

# 掘削工事における周辺地盤の簡易沈下予測手法

小島謙<sup>1</sup>・太田秀樹<sup>2</sup>・館山 勝<sup>3</sup>・飯塚 敦<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 財団法人鉄道総合技術研究所 技術開発事業本部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

<sup>2</sup>フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部開発システム工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 財団法人鉄道総合技術研究所 技術開発事業本部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

<sup>4</sup>正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1)

開削工法などの掘削工事では、周辺地盤や構造物に及ぼす変形が大きな問題となる場合がある。特に都市部における掘削工事では周辺構造物の密度は増す一方であり、十分な検討が必要となる。しかし、土留め工設計に関わる各規準においては具体的な検討手法を記述したものは少なく、どのような方法が優れているか、未だ定見はない。また、比較的煩雑な手法が多く、設計時に得られている少ない情報から容易に周辺地盤の変形を予測する手法が求められる。本研究は、モデル地盤による有限要素法解析結果と現場で計測されたデータから求めた周辺地盤への変形の影響要因を評価し、設計計算に用いるパラメータ（主として  $N$  値および土留め壁の剛性）を用いて、掘削時の周辺地盤変形を簡便に予測するための新しい手法を提案するものである。

**Key Words:** excavation, deformation, prediction, measured data, finite element method

## 1. はじめに

掘削工事では、土留め壁や掘削底面の安全性とともに、周辺地盤や周辺構造物に与える影響度が問題となる。特に、都市部での掘削工事は現場周辺に構造物が密集していること、地下埋設物が多いことから、施工に際して、変形に対する制約条件が課せられることが多い。周辺に与える影響が大きい場合には、土留め工の構造や施工方法の変更が余儀なくされるため、事前に周辺に対する変形を予測する必要がある。周辺地盤の変形を精度良く求める手法としては、有限要素法などの数値解析が有効である。しかし、解析手法が複雑である上、土質パラメータの設定に専門的な知識を要するため、設計実務における一般的な予測手法として用いられるまでに至っていない。したがって、簡便に予測できる手法の確立が望まれていた。

本論文は、モデル地盤を用いた有限要素解析及び現場計測されたデータから、変形に対する影響要因を評価し、通常、設計時に得られる基本的なパラメータを使って掘削に伴う周辺地盤の影響度を予測する手法を提案するものである。

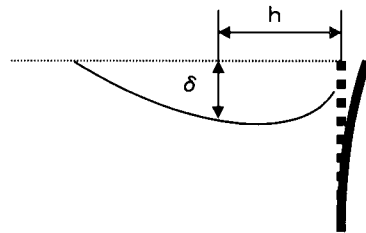


図-1 最大沈下量 ( $\delta$ ) 及び最大沈下発生位置 ( $h$ ) の説明図

## 2. 有限要素解析を用いた掘削に伴う周辺地盤の変形要因の検討

掘削に伴う周辺地盤の変形要因としては、土留め工や支保工の種類、掘削形状、地盤条件などが考えられる。しかし、個々の要因の影響度合いについては、あまり知られていない。ここでは、代表的な周辺地盤の変形要因として、土留め壁の剛性、掘削幅、根入れ長、支保工の奥行き間隔を取り上げ、有限要素法を用いたパラメトリックケーススタディを行った。なお、本論文においては周辺地盤の影響度として、図-1に示すように土留め壁背面での地盤の最大沈下量 ( $\delta$ ) 及び最大沈下量が発生した土留め壁からの水平距離 ( $h$ : 最大沈下発生位置) に注目している。解析には、土の構成式に関口と太田が提

表-1 土質パラメータ

塑性指数	20	40
グレイタシ-係数	0.051	0.074
限界応力比	1.220	1.022
非可逆比	0.917	0.917
静止土圧係数	0.524	0.608
先行圧密荷重(kN/m <sup>2</sup> )	1.0	1.0
透水係数(m/day)	$3.34 \times 10^{-3}$	$1.42 \times 10^{-3}$
有効ポアソン比	0.344	0.378

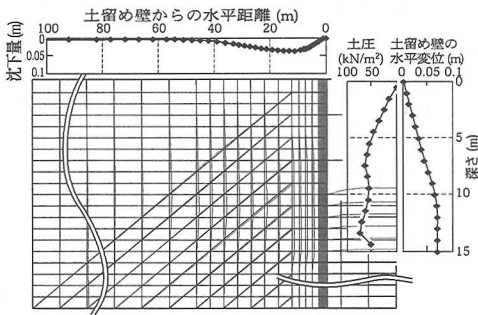


図-2 解析結果の一例 (表-3 中の NO.1 の結果)

案したモデル<sup>1)</sup>を用いた 2 次元土/水連成有限要素プログラム DACSAR<sup>2)</sup>を使用した。解析モデルは半断面とし、塑性指数 PI=20, 40 の 2 種類の正規圧密仮想地盤を考えている。入力パラメータは Iizuka and Ohta の方法<sup>3)</sup>によって、表-1 のように定めた。ここで、計算される盤膨れ量が過大となるのをおさえ、実際の経験と矛盾のないものとするため、計算では、単なる簡便な操作ではあるが、各掘削ステップごとに掘削底部(掘削底面 1m の範囲)の透水係数を表-1 の 1/100 として用いた。また、解析条件を単純化するため水位低下は掘削に伴う水位低下のみに限定し、強制的に行う水位低下工法などは条件が多岐にわたるため検討からは除外した。図-2 に解析結果の一例を示す。地盤構成、切梁の位置と本数、施工手順などによって土留め壁のみならず周辺地盤の変形は異なり、単純なモデルで全ての要因を細かく検討することは困難である。しかし、地盤の変形形状に関しては、過去に報告されている実測例<sup>例えば 3), 4), 5)</sup>と大きく矛盾してはいない。したがって、このような単純な地盤モデルを用いても、掘削周辺地盤の最大沈下量とその発生位置の相互関係の把握は可能と考えられる。

土留め壁には次の 3 つのモデルを想定し、モデル化を行った。

**モデル①:** 固体要素(弾性体)とビーム要素を組み合わせたもの(連続地中壁を模擬し、地盤改良体部を固体要素、芯材をビーム要素でモデル化したもの)。

**モデル②:** 固体要素(弾性体)のみ。

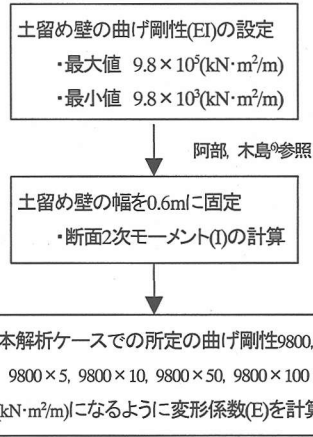
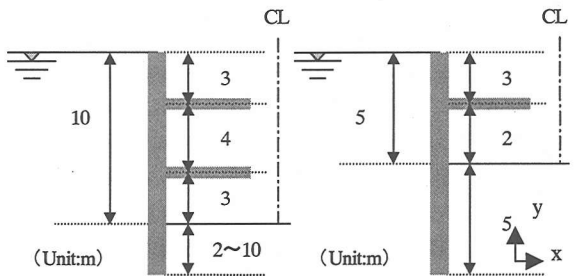


図-3 固体要素の変形係数設定フロー

表-2 土留め工部材の物性

	変形係数 E(kN/m <sup>2</sup> )	断面積 A(m <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント I(m <sup>4</sup> )
トラス要素(切梁)	$2.10 \times 10^8$	$2.40 \times 10^3$	—
ビーム要素(土留め壁)	$2.10 \times 10^8$	$1.74 \times 10^2$	$4.03 \times 10^4$
固体要素①(土留め壁)	$5.55 \times 10^5$	$6.00 \times 10^{-1}$	$1.80 \times 10^2$
固体要素②(土留め壁)	$5.55 \times 10^5 \sim 10^7$	$6.00 \times 10^{-1}$	$1.80 \times 10^2$



(a) 掘削深さ 10m の場合 (b) 掘削深さ 5m の場合

図-4 解析モデル概念図

**モデル③:** ビーム要素のみ。

ここで、モデル①と③では、設計上、土留め壁の曲げ応力をビーム要素で負担している。ケース①の地盤改良部(固体要素)の曲げ剛性は  $9800(\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m})$  とした。地盤改良体の変形係数を  $E=200q_u$ 、壁厚 0.6m と仮定すると、一軸圧縮強度( $q_u$ )は  $2645(\text{kN}/\text{m}^2)$  となり、一般的なソイルセメントの圧縮強度とほぼ同等な値となる。ケース②の固体要素の変形係数は、安部・木島<sup>6)</sup>が研究した土留め壁の曲げ剛性に関する研究を参考に、図-3 の固

表-3 解析ケース

No	塑性指数	土留め壁		掘削幅 (m)	掘削深さ (m)	根入長 (m)	支保工位置 (m)
		モデル	剛性 (kNm <sup>2</sup> /m)				
1	20,40	①	98000	10	10	5	5
2	20,40	①	9800	10	10	5	5
3	20,40	①	49000	10	10	5	5
4	20,40	①	490000	10	10	5	5
5	20,40	①	980000	10	10	5	5
6	20,40	②	98000	10	10	5	5
7	20,40	②	9800	10	10	5	5
8	20,40	②	980000	10	10	5	5
9	20,40	②	49000	10	10	5	5
10	20,40	③	98000	10	10	5	5
11	20,40	③	980000	10	10	5	5
12	20,40	①	98000	10	5	5	5
13	20,40	①	98000	15	5	5	5
14	20,40	①	98000	20	5	5	5
15	20,40	①	98000	25	5	5	5
16	20,40	①	98000	30	5	5	5
17	20,40	①	98000	40	5	5	5
18	20,40	①	98000	50	5	5	5
19	20,40	①	98000	12.5	10	5	5
20	20,40	①	98000	20	10	5	5
21	20,40	①	98000	30	10	5	5
22	20,40	①	98000	40	10	5	5
23	20,40	①	98000	50	10	5	5
24	20,40	①	98000	10	10	2	5
25	20,40	①	98000	10	10	7	5
26	20,40	①	98000	10	10	10	5
27	20,40	①	98000	10	10	5	3
28	20,40	①	98000	10	10	5	10

体要素の変形係数設定フローに従い変形係数を変動させ検討した。切梁はトラス要素を用い、軸剛性を奥行き方向の間隔に応じて、単位奥行きあたりの2次元の物性に換算した値を用いた。表-2に土留め工部材の物性を示す。

境界条件は、幾何境界として、底面では x, y 方向とも固定、側面では x 方向のみ固定とした。地下水位は地表面から 1m の位置に設定し、排水境界は、地表面のみ排水とした。図-4(a), (b)に解析モデルの概念図を示す。解析メッシュは、境界の影響がないように x, y 方向ともに 100m とした。対象としたパラメータは、①土留め壁剛性、②掘削規模(幅、深さ)、③支保工位置、④根入れ長の4種類とし、表-3に示す28パターンのケーススタディを実施した。表中、土留め壁のモデル欄は前述のモデル①~③、支保工位置欄は支保工の奥行き方向の間隔である。

(1) 土留め壁剛性に関する検討(解析 No. 1~11(表-3))

土留め壁剛性による影響を確認するために、土留め壁の剛性を 9800~9800×100(kN・m<sup>2</sup>/m)の間で5種類の剛性を設定するとともに、土留め壁のモデル化の違いに

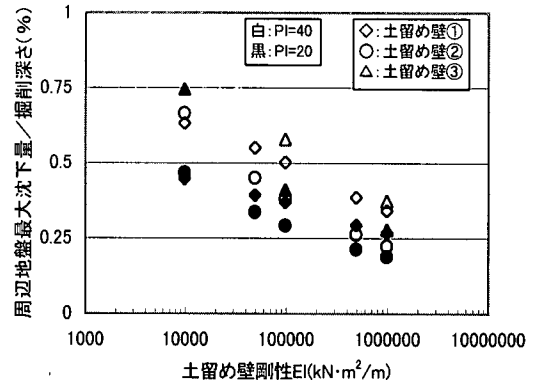


図-5 土留め壁剛性と最大沈下量の関係

についても検討した。土留め壁剛性の違いによる周辺地盤の最大沈下量を図-5に示す。横軸には土留め壁剛性(EI)を対数で示し、縦軸には周辺地盤の最大沈下量を掘削深さで無次元化して示している。土留め壁剛性の増加に従い、周辺地盤の最大沈下量がほぼ線形的に減少する。土質の違いによる差も見られるが、全体的には最大沈下量は土質の違いよりは、土留め壁のモデル化の違いによって差が生じている。最大沈下量を土留め壁のモデル化のケースで示すと、

$$\text{モデル③} > \text{モデル①} > \text{モデル②}$$

(ビーム要素) (固体+ビーム要素) (固体要素),

の順に小さくなった。

また、土留め壁剛性の違いによる最大沈下量の変化率(傾き)は、土留め壁のモデル化の違いによって変化する。最大沈下量の変化率は、土留め壁モデルが、固体+ビーム要素(モデル①)で最も小さく、土留め壁剛性が10倍増加することにつれて、最大沈下量/掘削深さの値は0.1%程度減少する。固体要素のみ(モデル②)とビーム要素のみ(モデル③)は、ほぼ同じ変化率であり、土留め壁剛性が10倍増加することにつれて、最大沈下量/掘削深さの値は0.2%程度減少する。いずれにしても、土留め壁剛性を100倍程度と大きく増加させたとしても、最大沈下量/掘削深さは最大で0.4~0.5%程度しか減少しない。これは後述する掘削幅に対する影響と比べると小さい。したがって、土留め壁剛性の違いによる最大沈下量への影響は大きくないと言える。

土留め壁剛性の違いによる周辺地盤の最大沈下発生位置を示したのが、図-6である。土留め壁剛性の増加につれ最大沈下発生位置は、若干土留め壁から遠ざかる。しかし、いずれのケースも最大沈下発生位置の違いはわずかであり、土留め壁剛性との関連性はあまり見られなかった。

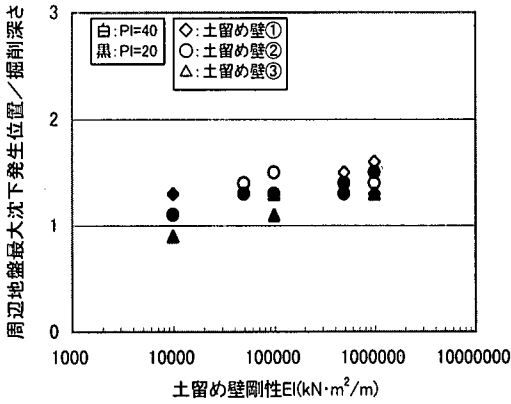


図-6 土留め壁剛性と最大沈下量発生位置の関係

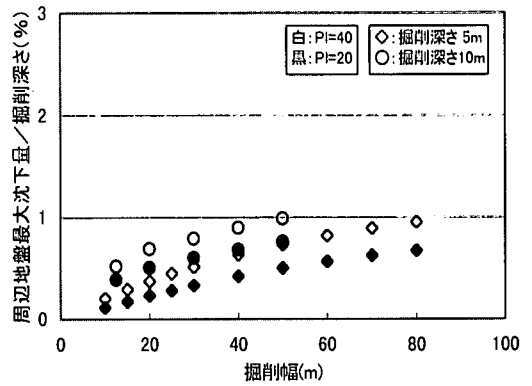


図-7 掘削幅と最大沈下量の関係

### (2) 掘削幅に関する検討 (解析 No. 1, 12~23)

掘削幅が最大沈下量に与える影響を評価するため、土質及び掘削深さを変えて解析を実施した。図-7 は掘削幅と掘削深さで無次元化した最大沈下量の関係である。掘削幅は 10~80m まで変化させた。掘削幅が増加するにつれて、最大沈下量が増加するが、最大沈下量の変化率(傾き)は掘削幅が大きくなるにつれ徐々に減少していく。最大沈下量は土質や掘削深さで異なり、同一断面でも PI=40 の方が PI=20 の場合より大きく、また同じ土質であっても掘削深さの深い方が大きくなった。ただし、掘削幅が 20m 広がると、縦軸は 0.2%~0.3%変化していることから、掘削幅が 5m 広がると縦軸は 0.04%~0.06%程度の変化があるのに対して掘削深さが 5m 大きくなると縦軸は 0.2%~0.3%変化することから、掘削深さに対する最大沈下量は、掘削幅よりも掘削深さに敏感であることがわかる。最大沈下量/掘削深さは掘削幅が増すにつれ最大で約 0.9%増加し、土留め壁剛性に比べ、最大沈下量に与える影響が大きい。

図-8 に掘削幅と掘削深さで無次元化した最大沈下発生位置の関係を示す。掘削幅が増加するにつれて、最大沈下発生位置が土留め壁からより離れた位置となる。土質の違いによる差はあまりない。掘削深さに着目すると、掘削深さの浅い方が最大沈下発生位置/掘削深さの値が大きい。これは、掘削深さの違いでは最大沈下発生位置そのものの値にあまり差がないため、掘削深さに対する比率は掘削深さの浅い方が大きくなったためである。最大沈下発生位置の変化率を見ると、掘削幅が狭いならば(30m 程度まで)最大沈下発生位置は線形的に増加するが、それ以上は増加率が非常に小さくなり、変曲点が存在するようである。加えて、掘削幅が 30m 程度までであれば土留め壁から 20m 程度以内に最大沈下が発生し、掘削が周辺に与える影響範囲は比較的狭くなる。

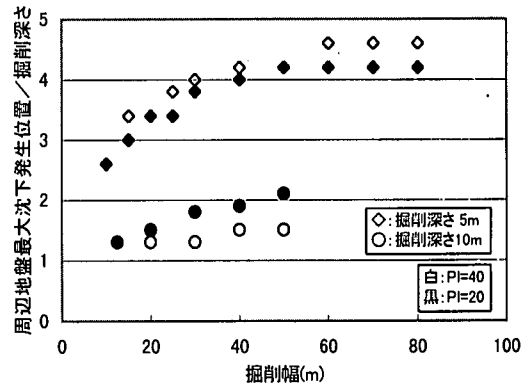


図-8 掘削幅と最大沈下発生位置の関係

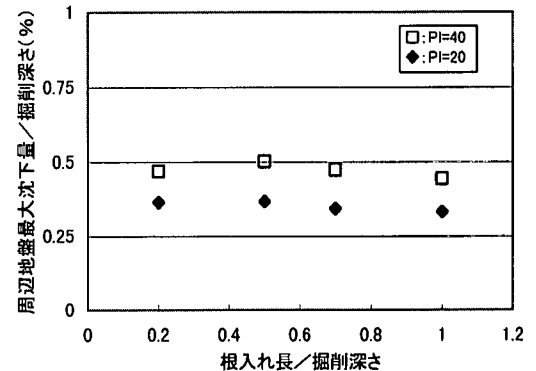


図-9 根入れ長と最大沈下量の関係

### (3) 根入れ長に関する検討 (解析 No. 1, 24~26)

根入れ長に対する検討では、2, 5, 7, 10m と変えた 4 種類の根入れ長について解析を行った。掘削深さで無次元化した根入れ長と最大沈下量との関係を図-9 に示す。土質の違いによって最大沈下量の値は異なる。しかし、根入れ長の違いによる最大沈下量の差はほとんど見られない。

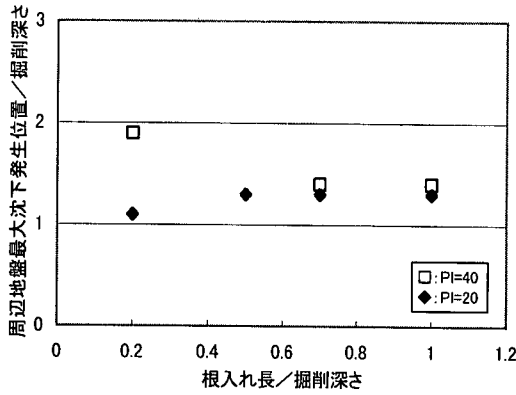


図-10 根入れ長と最大沈下発生位置の関係

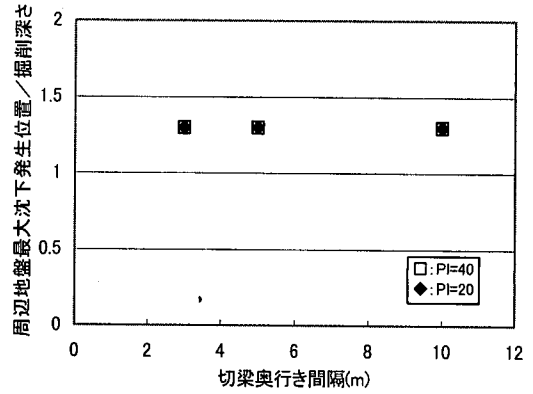


図-12 切梁奥行き間隔と最大沈下発生位置の関係

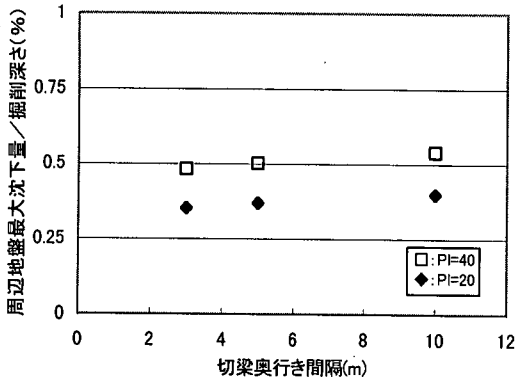


図-11 切梁奥行き間隔と最大沈下量の関係

図-10には、掘削深さで無次元化した根入れ長と最大沈下発生位置との関係を示す。掘削深さに対する根入れ長の割合が0.2では、解析値に違いが見られるものの、土質や根入れ長の違いによる最大沈下発生位置の差はほとんどないと判断される。

#### (4) 支保工に関する検討 (解析 No. 1, 27~28)

支保工には鋼製切梁を用いるものとし、奥行き方向の間隔を3, 5, 10mと変えた3種類のケースについて支保工の影響を検討した。ただし、奥行き方向の間隔の違いは、単位奥行きあたりの切梁剛性の変化として考えている。切梁はトラス要素でモデル化し、その入力値は表-2の通りである。土留め壁剛性の違いによって支保工の影響も変わるのであるが、ここでは問題を単純化して1種類の土留め壁剛性に対してのみ切梁の影響を検討している。

図-11に切梁奥行き間隔と掘削深さで無次元化した最大沈下量との関係を示す。土質の違いによって最大沈下量の値は異なる。しかし、切梁奥行き間隔の違いによる最大沈下量の変化は、ほとんど見られない。

表-4 データ調査項目

	地盤特性	土留め工特性	施工条件	計測結果
調査項目	地盤種別 地盤強度 地盤改良 地下水位 水位低下	土留め壁種別 曲げ剛性 根入れ長 支保工種別	掘削幅 掘削深さ 掘削工法 掘削工程	周辺地盤変形 土留め壁変形

図-12には、切梁奥行き間隔と掘削深さで無次元化した最大沈下発生位置との関係を示す。土質や、切梁奥行き間隔の違いによって最大沈下発生位置は、ほとんど変化しない。

#### (5) 有限要素解析結果のまとめ

有限要素解析から掘削に伴う周辺地盤変形の要因をまとめると、最大沈下量では①掘削幅、②土留め壁剛性、③土質の順に影響し、根入れ長、支保工の奥行き間隔にあまり影響しないことが解った。最大沈下量に影響する要因の中では、特に掘削幅の影響が大きかった。また、土留め壁剛性の大きさと土留め壁のモデル化によって解析結果が異なり、土留め壁のモデル化について慎重な考慮が必要であると考えられる。

最大沈下発生位置は掘削幅への依存度が大きく、今回検討した他の要因(土質、土留め壁、根入れ長、支保工)に対しては大きな差が生じなかった。

### 3. 現場データによる周辺地盤変形予測手法の検討

#### (1) 現場計測データの概要

本検討においては、鉄道における掘削現場のアンケート調査を中心とし、文献などの調査も併せて収集した42件のデータ<sup>7)</sup>を用いた。検討目的は掘削に伴う周辺地盤の変形予測であることから、調査項目を地盤(土質)特性、土留め工特性、施工(掘削)条件に分類し、それ

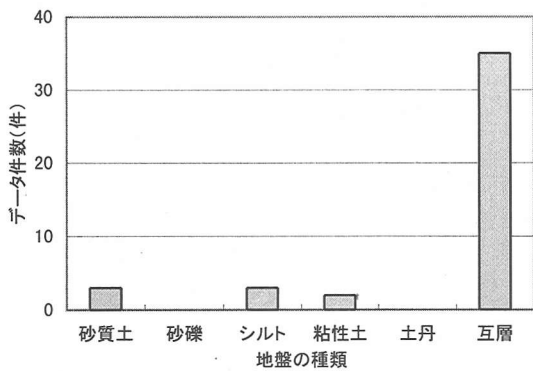


図-13 地盤の種類による分類

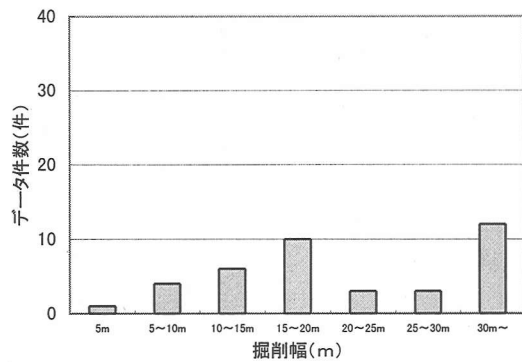


図-15 掘削幅による分類

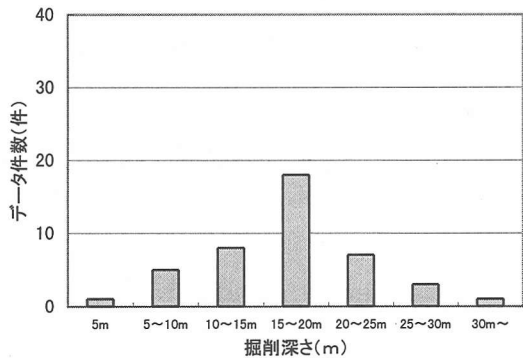


図-14 掘削深さによる分類

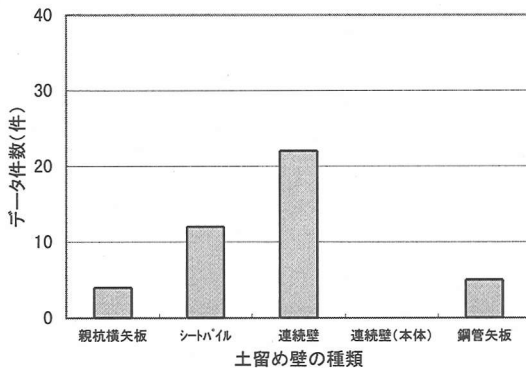


図-16 土留め壁の種類別による分類

それぞれについて4~5の項目を抽出し設定した。表-4に調査項目の一覧を示す。調査結果のうち代表的なものを図-13~17に示す。地盤の違いで分類すると図-13となる。地盤は掘削領域及び根入れ先端部までの地層構成が単一層であれば、それぞれ砂質土や粘性土などとし、それ以外は全て互層地盤とした。全データの約80%が互層であり、単一な地層は各々2~3事例であった。図-14, 15は掘削規模(掘削深さ、掘削幅)で分類した結果である。図-14から、掘削深さが5~30mの間に全データの約95%が分布しており、15~20mの中規模程度の深さが多いことが解る。図-15に示されるように、比較的広範囲にわたるデータが得られている。土留め壁の種類別に分類した結果が図-16である。ソイルセメントやモルタルなどによる改良体とH鋼などの芯材からなる地中連続壁を用いた場合が最も多く、他にシートパイルや親杭横矢板、鋼管矢板が使用されていた。

図-17には支保工が使用されていた場合の支保工の種類を示すが、大部分が切梁方式であり、アースアンカーを用いたものや切梁及びアースアンカー、切り梁及び逆巻き工法など複数の工法を複合的に用いたものは数例であった。本論文では、地下水位やその低下に関する調査

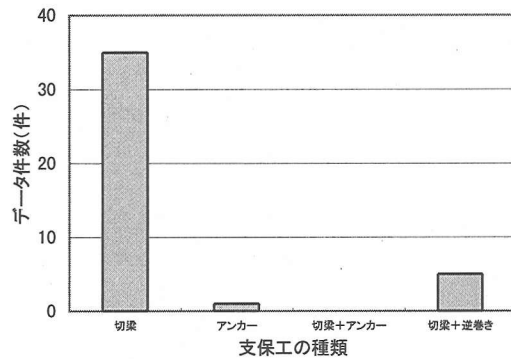


図-17 支保工の種類別による分類

を実施したが、収集したデータから個々の評価に取り込めるほど、これらの情報を正確に得ることのできるものは、少なかった。したがって、今回のデータ分析には検討項目として考慮できなかった。また、水位低下工法においても、水位低下工法を実施したものと実施しないものが混在している。よって、水位低下を無視してはいいないが、水位低下のみを要因として抽出してはいいない。

言えよう。

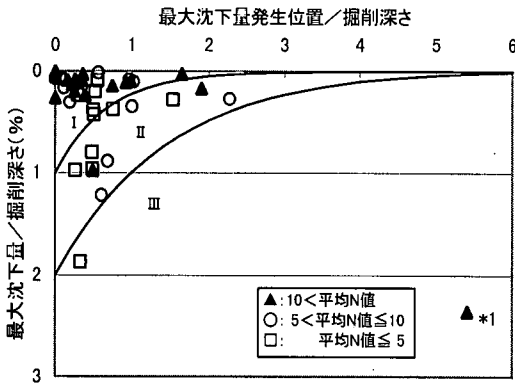


図-18 Peck の手法による分類

## (2) Peck による分類

掘削に伴う周辺地盤変形に関する代表的な研究として Peck による分類<sup>9)</sup>がある。Peck は、周辺地盤の沈下量とその発生位置との関係について、地盤の硬軟や施工の巧拙による分類を行っている。そこで本調査で得られたデータを Peck の図を用いて整理を行い、調査したデータの妥当性を検討した。しかし、図-13 に示すように今回の検討対象地盤はほとんどが互層地盤であるため、Peck の図による整理を行うにあたり、掘削対象地盤全体の地盤強度に対する指標を設定する必要がある。そこで、地層毎の N 値を層厚による重み付けをして平均化した N 値 (平均 N 値: 式(1)) によって分類することにした。ここで、 $N_i$  は i 層の N 値、 $H_i$  は i 層の層厚、 $H$  は掘削深さ+根入れ長である。ただし、地盤層序に伴い N 値の分布性状の違いは考慮されていない。

$$\bar{N} = \frac{\sum (N_i \cdot H_i)}{H} \quad (1)$$

図-18 に Peck の分類を用いた本データの整理結果を示す。Peck が示す領域 I (砂、硬い粘土) に本データ中の良質な地盤である平均 N 値=10 以上のデータの約 80% が分布している。また、Peck の分類で軟弱な地盤とされる領域 II、領域 III に本データの軟弱な地盤である平均 N 値=10 未満のデータの約 60% が分布している。これらの領域から大きくはずれたデータは 1 件しかなかった。図-18 中の \*1 印のデータが分類から大きくはずれているが、これは厚さ 9.0m に及ぶ軟弱地盤における施工例 (掘削深さ 4.25m, 根入れ長 11.25m) であって、他の施工例に比べ、特に特異な点を見いだすことはできなかった。Peck は固い良質な地盤を分類 I、軟弱になるほど分類 II、III と分け、最大沈下量とその発生位置を図-18 の形で示している訳であるが、本論文で収集したデータは Peck が示した分類と良い整合を示している

## (3) 周辺地盤の変形予測

設計時には、施工計画に必要とされるため現場条件、土留め工特性、施工 (掘削) 条件に関して多くの情報を得ることができる。一方、地盤特性については室内土質試験によって粘着力や内部摩擦角、一軸・三軸圧縮強度など強度定数が求められている場合もあるが、そのような現場はあまり多くない。たとえ室内土質試験が行われている場合でも、極めて軟弱な層など、設計上問題となる地層に対してのみ実施されていることが多く、対象地盤全体に対して調べられている例は稀である。したがって、地盤特性で確実に得られる情報は単位体積重量、N 値、地層構成程度であると考えられる。そこで N 値を中心にデータ整理を実施し、掘削に伴う周辺地盤の変形との関係性を評価することとした。

掘削工事における周辺地盤の変形は、地盤-土留め工-施工の複合的な要因によって生じる。本検討では、掘削に伴う周辺地盤の変形に起因すると想定される要因を前節で実施した有限要素解析結果も考慮に入れ、①N 値、②土留め壁剛性  $EI$  ( $\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ )、③掘削幅 (m)、④掘削深さ (m)、⑤根入れ長 (m)、⑥支保工数量 (本)、⑦根入れ部地盤強度とし、個々に対する影響度を評価した後、予測に用いる指標パラメータを決定することにした。以降においては有限要素解析結果同様、最大沈下量<sup>9)</sup>とその発生位置 (影響範囲)<sup>10)</sup>に分けて予測手法を提案する。

### a) 周辺地盤の最大沈下量に対する検討

掘削工事の設計において、掘削対象地盤が軟弱地盤であれば土留め壁の安定性 (施工の安全性)、周辺への影響を考慮して剛性の高い土留め壁を用いることが多い。逆に、地盤が安定していれば、比較的簡易で経済的な土留め壁を使用する。このように地盤の強度と土留め壁の剛性には関連性がある。したがって、ここでは地盤強度や土留め壁剛性を単独で評価せず、地盤強度 N 値と土留め壁剛性 EI の積を用いることとした。また、地盤強度を示す N 値は大崎<sup>11)</sup>の式や Dunham<sup>12)</sup>の式に示されるように  $\sqrt{N}$  の値が地盤の強度を示す他のパラメータ値と相関性が高いことから、 $\sqrt{N}$  の値を採用することとし、 $\xi = (\sqrt{N_i}) \cdot H_i \cdot EI / H$  ( $\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ ) を評価パラメータとして設定した。ここで  $\xi$  を等価剛性と呼ぶこととする。図-19 は縦軸に周辺地盤の最大沈下量を掘削深さで除し無次元化したもの、横軸に等価剛性  $\xi$  を示す。同様に、図-20~22 は縦軸に周辺地盤の最大沈下量/掘削深さとし、横軸を根入れ長/掘削深さ、掘削幅/掘削深さ、掘削深さ/支保工本数 (m/本) (支保工の分担距離) として整理したものである。これらの関係図には、発生位置や変形形状の情報は含まれていない。また図中の点線はデータの分布傾向を示すため想定線を仮に描いてみた。

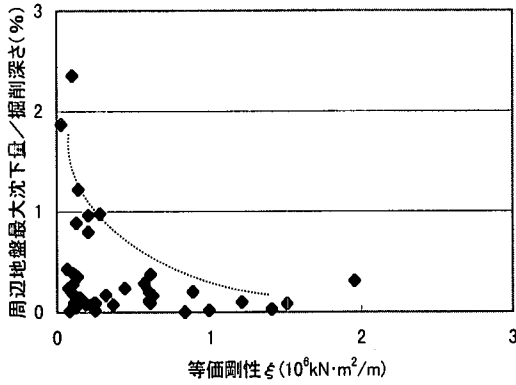


図-19 等価剛性ξと最大沈下量の関係

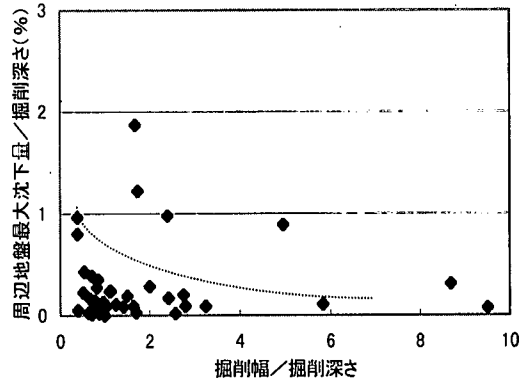


図-21 掘削幅と最大沈下量の関係

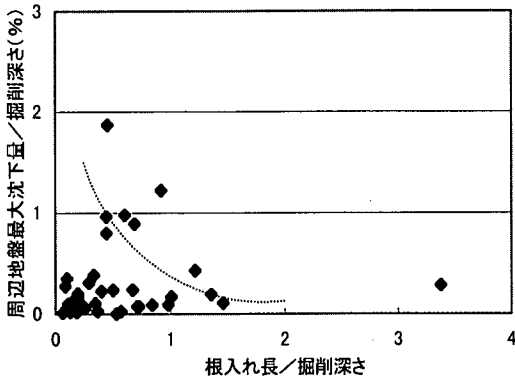


図-20 根入れ長と最大沈下量の関係

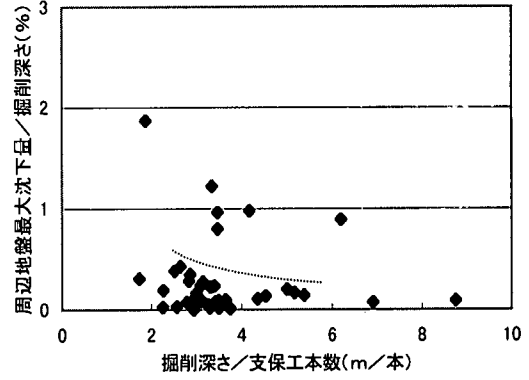


図-22 支保工数量と最大沈下量の関係

図-19, 20, 21 から解るように周辺地盤最大沈下量は、等価剛性ξ、根入れ長、掘削幅に対して相関性が見られ、等価剛性ξの小さいもの、掘削深さに対する根入れ長の割合が少ないもの、同じ掘削幅に対して掘削深さの大きいものほど沈下量が大きくなる傾向が見られる。支保工の分担距離に関しては、分担距離そのものに大きな差があまりない(2~4m/本)ことから、最大沈下量との明確な関係は得られなかった。また、前述した解析結果からも①掘削幅、②土留め壁剛性、③土質が大きく影響することが解っている。

以上の結果から、周辺地盤の最大沈下量に影響すると考えられる等価剛性ξ、根入れ長、掘削幅の3要因から、式(2)に示すパラメータξを定義し、最大沈下量との関係を整理することにする。式中、N<sub>i</sub>はi層のN値、H<sub>i</sub>はi層の層厚、Hは掘削深さ+根入れ長、H<sub>e</sub>は掘削深さ、lは根入れ長、wは掘削幅、Eは土留め壁の変形係数、I

$$\xi = \xi \cdot \frac{lw}{H_e^2} = \frac{\sum (\sqrt{N_i} \cdot H_i) l \cdot w}{H} \frac{EI}{H_e^2} \quad (2)$$

表-5 根入れ先端の地盤強度分類

分類	地盤	N値
軟	砂質土	10未満
	粘性土	5未満
中	砂質土	10以上20未満
	粘性土	5以上10未満
硬	砂質土	20以上
	粘性土	10以上

は土留め壁の断面2次モーメントである。

ここでξを相対剛性と呼ぶこととする。また、周辺地盤の変形は根入れ長とともに、根入れが定着している地盤の強度によっても変形量が変わる<sup>19)</sup>。そこで、表-5に示すような、N値の違いによって硬、及び中・軟と根入れ部先端の地盤強度を分類し、相対剛性と最大沈下量の関係を示したものが図-23である。この図から、図-19, 20, 21の傾向と同様に、相対剛性ξの値が小さいほど沈下量が大きくなり、根入れ部先端の地盤強度が小さい程、沈下量は大きくなっている。相対剛性ξの値が10<sup>6</sup>より大きくなると、根入れ部先端の地盤強度によらず最大沈



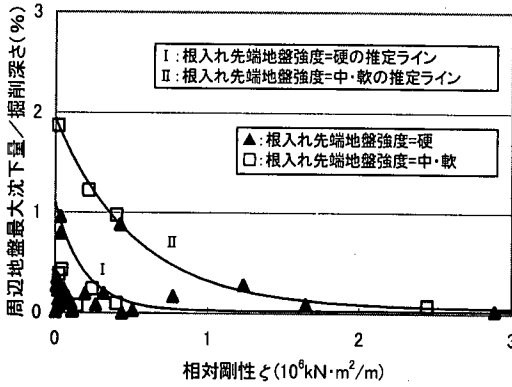


図-23 最大沈下量推定図

下量は非常に小さくなり、最大沈下量／掘削深さの値は、0.3%程度となる。以上の結果より、相対剛性 $\xi$ と根入れ部先端の地盤強度別に周辺地盤の最大沈下量の推定ライン(図中ラインI, II)を目視で引くと図中の実線になる。この推定ラインを仮定できれば、掘削に伴う周辺地盤の最大沈下量を、対象地盤の平均N値、土留め壁の剛性、根入れ長、掘削幅、掘削深さ、根入れ部先端の地盤強度(N値)から、概略、推定することができる。

b) 周辺地盤の最大沈下発生位置に対する検討

掘削における最大沈下発生位置の予測手法の検討も、最大沈下量の予測手法の検討と同様に、等価剛性 $\xi$ をもとに実施した。図-24に、縦軸に周辺地盤の最大沈下発生位置を掘削深さで除し無次元化した値、横軸に等価剛性 $\xi$ ( $=\sqrt{N \cdot EI}$ ( $kN \cdot m^2/m$ ))の関係を示す。最大沈下発生位置は、最大沈下量が発生した地点を土留め壁からの距離で示している。同様に、図-25~27は横軸を根入れ長／掘削深さ、掘削幅／掘削深さ、掘削深さ／支保工本数(m/本)として整理したものである。なお、これらの関係図では変形量や変形形状は考慮されていない。図-24より周辺地盤の最大沈下発生位置は、等価剛性 $\xi$ に対して、図-19に見られる程の明確な相関関係は見られない。また、根入れ長／掘削深さ、掘削幅／掘削深さもほぼ同様な関係となっている。掘削深さ／支保工本数に対しては、更にばらつきが多く相関関係を見いだすことができない。したがって、相対剛性 $\xi$ で周辺地盤最大沈下発生位置を分類することは叶わないようである。しかし、等価剛性 $\xi$ の小さいものほど最大沈下発生位置が土留め壁から遠い位置となり、掘削現場からより離れた地点まで掘削による影響が及ぶことが見てとれるため、図-24を掘削幅の違い(掘削幅 $\geq 30m$ , 掘削幅 $< 30m$ )で再分類してみると図-28を得る。図中には、掘削幅の違いにより、目視で2本の分類線で描いてみた。図-23ほどの相関性は得られないが、周辺地盤最大沈下位置を、概略示すものとなっている。先に述べた有限要素解析の結果から、こ

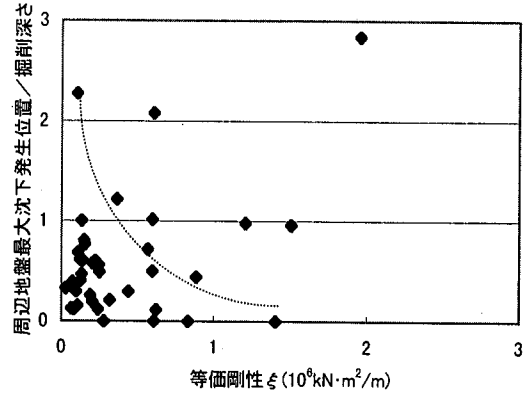


図-24 等価剛性 $\xi$ と最大沈下発生位置の関係

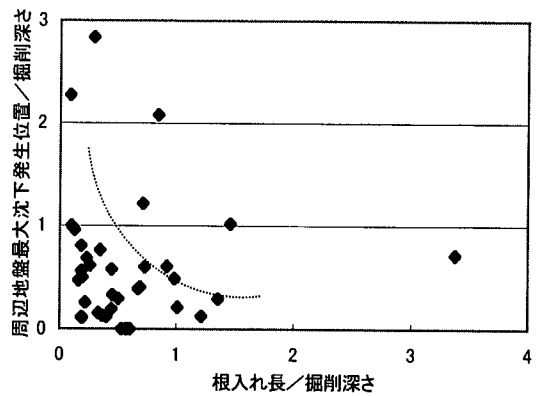


図-25 根入れ長と最大沈下発生位置の関係

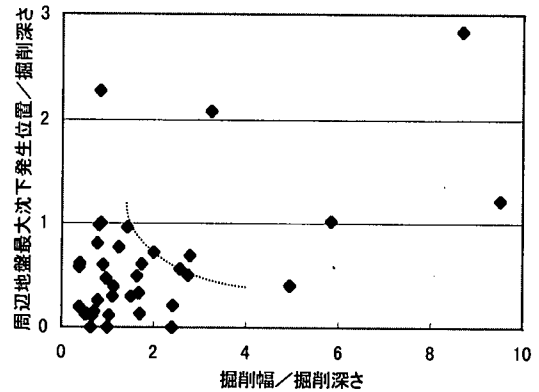


図-26 掘削幅と最大沈下発生位置の関係

の2本の分類線を仮定した。すなわち、掘削幅が最大沈下発生位置に大きく関係し、掘削幅が30m未満であると、最大沈下発生位置が20m程度以内となり、土留め壁から離れた位置まで影響が及ばないことから、最大沈下発生位置を推定する際において掘削幅30mを境界として分類することとした。図-28に等価剛性 $\xi$ と掘削幅

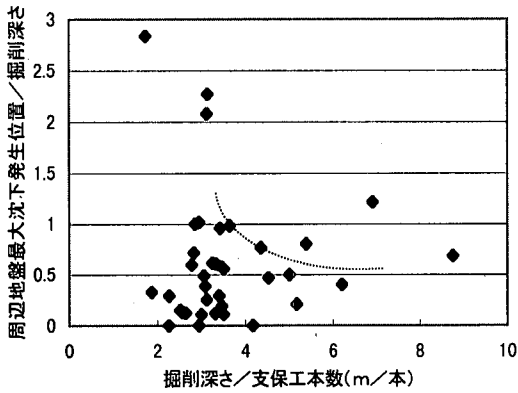


図-27 支保工数量と最大沈下発生位置の関係

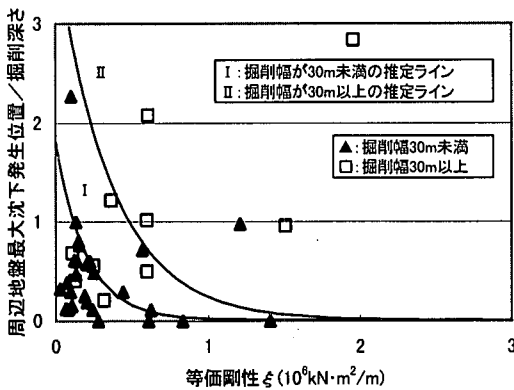


図-28 最大沈下発生位置推定図

を用いた最大沈下発生位置の推定図を示す。掘削幅が 30m 未満の場合にはライン I、30m 以上の場合にはライン II を使用することにより、対象地盤の N 値と土留め壁剛性からなる等価剛性  $\xi$  から最大沈下発生位置を概略的にはあるが、推定することができる。また、等価剛性  $\xi > 10^6 (\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m})$  となると、影響範囲が狭くなり、掘削幅が 30m 以上の大きい場合でも最大沈下発生位置は掘削深さの 30% 以内と、比較的土留め壁の近傍に収まることが予測できる。

#### 4. 結論

掘削に伴う周辺地盤の影響を最大沈下量と最大沈下発生位置に代表させて、有限要素解析と現場計測データをもとに、変形要因及び推定方法の検討を実施した。その結果、周辺地盤に与える主要な影響要因としては最大沈下量の場合には土質、土留め壁剛性、掘削幅に、最大沈下発生位置の場合には掘削幅に影響することが解った。また、土留め壁のモデル化の方法によって解析値に違いがあることが確認された。しかし、解析では差が現れなかった

根入れ長は根入れ地盤部の地盤強度によってその効果が大きく変化し、現場においては地盤改良を行うことも多いことから、必ずしも影響要因外であるとは言えない。今後計測される現場データとの相違も生じる可能性がある。しかしながら、本論文によって 最大沈下量、最大沈下発生位置は、設計時に用いられる定数をもとに構成された 2 つのパラメータ等価剛性  $\xi$ 、相対剛性  $\zeta$  を用いて図-23 及び、図-28 から推定することが可能となった。

ここでの簡易予測手法はあくまでも設計時における 1 次予測手法であり、おおまかな予測の域を出ない。支保工の効果に関しても、実際には 3 次元配置であるものを 2 次元解析に置き換えていることによる影響を評価する必要がある。さらに、解析上では評価することが難しい現場固有の諸条件に起因する種類の要因を個々には検討していない。掘削に伴う周辺地盤の沈下量及びその発生位置を概略的にでも簡易に推定する方法の考察を主目的にしたためであるが、今後、より詳細なデータの蓄積により精度の向上を図る予定である。

謝辞：本研究を進めるにあたり、日本鉄道建設公団、JR 各社、及びその他の鉄道事業者の方々から現場データを提供していただいた。末筆ながら深甚の謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9<sup>th</sup> ICSMFE, Tokyo, pp. 229-239, 1977.
- 2) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soil and Foundation, Vol27, No.3, pp. 71-87, 1987.
- 3) 山留め架構の設計・施工に関する研究委員会：委員会報告、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. 1-198, 1998.
- 4) 大杉文哉, 嵐山正樹, 青野日出男, 荻谷光也, 池田正基, 依田修：地下水位の高い砂質地盤における近接根切り工事の施工報告, 第 25 回土質工学研究発表会, pp. 1529-1530, 1990.
- 5) 飯田裕一, 青柳隆之, 国吉秀城：隣接施工における山留め計測と解析, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp. 1615-1616, 1999.
- 6) 安部裕, 木島詩郎：軟弱粘性土地盤の大規模掘削工事における周辺地盤の沈下について, 第 12 回土質工学研究発表会, pp. 1161-1164, 1977.
- 7) 小島謙一, 舘山勝, 小山幸則：開削工事に伴う背面地盤の変状データ分析, 根切り・山留めの設計・施工に関するシ

- ンポジウム, pp. 273-276, 1998.
- 8) Peck, R.B. : Deep excavations and tunneling in soft ground, Proc. 7<sup>th</sup> ICSMFE, pp. 225-290, 1969.
  - 9) 小島謙一, 太田秀樹, 館山勝 : 現場計測データを用いた掘削工事における周辺地盤の変形量予測手法の検討, 第34回地盤工学研究発表会, pp. 1595-1596, 1999.
  - 10) 小島謙一, 太田秀樹, 館山勝 : 現場計測データを用いた掘削工事における周辺地盤変形の影響範囲予測手法の検討, 第54回土木学会年次学術講演会, pp. 318-319, 1999.
  - 11) 北沢五郎, 竹山謙三郎, 鈴木好一, 大河原春雄, 大崎順彦 : 東京地盤図, 技報堂, 1959.
  - 12) Dunham, J.W. : Pile foundations for buildings, Proc. ASCE, Vol. 80, Separates No.385, Soil mechanics and foundation Div., pp.1-21, 1954.
  - 13) 小島謙一, 館山勝 : 掘削工事における背面地盤変形解析, 第53回土木学会年次学術講演会, pp.470-471, 1998.

(1999. 9. 13 受付)

## A SIMPLE METHOD OF BACK-FILL SETTLEMENT ASSOCIATED WITH EXCAVATION WORK

Kenichi KOJIMA, Hideki OHTA, Masaru TATEYAMA and Atsushi IIZUKA

The prediction of back-fill settlement due to the excavation work is getting important, particularly in the urban area. The finite element simulation would be a suitable choice to answer it. However, it is not feasible in practice to carry it out because input parameters needed in the F.E. simulation are not provided in advance in the stage of design work. This paper proposes a simple prediction method of the back-fill settlement due to the excavation work. The proposed method is built based on a lot of monitored data obtained from sites and the numerical results obtained from a series of F.E. simulations for imaginary excavation sites. It is designed to be simple and useful in the stage of design work. This method consists of two parts, prediction of the maximum amount of back-fill settlement and prospect of the distance from the retaining wall.