

# 偏土圧を受ける2重締切土留め工の計測結果 およびその挙動解析

永田 滋\*・森 征男\*\*・有菌隆敏\*\*\*  
・酒井邦登\*\*\*\*

2重締切堤体は数多くの利点を有するが、偏土圧が作用するときの転倒やせん断変形等の力学的挙動は明らかにされていない。そこで、簡便な2次元弾性有限要素法を用いて、施工ステップに応じた土留め壁の変位・応力、掘削に伴うリバウンドといった地盤の挙動を解析することを試みた。本報告は、施工時の計測結果をもとに偏土圧を受ける2重締切土留め工の挙動解析へのFEMの適用性を検証するものである。

**Keywords** : cofferdam, finite element method, the elasto-plastic model to braced excavation, analysis, field measurement

## 1. はじめに

弘明寺駅～上大岡駅間立体交差化工事は延長約1km区間の鉄道を高架橋形式で立体交差化するため、施工方法には仮線方式を採用し、仮線軌道に2重締切土留め工を採用した<sup>1)</sup>。

2重締切土留め工は、鋼栈橋に比較して、経済性・施工性の面だけでなく、周辺への騒音・振動など環境アセスメントの面からも数々の利点を有しており、多くの施工例もあるが、本例のように営業線の仮線軌道という社会的にも非常に重要な構造物として大規模に使用されるのは稀である。しかも、本構造体の力学的挙動は現在でも明確にされておらず、適切な設計法が見出しにくいのが実情である。

工事にあたっては、事前に弾塑性の拡張法<sup>2)</sup>を用いて予測計算を行ったが、定量的に安全性を把握できたのは土留め架構に対してだけで、堤体のせん断変形、転倒に対しては安全性の十分な把握ができなかった。これは弾塑性法は土留め壁単体について変形および応力を算出するものであり、タイロッドで連結された連成系の構造を考慮することが困難であることに起因する。これに対して、古藤田ら<sup>3),4)</sup>は、非対象土留めの挙動を解析するために弾塑性法を用いて2つの土留め壁を切梁で連結したモデルで変位および応力を解析する方法を開発したが、2重締切堤体の挙動には構造系の問題から適用できない。また、平面フレーム解析を用いれば予測は可能であるが、施工プロセスとともに構造の変化する土留めに適用するためにはモデル化や土・水圧の設定等に多大な労

力が必要であることから実用に至っていない。

そこで、最近では土留め壁のはらみ出しや応力だけでなく、掘削に伴うリバウンドといった地盤の変形も算出できる解析方法として有限要素法解析が用いられることが多くなってきた<sup>5),6)</sup>。したがって、有限要素法解析により、現象を精度良くシミュレートできれば、次期工事の施工や同種工事の設計に反映することが可能となる。

有限要素法解析の適用にあたっては『掘削』に相当する外力を開放することにより、土留め架構、堤体および周辺地盤の挙動を求める方法を採用した。なお、本検討では有限要素法解析の実用化をねらいとし比較的簡便な2次元平面歪状態の弾性有限要素法を用いて、堤体の盛土・掘削といった施工ステップの忠実なシミュレーションを試みた。

本報告は、京浜急行湘南線弘明寺駅～上大岡駅間立体交差化工事における2重締切土留めの杭打設、タイロッド設置、盛土、掘削に伴う2重締切堤体の挙動を解析し、現場計測結果と比較検討するものである。

## 2. 地盤特性および工事概要

### (1) 地盤特性

工事地点は京浜急行湘南線上大岡駅北方約0.5～1.5km間にあり、沖積低地に位置している。図-1に工事地点の位置図を示す。

沖積低地の表層を構成しているのは上部層と下部層からなる比較的軟らかいシルトを主体とした沖積層である。図-2に示すように、この上部層は暗灰色のシルト質粘土・黒褐色の分解が進んだ腐植土より、約1～2mの層厚を有し、 $N$ 値は0～2と非常に軟弱である。下部層は暗灰色、暗青灰色の砂混りシルト～砂質シルトよりなり、層厚は8～10mで、 $N$ 値は平均3～4と軟弱ではあるが、圧密降伏応力は土被り荷重より大きい。その下位には基盤層である上総層群が分布している。この層は

\* 京浜急行電鉄(株)鉄道事業本部工務部長  
(〒108 東京都港区高輪2-20-20)

\*\* 同高架課課長補佐

\*\*\* 東急建設(株)横浜支店東急・鹿島・京急・奥村建設共同企業体所長

\*\*\*\* 東急建設(株)技術本部土木技術部

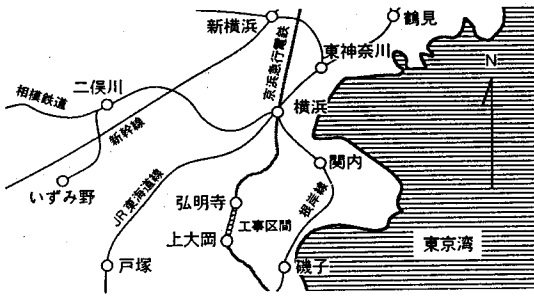


図-1 工事地点位置図

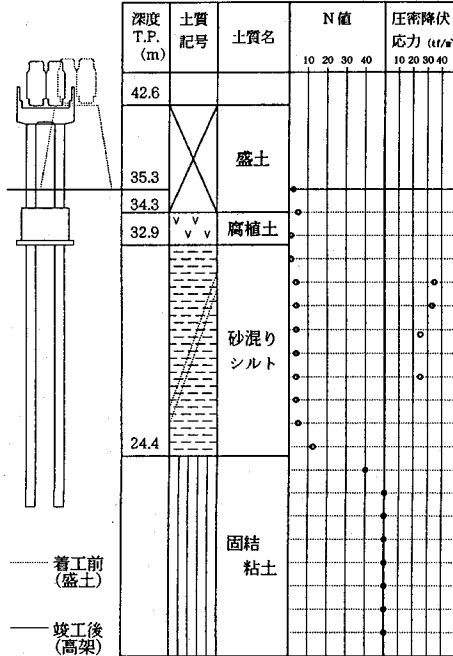


図-2 標準断面図および土性図

土丹層と呼ばれる暗灰～暗青灰色の固結シルトからなり、多少細砂が混じる傾向があるが、N値50以上を示す安全な支持層となる。また、線路敷内には最上部に埋戻した砂層を主体とする軌道盛土が位置している。

(2) 工事概要

京浜急行湘南線弘明寺駅～上大岡駅間には、平面交差する3つの踏切があり、そのうちの一つである弘明寺第2踏切は横浜・鎌倉線と横浜・横須賀道路の別所ランプを結ぶ都市計画道路汐見台・平戸線にあり、交通遮断により地域住民やその他多くの道路を使用する人々の安全性・利便性が損われており、踏切の立体交差化が強く望まれていた。

弘明寺駅～上大岡駅間立体交差化工事は延長約1km区間の鉄道を高架橋形式で、立体交差化するものだが、工事箇所が狭隘なことから計画線が在来線とほぼ同位置に設定されていた。したがって、盛土法面を利用し

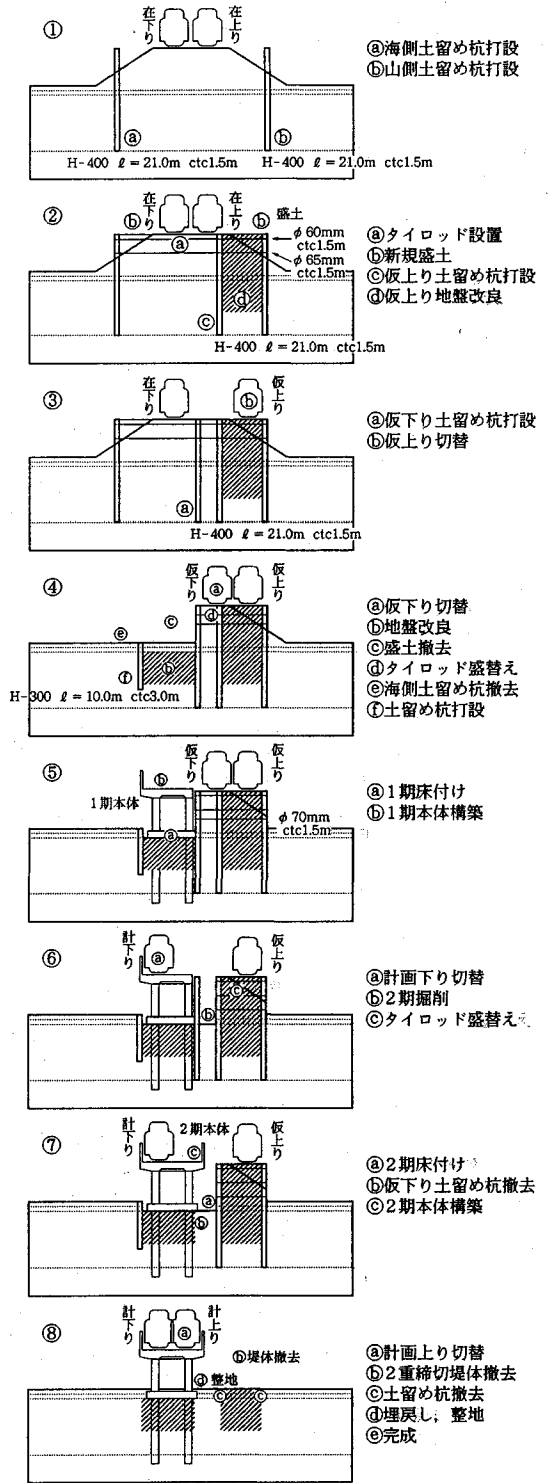


図-3 施工順序図

て仮線を設置し、1線ずつ切替えながら順次高架橋を構

築する必要があった。

そこで、2重締切堤体を用いた仮線方式を採用することにしたが、複雑な施工形式となった。

施工順序を図-3に示す。

(3) 事前に予測された問題点

本工事においては、仮線軌道に2重締切土留め工を採用している。土留めは親杭横矢板方式を採用し、土留め杭にはH鋼、矢板にはデッキプレートを用い、タイロッドで両側を緊張している。設計にあたっては単体の土留めの設計としては適切な計算モデルを設定して事前に予測計算を行ったが、2重締切土留め工としては計算モデルの不確実性、地盤の不均質性等種々の不確実要因を有しているため、情報化施工を採用することによって、以下に予想される問題に対処するものとした。

① 事前の弾塑性土留め応力解析は、側圧係数を土質条件より適宜仮定して行うが、施工時には、堤体の幅と高さの関係、列車荷重の影響等により、これよりも大きな側圧係数となることも考えられること。

② 掘削に伴い、腐植土層、砂混りシルト層にヒービングを生じる可能性があること。

③ 2重締切土留め工の両側の地盤高の差に起因する偏土圧および列車横荷重・遠心荷重により、堤体に横方向の力が作用し、転倒・滑動・せん断変形が生じる可能性があること。

④ 2重締切土留め工の杭のたわみによる沈下、およびヒービングによる沈下が大きいと軌道保全本が確保できないこと。

⑤ 土留め杭の根入れ部が、平均N値3~4の軟弱な粘土地盤のときは、土のクリープにより、土留め杭の変形が徐々に増加し、設計時に予測した値より大きな変形を生じる可能性があること。

3. 計測管理

(1) 計測計画

a) 計測項目

本工事では、2重締切土留め架構および周辺地盤に関して、表-1に示すように計測管理項目を設定した。また、主計測断面の計測機器の配置を図-4に示す。

b) 安全性判断基準値の設定

設定した計測項目に対して、安全性判断のための基準を設定する必要がある。安全性の判断基準値の設定については設計値を管理上限値とし、その80%を通常安全管理域として、2段階で対応した<sup>7)</sup>。

c) 計測頻度

本工事の場合は、基本的には掘削時および地盤改良時は1日6回、それ以外は1日2回実施した。

d) 対策工

計測結果からの安全性の判断により対策を講じる必要

表-1 計測項目一覧表

測定対象	項目	測定要素	測定器	
2重締切土留め壁	側壁	応力	土留杭の応力	地中変位計
		変形	土留杭の変形	地中変位計
		変位	土留杭の頭部変位	レーザ変位計
架橋	タイロッド	張力	タイロッドの張力	荷重計
	中詰土	変形	堤体のせん断変形	地中変位計・沈下計
周辺地盤	変形	ヒービング		地中変位計・沈下計

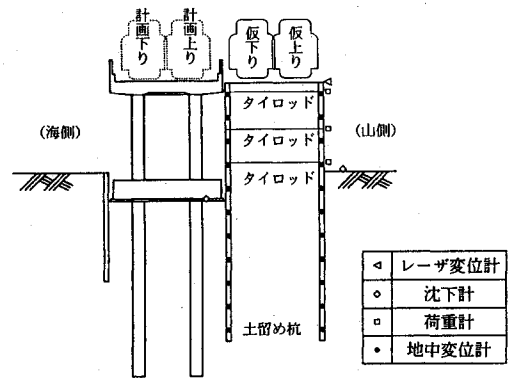


図-4 計器設置図

がある。勿論、この対策は施工途中に行えるものを前提としているが、複数の原因が重なっている場合が多く、緊急に行うもの、掘削前に行うもの等、数段階の対策を準備しておくべきであると判断している。具体的には緊急盛土、タイロッドの増設、あるいは地盤改良等を想定しておいた。

(2) 計測システムの設置

近年、計測機器の発達、情報取得と伝達技術の発達、情報処理技術の発達等により、計測した情報が十分信頼できるものとして評価されるようになった。これらの時々刻々変化する現場情報をリアル・タイムに処理して、次の施工段階にフィードバックすることが積極的な安全管理である。

本工事においては、2重締切土留め壁の盛土箇所(H=3m以上)の内代表的な6計測断面に計器を設置し、自動集中計測により安全管理を行った。

(3) 計測管理システム

本工事の計測管理のために、小型コンピュータを用いて、現場で直接的に地盤や構造物の挙動を把握できる全自動計測管理システム(FOCAS)<sup>8) 9)</sup>を使用した。

本システムは、計測系と処理系から成り立っており、計測系はセンサ、スキャナコントローラ、伝送ラインなど、処理系はコンピュータ、ディスプレイ、プリンタ、

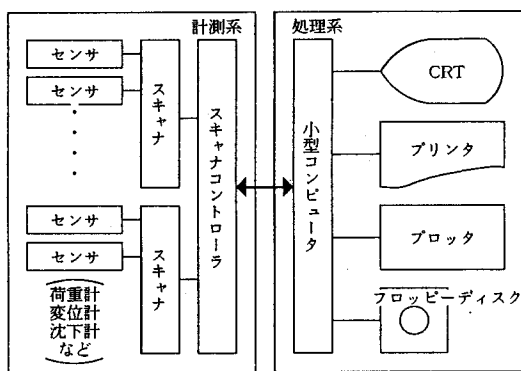


図-5 計測システム図

プロッタ、タイマーなどでそれぞれ構成されている。またスキヤナコントローラからコンピュータへの送信は、パラレルインターフェイス ( GPIB ) により行っている。図-5に計測システム図<sup>10)</sup>を示す。

計測系の中心的な制御は、スキヤナコントローラが行い、処理系においてはコンピュータが行う。特にコンピュータは計測データの物理量変換、データ保存、図表の出力など処理系出力機器の制御のほかに、自動計測の全体制御として、定時計測の開始命令、非定時計測処理の受入れなどシステムの中枢を司っている。

本システムで計測できる項目は、壁体変形、応力、側圧、間隙水圧、地下水位、切梁軸力、地盤沈下など、計測機器により電気信号で取得できるものであれば種類を問わず、このデータを小型コンピュータで演算処理することによって、各種の状況の集中管理を可能にしている。

#### (4) 事前予測

土留め壁は切梁を支点とする連続梁としての挙動を示す。背面からは側圧 ( 土圧 + 水圧 ) が荷重として作用し、反対側の切梁と掘削底面下の土が壁を支えている。土留めの特性を表現する解析モデルには、切梁反力モデル、弾塑性モデル、FEM モデルの3種類が考えられるが、本工事においては、弾塑性モデルを使用した。

部材の断面性能等を用いて設定した管理基準値のもとで行う計測管理とは別に施工時の変形および応力状態がどのように推移するか予測するため、弾塑性の拡張法により、土留め壁の変位および応力解析を行う。当初予測計算は、施工時の計測結果から得られる変形・応力の進行状況を予測結果と比較することにより、計算モデルおよびパラメータの分布状況を把握・確認するための判断条件を得ることが目的である。

予測計算においては、土質試験データのバラツキや施工に伴う土質条件の変動を的確に判断するのは困難である。掘削工事においては、施工開始前のインプットデータのうち側圧、横方向地盤反力係数等、不確定性が強く、実態を正確に把握できない要素が介在し、当初予測計算

値と現象値との間に差異が生じることが多い。そのため施工中に、設計段階で把握できなかった要素の実態を計測データを利用して究明 ( 現状の計測値に見合うインプット・データを逆解析<sup>11)</sup>により求める ) し、計画を見直して条件の変更を行ったうえで、次段階以降の予測計算を行い、施工に支障がないかどうかを照査する。

実際には、土留め杭の変位計測結果をもとに、計測変位と解析変位の2乗誤差を最小にするインプット・データの側圧と横方向地盤反力係数を逆解析により求めた。次段階の予測計算は逆解析結果の側圧と横方向地盤反力係数を用いて弾塑性法により変位および応力を計算し、次段階における施工の安全性を予測した。

## 4. 有限要素法による挙動解析

### (1) 解析手法

有限要素法解析で施工ステップを考慮する場合、掘削部に相当する要素を削除し、外力を作用させる方法が一般的である。しかし、この手法によるとリバウンドの量を過大に評価する。また土留め杭のリバウンドに伴う隆起により地表面変形の傾向が現実的でない等の問題があった。

そこで、土の要素については掘削部および周辺部に除荷時の変形係数を用いる方法や『残留応力の概念』を導入する方法<sup>12)</sup>が採られている。しかし、残留応力の概念を導入する方法は、土圧計によって残留応力を計測しながらの施工には良いが、事前に残留応力の程度を把握することが非常に難しいため、現状では予測解析には適していないものと考えられる。

また、土留め壁に関しては地盤との間にジョイント要素を用いたり、土留め壁自体の軸方向剛性を低減する方法<sup>12)</sup>が採られている。ジョイント要素を用いると、土留め壁と地盤の間に地表面で段差ができたり、土留め壁の軸方向剛性を低減すると土留め壁自体が伸びてしまうなどの問題点も残されている。

本論文では、偏土圧をうける2重締切土留めの挙動解析にあたり、土の要素に積層異方性材料を用いることにし、リバウンドも予測でき、地盤と土留め壁の挙動もある程度表現できることを期待した。なお、計算の簡便性を考慮して弾性解析を使用した。

また、土留め壁は梁要素でモデル化するのが一般的となっているが、実測値との間に差異を生じることが多く、FEM 解析値より大きな値を示すことが知られている。そこで、梁要素の剛性を低減することで、土留め壁の変位の相違も調査した。

### (2) 解析条件

本工事においては、1 km にも及ぶ施工延長の中で代表断面を設定して計測管理を行ったが、中でも主計測断面を取り上げて解析を行うものとした。構造系は地盤だ

表-2 土の入力定数

	盛土	腐植土	砂質シルト	土丹
単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.77	1.40	1.65	2.0
粘着力 $C$ (tf/m <sup>2</sup> )	4.0	5.0	2.5	50.0
内部まっつ角 $\phi$ (度)	15	0	25	35
水平変形係数 $E_u$ (tf/m <sup>2</sup> )	1050	550	840	50000
鉛直変形係数 $E_v$ (tf/m <sup>2</sup> )	3150	1650	2520	150000
ポアソン比 $\nu$	0.30	0.40	0.35	0.20

けでなく土留め杭の打設やタイロッドの設置によって盛土が拘束されているので、これらの影響も考慮し、地盤と構造物を一体として扱うこととした。

本検討においては、土留め杭を梁要素でタイロッドを棒要素で代表させ、単位奥行あたりの平面歪状態を仮定した解析を行った。梁要素に関しては、変位に対する剛性低減の影響を把握できるように土留め杭の設計で用いる剛性に対して剛性が30%と100%の2ケースを設定した。

有限要素法解析において掘削部の要素を削除し、応力を解放するには地盤の初期応力状態を作成しておく必要がある。地盤の初期応力を求めるには、静止土圧係数 ( $K_0$ )、ポアソン比 ( $\nu$ )、土の単位体積重量 ( $\gamma$ ) が必要となるが、特に  $K_0$  の設定によって計算結果は大きく変化するためであるから、土質調査結果より忠実に決めることが最良である。本論文では、粘性土については古藤田ら<sup>13)</sup>の方法 ( $K_0 = \sqrt{0.008 \times I_p + 0.1}$ )、砂質土は Jarky<sup>14)</sup>の式 ( $K_0 = 1 - \sin \phi$ ) により設定し、自重解析に用いた。変形係数については、掘削による応力解放問題であり、要素が圧縮側に移行する施工手順はほとんどないものと仮定して、除荷時の変形係数を全要素に対して用いた。また、材料特性は積層材料を仮定し、諸戸<sup>15)</sup>の方法 ( $K_0 = \sqrt{n}$ ) により鉛直方向と水平方向の変形係数比  $n = \frac{E_u}{E_v}$  を決定した。最も層厚の大きな砂質シルト層に着目し、計算すると、

$$n = K_0^2 = (1 - \sin \phi)^2 = \frac{1}{3}$$

となり、水平方向の変形係数は鉛直方向の  $\frac{1}{3}$  とした。

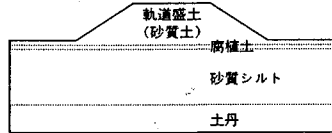
本検討では、地表面に列車活荷重の影響が予想されたが、列車通過時の土留め壁の変位やタイロッド張力等の現場計測結果を見ると、その影響が見られなかったことから、活荷重を考慮しなかった。

各種の物性値を表-2に示す。

また、機械的攪拌工法 (粉体噴射攪拌工法) DJM により地盤改良を行った箇所については、改良効果の確認試験結果より粘着力  $c = 7.0 \text{ tf/m}^2$ 、変形係数  $E_s = 15000 \text{ tf/m}^2$  の等方性材料を使用し、静止土圧係数  $K_0 = 0.5$ 、ポアソン比  $\nu = 0.33$ 、単位体積重量と内部摩擦角は変化しないものとした。

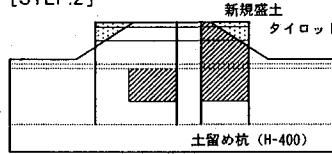
### (3) 解析ステップ

#### [STEP.1]



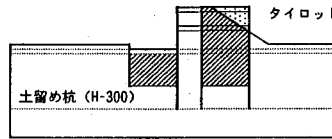
全要素に自重を作用させて、初期応力状態を作成する。掘削前の応力分布の把握のために、応力、ひずみ、変形を計算し、変形だけロクリアしておく。

#### [STEP.2]



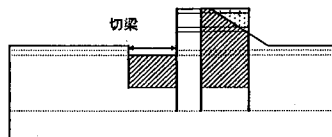
土留め杭、タイロッドおよび新規盛土の要素を加える。

#### [STEP.3]



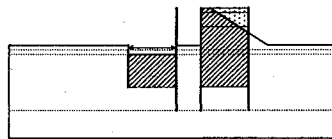
3段タイロッドの棒要素を追加し、盛土部の掘削要素を削除し、掘削相当外力を解放し、1, 2段タイロッドの棒要素を削除し、張力を解放する。

#### [STEP.4]



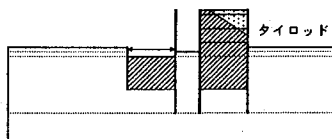
切梁の梁要素を加え、掘削土相当要素を削除し、掘削相当外力を解放する。

#### [STEP.5]



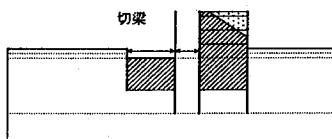
1, 2段タイロッドの棒要素を切断し、3段タイロッドの要素を撤去し、掘削土に相当する要素を削除し、掘削相当外力を解放する。

#### [STEP.6]



3段タイロッドの要素を追加し、掘削土に相当する要素を削除し、掘削相当外力を解放する。

#### [STEP.7]



切梁の要素を追加し、掘削土に相当する要素を削除し、掘削相当外力を解放する。

図-6 解析ステップ

本解析には、有限要素法による総合地盤解析システム SIGNAS (株式会社東洋情報システム) を使用し、2次元平面歪状態の弾性解析とし、計算機は富士通 M-760 を使用した。

解析ステップは、初期応力状態の作成から、盛土、掘削、杭打設、撤去等の主たる施工順序を追って、2重締切堤体が細く安全性が最も低くなる堤体の撤去直前まで考慮する。

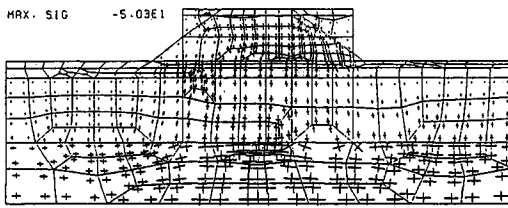


図-7 応力分布図 [STEP. 2]

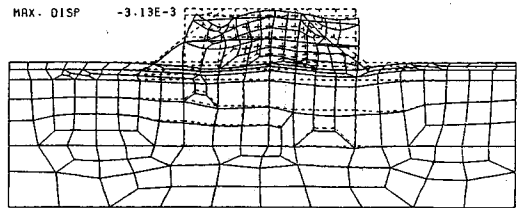


図-10 変位分布図 [STEP. 2]

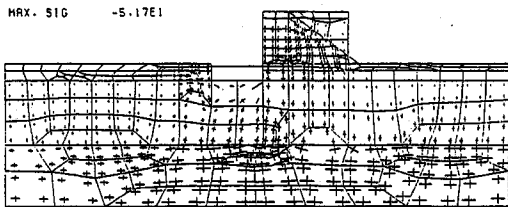


図-8 応力分布図 [STEP. 4]

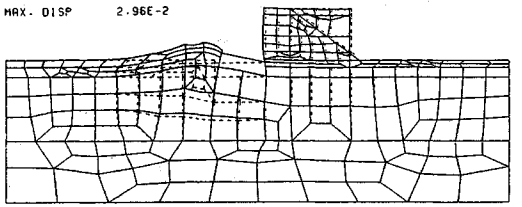


図-11 変位分布図 [STEP. 4]

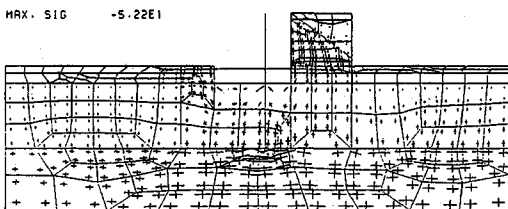


図-9 応力分布図 [STEP. 7]

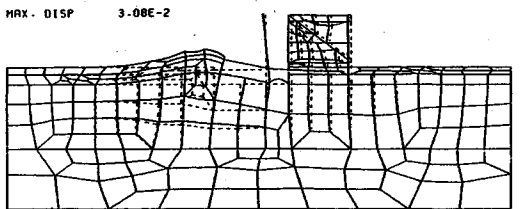


図-12 変位分布図 [STEP. 7]

図-6に解析ステップを示す。

#### (4) 解析結果

土留め壁の剛性を低減しない検討ケースで、代表的解析ステップである新規盛土完了時、1期掘削完了時、2期掘削完了時のSTEP.2, STEP.4, STEP.7の掘削相当外力解放および土留め施工に伴う応力分布を図-7~9に示す。また、STEP.2, STEP.4, STEP.7の変位分布を図-10~12に示す。

図-7~9の応力分布から、1期掘削完了時も2期掘削完了時も応力分布に変化があるのは旧盛土直下の近傍だけで、残された堤体にはあまり変化が見られない。これは堤体を締め切っている土留め杭の根入れが長いために鉛直方向に拘束し、水平方向にはタイロッドで拘束していることを良く表現している。

図-10~12の変位分布から、STEP.2では旧盛土の法肩に行く新規盛土により若干の沈下が発生し、STEP.4, STEP.7と施工が進み、堤体幅が細くなるにつれてリバウンドが発現している。堤体の水平方向変位も同様に増加していることが伺える。堤体幅によって堤体に作用する偏土圧はあまり変化しないが、偏土圧による堤体の転倒、滑動、およびせん断変形といった水平変位を抑制する力が弱くなったため、水平変位が増加するものと考えられる。

#### 5. 計測値と解析値の比較

##### (1) 堤体の挙動

堤体の挙動は土留め杭の変位を計測することで把握した。堤体の地盤をDJMにより改良したときに土留め壁が膨らむように変位したので、計測結果にはこの影響が含まれている。そこで、この変形をキャンセルする必要があるため、堤体撤去直前の土留め壁の計測変位から地盤改良直後の変位を差し引き、盛土と掘削の影響による土留め壁の変位とした。

そこで、土留め壁の剛性を变化させたFEM解析と土木学会『トンネル標準示方書(開削編)』に準拠して行った弾塑性土留め解析、および計測結果を図-13に示す。

FEM解析による土留め壁の変位は、堤体全体が海側に倒れるような挙動を示しており、山側土留め杭、中央部土留め杭ともに同様の変位量を示し、堤体の挙動は土留めの施工に支配されるのではなく、堤体両側の掘削相当外力の解放程度に支配されているものと考えられる。

FEM解析結果の変位モードはタイロッド部近辺で内側にわずかに締め付けられた変位モードとなっている。これは、FEM解析においてはステップ解析を行い、タイロッドの切断、設置という盛替えを考慮したため、タイロッド近傍の局所的な変形が低減されたものと考えら

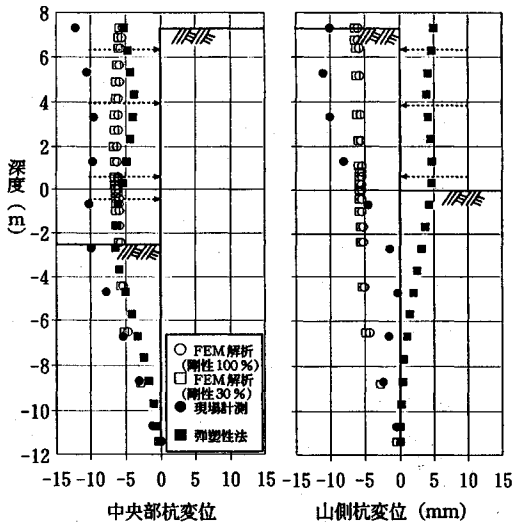


図-13 水平変位の比較

れる。その程度は土留め杭の剛性と土の強さのバランスに左右されるが、土留め杭の剛性が土留め杭の設計用剛性に対して100%と30%のものでわずかに30%の方が全体的に大きな変位を示したものの、あまり差異は見られなかった。両者とも絶対値は全体的に小さめの値を示しており、FEM解析の方が実測値よりも緩やかな変位モードを示していることから、土留め壁としての挙動はFEM解析ではあまり把握できていない。これは、解析法の問題として、すべりを考慮できるジョイント要素を用いることができず、土留めと地盤が一体化することで土留め杭剛性が過大に評価されることや、土留め杭の剛性の低減率が適切に設定できないこと等に起因するものと考えられる。また、施工面では土留め杭の打設にあたり、オーガ穿孔により乱される地盤と土留め杭が密着しておらず、タイロッドの緊張や掘削の影響が土留め杭に顕著に発現し、解析結果が計測変位より小さくなったものと考えられる。

したがって、壁と地盤のすべりを表現できるジョイント要素等を用いれば、実測値を良くシミュレートできるものと考えられるが、今後、計測データの蓄積によってジョイント要素の材料定数を把握する必要がある。

また、地盤改良後の側圧および横方向地盤反力係数を用いて弾塑性の拡張法により、単独の土留め壁と仮定して求めた変位も併せて示した。土留め壁が両側に開くような計算結果となるが、実際にはタイロッドの効果により両側の土留め壁は掘削前とほぼ等距離に位置し、堤体両側の地盤高さが異なることから、海側に倒れるような変形を示すと考えられる。そこで、解析結果の変位を杭先端付近を中心として土留め壁頭部でFEM解析に合うように回転させてみると、変位量、変位モードともに

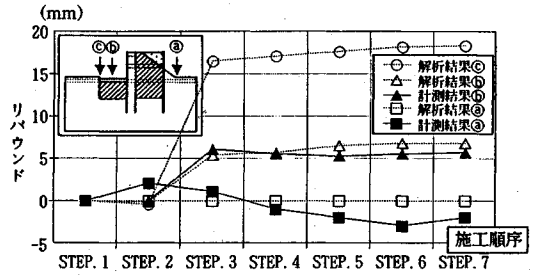


図-14 リバウンドの解析結果と計測結果

実測値に近いものと見受けられる。

したがって、2重締切土留め工の変位を予測するには、全体的な転倒をFEM解析で把握し、土留め壁単独の変位モードは弾塑性法で予測し、両者の変位を重ね合わせることで評価しても良いものと考えられる。

また、FEM解析においてはタイロッドの初期緊張を考慮できなかったが、実際の工事においては約20 tonf/本の初期緊張を導入している。現状のFEM解析では、集中荷重とし取り扱うことも考えられるが、集中荷重は変形に応じて荷重が増減するプレストレスとは意味が異なるので注意を要する。今後、プレロードの考慮できるFEM解析を開発する必要がある。

### (2) 周辺地盤の挙動

事前予測も修正予測も弾塑性の拡張法による土留め解析によったため、単体としての土留めの水平方向のみの予測を行った。しかし、2次元の弾性FEM解析によれば、水平方向の挙動だけでなく、鉛直方向のリバウンドも求めることができる。解析領域は図-6の解析ステップに示すモデル図のように取り、地下水位下の土の重量は有効応力で評価した。

リバウンドの解析結果と計測結果を図-14に示す。

計測位置㉑では、基礎杭を打設したSTEP.3以降では、計測結果はリバウンドが変化しないが、解析結果ではわずかではあるが徐々に増加している。これは、解析には高架橋の基礎杭の影響を考慮していないためと思われる。また、ステップ4までの1期施工分の地中梁に相当する部分のリバウンドは㉑点で最大で18.3 mmと解析された。計測位置㉒では、解析結果がほとんど変化しないのに対し、計測結果は1期施工時に隆起し、後は少し沈下しており、堤体の全体的な倒れに起因するものと考えられる。

計測位置は2か所しかないが、リバウンド計測位置㉑、㉒共に精度良く予測できている。

### (3) 土留め壁の応力

土留め壁の応力は計測しなかったため、計測変位から曲げモーメントを算出し、モーメントの計測値として弾塑性法とFEMによる解析結果を合わせて図-15に示

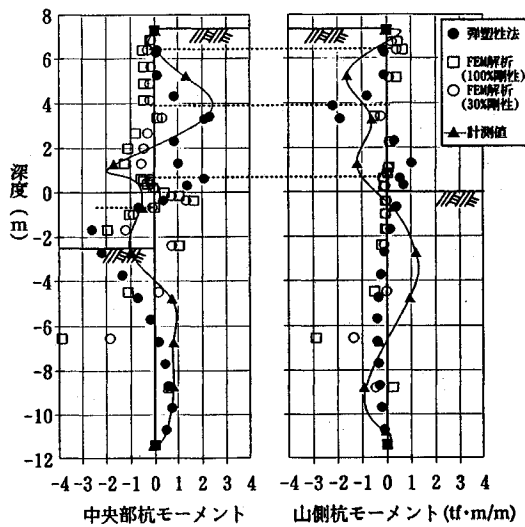


図-15 土留め杭のモーメント分布

す。

弾塑性性法によって得られた土留め壁の曲げモーメントはFEM解析の曲げモーメントよりも土留め杭上部では全体的に大きい値を示し、下部では小さい値を示している。これは、応力あるいは荷重のアンバランスが弾塑性性法では浅いところで大きく、FEM解析では深いところに大きく発現することに起因する。つまり、弾塑性性法では掘削底面以浅で最大側圧が作用することが多いのに対して、FEM解析では $K_0$ を土層内で一定として用いるため深くなるほど土留め壁に作用する土圧も大きくなるためであると考えられる。また、堤体の挙動で述べたような弾性FEM解析の問題により、地盤と土留め壁が一体化してしまったため、応力が過小に評価されたと考えられる。

FEM解析、弾塑性性法ともにタイロッド支点付近がくびれたモーメントの分布形状を示し、類似しているが、掘削底面以深ではモーメントのモードが合わなくなっている。これは、2重締切堤体内を地盤改良したことで堤体内外の土の強度が大きく異なっていることに起因するものと考えられる。結果としては、堤体の転倒を考慮すればFEM解析のほうが現実に近いものと考えられる。

計測値は、固定式傾斜計の間隔でしか得られないことから、変位のモードを捉え切れていない。しかし、一部を除き、弾塑性性法の結果に比較的類似したモーメントを示している。山側の掘削底面以深では、モーメントの大きさも分布状況も異なっているが、これは深度0.7mの地点に杭の継手があることや、堤体内の地盤改良の影響にも起因しているものと考えられる。

#### (4) 土圧の推移

FEM解析にあたっては土の単位体積重量は水中重量

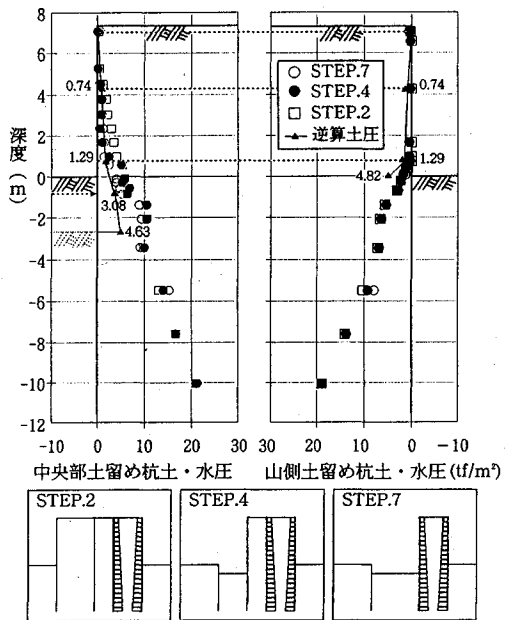


図-16 土留め杭に作用する土・水圧

を用い、求めた土の有効応力（水平方向）を土圧と考え、水圧を加算して、土・水圧（側圧）とした。また、STEP.7に相当する施工段階で計測されたタイロッド張力からプレロード分（20 tonf/本）を差し引いたものをもとに、側圧は直線分布するものと仮定して下方分担法で逆算したものを逆算土圧とした。この時、タイロッド張力は盛替え時そのまま保持されるものと仮定した。

逆算土圧とFEM解析結果の土・水圧分布を図-16に示す。

タイロッド張力からの逆算土圧は堤体部分では、FEM解析結果と比較的良く一致している。しかし、掘削底面付近から徐々に逆算土圧の方が小さくなっている。これは、FEM解析では掘削底面以深は施工後もあまり変化なく、静止土圧状態が続いているためである。

解析結果には土被り圧減少による影響だけでなく、土留め壁のはらみ出しによる影響も含まれており、これらの影響を分離することは困難である。

一般に掘削に伴い、土被り圧が減少すると、側圧は即座に解放されずに、一部に残っている状態が多いといわれている。そこで、残留応力に相当する荷重を掘削した地盤に作用させることによって、残留応力を考慮する方法も提案されているが、弾性FEM解析を用いて施工プロセスに応じた側圧の推移を評価することは困難であるので、本解析では考慮しなかった。

したがって、FEM解析により得られた側圧は残留応力が全部抜けた長期間経過した状態と考えてよい。



山側の土留め壁に関しては、側圧はほとんど変化していない。中央部土留め壁に関しては切土範囲が堤体に近づくにつれて側圧が減少している。これは、掘削に伴う除荷応力の程度を示しており、堤体の中詰め土における側圧の減少傾向を良く表現しているものと考えられる。

## 6. ま と め

従来、力学的挙動が明らかにされていなかった2重締切土留め工について計測管理の結果をもとに偏土圧を受ける施工プロセスに応じた挙動の解析手法について検討した。

弾塑性の拡張法は土留め壁単体について考えるのに対して、FEM解析は全体系に関して土と構造物の相互作用を考慮できることから、FEM解析の適用性を検討した。

解析にあたっては、掘削による応力解放問題であるから除荷時の変形係数を用い、土の要素は積層材料として有効応力の弾性FEM解析を実施した。その結果、FEM解析によれば盛土、掘削に伴い偏土圧が作用する堤体の挙動を定性的にはあるが、全体的なせん断変形や移動、転倒も解析することができ、傾向を把握できることがわかった。

堤体の頭部変形や地盤の挙動については定量的に把握できるが、土留め杭やタイロッドといった梁要素、棒要素については、別途検討する必要がある。FEM解析でこれらを精度良く表現するには弾塑性FEM解析を行うか、あるいは土留め壁の剛性低下を考慮する必要がある。したがって、現状では堤体の全体的挙動はFEM解析で、土留め壁の挙動は実績のある弾塑性法で解析し、両者を重ね合わせるのが妥当と考えられる。

また、最近良く問題となっている鉛直方向の変形としてリバウンドに関しても基礎杭等の影響がなければ十分に実用に供することができる結果が得られることが明らかになった。

以上述べたように、FEM解析の適用性は確認されたが、未だに多くの問題点を抱えているので、取扱いに十分留意する必要がある。

### ① 弾塑性 FEM

今回は、2次元弾性FEM解析で対応したが、実際には盛土下の腐植土層が破壊していることが予想されるので、弾塑性FEM解析を用いることが望ましい。しかし、弾塑性FEMには、もっと綿密な土質調査試験による詳細な地盤の情報が必要となるので、多大な費用を要する。

### ② 構造物の考慮

今回の検討は計算の簡略化のため、構造物の築造を考慮しなかったが、実際には高架橋基礎杭のように変形やリバウンドを抑制するものも考慮した方が良いと考えら

れる。

### ③ タイロッドへのプレストレス導入の考慮

本工事においては、タイロッドの設置にあたってプレストレスを導入した。弾塑性の拡張法では、プレストレス導入を考慮できるが、FEMのステップ解析では考慮できない。したがって、今後、プレストレス導入を考慮できるFEMのステップ解析法の開発が望まれる。

## 7. おわりに

本工事の2重締切土留め工は仮線軌道として使用され、社会的にも非常に重要な構造物であることから、設計も念入りに相応の余裕をもって行われた。その結果、施工は十分な安全性のもとに完了したことが、計測結果および解析結果により確認された。

しかし、安全性を定量的に把握することができたのは、土留め架構に対してだけで、堤体のせん断変形、転倒に対しては、適切な現状の把握手段を見出しにくく、安全性の十分な把握ができていない。今後、直接的に管理できない破壊モードに対して適正な間接的管理基準値を設定することが肝要となる。そこで、本論文で述べた手法が管理上の目安になれば幸である。

また、工期中に数度、地震に見舞われた。特に昭和62年12月と昭和63年3月に横浜で震度4の地震があったが、構造系には計測結果からも、実態としても何ら支障が無いことが確認されている。今後、同種構造物の耐震性の検討も望まれる。

最後に、計測管理の推進および論文の執筆に当たり、御指導を頂いた武蔵工業大学工学部土木工学科 星谷勝教授に深く感謝致します。

## 参 考 文 献

- 1) 永田滋・森征男・有蘭隆敏・酒井邦登：大規模線路盛土の計測管理，弘明寺駅～上大岡駅間立体交差化工事，土木施工，29.12，1988.12.
- 2) 中村兵次・中沢 章：掘削工事における土留め壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol.12，No4，pp.95～103，1972.12.
- 3) 古藤田喜久雄・風間了・小川洋：偏土圧が作用する山留の解析例について，第20回土質工学研究発表会，1985.
- 4) 古藤田喜久雄・風間了・小川洋・加藤千博・鶴田賢二：偏土圧が作用する山留解析例について（その2），第21回土質工学研究発表会，1986.
- 5) 小山幸則・長山喜則：近接施工における影響解析の注意点，鉄道土木，27-11，1985.11.
- 6) 相原功・吉瀬久男：有限要素法の土留め解析への適用，土と基礎，28-3，1980.3.
- 7) 青山一郎：掘削における計測施工，鹿島出版会.
- 8) 酒井邦登：大規模開掘工事における情報化施工，第15回建設業情報システム研究会，建設業生産性論文集，1987.
- 9) 池上達雄：大規模開掘工事における情報化施工，営団8号線豊州一工区土木工事，(社)日本トンネル技術協会，

- 第19回施工体験発表会, 1986.11.
- 10) 情報化施工とマイコンの利用, (社)土質工学会.
  - 11) 星谷勝・酒井邦登: 拡張カルマン・フィルターを援用した山留め側圧の推定, 第21回土質工学研究発表会, 1986.
  - 12) 梶ヶ谷勝・尾崎純一・坂本佳一・深田和志: 軟弱地盤における大規模土留め掘削の挙動と解析, 土と基礎, 37-5, 1989.5.
  - 13) 古藤田喜久雄・青木雄二郎・新海淳一: 土質による側圧係数値の分類, 第10回土質工学研究発表会, 1975.
  - 14) 落合英俊: ヤーキーの静止土圧係数式, 土と基礎, 33-4, 1985.
  - 15) 諸戸靖史: 過圧密粘土地盤の静止土圧係数, 土と基礎, 33-3, 1985.

(1990.9.6 受付)

## ANALYSIS AND OBSERVATION OF COFFERDAM BEHAVIOUR UNDER BIASED EARTH PRESSURE

Shigeru NAGATA, Masao MORI, Takatoshi ARIZONO and Kunito SAKAI

The cofferdam was used as the temporary track when the railroad on rigid-frame bridge was constructed from the embankment. But, the actual mechanical behaviour has not been made clear and its analysis method has not been developed.

Then, we have verified to apply the finite element method, which can consider the reciprocal action of soil and structure, based on the observed data. On the releasing stress problem, the model was analyzed by the finite element method of effective stress treating soil as laminated material with modulus of deformation during decreasing load.

As the results of analysis, the finite element method has been verified to understand the behaviour such as shearing deformation, sliding and reversing of the cofferdam under the biased earth pressure. But, the method cannot simulate the displacement and the stress of bar and beam elements as like the earth retaining walls and tie rods.

It was found that the fittest method was to sum up the cofferdam deformation calculated by the finite element method and the displacement of earth retaining wall calculated by the elasto-plastic model to braced excavations.