

軟弱粘性土地盤に根入れされた山留め工の有限要素解析

NKK 基盤技術研究所 正会員 関口 宏二
岐阜大学 工学部 正会員 岡 二三生

1. はじめに

最近、軟弱層が厚く堆積しているため、山留めを良好な支持層に根入れさせることができず、軟弱な粘性土層に山留めが浮いている状態、を対象とした工事が増えてきた(田中ら, 1989; 杉本ら, 1989)。こうした現場では、矢板の変形、曲げモーメントのみならず、中間杭の浮き上がり、矢板のクリープ的な水平変位などにより、工事を中断し対策を施した事例も報告されている。

本研究は、こうした工事における設計・施工管理に資するために、仮想粘塑性法に基づく有限要素解析手法(Zienkiewicz & Corneau, 1974)の適用性を、あるケースヒストリーの解析を通じて検討した結果について報告するものである。また、解析結果に基づき、解析に用いる掘削底面下部の粘性土の非排水せん断強度には、施工による強度低下の影響を考慮すべきことを提案する。

2. 解析手法

掘削解析に用いられている有限要素法には、本田(1986)や杉本(1989)がレビューしているように、定式化、土の構成式、などにより様々な手法がある。たとえば、これらの違いにより代表的な論文を分類すると Table 1 のようになる。さらに、解析アルゴリズム、地盤と土留め壁とのインターフェイスの取扱い、などの細部にも着目すれば、多数の解析手法があるのが現状である。

さて、ここで対象としている問題では、地盤内のかなりの領域が塑性破壊をおこしていると考えられる。そのため、数値解析上安定性の良い解析手法を採用する必要がある。また、掘削底部がかなりふくれ上がるのであるから、地盤と土留め壁の間の滑りも適切に考慮する必要がある。以上の要求を満たす手法として、仮想粘塑性法(Zienkiewicz & Corneau, 1974)に基づく弾塑性解析プログラムを用いた。地盤は Mohr-Coulomb の破壊基準に従う弾塑性体、矢板は梁要素、地盤と矢板の間は滑りを考慮した非線形ジョイント要素を用いた。また、計算の効率化をはかるために、仮想粘塑性パラメータの最適化手法(Sekiguchi et al., 1990, 1992)を用いた。

Table 1 Finite Element Methods for Braced Excavation Problems

Table 1 Finite Element Methods for Braced Excavation Problems

全応力解析	
-線形弾性体	木村ら(1988)
-バイ-リニア弾性	Palmer & Kenny(1972) 植下ら(1975)
-Duncan-Chang モデル	Clough & Duncan(1971) 杉本・阿部(1976) 相原ら(1979, 1980) 結城ら(1987)
-弾・塑性体	秋野ら(1983)
-弾・完全塑性体	田中(1991) 田中ら(1992)
有効応力解析	
-Cam-Clay モデル	Simpson et al.(1979)
-Duncan-Chang モデル	Osaimi & Clough(1979) 杉本・佐々木(1986)
-関口-太田モデル	太田・本田ら(1984-1986) 白上・太田ら(1988) 渡辺・飯塚ら(1989) 吉田ら(1992)

Finite Element Analysis of A Braced Excavation in A Thick Soft Clay Deposit,
by Koji Sekiguchi (NKK Corporation) and Fusao Oka (Gifu University)

3. 羽田沖合展開工事における事例 (田中ら, 1989)

羽田沖合展開一期工事の一環として、幅 35 m、深さ 11 m、延長 560 m の掘削工事が行なわれた。Fig. 1, Fig. 2 に建設地点の地盤条件を、また各地層の工学的性質を Table 2 に示す。

土留め構造の断面図の一例を Fig. 3 に、また構造部材の諸元を Table 3 に示す。土留め壁として、VL型鋼矢板が地表より約 25 m の深さまで打設されたが、粘土層が厚いため、矢板先端は固い地層 (たとえば DS 層) に貫入させることができなかった。切梁は道路の延長方向に 5 m ピッチで設置された。また、Fig. 3 に示すように、切梁の座屈を防止するために、道路横断方向に約 6 m ピッチで中間杭が設置された。

工区 1~3 では、掘削に伴い、土留め壁の大きな水平変位 (Fig. 6) と、中間杭の顕著な浮き上がり (Fig. 7) が計測された。Fig. 6 より、4 次掘削後の水平変位は 300 mm にも達し、矢板先端でもかなりの水平変位が発生していたことがわかる。4 次掘削は一時中断され、①土留め壁背面側の盤下げ、②ディープウェル工法による地下水位低下、などの対策が施された。その結果、土留め壁のクリープ的変形は留り 4 次掘削は無事完了した。なお、工区 5~8 における掘削工事では、矢板の最大水平変位は 130 mm 以下、中間杭の浮き上がりは 100 mm 以下であった。

Table 2 Material Properties of Soils

Soil Type	SPT N	γ (kN/m ³)	ν	$\bar{q}_w/2$ (kPa)	ϕ (°)	K_D
BS	2-10	18	0.375	0.0	30.0	0.50
AC ₁	-	16	0.475	2.0	0.0	0.90
AC ₁	-	16	0.475	5.0	0.0	0.90
AS	5-20	19	0.375	0.0	40.0	0.75
AC ₂	0-4	16	0.475	*	0.0	0.90
DC	2-4	16	0.475	*	0.0	0.90
DS	> 50	20	0.375	0.0	45.0	0.80

* See Fig. 1

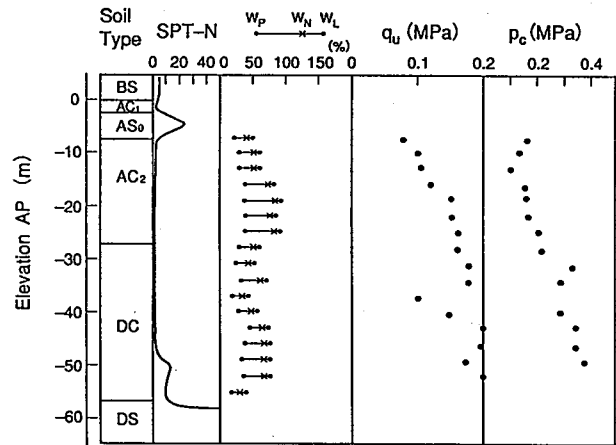


Fig. 1 Soil Conditions at The Construction Site (Tanaka et al., 1989)

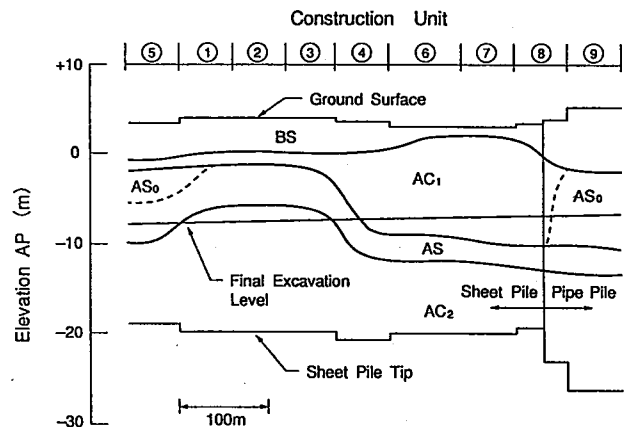


Fig. 2 Soil Profile and Layout of Construction Section (Tanaka et al., 1989)

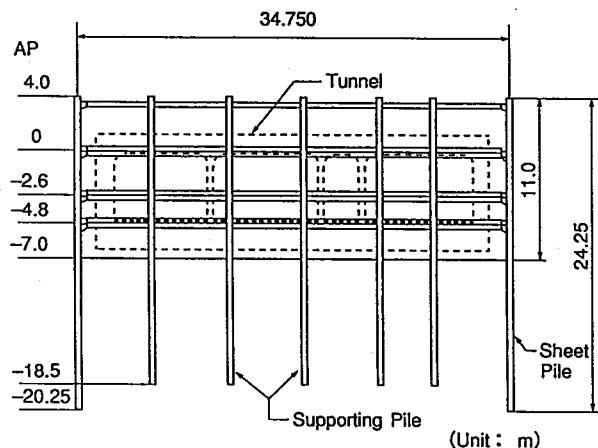


Fig. 3 A Typical Cross Section Showing Bracing Method (Tanaka et al., 1989)

4. 解析条件

(1) 掘削解析のための粘性土の非排水せん断強度

土田ら(1989)は、円弧すべり解析に用いるべき地盤の非排水せん断強度 s_u^* として、次式のように提案している。

$$s_u^* = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \cdot (\bar{q}_u/2) \quad \dots (1)$$

ここに、

\bar{q}_u = 粘性土の一軸圧縮強度の平均値

c_1 = 試料採取時の乱れによる強度の低下に関する補正係数 ($c_1 > 1.0$)

c_2 = 強度の異方性に関する補正係数

c_3 = せん断速度に関する補正係数 ($c_3 < 1.0$)

c_4 = すべり面の角度を45度と仮定することによる誤差に関する補正係数 ($c_4 < 1.0$)

c_5 = 軸対称応力条件と平面ひずみ応力条件の違いに関する補正係数 ($c_5 > 1.0$)

ところで、土留め壁に大きな水平変位が発生する場合には、掘削底面下の土も大きく変形し、ピーク強度を超える程度のひずみが発生していると考えられる。この場合、掘削底面下で発揮されている土の強度は、Fig. 4 に示すように、ピーク強度と残留強度の間に位置することになる。このStrain Softeningの影響を、弾・完全塑性モデルを用いた解析で考慮するために、式 (1) に新たな補正係数 c_6 を付加して、掘削底面下の地盤の非排水せん断強度 s_u^o とすることを提案する。

$$s_u^o = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \cdot c_6 \cdot (\bar{q}_u/2) \quad \dots (2)$$

ここに、 c_6 = Strain Softening の影響を考慮するための補正係数 ($c_6 < 1.0$)

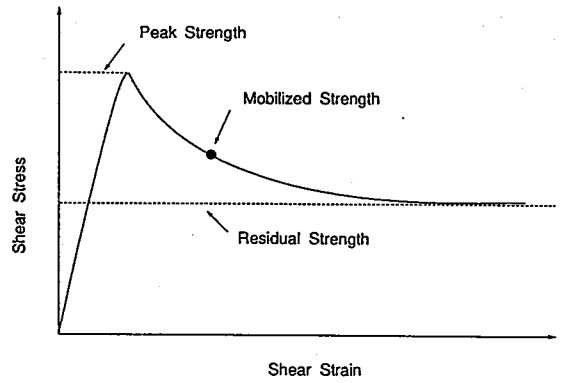


Fig. 4 Shear Stress-Strain Relationship Showing Strain Softening

(2) メッシュ分割

Fig. 5 に解析に用いた有限要素メッシュを示す。地盤は8節点アイソラマトリク要素で、また矢板は3節点アイソラマトリク要素でモデル化した。地盤と矢板との間には、両者間の滑りを考慮するために、6節点の非線形ジョイント要素を配した。

(3) 掘削解析のシミュレーション

土留め掘削工事を、施工過程を忠実に考慮して、以下の8段階の解析でシミュレートした。

Stage 1: 地盤内の初期応力状態の算定

Stage 2: 1次掘削

Stage 3: 1段目切梁設置、プレロード載荷

Stage 4: 2次掘削

Stage 5: 2段目切梁設置、プレロード載荷

Stage 6: 3次掘削

Stage 7: 3段目切梁設置、プレロード載荷

Stage 8: 4次掘削

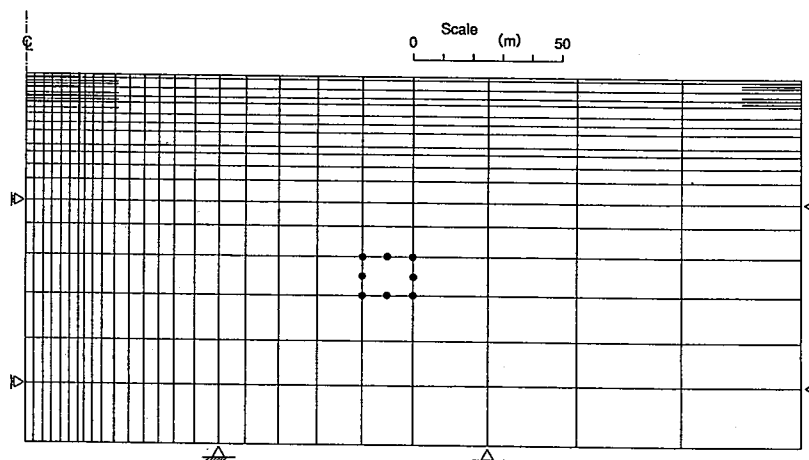


Fig. 5 Finite Element Mesh Used for Calculation

(4) 材料定数

地盤は、関連流動則に従う弾・完全塑性材料としてモデル化した。解析に用いた地盤の材料定数を Table 2 に示す。土のヤング係数 E は、次の経験式に基づき推定した。

沖積粘性土 (AC): $E=210 \cdot C_u$ (竹中, 1962)

沖積砂質土 (AS): $E=2800 \cdot N$ (kPa) (宇都, 1967)

ここに、 C_u = 粘性土の非排水せん断強度 ($=q_u/2$)、 N = 標準貫入試験 N 値。洪積粘性土 (DC)、洪積砂質土 (DS) のヤング係数については、予備解析時の中間杭の浮き上がり量を参考にして、それぞれ沖積土の場合の2倍の値を用いた。この沖積土と洪積土のヤング係数の評価法の違いには、「土質材料の本質的材料特性の違い」の他に、「本来3次元的な問題を2次元的に取扱っているための見かけ上の違い」も含まれていると考えている。

Table 3 Properties of Structural Elements

Structural Element	Nominal Name	Axial	Bending
		Stiffness EA	Stiffness EI
Sheet Pile	V _L Type	56.20	1.32 [*]
1st Brace	1-H350x350	7.30 ^{**}	0.00
2nd Brace	1-H350x350	14.60 ^{**}	0.00
3rd Brace	2-H400x400	18.36 ^{**}	0.00
4th Brace	2-H400x400	18.36 ^{**}	0.00

^{*} $\eta=0.4$ is to be multiplied.

^{**} $\alpha=0.1$ is to be multiplied.

Unit: EA (10^5 kN/m)

EI (10^5 kNm²/m)

矢板および切梁は梁要素でモデル化した。その材料定数を Table 3 に総括して示す。矢板の曲げ剛性に関する低減率 η は、実測結果 (田中ら, 1989) に基づき、40%とした。また、切梁の軸剛性に関する低減率 α は、岡田・栗原 (1985) や西野・久木田 (1985) を参考に、10%とした。

地盤と矢板間の相互作用は滑りを考慮したジョイント要素でモデル化し、せん断方向、圧縮方向の剛性はそれぞれ、 10^5 kN/m³、 10^7 kN/m³ とした (Sekiguchi ら, 1992)。また、地盤と矢板間のせん断強度は次式により推定した。

沖積粘性土 (AS) / 矢板の付着力:

$$C_{\text{joint}} = C_{\text{clay}} \quad (\text{API, 1989})$$

沖積砂質土 (AC) / 矢板の摩擦角:

$$\phi_{\text{joint}} = 0.72 \phi_{\text{sand}} \quad (\text{Potyondy, 1961})$$

(5) 解析ケース

4. (1) で提案した補正係数 c_6 は、現場の施工条件や掘削底面からの深さに支配されると考えられるが、ここでは Table 4 に示す2ケースを考えてみる。Case Q は、 $c_6 = 1.0$ とした場合であり、(偶然ではあるが) 解析に用いる粘性土の非排水せん断強度 s_u^e は、従来から採用されている値 $q_u/2$ に一致する。したがって、本ケースは従来通りの強度評価に基づく解析ケースとも見なせる。一方、Case S は Strain Softening の影響を考慮した解析であり、深さ方向に c_6 が線形に変化するものとした ($c_6 = 0.25 \sim 0.50$)。

Table 4 Cases Analyzed

Case	c_6	s_u^e	Depth
Q	1.00	$1.00 \times (\bar{q}_u/2)$	at AP. - 5.80 m ~ AP. -20.25 m
S	0.25	$0.25 \times (\bar{q}_u/2)$	at AP. - 5.80 m
	0.50	$0.50 \times (\bar{q}_u/2)$	at AP. -20.25 m

$$s_u^e = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \cdot c_6 \cdot (\bar{q}_u/2)$$

$$c_1 = 1.33 \quad (\text{Tsuchida et al., 1989})$$

$$c_2 = 0.85 \quad (\text{Tanaka et al., 1989})$$

$$c_3 = 0.88 \quad (\text{Tsuchida et al., 1989})$$

$$c_4 \cdot c_5 = 1.0 \quad (\text{Hanzawa, 1982; Tsuchida, 1989})$$

5. 解析結果

(1) Case Q

Fig. 6 に、3次および4次掘削後の矢板の水平変位の実測値と計算値を比較して示す。同図からわかるように、両者の対応は良くない。

Fig. 7 に、3次および4次掘削後の地盤の浮き上がり量の実測値と計算値を比較して示す。ここに、実測値は中間杭の杭頭浮き上がり量であり、計算値は掘削底 (AP. -7.0 m) および矢板先端 (-20.25 m) レベルにおける地盤の浮き上がり量である。同図より実測値と計測値は比較的良い対応をしていることがわかる。

Fig. 8 に、4次掘削終了時の矢板に加わる水平土圧の実測値と計算値を比較して示す。同図より、掘削底下部では計算土圧の方が実測土圧よりも大きい傾向が見られる。同図中に破線で示したランキンの受動土圧と、計算土圧との比較より、本解析条件 (Case Q) で仮定した地盤の強度定数の下では、掘削底下部の受動破壊に関して安全性の余裕があると言えよう。このことは、計算上、掘削底下部に顕著な塑性破壊領域が形成されていないことと対応している (Fig. 9)。

Table 5 に、切梁軸力の実測値と計算値を比較して示す。同表より、Case Q における実測値と計算値の対応は余り良くないことがわかる。

以上の検討より、Case Q で仮定された地盤の強度定数では、実際に計測された地盤～土留め構造系の挙動をうまく説明できないと言えよう。

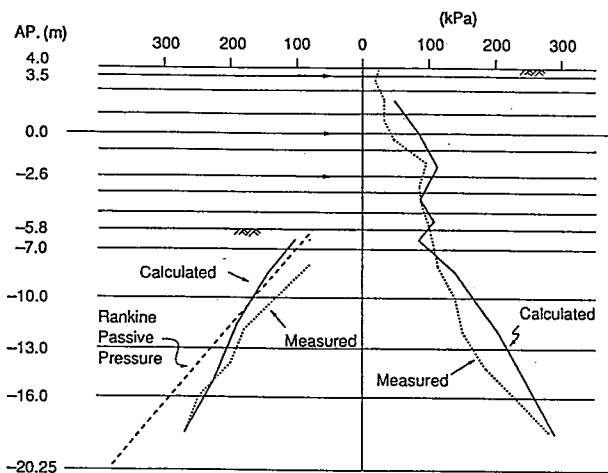


Fig. 8 Measured and Calculated Soil Pressures after The 4th Excavation (Case Q)

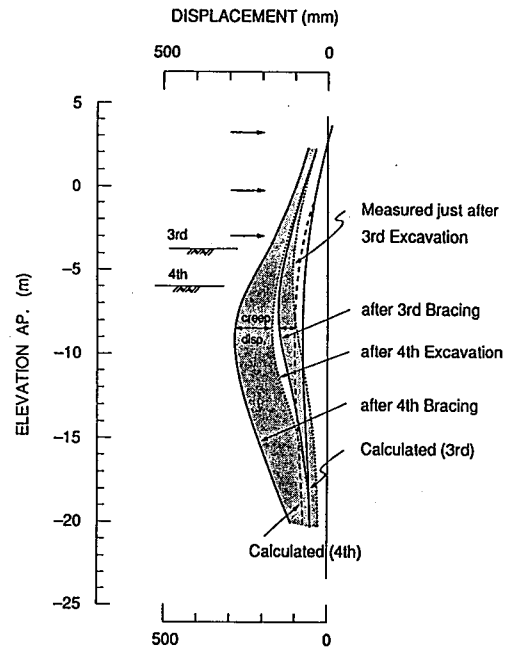


Fig. 6 Measured and Calculated Horizontal Displacements of Sheet Pile (Case Q)

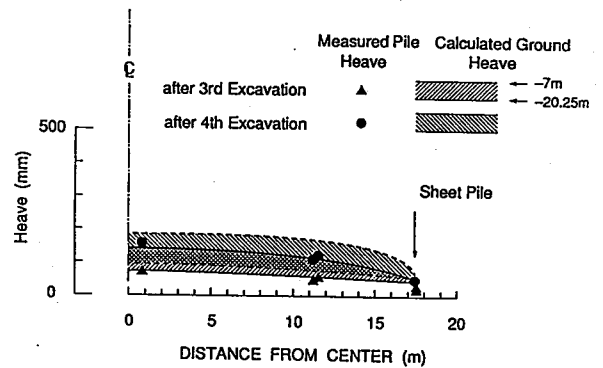


Fig. 7 Measured and Calculated Ground Heave (Case Q)

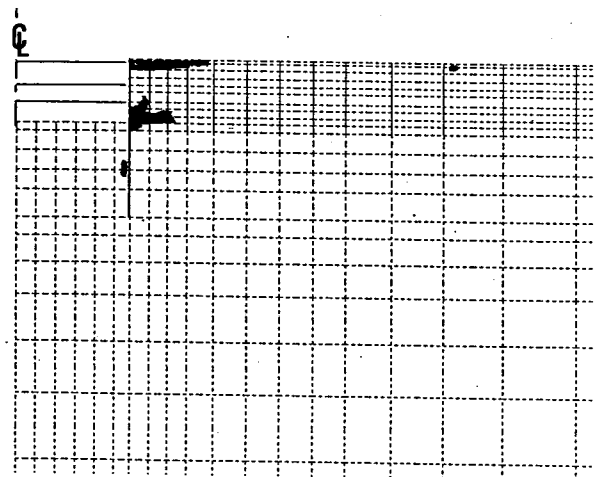


Fig. 9 Distribution of Plastic Zone in The Soil Mass (Case Q)

(2) Case S

Fig. 10 に、3次および4次掘削後の矢板の水平変位の実測値と計算値を比較して示す。同図より、実測水平変位の測定精度を考慮すれば、両者の対応は比較的良好と言えよう（実測水平変位は、傾斜計によって計測された傾斜角を、ある境界条件の下で積分して得られる）。

Fig. 11 に、3次および4次掘削後の地盤の浮き上がり量の実測値と計算値を比較して示す。同図より Case Q の場合と同様、実測値と計測値は比較的良好対応をしていることがわかる。また、4次掘削後の掘削底面（AP. -7 m）レベルの計算浮き上がり量では、矢板から数 m の位置の値が最も大きいのが注目される。この現象は、Fig. 12 に示した地盤～土留め構造系の変形図にも明瞭にみられる。

Fig. 13 に、4次掘削終了時の矢板に加わる水平土圧の実測値と計算値を比較して示す。同図より、実測土圧と計算土圧との対応は比較的良好と言えよう。計算土圧は、破線で示したランキンの受動土圧よりやや大きいことから、本解析条件（Case S）で仮定した地盤の強度定数の下では、掘削底下部の受動破壊に関して安全性の余裕がほとんど無いと言えよう。4次掘削終了時に掘削底下部に顕著な塑性破壊領域が形成されていることから同様の結論が得られる（Fig. 14）。なお、4次掘削解析時（Stage 8）には、粘塑性アルゴリズムによる収束計算の過程で不平衡力が振動を始め、数値計算上も地盤の不安定化（破壊）を示唆する現象が現れた。

Table 5 に、切梁軸力の実測値と計算値を比較して示す。同表より、Case S における実測値と計算値の対応はかなり良好と言えよう。

以上の検討より、Case S で仮定した地盤の強度定数により、実際に計測された地盤～土留め構造系の挙動がかなり精度良く説明できたと考える。

6. 結論

軟弱粘性土地盤に根入れされた山留め工の現場計測事例（田中ら、1989）を、仮想粘塑性アルゴリズム（Zienkiewicz and Corneau, 1974）に基づ

Table 5 Comparison of Measured and Calculated Maximum Brace Stresses

Brace No.	Measured	Calculated	
		Case Q	Case S
1st	17.6	10.3	12.3
2nd	43.9	34.4	45.7
3rd	24.0	10.0	24.3

(Unit: 10 kN/m)

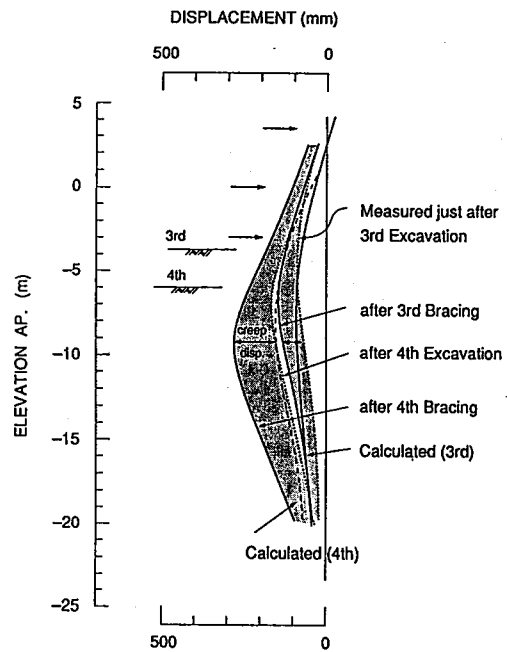


Fig. 10 Measured and Calculated Horizontal Displacements of Sheet Pile (Case S)

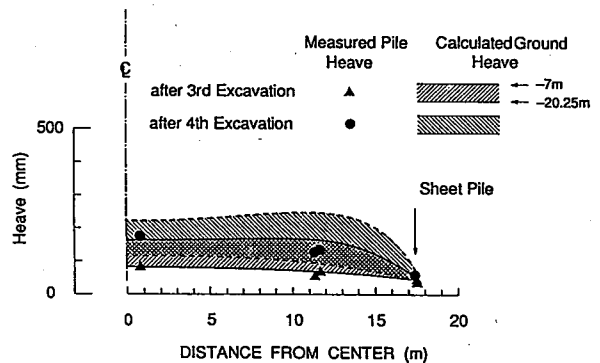


Fig. 11 Measured and Calculated Ground Heave (Case S)

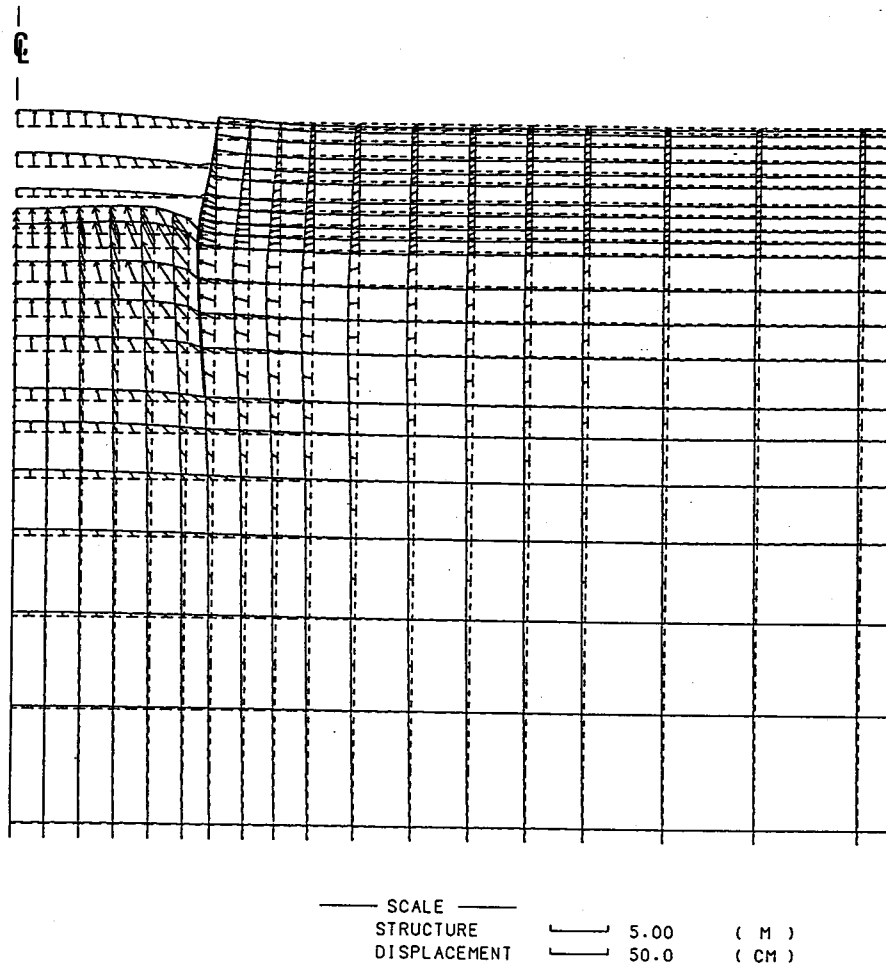


Fig. 12 Calculated Ground Deformation after
The 4th Excavation (Case S)

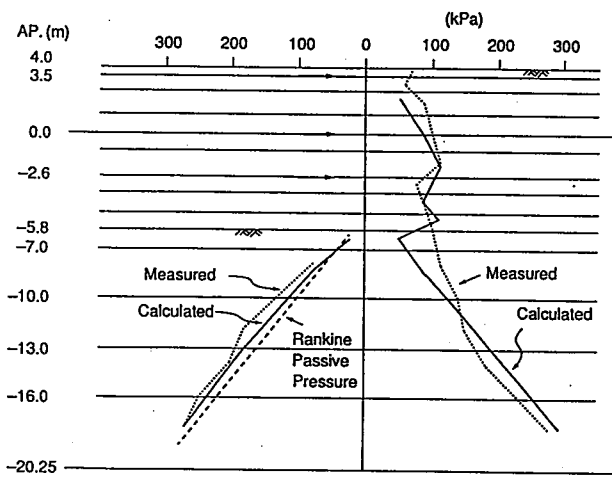


Fig. 13 Measured & Calculated Soil Pressures
after The 4th Excavation (Case S)

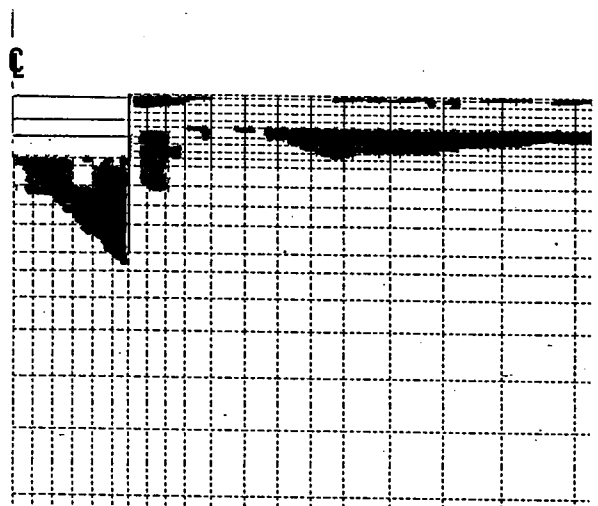


Fig. 14 Distribution of Plastic Zone in The
Soil Mass (Case S)

く弾塑性有限要素法により解析した。その際、地盤～矢板間には両者の滑り現象を表現できる非線形ジョイント要素(Sekiguchi et al., 1990)を配した。本研究の結果、次ぎの結論が得られた。

(1) 適用した解析手法により、掘削底面下に広い塑性破壊領域が形成され、通常の解析手法では計算の継続が困難となるような問題の解析が可能となることがわかった。

(2) 地盤モデルとして弾・完全塑性モデルを用いた有限要素法で、軟弱粘性土地盤の掘削解析を行なう場合には、掘削下部のStrain Softeningの影響を考慮する必要がある。すなわち、解析に用いる粘性土の非排水せん断強度を補正する必要がある。今回解析した事例では、地盤の深さにより異なるが、25%～50%の強度低下を考慮する必要があった。

以上の結論より、ここに提案した解析手法は、厚い軟弱粘性土地盤における土留め掘削工事の設計・施工管理・解析のツールとして用いることができると言えよう。

なお、本研究で提案した補正係数 c_0 は、施工法や現場の条件に強く依存すると考えられる。したがって、本研究で実施したようなケースヒストリーの解析を積み上げて、この補正係数に関する情報を集めることが重要であると思われる。

謝 辞

本研究に関して貴重な御意見をいただいた京都大学工学部 足立紀尚教授、ならびに運輸省港湾技術研究所土質部 小林正樹部長・田中洋行室長に記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 田中洋行・足立二雄・豊田奉節 (1989) : 軟弱地盤における山留め掘削の事例とその解析、港湾技術研究所報告、第28巻第4号、pp. 25-54.
- 2) 本田 隆 (1986) : 山留めの施工管理における有限要素法の適用に関する研究、京都大学

学位請求論文、p. 207.

- 3) 杉本隆男 (1989) : 山留め・掘削工事に伴う周辺地盤の変形、土と基礎、37-5, pp. 5-10.
- 4) Zienkiewicz, O.C. and Corneau, I.C. (1974) : "Visco-plasticity - Plasticity and creep in elastic solids - A unified numerical solution approach," Int. J. Num. Meth. Engng., Vol.1, pp.75-100.
- 5) Sekiguchi, K., Rowe, R.K., Lo, K.Y. and Ogawa, T. (1990) : "Time step selection for 6-noded non-linear joint element in elasto-viscoplasticity analyses," Computers and Geotechnics, 10, 33-58.
- 6) Sekiguchi, K., Rowe, R.K., Lo, K.Y. and Ogawa, T. (1992) : "Hoop tension analysis of a steel cell using optimization method for pseudo-viscoplastic parameters," Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp. 1-14.
- 7) 土田 孝・水上純一・及川 研・森 好生 (1989) : 一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法、港湾技術研究所報告、第28巻 第3号、pp. 81-145.
- 8) 宇都一馬 (1967) : 「基礎地盤の調査」構造物の基礎、土木学会関東支部.
- 9) 岡田 仁・栗原美津雄 (1985) : 地下連続壁を用いた立坑土留壁の掘削時の挙動解析、第40回土木学会年次学術講演会、第3部門、pp. 313-314.
- 10) 西野健三・久木田祐次 (1985) : 土留め壁に対する切りばりプレロード工法の効果について、第40回土木学会年次学術講演会、第3部門、pp. 795-796.
- 11) American Petroleum Institute (1989) : Recommended Practice for Planning Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, API-RP 2A, 18th Ed., p. 50.
- 12) Potyondy, J.G. (1961) : "Skin friction between various soils and construction materials," Geotechnique, Vol.11, No.4, pp. 339-353.