

土 木 研 究 所 資 料

大規模土留め壁の設計に関する研究

昭和63年 3 月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright ©1988 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

大規模土留め壁の設計に関する研究

基 礎 研 究 室	室 長	岡 原 美知夫
	研 究 員	中 谷 昌 一
		越 川 裕
	部外研究員	南 邦 明
	同 上	北 村 敬 司

要旨

近年、土木施工技術の発達に伴い大規模・大深度の掘削工事が可能となり、共同溝構築におけるシールドの発進立坑等の施工事例が増加している。

これら大深度の掘削に要する土留め壁の設計においては弾塑性設計法の導入が試みられており、当研究室では57年度に「掘削土留め工設計指針(案)」を作成し、土留め壁解析の基本的な考え方を示した。

本資料は、上記指針(案)の整備充実を図るため58年度から61年度に実施した側圧係数、壁体剛性低下率等に関する研究結果並びにプレロード工法を併用した土留め壁解析の手法について検討した結果を併せて報告するものである。

キーワード：大規模土留め壁，側圧係数，壁体剛性低下，プレロード工法

目 次

まえがき

1. 土留め壁の設計に用いる粘性土地盤における側圧	1
1. 1 土留め壁に作用する側圧	1
1. 2 実測データの整理方法	2
1. 3 静止側圧	4
1. 3. 1 軟らかい粘性土の側圧	4
1. 3. 2 硬い粘性土の側圧	6
1. 4 背面側主働側圧	8
1. 4. 1 軟らかい粘性土の側圧	8
1. 4. 2 硬い粘性土の側圧	22
1. 4. 3 他の規準式等との比較	35
1. 5 設計に用いる側圧係数	38
参考文献	45
2. 変形による土留め壁の剛性低下	47
2. 1 鋼矢板壁の剛性低下	47
2. 1. 1 U形鋼矢板の曲げ剛性の有効率と断面係数の有効率	47
2. 1. 2 実験結果からの曲げ剛性の推定	50
2. 1. 3 設計に用いるU形鋼矢板の剛性	52
2. 2 R C壁の剛性低下	54
2. 2. 1 剛性低下に関する既往の研究	54
2. 2. 2 実験概要	55
2. 2. 3 実験結果および考察	63
2. 2. 4 設計に用いるR C壁の剛性	69
参考文献	71
3. 土留め壁の根入れ長の算出方法	72
3. 1 根入れ長が変位および断面に与える影響	73
3. 1. 1 解析モデル	73
3. 1. 2 解析結果	74
3. 1. 3 壁体剛性が限界根入れ長に与える影響	99
3. 2 極限平衡法と弾塑性法による根入れ長の比較	101
3. 3 設計根入れ長の決定方法	101

4. プレロードを考慮した土留め壁の解析	104
4.1 プレロードによる土留め壁の変形	104
4.2 プレロードを考慮した解析手法	105
4.2.1 解析モデル	105
4.2.2 解析上の仮定	107
4.2.3 解析における掘削過程	108
4.2.4 解析理論	108
4.3 現行弾塑性法との比較	119
4.3.1 比較検討モデル	119
4.3.2 比較検討結果	122
4.4 実測値との比較	124
4.4.1 実測現場の概要および解析上の仮定	124
4.4.2 実測値と解析値の比較	131
4.5 今後の課題	142
参考文献	148
あとがき	149

ま え が き

近年、土木施工技術の発達に伴い大規模かつ大深度の掘削工事が可能となるとともに、共同溝構築におけるシールドの発進立坑等の大深度の土留め壁の施工事例が増加している。これらの掘削に要する土留め壁の設計においては、土留め壁の挙動を精度よく予測することが求められ、従来の極限平衡法に比較してより実際の構造特性を反映した弾塑性設計法が採用されている。

当研究室では、大規模な土留め壁の設計に関し土木研究所資料第1816号「掘削土留め工設計指針(案)」を作成し、弾塑性設計法の導入を試みた。しかしながら、「掘削土留め工設計指針(案)」は解析手法の基本的な考え方について示したもので、変形に伴う壁体剛性の低下や継手効率に関する規定がなく、また弾塑性設計法による場合の必要根入れ長の決定方法等についても明記されていない。さらに、土留め壁の変形を低減させるためプレロード工法を併用する施工事例も今後増加することが、従来の弾塑性設計法のように背面側地盤からは主働土圧しか作用させない考え方では対応することが困難である。

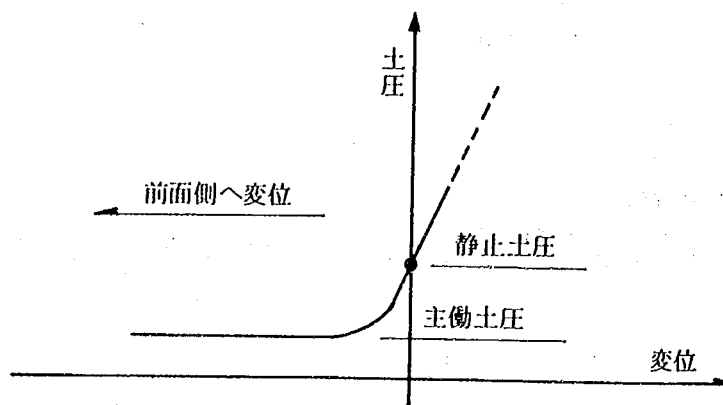
本資料は、「掘削土留め工設計指針(案)」の整備充実を図るため、58年度から61年度に実施した側圧実測データの解析や鉄筋コンクリート壁体の剛性低下に関する載荷試験等の研究結果並びにプレロード工法を併用した土留め壁解析手法について検討した結果を併せて報告するものである。

1 土留め壁の設計に用いる粘性土地盤における側圧

本章は、土留め壁の設計に用いる粘性土地盤における設計側圧について既往の実測データに基づきとりまとめたものである。ここで、側圧とは、土圧と水圧を合わせたものをいう。

1.1 土留め壁に作用する側圧

掘削開始前、土留め壁には両側から等しい静止側圧が作用しているが、掘削することにより前面側の側圧抵抗が除去されるため、壁体は前面側へ変位する。背面側の土圧は、その変位に伴い主働状態へと移行し、次第に減少する傾向を示す（図－1.1）。



図－1.1 土圧と変位の関係

ランキン・レザールやクーロン理論による主働土圧は、深さに比例した三角形分布となることが一般に知られているが、これは土留め壁の下端が固定され、それを中心に壁体が剛体として前方に傾く時に認められる分布形状である（図－1.2(a)参照）。しかし、土留め壁は弾性体として挙動するとともに掘削の進行に応じて順次支保工が架設されるため、壁体はこのような挙動を示さないことが一般に知られている。上部は支保工によって固定され、下部は土留め壁の根入れ効果により固定されている場合、壁体の変形形状は中ぶくれの状態となり、この場合土圧は三角形分布をなさず模式的に示すと図－1.2(b)のようになる。このことは、掘削現場での実測側圧が同様の傾向を示すことで確かめられている。

土留め壁に作用する側圧は、壁体の変形形状にも大きく左右され、理論的にこれを解明するには、このような変形を考慮に入れる必要があるが、解法が非常に複雑になる。従来からも、土留め壁の設計に用いる側圧はランキン・レザールあるいはクーロンの理論とは別に、切ばり軸力計や側圧計（通常は土圧計と呼ばれる）による実測データを整理して得られた経験的側圧が採用されている。たとえば、道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針（日本道路協会）の断面決定用土圧がこれにあたる。したがって、現状では実測値を集積整理して、側圧を決定する方法が妥当であると考えられる。ここでは、実測データを集積し、静止側圧および

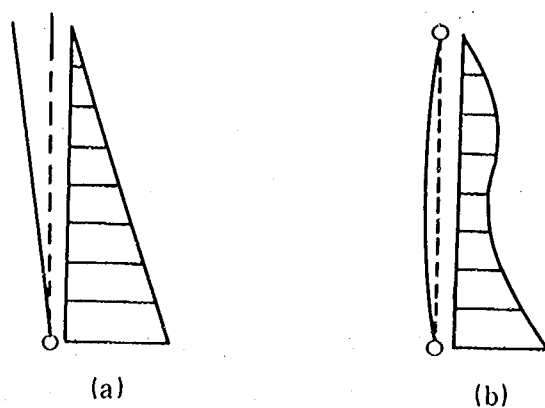


図 - 1.2 土留め壁の変形形状と土圧分布

背面側主働側圧に関して統計処理を加えることにより、掘削に伴う側圧変化の定性的並びに定量的規則性を把握することとした。

1.2 実測データの整理方法

実測データは、過去の文献^{1)~22)}に公表されたものを用い、統計処理をするにあたっては、以下のことを前提とした。

- 1) 実測データは、土留め壁に埋め込まれた側圧計により計測されたものである。
- 2) 計測された荷重は、土圧と水圧を合わせた側圧である。(粘性土は透水係数が小さいため、地下水位が変動しても粘性土中の水圧はかなり保持されていると考えられる。)
- 3) N値が4未満の場合を軟らかい粘性土、4以上については硬い粘性土と分類して整理した。

また、統計処理法として、平均値およびその信頼区間は次のようにして求めた。

母集団の平均値を μ 、標準偏差を σ 、データの平均値を $\bar{X}_i$ 、その個数を n とすれば、(1.1)式に示す U は、 $N(0, 1)$ の正規分布をなすことが知られている。

$$U = \frac{\bar{X}_i - \mu}{\sigma / \sqrt{n}} \quad (1.1)$$

この U の95%信頼区間は、(1.2)式に示す範囲である。

$$-1.96 < U < 1.96 \quad (1.2)$$

したがって、(1.1)式により

$$-1.96 < \frac{\bar{X}_i - \mu}{\sigma / \sqrt{n}} < 1.96$$

$$\bar{X}_i - 1.96 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} < \mu < \bar{X}_i + 1.96 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (1.3)$$

一般に(1.3)式により、母集団の真の平均値の95%信頼区間が推定される。この方法は、一般に大標本法と呼ばれ、この方法が妥当であるのは厳密には大標本に対してだけである。小標本で、真の標準偏差 σ が未知の場合には、(1.4)式で示す t 分布が用いられる。

$$t = \frac{\bar{X}_i - \mu}{S / \sqrt{n}} \quad (1.4)$$

ここで、 S は標本標準偏差である。(1.2) 式と同様に 95 % の信頼区間を求めると

$$-t(\nu, 0.05) < \frac{\bar{X}_i - \mu}{S / \sqrt{n}} < t(\nu, 0.05)$$

$$\bar{X}_i - t(\nu, 0.05) \frac{S}{\sqrt{n}} < \mu < \bar{X}_i + t(\nu, 0.05) \frac{S}{\sqrt{n}} \quad (1.5)$$

ここで、 t はデータ数によって決まる自由度 $\nu (= n - 1)$ に従う。(1.5) 式によって母集団の平均値の信頼区間が得られる。

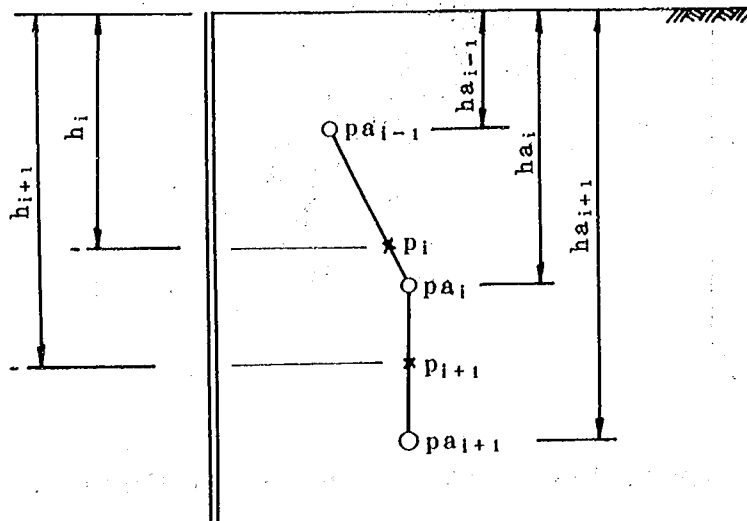
平均値および標本標準偏差値は (1.6)、(1.7) 式で表される。

$$\bar{X}_i = \frac{1}{n} \sum X_i \quad (1.6)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X}_i)^2}{n - 1}} \quad (1.7)$$

また、ここでは深さごとに側圧強度を統計処理する必要性から、着目深さを設定し、その深さでの値を実測値からの内挿法により求めた。(図-1.3 参照) すなわち、各着目深さにおける側圧強度 $p_i, p_{i+1} \dots$ は (1.8) 式により算出した。

$$\left. \begin{aligned} p_i &= pa_{i-1} + \frac{pa_i - pa_{i-1}}{ha_i - ha_{i-1}} (h_i - ha_{i-1}) \\ p_{i+1} &= pa_i + \frac{pa_{i+1} - pa_i}{ha_{i+1} - ha_i} (h_{i+1} - ha_i) \end{aligned} \right\} \quad (1.8)$$



pa_{i-1}, pa_i, pa_{i+1} : 実測側圧強度 (tf/m²)

ha_{i-1}, ha_i, ha_{i+1} : 側圧計の設置深さ (m)

p_i, p_{i+1} : 着目深さでの側圧強度 (tf/m²)

h_i, h_{i+1} : 着目深さ (m)

図-1.3 着目深さにおける側圧強度

1.3 静 止 側 圧

ここでいう静止側圧とは掘削前に測定された側圧のことである。地盤を緩めることなく土留め壁を設置し、掘削を行わない状態では壁体にかかる水平荷重は安定した地盤での側圧と考えられ、静止側圧と呼ばれる。

ここでは静止状態での側圧の分布性状について調べてみる。

1.3.1 軟らかい粘性土 ($N < 4$) の側圧

図-1.4 に掘削前の側圧分布と最小二乗法による直線回帰式を示す。あわせて、着目深さを2.5 m間隔にした場合の平均値と95%信頼区間を示す。これより側圧は、ほぼ深さに従って増加する三角形分布をなすことが判る。また、図-1.4における直線回帰式は(1.9)式に示すものである。

$$p = 1.055 h + 1.79 \quad (1.9)$$

ここで p : 側圧強度 (tf/m^2)

h : 地盤面からの深さ (m)

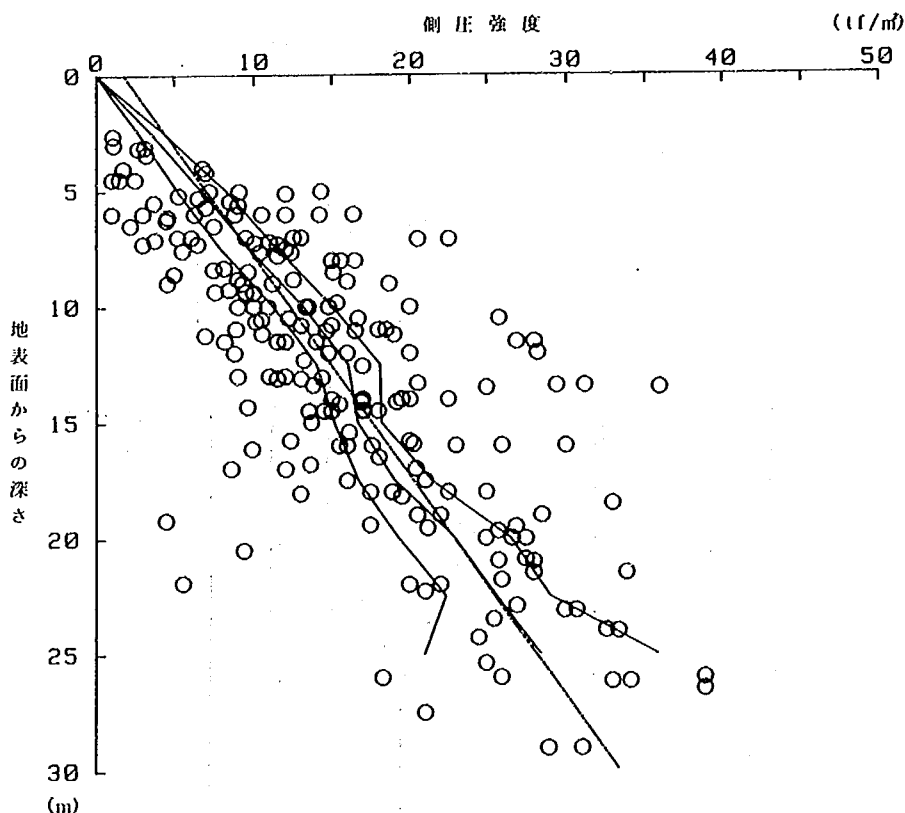


図-1.4 着目深さごとの側圧強度の平均値と95%信頼区間(軟らかい粘性土)

直線の傾き m は 1.055 であり、側圧強度 p が静止側圧係数 K_0 により $K_0 \cdot \gamma \cdot h$ で表されるものとすれば、 $m = K_0 \cdot \gamma$ となる。粘性土の単位体積重量を $\gamma = 1.6 \text{ tf/m}^3$ とすると、 K_0 は(1.10)式により得られる。

$$K_0 = \frac{m}{r} = \frac{1.055}{1.6} = 0.66 \quad (1.10)$$

各深さごとに(1.9)式で求めた側圧強度から、 $p = K_0 \cdot r \cdot h$ として K_0 を逆算すると、表-1.1のようになる。

表-1.1 回帰式より逆算した静止側圧係数

深さ (m)	$P = 1.055h + 1.79 \text{ (t/m}^2\text{)}$	$K_0 = \frac{P}{r \cdot h}$
5	7.07	0.88
10	12.34	0.77
15	17.62	0.73
20	22.89	0.72

図-1.5は各着目深さでの側圧により求めた、側圧係数の平均値と95%信頼区間を示したものである。

実線は、着目深さ h_i での側圧強度 p_i から(1.11)式にて逆算した値である。

$$K_0 = \frac{p_i}{r \cdot h_i} \quad (1.11)$$

破線は、着目深さ h_i までの側圧の合計を等価な三角形分布をなす全側圧 P_i として置き換え、(1.12)式にて逆算した値である。これは、側圧分布を直線で示そうとした場合に、各

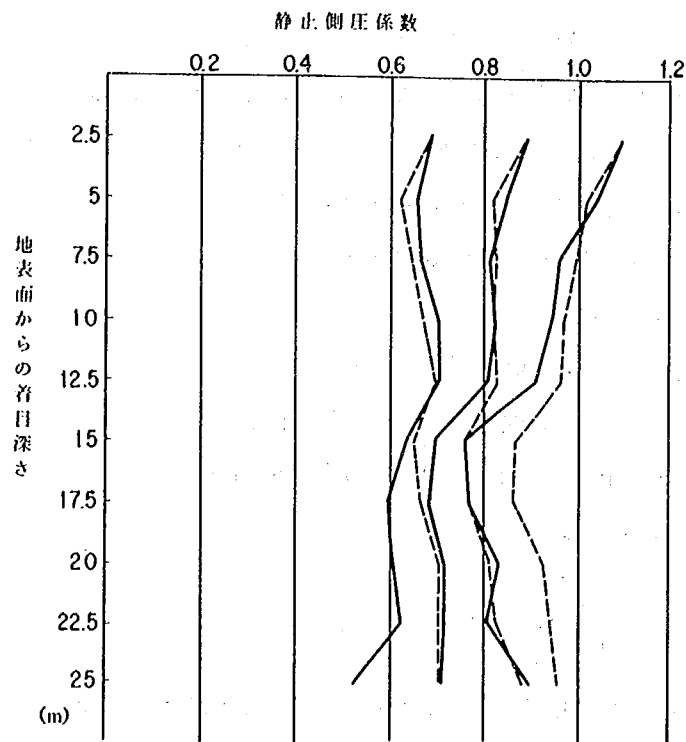


図-1.5 静止側圧係数分布図(軟らかい粘性土)

実測値のばらつきによる影響を小さくするよう配慮したものである。(図-1.6 参照)

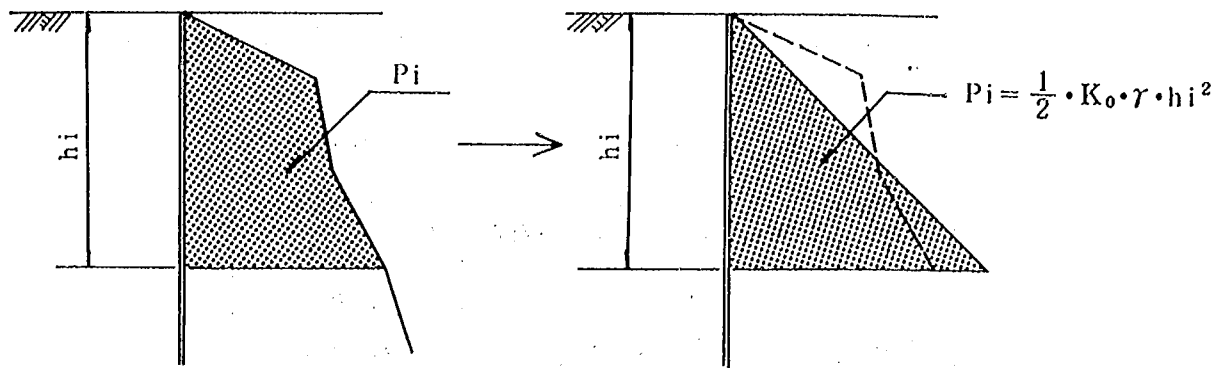


図-1.6 全側圧 P_i に基づく側圧係数の算出手法

$$K_0 = \frac{2P_i}{\gamma \cdot h_i^2} \quad (1.12)$$

これによると、平均値はほぼ 0.8 程度、95%信頼区間は 0.6 ~ 0.9 程度で深さにかかわらずほぼ一定値を示すことが判る。

よってここでは、軟らかい粘性土の静止係数として

$$K_0 = 0.65 \sim 0.85$$

とし、深さ方向の側圧分布は三角形分布を提案する。

1.3.2 硬い粘性土 ($N \geq 4$) の側圧

硬い粘性土についても、軟らかい粘性土の場合と同様の解析を行った。ただし、軟らかい粘性土に比べてデータ数が少ないこともあり、相関性がよくない。

図-1.7 に掘削前の側圧分布と最小二乗法による直線回帰式を示した。あわせて、着目深さを 2.5 m 間隔にした場合の平均値と 95%信頼区間を示した。これより側圧は、深さに比例して増加する傾向を示しているが、軟らかい粘性土ほど大きい値は示さず、直線の傾きも小さい。図-1.7 における直線回帰式は (1.13) 式のように表される。

$$p = 0.39h + 5.23 \quad (1.13)$$

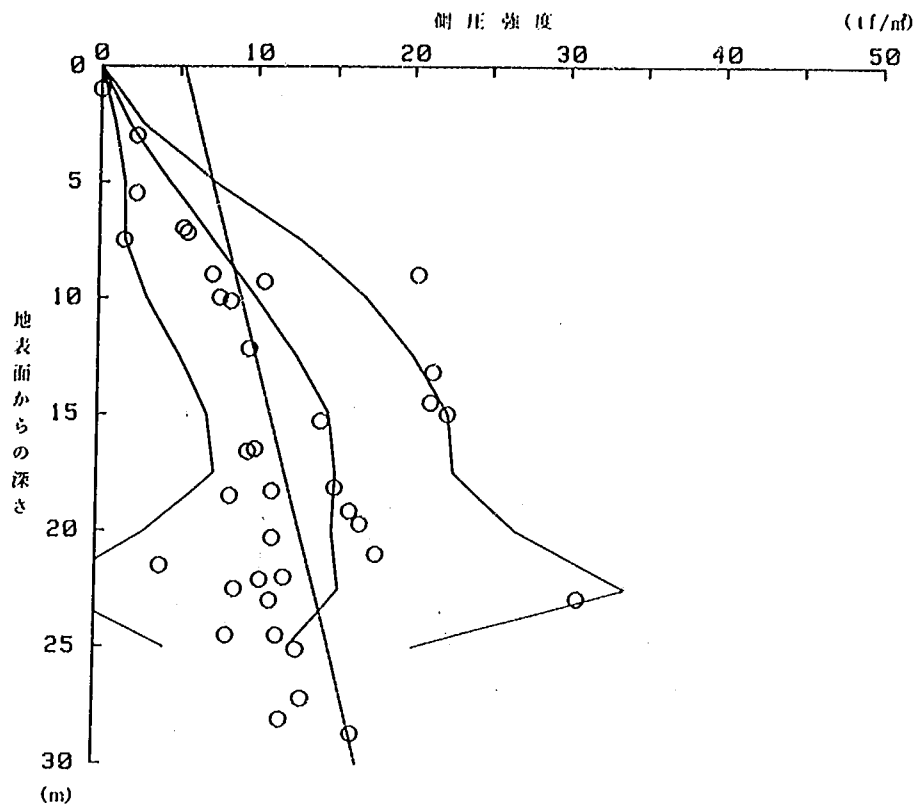
ここで p : 側圧強度 (tf/m^2)

h : 地盤からの深さ (m)

直線の傾き m は 0.39 であり、粘性土の単位体積重量を $\gamma = 1.6 \text{ tf/m}^2$ とすると K_0 は (1.14) 式により得られる。

$$K_0 = \frac{m}{\gamma} = \frac{0.39}{1.6} = 0.24 \quad (1.14)$$

ただし、(1.13) 式は地表面 ($h = 0$) での側圧が $p = 5.23$ となり、三角形分布を前提にする場合には側圧係数は直線の傾きから求めることはできない。各深さごとに (1.13) 式で求めた側圧強度から、 $p = K_0 \cdot \gamma \cdot h$ として K_0 を逆算すると、表-1.2 のようになる。



図－1.7 着目深さごとの側圧強度の平均値と95%信頼区間（硬い粘性土）

表－1.2 回帰式より逆算した側圧係数

深 さ (m)	$P = 0.39 h + 5.23 \text{ (t/m}^2\text{)}$	$K_0 = \frac{P}{\gamma h}$
5	7.18	0.90
10	9.13	0.58
15	11.08	0.46
20	13.03	0.41

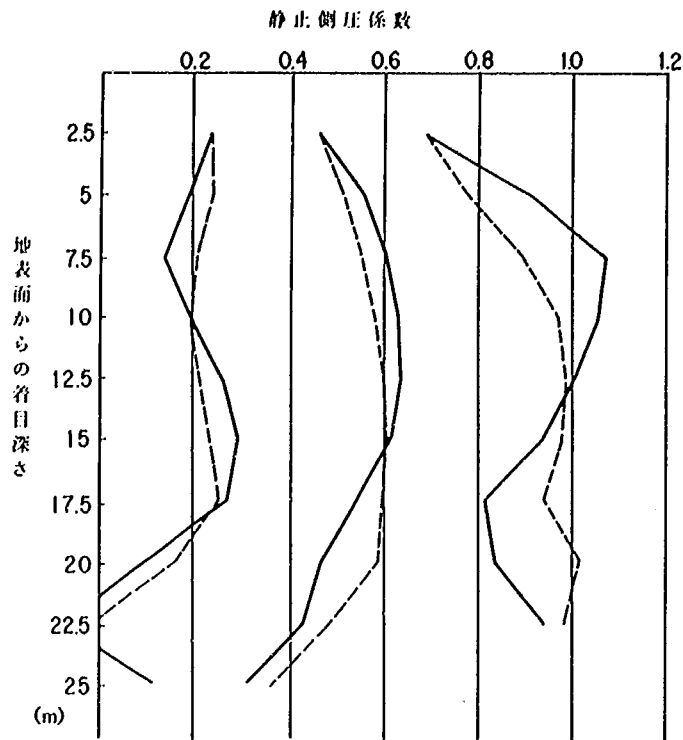
図－1.8は各着目深さでの側圧より求めた、側圧係数の平均値と95%信頼区間を示したものである。

軟らかい粘性土と同様に、実線は（1.11）式により、また破線は（1.12）により逆算した値を統計処理したものである。

これによると、軟らかい粘性土に比べてばらつきはあるものの、平均値はほぼ0.6程度、95%信頼区間は、0.2～0.9程度で、深さにかかわらずほぼ一定値を示していることが判る。よってここでは、硬い粘性土の静止側圧係数として

$$K_0 = 0.4 \sim 0.7$$

とし、深さ方向の側圧分布は三角形分布を提案する。



図－1.8 静止側圧係数分布図（硬い粘性土）

1.4 背面側主働側圧

1.3では、掘削前に土留め壁にかかる荷重を静止側圧として統計的に処理した結果、その側圧はほぼ深さに比例して三角形分布になることが明らかとなった。

ここでは、掘削に伴う背面側主働側圧分布の変化について調査することとした。掘削の進行による変化をみるため、便宜上掘削深さに応じて表－1.3のように区分けして整理を行った。

表－1.3 掘削段階

掘削段階	掘削深さ (m)
1	$H = 0.0$
2	$0.0 < H \leq 7.5$
3	$7.5 < H \leq 12.5$
4	$12.5 < H \leq 17.5$
5	$17.5 < H \leq 22.5$

1.4.1 軟らかい粘性土 ($N < 4$) の側圧

図－1.9～図1.13は表－1.3により区分けした掘削段階別に側圧分布をプロットしたものである。これより側圧は、概して深さとともに増大することが判る。しかし、掘削前あるいは掘削深さが浅い場合（掘削段階で2,3）ではほぼ直線で示されていた分布が、掘削の

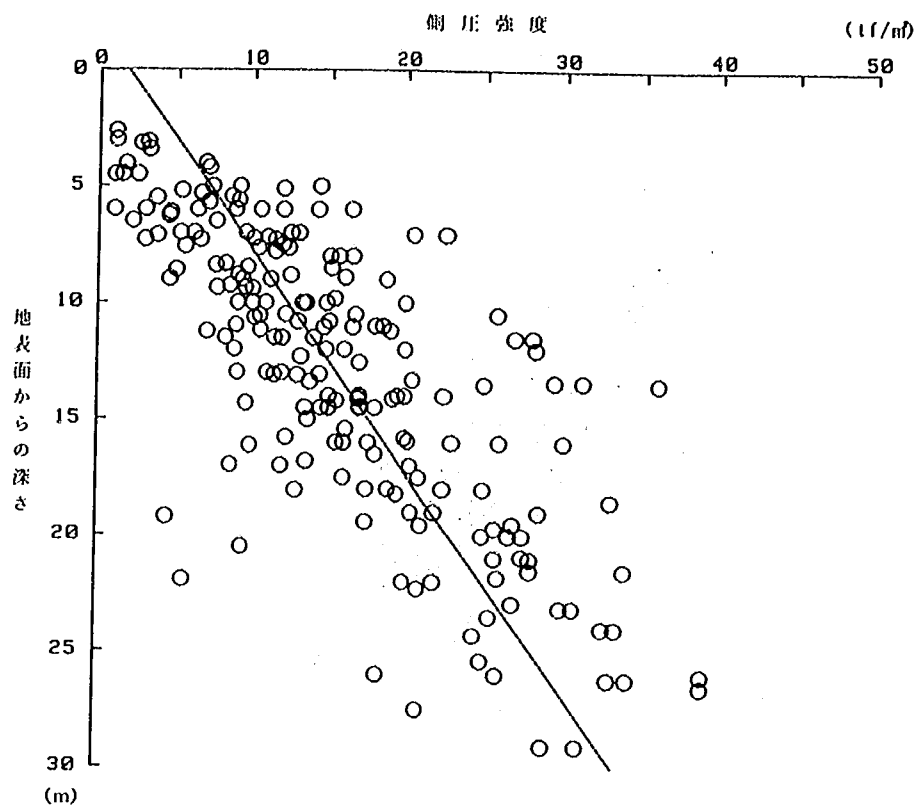


図 - 1.9 軟らかい粘性土の側圧強度分布 (掘削段階 1)

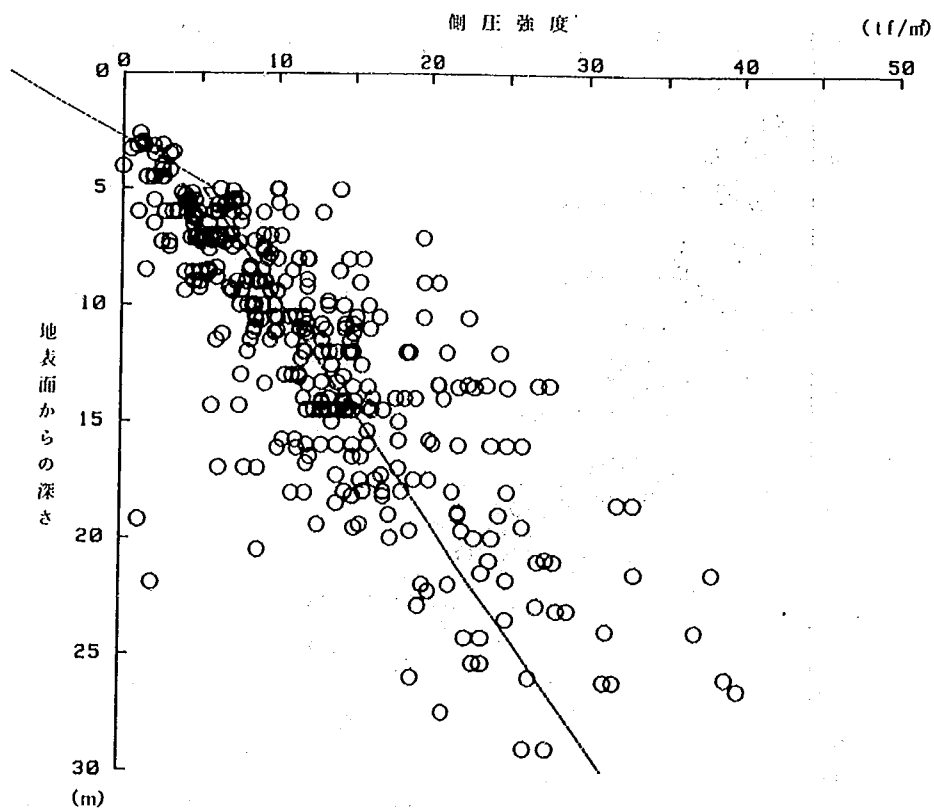
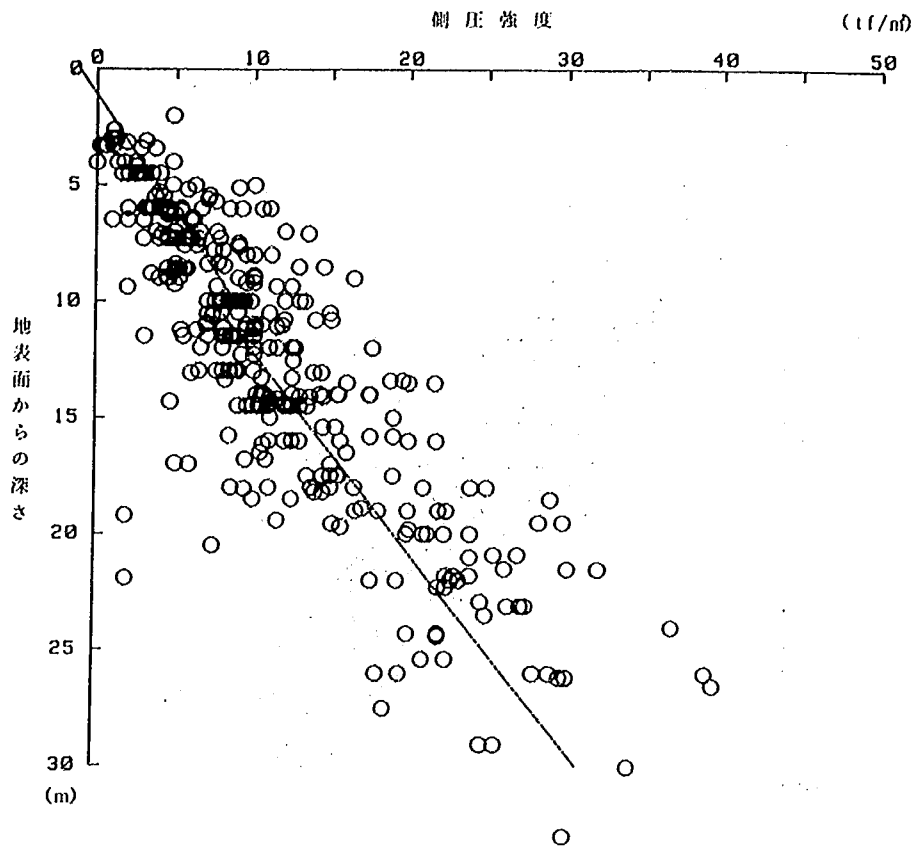
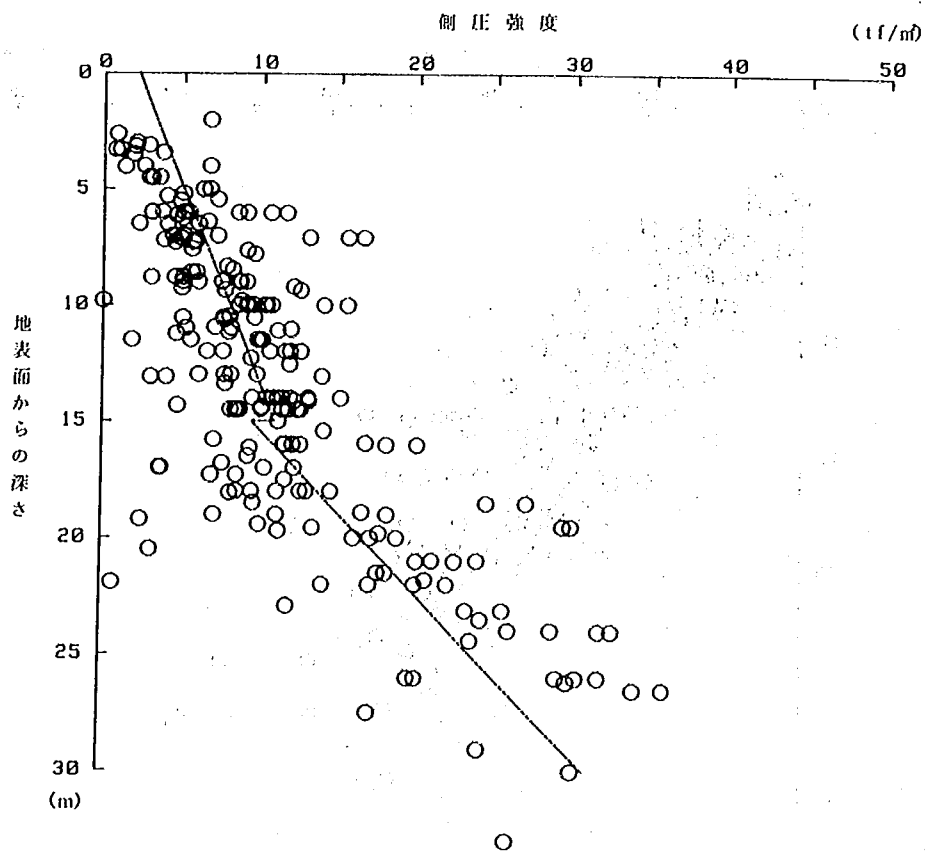


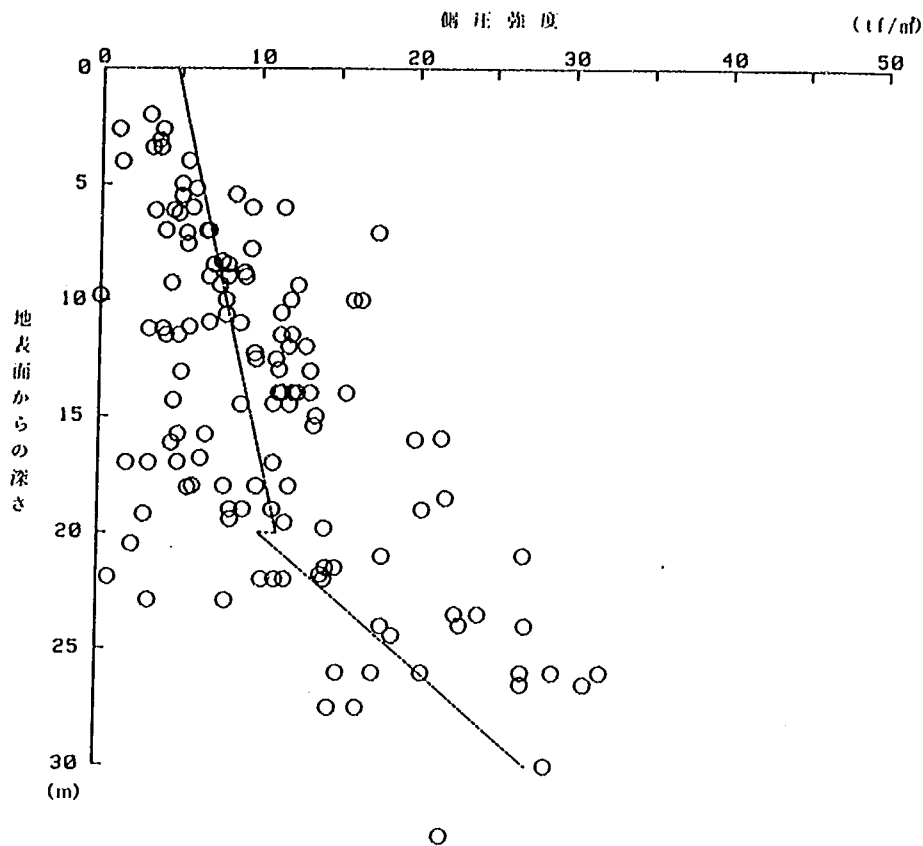
図 - 1.10 軟らかい粘性土の側圧強度分布 (掘削段階 2)



図－1.11 軟らかい粘性土の側圧強度分布（掘削段階3）



図－1.12 軟らかい粘性土の側圧強度分布（掘削段階4）



図－1.13 軟らかい粘性土の側圧強度分布（掘削段階5）

深さの増大に伴って（掘削段階4,5）2本の直線で示した方がよりよい近似が得られるような分布を示している。そこで掘削面より上下に区分し，その以浅のデータと以深のデータについてそれぞれ別々に最小二乗法による直線の回帰式を図－1.9～図－1.13の図中に記載した。この直線回帰式を重ね書きしたものが，図－1.14である。図－1.14によると，掘削面以浅については，側圧の減少とともに直線式の傾きも次第に急になっており，側圧係数の減少が明確にみられる。なお，掘削面以深については，側圧強度自体の減少はみられるが直線式の傾きの変化はそれほど顕著でないことがわかる。

図－1.15～図1.19は着目深さでの側圧強度の平均値と95%信頼区間を掘削段階別に示したものである。図－1.20はその平均値を重ね書きしたものである。図－1.20からも，側圧が掘削の進行に伴って，除々に減少している傾向が明瞭に表われている。また，初期の段階ではほぼ1本の直線で示され三角形分布をなしていた側圧が，掘削の進行に伴って傾きが異なる2本の直線で表わされるようになり，掘削深さが20m程度になるとほぼ台形分布を示すようになる。この変化を模式的に描くと図－1.21の通りとなる。

以上の結果から側圧の変化をまとめると次のようになる。

- ① 側圧は掘削の進行に伴って減少する。
- ② 当初は1本の直線で示された側圧分布が，次第に掘削面付近に折点をもつ2本の直線で示されるようになり，さらに掘削が進むと台形に近い分布となる。

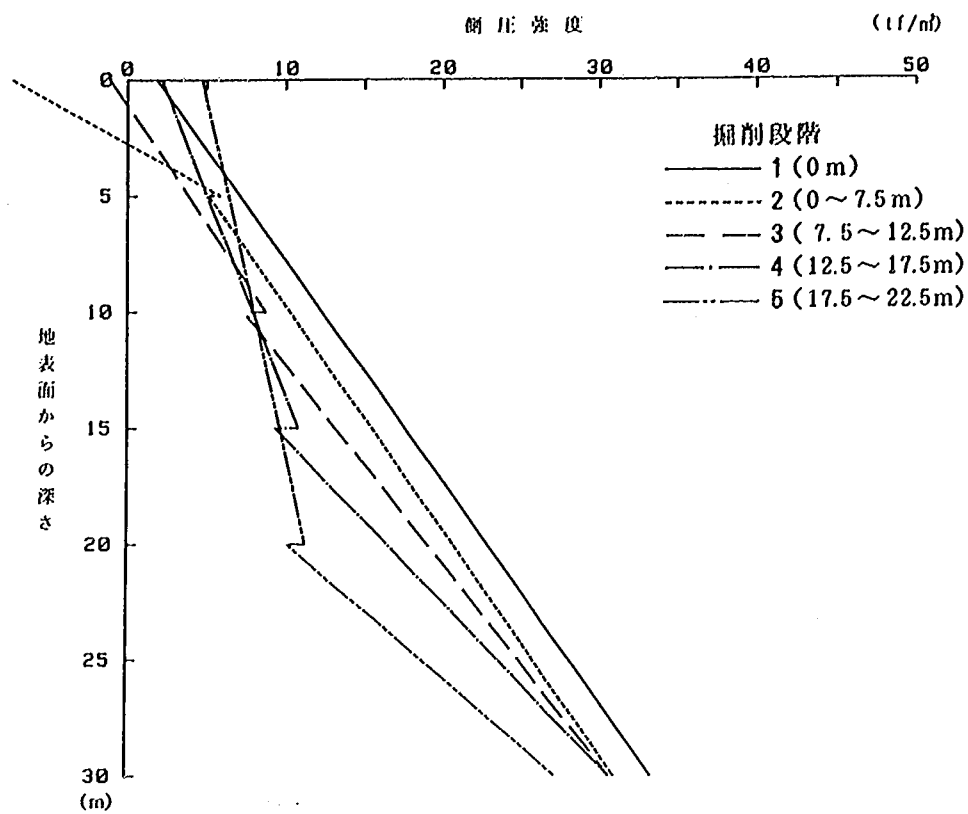


図 - 1.14 軟らかい粘性土の掘削段階別の側圧強度直線回帰式

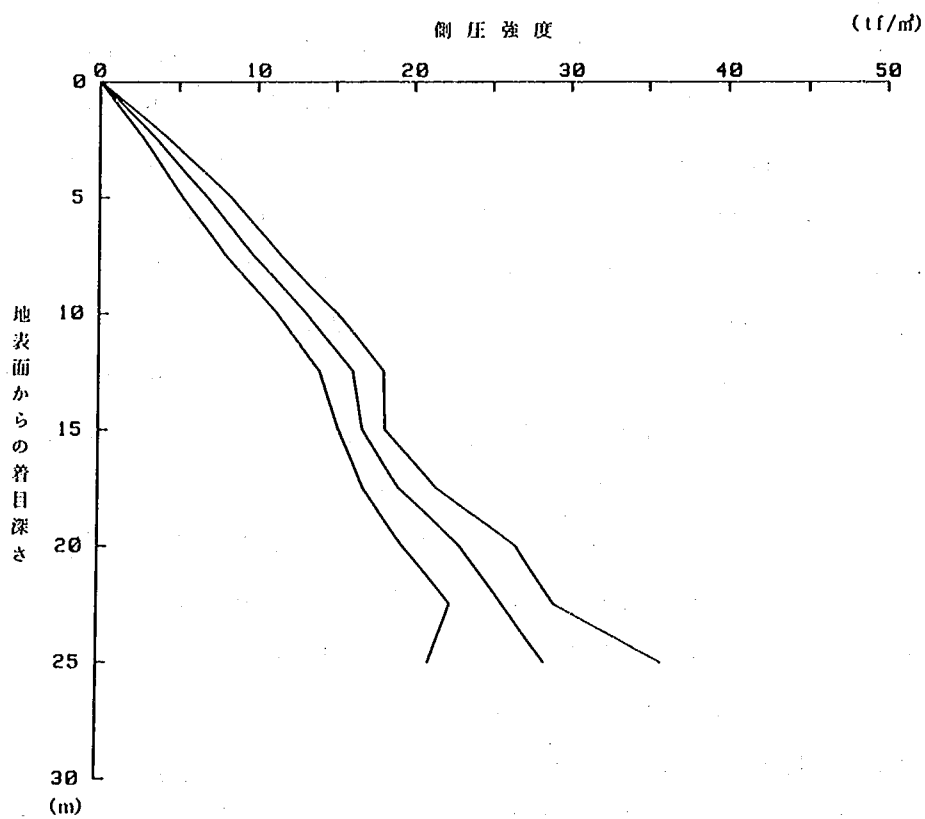


図 - 1.15 軟らかい粘性土の側圧強度の平均値と 95 %信頼区間 (掘削段階 1)

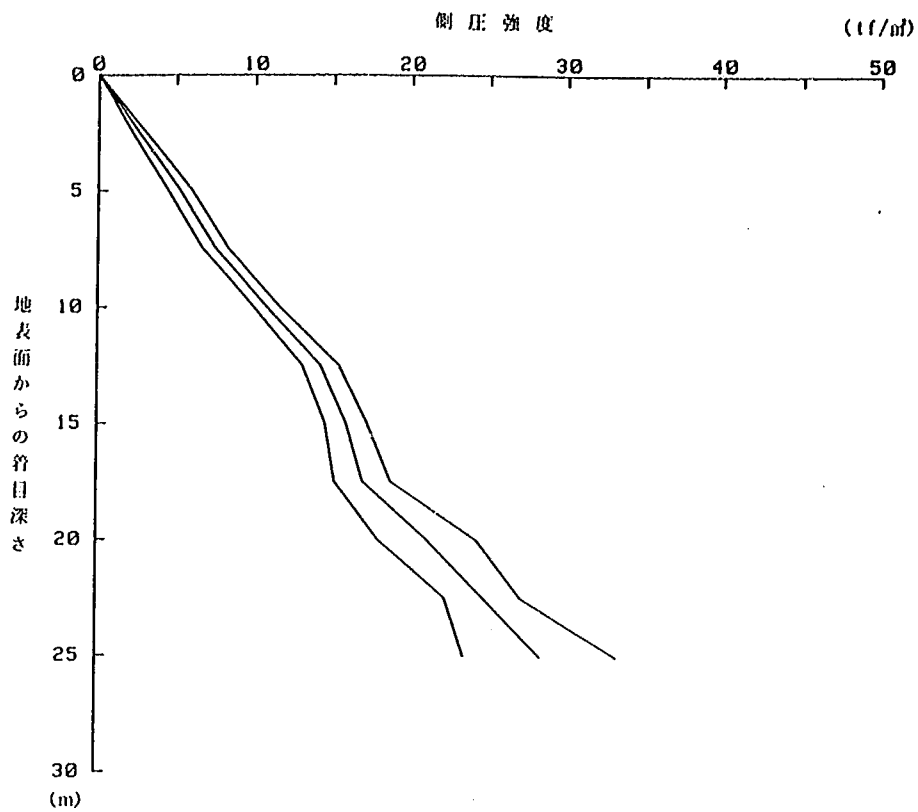


図 - 1.16 軟らかい粘性土の側圧強度の平均値と 95 ㇰ信頼区間 (掘削段階 2)

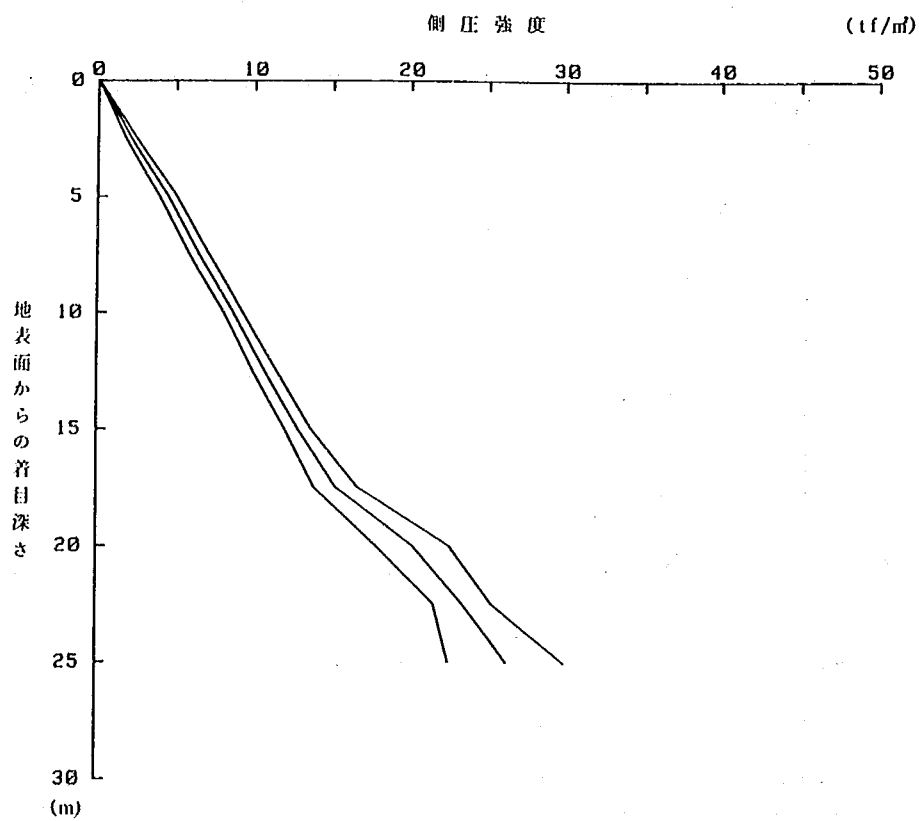


図 - 1.17 軟らかい粘性土の側圧強度の平均値と 95 ㇰ信頼区間 (掘削段階 3)

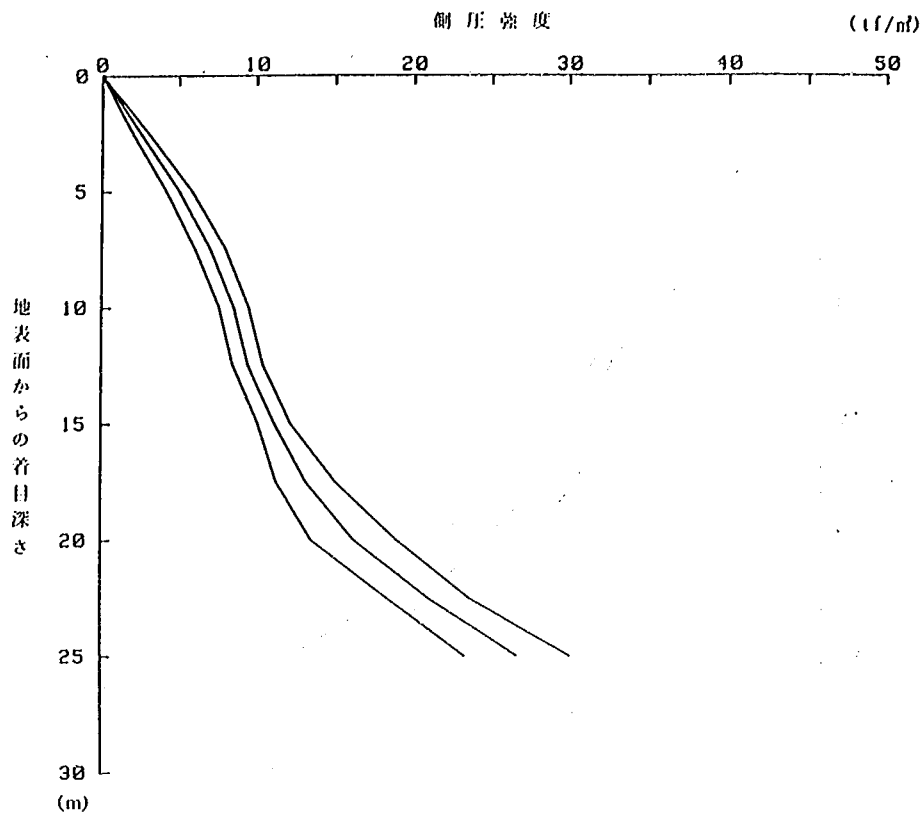


図 - 1.18 軟らかい粘性土の側圧強度の平均値と 95 %信頼区間 (掘削段階 4)

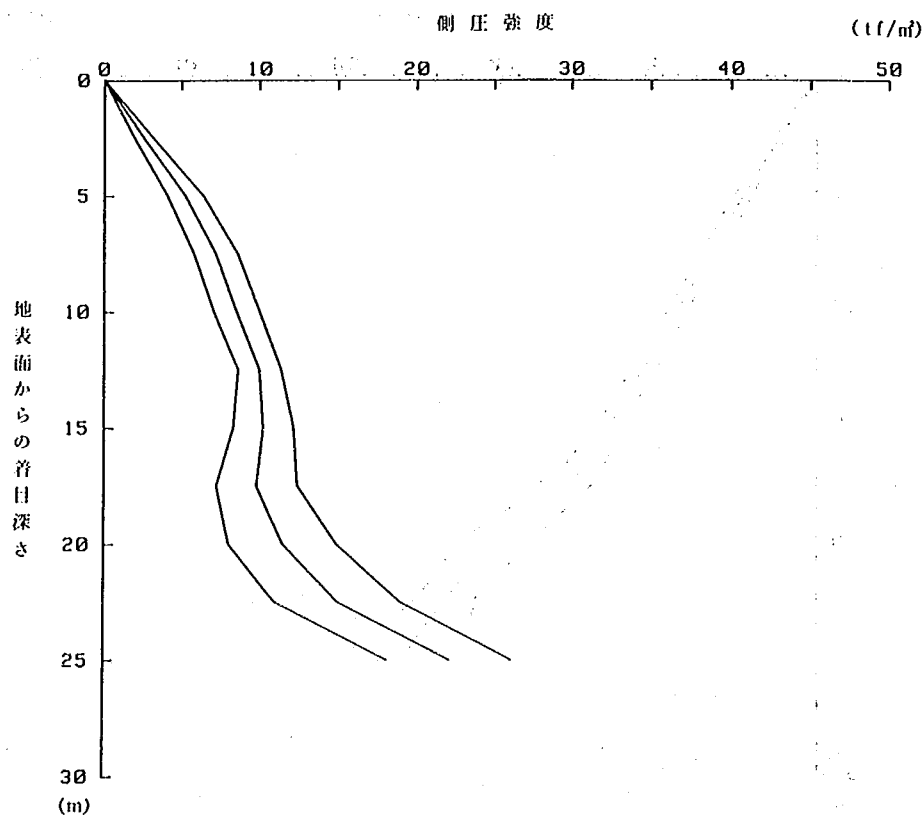
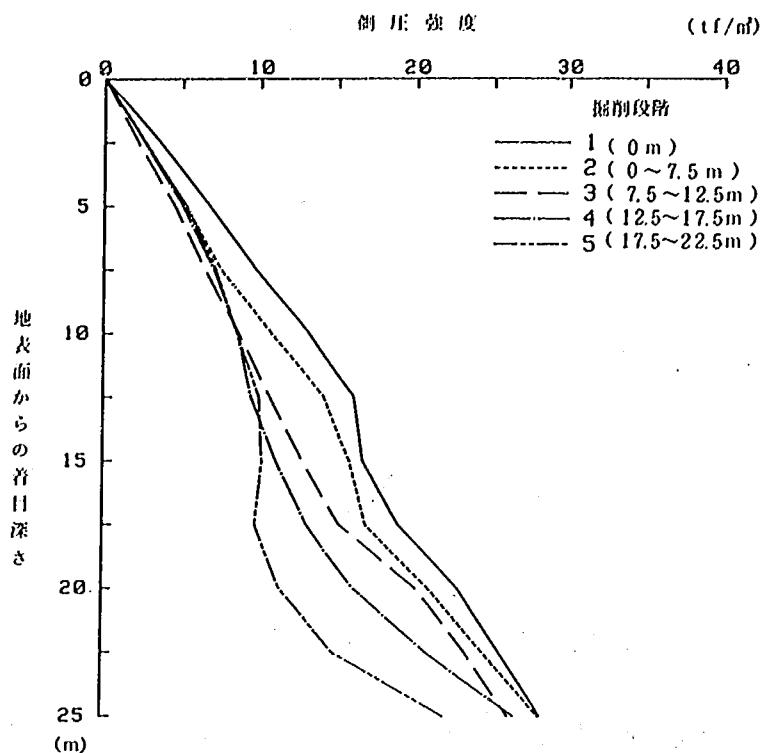
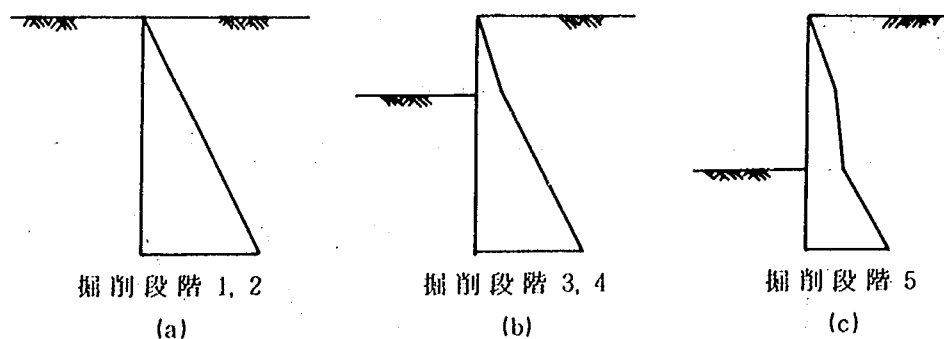


図 - 1.19 軟らかい粘性土の側圧強度の平均値と 95 %信頼区間 (掘削段階 5)



図－1.20 軟らかい粘性土の掘削段階別平均側圧強度分布



図－1.21 掘削に伴う側圧強度分布の変化

③ 掘削面以浅では側圧係数は小さくなるが、以深では側圧係数の減少は明瞭でない。

以上の検討の結果 20 m 程度までの掘削においては、背面側主働側圧分布を 2 本の直線により表わすことができるものとする。したがって、ここでは掘削面以浅での側圧係数 Ka_1 と掘削面以深での側圧係数 Ka_2 を導入し、(1.15) 式による側圧分布を提案することとした (図－1.22 参照)。

$$\left. \begin{aligned} pa_1 &= Ka_1 \cdot \gamma \cdot H_1 \\ pa_2 &= Ka_1 \cdot \gamma \cdot h + Ka_2 \cdot \gamma (H_2 - h) \end{aligned} \right\} \quad (1.15)$$

ここで pa_1 : 掘削面以浅での側圧強度 (tf/m²)

pa_2 : 掘削面以深での側圧強度 (tf/m^2)

γ : 粘性土の単位体積重量 (tf/m^3)

H_1, H_2 : 地盤面からの深さ (m)

h : 掘削深さ (m)

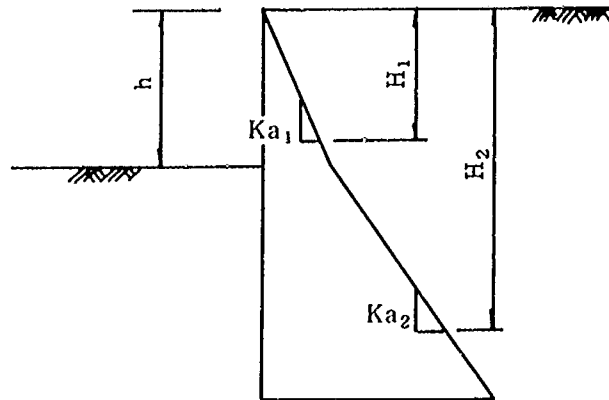


図 - 1.22 掘削時の側圧強度分布モデル

ここまで側圧の変化を定性的に捉えてきたが、次に定量的評価を行う。図 - 1.23 ~ 図 - 1.27 に着目深さごとの側圧係数の平均値と 95 % 信頼区間を掘削段階別に示した。実線は、掘削面以浅では着目深さ h_i での側圧強度 p_i より (1.16) 式で逆算した値を、掘削面以深では掘削面の側圧 p_m を内挿法で求め、(1.17) 式で逆算した値 (図 - 1.28 参照) を統計処理したものである。

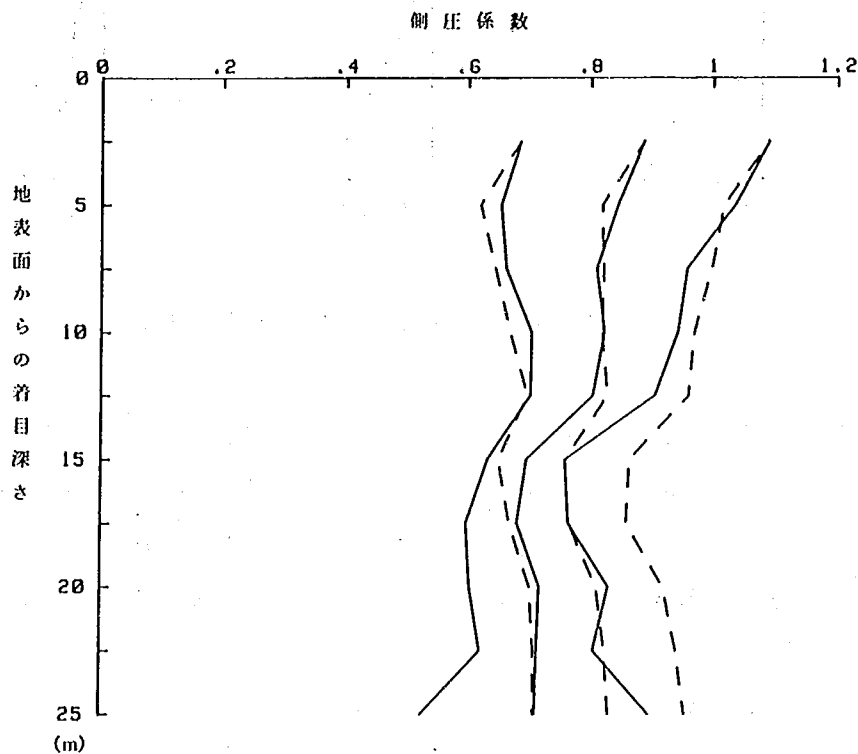
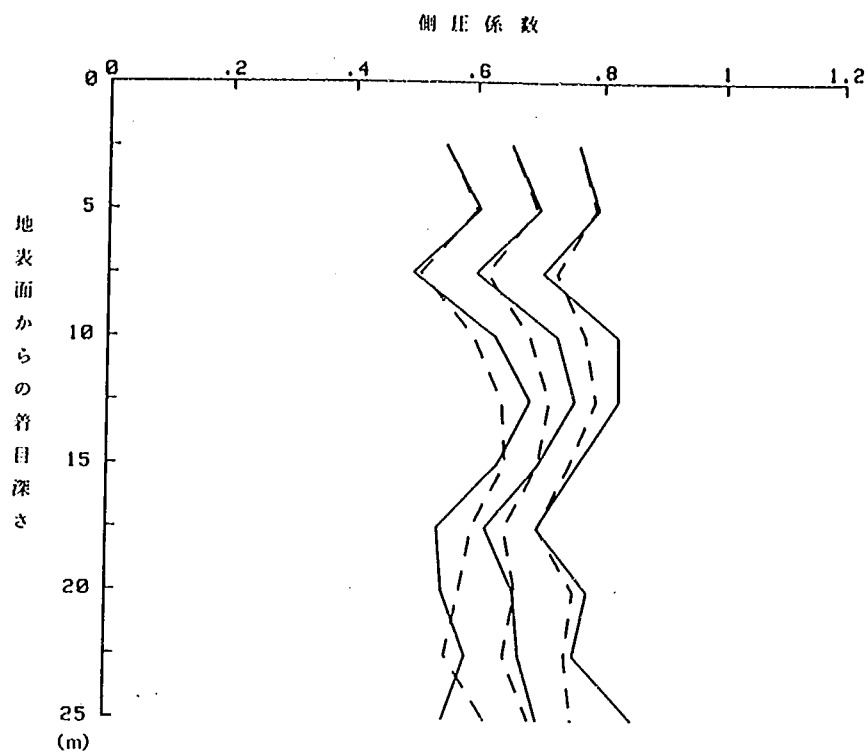
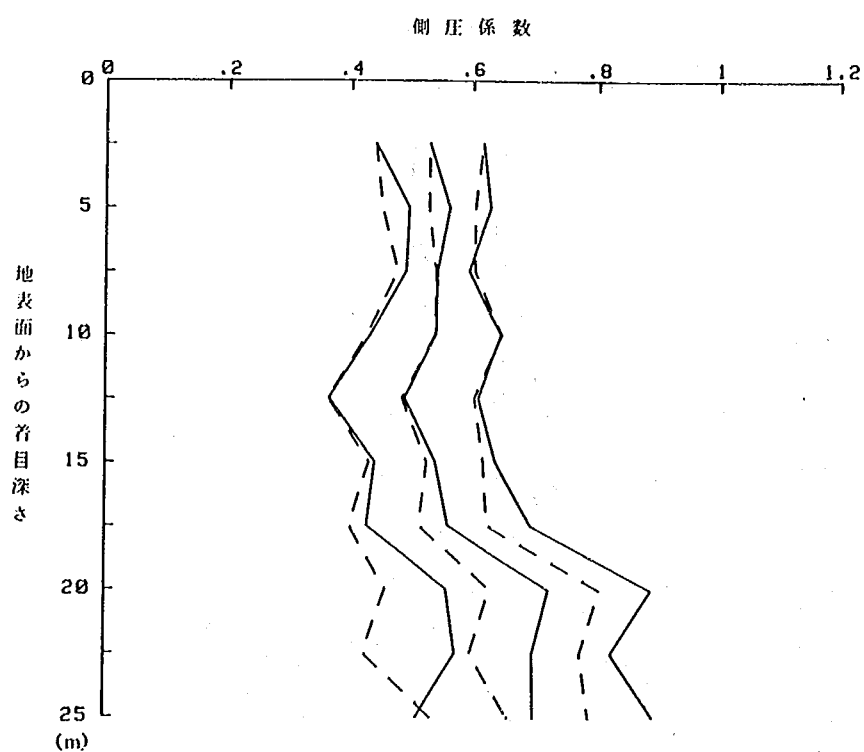


図 - 1.23 軟らかい粘性土の平均側圧係数分布 (掘削段階 1)



図－ 1.24 軟らかい粘性土の平均側圧係数分布（掘削段階 2）



図－ 1.25 軟らかい粘性土の平均側圧係数分布（掘削段階 3）

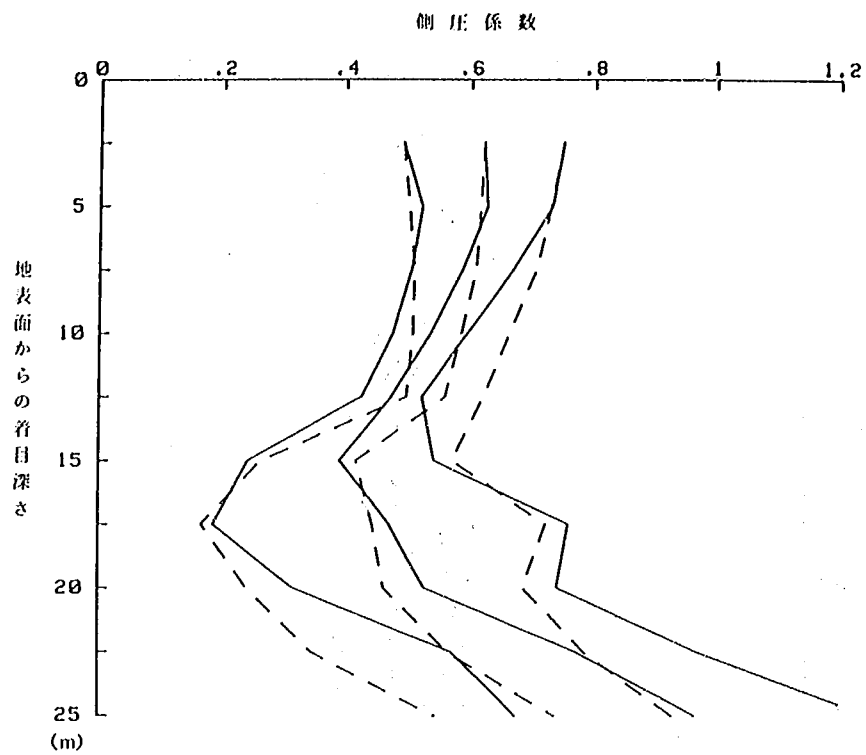


図 - 1.26 軟らかい粘性土の平均側圧係数分布 (掘削段階 4)

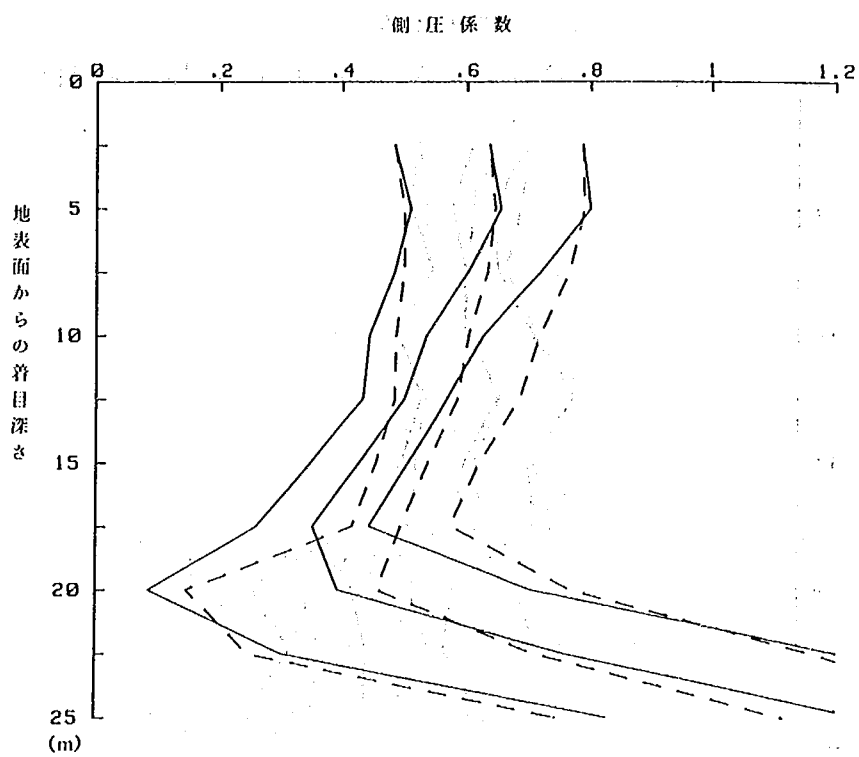


図 - 1.27 軟らかい粘性土の平均側圧係数分布 (掘削段階 5)

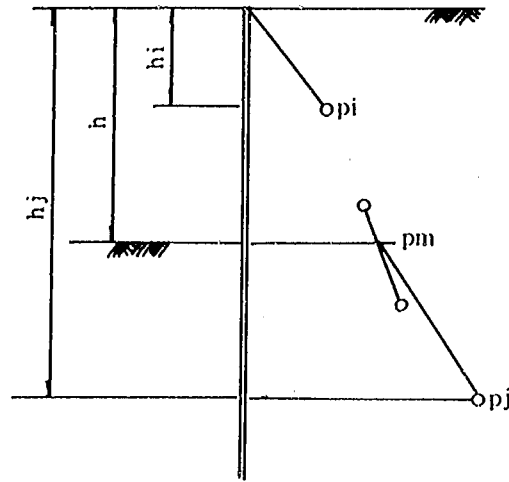


図-1.28 側圧強度 p_i , p_j に基づく側圧係数の算出手法

$$K_{a1} = \frac{p_i}{\gamma \cdot h_i} \quad (1.16)$$

$$= \frac{p_j - p_m}{\gamma (h_j - h)} \quad (1.17)$$

破線は、掘削面以浅では着目深さ h_i までの側圧の合計を等価な三角形分布をなす全側圧 P_i として置き換え (1.18) 式で逆算した値を、掘削面以深では掘削面より着目深さ h_i までの側圧の合計を等価な台形分布をなす全側圧 P_j として置き換え (1.19) 式で逆算した値 (図-1.29 参照) を統計処理したものである。

$$K_{a1} = \frac{2 P_i}{\gamma \cdot h_i^2} \quad (1.18)$$

$$K_{a2} = \frac{2}{\gamma (h_j - h)} \left\{ \frac{P_j}{(h_j - h)} - p_m \right\} \quad (1.19)$$

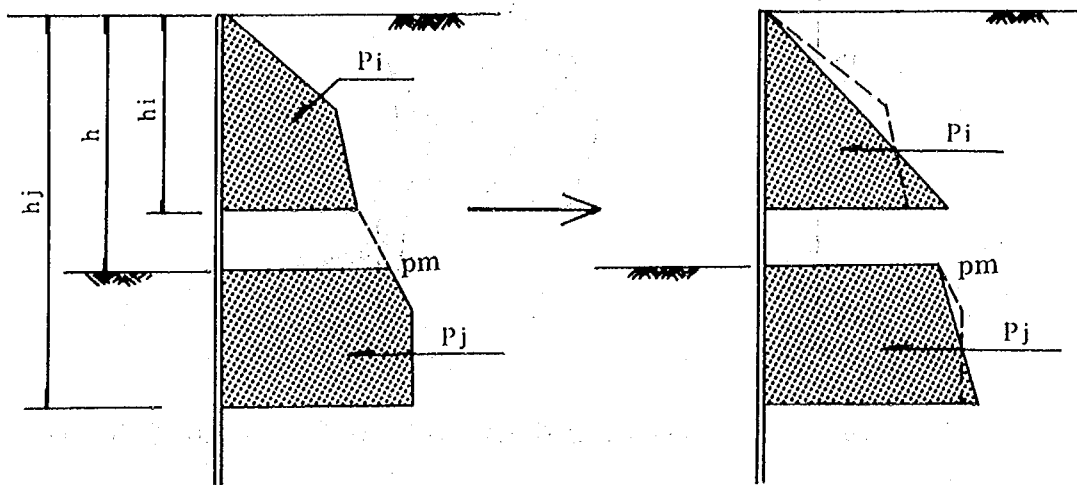


図-1.29 側圧 P_i , P_j に基づく側圧係数の算出手法

図-1.30 および図-1.31 はそれぞれ側圧強度および全側圧より逆算した側圧係数の平均値を重ね書きしたものである。

図-1.23～図-1.27 および図-1.30～図-1.31 より側圧係数の変化は12.5 m 付近を境にしてそれ以浅と以深とでは傾向が異なる。12.5 m 以浅では掘削前から掘削段階3（深さで10 m 程度）まで、側圧係数は一旦減少するが、それ以降掘削が進行するとまた増大する傾向を示す。これは、1.1 で述べたように壁体の変形が中ぶくれの状態になり、その変形形状に起因するものと思われる。12.5 m 以深では、掘削の進行に伴い漸減する傾向を示しており、掘削段階3 まではその減少量は12.5 m 以浅ほど大きくない。

次に、掘削前の静止側圧のばらつきによる誤差を少なくするために、静止側圧係数からの変化量について調査した。

図-1.32 は、その変化量を掘削段階別に示したものである。掘削段階が初期の場合の減少分は、浅い所に限られており、掘削が進行するにつれて減少する範囲も深くなっていることが判る。また減少量は、0.2～0.3 でとどまる傾向を示している。

ここで、側圧係数として(1.20)式で表わされる折線を図-1.32 に太線で併せて記載した。

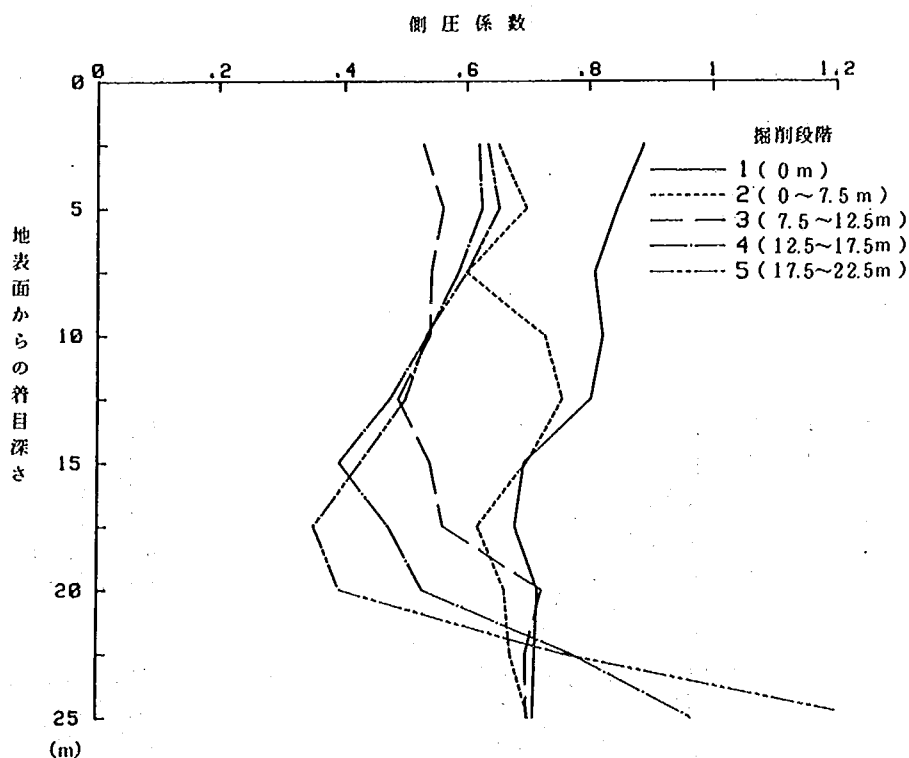


図-1.30 軟らかい粘性土の掘削段階別の平均側圧係数分布

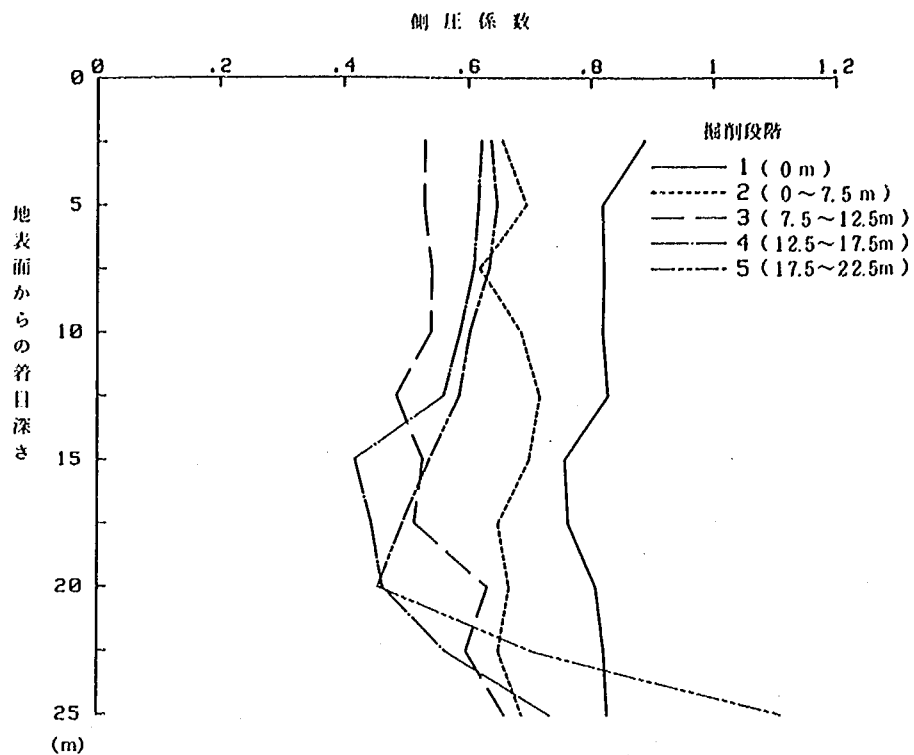


図 - 1.31 軟らかい粘性土の掘削段階別の平均側圧係数分布

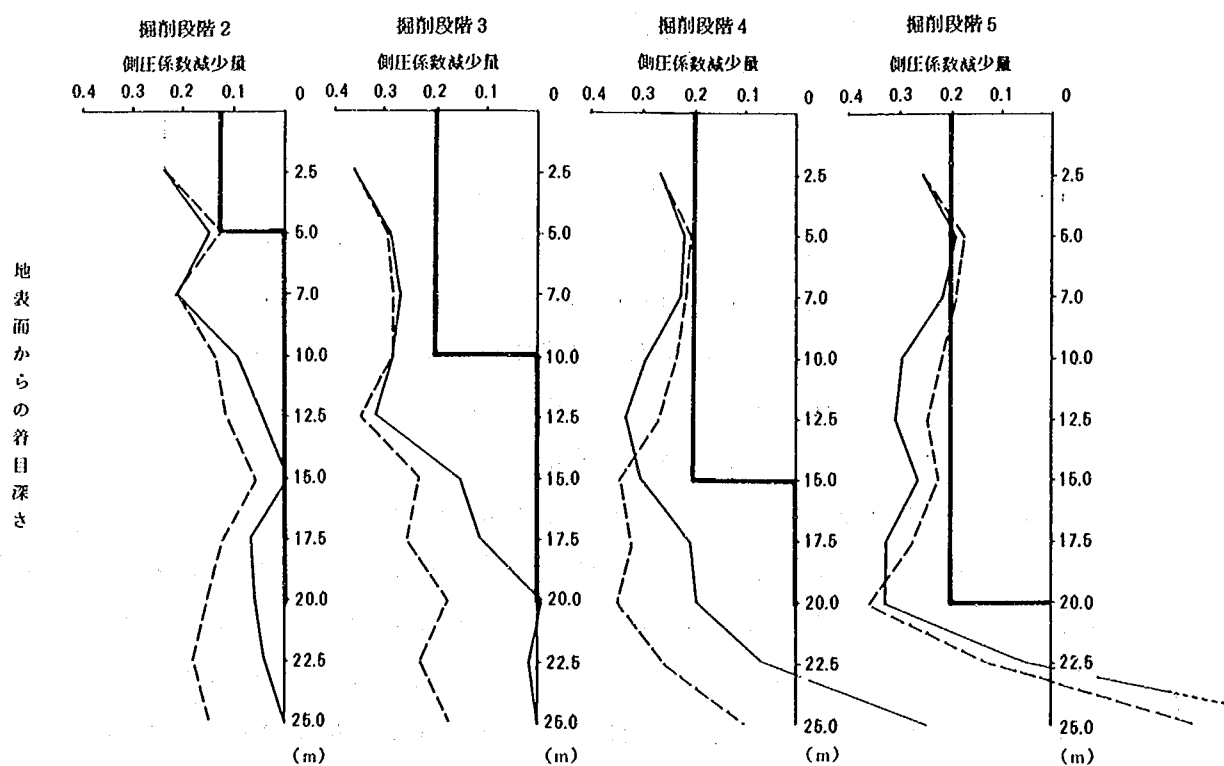


図 - 1.32 軟らかい粘性土の側圧係数の掘削段階別減少量

$$\left. \begin{aligned} K_{a1} &= K_0 - 0.025 H \\ K_{a2} &= K_0 \end{aligned} \right\} \quad (1.20)$$

ここで K_{a1} : 掘削面以浅での側圧係数

K_{a2} : 掘削面以深での側圧係数

K_0 : 静止側圧係数

H : 掘削深さ (m)

ただし K_{a1} の最小値は $K_0 - 0.2$ とする。

図-1.33 は、図-1.32 同様に静止側圧係数からの変化量を着目深さ別に示したものである。また、(1.20) 式で表わされる折線を太線で併せて記載した。図-1.32 および図-1.33 から、側圧係数を (1.20) 式で表現すれば、おおよそ包絡することが確められた。

1.4.2 硬い粘性土 ($N \geq 4$) の側圧

図-1.34 ~ 図-1.38 は掘削段階別に側圧分布をプロットしたものである。また、図-1.39 は掘削面を境にして、それ以浅のデータと以深のデータについて別々に最小二乗法による回帰式を求め重ね書きしたものである。これらによれば側圧は掘削の進行に伴い減少しているが、直線の勾配 (側圧係数) の変化は、軟らかい粘性土ほど明瞭な傾向はみられない。

図-1.40 ~ 図-1.44 は着目深さごとの側圧強度の平均値と 95 % 信頼区間を掘削段階別に示したものであり、図-1.45 はその平均値を重ね書きしたものである。これらより側圧は掘削の進行に伴い、除々に減少している傾向が表われている。また側圧の分布は、軟らかい粘性土ほど明瞭ではないが、図-1.21 の模式図に示したものと類似した傾向を示している。したがって、一般的に軟らかい粘性土と同様に式 (1.21) で表わしても差し支えないと考える。

$$\left. \begin{aligned} p_{a1} &= K_{a1} \cdot \gamma \cdot H_1 \\ p_{a2} &= K_{a1} \cdot \gamma \cdot h + K_{a2} \cdot \gamma \cdot (H_2 - h) \end{aligned} \right\} \quad (1.21)$$

ここで p_{a1} : 掘削面以浅での側圧強度 (tf/m²)

p_{a2} : 掘削面以深での側圧強度 (tf/m²)

γ : 粘性土の単位体積重量 (tf/m³)

H_1, H_2 : 地盤からの深さ (m)

h : 掘削深さ (m)

次に、軟らかい粘性土と同様に側圧係数の変化について調べてみる。

図-1.46 ~ 図-1.50 は着目深さごとの側圧係数の平均値と 95 % 信頼区間を掘削段階別に示したものである。統計処理の方法は軟らかい粘性土と同様である。実線は側圧強度により逆算した値で、掘削面以浅では (1.16) 式より、以深では (1.17) 式より求めた側圧係数を統計処理したものである。破線は着目深さまでの全側圧により逆算した値で、掘削面以浅では (1.18) 式より、以深では (1.19) 式より求めた側圧係数を統計処理したものである。

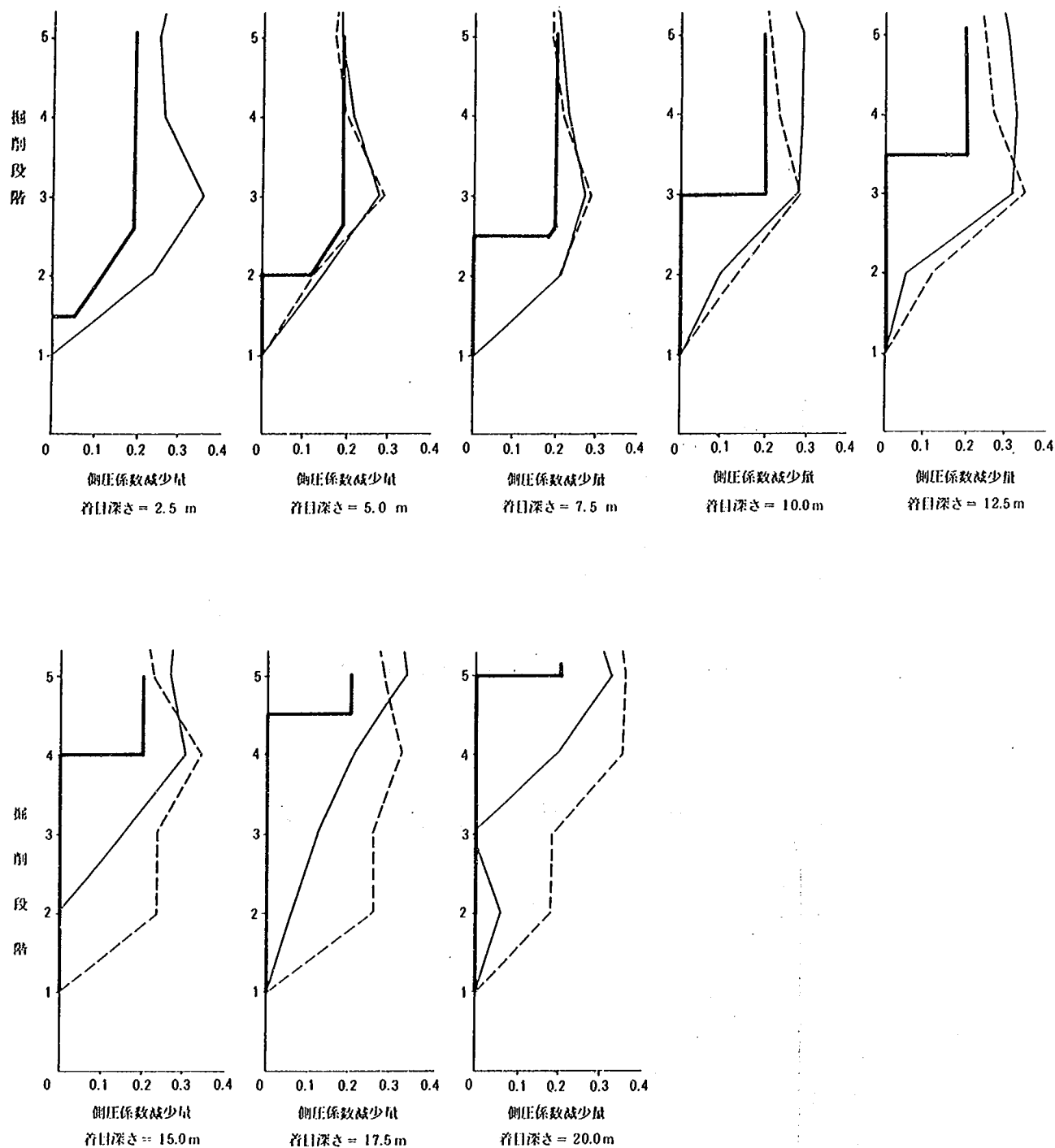


図 - 1.33 軟らかい粘性土の側圧係数の着目深さ別減少量

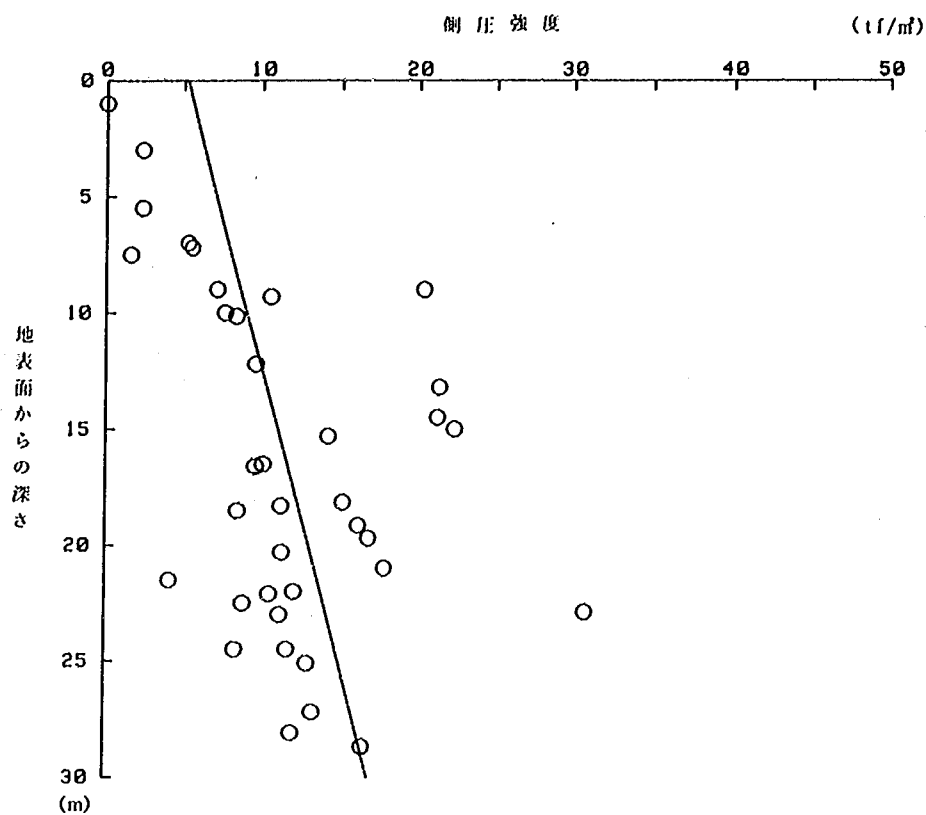


図 - 1. 34 硬い粘性土の側圧強度分布 (掘削段階 1)

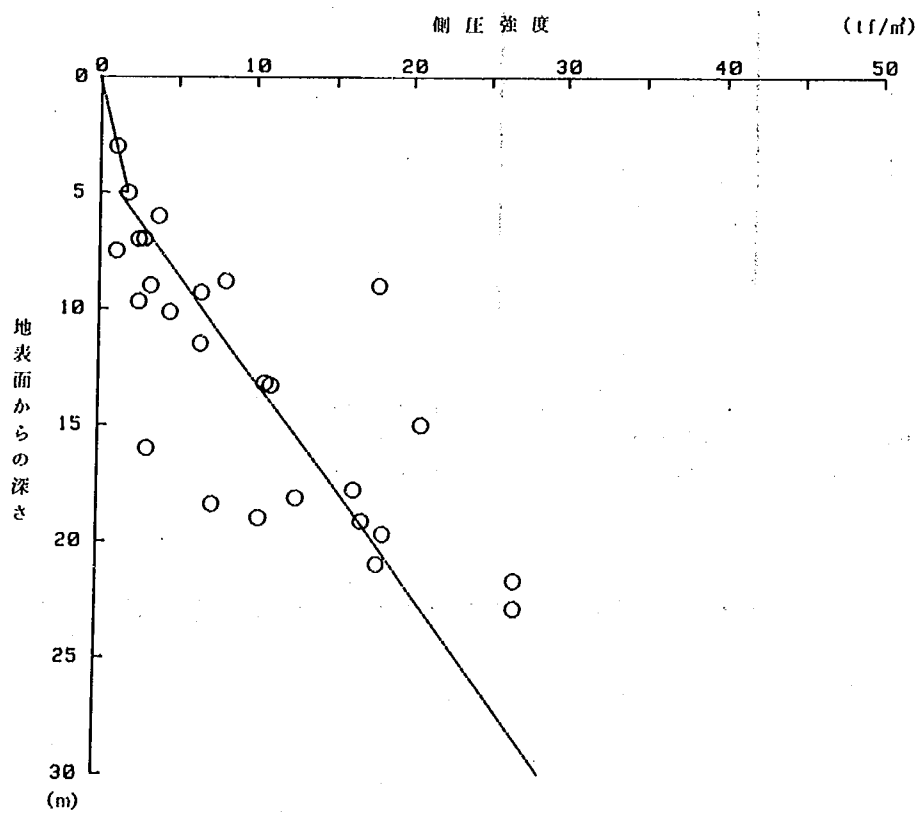
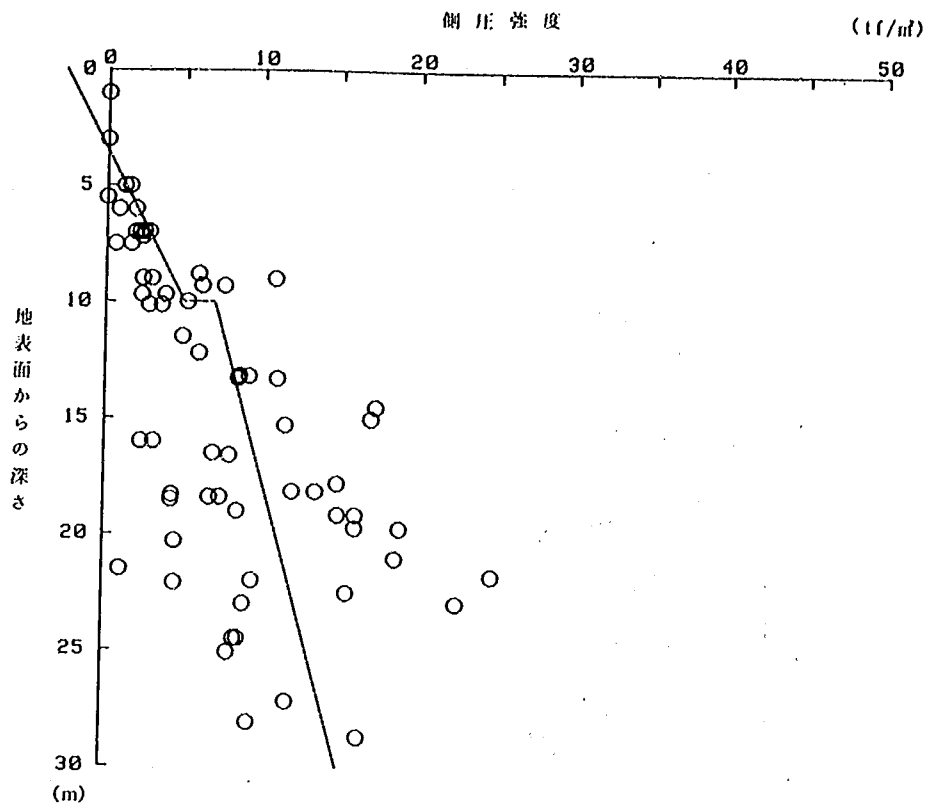
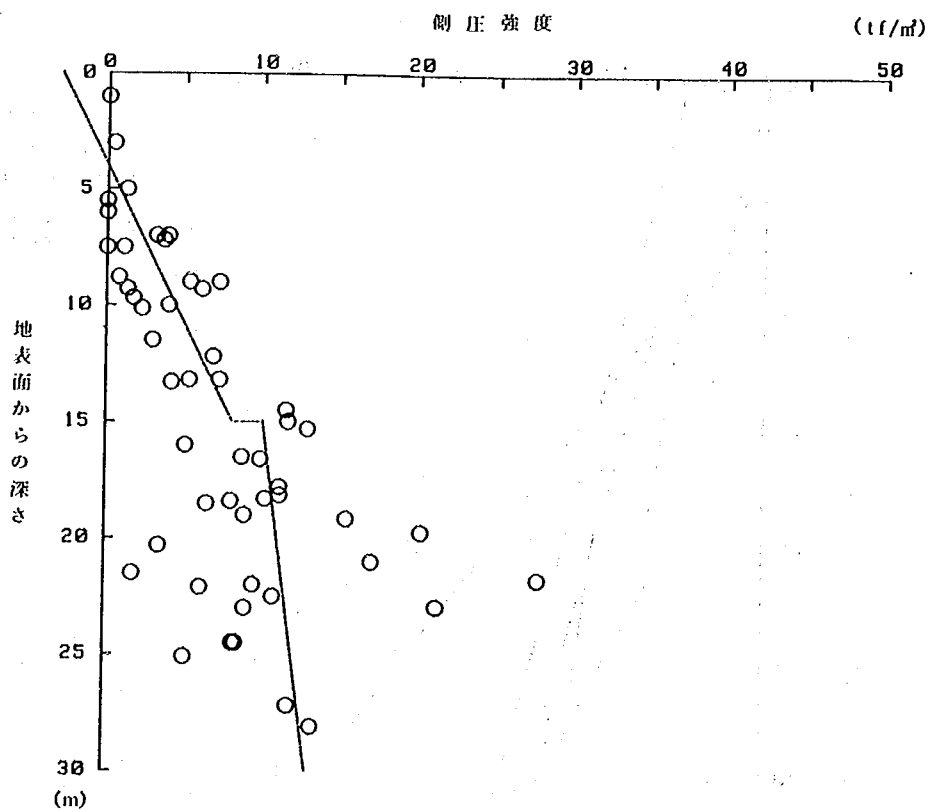


図 - 1. 35 硬い粘性土の側圧強度分布 (掘削段階 2)



図－1.36 硬い粘性土の側圧強度分布（掘削段階3）



図－1.37 硬い粘性土の側圧強度分布（掘削段階4）

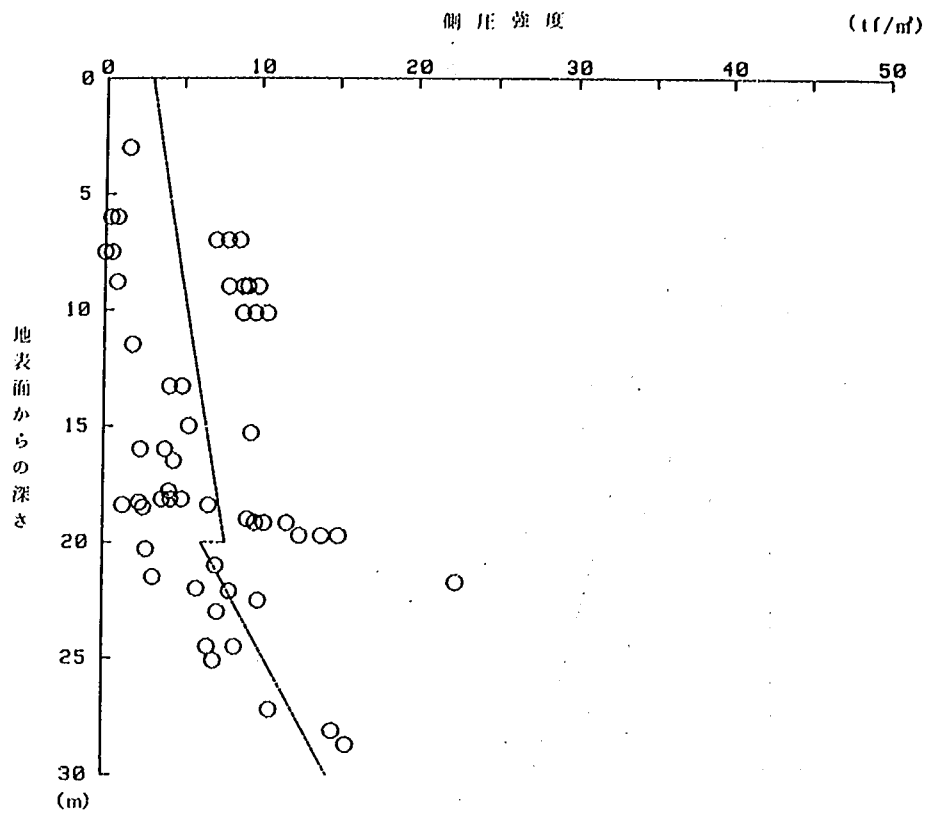


図 - 1.38 硬い粘性土の側圧強度分布 (掘削段階 5)

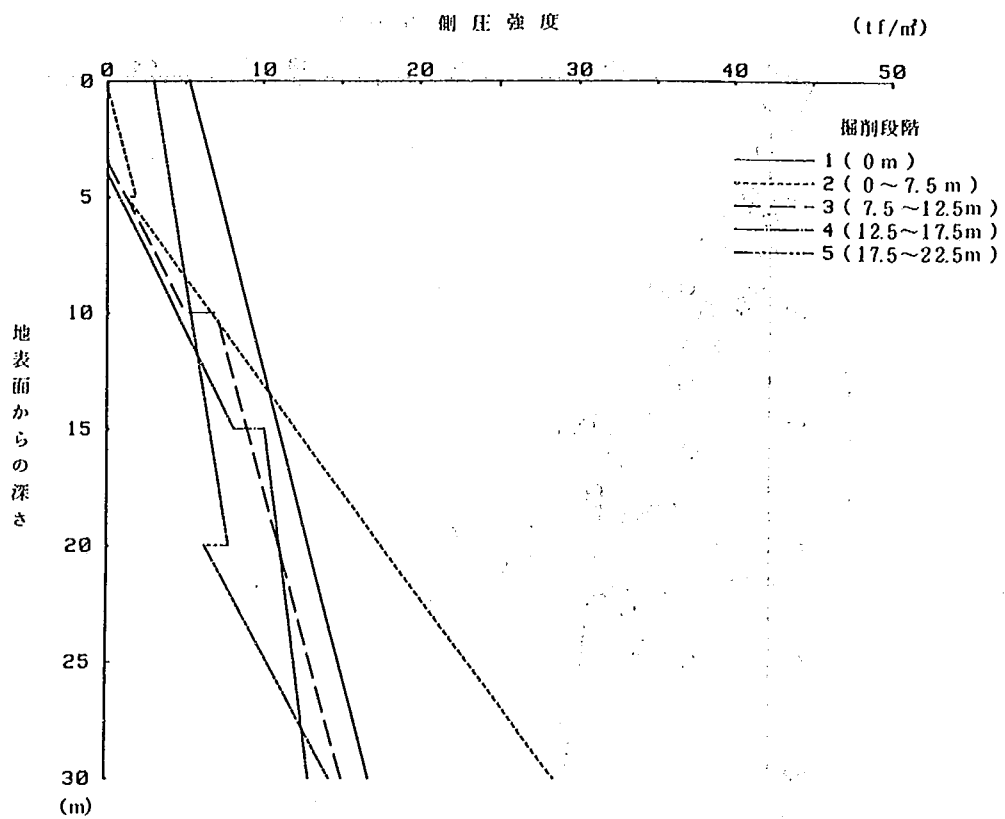
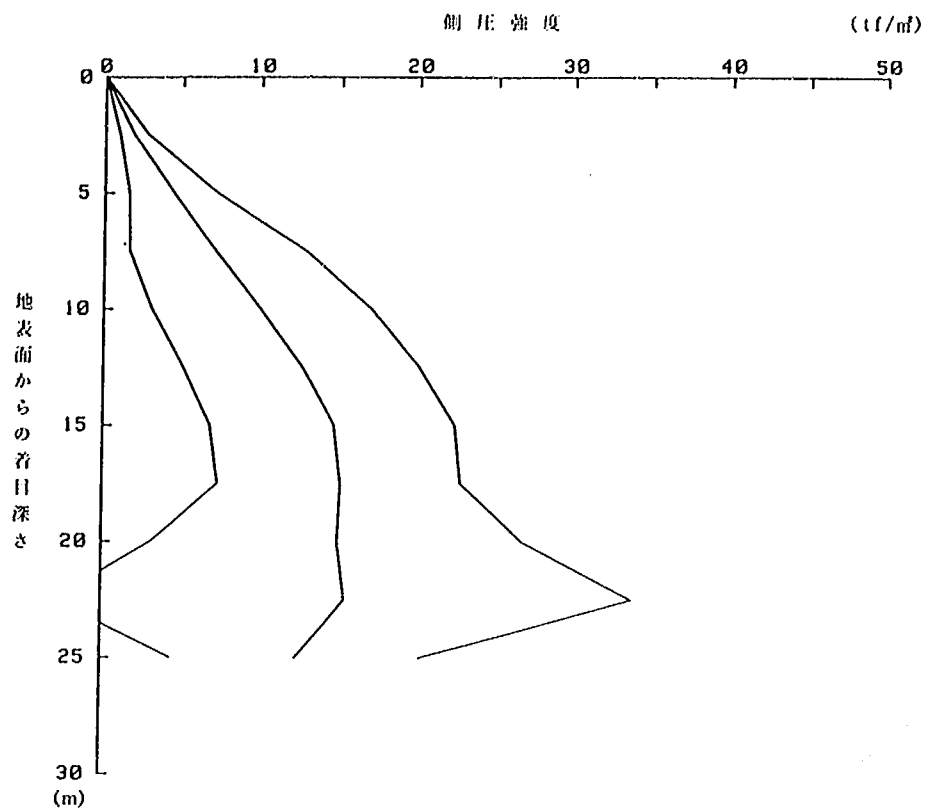
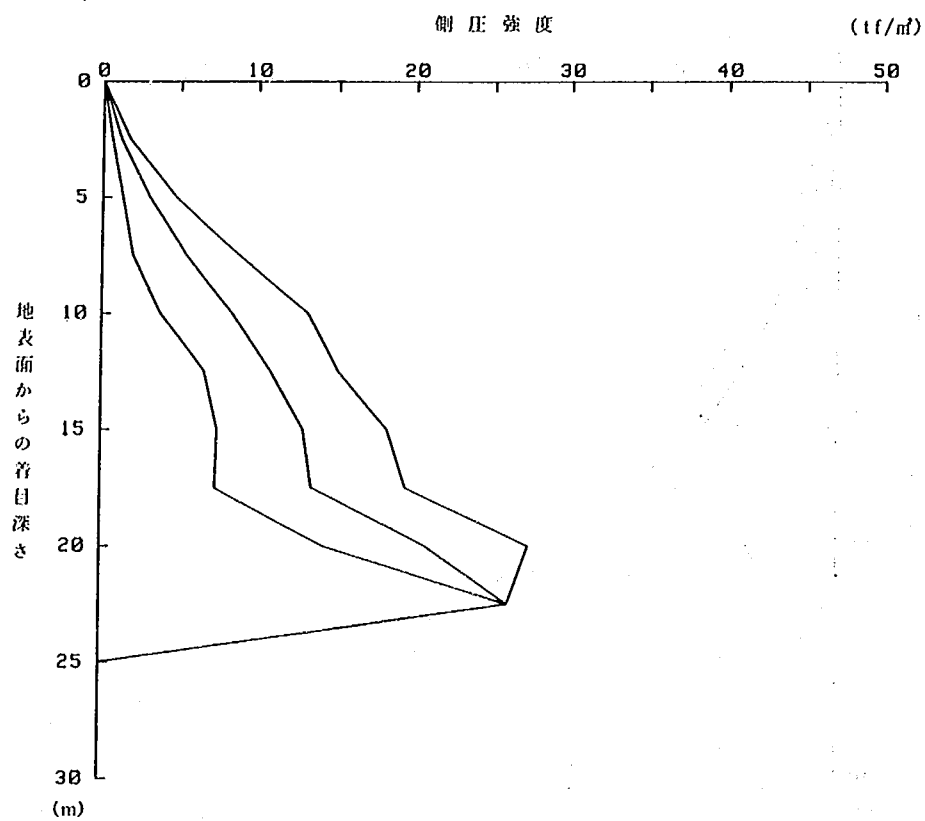


図 - 1.39 硬い粘性土の掘削段階別の側圧強度直線回帰式



図－1.40 硬い粘性土の側圧強度の平均値と95％信頼区間（掘削段階1）



図－1.41 硬い粘性土の側圧強度の平均値と95％信頼区間（掘削段階2）

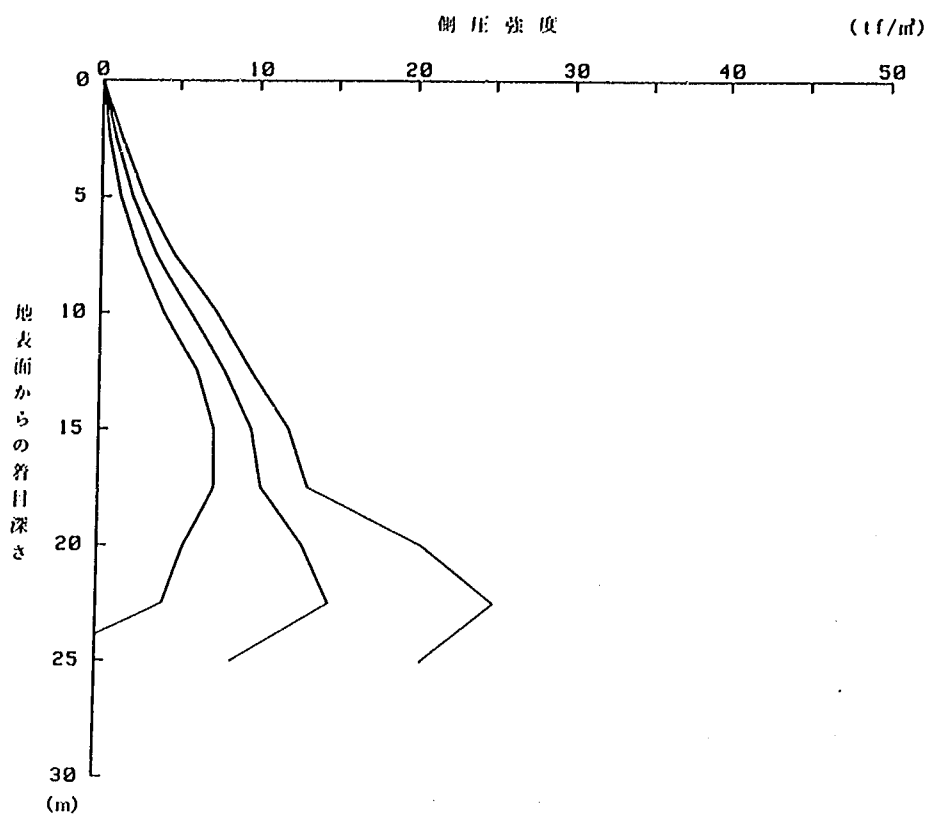


図- 1. 42 硬い粘性土の側圧強度の平均値と 95 %信頼区間 (掘削段階 3)

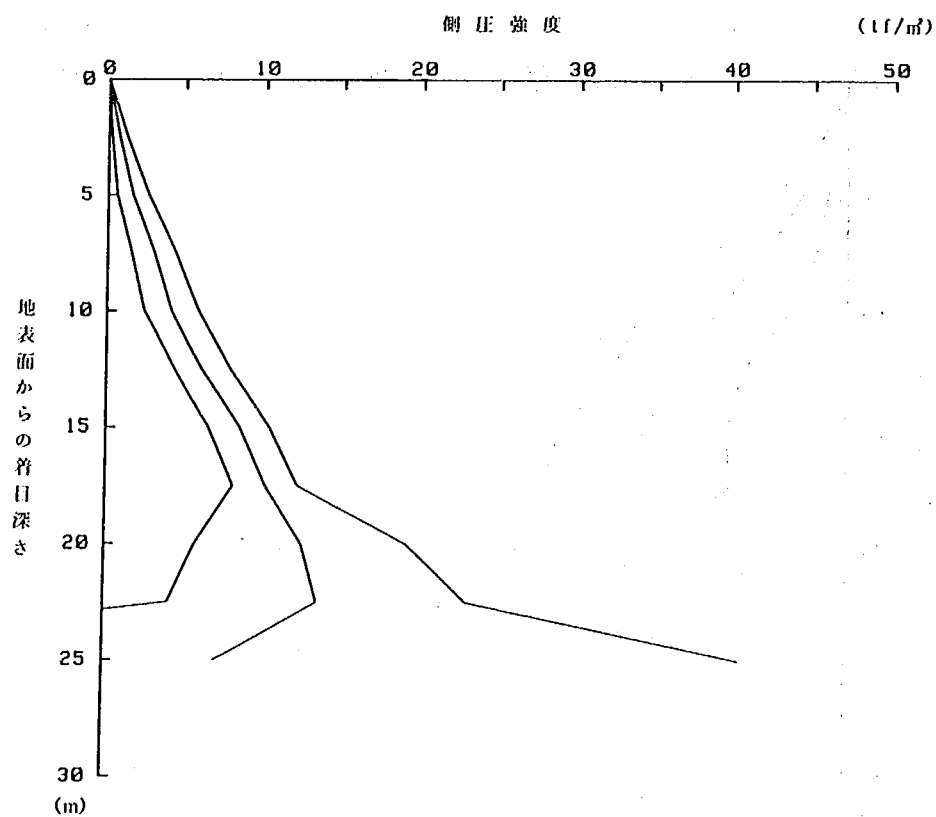
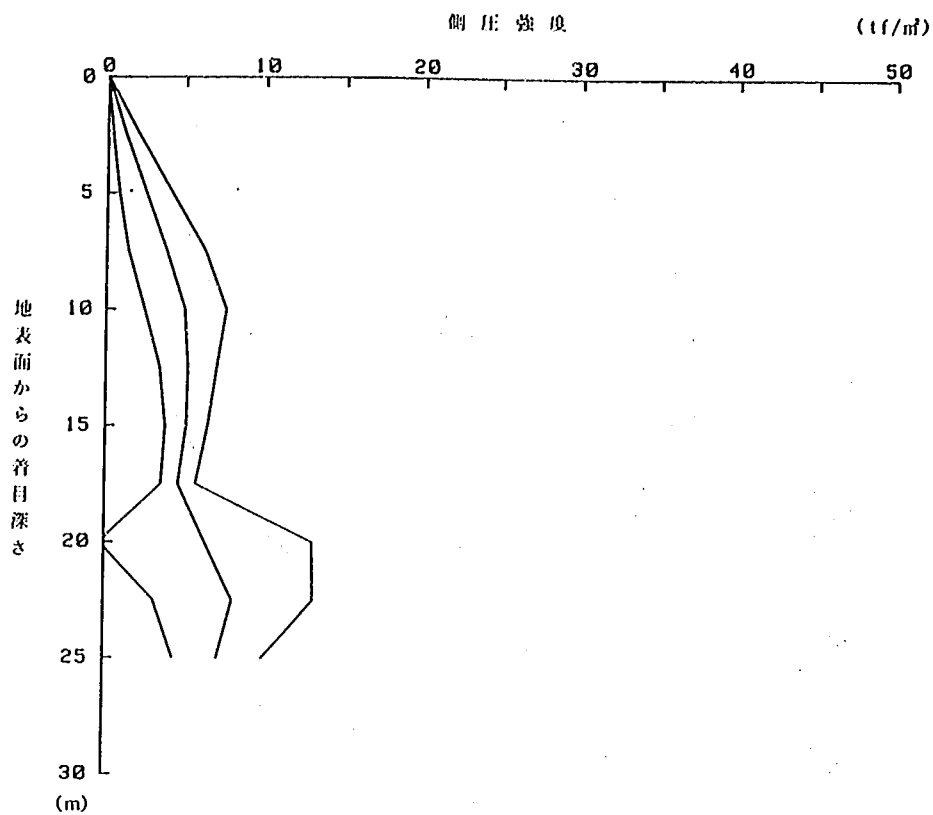
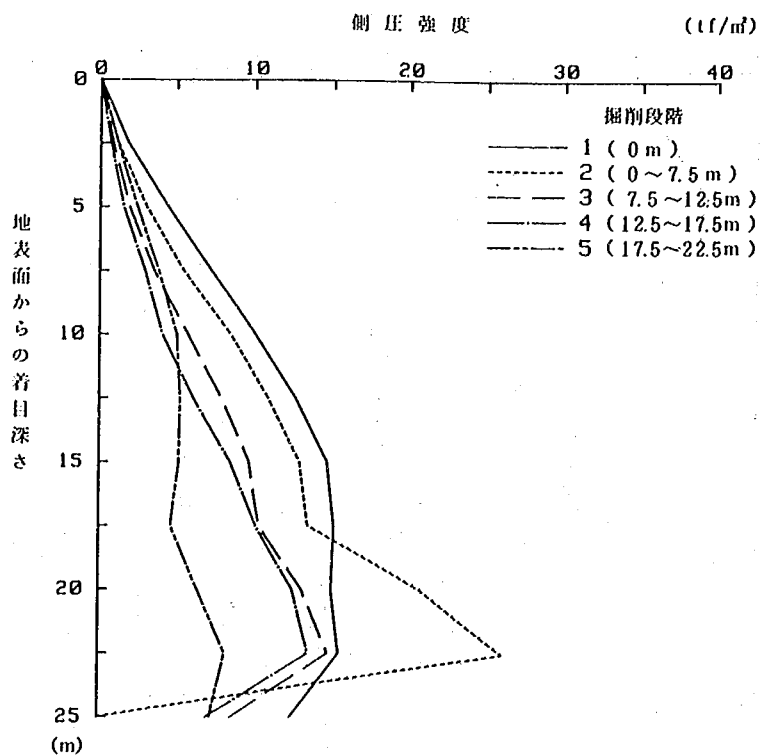


図- 1. 43 硬い粘性土の側圧強度の平均値と 95 %信頼区間 (掘削段階 4)



図－1.44 硬い粘性土の側圧強度の平均値と95%信頼区間(掘削段階5)



図－1.45 硬い粘性土の掘削段階別平均側圧強度分布

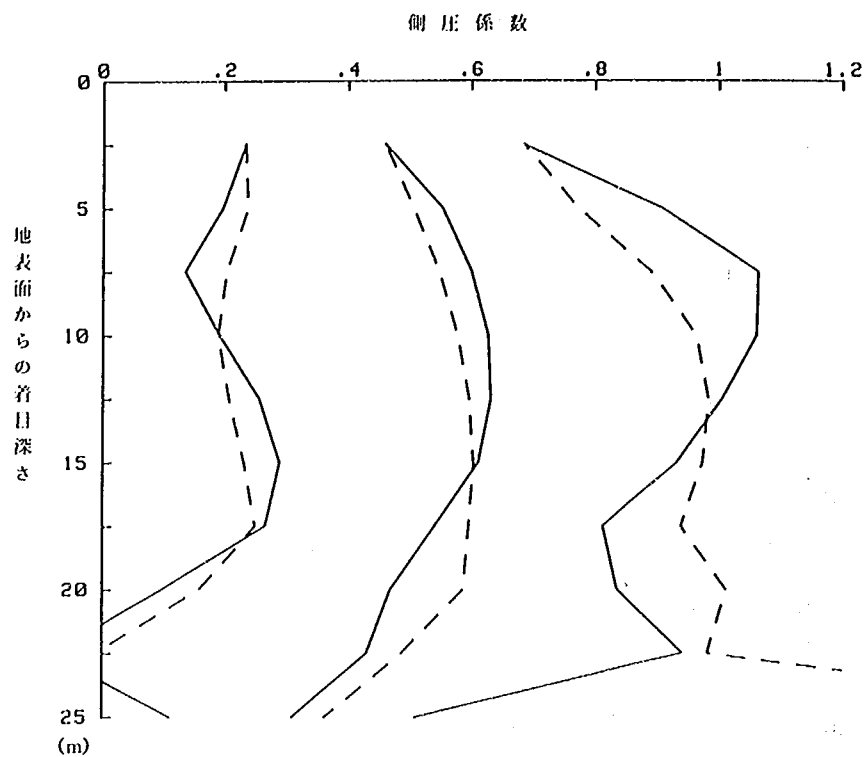


図-1.46 硬い粘性土の平均側圧係数分布（掘削段階1）

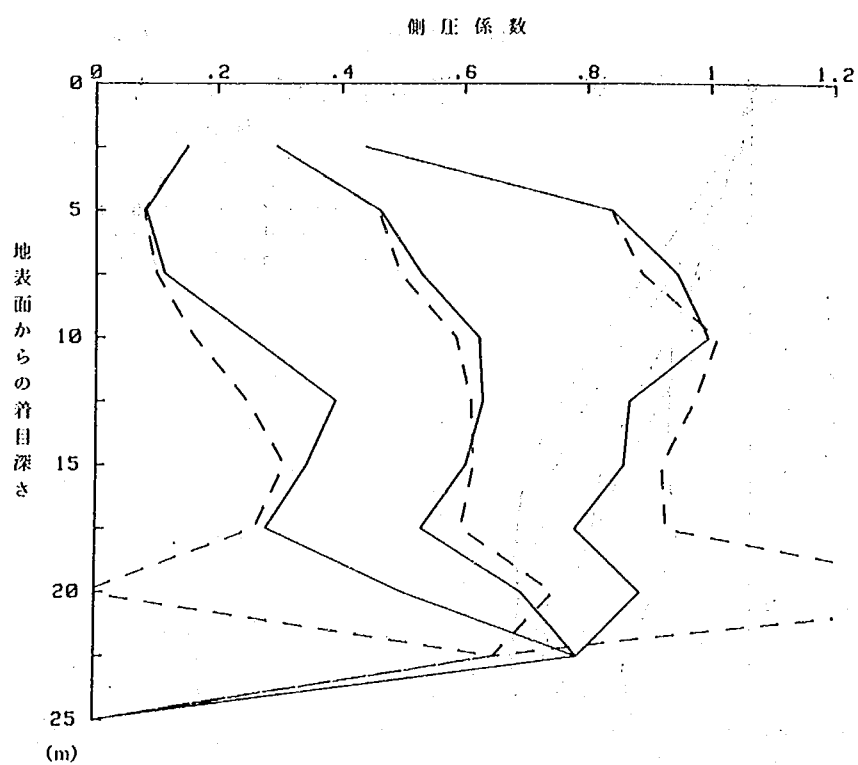
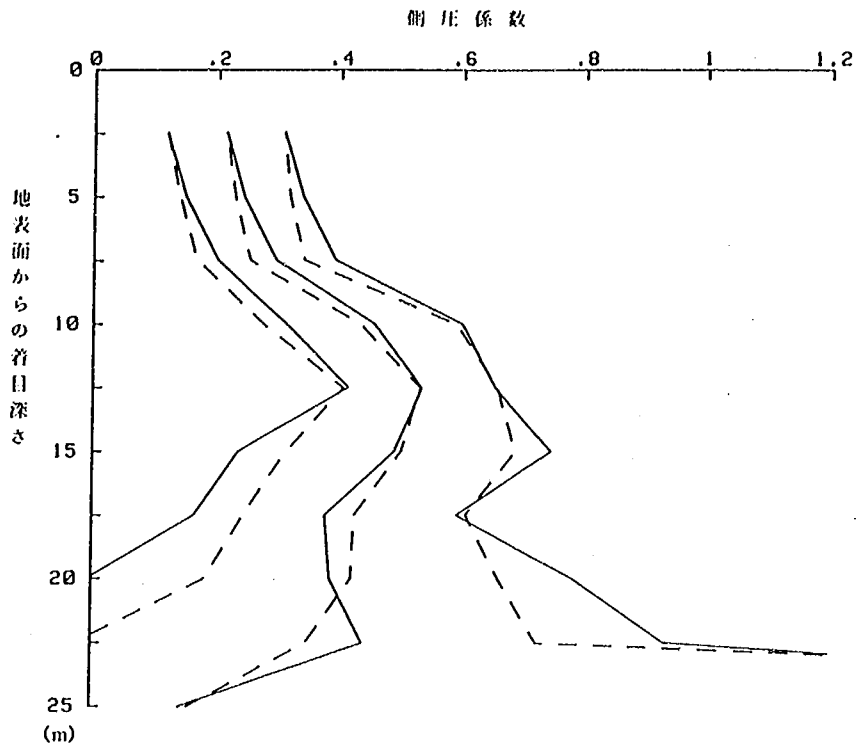
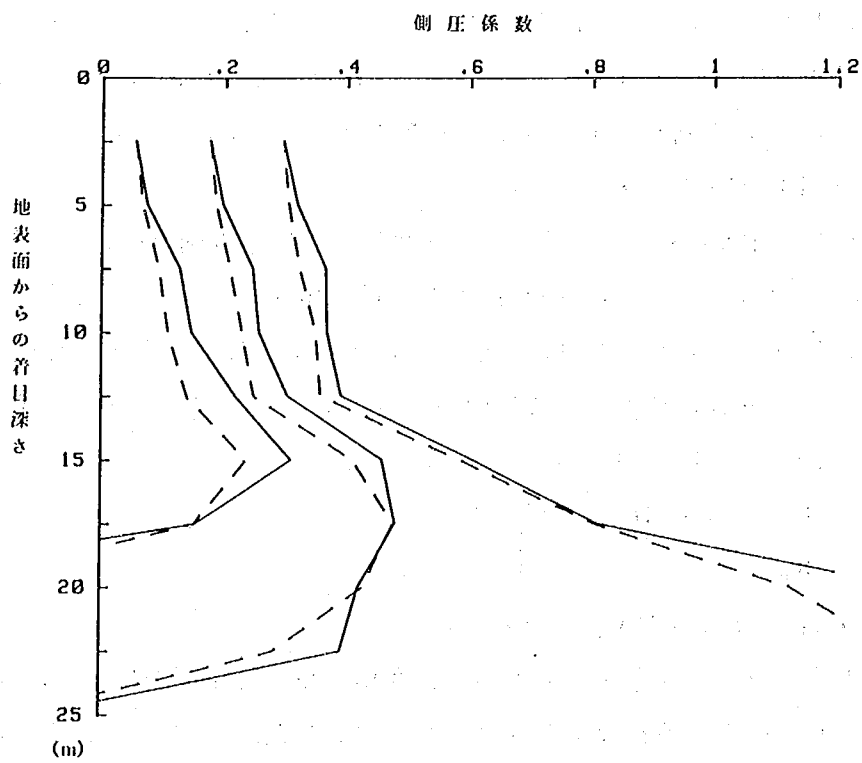


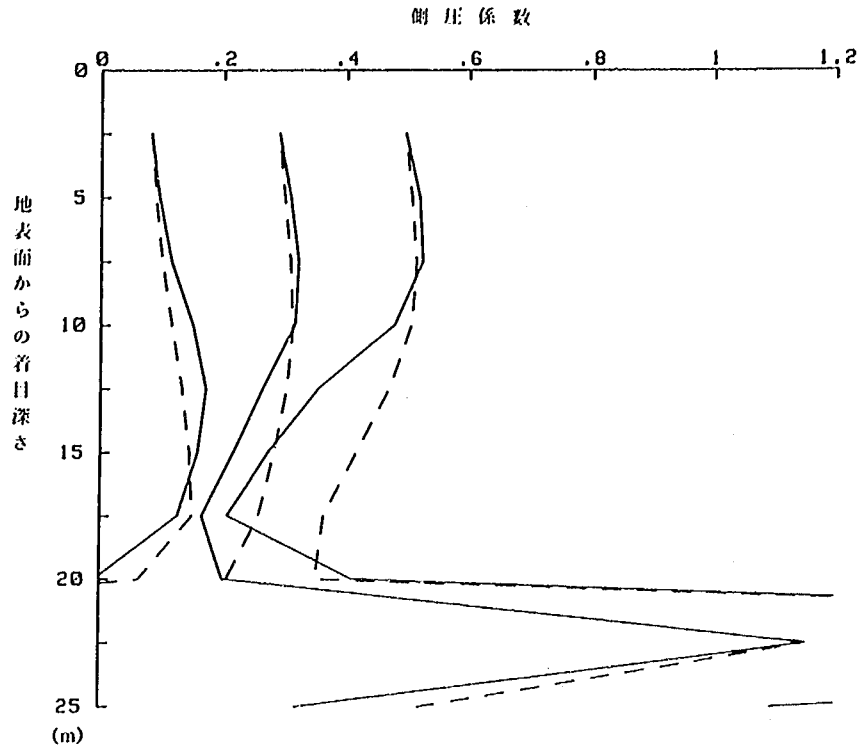
図-1.47 硬い粘性土の平均側圧係数分布（掘削段階2）



図－1.48 硬い粘性土の平均側圧係数分布（掘削段階3）



図－1.49 硬い粘性土の平均側圧係数分布（掘削段階4）



図－ 1. 50 硬い粘性土の平均側圧係数分布（掘削段階 5）

図－ 1. 51 および図－ 1. 52 は、それぞれ側圧強度および全側圧により逆算した値の平均値を重ね書きしたものである。これらの図からも、軟らかい粘性土と同様に、12.5 m 付近で側圧係数の変化は異なる傾向がみられる。12.5 m 以浅では掘削段階 4 までは減少し、掘削段階 5 で増加する。12.5 m 以深では掘削段階 3 まで減少していたものが、一旦、掘削段階 4 で増加し、また掘削段階 5 で減少する。

図－ 1. 53 は、掘削前の側圧係数からの変化量について掘削段階別に示したものである。図－ 1. 53 によれば、ほぼ軟らかい粘性土と同様の傾向を示しており、掘削段階が初期の場合は減少分が浅い所に限られており、掘削が進行するにつれて減少する範囲も深くなっている。また、減少量も 0.3 程度にとどまる傾向がある。ここで、側圧係数が (1. 22) 式で表わされる折線を、図－ 1. 53 に太線で併せて記載した。

$$\left. \begin{array}{l} K_{a1} = K_0 - 0.01 H \\ K_{a2} = K_0 \end{array} \right\} \quad (1.22)$$

ただし、 K_{a1} の最小値は $K_0 - 0.2$ とする。

図－ 1. 54 は、同じく静止側圧係数からの変化量を着目深さ別に示したものである。また、(1. 22) 式で表わされる折線を太線で併せて記載した。

図－ 1. 53 および図－ 1. 54 から、側圧係数を (1. 22) 式で表現すれば、おおよそ包絡することが確かめられた。

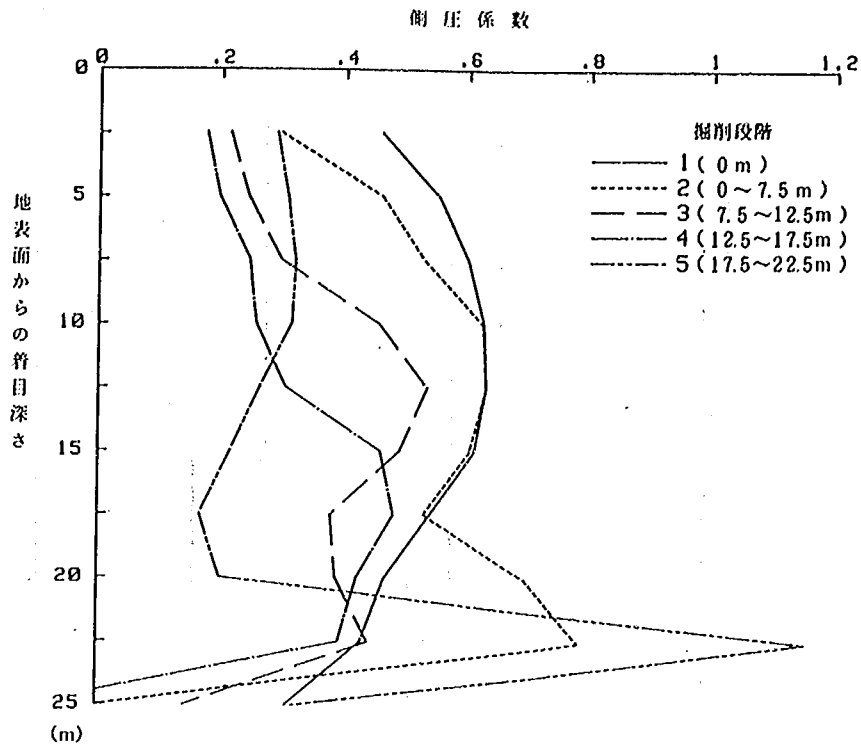


図- 1. 51 硬い粘性土の掘削段階別の平均側圧係数分布

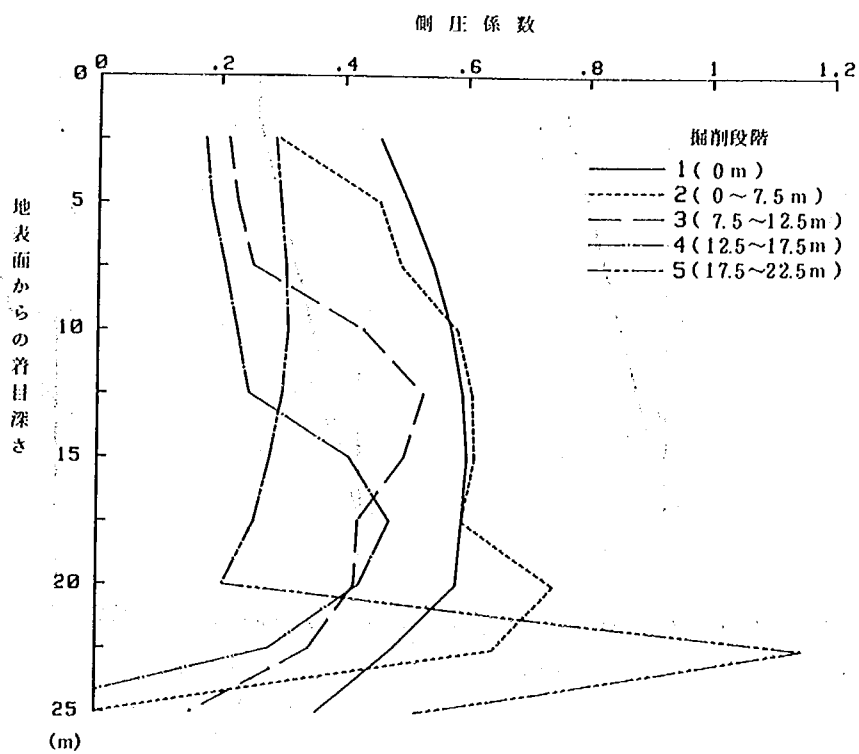


図- 1. 52 硬い粘性土の掘削段階別の平均側圧係数分布

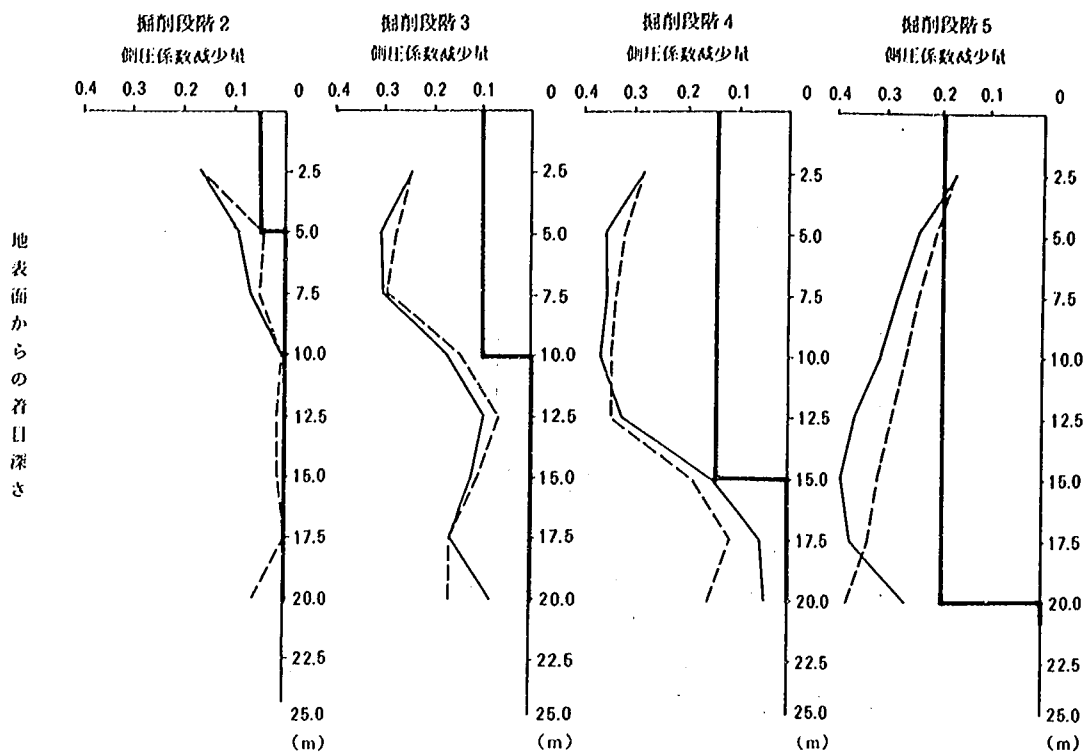


図 - 1.53 硬い粘性土の側圧係数の掘削段階別減少量

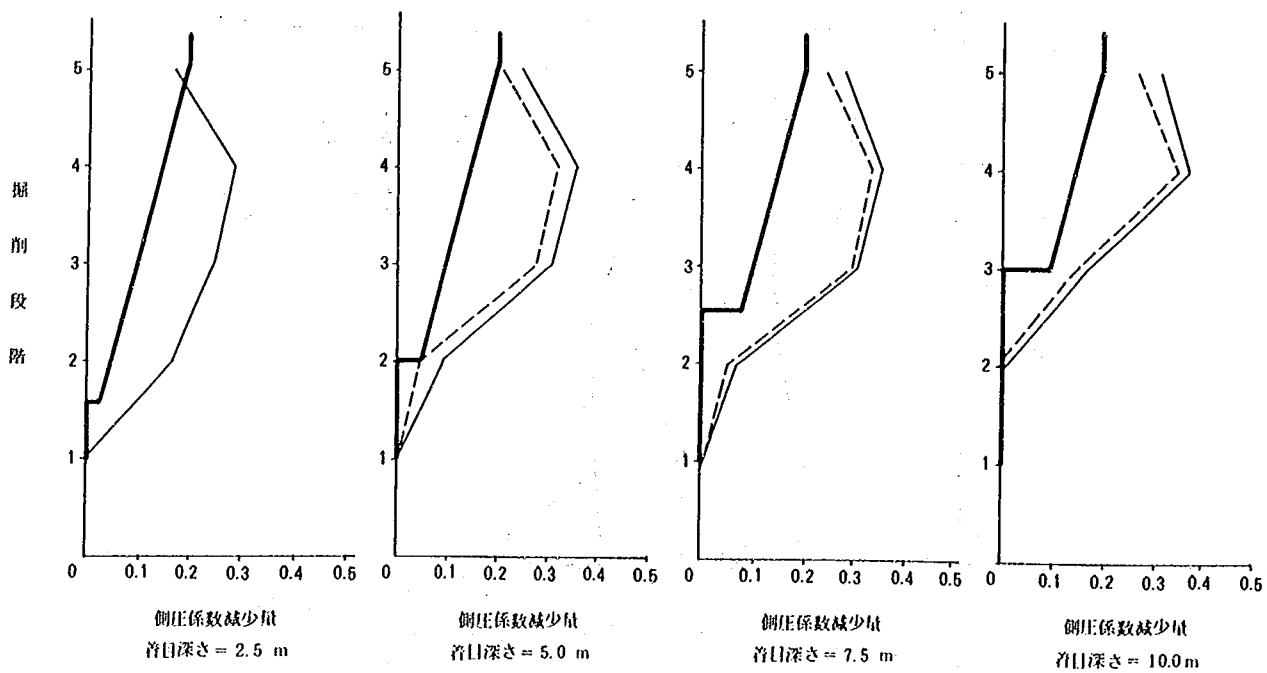


図 - 1.54 硬い粘性土の側圧係数の着目深さ別減少量

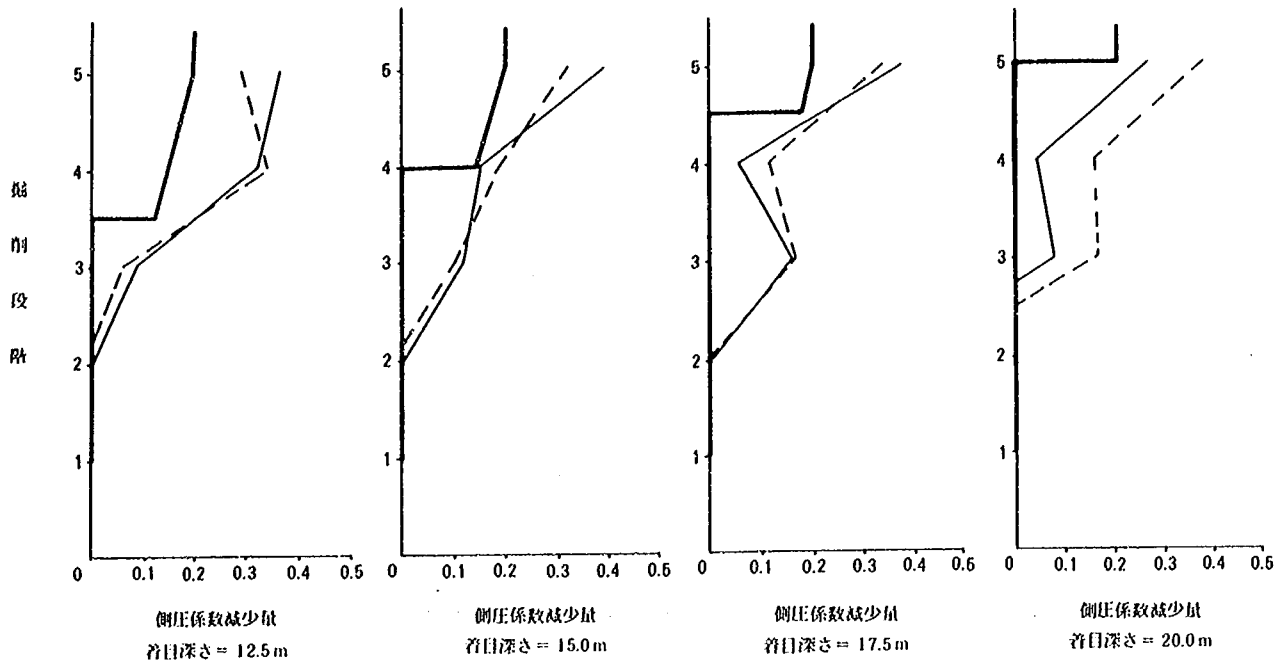


図 - 1.54 硬い粘性土の側圧係数の着目深さ別減少量

1.4.3 他の規準式との比較

軟らかい粘性土および硬い粘性土について、それぞれ(1.20)式および(1.22)式で表わされる側圧係数を用いて算出した側圧と他の規準式およびランキン・レザール式で求めた側圧との比較を行った。土質および掘削の条件は表 - 1.4 に示す通りである。

側圧強度分布の比較を図 - 1.55 ~ 図 - 1.58 に示す。

日本道路協会および日本国有鉄道の規準式は、切ばり軸力計から求めた値であり、台形分布をなすため単純に比較できない。2 m ~ 6 m 付近に、台形分布の折点部があり、その膨らみが他の式より求めた値より大きくなっている。

日本建築学会および東京第一工事局の規準式は、側圧計(土圧計)より求めた値をもとに提案している式であり、ほぼ深さに比例した分布をなす。前者は、本提案式とはほぼ同様の値を示している。後者は、粘着力の値によって側圧係数が左右される(粘着力が大きければ側圧係数は小さくなる)。本ケースの場合は掘削深さが 10 m の時はほぼ同じ値を示すが、20 m になると本提案式が小さめの値を示している。

ランキン・レザール式では粘着力が存在する時は、自立高さまで側圧は発生しないことになる。また、直線の勾配は緩やかであり、深くなると側圧は他の式の値に比べて大きくなる。しかし掘削面までの側圧の合計は、提案式による値にほぼ等しくなる。ランキン・レザール式による側圧分布が、規準式あるいは本提案式と異なるのは、以下の理由によるものと考えられる。

ランキン・レザール式は壁休が壁下端を中心として前方に傾く時の理論式であるが、実際

には壁体の変形形状が異なること、また壁体と背面土の間で粘着力等の影響により抵抗力が作用するために鉛直圧が減少し、ひいては水平方向の側圧の減少にも影響するものと思われる。

表-1.4 側圧比較の諸条件

ケース	土 質	掘削深さ	比 較 し た 基 準 式
1	軟らかい粘性土 $N < 4$ $\gamma = 1.6$ (t/m^3) $c = 2.5$ (t/m^2)	10 m	仮設構造物工指針 (日本道路協会) 建築基礎構造設計基準 (日本建築学会) 仮設土留工設計指針(案) (日本国有鉄道編) 仮設構造物設計要領(案) (東京第一工事局) ランキン・レザール式
2	軟らかい粘性土 $N < 4$ $\gamma = 1.6$ $c = 2.5$	20 m	建築基礎構造設計基準 (日本建築学会) 仮設構造物設計要領(案) (東京第一工事局) ランキン・レザール式
3	硬い粘性土 $N \geq 4$ $\gamma = 1.6$ $c = 5.0$	10 m	ケース 1 に同じ
4	硬い粘性土 $N \geq 4$ $\gamma = 1.6$ $c = 5.0$	20 m	ケース 2 に同じ

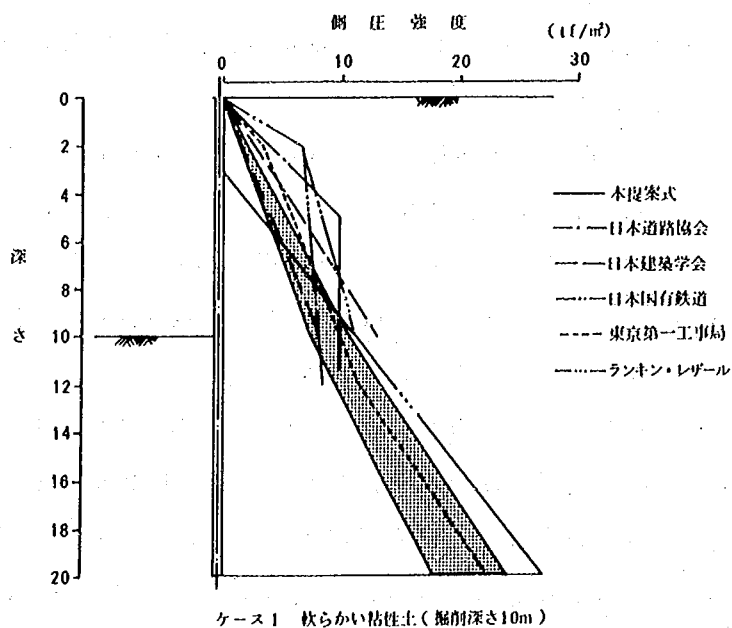


図-1.55 側圧強度の比較

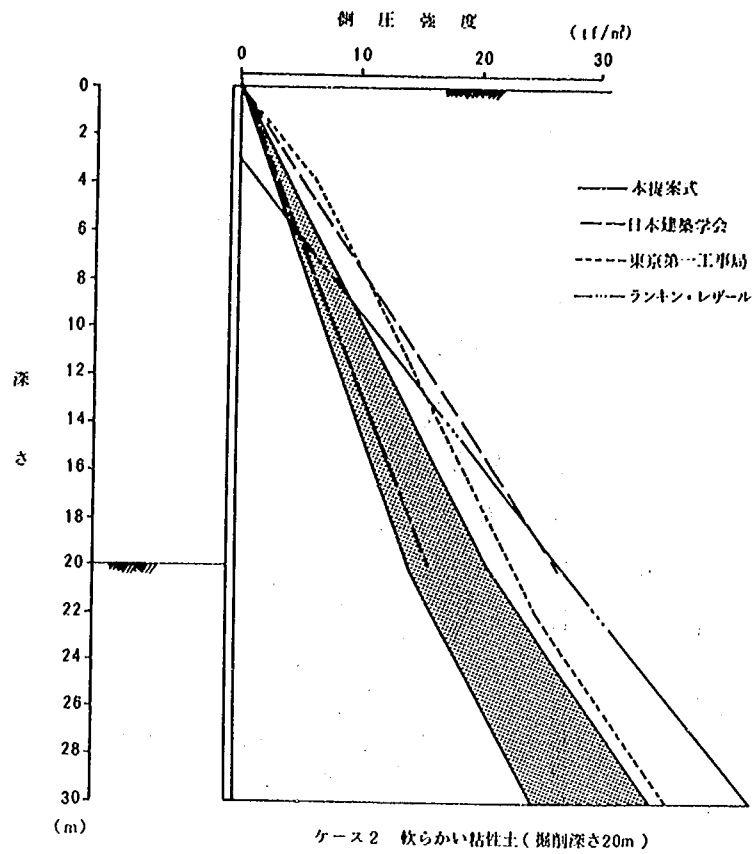


図-1.56 側圧強度の比較

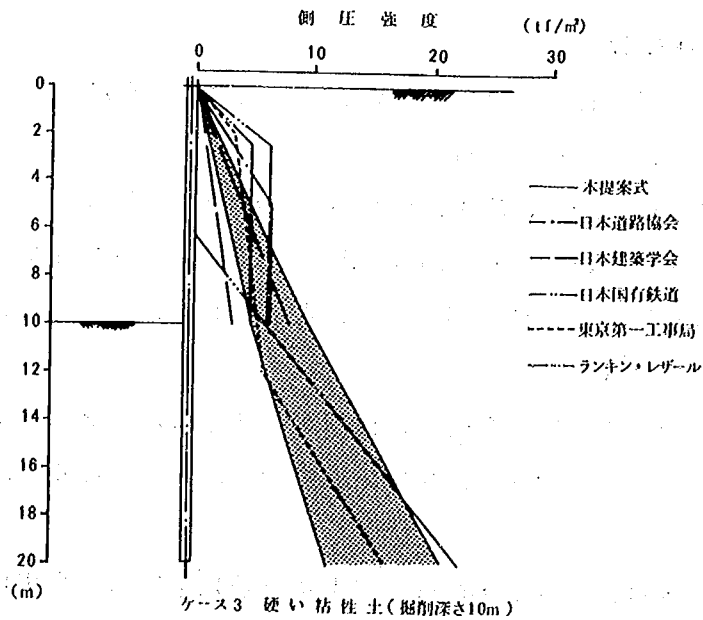


図-1.57 側圧強度の比較

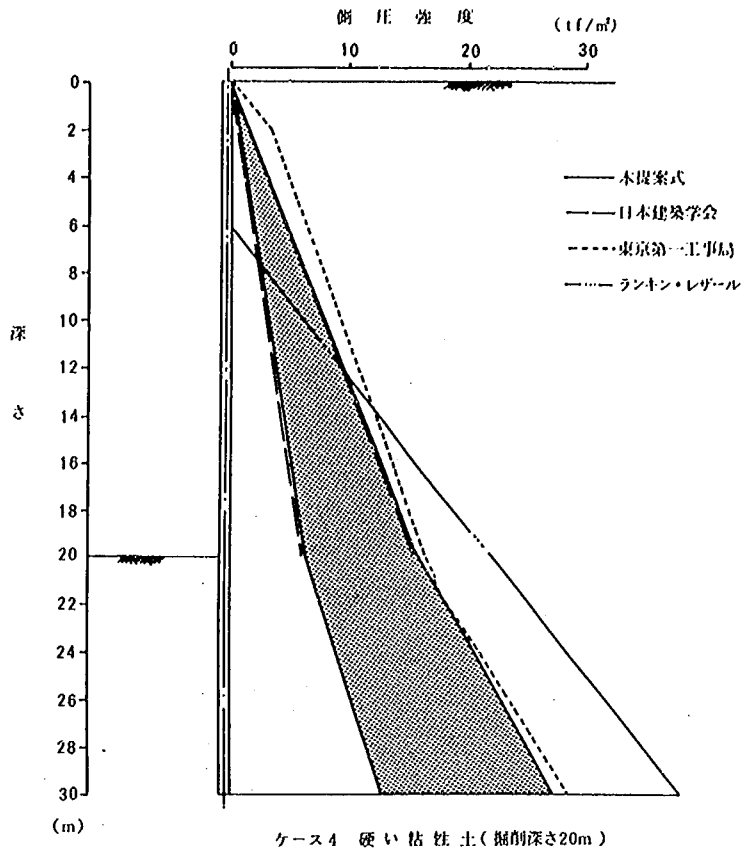


図-1.58 側圧強度の比較

1.5 設計に用いる側圧係数

これまでの解析から得られた結果をまとめると、以下のようになる。

- ① 掘削前の側圧はほぼ三角形分布をなす。
- ② 側圧は掘削に伴い減少し、静止状態から主動状態へと移行していることが認められる。
- ③ 側圧の分布形状についても変化がみられる。掘削深さが5 m程度まではほぼ直線をなすが、10 m～15 m程度では掘削面を折点とする2本の直線で表わされ、20 m程度になると台形分布に近くなる。
- ④ 静止状態からの側圧係数の変化は、掘削が初期の場合には減少する部分は浅い所に限られ、深い所ではそれほど顕著ではない。掘削深さが大きくなると、減少する部分は深い所までおよぶ。
- ⑤ 側圧係数の減少量は、掘削が進行してもある値以上にはならずほぼ一定値を示すようになり、その値は0.2～0.3程度である。

以上の結果から側圧分布をモデル化することとする。実用性を考えると側圧の変化に規則性をもたせ、またデータのばらつきを考慮して、できるだけ安全側に包絡する形でまとめる必要がある。20 m程度までの掘削時の側圧分布を掘削面を境にして2本の直線で表わすことができ

るものと考え、側圧強度の算出を以下のように提案する。

静止側圧強度は (1. 23) 式によって求めるものとする。

$$p_o = K_o \cdot \gamma \cdot h \quad (1.23)$$

ここで p_o : 静止側圧強度 (tf / m²)

K_o : 静止側圧係数

γ : 土の単位体積重量 (tf / m³)

h : 地盤面からの深さ (m)

主働側圧強度は (1. 24) 式によって求めるものとする。

$$\left. \begin{aligned} p_{a1} &= K_{a1} \cdot \gamma \cdot h_1 \\ p_{a2} &= K_{a1} \cdot \gamma \cdot H + K_{a2} \cdot \gamma \cdot (H - h_2) \end{aligned} \right\} \quad (1.24)$$

ここで p_{a1} : 掘削面以浅での主働側圧強度 (tf / m²)

p_{a2} : 掘削面以深での主働側圧強度 (tf / m²)

K_{a1} : 掘削面以浅での主働側圧係数

K_{a2} : 掘削面以深での主働側圧係数

H : 掘削深さ (m)

h_1, h_2 : 地面からの深さ (m)

側圧係数は表 - 1. 5 および表 - 1. 6 に示すとおりである。

この側圧係数を用いて算出した側圧強度 (実線) と各着目深さでの平均値 (破線) とを比較したものが図 - 1. 59 ~ 図 - 1. 68 である。この結果、計算値は平均値分布と良く合致していることが確められ、(1. 23) 式と (1. 24) 式の妥当性が確認された。

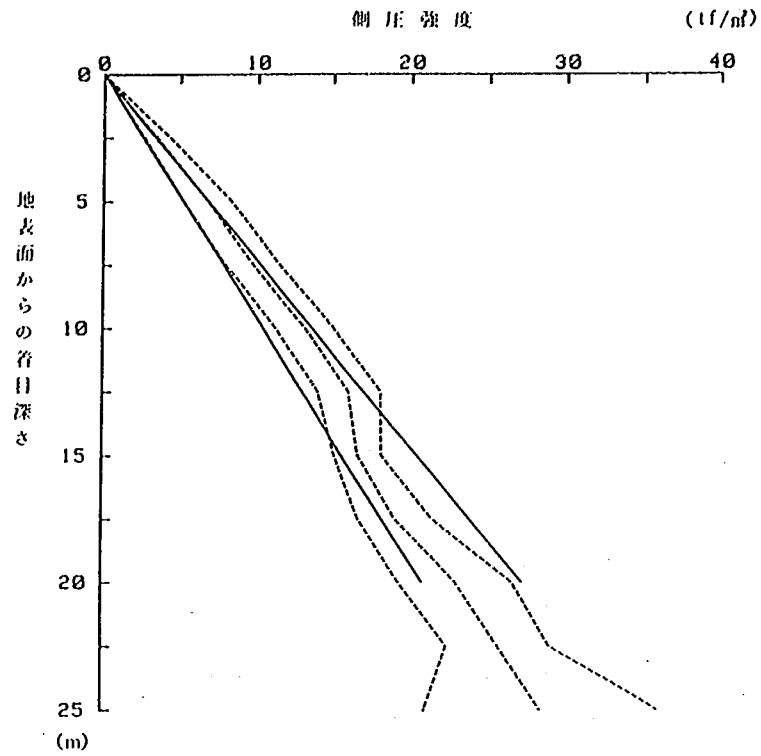
表 - 1. 5 静止側圧係数

土 質	K_o
軟らかい粘性土 ($N < 4$)	0.65 ~ 0.85
硬い粘性土 ($4 \leq N$)	0.40 ~ 0.70

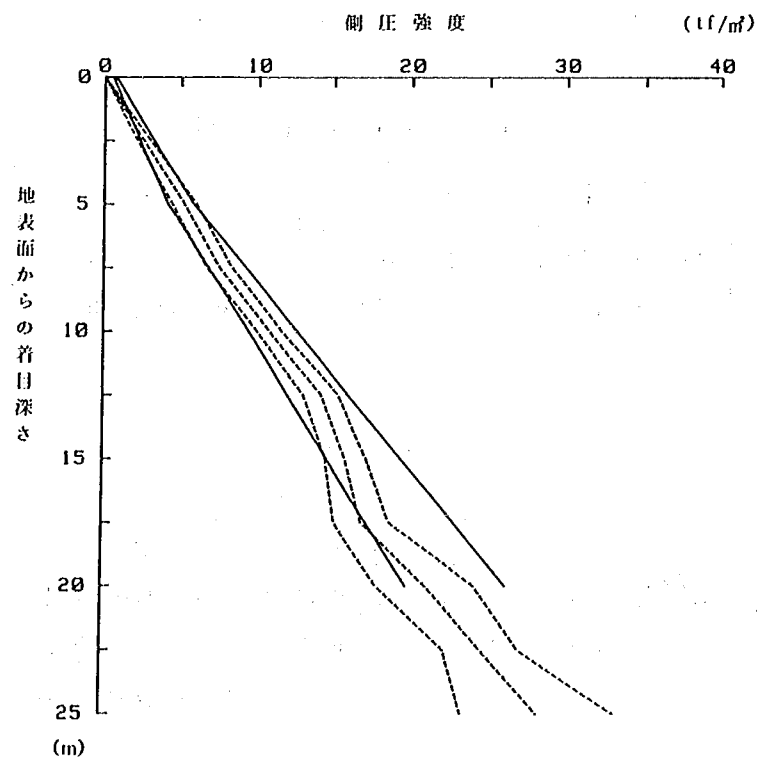
表 - 1. 6 主働側圧係数

土 質	K_{a1}		K_{a2}
	推 定 式	最 小 値	
軟らかい粘性土 ($N < 4$)	$K_o - 0.025 H$	$K_o - 0.2$	K_o
硬い粘性土 ($4 \leq N$)	$K_o - 0.01 H$	$K_o - 0.2$	K_o

H ; 掘削深さ (m)



図－ 1. 59 軟らかい粘性土の平均側圧強度（掘削段階 1）



図－ 1. 60 軟らかい粘性土の平均側圧強度（掘削段階 2）

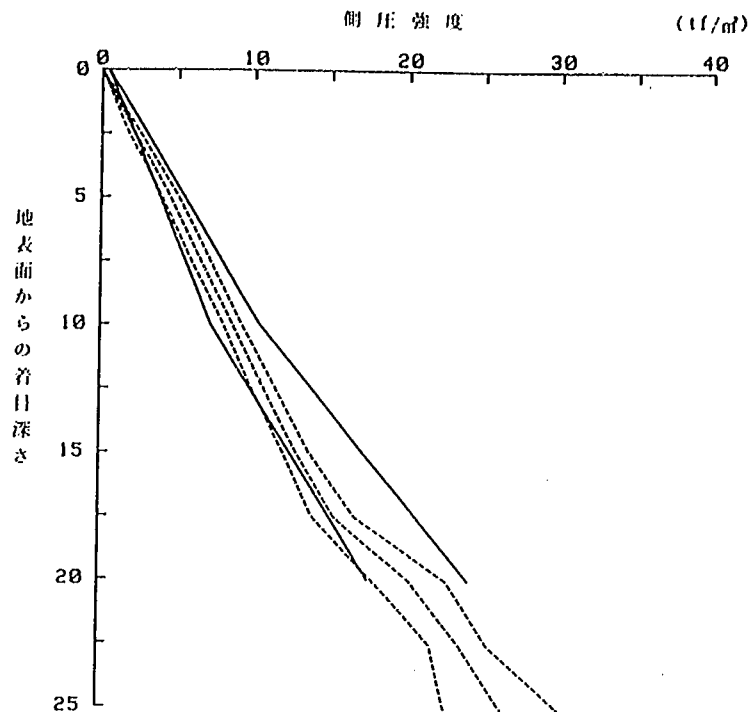


図 - 1.61 軟らかい粘性土の平均側圧強度 (掘削段階 3)

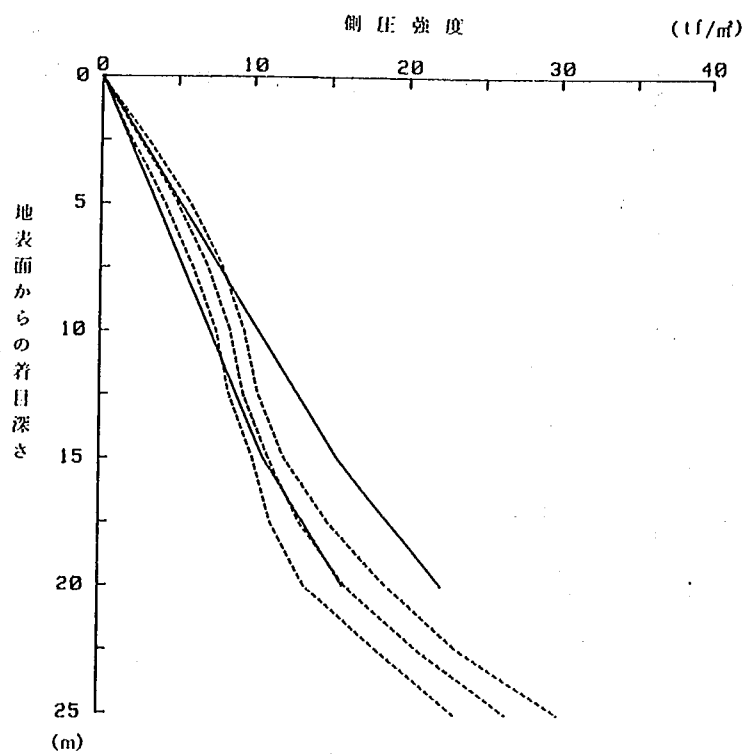
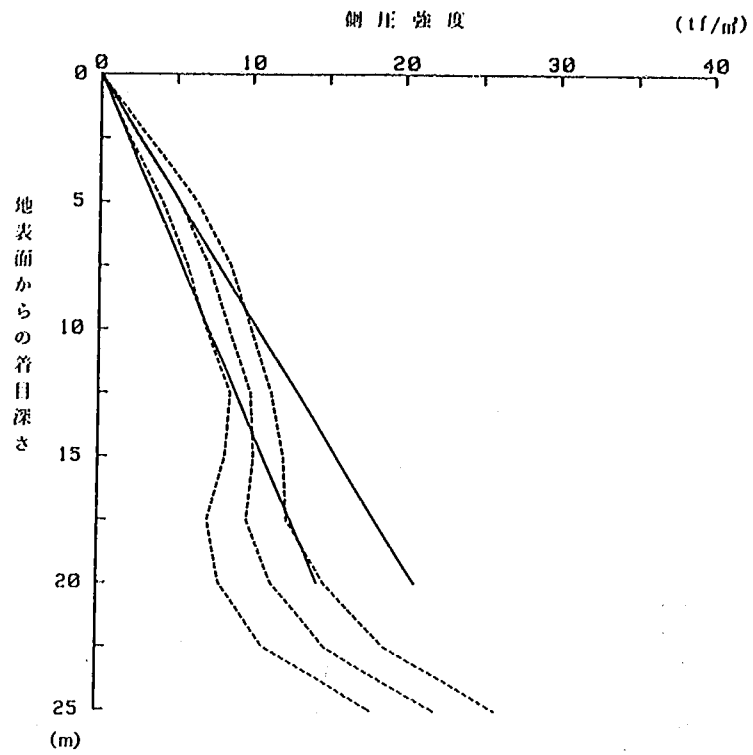
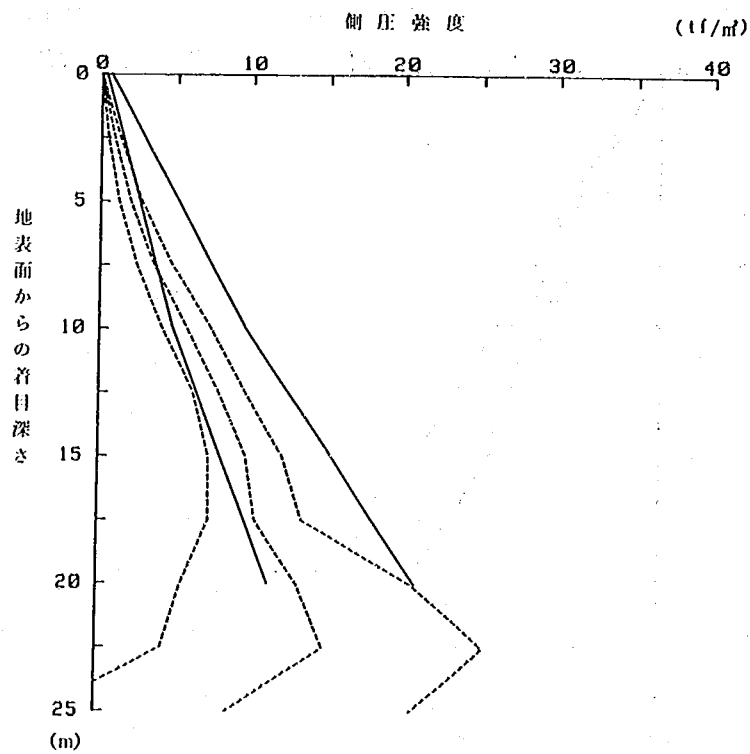


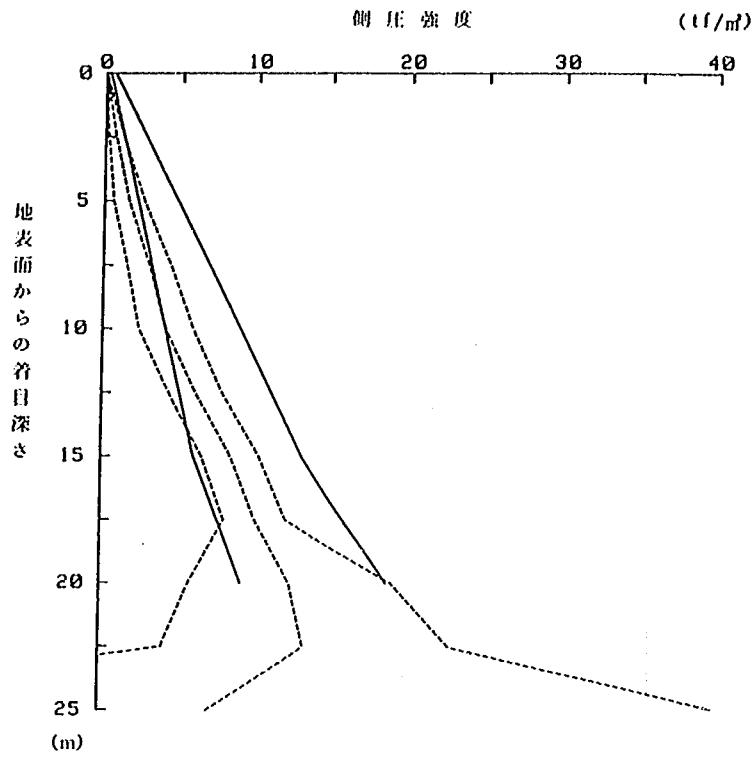
図 - 1.62 軟らかい粘性土の平均側圧強度 (掘削段階 4)



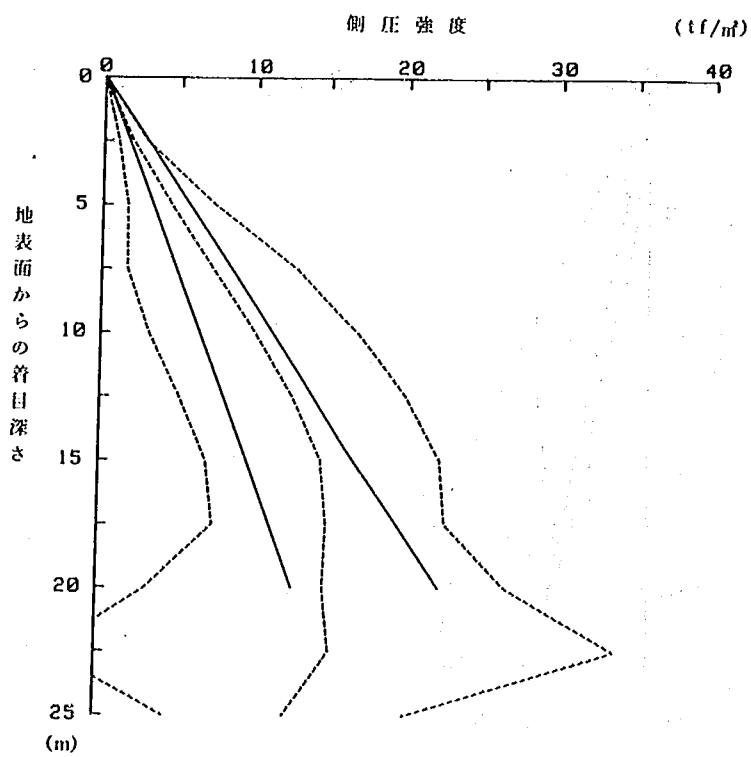
図－1.63 軟らかい粘性土の平均側圧強度（掘削段階5）



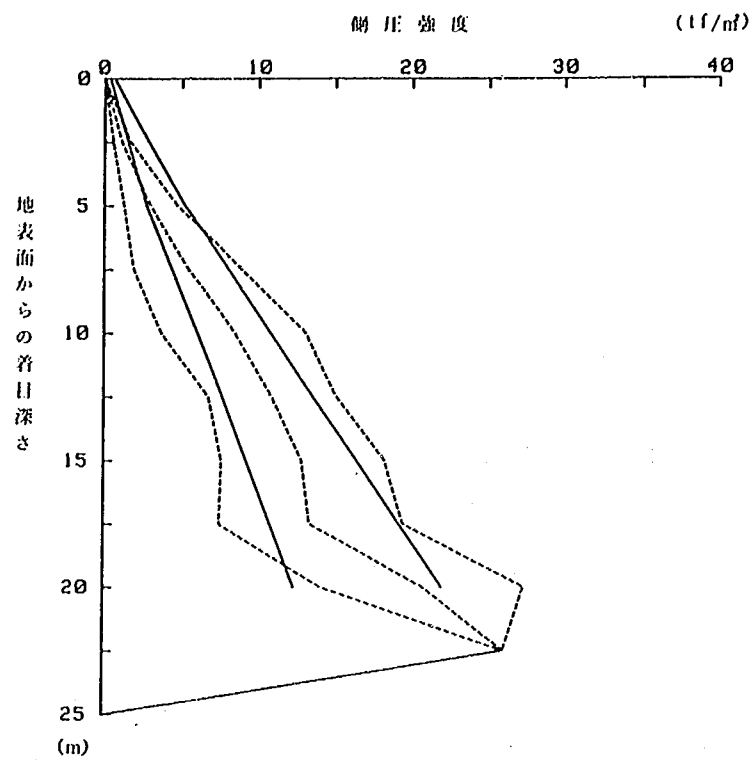
図－1.64 硬い粘性土の平均側圧強度（掘削段階1）



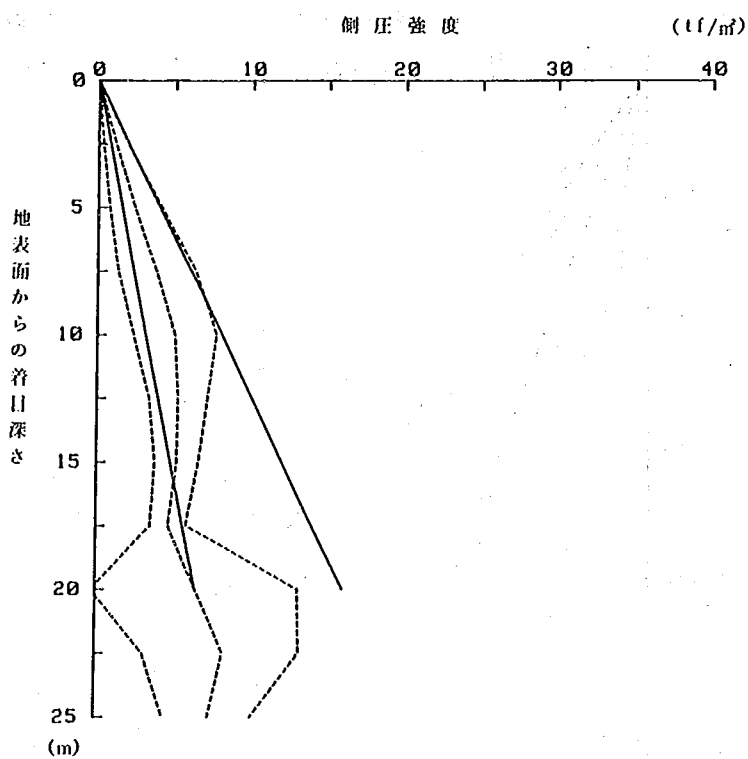
図－1.65 硬い粘性土の平均側圧強度（掘削段階2）



図－1.66 硬い粘性土の平均側圧強度（掘削段階3）



図－ 1. 67 硬い粘性土の平均側圧強度（掘削段階 4）



図－ 1. 68 硬い粘性土の平均側圧強度（掘削段階 5）

参 考 文 献

- 1) 千本, 安蒜, 金安「軟弱地盤における大断面地下鉄開削工事の土圧実測」土木学会誌, 1975. 9
- 2) 古藤田, 森「山どめ壁に加わる実測側圧と Rankine 主動土圧との比較について」第 9 回土質工学研究発表会講演集, 1974. 6
- 3) 足立, 石橋, 岩藤, 滝沢「地下連続壁の挙動と土圧の一測定結果」土木学会第 27 回年次学術講演会講演概要集, 1972. 10
- 4) 瀬谷, 大島「市街地の地下変電所における根切り工事」基礎工, 1974. 2
- 5) 金谷, 宮崎「RC 山留め壁にかかる側圧」土と基礎, 1973. 1
- 6) 古藤田, 丸山「山どめ壁に加わる実測側圧について(その 2 軟弱粘性土地盤)」第 9 回土質工学研究発表会講演集, 1974. 6
- 7) 山肩, 八尾「掘削にともなう鋼管矢板壁の土圧変動」土と基礎, 1967. 6
- 8) 横山「軟弱地盤中における仮土留め工の諸測定について」土と基礎, 1974. 7
- 9) 達下, 坂口, 杉本「周辺環境を考慮した山留め工事に伴う安全施工のための実測例」土と基礎, 1973. 5
- 10) 古藤田, 池田, 荒井, 吉良「軟弱地盤における山どめ諸測定について」第 8 回土質工学研究発表会講演集, 1973. 6
- 11) 古藤田, 池田「軟弱地盤における深いオープンカットの切ばり荷重について」第 6 回土質工学研究発表会講演集, 1971. 6
- 12) 古藤田, 藤田, 坪倉, 飯塚, 金谷, 宮崎「軟弱粘性土地盤の根切り工事における諸測定について」第 15 回土質工学研究発表会講演集, 1980. 6
- 13) 野尻, 今井, 土橋, 山本「挿入式傾斜計による RC 地中壁の安全管理測定と仮想支点法による挙動予測」第 13 回土質工学研究発表会講演集, 1978. 6
- 14) 桂, 井上「軟弱地盤における RC 山留め壁の側圧と変形(その 2)」第 16 回土質工学研究発表会講演集, 1981. 6
- 15) 庭野, 深田「現場計測による土留め工事の施工管理」第 17 回土質工学研究発表会講演集, 1982. 6
- 16) 白子, 田中, 後藤, 水野, 新開「国鉄大阪駅ビル工事における山留め計測結果の報告(その 1)」第 18 回土質工学研究発表会講演集, 1983. 6
- 17) 岩崎, 本郷, 安永, 新村「押込型壁面土圧計の試作と打込み鋼管土留壁に対する計測結果について」山留めの諸測定に関するシンポジウム, 1978. 3
- 18) 花村, 田中, 浅野「山止め架構の次工程における挙動予測」第 18 回土質工学研究発表会講演集, 1983. 6
- 19) 古藤田, 池田, 鳥羽「硬質地盤における側圧測定結果について」日本建築学会大会学術講演梗概集, 1980. 9

- 20) 古藤田, 青木, 豊島「RC山どめ壁を用いた山どめに関する諸測定について(その2 洪積層地盤の場合)」第8回土質工学研究発表会講演集, 1973. 6
- 21) 古藤田, 池田「硬質地盤の根切りに際してのRC山どめ壁に関する側圧測定(その3)」日本建築学会大会学術講演概要集, 1972. 10
- 22) 柳田, 一条, 佐藤, 中村「大規模掘削における山留め壁の諸測定結果」第17回土質工学研究発表会講演集, 1982. 6

2. 変形による土留め壁の剛性低下

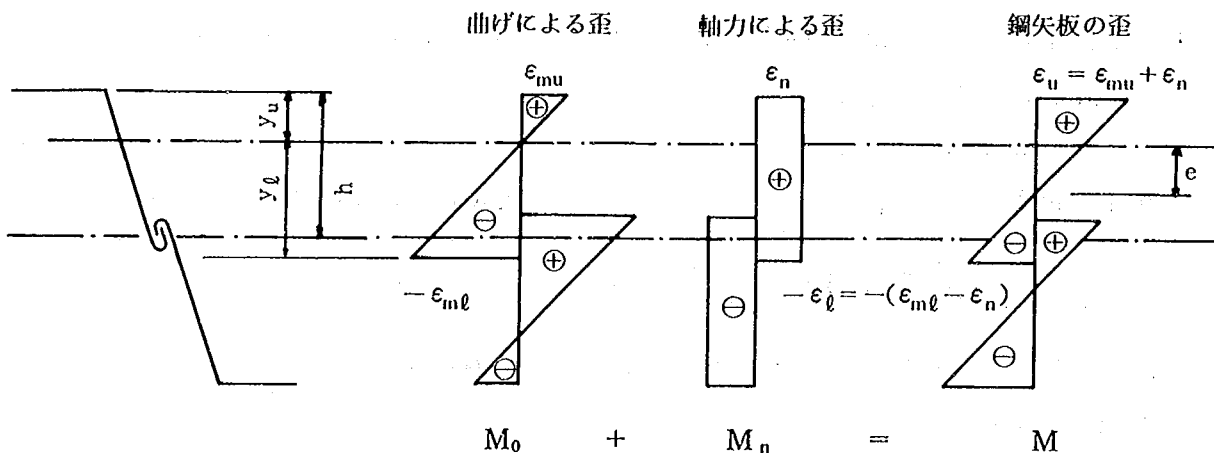
土留め壁が土圧や水圧等の外力により変形を起こすと鋼矢板壁では継手のずれにより、また、鉄筋コンクリート構造の地中連続壁（以下RC壁）では曲げひび割れによる有効断面の減少により剛性が低下することが一般に知られている。ここでは、土留め壁を設計するうえでの剛性評価の検討を行うものである。

2.1 鋼矢板壁の剛性低下

鋼矢板は、通常何枚かの矢板を継手部で重ね合わせて地中に打設し、これを一体壁として土留めを行っている。ところが、掘削により土圧や水圧が側圧として土留め壁に作用し始めると壁が撓みはじめ、これと同時に矢板の継手部では、せん断によるずれが生じる。そして土留め壁は一体壁としての機能を失い、結果的に剛性の低下へとつながる。ここでは、過去に報告された鋼矢板壁の曲げ実験に基づく断面剛性の有効率¹⁾を参考に継手効率を求め、これらから一般に市販されている鋼矢板の有効曲げ剛性および有効断面係数の目安値を示した。

2.1.1 U形鋼矢板の曲げ剛性の有効率と断面係数の有効率

組合わせたU形鋼矢板の歪分布は合成梁として以下のようなになる（図－2.1参照）。



図－2.1 組合わされた鋼矢板の歪分布

$$\epsilon_{mu} = \frac{M_o}{E_s \cdot I_o} \cdot y_u \quad (2.1)$$

$$\epsilon_{ml} = \frac{M_o}{E_s \cdot I_o} \cdot y_l \quad (2.2)$$

$$\epsilon_n = \frac{N_o}{E_s \cdot A_o} \quad (2.3)$$

$$\epsilon_u = \epsilon_{mu} + \epsilon_n = \frac{1}{E_s} \left(\frac{M_o}{I_o} \cdot y_u + \frac{N_o}{A_o} \right) \quad (2.4)$$

$$\epsilon_\ell = \epsilon_{m\ell} - \epsilon_n = \frac{1}{E_s} \left(\frac{M_o}{I_o} \cdot y_\ell - \frac{N_o}{A_o} \right) \quad (2.5)$$

ここで ϵ_{mu} : 曲げによる鋼矢板単体の外側縁端部の歪
 $\epsilon_{m\ell}$: 曲げによる鋼矢板単体の継手側縁端部の歪
 ϵ_n : 軸力による鋼矢板単体の歪
 ϵ_u : 組合わせた鋼矢板の外側縁端部の歪
 ϵ_ℓ : 組合わせた鋼矢板の継手側縁端部の歪
 M_o : 鋼矢板単体に作用する曲げモーメント
 N_o : 鋼矢板単体に作用する軸力
 I_o : 鋼矢板単体の断面 2 次モーメント
 A_o : 鋼矢板単体の断面積
 y_u : 鋼矢板単体の中立軸から外側縁端部までの距離
 y_ℓ : 鋼矢板単体の中立軸から継手側縁端部までの距離
 h : 組合わせた鋼矢板の中心軸から外側縁端部までの距離

また、組合わせた鋼矢板に作用する鋼矢板単体当たりの曲げモーメント M は、鋼矢板単体に生ずる曲げモーメント M_o と軸力による隅力モーメント M_n の和と考えられる。

$$\begin{aligned} M &= M_o + M_n \\ &= M_o + N_o (h - y_u) \end{aligned} \quad (2.6)$$

(2.6) 式に (2.1), (2.2), (2.3) 式を代入し、歪が距離に比例するとして

$$\frac{\epsilon_u}{y_u + e} = \frac{\epsilon_{mu}}{y_u} \quad \text{および} \quad \frac{\epsilon_\ell}{y_\ell - e} = \frac{\epsilon_{m\ell}}{y_\ell}$$

の関係を用いて整理すると (2.7), (2.8) 式が得られる。

外側縁端部に対して

$$\begin{aligned} M &= M_o + M_n \\ &= \frac{\epsilon_{mu}}{y_u} \cdot E_s \cdot I_o + \epsilon_n \cdot E_s \cdot A_o (h - y_u) \\ &= \frac{\epsilon_{mu}}{y_u} \cdot E_s \cdot I_o + (\epsilon_u - \epsilon_{mu}) E_s \cdot A_o (h - y_u) \\ &= \frac{\epsilon_{mu} \cdot E_s}{y_u} \left\{ I_o - A_o (h - y_u) y_u \right\} + \epsilon_u \cdot E_s \cdot A_o (h - y_u) \\ &= \frac{\epsilon_u \cdot E_s}{y_u + e} \left\{ I_o - A_o (h - y_u) y_u \right\} + \frac{\epsilon_u \cdot E_s}{y_u + e} A_o (h - y_u) (y_u + e) \\ &= \frac{\epsilon_u \cdot E_s}{y_u + e} \left\{ I_o + A_o (h - y_u) e \right\} \end{aligned} \quad (2.7)$$

継手側縁端部に対しても同様に

$$\begin{aligned}
 M &= M_o + M_n \\
 &= \frac{\epsilon_{m\ell}}{y_\ell} E_s \cdot I_o + \epsilon_n \cdot E_s \cdot A_o (h - y_u) \\
 &= \frac{\epsilon_{m\ell}}{y_\ell} E_s \cdot I_o + (\epsilon_{m\ell} - \epsilon_\ell) E_s \cdot A_o (h - y_u) \\
 &= \frac{\epsilon_{m\ell} \cdot E_s}{y_\ell} \left\{ I_o + A_o (h - y_u) y_\ell \right\} - \epsilon_\ell \cdot E_s \cdot A_o (h - y_u) \\
 &= \frac{\epsilon_\ell \cdot E_s}{y_\ell - e} \left\{ I_o + A_o (h - y_u) y_\ell \right\} - \frac{\epsilon_\ell \cdot E_s}{y_\ell - e} A_o (h - y_u) (y_\ell - e) \\
 &= \frac{\epsilon_\ell \cdot E_s}{y_\ell - e} \left\{ I_o + A_o (h - y_u) e \right\} \quad (2.8)
 \end{aligned}$$

ここで e : 組合わせた鋼矢板の中立軸の移動量

(2.7) 式および (2.8) 式より明らかなように、組合わせた鋼矢板単体の有効断面 2 次モーメント I_e は (2.9) 式で表わされることがわかる。

$$I_e = I_o + A_o (h - y_u) e \quad (2.9)$$

したがって、組合わせた鋼矢板の有効断面 2 次モーメントは、鋼矢板単体の中立軸の移動量 e に比例することになる。そして、この中立軸の移動量は (2.1) ~ (2.5) 式からわかるように鋼矢板継手のせん断力 (軸力 N_o と等しく符号は反対) の伝達割合に比例すると考えられる。

また、(2.7)、(2.8) 式における有効断面 2 次モーメントを中立軸からの距離で除したものが有効断面係数となり、(2.10)、(2.11) 式で表わされる。

外側縁端部に対して

$$Z_{eu} = \frac{I_o + A_o (h - y_u) e}{y_u + e} \quad (2.10)$$

継手側縁端部に対して

$$Z_{e\ell} = \frac{I_o + A_o (h - y_u) e}{y_\ell - e} \quad (2.11)$$

曲げ剛性の有効率および断面係数の有効率をそれぞれ継手が剛結の場合の曲げ剛性、断面係数に対する比率と定義する。

曲げ剛性の有効率は (2.12) 式で表わされる。

$$\eta = \frac{E_s \cdot I_e}{E_s \cdot I_{100}} = \frac{I_e}{I_{100}} \quad (2.12)$$

ここで η : 曲げ剛性の有効率

I_e : 組合わせた鋼矢板単体の有効断面 2 次モーメント

I_{100} : 継手が剛結の場合の鋼矢板単体の断面 2 次モーメント

E_s : 鋼矢板の弾性係数

また、両縁端部の断面係数の有効率については、(2. 13) (2. 14) 式のようになる。

$$\xi_u = \frac{Z_{eu}}{Z_{100}} \quad (\text{外側縁端部に対して}) \quad (2.13)$$

$$\xi_l = \frac{Z_{el}}{Z_{100}} \quad (\text{継手側縁端部に対して}) \quad (2.14)$$

ここに ξ_u, ξ_l : 外側および継手側縁端部に対する断面係数の有効率

Z_{eu}, Z_{el} : 外側および継手側縁端部に対する組合わせた鋼矢板単体の断面係数

Z_{100} : 継手が剛結の場合の鋼矢板単体の断面係数

(2. 13), (2. 14) 式の断面係数の有効率は (2. 10) 式および (2. 11) 式と (2. 15) 式を用いて曲げ剛性の有効率 η に対して (2. 16), (2. 17) 式のように整理される。

$$Z_{100} = I_{100} / h = \left\{ I_o + A_o (h - y_u)^2 \right\} / h \quad (2.15)$$

$$\begin{aligned} \xi_u &= \frac{Z_{eu}}{Z_{100}} \\ &= \frac{I_o + A_o (h - y_u) e}{y_u + e} \cdot \frac{h}{I_o + A_o (h - y_u)^2} \\ &= \frac{h}{y_u + e} \cdot \frac{I_e}{I_{100}} = \frac{h}{y_u + e} \cdot \eta \end{aligned} \quad (2.16)$$

$$\begin{aligned} \xi_l &= \frac{Z_{el}}{Z_{100}} \\ &= \frac{I_o + A_o (h - y_u) e}{y_l - e} \cdot \frac{h}{I_o + A_o (h - y_u)^2} \\ &= \frac{h}{y_l - e} \cdot \eta \end{aligned} \quad (2.17)$$

以上の結果から組合わせた鋼矢板の曲げ剛性の有効率は鋼矢板単体の中立軸の移動量に比例して、また断面係数の有効率は中立軸の移動量に対して双曲線状に変化すると考えられる。

2. 1. 2 実験結果からの曲げ剛性の推定

ここでは、過去に報告された鋼矢板の曲げ剛性に関する実験結果から、曲げ剛性の有効率について検討を行う。まず、市販の鋼矢板について、鋼矢板継手部でのせん断力の伝達が全く無い状態、つまり継手が自由に滑る場合を考え、単体の断面 2 次モーメントおよび断面係数と継手が剛結の場合の断面 2 次モーメントおよび断面係数との比 $\eta_0 = I_o / I_{100}$, $\xi_0 = Z_o / Z_{100}$ を求めると表 - 2. 1 のようになる。

表 - 2. 1 に示すように、鋼矢板の継手部が自由に滑る場合の曲げ剛性の有効率は 25 % ~ 36 %, 断面係数の有効率は 32 % ~ 45 % と、鋼矢板の型により差がある。したがって、鋼矢板の曲げ剛性に関する実験結果を相対的に比較するため (2. 18) 式に示すように鋼矢板の継手効率を定義するものとする。

表 - 2. 1 市販の鋼矢板の η_o と ξ_o .

型	Y S P II	F S P II	Y S P III	F S P III	Y S P IV	F S P IV	Y S P V	F S P V
I_o ($\text{cm}^4/\text{枚}$)	986	1240	1920	2220	3690	4670	5950	7960
I_{100} (cm^4/m)	8640	8790	16400	16800	31900	38600	55200	63000
η_o	0.284	0.363	0.293	0.335	0.290	0.302	0.256	0.259
Z_o ($\text{cm}^3/\text{枚}$)	121	152	196	223	311	362	433	520
Z_{100} (cm^3/m)	869	874	1310	1340	2060	2270	3150	3150
ξ_o	0.348	0.446	0.374	0.470	0.379	0.398	0.326	0.338

* 市販の鋼矢板は全て $y_u < y_\ell$ であるので、鋼矢板単体の断面係数は継手側縁端部に対するものである。

$$\eta_j = \frac{\eta - \eta_o}{1 - \eta_o} \quad (2.18)$$

ここで η_j : 鋼矢板の継手効率

η : 鋼矢板曲げ剛性の有効率 ($= I_e / I_{100}$)

η_o : 鋼矢板継手部が自由の場合の鋼矢板曲げ剛性の有効率 ($= I_o / I_{100}$)

(2.18) 式に諸値を代入して整理をすると次のようになる。

$$\begin{aligned} \eta_j &= \frac{I_e / I_{100} - I_o / I_{100}}{1 - I_o / I_{100}} \\ &= \frac{I_o + A_o(h - y_u)e - I_o}{I_o + A_o(h - y_u)^2 - I_o} \\ &= \frac{e}{h - y_u} \end{aligned} \quad (2.19)$$

したがって、継手効率は組合せた鋼矢板における鋼矢板単体の中立軸の移動割合と言い換えることができる。

以下、報告された鋼矢板の曲げ実験に基づく継手効率をまとめると表 - 2. 2 のようになる。表 - 2. 2 より、No 1 (首都高速道路公団) の実験結果が他の実験に比べて極端に継手効率 η_j が小さくなっているが、これを除くと実験より得られた継手効率は 20 % 前後にまとまっている。また、 η_o と η_j は反比例の関係にあり、結果として実験より得られた曲げ剛性の有効率はほぼ 45 % 程度となっている。 η_j の平均値を求めると以下のようになる。

No 1 ~ No. 6 の平均 η_j

$$\eta_j = 17.6 \%$$

No. 2 ~ No. 6 の平均 η_j

$$\eta_j = 19.6 \%$$

図 - 2. 2 に表 - 2. 1 に示した鋼矢板についての継手効率 η_j と、曲げ剛性の有効率 η および断面係数の有効率 ξ との関係を示した。図 - 2. 2 より、市販の鋼矢板の η および ξ は概略

次に示す値になると考えられる。

$$40 \% \leq \eta \leq 50 \%$$

$$60 \% \leq \xi \leq 70 \%$$

表 - 2.2 鋼矢板の継手効率に関する実験結果

No	使用鋼矢板	η_o	η 実験結果	η_j 継手効率	備 考
1	F S P IV	0.302	0.355	0.076	首都高速道路公団
2	Y S P IV	0.290	0.449	0.224	古藤田、松浦
3	F S P III	0.335	0.450	0.173	安蒜、富坂、伊藤
4	Y S P III	0.293	0.420	0.180	安蒜、富坂、伊藤
5	Y S P IV	0.290	0.460, 0.65	0.239	国鉄
6	F S P I	0.342	0.450	0.164	土研

2.1.3 設計に用いる U 形鋼矢板の剛性

実験データを用いた継手効率の算出結果より市販の鋼矢板の曲げ剛性の有効率および断面係数の有効率はおおよそ判明した。これを設計に適用するにあたっては、構造物の規模を考慮し決定する必要がある。ここでは、大規模な土留め壁の設計に用いるということを考慮して目安値を示した。

1) 曲げ剛性

一般に弾塑性解析を用いた設計では計算によって得られた壁体曲げモーメントに対して断面計算を行う。このため、断面 2 次モーメント I を過小に評価すると $M = EI\varphi$ の関係から、壁体変形が過大に計算され支保工や根入れ等、土留め架構全体に及ぼす影響が大きく、また、計算上最大曲げモーメントの生ずる位置が実際と異なる傾向にあり、鋼矢板の断面を決定するうえで場合によっては危険側となることも考えられる。また、従来より矢板の設計においては曲げ剛性の有効率として 60 % を採用しており実績がある。したがって 2.1.2 において述べたように曲げ剛性の有効率は既往の実験結果を参考にすれば 40 ~ 50 % と若干低い値となっているが上記のことを考慮し曲げ剛性の有効率は 60 % 程度を目安とすればよい。

2) 断面係数

使用する鋼矢板の選定にあたっては、計算により求められた曲げモーメント M に対して $\sigma = M/Z < 2700 \text{ kgf/cm}^2$ の式により照査される。ここで、式からも明らかなように断面係数 Z を大きく評価するほど危険側の設計となる。各鋼矢板別に設定することも考えられるが、安全側を考慮し断面係数の有効率の調査結果の下限值 60 % 程度を考えておけばよい。

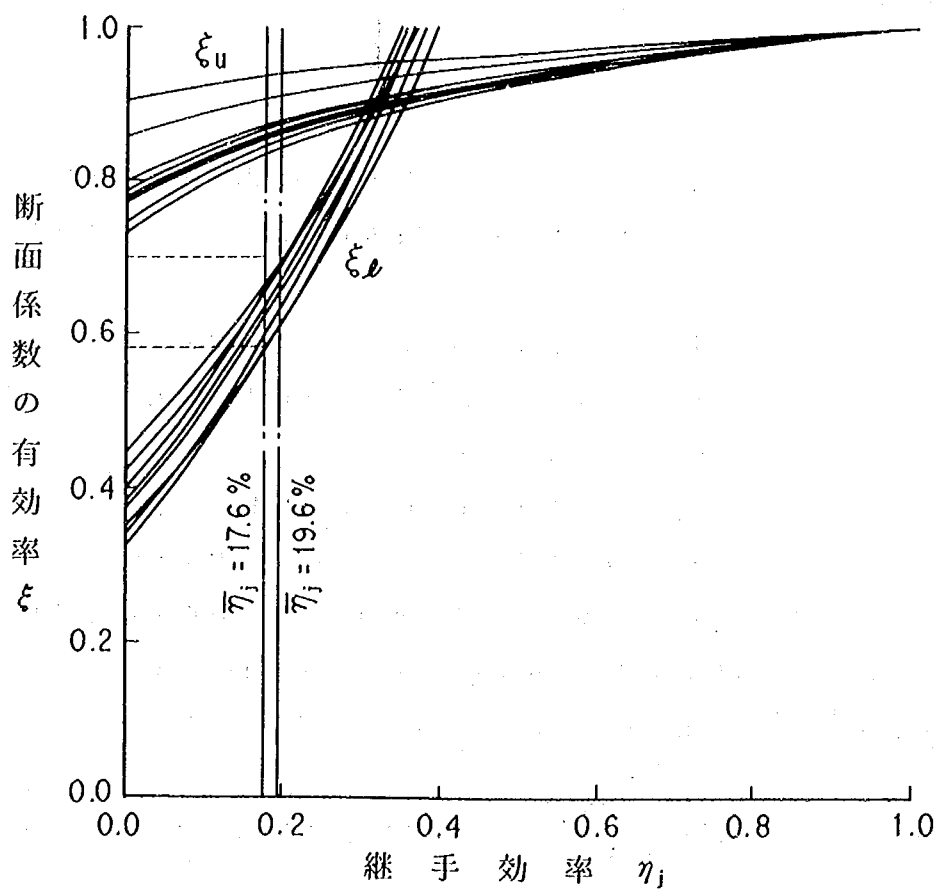
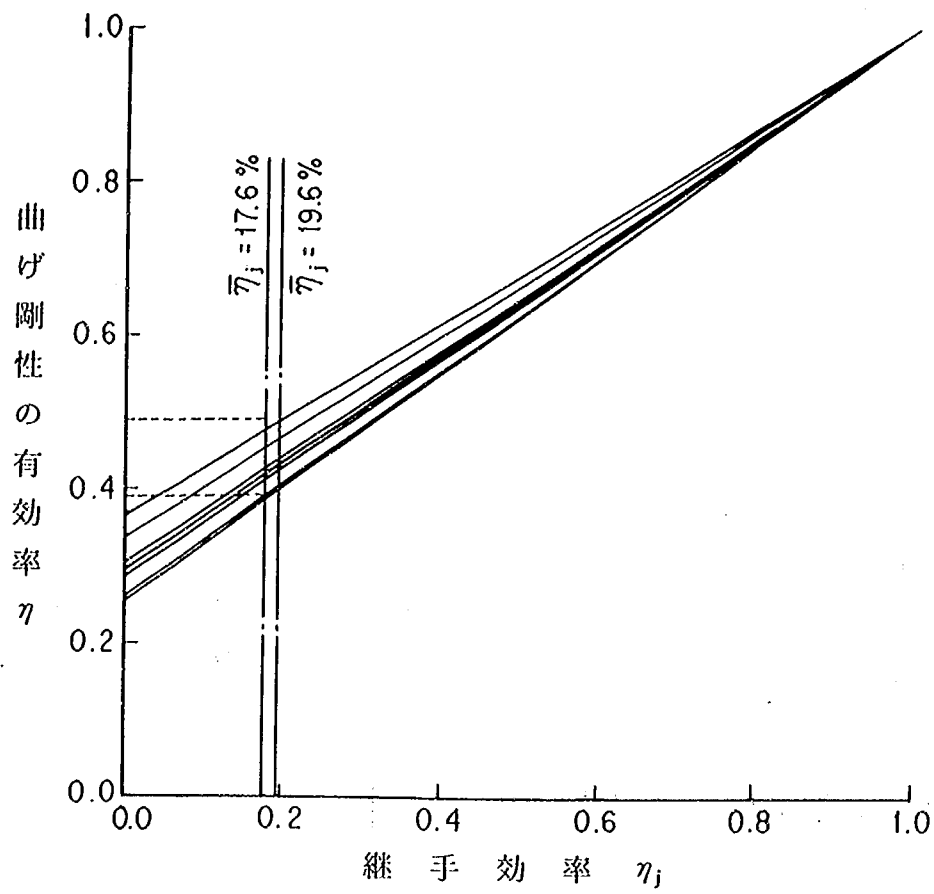


図 - 2.2 継手効率と曲げ剛性の有効率 η 及び断面係数の有効率 ξ との関係

2.2 R C 壁の剛性低下

深い掘削を行う場合や、掘削工事終了後に土留め壁を本体構造物の一部として兼ねる場合には、剛性の大きい R C 壁が用いられることが多い。ところが、R C 壁では部材に大きな断面力が作用すると引張側となるコンクリートの一部にひび割れが発生するため、全断面が有効に作用せず、ひび割れの進行とともに曲げ剛性が低下していくことが知られている。そこで、この低下の程度と低下の過程を検証するために R C 梁模型の載荷実験を行うとともに、R C 部材の剛性低下量について検討を行った。

2.2.1 剛性低下に関する既往の研究

鉄筋コンクリート部材の剛性低下に関する研究は過去においてなされており、ここでは本実験の結果とこれらの提案式を比較してみることとした。

1) A C I 規準

Dan E. Branson²⁾ は鉄筋コンクリート部材の変位量を求める時の有効断面 2 次モーメントとして (2.20) 式を提案しており、この考え方が A C I 規準³⁾においても採用されている。

$$\left. \begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \\ M_{cr} &= \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \\ f_r &= 7.5 \sqrt{f_c} \end{aligned} \right\} \quad (2.20)$$

ここで I_e : 変位量計算に用いる有効断面 2 次モーメント

I_g : 鉄筋を無視した中立軸に対するコンクリート全断面の断面 2 次モーメント

I_{cr} : ひび割れ後のコンクリート断面 2 次モーメント

M_a : 変位量を計算する時の部材内の最大モーメント

M_{cr} : ひび割れモーメント

f_r : コンクリートの曲げ強度係数 (psi)

f_c : コンクリートの設計基準強度 (psi)

y_t : コンクリート断面の中立軸から引張最外縁までの距離

ただし、図 - 2.3 に示すような複鉄筋長方形断面に対しては

$$\left. \begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \cdot y_t^3}{3} + n \cdot A_s' (y_t - d')^2 + n \cdot A_s (d - y_t)^2 \\ y_t &= \frac{n(A_s + A_s')}{b} - \sqrt{\left\{ \frac{n(A_s + A_s')}{b} \right\}^2 + \frac{2n}{b} (A_s \cdot d + A_s' \cdot d')} \end{aligned} \right\} \quad (2.21)$$

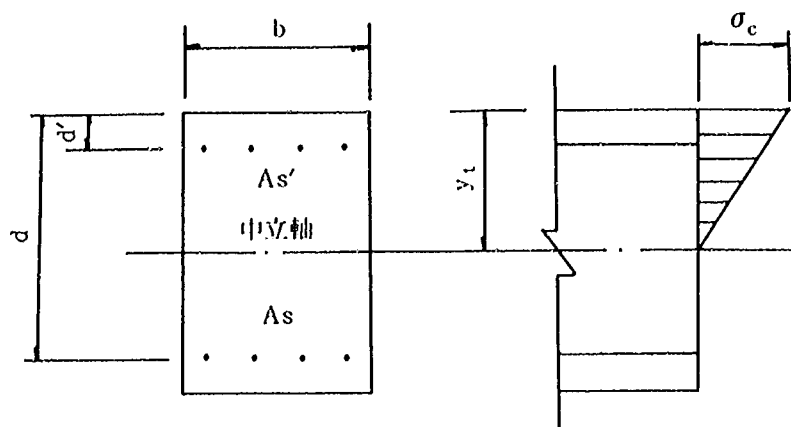


図 - 2.3 複鉄筋長方形断面の曲げ

2) Wei - Wen Yu , George Winter の式

Wei - Wen Yu , George Winter⁴⁾らは、ひび割れ後の有効断面 2 次モーメントとして (2.22) 式を提案している。

$$I_e = \frac{I_{cr}}{(1 - b \frac{M_1}{M_a})} \quad (2.22)$$

$$M_1 = 0.1(f_c)^{2/3} \cdot D(D - K \cdot d)$$

ここで I_e : 有効断面 2 次モーメント

I_{cr} : ひび割れ後の断面 2 次モーメント

f_c : コンクリートの設計基準強度 (psi)

D : 部材高

d : 部材の有効高

b : 部材幅

K : 部材の有効高と圧縮縁から中立軸までの距離の比

M_a : 変位量を計算する時の部材内のモーメント

2.2.2 実験概要

曲げひび割れによる RC 部材の剛性低下を確認するため、実際に施工されると考えられる断面を縮小した RC 梁供試体 3 体を作成し、RC 梁の載荷試験を行うことにより、このときの変形や鉄筋の歪等から剛性がどのように変化していくかを確認した。

実験では図 - 2.4 に示すように単純支持状態の梁に 2 点載荷を行い、各荷重段階における曲率および変位量を測定し、有効断面 2 次モーメントを求めることにした。ここで、2 点載荷により載荷点間にはせん断力が発生しないことから曲げモーメントを一定として捉えることができ、解析を容易にすることができる。また、コンクリート打設時に同じバッチより供試体を採取しておき、一軸圧縮強度試験、割裂引張試験を行い、コンクリートの力学的定数

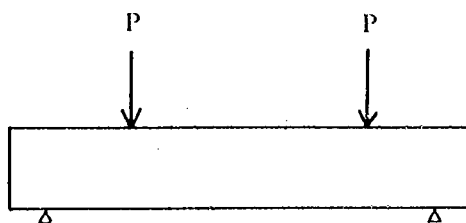


図 - 2. 4 載荷方法

を求めた。

1) R C 梁供試体諸元

試験体断面諸元の決定にあたっては、Prototype（原型）として掘削深度 20 m 程度の大深度の掘削の仮設構造物において使用頻度の高い壁厚 80 ～ 100 cm，鉄筋量 4 ～ 8 % のものを想定し（表 - 2. 3 および図 - 2. 5 参照），相似的条件を考慮して供試体断面を決定した。

実物の挙動を模型実験で定量的に求めようとする場合相似則の検討が必要となることからここでは Buckingham の π 定理を適用した。

本実験において相似則を検討するに必要な要因としては以下のものが挙げられる。

表 - 2. 3 原 型 の 諸 元

No	h (cm)	As (= As') (cm ²)	t (cm)	d (cm)	* b (cm)	** p (%)
1	80	D 25 @ 100 = 50.67	15	65	100	0.78
2	100	D 22 @ 100 = 38.71	15	85	100	0.45
3	100	D 29 @ 100 = 64.24	15	85	100	0.76

* b は単位幅(100cm)を用いた。

$$** p = \frac{A_s}{b d}$$

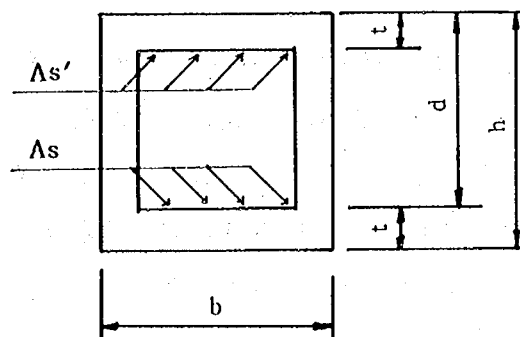


図 - 2. 5 諸元の定義

曲げモーメント	M (kgf/cm)
コンクリートの弾性係数	E_c (kgf/cm ²)
鉄筋の弾性係数	E_s (kgf/cm ²)
断面 2 次モーメント	I (cm ⁴)
引張鉄筋断面積	A_s (cm ²)
圧縮鉄筋断面積	A_s' (cm ²)
部材幅	b (cm)
有効高	d (cm)

これらの要因の次元マトリックスは次のとおりである。

	M	E_c	E_s	I	A_s	A_s'	b	h	d
F	1	1	1	0	0	0	0	0	0
L	1	-2	-2	4	2	2	1	1	1

このマトリックスのランクは 2 であるので、無次元量の数は 7 である。

$$\begin{aligned}\phi_1 &= M / E_s \cdot h^3 & \phi_5 &= A_s' / h^2 \\ \phi_2 &= E_c / E_s & \phi_6 &= b / h \\ \phi_3 &= I / h^4 & \phi_7 &= d / h \\ \phi_4 &= A_s / h^2\end{aligned}$$

ここで、模型梁を原型の $1/\lambda$ ，鉄筋の弾性係数を同一とすれば各要因の相似比は表 - 2. 4 のとおりとなる。

以上より模型梁の諸元は相似比を考慮して表 - 2. 5 のとおりとした。また、模型梁の作成は早強のレディミクストコンクリートを使用し、このときの配合は表 - 2. 6 に示すとおりである。

なお、鉄筋は全て SD 30 である。配筋図を図 - 2. 6 および図 - 2. 7 に示す。

表 - 2. 4 相 似 比

π ナンバー	要 因	相似比
$\pi_1 = M / E_s h^3$	M	$1 / \lambda^3$
$\pi_2 = E_c / E_s$	E_c	1
$\pi_3 = I / h^4$	I	$1 / \lambda^4$
$\pi_4 = A_s / h^2$	A_s	$1 / \lambda^2$
$\pi_5 = A_s' / h^2$	A_s'	$1 / \lambda^2$
$\pi_6 = b / h$	b	$1 / \lambda$
$\pi_7 = d / h$	d	$1 / \lambda$

表-2.5 模型梁の諸元

諸元	モデル 1			モデル 2			モデル 3		
	原型	模型	相似比	原型	模型	相似比	原型	模型	相似比
b (cm)	100	48.5	2.06	100	51.3	1.95	100	49.8	2.01
h (cm)	80	38.8	2.06	100	51.3	1.95	100	49.8	2.01
t (cm)	15	7.3	2.06	15	7.7	1.95	15	7.5	2.01
d (cm)	65	31.5	2.06	85	43.6	1.95	85	42.3	2.01
A_s (cm^2)	D25 ϕ 100 =50.67	6本 $\times$ D16 =11.92	2.06	D22 ϕ 100 =88.71	8本 $\times$ D13 =10.14	1.95	D29 ϕ 100 =64.24	8本 $\times$ D16 =15.89	2.01
A_s' (cm^2)	D25 ϕ 100 =50.67	6本 $\times$ D16 =11.92	2.06	D22 ϕ 100 =88.71	8本 $\times$ D13 =10.14	1.95	D29 ϕ 100 =64.24	8本 $\times$ D16 =15.89	2.01

表-2.6 配合表

粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメント 比 (%)	粗骨材率 (%)	単 位 量 (kg/cm ³)					測 定 値	
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	スランブ (cm)	空気量 (%)
10	57.0	48.7	190	334	846	899	0.835	14.5	4.8

* 混和剤はA E減水剤ボソリスNo.70である。

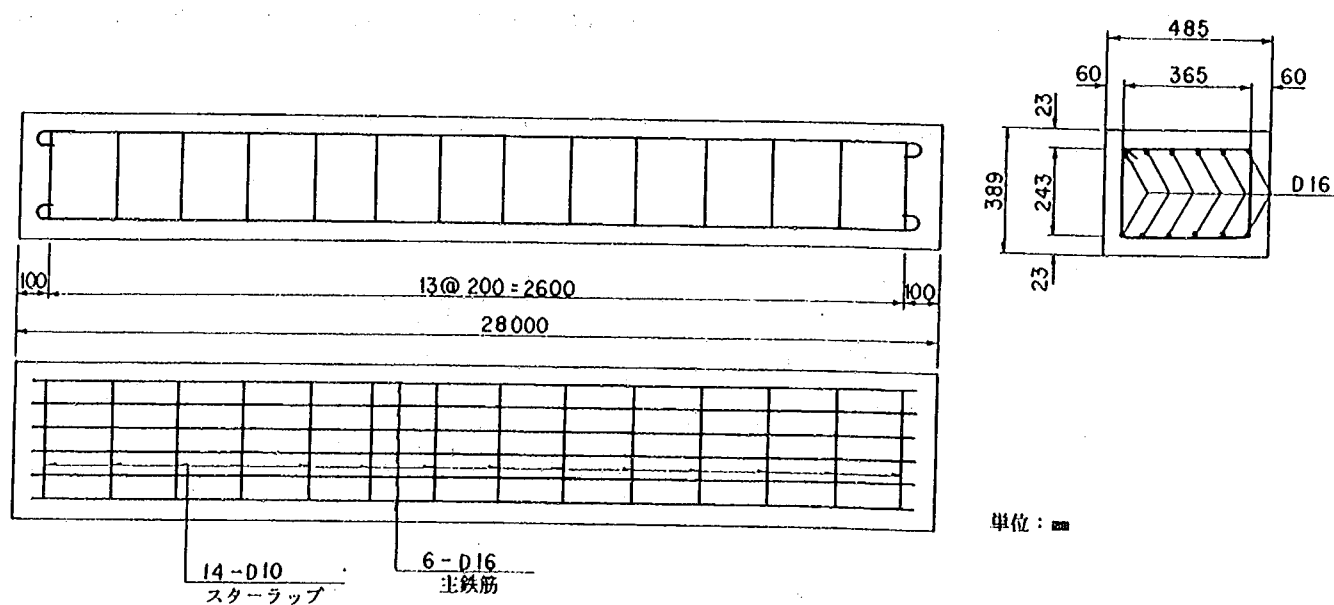


図-2.6 配筋図(モデル1)

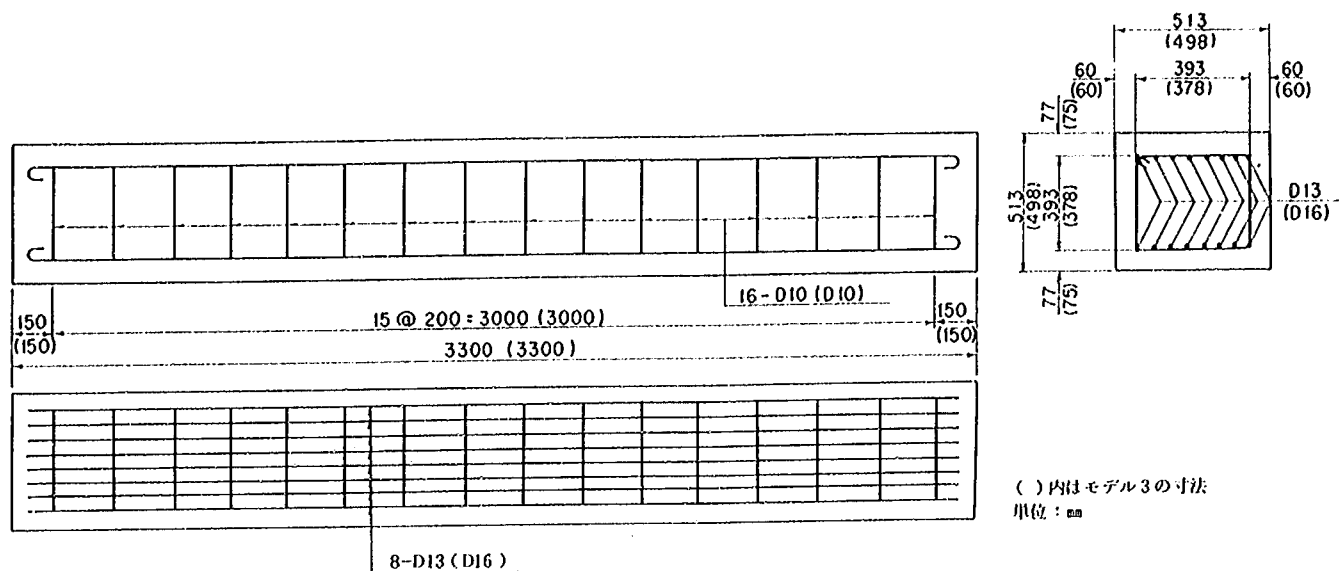


図 - 2.7 配筋図 (モデル2及びモデル3)

2) 載荷方法

載荷は荷重制御方式で行いモデル1およびモデル3は一方向載荷(正載荷, 図-2.8(a))のみで模型梁が破壊するまで荷重を増加した。モデル2では曲げひび割れが発生するまで正載荷を行い, その後除荷し実際の土留め壁の挙動を模して逆載荷(図-2.8(b))を加え, 交番載荷試験を行った。各モデルでの載荷点および支点に関する諸寸法を表-2.7に示す。

3) 測定項目および測定方法

載荷試験での測定項目は以下の通りである。

- ① 荷 重
- ② 鉄 筋 歪
- ③ 変 位 量

鉄筋歪計および変位計の個数を表-2.8に, また配置図を図-2.9に示した。

4) コンクリートの力学試験

本実験で行った力学試験は表-2.9のとおりである。

試験結果一覧を表-2.10に示す。

5) 測定値の解析方法

一般にコンクリートの弾性係数 E_c は応力の大きさによって変化することが知られているが, 解析は曲げ剛性 $E_c \cdot I$ を弾性係数 E_c と断面2次モーメント I に分けて考えることは難しい。ここでは弾性係数 E_c を一定として剛性の低下をひび割れによる2次モーメントの変化として捉えることとした。ひび割れを考慮した断面2次モーメントを有効断面2次モーメントと称し, これは次に示す2通りの方法で算出することができる。

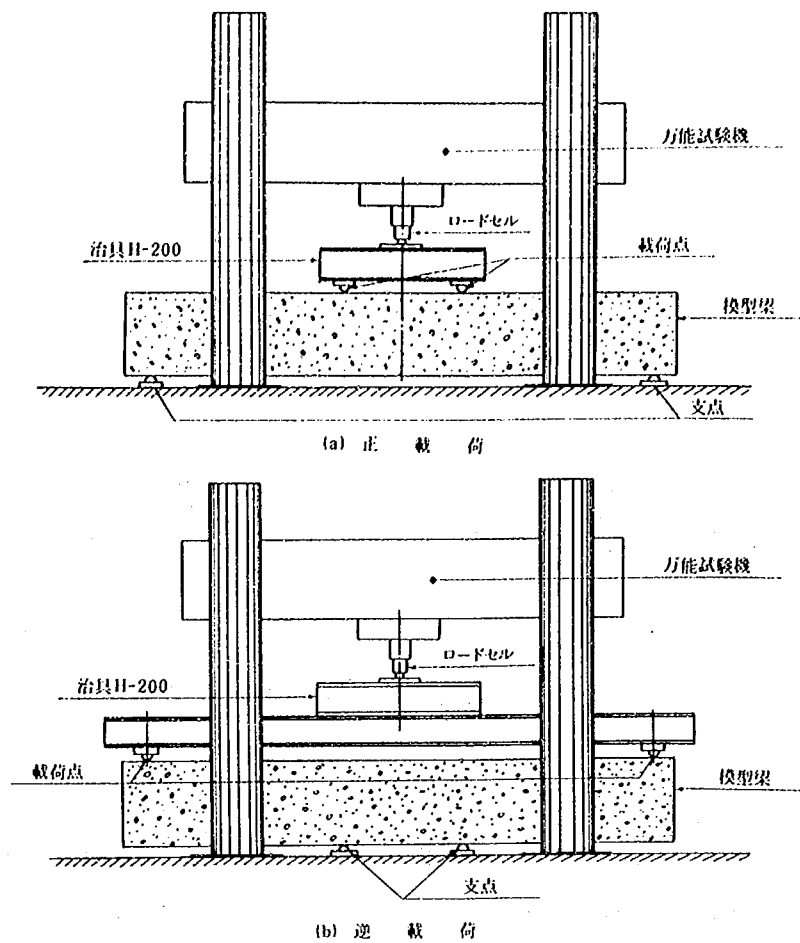


図 - 2. 8 載 荷 状 況 図

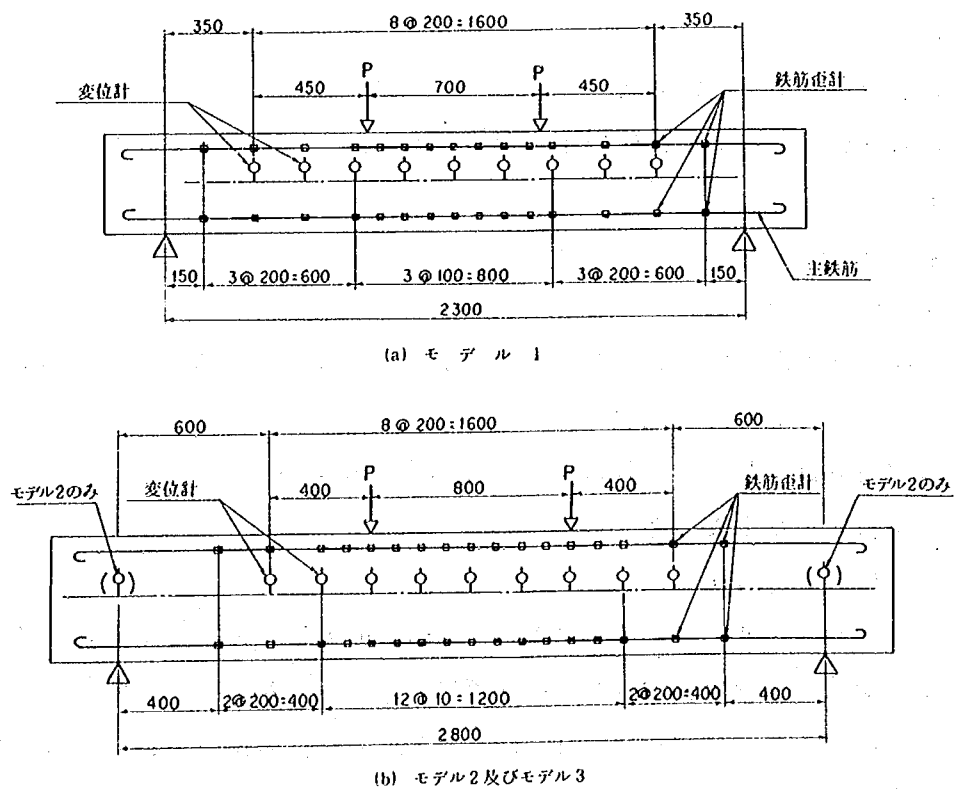


図 - 2. 9 鉄筋歪計及び変位計設置位置

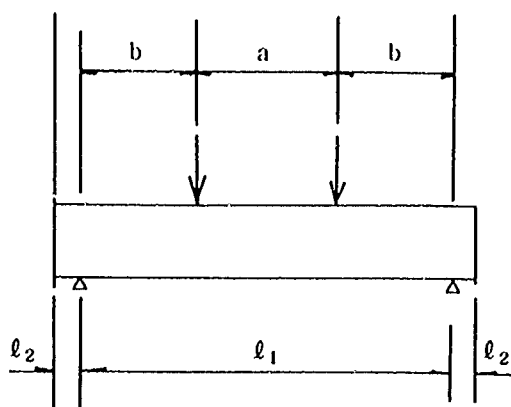


図 - 2. 10 載荷点および支点位置

表 - 2. 7 諸 寸 法

モデル 寸法	1	2	3
l_1 (cm)	230	280	280
l_2 (cm)	25	25	25
a (cm)	70	80	80
b (cm)	80	100	100

表 - 2. 8 鉄筋歪及び変位計の個数

モデル	鉄筋歪 ゲージ	変 位 計
1	30	7
2	34	11
3	34	9

表 - 2. 9 力 学 試 験

試 験	算 定 項 目	規 格
圧縮強度試験	一軸圧縮強度 弾性係数	JIS A 1114
圧裂引張試験	引張強度	JIS A 1113

表 - 2. 10 試験結果一覧表

No	圧 縮 強 度 試 験					割 裂 引 張 試 験			
	P (tf)	A (cm ²)	σ_c (kgf/cm ²)	$\epsilon (1/3 \sigma_c)$ $\times 10^{-6}$	$E_c = \frac{1/3 \sigma_c}{\epsilon (1/3 \sigma_c)}$ (kgf/cm ²)	P (tf)	d (cm)	l (cm)	σ_t (kgf/cm ²)
1	23.55	78.70	299.2	400.7	2.49×10^5	4.46	10.00	9.930	28.6
2	23.48	78.70	298.3	400.7	2.48×10^5	3.66	10.00	10.010	23.3
3	22.12	78.70	281.1	377.5	2.48×10^5	2.86	10.00	9.840	18.5
4	21.89	78.46	279.0	412.4	2.26×10^5	3.88	10.00	9.895	25.0
5	23.81	78.54	303.2	394.0	2.57×10^5	4.14	10.01	9.965	26.4
6	23.34	78.62	296.9	459.2	2.16×10^5	4.90	10.01	9.983	31.2
平均 値			293.0		2.41×10^5				25.5

① 歪により算出する方法

梁部材が曲げを受けて変形した時 (図 - 2. 11), 断面回転角と曲げモーメントには (2. 23) 式が成立する。

$$M = E_c \cdot I \cdot \phi \quad (2. 23)$$

ここで M : 曲げモーメント

E_c : コンクリートの弾性係数

I : 断面 2 次モーメント

ϕ : 断面回転角

断面回転角は断面が平面保持されているものと仮定すれば、(2. 24) 式によって求められる。

$$\varphi = \frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{h} \quad (2.24)$$

ここで ρ : 曲率半径
 ϵ_t : 引張側鉄筋の歪
 ϵ_c : 圧縮側鉄筋の歪
 h : 鉄筋間の距離

(2. 24) 式を (2. 23) 式に代入すれば (2. 25) 式のように曲げモーメントと歪の関係式が得られる。

$$M = E_c \cdot I \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{h} \quad (2.25)$$

したがって

$$I = \frac{h}{\epsilon_c + \epsilon_t} \cdot \frac{M}{E_c} \quad (2.26)$$

として鉄筋歪計の値より I を求めることができる。

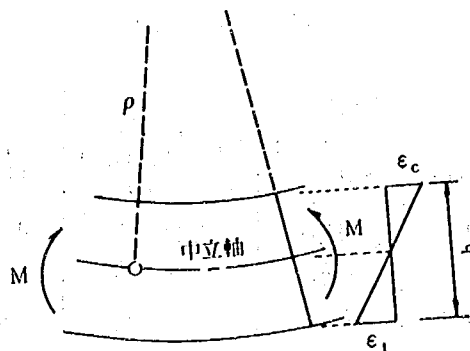


図 - 2. 11 曲げによる断面の歪

② 変位により算出する方法

2 点载荷を受ける単純支持梁 (図 - 2. 12) の载荷点間のたわみ量 y は (2. 27) 式に

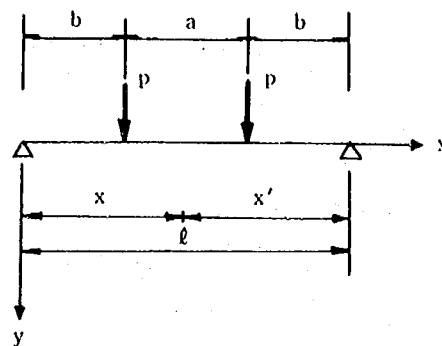


図 - 2. 12 2 点载荷単純支持梁のモデル化

よって示される。

$$y = \frac{P \cdot \ell^3}{6 E_c \cdot I} \left\{ 3 \frac{x}{\ell} \cdot \frac{x'}{\ell} - \left(\frac{b}{\ell} \right)^2 \right\} \frac{b}{\ell} \quad (2.27)$$

ここで y : 載荷点間のたわみ量

P : 荷重

ℓ : スパン長

E_c : コンクリート弾性係数

x : 支点からの距離

$x' : \ell - x$

b : 支点から載荷点までの距離

荷重および変位を測定することにより、(2.27)式から I は(2.28)式より求めることができる。

$$I = \frac{P \cdot \ell^3 \left\{ 3 \frac{x}{\ell} \cdot \frac{x'}{\ell} - \left(\frac{b}{\ell} \right)^2 \right\} \frac{b}{\ell}}{6 E_c \cdot y} \quad (2.28)$$

2.2.3 実験結果および考察

図-2.13～図-2.21に各モデルの中央部における荷重(P)～変位量(δ)および荷重(P)～断面2次モーメント(I :鉄筋歪より求めた値および変位量より求めた値)との関係を示す。

1) $P \sim \delta$ 曲線

モデル1では載荷試験前に模型梁にひび割れが入っていたため、初期の段階から全断面で抵抗できずにひび割れの影響を受けたRC断面で抵抗しているので初期勾配は緩やかになっている。 $P \sim \delta$ 曲線図に併せてACI規準式およびW. W. Yu, G. Winterの式より求めた曲線をプロットとした。実験値と初期勾配の差が著しいが、 $P(\sigma_s = 2400 \text{ kgf/cm}^2)$ (鉄筋コンクリートの応力計算において $\sigma_s = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ となる時の荷重で水中あるいは地下水以下に設ける部材の許容応力度)付近においてはACI式による値と大差ない。

モデル3では $P \sim \delta$ 曲線は全体を通じてACI規準式およびW. W. Yu, G. Winter式と概ね一致している。 P_{cr} (計算上ひび割れモーメントに達する時の荷重)付近までは全断面が有効で勾配も急であるが、 P_{cr} 以上では徐々に勾配は緩やかになりひび割れの影響が確認できる。

モデル2は正荷重でひび割れを確認した後、除荷し逆載荷したものである。土留め壁は一次掘削時までは片持ち梁的挙動を示し、図-2.22(a)のように変形し掘削面より数m下で背面側に曲げ引張りが発生する。その後、支保工が架設され掘削が進行するに伴い、上段の支保工と地盤の根入れ部を支点とし図-2.22(b)のように単純梁的な変形形状を示し、前面側に曲げ引張りが発生する。

交番載荷は、このような断面力の変化を模してそれに伴う鉄筋コンクリート部材の挙動

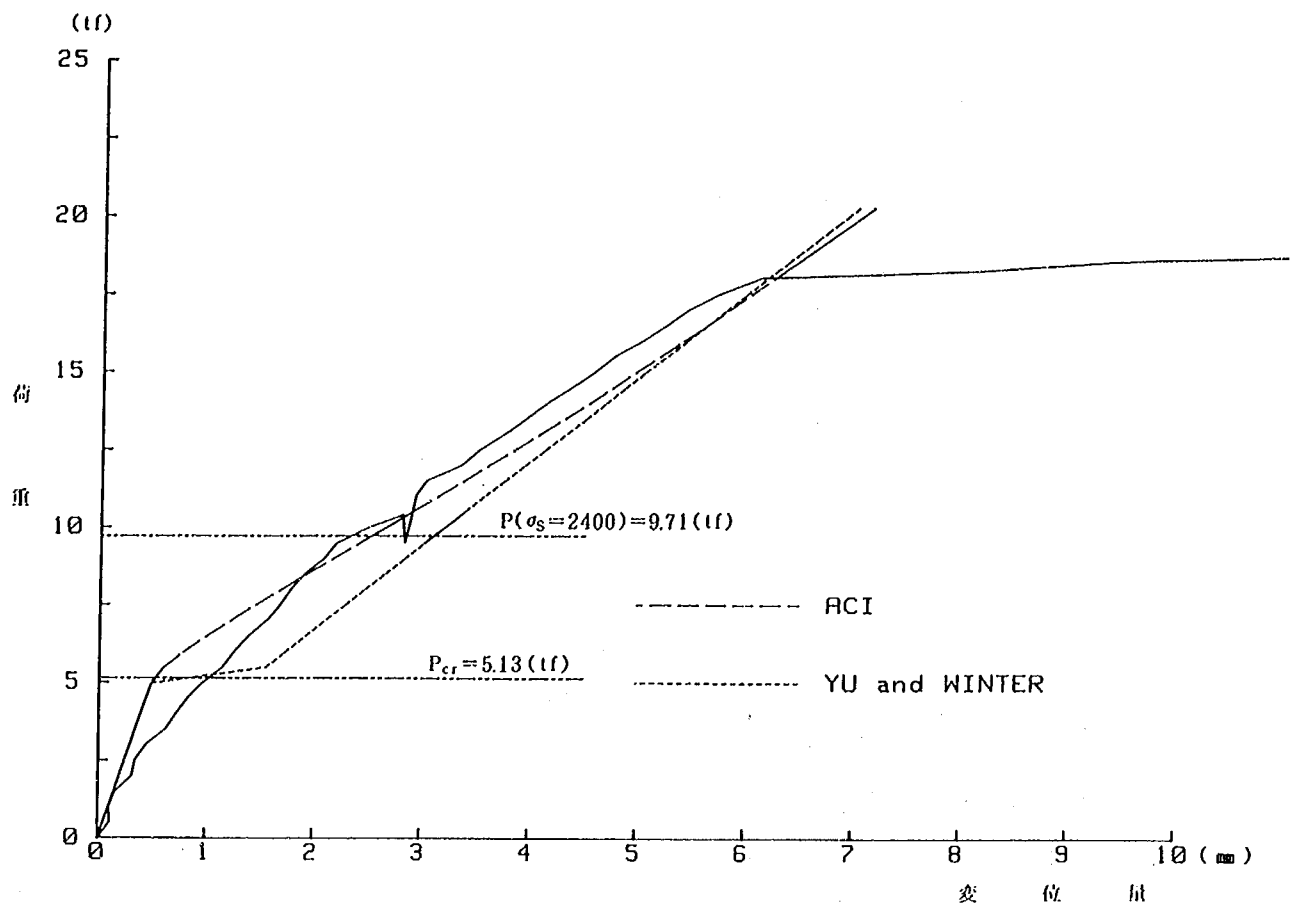


図 - 2.13 荷重-変位量曲線 (モデル 1)

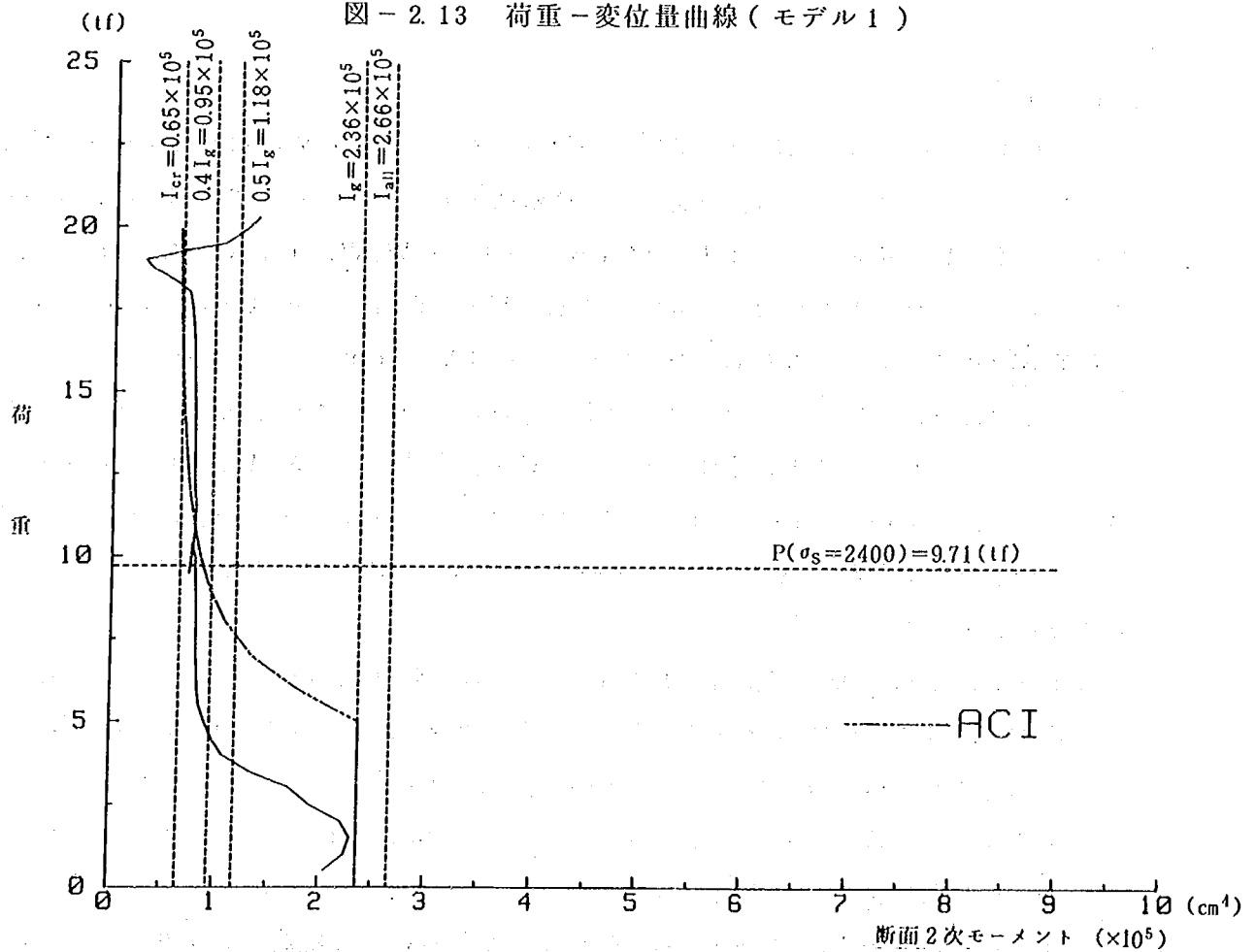


図 - 2.14 荷重-断面 2 次モーメント曲線 (モデル 1 ; 鉄筋垂より算定)

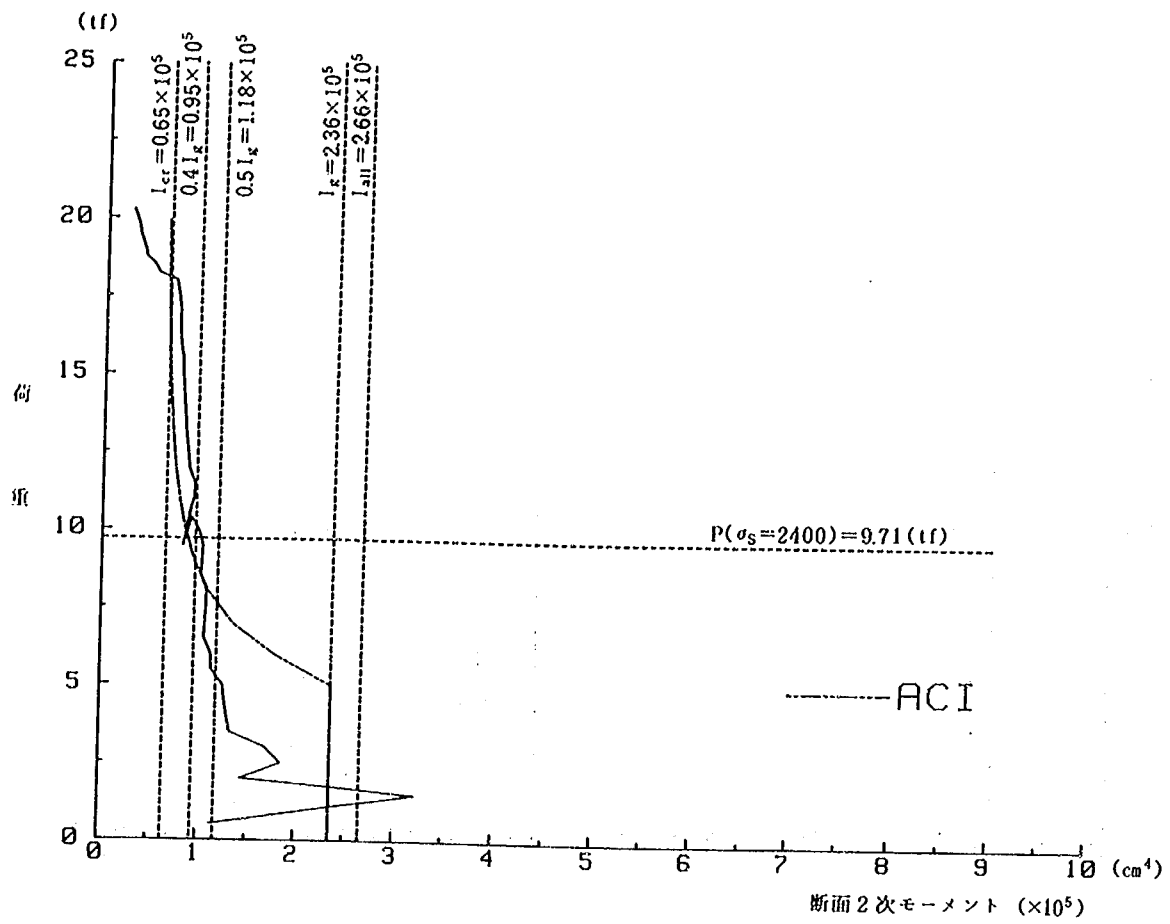


図 - 2.15 荷重-断面 2 次モーメント曲線 (モデル 1 ; 変位量より算定)

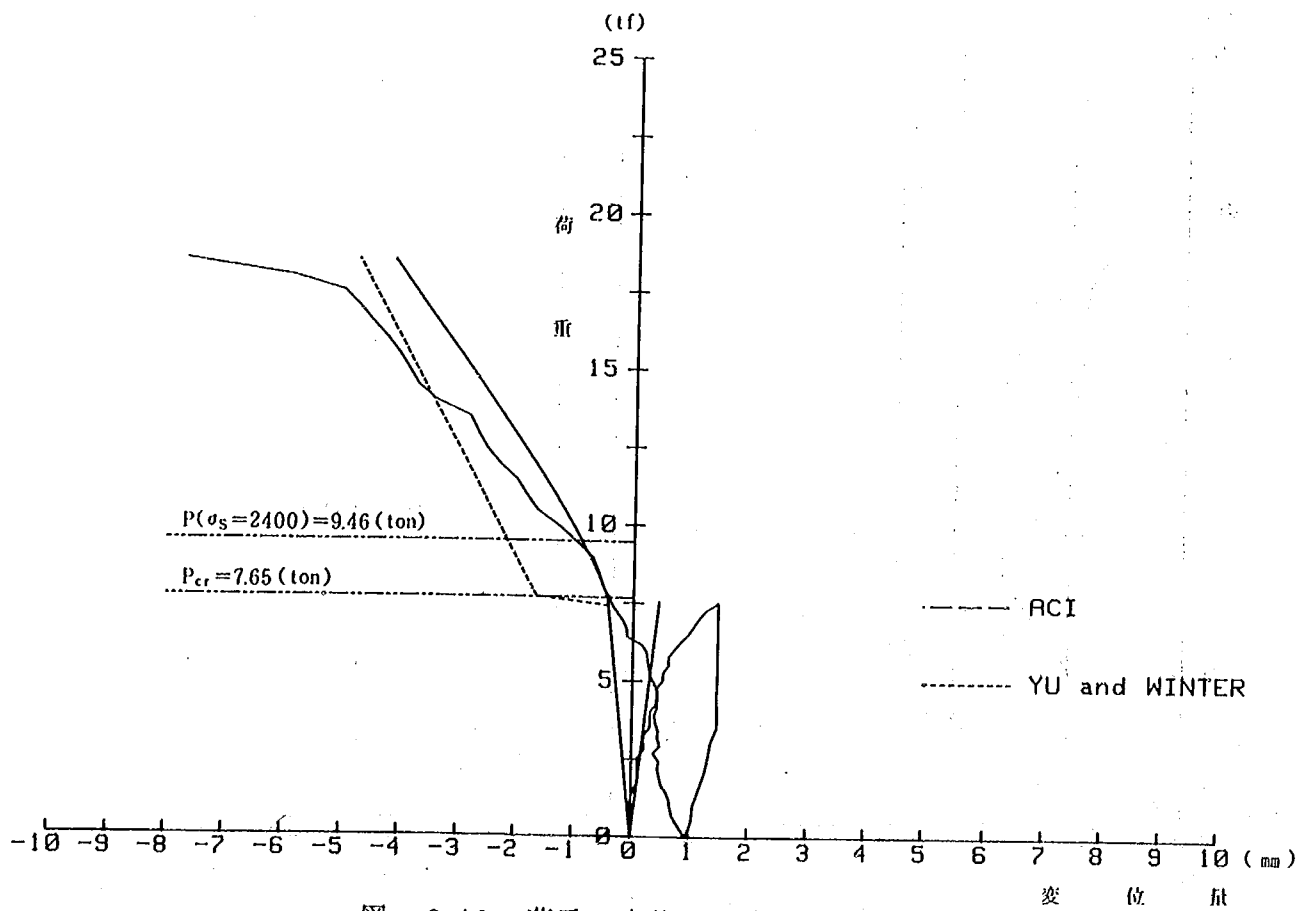


図 - 2.16 荷重-変位量曲線 (モデル 2)

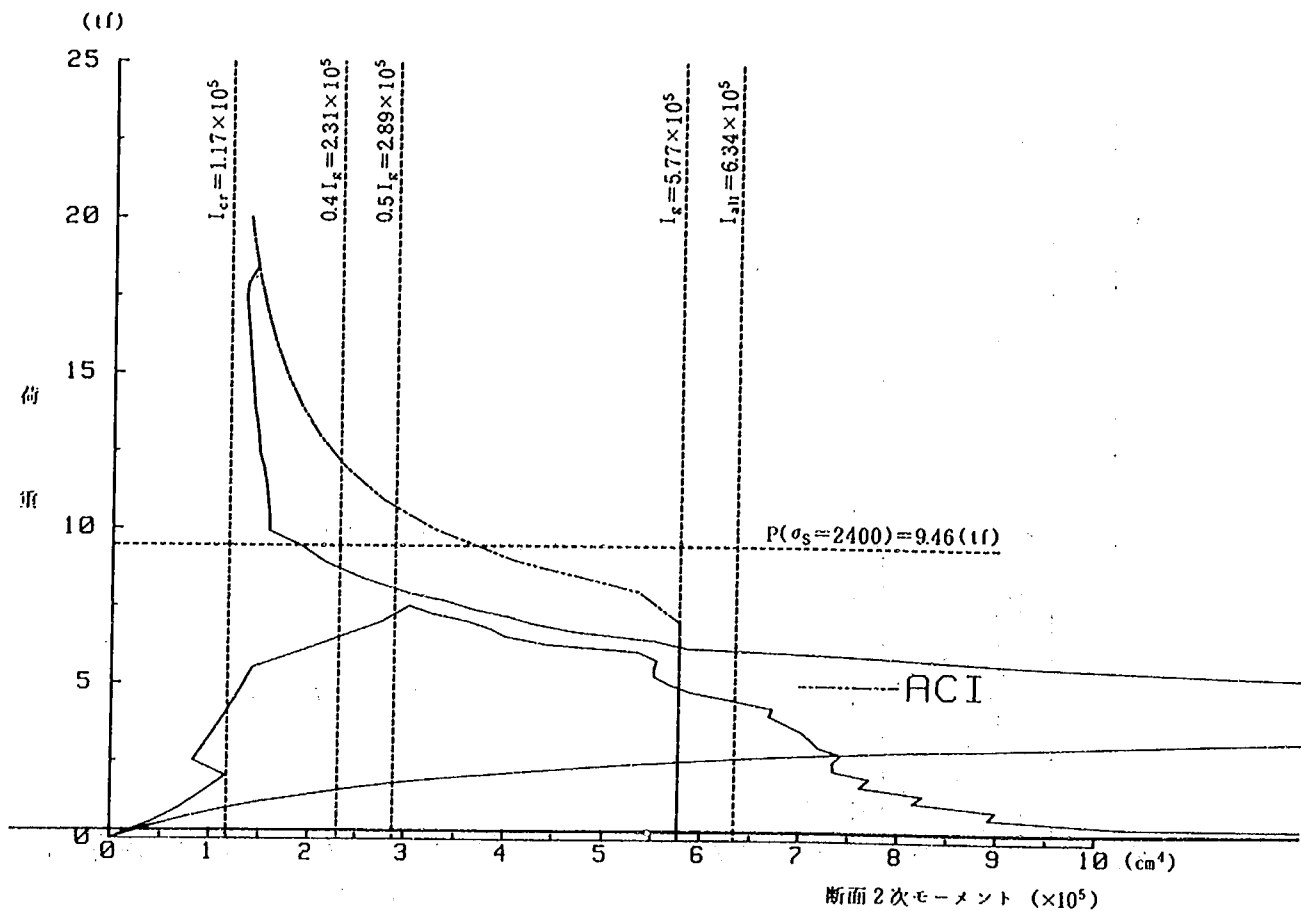


図 - 2.17 荷重 - 断面 2 次モーメント曲線 (モデル 2 ; 鉄筋歪より算定)

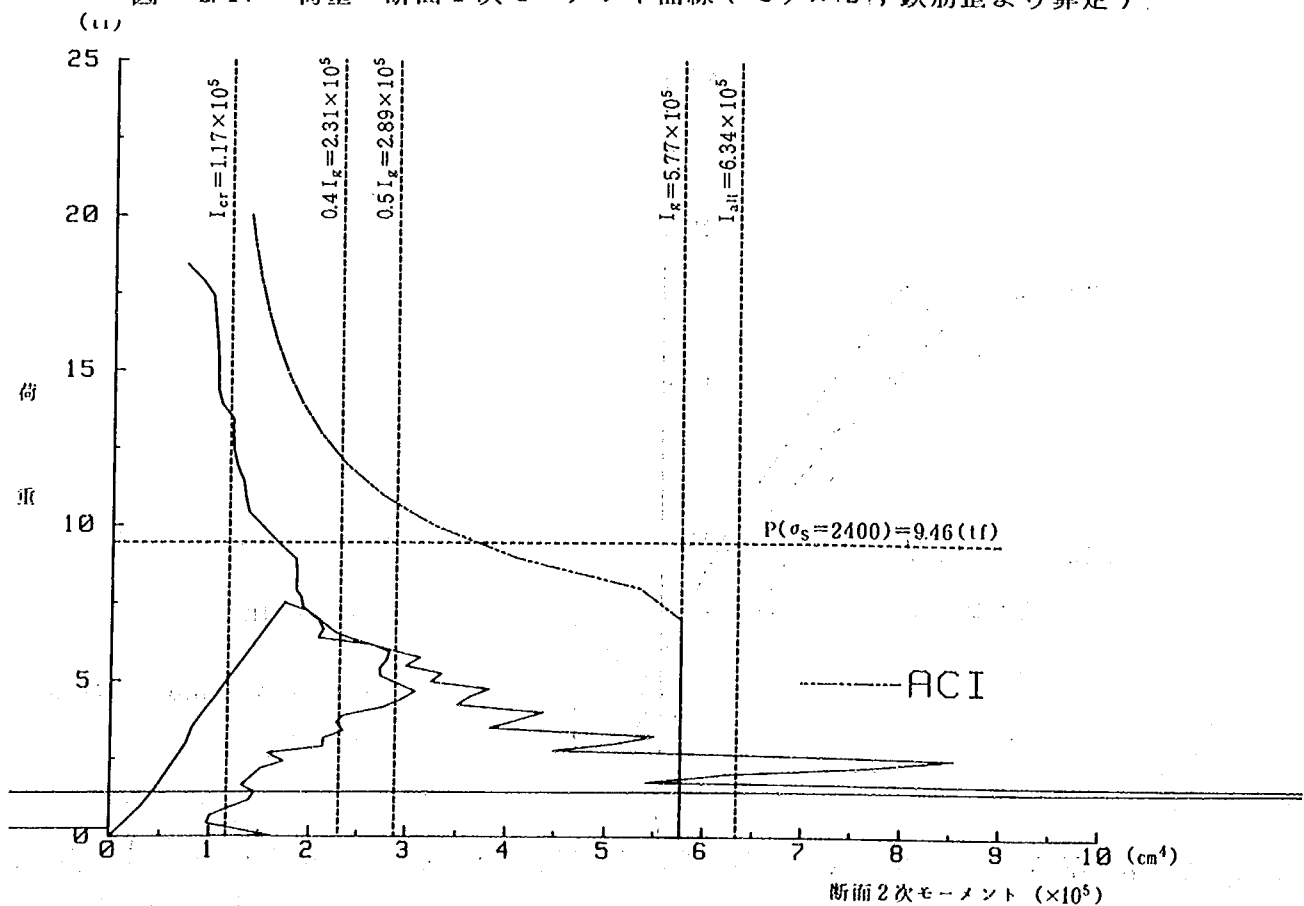


図 - 2.18 荷重 - 断面 2 次モーメント曲線 (モデル 2 ; 変位量より算定)

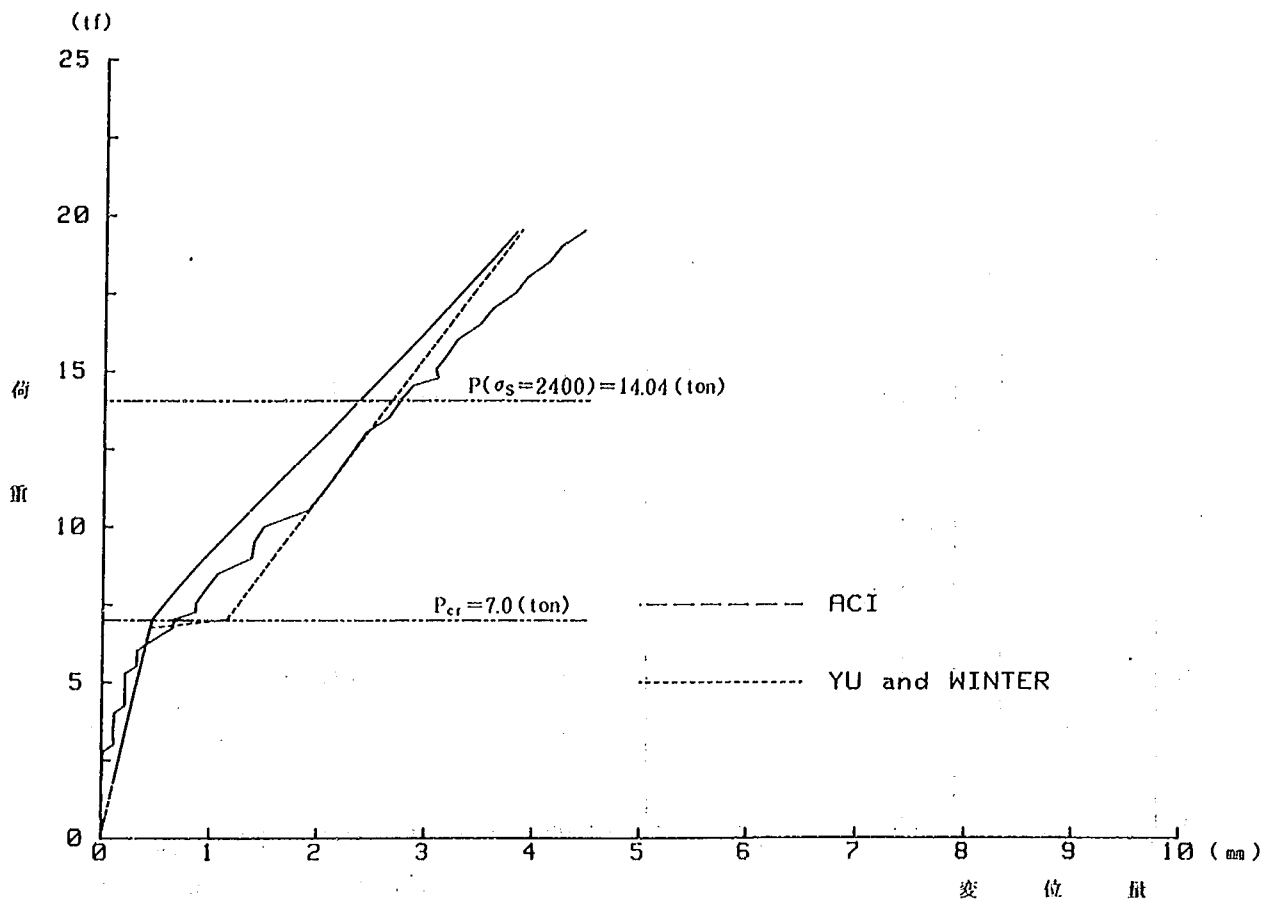


図 - 2.19 荷重-変位量曲線 (モデル 3)

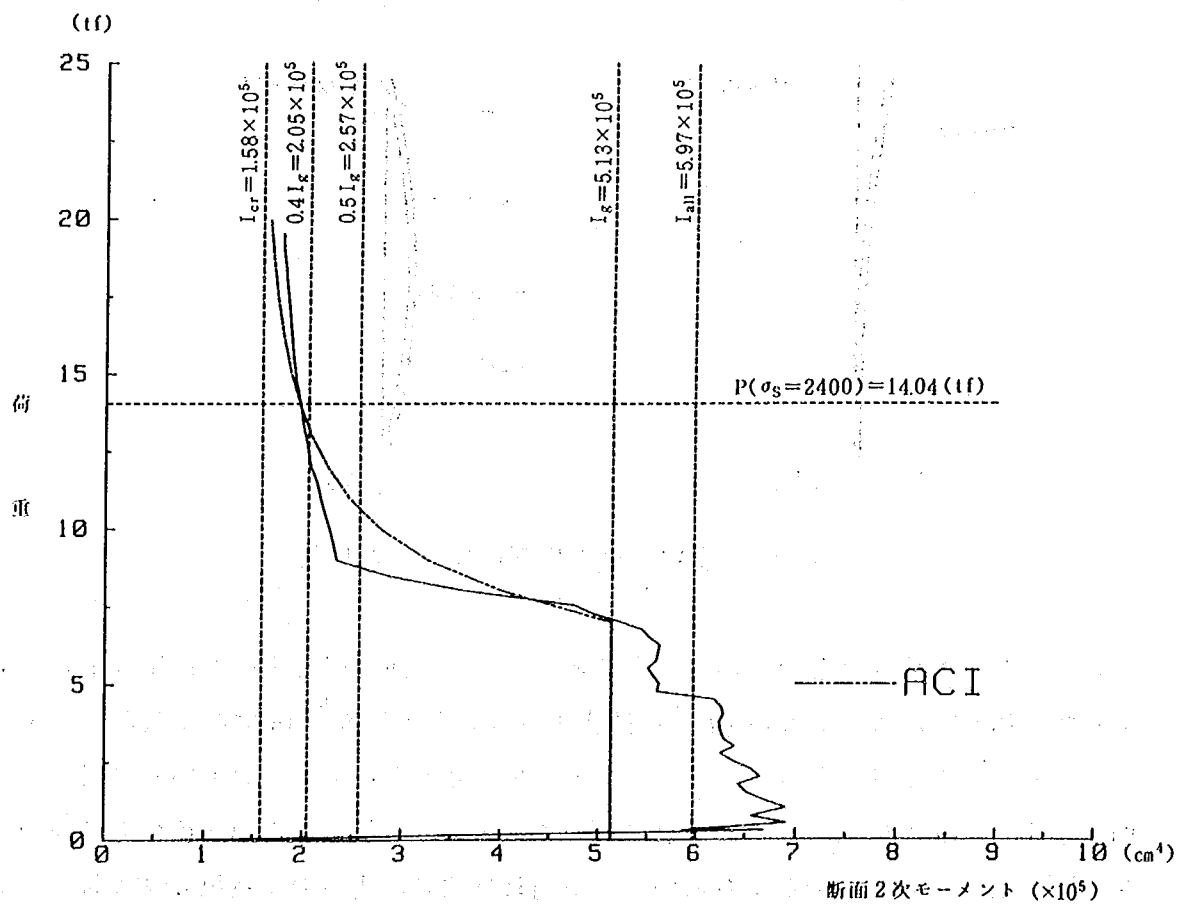


図 - 2.20 荷重-断面 2 次モーメント曲線 (モデル 3 ; 鉄筋歪より算定)

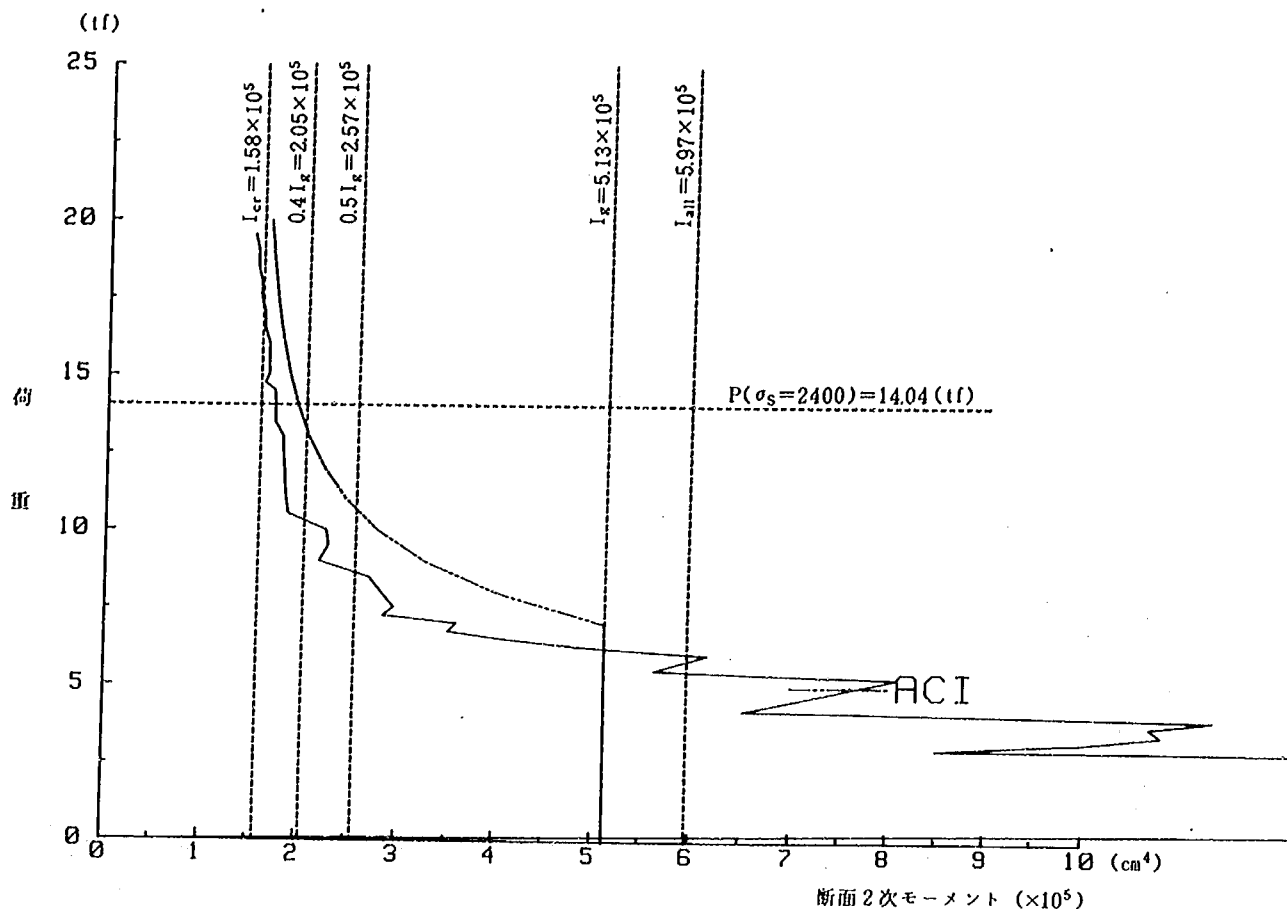


図-2.21 荷重-断面2次モーメント曲線(モデル3;変位量より算定)

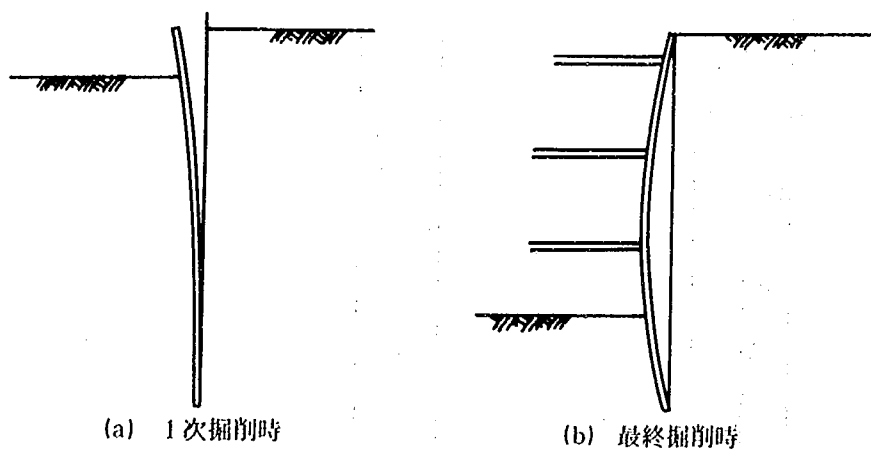


図-2.22 土留め壁の掘削に伴う変形形状

を調べるために行ったものである。交番載荷では一方向載荷と比べて複雑な挙動を示し、模式的に描くと、図-2.23のように推移すると考えられる。⁵⁾ (a)でひび割れ荷重を超えた正のモーメントを与えた後、モーメントを減少させると、モーメントが0に対しても残留曲率が生じ、(b)の状態になる。さらに負のモーメントを加えると前面側にもひび割れが発生し(c)の状態を経て、やがて背面側のひび割れは閉じ、圧縮力を負担し(d)の状態になる。

図-2.16によれば除荷しても残留変位があり(図-2.23(b))弾性体とした計算値とは

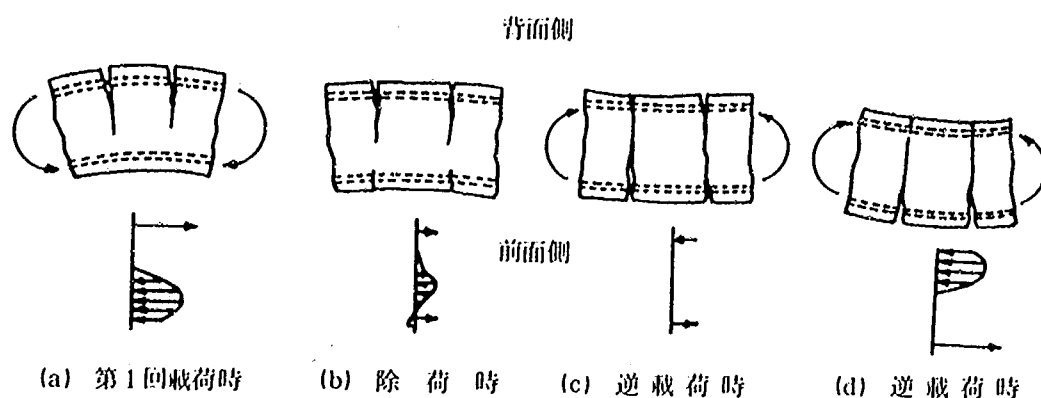


図 - 2.23 交番載荷時の梁の挙動

異なる。逆載荷時の初期勾配は正載荷時のそれと比べて緩やかである。これは、除荷しても発生したひび割れが閉じていないために全断面で抵抗できずにいるためだと考えられる。逆載荷が増加するにつれて圧縮側のひび割れ（正載荷時に発生したもの）は閉じるが、引張側に新たにひび割れが発生するために剛性の低下がみられ（図 - 2.23(c), (d)）勾配は緩やかになっている。P ($\sigma_s = 2400 \text{ kgf/cm}^2$) 付近では残留変位を考慮しない A.C.I 規準式による値とほぼ一致している。

モデル 2 については計算値が残留変位を考えていないため、剛性を小さめに評価しているくらいがあるが、モデル 3 についてはほぼ等価な剛性と考えられる。

2) P ~ I 曲線

P ~ I 曲線は鉄筋歪より求めたものと変位量から求めたものと 2 種類について検討した。各モデルとも微小な荷重状態においては断面 2 次モーメントの計算結果に大きな変動がみられるものの総合的に P ~ I 曲線の挙動はほぼ一致している。鉄筋の歪より求めた断面 2 次モーメントが変位量より求めたものよりも変動が大きいのは、鉄筋歪がその近傍にひび割れが発生した時敏感に反応するのに対して、変位量から求める場合には梁全体の平均的剛性として捉えるため、ひび割れ発生位置の影響はあまりないためと考えられる。

断面 2 次モーメント I はひび割れが発生すると急減し、やがて一定値に収束する傾向を示している。モデル 1 で初期の I が他のモデルより小さいのは載荷前にひび割れが入っていたためである。P ($\sigma_s = 2400 \text{ kgf/cm}^2$) 付近での I はコンクリート断面による値 I_g に対してモデル 2 では 27%，モデル 3 では 34% 程度である。ひび割れ後の断面 2 次モーメント I_{cr} より若干大きめの値を示しているのは弾性係数 E_c を一定値として換算していること、鉄筋の力学的非線形性を無視しているためであると考えられる。

なお、本実験において用いたモデル 1 ~ 3 の I_{cr} , I_g , I_{all} の計算値は表 - 2.11 に示すとおりである。

2.2.4 設計に用いる R.C 壁の剛性

本実験により、一般に言われるように曲げひび割れが発生することにより、荷重増加とともに

表 - 2. 11 剛性低下に関する諸数値計算表

モ デ ル		1	2	3
b	(cm)	48.5	51.3	49.8
h	(cm)	38.5	51.3	49.8
t	(cm)	7.3	7.7	7.5
d	(cm)	31.5	43.6	42.3
As = As'	(cm ²)	11.92	10.14	15.89
Es	(kgf/cm ²)	2.1 × 10 ⁶		
Es (kgf/cm ²)	I _{cr} , I _{all} 計算時	2.41 × 10 ⁵		
	M(σ _s = 2400) 計算時	1.4 × 10 ⁵		
I _{cr}	(cm ⁴)	6.45 × 10 ⁴	1.17 × 10 ⁵	1.58 × 10 ⁵
I _g	(cm ⁴)	2.36 × 10 ⁵	5.77 × 10 ⁵	5.13 × 10 ⁵
I _{all}	(cm ⁴)	2.66 × 10 ⁵	6.34 × 10 ⁵	5.97 × 10 ⁵
P _{cr}	(tf)	5.13	7.65	7.00
M(σ _s = 2400)	(tf.m)	7.77	9.46	14.04
P(σ _s = 2400)	(tf)	9.71	9.46	14.04

* I_{all}はコンクリート断面に鉄筋断面を加算した断面二次モーメント

に有効断面 2 次モーメントが減少しやがて一定値に収束することが確認された。また、ACI の規準式を用いることにより概ね剛性低下の程度を明らかにできることが判った。

鉄筋コンクリートの梁部材の P ~ δ 曲線は明らかに非線形であるため、その傾きとして表わされる剛性も一定ではない。したがって、現在用いられている弾塑性法において、壁体の剛性を発生する断面力（曲げモーメント）の関数として表わしておくことも一方法である。また、実用上簡便な方法として断面力によらず一定の有効断面 2 次モーメントを設定する考え方もある。先に述べた P ~ δ 曲線あるいは P ~ I 曲線より、断面 2 次モーメント I_g に対して 40 ~ 50 % の一定値に設定し P ~ δ の関係を線形と仮定したとしても変位や断面力に大差はないと考えることができる。ただし、これは鉄筋の許容応力度付近の値まで考慮した場合であり、これより必ず小さい応力度を問題とする場合、例えば市街地等で特に変位を小さく抑えることが重要であるときには壁体剛性の非線形性を考慮するなどの配慮が必要であろう。

なお、弾塑性法によって解析する場合、設計で用いる断面 2 次モーメントを低減したとしても変位量は大きく算出されるが、断面力は実際と異なり決して安全側にはならないことに留意する必要がある。

参 考 文 献

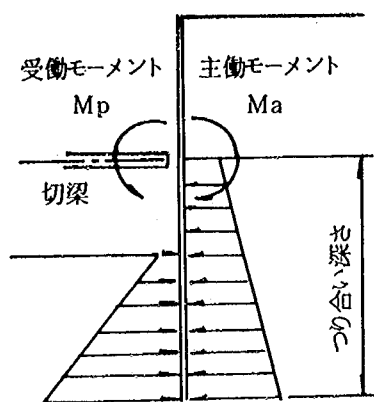
- 1) 日本国有鉄道：掘削土留工設計指針(案)，1980. 3
- 2) Dan E. Branson "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members" Journal of the American Concrete, June, 1966
- 3) A C I 318 - 83 : 鉄筋コンクリート構造設計基準(その2)，コンクリート工学 Vol. 22, No. 6, 1984. 6
- 4) Wei - Wen Yu and George Winter "Instantaneous and Long - Time Deflections of Reinforced Concrete Beams Under Working Loads" Journal of the American Concrete Institute, July 1960
- 5) 小坂義夫，森田司郎：鉄筋コンクリート構造，丸善株式会社

3. 土留め壁の根入れ長の算出方法

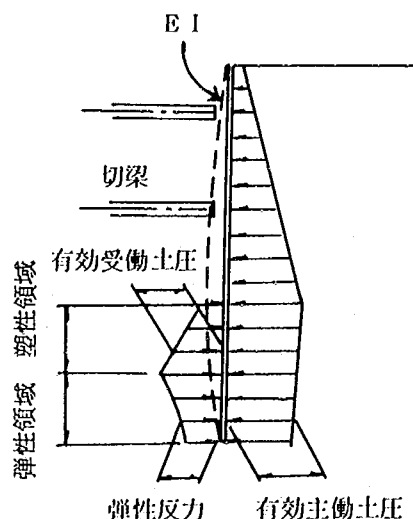
仮設構造物が安定を保つためには、土留め壁の根入れ長を必要十分なだけ確保しなければならない。また、側圧（土圧＋水圧）に十分耐えうる剛性も同時に確保されていなければならない。

通常、土留め壁の根入れ長は図－3.1に示すように最下段切梁あるいは一段上の切梁位置より下方にかかる主働側圧と受働側圧のモーメントのつり合いを考慮した極限平衡法を用いて求められている。この方法では着目した切梁位置をヒンジとし、これ以下の根入れ部分を剛体として取り扱っているため、土留め壁の剛性や切梁の剛性が反映されず、さらに着目した切梁位置により上部の土留め支保工の構造形式にも関係なく根入れ長が決定されることになる。掘削深さがそれほど深くなく根入れ長さが比較的浅くなるような場合には、上記方法は簡便で合理的であると考えられるが、掘削深さが深くなり根入れ長も長くなるような場合には必ずしも適切であるとは言えない。このようなことから土留め壁の剛性を考慮して必要根入れ長を求める方法について検討した結果、次のような方法により得られた限界根入れ長が構造物の安定に対して有効な指標となることについて確認した。

仮設構造物を弾塑性法によって設計する場合には、図－3.2に示すとおり土留め壁の剛性を考慮し、根入れ部は有限長の弾性体と仮定して解析するため、構造系全体が安定を保つために必要となる最小の根入れ長は計算によって求めることができる。すなわち、弾塑性法により計算を行う際、土留め壁の根入れ長が短く不十分な場合には土留め壁の根入れ部全長が塑性領域となり、構造上つり合わなくなるため土留め壁の変位、切梁反力、曲げモーメントが非常に大きくなる。根入れ長を徐々に長くしていくと、根入れ先端付近から弾性領域が現れて変位や曲げモーメントも小さくなり、やがて安定する。この弾性領域がはじめて現れる最小深さを限界根入れ長 l_0 と呼ぶこととすると、これが構造上安定を保つための必要最小限の根入れ長となる。図－3.3に限界根入れ長を求める際のフローチャートを示す。



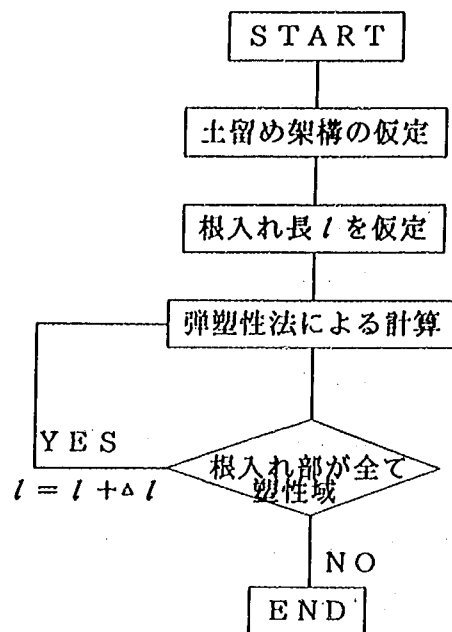
図－3.1 極限平衡法に基づく力学モデル



図－3.2 弾塑性法に基づく力学モデル

3.1 根入れ長が変位および断面力に与える影響

前述したように土留め壁の根入れ長がある限界根入れ長以下の場合には土留め架構全体が不安定なものになり、また、必要以上に長くても不経済なものとなる。すなわち、安全かつ経済的な根入れ長を確保するためには、根入れ長の変化が支保工や壁体になどどのような影響を与えるかを把握しておく必要がある。そこで、合理的な根入れ長の算出方法を見出すために掘削深さ、土質定数、壁体剛性等を変化させて弾塑性計算によるケーススタディを実施した。

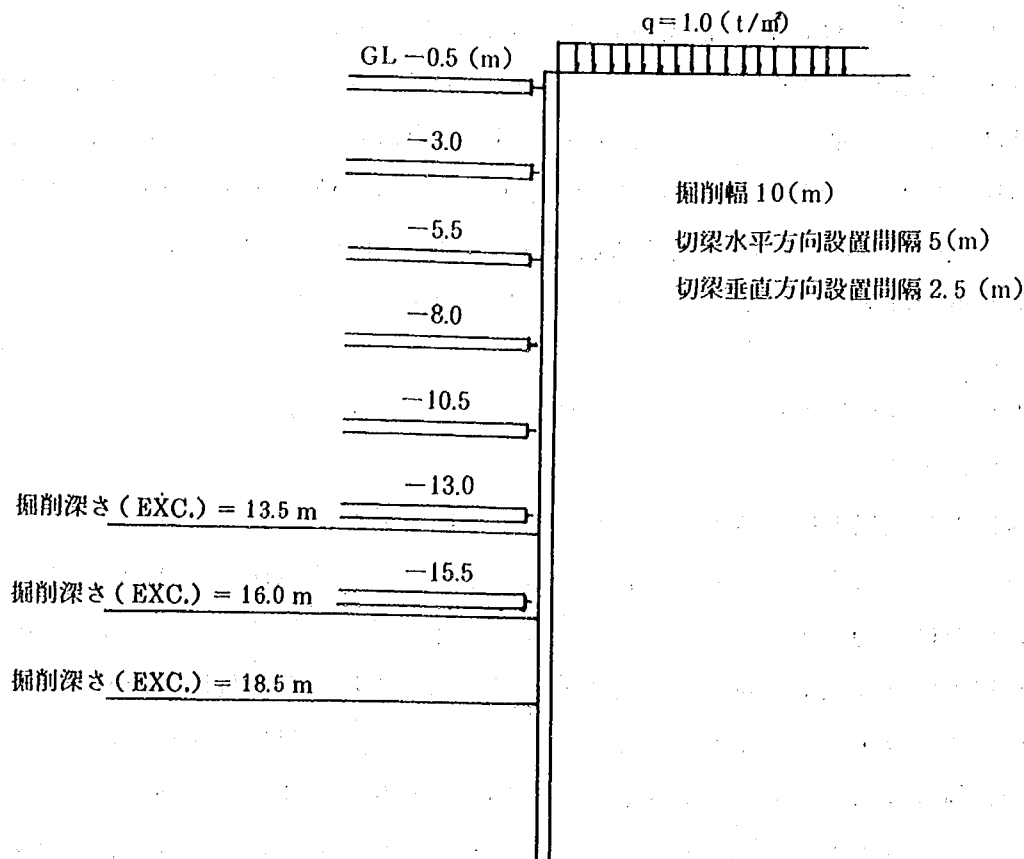


図－3.3 限界根入れ長を求めるフローチャート

3.3.1 解析モデル

図－3.4 に本検討に用いた土留め架構モデル図を示す。

また、本検討に使用した設計条件は、以下の通りである。



図－3.4 検討モデル土留め架構図

① 設計側圧

粘性土については土圧と水圧を一体として考え、その側圧係数は「1.土留め壁の設計に用いる粘性土地盤における側圧」で得られた値を用いた。また、砂質土については土圧と水圧を分離して考え、ランキン・レザールによる土圧係数を用いた。なお、砂質土における地下水位はGL - 5 mに設定した。

② 地盤バネおよび支保工バネ

地盤バネおよび支保工バネは、土木研究所資料第 1816号「掘削土留め工設計指針(案)」により算出した。

なお、各土質ごとに第3切梁以深の切梁サイズが異なっているが、これは土質および壁体剛性等を考慮して応力上安全側になるように決定したものである。また、掘削深さ13.5 mに対して5段、16.0 mに対して6段、18.5 mに対して7段の切梁を設置した。

③ 壁体剛性

土留め壁の種類は鋼矢板とRC壁の2種類とし、鋼矢板では60%に、RC壁では40%にそれぞれ土留め壁の剛性を低減して用いた。

④ その他

表-3.1に本検討で用いた設計条件の一覧表を示す。

3.1.2 解析結果

表-3.2～表3.10に各ケースにおける解析結果を示す。

図-3.7～図-3.33に弾塑性解析による土留め壁の変位、曲げモーメントおよび最下段切梁反力と根入れ長との関係を示す。これらの図より、根入れ長が短く弾性領域が存在しない場合には、変位、曲げモーメント、最下段切梁反力は著しく大きくなるが、根入れ部先端に弾性領域が現れる(限界根入れ長に達する)とそれらの値は急激に減少し、さらに根入れを長くするとその値は次第に一定値に収束する傾向を示すことが判る。ここで、弾塑性計算結果より根入れ部の変形モードが限界根入れ長の現れる前後で次のように変化することを確認した。

① 根入れ長が限界根入れ長未満の場合には、図-3.5(a)のように根入れ部先端が大きく掘削側へ変形する。

② 限界根入れ長以上になるとその変形モードは図-3.6(a)のように弓形になる。

変形モードが変化する理由としては次のようなことが挙げられる。根入れ長が限界根入れ長未満の場合には図-3.5(b)のようにその支持形態が最下段切梁を支点に片持ち梁の状態となるため根入れ部先端で変位が最大となり、最下段切梁にかかる負担も大きくなると同時に同切梁位置で曲げモーメントが発生する。しかし、根入れが限界根入れ長以上になると根入れ部先端に弾性領域が現われることにより、図-3.6(b)に示すような地盤バネによる仮想支持点ができる。そのため片持ち状態から単純支持状態に移り変わり、変位、曲げモーメント、最下段切梁反力も低減される。

表 - 3. 1 土留め壁設計条件

土 質	軟 い 粘 性 土			硬 い 粘 性 土			砂 質 土		
N 値	4			8			27		
粘着力 C (t/m ²)	2.5 (0.6N)			5.0 (0.6N)			0		
内部摩擦角 ϕ	0			0			35° (15° $\sqrt{15N}$)		
単位体積重量 γ (t/m ³)	1.6			1.7			1.8		
土留め壁の種類	FSP-V _L	RCt=60	RCt=100	FSP-Ⅲ	FSP-V _L	RCt=60	FSP-V _L	RCt=60	RCt=100
ヤング係数 E (kg/cm ²)	2.1×10 ⁶	2.7×10 ⁵	2.7×10 ⁵	2.1×10 ⁶	2.1×10 ⁶	2.7×10 ⁵	2.1×10 ⁶	2.7×10 ⁵	2.7×10 ⁵
断面 2 次モーメント (cm ⁴)	37800	270000	3333333	10080	37800	270000	37800	270000	3333333
切梁サイズ	第 1 切梁	H-300		第 1 切梁	H-300		第 1 切梁	H-300	
	第 2 切梁	H-300		第 2 切梁	H-300		第 2 切梁	H-300	
	第 3 切梁	H-350		第 3 切梁	H-300		第 3 切梁	H-350	
	第 4 切梁	H-400		第 4 切梁	H-350		第 4 切梁	H-400	
	第 5 切梁	2×H-350		第 5 切梁	H-350		第 5 切梁	2×H-400	
	第 6 切梁	2×H-400		第 6 切梁	H-350		第 6 切梁	2×H-400	
	第 7 切梁	2×H-400		第 7 切梁	H-350		第 7 切梁	3×H-400	
最終掘削深さ (m)	13.5	16.0	18.5	13.5	16.0	18.5	13.5	16.0	18.5

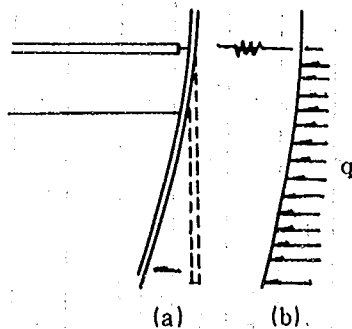


図 - 3. 5 根入れ長が限界根入れ長
未満の場合の挙動

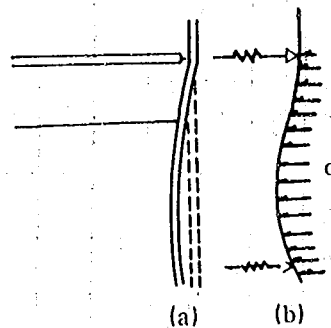


図 - 3. 6 根入れ長が限界根入れ長
以上の場合の挙動

表-3.2 弾塑性解析結果(軟らかい粘性土, 掘削深さ 13.5 m)

種類	土留め壁長 m (根入れ長)	24.0	25.0	25.5	26.0	26.5	27.0	28.05	29.0	30.0	31.0
		(10.5)	(11.5)	(12.0)	(12.5)	(13.0)	(13.5)	(14.55)	(15.5)	(16.5)	(17.5)
FSP-V _L	壁体最大変位 (cm)	150.40	129.57	111.04	27.28	27.39	27.71	28.77	28.98	29.31	29.46
	根入れ部先端の変位 (cm)	150.40	129.57	111.04	7.68	5.59	4.32	2.87	1.17	0.05	-0.75
	壁体最大モーメント (t.m)	168.45	146.98	132.15	58.88	59.47	59.58	58.2	58.51	57.58	56.6
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	168.45	146.98	132.15	50.25	50.72	52.08	55.8	57.28	58.55	58.9
	最下段切梁反力 (t)	96.60	92.92	90.28	61.31	61.61	62.47	64.76	65.62	66.36	66.46
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	10.50	11.50	12.50	10.29	10.23	10.38	11.09	11.28	11.63	11.88
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	-	2.21	2.77	3.12	3.46	4.22	4.87	5.12
RCt=60	壁体最大変位 (cm)	-	-	-	48.99	18.35	19.32	18.52	18.81	19.04	19.24
	根入れ部先端の変位 (cm)	-	-	-	48.99	9.43	12.29	5.71	5.57	3.97	2.9
	壁体最大モーメント (t.m)	-	-	-	114.38	66.61	61.82	67.78	67.69	67.84	67.21
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	-	-	-	114.38	40.09	49.45	42.34	45.37	47.71	49.58
	最下段切梁反力 (t)	-	-	-	85.65	55.25	61.42	57.0	58.52	59.9	60.91
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	-	-	-	-	10.75	12.88	10.77	12.42	12.24	12.44
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	-	-	2.25	0.62	3.78	3.08	4.26	5.06
RCt=100	壁体最大変位 (cm)	-	-	-	25.62	23.47	11.03	12.09	11.31	11.26	11.43
	根入れ部先端の変位 (cm)	-	-	-	25.62	23.47	6.86	9.18	5.31	4.06	3.44
	壁体最大モーメント (t.m)	-	-	-	114.38	93.5	115.23	98.7	116.53	118.67	119.11
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	-	-	-	114.38	93.5	39.72	10.07	29.31	30.97	25.53
	最下段切梁反力 (t)	-	-	-	78.68	71.49	24.53	36.31	30.03	29.47	31.87
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	-	-	-	12.50	13.00	6.22	10.77	6.83	6.09	6.28
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	-	-	-	7.28	3.78	8.67	10.41	11.22

表-3.3 弾塑性解析結果(軟らかい粘性土, 掘削深さ 16.0 m)

種類	土留め壁長 m (根入れ長)	30.0	30.5	31.0	31.5	32.0	33.42	34.0	35.0	36.0
		(14.0)	(14.5)	(15.0)	(15.5)	(16.0)	(17.13)	(18.0)	(19.0)	(20.0)
FSP-V _L	壁体最大変位 (cm)	234.71	—	159.43	48.79	48.87	47.77	50.18	50.44	50.45
	根入れ部先端の変位 (cm)	234.71	—	159.43	8.97	5.68	1.15	0.21	-1.44	-2.53
	壁体最大モーメント (t.m)	213.94	—	168.73	86.36	86.64	85.39	84.61	83.28	82.05
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	213.94	—	168.73	81.98	82.51	86.06	87.50	88.52	88.41
	最下段切梁反力 (t)	121.02	—	111.89	81.78	82.19	84.45	85.30	85.96	85.92
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	14.00	—	15.50	13.95	13.89	14.37	14.74	15.13	15.44
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	—	1.55	2.11	3.05	3.26	3.87	4.56
RCt=60	壁体最大変位 (cm)	111.71	97.25	26.56	26.84	27.08	27.75	28.02	28.38	28.76
	根入れ部先端の変位 (cm)	111.71	97.25	8.21	7.00	5.87	3.15	2.36	1.18	0.42
	壁体最大モーメント (t.m)	213.94	193.06	95.54	96.22	96.46	96.33	95.84	94.71	93.43
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	213.94	193.06	62.53	64.08	65.93	70.15	72.01	74.59	77.00
	最下段切梁反力 (t)	120.11	116.81	72.39	73.37	74.31	75.98	76.84	78.07	79.08
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	14.00	14.50	11.88	12.05	12.20	12.55	12.76	13.09	13.60
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	3.12	3.45	3.80	4.87	5.24	5.91	6.40
RCt=100	壁体最大変位 (cm)	39.91	39.03	13.76	13.84	13.91	14.23	14.40	14.67	14.85
	根入れ部先端の変位 (cm)	39.91	39.03	7.49	6.94	6.34	5.07	4.60	3.89	3.19
	壁体最大モーメント (t.m)	213.94	195.8	132.65	135.01	137.10	140.58	141.53	142.16	141.89
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	213.94	195.80	10.45	8.97	8.11	1.20	1.47	7.00	11.90
	最下段切梁反力 (t)	120.11	115.60	51.00	51.37	51.40	53.08	53.86	55.36	56.54
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	14.00	14.50	7.99	8.07	8.06	8.39	8.54	8.85	9.04
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	7.01	7.43	7.94	9.03	9.46	10.15	10.96

表-3.4 弾塑性解析結果(軟らかい粘性土, 掘削深さ 18.5 m)

種類	土留め壁長 m (根入れ長)	35.0	35.5	36.0	36.5	37.0	38.22	39.0	40.0	41.0
		(16.5)	(17.0)	(17.5)	(18.0)	(18.5)	(19.72)	(20.5)	(21.5)	(22.5)
FSP-V ₁	壁体最大変位 (cm)	339.94	278.02	204.96	167.31	82.84	84.09	84.71	85.04	84.68
	根入れ部先端の変位 (cm)	339.94	278.02	204.96	167.31	5.28	0.16	-2.24	-4.00	-5.24
	壁体最大モーメント (t.m)	268.30	234.00	200.14	184.38	119.83	116.92	116.57	114.63	112.97
	最下段切梁位置モーメント (t.m)	268.30	234.00	200.14	184.38	111.27	114.71	116.27	117.18	116.32
	最下段切梁反力 (t)	143.46	137.50	129.79	126.35	97.92	100.5	101.75	102.59	102.31
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	16.50	17.00	17.50	18.00	16.82	17.27	17.66	18.19	18.57
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	-	-	1.68	2.45	2.84	3.31	3.93
RCt=60	壁体最大変位 (cm)	155.07	130.60	41.77	42.06	42.24	43.16	43.53	44.09	44.27
	根入れ部先端の変位 (cm)	155.07	130.60	10.39	8.38	6.26	3.17	10.40	0.02	-1.19
	壁体最大モーメント (t.m)	263.80	233.97	128.75	129.32	129.67	128.90	127.98	126.37	124.65
	最下段切梁位置モーメント (t.m)	263.80	233.97	93.00	94.42	95.35	99.54	101.22	103.59	104.50
	最下段切梁反力 (t)	143.41	137.16	87.87	88.47	88.91	90.86	91.85	93.09	93.63
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	16.50	17.00	15.34	15.54	15.48	15.89	16.00	16.41	16.64
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	2.16	2.46	3.02	3.83	4.50	5.09	5.86
RCt=100	壁体最大変位 (cm)	51.45	46.23	40.00	19.41	19.85	19.75	19.89	20.13	20.38
	根入れ部先端の変位 (cm)	51.45	46.23	40.00	11.85	12.27	9.31	8.01	6.59	5.32
	壁体最大モーメント (t.m)	263.80	233.97	200.14	152.42	151.40	159.52	162.18	164.27	165.22
	最下段切梁位置モーメント (t.m)	263.80	233.97	200.14	58.33	62.54	57.21	57.54	59.48	62.43
	最下段切梁反力 (t)	143.24	137.61	130.41	81.07	81.98	78.52	77.85	77.65	78.20
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	16.50	17.00	17.50	14.77	16.00	15.80	15.81	15.81	15.75
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	-	3.23	2.50	3.92	4.69	5.69	6.75

表-3.5 弾塑性解析結果(硬い粘性土, 掘削深さ 13.5 m)

種類	土留め壁長 m (根入れ長)	15.0	15.5	16.0	16.47	17.0	18.0	19.0	20.0
		(1.5)	(2.0)	(2.5)	(2.97)	(3.5)	(4.5)	(5.5)	(6.5)
FSP-Ⅲ	壁体最大変位 (cm)	17.16	14.46	7.81	8.38	8.31	8.29	8.26	8.21
	根入れ部先端の変位 (cm)	17.16	14.46	5.06	6.50	5.75	5.01	4.77	4.82
	壁体最大モーメント (t.m)	25.60	19.07	13.55	11.61	10.36	12.32	11.99	11.76
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	25.60	19.07	4.50	7.28	7.08	7.18	7.12	6.93
	最下段切梁反力 (t)	39.21	34.72	25.06	26.96	26.91	26.98	26.82	26.58
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	1.50	2.00	1.69	1.91	1.80	1.73	1.84	1.73
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	0.81	1.06	1.70	2.77	3.66	4.77
FSP=V _L	壁体最大変位 (cm)	10.31	9.63	8.29	7.15	6.87	6.73	6.71	6.71
	根入れ部先端の変位 (cm)	10.31	9.63	8.29	7.15	6.55	5.86	5.43	5.20
	壁体最大モーメント (t.m)	25.60	10.34	10.71	12.73	14.46	15.46	15.62	15.47
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	25.60	10.34	10.71	5.21	4.01	3.25	3.24	3.30
	最下段切梁反力 (t)	37.54	33.51	28.44	25.22	24.62	24.37	24.42	24.42
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	1.50	2.00	2.50	1.63	1.10	0.90	0.90	0.90
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	—	1.34	2.40	3.60	4.60	5.60
RCt=60	壁体最大変位 (cm)	8.49	8.22	7.18	7.22	6.78	6.44	6.38	6.36
	根入れ部先端の変位 (cm)	8.49	8.22	7.18	7.22	6.78	6.24	5.82	5.54
	壁体最大モーメント (t.m)	25.60	10.34	12.97	12.30	14.36	16.51	17.46	17.72
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	25.60	10.34	5.58	6.28	4.71	2.73	2.13	2.05
	最下段切梁反力 (t)	34.56	31.23	24.09	24.74	24.19	23.57	23.47	23.49
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	1.50	2.00	2.25	2.12	0.34	0.00	0.00	0.00
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	0.25	0.85	3.16	4.50	5.50	6.50

表-3.6 弾塑性解析結果(硬い粘性土, 掘削深さ 16.0 m)

種類	土留め壁長 m (根入れ長)	18.0	18.5	19.0	19.5	19.68	20.0	21.0	22.0
		(2.0)	(2.5)	(3.0)	(3.5)	(3.68)	(4.0)	(5.0)	(6.0)
FSP-Ⅲ	壁体最大変位 (cm)	21.49	13.08	9.66	10.11	10.04	9.99	9.97	9.92
	根入れ部先端の変位 (cm)	21.49	13.08	5.79	7.07	6.65	6.15	5.30	5.06
	壁体最大モーメント (t.m)	29.91	15.88	15.12	13.5	13.64	13.70	13.45	13.20
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	29.91	15.88	6.80	9.32	9.15	9.12	9.30	9.21
	最下段切梁反力 (t)	45.03	35.81	29.94	31.67	31.59	31.61	31.73	31.54
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	2.00	2.50	2.38	2.84	2.63	2.63	2.69	2.75
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	0.62	0.66	1.05	1.37	2.31	3.25
FSP=Ⅳ	壁体最大変位 (cm)	12.29	—	10.14	7.48	7.91	7.82	7.72	7.70
	根入れ部先端の変位 (cm)	12.29	—	10.14	6.32	7.51	7.06	6.30	5.85
	壁体最大モーメント (t.m)	29.91	—	15.89	19.75	16.41	17.17	18.01	17.97
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	29.91	—	15.89	0.61	5.30	4.39	3.62	3.71
	最下段切梁反力 (t)	43.84	—	35.42	26.58	29.30	28.82	28.52	28.62
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	2.00	—	3.00	3.13	2.63	2.39	2.13	2.13
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	—	0.37	1.05	1.61	2.87	3.87
RCt=60	壁体最大変位 (cm)	10.11	9.47	9.32	8.49	7.17	7.67	7.26	7.17
	根入れ部先端の変位 (cm)	10.11	9.47	9.32	8.49	7.12	7.67	6.87	6.36
	壁体最大モーメント (t.m)	29.91	15.88	15.89	15.91	24.12	20.95	23.70	24.66
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	29.91	15.88	15.89	5.95	5.36	0.86	3.92	4.73
	最下段切梁反力 (t)	40.86	33.29	33.58	28.22	22.42	24.78	23.46	23.22
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	2.00	2.50	3.00	3.50	3.34	2.63	1.88	1.75
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	—	—	0.34	1.37	3.12	4.25

表-3.7 弾塑性解析結果(硬い粘性土, 掘削深さ 18.5 m)

種類		土留め壁長 m (根入れ長)	21.0 (2.5)	22.0 (3.5)	22.5 (4.0)	22.79 (4.29)	23.0 (4.5)	24.0 (5.5)	25.0 (6.5)	26.0 (7.5)
FSP-Ⅲ	壁体最大変位 (cm)		26.59	16.73	11.42	11.83	12.07	12.04	11.97	11.86
	根入れ部先端の変位 (cm)		26.59	16.73	4.87	6.83	6.45	5.44	5.15	5.28
	壁体最大モーメント (t.m)		33.47	19.39	17.26	15.90	15.91	15.50	14.92	14.52
	最下段切梁位置モーメント(t.m)		33.47	19.39	7.96	10.35	10.36	10.64	10.54	10.15
	最下段切梁反力 (t)		49.57	40.53	33.46	34.96	35.00	35.18	34.98	34.56
	根入れ部の塑性域の長さ (m)		2.50	3.50	3.53	3.44	3.44	3.56	3.68	3.66
	根入れ部の弾性域の長さ (m)		—	—	0.47	0.85	1.06	1.94	2.82	3.82
FSP-V _L	壁体最大変位 (cm)		14.17	11.59	8.71	8.89	8.83	8.73	8.71	8.69
	根入れ部先端の変位 (cm)		14.17	11.59	7.27	7.75	7.44	6.56	6.10	5.88
	壁体最大モーメント (t.m)		33.47	19.39	19.32	18.22	18.65	19.34	19.17	18.76
	最下段切梁位置モーメント(t.m)		33.47	19.39	4.27	6.30	5.69	5.03	5.22	5.34
	最下段切梁反力 (t)		48.77	40.46	31.82	32.98	32.65	32.38	32.50	32.52
	根入れ部の塑性域の長さ (m)		2.50	3.50	3.75	3.38	3.15	2.91	2.95	2.95
	根入れ部の弾性域の長さ (m)		—	—	0.25	0.91	1.35	2.59	3.55	4.55
RCt-60	壁体最大変位 (cm)		11.50	10.49	9.53	7.72	7.53	7.96	7.93	7.89
	根入れ部先端の変位 (cm)		11.50	10.49	9.53	6.78	6.03	7.20	6.63	6.34
	壁体最大モーメント (t.m)		33.47	19.39	15.63	27.04	29.87	24.54	25.10	25.53
	最下段切梁位置モーメント(t.m)		33.47	19.39	10.78	8.94	13.37	3.38	3.69	4.05
	最下段切梁反力 (t)		47.72	40.60	36.23	26.30	24.14	29.26	29.19	29.08
	根入れ部の塑性域の長さ (m)		2.50	3.50	4.00	3.70	3.63	2.80	2.55	2.63
	根入れ部の弾性域の長さ (m)		—	—	—	0.59	0.87	2.70	3.95	4.87

表-3.8 弾塑性解析結果(砂質土, 掘削深さ 13.5 m)

種類	土留め壁長 m (根入れ長)	18.0	19.0	19.5	20.0	21.0	22.0	23.0
		(4.5)	(5.5)	(6.0)	(6.5)	(7.5)	(8.5)	(9.5)
FSP-V _L	壁体最大変位 (cm)	26.52	7.87	6.53	6.70	6.99	7.12	7.12
	根入れ部先端の変位 (cm)	26.52	5.44	0.17	-0.29	-0.81	-0.99	-0.67
	壁体最大モーメント (t.m)	87.37	41.96	49.22	49.41	48.94	48.28	47.75
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	87.37	34.39	24.89	26.78	29.50	30.09	29.10
	最下段切梁反力 (t)	82.13	59.06	54.37	55.81	57.69	57.87	56.85
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	4.50	5.50	5.36	5.57	6.05	6.52	6.67
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	0.64	0.93	1.45	1.98	2.83
RCt=60	壁体最大変位 (cm)	12.50	4.65	3.50	3.57	3.72	3.84	3.88
	根入れ部先端の変位 (cm)	12.50	4.16	0.52	0.17	-0.25	-0.29	-0.32
	壁体最大モーメント (t.m)	87.37	41.96	53.91	54.71	54.82	53.77	53.29
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	87.37	34.39	17.15	18.62	21.95	24.04	24.38
	最下段切梁反力 (t)	81.49	57.21	49.05	50.24	52.54	53.63	53.64
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	4.50	5.50	5.12	5.22	5.69	6.50	6.20
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	0.88	1.28	1.81	2.00	3.30
RCt=100	壁体最大変位 (cm)	4.59	2.67	1.65	1.62	1.70	1.74	1.79
	根入れ部先端の変位 (cm)	4.59	2.67	0.97	0.67	0.50	0.30	0.18
	壁体最大モーメント (t.m)	87.37	41.96	64.60	68.75	70.28	71.63	71.54
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	87.37	34.39	0.65	3.75	0.48	1.56	3.85
	最下段切梁反力 (t)	74.69	53.75	40.35	39.59	41.63	43.01	44.19
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	4.50	5.50	5.16	4.88	5.50	5.13	5.37
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	0.84	1.62	2.00	3.37	4.22

表 - 3.9 弾塑性解析結果 (砂質土, 掘削深さ 16.0 m)

種類	土留め壁長 m (根入れ長)	21.0	22.0	22.5	22.9	23.0	24.0	25.0	26.0
		(5.0)	(6.0)	(6.5)	(6.9)	(7.0)	(8.0)	(9.0)	(10.0)
FSP-V _L	壁体最大変位 (cm)	40.37	19.22	11.24	11.39	11.46	12.12	12.49	12.65
	根入れ部先端の変位 (cm)	40.37	19.22	0.91	-0.05	-0.19	-1.12	-1.56	-1.32
	壁体最大モーメント (t.m)	118.64	70.35	69.59	70.44	70.52	70.55	69.75	69.14
	最下段切梁位置モーメント (t.m)	118.64	70.35	33.85	35.85	36.48	41.47	43.94	43.44
	最下段切梁反力 (t)	111.18	93.60	73.48	75.32	75.82	79.57	81.12	80.38
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	5.00	6.00	6.25	6.30	6.35	6.89	7.40	7.95
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	0.25	0.60	0.65	1.11	1.60	2.05
RCt=60	壁体最大変位 (cm)	18.65	10.29	6.17	5.73	5.76	5.80	6.28	6.43
	根入れ部先端の変位 (cm)	18.65	10.29	2.79	0.47	0.37	-0.34	-0.73	-0.67
	壁体最大モーメント (t.m)	118.64	70.35	69.27	75.73	76.00	76.95	76.54	75.46
	最下段切梁位置モーメント (t.m)	118.64	70.35	34.43	27.00	27.44	32.49	36.20	37.57
	最下段切梁反力 (t)	110.23	91.03	72.35	68.92	69.28	73.04	75.40	75.95
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	5.00	6.00	6.50	6.15	6.17	6.53	7.03	7.43
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	-	0.75	0.83	1.47	1.97	2.57
RCt=100	壁体最大変位 (cm)	6.24	4.53	2.96	2.37	2.36	2.41	2.52	2.59
	根入れ部先端の変位 (cm)	6.24	4.53	2.78	1.03	0.95	0.45	0.33	0.13
	壁体最大モーメント (t.m)	118.64	70.35	69.27	89.60	90.69	96.55	96.61	97.06
	最下段切梁位置モーメント (t.m)	118.64	70.35	34.43	3.30	2.54	2.78	8.82	12.16
	最下段切梁反力 (t)	104.94	84.40	68.73	55.65	55.40	56.30	59.41	61.21
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	5.00	6.00	6.50	5.94	5.89	6.06	6.20	6.44
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	-	-	-	0.96	1.11	1.94	2.80	3.56

表-3.10 弾塑性解析結果(砂質土, 掘削深さ 18.5 m)

種類	土留め壁長 m (根入れ長)	24.0	25.0	25.5	26.0	26.27	27.0	28.0	29.0	30.0
		(5.5)	(6.5)	(7.0)	(7.5)	(7.77)	(8.5)	(9.5)	(10.5)	(11.5)
FSP-V _L	壁体最大変位 (cm)	64.75	40.97	21.29	18.77	19.05	19.73	20.56	20.90	20.24
	根入れ部先端の変位 (cm)	64.75	40.97	21.29	0.38	-0.08	-1.13	-1.92	-2.22	-1.85
	壁体最大モーメント (t.m)	164.19	112.71	77.83	97.07	97.10	96.68	95.60	94.93	93.40
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	164.19	112.71	77.83	44.71	47.28	53.28	58.50	59.46	52.45
	最下段切梁反力 (t)	145.54	128.10	112.13	94.31	96.36	101.07	104.89	105.27	100.32
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	5.50	6.50	7.00	7.21	7.34	7.76	8.40	8.96	9.14
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	—	0.29	0.43	0.74	1.10	1.54	2.36
RCt=60	壁体最大変位 (cm)	28.95	19.46	12.52	9.02	9.10	10.32	9.89	10.22	9.99
	根入れ部先端の変位 (cm)	28.95	19.46	11.77	0.91	0.36	-0.40	-1.01	-1.08	1.07
	壁体最大モーメント (t.m)	164.95	112.71	77.83	101.02	102.36	108.35	103.63	102.55	99.68
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	164.95	112.71	77.83	35.22	36.37	33.76	48.19	51.46	47.07
	最下段切梁反力 (t)	145.07	127.53	109.83	87.79	88.83	92.99	97.12	99.03	96.24
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	5.50	6.50	7.00	7.10	7.06	7.45	7.90	8.44	8.63
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	—	0.40	0.71	1.05	1.60	2.06	2.87
RCt=100	壁体最大変位 (cm)	8.82	7.03	5.33	3.74	3.39	3.64	3.61	3.73	3.71
	根入れ部先端の変位 (cm)	8.82	7.03	5.33	2.51	1.12	0.60	0.35	0.06	-0.17
	壁体最大モーメント (t.m)	164.19	112.71	77.83	104.54	118.69	129.20	126.12	127.13	124.46
	最下段切梁位置モーメント(t.m)	164.19	112.71	77.83	29.02	7.93	0.03	15.46	20.54	20.36
	最下段切梁反力 (t)	141.58	118.77	103.68	82.69	73.79	74.70	78.37	81.12	81.31
	根入れ部の塑性域の長さ (m)	5.50	6.50	7.00	7.50	6.90	7.09	7.17	7.48	7.59
	根入れ部の弾性域の長さ (m)	—	—	—	—	0.87	1.41	2.33	3.02	3.91

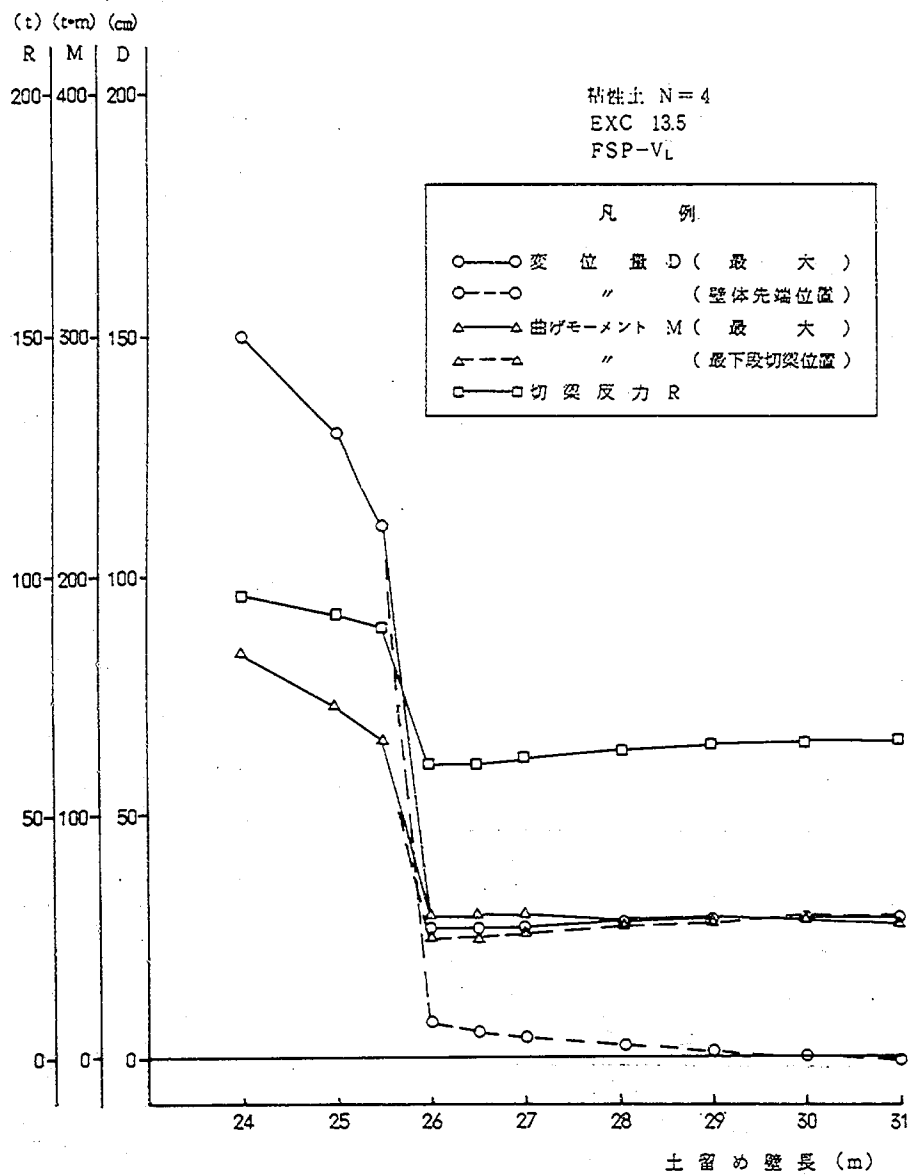


図-3.7 各計算値に与える土留め壁長の影響

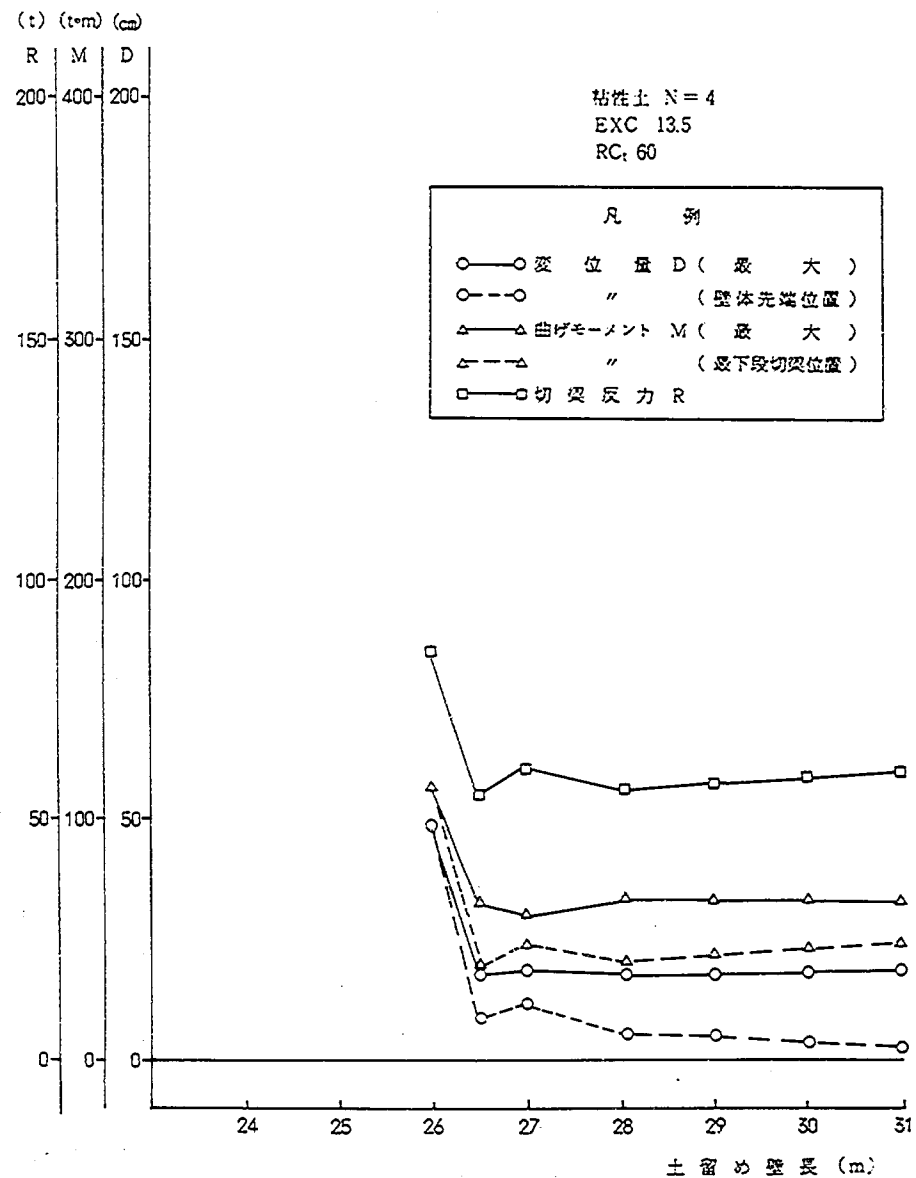


図-3.8 各計算値に与える土留め壁長の影響

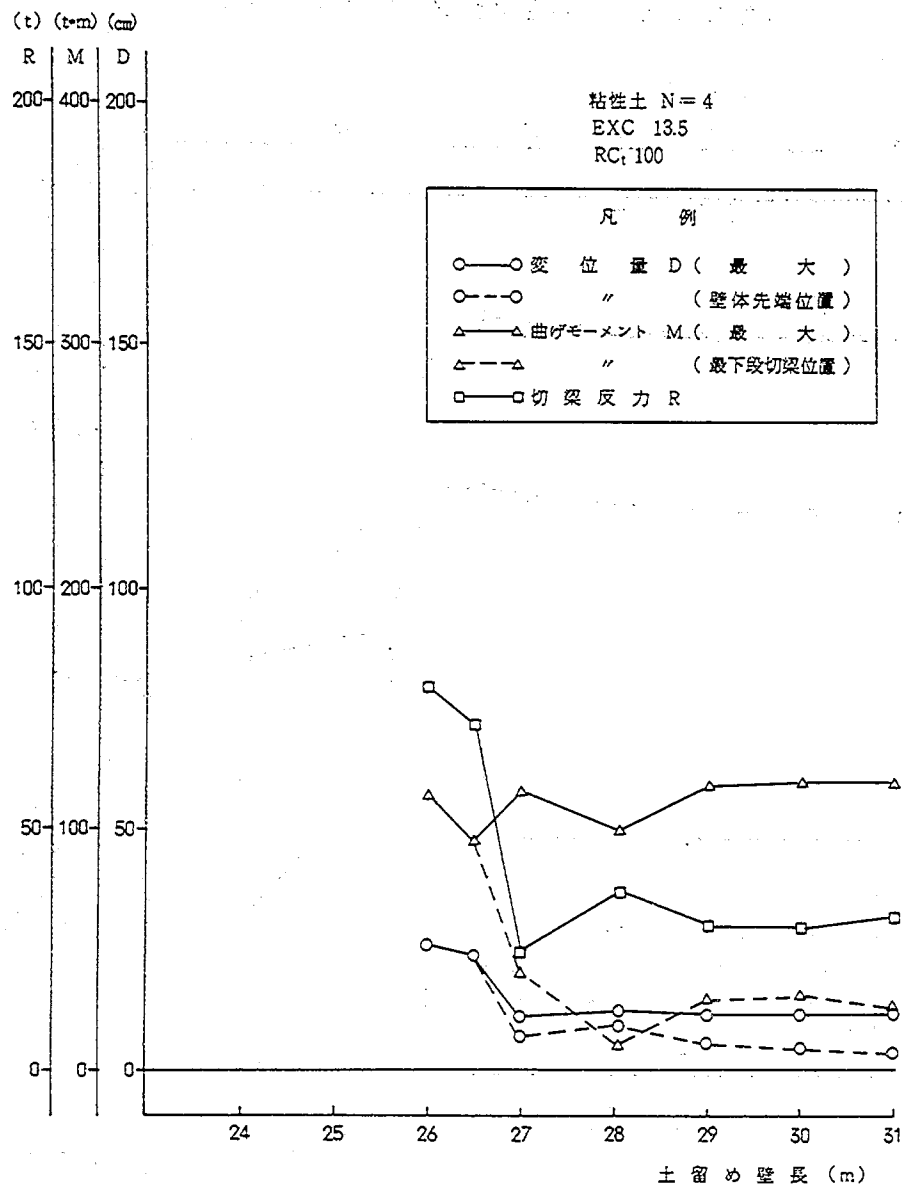


図-3.9 各計算値に与える土留め壁長の影響

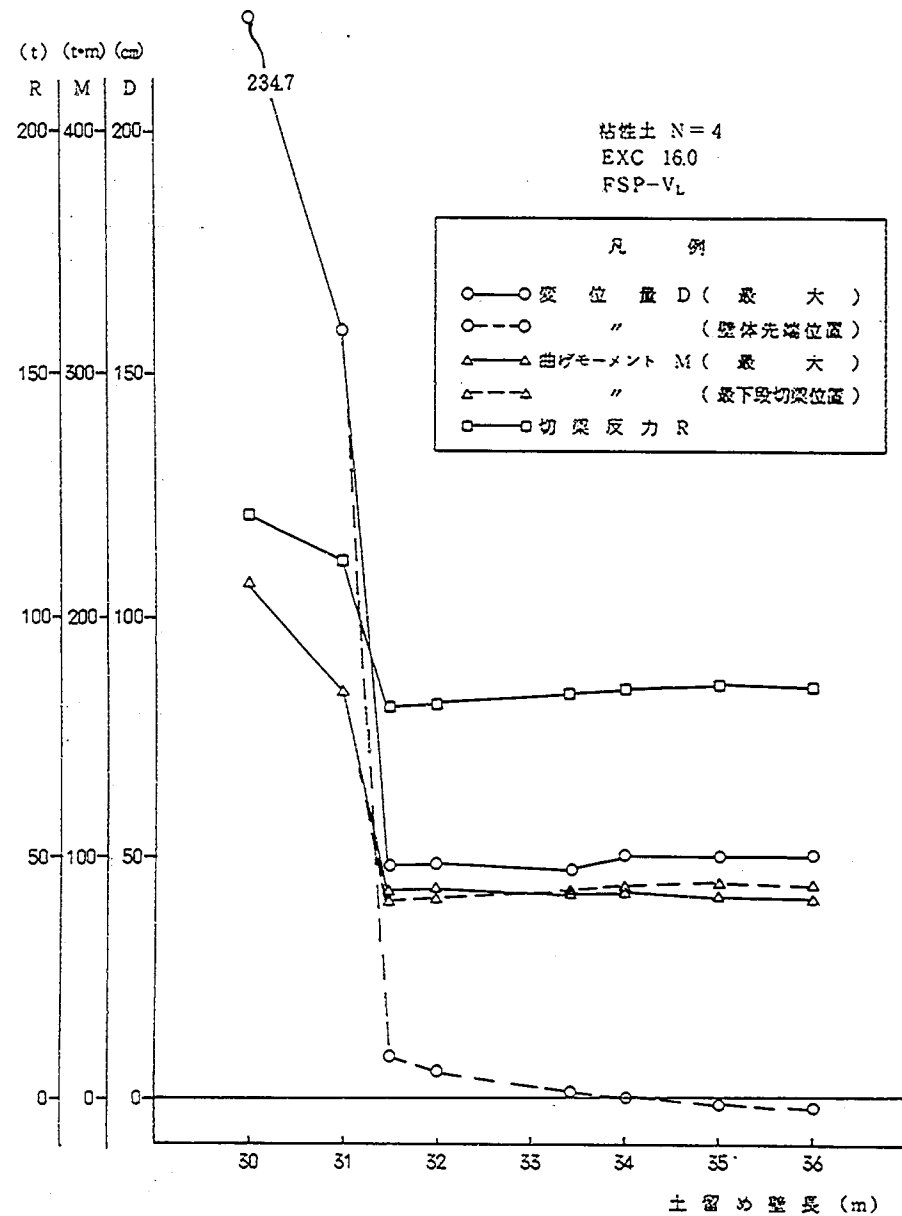


図-3.10 各計算値に与える土留め壁長の影響

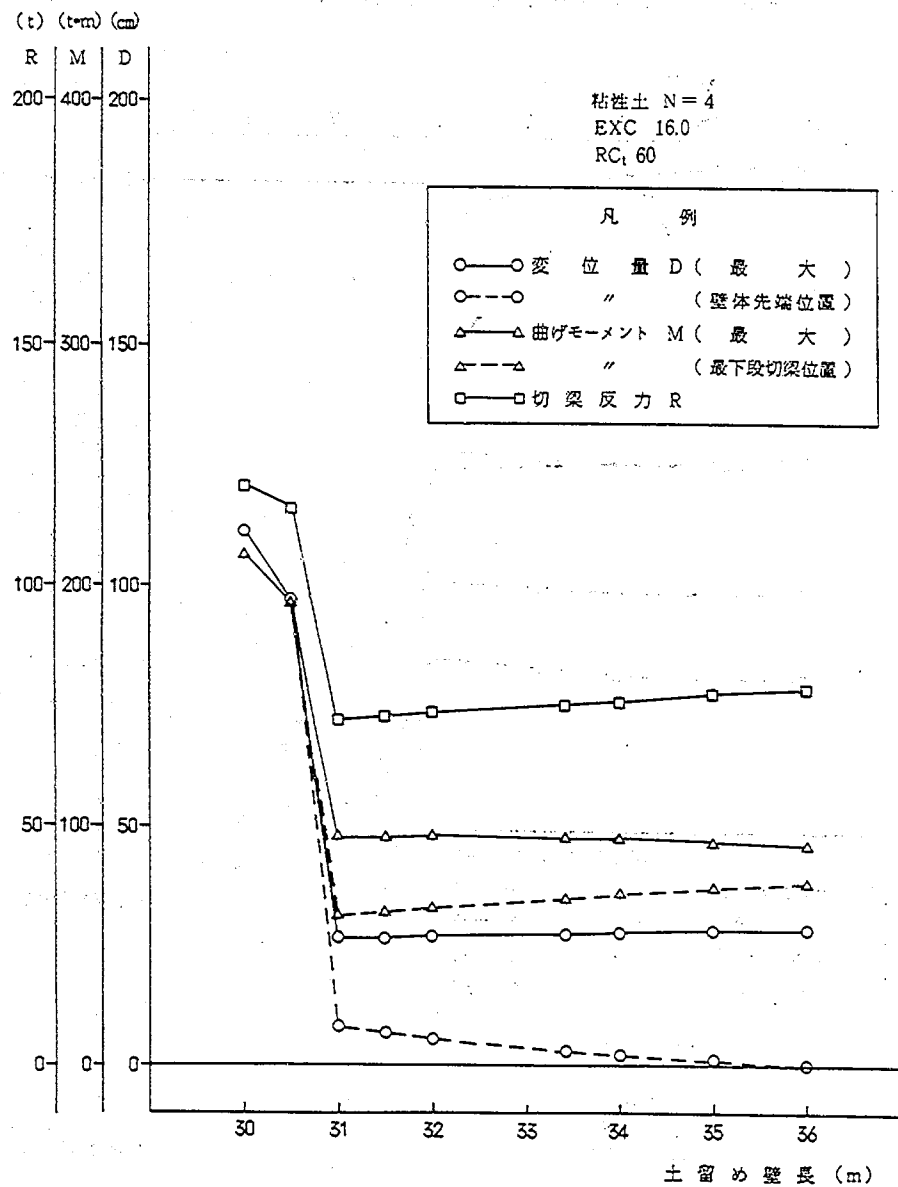


図-3.11 各計算値に与える土留め壁長の影響

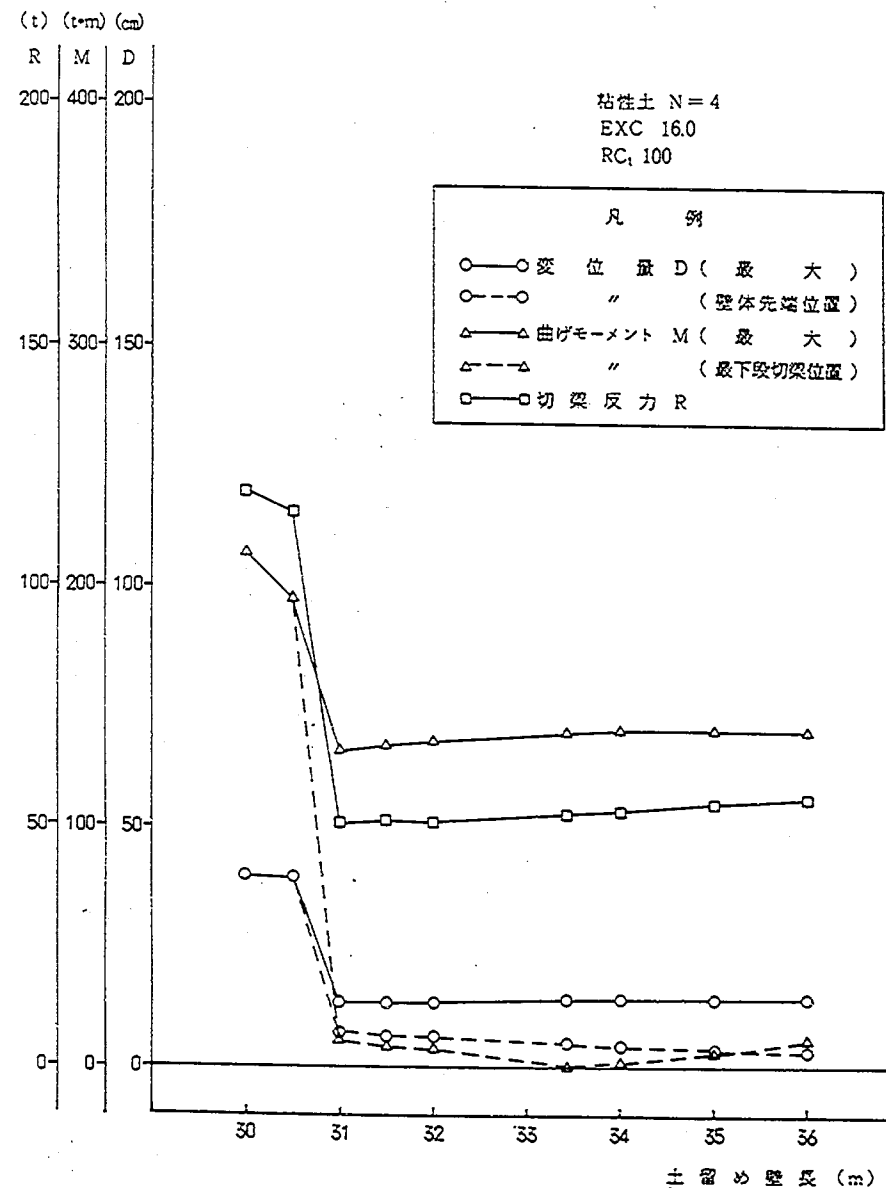


図-3.12 各計算値に与える土留め壁長の影響

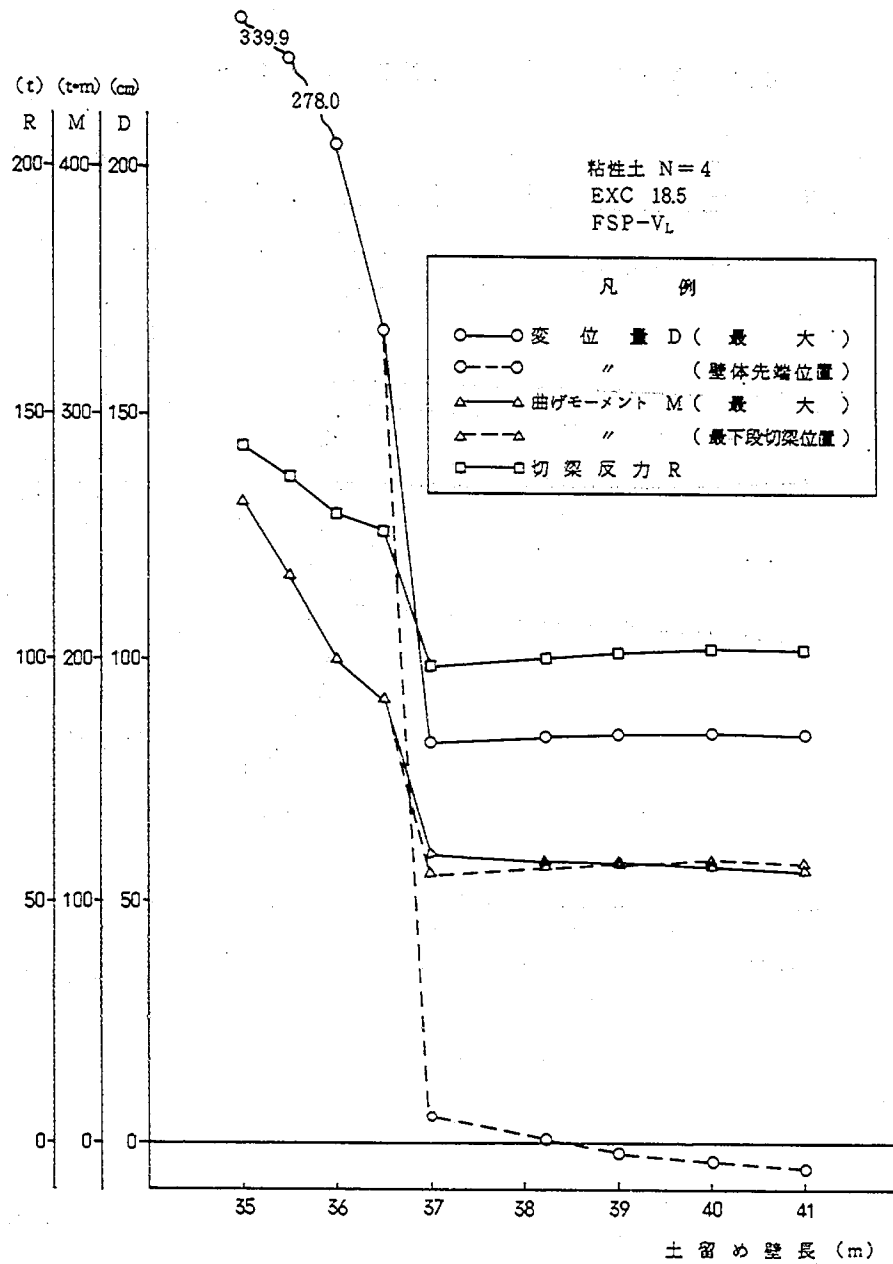


図- 3.13 各計算値に与える土留め壁長の影響

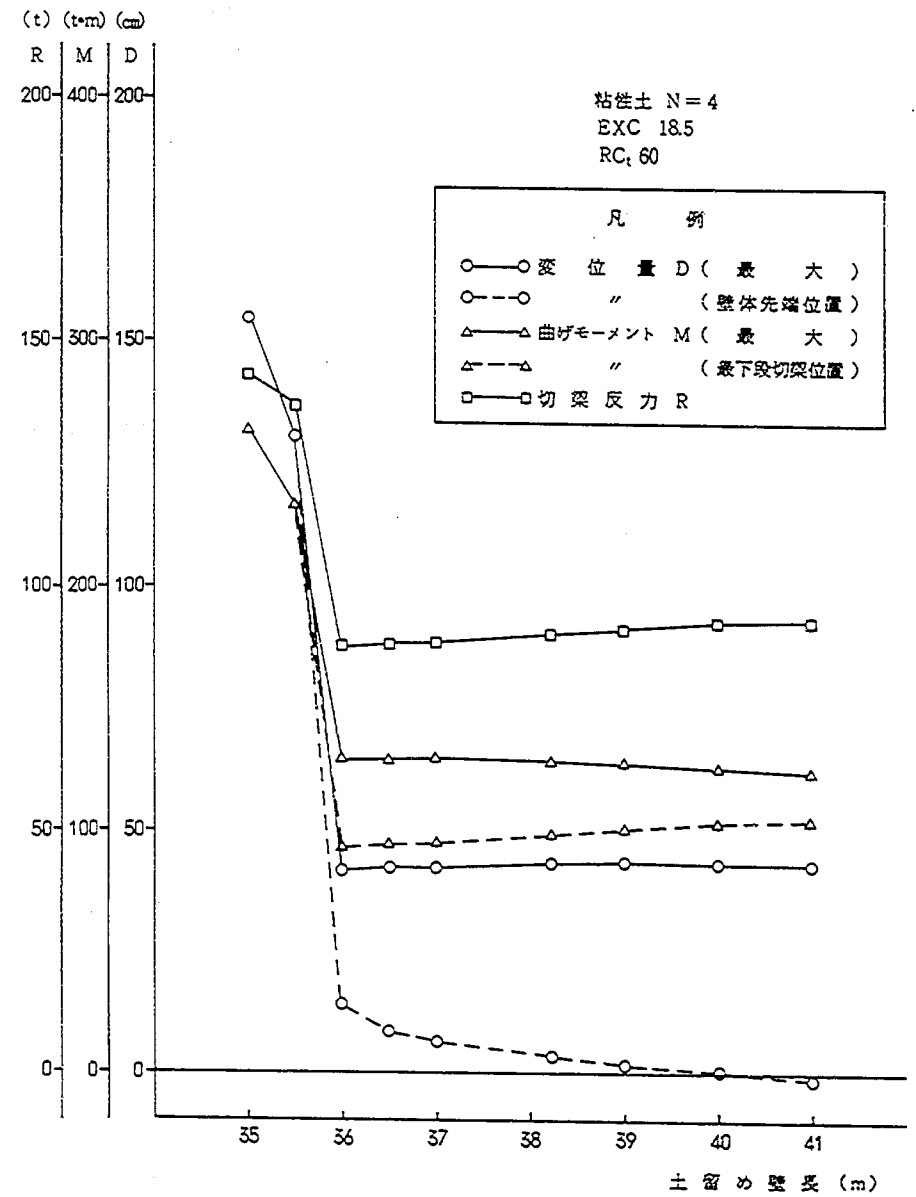


図- 3.14 各計算値に与える土留め壁長の影響

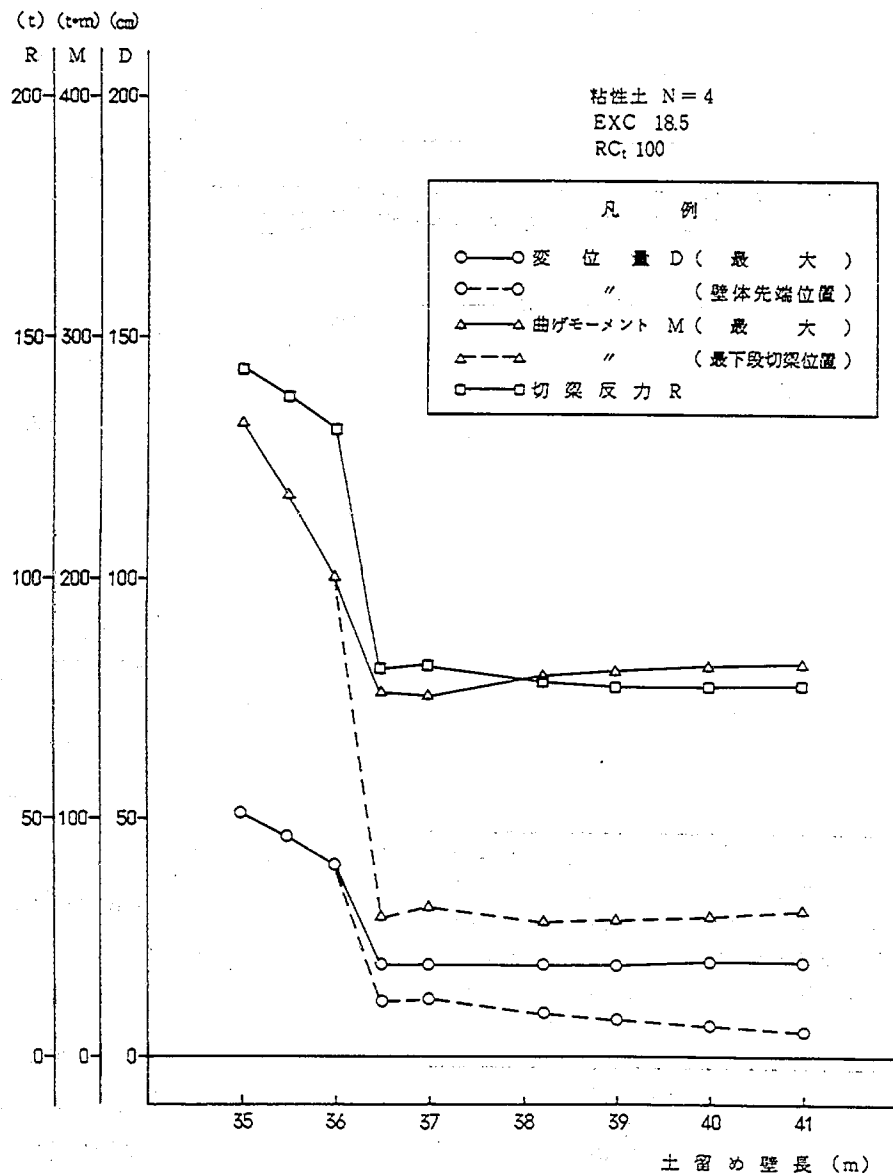


図 - 3.15 各計算値に与える土留め壁長の影響

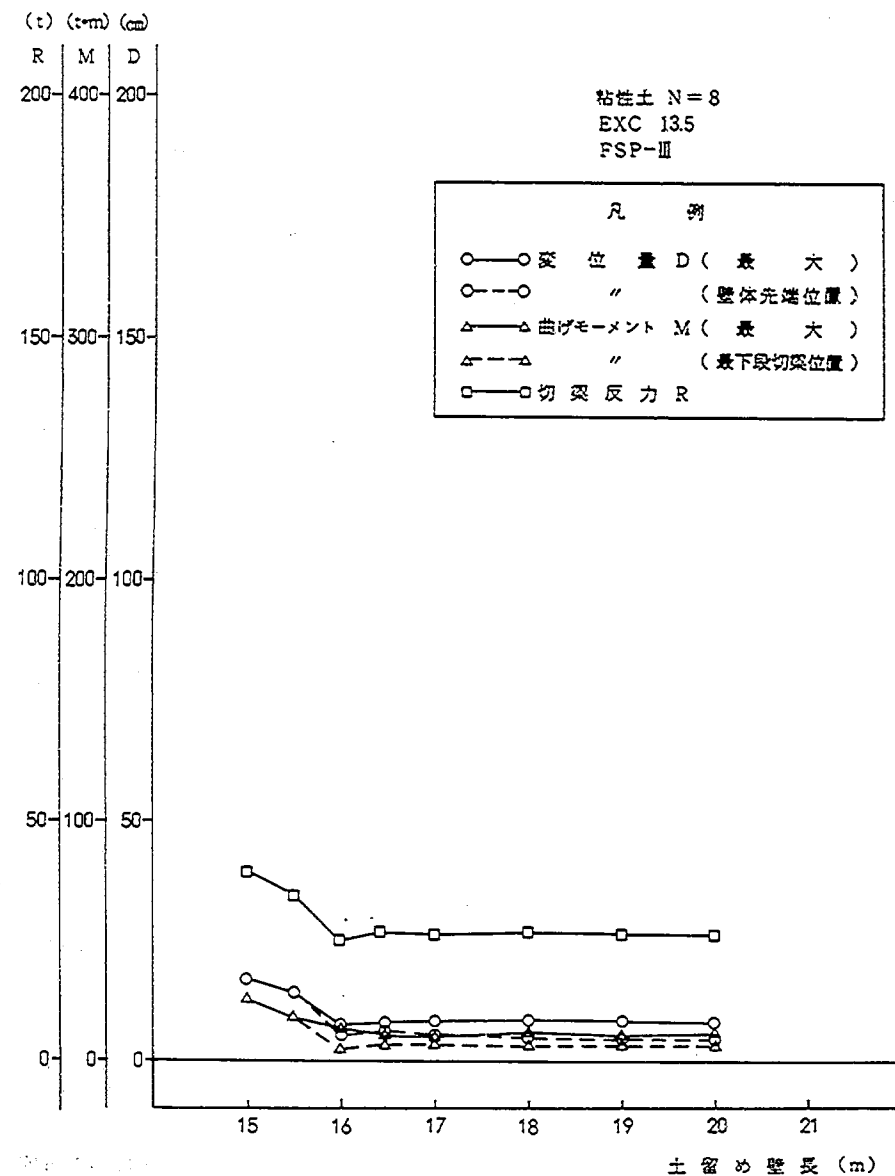


図 - 3.16 各計算値に与える土留め壁長の影響

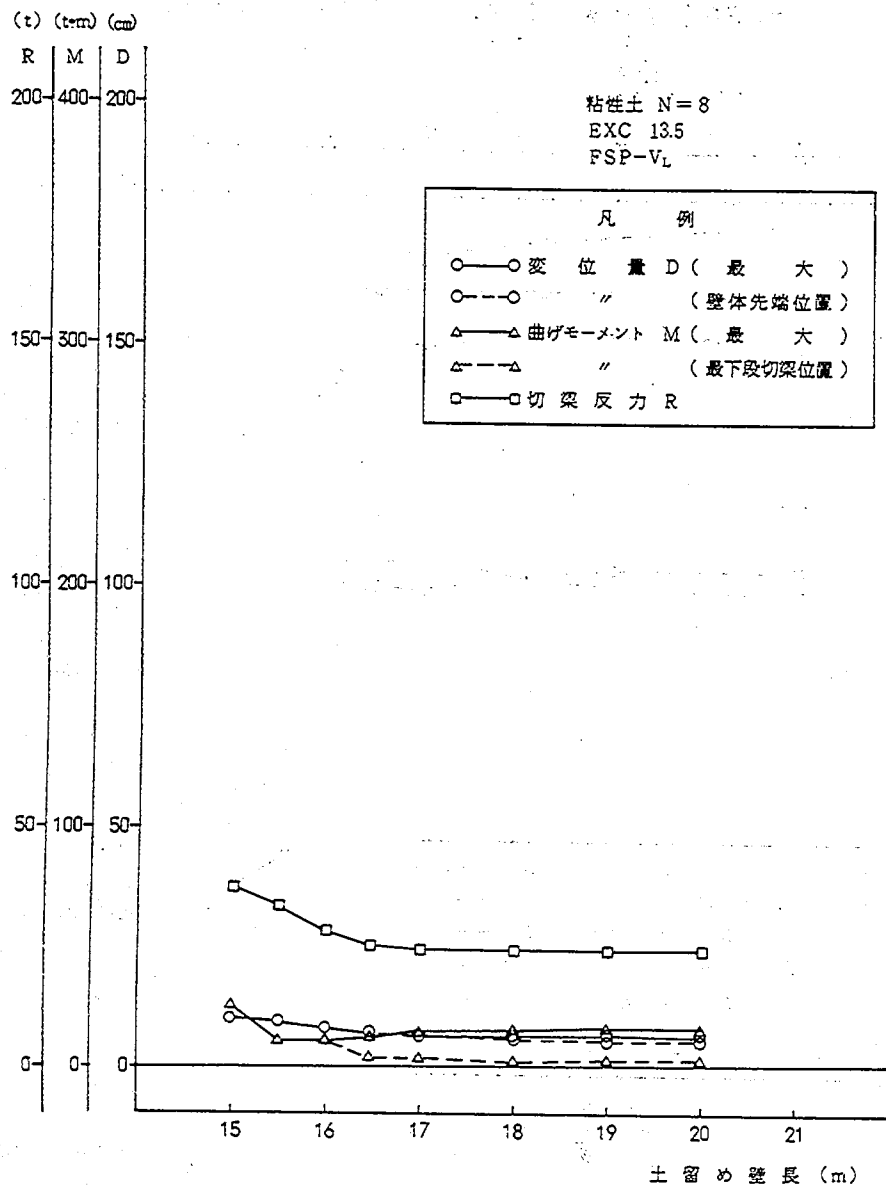


図 - 3.17 各計算値に与える土留め壁長の影響

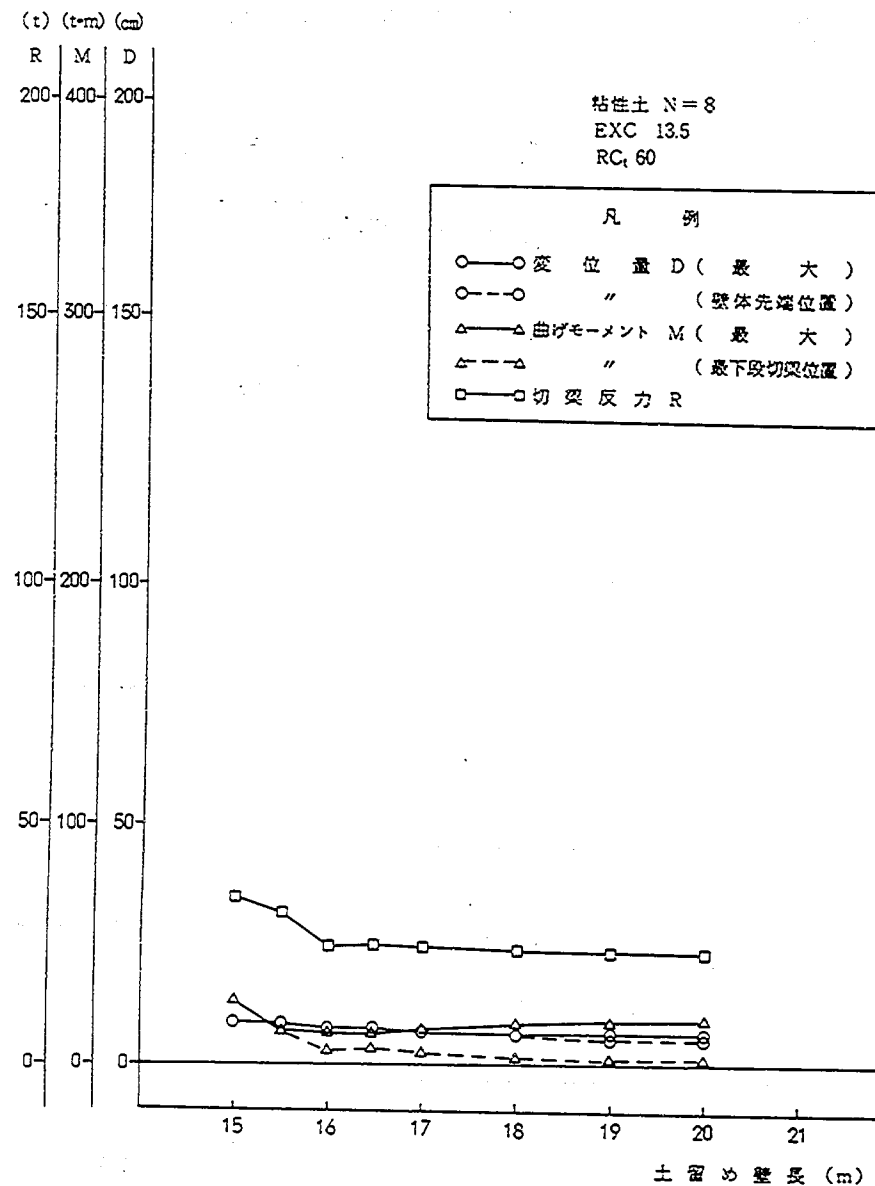


図 - 3.18 各計算値に与える土留め壁長の影響

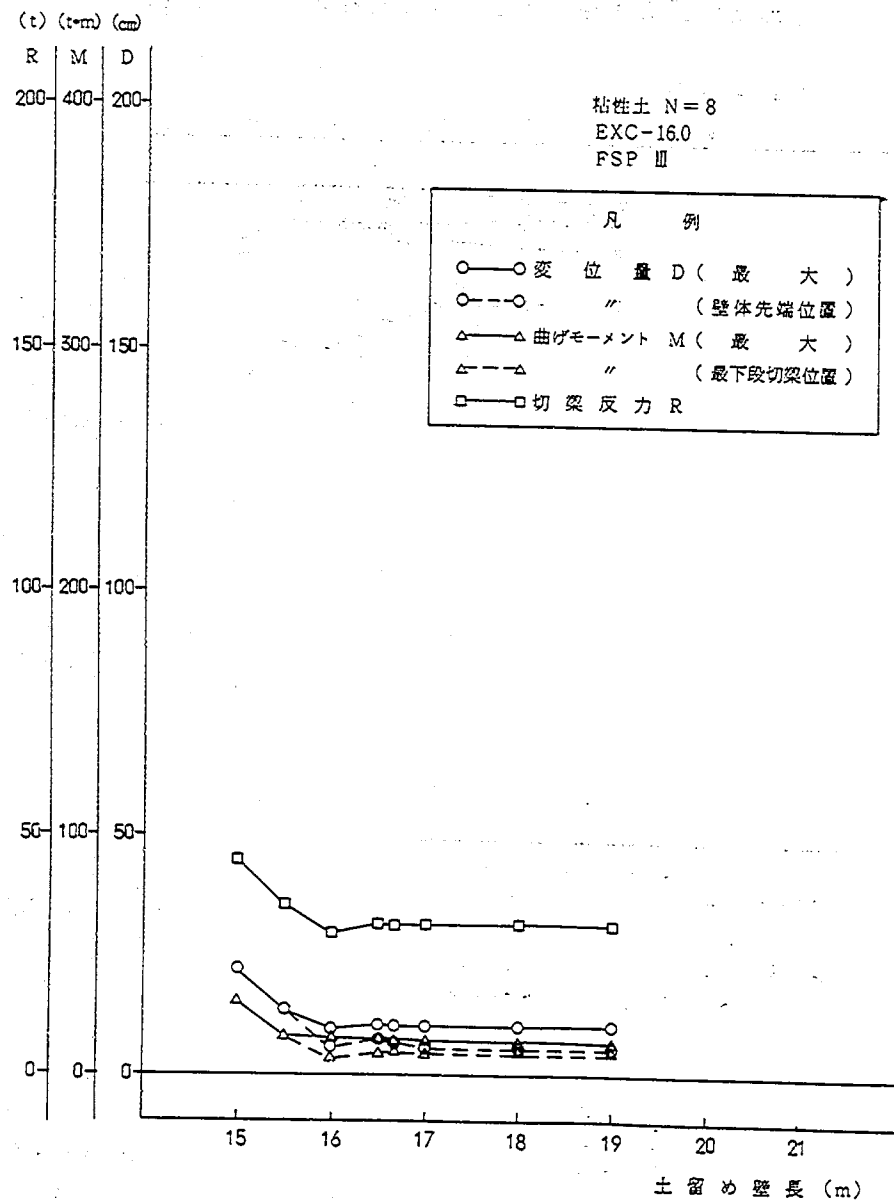


図-3.19 各計算値に与える土留め壁長の影響

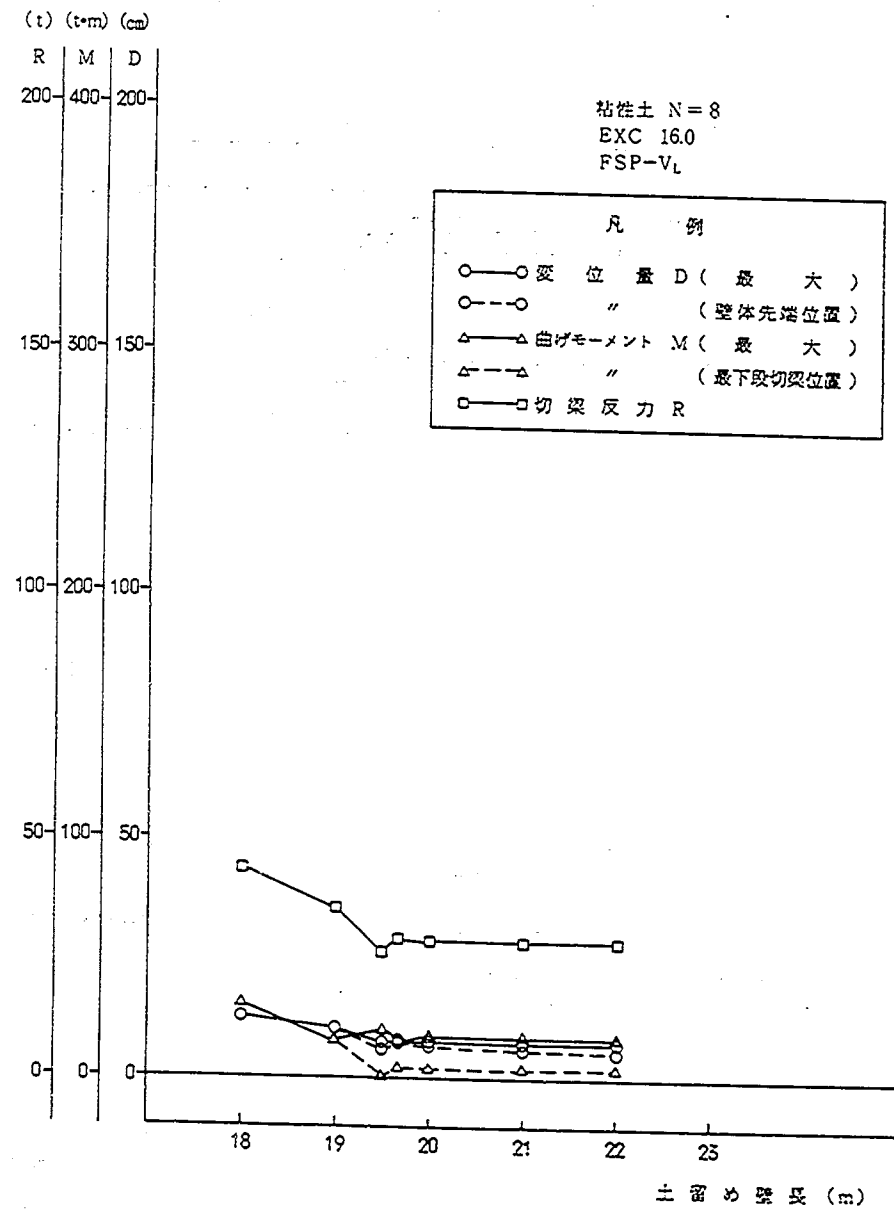


図-3.20 各計算値に与える土留め壁長の影響

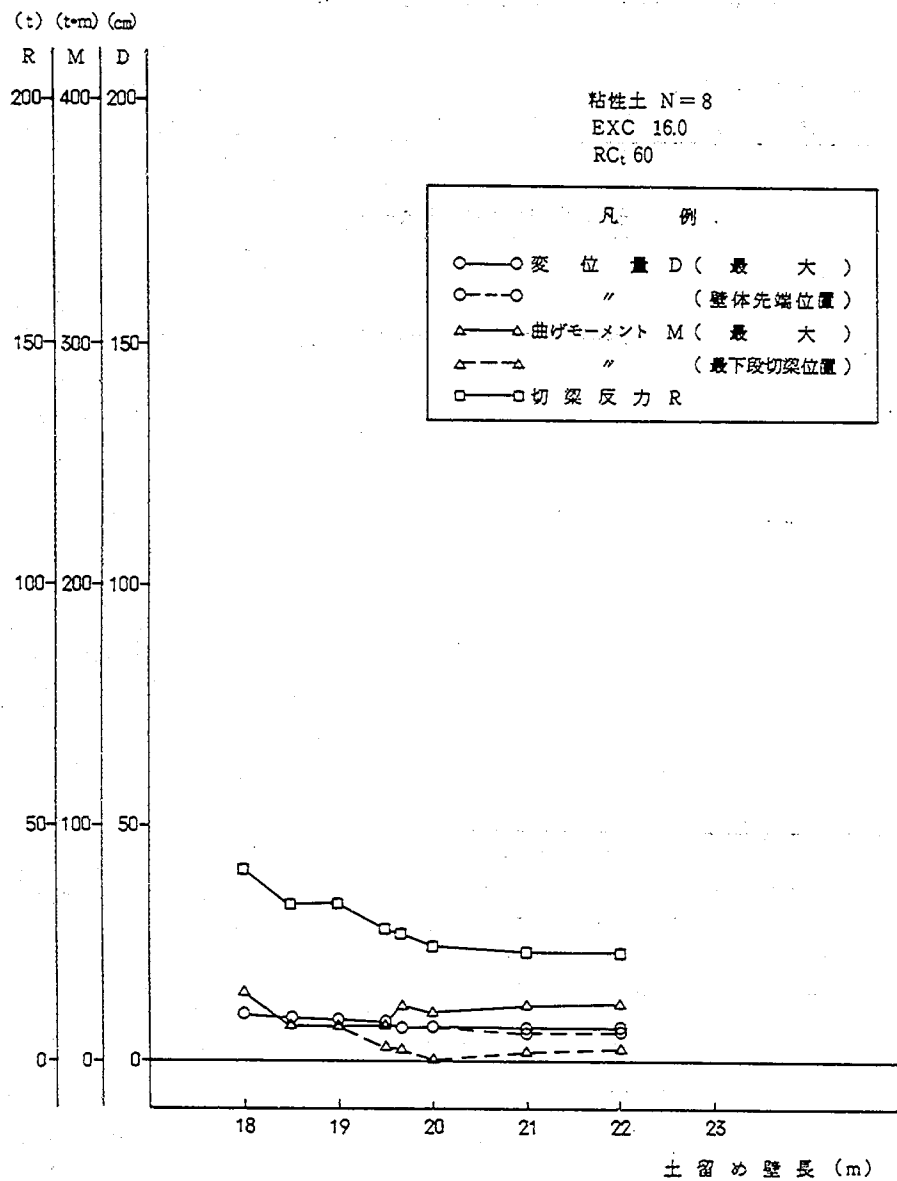


図 - 3.21 各計算値に与える土留め壁長の影響

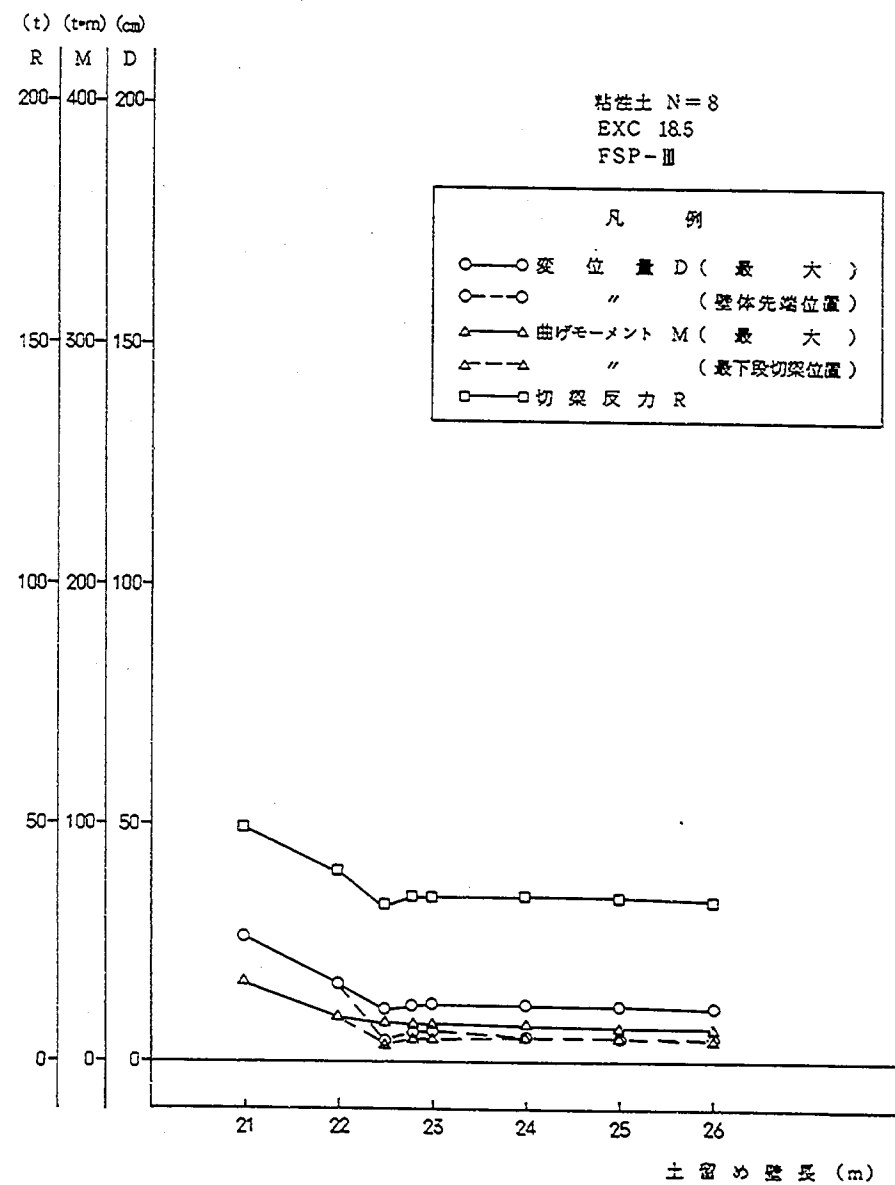


図 - 3.22 各計算値に与える土留め壁長の影響

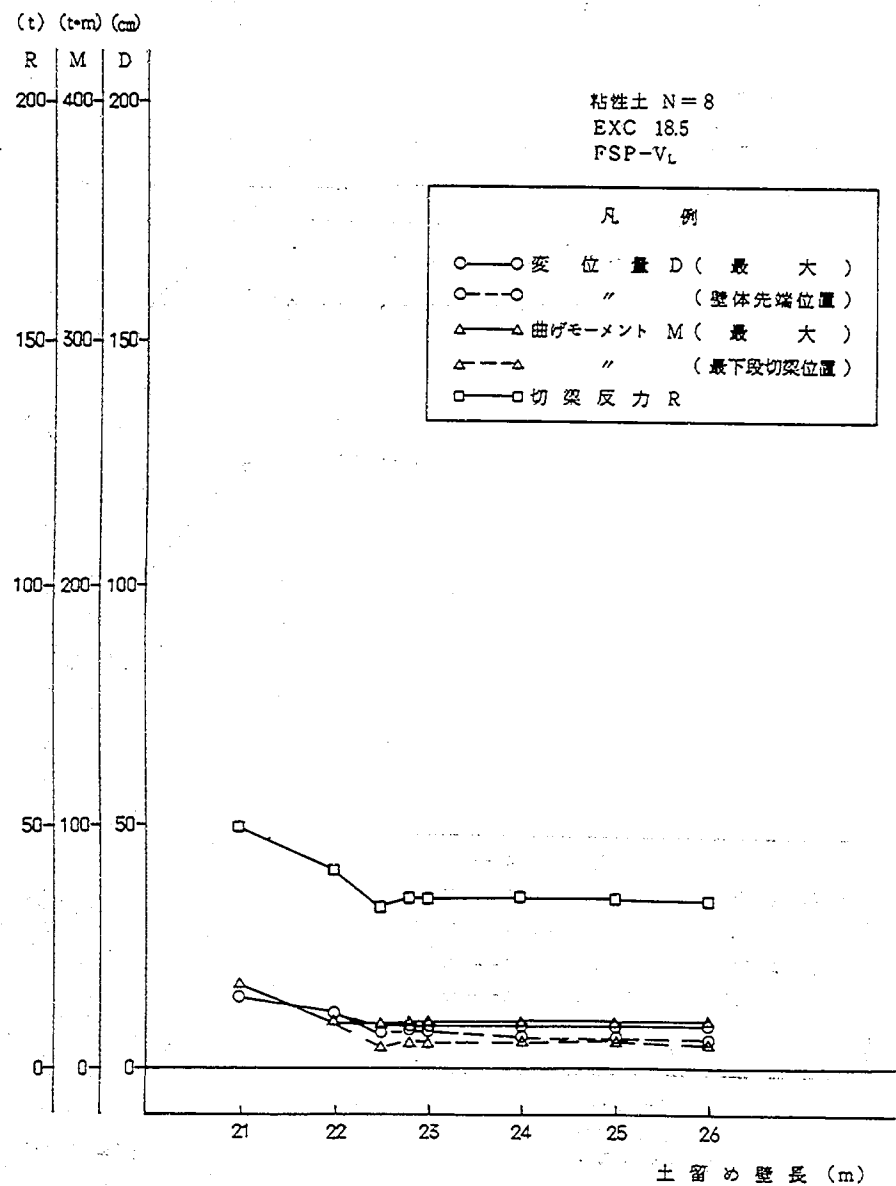


図-3.23 各計算値に与える土留め壁長の影響

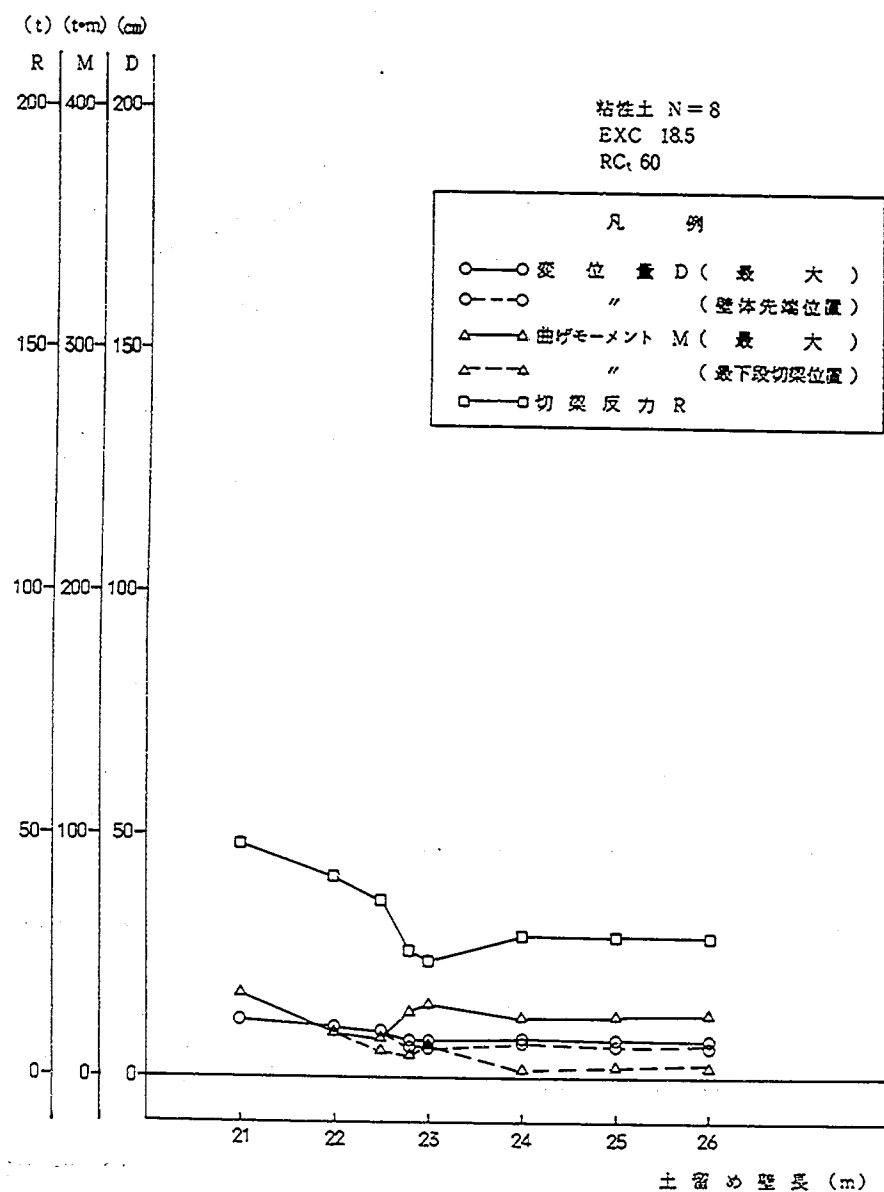


図-3.24 各計算値に与える土留め壁長の影響

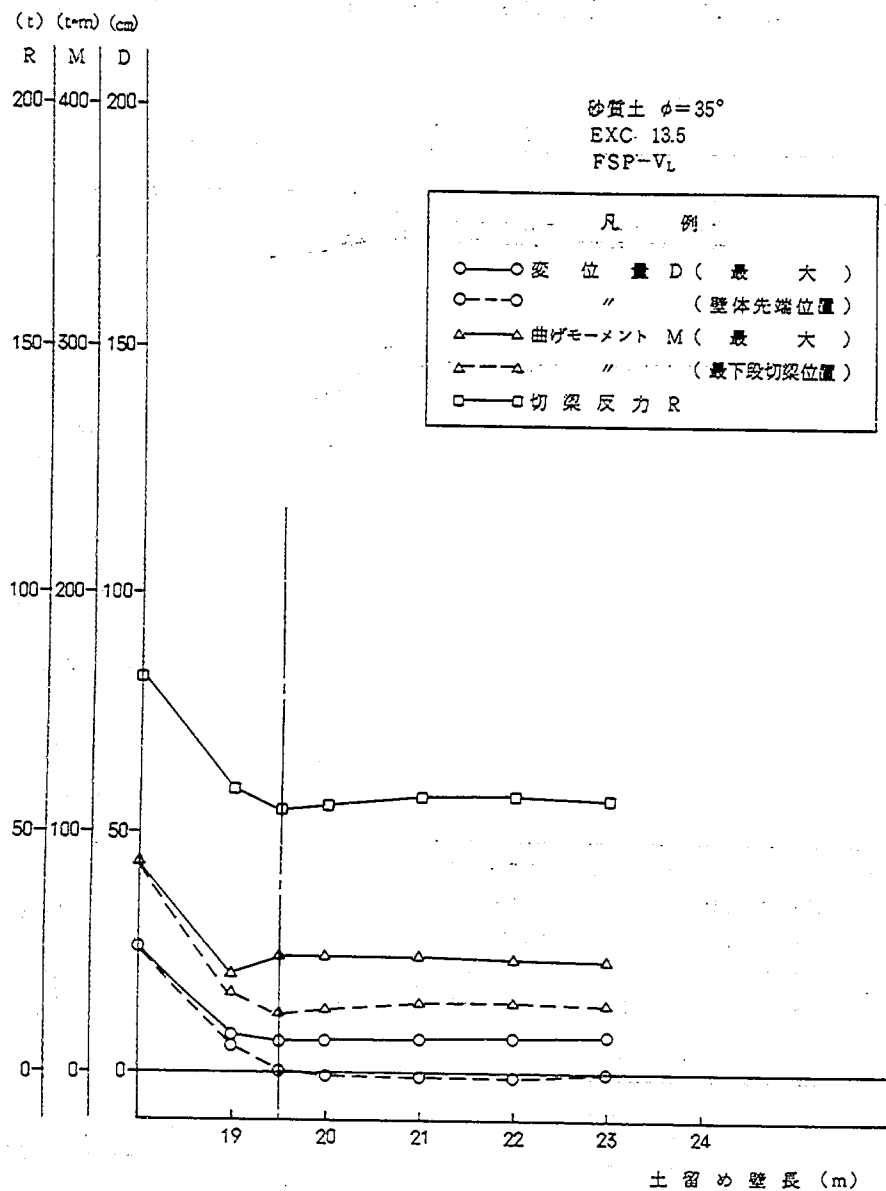


図-3.25 各計算値に与える土留め壁長の影響

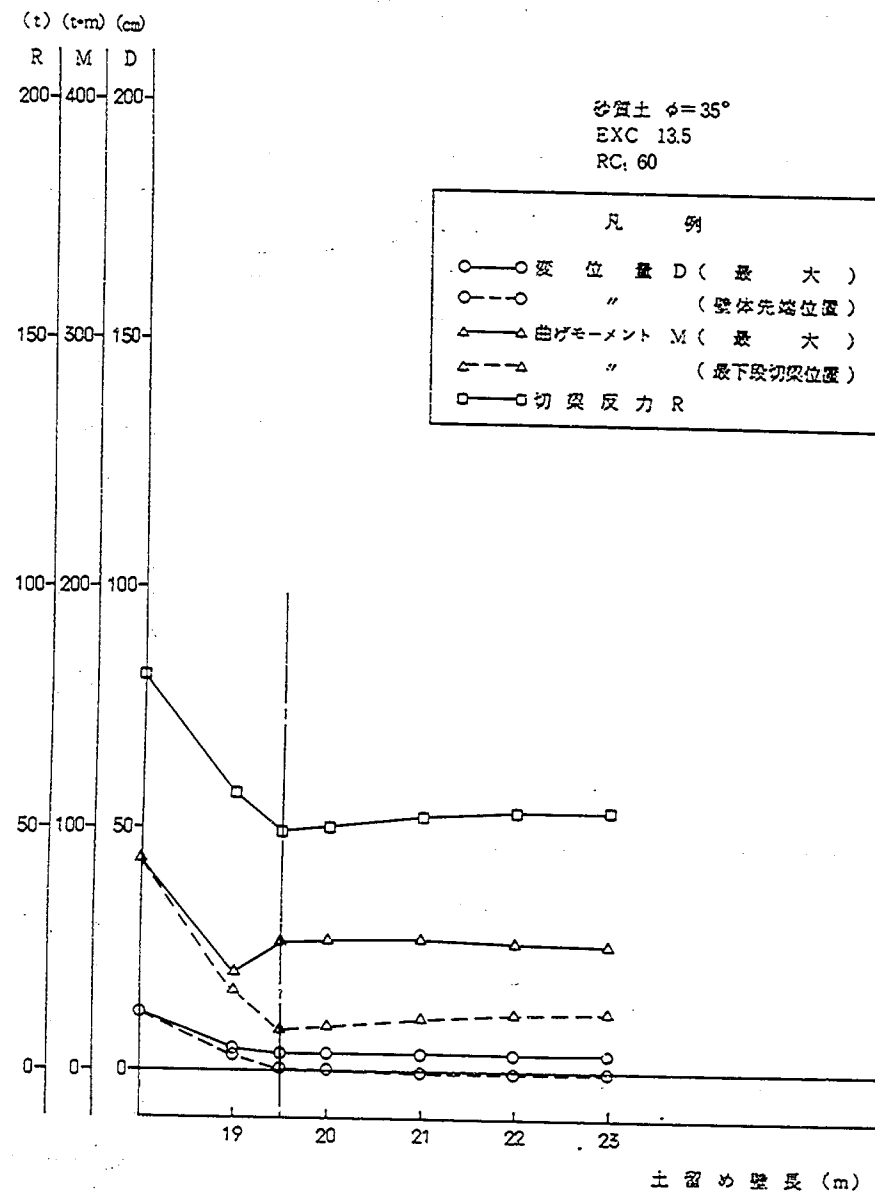


図-3.26 各計算値に与える土留め壁長の影響

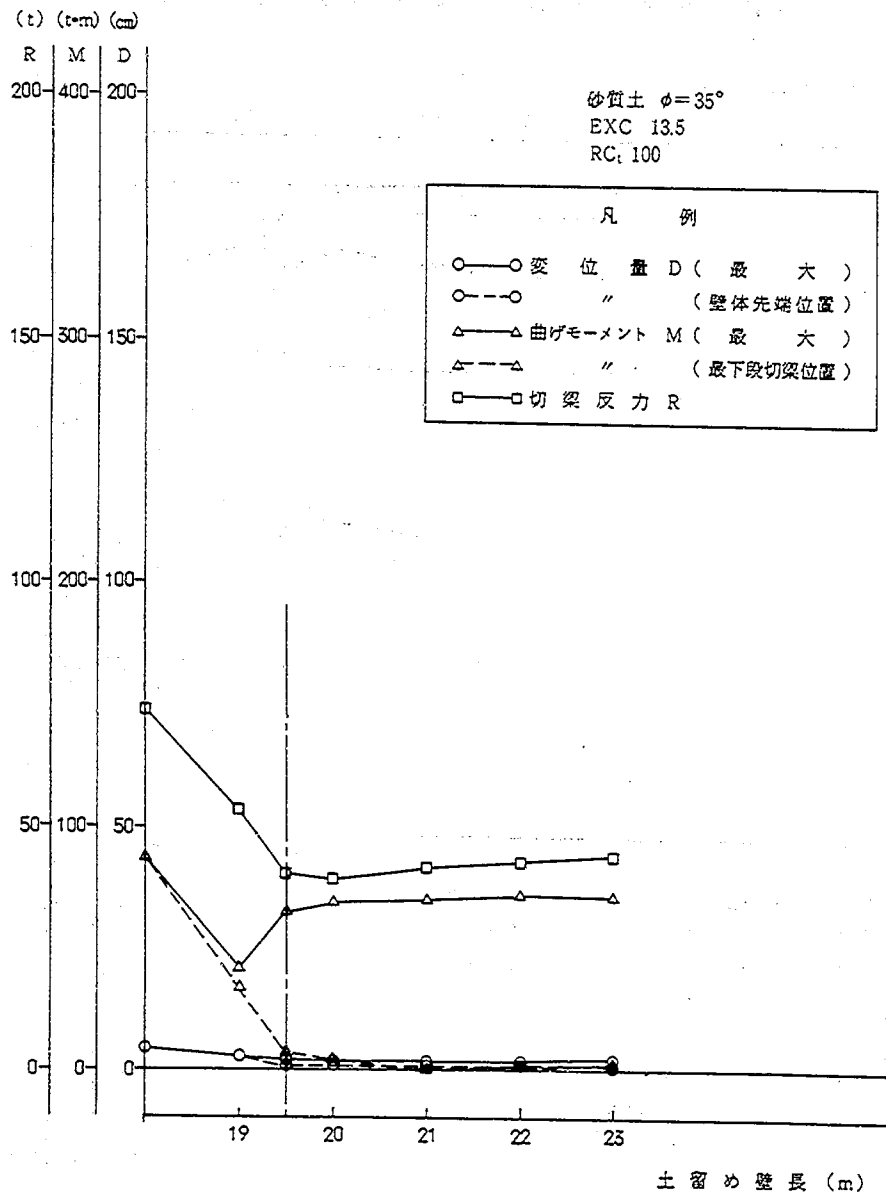


図 - 3.27 各計算値に与える土留め壁長の影響

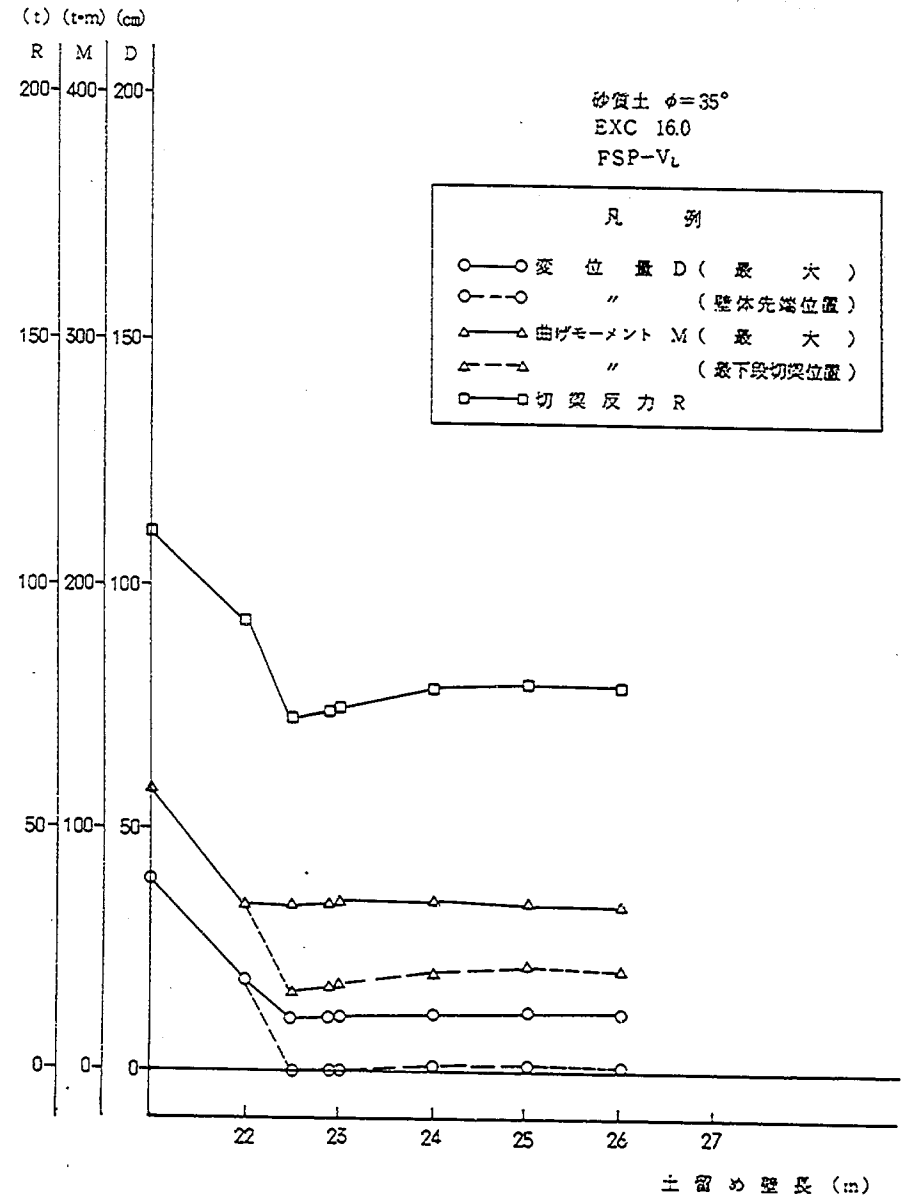


図 - 3.28 各計算値に与える土留め壁長の影響

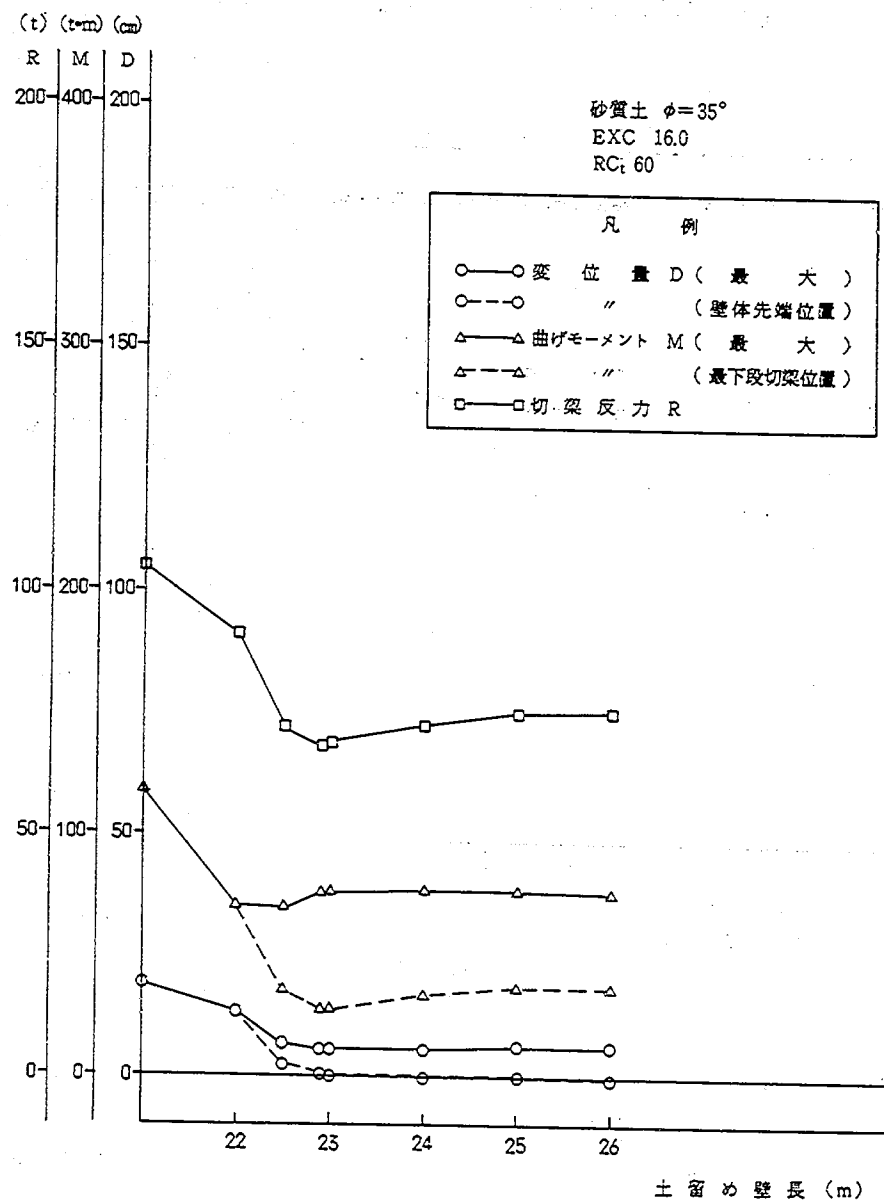


図 - 3.29 各計算値に与える土留め壁長の影響

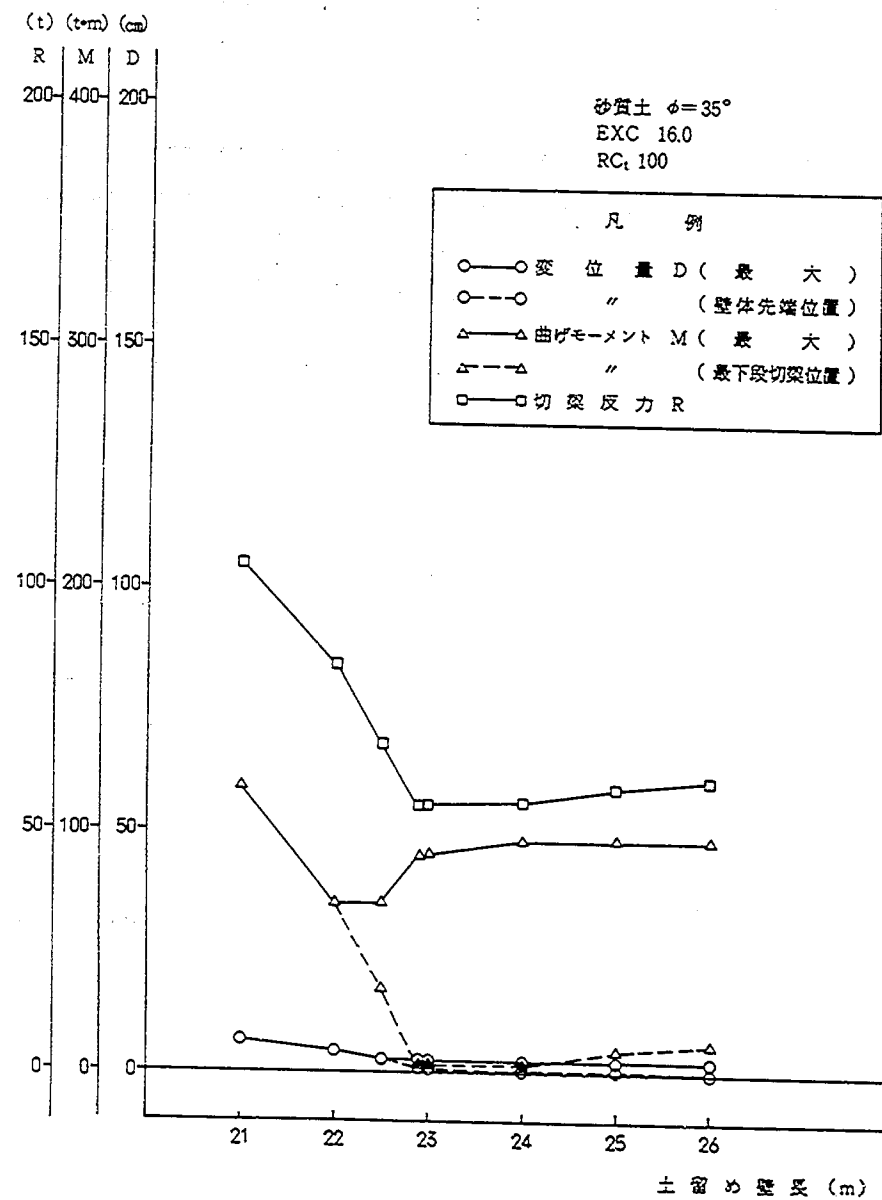


図 - 3.30 各計算値に与える土留め壁長の影響

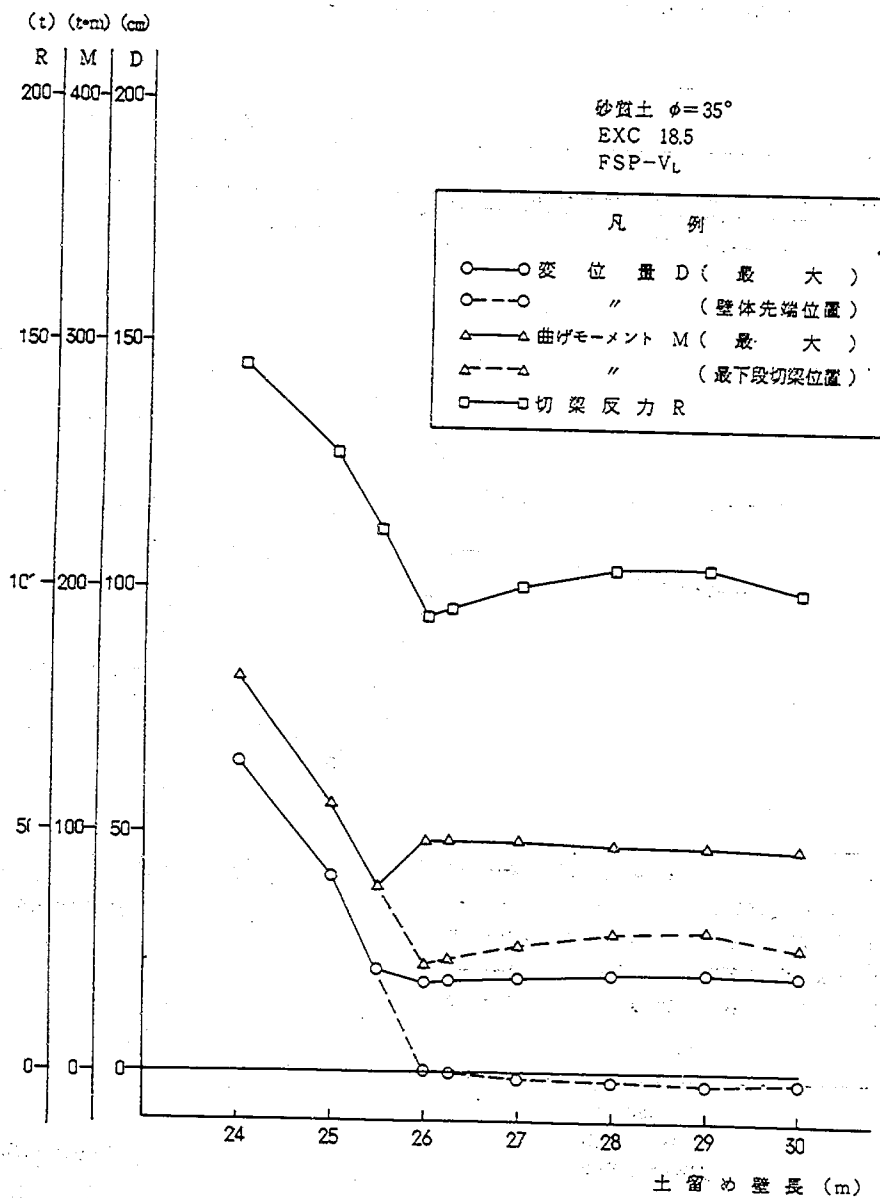


図-3.31 各計算値に与える土留め壁長の影響

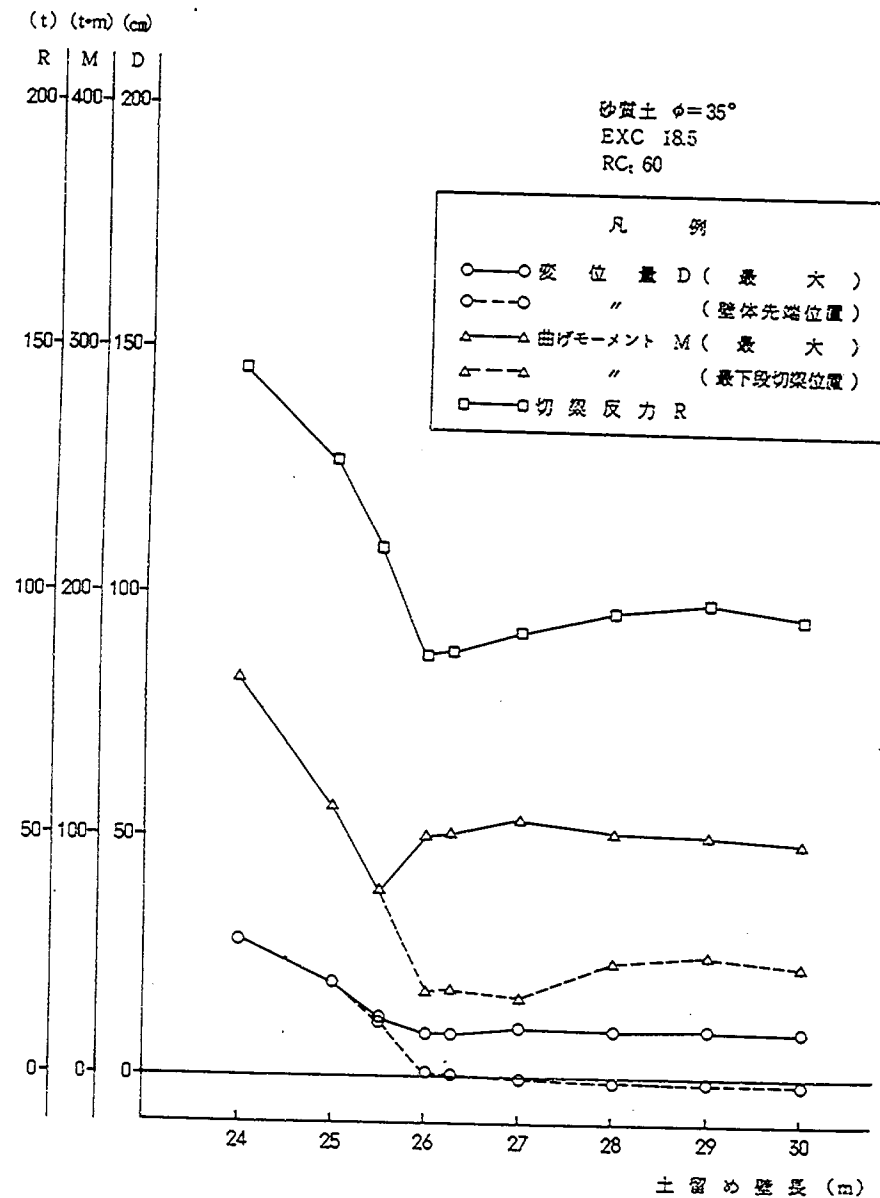


図-3.32 各計算値に与える土留め壁長の影響

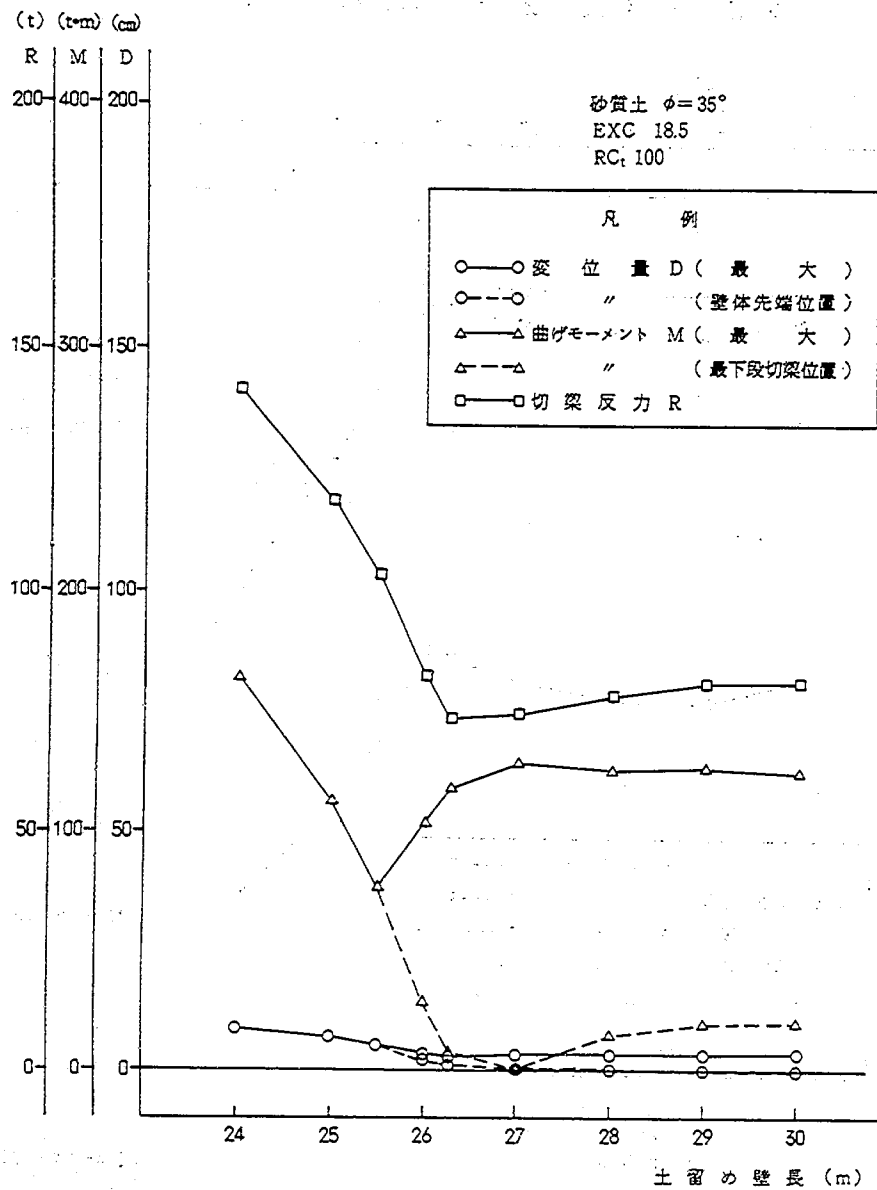


図 - 3.33 各計算値に与える土留め壁長の影響

3.1.3 壁体剛性が限界根入れ長に与える影響

表-3.2～表-3.10に示す破線は、それぞれの剛性において根入れ部に弾性領域が現れる境界を示している。ここで、本解析の限界根入れ長算出にあたっては、50 cmごとに壁体長を変化させて求めた。これらの表より判断する限りでは、土留め壁の剛性による影響は若干はみられるがその差は大きくても1 m程度であり、壁体剛性が限界根入れ長に与える影響はほとんどないことが判る。しかし、ここでいう限界根入れ長は弾性領域が根入れ部先端に現れ、相対的に応力度や変位が収束するときの根入れ長であるから、部材に発生している応力度や歪の程度とは無関係に決まってしまうため限界根入れ長のみから単純に安全度を比較することは合理的でない。また、図-3.34～図-3.42は各ケースの根入れ長に占める弾性領域の割合について壁体剛性別にプロットしたものであるが、これらの図を見れば剛性が高いほど根入れ長に占める弾性領域の割合が大きいことが判る。したがって、土留め壁の剛性は根入れ長の算出にあたって直接影響は与えないが、結果として限界根入れ長に占める弾性領域の割合に影響し、剛性が高いほうが壁体変形が小さく弾性領域の占める割合が大きくなり地盤反力度に余裕があることが予想される。

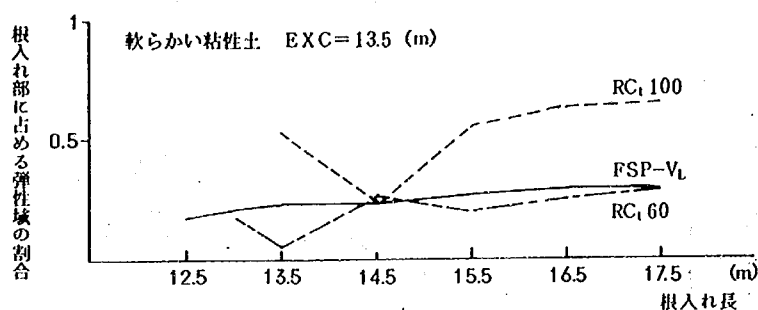


図-3.34 根入れ部に占め弾性域の割合

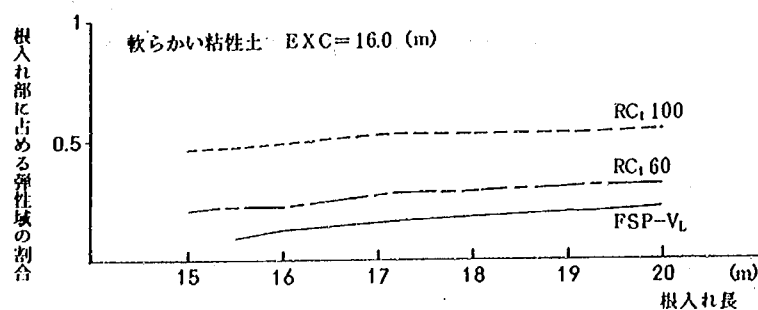


図-3.35 根入れ部に占め弾性域の割合

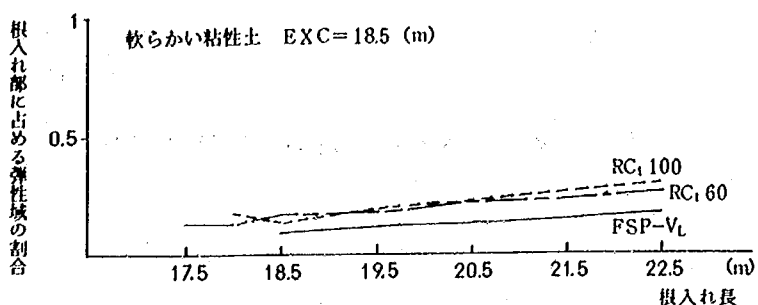


図-3.36 根入れ部に占め弾性域の割合

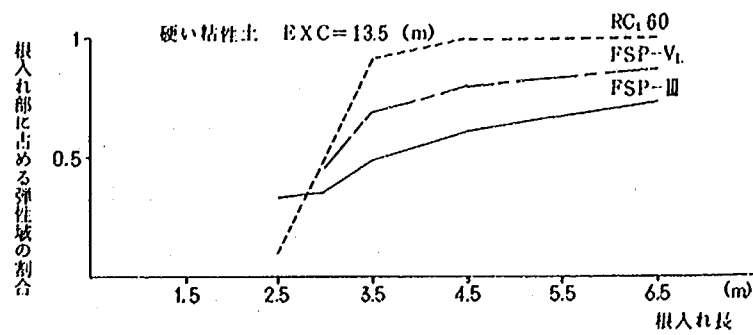


図 - 3.37 根入れ部に占め弾性域の割合

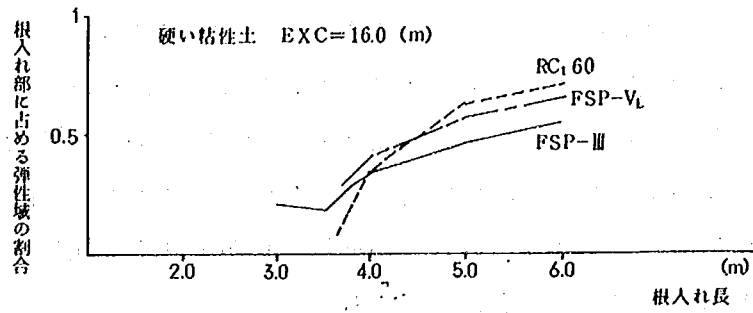


図 - 3.38 根入れ部に占め弾性域の割合

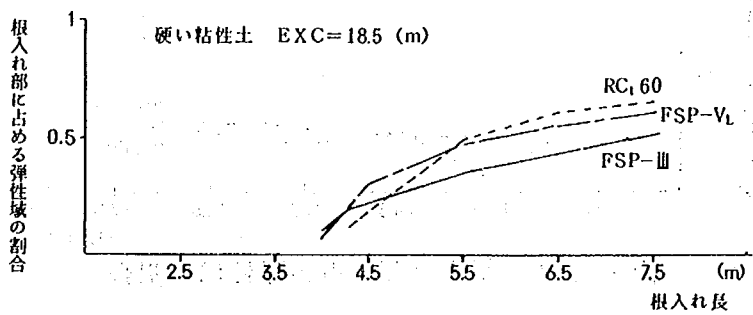


図 - 3.39 根入れ部に占め弾性域の割合

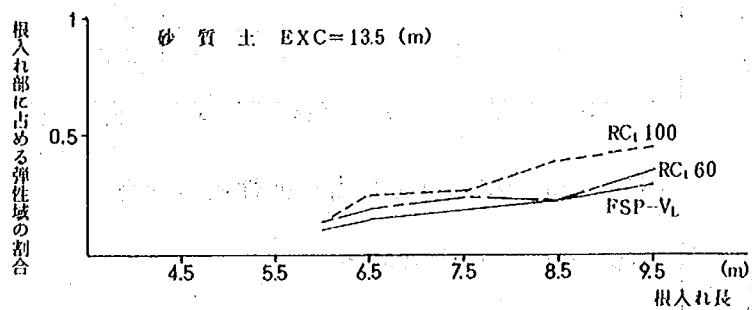
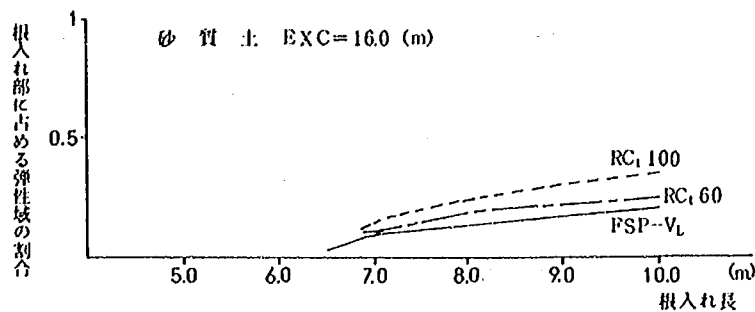
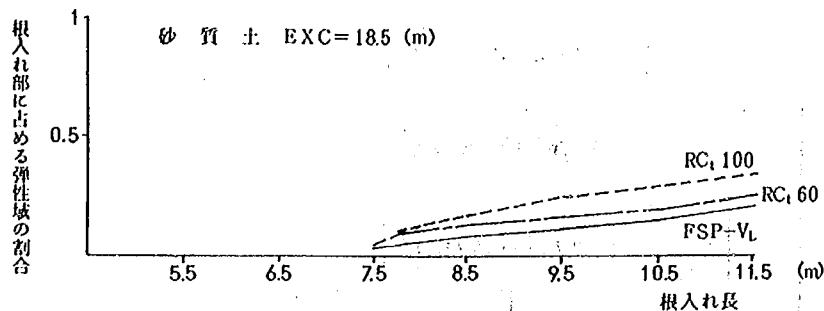


図 - 3.40 根入れ部に占め弾性域の割合



図－ 3.41 根入れ部に占め弾性域の割合



図－ 3.42 根入れ部に占め弾性域の割合

3.2 極限平衡法と弾塑性法による根入れ長の比較

表－ 3.2 ～表－ 3.10 の網掛けにより示した根入れ長は極限平衡法によるつり合い深さの値である。今回実施したケースについてこれらの値と限界根入れ長とを比較すると全てのケースについてつり合い深さが限界根入れ長より大きくなっており、つり合い深さの方が安全側の値を示していることが判る。また、ここで両者の差に着目すると、軟らかい粘性土で 1.2 ～ 2 m、硬い粘性土で 0 ～ 0.5 m、砂質土で 0 ～ 0.5 m 程度となっており、特に砂質土については両者の値が非常に近くなっていることが判る。これらの結果より、掘削する地盤が軟弱なほどその差は大きく、良質な地盤になるほど、両者は近づく傾向があることが判る。

3.3 設計根入れ長の決定方法

これまでの結果より、極限平衡法によるつり合い深さと限界根入れ長とでは若干、限界根入れ長の方が短くなることが判った。ここで、これらのことを考慮に入れて根入れ長決定のフローを示すと図－ 3.43 のようになる。このフローによれば、根入れ長決定と同時に仮設構造物の設計もできてしまうことになり非常に合理的である。しかしながら図に示すループは複雑であると同時に、ヒービングやボイリング等から根入れが決定される場合にはその都度計算を行う必要がある。したがって、根入れ長の算定にあたっては、極限平衡法によるつり合い深さおよびヒービングやボイリングから決まる根入れにより、必要根入れ長を推定し、根入れ部に弾性領域が存在することを確認し、根入れ長を決定するフローが実用的である。図－ 3.44 にそのフローを示す。

ただし、ケース的には非常に少ないと考えられるが設定した根入れ長において弾性領域が存在しない場合には、多少手間でも安全のため、限界根入れ長を求めて、少なくともこれ以上の根入れ長を設定して再度計算する必要がある。

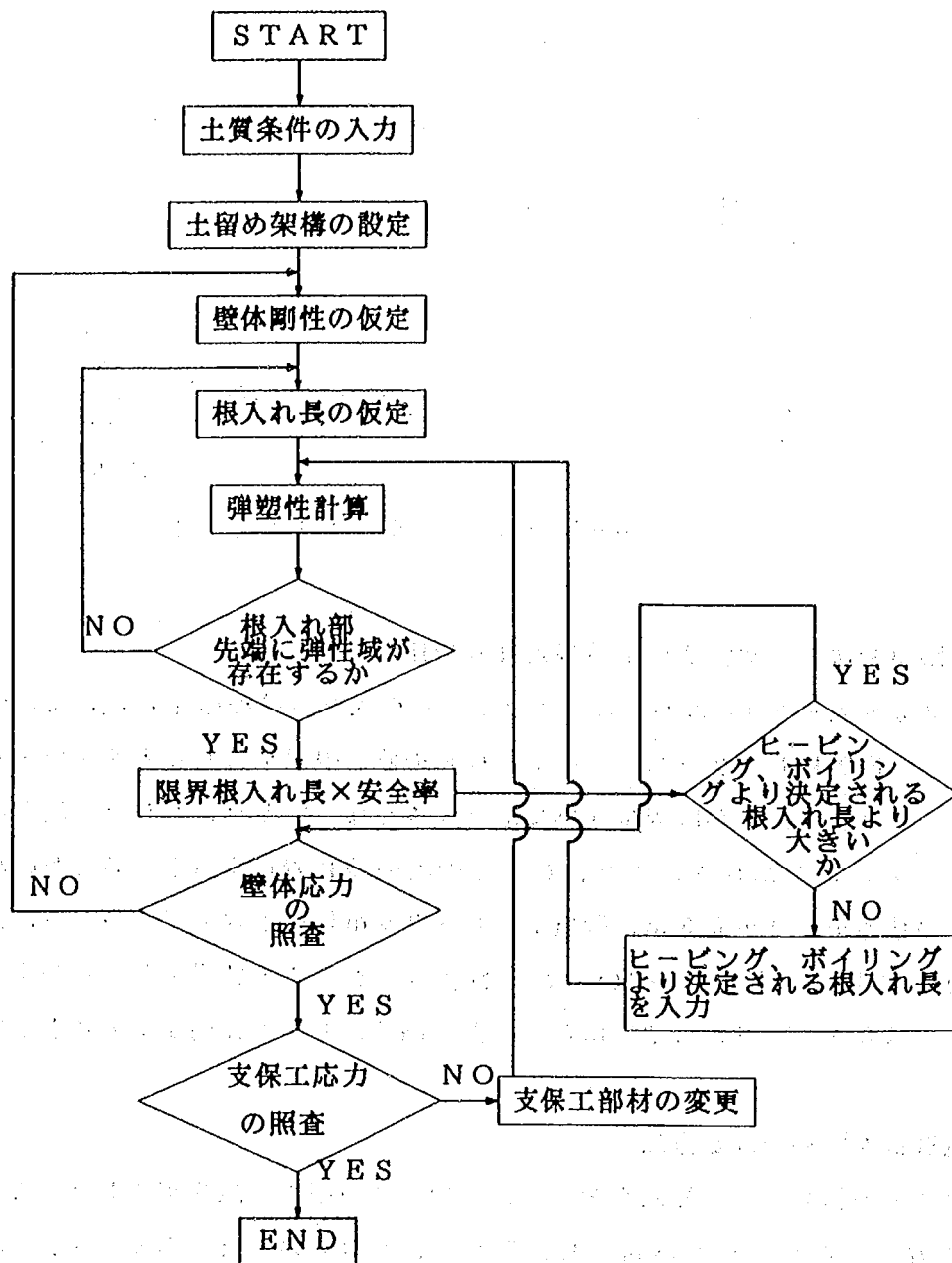
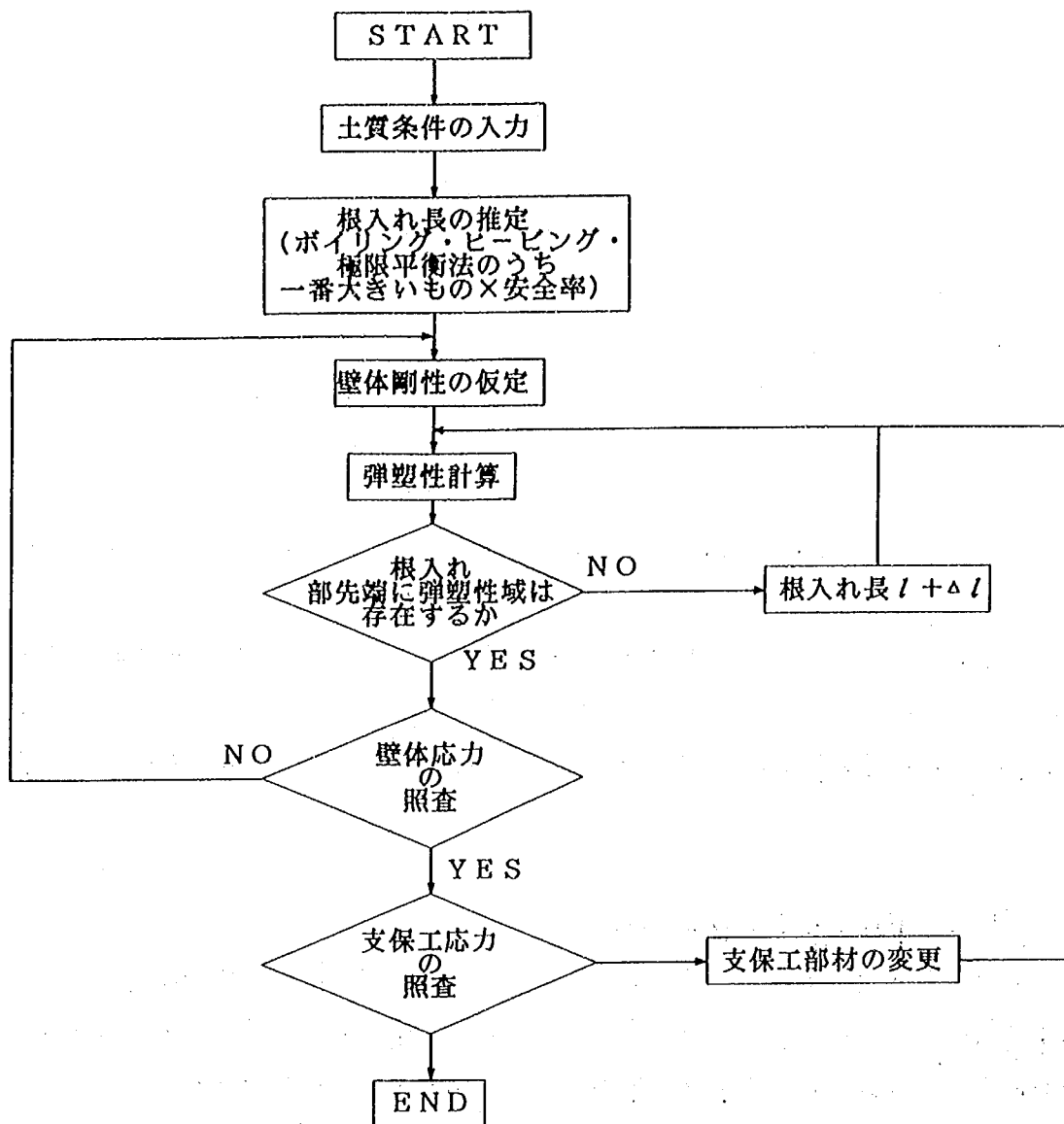


図-3.43 根入れ長決定のフロー



図－ 3.44 簡略化した根入れ長決定のフロー

4. プレロードを考慮した土留め壁の解析

近年深い掘削における仮設工事では、周辺地盤の沈下や近隣構造物への影響を極力小さくすることおよび施工時の安全性の確保を目的として、切梁にプレストレスを導入するプレロード工法を採用する現場や、土留め工内部の作業空間を確保することによる作業能率の向上を兼ねてアースアンカー工法を採用する事例が増加してきている。これらの工法は、掘削に伴い土留め壁が掘削面側へ変位するのを抑制するために、予め壁を背面側へ押し戻す工程を加えた工法であり、適切なプレローディングを行えば、土留め架構全体を安定させ土留め壁に生じる応力や変位を低減することができる。

土留め壁にプレロードを作用させた場合、壁の剛性と地盤の強度に応じて壁が変位し土圧の変化が生ずる。この現象を捉えるためには壁の変位と土圧の変化を考慮し、土留め壁全長にわたって背面側地盤の土圧の変化も組入れた構造モデルとした解析を行うことが望ましい。

ここでは従来の土留め壁の弾塑性解析手法¹⁾にプレロードの効果を取入れることを目的として、背面側にも地盤バネを考慮するとともに、土圧には下限値（主働土圧）および上限値（受働土圧）を設定し地盤を弾塑性体とモデル化した解析プログラムを作成したので報告するものである。

4.1 プレロードによる土留め壁の変形

通常の切梁式の土留め工では、掘削によって壁体前面の抵抗土圧が除去されることにより、壁体は前面側へ変位する。この変位に応じて背面土圧は徐々に減少して主働土圧へと移行する。前面側の土圧は掘削による変位の増加に伴って受働土圧へと移行する。

一方プレロードを伴う土留め工では、掘削時に壁体は前面側へと変位するが、プレローディング時にはその荷重によって背面側へ押し戻される。その結果、変位に応じて背面側の土圧は増加し、前面側の土圧は減少する傾向にある。以後、掘削によって壁体は前面側へ変位し、プレローディングによって背面側へ変位するという挙動を繰返し、土圧もその都度変化する。図-4.1に壁体の挙動と土圧の変化の概念図を示す。

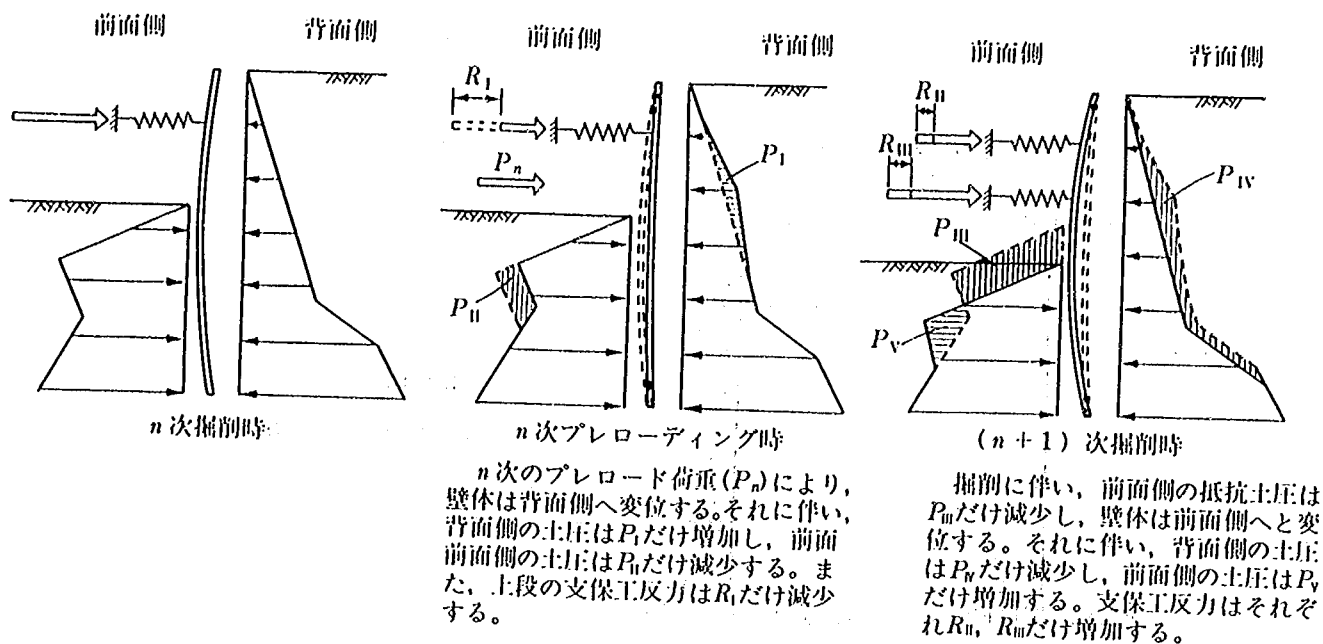


図 - 4.1 壁体の挙動と土圧の変化

4.2 プレロードを考慮した解析手法

従来、プレロード工法やアースアンカー工法を用いた土留め壁の挙動を解析するためには、便宜的に図 - 4.2 に示すようにプレロードをかけない通常の掘削状態での弾塑性計算結果とプレロード荷重を弾性床に作用する集中荷重と見做して計算した結果とを重ね合わせる方法²⁾がとられている。しかしながら、地盤の力学的非線形性から土留め壁の挙動は単にこれらの重ね合わせとして表わすことはできず、また、壁体の変位に伴う初期プレロード荷重の変化も厳密にはモデル化されていない。

プレロードの効果を正當に評価するためには、プレロードによる影響と掘削による影響とを一連の解析の中で相互に関係付けられるものでなければならない。

ここに示す解析手法は、弾塑性法を基本的な考え方とするが、背面側にも地盤によるバネ³⁾を設けてプレロードの効果を考慮できるようにし、地盤の反力土圧～変位の履歴径路⁴⁾を定めて変位に応じた土圧を壁体の前面・背面に渡って設定できるようにしたものである。

4.2.1 解析モデル⁵⁾

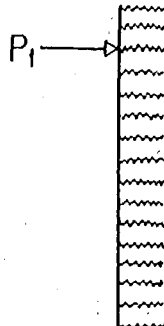
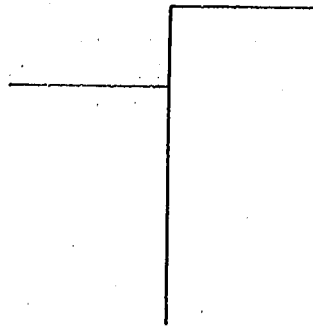
解析モデルは、図 - 4.3 に示すような地盤や支保工を弾塑性支承とみなし、各節点で支持された梁部材に土圧による荷重が作用する連続構造モデルとして設定した。地盤の連続性を考える時、地盤の剛性を分布バネとして評価するのが一般的であるが本解析では図 - 4.4 に示すように地盤の反力土圧～変位を履歴で追うことを考えた。分布バネのままでは履歴を捉えることができないため、地盤の要素を点として捉え、地盤の剛性を集中バネとして評価する。ただし、地盤の連続性を保つため集中バネを分布バネと同等の精度の解が得られるよう十分に分割するものとする。また、地盤バネは前背面とも受働土圧および主働土圧を上下限とした塑性域を考え、この間をバネとした完全弾塑性の特性を有するものとする。なお図 -

解析構造モデル

解析手順

弾塑性解析

弾性床上梁

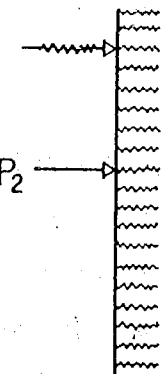
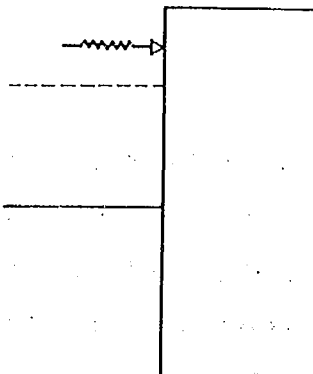


① 1次掘削時

② 1次プレロード時

1次掘削時 ①

1次プレロード時 ①+②

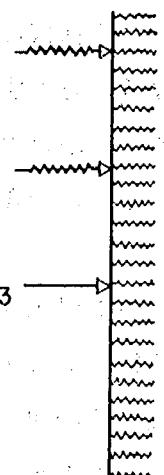
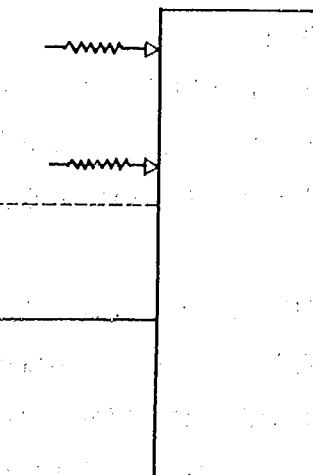


③ 2次掘削時

④ 2次プレロード時

2次掘削時 ②+③

2次プレロード時 ②+③+④



⑤ 3次掘削時

⑥ 3次プレロード時

3次掘削時 ②+④+⑤

3次プレロード時 ②+④+⑤+⑥

図-4.2 従来簡便的に用いられた解析手法

4.3の受働塑性、主働塑性とは地盤反力が各極限土圧に達し塑性域にあることを示すものとする。

構造計算は、節点-梁系の1次元モデルに対して伝達マトリックス法を適用している。

4.2.2 解析上の仮定

構造系の仮定

- ① 土留め壁は弾塑性支承に支持された有限長の梁とし、上下端の境界条件は自由、ピン、固定の内より選択する。2種のパネを有する節点では、パネの剛性を加算する。

- ② 前面および背面の地盤パネは、地盤反力が下限（主働土圧）、上限（受働土圧）に達したら各極限土圧が作用するものとし、パネ剛性を0とする（図-4.4参照）。

- ③ 支保工パネ反力の変位原点（反力が0となる点）を図-4.5に示すようにプレローディング前の先行変位

δ_x からプレロードによる壁体変位 δ_w および支保工

自身の弾性変位量 δ_s を差し引くことにより求め、以後この点からの変位量により支保工の反力計算を行う。なお、節点の変位量がこの変位量 δ_o より小さくなったとき支保工のパネ剛性を0とする。

- ④ 掘削に伴う前面地盤の弾塑性域の遷移については、掘削後の上限土圧を超える節点に限り、図-4.6に示すように変位を一定に保ち掘削後の地盤の履歴経路に従うものとする。

荷重系の仮定

- ① 掘削開始前の静止土圧を初期土圧として計算を開始するものとする。
- ② 1次プレロード以降は、前段階に変位量から求めた前面および背面の土圧、そして支保工反力を荷重として計算する。さらに次段階のプレローディング時には、プレロード荷重が加算される。

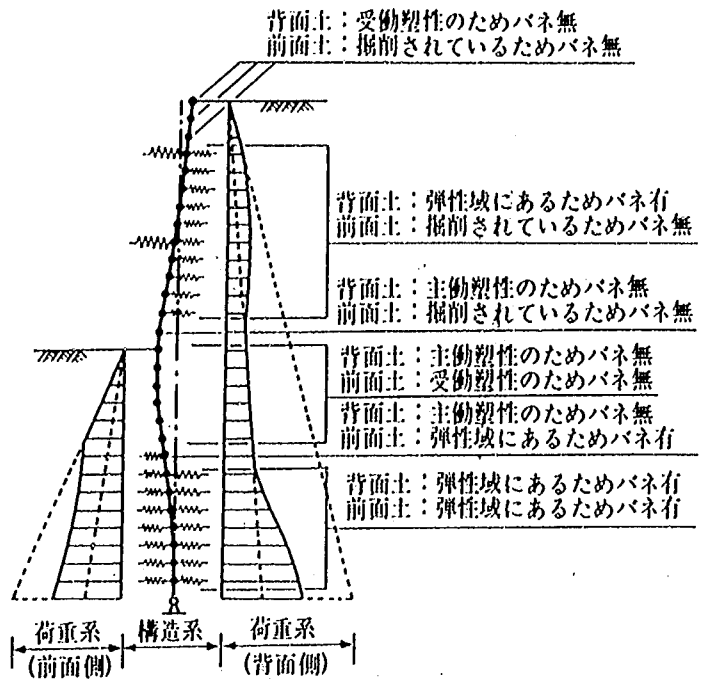


図-4.3 解析モデル

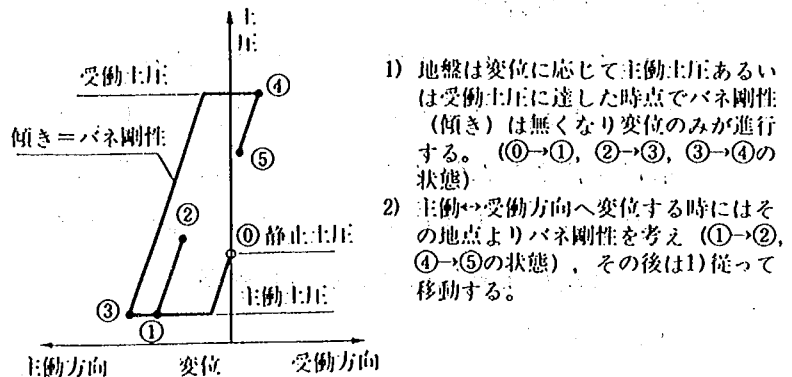


図-4.4 ある節点における地盤の履歴経路

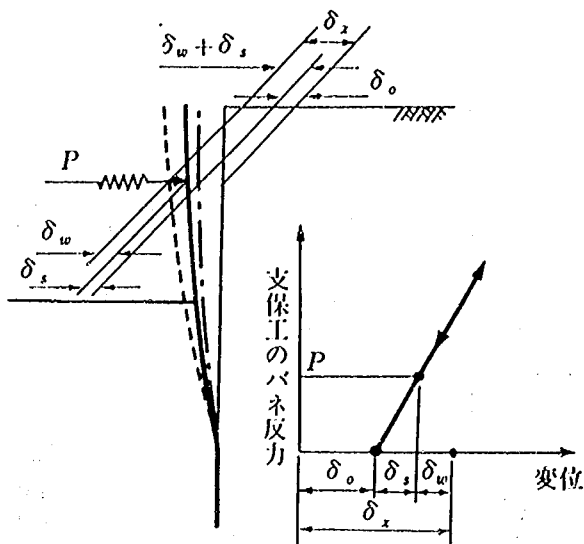


図-4.5 支保工パネ反力計算の変位原点

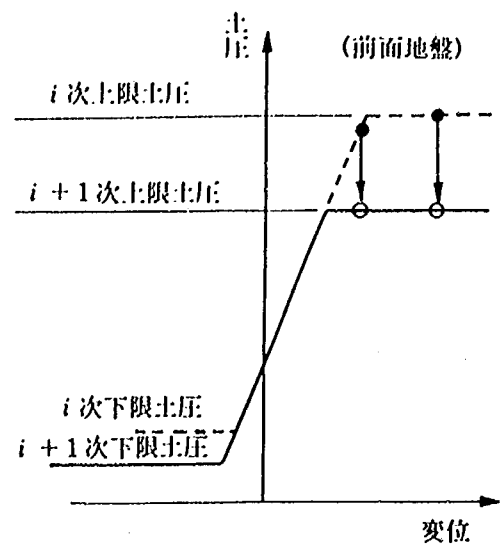


図-4.6 掘削による弾塑性域の遷移

4.2.3 解析における掘削過程

解析における掘削過程と壁体の変形～地盤反力の発生メカニズムは図-4.7に示すとおりである。

4.2.4 解析理論

すでに述べたように、本解析における構造モデルは弾塑性支承上の弾性連続直線梁である。したがって、本解析における基本式は、土留め壁全長について曲げのみを受ける弾性支承に支持された弾性連続直線梁の基本方程式で与えられる。

計算は、基本式により、各節点と各部材（節点間）に関して遷移行列を求め、伝達マトリックス法により構造計算を行い弾塑性収束するまで反復計算を続ける。

1) 基本式

一般に図-4.8に示すような分布荷重を受ける弾性梁の基礎微分方程式は(4.1)式で与えられる。

$$E \cdot I \frac{d^4 y_x}{dx^4} = (p + q \cdot x) \quad (4.1)$$

ここで E : 土留め壁材料のヤング係数

I : 土留め壁の断面2次モーメント

y_x : x における変位（たわみ）

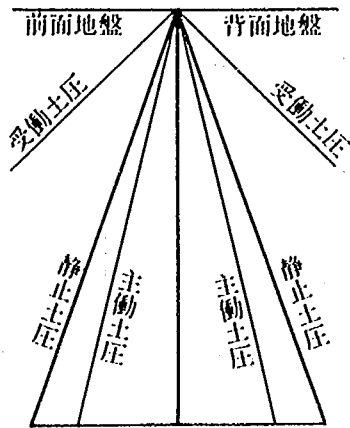
x : 部材（左）端から着目点までの距離

p : 部材端（ $x = 0$ ）における荷重強度

q : 荷重強度の x 方向の増加率

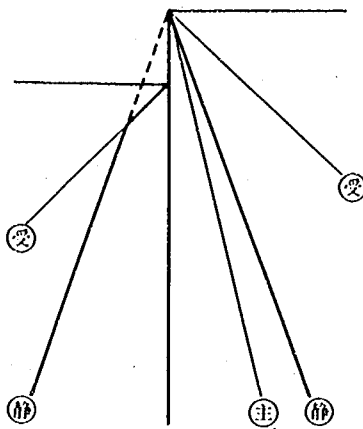
① 掘削開始前

土留め壁の建込み後、土圧が安定した状態であり、この前面及び背面の土圧(静止土圧)を初期土圧とする。



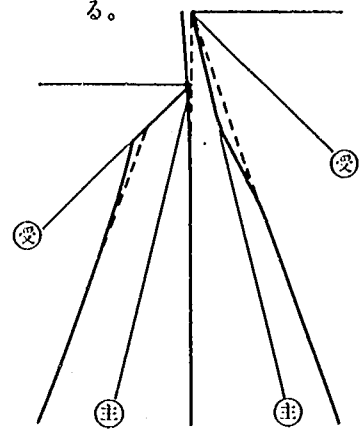
② 1次掘削後：履歴調整

壁の変形を拘束しているため前背面共土圧の変化はしない。ここで前面側では掘削による土被りの減少に伴い受働土圧(上限)、主動土圧(下限)の履歴設定の調整をする。



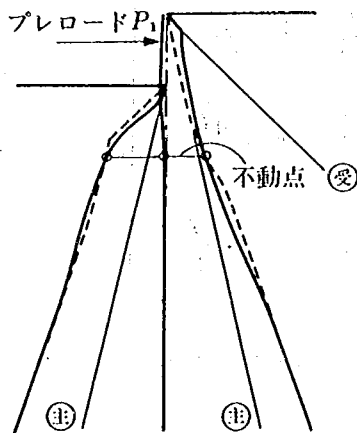
③ 1次掘削後：変形拘束の解除

壁の変形拘束を解除するため、変形に応じて背面土圧は減少し、前面土圧は増加する。そして設定された主動、受働の塑性境界を超えた分については塑性境界範囲内で再分配される。



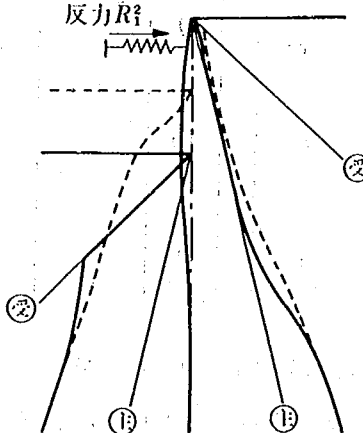
④ 支保工設置時のプレロード

プレロードにより壁は背面側へ押し戻され③と同様変形に応じて土圧が変化する。また、背面側でも受働塑性に至ることもある。



⑤ 2次掘削後

1次掘削と同様、変形拘束→掘削→履歴設定の調整→拘束解除→変形→土圧の再分配という過程を経る。ここで支保工バネ反力が $R1 \rightarrow R2$ と変化する($R1 = P1$)。



⑥ 下段支保工設置とプレロード

1次プレロード時(④)と同様にして土圧が変化する。また、支保工バネ反力も $R1 \rightarrow R2$ と変化する。以下掘削終了まで⑤～⑥の繰り返しとなる。

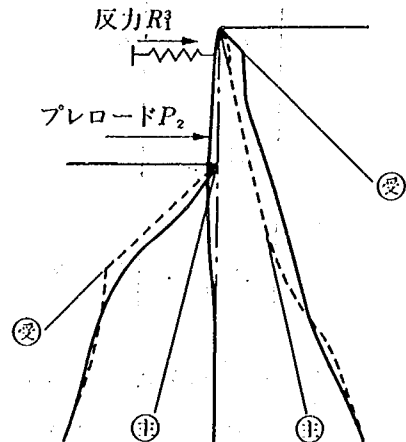


図-4.7 掘削過程と変形-地盤反力の発生

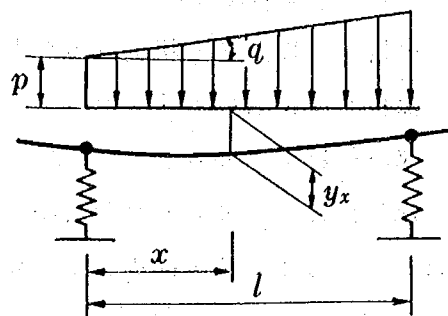


図-4.8 荷重と部材の変位

したがって、土留め壁の変位量 y_x ，たわみ角 Q_x ，曲げモーメント M_x ，せん断力 S_x は，それぞれ次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} y(x) &= y_0 - \theta_0 \cdot x - \frac{1}{E \cdot I} \left(\frac{1}{2} M_0 \cdot x^2 + \frac{1}{6} S_0 \cdot x^3 - \frac{1}{24} p \cdot x^4 - \frac{1}{120} q \cdot x^5 \right) \\ &= \theta_0 - \frac{1}{E \cdot I} \left(M_0 \cdot x + \frac{1}{2} S_0 \cdot x^2 - \frac{1}{6} p \cdot x^3 - \frac{1}{24} q \cdot x^4 \right) \\ &= M_0 + S_0 \cdot x - \frac{1}{2} p \cdot x^2 - \frac{1}{6} q \cdot x^3 \\ &= S_0 - p \cdot x - \frac{1}{2} q \cdot x^2 \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

ここで， y_0 ， Q_0 ， M_0 ， S_0 は，それぞれ $x = 0$ 点での変位，たわみ角，曲げモーメント，せん断力である。

2) 遷移行列(その1:部材伝達マトリックス)

(4.2)式における $x = \ell$ の場合をマトリックスで表記すると，

$$\begin{bmatrix} y \\ \theta \\ M \\ S \end{bmatrix}_{x=\ell} = \begin{bmatrix} 1 & \ell & \frac{-\ell^2}{2EI} & \frac{-\ell^3}{6EI} \\ 0 & 1 & \frac{-\ell}{EI} & \frac{-\ell^2}{2EI} \\ 0 & 0 & 1 & \ell \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y \\ \theta \\ M \\ S \end{bmatrix}_{x=0} + \begin{bmatrix} \frac{p\ell^4}{24EI} + \frac{q\ell^5}{120EI} \\ \frac{p\ell^3}{6EI} + \frac{q\ell^4}{24EI} \\ \frac{-p\ell^2}{2} + \frac{-q\ell^3}{6} \\ -p\ell + \frac{-q\ell^2}{2} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

(4.3)式により $x = \ell$ の点の変位と断面力が $x = 0$ の点の変位と断面力で表されたことになる。(4.3)式を簡単のために次のように表す。

$$V_{x=\ell} = L_1 \cdot V_{x=0} + M_1 \quad (4.4)$$

ここで，伝達マトリックス法では，

$V_{x=0}$: 部材左端における状態量ベクトル*

$V_{x=\ell}$: 部材右端における状態量ベクトル*

L_1 : 部材伝達マトリックス

M_1 : 部材伝達マトリックス荷重項

(*状態量ベクトル:変位と断面力を一緒にしたベクトル)

3) 遷移行列(その2:節点伝達マトリックス)

節点において，いかなるバネも付いていない節点では，節点の左の部材の右端と右の部

材の左端の状態量は相等しい。

ところが、本解析においては、図-4.9に示すように、

- ① 背面地盤バネ
- ② 前面地盤バネ
- ③ 支保工バネ（切梁・アンカー・タイロッド等）
- ④ プレロード

の4つの要素の組合せを考えるものとする。

そこで、この4つの要素についての組合せを考えると、表-4.1に示すように16通りがあるが、実際に考えられるのは組合せNo.に○印をつけた8通りである。

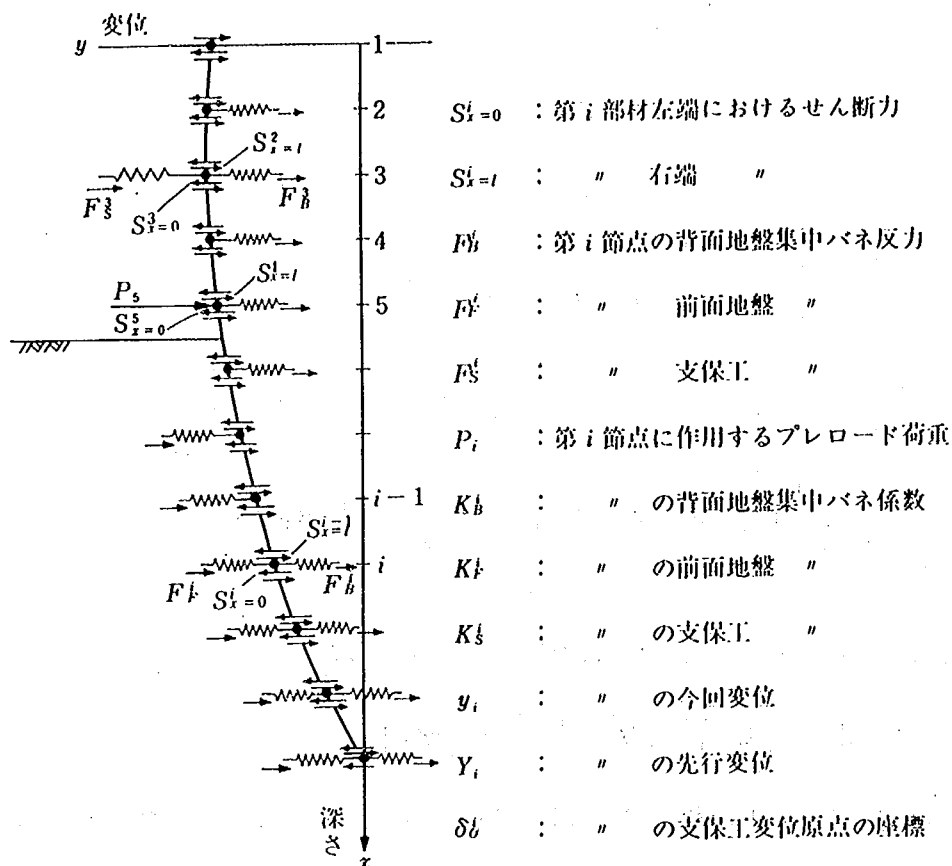


図-4.9 節点伝達概念図

表-4.1 節点に作用する4つの要素による全組合せ

組合せ No	①	②	③	4	⑤	6	7	8	⑨	⑩	⑪	12	⑬	14	15	16
背面地盤バネ									○	○	○	○	○	○	○	○
前面地盤バネ					○	○	○	○					○	○	○	○
支保工バネ			○	○			○	○			○	○			○	○
プレロード		○		○		○		○		○		○		○		○

○ : 節点に作用する可能性のある組み合わせ

本解析で新たに考慮するのは、背面地盤バネを有する組合せ№ 9, 10, 11, 13 についてである。

4) 節点伝達マトリックスの誘導

図-4.10 に背面地盤バネを有する節点モデルを示す。この図より i 節点の変位が正であると仮定し、 i 節点まわりの力のつり合いより

$$S_{x=0}^i = S_{x=\ell}^{i-1} + F_B^i \quad (4.5)$$

となる。ここで F_B^i はバネ反力を示し、 $F_B^i = K_B^i (y_i - Y_i)$ で表わせる。

したがって (4.5) 式は

$$S_{x=0}^i = S_{x=\ell}^{i-1} + K_B^i (y_i - Y_i) \quad (4.6)$$

となり、(4.6) 式をマトリックス表示すると

$$\begin{bmatrix} y \\ \theta \\ M \\ S \end{bmatrix}_{x=0}^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ K_B^i & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y \\ \theta \\ M \\ S \end{bmatrix}_{x=\ell}^{i-1} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -K_B^i \cdot Y_i \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

また、(4.8) 式のように表記することもできる。

$$\{V_{x=0}\}^i = \{L_2\}^i \{V_{x=\ell}\}^{i-1} + \{M_2\}^i \quad (4.8)$$

同様にして表-1 の組合せ№ 10, 11, 13 について考えると結果的に表-2 の通りとなる。

ここで、 L_2 の (4.1) 要素と M_2 の (4.1) 要素をそれぞれ $\ell_{4,1}$, $m_{4,1}$ とするとそれ以外の要素は各々同じであるから (4.9) 式、(4.10) 式のようにかえれば式中の i_B, i_F, i_S, i_P を変化させることにより解析で考える節点バネモデルの組合せも一つの式で表すことができる。

$$\ell_{4,1} = K_B \cdot i_B + K_F \cdot i_F + K_S \cdot i_S \quad (4.9)$$

$$m_{4,1} = -(K_B \cdot i_B + K_F \cdot i_F) Y_i - K_S \cdot \delta_0 \cdot i_S + P \cdot i_P \quad (4.10)$$

ここで、式中の i_B, i_F, i_S, i_P はそれぞれ背面地盤バネ、前面地盤バネ、支保

工パネ、プレロード荷重の有無の判断子である。

したがって、節点を伝達するマトリックスは次のように表わせる。

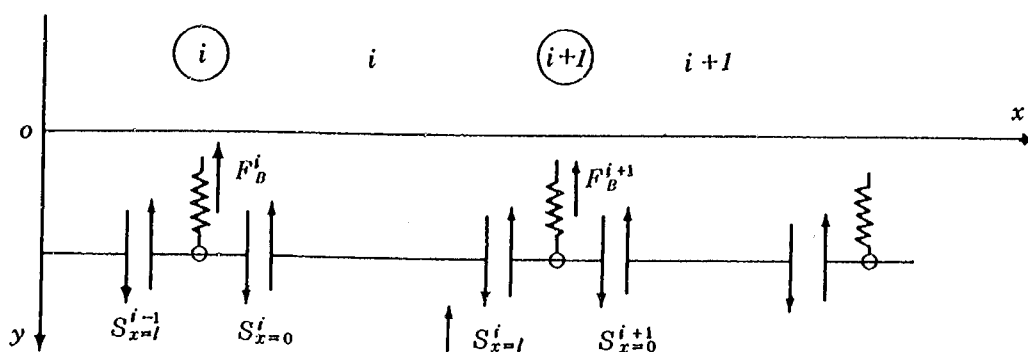


図-4.10 背面地盤パネより成る節点

表-2 節点モデルと伝達マトリックス

節点モデル	節点伝達マトリックス $[L_2]^i$	荷重項ベクトル $[M_2]^i$																				
背面パネ 	$S_{x=0}^i = S_{x=l}^{i-1} + K_b(y_i - Y_i)$ <table> <tr><td>1</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>1</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>K_b</td><td>0</td><td>0</td><td>1</td></tr> </table>	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	K_b	0	0	1	<table> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>$-K_b Y_i$</td></tr> </table>	0	0	0	$-K_b Y_i$
1	0	0	0																			
0	1	0	0																			
0	0	1	0																			
K_b	0	0	1																			
0																						
0																						
0																						
$-K_b Y_i$																						
背面パネ & プレロード 	$S_{x=0}^i = S_{x=l}^{i-1} + P_i + K_b(y_i - Y_i)$ <table> <tr><td>1</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>1</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>K_b</td><td>0</td><td>0</td><td>1</td></tr> </table>	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	K_b	0	0	1	<table> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>$-K_b Y_i + P_i$</td></tr> </table>	0	0	0	$-K_b Y_i + P_i$
1	0	0	0																			
0	1	0	0																			
0	0	1	0																			
K_b	0	0	1																			
0																						
0																						
0																						
$-K_b Y_i + P_i$																						
背面パネ & 支保工パネ 	$S_{x=0}^i = S_{x=l}^{i-1} + K_b(y_i - Y_i) + K_s(y_i - \delta_i)$ <table> <tr><td>1</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>1</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>$(K_b + K_s)$</td><td>0</td><td>0</td><td>1</td></tr> </table>	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	$(K_b + K_s)$	0	0	1	<table> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>$-K_b Y_i - K_s \delta_i$</td></tr> </table>	0	0	0	$-K_b Y_i - K_s \delta_i$
1	0	0	0																			
0	1	0	0																			
0	0	1	0																			
$(K_b + K_s)$	0	0	1																			
0																						
0																						
0																						
$-K_b Y_i - K_s \delta_i$																						
背面パネ & 前面パネ 	$S_{x=0}^i = S_{x=l}^{i-1} + (K_b + K_f)(y_i - Y_i)$ <table> <tr><td>1</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>1</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>$(K_b + K_f)$</td><td>0</td><td>0</td><td>1</td></tr> </table>	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	$(K_b + K_f)$	0	0	1	<table> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>$-(K_b + K_f) Y_i$</td></tr> </table>	0	0	0	$-(K_b + K_f) Y_i$
1	0	0	0																			
0	1	0	0																			
0	0	1	0																			
$(K_b + K_f)$	0	0	1																			
0																						
0																						
0																						
$-(K_b + K_f) Y_i$																						

$$\begin{Bmatrix} y \\ \theta \\ M \\ S \end{Bmatrix}_{x=0}^{i+1} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ \ell_{4,1} & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y \\ \theta \\ M \\ S \end{Bmatrix}_{x=\ell}^i + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ m_{4,1} \end{Bmatrix} \quad (4.11)$$

5) 変位および応力の決定

ここまで部材伝達方程式(4.4)式と節点伝達方程式(4.8)式が得られた。これらを今一度、書を変えると

$$V_R^i = L_1^i \cdot V_L^i + M_1^i \quad (4.12)$$

$$V_L^{i+1} = L_2^{i+1} \cdot V_R^i + M_2^{i+1} \quad (4.13)$$

ここで、

V_L^i : 第 i 部材左端状態量ベクトル

V_R^i : 第 i 部材右端状態量ベクトル

L_1^i : 第 i 部材の伝達マトリックス

M_1^i : 第 i 部材の伝達マトリックス荷重項

L_2^i : 第 i 節点の伝達マトリックス

M_2^i : 第 i 節点の伝達マトリックス荷重項

また、(4.12)式を(4.13)式に代入すると(4.14)式を得る。

$$V_L^{i+1} = L_2^{i+1} \cdot L_1^i \cdot V_L^i + L_2^{i+1} \cdot M_1^i + M_2^{i+1} \quad (4.14)$$

(4.14)式は、第 i 部材左端の状態量ベクトルが、第 $i+1$ 部材の左端まで伝達されたことを示している。

同様に、第 1 部材の左端から順次繰返すと、土留め壁上端(連続梁左端)の状態量ベクトルは土留め壁下端まで伝達される(図-4.11 参照)。

$$\begin{aligned} V_R^n &= L_1^n \cdot V_L^n + M_1^n \\ &= L_1^n \cdot L_2^n \cdot V_R^{n-1} + L_1^n \cdot M_2^n + M_1^n \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= L_1^n \cdot L_2^n \cdot L_1^{n-1} \cdot V_L^{n-1} + L_1^n \cdot L_2^n \cdot M_1^{n-1} + L_1^n \cdot M_2^n + M_1^n \\
&= L_1^n \cdot L_2^n \cdot L_1^{n-1} \cdot L_2^{n-1} \cdot L_1^{n-2} \cdot L_2^{n-2} \cdots L_2^2 \cdot L_1^1 \cdot V_L^1 \\
&\quad + M_1^n \\
&\quad + L_1^n \cdot L_2^n \cdot M_1^{n-1} \qquad \qquad \qquad + L_1^n \cdot M_2^n \\
&\quad + L_1^n \cdot L_2^n \cdot L_1^{n-1} \cdot L_2^{n-1} \cdot M_1^{n-2} \qquad \qquad \qquad + L_1^n \cdot L_2^n \cdot L_1^{n-1} \cdot M_2^{n-1} \\
&\quad + L_1^n \cdot L_2^n \cdot L_1^{n-1} \cdot L_2^{n-1} \cdot L_1^{n-2} \cdot L_2^{n-2} \cdots L_1^2 \cdot L_2^2 \cdot M_1^1 + L_1^n \cdot L_2^n \cdot L_1^{n-1} \cdot L_2^{n-1} \cdot L_1^{n-2} \cdot L_2^{n-2} \\
&\quad \cdots L_1^2 \cdot M_2^2 \qquad \qquad \qquad (4.15)
\end{aligned}$$

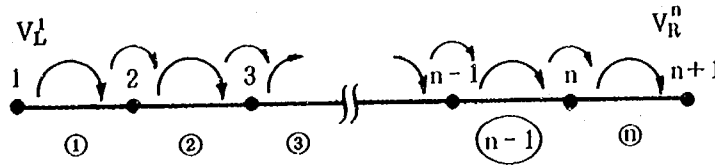


図-4.11 状態量ベクトルの伝達

(4.15) 式は、連続梁の両端の物理量のみに関係する線形方程式である。
これを簡単にすると、

$$V_R^n = L_0 \cdot V_L^1 + M_0 \quad (4.16)$$

ここで、

L_0 : (4.15) 式第1項の V_L^1 の係数マトリックス

M_0 : (4.15) 式第2項以下のベクトル和

次に土留め壁の変位や応力を決定するためには壁の上下端の境界条件が必要となる。

本解析では土留め壁上下端の境界条件を自由・ピン・固定の中から任意に選択できる。

ただし、土留め壁下端（連続梁右端）が自由の場合、本解析では弾性支点を意味する。この場合、ダミーの部材を考え弾性支点右端まで伝達する

(図-4.12 参照)。

$$V_L^{n+1} = L_2^{n+1} \cdot V_R^n + M_2^{n+1} \quad (4.17)$$

ここで(4.16) 式を(4.17) 式に代入すると、

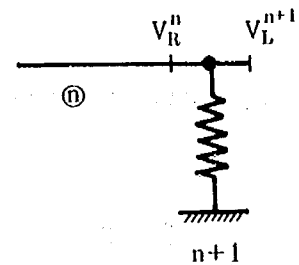


図-4.12 右端における力のつりあい

$$V_L^{n+1} = L_2^{n+1} \cdot L_0 \cdot V_L^1 + L_2^{n+1} \cdot M_0 + M_2^{n+1} \quad (4.18)$$

これを書き直すと

$$V_L^{n+1} = L_0' \cdot V_L^1 + M_0' \quad (4.19)$$

ここで,

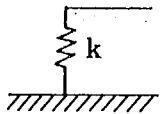
$$L_0' = L_2^{n+1} \cdot L_0$$

$$M_0' = L_2^{n+1} \cdot M_0 + M_2^{n+1}$$

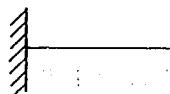
(4.19)式に対し, 土留め壁上下端の境界条件を与えることにより, 未知数が求められ, 土留め壁の各節点の変位と断面力が決定される。

6) 境界条件式

① 土留め壁上端(連続梁左端)の境界マトリックス: R_L

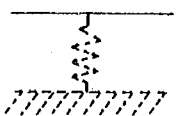
自由		$M = 0, S = -k y$	未知数 y, θ
----	--	-------------------	-----------------

ピン		$M = 0, y = 0$	未知数 θ, S
----	---	----------------	-----------------

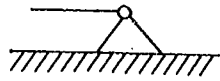
固定		$y = 0, \theta = 0$	未知数 M, S
----	---	---------------------	------------

自由	ピン	固定
$R_L = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ 0 & 0 \\ -k & 0 \end{bmatrix}$	$R_L = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 1 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$	$R_L = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$

② 土留め壁下端(連続梁右端)の境界マトリックス: R_R

自由		境界条件	$M = 0, S = 0$
----	---	------	----------------

ピン



境界条件

$$M = 0, y = 0$$

固定



境界条件

$$y = 0, \theta = 0$$

自由

ピン

固定

$$R_R = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$R_R = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$R_R = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

連続梁の両端の境界マトリックスを示したが、両端の境界条件式は次のように表される。

$$V_L^1 = R_L \cdot A \quad (4.20)$$

$$R_R \cdot V_R^n = 0 \quad (4.21)$$

ただし、 A は未知数ベクトル (1×2) である。

(4.16) 式に (4.20) 式を代入し、両辺に左から R_R をかけると (4.22) 式となる。

$$V_R^n = L_0 \cdot R_L \cdot A + M_0$$

$$R_R \cdot V_R^n = R_R \cdot L_0 \cdot R_L \cdot A + R_R \cdot M_0 \quad (4.22)$$

これを簡単にして、

$$B A + C = 0 \quad (4.23)$$

ここで

$$B = R_R \cdot L_0 \cdot R_L \quad (2 \times 2 \text{ マトリックス})$$

$$C = R_R \cdot M_0 \quad (2 \times 1 \text{ ベクトル})$$

と表すことができ、(4.23) 式の方程式を解くと、

$$A = -B^{-1} \cdot C \quad (4.24)$$

が得られ、求められた A を (4.20) 式に代入することにより、上端の未知数が計算され、変位と断面力が得られる。

各点の状態量は(4.12)式および(4.13)式により求めることができる。
以上の理論式を電子計算機で処理する際のフローを図-4.13に示す。

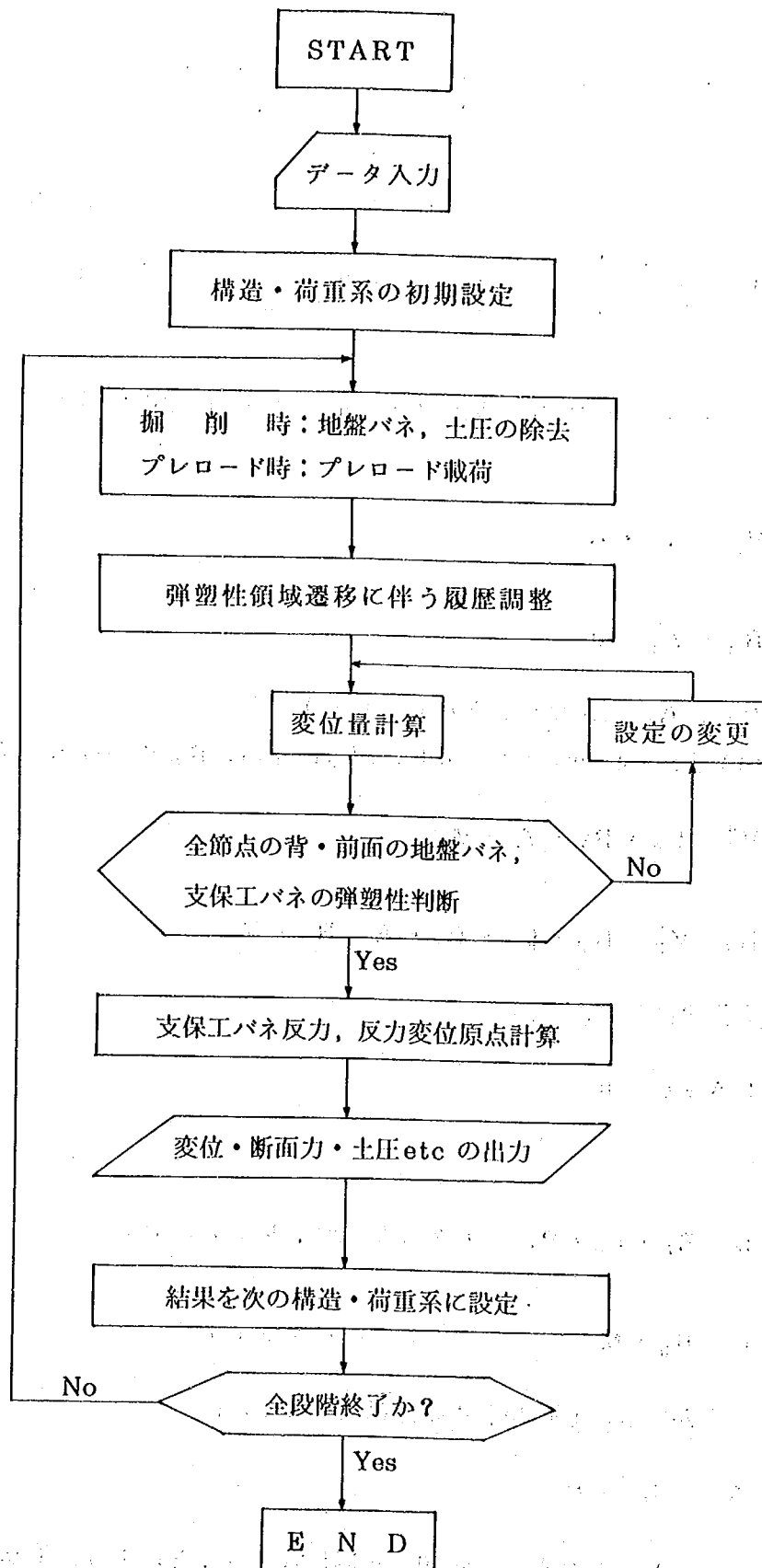


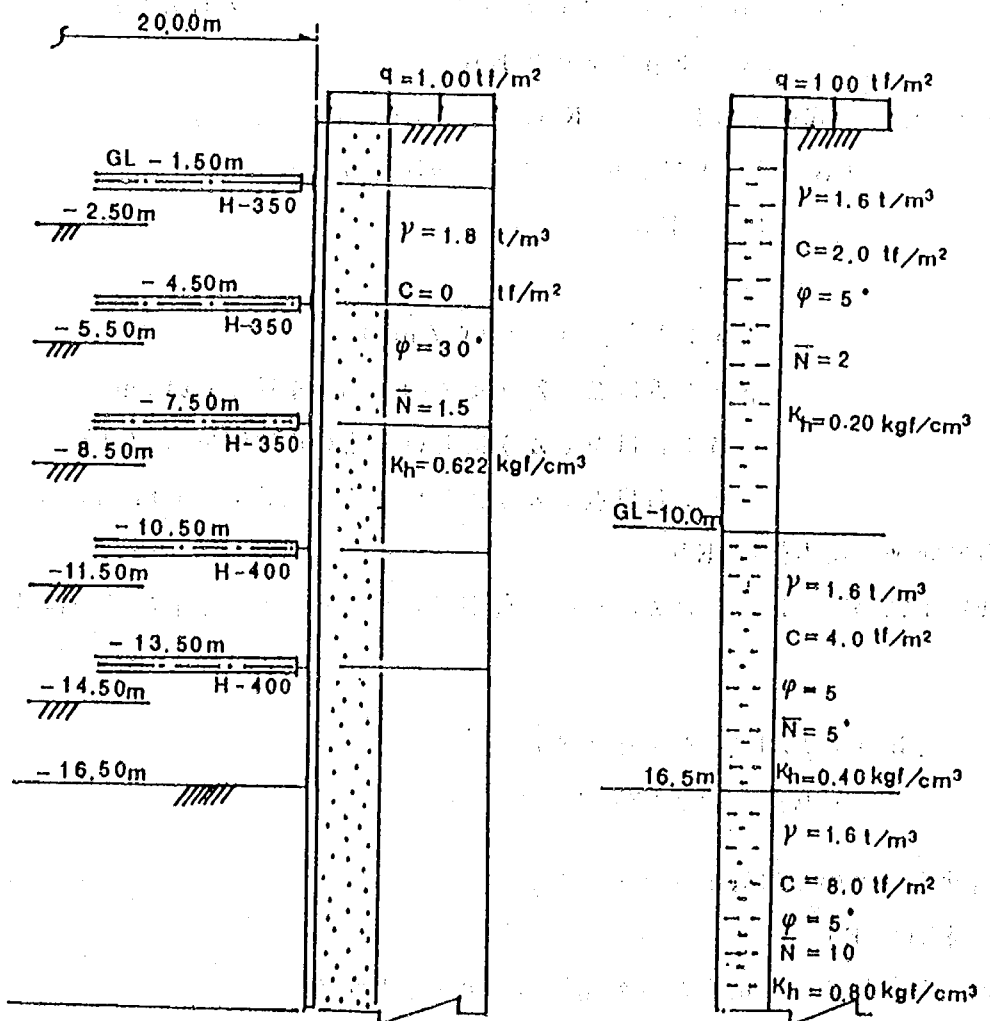
図-4.13 解析フロー

4.3 現行弾塑性法との比較

本解析手法では、掘削側および背面側の荷重分布あるいは反力分布が土留め壁の変形に伴い設定された上限（受働）から下限（主動）の間で変化するという特徴を有している。従来、弾塑性法で掘削面側は受働土圧を、背面側では主動土圧を、各掘削段階ごとにインプットして計算するが、本解析手法では、初期条件としての静止土圧と背面側の上下限および各掘削段階ごとの掘削側の上下限値を与えることにより、各掘削段階ごとの作用荷重が自動的に設定された範囲内で計算される。したがって、従来の弾塑性法と本解析手法との違いによる計算結果が異なることが予想されることから、ここでは、同一条件のもとに現行の弾塑性法との比較検討を行う。粘性土地盤と砂質地盤についてプレロードがない状態（通常の掘削）でのケーススタディにより土留め壁の変形、モーメントおよび切梁反力を比較するものとする。

4.3.1 比較検討モデル

図－4.14 に比較解析に用いた土留め架構図を示す。また、表－4.3 および表－4.4 に解析ケースを示す。



図－4.14 土留め架構図

表-4.3 砂質地盤解析ケース

	本解析手法	現行弾塑性法
RC連壁	Case-S 1	Case-S 2
鋼矢板	Case-S 3	Case-S 4

表-4.4 粘性土地盤解析ケース

	本解析手法	現行弾塑性法
RC連壁	Case-C 1	Case-C 2
鋼矢板	Case-C 3	Case-C 4

ケーススタディの解析仮定

1. 水压は無しとする。
2. 土圧計算は以下のとおりとする。

主働土圧：ランキン・レザール式とする。

$$\begin{aligned}
 P_a &= (q + \sum \gamma h) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2c \tan (45^\circ - \phi/2) \\
 &= P_v \times K_a - 2c \times K_a
 \end{aligned}$$

受働土圧：ランキン・レザール式とする。

$$\begin{aligned}
 P_p &= (q + \sum \gamma h) \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2c \tan (45^\circ + \phi/2) \\
 &= P_v \times K_p + 2c \times K_p
 \end{aligned}$$

静止土圧：下式によるものとし K_o はヤーキーの式を用いる。

$$\begin{aligned}
 P_o &= (q + \sum \gamma h) \times (1 - \sin \phi) \\
 &= P_v \times K_o
 \end{aligned}$$

ここで、

q : 上載荷重 (tf/m²)

γh : 着目点 (Z) までの有効土重量 (tf/m²)

ϕ : 着目点 (Z) における土の内部摩擦角 (度)

c : 着目点 (Z) における土の粘着力 (tf/m²)

3. 横方向地盤反力係数 K_h

砂質土については土木研究所資料「掘削土留め工指針(案)」に従い次式により算出する。

$$\begin{aligned}
 K_h &= (1/125) \times \alpha \times E_o \\
 &= (0.2 \times 28/125) \times N
 \end{aligned}$$

粘性土については $K_h = c$ とした。

4. 壁体剛性 EI

鋼矢板：幅1m当たりの剛性値の80%とする。

RC連続壁：ひび割れを考慮し、 E の低減をする。

$$E = 100000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$I = bh^3/12 \text{ (cm}^4\text{)}$$

表-4.5 および表-4.6 に入力条件一覧表を示す。

表-4.5 砂質地盤入力条件一覧表

地盤		・地下水位ナシ（水圧 0） ・単位体積重量 $\gamma = 1.8 \text{ (tf/m}^3\text{)}$ 内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ N 値 = 15 粘着力 $c = 0 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ ・上載荷重 $q = 1.0 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ ・横方向地盤反力係数 $K_h = 0.2 \times 28 \times 15 / 125 = 0.672 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$ ・$K_a = \tan^2 (45 - \phi / 2) = 0.333$ $K_p = \tan^2 (45 + \phi / 2) = 3.000$ $K_a = \tan (45 - \phi / 2) = 0.577$ $K_p = \tan (45 + \phi / 2) = 1.732$ $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.500$
土留め壁長 L 22 m	RC 連壁	・壁厚 $t = 60 \text{ (cm)}$ $1 / \beta = 227 \text{ cm}$ ・ヤング係数 $E = 100000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ ・ ・ ・ ひび割れ考慮 ・断面 2 次モーメント $I = 1800000 \text{ (cm}^4\text{/m)}$
	鋼板	・形式 SP 5 $1 / \beta = 193 \text{ cm}$ ・ヤング係数 $E = 2100000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ ・断面 2 次モーメント $I = 44160 \text{ (cm}^4\text{/m)}$
支保工	切梁	・切梁長 $L = 20 \text{ (m)}$ 水平ピッチ $D = 6 \text{ (m)}$ ・ヤング係数 $E = 2100000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ ・断面積 $A :$ H-350=173.9 H-400=218.7 $\text{(cm}^2\text{)}$ ・切梁バネ定数 $K = 2 \times E \times A / (L \times D) \text{ (t/m)}$ 1, 2, 3 段 ; H-350=6100 4, 5 段 ; H-400=7700

表 - 4. 6 粘性土地盤入力条件一覧表

地 盤		・地下水位ナシ (水圧 0) ・単位体積重量 $\gamma = 1.6$ (tf/m³) 内部摩擦角 $\phi = 5^\circ$ - N 値 $= 2 \sim 10$ 粘着力 $c = 2 \sim 10$ (tf/m²) ・上載荷重 $q = 1.0$ (tf/m²) ・横方向地盤反力係数 $K_h = c = 0.2 \sim 0.8$ (kgf/cm³)
土留め壁長 L 22 m	RC 連 壁	・壁厚 $t = 60$ (cm) $1/\beta = 244$ cm ・ヤング係数 $E = 100000$ (kgf/cm²) . . . ひび割れ考慮 ・断面 2 次モーメント $I = 1800000$ (cm⁴/m)
	鋼 矢 板	・形式 SP 5 $1/\beta = 205$ cm ・ヤング係数 $E = 2100000$ (kgf/cm²) ・断面 2 次モーメント $I = 44160$ (cm⁴/m)
支 保 工	切 梁	・切梁長 $L = 20$ (m) 水平ピッチ $D = 6$ (m) ・ヤング係数 $E = 2100000$ (kgf/cm²) ・断面積 A : H-350=173.9 H-400=218.7 (cm²) ・切梁バネ定数 $K = 2 \times E \times A / (L \times D)$ (tf/m) 1, 2 段 ; H-350=6100 3, 4, 5 段 ; H-400=7700

4. 3. 2 比較検討結果

表 - 4. 7 ~ 表 - 4. 10 に現行弾塑性法との解析結果の比較を示す。

これらの表より砂質地盤では RC 連壁、鋼矢板ともに現行弾塑性法の方が変形、モーメント、切梁反力に対して若干大きめの値を与える傾向があるがその差はごくわずかであり、ほとんど設計には影響しない程度である。また、粘性土地盤についても現行弾塑性法との大きな差は見られない。なお、RC 連壁および鋼矢板の先端付近で若干大きめの値を与えることがわかるが、変形の最大値 (max) で比較するならばその差は極わずかである。

以上より、本プログラムにおいても現行の弾塑性法とほぼ同程度の精度で解析を行うことができるとともに、解析手法の違いによる計算結果への影響はほとんどないことが判る。

表-4.7 砂質地盤(RC連壁)

C A S E		S 1	S 2
たわみ量 δ (cm)	天端	0.8	0.9
	max	3.5	4.8
	下端	-0.2	1.3
モーメント M(t・m)	max	44.2	45.5
	min	-15.4	-15.5
支保工反力 (t/m)	1 段	7.06	7.35
	2 段	16.03	17.42
	3 段	22.00	22.93
	4 段	33.64	34.26
	5 段	29.80	29.06

表-4.8 砂質地盤(鋼矢板)

C A S E		S 3	S 4
たわみ量 δ (cm)	天端	1.1	1.3
	max	5.1	6.6
	下端	-0.6	0.9
モーメント M(t・m)	max	39.1	40.7
	min	-14.9	-15.2
支保工反力 (t/m)	1 段	7.80	7.06
	2 段	17.03	18.14
	3 段	24.20	24.77
	4 段	35.93	36.47
	5 段	33.42	32.37

表-4.9 粘性土地盤(RC連壁)

C A S E		C 1	C 2
たわみ量 δ (cm)	天端	1.1	-0.7
	max	4.6	4.9
	下端	-0.2	0.1
モーメント M(t・m)	max	45.3	48.6
	min	-23.9	-15.9
支保工反力 (t/m)	1 段	6.91	7.16
	2 段	20.46	19.74
	3 段	30.51	31.26
	4 段	35.73	35.25
	5 段	22.23	21.44

表-4.10 粘性土地盤(鋼矢板)

C A S E		C 3	C 4
たわみ量 δ (cm)	天端	1.1	-0.9
	max	6.1	6.6
	下端	-0.3	-0.2
モーメント M(t・m)	max	39.7	41.7
	min	-21.6	-20.2
支保工反力 (t/m)	1 段	5.97	6.05
	2 段	22.11	20.74
	3 段	32.91	33.79
	4 段	38.16	37.96
	5 段	24.01	23.30

4.4 実測値との比較 6), 7), 8), 9)

本解析手法の適用性を検討するため，プレロードを実施した掘削現場における計測データと解析値との比較を行った。現場計測事例については，過去に公表された文献等より解析に必要な入力データが明記されているものとし，表－4.11に示す4ケースとした。

本検討にあたっては，現場調査データを尊重し静止側圧は実測値，主動・受働側圧については土質定数に基づきランキン・レザール式を用いて算出した。なお，地盤バネの設定方法としては基本的に表－4.12に示す4種類を対象とし，地盤バネが変位，地盤反力，切梁反力に与える影響についても併せて検討を行った。

表－4.11 現場計測事例

CASE	出典	支保工の種類
1	第17回，19回土質工学研究発表会 225 プレロードを伴う土止めの設計法	切梁支保工
2	土と基礎(1979.2)，東一工「掘削土留め工の設計に関する検討報告書 P232～」，多段式アースアンカー工法を用いた鋼矢板土留めの実測例	アンカー支保工
3	入手した現場実測データ	切梁支保工
4	第17回土質工学研究発表会 197 連続地中壁とアンカーによる大規模土留めの挙動	アンカー支保工

表－4.12 地盤バネの設定方法

地盤バネ設定方法
建設省「掘削土留め工指針(案)」 変位量 1cmより
建設省「掘削土留め工指針(案)」 変位量 3cmより
国鉄東京第一工事局「仮設構造物設計要領(案)」
使用した文献に述べられている値

4.4.1 実測現場の概要および解析上の仮定

実測現場の概要および解析上の仮定は表－4.13，図－4.15に示すとおりである。

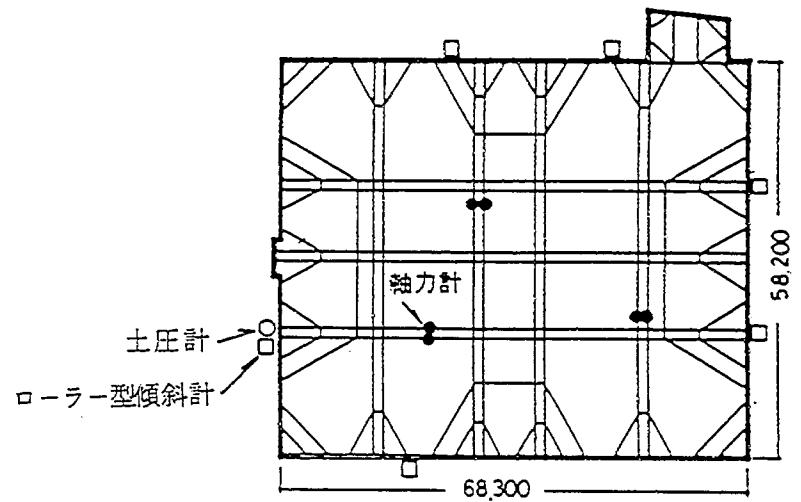
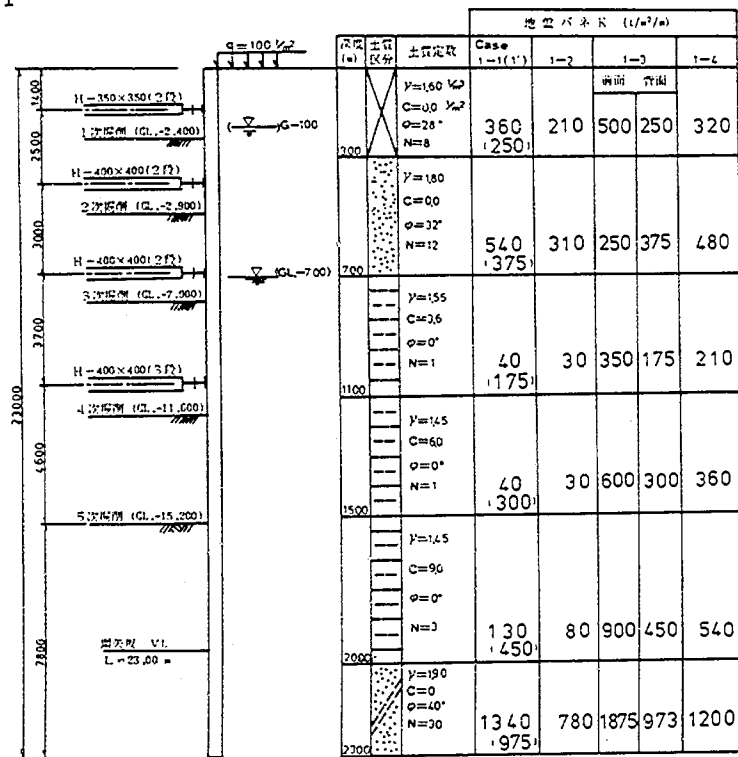
CASE1では地盤バネについて4種類の設定方法を用いるとともに，背面側のバネ値を前面側より上げたケースについても試みた。CASE2では文献において地盤バネが不明であるの

でこれを省き、CASE 1 と同じく背面側のバネ値を上げたケースについても比較を行った。CASE 3 では静止側圧の実測値が不明なため「掘削土留め工設計指針(案)」に基づいた。また、背面側の主働土圧を変更して影響をみた。CASE 4 では現場での施工実態にあわせて前面側の受働側圧を一部修正した場合についても比較を行った。

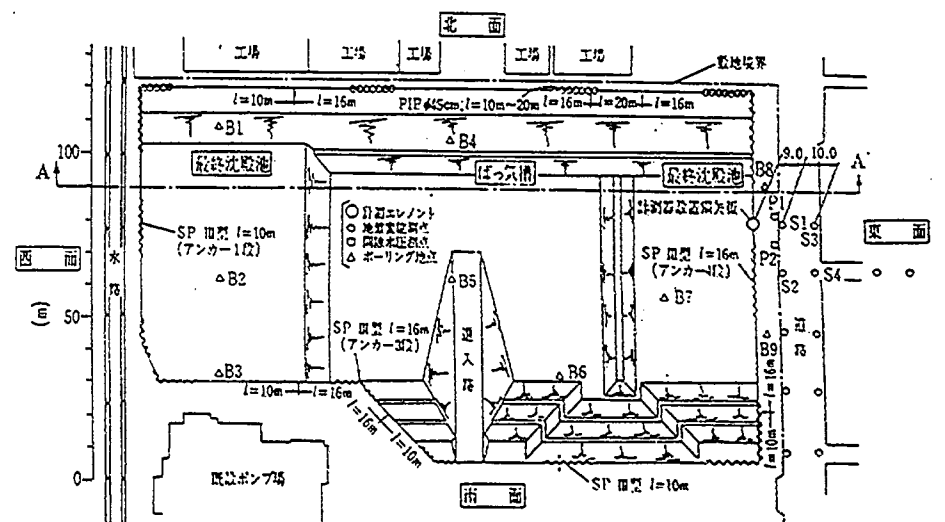
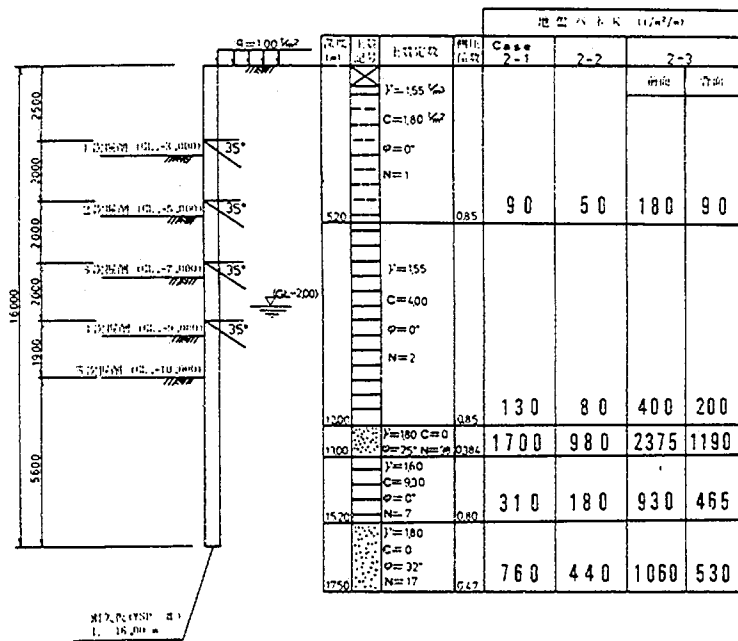
表 - 4. 13 実測現場の概要および解析上の仮定

CASE 概要	1	2	3	4
工事概要	規模 掘削深さ ; GL-15.2 m 掘削面積 ; 約 68 × 69M 土留架構 土留壁 ; SP5L型, L=23.0 m 支保工 ; 鋼製切梁 4 段プレロード採用 水平ピッチ 14.65m 1 段 H=350 8.7 tf/m(128.7tf) 2 段 H=400 10.8 tf/m(158.0tf) 3 段 H=400 19.1 tf/m(280.0tf) 4 段 H=400 27.3 tf/m(400.0tf)	規模 掘削深さ ; GL-6.4 ~ 15.1m 掘削面積 ; 約 100 × 200M 土留架構 土留壁 ; SP3型, L=16.0m 支保工 ; アースアンカー 4 段 1 段 2 × φ 17.8 水平ピッチ 1.8m, プレロード(11.2 tf/m) 2 段 3 × φ 17.8 水平ピッチ 2.4m, プレロード(9.8 tf/m) 3 段 3 × φ 17.8 水平ピッチ 2.4m, プレロード(11.36tf/m) 4 段 3 × φ 17.8 水平ピッチ 2.4m, プレロード(12.81tf/m)	規模 掘削深さ ; GL-16.33m 掘削面積 ; 約 53 × 56 M 土留架構 土留壁 ; 連続地中壁 (T=70 cm), L=20.36m 支保工 ; 鋼製切梁 3 段プレロード採用 水平ピッチ 6.5m 1 段 H=350 14.0 (tf/m) 2 段 H=400 18.0 (tf/m) 3 段 H=350 11.0 (tf/m)	規模 掘削深さ ; GL-17.0 m 掘削面積 ; 約 80 × 90M 土留架構 土留壁 ; 連続地中壁 (70cm), L=18.0m 支保工 ; アースアンカー 6 段 (SEEE) 1 段 F-100 プレロード(10.739 tf/m) 2 段 F-100 プレロード(19.356 tf/m) 3 段 F-200 プレロード(48.108 tf/m) 4 段 F-200 プレロード(52.077 tf/m) 5 段 F-200 プレロード(51.902 tf/m) 6 段 F-200 プレロード(37.816 tf/m)
	地盤概要	土留壁長 L=23.0m まで軟弱沖積層であり、とくに GL-7 ~ 20m まで N=1 ~ 4 の軟弱シルトとなっている。 (図-4.15(a)参照)	土層構成は複雑で沖積層の厚さも東側に行くほど厚くなり、GL-10 ~ 12m となっている。(当検討はこの東側での地盤を使用している) (図-4.15(b)参照)	地盤は第三紀鮮新世~第四紀洪積世にかけて堆積した土総層群を基盤とし、上位は江戸川層、東京れき層、東京層、ローム質粘土、関東ローム層と続く層序で構成されている。 (図-4.15(c)参照)
計測概要	主な計測値の特徴としては、次の点があげられる。 1. 素掘り(1次掘削)段階にての変形 片持梁的な変形が根入れ端まで及んでいる。 2. 側圧変化について 土留変形に応じ変形も小さい天端付近では側圧が根切り前に比べ増加、変形の大きくなる根切り底付近では減少する。 またこの側圧の減少は側圧係数を三角形と仮定した場合 $K_a = 0.8 \sim 0.5$ に移行するが、計算上のランキン側圧 $K_a = 0.46$ までには至っていない。 (図-4.15(a)参照)	主な計測値の特徴としては、次の点があげられる。 1. 壁変形について 各段掘削時にて掘削側への変形、プレロード時にて背面側への変形が明確に見られる。 2. 側圧変化について 掘削の進行に従い、天端付近では側圧が根切り前に比べ増加、変形の大きくなる根切り底付近では減少する。 水压:初期値では GL-1.0m の静水压分布であるが、掘削初期には上部粘性土にて過剰間隙水压の上昇がみられ、掘削完了時ではアンカー部よりの出水により GL-15.0m 付近の砂層の被圧水頭である GL-8.0m まで低下している。 3. 壁応力 アンカー設置時に大きく減少している。 (図-4.15(b)参照)	主な計測値の特徴としては、次の点があげられる。 1. 素掘り(1次掘削)段階にての変形 片持梁的な変形が根入れ端まで及んでいる。 2. 変形全般について 地盤は洪積層が主体であり壁剛性も大きいことから、最大変形量が 11~12mm と非常に小さい。 3. 側圧について 計測されていない。 (図-4.15(c)参照)	主な計測値の特徴としては、次の点があげられる。 1. 壁変形について 1次掘削時にて掘削側へ変形するが、その後は掘削により変形増加するもののその値は小さく、プレロードにより背面側へ壁が押し戻される傾向が強い。 2. 側圧変化について プレロードによりアンカー周辺部の側圧が増加する。 (図-4.15(d)参照)
	解析仮定	土質定数 ; 文献 ⁷⁾ より 側圧 ; 静止側圧 実測値を使用 主働側圧 ランキン, レザール式 受働側圧 ランキン, レザール式 ただし文献では砂層の水位 (GL-2.0m) を上部砂層 (GL-7.0m)、下部砂層 (GL-11.0m) に低下させていることから、上記計算では砂層の水位 (GL-7.0m) としている。 地盤バネ ; 下表の規準により図-4.15(a)のように設定 壁剛性 ; 文献より公称値の 60 % SP5L型 $I = 63000 \times 0.6 = 37800 \text{ (cm}^4/\text{m)}$ 支保工バネ ; バネ値 = $2EA/(LS)$ $E ; 2.1 \times 10^6 \text{ (kgf/cm}^2)$ 1 段 = 1400 (t/m) $A ; H=350 \text{ 173.9 (cm}^2)$ 2.3 段 = 1800 (t/m) $H=400 \text{ 218.7 (cm}^2)$ 4 段 = 2700 (t/m) $L ; 68.3 \text{ m}$ $S ; 14.65 = 15 \text{ m}$	土質定数 ; 文献 ⁸⁾ より 側圧 ; 静止側圧 実測値を使用 主働側圧 ランキン, レザール式 受働側圧 ランキン, レザール式 ただし計算では地下水位を砂層 (GL-15.0m 付近) の被圧水頭である GL-8.0m としている。 地盤バネ ; 下表の規準により図-4.15(b)のように設定 壁剛性 ; 文献より $EI = 1.55 \times 1000 \text{ (t} \cdot \text{m}^2/\text{m)}$ となっていることから以下のように入力する。 SP3型 $E = 2100000 \text{ (kgf/cm}^2)$ $I = 1.55 \times 10000 \times 10000 \times 10000 / 2100000 = 7380 \text{ (cm}^4/\text{m})$ (公称 16400) 支保工バネ ; バネ値は文献より 1 段 = 118.2 (t/m/m) 2 段 = 154.4 (t/m/m) 3 段 = 173.4 (t/m/m) 4 段 = 196.3 (t/m/m)	土質定数 ; 入手データより 側圧 ; 静止側圧 実測値がなく、建設省「掘削土留め工設計指針(案)」を使用 主働側圧 ランキン, レザール式 受働側圧 ランキン, レザール式 地盤バネ ; 下表の規準により図-4.15(c)のように設定 壁剛性 ; 入手データより 連続地中壁 (T=70 cm) $E = 230000 \text{ (kgf/cm}^2)$ $I = BH^3/12 = 2900000 \text{ (cm}^4/\text{m)}$ 支保工バネ ; バネ値 = $2E \cdot A/(L \cdot S)$ $E ; 2.1 \times 10^6 \text{ (kgf/cm}^2)$ 1 段 = 1500 (t/m) $A ; H=350 \text{ 173.9} \times 0.85 \text{ (cm}^2)$ 2 段 = 2000 (t/m) $H=400 \text{ 218.7} \times 0.85 \text{ (cm}^2)$ 3 段 = 1500 (t/m) $L ; 57.0 \text{ m}$ $S ; 6.5 \text{ m}$
側圧		主働 ランキン・レザール式 静止 実測値 受働 ランキン・レザール式	主働 ランキン・レザール式 静止 実測値 受働 ランキン・レザール式	主働 ランキン・レザール式 静止 *1と同様 受働 ランキン・レザール式
横方向地盤反力係数	建設省土留め工設計指針(案) ; 変位量1cm ; 変位量2cm	建設省土留め工設計指針(案) ; 変位量1cm ; 変位量3cm	N値とK値の関係より ; 1cm (*1) ; 3cm	建設省土留め工設計指針(案) ; 1cm ; 3cm
支保工バネ定数	同上	同上	*1と同様	文献より

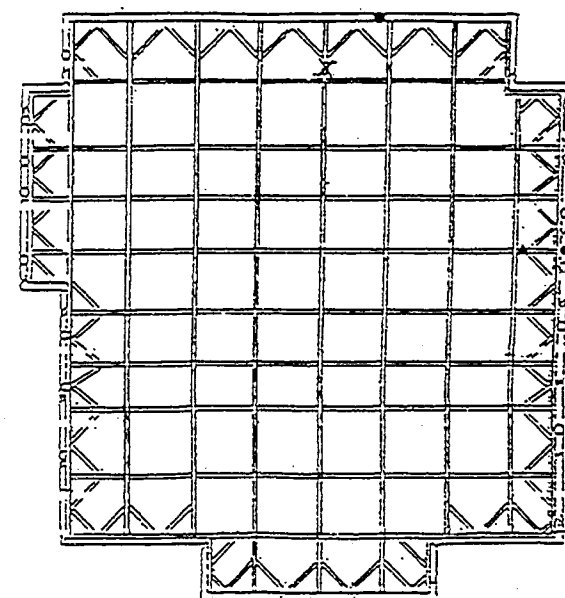
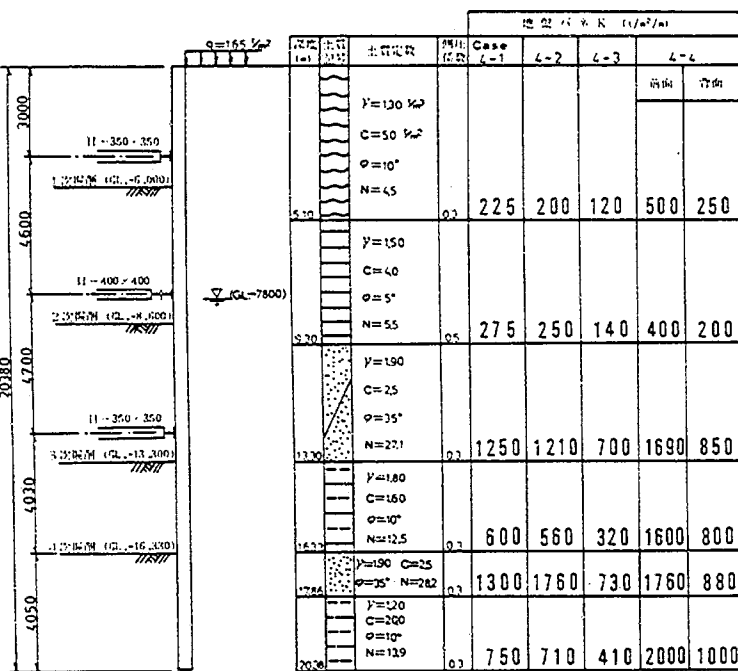
(a) CASE 1



(b) CASE 2



(c) CASE



- × 歪計・温度計
- ▲ 歪計
- 管内傾斜計
- 水位計

(d) CASE 4

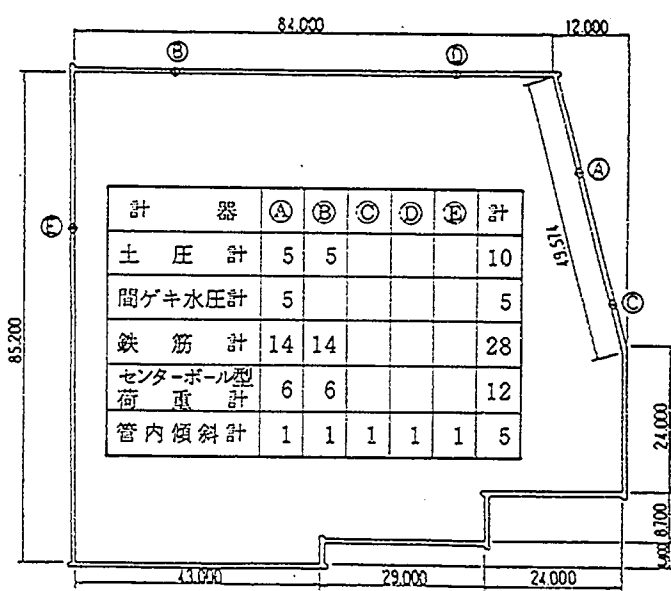
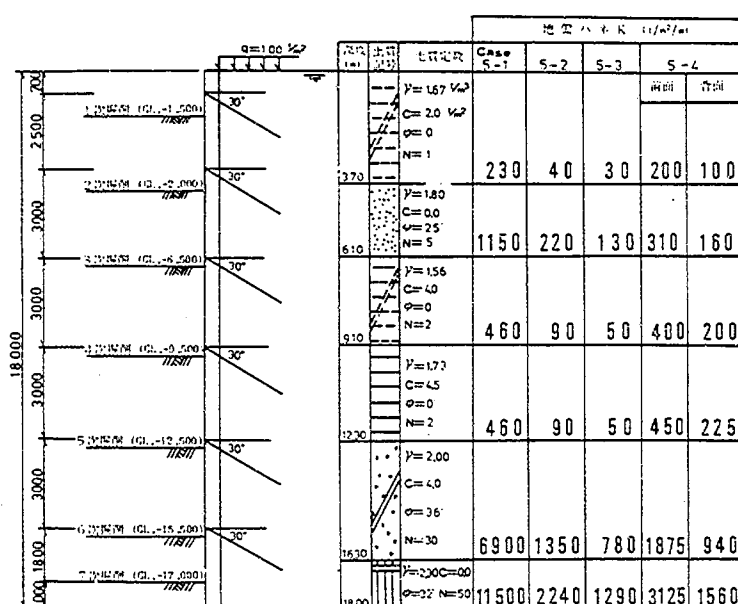


図-4.15 地盤条件および現場計測位置図

4.4.2 実測値と解析値との比較結果

図-4.16は、土留め壁の変形を掘削段階、プレロード時について比較したものである。

また、図-4.17、図-4.18は、土留め壁の背面・前面の地盤反力度を比較したものである。
各検討ケースについての詳細は以下のとおりである。

① CASE 1

④ 文献に述べられている側圧、壁変形、切梁軸力の変化について計算結果との比較を行なう。

(イ) 壁変形

1. 素掘り（1次掘削）段階時の変形

片持梁的な変形は同様であるが、実測ではその変形量も大きく根入れ端まで及び計算結果と大きな差が生じている。

一般的には掘削が2.4mと小さく壁はSP5L型（剛性は公称の60%）であり、表層（GL-7.0）は多少N値の高い層があることから、なんらかの大きな荷重差または地盤定数の違いが生じているものと考えられる。

特にこの違いを生じるものとしては、文献にのべられている水位低下などが考えられる。

2. 2～5次掘削時の変形

CASE 1-a, bとc, dのパネ値の違いにより軟弱粘土層にてのはらみだしが計算値と大きく異なったものとなっているが、素掘り（1次掘削）段階時の変形の差を無視するとCASE 1-c, dはほぼ似た傾向を示している。

ここで上記の差を生じる要因としては掘削前面のパネによる抵抗力の違いとともに背面の変化の違いも関係することから、これについては以下(ロ)にて比較する。

(ロ) 側圧

壁変形に伴う側圧の変化をCASE 1-a, cに代表させ図-4.17, 4.18に示す。

1. 掘削背面側の側圧変化

・入力下限側圧と実測の差

図から判るように実測値はランキン・レザール式の下限側圧（主働土圧+水圧）をGL-5～10mにて下回っており、入力上の差が生じている。

・背面パネの違いによる差

パネ値の小さなCASE 1-a, bに比べCASE 1-c, dはGL-10～20mの側圧の減少が大きく、実測に近い変化を示している。

このような違いは以下に述べるように前面パネの差も影響するが、前面パネ反力は入力受働側圧の制限があるため、ある値以上抵抗できず影響は少なく、背面パネの違いに起因するものである。

このことより背面パネ値が大きく側圧の減少の激しい、CASE 1-c, dの壁変

形が小さくなっているものと考えられる。

2. 掘削前面側の側圧変化

・実測値における掘削前の側圧について

理由は明確でないが背面側と値が異なっている。よって掘削前に変形または荷重変化があったと考えることもできる。

・受働土圧の違い

実測値の 3, 4, 5 特に 5 次における受働土圧はその低下が大きく、計算値との差が生じている。これは入力上の受働土圧計算仮定上の問題であるが計算値にて壁下部の変形が小さい原因の 1 つとなっている。

・前面バネの違い

比較計算上での各CASEの差は殆どない。これは 1. にて述べたように受働側圧の制限があるためと考えられる。

(ハ) 切梁軸力

2 段以外に差があり、1 段は実測値にくらべ小さく、3～4 段大きいものとなっている。

この原因として 1 段においては図に見るように計算上の抵抗土圧の増加が少ないこと、3～4 段については背面側側圧の減少が実測値に比べ少ないことによると考えられる。(特にCASE 1-c, d にてその差が激しいものとなっている。)

このほか切梁バネ値の違い等が考えられるが、資料不足である。

⑤ 再検討

④にて述べた初期変形の差、入力側圧(主働・受働土圧)の違い等は文献のみにて判断することは難しく、解析全体の入力値に関係することから、ここではCASE 1-a, b と c, d の地盤バネの違いに着目し、以下のように再検討を行なう。

(イ) 入力データ変更箇所

前記④の検討結果および実測値との比較を踏まえ、次の条件を加えて再検討を行う。
ただし、検討CASEはaにて代表させa'とする。

・地盤バネ値

掘削背面側バネ値；掘削背面側の側圧変化は背面バネ値に大きく関係する。

CASE 1-a では、背面バネ値が小さすぎるため掘削側側圧の減少が少なく、これを実測に近似するためバネ値を増加させるが、比較のため以下のように設定する。

背面バネ値 CASE 1-a' = CASE 1-c

掘削側バネ値；入力受働土圧の制限により差がないため変更しない。

前面バネ値 CASE 1-a' = CASE 1-a

よって粘土層では(背面バネ値) = 5～10 × (前面バネ値)となる。

(ロ) 再検討結果

図-4.19 からわかるように、変形の推移ではCASE 1-c とほぼ同様な結果となり、また図化はしていないが側圧・切梁軸力の変化共にCASE 1-c に近づいている。

このように掘削背面側バネによる荷重の変化が大きな要因となって、各CASEの違いが生じたものと考えられる。

以上のことから初期掘削時での変形の違いはあるものの、背面側バネの入力を配慮することにより（小さな変形にて主働塑性した側圧となる）各CASEとも実測に比較的近似することが予想される。

② CASE 2

- ⑧ 文献に述べられている側圧、壁変形、切梁軸力の変化について計算結果との比較を行なう。

(イ) 壁変形 ; 図-4.16 に示すように、解析値は実測値に比較してプレロード時の戻り量が多いこと、掘削時には1～3次までの床付け位置における壁変形増加量はほぼ等しいものの4～5次掘削で大きく異なること、および各段階における掘削面以下のはらみ出しが大きいことが挙げられる。

これをプレロード時の戻り量・掘削時の壁変形増加量として表にしたものが表-4.14、表-4.15である。

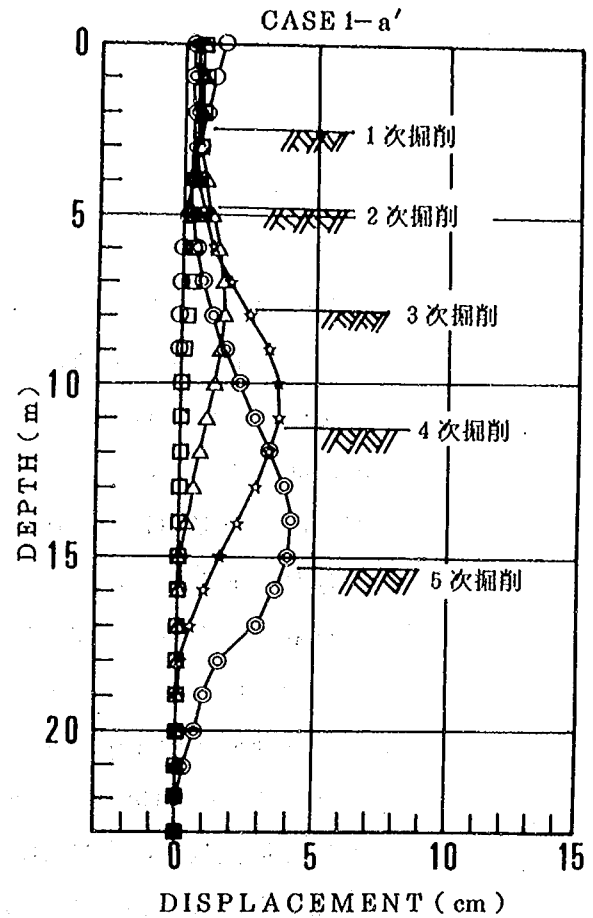


図-4.19 土留め壁変形図

表-4.14 プレロード時の戻り量（プレロード位置） -は戻りを示す。

単位 cm

	実測値	CASE 2-a	CASE 2-b	CASE 2-c	備考
1次プレロード	-0.8	-2.0	-3.3	-1.8	GL-2.5 m
2次プレロード	-0.5	-1.2	-1.7	-0.9	GL-4.5 m
3次プレロード	-0.3	-1.3	-1.8	-0.9	GL-6.5 m
4次プレロード	-0.4	-1.3	-1.7	-1.0	GL-8.5 m

表-4.15 掘削時の壁変形増加量(各床付位置)

単位 cm

	実測値	CASE 2-a	CASE 2-b	CASE 2-c	備考
2次掘削	1.1	1.0	1.4	0.7	GL-5.0m
3次掘削	1.5	1.3	1.7	0.9	GL-7.0m
4次掘削	1.4	2.3	3.2	1.7	GL-9.0m
5次掘削	0.5	2.1	2.4	1.4	GL-10.4m

(ロ) 側圧

1. 掘削背面側の側圧変化

・入力下限側圧と実測の差

図-4.17. から判かるように実測値は解析値に比べ側圧の低下が大きく、また掘削の進行に伴い、ランキン・レザール式の下限側圧(主働土圧+水圧)を4~5次掘削にて一部(GL-10m付近)下回っており、入力上の差が生じている。

・背面バネの違いによる差

バネ値の入力上の違いは少なく、また壁変形増加による荷重の低下も背面側入力下限側圧にて制限されているため側圧変化に与える差は小さいものとなっている。

2. 掘削前面側の側圧変化

図-4.18 にCASE 2-aにおける掘削前面側の側圧変化を示す。ここで実測における掘削側計測点はGL-10m以下の3箇所と少なく、解析結果と単純に比較することは難しいが以下のことが言える。

・GL-10m以下の比較のみであるが1~3次掘削までの掘削前面側の側圧変化は実測と解析値との差が少ない。

・4~5次掘削における解析結果は実測に比べ大きめとなっている。

(ただし実測の5次GL-10.4mの計測値は掘削面であることより無視する)

以上(イ)変形、(ロ)側圧の比較より、実測と解析値の大きな差を生じさせる入力上の項目としては次のことが考えられる。ただし以下のことはそれぞれ関連しており下記の1つを変更することにより他が変化することとなる。

1. プレロードによる壁変形の戻り量が大いことについて

・入力した背面バネ値が小さすぎる。

2. 4~5次掘削での掘削時の変形増加量が大いことについて

・GL-10m付近の背面側入力下限側圧(壁を変形させる荷重)の設定が大きすぎる、または背面バネ値が小さすぎるため側圧の低下が少ない。

3. 掘削面以下のはらみ出しが大いことについて

・特に2~3次にこの傾向があるが掘削面付近の地盤が軟弱粘性土であり、入力上限

(受働)土圧が大きすぎることが考えられる。

4. 実測に比べ4～5次掘削での掘削側反力の増加が大きいことについて

・掘削側反力は以下の計算によっている。

弾性範囲：入力静止土圧+バネ値×変位

塑性範囲：入力上限(受働)土圧

よって実測に比べ解析値が大きいことは以下の様な場合が考えられる。

弾性範囲の場合；入力静止土圧またはバネ値が大きすぎる。

塑性範囲の場合；入力上限(受働)土圧が大きすぎる。

(ハ) 切梁軸力

表-4.16に示すように実測値と解析値の差はすくない。

表-4.16 切梁軸力の差異

単位 t/m

	実 測 値	CASE 2-a	CASE 2-b	CASE 2-c
1 段	11～15	11～12	11～13	11～12
2 段	8～10	9～11	9～1	9～11
3 段	11～12	11～14	11～14	11～13
4 段	13～14	13～16	13～16	13～15

⑥ 再検討

④にて述べた実測と解析値の違いで明確となった、入力側圧と地盤バネ設定に着目し以下のように再検討を行なう。

(イ) 入力データの変更箇所

前記④の検討結果および実測値との比較を踏まえ、次の条件を加えて再検討を行なう。ただし、検討CASEは2-aにて代表させ2-a'とする。

・地盤のバネ値

掘削背面側バネ値；プレロード時の壁変形の戻り、掘削背面側の側圧変化は背面バネ値に大きく関係する。

よって比較のため背面側バネ値を以下のように設定する。

背面バネ値 CASE 2-a' = CASE 2-a × 3.0

掘削側バネ値 ；入力上限土圧の設定により制限されるため変更しない。

前面バネ値 CASE 2-a' = CASE 2-a

上記の変更によりプレロード時の壁変形の戻り、および掘削時のはらみ出しは小さくなると考えられる。

また掘削面以下のはらみ出しが実測の方が大きいことについては施工的な要因

とも考えられるが、以下の側圧の変更を行ない解析値に与える影響をみるものとする。

- ・側圧 ; 背面側下限土圧…実測が入力値を下回るGL-10m付近を実測程度とする。
前面側上限土圧…掘削面付近の上限(受働)土圧を低減する。

(ロ) 再検討結果

図-4.16 から分かるように、変形の推移ではより実測に近づく結果となり、また図化はしていないが側圧・切梁軸力の変化も同様実測に近づいている。

このように掘削背面側バネによる荷重の変化、側圧の設定が解析上では大きな要因となっていることが判る。

③ CASE 3

- ① 文献に述べられている側圧、壁変形、切梁軸力の変化について計算結果との比較を行なう。

- (イ) 壁変形 ; 図-4.16 に示すように実測値は最大変形で10mm程度であり解析値の比較は難しいが、表-4.17のようにプレロード時の戻り量が多いことが挙げられる。しかし、掘削時の壁変形増加量はほぼ一致している。

また実測値と大きく異なる点は、地表面付近の壁変形(各掘削段階を通じて)と2次プレロード時の変形モードである。

表-4.17 プレロード時の戻り量(プレロード位置) -は戻りを示す
単位 cm

	実 測 値	CASE 3-a	CASE 3-b	CASE 3-c	CASE 3-d	備 考
1次プレロード	-0.2	-0.7	-0.7	-1.2	-0.6	GL-3.0m
2次プレロード	-0.1	-0.4	-0.4	-0.6	-0.4	-7.6m
3次プレロード	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	-0.1	-12.3m

表-4.18 掘削時の壁変形増加量(各床付位置)

単位 cm

	実 測 値	CASE 3-a	CASE 3-b	CASE 3-c	CASE 3-d	備 考
2次掘削	0.4	0.4	0.4	0.5	0.4	GL-8.6m
3次掘削	0.4	0.4	0.4	0.6	0.4	-13.3m
4次掘削	0.5	0.6	0.6	0.8	0.6	-16.33m

(ロ) 側圧

1. 掘削背面側の側圧変化

- ・入力下限側圧と実測の差

当検討CASEは側圧の実測値がないため比較は省略する。

- ・背面バネの違いによる差

バネ値はCASE 3-c が他に比べ0.6倍と小さいが、最小値にても 0.1 kg/cm^3 であり解析結果での差は少ない。

2. 掘削前面側の側圧変化

1.と同様側圧の実測値がなく、また背面バネの違いによる差も解析結果では差は少ないものとなっている。

以上(イ)、(ロ)の比較より実測と解析値の差は少ないが、次のような問題が考えられる。

1. 地表面付近の変形モードが各段共通して異なっていることについて

地表面付近の変形モードの違いは、1次プレロード時に生じた解析値が以降影響しているものであるが、地表面付近の背面バネ値および背面下限(主働)土圧(入力値は0)が小さいことが主な要因と考えられる。

2. 2次プレロード時の変形が解析では大きすぎるについて

文献にみる様に2~3次掘削ではつぼ掘りが行なわれており、解析に比べ大きな変形を起こす施工状況であったことが判る。

よって解析結果の比較ではこの2次プレロード時は除外するものとする。

(ハ) 切梁軸力

各段の値は次のとおりであり、比較的解析値は実測とよい一致を示している。

表-4.19 切梁軸力の差異

単位 t/本

	実 測 値	CASE 3-a	CASE 3-b	CASE 3-c	CASE 3-d
1 段切梁軸力	55 ~ 90	70 ~ 85	70 ~ 90	70 ~ 95	70 ~ 85
2 段切梁軸力	110 ~ 160	90 ~ 140	90 ~ 145	90 ~ 155	90 ~ 140
3 段切梁軸力	40 ~ 80	55 ~ 100	55 ~ 100	55 ~ 110	55 ~ 110

⑥ 再検討

①にて述べた地表面付近の実測と解析値の違いについて再検討を行なう。

(イ) 入力データの変更箇所

前記①の検討結果および実測値との比較を踏まえ、次の条件を加えて再検討を行なう。

ただし、検討CASEは3-aにて代表させ3-a'とする。

・地盤のバネ値

掘削背面側バネ値；掘削背面側の側圧変化は背面バネ値に大きく関係し，CASE 3-a では背面バネ値が小さすぎるため変形の戻りが大きいと考えられる。

ここでバネ値を増加させると背面下限土圧も早く減少し，地表面付近の下限土圧は 0 であることから再検討には土圧の修正も必要となる。

よってここでは，バネ値の増加は他の検討 CASE にて行なっていることから，再検討結果の比較を単純化するため下記の側圧のみ変更し，バネ値の変更は省略する。

背面バネ値 CASE 3-a' = CASE 3-a

掘削バネ値；入力受働土圧の制限により差がないため変更しない。

前面バネ値 CASE 3-a' = CASE 3-a

・側圧；地表面付近の背面下限（主働）土圧を図-4.17の実線で示す主働土圧に変更する。

（ロ）再検討結果

図-4.16 から判るように，地表面付近の変形の推移は実測に比較的近似する。

④ CASE 4

① 文献に述べられている側圧，壁変形の変化について計算結果との比較を行なう。

（イ）壁変形；図-4.16 中の実測 B は文献中に示されたものであり，実測 A は文献中には記載されていないが，計測平面図-4.15 中の測点 A に対応する。

壁変形における主な違いは次のとおりである。

・実測値；計測位置にて大きな差が生じている。

・解析値；1) 各 CASE 共実測に比べ初期（素掘り）段階の壁変形（5～10 mm）が小さく，以降の解析値に大きな影響を与えている。

2) 入力バネ値の差により壁変形は CASE 4-a，4-b と CASE 4-c，4-d に分けられる。

表-4.20，4.21 にプレロード時の戻り量および掘削時の変形増加量を示すが，素掘り（1次掘削）の変形量の違いを除けばバネ値の大きな CASE 4-a，4-d は，各掘削段階における増加量はほぼ一致する。

表-4.20 プレロード時の戻り量(プレロード位置) -は戻りを示す

単位 cm

	実測値	CASE 4-a	CASE 4-b	CASE 4-c	CASE 4-d	備考
1次プレロード	-1.1	-0.7	-2.1	-2.8	-1.1	GL-0.7m
2次プレロード	-1.1	-0.7	-1.6	-2.3	-0.9	-3.2m
3次プレロード	-0.9	-0.7	-2.1	-2.9	-1.1	-6.2m
4次プレロード	-0.3	-0.6	-1.3	-1.8	-0.9	-9.2m
5次プレロード	-0.6	-0.3	-0.7	-1.0	-0.5	-12.2m
6次プレロード	-0.2	-0.1	-0.3	-0.3	-0.2	-15.2m

表-4.21 掘削時の壁変形増加量(各床付け位置)

単位 cm

	実測値	CASE 4-a	CASE 4-b	CASE 4-c	CASE 4-d	備考
2次掘削	0.2	0.5	1.7	2.5	0.9	GL-4.0m
3次掘削	0.4	0.2	0.5	0.7	0.3	-6.5m
4次掘削	-0.2	0.2	0.6	0.9	0.4	-9.5m
5次掘削	0.4	0.2	0.5	0.6	0.4	-12.5m
6次掘削	-0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	-15.5m
7次掘削	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-17.0m

(ロ) 側圧

1. 掘削背面側の側圧変化

・解析値と実測値の差

GL-5.0m以浅の側圧について

4次掘削以降、実測値・解析値とも受働側に側圧が移行しており、実測値が解析値よりも大きな側圧となっている。

GL-10.0m～-15.0m付近について

静止側圧に対して実測値は減少しており、解析値は増加している。

2. 掘削前面側の側圧変化

当検討CASEは側圧の実測値がないため比較できないが、解析結果に差は少ない。

3. 素掘り段階での背面側側圧について

素掘り段階で大きな変形をしたが、背面側側圧はほとんど変化していない。

以上(イ)。(ロ)の比較により、実測値と解析値との違いについて下記のことが考えられる。

1. 素掘り段階での壁変形量について

文献には記述されていないが、アンカー設置に要する時間的なことにより先行掘削(つば掘り)が行なわれ、この影響が素掘り段階での大きな壁変形を引き起す1つの要因であると考えられる。

2. プレロードによる壁変形の戻り量が多いことについて

CASE 4-b, 4-c はバネ値が小さすぎる。

3. 掘削背面側の側圧変化(GL-5.0m以浅, GL-10.0m~-15.0m付近)について

GL-5.0m以浅については実測の反力増加が大きく、解析値のバネ値は小さすぎる。

またGL-10.0m~-15.0m付近の実測値は、壁変形が大きく背面側に戻るにもかかわらず側圧の増加がないものとなっている。これに対し解析値の側圧増加は変形状からみて妥当なものであり主な原因は不明である。

ただし、解析値にてGL-5.0mおよび-13.0m付近での側圧増加は極端であり、この砂層の入力バネ値は大きすぎるか、または前後の粘土層のバネ値が小さすぎるものと考えられる。

(ハ) アンカー軸力

表-4.22に示す様に実測値と解析値の差は少ない。

表-4.22 アンカー軸力の差異

単位 t/m

	実 測 値	CASE 4-a	CASE 4-b	CASE 4-c	CASE 4-d
1 段	約 10	10 ~ 11	9 ~ 13	9 ~ 14	10 ~ 12
2 段	約 23	18 ~ 20	14 ~ 21	13 ~ 21	17 ~ 20
3 段	45 ~ 50	47 ~ 49	45 ~ 52	44 ~ 53	46 ~ 50
4 段	40 ~ 53	52 ~ 54	51 ~ 57	50 ~ 59	52 ~ 56
5 段	約 40	52 ~ 53	50 ~ 54	50 ~ 56	52 ~ 55
6 段	約 40	38 ~ 49	38 ~ 40	39 ~ 40	39 ~ 40

⑥ 再検討

①にて述べた地表面付近の実測値と解析値の違いについて再検討を行なう。

(イ) 入力データの変更箇所

前記⑥の検討結果および実測値との比較を踏まえ、次の条件を加えて再検討を行なう。

ただし、検討 CASE は 4 - a にて代表させ 4 - a' とする。

・地盤のバネ値

CASE 4 - a は、他の CASE に比べてバネ値が全体的に大きいことから、粘性土は変更する必要なく、また砂質地盤のバネ値が大きすぎると思われるが、現状では実測値とそれほど差がないためバネ値は変更しない。

$$\text{CASE } 4 - a' = \text{CASE } 4 - a$$

・側圧

掘削背面側側圧；実測値と解析結果に差がないため変更しない。

掘削前面側側圧；掘削において素掘り（GL - 1.5 m）段階で 2 次掘削（GL - 5.0 m）位置までつば掘りを行なっている。よってここでは素掘り段階での前面側上限側圧を 2 次掘削時の前面側上限側圧に変更する。

(ロ) 再検討結果

図 - 4.16 に再検討で得られた壁変形を示す。

素掘り段階の掘削前面側だけの再検討であるが 頭部変形量が約 17 mm となり、より実測値に近似したと思われる。

また、今回バネ値を変更しなかったが、バネ値を変更するとなお実測値に近似できると考えられる。

以上の実測値と解析値との比較結果に基づき、本解析手法の適用性および入力値設定に関して以下のことがわかった。

⑧ 本解析手法の適用性

解析結果より、本解析法を使用するためには地盤バネ値の設定のほか各基準・上下限土圧の設定が重要であるが、後述する入力値設定に注意すれば各掘削段階における土圧の遷移も実測にほぼ近似し土留め計算法として十分適用性はあるものと考えられる。

ただし、各文献との比較により判るように、現場データにおいては各掘削段階で「つば掘り」「地下水位の低下」等による影響が生じており、これらに対する近似は悪いものとなっている。

これは本解析手法が初期入力値設定値により、以降の掘削段階を一括して解析するため掘削途中の側圧変化に対応が難しいこと、側圧を土水一体として入力する方法を採用していることによるものであり、今後の方向としては上記の施工状況・計測データの変化を考慮し、各掘削段階ごとの入力値の再設定が行なえるようにすることも必要と考えられる。

⑨ 入力値設定（地盤バネ値と側圧）に関して

入力値である地盤バネ値と側圧の関係は、壁変形に伴う土圧の移行を行なう上で非

常に重要な関係にあり，現場計測データとの比較からその設定には次のような考慮が必要である。

イ) 背面地盤バネ値と背面下限（主働）側圧

比較検討より明らかとなったことは，背面地盤バネ値が小さすぎる（特に粘性土）場合，実測値と解析値が大きく異なることである。

これは入力バネ値が小さいと，掘削時には壁変形による側圧の低下（主働側圧への移行）が少なく大きな荷重に対して解析してしまうこと，同様にプレロード時には側圧の増加（受働側圧への移行）が少なく小さな抵抗に対して解析してしまうことによる。

また背面下限（主働）側圧も，軟弱粘性土であってもN値は小さいものの比較的粘着力が地表面付近にある土層の場合，ランキン・レザール式では入力値が0となり実測値と解析値が大きく異なることもある。

よって地盤バネ値が小さく設定されるような軟弱粘性土の場合，以下に示す配慮が必要である。

背面地盤バネ値；計算値が 0.0 A kgf/cm^3 オーダーの土層の場合は，背面地盤バネ値のみ 0.0 B kgf/cm^3 程度の入力が必要である。

背面下限側圧；地表面付近の背面下限側圧が軟弱粘性土の場合0とならない様に入力することが必要である。（側圧係数的な入力）

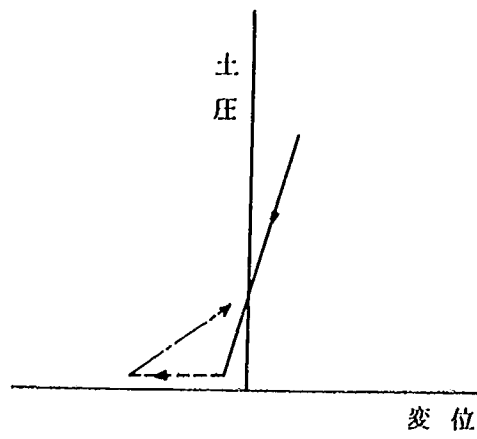
ロ) 掘削側地盤バネ値と上限（受働）側圧

比較検討より明らかとなったことは，背面地盤バネ値の設定と異なり計算値が 0.0 A kgf/cm^3 オーダーにても解析値への影響は少ないことである。

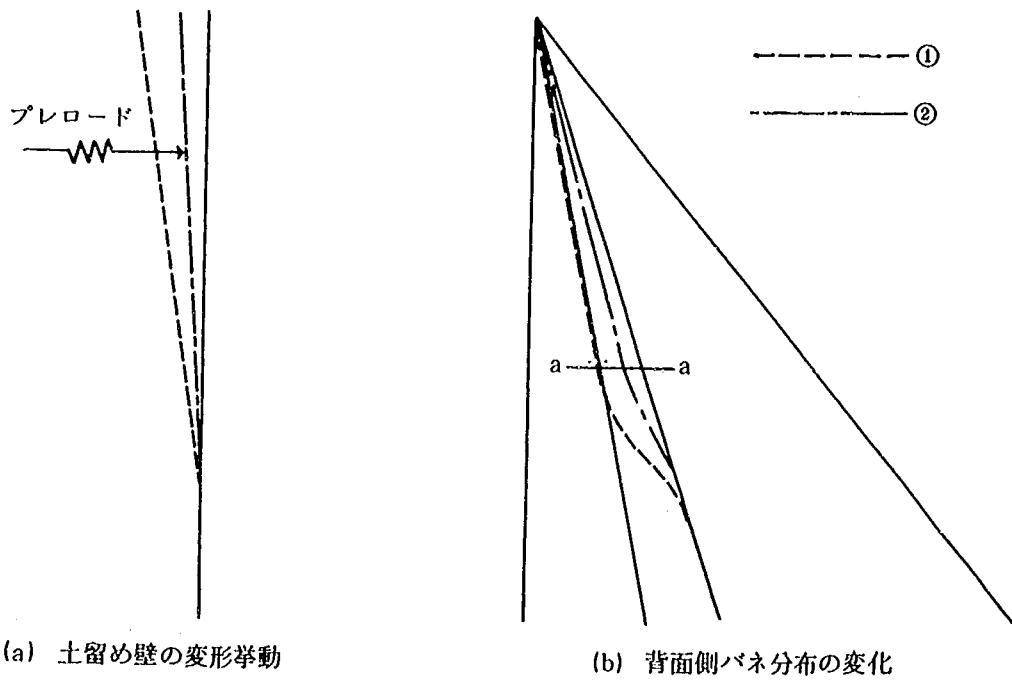
これはバネ値による抵抗力の増加が掘削側上限（受働）側圧にて制限されているためであり，特に本解析手法を用いる上での入力値設定上の配慮の必要性は少ない。

4.5 今後の課題

本解析手法では，背面側についても弾塑性バネを考慮しているが，掘削により背面地盤が主働塑性状態に達した（①）のちプレロード導入により弾性域に移行する（②）ときの地盤バネのように繰返し荷重変位を受ける地盤のバネ剛性の評価については問題を残すところである（図－4.20 参照）。今後，このようにプレロード荷重により繰返し変形を受ける土留め壁の挙動をより厳密にモデル化するために地盤のバネ特性について解明していくことが課題となろう。



(c) a-a 位置での節点バネ



(a) 土留め壁の変形挙動

(b) 背面側バネ分布の変化

図-4.20 プレロードによる背面側地盤反力の変化

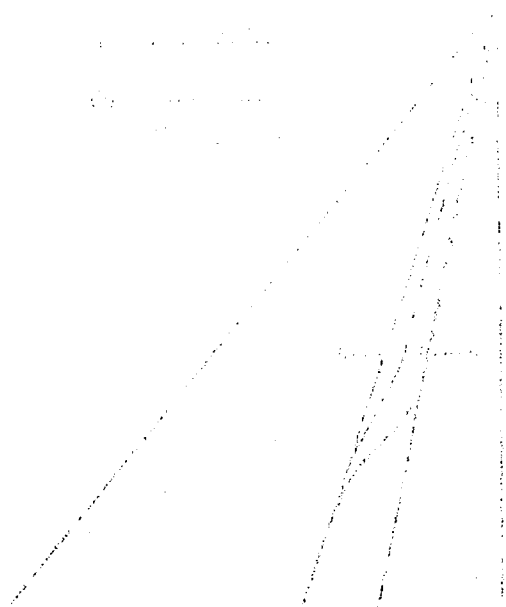


Figure 1-10 (a) (b)



Figure 1-10 (c) (d)

Figure 1-10 (e) (f) (g) (h) (i) (j) (k) (l) (m) (n) (o) (p) (q) (r) (s) (t) (u) (v) (w) (x) (y) (z)

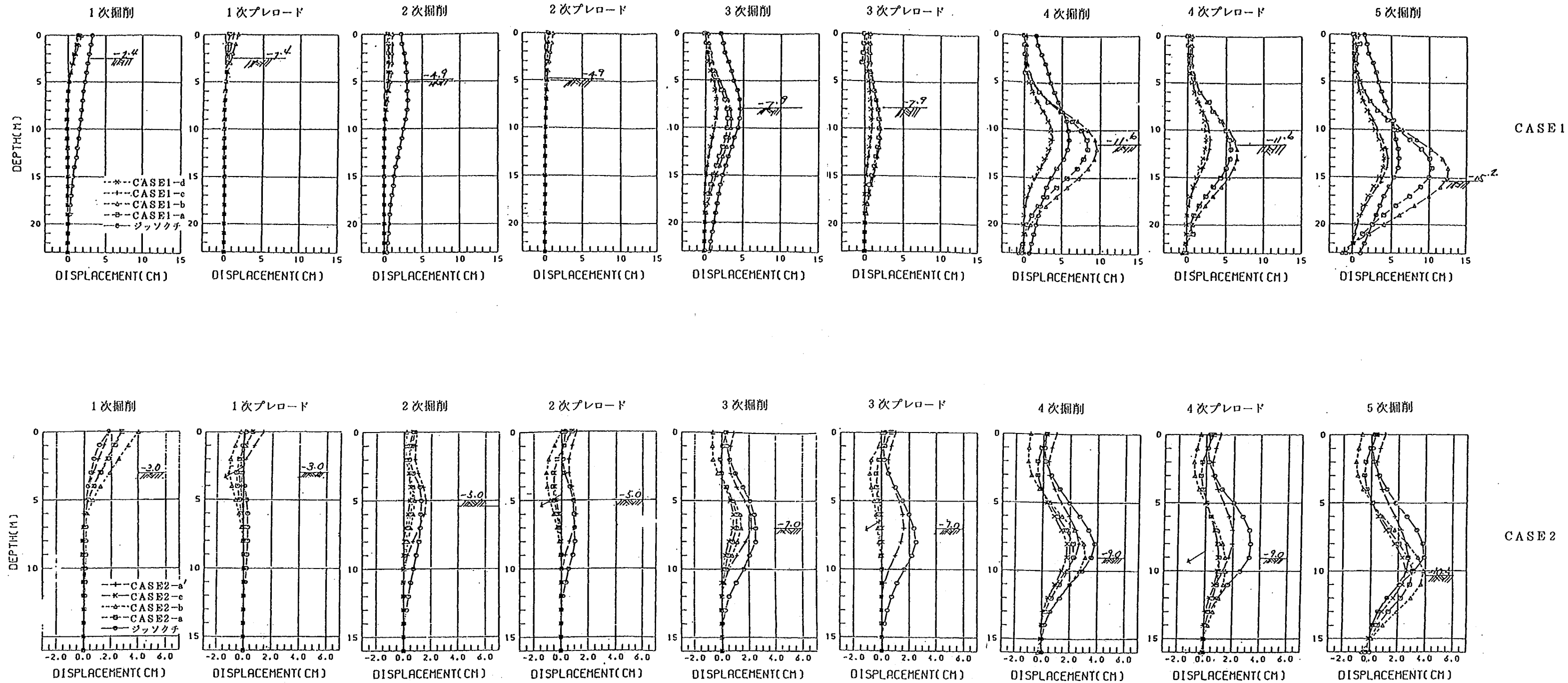


図-4.16 土留め壁変形図

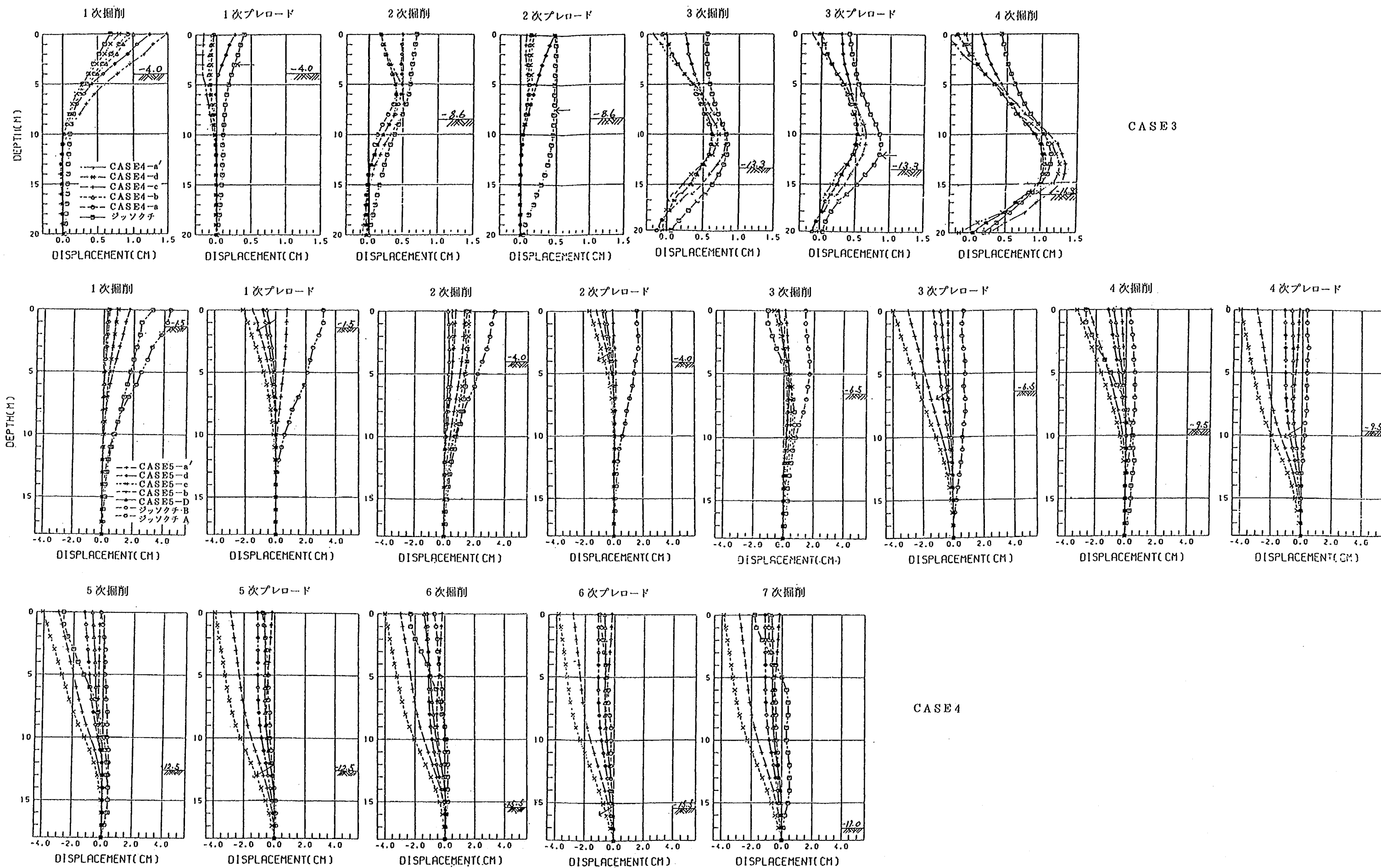
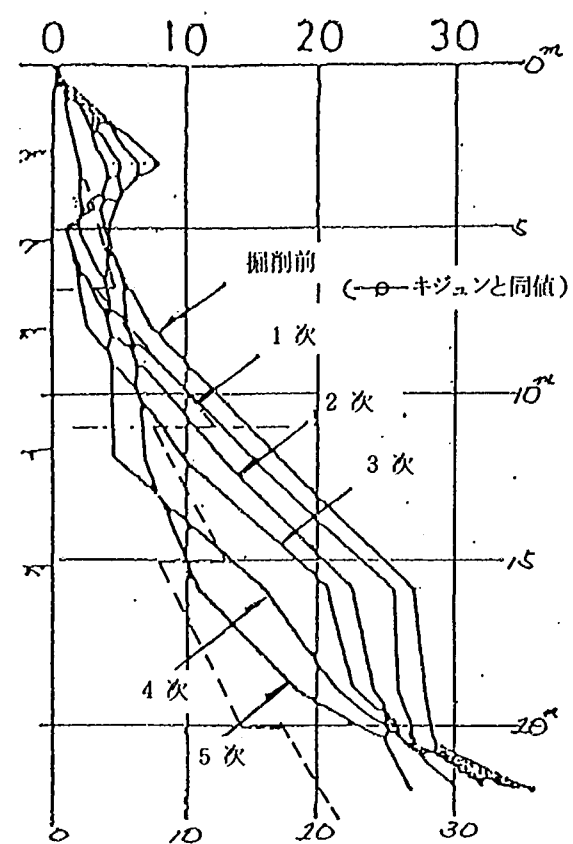
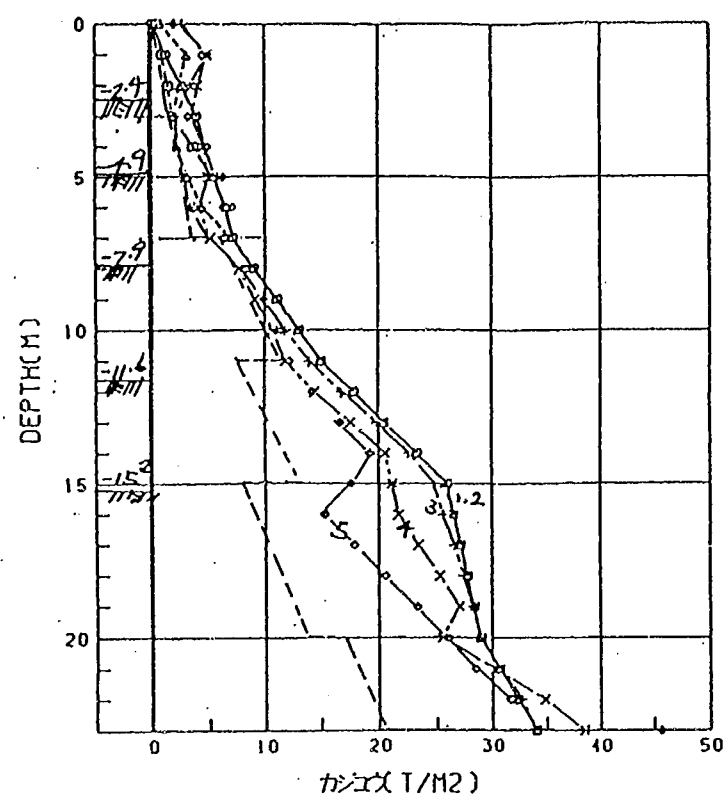


図-4.16 土留め壁変形図

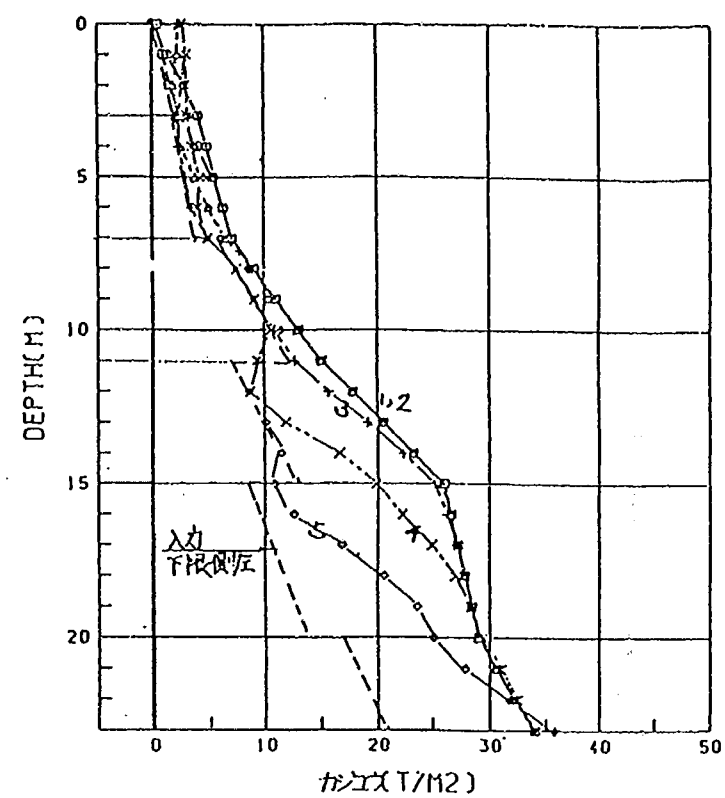
CASE 1



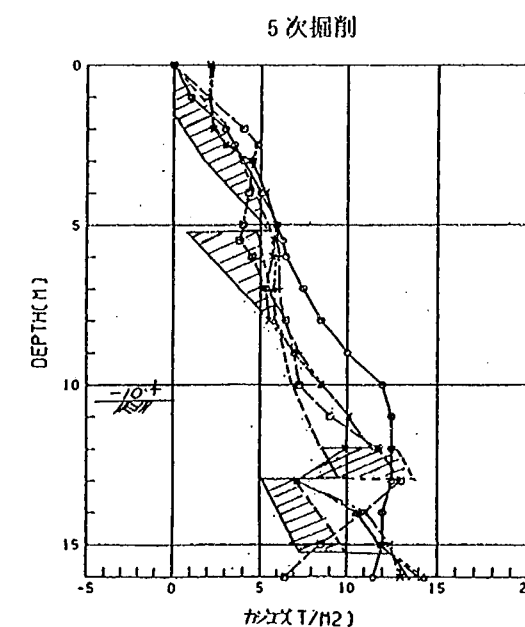
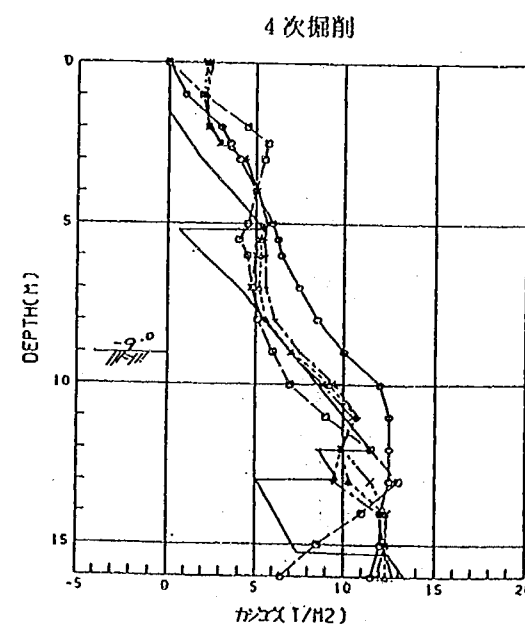
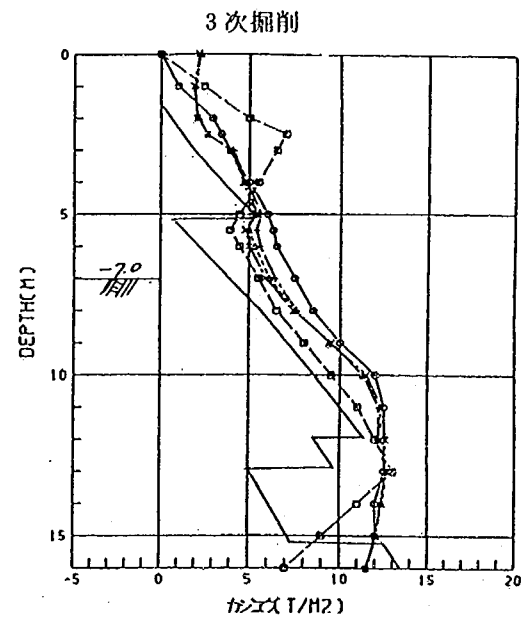
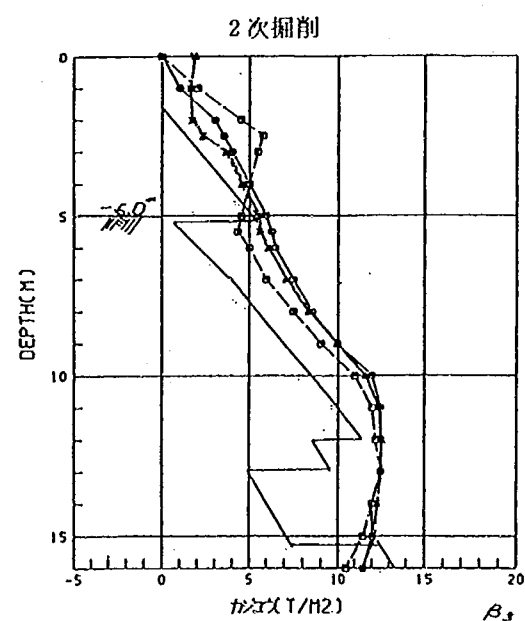
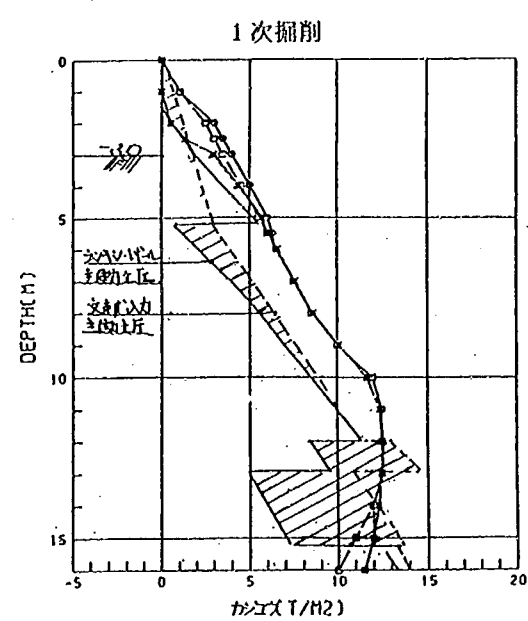
CASE 1-a



CASE 1-c



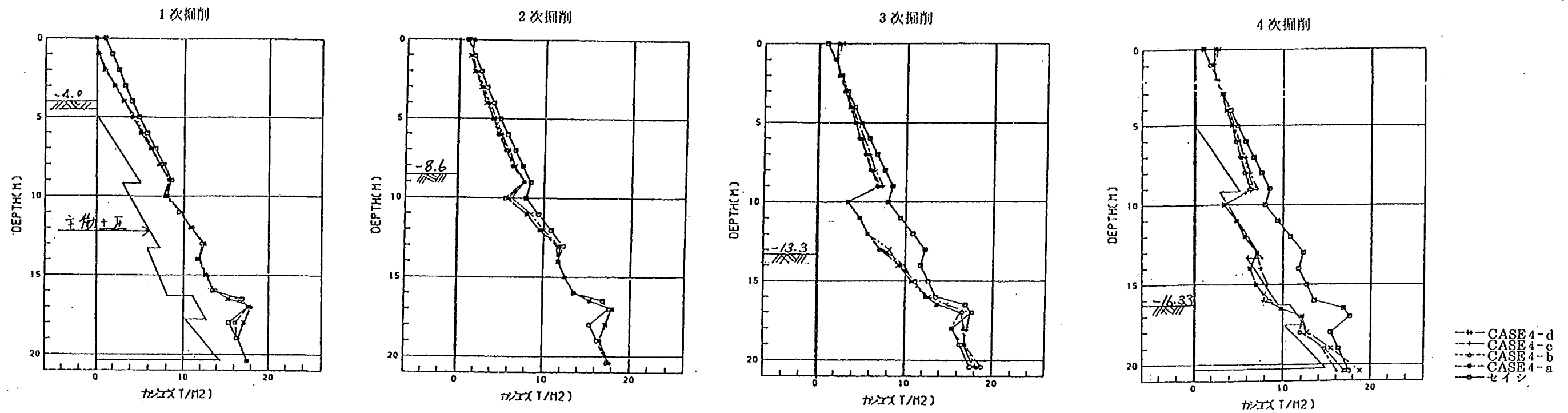
CASE 2



--- CASE 2-a
 --- CASE 2-b
 --- CASE 2-c
 --- ジョイント
 --- セイシ

図-4.17 背面側地盤反力度

CASE 3



CASE 4

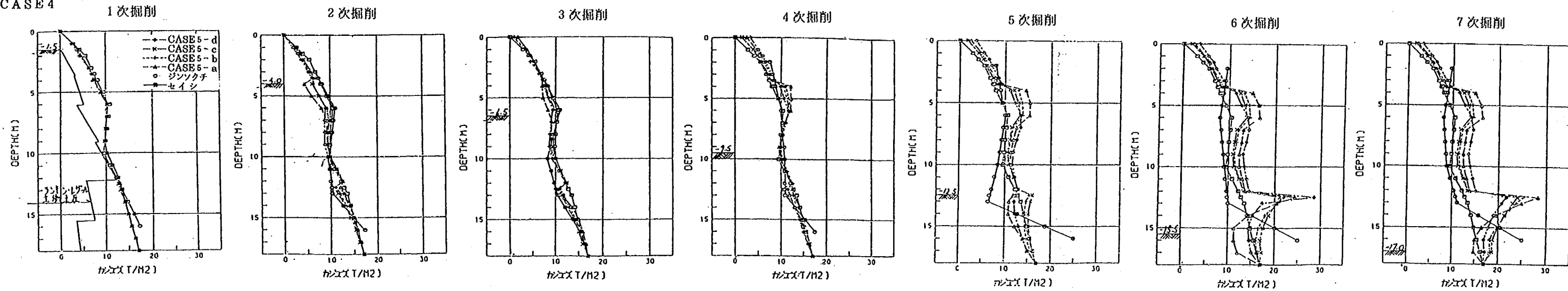
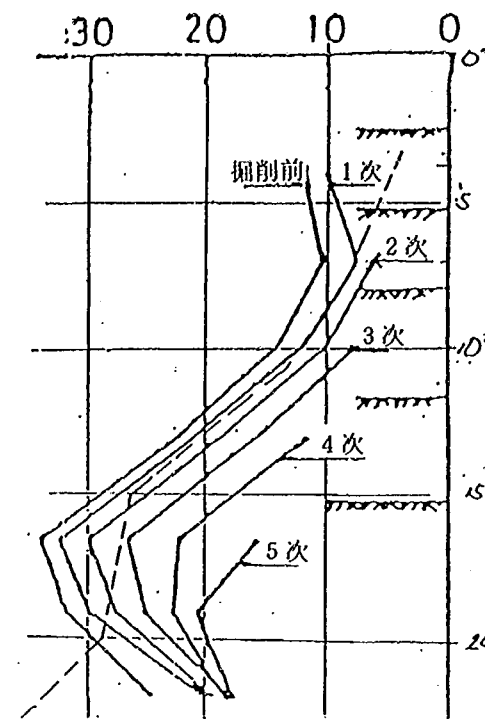
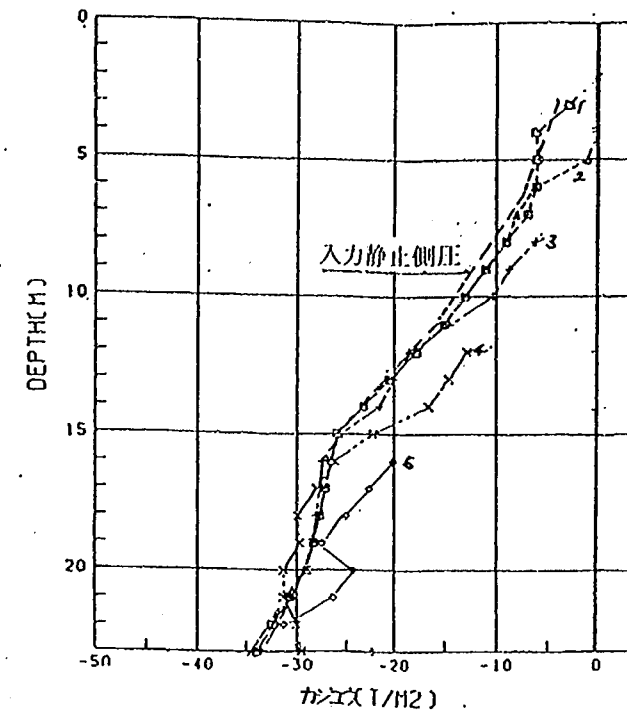


図-4.17 背面側地盤反力度

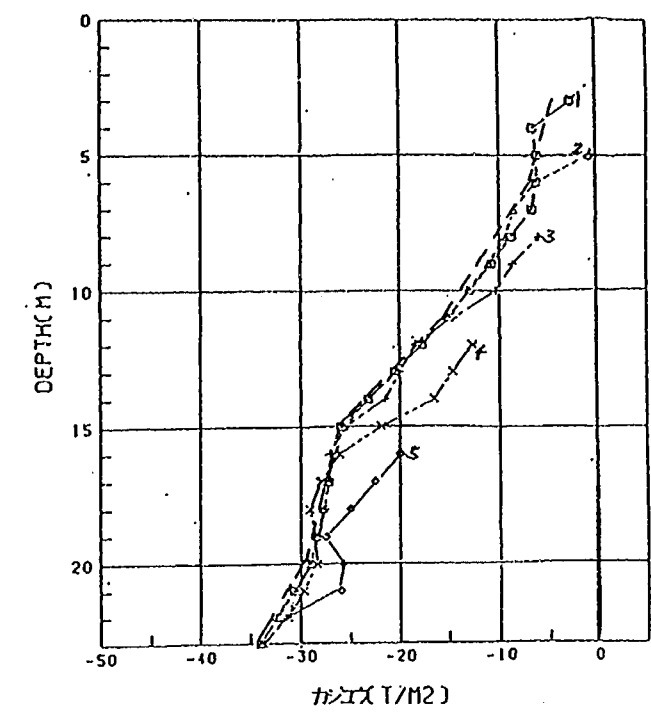
CASE 1



CASE 1-a

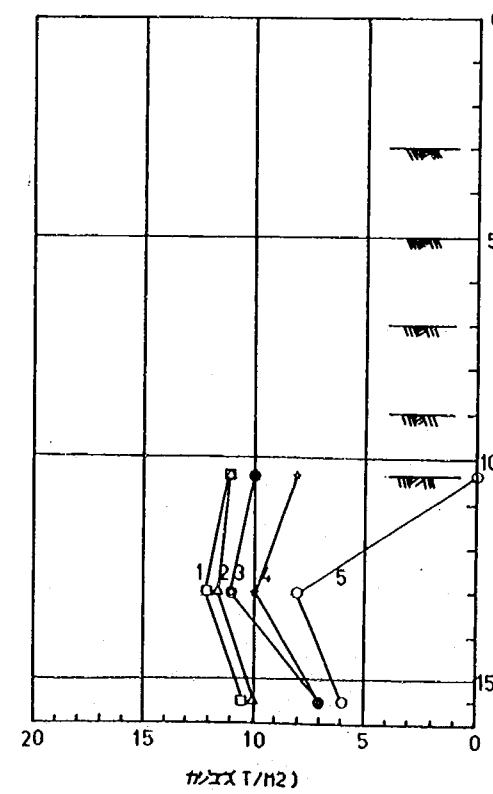


CASE 1-c



CASE 2-a

実測値



解析値

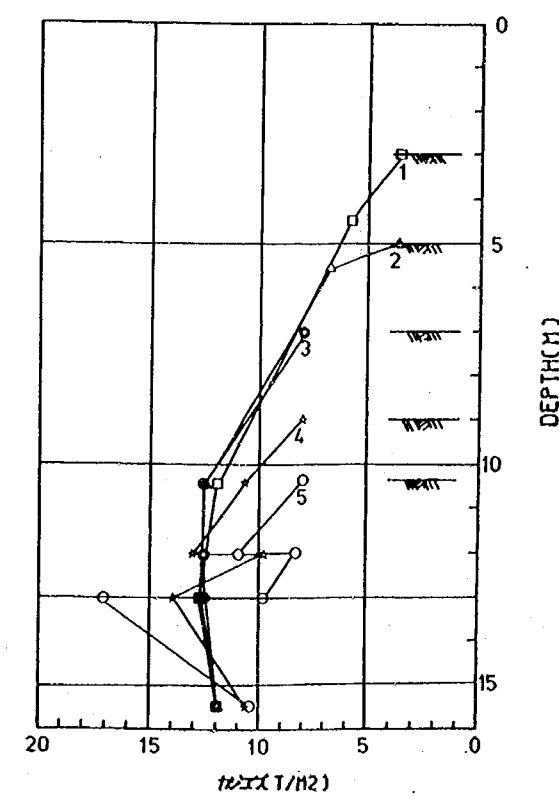
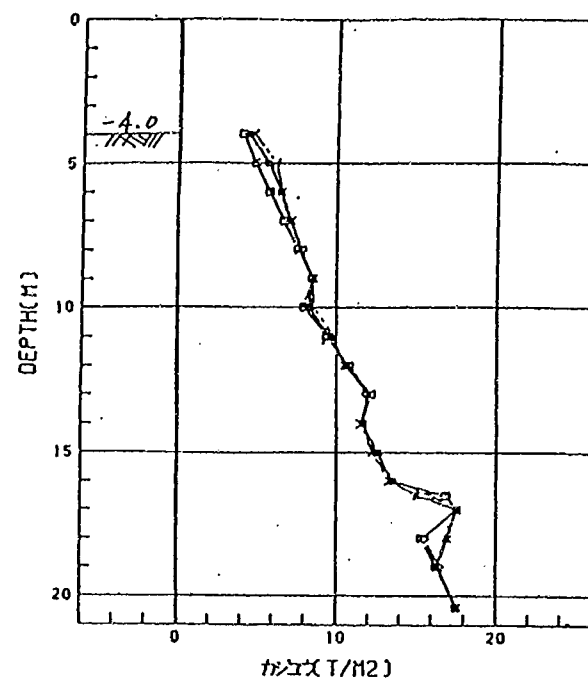


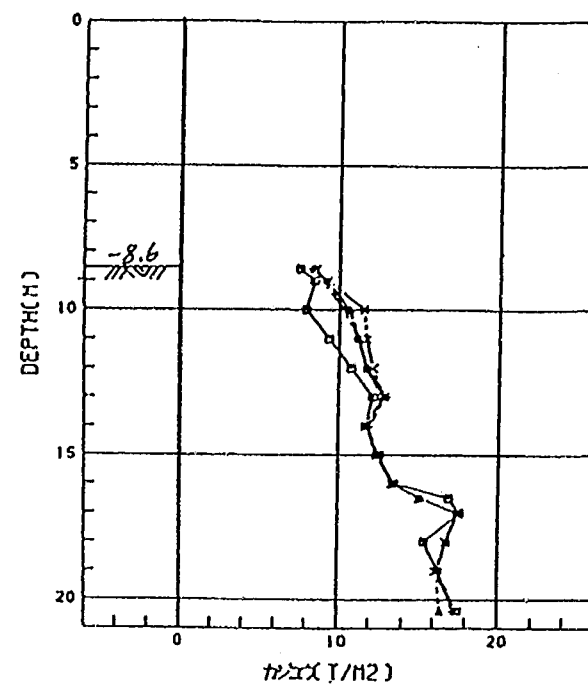
図-4.18 前面側地盤反力度

CASE 3

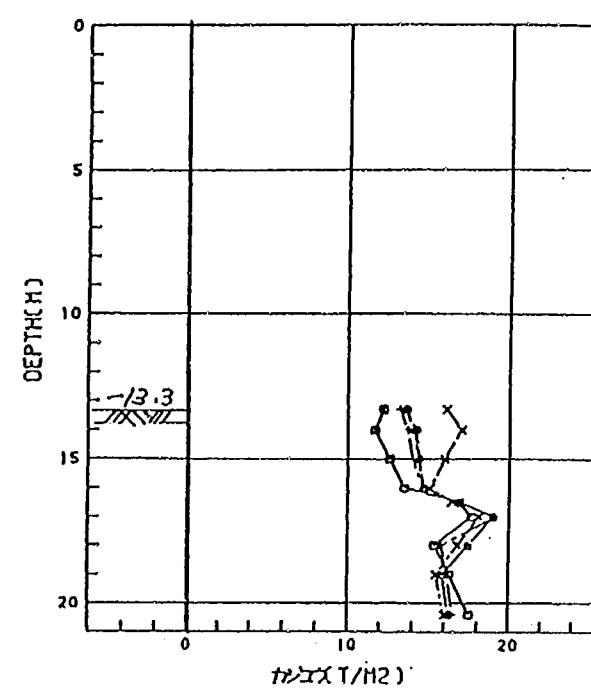
1次掘削



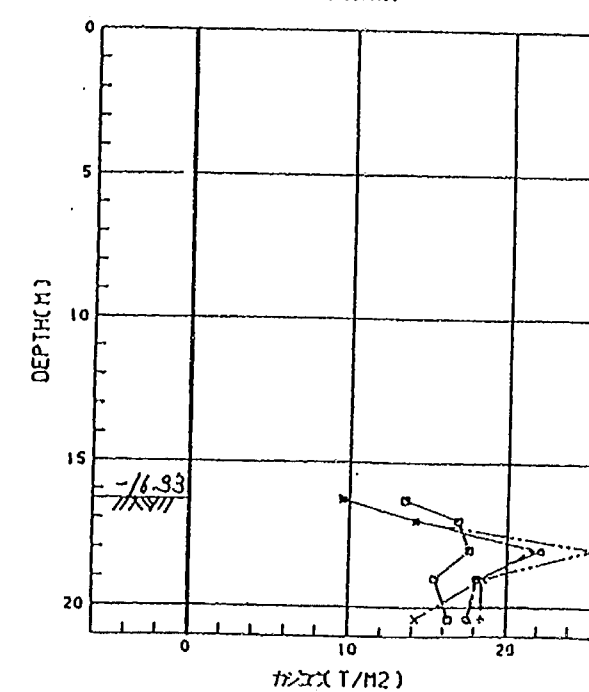
2次掘削



3次掘削



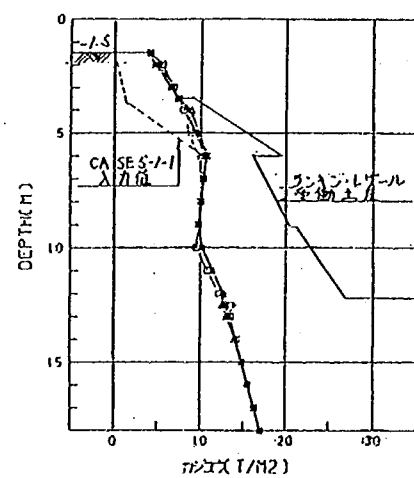
4次掘削



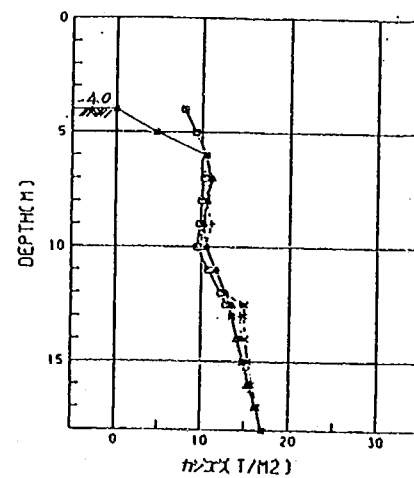
--- CASE 4-d
 --- CASE 4-c
 --- CASE 4-b
 --- CASE 4-a
 ○ セイシ

CASE 4

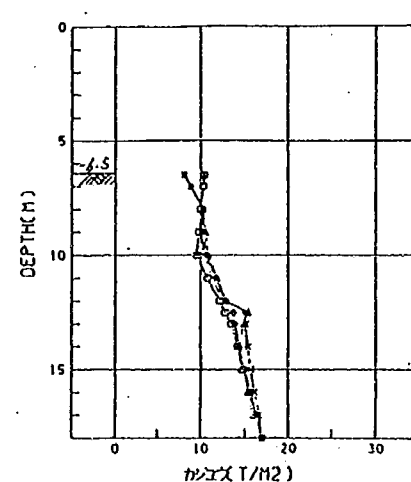
1次掘削



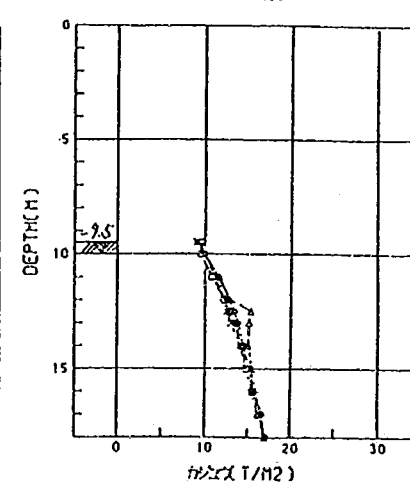
2次掘削



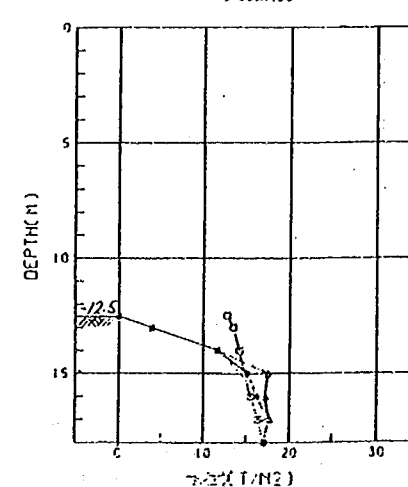
3次掘削



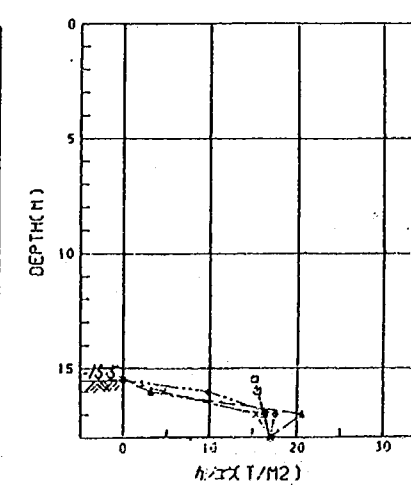
4次掘削



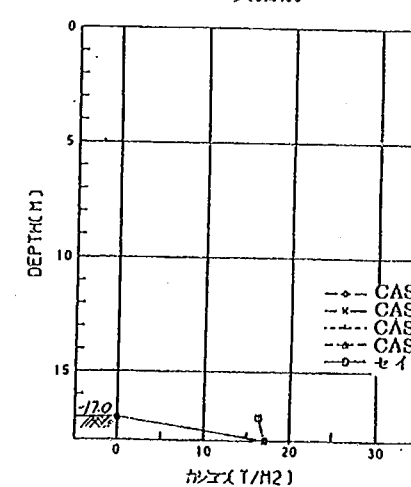
5次掘削



6次掘削



7次掘削



--- CASE 5-d
 --- CASE 5-c
 --- CASE 5-b
 --- CASE 5-a
 ○ セイシ

図-4.18 前面側地盤反力度

参 考 文 献

- 1) 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, 第12巻4号, 1972, 12
- 2) 佐々木豊, 増田昌弘, 吉 清孝, 杉山利幸「アースアンカーを用いた土留め工の予測管理について」第20回土質工学研究発表会講演集, 1985, 6
- 3) 森重竜馬「地下連続壁の設計計算」土木技術, Vol. 30, No. 8, 1975, 8
- 4) 津田政憲, 村上清基, 森 伸一郎「プレロードと地盤の弾塑性を考慮した山留め解析」土木学会第37回年次学術講演会概要集, 1982, 10
- 5) 大志万和也, 中谷昌一, 越川 裕, 北村敬司「プレロードを考慮した土留め解析」土木技術資料, Vol. 28, No. 5, 1986, 5
- 6) 丸岡正夫, 幾田悠康, 青木雅路「プレロードを併う山止めの設計法」, 第17回土質工学発表会講演集, 1982, 6
- 7) 丸岡正夫, 青木雅路, 幾田悠康, 佐藤英二「山留めの観測施工法に関する研究(その1), (その2)」, 第19回土質工学研究発表会講演集, 1984, 6
- 8) 玉野富雄, 大鹿史朗, 結城庸介, 松永一成他「多段式アースアンカー工法を用いた鋼矢板土留めの実測例」, 土と基礎, 1979, 2
- 9) 米田 靖, 津田政憲, 小林延房, 森 伸一郎, 村上清基「連続地中壁とアンカーによる大規模山留め壁の挙動」, 第17回土質工学研究発表会講演集, 1982, 6

あ と が き

一連の実験結果より以下の成果が得られた。

(1) 粘性土地盤における側圧係数について

土留め壁の設計に用いる粘性土地盤における静止側圧および背面側主働側圧について実測データに基づき以下に示す事項が明らかとなった。

1) 静止側圧

- ① 静止側圧係数 (K_o) は、粘性土を N 値により、硬・軟に分類した場合、以下に示す範囲内の値が妥当と考えられる。

$$K_o = \begin{cases} 0.75 \pm 0.10 & (N < 4) \\ 0.55 \pm 0.15 & (N \geq 4) \end{cases}$$

- ② 深さ方向の側圧分布は、三角形分布と考えてよい。

2) 背面側主働側圧

- ① 背面側主働側圧は、20 m 程度までの掘削においては掘削面付近に折点をもつ 2 本の直線で表される分布を示す。したがって、掘削面以浅での側圧係数 K_{a1} と掘削面以深での側圧係数 K_{a2} を導入する必要がある。

- ② 背面側主働側圧係数 (K_{a1} , K_{a2}) は、粘性土を N 値により硬・軟に分類した場合、以下に示す式により表すことができる。

$$\left. \begin{array}{l} K_{a1} = K_o - 0.025 H \\ K_{a2} = K_o \end{array} \right\} (N < 4)$$
$$\left. \begin{array}{l} K_{a1} = K_o - 0.01 H \\ K_{a2} = K_o \end{array} \right\} (N \geq 4)$$

ただし、それぞれ K_{a1} の最小値は $K_o - 0.2$ とする。

(2) 土留め壁の剛性低下について

鋼矢板壁および鉄筋コンクリート壁の変形に伴う剛性低下に関して既応の載荷試験等に基づき以下に示す事項が明らかとなった。

1) 鋼矢板壁

- ① 鋼矢板壁の曲げ剛性の有効率および断面係数の有効率をそれぞれ継手が剛結の場合の曲げ剛性および断面係数に対する比率と定義すると、組合わせた鋼矢板の曲げ剛性の有効率は鋼矢板単体の中立軸の移動量に比例し、断面係数の有効率は中立軸の移動量に対して双曲線状に変化する。

- ② 市販されている鋼矢板の曲げ剛性の有効率 η および断面係数の有効率 ξ は、既応の載荷試験によると、以下に示す範囲内の値を示している。

$$40\% \leq \eta \leq 50\%$$

$$60\% \leq \xi \leq 70\%$$

- ③ 継手効率を考慮し設計に用いるU形鋼矢板の曲げ剛性および断面係数の有効率は従来より60%程度とされてきたが、ほぼ妥当な値であることが確認された。

2) 鉄筋コンクリート壁

- ① 曲げひび割れが発生することにより、荷重とともに有効断面2次モーメントが減少しやがて一定値に収束することが実験的に確認され、ACIの基準式を用いた場合概ね剛性低下の程度を明らかにできることが判った。

- ② 鉄筋の許容応力度付近の値までを許容する場合、コンクリート断面の断面2次モーメントを40%～50%に低減させ設計すればよい。

(3) 土留め壁の根入れ長の算出方法について

土留め壁の解析を弾塑性法により行った場合の、必要根入れ長の決定手法について試算および既応の設計法との比較を通し検討した結果、以下に示す事項が明らかとなった。

- ① 根入れ部分にはじめて弾性領域が現れる最小の根入れ深さを限界根入れ長と定義する。限界根入れ長より根入れ長を大きくすると壁体変位、断面力および切梁反力が急激に減少し一定値に収束する傾向を示し、限界根入れ長は構造安定上の目安として用いることができる。
- ② 極限平衡法によるつり合い深さと限界根入れ長とを比較した結果、ほぼ同等の値を示すが、若干限界根入れ長の方が小さめの値を与えることが判った。
- ③ 限界根入れ長以上の根入れ長を確保することを原則とした根入れ長決定フローを作成した。

(4) プレロードを考慮した土留め壁の解析

プレロードによる効果を解析に反映させるため、背面側地盤を非線形バネにモデル化した解析プログラムを作成した。さらに、現行の弾塑性法による計算値および現場計測結果との比較検討を行い、解析プログラムの適用性について検討するとともに、今後の問題点を把握することができた。

以上の成果は「掘削土留め工設計指針(案)」に反映させる予定である。

今後検討すべき事項は、以下に示すものがある。

- (1) 弾塑性法に用いる粘性土地盤における地盤反力係数の推定式の確立
- (2) 繰返し载荷を受ける地盤の力学的挙動のモデル化

大規模土留め壁の設計に 関する研究

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8
土木研究所資料第2553号
昭和63年3月(1988)
岡原美知夫, 中谷昌一, 越川裕
南 邦明, 北村敬司

要 旨

近年, 土木施工技術の発達に伴い大規模・大深度の掘削工事が可能となり, 共同溝構築におけるシールドの発達立坑等の施工事例が増加している。

これら大深度の掘削に要する土留め壁の設計においては弾塑性設計法の導入が試みられており, 当研究室では57年度に「掘削土留め工設計指針(案)」を作成し, 土留め壁解析の基本的な考え方を示した。

本資料は, 上記指針(案)の整備充実を図るため58年度から61年度に実施した側圧係数, 壁体剛性低下率等に関する研究結果並びにプレロード工法を併用した土留め壁解析の手法について検討した結果を併せて報告するものである。



キーワード: 大規模土留め壁, 側圧係数, 壁体剛性低下, プレロード工法