

鋭敏性粘土地盤中の土留めの設計と施工

Design and Construction of Temporary Retaining Wall in Sensitive Clay.

後藤 裕明*
Hiroaki Goto

細井 武**
Takeshi Hosoi

原田 晋二***
Shinji Harada

大浦 章延****
Akinobu Oura

要 約

放水路（ボックスカルバート）の開削工事において、推定以上の土留め壁の変状が生じた。大規模な試験工事及び実施工の計測値を解析した結果、掘削に伴い地盤定数が低下していることが判明し、変上防止対策工を検討し施工した。

本工事を通じて、鋭敏性粘土地盤中の土留め掘削過程において

- ① 地盤強度、変形係数の低下が生じること、特に変形係数の低下が著しいこと。
- ② これらの地盤定数の低下により大きな土留め変状が生じる恐れがあり、変状防止対策工が必要であること。

が判明した。

目 次

- §1. まえがき
- §2. 概要
- §3. 設計
- §4. 施工
- §5. 土留め壁変状の原因と対策
- §6. まとめ
- §7. あとがき

§1. まえがき

鋭敏性粘土地盤中の開削工事において、推定以上の土留め壁の変状が生じ、近傍建物や舗装等に大きな被害をもたらすことがたびたびある。

本報文は、関西電力株式会社赤穂火力発電所の放水路の開削工事中に実施された大規模な試験工事及び実施工の計測値から、土留め壁の大きな変状の原因を追及し、

実施した対策工について述べるものである。

§2. 概要

2-1 工事概要

関西電力(株)が兵庫県赤穂市に計画した赤穂発電所（最大出力120万 kw）新設工事のうち、当社は主要土木工事（第5工区）を施工した（Fig.1 参照）。

当工区は、千種川横断部の発進・到達立坑（深度27m ニューマチックケーソン）を含むシールド工事（ $\phi 7.3\text{m}$ 土被約8m）と、塩田跡地部における軟弱土中の開削暗渠工事（内空4.0m×4.0m 2連ボックスカルバート、土被約3.5m）とに分けられる。

本報文で対称とする開削暗渠工事の主要数量を Table1 に示す。

2-2 土質概要

開削暗渠工事の標準断面図及び標準土質柱状図を Fig.2 に、また、地質想定縦断面図を Fig.3 に示す。

工事地点を含む赤穂平野は、溺れ谷の上に千種川の堆積作用が鮮新世の時代から続いて形成された堆積盆地であり、土質概要は次のとおりである。

*土木設計部設計課

**土木設計部設計課課長

***関西(支)関電赤穂(出)工事係長

****関西(支)関電赤穂(出)所長

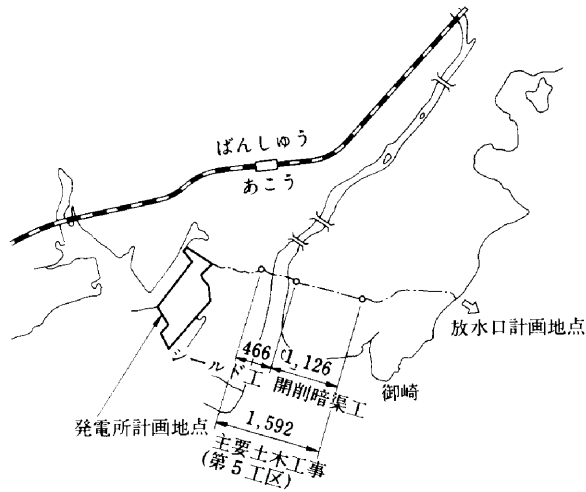


Fig.1 発電所位置図

Table 1 開削暗渠工事主要数量表

工 種	仕 様	数 量
掘 削		138,000m³
埋 戻 し	良質土砂	36,060m³
埋戻し (グラベル)	単粒砕石 7 号	24,490m³
鉄 筋	SD-35 (D19, 22, 25, 29)	3,720 t
型 枠		43,730m²
コ ン ク リ ート		28,610m³
ソイルセメント柱列壁	W=550mm, H=27m	72,700m²
鋼 矢 板	Ⅳ型, L=15m	94,200m
土 留 支 保 工	H-350, H-400	5,370 t
ディープウエル	φ600, H=25m	48本

表層 4～5m が N 値 5～10 程度のゆるい砂層, 5～13m が軟弱粘性土層, さらに 13～23m が約 GL-0.80m の

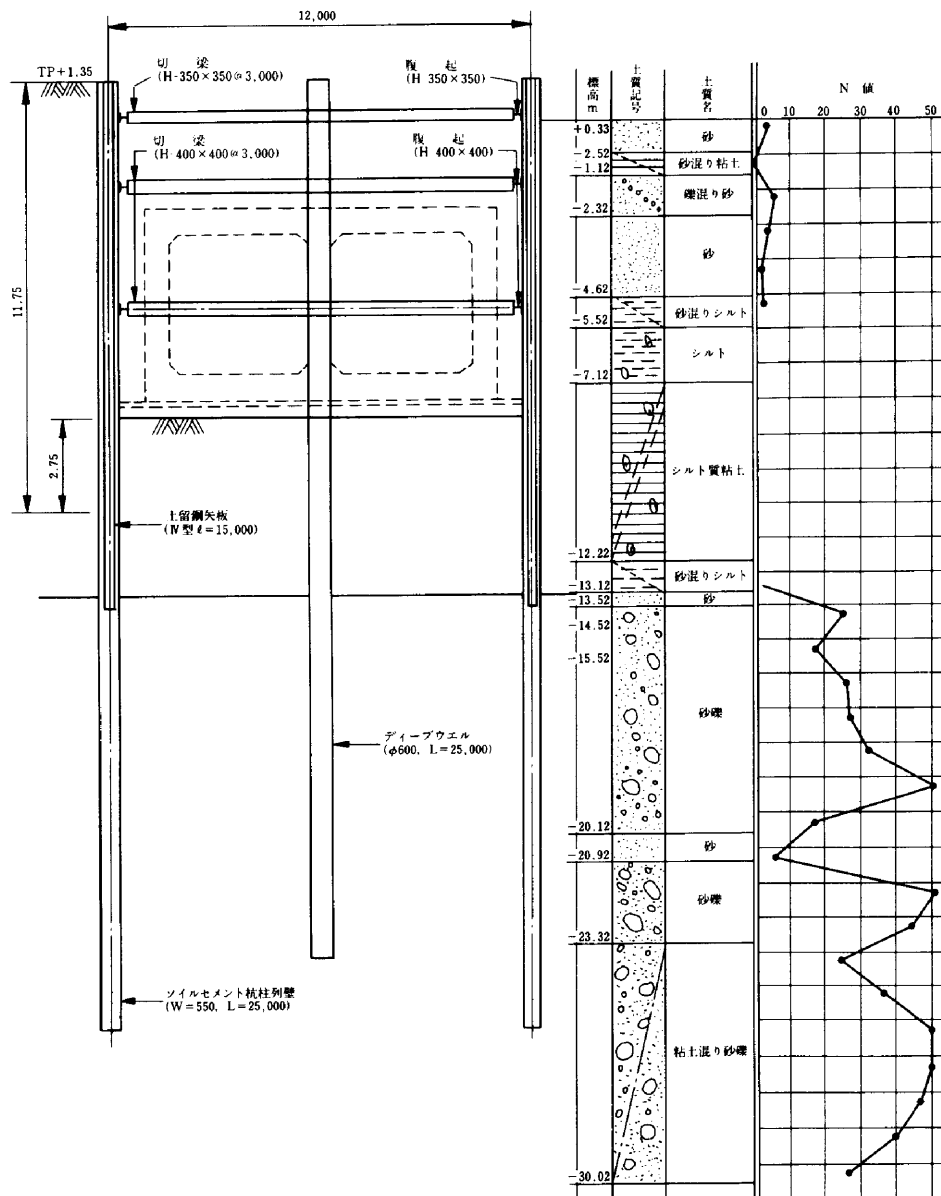


Fig.2 標準断面及び標準土質柱状図

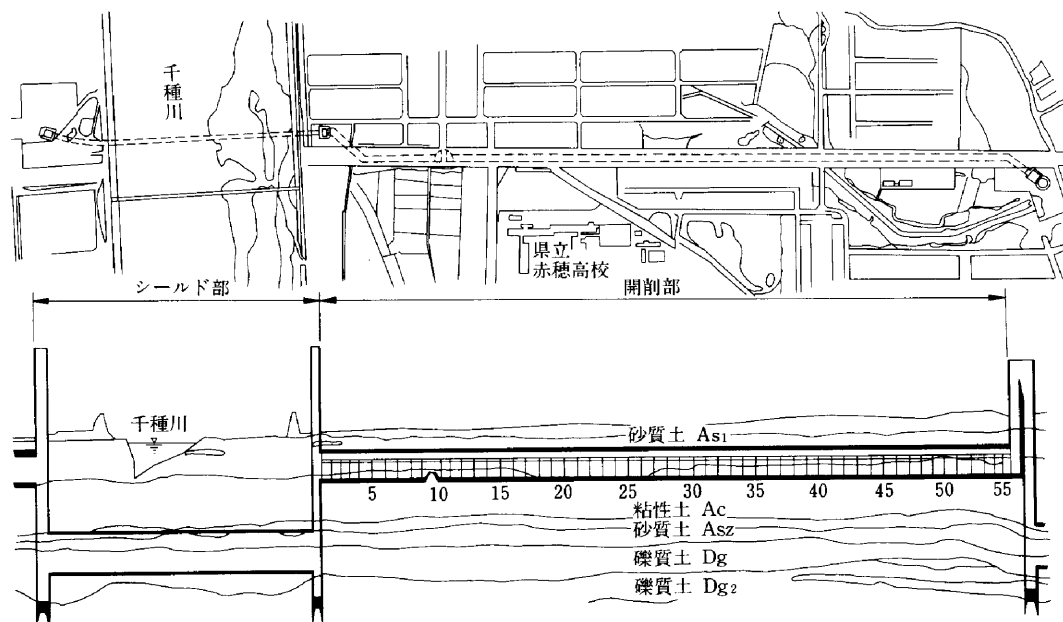


Fig.3 地質想定縦断面図

水頭をもった玉石混じり砂礫層，その下方では粘土分を含んだ砂礫層となっている。

Fig.4～6に，それぞれ中間粘土層のせん断強度分布図，鋭敏比分布図及び変形係数分布図を示す。

§ 3. 設計

3-1 当初設計

当初設計は，掘削底に存在するシルト層の盤ぶくれ防止のために，ディープウェルによる地下水低下工法併用の「鋼矢板（ $L=14.5\text{m}$ ）＋切梁・腹起」方式であった。この時，シルト層のせん断強度を $c_u=2.0+0.2z$ (tf/m^2)，下部砂礫層の透水係数を現場透水試験結果から $k=1.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ と設定を行ない設計した。

3-2 試験工事

(1) 砂礫層の透水係数

工事の実施にあたり，ディープウェル設備規模ならびに，揚水による周辺への影響に大きな意味をもつ，下部砂礫層の透水係数の確認を目的に，現場揚水試験を行った。その結果，透水係数が当初設計時と大きく相違し， $k=1.5 \text{cm/sec}$ 程度であることが判明した。

(2) 試験工事

当初設計において，砂礫層からの揚水を行わない場合の盤ぶくれの可能性と，鋭敏性粘土の挙動の把握を目的として試験工事を実施した¹⁾。

Fig.7に試験工事山留構造図を示す。

Fig.8に盤ぶくれに対する安全率（土砂重量（ W ）の

揚圧力（ U ）に対する比率： $F_s=W/U$ ）と底盤の膨れ上がり量及び矢板水平変位量との関係を示す。

Fig.8から安全率 $F_s=1.0$ を境に，急激に変状が進行することが明らかとなった。

また，この試験工事中に計測した傾斜計累積変位量図を Fig.9に，掘削途中におけるコーン支持力 q_c の変化の状況を Fig.10，11に示す。

Fig.10，11から掘削地盤のコーン支持力が時間の経過とともに低下する傾向にあることがわかる。

(3) 実施設計

試験工事の結果，以下の理由により当初設計の変更を余儀なくされた。

- ① 許容される河川への放水量が当該工事で総量 $Q=1 \text{m}^3/\text{min}$ 以下と規定されている。試験工事の結果から盤ぶくれを防止するには地下水位を低下させる必要があり，所要揚水量は $20 \text{m}^3/\text{min}$ 程度となり大幅に規定値を超える。
- ② ディープウェルによる揚水では，地下水位低下量及びその影響範囲が大きくなり，これに伴うシルト層の圧密況下の周辺地盤への悪影響が試算の結果からも懸念される。

以上の主な理由から，Table 2に示す実施工案の比較検討を行い，ソイルセメント柱列壁を粘土混り砂礫層に根入れし，地下水低下の影響を小さくする土留め工（第1案）を選定した。また，粘土混り砂礫層等から流入する地下水揚水のためにディープウェルを設けることとした。

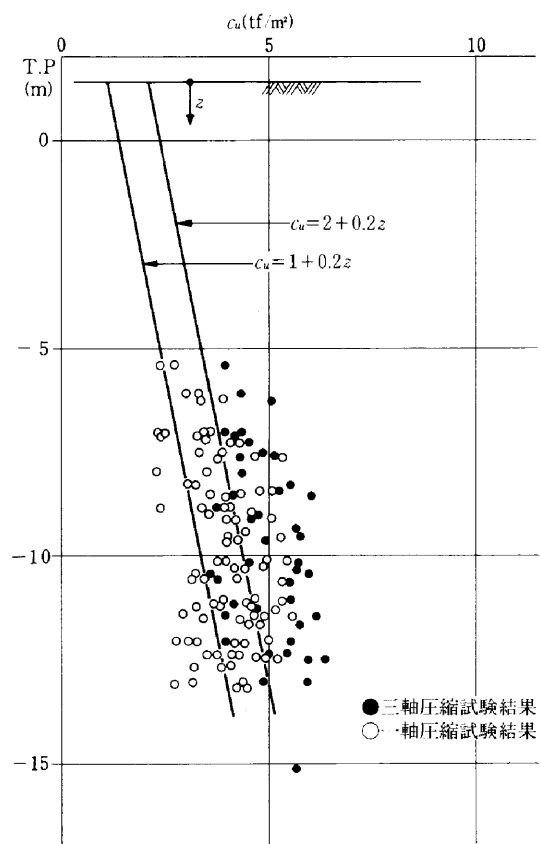


Fig.4 せん断強度分布図

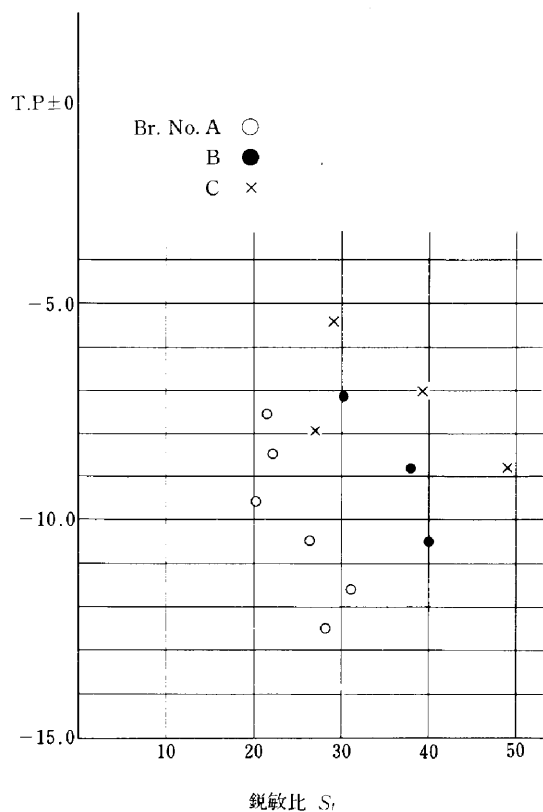


Fig.5 鋭敏比分布図

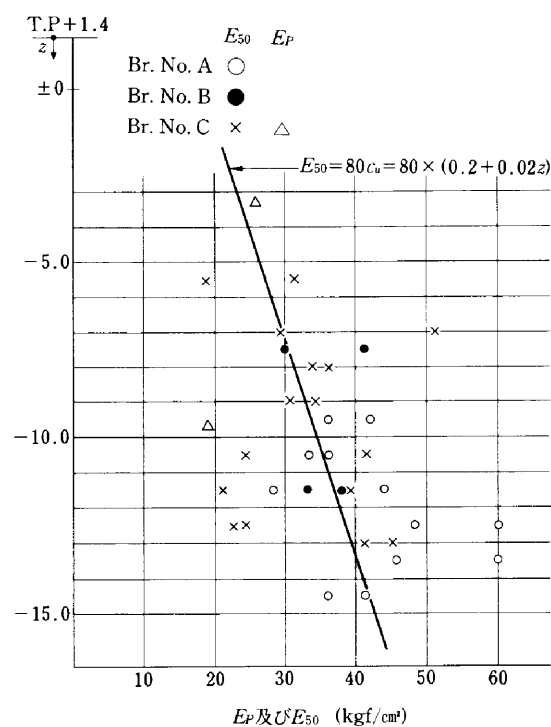


Fig.6 \$E_P\$及び\$E_{50}\$分布図

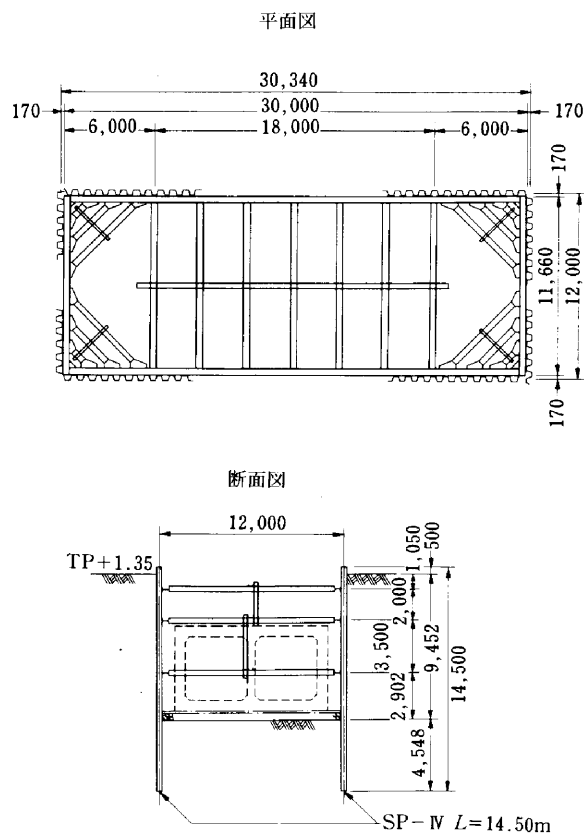


Fig.7 試験工事山留構造図

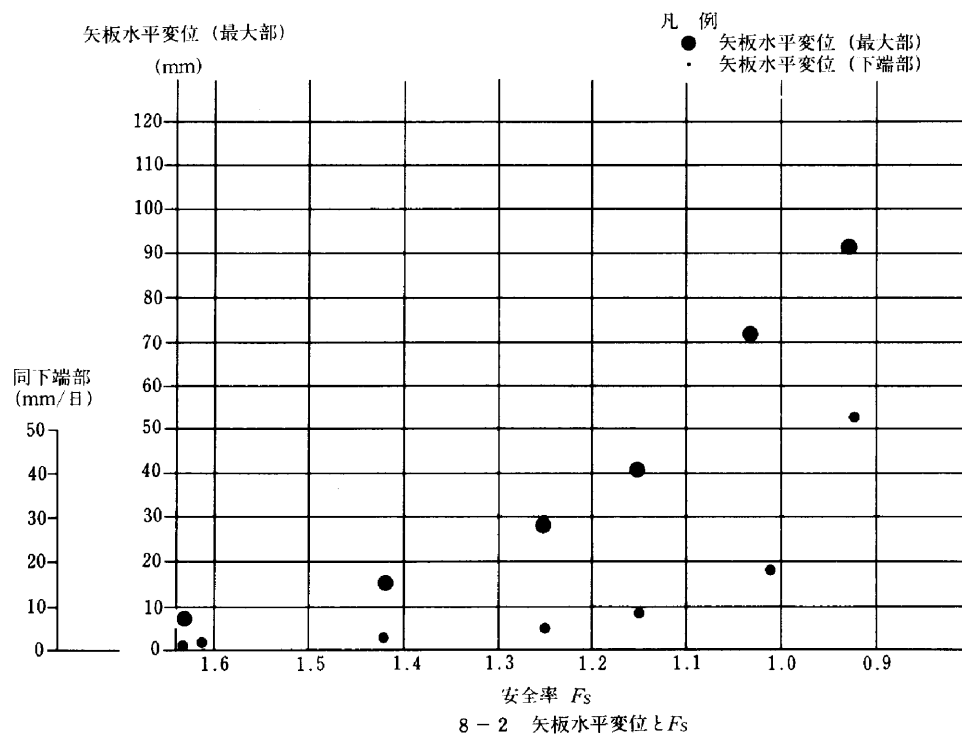
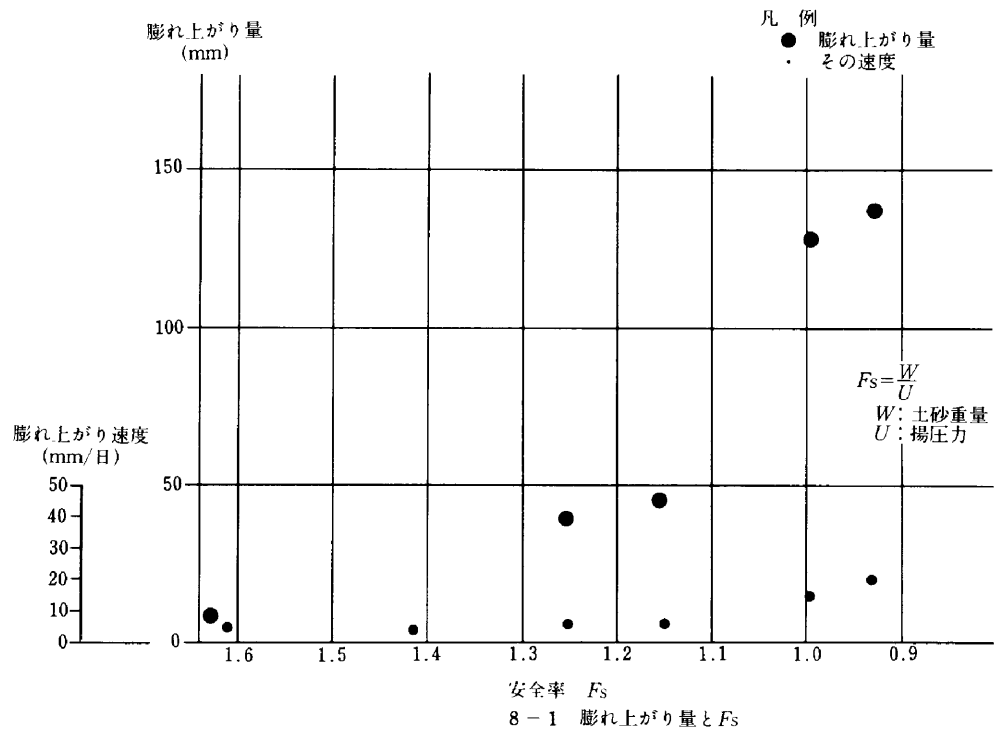


Fig.8 盤膨れ安全率と膨れ上がり量及び矢板水平変位の関係

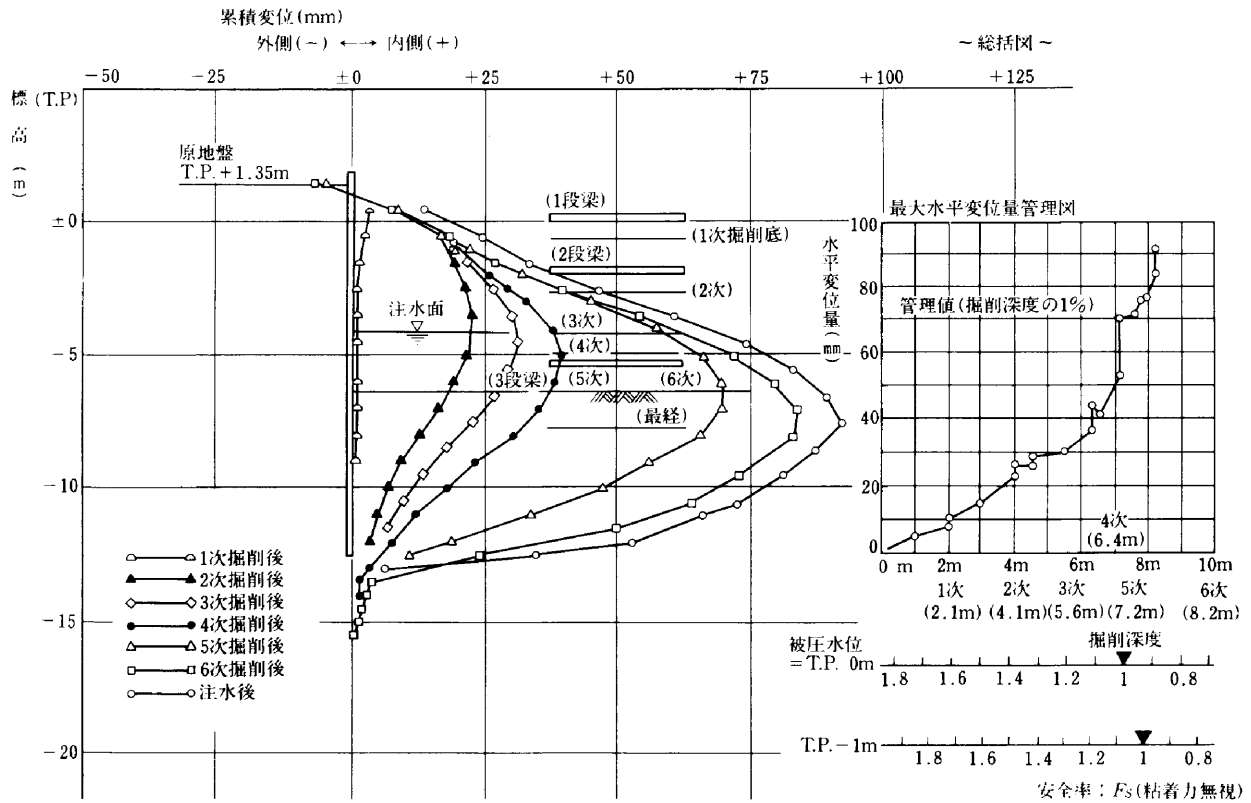


Fig.9 傾斜計累積変位量図

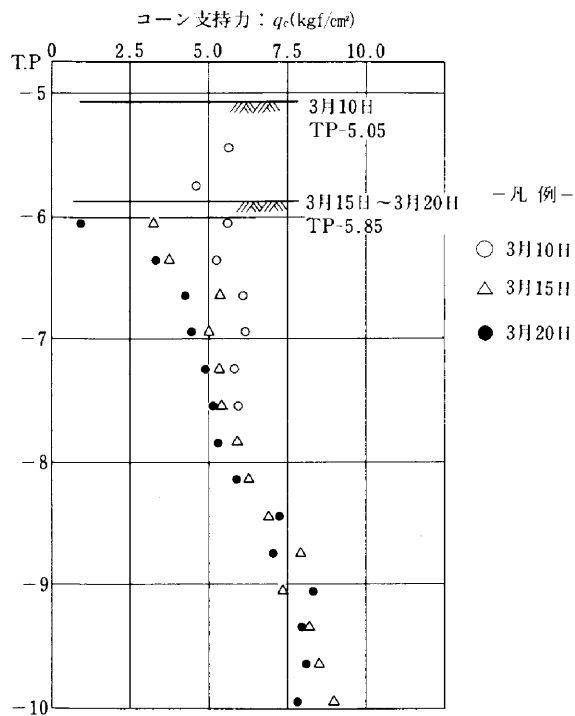


Fig.10 コーン支持力図 (平均)

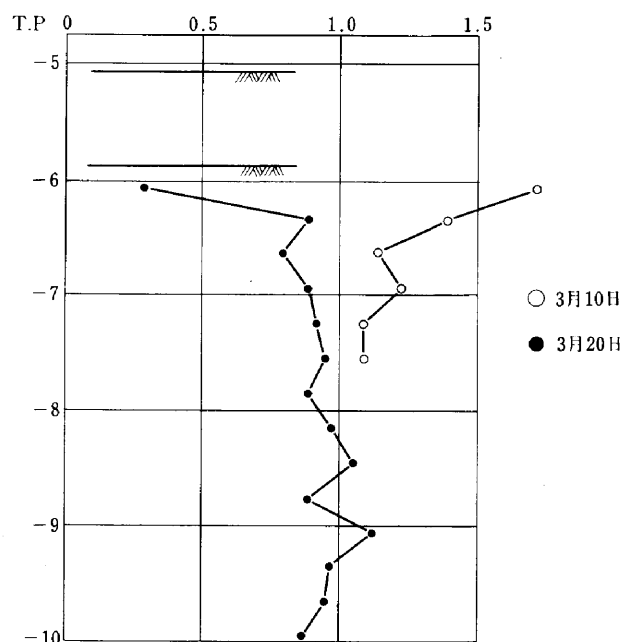


Fig.11 コーン支持力低減率図

Table 2 実施工方案一覧

	遮 水 壁 工 法			
	第 1 案	第 2 案	第 3 案	第 4 案
概 略 形 状	柱列式連続遮水壁工法	壁式連続遮水壁工法 (仮 設)	壁式連続遮水壁工法 (本体兼用)	カーテングラウト工法
	底 版 遮 水 工 法			
	第 5 案	第 6 案	第 7 案	第 8 案
概 略 形 状	水中コンクリート工法 (連続壁本体兼用)	水中コンクリート工法 (鋼 矢 板)	プレキャスト コンクリート工法	高圧噴射注入工法

§ 4. 施工

4-1 施工概要

(1) ソイルセメント柱列壁 (SMW 工法)

Photo 1 に示す 3 点式クローラークレーンをベースマシンとし、特別減速機と多軸 (3 軸) 混練オーガ機により削孔 ($\phi 550$, $L=27\text{m}$)・混練を行い、鋼矢板 (IV 型, $L=15\text{m}$) を建込んだ。削孔造成は、オーガー先端から混合液 (セメントミルク, アスファルト乳液等) を噴射しつつ現位置にて混合攪拌した。

(2) 掘削

1 次掘削では、バックホウ (0.7m^3 及び 1.2m^3)、2 次掘削でバックホウ及びブルドーザー (D20P) を使用した。また、3 次掘削以降では、油圧クラムシェル (1.0m^3)、ブルドーザー及びミニバックホウ (0.1m^3) を組み合わせた。

(3) 管理

掘削にあたり、Table 3 に示す管理項目を設定し、施工の安全性及び周辺への影響把握に留意した。

4-2 掘削過程における土留め変状

ソイルセメント柱列壁により土留めを行い、切梁・腹

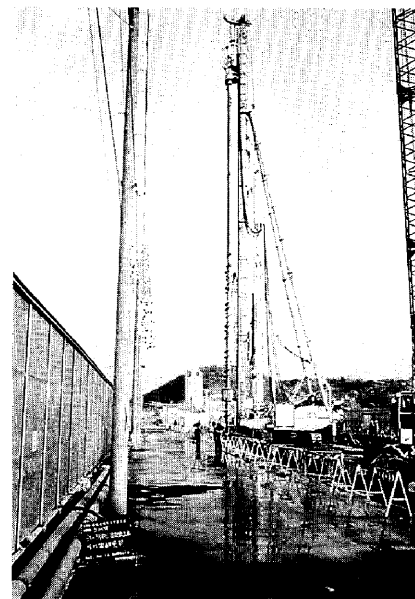


Photo 1

起方式にて掘削が進められた。掘削過程において推定以上の大きな土留め壁の変状及びそれに伴う背面地盤の沈下が生じた。計測結果を Fig.12 に示す。

後続施工区間には、背面に重要構造物をひかえている個所があり、同様な施工法を行った場合、建物に対して

Table 3 掘削に伴う各種測定要領

測定項目	測定位置、箇所	測定日	注意事項
イ、土圧計	全箇所	1回/日	毎回 13:00に測定
ロ、鋼矢板変位	掘削エリアにつき 南北1箇所ずつ	作業変位時 (土圧変位時)	掘削前、掘 削終了後測定
ハ、鋼矢板天端	同上	同上	定点をマー キングしてズ レを防止
ニ、周辺沈下測量	同上	同上	

大きな被害を及ぼす可能性があった。そこで土留壁の変状の原因を追求し、その対策工を検討、実施した。

§ 5. 土留め壁変状の原因と対策

5-1 土留め壁の変状の原因

土留め壁の変状の原因としてつぎの事項が考えられた。

- ① 掘削中の地盤定数の低下によるもの
- ② 土留め壁及び切梁支保工の強度不足、設計時に想定したレベル以上の過剰掘削等、①以外で設計条件が実際に異なることによるもの
- ③ 切梁支保工と土留め壁間のあそび等施工条件によるもの。

当該工事の場合、②、③による変状は小さく、主として①が原因であると考えられた。

地盤定数のうち、土留め壁の変状に大きく影響するのは地盤のせん断強度及び変形係数であり、これらの2定数について、掘削過程においてどのように低下するかを追求することにした。

5-2 地盤のせん断強度の低下

一般に地盤強度の低下の原因として、主につぎの事項が考えられる。

- ① 除荷に伴う吸水膨張による強度低下
 - ② 地盤のせん断変形に伴うかく乱による強度低下
- 以下に、①、②について述べる。

(1) 除荷に伴う吸水膨張による強度低下

T.W.Lambe(1970)は、正規圧密粘土地盤中の土留掘削過程における周辺地盤の土要素の応力経路を $p-q$ 座標にて模式的に示した (Fig.13 参照)⁸⁾。

すなわち、主動側A点については、全応力経路; $A_0 \rightarrow A_1$ 有効応力経路; $A_0' \rightarrow A_1' \rightarrow A_s$ 。受働側B点については、全応力経路; $B_0 \rightarrow B_1$ 、有効応力経路; $B_0' \rightarrow B_1' \rightarrow B_s$ となる。Fig.13 から明らかなように、主動側の応力状態の変化はわずかであるが、受働側の応力状態は大きく変化する。

ここでは、受働側B点の応力経路について述べる。

受働側では、掘削による土被り圧の減少に伴ない、全鉛直応力 σ_{vo} 全水平応力 σ_{ho} ともに減少すると考えられるが、 σ_{ho} は受働土圧の発生と相殺されて減少の度合いが少ない。有効応力でみると、地盤内に負の間隙水圧が生じ、掘削直後では、 $p' = (\sigma_{vo}' + \sigma_{ho}')/2$ はほとんど変化しないが、掘削側地盤の吸水膨張とともに p' は減少する。いま、有効鉛直応力に着目すれば、掘削直後はほとんど変化しないが、吸水膨張後 $\sigma_{vo}' \rightarrow \sigma_{vs}'$ まで大きく変化する。

掘削前後の有効鉛直応力比を $O.C.R$ と考えれば、B点の $O.C.R$ はつぎのとおり表示できる。

$$O.C.R = \sigma_{vo}' / \sigma_{vs}'$$

なお、吸水膨張に要する時間 ($B_1' \rightarrow B_1 \rightarrow B_s$ に要する時

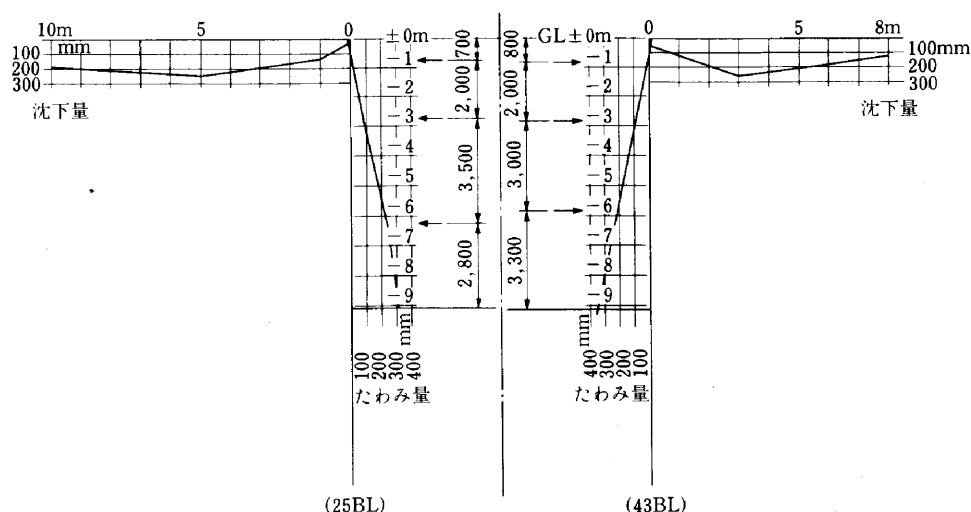


Fig.12 鋼矢板変位及び道路沈下状況図

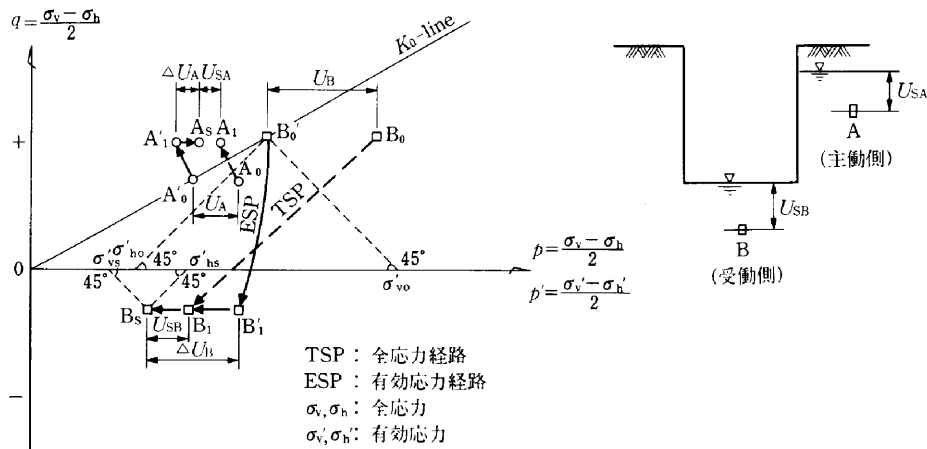


Fig.13 掘削に伴う地盤内要素の応力経路

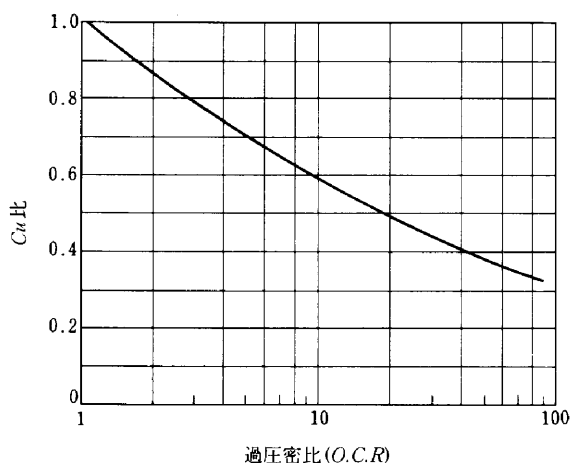


Fig.14 粘性土の膨張による c_u の減少比との関係

間)は圧密に要する時間に比べてかなり早いといわれている。

O.C.Rと強度低下の関係については種々の提案があるが、たとえば、中瀬他²⁾により、Fig.14に示すような関係が得られている。

(2) 地盤のせん断変形に伴うかく乱による強度低下

地盤のせん断変形に伴うかく乱による強度低下を定量的に評価することは非常に難しい。

森他³⁾は、かく乱の度合いをかく乱比の増分 γ で表わし γ はせん断ひずみに比例することを示した。すなわち、

$$\gamma = \frac{\sigma_0'}{\sigma_r'} - 1 = k\gamma = k(\epsilon_r' - \epsilon_0')$$

ここに、 σ_0' ：乱さない状態での有効応力

σ_r' ：ある程度乱された状態での有効応力

k ：一定のせん断ひずみを与えた時に生ずる乱れの度合(かく乱の増分)を支配するパラメータで、土の塑性指数 I_p

と鋭敏比 S_t を用いて次式で表わされる。

$$k = 0.15 \cdot I_p^{-0.4} \cdot \sqrt[3]{S_t}$$

γ ：かく乱比の増分がせん断時に与えたせん断ひずみ； $(\epsilon_r' - \epsilon_0')$

$\frac{\sigma_0'}{\sigma_r'}$ は、前述の過圧密比に相当するから、 $(k\gamma + 1)$ を求めることにより、Fig.14から強度低下割合が求まる。せん断変形に伴うかく乱による強度低下の極端の場合が繰返し状態であり、強度低下は鋭敏比の逆数で表わされる。

(3) 掘削過程におけるせん断強度の低下状況

当初設計においては、 $c_u = 2.0 + 0.2z$ (tf/m²)を採用していた (Fig.4 参照)。

試験工事及び実施の掘削過程において、ポータブルコーン試験を実施したが、その試験値から推定した c_u 値は $c_u = 1.0 + 0.2z$ (tf/m²)であり、強度低下が明らかに認められた (Fig.15)。

なお、ポータブルコーンによるコーン支持力係数 q_c から c_u を求めるにあたり、つぎの方法によった⁵⁾。

① 一軸圧縮試験結果との対比

② BL51で生じたヒービング箇所で行ったポータブルコーン試験結果と逆算した所要 c_u 値との関係

①、②から、 $q_c = 20c_u$ なる値を採用した。

いま、土留めの標準断面 (Fig.2)において、A点の強度低下を理論的に推定し実測値と対比してみる。

① 吸水膨張による強度低下

$$\sigma_{vo}' = 0.7 \times 11.75 = 8.2 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{vs}' = 0.7 \times 2.75 = 1.9 \text{ tf/m}^2$$

$$O.C.R = \sigma_{vo}' / \sigma_{vs}' = 8.2 / 1.9 = 4.3$$

Fig.14から、 $c_u / c_{u0} = 0.75$

② せん断変形に伴うかく乱による強度低下

$$I_p = 35\%$$

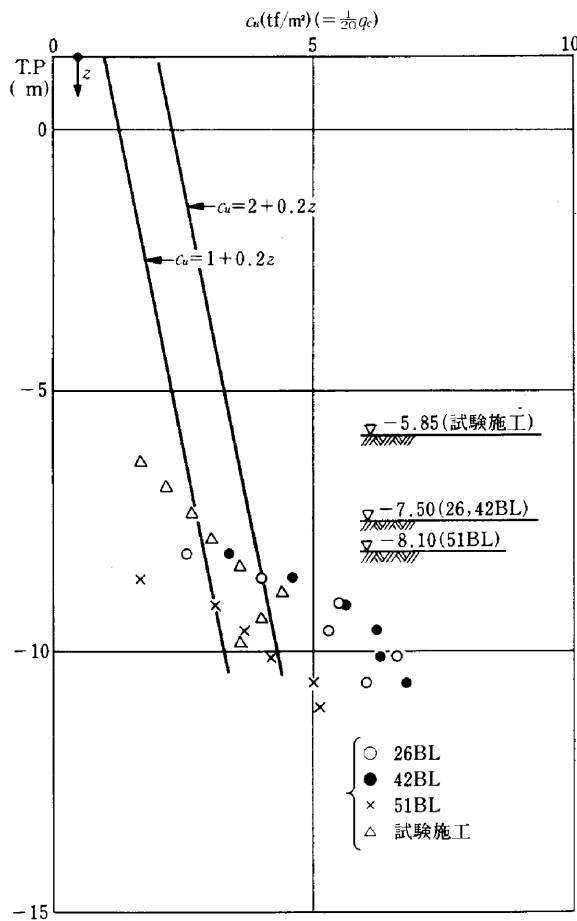


Fig.15 低下後のせん断強度分布図

$$S_t = 30$$

$$k = 0.15 \cdot I_p^{-0.4} \cdot \sqrt[3]{S_t} = 0.11$$

一軸圧縮試験の破壊時のせん断ひずみとして $\varepsilon = 5\%$ を対象とした場合

$$r = k\gamma = 0.11 \times 5 = 0.55$$

$$\sigma'_0 / \sigma'_r = 1 + r = 1 + 0.55 = 1.55$$

σ'_0 / σ'_r は前述の過圧密比 O.C.R. に相当し、強度低下は Fig.14 から、 $c_u / c_{u0} = 0.9$ 程度と考えられる。

③ 実測値

$$c_{u0} = 2 + 0.2z = 2 + 0.2 \times 11.75 = 4.35 \text{ tf/m}^2$$

$$c_u = 1 + 0.2z = 1 + 0.2 \times 11.75 = 3.35 \text{ tf/m}^2$$

$$c_u / c_{u0} = 3.35 / 4.35 = 0.77$$

これに対し、①、②において求めた理論的な強度低下は、 $c_u / c_{u0} = 0.75 \times 0.9 \approx 0.7$ 程度となる。

これらの強度低下は、Fig.10, 11 より明らかなように時間経過とともに進行していることがわかる。この現象は時間経過とともに吸水膨張及びせん断変形が進行し、次第に強度が低下していくことを表わしているものと考えられる。

5-3 地盤の変形係数の低下

(1) 変形係数の低下

変形係数 E_{50} はせん断強度と同様に、乱れの少ないほど大きい。しかも乱れによる変化の割合は、せん断強度や破壊ひずみの変化の割合よりもけた違いに大きいのが普通である。Fig.16⁷⁾ に、かく乱比と変形係数との比の関係の一例を示す。したがって、土の変形特性が問題となる場合には、乱れによる変形係数の低下の把握が重要となる。

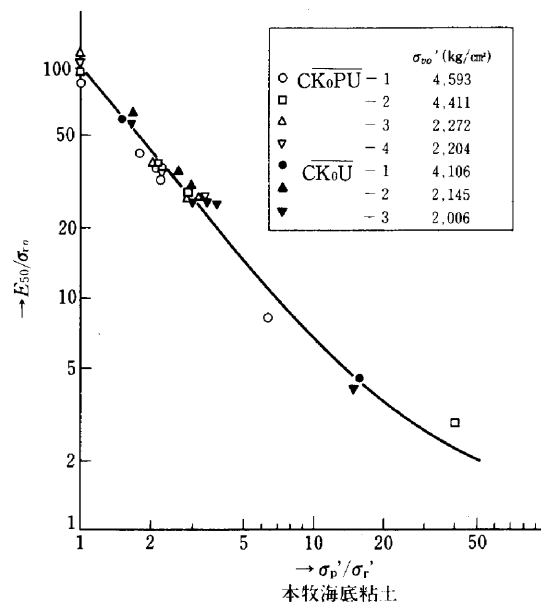


Fig.16 かく乱比と変形係数との比

一般に変形係数 E_{50} と一軸圧縮強度 q_u との比 ($\alpha = E_{50} / q_u$) は一定で試料が乱されるほどこの値は低下する。

我国の有明海粘土では $\alpha = 160$ 、大阪付近粘土では $\alpha = 210$ となっており、 α がこれらの値より小さい場合には地盤が乱されていると判断される⁴⁾⁶⁾⁷⁾。

(2) 掘削過程における変形係数の低下状況

試験工事及び実施工事の掘削過程における地盤のせん断強度は、4-2(3)にて記述したとおり、 $c_u = 1.0 + 0.2z$ (tf/m²) であった。

地盤のせん断強度を新しく、 $c_u = 1.0 + 0.2z$ (tf/m²) と設定し、実測の土留め壁の変状に合致する変形係数を、弾塑性法を用いて試行錯誤法にて求めたところ、つぎの結果が得られた。

試験工事において、 $E_{50} = 60c_u$

実施工事において、 $E_{50} = 10c_u$

試験工事と実施工事とで、変形係数の値に大きな相違を生じたのは、つぎの理由によるものと考えられる。

すなわち、試験工事では、最終掘削まで掘削が完了していない状態の値であり、さらに掘削が進行した場合、

$E_{s0}=60c_u$ はさらに低下し、 $E_{s0}=10c_u$ 程度まで低下したことも考えられる。

5-4 土留め壁の変状防止対策

試験工事及び一部の実施工結果より、4-2、4-3にて述べたように、地盤のせん断強度及び変形係数を設定しなおし、対策工を検討した。

当初設計において採用した地盤定数と新しく設定した地盤定数の比較を Table 4 に示す。

種々の検討の結果、Table 5 に示す対策工を行うとともに、現場にてつぎの対策工を実施した。

Table 4 地盤定数比較

時 期 地盤定数	当 初 設 計 時	対 策 工 設 計 時
せん断強度 (tf/m^2)	$c_u = 2 + 0.2z$	$c_u = 1 + 0.2z$
変形係数 (kgf/cm^2)	$E_{s0} = 35$	$E_{s0} = 3 \text{ and } 10$ (2 ケース)

Table 5 対策工仕様

	当初設計	対 策 工
切梁段数	3 段	4 段あるいは、5 段
プレロード	な し	4 段 50 t/本、5 段 80 t/本
備 考	—	増梁の施行にあたり、すじ掘等の励行。

- ① Fig.10, 11 から明らかなように掘削後時間経過とともに地盤強度が低下する。したがって、強度低下を少しでも押えるために、切梁等をすばやく設置する。
- ② 重機移動による地盤の乱れを極力防ぐため、重機移動距離が最小限になるよう施工手順を検討、実施した (Photo 2)。

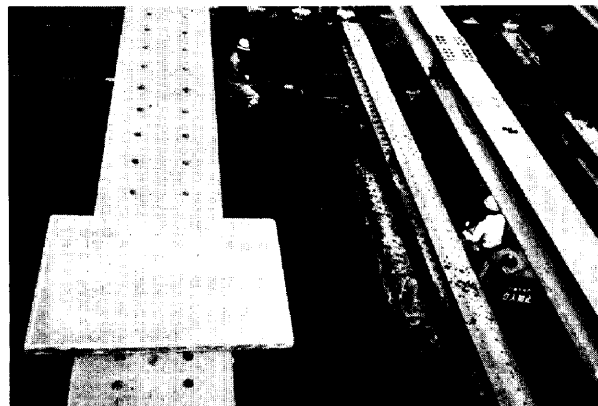


Photo 2

これらの対策工により、後続施工区間での土留め壁の変位は Fig.17 に示すとおりであり、土留め壁の変位は非常に小さくなった。

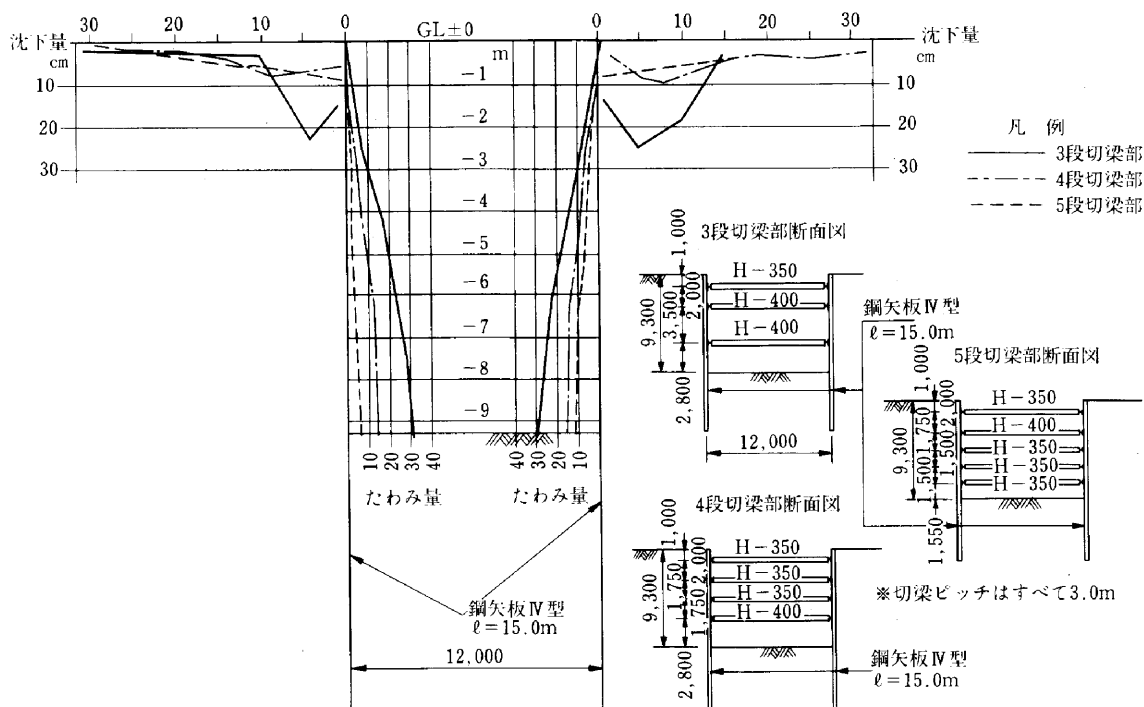


Fig.17 地盤沈下及び鋼矢板たわみ比較図

§ 6. まとめ

現在、工事は慎重な管理により無事完了 (Photo 3) し、すでに通水されている。

鋭敏性粘土地盤の掘削において今後留意すべき事項は次のとおりである。

- ① 掘削により、せん断強度及び変形係数が低下する。特に変形係数の低下の割合がせん断強度の低下の割合に比べはるかに大きい。したがって、変形が問題となるような工事においては、変形係数の低下に留意すべきである。本工事においては、変形係数が土質試験結果の $1/10$ 以下に低下したと思われる。
- ② 変形係数の低下の割合を示す指標はないが、鋭敏比が当該地盤のように30以上の場合には注意を要するものと思われる。
- ③ 掘削後の時間経過とともに地盤強度が低下するため、掘削後すばやく切梁支保工を設置する必要がある。

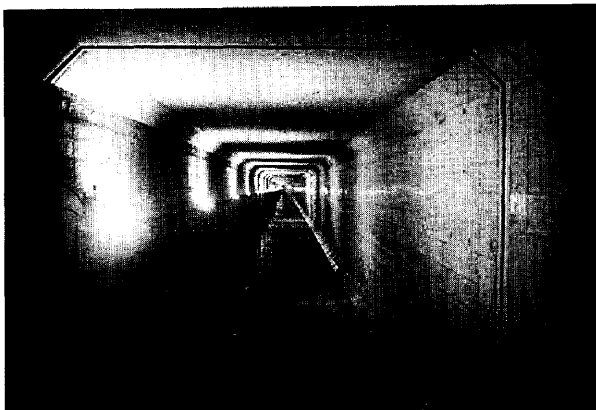


Photo 3

§ 7. あとがき

仮設構造物は、あくまでも本設構造物を築造するために必要な仮の構造物である。したがって、経済性の追及が優先されることが少なくない。

本報文で述べた地盤定数の低下を設計時に見込むかどうかにより、その土留めの経済性に大きく影響する。しかし土質によっては、これらの地盤定数の低下を確実に見込み、設計・施工を行う必要がある。

本報文が鋭敏性粘土地盤中の開削工事に少しでも参考になれば幸いである。終わるにあたり、関西電力株式会社赤穂火力発電所の関係各位に深く謝意を表わすものである。

参考文献

- 1) 中堀ソイルコーナー：赤穂発電所新設工事 (1号機) のうち、放水路試験施工観測・解析調査工事報告書、昭和60年4月25日
- 2) 中瀬他：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化、港研報告、Vol.18, No.4
- 3) 森・赤木：土のせん断変形による乱れとそれにもとづく圧密現象 特にせん断変形で生ずる乱れの大きさの評価方法、第17回土質工学研究発表会、昭和57年
- 4) 土質工学会：土質調査試験結果の解釈と適用例、土質工学会
- 5) 甲来・加来：鋭敏性粘土地盤におけるコーン支持力の理論的解析、土質工学会論文報告集 Vol.24
- 6) 奥村樹郎：地盤工学への q_u の適用、基礎工、1984.4
- 7) 奥村樹郎：粘土のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究、港研試料、No.193, June, 1974
- 8) T.W.Lambe：Soil Mechanics, John Wiley and Sons, 1970