	
線名		上越新幹線	上越新幹線	北越北線	北越北線	北陸本線	北越北線	北陸本線	北陸本線	北陸本線	上越新幹線	上越新幹線
採取地点		大宮起点 162km340m	大宮起点 171km400m	六日町起点 5km200m	六日町起点 34km073m	米原起点 338km940m	六日町起点 6km657m	米原起点 348km000m	米原起点 336km456m	米原起点 349km370m	側導右	側導左
単位体積重量(g/cm ³)		1.79	1.98	2.12	1.97	2.14	2.10	1.75	1.72	1.69	2.1	2.0
粒度分布 (%)	砂分	9.0	10.0	2.0	1.0	9.0	2.5	9.0	15.0	36.0	18.0	2.0
	シルト分	41.0	40.0	42.5	34.0	54.0	68.0	61.0	66.0	44.0	66.0	70.0
	粘土分	50.0	50.0	55.5	65.0	37.0	29.5	30.0	19.0	20.0	16.0	28.0
	2μ以下	36.0	37.0	43.0	51.0	-	16.8	20.0	-	-	11.0	17.5
	土質分類	粘土	粘土	粘土	粘土	粘土	シルト質 粘土ローム	シルト質 粘土ローム	シルト質 粘土ローム	シルト質 粘土ローム	シルト質 粘土ローム	シルト質 粘土ローム
一軸圧縮強度(kg/cm ²)		4.8	12.8	43.1	23.5	61.0	36.8	75.0	73.0	30-4	29.3	25.7
コンシ テンシー (%)	液性限界	72	47	92	77	-	58	-	-	-	35.1	37.4
	塑性限界	39	27	20	28	-	17	-	-	-	19.4	20.7
	塑性指数	34	21	72	49	-	40	-	-	-	15.7	16.7
塩基性置換容量(meg/100g)		20	19	39	16	-	2	-	-	-	9.12	9.12
浸水崩壊度		C	D	-	D	D	-	A	A	B	B	D
土被り厚(m)		45	50	130	100	120	430	112	70	300	150.0	150.0
地山強度比		0.59	1.29	1.58	1.19	2.38	0.39	3.82	6.06	0.60	0.93	0.86

注 1) 表中の値は採取地点の地山の物性をある程度代表しているものと考えられるが、膨張性の大きい地山のトンネルの一軸圧縮強度については、亀裂の扱いや試験片の作成法等に問題があり、このまま地山の強度として考えることはできないものと思われる。 2) 塩基性置換容量とは、粘土鉱物（特にモンモリロナイト）がもっている金イオンを吸着する性質を利用してその吸着イオンの量からモンモリロナイトの含有量の評価を図ろうとするものである（群馬県横川産のベントナイトでは約80 meg/100g） 3) 浸水崩壊度とは、炉乾燥した岩石を水に浸した場合の岩石の崩れる程度を示すもので、Aは変化のないもの、Dは完全に崩壊するものを意味している。 4) 地山強度比とは、一軸圧縮強度／（単位体積重量×土被り厚）である。

4-3 測定結果および対策

膨張圧の原因は、前述のとうり3つの要因が考えられるがこれらに対処する方策は以下のとうりである。

a) 粘土鉱物の吸水膨張圧に対処する方策

粘土鉱物の吸水膨張圧を防ぐためには、水の移動をできるだけ防ぐことが必要である。すなわち、掘削面から水が放出されることにより岩盤は排水三軸状態となり、その結果有効応力の低下にともない剪断破壊領域が増大する。この時、剪断破壊面でモンモリロナイトが吸水膨張をおこし、膨張圧が作用することになる。このため、水の移動を防ぐために、できるだけ早期に吹付けコンクリート等により表面を被覆することが必要となってくる。

b) 地殻運動によりたくわえられた潜在エネルギーの解放による膨張圧に対する方法

大きな潜在エネルギーをそのまま鋼製枠で支保すると、非常に大きな部材が必要となる。このため、これらの潜在エネルギーを变形により吸収させることが必要となってくる。しかし、過度の变形を許すと、かえってゆるみ領域を増大させ、剛性の大きい部材を使用しなくてはならなくなる。このため、経済的にも、力学的にも妥当と思われる变形をみつけることが必成であり、内空断面相対変位測定、盤圧測定等種々の計測により変形量をみつけることが必要となる。

c) 周辺地山の剪断抵抗の欠如によるゆるみ領域の増大

応力解放により周辺地山は強度劣化するが、この強度劣化を防ぐためにロックボルトが使用される。また、できるだけ早く断面をクローズすることもゆるみ領域を増大させないために必要な手段である。

浦佐ずい道中工区で見られた膨張圧は、地殻運動によりたくわえられた潜在エネルギーの解放および周辺地山の剪断抵抗の欠如によるものと結論づけられた。したがって本節においては b), c) で述べた対策法を検討し、同時にこれらの効果を確認するために実施した各種計測について報告する。

浦佐ずい道中工区で実施した計測は以下のとうりである。

- (1) 内空断面相対変位測定
- (2) 岩盤相対変位測定
- (3) 支保工による応力測定
- (4) ロックボルト引抜試験
- (5) 盤圧測定
- (6) ロードセルによる軸力測定

これらの測定の実施場所は、図-19に示すとうりである。

4-3-1 184 K 608.6mにおける測定（側壁導坑左）

対策方法を決定するまえに、実際に地山がどのような変形応力状態にあるかを把握するために、次の3項目の試験をおこなった。

- (1) 内空断面相対変位測定
- (2) 岩盤相対変位測定
- (3) 支保工による応力測定

図-22は、その時の内空断面相対変位測定結果であるが、変形は掘削後1週間まで一定の勾配で上昇し、その後はゆるやかな勾配で上昇してゆくことがわかった。また、変形の一番大きい場所は、スプリング付近であり、その大きさは60cmであった。

図-23は、岩盤相対変位測定結果である。この結果は、0.5m地点の岩盤変位に対して各々1.0m, 2.0m, 3.0m地点の岩盤変位量を差し引いたものである。図-23から、川手においては $\ell=1.0\text{m}$, 2.0m の両者とも $\ell=0.5\text{m}$ と比較して変形は小さいが、 $\ell=3.0\text{m}$ 地点は大きな変形をしていることがわかる。この地点は礫岩が露出しており、その奥2.0m~2.5mに泥岩が存在しているところから、膨張をおこすもとは主として泥岩（これは泥岩の持っている剪断強度が小さいためにおこると考えられる）であることがわかった。

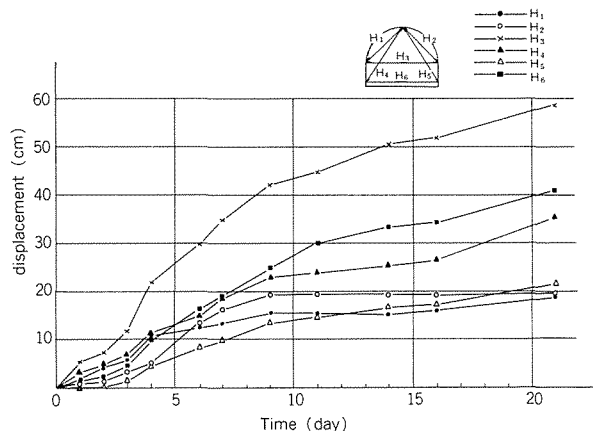


図-22 184 K 608.6m 内空断面相対変位測定結果

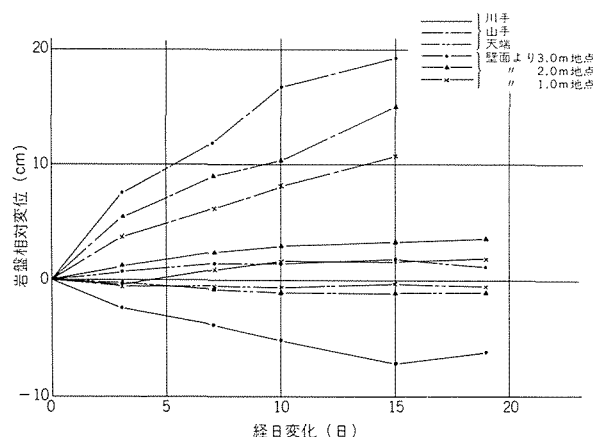


図-23 184 K 608.6m 岩盤相対変位測定結果

また、山手においては $\ell = 1.0\text{m}$, 2.0m , 3.0m の3者とも $\ell = 0.5\text{m}$ と比較して変形は小さいことがわかる。ここでゆるみ範囲を、岩盤相対変位の相対的な大きさが大きいところと定義すると、 $\ell = 0.5\text{m} \sim 1.0\text{m}$ の範囲にゆるみの境界線があると考えられる。

支保工に貼ったストレインゲージより読みとったひずみから、作用する土圧を推定すると鉛直 $15.6\text{t}/\text{m}^2$ 、水平 $23.6\text{t}/\text{m}^2$ であった。

4-3-2 184 K 586.5mにおける測定（側壁導坑左）

4-3-1の結果より、最初の1週間で生じる大きな変形は、鋼製枠の裏側へ入れる矢板で吸収し、その後は過度のゆるみを生じさせないためロックボルトにより岩盤を補強しようという案がとられた。その際、ロックボルト長を決定することが必要であるが、このためにとられた方策がロックボルト引抜試験である。前述のゆるみ範囲が $0.5\text{m} \sim 1.0\text{m}$ であることを考慮して、試験に使用されたロックボルト長は 2.0m , 3.0m であるが、ロックボルト引抜試験結果から、 2.0m のロックボルトの引抜力は平均 20t であり、 3.0m のロックボルトの引抜力は平均 12t であった。しかし、 3.0m のロックボルトの引抜力は、ジャッキで引抜試験をおこなったところ切羽が前面へ出てきたため試験を中止したときのものであり、実際は 20t 程度であると考えられる。この結果から、ロックボルト長は $\ell = 2.0\text{m}$, 3.0m の両者とも引抜抵抗力は同じと考えられるので、これらの2種類のボルトを使い、その効果を測定により観察することにした。

まず最初に試験されたのが 3.0m のロックボルトである。この時実施した測定は、

- 1) 内空断面相対変位測定
- (2) 岩盤相対変位測定
- (3) 支保工による応力測定

である。図-24はその時の内空断面相対変位測定結果であるが、変形勾配は2日目まで急激に上昇し、それ以後はゆるやかに上昇し、19日目で最大 33cm の変形量がある。

図-25は、岩盤相対変位測定結果である。この結果は、 1.0m の岩盤変位に対する 2.0m , 3.0m 地点の岩盤変位を差し引いたものである。

図-25より、川手、山手、側壁部の岩盤において、 1.0m 地点の岩盤変位は 2.0m , 3.0m の岩盤変位に対して各々 $2.0 \sim 2.5\text{cm}$, $3.0 \sim 3.5\text{cm}$ 小さい。これは、壁面をロックボルト・鋼製枠で支保しているため壁面近くの変形が小さく、奥へゆくほど大きくなってゆくと考えられる。

支保工応力測定結果より、作用土圧を推定すると鉛直 $20.2\text{t}/\text{m}^2$ 、水平 $22.8\text{t}/\text{m}^2$ であった。今回の支保工による応力測定結果をみると、川手側において支保工の座屈が

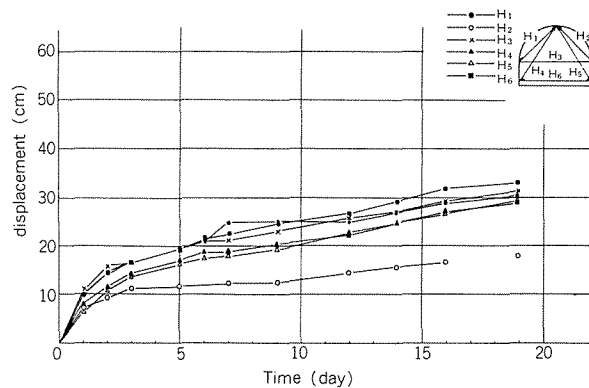


図-24 184 K 586.5m 内空断面相対変位測定結果

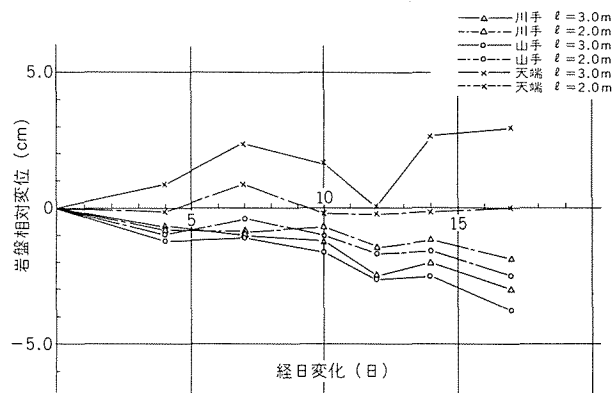


図-25 184 K 586.5m 岩盤相対変位測定結果

生じたので、川手側の作用外力状態が不規則になっている。次に、支保工の座屈原因について究明する。一般に、ロックボルトをシステムティックに打設すると、岩盤アーチ効果が生じる。これは、図-26に示すように、ロックボルトモルタルと地山に働く付着抵抗により、ロックボルト間の岩盤にせりもち効果によるアーチ作用が働く。

図-26, (i)(ii)で示したように、ボルト間隔が平行な場合と、先端へゆくほど狭くなってゆく場合とでは、後者の方がアーチ作用が働きやすい。したがって、ロックボルトを打設した場合、断面方向にはアーチ作用が有効に働き、その結果、変形も小さくなったが、縦断方向についてはアーチ作用が有効に働かず、その結果、荷重が集中的に鋼製枠に作用し鋼製枠が座屈をおこしたと考えられる。このような現象を防ぐためには、縦断方向のロックボルト間にアーチアクションを働かせることが重要である。

このため、ロックボルト間の地山とロックボルト・鋼製枠を一体として働かせる必要があり、ワイヤー固定によるアンカー方式を考えた。これは、側壁導坑間に $\phi 42\text{mm}$ の孔を掘り、そこにワイヤーを通し、鋼製枠と鋼製枠の間にセットした H 型鋼に結びつけたものである。この方法によると、支保工の座屈はみられず変形もあまりな

く非常に効果があった。

このように、ロックボルトで補強され一体化された地山は、かなりの効果があることがわかったが更に有効に働かせるためには、地山表面を拘束することが必要であり、そのためには吹付コンクリートを使用する方法が良いと思われる。

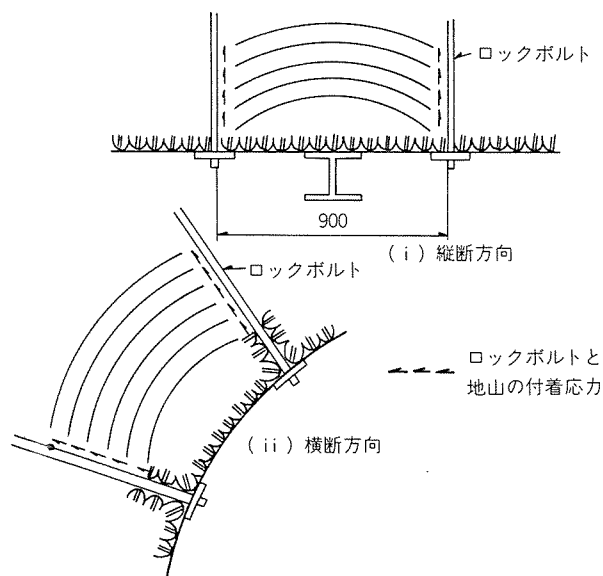


図-26 ロックボルトの岩盤アーチ効果

4-3-3 184K557.3mにおける測定（側壁導坑左）

184K586.5m付近で3.0mのロックボルトを打設し、その効果を観察したが、2.0mのロックボルトも打設し、その違いを観察することにした。この時、実施した測定は、

- 1) 内空断面相対変位測定
 - 2) 支保工による応力測定
- の2項目である。

図-27は、その時の内空断面相対変位測定結果であるが、変形はゆるやかな勾配で上昇しつづけ、最終的には23日で最大8.2cm (H₃)となった。

支保工による応力測定結果より作用土圧を推定すると、作用荷重は鉛直3.09 t/m²、水平4.76 t/m²となり非常に小さな値を示している。

これらの結果を、3.0mロックボルト打設区間の結果と比較すると、変形量は約半分、作用荷重は1/5となっていることがわかる。このように、作用荷重・変形量が小さくなった理由として、測定実施地点が褶曲の一番激しかった地点より離れており、しかも節理面もほぼ水平方向に一定となっていることから、潜在エネルギーの解放による膨張圧が少なかったためと考えられる。潜在エネルギーの解放による膨張圧が少なかったことと、今後掘削する地層が中工区切羽でみられた滞水砂層であるこ

とから、それほど大きな膨張圧は作用することはないとの判断に立ち、その後は従来どおり鋼製枠を90cmピッチに建て込む工法がとられた。なおねじれによる支保工の座屈を防ぐために、鋼製枠はボックスタイプとした。

側壁導坑左において実施した一連の測定結果から、膨張圧は褶曲軸から離れるほど小さくなることと、ロックボルト間の地山を一体化させるためには時間がかかることがわかった。したがって、側壁導坑右では、184K582.0m以降、従来どおり鋼製枠(H-150×150×7×10)を90cmピッチに建て込む方法がとられた。この方法ではねじれによる支保工の座屈がみられ縫い返しを実施しなければならなくなった。そのため、側壁導坑左で使用したボックス型の鋼製枠を使用した結果は良好であった。なお、側壁導坑右184K578m付近で、内空断面相対変位測定、岩盤相対変位測定、支保工による応力測定をおこなったが、内空断面相対変位測定結果より25日目の変形は約18cm、岩盤相対変位測定より、山手側すなわち側壁導坑左掘削により乱されていない地山においては、壁面に近くなるほど大きな変形をしていたが、天端、川手すなわち側壁導坑左が掘削されている側は、地表面と奥の変形は同じでありこの部分は完全にゆるんでいると考えられた。支保工による応力測定結果より作用荷重は鉛直15t/m²、水平9t/m²となり、鉛直方向の荷重が卓越していることがわかる。膨張圧の激しかったときは、水平方向の荷重が卓越していることを考えれば、この付近は膨張圧が作用しておらず、崩壊性のゆるみ地圧と考えられた。

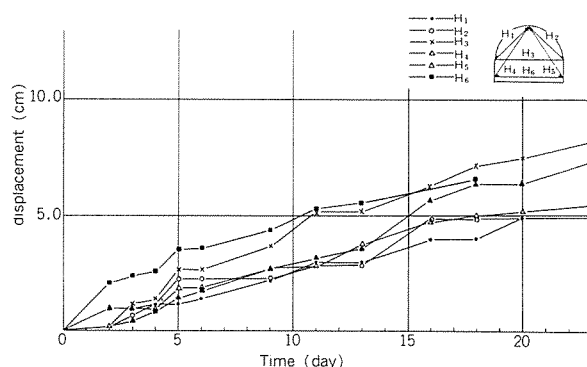


図-27 184K557.3m内空断面相対変位測定結果

4-3-4 184K594.2mにおける測定（上半断面）

側壁導坑掘削後上半断面掘削をおこない、鋼製枠(H-200×200×8×12)を80cmピッチに建て込む方法がとられたが、側壁導坑において膨張圧が作用しはじめた184K740mよりH-250×250×9×14に変更し、更に一次巻きコンクリート(t=250)を打設する方法が採用された。側壁導坑左において生じた膨張圧が主として潜在エネル

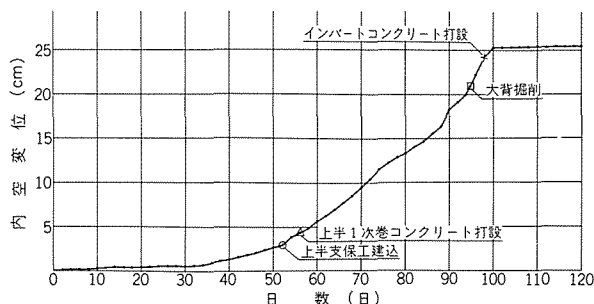


図-28 184 K 594.2 m 内空断面変位図

ギーの解放および地山のせん断抵抗の欠如によると考えられたので、上半掘削時には潜在エネルギーは解放され、地山のせん断抵抗の欠如によるゆるみ地圧が作用するものと推定された。このため内空断面変位測定、盤圧測定、ロードセルによる軸力測定等を実施した。図-28は、この時の内空断面変位測定を示す。これは、側壁導坑に打設した側壁コンクリート天端の内側方向への変形を示したものである。この結果から、以下に示す特徴を示すことができる。

- (1) 上半支保工建込前20日まで変形の勾配はほとんどフラットである。これは側壁導坑掘削時に潜在エネルギーが解放されたためと考えられる。
- (2) 上半支保工建込前20日から徐々に変形の勾配は上向きになりはじめ、上半支保工建込後急激に変形の勾配が上昇する。これは、上半掘削により新たな応力解放面が生じ、これによりゆるみ範囲が形成されたためと考えられる。
- (3) 大背掘削・インバートコンクリート打設まで変形の勾配は上昇し、インバートコンクリート打設後は変形は停止する。

上記の理由でインバートは大背掘削直後に打設し、早い時期に断面をクローズさせ、これによりゆるみ土圧を少なくすることにした。また、上半支保工建込後に一次巻きコンクリートを打設する方法を採用したが、こうすることにより岩盤表面からの水の移動を防ぎ、岩盤の強度劣化を防ぐためゆるみ地圧が少なくなると考えた。これは図-28に示されるように、大背掘削前の変形勾配に比較して、一次巻きコンクリート打設以後の勾配が小さいことからみて、効果があったと判断される。

4-4 問題点

前項で述べたように、各種の測定により浦佐ずい道に生じた膨張圧の原因究明がなされ、それに対する方策の有効性を計測によりたしかめることができた。しかしながら、浦佐トンネルで採用した対策は、今までの工法と比較して工種が増大、その結果進行も遅れる結果となっ

てしまった。例えば、184 K 740 m以前は3.0 m/日の進行であったものが、それ以後は2.0 m/日の進行におちた。

今後は増加した各工種を効率よくこなし得る機械及び施工技術の開発が必要である。すなわち、計測に代表されるソフト面での開発と同様に、ハードな面での技術開発にも力を注ぎ、より合理的な施工法を生みだすことが今後に残された課題である。

§ 5. あとがき

上越新幹線浦佐ずい道中工区で経験された異常土砂流出、膨張圧に対しては、それぞれソレタシユ工法、シールド工、ロックボルト、一次巻きコンクリート等により掘削を完了した。

現在、側壁導坑は貫通し、昭和54年9月頃のトンネル完成をめざして努力中であるが、当ずい道が直面した数多くの難関を克服しえたのは、綿密な地質調査、計測におうところが大きい。今後、当ずい道のように湧水、膨張圧が生じるような現場に出あうこともあろうと思われるが、この工事報告が参考となれば幸いである。