

# 港 湾 技 研 資 料

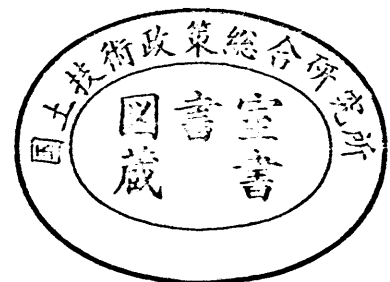
TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 734      June. 1992

軟弱地盤における山留め工の挙動に関する研究

田 中 洋 行

運輸省港湾技術研究所



# 目 次

要 旨 .....	5
1. 序論 .....	6
1.1 本研究の背景と目的 .....	6
1.2 本論文の構成 .....	7
参考文献 .....	7
2. 現在用いられている山留め工の設計方法 .....	8
2.1 主要な検討項目 .....	8
2.2 土圧のつりあい深さ .....	8
2.3 掘削底面の安定 .....	9
2.4 山留め壁の曲げモーメントと切梁軸力の計算 .....	11
2.4.1 慣用法 .....	11
2.4.2 地盤バネ法 .....	12
2.5 次段階予測 .....	15
2.6 第2章のまとめ .....	15
参考文献 .....	15
3. 山留め工の事例 —未改良地盤— .....	17
3.1 事例の概要 .....	17
3.1.1 羽田沖展事業の概要 .....	17
3.1.2 地盤の概要 .....	17
3.1.3 山留め工の概要 .....	18
3.1.4 施工の状況 .....	19
3.2 計測結果の検討 .....	20
3.2.1 山留め壁の変形 .....	20
3.2.2 山留め壁に作用する水圧と土圧 .....	21
3.2.3 中間杭の浮き上がり .....	24
3.2.4 矢板の継ぎ手効率 .....	25
3.3 現行の設計法による検討 .....	27
3.3.1 各工区の安全率 .....	27
3.3.2 地盤バネ法による検討 .....	28
3.4 第3章のまとめ .....	29
参考文献 .....	31
4. 山留め工の事例 —深層混合処理工法による改良地盤— .....	33
4.1 事例の概要 .....	33
4.1.1 地盤の概要 .....	33
4.1.2 山留め工の概要 .....	34
4.1.3 施工の状況 .....	36
4.2 深層混合処理工法 .....	37
4.2.1 深層混合処理工法の概要 .....	37

4.2.2	安定処理土の特性	38
4.2.3	港湾構造物における設計法	39
4.3	計測結果の検討	39
4.3.1	山留め壁の変形	39
4.3.2	山留め壁に作用する水圧と土圧	40
4.3.3	中間杭の浮き上がり	41
4.4	現行の設計法による検討	43
4.4.1	各工区の安全率	43
4.4.2	地盤バネ法による検討	45
4.5	第4章のまとめ	46
	参考文献	46
<b>5</b>	<b>有限要素法による検討</b>	<b>48</b>
5.1	地盤バネ法と有限要素法の計算手法	48
5.1.1	地盤バネ法	48
5.1.2	有限要素法	49
5.2	地盤バネ法との比較 —未改良地盤—	51
5.2.1	対象とする山留め工	51
5.2.2	変形係数と地盤反力係数の関係	52
5.2.3	掘削幅の影響	53
5.2.4	壁面摩擦の影響	54
5.2.5	背面土圧	54
5.2.6	切梁プレロードの影響	56
5.3	有限要素法による改良地盤の解析	57
5.3.1	対象とする山留め工	57
5.3.2	改良地盤の強度	57
5.3.3	背面土圧	60
5.3.4	切梁軸力	60
5.3.5	山留め壁の変形形状	61
5.4	FEM解析による山留め工の安定性の検討	62
5.4.1	現行の設計法の整理	62
5.4.2	塑性論による根入れ深さの検討	63
5.4.3	土圧のつりあいを満足していない場合の山留め工の挙動	65
5.4.4	改良地盤の層厚が山留め工の安定に対する効果	67
5.5	第5章のまとめ	69
	参考文献	69
<b>6</b>	<b>過大な変形が生じた原因</b>	<b>71</b>
6.1	山留め掘削における地盤のせん断強度	71
6.1.1	土の強度のせん断速度の依存性と異方性	71
6.1.2	アクセス道路における受働土圧とせん断強度	73
6.1.3	強度の異方性	75
6.2	過大な変形が生じた原因	76
6.3	第6章のまとめ	78
	参考文献	79

7. 結論 .....	80
記号表 .....	82
付録一A 強度が増加する地盤の土圧のつりあいを満足する根入れ長 .....	83
付録一B 強度が増加する地盤の建築学会修正式による掘削底面の安定 .....	84

# Behavior of Braced Excavations in Soft Ground

Hiroyuki TANAKA \*

## Synopsis

To construct buried structures, braced excavations are commonly carried out. Behavior of braced excavation is strongly dependent on ground conditions, especially thickness of clay layer. This paper analyzes two types of excavations, which have performed in the expansion project of the Tokyo International Airport ; one type is an excavations without applying soil stabilization method, and another type is one where the excavation side is stabilized by Deep Mixing Method.

In some sections of both excavation types, excavation work was interrupted due to large displacements of the retaining wall or large heaving of the vartical supports. To find out the reasons for such behavior, analyses are made of the conventional method and FEM assuming ground is elasto-plastic material.

**Key Words :** Excavation, Active Earth Pressure, Passive Earth Pressure, Sheet Pile wall, Anisotropy.

---

\* Chief of Geotechnical Survey Laboratory, Geotechnical Engineering Division.

# 軟弱地盤における山留め工の挙動に関する研究

田 中 洋 行\*

## 要 旨

地中構造物を作る場合には、山留め工を用いて掘削することが多い。掘削中の山留め工の挙動は地盤条件、特に粘性土の層厚に大きく影響される。本論文では、東京国際（羽田）空港沖合展開工事で行われた2つのタイプの山留め工を事例として取り上げた。1つは地盤改良を行っていない山留め工であり、もう一つは掘削側を深層混合処理工法で改良した山留め工である。

この2つのタイプの山留め工の一部の工区で、掘削中に山留め壁の変形が大きくなったり、あるいは中間杭の浮き上がりが大きくなったために、掘削が中断された。本論文では、これらの山留め工の挙動が異常となった原因を探るために、現在用いられている設計法や地盤を弾塑性体とした有限要素法による解析をおこなった。これらの解析を通して、軟弱地盤における山留め工の設計・施工の留意点について明らかにする。

キーワード：掘削，主働土圧，受働土圧，矢板壁，異方性

# 1. 序論

## 1.1 本研究の背景と目的

国土の狭いわが国では土地の有効利用を計るために、地下空間の高度利用の必要性が叫ばれている。臨海部においても、横浜市が進めている港みらい(MM21)計画、東京都が進めている臨海副都心計画構想などの例にみられるように、今まで必ずしも高度に利用されていなかった臨海の空間を、より有効に利用しようとする試みがなされている。これらの構想においては、道路等の交通施設や電気、水道などを供給するライフラインである共同溝、さらに最近では、大規模な変電所や下水処理場も地下に作られるケースが増えている。

この様な地下構造物の建設に欠かせないのが、山留め掘削技術である。掘削深度は年々深くなってきており、現在では30m以上の大深度掘削も行われている。また、山留め壁の材料もひと昔前までは矢板が主流であったのが、剛性の大きな連続地中壁や、セメントと現位置の土とを混合攪拌して地中に壁を作るソイルセメント柱列山留め壁(SMW)などの新しい技術も開発されている。加えて、計測技術の発達やコンピューターの普及によって、情報化施工に見られられるように施工管理技術が著しく発達している。しかし、わが国の大都市の多くの臨海部では、軟弱な沖積粘性土が厚く堆積している場合が多く、この軟弱地盤対策は、臨海部の開発において大きな技術課題となっている。山留め工もその例外ではなく、過大な変形が生じて工事を中断、あるいは山留め工が崩壊したりすることが報告されている。

山留め工が他の土木構造物と大きく違う点は仮設構造物であることと、挙動を観測しながら施工できる点である。山留め工の役目は、地下構造物を作るための掘削手段であって、それ自体が目的とはならない。山留め壁が、連続地中壁の例に見られるように、場所打ち鉄筋コンクリートで作られる場合には、地下構造物の一部となることもあるが、多くの工事では本来の目的である地下構造物の建設が終了すれば、山留め工は用済みとなる。このため、通常の構造物以上に経済性が重要な課題となる。

一般の土木構造物では、常時でその外力条件が決まることは希であり、地震時や台風などの異常気象時で決まることが多い。外力の設定方法を含めた構造物の設計方法を確立するためには、このような異常時を想定した模型実験や数値実験が必要となる。しかし、このような実験を経て確立された設計法が最終的に検証されるために

は、想定した地震や気象が到来するまでの長期間の時間が必要となる。このため、このようにして確立された設計方法はどうしても安全側、別な言い方をすると保守的にならざるをえない。

一方、山留め掘削では、外力が確率的に到来する自然現象によって生じるのではなく、施工者が掘削という不安定行為を行うことによって、山留め工の安定性が損なわれる。すなわち、施工中の山留め工の挙動を観測し、危険な兆候が現われたら工事を中止することができる。このため、山留め工では経済性を重視し、安全率を切り詰めた思い切った設計法が採用されている。この意味では、山留め工の施工は破壊に近い状態での実大実験と同じである。現在までに、施工から得られたデータが大量に蓄積されており、このようなデータに立脚した現在の設計法は非常に精度の高いものと考えられる。しかし、ここで忘れてならないのは、このようにして確立された設計法は、過去の施工例の最大公約数的なものであり、過去の経験から大きく逸脱する条件で施工される場合には、従来の設計法の適用性を慎重に検討する必要がある。

現在の山留め工の技術の大きな流れに、山留め工の特徴を最大限生かした情報化施工がある。我々が対象とする地盤は千差万別であり、事前に行われる土質調査によって地盤の特性を完全に把握することは難しい。掘削中の山留め工の挙動を観測し、この観測結果をもとに地盤定数を逆解析で求めて、この定数を用いて将来の挙動を予測する次段階予測手法と呼ばれる施工法が多く用いられている。次の段階の掘削が安全でないと判断された場合には、切梁数を増やすなどの対策がとられる。逆に、充分安全であると分かった場合には、切梁を省略して施工速度を早めることができる。最近の学会で発表されるテーマの多くは、設計法よりも施工中の予測手法に重点が移っているように思われる。しかし、施工中における工事の変更は切梁の段数の増減ぐらいい、山留め工の費用の大部分を占める掘削底面の地盤改良や山留め壁の変更は不可能である。従って、山留め工の設計方法が情報化施工によって取って代わられるのではなく、情報化施工によって安全率が切り詰められる分だけ、施工前の設計が重要となってくる。

本論文でとり挙げる事例は、現在運輸省が進めている東京国際(羽田)空港沖合展開事業(以後羽田沖展と呼ぶ)で行われた山留め工である。当地区では軟弱な粘性土が厚く堆積しているため、山留め壁の下端が強固な支

持層に到達していないで、山留め工全体が軟弱層に浮いた状態にある。

事例で取り上げる山留め工は2タイプで、1つはアクセス道路の建設のための山留め工である。この山留め工は掘削深さが11m前後と比較的浅いため、根入れ部を地盤改良しないで施工した。もう1つは、東京都が施工した環状八号線と運輸省が施工した京浜急行地下駅の山留め工であり、掘削深さが15mを越えるため、根入れ部を深層混合処理工法によって改良している。これらの事例のうち、アクセス道路と環状八号線の一部の工区において、掘削施工中に山留め壁の変位が大きくなったり、中間杭が大きく浮き上がった。このため、工事を一旦中止し、背面の地盤高さを低くしたり、ディープウェルによって背面の地下水の低下による対策工を施した。

本論文は、まず軟弱地盤における現行の設計方法を整理し、その問題点について述べる。次に、2つのタイプの山留め工で計測されたデータを解析し、軟弱な地盤における山留め工の挙動を明らかにする。また、地盤をモール・クーロンの破壊基準を有する弾塑性体とした有限要素法を用いて、現行の設計法から求めた結果と比較する。これらの結果を用いて、山留め工の挙動が異常となった原因を追求し、軟弱な地盤における山留め工の設計方法について考えてみる。

## 1.2 本論文の構成

本論文では羽田沖展事業で施工された2つのタイプの山留め工を事例として取り上げ、施工データを解析する。また、有限要素法による数値解析結果によって山留め工の挙動を明かにし、軟弱粘性土地盤における山留め工の設計の際の留意点を述べる。

第2章では、現在わが国で用いられている大規模な山留め工の、特に軟弱粘性土地盤に限定して、設計法についてまとめてみる。設計法は施工主体である企業体や学会の基準によって異なるが、主要な検討方法は①土圧のつりあい、②掘削底面の安定、③山留め壁の曲げモーメントと切梁軸力の検討である。③の検討手法としては、掘削側の地盤を水平バネに置き換えた地盤バネ法が通常用いられている。また、現在施工管理として用いられている、施工中に計測された山留め工の挙動から地盤の定数を逆算し、この定数を用いて次の掘削段階の挙動を予測する次段階予測手法についても言及する。

第3章では、アクセス道路の山留め工の事例を紹介す

る。この山留め掘削の規模は深さ約11m、幅は約35mで、わが国の現在の技術水準から判断すると難しい工事とは言えない。しかし、軟弱地盤が厚く堆積しているため、山留め壁の下端が支持層に到達していない。この山留め工の一部の工区において、山留め壁の変形が大きくなり、中間杭が浮き上がった。このため途中で工事を中断した。この山留め工で得られたデータを解析し、また現行の設計法による検討を行い、中断せざるをえなかった原因を探る。

第4章では、根入れ部を深層混合処理工法(DM)で改良された環状八号線と京浜急行の地下駅の山留め工の計測結果について述べる。DM工法は開発されて比較的日が浅いため、この工法を用いた山留め掘削事例は非常に少ない。環状八号線の一部の工区で、中間杭の浮き上がり量が大きくなり、対策工を施した。この章では、根入れ部をDM工法で改良された山留め工の挙動を述べるとともに、異常な挙動が生じた原因について、計測結果と現行の設計法によって検討する。

第5章では、最近地盤工学で多用されている有限要素法(FEM)を用いて、軟弱地盤における山留め工の挙動を調べる。本論文で用いるFEMの解析では、現行の設計法との対比が容易な地盤をモール・クーロンの弾塑性体とする手法を用いた。FEM解析の結果は、第3章、第4章で取り上げた事例や他の現場で得られた計測結果と比較され、本論文で用いたFEM解析手法は充分精度の高い手法であることを示す。また、現行の設計法の“土圧のつりあい”を満足しない山留め工に対してFEM解析を行い、現行の設計法は塑性論的に見た場合、かなり安全となっていることを示す。

第6章では山留め掘削における土の強度の取り方について既往の文献と、筆者らが行ったわが国の海成粘性土に対する実験結果を示す。また、一軸圧縮強度を用いた安定解析手法について考察を行い、この手法を山留め掘削に用いる場合には、全応力解析の適用性、強度の異方性、変形の許容量について慎重な検討が必要であることを示す。

第7章では、本研究で得られた結論について述べる。

## 参考文献

- 1) 首都高速道路公団：東京港トンネル工事誌、土木学会、1977。



## 2. 現在用いられている山留め工の設計方法

現在使われている山留め工の設計<sup>1)7)</sup>では、各企業体あるいは学会が定めた基準によってその検討方法および必要な定数の設定方法が微妙に異なっている。これは、企業体によって対象とする構造物や地盤が異なること、また基準が設定された時期の違いによるものと思われる。また、土木の分野では発注者が官公庁であることが多いため、仮設構造物である山留め工でも、発注者が実施した設計に従う指定仮設と呼ばれる方法が一般にとられている。一方、建築の分野では仮設構造物については、建物などの本体構造物の施工を受注したコントラクターが設計を行う任意仮設であることが多い。このような発注の形態の違いが、山留め工の設計方法に微妙に影響を与える場合もある。設計方法の詳細な点については、各基準を参照することにして、ここでは各基準に記載されている基本的な考え方について述べる。

現行の設計方法を紹介するに当たり、“山留め”という言葉が、山止め、土留め、根切りと呼ばれているように、この分野における技術用語は統一されてははなく、また山留めに関して一般に使われている用語も土質力学用語に照らしあわせると誤解を招く表現もあるので、この論文で新たに定義し直した用語もある。

### 2.1 主要な検討項目

土木構造物、特に山留め工の設計方法では経験が先行して、後から理論的な解釈が付け加えられた色彩が強く、このため現在ある設計方法は必ずしも秩序ある体系に整理されているわけではない。現在の山留め工の設計の主要な流れは図-2.1に示すように、①土圧のつりあい深さ、②掘削底面の安定、③山留め壁に働く曲げモーメントと切梁軸力の検討の3項目である。さらに、最近では近接施工の増大によって、周辺地盤の変形の検討が重要となっている。

山留め工の設計法で特徴的なのは、根入れ長などの山留め工の諸元が図-2.1に示すフローによって上から順序よく求められるのではなく、設定した部材や寸法が各検討項目に照らしあわせて安全か否かを確かめることにある。詳細は以下の節で述べるが、例えば山留め壁の根入れ長は“土圧のつりあい深さ”だけで決まるのではなく、“掘削底面の安定”あるいは“山留め壁の断面”によって決まることもある。このような、設計手法となった原因は、設計法が過去の経験に深く根ざしていることと、電子計算機を用いた新しい計算手法の出現にある。従来

の手法が新しい手法にとって代わることができれば、設計の流れが理解しやすくなるが、新しく手法によって計算された結果に対して今一つ自信がもてないために、現在の設計では従来の経験に基づいた検討方法で再度チェックして、山留め工の断面を総合的に判断しているのが現状である。

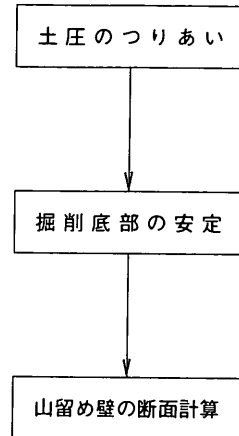


図-2.1 現行の設計法における主要な検討項目

### 2.2 土圧のつりあい深さ

土圧のつりあい深さとは、図-2.2に示すように背後の土圧力 $*P_a$ に対して、掘削底面下の地盤で発揮される抵抗土圧力 $P_p$ が充分であるような山留め壁の長さのことである。この検討方法は最下段の切梁位置を中心とするモーメントによって行い、その検討式を式(2.1)に示す。

$$I_p P_p = I_a P_a \quad (2.1)$$

ここに  $I_p$ : 最下段の切梁から  $P_p$  の作用点までの距離

$I_a$ : 最下段の切梁から  $P_a$  の作用点までの距離

多くの基準では  $P_a$ ,  $P_p$  は極限状態を考え、それぞれ背面に働く主動土圧力および掘削底面下の地盤の受働土圧力としている。主動、受働土圧力の算定にあたっては、地盤が粘性土であれば湿潤単位体積重量  $\gamma_t$  を用いた全応力で土圧を計算し、砂質土では水中単位体積重量  $\gamma'$  を

脚注 \*土圧という言葉は力 (Force) と応力 (Stress) の2つの意味で使われている場合が多い。本論文では両者を区別するために力を表す場合には土圧力とし、これを表す記号は大文字を用いる。また、応力の場合は単に土圧と呼び記号は小文字とする。

用いた有効応力による土圧と水圧の合計としている。土圧力を求める算定式は山留め壁と地盤の摩擦を考慮しない Rankine-Resal 式と、摩擦を考慮する Coulomb 式とに分かれるが、前者は後者に比べて主働土圧力は大きめに、受働土圧力は小さめに計算される。すなわち、Rankine-Resal 式は安全側、Coulomb 式は危険側の土圧力を設定する。どちらの式を用いるかは学会あるいは企業体の基準によって異なっており、例えば土木学会のトンネル標準示方書<sup>7)</sup>では粘性土の場合は Rankine-Resal、砂質土の場合は Coulomb 式によって求められている。一方、共同溝設計指針<sup>2)</sup>では、粘性土、砂質土とも安全側の Rankine-Resal の式を用いている。土圧のつりあい深さに対する安全率は、(2.1)式に直接安全率を乗ずるのではなく、多くの基準では(2.1)式を満足する根入れ深さの1.2倍の長さを必要根入れ長としている。

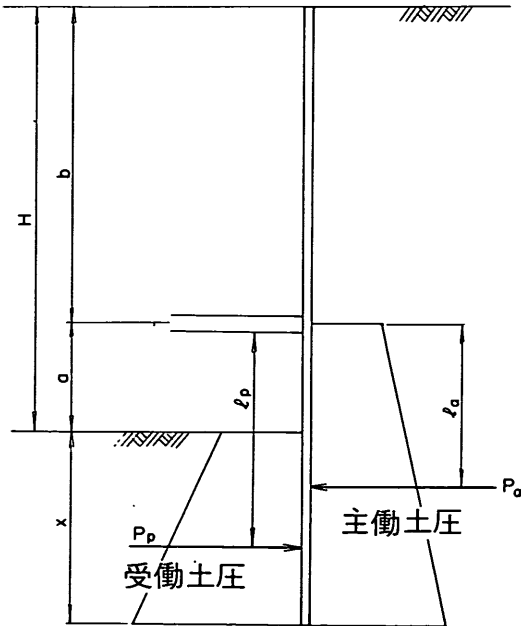


図-2.2 土圧のつりあいの検討

## 2.3 掘削底面の安定

ここで述べる掘削底面の安定とは、掘削にともなう底面の隆起に対する安定を意味する。掘削底面が隆起する原因は、以下のように分類できる。

### (1) ボイリング

図-2.3a)に示すように掘削底面下の地盤に砂層などの透水性の良い層があると、掘削が進行するにつれ、砂層の水圧が上部の層の重量より大きくなり、掘削底面が下層の水圧によって突き破られることがある。これは、

水が沸騰した現象と似ているのでボイリング(boiling)と呼ばれている。この検討方法には Terzaghi の方法が有名であるが、最近有限要素法を用いた検討が松井・中平<sup>8)</sup>によって行われている。本論文の第3、第4章で取り上げる事例ではこのボイリングが発生する可能性は小さいと判断されるので、ここでは特にこれ以上触れないことにする。

### (2) 底部破壊

これは、一般にヒービングの検討と呼ばれているものである。しかし、英語のヒービング(heaving)とは本来隆起を意味する単語であり、ここでは定義を明確にするために底部破壊(base failure)<sup>9)</sup>と呼ぶことにする。これは図-2.3b)に示すように掘削側が掘削した分だけ軽くなるので、山留め壁の下から土がまわり込んで底部が隆起する現象である。この検討方法については、後でさらに詳しく述べる。

### (3) 矢板の変形

図-2.3c)に示すように、山留め壁の剛性の不足あるいは掘削底面下の地盤の受働土圧が小さいと、山留め壁が掘削側に変形して、その結果底面下の土が押し上げられて、底部が隆起する現象である。

### (4) リバウンド

これは土被り圧の減少によって、図-2.3d)に示すように、掘削底面下の土が膨張して生じる隆起である。

以上、掘削底面が盛り上がる原因を4つに分類して述べた。この中で、底部破壊については、今までに数多くの検討方法が提案されているが、ここでは現在の基準で多く用いられている Terzaghi-Peck の方法<sup>10)</sup>、Bjerrum-Eide の方法<sup>9)</sup>、建築学会が定めている建築学会修正式と呼ばれている方法<sup>9)</sup>について述べる。

#### i) Terzaghi-Peck の方法

この方法は、Terzaghi の支持力公式を基本としており、図-2.4に示すようなすべり面を考えている。この方法の特徴は、掘削面より上部のせん断面にもせん断抵抗力が働くことと仮定したことである。この方法によって計算される底部破壊に対する安全率  $F_{tb}$  は式(2.2)となる。

$$F_{tb} = \frac{N_c s_u}{\gamma_t H - \sqrt{2} s_u / B} \quad (2.2)$$

ここに  $N_c$  : Terzaghi の支持力係数 (=5.7)

$s_u$  : 土のせん断強度

$\gamma_t$  : 土の単位体積重量

$H$  : 掘削深さ

$B$  : 掘削幅

また、底面の浅い所に硬い地盤があると式(2.3)となる。

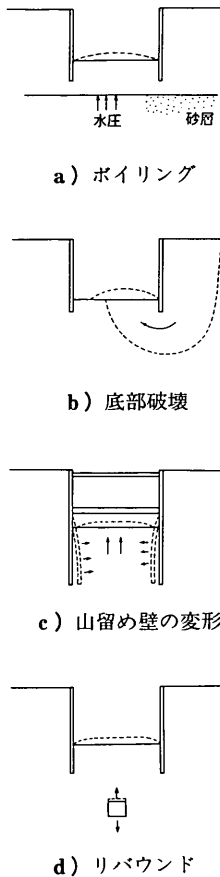


図-2.3 掘削底面が盛り上がる原因

$$F_{tb} = \frac{N_c S_u}{\gamma_i H - \sqrt{2} S_u / D} \quad (2.3)$$

ここに  $D$  : 掘削底面から硬い地盤までの距離

ii) Bjerrum-Eide の方法

Bjerrum と Eide は Skempton の深い基礎の支持力式を用いて、式(2.4)を提案した。

$$F_{bb} = \frac{N_s S_u}{\gamma_i H} \quad (2.4)$$

ここに  $F_{bb}$  : Bjerrum-Eide の方法による底部破壊に対する安全率

$N_s$  : Skempton が提案した支持力係数 (図-2.5)

また、図-2.5 の  $B$  は掘削幅、 $H$  は掘削深さ、 $L$  は掘削の奥行きである。

Terzaghi-Peck の方法では、掘削面より上にある地盤もせん断抵抗力が発揮すると仮定したが、これは多くの研究者によって危険な仮定であると指摘されており、このため Bjerrum-Eide の方法では、このせん断面の抵抗

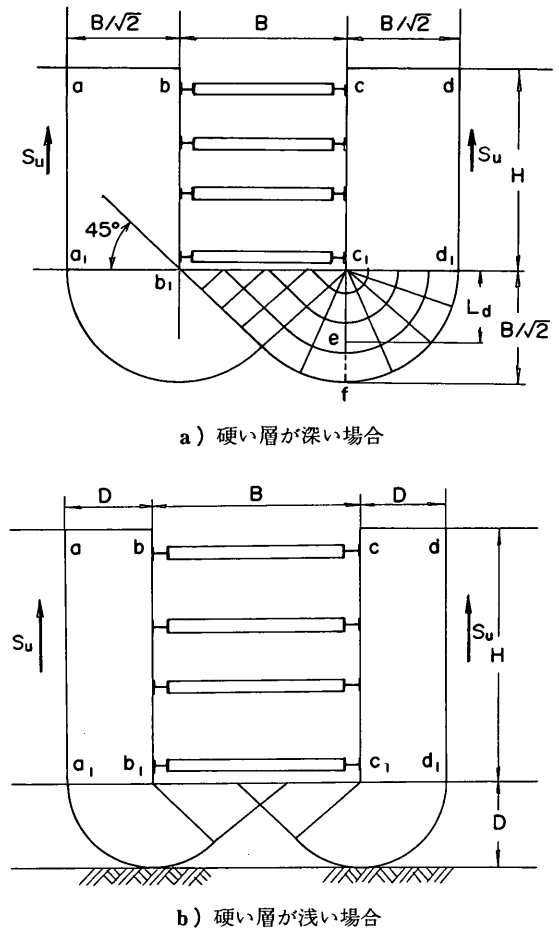


図-2.4 Terzaghi-Peck による底部破壊の検討方法

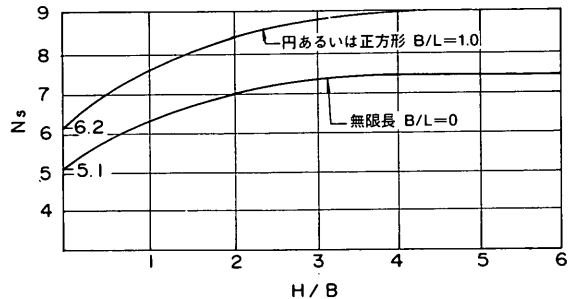


図-2.5 Skempton の支持力係数

力は無視されている。

掘削深さに対して掘削幅が狭くなると、山留め壁の背後にある両側の土は、お互いに影響しあうので、掘削幅が広い場合に比べて底部破壊に対する安定性が増すと考えられる。Bjerrum-Eide の方法では支持力係数が図-2.5に示すように  $H/B$  が大きくなるにつれ増大するので、掘削幅の影響が考慮されている。

### iii) 建築学会の修正式

この方法は1974年の日本建築学会の建築基礎構造設計基準に定められた検討方法で、図-2.6に示すように、円弧すべりによる検討方法である。円弧すべり面の中心点は最下段の切梁位置と山留め壁の交点とし、すべり面は矢板を横切らないとの仮定を設けている。この方法の大きな特徴は i), ii)の方法と違って山留め壁の根入れの効果を期待できることと、円弧すべり計算なので地盤の強度が深さ方向に異なっても容易に考慮できる点にある。地盤の強度が均一な場合の安全率は式(2.5)で表すことができる。

$$F_{bm} = \frac{(\pi + 2\alpha) s_u}{\gamma_i H} \quad (2.5)$$

ここに、 $F_{bm}$ : 建築学会修正式による安全率

$\alpha$ : 図-2.6に示す角度 (ラジアン)

現在、わが国で底部の安定の検討に主に使われている方法は、iii)の建築学会修正式のようなものである。また、各基準において用いている安全率は Terzaghi-Peck では 1.5、Bjerrum-Eide と建築学会の修正式はともに 1.2 としていることが多い。

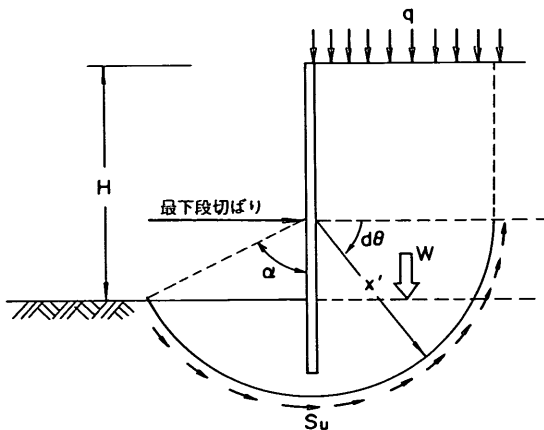


図-2.6 建築学会修正式による底部破壊の検討

## 2.4 山留め壁の曲げモーメントと切梁軸力の計算

山留め工の検討方法のうち、この方法が最も時代によって大きく変化した方法で、現在でも手法とこれに用いる地盤定数に関して多くの議論がなされている。ここでは、古くから使われている慣用法と、大規模な掘削の標準的な手法となっている地盤バネ法について述べる。

### 2.4.1 慣用法

山留め壁に働く曲げモーメントと切梁反力を求める問題は、支点となる切梁が複数となるので連続桁の不静定問題となり、計算機が普及する以前では簡単に求めることはできなかった。また、過去の掘削工事では、山留め壁に作用する土圧を直接計測することは技術的に難しかったため、切梁に軸力計を取り付けて間接的に土圧を測定した。このように計算技術と計測技術の未熟から、図-2.7に示すように山留め壁を分割し、山留め壁を単純梁として山留め壁の曲げモーメント、および切梁軸力を計算する方法が提案され、これが慣用法という名称で今日まで用いられている。過去に計測された切梁軸力は地盤の種別ごとに蓄積され、標準となる“見かけの土圧分布”が設定された。この土圧分布は現在までに多くの研究者によって提案、あるいは基準によって記載されており、この代表的なものとして図-2.8に Terzaghi と共同溝設計指針で記載されている分布を示す。

この慣用法を用いる場合に問題となるのは、掘削底部下の山留め壁の曲げモーメントをどのように計算するかで

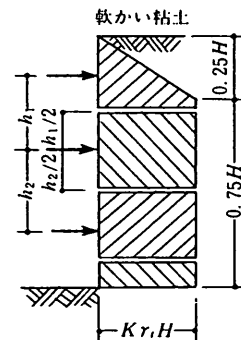


図-2.7 見かけの土圧による検討方法

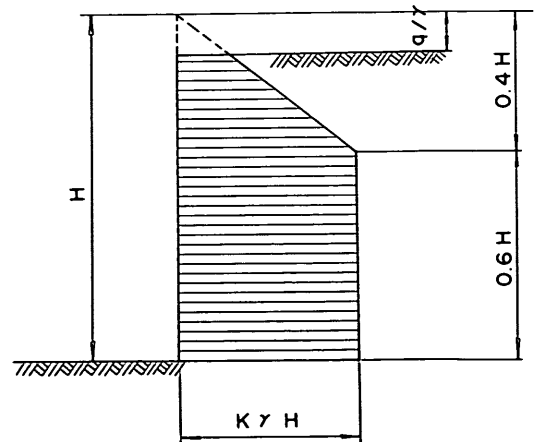


図-2.8 慣用法による見かけの土圧分布

ある。底面に強固な地盤が存在する場合には、この深さを支点とすることができる。問題は本論文で取り扱う事例のように硬い層が深い深度にある場合である。この場合では、図-2.9に示すように受働土圧の合力の作用点を仮定の支点として考え、山留め壁には掘削底面から上の土圧を作用させて、山留め壁に働く曲げモーメントを計算している。

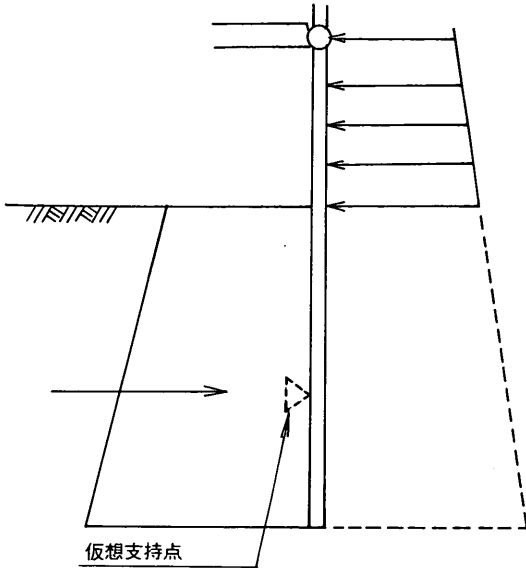


図-2.9 掘削底部の仮定の支点

#### 2.4.2 地盤バネ法

計測技術の発達によって直接山留め壁に作用する土圧が計測されるようになったこと、また電子計算機のめざましい普及によって、以前では考えられなかった複雑な計算が容易にできるようになったため、慣用法に代わる山留め壁の曲げモーメントと切梁軸力を求める方法が提案されている。現在、わが国で大規模掘削で用いられている方法は、山肩、他<sup>11)</sup>が提案したモデルを更に発展させた中村・中沢<sup>12)</sup>の方法で、一般に弾塑性法(拡張法)と呼ばれているものである。

この方法の計算モデルを図-2.10に示す。山留め壁には背面から土圧が作用しており、この土圧に対して山留め壁は切梁と掘削側の地盤の土圧によって支えられていると考える。切梁はバネ定数をもった弾性支承とし、掘削側の土圧は山留め壁の変位によって生じた地盤反力と、変位とは無関係に掘削側の土被り圧によって発生する土圧(本論文では平衡土圧とする)とが作用していると考えられる。山留め壁の変位や曲げモーメントを求めるためには、背面土圧から平衡土圧を差し引いた土圧(本論

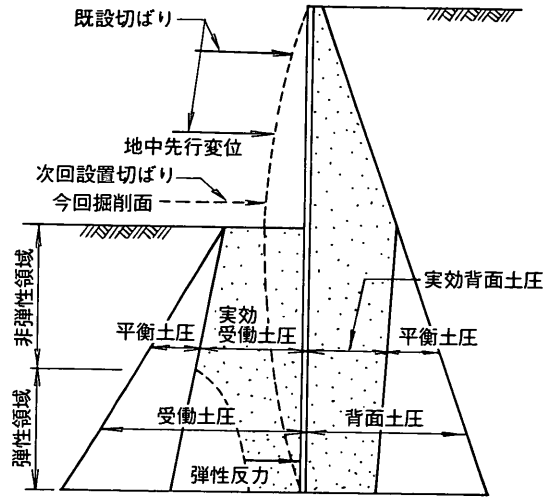


図-2.10 地盤バネ法におけるモデル

文では実効土圧とする)を山留め壁に作用させれば良いことになる。山肩、他が提案したモデルでは、この平衡土圧を静止土圧に等しいと仮定したため、多くの基準、論文ではこの土圧を静止土圧と呼んでいる。しかし、この土圧は土質力学で定義されている静止土圧とは全く異なるものである。また、最近では計算結果を現場の挙動により近づけるために、掘削中の平衡土圧を掘削前の静止土圧とは異なる値を用いることを提案している論文もあり、さらなる混乱を生じさせている。このため、この土圧は掘削側と背面側の両側にバランスして山留め壁の動きには寄与しないとの意味で、本論文では平衡土圧と呼ぶことにしている。

また、中村・中沢は背面土圧から平衡土圧を差し引いた土圧を有効土圧と呼んでいるが、有効応力による土圧と混同するため、本論文では実効土圧とする。また、背面土圧を主動土圧あるいは主動側圧と呼ぶことも多いが、通常の場合主動、受働土圧とは地盤が極限に至った状態の土圧を意味するので、ここでは背面側に作用する土圧を単に背面土圧と呼ぶことにする。

掘削側の地盤に働く地盤反力は、図-2.11に示すように山留め壁の変位の増加ともない増加するが(Winkler地盤とも呼ばれる)、地盤反力が受働土圧に相当する値、すなわち受働土圧から平衡土圧を引いた実効受働土圧を越えると、山留め壁の変位には無関係に一定の値になるとしている。このように、地盤反力は変位によって一義的に決まるので、この関係は非線形弾性に相当するが、この非線形を強調するあまりこの計算法を弾塑性法と一般に呼ばれている。しかし、この計算手法は厳密には弾塑性モデルを使用していないことと、本論文では地

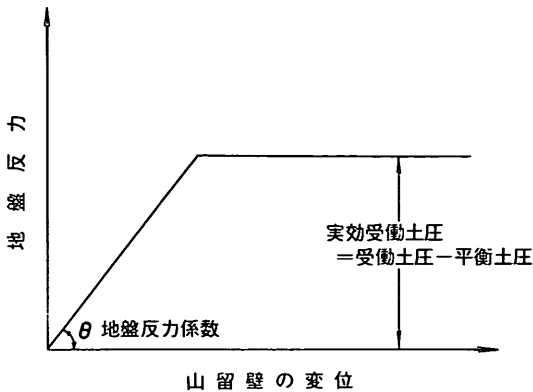


図-2.11 掘削側の地盤反力

盤を“弾塑性”体に置き換えた有限要素法による検討も、行うので、混乱を避けるために図-2.10に示す計算法を地盤バネ法と呼ぶ。

地盤バネ法に必要な地盤の定数は以下の通りで、あわせて現在の設計法における定数の算出法を紹介する。

(1) 背面土圧

この土圧の算出方法は、土圧論に基づいたものと、実際に測定された値を基にした経験式によるものとの2つに大きく分かれる。前者の代表的なものとして土木学会の基準があり、その算出式は Rankine-Resal の主動土圧の式である。

土圧が主動土圧に至るためには、壁の変位を必要とする。このため、掘削中の山留め壁に作用する背面土圧は主動土圧と静止土圧の中間値となり、山留め壁の剛性、施工方法(切梁プレロードの有無、掘削方法)によって、すなわち山留め壁の変形の形状によって背面土圧は大きく変化する。このような種々の要因を加味して背面土圧を計算で求めることは非常に難しく、過去の計測結果から背面土圧を地盤種別ごとに分類して決めようとするのが、経験式による方法である。企業体によって背面土圧を求める方法は異なるが、表-2.1に共同溝設計指針が定めた係数を示す。ここで、 $K_{a1}$ は掘削底面より上の土圧係数であり、 $K_{a2}$ は掘削底面より下の土圧係数である。

表-2.1 共同溝設計指針における粘性土地盤の背面土圧係数

粘性土の $N$ 値	$K_{a1}$		$K_{a2}$
	推定式	最小値	
$N=8$	$0.5-0.01H$	0.3	0.5
$4 \leq N < 8$	$0.6-0.01H$	0.4	0.6
$2 \leq N < 4$	$0.7-0.025H$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8-0.025H$	0.6	0.8

以上示した方法は、いずれも粘性土に適用されているが、砂質土の場合では有効応力に基づく Rankine の主動土圧と水圧との合計としている例が多い。

砂質土の場合

$$p_a = \{q + \gamma(h - h_w) + \gamma' h_w\} \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2c \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) + \gamma_w \cdot h_w \quad (2.6)$$

粘性土の場合

$$\begin{aligned} h \leq H \text{ では } p_a &= K_{a1}(q + \gamma_i h) \\ h > H \text{ では } p_a &= K_{a1}(q + \gamma_i H) + K_{a2} \gamma_i (h - H) \end{aligned} \quad (2.7)$$

ここに、 $p_a$ : 背面土圧

$q$ : 地表面載荷重

$\phi$ : 砂の内部摩擦角

$c$ : 土の粘着力

$\gamma$ : 土の単位体積重量

$\gamma'$ : 土の水中単位体積重量

$\gamma_w$ : 水の単位体積重量

$H$ : 掘削深さ

$h$ : 地表面からの深さ

$h_w$ : 地下水面からの深さ

(2) 平衡土圧

すでに述べたように地盤バネ法における平衡土圧は静止土圧とは基本的に異なるものであるが、多くの基準では平衡土圧を静止土圧に等しいとしている。

平衡土圧の求め方は背面土圧と同様に砂質土と粘性土とに分かれる。砂質土に対しては、有効土被り圧に対して Jaky の式から求めた静止土圧係数  $K_{o1}$  を剰じた値に水圧を加えた値としている。粘性土に対しては基準によって異なるが、共同溝設計指針では、全応力の土被り圧に対して表-2.2に示されている静止土圧係数  $K_{o2}$  を剰じて求めている。

表-2.2 共同溝設計指針における粘性土地盤の平衡土圧係数

粘性土の $N$ 値	$K_{o2}$
$N \geq 8$	0.5
$4 \leq N < 8$	0.6
$2 \leq N < 4$	0.7
$N < 2$	0.8

砂質土の場合

$$\begin{aligned} p_o &= K_{o1} \{q + \gamma_i (h - h_w) + \gamma' h_w\} + \gamma_w h_w \\ K_{o1} &= 1 - \sin \phi \end{aligned} \quad (2.8)$$

粘性土の場合

$$p_o = K_{o2}(q + \gamma_t h) \quad (2.9)$$

ここに、 $p_o$ ：平衡土圧

### (3) 受働土圧

土木学会、共同溝設計指針とも受働土圧は Rankine-Resal の受働土圧としている。

砂質土の場合

$$p_p = \{\gamma_t(h - h_w) + \gamma' h_w\} \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (2.10)$$

粘性土の場合

$$p_p = \gamma_t h \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (2.11)$$

ここに、 $p_p$ ：受働土圧

$h$ ：掘削面からの深さ

### (4) 掘削底面下の地盤反力係数 $k$

地盤をバネに置き換えたモデルは、感覚的に理解し易いことと計算が比較的簡単になるので、山留め工の他に基礎の設計で多用されている。しかし、地盤反力係数  $k$  の単位である  $\text{kgf/cm}^3$  が示すように、ヤング率などの変形係数と異なり、 $k$  は直接三軸試験などの要素試験から求めることはできず、構造物の種類あるいは大きさによって経験的に決まる“変数”である。山留め工で用いられる地盤バネ法でも、地盤種別に  $k$  のオーダーを示したり、あるいは要素試験から求められるヤング率に係数を剰じて求められる場合が多い。ここでは、共同溝設計指針と土木工学会の基準に示されている方法を紹介する。

共同溝設計指針では、式(2.12)に示されるように、山留め壁の変位によって  $k$  が異なっている。

$$k = k_o / \sqrt{y} \quad (2.12)$$

$$k_o = \alpha E_o / 125 \quad (2.13)$$

ここに  $k_o$ ：基準水平方向地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ )

$y$ ：山留め壁の変位量 (cm)

$E_o$ ：地盤の変形係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\alpha$ ：変形係数の算出方法による係数(表—2.3)

表—2.3 測定値の違いによる補正係数

地盤の変形係数 $E_o$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\alpha$
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_o = 28N$ で測定した変形係数	0.2

(2.12)式による  $k$  を地盤バネ法で用いる場合、山留め壁の変位を必要とするので繰り返し計算をすることになるが、実際の計算では  $y$  をある値に固定して、一定の  $k$  で地盤バネ法の計算を行っているようである。

土木学会では  $k$  は載荷幅によって影響されることを考慮して式(2.14)としている。

$$k = \frac{1}{30} E_o (B/30)^{-3/4} \quad (2.14)$$

ここに  $B$ ：載荷幅 (cm)

この式で問題となるのは  $B$  の決め方である。 $B$  を奥行きと考えると、無限大に近い値となり、山留め壁の長さとする掘削深さが浅い段階では、下端の山留め壁は変位していないので、 $B$  を大きく評価することになる。このため、土木学会の基準では、500~1000cm を  $B$  の値として記載している。

上で述べた式を用いて  $k$  を計算する場合に注意するのは単位である。(2.12)、(2.13)、(2.14)式のいずれも左辺と右辺のディメンションは一致しないのに気がつくと思う。これらの式は、全て cm, kgf の単位で成り立つ。この事実にも示されるように、 $k$  はあくまでも経験に基づく値であり、条件によらない一定の値ではないことがわかる。

### (5) 山留め壁の剛性

山留め壁が鋼管矢板の場合には、JIS 等の規準で定められている値を山留め壁の剛性としてよいが、U形鋼矢板の場合は継ぎ手によって結合されているので、継ぎ手部の一体性の評価が、曲げに対する剛性と応力度の算出に大きな影響を与える。これは継ぎ手効率と呼ばれているが、各基準では継ぎ手部を一体として挙動する場合の剛性率と断面係数に対して低減率を乗ずる方法が用いられている。共同工設計指針では、山留め壁の剛性、あるいは断面係数に対する低減率は両者とも60%としている。一方、土木学会の基準では剛性に対しては45%、断面係数に対して60から80%の値を低減率としている。

### (6) 切梁のバネ定数

切梁のバネ定数  $K_s$  は各基準とも(2.15)式から求められる。

$$K_s = \frac{2A \cdot E}{l \cdot S} \quad (2.15)$$

ここに  $A$ ：切梁の断面積

$E$ ：切梁のヤング率

$l$ ：切梁の長さ

$S$ ：切梁の水平方向の設置間隔

## 2.5 次段階予測

最近の山留め工の大きな流れに情報化施工がある。これは、信頼性の高い電気計測機器と電子計算機の発達・普及によって、リアルタイムで山留め工の挙動が把握できるようになったためである。そして、この山留め工の計測結果から、次の掘削段階の挙動を予測して、工事の安全を確認したり、切梁段数を増減したりする次段階予測手法が開発され、現在では多くの現場で使われている。この施工管理を目的とした計測・解析・予測をシステムとして構築し、実際の工事に適用したのは、富永、他<sup>13)</sup>が開発したRCC (Real Time Construction Control System) である。

地盤バネ法で最も不確かな定数は、背面土圧と掘削側の地盤反力係数  $k$  である。RCC では計測によって得られた情報、例えば山留め壁の変形と一致するように背面土圧と  $k$  が逆解析によって求められる。図-2.12<sup>14)</sup>に示す例では、土質調査の結果によって設計当初は左側に示す地盤定数を設定したが、この定数を用いて3次掘削時の山留め壁の変形を計算すると点線のようになり、実測値との差は非常に大きくなる。このため、背面土圧を小さくしたり  $k$  を低減させて、実測値と計算値を一致させた結果が実線である。そして、この時の地盤の定数が逆解析で求められた値であり、設計当初の値と比べてかなり値が異なっているのがわかる。逆解析に必要な情報として、山留め壁の変形他に図-2.12の例で示すように山留め壁のモーメント、作用荷重(背面土圧)、あるいは切梁軸力が加えられる場合もある。このようにして逆解析から求められた地盤定数を用いて、次の掘削段階の山留め工の挙動を予測する方法が情報化施工による次段階予測である。次段階予測の結果、山留め壁の曲げモーメントや切梁軸力が許容値を越えるようであれば、切梁数を増やしたり、ディープウェルを設けて背面の地下水位を下げる等の対策工を考慮する。逆に山留め壁等の部材に十分な余裕があると判断されると、切梁の設置の間隔を広げて、施工速度を上げることも可能となる。

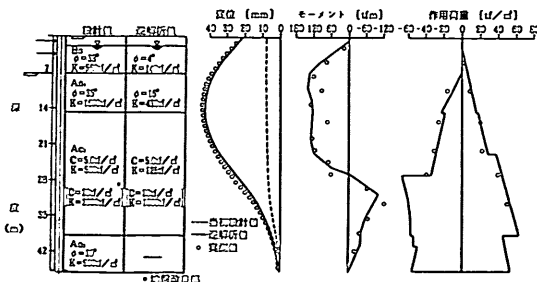


図-2.12 逆解析によって地盤の定数を求めた例<sup>14)</sup>

## 2.6 第2章のまとめ

この章では、軟弱地盤に限定して、わが国で現在用いられている山留め工の設計法についてまとめてみた。主要な点を記述すると以下の通りとなる。

- 1) 現行の設計法の主要な検討項目は、①土圧のつりあい、②掘削底面の安定、③山留め壁の曲げモーメントと切梁軸力の検討である。
- 2) 掘削底面の安定を損なう原因は数多くあり、これに対応する検討方法が提案され基準化されている。本論文で取り上げる事例に対しては、底部破壊が重要な検討項目となる。
- 3) 山留め壁の曲げモーメント、切梁軸力を求める方法として、慣用法と呼ばれる見かけの土圧分布を使用する方法があるが、大規模で軟弱地盤における山留め工については、地盤を水平バネに置き換える地盤バネ法が標準的な手法となっている。
- 4) 最近の山留め工における施工管理のために、情報化施工による次段階予測手法が多用されている。これは、山留め壁の変形などの現段階までに得られた情報を用いて、地盤に関する値を逆解析によって求め、この地盤定数を用いて次段階の山留め工の挙動を予測する手法である。

### 参考文献

- 1) 日本道路協会：擁壁・カルバート・仮設構造物指針，1987.
- 2) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
- 3) 日本道路公団：設計要領，1980.
- 4) 首都高速道路厚生会：仮設構造物設計基準，1990.
- 5) 日本下水道事業団：土木設計指針，1985.
- 6) 日本建築学会：山留め設計施工指針，1988.
- 7) 土木学会：トンネル標準示方書（開削編）・同解説，1986.
- 8) 松井保・中平明憲：軟弱粘性土のヒーピングに関する現場実験と弾塑性解析，土と基礎，Vol. 37, No. 5, pp.29~pp.34, 1989.
- 9) Bjerrum, L. and Eide, O.: Stability of Struttred Excavations in Clay, *Geotechnique*, Vol. 6, pp.32~pp.47, 1956.
- 10) Terzaghi, K. and Peck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, *John Wiley & Sons*, 1948.
- 11) 山肩邦男・吉田洋次・秋野矩之：掘削工事における切ばり土留め機構の理論的考察，土と基礎，Vol. 17, No. 9, pp.33~pp.45, 1969.



- 12) 中村兵次・中沢章：掘削工事における山留壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol. 12, No. 4, pp. 95～pp.104, 1972.
- 13) 富永真生・越後湧吉・橋本正治・木村保：新しい情報化施工（RCC）システムの開発について，第11回

土質工学研究発表会講演集，pp.1013～pp.1016, 1976.

- 14) 百崎和博・大板一・青木俊彦・鈴木明人：山留め逆解析に関する一手法，第25回土質工学研究発表会講演集，pp.1469～pp.1470, 1990.

### 3. 山留め工の事例 —未改良地盤—<sup>1)-4)</sup>

#### 3.1 事例の概要

##### 3.1.1 羽田沖展事業の概要<sup>5)</sup>

現在運輸省は周辺の騒音問題を解決を計ることと、増大する空港需要に応えるために、現在の空港を沖合に移転させる東京国際空港沖合展開（略して羽田沖展）工事を進めている。沖合展開事業の計画図を図-3.1に示す。事業が完成すると、滑走路が移転前の2本から3本になり、航空機の離発着回数は1.5倍、処理できる旅客数は2倍となる。また、空港へのアクセスとしては、空港の中央部に東京湾岸高速道路が通り、また従来からある東京モノレールに加えて、京浜急行鉄道の乗入れも計画されている。

沖合展開地区の面積は1,100haにもなるため、地区を3つに分けて工事を進めている。1984年から始まった第一期工事は新A滑走路の建設であり、1988年3月に土木工事が完成し、同年7月から新A滑走路の供用が開始されている。引続き行われている第二期工事は空港ターミナルビルを移転するもので、これに伴いエプロンの建設、貨物地区と整備地区の整備、および湾岸道路の建設である。第三期工事は、残りの施設であり、具体的には東ターミナルビル、新B、C滑走路の建設である。

本論文で事例として取り上げるのは、第一期工事で施工したアクセス道路と環状八号線、第二期工事で施工し

た京浜急行の地下駅のための山留め工である。これらの施工位置を図-3.1に示す。施工を実施した機関は、アクセス道路、京浜急行地下駅は運輸省第二港湾建設局であり、環状八号線は東京都建設局である。

この3つの山留め工の大きな特徴は、支持層とみなすことができる地層が深い所にあるため、山留め工全体が軟弱粘土層に浮いた状態にあることである。アクセス道路の山留め工は掘削深度が11m程度であるため、根入れ部の地盤については地盤改良しないで原地盤のまま掘削を行った。一方、環状八号線と京浜急行地下駅の山留め工は掘削深度が15mを越えるため、根入れ部の地盤を深層混合処理工法で改良している。この章では掘削底部を改良していないアクセス道路の山留め工事について述べることにして、他の2つの工事は第4章で述べることにする。

##### 3.1.2 地盤の概要<sup>6)-10)</sup>

この地区の地盤は図-3.2に示すように、1965年以前は海底面まで砂が厚く堆積していたのが(AS層)、1965年に埋立材料として掘削され、その後に東京湾の航路浚渫によって発生した土砂、あるいは下水処理場で発生した汚泥を捨て込み(AC<sub>1</sub>層)、さらにその上部を建設残土で覆土(BS層)して造成された。

当地区の代表的な土質調査結果を図-3.3に示す。AS

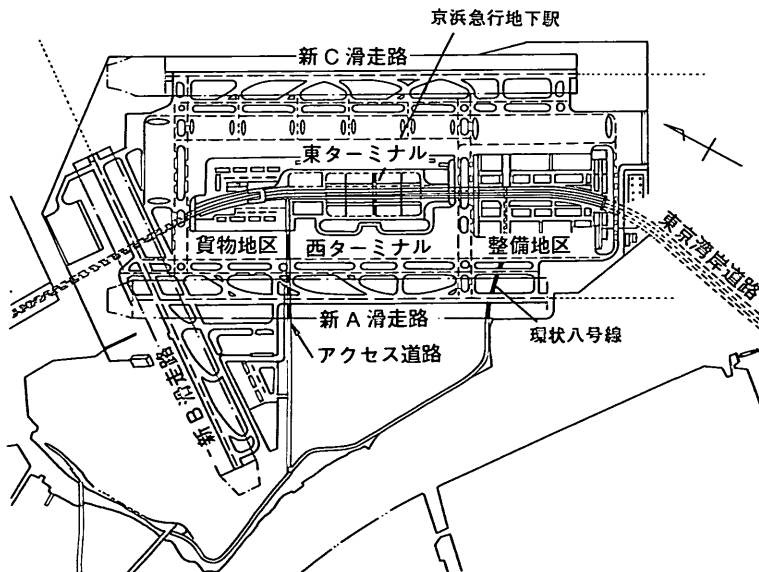
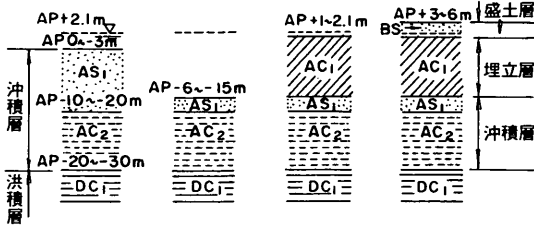
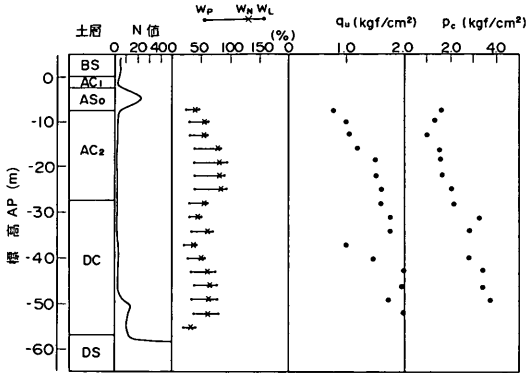


図-3.1 羽田空港沖合展開事業の計画図

- ① S 40 年以前 ② S 41~45 年 ③ S 46~56 年 ④ S 56 年以降  
(浚 漕) (埋 立) (盛 土)



図—3.2 羽田沖展地区の地盤の形成過程



図—3.3 アクセス道路建設地点の土質試験の結果例

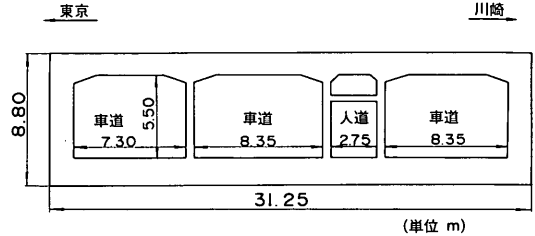
層より下は  $AC_2$  層と呼ばれる沖積粘性土が厚く堆積しており、調査を行った地点では AP (荒川水標) -28m から下はコンシステンシー特性が異なる洪積粘性土がさらに堆積しており、 $N$  値が 50 以上の工学的に基盤と見なせる砂礫層は場所によって異なるが、深いところで AP-60m 以下の深度にある。これらの地層の特性、あるいは深度、層厚などは山留め工を建設した場所によって異なるが、以下にこれらの地層の概略について述べる。

BS 層は東京都内の各地で発生した建設残土であるため、力学特性は一律ではなく  $N$  値は 2 から 10 とばらついている。粒度組成も一律ではないが、概して透水性が良いため、構造物の設計においては砂質土として扱っている。 $AC_1$  層は含水比の高い粘性土を捨て込んで日も浅いため、一軸圧縮強度  $q_u$  が 0.2 から 0.6 kgf/cm<sup>2</sup> と非常に軟弱で、しかも場所によって大きく異なる。AS 層は均一な粒径の砂から成り、 $N$  値は 5 から 20 と比較的緩い砂地盤である。 $AC_2$  層は自然に堆積した沖積粘性土で、上層で  $q_u$  が 1.0 kgf/cm<sup>2</sup> 程度で、深さとともに強度が増加している。圧密降伏応力は土被り圧に対して多少大きくなっているが、これは mechanical な過圧密によるものではなく、我国の一般の海成粘性土に見られる ageing によるものと考えられる。この  $AC_2$  層の下には、物理特性が異なる洪積粘性土の DC 層があり、 $q_u$  が 2.0 kgf/cm<sup>2</sup> 以下と

一般に見られる洪積層の強度より小さい。

### 3.1.3 山留め工の概要

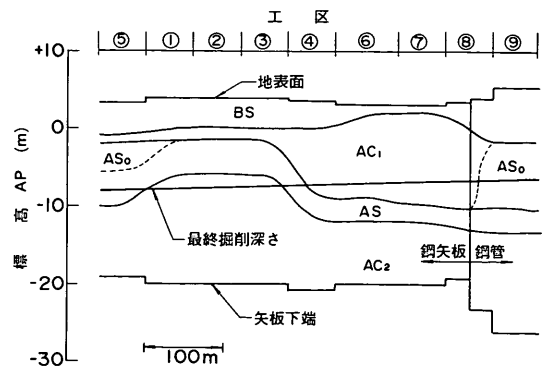
ここで取り上げるアクセス道路は、既存空港と東京湾沿岸道路を結ぶためのもので、その断面を図—3.4 に示す。



図—3.4 アクセス道路の断面図

第一期工事で実施された山留め掘削工事は延長 560m で、その土質断面図を図—3.5 に示す。工事は工区を図の上段の丸で囲まれた数字のように 1 工区の長さを 60m に分割して行った。土層状況は工区によって異なり、1 から 3 工区にかけて  $AC_1$  層が薄く AS 層は浅い位置にあり、最終掘削時点ではこの AS 層は掘削された。一方、4 から 8 工区および 5 工区では  $AC_1$  層が厚く堆積しており、最終掘削終了時でも AS 層は掘削されずに残った。なお、図の  $AC_1$  層において点線で示した箇所は砂分が多いため、 $AS_0$  層として区別している。図—3.6 に  $AC_1$  層と  $AC_2$  層の土質特性を示す。

3 工区における山留め工の断面を図—3.7 に示す。掘削幅は約 35m、掘削深度は工区によって異なるが、10 から 11 m 程度である。山留め壁は U 形鋼矢板 (タイプ FSP VL) を使用し、下の層が軟弱であるため矢板の下端は地表面から -24m と掘削深さの 2 倍以上の深さである。切梁の段数は 4 段で、1 段目を除いて H 鋼を 2 段重ねる構造としている。奥行き方向に対する切梁の間隔は 5 m で



図—3.5 アクセス道路の土層断面図

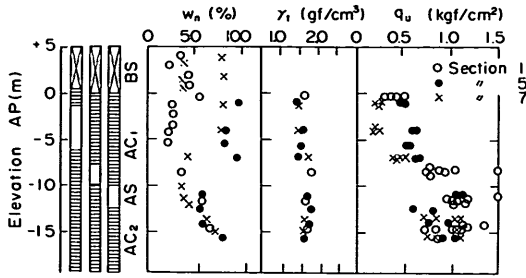


図-3.6 AC<sub>1</sub>層とAC<sub>2</sub>層の土質特性

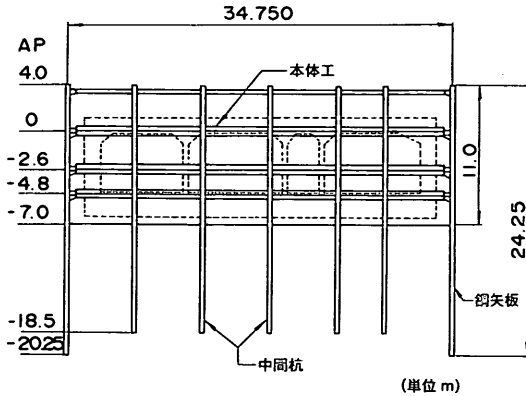


図-3.7 3工区における山留め工の断面図

あり、切梁の座屈を防ぐために約6mのピッチで中間杭を設けた。矢板の変位と曲げモーメントを減少させるために、表-3.1に示す値をプレロードとして切梁設置時に油圧ジャッキで切梁に与えた(切梁プレロード)。

表-3.1 設計上の切梁プレロード

切梁段数	1	2	3	4
プレロード (tf/m)	8.0	16.0	24.0	36.0

山留め工の安定とトラフィカビリティの改善を図るために、掘削側(鋼矢板で囲まれた部分)のAC<sub>1</sub>層を生石灰杭工法で改良した。施工順序はまず鋼矢板を打設した後に、生石灰の改良効果を高めるために砂層の水をディーブウェルで抜き、その後生石灰杭を1.0から1.5mの正方形配置で打設した。改良後の $q_u$ はおおよそ1.0 kgf/cm<sup>2</sup>であった。改良後の土の工学的特性については文献(11)を参照されたい。

なお、8工区の途中から9工区にかけてAS<sub>0</sub>層が存在するため生石灰杭による地盤改良は行わずに、剛性の高い鋼管杭を山留め壁とした。しかし、本論文ではU形鋼矢板を用いた山留め工の挙動に限定する。

### 3.1.4 施工の状況

地盤が軟弱でしかも大規模な掘削工事では、施工の安全を確保するために、計測による施工管理が不可欠である。また、工事は1から4工区を先行させたため、これらの工区をパイロット的な工事と位置付け数多くの計器を設置した。また、施工中の山留め工の挙動を迅速かつ的確に把握するために、コンピュータによる計測管理を行った。計測項目および計測数は表-3.2に示すとおりで、工区(長さ60m)当り2箇所(山留め壁の両側)の地点で計測を実施した。残りの5から8工区については、主として施工時の安全の確認を目的とした計測(矢板変形、切梁軸力)を行った。

表-3.2 アクセス道路(1から4工区)の設計項目と計測数

測定項目	1工区当りの計測数	測定方法
土圧	36	自動測定
間げき水圧	18	"
矢板応力	48	"
切梁軸力	28	"
矢板頭部水平変位	2	トランシット
中間杭変位	6	レベル
地表面沈下	9	レベル
矢板変位	2	挿入式傾斜計

工事が先行した1から4工区のうち1, 2, 3工区において山留め壁の変形が大きくなり、また中間杭の浮き上がりにともない、切梁が弓なりになり座屈破壊の恐れが生じた。図-3.8に矢板の変形が最も大きかった3工区の各掘削段階における変形の形状を示す。図の斜線は各掘削段階の掘削が終了して、切梁を設置している間に発生した変位量を示している。図-3.9に同じ3工区での山留め壁の最大変位量と時間の関係を示す。3次掘削終了時点から変形が大きくなり、4次掘削終了後では最大30cmもの変形が観測された。危険な兆候を示していると思われる現象は、掘削を中断しても山留め壁の変形は時間とともに増大し、また掘削底面下15mまで山留め壁を打設しているにもかかわらず、山留め壁の下端の変形量が大きくなったことである。また、図-3.10に示すように、掘削の進行とともに中間杭が大きく浮き上がった。このまま掘削を続ければ、山留め壁の下端が掘削側に跳ね出すが、あるいは中間杭の浮き上がりによって切梁の座屈破壊が生じると判断し、工事を4次掘削で中断し対策工を施した。対策工として、背後の地盤高さを下げること、山留め壁背面の地下水を低下させるためのディーブウェルが採用された。その結果、図-3.9に示すように山

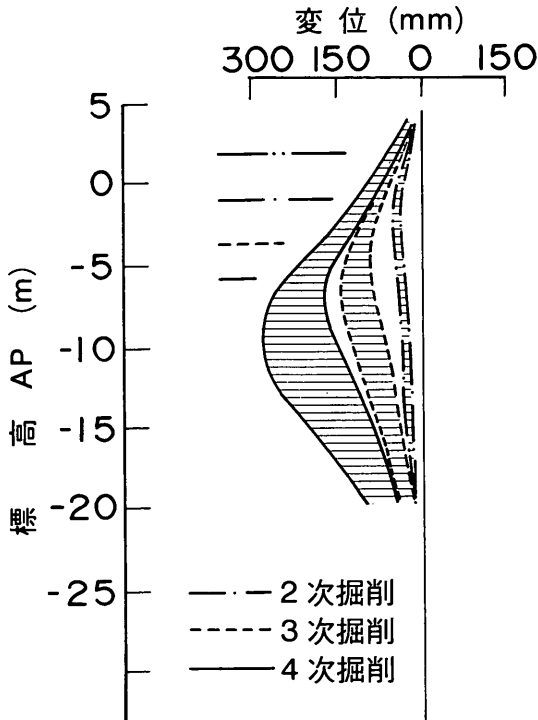


図-3.8 3工区の山留め壁の変形

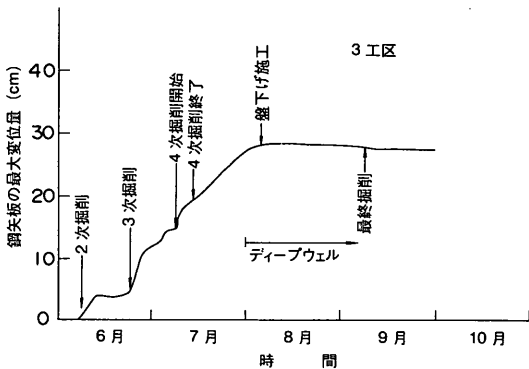


図-3.9 3工区の山留め壁の最大変位と時間の関係

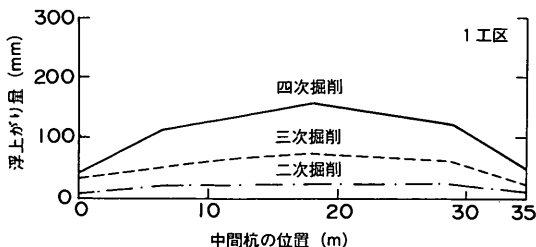


図-3.10 1工区の間中杭の浮き上がり

留め壁のクリープ的な動きは止まり、最終掘削を無事終了できた。

他の5から8工区については、山留め壁の最大変形量は13cm以下、また中間杭の浮き上がり量も10cm以下であり、大きな障害もなく工事を終了することができた。

### 3.2 計測結果

#### 3.2.1 山留め壁の変形

図-3.11に2, 4, 6工区で得られた山留め壁の変形を示す。2工区はすでに述べたように、山留め壁の変形と中間杭の浮き上がりが大きかったために、掘削を中断した工区である。4工区は工事を中断した工区の隣に位置しており、山留め壁の変形量は大きかったが、対策工を施すことなく工事を終了した。また、6工区は特に障害もなく工事を終了した工区である。

生石灰杭による改良のためのディープウェルによるAS層の水抜き、あるいは生石灰杭の打設によって山留め壁は5から8cm程度背面側に変形したが、図に示す変形は地盤改良後の掘削開始時点を基準としている。また、各掘削段階の掘削が終了しても、時間の経過とともに変形が進行したが、図に示す変形は各段階の掘削が終了した時点の値である。各工区とも1次掘削終了後の変形は10mm以下と小さかったので省略している。2工区の変形を示した図は工事を中断した4次掘削までの値を示している。

各工区での山留め壁の挙動で共通しているのは、掘削深さが浅い段階では、掘削底面で山留め壁の変形が最大となるが、掘削が深くなるにつれ山留め壁の最大変位は掘削底面より数m下方で生じている。また、山留め壁の下端が硬い地盤に到達していないで柔らかい粘性土地盤に浮いているので、掘削深さが浅い段階でも、かなりの深度まで変形が生じている。工事を中断した2工区の変形を見てみると、3次掘削から4次掘削にかけて急激に変形が増加したことがわかり、砂層であるAS層が掘削された時期に対応している。4工区と6工区の変形は2工区と比べて小さいが、掘削面がAS層に近づくにつれ山留め壁の変形が増大していくのがわかる。このように、今回の工事で山留め壁が大きく変形した工区とそうでない工区の違いが生じた大きな原因は、AS層の深度によるものと思われる。

今回の山留め工の挙動で注目する点は、3.1.4で述べたように掘削が終了しても山留め壁の変形が収まらず、時間とともに増加する、いわゆるクリープ現象が著しかったことである(図-3.9)。表-3.3に示す値は、各段階の掘削が終了して切梁を設置している間に測定された最大

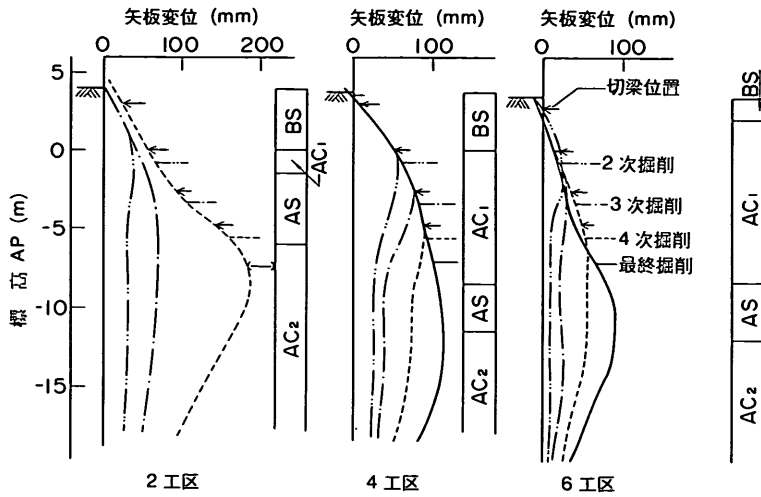


図-3.11 山留め壁の変形

表-3.3 各工区におけるクリープ変形速度 (mm/day)

	3次終了	4次終了
1工区	—	0.4, 1.6
2工区	—	1.2, 2.5
3工区	2.6, 2.8	2.8, 4.0
4工区	—	0.8, 1.3

変位を示す深度の変形速度 (ここではクリープ変形速度とする)である。3工区では3次掘削終了時点からクリープ変形速度が、2.6mm/day、2.8mm/dayとかなり大きくなった。しかし、他の工区ではクリープ的な動きはほとんど認められなかった。4次掘削後には各工区ともクリープ変形速度が大きくなり、特に3工区では4.0mm/dayもの速度で変形が進んだ。この速度は図-3.9の例で見られるように、4次掘削が終了して対策工を施すまでの間(約20日間)はほぼ一定であった。対策工を施さなかった4工区においても、4次掘削後にはかなりのクリープ変形速度が観測された。図-3.12にクリープ変形速度が著しかった3工区で計測された各段階のクリープ変形を示す。3次、4次掘削でクリープ変形が大きく生じているのはAC<sub>2</sub>層であることがわかり、また山留め壁の下端においてもクリープ変形がかなり大きいことがわかる。

### 3.2.2 山留め壁に作用する水圧と土圧

山留め壁に取り付けられた水圧計から測定された水圧分布を図-3.13に示す。図に示す値は2工区で得られたものであるが、他の工区でも同様な傾向を示している。

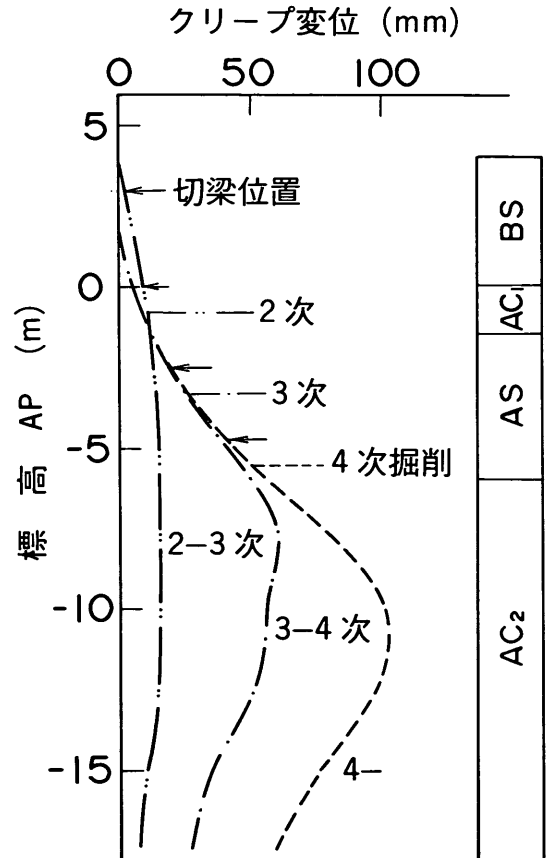


図-3.12 掘削停止中に発生した山留め壁の変形 (3工区)

すなわち、掘削前の水圧はほぼ静水圧分布( $p_w = \gamma_w z$ , ここに  $p_w$ は水圧、 $\gamma_w$ は水の単位体積重量、 $z$ は深さ)に等しく、背面の水圧は掘削によって多少減少する傾向にあ

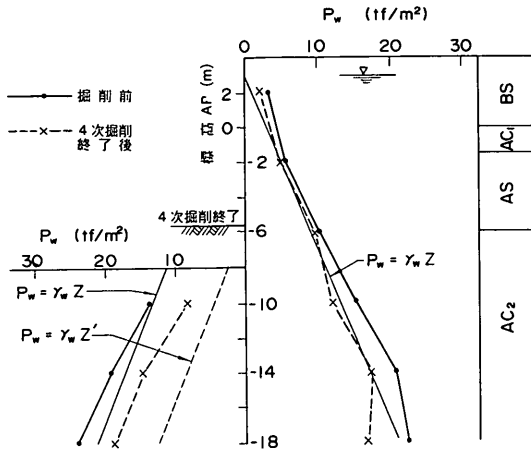


図-3.13 2工区の掘削前と掘削後の水圧分布

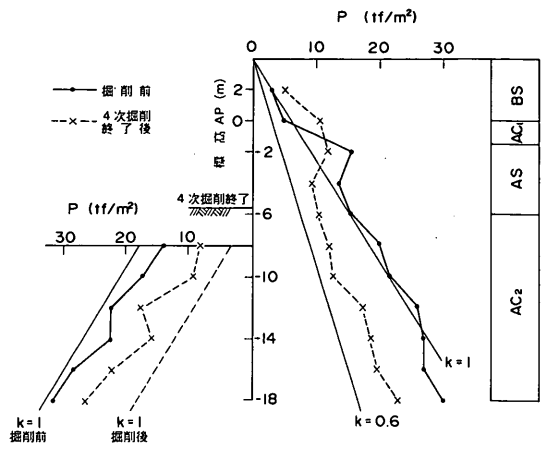


図-3.14 2工区の掘削前と掘削後の土圧分布

るが、その減少量は小さい。一方、掘削側は掘削とともに水圧は減少するが、掘削面からの静水圧 ( $p_w = \gamma_w z'$ , ここに  $z'$  は掘削面からの深さ) より大きい。背面からの土圧の影響がないような広い範囲が非排水条件で掘削されると、有効応力の理論によれば掘削直後の地盤には土被り圧の減少に等しいだけ間げき水圧が低下する。しかし、ここで取り上げた山留め工では、図にみられるように掘削底面下の間げき水圧は  $\gamma_w z'$  より大きな値を示している。これについては、第6章でさらに検討を行う。

同じ2工区で得られた掘削にともなう山留め壁の背面と掘削側の土圧の変化を図-3.14に示す。背面の土圧は、掘削とともに減少し極限の状態である主動土圧に移行していくのがわかる。一方、掘削側の土圧は掘削とともに土被り圧が減少するので、土圧そのものの値は減少していく。しかし、掘削面からの土被り圧に対する土圧係数  $K$  を考えてみると、図に示すように掘削にともない  $K$  が増加するのが認められ、掘削側の土圧は受働状態に移行していくのがわかる。

1から3工区の6箇所で計測された掘削前の土圧の平均値の分布を図-3.15に、また4工区の土圧(2箇所の平均値)を図-3.16に示す。4工区において標高  $AP0m$  の深度の土圧が異常に大きい、これは土圧計が  $BS$  層に含まれるコンクリート塊などの異物に当たったためと思われる。1から3工区と4工区から得られた土圧を比較すると、前述の  $AP0m$  と  $AP-10m$  付近の土圧の値を除けば、掘削前の土圧の違いはほとんどない。

第2章で述べたように、地盤バネ法では背面土圧の設定が重要なポイントとなっている。このため、現在までに多くの現場で背面土圧が観測され、多くの研究者によって整理されている。そのまとめの中で、掘削前の土

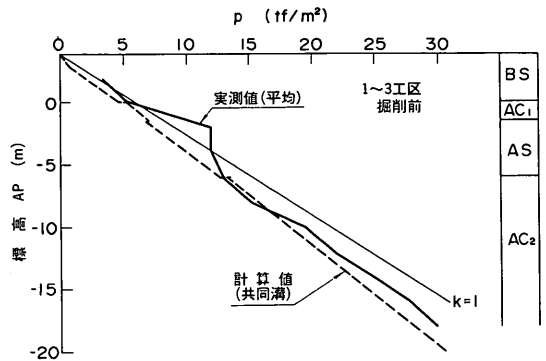


図-3.15 掘削前の背面土圧分布(1から3工区)

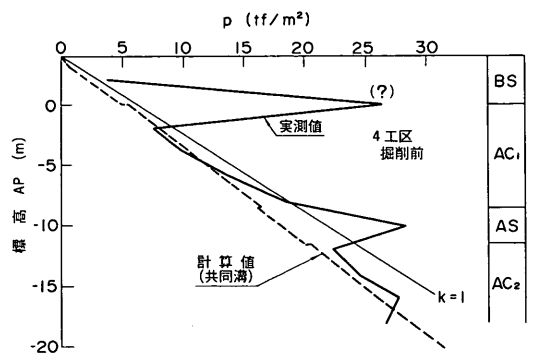


図-3.16 掘削前の背面土圧分布(4工区)

圧係数を塑性指数  $I_p$  に関係づけて、古藤田、他<sup>12)</sup>は(3.1)式、安蒜、他<sup>13)</sup>は(3.2)式を提案している。

$$K = \sqrt{(0.008I_p + 0.1)} \quad (3.1)$$

$$K = 0.0045I_p \quad (3.2)$$

$I_p$ を50とすると、(3.1)式からは  $K=0.70$ 、(3.2)式から

は  $K=0.73$  が導かれ、今回計測された値より小さな係数が得られる。共同溝の設計指針に定められている静止土圧は、第2章で述べたように平衡土圧を求めるものであるが、参考までに同指針による計算結果を点線で示す。ただし、表-2.2に示す粘性土の土圧係数を0.8、砂層の  $\phi$  を  $30^\circ$  として Jaky の式で計算した。図からわかるように、粘性土に対しては計算結果は実測値と比べて多少小さめとなるが、かなりの精度で予測できることがわかる。しかし、砂質土に対しては Jaky の式で求められる値より実測値はかなり大きい。これは、 $AC_1$  層の改良のために生石灰杭を打設した時に山留め壁が背面側に変形した影響で土圧が大きくなったと考えられる。

図-3.17と図-3.18に掘削前の土圧を太い点線で、また工事を中断した4次掘削終了時に得られた背面土圧分布を太い実線で示す。掘削前の場合と同様に、1から3工区の土圧分布は6箇所の平均値、4工区は2箇所の平均値である。いずれの工区でも上部の土圧は掘削による著しい変化は認められないが、下方では土圧がかなり減少している。特に1から3工区では  $AC_2$  層の深度に当たる土圧が  $5 \text{ tf/m}^2$  ほど減少している。

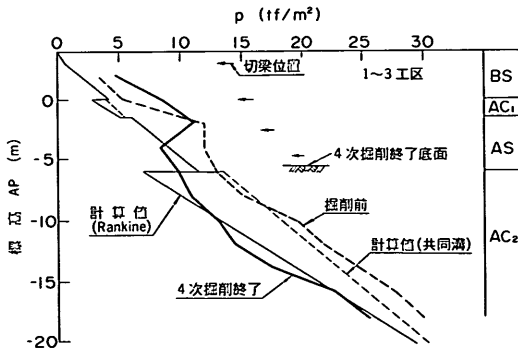


図-3.17 掘削による背面土圧の変化 (1から3工区)

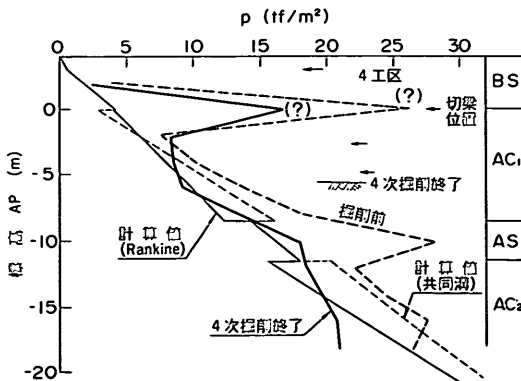


図-3.18 掘削による背面土圧の変化 (4工区)

現行の設計法で用いられる地盤バネ法に対する背面土圧の設定方法は、共同溝設計指針に代表される過去の測定結果から求められた土圧係数によるものと、土木学会の基準のように Rankine-Resal の理論式によるものと2通りある。図-3.17と図-3.18にこれらの方法によって求められた値と実測値と比較してみる。粘性土に対する土圧係数は表-2.1に示す  $N < 2$  にあたる係数を使い、Rankine-Resal の式においては非排水せん断強度  $s_u$  を  $AC_1$  層については  $2 \text{ tf/m}^2$ 、 $AC_2$  層については  $5 \text{ tf/m}^2$  として計算している。AS 層については、いずれの方法においても有効土圧に基づく Rankine 式によって  $\phi$  を  $30^\circ$  として求めた。また、地下水の位置は設計上の値である標高  $AP+3.5\text{m}$  とした。ここで注目すべき点は、1から3工区では掘削面より下の土圧は極限状態の値である Rankine-Resal を下回っていることである。一方、掘削面より上の土圧、特に1段目と2段目の切梁位置の土圧は上記の2つの方法より求められた値より大きくなっている。

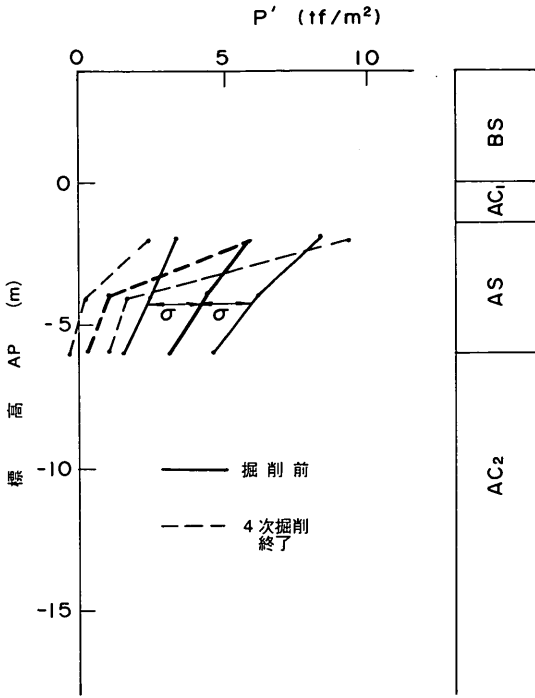
すでに述べたように、砂質土の背面土圧は有効応力に基づく Rankine の主動土圧とすることが多いが、図-3.19でその妥当性を検討した。1から3工区では  $AP-2\text{m}$  から  $-6\text{m}$  までは AS 層であるので、検討対象の深度とした。図中、実線は同一地点で計測された土圧から水圧を差し引いた掘削前の有効土圧  $p'$  の6箇所の平均値であり、 $\sigma$  はその標準偏差を表している。また、点線は4次掘削終了後の有効土圧を示す。試みに、AS 層の内部摩擦角  $\phi$  を  $30^\circ$  として Jaky の静止土圧係数を用いて  $AP-4\text{m}$  の地点の静止土圧を計算すると、 $p' = 5.5 \text{ tf/m}^2$ 、Rankine の主動土圧によって有効主動土圧を計算すると、 $p' = 1.8 \text{ tf/m}^2$  となり、それぞれ掘削前と4次掘削終了時の計測結果と概ね一致する。実際の設計で留意しなければならないのは、図-3.17と図-3.19を比較してわかるように、砂質土の場合は水圧がほとんどで有効応力による土圧は小さく、このため水圧によって実用上背面土圧で決まることになる。

次に、掘削側の土圧をみってみる。掘削側の受働土圧  $p_p$  は多くの基準では(3.3)式で示される Rankine 式によって求められる。

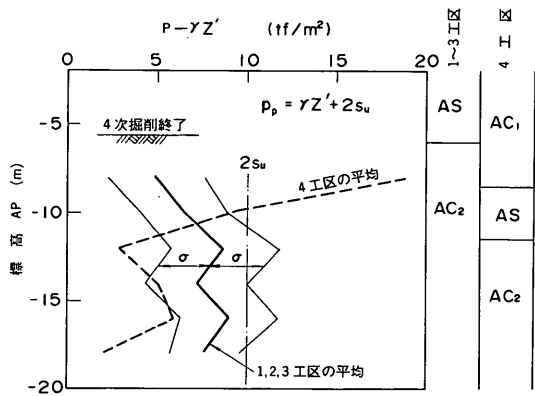
$$p_p = \gamma z + 2s_u \quad (3.3)$$

この Rankine 式の適用性をみるために、図-3.20に示す横軸は計測された土圧  $p$  から掘削底面から土被り圧を引いた値  $(p - \gamma z')$  としている(ただし、 $z'$  は掘削底面からの深さ)。また、実線は1から3工区で測定された土圧の6箇所の平均値で、 $\sigma$  はその標準偏差である。点線は





図—3.19 背面側の有効土圧 (AS層)



図—3.20 4次掘削後の掘削側の土圧の検討

4工区で計測された2箇所の平均値である。また、 $AC_2$ 層の乱さない試料の $q_u$ から求めた $s_u$ の2倍の値も一点鎖線で表す。変形が大きかった工区では $(p-\gamma z')$ の値は $AP-12\text{m}$ まで深度とともに増加し、それより以深は一定の $7.5\text{tf/m}^2$ 程度となり、 $2s_u$ の値よりかなり小さい。つまり、掘削側の土圧は4次掘削終了時点では(3.3)式で表せられる受働土圧より小さな土圧しか発揮していないことになる。これは、掘削側がまだ受働土圧状態に移行していないと判断するよりも、'山留め壁の変形が著しいことから、当初想定されていたRankineの受働土圧より小さな土圧しか発揮しなかったと考えるのが自然であ

る。この結果、 $q_u$ を用いてRankine式によって土圧を推定すると、受働土圧を過大に評価することになる。

4工区の計測結果をみてみると、1から3工区と比べて、土圧分布が異なるのがわかる。掘削側のAS層にあたる深度では $(p-\gamma z')$ は非常に大きく、その分 $AC_2$ 層の $(p-\gamma z')$ は小さくなっており、4工区の背面土圧はAS層によって支えられているのがわかる。

4次掘削終了時の山留め壁と切梁に作用した力の様子を表—3.4に示す。 $P_a$ は山留め壁の全長にわたって作用した背面土圧力であり、 $P_{a,u}$ は掘削面より上の山留め壁に作用した背面土圧力である。また、 $P_p$ は掘削底面下の掘削側の山留め壁に作用した土圧力であり、 $\Sigma S$ は切梁に作用した軸力の総和である(奥行き1m当りに換算した値)。表に示す数値で興味あるのは、問題の生じた工区の $\Sigma S$ と $P_{a,u}$ の比 $\Sigma S/P_{a,u}$ はほぼ1.0であるのに対し、対策工なしで最終掘削まで施工ができた4工区では0.75と小さい。これは、1から3工区では $P_p$ が小さかったため $P_{a,u}$ は全て切梁で負担したのに対し、4工区では $P_{a,u}$ の75%が切梁が負担し、残りは掘削底面の土圧によって負担したことを意味する。

表—3.4 4次掘削後における背面土圧力、掘削側土圧力と切梁軸力

	1工区	2工区	3工区	4工区
全背面土圧, $P_a$ (tf/m)	283	304	292	315
掘削面より上の背面土圧 $P_{a,u}$ (tf/m)	81	84	64	82
掘削面より下の受働土圧 $P_p$ (tf/m)	241	232	236	262
全切梁に作用した軸力 $\Sigma S$ (tf/m)	81	79	65	62
$\Sigma S/P_{a,u}$	1.00	0.94	1.01	0.75
$(P_p + \Sigma S)/P_a$	1.14	1.02	1.03	1.03

また、この事例の計測精度が良かったことを示す例として、掘削側の力、すなわち $(P_p + \Sigma S)$ と背面土圧力 $P_a$ がほぼ等しいことである。土圧は山留め壁に取り付けたダイヤフラム型の土圧型で、切梁軸力は切梁に取り付けられたひずみ計で計測され、異なる方法で計測が行われたにもかかわらず、両者が一致したことは、この計測結果の信頼性が高いことを示している。

### 3.2.3 中間杭の浮き上がり

中間杭の根入れ深さは、多くの山留め工の設計基準で定められているように、この事例でも中間杭と切梁の自

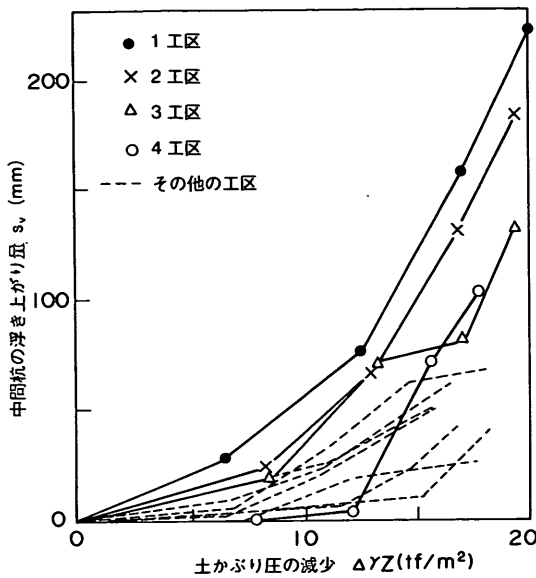


図-3.21 土被り圧の減少と中間杭の浮き上がり量の関係

重に対して十分な支持力が確保できるように決められた。その結果、中間杭の下端はAP-16.5から-18.5mと、山留め壁の下端とほぼ等しい位置となった。このように、かなり深い深度まで中間杭が打設されたにもかかわらず、図-3.10に示したように1, 2, 3工区では掘削にともない中間杭がかなり浮き上がった。

図-3.21に掘削による土被り圧の減少 $\Delta\gamma z$ と中間杭の浮き上がり量 $s_v$ の関係を示す。図中、 $s_v$ が大きかった1から4工区の値を実線で、その他の工区は点線で示す。全体の傾向として認められるのは、 $\Delta\gamma z$ が $10\text{tf/m}^2$ を越えると $s_v$ の増加割合は大きくなることである。特に1から4工区ではこの傾向が著しい。このように $\Delta\gamma z$ と $s_v$ の関係は非線形であることから、中間杭の浮き上がりの主な原因は3.2で述べた土被り圧の減少による弾性的なりバウンドではなく、掘削の底面の地盤の塑性的な変形によるものと思われる。

図-3.22に山留め壁の最大変位 $\delta_{\max}$ と $s_v$ の関係を示す。同じ工区における $s_v$ と $\delta_{\max}$ の関係は原点を通る直線で表すことができ、その傾きは問題の生じた工区とそうでない工区においても明確な差がない。これらのことから、中間杭の浮き上がりは3.2で述べた底面破壊によるものではなく、山留め壁の変形により掘削底面より下の土が押し上げられたために生じたと考えられる。

### 3.2.4 矢板の継ぎ手効率<sup>14)</sup>

一部の工区において、U形鋼矢板の継ぎ手効率を調べ

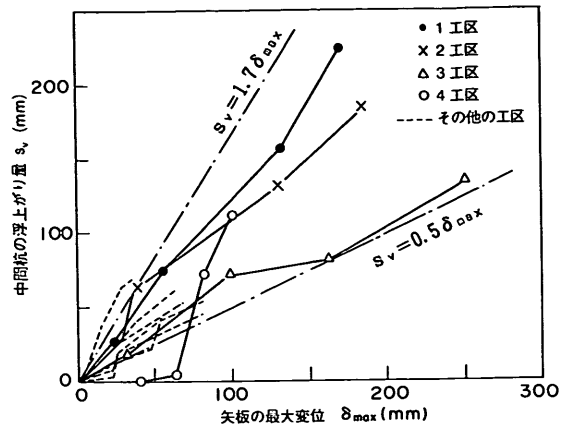


図-3.22 矢板の最大変位と中間杭の浮き上がり量の関係

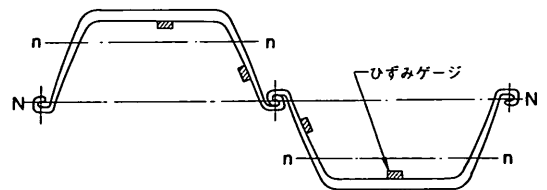


図-3.23 矢板に貼付されたひずみゲージの位置

るために、図-3.23に示す合計4箇の位置にひずみゲージを貼付した。この測定値を基にして鋼矢板のひずみ分布を求めた一例を図-3.24に示す。図中、nn'は鋼矢板が単体で挙動する時の中立軸の位置を示している。

継ぎ手効率の研究は理論的、実験的に多くの人々によって行われているが、計算の前提として鋼矢板の応力分布は継ぎ手部に対して対称であるとしている。しかし、図-3.24に示す測定例でわかるように、必ずしも2枚の鋼矢板の応力分布は中立軸に対して対称とは言えない。この原因として、もちろん測定の誤差はあるとしても、継ぎ手の噛み合わせ部の“がた”、矢板と土の間に働く摩擦力の違いが考えられる。ここでは、以下のように考えて鋼矢板の継ぎ手効率を求めてみた。

現在の設計の継ぎ手効率の考え方は、継ぎ手部が完全に閉結されていて一体となっている状態を基準として、式(3.4)と(3.5)に示すように、断面二次モーメントに対する低減率 $\eta$ と断面係数に対する低減率 $\xi$ を考えている。ここで仮に鋼矢板の継ぎ手部の摩擦力を考えないで、鋼矢板が単体として挙動する場合には、この事例で使用した鋼矢板“FSPV<sub>L</sub>”の諸元を用いて計算すると、 $\eta = 0.25$ 、 $\xi = 0.39$ となる<sup>15)</sup>。

$$I = \eta I_{00} \quad (3.4)$$

$$Z = \xi Z_{100} \quad (3.5)$$

ここに  $I$  : 断面二次モーメント

$I_{100}$  : 継ぎ手部が完全に剛結されて、矢板が一体として挙動する場合の  $I$

$Z$  : 断面係数

$Z_{100}$  : 継ぎ手部が完全に剛結されて、矢板が一体として挙動する場合の  $Z$

アクセス道路の事例で矢板のひずみゲージの測定結果から、 $\eta$ 、 $\xi$ を求めた手順は以下の通りである。

- ① ひずみゲージから測定された応力分布から (例えば 図-3.24)、式(3.6)によって鋼矢板に作用している曲げモーメント  $M$  を計算する。

$$M = \int \sigma_s y_s dA \quad (3.6)$$

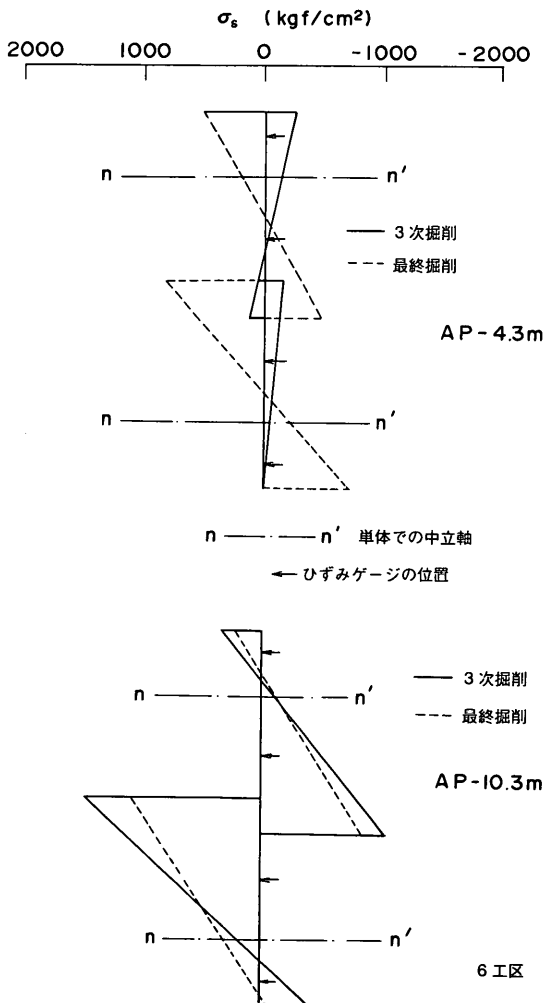


図-3.24 測定された矢板の応力分布

ここに  $\sigma_s$  : 矢板の応力

$y_s$  : 中心軸 (継ぎ手部) からの距離

$A$  : 断面積

- ② 挿入式傾斜計から計測地点の鋼矢板の曲率  $y''$  を求める。

- ③  $y''$  と  $M$  の関係は式(3.7)で表すことができ、 $\eta$  が求められる。

$$M = -y''EI = -y''E(\eta I_{100}) \quad (3.7)$$

ここに  $E$  : 鋼矢板のヤング係数

- ④  $\xi$  は①の方法で求めた  $M$  から式(3.8)で計算できる。

$$M = \sigma_{s,max} Z = \sigma_{s,max} (\xi Z_{100}) \quad (3.8)$$

ここに  $\sigma_{s,max}$  は 図-3.24 に示す鋼矢板の応力分布のうち継ぎ手部あるいは応力の大きな値である。

このようにして計算された  $\eta$ 、 $\xi$  を 図-3.25 と 図-3.26 にそれぞれ示す。2つの図に示す実線はいずれも、鋼矢板が単体として挙動した場合の  $\eta$ 、 $\xi$  の値である。また、横軸は  $\eta$ 、 $\xi$  を求めた時の鋼矢板の外縁に働いていた応力である。応力が小さいときの  $\eta$ 、 $\xi$  の値はばらつくが、これは測定されたひずみ量が小さいため測定誤差が大きいことによるものと思われる。外縁の応力が小さい場合の  $\eta$ 、 $\xi$  を除くと、測定された  $\eta$ 、 $\xi$  は鋼矢板を一体とした場合よりもかなり小さく、単体として仮定して求められた値に近い。このような傾向は鴻池<sup>16)</sup>によっても確認されている。しかし、今回の対象となった地盤は軟弱な粘性土地盤が主であり、この結論がそのまま他の一般の地盤、例えば砂地盤に適用できるか否かは、更にデータを集積する必要がある。

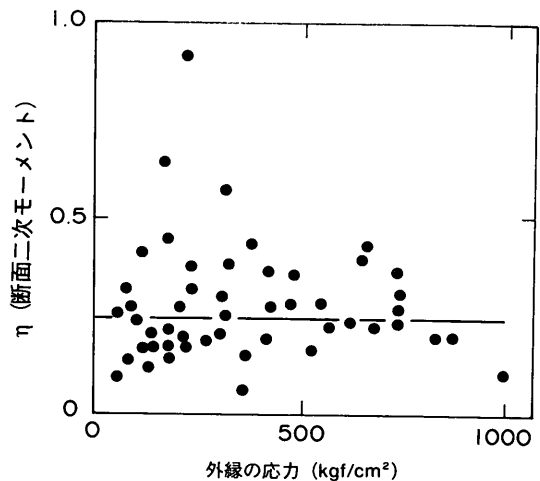
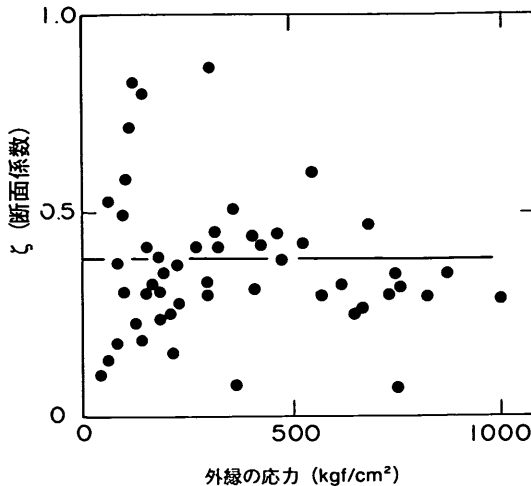


図-3.25 測定された断面二次モーメントの低減率



図一3.26 測定された断面係数の低減率

### 3.3 現行の設計法による検討

3.2で述べたように、山留め工の挙動から判断すると、1, 2, 3工区の鋼矢板が大きく変形し、中間杭が浮き上がった最大の原因として、当初想定したより掘削面より下の地盤の受働土圧が小さかったことが挙げられる。この節では各工区の断面を現行の設計法によって検討し、また地盤バネ法によって計算された山留め壁の変形、曲げモーメント、切梁軸力の値と実測値を比較する。

この章で紹介した事例を現行の設計法で検討するに当たり、背面土圧、山留め壁の継ぎ手効率、掘削側の受働土圧等を3.2で明らかにされた値を用いて計算するとの考え方もある。しかし、設計手法は計算モデル、計算方法、地盤に関する定数とが一体となって機能するものであり、部分的に修正を加えて求められた計算結果は意味がないと思われる。また、実際の設計では掘削作業のための施工機械の重量を考慮して、背面土圧に1.0tf/m<sup>2</sup>程度の上載圧を加えるのが普通である。この上載圧の値は現実の施工の状態と比較すると、かなり安全側の値となる。設計では、この上載圧の例に見られるように、実際の挙動を忠実に再現しようとするより、構造物をいかに安全に作るかに重点が置かれる。このため、ここで用いられる設計定数は、検討の対象となった山留め工の設計に用いられた定数とは、原則的には何らの関係もない。すなわち、背面土圧に上載圧は考慮してはいないし、また以降に示す安全率、変形や応力の値は設計時の値とは、もちろん異なる。

第2章で述べたように設計方法、地盤に関する定数は各基準によって大きく違う。ここでは、山留め工の設計方法として比較的最近に制定された共同溝設計指針を用

いて、この事例を検討する事にする。

#### 3.3.1 各工区の安全率

各工区で計算された検討項目に対する安全率の値を表一3.5に示す。工事を中断した1から3工区の値は4次掘削終了時の値であり、他の工区については最終掘削終了時の値である。

表一3.5 現行の設計法による各工区の検討結果

検討項目	工区	工区					
		1・2・3	4	5	6	7	
安定係数	$N_b$	3.36	3.39	3.61	3.17	3.00	
根入れ長	$F_e$	1.51	1.05	1.02	1.12	1.14	
ト ビ シ ン	Bjerrum-Eide	$F_{bb}$	1.64	1.62	1.52	1.74	1.67
	建築修正	$F_{bm}$	1.62	1.27	1.20	1.23	1.32

山留め掘削の難易度を表す指標に(3.9)式で定義されるPeckの安定数 $N_b$ <sup>17)</sup>がある。

$$N_b = \frac{\gamma H}{s_u} \quad (3.9)$$

ここに  $\gamma$  : 土の単位体積重量

$H$  : 土の掘削深さ

$s_u$  : 掘削面下の地盤のせん断強度

Peckによれば、 $N_b$ が3.14以下であると、地盤は弾性的に挙動し、粘性土の支持力係数の5.14を越えると、底部破壊が生じる可能性が大きいとしている。

各工区の $N_b$ は3.0から3.6と小さく、現在の施工技術からみて本工事は取り立てて難しいものであったとは言えない。土圧のつりあいに関する安全率をみるために、(2.1)式を参考にして(3.10)式によって、土圧のつりあいに対する安全率 $F_e$ を計算する。

$$I_p P_p = F_e I_a P_a \quad (3.10)$$

ここに  $I_p$ ,  $P_p$ ,  $I_a$ ,  $P_a$ は2.2を参照されたい。

$F_e$ は1から3工区を除いてかなり小さく、特に4と5工区の安全率は1.1を割っている。これは掘削深さに対して土のせん断強度が小さかったため、山留め壁の根入れ長を(2.1)式で求められるモーメントのつりあい長さの1.2倍としても、安全率は必ずしも1.2とはならなかったことによる。しかし、底部破壊に対する安全率は、Bjerrum-Eideの方法で必要とされる1.2を大きく上回っている。一方、建築学会の修正式では5工区で1.20と小さな値であるが、中間杭が大きく浮き上がった1, 2, 3工区では、1.62とかなり大きな安全率を示している。

### 3.3.2 地盤バネ法による検討

この計算方法は一般に言われている“弾塑性法”と同一の計算方法で行ったが、具体的な計算方法の詳細は5.1.1で述べている。

計算結果の一覧を実測値とともに表—3.6に掲げる。工事を中断した1, 2, 3工区の計算値, 実測値とも4次掘削終了時の値である。ただし, 計算から求めた山留め壁の最大変位と最大曲げモーメントは最終掘削時についても計算を行って, その値を( )内に記してある。他の工区については, 最終掘削までの計算を行って最大値を求めて実測値と比較している。

#### (1) 鋼矢板の変形

図—3.27に各掘削段階における鋼矢板の最大変形の計算値と実測値の比較を示す。問題の生じた1, 2, 3工区では掘削が進むにつれ, 計算値より実測値が大きくなっていくのがわかる。一方, 他の工区では実測値より計算値はかなり小さく, 問題が生じなければ共同溝設計指針による定数の設定方法は変形量を大きく見積る傾向にあるといえる。また, 逆に掘削が進むにつれ実測値が計算値に近づく傾向にあると要注意といえる。

計算と実測された山留め壁の変形の形状を比較したのが図—3.28と図—3.29である。いずれの工区とも, 1次掘削では計算値の方が実測値よりかなり大きくなっている。掘削深度が浅い時に計算値が大きくなっているのは, 以下の理由によるものと思われる。計算では, 切梁の設置のための各掘削段階の底面の深さは切梁の中心より1

mほど下に設定したが(余掘量), 1段目の切梁はシングルのH鋼としたため(図—3.7参照), 実際の施工ではこの余掘量より小さかったと思われる。また, 各掘削段階に共通して言えるのは, 山留め壁が深いところで計算値が大きくなるのは,  $AC_2$ 層の地盤定数を一定して計算したことと, 地盤バネ法の背面土圧と平衡土圧の関係が現実と必ずしも適合していないで, 大きな実効土圧を山留め壁下端まで作用させたことによるものと思われる。掘削深さが増すにつれ, 計算値は実測値に近づく傾向にあるが, それでも両者はかなり異なっており, 地盤反力係数や背面土圧の設定の難しさ, あるいは地盤バネ法の計算自体の限界を示している。これらについては, 後で詳しく考察することにする。

#### (2) 曲げモーメント

図—3.30に全掘削の過程の中で, 鋼矢板に発生した最大曲げモーメントの計算値と実測値の比較を示す。計算値は実測値の0.5から2.0倍程度の範囲内にある。1, 2, 3工区では, 実測値は計算値の1.2から2.0倍となり, 設計当初考えられていた鋼矢板の曲げ応力に対する余裕を越えていることになる。しかし, 図に示す実測値の曲げモーメントは矢板の変形から継ぎ手効率を0.6として求められた値であり, 3.2.4で述べたように実際の継ぎ手効率はかなり小さかったことを考えると, 実際に矢板に発生した曲げ応力は小さく, その値は鋼矢板の許容応力内であった。

表—3.6 地盤バネ法による計算値と実測値との比較

項目		工区							
		1	2	3	4	5	6	7	
矢板最大変位 (cm)	計	14.0(18.0)	14.0(18.0)	14.0(18.0)	16.7	17.7	15.2	12.9	
	実	12.6, 13.9	17.2, 8.7	15.3, 17.4	9.4, 13.0	3.5, 3.8	7.1, 9.0	7.5, 6.0	
最大モーメント (tf·m)	計	35.2(35.2)	35.2(35.2)	35.2(35.2)	31.6	41.5	35.4	21.2	
	実	45.5, 50.7	62.4, 51.8	51.9, 57.5	48.2, 46.0	31.6, 25.2	30.8, 26.0	25.2, 25.2	
最大切梁軸力 (tf)	1 段目	計	11.8	11.8	11.8	10.5	20.0	8.9	8.0
		実	12.9	16.1	17.6	18.3	—	13.1	8.7
	2 段目	計	33.2	33.2	33.2	26.2	27.7	21.2	21.9
		実	26.4	32.3	43.9	26.7	18.0	29.2	23.0
	3 段目	計	30.7	30.7	30.7	35.7	39.4	34.6	26.7
		実	55.4	48.4	24.0	34.2	31.4	33.6	26.5
	4 段目	計	47.7	47.7	47.7	34.5	37.2	38.0	21.8
		実	—	—	—	29.5	19.0	35.1	42.9

注) 計: 弾塑性による計算値, 実: 実測値 (変位は1工区当たり2箇所計測), 1~3工区 4時堀削時の値 (ただし( )内は最終掘削時の計算値), その他の工区 最終掘削時の値

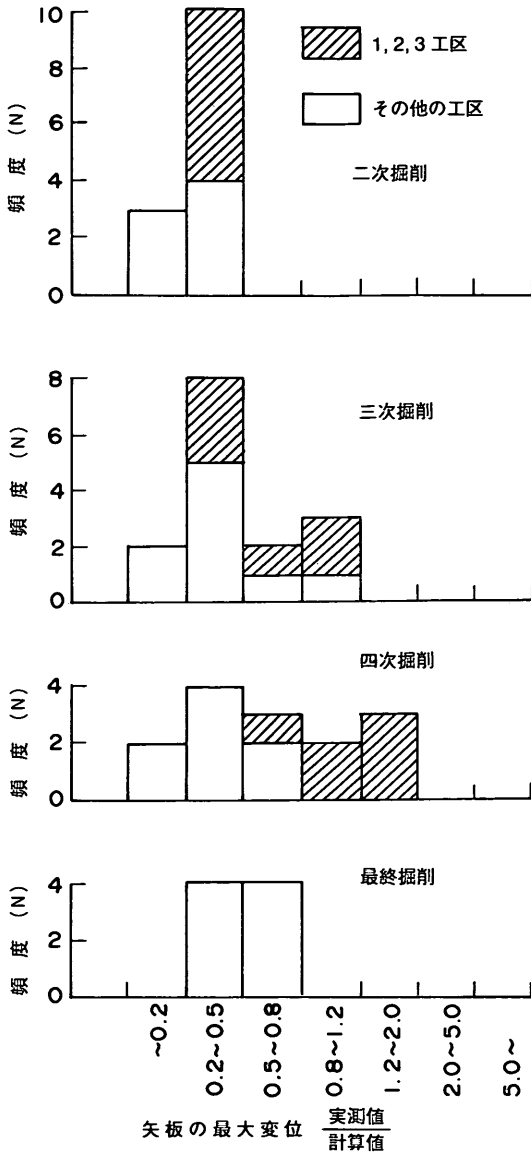


図-3.27 地盤バネ法による計算値と実測値の比較 (山留め壁の最大変位)

曲げモーメントの形状の比較を図-3.31に示す。絶対値は異なるものの、全体の形状は比較的良く一致している。

(3) 切梁軸力

図-3.32に切梁軸力の計算値と実測値の比較を示す。今まで述べた山留め壁の変位や曲げモーメントとの傾向とは異なり、問題の生じた工区とそうでない工区との差は認められず、実測値は計算値の0.6から1.5倍の範囲にある。この結果がどの程度他の山留め工に対して共通す

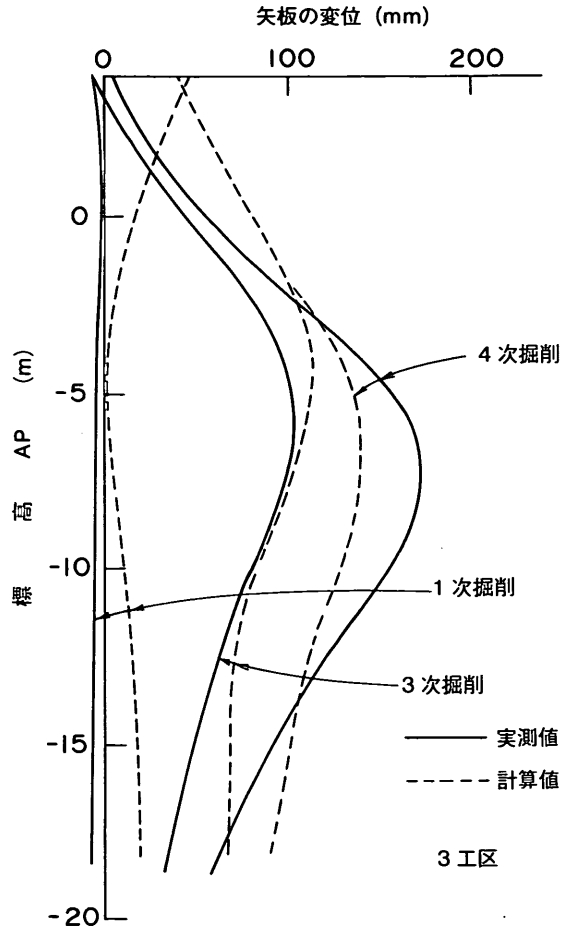


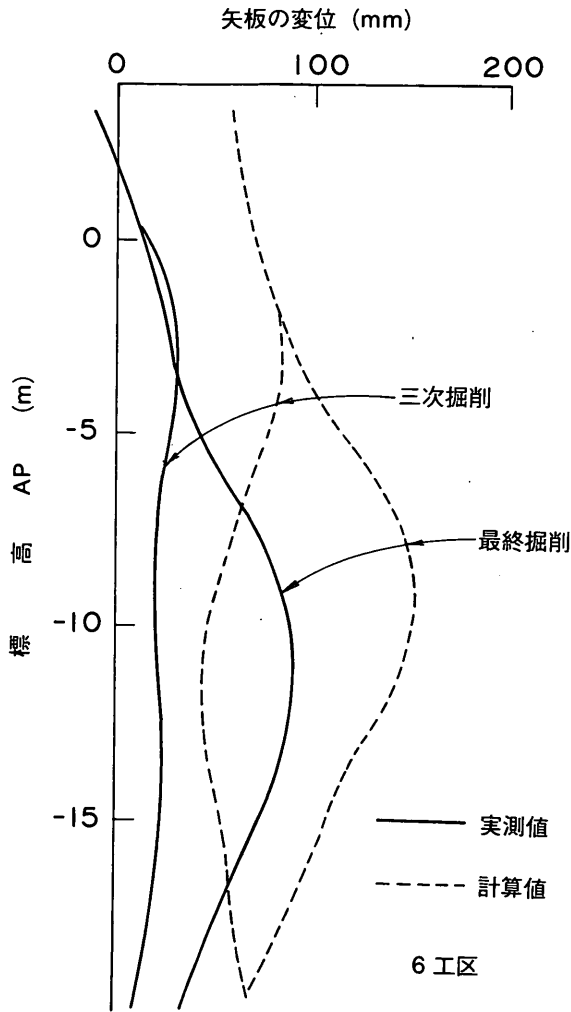
図-3.28 3工区における実測値と計算値の比較

るのかは、今後多くのデータの収集を必要とするが、この事例と似たような山留め工の設計においては、切梁の許容応力の余裕は設計値の1.6倍が一つの目安になると思われる。

図-3.7に示すように切梁は1段目を除いてH鋼を二段重ねる構造とした。このため、軸力は必ずしも上下2つのH鋼に等しく作用するとは限らない。この事例では、切梁軸力計を上下のH鋼に取り付けたので、切梁軸力の切梁上下の分担を計算することができた。結果を図-3.33に示す。個々の切梁軸力が最大となるのは、その切梁が設置された下を掘削する時である。図では、切梁軸力が最大となる時と、その他の時と区別して示してある。図からわかるように、下に設置したH鋼の方が荷重を多く分担する傾向にあり、またこの傾向は掘削の段階によって変わらないことがわかる。

3.4 第3章のまとめ

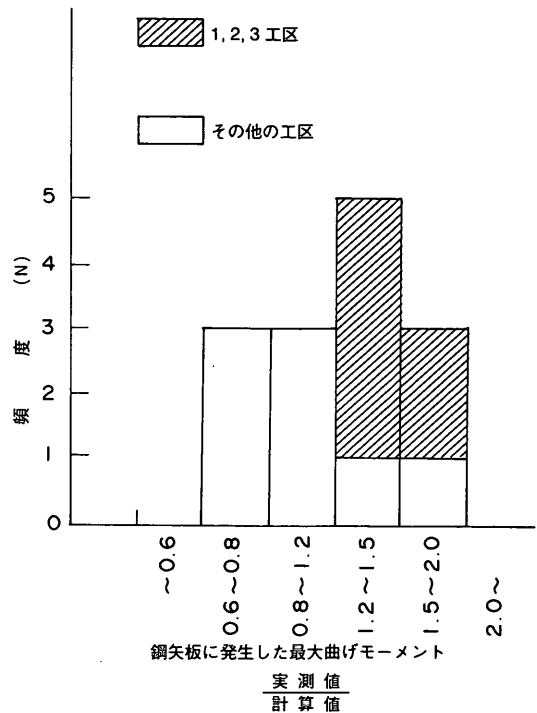
この章では、羽田沖合展開工事で行われたアクセス道



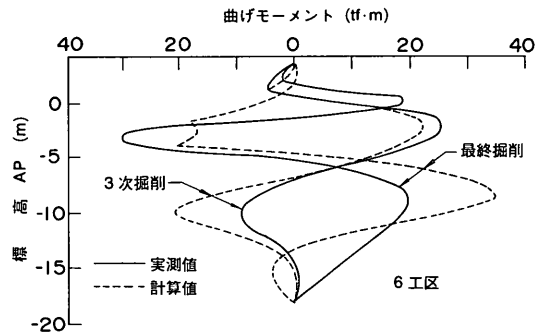
図—3.29 6工区における実測値と計算値の比較

路の山留め工を事例として取り上げ、工事の途中で山留め工が異常な挙動を示した原因について、計測結果と現行の設計法に照らし合わせて検討した。主要な結論をまとめると以下の通りである。

- 1) 山留め壁の変位が大きくなり工事を中断した工区は、いずれも掘削時に AS 層と呼ばれる砂層が掘削される工区で、また変形が大きくなったのは、この砂層が掘削された時点と一致する。
- 2) 問題の生じた工区とそうでない工区について、現行の設計法の主要な検討項目である Peck の安定数、土圧のつりあいの検討による山留め壁の根入れ長さ、底部破壊に対する安定性を検討してみた。その結果、各工区の数値は主要な企業体、あるいは学会が定めた基準を満足しており、また問題の生じた工区とそうでない工区とを現行の設計方法によって区



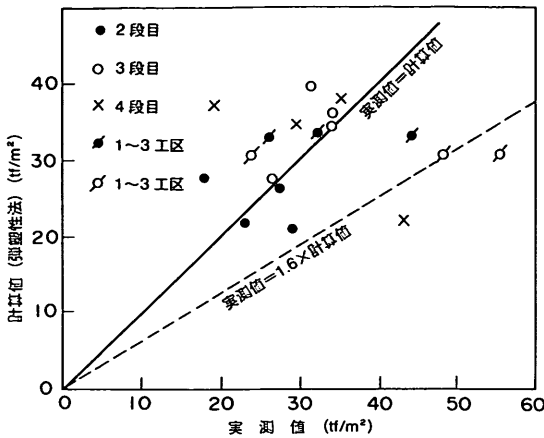
図—3.30 地盤バネ法による計算値と実測値の比較 (山留め壁に発生した最大曲げモーメント)



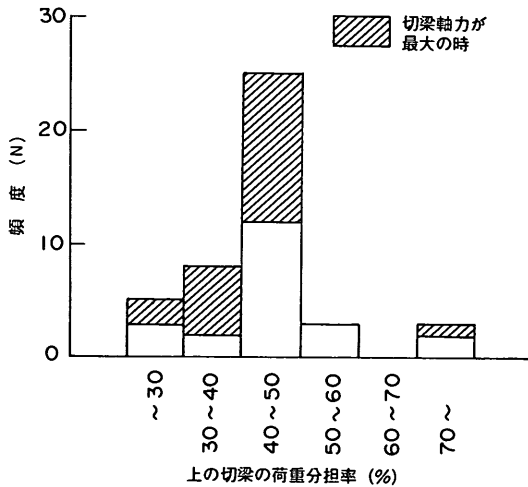
図—3.31 6工区における計算値と実測値の曲げモーメント分布の比較

別することはできなかった。

- 3) この事例では、数多くの計器を配置し掘削時の山留め工の挙動を観測しながら工事を行った。観測結果より掘削側の土圧が当初予想していた  $q_u$  値を用いた Rankine の受働土圧より小さな反力しか発揮せず、このため山留め壁が掘削側に大きく変形し、これに伴い中間杭が浮き上がったと考えられる。
- 4) 山留め壁に作用する背面土圧は、多くの基準で決められる土圧分布より掘削面上部では大きく、また掘削面より下で小さくなった。



図一3.32 地盤バネ法による切梁軸力と実測値の比較



図一3.33 切梁の軸力分担率

- 5) 地盤バネ法による計算値と実測値を比較すると、問題の生じた工区を除けば、計算値は実際に発生した山留め壁の最大曲げモーメントと最大変位を大きく見積る傾向にある。しかし、問題の生じた工区の実測値は計算値よりかなり大きくなった。一方、切梁軸力は工区によらず実測値と比較的よく一致した。
- 6) 矢板に貼付されたひずみゲージによる計測結果から、U形鋼矢板の継ぎ手効率を測定した。断面二次モーメントに対する低減率は0.4、断面係数に対する低減率は0.25となり、これらの数値は鋼矢板が単独に挙動する場合に近い。

### 参考文献

- 1) 田中洋行・吉永清人：軟弱地盤における山留め工の計測結果について、土質工学における情報化施工シ

ンポジウム講演論文集，土木学会，pp.35～pp.40，1988.

- 2) 田中洋行・鈴木光雄・梶原康之：軟弱地盤における山留め掘削，土と基礎，Vol. 37, No. 5, 土質工学会，pp.23～pp.28, 1989.
- 3) 田中洋行・足立二雄・豊田奉節：軟弱地盤における山留め掘削の事例とその解析，港研報告，Vol. 28, No. 4, pp.25～pp.54, 1989.
- 4) Tanaka, H.: A Case Study on a Braced Excavation in Soft Clay, *Proceedings of 9th Asian Regional Conf. on SMFE*, 1991 (印刷中).
- 5) 塩田精一・足立二雄・豊田奉節・田中洋行：軟弱地盤上の空港建設，土木学会論文集 VI 部門，No. 409, pp.131～pp.138, 1989.
- 6) 田中洋行・豊田奉節・足立二雄：東京国際(羽田)空港沖合展開地区の土質特性について，第22回土質工学研究発表会講演集，pp.167～pp.170, 1987.
- 7) Tanaka, H.: Settlement of Ground Improved by Band Drain at the Development of the Tokyo International Airport, *Proc. of 10th South Asian Geotechnical Conf.*, pp.133～pp.138, 1990.
- 8) 田中洋行・大田一己・塩崎正孝：東京国際空港沖合展開工事(第一期)におけるペーバードレーン工法，地質と調査，No. 43, pp.6～pp.11, 1990.
- 9) Tanaka, H., Ohta, K. and Maruyama, T.: Performance of Vertical Drains for Soft and Ununiform Soils, *Proc. of Geo Coast '91*, 1991 (印刷中).
- 10) 田中洋行・大田一己・丸山隆英：プラスチックボードドレーンで改良された不均一地盤の沈下特性，港研報告，Vol. 30, No. 2 (印刷中)，1991.
- 11) 田中洋行・戸引勲：生石灰杭工法で改良された地盤の特性，港研報告，Vol. 27, No. 4, pp.201～pp.223, 1988.
- 12) 古藤田喜久雄・青木雄二郎・深海淳一：土質による側圧係数値の分類，第10回土質工学研究発表会講演集，pp.859～pp.862, 1975.
- 13) 安藤忠夫・岡部徳一朗・窪田敬昭・鈴木正男：粘性土の地盤での設計側圧の予測方法について，第19回土質工学研究発表会講演集，pp.1089～pp.1092, 1984.
- 14) 田中洋行・鈴木光雄：土留め工における鋼矢板の継手効率，第43回年次学術講演会講演集，土木学会，pp.490～pp.491, 1988.
- 15) 白石基雄：U形鋼矢板壁の継手せん断抵抗と断面性能に関する解析的研究，土木学会論文集，第385号，



VI-7, pp.49~pp.58, 1987.

16) 鴻池一季：鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究，土木学会論文集，第373号，VI-5，pp.74~pp.83，1986.

17) Peck, R. B : Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, *Proc. of 7th ICSMFE*, State of the Art Volume, pp.225~pp.290, 1969.

## 4. 山留め工の事例 —深層混合処理工法による改良地盤—

この章で取り上げる事例は東京都が実施した環状八号線と、運輸省第二港湾建設局が実施した京浜急行地下駅の山留め工である。これらの山留め工は掘削深さが深いため、根入れ部の地盤を深層混合処理工法で改良している。

環状八号線の山留め工の計測値については、杉本、他が一連の論文を発表しており、この章で記述する値は、特に記述しない限り文献<sup>1)</sup>から6)による。

### 4.1 事例の概要

環状八号線は東京都における主要な幹線道路の一つであり、新空港への重要な道路となる。環状八号線は羽田沖展地区で地下道路となる。その断面を図-4.1に示すが、幅22.9m、高さ8.7mで上下2車線を有する鉄筋コンクリート構造物である。

京浜急行地下駅は、京浜蒲田駅に接続している既設の羽田空港線を新しい空港のターミナルまで延伸するもので、湾岸道路の地下に駅舎が建設される(図-3.1参照)。構造物の断面を図-4.2に示すが、建物は二階建てになっており、下が京浜急行の地下駅であり、上は東西のターミナルビルを結ぶコンコースである。この工事の施工主

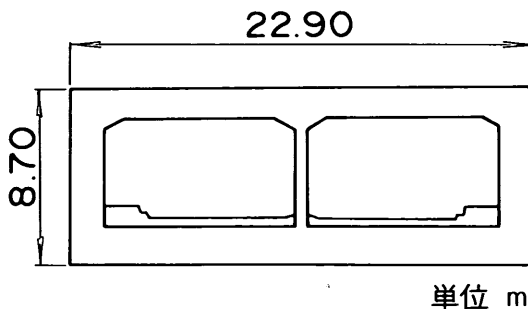


図-4.1 環状八号線の地下構造物<sup>1)</sup>

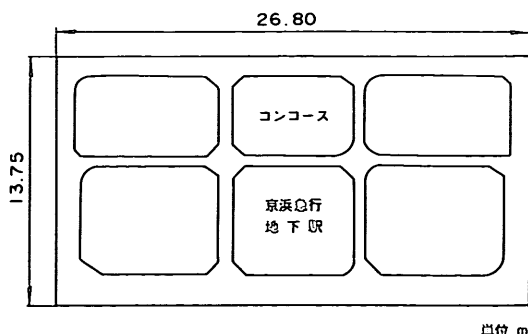


図-4.2 京浜急行地下駅の断面図

体は湾岸道路の敷地内では首都高速道路公団であり、第二港湾建設局が実施するのはそれ以外の部分である。本論文でとりあげる山留め工は、第二港湾建設局が施工した部分である。

#### 4.1.1 地盤の概要

環状八号線の建設地点の土層断面図は図-4.3に示すように、上から建設残土のBS層、へどろを捨て込んだAC<sub>1</sub>層、在来の地盤である砂層のAS層、さらにその下には沖積粘性土のAC<sub>2</sub>層が続く。文献<sup>1)</sup>から6)で報告されている工事は延長約500mで、図-4.3の下に記すB、C、D、E地点で山留め工の挙動を集中的に計測した。B地点から既存空港側よりの土層はAC<sub>1</sub>層が厚く堆積しているためAS層は深い所に位置しており、最終掘削が終了してもAS層は掘削底部に残っている状態にある。C地点は地下道路の排水ピットがあるため、掘削深度が一番深い箇所となる。またC地点から徐々にAC<sub>1</sub>層の層厚が薄くなり、またAS層の深度も浅くなり、最終掘削が終了するとAS層は掘削される。

図-4.4にCとD地点で行われた土質試験の結果を示す。AC<sub>1</sub>層の一軸圧縮強度 $q_u$ は5 tf/m<sup>2</sup>以下とアクセス道路と同様な値を示しているが、AC<sub>2</sub>層の $q_u$ は5から10 tf/m<sup>2</sup>とアクセス道路と比べて小さい。

図-4.5に京浜急行地下駅の建設地点の土層断面図を示す。この地区はAC<sub>1</sub>層を改良対象としてパッドドレンによる地盤改良が行われた。また、AC<sub>1</sub>層の強度増加を目的としたプレロードを行い、AP+11m程度まで建設残土による盛土工を実施している。図-3.1に示すように京浜急行地下駅の既存空港側の西ターミナル地区は、西

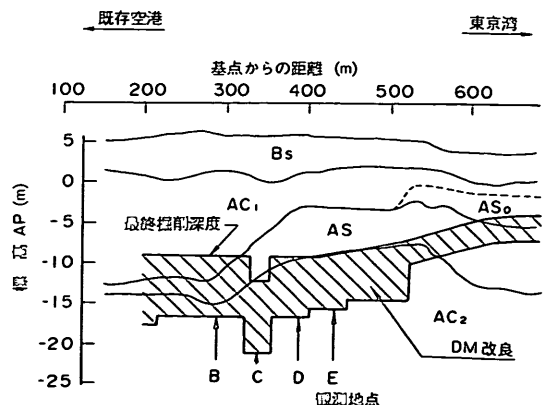
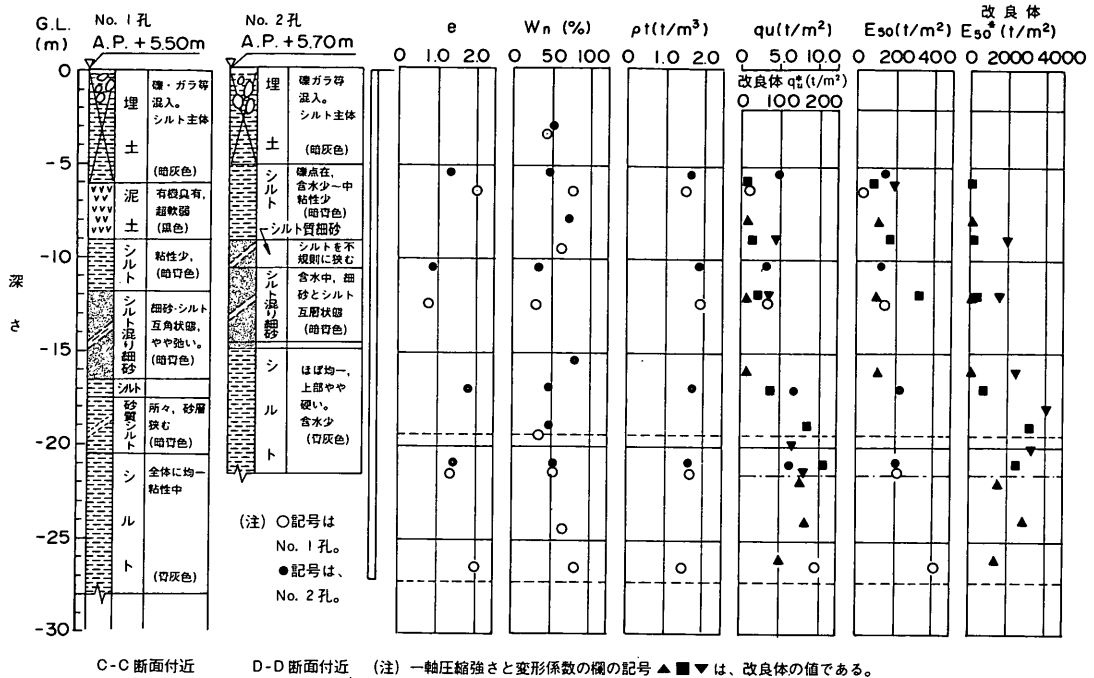
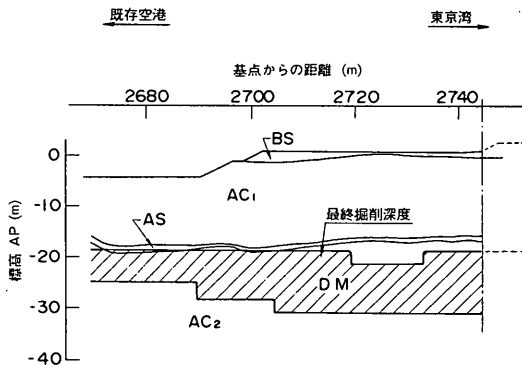


図-4.3 環状八号線の建設地点の土層断面図<sup>1)</sup>



図一4.4 環状八号線の土質試験結果<sup>6)</sup>



図一4.5 京浜急行地下駅の土層断面図

ターミナルビル、このビルへのアクセスのための道路橋、およびモノレール地下駅が輻輳しているため、この地区を一括して掘削する共同仮設工事が実施された。このため、地表面の標高が図一4.5に示す既存空港側では  $AP - 4$  m と低くなっており、逆に東京湾側では地表面が  $AP + 1$  m と高くなっている。計測は、一番掘削深さが深い地点で集中的に行った。

ドレーン打設前の土質調査の結果を図一4.6に示す。 $AC_1$ 層は捨て込まれてから日も浅いため、 $q_u$ は非常に小さい。この付近の地区から得られたプレロードによる強度増加率を用いて、山留め工の掘削開始時点の  $q_u$ を推定すると図に示す直線のようになる。図からプレロードに

よって、地表面付近の  $q_u$ は  $0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $AC_1$ 層の下端で  $1.2 \text{ kgf/cm}^2$ 程度となる。 $AC_2$ 層の強度はアクセス道路、環状八号線と比べて大きく、上層で  $1.2$ から  $1.5 \text{ kgf/cm}^2$ である。

#### 4.1.2 山留め工の概要

環状八号線の山留め工の断面を図一4.7に、その主な諸元を表一4.1に示す。掘削深さは14mから18mとアクセス道路と比べてかなり深い。山留め壁は直径800mmの鋼管矢板を用いており、根入れ部を深層混合処理工法(DM)で改良している。この改良下端と鋼管矢板の下端の深さは一致しており、改良厚さと掘削深さの比  $T/H$  は0.42から0.51である。切梁段数は掘削深さによって異なっており、4段から5段である。表に示す( )内の数字は掘削前に予定していた切梁段数であり、裸の数字は実際の施工における段数である。

この山留め工の施工手順は以下の通りである(図一4.8)。

- ①地表面を整地した後に山留め壁である鋼管矢板を打設。
- ②建設残土から成るBS層に含まれるコンクリートの塊などの障害物の撤去を目的とした、2 m程度の1次掘削。
- ③山留め壁で仕切られる掘削側をDM工法で改良。

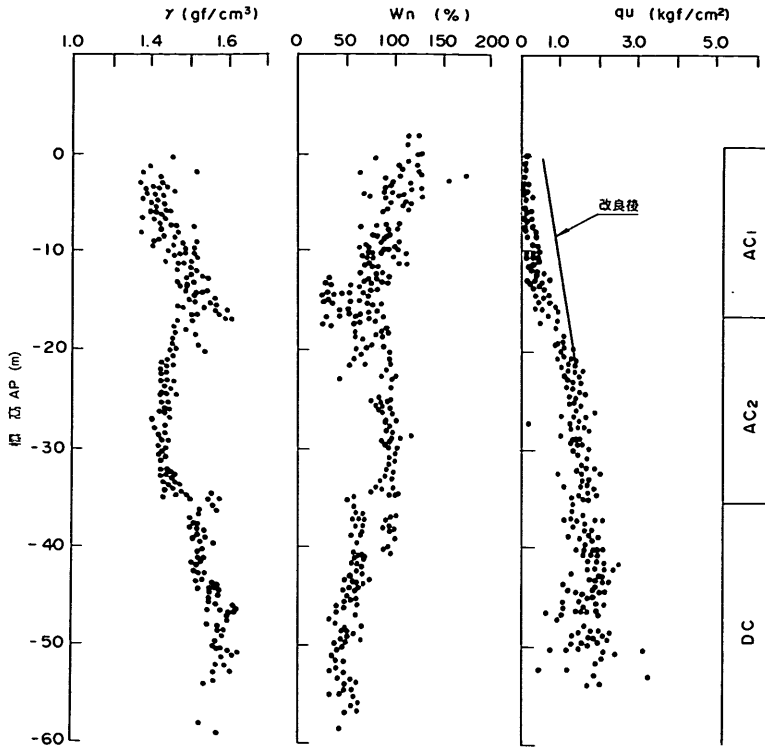


図-4.6 京浜急行地下駅の付近の土質試験結果

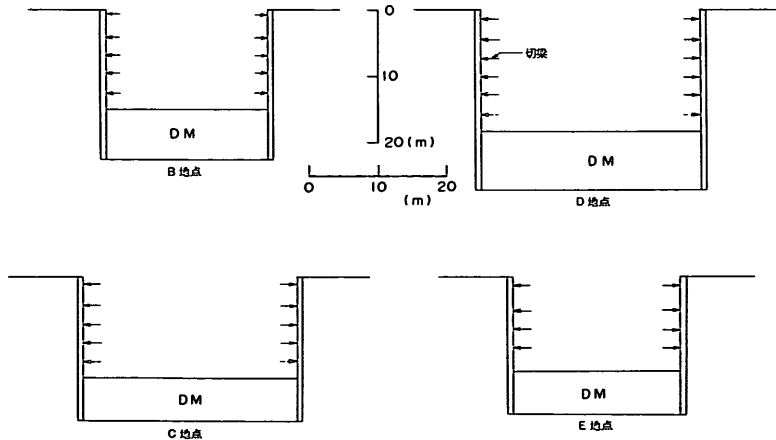


図-4.7 環状八号線の山留め工の断面<sup>2)-5)</sup>

- ④ DM 改良部と山留め壁の間を高圧噴射工法で改良
- ⑤ 中間杭の打設
- ⑥ 1段切梁を設置。
- ⑦ 掘削と切梁設置を繰り返して最終掘削面まで至る。

DM工法の改良方法には、後で詳しく述べるように地中のできる改良体の配置の仕方によって種々あるが、この山留め工では改良体が接するように改良を行う“接円”方式による方法を用いた。また、図-4.7の斜線で示す根

入れ部より上の掘削される地盤については、掘削のトラフキャパシティを目的とした低強度の地盤改良を行い、また一列置きにセメントミルクを注入しないで攪拌だけを行う空打ちとした。

京浜急行地下駅の山留め工の断面は図-4.9に、主要な諸元は表-4.1に示す。掘削深さは19.5mであり、羽田沖展工事の山留め工の中で一番深い。山留め壁は直径1000mmの鋼管矢板を用いており、環状八号線と同様に山留

表-4.1 環状八号線と京浜急行地下駅の山留め工の主な諸元

山留め工 計測箇所	環状八号線				京浜急行 地下駅
	B	C	D	E	
掘削深さH(m)	14.9	18.3	15.1	14.1	19.5
掘削幅(m)	25.3	32.7	30.9	24.5	30.6
切梁数	5	5(6)	4(5)	4	6
改良層厚T(m)	7.6	8.7	6.4	6.45	9.5
T/H	0.51	0.48	0.42	0.46	0.49

注) 切梁数の数字は実際の施工で実施された段数。  
ただし( )内の数字は設計当初の計画された段数

め壁下端までDM工法による地盤改良を行っている。  
T/Hの値は環状八号線とほぼ同じ値である0.49である。  
切梁段数は6段でその間隔は3m前後である。

施工手順は、以下に述べるように環状八号線とは多少異なっている(図-4.10)。

- ① AC<sub>1</sub>層を対象としてバーチカルドレーン(バックドレーン)を打設。
- ② 建設残土によるプレロードを載荷。
- ③ 圧密終了後、プレロードを撤去。
- ④ DM改良を実施。
- ⑤ 鋼管矢板を打設

⑥ DM改良部と山留め壁の間を高圧噴射工法で改良。

⑦ 切梁を設置しながら、最終掘削まで施工。

施工手順が環状八号線と大きく異なるのは、京浜急行地下駅ではDM改良を鋼管矢板打設前に行ったことである。また、DM工法の改良方法は改良体を30cm重ね合わせるラップ方式を採用した。根入れ部の上部の掘削部分の改良は、環状八号線で採用した空打はやめて、セメントミルク量を少なくした低強度の改良とした。

#### 4.1.3 施工の状況

環状八号線の山留め工のなかで、C、D、E地点で異常な挙動が観測されたため、施工を中断し対策工を施した。工事の中断に至った直接の原因は、中間杭の浮き上がり量が異常に大きかったことである。図-4.11にD地点での中間杭の浮き上がりの様子を示すが、掘削深さが10mを越えた時点から浮き上がり量が大きくなり、C、D地点では当初の設計によれば5段あるいは6段の切梁配置であったが、最下段の切梁を省略して一気に最終掘削を行い、コンクリート(捨コン)を打設することにした。しかし、図に見られるように、捨コンを打設し終わっても、中間杭の浮き上がりは止まらずに、最大で250mmもの値が計測された。アクセス道路と同様に、このまま放置すれば切梁の座屈破壊が生じると考え、背面の地盤高さを2m下げ、更にディープウェルを山留め壁の背面に

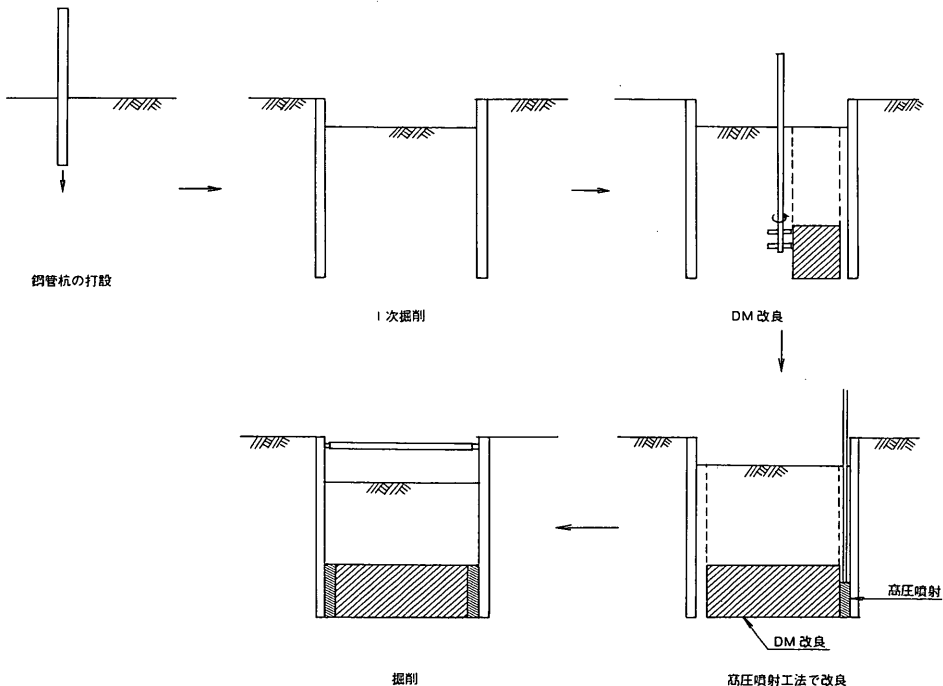


図-4.8 環状八号線の山留め工の施工手順

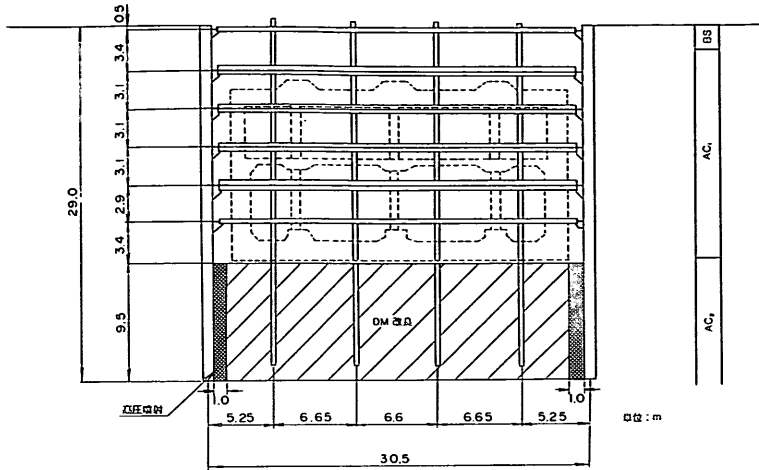


図-4.9 京浜急行地下駅の山留め工の断面図

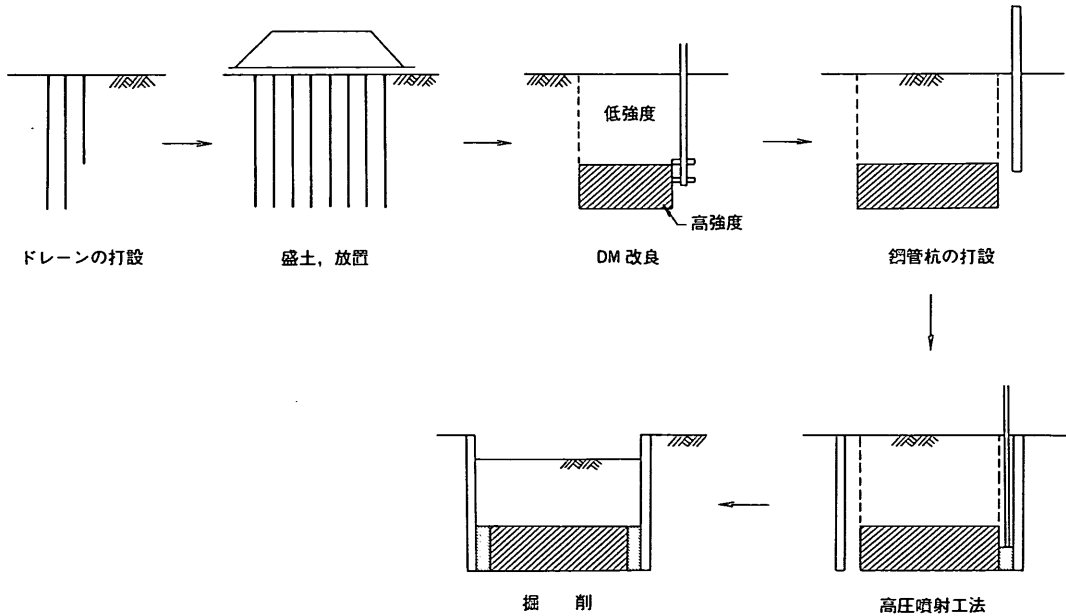


図-4.10 京浜急行地下駅の山留め工の施工手順

設置して水位を下げた。その結果、中間杭の浮き上がりは収まり、無事本体工の構築がなされた。

環状八号線のB地点、あるいは京浜急行地下駅の山留め工は、上で述べたような異常な挙動は観測されずに最終掘削を終えた。

## 4.2 深層混合処理工法

この章で取り上げる事例では、深層混合処理工法で改良された地盤の特性が山留め工の挙動を解析する上で重要となる。ここでは、当工法の方法と改良土の工学的特性を簡単に述べることにする。

### 4.2.1 深層混合処理工法の概要

この工法は1970年代に運輸省港湾技術研究所が中心となって開発された工法であり、現在では軟弱粘性土地盤に対する代表的な地盤改良工法の一つとなっている。図-4.12に当工法の施工方法を模式的に示すが、地中にセメントミルク等の安定材を供給し、回転翼によって原位置の土と攪拌混合を行うものである。安定材と土との混合物は、化学的なポソラン反応によって時間とともに強度が増大していく。陸上で用いられる施工機械は回転軸を2本有しており、1サイクルの工程で、図-4.13に示す眼鏡状の断面形状を有する安定処理柱体が形成され

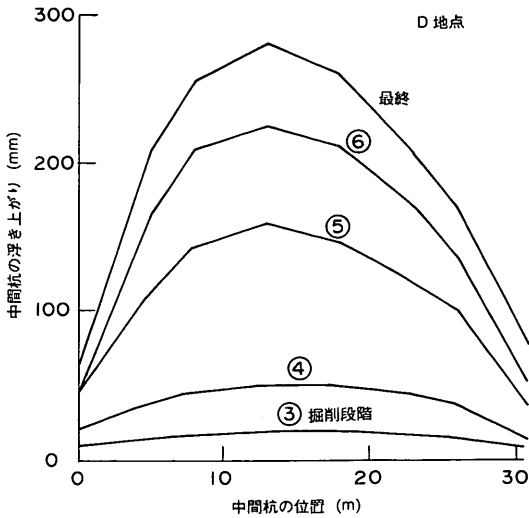


図-4.11 D地点における中間杭の浮き上がり<sup>9)</sup>

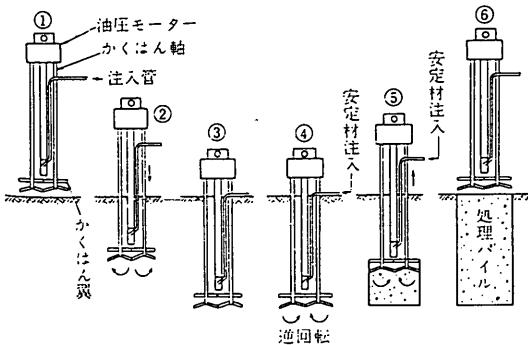


図-4.12 DM工法の施工方法

る。

この工法の実際の地盤への適用には、複数の安定処理柱体の一部を重ね合わせるにより、図-4.14に示すような適用パターンがある<sup>9)</sup>。ブロック式は連続した安定処理土の塊を地中に形成するもので、一番安定した改良方法であるが、改良体積が大きくなるために経済性に問題がある。格子状、壁状は安定処理土量を節約して経済性の向上を計った方法であるが、安定処理土の形状が複雑になればなるほど、設計や施工管理がむずかしくなる。以上述べた改良パターンは主に海上工事で用いられている。杭状改良は改良柱体を独立させて打設するもので、陸上工事でしかも比較的小規模の工事に用いられている。

深層混合処理工法とは全く異なる工法であるが、参考までに高圧噴射工法の施工方法を簡単に記述する<sup>9)</sup>。同工法は先端にノズルが付いたロッドでセメントミルクを高い圧力で地中に送り、周囲の地盤を削り取る形でセメ

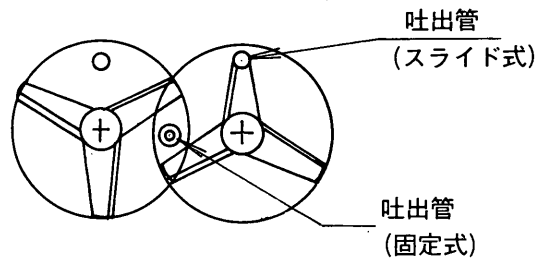
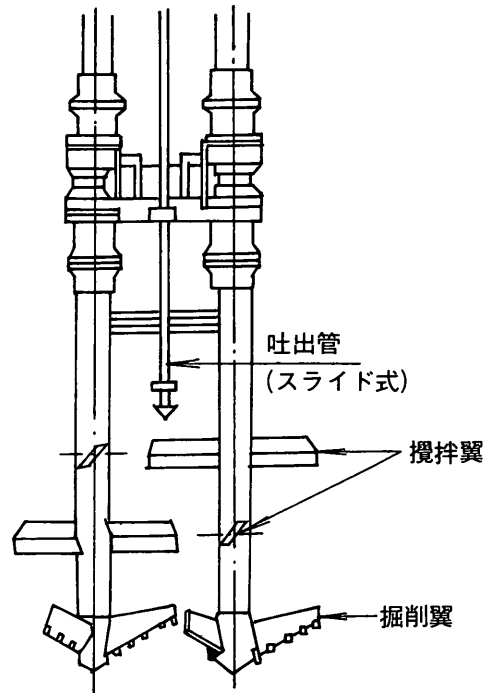


図-4.13 DM工法で用いられる機械の例

ントミルクに置き換える工法である(図-4.15)。このため、改良後の地盤はセメントミルクが固結した地盤となるので、改良後の強度はDM工法と比べてさらに1オーダー高くなる。この工法は非常に高価であるので、この事例に示す山留め工では根入れ部だけを改良して、掘削する部分はセメントミルクの供給は行っていない。

#### 4.2.2 安定処理土の特性<sup>10)-15)</sup>

DM工法の改良原理は、サンドドレーン工法に見られるような物理的改良方法と異なり、強度の発現はポゾラン反応によるため、形成される安定処理土の特性も普通の土とは大きく異なる。このため、安定処理土の工学的特性を把握するために一連の研究がなされた。ここでは、

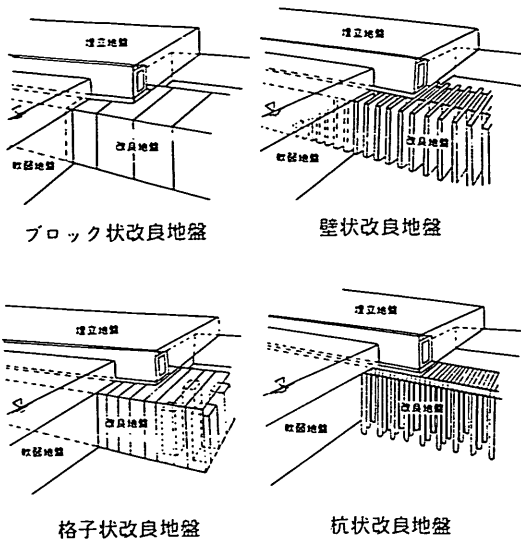


図-4.14 DM工法の改良パターン

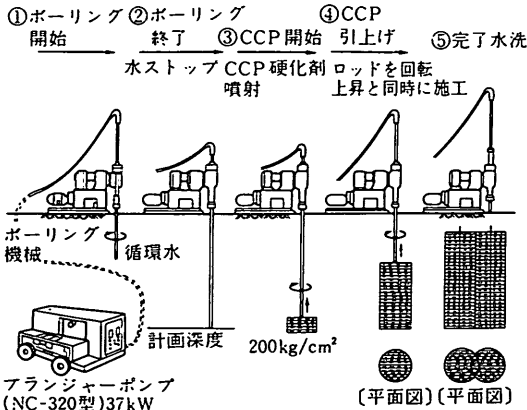


図-4.15 高圧噴射工法の施工概念図<sup>9)</sup>

山留め工の挙動の解析に必要な特性的を絞って記述する。

安定処理土の強度は、土の種類（構成する粘土鉱物）、含水比、安定材の量、材令、攪拌の程度によって大きく変化する。図-4.16に当地区で得られた安定処理土の $q_u$ のヒストグラムを示すが、強度のばらつきは非常に大きい。また、図からわかるように、改良土の強度は数10kgf/cm<sup>2</sup>と他の改良工法と比べてかなり大きい。

図-4.17は一軸圧縮試験で得られた破壊ひずみと $q_u$ の関係であるが、 $q_u$ が大きくなると破壊ひずみは小さくなる。このため、通常の土と比べて変形係数は大きい。破壊後の残留強度は小さく、また図-4.18に示すように引張強度が小さい典型的な脆性材料である。

#### 4.2.3 港湾構造物における設計方法<sup>15)-19)</sup>

このように、安定処理土の特性は周辺の地盤と比べて剛であるため、港湾構造物の設計基準では図-4.14に示すブロック式、格子式、壁式の改良パターンに対しては改良部を地中構造物と考えて設計している。また、改良体の境界に作用する外力（土圧、地盤反力）によって生じる改良体内部応力が、改良体の許容応力度内にあることを条件としている。

改良体の許容応力度 $\sigma_{ca}$ の設定は改良体の内部に未改良部を有するために難しい。港湾で用いている改良タイプは京浜急行地下駅の山留め工で用いた改良パターンと同様に、図-4.19に示すオーバーラップ方式である。なお、参考までに環状八号線の山留め工では、改良タイプは接円タイプで、その断面の模式図を図-4.20に示す。港湾の基準<sup>20)</sup>では、オーバーラップ方式の改良体の $\sigma_{ca}$ は(4.1)式で表している。

$$\sigma_{ca} = 1 / F \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot q_{ue} \quad (4.1)$$

ここに、 $F$ ：材料としての安全率

$\alpha$ ：断面有効係数

$\beta$ ：ラップ部信頼度係数

$\gamma$ ：現場強度係数

$q_{ue}$ ：室内配合強度

$\alpha$ はオーバーラップ部だけが内部応力に対して有効に働くとした係数であり、京浜急行地下駅ではラップ幅を20cmとしたため、 $\alpha$ は0.6となる<sup>21)</sup>。接円式の場合の許容応力度を(4.1)式で求めると、オーバーラップ部がないため $\alpha$ は0となり、接円式の改良パターンに対して(4.1)式は適用できない。 $\beta$ はラップの施工誤差に起因するラップ幅の変動に対する信頼係数である。また、 $\gamma$ は室内と現場の混合方法、あるいは養生の方法の違い等によって生じる強度のバラツキ、強度低下を考慮する係数である。このように、港湾構造物の設計では、対象とする構造物が大規模で重要であるので、かなり安全側の許容応力度の設定を行っている。

### 4.3 計測結果の検討

#### 4.3.1 山留め壁の変形

環状八号線では、一次掘削の後DM改良を行ってから本格的な掘削を開始した。この間にかなりの山留め壁の変形が生じた。その1例として、C地点での計測結果を図-4.21に示す。DM改良のための一次掘削だけで、山留め壁の上端が20から30mm程度掘削側に変形しており、変形はかなりの深度まで及んでいるのがわかる（点線）。またDM改良と高圧噴射工法によって、根入れ部の山留



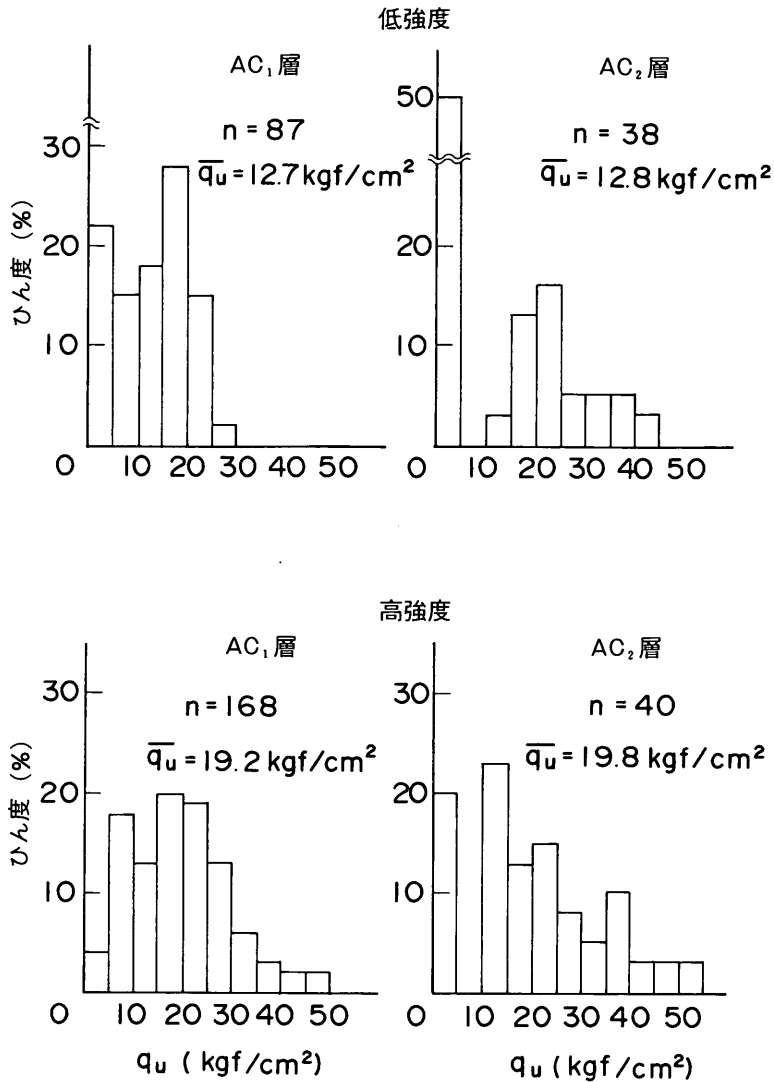


図-4.16 DM改良後の $q_u$ のヒストグラム

め壁が背面側に押し広げられている(実線)。しかし、掘削部では高圧噴射工法を実施していないのと、DM工法を1列おきに空打としているため、山留め壁の変形形状が掘削側に倒れこんだ状態となっている。図に示す例では、地盤改良後山留め工全体が右側に移動したのがわかる。これは、確認はとれていないが、左側から右側にDM改良の施工が行われたと考えられ、これからも周辺の地盤が非常に軟弱なのが見える。

掘削に伴う山留め壁の変形を図-4.22に示す。図ではDM改良と高圧噴射工法の施工後の変形を原点として、最終掘削終了時の山留め壁の変形を描いたものである。C地点は、既に述べたように、中間杭の浮き上がり量が大きくなって工事を中断した地点である。C地点の山留め壁の変形形状は、工事を中断しなかったB地点と京浜空

港地下駅で計測された形状と比べて、明かな違いが認められる。すなわち、C地点ではDM改良された根入れ部の変形が大きく、しかも改良下端の変形が最大となるような直線的な形状を示している。一方、B地点あるいは京浜急行地下駅では根入れ部の変形が小さく抑えられており、改良効果が明瞭に認められる。ここで注目すべき点はDM改良部の山留め壁の変形形状である。改良部中央の変形は小さく上下端の変形が大きくなる傾向にある。

#### 4.3.2 山留め壁に作用する水圧と土圧

背面に設置された水圧計から計測された水圧の分布を図-4.23に示す。アクセス道路と同様に、環状八号線のB地点、C地点、京浜急行地下駅でも掘削にともなう水圧

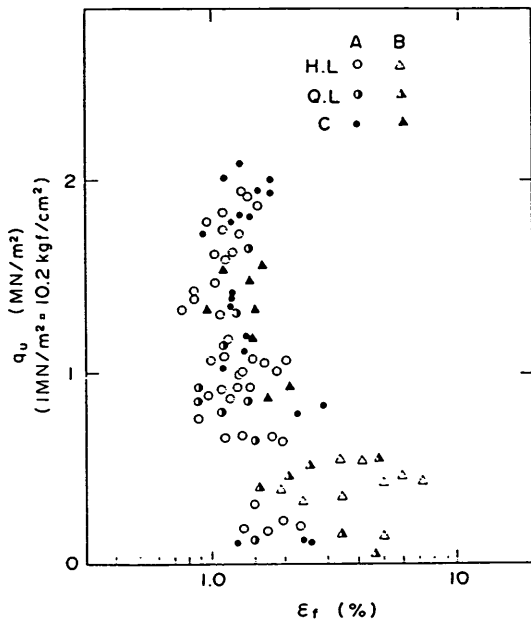


図-4.17 安定処理土の  $q_u$  値と破壊ひずみの関係

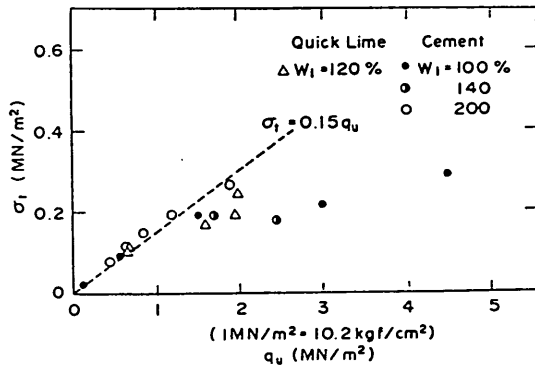


図-4.18 安定処理土の  $q_u$  値と引張強度の関係

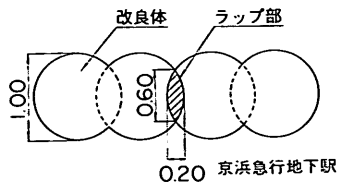


図-4.19 改良柱体をラップさせた場合の断面図

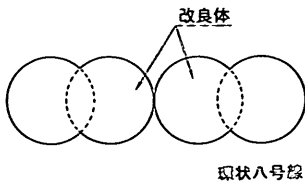


図-4.20 改良柱体を接した場合 (接円タイプ) の断面図

図

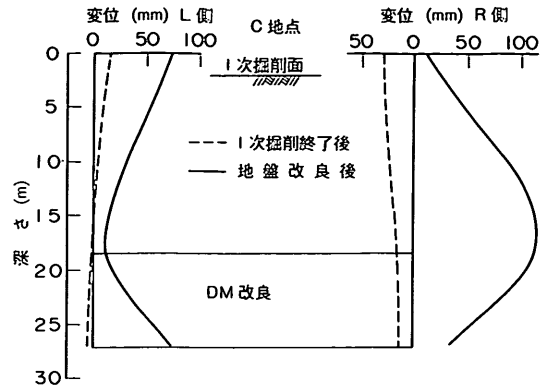


図-4.21 一次掘削と地盤改良による山留め壁の変形<sup>3)</sup>

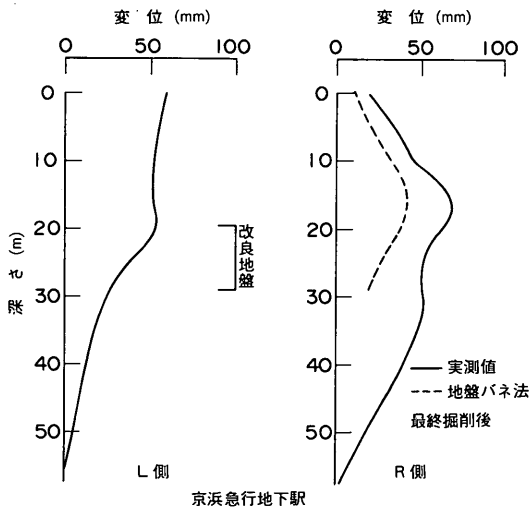
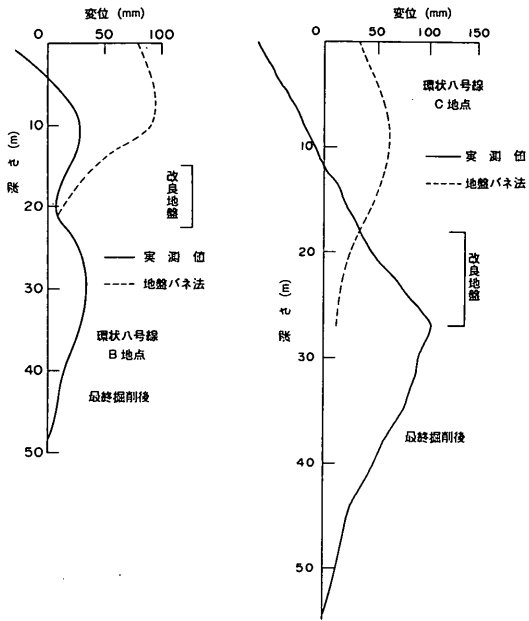
の変化は小さいが、掘削前と比べて多少減少する。一方、土圧の分布は DM 改良を行っていないアクセス道路と DM 改良を行った山留め工では、大きな違いが認められる (図-4.24 と 図-3.17, 3.18)。アクセス道路では、掘削によって上部の山留め壁の背面土圧は変化しないが、下方の背面土圧は減少する傾向にあった。しかし、根入れ部を DM 改良した山留め工では、掘削による土圧の変化は小さく、また掘削中異常な挙動の有無にかかわらず、B 地点と C 地点とは、背面土圧の分布の差異は認めることはできない。

#### 4.3.3 中間杭の浮き上がり

図-4.25 に各掘削段階における浮き上がりのようすを示す。ここで注目すべき点は、B 地点または京浜急行地下駅では中間杭が一様に浮き上がっているのに対し、問題の生じた地点では D 地点での計測例が示すように、山留め壁に近い中間杭の浮き上がり量は B 地点とそれほど変わらないが、中央の中間杭の浮き上がり量が非常に大きくなっていることである。

土被り圧の減少  $\Delta yz$  と中間杭の浮き上がりの関係を 図-4.26 に示す。D 地点の中間杭の浮き上がり量は場所によって違ったので、図では実線は山留め壁、点線は中央に位置する中間杭の浮き上がり量を示している。図から D 地点の山留め壁の浮き上がり量と、B 地点と京浜急行地下駅の中間杭の浮き上がり量とは同じで、また  $\Delta yz$  の増加とともに比例して増加している。しかし、D 地点の中央に位置する中間杭の浮き上がり量は  $\Delta yz$  が  $18 \text{tf/m}^2$  を越えたあたりから急に増加する。地盤改良を実施していないアクセス道路 (図-3.21) と比べてみると、根入れ部の地盤改良によって、浮き上がり量が急変する  $\Delta yz$  は D 地点の方が、多少大きいようである。

図-4.27 に環状八号線で計測された中間杭の浮き上がり



京浜急行地下駅

図-4.22 掘削に伴う山留め壁の変形  
(文献2)から4)に記載されている計測結果から筆者が作成)

り量  $s_v$  と地盤の水平変位  $\delta_{hg}$  の関係を示す。文献5)によれば、 $\delta_{hg}$  は山留め壁の根入れ先端下地盤の特徴的な水平変位とあるが、文献で  $\delta_{hg}$  を説明する図を見ると、山留め壁の設置した地点の最大水平変位を意味するようである。図-4.22 に示すように、地点によって最大変位を示す深度が異なるが、 $\delta_{hg}$  は山留め壁の下端より下の地盤で生じている値である。この関係とアクセス道路で計測された関係 (図-3.22) と比較すると、アクセス道路では  $s_v$  と山留め壁の最大変位  $\delta_{max}$  の関係は、 $s_v = (0.5 \sim 1.5)$

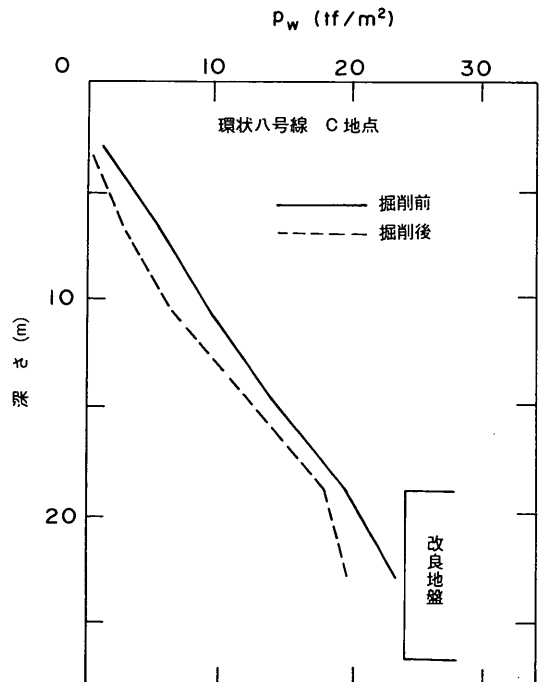
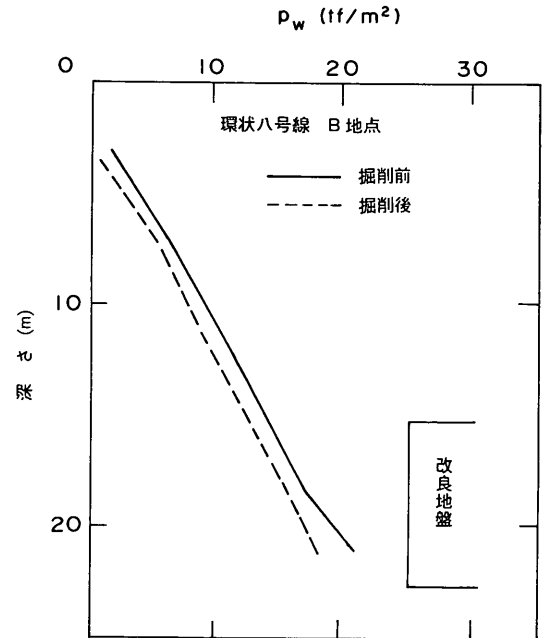


図-4.23 山留め壁に作用する水圧<sup>2),3)</sup>

$\delta_{max}$  の関係にあるのに対し、環状八号線では  $s_v = (1.0 \sim 2.0) \delta_{hg}$  の関係が認められる。この係数の違いは、環状八号線とアクセス道路の中間杭の浮き上がりの原因が異なることを示している。すなわち、アクセス道路では山留め壁が掘削側に変形して中間杭が浮き上がったのに対し、環状八号線では DM 改良した下の地盤の土が広

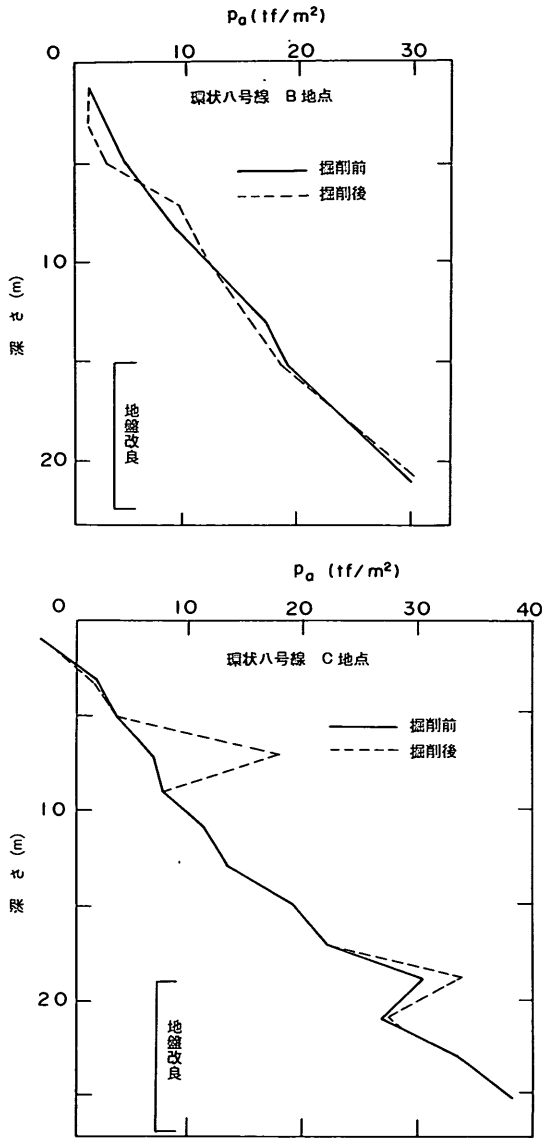


図-4.24 山留め壁に作用する土圧<sup>2),3)</sup>

い範囲で回り込んで中間杭を上押し上げたためと考えられる。

#### 4.4 現行の設計法による検討

アクセス道路と同様に、この章で取り上げた事例に対して現行の設計法で照査してみる。環状八号線の土質定数については、文献に示されている図-4.4の値を用い、土層の層分けは図-4.3に従って行った。また、アクセス道路の場合と同様に、施工機械の重量に対する背面の上載圧は考慮していない。

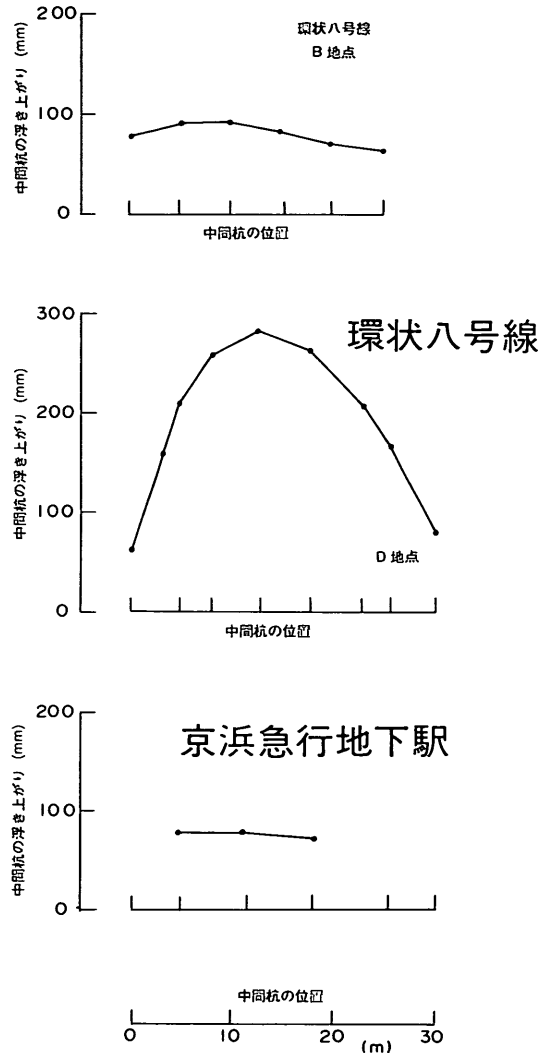


図-4.25 中間杭の浮き上がりの様子 (B地点は文献2), D地点は文献3)から引用)

#### 4.4.1 各工区の安全率

環状八号線の各計測地点と京浜急行地下駅の検討結果を表-4.2に示す。CとD地点は、既に述べたように、当初予定された最終切梁を設置しないで最終掘削を行ったので、表に示す数値は実際に施工された状態で求められた結果である。また、 $N_6$ は第3章で定義された Peck の安定数  $N_6$ と多少異なり、以下のように定義した値である。

DM改良した地盤の下端を基準面として、底部の安定を支持力問題として考えてみる。改良地盤の下端における支持力は、DM改良地盤の自重を土被り圧として考えると、Terzaghiの支持力公式から(4.2)式が導かれる。

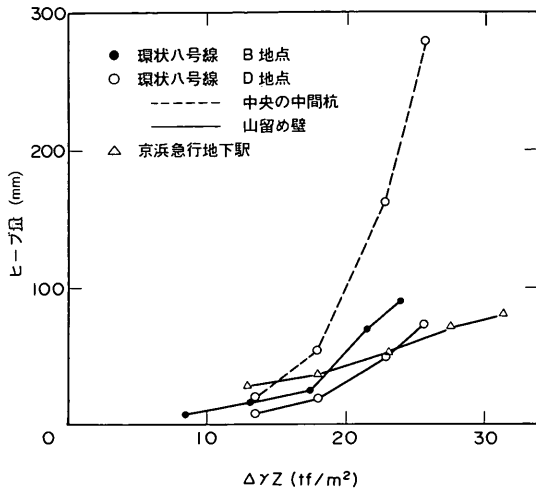


図-4.26 土被り圧の減少と中間杭の浮き上がり量の関係  
(B 地点は文献2), D 地点は文献3)から引用)

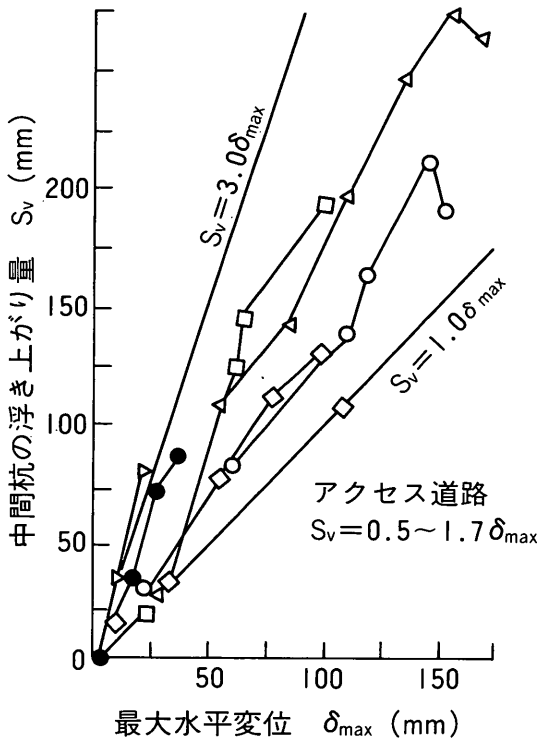


図-4.27 地盤の水平変位と中間杭の浮き上がり量の関係<sup>5)</sup>

$$\gamma(H+T) = N_c s_{ul} + N_r \gamma T \quad (4.2)$$

ここに、 $H$  : 掘削深さ

$T$  : 改良層厚

$N_c$  : 粘着力に対する支持力係数

表-4.2 各地点の検討結果

計測箇所	環状八号線				京浜急行地下駅	
	B	C	D	E	$S_{ut}$ (tf/m <sup>2</sup> )	
					15	30
安定数 $N_i$	5.73	6.04	6.17	5.83	4.19	4.19
土圧の つりあい $F_e$	1.81	1.42	1.62	1.86	1.39	2.45
底部破壊 $F_{kz}$ (建築修正式)	1.77	1.39	1.31	1.51	1.73	2.19

$N_r$  : 土被り圧に対する支持力係数

$s_{ul}$  : 改良地盤の下端の原地盤のせん断強度

$\gamma$  : 原地盤の単位体積重量

$\gamma_i$  : 改良地盤の単位体積重量

$N_c$  を Peck の安定数, 改良地盤の強度を無視して  $N_r$  を 1.0, DM 改良によって  $\gamma$  は変化しない ( $\gamma = \gamma_i$ ) と仮定して, (4.2) 式を  $N_c$  に対して整理すると (4.3) 式となる。

$$N_i = N_c = \gamma H / s_{ul} \quad (4.3)$$

すなわち, 掘削底面の強度で安定数を求める代わりに, DM 改良地盤の下端の原地盤の強度で安定数を求めることにし, これを区別するために新しい記号  $N_i$  を用いることにする。

DM 改良した地盤のせん断強度を幾らに設定するかは, 既に述べたように安定処理土の強度はかなりばらつくこと, また複数の改良柱体が重なりあって改良体が形成されているため, 非常に難しい。さらに, 工事を実施する機関によって設計体系が微妙に異なっており, このため DM 改良された強度の設定方法も機関によって異なる。既に述べたように, 港湾の基準ではコンクリート構造物と同様に改良体に許容応力の考えを用いて, 改良体に発生した内部応力が許容応力度を越えないことを原則としており, 改良地盤に対して強度という概念はない。つまり, 弾性解析によって内部応力を求め, この値が許容応力度を越えないことを設計の条件としている。この考え方は, 通常地盤の安定を検討する方法で用いられている円弧すべりを始めとする土が塑性化した条件下での極限状態を考える, 塑性解析によるものとは大きく異なる。

ここでは, 環状八号線については文献1)から6)に記載されている値である改良部の強度を  $s_u = 20 \text{ tf/m}^2$  として検討を進める。また, 京浜急行地下駅では, 許容応力度を強度と読み代えて, 許容応力度を設定する (4.1) 式を用いて, DM 改良土の強度を  $s_u = 15 \text{ tf/m}^2$  として山留め工の設計を行った。しかし, 環状八号線が接円式で改良し,

京浜急行地下駅はオーバーラップ式で施工しているにもかかわらず、京浜急行の地下駅の改良土の強度の方が小さく設定されるという、一見不合理な現象が生じる。このため、京浜急行地下駅の検討では改良土の強度を  $s_u = 30 \text{ tf/m}^2$  とした場合の計算結果も示してある。

京浜急行地下駅の例でわかるように、“土圧のつりあい”や“底部破壊”に対する安全率はDM改良土の強度の設定の仕方によって大きく変わる。このように、これらの安全率の値そのものに意味はないと思われるが、施工方法が同じである環状八号線の地点だけに絞って比較するには有効となる。このことを念頭において、各地点での計算結果をみると、C、D地点はB、E地点と比べて土圧のつりあいや底部破壊に対する安全率が小さいのがわかる。一方、DMの施工方法が異なる環状八号線と京浜急行地下駅とをDM改良土の強度に影響されない  $N_i$  で比較すると、環状八号線ではいずれも粘性土地盤の支持力係数に相当する5.14の値を越えているが、京浜急行地下駅では4.19とかなり小さな値となっている。

#### 4.4.2 地盤バネ法による検討

アクセス道路と同様に、地盤バネ法に必要な地盤定数は、すべて共同溝設計指針に従った。この計算においても、改良地盤の強度と地盤反力係数  $k$  の設定方法が問題となる。ここでは、環状八号線では改良地盤の  $s_u$  を  $20 \text{ tf/m}^2$ 、京浜急行地下駅では  $15 \text{ tf/m}^2$  とし、また  $k$  については一般の粘性土で認められる関係  $E = 200s_u$  から  $E$  を求め、共同溝の設計指針に記載されている  $E$  と  $k$  の関係式(2.12)から基準となる山留め壁の変位を5cmとして  $k$  を設定した。しかし、5.3.2で述べるように、数値解析結果によると、改良地盤の  $s_u$  や  $k$  の値の大きさは山留め壁の変位に対して大きな影響を与えるが、山留め壁の曲げモーメント、切梁軸力に対する影響は小さい。

地盤バネ法による計算結果を表-4.3に示す。環状八号線のC、D地点では最下段の切梁を省略したので、計算もこの条件で行っている。また、表には実測値も載せている。

山留め壁の最大変位  $D_{max}$  について計算値と実測値(ただし、地盤改良後の変形を原点)を比較してみると、問題の生じたC、D地点では計算値より実測値が大きくなっている。しかし、京浜急行地下駅についても実測値が計算値を上回っており、実務的には充分許容できる誤差であると考えられる。

切梁軸力の計算値と実測値を比較すると、図-4.28となる。この図とアクセス道路で得られた関係(図-3.32)と比較すると、非常に似ているのがわかる。すなわち、

掘削規模の違い、地盤改良の有無にかかわらず、地盤バネ法から計算される切梁軸力はかなりの精度を有していることがわかる。また、アクセス道路から得られた計算値に対する余裕の1.6倍についても、図-4.28に示すように、地盤改良された山留め工についても適用できそうである。

表-4.3 地盤バネ法による計算値と実測値

山留め工	環状八号線				京浜急行地下駅
計測箇所	B	C	D	E	
$D_{max}$ (cm)	9.0 3.1	6.3 10.0	7.2 9.2, 14.9	7.0 11.0, 8.7	4.3 5.8, 7.0
$M_{max}$ (tfm/m)	72.9	96.2	73.5	60.3	85.6
切梁軸力(最大値) (tf/m)	1	20.9 22.2 11.8	17.7 14.8	16.1	11.3 11.5
	2	28.0 30.1 37.8	38.8 18.6	38.0	33.0 14.7
	3	25.0 41.0 46.0	44.7 50.4	38.8	47.4 32.5
	4	18.1 35.6 39.2	44.3 64.4	31.3	53.0 44.8
	5	20.3	95.4 62.0		47.6 75.9
	6				40.1 16.6

注) 上段の数字は地盤バネ法による計算値  
下段の数字は実測値

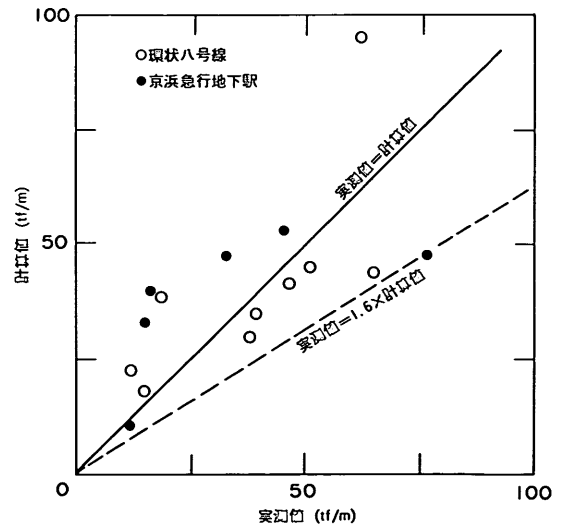


図-4.28 地盤バネ法による切梁軸力の計算値と実測値の比較  
(環状八号線の値は文献5)による)

#### 4.5 第4章のまとめ

この章では、羽田沖合展開工事で行われた環状八号線と京浜急行地下駅の山留め工を事例として取り上げた。これらの山留め工は掘削深度が15mを越えているため、根入れ部をDM工法によって改良した。環状八号線のC, D, E地点の山留め工で異常な挙動が観測され、工事を中断し対策工を行った。一方、環状八号線のB地点と京浜急行地下駅の山留め工は、無事最終掘削を終了することができた。これらの違いが生じた原因について、計測結果と現行の設計法に照らしあわせて検討した。主要な結論をまとめると以下の通りとなる。

- 1) 環状八号線の山留め工で工事を中断した直接の原因は、中間杭の異常な浮き上がりであった。中間杭の浮き上がりの状態は、中央部が大きく山留め壁に近づくとつれ浮き上がり量が小さくなる弓状の形状を呈する。一方、対策工なしで掘削終了した山留め工では、中間杭の浮き上がり量自体も小さく、また中間杭が全体に浮き上がる形状を示した。
- 2) 現行の設計方法では、DM改良した地盤の強度の評価方法によって、各検討項目に対する安全率が大きく影響されるため、これらの値によって山留め工の安定性を評価することはできない。しかし、改良地盤の下端の原地盤の強度で定義される安定数  $N_t$  は京浜急行地下駅では4.19であるのに対し、環状八号線では5.73から6.17とかなり大きい。この  $N_t$  は根入れ部をDM改良した山留め工の安定性を検討する上で重要な指標であると思われる。
- 3) 地盤改良していないアクセス道路では、山留め壁の大きな変形が中間杭の浮き上がりをもたらし、一方、環状八号線では、観測された水平変位と中間杭の浮き上がりの関係から、改良地盤の下に位置する原地盤の土が広い範囲で回り込んで、中間杭を上押し上げたと考えられる。
- 4) 山留め壁に作用する背面土圧の掘削による変化は小さく、ほぼ一定である。また、異常のあった地点と、そうでない地点の土圧の差異は認められなかった。
- 5) 地盤バネ法から計算された切梁軸力は実測値の0.6から1.5倍にあり、この実測値と計算値の違いはアクセス道路とほぼ同じである。

#### 参考文献

- 1) 大石宏行・宮尾新治・越沼環・杉本隆男：環状第8号線羽田空港トンネル工事におけるヒービング計測管理（その1），第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1583～pp.1584，1988。
- 2) 杉本隆男・宮尾新治・小林延房・村上清基：環状第8号線羽田空港トンネル工事におけるヒービング計測管理（その2），第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1585～pp.1588，1988。
- 3) 杉本隆男・宮尾新治・佐々木豊・草薙史朗：環状第8号線羽田空港トンネル工事におけるヒービング計測管理（その3），第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1589～pp.1592，1988。
- 4) 杉本隆男・宮尾新治・田中幹彦・石黒健：環状第8号線羽田空港トンネル工事におけるヒービング計測管理（その4），第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1593～pp.1596，1988。
- 5) 杉本隆男・佐々木俊平・大石宏行・宮尾新治：環状第8号線羽田空港トンネル工事におけるヒービング計測管理（その5），第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1597～pp.1600，1988。
- 6) 杉本隆男・佐々木俊平：埋立地におけるヒービング計測管理—環状第8号線羽田空港トンネル開削工事—，昭和62年都土木技研年報，pp.249～pp.262，1987。
- 7) 奥村樹郎・寺師昌明・光本司・吉田富雄・渡辺光雄：石灰による深層混合処理工法（第3報），港研報告，Vol. 13, No. 2, pp.3～pp.44, 1974。
- 8) 土質工学会：土質工学ハンドブック，第23章土質安定処理，1982。
- 9) 谷藤正三編：土質基礎工法便覧，森北出版，1986。
- 10) 寺師昌明・奥村樹郎・光本司：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究（第1報），港研報告，Vol. 16, No. 1, pp.3～pp.28, 1977。
- 11) Terashi, M., Tanaka, H. and Okumura, T.: Engineering Properties of Lime-Treated Marine Soils and D.M. Method, *Proceedings of 6th Asian Regional Conf. on SMFE*, pp.191～pp.194, 1979。
- 12) 寺師昌明・田中洋行・光本司・新留雄二・本間定吉：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第2報），港研報告，Vol. 19, No. 1, pp.36～pp.62, 1980。
- 13) Terashi, M. and Tanaka, H.: On the Permeability of Cement and Lime-Treated Soils, Discussion of Session 12, *10th ICSMFE*, Vol. 4, pp.947～pp.948, 1982。
- 14) 寺師昌明・田中洋行・光本司・本間定吉・大橋照美：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第3報），港研報告，Vol. 22, No. 1, pp.69～pp.

- 96, 1983.
- 15) 田中洋行・寺師昌明：深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性，港研報告，Vol. 25, No. 2, pp. 89～pp.119, 1986.
  - 16) Terashi, M. and Tanaka, H.: Ground Improved by Deep Mixing Method, *Proc. of 10th ICSMFE*, Vol. 3, pp.777～pp.780, 1981.
  - 17) Terashi, M. and Tanaka, H.: Settlement Analysis for Deep Mixing Method, *Proc. of 8th ECSMFE*, pp.955～pp.960, 1983.
  - 18) Terashi, M., Tanaka, H. and Kitazume, M.: Extrusion Failure of the Improved Ground by D. M.M., *Proc. of 7th Asian Regional Conf. on SMFE*, pp.313～pp.318, 1983.
  - 19) 寺師昌明・田中洋行：深層混合処理工法による杭状改良地盤の支持力および圧密特性，港研報告，Vol. 22, No. 2, pp.213～pp.226, 1983.
  - 20) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989.
  - 21) 田中洋行・鈴木光雄・小林雅幸：羽田沖展（第一期）地区の土留工について，第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1601～pp.1604, 1988.



## 5. 有限要素法による検討

現行の設計方法の流れでみてきたように、山留め工を構造物としてとらえているため、“土圧のつりあい”あるいは山留め壁の検討を行う慣用法にみられるように、地盤の山留め工に対する関わり方は、山留め工に作用する土圧、すなわち外力として関わってきた。このため、土圧の大きさ、その分布形状がこれまでの設計法では重要なポイントであり、また研究の流れも土圧を論理的、実験的に求めたり、多くの現場で計測した結果を系統的にまとめることが主流となってきた<sup>1)~3)</sup>。一方、掘削底部の安定の検討に見られるように、地盤を掘削底面と山留め壁を境界とする土構造物と考えると、底部の安定の検討の例に見られるように、その安定性を別途検討している。

これまでの土木構造物の設計では、橋梁等に代表される鋼やコンクリートを材料とした構造物と盛土等の土構造物では、独自に設計体系が構築されてきている。このため、同じ地盤に対する山留め工においても検討項目の違いによって、すなわち鋼構造物の検討とするか、土構造物として検討するかによって、地盤の定数や安全率の設定の仕方が異なる。最近では、地盤バネ法に見られるように、その中間の性格を有する検討方法が用いられるようになり、実務者の更なる混乱を招いている。

しかし、現在では有限要素法 (FEM) の出現によって地盤と山留め工を一体とした解析が可能となっている<sup>4)</sup>。ここでは、未改良地盤と根入れ部を DM 改良された地盤を対象として FEM 解析を行い、地盤バネ法の計算結果と事例で計測された結果と比較検討する。次に、現行の設計法から極端にかけ離れる山留め工に対して FEM 解析を行い、軟弱地盤における現行の設計法を塑性論に基づく極限解析に照らしあわせ、なぜアクセス道路あるいは環状八号線の山留め工が異常な挙動を示したかを考えてみる。

### 5.1 地盤バネ法と有限要素法の計算手法

#### 5.1.1 地盤バネ法

実務で使われている地盤バネ法の計算方法は、弾性支承上の梁の理論から導かれた微分方程式を基本としている。すなわち、図-5.1を参考にして、山留め壁を3つの区間に分け、以下に示す方程式を用いて山留め壁の変位や曲げモーメントを求めている<sup>5),6)</sup>。

掘削底面より上の区間

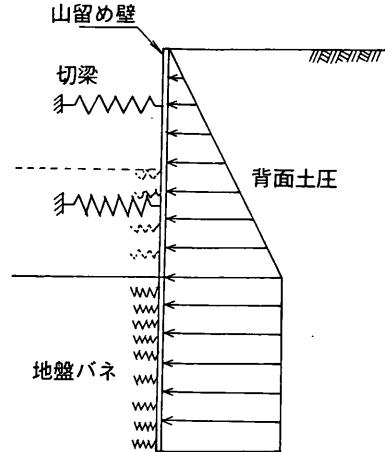


図-5.1 地盤バネ法における地盤のモデル

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_q - M_N \quad (5.1)$$

掘削底面下で地盤が塑性化している区間

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_q - M_p \quad (5.2)$$

掘削底面下で地盤が弾性である区間

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q_x - k_y \quad (5.3)$$

ここに、 $E$  : 山留め壁のヤング率

$I$  : 山留め壁の断面二次モーメント

$y$  : 山留め壁の変位

$x$  : 深さ

$M_q$  : 背面土圧によって生じる曲げモーメント

$M_N$  : 切梁の反力によって生じる曲げモーメント

$M_p$  : 受働土圧から平衡土圧を差し引いた実効土圧、 $p_{pa}$ によって生じる曲げモーメント

$q_x$  : 実効土圧

$k_y$  : 地盤反力係数

塑性域と弾性域の境界は適当な深度を設定し、弾性域の地盤反力が  $p_{pa}$  に収まるまで繰り返し計算によって塑性域を逐次下げていく。

この計算手法を用いると、強度が深さ方向に複雑に変化する場合には、土層の境界で山留め壁の変位とたわみ角が同じとなるように微分方程式の境界条件を設定すれ

ばよいが、計算が非常に複雑になる。また、切梁プレロードを考慮した山留め工の挙動を求める場合には、掘削底部の上の山留め壁の背後にも地盤バネを用いる必要があり、解析解が求め難くなる。

今回の計算で用いた方法は、図-5.2に示すように山留め壁を線要素に分割し、その節点に地盤バネを設けて、FEM解析によって変位、応力を求める方法である。この方法を用いると、地盤バネに相当する線要素の特性を要素ごとに自由に変化させることができるので、複雑な条件下でも計算が可能となる。なお、プレロードを考慮しない標準の計算では、掘削底面より上の地盤バネは考慮せず、また底面より下にある地盤バネは、図-5.3に示すように地盤反力が受働土圧に相当する値に達すると塑性化する線要素とした。ここで、 $P$  (tf/m) は地盤バネに作用する力、 $l$  (m) は地盤バネの間隔であるので、 $P/l$  (tf/m<sup>2</sup>) は応力の次元をもつ。掘削前を行う以前には山留め壁には静止土圧  $K_0\gamma z$  が作用しており、その時の山留め壁の変位  $y$  は 0 である。掘削によって  $P/l$  が減少し、その値が受働土圧  $p_0$  に達すると、地盤バネは塑性化する。また、弾性域での  $P/l$  と  $y$  の勾配は地盤反力係数  $k$  (tf/m<sup>3</sup>) で表すことができる。

山留め壁に作用する実効土圧、 $p_0$  は共同溝設計指針に従って、表-2.1に示す  $N$  値が 2 以下に相当する (5.6) 式と (5.8) 式から求めた。また、地盤反力係数については、後で詳しく述べる。

### 5.1.2 有限要素法

有限要素法によって地盤の挙動を研究する分野は、土質力学においてここ最近急激に発展しており、地盤の挙

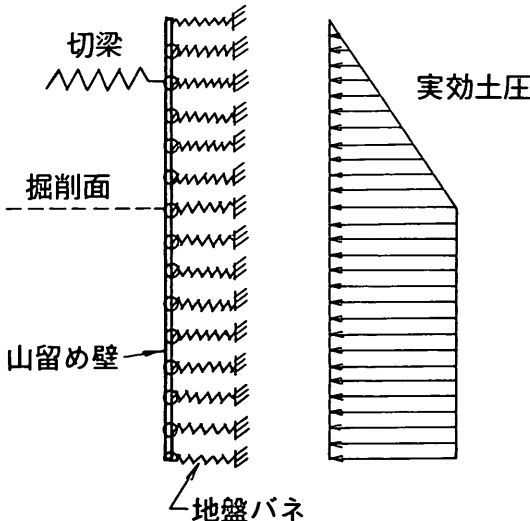


図-5.2 本論文の地盤バネ法の計算方法

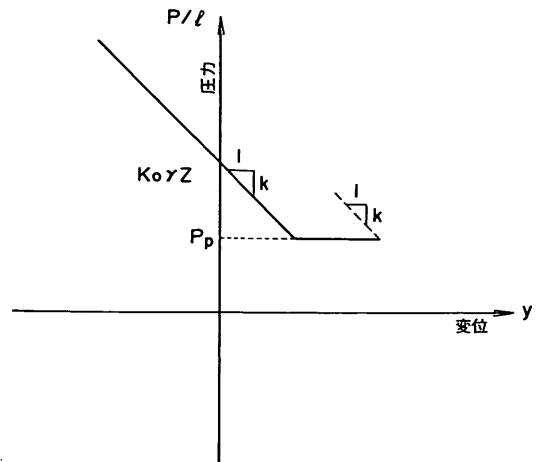


図-5.3 掘削底面より下の地盤のバネの挙動

動を支配する構成方程式も数多く提案されている。現在、実用的に多く用いられている方法には Duncan-Chang の非線形弾性モデル、関口・太田の粘弾塑性モデル、モール・クーロンの破壊基準を用いたモデルが挙げられる。

Duncan-Chang のモデル<sup>7)</sup>は応力-ひずみ関係を双曲線に近似する非線形弾性モデルで、現在までに数多くの使用実績があり<sup>8)</sup>、計算結果と実際の挙動とかなりよく一致するとの報告がなされている。しかしながら、土の応力とひずみの関係を非線形の弾性としているため、掘削の例に見られるように主応力が減少したり、応力の方向が反転する問題については、計算誤差が多いとされている。関口・太田のモデル<sup>9)</sup>は、現在わが国で用いられているこの種分野の代表的なものである。このモデルは Cambridge 大学が提案した Cam Clay<sup>10)</sup>を基本としており、更に強度の異方性と粘性の効果を考慮することができ、土の持つ特性を数少ない定数で表すことのできるモデルとの評価が高い<sup>11)</sup>。しかし、このモデルを実用的な観点からみた場合に使い難い点は、用いる土の定数にある。現在までの設計の流れを見ると、地盤を砂地盤であれば内部摩擦角  $\phi$ 、粘性土地盤であればせん断強度  $s_u$  を有する剛塑性体と仮定して、極限つりあい法によって検討する設計法が用いられてきた。すでに述べてきたように、山留め工の設計法もこの例外ではなく、必要とする地盤定数は  $s_u$ 、 $\phi$  である。しかし、関口・太田モデルは有効応力に基づく構成方程式によって解析を行っているため、地盤の強度を  $s_u$  や  $\phi$  で表してはいたないため、既存の設計方法による結果と直接比較することはできない。

今回の解析で用いるモール・クーロンのモデルでは土の破壊基準は図-5.4に示すように  $c$  と  $\phi$  によって表すことができる。今回の解析では、破壊基準 (降伏関数)

と塑性ポテンシャルが一致する associated flow rule を仮定した。すなわち、塑性体積ひずみ増分  $\delta\epsilon_p$  と塑性せん断ひずみ増分  $\delta\gamma_p$  の合成ベクトルは、破壊基準線に直交する。また、降伏後の破壊基準は変化しない（ひずみ硬化あるいはひずみ軟化は生じない）完全塑性体とした。応力の状態が弾性である場合には、応力とひずみの関係はフックの法則で表すことができるものとした（線形弾性）。第3章、第4章で示した事例の地盤構成は粘性土と砂質土から成り立っているため、この章でも2種類の土層から成り立つ地盤に対して解析を行うのが望ましいが、以下の理由で粘性土だけから成る地盤を解析対象とした。

- ① 今回の事例は粘性土が全体の土層の大多数を占めており、また工事を中断することになった異常な変形は全て  $AC_2$  層に起因していた。
- ② 2つの土層から成る地盤を対象とした場合には検討するケースが多くなり、得られた結果を定性的に把握し難くなる。
- ③ 砂地盤を対象とする場合、地下水面の位置、すなわち間隙水圧の設定が重要となる。通常の問題では間隙水圧は一定として誤差が少ないが、掘削問題の場合には掘削によって地下水が変化し、また山留め壁によって水の流れが部分的に遮断されているため（矢板の継ぎ手は完全ではない）、地盤の間隙水圧の設定が非常に難しい。

以上の理由で、本論文の検討で対象とする地盤は軟弱な粘性土とし、 $\phi = 0$ 、すなわち図-5.5に示すように  $s_u$  だけで決まる地盤とした。また、塑性ひずみ増分は図-5.5に示すようになるので、塑性後は  $\delta\epsilon_p$  は 0 となり  $\delta\gamma_p$  だけが生じる。

FEM 解析によって安定解析を行う場合には、破壊状態に近い状態で計算を行うために、計算が収束せずに発散する傾向が強くなる。FEM 解析では、計算が収束しなくなる時点を地盤の破壊と対応させている。しかし、計算法自体の欠点によって収束すべき時に発散するような手法は安定解析に適していない。今回の解析では、仮想的な弾・粘塑性理論によって弾塑性理論に基づくモデルの計算を行う手法を用いた<sup>12)</sup>。小林<sup>13)</sup>はこの手法を用いて、すでに解析解が存在する問題に対して計算を行い、この手法が充分適用性が高いことを示している。その一例を図-5.6に示す。解析の対象は粘着力  $c$  が一定地盤の支持力問題であり、Prandtl の解析解では  $q/c$  ( $q$ : 荷重) が 5.14 に対し、図に示す例では 5.43 が得られており、その誤差はわずか 5.6% である。従って、この手法を用いると今回の解析の目的である根入れ長が短い山留め工の

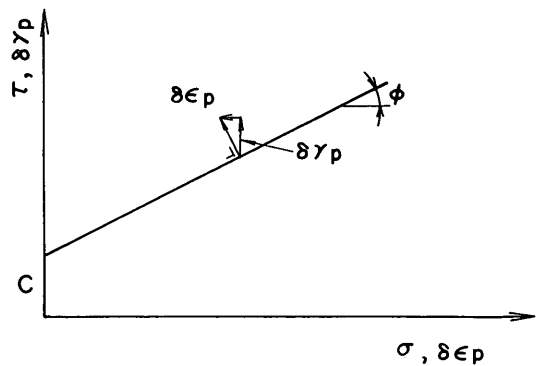


図-5.4 モール・クーロンの破壊基準と flow rule

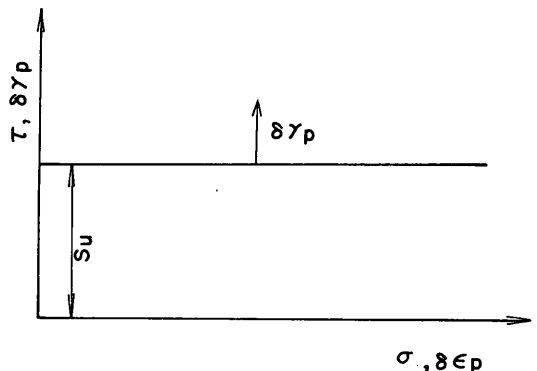


図-5.5 粘性土地盤の破壊基準と flow rule

挙動を、支持力問題と同様に精度良く求めることができると判断される。

モール・クーロンの破壊基準を用いた弾塑性理論による降伏関数や塑性ポテンシャルの導入方法などの詳しい計算手法は文献13)を参照することにして、簡単な計算手順は次の通りである(図-5.7)。

- ① 掘削前の地盤は土被り圧に等しい鉛直応力  $\sigma_{vo}$ 、水平方向には  $K_0\sigma_{vo}$  が作用している。ここに  $K_0$  は静止土圧係数(ただし、全応力に対して)である。
- ② 掘削部分の重量、変形係数、強度を 0 にすることによって掘削を再現する。
- ③ 切梁の設置は、この部分の材料の剛性  $EI$  を 0 としていたのを、切梁の  $EI$  に変化させることによって行う。
- ④ 切梁プレロードを考慮する時は、③の時点で切梁プレロードに等しい軸力を載荷させる。ただし、この軸力は次段階以降は内部応力として作用する。すなわち、山留め壁の変形によって切梁軸力は変化する。山留め壁と地盤の間にはジョイント要素を設け、この間の摩擦応力  $c_a$  を考慮した。

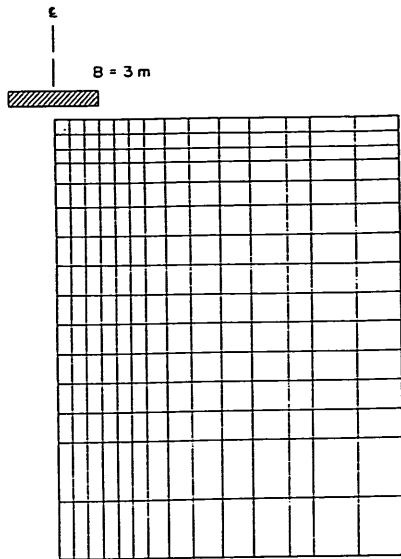


図-5.6 FEM 解析による荷重-沈下曲線<sup>13)</sup>

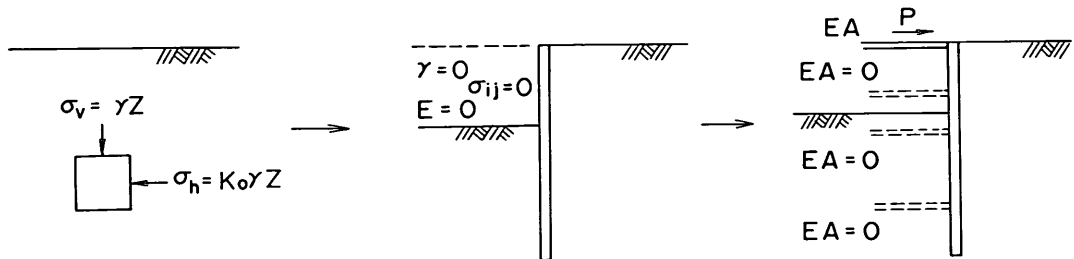


図-5.7 FEM 解析の計算手順

## 5.2 地盤バネ法との比較 一未改良地盤<sup>4)</sup>—

### 5.2.1 対象とする山留め工

根入れ部の安定が問題となる軟弱な粘性土地盤では土被り圧の増大によって、(5.4)式に示されるように、せん断強度  $s_u$  は深さ方向に増大しているのが普通である。

$$s_u = s_{u0} + \lambda \gamma z \quad (5.4)$$

ここに、 $s_{u0}$ ：地表面におけるせん断強度

$\lambda$ ：深さ方向の強度増加率（無次元）

わが国の正規圧密した粘性土の有効土被り圧  $p$  に対する  $s_u$  比、 $s_u/p$  は 0.3 前後であり、また  $\gamma$  は  $1.6 \text{ gf/cm}^3$  程度であることから、これらの条件における  $\lambda$  は (5.5) 式を参考にすると 0.1125 となる。

$$s_u/p = \lambda (1 + \gamma_w/\gamma') \quad (5.5)$$

ここに、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量

$\gamma'$ ：土の水中単位体積重量

また、掘削前の静止土圧係数  $K_0$  は次のように考えて設定した。通常の土質力学の世界では、静止土圧係数は有効応力で定義されているが、今回の解析方法を始め実務の設計では全応力に対して土圧係数が定義されていることが多い(例えば第 2 章参照)。このため、以下のように考えて、全応力による  $K_0$  を考えた。全応力で表した水平応力  $\sigma_h$  と有効応力で定義される  $\sigma'_h$  の関係は (5.6) 式で関連づけられる。

$$\sigma_h = \sigma'_h + \gamma_w z \quad (5.6)$$

また、 $\sigma_h$  と  $\sigma'_h$  は静止土圧の定義から次式で表すことができる。

$$\sigma_h = K_0 \gamma z \quad (5.7)$$

$$\sigma'_h = K'_0 (\gamma - \gamma_w) z \quad (5.8)$$

ここに、 $K_0$ ：全応力で定義される静止土圧係数

$K'_o$ : 有効応力で定義される静止土圧係数

(5.7)式と(5.8)式を(5.6)式に代入すると、(5.9)式が得られる。

$$K_o = K'_o + (1 - K'_o) \gamma_w / \gamma \quad (5.9)$$

$K'_o$ は正規圧密粘性土であると、0.5程度であり、また $\gamma$ を $1.6 \text{ gf/cm}^3$ とすると、(5.9)式から $K_o$ は0.8125なる。FEM解析に当たってはこの数字を丸めて $K_o$ を0.8と設定する。地盤が弾性時のヤング率 $E$ はわが国の軟弱な粘性土に見られる関係である $E = 200s_u$ を標準とした。また今回の解析は非排水条件を念頭においているので、ポアソン比 $\nu$ は0.5が望ましいが、この値は解析的に不可能なので、 $\nu = 0.45$ とした。

第3章の事例で取り上げたアクセス道路の山留め工を参考にして、解析の対象となった山留め工は図-5.8に示す通りである。すなわち、山留め工の規模は深さ $H$ が11m、掘削幅 $B$ が35mである。この掘削規模と地盤条件から、施工性を考慮して現在の標準的な設計方法に従って山留め工の諸元を計算すると、図に示す通りとなる。この山留め工に対する現行の設計法による各検討項目の値は表-5.1に示す通りである。

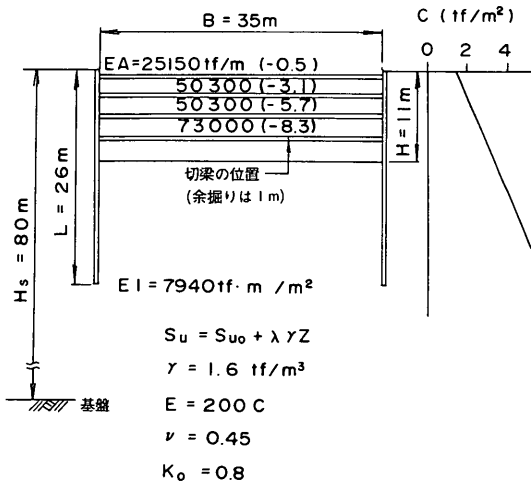


図-5.8 解析対象となった地盤と山留め工

表-5.1 解析対象となった山留め工の検討結果

Peckの安定係数 $N_b$	5.24
根入れの釣合の安全率	1.17
建築学会修正式による底部破壊の安全率	1.87

## 5.2.2 変形係数と地盤反力係数の関係

地盤バネ法とFEM解析の結果とを比較する場合には、ヤング率 $E$ と $k$ を関連づける必要がある。しかし、第2章で述べたように、地盤反力係数 $k$ は要素試験から直接求められる値ではなく経験的に定められた値なので、これら2つの値を結びつけることは難しい。そこで、まずFEM解析では $E$ を、地盤バネ法では $k$ を変化させて、計算結果に対する影響の度合を調べてみた。図-5.9にFEM解析から求められた山留め壁の最大変位 $D_{max}$ 、最大曲げモーメント $M_{max}$ がヤング率 $E$ によって変化する様子を●で示す。なお、特に述べない限り地盤条件、掘削規模、計算方法については5.2.1で述べた標準の山留め工を対象とする。今回の検討では、せん断強度 $s_u$ が深度によって増加する地盤を対象としているので、ヤング率はせん断強度に対する係数、 $\eta$  (下の横軸)を用

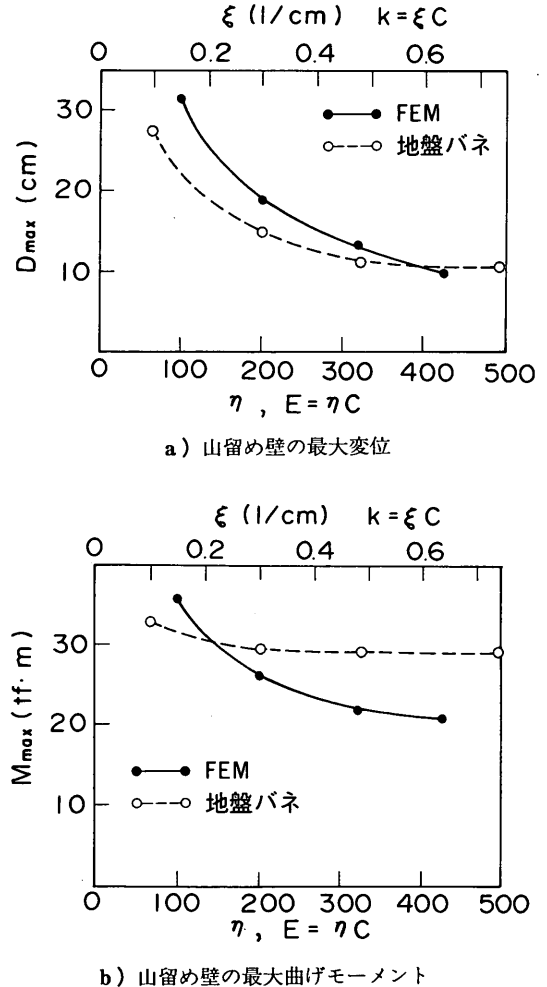


図-5.9 変形係数の大きさが山留め工の挙動に与える影響

いて表している((5.10)式)。 $\eta$ 、すなわち  $E$  が大きくなるにつれ、 $D_{max}$  と  $M_{max}$  は小さくなる。しかし、 $D_{max}$  の方が  $M_{max}$  と比べて  $E$  による影響は大きい。一方、地盤バネ法によって計算された結果を同図に○で示す。FEM 解析と同様に、 $k$  を地盤のせん断強度の比、 $\xi$  (上の横軸) で示す((5.11)式)。FEM 解析の結果と同様に、 $D_{max}$  の  $k$  による変化が大きい、 $M_{max}$  では小さい。

$$E = \eta s_u \quad (5.10)$$

$$k = \xi s_u \quad (5.11)$$

ただし、 $\eta$  は無次元であるが  $\xi$  は (1/cm) の次元をもつ。

ヤング率と  $k$  をどう結びつけるかが問題となるが、 $E/k = \eta/\xi = 666(\text{cm})$  とすると、図-5.9に示すように両者の方法で計算された  $D_{max}$ 、 $M_{max}$  の差が小さくなる。共同溝指針では、2.4で述べたように  $k$  と  $E$  の関係を式(5.12)で表すことができる。

$$k = \frac{\alpha E}{125\sqrt{y}}$$

$$\frac{E}{k} = \frac{125\sqrt{y}}{\alpha} = 494(\text{cm}) \quad (5.12)$$

ただし、試験の方法によって決められる係数  $\alpha$  は 0.8、また山留め壁の基準となる変位量  $y$  は 10cm として、 $E/k$  を求めた。

一方、土木学会の基準では(5.13)式となる。

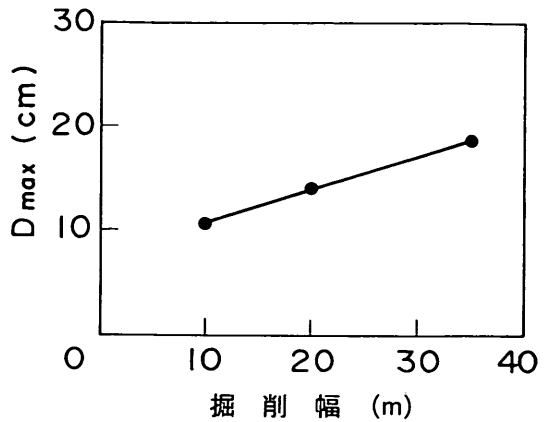
$$E/k = 30 \cdot (B/30)^{3/4} = 333(\text{cm}) \quad (5.13)$$

ただし、 $B = 1000\text{cm}$  としている。

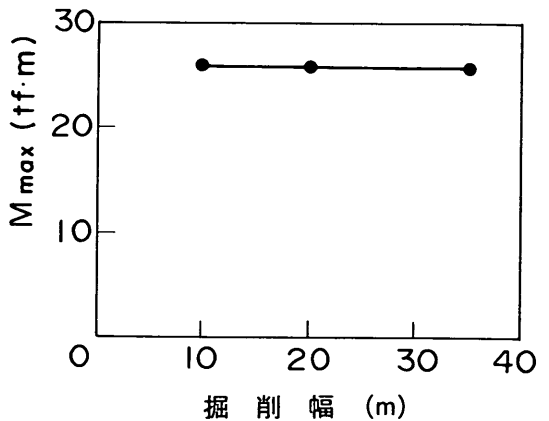
このように、FEM と地盤バネ法から計算された  $D_{max}$  と  $M_{max}$  を一致させるようにした  $E$  と  $k$  の関係は、共同溝設計指針あるいは土木学会の示方書と比較して、 $k$  を小さく評価する傾向にあるが、ここでは  $E/k = 666(\text{cm})$  の関係を標準として、以降の解析を進める。すなわち、FEM 解析では  $E = 200s_u$  を標準としたので、地盤バネ法では  $k = 0.3s_u(1/\text{cm})$  の関係を標準とする。

### 5.2.3 掘削幅の影響

地盤バネ法では掘削側の地盤は水平バネとしてモデル化される。同じ材質のバネに力を作用させた場合、バネの長さが長いほど変形が大きくなる。このため、地盤バネ法で用いられる  $k$  は、本来掘削幅によって変えるべきであると考えられるが、前述したように現在用いられている山留め工の設計法では、 $k$  は掘削幅によらない値としている。図-5.8に示す標準の山留め工の掘削幅  $B$  を



a) 山留め壁の最大変位



b) 山留め壁の最大曲げモーメント

図-5.10 掘削幅が山留め工の挙動に与える影響

変えて FEM 解析を行った結果を図-5.10に示す。 $M_{max}$  は掘削幅によらずほぼ一定の値を示すが、 $D_{max}$  は掘削幅によって値が変化する。すなわち、掘削幅が小さくなると地盤バネの長さが短くなるため、バネの剛性が大きくなり  $D_{max}$  は小さくなる。地盤バネ法でこの影響を考慮するためには、 $k$  を大きくする必要がある。図から掘削幅が 10m の時の  $D_{max}$  は 10cm なので、これに相当する  $\xi$  は図-5.9から 0.6(1/cm) となる。図-5.10の  $\eta$  は 200 として求められたので、これらの関係から  $E/k$  を求めると 333(cm) となり、この数字は土木学会の示方書から得られた値と一致する(式(5.13))。このように、 $k$  の設定方法は過去の施工実績から決められたので、これらの過去の施工条件から大きくかけ離れた場合には、(2.12)式や(2.14)式などの設定方法から算出された値を盲信するのではなく、掘削幅によって適切に変化させる必要がある。

### 5.2.4 壁面摩擦の影響

すでに記述してきたように、山留め壁の根入れ長さや地盤バネ法における受働土圧は、壁面摩擦を考慮しない Rankine-Resal の式で求めることが多い。しかし、山留め壁の応力の測定結果をみると、かなり壁面摩擦が作用している。このことは、通常の計算では実際の山留工に働く背面土圧を過大に、受働土圧を過小に評価していることになる。

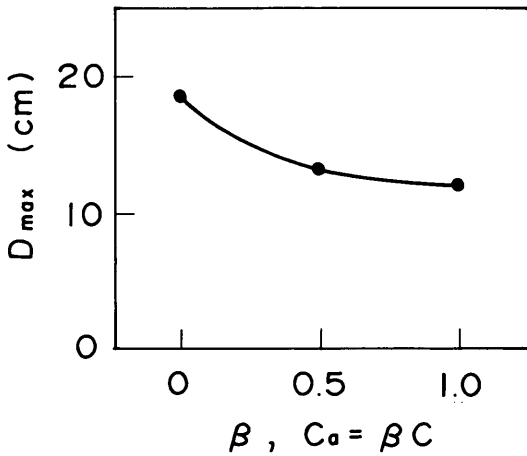
地盤と山留め壁の間に働くせん断力が壁面摩擦力  $c_a$  の範囲内であると、地盤と山留め壁は一体となって挙動するが、せん断力が  $c_a$  になると滑動する。FEM 解析では、この挙動をジョイント要素を用いて検討した。 $c_a$  は地盤のせん断強度に対して係数  $\beta$  で表すことにする。

$$c_a = \beta s_u \quad (5.14)$$

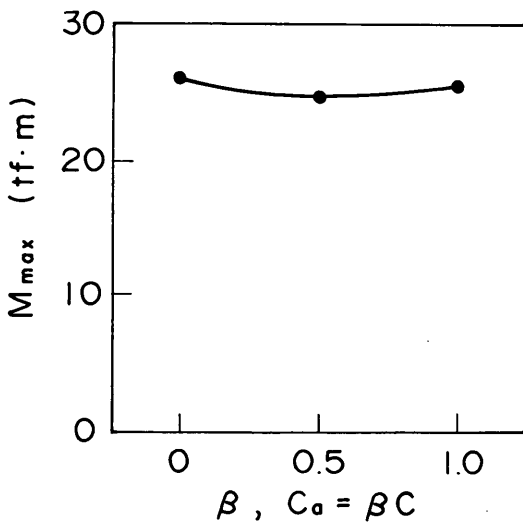
図-5.11に FEM 解析の結果を示す。今まで行った検討結果と同様に壁面摩擦が  $M_{max}$  に及ぼす影響は小さいが、 $D_{max}$  に対する影響は大きい。すなわち、 $c_a$  の増加によって山留め壁の変位は減少する。特に、 $\beta$  が小さい場合にはその影響度合が大きい。

### 5.2.5 背面土圧

現在用いられている地盤ばね法では、背面土圧は山留め壁の変位量に関係なく一定の値を用いている。図-5.12に FEM の標準ケースで得られた掘削による背面土圧の分布の変化を示す。掘削が進行するにつれ、掘削面より下の背面土圧は減少し、切梁で支えられている山留め壁の上部の背面土圧は増加していく。図-5.13に最



a) 山留め壁の最大変位



b) 山留め壁の最大曲げモーメント

図-5.11 壁面摩擦が山留め工の挙動に与える影響

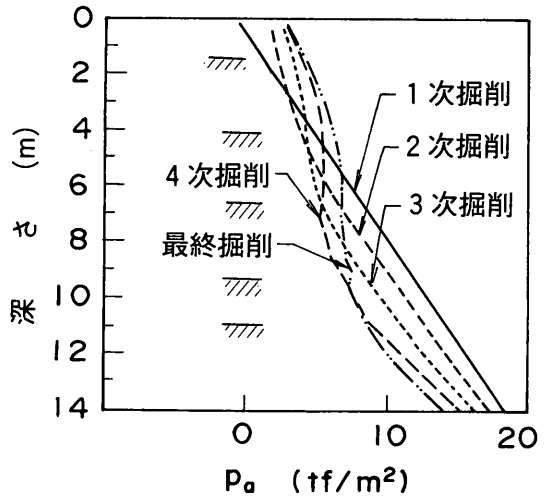


図-5.12 掘削の進行による背面土圧の変化

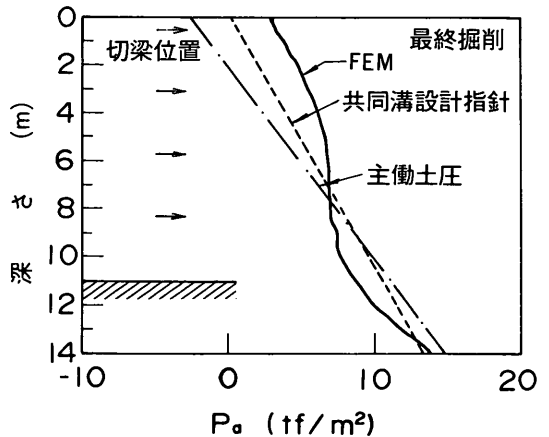


図-5.13 最終掘削時における各基準における背面土圧の比較

終掘削段階での背面土圧分布と、今回の地盤ばね法で用いた共同溝設計指針に示されている土圧分布、および Rankine-Resal によって求められた主動土圧の分布と比較してみる。FEM で求められた最下段の切梁より下の背面土圧は、共同溝設計指針あるいは Rankine-Resal の土圧より小さい。一方、山留め壁の上部では、背面土圧の大きさは逆転しており、提案されている土圧分布と比べてかなり異なった土圧分布を呈している。FEM による計算結果はアーチングによる土圧の再配分を表しており、この現象はすでに述べたアクセス道路においても

計測されている (図-3.17, 図-3.18)。

地盤ばね法では背面土圧を入力する必要がある。このため、多くの現場において土圧が計測されており、土木学会の示方書ではこの計測結果が地盤種別ごとにまとめられている<sup>14)</sup>。軟弱地盤 ( $N$  値が 4 以下) の結果を図-5.14 に示す。各掘削段階で計測された土圧の最大値を最終掘削深さ時の土被り圧,  $\gamma H$  で正規化している。今回の FEM 解析によって得られた背面土圧分布も同様な方法で整理したのが図-5.15 である。図には標準の掘削モデルで得られた結果の他に掘削幅, 基盤の位置, あるいは壁面の摩擦を考慮したケースについても行っている。これらの要因によって、背面の土圧分布が微妙に異なるが、ある幅に土圧が集中している。これらの値を斜線で示す範囲とすると図-5.14 になる。計算値は実測値の中央に位置していることから、今回実施した FEM 解析の結果は実際の挙動をかなりよく再現していると考えられる。

地盤ばね法が広く用いられる以前は、2.4.1 で述べたように、見かけの土圧分布を用いる慣用法によって切梁軸力、あるいは山留め壁の曲げモーメントを計算していた (現在でも小規模の山留工では、慣用法が用いられてい

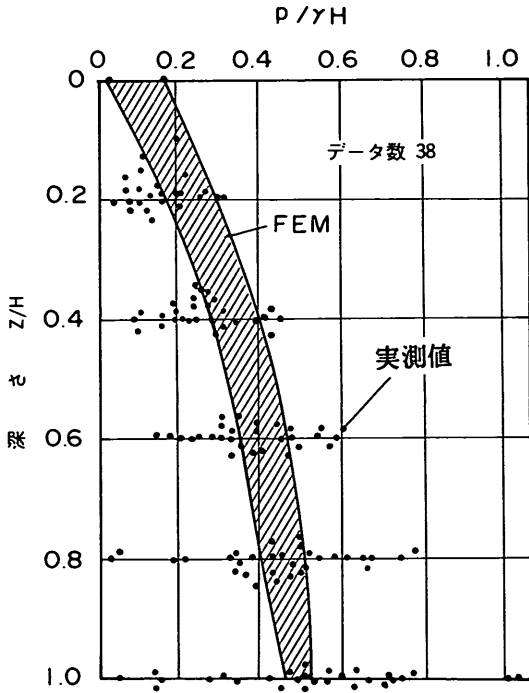


図-5.14 FEM 解析から求められた背面土圧と実測値との比較

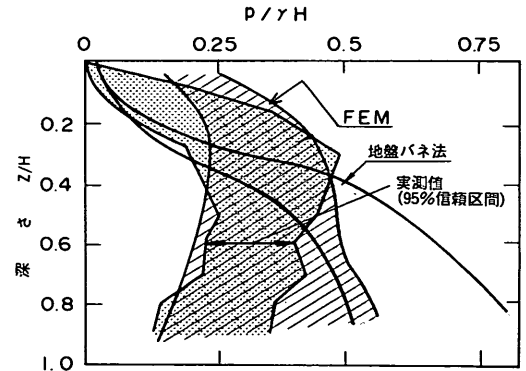


図-5.16 計算から求められた見かけの背面土圧と実測値との比較

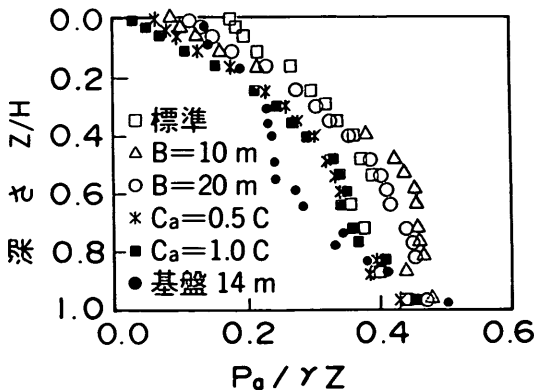


図-5.15 FEM 解析から求められた背面土圧

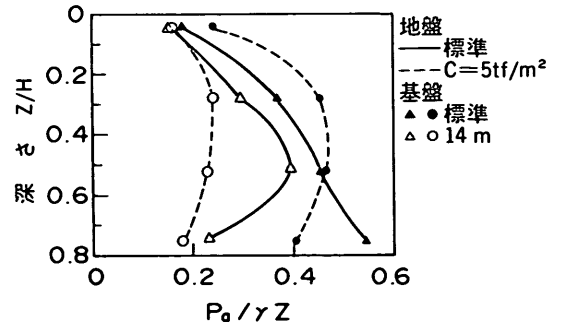
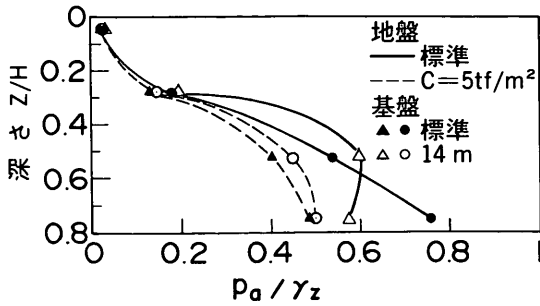


図-5.17 FEM 解析から求められた見かけの背面土圧





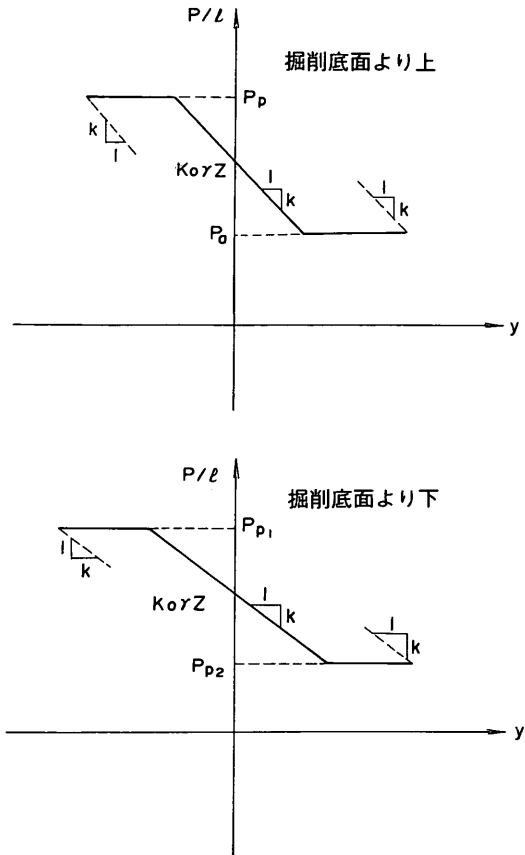
図—5.18 地盤バネ法から求められた見かけの背面土圧

る)。この慣用法に必要な見かけの土圧分布を求めるために、数多くの現場で切梁軸力が計測された。首都道路公団がまとめた計測例を図—5.16に示す。また、FEM法によって計算された切梁軸力から計算された結果を図—5.17に示す。図—5.15に示したように、背面の土圧分布に対する掘削幅、あるいは壁面の摩擦力による影響は小さかったので、図には基盤が浅い場合と深い場合について示してある。また、せん断強度  $s_u$  が  $5 \text{ tf/m}^2$  の均一地盤とした場合の見かけの土圧も示す。FEM解析と同様に地盤ばね法によっても、見かけの土圧分布を求めることができる。結果を図—5.18に示す。FEM解析の結果と異なり、地盤バネ法による土圧分布はほぼ三角形分布となる。この2つの計算結果を実測値と比較すると図—5.16が得られる。FEMによる結果は実測値と良く一致しているのがわかる。一方、地盤バネ法は、図—5.12に示すような土圧の再配分を考慮できないので、上段に位置する切梁に作用する力は小さく、下段は大き目に計算される。

### 5.2.6 切梁プレロードの影響

山留め壁の変形を抑えるために、実際の現場では油圧ジャッキを用いて、切梁に力を与えた状態で切梁を設置する切梁プレロードが行われている。この切梁プレロードが山留め工に与える影響を地盤ばね法とFEM法で検討してみる。

地盤バネを表した線要素の軸力  $P$  と変位  $y$  の関係を図—5.19に示す。なお、縦軸は  $P$  を線要素の間隔  $l$  で除しており、また横軸は掘削側に変形する方向を正としている。掘削底面より上の地盤バネに作用している初期値は静止土圧  $K_0 \gamma z$  であり、山留め壁が掘削側に変位して、地盤バネの軸力が主働土圧に相当する値に達すると塑性化する。一方、切梁プレロードによって山留め壁が背面側に押されて、軸力が受働土圧に相当する値に到達すると地盤バネは塑性化する。掘削底面より下の地盤バネは、



図—5.19 地盤バネ法における地盤反力と変位の関係

これより多少複雑になる。すなわち、山留め壁が掘削側に変形して、軸力が掘削側の受働土圧、 $p_{p2}$ に達すると塑性化し、山留め壁が背面側に変形する場合には背面側の受働土圧、 $p_{p1}$ に達すると塑性化する。 $p_{p1}$ 、 $p_{p2}$ は土被り圧が異なるので、粘性土の場合を例にとると、以下の式で表せられる。

$$p_{p1} = \gamma z_1 + 2s_{u1} \quad (5.15)$$

ここに、  $z_1$  : 地表面からの深さ

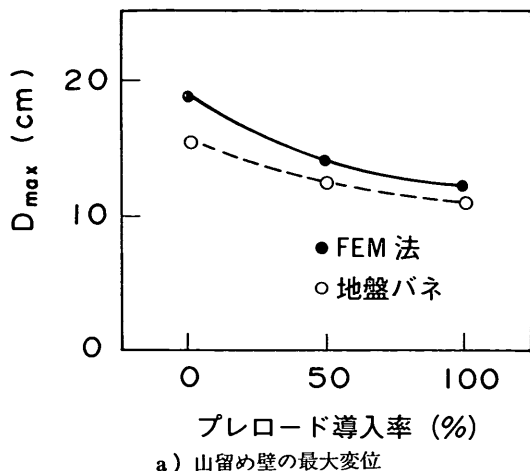
$s_{u1}$  : 背面側の土のせん断強度

$$p_{p2} = \gamma z_2 + 2s_{u2} \quad (5.16)$$

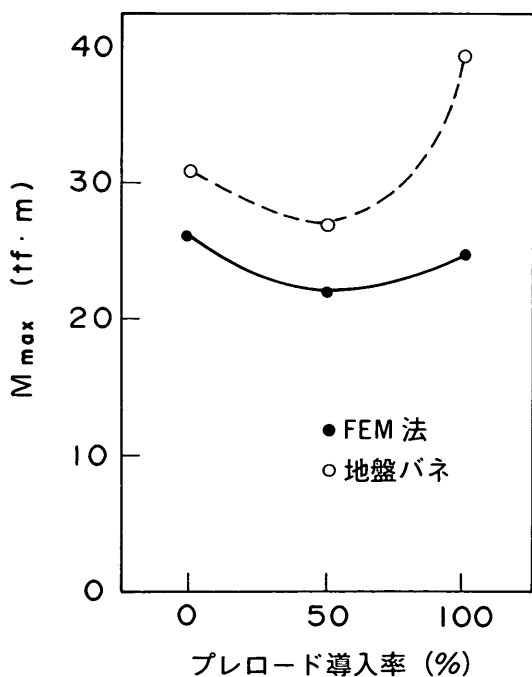
ここに、  $z_2$  : 掘削底面からの深さ

$s_{u2}$  : 掘削側の土のせん断強度

切梁プレロードの導入量は、切梁プレロードを考慮しない場合の地盤ばね法で求められた切梁軸力の値を基準として決められるのが普通である。切梁軸力の値は掘削の過程によって変化するので、基準とする値は全掘削中の最大値である。今回の計算では、このようにして求め



a) 山留め壁の最大変位



b) 山留め壁の最大曲げモーメント

図-5.20 切梁プレロードによる山留め壁の挙動の変化

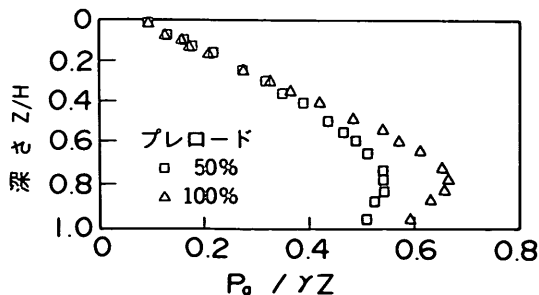


図-5.21 FEM 解析から求めた切梁プレロードによる背面土圧の変化

られた基準の切梁軸力に対して50%と100%の切梁プレロードについて計算を行った。FEM 解析においても、地盤ばね法で求められた値を基準とすることにし、地盤ばね法の計算と同じ量の切梁プレロードを与えた。

FEM と地盤ばね法による結果を図-5.20に示す。プレロード導入量が大きくなるにつれ  $D_{max}$  は減少するのがわかり、プレロードが山留め壁の変形を抑えるのに有効であるのがわかる。しかし、プレロードの量が大きすぎると  $M_{max}$  は増加することがわかる。切梁プレロードの影響を調べるために今回新たに用いた地盤ばねモデルは、 $M_{max}$  については FEM 解析による値より大き目となるが、切梁プレロードの導入による  $M_{max}$ ,  $D_{max}$  の変化の様子をよく表しているといえる。

図-5.21に FEM 解析から求められた切梁プレロードによる背面土圧の変化の様子を示す。浅い位置の山留め壁の背面土圧はプレロードによる影響は小さいが、最終掘削面付近の背面土圧はプレロードによってかなり増加する。

### 5.3 有限要素法による改良地盤の解析<sup>15)</sup>

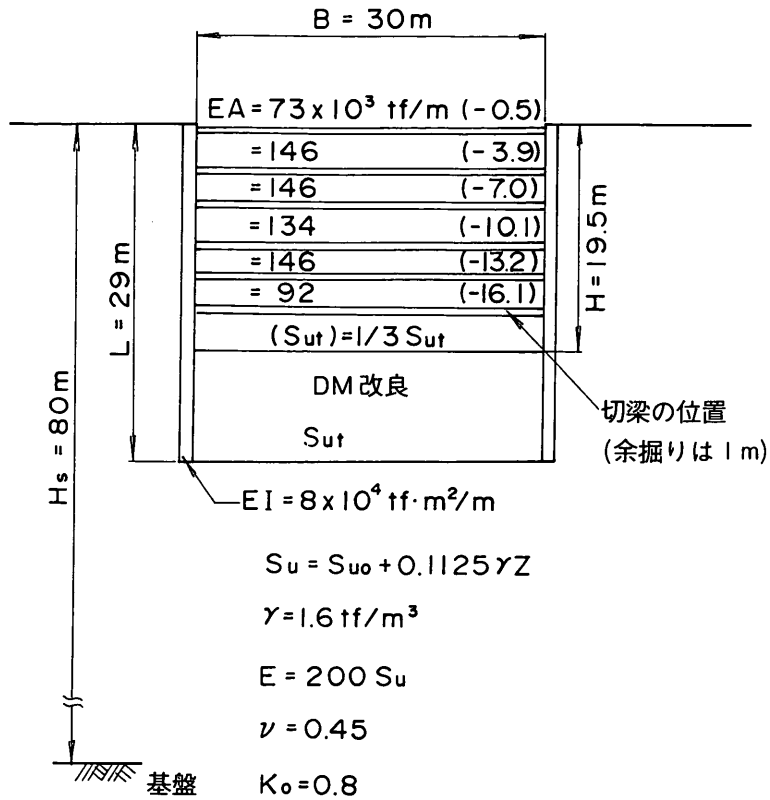
#### 5.3.1 対象とする山留め工

ここで解析対象となる根入れ部を DM 工法で改良された山留め工は、図-5.22に示すように、4 章で事例として取り上げた京浜急行地下駅の山留め工である。地盤条件は図-5.8の未改良のケースと同様に深度方向に強度が増加しているが、地表面のせん断強度  $s_{uo} = 2.5 \text{ tf/m}^2$  を標準とした。DM 改良された地盤の強度  $s_{ut}$  は  $30 \text{ tf/m}^2$  を標準とし、また掘削部はワーカビリティの改善のために低強度の DM 改良を行っていることが多いため、根入れ部の強度の1/3を掘削部のせん断強度とした。弾性時の  $E$  は未改良地盤と同様に  $200s_{ut}$  として、またポアソン比は0.45と設定した。

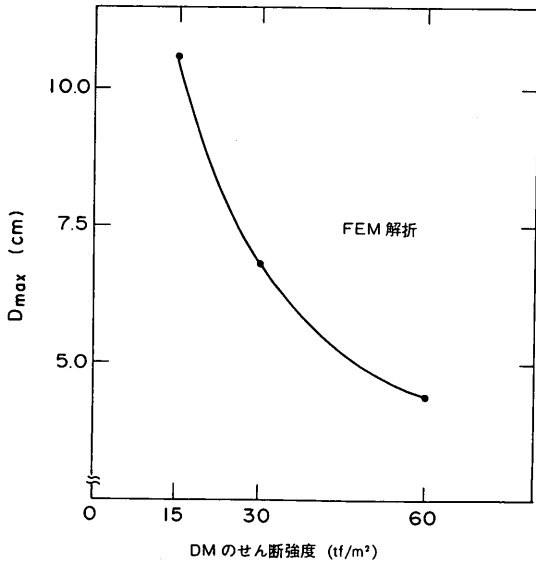
#### 5.3.2 改良地盤の強度

DM 工法で改良した地盤は、既に述べたように改良土の強度自体のばらつきが大きいこと、また改良された地盤に未改良土も含まれるため、強度あるいは変形係数をいくらに設定するかは難しい。根入れ部を DM 改良した山留め工の挙動を FEM で解析するに当り、この強度の設定が山留め工の挙動にどう影響を与えるのかを調べてみた。

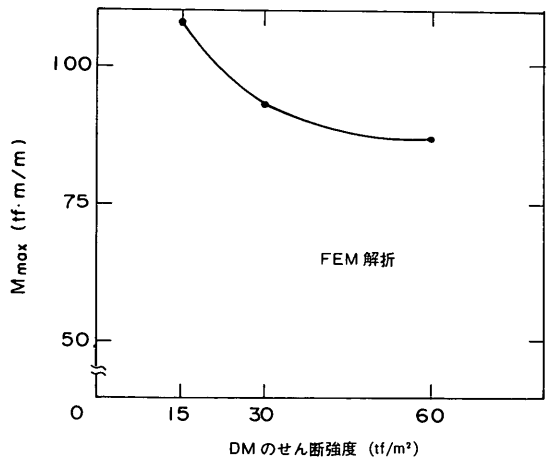
図-5.23に改良地盤の強度の設定によって、山留め壁の最大変位  $D_{max}$  がどのように変化するかを示す。また、山留め壁の最大曲げモーメント  $M_{max}$  の変化を図-5.24に示す。改良地盤の強度と変形係数は連動させたので、



図一5.22 解析対象となったDM改良された山留め工



図一5.23 改良土の強度が山留め壁の最大変位に与える影響 (FEM 解析)



図一5.24 改良土の強度が山留め壁の最大曲げモーメントに与える影響 (FEM 解析)

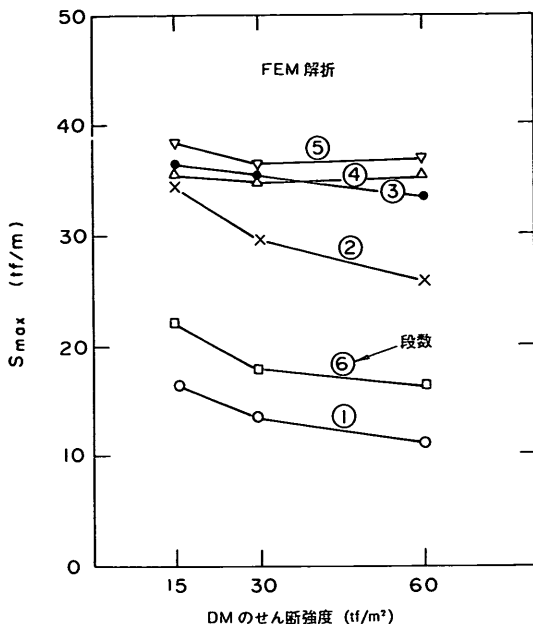


図-5.25 改良土の強度が切梁軸力に与える影響 (FEM 解析)

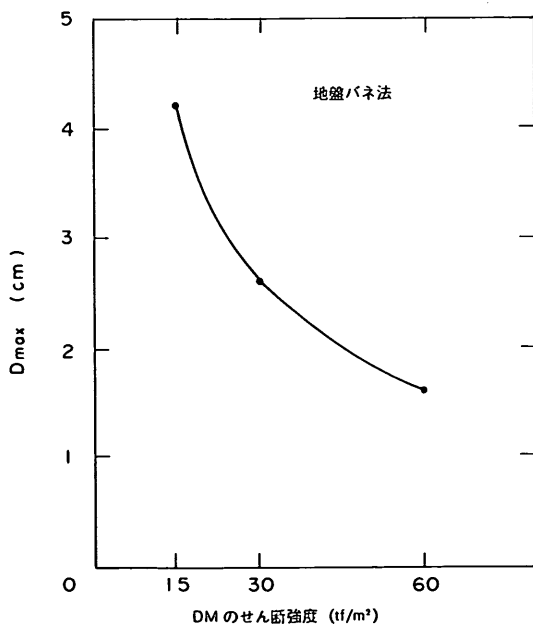


図-5.26 改良土の強度が山留め壁の最大変位に与える影響 (地盤バネ法)

強度が大きくなるにつれ  $D_{max}$  は著しく小さくなる。しかし、 $M_{max}$  は改良地盤の強度による影響をあまり受けない。 $s_{ul}$  が  $15\text{tf/m}^2$  と  $60\text{tf/m}^2$  の時の  $M_{max}$  を比較してみると、強度は 4 倍増加したのに対し、 $M_{max}$  は 2 割程度減少

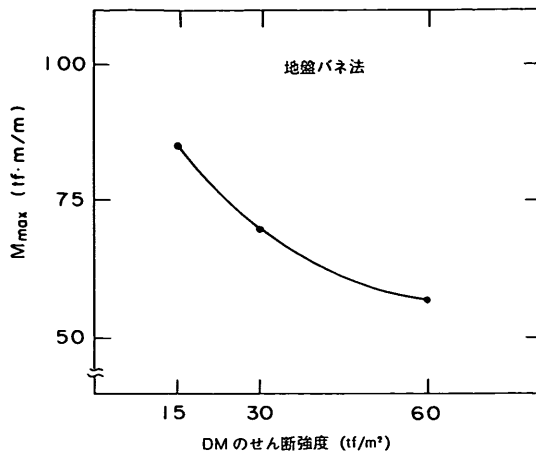


図-5.27 改良土の強度が山留め壁の最大曲げモーメントに与える影響 (地盤バネ法)

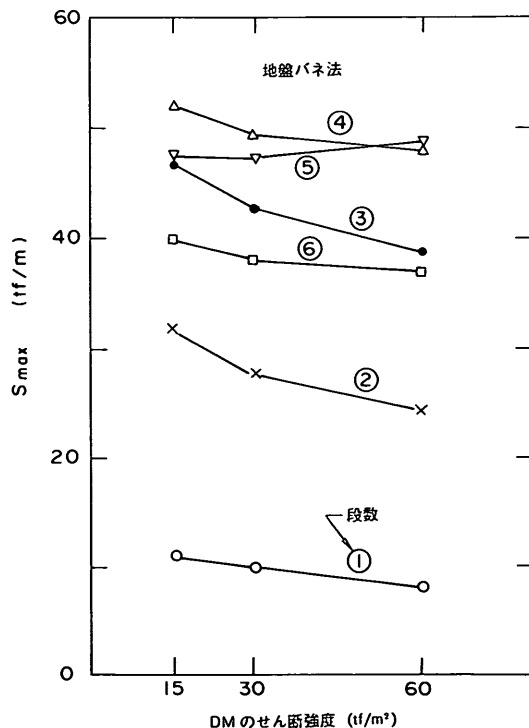
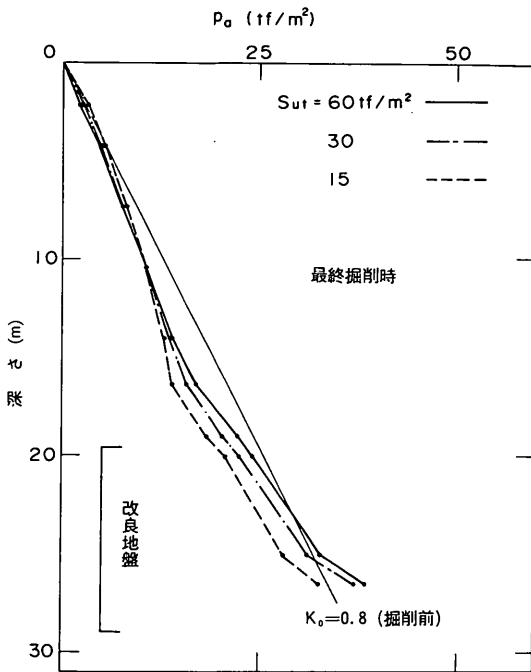


図-5.28 改良土の強度が切梁軸力に与える影響 (地盤バネ法)

するだけである。各段の切梁軸力の最大値と  $s_{ul}$  の関係を図-5.25に示す。 $s_{ul}$  の増加によって各段の切梁軸力が減少する傾向は認められるが、その減少割合は小さく、特に 3, 4, 5 段目の切梁軸力は  $s_{ul}$  とは無関係にほぼ一定である。

参考までに、地盤バネ法で計算された  $s_{ul}$  による影響を図-5.26, 5.27, 5.28に示す。FEM 解析による結果と同



図一5.29 掘削による背面土圧の変化

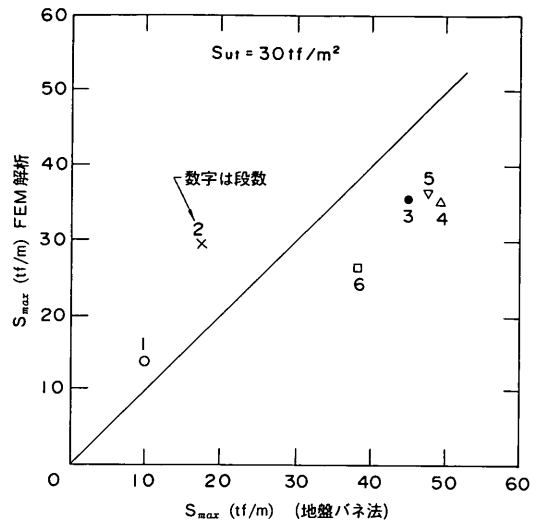
様に、 $D_{max}$ を除いて  $s_{ut}$ による影響は小さいことがわかる。これは、第4章で地盤バネ法で求めた切梁軸力の計算値と実測値が比較的一致した事実(図一4.26)と考えあわせると、納得できる結果となる。これらのことから、山留め壁に作用する曲げモーメントや切梁軸力を求める時には、改良土の強度の設定に対して、それほど神経質になる必要がないことがわかる。

### 5.3.3 背面の土圧

未改良地盤では、実測値もFEM解析でも掘削によって背面土圧が変化する、すなわち土圧の再配分が顕著に認められた。しかし、計算結果を図一5.29に示すように、根入れ部をDM改良した山留め工の場合には、掘削前の土圧と最終掘削後の土圧分布を比較するとわかるように、掘削に伴う土圧の変化は非常に小さい。また、改良地盤の  $s_{ut}$ が大きいほど、掘削による変化は小さいことが認められるが、その影響は小さい。このように、根入れ部を改良した山留め工の背面土圧が掘削による影響を受けず、ほぼ一定であることは、図一4.24に示した実測値によっても認められている。

### 5.3.4 切梁軸力

FEM解析によって計算された切梁軸力と地盤バネ法から求められた値とを比較して図一5.30に示す。図の数字は切梁の段数を示すが、上に位置する切梁に作用する



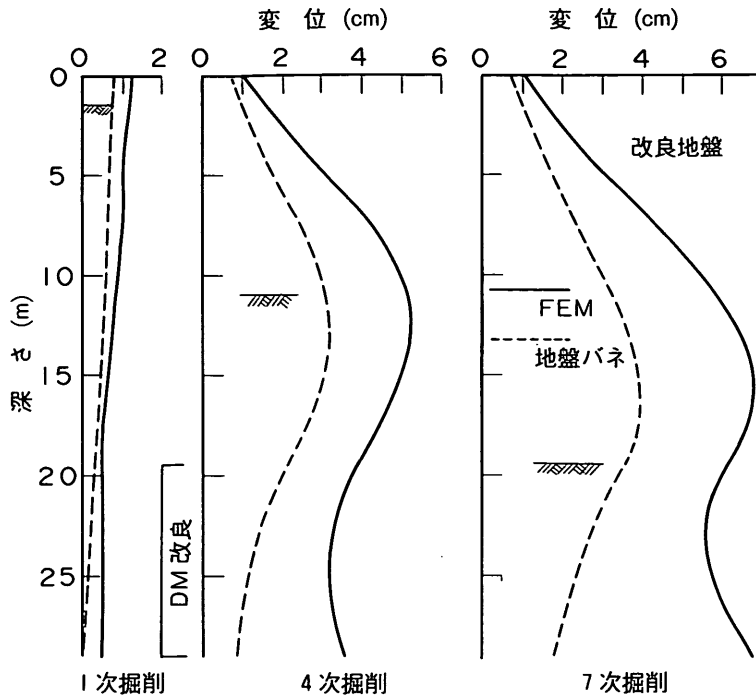
図一5.30 計算から求められた切梁軸力の比較

表一5.2 計算と実測から求められた背面土圧の切梁に対する分担率

施設 工区	実測値				計算値(FEM)		
	アクセス道路				環八	未改良	改良
	1	2	3	4			
$P_{a,u}$ (tf/m)	81	84	64	82	223	67	202
$\Sigma S$ (tf/m)	81	79	65	62	112	65	140
$\Sigma S/P_{a,u}$	1.00	0.94	1.01	0.75	0.50	0.97	0.69

軸力はFEM解析の方が大きく計算され、また下に位置する切梁では地盤バネ法による計算値は大きくなるようである。しかしながら、その差は小さい。

第3章のアクセス道路の事例で、問題の生じた工区では掘削底面より上の山留め壁に作用している背面土圧力  $P_{a,u}$ は、切梁軸力によって支えられていることが計測結果から判明した。表一3.4に示した計測結果を表一5.2にもう一度載せる。あわせて、根入れ部がDM改良された環状八号線のC地点で計測された結果も示す。アクセス道路の1から3工区の根入れ部には  $AC_2$ 層の軟弱粘土層、また4工区の根入れ部には  $AS$ 層が存在している。表から根入れ部の地盤の硬さによって  $\Sigma S/P_{a,u}$ の値が異なるのがわかる。すなわち、根入れ部の地盤が硬いほど、背面土圧が掘削面より下の地盤によって支えられている割合の大きいことがわかる。表一5.2にFEM解析による結果も示してある。未改良とあるのは図一5.8のケースで、改良は図一5.22のケースから得られた結果を示してある。根入れ部をDM改良したケースでは、実測値の方



図—5.31 山留め壁の変形

が計算値より  $\Sigma S/P_{au}$  の値が多少大きくなるが、根入れ部の改良による背面土圧の負担の様子をよく再現していると言える。

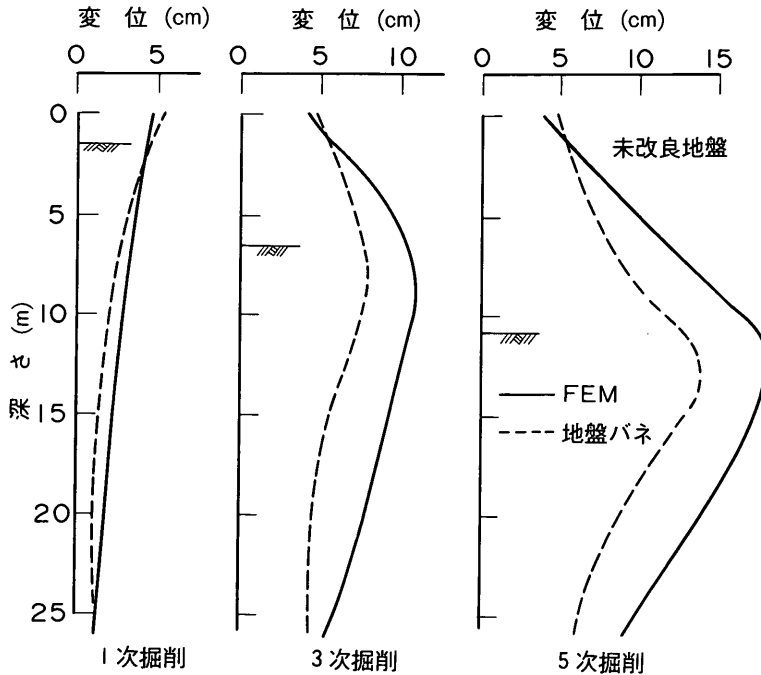
### 5.3.5 山留め壁の変形

図—5.31に掘削に伴う山留め壁の変形形状を実線で示す。根入れ部が地盤改良されているため、根入れ部の山留め壁の変形が抑えられており、改良地盤が地中梁として機能しているのがわかる。同じ図に、地盤バネ法で計算された山留め壁の変形も点線で示す。ただし、この計算においては、 $E$  と  $k$  の関係を共同溝の設計指針による関係式を用いず、5.2で述べた  $E/k=666(\text{cm})$  の関係式を用いて  $k$  を設定している。地盤バネ法とFEM解析で計算された山留め壁の変形の大きな違いは、全体にFEM解析のほうが変形が大き目となっている点を除くと、改良部の山留め壁の変形形状である。地盤バネ法では深くなるにつれ変形は減少するが、FEM解析ではDM改良部の変形形状は弓なりになっており、DM改良部の下端で変形が増大する傾向にある。この現象は、図—4.22に示したように、問題の生じていない山留め工で観測された形状とよく一致している。

現在用いられている情報化施工における次段階予測では、現時点における山留め壁の変形形状が、地盤の定数を求める主要な情報となっている。また、この時の地盤

定数を求める際の地盤のモデルは地盤バネ法である。FEM解析による計算結果を種々の角度で検討を加えたが、FEM解析は実際の山留め工の挙動を良く再現しているといえる。ここで、FEM解析による変形量を実測値と考えると、次段階予測はこの変形に一致するように地盤バネ法の地盤定数を変化させることになる。図—5.32は図—5.8に示す未改良地盤の標準の山留め工における地盤バネ法とFEM解析から求められた山留め壁の変形形状であるが、根入れ部を改良した計算結果と異なり、地盤バネ法による変形量は全体に小さいが、形状は良く似ているのがわかる。このため、実線で示される変形に一致させるためには、全体の  $k$  値を低下、あるいは背面土圧を減少させれば良いことになる。一方、根入れ部を改良したケースでは実線と点線で示される山留め壁の変形の形状が異なるため、2つの線を一致させるためには、特に改良部の背面土圧あるいは  $k$  を極端に変化させる必要があると考えられる。その結果、逆解析で求められた地盤定数は、一般の常識では考えられないような値となる可能性がある。

先に述べたように、根入れ部をDM改良した背面の土圧分布は掘削によってあまり変化せず三角計分布をしている。このため、DM改良した地盤の方が未改良の地盤の山留め工より、地盤バネ法で仮定される背面の土圧分布に近いことになり、得られる山留め壁の変形形状の



図—5.32 地盤バネ法と FEM 解析から求められた山留め壁の変形形状の比較(未改良地盤)

精度も高いことが予想される。しかし、結果は、図—5.31と図—5.32に示すように逆になる。

地盤バネ法は、あくまでも背面側の地盤は山留め壁に作用する荷重として、掘削側の地盤は水平方向だけに変形するバネとして仮定して計算される“簡便”の手法であり、地盤の挙動を忠実に反映している手法ではないことに注意しなければならない。すなわち、地盤バネ法の計算は全ての挙動を適切に表現することはできないことを認識する必要がある。設計者あるいは施工者が必要な計算値は、山留め工の変形、曲げモーメントであり、また切梁軸力である。これらの値を“実務上満足できる”精度で得るためには、例えば背面の土圧を必ずしも土圧論に基づいた値を入力する必要はない。地盤バネ法の計算精度を上げるために、FEM 解析を用いて地盤バネ法に用いる背面土圧や平衡土圧を求める動きがあるが、あまり意味のない試みのように思われる。同様に、次段階予測での逆解析から求められた背面土圧や地盤反力係数は実測された値や通常用いられている値と多少異なっても、それほど神経質になる必要はないと思われる。特に、根入れ部を DM 改良した山留め工のように過去の事例が少ないケースの場合には、通常の現場で得られる数値とは大きくかけ離れた値を算出する場合が多い。

## 5.4 FEM 解析による山留め工の安定性の検討<sup>16)</sup>

### 5.4.1 現行の設計法の整理

第2章で述べたように、現在わが国で用いられている山留め工の設計方法は、①土圧のつりあい、②掘削底部の安定、③山留め壁の断面の3つが主要な検討項目である。これらの検討項目にはいくつかの仮定があり、これらの仮定は安全側に設定されたり、別な項目でその是非を検討している。①“土圧のつりあい”を例にとると、最下段の切梁位置の山留め壁の剛性は無視してヒンジと仮定しているが、これは安全側の設定である。しかし、この検討においては、山留め壁の左右の土圧によって生じる曲げモーメントに対して安全か否かについては触れないで、別の検討項目である③“山留め壁の断面”で検討している。この節では、粘性土を対称とする深度方向にせん断強度が増加する簡単な地盤を考えて、3つの検討項目の関係を考えてみる。

Peck の安定数  $N_0$  を掘削底面のせん断強度で定義すると、(5.17)式となる。

$$N_0 = \gamma H / s_{ub} \quad (5.17)$$

ここに、 $H$ ：掘削深さ

$s_{ub}$ ：深度  $H$  におけるせん断強度

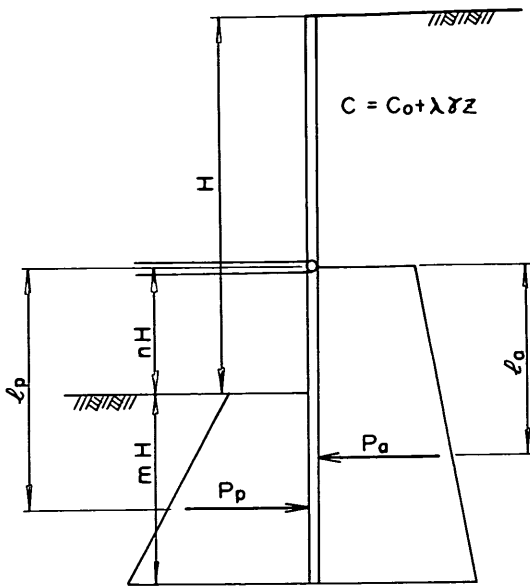


図-5.33 土圧のつりあいの検討方法

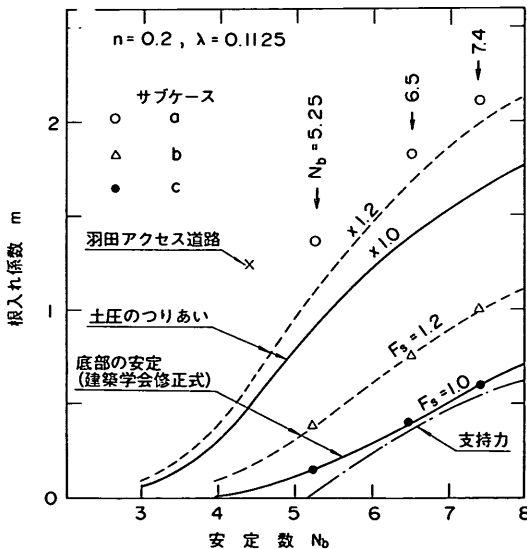


図-5.34 各検討項目による安定数と根入れ係数の関係

また、図-5.33に示すように掘削底面から最下段の切梁位置までの距離を  $nH$ 、根入れ長さを  $mH$  とすると、付録-A から土圧のつりあいを満足する根入れ係数  $m$  と  $n$ 、 $\lambda$ 、 $N_b$  の関係は (5.18) 式で表すことができる。

$$\begin{aligned} & 3nm\{4 + mN_b(1 + 2\lambda)\} + \{6 + mN_b(2 + 4\lambda)\} \\ & m^2 = (n + m)^2\{-6 + N_b(3 - n + 2m) \\ & - \lambda N_b(4m - 2n)\} \end{aligned} \quad (5.18)$$

ここで、簡単なケースである地盤の強度が一定 ( $\lambda = 0$ )

で、かつ  $n = 0$  の場合を考えると、(5.18) 式から  $N_b = 4$  の関係が求められる。すなわち、強度が深さ方向に一定で  $N_b$  が 4 以上となる地盤では、いくら根入れを長くしても“土圧のつりあい”を満足しないことになる。

$N_b$  と  $m$  の関係を (5.18) 式を用いて計算した結果を図-5.34に示す。ただし、図に示す例は  $n = 0.2$  としているが、 $n$  が  $N_b$  と  $m$  の関係に及ぼす影響は小さい。また、 $\lambda$  は  $s_u/p = 0.3$  に相当する  $0.1125$  としている。現行の設計では、実際の山留め壁の根入れ長さは安全性を加味して“土圧のつりあい”から求められた長さの 1.2 倍とする場合が多いが、その場合の関係も点線で図に示した。図から  $N_b$  が 4 の時の根入れ長さは掘削深さの 1/2、 $N_b$  が 5 になると掘削深さと同程度の根入れが必要となる。

同様に底部の安定の検討方法である建築学会の修正式に対して安全率が 1.0 となる  $m$  は付録-B を参考にして (5.19) 式となる (図-5.35)。

$$\begin{aligned} & (1/N_b - \lambda n)(\pi - \theta_1) + (n + m)\lambda(1 + \cos\theta_1) = \\ & (1 - n)/2 + (n + m)(\theta_1/4 + \sin 2\theta_1/8) \end{aligned} \quad (5.19)$$

ただし、 $\theta_1 = \sin^{-1}(n/(n + m))$

土圧のつりあいにて検討した  $\lambda = 0$ 、 $n = 0$  の簡単な条件で建築学会修正式を考えてみると、(5.19) 式から  $m$  には無関係に  $N_b = 2\pi$  の関係が得られ、“土圧のつりあい”から得られた  $N_b = 4$  より大きな  $N_b$  で掘削底部が安定することになる。図-5.34に土圧のつりあいと同一条件 ( $\lambda = 0.1125$ 、 $n = 0.2$ ) で (5.19) 式から求めた  $N_b$  と  $m$  の関係を示す。また、安全率  $F_s$  が 1.2 の場合も同図に示した。図からわかるように、建築学会修正式で求められる  $m$  は“土圧のつりあい”から決まる  $m$  よりかなり小さい。すなわち、せん断強度が深さ方向に増大する地盤では、“土圧のつりあい”を満足すると、自動的に掘削底部の安定に対する安全率は 1.0 より大きな値となる。

#### 5.4.2 塑性論からみた根入れ深さ

すでに述べたように、現行の設計法の山留め壁の断面の検討は地盤バネ法で検討されているのが普通である。この地盤バネ法をここでもう一度考えてみる。この方法の計算モデルでは図-5.1に示すように、山留め壁には背面から実効土圧が作用しており、この土圧に対して切梁の軸力と掘削底面下の地盤反力によって釣りあっていると考えている。この地盤反力は山留め壁の変形に応じて増加すると考え、この反力が受働土圧以下であると地盤は弾性的に挙動し、受働土圧を越えると受働土圧に等しい一定の反力が作用するとしている。背面土圧については、背面土圧が主動状態に至るまではある程度の変形が



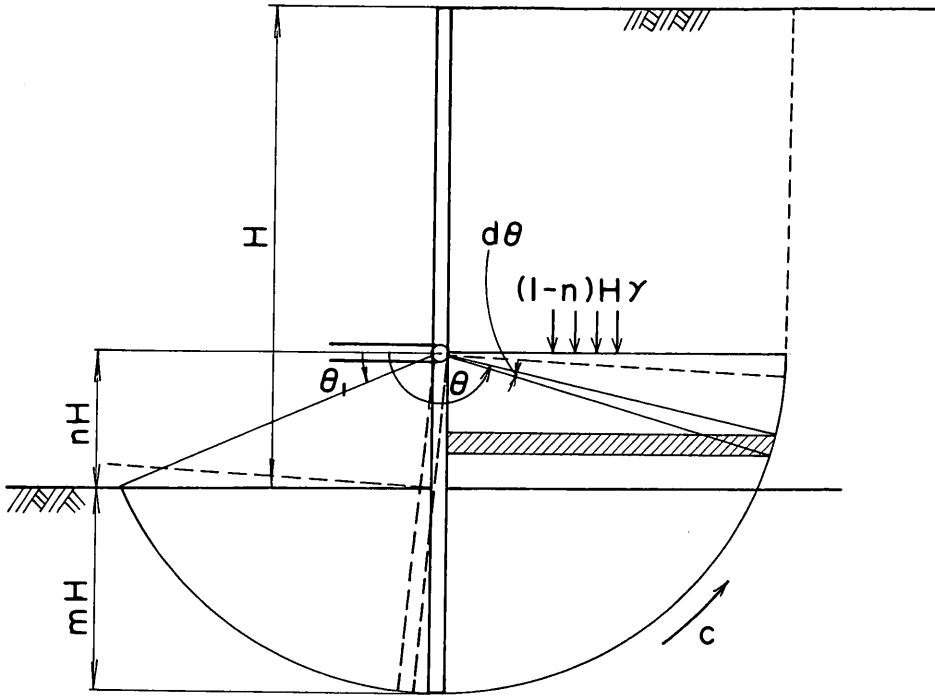


図-5.35 建築学会修正式の考え方

必要との考えから、実際の現場で測定された値を参考にして、静止土圧と極限の主働土圧の中間の値を用いている場合が多い。一方、“土圧のつりあい”の検討では、背面の土圧を主働土圧として設定しているため、地盤バネ法より小さな土圧を作用させていることになる。従って、“土圧のつりあい”を満足しない条件下で地盤バネ法を用いると、受働土圧の不足を生じることになり、その不足分は山留め壁で受け持たれる。このため、山留め壁の曲げモーメントは非常に大きくなり、また山留め壁が掘削側に大きく変形する結果が得られる。しかし、現行の設計法が定めているように山留め壁の根入れ長さが“土圧のつりあい”から求めた値の1.2倍程度にすると、2つの方法で用いられる背面土圧の違いが相殺されて、地盤バネ法で算出される曲げモーメント、あるいは変形が実用的な値に収まると思われる。

以上述べたように現行の設計法によれば、強度が単調に増加する地盤では根入れ部の安定に必要な根入れ長は実質上“土圧のつりあい”によって決まることになる。しかし、掘削底面より上の土被りを掘削底面に作用する載荷重と考え、掘削問題を支持力問題としてとらえると、“土圧のつりあい”の考え方は極限解析法(Limit Analysis)における下界(lower bounds)値の1つであり、塑性論から導かれた正解値より常に小さな値となる<sup>17)</sup>。この端的な例が、先に示したように地盤の強度が深き方向

に一定( $\lambda=0$ )で $n=0$ の場合には、(5.18)式から $N_0$ が4.0の関係が導かれ、塑性論による支持力の正解値である $N_0=5.14$ と比べるとかなりの差がある。また、すでに述べたように現行の設計法では“土圧のつりあい”から求めた根入れ長さの1.2倍を実際の根入れ長としている。円弧すべりによる盛土の安定解析では、安全率を1.20から1.25としている例が多いことを考えあわせると、“土圧のつりあい”の検討方法はかなり安全側であるといえる。

図-5.36は山留め壁が十分に強固であるとの仮定の上で、掘削底部の安定を考えたものである。山留め壁の下端の地盤を基準とすると、背面側には $(1+m)Hy$ 、掘削側には $mHy$ の土被り圧が作用している。この状態を支持力問題に置き換えて、背面側、掘削側の土被り部のせん断抵抗力を無視し、また掘削幅の影響はないものとして支持力を考えると、支持力はその地点のせん断強度に支持力係数 $N_0$ を乗じた値となる。この関係を図-5.34の一点鎖線で示すが、建築学会修正式から求められた関係よりわずかに小さな $m$ の関係が得られる。

BrittoとKusakabe<sup>18)</sup>は根入れがない状態で地盤のせん断強度が一定の場合について、底部破壊が生じるときの安定数を多くの研究者が解析的に求めた結果をまとめている。図-5.37は彼らの文献から引用したものであるが、横軸を本論文に記号と一致するように書き直してある。この章で解析の対象となった未改良地盤の山留め工

(図-5.8)の  $H/B$  は0.33となり、掘削幅の影響は小さいが、このときの底部破壊が生じる場合の安定数  $N_b$  は少なくとも5以上となる。すなわち、 $N_b$  が5以下であると掘削面の下の地盤は安定していることになる。しかし、山留め壁を掘削面より下に打設すると、“土圧のつりあい”の検討が満足しないことになり、 $N_b$  が4以下の場合でないと安定しないことになる。

以上、現行の設計法は塑性論に照らして考えてみると、かなり安全側の設計であることがわかる。そこで、この“土圧のつりあい”を満足しない場合の山留め工がどのように挙動するかを FEM 解析によって検討してみた。

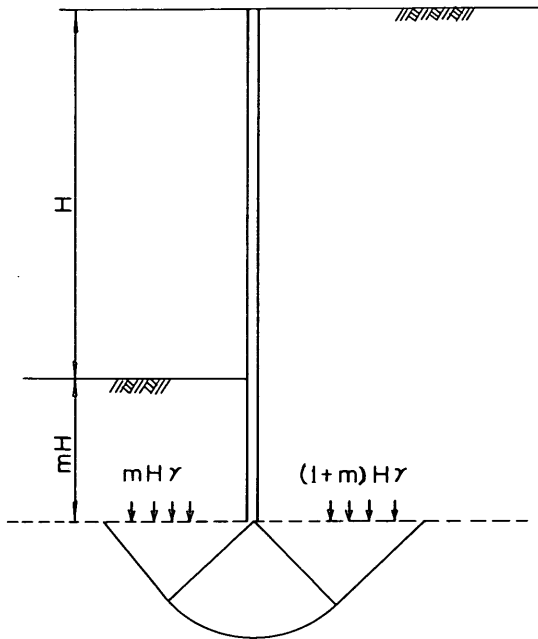


図-5.36 支持力の考え方に基づいた掘削底部の安定

#### 5.4.3 土圧のつりあいを満足していない場合の山留め工の挙動

解析の対象となった地盤条件と山留め工は、5.2の図-5.8と同じとしているが、地表面のせん断強度  $s_{20}$  を表-5.3に示すような値とした。解析は各ケースとも掘削深さは同じとしているため、表からわかるように各ケースの  $N_b$  は5.25, 6.5, 7.4と、現在行われている施工実績からみると、かなり地盤条件が厳しくなる。表中の  $m^*$  は“土圧のつりあい”を満足する(5.18)式から計算された根入れ係数を表している。

根入れ長さは各  $N_b$  のもとで、図-5.34の点で示すように、以下に述べるサブケースを設定した。サブケース a は現在の“土圧のつりあい”を充分満足しているケース、サブケース b は底部の安定が建築学会修正式を用いて計算された安全率  $F_s$  が1.2となるケース、サブケース c は  $F_s$  が1.0となる根入れ長さを有するケースである。表-5.4に  $m$  の値、また括弧内は  $m$  を  $m^*$  で除した値を載せている。

すでに述べたように地盤バネ法では、根入れ長さが“土圧のつりあい”を満足しないと、背面側と掘削側の土圧の不均衡の分は山留め壁が負担することになるので、曲げモーメントが著しく大きくなり、掘削底部の山留め壁の変位も大きく算出される。図-5.38と5.39は最終掘削終了時の山留め壁の最大変位  $D_{max}$  と最大曲げモーメント  $M_{max}$  を示したものであるが、 $N_b$  が大きくなるにつれ(地盤の強度が小さくなるにつれ)  $D_{max}$ 、 $M_{max}$  は増大するが、根入れ長さの減少によって必ずしもこれらの値は増加していない。逆に最大曲げモーメントは根入れ長比、 $m/m^*$  の減少によって、低減する傾向にある。すなわち、FEM 解析によると、地盤バネ法の計算結果から予想される根入れ長の不足による山留め壁の変形と曲げモーメントの増大は生じていない。

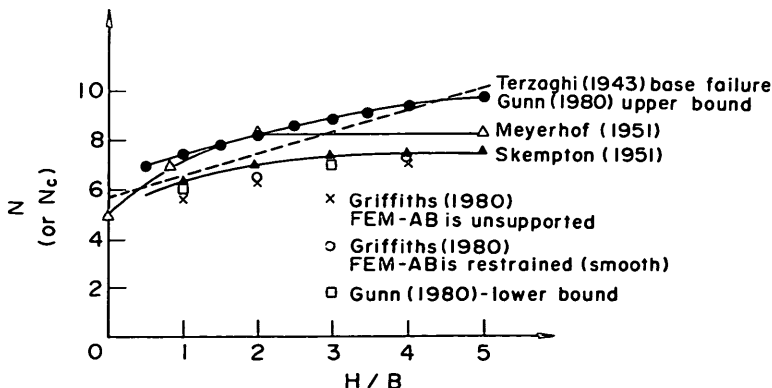


図-5.37 根入れがない場合の底部破壊に対する安定数<sup>18)</sup>

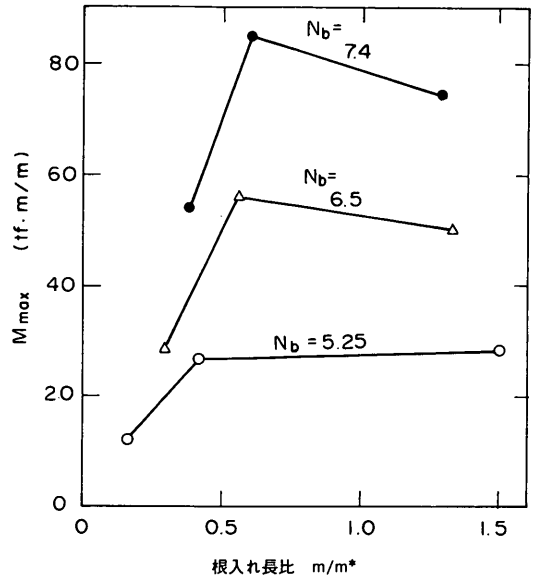
表—5.3 FEM解析における各ケースの地盤条件

ケース	1—	2—	3—
$N_b$	5.25	6.5	7.4
$c_0$ (tf/m <sup>2</sup> )	1.38	0.728	0.398
$m^*$	0.90	1.38	1.64

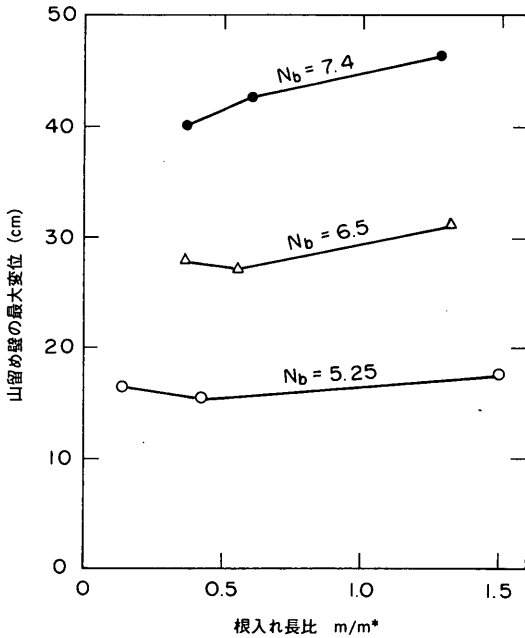
表—5.4 各サブケースにおける根入れ長

	1—	2—	3—
— a	1.36(1.50)	1.82(1.32)	2.1 (1.28)
— b	0.38(0.42)	0.76(0.55)	1.0 (0.60)
— c	0.10(0.11)	0.20(0.14)	0.2 (0.12)

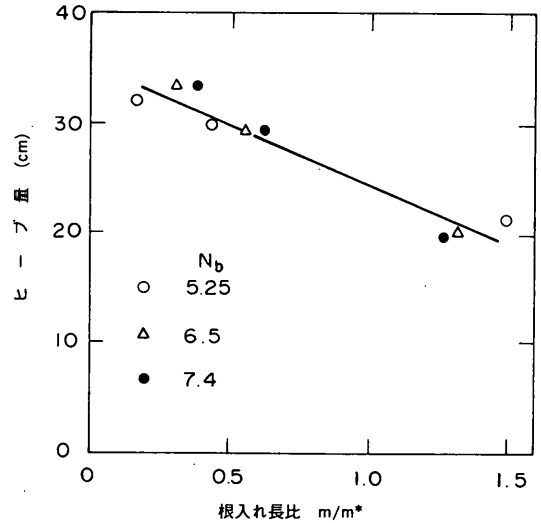
表中の数字は根入れ係数,  $m$  の値  
括弧内の数字は根入れ長比,  $m/m^*$  の値



図—5.39 山留め壁の最大曲げモーメント



図—5.38 山留め壁の最大変位



図—5.40 掘削底部の盛り上がり量 (ヒーブ量)

一方、掘削に伴う掘削底面の盛り上がり（ヒーブ量）は、図—5.40に示すように根入れ長に大きく影響される結果が得られた。今回のFEM解析では非排水条件を念頭においているので、掘削による平均主応力の減少による地盤の膨張は本来ありえないが、計算では弾性時の $\nu$ を0.45としているので、この分だけヒーブ量は過大に計算される。

山留め掘削では掘削面の盛り上がりは、切梁を支える

中間杭の浮き上がりをもたらす。このため、過度のヒーブは中間杭によって支えられている切梁が不安定となり、山留め工全体の安定を損なう。すでに述べた事例においても工事を中断した直接の原因は、中間杭の異常に大きな浮き上がりであった。このヒーブ量の許容値は、掘削幅などの施工条件によって異なるが、おおむね10から20cmであり、盛土や斜面の掘削の場合の変位量と比べて、かなり小さい。従って、掘削底部の安定に必要な根入れ長さは山留め壁の変形や曲げ応力によって決まる

のではなく、ヒーブ量の抑制が重要なポイントとなると考えられる。

#### 5.4.4 改良地盤の層厚が山留め工の安定に対する効果

根入れ部をDM工法で改良する場合に、改良深度をいくらにするかが設計上大きな課題となる。第4章の事例で見てきたように、現行の設計法で定める“土圧のつりあい”、“底部の安定”の検討による根入れ部の安定を目的とすると、DM改良地盤の強度を大きく設定すると、いくらでもその必要層厚を薄くすることができることになる。また、環状八号線の事例では、DM改良土の強度の設定の是非については議論の余地があるが、工事を中断した地点の“土圧のつりあい”、“底部の安定”に対する安全率は、いずれも現行の設計法で必要とされている値を上回っている。これらのことから、現行の設計法により改良地盤の層厚を決めることは危険であることは明かである。そこで、FEM解析によって改良地盤の層厚が、山留め工の挙動にどう影響するのかを検討してみた。

検討する方法は、以下に述べる2つの計算シリーズによった。aシリーズは、5.3の検討で対象となった山留め工(図-5.22)で、表-5.5に示すように、改良地盤の層厚を9.5、5.0、3.0mと変化させた3つのケースについて解析を行った。表にこれらの条件の時の“土圧のつりあい”、建築学会修正式による“底部の安定”に対する安全率も記載している。掘削深さに対する改良地盤の層厚の比 $T/H$ をみると、ケース1は環状八号線や京浜急行地下駅の山留め工とほぼ同じで、他のケースの $T/H$ はそれより小さい。また、改良地盤の下端の原地盤強度で定義した安定数 $N_t$ (4.4.1参照)は、いずれも支持力の限界値とされている5.14よりも小さな値となっている。

改良地盤の層厚が山留め壁の最大変位 $D_{max}$ と最大曲げモーメント $M_{max}$ に与える影響を図-5.41と図-5.42に示す。改良地盤の層厚が小さくなくても、山留め壁の挙動に与える影響は小さく、曲げモーメントは逆に層厚の減少によって小さくなるとの結果が得られた。図-5.43に同じ条件で行った地盤バネ法による計算結果を

表-5.5 aシリーズの改良地盤の条件

ケース	厚さ $T$ (m)	$N_t$	土圧の つりあい $F_e$	底部の 安定 $F_{em}$ (建築修正)	$T/H$
1	9.5	4.04	2.51	3.1	0.50
2	5.0	4.52	2.46	2.7	0.26
3	3.0	4.76	2.22	2.4	0.15

$$s_w = 2.5tf/m^2$$

示す。この手法による結果は層厚の増大によって、多少曲げモーメントが減少する結果が得られるが、その減少割合は小さく、FEM解析と同様な傾向が得られた。しかし、層厚が掘削底部の盛り上がりを与える影響は大きい。図-5.43の計算結果が示すように、層厚の減少によって中央部の盛り上がり量が大きくなるのがわかる。また、注目すべき点は、山留め壁に近い地点の盛り上がり量は改良層厚によって、それほど影響されないことである。すなわち、改良層厚が小さくなると掘削底部の盛り上がりの形状が弓状となり、これは切梁の座屈破壊をもたらす危険度が高くなることを意味している。

bシリーズでは改良層厚を9.5mと一定として、図-5.19に示す原地盤の地表面の強度 $s_w$ を表-5.6のよう

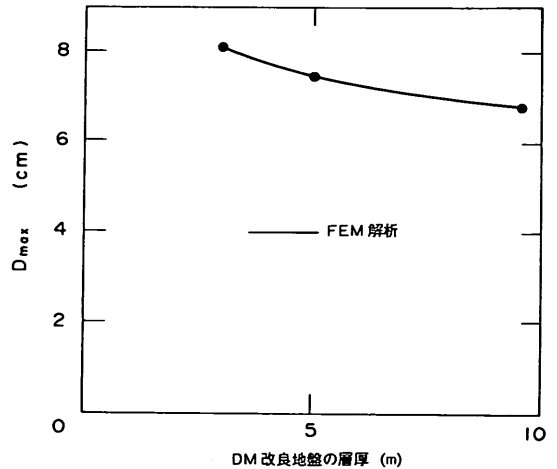


図-5.41 改良層厚と山留め壁の最大変位の関係

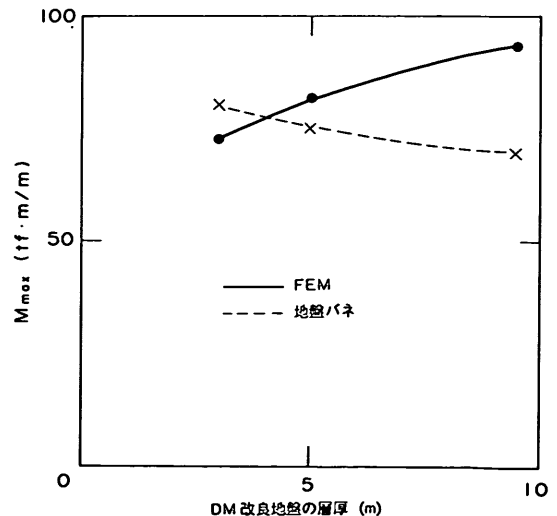
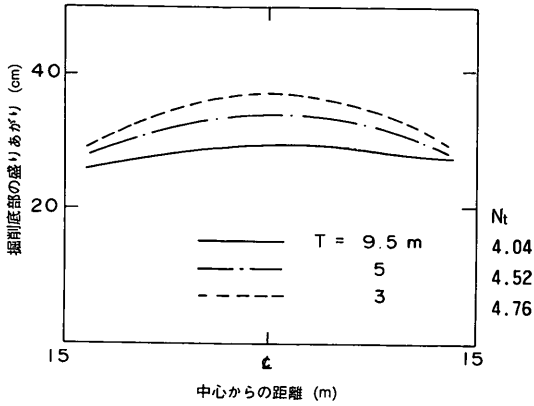
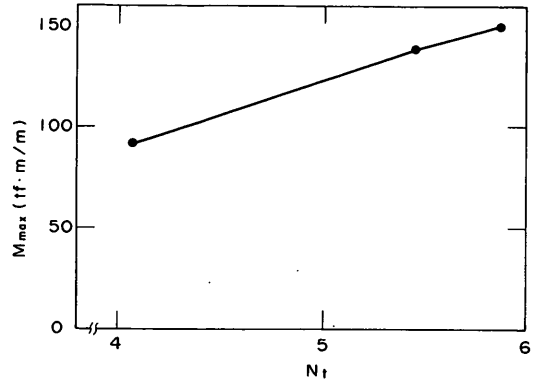


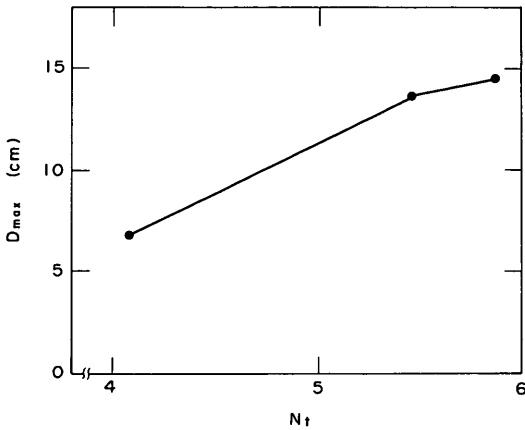
図-5.42 改良層厚と山留め壁の最大曲げモーメントの関係



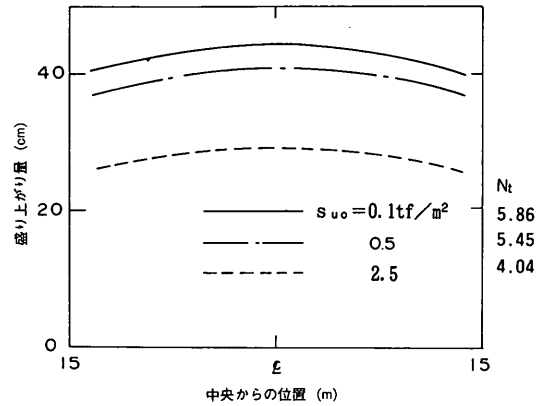
図—5.43 改良層厚による掘削底部の盛り上がりの状況の変化



図—5.45 原地盤の強度と山留め壁の最大曲げモーメントの関係



図—5.44 原地盤の強度と山留め壁の最大変位の関係



図—5.46 原地盤の強度による掘削底部の盛り上がりの状況の変化

表—5.6 bシリーズの現地盤条件

ケース	$S_{u0}$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	$N_t$	土圧の つりあい $F_e$	底部の 安定 $F_m$ (建築修正)
1	2.5	4.04	2.51	3.1
2	0.5	5.45	2.17	3.0
3	0.1	5.86	2.11	2.9

改良層厚  $T=9.5\text{m}$ ,  $T/H=0.50$

に変化させた。aシリーズと同様に建築学会修正式で底部の安定に対する安全率を計算しているが、表に示すように安全率は改良地盤の強度で決まるので、原地盤の強度が変化しても安全率は殆ど変化していない。改良地盤の下端の原地盤強度で定義された  $N_t$  の値に着目すると、ケース3の条件が環状八号線の条件に近く、ケース1が京浜急行地下駅に相当する。

原地盤の強度が山留め壁の挙動に及ぼす影響を図—5.44と図—5.45に示す。ただし、原地盤の強度は  $N_t$  の

形で図に示している。図からわかるように、 $N_t$  の増大(原地盤の強度の減少)によって、 $D_{max}$ 、 $M_{max}$  は大きくなるのがわかる。地盤バネ法では、背面土圧は地盤の種類によって決まっており、今回のケースではすべて  $N$  値が2以下の地盤と判断されるので、背面土圧は各ケースとも同じであり、また掘削側の条件は改良地盤が同じとなる。その結果、地盤バネ法で計算される結果は表—5.6に示す各ケースとも同じ値になることになる。

掘削底部の盛り上がりの状況を図—5.46に示す。 $N_t$  が大きくなるにつれ底部の盛り上がりは大きくなるが、形状が図—5.43と異なるのがわかる。すなわち、層厚が減少するのに従い底部は弓状に盛り上がるのに対し、原地盤の強度が減少する場合には、盛り上がりの形状は同じであるが、全体に盛り上がり量が増加する。

図—5.43あるいは図—5.46によると、京浜急行地下駅に相当するケース1の場合でも、計算によれば30cm近く底部が盛り上がることになる。前項の未改良地盤の検討でも述べたように、今回行ったFEM解析は、掘削によ

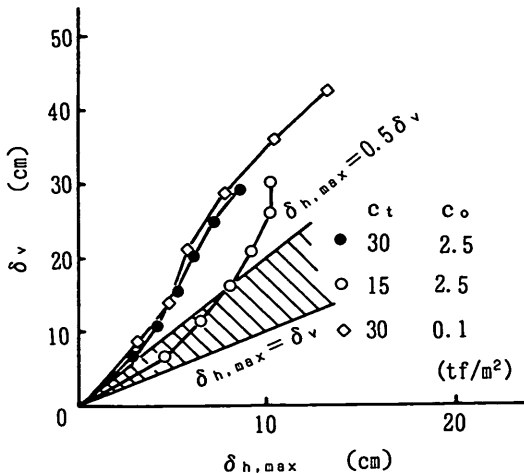


図-5.47 根入れ部の変形と盛り上りの関係

る盛り上がり量を過大に評価するようである。図-4.27に根入れ部の水平変形と底部の盛り上りの関係を斜線で示したが、この図に今回計算されたbシリーズの結果を記入すると図-5.47となる。図の斜線は環状八号線の山留め工で観測された範囲であり、明らかに計算値は実測値より盛り上がり量が大いのがわかる。未改良地盤の山留め工と同様に、掘削面の盛り上がり量を精度良く求めることが、FEM解析に課せられた大きな課題の一つである。

## 5.5 第5章のまとめ

この章では、地盤を弾塑性体としたFEM解析を行い、現行の設計法の結果と比較した。また、根入れ部を深層混合処理工法によって改良された山留め工について解析を行い、地盤改良を行わない山留め工の挙動と比較した。

地盤改良を行わない山留め工に対して行った解析結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 地盤バネ法では地盤反力係数 $k$ 、FEM解析ではヤング率 $E$ を用いるので、2つの手法から計算された結果を比較するのは難しい。しかしながら、 $k$ と $E$ を適切に結びつければ、2つの手法から得られる山留め壁の最大変位や最大曲げモーメントは実用上一致する。
- 2) FEM解析と地盤バネ法による計算結果を実測値と比較すると、FEM解析の方がよりの確に山留め工の挙動を表現できると言えそうである。地盤バネ法に限界が生じる大きな要因は、背面土圧を一定としていることである。軟弱地盤の山留め工では、実測値からもFEM解析からも、掘削によって背面土圧がかなり変化することがわかった。

- 3) 地盤の強度が深度方向に単調に増加する地盤では、現行の設計法によれば土圧のつりあいによって根入れ長が決まる。しかし、FEM解析によれば、この土圧のつりあいを満足しない根入れ長を有する山留め工でも、山留め壁の変位や曲げモーメントが急激に増加することはなく、山留め工が安定であるとの結果を得た。しかし、根入れ長が短くなると、掘削面の盛り上がり量は増加する。

根入れ部をDM改良した山留め工に対して得られた主要な結論は、以下の通りである。

- 4) DM工法で改良された地盤は改良土の強度が大きくばらつくこと、また未改良土を内在しているため、強度の設定が難しい。しかし、FEM解析あるいは地盤バネ法の計算結果によれば、この強度の設定が山留め壁の曲げモーメントや切梁軸力の値に及ぼす影響は小さい。
- 5) FEM解析によれば、掘削による背面土圧の変化は小さい。これは、現場で得られたデータと一致している。
- 6) 改良部の下端の原地盤強度で定義された安定数 $N_c$ は、山留め工の挙動を把握する上で重要な指標と考えられる。すなわち、 $N_c$ の増加によって掘削面の盛り上がり量は増加する。

## 参考文献

- 1) 古藤田喜久雄：掘削・土留めにおける土圧，基礎工，Vol.13, No.7, pp.8~pp.15, 1985.
- 2) 山内博・菊池植二：土木学会における土圧，基礎工，Vol.13, No.7, pp.16~pp.21, 1985.
- 3) 小山幸則：国鉄における土圧，基礎工，Vol.13, No.7, pp.22~pp.27, 1985.
- 4) 田中洋行・田中政典・山本良一：山留掘削における数値解析，第35回土質工学シンポジウム—数値解析による土構築物と基礎の挙動予測—，pp.139~pp.144, 1990.
- 5) 山肩邦男・吉田洋次・秋野矩之：掘削工事における切ばり土留め機構の理論的考察，土と基礎，Vol.17, No.9, pp.33~pp.45, 1969.
- 6) 中村兵次・中沢章：掘削工事における山留壁応力解析，土質学会論文報告集，Vol.12, No.4, pp.95~pp.104, 1972.
- 7) Duncan, J.M. and Chang, C.Y.: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, ASCE, Vol.96, No. SM5, pp.1629~pp.1653, 1970.
- 8) Wong, K.S. and Broms, B.B.: Lateral Wall

- Deflections of Braced Excavations in Clay, *ASCE*, Vol. 115, No. GT6, pp.853~pp.870, 1988.
- 9) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Constitutive Equations of Soils, *Proc. of Specialty Session 9, 9th ICSMFE*, pp.229~pp.238, 1977.
- 10) Schofield, A.N. and Wroth, C.P.: *Critical Soil Mechanics*, London, McGraw-Hill, 1968.
- 11) 柏木淳男・熊谷俊雄・飯塚敦・菅井正澄: 種々の掘削工法を検討できる山留め計算法, *土と基礎*, Vol. 37, No. 5, pp.47~pp.52, 1989.
- 12) Zienkiewicz, O.C. and Corneau, I.C.: Viscoplasticity and Creep in Elastic-Soilds-A Unified Numerical Solution Approach, *Int. J. Num. Meth. Eng.*, Vol. 8, pp.35~pp.44, 1974.
- 13) 小林正樹: 地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究, 東京工業大学学位請求論文, 1990.
- 14) 土木学会: トンネル標準示方書 (開削編)・同解説, 1986.
- 15) 田中洋行: 根入れ部をDM改良した山留め工の挙動について, 土木学会第46回年次学術講演会講演集, (投稿中), 1991.
- 16) 田中洋行: 軟弱地盤の山留工における根入れ部の安定, 土木学会論文報告集 vi 部門, No. 435, pp. 61~pp.68, 1991.
- 17) Chen, Wai-Fan: *Limit Analysis and Soil Plasticity*, Elsevier, 1975.
- 18) Britto, A.M. and Kusakabe, O.: On the Stability of Supported Excavations, *Can. Geotech.* Vol. 21, pp.338~pp.348, 1984.

## 6. 過大な変形が生じた原因

### 6.1 山留め掘削における地盤のせん断強度

#### 6.1.1 土の強度のせん断速度の依存性と異方性

山留め掘削に対する強度の設定法に Bjerrum, Clausen and Duncan<sup>1)</sup>の提案がある。この提案は、原位置で行われたベーンせん断強度を基にして、せん断速度の補正係数  $\mu_R$  と異方性に対する補正係数  $\mu_A$  を用いて土の強度を設定するものである。 $\mu_R$  はベーンせん断試験の回転速度が実際の破壊より大きいことを補正するもので、Bjerrum は破壊した盛土事例を解析して、図-6.1に示すような塑性指数  $I_p$  との関係を得た。また、矢板の変形が大きくなって受働状態に達していると思われる山留め工の事例を集めて、実測された掘削側の土圧力  $P_m$  とベーン強度によって計算された土圧力  $P_c$  との比較を表-6.1のようにまとめた。そして、 $P_m$  が  $P_c$  と異なるのは、せん断速度の違いと強度の異方性によるものと考え、 $P_m/P_c$  は  $\mu_R \cdot \mu_A$  に等しいと考えた。図-6.1から  $\mu_R$  を求めると、表-6.1に示すような  $\mu_A$  が得られる。このように現場から得られたデータと室内試験によって得られた結果とを用いて、主働状態あるいは受働状態における強度増加率  $s_u/p_o$  を図-6.2のように提案した<sup>2)</sup>。

図-6.2の基になったと思われる Berre and Bjerrum<sup>3)</sup>が求めた非排水せん断強度比  $s_u/\sigma$  を図-6.3に示す。また、粘性土に砂を混ぜて人工的に塑性指数を調整した試料を用いた Nakase and Kamei<sup>4)</sup>の結果も同じ図に示す。図で  $s_{un}$  は原位置の土被り圧に等しい鉛直応

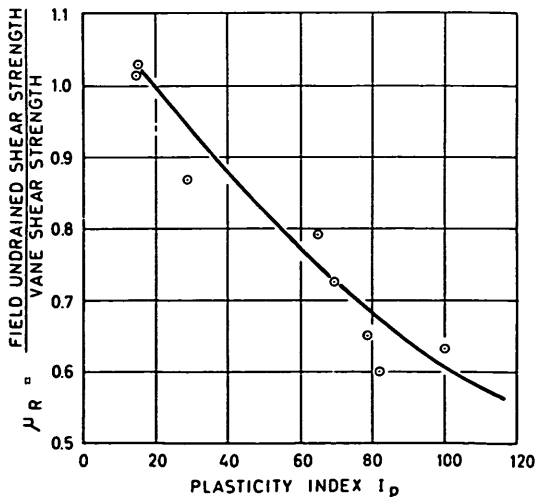


図-6.1 ベーンせん断強度に対するせん断速度の補正係数<sup>1)</sup>

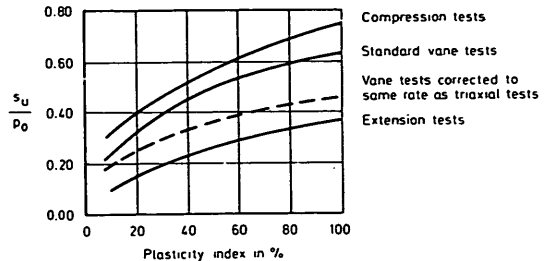
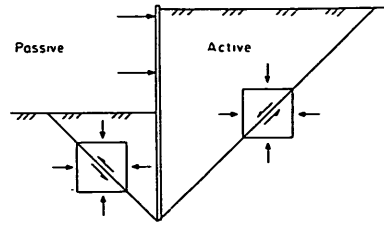


図-6.2 正規圧密地盤における主働と受働領域のせん断強度の予測方法<sup>2)</sup>

力の下で、また  $s_{un}$  は正規圧密状態での非排水せん断強度を意味している。またサフィックス ( $c$ ) は圧縮三軸試験、( $e$ ) は伸張三軸試験、( $s$ ) は単純せん断試験で得られた強度を意味する。図に示す Berre and Bjerrum ラインの他にも、多くのヨーロッパと北米の研究者<sup>5)-8)</sup>は  $s_u/\sigma$  が塑性指数に大きく影響される結果を出している。しかし、対象とした試料は自然に堆積した粘性土ではないが、中瀬・亀井の結果によれば、図に示すように  $s_u/\sigma$  は塑性指数に無関係であるように思われる。Hanzawa and Tanaka<sup>9)</sup>は図-6.3に示されている Berre-Bjerrum ラインについて詳細に検討した。その結果、①  $\sigma$  を圧密降伏応力ではなくて、現地盤の有効土被り圧としていること、② 対象とした土の  $I_p$  が35以上であるのは  $I_p=85$  の Bangkok Clay だけであること、③ 伸張強度を求めた時の軸ひずみ量が不明確であり、かなり小さな軸ひずみとした可能性が大きく、このため伸張強度を小さく見積っている、ことがわかった。

Ladd<sup>10)</sup>は正規圧密状態における土の強度を求め、 $s_{un(e)}$  で正規化して図-6.4に示す結果を得ている。また、同図に図-6.3に示す Berre-Bjerrum ラインから求められた関係も示す。両者の曲線は多少異なるが、いずれも小さな  $I_p$  の下では伸張強度が著しく小さくなる。Hanzawa and Tanaka<sup>9)</sup>は我国、インドネシアおよびアラビア湾の海成粘性土を対象として、図-6.5と図-6.6を得た。こ



表-6.1 山留め工における掘削側の土圧力<sup>1),2)</sup>

Type of soil	Index properties				Triaxial tests $\tau/p_0$		Vane tests $s_u/p_0$		Correction factor $\mu_A$	
	$w$	$w_L$	$w_P$	$I_p$	Compres.	Extension	Observed	Corrected for rate	Compr.	Extension
San Francisco Mud UU. tests Duncan. Seed, 1966	90	88	43	45	0.35 0.37*	0.28*	0.35	0.28	1.35	1.00
Boston Blue Clay CIU-tests resedimented samples Ladd, 1967	40	39	23	16	0.32 0.34*	0.16 0.25*	0.21	0.19	1.70	0.80
Kawasaki Clay CIU. tests Ladd, 1965	72	80	42	38	0.45	0.23	—	—	—	—
Bangkok Clay	140	155	65	90	0.70	0.40	0.59	0.47	1.50	0.85
Drammen Plastic Clay	52	61	32	29	0.40	0.15	0.36	0.30	1.50	0.50
Skabo Clay	40	53	22	31	0.36	—	0.28	0.25	1.45	—
Vaterland Clay Weathered	40	47	27	20	0.42	0.11	0.45	0.38	1.10	0.30
Vaterland Clay	35	42	26	16	0.32	0.09	0.22	0.20	1.60	0.45
Studenterlunden weathered	37	50	29	21	0.37	0.11	0.32	0.30	0.80	0.35
Studenterlunden	31	43	25	18	0.31	0.10	0.18	0.16	1.90	0.65
Drammen-lean clay	30	33	22	11	0.34	0.09	0.24	0.21	1.60	0.45

\* Plane strain

Name of job	Depth of excavation $m$	Measured total passive pressure $tf/m^2$	Theoretical passive pressure $S_u = S_{u,vane} tf/m^2$	$\mu_B \mu_A$	$\mu_A$
Enerhaugen $I_p=20$	6.7 8.0	22.5 11.9	31.4 20.8	0.56 0.41	0.56 0.41
Grönland 2 $I_p=25$	10.0 11.7	111 104	127 121	0.55 0.53	0.61 0.58
Telegraph Build. $I_p=10$	4.8	11.0	14.8	0.54	0.54
Vaterland $I_p=25$	7.7 11.0	64 28	86 38	0.46 0.57	0.51 0.63

のなかで、 $s_{um(d)}$ は直接せん断試験から得られた非排水せん断強度である。これらの図から、せん断強度比、あるいは異方性の程度は $I_p$ によって一義的に決めることはできないことがわかる。また、図-6.7に $I_p$ の異なる土に対してせん断速度の影響を調べる一連の試験結果を示す。図-6.1に示されている $I_p$ の大きな土ほどせん断速度の依存性が大きいとの結論は図-6.7からは導くことはできない。このように、世界的に有名な Bjerrum の提案は少なくとも我国の海成粘性土については、全く適用

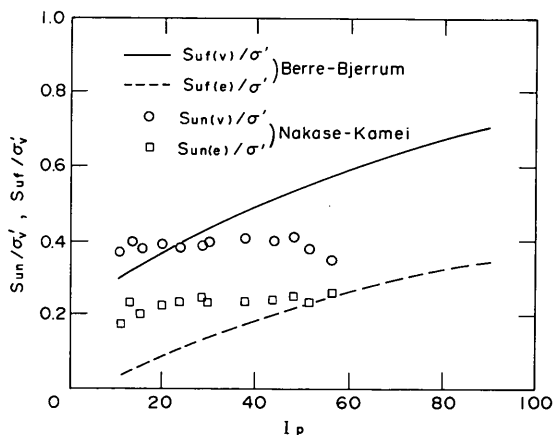


図-6.3 過去に提案された非排水せん断強度比と塑性指数の関係

できないことがわかる。以上のことから、土の特性は地域に強く依存しており、ある地域で関連付けられた経験式は必ずしも他の地域には適用できるわけではないことがわかる。中瀬<sup>11)</sup>は、このような経験式に無批判に飛びつく技術者をハンドブックエンジニアと呼び、厳に戒めるべきものとしている。

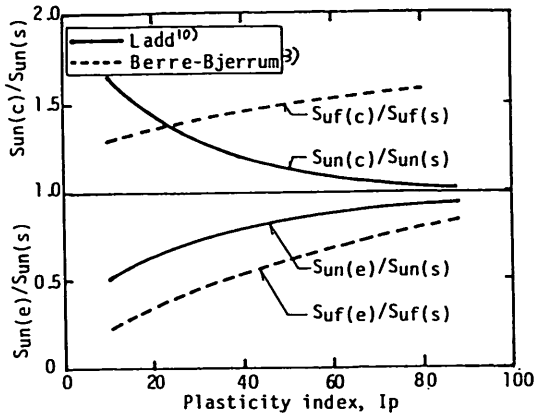


図-6.4 異方性の度合と塑性指数の関係

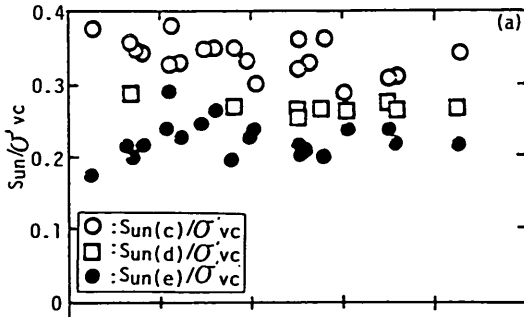


図-6.5 我国、インドネシアおよびアラビア湾の海成粘性土から求められた非排水強度比

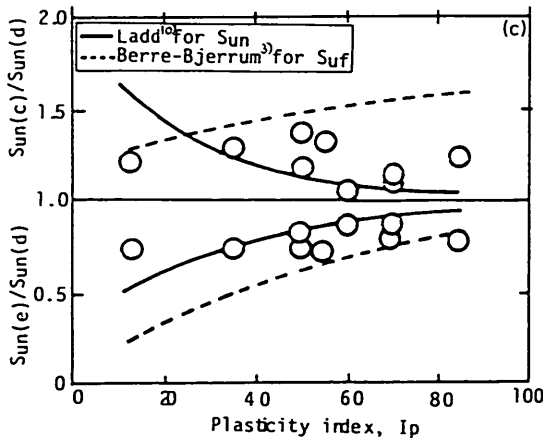


図-6.6 我国、インドネシアおよびアラビア湾の海成粘性土から求められた異方性の度合

6.1.2 アクセス道路における受働土圧とせん断強度

Bjerrum, 他<sup>1)</sup>が示した表-6.1と同様に、第3章のアクセス道路の事例では、1から3工区において、山留め壁がかなり変形した状態でも、計測された掘削側の土圧は

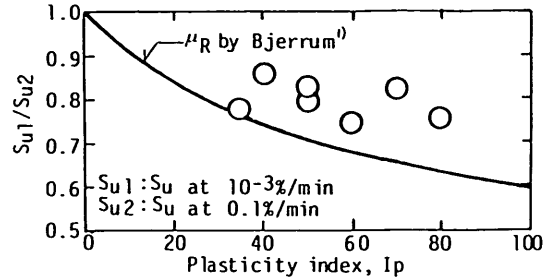


図-6.7 我国、インドネシアおよびアラビア湾の海成粘性土から求められたせん断速度の依存性

Rankine式で求められる受働土圧よりかなり小さかった。Rankine式による受働土圧は山留め壁と地盤との摩擦を考慮していないため、理論的には低めの受働土圧を算定することになるので、実測値と計算値の差は非常に大きいことになる。ここでは、この違いを単にせん断速度の違いや異方性だけに原因を求めないで、種々の角度から検討を加えてみる。

まず、強度の低下の第一の原因として考えられるのは、掘削のための施工機械による土の乱れである。図-3.20に示したように、計測された土圧がRankineの受働土圧より小さくなっているのは、標高AP-12mより浅い地盤で著しいことから、地表面付近では掘削の作業によって、土の強度が低下したと考えられる。

次に地盤の有効応力の減少による強度低下を考えてみる。図-6.8に1から3工区の4次掘削終了時に計測された掘削底面下の地盤における間げき水圧の分布を示す。実線で示されるの値は6箇所平均でσはその標準偏差である。また太い点線は4工区平均の値を示す(2箇所平均)。また、細い点線は掘削底面を原点とした静水圧分布を示す。背面からの土圧の影響がなく、非排水状態で掘削が行われたとすると、地盤には掘削による土被り圧の減少量に等しい負の間げき水圧が発生する。しかし、図にみられるように、計測された間げき水圧は静水圧より逆に大きな値となっている。

間げき水圧が大きくなった原因として3つ考えられる。まず第一の原因としては、山留め壁背後の水圧が掘削側より大きいため、矢板の継ぎ手からの間げき水圧の浸透が考えられる。この場合には山留め壁から隠れた地盤内の間げき水圧は図-6.8に示される値より小さいと考えられる。第二の原因としては、背面の間げき水圧が山留め壁の下端を通して掘削底面全体の地盤の間げき水圧を上昇させたことである。この場合には、地盤全体の有効応力が減少し、圧密膨潤によるかなりの強度低下が生じることになる。しかし、AC層の透水係数はかなり小

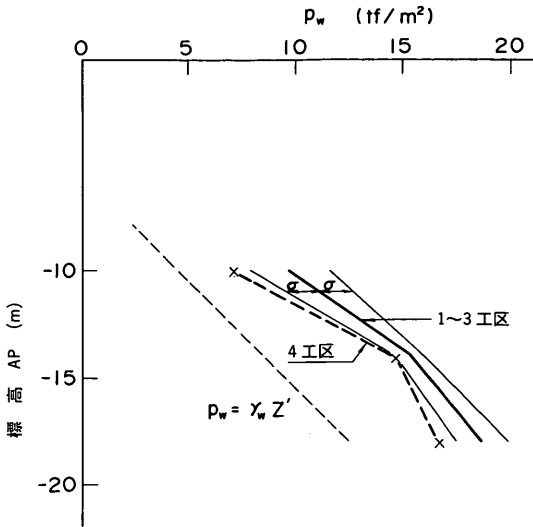


図-6.8 アクセス道路における4次掘削終了後の背面側の間げき水圧の分布

さいため、背面から大きな間げき水圧が掘削側に伝播して図-6.8に示すような間げき水圧の分布になるためには、かなりの日数を要する。アクセス道路での掘削期間は約2カ月程度であったため、この可能性は小さいと考えられる。最後の原因としては、せん断による間げき水圧の上昇である。山留め壁の変形から判断して、地盤は極限の状態に到達していると考えられ、これにともない大きな間げき水圧が発生した可能性が高い。これは、山留め壁の変形が比較的小さく、また図-3.20に示したように掘削側に発生した土圧が小さかった4工区の間げき水圧が他の工区より小さい事実と一致する。

1から3工区で山留め工の安定が損なわれた原因を探るために、4次掘削終了後、掘削下面下の地盤のボーリングを行い、掘削前と掘削後の地盤の強度を調べた。調査はA、Bの2箇所で行い、調査した地点はいずれも山留め壁から9m離れた所である。結果は図-6.9に示すように、A孔では、掘削前の一軸圧縮強度  $q_{ub}$  と比べて4次掘削終了後の一軸圧縮強度  $q_{ua}$  はかなり低下しており、特に標高 AP-13m 地点の  $q_{ua}$  は  $q_{ub}$  の0.5から0.7倍である。しかしながら、もう一つの調査地点であるB孔は掘削前と掘削後の強度は変化していないように思われる。過去の土質調査において複数社が実施した試験結果によれば、一番強度の低かった会社が出した  $q_u$  は、一番高かった会社の60から75%であったとの報告もある<sup>12)</sup> (図-6.10)。このため、図-6.9に示した結果が掘削による強度低下、あるいはボーリングのフォーマンの違いによるものかは判断が難しい。

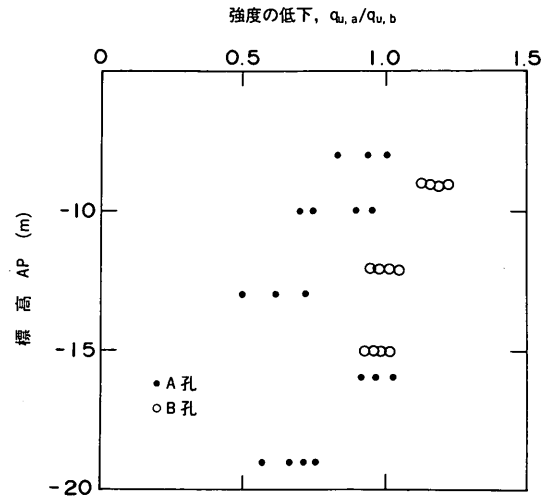


図-6.9 掘削前と掘削後の下面下の地盤の強度の比較

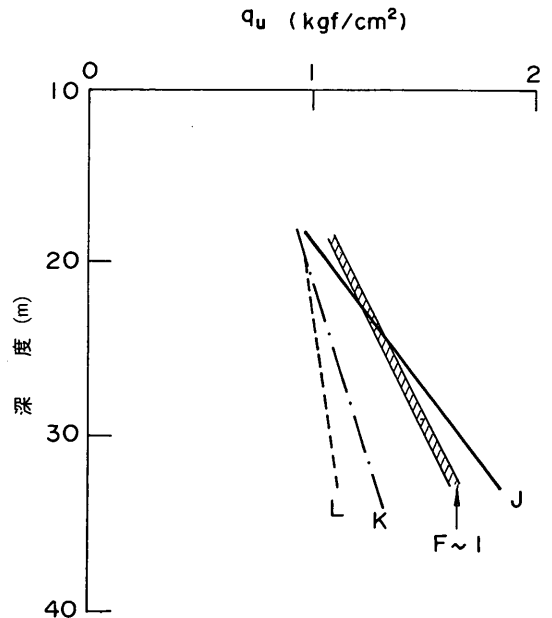
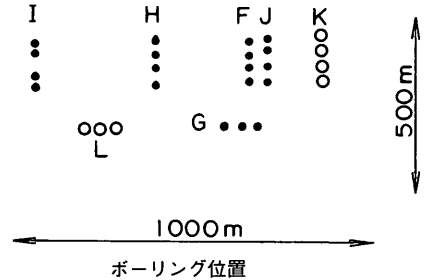


図-6.10 各社の土質調査によって得られた  $q_u$  値の比較

### 6.1.3 強度の異方性

図-6.11はFEM解析によって得られた掘削底部と山留め壁背部の地盤の応力径路を示した図である。ただし、FEM解析は全応力解析で行ったので、図に示す応力径路は全応力径路に相当する。また、三軸試験における全応力径路を点線で示す。ただし、ここでは、中間主応力 $\sigma_2$ の影響は考慮していない。図から Bjerrum を始め多くの研究者が主張しているように、背面側の地盤の応力径路は三軸圧縮試験、また掘削側の地盤は三軸伸張試験の応力径路に近似的に再現できることが分かる。

AC<sub>2</sub>層の強度の異方性を調査するために、大口径サンブラー（直径150mm）による乱さない試料を用いて一連の室内試験を行った。ただし、調査地点はアクセス道路の工事現場から数100m 沖合に離れた地点である。ここでは、三軸試験を用いて行った圧縮、伸張試験の結果を

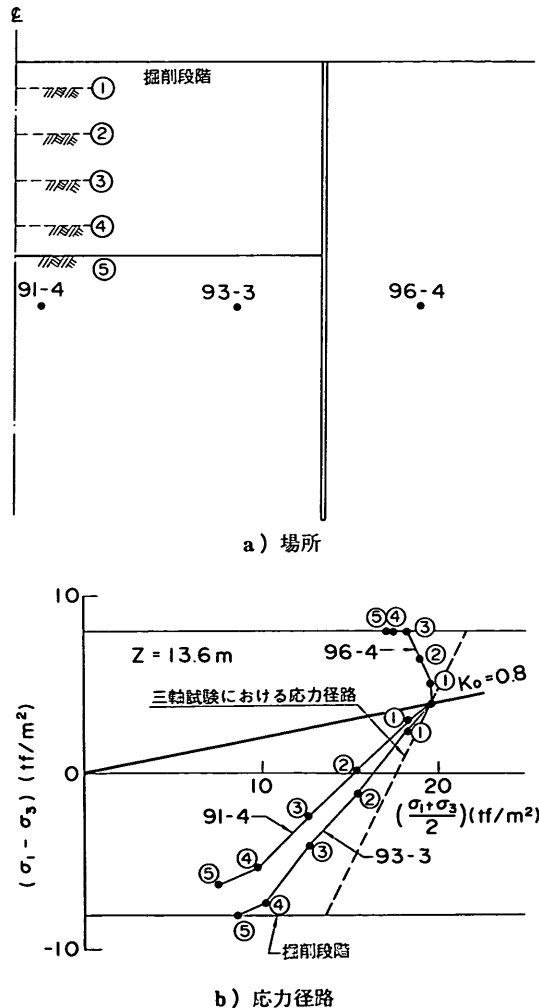


図-6.11 掘削問題における地盤の応力径路

紹介する<sup>13)</sup>。試験はすべて鉛直圧密応力を掘削前の有効応力を裁荷した状態で  $K_0$  条件で圧密を行った。せん断速度は0.01%/min で実施した。

代表的な応力ひずみ曲線を図-6.12に示す。圧縮試験の破壊ひずみは1~3%程度であり、小さなひずみで最大せん断応力が現われるのに対し、伸張試験では明確な破壊ひずみは示さず、ひずみの増加に従って強度もだらだらと増加している。図-6.13に  $q_u$  と三軸試験の結果を深度方向にプロットしてみる。 $q_u$  については数多く実施

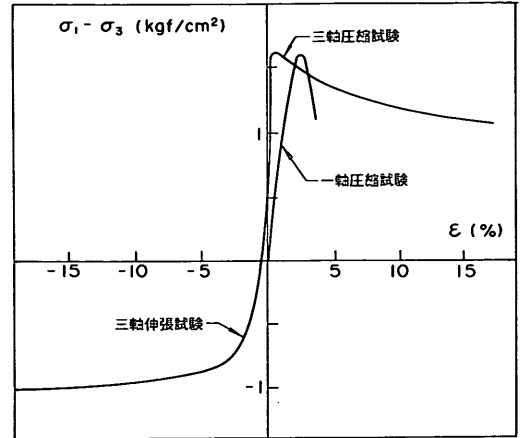


図-6.12 圧縮試験と伸張試験によって得られた応力ひずみ曲線

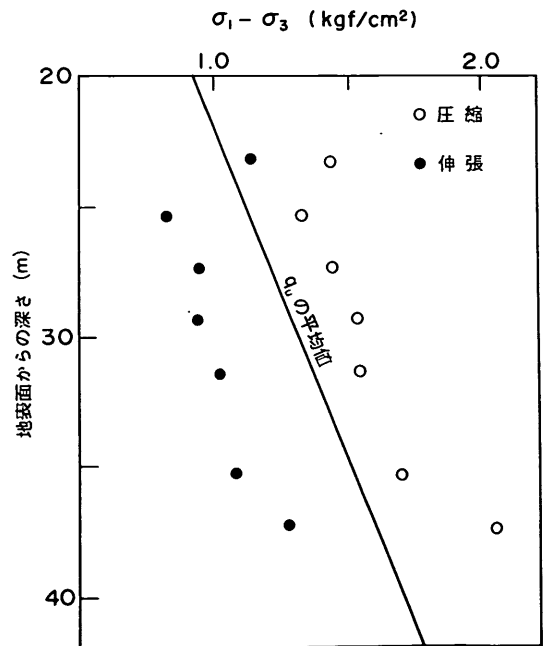


図-6.13  $q_u$  と三軸試験による圧縮強度と伸張強度

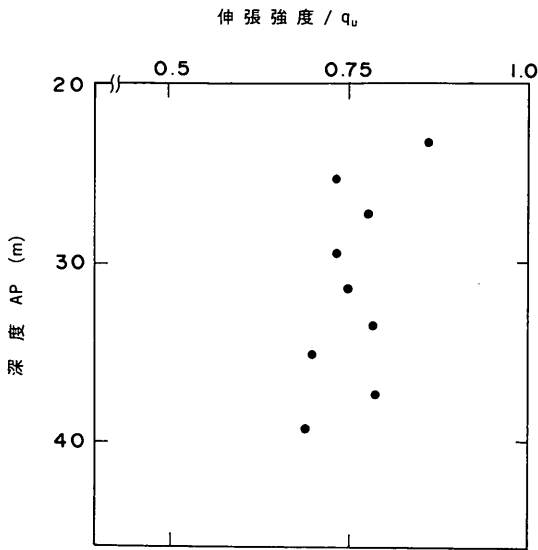


図-6.14 伸張強度と  $q_u$  の比

したので、その平均値を実線で示している。伸張強度は圧縮強度より明らかに小さく、 $q_u$ は両者の平均値となっている。この傾向は我国の海底粘性土で広くみられる特性である。図-6.14に伸張強度と  $q_u$  の比を示すが、伸張強度は  $q_u$  の約75%となっている。 $q_u$  の代わりに伸張強度を採用すると図-3.20に示す計測された掘削側の土圧分布は受働土圧と一致する。

## 6.2 過大な変形が生じた原因

現在までに多くの人々によって、粘性土地盤に対して一軸圧縮強度による円弧すべり解析を適用することの是非について研究されてきた<sup>14)~17)</sup>。盛土の場合を例にとりて、盛土の安定に影響を与える主要な因子を安全側と危険側に整理すると表-6.2になる。

安全側の因子として次の事項が挙げられる。

### ①機械的な乱れ

我国では軟弱な粘性土地盤に対して、シンウォールチューブを用いた固定式ピストンサンプラーによって

表 6-2 盛土における安定性に影響する要因  
盛土の場合

項目	安全側	危険側
強度の決定法による誤差 ( $q_u$ )	① 機械的な乱れ ② 応力解放 ③ 拘束条件 (平面ひずみ, 軸対象)	⑤ せん断速度 ⑥ *異方性 ⑦ ピーク強度 (進行性破壊)
安定解析手法による誤差	④ 全応力解析	⑧ 円弧すべり計算

試料を採取しているが、サンプリング時の機械的な乱れによる強度低下は避けることはできない。また、室内試験においてもチューブからの試料の押し出しや供試体の整形等の過程で、強度低下が生じる。

### ②応力解放

たとえ、①の機械的な乱れの全く生じないパーフェクトサンプリングが行われたとしても、原位置で作用した拘束圧が解放されるために、強度の低下が生じる。

### ③拘束条件

盛土等の土木構造物では長手方向が拘束された平面ひずみ応力条件の場合が多い。しかし、一軸圧縮試験では軸対象の状態で行うために、拘束条件が実際とは異なる。今までの研究によれば、平面ひずみ条件下で得られた強度は軸対象の場合より大きいと言われている。

### ④全応力解析

粘性土の透水係数は非常に小さいため、施工中の圧密による強度増加は無視できると考え、施工前の粘性土の非排水せん断強度を用いている。しかし、排水層に近い地盤は圧密による強度増加が生じるため、非排水強度を用いる全応力の考え方は安全側となる。

一方、危険側の因子としては以下の通りである。

### ⑤せん断速度

6.1.1で述べたように、一軸圧縮試験でのひずみ速度は、実際の構造物が破壊する速度と比べて著しく大きい。図-6.7に示したように、ひずみ速度が大きくなるほど強度を大きく評価する。

### ⑥異方性

これも、6.1.1で述べたように、土の強度はせん断方向によって異なり、図-6.13に示したように圧縮強度は伸張強度より大きい。圧縮強度が適用できるのは盛土直下の地盤であり、のり尻では伸張強度を用いる必要がある。このため、すべての地点で圧縮強度を用いることは危険となる。

### ⑦ピーク強度と残留強度

図-6.12の圧縮側の応力ひずみ曲線の例に示すように、2~3%の軸ひずみで強度はピークに達し、それ以降はひずみの増大によって強度は低下する。実際の構造物ではせん断ひずみが一様ではないため、すべり面全体にピーク強度が発揮するわけではない。このため、局部的に破壊が始まり、この破壊領域が順次広がっていく、いわゆる進行性破壊が実際の地盤で生じると考えられる。このため、ピーク強度を用いることは危険となる。

### ⑧円弧すべり計算

盛土の安定解析には、円弧すべり計算が通常用いられる。円弧すべりによる解析値は Limit Analysis における upper bound の一つなので<sup>18)</sup>、この解析から求められる値は常に正解値より大きめとなる。

このように、 $q_u$ を用いた安定解析手法は種々の問題点を多く含んでいるが、これらの因子が微妙にバランスしているため（これを松尾<sup>19)</sup>はラッキーハーモニーと称している）、適切な安全率さえ考慮していれば、充分精度の高い安定解析手法であるというのが、現時点での多くの研究者の共通認識である。しかし、この理論の検証事例の多くは盛土であり、平均主応力が増加していくケースである。Asaoka and Ohtsuka<sup>20)</sup>が行った数値解析の結果によれば、設計上非排水と考えられる地盤でも、施工中に生じる地盤の排水のために強度が施工前に比べてかなり増加することが示されている。

次に山留め工の場合の因子を表-6.3に掲げる。表に示す因子以外にも数多くの山留め工の安定に寄与する因子があると思われるが、ここでは本論文で取り上げた事例に関連する因子だけに限定した。

表-6.3 山留め工における安定性に影響する要因  
山留め工の場合

項目	安全側	危険側
強度の決定法による誤差 ( $q_u$ )	① 機械的な乱れ ② 応力解放 ③ 拘束条件 (平面ひずみ, 軸対象)	⑤ せん断速度 ⑥ *異方性 ⑦ ピーク強度 (進行性破壊)
設計法による誤差	⑨ 現行の設計法の 検討方法	④ 全応力解析 ⑧ 許容できる 変形量

粘性土の強度に関する因子は、乱れやせん断速度の影響については盛土の場合と同じであるが、全応力解析の適用性と異方性に関する因子が異なる。

#### ④全応力解析

盛土の場合では、応力が盛土によって増加していくので、全応力解析の適用によって生じる誤差は安全側に働いた。しかし、掘削の場合では応力が減少していくので、施工中に地盤の吸水が生じると、膨張による強度低下をもたらすので危険側の誤差となる

#### ⑧異方性

盛土と山留め工の場合では、破壊の形態が大きく異なるので、土の強度の異方性が構造物の安定に与える影響度も異なる。盛土の場合では、地盤の応力状態のほとんどは圧縮に近いが、山留め掘削では掘削側の受圧領域、すなわち伸張の応力状態が支配的となる。

#### ⑨設計法

第5章で議論してきたように、塑性論的にみて現行の設計法は、かなり安全側であるといえる。しかし、盛土の場合と異なり山留め掘削の場合では許容される変形量が小さいことに注意を払うべきである。特に、掘削底部の盛り上がりは切梁の座屈破壊を生じるので、この値の予測が重要となる。

その他に、 $q_u$ による強度決定法とは直接関係ないが、山留め工の安定を検討する上で重要な因子がある。それは砂地盤に関する定数の設定である。アクセス道路の事例で述べたように、掘削底面下に砂層がある工区では、対策工を施すことなく掘削を終えることができた。しかし、表-3.5に示すように現状の設計法に照らし合わせると、問題のあった工区とそうでない工区との差は見出すことはできない。このことは、砂地盤の強度定数の設定にかなりの安全率がすでに含まれていることを意味する。現在の砂地盤に対する強度や変形に関する定数の設定方法は、試料を採取して要素試験から直接求めることは少なく、標準貫入試験で得られた  $N$  値を用いた経験式から  $\phi$  や地盤反力係数  $k$  を求めている。この過程でかなりの安全率が加味されると考えられる。

砂地盤でもう一つ重要な安全側として働く因子は、地下水面の設定である。通常的设计では、背面の地下水面は掘削の進行段階によらず一定の値としているが、実際には掘削によって地下水位は低下する。砂地盤の場合の背圧は水圧がほとんどを占めるので、その差は大きい。

以上、地盤改良を行わない地盤を対象として、山留め工の安定に影響を与える因子について考えてみた。一般に言われていることであるが、設計法には数多くの仮定、あるいは必要とする定数があり、これらの仮定や定数の設定方法が現実とは多少違っていても、ある安全率を介して全体としてうまくバランスしていれば、その設計方法は実用上満足できると考えられる。しかしながら、過去の実績から逸脱するような大規模な掘削、あるいは地盤条件が悪い場合には、そのバランスが崩れることもある。掘削事例を取り扱った過去の文献を調べると、山留め壁は  $N$  値の大きな層(少なくとも  $N > 10$ )に打ち込まれている事例がほとんどで、本論文の事例のように軟弱な粘土層に山留め壁の下端が留まっているケースは非常に少ない。このため、多くの事例では表-6.3に示す危険側の因子が他の安全側の因子にカバーされて、表面に出てこなかったものと考えられる。アクセス道路の5から8工区の山留め工の例では、危険側の因子をカバーする安全側の因子が砂層(AS層)であった。しかし、アクセス道路の1から3工区では、この砂層が掘削によって取

り去られたために受働土圧の不足を生じ、これが山留め壁の大きな変形と中間杭の浮き上がりをもたらし、工事の中断に至ったわけである。

本論文で示した事例のように、受働土圧を粘性土層だけで期待するような山留め工の場合には、従来の設計法で示されている  $q_u$  値から受働土圧を計算することは危険である。このような場合の受働土圧の算定に当たっては三軸伸張試験から求められた強度を用いるか、あるいは  $q_u$  によって計算する時には、その値を低減する必要がある。

最後に、根入れ部を DM 改良した山留め工について考えてみる。ここで、新たに考慮する必要のある因子は改良地盤の一体性である。

4.2で述べたように DM で改良された地盤は、地中で形成される柱状の改良体の一部分をオーバーラップさせるか、あるいは改良体同士を接することによって作られる。このため、水平方向の外力に対しては大きな抵抗力を期待できるが、掘削面の下方からの押し上げに対する抵抗力は小さい。この押し上げる力は、DM 改良地盤の下端の安定数  $N_f$  が大きいほど、大きくなると考えられる。表—4.2に示すように、環状八号線では  $N_f$  は5.7から6.2であるのに対し、京浜急行地下駅では4.2とかなり小さな値である。しかし、同じ環状八号線でも B 地点は  $N_f$  が大きいにもかかわらず、無事最終掘削が終了できた。これは、文献21)でも指摘しているように掘削底面より下の DM 改良した地盤に砂層が存在しており(図—4.3)、これによって他の地点より、一体性の優れた改良地盤が形成されたためと考えられる。すなわち、一体性が期待できる地盤改良が実施できれば、山留め下端の  $N_f$  は、ある程度まで大きくできると考えられる。しかし、図—5.43に示すように、改良層厚が減少すると底面の盛り上がりの形状は弓状となり、山留め工の安定に悪影響をもたらす。このため、掘削幅や掘削深さに対して、ある程度の改良層厚が必要と思われる。具体的な  $N_f$  をいくらに設定したらよいかについては、DM 改良地盤の一体性によって異なるが、今回の事例や数値解析の結果より4.0から5.0の値を採用するのが妥当であると判断できる。しかし、これらの数値の是非については、今後の現場での実際の計測の集積と解析が必要である。

### 6.3 第6章のまとめ

この章では、既往の文献によって山留め掘削におけるせん断強度の設定方法について検討した後、現地で採取された乱さない試料に対して行った土質試験の結果について述べた。また、事例の一部の山留め工が過大な変形

が生じた原因について、土のせん断強度、解析方法の観点から、盛土の場合と比較しながら考察した。主要な結論は以下の通りである。

- 1) 掘削問題に対するせん断強度の設定方法に Bjerrum の方法がある。この方法は、塑性指数からせん断速度と異方性の補正係数を求め、土のせん断強度を決めるものである。しかし、わが国、インドネシア、アラビア湾の海成粘性土を対象とした室内試験の結果から、この手法は少なくとも、わが国の海成粘性土には適用できないことがわかった。
- 2) 当地区の  $AC_2$  層の乱さない試料を用いた三軸伸張強度は、一軸圧縮強度  $q_u$  の75%程度になる。 $q_u$  の代わりに三軸伸張強度を用いて受働土圧を計算すると、アクセス道路の山留め工で計測された掘削側の土圧と一致する。
- 3) 盛土と山留め掘削の安定に影響を与える因子で大きく異なるのは、①全応力解析の適用性、②強度の異方性、③許容できる変形の大きさである。全応力解析を適用すると、盛土では主応力の増大による強度増加を無視することになるので安全側の答が得られることになるが、掘削の場合には主応力が減少するので膨張による強度低下を生じ、従って全応力解析は危険側の答を出す。また、盛土の場合には地盤の大部分の応力状態は圧縮となるが、山留め掘削では受働状態すなわち伸張状態となる。加えて、山留め工では底部の盛り上がりは切梁の座屈破壊を生じるので、許容できる変形量は小さい。
- 4) 最終掘削時点で砂層が掘削されたアクセス道路の山留め工では、変形が大きくなって工事を中断した。一方、最終掘削後も砂層が掘削されずに残った工区では、変形は許容範囲に収まり工事を終了することができた。また、現在の設計方法でこれらの工区を検討してみると、検討結果に有意義な差を認めることはできなかった。このことは、砂層に対する地盤安定数の設定方法には、かなりの安全率が含まれており、これが粘性土に対する現行の設計方法の不足をカバーしたものと思われる。
- 5) 受働土圧を粘性土層だけで期待するような山留め工の場合には、従来の設計法で示されている  $q_u$  値から受働土圧を計算することは危険である。このような場合の受働土圧の算定に当たっては三軸伸張試験から求められた強度を用いるか、あるいは  $q_u$  によって計算する時には、その値を低減させる必要がある。
- 6) 山留め工に深層混合処理工法を適用する場合には、改良体の一部をオーバーラップさせるか、あるいは

改良体を接合させる施工方法が用いられる。このため、このようにして改良された地盤では、背面土圧によって生じた水平力に対する抵抗力は大きい、下から突き上げる力に対しては小さい。改良部下端の原地盤の強度で定義される安定数  $N_s$  が大きな山留め工では、底部破壊に対する安定性が低下し、下の地盤から押し上げる力が強くなる。このような条件下で、改良体のオーバーラップしている度合いが小さくて改良地盤の一体性が欠ける地盤改良を行った場合には、中間杭の浮き上がりをもたらす。

- 7) 深層混合工法を適用する場合には、受働土圧の増加だけではなく、底部破壊に対する安定も考慮する必要がある。6) で述べたように底部安定の検討には  $N_s$  が有効である。この  $N_s$  をいくらに設定したらよいかについては、DM 改良地盤の一体性によって異なるが、今回の事例や数値解析の結果より4.0から5.0の値を採用するのが妥当であると判断できる。しかし、この値の是非については、今後の更なる現場での計測の集積と解析が必要である。

#### 参考文献

- 1) Bjerrum, L., Clausen, F.C. and Duncan, J.M.: Earth pressure on Flexible Structures, A State of the Art Report, *Proc. of 5th ECSMFE*, Vol. 2, pp. 169~pp.196, 1972.
- 2) Bjerrum, L.: Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others), General Report, *8th ICSMFE*, Vol. 3, pp.111~pp. 159, 1973.
- 3) Berre, T. and Bjerrum, L.: Shear Strength of Normally Consolidated Clays, *Proc. of 8th ICSMFE*, Vol. 1, pp.39~pp.49, 1973.
- 4) Nakase, A. and Kamei, T.: Undrained Shear Strength of Remoulded Marine Clays, *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 1, pp.29~pp.40, 1988.
- 5) Skempton, A.W. and Henkel, D.J.: The Post Glacial Clays of the Thames Estuary at Tilbury and Schellhaven, *Proc. of 3rd ICSMFE*, Vol. 1, pp.302~pp.308, 1954.
- 6) Bjerrum, L.: Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays, *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 49~pp.69, 1954.
- 7) Hansbo, S.: A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by Fall Cone Test, *Swedish Geotechnical Institute, Proc.*, No. 14, 1957.
- 8) Larsson, R.: Undrained Shear Strength in Stability Calculation of Embankments and Foundations on Soft Clays, *Can. Geotech.*, Vol. 17, No. 4, pp.591~pp.602, 1980.
- 9) Hanzawa, H. and Tanaka, H.: Normalized Undrained Strength of Clay in the Normally Consolidated State and in the Field, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp.132~pp.148, 1992.
- 10) Ladd, C.C.: Discussion for Main Session 4, *Proc. of 8th ICSMFE*, Vol. 4.2, pp.108~pp.115, 1973.
- 11) 中瀬明男: ウォーターフロントの土質力学寸描, 港湾技術振興会資料, No. 1, 1991.
- 12) 土田孝・田中洋行・小林正樹: 土質調査結果におよぼす人為的要因の影響, 土と基礎, Vol. 36, No. 9, pp.49~pp.54, 1988.
- 13) 田中洋行・土田孝・森好生・今岡靖: 受働領域における粘性土地盤の強度について, 第24回土質工学研究発表会講演集, pp.639~pp.642, 1989.
- 14) Nakase, A.: The  $\phi=0$  Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength, *Soils and Foundations*, Vol. 7, No. 2, pp.33~pp.45, 1967.
- 15) 土田孝・石井一郎・水上純一: 一軸圧縮強度におよぼす試料採取時の乱れの影響, サンプルングシンポジウム, 土質工学会, pp.15~pp.20, 1989.
- 16) Hanzawa, H.: Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays and Their Application to Short Term Stability Problems, 東京大学学位請求論文, 1982.
- 17) 奥村樹郎: 粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No. 193, 1974.
- 18) Chen, Wai-Fan: Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier, 1975.
- 19) 松尾稔: 地盤工学—信頼性設計の理論と実際, 技法堂出版, 1984.
- 20) Asaoka, A. and Ohtsuka, S.: The Analysis of Failure of a Normally Consolidated Clay Foundation under Embankment Loading, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 2, pp.47~pp.59, 1986.
- 21) 杉本隆男・宮尾新治・小林延房・村上清基: 環状第8号線羽田空港トンネル工事におけるヒービング計測管理(その2), 第23回土質工学研究発表会講演集, pp.1585~pp.1588, 1988.



## 7. 結論

山留め掘削技術は、地下空間を有効に利用するために不可欠なものである。本論文は、軟弱粘性土が厚く堆積した地盤における山留め工の挙動を明らかにするものである。

本論文では、東京国際空港沖合展開工事で施工された2つのタイプの山留め工を事例として取り上げた。1つは、掘削深さが11m前後と比較的浅いため、根入れ部を地盤改良しないで施工した山留め工である。もう1つは、掘削深さが15mから20mと深いため、根入れ部を深層混合処理工法で改良した山留め工である。これらの山留め工の大きな特徴は、支持地盤とみなせる強固な土層が深いところにあるため、山留め工全体が軟弱粘性土層に浮いている状態にあることである。これらの事例の一部の工区で、施工中に山留め壁の変位が大きくなったり、中間杭の浮き上がりが生じ、切梁の座屈破壊の危険性が高まった。このため、工事を中断して、背面の地盤高さを低くしたり、ディープウェルによって背面の地下水位を下げる対策工を施した。

本論文は、まず軟弱地盤における現行の設計方法を整理し、その問題点について整理した。次に、2つのタイプの山留め工で計測されたデータを解析し、軟弱な地盤における山留め工の挙動を明らかにした。また、地盤をモール・クーロンの破壊基準を有する弾塑性体と仮定した有限要素法を用いて、現行の設計法から求めた結果と比較した。これらの結果を用いて、山留め工の挙動が異常となった原因を追求し、軟弱な地盤における山留め工の設計方法について考えてみた。

現在までに実施された山留め工の多くは、軟弱地盤といえども山留め壁の下端が支持層に到達しているケースがほとんどある。このため、粘性土層に対してRankineの受働土圧の妥当性を直接検証した例は少ない。本論文で取り上げた事例で実測されたデータを解析してみると、 $q_u$ によるせん断強度を用いてRankine式から求めた受働土圧は、実際に発揮される土圧より大きく見積ることが判明した。異常な挙動を示して掘削を中断した工区は、いずれも軟弱層の上部にあった砂層が掘削された工区で、また変形が大きくなった時点は、この砂層の掘削が終了した時と一致する。これらの事実から、山留め工が異常な挙動を示した原因は、掘削側の受働抵抗が当初

想定された値より小さかったためであり、このため山留め壁が掘削側に大きく変形し、この動きに連動して中間杭が浮き上がったものと考えられる。一方、砂層が掘削されずに掘削底面に残った工区では、山留め壁の変位や中間杭の浮き上がり量は小さく、対策工なしで最終掘削を終了した。このことは、粘性土層の受働抵抗の不足分を砂層で補ったことを意味する。

現在の砂地盤に対する強度や変形に関する定数の設定方法は、直接要素試験から求めるのではなく、標準貫入試験の例にみられるように間接的に $\phi$ や地盤反力係数 $k$ を求めている。この設定過程において、地盤定数にかなりの安全率が含まれると考えられる。このため、受働抵抗を粘性土層だけに期待するような山留め工に対しては、受働土圧の算定に当たっては三軸伸張試験の結果を用いるか、あるいは $q_u$ を用いる場合には、その値を低減させる必要がある。

軟弱地盤で深い掘削には、根入れ部を深層混合処理(DM)工法で地盤改良する山留め手法が最近多く用いられている。しかしながら、掘削工事費の大部分が地盤改良で占められるのにもかかわらず、試行錯誤で設計を行っているのが現状であり、合理的で経済的な設計法の確立が強く叫ばれている。現在用いられている設計法は、改良地盤を強度の大きい地盤と考えて、通常山留め工の設計法に準拠している。しかし、改良土の強度が大きくばらつくこと、また改良地盤に未改良土が内在しているため、強度の設定は難しい。また、改良地盤は地中で形成される柱状の改良体の一部分をオーバーラップさせるか、あるいは改良体同士を接することによって作られる。このため、水平方向の外力に対しては、大きな抵抗力を有するが、掘削面の下方から押し上げる力に対する抵抗力は小さい。

本論文で取り上げた事例の解析やFEMによる数値解析から、改良部下端の原地盤強度で定義された安定数 $N_c$ の値が、DM工法で改良された山留め工の安定性を検討する上で重要な指標であることがわかった。この $N_c$ をいくりに設定したらよいかについては、改良地盤の一体性によって異なるが、今回の研究から4.0から5.0の値が妥当であると考えられる。(1992年3月31日受付)

## 謝辞

本論文をとりまとめるに当たり、北海道大学工学部土木工学科 土岐祥介教授から論文全体に関して多くの御指導と御助言を賜りました。また、北海道大学工学部土木工学科 三田地利之教授、角田與史男教授、建築工学科 小幡守教授からも御指導を賜りました。ここに記して、深謝の意を表します。

また、本論文で取り上げた事例は、筆者が第二港湾建設局横浜調査設計事務所に勤務していた時に、担当していた工事である。このような貴重な経験を与えて下さったのは豊田奉節 調査設計事務所所長（当時）であり、

また足立二雄 東京空港工事事務所所長（当時）は現場計測を積極的に進めて下さった。本論文で取り上げた環状八号線の山留め工に関するデータは杉本隆男 東京都建設局総務部企画室主査、他が学会に発表されたものであり、データの解析には多大なるご協力を戴いた。ここに感謝の意を表します。

本論文の有限要素法は小林正樹 港湾技術研究所土質部土性研究室長の開発したプログラムを使用した。土の三軸試験の実施あるいは結果の解釈には、土田孝 土質部滑走路研究室長から有意義な助言を戴いた。ここに感謝の意を表します。

## 記号表

$B$ : 掘削幅	$N_t$ : 改良部下端の原地盤強度で定義された $N_b$
$D$ : 掘削底面から硬い地盤までの距離	$P_a$ : 山留め壁の背後に作用する土圧力
$D_{max}$ : 山留め壁の最大変位	$P_{a,u}$ : 掘削面より上の山留め壁に作用した土圧力
$E$ : ヤング率	$P_p$ : 山留め壁の掘削側の抵抗土圧力
$F_{bb}$ : 底部破壊に対する安全率 (Bjerrum-Eide の方法)	$p_p$ : 掘削側の土圧
$F_{mb}$ : 底部破壊に対する安全率 (建築学会の修正式)	$p_w$ : 水圧
$F_{tb}$ : 底部破壊に対する安全率 (Terzaghi-Peck の方法)	$p'$ : 有効応力による土圧
$H$ : 掘削深さ	$q_u$ : 一軸圧縮強度
$I$ : 断面二次モーメント	$S$ : 切梁軸力
$I_p$ : 塑性指数	$s_u$ : 土の非排水せん断強度
$K$ : 土圧係数	$s_{uo}$ : 地表面の土の非排水せん断強度
$K_o$ : 静止土圧係数	$s_{ut}$ : 改良部のせん断強度
$k$ : 地盤反力係数	$s_v$ : 中間杭の浮き上がり量
$l_a$ : 最下段の切梁から $P_a$ の作用点までの距離	$Z$ : 断面係数
$l_p$ : 最下段の切梁から $P_p$ の作用点までの距離	$z$ : 深さ
$m$ : $H$ に対する根入れ長さの比	$z'$ : 掘削面からの深さ
$m^*$ : 土圧のつりあい深さを満足する $m$	$\gamma_t$ : 土の湿潤単位体積重量
$M_{max}$ : 山留め壁の最大曲げモーメント	$\gamma_w$ : 水の単位体積重量
$n$ : $H$ に対する掘削底面から最下段の切梁位置までの距離の比	$\gamma'$ : 土の水中単位体積重量
$N_b$ : Peck の安定数	$\delta_{max}$ : 山留め壁の最大変位量
$N_c$ : 支持力係数	$\Delta\gamma_z$ : 土被り圧の減少量
$N_s$ : Skempton が提案した支持力係数	$\eta$ : U 形鋼矢板の剛性に対する継ぎ手効率
	$\lambda$ : 深さ方向に対する強度増加率
	$\nu$ : ポアソン比
	$\xi$ : U 形鋼矢板の断面係数に対する継ぎ手効率
	$\Sigma S$ : 全切梁軸力の合計値
	$\phi$ : 砂の内部摩擦角

# 付録一A せん断強度が深さ方向に増加する地盤の “土圧のつりあい” 長さを求める方法

地盤のせん断強度  $s_u$  は (A-1) 式で表せられる。

$$s_u = s_{u0} + \lambda \gamma z \quad (A-1)$$

図一A.1に示すように、掘削面から最下段の切梁位置までの距離を  $nH$ 、山留め壁の寝入れ長を  $mH$  とすると、土圧分布の上端と下端の土圧は次のようになる。

背面側

$$p_{a,u} = \gamma H (1-n) - 2s_u = \gamma H (1-n) - 2\{s_{u0} + \lambda \gamma H (1-n)\} \quad (A-2)$$

$$p_{a,l} = \gamma H (1+m) - 2s_u = \gamma H (1+m) - 2\{s_{u0} + \lambda \gamma H (1+m)\} \quad (A-3)$$

掘削側

$$p_{r,u} = 2s_u = 2\{s_{u0} + \lambda \gamma H\} \quad (A-4)$$

$$p_{r,l} = \gamma mH + 2s_u = \gamma mH + 2\{s_{u0} + \lambda \gamma H (1+m)\} \quad (A-5)$$

また、土圧力は

$$P_a = (p_{a,u} + p_{a,l}) (m+n) H / 2 \quad (A-6)$$

$$P_p = (p_{r,u} + p_{r,l}) mH / 2 \quad (A-7)$$

各土圧力の作用点の位置は

$$l_a = \frac{(p_{a,u} + 2p_{a,l})}{3(p_{a,u} + p_{a,l})} (n+m) H \quad (A-8)$$

$$l_p = nH + \frac{(p_{r,u} + 2p_{r,l})}{(p_{r,u} + p_{r,l})} \quad (A-9)$$

最下段の切梁位置に対するモーメントは

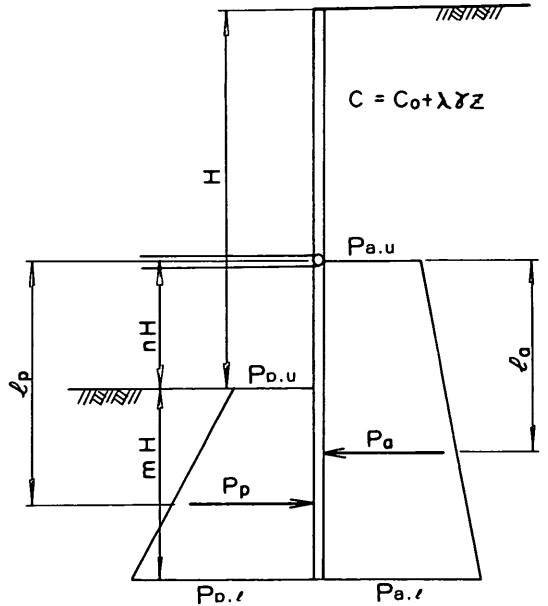
$$P_p \cdot l_p = P_a \cdot l_a \quad (A-10)$$

また、掘削底面のせん断強度  $s_{u,b}$  を用いた Peck の安定数  $N_b$  は

$$N_b = s_{u,b} / \gamma H = (s_{u0} + \lambda \gamma H) / \gamma H = s_{u0} / \gamma H + \lambda \quad (A-11)$$

(A-10) 式に (A-1) から (A-9) 式を代入して、(A-11) を用いて  $\gamma$  と  $H$  を消去すると (A-12) 式が得られる。

$$3nm\{4 + mN_b(1+2\lambda)\} + \{6 + mN_b(2+4\lambda)\} m^2 = (n+m)^2\{-6 + N_b(3-n+2m)\} - \lambda N_b(4m-2n) \quad (A-12)$$



図一A.1 土圧のつりあい深さ

## 付録一B せん断強度が深さ方向に増加する地盤の建築学会 修正式による掘削底部の安定の検討

起動モーメント  $M_{d1}$  は、土被り圧によるモーメント  $M_{d1}$  と最下段の切梁位置と掘削底面までの土の重量によるモーメント  $M_{d2}$  から成る。図一B.1に示す記号を参照して  $M_{d1}$ 、 $M_{d2}$  を求める。

$$M_{d1} = (H - a) \gamma R (R/2) \quad (\text{B-1})$$

$$M_{d2} = \int \gamma R z \cos 2\theta / 2 d\theta \quad (\text{B-2})$$

一方、抵抗モーメント  $M_r$  は以下の式で求められる。

$$M_r = \int s_u R R d\theta \quad (\text{B-3})$$

$$s_u = s_{u0} + \lambda \gamma z$$

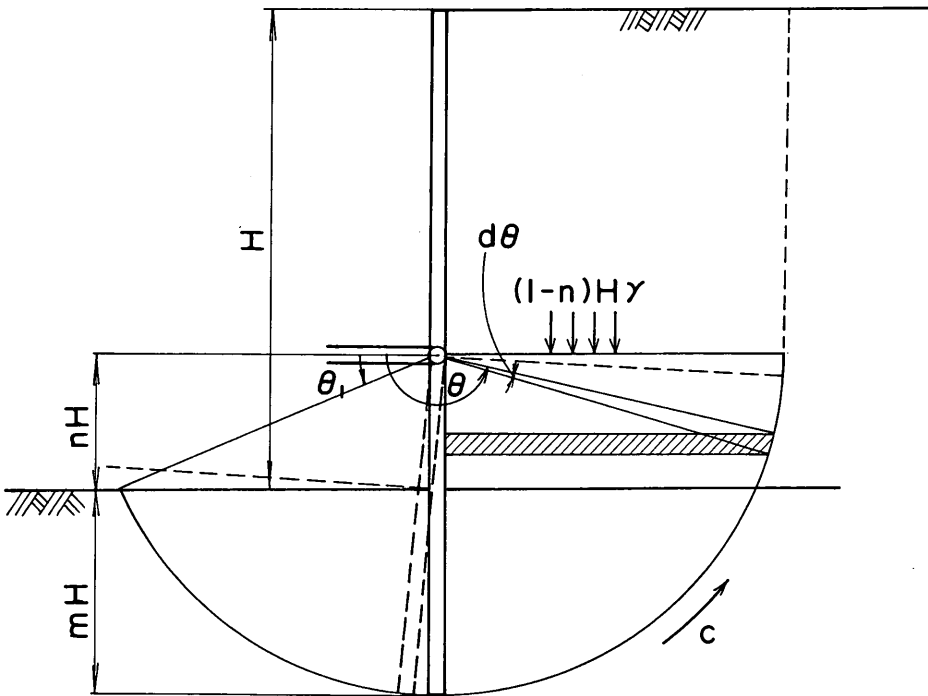
$$z = R \sin \theta - nH + H$$

掘削底部の安定に関する安全率が1.0の場合は式(B-4)となり、付録一Aの掘削底面の安定数  $N_b$  を使って整理すると、式(B-5)が導かれる。

$$M_{d1} + M_{d2} = M_r \quad (\text{B-4})$$

$$(1/N_b - \lambda n) (\pi - \theta_1) + (n+m) \lambda (1 + \cos \theta_1) = (1-n)/2 + (n+m) (\theta_1/4 + \sin 2\theta_1/8) \quad (\text{B-5})$$

$$\text{ただし、} \theta_1 = \sin^{-1}(n/(n+m))$$



図一B.1 建築学会修正式による底部破壊の検討

港湾技研資料 No. 734

1992. 6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 昭和工業写真印刷所

Published by Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright © (1992) by P.H.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.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。