



土木研究所資料

第 702 号

# 盛土の締固めと圧縮沈下

昭和 46 年 11 月

建設省土木研究所

土木研究所資料 第七〇二号

盛土の締固めと圧縮沈下

昭和四十六年十一月

建設省土木研究所

# 目 次

|                                   |     |
|-----------------------------------|-----|
| まえがき .....                        | (1) |
| 1. 本研究の目的 .....                   | (1) |
| 2. 土の締固めの程度に関する現在の考え方 .....       | (1) |
| 3. 本研究の特色 .....                   | (3) |
| 4. 本研究の内容 .....                   | (3) |
| 第1章 盛土の内部応力と変形解析法 .....           | 1   |
| 1.1 概 説 .....                     | 3   |
| 1.2 Airy の応力関数による解析 .....         | 3   |
| 1.3 有限要素法(線形解析) .....             | 8   |
| 1.4 有限要素法の非線形解法への適用 .....         | 18  |
| 1.5 結 語 .....                     | 19  |
| 第2章 盛土の内部応力と変形解析(線形解析) .....      | 21  |
| 2.1 概 説 .....                     | 23  |
| 2.2 均一な盛土の場合 .....                | 23  |
| 2.3 不均一な盛土の場合 .....               | 26  |
| 2.4 基礎地盤が不等沈下した場合 .....           | 27  |
| 2.5 結 語 .....                     | 28  |
| 第3章 土の圧縮特性 .....                  | 33  |
| 3.1 概 説 .....                     | 35  |
| 3.2 土の圧縮クリープ特性 .....              | 35  |
| 3.3 圧縮特性試験 .....                  | 37  |
| 3.4 試験結果と考察 .....                 | 42  |
| 3.5 結 語 .....                     | 46  |
| 第4章 圧縮降伏応力に関する試験 .....            | 49  |
| 4.1 概 説 .....                     | 51  |
| 4.2 圧縮降伏応力 .....                  | 51  |
| 4.3 実車によって得られた圧縮降伏応力 .....        | 54  |
| 4.4 結 語 .....                     | 60  |
| 第5章 盛土の締固めと沈下解析(非線形解析) .....      | 61  |
| 5.1 概 説 .....                     | 63  |
| 5.2 均一に締固められた盛土の沈下解析 .....        | 63  |
| 5.3 高盛土の締固めのパラツキと沈下, 不等沈下解析 ..... | 70  |
| 5.4 高盛土の沈下制御を目的とする締固めの設計施工法 ..... | 76  |
| 5.5 結 語 .....                     | 77  |

|         |                            |     |
|---------|----------------------------|-----|
| 第6章     | 構造物との取付け盛土の沈下 .....        | 79  |
| 6.1     | 概 説 .....                  | 81  |
| 6.2     | 従来からの設計施工法 .....           | 82  |
| 6.3     | 土の圧縮特性を利用した設計施工法について ..... | 84  |
| 6.4     | 基礎地盤が強固な場合 .....           | 85  |
| 6.5     | 基礎地盤が比較的柔らかい場合 .....       | 88  |
| 6.6     | 結 語 .....                  | 90  |
| 第7章     | 試験盛土ならびに盛土の締固めと沈下の実態 ..... | 91  |
| 7.1     | 概 説 .....                  | 93  |
| 7.2     | 試験盛土 .....                 | 93  |
| 7.3     | 試験盛土の沈下などの実績と考察 .....      | 99  |
| 7.4     | 供用中の盛土の締固めと沈下の実態 .....     | 105 |
| 7.5     | 結 語 .....                  | 108 |
| 結 論     | .....                      | 111 |
| あ と が き | .....                      | 115 |
| 参 考 文 献 | .....                      | 116 |

## ま え が き

### 1. 本研究の目的

道路土工指針<sup>1)</sup>には土の締固めの目的として次のように述べられている。

- (i) 土の空気間げき率を減じ、透水性を低下させ、水の浸入による軟化、膨張を小さくして土を最も安定した状態にすること。
- (ii) 盛土のり面の安定、交通荷重の支持など、土構造物に必要な強度特性を盛土に持たせること。
- (iii) 完成後の路面に悪影響を及ぼす盛土自体の圧縮沈下を少なくすること。

最近の土工、特に盛土工事では、盛土高も相当高く、工期も限定され、しかも、盛土材料の選択が自由でなく、かなり圧縮性の高い材料（たとえば、関東ロームのような高含水比の粘性土）を用いる場合が多い。

このような盛土では盛土竣工後も自重によって、かなりの量の圧縮沈下や不等沈下が生じ、したがって特に道路盛土の場合では、路面に悪影響を及ぼす結果となる。

このような沈下、不等沈下の被害を少なくするためには、盛土の締固めをどの程度にすればよいか、すなわち盛土の締固めの程度と沈下の関係を明らかにすることを目的とした。

### 2. 土の締固めの程度に関する現在の考え方

土の締固めの程度を規定するには従来から次に求めるような方法がある。

- (i) 乾燥密度で規定する方式
- (ii) 飽和度または空気間げき率によって規定する方式
- (iii) 強度特性によって規定する方式
- (iv) 締固め機種、締固め回数によって規定する方式

そのそれぞれの方式に締固めの程度を表わす表示法がある。

- (i)の方式では、締固め度 ( $U_r$ ) が用いられている。

$$U_r = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \times 100$$

ここに

$U_r$  : 締固め度 (%)

$\gamma_{d \max}$  : 室内締固め試験の最大乾燥密度、一般には J ISA 1210 (土の突固め試験法) によって求められる。(g/cm<sup>3</sup>)

$\gamma_d$  : 対象となる土の乾燥密度 (g/cm<sup>3</sup>)

これは最も一般的に採用されている方式で、 $U_r$  の値として、90% 以上を規定することが多い。

(ii)の方式による表示法は、締固めたあとの土の乾燥密度などを実測し、次の算式によって求める。

$$S_r = \frac{V_w}{V_a + V_w} \times 100 = \frac{G_s \cdot \gamma_d \cdot w}{G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d}$$

$$v_a = \frac{V_a}{V} \times 100 = \left\{ 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \left( \frac{w}{100} + \frac{1}{G_s} \right) \right\} \times 100$$

ここに

$S_r$  : 飽和度 ( % )

$v_a$  : 空気間げき率 ( % )

$V_a$  : 土中の空気間げきの体積 (  $\text{cm}^3$  )

$V$  : 土の全体積 (  $\text{cm}^3$  )

$V_w$  : 土中の水の体積 (  $\text{cm}^3$  )

$G_s$  : 土粒子の比重

$w$  : 含水比 ( % )

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (  $\text{g}/\text{cm}^3$  )

この方式は(i)の方式によって適用することが困難な次に求める土の条件の場合に採用されることが多い。

a) 規定された乾燥密度に対する含水比よりも自然含水比が高い土。

b) 土質の変化が著しい場合。

通常、飽和度の場合、 $S_r = 85 \sim 95\%$ 、空気間げき率  $v_a = 10 \sim 2\%$  の範囲にとる場合が多い。

(iii)の方式には地盤支持力係数、 $K$  値、 $CBR$  値、コーン指数、 $I$  値などが用いられるが、各測定法における強度の基準値には一般的な標準はなく、おのおのの現場で適当に定められることが多い。

(iv)の方式は、締固め機種、締固め回数を決定するに先立ち、代表的な土を選び、機種や締固め回数、場合により含水比を変えるなどの現場締固め試験を行ない、所定の締固めの示様に合格できる機種、回数を決定する。

これらの締固めの規定および表示法について考察を加えると次のようである。

(i)、(ii)の方式は締固められた土の密度を対象にしたものであり、直接力学的な解析に必要な表示となっていないため、これらから盛土の規模に応じた締固めの程度の必要条件、十分条件を求めることは困難である。

次に(iii)の方式は、一応強度特性で規定することにはなっているが、その表示とするものが、この場合においても直接盛土高を決定するための力学的表示法ではないので、不十分といえる。

また(iv)の方式は、前述の(i)、(ii)、(iii)の方法に準じた方法であり、直接には、力学的解析には使用できない。

さらに、土の締固めで、密度を対象にした場合、(i)の方式では同一の締固めエネルギーでも含水比の変化によって顕著に密度が変化することや、(ii)の方式では高含水比の粘性土のような場合では、(i)の方式の実施が困難で、(iii)の方式で規定することが多くなるが、土の含水比が低い場合ほど大きな締固めエネルギーを必要とし、また含水比が高い場合ほどわずかな締固めエネルギーで規定内に入る事となる。

したがって、強度の面からは含水比が低い場合には必要以上強いものとなり、逆に含水比が高い場合には、かなり弱い状態でも所定の規定に合格することとなるので、盛土の安定と施工に必要な強度が得られているかどうかということに不安が残る結果となる。

以上のことを総合して考えると、現在用いられている締固め表示法では締固めの程度の十分条件と沈下の予測などを求めることは困難と言えよう。

### 3. 本研究の特色

盛土の締固めと圧縮沈下の両者を関係づけ解析検討するに当たって、次のような点を明らかにする必要がある。

(i) 盛土本体材料の圧縮特性とその力学的な取扱いが可能なような締固めの表示法。

(ii) 盛土の内部応力、圧縮沈下などの解析手法。

そこで(i)に対して、土の大形圧縮試験を行ない、静的に締固めた土の試料に載荷すると、あらかじめ締固めた静的圧縮応力を境にして、応力-ひずみの関係が急変することが認められ、その値を圧縮降伏応力と定義した。

この圧縮降伏応力と数多くの大形圧縮試験結果から得た時間の要素を含めた圧縮特性を用いることにより、力学的取扱いを可能にした。

(ii)に対して、盛土の内部応力の解析については半無限の形状で等方均一な弾性体などのきわめて簡単な条件の場合のみ弾性理論によるつり合い方程式で数値解が得られるが、これでは複雑な形状、境界条件を有する粘弾性で非等方性の不均一な盛土体などの解析は困難である。そこで、最近、鋼構造などで、用いられている有限要素法 (finite element method) を適用した。

以上の2点の解決を計ったため、盛土の内部応力解析はもとより、盛土の締固めの程度と圧縮沈下との関係、高盛土の合理的締固め設計施工法、盛土と構造物との取付け部の段差防止のための設計施工法などについて新しい考え方を提案できた。

### 4. 本研究の内容

本研究報告は序論と結論および本文7章からなる。

各章における内容の概要について述べると次のとおりである。

#### 1) 第1章 盛土の内部応力と変形解析法

盛土体のように梯形断面の弾性力学解は非常に取扱いがむずかしいが、半断面すなわち、一方が半無限体の場合にはつり合い方程式にAiryの応力関数を導入することにより、比較的簡単に求まる。

しかし、これも実際の盛土の内部応力を考えるとき、条件が充分満たされるものではない。

そこで、近年、鋼構造で用いられるようになった有限要素法 (finite element method) の土質構造、すなわち、盛土体への適用を試みた。

本章では、Airyの応力関数を用いる解析法と有限要素法による解析法を述べている。

## 2) 第2章 盛土の内部応力と変形解析(線形解析)

第1章における解析法を用いて盛土体を二次元の弾性体とみなして自重による内部応力や変形の状態を解析した。

検討した項目としては、均一な盛土の場合、締固めが部分的に異なる不均一な盛土の場合、基礎地盤が軟弱で不等沈下を生じるような場合などにおける盛土内部応力や変形などについて検討した。

## 3) 第3章 土の圧縮特性

対象として考えられるような盛土の土はすべて不飽和土であり、応力に対しては粘弾塑性変形を行なう。そこで土の圧縮特性を求めるため、静的に締固めた試料( $\phi 30$  cm, 高さ 3.75 cm)の大形圧縮試験を行なった。試験の条件として、土質、含水比、試料成形荷重、載荷荷重を変化させ、短期間載荷、除荷、長期間載荷の圧縮試験を行ない、これらから応力-ひずみ-時間の関係、粘弾性的沈下と塑性的沈下についての境界条件など土の圧縮特性の検討を行なった。

## 4) 第4章 圧縮降伏応力に関する試験

盛土の締固めと圧縮沈下とを関係づけるため、力学的取扱いができるような締固めの表示法が必要である。

そこで第3章で行なった圧縮試験の結果から、先に本研究の特色の項で述べた圧縮降伏応力( $P_c$  値)を用いることにより、締固めと関連した盛土の力学的取扱いが可能となった。

次に、タイヤローラ、ブルドーザなど締固め機械で実際に土を締固めたとき、得られる圧縮降伏応力がどの程度のものかを調べた。

実車による締固めの試験条件としては、土質、含水比、機種、機械重量、締固め回数、層厚などを変えて行なったが、特に機械重量と圧縮降伏応力との関係に着目した。

## 5) 第5章 盛土の締固めと沈下解析(非線形解析)

第2章で行なって盛土の内部応力、変形解析は土の弾性率を一定とした線形解析であり、実際の土では第3章で述べるような非線形特性を持つものであるため実際の挙動とは異なってくる。

そこで、第4章で述べるところの実車の締固めによって得られた圧縮降伏応力をもとに、これに土の圧縮特性を考慮した応力-ひずみ-時間曲線を用い、有限要素法により解析検討を行なった。

検討の内容としては、まず均一な盛土の締固めが行なわれた場合では、同一機重における盛土高と沈下の関係、同一盛土高における機重と沈下の関係から塑性的沈下領域の発生状況、盛土の沈下率、天端における沈下の形状を調べた。

次いで、締固めのばらつきが、盛土の沈下に及ぼす影響について考察した。

ここでは、タイヤローラ、ブルドーザにおける締固め回数のばらつきの実態から同等の締固めばらつきを盛土に生じさせた場合の盛土縦断面、横断面の天端における沈下の発生を求め舗装面に与える影響について考察を加えた。

また、以上の結果から、沈下を少なくするための高盛土の合理的締固め設計施工法を提案し、計算によりその効果を確かめた。

## 6) 第6章 構造物との取付け部盛土の沈下

橋梁や土かぶりの薄い剛性カルバートなど、構造物と盛土の取付け部は盛土の沈下によって仕上がった舗装面の平坦性がきわめてそこなわれがちであり、車両の走行の安全性や乗り心地などに大いに支障を与える。国道はもとより、高速道路ではその補修に多額の工事費を要するばかりでなく、工事中にはかなり交通に支障をきたす。

通常、取付け部の施工は盛土工事の最終的な段階に行なわれることが多く、特に地形的に狭い所の作業のため締固めも不十分になりがちであり、また土工数量も少ないため、2～3日のごく短期間な施工となり沈下も大きい。

そこで、土の圧縮特性からこれらの沈下の必然性を確かめるとともに、構造物竣工後ただちに取付け部の盛土を先行させ、そのうえに盛土高に応じた圧縮降伏応力を与えるため、かさ上げ盛土を行ない、本体盛土が竣工する時点でかさ上げ盛土を取除くといった設計施工法（プレローディング工法）を提案し、有限要素法でその沈下に対する効果について確かめた。

また、地盤が柔らかい場合には、構造物の形式により、応力の分散などが生じ、かさ上げ盛土の効果もある範囲に限られる恐れがあるので、このような場合における対策についても具体的な例によって検討を加えた。

## 7) 第7章 試験盛土ならびに盛土の締固めと沈下の実態

室内試験による解析計算とは別に、盛土の締固めと沈下との関係を確認するため、高圧縮性の粘性土（関東ローム：CH、MH）を材料とした盛土（盛土高：4.5m、5m）を築造して主として施工後の沈下を長期間にわたり観測した。

この試験盛土は比較的良好に締固められた盛土（ $\delta_r = 90\%$ ）、締固めが不十分と思われる盛土（ $\delta_r = 85\%$ ）など土質や施工法を変えた3ケースであった。

また、細粒土を材料とした供用中の盛土について、ボーリングによって得た試料や、ボーリング孔を利用し、 $R1$ 計器によって測定した土の密度、含水比を調べるとともに、盛土の締固めの実態および施工後の沈下実積を調べ、盛土の締固めと沈下について検討を加えた。

以上が、本研究の主要とする内容であるが、対象に考えた材料としては高圧縮性である粘性土であり、盛土の沈下についてもせん断破壊、地震力による破壊などによる大規模な沈下は対象としていない。

また、盛土材料として不飽和土を対象としている関係から、応力解析には全応力としての計算を行なった。

## 第 1 章 盛土の内部応力と変形解析法

# 第1章 盛土の内部応力と変形解析法

## 1.1 概 説

盛土の圧縮沈下量や不等沈下量などを推定しようとする過程において、盛土内部の応力変形解析が必要となる。応力解析は圧縮沈下のみならず、のり面のすべり安定性の検討にもきわめて重要な事柄であるが、従来これに関する解析手段としては、均一な半無限弾性体に対する弾性理論の応用（Airyの応力関数の応用）が考えられる<sup>2)3)</sup>程度であり、この方法では単純でない断面形状を有する盛土の実際問題には適用しがたい面があった。ところで、近年における電子計算機の利用技術の発達とともに、連続体構造解析における計算手法として開発されてきた有限要素法（finite element method）は、このような問題に関してすぐれた適応性を示す。<sup>4)5)6)7)</sup>有限要素法では均一構造体はもちろん異方性材より成る不均一構造体についても、ある程度任意の形状、境界条件のもとに解析することができ、さらに任意の物性（弾性、弾塑性、粘性等）を含ませることが可能であるといった大きな特色を有している。

この章では、まずAiryの応力関数を用いる解析方法を述べ、次に有限要素による解析方法を述べる。

## 1.2 Airyの応力関数による解析法

### 1.2.1 応力解析

図-1.1のように天端は半無限長で、斜面と天端とのなす角 $\alpha$ は $\pi/2$ から $\pi$ の間にあるとする。また土は弾性体であるとみなし、 $x-y$ の2次元の平面ひずみ応力状態について考える。

いま、図-1.2のように、盛土の最終的な天端すなわち、完成した時の天端より下方 $Y$ の距離の平面 $A$ 上に、厚さ $\Delta$ の層を積み重ねるとして、盛土内の任意の点 $C(x_0, y_0)$ の応力を求めるために、三つの応力成分 $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ が式(1-2)～(1-4)で与えられるようなAiryの応力関数を式(1-1)のように定める。ただし、 $\rho g$ は盛土材料の単位体積重量であり、厚さ $\Delta$ の層の重さのみを考慮する。

$$\phi(x_0, y_0) = \frac{-\rho g \Delta}{2(\alpha + \frac{1}{4})} \left\{ \left( \alpha - \sin^{-1} \left( \frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right. \\ \left. (x_0^2 + y_0^2) + x_0 y_0 + \frac{x_0^2}{\alpha} \right\} \quad \cdots \cdots (1-1)$$

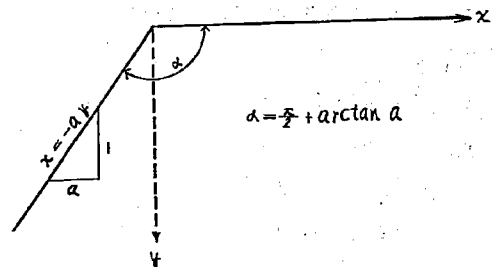


図-1.1

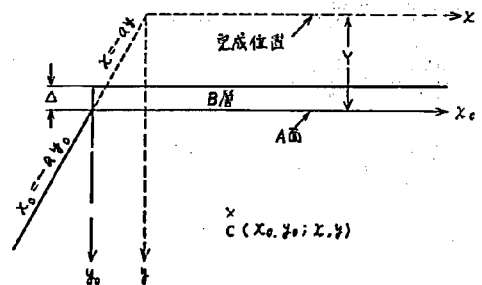


図-1.2

ここに  $a$  : 斜面の勾配 (図-1.1参照)

$$\alpha : \alpha = \frac{\pi}{2} + \arctan a \quad (\text{図-1.1参照})$$

$$\sigma_{x_0} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \quad \dots\dots\dots (1-2)$$

$$\sigma_{y_0} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_0^2} \quad \dots\dots\dots (1-3)$$

$$\tau_{x_0 y_0} = - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_0 \partial y_0} \quad \dots\dots\dots (1-4)$$

式(1-1)～式(1-4)より特別解  $\sigma_{x_0}$ ,  $\sigma_{y_0}$ ,  $\tau_{x_0 y_0}$  を求めると次のようになる。

$$\sigma_{x_0} = \frac{-\rho g \Delta}{(\alpha + \frac{1}{a})} \left\{ \alpha - \sin^{-1} \left( \frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{x_0 y_0}{x_0^2 + y_0^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-5)$$

$$\sigma_{y_0} = \frac{-\rho g \Delta}{(\alpha + \frac{1}{a})} \left\{ \left( \alpha + \frac{1}{a} \right) - \sin^{-1} \left( \frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right)^{\frac{1}{2}} + \frac{x_0 y_0}{x_0^2 + y_0^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-6)$$

$$\tau_{x_0 y_0} = \frac{\rho g \Delta y_0}{(\alpha + \frac{1}{a})(x_0^2 + y_0^2)} \quad \dots\dots\dots (1-7)$$

これらは次の各条件を満足している。

境界条件

$y_0 = 0$  において

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{y_0} &= -\rho g \Delta \\ \tau_{x_0 y_0} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-8)$$

$x_0 = -a y_0$  において

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{x_0} &= -a \tau_{x_0 y_0} \\ \tau_{x_0 y_0} &= -a \sigma_{y_0} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-9)$$

つり合い条件

$$\frac{\partial \sigma_{x_0}}{\partial x_0} + \frac{\partial \tau_{x_0 y_0}}{\partial y_0} = 0 \quad \dots\dots\dots (1-10)$$

$$\frac{\partial \sigma_{y_0}}{\partial y_0} + \frac{\partial \tau_{x_0 y_0}}{\partial x_0} = 0 \quad \dots\dots\dots (1-11)$$

適合条件

$$\left( \frac{\partial^2}{\partial x_0^2} + \frac{\partial^2}{\partial y_0^2} \right) (\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}) = 0 \quad \dots\dots\dots (1-12)$$

式(1-5)～式(1-7)において、 $\Delta$ を $dy_0$ に置き換え、次のように固定座標( $x, y$ )に変換する。(図-1-2 参照)

$$x_0 = x + aY \quad \dots\dots\dots (1-13)$$

$$y_0 = y - Y \quad \dots\dots\dots (1-14)$$

$$dy_0 = -dY \quad \dots\dots\dots (1-15)$$

いま問題にしている点 $C$ ( $Y=y$ )から、最終完成高( $Y=0$ )まで $Y$ に関して積分すると、最終的に次の応力が得られる。

$$\sigma_x = \frac{-\rho g}{(\alpha + \frac{1}{a})(1+a^2)^2} \left\{ (\alpha[1+a^2] + a)(1+a^2)y + a^2(x+ay) \ln \frac{x^2+y^2}{(x+ay)^2} \right. \\ \left. - (y[1+3a^2] + ax[1-a^2]) \sin^{-1} \left( \frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-16)$$

$$\sigma_y = -\rho g y + \frac{y}{(\alpha + \frac{1}{a})(1+a^2)^2} \left\{ ay(1+a^2) - (x+ay) \ln \frac{x^2+y^2}{(x+ay)^2} \right. \\ \left. + (y[1-a^2] - ax[3+a^2]) \sin^{-1} \left( \frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-17)$$

$$\tau_{xy} = \frac{\rho g}{(\alpha + \frac{1}{a})(1+a^2)^2} \left\{ y(1+a^2) + a(x+ay) \ln \frac{x^2+y^2}{(x+ay)^2} \right. \\ \left. + (a^2-1)(x+ay) \sin^{-1} \left( \frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-18)$$

$x < 0$  の場合は  $\sin^{-1} \left( \frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}}$  は第2象限とする。なお積分する際  $x=ay$  と  $x=\infty$  とで境界が制限されている。

式(1-16)～式(1-18)に示す最終応力は次の各条件を満たしている。

境界条件

$y=0$  において

$$\sigma_y = \tau_{xy} = 0 \quad \dots\dots\dots (1-19)$$

$x=-ay$  において

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= -a\tau_{xy} \\ \tau_{xy} &= -a\sigma_y \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-20)$$

つり合い条件(自重を考慮する)

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (1-21)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \rho g = 0 \quad \dots\dots\dots (1-22)$$

適合条件は厳密には満足しない。それは最初に仮定したAiryの応力関数は、盛土築造の中間段階の層に対して与えたものであり、また各層に対する適合条件は満足しても、それらの層の積み重ねで

できる最終的に完成した盛上では、満足しえないからである。それは層と層の間に生じる種々の条件によるものである。

いま  $x$  を無限大にすると式 (1-16) ~ 式 (1-18) は

$$\sigma_x = \frac{-\rho g a y}{a + \frac{1}{a}} \quad \dots\dots\dots (1-23)$$

$$\sigma_y = -\rho g y \quad \dots\dots\dots (1-24)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad \dots\dots\dots (1-25)$$

となり、 $y$  のみの関数となる。

斜面を垂直と考えると、 $a = 0$  となり

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \tau_{xy} = 0 \\ \sigma_y &= -\rho g y \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-26)$$

となる。これは単一層を考える時に相当している。

応力解の式 (1-16) ~ 式 (1-18) は弾性常数を含んでいないので、今問題にしている点  $C$  より下方の物質の影響は受けない。そして、 $C$  点より上方の物質の単位体積重量  $\rho g$  のみの値により応力は定まる。

いま  $x/y = \eta$  として、応力解を無次元化すると次のようになる。

$$\frac{\sigma_x}{\rho g y} = \frac{-1}{\left(a + \frac{1}{a}\right)(1+a^2)^{\frac{1}{2}}} \left\{ \left( a [1+a^2] + a \right) (1+a^2) + a^2 (\eta+a) \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+a)^2} \right. \\ \left. - \left( [1+3a^2] + a\eta [1-a^2] \right) \sin^{-1} \left( \frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-27)$$

$$\frac{\sigma_y}{\rho g y} = -1 + \frac{1}{\left(a + \frac{1}{a}\right)(1+a^2)^{\frac{1}{2}}} \left\{ a(1+a^2) - (\eta+a) \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+a)^2} + [1-a^2] \right. \\ \left. - a\eta [3+a^2] \cdot \sin^{-1} \left( \frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-28)$$

$$\frac{\tau_{xy}}{\rho g y} = \frac{1}{\left(a + \frac{1}{a}\right)(1+a^2)^{\frac{1}{2}}} \left\{ (1+a^2) + a(\eta+a) \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+a)^2} \right. \\ \left. + (a^2-1)(\eta+a) \sin^{-1} \left( \frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-29)$$

斜面の勾配  $a$  を  $\frac{1}{2}$  から  $3\frac{1}{2}$  まで、 $\frac{1}{2}$  きざみで計算し、グラフにしたものが、図-1.3~図-1.5である。

これらを見てもわかるように各応力  $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$ 、 $\tau_{xy}$  は斜面の勾配  $a$  により大きく影響される。斜面より遠ざかるに従い、 $a$  の影響は小さくなり、式 (1-23) ~ 式 (1-25) に急速に近づいていく。

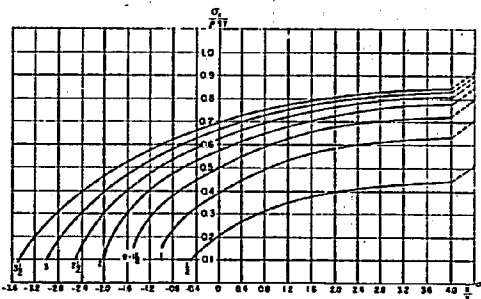


図-1.3  $\frac{\sigma_x}{\rho g y}$  と  $\frac{x}{y}$  の関係

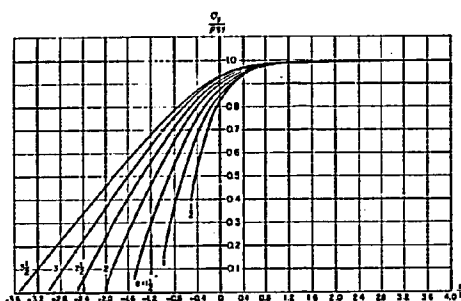


図-1.4  $\frac{\sigma_y}{\rho g y}$  と  $\frac{x}{y}$  の関係

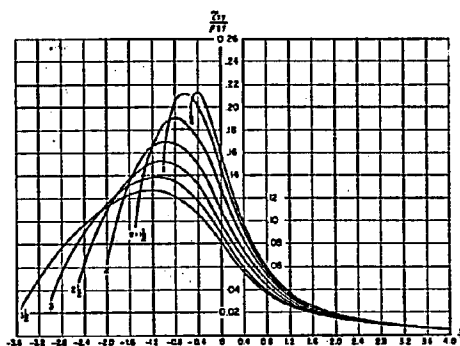


図-1.5  $\frac{\tau_{xy}}{\rho g y}$  と  $\frac{x}{y}$  の関係

### 1.2.2 変位解析

平面ひずみ状態であるから、次式が成立つ。

$u$  を  $x$  方向,  $v$  を  $y$  方向の変位とすると,

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \epsilon_x = \frac{1}{E} \left\{ (1 - \nu^2) \sigma_x - \nu (1 + \nu) \sigma_y \right\} \quad \dots\dots\dots (1-30)$$

$$\frac{\partial v}{\partial y} = \epsilon_y = \frac{1}{E} \left\{ (1 - \nu^2) \sigma_y - \nu (1 + \nu) \sigma_x \right\} \quad \dots\dots\dots (1-31)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \gamma_{xy} = \frac{1}{E} \left\{ 2(1 + \nu) \tau_{xy} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-32)$$

ここに  $E$ : 弾性係数

$\nu$ : ポアソン比

これより厚さ  $\Delta$  の B 層による C 点の変位を求めると、次式のようにになる。(図-1.2 参照)

$$u_0 = \frac{-\rho g \Delta}{2\mu \left( \alpha + \frac{1}{\alpha} \right) (3\lambda + 2\mu)} \left\{ (\lambda + 2\mu) \left( \alpha - \sin^{-1} \left[ \frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right]^{\frac{1}{2}} \right) x_0 - \frac{\lambda}{\alpha} x_0 - (3\lambda + 2\mu) y_0 - 2(\lambda + \mu) y_0 \ln(x_0^2 + y_0^2) \right\} \quad \dots\dots\dots (1-33)$$

$$v_0 = \frac{-\rho g \Delta}{2\mu \left( \alpha + \frac{1}{\alpha} \right) (3\lambda + 2\mu)} \left\{ (\lambda + 2\mu) \left( \alpha - \sin^{-1} \left[ \frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right]^{\frac{1}{2}} \right) y_0 + \frac{2}{\alpha} (\lambda + \mu) y_0 + 2(\lambda + \mu) x_0 \ln(x_0^2 + y_0^2) \right\} \quad \dots\dots\dots (1-34)$$

$$\text{ここに} \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

最終応力を求めた時と同様にして、 $\Delta$  を  $dy$  として、最終変位を求めると次式のようにになる。

$$\begin{aligned}
 u = & \frac{\rho y}{2\mu(a + \frac{1}{a})(3\lambda + 2\mu)} \left\{ (\lambda + 2\mu)ay \left(x + \frac{ay}{2}\right) - \lambda \frac{y}{a} (x + ay) \right. \\
 & - (\lambda + 2\mu)y \left(x + \frac{ay}{2}\right) \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2 + y^2}\right)^{\frac{1}{2}} + \frac{ay(x + ay)(3\lambda + 2\mu)}{2(1 + a^2)} \\
 & + \frac{(x + ay)^2}{2(1 + a^2)^2} [\lambda(4a^2 + 1) + 2\mu(2a^2 + 1)] \ln \frac{x^2 + y^2}{(x + ay)^2} \\
 & - (\lambda + \mu)y^2 \ln(x^2 + y^2) + a \frac{(x + ay)^2}{2(1 + a^2)^2} [2\mu(1 + 3a^2) \\
 & \left. + \lambda(5a^2 - 1)] \sin^{-1} \frac{y^2}{x^2 + y^2} \right\} \dots\dots\dots (1-35)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v = & \frac{\rho y}{2\mu(a + \frac{1}{a})(3\lambda + 2\mu)} \left\{ a(\lambda + 2\mu) \frac{y^2}{2} + \frac{(\lambda + \mu)}{a} y(y - 3a^2 - 4ax) \right. \\
 & + \frac{y(x + ay)}{2(1 + a^2)} [\lambda(1 + 4a^2) + 2\mu(1 + 2a^2)] - (\lambda + 2\mu) \frac{y^2}{2} \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2 + y^2}\right)^{\frac{1}{2}} \\
 & + (x + y) \frac{2[\lambda(4a^4 + 5a^2 + 7) + 2\mu(2a^4 + 3a^2 + 3)]}{2(1 + a^2)^2} \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2 + y^2}\right)^{\frac{1}{2}} \\
 & + (\lambda + \mu)(2x + ay)y \ln(x^2 + y^2) \\
 & \left. - \frac{a(3\lambda + 2\mu)(x + ay)^2}{2(1 + a^2)^2} \ln \frac{x^2 + y^2}{(x + ay)^2} \right\} \dots\dots\dots (1-36)
 \end{aligned}$$

### 1.3 有限要素法(線形解析)

#### 1.3.1 概 説

有限要素法(finite element method)は、電子計算機の発達により、発展してきた構造解析法である。この方法は計算を機能的にできるという点で、マトリクス変換理論をその背景に持っている。

有限要素法の基本概念は「すべての構造物は個々の要素の集合体で表わされる。そして、構造物は、それらの要素の有限個からなり、有限数の節点で接続されている」と考えることに始まる。従

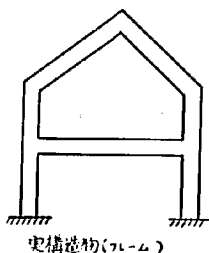


図-1.6 一次元の場合

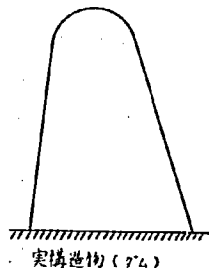
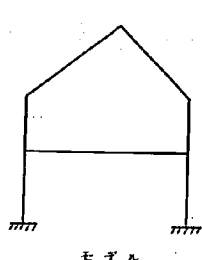
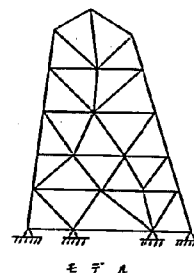


図-1.7 二次元の場合



って、構造解析は、代数連立方程式、すなわちマトリクスを解くことにより、行なうことができる。

図-1.6 に示すように「要素の集合体」という概念は普通の構造物にごく自然に適用される。この場合の構造要素は単純ばり、柱、桁である。この場合是一次元であるが、二次元、三次元の構造物(図-1.7 参照)のモデル化は単に原形の連続体を適当な大きさ、形を有する要素に分割することにより行なうことができる。原形における材料の特性はおおのこの要素において保有させる。たとえば、原形の材料が等方弾性体、異方性弾性体あるいは弾塑性であるなら、それに応じて、各要素にそれらの特性を保有させることができる。このように有限要素法は材料の特性を任意に取り入れることができるという非常に便利な特色を有している。

### 1.3.2 有限要素解析の方法

弾性体の有限要素法による解析は次の三つの段階に分けられる。

- (1) 構造物のモデル化(要素に分割すること)
- (2) 要素の特性の算定
- (3) 要素集合体の構造解析

(1)の構造物のモデル化とは単に原形を個々の要素から成る集合体に分割することである。解析はこの分割された集合体に対して行なわれ、その結果で原形構造物の応力や変形を求めることになるので、この分割作業は十分の注意を払って行なわねばならない。しかし、分割は細かくすればするほど解析の精度はあがるが、一般には比較的粗な分割によってもかなり良い結果が得られるので、このモデル化は一般にそれほど困難な作業ではない。

(2)の要素の特性の算定は、有限要素法における最も重要な事項であり、1.3.4 および 1.3.5 で述べる。これは物理的には要素の剛性(stiffness)あるいは靱性(flexibility)を求めることである。各要素は有限個の節点で接続されているから、一つの要素の弾性的な性質は節点に働く力とそれによって生じる変形の二つで表わされる。この力と変形の関係は剛性マトリクスを使用すると非常に便利に表わされる。

剛性とは

$$(力) = (バネ係数) \times (変形)$$

の考えの(バネ係数)に相当するもので、たとえば、図-1.8 の一次元の場合を考えてみると、

$$P = K \cdot u \quad \dots\dots\dots (1-37)$$

であり

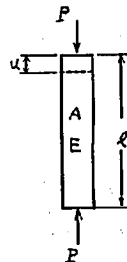
$$K = \frac{P}{u} = \frac{E \cdot A \cdot \frac{u}{l}}{u} = \frac{A \cdot E}{l} \quad \dots\dots\dots (1-38)$$

ここに  $E$  : 弾性係数

$A$  : 力  $P$  に垂直な面の断面積

$l$  : 棒の長さ

$u$  : 力  $P$  によって生じる変位



となり、この  $K$  が剛性を示している。なお、剛性マトリクスの誘導については、図-1.8

1.3.5 に述べる。

(3)については要素の特性が得られたら次はこのモデルについて与えられた荷重条件のもとに生じ

る応力と変形の解析を行なう。これは通常の構造解析の問題と同じで、本質的な問題は次の三つの事項を同時に満足することである。

(a) 力のつり合い式：

各節点に働く内力は、その節点に働く外力とつり合うこと。

(b) 適合条件式：

各要素の変形状態はあらゆる節点において適合条件を満足すること。

(c) 力と変形の関係式：

各要素の内力および内部変位は個々の要素の幾何学的な拘束および材料に基づく条件を満足すること。

### 1.3.3 有限要素の変形形式

有限要素法において実物の連続体の挙動を忠実に表現するモデルを得るためには、モデルの各部分において、それに対応する実物の変形に相似な変形を起こさせることが必要である。このためには、モデルの各要素に生じる変形形式を定めなければならない。各要素の剛性マトリクスを設定する場合の最も重要なことは、その許容される変形特性を定めておくことである。この際考慮しなければならないことは、隣合った要素について変形の適合条件を満足させることである。

もし、変形形式が正しく与えられ要素内の内部適合条件が満足され、さらに要素の境界線上の変位が完全に適合条件を満足するなら、モデル内のひずみエネルギーは実際の連続体に生じるひずみエネルギーの最小値を与えるはずである。そして、モデルを定める時の要素の網目が十分細かであれば、その解は真の値に収束することになる。このように適合条件式を完全に満足する変形形式を採用することが有限要素法による解析の信頼性を確保する重要な条件となる。

いま図-1.7に示すような単純な三角形要素を用いた場合には完全に適合条件を満足するような変形形式を設定することが容易である。それには単に内部変位が直交する二方向に対して直線的に変化するということを規定すればよい。すなわち、変形前の要素における任意の直線は変形後も直線のままであるとする。したがって、要素の境界線は、要素が変形した後も接触したままであり、また節点における適合条件式が各節点間における適合条件式を満足させる。

### 1.3.4 有限要素の剛性解析

仮定した変形形式を用いて任意の形状、形式および材質を持つ要素の剛性は、標準的な解析法によって算出することができる。変形形式を選ぶときの基本的な事項は、前述したように要素間の境界条件を規定することであったが、それと同時に変形形式における未知数の数が要素の節点変形の自由度の数と一致することが必要である。これは解析上、剛性マトリクスは正方マトリクスであることが要求されるからである。

要素の剛性解析の方法は通常、次の要領で行なわれる。ここでは、二次元について述べるが、この手法は三次元にも同様に用いることができる。

(1) 内部変位  $v$  を変位関数  $M$  で表わす。

$$\{v(x, y)\} = [M(x, y)] \{\alpha\} \quad \dots\dots\dots (1-39)$$

変位関数  $M$  は、内部の適合条件を満足しなければならない。また各要素間の境界における

適合条件を可能な限り満足しなければならない。一般に後者の条件は任意の境界に沿う変位が境界の両端における節点の変位のみによって表示されることが可能なら成立するはずである。種々の変位関数は一般座標  $\alpha$  によつて表わされる。ここで独立関数の数は節点の変位成分の数に等しくとるべきである。

- (2) 一般座標を用いて、節点の変位成分  $v_i$  を求める。

$$\{v_i\} = [A] \{a\} \quad \dots\dots\dots (1-40)$$

マトリクス  $[A]$  は変位関数マトリクス  $[M]$  に節点の座標を代入して求める。

このマトリクスは、変位関数の数が節点の変位成分の数に等しければ正方マトリクスとなる。

- (3) 節点の変位を用いて一般座標  $a$  を表わす。

$$\{a\} = [A^{-1}] \{v_i\} \quad \dots\dots\dots (1-41)$$

まれにマトリクス  $[A]$  が特異となることがある。その場合には、要素の座標系ないしは変形形式を修正する必要がある。

- (4) 要素のひずみ  $\varepsilon$  の計算

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [B(x, y)] \{a\} \quad \dots\dots\dots (1-42)$$

マトリクス  $[B]$  は  $[M]$  を微分することによって求まる。

- (5) 要素の応力  $\sigma$  の計算

$$\begin{aligned} \{\sigma(x, y)\} &= [D] \{\varepsilon(x, y)\} \\ &= [D] [B(x, y)] \{a\} \quad \dots\dots\dots (1-43) \end{aligned}$$

要素の材料が持つ特有の弾性的性質は、応力-ひずみのマトリクス  $[D]$  によつて表示される。これは等方性、異方性、弾塑性の場合やその他について任意に取り扱することができる。

- (6) 一般座標における剛性  $K_n$  の計算

仮想変位の原理を適用すると、要素の微小体積  $dV$  における内部仮想仕事  $dW_i$  は仮想ひずみ  $\varepsilon$  と実応力  $\sigma$  の積として次のように表わされる。(以後マトリクスを示すためのカッコを略す。) なお  $T$  は転置マトリクスを意味する。

$$dW_i = \bar{\varepsilon}^T \sigma dV \quad \dots\dots\dots (1-44)$$

この式に式 (1-42) および式 (1-43) を代入すると

$$dW_i = \bar{a}^T B^T D B a dV \quad \dots\dots\dots (1-45)$$

となる。ここに  $\bar{a}$  は  $\bar{\varepsilon}$  に対応する一般座標での仮想変位である。全仕事量は全体積に関する次の積分で表わされる。

$$W_i = \bar{a}^T \left[ \int_{vol} B^T D B dV \right] a \quad \dots\dots\dots (1-46)$$

$a, \bar{a}$  は座標  $x, y$  に対して独立であるから積分の外にでる

次に、一般座標における仮想変位  $\bar{a}$  に関する外部仕事  $W_E$  は

$$W_E = \bar{a}^T \beta \quad \dots\dots\dots (1-47)$$

で表わされる。ここに  $\beta$  は変位  $a$  に対応する一般力である。

いま、仮想変位の値を単位にとり (すなわち  $\bar{a} \equiv 1$ )、外部仕事は内部仕事に等しいとくと、

$$\beta = \left[ \int_{vol} B^T D B dV \right] a \quad \dots\dots\dots (1-48)$$

が得られる。定義により、この  $[ \quad ]$  内が一般座標における剛性となる。

すなわち、

$$\bar{K}n = \int_{vol} B^T D B dV \quad \dots\dots\dots (1-49)$$

(7) 任意の節点における剛性は結局次式により求められる。

$$K_n = [A^{-1}]^T [\bar{K}n] [A^{-1}] \quad \dots\dots\dots (1-50)$$

これは、単なる座標変換であり、式(1-41)にも示したように変換マトリクス $[A^{-1}]$ は一般座標 $\alpha$ を節点座標 $v_i$ に関係づける量である。

### 1.3.5 三角形要素の剛性計算

有限要素としては、三角形要素を用いるのが便利である。四角形要素は、三角形要素よりも、より細かい変形形式を用いるのでより良い近似値をもたらすようであるが任意の境界における適合性および計算手続きの煩雑さを考えると三角形要素の方が便利である。以下に図-1.9に示すような三角形要素の剛性計算について述べる。

各節点において、 $x, y$ 方向の変位 $u, v$ が生じる  
とすると、節点変位の自由度は6である。それゆえ、  
変位関数 $[M]$ を次のように与える。

$\{v\} = [M] \{\alpha\}$  より

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{pmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \vdots \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-51)$$

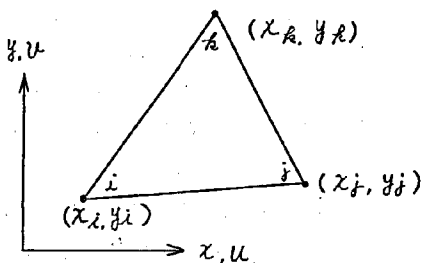


図-1.9

すなわち、

$$\begin{cases} u = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \\ v = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y \end{cases} \quad \dots\dots\dots (1-52)$$

次に各節点の座標を代入すると次のようになる。

$\{v_i\} = [A] \{\alpha\}$  より

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_k & y_k \end{pmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-53)$$

内部ひずみを表わすマトリクス $[B]$ は $[M]$ を微分することにより求まり次式を得る。

$\{\epsilon(x, y)\} = [B(x, y)] \{\alpha\}$  より

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-54)$$

ここで $[B]$ には $x, y$ の項がなく定数のみである。それゆえ三角形要素の場合、内部ひずみは要素内部で一定となり、次に述べる応力も $\sigma = [D] \cdot \epsilon$ の関係から要素内部で一定となる。

応力は要素の物性を示した応力-ひずみの関係のマトリクス $[D]$ により求められる。

$\{\sigma(x, y)\} = [D] \{\epsilon(x, y)\}$  より

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = U_1 \begin{bmatrix} 1 & U_2 & 0 \\ U_2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1-U_2 \\ & & 2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-55)$$

この応力-ひずみのマトリクス $[D]$ の定数項 $U_1, U_2$ は次のようになる。ただし、等方性体であるとする。

平面応力状態の場合は

$$U_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, \quad U_2 = \nu \quad \dots\dots\dots (1-56)$$

平面ひずみ状態の場合は

$$U_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad U_2 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad \dots\dots\dots (1-57)$$

いま式(1-43)および式(1-41)を用いて節点の変位と応力の関係を求める。

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B(x, y)][A^{-1}]\{v_i\} \quad \dots\dots\dots (1-58)$$

であるから、マトリクスの計算を行なうと次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{U_1}{\phi} \begin{bmatrix} y_{jk} & U_2 x_{kj} & y_{ki} & U_2 x_{ik} & y_{ij} & U_2 x_{ji} \\ U_2 y_{jk} & x_{kj} & U_2 y_{ki} & x_{ik} & U_2 y_{ij} & x_{ji} \\ \lambda_1 x_{kj} & \lambda_1 y_{jk} & \lambda_1 x_{ki} & \lambda_1 y_{ki} & \lambda_1 x_{ji} & \lambda_1 y_{ji} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} v_i \\ v_j \\ v_k \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-59)$$

ここに  $x_{ik} \equiv x_i - x_k$  他も同様

$$\phi \equiv x_{ji}y_{ki} - x_{ki}y_{ji}$$

$$\lambda_1 = \frac{1-U_2}{2}$$

次に要素の剛性は式(1-50)、式(1-49)より

$$K_n = [A^{-1}]^T [\bar{K}_n] [A^{-1}]^T = [A^{-1}]^T \int B^T D B dV [A^{-1}]$$

この三角形要素では $[B]$ は、 $x, y$ に独立であるから積分の外にでる。結局積分項は $(\bar{B} D B) \triangle$ となる。ここで $\triangle$ は三角形要素の面積で、 $t$ はその厚さである。

また

$$\Delta = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{vmatrix} = \frac{\phi}{2}$$

と表わされる。

ゆえに

$$\begin{aligned} K_n &= [A^{-1}]^T [B]^T [D] [B] [A^{-1}] t \cdot \frac{\phi}{2} \\ &= [B A^{-1}]^T [D] [B A^{-1}] t \cdot \frac{\phi}{2} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1-60)$$

結局、このマトリクス計算を行なうと要素の剛性 $K_n$ は表-1.1のように、6行6列の正方マトリクスとして求まる。

表-1.1 三角形要素の剛性マトリクス

$$K_n = \frac{C_1 t}{2\phi}$$

|                                            |                                            |                                               |                                               |                                 |                                 |
|--------------------------------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| $\lambda_1 x^2_{jk} + y^2_{jk}$            |                                            |                                               |                                               |                                 |                                 |
| $\lambda_2 x_k y_{jk}$                     | $\lambda_1 y^2_{jk} + x^2_{jk}$            |                                               |                                               | (対象)                            |                                 |
| $\lambda_1 x_{ik} x_{kj} + y_{jk} y_{ki}$  | $\lambda_1 x_{ik} y_{jk} + C_2 x_k y_{ki}$ | $\lambda_1 x^2_{ki} + y^2_{ki}$               |                                               |                                 |                                 |
| $\lambda_1 x_k y_{jk} + C_2 x_{ik} y_{jk}$ | $\lambda_1 y_{jk} y_{ki} + x_{ki} x_{jk}$  | $\lambda_2 x_{ik} y_{ki}$                     | $\lambda_1 y^2_{ki} + x^2_{ki}$               |                                 |                                 |
| $\lambda_1 x_{ij} x_{jk} + y_{ji} y_{jk}$  | $\lambda_1 x_{ji} y_{jk} + C_2 x_k y_{ji}$ | $\lambda_1 x_{ij} x_{ki} + y_{ji} y_{ki}$     | $\lambda_1 x_{ji} y_{ki} + C_2 x_{ik} y_{ji}$ | $\lambda_1 x^2_{ji} + y^2_{ji}$ |                                 |
| $\lambda_1 x_k y_{ji} + C_2 x_{ji} y_{jk}$ | $\lambda_1 y_{ji} y_{jk} + x_{ji} x_{jk}$  | $\lambda_1 x_{ik} y_{ji} + C_2 x_{ji} y_{ki}$ | $\lambda_1 y_{ji} y_{ki} + x_{ji} x_{ki}$     | $\lambda_2 x_{ji} y_{ji}$       | $\lambda_1 y^2_{ij} + x^2_{ij}$ |

ここで  $\lambda_2 = \frac{1+C_2}{2}$

図-1.10のように節点に反時計まわりに $i, j, k$ というサフィックスをつけた時、 $i$ 点の $x$ 方向に1、 $y$ 方向に2、 $j$ 点の $x$ 方向に3、 $y$ 方向に4、 $k$ 点の $x$ 方向に5、 $y$ 方向に6というサフィックスをあらたにつけてみる。この時、各節点に作用する外力 $R$ および変位 $v$ は節点の自由度に応じて、 $R_1, R_2, \dots, R_6$  および  $v_1, v_2, \dots, v_6$  で表わされる。

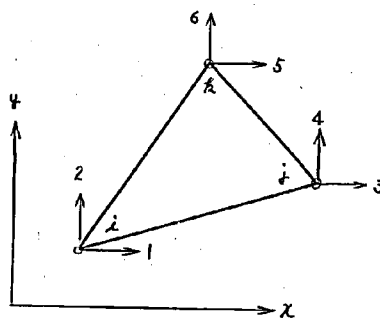


図-1.10

外力 $\{R\}$ と変位 $\{v\}$ を直接結ぶものが剛性であるから

$$\{R\} = [K_n] \{v\} \text{ より}$$

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ R_5 \\ R_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \end{bmatrix} K_n(I, J) \cdot \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-61)$$

ここでサフィックス  $n$  は第  $n$  番目の三角形という意味である。

また、 $I, J: 1, 2, \dots\dots\dots 6$

結局、有限要素法では、仮定した変形形式と応力-ひずみの関係をもとにして、仮想仕事の原理を用いて要素の剛性を得るのであるが、この剛性マトリクスが得られたあとは、ごく単純な構造解析を行なって解が得られることになる。

### 1.3.6 集積剛性マトリクス

1.3.5において求めた剛性マトリクス  $[K_n]$  は全集合体のうちの個々の要素の弾性特性を示すものである。構造物全体を解くときには要素の全集合体の弾性特性すなわち集積剛性マトリクスを求める必要がある。このことは適当な要素の剛性成分を重ねあわすことになる。その原因は図-1.11の場合を考えるとわかるように

$$P = K \cdot u$$

とおけば、

$$K = \left( \frac{AE}{l} \right)^{\textcircled{A}} + \left( \frac{AE}{l} \right)^{\textcircled{B}}$$

であり、この  $K$  は  $\textcircled{A}$  の剛性と  $\textcircled{B}$  の剛性とを加え合わせた集積剛性である。

有限要素法においては、ある一つの節点に着目すると、その節点で連結している要素は限られたわずかなものであり、その各要素のその節点に対する剛性を重ね合わせることで集積剛性マトリクスが得られる。

この集積剛性マトリクスの計算は電子計算機の内部で行なわれるのであるが、その理解を容易にするために図-1.2に示すような簡単なダム構造物に対して以下に説明する。

この構造物は節点数6であるので、自由度12となり、集積剛性マトリクス  $[K]$  は  $12 \times 12$  の正方マトリクスで表わされることは明らかである。ここで節点に作用する外力  $\{R\}$  と節点変位  $\{v\}$  の関係は、  
 $\{R\} = [K] \{v\}$

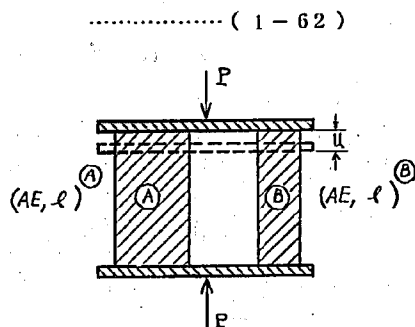


図-1.11

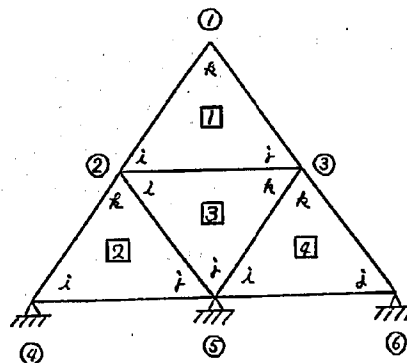


図-1.12

すなわち

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ R_5 \\ R_6 \\ R_7 \\ R_8 \\ R_9 \\ R_{10} \\ R_{11} \\ R_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{1,1} & K_{1,2} & K_{1,3} & \cdots & K_{1,12} \\ & \ddots & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & K_{12,12} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \\ v_7 \\ v_8 \\ v_9 \\ v_{10} \\ v_{11} \\ v_{12} \end{Bmatrix} \quad \cdots \cdots (1-63)$$

この集積剛性マトリクスの各成分は、それに対応する各要素の剛性マトリクス  $K_n [I, J]$  の重ね合わせで表わすことができる。各節点における外力や変位の方向に対して図-1.13に示すようなサフィックスをつける、この場合の集積剛性マトリクスの各成分は、表-1.2のように表わされる。

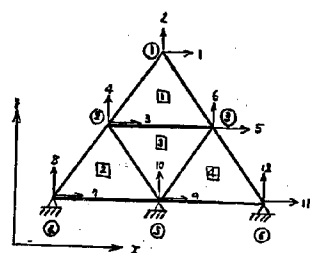


図-1.13

表-1.2 図-1.12の構造物の集積剛性マトリクス

|    | 1          | 2          | 3                                        | 4                                        | 5                                        | 6                                        | 7          | 8          | 9                                        | 10                                       | 11         | 12         |
|----|------------|------------|------------------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|------------|------------|------------------------------------------|------------------------------------------|------------|------------|
| 1  | $K_1(5,5)$ | $K_1(5,6)$ | $K_1(5,1)$                               | $K_1(5,2)$                               | $K_1(5,3)$                               | $K_1(5,4)$                               |            |            |                                          |                                          |            |            |
| 2  | $K_1(6,5)$ | $K_1(6,6)$ | $K_1(6,1)$                               | $K_1(6,2)$                               | $K_1(6,3)$                               | $K_1(6,4)$                               |            |            |                                          |                                          |            |            |
| 3  | $K_1(1,5)$ | $K_1(1,6)$ | $K_1(1,1)$<br>$+K_2(5,5)$<br>$+K_3(1,1)$ | $K_1(1,2)$<br>$+K_2(5,6)$<br>$+K_3(1,2)$ | $K_1(1,3)$<br>$+K_3(1,5)$                | $K_1(1,4)$<br>$+K_3(1,6)$                | $K_2(5,1)$ | $K_2(5,2)$ | $K_2(5,3)$<br>$+K_3(1,3)$                | $K_2(5,4)$<br>$+K_3(1,4)$                |            |            |
| 4  | $K_1(2,5)$ | $K_1(2,6)$ | $K_1(2,1)$<br>$+K_2(6,5)$<br>$+K_3(2,1)$ | $K_1(2,2)$<br>$+K_2(6,6)$<br>$+K_3(2,2)$ | $K_1(2,3)$<br>$+K_3(2,5)$                | $K_1(2,4)$<br>$+K_3(2,6)$                | $K_2(6,1)$ | $K_2(6,2)$ | $K_2(6,3)$<br>$+K_3(2,3)$                | $K_2(6,4)$<br>$+K_3(2,4)$                |            |            |
| 5  | $K_1(3,5)$ | $K_1(3,6)$ | $K_1(3,1)$<br>$+K_3(5,1)$                | $K_1(3,2)$<br>$+K_3(5,2)$                | $K_1(3,3)$<br>$+K_3(5,5)$<br>$+K_1(5,5)$ | $K_1(3,4)$<br>$+K_3(5,6)$<br>$+K_1(5,6)$ |            |            | $K_3(5,3)$<br>$+K_1(5,1)$                | $K_3(5,4)$<br>$+K_1(5,2)$                | $K_1(5,3)$ | $K_1(5,4)$ |
| 6  | $K_1(4,5)$ | $K_1(4,6)$ | $K_1(4,1)$<br>$+K_3(6,1)$                | $K_1(4,2)$<br>$+K_3(6,2)$                | $K_1(4,3)$<br>$+K_3(6,5)$<br>$+K_1(6,5)$ | $K_1(4,4)$<br>$+K_3(6,6)$<br>$+K_1(6,6)$ |            |            | $K_3(6,3)$<br>$+K_1(6,1)$                | $K_3(6,4)$<br>$+K_1(6,2)$                | $K_1(6,3)$ | $K_1(6,4)$ |
| 7  |            |            | $K_2(1,5)$                               | $K_2(1,6)$                               |                                          |                                          | $K_2(1,1)$ | $K_2(1,2)$ | $K_2(1,3)$                               | $K_2(1,4)$                               |            |            |
| 8  |            |            | $K_2(2,5)$                               | $K_2(2,6)$                               |                                          |                                          | $K_2(2,1)$ | $K_2(2,2)$ | $K_2(2,3)$                               | $K_2(2,4)$                               |            |            |
| 9  |            |            | $K_2(3,5)$<br>$+K_3(3,1)$                | $K_2(3,6)$<br>$+K_3(3,2)$                | $K_3(3,5)$<br>$+K_1(1,5)$                | $K_3(3,6)$<br>$+K_1(1,6)$                | $K_2(3,1)$ | $K_2(3,2)$ | $K_2(3,3)$<br>$+K_3(3,3)$<br>$+K_1(1,1)$ | $K_2(3,4)$<br>$+K_3(3,4)$<br>$+K_1(1,2)$ | $K_1(1,3)$ | $K_1(1,4)$ |
| 10 |            |            | $K_2(4,5)$<br>$+K_3(4,1)$                | $K_2(4,6)$<br>$+K_3(4,2)$                | $K_3(4,5)$<br>$+K_1(2,5)$                | $K_3(4,6)$<br>$+K_1(2,6)$                | $K_2(4,1)$ | $K_2(4,2)$ | $K_2(4,3)$<br>$+K_3(4,3)$<br>$+K_1(2,1)$ | $K_2(4,4)$<br>$+K_3(4,4)$<br>$+K_1(2,2)$ | $K_1(2,3)$ | $K_1(2,4)$ |
| 11 |            |            |                                          |                                          | $K_1(3,5)$                               | $K_1(3,6)$                               |            |            | $K_1(3,1)$                               | $K_1(3,2)$                               | $K_1(3,3)$ | $K_1(3,4)$ |
| 12 |            |            |                                          |                                          | $K_1(4,5)$                               | $K_1(4,6)$                               |            |            | $K_1(4,1)$                               | $K_1(4,2)$                               | $K_1(4,3)$ | $K_1(4,4)$ |

### 1.3.7 変位および応力の演算

図-1.12の構造物は節点数6であるから、12元の連立つり合い方程式を解かねばならない。

1.3.6において求めたこの構造物に対する集積剛性マトリクス $[K]$ を用いて

$$\{R\} = [K] \{v\} \quad \dots\dots\dots (1-64)$$

$$\{v\} = [K^{-1}] \{R\} \quad \dots\dots\dots (1-65)$$

の関係式より $\{R\}$ および $\{v\}$ を求めればよい。

一般の構造物においては節点力 $\{R\}$ を与えて節点変位量 $\{v\}$ を解く場合が多いので、おもに式(1-65)の関係式を利用する。また固定節点の反力 $\{R\}$ を求める場合には式(1-65)で得られた $\{v\}$ を用いてこれを式(1-64)に代入する。このように構造物全体についてつり合い方程式を解くには、一般的には式(1-64)を解くGauss-Seidelの反復法、Franの方法等があるが、ここでは式(1-65)における逆マトリクス $[K^{-1}]$ を直接に求める消去法によった。有限要素法の電子計算プログラムにおける計算時間の大部分は、この逆マトリクス演算で費やされる。要素分割数をふやせばふやすほど構造物全体の応力、変形の解析精度はあがるが、一方逆マトリクスの次数があがり電子計算機の記憶容量や演算時間による制限から分割にもおのずと限界が生じてくる。

ここで筆者の用いたプログラムのフロチャートを図-1.14に示す。基本的な入力データとしては、節点数、要素数、固定節点番号、弾性パターン情報( $E, \nu, \tau$ )、節点の $x, y$ 座標、要素番号と節点番号の関係、節点に作用する荷重等である。

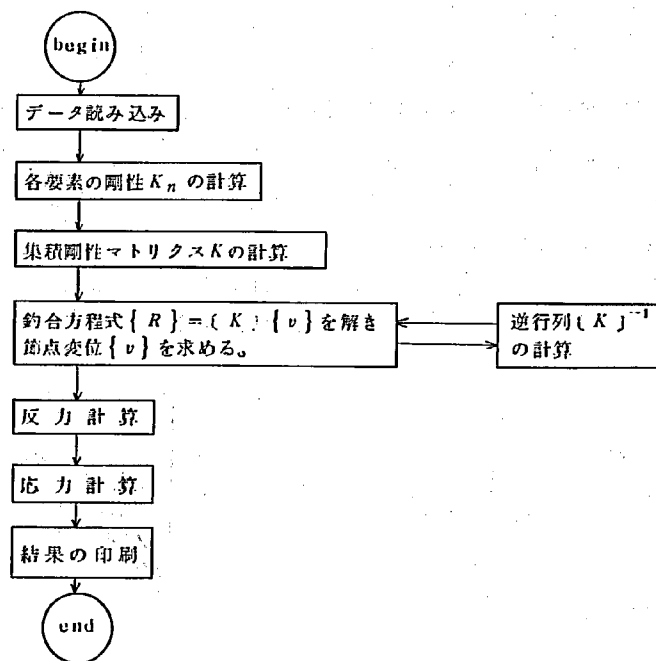


図-1.14

## 1.4 有限要素法の非線形解析法への適用

有限要素法は非線形問題においても、なんらの仮定も設定することなしに忠実にその条件を考慮して行なえるという有力な手法である。したがって、有限要素法は形状の複雑な問題と非線形問題にその利点を発揮した応用例<sup>7) 36)</sup>も多い。要素に応力とひずみに関する非線形の性質を与えるには、式(1-43)の $[D]$ マトリクスにその性質を表現させて、一般に次に述べるような漸増荷重法や反復法を用いて非線形計算を行なっている。

### 1.4.1 漸増荷重法

#### (a) 漸増荷重法 (incremental load process)

荷重を小さな増分に分割して漸増的に作用させ、各荷重段階では弾性的に計算するが、各増分で、弾性係数は図-1.15(a)のように変化させ非線形特性を含ませる。このとき各荷重段階で $[D]$ マトリクスが変化することになる。

#### (b) 初期勾配-増分法 (incremental initial strain process)

ある荷重段階の全ひずみを弾性ひずみ、非弾性ひずみとクリープの成分に分けて考える。すなわち、

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon_e + \Delta (\varepsilon_{\text{inelastic}} + \varepsilon_{\text{creep}}) = \Delta \varepsilon_e + \Delta \varepsilon_0 \quad \dots\dots (1-66)$$

図-1.15(b)に示すように荷重を作用させ、最初の応力とひずみ $\Delta \varepsilon_e$ を弾性的に計算し、次に $\Delta \varepsilon_0$ を加えて $\Delta \varepsilon$ として同じ弾性係数で応力を計算し、この応力から次の加えるひずみを得る。これを繰り返して一定の応力に収束させて真の応力を求める。

### 1.4.2 反復法 (direct iterative process)

各応力に対応する弾性係数を用いる方法で、初期の弾性係数により応力分布を求め、図-1.15(c)に示すように、それに対応する新しい弾性係数(割線係数)を用いて、新しく応力を計算する。この操作を応力が収束するまで繰り返す。

(2)の方法は解析手法上(1)に比して簡単で便利であるが、最初から、全荷重に対する計算を行なっているの、荷重行程を追いながら、塑性域の発達の様子を調べる際には、(1)の方法を用いなければならない。

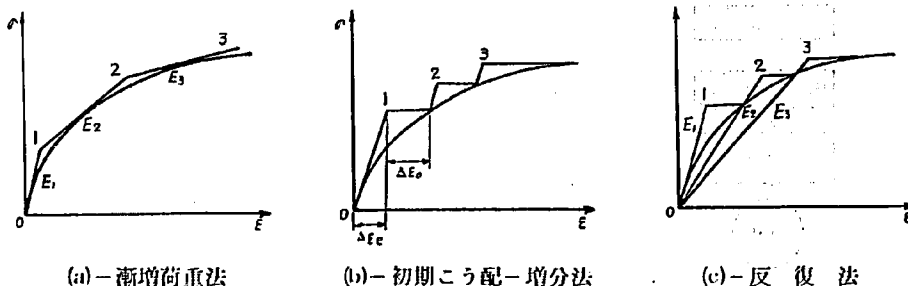


図-1.15 応力-ひずみ曲線

本論文の第5章以下に行なっている非線形演算では、反復法を用い〔力〕マトリクス中の弾性係数 $E$ を各垂直応力に応じて変化させることによって非線形性を得ている。なお、非線形曲線として図-5.3に示すような途中に段差のあるパターンを用いているが、このような場合の反復法における解の収束を得るのが困難であったので応力の変化に対してダンピング係数を設けた。すなわち、第 $n$ 回目の演算で垂直応力 $\sigma_n$ が得られたとすると、これに対応して第 $(n+1)$ 回目の演算のための弾性係数 $E_{n+1}$ を求めるための垂直応力 $\sigma_n'$ は、ダンピング係数を $\alpha$ とすれば、

$$\sigma_n' = \sigma_{n-1} + \alpha (\sigma_n - \sigma_{n-1}) \quad \dots\dots\dots (1-67)$$

とした。 $\alpha = 0.1 \sim 0.5$ の間のどれを採用しても解は収束に向うが、 $\alpha = 0.1$ を用いるのが能率的であった。

## 1.5 結 語

盛土体の内部応力、変形の解析法について有限要素法を中心に述べたが、おもな点をまとめてみる。

- (1) Airyの応力関数を用いる方法では、その解析対象が半無限の均一弾性体であるので、盛土のような複雑な形状や物性、有限の境界条件を有するものに対してはあまり適用性が期待できない。
- (2) 有限要素法は均一構造体はもちろん、異方性材より成る不均一構造体についてもある程度任意の形状、境界条件のもとに解析することができ、さらに任意の物性（弾性、弾塑性、粘性等）を含ませることができるといった大きな特色を有している。
- (3) 有限要素法は手段として、非線形の性質を簡単にとり入れることができるといった特色を有するが、これを利用するに当って、そのもとになる物性の研究が今後、大いになされていかねばならない。

## 第2章 盛土の内部応力と

### 変形解析(線形解析)

## 第2章 盛土の内部応力と変形解析(線形解析)

### 2.1 概 説

第1章において述べた解析法を用いて、盛土体を二次元の弾性体とみなして、自重による内部応力や変形の状態を解析した。

検討した項目としては、均一な盛土の場合、締固めが部分的に異なる不均一な盛土の場合、基礎地盤が軟弱で不等沈下を生じた場合などにおける盛土内部応力の分布や変形形状である。なお均一な盛土の場合には、瞬間的に築造された場合と実際の施工過程を考慮した段階築造の場合との比較を行なった。またAiryの応力関数を用いた解と、有限要素法による解との比較も行なっている。

### 2.2 均一な盛土の場合

#### 2.2.1 有限要素法とAiryの応力関数による解の比較

まず有限要素法とAiryの応力関数による解を比較するために、剛な基礎地盤上の高さ4.5m、天端幅8.0m、のり面勾配1:1.5の盛土について検討した。

この盛土の有限要素法によるモデル化は、図-2.1に示すとおりである。すなわち、盛土は左右対称形であるので、その右半分を考慮し、図のように節点数42、要素数55に分割し、二次元の平面ひずみの状態で、弾性係数 $E = 100 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比0.35、単位体積重量 $1.3 \text{ kg/cm}^3$ として解析した。なおここで用いた盛土の諸元は第7章において述べるB盛土に相当している。

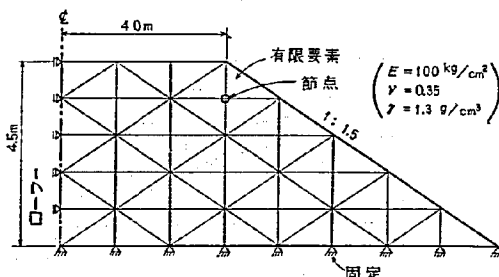


図-2.1 盛土の要素分割図(42節点)

ところで、Airyの応力関数を用いる解では、その解析対象は半無限の弾性体に限定されているので、この盛土に対しては、第1章で述べた図-1.1の $\alpha = 1.5$ とした場合について解となる。盛土は天端幅やのり面長さが有限であるので、Airyの応力関数による解は盛土のような有限の境界条件を有するものに対しては、あまり適用性がない。これに比べて有限要素法は盛土の形状や境界の条件を適切に組入れることができ、実際の現象をかなり適確にとらえ得る特色を有している。そしてその精度は要素分割数を多くしていくことにより実用上十分なものにあげることができる。

図-2.2には盛土内のA-A断面、B-B断面に自重により発生する水平応力 $\sigma_x$ 、垂直応力 $\sigma_y$ 、せん断応力 $\tau_{xy}$ を示している。A-A断面、B-B断面上の○印の点はちょうど図-2.1の節点の位置に該当するのであるが、のり面上の点については分割要素が大きいため解を得るには至っていない。

図中にAiryの応力関数により得られた解を破線で示している。 $\sigma_x$ と $\tau_{xy}$ の値は盛土底面の拘束条件が影響するため有限要素法による値とかなりかけ離れているが、 $\sigma_y$ の分布は盛土中央部でよく一致している。

また図中において一点鎖線で示した

$$\sigma_y = \gamma \cdot h$$

..... (2-1)

ここに  $\gamma$  : 盛土材料の単位体積重量

$h$  : 上載土直高

とする方法による  $\sigma_y$  の分布と有限要素法のそれとを比較すると、盛土中央部においては両者ともよく一致しているが、のり肩部分からのり先にかけてはかなり相違している。

すなわち、有限要素法で求めた  $\sigma_y$  の弾性解は、のり肩部分では  $\gamma \cdot h$  の値よりも小さく、のり先部分では大きくなっている。

$\tau_{xy}$  の分布においてはのり先部分で水平せん断応力が増加する様子がわかる。Airy 応力関数法と有限要素法の値はかなり大きく異なっているが、値の変化の様子は全く同じ傾向を示している。有限要素法では盛土底面の拘束条件があるので、ポアソン比によっても  $\sigma_x$ 、 $\tau_{xy}$  の値は変化し、ポアソン比が大きくなるにつれてこれらの値は増加する。

図-2.3には、図-2.2に対応して、 $\sigma_x/\sigma_y$ 、 $\tau_{xy}/\sigma_y$  の値を示している。

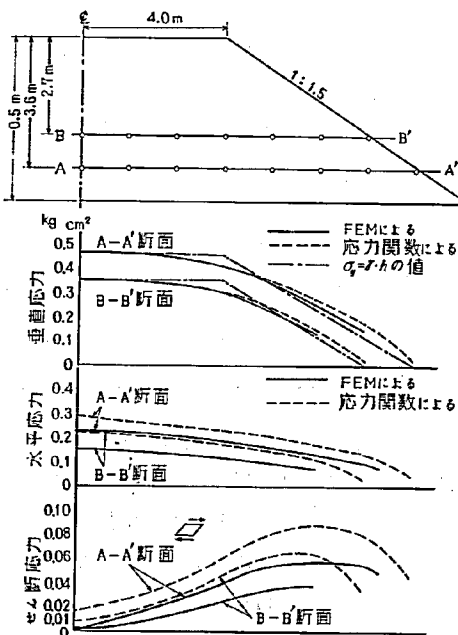


図-2.2  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xy}$  の分布

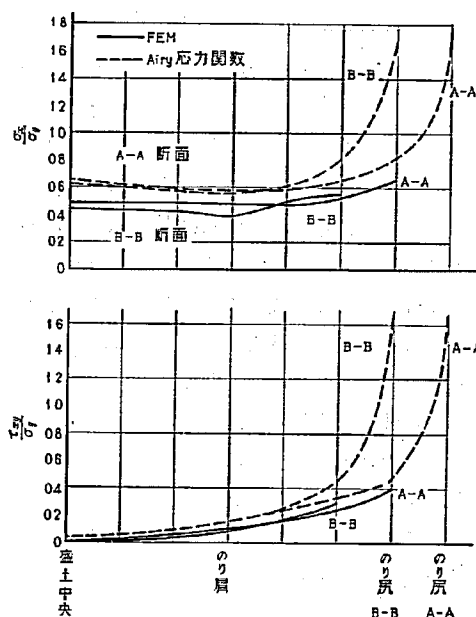


図-2.3  $\sigma_x/\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}/\sigma_y$  の分布

## 2.2.2 有限要素法による解

2.2.1で述べた解をさらに細かく検討するために、図-2.4に示すような要素分割(節点数176, 要素数300)にて解析した。解析に用いた条件は弾圧係数  $E = 200 \text{ kg/cm}^2$ , ポアソン比  $\nu = 0.4$ , 盛土材料の単位体積重量  $\gamma = 1.6 \text{ g/cm}^2$  である。

解析の結果、自重により発生する主応力の様子を図-2.5に、変形の様子を図-2.6に示す。主応力はすべて圧縮側で、第一主応力は盛土中央部で鉛直方向を示しているが、のり肩からのり先に向って次第に傾き、のり面付近では、ほとんどのり面に平行している。この図から、盛土中央部の下部には垂直水平両方向にかなり大きな拘束圧が作用することがわかる。また変形もそのために盛土天端においては中央部が沈下量が大きく、のり肩部はこれに比して小さい。のり面においてはのり先部分にはらみ出し変形がみられる。

ところで、盛土の変形を考える時、実際の盛土の進行状態を考慮する必要がある。そのために盛土が下層から順に10層に分かれて段階的施行されたと考える。図-2.7～図-2.10は、左断面が今までの解析法どおり瞬間的に施行され自重が作用した時の、右断面が段階的(10段)に施工され、その都度自重が作用した時のそれぞれ $\sigma_x/\gamma \cdot H$ (水平応力の無次元量)、 $\sigma_y/\gamma \cdot H$ (垂直応力の無次元量)、 $U/\gamma \cdot H^2/E$ (水平変位の無次元量)、 $V/\gamma \cdot H^2/E$ (垂直変位の無次元量)の分布である。これらの図からわかるように瞬間築造による解析と段階築造による解析にはあまり大きな差は生じていない。ただ垂直変位のみが全く異なった様子を示している。瞬間築造方式では、天端で垂直変位が最大となっているが、段階築造方式では、天端の垂直変位は零である。これはひずみを全高にわたり累積していく方法と、ひずみがそれ以上発達しなくなったあと盛土材料を積み重ねていくので天端では変位は起こりえないという方法の違いによるものである。すなわち、段階築造方式による垂直変位はちょうど、施工中に各層の境界に沈下板を設置して沈下観測を行なって得られる量に相当する。図によると垂直変位は盛土高の半分の位置で最大となり、水平変位はのり面側で大きいことがわかる。このことは試験盛土において観測された<sup>21)22)</sup>施工中の沈下現象によく一致している。

以上のことから考えて、盛土を築造する際に生じる垂直変位を求めるには瞬間築造方式よりも段

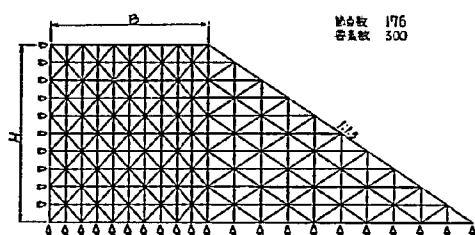


図-2.4 盛土の要素分割図

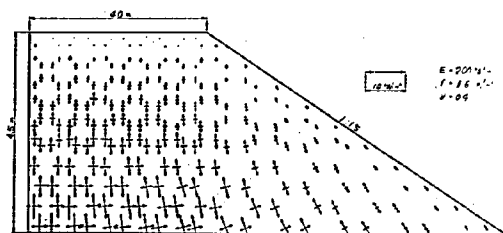


図-2.5 主応力図

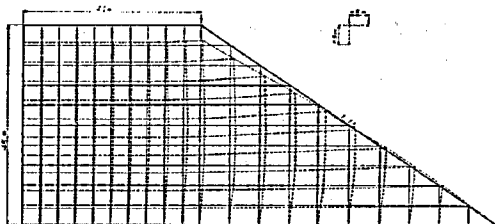


図-2.6 変形図

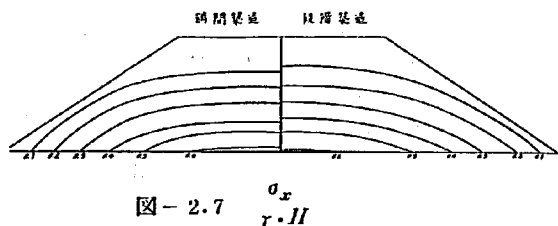


図-2.7  $\frac{\sigma_x}{\gamma \cdot H}$

階築造方式の方が、より現象に忠実である。

## 2.3 不均一な盛土の場合

### 2.3.1 のり面が中央部に比してゆるく締固められた場合

のり面がゆるく締固められた場合には、その部分の弾性係数が小さく変なとして、中央部とのり面部の弾性係数を変え、得られた水平応力 $\sigma_x$ と垂直応力 $\sigma_y$ の分布を図-2.11と図-2.12の右断面に示す。これらの図の左断面には比較対照のため均一に締固められた盛土の $\sigma_x$ と $\sigma_y$ の分布を示している。

図からはのり面がゆるい場合も均一な盛土の場合も、その応力分布には、ほとんど差がないと考えられる。しかしながら、わずかなではあるが、のり面がゆるい場合には、 $\sigma_x$ についてみるとのり面の部分の応力が減少していることがわかる。

### 2.3.2 層状に締固め度の異なる場合

盛土が水平5層にわたり締固め度が異なり、上層ほどよく締固められた場合について、各層の弾性係数を上層から $E=200, 150, 100, 80, 50 \text{ kg/cm}^2$ および $E=500, 200, 100, 50, 20 \text{ kg/cm}^2$ の2ケース考えた。各ケースについて $\sigma_x$ と $\sigma_y$ の分布と図-2.13～図-2.16の右断面に示す。左断面には2.3.1と同様に、均一に締固められた盛土の $\sigma_x$ と $\sigma_y$ の分布を示している。これらの図によると、 $\sigma_y$ については、層ごとに弾性係数が変化しても盛土が均一な場合とほとんど同じであるが、 $\sigma_x$ についてみると、盛土上部に引張応力があらわれ、上層と下層の弾性の差が大きいほどこの影響は顕著になる。

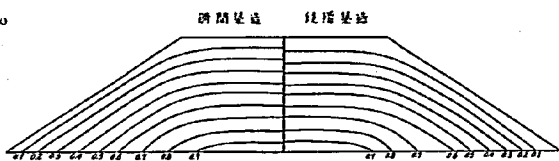


図-2.8  $\frac{\sigma_y}{\gamma \cdot H}$  の分布

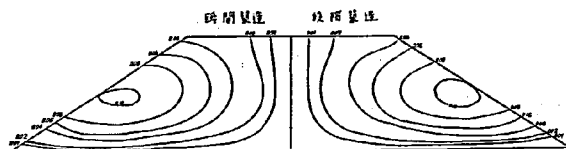


図-2.9 水平変位  $\frac{\gamma}{E} r \cdot J^2$  の分布



図-2.10 垂直変位量  $\frac{\gamma}{E} r \cdot J^2$  の分布

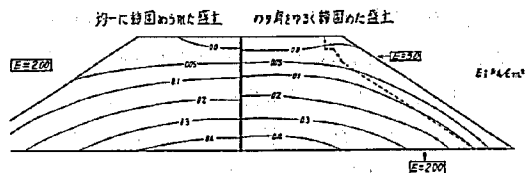


図-2.11 水平応力 $\sigma_x$ の分布 ( $\text{kg/cm}^2$ )



図-2.12 垂直応力 $\sigma_y$ の分布 ( $\text{kg/cm}^2$ )



図-2.13 水平応力 $\sigma_x$ の分布 ( $\text{kg/cm}^2$ )

## 2.4 基礎地盤が不等沈下した場合

盛土と基礎地盤を一体とした系を考え、図-2.17に示すように理想化した。ここで基礎地盤を1つは盛土体と同じ性質(弾性係数 $E = 200 \text{ kg/cm}^2$ , ポアソン比 $\nu = 0.4$ , 単位体積重量 $\gamma = 1.6 \text{ g/cm}^3$ )を有する一様地盤, 他の1つは上部の4.5 m区間が軟弱層( $E = 20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\nu = 0.45$ ,  $\gamma = 1.6 \text{ g/cm}^3$ )下部の4.5 m区間が強固な層( $E = 600 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\nu = 0.4$ ,  $\gamma = 1.6 \text{ g/cm}^3$ )から成る軟弱層を含む地盤の2ケースを考えた。

解析の結果得られた $\sigma_x/\gamma H$ および $\sigma_y/\gamma H$ ( $H$ は盛土体の直高)の分布を図-2.18および図-2.19に示す。一様地盤の場合と軟弱層を含んだ場合をそれぞれ図の左断面と右断面に示す。 $\sigma_y/\gamma H$ の分布はあまり差がないが, $\sigma_x/\gamma H$ の分布については軟弱層がある場合には, 盛土体内部に引張応力が発生することがわかる。また同様に, 最大せん断応力の無次元量 $\tau_{max}/\gamma H$ の分布を図-2.20に示すが, 軟弱層を含んだ場合には, ちょうど, 盛土体内部の $\sigma_x/\gamma H$ について引張応力の発生した付近に $\tau_{max}/\gamma H$ の最大値が生じている。このことは, 基礎地盤に軟弱層を含んだ場合には, 盛土体内部の



図-2.14 水平応力 $\sigma_x$ の分布( $\text{kg/cm}^2$ )



図-2.15 垂直応力 $\sigma_y$ の分布( $\text{kg/cm}^2$ )



図-2.16 垂直応力 $\sigma_y$ の分布( $\text{kg/cm}^2$ )

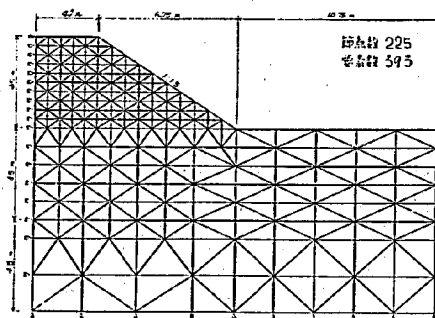


図-2.17 要素分割図

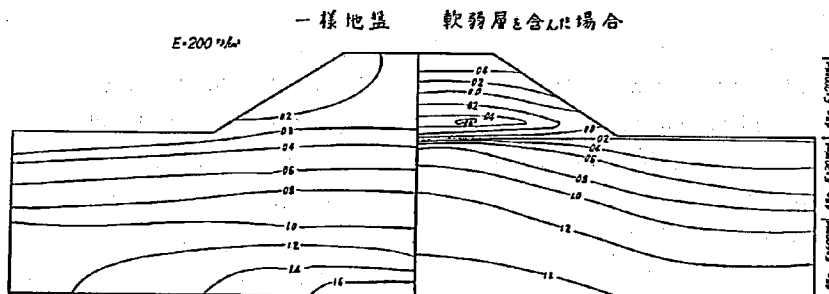


図-2.18  $\frac{\sigma_x}{\gamma H}$  分布図

一様地盤 軟弱層を含んだ場合

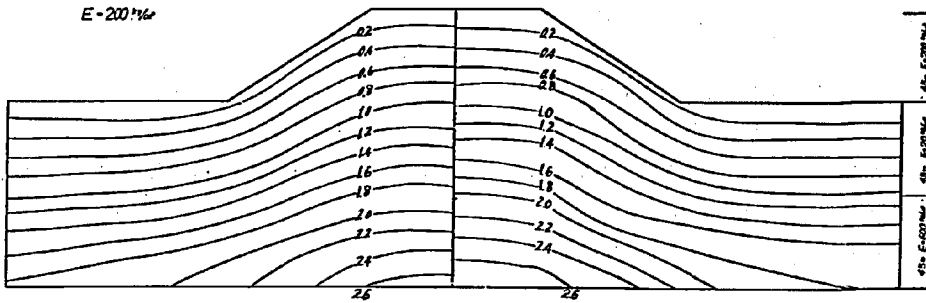


図-2.19  $\frac{\sigma_y}{rH}$  の分布図

一様地盤 軟弱層を含んだ場合

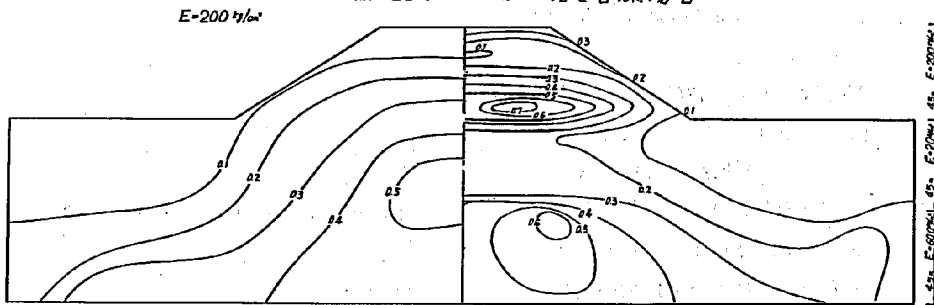


図-2.20  $\frac{\tau_{max}}{rH}$  分布図

せん断破壊に対する検討が一層重要になってくることを示している。

図-2.21 および図-2.22 には、それぞれ一様地盤の場合と軟弱層を含んだ場合の主応力の分布を示している。軟弱層を含んだ場合には、盛土天端の $\sigma_x$ が増大していることがわかる。また、図-2.23 および図-2.24 には、同様に変位ベクトルを示している。軟弱地盤の影響でかなり大きく変位している様々がわかる。

## 2.5 結 語

以上の盛土に関する線形解析（自重作用）の結果、次の事項が明らかとなった。

- (1) 盛土中央下部には、周囲に比して垂直水平両方向にかなり大きな拘束圧が生じる。
- (2) 盛土内部の垂直応力 $\sigma_y$ は盛土中央部ではほぼ $\sigma_y = r \cdot h$ （ $r$ ：盛土材料の単位体積重量， $h$ ：考えている点から上の土の直高）に等しいが、のり肩部分では $r \cdot h$ の値よりも小さく、のり先部分では $r \cdot h$ の値よりも大きい。
- (3) 盛土の変位については、盛土天端においては中央部は沈下量が大で、のり肩部はこれに比して小さい。また、のり面においてはのり先部分にはらみ出し変形が見られる。
- (4) 盛土施工中の垂直変位については、盛土施工の進行状態に合わせた段階築造方式による解の

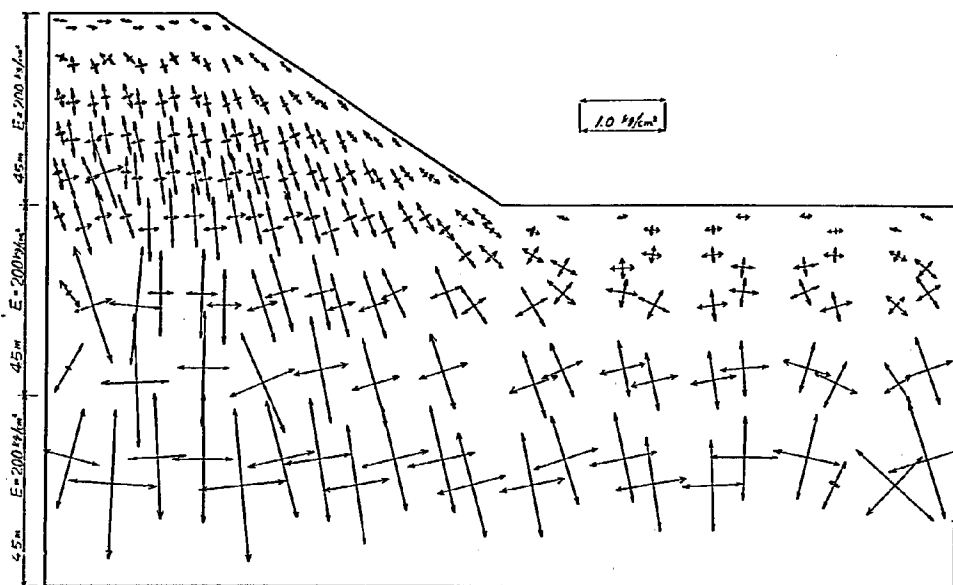


図-2.21 主応力図（一様地盤）

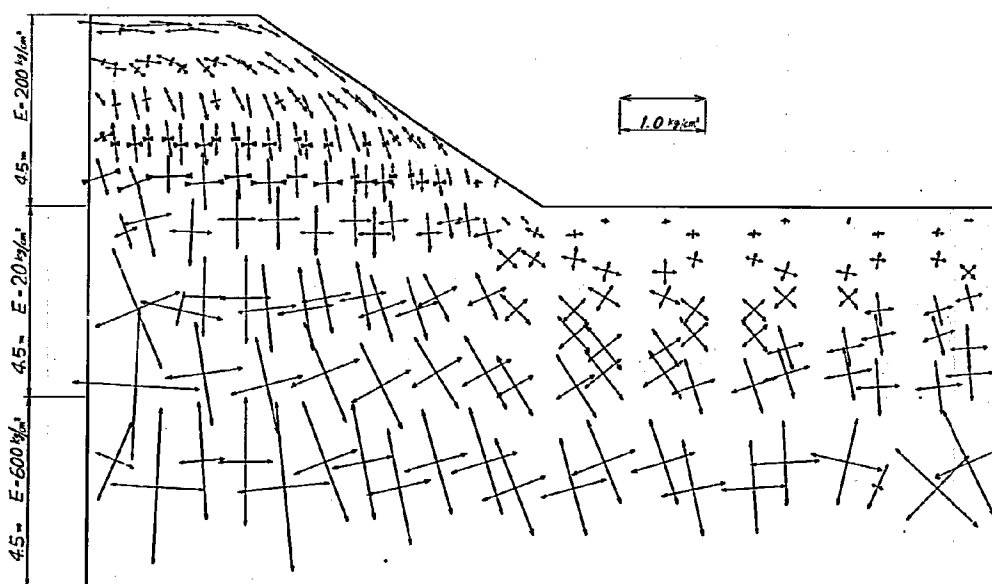


図-2.22 主応力図（軟弱層を含んだ場合）

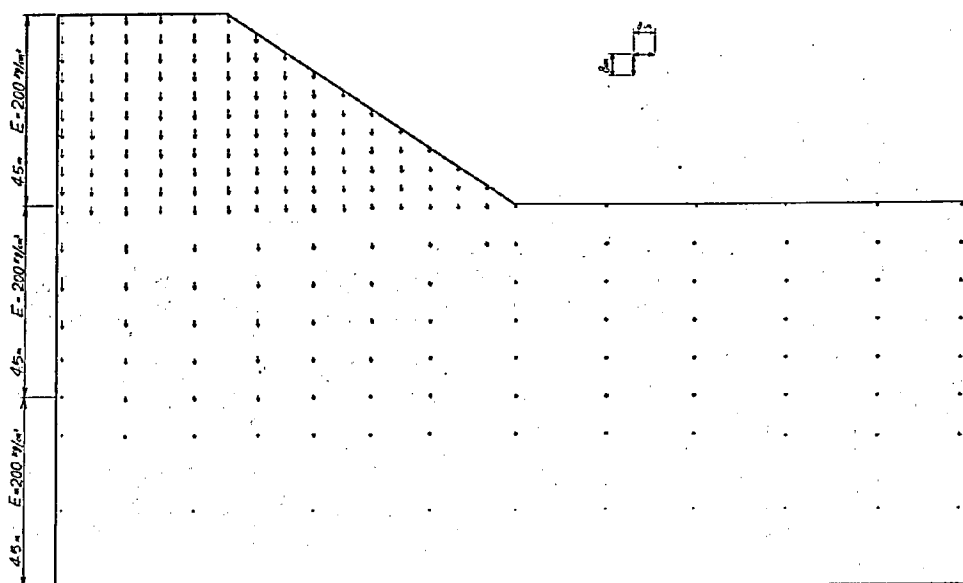


図-2.23 変位ベクトル図（一様地盤）

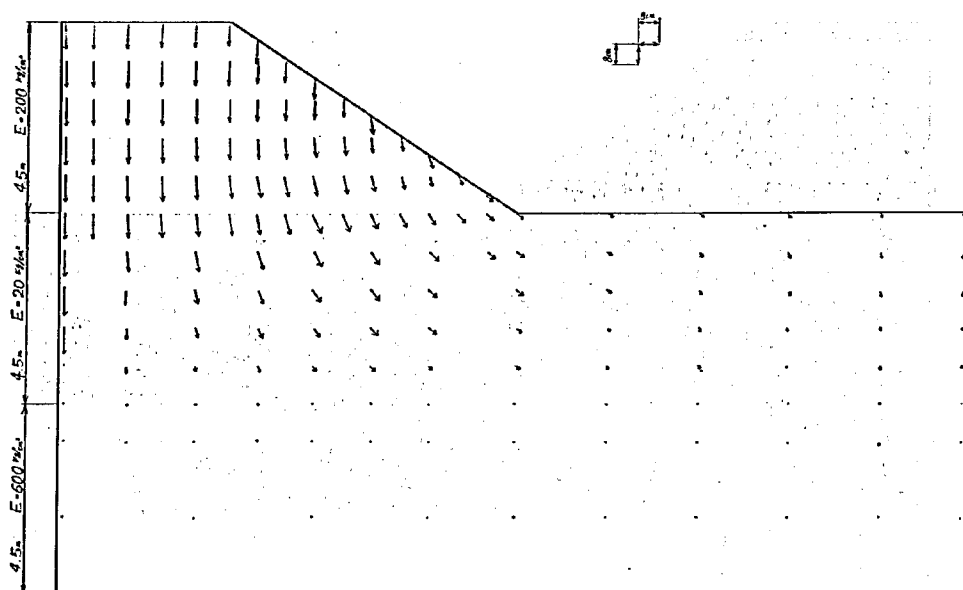


図-2.24 変位ベクトル図（軟弱層を含んだ場合）

方が実際の現象に忠実であり、これによると施工中の垂直変位は盛土高の半分の位置で最大となり、天端面では生じない。なお水平変位は段階築造、瞬間築造のいずれの場合においても、のり面部で最大となっている。

- (5) のり面がゆるく締められた場合、均一な締固めの行なわれた盛土に比してその応力分布にはほとんど差は生じないが、 $\sigma_x$  についてみるとわずかながら、のり面部分に応力の減少が認められる。
- (6) 盛土の水平各層に締固め度が異なり、下層がやわらかく上層にいくに従って固く締められた場合には上層に水平引張応力が発生する傾向にある。これは上層と下層との固さの差が大きければますますこの傾向は顕著となる。
- (7) 基礎地盤が不等沈下し、特に地盤に軟弱層が含まれているような場合には、盛土体内部に水平方向の引張応力が発生する可能性がある。

### 第3章 土の圧縮特性

( )

( )

### 第3章 土の圧縮特性

#### 3.1 概 説

盛土の圧縮沈下量を検討するに当たり、盛土材料の圧縮沈下特性の把握が必要となる。ところで対象として考えられるような盛土の土はすべて不飽和土であり、応力に対して粘弾塑性的な変形を行なう。これに関しては従来から高分子物質の力学的挙動の説明に用いられているレオロジー概念の粘性土に対する応用研究<sup>13) 14)</sup>や粘性土の圧縮変形に関する実験的研究などがあり、土の応力と変形に関する特性の解明の努力が続けられている。筆者は不飽和状態の粘性土の圧縮特性を調べるために静的に締固めた試料(直径 30 cm, 高さ 3.75 cm)の大形圧縮試験を行なった。試験の条件として土質, 含水比, 試料成形荷重, 載荷荷重を変化させ短期間載荷除荷, 長期間載荷の試験を行ない、これらから土の応力-ひずみ-時間の関係, 粘弾性的沈下と塑性的沈下の境界条件など土の圧縮特性の検討を行なった。

本章では、土の圧縮特性に関する従来からの研究成果と筆者の行なった大形圧縮試験について述べる。

#### 3.2 土の圧縮クリープ特性

従来から物質の圧縮クリープ特性に関しては、レオロジー力学模型による検討や高分子物質に対する分子論的レオロジーによる検討などもなされているが、レオロジー力学の模型では、土の実際の圧縮クリープ現象を忠実にあらわすことが困難であること。また対象とする土は、土粒子、水、空気の3相からなる物質で、高分子物質とはかけ離れた性質を有していて必ずしも高分子物質を対象とした理論をあてはめるのは適当でないことから、圧縮特性の従来からの成果である実験的圧縮クリープ特性について述べる。

一定応力( $\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$ )のもとでの土のクリープ特性は一般に図-3.1のようになる。土の応力-ひずみ-時間の関係の研究において、曲線Ⅱで表わされるような範囲、すなわち下限降伏値と上限降伏値の間の応力 $\sigma_2$ (初期強度の約30%からクリープ破壊の特性にもよるが約90%までの間の応力)では、土のクリープの挙動をかなり正確に表わすことのできるような簡単な実験的特性が観察されてきている。

この $\sigma_2$ の範囲におけるクリープ特性に関して各国の研究者によって観察されてきた結果を要約すると大体次のようなことになる。

- (1) 応力の大きさにかかわらず「ひずみ速度の対数」は「時間の対数」に対して直線的に減少する。さらにこの直線の勾配は応力には無関係で、応力の増加に伴って直

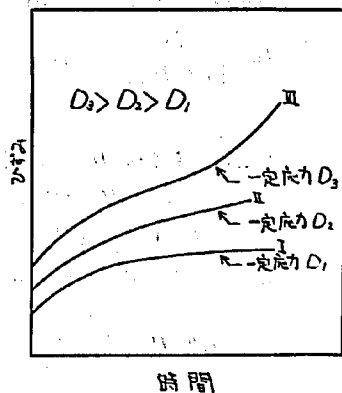


図-3.1 一定応力載荷時の土のクリープ挙動

- 線は垂直方向へ平行移動する(図-3.2参照)
- (2) 「ひずみ」と「時間の対象」との関係は直線関係が成立する場合や非直線的になる場合の両方が報告されているが、直線性のいかんにかかわらず「ひずみ速度の対数」と「時間の対数」の関係はリニアとなる。
- (3) 「ひずみ速度の対数」と「ひずみ」の関係はほとんどリニアである。

#### 応力-ひずみ-時間の関係式

Singh と Mitchell<sup>(15)</sup> は上述の関係から、一定応力荷重時における粘土のクリープ挙動を表わす単純な3個のパラメータを持つ実験式を得ている。

まず上述の「ひずみ速度の対数」と「時間の対数」の関係から、

$$\ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}(t_1, D)} \right) = -m \ln \left( \frac{t}{t_1} \right) \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここに  $\dot{\epsilon}$  : ひずみ速度  
 $\dot{\epsilon}(t_1, D)$  : 応力  $D$  における単位時間  $t_1$  のひずみ速度  
 $m$  : 直線の勾配

さらにデータを図-3.3のように、「ひずみ速度の対数」と「応力」で整理すると両者間に直線関係が得られる。この関係から

$$\ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}(t, D_0)} = \alpha D \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

ここに  $\dot{\epsilon}(t, D_0)$  : 時間  $t$  経過後の  $D=0$  における仮想ひずみ速度  
 $\alpha$  : 直線の勾配

式(3-1)および式(3-2)から

$$\dot{\epsilon} = A e^{\alpha \cdot D} \left( \frac{t_1}{t} \right)^m \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

ただし  $A = \dot{\epsilon}(t_1, D_0)$

式(3-3)を積分して、次式が得られる。

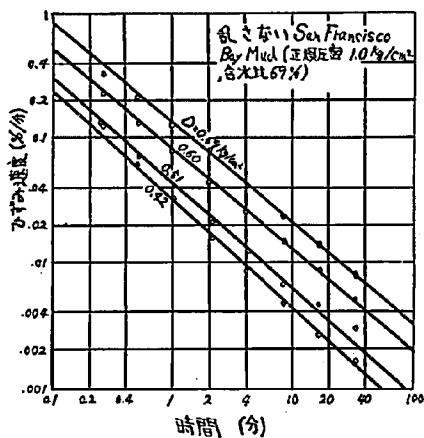


図-3.2 ひずみ速度と時間の関係の一例

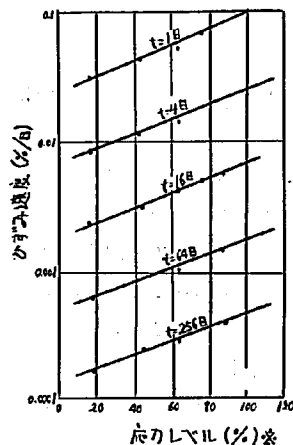


図-3.3 ひずみ速度と応力レベルの関係の一例

※ 図中の応力レベル  
 $= (\text{クリープ応力}) / (\text{初期強度})$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= a + \frac{A}{1-m} e^{aD} \cdot t^{1-m} & (m \neq 1) \\ \varepsilon &= \varepsilon_1 + A e^{aD} \cdot \ln t & (m = 1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-4)$$

$a, \varepsilon_1 : \text{const.}$

$m = 1$  のとき「ひずみ」と「時間の対数」

はリニアになることがわかる。すなわち、こ

の場合には応力が一定のとき

$$\varepsilon = a' + b' \log t \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

$a', b' : \text{const}$

の形となる。式(3-4)を用いて計算した値と実測値との比較の一例が図-3.4に示されている。3個のパラメータ  $A, a, m$  は2つのクリープ試験から決定することができる。

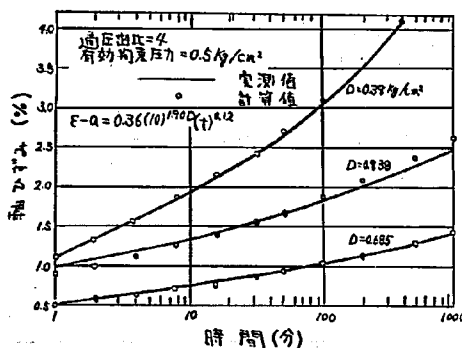


図-3.4 計算値と実測値との比較例

### 3.3 圧縮特性試験

#### 3.3.1 試験目的と概要

第7章に述べる試験盛土において観測された圧縮沈下の測定結果の解析と不飽和粘性土の変形の普遍化のために行なったものである。

試験は試験盛土に用いた関東ロームの試料を静的に圧縮成形し、大形圧縮試験機(供試体直径30cm、高さ3.75cm、载荷重0.5~8kg/cm<sup>2</sup>)で周辺拘束の条件で载荷し、短期間(1時間)と長期間(8~30日間)の圧縮沈下の測定を行なった。

#### 3.3.2 試験に用いた装置

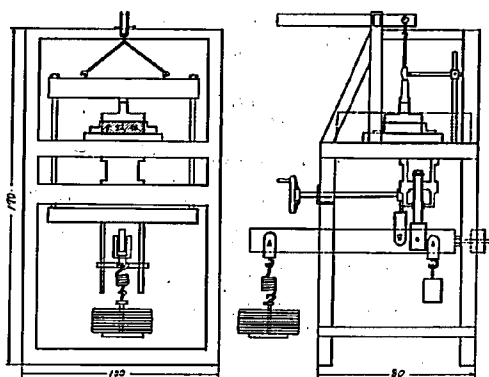
##### (1) 大形圧縮試験機

これは、図-3.5および写真-3.1に示すように、普通の圧密試験機を大形にしたようになり、モールド、加圧板、载荷装置およびこれらを支持するフレームから成る。図-3.6および写真-3.2はその供試体部分を示している。

供試体の大きさは、次のように決めた。実際の盛土の圧縮現象を室内実験で再現できるようにするため、モールドの径は大きい方が有利であるが、取扱い、経済性の面から最大径30cmとした。また、圧密試験(JIS 1217)の圧密リングを用いた場合、試料とリングの間の摩擦係数、即ち、側面摩擦により24時間载荷後の平均有効圧密応力は加えた圧密応力の大きさの75~90%程度になることが知られている。それ故に、この側面摩擦の影響をできるだけ少

なくする(10%以内)ため、圧密試験における側面摩擦に関する研究<sup>16)</sup>(海底粘土を対象としたもの)を参考にしてモールドの高さを決定した。これによると、有効力 $\bar{Q}$ 、実荷重 $Q$ 、モールドの高さ $h$ 、半径 $R$ とすると $\bar{Q}/Q$ と $h/R$ の関係は図-3.7のようになると、報告されている。

そこで、通常の盛土で比較的多く生じることが予想される実荷重 $Q=0.5\text{ kg/cm}^2$ を基準として、 $\bar{Q}/Q=0.9$ 程度が確保できるように、モールドの内径と高さを表-3.1のようにした。



側面図

正面図 図-3.5 大形圧縮試験機

表-3.1 モールドの寸法ならびに載荷応力

| 載荷応力<br>$\sigma$ $\text{kg/cm}^2$ | モールド           |                | 載荷試験                  |                                                                | 摘 要                           |
|-----------------------------------|----------------|----------------|-----------------------|----------------------------------------------------------------|-------------------------------|
|                                   | 内径 $\text{cm}$ | 高さ $\text{cm}$ | 成形応力 $\text{kg/cm}^2$ | 含水比 $w\%$                                                      |                               |
| 0.5                               | 30.00          | 3.75           | 1.0, 2.0, 4.0         | $w_1 = 94$<br>$w_2 = 110$<br>$w_3 = 78$<br>$w_1 = \text{飽和状態}$ | 含水比94%<br>は自然状態               |
| 1.0                               | "              | "              | "                     | "                                                              | 含水比78%<br>は成形上きわめて乾燥した状態      |
| 2.0                               | "              | "              | "                     | "                                                              |                               |
| 4.0                               | 21.20          | 2.65           | "                     | "                                                              | 含水比110%<br>は不飽和土としてはきわめて湿った状態 |
| 8.0                               | 15.00          | 1.875          | "                     | "                                                              |                               |

## (2) 試料の成形器および試料成形方法

試料を静的に締固めて供試体を作る装置で、図-3.8および写真-3.3に示すとおりである。これは載荷用ジャッキ・ブルーピングリング、加圧板、カラー(上部と下部の両方)、モールド(大形圧縮試験機のモールドと併用)とから成る。

試料の成形に当たっては、所要の一定圧力(1, 2, 4  $\text{kg/cm}^2$ )で10分間程度加圧し、上下カラーを取り除いたあと、モールドの面でナイフエッジを用いて成形した(写真-3.4参照)。成形後

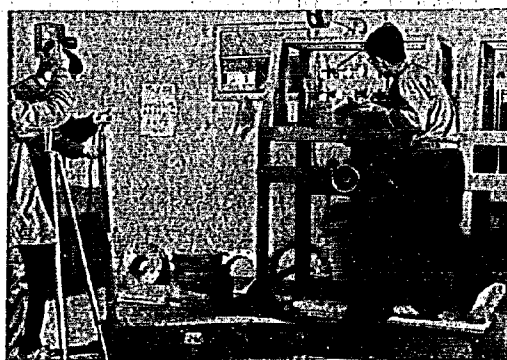


写真-3.1 大形圧縮試験機の全景

供試体をモールドに保持したまま、大形圧縮試験機に設置して、再び成形時と同じ所要の一定圧力で7時間载荷し、17時間除荷して供試体の初期条件を作った。

なお、飽和試料については、成形器による成形が困難であるので、直接、大形圧縮試験機のモールドに試料を均一になるよう詰めて、所要の一定圧力で7時間载荷と17時間除荷を行なった。

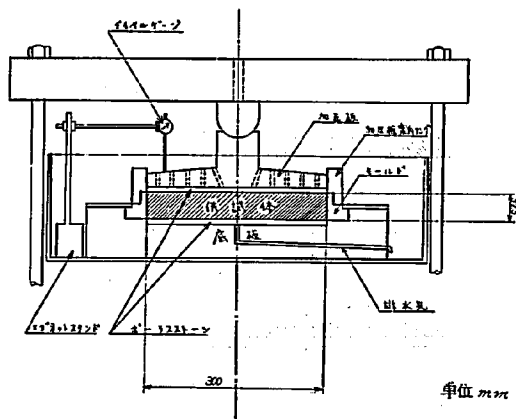


図-3.6 供試体部分

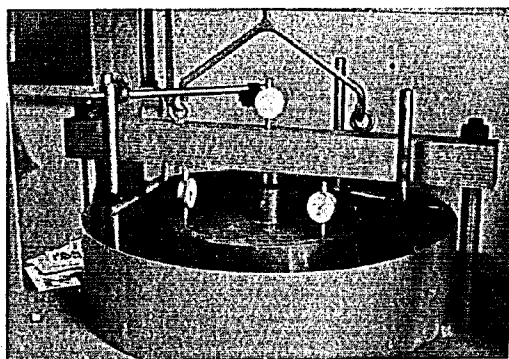


写真-3.2 大形圧縮試験機における  
供試体の载荷中

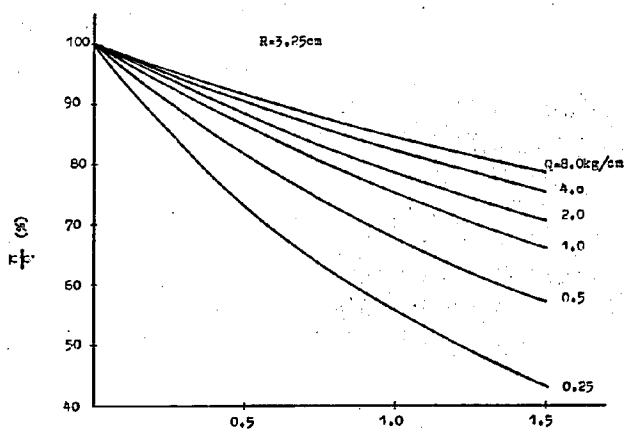
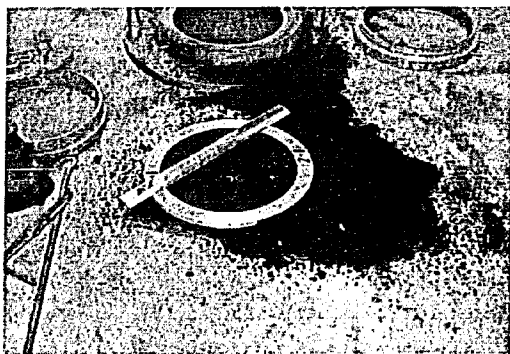
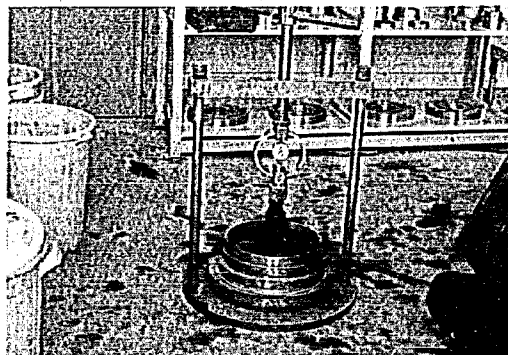


図-3.7  $\frac{Q}{Q_0}$  と  $\frac{h}{R}$  の関係



### 3.3.3 試 料

実験に使用した試料は、国道16号線沿いの千葉県八千代町島田地区のもので、関東ロームと称せられているものである。試料の一般的な性質を表-3.2に示す。関東ロームは試料の処理方法によって図-3.9に示すように締め固め結果を大きく支配するので、含水比を

$$w_1 = 94\%, w_2 = 110\%,$$

$w_3 = 78\%$ ,  $w_4$  = 飽和土として、供試体をできるだけ均一にするために5mmふるいを通した試料を用いた。なお、試験を実施した時の各含水比における試料の状態は表-3.1の摘要欄に示すとおりである。

### 3.3.4 試験方法

試料の成形応力と、圧縮試験時の載荷応力との組み合わせも表-

3.1に示すとおりであるが、載荷荷重は衝撃力とならないよう油圧

ジャッキを利用して載荷用おもりを静かにおろした。載荷後、初期の変位量の測定(載荷後1分間以内)には、差動トランス式変位計と自動平衡型記録計を用いて記録させ、それ以降の変形についてはダイヤルゲージを用いた。

試験は表-3.1にも示すとおり、60ケースにおよび1時間の載荷状態での圧縮沈下観測と、除荷後1時間の変形

表-3.2 使用した土の性質

| 統一分類法による分類          | M     | H                      |
|---------------------|-------|------------------------|
| 土 粒 子 比 重           | 2.6 ~ | 2.7                    |
| 液 性 限 界             | 140 ~ | 180 %                  |
| 塑 性 限 界             | 70 ~  | 100 %                  |
| 塑 性 指 数             | 50 ~  | 90 %                   |
| 自 然 含 水 比           | 110 ~ | 130 %                  |
| 土 取 地 山 の 密 度       | 1.2 ~ | 1.3 g/cm <sup>3</sup>  |
| 土 取 地 山 の 一 軸 強 度   | 0.8 ~ | 1.4 kg/cm <sup>2</sup> |
| 土 取 地 山 の コ ー ン 指 数 | 7 ~   | 13 kg/cm <sup>2</sup>  |

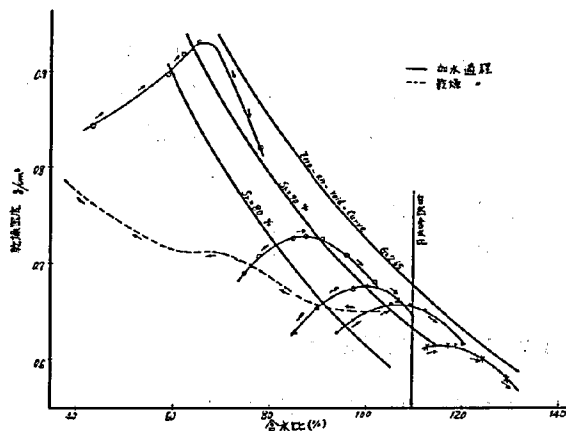


図-3.9 試料突固め試験結果(JISA-1210)

表-3.3 長期圧縮試験の組合せ

| 含水比<br>w % | 成形応力 P<br>kg/cm <sup>2</sup> | 載荷応力 σ<br>kg/cm <sup>2</sup> | 観測期間 | 備 考    |
|------------|------------------------------|------------------------------|------|--------|
| 94         | 1                            | 2                            | 30日  | 図-3.16 |
|            | 2                            | 1                            | 30日  | 図-3.17 |
| 95         | 2                            | 1                            | 8日   |        |
|            | 2                            | 4                            | 9日   |        |
| 98         | 2                            | 1                            | 8日   |        |
|            | 2                            | 4                            | 8日   |        |
|            | 4                            | 0.2                          | 30日  |        |
|            | 4                            | 4                            | 30日  |        |
| 110        | 2                            | 1                            | 11日  | 図-3.18 |
|            | 2                            | 4                            | 11日  | 図-3.19 |

いずれも直径30cmのモールドを用いている

回復状態の観測を行なっている。

また、表-3.3に示す10ケースについて、8~30日間の長期圧縮沈下観測を行なった。

### 3.4 試験結果と考察

試験からレオロジカルな種々の結果が得られたが、<sup>26)</sup>ここでは、試験盛土の圧縮沈下に直接関連のあるものをまとめて述べる。

#### 3.4.1 粘弾性と塑性の限界について

成形応力  $P = 2 \text{ kg/cm}^2$  と  $P = 4 \text{ kg/cm}^2$  の場合におけるひずみ ( $\epsilon\%$ )、時間 ( $t$ ) と载荷応力 ( $\sigma$ ,  $\text{kg/cm}^2$ ) の関係を図-3.10 と図-3.11 に例示する。

これらの図からわかるように、成形応力  $P$  以下の载荷応力  $\sigma$  を加えると、粘弾性的変形を行ないそれ以上の载荷応力になると永久変形量が残る。

$$\left. \begin{array}{ll} \sigma \leq P & \text{粘弾性的変形} \\ \sigma > P & \text{塑性的変形} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3-6)$$

#### 3.4.2 ひずみの時間的变化

次に、 $P = 2 \text{ kg/cm}^2$  と  $P = 4 \text{ kg/cm}^2$  の場合におけるひずみ  $\epsilon$  時間  $t$  (対数目盛) の関係を図-3.12 と図-3.13 に例示する。図からわかるように  $\sigma \leq P$  の範囲では、 $\epsilon$  と  $\log t$  の間には直線関係が成立する。

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon = a + b \log t \dots\dots\dots (3-7) \\ (a, b: \text{応力によって定まる定数}) \end{array} \right\}$$

の関係がある。

また「ひずみ速度の対数」と「時間の対数」の間および「ひずみ速度の対数」と「ひずみの対数」の間にも直線関係が成立することが見出されたが、これらの関係は(3-7)式1で微分することにより容易に証明されるものである。

$\sigma > P$  の範囲では、初期(4~8分以内)においては、これらの直線関係は成立しないが、時間

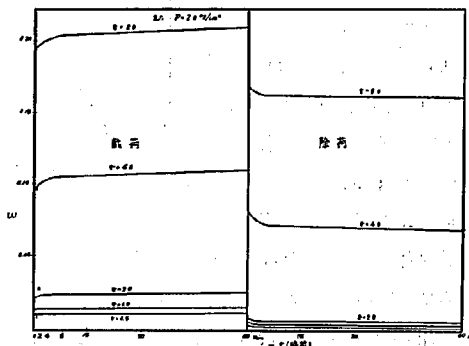


図-3.10 载荷-除荷試験結果

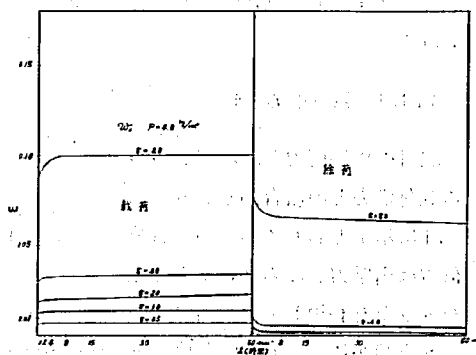


図-3.11 载荷-除荷試験結果

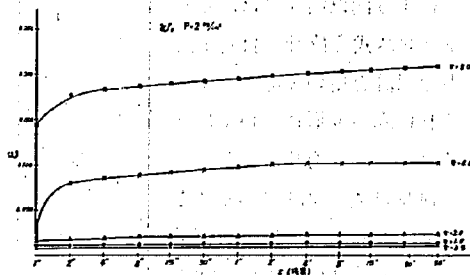


図-3.12 载荷時におけるひずみの時間的变化

の経過とともに、次第に(3-7)式で表わされるような直線関係となることが確認された。

(3-7)式は、3.2の項で述べた実験式の(3-5)式に相当している。

以上、載荷時について述べたが、除荷時においても、 $\sigma$ と $P$ の組合わせのいかんにかかわらず、(3-7)式の関係の成立することが観測されている。

### 3.4.3 含水比の影響

図-3.14 は含水比の異なった場合における $\varepsilon \sim \log t$ の関係を例示している。図からわかるように含水比が比較的低い状態、すなわち不飽和状態では、(3-7)式の関係が成立する。飽和状態に近くなるとそれごく短い時間(4~8分間)では異なるが、それ以降は直線となり、(3-7)式で表わされることになる。

なお、飽和状態を除いて、載荷による供試体からの水分のしぼり出し現象は認められなかった。

### 3.4.4 長期試験

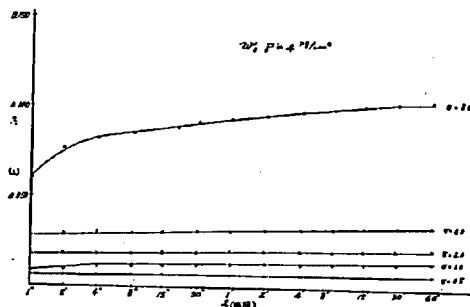
8日~30日間にわたる長期間のクリープ試験、10ケースを表-3.3の組合わせで実施した。この中で含水比94%(自然状態)の試料の結果を図-3.15と図-3.16に、含水比110%(きわめて湿った状態)の試料の結果を図-3.17と図-3.18に示している。

$P$ と $\sigma$ の組合わせや、試料の初期含水比にも影響を受けることなく、いずれの場合でも長期間にわたって(3-7)式の直線関係が成立することが観測された。

なお、110%のように湿った試料では、試験の終了時点(10日目)の頃から試料の乾燥収縮の影響が多少認められた。

### 3.4.5 $a$ , $b$ 定数について

(3-7)式の $\varepsilon = a + b \log t$ において $a$ ,  $b$ は試料の土質、含水比、成形応力、載荷応力によって決まる定数である。60ケースにおよぶ表-1の組合わせの試験によって、得られた $a$ ,  $b$ 定数の一覧表を表-3.4(載荷時)と表-3.5(除荷時)に示す。ただし、 $t$ の単位を「時間」としたので、 $a$ の値



は  $t = 1$  時間における全ひずみ量を示すことになり、 $t = 10, 100, 1000$  と増加するに従って、 $\varepsilon = a + b$ ,  $a + 2b$ ,  $a + 3b$  となる。

表-3.4のうち、含水比94%（自然状態）の試料の  $a$ ,  $b$  定数を図-3.19 に示す。図

中横軸は載荷応力  $\sigma$  を示し、○, △, ×の印は、成形応力  $P$  がそれぞれ 1, 2, 4  $\text{kg/cm}^2$  の試料であることを示している。 $a$ ,  $b$  定数とも、各成形応力の付近で不連続となるが、(3-6) に示す  $\sigma \leq P$ ,  $\sigma > P$  の各範囲でそれぞれ載荷応力  $\sigma$  に対して一定の直線関係（両対数目盛）を示している。

なお、ここでは含水比94%の試料について例示したが、 $a$ ,  $b$  定数と成形応力、載荷応力の関係は試料含水比によって変化する。自然状態よりも乾燥した試料では勾配は変わらないが、成形応力による差ができて、低い応力で成形された試料は、 $a$ ,  $b$  定数とも大

きくでる。すなわち、直線が上にあがる傾向にある。また自然状態よりも高含水比になると、 $a$ ,  $b$  定数とも値が大きくなるが、直線の勾配は小さくなる傾向にある。

しかし、いずれの場合でも、 $\sigma = P$  の付近で直線は不連続となり、 $\sigma \leq P$  の範囲で粘弾性的変形領域、 $\sigma > P$  の範囲で塑性的変形領域となり、それぞれの範囲について別個の直線で表わされる。

また、土質が変化した場合について関東ロームのほかに自然含水比状態の粘土（C11,  $w_n = 70$

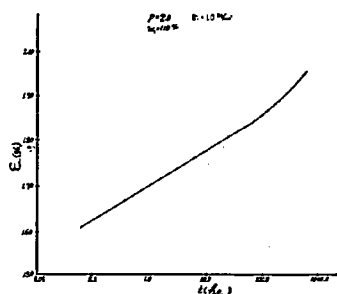


図-3.17 長期圧縮試験

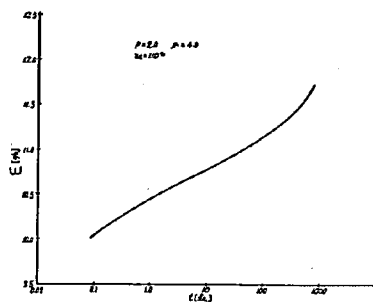


図-3.18 長期圧縮試験

表-3.4  $a$ ,  $b$  定数一覧表（載荷時）

| 含水比<br>$w$ | $\sigma$ | $P = 1 \text{ kg/cm}^2$ |       | $P = 2 \text{ kg/cm}^2$ |       | $P = 4 \text{ kg/cm}^2$ |       |
|------------|----------|-------------------------|-------|-------------------------|-------|-------------------------|-------|
|            |          | $a$                     | $b$   | $a$                     | $b$   | $a$                     | $b$   |
| 78         | 0.5      | 1.23                    | 0.058 | 0.74                    | 0.044 | 0.745                   | 0.030 |
|            | 1.0      | 1.88                    | 0.111 | 1.08                    | 0.044 | 1.0                     | 0.057 |
|            | 2.0      | 9.14                    | 0.357 | 1.97                    | 0.122 | 1.62                    | 0.066 |
|            | 4.0      | 16.6                    | 0.341 | 10.7                    | 0.482 | 3.13                    | 0.146 |
|            | 8.0      | 26.6                    | 0.682 | 20.7                    | 0.623 | 11.4                    | 0.582 |
| 94         | 0.5      | 1.05                    | 0.045 | 0.925                   | 0.056 | 0.815                   | 0.048 |
|            | 1.0      | 1.86                    | 0.121 | 1.31                    | 0.054 | 1.50                    | 0.092 |
|            | 2.0      | 6.83                    | 0.293 | 2.35                    | 0.126 | 2.18                    | 0.098 |
|            | 4.0      | 15.2                    | 0.382 | 10.9                    | 0.482 | 3.50                    | 0.171 |
|            | 8.0      | 27.7                    | 0.562 | 20.9                    | 0.613 | 10.50                   | 0.524 |
| 110        | 0.5      | 1.09                    | 0.078 | 1.19                    | 0.126 | 1.91                    | 0.246 |
|            | 1.0      | 1.29                    | 0.102 | 2.38                    | 0.171 | 2.25                    | 0.189 |
|            | 2.0      | 6.20                    | 0.607 | 3.05                    | 0.273 | 3.42                    | 0.153 |
|            | 4.0      | 11.7                    | 0.664 | 7.29                    | 0.636 | 5.30                    | 0.336 |
|            | 8.0      | 16.9                    | 0.664 | 14.5                    | 0.705 | 9.88                    | 0.615 |
| 飽和         | 0.5      | 1.34                    | 0.044 | 1.91                    | 0.072 | 1.73                    | 0.072 |
|            | 1.0      | 1.58                    | 0.108 | 2.47                    | 0.086 | 2.33                    | 0.072 |
|            | 2.0      | 5.44                    | 0.408 | 3.58                    | 0.186 | 3.73                    | 0.082 |
|            | 4.0      | 15.40                   | 0.504 | 9.17                    | 0.447 | 5.61                    | 0.251 |
|            | 8.0      | 19.0                    | 0.466 | 15.0                    | 0.530 | 12.30                   | 0.464 |

表-3.5 a, b 定数一覧表 (除荷時)

| $\frac{P}{\sigma}$ | $\frac{a}{b}$ | $P = 1 \text{ kg/cm}^2$ |       |          | $P = 2 \text{ kg/cm}^2$ |       |          | $P = 4 \text{ kg/cm}^2$ |       |          |
|--------------------|---------------|-------------------------|-------|----------|-------------------------|-------|----------|-------------------------|-------|----------|
|                    |               | a                       | b     | $\delta$ | a                       | b     | $\delta$ | a                       | b     | $\delta$ |
| $w_3$<br>78<br>%   | 0.5           | 1.17                    | 0.064 | 0.06     | 0.73                    | 0.044 | 0.01     | 0.701                   | 0.038 | 0.044    |
|                    | 1.0           | 1.63                    | 0.068 | 0.25     | 1.03                    | 0.048 | 0.05     | 0.931                   | 0.049 | 0.069    |
|                    | 2.0           | 1.88                    | 0.112 | 7.26     | 1.74                    | 0.082 | 0.23     | 1.35                    | 0.048 | 0.27     |
|                    | 4.0           | 2.40                    | 0.171 | 14.20    | 2.77                    | 0.158 | 7.93     | 2.74                    | 0.116 | 0.39     |
|                    | 8.0           | 3.15                    | 0.179 | 23.45    | 3.70                    | 0.201 | 17.00    | 3.62                    | 0.225 | 7.78     |
| $w_1$<br>94<br>%   | 0.5           | 1.02                    | 0.048 | 0.03     | 0.922                   | 0.10  | 0.003    | 0.787                   | 0.033 | 0.028    |
|                    | 1.0           | 1.59                    | 0.092 | 0.27     | 1.26                    | 0.068 | 0.05     | 1.40                    | 0.092 | 0.10     |
|                    | 2.0           | 1.98                    | 0.126 | 4.85     | 2.09                    | 0.106 | 0.26     | 2.12                    | 0.096 | 0.06     |
|                    | 4.0           | 3.85                    | 0.462 | 11.35    | 4.16                    | 0.366 | 6.74     | 3.10                    | 0.152 | 0.40     |
|                    | 8.0           | 3.86                    | 0.327 | 23.88    | 5.05                    | 0.402 | 15.85    | 4.16                    | 0.299 | 6.34     |
| $w_2$<br>110<br>%  | 0.5           | 1.03                    | 0.115 | 0.06     | 1.13                    | 0.161 | 0.06     | 1.66                    | 0.502 | 0.25     |
|                    | 1.0           | 1.13                    | 0.116 | 0.16     | 2.15                    | 0.510 | 0.23     | 2.11                    | 0.548 | 0.14     |
|                    | 2.0           | 3.00                    | 0.581 | 3.20     | 2.55                    | 0.434 | 0.50     | 2.98                    | 0.905 | 0.44     |
|                    | 4.0           | 4.01                    | 0.968 | 7.69     | 4.14                    | 1.00  | 3.15     | 4.38                    | 1.152 | 1.36     |
|                    | 8.0           | 5.53                    | 1.411 | 11.37    | 6.61                    | 1.682 | 7.89     | 5.89                    | 1.574 | 3.99     |
| $w_4$<br>飽和        | 0.5           | 1.25                    | 0.091 | 0.09     | 1.78                    | 0.191 | 0.13     | 1.61                    | 0.085 | 0.12     |
|                    | 1.0           | 1.16                    | 0.074 | 0.42     | 2.35                    | 0.176 | 0.12     | 2.41                    | 0.233 | 0.08     |
|                    | 2.0           | 2.50                    | 0.402 | 2.94     | 3.29                    | 0.386 | 0.29     | 3.59                    | 0.291 | 0.14     |
|                    | 4.0           | 6.03                    | 0.742 | 9.37     | 5.00                    | 0.624 | 4.17     | 4.88                    | 0.697 | 0.73     |
|                    | 8.0           | 6.14                    | 0.702 | 12.86    | 6.88                    | 1.01  | 8.12     | 7.24                    | 0.772 | 5.02     |

～80%)と自然含水比状態の山砂(SM,  $w_n=14$ ～18%)について試験を行なっているが, a, b 定数の値は, 大きさの順に粘土>関東ローム>山砂の順となる。粘土と関東ロームの間には, あまり大きな差はないが, 山砂の場合には a, b 定数ともこれら粘性土の 1/3～1/5 程度が得られた。<sup>26)</sup>

### 3.4.6 応力-ひずみ-時間の関係

いま, 成形応力  $P = 1 \text{ kg/cm}^2$  で締固めた試料 (含水比 9.4%) について, 载荷応力  $\sigma$  をパラメータとして, 時間  $t$  の対数とひずみ  $\varepsilon$  の関係を図-3.20 (a) に示す。縦軸は载荷直前からの全ひずみ量であり,  $\varepsilon = a + b \log t$  の関係が, 成立する载荷後 0.1 時間以降について表わしたものである。ただし,  $t = 1.0$  時間以降の値については,  $\varepsilon = a + b \log t$  の関係を用いて, そのままグラフを延長して推定している。ここで,  $t = 0.1$  時間を起点としたひずみ量を  $\varepsilon_c$  として時間  $t$  をパラメータとした  $\sigma - \varepsilon_c$  の関係を求めたのが図-3.20 (b) である。両図(a)(b)でひずみの進行を示す ①, ②, ③, ④, ⑤の点はお互に対応しあっている。ここで図-3.20 (b)を利用して  $P = 1 \text{ kg/cm}^2$

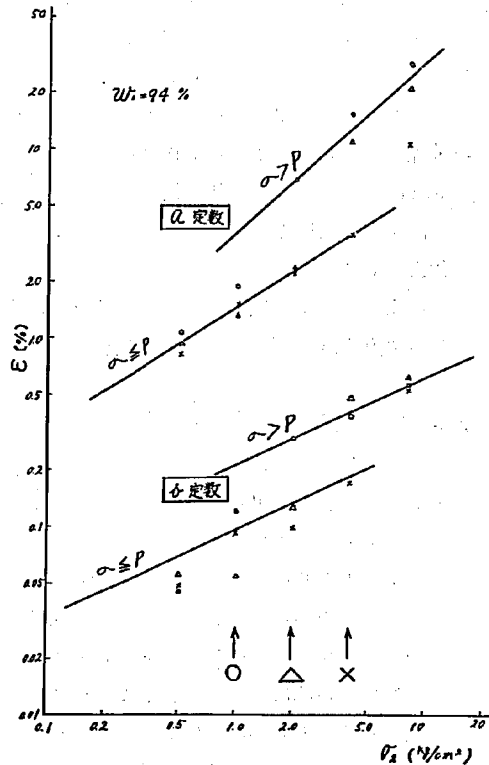


図-3.19 a, b 定数と応力の関係

で締固めた試料(94%)の、任意の一定  
 載荷応力における任意の期間に生じる圧縮  
 クリープ量を推定することができる。

また、図-3.20 (b)からわかるとおり、  
 載荷応力 $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$  の前後で $\varepsilon_c$  の値  
 は不連続となる。すなわち、成形応力 $P =$   
 $1 \text{ kg/cm}^2$  に対して $\sigma \leq P$  の場合には、ひ  
 ずみ $\varepsilon_c$  は少なく、 $\sigma > P$  の場合には $\varepsilon_c$   
 は大きくなる。(3-6)式参照。

なお、図-3.20 (b)の1時間の線は0.1  
 時間を起点としたひずみ $\varepsilon_c$  の値を示して  
 おり、これは図-3.19 における $b$ 定数  
 ( $P = 1 \text{ kg/cm}^2$ )にはかならない。

ここで得られた関係は3.4.5でも述べた  
 ように、 $P = 1 \text{ kg/cm}^2$  以外でも同様に成  
 立つことが見出されているので、自然状態  
 の試料(含水比94%)の $\sigma - \varepsilon_c - t$  曲  
 線は任意の成形応力 $P$ (実験的には1~4  
 $\text{kg/cm}^2$  の範囲しか確かめられていない)  
 に対して、図-3.21 に示されるような $P$   
 の付近で段差のつくような関係となる。図  
 -3.21 においては、表現を簡素化するた  
 めに、 $t = 1$  時間と $t = 10^4$  時間の2本  
 を代表させている。

このように、土の圧縮変形を考えると、土の締固めた状態における $p$ の値と、図-3.21 に示  
 されるような $\sigma - \varepsilon_c - t$  曲線が重要な役割を果たす。

### 3.5 結 語

大形圧縮試験の結果より、次の事が明らかになった。

(1) 関東ロームのような不飽和粘性土に一定応力を作用させた場合、載荷方向の軸ひずみ $\varepsilon$ と  
 時間 $t$ の間には $\varepsilon = a + b \log t$  ( $a, b$ : 応力によって定まる定数)の関係が成立する。

また、試料の含水比や成形応力の大小には、ほとんど関係なくこの直線関係は成立する。

(2) 「ひずみ速度の対数」と「時間の対数」の間、および「ひずみ速度の対数」と「ひずみの  
 対数」の間にも直線関係が成立する。

(3) 載荷応力 $\sigma$ が成形応力 $P$ よりも小なる条件においては供試体は粘弾性的挙動を示し、大なる  
 条件においては弾性的挙動を示す。

すなわち、

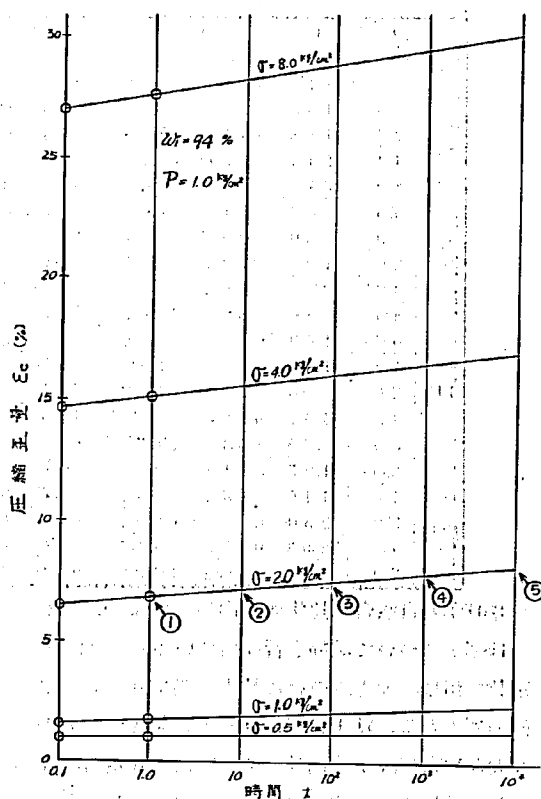


図-3.20 (a)  $\sigma - \varepsilon - t$  の関係

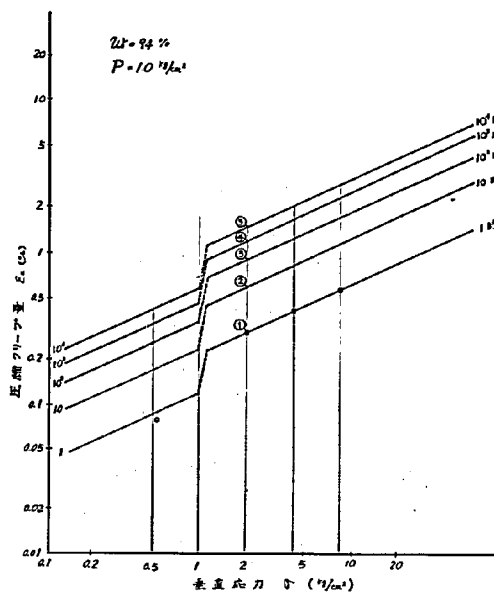


図-3.20 (b)  $\sigma - \epsilon_c - t$  の関係

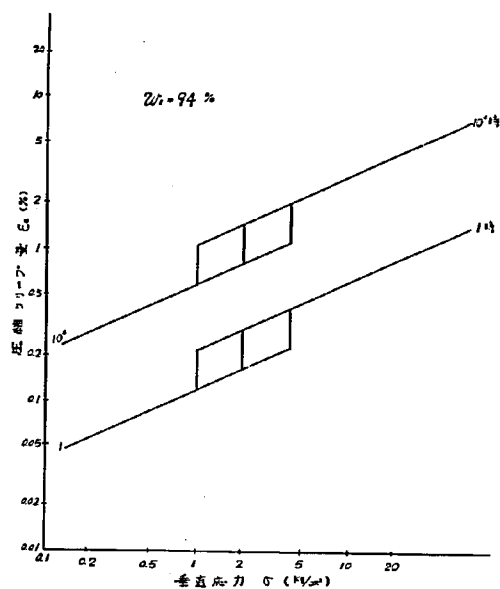


図-3.21  $\sigma - \epsilon_c - t$  曲線

$$\left. \begin{array}{ll} \sigma \leq P & \text{粘弾性的変形} \\ \sigma > P & \text{塑性的変形} \end{array} \right\}$$

- (4)  $\epsilon = a + b \log t$  の関係における  $a$ ,  $b$  定数と試料の成形応力、載荷応力には一定の関係があり、 $a$ ,  $b$  定数を一つの軸（対数目盛）に載荷応力を他の軸（対数目盛）にとると、各成形応力の付近で不連続となるような直線関係が成立する。

言い換えれば、(3)で述べた  $\sigma \leq P$  では粘弾性的変形領域において、 $\sigma > P$  では塑性的変形領域において、それぞれ直線関係（両対数）が成立している。（図-3.20 (b)参照）ただし、自然状態以外の試料では、低含水比の場合には成形応力による影響が、高含水比の場合には含水比による影響が出てくる。

また、土質が変わったときの影響としては、粘性分の少ない山砂の場合には、 $a$ ,  $b$  定数とも粘性土の  $1/3 \sim 1/5$  程度の値となる。

- (5) 不飽和粘性土の圧縮クリープ量（周辺拘束状態）は  $\epsilon = a + b \log t$  の関係より導びかれた  $\sigma - \epsilon_c - t$  の関係より推定することができる。

なお、盛土の沈下を考える場合、盛土全体は周辺拘束状態ではないが、盛土の沈下では、路面上の比較的中央部に近い部分が問題となり、のり面部分や盛土底面によって中央部は周辺拘束の状態に近いものと考えることができるので、これらの関係を用いて、十分工学的に意味のある推定が可能となる。

## 第4章 圧縮降伏応力に関する試験

## 第4章 圧縮降伏応力に関する試験

### 4.1 概 説

序論で述べたとおり、土の締固めの程度を表示する方法には、土の密度（密度比較法、いわゆる締固め度：飽和度、空気間げき率）や強度（ $K$ 値、CBR値、コーン指数など）による方法<sup>1)</sup>があるが、これらから直接盛土などに必要な締固めの程度を求めることは困難である。

それは、これらの表示法が直接力学的解析に必要な応力と変形に関する index ではないからである。

そこで、第3章において行なった静的に締固めた試料を用いての圧縮試験の結果、先に加えられた応力が一つの指標として考えられ、その値を圧縮降伏応力と定義づけると、締固められた土に荷重が作用するとき、この圧縮降伏応力を境にして、応力-ひずみの関係が急変することが分かり、同時に圧縮特性値を用いることにより、締固めと関連した盛土の力学的取扱いが可能となった。

次いで、タイヤローラやブルドーザなど、実車により締固めた土の圧縮降伏応力がいかなる値を示すかを実測することにより求め、これら締固め機械が果たす締固め効果を検討するとともに、従来から用いられている密度、飽和度、空気間げき率などとの関係についても検討を加えた。

### 4.2 圧縮降伏応力

先に述べた圧縮試験におけるひずみと時間との関係で、載荷の直後に大きなひずみを生じ、それ以降は時間の対数に比例したひずみ量の増加がある。

図-4.1は図-3.11で得られたひずみと時間との関係を1時間ごとに連続して次々重ねていったものである。

次いで、各1時間後のひずみの量と、載荷荷重の対数を軸として、整理したものが図-4.2である。

図-4.1、図-4.2からわかるように、載荷応力( $\sigma$ )が成形時に試料に与えた応力( $P$ )を越えると、ひずみが急に増大している。これは $P$ の値が前もって試料に与えられたエネルギーに相当するものと考えられ、この $P$ の値を圧縮降伏応力 $P_0$ と定義づけることにする。

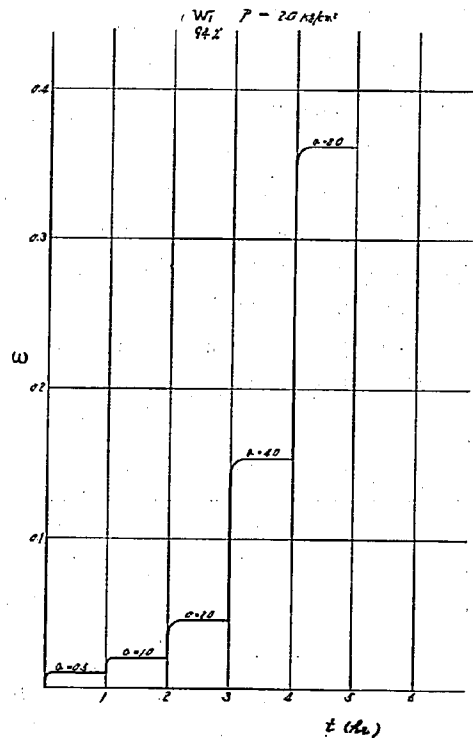


図-4.1 圧縮試験におけるひずみと時間との関係を累加した曲線

$\sigma$  の値が  $P_0$  値を越えると、それまでの応力-ひずみの関係が急変することから、このような特性を利用して、逆に  $P_0$  の値を図-4.2のように、ちょうど圧密試験における  $e \sim \log P$  曲線において求めるのと同様の方式で図式的に求めることができる。

#### 4.2.1 増加荷重試験

単一な圧縮試験の結果を紙上で累加させていくのではなく、ちょうど圧密試験で行なうように試料に対して荷重を1時間ごとに逐次増加させることを試みた。 $P = 2 \text{ kg/cm}^2$  で静的に締固めた試料に、1時間ごとに  $0.5, 1, 2, 4, 8 \text{ kg/cm}^2$  と逐次荷重を増加させていき、ひずみ量を求めたものが図-4.3である。

この場合も図解により、圧縮降伏応力  $P_0 = 2 \text{ kg/cm}^2$  を得先の締固め応力  $P = 2 \text{ kg/cm}^2$  と一致をみた。

#### 4.2.2 土質の変化による影響

圧縮降伏応力を考える場合、土質の変化に対してどの程度の影響があるかを調べてみた。

試料は、表-4.1に示す3種類で、それぞれ自然状態における含水比で静的に  $P = 2 \text{ kg/cm}^2$  で圧縮締固めたものに、載荷応力  $\sigma = 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8 \text{ kg/cm}^2$  の1時間載荷を行なった。

結果は図-4.3、図-4.4、図-4.5に示す。

この場合も  $P$  と  $P_0$  の一致をみた。

表-4.1 使用した土の性質

| 統一分類<br>による分類 | 土粒子<br>比重 | 液性<br>限界 (%)    | 塑性<br>限界 (%)   | 塑性<br>指数 (%) | 自然<br>含水比 (%)   |
|---------------|-----------|-----------------|----------------|--------------|-----------------|
| MH<br>(関東ローム) | 2.6~2.7   | 140<br>~<br>180 | 70<br>~<br>100 | 50~90        | 110<br>~<br>130 |
| CH<br>(関東ローム) | 2.68      | 50~80           | 30~40          | 25~30        | 70~80           |
| SM<br>(砂質ローム) | 2.64      |                 |                |              | 14~18           |

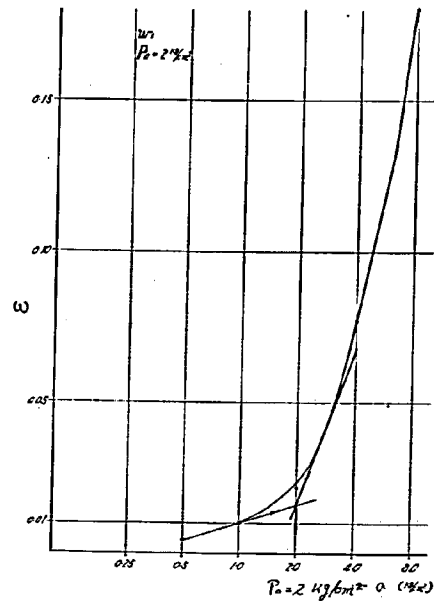


図-4.2 各1時間後のひずみ量と載荷荷重との関係

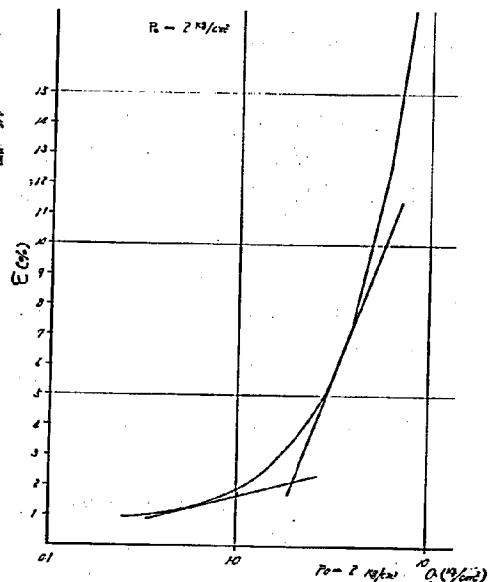


図-4.3 土質(MH)の  $\epsilon - \sigma$  曲線(時間  $t = 1 \text{ hr}$ )

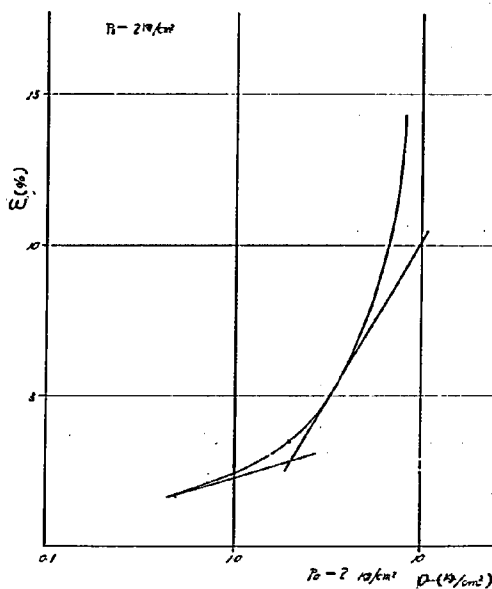


図-4.4 土質(CH)の $\varepsilon - \sigma$   
の曲線(時間 $t = 1 \text{ hr}$ )

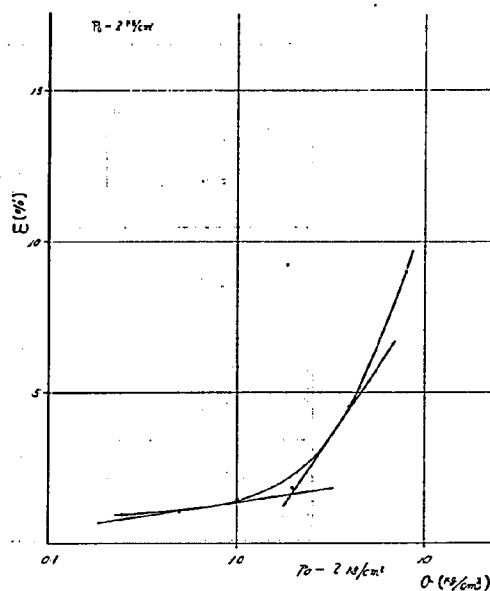


図-4.5 土質(SM)の $\varepsilon - \sigma$   
曲線(時間 $t = 1 \text{ hr}$ )

#### 4.2.3 含水比の変化による影響

土質の変化と同様に、含水比の変化による影響を検討した。

ただし、検討に用いた試料は表-4.2に示すもので、図-3.11の結果を紙上で累加させていき、図上で $P_0$ を求めたものである。その結果を整理したものが、表-4.3であり、表から成形時の締固め応力 $P$ と圧縮降伏応力 $P_0$ は、含水比には影響されず、ほぼ一致している。

表-4.2 載荷荷重ならびに含水比の条件

| 試 料                      |                                                        | 載 荷 試 験                  | 摘 要                                                                                                                                                                                                                                |
|--------------------------|--------------------------------------------------------|--------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 成形荷重 $P \text{ kg/cm}^2$ | 含水比 $w \%$                                             | 載荷荷重 $\sigma \text{ kg}$ |                                                                                                                                                                                                                                    |
| 1.0, 2.0,<br>4.0         | $w_1 = 94$ $w_1 = 78$<br>$w_3 = 110$ $w_4 = \text{飽和}$ | 0.5                      | ・ 含水比を変えての試験は表-4.1 のMHのみ行ない、CH, SMについては自然状態で行った。<br><br>・ 含水比94%は試験を行なった時の自然状態78%は成形上きわめて乾燥した状態110%は不飽和土としては成形上きわめて湿った状態<br><br>・ 成形に当たって成形荷重 $P$ をプレロードとして7時間加えた。<br><br>・ 載荷荷重 $\sigma$ は1時間載荷しひずみ量を観測したあと除荷し、それぞれ1時間のひずみ量を観測した。 |
| "                        | "                                                      | 1.0                      |                                                                                                                                                                                                                                    |
| "                        | "                                                      | 2.0                      |                                                                                                                                                                                                                                    |
| "                        | "                                                      | 4.0                      |                                                                                                                                                                                                                                    |
| "                        | "                                                      | 8.0                      |                                                                                                                                                                                                                                    |

表-4.3 圧縮降伏応力と含水比

| 圧力<br>(kg/cm <sup>2</sup> )<br>含水比 (%) | 試料成形時締固め圧<br>力 $P_0$ kg/cm <sup>2</sup> | 求められた圧縮降伏<br>圧力 $P_0$ kg/cm <sup>2</sup> |
|----------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|
| $w_1$<br>9.4                           | 1.0                                     | 1.5                                      |
|                                        | 2.0                                     | 2.1                                      |
|                                        | 4.0                                     | 4.2                                      |
| $w_2$<br>11.0                          | 1.0                                     | 1.5                                      |
|                                        | 2.0                                     | 1.9                                      |
|                                        | 4.0                                     | 3.5                                      |
| $w_3$<br>7.8                           | 1.0                                     | 1.0                                      |
|                                        | 2.0                                     | 2.1                                      |
|                                        | 4.0                                     | 3.8                                      |
| sat<br>飽和                              | 1.0                                     | 1.6                                      |
|                                        | 2.0                                     | 2.6                                      |
|                                        | 4.0                                     | 3.9                                      |

## 4.3 実車によって得られた圧縮降伏応力

盛土を築造する場合、タイヤローラや場合によってはブルドーザで締固めが行なわれる。

これら締固め機械がいかなる圧縮降伏応力を与えるような作用を行なうかを、以下実車を用いて実測を行なった。

なお、試験には土質を変えた2種の試験を行なった。

## 4.3.1 屋内転圧試験

表-4.4 屋 内 転 圧 試 験

| 項目                  | ケース A                                                     | ケース B                                                                            |
|---------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| 試験場                 | 幅4m、長さ10m、深さ2mの屋内テストピット                                   | 幅75m、長さ38m、盛土高0.8mの屋内試験盛土                                                        |
| 締固め機械               | タイヤローラー自重9t（自走式、水バラスト12t）、湿地ブルドーザ自重9t                     | 湿地ブルドーザ（自重13t、16t）普通ブルドーザ（自重10t、15t）の4機種                                         |
| 材 料                 | 千葉県成田市、関東ローム（MIT）自然含水比 $w = 100\%$                        | 埼玉県行田市、砂質ローム、ローム（GL）自然含水比 $w = 30\%$                                             |
| まき厚                 | ピット内2m程度まで土をまき出し、上記材料を仕上がり厚さ30cm程度にまき出した。                 | ピット内30cm程度まで土をまき出し、上記材料を仕上がり厚さ30cmと50cmの二区間でまき出した。                               |
| 転圧回数<br>ならびに<br>含水比 | 各機種とも1, 3, 5, 8, 12, 20回；ただしゼロの状態は人力でまき出したあと、軽く踏み固めて仕上げた。 | 各機種とも3, 6, 10, 16回；含水比は試料の最適含水比（約18%）とその前後、14%、23%の三種類。ただし、まき厚、およびゼロの状態はケースAに同じ。 |
| 試料採取                | 直径φ=10cm、高さ10cm、極薄刃のカッターでいねいに圧入し採取                        | ケースAの場合のほか、一軸強度、透水係数を測定するため、φ=15cm、高さ15cmのカッターも使用。                               |
| そ の 他               | III 計器による密度、含水比の実測、地中土圧実測（地表面より30cm深さ、水平鉛直）               | ケースAの場合のほか、土研式貫入試験機による測定も実施。                                                     |

実車を用いての屋内転圧試験は、表-4.4に示すような2種類のものである。すなわち、ケースAでは材料に高含水比の粘性土（関東ロームMII）を用い、ケースBでは比較的粘性の少ない砂質ローム（CII）を用いた。試験に用いた締固め機械については種々比較する意味で、ケースAの試験では、タイヤローラおよび湿地ブルドーザ、ケースBの試験では普通ブルドーザと湿地ブルドーザを組合わせて試験した。

また締固めについて、試験ケースAでは含水比の調整が非常にむずかしく、かつ調整した場合のトラフィカビリティに問題がある恐れを考慮して自然状態のみの含水比で試験を行なったが、ケースBの試験では最適含水比（約18%）の前後の含水比（14%、23%）の3種に調整を行なって試験した。

#### 4.3.2 圧縮試験

コアカッターによって採取した試料を第3章で述べた大形圧縮試験機（図-3.8参照）により増加荷重による圧縮試験を行なってそれぞれの条件における実車によって締固められた土の圧縮降伏応力 $P_0$ を求めた。この場合の載荷荷重0.25、0.5、1、2、4、8 kg/cm<sup>2</sup>、載荷時間は、ケースAではそれぞれ1時間、ケースBではそれぞれ30分であった。ただし、この載荷時間については、その後の試験では、15分程度まで短縮可能であることがわかった。

#### 4.3.3 試験結果ならびにその考察

試験としては、実車を用いて $P_0$ の値を求めるための試験、従来から用いられている土の締固めに関する表示とを比較するための試験および突固めた試料に対する $P_0$ の値を求めた。

##### (1) 実車試験

##### 1) ケースAの試験

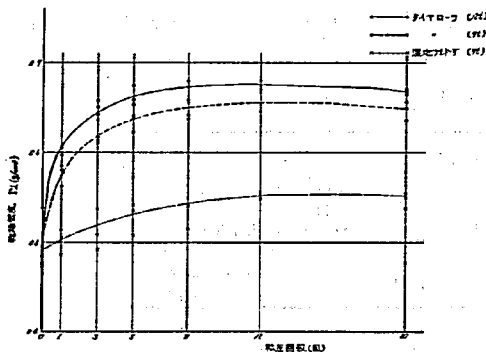


図-4.6 乾燥密度と転圧回数との関係

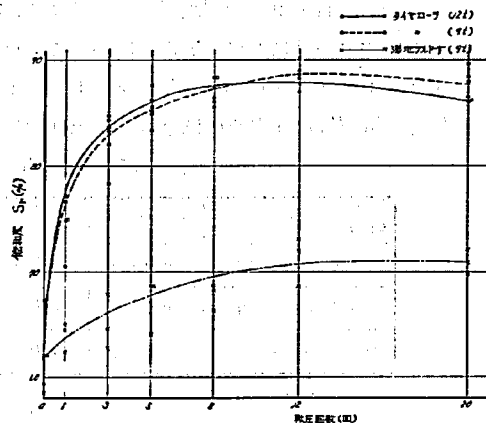


図-4.7 飽和度と転圧回数との関係

R1計器により測定した乾燥密度、飽和度、空気間げき率と転圧回数との関係を図-4.6、図-4.7、図-4.8に示す。また、4.3.2で述べた圧縮試験により求めた $P_0$ 値と、転圧回数との関係を図-4.9に示す。

図-4.6、図-4.7、図-4.8では転圧回数5~8回で締固め密度は最大となり、それ以上回数が増すと密度はわずかに減少する傾向を示す。

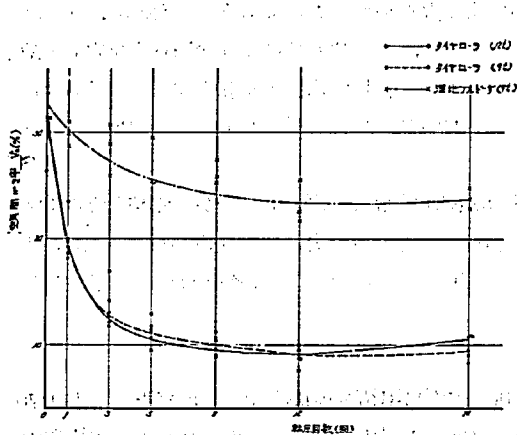


図-4.8 空気間抜き率と転圧回数

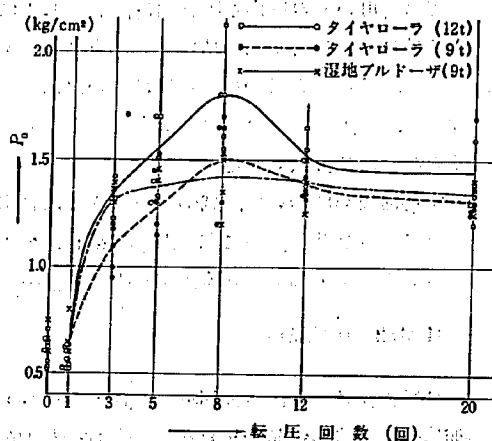


図-4.9 圧縮降伏応力値( $P_0$ )と転圧回数

これは過転圧により、土にこね返し効果が与えられ、締固め効果よりも、周辺へ土を移動させることにエネルギーが費やされることによるものと考えられる。

この最も締固まった時点の状態を表-4.5に示す。

これによるとJIS突固め試験に対する締固め度は、締固め機種の順に、92%、89%、75%である。

図-4.9でもわかるとおり $P_0$ の値は転圧回数8回程度で最大値を示し、自重9tでは1.5 kg/cm²、自重9tの湿地ブルドーザで1.4 kg/cm²程度である。

タイヤローラにおけ $P_0$ の値に関して機械重量比にほぼ比例して $P_0$ の値が増加しており、またタイヤローラ(9t)と湿地ブルドーザ(9t)の $P_0$ の値がほぼ等しいことから、圧縮降伏応力値 $P_0$ は締固め機械重量と転圧回数に大きく影響されることがわかった。

表-4.5 締固め効果最大時の土の状態

| 機種          | 乾燥密度<br>$\gamma_d$ (g/cm³) | 飽和度<br>$S_r$ (%) | 空気間抜き率<br>$v_a$ (%) | 備考                                                                                    |
|-------------|----------------------------|------------------|---------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| タイヤローラ(12t) | 0.675                      | 87.8             | 9.0                 | JIS突固め試験の結果では、<br>$rd_{max} = 0.733$<br>その時の $w = 91\%$<br>$S_r = 905$<br>$v_a = 702$ |
| タイヤローラ(9t)  | 0.655                      | 88.6             | 9.0                 |                                                                                       |
| 湿地ブルドーザ     | 0.552                      | 70.9             | 23.2                |                                                                                       |

表-4.6 土圧測定結果

|                   | タイヤローラ(12t)         | タイヤローラ(9t)          | 湿地ブルドーザ             |
|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 土圧 $(kg/cm²)$     | 0.70~0.75<br>(0.72) | 0.44~0.67<br>(0.57) | 0.20~0.49<br>(0.29) |
| 車輻進行方向 $(kg/cm²)$ | 0.18~0.20<br>(0.19) | 0.17~0.19<br>(0.18) | 0.05~0.11<br>(0.08) |

※ ( )内は測定結果の平均値

また、図-4.6、図-4.7、図-4.8と図-4.9とを比較してみると、乾燥密度など土の締固めに関する諸数値と $P_0$ 値の間には、必ずしも相関性がないことは注目すべきであろう。

なお、土圧計による計測結果を表-4.6に示す。

この土圧計は表面から30cm深さに、受圧面を鉛直方向と水平方向に設置したものであり、実測の結果からの土圧の値は $P_0$ 値に比較して小さなものであり、また機械重量と比較すると重量に応じて土圧は増加している。特にタイヤローラに関してはほぼ自重の比の増加を示した。

この土圧の値と $P_0$ の値とが相異なるのは、締固め機種による締固め機構の影響と転圧回数の増加に伴って、エネルギーの蓄積が行なわれていることが考えられる。

## II) ケースBの試験

ケースAの試験と同様、圧縮試験によって圧縮降伏応力 $P_0$ を求め、転圧回数と比較したものが図-4.10である。

機種別では、締固めて得られた密度を比較するとき、普通ブルドーザの場合がわずかに大きな値を示している。

圧縮降伏応力 $P_0$ は転圧回数10回程度で最大値に達しており、ケースAではそれ以上の転圧に対して $P_0$ は減少する傾向を示したが、この場合では、このようなことが生じなかった。

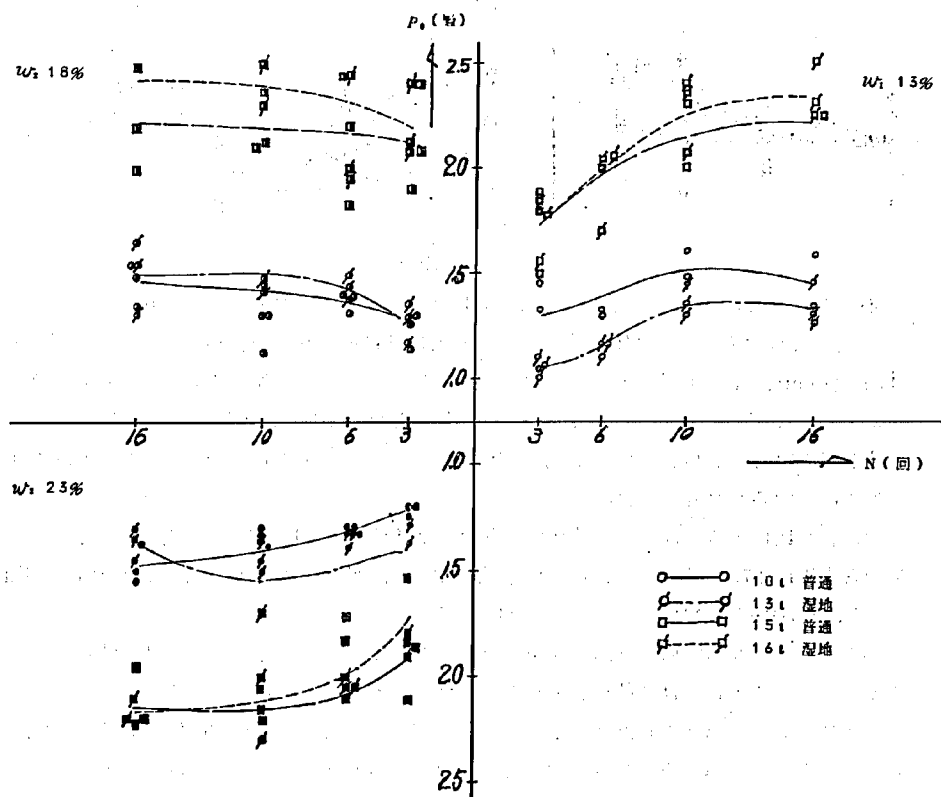


図-4.10 機種の影響

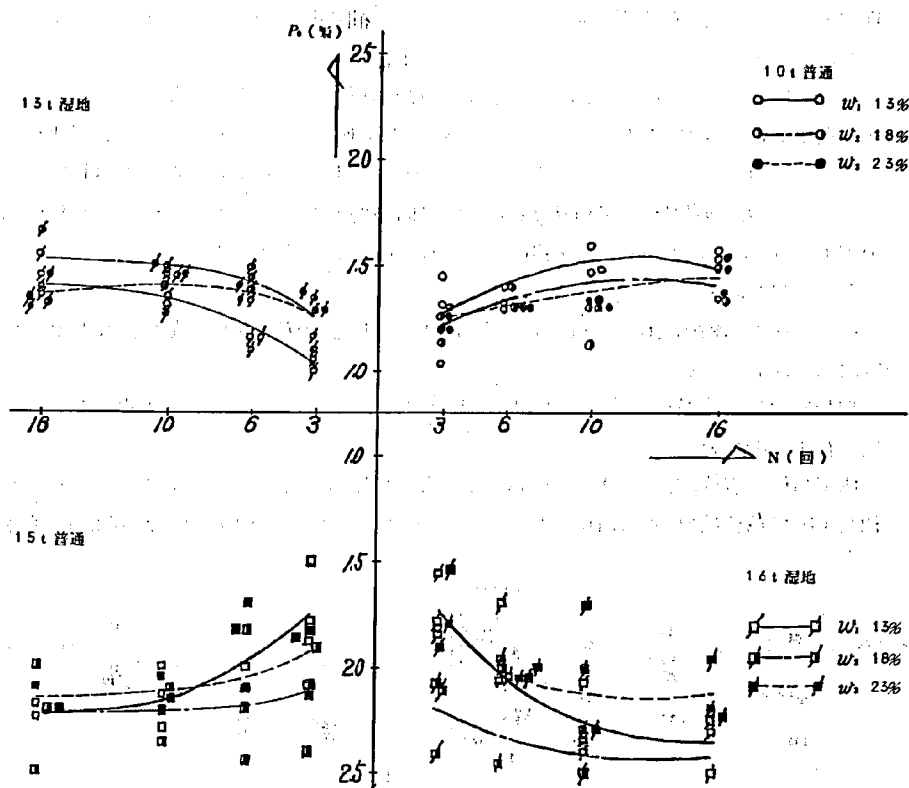


図-4.11 含水比の影響

これはケースAの土質に比して過転圧が生じないような良質な土であるからであろう。

また、各機種で得られた圧縮降伏応力の最大値は自重10tの普通ブルドーザの場合で、 $1.4 \text{ kg/cm}^2$ 、13t湿地ブルドーザで $1.4 \text{ kg/cm}^2$ 、15t普通ブルドーザで $2.15 \text{ kg/cm}^2$ 、16t湿地ブルドーザで $2.3 \text{ kg/cm}^2$ 程度となっており、前回と同様機械重量による影響が大きいことがわかった。なお、普通ブルドーザと湿地ブルドーザのタイプの差についてもさほど明らかなものは認めなかった。

次に含水比による影響という見地で含水比を3種類( $w = 14\%$ 、 $18\%$ 、 $23\%$ 、ただし、最適含水比は $17.2\%$ 、 $w = 14\%$ は乾燥、 $23\%$ は散水)に、調整し、各機種別に転圧回数と $P_0$ との関係を求めたものが図-4.11である。

図から、顕著なる関係は見出せなかったが、じいて言えば、この土における最適含水比付近である $w = 18\%$ における $P_0$ 値が比較的大きな値を示している程度であろう。

土圧について、対象にした機械がすべてブルドーザであり、走行中に得られる土圧は、機械振動などが加わるためきわめて大きなバラツキを生じた。各機種の鉛直方向の土圧は10t普通ブルドーザで $0.31 \sim 1.40 \text{ kg/cm}^2$ 、13t湿地ブルドーザで $0.32 \sim 1.26 \text{ kg/cm}^2$ 、15t普通ブルドーザで $0.42 \sim 1.27 \text{ kg/cm}^2$ 、16t湿地ブルドーザで $0.18 \sim 0.72 \text{ kg/cm}^2$

程度で水平方向の土圧は各機種とも、鉛直方向土圧の $1/4 \sim 1/12$ であった。また、この場合も、各機種に対する土圧はいずれも、これに対する圧縮降伏応力よりも全体的に低い値を示した。

## (2) 突固め試験と実車試験との比較

ケースAの資料を用いて、突固め試験(JISA 1210)と実車試験との結果を、乾燥密度を尺度にとって比較した。

実車試験に用いた試料の含水比は $w=100\%$ であり、突固め試験を行なうに当たり、同等の含水比の試料(実際には $w=96.4\%$ )を用いた。

試験の結果、突固め回数と乾燥密度との関係を図-4.12に示す。

この図と図-4.6を用いてそれぞれの乾燥密度をパラメータにとり突固め試験における突固め回数と実車における締固め回数とを対比させて考えてみる。

いま図-4.6において、各機械で締固めた場合の達し得た最大の乾燥密度はタイヤローラの場合、 $0.675 \text{ g/cm}^3$ 、 $0.635 \text{ g/cm}^3$ 、湿地ブルドーザの場合  $0.552 \text{ g/cm}^3$  である。

次に図-4.12におけるこれら乾燥密度に対応する突固め回数は、それぞれ2回、10回と5回に当り、意外に低い値を示している。しかし、これは対応する突固め回数が小さいので、正確な対応関係と考えることは多少無理であり、この対応関係を明らかにするためには、突固めエネルギーをさらに吟味する必要があると考えられる。

次に、実車試験に用いた試料と同様な関東ロームについて行なった突固め試験と、静的に締固めて作成した試料に基づく静的締固め試験との比較を図-4.13に示す。同図によれば、各機種に対する静的締固めエネルギーはタイヤローラで $4 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ 程度、湿地ブルドーザで $1 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ 程度であり、図-4.11で得られた $P_0$ 値と比較すると相違が生じる。これは前述4.3.2(1)で述べたように、密度を基準にとって比較した結果生じた相違と考えられる。

## (3) 突固め試験で得られた試料の $P_0$ 値

JISモールドで突固めて得た試料についての $P_0$ 値を求めた。試験の結果を図-4.14に示す。(2)で述べた突固め回数12回、10回、5回に対応する $P_0$ 値はそれぞれ、 $2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $1.1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $0.5 \text{ kg/cm}^2$ であり、かなり小さな値を示している。

しかしながら、実車によって得られた $P_0$ の値の実測値は図-4.11から明らかなように大きい値

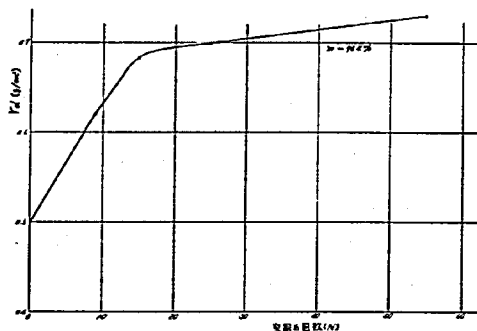


図-4.12 試料の自然含水比近くにおける突固め回数と乾燥密度との関係

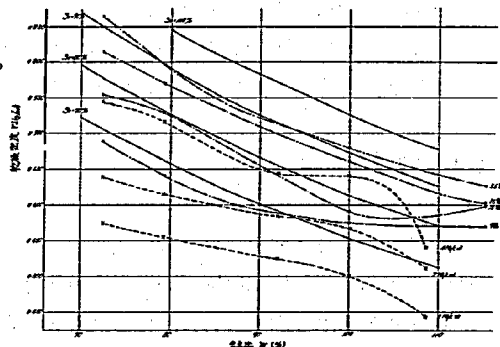


図-4.13 突固め試験と静的締固め試験との比較

であった。

これは前述(2)でも述べたように、乾燥密度をパラメーターに取ったところに、問題があると考えられる。

#### (4) 締固め機械重量と圧縮降伏応力との関係

実車による締固め試験の結果得られる圧縮降伏応力に最も影響を与えているものは締固め機械の重量であることがわかった。そこで、ケースAの試験結果(図-4.9)と、ケースBの試験結果(図-4.11)の代表値を選んで一つの図にまとめたものが図-4.15である。ここにいう代表値には転圧回数として6~8回、含水比は自然状態または最適含水比付近を選んだ。

図-4.1 から、圧縮降伏応力と締固め機械重量とでは、ほぼ比例関係が成立つ。

ただし、この関係の適応範囲を考えると、実車試験では機械重量16tまで試験で確かめたものであり、それ以上の重量については、さらに試験により、確かめていかねばならないが、一応機械重量20t程度ぐらいまでは適応させても大差はないものと思われる。

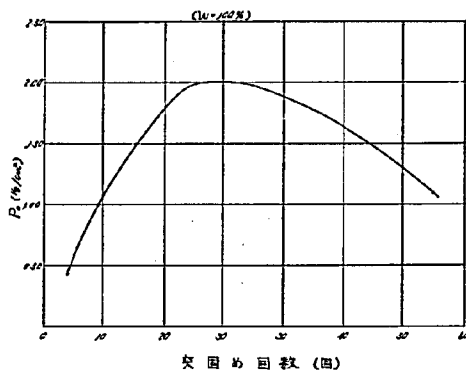


図-4.14 突固め試験の突固め回数と  $P_0$  値との関係

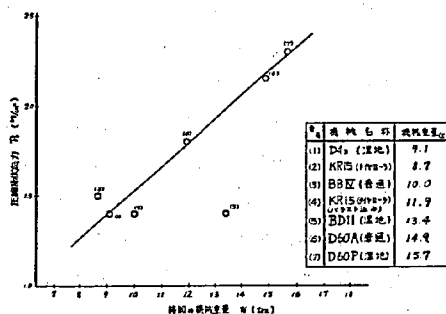


図-4.15 締固め機械重量と圧縮降伏応力との関係

## 4.4 結 語

本章における諸試験の結果、次に述べることが明らかになった。

- (1) 土の締固めに圧縮降伏応力の考え方を導入することにより、力学的な取扱いが可能である。
- (2) 実車で土を締固める場合、得られる圧縮降伏応力に最も影響を与えるものは機械重量である。  
機種(タイヤローラ、普通ブルドーザ、湿地ブルドーザ)による差異は認められず、圧縮降伏応力と機械重量とはほぼ比例する。
- (3) 静的に締固めた圧縮試験から得られた  $P_0$  値では、土質、含水比とは無関係であった。
- (4)  $P_0$  の値と密度、飽和度、空気間げき率とは特に関係は認められない。
- (5) 土の締固めで、締固め機種、締固め回数によって規定する方式を選ぶ場合の施工計画上の方針が得られた。

しかしながら、この規定を行なう場合、土質、含水比のあまり変化のない現場で用いることが<sup>1)</sup>必要とされているが、本章における試験の結果、および圧縮降伏応力を考慮した場合、特に土質、含水比とは関係が認められないので、今後の問題点となる。

## 第5章 盛土の締固めと 沈下解析(非線形解析)

(

(

## 第5章 盛土の締固めと沈下解析(非線形解析)

### 5.1 概 説

第2章で盛土の内部応力、変形解析など数多くの解析計算を行なったが、計算に当たって、土は弾性体であり弾性率を一定とした線形解析であった。

しかし、実際の土では、第3章で述べたように荷重に対して粘弾性的変形や塑性的変形を呈するため、非線形な特性を考慮した解析を行なわなければ、実際の挙動を補うことはむずかしい。

そこで、第4章で述べるところの圧縮降伏応力を実車によって求め、これに締固められた土の圧縮特性を考慮した応力-ひずみ-時間曲線を作成し、有限要素法により、解析検討を行なった。

検討する内容としてはまず、同一機械で均一に締固められた盛土における盛土高と沈下との関係ならびに均一に締固められた同一高の盛土で締固めに用いた機械重量と沈下との関係で、盛土の規模、締固めの規模と沈下量との関係から沈下を少なくするための締固め設計法の考え方を導びいた。

次いで、締固めのばらつきが盛土の沈下に及ぼす影響について考察した。

すなわち、タイヤローラ、ブルドーザにおける締固め回数のばらつきの実態から、これと同等の締固めのばらつきが盛土に生じた場合、盛土の縦断面、横断面、の天端における沈下の発生を求め、舗装面に与える影響について考察を加えた。

また、以上の結果から考えて沈下を少なくするための高盛土の締固めに関する合理的設計施工法を提案し、計算によりその効果を確かめた。

### 5.2 均一に締固められた盛土の沈下解析

盛土は自重により、垂直圧縮応力を受け、その応力が締固められた盛土の有している圧縮降伏応力に比較し圧縮降伏応力の方が大きければ、粘弾性的沈下、逆に小さければ塑性的沈下が考えられた。

いま、盛土高 $H=20\text{ m}$ 、土の単位体積重量 $\gamma=1.6\text{ t/m}^3$ 、土の圧縮降伏応力 $P_0=1.4\text{ kg/cm}^2$  (重量9 tブルドーザに相当する。図-4.15 参照)で、均一な締固めが行なわれているものとする。

盛土の天端からの深さ( $h$ )の位置における垂直方向の圧縮応力( $\sigma$ )は $\sigma=\gamma h$ で表わされるものとし、粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域との境界条件を $\sigma=P_0$ と考えると、境界の深さは天端より

$$h = \frac{P_0}{\gamma} = \frac{1.4(\text{kg/cm}^2)}{1.6(\text{t/m}^3)} = 8.8\text{ m}$$

したがって、盛土高20 mのうち天端より8.8 mの深さの範囲は粘弾性的沈下域、それより下部11.2 mは塑性的沈下量域となる。

次に3.4.6で述べたような手法で $P_0=1.4\text{ kg/cm}^2$ の場合に当たる $\sigma-\epsilon-\dot{t}$ 曲線を作成したもののが図-5.1である。この図を用いて、盛土中心部の竣工後7日から2ケ年間における沈下量を

求める。

この場合、盛土の天端からの深さ 8.8 m までが粘弾性的沈下域それより下部 11.2 m は塑性的沈下域であるので、以下 2 つに区分して計算する。

Ⅰ) 天端からの深さ 8.8 m 区間の沈下量

この区間の沈下量の計算に用いる応力値として、区間中央の値を考えるものとする。

$$\text{垂直応力} = 8.8 \text{ m} \times \frac{1}{2} \times 1.6$$

$$\text{t/m}^3 = 7.04 \text{ t/m}^3$$

$$= 0.704 \text{ kg/cm}^2$$

7 日～2 年間の沈下率は、図-5.1 より

$$0.52\% - 0.32\% = 0.20\%$$

よって、この区間の沈下量は

$$8.8 \text{ m} \times 0.20\% = 1.76 \text{ cm}$$

Ⅱ) 下部 11.2 m 区間の沈下量

同様な考え方で垂直応力は  $(20 \text{ m} - 11.2 \text{ m} / 2) \times 1.6 \text{ t/m}^3 = 23 \text{ t/m}^2 = 2.3 \text{ kg/cm}^2$

7 日～2 年間の沈下率は図-5.1 より  $1.63\% - 1.00\% = 0.63\%$

よって、この区間の沈下量は  $11.2 \text{ m} \times 0.63\% = 7.06 \text{ cm}$ 、したがって、全沈下量は、

$$1.76 \text{ cm} + 7.06 \text{ cm} = 8.82 \text{ cm}$$

また、この盛土高に対する割合で考えると  $8.82 \text{ cm} / 20 \text{ m} = 0.04\%$  となる。

以上は、仮定に基づく応力から求められる沈下量の推算であり、盛土の形状などにより、垂直応力の分布も異なるので、この様な推算も、計算の精度を高める意味で、有限要素法を用いて、沈下量を求め、主として、次の各項における検討を行なった。

(a) 同一機械で均一に締め固められた盛土における盛土高と沈下率との関係

(b) 均一に締め固められた同一高の盛土で、締め固めに用いた機械重量と沈下率との関係

## 5.2.1 解析条件

Ⅰ) 盛土材料と地盤条件

盛土材料：粘性土（関東ローム，MH），単位体積重量  $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

ポアソン比  $\nu = 0.4$

地盤条件：剛性地盤（盛土荷重による地盤の変形はないものとする）

Ⅱ) 盛土高ならびに境界条件，要素分割

盛土高は 8, 10, 12, 14, 20 m の 5 ケースとし、有限要素法の適用に当たっては

図-5.2 に示すような境界条件と要素分割を行なった。

Ⅲ) 圧縮降伏応力および応力-ひずみ-時間曲線

前節 5.2 の (a) における機械として重量 9 t ブルドーザの場合について行なう。

かかる場合の圧縮降伏応力は図-4.15 の関係より  $P_0 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$  であるので、図-5.1

の關係に第 3 章、3.4.5 で述べた定数  $a$  を含めた応力-ひずみ-時間曲線は図-5.3 のとお

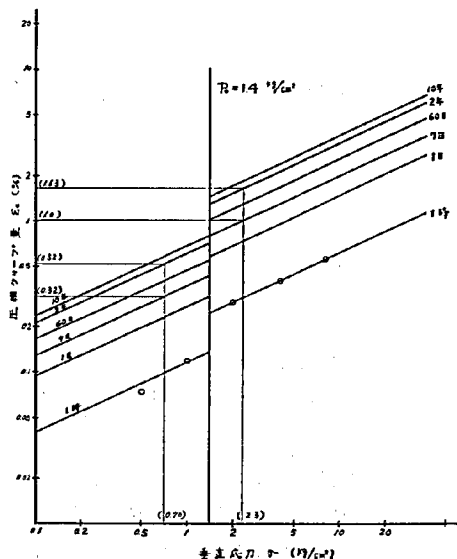
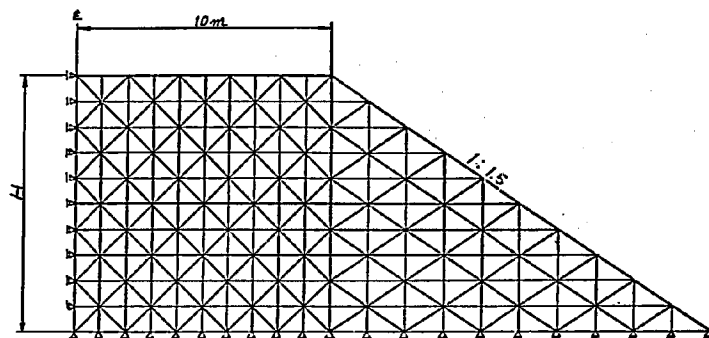
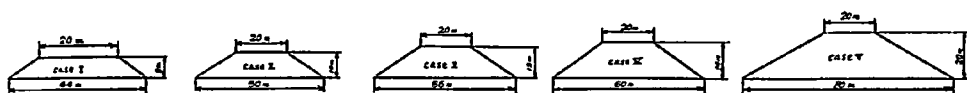


図-5.1  $\sigma$ - $\epsilon$ - $t$  曲線 ( $P_0 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ )



横断面 節点数 176  
要素数 300

図-5.2 要素分割および境界条件

りとなる。

また、締めめの機械重量 12 t, 16 t の場合について、図-4.15 よりそれぞれ  $P_0=1.8\text{kg/cm}^2$ ,  $P_0=2.3\text{kg/cm}^2$  となるので応力-ひずみ-時間曲線は前述と同様にして図-5.4, 図-5.5のとおり求められる。

#### Ⅳ) 沈下量の計算対象とした期間

沈下量の計算対象としての期間は、盛土竣工後 7 日目より 2 ケ年目の間を考えた。

#### Ⅴ) 計算精度

図-5.3, 図-5.4, 図-5.5 で明らかに、応力-ひずみの関係は非線形であり、計算には、反復法を用い、変位が収束するまで繰り返し演算を行なった。

この場合の収束精度としては最大変位差は  $50\mu$  とした。

#### Ⅵ) 計算の組合せ

検討事項(a), (b)を説明するため表-5.1 に示すような組合せで計算を行なった。

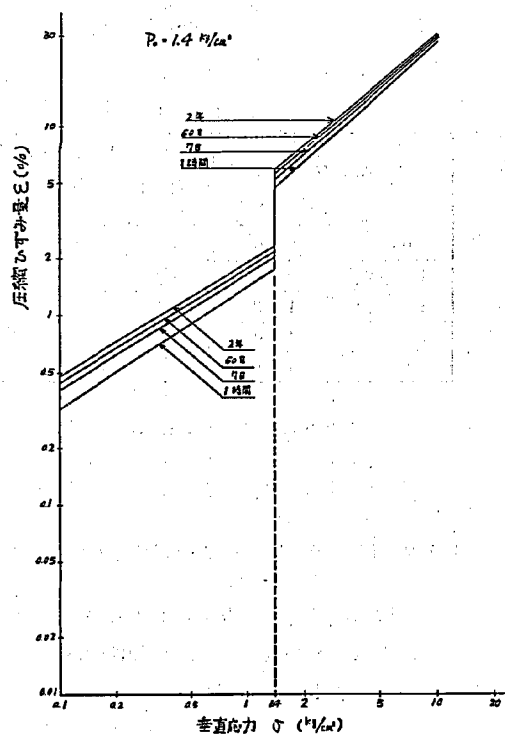


図-5.3  $\sigma$ - $\epsilon$ - $t$  曲線 ( $P_0=1.4\text{kg/cm}^2$ )

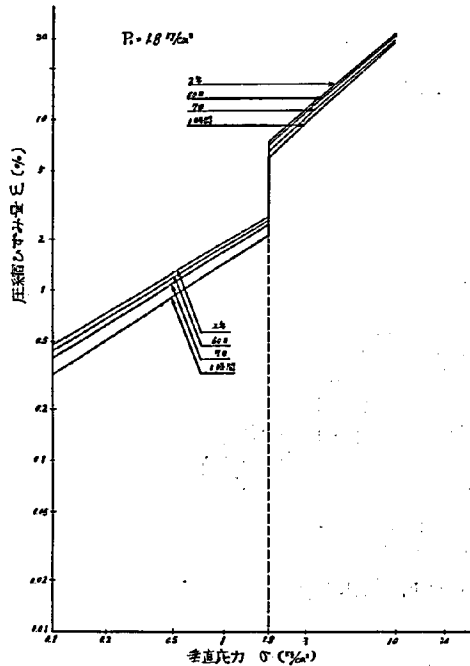


図-5.4  $\sigma$ - $\varepsilon$ - $t$  曲線 ( $P_0 = 1.8 \text{ kg/cm}^2$ )

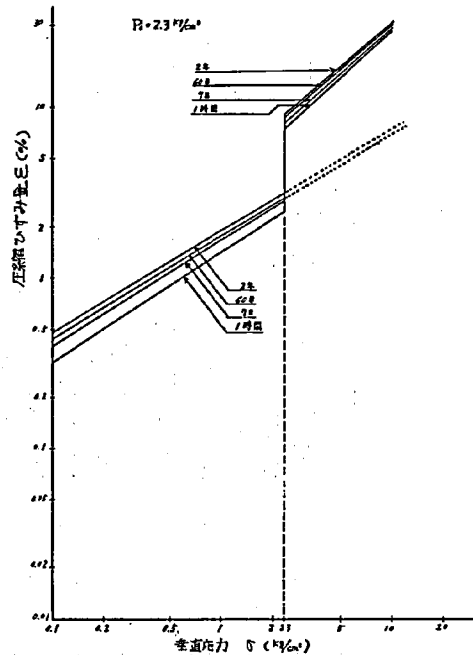


図-5.5  $\sigma$ - $\varepsilon$ - $t$  曲線 ( $P_0 = 2.3 \text{ kg/cm}^2$ )

表-5.1 非線形沈下計算表

| 盛土高<br>(m) | 垂直応力<br>$\sigma = \gamma H = (0.16) H$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 機械重量 9 t    機械重量 12 t    機械重量 16 t |                             |                             |
|------------|-----------------------------------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|            |                                                                 | $P_0 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$        | $P_0 = 1.8 \text{ kg/cm}^2$ | $P_0 = 2.3 \text{ kg/cm}^2$ |
| 20         | 3.60                                                            | ○                                  | ×                           | ○ ⊗ ○ △                     |
| 14         | 2.24                                                            | ○                                  |                             | ⊗                           |
| 12         | 1.92                                                            | ○                                  | ×                           |                             |
| 10         | 1.60                                                            | ○                                  |                             | ⊗                           |
| 8          | 1.28                                                            | ○                                  | ×                           |                             |

○ : 7日～2年間沈下計算    均一締固め

△ : 60日～2年60日間沈下計算    均一締固め

× : 7日～2年間沈下計算    不均一締固め    ブルドーザパターン, 縦断, 横断方向

⊗ : 7日～2年間沈下計算    不均一締固め    タイラローパターン, 縦断, 横断方向

### 5.2.2 同一機械で均一に締固められた盛土における盛土高と沈下率との関係

締固め機械には軽量級の重量9 tといった機械で検討した。

これは機械重量が軽いため、粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域が盛土の規模により種々の組合わせて生じ、沈下の検討として適当であること、およびこのような軽い機械で盛土高20 mを締固めるといった極端な条件を考えたためである。

- (1) 垂直応力の分布ならびに粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域盛土高20 m, 12 m, 8 mにおける垂直応力の分布を図-5.6に示す。

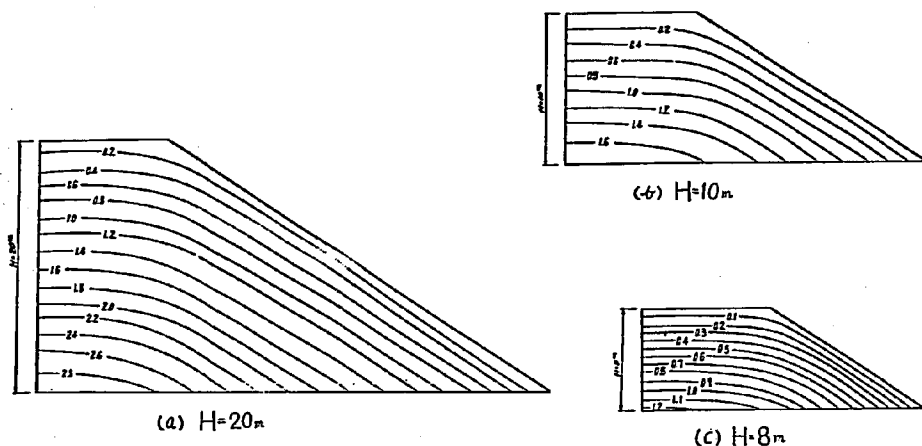


図-5.6 垂直応力分布図 (kg/cm<sup>2</sup>)

図からもわかるように垂直応力は、盛土表面からの深さ( $h$ )にほぼ比例した分布となる。

図-5.7は盛土高20m, 12mにおける粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域を示すもので、図でハッチした区域が塑性的沈下領域であり、盛土の中心部に生じている。

ここで両領域の境界は図-5.7に示すように天端から8mを得ている。これについては前述5.2での概算結果もほぼこれと一致している。なお、盛土高8mの場合では塑性的沈下は生じない。

## (2) 盛土高と沈下率

表-5.2 盛土高と沈下量、沈下率

(均一締固め機械重量9t)

| 盛土高<br>$H$ (m) | 盛土中央        |            | 中央とのり肩の<br>中間点 |            | のり肩         |            |
|----------------|-------------|------------|----------------|------------|-------------|------------|
|                | 沈下量<br>(cm) | 沈下率<br>(%) | 沈下量<br>(cm)    | 沈下率<br>(%) | 沈下量<br>(cm) | 沈下率<br>(%) |
| 8              | 2.05        | 0.256      | 1.94           | 0.247      | 1.80        | 0.225      |
| 10             | 3.18        | 0.318      | 3.02           | 0.302      | 2.51        | 0.251      |
| 12             | 4.07        | 0.339      | 3.97           | 0.331      | 3.53        | 0.294      |
| 14             | 5.94        | 0.424      | 5.74           | 0.410      | 5.06        | 0.361      |
| 20             | 12.77       | 0.638      | 12.36          | 0.618      | 11.13       | 0.557      |

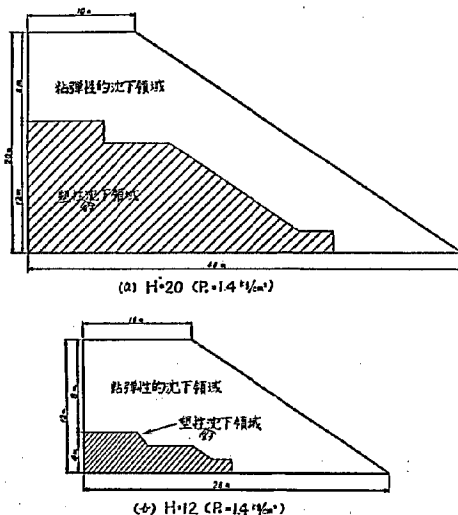


図-5.7 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域  
各盛土高別に、盛土天端における盛土中央のり肩、およびその中間点の沈下量と沈下率を整理したものが表-5.2および図-5.8である。

図-5.8でも明らかなように、盛土の沈下率は一定なものではなく、粘弾性的沈下のみが生じるような盛土では(この場合、盛土高8m以下がそれに当たる。)沈下率は小さく、塑性的沈下領域が生じるようになれば、沈下

率は急に増大する。

### (3) 盛土天端における沈下の形状

盛土の沈下に併って天端の形状は変化していくが、図-5.9は盛土高2.0m, 1.2m, 8mの場合における盛土竣工後7日~2箇年の盛土天端の沈下形状であり、図-5.10は盛土体の変形の形状である。

盛土中央部のり肩部の沈下とを比べると、盛土の中央部はのり肩に比べ沈下が大きい。

また、盛土高が低い場合は両者の沈下の差は少ないが、高くなると、沈下の差は大きくなる。これは中央部に塑性的沈下領域が生じるためと考えられる。

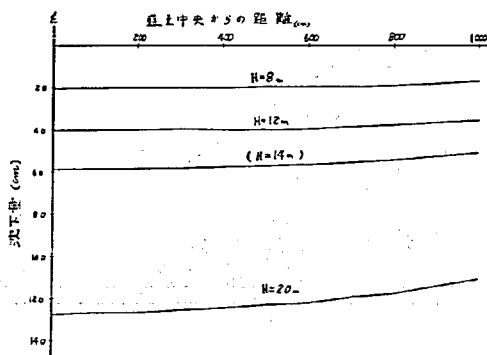


図-5.9 盛土天端における沈下形状  
(均一締固め, 機械重量9t)

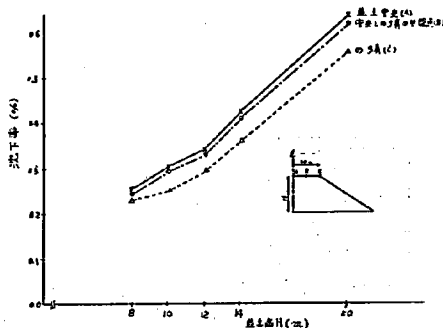


図-5.8 盛土高と沈下率(機械重量9t)

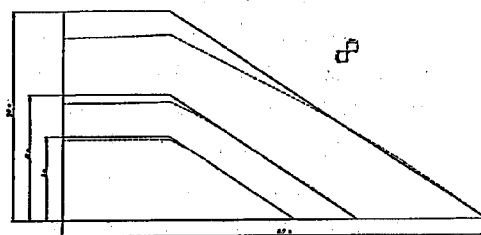


図-5.10 盛土のクリープ変形  
(機械重量9t, 均一締固め, 7日~2年間)

### 5.2.3 均一に締固められた盛土における機械重量と沈下率との関係

盛土の規模, 締固め機械の重量によって盛土内部に塑性的沈下領域が生じるが, 沈下を少なくするためには, この塑性的沈下領域が生じないようにするか, あるいは小さくする必要があり, そのためには圧縮降伏応力を十分高める必要がある。

この圧縮降伏応力は締固め機械重量と図-4.15に示すような密接な関係があるので, これを用いて機械重量と沈下量との関係を求めた。

#### (1) 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域

図-5.11は締固め機械重量9t, 1.2t, 1.6tと対応する圧縮降伏応力 $P_0 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ ,  $1.8 \text{ kg/cm}^2$ ,  $2.3 \text{ kg/cm}^2$ と変化した場合の粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域を示すもので, 図でハッチした区域が塑性的沈下領域である。

図から明らかなように, 機械重量の増加に応じて, 塑性的沈下領域は減少する。

また, 盛土中央部における天端から両領域の境界線までの距離はほぼ $P_0$ の値に比例している。

なお、垂直応力の分布について $P_0=1.4\text{ kg/cm}^2$ ,  $1.8\text{ kg/cm}^2$ ,  $2.3\text{ kg/cm}^2$  のそれぞれの場合の差はきわめて少ない値(2%以下)を示した。

## (2) 機械重量と沈下率

盛土の天端中央、のり肩およびその中間点における沈下量と沈下率を整理したものが、表-5.3 および図-5.12 である。

図でもわかるように機械重量が増加すれば、中央、のり肩、およびその中間点とも、沈下量、沈下率は減少する。それは $P_0$ の増加に伴って塑性的沈下領域が減少していくためである。

しかし、さらに $P_0$ の値が増加して塑性的沈下領域がなくなる時点以降になると、もはや盛土の沈下率はそれ以上減少しなくなるものと考えられる。

表-5.3 機械重量と沈下量、沈下率

(盛土高20m)

| 機械重量                            | 盛土中央        |            | 中央とのり肩の中間点  |            | のり肩         |            |
|---------------------------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
|                                 | 沈下量<br>(cm) | 沈下率<br>(%) | 沈下量<br>(cm) | 沈下率<br>(%) | 沈下量<br>(cm) | 沈下率<br>(%) |
| 9t<br>$P_0=1.4\text{ kg/cm}^2$  | 12.77       | 0.638      | 12.36       | 0.618      | 11.13       | 0.557      |
| 12t<br>$P_0=1.8\text{ kg/cm}^2$ | 11.33       | 0.567      | 11.00       | 0.550      | 9.92        | 0.496      |
| 16t<br>$P_0=2.3\text{ kg/cm}^2$ | 9.41        | 0.476      | 9.17        | 0.458      | 8.35        | 0.417      |

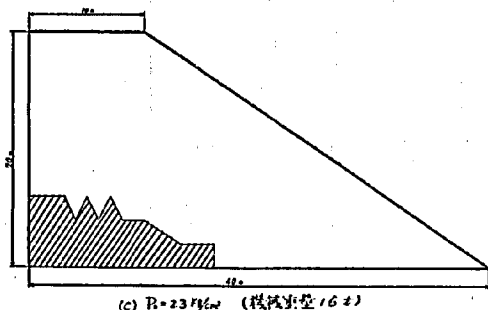
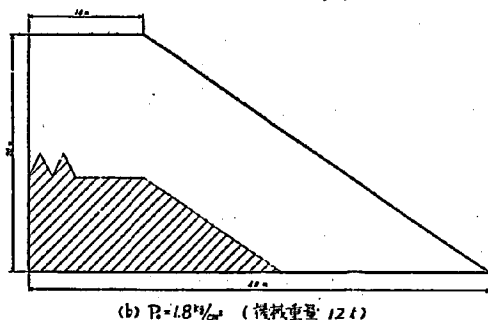
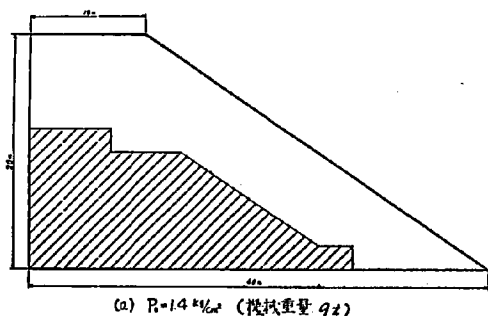
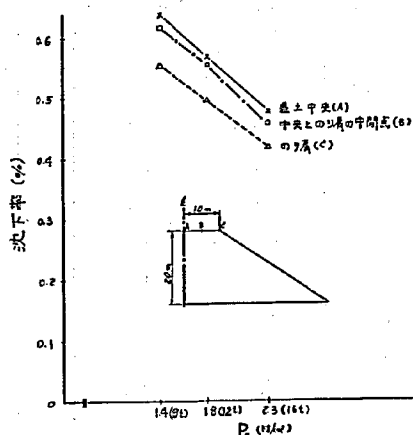


図-5.11 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域(盛土高一定)



### 5.3 高盛土の締固めのばらつきと沈下、不等沈下解析

実際の盛土施工では、均一な締固めが行なわれることは、困難である。そこで締固めのばらつきが沈下に及ぼす影響を実際の工事状況に近いような条件で調べた。

なお、盛土の締固めのばらつきによる地表面の沈下、不等沈下を解析するに当たり、地表面の隆起の発生は三次元的に生じるものであるが、これを二次元問題として横断方向、縦断方向に分けて計算した。

#### 5.3.1 転圧回数のばらつきと応力・ひずみ・時間曲線

実車試験の結果、転圧回数と圧縮降伏応力について、図-4.9に示す関係があることがわかった。

また昭和41年度建設省では直轄工事の60箇所に及ぶ作業現場で締固め施工基準調査を行なった。その結果によるタイヤローラ、ブルドーザの転圧回数の実態について、図-5.13に示す。

図でも明らかなように、かなりの転圧回数のばらつきが認められる。この転圧回数をタイヤローラでは、9種類、ブルドーザでは6種類にそれぞれ分類し、百分率を求めるとともに、各転圧回数に対応する圧縮降伏応力 $P_0$ を求めたものが表-5.4である。

ただし、この解析に用いる締固め機械重量として、タイヤローラでは12t、ブルドーザでは9tを用いた。

表-5.4 転圧回数の分布および $P_0$ 値

| ブルドーザ |        |                             |
|-------|--------|-----------------------------|
| 転圧回数  | 個数 (%) | $P_0$ (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 2     | 5.8    | 1.20                        |
| 3     | 34.5   | 1.31                        |
| 4     | 11.5   | 1.35                        |
| 5     | 14.4   | 1.37                        |
| 6     | 5.8    | 1.40                        |
| 7     | 28.0   | 1.42                        |
| 8     |        |                             |
| 9     |        |                             |
| 10    |        |                             |
| 11    |        |                             |

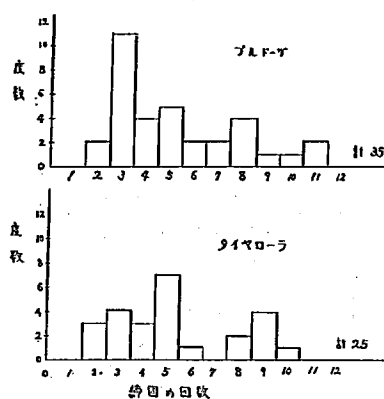


図-5.13 締固め回数ひん度実態

| タイヤローラ |        |                             |
|--------|--------|-----------------------------|
| 転圧回数   | 個数 (%) | $P_0$ (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 2      | 12     | 1.20                        |
| 3      | 16     | 1.35                        |
| 4      | 12     | 1.47                        |
| 5      | 28     | 1.56                        |
| 6      | 4      | 1.66                        |
| 7      | 0      | 1.76                        |
| 8      | 8      | 1.80                        |
| 9      | 16     | 1.78                        |
| 10     | 4      | 1.71                        |
| 11     |        |                             |

表-5.4に基づいて、各タイヤローラの応力-ひずみ-時間曲線群を、図-5.14(a)にブルドーザの応力-ひずみ-時間曲線群を図-5.14(b)に示す。

これらは、それぞれ9本、6本の折線を持つ曲線である。なお沈下量として7日~2箇年間を考えた。

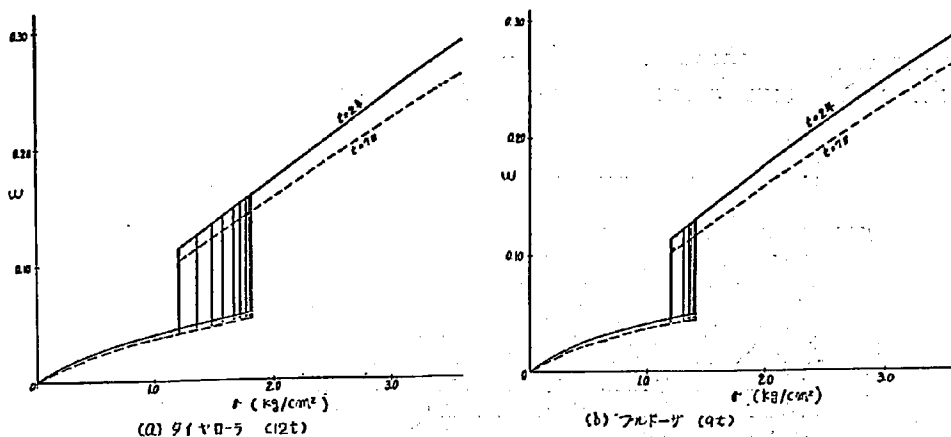


図-5.14  $\sigma - \varepsilon - t$  曲線 ( $t = 7$  日 ~ 2 年)

### 5.3.2 解析条件

#### i) 盛土材料と地盤条件

前述 5.2.1 と同様なものとした。

#### ii) 盛土高ならびに境界条件, 要素分割

盛土高  $H = 8, 10, 12, 14, 20$  m の各種で, 盛土の横断方向・縦断方向の断面, および有限要素法の適用に当たっての境界条件ならびに要素分割を図-5.15 に示した。

#### iii) 盛土内における締固めのばらつきと応力-ひずみ-時間曲線ブルドーザ (9 t), タイヤローラ (12 t) の 2 種類の締固めを考え, 5.2.1 と同様 7 日 ~ 2 年間の沈下量を求めた。

いずれも不均一締固めであるので, 応力-ひずみ-時間曲線群はタイヤローラでは図-5.14(a) に示す 9 個の曲線が, ブルドーザでは図-5.14(b) に示す 6 個の曲線が表-5.4 における偶数割合で各盛土に分布しているものとした。

各曲線群の各要素に対する割付けは乱数表により無作為に行なった。

#### iv) 計算個数

以上の条件で表-5.1 における × 記号の 12 ケースの計算を行なった。

### 5.3.3 盛土横断方向の沈下

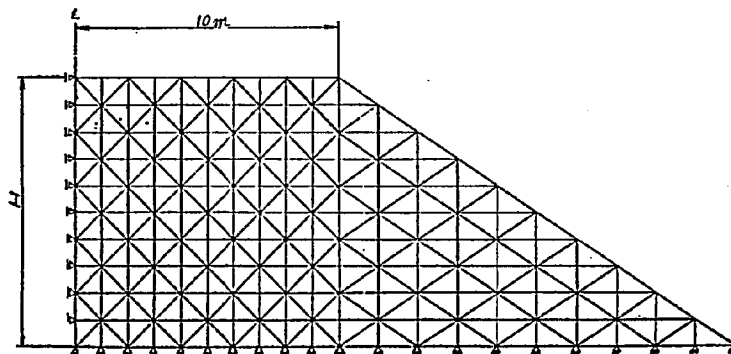
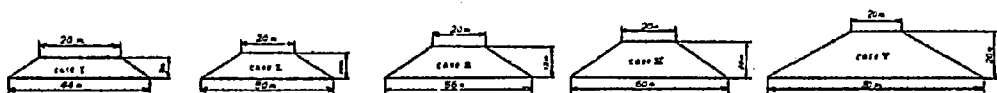
#### (i) 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域

図-5.16, 図-5.17 のハッチの部分は盛土高  $H = 2.0$  m,  $1.2$  m の場合におけるブルドーザ 9 t の不均一な締固めによって生じる塑性的沈下領域である。

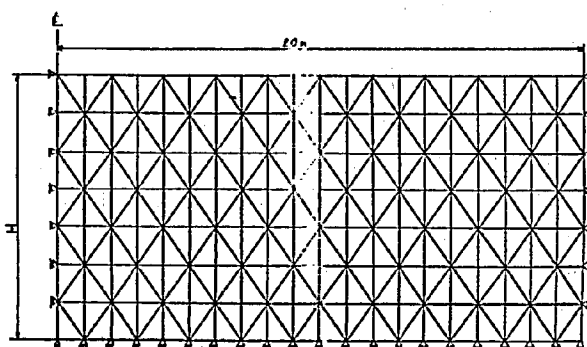
図中の点線は  $P_h = 1.4 \text{ kg/cm}^2$  (機械重量 9 t に対応する) とした均一締固めの場合の粘弾性的沈下と塑性的沈下両者の境界線を示す。

均一に締固めた場合と比較すると,  $H = 2.0$  m,  $1.2$  m いずれの場合も不均一に締固めるより均一に締固めた方が塑性的沈下領域が, 少ない。

図-5.18 のハッチの部分は  $H = 2.0$  m の場合におけるタイヤローラ 12 t の不均一な締



(a) 断面 節点数 176  
要素数 300



(b) 断面 節点数 168  
要素数 280

図-5.15 要素分布および境界条件

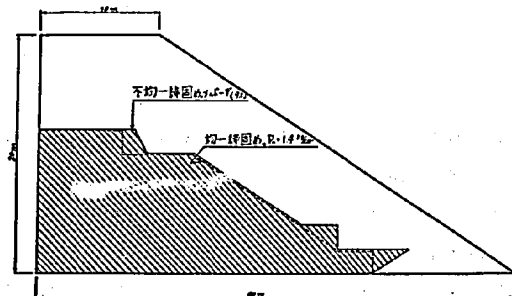


図-5.16 粘弾性的沈下領域と  
弾性的沈下領域  $H = 20\text{ m}$  (不均一締め, ブルドーザ9t)

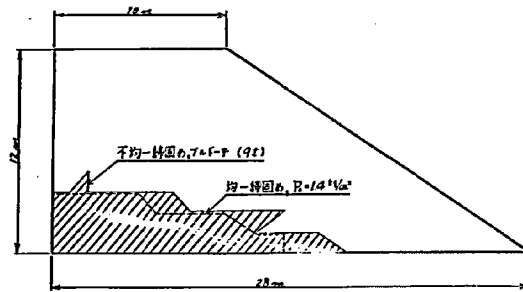


図-5.17 粘弾性的沈下領域と

塑性的沈下領域  $H = 20 \text{ m}$  (不均一締固め, ブルドーザ 9 t)

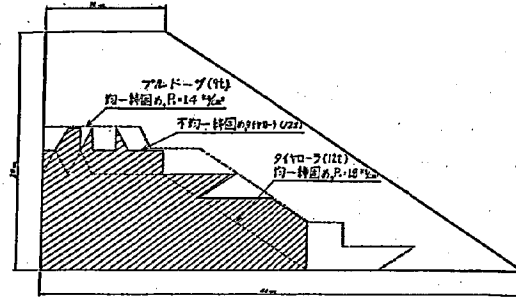


図-5.18 粘弾性的沈下領域と

塑性的沈下領域  $H = 20 \text{ m}$  (不均一締固め, タイヤローラ 12 t)

固めによって生じる塑性的沈下領域である。図における一点鎖線、破線は均一な締固めと比較する意味でそれぞれ  $P_0 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$  および  $P_0 = 1.8 \text{ kg/cm}^2$  (機械重量 12 t に対応する) を示す。

図でも明らかなように、塑性的沈下領域の発生は、機械重量 9 t の均一締固めの場合が大きくタイヤローラ 12 t の不均一な締固めがそれに次ぎ、機械重量 12 t の均一締固めの場合が一番少ない。

## (2) 盛土高と沈下率

表-5.5 盛土高と沈下量, 沈下率 (不均一締固め)

| 機<br>械                      | 沈下<br>盛土高<br>$H(\text{m})$ | 盛 土 中 央     |            | 中央とのり肩の中間点  |            | の り 肩       |            |
|-----------------------------|----------------------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
|                             |                            | 沈下量<br>(cm) | 沈下率<br>(%) | 沈下量<br>(cm) | 沈下率<br>(%) | 沈下量<br>(cm) | 沈下率<br>(%) |
| ブル<br>ドー<br>ザ<br>(9t)       | 8                          | 2.05        | 0.256      | 1.94        | 0.243      | 1.80        | 0.225      |
|                             | 12                         | 4.16        | 0.347      | 4.05        | 0.338      | 3.59        | 0.299      |
|                             | 20                         | 13.06       | 0.653      | 12.59       | 0.629      | 11.17       | 0.559      |
| タイ<br>ヤ<br>ロー<br>ラ<br>(12t) | 10                         | 2.97        | 0.297      | 2.76        | 0.276      | 2.58        | 0.258      |
|                             | 14                         | 5.79        | 0.414      | 5.58        | 0.399      | 4.90        | 0.350      |
|                             | 20                         | 12.40       | 0.620      | 12.01       | 0.601      | 10.78       | 0.539      |

盛土天端における盛土中央、のり肩およびその中間点の沈下量と沈下率を整理したものが、表-5.5および図-5.19である。

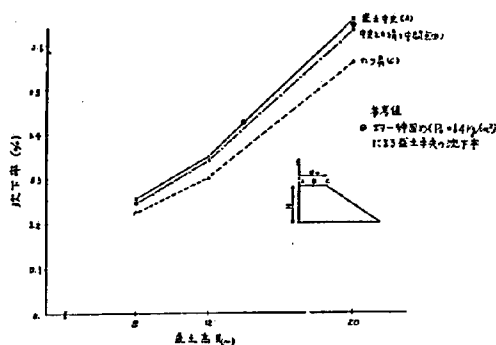


図-5.19a) 不均一締固め, ブルドーザ  
91による沈下率

この場合も均一な締固めのときと同様に、盛土が高くなると、沈下率は増大し、ブルドーザ(91)の場合よりも、タイヤローラ(121)の場合の方が沈下率は小さい。

### (3) 盛土天端における沈下の形状

この場合も均一な締固めと同様な沈下の形状を示す。図-5.20は各盛土高におけるタイヤローラおよびブルドーザで不均一に締固めた場合の沈下の形状である。

図から明らかなように盛土が低い場合は、盛土の中央部とのり肩部における沈下の差は少ないが、盛土が高くなると大きくなる。

また、盛土高20mの場合について、不均一締固めの場合と、均一締固めとを比較したものが図-5.21である。

図からわかるように、不均一な締固めを行なった場合は、盛土天端の沈下は多少大きくなり、盛土中央部とのり肩部の沈下の差も大きくなる。

しかしながら、不均一な締固めを行なった場合と、均一な締固めを行なった場合における沈下の形状、不陸の発生はきわめて類似している。

したがって、不均一な締固めが天端の形状に及ぼす影響はきわめて小さいものと判断される。

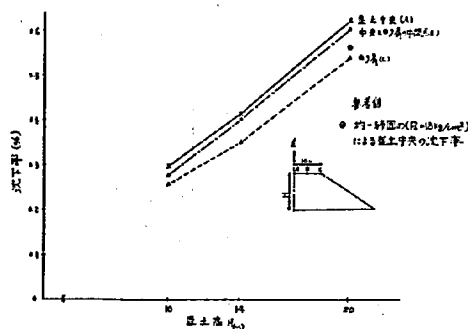


図-5.19b) 不均一締固め, タイヤローラ  
121による沈下率

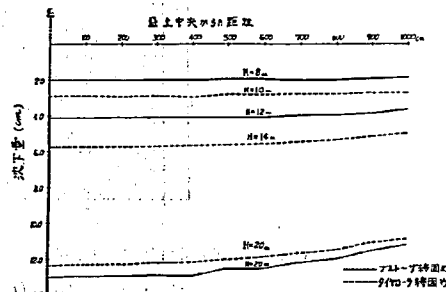


図-5.20 不均一締固めによる沈下形状  
(横断面方向)

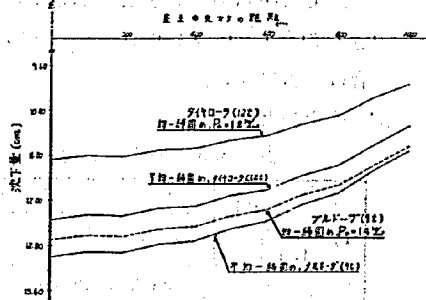


図-5.21 盛土天端における沈下形状  
(H=20m)

### 5.3.4 盛土縦断方向の沈下

ここでは主として、締固めの不均一さによって生じる盛土縦断方向の天端における不等沈下の計算結果について述べ、これが舗装面に及ぼす影響について述べる。

タイヤローラ(12t)による締固めの場合およびブルドーザ(9t)の場合の各盛土高における天端の不陸の形状をそれぞれ図-5.22, 図-5.23に示す。

いずれの場合においても交番的に地表面の不陸沈下が生じているが、これらの不陸の量はきわめて小さい。

ここでこの不陸の大きさについて考える。

相隣れる節点間の不陸の大きさの平均値を整理したものが、表-5.6であり、これらを高さ別に図で表わしたものが図-5.24である。

この図からわかるように、不陸の平均値は盛土高が高くなるほど増加し、ブルドーザ(9t)とタイヤローラ(12t)程度の機械重量の差によって生じる不陸の発生の変異はあまり認められない。

また、表-5.6からわかるように、不陸の平均値および不陸の最大値ともきわめて小さい値であるが、これらの値が舗装に与える影響を考えると、たとえばアスファルト舗装の場合では2箇年間という長期間で生じる不陸であり、アスファルトの粘性を考えると破壊には至らないものと考えられる。

また、コンクリート舗装の場合では、版の剛性を考えると大きな影響は考えられない。

いずれにしても、きわめてわずかな不陸であるために直接舗装に悪影響を与えるような不陸とは考えられない。

表-5.6 地表面の不陸

| H<br>(m) | ブルドーザ(9t)          |                    | タイヤローラ(12t)        |                    |
|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
|          | 不陸の<br>平均値<br>(mm) | 不陸の<br>最大値<br>(mm) | 不陸の<br>平均値<br>(mm) | 不陸の<br>最大値<br>(mm) |
| 20       | 0.426              | 0.48               | 0.419              | 0.51               |
| 14       | -                  | -                  | 0.325              | 0.35               |
| 12       | 0.287              | 0.34               | -                  | -                  |
| 10       | -                  | -                  | 0.273              | 0.32               |
| 8        | 0.269              | 0.31               | -                  | -                  |

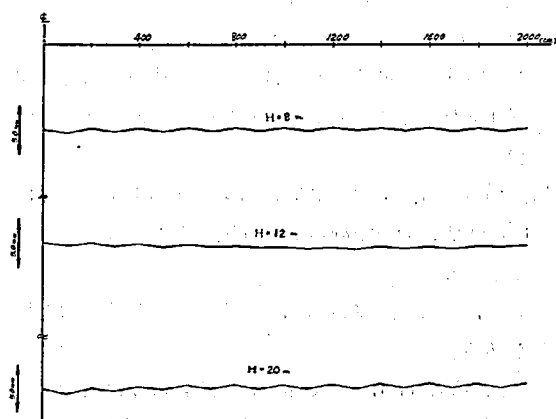


図-5.22 縦断方向の不陸沈下  
(不均一締固め, タイヤローラ12t)

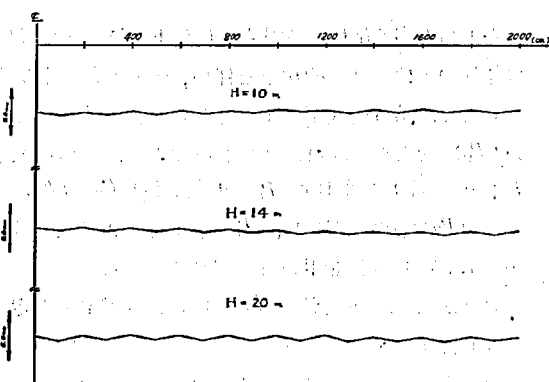


図-5.23 縦断方向の不陸沈下  
(不均一締固め, ブルドーザ9t)

## 5.4 高盛土の沈下制御を目的とする 締固め設計施工方法

以上述べた計算結果および土の圧縮特性などから、盛土の沈下を少なくする方法として次の3つが考えられる。

- (a) 盛土材料として非圧縮性の材料を用いる。
- (b) 塑性的沈下領域を起こさないようにする。
- (c) 沈下速度が比較的大きい盛土築造初期の

段階で沈下量を制御する。

(a)の場合について、たとえば第3章(3-24)式で定数の $b$ の値を考えると、非圧縮性の山砂(SM)では粘性土(MH)に比べ粘弾性的変形領域で、 $1/3 \sim 1/5$ 程度となることから<sup>26)</sup>、当然沈下は少なくなることが考えられるが、本論文では圧縮性が高い材料で検討したいため検討は加えなかった。

(b)の場合、前述の計算の結果より明らかなように盛土がかなり高くなり、締固められた土の持つ圧縮降伏応力を上回るような圧縮力を受けるとその部分の土は塑性的沈下を生じるため、大きな沈下を伴う。

したがって、受ける応力以上の圧縮降伏応力を持つように、盛土高に応じた締固めを行なう必要がある。

(c)の場合は第3章で述べたように沈下は時間の対数量に比例する関係から、沈下速度は盛土築造初期の段階に大きいため、施工速度を遅くすることも一つの方法ではあるが、盛土築造後しばらく放置することにより完成後の沈下を少なくすることができる。

以上の特性を考慮して以下に述べるような設計施工法を提案した。

### 5.4.1 盛土高に応じた締固め設計施工法

盛土高が高くなり、締固められた土の持つ圧縮降伏応力値を上回るような圧縮応力を受けるとその部分の土は、塑性的沈下を伴い、沈下も大きくなる。

そこで、塑性的沈下を生じさせないための方法として、受ける垂直圧縮応力 $(\sigma)$ より、圧縮降伏応力 $(P_0)$ を大きくすればよいわけであり、垂直圧縮応力 $\sigma = \gamma h$ (ここに $\gamma$ :土の単位体積重量、 $h$ :盛土高)とすれば $P_0 \geq \sigma$ すなわち $P_0 \geq \gamma h$ なる条件を満足するように $P_0$ を定めればよい。

この $P_0$ の値の設定には、 $P_0$ の値が締固め機械重量に関係するので、たとえば粘性土の場合には図-4.15の関係を用いれば容易に求まる。

したがって、盛土高に応じた締固め機械重量を定め、盛土全体を同一機種で締固めるか、または塑性的沈下を生じるような部分のみ十分な締固めを行なえばよい。

たとえば、盛土高 $H = 14$  mの締固めを行なうとき、盛土の底部では、 $\sigma = \gamma H = 1.6(1/m^3) \times 14(m) = 22.4(1/m^2) = 2.24(kg/cm^2)$ を受けるが、これを上回る圧縮降伏応力が得られる締固め機械として、重量16 tの機械を選定すればよいこととなる。(図-4.15 参照)

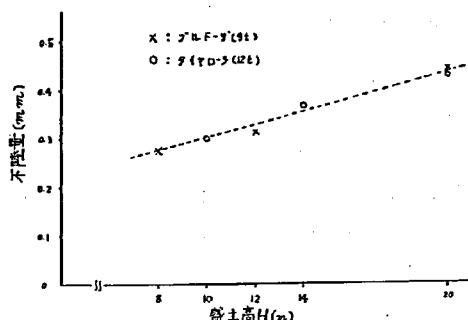


図-5.24 縦断方向の不陸量

いま一つの方法は重量9 tの締固め機械を用いるときは、 $P_0=1.4\text{kg/cm}^2$ が期待できるので、5.2で述べたように盛土天端から8.8 mまでの締固めを行ない、それ以下は重量16 tの締固め機械を使用することで十分満足できる。

#### 5.4.2 プレローディング工法

盛土築造初期の段階で沈下を制御することおよび、塑性的沈下を起こさせないために、次のような施工法が考えられる。

2 m程度のかさあげを行ない、2箇月ぐらい放置後、削土してかさ上げを取除く。

かかる施工法を行なった場合には、かさ上げによって生じる垂直圧縮応力はかさ上げを取除いた場合の垂直圧縮応力に比して大きくなるので、たとえ軽量の締固め機械を使用した場合でも塑性的沈下は生じないこととなる。

なお、かさ上げ盛土により、受けた垂直圧縮応力が、かさ上げ部分を削土することでただちに、その量に見合う圧縮降伏応力がえられるかどうかについては実測を行なって確かめてはいないが、室内での静的締固め試験では、一定荷重を短時間載荷することによって、載荷荷重に見合う圧縮降伏応力を得ることを確かめた。<sup>37)</sup>

次にこのような施工を行なった場合の沈下量について、具体的な検討を行なった。

解析条件としては、次のとおりである。

盛土高：2.0 m、沈下対象期間：60日～2年60日（2年間）、土の圧縮特性：5.2.1と同一、 $\sigma-\epsilon-l$ 曲線：この場合、弾性的沈下を考えればよいので、図-5.5における曲線で点線で示すような曲線を考えればよいことになる。

計算の結果、本工法の効果について述べれば、盛土天端中央における沈下量は9.41 cmが4.50 cmとなり、沈下率も0.47%が0.225%に減少する。

すなわち、本工法を用いることにより、従来からの施工法を行なった場合の約1/2程度の沈下に制御することが可能となる。

#### 5.5 結 語

実車試験によって求められた圧縮降伏応力と室内試験によって求められた土の圧縮特性を用い、実際の工事状況を勘案した条件で沈下解析を行なった結果、次に述べる諸点が明らかになった。

##### (I) 均一な締固めを行なった場合

##### 1) 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域との境界について：

両領域の境界は締固め機械重量により定まるものであり、機械重量が大きくなるほど塑性的沈下領域は小さくなる。

##### II) 盛土高と沈下率について：

盛土が高くなると、沈下率は増大し、機械重量が大きくなるほど、沈下率は小さくなる。

##### III) 盛土の天端における沈下の形状について：

盛土中央部の沈下はのり肩部に比べて大きい。また、盛土高が低い場合には両者の沈下の差は少ないが、盛土が高くなると沈下の差は大きくなる。これは中央部に塑性的沈下領

域が生じるためと考えられる。

(2) 不均一な締固めを行なった場合

i) 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域について：

均一な締固めを行なった場合より不均一な場合の方が、塑性的沈下領域は大きくなる。

また機械重量が大きくなるほど、塑性的沈下領域は小さくなる。

ii) 盛土高と沈下率について：

不均一に締固めた場合は、均一に締固めた場合の沈下率に比べ大きくなる。

また均一な締固めを行なった場合と同様、盛土が高くなると、沈下率は増大し、機械重量が大きくなるほど沈下率は小さくなる。

iii) 盛土の天端における沈下の形状について：

まず、盛土の横断方向について、不均一な締固めを行なった場合は、盛土天端の沈下は多少大きくなり、盛土中央部とのり肩部の沈下の差も大きくなる。

しかしながら、不均一な締固めを行なった場合と均一な締固めを行なった場合における沈下の形状、不陸の発生はきわめて類似している。

したがって、不均一な締固めが天端の形状に及ぼす影響としてはきわめて小さいものと判断される。

次に盛土縦断方向で発生する不陸の平均値は、盛土高が高くなるほど増加し、ブルドーザ(9t)とタイヤローラ(12t)程度の機械重量の差によって生じる不陸の発生の差異はあまり認められない。しかしながら、これらの不陸の大きさはきわめて小さいものである。

(3) 高盛土の沈下防止対策工法

盛土の自重による沈下を少なくするためには、次に述べるような工法が考えられる。

i) 盛土高に応じた締固め機械重量の選定を行ない、盛土全体を同一機械で締固める工法。

ii) 塑性的沈下を生じるような領域の締固めに対し、必要な圧縮降伏応力を与えるような締固めを行なうような工法。

iii) プレローディング工法

上述 i), ii) は盛土の規模に応じて生じる塑性的沈下領域を機械的な締固めでなくすることにより沈下を制御する方法であり、iii) はプレロードを加えることにより、塑性的沈下領域をなくするような考え方である。

そのいずれの工法でも、沈下が制御され得ることについて、計算により確かめることができた。

## 第 6 章 構造物との取付け盛土の沈下

## 第6章 構造物との取付け盛土の沈下

### 6.1 概 説

橋梁や土かぶりの薄い剛性カルバートなどの構造物と盛土の取付け部は盛土の沈下によって仕上がった舗装面の平坦性がきわめてそこなわれがちであり、車両の走行の安全性や乗心地などに大いに支障を与える。

国道はもとより、高速道路などでは、取付け部の補修に多額の工事費を要するばかりでなく、工事中には相当交通に支障をきたす。

かかる構造物に接続する盛土部の沈下には、次のような原因が考えられる。

- I) 構造物自体は非圧縮性であるのに対し、盛土は圧縮性である。
- II) 構造物基礎は支持くいなどで沈下を生じないように設計されていることが多い。
- III) 構造物基礎の掘削土と盛土材料とが混合されやすいこと、および構造物の施工が先行したあと盛土の埋め戻しが行なわれることが多く、埋め戻しの施工においては高まきになりそうで、そのうえ施工場所はきわめて狭く、締固めも不十分になりがちである。
- IV) 対象となる部分は立ち上がった橋台、翼壁などで囲まれているため、施工中降雨などによる排水が不良になり、現場に水がたまりやすい。

以上のような原因を考慮し、沈下防止対策として、次節で述べるような設計施工上の対策が構じられている。

通常行なわれている施工法では、まづ盛土の施工よりも構造物の竣工が先になることが多い。

すなわち、構造物の竣工に前後して、数箇月の工期にわたり盛土が施工され、一応盛土ができ上がった時点で、良質材による埋め戻しが施工される。ただし、この埋め戻しの施工は施工数量が少ないため、2、3日間で終了することが多い。

しかしながら、<sup>I)</sup> 永く継続して生じる自重による沈下量は時間の対数に比例して生じるため、埋め戻し部の沈下は施工後、初期の段階で最も大きい。

<sup>II)</sup> 締固められた土の圧縮降伏応力を上回るような圧縮力に対しては、塑性的変形を併ない（変形量は大きい。）、下回るとな場合には、粘弾性的変形を示す（変形量は小さい）。

以上のような土の圧縮特性から考えると、現在行なわれているような施工法ではある程度の沈下を避けることはむずかしい。

そこで、このような土の圧縮沈下特性から考えて、構造物の竣工後ただちに、取付け部の盛土を先行させ、その上にかさ上げ盛土を行ない、これによって、盛土高に応じた圧縮降伏応力を土に与え、本体盛土が竣工する時点でかさ上げ盛土を取除く形式の設計施工法（いわばプレローディング工法）を提案した。

なお、ここで対象に考えているのは取付け盛土本体の沈下であり、基礎地盤の沈下は考えていないが、基礎地盤が正密沈下状態とはならないまでも、地盤が柔らかいときは、構造物の形式により構造物周辺に応力状態の変化が生じ、かさ上げ盛土の効果もある範囲に限られる恐れがあるので、かかる場合における対策についても具体的な例により検討を加えた。

## 6.2 従来からの設計施工法

構造物との取付け盛土の沈下防止対策としては、従来から種々試みられているが、大別して次のようなものである。

- i) 裏込め材に非圧縮性の良質材を用いる。また、裏込めの締固めは、特に入念に行ない、排水などを設ける。
  - ii) 路掛板、浮き基礎など特殊な構造物による対策を講じる。
- 以下、これらの設計施工法について述べ、それらについて考察を加える。

### 6.2.1. 裏込め材料に非圧縮性の良質材を用いる場合

裏込め材料には締固めが容易な非圧縮性で透水性を有し、そのうえ水の浸入によっても強度の低下がないような安定した材料が要求されている。

表-6.1 適当な埋戻しおよび裏込め材料の  
粒度と性質(道路土工指針)

一般には、切込み砂利、切込み碎石、粒度の粗い砂、ソイルセメントなどが最も良質な裏込め材とされているが、川砂、山砂なども多く使用され、道路土工指針には表-6.1<sup>1)</sup>に示される仕様の材料を用いるとよいとしている。

|                         |         |
|-------------------------|---------|
| 最大寸法                    | 100mm   |
| 4700 $\mu$ (No.4)ふるい通過度 | 25~100% |
| 47 $\mu$ (No.200)ふるい通過度 | 0~25%   |
| 塑性指数                    | 10以下    |

次に、裏込め材料の締固めでは、本体盛土(路体)の締固めが要求されている。

たとえば、日本道路公団では、路体部の締固めとしては、JIS-1210Aの基準締固めによる最大乾燥密度の90%以上の値と規定されているのに対し、裏込め部の締固めには、これより5%高い95%以上と規定されている。<sup>28), 38)</sup>

また、良質な材料を用いる場合でも、付近地の排水が不良な場合には、締固めも困難となるので水たまりが生じないように適当な盲暗きょや、穴あき質などを設置し、裏込部の排水には特に入念な施工が要求される。

図-6.1<sup>32)</sup>は、一級国道、高速自動車道などで、現在行なわれている設計施工法における施工後の沈下実績である。

図から取付け部の沈下は、盛土高約6m以下の場合、0.3~0.6%程度であり、盛土高6~8m以上になると0.3%程度となっている。このような沈下量が生じる必然性については、次章で述べたいが、現在のような設計施工法を行なうかぎり、この程度の沈下を避けることはむずかしいものと考えられる。

ただ、取付け部盛土の沈下によって生じる段差の許容量としては、図-6.2<sup>29)</sup>に示すように乗心地評価と最大沈下量の関係から2~3cm程度以上では、補修が必要となってくるようである。

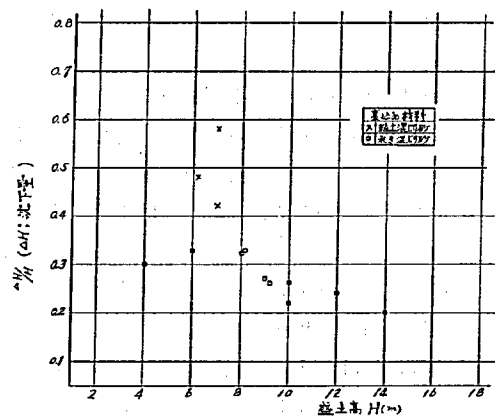


図-6.1 沈下の実績

ただし、この図における乗心地評価は、35人乗りバスで乗客が人体で感じる評価を基準にとったものであり、人体に受ける感でなく、車両が受ける衝撃量を機械量に計算して評価する方法<sup>30)</sup>もあり、乗心地としては単に段差ばかりでなく、取付けの勾配や車の走行速度、上り下りの別など種々関係する所が多いが、まず段差が2～3 cm 以下になるよう制御することが必要であろう。

## 6.2.2 踏掛板、浮き基礎など特殊な

構造物による対策を講じる場合

### ⅰ) 踏掛板(アプローチ・スラブ)

最も一般的な方法で、内外で多く用いられている。これは、構造物との取付け部に鉄筋コンクリートの板を設け、急激な段差を少なくするようにしたもので、沈下量の大小によって板の長さを加減したり支柱などを設置する。また、特にアスファルト舗装を行なうような場合には、舗装面から50～100 cm地中に鉄筋コンクリート板を埋設する。

### ⅱ) 浮き基礎(フローティング・ファンデーション)

対称となる構造物の基礎を支持ぐいなどで固定する方式とは異なり、ぐいを設けないようにするか、または、ぐいを設けても摩擦ぐい程度とし多少の沈下を併せ、盛土との沈下の差をできるだけ少なくするようにした構造である。

このような場合では、構造物を正規の位置からの上げこし量を考慮して施工しなければならず、この量の推定を誤まれば、その機能を著しく低下させる結果となる。

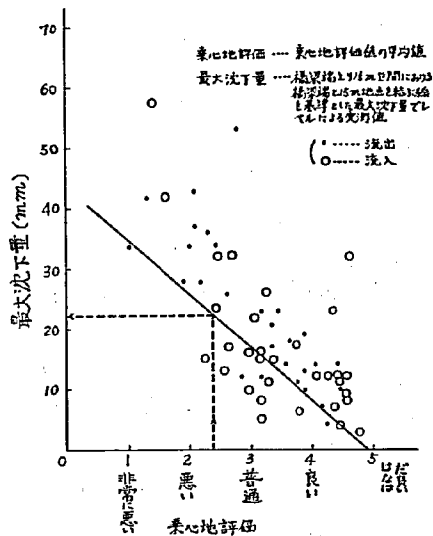


図-6.2 乗心地評価と最大沈下量の関係

## 6.2.3 対策工法の問題点

前述の対策工法には、次に示すような問題点が考えられる。

### (a) 裏込め材料に良質材を用いる場合

- ⅰ) 良質材の入手が困難な場合がある。
- ⅱ) 構造物基礎の掘削土や盛土材が裏込め材と混合されやすい。
- ⅲ) 裏込め部の埋戻し施工では、場所がきわめて狭い状況から、高まきになりがちであり、十分な締固め施工が困難である。
- ⅳ) タイヤローラなど本体盛土の締固め施工に用いられるような締固め機械の共用がむずかしく本格的な締固めができない。
- ⅴ) 裏込め部分が楔状の空間であり、埋戻しが行なわれるまで、かなりの期間放置される状態になりがちで雨水、その他の水がたまりやすく、構造物基礎地盤を軟弱にする恐れがある。

### (b) 踏掛板など構造物による対策を講じる場合

- Ⅰ) 構造物に定まった設計法がない。
  - Ⅱ) 工期がかかる。
  - Ⅲ) 特に浮き基礎の場合には、上げこし量の推定がむずかしい。
- (c) 共通的な事項
- Ⅰ) 工費が高い。
  - Ⅱ) 沈下防止策としてあまり効率的であるとはいえない。

### 6.3 土の圧縮特性を利用した設計施工法について

第3章で述べたように土の圧縮実験の結果、載荷時における沈下変形量（あるいはひずみ量） $\varepsilon$ と時間 $t$ の間には $\varepsilon = a + b \log t$ なる関係があった。この式の右辺第2項の $b \log t$ の値は時間の経過とともに生じるひずみ量であり、この値は時間の対数に比例する量であるという性質上、たとえば、 $t$ の値が10, 100, 1000, ……のときこの値は、 $b$ ,  $2b$ ,  $3b$ , ……となる。

すなわち、盛土の沈下量を考えるときは、盛土竣工後初期の段階における沈下速度は、竣工後、相当な期間の経過があったのちにおける沈下速度に比べ、大きな値を示す。

このことを、6.2.1で述べた従来からの施工法で考えると、取付け盛土の施工は2～3日で終了し、ただちに舗装工事が完了されるため、竣工後初期の段階からの大きな沈下が継続していくことになる。

また、盛土は自重により盛土高に応じた垂直圧縮応力を受けるが、取付け部盛土の締固めが不足する場合は、この垂直圧縮応力が締固められた土の圧縮降伏応力を上回ることが考えられ、そのような場合には、塑性的変形となり、大きな沈下を併う。そこで、取付け部完成後、相当の期間で少なくとも沈下量を2 cm 以下に制御する方法として以下に述べる設計施工法を提案した。

すなわち、図-6.3(a)に示すように構造物を築造した時点で、取付け部に当たる区間の取付け部盛土のかさ上げを先行させる。次いで、接続する本体盛土の施工が十分進んだ時点で、図-6.3(b)に示すようにかさ上げ部分を盛土を削去する。

このような取付け部盛土の設計施工法を考えると、まず取付け部盛土の施工後、舗装を行なうまでの期間に、かなりの量の沈下が進み、舗装後の沈下は少なくなる。

また、かさ上げを行なうことにより、取付け部盛土に対して、将来受ける垂直圧縮応力を上回る圧縮降伏応力を与えるため、土は粘弾性的変形領域の挙動を行なう。したがって、沈下量は少なくなる。

そこで、このような設計施工法について、基礎地盤が強固なる場合、ならびに基礎地盤が比較的柔らかい場合について具体例をあげて述べていきたい。

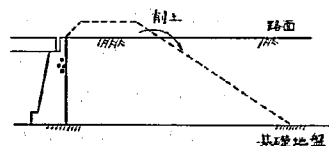


図-6.3(a) 構造物と取付け盛土の設計施工法（その一）

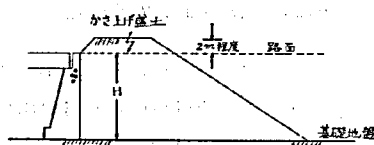


図-6.3(b) （その二）

## 6.4 基礎地盤が強固なる場合

### 6.4.1 条 件

- i) 盛土高： $H = 10\text{m}$  (図-6.3(a) 参照)
- ii) 取付け部盛土の材料：粘性土(関東ローム MH)，ポアソン比

$$\nu = 0.4, \text{ 単位体積重量 } \gamma = 1.6\text{ t/m}^3$$

- iii) 圧縮特性：圧縮降伏応力  $P_0 = 1\text{ kg/cm}^2$

とする。これは、ブルドーザ(自重9t)で2～3回敷きならしを行なった程度の締固め時における圧縮降伏応力を試験から求めた値である。(第4章，図-4.9 参照)。

このときの圧縮特性図( $\sigma - \varepsilon_e - l$ の関係)は第5章で述べたものと同一なもので図-6.4に示す。

### 6.4.2 設計施工

図-6.5に示すように，BCを強固なる基礎地盤，ADを盛土の施工基面とし構造物ABの背面に裏込めを行なう場合，構造物完成後ただちに，AEFDCなる盛土を完成する。すなわち，施工基面ADD'より2m程度のかさ上げ盛土を行なう。

そのとき，土の締固めはブルドーザで2～3回まき出し，敷きならしを行なう程度とする。

取付け部盛土の施工2ヶ月後，それに接続する道路本体盛土が施工され完了されたものとする。その際にAEFD区間のかさ上げ盛土部の削土を行ない，施工基面をADD'として完成させる。

### 6.4.3 沈下量の検討

以上のような施工法を行なった場合と，従来から行なわれている施工法の場合におけるそれぞれの沈下量を比較する。

比較検討するに当たり，仮定に基づく応力から求められる沈下量の推算ならびに，このような推算に対して，より精度を高める意味で，有限要素法を用いた補足計算を行なった。

- (a) 従来の施工法を行なった場合における沈下量

いま取付け部盛土の粘弾性的沈下域と塑性的沈下域を推定するため，次のように考えた。

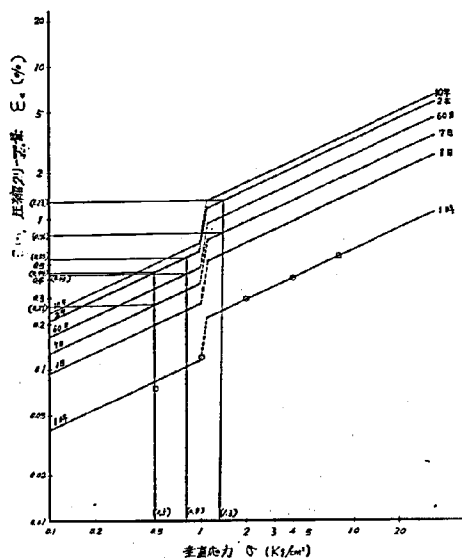


図-6.4  $\sigma - \varepsilon_e - l$  曲線 ( $P_0 = 1\text{ kg/cm}^2$ )

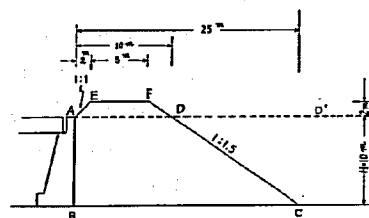


図-6.5 設計施工図

取付け部盛土の垂直方向の圧縮応力( $\sigma$ )は盛土高( $H$ )と土の単位体積重量( $\gamma$ )との積, すなわち,  
 $\sigma = \gamma H$  で表わされる。

粘弾性的沈下域の境界条件を  $\sigma = P_0$  と考えると, そのときの境界の高さは天端より

$$h = \frac{P_0}{\gamma} = \frac{1.0 (\text{kg/cm}^2)}{1.6 (\text{t/m}^3)} = 6.25 \text{ m}$$

となる。

したがって, 盛土高 10m のうち, 地盤より 3.75 m は塑性的沈下域, 残り 6.25 m は粘弾性的沈下域となる。

いま, 沈下量の検討に当たり, 対象とする期間を取付け部盛土竣工後, 7 日 ~ 2 年間として考えるものとする。

i) 上部 6.25 m 区間 (粘弾性的沈下域) の沈下量

垂直圧縮応力の分布は  $\sigma = \gamma h$  で求められるが, この間の沈下量の計算に用いる応力値として区間中央の値を考えるものとする。

$$\text{垂直応力} = 1/2 \times 6.25 \text{ m} \times 1.6 \text{ t/m}^3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

7 日 ~ 2 年間の沈下率は図 - 6.4 より

$$0.44\% - 0.27\% = 0.17\%$$

よって, この区間の沈下量は,

$$6.25 \text{ m} \times 0.0017 = 1.06 \text{ cm}$$

ii) 下部 3.75 m 区間 (塑性的沈下域) の沈下量

同様な考え方で

$$\begin{aligned} \text{垂直応力} &= (6.25 \text{ m} + \frac{3.7}{2} \text{ m}) \times \\ &1.6 \text{ t/m}^3 = 12.96 \text{ t/m}^2 \\ &= 1.296 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

7 日 ~ 2 年間の沈下率は図 - 6.4 より

$$1.23\% - 0.76\% = 0.47\%$$

よって, この区間の沈下量は,  $3.75 \text{ m} \times 0.0047 = 1.76 \text{ cm}$

したがって全沈下量は,  $1.06 \text{ cm} + 1.76 \text{ cm} = 2.82 \text{ cm}$ , この量を盛土高に対する割合で考えると,  $2.82 \text{ cm} / 10 \text{ m} = 0.282\%$

以上の計算に対し, これよりも計算精度をあげて検討を加える意味で, 有限要素法を用いて解析した。用いた境界条件ならびに要素分割は図 - 6.6 に示す。また, かかる盛土の内部応力ならびに沈下の計算に対して, 応力 - ひずみ - 時間曲線として, 図 - 6.7 に示す関係を用いた。

同図は第 5 章で求めたと同様に作成したものである。

すなわち,  $t = 7$  日,  $t = 2$  年の各場合における応力, ひずみを求め作成したものであり,  $\sigma = 1.0 \text{ kg/cm}^2$  のところで不連続となった非線形曲線である。

沈下量の計算は  $t = 7$  日および  $t = 2$  年それぞれの全沈下量を求め, 両者の差引きによってえた結果 7 日 ~ 2 年間の沈下量は 3.11 cm を得ている。

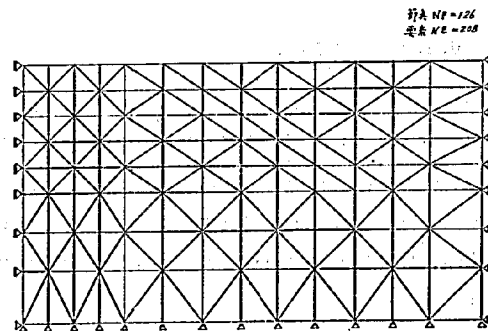


図 - 6.6 境界条件ならびに要素分割図

なお垂直応力 $\sigma_y$ の分布は $rh$ の分布とほぼ一致した。

(b) 土の圧縮特性を利用した施工法を行なった場合における沈下量

2 mかさ上げを行なうことにより、盛土基礎地盤面の垂直応力は $\sigma_y = \gamma h = 1.6 \text{ t/m}^2 \times (10 + 2) \text{ m} = 19.2 \text{ t/m}^2 = 1.92 \text{ kg/cm}^2$ 前記の場合より、かさ上げ分の垂直応力の増加があり、この垂直応力の増加に見合う圧縮降伏応力の増加が考えられる。

すなわち、盛土基礎地盤面附近では $P_0 = 1.92 \text{ kg/cm}^2$ の圧縮降伏応力がえられたことになる。

このかさ上げによって盛土はたとえば $P_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ 程度の締固め(9 tブルドーザ敷きならし程度)では(a)で述べたように粘弾性的な沈下を併うが、2箇月後にかさ上げ盛土を取除いた時点以降の自重による沈下を受ける垂直応力がかさ上げによって得られた圧縮降伏応力より小さいため、粘弾性的沈下が考えられる。

沈下量の検討を(a)の場合と比較する意味で、60日～2年60日(2箇年)間の沈下を計算する。

前記と同様に垂直応力は、

$1.0 \text{ m} \times 1/2 \times 1.6 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ kg/cm}^2$   
60日～2年60日(2箇年)の沈下量は図-6.4より

0.55%～0.43% = 0.12%

よって、沈下量は、 $1.0 \text{ m} \times 0.0012 = 1.2 \text{ cm}$ となる。

以上の計算に対し、有限要素法を用いて応力分布、沈下などを検討した。用いた境界条件ならびに要素分割は図-6.8に示すとおりである。

結果、垂直応力( $\sigma_y$ )の分布については、図-6.9に示す。また図中の一点鎖線は路面完成後受けると考えられる垂直応力 $\sigma_y = rh$ の分布である。

図-6.10で、かさ上げ盛土を行なって受けた垂直応力( $\sigma_y$ )と、路面完成後受けると考えられる垂直応力( $rh$ ;  $h$ :路面からの深さ)と比較して、前者の値が大きい領域をAゾーンで表わす。この場合、Aゾーンでは $\sigma_y = P_0 \geq rh$ となり、粘弾性的沈下領域となる。

逆に前者の値の方が小さい領域はBゾーン、Cゾーン、Dゾーンとなるが、土の締固めの際、先に述べたように $P_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ は期待できるので、 $P_0/\gamma = 1 \text{ kg/cm}^2 / 1.6 \text{ t/m}^2 = 6.25 \text{ m}$ すなわち図におけるBゾーンもまた粘弾性的沈下領域となる。

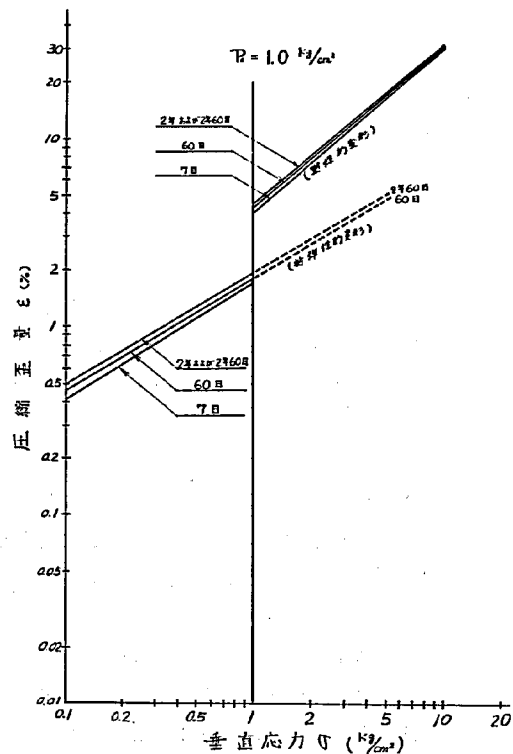


図-6.7  $\sigma - \varepsilon - t$  曲線

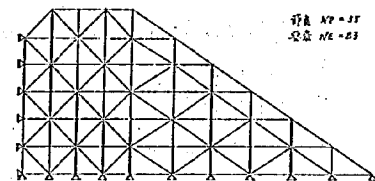


図-6.8 境界条件ならびに要素分割図

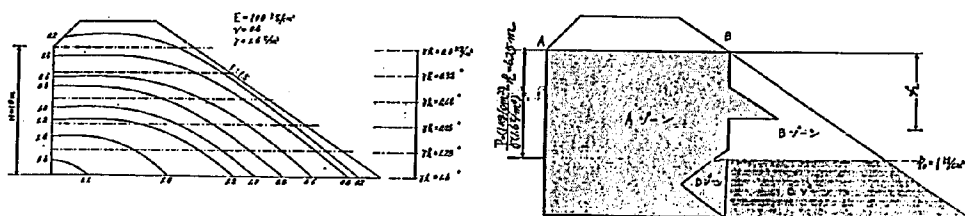


図-6.9 垂直応力 ( $\sigma_y$  kg/cm<sup>2</sup>) の分布

したがって、塑性的沈下領域としては、DゾーンとCゾーンとなるが、構造物としての取付け盛土区間としては、図におけるAB区間、特にA点近くを対象に考えると、塑性的沈下の影響はきわめて少ないものと考えられる。

$\sigma_y$  : かさ上げにより受ける垂直応力

Aゾーン :  $\sigma_y = P_0 \geq rh$

Bゾーン :  $\sigma_y < rh, P_0 \geq 1 \text{ kg/cm}^2$   
(結果的には  $P_0 \geq rh$ )

Cゾーン :  $P_0 < 1 \text{ kg/cm}^2$  (ABの区域外)

Dゾーン : (締固めの必要がある)

図-6.10  $\sigma_y$  が  $rh$  を上回る領域

次にかさ上げ盛土を取除き盛土本体が完成されたあとの沈下を考えてみる。

沈下量を求めるに当たって前記と比較する意味で60日～2年60日(2箇年)間を考える。用いた要素分割は前と同様、図-6.6を用い、応力-ひずみ-時間曲線は図-6.7における弾性曲線部(図で点線部)を用いて計算する。

計算結果、沈下量は1.29cmであった。

この結果、従来からの施工法による沈下量(7日～2年間)3.11cmに比べ約40%程度の沈下となる。また、沈下量として2年間ではあるが、2cmをかなり下回る量であり、以上の施工法に対する沈下防止としての効果は十分と考えられる。

なお、かさ上げ盛土により受けた垂直圧縮力が、かさ上げ部分を削土することで、ただちにその量に見合う圧縮降伏応力が得られるか否かは、実測を行なって確かめていないが、室内静的締固め試験では、一定荷重30分程度載荷することにより、載荷荷重に見合う圧縮降伏応力が得られている。

また構造物との取付け盛土の沈下は確かめえたが、これに続く本体盛土との接続部の沈下が考えられる。この沈下量もかさ上げによって得られた圧縮降伏応力を用い、図-6.6の分割により計算することにより求めることができる。しかし、本体盛土の締固めが十分に行なわれれば、沈下もかなり小さくなること、ならびに取付け盛土と本体盛土との接続区間が相当長いため極端な段差は生じないことが予想される。

## 6.5 基礎地盤が比較的柔らかい場合

本章の概説でも述べたとおり、対象としている沈下は盛土本体にかざっているが、基礎地盤が比較的柔らかい場合、構造物の形式により、応力の分散などが生じ、かさ上げ盛土の効果も限定される恐れがある。

このような場合における対策について具体例により検討を加えた。

なお、軟弱地盤の場合、基礎地盤に盛土の重量によって圧密沈下が生じるが、この圧密沈下を促

進させる工法と併用することによって全体の沈下の制御を行なうことができる。検討にあたっての条件として、図-6.11 に示す盛土高を10m、基礎地盤の条件としては比較的柔らかい層を10mとした。(本条件は熊本県菊池郡大津町、国道57号線、大津跨線橋における実例に基づくものである。)また、盛土材料および施計施工などの条件は前例と同様なものとして検討した。

盛土の応力解析に用いた境界条件ならびに要素分割は、図-6.12 に示すとおりであるが、柔らかい地盤の条件として弾性係数  $E = 30 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比  $\nu = 0.45$  とした。

結果、垂直応力 ( $\sigma_y$ ) の分布については図-6.13 に示す。また図中の一点鎖線は路面完成後受けると考えられる垂直応力  $\sigma_y = rh$  の分布を示す。図-6.9 と比較するとわかるように、地盤から柔らかいとき、構造物周辺に応力の集中が目立つ。

図-6.14 図は基礎地盤が強固なる場合に行なったと同様な方法で(図-6.10 参照)  $\sigma_y = rh$  とを比較したものである。

基礎の地盤が柔らかい場合は構造物周辺に応力が集中した半面、それ以外の部分では、垂直応力が小さくなるため、図-6.10 に比較して図-6.14 ではAゾーンは小さくDゾーンは大きくなっている。

このような状態に対処するためには、Dゾーンにおける  $P_0$  の不足を補うような締固めを行なえば

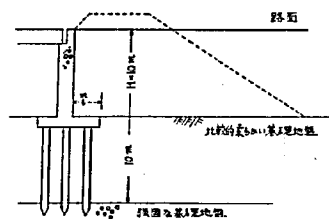


図-6.11 基礎地盤が比較的  
柔らかい場合

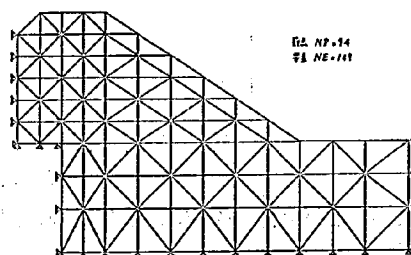


図-6.12 境界条件ならびに  
要素分割図

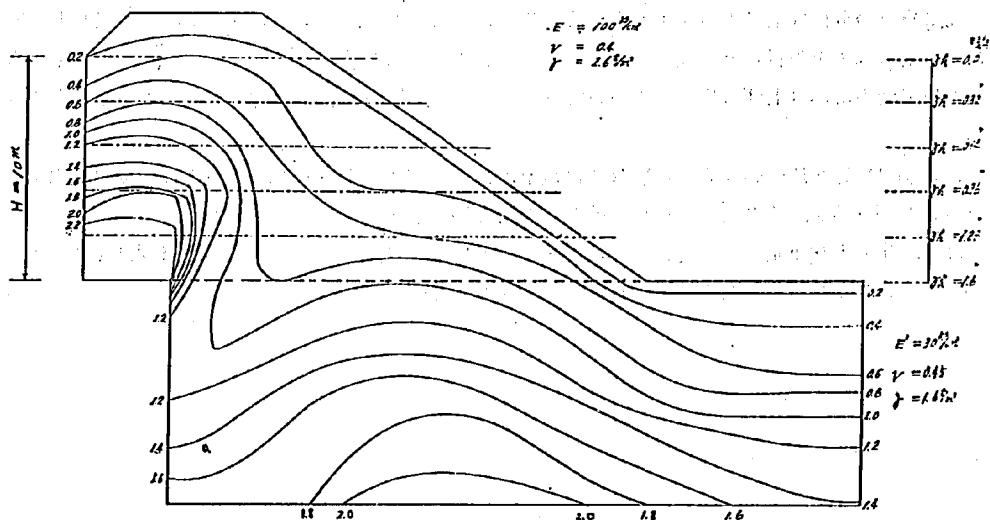


図-6.13 垂直応力 ( $\sigma_y \text{ kg/cm}^2$ ) の分布



## 第7章 試験盛土ならびに盛土の 締固めと沈下の実態

## 第7章 試験盛土ならびに盛土の締固めと沈下の実態

### 7.1 概 説

関東ロームのような細粒土を材料とする盛土では、主として自重により比較的長期間にわたって圧縮沈下が認められる。かつてのように盛土材料の選択、工期の選定が自由にならない状態では、その締固め施工法にも関連して問題になることが多い。この圧縮沈下現象を調査するために土質や施工法の異なった3種類の試験盛土(A, B, C—写真—7.1参照)を築造して、盛土の挙動を圧縮沈下を中心に長期間観測し種々の結果を得ている。そして、A, B試験盛土については第3章で述べた圧縮特性を用いてその沈下観測値を検討した。

また、細粒土を材料とした各地の盛土の締固めの実態と圧縮沈下の観測結果から、その盛土高や施工速度との関連を調べるとともにすでに供用中で築造後、かなりの年月を過ぎた道路盛土について、ボーリングによって得た試料や、ボーリング孔を利用しR1計器によって測定した土の密度、含水比を調べ、盛土締固めの実態を調査した。

本章では、試験盛土での観測結果と、各地の盛土での締固めと沈下の実態について述べる。



A 盛土：右側手前  
B 盛土：右側後方  
C 盛土：左側

写真—7.1 試験盛土全景

### 7.2 試験盛土

#### 7.2.1 調査内容

締固め度の異なるA, B盛土および土質の異なるC盛土の3種の盛土を築造して以下の項目を調査した。

- (1) 盛土体の圧縮沈下……締固め施工法との関連
  - (イ) 盛土体の自重による圧縮沈下
  - (ロ) 圧縮沈下量の平面的な分布
- (2) 盛土内部の密度、含水比の分布とその経時変化
- (3) 盛土内部の強度の経時変化
- (4) 施工管理データの収集
- (5) その他(試験転圧・土量変化率)

(1)については自重による圧縮沈下の状況を施工中から施工完了後一定の期間まで観測するために連続式沈下計を主力に、沈下板、コバルト針、フレキシブルパイプ等を設置した。また圧縮沈下の

(5)については、盛土の施工上、必然的に生じる問題で、試験転圧、土質変化率の測定を行なった。

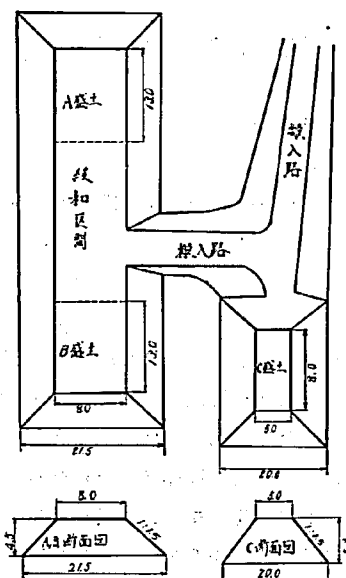


図-7.1 A, B, C盛土の諸元

盛土に埋設された計器の位置は、図-7.2(a), 図-7.2(b), 図-7.3に示す。

使用したおもな計器を図-7.4を参照して説明する。

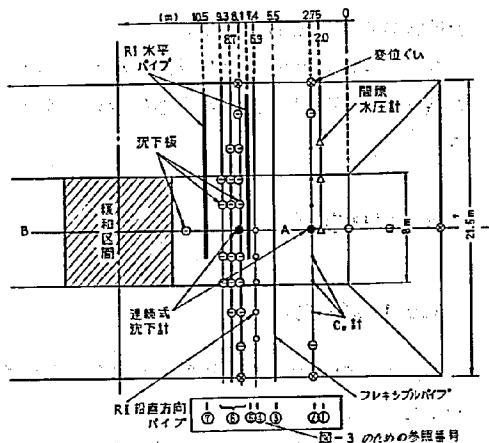


図-7.2(a) A, B盛土の計器設置図

沈下板とロッド（地盤中に固定）の相対的変位を沈下板に装備されている歯車に伝え、これを、しゅう動抵抗に置き換えて電氣的に読む。（写真—7.2 参照）フルスケール（歯車の一回転）を10 cmとすれば、その1%すなわち1 mmまで正確に個人差なしに読みとることができる。ただしロッド自体の動きについてのチェックが必要である。なおロッドは施工機械の妨げにならないように、ここでは2.5 cmピッチで継ぎ足していく方法をとった。

従来のロッド付きの沈下板では施工機械の妨げになるのでロッドは切り離して、測定時に盛土施

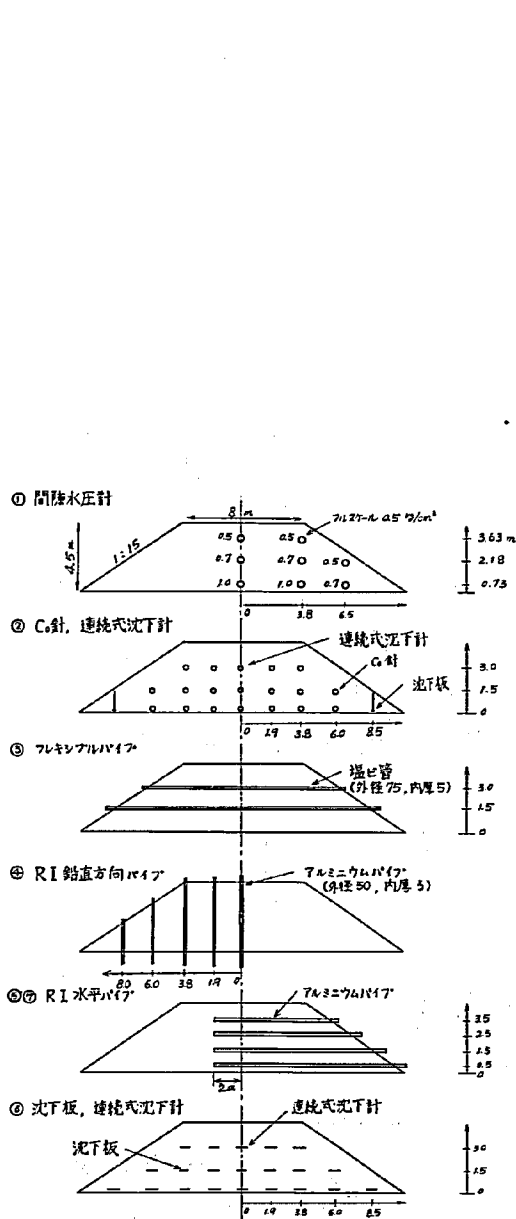


図-7.2(b) A, B盛土の計器設置図

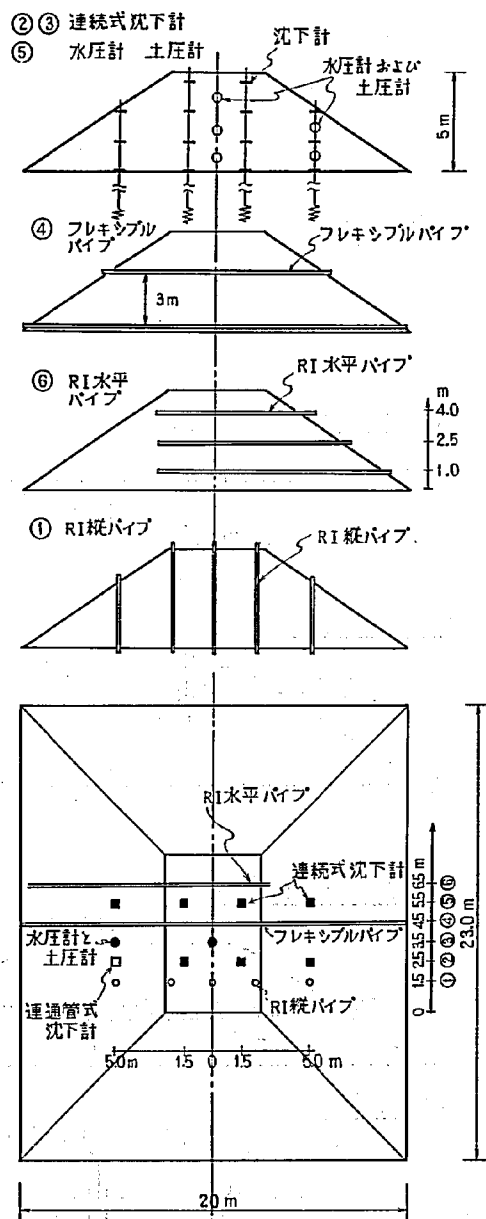
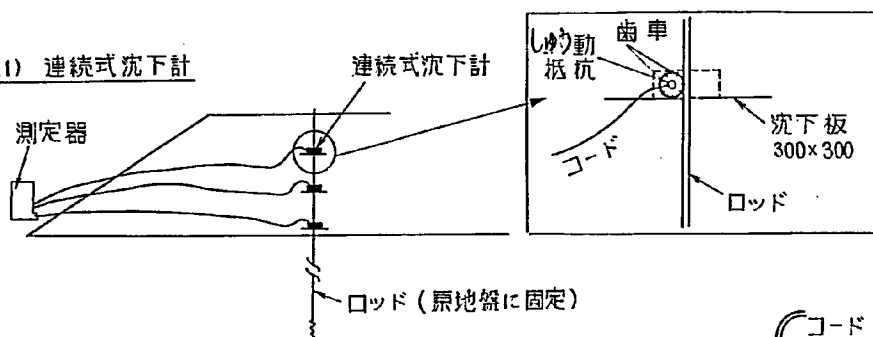
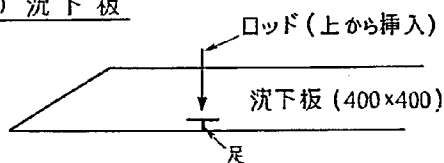


図-7.3 C盛土の計器設置図

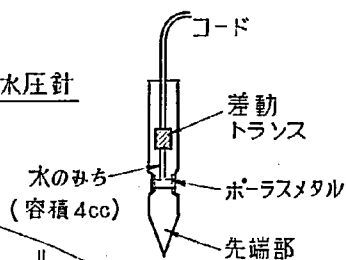
(1) 連続式沉下計



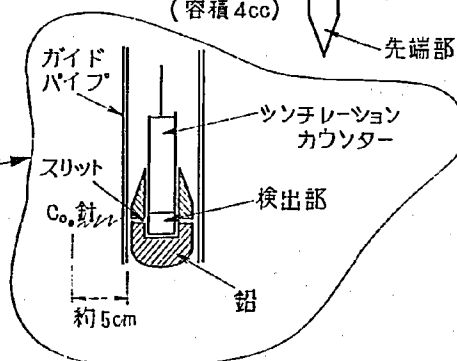
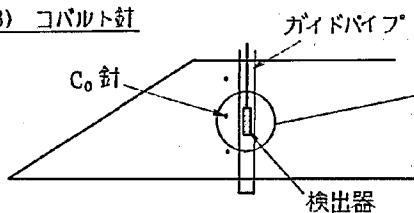
(2) 沉下板



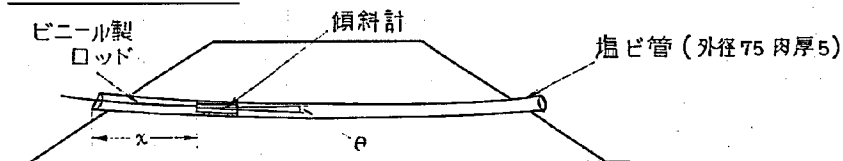
(5) 間隙水圧計



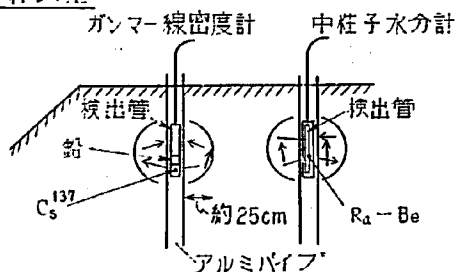
(3) コバルト針



(4) フレキシブルパイプ



(6) 挿入型



表面型

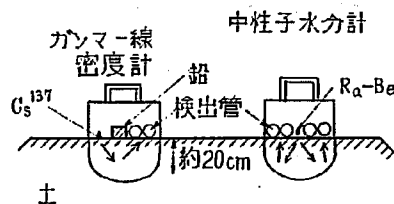


図 7.4 計器説明図

工面から押込んで沈下板まで到達させ、これをレベルにて測定した。

### (3) コバルト針

R I (放射性同位元素) のコバルト 60 の針 (直径 1.6 mm, 長さ 25 mm) を、施工完了後、ボーリング孔を介して孔壁に打ち込み、その位置を検出器にて経時的に測定するものである。なおこのコバルト針は沈下計測手段の開発の意味を含めて試験的に実施したものである。

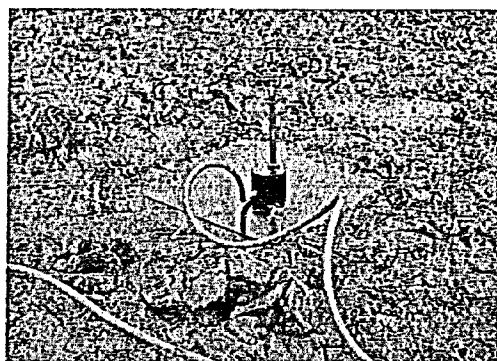


写真-7.2 連続式沈下計

### (4) フレキシブルパイプ

盛土内部の変形状態を、内部に埋設したフレキシブルなパイプの変形より推定しようとするもので、パイプとしては塩化ビニール管を用い、この中に傾斜計を挿入して、始点からの距離と角度によりパイプの形状を測定するものである。なお、このパイプは盛土と原地盤の境界に用いて、盛土荷重による原地盤の沈下を知るのに使用しても便利であろう。

### (5) 間げき水圧計

差動トランスによりベローズの変位を測定するクローズド・タイプのものを使用した。

### (6) ガンマ線密度計および中性子水分計

R I を利用して土の現場密度や含水比を非破壊的に測定するもので、盛土の深部の測定には、ボーリング孔に打ち込んだアルミニウムパイプを介して挿入形計器を用い、また施工転圧面における測定には表面形の計器を用いた。

## 7.2.4 盛土材料

関東地方に広く分布し、「関東ローム」と称せられている火山灰質粘性土で、その一般的性質は表-7.1 に示すとおりである。なお、A, B 盛土の材料は第3章で述べた圧縮特性試験において用いた試料と同一のものである。

表-7.1 使用した土の性質

|                     | A, B 盛土                    | C 盛土       |
|---------------------|----------------------------|------------|
| 統一分類法による分類          | M H                        | CH, MH     |
| 土 粒 子 比 重           | 2.6 ~ 2.7                  | 2.7        |
| 液 性 限 界             | 140 ~ 180 %                | 60 ~ 80 %  |
| 塑 性 限 界             | 70 ~ 100 %                 | 29 ~ 43 %  |
| 塑 性 指 数             | 50 ~ 90 %                  | 29 ~ 50 %  |
| 自 然 含 水 比           | 110 ~ 130 %                | 31 ~ 109 % |
| 土 取 地 山 の 密 度       | 1.2 ~ 1.3 $\text{g/cm}^3$  | 1.3 ~ 1.8  |
| 土 取 地 山 の 一 軸 強 度   | 0.8 ~ 1.4 $\text{Kg/cm}^2$ | 0.7 ~ 1.1  |
| 土 取 地 山 の コ ー ン 指 数 | 7 ~ 13 $\text{Kg/cm}^2$    | 11 ~ 19    |

## 7.2.5 盛土の施工

締固めの程度の異なった

A 盛土 B 盛土、土質が異なった C 盛土の 3 種の盛土を築造したが、その際締固めの管理を飽和度で行ない、その目標を A 盛土では 80%、B 盛土では 90% とした。C 盛土は A, B 盛土材料とは異なり、関東ロームの中でも粘土に近い状態であって、トラフィカビリティの面から湿地ブルドーザー (91)

表-7.2 施 工 法

|           | A 盛 土                          | B 盛 土                                                                | C 盛 土                          |
|-----------|--------------------------------|----------------------------------------------------------------------|--------------------------------|
| 締 固 め 目 標 | 飽 和 度 80%                      | 飽 和 度 90%                                                            | -                              |
| 施 工 含 水 比 | 自 然 含 水 比                      | 自 然 含 水 比                                                            | 自 然 含 水 比                      |
| 1層のまき出し厚さ | 50 cm                          | 35 cm                                                                | 58 cm                          |
| 転 圧 機 械   | 湿地ブルドーザ<br>(9t級)による<br>敷きならし程度 | ブルドーザ<br>(10t級)と<br>枝索引式タイヤロー<br>ラ(空気圧7Kg/cm <sup>2</sup><br>荷重5.9t) | 湿地ブルドーザ<br>(9t級)による敷<br>きならし程度 |
| 転 圧 回 数   | 敷きならし2回ぐらい                     | 4 ~ 6 回                                                              | 敷きならし2回ぐらい                     |

表-7.3 施 工 結 果

|             | A 盛 土                                   | B 盛 土                                   | C 盛 土                                     |
|-------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------------|
| 飽 和 度       | 84 %                                    | 90 %                                    | 96 %                                      |
| 空 気 間 け き 率 | 13 %                                    | 8 %                                     | 2.2 %                                     |
| 湿 潤 密 度     | 1.23 g/cm <sup>3</sup>                  | 1.30 g/cm <sup>3</sup>                  | 1.60 g/cm <sup>3</sup>                    |
| 乾 燥 密 度     | 0.56 g/cm <sup>3</sup>                  | 0.60 g/cm <sup>3</sup>                  | 1.00 g/cm <sup>3</sup>                    |
| 含 水 比       | 118 %                                   | 116 %                                   | 60 %                                      |
| コ ー ン 指 数   | 7 ~ 8 Kg/cm <sup>2</sup>                | 9 ~ 10 Kg/cm <sup>2</sup>               | 2 ~ 4 Kg/cm <sup>2</sup>                  |
| 一 軸 圧 縮 強 度 | 0.4 ~ 0.9 Kg/cm <sup>2</sup><br>(平均0.6) | 0.8 ~ 1.4 Kg/cm <sup>2</sup><br>(平均0.8) | 0.2 ~ 0.32 Kg/cm <sup>2</sup><br>(平均0.27) |
| 先 行 荷 重     | 2.67 Kg/cm <sup>2</sup>                 | 2.84                                    | 0.73                                      |
| 圧 縮 指 数     | 0.97                                    | 0.90                                    | 0.39                                      |

(注) 飽和度, 空気量, 湿潤密度, 含水比の値は各層約40m<sup>2</sup>当り1点の割合で試験を行なったものの平均値。A盛土の試験数は96個, B盛土は84個, C盛土は148個である。

コーン指数は各層約6m<sup>2</sup>当り1点の割合で試験を行なったものの平均値。A盛土の試験数は492個, B盛土で650個, C盛土で650個

による高まき施工がかろうじてできる程度であつたので, 施工性ということを重視して, あえて目標は定めなかつた。これらA, B, C盛土の施工法は表-7.2に示すとおりである。

施工に当たっては, 盛土が均一な締固め状態になるように十分な注意を払い, 一層ごとに管理試験を行なつて均一性のチェックを行なつた。施工された盛土の状態については, 表-7.3に示すとおりである。なおA盛土は平均層厚58cmで8層, B盛土は33cm, 14

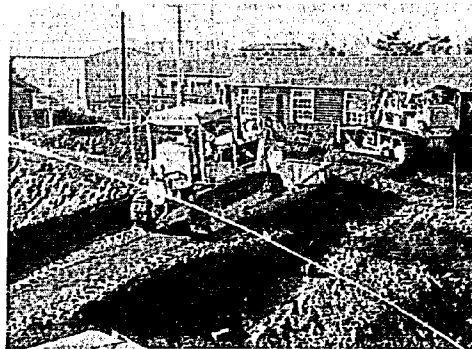


写真-7.3 B盛土の敷きならし中

層、C盛土は5.8cm、9層で仕上がった。

なお、盛土施工中の様子を写真-7.3に示す。

### 7.3 試験盛土の沈下などの実績と考察

試験盛土の観測により数多くの有益なデータが得られている。ここでは、この論文の主題に直接関連のある事項について要約して述べる。

#### 7.3.1 盛土の自重による圧縮沈下

施工中および完成後、

表-7.4 A, B, C盛土の圧縮沈下量の要約

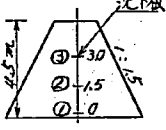
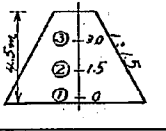
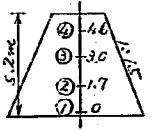
21ヶ月間にわたって観測された圧縮沈下の観測結果の要約を表-7.4に示す。また、盛土完成後の圧縮沈下量の経時変化を図-7.5、図-7.6に示す。これらの結果から大体次のことが言えるようである。

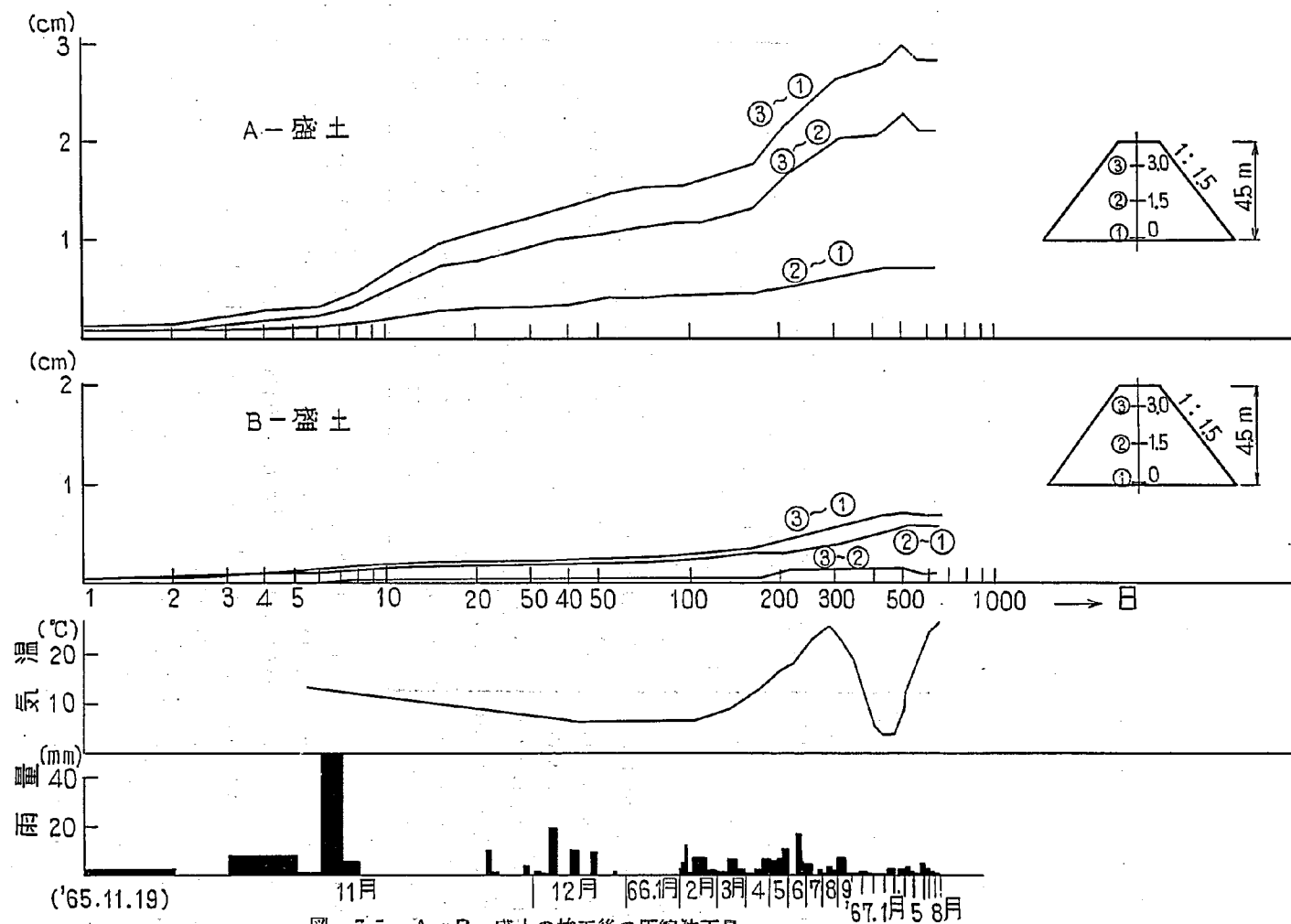
(1) 施工中の圧縮沈下量と竣工後のそれとについてみると、A, Cのように、ゆるく締固めた盛土では、施工中の圧縮沈下量も大きい、竣工後のそれはさらに大きい。逆にB盛土のようによく

締固めれば施工中の圧縮沈下量は盛土の締固めの程度によって異なり、A, C盛土のように、ゆるく締固めたものではかなり大きい。これに対してB盛土のように、よく締固めると圧縮沈下量は非常に少なくなる。このことから盛土はよく締固める方が、有利であることがわかる。

(2) 3つの盛土とも、21ヶ月にわたる観測で、竣工後の圧縮沈下は大体、終了したとみることができる。その沈下量は、A, B, C盛土で、それぞれ3.0cm(1.0%), 0.7cm(0.24%), 5.8cm(1.3%)で、これら終了値の90%に達する時間は、各盛土とも大体、10ヶ月程度であった。なお上記の沈下量はA, B盛土が沈下板③~①の3m区間、C盛土が沈下板④~①の4.6m区間である。

(3) 盛土竣工後の圧縮沈下は、ほぼ時間の対数と直接関係にあるとみることができる。A盛土において、200日経過の時点で沈下曲線に変曲点(沈下板③~②間)がみられるが、ちょうどこの時期が雨期に当たっているため、その影響が多少生じたものと考えられる。

|                                                                                     | 層   | (U)<br>施工中<br>cm(%) | (F)<br>竣工後<br>cm(%) | 全沈下量<br>cm(%) | F/U  |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----|---------------------|---------------------|---------------|------|
|    | ③~① | 2.1 (0.7)           | 3.0 (1.0)           | 5.1 (1.7)     | 1.4  |
|                                                                                     | ③~② | 1.2 (0.8)           | 0.7 (0.5)           | 1.9 (1.3)     | 0.6  |
|                                                                                     | ②~① | 1.6 (1.1)           | 2.3 (1.5)           | 3.9 (2.6)     | 1.4  |
|                                                                                     |     |                     |                     |               |      |
|    | ③~① | 1.3 (0.4)           | 0.7 (0.24)          | 2.0 (0.7)     | 0.6  |
|                                                                                     | ③~② | 0.7 (0.5)           | 0.15 (0.1)          | 0.9 (0.6)     | 0.2  |
|                                                                                     | ②~① | 1.3 (0.9)           | 0.6 (0.4)           | 1.9 (1.3)     | 0.4  |
|                                                                                     |     |                     |                     |               |      |
|  | ④~① | 3.0 (0.66)          | 5.8 (1.3)           | 8.8 (1.9)     | 1.9  |
|                                                                                     | ④~③ | 1.4 (0.8)           | 1.5 (1.0)           | 2.9 (1.8)     | 1.1  |
|                                                                                     | ③~② | 4.7 (3.7)           | 0.7 (0.5)           | 5.4 (4.2)     | 0.15 |
|                                                                                     | ②~① | 5.1 (3.0)           | 3.7 (2.2)           | 8.8 (5.2)     | 0.7  |
|                                                                                     |     |                     |                     |               |      |



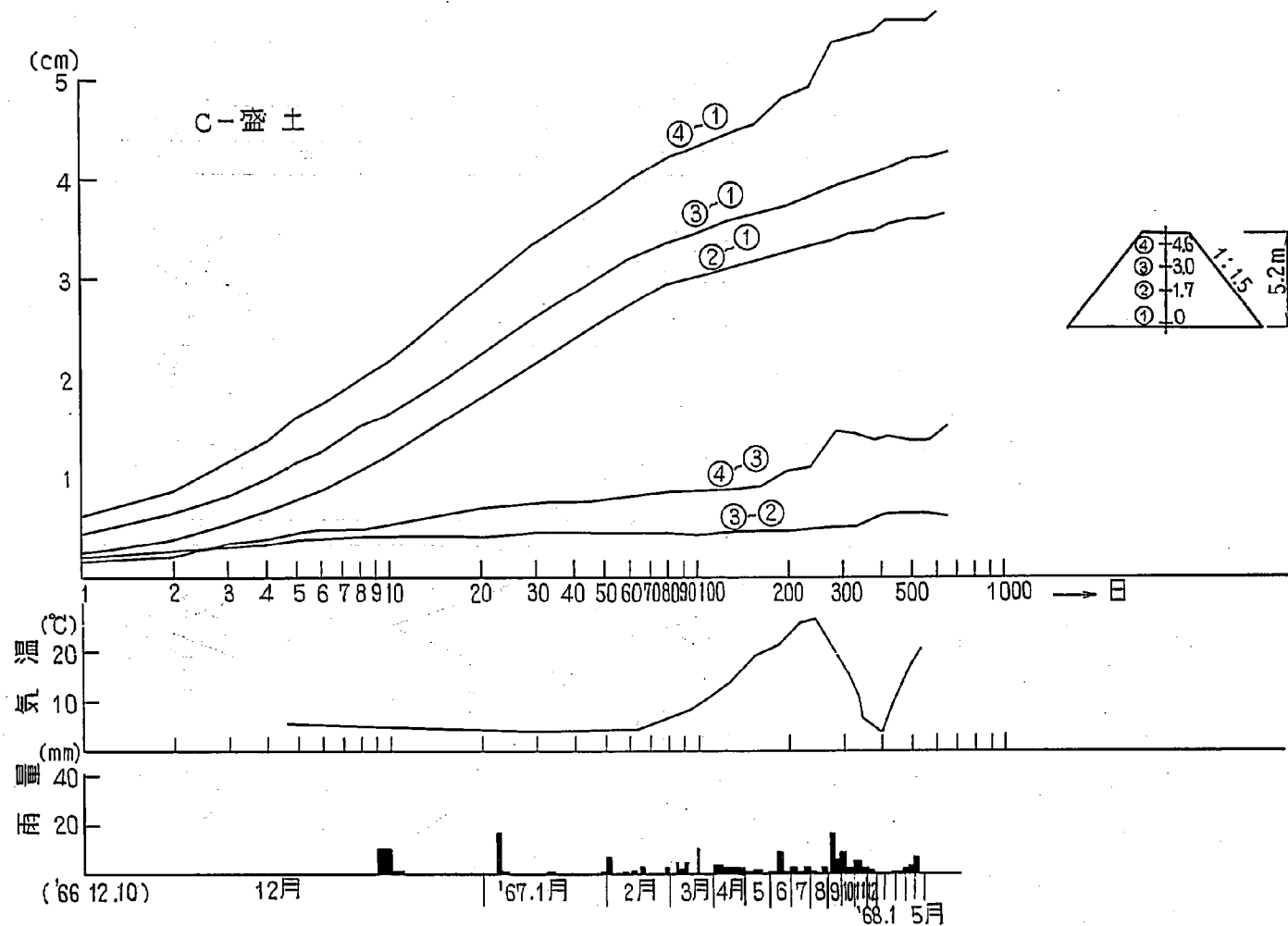


図-7.6 C盛土の竣工後の圧縮沈下量

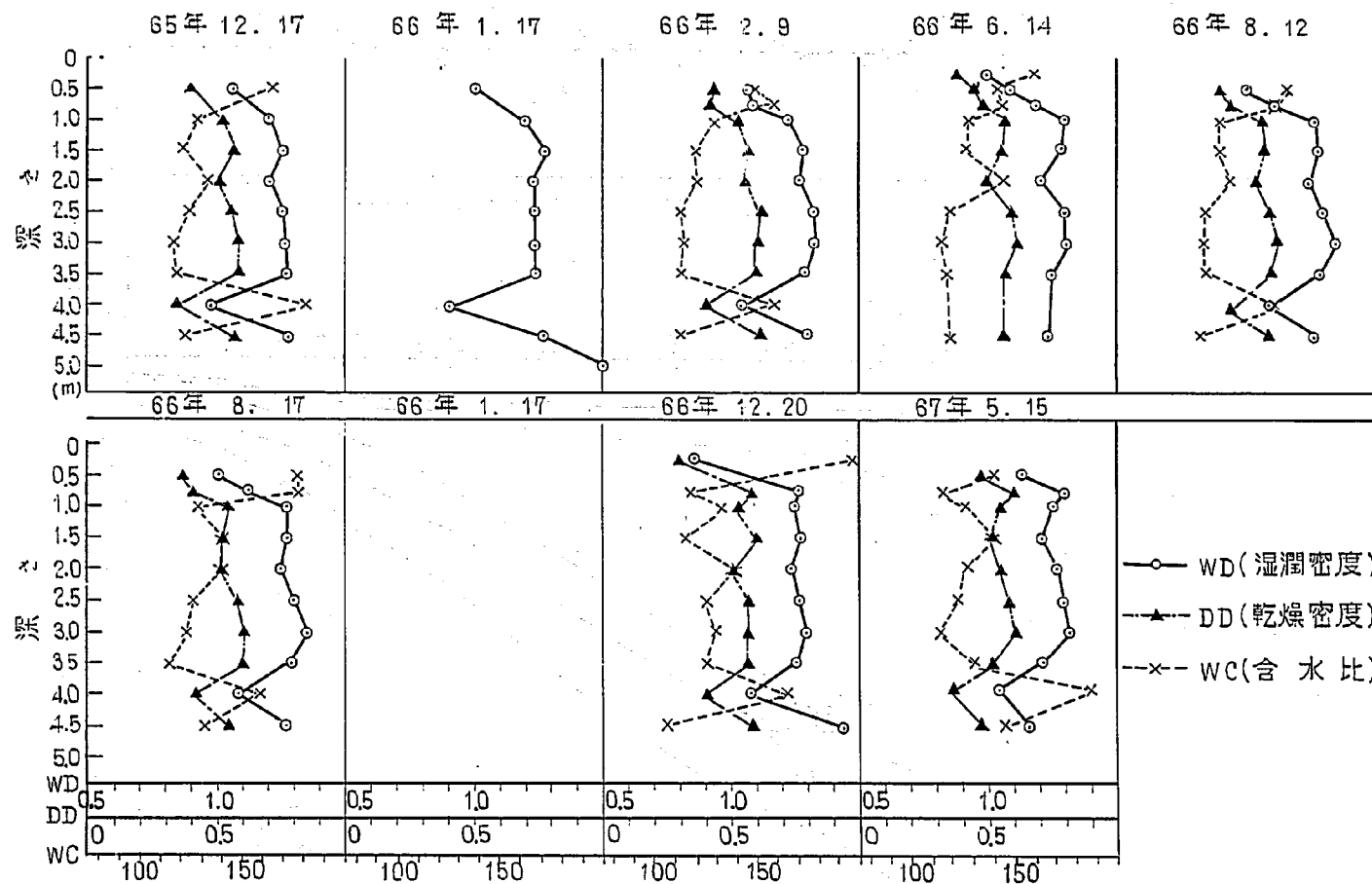


図-7.7 B盛土No.1鉛直パイプにおける観測結果

(4) 各層の圧縮沈下量は施工中においても竣工後においても上載荷重（盛土自重）に大体比例している。C盛土において圧縮沈下の大部分が最下層（沈下板②～①間）においても生じている。これは、この層に作用する垂直荷重が、この層における先行的な荷重（第4章における圧縮降伏応力）に近いので、塑性領域にはいつているためではないかと考えられる。

### 7.3.2 圧縮沈下量の平面的な分布

連続式沈下計を図-7.3のように配置して竣工後の圧縮沈下量の平面的な分布を調べたが、天端における沈下の平面的なばらつきはほとんどみられなかった。路面下部分とのり面下部分の圧縮沈下量には差があり、のり面下部分の圧縮沈下量は路面下部分のそれに比して小さい。これは垂直応力の違いによるものと考えられる。

なお、A、B盛土においてはフレキシブルパイプや沈下板、また盛土竣工直後に設置した表面沈下計等によって不等沈下の測定を試みたが、盛土自体の絶対沈下量が小であったため、これら測定手段の測定精度では不等沈下量の検出は行なえなかった。

### 7.3.3 盛土内部の密度・含水比の分布とその経時変化

R1の挿入形密度計と挿入形水分計を用いて、盛土竣工後の一定期間ごとに観測した観測結果の一例を図-7.7に示す。A、B、C盛土とも、施工中の状態のままで、竣工後においても四季を通して密度・含水比の変化は、あまり現われていない。ただし表面下50cm程度の範囲における含水比については、乾期と雨期の影響を受けているようである。

なお、盛土体内部における間げき水圧の発生は観測の上からは、認められなかった。

### 7.3.4 盛土内部の強度の経時変化

強度の測定は主として、一軸圧縮強度試験により行ない、他に補助的手段としてコーン支持力、三軸圧縮試験、一面せん断試験を行なった。

A、B、C盛土について得られた結果を表-7.5および表-7.6に示す。測定値にはばらつきがあるけれども、この結果から次のことがいえる。

表-7.5  $q_u$ 、 $q_c$  の変化

( $\text{Kg/cm}^2$ )

| $q_u, q_c$ | 一 軸 圧 縮 試 験 $q_u$ |                |                 | $q_c$      |
|------------|-------------------|----------------|-----------------|------------|
| 盛 土        | ①                 | ②              | ③               | ④          |
| 土 取 場      | 第 一 期             | 0.7 ~ 0.9      | 0.9 (0.7~1.1)   | 15 (11~19) |
|            | 第 二 期             | 1.2 ~ 2.0      |                 |            |
| 施 工 中      | 0.69 (0.5~0.9)    | 0.64 (0.5~0.7) | 0.27 (0.2~0.4)  | 3 (2~4)    |
| 施 工 後      | 0.56 (0.4~0.7)    | 0.91 (0.5~1.3) | 0.35 (0.3~0.6)  |            |
| 9 ヶ 月 後    | 0.54 (0.3~0.9)    | 0.80 (0.4~1.2) | 0.55 (0.4~0.65) |            |
| 21 ヶ 月 後   | 0.50 (0.3~0.7)    | 0.84 (0.5~1.1) | 0.52 (0.4~0.69) | 8 (6~11)   |

(各試料数: 10~19)

( "  $q_c$  30 )

表-7.6  $\phi$ , Cの変化

| 盛 土    | ④                                                                                | ⑤                                                       | ⑥                                                      |
|--------|----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| 土 取 場  | $\phi = 20^\circ \sim 24^\circ$<br>$C = 0.30 \sim 0.45 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ |                                                         |                                                        |
| 施 工 中  |                                                                                  |                                                         | $\phi = 3^\circ \sim 7^\circ$<br>$C = 0.10 \sim 0.18$  |
| 21ヶ月変化 | $\phi = 14^\circ \sim 22^\circ$<br>$C = 0.26 \sim 0.21$                          | $\phi = 13^\circ \sim 22^\circ$<br>$C = 0.36 \sim 1.42$ | $\phi = 5^\circ \sim 11^\circ$<br>$C = 0.18 \sim 0.36$ |

(各試料数: 10~19)  
( $q_c$ : 30)

(1) 施工中は、ブルドーザ等の転圧機械によるこねかえしの影響によって、強度は地山における値よりも低下し、A, B盛土ともほぼ同じ値を示している。

(2) しかし、時間の経過とともに、よく締固めたB盛土では、強度増加がみられ、土取地山強度の近くまで強度回復していることがわかる。逆にゆるく締固めたA, C盛土では、強度の回復はほとんどないか、あってもわずがであった。

(3) 盛土の上層部分と下層部分における強度の違いは特にみられなかった。

### 7.3.5 室内試験による圧縮沈下量の推定

第3章において述べたA, B盛土と同じ試料による室内圧縮試験により、この土に対する圧縮特性を得ているので、ここではこの特性値を用いて試験盛土における竣工後の圧縮沈下量の推定を試みる。

そこで、3・4・6で求めた応力-ひずみ-時間の関係(図-3・20)をそのまま利用する。なお図-3.20は同じ試料ではあるが、含水比94%の試験結果であるので、自然含水比が平均120%の盛土にそのままあてはめるのはあまり適当ではないが、自然状態をはずれると、土の性質が大きく変化するので、あくまでも自然含水比状態の土の性質ということを重視した。

沈下量を推定するにあたって、A, B盛土の施工時に転圧層に与えられた圧縮降伏応力P。を知らねばならない。試験盛土の施工当時には、このP。値は測定されていないが、第4章において建設機械の重量や転圧回数とP。値との関係が得られている(図-4.9および図-4.15を参照のこと)ので、これからP。値を推定した。ところで盛土は必ずしも均一に締固められていないので、P。値も当然ばらついている。そこでこのP。値のパラツキの程度を決めるために、建設省の道路盛土工事現場にお

表-7.7 圧縮降伏応力P。の割りつけ表

|                     |                                      |     |     |     |     |     |     |
|---------------------|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| A 盛土                | 転 圧 回 数                              | 0   | 1   | 2   | 3   | 4   | 5   |
|                     | P <sub>o</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> ) | 0.3 | 0.3 | 0.9 | 1.1 | 1.2 | 1.3 |
| B 盛土                | 転 圧 回 数                              | 2   | 3   | 4   | 5   | 6   | 7   |
|                     | P <sub>o</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> ) | 1.1 | 1.3 | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 1.4 |
| FEM要素(300要素)への割りつけ数 |                                      | 16  | 104 | 35  | 43  | 17  | 85  |
| FEM計算用パターン          |                                      | ①   | ②   | ③   | ④   | ⑤   | ⑥   |

ける転圧実績<sup>19)</sup>より、図-5.13に示す盛土面に対する転圧回数の実態調査結果をもとにして、A盛土(湿地ブルドーザ9t級, 平

均転圧回数2回)とB盛土(ブルドーザ10t級とタイローラ7.1級, 平均均転圧回数4回)に対して,  $P_0$  の値を表-7.7のように割りつけた。

これをもとに, 図-3.20の関係から観測期間の  $t = 1$  日と  $t = 21$  ヶ月に対する  $\sigma - \varepsilon_c - t$  曲線はB盛土に対して, 図-7.8のようになる。ここでA盛土については  $P_0$  値は非常に小さい値で, 図-3.20の関係の適用範囲 ( $P = 1 \sim 4 \text{ Kg/cm}^2$ ) の外にあるので, 自然含水比120%の試料について別途特性試験 ( $P = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$  程度)を行ない,  $\sigma - \varepsilon_c - t$  の関係として, 図-7.9を得た。

これらの関係から第5章と同様にして計算を行ない沈下板③~①の間の沈下量として, A盛土で2.1 cm, B盛土で0.72 cmを得た。これは, それぞれ実測値の3.0 cm, 0.7 cmに大体一致しているとみてさしつかえない値であり, 圧縮降伏応力値  $P_0$  の概念を用いた室内圧縮試験からの推定法の妥当性を示していることになる。

ここで, A盛土において実測値の方が大きいのは, 前述(7.3.1の(3))したように雨期の影響によるものであろう。なお, ここでは沈下量の推定に  $P_0$  値のばらつきを考慮して計算を行なったが,  $P_0$  の平均値を用いて計算しても結果に大きな差は生じない。

## 7.4 供用中の盛土の締固めと沈下の実態

### 7.4.1 供用中の盛土の締固めの実態

締固めの一つの目標である「安定した土の状態がいかなるものか」を, 供用中で, しかも築造後かなりの年月が過ぎた道路盛土について調べてみた。その実態を表-7.8, 図-7.10(a), (b)および図-7.11に示す。

図からわかるように, 盛土の乾燥密度と含水比の間には一定の曲線的な関係がある。したがって, 盛土の密度や含水比などは土質によってほとんど定まってくるものであり, 締固めの目標として土取地山を目標に築造することがその一つに考えられる。さらに図-7.11から飽和度100~80%の領域で, 細粒土(CH, MH)の密度はほぼ納まっているが, 粗粒土(SW, SM)の密度ははずれやすい傾向を示している。これを空気間げき率の0~15%の領域について考えてみると, 密度が非常に高い部分を除いては, 比較的納まっていることがわかる。

次に表7.8の盛土の締固めの程度の実態を図-7.12に示す。細粒土では, 飽和度の平均は87.76%であり, 空気間げき率の大部分は15%となっている。

また, 図-7.11でもわかるとおり, 含水比が高いものについては飽和度80%以上, 空気間げ

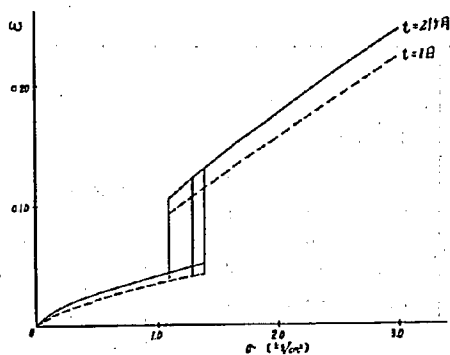


図-7.8 B盛土の  $\sigma - \varepsilon - t$  曲線

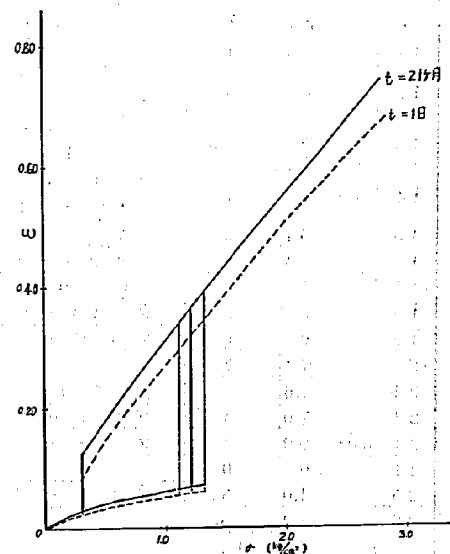


図-7.9 A盛土の  $\sigma - \varepsilon - t$  曲線

表-7.8 盛土の締固めの実態

| 盛土<br>番号 | 盛土高<br>(m) | 施工後<br>経過年数 | 施 工 法                       |         |          | 土 質 分 類      |              |
|----------|------------|-------------|-----------------------------|---------|----------|--------------|--------------|
|          |            |             | 締 固 め 機 械                   | 転圧回数    | まき厚 (cm) | 三 角<br>座 標 法 | 統 一<br>分 類 法 |
| 1        | 5~6        | 7           | ブルドーザ                       | 8       | 30       | a            | CB           |
| 2        | 8          | 6           | ブルドーザ 10t, 15t<br>タイヤローラ 8t |         | 25~30    | h            | SW           |
| 3        | 8          | 4           | ブルドーザ 10t                   |         | 30       | h            | SW           |
| 4        | 6          | 6           | タイヤローラ                      |         |          | a            | MH           |
| 5        | 12~13      | 2           | ブルドーザ                       | 20      | 50       | i, j         | SW           |
| 6        | 11.5       | 4           | ブルドーザ 17t<br>タイヤローラ 25t     | 5~10    | 30       | h, f         | MH           |
| 7        | 9.5        | 5           | ブルドーザ                       |         |          | a            | MH           |
| 8        | 22         | 1           | ブルドーザ                       |         |          | a            | CH, MH       |
| 9        | 4~5        | 3           | タイヤローラ 15t<br>マカダムローラ 12t   | 10<br>5 |          | a            | CH           |
| 10       | 3.64       | 7           | ブルドーザ 10t                   | 7       | 20       | h            | SP           |
| 11       | 5.63       | 4           | ブルドーザ 10t                   | 7       | 30       | h            | SW           |
| 12       | 8.5        | 1           | ブルドーザ 16t<br>タイヤローラ 25t     | 4~6     | 30~50    | h            | SW, SP       |
| 13       | 9          | 0.5         | ブルドーザ 16t<br>タイヤローラ         | 5       | 30       | g            | SW, SP       |
| 14       | 4~5        | 7           | タイヤローラ<br>マカダムローラ           |         | 20       | e, h         | SC, CH       |
| 15       | 6.7        | 6           | マカダムローラ                     | 20      | 20       | e            | MH           |
| 16       | 3.4        | 6           | タイヤローラ 8t                   |         | 30       | h            | SM           |
| 17       | 3.8        | 8           | マカダムローラ 10t                 |         | 10       | h            | SM           |
| 18       | 3.6        | 5           | タイヤローラ 15t                  | 13      | 20       | g            | SC, SM       |
| 19       | 9          | 6           | ブルドーザ                       | 5       | 20       | g            | SM           |
| 20       | 7.4        | 7           |                             |         |          | a            | SM, MH       |
| 21       | 7.6        | 1           | 湿地ブルドーザ                     |         |          | f            | MH           |
| 22       | 7.0        | 4           | ブルドーザ 1t                    | 5       | 30       |              |              |
| 23       | 8.0~9.0    | 4           | ブルドーザ 15t                   | 3       | 30       | a, e, g, h   | CU, CH       |
| 24       | 9.0        | 0           |                             |         |          | a, h         | ML           |
| 25       | 4.0        | 5.5         | ブルドーザ 10~15t                | 3~5     | 30       | j            | ML           |
| 26       | 5.3        | 8           |                             | 20      | -        | a            | MH, CH       |
| 27       | 8.0        | 11          |                             | 30      | 10       | a, d         | MH           |
| 28       | 6.3        | 4           | ブルドーザ 17t<br>タイヤローラ 25t     | 5~10    | 30       | a, e         | MH           |
| 29       | 12.0       | 4           | ブルドーザ                       | -       | -        | a, e         | CH           |
| 30       | 6.0        | 2           | ブルドーザ                       |         | 30       | a            | CH           |
| 31       | 4.2        | 3           | タイヤローラ 12~15t               | 6~12    | 30       | j, h         | MH, ML       |
| 32       | 4.0        | 2.5         | ブルドーザ                       | -       | -        | a            | CH           |
| 33       | 4.3        | 6           | ブルドーザ<br>タイヤローラ             | 5以上     | 30~50    | a, e         | CL           |
| 34       | 4.5        | 6           | ブルドーザ<br>マカダムローラ            | -       | -        | e            | CL, CH       |
| 35       | 5.0        | 6           | タイヤローラ 15t                  | 12~20   | 12~20    | g, h         | SD, SM       |
| 36       | 5.5        | 1           | タイヤローラ 10t                  | 5以上     | 30       | a            | MH           |
| 37       | 5.5        | 2           | ブルドーザ                       | -       | -        | a            | MH           |
| 38       | 3.5        | 2           | タイヤローラ 10t                  | 5       | 30       | h            | SM           |
| 39       | 7.0        | 5           | ブルドーザ 10t                   | 5       | 30       | h, i         | SC, CH       |
| 40       | 5.3        | 4           | ブルドーザ 10t<br>タイヤローラ 15t     | 5       | 40       | a            | SC           |
| 41       | 10.0       | 3           | ブルドーザ                       | 5       | 40       |              |              |

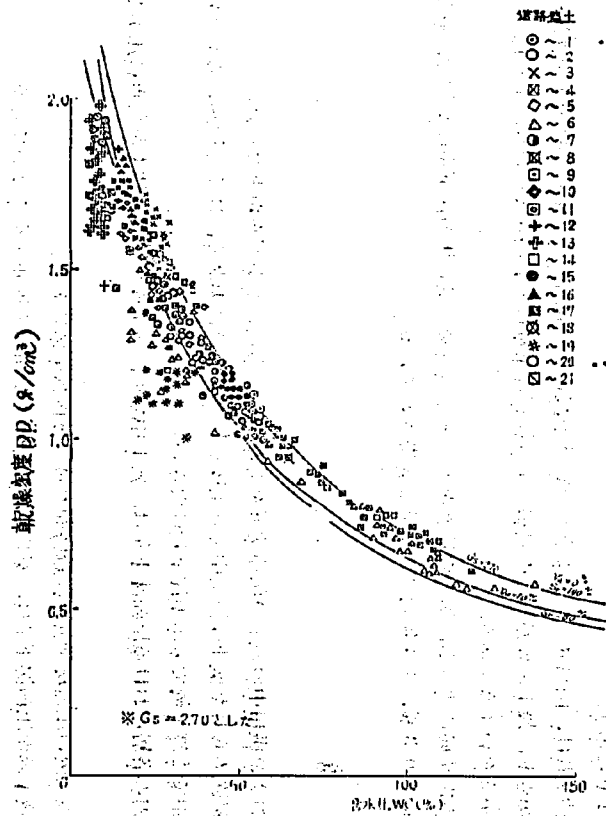


図-7.1.0 (a)盛土乾燥密度と含水比の関係  
(昭和41年度・道路盛土)

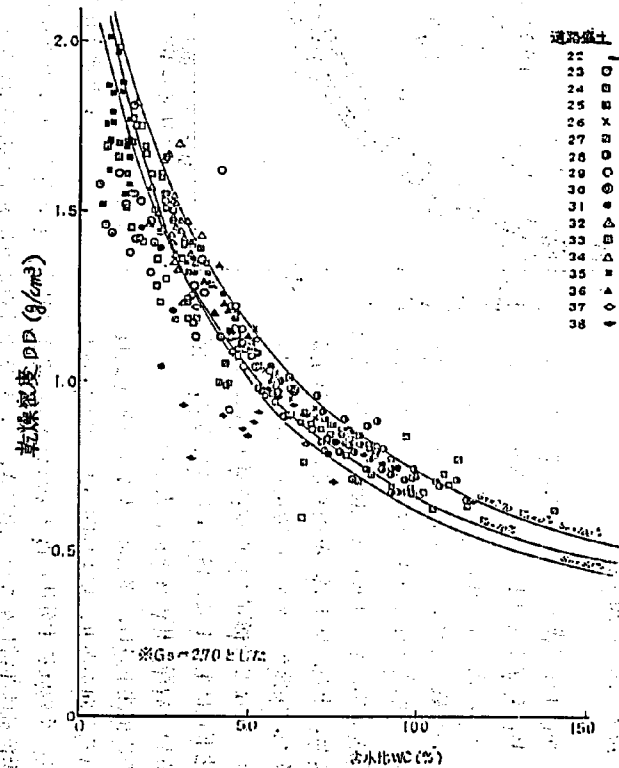


図-7.1.0 (b)盛土乾燥密度と含水比の関係  
(昭和42年度・道路盛土)

き率で10%以内に納まっており、含水比が低いものでは多少これらの範囲を越えるものが生じている。

#### 7.4.2 盛土の沈下に関する実績

盛土の圧縮沈下率に関する各地の道路盛土の実測データ（A, B, C盛土を含む）を表-7.9に示す。

これによると、盛土体の圧縮沈下は、その大部分が施工中において終了してしまうものであり、竣工後の圧縮沈下量は一般的には少なく、盛土高の1%以下のものがほとんどである。圧縮量を支配しているおもな要素としては、土質、盛土高、締固め度、施工速度が考えられるが、実測データからは関東ロームを材料としてブルドーザなどで締固めた程度の盛土では、施工中の圧縮沈下量は主として、盛土高に支配され、垂直応力の大きい下層層、圧縮沈下量は大きい。

竣工後の圧縮沈下量は、盛土高よりむしろ施工速度に支配される傾向があり、施工期間が1年以上にわたるものでは、その間に十分圧縮沈下が進行する。たとえば表-7.9の5, 6番のような高盛土でも竣工後の圧縮量は非常に少ない。逆にA, B, C盛土等のように施工期間が短い場合には、低盛土であっても竣工後の圧縮沈下量は他の盛土に比して大きい結果が得られている。なお表-7.9の要約を表-7.10に示す。

以上、総括すれば、関東ロームのような圧縮性の高い土でも高盛土（10m以上）を極端な急速施工しないかぎり、竣工後の盛土体の自重による圧縮沈下量は1%内外あるいは、それ以下とみなしてさしつかえないようである。

なお、米国開拓局によると、米国の種々のアースダムの竣工後の圧縮沈下率の平均は、最初の3年間に盛土高の0.3%、14年間に0.4%と報告されている。

#### 7.5 結 語

試験盛土および供用中の盛土の圧縮沈下の実績より、次のことが明らかとなった。

- (1) よく締固められた盛土は施工中も竣工後も圧縮沈下量は少なく、ゆるく締固められた盛土では施工中でも竣工後でも圧縮沈下量は大きい。
- (2) 盛土内の各層における圧縮沈下量は、施工中でも、竣工後でも、大体上載荷重に比例している。
- (3) 盛土竣工後の圧縮沈下量は経過時間の対数と直線関係にある。
- (4) 盛土竣工後の圧縮沈下量は、室内圧縮試験結果を用いて推定することができる。
- (5) 天端における竣工後の自重による圧縮沈下の平面的なばらつきは非常に小さく、問題にならない。

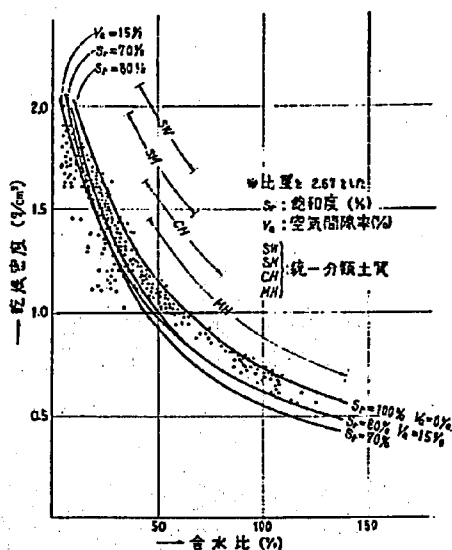


図-7.11 安定している盛土の密度と含水比の関係

表-7.9 盛土の圧縮沈下率

| 盛土番号 | 盛土名                | 土質           | 施工法                                                  | 沈下板の位置 |      | 平均直圧<br>応力 P<br>Kg/cm <sup>2</sup> | 施工中<br>沈下率<br>DC (%) | 竣工後<br>沈下率<br>AC (%) | AC<br>/DC | 観測期間                       |
|------|--------------------|--------------|------------------------------------------------------|--------|------|------------------------------------|----------------------|----------------------|-----------|----------------------------|
|      |                    |              |                                                      | 間隔 m   |      |                                    |                      |                      |           |                            |
| 1    | A 盛土 4.5 m         | 関東ローム<br>MH  | ・湿地ブル敷き<br>ならしのみ<br>・接地圧 2~7Kg/cm <sup>2</sup>       | ②~①    | 1.5  | 0.46                               | 1.1                  | 1.5                  | 1.4       | ・施工中 1.5 ヵ月<br>・竣工後 2.1 ヵ月 |
|      |                    |              |                                                      | ③~②    | 1.5  | 0.28                               | 0.8                  | 0.5                  | 0.6       |                            |
|      |                    |              |                                                      | ③~①    | 3.0  | 0.37                               | 0.9                  | 1.0                  | 1.1       |                            |
| 2    | B 盛土 4.5 m         | 関東ローム<br>MH  | ・タイオーラ<br>転圧 6 回<br>・接地圧 2~7Kg/cm <sup>2</sup>       | ②~①    | 1.5  | 0.49                               | 0.9                  | 0.4                  | 0.4       | ・施工中 1.5 ヵ月<br>・竣工後 2.1 ヵ月 |
|      |                    |              |                                                      | ③~②    | 1.5  | 0.29                               | 0.5                  | 0.1                  | 0.2       |                            |
|      |                    |              |                                                      | ③~①    | 3.0  | 0.39                               | 0.7                  | 0.24                 | 0.3       |                            |
| 3    | C 盛土 5.2 m         | 粘土<br>CH, MH | ・湿地ブル敷き<br>ならしのみ<br>・接地圧 0.2 8<br>Kg/cm <sup>2</sup> | ②~①    | 1.7  | 0.70                               | 3.0                  | 2.2                  | 0.73      | ・施工中 1 ヵ月<br>・竣工後 2.1 ヵ月   |
|      |                    |              |                                                      | ③~②    | 1.3  | 0.46                               | 3.7                  | 0.5                  | 0.14      |                            |
|      |                    |              |                                                      | ④~③    | 1.6  | 0.22                               | 0.8                  | 1.0                  | 1.2       |                            |
|      |                    |              |                                                      | ③~①    | 3.0  | 0.59                               | 2.6                  | 1.4                  | 0.54      |                            |
|      |                    |              |                                                      | ④~①    | 4.6  | 0.46                               | 2.2                  | 1.3                  | 0.59      |                            |
| 4    | 鳥井峠 10.5 m         | 砂質ローム<br>SM  | ・ブルドーザ敷<br>きならし転圧<br>・接地圧<br>0.5 Kg/cm <sup>2</sup>  | ②~①    | 2.6  | 1.51                               | 5.7                  | 0.4                  | 0.1       | ・施工中 1 ヵ月<br>・竣工後 1.4 ヵ月   |
|      |                    |              |                                                      | ④~②    | 4.7  | 0.91                               | 2.3                  | 0.4                  | 0.2       |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑤~④    | 2.3  | 0.34                               | 1.2                  | 0.3                  | 0.2       |                            |
|      |                    |              |                                                      | ④~①    | 7.3  | 1.13                               | 1.8                  | 0.4                  | 0.2       |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑤~②    | 7.0  | 0.72                               | 0.9                  | 0.4                  | 0.5       |                            |
| 5    | 中央道の小寒沢<br>2 6.5 m | 関東ローム<br>MH  | ・超湿地ブル敷<br>きならし                                      | ②~①    | 1.32 | 3.63                               | 13.0                 | 0                    |           | ・施工中 1.4 ヵ月<br>・竣工後 4 ヵ月   |
|      |                    |              |                                                      | ③~②    | 1.61 | 3.42                               | 6.9                  | 0.4                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ④~③    | 1.32 | 3.22                               | 5.9                  | 0                    |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑤~④    | 1.67 | 3.01                               | 9.3                  | 0                    |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑥~⑤    | 3.11 | 2.68                               | 5.8                  | 0                    |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑦~⑥    | 3.35 | 2.22                               | 2.1                  | 0.1                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑧~⑦    | 3.16 | 1.77                               | 1.7                  | 0.1                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑨~⑧    | 3.38 | 1.31                               | 2.7                  | 0                    |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑩~⑨    | 2.04 | 0.93                               | 3.6                  | 0.2                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑪~⑩    | 1.91 | 0.65                               | 2.6                  | 0.1                  |           |                            |
| 6    | 中央道の大鶴<br>2 3.0 m  | 関東ローム<br>MH  | ・湿地ブル敷<br>きならし                                       | ②~①    | 2.5  | 3.48                               | 5.4                  | 0.4                  |           | ・施工中 12 ヵ月<br>・竣工後 12 ヵ月   |
|      |                    |              |                                                      | ③~②    | 3.5  | 3.00                               | 4.5                  | 0.5                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ④~③    | 3.0  | 2.48                               | 4.0                  | 0.8                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑤~④    | 3.0  | 2.00                               | 4.9                  | 0.6                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑥~⑤    | 3.0  | 1.20                               | 2.2                  | 0.5                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑦~⑥    | 3.0  | 1.04                               | 1.0                  | 0.4                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑧~⑦    | 3.0  | 0.56                               | 1.2                  | 0.6                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑨~⑧    | 2.10 | 2.00                               | 3.3                  | 0.5                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑦~①    | 15.0 | 1.57                               | 4.74                 | 1年 0.86<br>2年 0.26   |           |                            |
| 7    | 東名の愛鷹<br>18 m      | 愛鷹ローム        |                                                      | ②~①    | 2.5  | 2.18                               |                      |                      |           | ・施工中 5 ヵ月<br>・竣工後 2 年      |
|      |                    |              |                                                      | ③~②    |      |                                    |                      |                      |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ④~③    |      |                                    |                      |                      |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑤~④    |      |                                    |                      |                      |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑥~⑤    |      |                                    |                      |                      |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ⑦~⑥    |      |                                    |                      |                      |           |                            |
| 8    | 第3京浜の北川<br>盛土 12 m | 関東ローム        |                                                      |        |      |                                    |                      | 0.5                  |           | ・施工中 4 ヵ月<br>・竣工後 2 ヵ月     |
| 9    | 東名の厚木盛土<br>8.5 m   | 関東ローム        | ・D-50 湿地<br>ブル 4 回転圧                                 | ②~①    | 5.0  | 0.85                               | 4.6                  | 1.2                  |           | ・施工中 2.5 ヵ月<br>・竣工後 7 ヵ月   |
|      |                    |              |                                                      | ③~②    | 3.0  | 0.22                               | —                    | 0.3                  |           |                            |
|      |                    |              |                                                      | ③~①    | 8.0  | 0.57                               | —                    | 0.9                  |           |                            |

各地の盛土の圧縮沈下率の要約

| 盛土番号 | 盛土名  | 土質          | 盛土高     | 沈下板<br>間隔 | 施工中の<br>圧縮沈下率 | 竣工後の<br>圧縮沈下率 | 施工<br>速度 | 竣工後の<br>観測期間 | 備考 |
|------|------|-------------|---------|-----------|---------------|---------------|----------|--------------|----|
| 1    | A 盛土 | 関東ローム (MH)  | 4.5 m   | 3.0 m     | 0.9%          | 1.0%          | 1.5 ヵ月   | 2.1 ヵ月       |    |
| 2    | B 盛土 | "           | 4.5 m   | 3.0 m     | 0.7%          | 0.24%         | 1.5 ヵ月   | 2.1 ヵ月       |    |
| 3    | C 盛土 | 粘土 (CH, MH) | 5.2 m   | 4.6 m     | 2.2%          | 1.3%          | 1 ヵ月     | 2.1 ヵ月       |    |
| 4    | 鳥井峠  | 砂質ローム (SM)  | 10.5 m  | 9.6 m     | 2.9%          | 0.4%          | 1 ヵ月     | 1.4 ヵ月       |    |
| 5    | 小寒沢  | 関東ローム (MH)  | 2 6.5 m | 2 2.8 m   | 4.5%          | 0.1%          | 1.4 ヵ月   | 4 ヵ月         |    |
| 6    | 大鶴   | "           | 2 3.0 m | 2 1.0 m   | 3.3%          | 0.5%          | 12 ヵ月    | 12 ヵ月        |    |
| 7    | 愛鷹   | 愛鷹ローム       | 18.0 m  | 15.0 m    | 4.7%          | 1.1%          | 5 ヵ月     | 2.4 ヵ月       |    |
| 8    | 北川盛土 | 関東ローム       | 12.0 m  |           |               | 0.5%          | 4 ヵ月     | 2 ヵ月         |    |
| 9    | 厚木   | "           | 8.5 m   | 8.0 m     |               | 0.9%          | 2.5 ヵ月   | 7 ヵ月         |    |

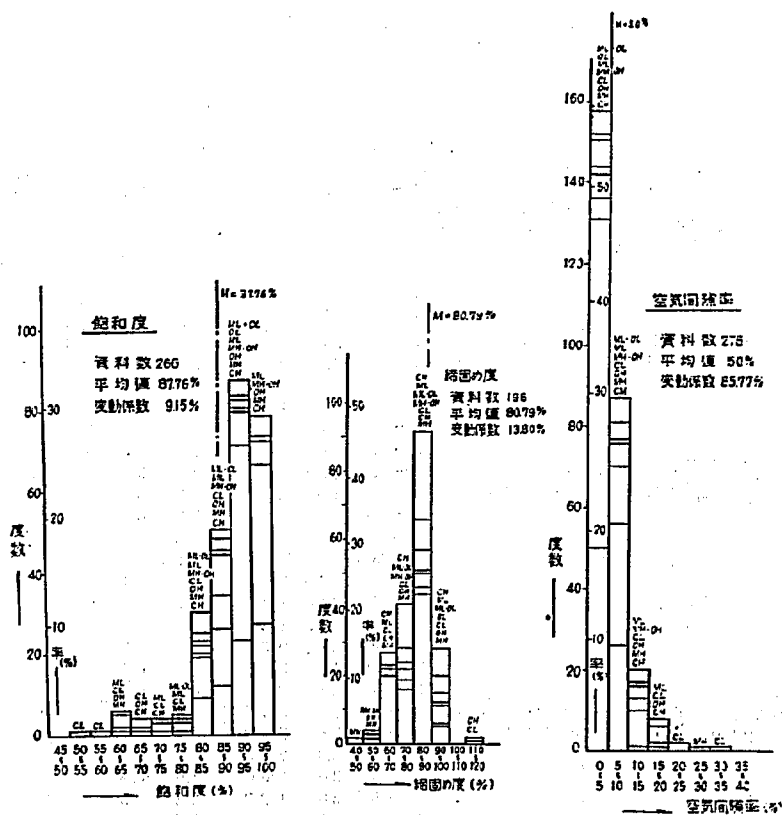


図-7.12 細粒土についての締固め状態(道路盛土)

- (6) 盛土内部の密度や含水比の経時的な変化はほとんどない(竣工後)
- (7) よく締固められた盛土では、施工中には、こねかえし等の影響があるが、時間とともに土の強度の回復が認められる。ゆるく締められた盛土では、土の強度は、ほとんど施工時の状態のままで強度回復はほとんど期待できない。
- (8) 盛土体の圧縮沈下は、その大部分が施工中において終了してしまうものであり、竣工後の圧縮沈下量は一般的には少なく、盛土高の1%内外、あるいはそれ以下となっている。

## 結 論

盛土の締固めの程度と沈下との関係については、序論で述べたように、最近の土工、特に道路盛土では重要な問題点ではあるが、問題解明のための研究はあまり進んでいない。

その理由としては種々考えられるが、その2, 3をあげる。

Ⅰ) 従前は盛土築造の工期も充分あり、さしたる機械化土工も行なわれず、そのうえ盛土後ただちに舗装工事を行なうようなことが少なかったため沈下の被害は少なかった。

Ⅱ) 大土工事、高盛土の築造が今日ほど多くはなかった。

Ⅲ) 盛土の内部応力解析、特に土のような粘弾塑性体についての解析は非常に困難である。

Ⅳ) 盛土の沈下変形解析に必要な土の締固めの標示法がない。

Ⅴ) 盛土の内部応力ならびに盛土竣工後の沈下、不等沈下に関する実測資料がきわめて乏しい。

本研究は盛土の締固めと沈下について力学的な取扱いを可能にするとともに、試験盛土の沈下観測から、これらの関係を明らかにした。

以下、本研究によって明らかになったことがらをまとめると次のようになる。

盛土体のような梯形断面の弾性解として、Airyの応力関数を用いる方法があるが、その解析対象が半無限の均一弾性体であるので、盛土のような複雑な形状や物性などに対する適応性に乏しい。

これに対して、有限要素法は均一構造体はもちろん、異方性材よりなる不均一体で任意の形状と境界条件における解析、さらに弾性、弾塑性、粘性など幅広い物性での適用ができる点で、大きな特色を有している。盛土体に有限要素法を適用するに当たり、盛土体を二次元の弾性体とみなし、自重による内部応力や変形状態を、均一な盛土の場合、締固めが部分的に異なる不均一な盛土の場合、基礎地盤が軟弱で不等沈下を生じた場合などについて求めた。解析の結果、盛土中央部には、周囲に比して垂直、水平両方向にかなり大きな拘束圧が生じ、盛土内部の垂直応力 $\sigma_y$ は盛土中央部では、ほぼ $\sigma_y = r \cdot h$  ( $r$ :盛土材料の単位体積重量、 $h$ :考えている点から上の直高)に等しいが、のり肩部分では $r \cdot h$ の値より小さく、のり先部では $r \cdot h$ の値より大きくなること、また盛土施工中の垂直変位については、盛土施工の進行状態に合わせた段階築造方式による解が実際の現象に忠実であること、および基礎地盤が不等沈下し、特に地盤に軟弱層が含まれているような場合には、盛土体内部に水平方向の引張応力が発生する可能性があるなど弾性解ではあるが盛土の設計、施工法上の数多くの意義ある指針を得ることができた。

しかしながら、対象として考えられるような盛土の土はすべて不飽和土であり、応力に対して、粘弾塑性的変形を行なう。

このような土の圧縮特性を求めるため、静的に締固めた試料 $\phi 30$  cm, 高さ3.75 cm)について周辺拘束状態で、大形圧縮試験を行なった。

試験の結果、関東ロームのような不飽和粘性土に一定応力を作用させた場合には、載荷方向の軸ひずみ $\epsilon$ と時間 $t$ の間には、

$$\epsilon = a + b \log t \quad (\text{ただし } a, b \text{ は応力によって定まる定数})$$

なる関係が成立することを確かめた。

また、載荷応力 $\sigma$ が成形応力 $P$ よりも小さいときには供試体は粘弾性的挙動を示し、大なる条件においては塑性的挙動を示す。

すなわち

$\sigma \leq P$  粘弾性的変形

$\sigma > P$  塑性的変形

これらから、不飽和土を材料とする盛土の応力変形解析に必要な応力-ひずみ-時間曲線を得た。

また、このような不飽和土の圧縮クリープ量は $\epsilon = a + b \log t$ の関係より導びかれた $\sigma - \epsilon_c - t$ の関係をを用いることにより容易に求めることができる。

次に土の締固めと締固められた土の応力-変形との関係を明らかにする必要がある、そのためには従来からの土の締固め表示法では不十分なため、新たに直接力学的解析に必要な応力と変形に関する index として圧縮降伏応力を考案した。

すなわち、静的に締固めた試料を用いての大形圧縮試験の結果、先に加えられた応力が一つの指標として考えられ、その値を圧縮降伏応力と定義すると、締固められた土に荷重が作用するとき、この圧縮降伏応力を境にして、応力-ひずみの関係が急変することがわかり、同時に圧縮特性値を用いることにより、締固めと関係した盛土の力学的取扱いが可能となった。

次いで、タイヤローラやブルドーザなど実車により、締固めた土の圧縮降伏応力がいかなる値を示すかを実測により求めた。

試験の結果、実車で土を締固める場合の圧縮降伏応力に最も影響を与えるのは機械重量であり、機種による差異は認められなかった。

また、この圧縮降伏応力と従来からの締固めの標示法（密度、飽和度、空気間げき率）とは、特に関係は認められなかった。

以上の実車試験によって求められた圧縮降伏応力と室内試験によって求められた土の圧縮特性から得られる応力-ひずみ-時間曲線を用い、さらに実際の工事状況を勘案した条件下で有限要素法を用い沈下解析を行なった結果、次に述べる諸点が明らかになった。

#### Ⅰ) 均一な締固めを行なった場合について

自重により、盛土内部に粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域が生じるが、その両領域の境界は締固め機械重量によって定まるものであり、機械重量が大きくなるほど塑性的沈下域は小さくなる。また盛土が高くなると沈下率は増大する。盛土の天端における沈下の形状について言えば、盛土中央部の沈下はのり肩部に比べ大きい。さらに盛土が低い場合には両者の沈下の差は少ないが、盛土が高くなると沈下の差は大きくなる。これは中央部に塑性的沈下領域が生じるためと考えられる。

#### Ⅱ) 不均一な締固めを行なった場合について

粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域の境界は、均一な締固めを行なった場合より不均一な場合の方が、塑性的沈下領域は大きくなる。

また、均一な締固めを行なった場合と同様、機械重量が大きくなるほど、塑性的沈下領域は小さくなる。

沈下率についても、不均一に締固められた場合は均一に締固められた場合に比べ大きくなり、均一な締固めを行なった場合と同様、盛土が高くなると沈下率は増大し、機械重量が大きくなるほど沈下率は小さくなる。

盛土の天端における沈下の形状について言えば、まず横断方向の場合、均一な締固めを行なったものより沈下は多少大きくなり、盛土中央部とのり肩部の沈下の差も大きくなる。

しかしながら、不均一な締固めを行なった場合と均一な締固めを行なった場合における沈下の形状、不陸の発生はきわめて類似する。

したがって、不均一な締固めが天端の形状に及ぼす影響としてはきわめて小さいものと判断される。

次に、盛土縦断方向で発生する不陸の平均値は、盛土が高くなるほど増加し、ブルドーザ(9t)とタイヤローラ(12t)程度の機械重量の差によって生じる不陸の発生の差はあまり認められない。

しかしながら、これらの不陸の大きさはきわめて小さいものである。

さらに、以上述べた計算結果および土の圧縮特性などから、盛土の沈下を少なくする工法として、次の工法が考えられる。

Ⅰ) 盛土高に応じた締固め機械重量の選定を行ない、盛土全体を同一機械で締固める工法。

Ⅱ) 塑性的沈下を生じるような領域の締固めに対し、必要な圧縮降伏応力を与えるような締固め工法。

Ⅲ) プレロードイング工法。

Ⅰ)、Ⅱ) は盛土の規模に応じて生じる塑性沈下領域を機械的な締固めで無くすことにより、沈下を制御する方法であり、Ⅲ) はプレロードを加えることにより、塑性的沈下領域を無くするような考え方である。

そのいずれの工法でも、沈下の制御が可能なることを計算により確かめることができた。

また、同様な手法を用いて構造物との取付け盛土の沈下について検討した。

構造物との取付け盛土の沈下防止対策については従来から内外で種々試みられているが、工費が高いにもかかわらず、その効果はあまり望まれない。

ここで、従来からの施工法を考えると、取付け盛土の施工は2～3日のごく短期間で終了し、ただちに舗装工事が完了されるため、竣工後初期の段階からの大きな沈下が継続していくことになり、かなりの沈下が生じるのも前述の土の圧縮特性から考えると当然なことがらである。その上、締固め施工が困難な場所でもあり、締固め不足に伴う塑性的沈下が充分考えられる。そこで、プレロードイング工法を行なうことにより、取付け盛土の沈下を少なくすることができる。

また、基礎地盤が比較的柔らかい場合には盛土内部の応力状態が変わり、かさ上げの効果も限定されることもあるが、その場合には部分的な締固めを補うことにより満たされる。

なお生じる沈下量に一層きびしい制限を加えたいときは、かさ上げ盛土の放置期間を延期するか、盛土材に多少の良質材を加えるなどの処置を行なえばよい。

最後に、以上の解析結果の実証を行なうため、試験盛土を築造し、沈下観測を行なうとともに、各地の盛土での締固めと沈下の実態について調べた。

これによると、施工中でも竣工後でも、よく締固められた盛土では、圧縮沈下量は少なく、ゆるく締固められた盛土では圧縮沈下量は大きい。また、盛土内の各層における圧縮沈下量は、施工中でも、竣工後でも大体上載荷重に比例している。

次に、盛土竣工後の圧縮沈下量は経過時間の対数と直線関係になること、および盛土体の圧縮沈下は、その大部分が施工中に終了し、竣工後の圧縮沈下は一般的に少なく、盛土高の1%内外、あ

るいはそれ以下となることが分った。

以上のように試験盛土や供用中の盛土の実態から多くの調査結果が得られたが、これらはすべて解析結果と一致している。

本研究によって、盛土、特に高盛土の合理的締固めに関する設計施工法の指針を得た。

## あ と が き

本報告は、盛土の締固めと沈下の関係を調査するため昭和40年10月千葉支所構内に試験盛土（第7章参照）を築造し、沈下の状況を観測しはじめたことに端を発するもので、以降6年間室内試験、屋内転圧試験、解析計算など数多くの労力と時間を要した。

従つて関係をもち、多いに甚力あつた人の名前をとどめておきたい。

昭和46年11月 施工研究室 伊勢田哲也 嶋津晃臣 田中俊彦

第1章 西山多見夫（現佐藤工業）

第3章 鴨下仁（現宮城県） 五反正憲（現九州地建） 宮崎降（現九州地建）

野中英男（現千葉県） 長崎邦広

第4章 水野正憲（現愛知県） 神保信一

関東地建、関東技術事務所工務課、試験課

第5章 岡村栄三

第6章 岡村栄三

第7章 渡部務（現東洋運搬機KK） 鴨下仁 宮崎降 吉岡晴之（現九州地建）

## 〔参 考 文 献〕

- (1) 日本道路協会編「道路土工指針」 P 38～56 昭和42年
- (2) 川本眺万「応用弾性学」 P 23～41 共立出版
- (3) L.E.Goodman & C.B.Brown "Dead Load Stresses and The Instability of Slopes" proc.of A.S.C.E., SM3, May 1963, P 103～123
- (4) Ray W. Clough "The Finite Element Method in Plane Stress Analysis" 2nd A.S.C.E. Conference on electronic computation, Pittsburgh, Pa., Sept., 8-9, 1960
- (5) Ray W. Clough "The Finite Element Method in Structural Mechanics" in [Stress Analysis] edited by Zinkiewicz & Hollister, John Wiley & Sons, Ltd., London, 1965, P 85～119
- (6) Ray W. Clough & R.J. Woodward "Analysis of Embankment Stresses and Deformations" proc.of A.S.C.E., SM4, Vol, 93, July, 1967, P 529～549
- (7) O.C. ツィエンキーヴィッツ, Y.K. チューン「マトリックス有限要素法」(吉識雅夫監訳) P 12～52, P 209～231 培風館
- (8) 伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 田中俊彦 「有限要素法による盛土等の内部応力変形解析」 P 1～94 土木研究所資料 第546号 昭和44年
- (9) 伊勢田哲也, 嶋津晃臣 「盛土内部応力及び圧縮沈下について」 第4回土質工学研究発表会講演集 P 567～572
- (10) 伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 宮崎隆 「不飽和粘性土の圧縮特性試験について」 第4回土質工学研究発表会講演集 P 1～4
- (11) 土質工学会編 「土質工学ハンドブック」 P 135～152
- (12) 中川鶴太郎, 神戸博太郎 「レオロジー」 P 603～693, P 385～409 みすず書房
- (13) 村山朗郎, 柴田徹 「粘土のレオロジー的犠牲について」 土木学会論文集, 第40号 昭和31年12月
- (14) 河上房義, 小川正二 「くりかえし応力をうけた締固め土の弾性係数および降伏応力について」 土木学会論文集 114号 昭和40年2月 P 8～16
- (15) Awtar Singh & James K. Mitchell "General Stress - Strain - Time Function for Soils" proc. of A.S.C.E., Vol. 94, SM1, Jan-1968, P 21～46
- (16) Akio Nakase "Side Friction in Conventional Consolidation Tests" P 1～24 Report of PHTR1, June 1963
- (17) 伊勢田哲也, 水野正憲 「締固めた土の圧縮性状に関する研究」 土木学会論文報告集 第188号 P 45～52 昭和45年
- (18) 藤田組:大清水アースダム工事報告書 P 58～73 昭和45年

- ①⑨ 建設省 「土の敷ならしおよび締固め積算資料」 P 12～24 昭和43年3月 建設省  
「建設工事積算資料」より
- ②⑩ 伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 田中俊彦 「粘性土を材料とする高盛土の沈下に関する研究」 土木  
学会論文報告集に提出中
- ②⑪ 渡部務, 嶋津晃臣 「第1試験盛土報告」 土木研究所資料 第475号 昭和44年
- ②⑫ 嶋津晃臣, 渡辺務 「第2試験盛土報告」 土木研究所資料 第709号 昭和46年
- ②⑬ 渡部務, 嶋津晃臣 「関東ローンを材料とする試験盛土について」 土木技術資料 第8巻  
第9号 P 45～49 昭和41年9月
- ②⑭ 渡辺務, 嶋津晃臣 「関東ローンを材料とする試験盛土(第2報)」 土木技術資料  
第11巻 第8号 P 19～24 昭和44年8月
- ②⑮ 伊勢田哲也 「土工の仕様と施工管理」 施工技術 第2巻 第6号 P 18～25 昭和45  
年6月
- ②⑯ 伊勢田哲也, 嶋津晃臣 「関東ローンの圧縮特性試験」 土木研究所資料  
第708号 昭和46年
- ②⑰ 伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 田中俊彦 「構造物との取付部盛土の沈下防止に関する研究」  
土木学会論文報告集 第198号 昭和47年 2月
- ②⑱ 日本道路公団 「高速自動車国道土木工事共通仕様書集」 P 2-15～2-16 昭和43年  
6月
- ②⑲ 高速道路調査会: 土工舗装委員会 東名高速道路補修研究班 中間検討資料 (昭和45年)
- ③⑩ 市原薫, 松浦義満, 金泉昭 「乗心地及びラフネス」 P 134～152 土木研究所資料  
第190号 昭和41年
- ③⑪ 久野悟郎 「土の締固め」 昭和38年 技報堂全書
- ③⑫ 増岡康治, 山田敏照 「構造物との接続部盛土の沈下について」 第9回 日本道路会議一般  
論文集 P 73～74 昭和44年
- ③⑬ 川崎迪一, 伊勢田哲也, 土肥正彦 「道路土工(1)一般土工」 P 1～117 昭和45年  
山海堂
- ③⑭ 渡部務 「土工における締固め管理規定の問題点」 土木技術資料 第9巻 第12号  
P 12～16 昭和42年12月
- ③⑮ 渡部務 「細粒土を材料とする盛土の締固めと施工基準に関する研究」 第21回建設省技術  
研究会論文集 P 21～40 昭和42年11月
- ③⑯ 藤田益夫, 川本眺万 「有限要素解析法の二次元問題への応用」 土木学会誌 第52巻  
第8号 P 56～61 昭和42年
- ③⑰ 伊勢田哲也, 水野正憲, 神保信一 「土の締固めの一表示法に関する試験」 土木研究所資料  
第683号 昭和46年
- ③⑱ 日本道路公団 「設計要領 第一集」 P 33～34 昭和45年
- ③⑲ 伊勢田哲也, 田中俊彦, 岡村栄三 「二次元および軸対称問題における有限要素法」 土木研  
究所資料 第687号 昭和46年