

## 深い掘削土留工の設計手法について STUDY ON DESIGN METHOD FOR EARTH RETAINING STRUCTURE HAVING DEEP EXCAVATION

鬼頭 誠\*・坂井 五郎\*・青木一二三\*・垣田 繁一\*\*・三浦 正宣\*\*\*  
Makoto KITO, Goro SAKAI, Hifumi AOKI, Kin-ichi KAKITA and Masayoshi MIURA

In recent years, earth retaining structure has been constructed on a large scale in the deep underground of urban areas to make a subway construction to the greater depth. However, there is not yet any established standard of design method for the temporary structure having deep excavation.

This paper mentions the design method for the earth retaining structure applicable to the deep excavation, making a comparative study of passive earth pressure by using both theoretical and practical approaches.

Keywords: earth retaining structure having deep excavation, passive earth pressure, design method

### 1. まえがき

近年、掘削土留工は大規模・大深度のものとなり、土留壁を洪積地盤に根入れすることが多い。N値 $>50$ の洪積砂質土地盤において、最近蓄積されつつある不攪乱試料による三軸圧縮試験結果から、内部摩擦角 $\phi$ はN値から推定した値より小さいが粘着力 $c$ は無視できないほどであることがわかってきており、洪積地盤における主働側圧の設定方法について研究されている<sup>1), 2), 3)</sup>。掘削土留工の設計において、従来の各種基準では、受働土圧は粘性土地盤がランキン・レザール式、砂質土地盤がクーロン式で壁面摩擦角 $\delta$ を調整して実測値との整合を取っているようであるが、受働土圧のみに着目して実測値で検証した事例<sup>4)</sup>は少ない。

このことから、深い掘削土留工の設計における受働側圧について、理論的比較検討を加えるとともに、土質試験によって得られた $\phi$ 、 $c$ を用いる受働土圧算定式の提案を行い、その妥当性を実測値との比較検討により検証し、設計への適用性を確認する。

### 2. 洪積砂質土地盤の土質定数

設計に用いる土質定数は、従来、粘性土の場合内部摩擦角 $\phi = 0$ 、砂質土の場合粘着力 $c = 0$ としているが、洪積砂質土地盤において、最近蓄積されつつある不攪乱試料による三軸圧縮試験結果から、内部摩擦

---

\* 正会員 日本鉄道建設公団 設計室      \*\*\*正会員 日本鉄道建設公団 北陸新幹線建設局  
\*\* 日本鉄道建設公団 設計室

角φはN値から推定した値より小さいが粘着力cは無視できないほどである。

表－１は、東京の地質関係文献等を収集・整理した125箇所のボーリングより、洪積砂質土地盤の三軸圧縮試験（CD試験）の試験データを地質毎にデータ数、平均値、標準偏差を表したものである。

表－２は、最近、新宿付近で行った地質調査の三軸圧縮試験結果より、土質工学会「土質試験の方法と解説」の最小二乗法を用いてCD試験結果を整理したものである。

表－１ 試験データその１（東京都内）

| 地 質 名                | 個数 | 内部摩擦角 $\phi_a$ (deg) |      |          | 粘着力度 $c_a$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) |      |          |
|----------------------|----|----------------------|------|----------|-----------------------------------|------|----------|
|                      |    | 範 囲                  | 平均値  | $\sigma$ | 範 囲                               | 平均値  | $\sigma$ |
| 東京層 T <sub>os</sub>  | 13 | 36.4～45.0            | 39.2 | 2.4      | 0.0～0.80                          | 0.19 | 0.29     |
| 江戸川層 E <sub>ds</sub> | 28 | 30.7～42.5            | 37.8 | 3.2      | 0.0～1.60                          | 0.26 | 0.42     |
| 上総層群 K <sub>hs</sub> | 10 | 32.6～39.2            | 36.6 | 2.5      | 0.34～1.62                         | 0.79 | 0.53     |

表－２ 試験データその１（東京都新宿付近）

| 地 質 名                | 個数 | 内部摩擦角 $\phi_a$ (deg) |      |          | 粘着力度 $c_a$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) |      |          |
|----------------------|----|----------------------|------|----------|-----------------------------------|------|----------|
|                      |    | 範 囲                  | 平均値  | $\sigma$ | 範 囲                               | 平均値  | $\sigma$ |
| 東京層 T <sub>os</sub>  | 7  | 31.5～41.1            | 37.0 | 3.6      | 0.15～1.12                         | 0.60 | 0.35     |
| 江戸川層 E <sub>ds</sub> | 25 | 30.6～40.8            | 35.9 | 2.3      | 0.11～1.26                         | 0.68 | 0.38     |

文献２）では、CD試験結果の内部摩擦角φ<sub>a</sub>を用いて、実測主働土圧をランキン・レザール式により逆算した粘着力cとCD試験結果の粘着力c<sub>a</sub>がほぼ一致することから、不攪乱試料によるCD試験結果から求められた粘着力と内部摩擦角によって洪積砂質土地盤の主働土圧が評価できるとしている。

CD試験結果による内部摩擦角φ<sub>a</sub>は、従来のN値から推定する内部摩擦角φより小さく、N値>50の洪積地盤においては過大なφを与えることになる。鉄道においては、有効上載圧(σ<sub>v</sub>′)を考慮して求める(1)式を用いており、図－１に示すとおり、CD試験によるφ<sub>a</sub>と良い対応を示すことがわかる。

$$\phi = 1.85 \{ N / (\sigma_v' + 0.7) \}^{0.6} + 26 \dots\dots\dots (1)$$

以上より、洪積砂質土地盤における主働土圧は、不攪乱試料によるCD試験結果から求められた土質定数を用いることにより、実測主働土圧を評価できることが理解できる。受働土圧についてもCD試験結果を用いた土圧の適切な評価が重要であると考える。

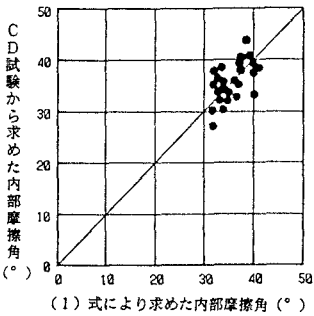
3. 受働土圧算定式の提案

3・1 新しい受働土圧式の誘導

(a) 各種受働土圧式の比較

土留壁の受働土圧は、壁の変形形態、土のダイレンタンシーなどの影響から問題点はあるが、実務面からは土を剛塑性体と仮定した土圧理論に頼っている。

土圧理論式には、クーロン式、クーロン系式、ランキン・レザール式、対数線法および塑性理論法など古典的理論式から塑性理論を適用したものまで各種ある。受働土圧については、φが大きい場合にδを考慮



図－１ 内部摩擦角の比較

すると、ランキン・レザール式が最も小さく、クーロン式、クーロン系式が最も大きく、厳密解に近い対数ら線法、塑性理論法がその中間になる。開削工事の土留壁においても $\delta$ は存在することから、塑性理論法<sup>5)</sup>を念頭に置いて実用的な受働土圧算定式を導き出すこととした。

受働土圧式は、各式の受働土圧係数を同レベルで比較するため、次式で表すこととする。

$$Pp = \gamma h Kp\gamma + c Kpc \tag{2}$$

ここに、前者が自重項、後者が粘着力項であり、 $Kp\gamma$ 、 $Kpc$ は $\delta$ がある場合でも水平成分の値である。

(b) 受働土圧式の提案

新しい受働土圧式を提案するにあたり、各種受働土圧式の特徴および壁面摩擦角 $\delta$ が存在することは明らかであり、その数値は定かではないが、次の事項などが考慮されていなければならない。

- ①Rowe（ロー）らの実験によれば、壁面に発揮される $\delta$ は、壁体の変位形態によって異なった値をとり、単純に $\phi$ と関連づけて評価することはできない。
- ②しかし、実測や実験により $\delta$ の特性が明確にされるまでは、 $\delta = \phi / 2$ として曲線すべり面法による受働土圧を用いても実用上問題にならない<sup>6)</sup>。
- ③上記の受働土圧理論式は、全て剛塑性論に基づいている。すなわち、すべり面における極限せん断応力 $\tau$ が同時に発揮されるとする仮定は、実地盤の圧縮性などを考慮するならば不自然であり、過大値を与えることになる。

- ④土留壁の施工からは、工法にもよるが壁面と地盤の間には、地盤の緩みや乱れの影響、壁面に付着したマッドケーキなどの異物の介在などが考えられ、 $\delta$ への影響は無視できない。

しかしながら、受働土圧式は、主働土圧式と同様、実用上できるだけ簡便であることが肝要である。したがって、厳密解に最も近い塑性理論法において $\delta = \phi / 2$ とした場合の受働土圧に近い値で、若干小さめな値となるように、クーロン系の受働土圧係数式において $\delta$ を設定することとする。

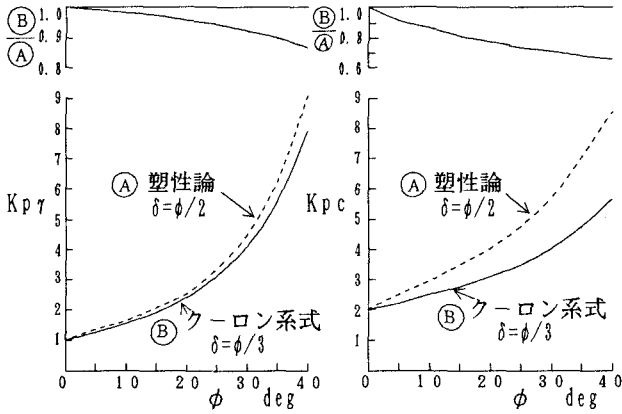


図-2 受働土圧係数の比較

ここに、 $\delta = \phi / 3$ としたクーロン系受働土圧係数と、 $\delta = \phi / 2$ とした塑性理論法による受働土圧係数を比較した結果を図-2に示す。同図から、 $30^{\circ} \leq \phi \leq 40^{\circ}$ の範囲において $Kp\gamma$ が90%程度、 $Kpc$ が70%程度になることがわかる。

ここで、 $Kp\gamma$ に比べ、 $Kpc$ が小さすぎるように見えるが土圧理論式は剛塑性論に基づいており、実地盤の圧縮性を考慮するならば、図-3の模式図から定性的には、同図a. 自重項に関するせん断応力度 $\tau$ は、すべり面における上載圧に比例して壁面から離れる

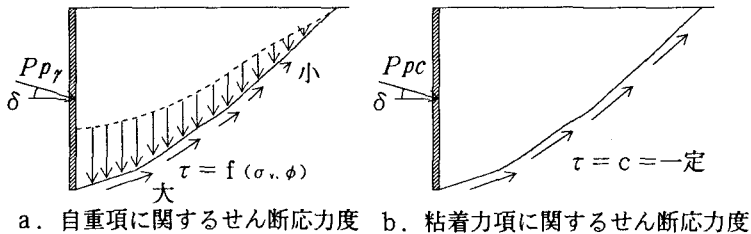


図-3 すべり面に沿ったせん断応力の分布に関する模式図

ほど小さくなり、剛塑性論による理論解との差は特に大きくはならないこと、同図b. 粘着力項に関するせん断応力度 $\tau$ は、すべり面における $c$ が剛塑性論で考慮するように全長に渡って同時に発揮することにはな

り得ず、壁面から離れるほど小さくなるか、ひずみが過大になればcの低下が生ずるなど、剛塑性論による理論解よりかなり小さくなることなどが想定される。

以上より、次式に示す受働土圧式を新たに提案し、次項にその適用性について検討することとする。

$$P_p = \gamma h K_{p\gamma} + c K_{pc} \tag{2}$$

ここに、 $P_p$  : 受働土圧力度

$K_{p\gamma}$  : 自重項による受働土圧係数で、次式により求める。

$$K_{p\gamma} = \frac{\cos^2 \phi}{\{1 - \sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta}\}^2} \tag{3}$$

$K_{pc}$  : 粘着力項による受働土圧係数で、次式により求める。

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_{p\gamma}} \tag{4}$$

$\gamma$  : 土の単位体積重量、 $\phi$  : 土の内部摩擦角、 $c$  : 土の粘着力度

$h$  : 着目点深さ、 $\delta$  : 壁面と土との摩擦角で、 $\delta = \phi / 3$  とする。

### 3・2 各受働土圧算定式による計算土圧と実測土圧の比較

#### (a) 各受働側圧の算定式

新提案の受働土圧式の適用性を検討するために、実測値と次の各算定式による計算値とを比較する。

##### ①ランキン・レザール式

$$P_p = (\sum \gamma_i \cdot h_i - p_w) \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) + p_w \tag{5}$$

##### ②クーロン系式

$$P_p = K_p (\sum \gamma_i \cdot h_i - p_w) + 2c \sqrt{K_p} + p_w \tag{6}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\{1 - \sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta}\}^2} \quad (\delta = \phi/2 \text{ とする}) \tag{7}$$

##### ③提案式

$$P_p = K_{p\gamma} (\sum \gamma_i \cdot h_i - p_w) + c K_{pc} + p_w \tag{8}$$

#### (b) 実測値との比較

比較に当たって、粘着力c・内部摩擦角φの設定は、当該現場の土質試験値を基本として既存の試験値を参考に推定し、着目点近くまで掘削したときの土圧測定がなされている現場を選定した。実測土圧は、土圧計による側圧から間隙水圧計による水圧を差し引いた有効土圧とした。図-4は各掘削段階における掘削底面からの深さZと任意の深さに設置された土圧計の有効土圧Pとの関係を示したものである。

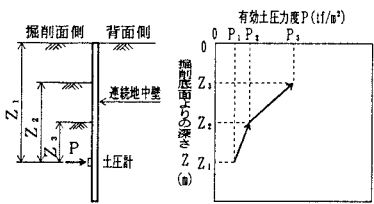


図-4 模式図

図-5～7は3現場についての比較事例を同一計器の掘削の進行に伴う測定値の変化を実線で結び、その軌跡を表したものである。掘削底面からの深さZが浅くなるにつれ受働土圧に近づくことがわかる。

凡例： ..... ①式、 ..... ②式、 ——— ③式

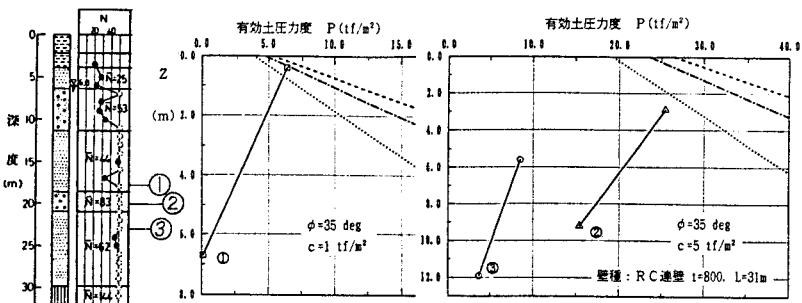


図-5 受働土圧の実測値と計算値の比較（その1）

### (c) 考察

比較図から、実測値が極限值に達しているかどうかの判断は難しいが、設計の実務から抵抗となる受働土圧については、ランキン・レザール式では過小値となり、若干安全側を設定するならばクーロン系式 ( $\delta = \phi/2$ ) より提案式 (クーロン系式  $\delta = \phi/3$ ) の方が良いと判断できる。

以上の比較検討より、粘性土地盤をも合わせ受働土圧算定式についてまとめると次式のとおりである。

$$\text{砂質土: } P_p = K_{p1} (\Sigma \gamma_t \cdot h_i - p_w) + c K_{pc} + p_w \quad \text{----- (8)}$$

$$\text{粘性土: } P_p = K_{p1} (\Sigma \gamma_t \cdot h_i) + c K_{pc} \quad \text{----- (9)}$$

$$K_{p1} = \frac{\cos^2 \phi}{\{1 - \sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta}\}^2}$$

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_{p1}}$$

ここに、 $P_p$  : 受働土圧力度 ( $\text{tf/m}^2$ )

$K_{p1}$  : 自重項による受働土圧係数

$K_{pc}$  : 粘着項による受働土圧係数

$c$  : 土の粘着力度 ( $\text{tf/m}^2$ )

$\Sigma \gamma_t \cdot h_i$  : 地盤の全上載圧 ( $\text{tf/m}^2$ )

$p_w$  : 地盤の間隙水圧 ( $\text{tf/m}^2$ )

$\phi$  : 土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )

$\delta$  : 壁面と土との摩擦角

(ただし、 $\delta = \phi/3$  とする)

### 4. 土留壁の変形および曲げモーメントに関する比較検討

提案した受働土圧算定式に基づいて深い掘削土留工の変形および曲げモーメントに関する実測値と計算値について比較検討する。なお、実測値はないが前記新宿付近の土質試験結果を用いて、掘削深さ 60m について試算を行った。

#### 4・1 解析条件

##### (a) 対象現場の概要

対象とした現場は、掘削深さが 20～40m

程度、地盤種別は粘性土主体のものが 3 現場、砂質土主体が 1 現場の計 4 現場であり、その概要は表-3 に示すとおりである。

##### (b) 弾塑性法による解析上の入力パラメータの考え方

土留壁の変形および断面力の算定に当たっては、弾塑性法を用いているが、その際の主な入力パラメータ

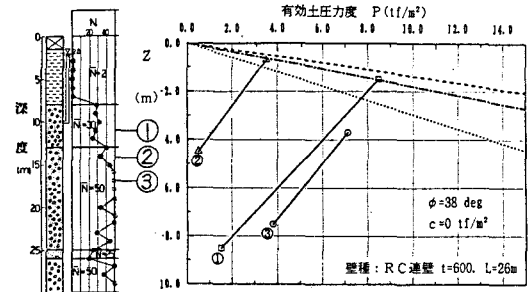


図-6 受働土圧の実測値と計算値の比較 (その2)

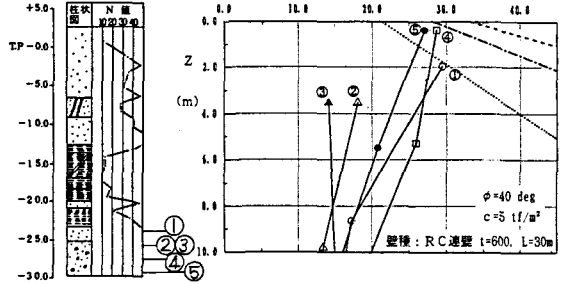
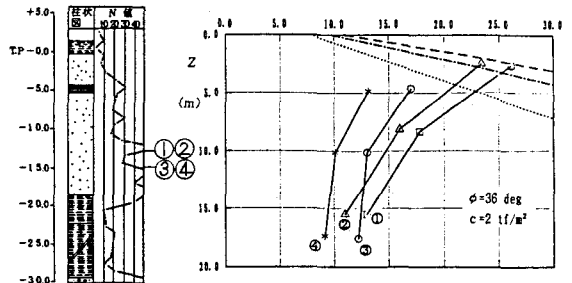
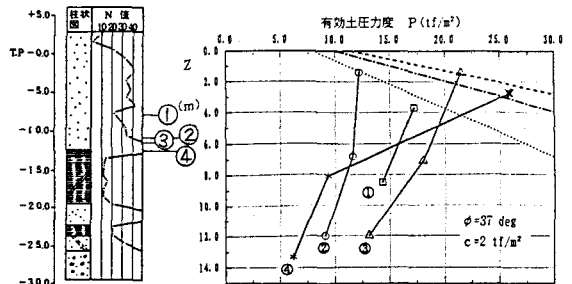


図-7 受働土圧の実測値と計算値の比較 (その3)

の基本的な考え方を以下に示す。

①土圧および水圧：粘性土地盤に対しては土・水圧一体とし、主働側圧係数は、日本道路協会「共同溝設計指針」の方法（表－４参照），受働側圧は式（９）で示したものを採用をした。また，砂質土地盤では土・水圧分離で主働土圧はランキン・レザール式，受働土圧は提案式（８）を採用した。なお，砂質土地盤における水圧に関しては，基本的には動水勾配を考慮したものを考えているが，今回の解析では現場実測値を使用した。試算における比較対象側圧算定方法としてランキン・レザール式を用いた。

②水平地盤反力係数：水平地盤反力係数は，土木学会「トンネル標準示方書（開削編）・同解説」に示されている式（ $K_h=1/30 \cdot E_0 \cdot (B/30)^{-3/4}$ ）の載荷幅（一般に  $B=500\sim1000\text{cm}$ ）による水平地盤反力係数の値の差によって生ずる土留壁の応力，変形への影響度合について試算を行った結果，安全側を考え載荷幅  $B=1000\text{cm}$  として簡略式  $k_h = \alpha \cdot E_0 / 400$  により算定した。

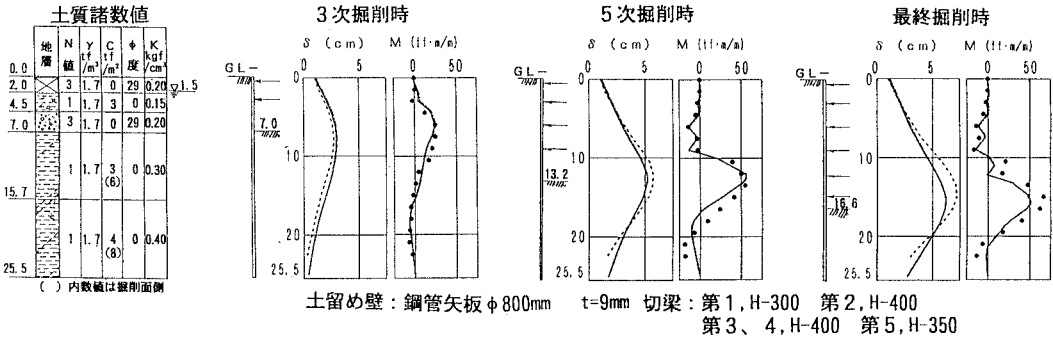
表－３ 解析対象現場の概要

| 項 目          | A 現場         | B 現場         | C 現場         | D 現場         |
|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 用 途          | 地下駅          | 地下駅          | 立 坑          | 立 坑          |
| 平面形状 (m)     | 19*312       | 18*176       | 8*24         | 19*26        |
| 掘削深さ (m)     | 17           | 21           | 38           | 38           |
| 土留深さ (m)     | 25           | 30           | 44           | 53           |
| 土留壁種類 (t:cm) | 鋼管矢板 (φ=800) | 鋼管矢板 (φ=559) | 地下連続壁 (t=90) | 地下連続壁 (t=90) |

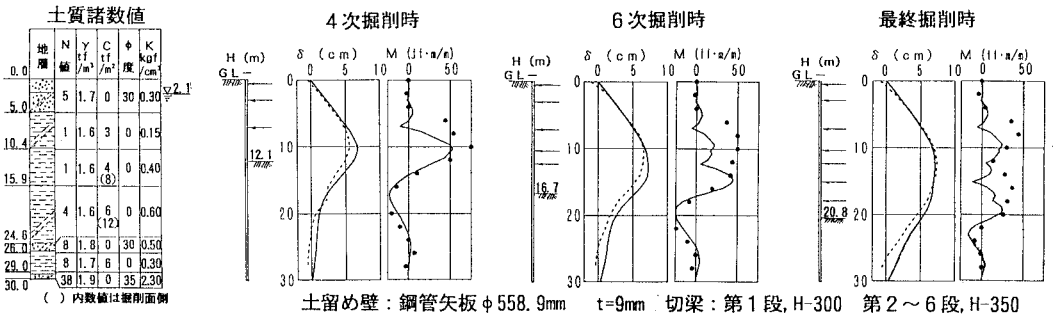
表－４ 粘性土の主働側圧係数

| 粘性土のN値    | K <sub>a1</sub> |     | K <sub>a2</sub> |
|-----------|-----------------|-----|-----------------|
|           | 推 定 式           | 最小値 |                 |
| N ≥ 8     | 0.5-0.01H       | 0.3 | 0.5             |
| 4 ≤ N < 8 | 0.6-0.01H       | 0.4 | 0.6             |
| 2 ≤ N < 4 | 0.7-0.025H      | 0.5 | 0.7             |
| N < 2     | 0.8-0.025H      | 0.6 | 0.8             |

凡例： ..... ・実測値， ——— 提案式の結果， - - - - - ランキン・レザール式の結果



図－８ A 現場（東京都江東区）



図－９ B 現場（東京都墨田区）

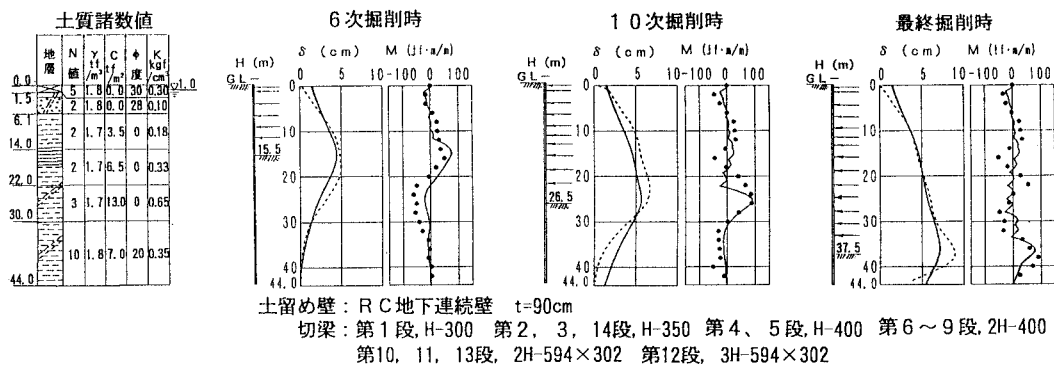


図-10 C現場（東京都足立区）

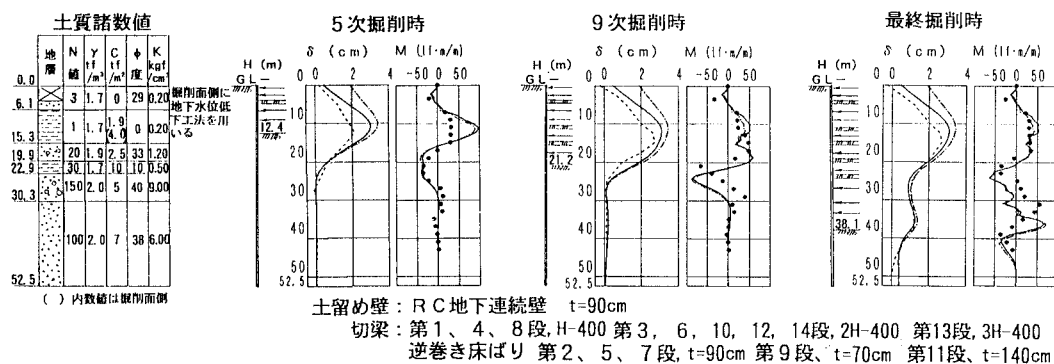


図-11 D現場（東京都中央区）

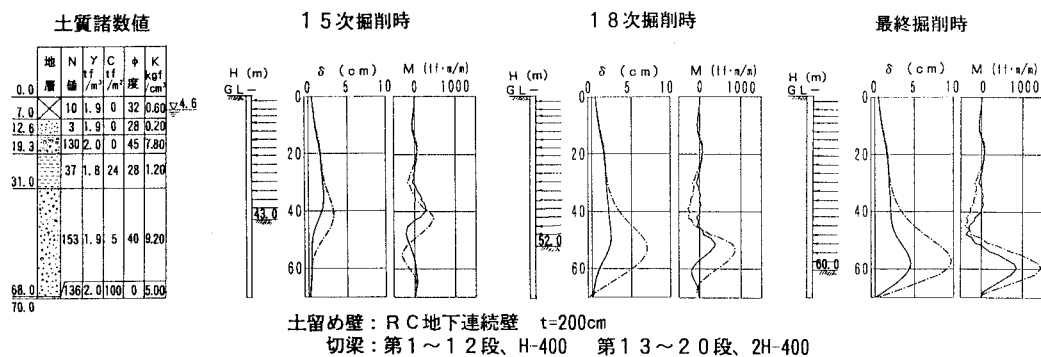


図-12 試計算

#### 4・2 解析結果および考察

解析結果を図-8~11に示す。なお、従来用いている側圧算定方法（ランキン・レザール式）による解析結果を併記した。図中、 $\delta$ は土留壁の変位、 $M$ は曲げモーメントを表しているが、一部（B現場における曲げモーメント）計算値と実測値に差異があるものの、その他の現場については、この検討がいわゆる「逆解析」ではなく当初設計として位置付けられるものであるという点を考慮すれば、比較的良く一致していると判断できる。また、試計算結果を図-12に示す。この結果については、掘削深さ40mの事例の延長線上に

あり、40m以深にも適用可能と思われる。今後、実測値との検証が肝要であると考えている。

従来より、土留工の設計手法としての弾塑性法は、粘性土地盤に対しては比較的良く合うものの、砂質土地盤では精度的に劣ると一般に言われているが、今回のD現場の例を見れば分かるように、地盤の物性値を正に評価し、前記で提案した受働土圧等を用いることにより、深い砂質土地盤における掘削土留工の設計にも十分対応可能であると考えられる。

## 5. まとめ

深い掘削土留工において設計に用いる土質定数は、最近蓄積されつつある不攪乱試料による三軸圧縮試験結果および洪積砂質土地盤における実測土圧より、内部摩擦角 $\phi$ はN値から推定した値より小さいが粘着力 $c$ は無視できないほどである。このことから、受働側圧について、土質試験によって得られた $c$ 、 $\phi$ を用いる受働土圧算定式を提案し、実測値との比較を行った。それをまとめると次のようになる。

- ①受働土圧算定式は、厳密解に最も近い塑性理論法を念頭に置いて、実用上できるだけ簡便な算定式となるように、クーロン系の受働土圧係数式における $\delta$ を $\phi/3$ とした。実測受働土圧（有効土圧）との比較において、ランキン・レザール式では過小値となり、クーロン系式（ $\delta = \phi/2$ ）より提案式（クーロン系式 $\delta = \phi/3$ ）が若干小さく、提案式の方が安全側に設定できる。
- ②土留壁の変形および曲げモーメントに関する実測値と弾塑性法による計算値との比較において、粘性土地盤における計算値は、提案式とランキン・レザール式に差異はないものの、砂質土地盤では、ランキン・レザール式の方が若干大きな値となった。提案式による計算値と実測値が比較的良く一致しており、深い掘削土留工の設計への適用性を確認した。

今後も深い掘削土留工における実測側圧や土質試験結果の収集を図るとともに側圧評価の精度を向上させることが重要であると考ええる。

## 6. おわりに

深い掘削土留工に関するこれらの検討は、深い掘削土留工設計指針に関する研究委員会（委員長芝浦工業大学久保村圭助教授、幹事長鉄道総合技術研究所垂水尚志室長）において審議され、本年中に日本鉄道建設公団の「深い掘削土留工設計指針」としてまとめる予定である。最後に、委員長、幹事長をはじめ各委員、各幹事の方々に貴重な御意見と御指導を賜った。ここに深く感謝する次第である。

## 7. 参考文献

- 1) 光成・伊勢本：大規模根切り工事の実施例（その4、深さ58mの東京層までの側圧），第21回土質工学研究発表会，pp. 1339～1340，1986. 6
- 2) 佐藤・青木・丸岡・長谷：洪積砂質土地盤における山留め側圧の評価，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. 141～144，1992. 5
- 3) 岩本・丸岡・巢元・中尾：洪積世以前の地盤を対象とした主働側実測土圧・水圧の検討と評価，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. 145～150，1992. 5
- 4) 強崎・伊藤・中村：東北新幹線上野地下駅における地下連続壁の測定結果について（その2、掘削面側の側圧），土木学会第38回年次学術講演会講演概要集第3部，pp. 93～94，1983. 6
- 5) 市原・中根：内部摩擦をもつ粘性土の地震時受働土圧の算定，土木学会論文報告集，No. 253，pp. 69～84，1976.
- 6) 土質工学会編：土質工学ハンドブック（1982版），第8章土圧，pp. 280