

軟弱地盤における浮き山留めの挙動予測

左子 斉¹・竹村次朗²・三村光太郎³・大川尚哉⁴
梅本秀二⁵・山岡一雅⁶・大野泰年⁷

¹正会員 住友建設株式会社 土木設計部 (〒160-8577 東京都新宿区荒木町 13-4)

²正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

³正会員 工修 住友建設株式会社 土木設計部 (〒160-8577 東京都新宿区荒木町 13-4)

⁴正会員 前田建設工業株式会社 土木設計部 (〒179-8903 東京都練馬区高松 5-8)

⁵正会員 株式会社計測リサーチコンサルタント 建設コンサルタント事業部 (〒732-0029 広島市東区福田 1-665-1)

⁶正会員 工修 パシフィックコンサルツ株式会社 鉄道部 (〒163-0730 東京都新宿区西新宿 2-7-1)

⁷正会員 工修 東亜建設工業株式会社 技術開発部 (〒102-8451 東京都千代田区四番町 5)

軟弱な粘性土が厚く堆積する地盤において採用されることの多い“浮き山留め”構造では、その山留め壁根入れ部の挙動が山留め架構全体の挙動を左右する 경우가多い。本報告では、このような浮き山留めとなっていたモデル現場の山留め工挙動に対して、5つの異なる民間会社が“地盤バネ梁モデル”を適用した4つのタイプの予測解析を行っている。これらは、掘削前の事前予測解析、掘削途中段階の計測データを用いた次段階予測解析、最終掘削完了後すべての計測データを用いた逆解析、そしてこの結果を近隣ブロックへ適用する予測解析の4種類である。これらの解析を通して、この解析手法を適用するに当たっての入力パラメータの影響やモデル上の仮定に基づく予測解析の妥当性・問題点を示した。

Key Words: braced wall excavation, floating type earth retaining wall, Winklerian model, prediction

1. はじめに

近年、地表面空間の過密化が進み、とくに都市部を中心に新たな構造物の構築の場として地下空間の利用が増加している。また、既設構造物の地盤利用状況から新規構造物の大深度化が余儀なくされ、さらに、近接構造物が密集している場所での施工や軟弱地盤での施工など、山留め工事の施工条件も年々厳しくなっている。このような状況の下、経済面・技術面での建設工事全体における山留め工事の重要度が非常に高くなっており、これまで以上の高精度な設計・施工管理が要求されている。

現在、山留め工の設計に用いられている手法は大別すると、慣用計算法(単純梁法)・地盤バネ梁モデル(弾塑性法)・有限要素法(FEM)の3手法である¹⁾。ここで、地盤バネ梁モデルは従来、「弾塑性法」と呼ばれてきたが、本報告では有限要素法の弾塑性モデルと区別するために、“地盤バネ梁モデル”と呼ぶことにする。

これらの解析方法のうち、有限要素法は電子計算機の発達に伴い近年多く用いられるようになってきたが、地盤物性値や初期条件・地盤と山留め構造との接続部のモデル化など、設定条件の複雑さから周辺地盤や近接構造

物への影響が問題となる大規模・大深度の山留め工事を中心に適用されている^{1),2)}。また、慣用計算法は手計算でも計算できる簡便な方法であり、これまで比較的小規模な山留め工事に用いられている。しかし、この慣用計算法に用いる土圧はこれまでの計測によって得られた実測値の包絡線(見掛けの土圧)である³⁾ことから明らかなように、この手法は山留め壁や支保工などの山留め構造部材を決定する事に主眼をおいたものである。したがって、詳細な山留め壁変位の情報を得ることは不可能である。さらに、掘削底面より上部のみを計算の対象としているため、軟弱地盤での深い掘削のように根入れ部の挙動が問題となる場合には適用できない。

このような状況の中、掘削深度が10m(または15m)程度以上の比較的深い山留め工事や軟弱地盤における山留め工事に対しては、多くの基準・指針類が地盤バネ梁モデルを設計手法として採用している^{4),5)}。この手法は山留め壁とそれに作用する荷重(土圧と水圧)を山留め壁上端から根入れ先端までの全区間で定義することにより、掘削底面より上部のみではなく根入れ部の挙動も考慮している。さらに、各段階での掘削・支保工設置の状況を設定することにより比較的詳細な山留め壁の変位量を知

ることが可能である。

しかし、この地盤バネ梁モデルを用いて設計された山留め工において、予測した挙動と実測値が異なり問題が生じた事例も数多く報告されている。田中⁹⁾は臨海部で行われた軟弱地盤における山留め工事をいくつか取り上げ、根入れ部の安定とその挙動に関して検討を行っている。これらの事例の山留め工は、軟弱粘性土が厚く堆積しているため、山留め壁の下端が砂層などの硬い地盤に到達しておらず、山留め工全体が柔らかい粘性土層に浮いた状態となっている、いわゆる“浮き山留め”構造である。ここでは、施工中に山留め壁が大きく変形したり、中間杭が浮き上がるなどの異常が多く発生している。これらの原因として、田中は掘削側地盤の応力解放・吸水膨張による強度低下、強度の異方性など設計段階における地盤強度設定上の問題点を指摘している。また、左子・三村¹⁰⁾は埋め立て地域で行われた同様な浮き山留めにおいて発生した山留め壁過大変位の一因として、掘削底部地盤の安定問題を取り上げている。このような問題が発生した事例は、軟弱地盤での山留め工に多く、さらにその深刻さは上記のような浮き山留めの場合に顕著なようである。

本報告では、まず浮き山留めとなっていたモデル現場を対象として、地盤バネ梁モデルを用いた4つのタイプの予測解析を行っている。すなわち、計測データに関する情報の無い掘削前の事前予測解析（タイプA予測）、掘削途中段階の計測データを用いた逆解析と次段階予測解析（タイプB予測）、最終掘削完了後すべての計測データを用いた事後の逆解析（タイプC予測）、そしてこの結果を近隣ブロックに適用する予測解析（タイプD予測）の4種類である。これらの解析は、実務において解析を行っている5つの異なる民間会社の解析者によってそれぞれ独自に実施しており、これらを通して、設計手法として地盤バネ梁モデルを適用するに当たっての予測結果に与える入力パラメータやモデル上の仮定の影響を検討している。加えて、山留め壁根入れ部に関する現行設計法や計測結果に対する検討も踏まえ、このモデルを用いた予測解析の妥当性・問題点を議論している。

2. 予測タイプの分類

Lambe⁹⁾は構造物の予測手法をその予測対象に関する情報の有無で分類している。すなわち、全く挙動に関する情報の無い、いわゆる構造物施工前の段階での事前予測に対応するタイプA予測、構造物施工途中の情報を用いて行う次段階予測に対応するタイプB予測、すべての挙動についての情報を得た後、改めて挙動をシミュレートするタイプC予測である。

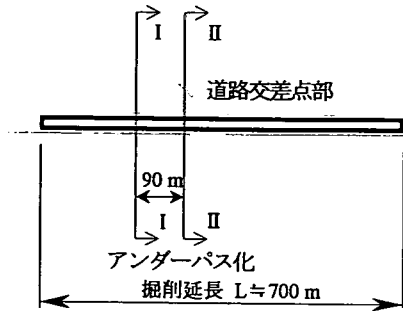


図-1 モデル現場平面図

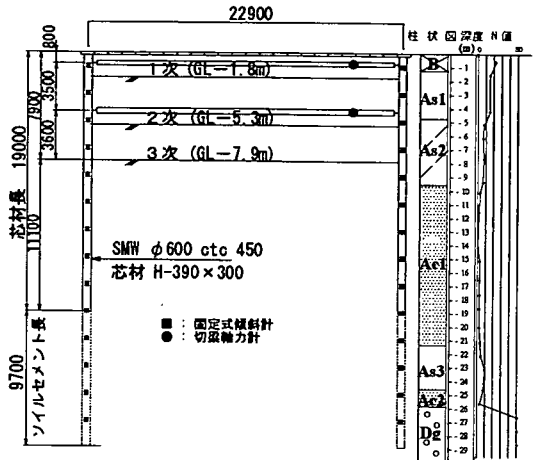


図-2 タイプA・B・C予測の解析断面 (断面-1)

山留め工において掘削前の事前予測解析、すなわちLambeによって定義されたタイプA予測の精度は、その予測手法のモデル化の仮定や入力値の不確かさにより、経済的かつ安全にその掘削工事を行うのに十分と言えるものではない。それ故に、通常山留め工においては次段階作業の安全性を確認するために計測工を用いた情報化施工が適用される。そして、掘削途中段階の計測によって予測した以上の山留め壁変位や掘削底面の挙動などの警告が見出された場合は、対策工が施される^{10),10)}。したがって、適切かつ経済的な対策工を採用するためには、次段階挙動の予測、すなわちタイプB予測の精度もより重要なものとなる。しかしながら、計測データを用いてより確かな予測がなされても、適用される対策工には限界がある。例えば、長さや剛性といった山留め壁の仕様を容易に変更することはできない。これは多くの場合の対策工が、とても高価なそして時間を要するものとなることを意味する。すなわち、合理的に山留め工を進めるためには、タイプA予測とタイプB予測のそれぞれの段階における問題点を明らかにして、両者の予測精度を向上させることが有効と言える。さらに、タイプC予測を実施することにより、予測手法そのものの特性・限界

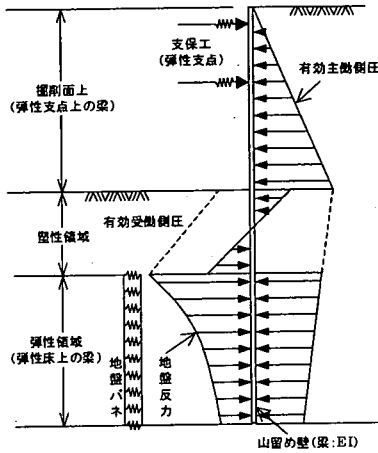


図-3 地盤バネ梁モデルの構造系説明図

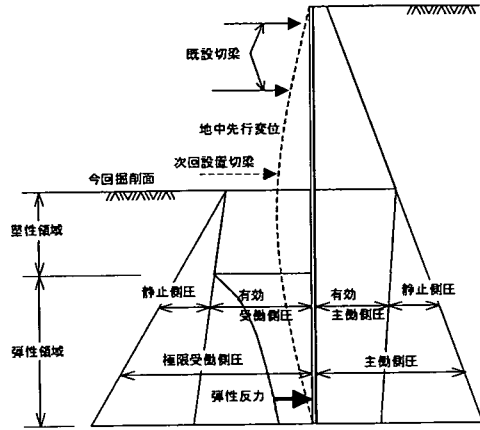


図-4 地盤バネ梁モデルの側圧説明図

点を調べ、出来る限りの予測手法の改良を行うことも重要である。

本報告では、モデル現場における一つの断面の山留め工挙動に対してこれら3つのタイプの予測解析を行っている。そして、この断面において実施されたタイプC予測の結果を同一現場の近隣ブロックに対して適用し、その断面の予測解析も行っている。このような予測解析は、延長の長い山留め工事において次施工ブロックの予測精度向上のためによく用いられる手法である。ここでは、この近隣ブロックへ適用する予測解析をタイプD予測と定義する。

3. モデル現場の概要

図-1にモデル現場の平面図を示す。この現場は主要交差点部における渋滞緩和のために実施された道路のアンダーパス化工事である。このモデル現場は、解析上の掘削手順の複雑さと3次元効果を排除することが可能な掘削延長の長い比較的単純な山留め工事であること、また、我が国の軟弱な沖積地盤で見られる単純かつ典型的な土層構成を有していること、などから選ばれている。図-2にタイプA、BおよびCの予測対象とした断面(断面-I)を示す。この図に示すように、地質は地表面から床付けより少し深いところまで薄い表土と沖積砂質土層から成っている。そして、その砂質土層の下には厚い軟弱な沖積海成粘土層が続き、GL-26mからは堅固な洪積砂礫層となる。

工事規模は掘削幅 23m、掘削深度 7.9mであり、山留め壁としてソイルミキシング壁(SMW)を採用している。ソイルセメントは盤膨れ防止のためにGL-29mまで造成されているが、芯材(H-390×300×10×16@450mm)の根入れはGL-19mまでである。支保工は切梁・腹起し方

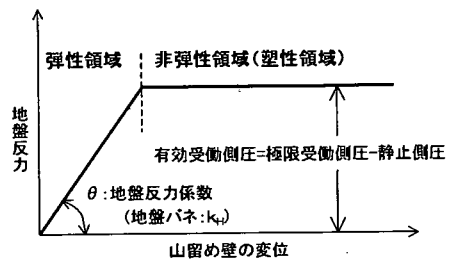


図-5 地盤バネ梁モデルに用いられるバイリニア型非線形地盤バネ

式2段で、山留め壁の変位抑制のために1段目 98kN/m、2段目 196kN/mのプレロードを導入した。掘削期間中は山留め壁の変位と切梁反力がそれぞれ固定式傾斜計(@ 2.0m)と軸力計によって計測されている。なお、このモデル現場では、3次掘削段階において当初予測されたものよりも過大な山留め壁変位が発生したため、工事を中断し、対策工が実施されている。したがって、この断面の最終床付けとして4次掘削(GL-10.8m)が行われているが、今回の解析対象は3次掘削までとしている。

4. 解析手法

今回、山留め工の挙動予測は“地盤バネ梁モデル”を用いて行っている。このモデルについては、これまで構造モデル、計算手順などが多少異なるいくつかのモデルが提案されている^{12)~14)}が、これらのうち、「中村・中沢の方法」(弾塑性B法と呼ばれる)が現在多くの基準・指針類^{15)~18)}において採用されている。

図-3、図-4に示すとおり、このモデルにおいて山留め壁は上端から根入れ先端までの全長にわたって梁部材として仮定される。その梁には背面側から“有効主動

表一 一斉予測解析における共通条件と独自条件

項目	
共通条件	解析手法 (基準) 山留め壁剛性 ・ $EI=177\,000\text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ 切梁バネ定数 ・ 1 段目 $k_1=71\,500\text{ kN}/\text{m}$ ・ 2 段目 $k_2=91\,200\text{ kN}/\text{m}$
	独自条件 地盤パラメータ (N 値, γ , ϕ , c , E (k_H))

表二 タイプA予測におけるN値と土の単位体積重量

		A 社	B 社	C 社	D 社	E 社
B	N 値	22	10	22	20	22
	γ (kN/m^3)	19.0	18.0	19.0	19.0	19.0
A_{s1}	N 値	15	12	15	15	15
	γ (kN/m^3)	18.5	20.0	19.0	18.5	19.0
A_{s2}	N 値	7	7	7	8	7
	γ (kN/m^3)	17.0	19.0	17.0	17.0	17.0
A_{c1}	N 値	3	3	2~3	5	1~3
	γ (kN/m^3)	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0

表三 タイプA予測における砂質土層の地盤パラメータ

		A 社	B 社	C 社	D 社	E 社
B	ϕ ($^\circ$)	33	30	25	35	30
	E (kN/m^2)	14700	6900	13700	13700	10300
A_{s1}	ϕ ($^\circ$)	31	30	30	30	30
	E (kN/m^2)	9800	8200	9600	10300	10300
A_{s2}	ϕ ($^\circ$)	20	25	19	20	28
	E (kN/m^2)	4900	4800	4500	5500	4800

(粘着力 $c=0$)

側圧” (=主働側圧-静止側圧) が作用する。また、掘削側は“切梁バネ”と“地盤バネ”によって支えられ、抵抗力としてそれらの反力が梁に働く。ここで、“側圧”とは水圧を含む全応力を意味する。さらに、“静止側圧”とは通常の静止状態 (水平ひずみ $\epsilon_h=0$) における全土圧ではなく、各掘削ステップにおいて山留め壁の変形に無関係な概念上の側圧として定義されるものであり、“平衡側圧”とも呼ばれるものである¹⁹⁾。一方、掘削面下の地盤バネは非線形バネによってモデル化される。この地盤バネの最も一般的なものは図-5に示すバイリニア型のものである。このモデルでは、地盤バネ反力が“有効受働側圧” (=極限受働側圧-静止側圧) を上限値として、山留め壁の水平変位量に比例する。

我が国の様々な基準・指針類において、側圧と地盤バネ値の評価手法はいくつか存在する。土屋・小山¹⁹⁾やTsuge and Tanaka²⁰⁾はこのモデルに対する我が国の基準についての調査報告を行った。しかし、それらの基準・指針類を用いて評価されたものであっても、十分満足のいく予測結果を与えるものではないことも事実である。村田ら²¹⁾は側圧と地盤バネ値に関する問題点を報告し、中村・平島^{22)~23)}はそれらに対する各種の改善提案を行っている。また、Ishii ら²⁴⁾は側圧に関して様々な研究や設計の概念を調査している。

このように、モデル上の各種入力項目もまた研究段階と言え、対象とする地盤や山留め工の規模によって我が国には様々な基準・指針類が存在する。したがって、この研究においては予測解析における基準の相違の影響を避けるために、当初のタイプA予測の段階では、最も一般的な基準の一つである「トンネル標準示方書 [開削工法編・同解説] (土木学会)¹⁵⁾を予測に用いる統一基準として選択した。

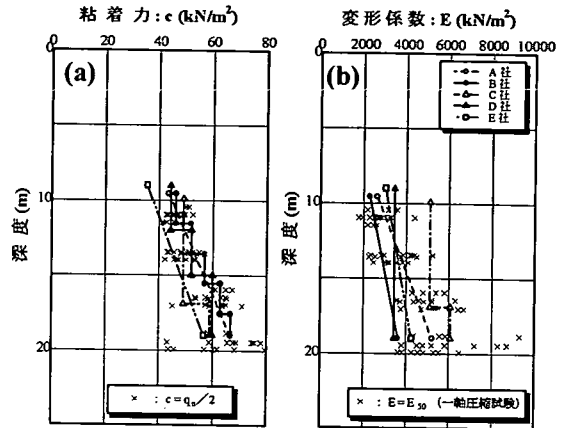


図-6 タイプA予測における粘性土層の地盤パラメータ

5. 地盤バネ梁モデルによる一斉予測解析

予測は5つの民間会社 (A~E社) の解析者によって一斉かつ独自に行った。地盤バネ梁モデルの入力値としては、切梁バネ値や山留め壁の剛性などの山留め構造に関するものと地盤特性に関するものが必要である。これらの入力値のうち、山留め構造に関するものは、実際にモデル現場において使用した山留め部材を参考に全社共通の値を用いた。一方、地盤特性は、工事施工前に行われた土質調査の報告書を各解析者に提示して、各々が決定するものとし、これによって地盤に関する入力パラメータの影響を検討するものとした。表-1に共通条件の値と独自条件の項目を示す。また、土質調査に基づく代表的な地盤特性を付録1に示す。

(1) タイプA予測

タイプA予測は、施工中の計測値を解析者に一切明らかにしない条件で行った。

a) 地盤条件の入力値

・N値 (表-2) : このモデル現場においては、掘削工事の施工前に5本のボーリングによる土質調査が行われていた。B社を除く各解析者は、各層のN値として予測対象とした断面に最も近いボーリングデータの標準貫入試験結果の平均値を採用している。一方、B社の場合は5本のボーリングデータ全ての平均値としている。しかし、

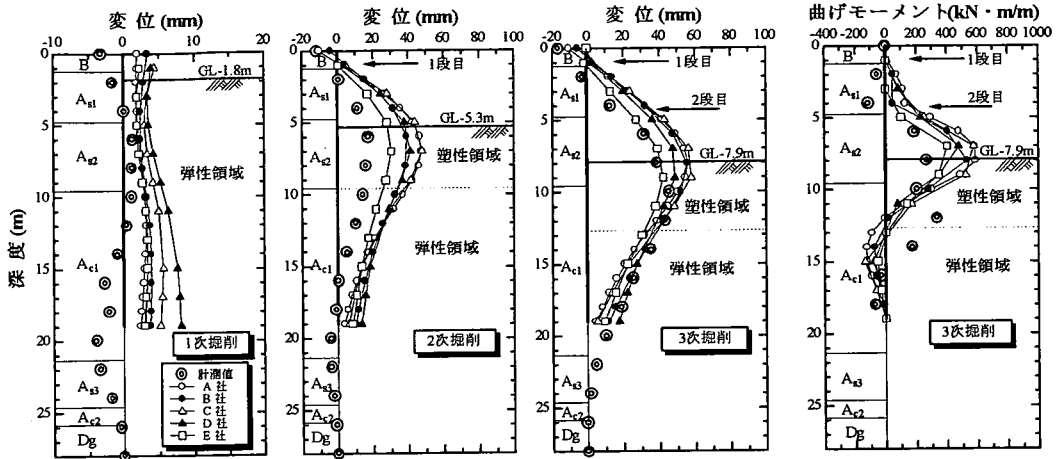


図-7 タイプA予測の解析結果 (その1)

B社のB層の値を除いて、各解析者間の設定値の変動は小さい。

・単位体積重量 γ (表-2) : 砂質土層のうち、B層に対しては室内試験が行われていないため、各解析者とも一般値²⁸⁾より設定している。一方、 A_s 層および粘性土 A_{c1} 層に対する入力値としては、全ての解析者が室内試験結果の値を採用している。したがって、各社による設定値には若干の差があるものの、その変動は小さい。

・砂質土層 (B, A_{s1} , A_{s2}) の内部摩擦角 ϕ (表-3) : A_{s1} 層に対する ϕ の評価として、各解析者ともに三軸圧縮試験結果を採用している。しかし、室内試験が行われていないB層に対しては、各種のN値との経験的な関係²⁹⁾から決定したものや一般値^{30)~32)}を採用するものなど、バラツキが大きい。また、室内試験が行われていたもの一般的なN値との関係と一致しなかった A_{s2} 層に対しては、室内試験結果を重視するもの、N値との関係を重視するもの、さらに解析者の経験的な値を反映するものなどに分かれた。この結果、B, A_{s2} 層の ϕ は各々でかなり異なり、 $\tan \phi$ 換算で最大値は最小値の約1.5倍となっている。

・粘性土層 (A_{c1}) の粘着力 c (図-6(a)) : 図中には粘性土層の粘着力 c の土質調査結果 ($c = q_u/2$) も併記してある。全ての解析者が一軸圧縮試験結果の値を参考にして入力値を決定している。しかし、A~D社はほぼ一軸圧縮試験結果の平均値を採用しているが、E社の場合はその下限値を採用している。したがって、設定値の変動幅は約2割程度となっている。なお、各解析者とも粘性土層を解析していくつかの層に分割して、深度方向の強度増加を考慮している。

・変形係数 E (表-3, 図-6(b)) : 砂質土層に対しては全ての解析者がN値に基づいて ($E = 700N$) 設定しており、 A_s 層の変形係数 E の設定値の変動は比較的小さい。一方、粘性土層に対しては一軸圧縮試験の E_{50} の値を参考

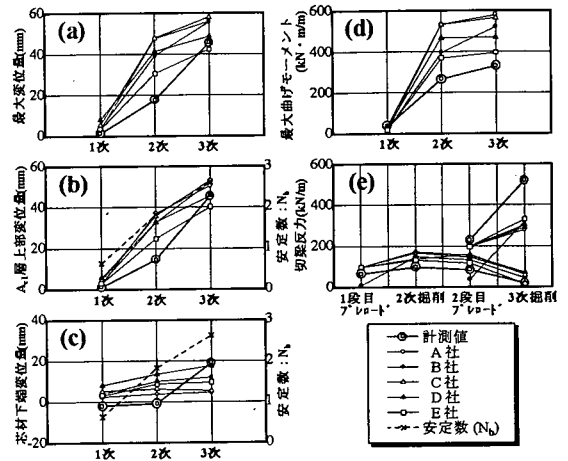


図-8 タイプA予測の解析結果 (その2)

としているが、粘着力 c と同様に平均値を用いたものや下限側の値を用いたもの、あるいは逆に上限側の値を用いたものなど、設定値の変動は粘着力のものより大きい。なお、この変形係数 E を用いて地盤バネ k_H を以下の式(1)¹⁵⁾にて決定している。

$$k_H = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E \cdot \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (1)$$

ここで、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)、 E : 各種試験により求まる地盤の変形係数 (kN/m^2)、 B : 載荷幅 ($B = 10m$)、 α : E の算定法に対する補正係数 ($E = 700N$ または室内試験から求めた E の場合、 $\alpha = 4$)である。

以上、各解析者によって決定された地盤パラメータより、同じ土質データが与えられた場合でも、解析者間の入力値の相違は大きいことが分かる。今回の予測においては、とくに砂質土層の ϕ と粘性土層の c 、 E の違いは顕著なものとなった。これらについて、各解析者の設定根拠を付録2に示す。

b) 予測結果の比較

図-7、図-8に各段階における山留め壁の変位と曲げモーメントおよび切梁反力に関して、5社の解析者によって行われたタイプA予測の解析結果を示す。ここで、図-7には解析上の“弾性・塑性領域”の参考として、A社の予測結果のものを示してある。(以後、同様な山留め壁変位図においても同じである。)それぞれの解析結果はほぼ同様な傾向を示しているが、量的にいくつかの違いが見られる。とくに、山留め壁の変位量の差異が粘性土層よりも砂質土層で比較的大きい。これより、砂質土層の ϕ の変動が解析結果に与える影響は大きく、粘性土層の地盤パラメータ(とくに、この場合は変形係数E)の変動による影響は相対的に小さいと推定できる。その理由として、今回のタイプA予測では粘性土層が塑性領域となっている部分が少ないために、粘着力 c の変動による影響は明確に現れていないことが考えられる。

c) 予測結果と計測結果との比較

・根入れ部の変位挙動：図-7、図-8に示した計測値と比較すると、3次掘削における山留め壁変位の予測結果は計測値とほぼ一致しているように見えるが、2次掘削から3次掘削に至る増加量は、解析値と計測値に大きな相違がある。図-8(b)・(c)には、安定数 $N_b (= \gamma \cdot h/c)$ 、ここに γ ：土の単位体積重量、 h ：掘削深さ、 c ：根入れ部分における粘性土の非排水強度(粘着力)も示してある。ここで、粘着力 c の値として、各社が設定した値(図-6(a))の中でほぼ平均的な値を設定しているA社の値を山留め壁根入れ部に関して平均したものをを用いている。これらの図より、 N_b が2から3に向かって増加したときに計測値における A_{c1} 層の山留め壁変位が急増している。芯材下端部の変位は、2次掘削終了時までほぼ0となっているが、3次掘削で大きく動いている。それに反して、すべての解析結果は3次掘削段階よりも2次掘削段階における変位の増加量の方が大きく、どの解析結果もこの根入れ部の挙動を表現できていない。これより、このモデル現場のような浮き山留めでは、山留め壁根入れ部の挙動が山留め壁全体の変位に大きな影響を与えていることが分かる。

・砂質土層の入力値の影響：2次掘削時の山留め壁最大変位量と曲げモーメントの増加量に関する予測精度は低く、解析値は計測値の約2倍となっている(図-8(a)・(d))。この2次掘削時の増加量と解析に用いられた A_{c2} 層の ϕ には強い相関が見られ、 ϕ が小さな値(A、C、D社)の場合には大きな増加量となっている。これより、砂質土層のせん断強度が予測結果に与える影響は大きく、タイプA予測においてははその強度を過小評価する傾向があったと判断される。

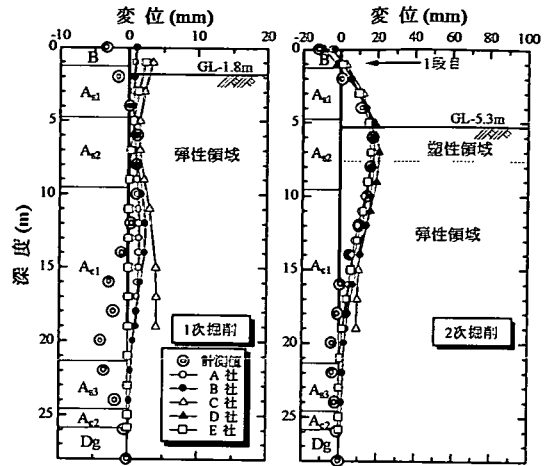


図-9 タイプB予測における逆解析結果(山留め壁変位)

(2) タイプB予測

タイプB予測では、2次掘削終了時までの計測値を解析者に提示して、それを用いて入力パラメータを再設定し、次段階(3次掘削)の予測を行った。

a) 入力パラメータの逆解析

2次掘削終了時までのタイプA予測の結果と計測結果の主な相違点として以下の点が挙げられる(図-7)。

- ① 1次掘削時(GL-1.8m)において、GL-10m以深の山留め壁変位量が計測値と大きく異なっている。
- ② 2次掘削時(GL-5.3m)において、各予測とも解析値と計測値の差が大きく、床付け付近でその差が最大30mm程度となっている。

上記の違いを踏まえた上で、各社は逆解析を実施した。逆解析では各解析者とも地盤の入力値(c 、 ϕ 、 k_w)を不確定パラメータとして取り扱い、計測値の山留め壁変位を再現できるよう試行錯誤法²⁾によって、地盤パラメータを決定している。さらに、用いた基準から側圧式を一部変更しているものもある。なお、1次掘削時の変位量が微小であり、かつ計測値がやや信頼性に欠けることから、解析は2次掘削時における山留め壁変位量に着目して行っている。

図-9に2次掘削終了時における逆解析結果を示す。ここでは、タイプA予測においてうまく予測されていなかった1次掘削時におけるGL-10m以深の変位、および2次掘削時における床付け以深の変位が良好に再現されている。

表-4に砂質土層(A_{s1} 、 A_{s2})および粘性土層(A_{c1})について、地盤パラメータのタイプA予測における当初設定値とタイプB予測における再設定値の比較を示す。また、図-10に A_{c1} 層の粘着力 c と変形係数Eについて、再設定値の深度分布を当初設定値と併せて示す。これらパラメータの修正に関して、各解析者が考慮した点を以

表一 タイプA・B予測における地盤パラメータの比較

(a) A_{s1}層

	当初設定値 [タイプA予測]			再設定値 [タイプB予測]		
	ϕ (°)	c (kN/m ²)	k _H (MN/m ²)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	k _H (MN/m ²)
A社	31	0	9.4	—	9	—
B社	30	0	7.9	—	10	4.9
C社	30	0	9.2	—	—	—
D社	30	0	9.9	—	—	—
E社	30	0	9.9	—	8	6.6

(b) A_{s2}層

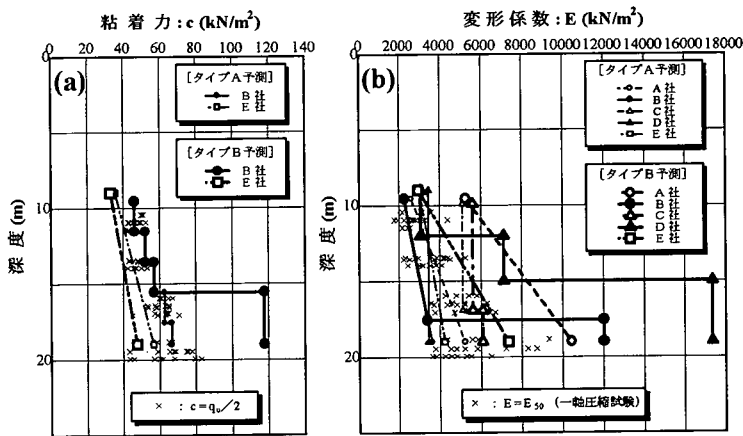
	当初設定値 [タイプA予測]			再設定値 [タイプB予測]		
	ϕ (°)	c (kN/m ²)	k _H (MN/m ²)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	k _H (MN/m ²)
A社	20	0	4.7	25	5	—
B社	25	0	4.6	—	5	4.9
C社	19	0	4.3	—	10	4.9
D社	20	0	5.3	34-37*	—	2.9-8.8*
E社	28	0	4.6	25	7	—

(*) 掘削側地盤のみ

(c) A_{c1}層

	当初設定値 [タイプA予測]			再設定値 [タイプB予測]		
	ϕ (°)	c (kN/m ²)	k _H (MN/m ²)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	k _H (MN/m ²)
A社	0	43-67	2.8-4.8	—	—	5.7-9.6
B社	0	46-67	2.3-3.4	—	46-118	2.3-11.6
C社	0	49-59	4.9-5.9	—	—	5.4-5.9
D社	0	44-60	3.3	—	—	2.9-16.7
E社	0	35-57	3.0-3.9	—	33-48	2.8-7.1

[-は再設定値として当初設定値を変更していないことを表す]



図一〇 タイプA・B予測におけるA_{c1}層の地盤パラメータの比較

下に記述する。なお、B層に関しては、層厚が薄く、1次掘削段階ですべての範囲が掘削されるため、山留め壁変位に与える影響が少ないと考えて、各解析者ともパラメータの修正は行っていない。

・砂質土層 (A_{s1}, A_{s2}) : GL-1.3m~4.8mに位置するA_{s1}層は、解析の上で2次掘削時における山留め壁変位に対して主働側圧として大きく影響する。したがって、A, B, E社では背面側主働側圧の低減を目的として、粘着力c (8~10kN/m²) を考慮している。これは、土質調査結果からA_{s1}層に一部粘性土が混在していたことによるものである。なお、C, D社はA_{s1}層の地盤パラメータについて再設定を行っていない (表一 (a))。次に、GL-4.8m~9.6mに位置するA_{s2}層は、2次掘削時において主に抵抗力として山留め壁変位に影響する。ここで、タイプA予測の結果 (図一七) より2次掘削時においてA_{s2}層が全塑性状態にあることから、A, B, C, E社では塑性領域の縮小と塑性領域における受働抵抗力の増加を目的として、A_{s1}層と同様に粘着力c (5~10kN/m²) を考慮している。これも、土質調査結果からA_{s2}層がシルト混じりで

あり、弱い粘性を有していたことによるものである。一方、D社の場合は、粘着力ではなく掘削側地盤のみ内部摩擦角 ϕ および地盤バネk_Hを大きくすることにより、塑性領域の縮小と受働抵抗力の増加を図っている (表一 (b))。

・粘性土層 (A_{c1}) : タイプA予測の結果 (図一七) を見ると、2次掘削時において床付けより4.3m以深に位置するA_{c1}層は、完全弾性領域となっている。しかしながら、タイプA予測における解析値の山留め壁変位は計測値に比べてかなり大きな値となっている。このため、各解析者ともA_{c1}層の地盤バネk_H (変形係数E) を当初設定値より大きな値としている (表一 (c))。しかし、これらの値は当初の2~5倍程度とバラツキが大きく、とくに深度分布に大きな違いが見られる (図一〇 (b))。すなわち、A, C, E社の場合は、ほぼA_{c1}層全体の变形係数Eを当初設定値に比べて大きな値としているが、B, D社の場合は、A_{c1}層下部 (山留め壁根入れ先端部) の变形係数Eをとくに大きな値としている。このB, D社の逆解析は、山留め壁根入れ先端部に剛性の高い地盤の存在を

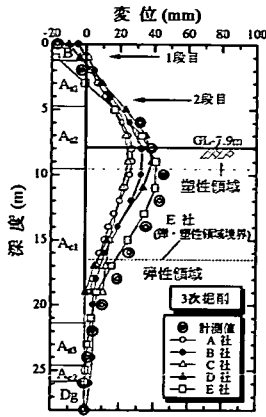


図-11 タイプB予測による次段階
予測解析結果 (山留め壁変位)

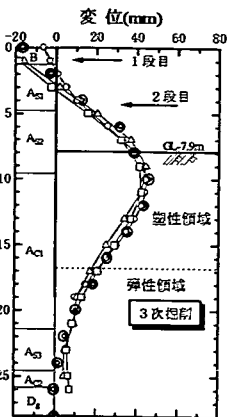
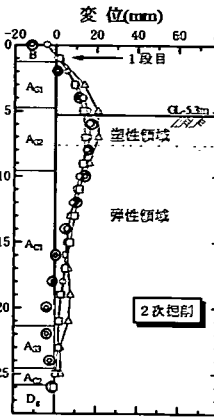
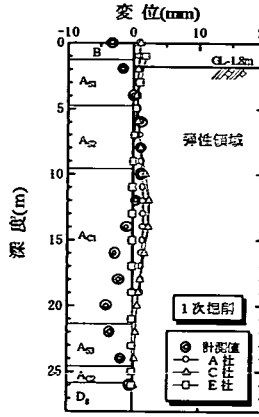


図-13 タイプC予測の山留め壁変位

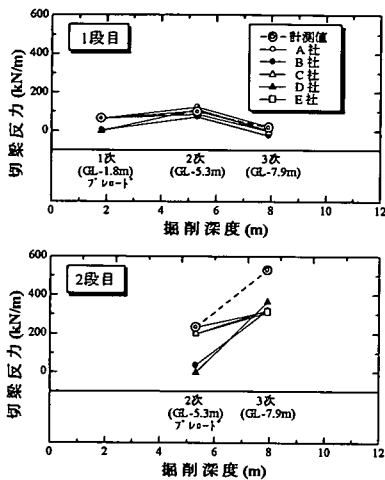


図-12 タイプB予測の切梁反力推移

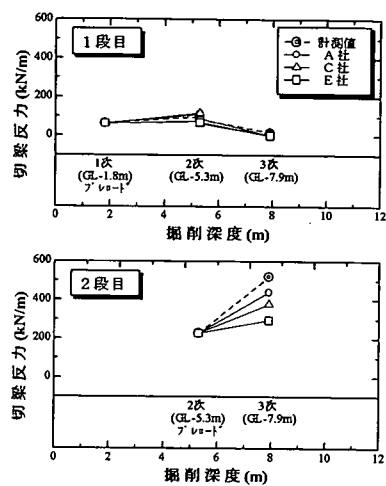


図-14 タイプC予測の切梁反力推移

想定したものである。つまり、山留め壁根入れ部分の多くが軟弱な粘性土地盤で占められる場合でも、根入れ先端部に剛性の高い地盤が存在する場合には、根入れ部の変位量を少なく抑えることができることを示している。一方、粘着力 c について、A、C、D社は再設定を行っていない。また、B社は変形係数 E を大きくした部分について粘着力 c も大きくしている。これに対して、E社の場合は、 A_{c1} 層全体の粘着力 c を当初設定値の約90%程度に低減している(図-10(a))。

なお、B、E社については芯材下端以深の地盤挙動も考慮するために、遮水壁(ソイルセメントのみの部分)のモデル化($EI=143000$ (B社), 5900 (E社) $kN\cdot m^2/m$)も行っている。

b) 次段階予測結果

逆解析から得られた地盤パラメータを用いて次段階(3次掘削)予測解析を行った。図-11に山留め壁変位を、図-12に掘削深さ毎の切梁反力の推移を示す。図-

11よりA、B、C、D社の予測において、2段階目切梁に浅の変位は良好に予測できているものの、2段階目切梁に深(とくに根入れ部)では予測変位が計測値を大きく下回っている。これは、図-12に示した切梁反力の推移において、1段階目は良好に計測値を再現しているのに対して2段階目は大きく計測値と異なることから確認できる。

この結果の要因として以下の事項が考えられる。

①これら4社の予測において、2次掘削に対する逆解析のフィッティングが掘削側地盤の c 、 ϕ および k_H の修正によって受働抵抗を増加させることを重視して行われたため、3次掘削段階の根入れ部の挙動を左右する A_{c1} 層の受働抵抗を過大評価しすぎた。

②モデル現場において、掘削の進行に伴う受働側地盤の強度低下が発生したが、2次掘削段階における逆解析ではこれを考慮していなかった。

これに対して、E社の予測値が比較的良く計測値を捉えているのは以下の理由からである。まず、上記①に

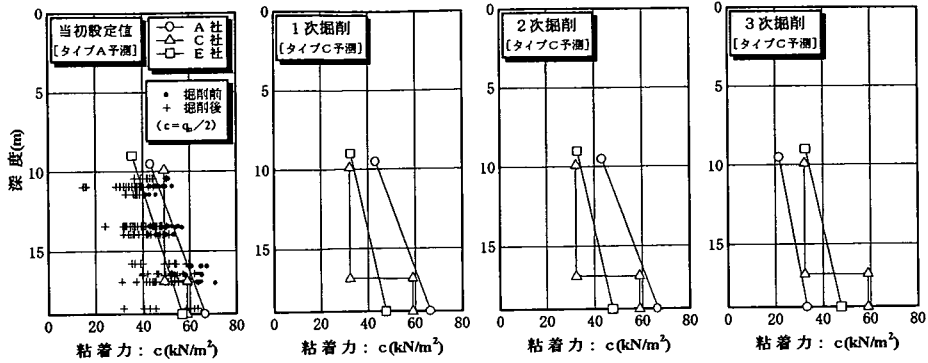


図-15 タイプA・C予測における A_{c1} 層の粘着力 c の比較

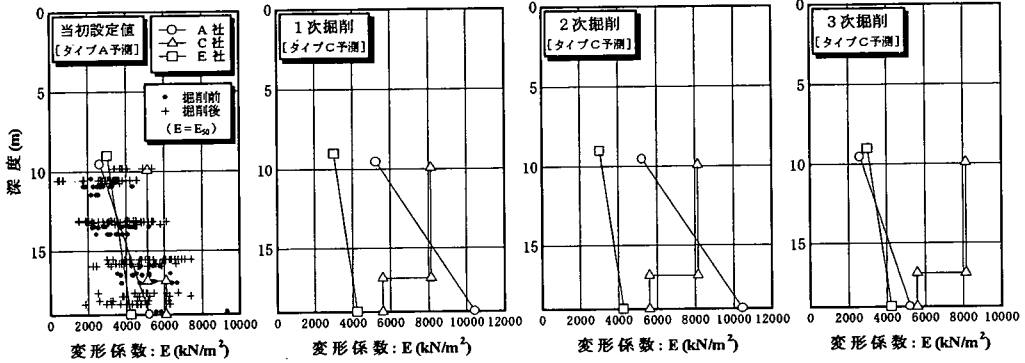


図-16 タイプA・C予測における A_{c1} 層の変形係数 E の比較

ついて、表-4(c)および図-10(b)に示すとおりE社の場合は A_{c1} 層の再設定地盤バネ k_H (変形係数 E)を他社に比べてそれほど大きな値とせず、フィッティングを行っている。これは、逆解析の段階でE社は静止側圧係数を $K_0=1.0$ (他社は $K_0=0.6\sim 0.7$)とすることにより、有効主動側圧を大きく低減したことによる。この“有効主動側圧の低減”については、後掲のタイプC予測において詳細に記述する。次に、上記②について、E社の場合は当初のタイプA予測の段階から A_{c1} 層の粘着力 c の値が他社に比べて約2割程度小さい(図-6(a))。タイプB予測の逆解析時にはさらにその値を若干低減しており、その値をもって次段階(3次掘削)予測が行われている。このため、他社に比べて A_{c1} 層の粘着力が小さい分だけ掘削側地盤の塑性化が進み(図-11)、結果として予測された変位が大きくなり、計測値をうまく表現できたものと考えられる。

以上より、タイプB予測においては、逆解析の手法が次段階予測の精度を大きく左右することが明らかとなったが、その主たる原因は掘削側粘性土地盤の強度設定値の違いであることが判明した。

(3) タイプC予測

図-11に示したタイプB予測における次段階予測結果を踏まえ、すべての計測値を解析者に提示した条件で、

タイプC予測(事後の逆解析)を行った。A~D社のタイプB予測の結果は、床付け以深の根入れ部における変位が予測値と計測値で大きく異なっており、またE社についても他社に比べて計測値に近いもののその予測精度が不十分であることから、この事後解析は、計測値で見られた2次掘削から3次掘削に至る山留め壁根入れ部の急激な変位増分を再現すべく行われている。なお、このタイプC予測はA、C、Eの3社が行った。

図-13に山留め壁変位を、図-14に切梁反力の推移を示す。図-13より、タイプB予測では表現しきれなかった2次~3次掘削にかけての変位増分が良好に再現されていることが分かる。また、図-14より、2段目切梁反力の推移もタイプB予測のもの(図-12)に比較して改善されている。とくに、A社の3次掘削時の切梁反力が計測値に近いものになっている。今回、このような掘削の進行に伴う根入れ部の急激な変位増分を再現するために、主に以下の2つの手法を用いて事後解析(フィッティング)が行われている。すなわち、

- ①背面側の有効主動側圧は変更せず、掘削側の受働抵抗力(c , k_H)のみを不確実パラメータとして、推定する方法。
 - ②主動側圧と静止側圧を変更することにより、山留め壁根入れ部の有効主動側圧を見直す方法。
- A、C社は上記の①、E社は②を主体とした手法でそれ

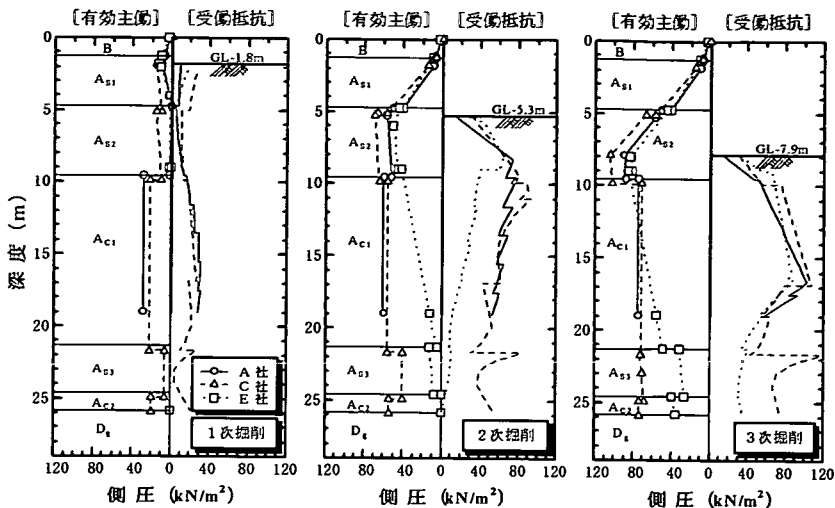


図-17 タイプC予測における有効主働側圧と受働抵抗力

それぞれフィッティングを行っている。以下、それぞれの手法について特徴を述べる。

a) 掘削側受働抵抗力の再評価

受働抵抗力の再評価として、各解析者が最も着目したのは山留め壁根入れ部の多くを占める A_{c1} 層である。この層は、3次掘削において大部分が塑性状態になっていることが予想されたため、受働抵抗を表現するパラメータとして、A、C社は粘着力 c の再評価を行った。図-15に A_{c1} 層の粘着力について、タイプA予測において設定された当初設定値とタイプC予測に用いた再設定値を示す。ここで、 A_{c1} 層の粘着力として、A社は1次～2次掘削については当初設定値と同様とし、急激な変位増分の見られた3次掘削において A_{c1} 層全体の粘着力を当初の50%に低減している。このような地盤強度の低下は、図中に示した掘削前後の土質調査結果の比較からもその傾向が伺える。(掘削後の土質調査とは3次掘削完了後に行われたものである。)また、C社は A_{c1} 層を上部約7mと下部約2mの2層に分割しているが、上部 A_{c1} 層の粘着力のみ1次～3次掘削全てにおいて当初設定値の70%としている。一方、E社の場合は、タイプB予測の段階でほぼ計測値を捉えていたことから、タイプC予測に用いた粘着力はタイプB予測に用いた値と同じ(1次～3次掘削全てに対して、タイプA予測の当初設定値を90%に低減したものであり、粘着力の再設定は行っていない。但し、E社の当初設定値は他社の8割程度であったことから、他社の当初設定値を基準に考えると、70%程度の値となっており、深度分布は異なるもののほぼC社と同程度である。ここで、最終的な粘着力低減率(50%～70%)とその範囲の差は、次項の図-17に示す上部砂質土層部分も含めた背面側有効主働側圧の差によって相殺されたものと考えられる。

次に、 A_{c1} 層の変形係数 E についてタイプA予測において設定された当初設定値とタイプC予測に用いた再設定値を図-16に示す。今回のタイプC予測において、E社はタイプB予測の際に大きくした A_{c1} 層の変形係数 E (地盤バネ k_H)をタイプA予測の当初設定値に戻している(表-4(c)および図-10(b))。すなわち、図-11に示したタイプB予測による3次掘削段階の解析結果において、山留め壁根入れ先端部に残った弾性領域の受働抵抗力(地盤バネ反力)を低減させることによって、山留め壁根入れ部のフィッティングを行っている。また、A社は1次～2次掘削にかけての変形係数をタイプB予測と同様に当初設定値の2倍として、3次掘削段階においては当初の値に戻している。一方、C社の場合は、粘着力 c と同様に1次～3次掘削まで一律の値を設定しているが、まず上部 A_{c1} 層の変形係数について、タイプB予測の段階で1割ほど大きくしていた値(図-10(b))を今回のタイプC予測においてさらに大きくし、最終的には当初設定値に比較して6割程度大きな値を用いている。1次～2次掘削におけるこの値は深度分布が異なるものの平均的にはA社と同程度の値となっている。これは図-9に示したタイプB予測における逆解析の段階で、 A_{c1} 層における山留め壁根入れ部変位が他社に比べて若干大きかったものを補正したものである。また、C社はタイプB予測の段階で変更しなかった下部 A_{c1} 層の変形係数をタイプC予測では当初設定値の90%に低減している。変形係数 E の値の大小は解析上の弾性領域においてのみ山留め壁の変位量に影響を与えるが、3次掘削段階においてわずかに弾性領域となった芯材下端部の変形係数は3社とも同程度の値が設定されている。また、この図より、先のタイプB予測における次段階予測結果でも述べたが、1次～2次掘削における A_{c1} 層の変形係数の設定値がA、

表-5 タイプB・C予測における粘性土層の採用側圧式

	A・C社 [基準式 ¹⁹⁾]	E社	記号																								
主働側圧	$z \leq H: p_a = K_{a1}(\gamma_1 z + q)$ $z > H: p_a = K_{a1}(\gamma_1 H + q) + K_{a2}\gamma_1(z - H)$ 但し, $p_a \geq p_w$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>N値</th> <th colspan="2">Ka1</th> <th>Ka2</th> </tr> <tr> <td></td> <td>推定式</td> <td>最小値</td> <td></td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$N \geq 8$</td> <td>$0.5 - 0.01H$</td> <td>0.3</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>$4 \leq N < 8$</td> <td>$0.6 - 0.01H$</td> <td>0.4</td> <td>0.6</td> </tr> <tr> <td>$2 \leq N < 4$</td> <td>$0.7 - 0.025H$</td> <td>0.5</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>$N < 2$</td> <td>$0.8 - 0.025H$</td> <td>0.6</td> <td>0.8</td> </tr> </tbody> </table>	N値	Ka1		Ka2		推定式	最小値		$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5	$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6	$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7	$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8	$p_a = K_a(\gamma_1 z + q) - 2c\sqrt{K_a}$ 但し, $p_a \geq 0.3\gamma_1 z$ $K_a = \frac{\cos^2 \phi}{1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}}$ ここに, $\delta = \phi/2$ ($\phi = 0$ の時, $K_a = 1$)	p_a : 主働側圧 K_a : 主働側圧係数 γ_1 : 土の単位体積重量 z : 算定深度 H : 掘削深度 q : 地表面上載荷重 c : 粘着力 ϕ : 内部摩擦角 δ : 壁面摩擦角 p_w : 水圧
N値	Ka1		Ka2																								
	推定式	最小値																									
$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5																								
$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6																								
$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7																								
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8																								
受働側圧	$p_p = K_p \gamma_1 z^2 + 2c\sqrt{K_p}$ $K_p = \frac{\cos^2 \phi}{1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}}$ ここに, $\delta = \phi/2$ ($\phi = 0$ の時, $K_p = 1$)	同左	p_p : 受働側圧 K_p : 受働側圧係数 z : 掘削側算定深度																								
静止側圧	$p_0 = K_0 \gamma_1 z^2$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>N値</th> <th>K_0</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$N \geq 8$</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>$4 \leq N < 8$</td> <td>0.6</td> </tr> <tr> <td>$2 \leq N < 4$</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>$N < 2$</td> <td>0.8</td> </tr> </tbody> </table>	N値	K_0	$N \geq 8$	0.5	$4 \leq N < 8$	0.6	$2 \leq N < 4$	0.7	$N < 2$	0.8	$p_0 = K_0 \gamma_1 z^2$ ここに, $K_0 = 1.0$	p_0 : 静止側圧 K_0 : 静止側圧係数														
N値	K_0																										
$N \geq 8$	0.5																										
$4 \leq N < 8$	0.6																										
$2 \leq N < 4$	0.7																										
$N < 2$	0.8																										

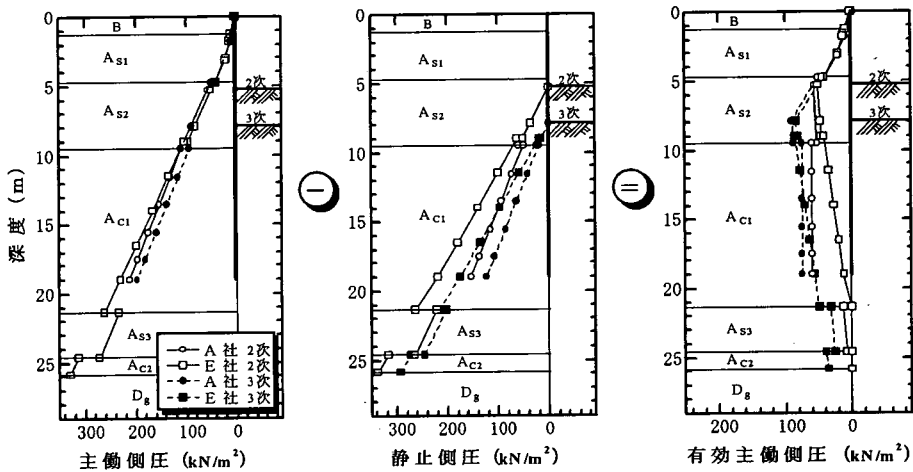


図-18 タイプC予測における有効主働側圧の比較 (A社・E社)

C社とE社では大きく異なっていることが分かる。

b) 背面側有効主働側圧の再評価

図-17 にタイプC予測における各社の有効主働側圧 (=主働側圧-静止側圧) と受働抵抗力を示す。この図の砂質土層部分も含めた背面側荷重 (有効主働側圧) と受働抵抗力の大きさとのバランスから、図-14 に示した今回のタイプC予測における2段目切梁反力の各社の傾向が読みとれる。すなわち、背面荷重が最も小さく、かつ掘削床付け付近の受働抵抗力が最も大きいE社は、その結果として切梁反力が3社の中で最も小さなものとなっている。これに対して、A社の場合は背面側荷重がE社に比べて若干大きくなっているが、床付け付近の受働抵抗力は3社の中で最も小さい。したがって、切梁反力が3社の中で最も大きなものとなっている。C社の場合は、砂質土層部分の背面側荷重がとくに大きい、A_{c1}

層の受働抵抗力が3社の中で最も大きく、結果としてほぼ中間的な切梁反力を与えたと考えられる。

また、この図より各社のA_{c1}層の有効主働側圧には次の違いが見られる。すなわち、A、C社の場合は、1次掘削段階のA_{c1}層の有効主働側圧が深度方向に一定の値を有し、2次~3次掘削にかけて深度方向一定のままその値が増加している。これに対して、E社の場合は、1次掘削段階でA_{c1}層に有効主働側圧は発生しておらず、2次掘削段階でそれが現れているものの深度方向に大幅に低減されている。この段階におけるE社の受働抵抗力は他社に比較してかなり小さい。すなわち、E社は変形係数E (地盤バネk_p) を他社より小さな値として、小さな有効主働側圧でも他社と同程度の山留め変位量を与えていることが分かる。次に、このE社の有効主働側圧は3次掘削段階において深度方向への低減率を保ったまま、

2次掘削段階に比較して大幅に増加している。

表-5に今回のタイプB予測およびタイプC予測を通じて、各解析者が採用した粘性土層に対する側圧式を示す。E社はA_{c1}層に対して基準で与えられる粘性土の経験的な主働側圧式の代わりにランキンの主働側圧式（水圧を含む全応力として、ここでは土圧式ではなく側圧式と呼ぶことにする）を採用している。さらに、静止側圧係数としてK₀=1.0（他社はN値よりK₀=0.7）を採用している。図-18は、これらによって与えられる主働側圧、静止側圧および有効主働側圧をA、E社について比較したものである。この図より、2次掘削段階における主働側圧に関しては、A社の経験側圧とE社のランキン側圧に大差はないことが分かる。しかし、静止側圧はK₀=1.0を採用しているE社の方がK₀=0.7を採用しているA社に比べて深度方向に向かって非常に大きな値となっている。したがって、この差となって表現される有効主働側圧の値がE社の場合、深度方向に大きく低減される結果となる。また、3次掘削段階においては、E社のランキン側圧は2次掘削段階から変化しないのに対して、静止側圧は掘削深度の増加に伴って大きく減少するため、結果として有効主働側圧はA社と変わらない程度まで、大きく増加している。すなわち、E社は変位が小さい2次掘削段階で背面側荷重を小さくし、2次～3次掘削にかけてその荷重を大きくすることにより、急激な変位増分を再現している。なお、E社のこの手法は“地盤バネ梁モデルを用いた予測解析においては、粘性土層に対する側圧係数としてK₀=1.0を採用する方が計測値をうまく捉えられることが多く、地盤パラメータに対する試行錯誤も軽微なもので済む場合が多い”という解析者の過去の経験が反映されたものである。

以上、タイプB予測の逆解析と次段階予測およびタイプC予測の事後解析の手法として、“掘削側の受働抵抗力を再評価する方法”と“背面側の有効主働側圧を再評価する方法”が考えられ、ともに同程度有効であることが明らかとなった。すなわち、背面側の荷重（有効主働側圧=主働側圧-静止側圧）と掘削側の抵抗力のつり合いのみによって山留め壁の変位量を計算する“地盤バネ梁モデル”においては、受働抵抗の再評価ばかりではなく、有効主働側圧の大きさと形状を考慮することも重要である。但し、これら2つの手法ともに、モデル現場における山留め壁根入れ部の挙動予測の精度を最終的に決定づけるものとして、掘削側粘性土地盤の強度設定値の影響が大きいことも分かった。

(4)タイプD予測

ここでは、断面-IにおけるタイプC予測から得られた再設定地盤パラメータを、本モデル現場の施工条件の異なる他断面（断面-II）に適用するタイプD予測の結

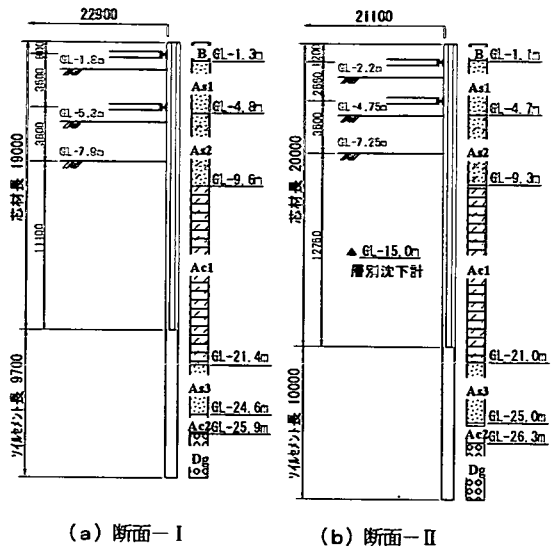


図-19 解析断面の比較（タイプD予測・断面-I II）

表-6 山留め構造部材の比較（タイプD予測・断面-I II）

		断面-I	断面-II
山留め壁		SMW φ600 ctc450 H-390×300×10×16 ・EI=177 000kN/m ² /m	SMW φ600 ctc450 H-440×300×11×18 ・EI=257 000kN/m ² /m
切梁	1段目	H-350×350×12×19 ・k ₁ =71 500kN/m/m (98kN/m)	H-300×300×10×15 ・k ₁ =52 600kN/m/m (98kN/m)
	2段目	H-400×400×13×21 ・k ₂ =91 200kN/m/m (196kN/m)	H-400×400×13×21 ・k ₂ =99 200kN/m/m (196kN/m)

*（ ）内はプレロード荷重

果について述べる。今回の解析対象とした断面は、図-1に示すとおり、断面-Iから90m離れた箇所位置する。

a) 解析断面

図-19にタイプD予測の対象とした断面（断面-II）を、表-6に山留め構造部材を、断面-Iのものと比較して示す。断面-IIの工事規模は、掘削幅21m、掘削深度7.25mであり、山留め壁には断面-Iと同様に、ソイルミキシング壁（SMW）を採用している。その他、支保工形式・プレロード量も断面-Iと同じである。断面-Iと比較して、各段階の掘削深さ、切梁・山留め壁芯材の剛性および芯材根入れ長が異なっているが、地層構成を含めその他はほぼ同条件である。また、計測工として、山留め壁変位と切梁反力の他に、掘削側地盤のヒービング現象把握のため、A_{c1}層のほぼ中心（GL-15m）に層別沈下計が設置されている。なお、この断面も最終床付けとして4次掘削（GL-12.5m）が行われているが、今回の解析対象は断面-Iと同様な理由により3次掘削までとしている。

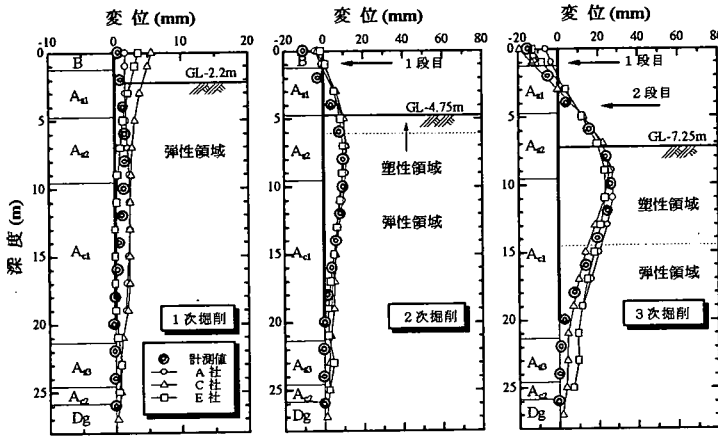


図-20 タイプD予測の山留め壁変位

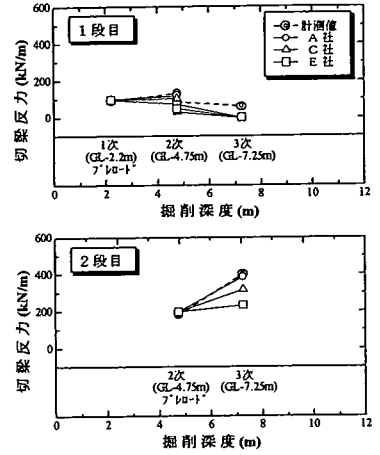


図-21 タイプD予測の切梁反力推移

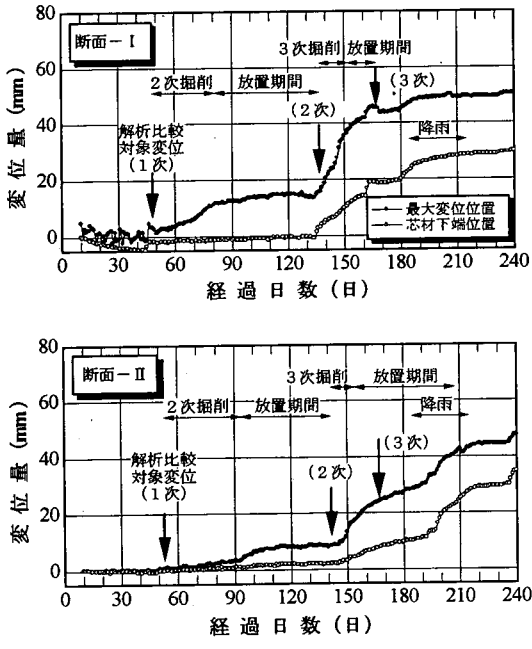


図-22 山留め壁変位量計測値の経時変化

し、今回の断面-IIにおける3次掘削段階の計測値は、3次掘削完了後の放置期間を断面-Iと同条件（掘削完了後15日経過）としている。図-22に示した山留め壁変位量の経時変化から明らかなように、このモデル現場では、3次掘削段階とその後の放置期間中に山留め壁変位が急増している。実際の工事では、断面-IIにおける3次掘削完了後の放置期間は約50日間に及び、山留め壁の最大変位量は計測値として示した掘削完了15日後より、さらに約15mm程度増加している。

このようなクリープ的な変位を考慮した地盤バネ梁モデルによる挙動予測について、永田ら³³⁾は“掘削途中段階の計測結果から得られた山留め壁のクリープ変位量から掘削放置期間中の地盤バネ k_H の低減を図り、これにより次段階以降の予測精度が向上する”ことを報告している。すなわち、タイプB予測においては、クリープ変位が卓越する山留め工に対しても、地盤バネ梁モデルによる挙動予測が可能であることを示している。しかし、今回のモデル現場においては、図-22に示すように、床付けに深に砂質土層(A₂)が多く残存する2次掘削段階でクリープ変位が確認されていない。また、断面-Iの場合、3次掘削完了後の放置期間が断面-IIに比較して短期間であったため、若干の兆候が認められるものの、この段階における顕著なクリープ変位も確認されていない。したがって、今回の断面-Iに対する予測解析においては、タイプB予測・タイプC予測を通じて、クリープ変位に対する積極的な配慮は行われなかった。このモデル現場のように、掘削床付け面が軟弱な粘性土層に近づいた段階で、その掘削後の放置期間の違いにより急に顕著となるクリープ的な山留め壁変位を予測可能とすることも、地盤バネ梁モデルを用いた挙動予測における今後の課題とも言える。

b) 逆解析結果の他断面への適用性

タイプD予測の解析結果として、図-20に山留め壁変位を、図-21に切梁反力の推移を示す。図-20より、山留め壁変位の解析結果は計測結果とほぼ一致している。また、図-21より、切梁反力についてはタイプC予測の切梁反力(図-14)と同様に、解析値は計測値を若干下回っているものの概ね一致しており、3社の傾向も同じである。これより、地層構成・地盤特性などがほぼ同等であれば、他の断面における逆解析で同定された地盤パラメータを、施工条件が多少異なる近隣ブロックへ適用しても十分な精度で予測が行えることが確認された。但

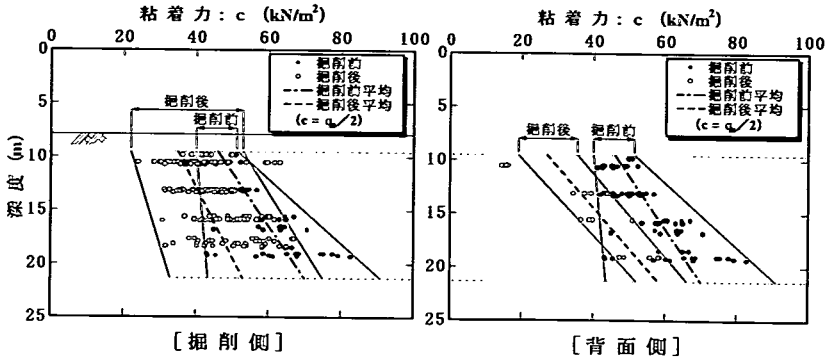


図-23 土質調査結果に基づく掘削前後の粘着力cの比較 (掘削側・背面側)

表-7 現行設計法による山留め壁根入れ部の安定 (断面-I・3次掘削時)

項目	必要安全率	掘削前 (1.0c)	掘削後 (0.8c)
安定数: N_b	3.14	2.62	3.27
つり合い根入れ長: F_s	1.2	2.22	1.44
ヒービングの検討: F_s	Terzaghi-peck	1.5	2.18
	建築学会修正式	1.2	1.84

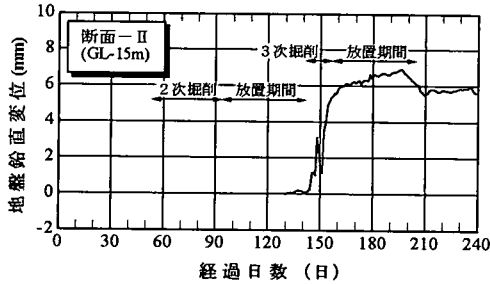


図-24 層別沈下計による掘削側地盤の挙動 (断面-II)

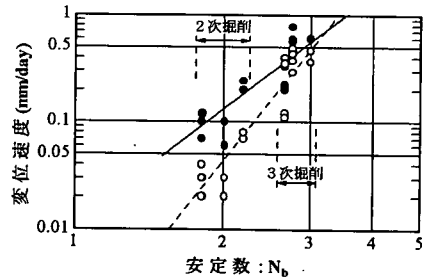
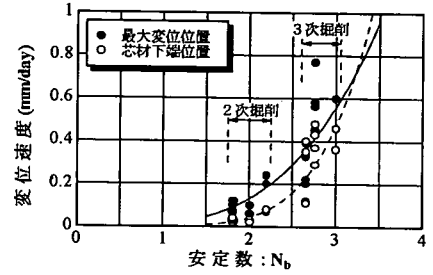


図-25 山留め壁変位速度と安定数の関係

6. モデル現場における山留め壁根入れ部の検討

一斉予測解析の結果より、モデル現場において生じた山留め壁根入れ部変位の急増は、掘削側粘性土地盤の強度上の問題が一因であると考えられる。ここでは、現場で行われた土質調査とそれを踏まえた現行設計法および計測結果の検討から、モデル現場における山留め壁根入れ部の挙動について考察する。

(1) 土質調査結果

図-15 で示したように、 A_{c1} 層に対して2度の調査が行われており、2回目の調査は山留め壁変位の急増が見られた3次掘削完了後に行われたものである。図-23は、これらから求めた粘着力 c ($c = q_v / 2$) を山留め壁の掘削側と背面側に区別して整理したものである。この図の平均値を比較すると、掘削後の粘着力は、掘削側・背面

側ともに掘削前の約80%に低下している。しかし、一軸圧縮試験に基づく強度評価は、試料の乱れによる影響が大きく、調査者の違いによって、平均値には10%~25%の違いが見られることも報告されている²⁰⁾。今回の調査は掘削前・後ともに同一の調査会社によって行われたが、少なくとも、傾向としては、図中に示したように各段階の結果をある幅を持った帯状の領域として捉えることができる。この領域比較によれば、まず掘削側において、掘削前の強度を下回る掘削後の結果が、 A_{c1} 層全域にわたって現れていることが分かる。さらに、その低下の割合は、 A_{c1} 層上部、すなわち床付け面直下に向かって大きくなっている。これは、掘削工事に伴う地盤の乱れや拘束圧の低下が、粘着力 c の低下につながったものと考えられる。一方、背面側において、掘削後の領域が掘削前を下回るのは、GL-10m~15m付近に限られている。これは、3次掘削段階で山留め壁の変位増分が最も大きかつ

た深度に相当する。したがって、これも山留め壁変位に伴う背面側地盤の乱れと拘束圧の低下が原因と考えられる。

(2) 山留め壁根入れ部の挙動

a) 現行設計法による検討

現行の設計法では、山留め壁根入れ部の安定が次の2つの項目によって検討される。

①土圧（側圧）のつり合い深さ：最下段切梁に関して、それより下方の主働側圧による作用モーメントと受働側圧による抵抗モーメントがつり合うときの掘削底面以下の深さをつり合い深さとして、設計根入れ長はその1.2倍とする。山留め壁の根入れ長が、このつり合い深さより短い場合は、倒壊に至らなくとも、受働側圧の不足分を山留め壁の剛性で抵抗することになり、山留め壁変位が非常に大きくなる。

②掘削底面の安定：粘性土地盤における山留め工に対しては、ヒービングに対する検討が必要とされている。この検討は、通常、まず安定数 N_b によって行われ、“ N_b が3.14を超えると塑性域が掘削底面から広がり、底面の膨れ上がりが生じ始める”とされている。次に、 N_b の値によって、支持力公式に基づくものや最下段切梁（または掘削底面）に関するモーメントのつり合いによるものなどの各種の提案式によって、詳細な検討が行われる。

ここで、これら現行設計法による検討手法の詳細は、文献15)に委ねる。表-7は、今回のモデル現場における山留め工（断面-I）の3次掘削段階に対して、以上の検討を行った結果である。掘削前の検討に用いた A_{c1} 層の粘着力 c は、図-8における N_b の算定に用いたものと同様に、A社の当初設定値（タイプA予測に用いた値）を山留め壁根入れ部に関して平均したものであり、掘削後の検討では、図-23を参考にして、この値が80%に低減されたものと仮定した。また、ヒービングに対する詳細検討式は、代表的なものとして、Terzaghi-Peckの方法³⁰⁾と建築学会修正式³⁰⁾を用いている。これより、3次掘削段階における掘削側粘性土地盤の強度低下を想定した場合は、安定数 N_b が3.14を上回り、ヒービング現象が懸念される結果となる。また、つり合い根入れ長やヒービングに対する各安全率も掘削前に比較して大幅に低下し、山留め壁根入れ部の変位を助長したことが考えられる。

b) 計測結果による検討

図-24は、断面-IIにおいて実施された層別沈下計によるヒービング計測の結果である。この図によると、2次掘削段階では、放置期間中も含めて掘削側地盤の鉛直変位はほとんど見られない。しかし、3次掘削でその変位が急増し、放置期間中もゆるやかに増加している。したがって、3次掘削段階以降にヒービング現象が生じ始めていることが分かる。また、図-25は、山留め壁の変

位速度と安定数 N_b の関係を表したものである。この図には、断面-I・IIを含めた5断面の計測結果をプロットしている。ここでの安定数 N_b の計算には、粘着力 c として表-7の掘削前の検討に用いた値と同じものを用いている。この図によると、山留め壁の最大変位位置と芯材下端位置の変位速度は同様な傾向をもっており、この結果からも、モデル現場のような浮き山留めでは山留め壁全体の変位に根入れ深部の挙動が強く影響を及ぼしていることが分かる。また、変位速度は N_b に対して指数的に増加し、 N_b が2.6程度となる3次掘削段階で、その速度が急増していることが分かる。この N_b の値は、表-7において示したとおり、掘削による強度の低下を想定（80%と仮定）した場合、 $N_b=3.3$ となる。

以上、現行設計法と計測結果に基づく検討より、今回のモデル現場における山留め壁根入れ部変位の急増は、①掘削に伴う A_{c1} 層の強度低下と、②それに起因した山留め壁根入れ部の安定度の低下が原因であると考えられる。しかし、この A_{c1} 層の強度低下に関して、先に行った一斉予測解析では50%~70%の低減率が設定された。すなわち、この低減率は掘削後の土質調査結果を上回るものである。

7. 山留め工挙動予測における問題点

モデル現場を対象として行った一斉予測解析では予測結果として次の傾向が見られた。すなわち、計測値に関する情報の無いタイプA予測では、初期の掘削段階の山留め壁変位を過大に予測した。また、この段階の計測値を用いて次段階予測を行ったタイプB予測では、その後の掘削段階の山留め壁根入れ部における急激な変位増分を予測することはできなかった。ここでは、このような予測解析の結果と山留め壁根入れ部に関する現行設計法や計測結果の検討を踏まえて、“地盤バネ梁モデル”を用いた予測解析、とくに軟弱な粘性土層中に留まる山留め壁根入れ部の挙動予測の問題点について整理する。

(1) 砂質土層の強度

砂質土は通常 ϕ 材として扱われ、その強度は室内試験結果や N 値との経験的な関係による推定式から決定される。しかし、砂質土のサンプリングの難しさに代表される室内試験における各種誤差要因³⁰⁾や N 値を用いる多種多様な推定式の存在を背景に、解析上は安全サイドに強度を設定せざるを得ないのが実状である。また、本モデル現場の A_{s1} 層や A_{s2} 層のように一部粘性を有する中間土の場合は、さらにその強度評価が困難となる。このことは、我が国の沖積地盤の多くがその上部に砂質土層を有するため、初期掘削段階の予測解析精度に影響を及ぼ

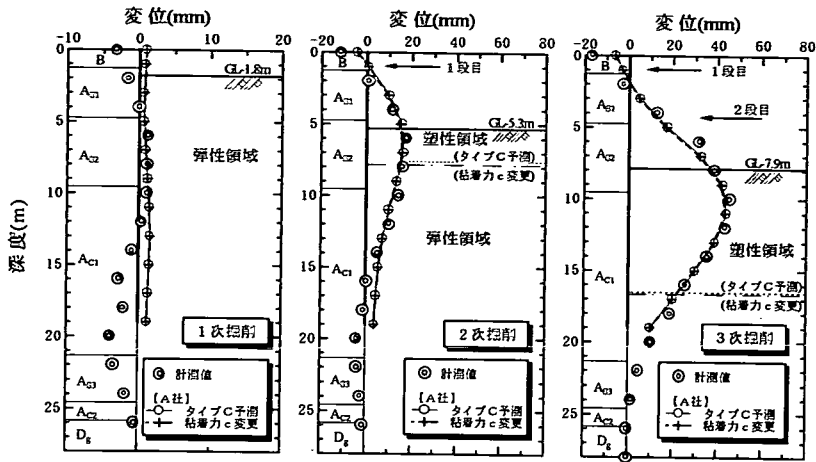


図-26 粘着力cの違いによるタイプC予測結果の比較 (A社)

し、加えて、山留め壁変位を今回のタイプA予測のように過大評価する機会が多いことを意味する。

(2) 掘削側受働抵抗力

a) 変形係数E

まず、地盤バネ梁モデルにおいて弾性領域の卓越する変位量の少ない初期の掘削段階では、掘削側受働抵抗力として地盤バネ k_H の大きさが予測精度を大きく左右する。この地盤バネ k_H は地盤の変形係数Eから決定される。今回のタイプA予測では、粘性土の変形係数が一軸圧縮試験の E_{50} に基づいて決定された。通常の軟弱な粘性土の場合、 E_{50} のひずみレベルは2~3%程度であるが、初期掘削段階ではこれより小さなひずみレベルの変形係数、すなわち E_{50} より大きな変形係数で山留め壁変位量が決定されていた可能性がある。したがって、地盤バネ k_H は通常、バイリニア型非線形バネ (図-5) として与えられているが、変位量の少ない段階では、その地盤のひずみレベルに応じた非線形性 (例えば、トリリニア型) も考慮することが望まれる。

b) 粘着力c

次に、塑性領域が卓越する段階では、掘削側受働抵抗力として粘着力cの大きさがその山留め壁変位量を左右する。とくに、モデル現場における山留め壁根入れ部の最終的な変位量は、3次掘削段階で床付け面直下に位置する A_{c1} 層の粘着力cにて決定づけられていた。今回のタイプA予測およびタイプB予測では、多くの解析者が掘削工事施工前に実施された一軸圧縮試験結果 ($c = q_u/2$) の平均値を1次~3次掘削まで一定値として扱っていたが、3次掘削段階の根入れ部変位の急増を再現するためにタイプC予測では粘着力cの低減を行った。ここで、特筆すべき点として以下のことが挙げられる。すな

わち、計測値が示した3次掘削段階の急激な変位増分を再現するためにタイプC予測で必要とされたことは、3次掘削における A_{c1} 層の粘着力をどれぐらい低減させるかということである。図-26は、3次掘削段階のみ粘着力cを50%にまで低減したA社のタイプC予測の結果と1次~2次掘削段階における粘着力についても3次掘削と同様に50%に低減したものとを比較を行ったものである。この図によると、解析値が与える山留め壁変位および解析上の“弾性・塑性領域”の範囲にはほとんど差が見られないことが分かる。これは、2次掘削段階まで A_{c1} 層が完全弾性領域であり、解析上、1次~2次掘削段階において A_{c1} 層の粘着力の大きさが、極端に小さな値を設定しない限り、全く解析結果に影響を与えていないことを示している。言い換えれば、以上の結果は当初のタイプA予測の段階から掘削側の粘性土層 (A_{c1}) の強度を過大に見積もっていた可能性を示すものと考えられる。

そこで、これらの解析結果と先に述べた土質調査の結果を踏まえて、この掘削側粘性土地盤における粘着力cの設定上の問題点について検討する。Bjerrumら³⁶⁾は、正規圧密粘土のような軟弱な粘性土地盤の場合、強度の異方性によって伸張状態の強度が最も小さくなるため、山留め工における掘削側受働領域の土圧を算定する際には伸張状態における強度を用いることを提案している。すなわち、受働領域の粘性土の強度は通常の方法 (ベンゼン断試験、一軸圧縮試験) によって得られる非排水強度に対して異方性に関する補正係数 $\mu_A (< 1)$ を乗ずるべきであるとしている。しかし、実務における設計では、今回の一斉解析におけるタイプA予測で見られたように、一軸圧縮強度 q_u の1/2として粘性土の強度が決定される場合が多く、強度の異方性を積極的に考慮することは行われていない。これを踏まえて、田中ら³⁷⁾は先に

挙げた過大な山留め壁の変形が生じた山留め工事^{6),7)}において、その山留め壁根入れ部の粘性土層に対して各種室内強度試験を実施している。この試験の結果、土かぶり圧で K_0 圧密した後の三軸伸張強度は一軸圧縮強度 q_u の平均値の約75%であり、この伸張強度を用いて算定した受働土圧が計測された受働土圧の平均値とほぼ一致することを報告している。つまり、掘削側の受働抵抗力として粘着力 c を評価する場合には、一軸圧縮強度 q_u から設定される値($c=q_u/2$)を少なくとも75%程度に低減する必要があることを示唆している。さらに、今回のモデル現場においては、掘削後の土質調査の結果より、掘削側の一軸圧縮強度 q_u が掘削工事に伴う地盤の乱れや拘束圧の低下により掘削前の強度に比較して低下していたことも明らかとなっている。この割合を平均的に80%と仮定した場合は、最終的な掘削側の粘着力 c の値は、掘削前に設定された強度($c=q_u/2$)の60%(=75%×80%)となり、この値は一斉予測解析のタイプC予測において各社が設定していた粘着力 c の低減率50%~70%とほぼ一致している。

以上より、掘削側の粘着力 c の設定には強度の異方性と掘削に伴う強度自体の低下をともに考慮することが必要不可欠であると考えられる。

(3) 背面側有効主働側圧

今回のタイプB予測およびタイプC予測では、主働側圧と静止側圧を変更するものがあったが、地盤バネ梁モデルの最終的な背面側荷重となる有効主働側圧の大きさを決定づけるものとして、静止側圧の影響が大きいことが判明した(図-18)。今回採用した基準のように、粘性土層における主働側圧係数と静止側圧係数を同値として、その側圧の大きさがともに上載圧に1次比例すると定義した場合、その差分として与えられる有効主働側圧は、深度方向に一定の値を示す。しかし、実際の山留め壁変位は、掘削に伴って背面側と掘削側の側圧バランスが崩れることによって生じるものであり、掘削初期の段階で根入れ深部までその側圧のアンバランス化が生じるとは考え難い。すなわち、浅い掘削段階における根入れ深部の応力減少は地盤と山留め壁の摩擦や掘削幅の影響(2次元効果)により、除去された上載圧に比較して小さいことが考えられる。これは、基準から定義される背面側荷重が実際に山留め壁に作用しているものより過大となっている可能性を示唆するものである。したがって、地盤バネ梁モデルにおいて、そのアンバランスな荷重(有効主働側圧)の大きさを決定する静止側圧は、山留め壁との摩擦や掘削幅などを考慮し、深度方向に有効主働側圧を低減できるものが妥当であると考えられる。

8. まとめ

本報告では、モデル現場を対象として、地盤バネ梁モデルを用いた一斉予測解析を行った。その結果、すべての事前予測解析が、初期掘削段階の変位を過大に予測すると同時に、浮き山留めにおいて時々見られる山留め壁根入れ部の顕著な変位増加を予測することはできなかった。したがって、この結果に基づく逆解析と次段階予測解析、事後の逆解析などを通じて、予測結果に与える入力パラメータやモデル上の仮定の影響を検討した。さらに、土質調査結果を踏まえた山留め壁根入れ部に関する現行設計法や計測結果の検討より、このモデルを用いた予測解析の妥当性・問題点について議論した。本報告で明らかになった事柄を以下にまとめる。

- 1) 同じ土質データが与えられた場合でも、解析者によって入力値は大きく異なり、本研究においては砂質土の内部摩擦角 ϕ と粘性土の粘着力 c ・変形係数 E の違いが顕著であった。とくに、砂質土の ϕ は過小評価の傾向が強く、結果としてこの傾向は上部に砂質土層を有する山留め工事前予測解析において、初期掘削段階の変位を過大に予測することにつながる。
- 2) 逆解析に基づく予測手法として、“掘削側の受働抵抗力を再評価する方法”と“背面側の有効主働側圧を再評価する方法”があり、ともに同程度有効であることを確認した。但し、軟弱な粘性土地盤における山留め壁根入れ部の挙動予測は、これら2つの手法ともに、掘削側粘性土地盤の強度設定値の影響を強く受ける。
- 3) 掘削側受働抵抗力の評価について、弾性領域の卓越する変位量の少ない初期の掘削段階では、地盤バネ k_H が予測精度を大きく左右する。地盤バネ k_H は、その地盤のひずみレベルに応じた非線形性の考慮が望まれる。また、塑性領域が卓越する段階では、粘着力 c の大きさがその山留め壁変位量を決定づける。軟弱な粘性土の場合は、強度の異方性と掘削に伴う地盤の乱れや拘束圧の低下を考慮した強度設定が必要不可欠である。
- 4) 有効主働側圧の大きさを決定する静止側圧は、山留め壁との摩擦や掘削幅などを考慮して、深度方向に有効主働側圧を低減できるものが妥当であると考えられる。
- 5) 地層構成・地盤特性などがほぼ同程度であれば、他の断面における逆解析で同定された地盤パラメータを、施工条件が多少異なる近隣ブロックへ適用しても十分な精度で予測が行える。但し、この挙動予測の信頼性はクリープ的な山留め壁変位量の増加が少ない場合に限られ、このクリープ変位の評価については、地盤バネ梁モデルを用いた挙動予測における今後の課題である。
- 6) 浮き山留めでは、山留め壁根入れ部の挙動が山留め壁全体の変位に大きな影響を与える。この山留め壁根入れ部の挙動を定性的に推定するものとして安定数 N_0 が

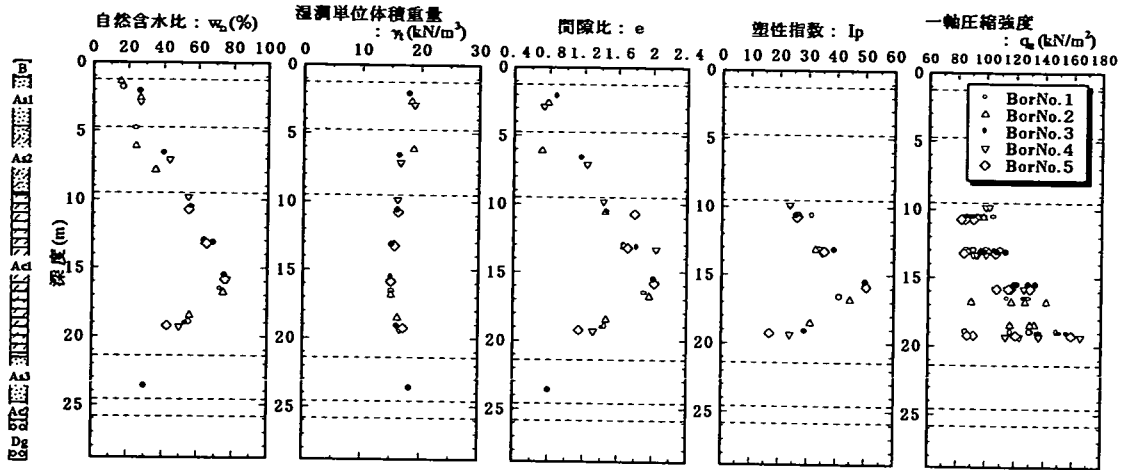


図-A 1 モデル現場の地盤特性 (掘削前)

有効である。但し、この安定数 N_0 の算定には上記3)に基づいた粘着力 c を用いる必要がある。

付記：本研究におけるモデル現場に対する一斉予測解析は、東京工業大学・創造プロジェクト研究「都市基盤施設研究体」の共同研究 (SIG7) として行われたものである。

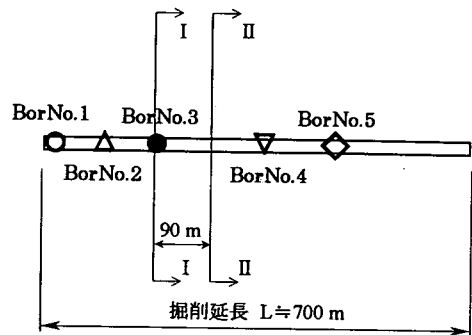


図-A 2 モデル現場における土質調査位置図 (掘削前)

付録 1. モデル現場の地盤特性

モデル現場において、掘削工事施工前に行われた土質調査に基づく代表的な地盤特性を図-A 1に示す。この調査は5本のボーリングによって行われており、その位置を図-A 2に示す。今回のタイプA、BおよびCの予測対象とした断面 (断面-I) に最も近いものはBorNo. 3であるが、図-A 1によると、一軸圧縮強度 q_u 以外の試験結果には、調査位置の違いによる試験結果のバラツキはほとんど見られない。一軸圧縮強度 q_u については、同一調査位置・同一深度における試験結果にもバラツキが多く (例えば、BorNo. 5)、試料サンプリング時の乱れの影響が大きく現れているものと考えられる。

付録 2. タイプA予測における地盤パラメータ設定根拠

今回のモデル現場に対するタイプA予測においては、各解析者によって設定された地盤パラメータのうち、とくに砂質土層の ϕ と粘性土層の c 、Eに顕著な違いが見られた。

表-A 1は、砂質土層 (B, A_{s1} , A_{s2}) の内部摩擦角 ϕ に対する各解析者の設定根拠を示したものである。室

内試験が行われていないB層については、各種の N 値との経験的な関係や一般値から決定しているが、どの関係式や一般値を用いるかは、過去の実務において各々の解析者が多く使用してきた基準・指針類の違いがその判断に強く影響を与えていると考えられる。一方、室内試験の結果が一般的な N 値との関係と一致しなかった A_{s2} 層については、砂質土層に対する室内試験結果の信頼性をどのように評価するか、また、その評価を踏まえた上で、どの程度安全サイドに地盤パラメータを設定するかといった解析者の過去の経験に基づく判断が設定値を大きく左右している。

次に、図-A 3は粘性土層 (A_{cl}) の土質調査結果を各解析者の設定値と併せて示したものであり、表-A 2はその設定根拠である。試験結果のバラツキが大きい一軸圧縮強度 q_u を用いた粘着力 c の設定に際し、まず特異点 (異常値) と考えられる試験結果を考慮するか否かによって、解析者の判断が分かれている。また、解析者の経験を反映し、当初から掘削に伴う強度低下を想定したものもある。また、変形係数Eの設定に際しては、一軸圧縮試験の E_{50} の値が q_u の結果に比較してさらにバラツキが大きいことから、解析者の設定根拠はさらに多岐にわ

表-A 1 タイプA予測における砂質土層の内部摩擦角φの設定根拠

	B		A _{s1}		A _{s2}	
	φ(°)	設定根拠	φ(°)	設定根拠	φ(°)	設定根拠
A社	33	√(15N)+15 (道路橋示方書・同解説 ³⁰⁾)	31	三軸圧縮試験(31.3) (但し, √(15N)+15で検証)	20	三軸圧縮試験(19.8)
B社	30	粒度配合の悪い砂 (鉄道標準, 基礎構造物・坑土圧構造物 ³¹⁾)	30	同上	25	√(15N)+15
C社	25	盛土-砂質土-締固めたもの (JH2集, 橋梁・擁壁・カルバート ³²⁾)	30	同上	19	三軸圧縮試験(19.8)
D社	35	√(20N)+15 (大崎の提案式 ²⁹⁾)	30	同上	20	同上
E社	30	盛土-砂-締固めた粒度の悪いもの (JH2集, 橋梁・擁壁・カルバート ³²⁾)	30	同上	28	√(15N)+15=25となるが, 自然堆積地盤に対する解析者の経験値としてφ=28.

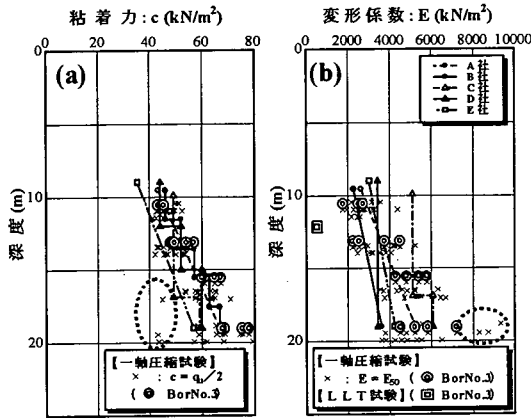


図-A 3 粘性土層の土質調査結果 (掘削前)

たっている。特異点 (異常値) のみ除外した平均値を採用するもの、原位置における孔内水平載荷試験 (L L T) の結果を参考に下限値を採用するもの、さらに地盤のひずみレベルに配慮した解析上の経験から上限値を設定するものなど、変形係数設定の困難さが顕著に現れている。

参考文献

- 1) 土質工学会 (現地盤工学会) : 現場技術者のための土と基礎シリーズ13 地盤工学における数値解析の実務, pp. 189-190, 1987.
- 2) 地盤工学会 : 地盤工学・実務シリーズ8 山留めの挙動予測と実際, pp. 126-145, pp. 166-173, 1999.
- 3) 土木学会 : トンネル標準示方書 (開削編)・同解説, pp. 201-211, 1986.
- 4) 土屋幸三郎, 小山浩史 : 大深度土留め掘削の設計に関する諸基準-土木関係一, 基礎工, Vol. 18, No. 7, pp. 10-16, 1990.
- 5) 地盤工学会 : 委員会主催シンポジウム No. 108 根切り・山留めの設計・施工に関するシンポジウム 発表論文集, pp. 8-11, 1998.
- 6) 田中洋行 : 軟弱地盤の山留め工における根入れ部の安定, 土木学会論文集, No. 435/VI-15, pp. 61-68, 1991.
- 7) 田中洋行 : 軟弱地盤における山留め工の挙動に関する研究,

表-A 2 タイプA予測における粘性土層の粘着力c・変形係数Eの設定根拠

	c (kN/m²)		E (kN/m²)	
	設定根拠	設定根拠	設定根拠	設定根拠
A社	43 ~ 67	c=(qu/2)の平均値。但し, 深部下限側の試験結果(図-A3(a)の○の領域)を考慮せず。	2900 ~ 5000	E ₅₀ の平均値。但し, 深部上限側の試験結果(図-A3(b)の○の領域)を考慮せず。
B社	46 ~ 67	同上	2400 ~ 3500	BorNo. 3において行われたL L T試験結果を参考に, すべてのE ₅₀ の下限値。
C社	49 ~ 59	上部(約7m)と下部(約2m)に分割した上で, それぞれの領域におけるすべてのc=(qu/2)の平均値。	5100 ~ 6100	解析者の経験からE ₅₀ の上限値。但し, 深部上限側の試験結果(図-A3(b)の○の領域)を考慮せず。
D社	44 ~ 60	すべてのc=(qu/2)の平均値。	3400	層上部にのみ着目し, その領域のE ₅₀ の平均値。深度方向の増加は考慮せず。
E社	35 ~ 57	掘削に伴う強度低下を想定し, c=(qu/2)の下限値。但し, 深部下限側の試験結果(図-A3(a)の○の領域)を考慮せず。	3100 ~ 4100	すべてのE ₅₀ とcの相関から, E ₅₀ ≈80C.

港湾技研資料, No. 734, 1992.

- 8) 左子奇, 三村光太郎 : 底版改良を用いた山留め架構の挙動, 東京工業大学創造プロジェクト研究「都市基礎施設研究体」平成10年度 土質・基礎ユニットシンポジウム 掘削時の地盤挙動とその予測, pp. 2/7-2/12, 1998.
- 9) Lambe, T.W. : Predictions in soil engineering, *Geotechnique*, Vol.23, No.2, pp.149-202, 1973.
- 10) Ueki, H., Moue, S., Kobayashi, S. and Sekiya, K. : In site monitoring and analysis of a cut-and-cover tunnel on the Bay-Shore Route, *Proc. of Intern. Sym. on Geotechnical Aspects of Underground construction in Soft Ground*, pp.231-235, 1996.
- 11) Kubota, N., Sako, H., Morota, M. and Kojima, K. : Measures to prevent heaving during the excavation of soft ground, *Proc. of Intern. Sym. on Geotechnical Aspects of Underground construction in Soft Ground*, pp.677-680, 1999.
- 12) 山肩邦男, 吉田洋次, 秋野矩之 : 掘削工事における切バリ土留め機構の理論的考察, 土と基礎, Vol.17, No.9, pp.33-45, 1969.
- 13) 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, No. 4, pp. 95-103, 1972.
- 14) 森重龍馬: 地下連続壁の設計計算, 土木技術, Vol. 30, No. 8, pp. 79-90, 1975.
- 15) 土木学会: トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説, 1996.
- 16) 日本道路協会: 共同設計指針, 1986.
- 17) 首都高速道路公団: 仮設構造物設計基準, 1990.
- 18) 先端技術建設センター: 大深度土留め設計・施工指針(案), 1994.
- 19) 地盤工学会: 入門シリーズ 22 土圧入門, pp. 179-184, 1997.
- 20) Tsuge, H. and Tanaka, M.: Rational design method of walls for deep excavations - A survey on Japanese codes, *Proc. of Intn. Sym. on Underground Construction in Soft Ground*, pp. 313-315, 1995.
- 21) 村田修一, 北田郁夫, 坂田千秋, 左子斉, 伊藤洋: 山留め工事における逆解析事例, 第 31 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1915-1916, 1996.
- 22) 中村兵次, 平島健一: 粘性土地盤における掘削土留め工の設計用背面側土圧に関する研究, 土木学会論文集, No. 504/VI-25, pp. 147-156, 1994.
- 23) 中村兵次, 平島健一: 粘性土地盤における掘削土留め壁根入れ部の受働土圧に関する研究, 土木学会論文集, No. 528/VI-29, pp. 191-202, 1995.
- 24) 中村兵次, 平島健一: 粘性土地盤における掘削土留め壁根入れ部の平衡土圧と水平地盤反力係数に関する研究, 土木学会論文集, No. 534/VI-30, pp. 153-172, 1996.
- 25) 中村兵次, 平島健一: 下方に存在する硬い地盤の影響を考慮した掘削土留め工の水平地盤反力係数の設定方法の研究, 土木学会論文集, No. 595/VI-39, pp. 141-158, 1998.
- 26) 中村兵次, 平島健一: 粘性土地盤における掘削土留め工背面側の水平地盤反力係数と最小土圧の設定方法, 土木学会論文集, No. 665/VI-49, pp. 117-136, 2000.
- 27) Ishii, Y., Miyazaki, Y., Murata, J. and Kazama, S.: Lateral pressures acting on earth retaining systems - A survey on Japanese literature, *Proc. of Intn. Sym. on Underground Construction in Soft Ground*, pp. 283-290, 1995.
- 28) 例えば, 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp. 47, 1996.
- 29) 地盤工学会: 地盤工学・実務シリーズ 6 地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例, pp. 349-352, pp. 113-117, pp. 139-143, 1998.
- 30) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp. 236, 1996.
- 31) 鉄道技術総合研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, pp. 364, 1997.
- 32) 日本道路公団: 設計要領第二集 橋梁・擁壁・カルバート, pp. 11/23-11/24, 1998.
- 33) 永田敏秋, 田中耕一, 中川雅由: クリープ変位を考慮した土留工挙動予測システムについて, 土木学会第 45 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, III-456, pp. 948-949, 1990.
- 34) Terzaghi, K. and Peck, R.B.: *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, pp. 196-198, 1948.
- 35) 日本建築学会: 建築基礎構造設計基準・同解説, 1974.
- 36) Bjerum, L., Clausen, F.C. and Duncan, J.M.: Earth pressure on Flexible Structures, A State of the Art Report, *Proc. of 5th European conference on soil mechanics*, Vol. 2, pp. 169-196, 1972.
- 37) 田中洋行, 土田孝, 森好生, 今岡靖: 受働領域における粘性土地盤の強度について, 第 24 回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 639-642, 1989.

(2001. 5. 8 受付)

PREDICTION ON BEHAVIOR OF BRACED WALL EXCAVATION WITH FLOATING TYPE EARTH RETAINING WALL IN SOFT GROUND

Hitoshi SAKO, Jiro TAKEMURA, Kotaro MIMURA, Naoya OHKAWA
Shuji UMEMOTO, Kazumasa YAMAOKA and Yasutoshi OHNO

In this study, using Winklerian model, five different companies made attempts to predict the performance of braced wall excavation with floating type earth retaining wall in a model site. For one location, three different type of predictions were carried out without any observed data, Type A, with observed data until the second stage excavation, Type B, and with all observed data, Type C. Type D prediction was also done for the other location using the input parameters derived in the Type C prediction. By comparing the results of these predictions with the observation, discussed were effects of input soil parameters on the prediction and validity of various conditions assumed in the current design methods using Winklerian model.