

連載回	タイトル
	目次
01	講座をはじめるにあたり
02	シールド掘進に伴う地盤変状概論
03	地盤変状評価のための現場調査・計測の方法 地盤変状の実態と評価解析手法（その1～その4）
04	その1 沖積地盤での変状実態と変状予測評価
05	その2 洪積地盤での変状実態と変状予測評価
06	その3 東京電力を事例として
07	その4 営団地下鉄複線泥水シールド 特殊シールド施工の地盤変状と評価解析手法（その1～その2）
08	その1 非円形断面・縦シールド・急曲線施工での地盤変状の実態
09	その2 模型実験から評価された地盤変状 変状対策と効果の評価（その1～その3）
10	その1 シールド掘進に伴う地盤変状と家屋被害
11	その2 地下鉄12号線と既設電力トンネルの管理の事例
12	その3 トライアル施工を活用した地盤変状影響の防止 シールド新時代に向けて（その1～その2）
13	その1 大深度シールドにおける新たな技術的課題
14	その2 維持管理における新たな技術的課題
15	最終回 実用的な技術開発と技術の継承

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(1)

講座をはじめるとあたり

高橋 良文*

1. オーダーを一桁変える技術

オーダーが一桁変わるほどの変化をもたらす技術開発成果は世界的にも一日置かれる技術と言えるだろう。例えば、第二期科学技術基本計画(2002~2005年)の重点テーマとして取り挙げられている情報通信やナノテクノロジー・材料分野の話題¹⁾から拾ってみると、半導体分野のこれまでの集積度は3年で4倍のペースで向上してきたと言われる。すなわち、5年でオーダーが一桁変わっていることになる。日米欧台韓の国際協力で作成した半導体デバイスに関する開発ロードマップによると、半導体メモリーの加工線幅(テクノロジー・ノード)技術は、2001年からの約10年間で130nmから約30ないし40nmになると予想している。本誌読者の方々が身近に実感できる例として、パーソナル・コンピュータに内蔵されているハードディスク(HDD)の高密度化技術が挙げられる。図-1に示すように1998年頃からの面記録密度の増加率は年率80~100%である。これも4,5年でオーダーが一桁変わる技術開発である。

本誌の対象読者が携わっているトンネル技術とは異分野の話題から紹介したが、実は、トンネル技術の中にもオーダーを一桁変えた実績を示す成果がある。その一つ

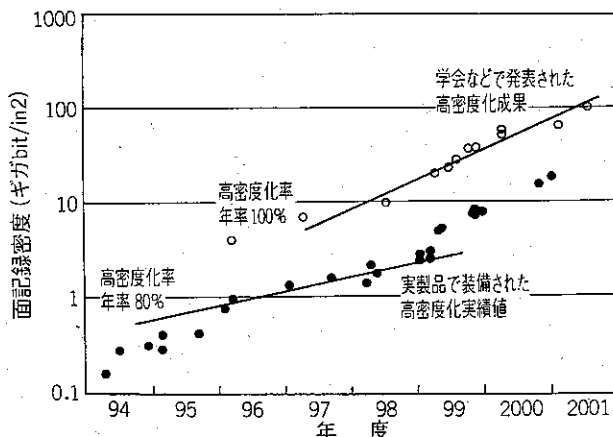


図-1 HDDの高密度化の推移^{1)加筆引用}

* 東京都下水道局計画調整部事業調整課長

『シールド掘進に伴う地盤変状入門』連載講座小委員会

委員長	高橋 良文	東京都下水道局計画調整部 事業調整課長
委員	五十嵐寛昌	鹿島建設(株)技術研究所 土木技術研究部主管研究員
〃	田中 弘	日本工営(株)中央研究所 総合技術開発部長
〃	中島 誠三	帝都高速度営団建設本部設計部 設計第二課課長
〃	山崎 剛	東京電力(株)配電部配電環境技術グルー プマネージャー

が、今回連載講座として取りあげる「シールド掘進に伴う地盤変状」である。

フランス人技師M. I. Brunelの特許出願から遅れること約100年の1920年にわが国に導入されたシールド工法は、わが国ならではの掘進地盤の特性や施工制約条件を克服するため、表-1に示すようなシールド自体の改良、シールド施工法と管理技術の改善、また、周辺環境対策技術の向上といった社会ニーズに応える技術開発の継続を余儀なくされた。その結果、とくに1960年代以降からの数多くの施工事例より育んだ開発技術と飽くなきシールド工法関係者のチャレンジ精神の成果として、わが国

表-1 シールド工法関連技術の技術開発

シールド自体の改良	<ul style="list-style-type: none"> 開放型シールドから密閉型シールド移行による切羽安定化 円形断面から非円形断面シールドへの多様化, ほか
シールド施工法と管理技術の改善	<ul style="list-style-type: none"> 自動化施工による施工の効率化 施工モニタリングによる掘削精度制御技術の向上, ほか
周辺環境対策技術の向上	<ul style="list-style-type: none"> 補助工法を介さない地盤変状や近接施工課題の克服 長距離・急速化施工技术, 省面積立坑などによる影響の削減化, ほか
その他	<ul style="list-style-type: none"> コスト縮減化 施機材リサイクル技術, ほか

のシールド工法関連技術は、自他共に「世界一」と呼べる土木技術の一つとなったことは周知が認めるところである²⁾。

このシールド工法関連技術のうち、シールド掘進に伴う地盤変状について言えば、地上構造物に与える影響が少ない非開削工法でありながら、都市部のシールド工事が急増し始めた1970年代のシールド掘進に伴う地表面沈下量は概略2~6 cm³⁾というセンチメートルのオーダーであることが多かった。例えば、東京都下水道局では1975年前後にシールド掘進に伴う地盤沈下による家屋被害の件数および補償費が莫大なものとなり、一時期は補償費が工事費の20%前後を越える事例も発生するなど看過できない時代があった。当時のこうした状況が、シールド掘進に伴う地盤変状に関する現場発信型のニーズ・オリエンテッド(needs oriented)⁴⁾となり、1980年前後から各企業体による地盤変状予測解析技術の研究につながっている。一方では、シールドメーカー、施工業者による技術開発も同時に進行した。その結果、現在のシールド掘進に伴う地表面沈下量は数mm程度の事例報告がほとんどであり、ミリメートルオーダーに一桁減少した。当然、1960~70年代の都市部シールド工事は沖積地盤を掘進するケースが多く、その後、洪積地盤での掘進や大深度での洪積砂礫、硬質粘性土(例えば、土丹)地盤の施工に移行するなど、上述したシールド掘進に伴う地盤変状の実態は、施工条件(掘進地盤、土かぶり、補助工法の有無など)の違いの影響もあり一律には断言できない。しかしながら、最近の近接施工管理データを参考にする限り、かつてセンチメートルオーダーであったシールド掘進に伴う地盤変状量のオーダーを一桁減らして施工できるまでにわが国のシールド工法関連技術が進歩していることは疑いの余地が少ない事実である。

2. 「入門講座」とした意図—技術継承—

今月から新たな連載講座として、「シールド掘進に伴う地盤変状入門」をはじめることになった。1998(平成8)年頃をピークに、わが国のシールド工事量は右肩下がりである⁵⁾。しかも、上述したように、シールド掘進に伴う地盤変状に係わる各種の研究結果が既に発表されている今日、今さら地盤変状をテーマにして何故「入門」なのかと疑問を持つ読者の方も多いとおもわれるが、本連載講座小委員会では、今後を背負う技術者をターゲットに「わが国で育成発達した世界に誇れるシールド技術をこれからも保持発展させるために不可欠な『技術継承』のため」と考えたからである。

20世紀に展開されたシールドプロジェクト事業において、わが国のシールド工法を世界一の技術に育て上げた

往年の先達シールドマンらは間もなく第一線から退いたり、シールド工事量の減少とともに、中には技術移転(Transfer of knowledge)のために活躍の場を海外に移したりしているようである。したがって、明らかにシールド工法熟練技術者はわが国から減少しつつある。一方、一部企業体のシールド工事量が減ったとは言え、今後は、より吟味された社会資本整備の構築のために必要とされるシールド工事の仕様は、これまで以上に高品質および経済性の追求、ならびに地球環境への配慮などの施工制約条件が厳しくなるはずである。

これからのシールド工事や事業において、こうした命題に直面するであろう、最前線で活躍される中堅・若手技術者を読者ターゲットとし、これまでの先達の技術開発成果を継承できるような入門シリーズとして表-2に示すような内容構成の本講座を企画した。すなわち、かつ

表-2 シールド掘進に伴う地盤変状入門講座の内容

回数	講座内容 (注:場合により内容・構成の変更あり)	掲載予定号
1	講座をはじめにあたり	2002/No.11
2	シールド掘進に伴う地盤変状概論 (シールド地盤変状実態の変遷, 評価解析手法総論)	2002/No.12
3	変状評価のための地盤調査と現場計測の方法	2003/No.1
4	地盤変状の実態と評価解析手法(1) (沖積地盤での変状実態と変状予測評価)	2003/No.2
5	地盤変状の実態と評価解析手法(2) (洪積地盤での変状実態と変状予測評価)	2003/No.3
6	地盤変状の実態と評価解析手法(3) (応力解放率や掘削相当力など, 各種手法の適用範囲)	2003/No.4
7	特殊シールドでの地盤変状と評価解析手法(1) (非円形断面シールド施工での地盤変状の実態)	2003/No.5
8	特殊シールドでの地盤変状と評価解析手法(2) (模型実験から評価された地盤変状, HVシールドほか)	2003/No.6
9	変状対策と効果の評価(1) (家屋被害からみた対策の基本方針)	2003/No.7
10	変状対策と効果の評価(2) (併設トンネル施工および特殊施工条件を含む対策)	2003/No.8
11	情報化施工 (動態計測管理, 実施例)	2003/No.9
12	シールド新時代に向けて	2003/No.10
13	講座を終了するにあたり	

でのシールド工事全盛時代と比較すると現場経験が豊富とは言えない今後を背負う技術者が、文献情報や技術者仲間からの聞き伝えなどによりこれまでも無意識のうちに活用している地盤変状や近接施工対応技術に関する知識・知見に関して、その「真の意味する内容」、「正確な適用範囲」、「正しい理解」などについて、成立経緯や歴史的背景の紹介(擬似経験)を挿入しながら技術伝承となる講座内容を計画した。

今年(2002年)9月にヨハネスブルグで開催された「持続可能な開発に関する世界首脳会議(環境開発サミット)」での首相の演説ではないが、本講座が、若手シールド技術者の「人材育成」に貢献できる内容を示すことができ、技術者各人の技術力向上・継続教育の刺激になれば当小委員会の目的は半分ほど達成されたことになる。残りの半分は本人の自己啓発努力に期待する。

3. 各号のコンテンツと技術継承予告

表-2に示したような約1年にわたる各号のコンテンツ(Contents)と、それぞれの各論の中での技術継承項目の概要について紹介する。

次回に予定している「概論」では、シールド掘進に伴う地盤変状に関する導入の位置付けで、わが国の建設需要に係わるどのような過去の背景からシールド掘進に伴う地盤変状が問題視され解決すべき技術的課題として取りあげられてきたのかを紹介する。具体的には、実務作業の中で現在活用している先達シールドマンらが究明・開発したシールド掘進に伴う地盤変状解析手法や対策工技術の現場発信型のニーズ・オリエンテッド(needs oriented)の原点を振り返り、現場ニーズの期待に応える成果がどのように現れてきたか、1980(昭和55)年代頃から近年に至るシールド施工技術の向上と地盤変状形態の劇的な改善変化の実態について概観する。すなわち、単なる基礎学問的な興味からではなく、シールド工法をわが国の都市トンネル技術として育てていくためには地盤変状問題の解決が必要不可欠であったことについて解説する。同時に、その間に実務技術者をはじめ学の実務者らにより研究・提案された代表的な地盤変状解析手法について概観するとともに、その中から、調査・設計の実務において今でも使われている、おそらく本誌読者のシールド技術者の方も何度か使われたことがあると思われる代表的な解析手法について取りあげ、これらの手法が長年実務分野で既成技術として認知され使われてきた理由について考える。

また、以降各論での理解が容易となるように、シールド掘進に伴う地盤変状を考える際に用いられる基礎的概念について説明しておくとともに、地盤変状メカニズム

を正しく理解し、各現場条件に整合した的確な地盤変状解析手法を用いた挙動予測と対策検討技術が、施工制約条件がますます厳しくなるであろうこれからのシールド工事における近接施工対応の際に重要であることを示すこととする。

以後、第3～10回までの各論は、シールド掘進に伴う地盤変状問題に係わる過去に得られた有益な知見に関する技術継承の詳述となる。

まず、第3回の「変状評価のための地盤調査と現場計測の方法」では、当時の先達がシールド掘進時の地盤変状調査においてどのような工夫と智恵を施して地盤変状の実態把握に挑んだか、地盤調査および地盤変状計測方法のトピックスについて紹介する。電気式センサーとパソコンを組み合わせたリアルモニタリング計測技術を駆使する現代の計測システムと比較すると、当時は確かに原始的な計測方法を用いていたと思ってしまう話題も数多く含まれるが、計器が感知した動態を目視で確認でき、そのためシールド掘進に伴って反応する地盤の挙動を直に肌で感じ取れた当時の計測手法より得られた迫力のある現場計測データも同時に紹介しようと考えている。計測システムというブラックボックスを介してパソコンモニター画面に瞬時に表示される計測データをバーチャルに監視する形態が主流になるであろうこれからの時代の技術者に対して、当時のデータ事例を紹介することは、常にデータの信憑性についての思考を巡らす素養を育む体験資料になるものと考えている。

第4～6回までの3回は、シールド掘進に伴う地盤変状の実態調査結果にもとづき、実務レベルでの適用技術として成果が得られた地盤変状解析手法の詳細について紹介する。東京都下水道局が取り組んだ沖積地盤における調査結果⁶⁾からはじまり、その後、洪積地盤のシールド掘進事例が追加され、東京電力⁷⁾、営団地下鉄⁸⁾で取り組んだ地盤変状解析手法と、その開発経緯の模様を、極力当時の苦勞を知る方々に執筆をお願いして紹介する予定である。ここでは、地盤変状量が大きく現れる軟弱地盤での実態調査で解明された地盤変状メカニズムが、地盤変状量がわずかしか生じない硬質な洪積地盤でも同様にあてはまることが理解できるデータを紹介する予定である。また、ここで紹介する3機関が提案した地盤変状解析手法は、実用的な長所を有しているために現在のシールド工事の調査・設計においても使用頻度が高く、シールド技術者の間では既に完成された解析手法として使いこなしている場合も見受けられるが、今一度、当時の開発経緯を理解することで、「応力解放率」や似たような使い方をする「補正係数」、あるいは「テールボイド量を考慮した強制変位」などの各手法に応じて正確に

使い分ける必要がある微妙な相違点や適用範囲についての正しい理解が得られるものと期待できる。

今後の都市部のトンネル工事の需要としては、非円形断面などの各種特殊シールド工法の適用が増加するものと推察される。そこで、第6, 7回は、いわゆる通常のシールド工法ではない特殊シールド工法について紹介する。特殊シールド工法であるために事例は多くないが、そうした中でも比較的体系的に地盤変状の実態について調査している縦横連続シールド工法などの事例資料や、模型実験研究より得られたHVシールドなどの知見について解説し、特殊シールド工法の場合でも単円形断面シールド施工の場合と同様に解釈できる地盤変状メカニズムと、特殊シールド工法ならではの留意せねばならない新たな変状メカニズムなどの考察に役立つ資料を準備している。

第9, 10回は、シールド掘進に伴う地盤変状が既設構造物に与える影響の実態と、それを防止・低減する対策工の考え方を正しく理解するために役立つ資料と知見について紹介する。通常、重要建築物を対象とする場合には近接施工問題に対して十分な検討と対策を行う。ところが、シールド掘進に伴う地盤変状に対してもっとも簡単に影響を受けやすい構造物は、実は、通常の民家レベルの木造家屋である。木造家屋は地盤変状に素直に追従するため、近接施工の影響検討の際には鉄骨・鉄筋コンクリート造りの重要構造物と同等以上に留意する必要がある。第9回では影響を受けやすい家屋被害の実態調査から得られた対策に関する知見について解説する。次の第10回では、既設構造物がとくに錯綜している都市部での特殊条件下での地盤変状に起因する近接施工影響の防止・低減対策について。また、上下複線を建設する必要のある鉄道併設トンネルの場合の地盤変状の特徴とそれに配慮した変状対策と効果の評価についてこれまでに得られた知見についてとりまとめて紹介する。

本講座の各論としては最後の2回となる第11, 12回で

は、シールド掘進に伴う地盤変状に対する視点を過去の技術継承から将来への技術発展に向けた話題で構成する計画である。一つは、今後ますます導入されていくであろう情報化施工について取り上げ、参考となる既往事例を紹介するとともに、情報としての押さえどころは何か。計測と解析のハイブリッド技術や対策技術として活用・反映させるべき計測データのフィードバックについて検討する際に役立つ話題を提供する予定である。各論最後の第12回では、シールド工事量の減少により施工現場体験が少なくなるであろうこれからのシールド技術者に対して、シールド工法の新時代を担っていくために身につけておくべき技術的素養と基礎知識などについて考え、わが国で蓄積した世界一のシールド工法に関する多くの貴重な知見に関する技術継承ならびに共有技術化のためのデータベースストックのあり方について考えてみたい。

参 考 文 献

- 1) 日経産業消費研究所：日経先端技術 ナノテク要覧，pp.20, 22, 43, 2001.11.
- 2) 今田 徹：20世紀ニッポン土木のオリジナリティ考 シールド工法，土木学会誌，JSCE Vol.85 Oct, pp.51-55, 2000.
- 3) 會田好雄・佐藤紀司・伊藤圭一・池谷正・田中弘：シールド工事における地盤変状の施工年代変化と地盤変状解析の課題，トンネル工学研究論文・報告集第7巻，pp.423-428, 1997.11.
- 4) 藤田昌一：巻頭言「内部技術」と「外部技術」，トンネルと地下，Vol.32, No.11, pp.5-6, 2001.11.
- 5) (社)日本トンネル技術協会：トンネル年報2000，土木工学社，p.10.
- 6) 神戸義雄・高橋良文・尾登辰也・杉山仁實・吉田保・山田孝治：有限要素法によるシールド掘削に伴う地盤沈下解析(テールボイド及びセグメントの剛性を考慮した解析)，第14回土質工学研究発表会，E-2, 205, pp.817-820, 1979.6.
- 7) 古山・吉井・上野・小山：シールド工事における地盤変状測定，第15回土質工学研究発表会，1980.6.
- 8) 中山・中村・中島：泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析について，土木学会論文集，No.397/VI-9, 1988.9.

研究論文募集のお知らせ

弊誌「トンネルと地下」では、研究論文(実験、技術開発など)を募集いたします。大学や技術研究所などからの貴重な研究成果を多数お待ちしておりますので奮ってご応募下さい。とくに若手トンネル技術者の技術向上を主眼としておりますので、平易・簡潔にまとめていただくようご配慮のほどお願い致します。なお、応募方法の詳細につきましては48頁に掲載の『投稿原稿応募のご案内』を参照のうえ、ご応募下さい。

問い合わせ先 株式会社 土木工学社 編集部

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂 電話(03)3267-2888(代)

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(2)

シールド掘進に伴う地盤変状概論

田中 弘* 高橋 良文**

1. はじめに

わが国におけるシールド工法は、非開削工法であることの特徴を活かして、1965(昭和40)年頃から都市部におけるトンネル工事の有力な工法として急速に普及・発展し、現在では一般的なトンネル工法として採用されるだけでなく、円形以外の多様な断面や特殊施工条件下でのトンネル工事にもその適用範囲を拡大している。本格的採用から40年程度しか経っていないにもかかわらず、その間のシールド工法の技術開発はまさに日進月歩の連続であり、本連載講座で取り上げるシールド掘進に伴う地盤変状量に関する「オーダーを一桁変える技術」¹⁾ 成果は、密閉型シールドの開発から掘進制御・施工管理技術の品質向上に至るシールド工法に係わる各種の技術開発成果が結実した結果の一つである。

本号の副題は、いささか大袈裟ではあるものの「シールド掘進に伴う地盤変状概論」と称して、はじめに、わが国でのシールドトンネル工事の調査・設計・施工において仕様基準図書の一つとされることの多いトンネル標準示方書(シールド工法編)を取り上げ、そこでの地盤変状に係わる記載内容の変遷をレビューする。

次に、わが国のこれまでのシールド工事を対象に、シールド機種、地表面沈下量の実態、ならびに地盤変状解析手法の時代変化について概観する。この中で、実際の工事での地表面沈下量がどのようなシールド技術開発の経緯を踏んでオーダーを一桁変える実態へと改善されていった様子と、わが国でのシールドトンネル工事では、その施工制約条件の特徴から、施工時の安全管理はもとより、現場周辺の自然環境および社会環境への影響に対する配慮、とくに、シールド掘進に伴う地盤変状に関する予測解析手法の開発が必要不可欠であったことを理解する。すなわち、地盤変状対策のための事前評価技術に関する技術開発ニーズが不可欠であった状況について解説する。

* 日本工営(株)中央研究所総合技術開発部部長

** 東京都下水道局計画調整部事業調整課長

また、地盤変状解析手法に関する研究の歴史についてレビューするとともに、数ある解析手法の中から、実務的によく用いられている東京都下水道局、東京電力、営団地下鉄の3手法を取り上げ、それぞれの特徴について概説する。

最後には、近接施工の影響に係わる地盤変状予測解析の重要性について述べ、シールド工事の全体量は減っても、今後は今まで以上に厳しい施工制約条件のもとでのシールドトンネル工事の計画・設計・施工が要求されることから、そうした際に留意すべき技術的課題を述べて概論としたい。

2. 示方書からみた地盤変状課題の扱い方の変遷

2-1 わが国へのシールド工法の導入

シールド工法は、シールドで地山の崩壊を防ぎながら掘進し、テール部で覆工することによりトンネルを構築する工法である²⁾。フランス人技師M. I. Brunelにより考案(1818年に特許出願)されたシールド工法は、その世界初の適用例がイギリステムズ河の水底トンネル構築(1984年)という歴史からも言えるように、元来、海底トンネルなどのきわめて悪質な地盤に対処する高度なトンネル技術として考案・開発されたものである。わが国でも竣工までに至った最初のシールド工事は1936年の関門鉄道トンネルである。ところが、その後わが国では、地上および地中双方に既設構造物が錯綜している都市部におけるトンネル工事において、開削トンネル工法に代わりシールド工法が中心的な役割を担うようになる。沖積地盤に展開するわが国の大都市部は、諸外国に比べて掘進地盤条件が相対的に悪い場合が多い。このため、河底や海底にトンネルを構築する特殊工法であったシールド工法が、わが国では地下鉄道をはじめとして、上・下水道、電力洞道、通信用とう道などの地下構造物の社会基盤整備のための一般的な都市トンネル工法として定着し急速に普及した。とくに、現在、概成普及率100%を達成した東京都下水道局のシールド工事が1970(昭和45)年

以降に増加した。わが国では下水道が他の社会資本整備に比べて後発事業であること、および下水道幹線用地として都市部市街地では極力公道路下への建設を余儀なくされることからシールド工法は大いに普及した。

2-2 トンネル標準示方書における地盤変状の扱い

シールド工法によるトンネルの計画・設計・施工計画および施工管理を行う際に、発注者、設計コンサルタント、および施工請負業者ともに参考とする図書の一つがトンネル標準示方書である。周知のとおり、山岳工法編、開削工法編およびシールド工法編の3部で構成されているが、現在用いている「トンネル標準示方書(シールド編)・同解説」はいわゆる平成8年版と呼ばれるものである。同書の前身は「シールド工法指針、昭和44年11月」

であり、当時はシールド工法がまだまだ進歩発展の途上であったために、シールド工事の当事者を拘束するものではなく、あくまで指針に留めた内容として制定された。その後、シールド工法に関する技術の普及と進歩発展が加速したため、昭和52年1月には、主として都市部における通常のシールド工法によるトンネル工事の事例をもとに標準を見い出してシールド工法指針を改訂するとともに、名称を「トンネル標準示方書(シールド編)・同解説」と改めて昭和52年版が制定された。その後、昭和61年6月の改訂(昭和61年版)、および平成8年5月に改訂(平成8年版)して現在に至っている。なお、次の改訂は平成18年が予定されている。

ちなみに、山岳工法編はトンネル標準示方書の第一号

表-1 トンネル標準示方書(シールド工法編)での地盤変状に関する条文解説の要旨

昭和52年版	昭和61年版	平成8年版
第4編 施工および施工設備		
第6章 地盤沈下と構造物防護	第6章 地盤沈下と構造物防護	第5章 地盤変位と構造物防護
<p>第134条 地盤沈下とその防止</p> <p>地盤沈下は地山の条件、掘削と山留め方法、裏込め注入工、などに関係するから、施工にあたっては適切な方法で地盤沈下の少なくなるよう努めなければならない。</p>	<p>第161条 地盤沈下とその防止</p> <p>地盤沈下は地山の条件、シールドの形式、掘削方法、切羽安定機構および推進方法、裏込め注入工などに関係するので、施工にあたっては、適切な工法の採用と、慎重な管理により、地盤沈下を少なくするように努めなければならない。</p>	<p>第162条 地盤変位とその防止</p> <p>地盤変位は、設計・計画条件、地盤条件、施工条件に影響されるため、適切な工法を採用して慎重な施工管理を行うことにより、極力少なくなるように努めなければならない。</p>
<p>【解説】部分の記述内容の要点</p> <p>完全に地盤沈下を避けることは難しいが、施工法いかんで小さくすることができる。</p> <p>1)沈下挙動の概説</p> <p>①先行沈下</p> <p>②後続沈下</p> <p>③湧水または圧気による脱水压密沈下</p> <p>④横断方向沈下形状</p> <p>2)沈下の測定</p> <p>トンネル中心線を挟んだ水準測量の実施を明記。最終沈下量の影響要因は、地山土質条件と地下水条件、シールド外径、土かぶり厚さおよび施工の精粗など。</p> <p>3)沈下防止</p> <p>切羽開放時間の短縮化、先掘り・余掘りの最小化、同時裏込め注入や再注入の励行。ブラインドシールドや圧気工法での留意点を記述。</p>	<p>【解説】部分の記述内容の要点</p> <p>完全に地盤沈下を避けることは難しいが、施工法の選択と施工管理のいかんで少なくすることができる(土質とシールド形式の選定について言及)。</p> <p>1)沈下の原因に関する解説</p> <p>①地中の応力変化により生ずる弾性的変形および弾塑性変形</p> <p>②切羽における地山の呼び込みと乱れ</p> <p>③推進時の地山の乱れ</p> <p>④テールボイドにおける裏込め注入の不十分</p> <p>⑤地下水の変化および圧気または断気などによる圧密沈下</p> <p>⑥一次覆工の変形および沈下</p> <p>2)沈下の挙動に関する解説</p> <p>①先行沈下</p> <p>②後続沈下</p> <p>③最終沈下量の傾向</p> <p>④横断方向の沈下</p> <p>3)沈下の予測</p> <p>過去の実績による予測。有限要素法解析が使われることもある。</p> <p>4)沈下の測定</p> <p>トンネル中心線を挟んだ水準測量の実施を明記。</p> <p>5)沈下防止策</p> <p>①切羽安定機構に関する防止策など</p> <p>②推進時の地山の乱れに起因する沈下防止策</p> <p>③裏込め注入工に代表されるテールボイドにおける対策</p> <p>④地下水位の低下および圧気や断気による圧密沈下防止対策</p> <p>⑤一次覆工の変形防止対策</p>	<p>【解説】部分の記述内容の要点</p> <p>地盤変位の大きさは、適切な施工法の選択と施工管理によって最小限に抑えることが可能(土質とシールド形式の選定について言及)。</p> <p>1)地盤変位の原因と発生機構</p> <p>①切羽における土水圧の不均衡</p> <p>②推進時の地山の乱れ</p> <p>③テールボイドの発生と裏込め注入の不十分</p> <p>④一次覆工の変形および変位</p> <p>⑤地下水位低下</p> <p>2)地山変位の現れ方</p> <p>①先行沈下</p> <p>②切羽前沈下(隆起)</p> <p>③通過時沈下(隆起)</p> <p>④テールボイド沈下(隆起)</p> <p>⑤後続沈下</p> <p>3)地山変位の大きさと分布</p> <p>4)変位防止対策</p> <p>①切羽における土水圧不均衡対策</p> <p>②推進中の地山の乱れ防止対策</p> <p>③テールボイド沈下と裏込め注入による隆起防止対策</p> <p>④一次覆工の変形防止対策</p> <p>⑤地下水位の低下防止対策</p> <p>5)地盤変位の予測と測定</p> <p>推進前に過去の実績や有限要素法による予測結果をもとに管理基準値を設定する。また、推進時の測定結果を後続区間の施工管理に活用する。</p>

(山岳トンネルを主体とした記述であった)とも言える「昭和39年制定トンネル標準示方書と解説」が初版で、開削工法編は昭和52年の「開削トンネル指針」からであるので、3工法のトンネル標準示方書がそろえるのは昭和52年改訂版からである。

示方書は、工事の企業者が施工者に条件として示し、両者の権利義務を明らかにするために用いられるのが通常であるが、トンネル示方書の各条は、すべて両者を区分しないで、広義の工事担当者が、シールド工法によるトンネル工事にあたって守らなければならない事項および参考とすべき事項が示されている³⁾。

現在のトンネル標準示方書のスタイルが定まった昭和52年版以降からのトンネル標準示方書(シールド工法編)における地盤変状に係わる条文内容を表-1に整理して示す。どの版も「第4編 施工及び施工設備」の中で、「地盤沈下(変位)と構造物防護」の章立てで条項と解説が記載されている。昭和52年版から平成8年版までの約20年間のうちで、地盤変状に係わる条文および解説の記載内容の大きな変遷としては、次の4点(内容的には2点)があげられる(表-2)。

- ① 昭和52, 61年版で「地盤沈下」としていた内容を平成8年版では隆起も含めた「地盤変位」として表現。
- ② 現在の一般的な解釈となっているシールド掘進に伴う5種類の地盤変状分類は平成8年版からの解説(図-1参照)で、それ以前の版では「先行沈下」と「後続沈下」の2区分で解説している。
- ③ シールド施工にあたっての留意点が、版を改訂することに具体的表現となり、平成8年版では「適正な工法選定」と「慎重な施工管理」により地盤変位を極力少なく、最小限に抑えることを基本として謳っている。
- ④ 地盤変状予測の解説では、昭和52年版には「事前予測」に関する記載はない。昭和61年版から新たに項目立てをして、とくに過去の実績などにもとづく沈下量の予測について記載。ただし、この時点では数値解析手法の適用については「有限要素法解析が使われることもある」との特例扱い。それが、平成8年版では、施工時の管理基準値を定める目的で地盤変位の事前予測の実施を明記。その際に有限要素法の使用も一般的な手法の一つとして記載されている。

表-2 トンネル標準示方書(シールド工法編)での地盤変状記載事項の変遷

		昭和52年版	昭和61年版	平成8年版
条文	地盤変状を表現する語句	地盤沈下		地盤変位
	地盤変状発生要因	<ul style="list-style-type: none"> ・地山条件 ・掘削方法 ・山留め方法 ・裏込め注入工 	<ul style="list-style-type: none"> ・地山条件 ・シールド形式 ・掘削方法 ・切羽安定機構 ・推進工法 ・裏込め注入工 	<ul style="list-style-type: none"> ・設計・計画条件 ・地盤条件 ・施工条件
	施工にあたっての留意点	・適切な方法を選択	<ul style="list-style-type: none"> ・適切な工法の採用 ・慎重な管理 	<ul style="list-style-type: none"> ・適切な工法の採用 ・慎重な施工管理
解説文	施工にあたっての努力目標	・地盤沈下を少なくするように努める	・地盤沈下を少なくするように努める	・地盤変位を極力少なくするように努める
	地盤変状課題に対する基本方針	・完全な変状回避は難しいが小さくする	・完全な変状回避は難しいが小さくする	・最小限に抑えることが可能
	地盤変状発生メカニズムの解説	—	・6種類のメカニズムで解説	・5種類のメカニズムで解説
	地盤変状挙動の解説	<ul style="list-style-type: none"> ・シールド掘進に伴って生じる地盤変状を「先行沈下」と「後続沈下」の2区分で解説している。 ・「先行沈下」の解説で、一部、隆起についても触れている(土かぶりの小さいブラインドシールドの場合を例示している)。 	—	<ul style="list-style-type: none"> ・掘進に伴う地盤変位を5段階で区分し解説している。 ・沈下のみならず隆起も含めて解説。
	地盤変状予測の解説	(事前予測に関する記載はない)	・過去の実績にもとづく沈下量予測の解説(ただし、有限要素法の使用は特例扱い)。	<ul style="list-style-type: none"> ・管理基準値設定のための事前予測の実施を明記 ・有限要素法の使用も通常作業扱い。
地盤変状防止策の解説	—	・5種類の防止策を解説(圧気工法に対する記述を含めている)。	・5種類の防止策を解説(圧気工法の記述がなくなる)。	
解説図	—	—	地表面沈下の横断図(図-2参照)	シールド推進による地盤変位の分類(トンネル軸方向分布)(図-1参照)

※ 下線部が主な改訂部分

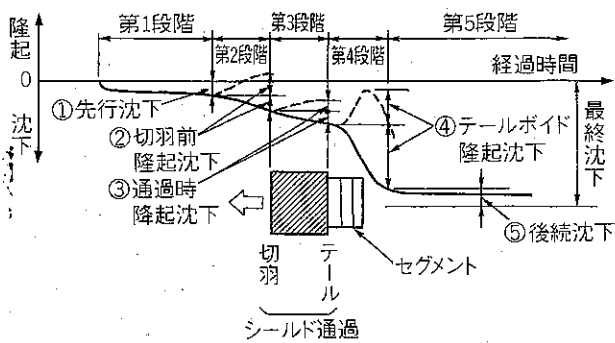


図-1 シールド推進による地盤変位の分類(平成8年版)

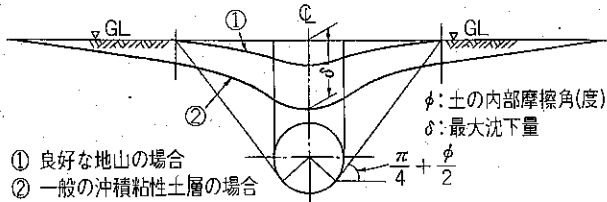


図-2 地表面沈下の横断面図(昭和61年版)

上記①および②の変化は、4-2-3で後述する実態調査や、その計測結果にもとづく地盤変状メカニズムの解明の成果が反映されたものと言えよう。顕著な変化は、シールド掘進に伴う地盤変状を「地盤沈下」だけではなく「地盤隆起」も含めた「地盤変位」として扱い始めた点である。昭和52、61年版でも、先行沈下の解説において、一部、隆起現象も生じるということについて解説しているが、平成8年版では「切羽前」、「通過時」および「テールボイド通過直後」の3過程で、沈下と隆起を併記して扱っている。

上記③および④の変化も、4-2-3で述べる地盤変状予測手法の研究成果、とくに、数値解析手法を用いた手法に対する実用面での適用性(実証・実績)を反映したものである。地盤工学分野の視点から言えば、物性値(解析定数)の設定精度が低い地山性状を検討対象とし、境界条件(この場合、地盤構成や実際に施工してみなければわからない施工時条件)の影響を受ける技術課題に対して、数値解析手法(具体的には、二次元有限要素法解析)の適用を実務検討の一手法として明記した点は、かなり大胆な判断をくだしている。換言すれば、平成8年版示方書改訂時の基礎資料となった1980年前後のシールド掘進に伴う地盤変状解析法の研究成果が、実用上の適用が可能なまでの内容を含んでいたということである。したがって、現標準示方書の規定に沿ってシールド工事を計画・実施する際にはこの時期の技術開発内容と実用上の適用範囲を知っておくことが重要である。

3. シールド機種および地盤変状実態の変遷

3-1 シールド機種の時代変遷

高度成長を時代背景にして、シールド工法がわが国の

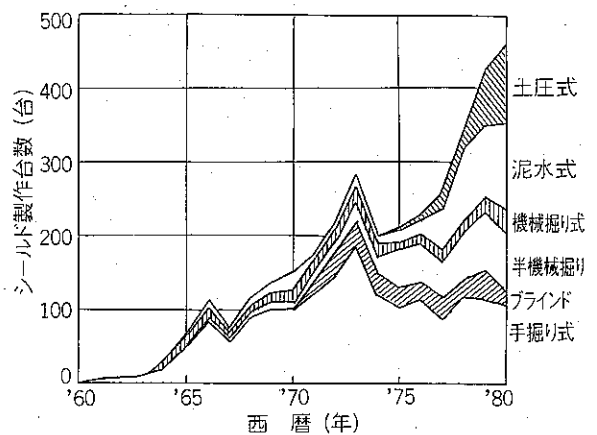


図-3 シールド機種の推移(文献4)データから作成

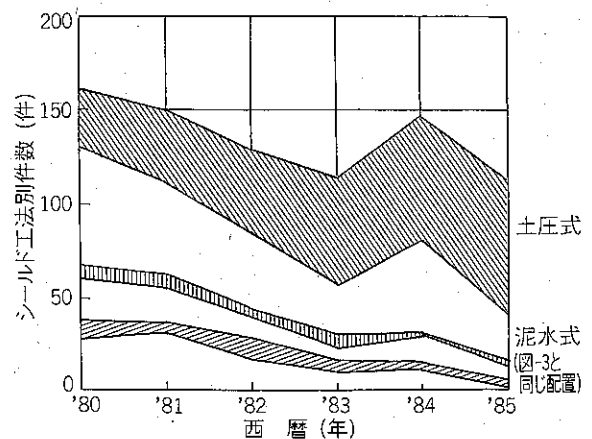


図-4 シールド機種別工事事件数の推移(文献5)データから作成
都市部におけるトンネル建設の主要な施工法として急速に伸びていった昭和40年代頃からのわが国のシールド機種別推移を図-3に示す。

1965(昭和40)~1975(昭和50)年頃にかけては、開放型シールドが主流であり、とくに、1973(昭和48)年頃までのシールドは圧気併用の手掘り式シールドがそのほとんどを占めていた。1975(昭和50)年頃には、省力化、安全面の確保から手掘り式シールドが大幅に減少し、代わって半機械式および機械式が採用された。その間、シールドの技術開発が飛躍的に進み、1960年代に泥水式が、1970年代に土圧式シールドが開発され、しだいに密閉型シールド中心の時代へと移っていく。とくに都市部でのシールド工事が盛んになる1975(昭和50)年を過ぎる頃からシールド全体の製造台数が急増するが、その機種は、泥水式あるいは土圧式で代表される密閉型シールドであり、この頃から、今日のシールド工法の状態を形成する。

図-4は、1980~1985年までのシールド工事に対して図-3と同様の機種別に分類したものである。密閉型のシェアは1980年の60%(泥水式40%、土圧式20%)から、1985年の85%(泥水式22%、土圧式63%)に増加し、開放型は1980年の36%から1985年には13%に激減している。したがって、現在では特別な施工条件以外は、都市部のシールド

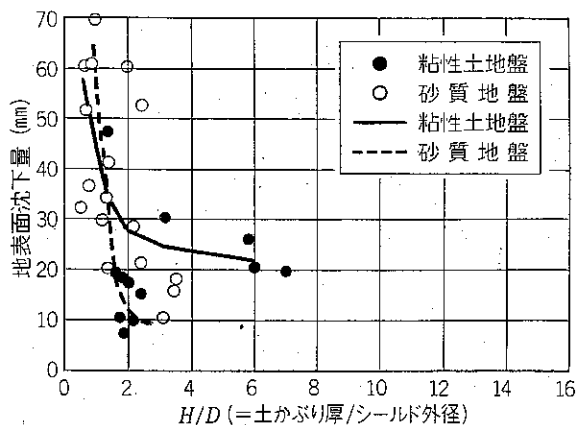


図-5 昭和40年代工事の地表面沈下量⁶⁾

ルド工事はそのほとんどが密閉型シールドを採用している状況である。

3-2 地盤変状実態の時代変遷

3-2-1 昭和40(1965)年代の地盤変状実態

図-5は文献6)に報告されている地表面沈下量とH/D(土かぶり厚さ/シールド外径)の関係を示したものである。文献6)の発行年代から推察して、これらの地盤変状データは昭和40(1965)年代の地下鉄や下水道シールド工事によるものと考えられる。また、ほとんどのデータがH/D=4未満であることから、シールド掘進地盤はローム層などを除いておおむね沖積地盤が主体であったと推察される。文献6)によれば、砂質土では、土かぶりが1~1.5D以下では小さくなるにしたがいシールド掘進に伴う地表面沈下量が急激に増加する傾向を示すが、粘性土地盤では明瞭な傾向が出ていないとしている。図中の補助線は原文によるもので、粘性土および砂質土での当時のシールド工法、すなわち開放型シールドで必要に応じて圧気工法などの補助工法併用によるシールド工事での地表面沈下量の平均的な傾向を示すものである。

3-2-2 昭和50(1975)年代~昭和60(1985)年代の地盤変状実態

図-6は文献7)で報告されている東京都下水道局シールド幹線工事における地盤変状実態調査結果にもとづく地

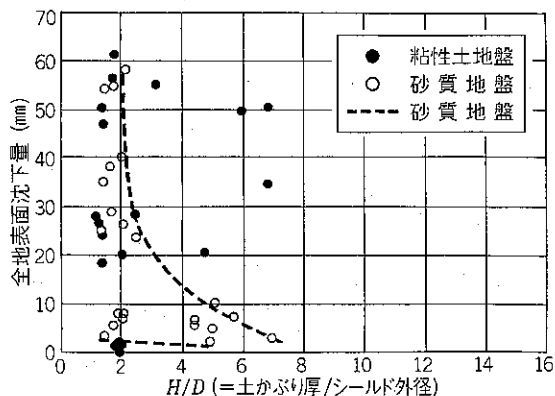


図-6 昭和50~60年代工事の地表面沈下量⁷⁾

表面沈下量とH/Dの関係である。土圧バランス式、ブラインド式、半機械式などの開放型シールドを採用していた昭和50(1975)年代前半から、泥水加圧式や泥土圧式の密閉型シールドに移行していった昭和60(1985)年代にかけてのシールド工事によるもので、シールド外径は約3~8m、掘進地盤も沖積地盤から洪積地盤と多種多様である。縦軸を全地表面沈下量としているのは、例えば、軟弱な粘性土地盤で生じたシールド通過後の長期的な圧密沈下量などを含めた計測期間中の全沈下量を示しているためである。

図-5に比べて砂質地盤データのH/D範囲が広がり、土かぶりの増加とともに地表面沈下量が減少する砂質地盤での傾向が明瞭であるが、図中の補助線(原文による)で示した砂質地盤データ範囲をみると、昭和40年代の傾向と大差ない。一方、粘性土地盤の場合はH/Dが増加しても沈下量の減少傾向が見られないという点は図-5のデータと同様である。砂質地盤でみられるH/Dの増加に対する沈下量の減少傾向は地盤のアーチ作用で説明できる内容である。

3-2-3 近年の密閉型シールド施工による地盤変状実態

著者らが調査した平成4年から約5年間の下水道シールド管渠工事での地盤変状測定データの一部を図-7,8に示す。この時期のシールドは密閉型の泥土圧と泥水シールドの2種類である。シールド外径は約2~8mの

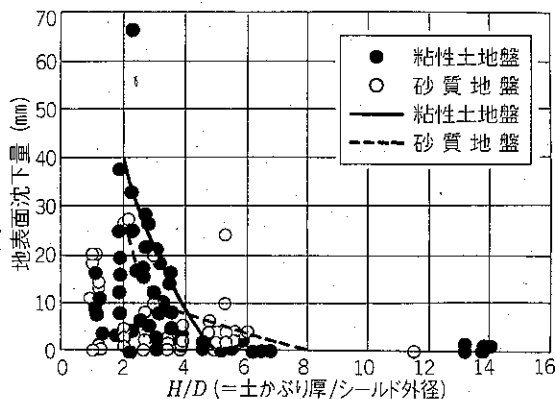


図-7 平成4~9年代工事の地表面沈下量・地盤種別⁸⁾

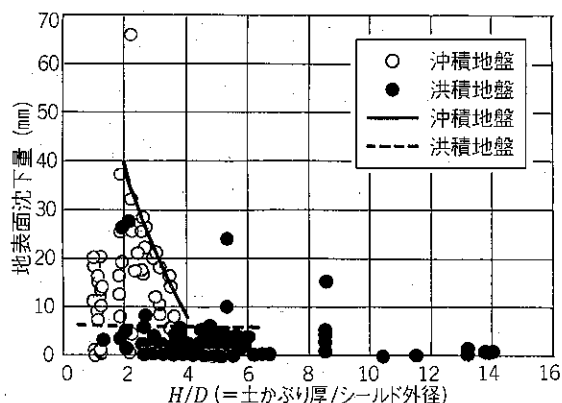
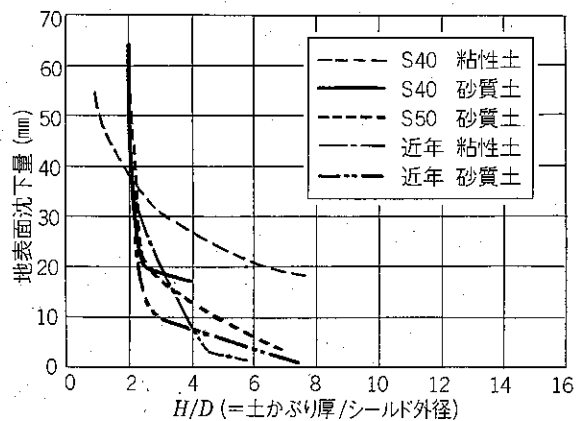


図-8 平成4~9年代工事の地表面沈下量・地質年代別⁸⁾

図-9 年代別の最大沈下量⁹⁾

範囲のデータであるが、近年の下水道再構築事業としてのシールド工事は比較的小口径シールドが多いため外径2~5mのデータが中心となっている。また、都市部での下水道幹線工事の大深度化の影響もあってH/Dが6までのデータが補充されている。図-7は砂質土と粘性土で整理したもので、図-8は同様のデータを、シールド掘進地盤が沖積地盤と洪積地盤に区分して示した。

図-7では、砂質地盤ではH/Dが2~3以上になると地表面沈下量が著しく減少し、データのばらつきも少ない。また、粘性地盤についても、ばらつきはあるものの、H/Dが大きくなるにしたがって地表面沈下量が減少する傾向が読める。図-8でみると、沖積地盤ではH/Dが大きくなるにしたがって地表面沈下量が減少する傾向を示す。一方、洪積地盤での地表面沈下量はH/Dに係わらずおおむね6mm強と一定である。なお、この傾向に沿わないデータは土かぶり小さいものや、洪積層に分類される地層の中では軟弱な七号地層を掘進しているシールド工事であった。

図-9は、上述した昭和40年代から近年までの地表面沈下量の最大値を通る線を地盤条件別に示したもので、シールド工事年代の推移による地表面沈下量の減少傾向が明瞭に認められる。この主な要因は、密閉型シールドがシールド工事の主体となり、切羽安定の精度が大幅に向上したことや、裏込め注入技術の改善など、シールドの改良と施工技術の改善、および施工管理技術の向上が大きい。

4. 地盤変状解析手法の変遷

地表および地中部に各種の既設構造物が錯綜している都市部でのシールド工事を行う際、事前に地盤変状を予測しておくことは、適切なシールド工法の選定や対策工の必要性の有無を判定するうえで重要である。シールド推進前に過去の実績や有限要素法などによる予測結果をもとに管理基準値を設定し、推進時の測定結果を後続区間の施工管理に活用することが、トンネル標準示方書

(シールド工法編)・同解説でも提唱されていることは2-2で既述したとおりである。

したがって、地盤変状実態メカニズムとともに、実務で用いることの多い地盤変状解析手法の実情を知っておくことは、シールド技術者にとっては必須項目と言えるので、以下に解析手法の変遷について概説する。

4-1 地表面沈下予測の発端

昔は、鉄道・道路トンネルの多くは人の住んでいない地域で建設されることの方が多かったので、トンネル建設に伴う地表面への影響はほとんど問題にならなかったと言われている。むしろ、炭坑が住宅地域の下に位置している場合、地表面沈下の防止あるいは減少は重要な課題であって、地表面沈下の問題は、採鉱分野において長年重要な問題とされていた歴史がある。

一方、掘削周辺地盤のゆるみ範囲や地表面沈下量はトンネル掘削施工技術の良し悪し、施工時の注意、掘削地盤の安定性、土質強度、覆工の迅速な施工、掘削断面の大小に大いに関係する。そのため、施工状況と地盤性状との不確定要因に左右される最終沈下量の正確な予測はもともと困難であり、せいぜい見積もるだけとの認識が昔からされていたようである⁹⁾。

シールド掘削に伴う地表面沈下の計算手法を扱った人物は文献9)によればLimanov(リマノフ)である。彼はレニングラード地下鉄建設の際に調査された沈下記録にもとづき、地表面沈下をトンネル覆工が周囲の地盤に及ぼす圧力で引き起こされる半無限長の弾性変形と考え、地盤条件として弾性係数Eを用いて地表面の任意の位置での沈下形状を与える弾性理論解を誘導したJeffery(ジェフエリー)の式をベースにしてカンブリア紀の粘土中をシールドで掘削したトンネルの地表面沈下を計算する方法を誘導した。Limanovの理論解では、周囲の地盤は完全弾性体であることと、円環の変形の原因である仮想の内部応力は均等に分布している、その方向は放射状であることの2点を仮定している。したがって、施工状況やセグメント覆工などの影響は考慮できないから、Limanovの理論解の適用性は、自立性が高い均質地盤での素掘りトンネルを対象にした範囲と考えられる。また、任意方向および地中内部の地盤変状を求められないことから、先人が認識したように、概略の目安は与えるものの、わが国の都市シールド工事の事情における要求にはとうてい耐えないものである。

4-2 数値解析手法による地盤変状解析の実情

数値解析を用いたシールド掘削に伴う地盤変状解析に関する代表的な既往研究成果を表-3に紹介する。なお、やや古い資料となるが類似の整理がされている文献11)も参考になる。

表-3 FEMを用いた地盤変位解析手法の既往報告例(文献10)の付属資料をもとに内容を要約・加筆整理

報文タイトル (出典名), 発行年月	著者	着目している 掘削直後の 沈下量	実測との比較 検討の有無	研究概要	解析手法の特徴(解析次元, 地盤の モデル化, 掘削解放のモデル化, 他)
シールド掘削に伴う沈下解析 (土木学会誌, 54巻9号) 1989/9	谷井口地 半山中福	掘削直後の 沈下量	無し 洪積地盤 不明	<ul style="list-style-type: none"> 応力解放による弾性沈下と弾塑性沈下を対象とした沈下予測手法の検討。 地盤モデルは粘性も考慮されているが, 多くの施工事例によることと実際の地盤沈下は比較的短時間にその大部分が現れていることから, 実務上は粘性を無視したモデルで検討が行われている。 砂質土主体の現場計測値(地表面沈下量と分布形状)を再現できる解析手法の検討 弾性解析による地表面沈下解析と, 村山らによる実験式を用いた緩みによる地表面沈下量の合計値と, 非線形解析による地表面沈下量とを比較検討している。 	<ul style="list-style-type: none"> 二次元FEM応力解析 線形弾性モデルおよび非線形弾性(Duncan)モデルの両方を扱う 応力解放によるモデル化 覆工剛性等を組入れない素掘り解析モデル
シールドトンネル掘削に伴う地表面沈下と振動特性について (土と基礎, 20巻3号) 1972/3	川宮 奥森	最終沈下量	有り 洪積砂質土 手掘り式シールド (圧気併用)	<ul style="list-style-type: none"> 地盤変位の主要因をテールボイド部での応力解放としてとらえ, 実用的な線形弾性モデルを用いて, 初期応力解放, 素掘り解析, テールボイド量まで変位を許容する解析, および覆工剛性を考慮した解析の4ステップ解析による地盤変位解析手法を提案し, 裏込注入やセグメント剛性等の実際の施工要因を考慮することの重要性を試計算に基づいて解説している。 提案した解析モデルは, 沖積地盤におけるシールド工事調査結果に基づいている。 	<ul style="list-style-type: none"> 二次元FEM応力解析 線形弾性モデル(ただし, シールド断面周囲に乱れ領域を, シールド断面直上に地表面までを緩み領域として, 地盤の変形係数Eを実測値に基づいて低減させる) 応力解放によるモデル化(壁面変位はテールボイドまで許容し, 残りの解放応力は覆工剛性を考慮したモデルに作用させる)
有限要素法によるシールド掘削に伴う地盤沈下解析(テールボイド及びセグメントの剛性を考慮した解析) (第14回土質工学研究会) 1979/6	戸橋登山田 高尾杉吉	テールボイド発生以後の沈下量	無し(モデル計算) 沖積砂質土 密閉式シールド	<ul style="list-style-type: none"> 地盤変位の主要因をテールボイド部での応力解放としてとらえ, 実用的な線形弾性モデルを用いて, 初期応力解放, 素掘り解析, テールボイド量まで変位を許容する解析, および覆工剛性を考慮した解析の4ステップ解析による地盤変位解析手法を提案し, 現場実測値と比較検討を行っている。 現場実測経験から45°+φ/2内の緩み領域内地盤の変形係数Eを1/2に低減させる実用的な解法としていている点が特徴。 	<ul style="list-style-type: none"> 二次元FEM応力解析 線形弾性モデル(ただし, 45°+φ/2内の緩み領域内地盤の変形係数Eを1/2に低減させる) 応力解放によるモデル化(壁面変位はテールボイドまで許容し, 残りの解放応力は覆工剛性を考慮したモデルに作用させる)
有限要素法によるシールド掘削に伴う地盤沈下解析(その2)実測値の解析例 (第15回土質工学研究会) 1980/6	片戸橋山田中 高杉田	テールボイド発生以後の沈下量	有り 沖積砂質土 密閉式シールド	<ul style="list-style-type: none"> 電力洞道シールド工事での地盤変位計測値を再現できる地盤変位解析手法について検討を行い, 切羽取込量, 裏注有効充填率, 設計テールボイド量, セグメントの変形量, その他の施工要因による影響を解放率を導入することによって調整する手法。 掘削壁面への作用外力を解放率×地山解放応力として与える手法を提案。 	<ul style="list-style-type: none"> 二次元FEM応力解析 線形弾性モデル 解放率を考慮した応力解放によるモデル化
シールド工事における地盤変位測定 (第15回土質工学研究会) 1980/6	山井野山 古吉上小	テールボイド発生以後の沈下量	有り 沖積地盤 密閉式シールド	<ul style="list-style-type: none"> N値ゼロに近い沖積粘性土地盤のシールド工事に伴う沈下の主要因を応力解放に伴うせん断変形により生じる土の構造変化(乱れ)による圧密沈下であるとされている。 応力解放によるせん断ひずみと圧密収縮率の関係から圧密沈下量を予測。ただし, 壁面変位は覆工位置で拘束されるものとしている。 	<ul style="list-style-type: none"> 二次元FEM応力解析(即時弾性沈下量と圧密沈下量の合体型) 応力解放部分は線形弾性モデル; 圧密沈下は応力解放によるせん断ひずみと圧密収縮率の関係から算定 応力解放によるモデル化
シールドトンネル掘削に伴う軟弱粘性土の乱れに基づく圧密沈下 (トンネルと地下, 第11巻, 第8号), 1980/8	森 赤木	テールボイド発生以後の沈下量	有り 沖積シルト 手掘り式シールド	<ul style="list-style-type: none"> 粘弾性体と仮定した三次元弾性BEM解析からのトンネル縦断方向無次元化曲線と, 二次元粘弾性解析による時間経時沈下解析を用いた予測手法に関する検討。 解析には掘進速度, 覆工, クリアランスも考慮可能としている。 	<ul style="list-style-type: none"> 二次元FEM応力解析 三次元BEM応力解析 粘弾性クリアランスの導入でクリアランス考慮 クリアランスは変位許容, 覆工位置では変位拘束として再現。
シールドトンネル掘削に伴う地表面沈下の三次元解析 (第16回土質工学研究会) 1981/5	伊竹久中 山武村	掘進過程全体の経時沈下量	有り 粘土と砂質シルト 不明		

<p>シールド掘進に伴う地盤変位に関する研究 (土木学会論文集No.328) 1988/9</p>	<p>小西 林松</p>	<p>最終沈下量</p>	<p>有り 沖積シルト質 粘土 手掘り式シールド</p>	<p>・沈下が問題となる非自立性地山を対象に、模型実験・現場計測およびFEM解析を組み合わせて沈下発生機構を検討。 ・本論文での弾塑性解析は、粘性土地盤の変位現象を再現できるか否かを見極め、地山挙動の原因推定の目的で実施されている。 ・テールボイド沈下の三次元的な地表面沈下特性曲線を軸対称弾性解析で求め、それをトンネル横断面モデルの掘削解放面への強制変位として作用させ、擬似的三次元効果を考慮した解析を実施。</p>	<p>・二次元FEM応力・浸透流(Sandhu流)連成解析 ・弾塑性モデル、関口・太田モデル ・初期解放によるモデル化(応力解放期間は5日、初期地圧を5等分して1日分ごとに作用)</p>
<p>シールド掘進を考慮したFEM解析 (第20回土質工学研究会)1985/6</p>	<p>田又 藤井</p>	<p>テールボイド発生以後の沈下量</p>	<p>有り 沖積粘性土 泥水式シールド</p>	<p>・テールボイド沈下の三次元的な地表面沈下特性曲線を軸対称弾性解析で求め、それをトンネル横断面モデルの掘削解放面への強制変位として作用させ、擬似的三次元効果を考慮した解析を実施。</p>	<p>・二次元FEM応力・浸透流(Sandhu流)連成解析と軸対称弾性解析 ・弾塑性モデル、関口・太田モデル ・掘削面への強制変位作用で掘削解放を再現(強制変位の作用割合は別途実施の軸対象解析により算定)</p>
<p>沖積地盤におけるシールド掘進に伴う地盤変位とその予測解析について (土木学会論文集 No.373/VI-5)1986/9</p>	<p>山吉 間橋</p>	<p>テールボイド発生以後の沈下量</p>	<p>有り 沖積粘性土 沖積砂質土 密閉式シールド</p>	<p>・切羽前沈下or隆起、テールボイド沈下を応力変化による地盤変形として位置付け、実際の三次元的地盤変位挙動を、実用的な二次元横断解析(沈下解析、隆起解析)と縦断解析とに分けた解析手法を提案。 ・沈下解析においては、覆工剛性を再現できる点が特徴 ・テールボイドの存在と覆工剛性を再現できる点が特徴</p>	<p>・二次元FEM応力解析(横断方向) ・線形弾性モデル(ただし、$45^\circ + \phi/2$内の緩み領域内地盤の変形係数Eを1/2に低減させる) ・応力解放によるモデル化(壁面変位はテールボイドまで許容し、残りの解放応力は覆工剛性を考慮したモデルに作用させる)</p>
<p>コンピュータネットワークを利用した土構造物の情報化施工に関する研究 (京都大学学位論文)1988/3</p>	<p>庄 子</p>	<p>掘進過程全体の沈下量(一部、シールド機通過直前までの沈下量)</p>	<p>有り 沖積シルト 泥水式シールド</p>	<p>・二次元弾性FEM解析によりシールド掘進に伴う地盤変位(地盤の弾性係数評価法)の検討を行っている(二次元横断面モデルの解析で応力解放率の特性曲線を求め、二次元横断解析に適用)。 ・二次元解析では再現できない切羽接近に伴う地表面隆起現象を三次元弾性FEM(応力解析と浸透流連成解析)を用いてシミュレーションしている。</p>	<p>・二次元FEM応力解析と三次元FEM応力解析 ・浸透流(Cristian流)連成解析 ・線形弾性モデル ・三次元解析モデルは泥水圧と覆工剛性を考慮した解放応力でモデル化</p>
<p>泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析について (土木学会論文集 No.397/VI-9)1988/9</p>	<p>山中 村島</p>	<p>テールボイド沈下量</p>	<p>有り 洪積砂質土 泥水式シールド</p>	<p>・硬質地盤における泥水式シールド掘進に伴う地盤変位予測手法について検討。 ・地盤変位の主要因をテールボイドでの応力解放であるとし、解放応力の算定には、原位置地中応力、泥水圧、および補正係数を導入して縦断方向の影響を横断方向解析に考慮している。</p>	<p>・二次元FEM応力解析 ・線形弾性モデル ・応力解放でモデル化[解放応力=補正係数×(原位置地中応力-泥水圧)]。補正係数は計測値と解析結果の比較から0.35を提唱。</p>
<p>シールド掘削における後続沈下の三次元有限要素解析 (第26回土質工学研究会)1991/7</p>	<p>岡 嶋田</p>	<p>後続沈下量</p>	<p>無し 土圧式シールド</p>	<p>・後続沈下は軟弱粘性土地盤をシールド掘進する際に発生する、その過剰間隙水圧の消散時に圧縮する地盤変位メカニズムを対象に、二次元および三次元解析検討により予測手法について検討を行っている。</p>	<p>・二次元FEM応力解析・浸透流(Cristian流)連成解析 ・線形弾性モデル ・掘削に伴う地盤の乱れで発生する過剰間隙水圧は、スプリングライン上方のトンネル壁面要素に均一に100kN/m²を与えている。</p>
<p>軟弱地盤でのシールドトンネル掘進に伴う周辺地盤の変形について (土木学会トネネル工学研究発表論文集、第1巻)1991/12</p>	<p>藤横 米村</p>	<p>テールボイド沈下量、ならびにそれらに起因した圧縮沈下量</p>	<p>有り 沖積シルト 泥水式シールド</p>	<p>・軟弱粘性土地盤における泥水式シールド掘進に伴う地盤変位予測手法について検討。 ・地盤変位の主要因をテールボイドでの応力解放に加え、応力解放の乱れによる圧縮沈下であるとし、中山らの研究(1988)に森らの研究(1980)成果を合体させた予測手法について検討を行っている。</p>	<p>・二次元FEM応力解析 ・線形弾性モデル(応力解析)、圧縮沈下(せん断ひずみと圧密収縮率の関係) ・応力解放でモデル化[解放応力=補正係数×(原位置地中応力-掘注圧)]。補正係数は計測値と解析結果の比較から0.4を提唱。</p>
<p>泥土圧シールド掘進時の地盤挙動とその三次元数値解析 (土質工学会:山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム)、1992/5</p>	<p>山田 亀桑</p>	<p>掘進過程全体にわたる沈下量</p>	<p>有り 砂質地盤中(上方に沖積粘性土)</p>	<p>・大阪市内の幹線共同溝シールド工事で現場計測された地盤挙動の再現、評価のために、三次元解析により施工過程を考慮した数値解析手法の検討を行っている。</p>	<p>・三次元FEM応力解析 ・線形弾性モデル ・応力解放でモデル化(切羽拘束圧、シールド機械の剛性、掘注圧、覆工剛性を個別にモデル化しながら掘削解放力として作用させる)</p>

<p>有限要素法によるシールド工の施工過程を考慮した地盤挙動解析 (土木学会論文集No.481/III-25)1993/12</p>	<p>赤小 木宮</p>	<p>シールド機通過中の沈下量</p>	<p>有り 沖積粘性土 泥工シールド</p>	<p>シールドトンネル工事に伴う地盤変形の大部分が施工時の地盤変形と乱れによる後続沈下にあるとし、それらの沈下量は施工過程で生じる地盤の変形や応力状態・ひずみ状態の変化に起因すると、実際の施工過程を忠実に考慮するための掘削要素を導入した解析を行っている。</p>	<p>・三次元FEM応力解析・浸透流(Cristian流)連成解析 ・弾塑性モデル、関口・太田モデル ・応力解放でモデル化(切羽圧、使用ジャッキパターンのシールド機と周辺地盤との界面摩擦係数、裏込め圧を個別にモデル化しながら掘削解放力を用いる)</p>
<p>近接施工と地盤変状(トンネルと地下、第25巻1号)1994/1</p>	<p>赤小 木宮</p>	<p>掘進過程全体にわたる沈下量</p>	<p>有り 沖積粘性土 泥工シールド</p>	<p>・現場計測挙動に基づく、地盤変状の主要因は切羽圧バランスに起因する変形とテールボイドでの応力解放に伴う変形であるとし、軸対称解析で算定した応力解放度(特性曲線)を導入して実際の三次元効果を考慮した二次元解析手法を提案している。</p>	<p>・二次元FEM応力解析 ・線形弾性モデル ・応力解放でモデル化(応力解放度は別途軸対称解析で算定した値を用いる)</p>
<p>接触問題として扱ったシールド掘進時の地盤変状解析(土木学会トンネル工学研究発表論文・報告集第4巻)1994/11</p>	<p>赤小 木宮</p>	<p>シールド機通過中の沈下量(隆起)量</p>	<p>有り 沖積粘性土(上方に洪積砂質土)</p>	<p>・山田ら(1986)の研究では、シールド機通過中の地盤隆起解析は、作用外力等を経験的に定める簡便なモデルしか実用的な解法は無いとしていたが、その後、作用外力を生じさせる一要因であるシールド鋼管面と周辺地盤の摩擦に着目した接触解析を行い、隆起現象を生じさせる付加土圧の実測と比較検討を行っている。</p>	<p>・三次元FEM応力解析、二次元FEM応力解析 ・線形弾性モデル(ただし、シールドと周辺地盤の接触面は弾塑性モデル) ・初期地山応力解放の後に、シールド掘進を再現した接触解析を実施する</p>
<p>地表面変位の予測に用いるFEMの改善(試案)(トンネルと地下、第25巻12号)1994/12</p>	<p>赤小 木宮</p>	<p>テールボイド沈下量</p>	<p>有り 多数現場データ 密閉型シールド</p>	<p>・密閉型シールドによる既往の地表面沈下データを分析し、テールボイド沈下量が全体の80%を占めることから、解析対象をテールボイド沈下量に限定している。 ・解析は裏込直後のステッピングと、裏込硬化後のステッピングIIに分けて実施。 ・ステッピングIIにおける掘削相当外力に緩み土圧を考慮している点の特徴。</p>	<p>・二次元FEM応力解析 ・線形弾性モデル ・計算ステッピング>I:掘削外力=初期地圧-裏込土圧、II:覆工剛性、裏込めをモデル化して、土かぶり比にじた緩み土圧あるいは全土かぶり土圧を用いる。</p>
<p>シールド掘削における地盤変状予測(土木技術資料、43-3)2001/3</p>	<p>赤小 木宮</p>	<p>テールボイド発生以後の沈下量</p>	<p>有り 多数現場データ 密閉型シールド</p>	<p>・沖積地盤から洪積地盤に至る既往のシールド掘進に伴う現場計測データを基に、実用的な二次元FEM線形解析モデルのステッピング法に関する研究。 ・地盤変状に及ぼす全ての要因を応力解放率で代表させて実態と解析結果の調整を行う方法を採用し、各種地盤条件および土かぶり比にじた応力解放率の適性値について検討している。</p>	<p>・二次元FEM応力解析 ・線形弾性モデル ・計算ステッピング>I:初期応力解放率、II:応力解放率を考慮した解放応力を用いた解析、III:覆工剛性と裏込材剛性を考慮したモデルとしての残りの解放応力を用いた解析。</p>

4-2-1 1960(昭和35)年代後半の初歩的解析時代

有限要素法(以下、FEMと称す)がシールド掘進に伴う地盤変状解析に利用され始めたのは1970年前後からである。解析対象は、主に洪積地盤での開放型シールドによる施工がほとんどであり、現在主流となっている密閉型シールド工法とは地盤変状の発生要因や特徴が異なる。開放型シールド施工時の沈下要因は、地下水位低下による圧縮・圧密沈下や、切羽での余掘りや崩壊による地山の呼び込み、裏込め注入の遅れなどが原因である。そのため、半谷ら(1969)は切羽部での地山の呼び込みがない場合の沈下現象と限定したうえで、FEM要素掘り解析による検討を試みている。川本ら(1972)は沈下量の実測値と解析値との整合性を高めるために、FEM弾性解析結果に加えて地山の緩みによる沈下量を加算することを提案し、解析的には地山物性値の非線形性を考慮することで実測値との対応が良くなると説明した。施工性による地山への影響を地盤変状解析で考慮する必要があることに対して一歩踏み込んだと言える。

4-2-2 1970(昭和45)年代における実用的解析ニーズ

密閉型シールドの開発(泥水式が1960年代、土圧式が1970年代)により、開放型では施工困難であった沖積粘性土地盤でのシールド工事が1970(昭和45)年代中頃よりしだいに増加し始める。ところが、当初このような条件下の工事において、厳密な排土量管理や裏込め注入もテールボイド量の数倍分注入しているにもかかわらず、実際はかなり大きな沈下量を生じる場合が多く、都市部軟弱地盤でのシールド工場の新たな問題として、シールド工事に伴う家屋被害補償の問題がクローズアップすることになる。

図-10に家屋被害補償を伴った東京都の下水シールド幹線工事件数の一例を示す。密閉型シールドの登場により切羽の安定に係わる技術的課題が解消され、軟弱地盤でのシールド工事が増加し始める

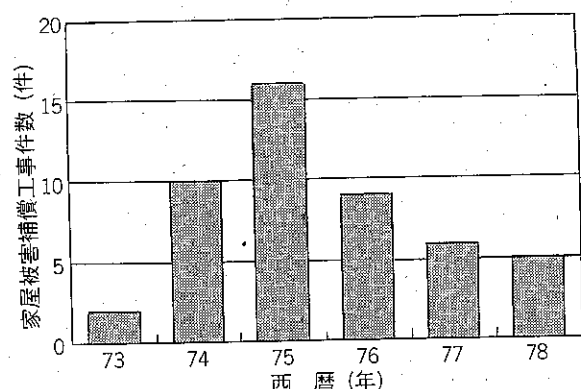


図-10. 家屋被害補償を伴う工事件数(都下水の場合)

1975年頃の工事において、家屋被害補償という形を通してシールド掘進に伴う地盤変状の技術課題が新たに問題となる様子をうかがい知ることができる。東京都下水道局の場合、1975年前後にシールド掘進に伴う家屋被害の件数および補償費が莫大なものとなり、工事費の20%を越える工事も発生するなど看過できなくなった。この実現場から生じた問題提議が、現在においてもシールド工事实務で用いられている地盤変状メカニズムの考え方、および地盤変状解析法の開発ニーズの糸口となっている。

一方、泥水式、土圧式などの密閉型シールドが普及し、施工実績を重ねるにつれて、切羽部での安定性を確保した掘進制御技術が飛躍的に向上するとともに、裏込め注入の施工技術も向上した。このため沈下実績値がFEM素掘り解析結果を下回る事例が多くなり、家屋被害対策の事前検討に活用する実用的な地盤変状解析(FEM解析)においてシールド施工条件を考慮した手法の開発が不可欠となる。

4-2-3 1980(昭和55)年代の実用型解析手法の成果

東京都下水道局では篠崎幹線シールド工事において大規模な現場計測を行い¹²⁾、地盤変状量が大きい、したがってなおさら早期課題解明が必須であった沖積地盤でのシールド掘進に伴う地盤変状メカニズムの実態を調査するとともに、実測データの詳細な分析にもとづいて、テールボイドの応力解放に起因する地盤変状に着目した解析モデルとして、テールボイドの大きさとセグメント覆工の剛性を考慮できるFEMステップ解析手法を1979年に提案し¹³⁾、翌年には実測値との整合性に関する検討結果を発表して、シールド掘進に伴う地山の乱れを考慮したゆるみ範囲に、ゆるんだ後の適切な変形定数を設定すること、および掘削断面境界の地盤変形量を実質的なテールボイド量の範囲に制限させることでFEM弾性解析でも実際に近い解析値を与えることを示した¹⁴⁾。これがシールド工事の調査・設計においてその後活用される実用的変状解析手法の一つであり、いわば都下水法である。東京都下水道局ではこの手法を用いた事前解析により家屋

被害を減少させて補償費の削減に取り組むことになる。今様に言えば事業費約2割のコスト縮減達成である。

都下水法にほんの1年遅れた1980年には、東京電力(株)地中線メンバーもシールド掘進に伴う施工要因を考慮した実用的なFEM地盤変状解析法を提案する。古山ら(1980)は、切羽部からの取り込み土量やテールボイド量などから適当な応力解放率を定めて掘削相当外力を設定し、初期地山解放応力値を低減させることで実測値と解析値を整合させる手法を提案した¹⁵⁾。この応力解放率は施工実績から経験的に定めるか、実測データをもとに逆解析により定める必要があるが、導入した応力解放率の概念が、山岳トンネル分野で用いる地山特性曲線を考える場合の概念と類似していることもあって、トンネル実務者には理解され、その後の実務において多用されている手法の一つである。いわば東電法である。

実務設計で採用される実績が多い手法の他の一つは、いわば営団地下鉄法とでも呼べる手法である。時代は1980年代後半になるが、泥水式シールドによる硬質地盤を対象とした地下鉄シールドトンネル施工の実績にもとづいて、とくに、泥水圧に着目して掘削解放応力を補正低減する手法を中山らが提案した¹⁶⁾。解析対象が泥水圧シールドによる硬質地盤の掘進の場合に限定されるが、都下水法や東電法の実証データが拠り所としているシールド外径とは一回りサイズが大きい地下鉄トンネルでの実態調査結果にもとづいた成果であることから、主に鉄道トンネル分野での実務では採用されるケースが多い。また、この営団地下鉄法の姉妹編とも言える軟弱地盤でのシールドトンネル掘進に伴う周辺地盤変状の解析手法が1991年に藤木らにより提案される¹⁷⁾。

上述した都下水法、東電法、営団地下鉄法の他にも、表-3に示したように産官学の研究者あるいは現場を良く知った実務技術者により数多くの地盤変状解析手法に関する研究成果が報告されている。ただし、密閉型シールドの登場で軟弱沖積地盤でのシールド工事が開始された1980年代頃からのシールド工事現場において生じたシールド掘進に伴う地盤変状という問題に対して正面から取り組んだ代表的な企業体が上述の3企業体である。地盤変状の事前予測が不可欠な状況下であったからこそ実用的な解析手法を開発し、現在でも実務で用いられている点は一目に値する。ところが、3方法ともに理論的に不備な部分は実態調査から得られた知見にもとづいた大胆な割り切りによる簡便化もされているので、各手法の適用性に関する実証根拠としている現場実測データの種類、適用範囲、使用上の留意点などを知っておく必要がある。この3手法については本講座の各論で詳細に扱われることになっている。

5. あとがき

現代は、工事周辺の環境問題とその対策に対して、公正で隠しごとのない情報公開ならびに説明手続きを介して周辺住民との合意形成を必要とする時代である。

シールド掘進に伴う地盤変状の場合、合意形成判断の基礎資料となる合理的で妥当性のある地盤変状解析結果のオーダーは、条件によっては数値解析上の誤差範囲とも言える数ミリメートルオーダーが対象になる場合も多い。

また、近接施工の影響を含めた周辺地盤変状に関する検討においては、近年、数値解析法を用いた事前予測検討を実施するのが一般的である。すなわち、数値解析手法を活用して既設構造物ならびに周辺地盤の変位・変形・応力などを事前に検討し、予測結果と既設構造物の許容値との比較検討にもとづいて対策工の実施を必要とするか否かを判断するのが一般的な方法として提唱されている¹⁹⁾。

したがって、次回以降の講座で明らかにされる、先達のシールドマンが究明した技術的知見を参考にして、現行の実務で用いられている各種の地盤変状解析法のそれぞれの特徴を正確に理解し、正しい適用範囲および解析上の留意点などをマスターしておくことが、今後のシールド工事に携わる施主・コンサルタント・施工者にとって最重要課題であるし、そうした技術継承が大切である。

参考文献

- 1) 高橋良文：連載講座「シールド掘進に伴う地盤変状入門」講座をはじめのあたり、トンネルと地下、Vol.33, No.11, pp.67-70, 2002. 11.
- 2) (社)土木学会：トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説, p.3, 1996.8.
- 3) 文献2)における『トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説』の適用について。
- 4) (社)日本トンネル技術協会：トンネル工用機械便覧, 1984.
- 5) (社)日本トンネル技術協会：シールド工法の都市トンネルへの適用性に関する調査報告, 1988.
- 6) 竹内・小野・高野：講座 シールド工法と土質、土と基礎, 1978.
- 7) 吉田 保：シールド掘進に伴う地盤及び構造物挙動と近接施工に関する研究, 学位論文, 1994.
- 8) 會田好雄・佐藤紀司・伊藤圭一・池谷 正・田中 弘：シールド工事における地盤変状の施工年代変化と地盤変状解析の課題, トンネル工学研究論文・報告集 報告(58), 第7巻, pp.423-428, 1997.11.
- 9) K.チェッキ(島田隆夫訳)：トンネル工学, 鹿島出版会, p.650, 1971.
- 10) (社)地盤工学会：シールド工法の調査・設計から施工まで, pp.424-431, 1997.2.
- 11) 栗原・ほか：講座6 掘削と周辺地盤の変状, 土と基礎, 43-7, p.61, 1995.
- 12) 山田孝治・吉田 保・間片博之・橋本定雄：沖積地盤におけるシールド掘進に伴う地盤変状とその予測解析について, 土木学会論文集, 第373号/VI-5, pp.103-112, 1986.9.
- 13) 神戸義雄・高橋良文・尾登辰也・杉山仁實・吉田 保・山田孝治：有限要素法によるシールド掘削に伴う地盤沈下解析(テールボイド及びセグメントの剛性を考慮した解析), 第14回土質工学研究発表会E-2 205, pp.817-820, 1979.6.
- 14) 間片博之・神戸義雄・高橋良文・山田孝治・杉山仁實・田中弘：有限要素法によるシールド掘削に伴う地盤沈下解析(その2)実測値の解析例, 第15回土質工学研究発表会H-5 389, pp.1553-1556, 1980.6.
- 15) 古山・吉井・上野・小山：シールド工事における地盤変状測定, 第15回土質工学研究発表会, 1980.6.
- 16) 中山・中村・中島：泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析について, 土木学会論文集, No.397/VI-9, 1988.9.
- 17) 藤木・横田・米島・村田：軟弱地盤でのシールドトンネル掘進に伴う周辺地盤の変形について, 土木学会トンネル工学研究発表論文・報告集, 第1巻, 1991.12.
- 18) (社)日本トンネル技術協会：地中構造物の建設に伴う近接施工指針(東京電力(株)委託), 1999.2.

研究論文募集のお知らせ

弊誌「トンネルと地下」では、研究論文(実験、技術開発など)を募集いたします。大学や技術研究所などからの貴重な研究成果を多数お待ちしておりますので奮ってご応募下さい。とくに若手トンネル技術者の技術向上を主眼としておりますので、平易・簡潔にまとめていただくようご配慮のほどお願い致します。なお、応募方法の詳細につきましては61頁に掲載の『投稿原稿応募のご案内』を参照のうえ、ご応募下さい。

問い合わせ先 株式会社 土木工学社 編集部

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂 電話(03)3267-2888(代)

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(3)

地盤変状評価のための現場調査・計測の方法

吉田 保* 田中 弘**

1. はじめに

シールド掘進に伴う地盤変状現象に関しては、昭和40年代以降、都市部で地下鉄、上・下水道、電力通信用地中線などを目的としたシールド工事が頻繁に行われるようになるとともに、多くの現場で調査・計測¹⁾が行われた。その結果、単線シールドの地盤変状に関しては、泥水や泥土などの比較的新しかったシールド機種も含めてさまざまな地盤条件に対応したデータが得られ、それらをもとにした研究²⁾により技術的問題点もある程度解明され、おおむね一般化がなされたといえる。したがって、異形断面シールドなどの特殊なシールド機種の場合を除いて、調査研究のみを目的とした調査・計測は少なくなった。一方、都市化の進展とともに、地下における構造物の輻輳化はますます進み、路線上で何箇所もの近接施工地点のあるシールド工事が多くなった。ゆえに、シールド工事における現場調査・計測は、これらの近接構造物防護を目的として行われる場合が大半となった。

シールド工事における近接施工の場合、事前に予測解析を行い管理基準値を定めるとともに、地盤に計器を埋設しシールドの施工状況と地盤の挙動の関係を事前に把握しておくことが重要となる。しかし、予測解析する際の入力条件や境界条件を定めるためにはどのような調査が必要なのか、シールドの施工と地盤挙動の因果関係をつかむにはどのような計測を行えばよいかなどに関して、包括的に述べられた図書は意外と少ない。その結果、調査・計測項目が不十分で期待される成果が得られなかったり、逆に、必要以上の計器を投入し莫大なコストがかかったりしている場合が少なくない。

本章では、このような問題に対応するために、シールド掘進に伴う地盤変状現象を捉え、変位量の予測解析、対策工法の設計、施工時の管理基準値設定などのための、効果的かつ効率的な現場調査・計測手法に関して、筆者

らが経験した事例をもとに解説するものである。

なお、近接施工を取り扱う場合は、地盤変状のほかに、近接構造物の調査・計測方法にも言及すべきであるが、ここでは地盤変状に的を絞って記述することとした。

2. シールド掘進により想定される地盤変状現象

現場調査・計測計画を策定する前に、まず、知っておかなければならないことは、シールド掘進によって、どのような地盤変状現象が生じるかを想定することである。この想定なしに、計測計画を立案することはできない。多くの地盤変状計測事例をもとに、筆者らがまとめたシールド掘進に伴い想定される地盤変状現象とその影響要因をまとめて図-1²⁾に示す。

シールド掘進による地盤変状を捉えるうえで重要なことは、この現象は、通常の盛土や掘削問題と異なり、変状の直接原因が一つでなく複数あり、切羽の掘削、掘進、裏込めなどシールドの施工工程に従い時間を追って段階的に生じることである。したがって、前者の場合は、作用荷重(載荷あるいは除荷)の方向と大きさがわかれば、時間の経過により、変形の形状や大きさが推定できるのに対し、後者の場合は、直接要因の種類によって作用荷重の方向も変化するため、計測値がシールドとどのような位置関係にあったときのものであるかを把握することが、地盤変状現象を取り扱ううえで、きわめて重要となる。

シールド掘進による地盤変状はシールドとの位置関係によって、次の3つに分類される。

(1) シールドが計測地点に到達する前に生じる地盤変状現象

- ① シールド切羽における制御土圧の不足による地盤沈下(切羽崩壊)
- ② シールド切羽における過大な制御土圧による地盤隆起
- ③ 切羽における湧水による地下水位低下に伴う地盤沈下

* 日本工営(株)中央研究所所長

** " " 総合技術開発部長

素因 初期条件	誘因 直接原因	地盤変状現象	土質工学的解釈	
計画条件 土かぶり厚(H) シールド径(D) 線形 テールボイド量 セグメントの種類 地盤条件 土層構成 地下水位 各層の土性値 基本的性質 力学特性 (圧密・変形・強度・ 透水・鋭敏性など)	シールド到達前	・制御土圧不足 ・制御土圧過大 ・切羽からの湧水	・地盤沈下(切羽崩壊) ・地盤隆起(付加土圧) ・地盤沈下(水位低下)	1) 応力解放による弾塑性変形 2) 土圧の付加による弾塑性変形 3) 有効土かぶり圧の増大による圧密沈下
	シールド通過中	・余掘り・蛇行 ・シールドと周辺地山との摩擦 ・周辺地山の攪乱	・地盤沈下 ・地盤隆起(付加土圧) ・地盤沈下	1) 応力解放による弾塑性変形 2) 土圧の付加による弾塑性変形 4) 土性の変化による粘弾塑性変形
	シールド通過後	・テールボイドの発生 ・裏込め注入 ・一次覆工変形 ・一次覆工からの漏水	・地盤沈下 ・地盤隆起(付加土圧) ・地盤沈下 ・地盤沈下(水位低下)	1) 応力解放による弾塑性変形 2) 土圧の付加による弾塑性変形 1) 応力解放による弾塑性変形 3) 有効土かぶり圧の増大による圧密沈下

図-1 シールド掘進に伴い想定される地盤変状現象とその影響要因

(2) シールドが計測地点を通過中に生じる地盤変状現象

- ① 蛇行・余掘りによる地盤沈下
- ② スキンプレートと周辺地山の摩擦による地盤隆起
- ③ 周辺地山の攪乱による地盤沈下

(3) シールドが計測地点を通過後に生じる地盤変状現象

- ① テールボイドの発生による地盤沈下
- ② 裏込め注入圧による地盤隆起
- ③ 一次覆工の変形による地盤沈下
- ④ 一次覆工からの漏水による地盤沈下

これらの地盤変状現象は、どのような現場条件においても発生するわけではなく、また、その大きさは、土かぶり比(土かぶり圧/シールド径)や線形、テールボイド量、セグメントリングの種類などの計画条件、土層構成、地下水位、各層の基本的性質、力学的性質などの地盤条件によっても異なる。これらの計画条件や地盤条件は、現場特有のもので、いわば、地盤変状の素因と言える。それに対して、シールド掘進の過程で生じる直接原因は、シールドの施工方法により異なるもので地盤変状の誘因と言える。

また、上述したさまざまな直接原因によって引き起こされる地盤変状現象は、土質工学的に解釈すると、以下の4つの現象に集約される。

- 1) 地盤の応力解放による弾塑性変形
 制御土圧不足(切羽崩壊)、余掘り・蛇行、テールボイドの発生、一次覆工変形
- 2) 土圧の付加による弾塑性変形
 制御土圧過大、シールドと周辺地山との摩擦、裏込め注入

- 3) 有効土かぶり圧の増加による圧密沈下
 切羽からの湧水、一次覆工からの漏水
- 4) 土性の変化による粘弾塑性変形
 周辺地山の攪乱

3. 調査・計測計画の取り組み方

シールド掘進に伴う地盤変状調査・計測の取り組み方の手順を図-2に示す。地盤変状の調査・計測計画を立案するうえでまず必要なことは、既存資料や同種工事の実績をもとに、当該現場において起こり得る地盤変状現象を想定することである。そして、その現象を確認するために必要な調査・計測項目の抽出を行う。計測に関しては、まず、計測位置の設定、計器の選定、計測頻度の設定などの計測計画を立案し、それに沿って埋設計器を設置する。ここで重要なことは、本計測に先立ち、計測システムの作動状況を一定期間調査し、温度変化の影響などデータのばらつきに関して事前に把握し、補正方法を確立しておくことである。同様に、地盤調査に関しても、調査位置の設定、試験方法の選定などの調査計画を立案し、それに従い、現場調査、室内試験を実施する。そして、試験結果をもとに設定された設計土質定数を用いて地盤変状の事前予測解析を行い、地盤変状の程度を定量的に把握し、それをもとに計測のモニターとなる指標を設定しておくことが重要となる。

計測開始後は、逐次データ整理を行い、この指標と比較し、著しい乖離がある場合は、調査・計測方法に問題がある場合があるので、即時に計測方法を修正する必要がある。そして、事後の分析・解析に供する十分なデータが得られたのを確認してから計測を終了する。

なお、シールド掘進中は、計測に並行して、泥水・泥

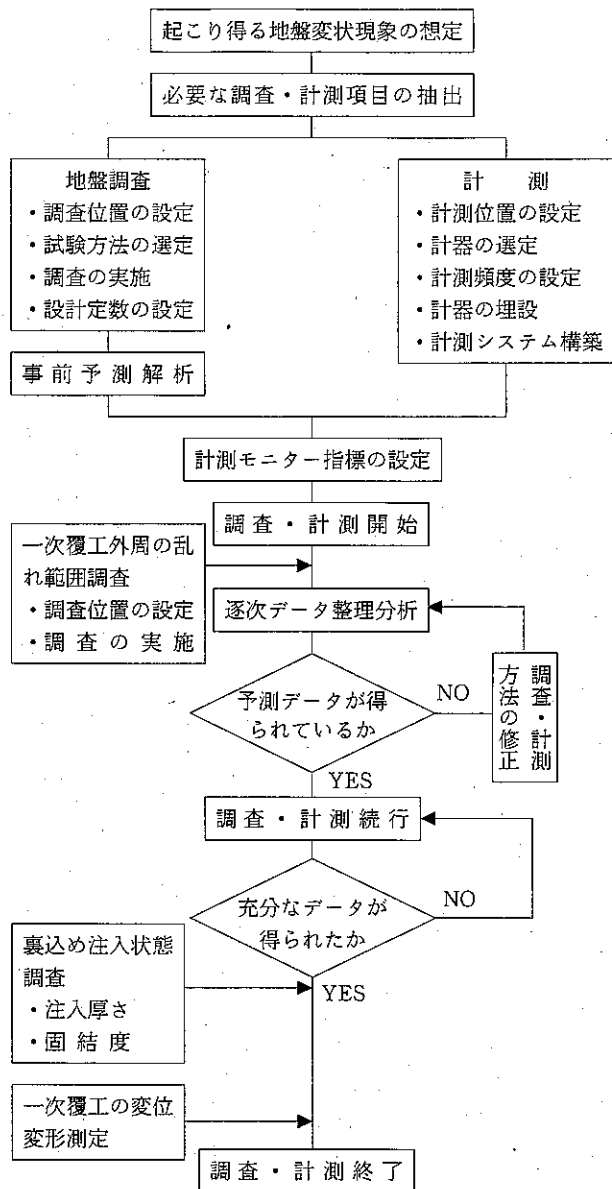


図-2 シールド掘進に伴う地盤変状調査・計測手順

土圧、カットトルク、ジャッキ推力、蛇行量、裏込め注入圧・注入量などの施工記録を入手しておくことが、計測データを分析するうえで不可欠である。

シールドが計測点を通過後は、地盤変状の要因の一つである裏込め注入状態の調査、および一次覆工の変位・変形量の測定を、シールド坑内で実施する。

4. 地盤変状現象を捉えるための現場調査・計測項目

地盤変状現象とそれを把握するために必要な調査・計測項目をまとめて表-1に示す。地盤調査は、土層構成や地下水位、各構成土層の単位体積重量、弾性係数、圧密特性、強度特性、透水性、鋭敏性を把握するために実施するが、予想される地盤変状現象によって、必要な調査項目が異なる。

応力解放による変形が問題となる場合は、弾性係数や強度特性の把握が主となるが、地下水位変動を伴う場合は、地下水位、圧密特性、透水性なども知る必要がある。また、軟弱粘性土地盤のように、シールド掘進時に著しい乱れが予想される場合は、鋭敏性も把握する必要がある。これらの地盤特性を入手することにより、事前の予測解析が可能となる。

一次覆工背面の乱れ範囲や裏込め注入状態調査は、テールボイドの残存状態や、裏込めの注入厚さなどを把握するために、裏込めの沈下防止効果や一次覆工からの漏水による沈下の検討のために必要となる。

計測項目としては、地盤の鉛直水平変位のほかに、シールド掘進時の付加土圧による地盤内の応力変化を知るために、地中の土圧、間隙水圧を把握する必要がある。一次覆工に関しては、セグメントリングの自重による変形量、ピッチング・ヨーイング・ローリングなどによる鉛直・水平変位に関して測定を行う。

表-1 予想される地盤変状現象と調査・計測項目

発生時期	予想される地盤変状現象	調査項目								計測項目						
		地盤特性							外周乱れ範囲	裏込め注入状態	一次覆工変形	地盤変位		土圧	水圧	
		土層構成	地下水位	単体重量	弾性係数	圧密特性	強度特性	透水性				鋭敏性	鉛直変位			水平変位
シールド到達前	シールド切羽における制御土圧の不足による地盤沈下	○		○	○		○		○				○	○	○	
	シールド切羽における過大な制御土圧による地盤隆起	○		○	○		○						○	○	○	
	切羽における湧水による地下水位低下に伴う地盤沈下	○	○	○		○		○					○			○
シールド通過中	蛇行・余掘りによる地盤沈下	○		○	○		○		○	○			○	○	○	
	スキンプレートと周辺地山の摩擦による地盤隆起	○		○	○		○			○			○	○	○	
	周辺地山の攪乱による地盤沈下	○		○	○		○		○	○			○			○
シールド通過後	テールボイドの発生による地盤沈下	○		○	○		○		○	○			○	○	○	
	一次覆工の変形による地盤沈下	○		○	○		○		○	○			○	○	○	
	裏込め注入圧による地盤隆起	○	○	○		○		○	○	○			○	○	○	
	一次覆工からの漏水による地盤沈下	○	○	○		○		○		○	○			○	○	○

5. 現場調査の方法と実施例

5-1 地盤調査

地盤特性を把握するために必要な原位置試験、室内土質試験項目を表-2に示す。これらの現地調査、室内試験は、事前の地盤変状解析のための土質定数を設定するだけでなく、地盤構成に応じて正確な計器設置位置を決定するためにも必要となる。また、施工後、シールド近傍で事後調査を行うことにより、シールド掘進による地盤変状により地盤の土性値がどの程度変化するかを検証・確認することができる。

5-2 一次覆工外周の乱れ範囲調査

一次覆工外周の乱れ範囲調査は、写真-1³⁾に示すように、セグメントリングのグラウトホールを利用し、コーン貫入試験機を用いて行う。セグメントリングのセンターにあるグラウトホール位置が、シールド掘進に伴いスキンプレートテール部を通過したのを見計らって、すばやくシールド坑内よりコーン貫入試験を実施するものであ

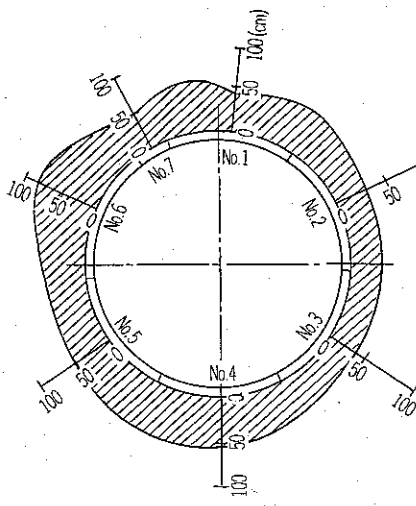
る。沖積粘性土地盤を泥土圧シールドで施工したときの乱れ範囲の測定結果³⁾を図-3a)に示す。一次覆工外周の乱れ域は一様でなく、30~90cmの範囲(シールド径の5~13%)であった。また、貫入長とコーン指数の関係を詳細に求めることにより、乱れ範囲内のテールボイドの残存している空洞部と外周地盤の崩落部とを区別することが可能で、それをもとに、(1)式³⁾により、崩落部の土粒子間隙も含めた全空隙量の算定が可能となる。裏込



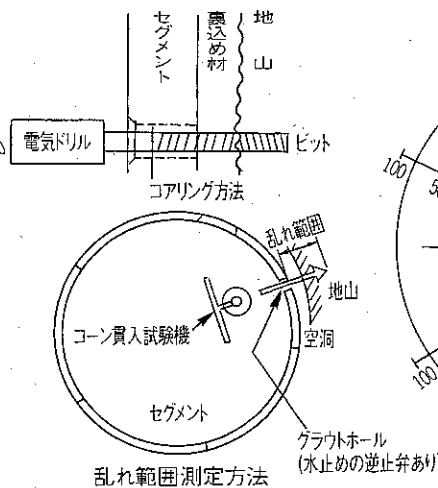
写真-1 一次覆工外周の乱れ範囲調査(ポータブルコーン貫入試験)

表-2 地盤特性把握のために必要な試験

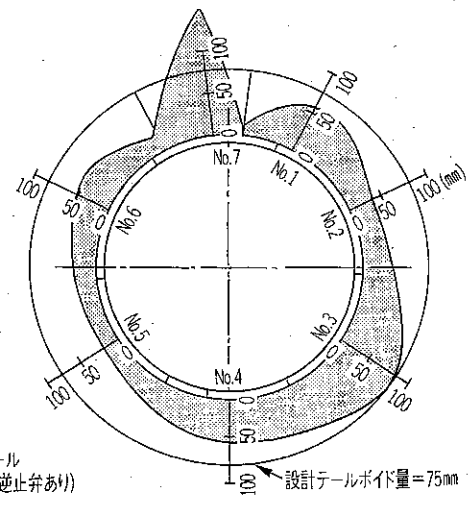
調査項目	原位置試験							室内土質試験									
	ボーリング	サンプリング	N値	地下水位	間隙水圧	孔内载荷	透水試験	比重	含水比	単体重量	粒度	液性限界	塑性界	一軸圧縮	三軸圧縮	圧密	透水
地	土層構成	○	○	○				○	○	○	○						
盤	地下水位	○			○	○											
特	単体重量	○	○							○							
性	弾性係数	○	○	○			○							○	○		
	圧密特性	○	○													○	
	強度特性	○	○	○										○	○		
	透水性	○	○	○							○						○
	鋭敏性	○	○							○	○		○	○			



(a) シールド外周乱れ範囲



乱れ範囲測定方法

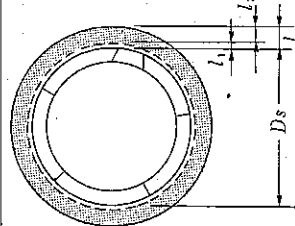


(b) 裏込め注入範囲

図-3 乱れ範囲調査結果および裏込め注入状態調査結果

全空隙量 = 空洞部の空隙量 + 崩落部の土粒子間隙量

$$= \left[\frac{\pi(D_s + 2l_1)^2}{4} - \frac{\pi D_s^2}{4} \right] + \left[\frac{\pi(D_s + 2l)^2}{4} - \frac{\pi(D_s + 2l_1)^2}{4} \right] n_d$$

$$= \pi \{ n_d l^2 + n_d D_s l + (1 - n_d) l_1^2 + (1 - n_d) D_s l_1 \} \quad (1)$$


ここに
 D_s : セグメント外径
 l : 乱れ範囲
 l_1 : 空洞部長
 l_2 : 崩落部長
 n_d : 崩落部内土粒子間隙率

め注入の沈下防止効果の分析結果⁹⁾から、注入率(注入量/テールボイド量)でなく、(1)式で算定された全空隙量に対する注入量の比率(充填率と定義)の方が、テールボイド発生以降の地盤沈下量と良い相関が得られることが確認されている⁹⁾。

5-3 裏込め注入状態調査

裏込め注入状態は、裏込め注入後、しばらく時間が経過し固化が進み、噴出の危険性がなくなった時点で、グラウトホールより写真-2⁹⁾に示すように、コアサンプリングを行うことにより、注入厚さ、固結状態などを確認することができる。図-3b)は、上記の乱れ範囲調査と同一のシールド工事における裏込め注入範囲の結果⁹⁾である。裏込めは、セグメントリング外周に同心円状に入っておらず、2~15cmと位置によって注入厚さが異なることがわかる。また、設計テールボイド量に比較し注入厚さが少ない箇所が多いのは、自立性の低い軟弱粘性土のため乱れ範囲が広く、テール脱出時に即座に地山が崩落するため、裏込め注入時に、設計テールボイド分の厚さが保持されていなかったため、所定の注入量を注入することが難しかったものと考えられる。

5-4 一次覆工の変位・変形測定

一次覆工の鉛直・水平変位測定は、シールド施工における線形を確保するためにも必要な調査項目で、発達立坑を基準とし、ジャイロコンパスなどを用いた自動測量



写真-2 裏込め注入状態調査(コアサンプリング)

システムにより行われる。変形測定は、資材の搬入のため固定式の計器の設置が困難なため、スケールを用いて、鉛直・水平方向を測定するのが一般的である。

6. 現場計測の方法と実施例

6-1 計器配置と計測頻度

地盤変状に関する計測項目を、模式的に図-4に示す。地盤変状は、曲線部や大型の既設構造物がない限り、おおむね左右対称に生じるので、現場作業の簡略化、経済性の面から、計器は半断面に集中して配置される場合が多い。図-5に沖積粘性土地盤を対象にした計器の配置例⁹⁾を示す。計器の配置範囲は、シールド下端から仰角 $45^\circ + \phi/2$ (ϕ = 内部摩擦角)の範囲内の想定ゆるみ範囲をカバーするように配置し、配置間隔はシールドに近いほど密にするのが望ましい。地中沈下は、深度方向の不動位置を確認するため、シールド下端より深い位置にも計測点を設ける必要がある。また、横断コンターを描くためには、深度方向、横断方向とも5~6側線程度は必要であろう。その際、シールド断面内は沈下量が大きく変化するので中央も含めて2~3側線設けることが望ましい。地表面の沈下に関しては、シールド掘進に伴う平面コンターを描けるように、シールドに近づくに従い密

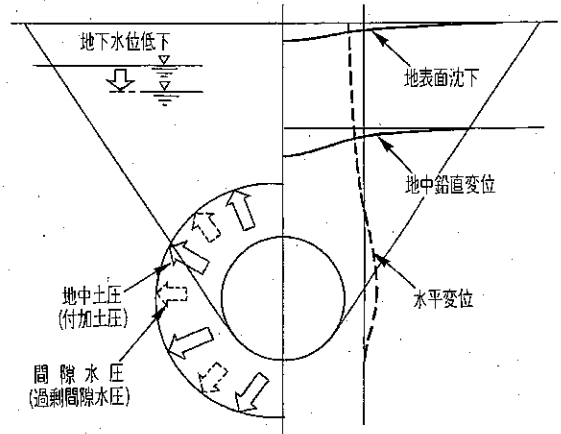


図-4 地盤変状の計測項目模式図

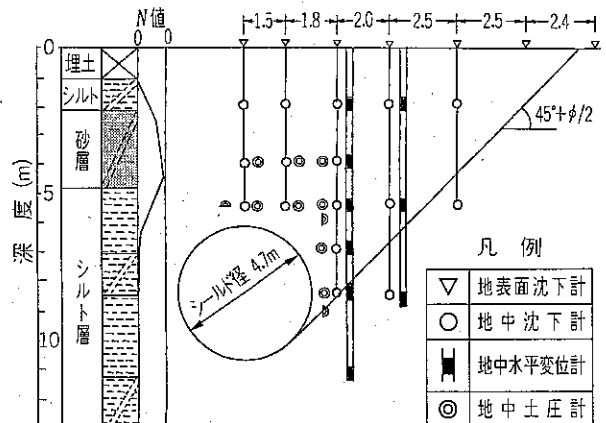


図-5 埋設計器の配置例

な間隔とし、格子状に配置する。

計測頻度は、シールドの進行に合わせて変化させることが解析上必要であり、また、効率的でもある。初期値は、地下水位低下による沈下は広範囲に及ぶ可能性があることから、計測地点にシールドが到達する前、距離としては計測地点の200~300mにシールドが達する時点で設定する必要がある。シールドが計測地点を通過中は、もっとも周辺地盤が挙動するので、1リング掘進中のサイクルタイムに応じて少なくとも数分単位の頻度で計測する必要がある。シールドが通過後は、徐々に、頻度を減らし、計測値が落ち着いたのを確認してから計測を終了する。軟弱粘性土地盤でシールド通過時の周辺地盤の乱れが著しい場合は、沈下が3か月以上も継続する場合がありますので、注意を要する。

6-2 計器の種類と選定

地盤変状計測に用いられる埋設計器とその特徴をまとめて表-3⁶⁾に示す。埋設計器は、要求する精度が得られるように選定すべきであるが、地盤変位の場合、通常mmオーダーの変位が捉えられれば十分であるから、精度の面からは必ずしも電気式計器にこだわる必要はなく、簡易なロッド式の沈下棒を水準測量するのでも、対応は可能である。ただし、多くの計測点を同時に連続測定する場合などは、物理的に、自動計測の可能な電気式計器の使用となる。電気式計器を使用する場合は、連結部やケーブルの防水不備によるデータ不良に十分注意が必要である。

地中沈下計(地中変位計)、地中水平変位計(傾斜計)、地中土圧計の構造例を図-6⁷⁾に示す。地中沈下計は、アンカーに水圧を加えて固定するタイプである。このように、同一孔に複数のアンカーを設置する場合は、水圧不足によるアンカー自身の自重による沈下や縁切り用外管パイプとの共下がりには注意が必要である。地中水平変位計は、傾斜計を塩ビパイプで連結したタイプで、計測の方向を正確に合わせて埋設する必要がある。地中土圧計は軽ミゾ型鋼に土圧計を取り付けたタイプで、土圧計周囲に空隙ができないように、砂で十分埋め戻す必要がある。

表-3 地盤変状を測定するための埋設計器の種類と測定法

計測項目	計器		測定法
	名称	構造	
地表面変位	地表面沈下杭	鋌・木杭	測量
地中沈下	地中沈下計	ロッド式・電気式	測量・計器測定
水平変位	地中水平変位計	電気式(傾斜計)	計器測定
地下水位	地下水位計	塩ビ(ストレーナー)	手動測定
地中土圧	地中土圧計	電気式(土圧計)	計器測定
間隔水圧	間隔水圧計	電気式	計器測定

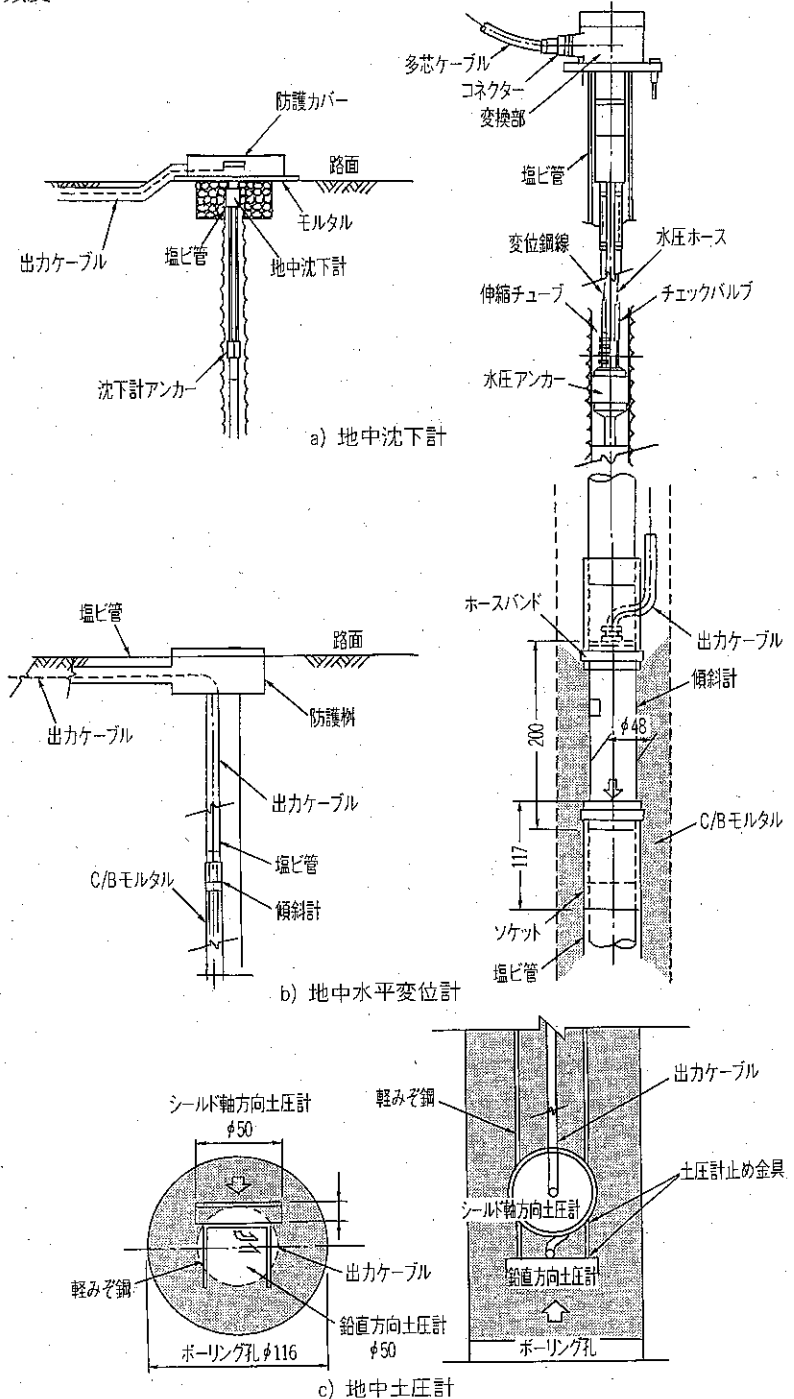
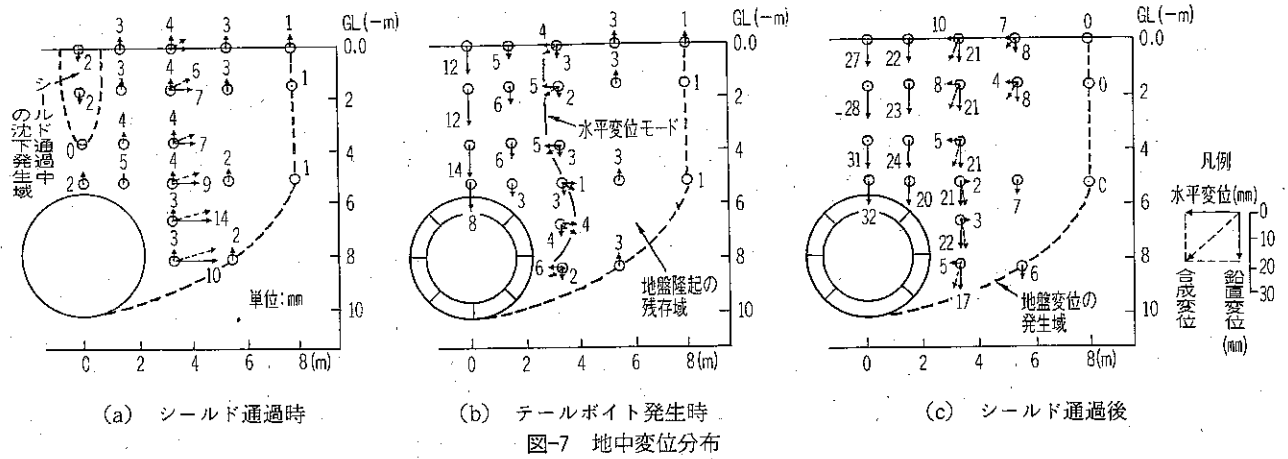


図-6 埋設計器構造図



これらの計器の計測値は、逐次データ分析が可能なように集中的にシステム管理し、現場でリアルタイムに経時変化図などのアウトプットが得られるようにする必要がある。

6-3 計測結果

計測結果から得られた、地中変位分布を図-7⁵⁾に示す。図中には、シールド通過時、テールボイド発生時、シールド通過後の鉛直水平変位の合成変位の分布が記入されている。シールド通過時には、シールド機周辺地盤が付加土圧の発生によりシールドから遠ざかる方向に変位しているのがわかる。しかし、テールボイドの発生により

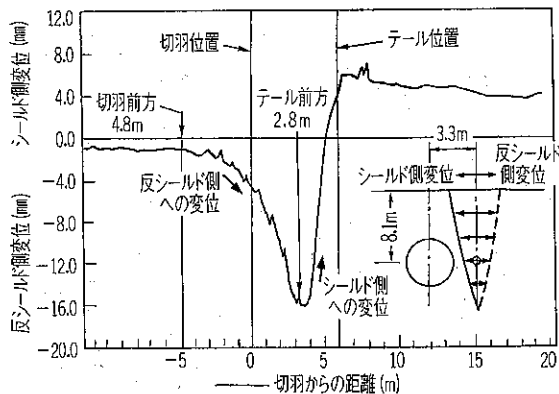


図-8 シールドの進行と地中水平変位

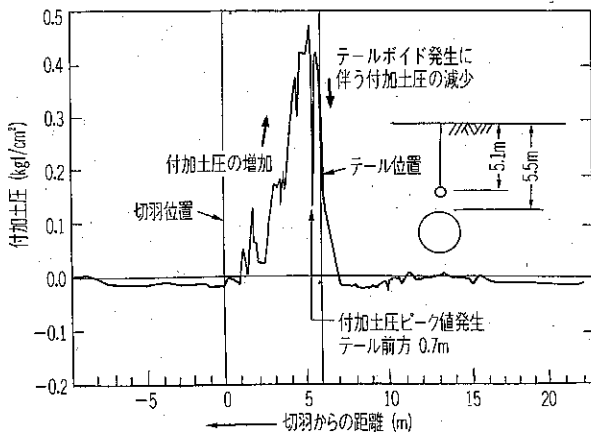
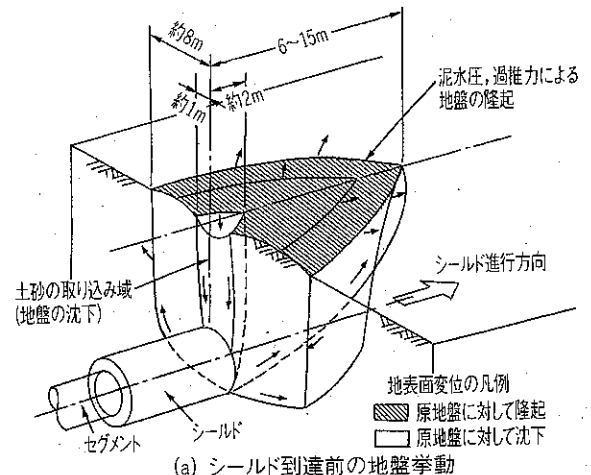
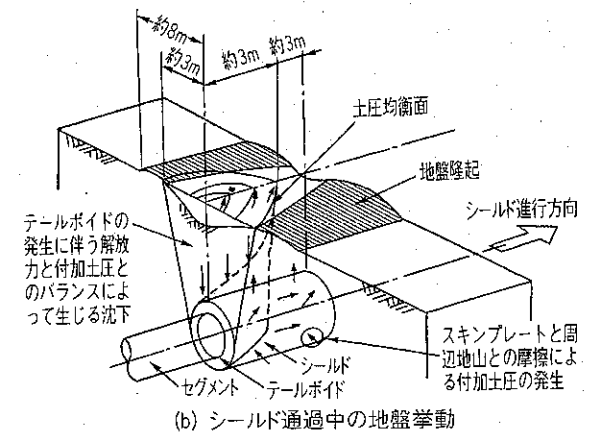


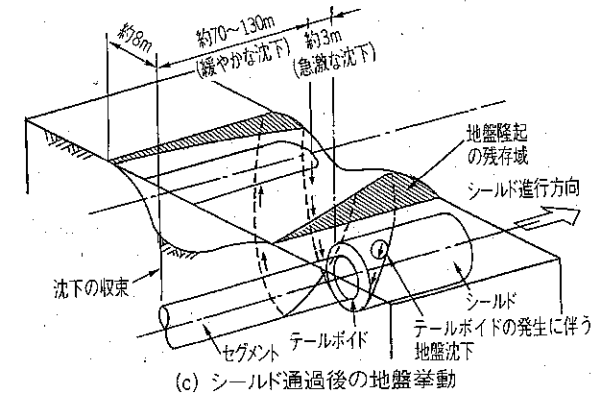
図-9 シールドの進行と地中土圧



(a) シールド到達前の地盤挙動



(b) シールド通過中の地盤挙動



(c) シールド通過後の地盤挙動

図-10 シールドの進行と外周地盤の挙動模式図

シールド近傍の地盤は逆方向に変位しており、最終的には鉛直下向きの沈下となって現れている。図-8, 9は、シールド進行とシールド側部の地中水平変位、シールド直上の地中土圧の関係であるが、シールド通過中に付加土圧が発生しシールドから遠ざかる方向の水平変位が生じ、テールボイド発生とともに、付加土圧が消散し、それとともに水平変位も戻っているのがわかる。これらの計測結果を総合すると、シールド周辺地盤は、シールドの進行とともに、模式的に図-10のように挙動したものと推察される。

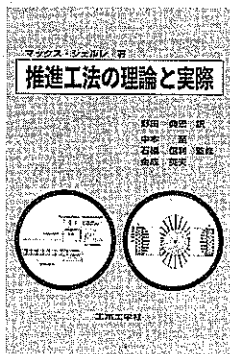
7. おわりに

現在の建設業界のおかれている外部環境は、財政難、公共投資の縮小などの影響で非常に厳しく、新規のプロジェクトは成立しづらい状況にある。しかし、徐々に景気が回復し経済が活性化した折には、先般制定された「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法」に従い、シールド工法を活用した地下開発プロジェクトが本格的に行われるようになるであろう。その際には、より簡易で正確、かつ経済的な調査・計測技術が求められることが予

想されるであろう。すでに医療・エレクトロニクスなどの他産業では、ナノテクノロジーなどの先端技術が調査や診断、対策技術に応用され始めている。土木建設分野においても、これら異分野の先端技術を取り入れたブレイクスルー的な調査・計測技術が待望されるところである。

参考文献

- 1) 例えば、東京都下水道局：篠崎幹線シールド工事実態調査に伴う解析要約集，1981.3.
- 2) 例えば、吉田 保：シールド掘進に伴う地盤及び構造物挙動と近接施工に関する研究，1994.3.
- 3) 吉田 保：シールドトンネルの新技术(2)調査・計画編，トンネルと地下，Vol.21, No.7, pp.63-69, 1990.7.
- 4) 吉田 保，草深守人，高橋良文：シールド掘進による地山の乱れを考慮した合理的な裏込め注入量の算定方法，土木学会論文集，No. 551Ⅲ-30, pp.163-172, 1995.3.
- 5) 吉田 保，内田賢司，高橋良文：軟弱粘性土地盤におけるシールド掘進に伴う地盤変状と家屋挙動の計測結果，山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム，pp.253-260, 1992.5.
- 6) 地盤工学会：シールド工法の調査・設計から施工まで，地盤工学・実務シリーズNo.3, pp.271-291 1997.2.
- 7) 東京都下水道局：竹ノ塚雨水幹線その2工事に伴う実態調査解析要約集，1989.3.



推進工法の理論と実際

B5判 437頁 定価(本体価格8,500円+税) 送料450円

マックス・シェルレ 著

野田典宏 訳 中本 至・石橋信利・金成英夫 監修

本書はドイツ人工学博士マックス・シェルレの著「Scherle Rohrvorrieb」の翻訳本である。挿図を多く用い推進工法の理論をわかりやすく解説している。研究・開発，計画・設計，あるいは，施工に携わる多くの実務者に最適。

〈主要目次〉

- 第1章 推進工法の技術
- 第2章 推進工法の機械・器具
- 第3章 推進管に作用する荷重とその計算方法
- 第4章 推進工法の計画・設計および施工
- 第5章 管布設の欠陥と損傷

お申し込みは、当社へFAX，または、お近くの書店にてお申し込みください。FAX(03-3267-2807)

株式会社 土木工学社

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂
電話 (03) 3267-2888 (代) 振替 00110-8-190072

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(4)

地盤変状の実態と評価解析手法(その1)

杉山 仁 寛*

沖積地盤での変状実態と変状予測評価

1. はじめに

最近のシールド掘進に伴う地盤変位は数mm以下になっていることが多いが、昭和50年代の沖積地盤での地盤変位は100mmを超えるところもまれではなかった。

現在の変位が数mm以下になったとしても、シールド掘進に伴う地盤変位が、さまざまな要因が複雑に作用し合っ

て生じているものであること、切羽前からテールボイド間に作用する種々の影響要因に応じて地盤内応力の平衡状態をいかに保つかにかかっているという本質は変わっていない。

現在のシールド工法は「地盤変位がほとんど生じない」ではなく、「地盤変位が生じないようにシールド機材などの改善を含む施工技術を的確に駆使している」と解釈すべきであり、変位量の大小はあっても本質的なメカニズムは今も昔も変わっていないと考えられるので、ここでは昔話をさせていただきつもりである。

近年、地盤変位解析手法は、その量がごくわずかになったことからシールド掘進で生じる地盤変位そのものの抑制対策を講じるために事前予測するのではなく、近接施工が余儀なくされてきたことによる影響を予測する目的へ需要がシフトしてきているように感じる。

今回、シールド掘進に伴う地盤変位解析手法としていわゆる都下水法を取り上げるが、これは昭和50年代に家屋被害が生じている時代に開発されたものであり、利用目的やモデル化の一部を時代の変遷に応じて修正しているものの、本質的な考え方は現在の手法とも共通する点が多いとともに種々の特徴を有しているものである。

以下に、解析手法の開発手順に沿ってその考え方を述べる。まず、第2章で沖積地盤での変状の実態として昭和50年代前半に実施された東京都下水道局発注の篠崎幹

線のデータを代表例として紹介する。これは変位量が大きいことから沖積地盤での実態とメカニズムを理解するうえで有効なデータである。第3章では地盤のゆるみ、テールボイド、セグメントの剛性などシールド工法の特徴を考慮したステップ解析手法である都下水法の解説と利活用について述べ、第4章で都下水法開発の経緯とそれに至る種々の問題への工夫などについて昔話をするものである。

2. 篠崎幹線における地盤変状の実態

ここでは、沖積地盤での代表的な地盤変位の実態を把握するため昭和50年代前半に実施された東京都下水道局発注の篠崎幹線のデータを用いて紹介する^{1),2)}。

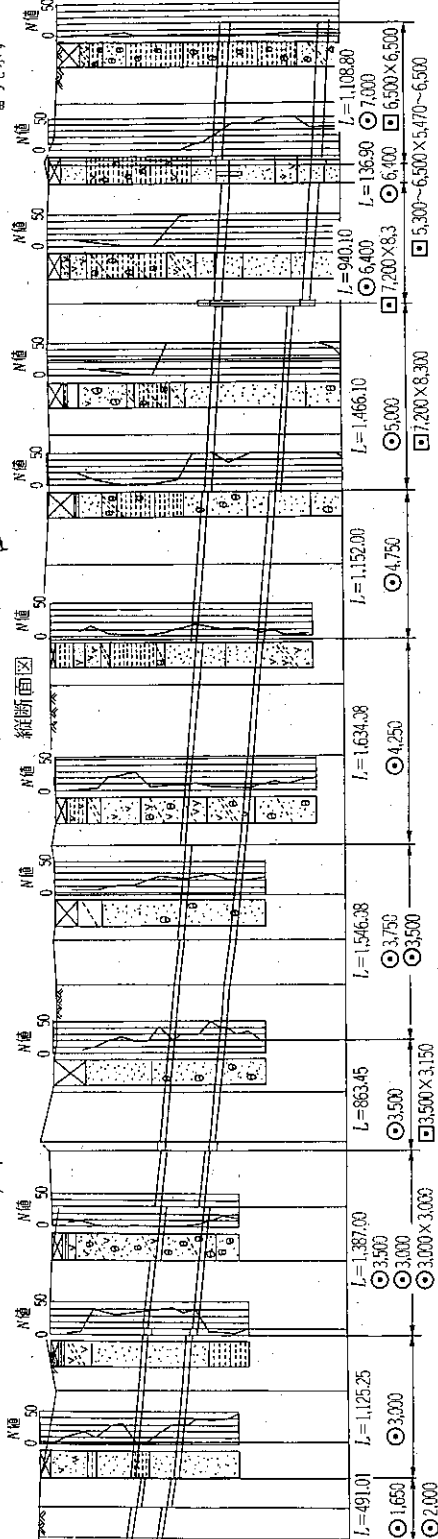
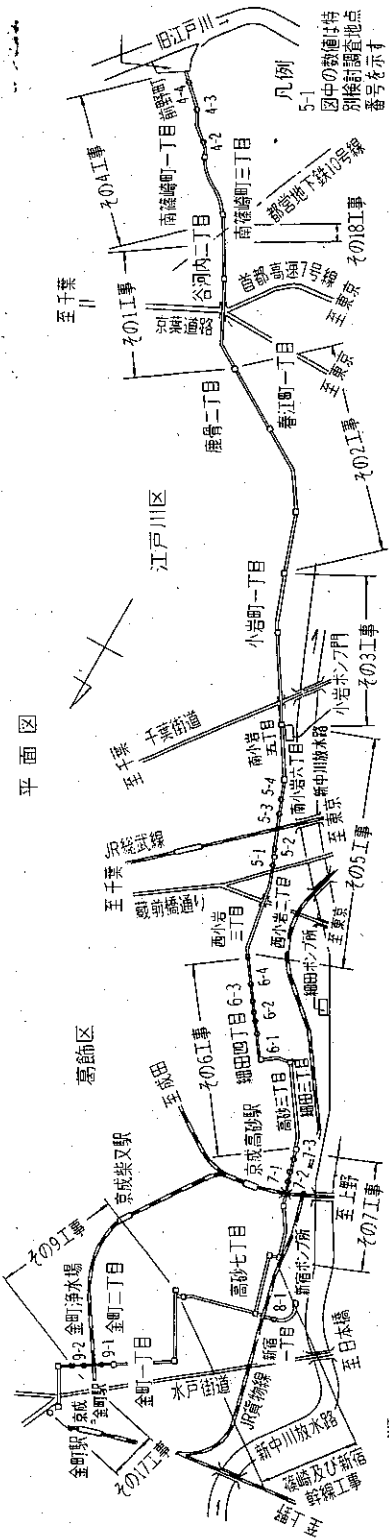
当時にもいくつかの変状調査は行われていたものの、その大半が地表面変位測定であった。わずかながら地中変位も測定されていたものの断片的で系統立てて詳細に調査されたものは見あたらなかったが、当時シールドオリンピックと言われて施工されていた篠崎幹線シールド工事においてそれまでにない大規模な変状調査が行われた。篠崎幹線の実態調査データは、後にも先にもシールド技術の変遷に一石を投じた重要なものであり、量はともあれ沖積地盤の変位の実態とメカニズムを洞察する上ではもっとも有効なデータと考えられる。

2-1 調査概要

篠崎幹線の平面、縦断、各工区の諸元概要を図-1に示す。

図中下段の諸元に示しているシールド機種にも時代の変遷を感じさせるものがある。現在では泥水式と泥土圧式が主流だが、当時は手掘りや半機械式、土圧バランス加水式など最近ではほとんど用いられない機種があり、一方では泥土圧式がこの時代にはない。圧気工法は、現在でも側面接合や支障物除去を伴う場合に一部で利用されているものの、かつての主流な工法も近年では応用技術に回って地道に活躍している。当時の土かぶりは最大13m程度とずいぶん浅層を掘削していたことがわかる。

* 日本工営(株)首都圏事業部都市基盤部地盤構造グループ第一課長



諸元	17	9	8	7	6	5	3	2	1	18	4
線路延長	L=491.01 ○1,650 ○2,000	L=1,125.25 ○3,300	L=1,387.00 ○3,500 ○3,000×3,000	L=863.45 ○3,500	L=1,546.38 ○3,750 ○3,500	L=1,634.38 ○4,250	L=1,152.00 ○4,750	L=1,466.10 ○5,000 □1,200×8,300	L=940.10 ○6,400 □7,200×8.3	L=1,36.90 ○6,400 □6,500×6,500	L=1,108.80 ○7,300 □5,300~6,500×5,470~6,500
工法	泥水加圧式シールド工法	泥水加圧式シールド工法	半機械シールド工法	半機械シールド工法	土圧パランス型土圧式シールド工法	土圧パランス型土圧式シールド工法	半機械シールド工法	手掘り式シールド工法	半機械シールド工法	開削工法	土圧パランス型シールド工法
シールド機長	l=4,310mm	l=4,910mm	l=4,500mm	5,200mm	l=4,765mm	l=5,095mm	l=5,350mm	l=5,255mm	l=5,900mm	—	l=6,700mm
シールド機径	Do=2,900mm	Do=3,920mm	Do=4,430mm 3,930mm	Do=4,422mm	Do=4,690mm 4,440mm	Do=5,240mm	Do=5,850mm	Do=6,140mm	Do=7,753mm	—	Do=8,480mm
上	81.3.16~82.10.30	77.1.27~79.3.7	76.12.8~79.3.31	74.8.23~77.3.31	77.2.5~80.3.31	76.10.25~79.5.1	74.10.1~76.12.7	74.8.23~77.3.31	74.10.1~77.1.1.30	80.8.2~83.2.28	76.9.20~79.2.20
最小曲線半径	100m	100m	30m	200m	60m	60m	200m	150m	150m	250m	120m
仕上がり内径	1,650mm 2,000mm	3,000mm	3,500mm, 3,000mm 3,000×3,000	3,500mm 3,500×3,150	3,750mm 3,500mm	4,250mm	4,750mm	5,000mm 7,200×8,300	6,400mm 7,200×8,300	5,400mm 5,900~6,500×5,470~6,500	7,000mm 6,500×6,500
平均土かさぶり	7.25m	7.05m	8.00m	8.05m	9.70m	10.30m	11.50m	12.50m	13.00m	13.30m	12.80m

図 1 篠崎幹線シールド工事平面縦断面

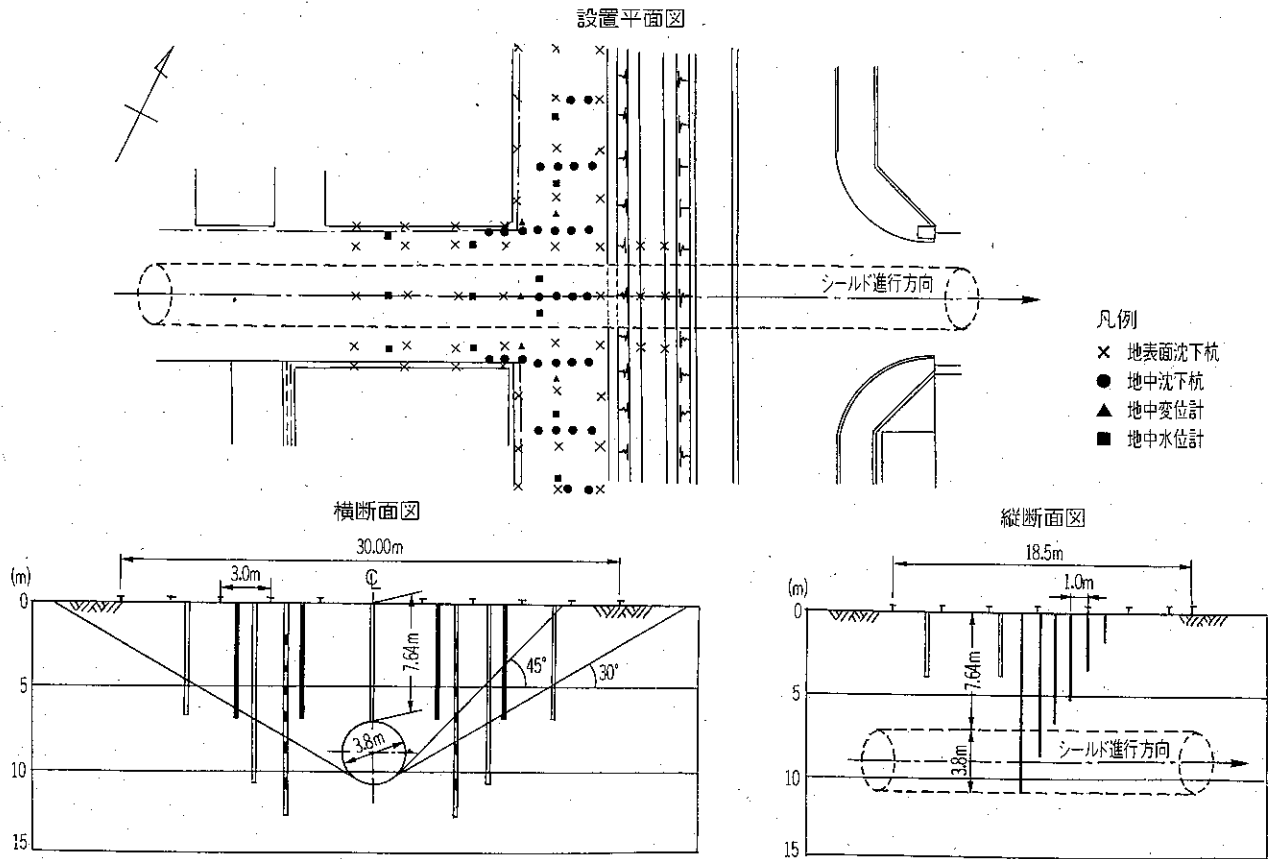


図-2 計器配置図(9-1工区)

表-1 測定計器および測定方法

測定計器	仕様	使用目的	概略数量	方法, 精度
地表面沈下杭	測定ピン(コノエ鍍) 測定杭(木杭)	地表面沈下の経時変化および平面分布を求める	約70点/箇所	水準測量 ±0.5mm
地中沈下計	ロッド式 φ19mm丸鋼を沈下棒として加工したもの	地盤内の鉛直変位の経時変化およびその分布を求める	約20本/箇所	水準測量 ±0.5mm
地中変位計	多段式傾斜計 (測定範囲±300')	地盤内の縦断と横断方向の水平変位の経時変化およびその分布を求める	約5本/箇所	手動測定器 ±0.5% 4段切り換え
水位計	塩ビパイプ ストレーナ加工を施したもの	地下水位の経時変化およびその分布を求める	約10本/箇所	手動式水位測定器 ±1mm
間隙水圧計	差動トランス型 そう入式 (測定範囲5 kg/cm ²)	粘性土地盤におけるシールド外周地盤の間隙水圧の経時変化とその分布を求める	約6本/箇所	手動測定器 ±0.5% 4段切り換え

変状調査を行ったのは、18工区のうち4~9工区の計6工区17地点で、主に、①粘性土と砂質土地盤の挙動の違いを把握すること、②薬注地盤と無処理地盤の変位量の違いを把握すること、③シールド機種の違いによる挙動を把握すること、④家屋被害の実態を把握すること、などを主目的で実施した。

変状調査における計測項目や計器の種類、計器配置、計測頻度を図-2および表-1に示す。地盤特性や調査方法

については、前回の講座や他の文献に詳しいのでそれらを参照願いたい³⁾。

2-2 調査結果

ここでは、全17地点の実態調査データのうち、後述する地盤変位解析手法とのつながりから沖積世の砂質土地盤と粘性土地盤の代表例を取り上げるが、その前にシールド掘進に伴った地盤変位の経時的变化と種類を整理する。

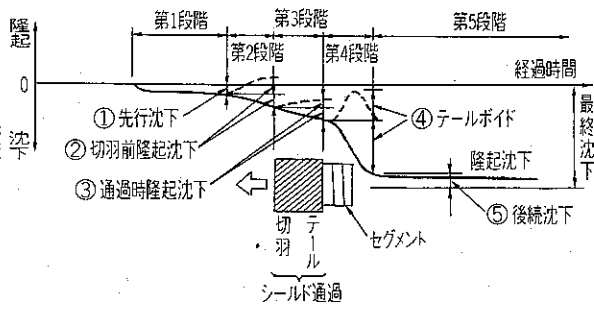


図-3 シールド推進による地盤変位の分類⁴⁾

昭和52年度版「トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説」土木学会では、シールド掘進に伴う地盤変位の分類は、①先行沈下(隆起)と②後続沈下の2種類に大別され、加えて③湧水または圧気による脱水圧密沈下が生じることを解説しているが、当時の沈下の種類はだまかで、現在使用されている平成8年度同示方書⁴⁾での分類は図-3に示すようにより詳細になっている。地盤変位の経時変化は、曲線の途中で明らかにメカニズムの異なる変化点があり、この変化点を境として順次異なった沈下現象が重なり合っ一連の変位曲線を形成している⁶⁾。ちなみにこの分類は篠崎幹線の実態から得られた成果の1つである。

以後、地盤変位については各段階に応じて隆起現象もあるが沈下のみ使用する。

篠崎幹線における砂質土と粘性土の地盤条件の違いによる変位挙動の代表的な相違を図-4に対比して示す。

図-4(a), (b)の地表面の経時変化図が示すように砂質土地盤と粘性土地盤の大きな違いは、粘性土地盤での沈下開始位置が切羽前から始まっていることと、シールド通過後にかなりの時間を経過しても残留沈下が継続することである。

図-4(c), (d)には、シールドの直上付近の地表面での平面沈下コンターを描いたものである。地表面の沈下はシールドの掘進とともに船の航行時に水面を波紋が広がるように分布していき、通過後しばらく経過すると路線中心を最大沈下量として左右対称で平行な沈下コンター図となる。

図-4(e), (f)には、最終測定時点での地中の横断沈下コンターを描いたものである。砂質土地盤ではシールド直上にアーチ状のコンターが現れて地表面に向かって沈下量が小さくなるが、粘性土地盤ではシールド直上のコンターが鉛直で変位差が深度方向に表れずに一体に沈下している。いわばトンネル上部は崩落している。これは砂質土地盤にはアーチ

効果が生じているが粘性土地盤ではそれがほとんど生じていないことを物語っている。かつては、シールド上部に柵渠が存在するためにシールド側部から数m横断方向にずれた断面でしか測定できなかった地中沈下データによると、地表面沈下が大きく地中深部が小さく測定されるためにこれを圧密沈下と解釈するものもあった。

これらの種々の計測結果をもとに、シールド周辺での変位を3次元的模式図に表したものが図-4(g), (h)である。この図から、①シールド切羽前面に土の取り込み域が発生し、地盤の水平土圧が減少しこの部分がシールド方向に動いている、②取り込み域外の地盤はシールド本体外周の蛇行や摩擦などによってシールド進行方向に押される、③切羽前面の地盤は沈下する、④テールよりも背後の地盤はテールボイドによる応力解放のために沈下する、⑤シールド上部の地盤はアーチ効果の有無によって沈下コンターが変わる、などが読みとれる。

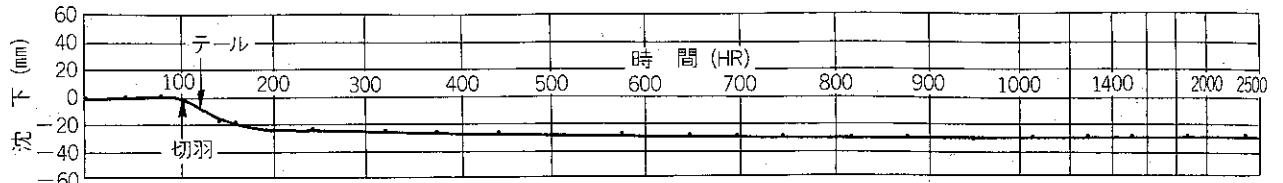
2-3 シールド掘進に伴う地盤変位のメカニズム

篠崎幹線でのシールド掘進に伴う地盤変位の分類と支配的な変位のメカニズムを整理すると表-2のようである。

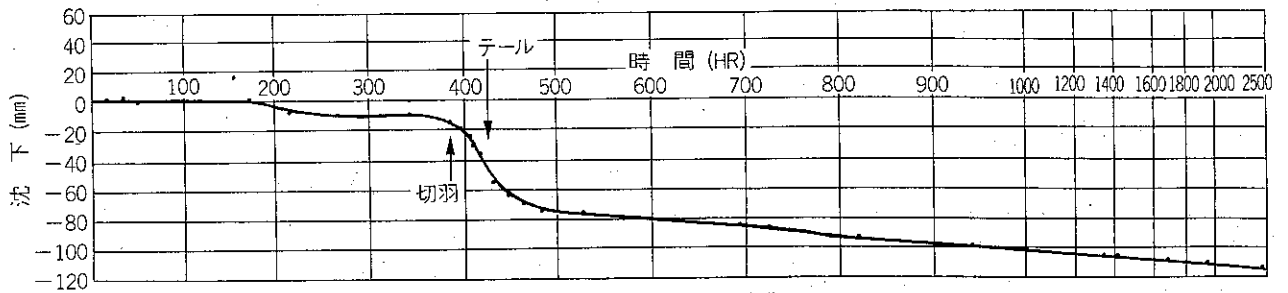
- ① 先行沈下は、切羽のかなり手前(40~60m程度)から生じるもので、圧気による排水作用に伴う地下水位低下によって生じる。これは地下水位による浮力の低減から地盤の有効応力が増加したために生じる圧縮・圧密沈下である(切羽の崩壊等を生じた場合は側方流動的な変位が含まれる地点もある)。
- ② 切羽前沈下は、切羽到達直前(数m程度)から生じるもので、切羽の崩壊、シールドのバックングなど、切羽における土水圧のアンバランスによって生じるもので、地山の応力解放や負荷土圧の作用による地盤の粘弾塑性的変形である。
- ③ シールド通過時沈下は、切羽からテールが通過するまでの間に生じる沈下で、オーバーカットや通過時の摩擦・攪乱に起因する応力解放および圧縮・圧密沈下である。
- ④ テールボイド沈下は、テール脱出に伴って生じる

表-2 地盤変位のメカニズム

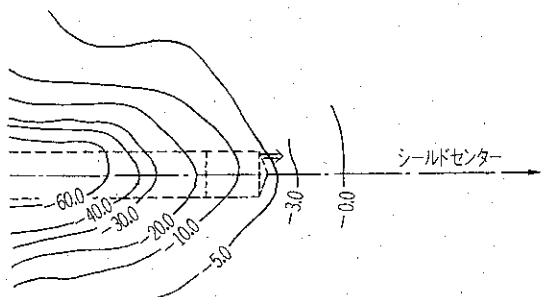
沈下の種類	原因	地盤状況の変化	解析手法上のモデル化
①先行沈下	地下水位低下	有効土かぶり圧の増加	圧縮・圧密沈下
②切羽前沈下隆起	切羽崩壊 過大な取り込み 切羽押し込み	地山の応力解放 乱れ 負荷土圧	弾・塑性変形
③通過時沈下	シールド通過時の攪乱	乱れ	圧縮
④テールボイド沈下	テールボイドの発生	地山の応力解放	弾・塑性変形
⑤後続沈下	以上全要因(残留分)		圧縮およびクリープ沈下



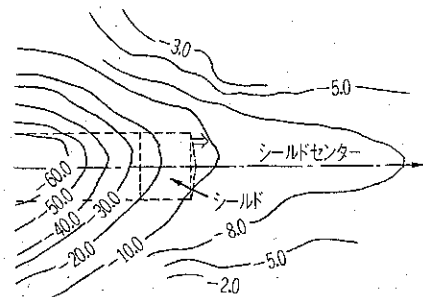
(a) 砂質土地盤の経時変化



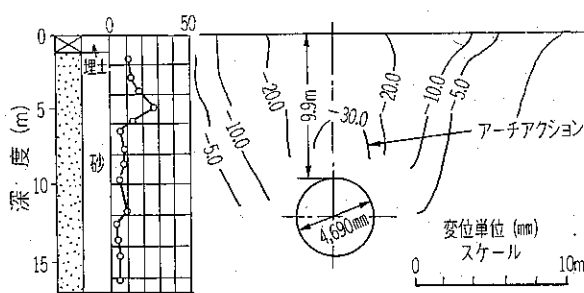
(b) 粘性土地盤の経時変化



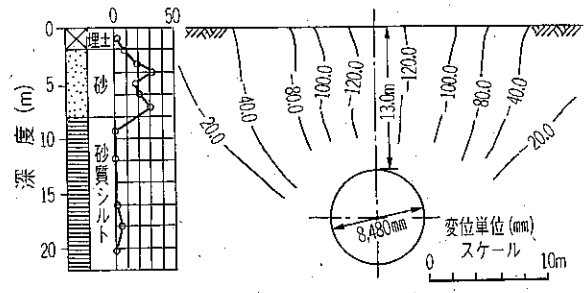
(c) 砂質土地盤の平面コンター



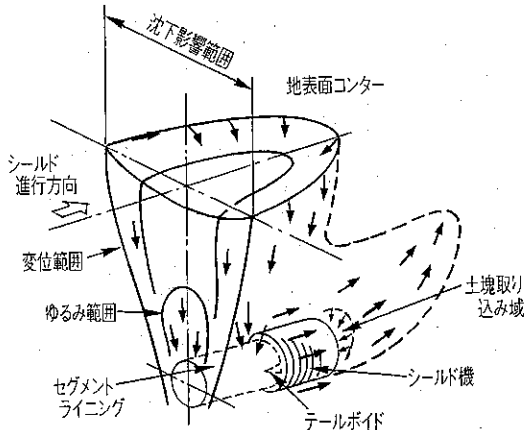
(d) 粘性土地盤の平面コンター



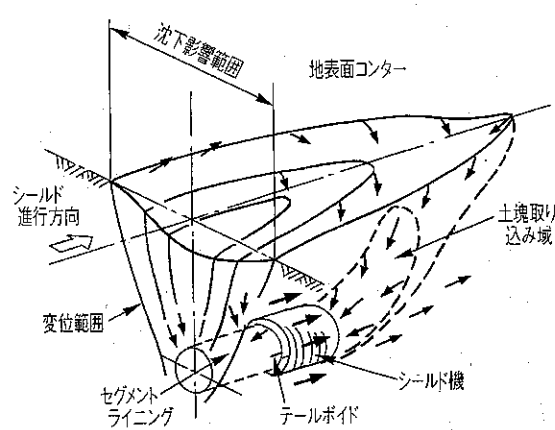
(e) 砂質土地盤の横断コンター



(f) 粘性土地盤の横断コンター



(g) 砂質土地盤の3次元変状模式図



(h) 粘性土地盤の3次元変状模式図

図-4 砂質土と粘性土の違いによる地盤変状の実態

テールボイドによって生じるもので、地山の応力解放による粘弾塑性的変形である。

⑤ 後続沈下は、以上の変位履歴を経て地盤内応力が大きく変化し乱されたことによって生じるもので、圧縮・圧密やクリープ的な残留沈下現象である。

これらの沈下は、常にそのすべてが生じるものではなく、地盤状況と施工条件によって卓越する沈下の種類が異なる。

地盤特性がその現場の固有の条件とすると、シールド機種や施工条件がその地盤に付加される変位量の大小を左右することになる。

表-3には、地盤変位の原因と施工上の影響要因を整理したものを示す。また、図-2に示した変位曲線を分割し、表-3に示す主要な影響要因と各施工段階に応じて生じる変位の形態を示すと図-5のようである。さまざまな要因により変位の形態が変化することから、地盤や補助工法などの施工前状況に応じて適切な施工技術を講じることが変位の形態に多大な影響を及ぼすことになる。

3. 地盤変位解析手法の開発

シールド掘削に伴う地盤変位は、各施工段階に応じたメカニズムが複雑に重ね合わさって生じているが、当時これらを区別したうえで複雑な要因を考慮できる解析手法は見あたらなかった。

当時の代表的な解析手法には、1)Bringgs, L.Rozsa, 村山・松岡, 2)R.B.Peck, 吉越, 3)Jeffery, FEMなど^{7)~9)}があった。1)の手法は基本的にシールド外径や土かぶりなどの幾何学的形状だけを用いて経験的に算定するもので、2)の手法は基本的には1)と同様であるが必要なパラメータを工事実績などから地盤種別に応じて求めるものである。3)の手法はトンネル掘削に伴う応力解放問題を弾性モデルなどで取り扱うものである。

しかし、篠崎幹線の実態調査から、詳細な挙動と変位のメカニズムを考慮すると施工段階に応じて要因が複雑に重なり合っているため既往の解析手法では限界がある。とくに、多層地盤や応力解放問題を取り扱えるFEMは

表-3 地盤変状の原因と影響要因

原因	補助工法	シールド	裏込め注入	施工管理
地下水位低下	<ul style="list-style-type: none"> 地下水水位低下工法 圧気工法 不完全な薬液注入工法 	<ul style="list-style-type: none"> 切羽における水圧バランス性能の不良 	<ul style="list-style-type: none"> 裏込め不良の場合のセグメントからの漏水 	<ul style="list-style-type: none"> セグメント組み立て不良による漏水
切羽の崩壊 切羽の押し込み	<ul style="list-style-type: none"> 不完全な薬液注入工法 	<ul style="list-style-type: none"> 切羽における土圧、水圧バランス性能の不良 	—	<ul style="list-style-type: none"> ジャッキ推力および排土量の管理不良
テールボイドの発生	—	<ul style="list-style-type: none"> スキンプレート補強リブの厚さなど 	<ul style="list-style-type: none"> 注入量の附則（注入時期の遅れによる） 	<ul style="list-style-type: none"> 余掘り、蛇行修正の不良
地盤の乱れ	<ul style="list-style-type: none"> 過大な薬液注入 薬注時削孔による乱れ 	<ul style="list-style-type: none"> 切羽掘削時の攪乱および地山の崩壊 	—	<ul style="list-style-type: none"> 過進力、過少推力による地山の強度の変化

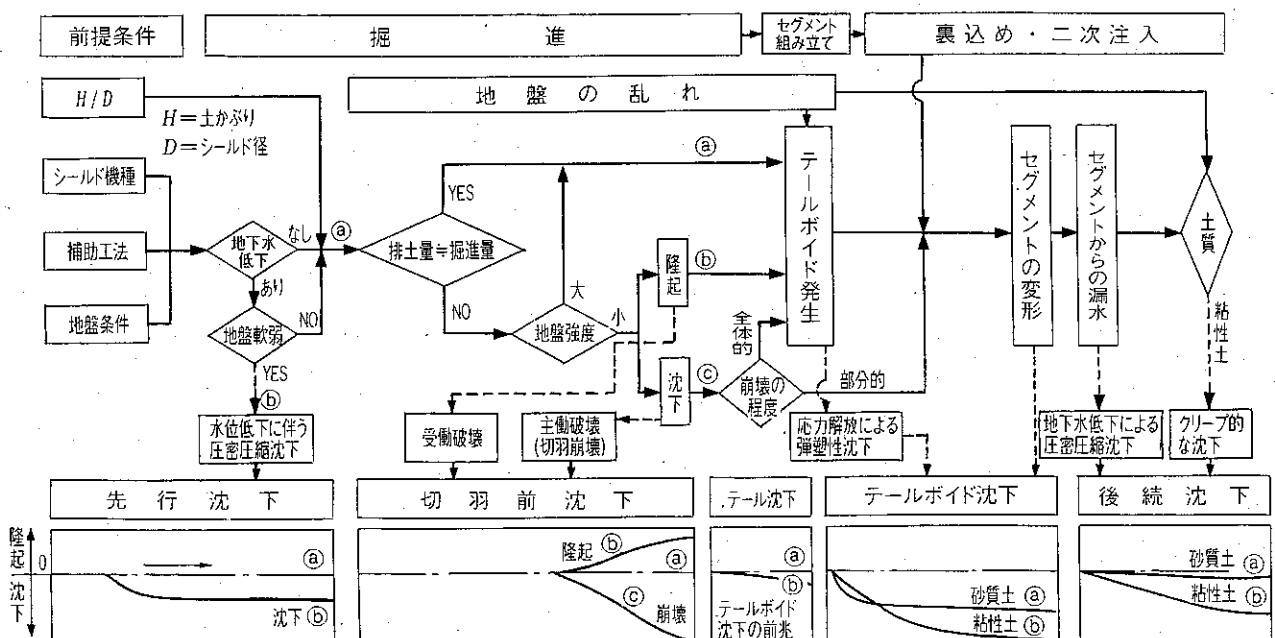


図-5 シールド掘進に伴う地盤変状のメカニズムと沈下のパターン

もっとも多くの影響要因を考慮することが可能であるが、当時は単に掘削に伴う応力解放問題として取り扱ういわゆる素掘りモデルが主流であり、地盤のゆるみ、テールボイド量、セグメントの剛性、裏込め充填量などを考慮するものは見あたらなかった。

つまり、シールド掘進に伴う地盤解析手法は、各施工段階のメカニズムに応じた解析手法を重ね合わせることで、シールド掘進で特徴的なテールボイド量内に変位を限定した予測手法を新たに開発する必要があった。

いわゆる都下水法は、図-2に示した地盤変位の分類を割り切って先行沈下、切羽前～テールボイド沈下、および後続沈下に大別し、それぞれのメカニズムを地下水位低下に伴う圧縮・圧密沈下、地盤のゆるみを考慮した応力解放による沈下、通過するまでに変化した地盤内応力の不平衡に伴うクリープ的沈下の3種に分類し、それらを重ね合わせることによって全沈下量を求めるのが実用的であると考えたものである。

上記3種の沈下量のうち、シールド掘削に伴う地盤変位としてもっとも特徴的なテールボイドによる応力解放に伴った沈下予測手法を以下に解説する。

3-1 テールボイドを考慮した解析手法^{(10),(11)}

沖積地盤でのテールボイド沈下量を予測するには表-3に示したように地盤条件のほかに、補助工法、シールド機種、施工条件など種々の条件を組み込まなければならないためにFEMを用いることとした。

既往のFEMによる解析事例は、いわゆる素掘り型であるからセグメントの剛性を組み入れていないために、ともするとシールド周辺地盤がテールボイドを遙かに超えた変位を生じてしまうという矛盾があった。このような問題を解決するためにテールボイド周辺の変位がセグメントに限定されるステップ解析を行うこととした。

計算の流れを図-6、7示す。この手法の特徴は施工手順に応じてステップ解析しながら実際の施工をシュミレーションすること、地盤の変位を一旦素掘りモデルで算定しこれとテールボイド量を比較したうえでその後の変位計算を進めるか否かを判定することにある。これらによって、テールボイドの大きさやセグメントの剛性を組み入れることができるようになり、実際の施工手順を解析に取り入れることができるようになった。

ステップ①：施工箇所の地盤応力状態を再現するために自重による地盤内初期応力を算定する。

ステップ②：テールボイド量を考慮したトンネル断面を掘削し、素掘り状態での地盤変位量増分を算定する。ここで算定されるトンネル周りの地盤変位がテールボイド量を下回る場合は、いわば地山が自立している

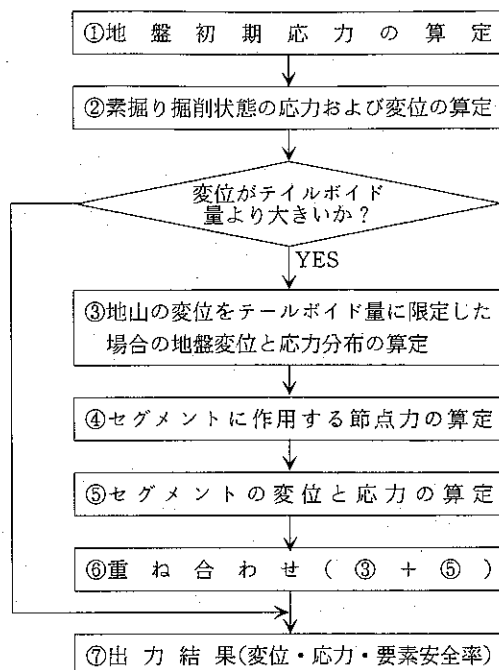
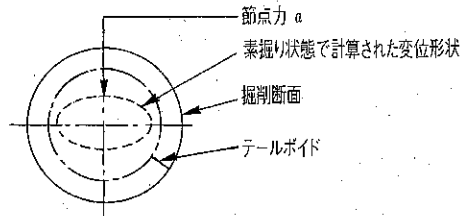
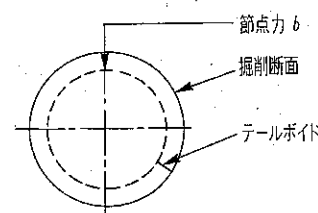


図-6 解析フロー

素掘り状態の応力および変位の算定



地山の変位をテールボイド量に限定した場合の変位と応力分布の算定



セグメントに作用する節点力の算定

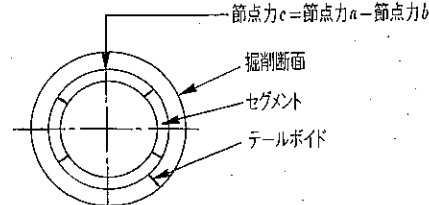


図-7 節点力模式図

に等しいため計算を終了する。これを上回る場合はステップ③に移行する。

ステップ③：テールボイド量を超える地盤変位は実際にはセグメントによって変位が限定され同時にセグメントの剛性がその後の地盤変位を受け持つこととなるため、ステップ③では、ステップ②の素掘りモデ

ルと同様なモデルにトンネル周りの地盤変位をテールボイド量に限定した強制変位を与えて等価節点外力と地盤変位および応力を算定する。

ステップ④：ステップ②における等価節点外力とステップ③の等価節点外力の差をセグメントに付加する荷重として求める。

ステップ⑤：セグメントを挿入するとともに、ステップ④で求められたセグメントに付加される等価節点外力を作用させて地盤とセグメントの変位および応力の増分を算定する。

ステップ⑥：ステップ③とステップ⑤を重ね合わせて、テールボイドによる応力解放の地盤変位および応力とする。

これを自動で計算することにより、テールボイドおよびセグメントの剛性を考慮した地盤変位を容易に算定できるようになった。

一方、この手法は重ね合わせを行うため地盤の構成式は等方線形弾性の全応力解析であり、水と土の連成解析は行っていない。ただし、図-8の境界条件などの横断モデル図に示すように、ステップ②以降において地盤のゆるみを考慮する工夫をしている。

地盤のゆるみについては、シールド掘進周辺地盤が図-4や表-2に示したように施工段階に応じてさまざま影響を受け複雑な挙動を示しており、テール通過後の応力解放問題だけを解いても実態に合わないため、切羽前からの地盤の乱れ、通過時のオーバーカット、蛇行修正などさまざまな施工法によって生じるいわゆる地盤の乱れやゆるみを考慮する必要があった。しかし、これらをすべて解析に組み入れることは困難であるため、施工途中での複雑な地盤内応力の変化の経過を無視して最終的なゆるみ状況を施工実績から設定してしまおうとする実務的な割り切りを行った。

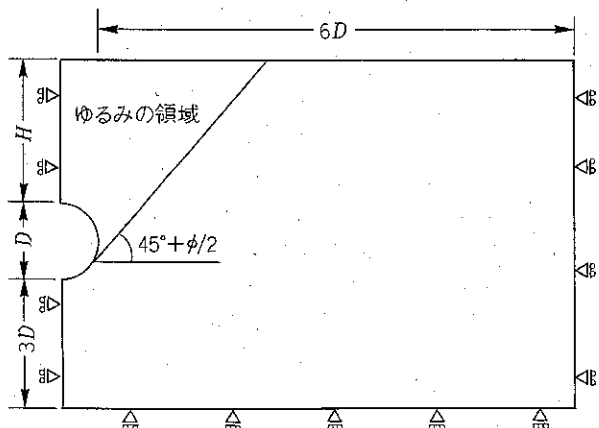


図-8 境界条件とゆるみ範囲

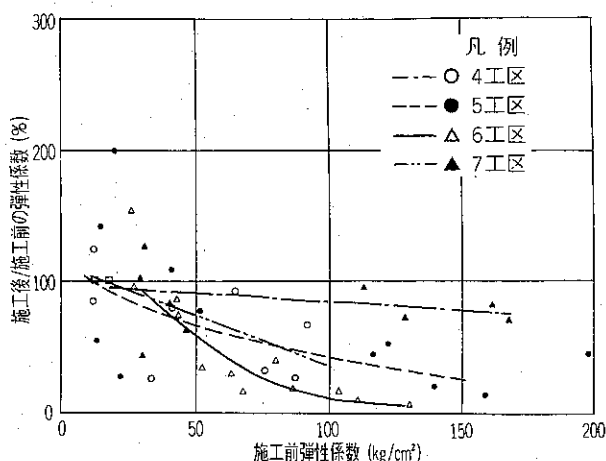


図-9 施工前後での変形係数の変化

図-9には、篠崎幹線の実態調査17地点で行われた施工前後の標準貫入試験や孔内水平載荷試験の結果から得られた地盤の変形係数の変化を示したものである。施工前に比べて施工後の変形係数は大きなバラツキを示すが確実に乱れが生じており平均的には50%程度に低下している。一方その範囲は、図-4(e), (f)横断コンター図の事例に示したようにシールド下端周りの乱れは小さくおおむね $45^\circ \pm \phi/2$ 程度と見なせる。これらの変形係数や範囲を図-8の緩み領域にステップ②で入力することとした。これらの考え方は、結果論としての割線係数や収束剛性を用いて最終変位を予測してしまおうとするものである。

3-2 実測値の検証

代表的な沖積世の砂質土地盤と粘性土地盤における上記手法での算定結果と実測値との比較を図-10, 11に示す。図中には参考として上記手法で算定されるステップ②の素掘りモデルと最終ステップ⑥での両計算結果、均一地盤の弾性解であるJefferyの結果を記載している。また、実測値については、テールボイドによる急激な沈下が落ち着く段階としてテール脱出後約4日経過後と最終的な測定値の2種を併記している。

図-10砂質土地盤では、実測値、Jeffery、上記手法での最終ステップでのそれぞれの計算結果はオーダー的には良い一致を示しているが、詳細にみるとJefferyやFEMの素掘りモデルはすべて実測値より大きな沈下量が算定されることがわかる。

図-11粘性土地盤では、図-4(b)に示したように後続沈下量が非常に大きいことからテール脱出約4日経過後がテールボイドによる沈下量相当と比較するべきであり、この時点での実測値と本手法による計算値は良い一致を示していると言える。一方、JefferyやFEM素掘りモデル(ステップ②)では大きな食い違いを示しており、テールボイドを考慮できないモデルでは精度高い予測が難しいことを示している。

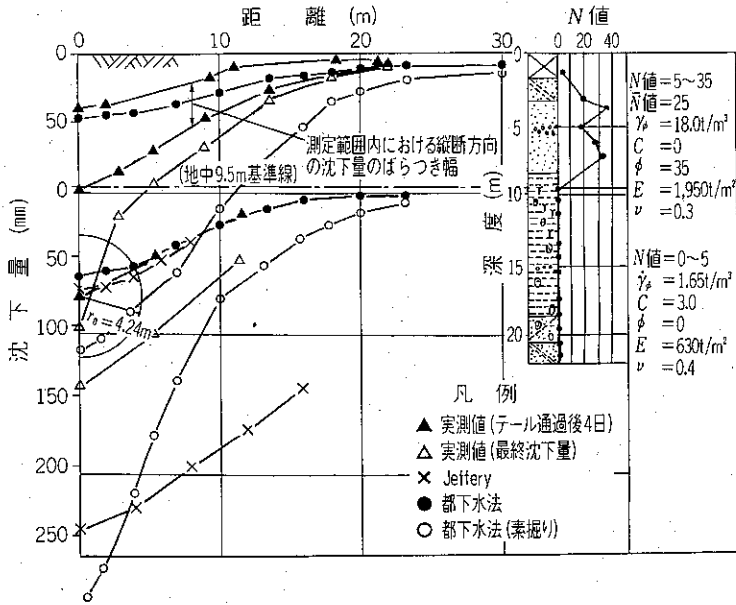


図-10 実測値と解析値の比較(砂質土地盤)

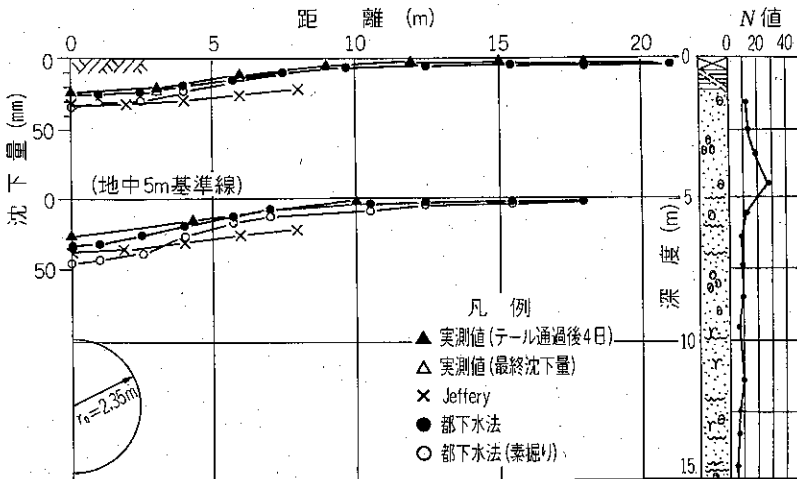


図-11 実測値と解析値の比較(粘性土地盤)

3-3 解析手法の利活用

テールボイドを考慮してステップ解析することによって、地盤条件や施工手順に応じた種々の施工条件を組み込むことができる。そのために前記に示した代表例のほかさまざまな幹線の地盤変位を予測しているが、切羽の崩壊箇所や地山とゆるみ範囲の境界に生じる地盤変位分布曲線の遷急線の形状なども比較的良く表せることがわかっている。

ここでは、解析手法の利用法としてさまざまな幹線で行ってきた実務的なモデル化の例と原理的に容易に応用できるモデル化を紹介する。

(1) 地盤改良

解析ステップ②の段階で地盤改良や薬液注入工法の範囲を地盤常数の変化として入力する(具体的には弾性係数を大きくする)。

(2) 切羽の崩壊例

切羽の崩壊は解析ステップ②の素掘り状態で切羽の崩

壊形状に相当するメッシュを削除する(事前予測はできないが)。

(3) H/Dが大きい

45° + φ/2のゆるみ範囲を実態に即してTerzaghiのゆるみ範囲に変える。またはゆるみを考慮しない。

(4) 自立する地山

ゆるみ範囲に図-9の低減係数を乗じない。ゆるみを設けない。

(5) 裏込め注入

同時裏込め注入する場合には、解析ステップ②の素掘り状態でトンネル周りに裏込め注入圧力などを等価節点外力として入力する。

固化した裏込め注入の閉塞効果が期待できる場合にはその充填率に応じてテールボイド量を低減しておく。

(6) 泥水圧

(5)に同じ。

(7) 急曲線部

コピーカットによる拡幅量をテールボイドを偏分布させて入力する。

(8) 複線シールド

単線と同じステップを施工手順に応じて2度くり返す。

4. 解析手法の開発を振り返って

上記で解析手法を簡単に紹介したが、最初からすんなり開発できたわけではない。試行錯誤と工夫

があり、ここでは失敗を含めて現在の手法が確立されるまでの経緯を述べる。

当時のFEMは素掘りモデルであったこと、実態調査からテールボイドで地盤の変位が限定されている事実から、セグメントを入れれば良いことは容易に気がつくが、単にセグメントを入れてトンネル内径を掘削してみても変位はほとんど生じない。それは、セグメントの剛性が大きいことから外力をセグメントが支えてしまうという当然の結果であった。

テールボイドを考慮しなければ地盤変位を表せないために、まずはテールボイド分の要素を加えてそこに極小さな剛性を入力した。この場合は、変位は大きくなるが応力はすべて伝達されるためにセグメントのたわみが大きくなり、かつ地盤全体の隆起が大きくなる。

隆起については、自重応力の解放力で解いているため土かぶりの大きなトンネル下端部は上端部に比べて等価節点外力が大きくなるのは解析上当然の結果であるが、

現実にはシールドの自重やトンネル縦断方向の剛性などによってトンネル自体が浮き上がる実測データは得られていなかった。

そこで、別途トンネル内部からトンネル底面地盤の鉛直変位を測定したところ地盤はテールボイドによる応力解放で隆起するデータが得られ、トンネル自体は隆起しないがテールボイド量内でトンネル下部の地盤は隆起していることを示していた。

一方、既往文献の素掘りモデルでの解析例ではトンネル上端部の変位が大きく下端が小さく筆者らの解とは異なっていた。同様のモデルを再現して計算したところ、トンネル下端とメッシュ底面の境界条件までの深さが小さいことによってこのような結果になっていることが確認できた。

当時は、境界条件やメッシュ図の妥当性に確立されたものはなく、メッシュの数と境界条件との距離を種々に変化させ、その変化率が少なく安定し始める最小限の範囲と実測値との照合度などを考慮して図-8に示した境界条件を設定した。

結局、掘削に伴う地盤の隆起や沈下を考慮し、その変位をテールボイド量に限定した上でセグメントの剛性を考慮するには、テールボイドまでを素掘りモデルとしその後の変位をセグメントで受け止めると同時にシールドの自重や縦断方向の剛性で隆起しないステップ解析型モデルとする必要があった。隆起については、素掘りモデルで解いたものとテールボイドまでを強制変位で解いたものの差をセグメントに作用させるステップ⑤の段階で、同時にセグメントのインバートの1節点に支点条件を追加することとした。

計算常数の設定にあたっては、シールド周りの地盤の乱れや応力変化は非常に複雑な挙動をしているために解放の弾性係数や異方性を考慮すること、弾塑性や粘弾塑性で行うこと、すべり面の有無などを考慮することなどの改善策を考えたが、一般に解析レベルやモデルを向上させるとそれなりに調査試験データの質の向上、計算や出力の分析に要する時間なども増える実用上の手軽さに問題が生じる。一方で、これらの解析手法の厳密さを追求することの反面で、地盤変位の大小を決める本質は、地盤条件がその現場固有の条件とすればシールド機種や施工法によって予測値の大半を支配してしまうという現実がある。つまり、厳密に事前予測を行おうとすると施工していない段階で施工状況を事前に予測しなければならないという矛盾にぶつかる。結局、図-9に示した施工前後の変形係数の変化をこの時代の施工技術の平均値的な位置づけとし、純粋な土質常数ではなくその時代の計算常数と解釈して実務上割り切ることとした。図-9は、

技術の進歩とともに更新して行かなくてはならないものである。

さまざまなモデル化を図った解析手法であるが5地点での実測値との照合は比較的良い一致を示したことから、さまざまな現場で実用化していった。その中でも、薬液注入の効果を解析したところ思わぬ結果が得られた。無処理地盤と薬液注入した場合とを比較すると、薬液注入した方がシールド中心の地表面変位が大きくなったのである。当時の常識とは矛盾するために解析手法に問題があるのではないかとの考えでさまざまな解析を試みた。結果的には全断面薬液注入してテールボイド量以内に沈下を抑えられる改良を行えば大きな変位抑止効果が発揮されるが、上半断面を円形や門形に限定した改良範囲とする場合には地表面沈下量は大きくなることがわかった。

薬液注入範囲を上半断面に限定した場合は、テールボイド付近の変位量は抑えられるが、改良体の剛性が大きくなることによって一体となって沈下するため周辺地盤は改良体に引きずられてしまい結果的に地表面の沈下は無処理地盤より大きくなる。この観点から、実測データで薬液注入の効果を検証してみたところ、透水性の改善には寄与していたが、地盤変位の抑止効果はさほど見られずおおむね解析結果の妥当性を裏付ける結果となっていた。

5. おわりに

今回、シールド掘進に伴う地盤変位解析手法である都下水法について、まず、地盤変位の実態を把握し、実態に隠れているメカニズムを整理し、そのメカニズムを解析的にモデル化する。さらに自然地盤の挙動を忠実に再現するモデル化には困難が伴うため実測値との照合を行いながら適用範囲や補正など解析上の取り扱いの容易さを考慮した割り切りを加えて実用化を図るという開発手順に沿って考え方を解説した。

筆者の経験から、このような開発に携わる場合などには必ず不安が付きまとうので少しでもこの不安を解消したり解決するために、有効な経験談と実績を踏襲することとしている。

特に、一歩先んじていることを確かめるには「このアイデアはこれまでにない」と言い切るために多大な労力を要し、先を見れば見るほど過去に戻って調べる量が多くなり、知れば知るほど奥の深さに驚嘆し、また、先人が同じ発想をしていたことに落胆することが多い。

本講座の目的は技術継承にあることから、今回の昔話が次の時代を担う若手技術者の一助になれば幸いである。最後に、ここに述べた内容は多くの関係者によって積み上げられた成果を本講座用に取りまとめたものである。

ここに、多くの資料を利用させていただいたこととお断りします。

参 考 文 献

1) 東京都下水道局：篠崎幹線シールド工事実態調査に伴う解析要約集, 1980. 3.
 2) 東京都下水道局：篠崎幹線及び柴又幹線工事記録誌, 1988.4.
 3) 間片博之・橋本定雄・山田孝治・吉田保：シールド掘削による地盤の変位挙動と動態観測について、現場計測工法シンポジウム, 土質工学会関西支部, 1981.
 4) 平成8年度版：トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説, 土木学会.
 5) 間片博之・高橋良文・山田孝治・吉田保：シールド機種と掘削に伴う沈下挙動について、第16回土質工学研究発表会, 1981.
 6) 間片博之・曾我部博・山下尚孝・山田孝治・田島孝雄・吉

田保：シールド掘削に伴う地盤沈下測定結果, 第15回土質工学研究発表会, 1980.
 7) Yoshikoshi: "Prediction of Ground Settlement Associated with Shield Tunnelling", Soil and Foundations Vol.18 No.4.
 8) K.チェッキー, 島田隆夫訳：トンネル工学—理論・設計・施工—, 鹿島出版会 1977.12.
 9) Peck, R. B: "Deep excavation and Tunnelling in soft ground", State of Art Report, Int. conf. on SMFE, Mexico.
 10) 神戸義雄・高橋良文・尾登辰也・杉山仁實・吉田保・山田孝治：有限要素法によるシールド掘削に伴う地盤沈下解析(テールボイド及びセグメントの剛性を考慮した解析), 第14回土質工学研究発表会, 1979.
 11) 間片博之・神戸義雄・高橋良文・山田孝治・杉山仁實・田中弘：有限要素法によるシールド掘削に伴う地盤沈下解析(その2)(実測値の解析例), 第15回土質工学研究発表会, 1980.

(66頁のつづき)

事業主体	工 事 名	請 負 会 社	請負額 単 位 百万円
高知県	県道中平栲原線川井T	岩井・杉本JV	515
福岡県	黒木幹線管渠21工区	浅沼・廣瀬JV	315.2
福岡県	農道整備京築2期地区第5T	清水・松山・松本JV	2,045
宮崎県	国道265号道改中椎葉T	旭・大淀・松澤JV	2,089.44
"	国道327号道改恵後の崎T	松本組	1,085
鹿児島県	道改和光T2	植村・町田・安田JV	1,972
"	道改赤房T	鉄建・渡辺・中村JV	2,330
横浜市	大門雨水幹線	不動建設	155
"	高速鉄道平沼町シールド(上り)防錆	奥村・相鉄JV	905
川崎市	渋川2号雨水幹線2	三井・西武・藤木JV	1,245
名古屋市	第4次服部幹線下水道	新井組	329
"	笈瀬幹線雨水吐出管	みらい・小島JV	424
"	第3次名駅雨水幹線	東洋建設	303
京都市	有栖川第6排水区6号準幹線	真柄建設	169.5
"	有栖川南幹線雨水1	五洋・公成JV	805
神戸市	第2竹本污水幹線	青木建設	225
"	新和田岬連絡雨水幹線	鴻池・西松・森本JV	2,110
広島市	井口地区下水道14-1	大林・若築・河崎JV	1,650
"	江波地区下水道14-1	不動・広島ガスJV	560
尾道市	平原公園線道改T	大本・堀田JV	1,020
東広島市	公下吉川1号污水14-1	協和エクシオ	250
高松市	中部バイパス第1幹線	鹿島・熊谷・カナックJV	3,410
善通寺市	公下第9污水幹線1	鉄建	120.5
福岡市	花畑第12雨水幹線2	西武・森JV	1,288
本渡市	井龍・箱の水線道改井龍T	吉永・新田JV	698
大分市	公下桜ヶ丘元町雨水幹線5	奥村・佐伯JV	297
播磨町(兵庫県)	播磨南第1污水幹線	日本鋼管工事	123
福岡・水企	下原系導水管香椎T	竹中・松本JV	842

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(5)

地盤変状の実態と評価解析手法(その2)

田 中 弘*

洪積地盤での変状実態と変状予測評価

1. ま え が き

前回の講座で、沖積地盤におけるシールド工事(昭和50年代前半に実施された東京都下水道局発注の篠崎幹線シールド工事)での地盤変状調査にもとづいて、シールド掘進に伴って発生する地盤変状メカニズムの解明と地盤変位解析手法(いわゆる都下水法)の開発経緯を紹介した。現場サイドからの強い要請であった都市部におけるシールド工事での家屋被害防止を第一の目的としたここでの成果は、学術的な完全性を追求する前に、地盤変状メカニズムの本質(実態)を押さえたうえでの現場実務者が活用できる実用性をもっとも重要視されていて、この成果が得られてからは家屋被害が下水道シールド工事の足枷となるような事態は次第に減少していった¹⁾。

当初の命題である家屋被害問題が収束に向かう目処がついたため、シールド掘進に伴う地盤変状問題は一件落着かと言うと、他の公共事業に比べ後発事業である下水道事業分野では、次に昭和50年代中頃以降から、既設地中構造物に対する近接シールド施工が技術的課題としてクローズアップする。都下水の橋本らの調査研究^{2),3)}によると、地中構造物との近接施工では、地盤沈下よりも、その発生防止を施工法の工夫でカバーするために、シールドを過推力で掘進させる結果としての局所的な地盤隆起(作用外力としての負荷土圧)の発生がむしろ問題となるケースが多いことを既にこの頃から指摘している。トンネル標準示方書(シールド工法編)の「地盤沈下とその防止」条項において、「地盤沈下」としていた記述から隆起も含めた「地盤変位」と改訂したのが平成8(1996)年版からであるから、橋本らのこの指摘はかなり先行していたことになる。

本号の講座では、この地盤隆起問題も含めて、洪積地

盤におけるシールド掘進に伴う地盤変状の実態に関する当時の成果について紹介し、近接施工課題への対応から実施した地盤変状解析法の話題について取り上げる。出典としたシールド工事は、前回の講座で扱った沖積地盤での都下水の工事から約10年経過した昭和60(1985)年前後に実施した同じく東京都下水道局発注のシールド幹線工事である。当時(昭和50年代中頃以降)はすでに密閉型シールドの時代を迎えていて、都下水工事の場合は、十分な広さを備えたシールド発進基地用地の確保が困難な場合が多いことから、当時は泥水処理プラントなどを必要としない泥土圧式シールドを採用する傾向であった⁴⁾。沖積地盤工事での経験から発注者・設計者ならびに施工者とも地盤変状メカニズムを把握し、切羽安定の管理操作が可能となった密閉式シールドでの工事であり、シールド掘進に伴う地盤変状量は数mm程度と一桁小さくなっていく時代での工事である。

2. 洪積地盤での地盤変状の実態

2-1 調査工事概要

洪積地盤でのシールド掘進に伴う地盤変状の実態として紹介する東京都下水道局発注の工事諸元概要を表-1に示す。現場は東京湾まで1~2kmの距離の東京都大田区内で、水処理センターへ向かう末端部に位置する下水幹線であるから、シールド外径は5.84mおよび8.21mと、下水道管渠としては大断面である。土かぶりはどちらも約16mであり両工事とも泥土圧式シールドで洪積地盤を掘進した工事である。

表-2に大田幹線その2工事における複数の現場計測地点での掘進管理データの一部を示す。後述する地盤変状形態の比較検討の際に参照願いたい。

2-2 地盤変位(地盤隆起現象の新たな認識)

図-1に大田幹線その2工事の地盤変位計測結果を示す。ここでは、掘進時の切羽制御泥土圧が異なる地点のシールド掘削断面中心線上の地盤変位をシールドとの位置関係で示して、図-1(a)が2.18kgf/cm²(0.21MPa)、図-

* 日本工営(株)中央研究所総合技術開発部部長

1(b)が 2.54kgf/cm^2 (0.25MPa)の切羽制御土圧の場合である。

表-1 工事諸元概要

現場条件	新大森幹線 その1工事	大田幹線 その2工事
計画条件		
シールド外径 D (m)		
土かぶり H (m)	16.0	16.0
H/D	2.7	1.9
路線延長(m)	1,250	550
最小曲線半径(m)	60	-
地盤条件		
シールド上部		
掘進断面		
地下水位(GL-m)	-1.6~-2.25	-2.1
施工条件		
シールド機種	泥土圧	泥土圧
セグメント	直線部 RC 曲線部 Steel	RC
裏込め注工	同時裏込め	同時裏込め
周辺環境条件		
地上構造物	環状7号線道路 第一京浜道路 京浜急行高架線	環状8号線道路
地中構造物	品川共同溝 下水, 電力, 水道, 通信, ガス埋設管	埋設管
施工期間	S59/4~S60/3	S59/7~S60/4

地盤変位量は地表面で約2mm, 地中部ではシールド直上1m位置での計測値約6mmが最大であり, 沖積地盤を掘進した場合に比べてまさに変位量は1桁小さい。ここで, この数mmオーダーの地盤変位は計測誤差範囲であるとして, 洪積地盤の場合にはシールド掘進に伴う地盤変状はほとんど生じないと結論してしまうのは問題である。計測結果を詳細に見ると, 5mm内外の小さな変動レンジの中で, 地盤はシールド掘進に呼応して変位しており, その地盤変状メカニズムは沖積地盤の場合との共通点が見出せる。

切羽制御泥土圧を 2.18kgf/cm^2 (0.21MPa)に設定して掘進した場合(図-1(a))には, シールド通過時に沈下を生じ, とくにテールボイド部で沈下量のほとんどを発生している様子は沖積地盤での地盤変状形態と同様である。一方, 切羽制御泥土圧を 2.54kgf/cm^2 (0.25MPa)に設定して掘進した場合(図-1(b))には, シールド切羽より30m以上(3~4D, D =シールド外径8.21m)前方から地盤の隆起(=先行隆起)を生じている。切羽制御泥土圧の過不足により地盤の沈下・隆起が左右されることが, 5mm内外という微小な地盤変位量の中に正確に表れている。

地山強度と剛性が大きいために自立性が高い洪積地盤での変状形態として興味深い挙動は, シールドテール後方約2m位置で見られる地盤隆起である。これは裏込め

表-2 掘進制御データ(大田幹線その2工事)

計測地点	No.1	No.2	No.3	No.4
掘削地盤のN値	10~20	10~20	10~20	5~10
掘進データ				
総推力(tf)	1,750	2,750	2,980	2,500
切羽制御泥土圧(kgf/cm ²)	2.18	2.45	2.54	2.42
ジャッキ速度(mm/min)	14	7	29	29
日進量(Ring/day)	2.5	3	7	10

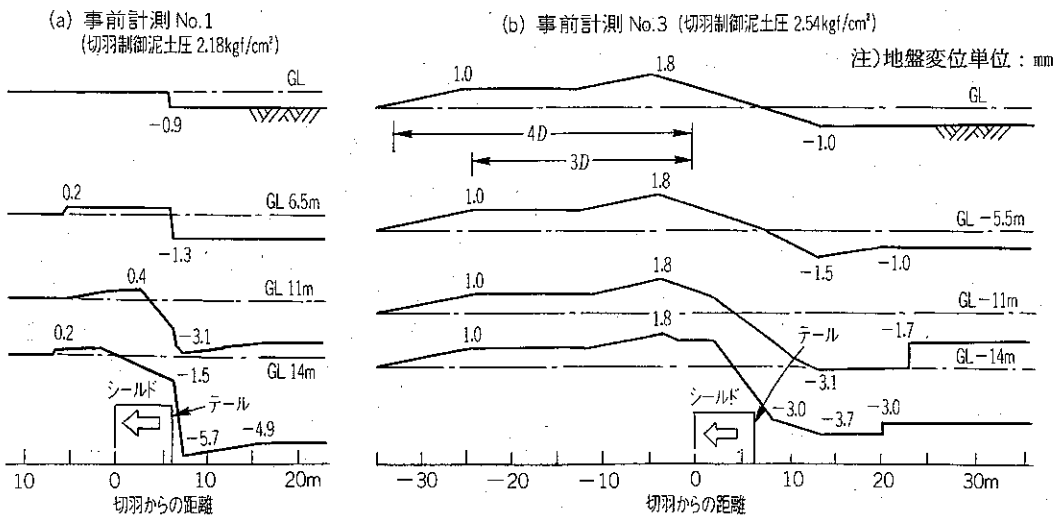


図-1 地表ならびに地中鉛直変位縦断分布図(大田幹線その2工事)

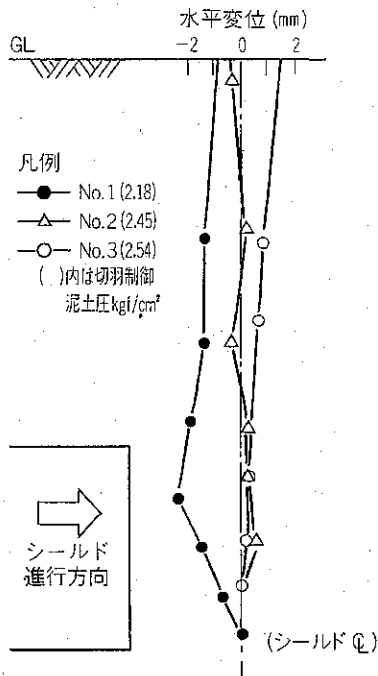


図-2 地中水平変位の鉛直分布図(大田幹線その2工事)

注入工の影響である。当時すでに同時裏込め装置を装備したシールドが普及しだしていたが、セグメントがシールドテールを出てからの二次注入を併用していた時代であった。この計測値によれば、極力早期に裏込め注入を施工することが地盤沈下防止に効果的であることが一目瞭然であり、現在の同時裏込め技術の品質向上は合理的と言える。ただし、一度テールボイド部での応力解放を許した当現場計測値においては、注入圧の影響による地盤隆起の影響は地表面までは達していない。これを補うために必要以上の過大な裏込め注入圧とするのはセグメント覆工構造へ悪影響を与えることになるから誤りであり、本質的に重要なことはテールボイド部での応力解放を許さない裏込め注入ということになる。

図-2はシールド掘削断面中心線位置でシールド切羽が到達する直前で計測した水平変位分布である(この傾斜計は切羽が完全に到達する直前に撤去する計測方法を採用した)。図-1と同様に切羽制御泥土圧の大小に応じて、切羽前面地盤の取り込み・押し込みの様子が計測結果として表れている。同図によると、泥土圧 2.45kgf/cm^2 (0.24MPa)の場合に地盤の水平変位がほとんどなく、当工区を掘進する際の切羽制御泥土圧の最適値とみなせる。この泥土圧を切羽部の地山土圧とみなすと、当現場の場合には土圧係数 K_0 は 0.32 となる。

2-3 地盤は正直に挙動する

洪積地盤は地盤の強度と剛性が大きく、地山の自立性が高いことから、当時の計測技術の品質では数mmの地盤変位計測値は計測誤差範囲ではないかなどの議論があった。当時の電気式センサーによる計測の場合、ひずみゲージ式や作動トランスタイプの違い、キャプタイアケーブル特性やその延長距離、用いるスイッチボックスやデータロガーなどからの電気信号ノイズの影響などが含まれる可能性が大きく、とくに長期間の現場計測においては、こうした計測品質の管理にも苦勞している時代であった。

こうした疑心を払拭する計測結果の一例として図-3に新大森幹線その1シールド工事でのシールド近傍での地盤挙動を示す。この計測は、電気式センサーではなく、一孔一ロッド式の沈下棒を計測深度まで建て込み、その上部に地表の道路舗装部を仮の不動点としたダイヤルゲージ(1/100目盛り)をセットして、10分間隔でダイヤルゲージ目盛りを目視して得た計測値である。計測地点は常時交通量の多い東京大田区内の環状7号線通り沿いであり、交通振動による変位は $2/100\sim 5/100\text{mm}$ でダイヤルゲージの針が振動していた。同図より、シールド近傍地盤が $30/100\sim 50/100\text{mm}$ の小さな波の脈動をしながら、しかも全体としてはシールド掘進に伴う地盤沈下挙動を示す挙動が明瞭に把握できる。脈動の上昇部分はシールドが推進中の地盤挙動であり、下降部分はシールドが停止時(セグメント組み立てなどの時間帯)に対応する。そして、同図の波の底部を連ねた曲線が、掘進に伴う地盤変状をマクロに捉えた場合のテールボイド沈下の縦断分布を示すことになる。また、掘削断面から 0.9m 外側の計測No.T3では、沈下を伴わない脈動だけを生じている。この点は、2-5節で後述するように、洪積地盤では、ゆるみ範囲が沖積地盤のようにシールド掘削断面より外側上方には発生していないことと符合する。

以上が、沖積地盤と比較するとシールド掘進に伴う洪

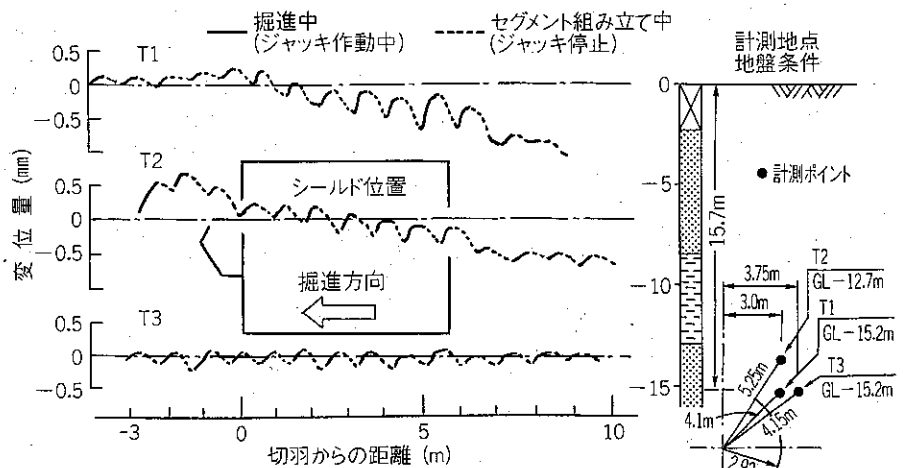


図-3 シールド掘進と地盤変位(新大森幹線その1工事)

積地盤の変位量は1桁小さいオーダーの現象として現れるが、シールド掘進に伴って生じる地盤変状の本質的なメカニズムは変わらずに地盤は正直に挙動することの例証である。

2-4 地盤隆起から派生する新たな負荷土圧問題

シールド掘進に伴って地盤隆起を生じるということは、当然のことながらシールド周辺地盤を外向きに押し抜け気味に施工していることになる。この場合、シールド近傍に既設の地中構造物が存在すると、これに外力が作用し有害な影響を与えることになる。地盤隆起はこうした既設構造物への負荷土圧作用という近接施工問題の提示でもあった。したがって、前号で紹介した軟弱な沖積地盤でのシールド掘進に関わる現場調査では、もっぱら地盤沈下計測が主体であったが、洪積地盤での現場計測においては、地盤沈下計測に加えて、地中土圧計測にも着目し、近接施工問題に対応するための負荷土圧の解明もテーマとなった。

図-4に大田幹線その2工事のシールド直上1m位置に設置した土中土圧計で計測したシールド掘進に伴って生じる負荷土圧のシールド掘進方向分布をシールドとの位置関係で示す。シールド進行方向に伝播する負荷土圧の大きさとその範囲は切羽制御土圧や推力に応じて変化する。当現場ではシールド切羽前方2~3D(D:シールド外径)にまで負荷土圧の影響が及んでいる。切羽制御土圧がおおむね等しい計測地点3か所のうちNo.2, 3はほぼ同様の負荷土圧を生じ切羽位置で生じる最大値は約3tf/m²(29kPa)であり、これは切羽制御土圧の約1割である。一方、計測地点No.4の負荷土圧は小さいが、No.2, 3計測地点と比較して地盤が弱い(計測地点No.2, 3のN値は10~20, 計測地点No.4のN値は5~10)ために地盤変形が生じやすく反力が得られにくく、計測土圧が小さくなったものと考えられる。

この傾向は図-5に示す負荷土圧横断分布でも認められる。すなわち、シールド掘進に伴う地盤変形(地盤のゆ

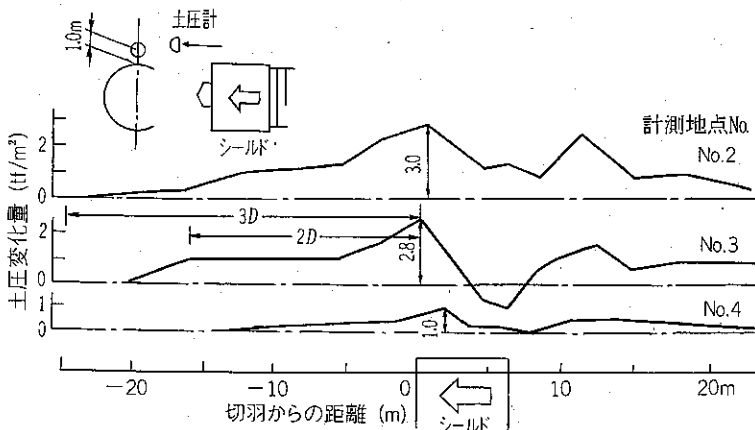


図-4 水平方向土中土圧縦断分布図(大田幹線その2工事)

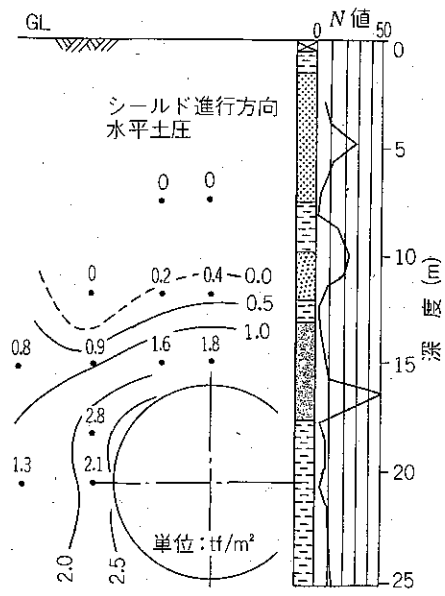


図-5 切羽前増加土中土圧横断分布図(大田幹線その2工事)

るみ)を生じやすいシールド上部では負荷土圧が低減されているのに対し、境界条件的に地盤変形を生じにくい掘削断面側部と下方向では大きな負荷土圧が伝播していることと符合する。したがって、鉄道トンネルでは一般的な併設シールドトンネルの場合の近接施工問題と、公道下などでの地下空間利用に伴う上下隣接シールドの場合とでは、既設地中構造物へ与える近接施工の影響項目が、負荷土圧が卓越する場合と地盤沈下が卓越するものに区別されることになる。

2-5 ゆるみ範囲

図-6, 7に大田幹線その2工事のテールボイド沈下の横断分布、およびシールド掘削断面中心線上での深度方向沈下分布を示す。深度5m以深では地盤変形を生じているのに対して、深度5mより浅い部分では剛体変位に近い測定値が得られている。すなわち、地盤の剛性と強度が大きいため掘進に伴う地盤変形はシールド掘削断面より外側上方に向けては発達せず(異なる現場データであるが、既述図-3のT3計測結果も同様な特徴を示している)、しかも地表面まで到達せずに、いわゆるアーチ状のゆるみ範囲が形成されていることがわかる。当現場の場合、この緩み範囲は掘進断面上シールド外径8.21mの約1.2倍の高さであった。

2-6 セグメント外周の乱れ範囲

洪積地盤では地盤強度が大きいことから、セグメント外周の乱れの少なさも地盤変位を小さくする理由の一つに寄与していることを実測値より示す。

図-8に、新大森幹線および大田幹線その

2調査で計測したセグメント外周の乱れ範囲、テールボイドの空隙範囲の量、および裏込め注入材の厚さ測定結果を、断面上半部および下半部に区別して示す。

乱れ範囲平均は18~27cmに分布し、シールド外径に対する乱れ範囲量の比率は約3%となる。沖積地盤での測定結果5~10%⁹⁾と比較すると小さいことが理解できる。しかも、この乱れ範囲のうちコーン貫入試験のコーン指数がゼロを示す空隙部の範囲が最大8~15cmで確認できる。このセグメント周辺の空隙部の存在は自立性地山の特徴を示すものである⁹⁾。

また、裏込め注入材の厚さは15~20cmであり、数箇

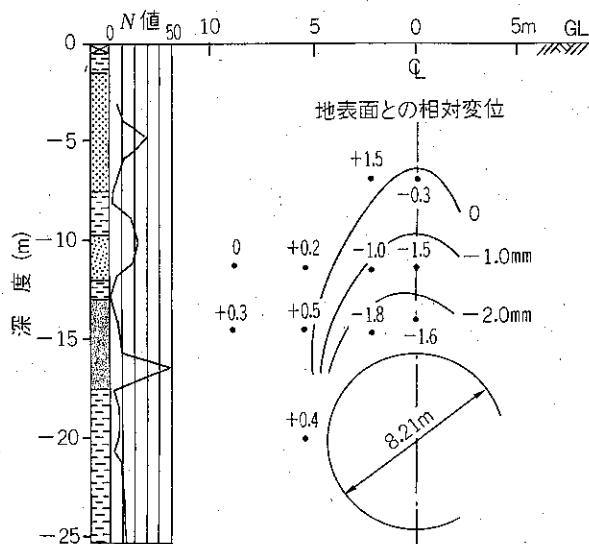


図-6 テールボイド沈下横断分布図(大田幹線その2工事)

所のサンプリングを除いて大部分が空隙範囲量を超えた厚さの裏込め注入厚が形成されている。地山強度が大きく自立性が期待できる洪積地盤での空隙部の発生が、かえって裏込めを容易に確実にできる結果となり、乱れ範囲の一部にまで充填され、これがテールボイド沈下量を小さくする効果、換言すれば地盤隆起の原因にもなっている。ここで、地盤沈下防止のみを考えて掘削後のテールボイド空隙部が残存する間に裏込め注入を過大な高圧で過剰に充填することは、セグメント覆工構造に対して

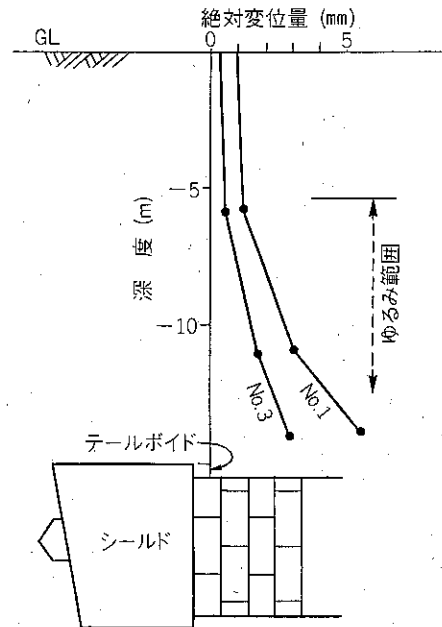


図-7 テールボイド沈下深度方向分布図(大田幹線その2工事)

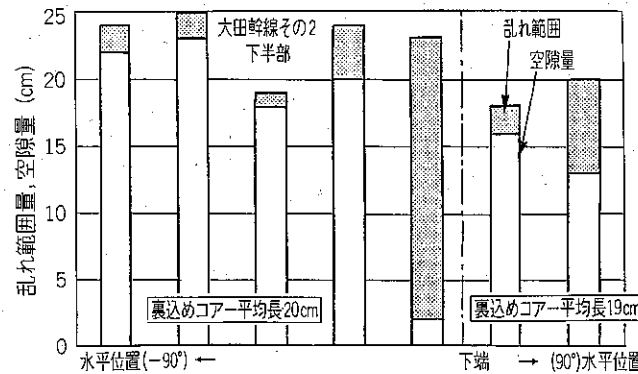
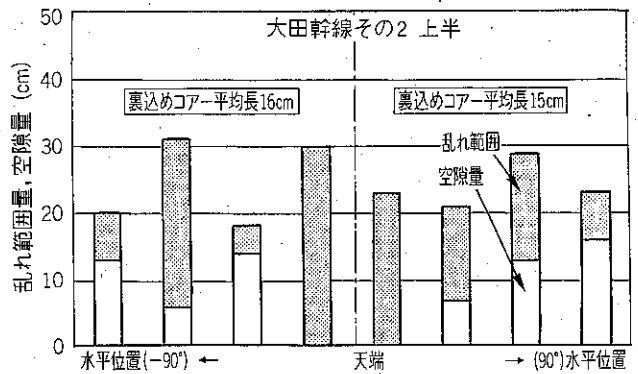
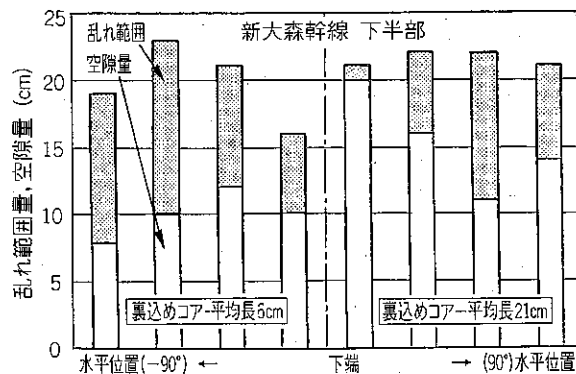
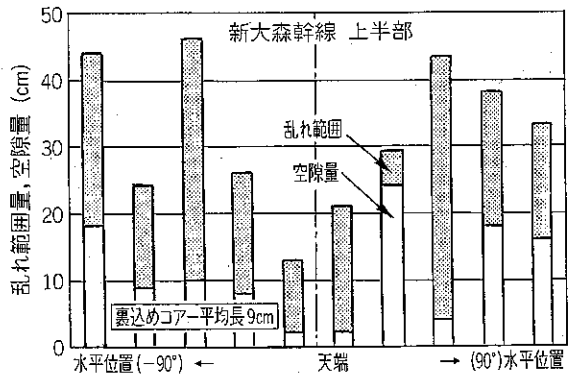


図-8 セグメント周辺の乱れ範囲、空隙量、裏込めコア長測定結果

設計想定外の作用外力を与えることになるので注意が必要である。

3. 洪積地盤シールド掘進で用いた地盤変状解析法

前号で開発経緯について紹介した、いわゆる都下水法(地盤変位解析法)は、掘削断面の応力解放による地盤沈下に着目したもので、シールドのテール部後方で発生するテールボイド沈下を対象としたものである。沖積地盤を掘進したシールド工事で生じた地盤沈下原因の大部分がこのテールボイド沈下であったことから、当時の現場ニーズ(家屋被害防止対策)を考慮して、とくにテールボイド沈下に的を絞った実用的なFEMステップ解析法を開発した。

一方、洪積地盤での地盤変状は、そのメカニズムの本質は変わらずに、地山の自立性に起因した特徴に加えて、密閉型シールド工法時代の到来、ならびにシールド掘進管理技術や裏込め注入技術の向上などにより、シールド掘進に伴う地盤変状量は数mmに収まることが一般的となり、地盤変状予測解析の現場ニーズが当初の家屋被害防止対策から、近接施工影響検討のためにシフトしていった。近接施工問題などを考えた場合、前述したように工学的に着目すべき地盤変状が地盤沈下と地盤隆起とに大別でき、その現象量はどちらも数mmとして表れるため、工学的な着目としてはどちらも優劣つけがたく両面からの検討がなされるようになる。あるいは、既設地中構造物への有害な外力作用影響としては、地盤隆起とともに生じるシールド周辺の負荷土圧の方が問題視される場合もケースとして増えていった。

ここでは、沖積地盤の現場調査にもとづいて開発された、いわゆる都下水法を洪積地盤で適用した場合の沖積地盤との相違点と、実用的な地盤隆起解析モデルを活用した洪積地盤掘進シールドの施工管理値の検討法について当時の実用化技術を紹介する。

3-1 地盤沈下解析

洪積地盤における地盤変状計測結果を見ると洪積地盤をシールド掘進する場合においても明らかにテールボイド沈下が認められる計測データが得られているが(記述図-1(a))、その程度は地表面で2mm前後、シールド直上でも5mm前後と、沖積地盤の場合と比べて非常に微小な量である。

沖積地盤で活用した都下水法をそのまま洪積地盤で適用した場合、明らかに大きな沈下計算結果を与えることが推察された。その理由は、都下水法はテールボイドの考慮やセグメント剛性を取り入れた計算を可能にするステップ解析法を採用しており、そのため重ね合わせを行うために地盤モデルは線形弾性全応力解析である。こう

した単純で実用的な解析モデルの中で、沖積地盤変状の実態に近似させるには、シールド上方領域のゆるみ範囲の設定や、施工後の地盤の変形係数の低下量を、現場実測データにもとづいて設定して対応している。ところが、洪積地盤の場合は地山の自立性のために、そのゆるみ範囲や掘進後の地盤の剛性低下の割合が明らかに沖積地盤とは異なる。

図-9は、シールド直上の地表面沈下量として約2mmを実測した新大森幹線工事その1工事の地盤沈下を都下水法で解析して、掘削面での応力解放率と地盤沈下量との関係を図示したものである。ただし、洪積地盤を対象としたこの場合の計算では、沖積地盤の場合に設定したようなシールド上方のゆるみ域は設定していない(したがって、地盤沈下量は小さく計算)。

また、沖積地盤では設計テールボイド量(シールド半径とセグメント半径の差)を事前に与えて、素掘り状態での掘削面変位がテールボイド量を超す場合は、掘削面変位を強制的にテールボイド量として、残りの解放力を作用させた計算はセグメント剛性を考慮したステップで算定し重ね合わせる仕組みであるが、ここでの計算結果は、もともと地山の剛性が大きい洪積地盤である

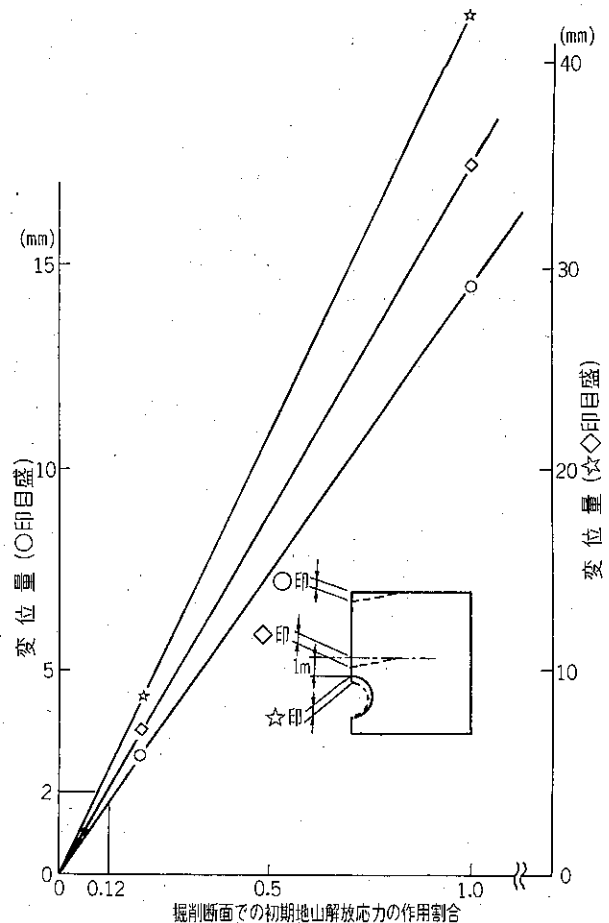


図-9 洪積地盤でのシールド掘進に伴う地盤変状解析例 (沈下量と応力解放率の関係、新大森幹線その1工事)

ために、掘削断面周辺での全解放応力を作用させた素掘り状態でも掘削面変位が設計テールボイド量を超えない結果として得られている。なお、都下水法は線形解析であるから、掘削面での応力解放率と地盤沈下量は線形として得られる。

この結果から、当現場の実測値に整合する掘削面に作用させる解放応力(全応力表示)は10%前後と逆算される。この例示の他に、大田幹線工事その2工事における逆算値も類似な傾向が得られている。ところが、この逆算結果として得られた約10%の応力解放率は、必ずしも工学的な意味を持つての利用価値は少ない。数値解析上の100%解放応力はシールド掘進深度の初期地山応力を基準とするから、土かぶり(すなわち初期地山応力)が変われば、同じ沈下量を出力させるための応力解放率はいかようにも変化するからである。

一方、都下水法のポイントは、掘削断面周辺の素掘り状態での変位量を設計テールボイド量だけに許し、残った解放応力をセグメントの剛性を考慮したモデルに作用させて解を重ね合わせることで、応力解放率制御型と言うより、むしろ変位制御型を特徴とする解法である。したがって、裏込め材の充填が期待できる洪積地盤の場合は、素掘り状態解析(都下水法の第2ステップ)⁷⁾で規定する設計テールボイド量に、便宜上裏込め充填率を考慮したテールボイド量を与えて解析するのが合理的である。この考えならば逆算値に頼ることなく事前予測が実施できる。図-10は参考文献(8)から引用した洪積地盤シールド工事における裏込め充填率と地表面沈下量の関係であるが、地表面沈下量2mm前後の場合裏込め充填率は95%以上の値として得られている。

3-2 地盤隆起解析

新大森幹線その1工事では、シールド直上の地表面地

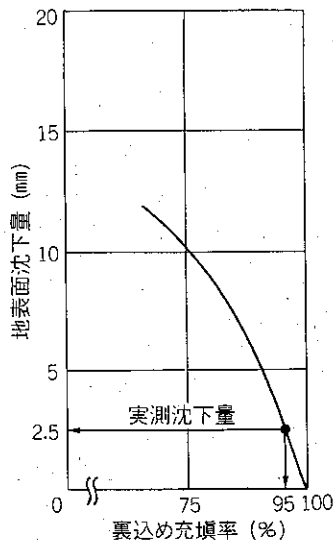


図-10 裏込め充填率と地表面中央沈下量との関係(D工事)

盤隆起2mmが観測されたため、地盤隆起や地盤沈下を生じない最適な切羽制御泥土圧の検討を実施した。図-11は掘削断面境界上法線外側方向に地盤を押し拡げる仮想応力を作用させた単純な線形弾性解析モデルを用いて試算した仮想応力と地表面隆起量の関係図である。線形であるから1回の計算で関係図が求められ実用上便利である。現場計測結果での地表面隆起量は2mmであり、同図の関係からこれに対応する仮想応力は1.7tf/m²(16.7kPa)と求められる。また、地盤隆起を発生させながら施工していたときの切羽制御泥土圧(チャンバ内設定土圧)は、25tf/m²(245kPa)であったから、この地盤隆起数値解析結果の関係を考慮すると25tf/m²-1.7tf/m²=23.3tf/m²(228kPa)が適切な設定土圧になる。当現場では、この計測地点を通過後、隆起をなくすため徐々に推力を低減させた試行施工を行い、沈下も隆起も生じない切羽制御土圧の実績値として22.5tf/m²(221kPa)が得られ、解析結果とおおむね対応した。

このように施工初期に1地点現場計測を行い、切羽前方隆起量の計測値が得られれば、その隆起量を生じせしめている仮想応力を隆起解析によって求めることにより、適切な切羽制御泥土圧を導くことができ、地盤条件が大きく変わらない工事においては施工管理に活用することができる。

4. あとがき

本文2-3節「地盤は正直に挙動する」で紹介した現場計測は、年度末の冬場の計測であり、厳寒の深夜に防寒着をまとい10分おきに計測車から外に出て懐中電灯を頼りにダイヤルゲージを目視計測した。ゲージの読みを野帳に記録する手がかじかんでいたことを思い出す。電気信号に変換して計測・記録されるためにその計測値を肌

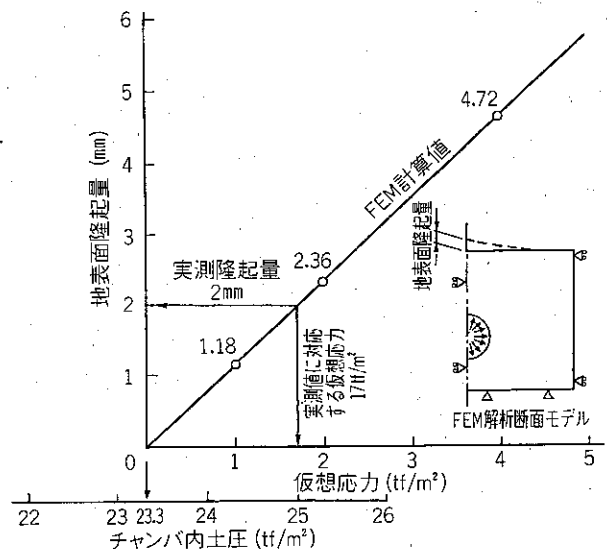


図-11 仮想応力と地表面隆起量(E工事)

で感じ取れない現代のシステムチックな計測手法とは異なり、沈下棒とダイヤルゲージと野帳記録という組み合わせのもっとも原始的な人力計測による体験により、洪積地盤が1mm以下オーダーの地盤の反応を介して、自分の足元約16m直下で今まさにシールドが地盤を掘進中であることを正直に知らせていることをダイヤルゲージの針の動きで直視できた。肌で感じたそのときのダイヤルゲージの針の回転スピードや、地盤の脈動時間の長さは、どんなに微量量の地盤挙動計測値であっても、そのデータを読んで地盤挙動に対するイメージを抱く際の有効な原体験となっている。

一方、数mmオーダーの地盤挙動でも地盤条件によっては重要な意味を表していることを十分承知したうえで、シールド掘進に伴う地盤変状解析法は可能な限り単純なモデル化した方が現場対応上は実用的であるという感想を持つ。その理由は点的な建築物などの設計検討とは異なり、トンネルが線状構造物だからである。長物構造物であるシールド工法に係わる地盤変状検討は、とくに、洪積地盤の場合には掘進地山の物性変化が顕著な現場も多く、しかも地盤調査データは十分でない場合がしばしばである。したがって、効率的な計算で内挿・外挿予測が立てられる程度の線形計算モデルの方が案外役立つの

である。なお、場所が特定限定されている近接施工検討の場合は、十分な地盤調査データを活用した精度の高い検討を行うことが望ましい。

参 考 文 献

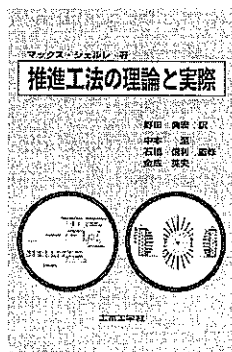
- 1) 田中弘・高橋良文：連載講座 シールド掘進に伴う地盤変状入門(2)，シールド掘進に伴う地盤変状概論，トンネルと地下，Vol.33，No.12，p.72，2002.12.
- 2) 橋本定雄：上下隣接シールドの施工と追跡調査(1)，トンネルと地下，Vol.13，No.7，pp.7-14，1982.7.
- 3) 橋本定雄：上下隣接シールドの施工と追跡調査(2)，トンネルと地下，Vol.13，No.7，pp.43-54，1982.8.
- 4) 前掲載1)，p.66.
- 5) 橋本定雄：軟弱地盤における上下隣接シールド施工の実態と計測結果について，土木学会論文集，第352号/III-2，p.16，1984.12.
- 6) 例えば，松崎茂樹・濱田光久・山田孝治・田中弘・吉田保：洪積地盤における泥土圧シールドの施工と計測結果その1(新大森幹線その1シールド工事)，第21回土質工学研究発表会(657)，pp.1721-1722，1986.6.
- 7) 杉山仁實：連載講座 シールド掘進に伴う地盤変状入門(4)地盤変位の実態と評価解析手法(その1)，トンネルと地下，Vol.34，No.2，pp.77-87，2003.2.
- 8) 間片博之・山田孝治：連載講座 シールドトンネルの新技術(7)Ⅲ.設計・施工編，トンネルと地下，Vol.21，No.12，p.64，1990.12.

推進工法の理論と実際

B5判 437頁 定価(本体価格8,500円+税) 送料450円

マックス・シュルレ 著

野田典宏 訳 中本 至・石橋信利・金成英夫 監修



本書はドイツ人工学博士マックス・シュルレの著「Scherle Rohrvorrieb」の翻訳本である。挿図を多く用い推進工法の理論をわかりやすく解説している。研究・開発，計画・設計，あるいは，施工に携わる多くの実務者に最適。

〈主要目次〉

- 第1章 推進工法の技術
- 第2章 推進工法の機械・器具
- 第3章 推進管に作用する荷重とその計算方法
- 第4章 推進工法の計画・設計および施工
- 第5章 管布設の欠陥と損傷

お申し込みは、当社へFAX，または、お近くの書店にてお申し込みください。FAX(03-3267-2807)

株式会社 土木工学社

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂
電話 (03) 3267-2888 (代) 振替 00110-8-190072

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(6)

地盤変状の実態と評価解析手法(その3)

山崎 剛*

東京電力を事例として

1. 地盤変状計測と評価解析手法の変遷

東京電力が2002年までに、トンネル横断面内に多測線の計器配置を行うなど、主断面計測として本格的な地盤計測を行った数量は、工事件名で20件程度、主断面計測で40断面程度である。測定対象となった地質は、有楽町層に相当する軟弱な沖積粘性土層および沖積砂質土層、東京層および成田層に相当する硬質な洪積粘性土層および洪積砂質土層、軟岩に近い上総層群の土丹層と、多岐にわたっている。

東京電力で最初に、本格的な地盤計測を行ったのは、1979年に埼玉県三郷市の沖積粘性土地盤にシールド工法を適用したときであろう。1979年の計測は、ブラインド式、土圧式、泥土加圧式の3種類のシールド工法を同時に適用したときの、工法ごとの地盤変状について考察している。ここでの計測で得られた知見は、古山ら^{1),2)}によってまとめられている。この中で、数値解析手法として有限要素法を適用し、応力解放率(α)を論じており $\alpha=10\%$ で即時沈下(文献内では一次沈下)との比較が記述されている¹⁾。さらに特筆すべき事項としては、一次沈下の圧縮ゾーンから推定される「すべり面」の記述¹⁾、乱れに関係した後続沈下(文献中では二次沈下、圧密での二次沈下の定義とは異なる)の記述²⁾がされている。ここで乱れなどの記述がなされている背景には、すでに森らがシールド掘進時における周辺地盤の乱れによる圧密沈下について研究³⁾しており、古山らの検討は、森らの知見を得ながら共同して進めていたためである。両者らは、更に研究を進め、乱れによる後続沈下に影響する、「即時沈下を左右する裏込め注入」と「後続沈下抑制対策として施されていた2次注入」の効果について報告⁴⁾している。

引き続き1980年に、東京都墨田区の沖積粘性土地盤に対して全面的に採用したブラインド式について地盤変形挙動を探るべく大掛かりな計測を実施している。この報告は、吉田により社内報⁵⁾にまとめられているが、掘進中の地盤ひずみや地中内土圧など特殊な計測の評価を中心に記述されているものの、解析的な評価については進展が見られない。

同じ1980年に、横浜市鶴見区の沖積砂質土地盤に対して採用した土圧式について地盤変形挙動を探るべく計測を実施している。この報告は、中島ら⁶⁾によりまとめられている。ここでは、計測結果と併せて数値解析手法として適用した有限要素法の計算結果を記述しているが、掘削解放率をいくつにしたかは述べられていない。

1986年に、川崎市大川町の沖積粘性土地盤に対して採用した土圧式について計測を実施している。この報告は、岡田ら⁷⁾によりまとめられている。ここでは、シールドチャンパ内圧の変化が地中沈下に及ぼす影響について検討しているとともに、地盤変形の計測値に対して有限要素法を用いた数値解析検討を実施している。ここでは、応力解放の代わりに掘削面に強制変位を作用させており、テールボイド分の変位量を100%とした場合、20%程度の変位量が総じて地中内変位を良く近似することを報告している。ここでは、掘削面の境界条件として強制変位を用いたことが特徴的である。強制変位を用いる場合においては、特に地盤が固くなって自立に近いような状態になってくると、常に応力解放による変位量を睨みながらでない、初期応力以上で強制変位を作用させてしまい、非現実的な状況を再現させてしまっている危険性もでてくるので注意が必要である。

その後1992年に、東京都江東区の沖積粘性土地盤に対して採用した泥水式について地盤変形挙動を探るべく計測を実施している。この報告は、石嶋ら⁸⁾によりまとめられている。

ここでは、古山らの検討^{1),2)}で曖昧であった後続沈下のシミュレーション方法について、森・赤木らの提案す

*東京電力(株)配電部配電環境技術グループマネージャー

る考え方をもとに定量的な検討を行っている。具体的にはトンネル近傍に設置した間隙水圧の経時変化から消散を始める時点、すなわち間隙水圧が極大値となる点を境にして、それ以前を即時沈下、それ以後を後続沈下としている。即時沈下部分については応力解放率を $\alpha = 8 \sim 16\%$ の範囲で変化させて計測値と比較している。その結果、地中内の着目位置にもよるが、総じて12~15%が深度方向の地中沈下分布を平均的に模擬している結論になっている。後続沈下については、現地の土質を用いて4-2項に後述する「体積収縮率」~「最大せん断ひずみ」関係式を土質試験により同定しており、即時沈下で得られた要素ごとのせん断変形を用いて、要素ごとの体積収縮率ひいては圧密度を算定している。その結果、軟弱粘性土地盤における地盤変状予測方法を一応構築している。

一方、上述した手法は実務的には簡便で理解しやすい反面、即時沈下~後続沈下に至る一貫した地盤変形メカニズムの視点から見て、例えば次の点で課題を有しているのも事実であった。

- ① 即時沈下と後続沈下を分ける定義が明確になっていない。
- ② 応力解放に伴う周辺地盤のせん断変形で過剰間隙水圧が発生するとしているが、実際に間隙水圧の変化を考慮できる支配方程式を持つ方法で試行し、発生状況を把握する必要がある。

以上の視点から、1992年の東京都江東区の現場においては、上述した方法と並行して別のアプローチについても検討している。具体的には支配方程式としてBiotの方程式を導入したものに、土の構成則としては、線形弾性モデル、弾塑性モデル(関口・太田)、弾粘塑性モデル(関口・太田)を用いてパラメトリックスタディを実施している。この中で弾粘塑性モデルが、正しい境界条件を与えた場合の土の内部挙動を模擬するものとしてもっとも確からしい。なお、弾粘塑性モデル(関口・太田)を用いた地盤変形解析は、すでに小林ら⁹⁾によって行われていた。また、入力物性値の同定方法についても、すでに成廣ら¹⁰⁾が太田らの協力を得てより厳密な試験方法を行い、パラメトリックスタディの決定方法および決定にあたっての課題について把握していた。しかしながら、この時点ではこのような手法を、トンネルの応力解放問題に適用して地盤変形解析を行うことは比較的新しい試みであったことから、今後は汎用化に向けてのより一層の整備が望まれることを示唆して終了している。

この時点までの、東京電力における地盤計測と評価の関係は、現場計測から得られた地盤変形挙動をもとに、任意の地盤変形メカニズムを仮定し、メカニズムを再現できる数値解析手法を使用して現場における地盤変形挙

動を模擬し、近似度をもって採用した数値解析手法の確からしさについて検討していた。

この一方では、より確からしい数値解析手法を導入するためには、一旦基本に立ち返ってより客観的なもので地盤変形メカニズムをきちんと理解することが重要であるとする考え方が台頭してきた。

1993年に、千葉県市川市の沖積粘性土地盤に対して採用した土圧式について計測を実施している。ここでは先に述べた、より客観的な形で地盤変形メカニズムを把握するため、通過用地の所有者である施工会社の理解を得て、裏込め注入を実施した場合と実施しない場合の現場計測区間を設定して地盤変形挙動の調査を行ったことが特徴的である。この結果は大塚ら¹¹⁾、山崎ら¹²⁾により報告されている。これに続き山崎らは日下部の協力を得て現場計測の挙動を細部にわたり再現するために遠心模型実験を援用し、現場計測と遠心模型実験を対比しながら地盤変形メカニズムを提案¹³⁾している。さらに提案したメカニズムの妥当性を確認するために、既往の現場計測結果についても再評価¹⁴⁾を実施している。現在は、地盤変形メカニズムを模擬するための数値解析手法について継続的に取り組んでいるところである。

同じ1993年に、東京都中央区の洪積粘性土地盤に対して採用した土圧式について、近接する既設構造物への影響評価を目的として地盤計測を実施している。この結果は岡田ら¹⁵⁾が取りまとめているが、この現場での特徴はシールド全線に巨り計測結果をリアルタイムに掘進に反映した、情報化システムの導入であろう。ここで行われた有限要素法解析では、応力解放率を $\alpha = 10\%$ とすると実測と近似する結果となっている。

1997年に東京都大田区の洪積砂質土および洪積粘性土地盤に対して採用した泥水式について、近接する既設構造物への影響評価を目的として地盤計測を実施している。この結果は高橋ら¹⁶⁾が取りまとめている。ここで行われた有限要素法解析では、応力解放率を設計として当初 $\alpha = 20\%$ としたものの、実測結果と対比すると、 $\alpha = 10\%$ とすることがより実測を近似できる結果となっている。

同じ1997年に川崎市臨海地区の沖積粘性土地盤に対して採用した泥水式について地盤計測を実施している。この結果は有泉ら¹⁷⁾がとりまとめている。ここで特徴的なことは、地盤計測と同時に実施しているセグメント覆工の土圧計を関連付けて考察していることである。さらに同様な評価を上述した、1997年に東京都大田区の洪積砂質土および洪積粘性土地盤に対して採用した泥水式における計測結果についても実施している。

以上に、東京電力で本格的な地盤計測を行ってきた主要な流れと、各段階で得られた知見を概観してきた。こ



図-1 東京電力のシールド地盤変形に関わる検討の変遷

の流れをまとめたものが図-1である。また、この流れの中で、1980年に「地中送電線土木構造物における構造物近接部設計・施工指針(昭和60年版)」¹⁸⁾の作成が日本トンネル技術協会に委託され特別委員会を経て制定されている。さらに、この指針は、上述した経時ごとの現場計測により得られた知見を織り込むために、1999年に「地中構造物の建設に伴う近接施工指針(平成11年版)」¹⁹⁾として改訂、刊行されている。

なお、改訂された指針の要旨は、川村ら²⁰⁾によって報告されている。

2. 地盤変状の実態

2-1 地盤条件の違いによる地表面沈下量の差異

地盤条件が著しく異なり、かつ隣合う工事5件を抽出して地表面沈下量の発生傾向を比較したのが図-2である。いずれのケースにおいても、相対的に軟弱な沖積粘性土

中のシールド工事における地表面沈下量の方が、他の地層と比べ平均値で7~50倍大きくなっていることが確認される。

さらに、地盤条件の変化の違いが地表面沈下量の違いとして顕著に現れている現場(城東上野線管路3~5工区)の沈下分布を詳細に見てみると図-3に示す状況となり、

次の2点が明らかとなる。

① 地表面沈下量は、掘削対象地盤が下部有楽町層の沖積粘性土 Yc_2 ($N=0$)、七号層の粘性土 Nc ($N=4$)および上部東京層の砂質土 Tos ($N=20$)の順に大きい。

② 沈下量は、下部有楽町層を通過する場合でもトンネル底面から固い武蔵野層までの距離が深いほど大きい。すなわち、軟弱粘性土中に包み込まれる状態でトンネル断面が位置する場合は大きくなる。

上記に見られる計測事実から、シールド工事において地盤変形が実務上とくに大きな課題となる可能性の高いのは、軟弱粘性土地盤でかつ、トンネルが軟弱粘性土に包み込まれて位置している状態であるということが確認される。

この包み込まれた状態で沈下の影響が大きいということは、地表面沈下量はト

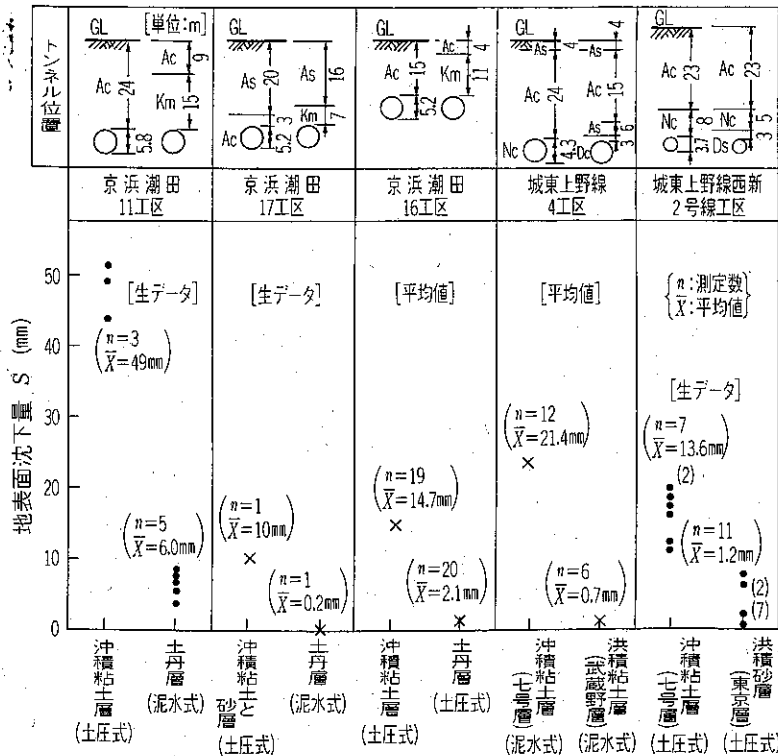


図-2 地盤条件による地表面沈下量の違い

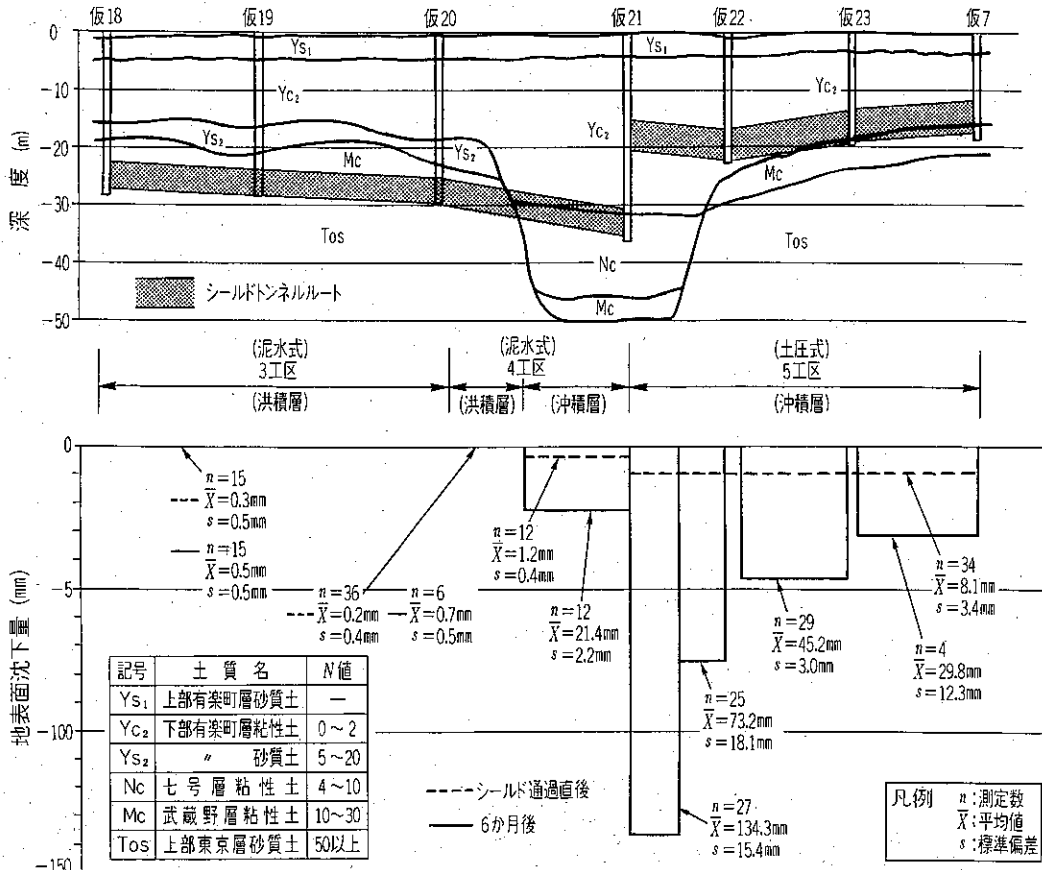


図-3 地盤条件の変化に伴う地表面沈下量の差異

ンネル側方と下方の地盤構成の影響を強く受けることを示唆しているものと推察している。

2-2 沈下発生時期

掘進に伴い発生する沈下は、土木学会トンネル標準示方書(シールド編)²¹⁾によればシールドとの相対位置で区分されている。軟弱粘性土における沈下は、国際土質基礎工学会の軟弱地盤中の地下建設に関する研究委員会(TC-28)が実施した既往文献にもとづく事例調査²²⁾によれば示方書で区分された中で、テールボイド発生以後に生じる「テールボイド沈下」と「後続沈下」の合計が全体沈下の約80%を占める結果となっている。この文献を加えた、軟弱粘性土でのシールド工事に関する既往文献(ブラインド式5件、土圧式8件、泥水式2件)^{23)~25)}に報告されている15工事の沈下データから、「テールボイド沈下」と「後続沈下」の全沈下量に占める割合を調査したところ、結果は図-4に示すように、テールボイド発生以後に生じる沈下量が全体の約90%を占める結果となっている。

しかしながら、時代とともにシールド掘進技術は進歩

し、それに伴って、掘進に伴う周辺地盤の変位抑制技術も高度化してきていることから変位の絶対量自体小さくなってきているようである。

2-3 トンネル周辺地盤変位傾向の模式図

今まで行ってきた現場計測実績をもとに、軟弱粘性土地盤における、トンネル周辺地盤変位傾向を模式的に表

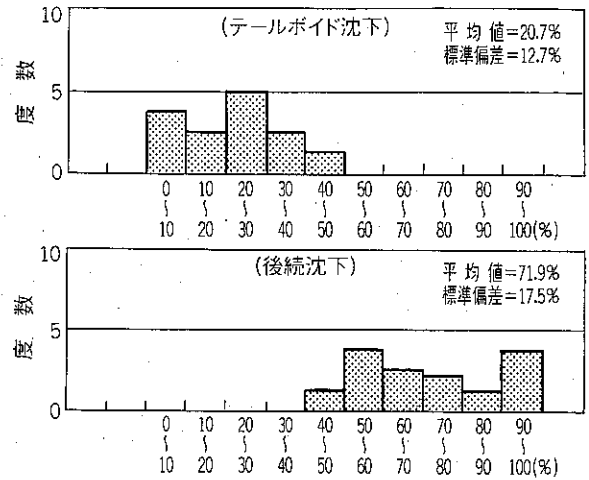


図-4 テールボイド沈下と後続沈下の沈下比率

表-1 トンネル中心線上と側方部における地盤変位の特徴

	トンネル中心線上		トンネル側方部	
	鉛直変位		鉛直変位	水平変位
変位・時間関係の模式図				
テールボイド沈下区間における変位挙動	<p>①テールボイド発生から時刻t_1まで、速く沈下する。</p> <p>②沈下量はトンネル近傍ほど大きくトンネル中心からの距離に両対数で反比例する。</p> <p>③沈下量および沈下速度は裏込め注入の有無により影響を受けるものの、沈下挙動は同様である。</p>		<p>①トンネル直上で見られた速い沈下は顕著に現れていない。</p>	<p>①掘進や裏込め注入の影響により、変位のくり返し変動など複雑な挙動を示す。裏込め注入の影響のない所では、テールボイド発生から時刻t_1間に沈下速度の速い区間が見られる。</p> <p>②裏込め注入の影響のない所で変位は、トンネル周辺部においてはトンネルの真横が最大となり上下に減衰する傾向にある。</p>
後続沈下区間における変位挙動	<p>①t_1以後、長期にわたりゆっくりと沈下する。このときのセグメントの後続沈下量は周辺地盤に比べて1桁小さい。</p> <p>②測定点間の変位差が少ない状態で、沈下する。</p> <p>③沈下速度は、裏込め注入の有無による影響は大きく受けず、同様な沈下挙動である。</p>		<p>①トンネル真横から下方部分は、長期にわたって顕著な鉛直変位は示さない、反面上方部分は長期にわたりゆっくりと沈下する。</p> <p>②沈下しない部分とする部分の境界にあたる、トンネル肩部が圧縮変形し、境界より上方部は各計測点がおおむね一体になって変位差がない状態で沈下する。</p> <p>③上記挙動は裏込め注入の有無に関わらず同様な挙動である。</p>	<p>①トンネル真横から下方部分は、長期にわたって顕著な変位は示さない反面、上方部分は長期にわたりゆっくりとトンネル側に変位する。</p> <p>②変位は地表面に近いほど大きい。</p> <p>③長期にわたり、トンネル側に変位する側方地盤変形挙動は、裏込め注入の有無に関わらず同様な挙動である。</p>

したのが表-1である。ただし、この模式図は切羽における土圧バランスが密閉型シールドなどになって上手くコントロールできている実態に鑑みて、切羽における先行沈下または先行隆起は考慮にいれていない。また、模式図は軟弱粘性土地盤を想定しているため、図中の t_1 以後の長期的な沈下が継続する図になっている。砂質土系の地盤においては、 t_1 以後の長期的な沈下は見られない。模式図となる。

3. 地盤変形解析

3-1 設計施工における地盤変形解析の利用

シールド工事の設計・施工時における地盤変形解析の利用は、図-5に示すように行われている。

設計においては、事前の地盤挙動を把握して、近接構造物などへの影響を評価するツールとして活用している。

この段階では、同種地盤の既往工事における変形量のオーダー把握に始まり、モデル化に必要な支配方程式、次元、土の構成則、入力物性値および応力解放率に代表される境界条件の設定が主な作業となる。

施工においては、設計で十分に予測できない部分を補うために、既設構造物との近接施工箇所の手前で地盤変状計測を行う。事前計測により切羽圧、裏込め注入圧などの掘進管理に必要な適性値を決定するが、これに加えて設計段階で実施した解析値と実測値の乖離を少なくするために、その現場に適した応力解放率を模索し再設定を行う。

応力解放率を再設定した2事例を表-2に示す。

3-2 数値解析手法の体系

数値解析手法には、ジェフリー・リマノフ(Jeffery-Limanov)などに代表される厳密解にもとづく方法と、

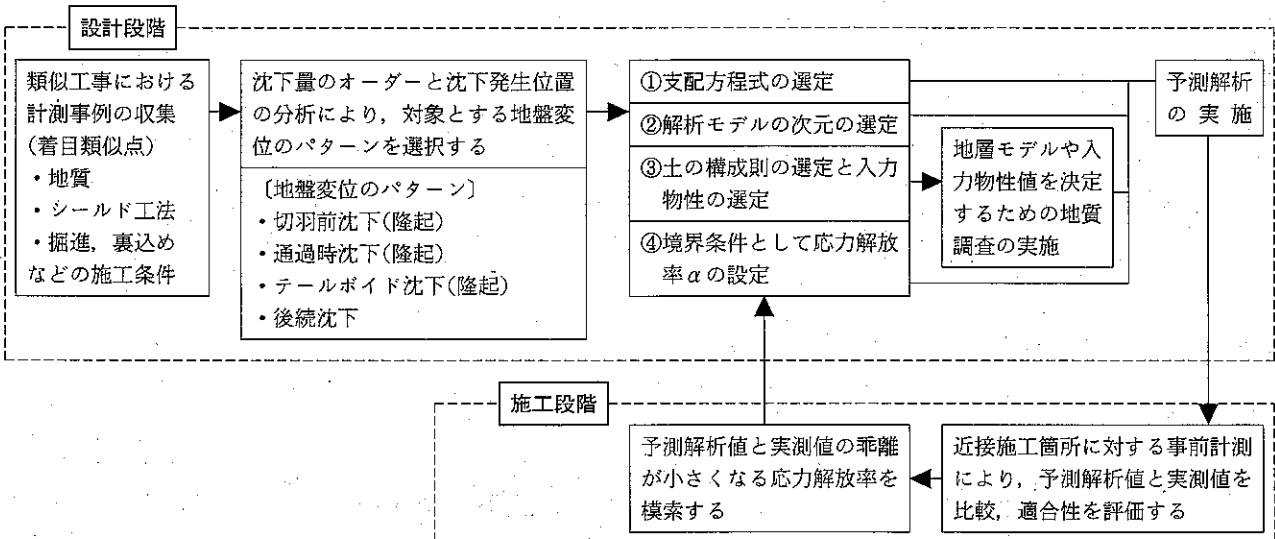


図-5 シールド工事の設計・施工時における地盤変形解析の利用

表-2 事前計測により応力解放率を再設定した事例

工事概要	トンネル位置 地質概要	データ採取、分析および解析検討内容	検討結果
泥水式 土かぶり：12~45m セグメント外径： φ5,500mm 機内裏込め	沖積粘性土 N=0~4 IP=30 $q_u=100\text{kN/m}^2$	既設シールド構造物(地下鉄)との近接施工区間に入る前に、地盤変状計測を行い、シールド施工による地盤挙動を把握するとともに、その結果を数値解析でバックフィットさせて応力解放率を逆算し、その解放率を近接断面での影響予測解析に反映している。 なお、後続沈下の数値解析には、森・赤木が提案している考え方を採用している。	近接断面における影響予測に用いた応力解放率は、設計では既往の類似地盤で使用した8%を設定していたが、施工段階で事前計測の成果を採り入れて、最終的には15%に見直しを図っている(参考文献8)。
土圧式&泥土圧 土かぶり：19~23m セグメント外径： φ5,200mm セグメントからの裏込め注入	洪積粘土 N=50以上 $q_u=1320\text{kN/m}^2$ ($q_u=2 \cdot C_u$ で推定)	10か所にわたり重要構造物との近接施工があることから、近接施工管理を強化する目的で、シールドの掘進データおよび構造物の計測データを通信回線にてリアルタイムに収集し、さらに、逆解析により応力解放率などを求め、次工程の近接施工による影響予測と掘進管理に反映している。	近接断面における影響予測に用いた応力解放率は、設計では従来の文献調査結果より30%を設定していた。施工段階で情報化施工の成果を採り入れて、最終的には各近接箇所ごとに2~15%に見直しを図っている(参考文献15)。

コンピュータ処理速度の高度化を背景として発展してきた有限要素法に代表される近似解法がある。前者の古典的解法の詳細については、藤田の報告²⁶⁾が詳しい。また、国際土質基礎工学会の軟弱地盤中の地下建設に関する研究委員会(TC-28)が実施した既往文献にもとづく事例調査²²⁾からは、さまざまな現場条件を加味することができる有限要素法による解析が主流となっていることが理解される。

有限要素法を用いて解析を行う場合に評価、検討が必要な項目を図-6のフローに示す。図-6には解析の際に必要な選定事項に影響する項目を系統的、網羅的に記述しているが、実務的には二次元全応力解析、土の構成則としては線形弾性モデルで応力解放率を同定する方法が採用されているようである。

4. 設計での応力解放率

応力解放率は、東京電力において現状では次のように取り扱われている。ただし、現場計測データの蓄積、地盤変形メカニズムの解明、解析手法の高度化など、地盤変状に関わる周辺技術に進展が見られた段階で、逐次見直していく方針にある。

4-1 応力解放率の設定

応力解放率は、解析手法、地盤条件、施工条件によって異なることから、工事箇所ごとに近傍で行われた工事などの実績を調査し設定することが望ましいとしている。加えて、近接構造物通過前に事前計測を行い、応力解放率を再評価する情報化施工を掘進中に実施することを基本としている。

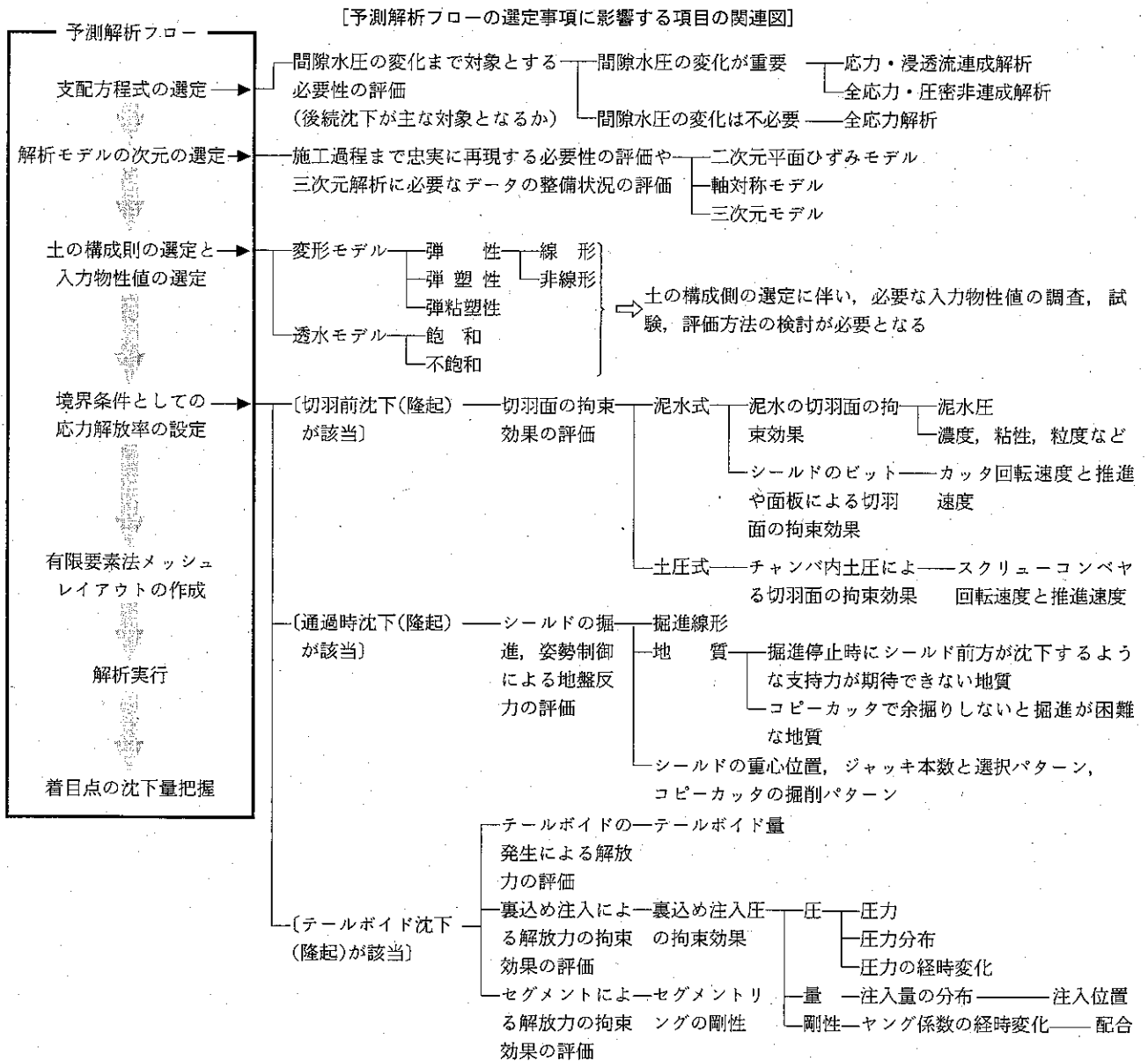


図-6 有限要素法による予測解析のフローと解析条件の関連図

しかしながら、簡便に事前解析を行う場合のことを考え、設計用の応力解放率を設定している。これを次に記述する。

4-2 応力解放率の目安

ここに示す応力解放率は、あくまで事前解析を簡便に行う場合のことを考えて、既往の実績値を平均的に近似する値を基本として、それに安全性を考慮して、多少の余裕を持たせた値となっている。ここでいう「平均的に近似する」ということは、塑性化、圧密など各種要因が複合的に関係することはおおむね理解しつつも、きちんと地盤変形メカニズムが解明されていない中で、任意の簡便法をもって地中内沈下を深さ方向にすべて近似させることは困難であったことから、深さ方向の沈下分布を平均的に近似するという意味である。

(1) 沖積粘性土の場合

① 線形弾性有限要素法解析の場合 20%

② 簡易圧密解析の場合 10%

ただし、②は即時沈下分のみ、後続沈下は別途算出し加算する。

軟弱粘性土地盤の沈下には、大別して即時沈下と後続沈下に分けられる。この境界については、現在は山崎らが提案¹²⁾しているものの、解放率の目安を設定した当時においてはあいまいさが残されている状況であった。

①の手法では即時沈下と後続沈下では変形メカニズムが異なることを理解のうえ、事前解析として大括弧することを目的に、両者の沈下を分けずに、実測値をカバーできる安全側の解放率を設定している。

②の手法では石嶋らの検討成果⁹⁾をもとに、即時沈下と後続沈下を分けて算定する方法である。具体的には、先ず線形弾性有限要素法解析を用いて応力解放率10%で即時沈下量を算定する。一方、別途実施する土質試験から、体積収縮率～最大せん断ひずみ関係を決定する。即時沈下で発生したせん断ひずみを用いて、体積収縮率～最大せん断ひずみ関係から、後続沈下における体積収縮率を算定する。この体積収縮率を深さ方向に積分して、各箇所の後続沈下量を算定する。

全体沈下量は即時沈下量と後続沈下量の総和で算定する方式である。ここで、体積収縮率～最大せん断ひずみ関係は、検討対象となる地層からサンプリングした供試体で土質試験を実施し決定することを基本としている。ただし、有楽町下部粘性土相当層については、すでに実施済みの土質試験結果から決めた次式を参考として用いることもできるとしている。

$$\alpha_s = \frac{\gamma_d}{3.13 + 0.18\gamma_d}$$

ここに、 α_s : 体積収縮率

γ_d : 最大せん断ひずみ

(2) 洪積地盤、沖積砂質地盤の場合

線形弾性有限要素法解析の場合 20%

洪積地盤および沖積砂質地盤における現場計測結果は、沖積粘性土に比べれば少ないものの、計測データとしては貴重である。洪積地盤、沖積砂質地盤の応力解放率は、実測値をカバーできる安全側の解放率を設定している。

5. 地盤変形メカニズムの再検討(主に軟弱粘性土地盤)

上述したように、既往の現場計測結果および既往の地盤変状に関する研究成果を活用して、一応の地盤変状予測の検討方法が構築されている。しかしながら、シールド掘進に伴う地盤変形メカニズムが解明されたわけではなく、検討方法の妥当性については更なる研究が必要である。

現在、地盤変形メカニズムの解明およびメカニズムに照し合わせた現行の検討方法の再評価を推進している状況にある。

既往の現場計測によれば、周知のとおり軟弱な沖積粘性土地盤中におけるシールド工事での地盤変状が大きい。このことから、軟弱な沖積粘性土地盤の地盤変形メカニズムを最優先に解明しなければならないと認識している。地盤変形メカニズム解明に向けた現場計測^{11), 12)}と、メカニズム解明のために援用した遠心模型実験の分析¹³⁾、評価結果¹⁴⁾から得られた、シールド掘進時テールボイド発生以後の地盤変形メカニズムをまとめたのが表-3である。詳細は表-3のとおりであるが、特筆すべき点はテールボイド発生以後に地盤変形メカニズムが3段階のフェイズで進展することである。

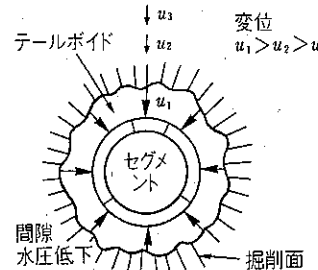
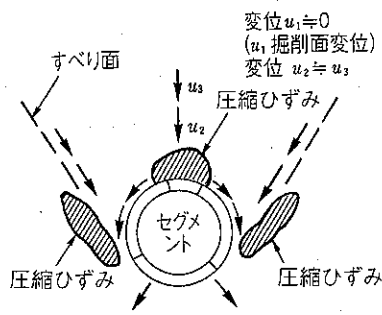
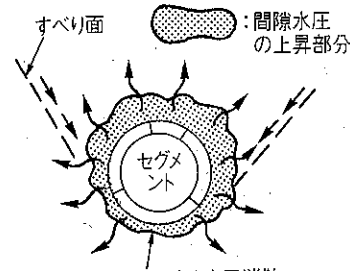
6. 今後の取り組み

軟弱な沖積粘性土地盤における地盤変形メカニズムを大筋で解明できたことから、今後はこれらのメカニズムを追跡できる数値解析手法の構築を進める計画である。数値解析手法でのポイントは、「すべり面」、「地盤と覆工の接触」および「覆工背面に沿った地盤変位」の再現がポイントになるものと考えている。

また一方では、経年20年になる、軟弱な沖積粘性土地盤中に建設した、供用中のセグメント覆工の変形が進展してきており、その覆工変形の主要因と考えられる地盤の変形メカニズムを解明しなければならない課題も発生してきている。

このように地盤変状は、シールド工法によるトンネル建設時点から維持管理時点の長期にわたり、シールドトンネル技術のテーマとして深い関わり合いを持ち、建設中、供用中など各段階での地盤変形メカニズムの違いこ

表-3 軟弱粘性土中テールボイド発生以後の地盤変形メカニズム

沈下区分	地盤変形メカニズム	概要図
テールボイド沈下区間 (フェイズ1)	<p>周辺地盤は、テールボイド発生に伴う応力解放により、おおむねトンネル中心に向かって変位し、テールボイドを埋めるように変形する。その挙動は、おおむね二次元弾性論による無限地盤中円孔回りの地盤変形挙動を示す。</p> <p>間隙水圧は、全応力の応力解放で、周辺地盤がおおむね非排水に近い状態で膨張することから、低下する傾向にある。</p>	
後続沈下区間 (フェイズ2)	<p>周辺地盤は、裏込め注入層を介して、覆工(セグメント)に接触し半径方向変位が拘束された後、トンネル周りに集中した応力による弾塑性変形と、トンネル軸方向に継続して伝わるテールボイドの解放力の影響により変形が進行する。</p> <p>その結果、側壁部においては、間隙水圧の急速な上昇による有効応力の減少、およびトンネル軸方向に伝わる付加荷重による全応力の増加により、すり鉢状にすべり面が発生する。</p> <p>すべり面より上位に位置する地盤部分は、一塊のブロックのように、すべり面に沿って下側へ移動しようとするが、覆工に拘束されて、クラウン部の背面地盤については局所的に鉛直圧縮ひずみが卓越し、側壁部については覆工に沿った円周方向変位が発生する。</p> <p>すべり面より下位にあたるインバート部の地盤は、すべり面より上位の土塊荷重により、下側に押されることにより、テールボイド沈下区間で見られたトンネル中心に向かう変位から反転して、トンネルから離れる下向き増分変位が発生する。</p>	
区間 (フェイズ3)	<p>正規圧密粘土において、フェイズ2の段階でトンネル周辺地盤に発生した過剰間隙水圧が消散する過程で、地盤全体が圧密沈下するとともに、すり鉢状に発生しているすべり面に沿ったせん断変形も併せて進行する。</p> <p>特筆すべき点は、間隙水圧の低下に伴い覆工も低下し、覆工とつり合う地盤中の全応力も低下していることである。</p>	

そあれ、シールドトンネルの建設および既設構造物に及ぼす影響に密接に関係していることが理解される。したがって、今後とも地盤変状に関する調査研究が継続的に進められることが望ましい。

参考文献

- 1) 古山・吉井・上野・小山：シールド工事における地盤変状測定，第15回土質工学研究発表会，1980.
- 2) 古山・新津・上野・中谷・小山：シールド工事における地盤変状測定(その2)，第16回土質工学研究発表会，1981.
- 3) 森・赤木：シールド工事に伴う軟弱粘性土の乱れに基づく圧密沈下，トンネルと地下，Vol.11, No.8, 1980.8.
- 4) 森・赤木・鈴木：軟弱粘性土地盤でのシールド工事における裏込め注入および2次注入の沈下防止効果について，トンネルと地下，Vol.14, No.11, 1983.11.
- 5) 吉田：同時裏込め注入，二次注入箇所における地盤変状について，地中線建設所技報(東京電力社内報)，No.5, 1983.
- 6) 中島・有泉：地中送電路京浜潮田線シールド工事，土木施工，

Vol.23, No.11, 1982.

- 7) 岡田・浜屋・栗原：既設構造物に近接したシールド工事に伴う周辺地盤の挙動について，第21回土質工学研究発表会，1986.
- 8) 石嶋・島村・岡留：軟弱粘性土地盤におけるシールド工事の施工，電力土木，No.245, 1993.
- 9) 小林：シールド掘削に伴う地盤変位に関する研究，東京大学学位論文，1982.
- 10) 太田・成廣・山崎・後藤：軟弱粘性土の弾粘塑性パラメタの実験による同定，第23回土質工学研究発表会，1988.
- 11) 大塚・山崎・日下部：軟弱粘性土中シールド施工時における裏込め注入有無によるトンネル直上地盤変位の差異，土木学会論文集，No.624/III-47, 1999.
- 12) 山崎・大塚・日下部：軟弱粘性土でのシールドテールボイド発生による周辺地盤の変形挙動，土木学会論文集，No.631/III-48, 1999.
- 13) 山崎・大塚・日下部・栗原・五十嵐：遠心模型実験と現場計測の対比によるシールドテールボイド発生以後の軟弱粘性土地盤変形メカニズム，土木学会論文集，No.680/III-55, 2001.
- 14) 山崎・大塚・日下部：軟弱粘性土中シールド建設時にお

- る地盤変形現場計測データの再評価, 土木学会論文集, No. 680/Ⅲ-55, 2001.
- 15) 岡田・岡留・小貫: 情報化施工を用いたシールドトンネル工事の近接施工管理について, 土木学会トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第5巻, 1995.
- 16) 高橋・阿部: シールド掘進に伴う近接構造物の挙動, 日本トンネル技術協会 施工体験発表会, 1999.
- 17) 有泉・吉本: シールド洞道に働く荷重計測結果とその分析(その3), 土木学会トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第10巻, 2000.
- 18) 「地中送電線土木構造物における構造物近接部設計・施工指針(昭和60年版)」, 日本トンネル技術協会, 1980.
- 19) 「地中構造物の建設に伴う近接施工指針(平成11年版)」, トンネル技術協会, 1999.
- 20) 川村・岡留: 地中構造物の建設に伴う近接工事の設計・施工, トンネルと地下, Vol.30, 1999.7.
- 21) 土木学会: トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説, pp.198-200, 1977.
- 22) 野本・高橋・藤本・森: 委員会報告Ⅲシールド工法における地盤変状, 山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム発表論文集, 1992.
- 23) 峯尾: 軟弱地盤における地盤沈下防止の試験工事, トンネルと地下, Vol.14, No.4, 1983.4.
- 24) 中村・阿部・野村: 大口径ガス管下でのシールド工事, トンネルと地下, Vol.14, No.11, 1983.11.
- 25) 成廣・岡田・後藤: 沖積地盤におけるシールド掘進時の地盤変状の計測結果について, 土木学会第42回年次学術講演会, 1987.
- 26) 藤田: 基礎工から見たシールド工法, 基礎工, 1983.10.

P.A.ドミニコ, F.W.シュワルツ著

地下水の科学

各B5判
全3巻

地下水の科学研究会 大西 有三 監訳

第Ⅰ巻 地下水の物理と化学	本体価格4,078円	〒380円
第Ⅱ巻 地下水環境学	本体価格4,272円	〒380円
第Ⅲ巻 地下水と地質	本体価格3,689円	〒340円

本書は様々な環境問題を地下水理学の立場から本格的に取り扱うため, 水の物理学・化学的性質, 地球の状況, 水資源としての地下水の状況, 地下水の水理学的特性とその調査方法など多岐にわたっており, 地質学者, 水理地質の実務者, 地球化学者ならびに流体力学に関心のある地球物理学者, または, 地質学を学ぶ学生など広範に満足させる内容となっている。

<第Ⅰ巻 主要目次>

■序論 ■岩石における空隙の起源と透水性 ■地下水の動き ■岩石の弾性的な性質と流れの方程式 ■水理試験(モデル, 方法と応用) ■溶質と粒子の輸送 ■汚染物質の水理地質学入門

<第Ⅱ巻 主要目次>

■地下水の化学 ■化学反応 ■物質輸送の数字理論 ■地下水による物質輸送(水質編) ■地下水による物質輸送(地質編) ■物質の輸送のモデル ■輸送プロセスとパラメータ同定 ■水質浄化の対策

<第Ⅲ巻 主要目次>

■水資源 ■堆積盆水環境における地下水 ■地殻における地下水 ■地下水流動における熱輸送



株式
会社

土木工学社

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メジャー神楽坂
電話 (03)3267-2888 (代) 振替00110-8-190072

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(7)

地盤変状の実態と評価解析手法(その4)

中島 誠 三*

営団地下鉄複線泥水シールド

1. はじめに

ここでは、営団地下鉄で使用しているシールド掘進に伴う地盤変位解析手法を紹介する。営団地下鉄では、10mクラスの大口徑泥水式シールド工法について昭和55年に初めて導入して以来、今日まで硬質・軟弱地盤で多くのトンネルでの施工実績を有し、地盤変位現地計測などの各種調査も行っている。営団では、これらの施工結果にもとづき設定された解析手法として、昭和63年には中山ら¹⁾により泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析手法を、さらに、平成3年には藤木ら²⁾により軟弱地盤での解析手法を提案している。

ここに、営団の提案した解析手法をあわせて紹介する。

2. 地盤変位の一般的性状

具体的な解析手法を説明する前に、これまでいわれているシールド工事による地盤変位の一般的性状とその要因を以下に述べる。

シールド工事における地表面沈下の形状は、一般的には図-1に示すようになるといわれる。考えられる沈下区分と要因を段階的に示す。

(1) 先行沈下：切羽における地盤の緩みの切羽前方へ

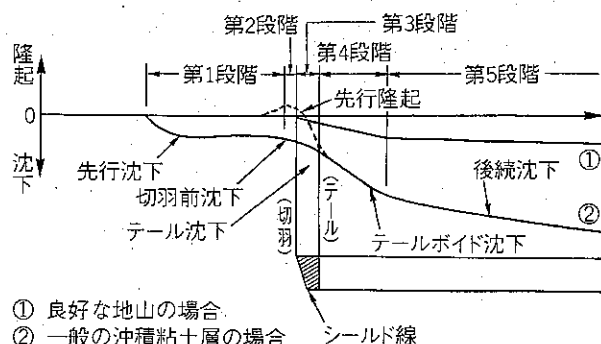


図-1 地表面沈下の縦断図

* 帝都高速度交通営団建設本部設計部設計課課長

の影響

(2) 切羽前沈下・隆起：切羽における地山の呼び込みあるいは押し出しによる影響

(3) シールド沈下：シールドスキンプレートと地山との摩擦抵抗などによる周辺地山の乱れによる影響

(4) テールボイド沈下：テールボイドにおける地山の応力解放による影響

(5) 後続沈下：上記(1)～(4)の地盤の乱れに伴う圧密沈下および一次覆工の変形による影響

上記地盤変状要因のうち、数値的に比較的大きな値を示すのが(4)であり、軟弱地盤では(5)も大きな要素となる。(4)のテールボイドに起因する変状は、このボイドの処理、つまり裏込め注入の使用材料、施工方法などが変状を左右することになる。注入材に必要な性質としては、①材料分離が少ない、②流動性・填充性を有する、③体積変化率が少ない、④初期強度を有する、⑤水密性を有する、などがあげられる。最近では二液型の材料が主流をなしており、硬質地盤では瞬結タイプ、軟弱地盤では可塑状固結タイプが適しているといわれている。また、施工法についても地山の応力解放を極力少なくするため掘進と同時に注入を開始し、適切な設定圧を保持しながらボイド填充することが重要である。しかし、実績などから判断してボイド発生から裏込め材強度発現までのタイムラグに伴う周辺地盤の応力解放は不可避の現象であり、実績にもとづく解析手法により変状の予測計算を行う必要がある。

地山条件が軟弱地盤の場合は、(5)の圧密現象も不可避の現象となることから、この要因についても同様なことがいえる。

地盤変位の予測解析手法は、現地変位計測などの施工実績をもとに設定されるが、地盤変位の一般的性状ならびに施工上の基本条件などを念頭に置いた実績の要因分析・考察が重要であり、実際に即した変位発生機構を解明して、それに対する解析方法および順序など決定することが肝要である。

3. 営団地下鉄における地盤変位解析手法

営団地下鉄では、鉄道複線トンネルである10mクラスの大口徑シールドでは切羽での圧力管理が容易であることから昭和55年より現在まで、泥水式シールド工法が多く用いられてきた。ここに紹介する解析手法は、これらの施工結果にもとづき設定されたものである。

営団地下鉄での予測解析手法は、図-2に示す流れにより設定されている。

図-3は、地盤変位など現場計測計器設置の例(軟弱地盤)を示している。硬質地盤は洪積層の砂質地盤を主体としたものとし、軟弱地盤は沖積層のシルト質地盤を主体としたものとして検討を行っている。

これらの実施例で見ると、硬質地盤と軟弱地盤では変形モードに基本的な差異が見られ、地表面沈下は硬質地盤で10mm以下なのに対し、軟弱地盤では30~50mmと大きい結果となっている。このことは、シールド施工に伴う

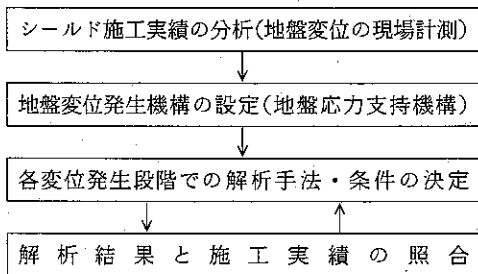


図-2 地盤変位予測解析手法決定の手順

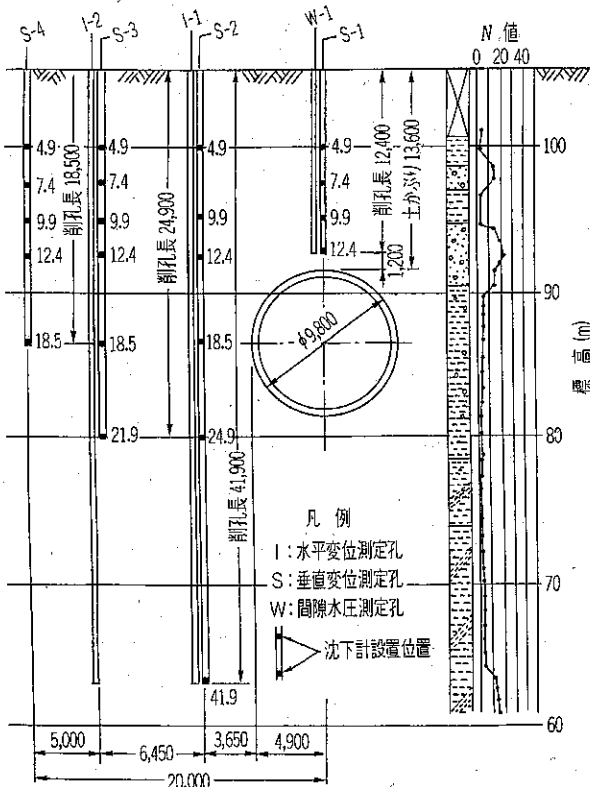


図-3 現場の計測例

地中応力の解放などによる変形が、硬質地盤では弾性範囲内に留まるのに対し、軟弱地盤ではこのほかに土の乱れによる変形が追加されることによるものと考えられる。

3-1 地表面変位モードと地盤応力支持機構

図-4は、上段に実測結果から得られた地盤別の地表面変位モードを示しており、下段にこのモードに対応させて実績の分析結果として設定したシールド施工各段階での地盤応力支持機構を示している。この4段階での地盤応力のアンバランスや乱れが周辺地盤に変位をもたらす要因となること、つまり地盤変位の発生機構になるものと設定している。

地盤変位計測結果などの施工実績とこれに対応した施工条件から段階ごとに変位発生の要因分析を行い、これに適合する予測解析の手法が決定される。

3-2 変位発生要因分析と基本的解析手法

表-1には考察結果の各段階における変位発生要因分析と基本的解析手法を概略的に示している。

(1) 切羽部

泥水式シールド工法における切羽での圧力のバランス状態を図-5に示す。すなわち、前方からは土圧と水圧が作用し、これに対してシールド側からは泥水圧とシールド面板圧が作用してバランスを保持することとなる。切羽において地盤変位を生じさせないようにするためには、地盤応力を静止土圧状況に保ち応力解放などを防止することが必要である。したがって、シールド掘進時の泥水圧は次式をもとに設定される。

$$P_{f0} + P_{m0} = P_{s0} + P_{u0} + \Delta P$$

ここに、 P_{f0} : シールド前面に作用する泥水圧の合力

P_{m0} : シールド面板が地山を押し付ける力

P_{s0} : 地盤の静止土圧の合力

P_{u0} : 地盤の間隙水圧の合力

ΔP : シールド掘進時の余裕圧(変動圧)

ただし、粘性土地盤では P_{s0} と P_{u0} に分けることなく、

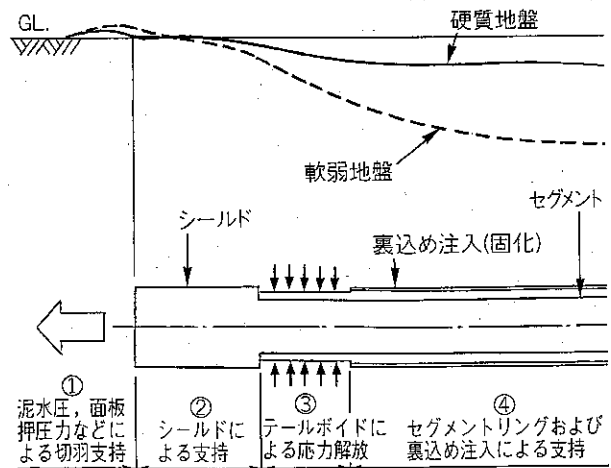


図-4 地盤応力の支持機構と地表面変位モード

表-1 変位発生要因分析と解析手法

地盤応力支持機構	変位発生の要因分析	基本的解析方法および方針	摘 要
①切羽部	切羽前面地中応力と前方への圧力(泥水圧+シールド面板圧など)のアンバランスにより隆起あるいは沈下が生じるとする。	切羽前方に作用する荷重 P を設定してシールド掘進方向でのFEM二次元弾性解析を行う。	現場計測結果では、硬質地盤、軟弱地盤ともに微小な隆起現象がみられたが、予測解析上では無視できる程度のものでして解析は省略とした。施工管理上では切羽前方への荷重が若干上回る程度に泥水圧を設定する。
②シールド部	基本的に周辺地盤はシールドで支持されるため、応力解放に起因する変位は生じないとし、掘進に伴う摩擦、地盤の乱れにより変位が生じるとする。	硬質地盤では泥水の廻り込みにより摩擦力は小さなものとなり、解析は省略する。軟弱地盤では掘進に伴う乱れによる影響を下記③、④解析で包含する。	硬質地盤では現場計測の結果、ほとんど変位が生じていない。軟弱地盤では計測結果で若干の変位が生じているが、解析上は③、④段階の解析で吸収するとした。
③テールボイド部	テールボイド部の地中応力とボイド内圧力(裏込め注入圧または泥水圧)とのアンバランス(応力解放)により変位が生じるとする。	テールボイドでの解放力を求めシールド断面方向(横断方向)でのFEM二次元弾性解析を行う。(補正係数考慮)。	現場実績調査の結果テールボイド内圧力は硬質地盤では泥水圧が、軟弱地盤では裏込め注入圧が支配的であることが確認された。
④セグメントリング部	セグメントリングと裏込め注入材により地盤は支持されており、応力解放に起因する変位は生じないとするが、軟弱地盤では①～③までの地盤乱れに起因して圧密による変位が生じるとする。	硬質地盤では解析不要とする。軟弱地盤では①～③までの地盤せん断変形により圧密沈下が生じるとして、森・赤土の式を用いて解析する。	硬質地盤の現場計測結果では、この段階で変位増が生じていない。セグメントリングの変形に起因する応力解放は、裏込め注入材の充填が完全であれば生じないと考えられる。軟弱地盤の圧密解析に用いる地盤のせん断ひずみは、③のFEM解析結果より得る。

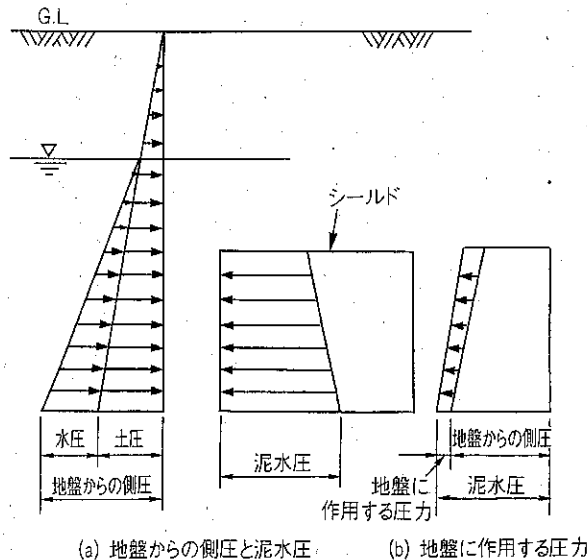


図-5 切羽でのバランス

一体として扱う。

表-1中の①の切羽前方に作用する荷重 P は、図-5より $P=[泥水圧]+[面板圧など]-[土水圧]$ で表される。変位予測解析手法としては、この P を設定してシールド掘進方向で有限要素法により二次元解析を行うことになる。施工管理上では、切羽前方への荷重が若干上回る程度に泥水圧が設定され、施工実績の現場計測結果でも、これに対応して硬質地盤・軟弱地盤ともに微小な隆起現象が見られているが、図-4の変位モードにも示したように、

これらは無視できる程度のもので判断されるため、一般の場合、この段階の予測解析は省略している。しかし、近接構造物基礎の荷重が切羽前面に作用するなど現場の特殊条件により切羽前面応力状態のアンバランスが余儀なくされる場合には、その条件を設定し前記手法による予測解析が必要となる。

(2) シールド部

この段階では、周辺地盤は基本的にシールドにより支持されているため、応力解放による変位は生じないが、掘進に伴う地盤の摩擦や乱れによって変位が生じることが考えられる。現場計測結果によれば、硬質地盤ではほとんど変位が見られず、軟弱地盤で若干の変位が確認されている。これは、硬質地盤では泥水の廻り込みにより摩擦力が小さなものになるのに対し、軟弱地盤では泥水の廻り込みがないため摩擦などにより地盤に乱れを発生させ、若干の変位が生じたものと判断される。

これら施工実績と地盤応力支持機構から、この段階での応力解放はないと判断されるため、一般には予測解析を省略するものとし、軟弱地盤で生じる変位に対しては、後述する(3)、(4)段階の解析時に施工実績との照合の中で包含するものとしている。

(3) テールボイド部

この段階では、テールボイド部の地中応力とボイド内圧力とのアンバランスに伴う応力解放により変位が生じ

るものであり、泥水式シールド施工においては図-4の変位モードでも確認できるように、地盤変位の主たる要因であるといえる。図-6に、この応力解放について概念的に示す。

図-6より、テールボイド部の解放応力は、

$$[\text{解放応力}] = [\text{原地中応力}] - [\text{テールボイド内圧力}]$$

で求められる。

ここで、地中応力は鉛直および水平方向に分けて考えることができ、鉛直方向は土と水の重量が、水平方向は静止土圧と水圧が作用することになる。一方、シールド側から作用するテールボイド内圧力は、泥水圧または裏込め注入圧である。

硬質地盤では、(2)で記したように泥水がシールドと地山の接面を通り、一時的にテールボイド部を満たすことが施工時の調査により確認されている。この泥水は、即時に裏込め注入材に置き換わることになり、裏込め注入を良好に施工するため、一般には注入圧を泥水圧より高めに設定している。このような条件から、硬質地盤の解放応力算定上ではテールボイド内圧力として泥水圧が支配的であると判断し、予測解析を行う対象工事箇所の設定泥水圧を用いることとしている。

一方、軟弱地盤では、前述のように泥水の廻り込みはないことから、テールボイド内圧力としては裏込め注入圧が支配的となる。解放応力算定上では、裏込め注入圧の現場実測値、または、対象工事の設定値から用いることとしている。現場計測の結果では、裏込め注入が廻り込む際に生じる地山とのせん断抵抗によって、裏込め材の比重よりかなり小さな圧力勾配となることが確認され

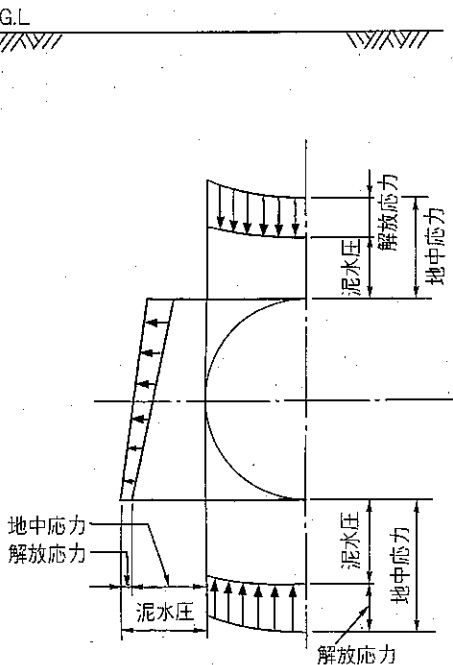


図-6 地中応力とテールボイド内の圧力

ている。

1) テールボイド部の予測解析の基本的な考え方

予測解析は、地盤変位が上記解放応力に起因するものとし、以下の手法を基本として行うこととしている。

- ① テールボイド部の地盤変位は、シールド横断方向と縦断方向との組み合わせであるため、三次元有限要素法を用いることも考えられるが、膨大な節点数となり実用的ではない。したがって、予測解析の計算断面としてはテールボイド部横断方向とし、二次元有限要素法(平面ひずみ)モデルにより解析を行う。
- ② 有限要素法は弾性状態として取り扱う。これは、地盤の解放応力が泥水圧などにより比較的小さいため、塑性化はないと判断したことによる。
- ③ 解析において地盤掘削面に作用させる荷重(計算に用いる解放応力)は、前記の式を基本として、これを補正した次式により求める。

$$[\text{計算に用いる解放応力}] = [\text{補正係数}] \times$$

$$\{[\text{原地中応力}] - [\text{テールボイド内圧力}]\}$$

上記補正係数は、①で記したように実用上二次元の解析とすることに対する荷重補正であり、実際には実測値との照合によるトライアルや三次元効果の解析を通して定める。営団では検討の結果、この係数の標準値を硬質地盤で0.35、軟弱地盤で0.4として運用している。また、テールボイド内圧力については、硬質地盤で泥水圧、軟弱地盤で裏込め注入圧を用いている。

2) FEM解析での地盤定数

図-7に横断方向有限要素法モデルの例(硬質地盤)を示す。解析の入力データとなる地盤定数は、

変形係数 E

砂質土 $E = 2,500N(kN/m^2)$

粘性土 $E = 210C(kN/m^2)$

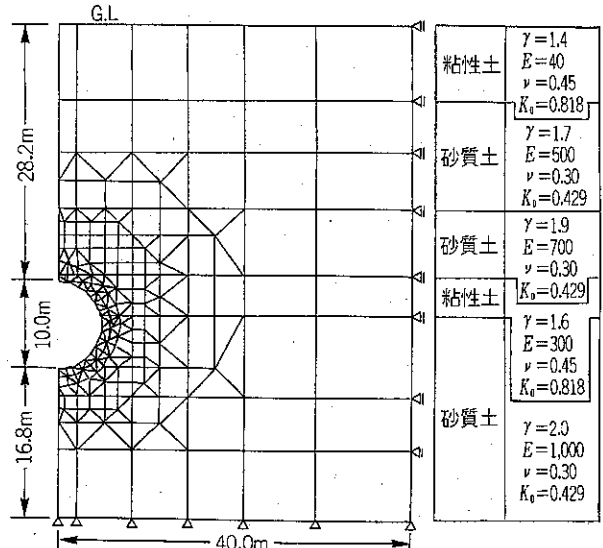


図-7 横断方向有限要素法モデル

ただし、 N ：標準貫入試験 N 値、 C ：粘着力(kN/m^2)
ポアソン比 ν

砂質土 $\nu = k_0 / (1 + k_0)$

ここに、 $k_0 = 1 - \sin \phi$

k_0 ：静止土圧係数、 ϕ ：内部摩擦角

粘性土 $\nu = 0.45 \sim 0.48$

として与えている。

また、近接構造物などがある場合には、解析モデルにその条件を導入して、構造物荷重が考慮された解放応力を算出したうえで、同様な手法の予測解析により地盤および構造物の変位を求め、その影響について検討を行うこととしている。

(4) セグメントリング部

この段階では、図-4に示すようにセグメント周辺に充填された裏込め材が地盤に密着して固化している状態にあり、また、固化の裏込め材は周辺地盤と同等以上の強度が確保されている。このように、地盤はセグメントリングと裏込め注入材で支持されており、この機構において応力解放が生じるとすれば、主としてセグメントリングの変形に起因するものがあげられる。しかし、硬質地盤での現場計測結果では、図-4の変形モードにも示しているが、この段階での変位増はほとんど生ぜず微小な値であることが確認されている。

また、セグメントリング内径の変形測定においても同様な結果を得ている。

これは、裏込め材が完全に充填され地盤と密着して固化することにより、セグメントと周辺地盤が一体として挙動すること、また、ある程度の強度を有する裏込め材自身がセグメントリングのバックアップ材としても働くことなどからリングの変形増が抑えられているものと考えられる。

これらの実績から、この段階における応力解放は、良好な裏込め注入施工のもとで地盤を問わず微小であり、無視できる程度のものであると判断し、この応力解放起因の変位予測解析は省略することとしている。

1) 軟弱地盤における地盤の乱れに起因する圧密量

軟弱地盤における現場計測結果では、図-4の変形モードに示すように、長期間にわたる変位の漸増が確認されており、硬質地盤と対照的な現象が生じている。この変位漸増の要因は、明らかにこの段階までの応力解放などによる地盤の乱れに起因する圧密現象と判断される。これらの変位は、非排水条件下におけるせん断変形によって生じる粘性地盤の乱れにもとづく圧密現象といえることから、予測解析では、森・赤木の研究^{4),5)}を参照して次式により地盤の収縮率(α)を求め、これをFEM解析に導入して各点の圧密変位を算出することとしている。

$$\alpha = Cc' / (1 + e_0) \cdot \log(k \cdot \gamma + 1)$$

$$Cc' = 0.3Cc$$

$$k = 0.33 \cdot Ip^{-0.97} \cdot \log S_r$$

ここに、

α ：乱れに起因する圧密による収縮率

k ：乱れを表すパラメーター

γ ：地盤のせん断ひずみ(テールボイド部FEM解析より得る)

e_0 ：原地盤間隙比

Cc ：乱れを受ける前の粘土の圧密指数

Cc' ：乱れを受けた粘土の再生密領域での圧密指数

Ip ：塑性指数

S_r ：鋭敏比

上記の式において、 e_0 、 Cc 、 Ip 、 S_r などは当該地盤の土質試験による値を用い、 γ のせん断ひずみは前述(3)段階テールボイド部のFEM解析結果から得られる値を用いることとしている。

以上、地盤応力支持機構の段階ごとに現場実測結果を踏まえ地盤変位の要因分析と予測解析手法について述べてきた。

これらの結果、一般の施工条件下での泥水式シールド工事においては適切な掘進および裏込め注入の管理のもとで地盤変位の主たる要因がテールボイド部の応力解放とそれに伴う地盤の乱れであることが分析された。したがって、この条件下の地盤変位予測にあたっては、硬質地盤の場合で前記(3)の解析手法、軟弱地盤で(3)に加え(4)の解析手法を用いることとしている。

3-3 解析値と実測値

以上述べた解析手法による横断方向最終沈下量の計算値と現場実測値の実例を地盤別に図-8に示す。図-9には、軟弱地盤におけるシールド進行方向地表面沈下量の計算値と現場実測値の実例を示す。

3-4 近接構造物の影響解析

シールド掘進に伴う近接構造物への影響解析を行う場合は、前記の地盤モデルに近接構造物の条件を入れた解析モデルを設定して、同様なFEM解析で検討を行うことになる。参考までにそのフローを図-10に示す。

上記の近接施工または地盤変位量が厳しく制約される工事の場合には、事前の予測解析による検討のほか、実施工事においても現場実測と予測解析を両輪とする計測管理が不可欠なものとなる。図-11にその概要を示す。現場実測の結果、予測解析値に大きな差異が生じた場合、または解放応力などの設定条件に大きな差異が生じている場合には、掘進上の諸管理値を確認するとともに必要に応じて見直しを行い、データ分析の後、再度予測解析を行うことが必要となる。

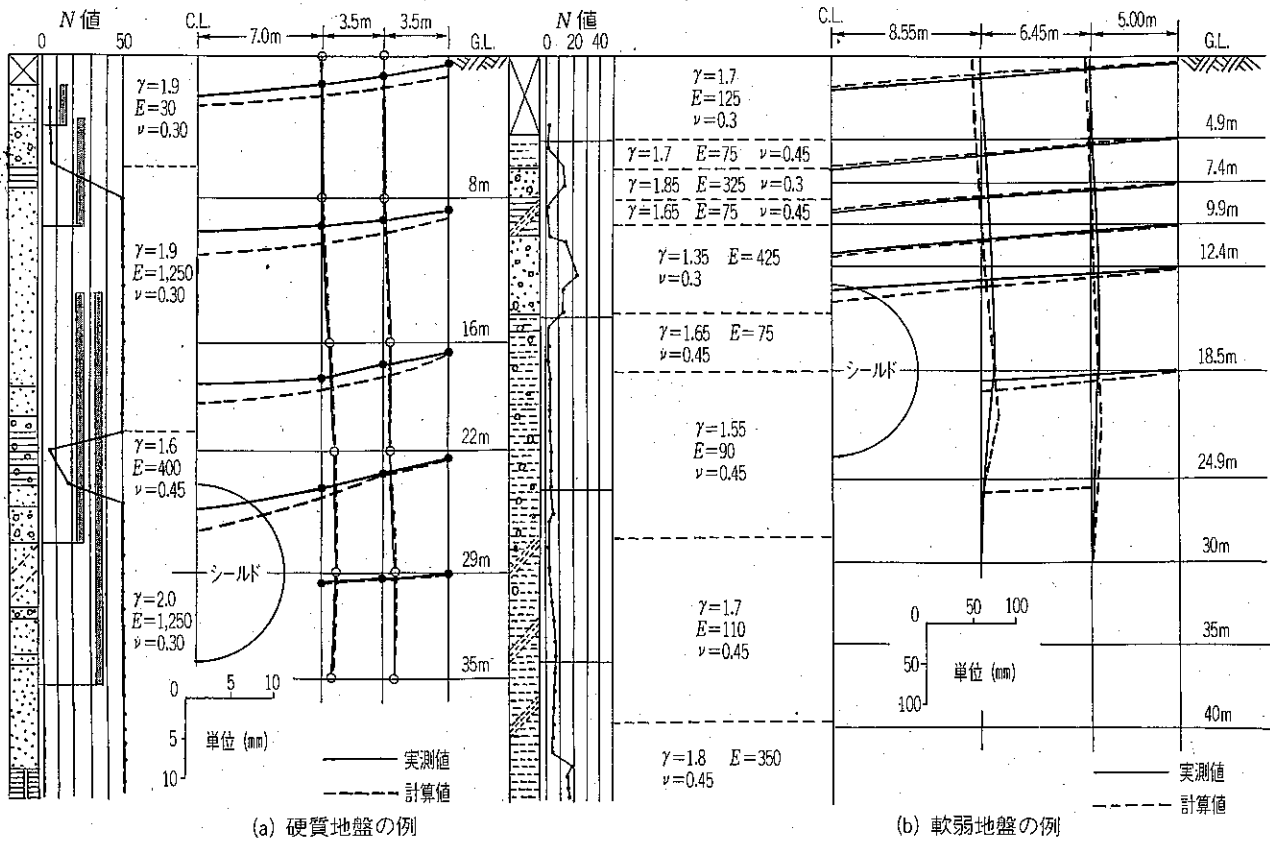


図-8 横断方向地盤変位の実測値と計算値

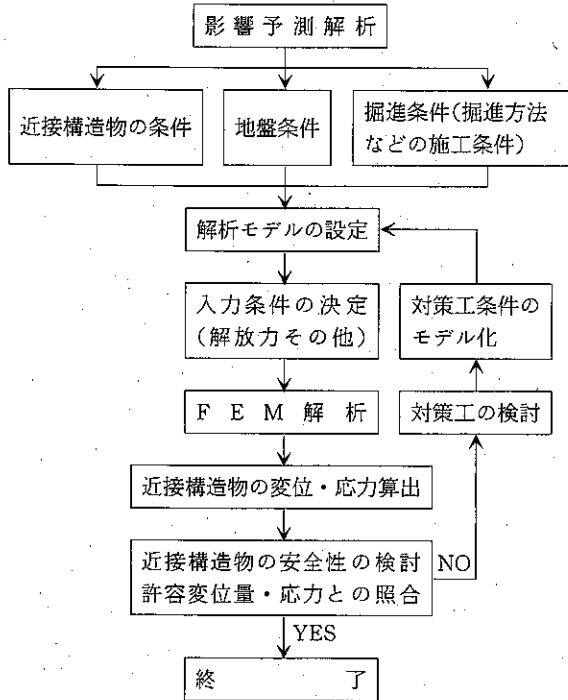


図-10 影響予測解析のフロー

4. おわりに

本稿で紹介した解析手法のうち、硬質地盤における予測手法は、昭和53～56年にかけて施工された有楽町線氷川台・小竹向原駅間の氷川台シールド、昭和55～63年に

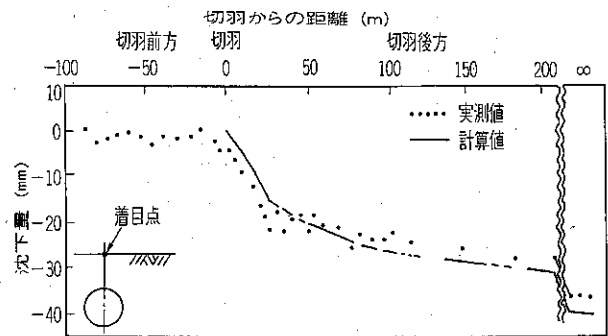


図-9 縦断方向地表面沈下量の実測値と計算値

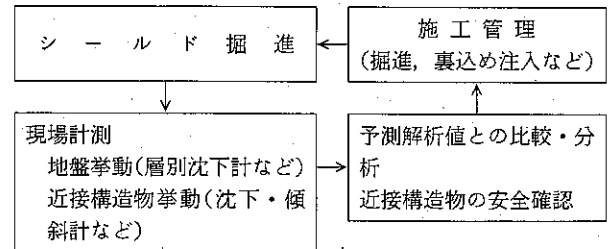


図-11 計測管理の概要

かけて施工された半蔵門線九段下・半蔵門駅間の九段上シールドおよび昭和59～62年にかけて施工された有楽町線新富町・月島駅間の隅田川シールドにおける3現場の実測値から、また、軟弱地盤における予測手法は、昭和59～61年にかけて施工された有楽町線辰巳・新木場駅間の辰巳シールドおよび昭和61～平成2年にかけて施工さ

れた南北線王子神谷・志茂駅間の神谷シールドにおける2現場の実測値をもとに提案されている。いずれのシールドも泥水加圧式であり、複線鉄道トンネル用として外径は10mである。その後、管団における複線シールドとして15機以上にのぼる同工法による実績があるが、ここに紹介した予測方法の有用性が確認されている。

最近のシールド工法は、多様化する社会的ニーズに対応すべく、規模、形状など様々な技術が開発され、特殊シールドが実用化されるに至っている。これら特殊シールドの掘進に伴う地盤の挙動についても、その実測値と現行の解析手法の対比などの調査研究が求められている。

次号では、特殊シールドでの地盤変状の実態について紹介したい。

最後に、本稿は既報の文献から、本講座用にまとめた

ものであり、ここに、利用させて頂いたことを感謝するとともにお断りいたします。

参 考 文 献

- 1) 中山隆・中村信義・中島信：泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析について、土木学会論文報告集，第397号/VI-9，1988.9.
- 2) 藤木育雄・横田三則・米島賢二・村田基代彦：軟弱地盤でのシールドトンネル掘進に伴う周辺地盤の変形について、土木学会トンネル工学研究発表会論文・報告集，第1巻，1991.12
- 3) 矢萩秀一：地盤変位予測解析手法の例，土木工学社，シールドトンネルの新技術，1999.1.
- 4) 森隣・赤木寛一：非排水せん断変形で生じた乱れに基づく正規圧密粘土の圧密現象，土木学会論文報告集，第335号，1983.7.
- 5) 森隣・赤木寛一：シールド工事に伴う軟弱粘性土の乱れに基づく圧密沈下，トンネルと地下，Vol.11，No.8，1980.8.

(62頁のつづき)

事業主体	工 事 名	請 負 会 社	請負額 単 位 百万円
都・水道局	江東区森下5～亀戸給水所T内配管	鹿島・フジタ・白石	871.5
都・下水道局	吾嬬ポンプ所～中居堀人孔間汚水圧送管	クボタ建設	110.5
愛知県	第2蒲郡線第1工区その2送水管	森本組	238
〃	蒲郡線第7工区その5-2送水管	住友・鉄建JV	853
島根県	弥栄旭インター線抱月T	半田組	358
名古屋市	五反田雨水幹線	フジタ・住友・大本JV	1,870
〃	如意雨水幹線	株木・森・昭和JV	608
〃	山崎川右岸滞水池吐水管	大旺建設	150
堺市	高松雨水線外下水管	大豊・浅沼・木下JV	787
〃	美木多上外下水管	国府・正興JV	725
神戸市	西河原1.5号雨水幹線2	浅沼組	232
福岡市	那珂第3雨水幹線	松本組	600
〃	地下鉄3号線薬院駅	ハザマ・西武・森山JV	673
〃	〃 梅林駅	前田・地崎・矢作JV	536
〃	〃 福大前駅	戸田・アイサワ・澄男JV	603
〃	〃 茶山駅	飛島・不動・九州総合JV	493.4
〃	〃 六本松駅	鹿島・住友・松尾JV	665
〃	〃 桜坂駅外	ピーエス三菱	538
〃	〃 渡辺通駅	大成・鉄建・竹中土・浅沼JV	570
中之島高速鉄道	中之島新線1	鴻池・清水・大本JV	8,340
〃	〃 5	大林・前田・大鉄JV	12,700
〃	〃 6	西松・森本・大豊・白石JV	7,550
核燃料サイクル機構	瑞浪超深地層研究坑道A-1	大林・大成・ハザマJV	1,990
〃	〃 B-1	清水・鹿島・前田JV	2,010

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(8)

特殊シールド施工の地盤変状と評価解析手法(その1)

中島 誠三* 高橋 良文**
山崎 剛***

非円形断面・縦シールド・急曲線施工での地盤変状の実態

はじめに

わが国におけるシールド工法は、非開削という特徴から都市部におけるトンネル工事の有力な工法として普及、発展した。現在では一般的なトンネル工法として採用され、また、さまざまなニーズに対応し、円形以外の多様な断面や特殊施工条件下でのトンネル工事にもその活躍の場を拡大している。

ここでは、上記のような形状や施工条件のシールド工事を特殊シールドと位置づけ、そこで得られた地盤変状の計測結果からその解析方法、設計方法を提案している事例として、①軟弱地盤における三連シールド掘進に伴う地盤変状と解析手法、②縦シールド掘進に伴う地盤変状と解析手法、③急曲線部の地盤変状計測にもとづく新しい設計法、を紹介する。

1. 軟弱地盤における三連シールド掘進に伴う地盤変状と解析手法(営団地下鉄事例)

1-1 概要

今年3月に開業を迎えた営団半蔵門線延伸工事区間である清澄白河駅では、停車場部および留置線部を三連シールド工法にて施工した。三連シールド工法として国内では4例目となるが、初めての軟弱地盤での掘削、RCセグメントの採用、世界初の側部先行・中央揺動型のものであり、初期掘進区間で地盤変状計測を行い、本掘進における適切な掘進管理値の検討を行った。こ

表-1 工事の特徴

工事の特徴	
①地質面	三連シールド工事として初めて掘削地盤が軟弱粘性土層
②シールド	世界初の側部先行・中央揺動型三連シールド
③覆工	三連シールドトンネルとして初めての鉄筋コンクリートセグメント

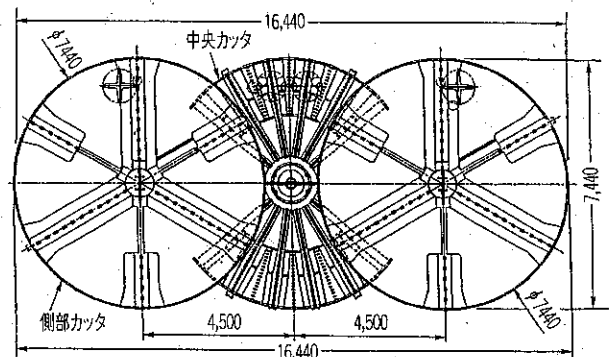


図-1 シールド概要

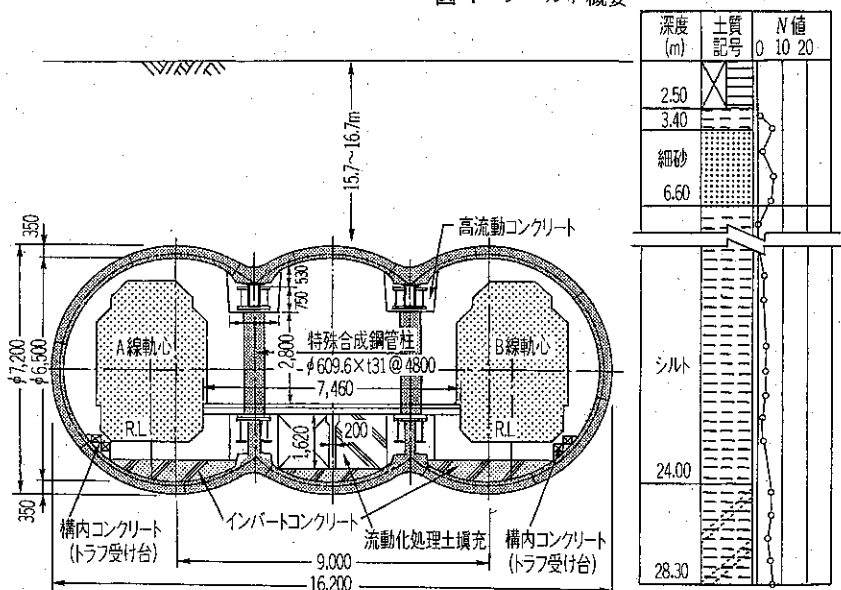


図-2 トンネル横断面図(停車場部)

* 帝都高速度交通営団建設本部設計部設計課課長
** 東京都下水道局計画調整部事業調整課長

*** 東京電力(株)配電部配電環境技術グループマネージャー

の三連シールドにおける地盤変状計測結果をもとに、円形シールドに採用している軟弱地盤における地盤変状解析手法の適用性を検証した。

1-2 工事概要

清澄白河駅始端部を発進立坑とし、三連シールドにて駅部144mを掘進後、同駅終端となる中間立坑部に到達、この立坑内を移動させ、再度留置線部229mを掘進した。工事の特徴を表-1、シールド概要を図-1、トンネル横断面を図-2に示す。

シールド通過部の地質は、下部有楽町層粘性土でN値が0~4程度の軟弱地盤である。

自然含水比が液性限界を超え、地盤を攪乱した場合はきわめて強度劣化が大きい。

1-3 シールド掘進管理

1-3-1 地盤変状計測概要

計測器配置断面を図-3に示す。計測は発進から65mの区間に3断面実施した。いずれも沈下計によりシールド中央上を層別に計測した。また、中間の②断面では更に側円上およびシールド側部の3側線上で計測した。

1-3-2 掘進管理

地盤変状抑制のためには、切羽泥水圧および裏込め注入圧を適切に管理し、シールド掘進に伴う地盤の乱れおよびテールボイドの沈下を最小限に抑える必要がある。

3断面の計測を、①初期設定断面、②修正断面、③確認断面、と位置づけし、本掘進における掘進

管理値の検討を行った。なお、当初の設定管理値は、切羽泥水圧を静止土圧相当、裏込め注入圧は、注入圧上限値を切羽泥水圧+50kN/m²、注入率を140%とした。

1-3-3 地盤変状計測結果

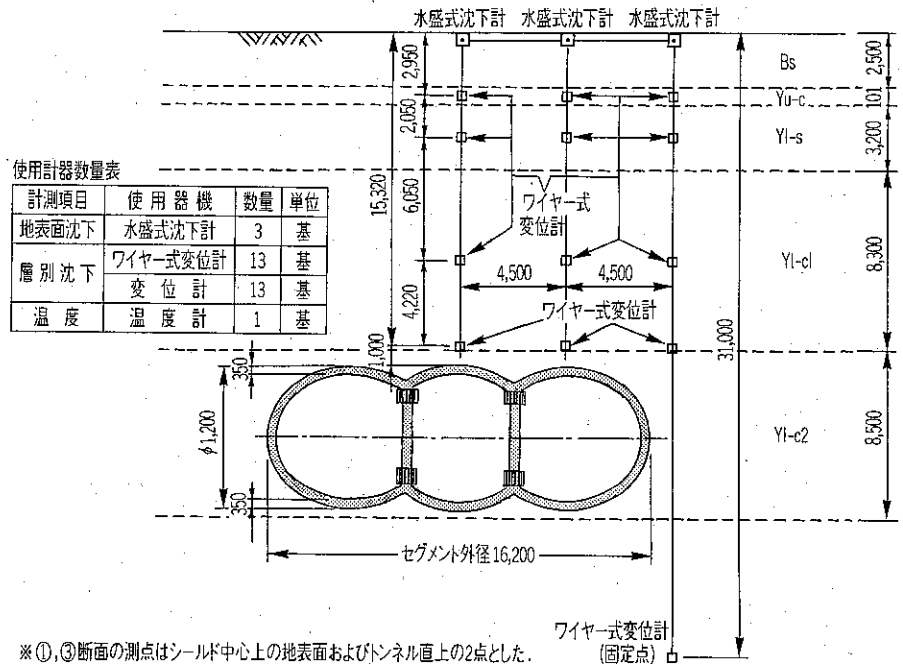
地盤変状計測結果を表-2に示す。

(1) シールド通過前変位

各計測位置で観測された隆起は、最大でも3.1mmと小さな値であり、切羽での管理泥水圧は妥当であるとして、その後の管理泥水圧も同値での管理を行った。なお、各隆起量は地表面に比べ、シールド直上の方が小さい値となっている。

(2) シールド通過変位

シールド通過中の変位は、計測断面①、②では地表面



※①、③断面の測点はシールド中心上の地表面およびトンネル直上の2点とした。

図-3 地盤変状計測器配置図

表-2 地盤変状計測結果

単位(mm)

断面	設定管理 泥水圧 kN/m ²	裏込め 注入圧 kN/m ²	注入率	沈下計位置	先行 変位	カット 変位	シールド 通過 変位	テール 通過変位	テール通過 1か月後 変位	テール通過 3か月後 変位	テール通過 6か月後 変位	
①	250	250	146%	地表面	3.0	2.2	-5.2	-8.3	-16.7	-16.8	-17.3	
				シールド直上	3.1	1.3	6.3	4.6	-5.5	-8.0	-9.4	
②	250	280	138%	中央	地表面	1.2	1.8	-2.2	-0.7	-6.9	-11.9	-11.8
					シールド直上	1.8	0.9	3.4	6.8	-3.0	-9.4	-10.2
				右側	地表面	0.9	1.6	-2.1	-2.0	-6.0	-10.0	-10.2
					シールド直上	1.2	0.6	4.1	8.1	-0.9	-6.9	-7.1
				歩道側	地表面	0.5	2.2	-2.2	-2.0	-7.9	-9.8	-9.7
					シールド直上	-0.3	0	-0.9	-1.3	-1.4	-1.3	-2.1
③	250	280	139%	地表面	1.0	3.0	3.0	2.0	-7.0	-12.0	-12.2	
				シールド直上	-0.7	1.0	0.6	0.2	-12.4	-19.4	-20.3	

で沈下、シールド直上で隆起の傾向を示している。地表面とシールド直上で変位の傾向が異なるが、シールド直上では、掘進に伴う切羽圧力、泥水圧、シールド掘進に伴うスキンプレートとの摩擦により地盤は著しく乱されており、そのためこれらの施工時荷重に対し敏感に反応したことによると判断されるが、隆起の明確な理由については判断が難しい。

一方、地表面での沈下傾向については、切羽通過前ならびに切羽通過中の地盤の乱れにより、圧密沈下がすでに進行していると想定される。

(3) テール通過変位

テール通過変位は、地表面で-3.1~+1.5mmの変位であり、軟弱地盤における三連シールドの掘進であることを勘案すると地盤変位量は小さく、とくにテール通過変位に大きな影響を与える裏込め注入圧の管理値が妥当であったことが伺える。ここで、計測位置での管理裏込め注入圧は、断面①：約250kN/m²、断面②および③：約280kN/m²である。

(4) テール通過後変位

テール通過後の変位は、各計測位置で一様に沈下している。その値は、地表面で-7.7~-14.2mm、シールド直上で-0.8~-17mmであり、軟弱地盤での掘進であることを勘案すると、圧密沈下量は比較的小さく、掘進管理が妥当であったことが伺える。また、圧密沈下はテール通過から約6か月でおおむね収束している。

1-3-4 地盤変状解析

営団ではシールド掘進時の地盤変状解析として、2次元FEM解析による手法を用いており(本講座(7)(Vol.34, No.5)参照)、この手法に裏込め圧を考慮したときのテールボイドの即時沈下とその後の圧密沈下量を求め、実測値と比較し、この手法の適用性を確認する。

(1) 解析方法

解析ステップを図-4に示す。まず、ステップ1で初期応力解析を行い、ステップ2でテールボイド部の応力を解放させるとともに裏込め注入圧

をトンネル中心から外側へ作用させる。ここで応力解放率 $\alpha=0.16$ 、裏込め注入圧はセグメントに設置した土圧計の計測結果をもとに設定した。ステップ3は、ステップ2の解析結果のうち、せん断ひずみ領域で圧密沈下が生じるとして、せん断ひずみの大きさに応じて圧密沈下量を求める。圧密沈下解析については、本講座(7)(Vol.34, No.5)を参照されたい。

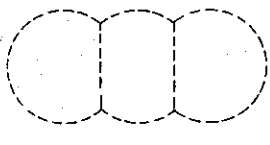
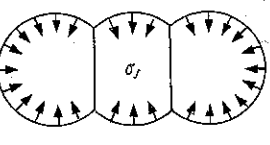
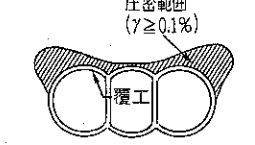
ステップ1	ステップ2	ステップ3
初期応力の計算	シールドの応力解放	圧密沈下解析
		
$K_0 = \nu / (1 - \nu)$ ただし、ステップ2以降は別途 K_0 を設定する。	$\sigma_f = \alpha(\sigma_0 - p_d)$ σ_f : シールド掘削面外周に作用させる荷重 α : 解放率($\alpha=0.16$) σ_0 : 初期地盤応力 p_d : 裏込め注入圧力	ステップ2でせん断ひずみ $\gamma \geq 0.1\%$ の範囲で圧密沈下が生じるとし、体積収縮 α' を入力

図-4 解析ステップ

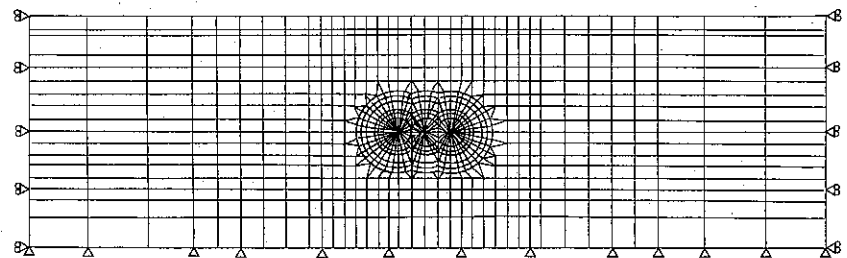


図-5 解析モデル

表-3 設計定数

地質名	埋め戻し土	上部	上部	下部有楽町層(粘性土)		洪積埋没段丘礫層	洪積埋没段丘礫層
		有楽町層(粘性土)	有楽町層(砂質土)	Yl-c1	Yl-c2		
記号	Bs	Yu-c	Yu-s	Yl-c1	Yl-c2	bl	btg
N値	-	3	5	1	4	10	50
変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$	14,000	2,000	12,000	8,000	12,000	20,000	125,000
ポアソン比 ν	0.40	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.30
粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	0	10	0	40	60	80	0
内部摩擦角 ϕ (度)	20	0	20	0	0	0	40
単位体積重量 $\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	14	17	17	17	17	17	18
静止土圧係数 K_0	0.50	0.80	0.50	0.80	0.80	0.80	0.85

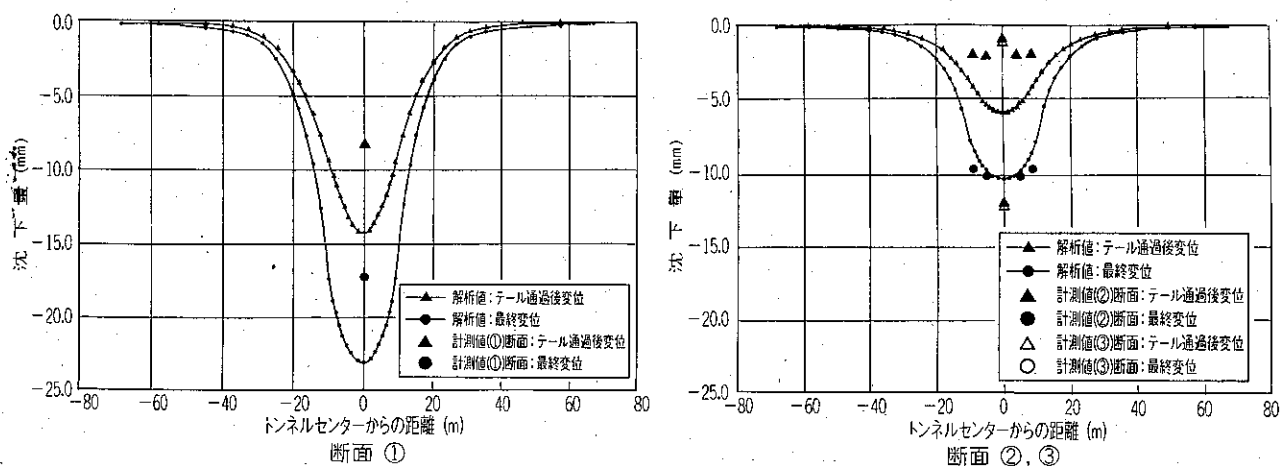


図-6 実測値と解析値の比較

(2) 解析条件

解析モデルを図-5に示す。検討断面の土かぶり ϕ は16.7 m、解析領域はトンネルの下方を1D、側方をトンネル中心までのかぶりの3倍とした。

表-3に地質調査結果をもとに設定した土質定数を示す。ここで、地山の変形係数は次式により設定した。

[砂質土] : $E = 2,500N(kN/m^2)$

[粘性土] : $E = 210C(kN/m^2)$

(3) 解析結果

以上の解析手法から求めた解析結果を図-6に示す。

断面②、③では、テール通過時の計測変位は約1~2 mmの沈下となっており、解析結果では約6 mmの沈下を示している。一方、最終計測結果は、断面②、③で約12 mmとなっており、解析結果の約10 mmとよく一致している。ここで、テール通過時の沈下量が解析値と計測値で相違しているにもかかわらず、最終沈下量がよく一致しているが、これはテール通過前においても切羽圧力、泥水圧、シールド通過時の地盤との摩擦などにより地盤は乱されており、これらの影響も含めて圧密沈下が発生したと考えられる。また、テール通過時の解析結果には、テール通過までの様々な施工時荷重の影響を含んだものであることから、本手法は現場における圧密沈下量を評価していると考えられる。なお、地表面沈下の横断方向の広がり、側円部から45~60度の範囲であった。

断面①では、テール通過時の計測変位は約8 mm、最終沈下量は約17 mmの沈下となっているが、解析結果ではテール通過時に約14 mm、最終沈下量は約23 mmとなっている。沈下量が断面②、③と比べて大きな値となっているが、断面①では管理裏込め注入圧が断面②、③と比べて30 kN/m^2 小さな値となっており、大きな解放応力が発生したことが理由と考えられる。

以上のように、営団で円形シールドの施工実績から提案している、軟弱地盤における地盤変位解析手法を用い

て、軟弱地盤に三連シールド工法を採用した場合の裏込め注入圧を考慮したFEM解析を行った結果、解析結果は実測値と良い一致を得た。このことから、営団の従来からの提案式は、施工時荷重を適切に評価することによって、三連シールドにおいても十分適用できることがわかった。

2. 縦シールド掘進に伴う地盤変状と解析手法 (東京都下水道局事例)

2-1 縦横連続シールド工法

「シールド掘進」とは、普通は地中を水平掘進する通常のシールド工法(ここでは、これを「横シールド」と呼ぶ)の場合を考えている。しかし周知のとおり、近年のわが国におけるシールド工法の技術開発成果には目を見張るものがあり、掘進地盤条件の制約に縛られないばかりか、掘進方向に関しても急勾配や急曲線施工、さらに鉛直下向き²⁾・鉛直上向き³⁾施工を可能とする特殊シールド工法が実用化され、今や地中を縦横無尽に施工可能なシールド工法として成長している。

ここでは、特殊シールド工法の一つである縦横連続シールド工法事例を取り上げ、本工法を世界で初めて採用した東京都下水道局による東京都足立区花畑での実工事(1994~1995年)から学んだ縦シールド掘進に伴う地盤変状予測手法に関する知見について概説する。ここで、縦横連続シールド工法とは図-7に模式するように、立坑(縦シールド)とシールドトンネル部(横シールド)の施工を1台のシールドで連続して施工する工法である。本工法による立坑構築は、横シールド発進のための補助工法の省略、立坑からシールドトンネル構築に至る全体工事工期の短縮、ならびに立坑施工用地の縮小化など、施工性・安全性・経済性の各面での効果が期待できるため、とくに発進立坑基地周辺環境に対して厳しい施工制約条件を受ける都市部でのシールド工事に有効な工法である。

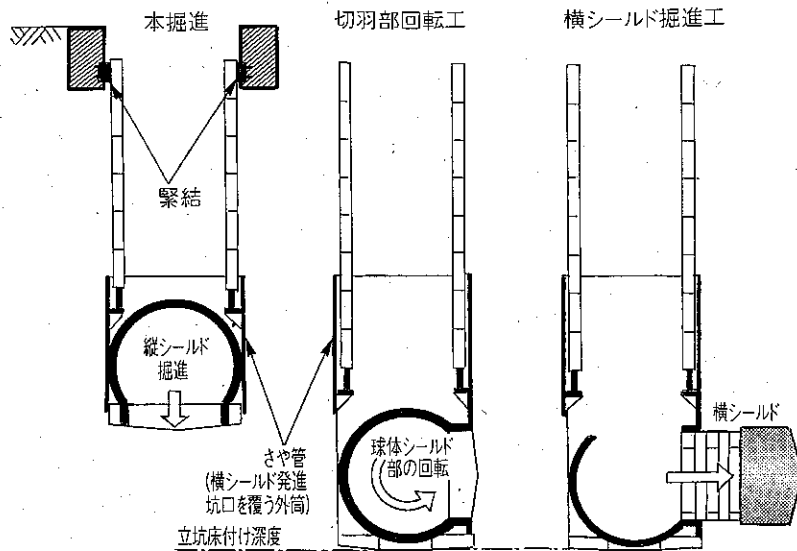


図-7 縦横連続シールド工法施工模式図

工法についての詳細は参考文献4)~7)を参照願いたい。

2-2 工事概要

ここで取り上げる工事は、東京都下水道局が分流式下水道管の敷設を目的に施工した横シールド外径2.89m(セグメント外径2.5m)の縦横連続シールド工法である。下水管(横シールド)の土かぶり厚は33~36m、最大間隙水圧が3 kgf/cm²(294kPa)前後と大深度、高水圧下のシールド工事であり、発進立坑深さは38.1mで、その掘進地

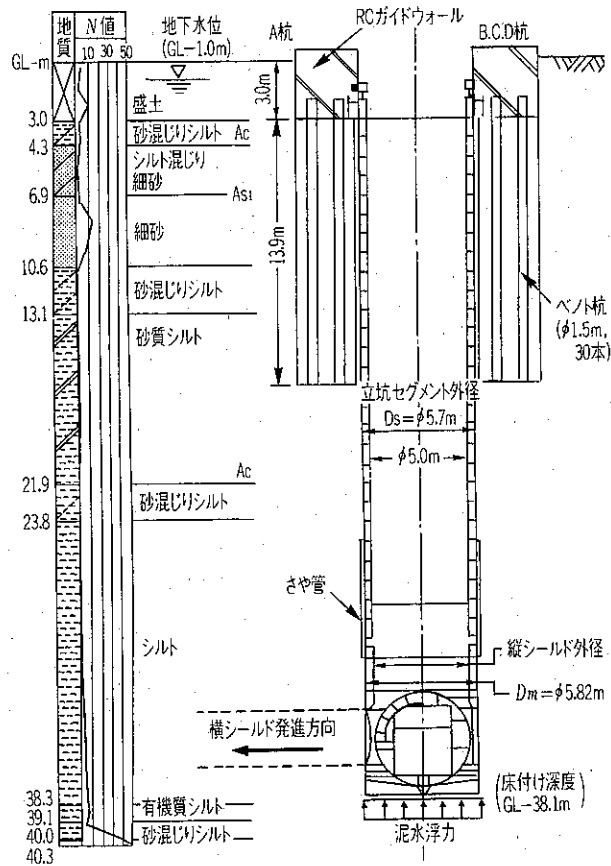


図-8 立坑(縦シールド)概要図

盤はN値0~2の軟弱な沖積粘性土層である。こうした大深度、高水圧、軟弱粘性土、および住宅密集都市部での施工という条件下に対して、ニューマチックケーソン工法などを含めた立坑施工法に関する事前の工法比較検討の結果、世界で初めての縦横連続シールド工法を採用するに至った。

図-8に立坑(縦シールド工)概要図を示す。立坑構築に用いる縦シールドは外径5.82mの泥水式で、セグメントはRC構造で外径5.7m、床付け深度は38.1mの円筒形の立坑である。特徴としては、立坑地表部のRCガイドウォールと立坑セグメントの自重だけでは縦シールド掘進時

の反力が確保されないため立坑周囲に径1.5m、長さ13.9mのベント杭を2列で計30本打設している。

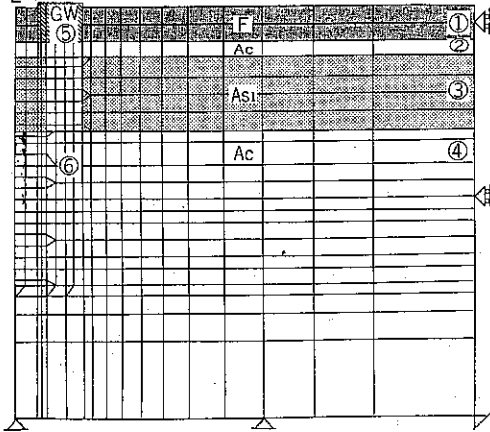
2-3 縦シールド掘進時の地盤沈下予測手法

これまでに蓄積されていた、通常の横シールド掘進に伴う地盤変状メカニズムの既往知見から類推して、まず、縦シールド掘進に伴う立坑近傍の地盤変状挙動の支配的な要因を横シールド掘進の場合と同様に、縦シールドテール部の応力解放による地盤沈下と想定してみることは妥当な考えと言えよう。ただし、横シールドの場合は、シールドが掘進していくために地盤沈下発生 の主要因であるシールドテール位置もそれに合わせて逐次変化するため、地盤沈下範囲は広範囲に進展分布するものの一地点の発生沈下量は限定される。一方、縦シールドの場合は、立坑構築箇所の同一位置で鉛直下向きにシールド掘進するため、沈下範囲は立坑近傍のみに限定されるが、その発生要因であるシールドテール部の応力解放は累積される。したがって、地盤条件によっては立坑近傍の地盤沈下が累積増大する場合もあると考えられたため、本工法の今後の普及に際しては、その予測手法を解明しておくことが必要であった。

地盤変状の主要因を縦シールドテール部の応力解放と仮定した縦シールド掘進時の立坑周辺地盤変状シミュレーション解析は、立坑中心を中心軸とした軸対称モデルによる二次元線形弾性有限要素法により行った。図-9に有限要素分割図と、物性分布および入力物性値を示す。

縦シールドテール部の応力解放を外力とした計算は、シールドテールがベント杭下端に到達した状態から開始し、掘進時のテール部が生じなくなるさや管(縦シールド外周の筒)固定直前まで、セグメントリング2リング単位ごとに逐次ステップ解析を行った。すなわち、第1ステップでは地山自重(全応力)を荷重とした初期地山応

① (軸対称モデル)



入力物性値

No.	材料名	記号	深度 (m)	変形係数 E (tf/m ²)	単位体積重量 γ (tf/m ³)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 (ϕ)	ポアソン比 ν
①	表土	F	2.96	1400	1.8	0.0	15	0.3
②	沖積粘性土	A _c	4.26	610	1.7	4.0	0	0.4
③	沖積砂質土	A _s	10.56	760	1.9	0.0	35	0.3
④	沖積粘性土	A _c	40.31	610	1.7	6.0	0	0.4
⑤	RCガイドウォール	GW		2.5E6	2.5			0.2
⑥	ベノト杭	BP		2.5E6	2.3			0.2
⑦	RCセグメント	RCS		3.6E6	2.5			0.2

図-9 縦シールド地盤変状解析モデル

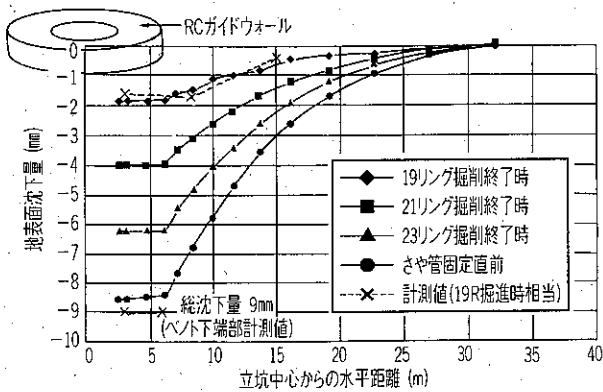


図-10 縦シールド掘進に伴う地盤変状シミュレーション結果
力計算を実施する。次のステップからは、1ステップごとに2リング分のテールボイド部要素を削除して解放応力を掘削壁面に作用させた計算を実施した。

この解放応力計算を行うには応力解放率を設定する必要がある。応力解放率を100%とした場合には第1ステップで事前に計算しておいた初期地山応力が100%解放されることになるが、実際の施工ではテールボイド部に裏込め注入を実施しており、必ずしも100%の解放応力が作用するとは限らない。一方、縦シールド掘進時のテールボイド部の応力解放率に関する既往調査ならびに研究は皆無である。したがって、ここでは応力解放率をパラメータとした解析を実施し、その結果、ベノト杭下端部の実測値約9mmに整合する応力解放率として14%が得られた。これは沖積地盤を対象とした通常シールドでの地盤変状予測解析で通常目安としている解放率⁸⁾と比べると比較的小さな値であり、即時裏込め注入が良好に実施されたことを示している。

図-10に縦シールドセグメント2リング掘進ごとに応力解放率14%を用いて計算した変状シミュレーション結果を示す。同図には19リング掘削終了時(解析開始から2リング掘進分)と、さや管固定直前(すなわち、総沈下量を生じる時点)の現場実測値を併記したが、両者の整合性は実用に供するレベルを示している。

2-4 得られた知見と今後の課題

縦シールド掘進に伴う地盤沈下の予測手法は、縦シールドテール部の応力解放モデルを組み入れた軸対称線形弾性有限要素法解析で行える。計算は逐次ステップ解析とし、第1ステップにて地山初期応力を計算し、その後のステップから逐次縦シールドテールボイド部の要素を削除して解放応力を作用させた計算を行う。また、この場合の応力解放率は、軟弱な沖積粘土地盤の場合は14%が妥当であることが実態調査結果より判明した。

なお、地盤条件あるいは施工条件により応力解放率は変化するものと考えられるが、現時点では地盤条件を変化させた場合の合理的な応力解放率の設定法に関する知見は得られておらず、今後の課題として残る。ただし、地盤変状予測を必要とする現場条件は軟弱地盤の場合が多いため、本事例での応力解放率に関する実績値は軟弱地盤の場合に対する一つの目安を与える参考値として有効と考えられる。

3. 急曲線部の地盤変状計測にもとづく新しい設計法 (東京電力事例)

急曲線部における地盤変状は、地盤の硬軟によるコピーカッタの使われ方などにより異なるが、概念的に考えるとシールドが地盤を外側に押す挙動、テールボイドの発生により地盤が内側に変位する挙動、裏込め注入圧にもよるが地盤を変位させる挙動、および曲線形状のためにセグメントが外側に撓めることにより地盤を外側に押す挙動など、複雑な影響を受けることになる。

トンネル標準示方書には「地山の自立性が乏しく必要と判断された場合には、回転部分の余掘りによる緩み防止および地盤反力の増強のため、薬液注入や高圧噴射注入工法等の補助工法の採用について検討をする必要がある」と記述⁹⁾している。

これらの影響もあってか、後述する現行の設計法にもとづき検討され、軟弱地盤の施工においては多くの場合、

地盤改良による反力壁が曲線外側の線形に沿って施されている実態にある¹⁰⁾。

一方、急曲線部における設計法が構築された時代から、徐々にシールドも改善され中折れ機構の開発、さらには中折れ構造についても球面中折れ構造など、余掘りを少なくして曲線施工を容易にさせる工夫が施されている。これに加えて、急曲線部における地盤変状計測の成果も蓄積されるようになってきた。

ここでは、東京電力における事例として、急曲線対応シールドの急曲線施工時に及ぼす地盤への影響を、地盤変状計測結果などの地盤関係データにもとづき再評価し、最終的に地盤改良による反力壁の必要性をより緻密に評価できる新しい設計法について記述する。

3-1 反力壁の現状

軟弱地盤におけるシールド急曲線施工では、シールドを計画線に沿って曲げるため、カーブ外側の掘削線に沿って地盤改良により反力壁を造成している。急曲線部における地盤改良の状況および反力壁造成方法を図-11に示す。

3-2 反力壁造成上の課題

反力壁を造成するためには、地上からのボーリングなどにより改良工法を実施することになる。元来、急曲線

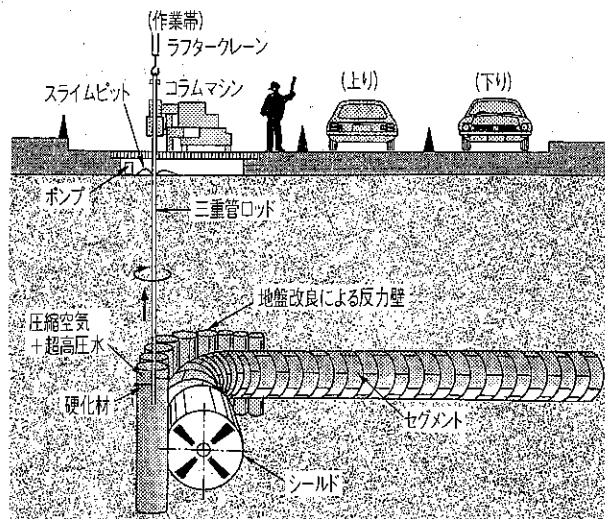


図-11 急曲線部における地盤改良の状況および反力壁造成方法

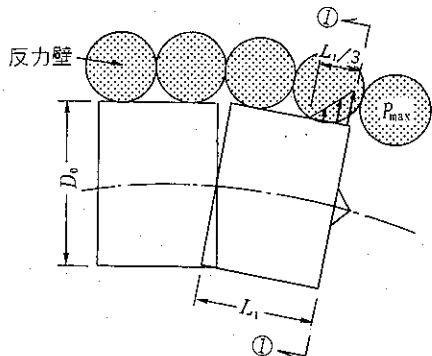


図-13 急曲線施工時の平面図

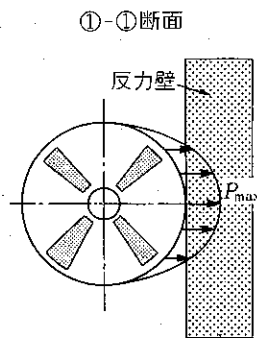


図-14 断面図

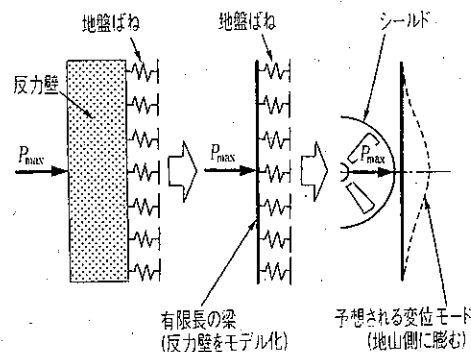


図-15 反力壁のモデル化

技術は、地上からの回転立坑構築などが難しく、交差点直下で施工を行う際に地上からの工事をしなくて済むことを意図して発展してきたものである。しかしながら軟弱地盤においては反力壁造成のために地盤改良工事を、交差点上で行わなければならない状況になっていることから、完全に道路上工事が解消したわけではない。交差点上での夜間工事にならざるを得ない反力壁造成工事を実施する場合の課題は図-12に示すとおりである。

3-3 現状の反力壁設計法

現状の反力壁設計方法は、図-13~15に示すとおりである。具体的には、図-13, 14に示すように急曲線施工時にシールドの先端部分が地盤を押し力 P_{max} と、地盤耐力

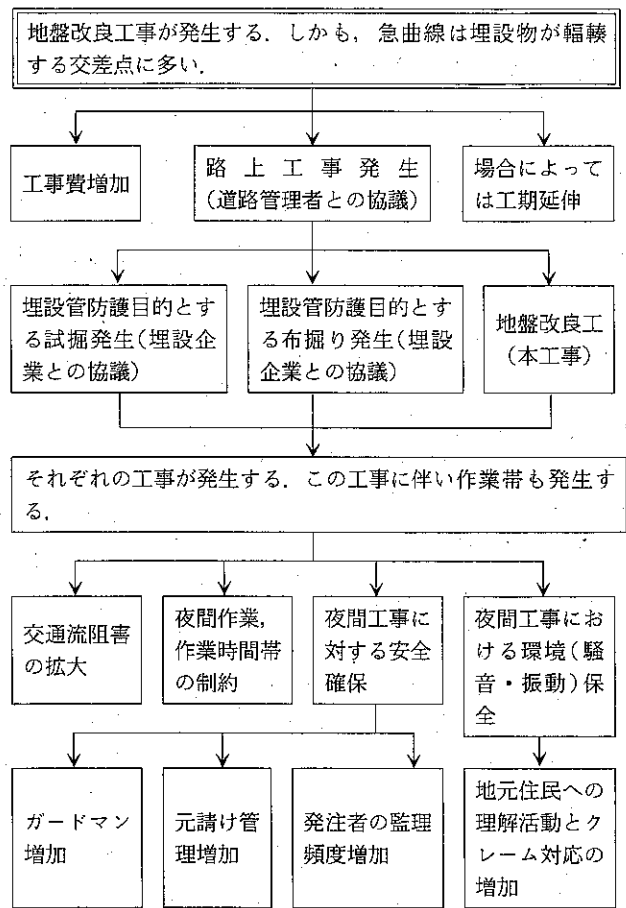


図-12 反力壁造成工事に伴う課題

P_p とを比較し、 $P_{max} \geq P_p$ ならば反力壁(地盤改良工)が必要と判断される。さらに、反力壁は図-15に示すように、弾性支持上の梁モデルと仮定して設計するのが一般的である。

その後、急曲線対応シールドの急曲線施工における周辺地盤との相互作用を把握するために、各種現場計測が行われ、設計法の妥当性が客観性をもって評価できる環境になってきた。

3-4 地盤変状計測結果にもとづく設計法の再評価

3-4-1 地中内変位計測からの知見

軟弱地盤中での急曲線施工における既往地盤変状の3例^{11)~13)}を、図-16~18に示す。特筆すべき点は、急曲線外側の水平変位からは図-15で想定していたシールドが外側の地盤を顕著に押ししている傾向、すなわち地山側に膨む傾向は見られず、バラツキはあるものの総じて内側に変位する傾向が伺えることである。

3-4-2 実測作用土圧からの知見

軟弱地盤中で急曲線対応の中折れシールドを用いた急曲線施工において、シールドと鋼製セグメントに作用する土圧の計測結果¹¹⁾を表したものが、図-19である。これより次の考察ができる。

- ① シールドの先端では、急曲線外側からの土圧はほ

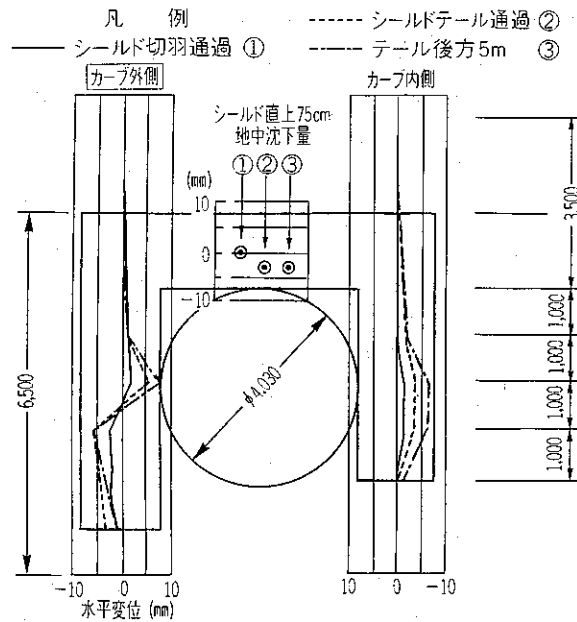


図-17 富津袖ヶ浦ガス導管

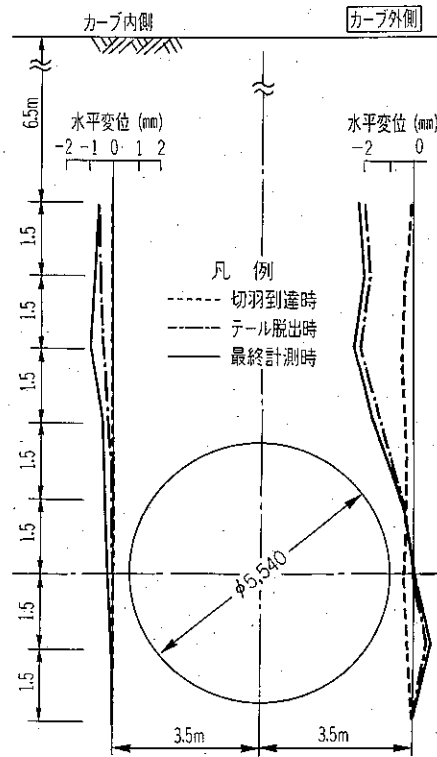


図-18 都下水・糞谷東幹線

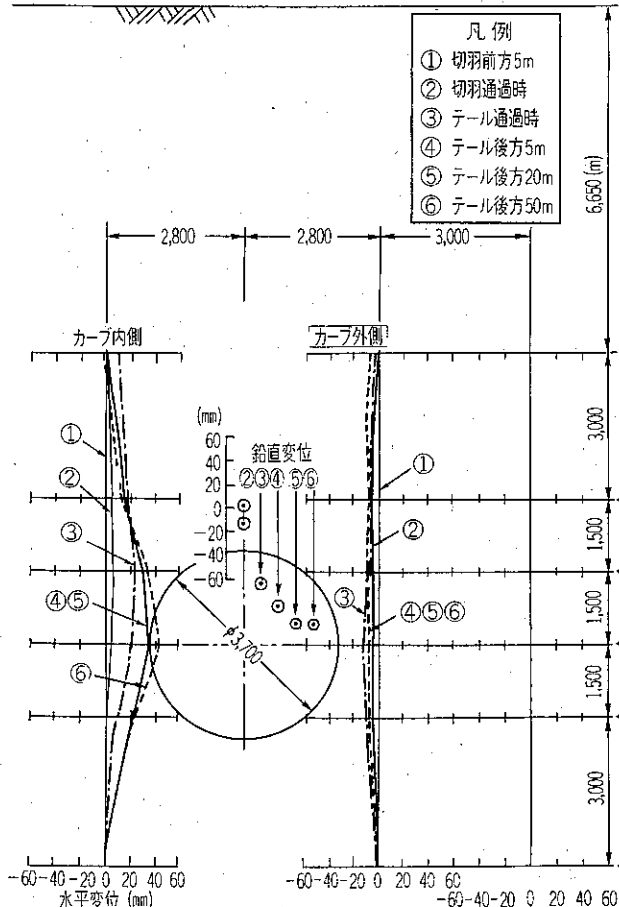


図-16 川崎臨海付近管路

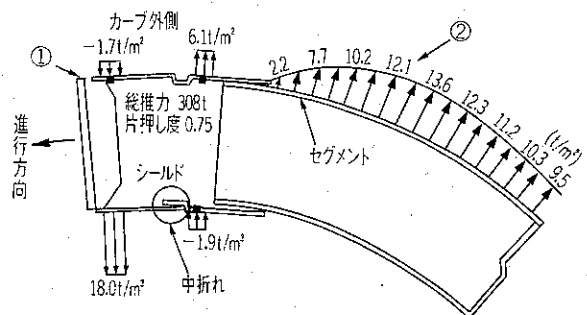


図-19 急曲線部の土圧分布

とんど作用していない。したがって、シールド先端では急曲線外側の地盤を大きく押ししている傾向は見られない。

- ② セグメントに対しては、急曲線外側に大きな土圧が作用している。したがって、セグメントは急曲線外側の地盤を大きく押ししている傾向にある。このことからシールドはセグメント軸方向曲げ剛性と反力壁の剛性を反力として曲がっている。

3-4-3 現場計測から見た設計法の再評価

上述した、地中内変位および作用土圧の計測結果から得られた知見をもとに、現行設計法の再評価を行った結果を次に示す。

- ① 軟弱地盤中においては、急曲線内側の地盤抵抗も少ないこと、中折れ技術の進展などから、シールドが曲がることを大きく拘束する顕著な要因は見あたらない。このことからシールドは、急曲線外側に反力を期待するような曲がり方はしていない。
- ② 急曲線部におけるシールドは、セグメント軸方向の曲げ剛性と反力壁の剛性を反力として掘進している。したがって、急曲線施工においてはシールドの推進反力をいかに合理的に確保するか、具体的にはセグメント軸方向曲げ剛性と反力壁剛性の組み合わせ方法がポイントとなる。

3-5 新しい設計法^{(16), (17)}

急曲線部における計測結果をもとに、より現実に近い挙動を再現するための設計法について再検討した内容を次に示す。

3-5-1 設計の基本的な考え方

計測結果より、シールド先端については急曲線外側に期待する反力は必要ないが、シールド推進反力として、セグメントと反力壁の組み合わせ剛性を期待する必要があることを理解した。これに加えて設計の背景として、注文者が最終的に受け取るものがセグメントであり地盤改良は仮設になってしまうこと、環境意識の高まりから交差点など地盤改良を実施するときに発生する課題を解決するためには費用だけでは換算できない相当な労力が必要になってきていることがあった。

環境意識の高まりの事例としては、国土交通省が中心となって進めている、道路整備5か年計画にもとづく「道路上占用工事による交通渋滞への影響を最小化すること」、具体的には道路上での占用工事の縮減などが挙げられる。

このような情勢から、設計の考え方としては、従来セグメントと反力壁の複合剛性をセグメントの剛性増加のみで対応することが評価できる設計法の開発を基本としている。

3-5-2 解析モデル

急曲線部における解析モデルの概念図を図-20に示す。セグメントを梁、地盤をバネで模擬して、急曲線施工時のジャッキ推力を作用させるモデルになっている。これらの解析モデルは、既に多くの発表^{(14), (16)}がなされている。今回の解析モデルも基本的には従来の解析モデルを追認する形になっているが、特筆されるべき点は、シールドも地盤反力を受けることから、それもモデル化していることである。これは、小泉らが提案⁽¹⁴⁾している「シールドテール部の拘束を表すばねを入れたモデル」と結果として類似しているものとなっている。

シールドおよびセグメントを支える地盤バネは、複雑な地盤構成、反力壁の有無および厚さが考慮できるように、図-21に示すように有限要素法解析(以下、FEM解析とする)により求める方法としている。

具体的な設計は次に示す手順で行う。

- ① 従来のセグメントと反力壁を反映したFEM解析で、反力壁が考慮された地盤バネを求めた後、急曲線部の解析モデルを用いて、トンネル軸直角方向変位を算定する。トンネル軸直角方向変位は急曲線部

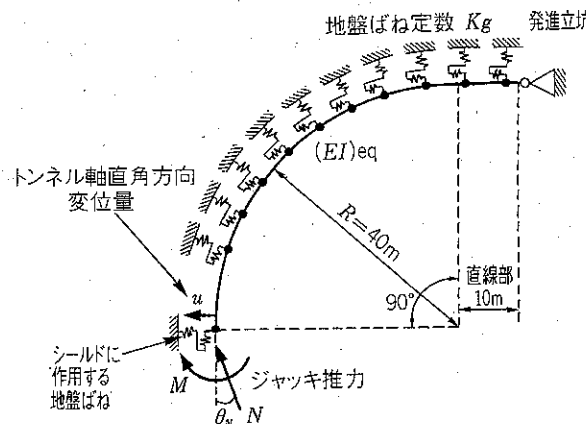


図-20 トンネル軸直角方向変位量算定のための解析モデル

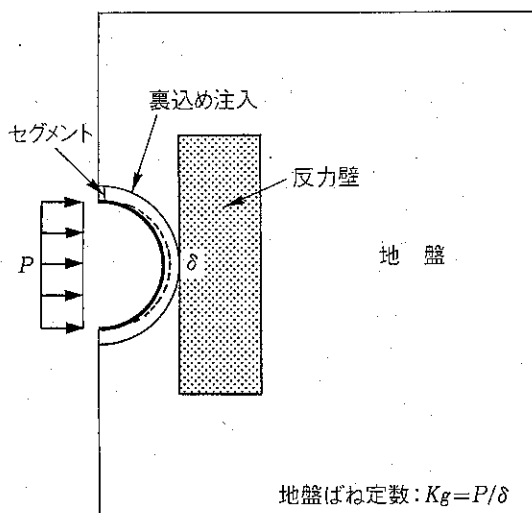
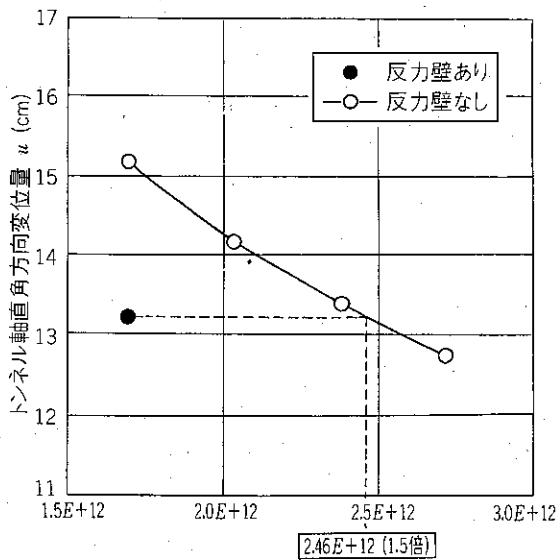


図-21 FEM解析による地盤ばね定数の算定



セグメントの軸方向曲げ剛性 (EI) eq (kgf·cm²)

図-22 急曲線部におけるトンネル変位, 曲げ剛性関係図

におけるシールド, セグメントおよび地盤が複合されたトンネル挙動を表す指標として評価している。

② 次に, 反力壁を設置しない自然状態での地盤パネルをFEM解析により算定した後, セグメントの軸方向曲げ剛性を増加させながら, 急曲線部の解析モデルを用いて複数ケース解析を実施し, トンネル軸直角方向変位を求める。セグメントの軸方向曲げ剛性は, 効率的に増加させる手段として, リング継手部の剛性増加を視点に検討する。具体的には, リング間ボルトサイズ, 主桁厚などを増加させた場合について検討する。

③ ①, ②で算定した結果を利用した, トンネル軸直角方向変位量と曲げ剛性の関係図から図-22に示すように, 豊富な急曲線施工実績を持つ反力壁を施した場合と, 等価な変位となるセグメントの軸方向曲げ剛性を算定する。この曲げ剛性を上回るようにセグメントリング間継手部の剛性増加を行う。この剛性を持つセグメントが反力壁を造成しなくても, 反力壁を造成してきた急曲線施工と同様なシールド推進反力を確保できる状態となる。

おわりに

3事例からわかるように, 実施工において現場計測を行い, 地盤変状を客観的に観察・評価することにより, 特殊シールドでの地盤変状の解析手法や急曲線の新しい

設計法が開発されている。

このように, 地盤変状の把握, 理解は地盤変状の予測や特殊施工条件下の設計・施工にきわめて重要な要素となっている。

参考文献

- 1) 藤木育雄・入江健二・末富裕二・鈴木章悦: 軟弱地盤における三連円形シールドの施工と地盤変状計測, トンネル工学研究論文・報告集, 第12巻, 2002, 11.
- 2) 岡崎雅好: プロジェクト・レポート 世界初の縦横連続シールドにチャレンジ, 土木学会誌, pp.3-5, 1996.8.
- 3) 木場佳成・山本善久: 技術リポート 上向きシールド工法の開発と施工, 土木学会誌, pp.49-52, 2002.6.
- 4) 横山博一・金子研一・桑田尚史: 立坑と横坑の連続掘削機が構築する立坑の適用性, 下水道協会誌, Vol.33, No.403, pp.47-53, 1994.
- 5) 東京都下水道局管路建設部・(社)日本トンネル技術協会: 縦横連続シールド工法技術資料, 「足立区花畑七, 八丁目枝線工事」における縦横連続シールド工法の施工に係わる調査研究, 1996.
- 6) 横山博一・伊東三夫・阪本隆広・田中弘・山田清臣: 縦シールド掘進時の切羽安定に関する遠心載荷実験, 第8回トンネル工学研究発表会, 1998.
- 7) 横山博一・伊東三夫・佐藤和郎: 洪積地盤における縦横連続シールドの縦施工, 都下水道 第二・十二社幹線工事, トンネルと地下, Vol.29, No.8, pp.55-61, 1998.8.
- 8) 山崎 剛: 連載講座 シールド掘進に伴う地盤変状入門(6) 地盤変状の実態と評価解析手法(その3), トンネルと地下, Vol.34, No.4, pp.75-84, 2003.4.
- 9) 土木学会: トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説 第149条 急曲線施工, pp.184-185, 1996
- 10) 例えば, 勝沼清: “急曲線用シールド” 当社の基本的考え方と実績(その1), 日本プロジェクトリサーチ, 1990.
- 11) 東京電力・川崎重工: 地中送電用洞道に関する技術開発のうち急カーブ掘進技術の開発に関する研究, 研究報告書, 1986.
- 12) 宮本・田中・赤石沢: 富津～袖ヶ浦間ガス導管新設工事(急曲線シールドトンネルの設計と施工, 電力土木), No.237, 1992.
- 13) 平出亨・眞木逸美: 泥土圧シールドで急曲線を掘る, トンネルと地下, No.18, Vol.9, pp.7-15, 1987.9.
- 14) 小泉・村上・石田・高松: 急曲線施工用セグメントの設計法について, 土木学会論文集, No.448/III-19, 1992
- 15) 木村・塩谷・児玉: 急曲線シールドトンネルの軸方向設計, 電力土木, No.242, 1992.
- 16) 中野内: シールド急曲線施工におけるセグメント設計について, 東電設計 技術報告集, 2000.
- 17) 芦澤文則・五島広之・馬場吉樹・中野内美孝: 軟弱地盤を反力壁なしで急曲線施工, トンネルと地下, No.33, Vol.1, pp.29-36, 2002.1.

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(9)

特殊シールド施工の地盤変状と評価解析手法(その2)

五十嵐 寛 昌* 山 崎 剛**

模型実験から評価された地盤変状

1. はじめに

シールドトンネルの施工は気の休まるときがない。切羽の圧力を保持しながら土砂の取り込み量を管理し、テール部のクリアランスを確保しながら、シールドジャッキや中折れ装置を操作して所定の方向に舵を取り掘進を進める。同時に周辺地盤に変状を起こさないようにテールボイドに裏込め注入材を充填していく。セグメント組み立ては自動化が進んできているとはいえ、組み立て精度の確保は人間によるところが大きい。シールド工事は前線で活躍する技術者なしには成り立たない。

シールド工法によるトンネルの施工は地盤変状の少ない工法として急速に普及してきたが、地盤への影響が皆無というわけにはいかない。1970年代においては、地表の沈下量は数cmのオーダーであることが多く、家屋被害の件数および補償費が莫大なものとなることもあった¹⁾。こうした背景から、この影響の度合いを事前に予測しようとする試みがなされるようになり、施工時の計測結果や数値解析にもとづいて種々の方法が考案され、実務に用いられている²⁾。これらのうち、都下水法、東電法、営団法については前号までに詳細を紹介してきた。

本稿では模型実験にもとづく予測手法とその有用性について述べる。

2. シールド掘進に伴う地盤変状の模型実験による予測

シールド掘進に伴う地盤変状を模型実験により予測しようとする研究は、数多く行われてきた。村山ら³⁾、藤村ら⁴⁾は、降下床実験により地表および地中の沈下現象を考察している。島田ら⁵⁾は、降下床実験と現場実測データとにより地表沈下量の予測式を提案した。森ら⁶⁾は、三軸圧縮試験結果を用いて、シールド掘進による地盤の

乱れによる粘土地盤の圧密沈下量の予測手法を提案している。小林ら⁷⁾は、先行沈下現象に着目し、取り込み率をパラメータとして大型の土槽実験を行い、現場計測結果およびFEM解析を組み合わせて沈下対策を研究している。栗原ら⁸⁾は大型土槽を用いた模型実験により切羽の安定条件を明らかにしている。水谷ら⁹⁾は各種の切羽安定の評価方法を比較検討し問題点を明らかにしている。

近年では、切羽の到達までに生じる沈下はほとんど0に抑えることができるようになった。これは、開放型シールドに代わり密閉型が主流になったことにより、切羽安定の管理が十分に行えるようになったことによるものと思われる。そのため、地盤変状に関する研究対象としてテールボイドの発生以後の沈下を取りあげる研究が多くなってきている。山崎ら¹⁰⁾は遠心模型実験と現場計測結果の対比からテールボイド発生以後の軟弱粘性土地盤の地盤変形メカニズムの解明を行っている。野本ら¹¹⁾は、砂地盤を対象とし、遠心模型実験結果から地表面沈下を予測する実験式を導き既往の現場計測データにより妥当性を検証している。高野ら¹²⁾、永谷ら¹³⁾は、MMST工法の施工を想定して、上下および水平方向にトンネルが近接して施工される場合のテールボイド発生に伴う地表面沈下を遠心模型実験により求めている。五十嵐ら¹⁴⁾は、複円形断面シールドトンネルを対象として、テールボイド発生に伴う地盤沈下を遠心模型実験により求めている。永谷ら¹⁵⁾は超大断面トンネル施工時の余掘りに起因する地盤変状を抑止する技術について、遠心模型実験により検証している。

また、シールド工法に関しては地盤変状に関する実験とともに、覆工に作用する土圧に関する模型実験も多数行われている。村山ら¹⁶⁾、野口ら¹⁷⁾は、降下床実験を行っている。福本ら¹⁸⁾、永谷ら¹³⁾は、降下床実験を遠心場で実施している。建設省・総プロ¹⁹⁾、²⁰⁾、林ら²¹⁾、野本ら²²⁾、須網ら²³⁾、小坂ら²⁴⁾、高野ら¹²⁾、五十嵐ら¹⁴⁾、永谷ら¹³⁾、²⁵⁾は、テールボイドの発生をモデル化した実験を遠心場で行っている。

*鹿島建設(株)技術研究所土木技術研究部主管研究員

**東京電力(株)配電部配電環境技術グループマネージャー

このように、近年は遠心場で行われる実験が主流となっている。重力場の実験では、大型の土槽を用いたとしても実験できる地盤の範囲はせいぜい2~3m程度であり、実物との応力の条件が大きく異なる。これに対して、遠心実験では模型が小さくなるためモデル化に制約があるにもかかわらず、実工事での計測結果との対比の結果、模型実験の手法として有利であると判断されているものと思われる。

3. 遠心模型実験による地盤変状の予測

模型実験により実物の挙動を予測するには、実物を縮小した小型模型実験の結果をもとに理論解析を媒介として実物を予測する方法と、遠心模型実験^{26), 27)}により直接実物挙動を予測する方法がある²⁸⁾。前述のように、シールド掘進に伴う地盤変状の予測や作用土圧に関する模型実験手法として近年は遠心模型実験が多用されている。

遠心模型実験は、実物を $1/n$ に縮小した模型に、重力加速度の n 倍の遠心加速度を作用させて、模型の内部に実物と同じ自重による応力状態を再現させた状態で種々の実験を行う模型実験である。遠心力を作用させることにより、縮小した模型に実物と同じ自重による圧縮力やせん断力を発生させ、この応力に対して抵抗する強度や変形特性を実物と相似に再現することが期待できる。シールド掘進時に地盤の内部に生じる応力は土の自重によるものが支配的であり、遠心模型実験は有効な実験手法である。

一方、鋼構造物やコンクリート構造物の内部に生じる応力は、自重によるものよりも外荷重によるものの方が通常は圧的に大きく、また、強度や変形特性は、内部応力の大きさにはほとんど影響を受けない。そのため、このような構造物に対しては、遠心模型実験の必要性は低い。

遠心模型実験の原理および適用例については、文献^{26), 27)}に詳述されているので省略し、特徴と問題点を簡単に述べる。

遠心模型実験には土そのものを地盤材料として使用する。模型地盤に n 倍(n としては、30~200程度が多用されている)の遠心加速度を作用させると、深さ z において、深さ nz の実地盤と同じ応力が作用する。したがって、地盤の応力—ひずみ関係も実物と同じになる。地盤内のどこの場所においても、模型地盤内の応力は実物と相似になる。トンネルは実物の $1/n$ のものを用いることになり、トンネルに作用する土圧分布は実物と相似になる。圧密に関しては時間軸が $1/n^2$ に短縮されるため、長期にわたる圧密沈下現象を短時間で観察することが可能になる。

一方、遠心模型実験装置に搭載できる程度($1/30$ ~ $1/200$ 程度)に、実物をそっくりそのまま縮小することは不可能であり、実験の目的を考慮してある部分を省略した模型としたり、ある部分の縮尺を変えたりする工夫が必要になる。たとえば、テールボイドの発生による地盤の変状をモデル化する場合に、裏込め注入を省略したり、テールボイド厚さを大きめにするといった工夫がなされている。

いずれにしても、実験における相似則については事前に十分に吟味しておく必要がある。

また、①遠心加速度は遠心装置の回転中心からの距離に比例することから、模型地盤内の遠心加速度が均一にならないこと、②模型地盤は短期間で作成されるので自然地盤に比べ化学的な結合作用が弱いこと、③圧密に関しては時間軸が $1/n^2$ に短縮されるため、長期にわたる圧密沈下現象の観察に有効であるが、非排水条件の実験を行うときにはデメリットになること、などが挙げられる。

4. 軟弱粘性土地盤における地盤変形メカニズム (1993~2001年)

東京電力では、軟弱な沖積粘性土地盤および沖積砂質土地盤、硬質の洪積地盤など種々の地盤におけるシールド工事施工時の地盤の変状計測をもとに、応力解放率の概念を導入して地盤変状を予測する方法を構築している(いわゆる東電法)²⁹⁾。しかしながら、シールド掘進に伴う地盤変形メカニズムが解明されたわけではなく、検討方法の妥当性についてさらなる検討を進めている。既往の現場計測結果によれば、軟弱な沖積粘性土地盤におけるシールド工事での地盤変状が大きいことから、このような地盤での地盤変状メカニズムの解明が最優先課題と考え取り組んでいる。現場計測では物理的・経済的に限界があるため、現場における応力変形状態と強度が再現可能な遠心模型実験を援用して、地盤変形メカニズムについて考察した¹⁰⁾。

4-1 地盤変形メカニズムの解明手順

地盤変形メカニズムの解明は、以下に示す手順で実施した。

- ① 基本型となる実験を2回行い、実験の再現性を確認。
- ② 模型のテールボイド厚さが地盤変形メカニズムに及ぼす影響を評価。
- ③ 遠心模型実験と現場計測との比較により、遠心模型実験から現場の地盤変形メカニズムを推定することの妥当性を評価。
- ④ 模型実験結果を詳細に分析し、テールボイド発生以後の地盤変形メカニズムを解明。

4-2 遠心模型実験の計画

地盤変形メカニズムを解明するという目的に対して、下記のようなモデル化を行った(図-1参照)。

- ① テールボイド発生以後をモデル化：沈下量の大半はテールボイド発生以後に生じていることが既往の知見から得られている。
- ② 裏込め注入を省略：地盤変形の定性的挙動は裏込め注入の有無により大きく異なることが現場計測結果から判明している。なお、遠心実験では裏込め注入を実施することは実は容易ではない。
- ③ 実験領域の設定：土かぶりについては対象とする現場の土かぶりを縮尺に従って縮小した寸法とするが、側方部についてはトンネル下端から斜め45°の範囲で上方部に影響が進展するものと仮定し地盤面における影響範囲を包含できるように、下方部については領域の大きさをパラメータとした線形弾性FEM解析によりリバウンド量の差が5%以内になる2D(D：トンネル直径)とした。なお、トンネル軸方向については、テールボイドを発生させた断面の地盤内変位を観察できるようにするため前面のガラス面を実験開始の境界面とした。なお、奥行きについては側壁部と同様に下端から45°の範囲で上方部に影響が進展するものと仮定すると、「土かぶり+トンネル径」の領域とするのが望ましいが、テールボイドの発生装置を土槽背面に設置する関係上、遠心装置に搭載可能な最大幅とし、実験領域の大きさ(土槽の内寸)を幅500mm×高さ550mm×奥行き150mmとした。
- ④ 縮尺を1/87：実験領域と、遠心装置の能力、搭載可能な模型容器の大きさ、トンネル模型の製作の容易さ、地盤変形量の計測の精度、実験に要する時間と費用などを総合的に考慮して縮尺を1/87とした。

- ⑤ トンネル模型の構造：既往の現場計測結果から、セグメントクラウン部の絶対変位量がセグメント直上かつ直近地盤のそれに比べて1桁小さいことが知見として得られているので、トンネル模型を鋼製の中実円柱とし模型土槽背面に固定した。
- ⑥ テールボイド厚さを3mm：実物のテールボイド厚さ(65mm)を相似則に従って1/87にすると0.75mmとすべきであるが、テールボイド発生により生じる地盤変形量が小さくなり、メカニズム解明に必要な精度が確保できないと想定されたため3mmを採用し、現場条件に近い1mmの場合と地盤変形挙動の類似性を確認した。
- ⑦ 地盤材料を市販のカオリン：原位置からのブロックサンプリングが困難であったので、実物と比重、塑性指数の整合性を考慮して、市販のカオリンASP-170を選定。
- ⑧ 端面のフリクションカット：地盤変形メカニズムの解明を目的とするこの実験においては、図-1に示したガラス面を通して地盤の変形挙動を観察するが、このガラス面と地盤のフリクションのカットが重要である。そこで、龍岡の研究³⁰⁾を参考にして、種々のフリクションカット剤に対して一面せん断試験を実施し、遠心場におけるトンネル周辺地盤の応力レベルを考慮して、もっとも摩擦抵抗の少ない「ダウグリッド」を選定した。
- ⑨ 実験ケース数：地盤変形メカニズムを観察するには最低で1ケースを行えばよいが、再現性の確認およびテールボイド量の影響評価のために各1ケース、さらに地盤の強度(過圧密度)の影響評価のために2ケース、合計5ケース(表-1)とした。
- ⑩ 実験手順：スラリー状にしたカオリン粘土を土槽容器に入れ1G場で荷重を段階的に増加させながら21日間圧密を行った後、遠心場(87G)で圧密を行い、模型地盤を作成した。トンネル模型および計測器類を設置し、再度遠心装置に搭載し、遠心再圧密を行っ

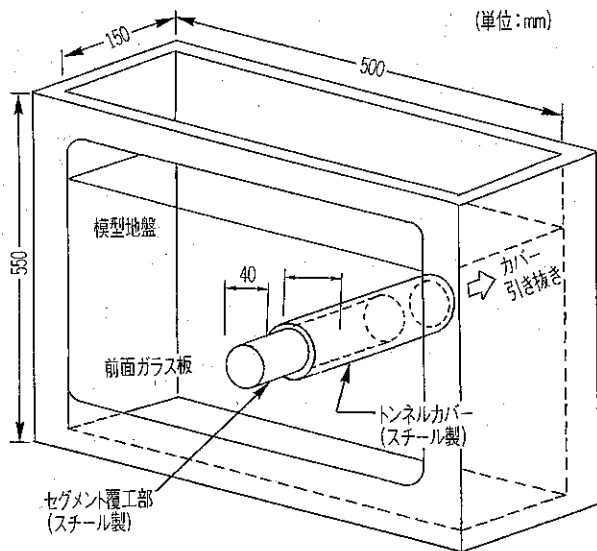


図-1 実験システム(円)

表-1 遠心模型実験ケース

実験ケース	テールボイド厚 (mm)	トンネル中心 OCR	基本型に対する実験目的
T3O1 (基本型)	3	1	メカニズム解明の基本型
T3O1-R	3	1	実験再現性の照査用
T1O1	1	1	テールボイド量の影響評価用
T3O3	3	3	過圧密度の影響評価用
T3O5	3	5	

模型地盤の作製→1G場での圧密(21日), 87G場での遠心圧密(1日)の実施
トンネル模型装置の設置(1日)
計測器(変位計, 間隙水圧計)および標点の設置(1日)
87G場で再圧密後, トンネルカバーの引き抜き実験および各種計測の実施(2日) [トンネルカバーは25mm/minで6分間で引き抜く, その後60分間計測]
実験終了後地盤の力学特性の把握

図-2 実験手順

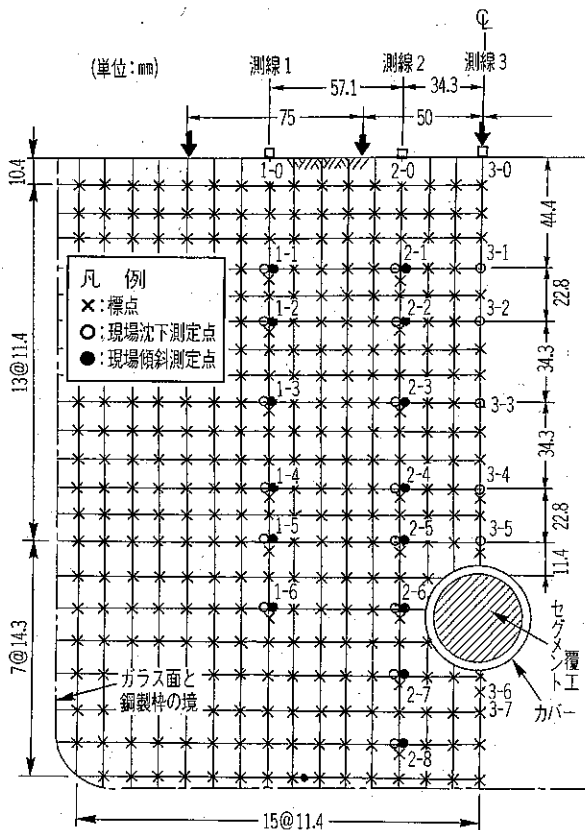


図-3 標点配置図

た後に, テールボイドを発生させる実験を行った(図-2). この工程はすべてのケースで同じになるように配慮した.

- ⑩ 計測内容: 現場で行われた計測点の位置と一致するように, 図-3に示すように標点を配置し, 写真撮影により地盤変位を測定した. 地表面については, 変位計により沈下量を測定した.

4-3 遠心模型実験結果

実験結果の再現性を確認するために行った2ケースの実験結果を比較した. 両実験の変位の傾向は同様であり, 変位量の差は計測精度以内であったことから, 再現性は

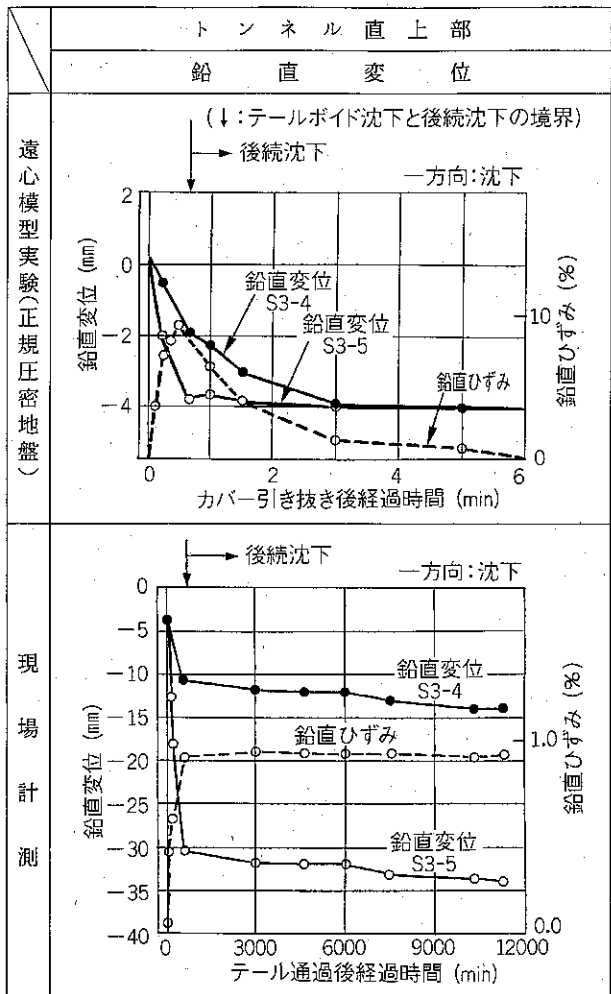


図-4 遠心と現場の比較

確保できると判断した. FEM解析であれば計算結果は毎回等しいが, 模型実験の場合には同一の条件で2回の実験を行ったとしても同一の結果にはならない. 同じバッチから採取したモルタル供試体の圧縮試験結果が同一にならないことと同じである.

次に, テールボイド厚さの異なる実験ケースの結果を比較した. テールボイド厚さ1mmのケースでは測定精度の影響により測定された変位の傾向がなめらかではなかったが, テールボイド厚さ3mmのケースと変位挙動は同様のものであり, テールボイド厚さ3mmのケースにより地盤変形メカニズムを詳細に分析できると判断した.

実験の再現性の確認ならびにテールボイド厚さの影響についての評価を経て, 遠心模型実験結果と現場計測結果との対比を行った. トンネル直上部についての比較図を図-4に示す. 直上に位置する測点S3-5はテールボイド発生直後に急激に沈下し, その後, 緩やかに沈下が継続する. この傾向は, 遠心模型実験, 現場計測ともに同様である. また, 測点S3-4とS3-5の間の鉛直ひずみは, テールボイド発生直後には遠心模型実験, 現場計測ともに引張りひずみが増加し, その後傾向が変化し模型実験

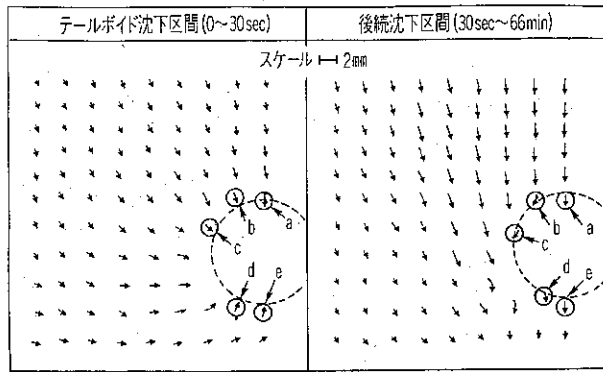


図-5 地盤変形の詳細分析

では引張りひずみが減少し現場計測ではほぼ一定となったのち長期的³¹⁾には引張りひずみが減少している。さらに、側部の地盤変位についても比較を行い、変位の絶対量は異なるものの地盤変形メカニズムすなわち地盤変形の定性的挙動については、遠心模型実験、現場計測ともに同様であることが確認できた。

現場計測結果との類似性が確認できたので、遠心模型実験結果を詳細に分析した。ここでは、その一部として地盤変位について述べる。

トンネル直上の鉛直ひずみに着目してテールボイド沈下と後続沈下の境界³¹⁾を決定(図-4に併記)し、この区分に従って周辺の地盤変位の分布を図-5に示す。テールボイド沈下区間においては、トンネル周辺における地盤変位がおおむねトンネル中心に向かうとともに、トンネル近傍ほど変位が大きくなっており、トンネル中心に向かう二次元弾性論による無限地盤中円孔周りの変位分布に類似した挙動を示している。後続沈下区間においては、トンネルの下方に向かう変位ベクトルになっており、全体的には、すり鉢状の移動領域が現れている。この移動領域とその下側に位置する不動領域の境がすべり面と言えるものである。

さらに、ひずみ分布、過剰間隙水圧の経時変化、覆工に作用する土圧の経時変化、地盤強度を変えた実験結果についても詳細に分析し、テールボイド発生以後の地盤変形メカニズムとして、3段階のフェイズで進展する地盤変形メカニズムを提案した。

5. 複円形断面シールドの地盤変形(1994~2001年)

シールド工法はトンネルの幾何学的安定性や施工性に優れた円形が主流であるが、近年は効率的な最小断面が追求され、複円形や矩形などのシールド工法が実用化されている。円形断面を複数組み合わせた複円形シールドトンネルが地下鉄の駅部の構築に用いられている。

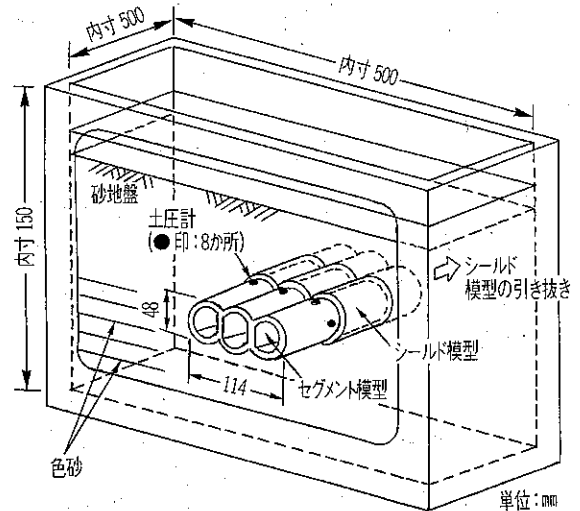
このような複円形断面シールドトンネルの作用土圧を明らかにするために遠心模型実験により、詳細な地盤変

形を観察した¹⁴⁾。

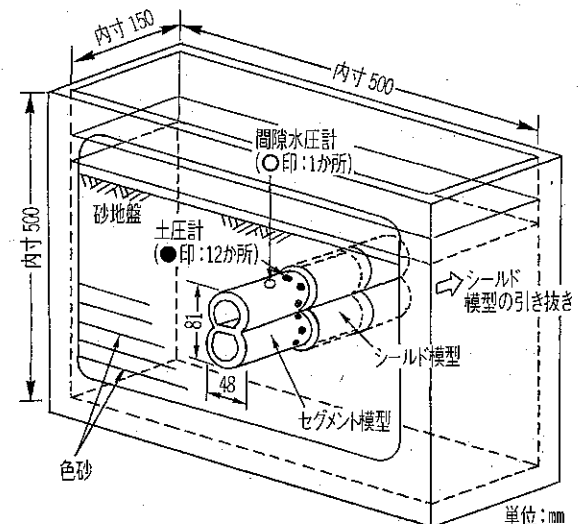
5-1 遠心模型実験の計画

実験の計画にあたっては、4章で述べた実験の成果をもとに、実験の再現性、テールボイド厚さの影響、遠心模型実験と現場の近似度についての評価などは解決済みとして省略し、下記のモデル化とした(図-6参照)。

- ① 複円形断面シールドトンネル(横3連型および縦2連型)のテールボイド発生以後をモデル化すること。
- ② 裏込め注入はなし。
- ③ 遠心装置および模型容器の大きさ、トンネル模型の製作の容易さ、地盤変形量の計測の精度、実験に要する時間と費用を考慮して、縮尺を1/140。
- ④ トンネル模型は、鋼製の中実円柱を組み合わせて構成し、模型土槽背面に固定した。
- ⑤ 実物のテールボイド厚さ(150~260mm)³²⁾を相似則に従って1/140にすると1.1~1.9mmとすべきであるが、地盤変形量の計測精度を考慮して3mmを採用。



(1) 横三連円形断面シールド



(2) 縦2連円形断面シールド

図-6 実験システム(複円形)

- ⑥ 地盤材料は、実験結果の汎用性を考慮して、多くの研究者により強度変形特性が調べられている豊浦砂を選定。
- ⑦ 実験ケース数は、土かぶり比をパラメータとして、横3連型で3ケース、縦2連型で4ケースとした。
- ⑧ 実験手順：所定の密度(相対密度 $D_r=90\sim95\%$)になるように落下高さを制御しながら土槽容器内に豊浦砂を空中落下させて地盤を作成した。この間、深度1~3 cm間隔で赤色に着色した砂を水平方向に層状に設置するとともに、トンネル模型を所定の深度に設置した。不飽和の砂地盤では含まれる水分により粘着力が発揮されるが、この量を実験ケースごとに同一に制御することが難しいので、脱気水で満たして飽和地盤とし粘着力をゼロとした。遠心装置に搭載し、所定の遠心加速度において、テールボイドを発生させる実験を行った。
- ⑨ 計測内容：実験終了後に、奥行き方向中央の断面(土圧計を設置した断面)において模型地盤を切り出し、前述の色砂を測定し地中の鉛直変位を求めた。

5-2 遠心模型実験の結果

実験終了後に模型地盤を切り出した状況を写真-1、図-7に示す。

横3連円形断面シールドトンネルの直上部の沈下量はテールボイド量と同程度の約3mmであり、それより上方では地表に近づくに従い沈下量は小さくなっている。地表面沈下量は、土かぶり H が大きいほど小さく、土かぶり比 $H/D_w=1.0$ で約2.1mm、 $H/D_w=2.5$ で約1.2mmとなっている(D_w :トンネルの幅)。トンネル側方の沈下量の最大値は、テールボイド部分への土の移動が生じていることにより、3mmより大きくなっている。実際のシールドトンネルの施工においてはテールボイド部へは裏込め注入材が充填されるが、裏込め注入材の中への地山土砂の落ち込みや、テールボイド発生と裏込め注入材の充填との施工タイミングのずれなどをなくすことは難しいので、実験で確認された土の移動が生じることは十分起こ

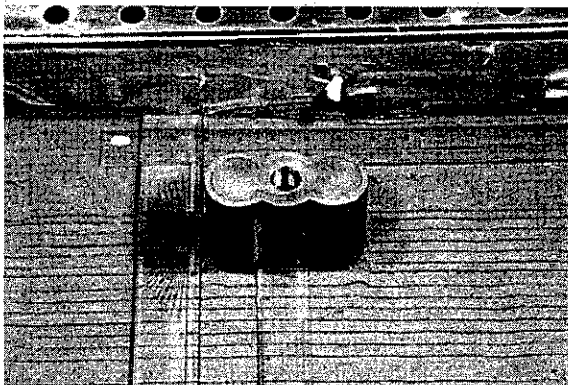


写真-1 実験結果

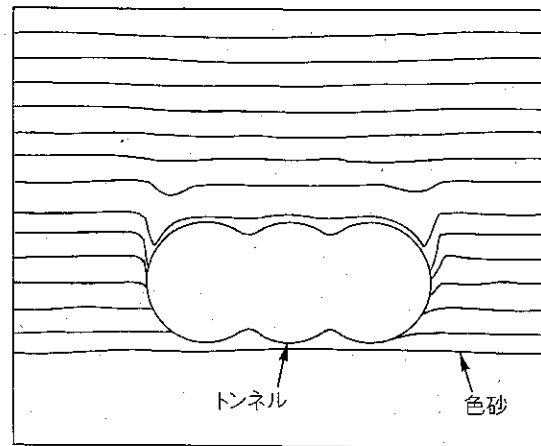


図-7 実験結果模式図(横3連円形断面)

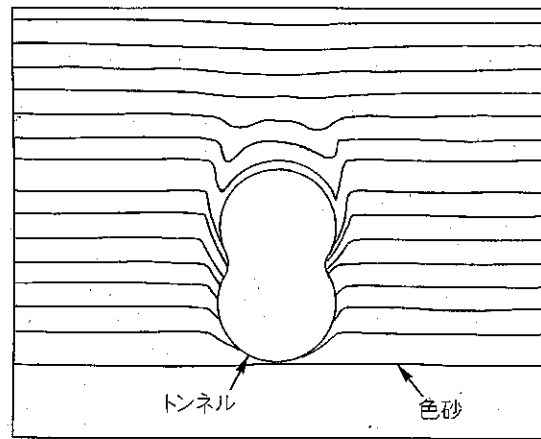


図-8 実験結果模式図(縦2連円形断面)

りうると判断した。

縦2連円形断面についても同様に観察した結果、図-8に示すように、横3連円形断面シールドトンネルと同じ傾向の地盤変形が観察された。

この観察結果をもとに、地盤の変形領域を3つにわけて土塊の釣り合いを考えることにより、土圧算定式を誘導した。

6. 超近接シールドトンネルの地盤変形(1998~2001年)

地上の道路の用地幅に合わせて地下に道路トンネルを構築しようとする場合、矩形が有利である。東京湾横断道路からつながる首都高速川崎縦貫線の工事にMMST(Murti Micro Shield Tunnel)工法が採用されている。複数の小断面シールドで矩形トンネルの外殻部を構築し、それぞれを接続して一体化した後、内部土砂を掘削して大断面トンネルを構築するのが、MMST工法である。複数のトンネルが近接して施工されるため、地盤変状や作用土圧に関する研究が行われている^{(2),(13),(33)}。地盤が弾性体であれば施工の順序によらず最終状態は同じであるが、実際の地盤は弾性体ではないので施工順序を考慮した検討を行った⁽¹³⁾。

6-1 遠心模型実験の計画

4章および5章で紹介したテールボイド発生モデル化を複数のトンネルが近接して施工される場合に適用しようとする、複数組みの制御装置が必要となり、遠心装置や模型容器の大きさを考慮すると採用しにくい。また、縮尺を大きくしてトンネル模型を小さくするのは、製作の難しさが伴う。そこで、テールボイド発生モデル化を落とし戸(降下床)によることにし、下記のようなモデル化とした(図-9, 10参照)。

- ① テールボイド発生以後をモデル化すること。
トンネル横断面にてテールボイドを模擬

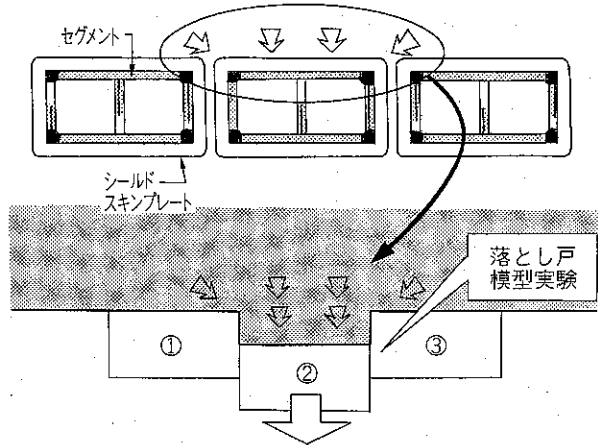


図-9 モデル化(近接トンネル)

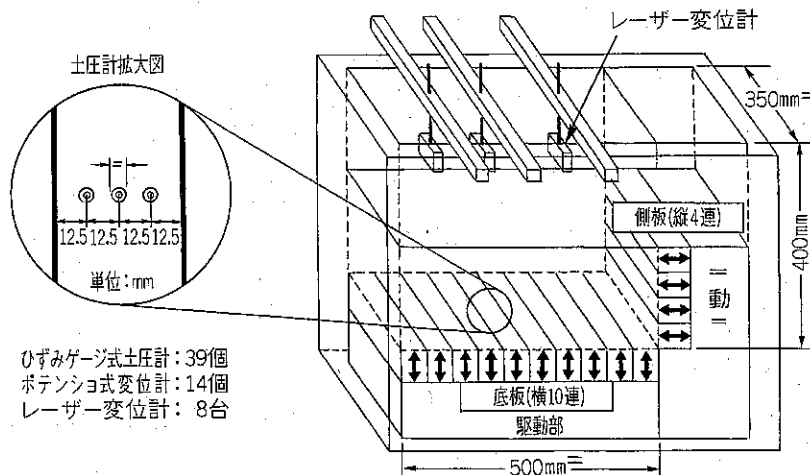


図-10 実験システム(近接トンネル)

ひずみゲージ式土圧計: 39個
ポテンショ式変位計: 14個
レーザー変位計: 8台

- ② テールボイド発生を落とし戸でモデル化する。
- ③ 裏込め注入はなし。
- ④ 遠心装置および模型容器の大きさ、トンネル模型の製作の容易さ、地盤変形量の計測の精度、実験に要する時間と費用を考慮して、縮尺を1/100。
- ⑤ 実物のテールボイド厚さ(100mmと想定)を相似則に従って1/100にし、落とし戸の変位を1mmに制限。
- ⑥ 地盤材料は、実験結果の汎用性を考慮して、多くの研究者により強度変形特性が調べられている豊浦砂を選定。
- ⑦ 実験ケース数は、基本ケースに対してトンネル掘削順序および土かぶり比を変えたケースを各2ケース、計5ケースとした。
- ⑧ 実験手順: 所定の密度(相対密度 $Dr=90\sim95\%$)になるように落下高さを制御しながら土槽容器内に気乾状態の豊浦砂を空中落下させて地盤を作成した。遠心装置に搭載し、所定の遠心加速度において、落とし戸を下方に移動させ、テールボイドを発生させる実験を行った。
- ⑨ 計測内容: 落とし戸に作用している土圧の分布を小型土圧計により、地表面沈下をレーザー式変位計により測定した。

6-2 遠心模型実験の結果

近接して施工されるトンネルの数が3本の場合、3通り施工順序があり得る(中→端→端, 端→中→端, 端→端→中)。地表面沈下の測定結果は図-11に示すとおりであり、最初に施工されたトンネルの地表の沈下量が最終状態において最大値を示すのは各ケースともに同じであるが、施工順序が異なると沈下量の分布形状が異なっていることがわかる。なお、同時に測定した土圧についても、最初に施工されたトンネルに土圧が集中するのは各ケースともに同じであるが、施工順序が異なると分布形状が異なるとともに、

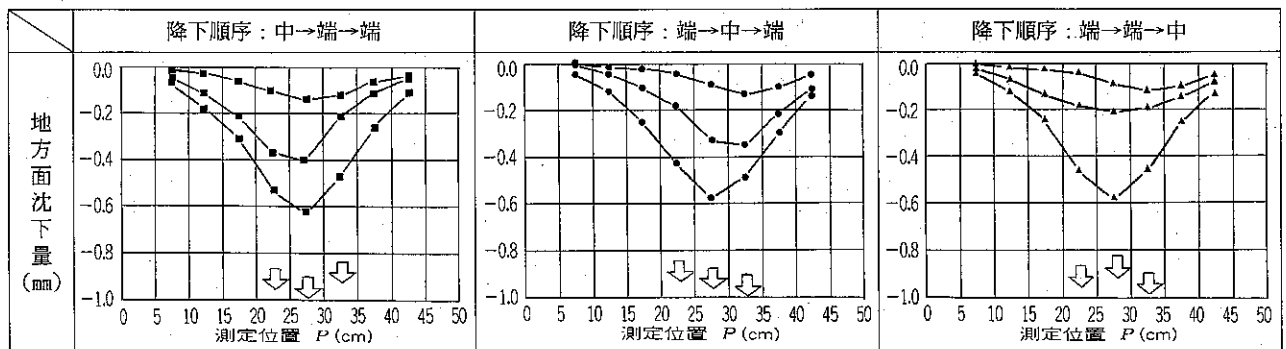


図-11 実験結果(近接トンネル)

施工順序によっては初期の土かぶり圧を超えることがわかった。

7. 余掘り部に注入する沈下抑止材の性能評価 (2000~2002年)

シールドトンネルは、断面形状の多様化とともに大断面化が進んでいる。大断面になると施工時に生じる余掘り(シールド外周部のオーバーカット、姿勢制御・曲線施工のための余掘り)の量が大きくなり、また、施工速度も遅くなるため裏込め注入材が施工されるまでの時間も長くなる。余掘り部の安定性を向上させるために特殊な充填材を注入しておくことを考案し、その性能を遠心模型実験で確認した³³⁾。

7-1 遠心模型実験の計画

外径15mのトンネルを土かぶり20mの砂礫地盤中に構築することを想定し、曲線施工のための余掘りを幅12.5m×高さ15mと設定して実験計画を立案した(図-12参照)。

- ① 余掘り部の発生をモデル化すること。
- ② 余掘り部の発生と同時に特殊充填材を充填する。
- ③ 遠心装置および模型容器の大きさ、余掘り部模型の製作の容易さ、地盤変形量の計測の精度、実験に

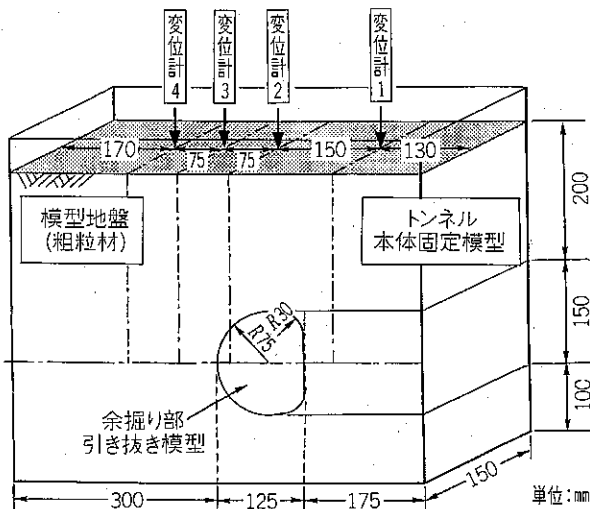


図-12 余掘り実験システム

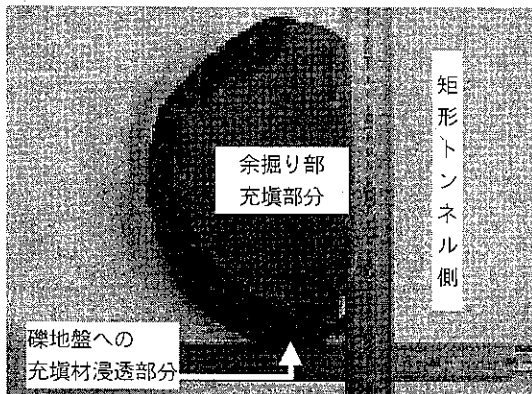


写真-2 実験結果(充填材)

要する時間と費用を考慮して、縮尺を1/100。

- ④ 地盤材料は、充填材にとって厳しい条件となるように、東京礫層をふるい分けした粒径3~5mmの礫とした。
- ⑤ 実験ケース数は、現在のところ、1ケースである。
- ⑥ 実験手順：土槽容器内に礫を空中落下させて地盤を作成した(空隙が大きいので、密度1.2g/cm³)。遠心装置に搭載し、所定の遠心加速度において、余掘り部模型を実験土槽背面から後方に移動させて空間を発生させ、同時に余掘り部模型の先端から特殊充填材を充填する実験を行った。
- ⑦ 計測内容：地表面沈下をレーザー式変位計により測定、実験終了後に充填部分を掘り出して充填状況を目視調査。

7-2 遠心模型実験の結果

充填率100%のケースの地表面沈下量の測定結果を実物換算して図-13に示す。沈下は徐々に進行し充填後1か月間(遠心実験で5分間)に生じる沈下量は1cm以下と推定される。実験終了後に充填部を掘り出した状況を写真-2に示す。上部の一部に礫が充填材の中に若干落ち込んでいるところがあるが、側部および下部では充填材が礫地盤中に浸透しており、この充填材により余掘り部を崩壊せずに保持できていることがわかる。この結果から、充填率を適切に設定することにより地表面沈下を0に抑えることが可能との見通しを得た。なお、この充填材を実工事のシールド機周囲へ充填することにより沈下量を抑制できたことが報告されている³⁴⁾。

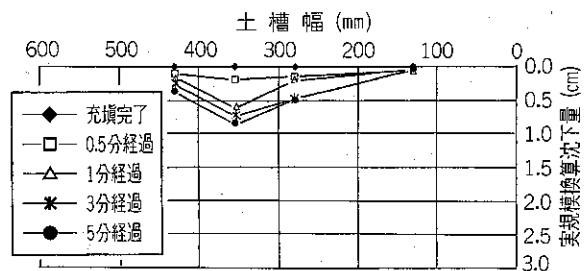
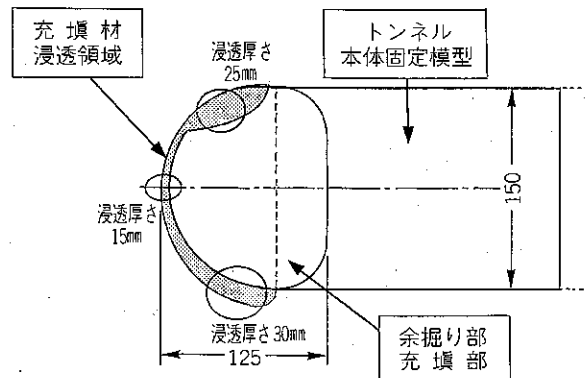


図-13 実験結果(充填材)



8. おわりに

シールドトンネルの施工に伴う地表の沈下量は、数cmのオーダーから数mmへと一桁減少した。これには、密閉型が主流になったこと、同時裏込め注入が実用化されたこと、掘削対象地盤が深くなり地盤が硬質になったこと、施工管理が高度化したことなどが相乗効果をあげたものと思われる。地盤変状予測手法もこれらの施工管理方法の高度化に対応して開発・改良されてきた。近年、これまではない断面形状や複雑な施工法のシールド工法が開発されている。これらの工法を使用する場合の地盤変状予測には、工法に即した地盤変形メカニズムの解明が必須事項となり、円形断面の実績をもとにした予測方法はそのままでは適用できない。地盤変状のメカニズムを理解し、これまでの実績を活用するためにも模型実験はますます重要になると考えられる。

参考文献

- 高橋良文：シールド掘進に伴う地盤変状入門(1)，トンネルと地下，Vol.33，No.11，2002.11.
- 田中弘・高橋良文：シールド掘進に伴う地盤変状入門(2)，トンネルと地下，Vol.33，No.12，2002.12.
- 村山朔郎・松岡元：粒状土地盤の局所沈下現象について，土木学会論文報告集，第172号，pp.31-41，1969.
- 藤村尚・中川勲・木山英郎：地下浅所のトンネル掘削に伴う地表沈下，第34回土木学会年次学術講演会，pp.519-520，1979.
- 島田隆夫：土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下，土木学会論文報告集，第296号，pp.97-109，1980.
- 森麟・赤木寛一：シールド工事に伴う軟弱粘性土の乱れに基づく圧密沈下，トンネルと地下，Vol.11，No.8，pp.15-19，1980.8.
- 小林健郎・西松裕一：シールド掘進に伴う地盤変位に関する研究，土木学会論文報告集，第328号，pp.77-88，1982.
- 栗原宏武・石谷尹利・玉井達郎・竹内利彦：滞水砂・砂礫層を対象とした土圧シールド工法(泥漿シールド工法)の開発研究(その2)，鹿島技術研究所年報，第31号，1983.
- 水谷敏則・時枝繁・石村利明・平岡弘志：シールドトンネルの切端の安定に関する検討，土木技術資料，26-11，pp.15-20，1984.
- 山崎剛・大塚正博・日下部治・栗原美津雄・五十嵐寛昌：遠心模型実験と現場計測の対比によるシールドテールボイド発生以後の軟弱粘性土地盤変形メカニズム，土木学会論文集，No.680/Ⅲ-55，pp.29-48，2001.
- 野本寿・今村眞一郎・萩原敏行・日下部治・藤井齊昭：施工過程を考慮したシールド遠心実験で観察される地盤変状，土と基礎，46-11(490)，pp.17-20，1998.
- 高野晴夫・今田徹・小笠原政文・船本浩二・藤井義文・平井卓：併設横長矩形シールドトンネルの作用土圧に関する遠心載荷実験，土木学会論文集，No.638号/Ⅲ-49，pp.167-178，1999.
- 永谷英基・五十嵐寛昌：外殻先行掘削型シールド工法における作用土圧評価に関する研究，鹿島技術研究所年報，第47号，pp.1-6，1999.
- 五十嵐寛昌・杉原靖彦：遠心模型実験結果に基づく複円形シールドの土圧評価手法の提案，土木学会論文集，No.652号/Ⅲ-51，pp.11-20，2000.
- 永谷英基・五十嵐寛昌・真鍋智：オクトパス工法の開発(その7)-余掘部沈下防止充てん材料の適用性-，第56回土木学会年次学術講演会，Ⅲ部門，p.232-233，2001.10.
- 村山朔郎・松岡元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，No.187，pp.95-108，1971.
- 野口利雄・垂水尚志：砂地盤中のトンネル掘削に伴う荷重の再配分に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.534号/VI-30，pp.77-85，1996.
- 福本忠浩・藤井義文・平井卓・西村和夫・小笠原政文：4連降下床実験における応力再配分のメカニズムに関する提案，第33回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1961-1962，1998.
- 真下英人・井出統一・水谷敏則：粘性地盤におけるシールドトンネルの作用荷重に関する実験的研究，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集，Ⅲ部門，pp.108-109，1989.
- 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト，地下空間の利用技術の開発報告書，(第3分冊)第4編地下土木構造物の建設技術の開発，pp.206-209，1992.
- 林寛・五十嵐寛昌・笹倉剛・杉原靖彦：遠心模型実験によるトンネル掘削挙動の非線形解析手法の検証，都市地下空間利用における大深度地盤に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.183-188，1993.
- 野本寿・三戸憲二・今村眞一郎・上野勝利・日下部治：施工過程を考慮したシールドトンネルの遠心模型実験，土木学会論文集，No.529号/Ⅲ-33，pp.47-56，1995.
- 須網功二・名倉克博・種村宣彦・石田修：遠心載荷装置を用いたシールド模型実験，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，Ⅲ部門，pp.1348-1349，1994.
- 小坂寛巳・今田徹・小笠原政文・津野和宏・藤井義文・平井卓：水平に近接した2本の円形セグメントに作用するゆるみ土圧，土木学会論文集，No.596号/Ⅲ-43，pp.65-79，1998.
- 永谷英基・五十嵐寛昌：オクトパス工法における作用土圧評価に関する研究，鹿島技術研究所年報，第49号，2001.
- 五十嵐寛昌：遠心力を利用した模型実験，実験力学，Vol.2，No.4，pp.3-10，2002.12.
- 木村孟・日下部治・高田直俊：講座 遠心模型実験，土と基礎，Vol.35，No.11~No.12，1987.
- 足立紀尚：模型実験とその限界，土と基礎，Vol.40，No.5，pp.1-4，1992.
- 山崎剛：シールド掘進に伴う地盤変状入門(6)，トンネルと地下，Vol.34，No.4，2003.4.
- 龍岡文夫・生原修：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側面摩擦の影響Ⅲ，生産研究，36巻，3号，pp.158-161，1984.
- 山崎剛・大塚正博・日下部治：軟弱粘性土でのシールドテールボイド発生による周辺地盤の変形挙動，土木学会論文集，No.631/Ⅲ-48，pp.311-328，1999.
- 五十嵐寛昌・高崎肇・植林俊光・広野進・中尾努：3連MFシールドの裏込め注入材充填管理方法の開発，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，VI部門，pp.490-491，1995.
- 小笠原政文・船本浩二・藤井義文・平井卓・野村成樹：砂質地盤における鉛直併設矩形シールドトンネルの作用土圧に関する遠心載荷実験，トンネル工学研究論文・報告集，第8巻，pp.25-30，1998.
- 岡田弘・福田昌弘・五十嵐寛昌・永谷英基：大断面矩形シールドトンネル施工時の沈下抑止対策，第38回地盤工学研究発表会講演概要集，2003.7.

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(10)

変状対策と効果の評価(その1)

吉田 保* 高橋良文**

シールド掘進に伴う地盤変状と家屋被害

1. はじめに

シールド工事を円滑に進めるうえで、周辺の既設構造物に被害を与えないことは、必達の事柄である。このため、シールド掘進により発生する地盤変状の影響範囲内に既設構造物が位置する場合は、事前解析によりその影響度を予測し、実施工時には地盤および既設構造物に計器を設置し、近接施工管理を行うのが一般的である。そのための地盤変状の解析手法に関しては、本講座^{1)~3)}にも紹介されているように、現場計測結果を踏まえた多くの研究がなされており、さまざまな現場条件に応じた実用に供する解析手法が提案されている。また、既設構造物の構造解析に関しても、地中埋設管、地下鉄などの地下構造物や地上の橋梁、ビルなどの杭基礎を有する大型構造物に関しては、さまざまな解析手法が提案されており、実務に利用されている。

しかし、シールド工事は大型構造物の築造されている幅員の広い幹線道路下で行われているだけでなく、とくに、上・下水道や電力地中線などのシールド工事の場合は、比較的幅員の狭い県道や市町村道下の施工も少なくない。このようなケースの場合、家屋の密集した市街地における施工となり、地中埋設管もさることながら、地上の一般家屋の被害の方がより深刻な問題となる場合が多い。しかし、一般家屋を対象にした影響検討手法に関しては、発生頻度が高く、対象となる個数も多いにも関わらず、あまり研究がなされていない。その理由として、一般の木造家屋の構造は千差万別であり立ち並び方も異なるため、個別要件の影響が大きく一般化して取り扱うことが難しいこと、また、構造的な被害に先行して隙間風などの生活面での機能的被害が生じるので構造モデルとしての取り扱いが難しいなどが考えられる。

* 日本工営(株)中央研究所所長

** 東京都下水道局計画調整部事業調整課長

筆者らは、これらの問題を解決するために、東京都下水道シールド工事現場において地盤変状の計測を行い、また、同一地点における木造家屋被害記録を調査し、両者の関係を分析することを試みた。さらに、木造家屋を見立てた模擬ハウスを路線上に設置し、地盤と家屋挙動に関する詳細の計測を実施した。その結果、シールド掘進に伴う地盤変状と家屋被害の因果関係、挙動のメカニズム、被害の許容値などに関して有益な知見が得られたので報告⁴⁾する。

2. 調査・研究の進め方

調査・研究は、図-1に示す3段階で進めることとした。

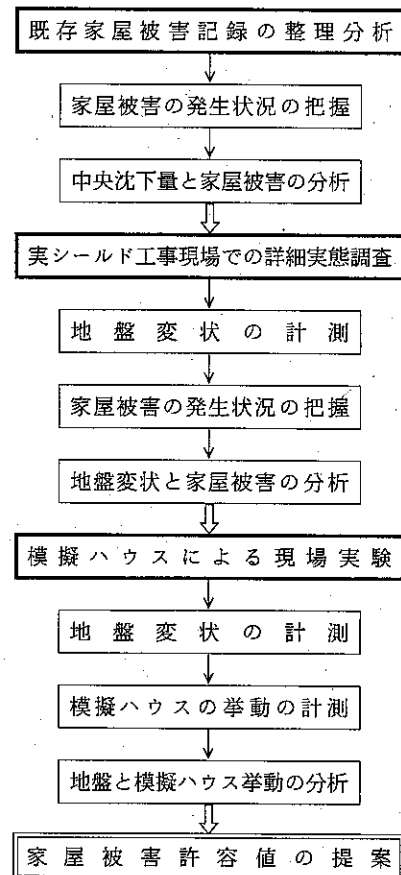


図-1 調査・研究の手順

(1) 既存家屋被害記録の整理分析

当初、シールド工事に伴い沿線の家屋に被害が生じることはわかっていたが、被害の程度は感覚的なもので個人差があり、家屋の構造や立ち並び方の要素が大きく、データを分析するのは難しいと判断されていた。したがって、それまでは工事と被害との関係が十分に明らかにされていない状態で、対策工の設計や被害補償額の算出をせざるを得なかったものと推察される。

そこで第1段階として、シールド工事と家屋被害の因果関係を明らかにするために、いくつかのシールド工事における家屋被害記録のデータを整理分析することとした。同時に対象工事において、掘進管理用に実施したシールドセンターの地表面沈下量の記録も収集し、家屋被害との関係の分析を試みた。

(2) 実シールド工事現場での詳細実態調査

次に、地盤変状と家屋被害との関係を定量的に把握することを目的に、都内に計画された実下水道シールド工事の路線上に4つの調査地点を選定し、シールドの進行に伴い地表面沈下の横断分布を経時的に計測することとした。そして、工事終了後、同一地点において家屋の被害調査を実施し、両者の関係の分析を試みた。

(3) 模擬ハウスによる現場実験

最終段階として、地盤沈下と家屋の挙動は必ずしも同じではないので、直接シールド掘進に伴う家屋の挙動を把握するため、一般家屋を模擬した実験用ハウスをシールドセンター上に設置し、シールド掘進に伴う地盤挙動と家屋挙動に関して、経時的に詳細の計測を実施することとした。

そして、これらの調査結果をもとに、家屋被害の許容値の提案を行うこととした。

3. 既存の家屋被害記録の整理分析⁵⁾

家屋被害の発生状況の実態を把握し、シールド工事との因果関係を把握する目的で、軟弱地盤を対象に行われた都下水道シールド工事のうち、比較的家屋被害の著しかった22件の工事の被害記録および施工記録を収集し整理分析を実施した。使用されたシールド機種は、現在はほとんど用いられなくなったブラインド式や手掘り式の機種で、補助工法として圧気工法や薬液注入工法などが用いられた。被害記録を整理するにあたり、家屋被害の発生頻度を表す指標として、下式で表される被害率を用いることとした。シールドセンターからの家屋までの位置の表示方法としては、図-2に示すような距離角度 α を用いた。

$$\text{被害率} = (\text{距離角度内の被害家屋数}) / (\text{距離角度内の全家屋数})$$

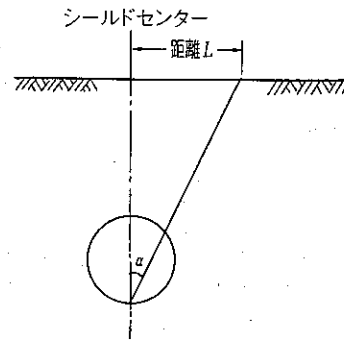


図-2 距離角度 α

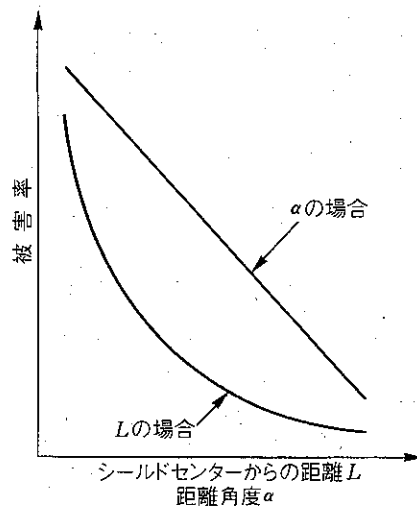


図-3 被害率の分布

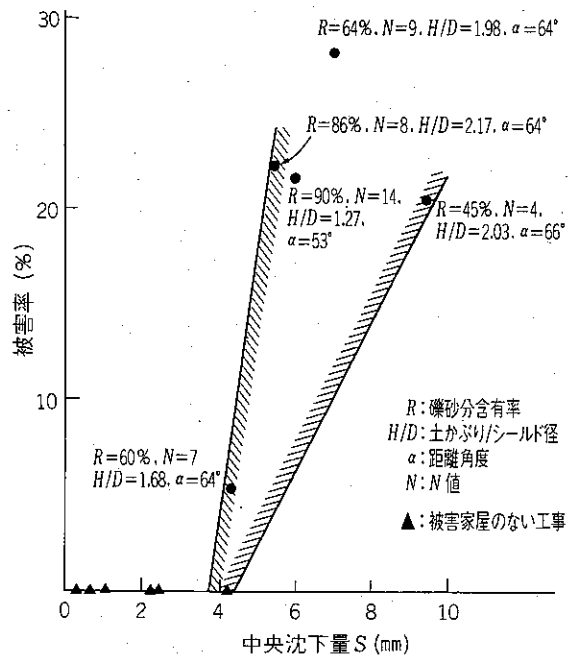


図-4 中央沈下量と被害率

その結果、被害率とシールドセンターからの距離Lの関係は、図-3に模式的に示すようにセンターから遠ざかるに従い指数関数的に減少しており、被害がシールド工事に起因するものであると推察された。また、これを距離角度 α の関係に再整理すると、減少曲線がほぼ直線に

なることがわかった。そして、地盤別に見ると、砂地盤の方が粘性土地盤よりも被害家屋の発生頻度が高く、被害の程度も、床の沈下や土間のクラックなど比較的軽度であることがわかった。

次に、掘進管理の一環として実施されたシールドセンター上の地表面沈下と被害率の関係を見ると、図-4に示すように中央沈下量が少なくなると被害率も減少する傾向が見られ、中央沈下量が3~4 cm以上になると何らかの被害が生じることがわかった。

4. 実シールド工事現場での詳細実態調査⁹⁾

地盤沈下と家屋被害との定量的な関係を明らかにすることを目的に、都内で行われた下水道シールド工事現場において、調査地点を選定し、シールドの進行に合わせて詳細な地盤沈下を計測するとともに、施工後、同一地点において家屋被害の発生状況の調査を実施した。調査は、沖積粘性土地盤3地点と砂地盤1地点の計4地点で

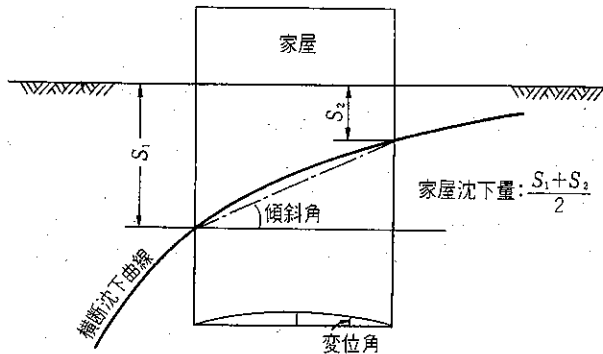
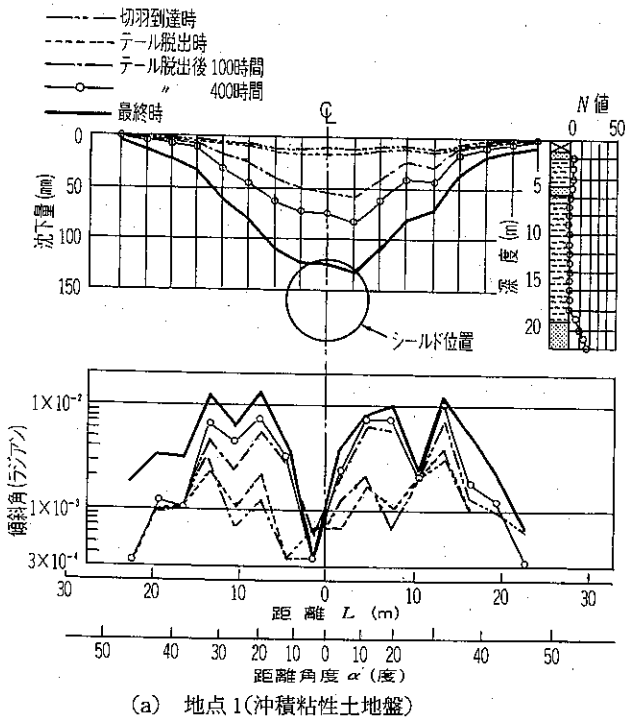


図-5 地盤沈下諸量の定義



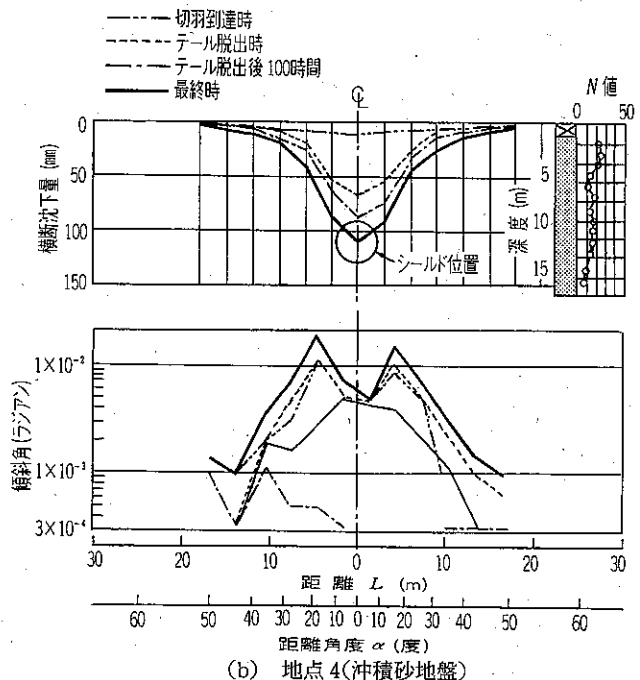
(a) 地点1(沖積粘性土地盤)

行った。

地盤沈下の横断分布と家屋被害との関係を分析するにあたり、図-5に示すような傾斜角、変位角を定義することとした。ただし、これらの値は、一般家屋に計器を設置し測定することが難しかったため、家屋自身の傾斜角、変位角を測定したのではなく、シールドセンターからの横断方向の離隔が対象家屋と同一位置における地盤沈下の計測結果を、投影して算定したものである。

沖積粘性土地盤と砂地盤における沈下および傾斜角の横断分布を図-6に示す。これより、沈下の横断分布は凹型で時間の経過とともに、影響範囲も広がっていくのが読みとれる。また、傾斜角を見ると、シールドセンターが最大ではなく側部の位置の方が大きい傾向が見られる。そして、シールド通過時に隆起した場合などは、最終段階でなく、調査地点を通過途中の方が最大値を示すことが確認された。これらのことを総合すると、家屋は、シールド掘進に伴う地盤変状により、後述するように三次元的にねじれるように挙動したものと推察される。

次に、地点4における家屋被害の発生状況を図-7に示す。家屋被害は写真-1~3に示すように、その程度によって概略A, B, Cの3つ程度のランクに分けられることがわかった。そこで、1件1件の被害家屋をA, B, Cの被害の発生状況から3つのランクに分類し整理すると、表-1に示すような結果が得られた。ここで、一戸の家屋で異なるランクの被害を生じた場合は、上位のランクに分類した。これより、沖積粘性土地盤の場合は、隆起現象のあった地点2を除いてA, B, Cランクの被害家屋



(b) 地点4(沖積砂地盤)

図-6 地盤沈下、傾斜角の横断分布

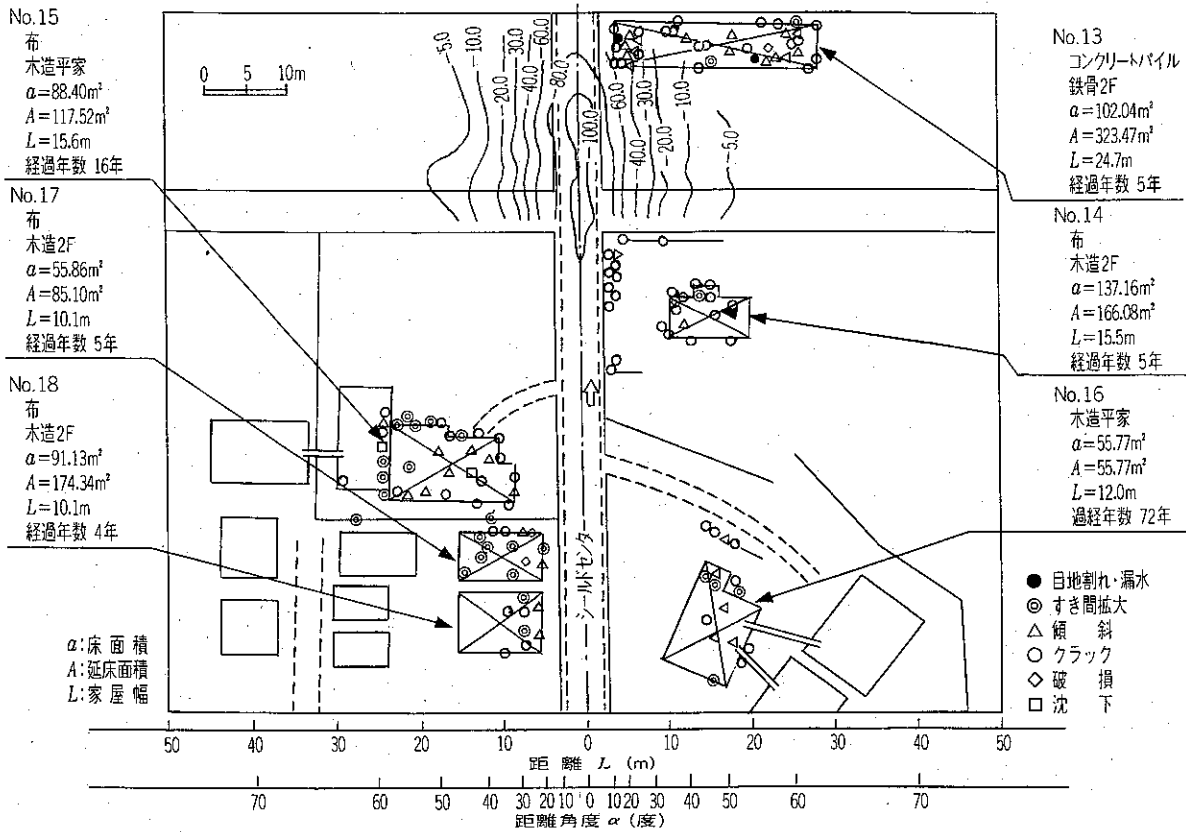


図-7 家屋被害発生状況

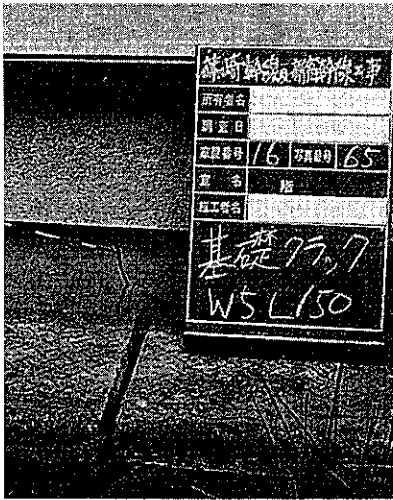


写真-1 基礎クラック(ランクA)

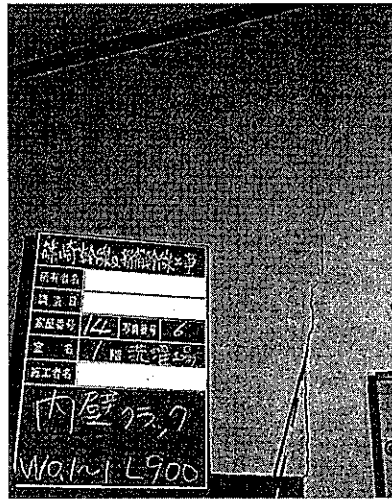


写真-2 内壁クラック(ランクB)

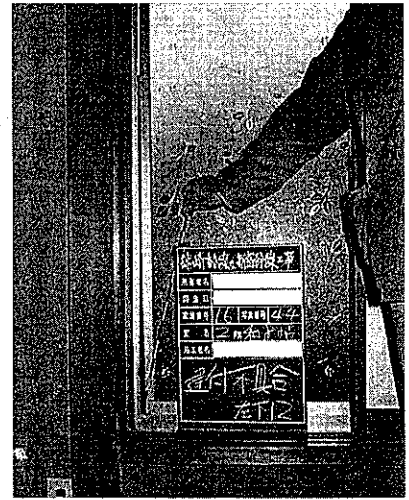


写真-3 建て付け不良(ランクC)

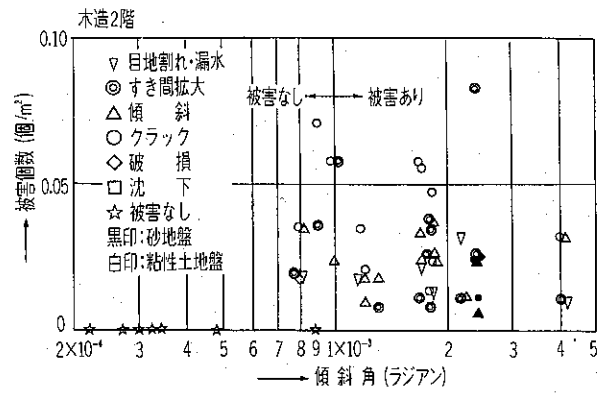
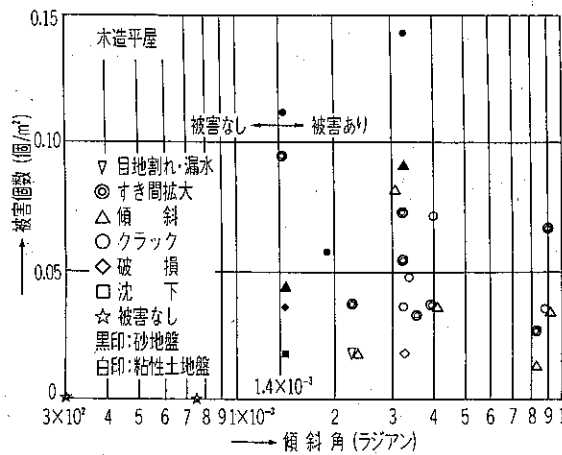
の発生頻度に大きな差がないのに対し、砂地盤の場合は、Aランクの被害家屋がほとんどであることがわかった。このように、地盤の種類によって家屋被害の発生状況が異なるのは、地盤によって、シールド掘進に伴う地盤変状の現れ方が異なるため、沖積粘性土地盤が比較的なだらかな沈下性状なのに対し、砂地盤の場合は沈下の発生が速く、横断方向の傾斜角の差が大きいためと考えられる。これらの地盤の差による家屋被害の発生状況の相違は、3章で述べた既存の家屋被害の分析結果とも符合した。

次に、地盤沈下量、傾斜角、変位角と被害の発生した家屋の単位面積あたりの被害個数の関係を分析した。その結果、沈下量と被害個数との間は明確な相関は見られなかったが、傾斜角、変位角と家屋(木造平屋・2階)被害との関係からは、図-8に示すようにある値を境に、被害が発生していることが読み取れた。この値は表-2に示すように、傾斜角、変位角ともおおむね 1×10^{-3} rad 前後であり、許容変位角の方が許容傾斜角よりもやや小さい値であった。また、図-9は変位角とランク別被害家屋の相対的な発生比率であるが、変位角の大きさによって、

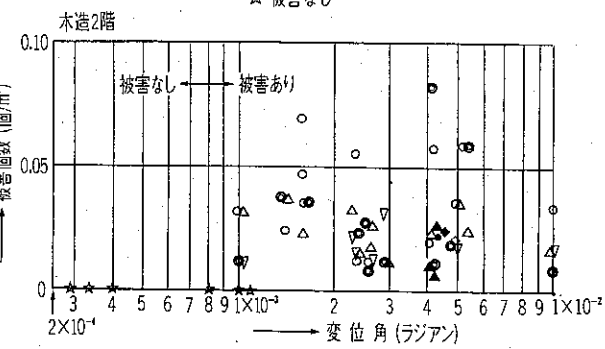
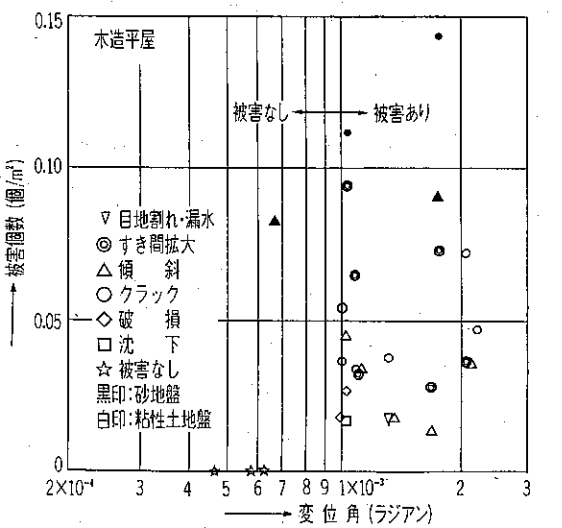
表-1 家屋被害発生状況一覧表

地盤の種類	沖積粘性土地盤			沖積砂地盤	
	地点1	地点2	地点3	地点4	
調査地点					
中央沈下量(mm)	130	※64 (+隆起量=122)	145	107	
影響範囲 { L_s (m) α_s (度)	25 51	26 51	24 49	17 49	
被害範囲 { L_d (m) α_d (度)	21(24) 46(56)	26(32) 51(56)	24(31) 49(57)	17(29) 49(76)	
被害家屋数 { A B C 計	3(50) 2(33) 1(17) 6	14(70) 3(15) 3(15) 20	2(33) 2(33) 2(33) 6	6(100) 0(0) 0(0) 6	
被害箇所数内訳	A { 基礎沈下 土間沈下 床沈下 浴槽破損	10(1.7) 7(1.2) 3(0.5) 0(0)	17(2.8) 31(1.6) 0(0) 0(0)	3(0.5) 4(0.7) 0(0) 15(2.5)	17(2.8) 0(0) 15(2.5) 1(0.2)
	B { 柱傾斜 すき間拡大 内・外壁クラック 塀クラック	5(0.8) 3(0.5) 1(0.2) 8(1.3)	15(0.8) 3(0.2) 14(0.7) 29(1.5)	7(1.2) 1(0.2) 4(0.7) 0(0)	4(0.7) 15(2.5) 35(5.8) 24(4.0)
	C { ドア、引戸建て付け不良 タイル目地割れ	1(0.2) 3(0.5)	17(0.9) 11(0.6)	13(2.2) 0(0)	19(3.2) 8(1.3)
施工状況		隆起あり			

L_s : 沈下量が5mmとなる横断距離
 α_s : 沈下量が5mmとなる距離角度
 L_d : もっとも遠い被害家屋中央までの横断距離
 α_d : もっとも遠い被害家屋までの距離角度
 被害範囲()内: 家屋端部までの範囲
 被害件数()内: A, B, Cの比率%
 被害内訳()内: 1軒あたりの箇所数
 ※現場条件により、シールドセンターに測定杭が設置できなかったため、推定値である。



(a) 傾斜角と家屋被害個数



(b) 変位角と家屋被害個数

図-8 傾斜角・変位角と家屋被害個数

表-2 許容傾斜角, 変位角(ラジアン)

家屋	許容値	許容傾斜角	許容変位角
木造平屋		1.4×10^{-3}	1×10^{-3}
木造2階		1×10^{-3}	8×10^{-4}

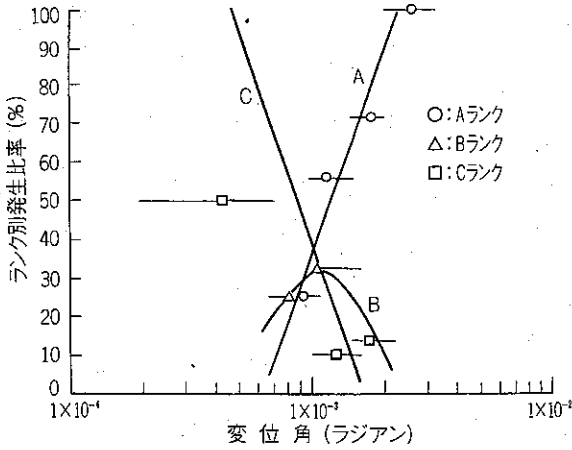


図-9 変位角とランク別被害家屋の発生比率

発生比率が変化する傾向が読み取れる。同種のデータを沈下量, 傾斜角についても試みたが, 良い相関は認められなかった。これらの結果から, 家屋被害は変位角とより密接な関係があると推察される。

5. 模擬ハウスによる現場実験⁶⁾

これまでの検討結果より, 地盤挙動と家屋被害の関係に関して, ある程度, 定量的に明らかになった。ただし, 前述したように, 4章の実態調査では家屋自体の挙動は計測していないので, 地盤挙動と家屋被害の発生メカニズムは未解明であった。そこで, 地盤変状と家屋との相互挙動を明らかにし, 家屋被害発生メカニズムを解明することを目的に, 実際の下水道シールド工事現場において, シールド直上に模擬ハウス(仮説プレハブ)を築造

し, 地盤と家屋の挙動に関する計測を実施することとした。模擬ハウスの基礎は, 図-10に示すように一般家屋と同様の布基礎とし, 20cm厚の基礎碎石の上に10cmのコンクリートを打設し, ブロックを2段積みした構造とした。計測内容としては, 家屋基礎の四隅, No.①~④に傾斜計を設置し基礎の傾斜を計るとともに同一位置でレベル測量を実施した。また, 基礎の計測位置と同じ位置で地盤の沈下量も測定した。

模擬ハウスを設置した地点の横断および縦断方向の地表面沈下分布の経時変化を図-11に示す。これより, 地盤沈下分布は横断方向, 縦断方向とも一樣には生じておらず, 模擬ハウスは図中に模式的に示すように, シールドの進行とともに4章でも予見されたように, 三次元的にねじれるように挙動したものと推察される。

シールドセンター上のNo.①, ②における模擬ハウス基礎沈下と地表面沈下の経時変化を図-12に示す。地盤, 基礎ともシールドの通過により沈下しているが, 同一位置の沈下量は基礎の方が地盤よりも少ないことが読み取

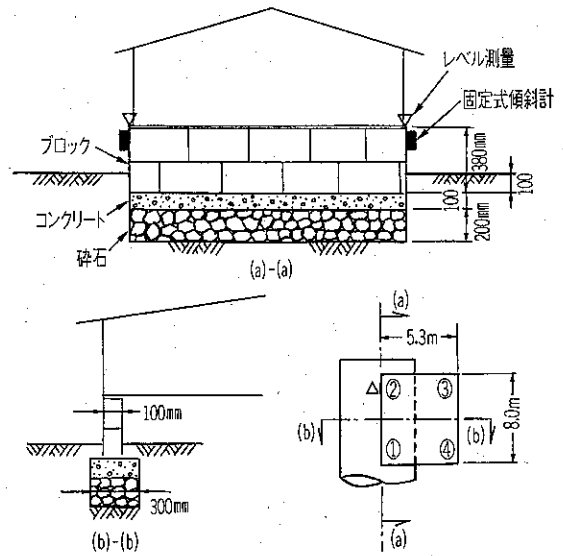


図-10 模擬ハウスの構造および測定位置

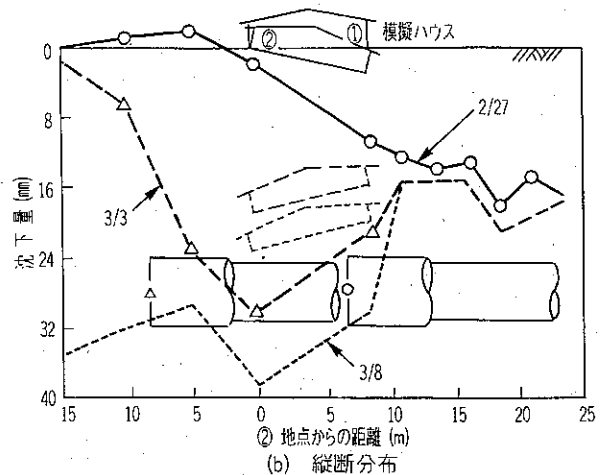
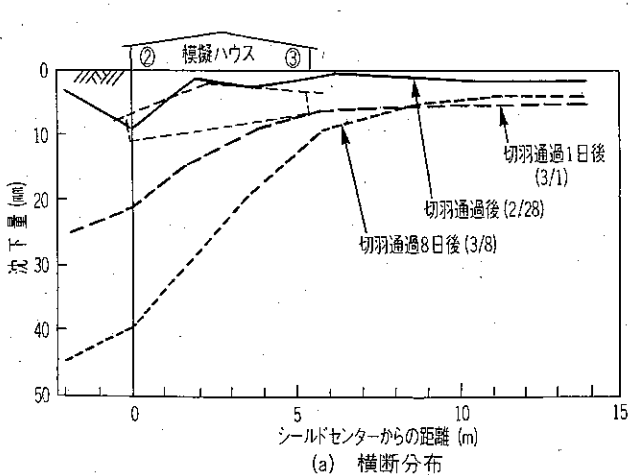


図-11 地表面沈下分布の経時変化

れる。また、同図中に示すように、沈下の進行とともに、基礎にクラックが発生しているのがわかる。最初にクラックが発生したのは、図-12中に示すNo.①～④間の基礎で、その後、時間の経過とともにNo.②、③、No.③、④の基礎にも順にクラックが発生している。

最初にクラックが発生したNo.①～④における両端の傾き α と基礎傾斜角 θ_F 、地盤傾斜角 θ_G の経時変化を図-13に示す。クラック発生前後の基礎の挙動に着目すると、クラック発生の前日(3/1日)に、基礎の傾き α がNo.①とNo.④とで正負逆方向になっているのがわかる。このときの基礎の状態を模式的に表すと図-14(a)のとおりである。No.①～④間の基礎は、上側が凸の形状に変形し、これによりクラックが発生したものと同推察される。クラック発生後の値を見ると、傾斜角は大きな変化はないが、基礎の傾き α は、No.①、No.④とも正の方向に増加している。このときの基礎の状態は模式的に図-14(b)に示すようであったと予想され、クラック発生によりNo.①～④間の基礎が分離し、連続性を失ったものと推察される。

4章で述べた実シールド工事現場での調査結果では、表-2に示したように、建て付け不良などもっとも軽度な被害の許容値は、木造平屋の場合、傾斜角 $\theta = 1.4 \times 10^{-3}$ radであった。ただし、このときは家屋自体の挙動は計測していないので、この値は同一位置の地盤の傾斜角 θ_G である。No.①～④間の地盤沈下が生じてからの地盤傾斜角 θ_G と基礎傾斜角 θ_F の関係を整理すると図-15に示すとおりである。これより、両者の関係は、経時的に図中に示すIからII、IIIの段階を追って推移したものと考えられる。I段階は両者がほぼ一致している段階で、家屋が地盤に追従して挙動していることを示している。II段階は、基礎傾斜角 θ_F が地盤傾斜角 θ_G よりも小さい段階で、地盤の沈下により家屋基礎の剛性が徐々に効き始めていることを示している。III段階は、基礎にクラックが入り連続体としての剛性を失ってから後の段階で、両者はおおむね比例する関係が読み取れる。今回の場合、 θ_F/θ_G は約1/2であった。

図-15より、ファーストクラックの入ったときの基礎

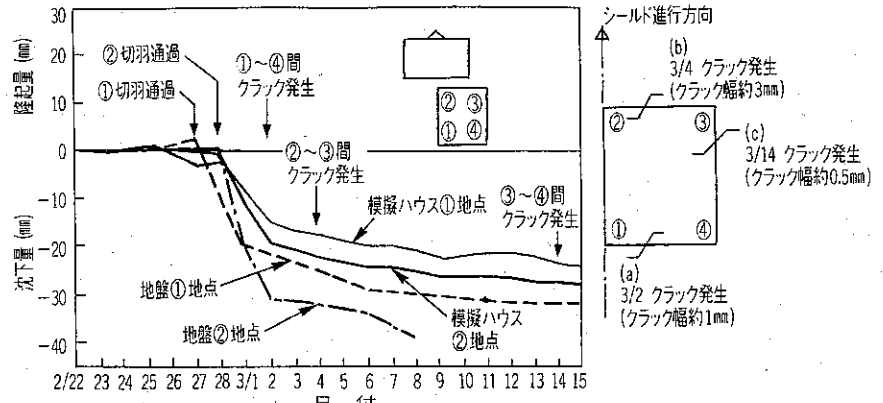


図-12 地盤および基礎沈下の経時変化

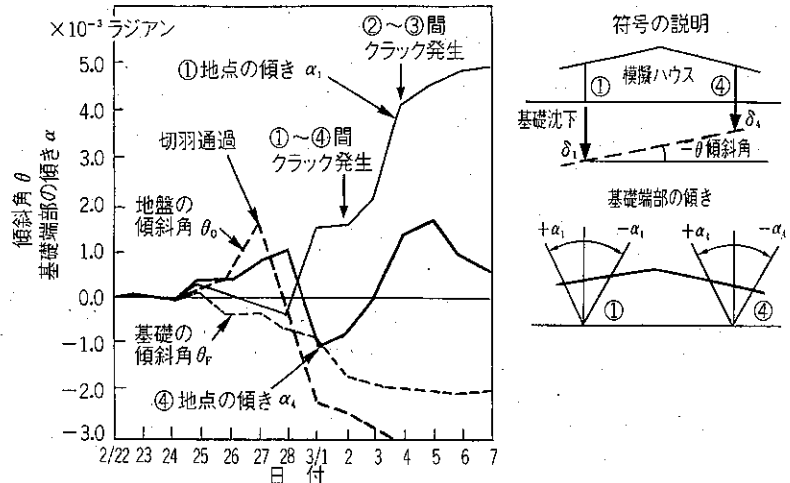


図-13 基礎と地盤の傾斜角、基礎端部の傾きの変化(No.①～④間)

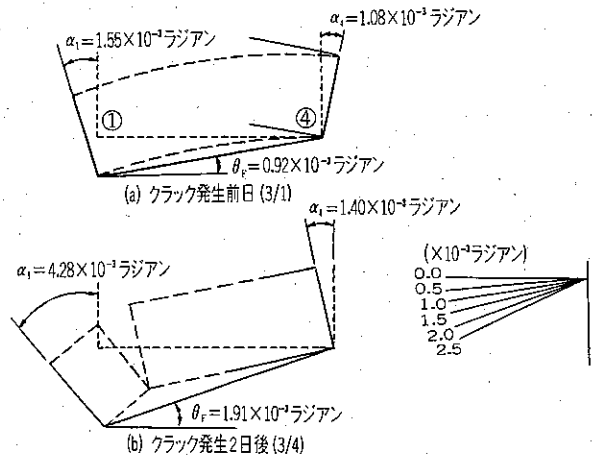


図-14 基礎の状態模式図(No.①～④間)

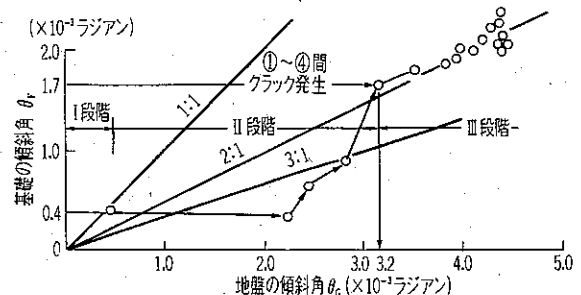


図-15 地盤傾斜角 θ_G 、基礎傾斜角 θ_F の関係(No.①～④間)

図-15より、ファーストクラックの入ったときの基礎

表-3 家屋被害許容値の目安(ラジアン)

傾斜角	被害の程度 軽度の被害 (建て付け不良など)	基礎クラック の発生
地盤傾斜角 θ_0	1.4×10^{-3}	3.2×10^{-3}
基礎傾斜角 θ_f	$0.4 \sim 1.4 \times 10^{-3}$	1.7×10^{-3}

傾斜角 $\theta_f = 1.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ に対応する地盤傾斜角 θ_0 を求めると、 $3.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ が求まる。この値は、4章で述べた実績 $1.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ よりも2.3倍大きい値である。この理由は、前述したように、4章の実績はもっとも軽度の被害の指標なのに対して、より被害ランクの大きい基礎クラックの発生による指標であるためである。模擬ハウスは仮設プレハブであったので、建て付け不良などの軽度の被害に対する許容値は未確認であるが、図中で $1.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ の値はⅡ段階なので、家屋の剛性が発揮されることにより、家屋のたわみが生じ、建て付け不良などの軽度の被害が出始めることは十分考えられることである。

以上の結果を総合すると、木造平屋の場合、家屋被害の許容値は、軽度の被害と基礎クラックに分けて、表-3に示す値が目安となると推察される。

6. おわりに

今回の、シールド工事に伴う地盤変状と家屋被害の調査を通じて、木造家屋は柔構造なので変形に対して強く、構造的破壊に対応する許容変位量はRC構造物などに比

較し大きいという印象をもったと同時に、構造的破壊に至る前に、極小さい変位量でも、建て付け不良などの軽度ではあるが、生活に支障を来すような機能的障害が生じやすいということも確認された。そして、これらの分析結果をもとに、近接施工管理を行ううえでの家屋被害の許容値に関しても、その目安を提示することができた。

今後、本研究成果が、多くのシールド工事の近接施工において、実際の管理基準値として採用され、被害を未然に防ぐことに役立てば、研究に携わった者の一人として望外の喜びである。

参考文献

- 1) 杉山仁寛：シールド掘進に伴う地盤変状入門(4)、トンネルと地下、Vol.34, No.2, pp.77-87, 2003.2.
- 2) 田中 弘：シールド掘進に伴う地盤変状入門(5)、トンネルと地下、Vol.34, No.3, pp.75-82, 2003.3.
- 3) 山崎 剛：シールド掘進に伴う地盤変状入門(6)、トンネルと地下、Vol.34, No.4, pp.75-84, 2003.4.
- 4) 吉田 保：シールド掘進に伴う地盤及び構造物挙動と近接施工に関する研究、学位論文、1994.3.
- 5) 間方博之・高橋良文・山田孝治・吉田 保：シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害について、土と基礎、Vol.28, No. 6, pp.59-66, 1980.6.
- 6) 吉田 保・内田賢司・高橋良文：軟弱粘性土地盤におけるシールド掘進に伴う地盤変状と家屋挙動の計測結果、山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム、pp.253-260, 1992.5.

R. E. グッドマン, G. H. シー著

ブロック理論と岩盤工学への応用

A5判 上製本 360頁 本体価格 4,855円 円 380円

吉中龍之進 大西有三訳

ブロック理論とは、岩盤内に分布する不連続面と自由面をなす岩盤表面、あるいは掘削面との間の三次元の幾何学的関係から岩盤の安定に影響を与える岩塊を見出す新しい手法である。

自由面と不連続面をなす不安定岩塊をキーブロックと呼び、そのブロックを安定させ岩盤全体の安定化をはかることがブロック理論の体系である。

したがって、トンネル・地下空洞・岩盤斜面などの築造に際しては、同理論の適切な活用によって安定した岩塊を確保し、支保や安全対策工の合理化・省力化をはかることができる。

〔目次〕 序説/ベクトル解析を用いたブロックの形状と安定性の記載/図解法(ステレオ投影法)/ブロックの移動可能性/ジョイント・ブロック/地表の岩盤掘削へのブロック理論の応用/地下空洞へのブロック理論の適用/トンネルと立坑についてのブロック理論/移動可能ブロックの力学安定解析



株式
会社 **土木工学社**

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー 神楽坂
電話 (03) 3267-2888 (代) 振替 00110-8-190072

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(11)

変状対策と効果の評価(その2)

岡田 仁* 笠井 靖浩**

地下鉄12号線と既設電力トンネルの管理の事例

1. はじめに

都心部における近年の地下空間利用は、地下鉄やライフラインなどの過密化が進んでおり、道路下には様々な地下構造物が構築されている。したがって、既設構造物に近接して施工せざるを得ない状況が多くなり、既設電力トンネルにおいても、道路、鉄道などの構造物が近接して施工されるケースが増加している。

近接施工にあたっては、工事に伴って生じる周辺の地盤の変状、地下水位の変動などが既設構造物に有害な影響を与えるかどうかの事前の影響予測が重要となる。また、必要に応じ対策工を立案し、その効果を的確に評価することが必要である。

本稿では、地下鉄12号線建設に伴う既設電力トンネルの管理を例として、大規模開削工事に伴う既設トンネルの変状とその影響予測手法、防護・計測の事例について解説する。

2. 大規模開削工事に伴う既設トンネルの変状と影響予測手法

2-1 トンネル縦断鉛直方向の変状と影響予測手法

大規模開削工事では、掘削による土砂の除去により「リバウンド」と呼ばれる掘削底面の隆起現象が生じる。このとき、掘削底面に既設のトンネルが位置する場合にはリバウンドの影響を受け、図-1に示すとおり縦断方向に曲げ変形が生じるものと推定される。

開削工事に伴う地盤のリバウンド量予測手法としては種々の方法が提案されているが、大別すると次の4つの手法に整理できる。

- ① 弾性理論などにもとづく理論予測式による方法¹⁾
- ② FEM解析などの数値解析による方法¹⁾

* 東京電力(株)東京支店東京工事センター土木担当

** “ 業務管理部業務総括・TQM推進グループ課長

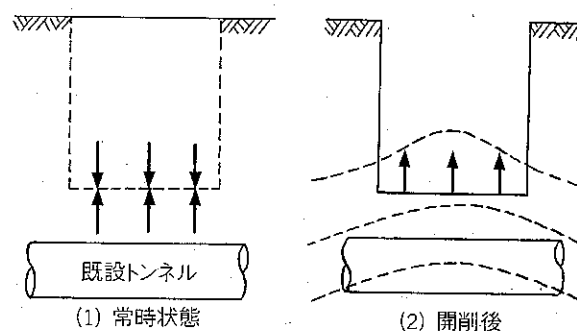


図-1 リバウンド挙動の概念

- ③ 圧密算定式による方法²⁾
- ④ 土かぶり荷重法による方法

これらの中で、理論予測式による方法およびFEM解析による方法については、リバウンドを地盤の弾性範囲内における挙動とみなし、変形係数を種々の試験から求め、地層構成や掘削形状および掘削深度を考慮して、リバウンド量を推定するものである。

理論予測式による方法には、Steinbrenner(スタインブレナー)式³⁾やMindlin(ミンドリン)の第一解⁴⁾があるが、スタインブレナー式は三次元的な広がりを考慮した評価ができるうえ、特定の深度、位置における変形・応力を評価できることから、多層地盤におけるリバウンド量を予測するうえで有効な方法であり、いくつかの論文で適用されている^{1), 5)~8)}。

FEMによる方法については、掘削平面形状と深度から、三次元的な地盤挙動が想定される場合には、二次元よりも三次元解析が有効であるが、解析に要するコストおよび時間が多くかかることなどから、採用されることは少ない。

圧密算定式による方法は、リバウンド現象を圧密試験の除荷時の挙動としてとらえ、その曲線から変形係数を求めてリバウンド量を推定する方法であるが、地層が変化する場合や掘削形状が一次的にモデル化できない場合などでは適用が難しいことから使用範囲が限定される。土かぶり荷重法は、図-2に示すように地盤のバネで支

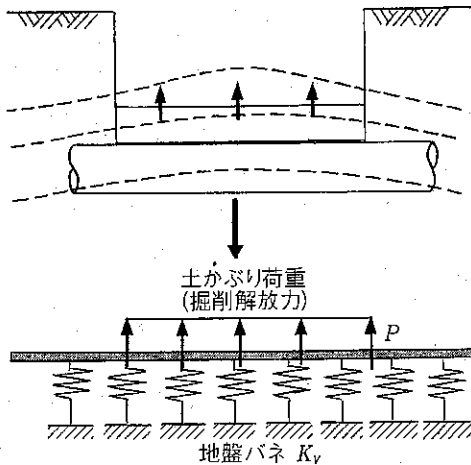


図-2 土かぶり荷重法の概念図

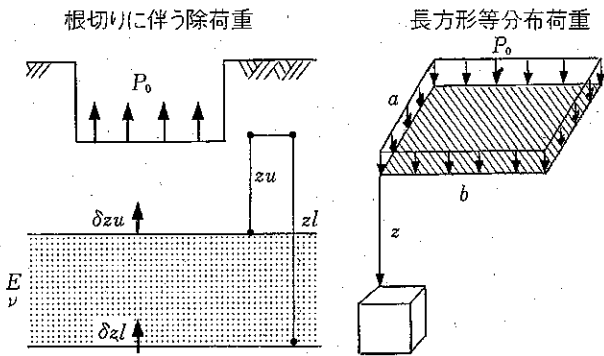


図-3 ステインブレナー式による地盤内変位算定の模式図

持された既設トンネルを弾性体としてモデル化し、開削前の土かぶり荷重(掘削解放力相当)を既設トンネルに載荷し、軸方向の変位および断面力を計算する手法である。この方法は計算が比較的容易なため一般に多く用いられているが、周辺地盤の変位とは無関係に既設トンネルの変形が求まり地盤変位との整合が図れないこと、三次元的な掘削形状の影響を考慮しにくいことなどから、実挙動を十分精度良く予測できない可能性がある。

今回採用した方法は、半無限弾性体の表面に鉛直集中荷重が作用した場合の地盤内応力伝播に関する弾性解(Boussinesq解)を基本として、これを多層地盤に適用したスタインブレナーの多層近似解法による手法である。開削工事に伴う地盤のリバウンド現象は、図-3に示すように掘削床付け面上に作用する掘削相当外力(上載土重量)の地盤応力伝播の問題と考え、掘削床付け面での地盤のリバウンド量 δ は、スタインブレナーの多層近似解法により、土層上下端のリバウンド量の計算値 δ_{zu} 、 δ_{zl} を用いて、各層ごとのリバウンド量を求め、各層のリバウンド量の和として(1)式により求められる。

$$\delta = \sum (\delta_{zu} - \delta_{zl}) \quad (1)$$

なお、 δ_{zu} 、 δ_{zl} は(2)式により求められる半無限弾性体の表面に長方形分布荷重が作用した場合における長方形隅角部の深さ z での鉛直変位である。

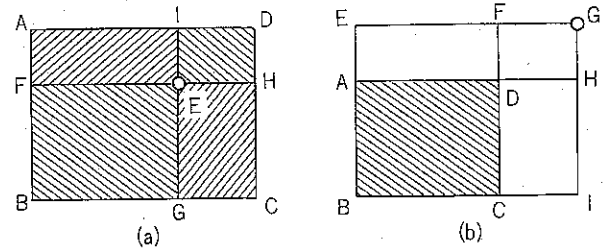


図-4 ステインブレナー式による地盤変位および地盤内応力計算時のブロック割

$$\delta_z = -\frac{aP_0(1-\nu^2)}{2\pi E} \cdot \left[\log_e \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+m}{\sqrt{1+m^2+n^2}-m} \right) + m \cdot \log_e \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+1}{\sqrt{1+m^2+n^2}-1} \right) - \frac{1-2\nu}{1-\nu} n \tan^{-1} \cdot \frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} \right] \quad (2)$$

$$\sigma_z = \frac{P_0}{2\pi} \cdot \left[\frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \cdot \frac{1+m^2+2n^2}{(m^2+n^2)(1+n^2)} + \sin^{-1} \cdot \frac{m}{\sqrt{m^2+n^2}\sqrt{1+n^2}} \right] \quad (3)$$

a, b : 長方形荷重の辺長

P_0 : 等分布荷重(掘削相当外力)

m : b/a

n : z/a

E : 地盤の変形係数

ν : ポアソン比

また、地盤内応力 σ_z も(3)式により求めることができる。上記の式を用いて、例えば、図-4(a)のような任意の1点Eの下で深さ z なる点のリバウンド量を求めるには、長方形ABCDをE点が隅角となるような4個の長方形EIAF、EFBG、EGCH、EHDIに分割し、それぞれの長方形内における荷重によって、E点下 z なる深さの点に生じるリバウンド量を算出し、これらを(4)式のように合成すれば求めることができる。

$$\Delta \delta_z = \Delta \delta_{zEIAF} + \Delta \delta_{zEFBG} + \Delta \delta_{zEGCH} + \Delta \delta_{zEHDI} \quad (4)$$

同様に、図-4(b)のように、長方形ABCD外にある任意のG点下におけるリバウンド量を求めるときは、G点を隅角とするようないくつかの長方形を仮想し、実際に荷重の作用しているABCD面の影響だけが残るような組み合わせを行うことによって、G点下のリバウンド量を(5)式により求めることができる。

$$\Delta \delta_z = \Delta \delta_{zGEBI} + \Delta \delta_{zGFHD} - \Delta \delta_{zGEAH} - \Delta \delta_{zGFCH} \quad (5)$$

掘削形状がさらに複雑な長方形の組み合わせである場合にも、適切に上述の方法を組み合わせることによって、任意点のリバウンド量を算出することができる。また、

荷重作用面の各部分に作用する荷重 P_0 の大きさが異なる場合にも上記の方法が応用できる。したがって、この方法を用いて任意の平面掘削形状に対して長方形ブロック割を行い、各ブロックごとのリバウンド量および鉛直応力の計算値を重ね合わせ、任意位置での地盤の鉛直変位および鉛直応力を算出できる。

トンネル軸方向に発生している断面力の算定は、地盤ばねで支持された様な剛性を持つ梁にトンネルをモデル化し、スタインブレンナー式により推定された地盤変位を外力として入力することにより求まる。

2-2 トンネル縦断水平方向の変状と影響予測手法

掘削の進捗に伴い土留め壁は掘削面側に変形する。このときトンネルが土留め壁近傍に位置した場合、トンネルは土留めの変形の影響を受け縦断水平方向に曲げ変形を生じるものと推定される。

土留め壁変形によるトンネルへの影響度合いの予測は図-5に示すとおり、横断面と平面のそれぞれにおいて二次元弾性FEM解析を行い、平面FEM解析でトンネルの変位分布を推定し、横断面FEM解析結果を(6)式で変位量を補正することにより求めることができる。

$$\delta_i = \delta_a / \delta_b(\max) \times \delta_u \quad (6)$$

ここに、 δ_i : トンネル各点における変位量

δ_a : 横断面FEMにおける変位量

δ_b : 平面FEMにおける変位量

トンネル縦断方向に発生している断面力は鉛直方向の解析と同様に、弾性床上の梁モデルに地盤変位を入力し算出する。

2-3 トンネル横断面方向の変状と影響予測手法

掘削過程において既設トンネルが掘削範囲内に位置した場合、既設トンネルは上載荷重の低減と土留め壁変形による影響を受ける。これらによる影響は、二次元FEM解析により求めることができる。解析においては、地盤の挙動を支配すると考えられる地盤の弾性係数が鉛

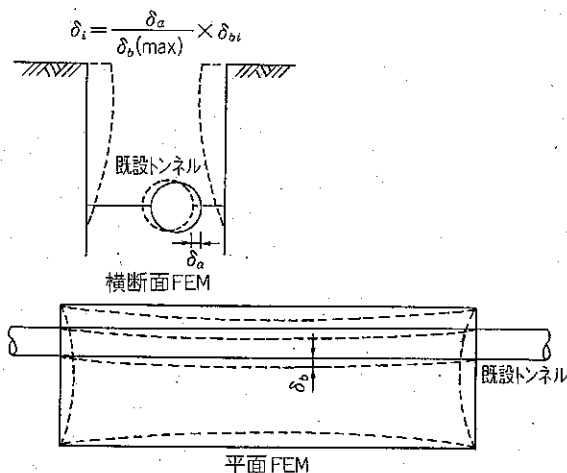


図-5 FEM解析モデル

直方向と水平方向で大きく異なることから、2方向の地盤挙動を同時に解析するため、地盤の弾性係数を以下のように設定した。

水平方向 : $Eh = E_0(7N相当)$

鉛直方向 : $Eu = E_0(28N相当)$

3. 既設トンネルの防護・計測の事例

これまで述べたように、地下鉄駅舎のような大規模掘削により周囲の既設構造物は種々の影響を受ける。これらの具体的事例として、地下鉄12号線の建設に伴う既設電力トンネルの防護・計測について紹介する。

地下鉄12号線(現 大江戸線)は、東京電力の地中送電設備・配電設備と多くの箇所で見接・交差し、とくに都心に導入されている 275kV送電線 6 線路が12号線による近接工事の影響を受けることとなった。

小規模の管路、マンホールの露出時防護については、従来より経験があり標準工法も確立されている。しかし、基幹系統ケーブルを収容した大型トンネルが長距離・長期間にわたり掘山内に露出され近接施工の影響を受ける事例は経験がなかった。

このため、設備の信頼度確保上大きな影響を受けることが予想されたことから、昭和63年10月社内に「地下鉄12号線関連プロジェクトチーム」を発足し、技術上ならびに安全上の課題の検討を開始するとともに、平成2年10月には銀座支店内に「12号線対応設備保全事務所」を設置し関係都内支店との関係を図りながら東京都地下鉄建設(株)(以下、都地建)と移設・防護などの折衝を進めることとなった。

3-1 近接工事の概要

地下鉄12号線環状部工事は、新宿副都心を起点として都心部を一巡する地下鉄環状線(図-6参照)であり、平成4年に着工し平成12年に完成した。

この工事は、大規模な開削工事ならびにシールド工事であり、35か所で既設電力トンネルと近接・交差するものであった。これらの既設電力トンネルに対し近接程度の判定や影響計測を行い、工事による影響が大きいと考えられる設備については、東京電力が直接計測し、安全性を確認しながら地下鉄の工事が進められた。

3-2 既設トンネルの維持管理の流れ

トンネルの防護・計測にあたっては、地下鉄の各駅舎ごとに都地建の施工計画にもとづき詳細協議を実施した。主な維持管理の流れを以下に示す。

- ① 「構造物近接部設計・施工指針」⁹⁾にもとづき近接程度の判定を行い、検討対象トンネルを抽出した。
- ② 計測が必要なトンネルの絞り込みを行うため、もっとも厳しい施工条件で前述の手法により事前影響解

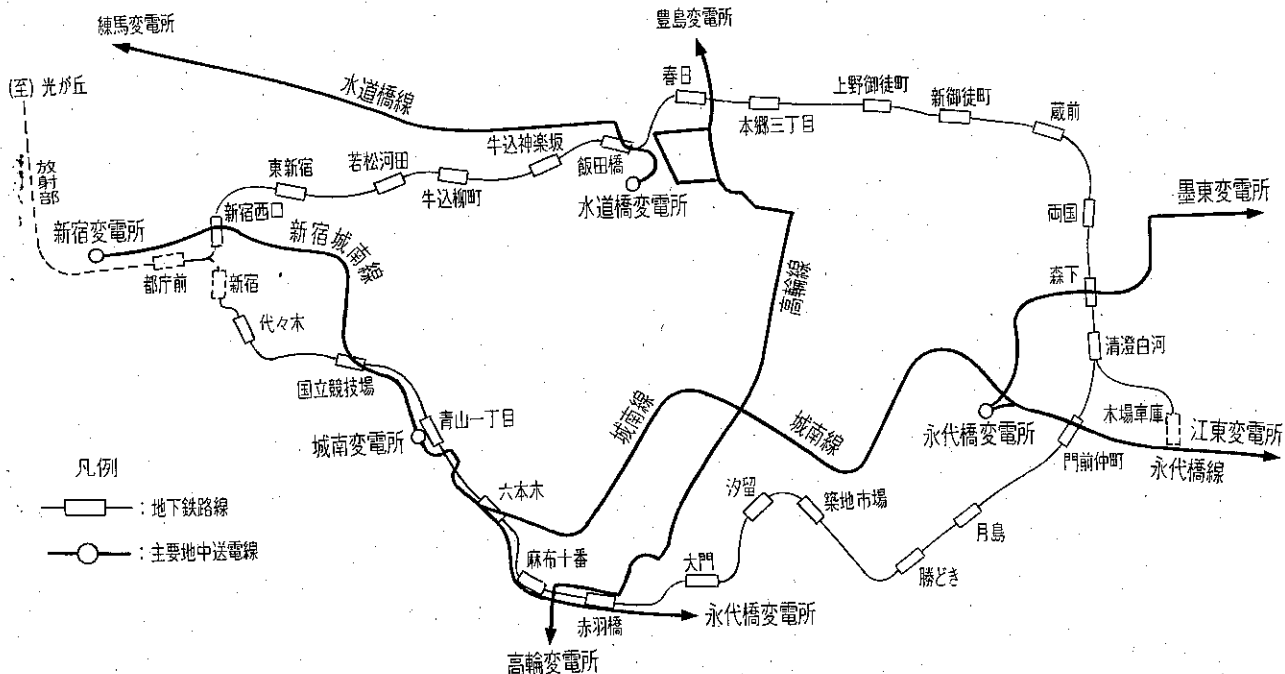


図-6 地下鉄12号線環状部全体図

析を行い、許容応力度を超過した既設13トンネルを計測対象トンネルとした。

- ③ 既設13トンネルについて地下鉄工事の施工計画が確定した時点で詳細な事前影響解析を東京電力自ら実施し、その結果を防護協議に反映するとともに、各施工段階での解析値を1次管理値とし施工初期段階の挙動を予測できるようにした。
- ④ 都地建が実施する詳細影響解析の結果を3次管理値とし、3次管理値の80%を2次管理値とした。
- ⑤ 既設トンネル周辺の掘削から埋め戻しまでの期間、主にトンネル縦断方向の鉛直変位とシールドトンネルの場合はその他に横断方向の内空変位を24時間体制で計測し、管理値との比較により安全性の監視を行った。
- ⑥ 2次、3次管理値を超過した場合、場合によっては工事を中断し、対策を協議・実施したのち再開した。
- ⑦ 既設トンネルの埋め戻し終了後、計測データが安定していることと既設トンネル内に異常がないことを確認し計測を終了した。

3-3 計測システムの概要

3-3-1 計測システムの構成

計測システムの構築においては、以下の3点の理由から保守が容易であることが求められた。

- ① 影響を受けると予測された設備が広範囲に点在し、多数の計器が設置される。
- ② 計測データを正確・迅速かつ連続的に収集整理し、トンネルの安全性を評価する必要がある。

③ 長期間にわたる計測となる。

今回は各トンネルの計測データを1か所で集中管理するモニタリングシステムを構築した。これらの条件にもとづき構築した計測システムを図-7に示す。

3-3-2 計測システムの特徴

計測システムの特徴は、応力度管理機能と予測解析機能の2種類の機能を持つ点である。

(1) 応力度管理機能

応力度管理機能とは、トンネルの変位計測データにもとづきトンネルに発生している応力度を推定するものである。この推定した応力度をトンネル構成部材の許容応力度や1~3次管理値と対比することにより、従来の部分的な沈下や傾斜などに比べ、トンネル全体の安全性を定量的に評価することが可能である。

以下にトンネル縦断方向と横断方向の応力度推定方法について述べる。

1) トンネル縦断方向

トンネル縦断方向に対しては、計測により得られたトンネル縦断方向変位を最小二乗法によりフィッティングし、トンネルに作用している外力を求め、この外力を弾性床上の梁モデルに入力し、既設トンネルに発生している応力度を推定¹⁰⁾する。

2) トンネル横断方向

トンネル横断方向に対しては、内空変位量の計測値にもとづきトンネル横断方向の変形量ならびに断面力を推定する。

具体的には、増分内空変位量 $\Delta\delta$ の分布を余弦曲線で近似した(7)式を用いて内空変位量を推定し、次に、図-8

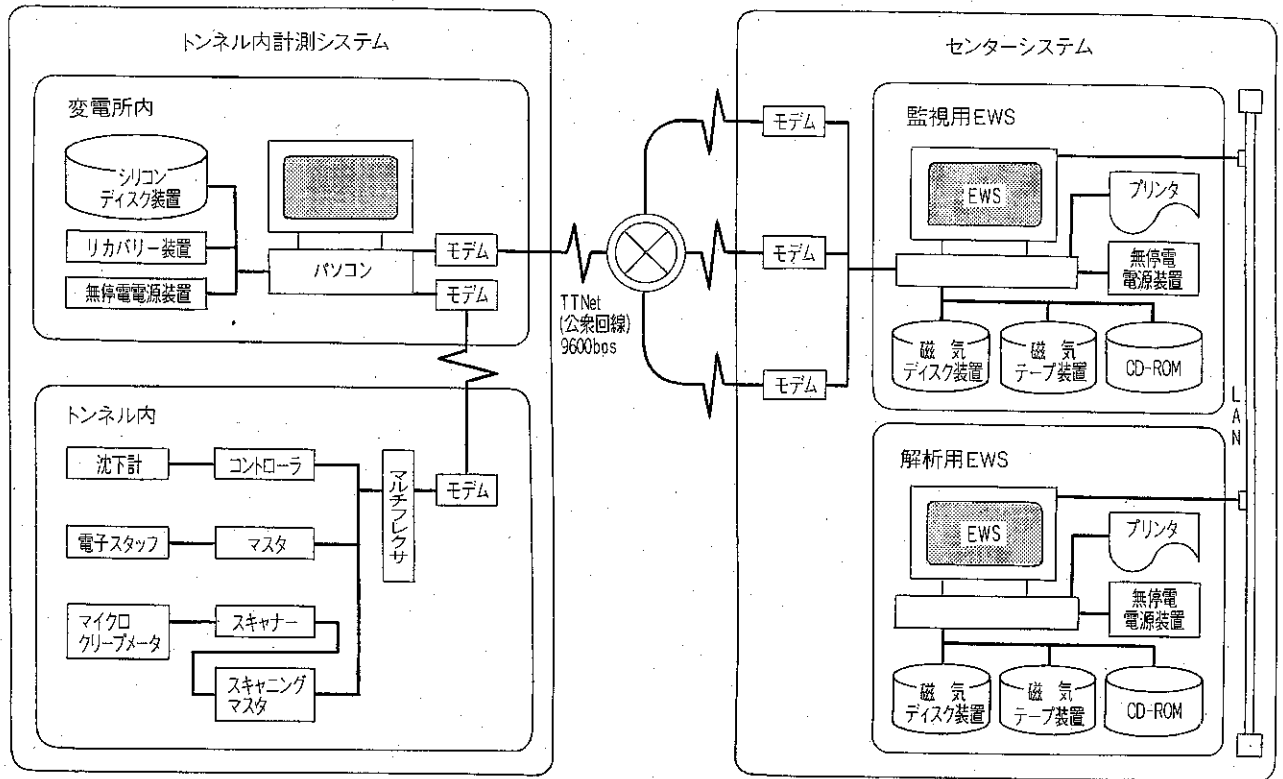


図-7 計測システム構成図

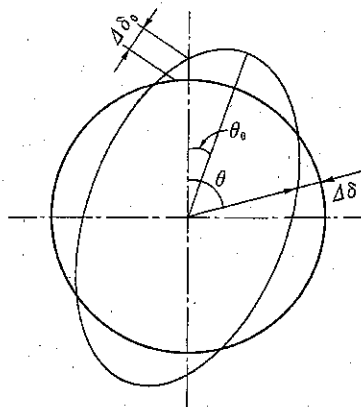


図-8 トンネル横断方向のモデル概念図

に示すように円形の梁が楕円状に変形すると仮定し、その理論式(8)により曲げモーメントを求めることとした¹¹⁾。

$$\Delta\delta = \Delta\delta_0 \cdot \cos(2\theta + \theta_0) \quad (7)$$

$$\Delta M = 3 \cdot EI \cdot \Delta\delta / r^2 \quad (8)$$

ここに、

- Δδ : 増分内空変位置
- Δδ₀ : θ = 0での増分内空変位置
- θ : トンネル天端から時計回り方向の角度
- θ₀ : 初期位相角
- ΔM : 増分曲げモーメント
- EI : 梁の曲げ剛性
- r : 円の半径

実際の計測においては、トンネル天端からの時計回りの角度θとその方向での増分内空変位置Δδが既知量と

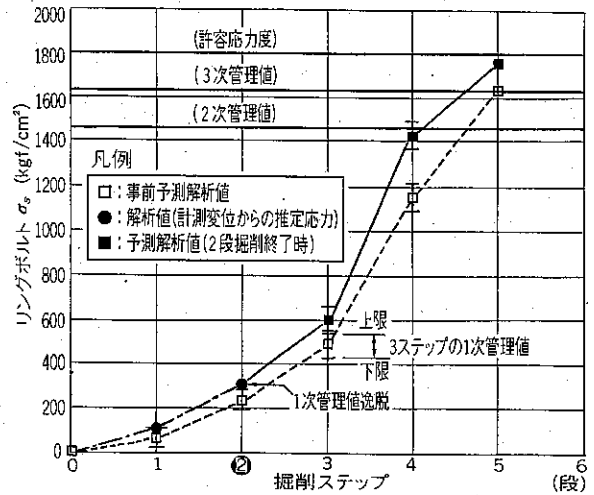


図-9 予測解析機能概念図

なるので、式(7)中の振幅Δδ、および初期の位相角θ₀が未知量となる。したがって、任意の角度とその方向の増分内空変位置を2か所選んで計測値を得ることにより、連立方程式を解いて上記の2つの未知数を求め、断面力を推定することができる。

ただし、互いに直交する方向の2測線を選んだ場合、連立方程式は成り立たないため、直交しない2測線を選定する必要がある。

(2) 予測解析機能

予測解析機能とは、ある施工段階において事前に定めた1次管理値と計測値とを比較し、計測値が1次管理値を超えた場合、別途計測している土留め壁変位や層別沈

下計などの計測データを用いて逆解析により地盤の弾性係数を見直し、この弾性係数を用いた解析により次掘削以降の解析を行い、トンネルに発生する応力度の予測精度を高める方法である(図-9参照)。

3-3-3 計測システムの運用

計測システムの運用フローを図-10に示す。1次～3次管理値は、既設トンネルの構成部材の応力度に対するもので以下のように設定した。

1次管理値：予測解析あるいは計測値にもとづく逆解析による予測応力度で、新たに逆解析を実施して次段階以降の工事工程におけるトンネルの安全性を評価するかどうかを判断する。

2次管理値：3次管理値の80%の値。許容される応力まで一定の余裕を持たせた応力で、地下鉄工事の慎重な

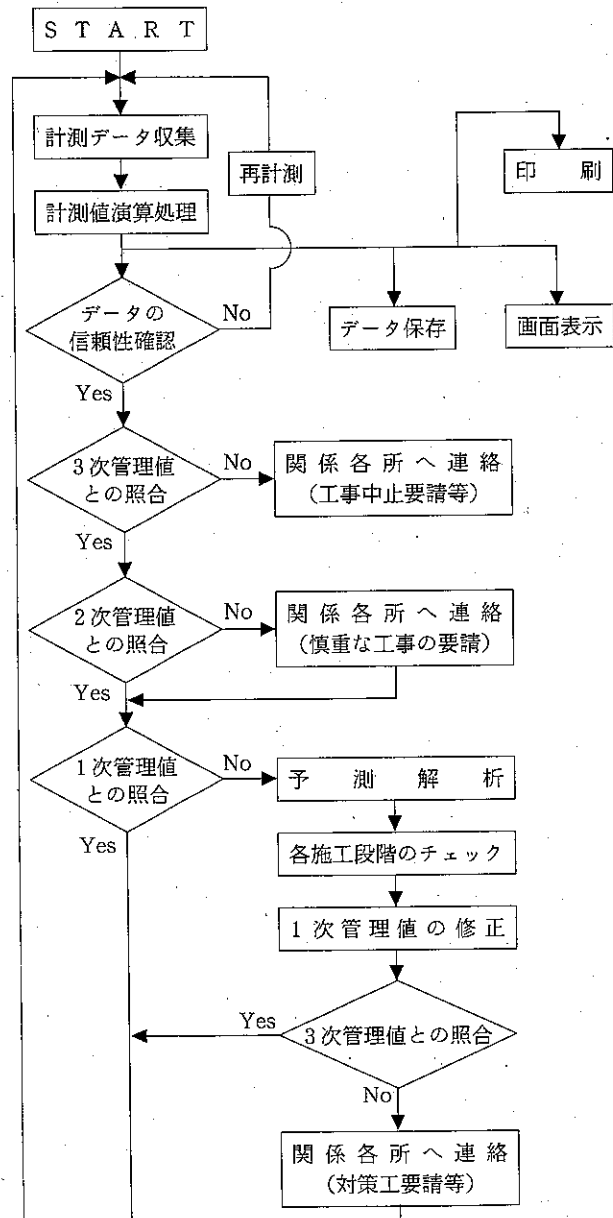


図-10 計測システム運用フロー

施工を要請するかどうかを判断する。

3次管理値：都地建提示の最大応力度。許容される応力そのもので、地下鉄工事の中断と対策工の実施を要請するかどうかを判断する。

3-4 トンネル防護の概要

近接施工に伴い防護を行ったトンネルは12トンネルで、そのうち、地下鉄工事駅舎開削部に露出し吊り受け防護するトンネルが11か所、トンネル内部を補強するトンネルが1か所であった。駅舎部に露出するトンネルの防護は、トンネル下部の一部を導坑掘削し、受け桁を設置したのち既設トンネルの荷重を支持しながら縦断方向に受け防護区間を拡大していく方法と、同じく既設トンネル下部の一部を導坑掘削し、吊り用タイロッドを設置したのち上部に設置した吊り桁で既設トンネルの荷重を支持しながら縦断方向に吊り防護区間を拡大していく方法に大別される。

また、事前影響解析により許容応力度を超過する場合には主に次のような対策工を実施した。

- ① トンネル上部を掘削する場合は、縦断方向妻壁部を段掘りしトンネル露出境界部の発生応力度の緩和を図った。
- ② トンネルが土留め壁変形の影響を受ける場合は、トンネル周囲を地盤改良し応力に抵抗することとした。

ここで、露出するトンネル防護の一例として六本木駅舎の事例を示す。この駅舎は重要地下埋設物が輻輳しているため、駅舎両端部の立坑を開削工法で構築し、その間をシールド工法で施工¹⁰⁾した。このうち到達立坑には、図-11に示すように2本の既設電力トンネルが約50mにわたり露出した。防護の形態は図-12, 13(写真-1, 2)のとおりである。φ3,350トンネルは比較的重量が軽く、また掘削時の影響も小さいため通常の管路タイプと同じ吊り防護形式をとることとした。ただし、露出期間が長期に及ぶため受け桁も同時に設置することとした。φ4,100トンネルは、トンネル径も大きくトンネル下半部の露出時の影響も懸念されたため、トンネル上半部の変形防止材と受け桁によりトンネル全体を固定する受け防護形式とした。

3-5 計測結果の一例

既設トンネルの計測は13トンネルで実施した。ここでは六本木駅舎のφ3,350トンネルの事例を示す。計測は、図-14の計器配置図に示すとおり25か所の水盛式沈下計によりトンネルの鉛直方向の動きを把握するとともに、トンネルの横断方向の変形を把握するためマイクロクリップメータによる内空変位計を3か所設置した。

沈下計の動きのうち、φ3,350トンネルのトンネル軸

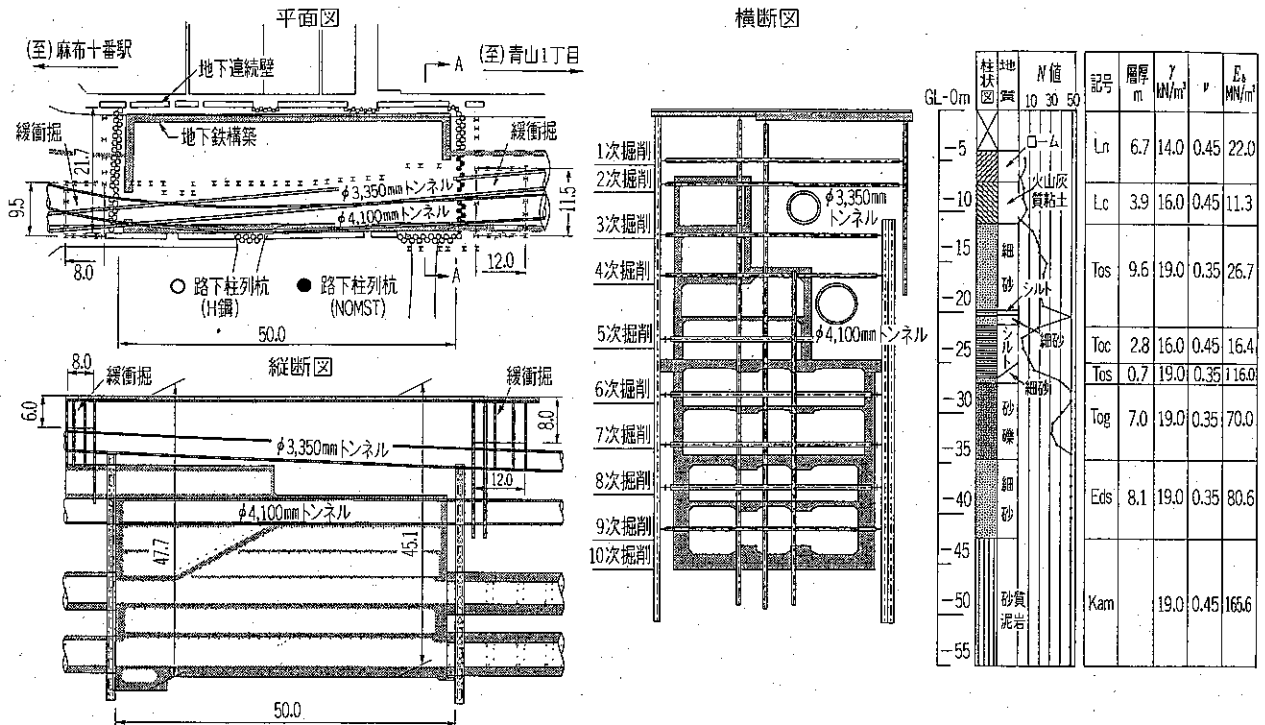


図-11 現場概要図(到達立坑)

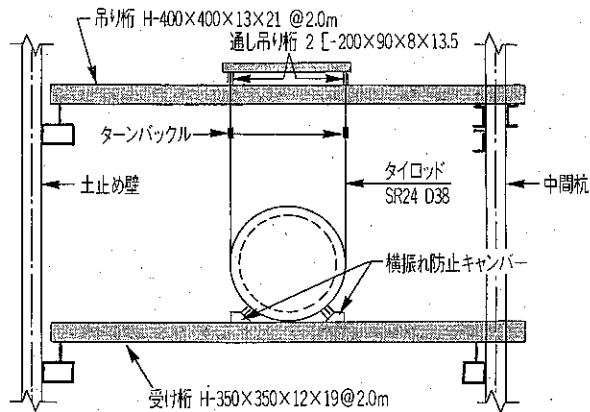


図-12 吊り防護形式

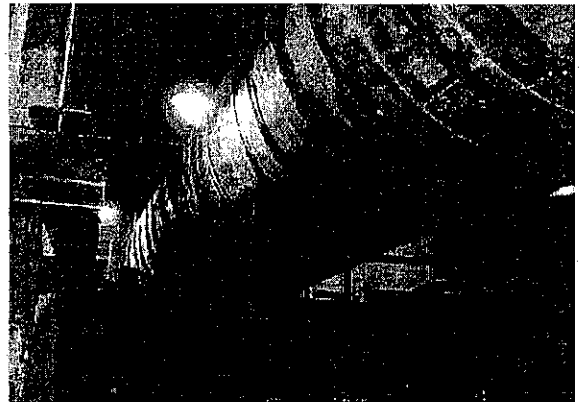


写真-1 吊り防護

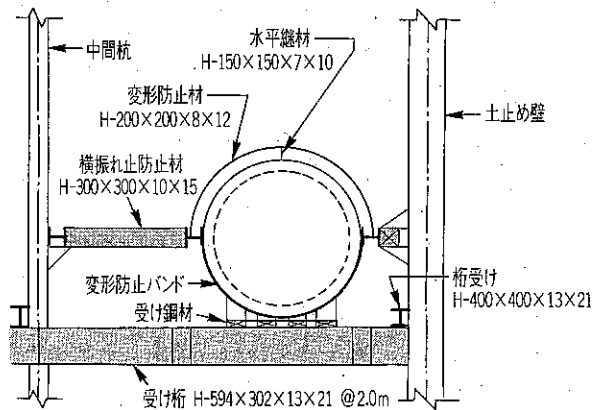


図-13 受け防護形式

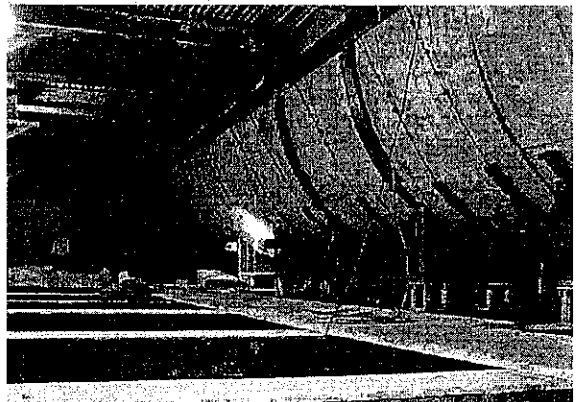


写真-2 受け防護

方向に沿った変位量分布は図-15に示すとおりである。同図はトンネルが掘削により露出するまでの掘削ステップ(掘削深度が13.2mとなる1次～3次掘削)において計測されたものである。掘削の進行に伴って、既設トンネ

ルが徐々に隆起し、最大12mmの隆起が計測された。また、掘削土留め壁から20m程度背面側の位置から、急激に既設トンネルが隆起し、掘削範囲内において最大となる分布を示した。また、六本木駅舎部のほぼ中央に設置され

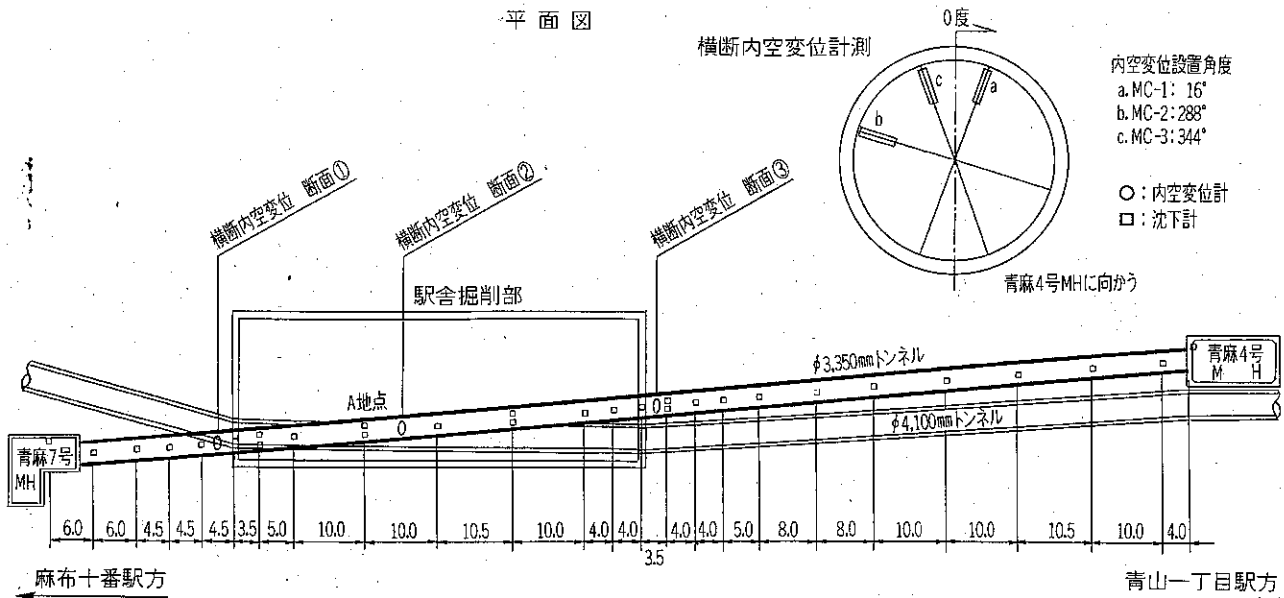


図-14 $\phi 3,350$ トンネルにおける計測器配置図

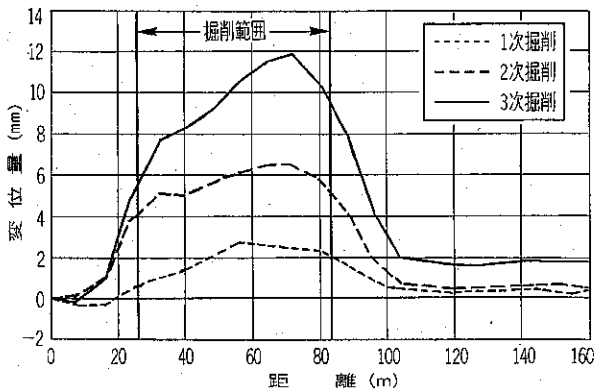


図-15 $\phi 3,350$ トンネルの軸方向変位分布の実測値

たNo.9沈下計の経時変化を図-16に示す。各施工段階での変動は、トンネル上部掘削に伴い上載荷重が除去され、掘削区域のトンネルが最大で約10mm隆起した。トンネル下部掘削時についても、トンネルを仮受け防護している中間杭がリバウンドし4.0mm程度隆起した。吊り受け防護時には、吊り用タイロッドの伸びによる沈下を防止するため、タイロッド設置時に段階的にプレロードを載荷して慎重に防護を行ったが約10mmの沈下が生じた。これは、吊り桁のたわみおよび吊り用タイロッドとトンネル間に設置したゴム(厚さ=6mm)の圧縮変形が原因と思われる。また、駅舎構築に伴いトンネルは沈下す

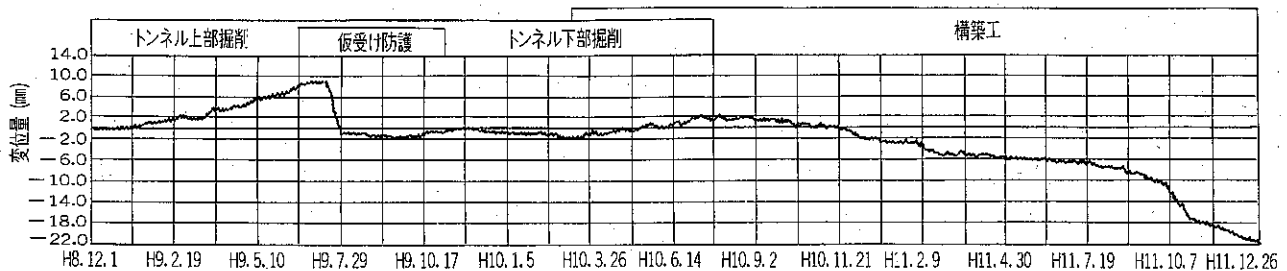


図-16 沈下計(No.9)の経時変化

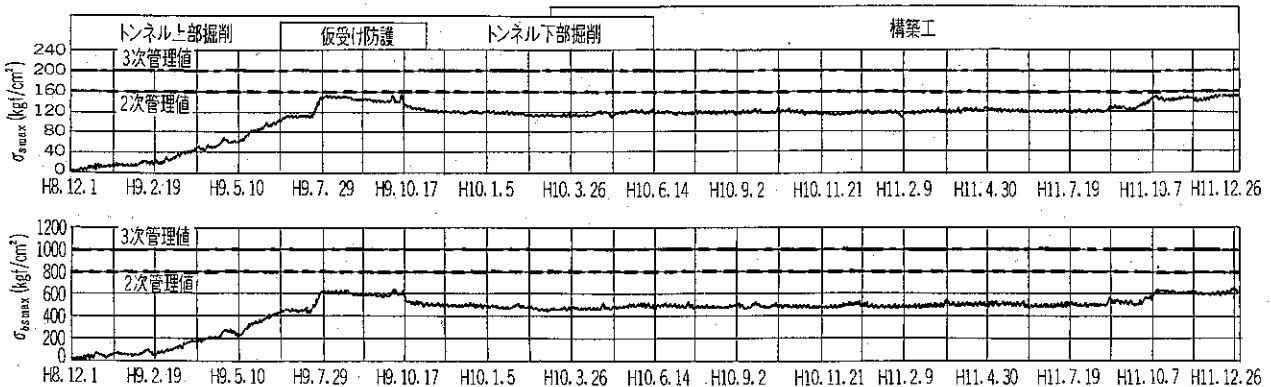


図-17 最大応力度の経時変化

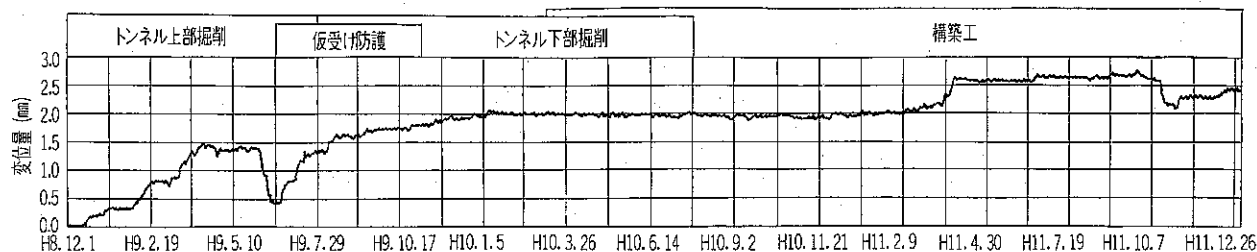


図-18 内空変位(断面②)の経時変化

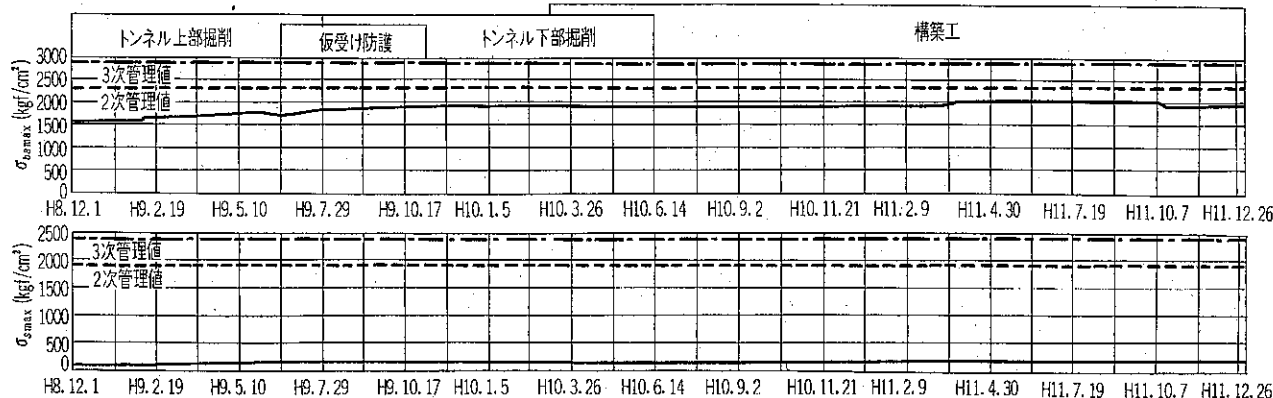


図-19 最大応力度の経時変化

る傾向を示した。これは、駅舎構築の荷重増加による沈下と思われる(H.11.10以降の沈下は駅シールド施工に伴う沈下)。なお、主桁、ボルトの最大発生応力度はトンネル上部掘削時に上昇傾向を示したがいずれも3次管理値以下であった(図-17参照)。

内空変位計の動きとしては、3か所のうち駅舎掘山中央付近に位置する断面②の経時変化を図-18に示す。トンネル上部の掘削に伴い変位量も増加傾向を示している。これは、掘削に伴い上載荷重が除去され縦長に変形したものである。また、吊り防護および構築時に微少な変動はあったが、安全性に問題となるような大きな変動はなかった。なお、主桁、ボルトの最大発生応力度はいずれも3次管理値以下であった(図-19参照)。

4. ま と め

トンネルの計測は、平成5年7月に開始し平成12年9月に完了した。この間7年以上にわたる長期間の計測になったが、事前に考えられる対策工を施したこと、24時間体制で監視を行い管理値を超過した際には防護方法ならびに地下鉄の施工手順の見直しを行ったことなどにより、大きな設備事故を発生することなく推移することができた。

最後に、事前影響予測、防護・計測を通して得られた知見を以下に示す。

- ・トンネル上部掘削時のリバウンド量は、スタインブレナー式による簡易式により実用的な推定が可能である。

- ・仮受け防護以降、トンネル下部掘削によりトンネルの受け桁を支持する支持杭自体が若干リバウンドするため、必要に応じ事前影響検討する必要がある。
- ・駅舎の構築が進むにつれて躯体の荷重が増加し、駅舎全体が沈下傾向を示すことが明らかとなった。
- ・トンネル周囲の土留め壁歯抜け部に薬液注入などの地盤改良を実施するとトンネルが急激に隆起する恐れがあるため、適切な注入圧、注入量を設定する必要がある。
- ・鉛直変位計は、トンネル上部の掘削による影響やトンネル防護時の挙動をほぼ正確に計測し、トンネルに与える施工の影響を把握するには効果的である。
- ・鉛直変位は、周囲の地下水の動きと連動するため、ディープウェルの実施や降雨などによる地下水位の変動を測定し、必要に応じ計測値の補正が必要である。
- ・応力度管理は、建造物の安全性を部材の応力度で評価でき協議や対策の立案を効率的にできた。ただし、施工の影響度合や計器の異常の有無を判断するには、計測値自体の経時変化もチェックする必要がある。

今回は主に硬質砂質土地盤の事例であり、今後は軟弱地盤での現場計測や影響予測手法を検討する必要がある。これらの事例を今後の近接工事における影響予測、防護・計測管理などに役だてていただければ幸いである。

参 考 文 献

- 1) 秋野矩之：地盤の剛性評価と建物の沈下予測—建築物の即

- 時沈下予測方法(その1), 日本建築学会構造系論文報告集第412号, pp.109-119, 1990.6.
- 2) 水野昭生・小野紘一・小林育夫・伊藤廉・平治: 大規模掘削による地盤のリバウンド, 第17回土質工学研究発表会, pp.921-924, 1982.
- 3) 例えば, 最上武雄編著: 土質力学, 技報堂, pp.240-243, 1969.6.
- 4) 金谷祐二・秋野矩之・羽石充: 名古屋東急ホテルの沈下予測と実測, 第22回土質工学研究発表会, pp.1057-1060, 1987.6.
- 5) 辰巳洋治郎・柴田東: 地下掘削に伴うリバウンド量の予測値と実測値について, 第20回土質工学研究発表会, pp.1255-1256, 1985.6.
- 6) 新津強・小林紘治・河村隆・小室真一: 地下鉄開削工事に近接する既設洞道の計測監視, トンネルと地下, pp.43-50, 1996.12.
- 7) 寺田邦雄・花島晃・清孝好・荒井三武郎: 大規模構造物のリバウンド・セットに関する観測施工例, 土と基礎, No.1973, pp.19-24, 1989.11.
- 8) 玉野富雄・福井聡・村上仁・門田俊一: 土留め掘削底部地盤におけるリバウンドの力学挙動解析, 土木学会論文集, 第418号, III-13, pp.221-230, 1990.6.
- 9) (社)日本トンネル技術協会: 地中構造物の建設に伴う近接施工指針, 1999.2.
- 10) 前川正幸・伊藤利昭・井出周治: 掘削工事中に生じる近接トンネルの断面力推定のための計測配置に関する一方法, 土木学会第47回年次学術講演会, pp.808-809, 1992.9.
- 11) 有泉慶隆・伊藤利昭・金子俊輔・河村隆: 近接施工に伴う既設シールドトンネル横断面の断面力推定に関する一手法, 土木学会第47回年次学術講演会, pp.152-153, 1992.9.
- 12) 森田幹男・中村益美・高相恒人・堤多喜男・山崎秀幸・横瀬信夫・内山博文・木場武美・伊藤良行・ほか: 新技術および新工法の採用と施工例(大江戸線全線開業記念特集), トンネルと地下, Vol.32, No.2, pp.23-64, 2001.2.

シールドトンネルの新技术

シールドトンネルの新技术研究会編 代表 鈴木 章

B5判 289頁 本体価格4,660円 円340円

本書は、最近のシールドトンネルの新技术を実務経験者を中心にまとめたものである。本書の特色は、シールド工法の変遷と将来の技術開発の方向性の現況をまとめたうえで、新技术について調査・計画編、設計・施工編とに分けて、その理論と実際についてソフト、ハードにわたり記載している。また、これらのことを実務にすぐさま活用できるように、付録としてセグメントの設計、地盤変位予測解析、施工計画についての計画・設計例も紹介し、実務者をはじめトンネル技術者のニーズに応えた内容となっている。

〔目次〕 第一章 概説 1. シールド工法の変遷と将来の技術開発の方向性○シールド工法の歴史○シールド工法誕生以前のトンネル工法○シールド工法の登場 2. わが国におけるシールド工法の歴史○シールド工法の導入と発展の経緯○シールド工法の現況 3. 今後の技術開発の方向性 第二章 調査・計画編 1. シールド工法の調査技術 2. 断面および線形計画 3. シールド機種の種類と選定 4. 新しいシールド工法 第三章 設計・施工編 1. 覆工○一次覆工の設計○二次覆工の設計と施工○シールドトンネルの防水技術 2. 立坑の設計と施工設備○立坑の設計と施工○シールド機の構造と装備○仮設備の計画○シールド工事による自動化 3. 掘進と施工管理○シールド掘進と施工管理○シールド掘進と到達○裏込め注入工法と注入効果○曲線施工と地中接合○補助工法の種類と選定 4. 近接施工と環境対策○近接施工と対策○アンダーピニングおよび支障物対策○シールド工事と環境対策○新工法の現状と将来展望○ECL工法 5. 切羽の安定と地盤変状防止○切羽安定の理論と実際○泥水式シールド工法の切羽安定○土圧シールド工法の切羽安定 6. 地盤変位の理論と実際 付録 1. セグメントの設計例 2. 地盤変位予測解析手法の例 3. シールド工事の施工計画

 株式会社 土木工学社

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂
電話 (03) 3267-2888 (代) 振替 00110-8-190072

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(12)

変状対策と効果の評価(その3)

田中 弘* 山崎 剛**
大塚 努*** 岸本章士****

トライアル施工を活用した 地盤変状影響の防止

はじめに

トンネル標準示方書には地盤変状の防止対策に関する2種類の考え方が示されている。一つは効果的な補助工法の採用であり、具体的には遮断壁工法、アンダーピーニング工法、パイプルーフ工法のほか、高圧噴射攪拌工法あるいは薬液注入工法などを対象とした場合の条文と解説がある¹⁾。他方は、施工時の計測管理による地盤変状影響の監視である²⁾。補助工法併用の有無にかかわらず近接施工の場合には、現場計測により地盤変状や既設構造物の変状を監視することが不可欠であることを言及しているが、ここで示方書の記述に注目すべきは、計測管理の実施方法として、通過前、通過時、通過後の3段階の必要性を提示していることである。とくに、近接区間の手前の類似地盤条件の地点で通過前計測を行い、地盤変状予測解析手法の妥当性や施工方法(シールド掘進管理方法)の是非を確認しておくことが重要であることを

表-1 本号で紹介するトライアル施工事例

事例No.	事業体	施工時期	シールド形式 (シールド外径)	特記事項
1	東京都 下水道局	1984~85年 (昭和59~60年)	泥土圧 φ8.21m	洪積シルト地盤 地盤変位と負荷土圧
2	東京電力(株) <2事例>	1992年 (平成4年)	泥水式 φ5.5m [*])	沖積粘性土地盤 重回帰分析の適用
		1993年 (平成5年)	土圧式 φ3.5m [*])	沖積粘性土地盤 裏込め注入効果、ほか
3	帝都高速度 交通営団	2000年度 (平成12年度)	泥土圧 φ9.60m	沖積粘性土地盤 偏心多軸式シールド採用
4	日本鉄道 建設公団	2002年度 (平成14年度)	泥土圧 φ7.45m	低土かぶりでの高速道路 盛土直下の施工

*)セグメント外径

* 日本工営(株)中央研究所総合技術開発部部長

** 東京電力(株)配電部配電環境技術グループマネージャー

*** 帝都高速度交通営団建設本部技術開発担当課長補佐

**** (株)奥村組常新谷和原工事所所長

うたっている。すなわち、トライアル施工区間での現場計測である。トライアル施工は、技術的課題に遭遇する前に周辺地盤への影響を最小限に抑える適切なシールド掘進管理法を見出すのにもっとも有効な実証手段であるばかりでなく、わが国のシールド工法の施工品質を世界一にさせた原点でもある。

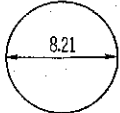
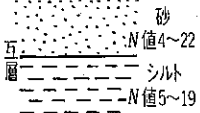
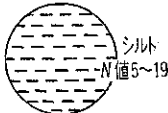
本稿では、表-1に示す約20年前からつい最近に至るまでの、各年代、各種事業主体、および各現場条件に応じた技術課題を解決するために実施されたシールドトライアル施工事例を5事例紹介する。一見、コスト増のように誤解されそうなトライアル施工および現場計測が、実は、安全性と施工品質の確保、したがってトータルコストの観点では大変重要な意味を持つものであることが理解されよう。

1. 洪積地盤中泥土圧シールドのトライアル施工 (東京都下水道局事例)

1-1 概要

本章では、1984~85(昭和59~60)年に施工した東京都下水道局のシールド幹線工事でのトライアル施工事例について紹介する。対象とする工事は本講座(5)でも紹介した表-2の大田幹線工事である³⁾。当該工事の特徴は、当時としては比較的新しいシールド機種であった泥土圧シールドを採用したシールド外径φ8.21mの大断面シールド工事であること。また、東京下町の軟弱地盤地域から整備を開始した東京都の下水道幹線工事が、次第に都内西部の台地地域へと幹線網を拡張整備し始めた時代であり、沖積地盤と比較して掘削地盤の土性が

表-2 工事諸元概要

現場条件		大田幹線その2工事
計画条件	シールド外径D(m)	
	土かぶりH(m)	16.0
	H/D	1.9
	路線延長(m)	550
地盤条件	シールド上部	
	掘進断面	
	地下水位(GL-m)	-2.1
施工条件	シールド機種	泥土圧
	セグメント	RC
	裏込め注工	同時裏込め
周辺環境条件	地上構造物	環状八号線道路
	地中構造物	埋設管
施工期間		S59/7~S60/4

多様に変化する洪積地盤の工事であることが挙げられる。洪積地盤でのシールド工事に伴う地盤変位量は数mm程度と事前に推定されていたが、当時としては洪積地盤を対象とした大断面シールドの施工実績が少なく、原則として公道下(当該工事の場合は、当時から都内の交通大動脈の一つである通称環状八号線道路下)に建設する下水道管渠であって、しかも社会基盤施設としては後発の下水道幹線シールド工事であるために、建設ルートには様々な既設地中構造物との近接施工があり、慎重な施工管理が要求された工事である。

1-2 技術的課題とトライアル施工区間の計画

当該工事の技術的課題は下記2点であり、課題を満足させる適切なシールド掘進管理方法を事前に評価する目的でトライアル施工および現場計測を実施した。

- (1) 大断面泥土圧シールドの切羽の安定の確保
- (2) 既設の近接構造物への影響の最小化

(1)は、水平成層に堆積した沖積地盤と比較して切羽部地盤が多様に変化する洪積地盤であることから、掘削地盤の変化(土圧、水圧)に応じた適切な切羽泥土圧を作用させないと切羽の崩壊、ないしは安全側に加圧気味に施工した場合には切羽前方に不用な地盤隆起を生じる。したがって、切羽泥土圧を地山の変化に対応させた適切

なシールド運転制御、作泥材の注入管理技術が必要となる。検討課題の細目としては下記4点に着目した。

- ① 地盤に応じた適切な切羽設定土圧
- ② 切羽設定土圧の制御のためのシールド運転管理法
- ③ 塑性流動化のための作泥材の適切な注入方法
- ④ シールド切羽部の適切な細部構造仕様

(2)は、シールド掘進により生じる周辺地盤の変状を最小限に抑え、近接する既設地中構造物や地上構造物へ有害な影響を与えないようにすることである。近接程度にもよるが、常時交通量の多い幹線道路下のシールド工事の場合は、地盤変状防護のための地上からの補助工法が困難な場合が多く、シールド掘進技術をもって地盤変状を最小限とすることが要求される。とくに、泥土圧工法の場合、シールド切羽部安定機構の原理上、切羽部に泥土圧を作用させながら推進するため、ともすると過大な泥土圧や推力により切羽前方に負荷土圧を生じさせやすく地盤隆起の原因となりうる。すなわち、地山の自立性が大きい洪積地盤の場合は、地盤沈下(最悪の場合は切羽崩壊)よりも地盤隆起に伴い地山を乱すことにより地盤変位量が増加する点に注意する必要がある。検討課題の細目としては下記5点に着目した。

- ⑤ 負荷土圧の大きさと分布
- ⑥ 地盤変位の大きさと分布
- ⑦ 掘進による外周地盤の乱れ(範囲)
- ⑧ 適切な裏込め注入方法
- ⑨ 地盤と周辺構造物の挙動

事前に抽出した上述の技術課題の対応のため、着目する既設構造物箇所に至る手前区間で、しかも掘進地盤条件の変化が少ない発進立坑から約100mの範囲で、トライアル施工による現場計測地点を4か所計画した。表-3に各断面の調査目的と代表的な掘進制御データおよび計測値、表-4に現場計測調査項目・方法・数量を示す。

1-3 トライアル施工より得られた知見

当該工事のトライアル施工区間における地盤変位や負荷土圧などの現場計測結果は、本講座(5)で既に紹介しているので重複掲載を避け、ここでは、トライアル施工区間に対する検討目的の結果の要旨と、要求する施工方法を満足させるために当時採用したシールド掘進管理方法の原理について紹介する。

1-3-1 地盤変状の影響を防止する切羽土圧の設定法

図-1に初期掘進区間(No.1~3計測地点)で調査した切羽土圧と地盤変位量(最大地表面変位量および最大地中水平変位量)の関係を示す。鉛直と水平のどちらに着目するかで若干異なるが、シールド掘進に伴う地盤変状(沈下または隆起、水平変位)を生じない最適な切羽土圧が存在し、当該地盤条件でのそれは2.3~2.4kgf/cm²で

表-3 掘進制御データおよび計測値(大田幹線その2工事)

計測地点		No.1	No.2	No.3	No.4
トリアル施工による各計測断面の調査目的	初期掘進区間	・シールド掘進制御方法と周辺地盤の挙動の相関性の検討 ・施工方法を変えた試行により、地盤挙動を最小化とする適切な掘進方法を見出す			本掘進
	掘削地盤のN値	10~20	10~20	10~20	5~10
掘進データ	総推力(tf)	1,750	2,750	2,980	2,500
	切羽制御泥土圧(kgf/cm ²)	2.18	2.45	2.54	2.42
	ジャッキ速度(mm/min)	14	7	29	29
	日進量(Ring/day)	2.5	3	7	10
地盤挙動	地表面鉛直変位(mm)	-0.90	1.50	1.80	1.20
	シールド直上1m鉛直変位(mm)	0.20	1.85	1.80	2.40
	シールド離隔1m水平変位(mm)	-2.40	1.10	1.00	2.70
	シールド直上1m進行方向負荷土圧(tf/m ²)	6.5	3.0	2.8	1.0

注)鉛直変位は-が沈下, +が隆起. 水平変位は-が掘削断面に向かう方向, +が掘削端面から離れる方向

表-4 現場計測内容

計測項目	配置計器, 調査方法	数量*	
地盤挙動	地表面沈下	32点	
	水盛式沈下計		
	変位計		
	地中鉛直変位	地中沈下計	36点
	地中水平変位	傾斜計	52点
	セグメント外周地盤の乱れ	コーン貫入試験	5リング
施行管理	地中土圧	地中土圧計	48個
	掘進管理	管理記録	1式
	添加剤管理	管理記録	1式
	裏込め管理	コアサンプル調査	5リング
覆工管理	管理記録	1式	

*)4断面の総量

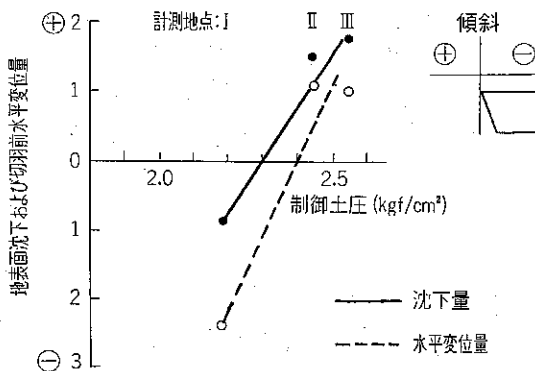


図-1 制御土圧と地表面沈下, 水平変位量(大田2)

あることが読み取れる. 地山の自立性が高い洪積地盤の場合は, 切羽土圧のトリアル値を極端な値に設定しない限り, 試行施工に応じておおむね線形, すなわち弾性変形挙動の地盤変状計測値が得られるので, 事前に適切な切羽設定土圧を調査する方法としてトリアル施工は有効である.

1-3-2 シールド掘進管理方法

切羽の安定ならびにシールド掘進に伴う地盤変状の最小化を満足させるには, 掘進地盤条件に適した切羽設定土圧を一定に保持できる掘削および排土の管理が必要である.

図-2に掘進速度とスクリーコンベヤ回転数の当時の実績値を示す. 両者はほぼ比例関係にあり, 直線の傾きは設定土圧(図中プロットは2.4 kgf/cm²の場合)により異なること

がトリアル施工より判明した. したがって, 例えば, 掘進速度(ジャッキスピード)を一定とすれば, スクリーコンベヤ回転数を変化させることにより, 切羽土圧を一定の設定値に保持することができる.

また, 同図には設定土圧が同じ2.4kgf/cm²の場合の異なる現場の実績値も併記している. これらの勾配が異なるのは, 掘削断面比に応じた掘削土量の違い, 装備しているスクリーコンベヤ性能の違いを反映している.

当該工事では, 初期掘進区間でのトリアル施工結果にもとづき, とくに近接施工への影響防止の観点から, 地表面沈下量および負荷土圧の低減効果を期待して切羽設定土圧を2.4kgf/cm²に設定し, 本掘進条件下での計測地点No.4で確認の計測を実施した(表-3参照).

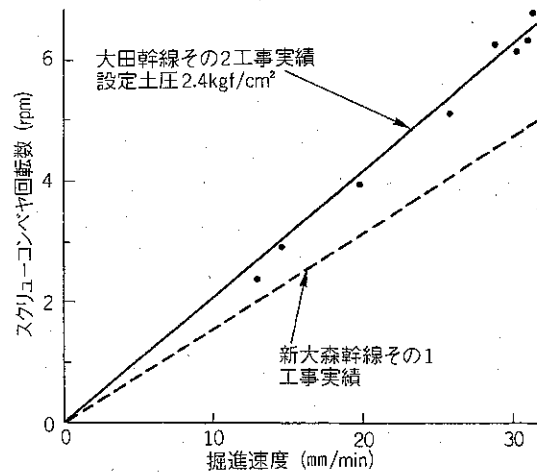


図-2 掘進速度とスクリーコンベヤ回転数

2. 軟弱粘性土中シールドのトライアル施工
(東京電力事例)

2-1 概要

本章では、掘進制御項目を含む各種施工要因の変化と、地盤変位に着目したトライアル施工に関係する東京電力の事例について紹介する。

類似の話題として、事前計測により応力解放率を同定し、事後の近接施工の予測解析に利用した事例については既に本講座(6)で紹介⁴⁾したところであるが、ここでは各種施工要因と地盤変位を関連させて事後の施工管理に活用した、1992年施工の泥水式シールド工事⁵⁾と1993年施工の土圧式シールド工事^{6),7)}の2事例について紹介する。いずれも有楽町下部層に位置する軟弱な粘性土($N=0\sim4$)を掘進するシールド工事である。

両工事のトライアル施工における特徴は、次のとおりである。

- ① 前者の泥水式シールド工事は、地表面沈下量(目的変数; y)とシールド掘進制御に関わる要因(説明変数; x_i (掘進制御に関わる複数要因))の関係について重回帰分析を使って予測式を作成し、事後の掘進制御に活用した事例である。
- ② 後者の土圧式シールド工事は、掘進中の地盤変位に影響すると考えられるチャンバ内圧、掘進速度(併せて裏込め注入速度)を変化させて地盤変位の傾向を把握し、事後の掘進に活用した事例である。

次に、上述した2事例について記述する。

2-2 重回帰分析の援用によるトライアル施工(泥水式)

2-2-1 工事概要

セグメント外径 $\phi 5.5\text{m}$ 、延長約1.4kmの泥水式シールドトンネル工事である。土かぶりは12~45mまで変化する勾配-4%の下り施工であり、 N 値も土かぶりの大きさとともに $N=0\sim4$ と変化している施工条件になっている。

2-2-2 トライアル施工の概要

トライアル施工は、掘進路線の後半に現れる近接施工への影響を少なくするような掘進制御方法を把握するために、工事前半区間で採取した掘進制御データとそれらに対応したトンネル直上の地表面沈下データの関係について重回帰分析を行っている。分析により影響度が大きい掘進制御項目を抽出した後、その制御項目について地表面沈下量が小さくなるような値を設定し、その後の掘

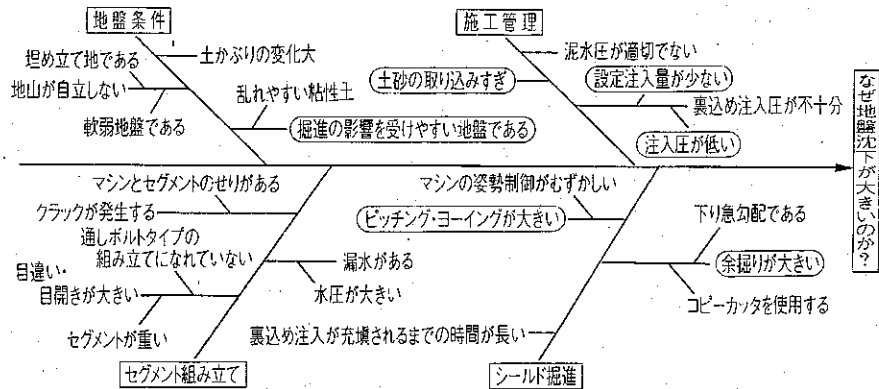


図-3 特性要因図

表-5 説明変数候補

No.	変数名
②	土かぶり
6, 7	N 値
⑧, ⑨	変形係数
10	砂分含有率
11	切羽泥水圧
12	カッタトルク
13	推進力
14	ジャッキスピード
15	掘削乾砂量
16	偏差流量
17	ピッチング
19	ヨーイング量
20	裏込め注入圧
21	裏込め注入量
27	コピーカッタ量
28	裏込め注入圧一切羽泥水圧

注1: 6, ⑧は、GL-3.0mの値。

7, ⑨はシールド直上の値

注2: ○数字は、一般的な有限要素法の場合に取り込まれる変数名

進に生かしている。ここで、地表面沈下量を目的変数とする重回帰分析を実施する上で必要な説明変数は、図-3に示す特性要因図により推定し、表-5に示す説明変数候補を選定している。

2-2-3 トライアル施工区間の統計的分析より得られた知見

当該現場でのトライアル施工区間の現場計測データを重回帰分析した結果、地表面沈下の最終沈下量に対して、「裏込め注入圧一切羽泥水圧」と「推進力」の相関が高いことが判明した。

また、地表面沈下の最終沈下量を目的変数(y)とする予測式は式(1)のように回帰された。

$$y = -22.245 - 0.008x_1 + 0.377x_2 + 26.524x_3 + 0.081x_4 + 2.798x_5 + 1.815x_6 \quad (1)$$

ここに、

- y : 地表面沈下の最終沈下量
- x_1 : 推進力
- x_2 : ジャッキスピード
- x_3 : 偏差流量
- x_4 : ピッチング
- x_5 : 裏込め注入量
- x_6 : 裏込め注入圧-切羽泥水圧

次に式(1)を利用して沈下量を低減させるために必要な説明変数の検討を行っている。検討結果を要約すると、推進力については掘進するためには極端に小さくすることは困難なこと、偏差流量とピッチングについては施工面・品質面から大きく変化させられないこと、ジャッキスピードについても大きくすると泥水処理能力の不足と推進力の上昇などの問題が発生することが予測された。

そこで具体的な沈下抑制対策として、「裏込め注入量」および「裏込め注入圧-切羽泥水圧」を大きくし、ピッチングをゼロに抑えることを挙げている。

ただし、本トライアル施工は、帰納法的な方法を利用していることから、その適用範囲については慎重な判断が必要である。すなわち、基本的には、このようなアプローチは当該現場に限っての適用が適正でかつ効果的であるものとする。

2-3 選定施工要因によるトライアル施工(土圧式)

2-3-1 工事概要

セグメント外径φ3.5m、延長約1.0kmの土圧式シールドトンネル工事である。土かぶりは10~30mまで変化し、N値も土かぶりの大きさとともにN=0~2と変化していく施工条件になっている。

2-3-2 トライアル施工の概要

トライアル施工は、切羽付近の沈下に着目した要因としてチャンバ内圧、テールボイド発生付近の沈下に着目した要因としてテールボイド発生速度、具体的には掘進速度に着目して、各々の付近における地盤変位との関連を3か所の計測断面(A, B, C)について調査し、事後の最適掘進制御方法を検討する根拠とした。

3か所の計測断面の位置関係を図-4に示す。また、掘進条件および裏込め注入条件を表-6に示す。

土圧式シールドの場合、事例No.1の調査でもわかるようにチャンバ内圧は掘進速度とスクリーコンベヤ回転数でおおむね決定されることから、チャンバ内圧のコントロールについては両者の調整によって行っている。

テールボイド発生速度は掘進速度により決定されるこ

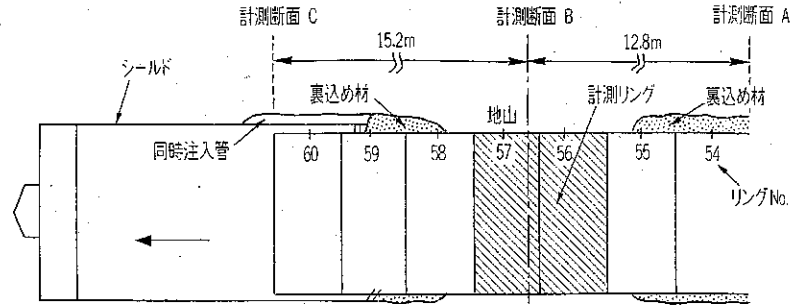


図-4 計測断面の位置関係

表-6 掘進条件および裏込め注入条件

計 測 断 面	A	B	C	単 位
平均切羽圧	223	229	239	(kPa)
平均掘進速度	28	21	40	(mm/min)
テールボイド平均発生速度(q)	20	15	29	(ℓ/min)
裏込め注入平均速度(v)	37	0	53	(ℓ/min)
平均裏込め注入率(v/q)	182	0	183	(%)

とからジャッキスピードの調整により行っている。また、裏込め注入は、A, C断面についてはテールボイド発生速度に合わせて注入速度を決定し注入率はおおむね180%付近で一定になるようにしている。一方、B断面では裏込め注入の効果を把握する目的からあえて裏込め注入を実施していない。

2-3-3 トライアル施工区間の分析より得られた知見

トライアル施工区間の計測断面における、トンネル天端直上約50cmの位置での沈下量の経時変化を図-5に示す。この図はシールドフェイス通過時点での沈下量をゼロとしたときの沈下量増分の経時変化を示したものである。同図において、シールド通過時の隆起区間(T_1)、テールボイド沈下区間(T_2)および後続沈下区間(T_3)としたときの各計測断面における、 T_1, T_2, T_3 の比較を表-7に示す。

表-7と今回着目した掘進制御要因との関係を分析することにより得られた結果を以下に示す。

まず、チャンバ内圧と隆起量の関係を図-6に示す。この隆起現象は、シールド通過中において掘進土量に比べ取り込み土量を少なくすると、シールドフェイス前面の

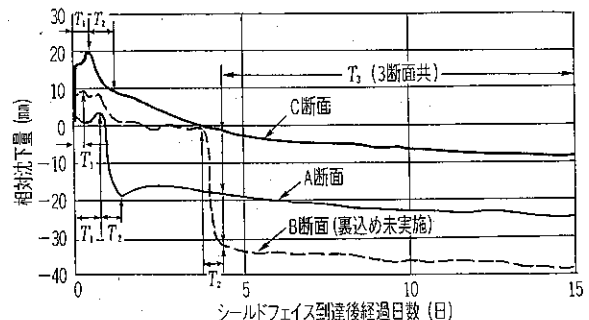


図-5 計測断面ごとの沈下量比較

表-7 各計測断面における沈下量と沈下速度

区間	項目	断面A	断面B	断面C	単位
T ₁	隆起量	3	8	21	mm
	沈下量	22	31	12	mm
T ₂	沈下速度	0.05~0.10	0.22	0.05~0.10	mm/min
	沈下量	7	7	7	mm
T ₃	沈下速度	12.2	12.2	13.8	mm/min

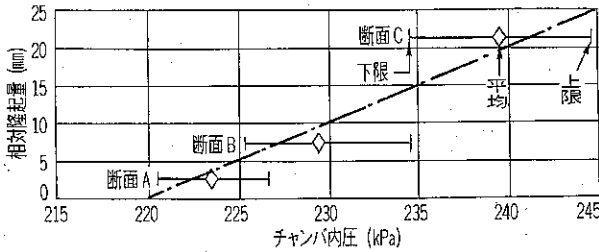


図-6 相対隆起量とチャンバ内圧の関係

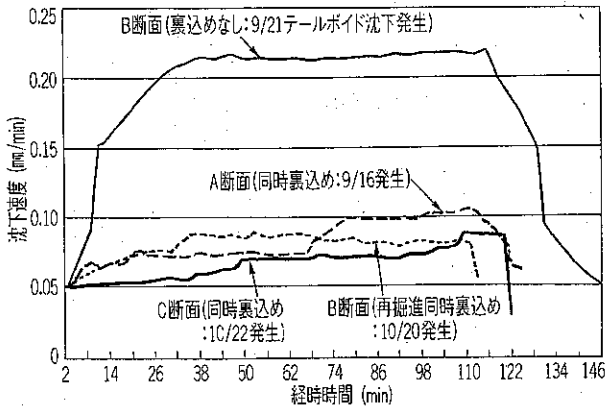


図-7 テールボイド沈下速度の比較

地盤が受働状態になるためである。このことは、吉田⁸⁾、岸尾⁹⁾も既に現場実測データにもとづき指摘している。図-6より隆起量が0 mmになるときのチャンバ内圧は、太田らの提案式¹⁰⁾を実験により確認¹¹⁾した、塑性指数(PI)をもとに算定する式(2)から導かれる初期静止土圧係数(K₀)と水圧から概略予測できることが把握されている。

$$K_0 = K_0(OCR)^{0.54 \cdot \exp(-PI/122)} \quad (2)$$

ここに、 $K_0 = 0.44 + (0.42 \cdot PI) / 100$

次に、裏込め注入効果について記述する。テールボイド沈下における、沈下速度と経時時間の関係を図-7に示す。この図によれば、裏込め注入を施した場合の沈下速度は0.05~0.10mm/minであるのに対して、裏込め注入を施さない場合は2~4倍のおおむね0.22mm/minとなることが明らかとなった。

このことから裏込め注入はテールボイド発生による即時的な沈下抑制については効果が大きいことが理解され、従来から沈下を抑制する掘進制御項目として取り上げられていた裏込め注入量の重要性が演繹法的に確認できたものと考えられる。

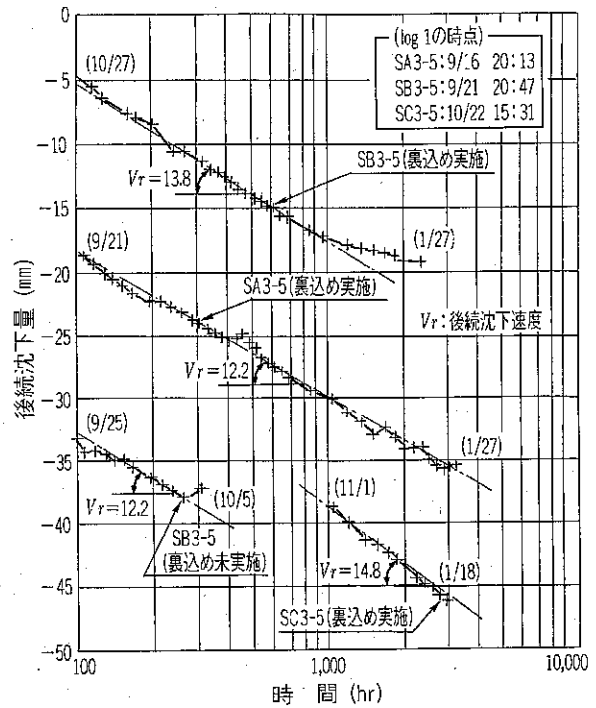


図-8 後続沈下速度の比較

最後に、後続沈下については、沈下の経時変化が指数分布形状を呈することから、時間軸を常用対数で評価したものが図-8である。後続沈下量と時間関係はおおむね直線で近似できることが理解でき、その勾配すなわち後続沈下速度(V_r)は、裏込め注入の有無に関わらず同様であることが確認されている。このことから、後続沈下は掘削近傍で行われる局所的な挙動とは異なる変形メカニズムを持つ可能性も否定できない。しかしながら、後続沈下速度は一定でも最終的な後続沈下量は、境界条件である掘削壁面での裏込め注入量などの変化が影響することは十分に考えられる。

直ちに後続沈下抑制方策としての裏込め注入効果を掘進制御に定量的に反映させることは困難を伴うが、今後は、この辺りの関係メカニズムについて解明すべき必要性を提起している。

3. 沖積地盤中泥土圧シールドのトライアル施工 (帝都高速度交通営団事例)

3-1 概要

本章では、2000(平成12)年度に施工した帝都高速度交通営団半蔵門線錦糸町駅~押上駅間複線シールド工事でのトライアル施工事例について紹介する。

当該工事の特徴は、当時、偏心多軸式泥土圧シールドでは最大径となるシールド外径φ9.6mの複線シールドトンネルを建設する点である。掘進地盤はN値が0~5程度の沖積粘性土層で、とくに、切羽中心高さとはほぼ同じ深度のGL-20m付近を境に上部でN値0~1、下部で

N値 2~5 と変化している。

また、この粘性土の自然含水比はほとんどの箇所では液性限界を超えており、鋭敏比が非常に高く、乱した後の強度低下が著しい地盤である。掘進地盤が沖積粘性土層であること、シールド発進基地の掘削発生土処理設備スペースが限られていること、掘削発生土の処理・処分に関する経済性を考慮し、営団として初めて泥土圧シールドを採用した工事である。

沖積粘性土層を掘進することから、掘進による周辺地盤への影響を最小限にするため、慎重な掘進管理が要求される工事であり、以下に紹介するようなトライアル施工および現場計測を実施した。

3-2 技術的課題とトライアル施工区間の計画

本工事の技術的課題は下記のとおりである。

- (1) 適切な切羽土圧管理と排土量管理
- (2) 適切な裏込め注入量および注入圧管理

軟弱粘性土地盤では、掘進時の即時変位よりも掘進に伴う地盤の乱れに起因する後続変位の方が大きくなる場合が多い。したがって、掘進対象地盤における(1)および(2)を決定することが重要となる。

営団初の泥土圧シールドの採用、偏心多軸式による施工実績の中で最大径となることから、本掘進時各管理値の検討および決定のため、初期掘進区間に計測断面を設

けて地盤変状計測を行った。

計測断面配置は図-9のとおりで、層別沈下計、傾斜計により、先行変位、切羽通過時変位、シールド通過時変位、テール通過時変位、後続変位を計測し、切羽土圧や裏込め注入などの掘進管理値を検証した。

計測断面は、初期設定区間(①~②断面)、修正区間(③~④断面)、確認区間(⑤~⑥断面)を設定した。表-8に各区間における主な設定管理値、図-10に実施工における管理を示す。

ここで、裏込め注入は、これまでの実績を考慮して注入率を130%に設定し、注入圧の上限は管理値+100kN/m²とした。管理土圧は初期設定区間で主働土圧相当、修正区間で受働土圧相当に設定した。

表-8 初期掘進区間における設定管理値

断面位置	管理土圧 (kN/m ²)	裏込め注入圧 (kN/m ²)	裏込め注入率 (%)
初期設定区間	①	235	335
	②		
修正区間	③	258	358
	④		
確認区間	⑤	258	358
	⑥		

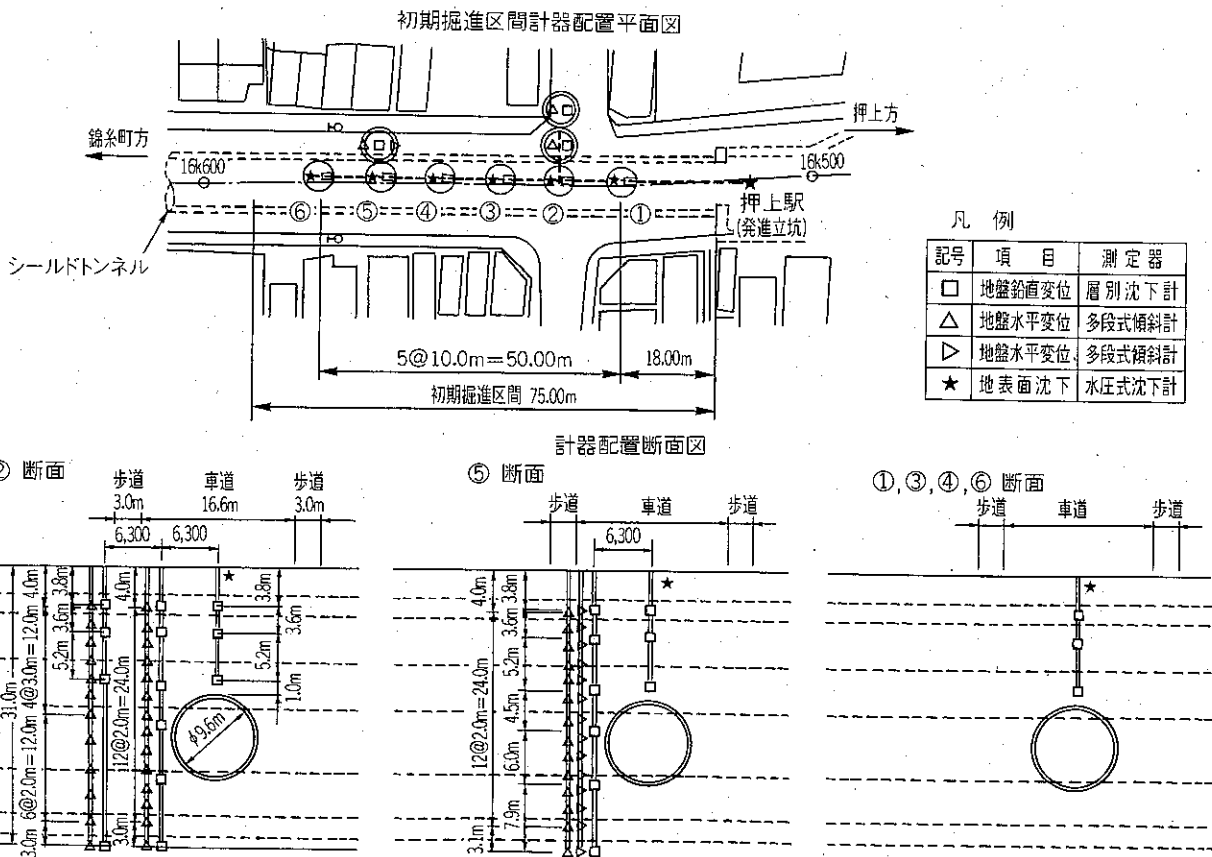


図-9 初期掘進区間地盤変状計測計器配置図

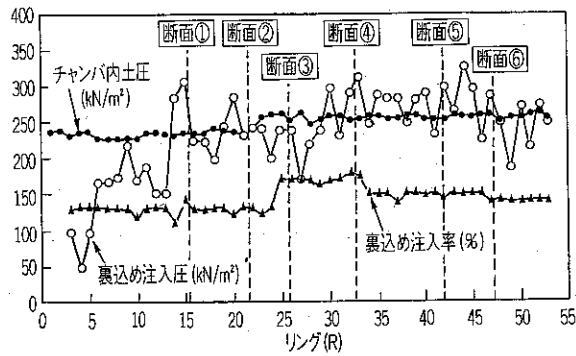


図-10 実施工における管理値

3-3 トライアル施工より得られた知見

3-3-1 切羽土圧管理

管理土圧を主働土圧相当に設定した①、②断面では切羽通過前の先行変位が沈下の傾向を示し、逆に受働土圧相当とした③～⑥断面では隆起の傾向を示した。変位量は±5mm程度であった。計測結果より、先行変位を極力抑制する静止土圧相当の側方係数として0.8程度で評価してもよいことが確認できた。②断面と④断面の計測結果を図-11に示す。

3-3-2 排土管理

掘削土の排土系統は、排土量管理を容易にするため1系統とした。排土量は、切羽から土砂ホッパーまで掘削土を圧送する土砂圧送管に取り付けた電磁流量計とγ線密度計を用いてリアルタイムで管理した。

これらの計器による管理と併せ、1日1回程度、1リング掘進時の掘削土実量を土砂ホッパー内で測定することにより計器の精度が確保されていることを確認した。計器による排土量と実測による排土量の差異は±1%程度であった。

管理土圧の変更に伴う排土量の変化は、今回の土圧変更幅が小さかったため、相違は見られなかった。

3-3-3 裏込め注入管理

裏込め注入は、地盤変状計測結果より、注入率150%がもっとも後続変位量が小さい結果であったので、本掘進では注入率150%を基本とし、注入圧を監視しながら管理することとした。

今回の掘進対象である軟弱粘性土地盤では、注入率を上げても注入圧がそれほど大きく上昇せず、かえって過大な裏込め注入が地盤を乱して後続変位を大きくしてしまう懸念がある。トライアルで行った注入率150%と170%のときの注入圧経時変化を図-12に示す。注入率170%では裏込め注入が数回停止し、連続した注入が行えなかったことがわかる。

また、注入方式は同時注入方式としており、なるべく早い段階でテールボイドに充填するという観点から、注入開始時期を早くすることもトライアルした。掘進開始後50mmとしていたが、初期掘進区間で30mmまで短縮し問題のないことを確認した。

3-3-4 カッタ回転数

掘進時のカッタ回転数は1.0rpm、カッタトルク約1,600kN・mで計画していたが、実際の掘進ではカッタトルクが小さく、平均800～900kN・mと約半分程度の大きさであった。カッタ駆動用のパワーユニットにも余力があったことから、以下に示す目的で、カッタ回転数を1.4rpm(無負荷時の最大回転数)にしてトライアルを行った。

- チャンバ内掘削土の塑性流動化促進
- 流量計の精度確保による排土量管理の有利性
- 偏心多軸式機構による地盤への影響相違

カッタ回転数を上げたことによるカッタトルクの変化、掘削土の塑性流動化促進、先行変位など掘削地盤への影響(地盤変状計測結果)については相違が見られず、問題のないことを確認した。

3-3-5 本掘進管理値

初期掘進区間で行った地盤変状計測結果をもとに検討して決定した本掘進時の掘進管理値を表-9に示す。

ここで、裏込め注入の注入開始時期は、本掘進でもさらに短縮可能かどうかトライアルを行い、30mm→25mm→20mm→15mmまで短縮し、その結果、後続変位の抑制につながった。注入開始時期の短縮は、圧高による注入停止の懸念があったが15mmまで短縮しても問題はなかった。

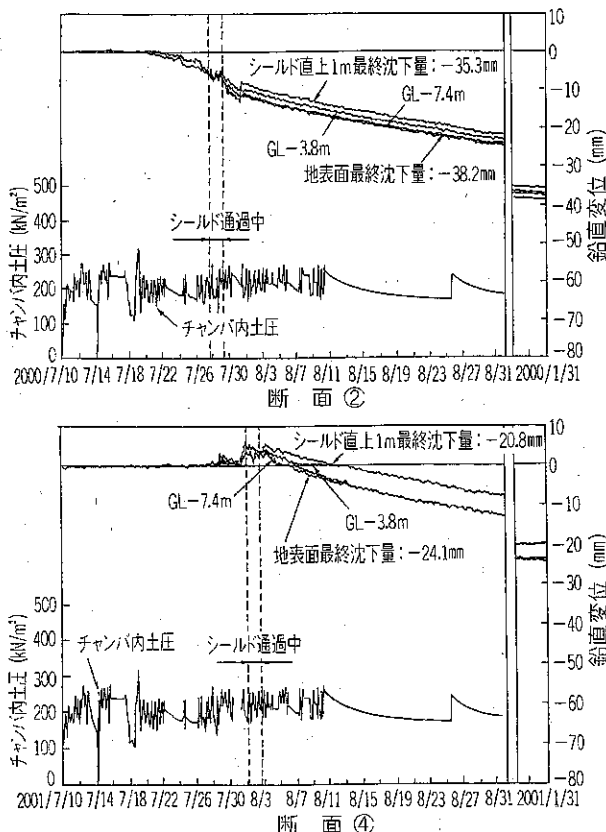


図-11 トンネル直上の鉛直変位計測結果

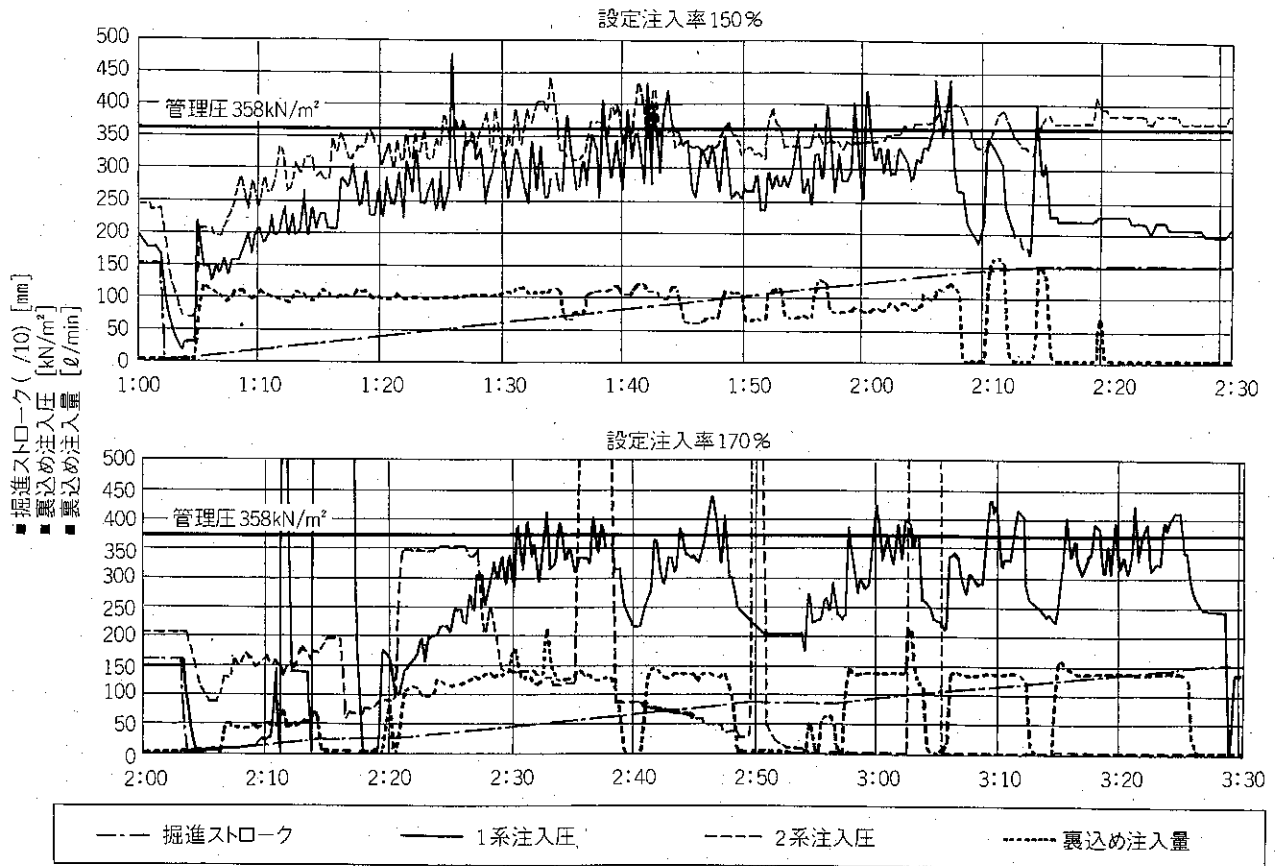


図-12 裏込め注入トレンドグラフ

表-9 本掘進時の掘進管理値

項目	管理値
管理土圧(切羽中央部)	246kN/m ² (静止土圧相当)
裏込め注入率	150%
裏込め注入圧	346kN/m ²
注入開始時期	掘進開始後30mm
掘進速度	20mm/min
カット回転数	1.4rpm
排土量管理	流量計で管理 (適宜土砂ホッパー実測)

4. つくばエクスプレスのトライアル施工
(日本鉄道建設公団事例)

4-1 概要

当工事は、つくばエクスプレス秋葉原起点約46km地点に位置し、常磐自動車道と交差する泥土圧式シールド工事で2002(平成14)年の施工である。

工事の特徴は、土かぶり2~3mときわめて小さく、常磐自動車道交差部の盛土直下においても最大7.3mとシールド外径φ7.45m以下での掘進である。また、掘削対象地盤がN値10以下のゆるい帯水砂層であり、計画時よりシールド掘進による常磐自動車道の路面の変状が懸

念された。そのため、発進立坑より常磐自動車道に至るまでの100mのアプローチ区間を初期掘進区間ならびにトライアル掘進区間に設定し、地盤の変状計測を行い掘進管理値の検討を行った。当計測は、従来のトンネル横断面方向の計測だけでなく、トンネル縦断方向のトンネル直上2m位置と地表面位置での地盤変位計測を5m間隔でトンネル全延長にわたり計測したのが特徴である。すなわち、シールド機長が約10mであるため、地盤変位計測地点を5m間隔で配置することにより、切羽直上の変位、シールドスキンプレート直上の変位ならびにテール直上の変位をシールド掘進とともに同時に観測できる計画としている。

この地盤変位観測値を直接掘進管理(切羽管理土圧、添加材注入量、滑材注入量・圧、裏込め注入量・圧など)に反映させ、地盤の変状を最小にする掘進管理値をトライアル掘進で検証・再調整し本掘進を行うこととした。

本章では、当該工場のトライアル施工の概要について紹介する。なお、詳細な工事報告については、本誌平成16年1月号に掲載予定であるので合わせてそちらを参照されたい。

4-2 トライアル施工の概要

4-2-1 トライアル施工の目的

当トライアル施工は、切羽土圧設定値に代表される計

画されたシールド掘進管理値に対し、地盤の変状を計測しながら管理値の検証・確認ならびに再調整を行うことを目的としている。図-13にトライアル掘進図を、図-14にトンネル横断方向の計測断面図を示す。

4-2-2 トライアル施工の内容

初期掘進・トライアル掘進パターンの条件と調査目的

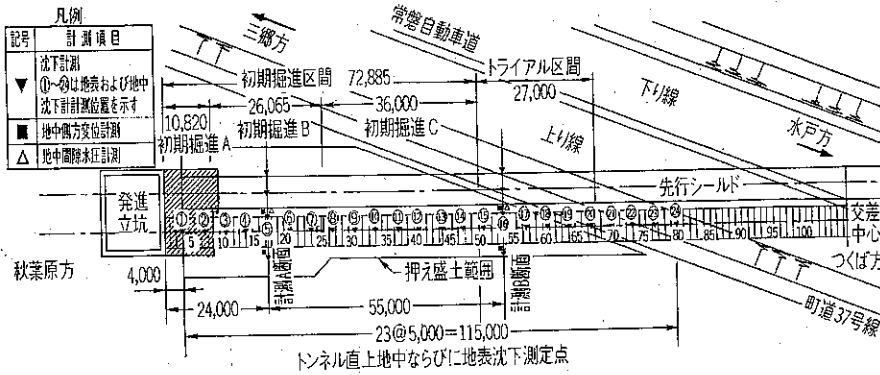


図-13 トライアル掘進図

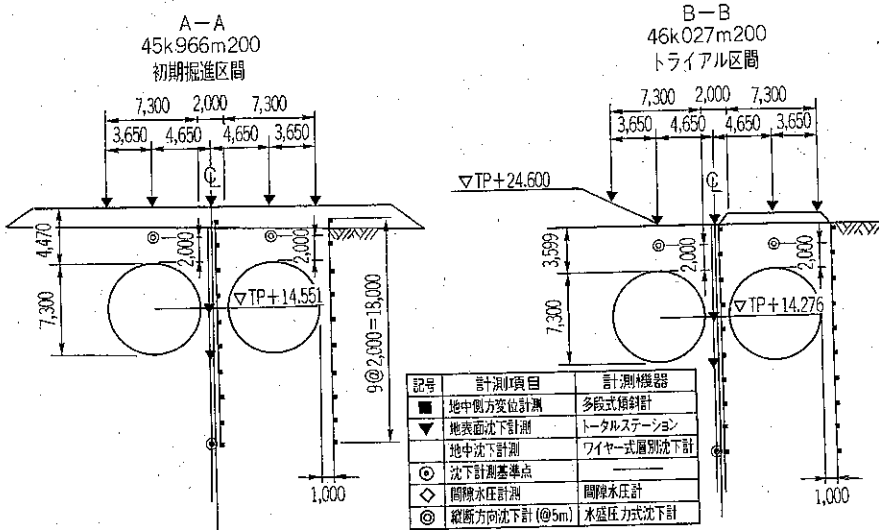


図-14 トライアル計測断面

表-10 初期掘進・トライアル掘進パターン条件と調査目的

掘進パターン	初期掘進 A	初期掘進 B	初期掘進 C	トライアル掘進
切羽位置距離程	45k942.2m~45k953.02m	45k953.02m~45k979.085m	45k979.085m~46k015.085m	46k015.085m~46k042.085m
掘進リング番号	仮2~仮5, 本1~3(7リング)	本4~本21(18リング)	本22~本45(24リング)	本46~本63(18リング)
区間延長	10.82m	26.065m	36m	27m
対象地盤	地盤改良体内	地山内	地山内	地山内
運転速度	低速運転(5~10mm/分)	低速馴らし運転(10~20mm/分)	本掘進速度(30mm/分)	本掘進速度(30mm/分)
目的	地盤改良体内の掘進であり、マシンの動作確認を主目的とし、計器類の精度検証が着目点である。	地山内での馴らし運転により、運転特性の把握が主目的である。逆解析用側方変位計測値、裏込め注入圧分布の確認。切羽土圧の確認。裏込め注入量・圧の確認。低速掘進での最適管理値の確認設定を行う。	本掘進と同速度で、地盤変状を起こさない最適の掘進管理値を設定することを目的とする。地盤変状の計測値を用い、逆解析を実施し、応力解放率を同定する。計測断面Bならびに常盤自動車道盛土部の沈下予測を行う。	初期掘進により得られた最終掘進管理値を用いて、本掘進と同一条件でのトライアル掘進を行う。計測断面Bで実測値と逆解析による予測値との比較検討。本掘進管理値の再設定。

を表-10に、掘進パターンの一覧を表-11に示す。

初期掘進では初期掘進パターンをA, B, Cの3ケースに分けている。初期掘進Aは地盤改良体内の掘進であり、初期掘進Bはシールド切羽が地山掘削に入り、テールが抜けるまでの掘進区間である。初期掘進Cはシールド全長が地盤内に入り、完全に地山掘削を行っている区間であり、通常行われる横断方向の計測断面Aを通過するまでの区間である。その後のトライアル掘進は本掘進状態と同じ条件下での掘進である。

このトライアル施工では、トンネル直上2mの位置での5m間隔の地中変位計測値を掘進管理値に反映させるため、掘進パターンを変えない最小掘進リング数は、計測間隔5mおよびセグメントリング長1.5mを考慮して3リングとした。この最小3リング間は、掘進管理値を一定にして掘進を行いその管理値の評価を行った。

切羽土圧を最初のパラメータとし、トライアルを初期掘進BではB1~B6までの6パターン行った。初期掘進Cでは、初期掘進Bで最適と想定された管理値を用い、最小掘進リング数をシールド機長とほぼ同等な6リング分9mとし、C1~C3の3パターンのトライアル施工を行った。

以上の9パターンのトライアル

施工により得られた最適掘進管理値を用いて本掘進のためのトライアル掘進を行い再度掘進管理値の確認を行った。

4-2-3 トライアル施工での主な成果

- ① 掘進時の地盤変状を抑制するため、土かぶりが小さく、対象地盤がゆるい砂層であったため、管理切羽土圧として静止土圧+水圧が適正であることが確認できた。
- ② 地盤沈下をできる限り抑制する必要がある場合は、停止時切羽圧力の保持が効果があると評価できた。
- ③ 裏込め注入は、量規定圧管理方式を基本とし、有効土かぶり圧相当までの圧力注入がテールボイドに起因する沈下の抑制に効果があることが確認された。また、裏込め注入量を設定する場合は、オーバーカット分を考慮することが妥当と判断された。
- ④ 滑材注入によるオーバーカット部の圧力保持により、シールド通過時の沈下が抑制された。

トライアル施工の活用により本掘進では常磐自動車道路面の最大沈下量を5mm以下に抑制することができた。

おわりに

本講座をはじめめるにあたり、オーダーを1桁変えた技術の話題から始めた¹²⁾。すなわち、1970年代のシールド工事で生じていたセンチメートルオーダーの地盤変状からミリメートルオーダーに1桁減少したわが国のシールド施工品質の高さである。この成果は、シールド掘進に伴う地盤変状メカニズムの解明や実用的な地盤変状予測解析手法の開発と同時に、シールドメーカーや施工業者が、補助工法になるべく頼らずに地盤変状の影響を最小限とするシールド掘進制御(選手オペレーション)技術とその施工管理技術向上のための努力(トライアル)を蓄積してきたところが大きい。現在では日本トンネル技術協会の近接施工指針(平成11年版)¹³⁾にも記述されているように、掘進制御要因をインプットとして地盤変位をアウトプットとするトライアル施工を含む、広義の情報化施工を行うことを基本に高品質のシールド施工が担保されている。

一方では、シールド施工品質の技術力向上のための先

行投資として、発注者側も意義のあるトライアル施工区間の現場計測に対して十分な理解を示したことが、今日の日本のシールド工法技術を世界一と言わしめる施工品質の技術成果を生み出したとも言える。現在のシールド技術に求められている品質を落とすことのないコスト縮減は、こうした過去の先行投資にもとづいて達成されていることを忘れてはならない。

参考文献

- 1) (社)土木学会：トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説、第1編 第16条、pp.27-28、および第4編 第4章pp.192-197、1996.7。
- 2) (社)土木学会：トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説、第4編 第5章 第163条、pp.200-202、1996.7。
- 3) 田中弘：シールド掘進に伴う地盤変状入門(5) 地盤変状の実態と評価解析手法(その2)、トンネルと地下、Vol.34, No.3, pp.75-82、2003.3。
- 4) 山崎剛：シールド掘進に伴う地盤変状入門(6) 地盤変状の実態と評価解析手法(その3)、トンネルと地下、Vol.34, No.4, pp.80、2003.4。
- 5) 石嶋・竹内・柴田：統計的手法を用いた軟弱地盤における泥水式シールドの地表面沈下予測、トンネルと地下、Vol.24, No.10, pp.15-22、1993.10。
- 6) 大塚・山崎・日下部：軟弱粘性土中シールド施工時における裏込め注入有無によるトンネル直上地盤変位の差異、土木学会論文集、No.624/III-47、1999。
- 7) 山崎・大塚・日下部：軟弱粘性土でのシールドテールボイド発生による周辺地盤の変形挙動、土木学会論文集、No.631/III 48、1999。
- 8) 吉田・山田：泥土圧シールド掘進時の切羽土圧と周面摩擦力について、土木学会論文集、No.445/III-18, pp.75-82、1992。
- 9) 岸尾・太田・仲井：土圧式シールドトンネルにおける地盤挙動と沈下抑制工法、山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム、土質工学会、pp.245-252、1992。
- 10) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987。
- 11) 太田・成廣・山崎・後藤：軟弱粘性土の弾粘塑性パラメータの実験による同定、第23回土質工学研究発表会、pp.545-548、1988。
- 12) 高橋良文：シールド掘進に伴う地盤変状入門(1) 講座をはじめめるにあたり、トンネルと地下、Vol.33, No.11, pp.67-70、2002.11。
- 13) (社)日本トンネル技術協会：地中構造物の建設に伴う近接施工指針、1999。

きみも金鉱を発見できる

金鉱の有望地域と探し方

理学博士 石井康夫著 新書判 202頁 本体定価 980円(〒210円)



株式
会社

土木工学社

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂
電話 (03) 3267-2888 (代) 振替 00110-8-190072

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(13)

シールド新時代に向けて(その1)

佐藤 健人* 山崎 剛**
中村 益美*** 杉山 仁實****

大深度シールドにおける新たな技術的課題

はじめに

近年シールドトンネル工事に伴う地盤変位が問題になることが少なくなっている。それは、シールド機材の改善を含む施工技術の進歩と、大深度化の進展による比較的高強度な地盤で掘削していることが挙げられる。

図-1は、東京都下水道局におけるシールドトンネル工事実績のうち、各年度における最大内径と施工深度の関係の変遷を示したものである。近年では径の拡大とともに大深度化の傾向が顕著であることが明らかである。

大深度化では自立性の高い地盤条件での掘削が多くなるために、浅層の沖積地盤内での掘削のように地表面にまで及ぶ広範囲な地盤変状は生じていないが、大深度がゆえに特有のトラブルが生じはじめており、また多くの技術的課題が指摘され始めている。

今回は、東京都下水道局と東京電力(株)において施工した大深度におけるシールドトンネル掘削工事で生じた貴重なトラブル事例を紹介する。

前者では、急曲線部で生じたセグメントの損傷によ

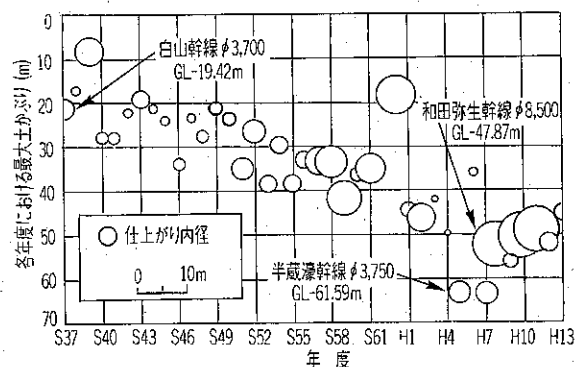


図-1 東京都下水道局におけるシールドトンネル工事の施工実績

* 日本工営(株)首都圏事業部都市・地域整備部

** 東京電力(株)配電部配電環境技術グループマネージャー

*** 東京都下水道局建設部長

**** 日本工営(株)首都圏事業部都市・地域整備部部長代理

て出水事故に至った経緯と原因を想定し、かつ、その原因を同条件で施工する次の急曲線部を利用して計測管理し、想定原因の妥当性を検証している。また、出水事故が生じた時点での周辺地盤のボーリングからシールドトンネル周辺地盤がトンネル内に流入したことにより地山に著しいゆるみが生じたが、固結シルト層の存在と現場での迅速な対応により大規模な地盤変状を防止した事例を紹介している。

後者は、大深度における東京地盤特有の問題が生じる背景や特徴を示すとともに、施工上の問題に着目して、掘進速度、カットトルク、ビットの摩耗、コピーカッタの損傷、テールシールドの損傷などシールドに係わるものとセグメントに生じるトラブルの詳細な原因と技術的課題について紹介している。

いずれも大深度がゆえに生じるトラブルについての貴重な記録を紹介することで、今回は本講座の目的である技術継承のための情報提供を行うものである。

1. 大深度施工時に役立つ情報提供 (東京都下水道局事例)

ここでは、平成11年に東京都下水道局発注の弥生町幹線工事において発生した、急曲線通過直後のコンクリート製セグメントの破損・出水事例¹⁾をもとに、大深度シールドトンネルにおいて明らかになった技術的課題を紹介する。

本講座の主題である地盤変状とは関連が薄いですが、当該工事では、破損原因の調査と再発防止を目的として、再発進後の同幹線において施工時荷重に着目した詳細な計測を実施しており、今後ますます施工の大深度化が予想される中、有効なデータになるものと考える。

1-1 工事概要

図-2に弥生町幹線平面図、縦断面図を示す。

弥生町幹線は雨水貯留システムの一環を担うもので、到達部の雨水貯留幹線(和田弥生幹線)とポンプ施設とを結ぶ連絡管路である。工事は狭隘な立坑用地でも発進可

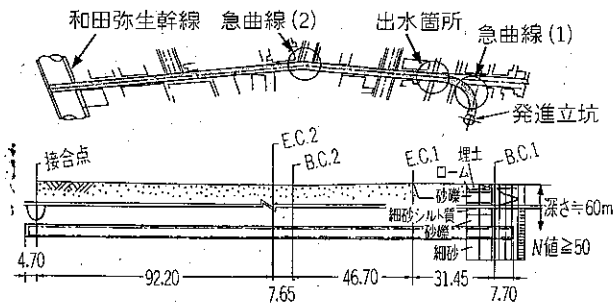


図-2 平面図・縦断面図

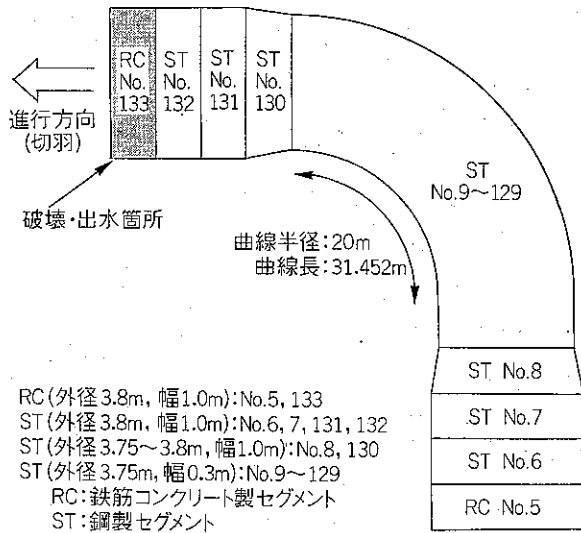


図-3 損傷部セグメント割り付け図

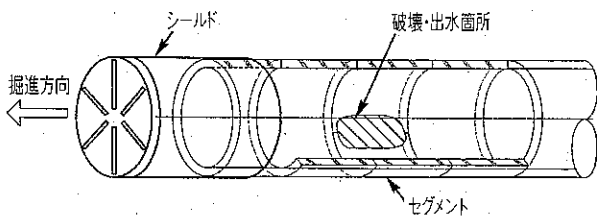


図-4 損傷箇所断面位置

能な縦横連続シールド工法を採用しており、土かぶり約54m(地下水位GL-1.5m)、延長190mを泥水式シールドで施工するものである。掘削対象地盤はN値50以上の砂礫層であり、曲線半径20mの急曲線区間が2か所存在する。

出水事故は、図-2に示す発進直後の最初の急曲線通過直後で発生した。損傷したセグメントは図-3に示すように発進立坑より133リング目のRCセグメントであり、図-4に示すように切羽に向かって4時方向の位置にあたる。

1-2 セグメント損傷プロセスと要因推定

損傷の要因を推定するために、出水に至るまでの事象を時系列的に整理したところ、図-5に示すようにRCセグメントがシールドテール部にある時点でセグメント表面に剝離を生じ、それを急硬モルタルなどで補強して作業を再開したものの、テール離脱直後に補強範囲の外側に新たにひび割れが生じて出水するという具合に2段階

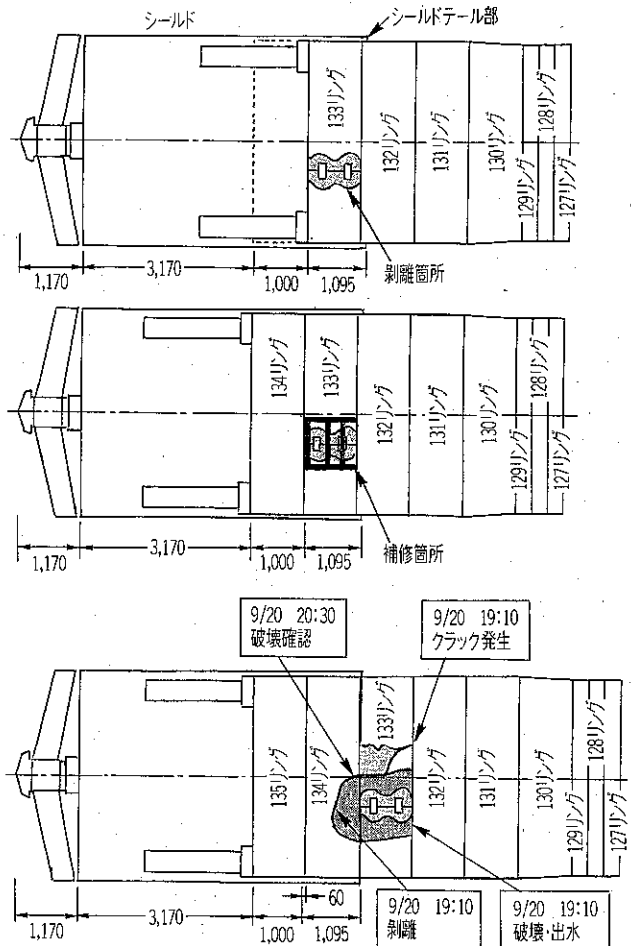


図-5 損傷プロセス

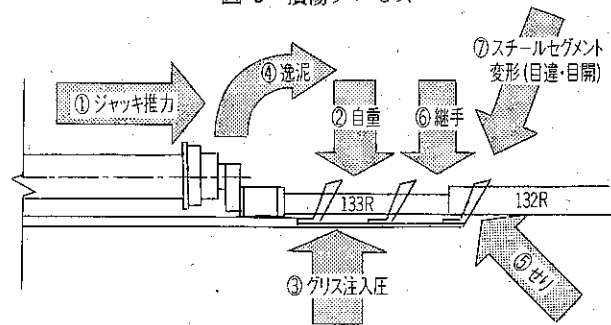


図-6 シールドテール内における外的要因

で損傷を生じたことが確認された。これらの事象から、最初に生じた表面剝離による断面欠損によって抵抗モーメントが低下した状態で、推力やグリス圧などの施工時荷重と土水圧が作用したことにより、徐々に進行性破壊が生じたものと考えられる。

したがって、シールドテール内にて発生したRCセグメントの表面剝離が出水に至った主原因であると考えられ、この剝離を生じさせた要因の分析が重要となる。

セグメントがシールドテール内にある場合に作用する荷重として、考えられる外的要因を図-6に示す。

当該箇所施工時における施工管理データから、損傷発見時にジャッキ推力が急上昇していたことやテールクリ

アランス値から計算されるテールエンドクリアランスの値からせりは生じていなかったことがわかっている。

また、RCセグメント組み立て前に隣接するスチールセグメントの一部で既に変形が見られたことや損傷時前後に逸泥が見られたことなども目視などにより確認されている。

以上のことより推察される損傷メカニズムとしては、図-7に示すように、隣接するスチールセグメントが変形した状態でジャッキ载荷したことにより、RCセグメントピースがトンネル内側に押し込まれる挙動を示したことや逸泥などにより偏圧载荷されたセグメントリングのセグメント継手部にて、ボルトをてこ支点とする座屈現象が生じたことによる継手部付近の圧壊が考えられる。こ

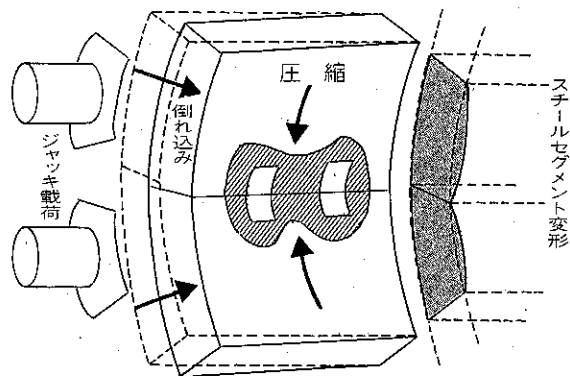


図-7 損傷メカニズム模式図

こでの損傷メカニズムは確認されている限られたデータや事象から推察されたものであり、実際はその他にもさまざまな要因が複合的に絡んでいるものと考えられるが、総じて施工時荷重による大きな偏圧载荷状態を生じないように施工法や施工管理を強化することや、ジャッキ推力、テールグリス圧、テールブラシ圧などの施工時荷重を見直すことが必要であると考えられる。

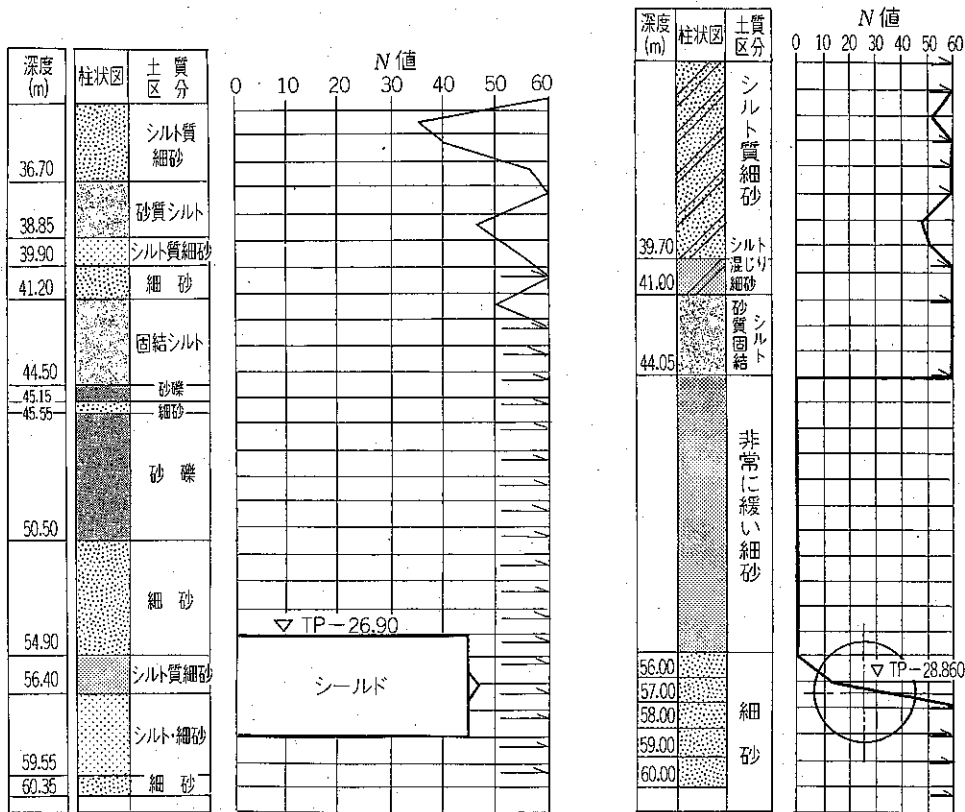
1-3 地盤の変状とその対策

ここでは、出水後のトンネル周辺地盤の変状状況と実施した対策について述べる。

出水後のトンネル周辺地盤の緩み状況を確認するために損傷位置付近で実施したボーリング調査結果と、近傍における既存の調査結果を合せて図-8に示す。

これらの柱状図を比較する限り地層の構成に差異は見られないものの、N値に大きな変化が見取れる。損傷箇所より上方のGL-44.0~-56.0 mの砂質層において地盤が乱され、当初N値50以上あったにもかかわらず自沈してしまうまで低下している。しかし、それより上部の層においては既存の結果と比べてN値の大きな変化は見られない。

以上の調査結果をもとに、緩みの範囲を図-9に示すように想定し、その範囲に薬液の充填を施すこととした。この対策工の結果は、図-10に示すようにその後実施された調査ボーリングにより、効果が確認されている。



既存土質調査結果
図-8 既存土質調査結果との比較

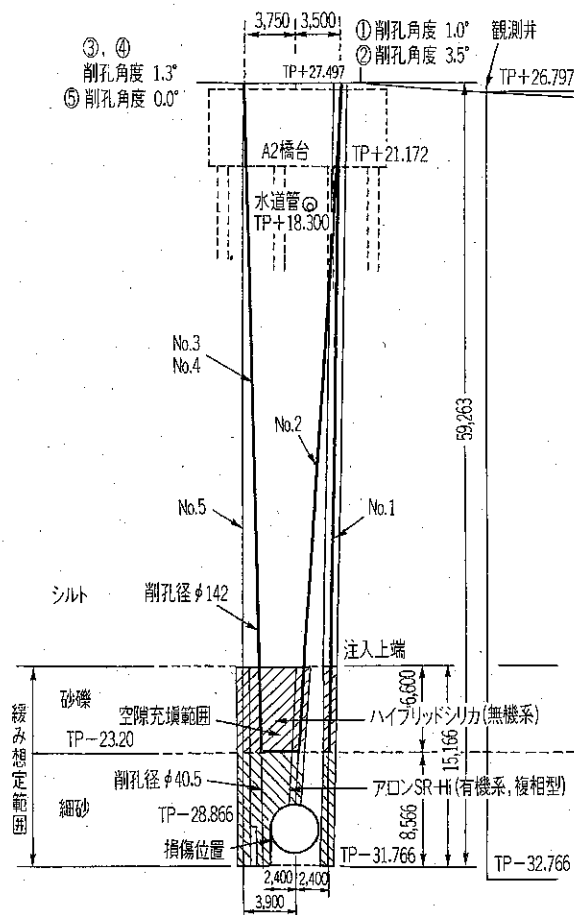


図-9 緩み想定範囲

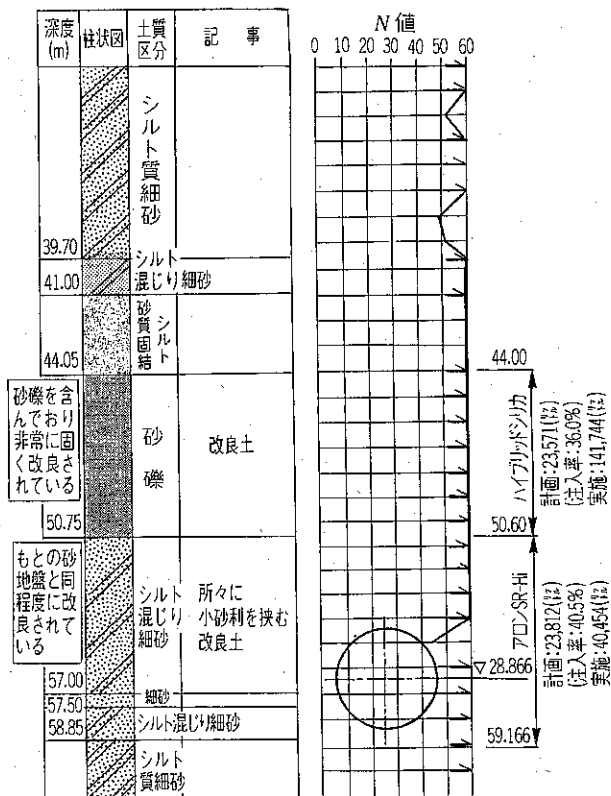


図-10 薬液充填後土質調査結果

損傷発生後の迅速な対応により、地上構造物に対する被害を免れたが、緩み層上部の固結シルト層の存在が変状の拡大を防ぐうえで大きな役割を果たしていたと考えられる。

1-4 計測工による要因分析

セグメント損傷の主要因は施工時荷重による偏圧であると推定したが、実測値によりそれらの実態を明らかにするため、出水を生じた箇所と同様の曲線半径を持つ急曲線(2)区間(図-2参照)において計測を実施した。急曲線(2)地点におけるセグメント割り付けは図-11に示すとおりであり、計測は図中①~⑥の6断面において表-1に示す計器数で実施した。

以下では、図-6に示した外的要因のうち、大深度においてとくに影響が大きいと思われるジャッキ推力とテールグリス圧に着目して分析した結果を述べる。

(1) ジャッキ推力による影響

図-12に計測断面④付近通過時の総推力変化図を示す。当現場の設計総推力は9,000~14,000kNを想定していたが、16,000kN近い総推力が生じている箇所も一部で見受けられ、また、一定周期で変動しているのが見て取れる。この変動の周期に着目すると、ピークはセグメント

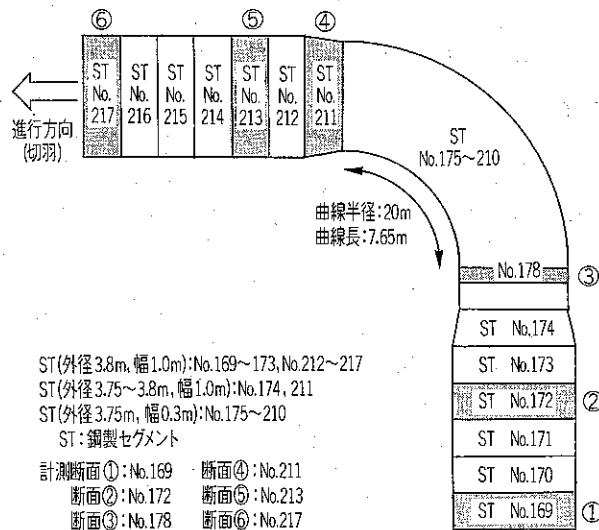


図-11 急曲線(2)地点セグメント割り付け図

表-1 設置計測器数

断面	主桁 (ひずみ計)	縦リブ (ひずみ計)	ピース間継手 (ボルト 軸力計)	リング間継手 (ボルト 軸力計)	間隙 水圧計
①	38	28	28	4	1
②	38	28	28	—	—
③	38	28	14	—	—
④	38	28	28	4	—
⑤	38	28	28	—	—
⑥	38	28	28	—	—
計	228	168	154	8	1

※別途①断面に圧力計設置

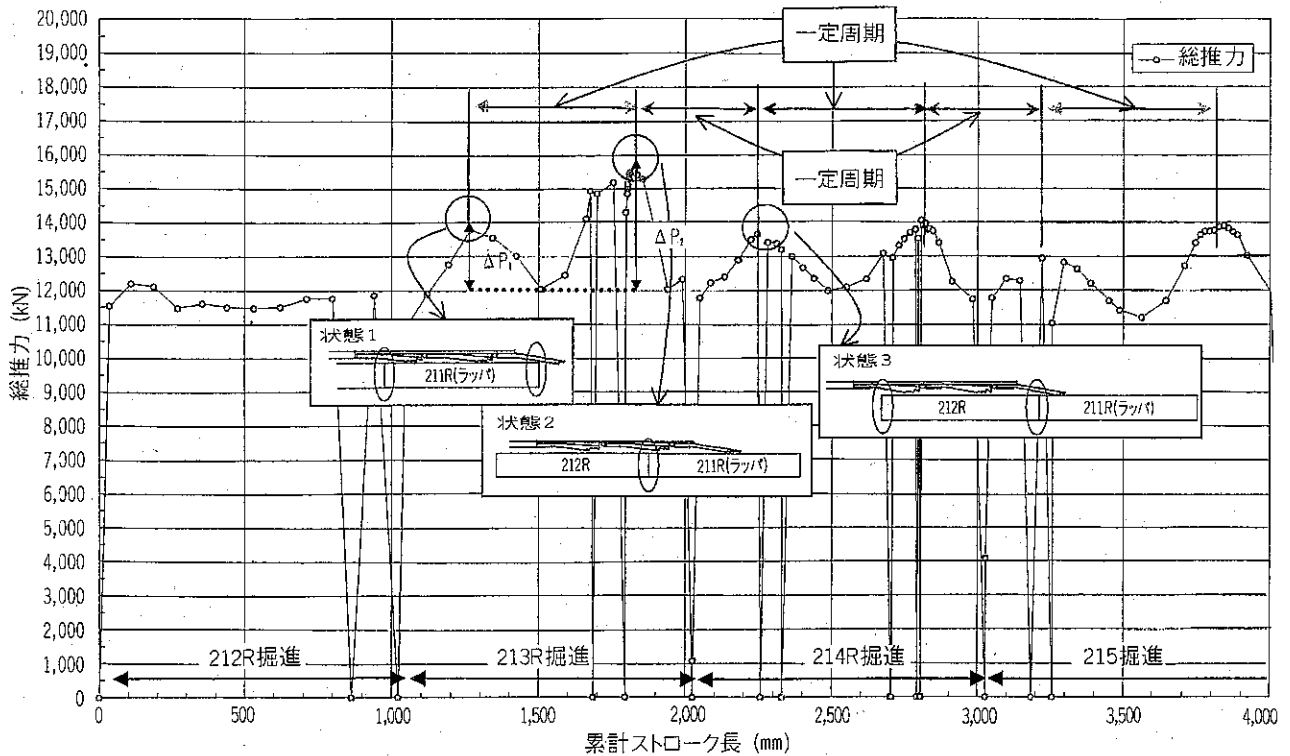


図-12 総推力変化図

主桁部をテールブラシが通過する際に生じており、これはスキンプレートより剛性の高い主桁部において、テールブラシから大きな摩擦力を受けている可能性が考えられる。これまで室内実験により、未使用のテールブラシによるセグメントへの作用荷重は非常に小さいことが知られているが、実施工時のブラシの状況は把握できていない。大深度では水圧増加に伴い推力が大きくなるうえに推力上昇量も無視し得ない大きな値となっていることを考えると、今後はテールブラシの影響解明が必要である。また、推力が上昇する際にはセグメントに偏圧が作用している可能性が高いので施工時には十分な注意が必要である。

(2) テールグリス圧による影響

テールグリスに関してもジャッキ推力と同様、水圧に対抗する必要があるため、大深度においては通常より大きな圧力をかける必要がある。セグメントリングが真円であると仮定した場合、圧力が等分布に作用すればほとんど軸力となるが、偏圧が作用すれば曲げが卓越してくることになる。ここでは、計測断面①に設置した圧力計3台によりテールグリス圧の絶対値と分布形状を考察する。

図-13は3段あるテールブラシのうち、1段目のブラシを圧力計が通過した直後における計測結果を示したものである。この時点で圧力計にはテールグリスの圧力が作用するはずであるが、セグメントリング低部に設置した圧力計SP-3には圧力が作用していない。2段目のテールブラシに近づく頃には圧力計SP-3も徐々に反応し始

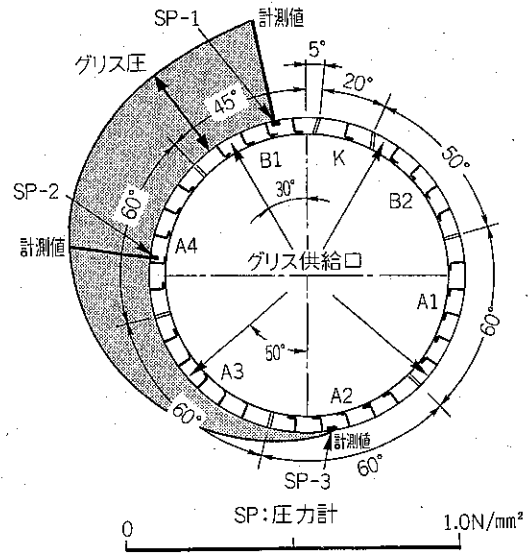


図-13 シールド内テールグリス圧分布(1段目ブラシ通過後) ため、すべての圧力計で0.5N/mm²程度の値を示し安定することがその後の計測結果に表れているが、セグメントリングに一時的に偏圧が作用したことは確かである。また、図-14はシールドテールを抜けた後の裏込め開始前における圧力分布であり、水圧相当の圧力がほぼ等分布に作用している。

以上の計測結果より、グリス圧が作用する初期の段階では偏圧が作用しており、大深度においてはグリスの注入圧力が大きいとセグメントに与える影響も大きいと考えられる。偏圧作用の理由としてはセグメントが自重により落ち込み、下端に位置していることに起因すると

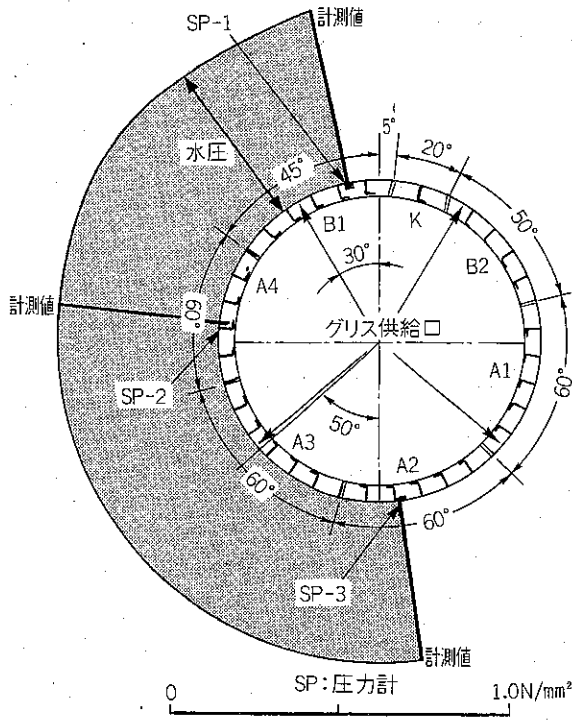


図-14 シールドテール離脱後水圧分布(裏込め開始前)

考えられ、テールクリアランスの偏りを管理することが重要であると考えられる。

1-5 大深度シールド施工時における留意点

シールドトンネル施工時にセグメントに作用する荷重としては、さまざまなものが挙げられるが、大深度という条件により大きく変化するものとしては、水圧および施工時荷重が主要なものとなる。施工時荷重のうち、と

くに水圧との関係が深いものとしては、掘進推力、テールグリス圧、裏込め注入圧などが挙げられ、前者2項目に関しては先に述べたとおりであるが、裏込め注入圧に関しては、今回の計測では大きな影響を及ぼすものではなかった。

大深度という条件に必ずしも依存しない項目もあるが、今回実施した計測などにより得られた結果をまとめて表-2に示す。

得られた分析結果より、避けられない事項を除き留意すべき事項を整理すれば以下の3項目に集約できる。

- ① セグメントリングの真円度を確保する。
- ② セグメントにできるだけ偏圧をかけない。
- ③ 曲線施工時および高水圧下でのシールド掘進に伴う姿勢制御による影響を最小限にする。

上記3項目に関して、設計・施工上における留意が必要である。

1-6 今後の課題

当該現場で得られた貴重な計測データより、セグメント剥離現象発生を主要因として偏圧の作用とセグメントの変形が挙げられた。とくに大深度下では、高い応力状態での偏圧の作用や、セグメントの変形時における施工時荷重や高水圧の作用は、局部的に設計基準を上回る状況をつくる可能性が高く、設計時において事前に施工時荷重を定量的に評価することや、施工時において留意事項として挙げた項目に対する対策・管理を講じることが重要である。

表-2 分析結果

着目項目	計測結果・分析
ジャッキ推力	<ul style="list-style-type: none"> ○リング間継手部がシールドテールを通過する際に推力が上昇する。 ⇒推力上昇時のシールドとセグメントの位置関係により、テールブラシ圧によるものと考えられる。 ○掘進に伴うジャッキ推力のくり返し载荷によりセグメントリングは影響を受ける。 ⇒掘進中のジャッキ推力のくり返し载荷は避けられない。
自重 重手	<ul style="list-style-type: none"> ○組み立て時点でセグメントに生じる応力は大きい。 ⇒原因としては、セグメント主桁とジャッキが垂直にあたっていないこと、セグメント間継手およびリング間継手板同士が密着していないことなど、セグメント組み立て時に真円が保持されていないことが考えられる。
テールグリス圧 テールブラシ圧	<ul style="list-style-type: none"> ○テールグリス圧は初期段階において一時的にセグメントに等圧として作用しない。 ⇒シールド内の下端に近い位置でセグメントが組み立てられることは自重によるため避けられないが、掘進が進むにつれて等圧に作用する状態となる。 ○ラップ型セグメントはシールドテール部通過時に大きな荷重を受ける。 ⇒セグメントに大きな偏圧が作用する。
競り 逸泥 セグメント変形	<ul style="list-style-type: none"> ○競り、逸泥、セグメント変形については、計測地点では顕著な事象は見られなかった。 ⇒ただし、これらの項目は剥離現象の要因であり、剥離原因想定時の解析によれば、競り、逸泥はセグメントに偏圧を負荷し、セグメント変形(組み立て時の真円度を十分確保できない)は次リングの掘進および組み立てに悪影響を与え、理想的なトンネル覆工を形成できない。
曲線施工	<ul style="list-style-type: none"> ○曲線施工ではセグメントに大きなモーメントが作用する。 ⇒全ジャッキ使用による掘進が理想であるが、セグメントへのモーメント負荷は避けられない。
高土水圧	<ul style="list-style-type: none"> ○高土水圧によりジャッキ推力に負担が生じる。 ⇒装備ジャッキ推力の設計においては、大深度ではシールドと土との摩擦やシールド前面の抵抗が支配的であるため装備推力が大きくなり、ジャッキ推力に負担が生じることは避けられない。

2. 大深度施工時に役立つ情報提供
(東京電力(株)事例)

大深度地下使用法により、地下空間の活用可能性は高まりつつあるが、大深度地下の施工においては深部がゆえの特徴的な課題が発生しているのも事実である。

ここでは、過去に東京電力が実施したシールドトンネルの深部施工において発生した課題と対策について記述する。

2-1 大深度地下を地盤から見た特徴

本講座の主題である「シールド掘進に伴う地盤変状入門」から見た場合、大深度における地盤の特徴は、図-15に示すとおりである。首都圏において大深度(40m付近)で現れる地盤は主に、「下部東京層(江戸川層)と呼ばれる均等係数のきわめて小さい砂層」と「上総層群に位置する粘着力の大きい固結シルト層(通称;土丹層)」に代表されよう。これらの地盤中にシールドトンネルを建設する場合の講座主題から見た特徴は、今までの講座で主に取り上げてきた比較的小さい変形係数を持つ軟弱な地盤を対象にした掘進に伴う周辺地盤の変形問題と違い、きわめて硬い地盤に起因するシールドおよびセグメントの設計および施工上顕在化する課題になると考えられる。

2-2 深部でのシールド工事から顕在化した問題点

深部シールド工事においてシールドとセグメントに生じたトラブルを事例として紹介し、深部化した場合の課題と対策について記述する。

2-2-1 シールド

江戸川層はN値が50以上であるが未固結で均等係数が小さく、地下水圧が高いことと相まって崩壊しやすく均質に改良することが難しい地盤である。東京電力の工事における過去の地下水噴発によるトラブルは、この江戸川層に多く見られる。ただし、未固結であることから、シールド掘削ではそれほど大きなカッタートルクを必要としない。一方、固結シルトを主体とする土丹層では粘着力が大きく自立性が高い。したがって、シールド掘削に大きなカッタートルクを要し、切削時間も増大する傾向にある。

ここでは、当社工事において、土質が表-3に示すように洪積砂質土および土丹であり、掘削径および掘削延長

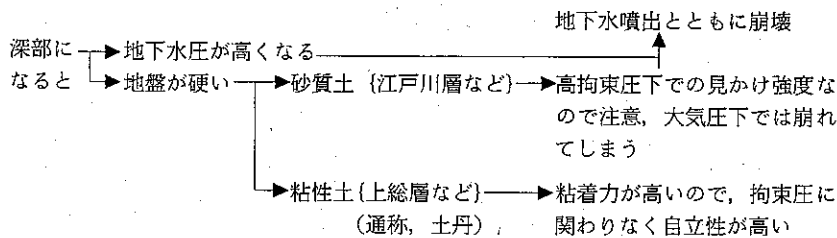


図-15 大深度における地盤の特徴

表-3 洪積砂質土と土丹における掘進実績の比較

現 場	洪積砂質土 (A現場)		土 丹 (B現場)			
	A-1	A-2	B-1	B-2		
工 区						
粘 着 力 c (kgf/cm ²)	$c_a \approx 0.15$		$c_b \approx 18$			
内 部 摩 擦 角 ϕ (°)	$\phi_a \approx 35$		$\phi_b \approx 17$			
変 形 係 数 E (kgf/cm ²)	$E_{50} \approx 200$		$E_{50} \approx 5600$			
シールド工法	泥水		泥水			
掘 削 径(m)	4.5		5.2			
掘削延長(m)	TOTAL	3,960	3,550			
	シールド1台あたり	2,260	1,700	2,400	1,150	
最大土かぶり(m)	19m	11m	40m	50m		
最大地下水圧(kgf/cm ²)	1.4	0.5	3.8	4.8		
カッタートルク (tf・m)	駆動方式	電動	電動	油圧	油圧	
	装 備	常用	132	111	135	190
		最大	198	133	203	285
実績平均値	50	34	63	84		
カッタ最大回転数(r.p.m)	1.3	1.05	1.1	1.0		
掘 進 速 度 (mm/min)	全数作動時	73	51	58	57	
	実績平均値	40	35	24	20	
総 推 力(tf)	装 備	1920	1800	2400	2700	
	実績平均値	850	600	1260	1200	
急 曲 線	50R 1か所	なし	20R 4か所	20R 4か所		

がおおむね同程度であるシールド工事でのシールドの故障実績を整理し、比較した結果を述べる。

(1) 掘進効率とトラブルの傾向

表-3からわかるように土丹の掘進速度は洪積砂質土の約6割に低下し、その反面、推力およびカッタートルクは1.7倍となっている。さらに土丹層においては推進速度を上げようとした場合、カッタ切削速度が追いつかないと無理にカッタ面板が地山に押しつけられることとなる。その結果、推進力やカッタートルクを異常に上昇させるだけでなく、カッタ面板や軸にも異常な力を与え、損傷を引き起こすという悪循環に陥ることがある。実際、表-4に示すように土丹層の方が故障件数、故障時間ともに大きくなっている。したがって、土丹層においては面板の切削速度とバランスの取れた推進速度で掘進することが重要である。

(2) ビットの摩耗

硬い土丹層を効率的に切削するため、B現場のビットにはそれぞれ次の特徴

表-4 洪積砂質土と土丹における故障実績の比較

故障箇所	洪積砂質土(A現場)		土丹(B現場)	
	故障件数 (件)	故障時間 (hr)	故障件数 (件)	故障時間 (hr)
切削システム (カッタ系)	1	2	24	628
推進システム	4	62	51	190
泥水輸送システム	29	227	125	285
泥水処理システム	25	511	54	84
その他	13	123	90	868
全体	72	925	344	2055

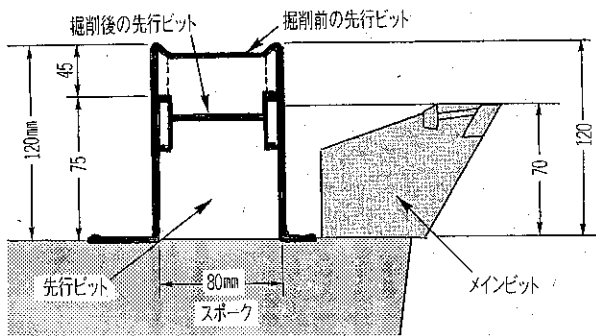


図-16 先行ビットの摩耗(B-1工区)

があった。

表-3中のB-1工区においては大きな先行ビットが同心円状に溝を切り、自由面を形成した後にメインビットがすくい取る方法となっていた。B-2工区においてはメインビットで直接切削することを基本としており、先行ビットは付いていたものあくまで補助ビットであり、その大きさもB-1工区の1/4程度であった。

両工区の施工後、ビットの損傷および摩耗調査を行ったが、メインビット摩耗については両工区とも通常摩耗の範囲であり特段問題はなかった。しかし、B-1工区における先行ビットの高さはメインビットよりも50mm高く設定されていたが、掘削後はほぼメインビットと同じ高さ、すなわち45~50mm摩耗している結果となった(図-16)。また、B-2工区においては掘進途中にトラブルを生じ、カッタ面板を観察できる機会があった。その時点で先行ビットは全数欠落していた。再度先行ビットを設置し直し、再掘進したが、到達後の摩耗量はB-1工区同様メインビットの高さまで摩耗していた。

(3) コピーカッタの損傷

土丹層を掘進したB現場では、曲線部以外の箇所においても地盤が硬いことから、地盤による掘進抵抗を低減させるため、コピーカッタを常時使用し余掘りを大きくしていた。結果としてB-1, 2工区ともコピーカッタの

欠損およびジャッキ軸の変形・回転が生じ、B-2工区については掘進を停止して交換に至っている。

面板の回転速度(接線方向力)とコピーカッタの押し出し速度(半径方向力)が連動していなかったため、コピーカッタの押し出し量が多い状態で、面板の回転が加わると、コピーカッタ軸が横方向から大きい地盤抵抗を受け、軸の変形、回転などが発生する危険も高くなるものと考えられる。

今後は、コピーカッタ軸の横方向から異常な抵抗力が作用しないように、抵抗力の測定、抵抗力に応じたコピーカッタの押し出し速度と面板回転速度の連係操作などの検討も必要となろう。

(4) テールシールの損傷

B現場においてはB-1工区およびB-2工区それぞれにおいて、テールシールを途中で2回交換している。これは掘進中に切羽からシールド周辺を通じて回り込んだと思われる泥水が、テール部分から漏れだしたことによる。

この現場では泥水加圧式を採用したが、高水圧ゆえ切羽面に作用させる泥水圧も高い値となっていた。加えて掘進抵抗を小さくするために多少の余掘りを行いながら施工した。このためシールド鋼殻部と地盤との空隙が通常よりも大きく、地盤変形も小さいことからテールシールには切羽面での泥水圧が伝わりやすい状況であったことが推察される。したがって、テールシールが損傷した結果、切羽面安定のために作用させていた高圧力の泥水がテールクリアランス部を通じて漏出したと考えられる。

テールシールの損傷は、次のステップで進むものと思われる(図-17)。

① テールクリアランスの増加

テールクリアランスはシールドの姿勢制御により最大50~60mm程度になる。さらにテールエンド部分のクリアランスは曲線施工で縮小径セグメントの適用と相俟って増大する。

② 裏込め材の浸入・硬化

テールエンド部分でクリアランスが大きくなったときに、一般的なテールシールであるワイヤーブラシまたはワイヤーブラシ背面に裏込め材が浸入する。

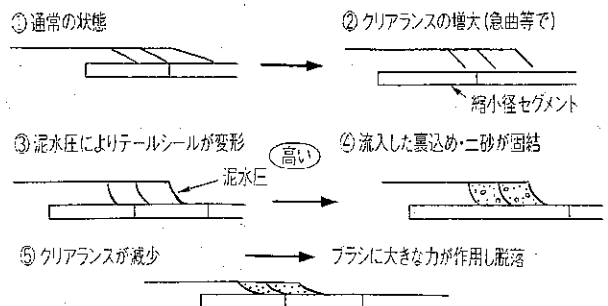


図-17 テールシールの損傷ステップ

この浸入がくり返し行われる中で裏込め材は硬化し、テールクリアランス部に蓄積し、クリアランスを閉塞させていく。

③ ワイヤブラシの引き裂き

テールクリアランスが閉塞され、掘進線形やシールド姿勢制御でシールドテールとセグメントが競り気味になると本来ワイヤブラシが柔軟に変形していたものが、硬化した裏込め材により変形が阻害される。このときワイヤブラシがシールドテール鋼殻部とセグメントに挟み込まれた状態でシールドが前方に推進する状態となり、ワイヤブラシがせん断力により引きちぎられてしまう。この状態が逐次進展することによりテールクリアランス部分の耐水圧性能が低下する。

以上に記述したテールシールドの損傷は、とくに高水圧下になるほど顕在化してくるものと考えられる。対策としては裏込め注入材のテールクリアランス部分への浸入防止が効果的である。具体的にはテールグリスの注入管理やテールブラシに発泡ウレタンを注入したウレタンシールなどの採用が考えられる。

さらに、テールクリアランスに裏込め注入材が浸入硬化することの弊害として、後述するようにシールドテールからの競り力がセグメントに伝わりやすくなり、次項で述べるようにリング継手やセグメント本体を損傷させる問題も発生している。

2-2-2 セグメント

深部地盤においては高水圧となることから必然的に切羽圧が増大し、鋼構造の部材厚の増加に伴いシールドの重量も増大する。その結果、推進ジャッキの装備容量は大きくなる傾向にある。

一方、水圧が増加するのに反して地盤強度が大きくなることにより土圧は増加せず、むしろ地中応力と地盤強度のバランスによっては減少する場合もある。このため、等圧力に近い状態となり、円形のセグメントに発生する断面力は曲げモーメントにくらべ軸力が卓越し、土水圧に対してはセグメントの部材厚さを大きくすることなく作用断面力に抵抗できてしまう計算結果となる。電力用トンネルのような中小口径のセグメントの設計では、供用時の土水圧が部材厚さを支配していることを考慮すると、深部化の割にはセグメントが薄く設計できてしまう方向となる。

したがって、現状設計の延長ではセグメントが薄肉傾向になる反面、シールド推進力の増大などに伴いセグメントがシールドから受ける荷重が増大するため、深部においては施工時荷重がセグメントに与える影響が大きくなる。実際に施工時荷重によるセグメントへの影響が顕

在化した事例を次に示す。

(1) シールドテールの「競り」によるセグメントの損傷

1) 損傷状況

鉄筋コンクリート製ボックス継手のセグメントでは、リング継手において、写真-1に示すようにセグメント表面に半月状のひび割れが生じた。当初はひび割れ形状からみてセグメント表面における薄層剥離と考え、リング間接合面内側のエッジ部分に緩衝材を貼ってみたものの、状況は改善されなかった。そこで、ひび割れ面に沿って浮き上がり部を剥がしたところ、図-18に示すようにリング間接合ボルトを起点としてラップ状に突き上げられ剥離していることが判明した。

セグメントリング全体として見た場合、リング継手の損傷が発生した位置は、リング継手面を境にして、半断面が切羽側に発生しているとすれば、残りの半断面は坑口側に発生している状況になっていた。

2) 損傷原因の推定

セグメントの損傷分析を、図-19のように実施した。その結果、図-20示すように、シールド姿勢制御時にシールドテールエンド部がセグメントと干渉し、「競り」が

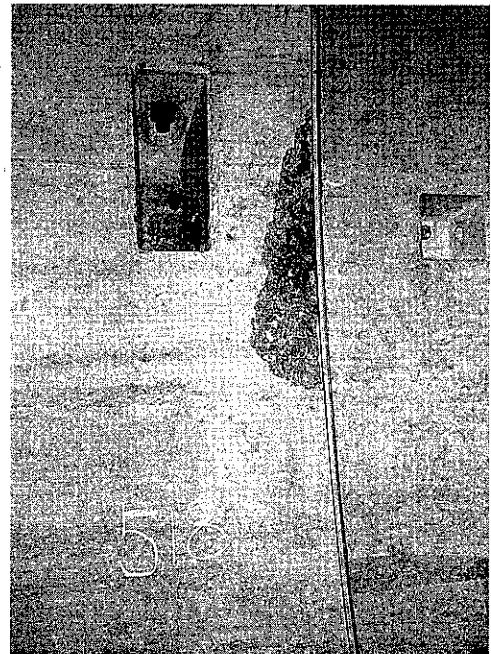
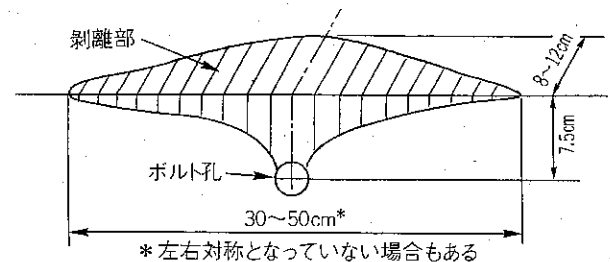


写真-1 リング継手の損傷状況事例



*左右対称となっていない場合もある

図-18 リング継手の剥離状況

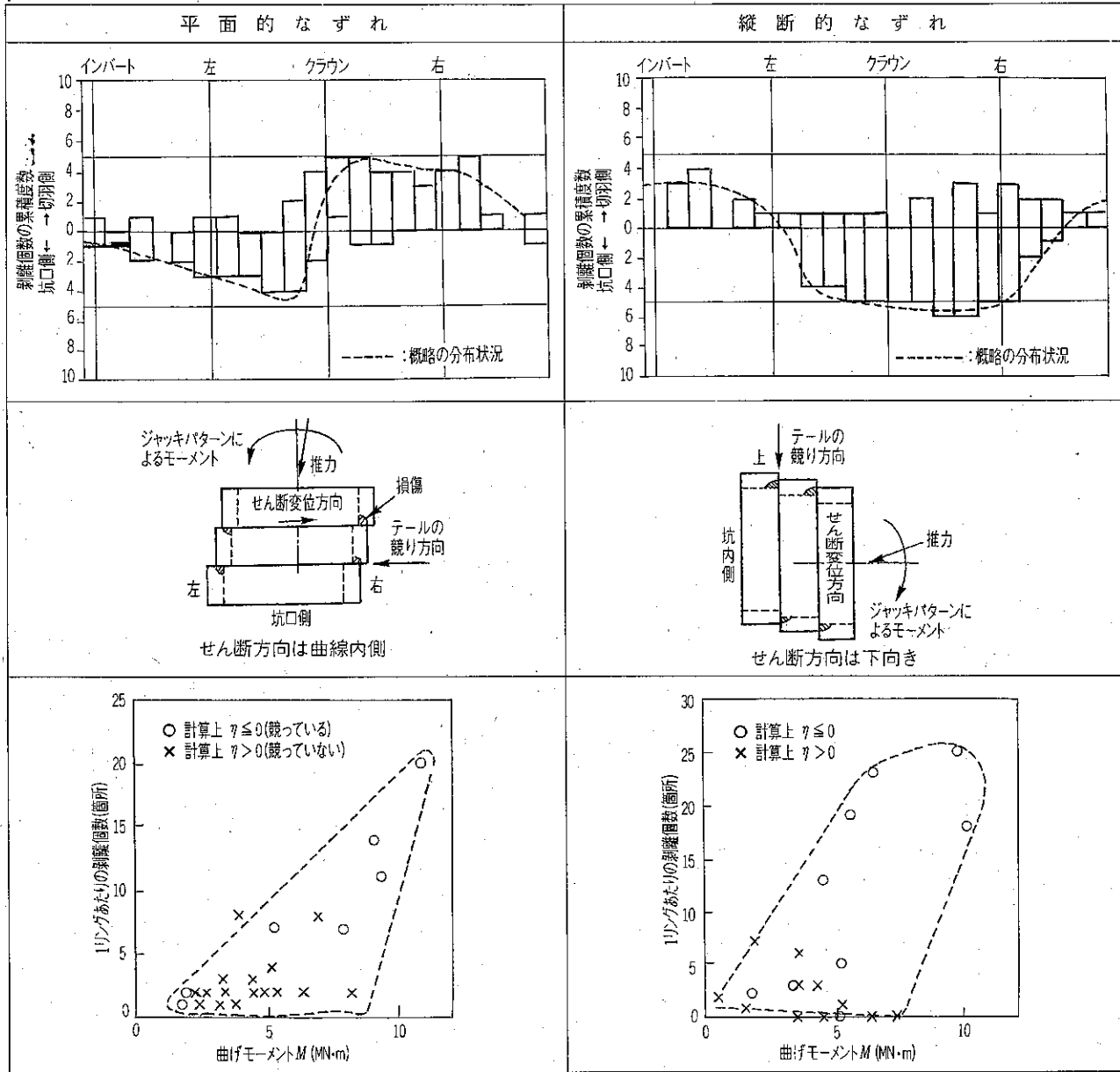


図-19 セグメントリング継手の損傷分析

生じ、セグメントリングをせん断することによりリング継手を損傷させている可能性が高いことが判明した。このような損傷に至った背景は次のように集約される。

① シールドテール長の増加

従来のシールドにくらべ、テールクリアランスはあまり変化していない一方、シールドテール長が急速に長くなり、「競り」が生じやすくなったこと。直径φ3～5m級のシールドにおけるテールクリアランスは25～30mm程度と従来と変化していないがテール長は、軸方向挿入型 Key セグメントの採用、拡幅セグメントの採用、長距離高水圧化に伴うテールシールド段数の増加により約1m長くなっていること。

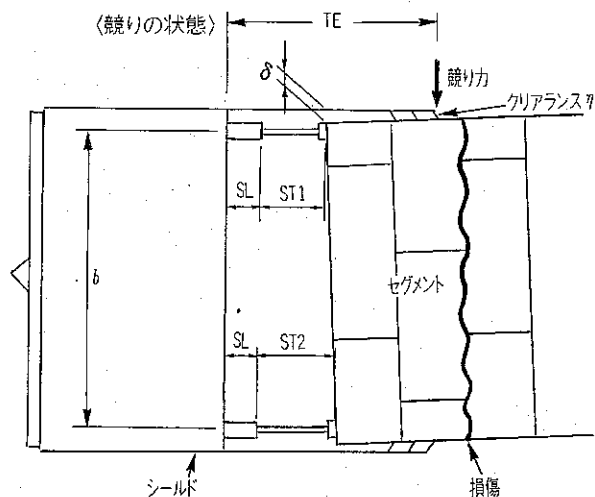
② テールクリアランス管理の困難さ

シールド姿勢制御については自動化が推進されて

いるが、計画線形に対する精度確保に比重が置かれており、セグメントとシールドの位置関係はリアルタイムに掘進管理に取り込まれず、現場測定で行われることもあったこと。

③ 深部による裏込め注入圧の高圧化

裏込め注入はテールボイド発生と同時にテールエンドに近い位置で実施される。このとき、前述のように曲線部などで大きくなったテールエンドクリアランス部分に、深部により高圧で注入された裏込め材が、浸入しやすくなった。その結果、裏込め注入が、テールシールドであるワイヤーブラシ部で硬化することにより、シールドテールからの「競り」による荷重を、ブラシ部の柔軟性で緩和できず直接セグメントに伝達しやすくなってしまったこと。



競り度合い

$$\eta = \frac{ST2 - ST1}{b} (TE - ST1 - SL) + \delta / \cos \theta$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{ST2 - ST1}{b} \right)$$

図-20 シールドテールとセグメントの競りの状態

④ リング継手の締結力のあまさ

セグメントリング継手の強度設計にこのような「競り」による直接せん断を考慮した設計が行われておらず、リング継手の強度およびせん断に抵抗する締結力(摩擦力)が十分でない可能性があった。さらに、深部により推進力が増大することから、その反力を受けるセグメントのリング継手面で発生する圧縮応力も増大し、その応力がリング継手の締結力を緩和させてしまうこと。「競り」は掘進中に生じることから、継手面での締結力が緩んだときに作用してしまう結果となること。

3) 損傷対策

損傷対策は、最終的に製品としてセグメント覆工を受け取る注文者の設計思想にもよるが、「競り力が作用し難くする方策」と、「競り力を考慮した設計上の配慮」の両面からの対策が必要となる。

① シールドテールとセグメントを干渉し難くする

テールクリアランスの確保に重点を置いた掘進線形管理、テールグリス管理を含む裏込め注入管理によるワイヤブラシの柔軟性の確保、およびウレタンシールなどの採用などが考えられるが、基本的には施工会社の技術力によるところが大きい。近年、施工会社の技術水準はユーザの視点で着実に進展していることから、この問題はいずれ解決されるものと考えている。

② セグメントの設計荷重として考慮する

セグメントの設計者が、施工時の中でも特殊な施工環境に位置づけられる競り荷重を設計面で考慮す

べきかどうかは、注文者の思想と相俟って意見が分かれるところである。しかしながら、セグメント覆工ゆえの損傷した部位の交換の困難化、供用時における健全度低下の加速化、高水圧下における補修工事および補修品質確保の困難化などを考慮すると、事後対策ではなく、予防保全の視点から設計段階で施工時荷重として取り扱うことも考えられる。

(2) 推進反力によるセグメントの損傷

1) 損傷状況

シールドのジャッキ推力に対するセグメントの強度確認には、通常Keyセグメントを用いた圧縮試験が行われる。地下水圧が高く、土丹層で用いられるセグメントに対し、Keyセグメントを用いた試験を行った結果では所定の荷重(1,500kN)まで作用させて、ひび割れなどの問題が発生しないことを確認した。ところが、掘進中においてA型およびB型のセグメントに、トンネル軸方向のひび割れが発生したことから、A型セグメントを3ピース用い図-21に示す試験を行ったところ、1,100kNでセグメントのトンネル軸方向にひび割れが生じた。

2) 損傷原因

損傷原因としては、土水圧による設計上の部材厚さが比較的薄くなったこと、加えてセグメント分割数が少なく弧長が長くなったことが考えられる。すなわち、セグメント弧長の長い板構造として解釈でき、A型セグメントがジャッキ推力により面内変形を受けたことでトンネル軸方向のひび割れが生じたと考えられる。コスト削減の関係からセグメントの分割数を低減させた場合、セグメントピースの弧長が長くなり、深部ゆえのジャッキ推力の増大およびセグメントの薄肉化と相俟って、上述したひび割れ発生危険性が出てくるものと考えられる。

3) 損傷対策

セグメントを板要素に置き換え、千鳥組みを模擬した平面モデルの解析を実施して発生応力を推定する。そ

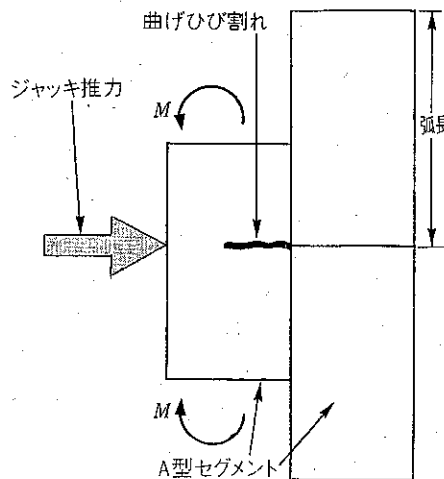


図-21 ジャッキ推力によるセグメント面内曲げ

表-5 大深度におけるシールド工事の設計で留意すべき事項

設計部位	留意すべき事項
シールド	先行ビットの効果を考慮、コピーカッタの切削力と貫入力のバランスを施工管理上留意すること。
	テールシールド部分の損傷に留意、とくに高水圧でテールクルアランスから逸水、逸泥すると、掘進速度が激減してしまう。さらに、裏込め注入圧の高いことからテール部に浸入しやすいので留意(テールシールドの裏込め材による固化は、セグメントに作用するテール競り力も増大させる要因)。
セグメント	テールの競り(テール長の長尺化、裏込め圧の高圧化)によるリング間継手の損傷に留意(供用後の健全性低下にも影響)。 掘進線形も重要であるが、注文者に納入する最終品はセグメント、セグメントに優しい掘進方式の工夫開発が今後必要。 一方では、設計者も競りを想定したリング間継手の構造設計の在り方についても研究が必要(とくに桁高が小さい中小口径トンネル)。
	推進力によるA、Bセグメントの面内曲げに留意(分割数を小さくするなど、ピースの弧長が長くなる場合に留意)

(参考：セグメントが大深度で置かれる環境)

1. 土水圧の環境条件から決まるセグメント構造

地盤が硬いため土圧が小さく、水圧が支配的になることから、曲げの割には軸力が卓越する環境となる。この結果、セグメントは、コンクリートが高圧縮強度であることも相俟って、深さの割にはセグメント桁高が薄型になる(常時設計の段階)。

2. 施工時荷重の影響が支配的になること

水圧が高く、地盤が硬いため、推進力 {推進力=f(切羽圧, 切削力, シールド重量, 高速化要請による推進速度, etc)} および姿勢制御による偏心力 {偏心力=g(掘進線形, シールド重心位置, 推進ジャッキの使用箇所, etc)} が大きくなる。この影響により、セグメントに反力として作用する施工時荷重、とくに偏荷重が大きくなる。

このため、常時設計で薄くなったセグメントは施工時荷重に対してとくに配慮が必要になる。

の応力に抵抗できるようなセグメント厚、弧長、鉄筋補強などを検討することが適当ではないかと考えられる。

2-3 大深度施工で配慮すべき内容

東京電力が過去に実施した深部地盤でのシールド工事で発生したトラブルの事例から、有用と思われる内容を紹介してきた。これらの事例から習得した、大深度におけるシールド工事の設計、施工管理および技術開発で留意すべき事項をまとめて表-5に示す。今後の大深度設計の糧になれば幸いである。

おわりに

今回は、トラブルへの対処が成功したものにも増して学ぶところが多いとの考えから、あえて問題が生じた事例を紹介した。一般的な失敗例はいわゆる美化された失

敗例が多いが、本号の2つの事例は限られた現場情報の中から実際に生じた現象を正確に述べている点で貴重な事例であると考えられる。シールド新時代に向けて一助となれば幸いである。

最後に、これら貴重な情報を提供していただいた各機関ならびに関係各位に誌面を借りて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大迫健一・前田正博・中坊正義・黒住光浩：大深度シールドの施工時荷重によるセグメント損傷事例と解析的検証，下水道協会誌，pp.144-151，2001.3.
- 2) 中村益美・松浦将行・沢里能雄：大深度シールドトンネルの施工時荷重とその対策，トンネルと地下，pp.35-41，2003.1.
- 3) 日経BP社：日経コンストラクション，p.27，2000.4-14.
- 4) 日経BP社：日経コンストラクション，pp.45-47，2000.12-22.

研究論文募集のお知らせ

弊誌「トンネルと地下」では、研究論文(実験、技術開発など)を募集いたします。大学や技術研究所などからの貴重な研究成果を多数お待ちしておりますので奮ってご応募下さい。とくに若手トンネル技術者の技術向上を主眼としておりますので、平易・簡潔にまとめていただくようご配慮のほどお願い致します。なお、応募方法の詳細につきましては38頁に掲載の『投稿原稿応募のご案内』を参照のうえ、ご応募下さい。

問い合わせ先 株式会社 土木工学社 編集部

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂 電話(03)3267-2888(代)

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(14)

シールド新時代に向けて(その2)

—維持管理における新たな技術的課題—

山崎 剛* 有泉 毅**
五十嵐 寛 昌***

軟弱地盤中シールド洞道の長期変形 (東京電力事例)

1. はじめに

前回までの講座では、主にシールドトンネル建設時を対象として、建設中に発生する周辺地盤の挙動に関する技術継承を視点を解説してきた。ここでは、建設中ではなく供用中のシールドトンネル施設に着目して、セグメントで構成された覆工の長期的変形と周辺地盤の挙動について、東京電力での事例を取り上げて報告する。

具体的には、軟弱粘性土地盤中に構築された、経年約20年のシールド洞道が、設計では想定していなかった上下方向につぶれる形での長期的な変形が発生し、維持管理における新たな技術的課題として着目している。今回の講座では、この洞道を対象にして、変形状況の把握、変形原因の究明および適切な補強設計のあり方について記述する。なお、本稿では、シールド工法(シールドとRCセグメント)を用いて建設された供用中のトンネルを「シールド洞道」、RCセグメントで構成される覆工を「覆工」と呼ぶこととする。

2. シールド洞道概要

2-1 構造

変形が発生しているシールド洞道は、図-1に示すように、内径3.5m、桁高25cmの覆工構造であり、二次覆工は施されていない。当時の設計では、洞道が位置する土質が粘性土の場合には、二次覆工は施さないという考え方であった。

2-2 地質概要

洞道は、 N 値0~1のきわめて軟弱な粘性土地盤中に位置している。

*東京電力(株)配電部配電環境技術グループマネージャー

** 〃 工務部(東電設計(株)公共施設部出向)

***鹿島建設(株)技術研究所地盤グループ上席研究員

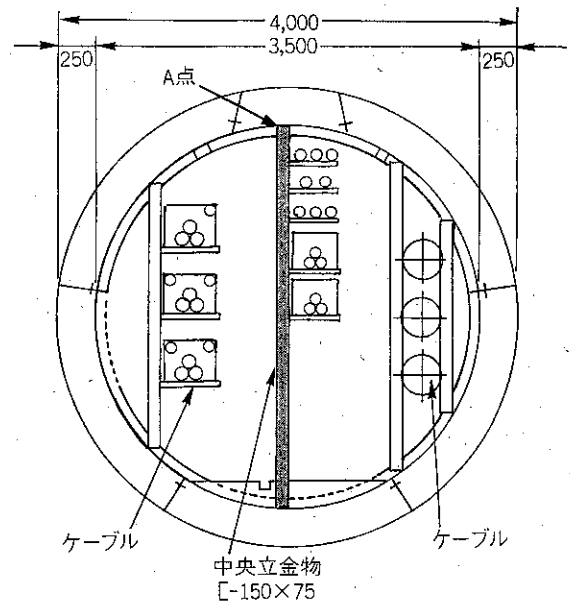


図-1 洞道の横断面図

表-1 当初設計概要

設計条件	N 値=0~1の非常に柔らかい粘性土 ・側方土圧係数 $\lambda = 0.8$ ・地盤反力係数 $k = 0 \text{ kgf/cm}^3$ ・土水一体
設計結果	・覆工の鉛直変形量(つぶれ) $\approx 2 \text{ mm}$ ・鉄筋の引張応力度 $\sigma_s = 150 \text{ kgf/cm}^2$ ・コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c = 40 \text{ kgf/cm}^2$

2-3 当初の設計概要

当初の設計概要は、表-1に示すとおりである。設計は土木学会トンネル標準示方書(シールド編)を参考にして、 N 値0~1の沖積粘性土地盤に適合する側方土圧係数 $\lambda = 0.8$ 、地盤反力係数 $k = 0 \text{ kgf/cm}^3$ を選択して、土水一体として設計している。設計の結果、図-1に示した構造であれば、覆工の鉛直変形量(つぶれ) $\approx 2 \text{ mm}$ 、鉄筋の引張応力度 $\sigma_s = 150 \text{ kgf/cm}^2$ ($\ll 1,800 \text{ kgf/cm}^2$; 許容応力度)、コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c = 40 \text{ kgf/cm}^2$ ($\ll 150 \text{ kgf/cm}^2$; 許容応力度)となり、許容応力度に比べてきわめて小さい作用応力度の発生状態で済むものとなっていた。

3. シールド洞道の健全度低下状況

3-1 異常発見の引き金

点検時に、中央の立金物において、セグメントと立金物との接続ボルトが破断して落下しているのを発見した(図-1のA点の箇所)。健全な状態では、図-2に示す天端金物と中央の立金物がボルトで接合されていたものが、接合ボルト破断後、立金物が支持しているケーブルの自重により傾斜していた(写真-1)。さらに立金物先端と覆工天端にあったすき間がなくなり、両者は接していた。

3-2 内空変位

洞道内空を測定した結果、上下方向に約12mmつぶれていることが判明した。これは設計で想定していた2mmよりもかなり大きい値である。

なお、建設当時における組み立て直後の内空変位の測定値がなかったため、内空変位のつぶれ量の基準は、真円に組み上がった状態かつ変位がない状態を想定して0mmとした。

3-3 ひび割れ

ひび割れは、図-3に示す展開図のようになっていた。ひび割れの調査範囲は、側面および底面については、それぞれ電力ケーブルおよびインバートコンクリートのため観察が難しかったことから、天端を中心に左右2mの範囲で行った。

展開図からは、Kセグメントと隣接するBセグメントにひび割れが入っていると同時に、同じリングのKセグメントとBセグメントの継手部に目開きが発生していた。この結果は、従来から言われてきた千鳥組み配置による

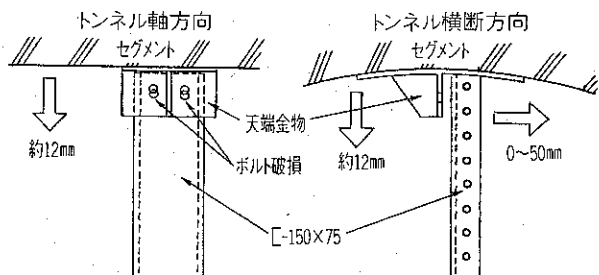


図-2 中央立金物のボルト破断状況

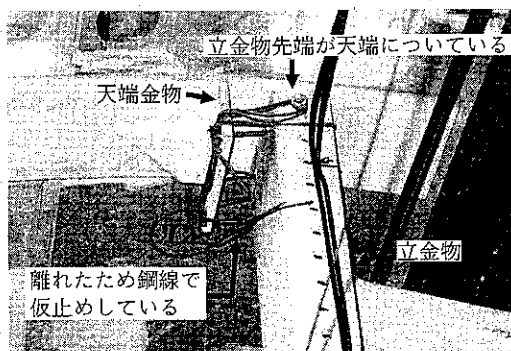


写真-1 接合ボルト破断後の立金物の状況

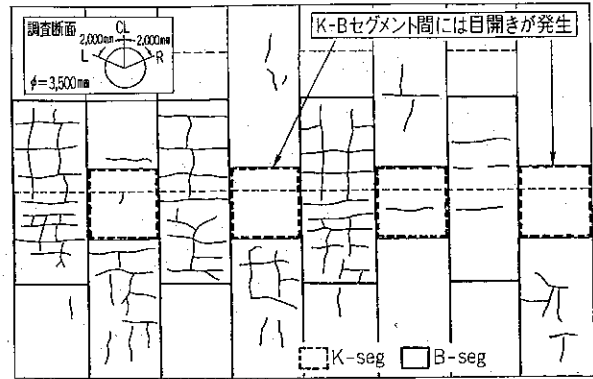


図-3 セグメントひび割れ展開図

添接効果を実証していることになり、村上・小泉らの研究^{2),3)}による覆工モデルの妥当性も現れている。

4. 変形原因の究明

覆工の健全性の低下現象として、3章では立金物ボルトの破断、内空のつぶれ、およびセグメントのひび割れについて記述したが、結果としてそれらはすべて内空のつぶれによって発生していることが推定できたことから、内空のつぶれ、すなわち覆工変形原因の究明に絞り込んで検討を進めた。

4-1 想定される変形原因

シールド洞道が上下方向に長期間にわたって変形する要因として想定できる候補を次に示す。

- ① 地上に盛土や構造物などが新設されて、鉛直方向の応力が増大する。
- ② 側方に新規掘削工事などが行われ、側方の水平方向の応力が減少する。
- ③ 自然または周辺での揚水による地下水低下により、洞道周辺の軟弱粘性土地盤が圧密して覆工に作用する鉛直方向荷重が増大する。
- ④ 覆工内への漏水により、洞道周辺の軟弱粘性土地盤が圧密して覆工に作用する鉛直方向荷重が増大する。

以上の要因の中で、①と②については、過去の工事履歴を調査した結果、生じていないことが判明した。

そこで、③の周辺地盤の地下水位低下と、④のトンネル坑内への漏水に着目して、現場での調査分析および遠心模型実験による検討を実施した。

4-2 履歴調査

4-2-1 周辺地下水の履歴調査

今回対象となる有楽町下部層の軟弱な粘性土地盤は、関東平野の低地に該当する。この地域では昭和47年より、深部にある上総層群からの地下水汲み上げ規制を行っており、それ以後、地下水位は回復状況にある。変形が発生しているシールド洞道は、有楽町下部層の軟弱な粘性

土に位置しており、シールド工事は昭和50年前半に行われていることから、地下水が回復状況にある中での施工環境にあったものと考えられる。

4-2-2 覆工内への漏水履歴調査

対象のシールド工事は、東京電力でも初期の頃のもので、とくに軟弱粘性土地盤の施工としては最初に位置づけられるものであった。供用中における覆工内への漏水は、正確な量に関する記録は残されていないが、過去2回のセグメント継目に対する漏水補修工事の実績から見て、覆工内への漏水は発生していたものと推察される。

また、ボルト破断が発見された平成8年以降の継続的な洞道内の観測によれば、年次および季節にもよるが、写真-2のように洞道内への漏水が認められることも判明した。

4-3 遠心模型実験

履歴調査で変形要因として取り上げた「広域の地下水位低下」および「覆工内への漏水」について、周辺地盤の変形メカニズム、覆工荷重の増加メカニズムの解明を目的に遠心模型実験を実施した。地盤変状評価における模型実験は、既に五十嵐らが本講座⁹⁾で記述しているところである。この中で東京電力は、日下部らとともに軟弱地盤中におけるシールド建設時に生じる地盤変形のメカニズム解明に遠心模型実験⁹⁾を利用し、実験の効果を確認している。

今回の実験は、遠心模型実験を維持管理における覆工の長期変形現象のメカニズム解明にも利用したものであ

水溜り区間：約60m、水深8cm
インバートから水が浸出



写真-2 洞道内漏水状況

る。実験の詳細は、有泉らの論文⁹⁾を参照されたい。

4-3-1 実験条件

模型実験は、図-4に示すようにトンネル下位に位置する砂層を排水層とする広域地下水低下モデルと、覆工を排水面とする覆工内漏水モデルの2ケースについて検討している。図-5に実験装置を、図-6に計測器配置を示す。

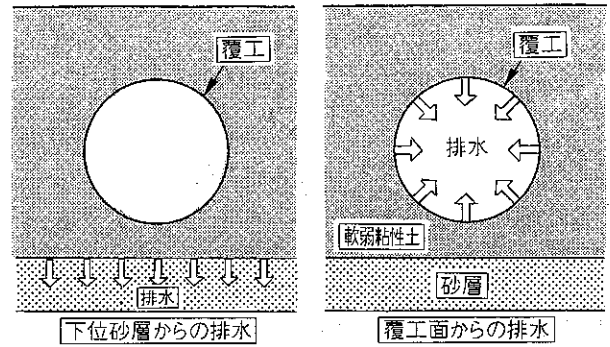


図-4 遠心模型実験の排水条件

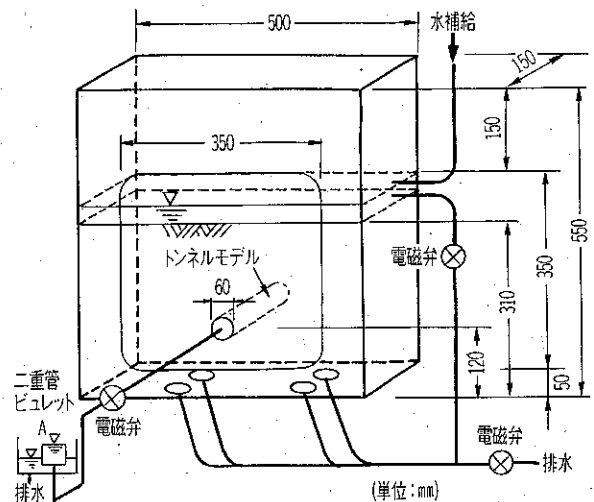


図-5 実験装置

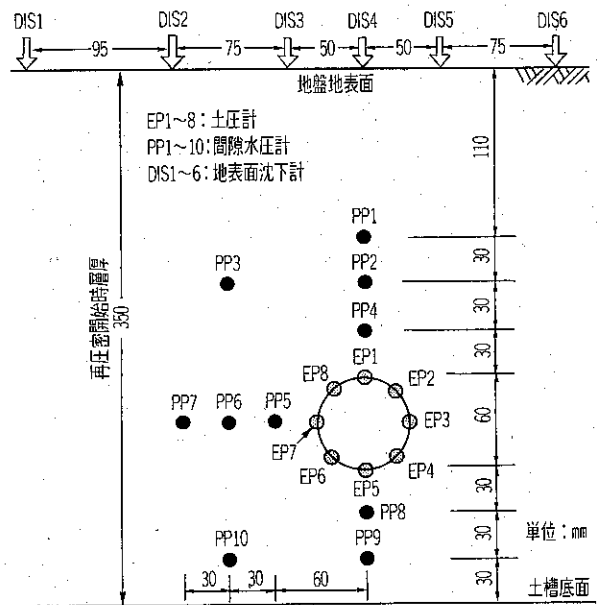


図-6 計測器配置

トンネル模型は、写真-3に示すように覆工排水面については事前の透水試験により決定した透水係数を持つポーラストーンで作成し、トンネルの前・中・後の3断面に土圧計と部分的に間隙水圧計を取り付けてある。

軟弱粘性土地盤は、カオリン粘土ASP-170で模擬している。

実験は、初期含水比130%のスラリーからスタートして、1G場での予備圧密、67G場での遠心圧密、一旦停止後トンネル模型の設置、67G場での遠心再圧密、排水実験・計測、および実験終了後の含水比測定の前で実施した。

遠心装置は、鹿島建設(株)技術研究所に設置されてい

る、最大遠心加速度200G、有効半径3m、最大搭載質量1,000kg(100G場)のものを使用している。

4-3-2 実験結果と変形原因の特定

地盤変位、土圧および間隙水圧の詳細は、有泉らの論文に記載されているのでここでは割愛する。ここでは、変形原因の絞り込みを行うことを目的として、現象を大局的に見た場合、現場との対比が可能で、「広域の地下水位低下」と「覆工内への漏水」の違いが顕著に現れている含水比の低下部分の分布傾向に着目した。

なぜならば、現場においては、このような状況は建設当時では想定していなかったため、経年20年にわたる地中変位や土圧に係わるデータが皆無であったことから、現時点の調査で過去に圧密した位置がおおむね推定できると思われる含水比に着目した。また、遠心実験からは、「広域の地下水位低下」のケースについては排水面に近い土層下位に向かい含水比の低下傾向が見られること、「覆工内への漏水」のケースについては排水面に近い覆工に向かい含水比の低下傾向が見られ、両ケースで含水比の低下傾向に差異が見られたため、違いを識別するのに適当と考え着目した。

現場の地質調査結果から得られた含水比分布と、「覆工内への漏水」ケースの遠心模型実験結果から得られた含水比分布の比較を図-7に示す。現場計測においてトンネル中心から7m離れた位置の含水比を仮に変化前の基

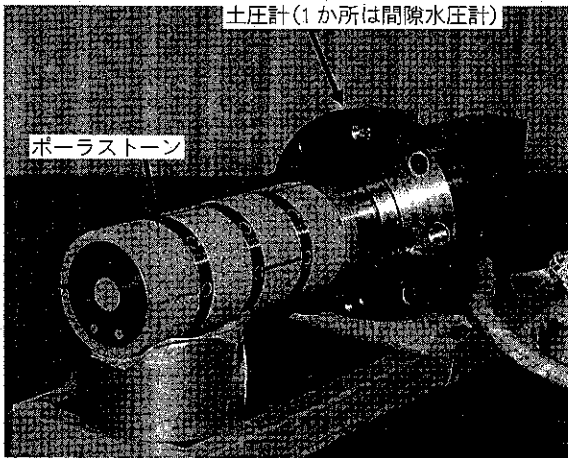
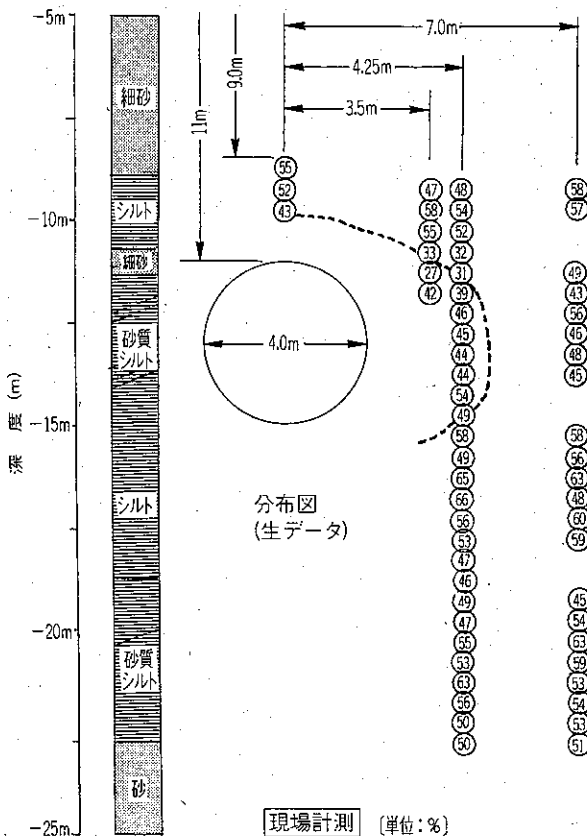
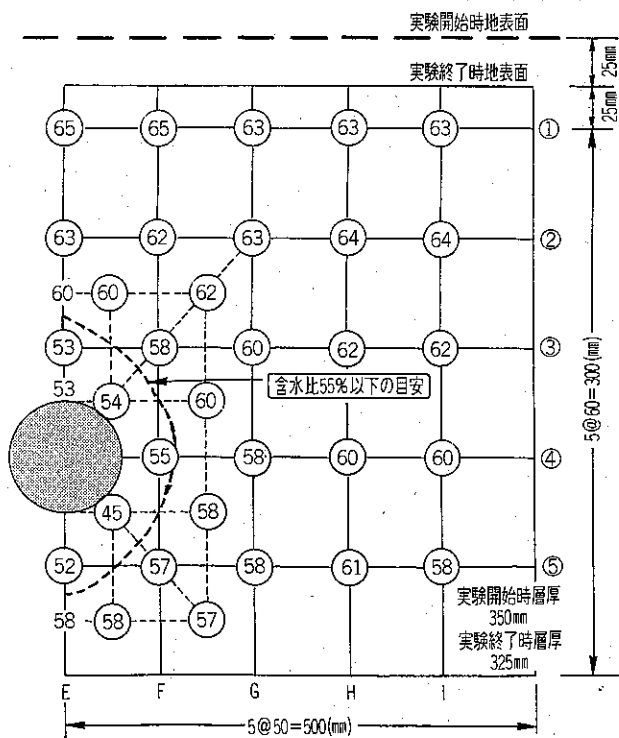


写真-3 トンネル模型



現場計測 (単位: %)



遠心模型実験 (単位: %)

図-7 現場計測と遠心模型実験における含水比の分布状況

準と想定して、地層の水平構造を念頭に置きつつ、含水比分布に着目する。まず、変形原因を「広域の地下水位低下」と仮定した場合、GL-23m付近にある砂層に近い程、含水比が小さく(圧密度が大きくなる)はずであるが、分布傾向からは見られない。次に、変形原因を「覆工内への漏水」と仮定した場合、排水面である覆工に近い程、含水比が小さくなるはずである。現場での含水比測定分布はその傾向を示しており、遠心模型実験結果と対比しても、定性的な傾向は類似していることが判明した。

これらのことから、今回の覆工が長期的に変形する主要因は、「覆工内への漏水」による覆工背面地盤の局部的圧密による荷重増分として解釈することとした。

5. 覆工の変形抑制対策

覆工の変形原因が推定できたことから、次に覆工の変形抑制対策を検討した。なお、変形の主要因と考えた「覆工内への漏水」に係わる直接的な補修として、止水対策が挙げられるが、対象の洞道においては既に2回実施されていた。今回は止水対策が施された後にも、覆工が変形していることを考慮し、止水対策については次に示す覆工の変形抑制対策からは除いている。

5-1 覆工変形対策の基本的な考え方

今回の地盤変形メカニズムに適合した覆工変形抑制対策としては、大別して次の考え方がある。

- 対策A：セグメント構造を洞道内部において補強する。
- 対策B：周辺の地盤(とくに側壁部)を強化することによりセグメントに作用する荷重を軽減させる。

このうち対策Aについては、トンネル内部において対策を施すもので、覆工自体の補強や柱などの補強材の追加が考えられる。対策Bについては、トンネルの使用用途にも左右されるが、内部からの補強が施せない場合に、覆工の側壁部地盤を改良強化して、圧密による増分荷重を地盤改良部に負担させることで、覆工に作用する増分荷重を軽減させようとするものである。

今回はこれらのうち、洞道内部で作業が可能なこと、元々中央部に支持金物が付いている構造であったことから、対策Aのトンネル内部における補強で、中央に補強部材を取り付ける対策を基本として進めることとした。内部における補強方法の基本方針は次のものとした。

- ① 設計荷重などの補強設計条件は、現場計測による含水比分布との適合性を経て、地盤変形メカニズムが再現できているものと考えている遠心模型実験結果を用いて決定する。
- ② 補強対策は、施工のために極力電力を停めないこと、ケーブル移設範囲・防護範囲を最小化させること、および経済的な施工となることに留意して、適切なものを選定する。

- ③ 選定した補強対策について、いつのタイミングで、どのくらいの強度・剛性を持つ補強を施すのが最適になるかを検討し、補強構造および補強実施時期を決定しておく。

5-2 設計荷重の予測

覆工変形の主要因と考えられる、覆工面からの排水による周辺地盤沈下の影響が、最終的にどのような荷重状態となって収束していくのかを予測することで、設計荷重を設定することとした。設計荷重の収束値は、「覆工内への漏水」のケースにおける遠心模型実験結果から設定した。

覆工に作用する鉛直土圧 σ_1 と水平土圧 σ_3 の経時変化は、図-8に示すものであった。ここでいう土圧とは、水圧も含む全応力での作用圧力を意味する。覆工周辺地盤の圧密により、鉛直土圧 σ_1 は増加し、最終的に初期土圧の1.3倍程度に収束している。一方、水平土圧 σ_3 については顕著な変化は見られない。この結果から、補強設計の設計荷重としては、鉛直荷重 σ_1 を30%増大させることとした。水平荷重 σ_3 は、ほとんど変化が見られなかったことから設計荷重は初期の値とした。これにより σ_3/σ_1 (見かけの側方土圧係数)は、設計時点の0.8から0.6に漸近する結果となった。

5-3 適切な補強対策と補強時期の模索

補強対策は、各種補強方法および補強位置を比較検討した結果、横断面内については中央の立金物と同じ位置に、縦断面内については中央の立金物の中間に、必要強度および必要剛性を持つ柱を設置することで、覆工に作用する増分荷重を分担させるものとした。

ここでの課題は、補強用の柱の寸法であった。覆工は、当初設計で想定した応力状態では、表-1に示したように、作用応力が許容応力に比べてきわめて小さく、きわめて大きな余裕を持つ状態であった。

この状態を前提として、圧密による増分荷重の負担に関する「覆工」と「補強用の柱(以下、補強材とする)」の関係について次のように考えた。

検討にあたっては、「補強後の柱を含む覆工構造をど

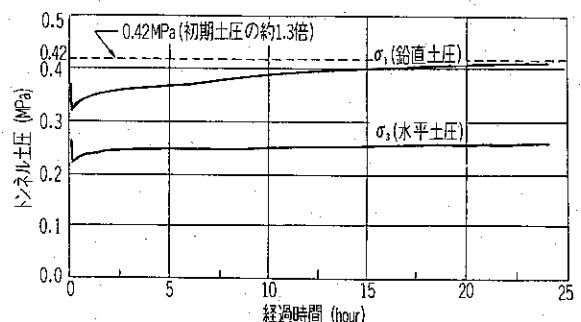


図-8 遠心模型実験で得られた覆工作用土圧(全応力)の変化

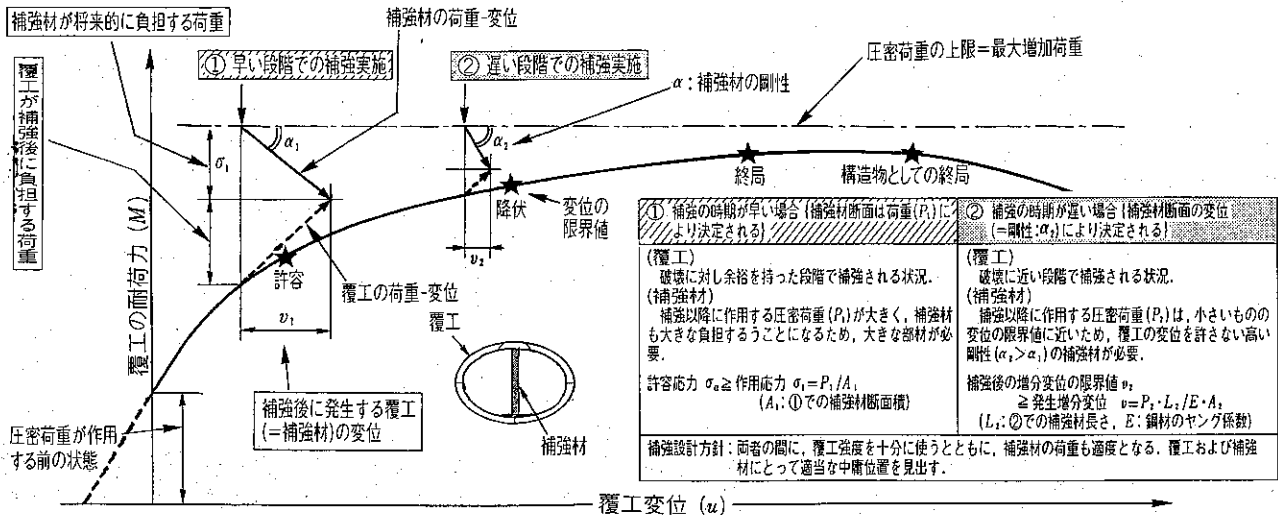


図-9. 補強構造および補強時期の検討図

のような状態にもっていくべきか。例えば、設計応力を極力逸脱しないようにすべきか、許容応力度以内に収めるべきか、弾性限界内である材料降伏点以内に収めるべきか、それとも覆工構造体の耐力を視野に入れて部材耐力以内であればよしとするか、など補強後の着地点における応力状態を決定しなければならない。また、決定に際しては、トンネルの使用用途や維持管理・補修補強の容易性についても十分に配慮されなければならない。それだけ補強後の着地点の決定は、きわめて重要かつ難しい意思決定問題であると考えられる。

覆工の耐荷力(M)と覆工の変位(u)の関係図に、圧密による最大増加荷重を設定し、そこに補強材を早いタイミングと遅いタイミングで施した場合の、覆工と補強材が各々負担する増分応力の概念を図-9に示す。

図-9の概念図をもとに、ひとつの考え方として、補強後の覆工構造を部材の弾性限界内(降伏点以内)に収めようとした場合の検討例を示す。

補強材を設置するタイミングとして次の視点がある。

- ① 当初設計の応力や許容応力度付近で、補強材を施した場合、圧密による増分荷重のほとんどを補強材が負担するようになり、早すぎる補強については補強材を許容応力度以内に収める理由から、高強度の補強材が必要となり大きな部材断面になる。この場合、セグメントの保有する耐力を十分に生かしきれない可能性もある。
- ② 弾性限界を超える材料降伏点付近で、補強材を施した場合、降伏点を超えると覆工剛性が低下し、急速な変位増加が想定されることから、補強材については、圧密による増分荷重の負担は少ないものの、覆工の変位増加については許されなくなる。このため、遅すぎる補強については覆工の変位を弾性限界以内に収める理由から、高剛性の補強材が必要とな

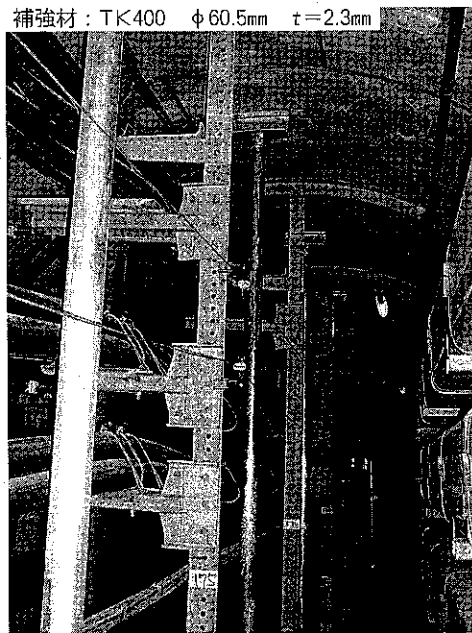


写真-4 補強材の設置状況

り大きな部材断面になる。

- ③ ①と②は、補強材を施すタイミングとしては両極端の状況にある。この間に、覆工強度も上手に使い、かつ中庸な補強材断面で済む、効果的であると同時に経済的な補強材断面および設置時期があると考えられる。このことから補強方法は、複数の比較設計を行い適切な状態となるように決定することが望ましい。

以上のような検討結果を踏まえて決定した補強材の設置状況は、写真-4のようである。補強材の効果については継続して計測評価しているので、機会を見つけて別途紹介する予定である。

6. おわりに

今回経験した軟弱粘性土地盤中に位置する覆工が、お

そらく経年約20年にわたり変形し続けてきたであろう現象の理解と対応策の試行については、東京電力にとっては初めての事柄であった。

長期変形のメカニズム解明や適切な補強方法・補強時期の検討など、ひととおり理論的に進めたつもりではあるが、覆工内への漏水原因など未解明事項も多く残されており今後も継続的な検討が必要であると考えている。

シールドトンネル技術者の間では、シールド掘進による地盤変形問題は、設計施工の中でも重要な項目の一つであることは認識されているが、今回のような軟弱な粘性土地盤中における覆工の長期的な変形問題についても、周辺地盤の変形メカニズムが大きく影響していることを、今後は理解していく必要がある。さらに間接的にはこのような長期変形は、鉄筋コンクリート製の覆工の経年劣化を加速させる要因になることも合せて理解しておく必要がある。

最後に、供用中の覆工におけるこのような現象解明や補強設計については、トンネルの使用用途によっては、大きく異なってくることも十分理解しておく必要がある。今回は電力ケーブルが敷設されている管理用通路付きの洞道であったことから、調査方法、調査時間、補強方法および補強の施工時間などについては、他の使用用途のトンネルに比べ比較的、方法の選択肢と作業時間に

関して自由度があったものと認識している。供用中のトンネルにおける維持管理や補修・補強は、使用用途で便益・収益を得ている現状を理解しつつ、トンネルの本来目的である使用用途に支障を生じさせないような健全度を維持させる方式、すなわち使用用途に適した方式を創意工夫しながら、選択・開発していかなければならない。

参 考 文 献

- 1) 高橋良文：連載講座 シールド掘進に伴う地盤変状入門(1)、講座をはじめのあたり、トンネルと地下、Vol.33, No.11, pp.67-70, 2002.11.
- 2) 村上傳智・小泉淳：シールドセグメントリングの耐荷機構について、土木学会論文報告集、第272号、pp.103-115, 1978.
- 3) 村上傳智・小泉淳：シールド工用セグメントのセグメント継手の挙動について、土木学会論文報告集、第296号、pp.73-86, 1980.
- 4) 五十嵐寛昌・山崎剛：連載講座 シールド掘進に伴う地盤変状入門(9)、特殊シールド施工の地盤変状と評価解析手法(その2)、トンネルと地下、Vol.34, No.7, pp.75-83, 2003.7.
- 5) 山崎剛・大塚正博・日下部治・栗原美津雄・五十嵐寛昌：遠心模型実験と現場計測の対比によるシールドテールボイド発生以後の軟弱粘性土地盤変形メカニズム、土木学会論文集、No.680/Ⅲ-55, 2001.
- 6) 有泉毅・五十嵐寛昌・金子俊輔・永谷英基・山崎剛・日下部治：周辺地盤の圧密沈下に伴う既設シールドトンネル作用荷重の変化メカニズム、土木学会論文集、No.750/Ⅲ-65, 2003.12.

建設工事の地質診断と処方

石井 康夫・矢島 壯吉／共著

A 5判 本体価格 4,300 円 (送料 340 円)

近年、建設技術の高度化と複雑化に伴い、建設コンサルタント、地質・土質調査業務の果たすべき役割と責任は重要なものになってきている。なかでも、建設工事の基礎になる地質の理学的な理解度と光学的な応用力が設計・施工の良否につながるといっても過言ではない。自然界の創りだす地質的諸現象にぶつかるたびに、如何に地質学とはむずかしいものかを痛感する。

この書が多少なりとも、建設技術者・土木技術者の各位に参考となり、利用されれば幸いである。

— 目 次 —

1. 地質の基礎知識
2. 地盤・岩盤の地質診断法
3. 軟弱地盤と特殊土の地質診断と処方
4. 地盤・岩盤の評価
5. 地すべり・斜面崩壊の地質診断と処方
6. 山岳トンネル工事の地質診断と処方
7. 都市トンネル工事の地質診断と処方
8. ダム工事の地質診断と処方
9. 一般土工と基礎工事の地質診断と処方



株式 **土木工学社**
会社

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16 メイジャー神楽坂
電話 (03)3267-2888(代) 振替 00110-8-190072

連載講座

シールド掘進に伴う地盤変状入門(最終回)

小泉 淳* 高橋 良文**

実用的な技術開発と技術の継承

1. 本講座のもつ意義

本講座の最終回到シールドトンネル工法に携わる学の立場からの一文を依頼された。わが国のシールド工事の事業量がすでに右肩下がりである現状を知っている者にとっては、今頃なぜにこのような古典的なテーマをとりあげ、しかも「入門」とまで銘うって企画されたのかと思ひながら講座全体を通読させていただいた。読後、本講座が以下の点でユニークかつ貴重な企画であることを実感した次第である。

本講座は、一部の話題を除いて既往開発技術の話題で構成されている。中には今から20年以上前の1980年代初め頃に報告されたかなり往年の既往技術といった話題も含まれている。また、ここで紹介されている技術は、学術的な完成度を求めた研究成果というより、シールド工事の実態をよく知った実務技術者による実用面での利活用を重視した開発技術であり、これまでに実際の多くのシールド工事に係わる実務検討においてに適用されている実用的な開発技術である。したがって、学術レベルの質を問うよりも、実務の世界で十分な適用実績を有するという点で、ここで紹介されている実用的な開発技術は一読に値するものばかりである。しかも、それらの技術開発が必要とされた技術的課題の背景(現場発信ニーズ)や、限られた制約条件と時間内での課題解決に向けたプロジェクト担当技術者の創意工夫や取り組み姿勢(検討プロセス)が詳述されていて、現場に適用される技術が実際にどのようなニーズとプロセスを経て開発され実用に供されてきたかが読者に理解できる講座である。

すなわち、本講座は一貫して、既往の実用技術を対象にした技術の継承を基本コンセプトに据えて構成されている点がユニークであり、その結果、将来のわが国のシ-

ールド技術を担う実務経験の浅い若手技術者やわれわれ大学研究機関の関係者にとっても興味深い貴重な情報を提供している講座であると感じた。

2. 講座のテーマと実用的な技術開発の適用性

シールド掘進に伴う地盤変状というテーマは、実は、大変複雑な現象を扱わねばならない。シールド技術者の間では、地山を半無限の連続で均一様な弾性地盤と仮定した単純理想化条件下において、円孔を開けた際の応力解放問題とした地表面沈下弾性理論解としてはJeffery-Limanovの解がよく知られている。ところが実際に扱う現象は素掘りトンネルによるものではなく、周辺地盤とトンネルとの相互作用にも係わる事象であるから、シールド掘進地盤である地山条件とシールド覆工構造との相互作用を考慮する必要がある。さらに、シールド掘進に伴う地盤変状はシールド施工条件による影響が大きく、現象の大小が施工品質に大きく左右されるという点でおおいに頭を悩ますテーマである。

正直言って、実際に生じる地盤変状は実際に施工してみなければわからないという不確定要素を常に含んでいる事象である。したがって、実際のシールド工事現場との接点が少ない大学などの研究者にとっては大変扱いにくい研究テーマの一つである。

本来、技術課題を解明して社会貢献を目指すという工学(Engineering, 実用化技術)の目的から言えば、大学などの研究機関の研究者も、実務を通して課題究明に取り組む実務技術者も目指す志は同様である。したがって、両者ともに実用に供する技術開発がなされて始めて社会に貢献できる。ところが、成果に対する価値や評価の視点がいわゆる研究者と実務技術者とで多少異なる点があることも否めない。

いわゆる研究者は、いまだ説明ができていない事象に対して、その本質的な原理・原則の解明を目的とした研究活動を通して、客観的で一般化されていながら獨創性を持った研究成果を目指す。研究の方法論はどちらかと

* 早稲田大学理工学部社会環境工学科教授

** 東京都下水道局計画調整部事業調整課長

例えば演繹的であり、理論あるいは実験研究が一般的である。その成果はサイエンスに近づくほど統一的、汎用的なものとなり、得られた原理・原則の概念の適用範囲は大きい。ただし、再現性が重要であるから、不確定要因を多く含む実際の現場事象を真正面からは扱わない傾向がある。

一方、土木建設事業などに携わる工学を対象とした実務技術者の世界では、当然のことながら汎用性、再現性を有する原理・原則を考え方の基本に据えることが大切であるが、仮に現場条件が原理・原則の適用条件と少し差異があっても、個々に異なる現場条件に配慮して、それぞれの条件下での最適な要求性能を満足させる成果を創造する応用的な実用化技術の方が求められる。したがって、実用化技術の検討方法はどちらかといえば帰納法的であり、実績を重視し蓄積してその信頼性を高めていく場合が多い。場合によっては実務技術者に広く普及させるための実用性や簡便性を重要視して、現場の実績データや安全側の判断であることを技術的な根拠とするいわゆる工学的判断(Engineering Judgment)を導入して対処することも許容される。

前述したように本講座のテーマが大変な複雑系に属する事象であることと、いわゆる研究者と実務技術者の課題解決のために目指すべき成果が、その価値、評価方法の視点の違いからやはり異なるという実情を考慮すると、実は、本講座が扱っているテーマは、シールド工事に携わりシールド工事現場ニーズを肌で感じている実務技術者の方が得意とするテーマであるのかもしれない。また、わが国のシールド技術が世界で有数の技術レベルに達するのを支えたのも、実務技術者のこのような果敢な挑戦にもとづいていることは確かな事実であり、現場に精通した実務技術者だからこそ成し得た成果かもしれない。

一点だけ注意すると、このような実務技術者の成果である実用的な開発技術は、理論的な実証が未熟な部分に対して工学的判断による大胆な割り切りを施している場合や、各関係機関の事情に応じた解釈が加えられ、いわゆる経験公式的な要素を含んでいる場合があるので、その適用範囲や、工学的判断の内容を十分に把握したうえで次の現場に適用することに留意する必要がある。そのためには、実用的な開発技術に係わる正確な技術の継承が大事なこととなる。

3. 技術の継承と共有の重要性

本講座の主張の一つは「技術の継承」である。わが国のシールド工事量は、例えば、東京都下水道局のシールド延長でみるとピーク時であった1970～80年代と比較して、現在は1/3の量に減っている。これは、下水道の普及

が進んだための工事量の減少であるが、一般的には1995年をピークにした公共建設投資の削減により、シールド工事の事業量は減少している。このような実工事量の減少は、新たな技術開発に結びつく機会がきわめて限られることを意味し、また、既往開発技術の適用の場が減少することを意味するわけであるから、これまでのわが国のシールド工法における高度な技術力の維持、継承にとっては非常に苛酷な時代となっている。現にシールド工事が減った企業では、事業量がまだ十分にある企業体に将来必要となる限定された数のシールド技術者を外向させている例もある。本講座の編集の意図には、このようなわが国のシールド事情に対する危惧があることも想像されるが、研究者と実務技術者との成果の公表の機会が異なるという視点で、本講座における技術の継承の重要性を捕らえることもできる。

本講座を執筆担当された方々は、発注者(Employer)、コンサルタント、請負施工者(Contractor)分野のどの方もシールド工法に関する技術課題について常に思考されている技術者である。執筆者諸氏は、地下鉄や下水道、あるいは電力用洞道の建設などの、わが国の社会資本整備に係わるそれぞれのプロジェクトに関して日夜努力されている立場の実務者である。したがって、その第一目的は研究成果の発表ではなくもの造りにある。しかも、公共事業の性格が強いプロジェクトほど、そこで得られた技術知見を広く公開することが困難な場合が多い。例えば、わが国では、受託者側であるコンサルタントやコントラクターが生み出した技術的成果は、委託者側の権利の下で扱われるため、貴重な成果が得られたとしてもそれが埋もれたままとなる場合が少なくない。

一方、大学関係者は研究成果の公表が重要であり、学術誌への論文の投稿や、最近では特許などの知的財産の獲得なども盛んになされ、実務技術者と比較してその研究成果の公表方法の選択肢はより多くかつ活発になされる。

このような公開機会の差が、実用的な開発技術が広く共有なされない原因の一つと考えることができる。この視点から、本講座のコンセプトである技術の継承は非常に意義が大きく、実務者が多く購読する技術専門誌の講座のあり方として一つの指標となると思われる。

(文責：小泉 淳)

講座を終えるにあたり

1. はじめに

2002(平成14)年11月号より開始した「シールド掘進に伴う地盤変状入門」講座も本号の第15回をもって終了である。講座内容の構成は、初回にお知らせしたものに若

干内容を追加し、最終的には表-1に示す形でまとめた。

本講座のコンセプトは、世界に誇るべきわが国のシールド工法技術の「技術継承」である。継承に値するシールド工法の要素技術は各種さまざまなものがあるが、本講座ではシールド掘進に伴う地盤変状を採り上げた。それは、初回講座でも記したように、オーダーを1桁変えるほどの変化をたらず技術開発を成し遂げたテーマだからである。

本講座のもう一つの特徴は、実務技術者に焦点をあてた編集方針とした点である。通常プロジェクトにおいて実務技術者が一般的に用いるようになった実用開発技術にターゲットをあて、その内容の解説についても、技術開発や実際の工事への適用の際に直接携わり、実用技術として磨きあげるまでの苦労や失敗談などの技術開発経緯を知っている実務技術者に執筆をお願いした。その理由は、大学や研究機関などの研究者レベルの研究成果は学術誌などを通して比較的容易に参照できるのに対し

て、実務技術者による創意工夫、開発の成果は、成果発表が目的ではなく、あくまで、もの造りの過程の成果であるために、有用な実用開発技術が個々の契約作業の範囲内で埋もれてしまう場合が多いと考えたからである。これでは、普段の実務で通常用いられている技術が、最初はどのような現場ニーズのもとで、どのような検討経

『シールド掘進に伴う地盤変状入門』連載講座小委員会

委員長	高橋 良文	東京都下水道局計画調整部 事業調整課長
委員	五十嵐寛昌	鹿島建設(株)技術研究所 土木技術研究部上席研究員
〃	田中 弘	日本工営(株)中央研究所 総合技術開発部長
〃	中島 誠三	帝都高速度営団建設本部設計部 設計第二課課長
〃	山崎 剛	東京電力(株)配電部 配電環境技術グループマネージャー

表-1 シールド掘進に伴う地盤変状入門講座の内容

回数	講座の各論テーマ ー内容ー	掲載号	執筆者
1	講座をはじめるとあたり	2002/11月号	高橋良文
2	シールド掘進に伴う地盤変状概論	2002/12月号	田中 弘, 高橋良文
3	変状評価のための現場調査・計測の方法	2003/1月号	吉田 保, 田中 弘
4	地盤変状の実態と評価解析手法(その1) ー沖積地盤の変状予測法, 都下水法ー	2003/2月号	杉山仁實
5	地盤変状の実態と評価解析手法(その2) ー洪積地盤の変状予測法, 都下水法ー	2003/3月号	田中 弘
6	地盤変状の実態と評価解析手法(その3) ー沖積・洪積地盤の変状予測法, 東電法ー	2003/4月号	山崎 剛
7	地盤変状の実態と評価解析手法(その4) ー泥水シールドの変状予測法, 営団法ー	2003/5月号	中島誠三
8	特殊シールド施工の地盤変状と評価解析手法(その1) ー非円形断面, 縦シールド, 急曲線施工ー	2003/6月号	中島誠三, 高橋良文 山崎 剛
9	特殊シールド施工の地盤変状と評価解析手法(その2) ー模型実験による変状評価ー	2003/7月号	五十嵐寛昌 山崎 剛
10	変状対策と効果の評価(その1) ー家屋被害ー	2003/8月号	吉田 保, 高橋良文
11	変状対策と効果の評価(その2) ー情報化施工による近接施工監理ー	2003/9月号	岡田 仁, 笠井靖浩
12	変状対策と効果の評価(その3) ートリアル施工を活用した近接施工監理ー	2003/10月号	田中 弘, 山崎 剛 中島誠三, 岸本章二
13	シールド新時代に向けて(その1) ー大深度シールドにおける課題ー	2003/11月号	佐藤健人, 山崎剛 中村益美, 杉山仁實
14	シールド新時代に向けて(その2) ー維持管理における課題ー	2004/1月号	山崎 剛, 有泉 毅 五十嵐寛昌
15	実用的な技術開発と技術の継承 講座を終えるにあたり	2004/2月号	小泉 淳 高橋良文

緯を踏まえて、現在実用化されるに至ったかの技術継承がされないと考えたためである。

確かに、シールド掘進に伴う地盤変状に関する各種技術課題については、実務技術者以外の大学や各種研究機関の方々も研究されており、とくに地盤変状予測や、最近ではシールド掘進施工シミュレーションに係わる数値解析モデルなどの貴重な研究成果が多い。実務技術者も常日頃からこうした学術研究成果を学習し、技術力の維持向上のために継続教育(CPD; Continuing Professional Development)に努力する必要があるが、一方では、実務技術者により実務の中から開発された実用開発技術の内容を正確に共有することも重要である。

2. 講座各号のレビュー

本連載講座の全体構成を把握する際の参考となるよう、以下に各号で紹介した内容を簡単にレビューする。本講座は大きく次の4部で構成している。

- 1) 地盤変状の実態と評価解析手法
- 2) 特殊シールド施工の地盤変状と評価解析手法
- 3) 変状対策と効果の評価
- 4) シールド新時代に向けて

1)については、第2回(2002年12月号)の「シールド掘進に伴う地盤変状概論」で、トンネル標準示方書(シールド工法編)における地盤変状予測に関する記載内容の変更経緯を説明した後、第4～7回(2003年2～5月号)までを用いて、東京都下水道局、東京電力、ならびに営団地下鉄の三つの代表的なシールド工事発注機関で用いている地盤変状評価解析手法を紹介している。これらの三機関は、わが国のシールド工事発注機関の中でも比較的早くからシールド工事を手がけてきた機関であり、ここで技術継承している地盤変状評価解析手法も1980年代以前には既に提案され、現在も改善を加えるなどして実務に適用されている手法である。それ以前の素掘り状態を対象としていた解析からテールボイド量および地山緩み範囲を考慮した実用的な弾性ステップ解析法(都下水法)、応力解放率の導入(東電法)、あるいは解放応力補正係数の導入(営団法)など、機関ごとに実用化に向けた工夫の内容を解説している。実際の地盤変状現象をよりの確に計算するために導入された、本質的には同質といえる数値解析上の工夫であるが、機関ごとに工夫の方法が異なる点が興味深い。

地盤変状評価解析手法のほかにも、沖積地盤や洪積地

盤でのシールド掘進に伴う代表的な地盤変状の実態も紹介されている。以上は、一般的な円形単一断面シールドを対象とした内容である。

2)については、第8回(2003年6月号)で、3連シールドや縦シールドといった特殊シールド工法での地盤変状と、急曲線施工時の地盤変状について紹介している。また、このような特殊シールドを初めて適用する場合には、参考とできる現場計測データや実態調査資料がないわけであり、そうした場合の模型実験(遠心力載荷実験)を用いた検討法について第9回(2003年7月号)で紹介している。

3)については、第10～12回(2003年8～10月号)において、家屋被害に対する評価法、情報化施工を導入した地盤変状管理、および近接施工箇所に至る手前でのトライアル施工を活用した地盤変状防止対応などの事例について紹介している。

4)は技術継承と言うよりは、今後の新たな技術課題についての提唱である。本講座のテーマとしているシールド掘進に伴う地盤変状に関する実用技術開発が現場ニーズを発端としたように、ここで紹介する内容は、新時代に入ったわが国のシールド工事を対象とした新たな現場の声として無視できない内容である。第13回(2003年11月号)では大深度シールド施工時の最近発生した事故について、また、第14回(2004年1月号)は既設シールドトンネル施設の維持管理上の課題について、それぞれ現場データを用いて紹介している。現場から発信されたこれらの技術課題を解決できる実用的な対応技術が早期に開発されることを期待するものである。

3. おわりに

既往実用開発技術の技術継承という内容構成のため、20年以上も古い現場実測データを紐解いたり、これまで門外不出だったデータを再編集していただいたり、当時の開発経緯をできるだけ正確に再現していただくために、若い時代に担当されたシールド工事の記憶をたどっていただいたり、さらには、古い事例ばかりで陳腐な内容とならないように、最新の工事事例にも配慮していただきながら執筆していただきました。各号の執筆を担当していただいた実務技術者の方々には深く感謝します。また、最後の締めくくりとして本講座に対するコメントをいただきました小泉 淳・早稲田大学教授に謝意を表します。

(文責：高橋良文)