

# 花崗岩地帯における大規模用地造成で施工した 超高盛土の変形挙動と安定性の検討

平野 訓相<sup>1</sup>・橋詰 哲治<sup>2</sup>・山田 得義<sup>3</sup>・水谷 敏彦<sup>4</sup>・福島 伸二<sup>5</sup>・北島 明<sup>6</sup>

<sup>1</sup> 正会員 (株) フジタ 広島支店 土木部 (〒730-0037 広島県広島市中区中町 8-6)

<sup>2</sup> 正会員 工修 (株) フジタ 東北支店 土木部 (〒980-0803 宮城県仙台市青葉区国分町 2-4-18)

正会員 工修 (株) フジタ 広島支店 土木部 (〒730-0037 広島県広島市中区中町 8-6)

<sup>4</sup> 正会員 (株) フジタ 首都圏土木支店 技術部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-6-15)

<sup>5</sup> フェロー会員 工博 (株) フジタ 技術研究所 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

<sup>6</sup> 正会員 工修 (株) フジタ 技術研究所 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

本論文は花崗岩地帯の山地における超高盛土を含む大規模な用地造成工事を対象としているが、民間工事では施工性と経済性を両立させるための効率的な大量・急速土工の実現が要求され、そのためには盛土材の品質確保や造成中の高盛土の安定性確認が重要である。そこでここでは盛土材として使用した粗粒の岩砕から細粒の土砂までの広範囲の粒径をもつまさ土の締固め・圧縮沈下特性や強度・変形特性を調べるために実施した圧縮沈下試験(浸水の影響)、超大型三軸圧縮試験などの結果を報告する。また施工中の超高盛土部の安定性管理のために実施した変形挙動計測や、この計測結果と室内試験による盛土材の応力～ひずみ曲線を関連させて高盛土の安定性評価を試みた結果についても報告する。

*Key Words : high embankment, slope stability, field observation, coarse-grained soil, triaxial compression test, Masa-soil(weathered granite soil), land development*

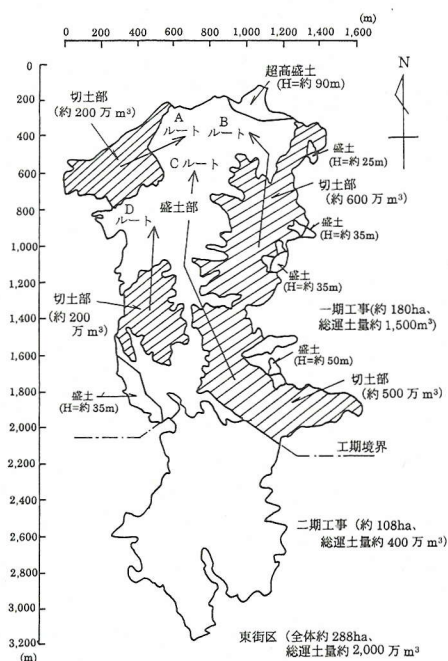
## 1. はじめに

山岳地における造成工事では、その計画地内で切・盛土バランスを図りながら、山を切土して発生する岩塊や土砂により谷部を盛土してゆく。そして花崗岩地帯ではその母岩の風化程度や掘削方法により、粗粒の岩砕から細粒の土砂化したものまでの広範囲の粒径をもつまさ土が盛土材になる。本論文はこのような花崗岩地帯における大規模な用地造成工事で施工した斜面直高約  $H=90\text{m}$  の超高盛土を対象としている。このような大規模な土工事では、大量の土砂を規定の工期までに安全かつ確実に切・盛土するために、大型施工機械を効率よく運用するための土工計画が重要となってくる。また超高盛土を含む盛土地盤を大量・急速施工により造成するには盛土材の品質の確認や施工中の超高盛土部の安定性の確保が必要である。そこでここでは盛土材として使用したまさ土の締固め・圧縮沈下特性や強度・変形特性を確認するために実施した大型圧縮沈下試験や超大型三軸圧縮試験等の結果について報告する。また超高盛土部の安定性管理

のために実施した動態観測結果や、変形計測結果と室内試験による盛土材の応力～ひずみ曲線を関連させて安定性の評価を試みた結果についても報告する。

## 2. 工事概要

本用地造成工事は、過密化が進んだ広島市街地から北西方向に 5～10km の山岳地に位置しており、ここに市の副都心の建設を目指した西風新都計画の一部を構成する西広島開発計画として行われている。この工事は、山林に覆われた急峻な谷部が複雑に入り込んだ平坦地がほとんどない標高 120～310m の山岳地(広島型花崗岩地帯)に、開発面積約 300ha(土工量約 2,000 万  $\text{m}^3$ )の住宅・工業・商業等の複合用地として、標高 210～235m の南側に雑壇状に傾斜した大小様々の区画用地を造成するものである。ここでは全体計画のうちの第 1 期工事に相当する開発面積約 180ha, 土工量約 1,500 万  $\text{m}^3$  の土工事を対象とした。この工事の特徴として以下の項目が挙げ



図一 造成計画地の切・盛土区分図

られる。(1)最大斜面高さ  $H=90\text{m}$  クラスの超高盛土や最大切土高さ約  $60\text{m}$  の長大切土斜面を含む大規模土工事である。(2)大型土工機械による大量・急速施工である(14ヶ月で土工量約  $1,500\text{万m}^3$  を運土:約  $4\sim 5\text{万m}^3/\text{日}\Rightarrow$ 約  $80\sim 100$  (最盛期  $130$ )  $\text{万m}^3/\text{月}$ )。(3)粗粒から細粒までの広範囲の粒径のまさ土(最大粒径は人頭大以下  $D_{\text{max}}\leq 300\text{mm}$ )による造成である。

図一に本造成工事の概略的な切・盛土区分図を示すが、この切・盛土量は後述するように最終的にはほぼ土量変化率  $C=1.08$  でバランスした。盛土材は切土により発生するまさ土であり、その岩級構成は、切土掘削方法(風化程度)により分類すると硬岩  $37\%$ (約  $550\text{万m}^3$ )、軟岩  $13\%$ (約  $200\text{万m}^3$ )、土砂  $50\%$ (約  $700\text{万m}^3$ )の3種類である。ここでは、これらを主に発破やリッパ掘削した硬岩～軟岩を起源とする粗粒まさ土と、主にリッパやバックホウ掘削した軟岩～土砂を起源とする細粒まさ土に分類し、ゾーニングをせずにランダムに盛土した。これは用地区画内でゾーニングによる盛土材の締固め特性に起因した沈下特性の相違が生じるのを避けて、均一な地盤を造成するのが主な理由である。その他の理由として、多数の切土箇所から発生する盛土材を限定された場所に運搬しなければならないゾーニングは、岩級により切土箇所やその発生量が異なるため運土経路が複雑になるなど、経済性が何よりも重要な民間造成工事や、大量・急速施工にはなじまないからである。



写真一 造成完了時の超高盛土部の全景

なお、花崗岩地帯での大規模な造成工事では、まさ土は十分な締固めにより造成すれば支持力を持った良好な盛土地盤を形成できるものの雨水や地下水により浸水沈下や強度低下が懸念される盛土材であるため、降雨の浸透や周辺地盤から浸透してくる地下水の排水対策が重要である。ここでは周辺地盤からの地下水を盛土内に浸透させないように、谷筋の各所には碎石で巻き立てた有孔パイプを枝状に這わせた盲排水工とや、また湧水箇所にはこれをすみやかに排水するためのフィルター層や地下排水工を設置した。また、施工中の排水対策としては各所に縦排水工を設けるとともに、工事面積が広いので大雨による表流水が一気に場外に流れ出ないように仮設調整池を数箇所に設けた。

### 3. 超高盛土部の概要とその安定解析

#### (1) 超高盛土部の概要

ここで対象とした超高盛土は、図一に示すように、計画地内の最北部に位置しており、最大斜面高さ  $H=89.6\text{m}$ 、法肩位置での土被り約  $70\text{m}$  の大規模なもので、その原地形の谷筋に沿った縦断面図を図二に、平面図を図三にそれぞれ示す。また写真一には完成後の超高盛土の法面状況を示す。この盛土は、法面を平面的なアーチ形状になるように周辺の比較的狭隘な谷部に摺り付けて盛立てたもので、斜面勾配は  $1:1.732$ (角度  $30^\circ$ )で  $5\text{m}$  高さ毎に幅の異なる小段を合計  $18$  段設けている。これら

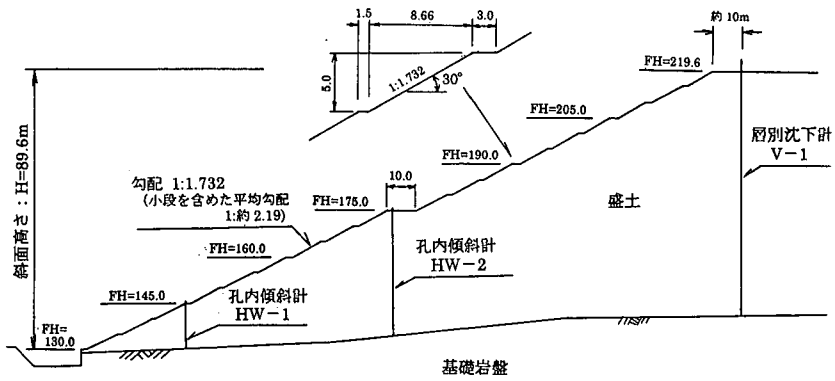


図-2 超高盛土部の谷筋に沿った断面図

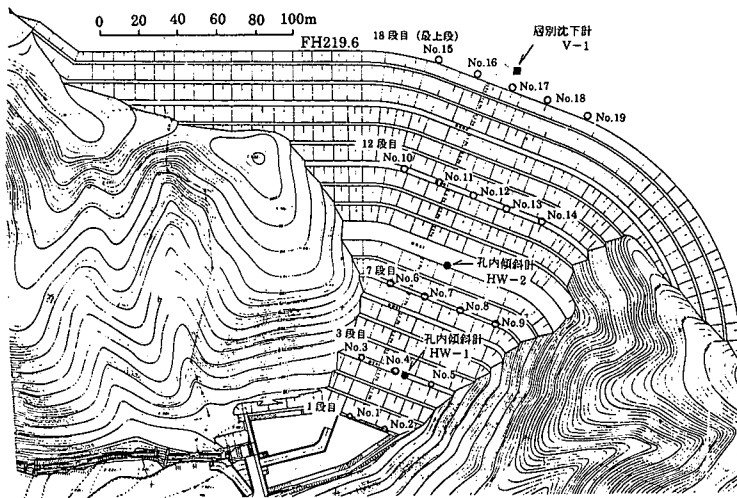


図-3 超高盛土部の平面図 (動態観測における測定位置も示す)

表-1 国内におけるロックフィルダムを除く主な高盛土

| 名称            | 用途          | 造成面積                     | 最大盛土直高<br>平均盛土勾配    | 土工量  | 主な盛土材                | 参考文献                |
|---------------|-------------|--------------------------|---------------------|--|----------------------|---------------------|
| 新秋田空港         | 空港          | 約 169ha                  | 約 60m<br>1:2.0      | 切・盛土<br>合計 2,700 万 m <sup>3</sup>                      | シルト岩・粘性土             | 1)                  |
| 釧路空港          | 空港          | 約 100ha                  | 約 65m<br>1:1.8~2.5  | 200 万 m <sup>3</sup>                                   | 砂質土と礫質土<br>の混合材(1:4) | 2),3)               |
| 湯の山<br>ニュータウン | 宅地          | 45.6ha                   | 約 55m<br>1:約 2.0    | 切土 284 万 m <sup>3</sup><br>盛土 298 万 m <sup>3</sup>     | まさ土                  | 4)                  |
| 新青森空港         | 空港          | 約 230ha                  | 約 40m<br>1:3.0      | 切土 870 万 m <sup>3</sup><br>盛土 690 万 m <sup>3</sup>     | 火山灰土<br>(ローム・シラス)    | 5),6)               |
| 新岡山空港         | 空港          | 141ha                    | 約 60~80m<br>1:2.0   | 切・盛土<br>合計 2,500 万 m <sup>3</sup>                      | 礫質土<br>(まさ土・砂岩類)     | 7),8)               |
| 新高松空港         | 空港          | 174ha                    | 40~50m<br>1:1.8~2.0 | 切・盛土<br>合計 1,760 万 m <sup>3</sup>                      | まさ土<br>(砂・礫状)        | 9),10)              |
| 福島空港          | 空港          | 128ha                    | 約 70m<br>1:2.50     | 切土 1,100 万 m <sup>3</sup><br>盛土 1,050 万 m <sup>3</sup> | 火山灰土<br>(ローム・シラス)    | 11)                 |
| 新広島空港         | 空港          | 167ha                    | 約 100m<br>1:2.0     | 切土 1,490 万 m <sup>3</sup><br>盛土 1,550 万 m <sup>3</sup> | まさ土                  | 12),13),<br>14),15) |
| 南紀空港          | 空港          | 109ha                    | 約 75m               | 切土 820 万 m <sup>3</sup><br>盛土 800 万 m <sup>3</sup>     | 砂岩・泥岩                | 16)                 |
| 西広島開発         | 宅地・<br>産業用地 | 300ha<br>(1期のみ<br>180ha) | 約 90m<br>平均 1:2.19  | 切土 1,500 万 m <sup>3</sup><br>盛土 1,620 万 m <sup>3</sup> | まさ土<br>(岩塊・礫・砂状)     |                     |

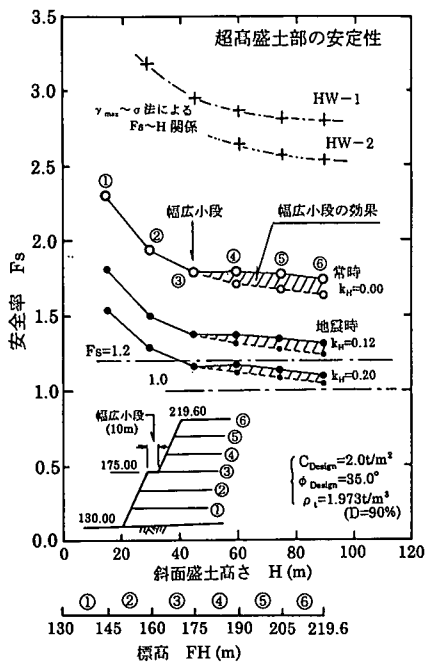


図-4 超高盛土部の安定解析結果

の小段の幅は1.5mを標準としているが、3段階毎に3m幅とし、かつ高盛土であることを考慮して9段階のみ10mの幅広の小段とした（小段を含めた平均斜面勾配は1：約2.19）。法面は局部的な表層すべり防止のために法尻から盛土高さの1/3に相当する6段階目の小段までに法枠工を、また法面の全表面には、盛土材が降雨等の水による侵食に弱いまさ土であるので、侵食防止用ネットの布設と種子吹付けを行った。

国内におけるロックフィルダムを除く主な高盛土の事例を表-1に示すが、これまで建設された高盛土のほとんどは山岳部における空港建設のためのものであること、またここで扱った高盛土の規模は民間工事ながら斜面直高や用地面積、土工量からみて国内最大級であることがわかる。このような民間工事における超高盛土の造成では施工性及び経済性を両立させるための効率的な大量・急速土工の実現が求められ、盛土材の品質や盛土の締固め度の確認、造成中の高盛土の挙動観測やその安定性の確保が特に重要となってくる。

## (2) 超高盛土の安定解析

図-4には超高盛土部の各盛立て段階毎（便宜的6段階に分けた）における安定解析結果を示している。計算に用いた盛土材の密度 $\rho_s$ は後述する締固め試験結果から規定した自然含水比状態で締固め度 $D_c=90\%$ に相当する値とし（ $\rho_s=1.973\text{t/m}^3$ ）、また強度パラメータは、花崗岩

地帯におけるまさ土による高盛土の造成に採用された数値等<sup>10)</sup>を参考にして、やや安全側の余裕をみた[ $c_{\text{Design}}=0.2\text{kgf/cm}^2(0.020\text{MPa})$ ,  $\phi_{\text{Design}}=35.0^\circ$ ]を設定した（正確な盛土材の強度特性は後述するように盛土が本格的に開始されてから超大型三軸圧縮試験等により確認した）。

安定解析は円弧すべり面法（フェレニウス法）により6段階に分けて行い、各段階における盛土斜面高さHに対する安全率 $F_s$ を求めた。この時の地下水位は、盛土内に浸透しないように盲排水工や地下排水工による水位低下対策を施しているため、基礎面位置とした。図中には、後述する盛土斜面部に設けた孔内傾斜計HW-1とHW-2（図-2参照）による計測結果と超大型三軸圧縮試験結果から評価した斜面の安定性評価結果を+印で示してある。この図から安全率は斜面盛立て高さHの増加に伴って急激に減少してゆくが、ある程度の盛土高さ以上になるとその減少の割合は低下することがわかる。特に、この盛土では法面中途の9段階目に幅10mの幅広小段も設けているが、これが斜面の平均勾配を緩くして斜面盛土高さの増加に対する安定性の確保に効果的であることがわかる。つまり図中で④段階目以降を幅広小段がない場合における安全率～盛土高さ関係を小さい○印（常時）、●印（地震時：水平震度係数 $k_H=0.12\sim 0.20$ ）と点線で示すが、幅広小段がある場合には次段階の盛立て（③⇒④）での安全率はその前の③段階目とほぼ同じで、④段階目の盛立てによる安全率の低下はないことがわかる（斜線部がこの幅広小段の効果である）。これは③段階目まで盛土した時のすべり面とさらにその上に④段階目を盛土した時のすべり面は、④段階目までの盛土の法尻まで伸びずほとんど同じ位置に発生するためである。

このような幅広の小段が盛立てに伴う深いすべりの発生を防止できる効果があり、③段階以降の安全率の斜面高さHの増加に対してわずかであることから、斜面直高 $H=90\text{m}$ の盛土であっても $H=40\text{m}$ 程度の盛土と同等の安全率を確保するのに役立つことがわかる。またこの他の効果として同一勾配であるよりも長大法面から受ける壁のような圧迫感を和らげることが期待できる。最終盛土段階での安全率は常時 $F_s \geq 1.75$ 、地震時 $F_s \geq 1.30\sim 1.10$ （ $k_H=0.12\sim 0.20$ ）が確保されていることがわかる（この地域における設計水平震度は $k_H=0.12$ である）。

## 4. まさ土の盛土材としての特性

### (1) 盛土材の粒度特性

本工事で盛土材として使用したまさ土の粒度特性として、粗粒まさ土と細粒まさ土の代表的な粒度曲線をそれぞれ図-5に示すが、これらはどちらも粒度分布のよい材料である。粗粒まさ土は、主に発破により掘削した風

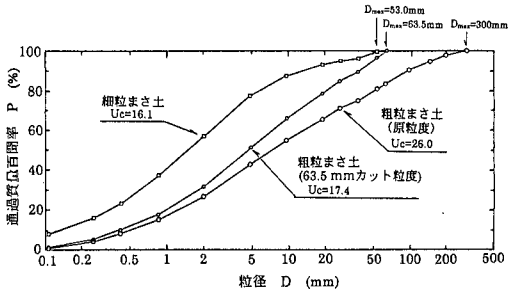


図-5 盛土材であるまさ土の粒度特性

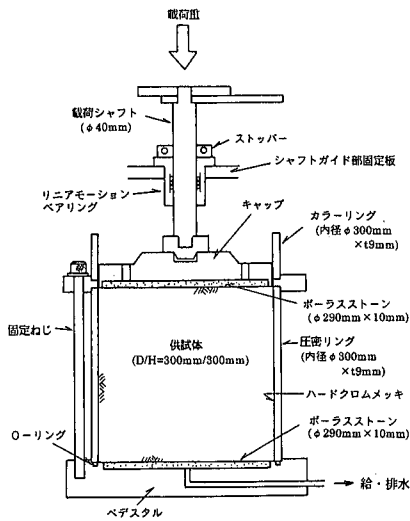


図-6 大型圧密試験機(D/H=300mm/300mm)

化程度の低い硬岩やリッピング掘削により発生した軟岩を起源とする最大粒径が  $D_{max}=300\text{mm}$ (人頭大程度), 均等係数が  $U_c=26$  前後の良質盛土材であり, これは主に一般用地盛土部や超高盛土部の造成に使用した。また細粒まさ土は, 主に地表に近い強風化部から切土されたもので, 掘削から盛土までの一連の盛立て作業中に土砂化してしまうかあるいはもともと土砂化していたものであり,  $D_{max}=53\text{mm}$  程度,  $U_c=16$  前後である。これは盛土地盤表層部の仕上げ材(層厚 50cm)やカルバート等の地下埋設物の埋戻し材あるいは擁壁等の構造物周辺の裏込め材として使用した。

実際に盛土した材料の粒度は原位置の風化度や掘削の方法(発破, リッピングなど), 複数の切土箇所から持ち込まれた硬岩, 軟岩, 土砂からなる粗粒~細粒材の混在盛土材を撤出し・整地した時の条件などで多少異なるが, 概略これらの粗・細粒まさ土の粒度・粒径範囲にあるものと考えられる。そこでここでは後述するように各岩級からなるまさ土により高盛土を造成した場合を想定

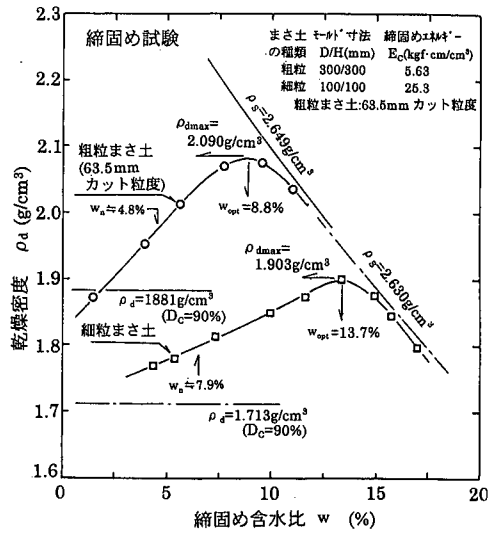


図-7 盛土材であるまさ土の締固め曲線

して, 原粒度のままの粗粒から細粒までのまさ土の三軸圧縮試験を実施し, 広範囲の粒径をもつまさ土が設計時に設定した強度パラメータを満足することを確認することにした。

## (2) 盛土材の締固め特性

盛土材の締固め試験は, 後述する圧縮沈下試験と供試体作製法を共通にするために, 2種類の圧密試験機を用いて行った。粗粒まさ土は図-6に示す大型圧密試験機(供試体寸法: D/H=300mm/300mm)により, また細粒まさ土は供試体寸法 D/H=100mm/100mm の小型圧密試験機(基本構造は大型圧密試験機とほぼ同じ)により突固めによる土の締固め試験法: JGS T711 に準じて行った。これらの圧密リングは周面摩擦除去のために内面はハードクロムメッキをし, さらにシリコングリースを薄く塗付してある。

粗粒まさ土の供試体は 63.5mm 以上をカットした材料を D 法などと同じ締固めエネルギー  $E_c=25.3\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$  ( $2480\text{kJ}/\text{m}^3$ ) になるように 4.5kg ランマー(落下高さ H=45cm)で突き固めて作製した。また細粒まさ土の供試体は, A法と同じ締固めエネルギー  $E_c=5.63\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$  ( $550\text{kJ}/\text{m}^3$ ) になるように 2.5kg ランマー(落下高さ H=30cm)で突き固めて作製した。ここで細粒まさ土で締固めエネルギーを小さくしたのは, 細粒まさ土を単独で使用した箇所は構造物周辺の埋戻し等の転圧しにくい部分に限定されているためである。試験から得られた締固め曲線を図-7に示すが, 粒径により最適含水比  $w_{opt}$  と最大乾燥密度  $\rho_{dmax}$  が異なり, 粗粒の方が  $w_{opt}$  は低く,  $\rho_{dmax}$  は大きい, どちらも自然含水比  $w_n$  が  $w_{opt}$  よりも

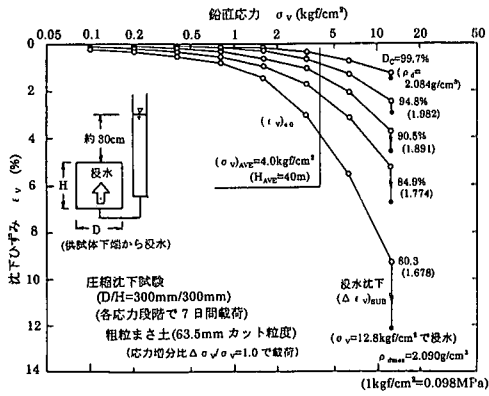


図-8 (a) 盛土材の圧縮沈下曲線

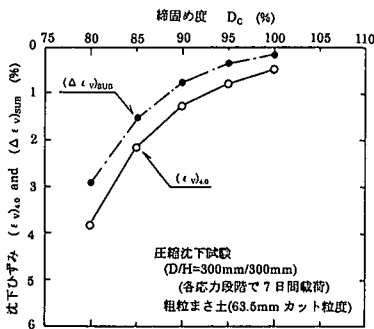


図-8 (b) 盛土材の締固め度と沈下ひずみの関係

低く乾燥側にあるので十分な締固めが必要とされることがわかる。

### (3) 盛土材の圧縮沈下特性

#### a) 目標締固め度の設定

盛立て時の目標締固め度を設定するために、粗粒まき土の締固め度と圧縮沈下特性の関係を大型圧密試験機を用いた圧縮沈下試験により調べた。供試体は大型圧密リング内で自然含水比状態にある粗粒まき土を締固め度： $D_c = (\rho_d / \rho_{dmax}) \times 100(\%)$ を変えて突き固めて作製した。これらの試験は応力増加比  $\Delta \sigma_v / \sigma_v = 1.0$  で  $\sigma_v = 0.1 \rightarrow 0.2 \rightarrow \dots \rightarrow 12.8 \text{ kgf/cm}^2 (\times 0.098 \text{ MPa})$ まで各鉛直応力段階で24時間載荷した時、最終段階で供試体下端面から浸水させたものである(浸水させた時の送水側の水面位置は供試体上端面より約30cm上とした)。

図-8 (a)には粗粒まき土の沈下ひずみ～圧縮応力の関係 ( $\epsilon_v \sim \log \sigma_v$ )を示す。そしてこのことから、計画地内盛土部の平均層厚  $H_{AVE} = 40\text{m}$ における平均土被り圧  $(\sigma_v)_{AVE} = (1/2) \cdot \rho_t \cdot g \cdot H_{AVE} = 4.0 \text{ kgf/cm}^2 (0.392 \text{ MPa})$ に相当するひずみ  $(\epsilon_v)_{A0}$ と、最終圧密応力レベル  $\sigma_v = 12.8$

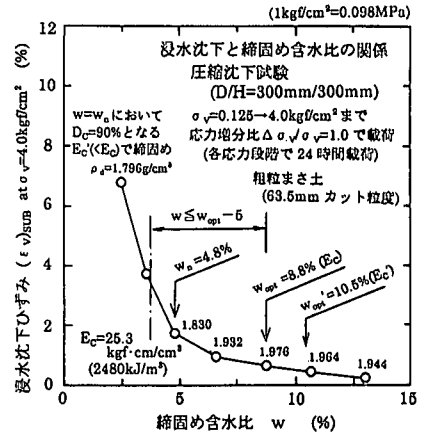


図-9 盛土材の浸水沈下と締固め含水比の関係

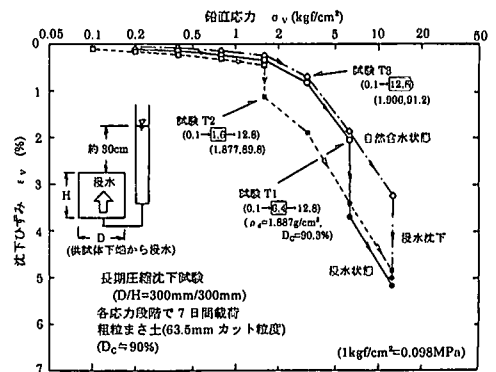


図-10 盛土材の浸水時の鉛直応力を変えた圧縮沈下試験

$\text{kgf/cm}^2 (1.254 \text{ MPa})$ まで圧縮した後に、さらに浸水させたときの沈下ひずみ  $(\Delta \epsilon_v)_{SUB}$ をそれぞれ読み取って締固め度  $D_c$ に対してプロットしたのが図-8 (b)である。これらの図から締固め度が低い方が圧縮沈下や浸水沈下も大きい傾向にあること、また締固め度を増加させ、特に  $D_c=90\%$ 以上になると急激に沈下が小さくなること、つまりこの締固め度までは効果的な締固めが可能なことがわかる。そこで、ここではむやみに締固め度を高くした転写が経済的にもなまないで、通常の造成工事あるいは空港造成盛土<sup>17)</sup>で適用される締固め度  $D_c \geq 90\%$ を締固め管理基準値とした。

次に浸水沈下に及ぼす締固め時の含水比  $w$ の影響を調べるために、粗粒まき土の締固め時の含水比を変えて、 $w=w_n$ において  $D_c=90\%$ になる締固めエネルギー  $E_c (< E_0)$ で突き固めて作製した供試体を、盛土部の平均層厚に相当する平均土被り圧  $(\sigma_v)_{AVE}$ まで応力増加比  $\Delta \sigma_v / \sigma_v = 1.0$ で鉛直応力を  $\sigma_v = 0.125 \rightarrow 0.25 \rightarrow \dots \rightarrow 4.0 \text{ kgf/cm}^2 (\times 0.098 \text{ MPa})$ まで段階的に載荷してから(各応力段階で24時間載

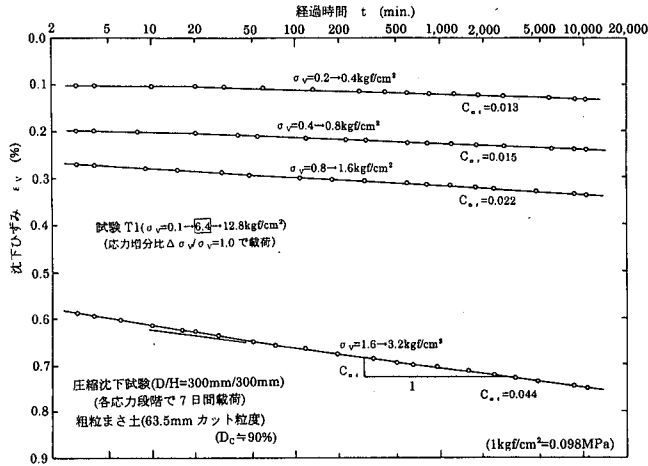


図-11 (a) 試験T1における  $\epsilon_v \sim \log t$  関係

$\sigma_v = 0.2 \rightarrow \dots \rightarrow 3.2 \text{ kgf/cm}^2 (0.020 \rightarrow 0.314 \text{ MPa})$

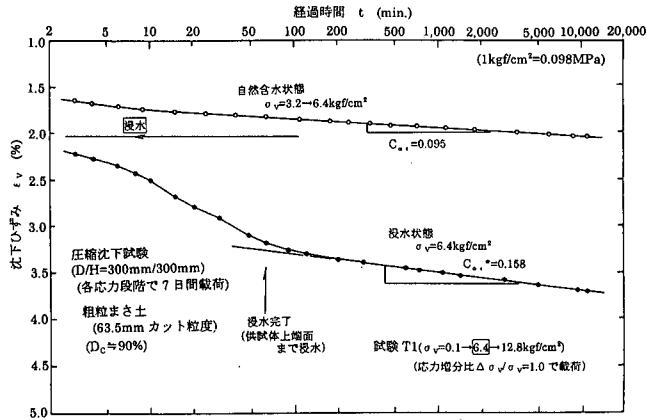


図-11 (b) 試験T1における  $\epsilon_v \sim \log t$  関係

$\sigma_v = 3.2 \rightarrow 6.4 \text{ kgf/cm}^2 (0.314 \rightarrow 0.627 \text{ MPa}) \rightarrow$  浸水

荷, 浸水させた時の沈下ひずみ ( $\epsilon_v$ )<sub>SUB</sub> を求めた. この試験から得られた浸水沈下ひずみ ( $\epsilon_v$ )<sub>SUB</sub> ~ 含水比  $w$  関係を図-9に示すが, この図から浸水沈下は最適含水比  $w_{opt}$  よりも乾燥側では非常に大きいことがわかる. これは土粒子接点における摩擦抵抗が浸水により低下し構造崩壊を起こして沈下するためと思われる. これに対して  $w_{opt}$  よりも湿潤側では, もともと土粒子間の隙間に水の間隙に水が部分的に入っているため, 鉛直応力増加により土中内の水の排出による圧縮沈下 (透水性が低い場合には圧密沈下) はあったとしても, このような構造崩壊による沈下は少ない. 本事例では自然含水比  $w_n$  が最適含水比  $w_{opt}$  の乾燥側にあるので, 構造崩壊による沈下をさけるため, 含水比の管理基準として締固め時の含水比が最適含水比よりも5%低くなった場合 ( $w \leq w_{opt} - 5$ ) には盛立

て面に散水して含水調整を行うこととした.

### b) 長期的な残留沈下特性

盛土がまさ土のような良質な盛土材により造成される場合には, 基盤が岩盤であれば盛立てに伴う土被り圧の増加による沈下は施工中に生じてしまい造成後の沈下はわずかで問題にされない. しかし本事例のように山岳地における大規模な盛土造成では降雨の浸透や周辺地山からの湧水の浸入等による浸水沈下や, 時間の対数に比例して進行する二次圧密沈下に似たクリープ沈下が問題となる. そこでここでは, このような長期にわたるクリープ的な沈下特性を把握するために実施した長期圧縮沈下試験の結果を示す. まず図-10には浸水時の鉛直応力レベルを変えて実施した3種類の圧縮沈下試験 (試験T1~T3) から得られた  $\epsilon_v \sim \log \sigma_v$  関係を示す. これらの



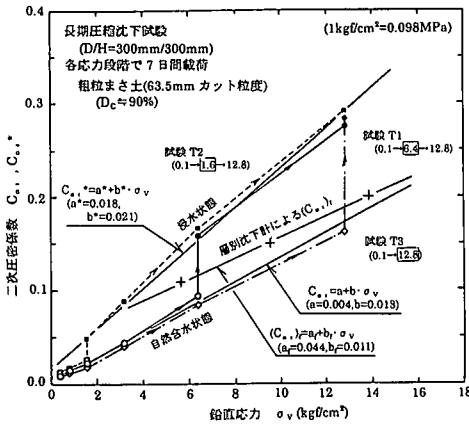


図-1 2 二次圧密係数  $C_{a_i}$  と鉛直応力  $\sigma_v$  の関係

試験は鉛直応力  $\sigma_v$  を応力増加比  $\Delta \sigma_v / \sigma_v = 1.0$  で  $\sigma_v = 0.1 \rightarrow 0.2 \rightarrow \dots \rightarrow 12.8 \text{ kgf/cm}^2 (\times 0.098 \text{ MPa})$  まで段階的に増加させたものであるが (各載荷段階で 7 日間載荷), 試験 T1 では  $\sigma_v = 6.4 \text{ kgf/cm}^2 (0.627 \text{ MPa})$  において, 試験 T2 では  $\sigma_v = 1.6 \text{ kgf/cm}^2 (0.157 \text{ MPa})$  において, そして試験 T3 では  $\sigma_v = 12.8 \text{ kgf/cm}^2 (1.254 \text{ MPa})$  においてそれぞれ供試体下端面から浸水させて一週間放置してから, さらに  $\sigma_v = 12.8 \text{ kgf/cm}^2 (1.254 \text{ MPa})$  まで段階的に増加させたものである。この図から, 浸水による沈下は, 浸水時の応力レベルが高い方が大きくなるが, 浸水後の沈下は浸水する時の応力レベルの高低にかかわらずほぼ同じ  $\varepsilon_v \sim \log \sigma_v$  曲線に沿って進行することがわかる。

次に図-1 1 (a) には試験 T1 から得られた  $\sigma_v = 0.2 \sim 3.2 \text{ kgf/cm}^2 (\times 0.098 \text{ MPa})$  まで段階的に増加させた時の各応力段階における沈下ひずみ～載荷時間関係 ( $\varepsilon_v \sim \log t$ ) を示す。この図から, 沈下は載荷直後に瞬時に大部分が終了してしまうが, その後の時間経過に伴う沈下はわずかであるが時間の対数にほぼ比例して進行することがわかる。この時の直線の傾きである長期的な沈下速度  $C_{a_i}$  (いわゆる二次圧密係数)

$$C_{a_i} = -\Delta \varepsilon_v / \Delta (\log t) \quad (1)$$

を図中に示してあるが, これは応力レベルが高いほど大きいことがわかる。次に図-1 1 (b) には同じ試験 T1 において  $\sigma_v = 3.2 \rightarrow 6.4 \text{ kgf/cm}^2 (\times 0.098 \text{ MPa})$  で載荷した後, その鉛直応力のまま供試体下端面から浸水させた時の沈下曲線を示す。この図から, 沈下は浸水中に急増すること, かつ長期的な沈下速度も大きくなることがわかる。図-1 2 にはこれらの圧縮沈下試験から読み取った長期的な沈下速度  $C_{a_i}$  を鉛直応力  $\sigma_v$  に対してプロットしてある。なお, 図中の+印は, 後述する層別沈下計(V

-1)により実測した沈下速度( $C_{a_i}$ )<sub>T</sub>を示す。これより, 沈下速度  $C_{a_i}$  と鉛直応力の関係はほぼ以下の直線式で表現できることがわかる。

$$\text{自然含水状態: } C_{a_i} = a + b \cdot \sigma_v \quad (2-1)$$

$$\text{浸水状態: } C_{a_i}^* = a^* + b^* \cdot \sigma_v \quad (2-2)$$

ただし, この  $C_{a_i} \sim \sigma_v$  関係が常に直線関係にある訳ではなく, 岩種や, その風化程度, スレーキング性の有無等により異なるものと思われる。上式から平均盛土厚  $H_{AVE}$  に相当する土被り圧 ( $\sigma_v$ )<sub>AVE</sub> =  $4.0 \text{ kgf/cm}^2 (0.392 \text{ MPa})$  における値を求めると, 自然含水比状態と浸水状態でそれぞれ  $C_{a_i} = 0.056$ ,  $C_{a_i}^* = 0.102$  となり, ここで使用したまさ土ではほぼ浸水状態では自然含水状態の約 2 倍の沈下速度になることがわかる。

## 5. 盛土材の強度特性

超高盛土部の造成に実際に使用した盛土材が設計時に設定した強度パラメータ ( $c_{Design}$ ,  $\phi_{Design}$ ) を満足していることを確認するために, 粗粒から細粒までのまさ土の超大型あるいは大型三軸圧縮試験等を実施した。ここで使用したまさ土のような粗粒土の力学的特性は, 粒子径が大きいことや粒子破碎等により多様に変化するため, 原粒度状態かあるいはそれに近い粒度状態で試験を実施して直接調べることが望ましい。そこでここでは, 供試体の直径/高さが  $D/H = 1,200 \text{ mm} / 2,400 \text{ mm}$  で, 最大粒径は  $D_{max} = 300 \text{ mm}$  程度までの粗粒材でも原粒度のままですべて試験可能な超大型三軸圧縮試験 (試験装置や試験方法の詳細については参考文献 18), 19) を参照) を実施した。供試体は, 原粒度のままの粗粒まさ土を自然含水状態で転圧パイププレートにより目標締固め度  $D_c = 90\%$  になるように締め固めて作製し, 拘束圧レベル  $\sigma_3 = 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 \text{ kgf/cm}^2 (\times 0.098 \text{ MPa})$  までそれぞれ等方圧密後, すべて排気状態でせん断を行った (せん断速度  $0.3\%/min$ )。この試験における拘束圧レベル  $\sigma_3 = 2.0 \text{ kgf/cm}^2 (0.196 \text{ MPa})$  の供試体の試験後の状況を写真-2 に示す。

図-1 3 (a) ~ (b) に, これらの拘束圧レベルを変えた試験から得られた応力～ひずみ関係と, 最大偏差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ )<sub>max</sub> による Mohr の応力円から求めた強度パラメータ ( $c_\phi$ ,  $\phi_d$ ) をそれぞれ示す。この値は設計数値 [ $c_{Design} = 0.2 \text{ kgf/cm}^2 (0.020 \text{ MPa})$ ,  $\phi_{Design} = 35.0^\circ$ ] を満足している。なお, 粗粒まさ土 (原粒度) は比較的大きな粘着力を示しているが, このような粗粒土が示す大きな粘着力は大・小各粒子相互のかみ合わせによる強度成分や, 不飽和状態における見掛けの粘着力成分によるものと考えられている。この他の要因として粗粒材に特有な





写真-2 拘束圧  $\sigma_3=2.0\text{kgf/cm}^2$  (0.196MPa)における  
超大型三軸圧縮試験後の供試体の状況

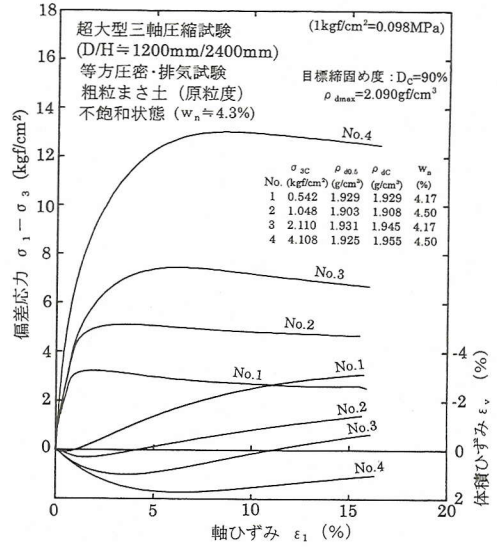


図-13 (a) 盛土材の超大型三軸圧縮試験 (不飽和状態,  
 $\sigma_3=0.5\sim 4.0\text{kgf/cm}^2$  (0.049~0.392MPa))

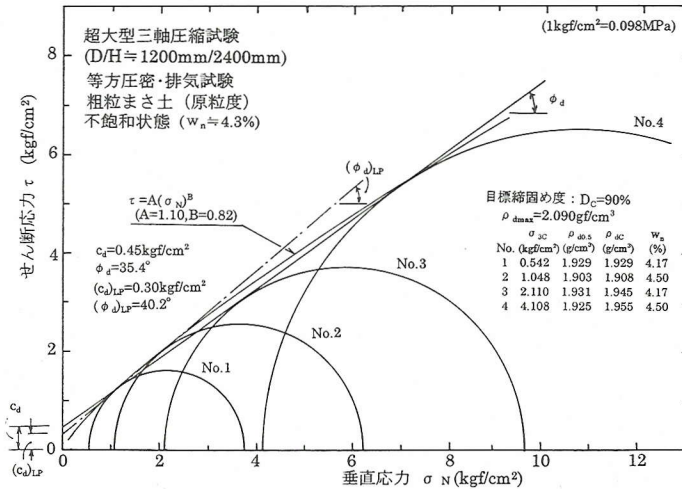


図-13 (b) 盛土材の超大型三軸圧縮試験による強度パラメータ ( $c_d, \phi_d$ )

砂質土や粘性土よりも強い強度の拘束圧依存性<sup>19)</sup>、つまり拘束圧の増加に対して強度が比例的に増加しない(破壊包絡線が上に凸な形状をしている)ことが考えられる。このような粗粒土における強度の拘束圧依存性は主にせん断変形時の粒子破碎に起因していると考えられている。つまり砂のように粒子破碎がない場合には拘束圧が高い状態でせん断変形を受けるとそれに比例して粒子間摩擦が増加するが、粗粒土では高い拘束圧状態でのせん断変形において粒子破碎にせん断エネルギーが消費されるた

め粒子間に拘束圧に比例した摩擦力が発揮されないためと考えられている。このため、粗粒土の試験では拘束圧領域を適切に選択しないと、Mohrの応力円を直線近似して求めた強度パラメータは粘着力を過大に、内部摩擦角を過小に評価しやすい。これを避けるために破壊包絡線の非線形性を表現する方法として、粘着力を無視( $c=0$ )した Charles, J. A. and Watts, K. S.(1980)<sup>20)</sup>による指数関数式:  $\tau = A(\sigma_N)^B$  による近似法がある。ここで、 $\tau$ と $\sigma_N$ は破壊面上のせん断応力と垂直応力、AとBは係数

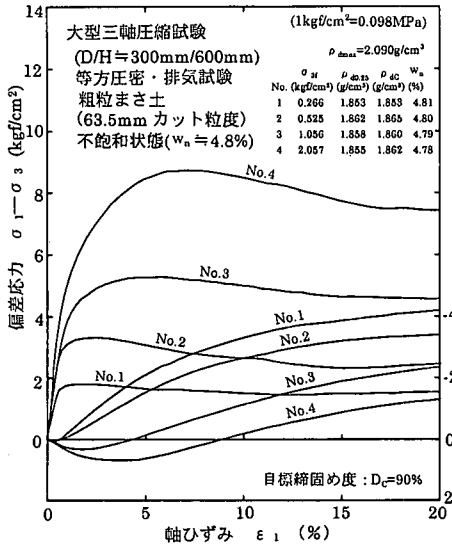


図-14 (a) 盛土材の大型三軸圧縮試験 (不飽和状態)

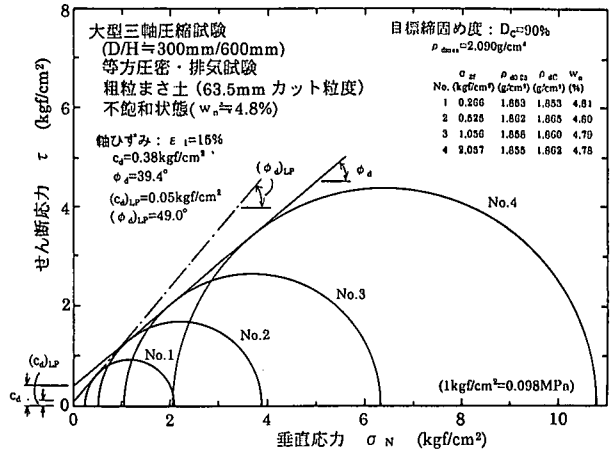


図-14 (b) 盛土材の大型三軸圧縮試験による強度パラメータ (不飽和状態)

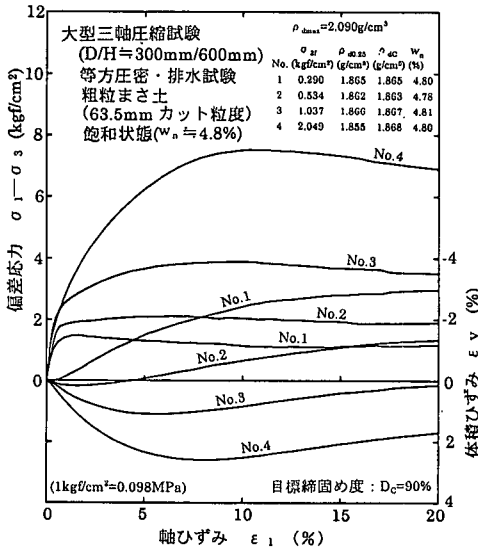


図-15 (a) 盛土材の大型三軸圧縮試験 (飽和状態)

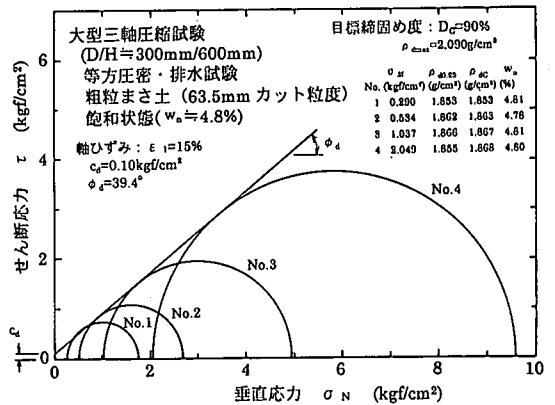


図-15 (b) 盛土材の大型三軸圧縮試験による強度パラメータ (飽和状態)

表-2 盛土材であるまさ土の強度パラメータ

| 試験の種類<br>供試体寸法<br>D/H(mm) | 試料の種類<br>(粒 度)               | 試料の状態                             | 強度パラメータ (c, φ)                           |                          |  |  |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|--|--------------------------|--|--|
|                           |                              |                                   | c <sub>n</sub><br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | φ <sub>n</sub><br>(deg.) | (c <sub>n</sub> ) <sub>L</sub><br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | (φ <sub>n</sub> ) <sub>L</sub><br>(deg.) |
| 超大型三軸<br>1,200/2,400      | 粗粒まさ土<br>(原粒度)               | 自然含水状態<br>(w <sub>n</sub> ≒4.8%)  | 0.45                                     | 35.4                     | 0.30   | 40.2                                     |
|                           |                              | 浸水状態<br>(飽 和)                     | 0.10                                     | 39.4                     | 0.10   | 39.4                                     |
| 大 型 三 軸<br>300/600        | 粗粒まさ土<br>(63.5mm以上<br>カット粒度) | 自然含水状態<br>(w <sub>n</sub> ≒4.8%)  | 0.38                                     | 39.4                     | 0.05   | 49.0                                     |
|                           |                              | 浸水状態<br>(飽 和)                     | 0.10                                     | 39.4                     | 0.10   | 39.4                                     |
| 中 型 三 軸<br>200/400        | 粗粒まさ土                        | 自然含水状態<br>(w <sub>n</sub> ≒13.7%) | 0.20                                     | 36.3                     | 0.12   | 39.0                                     |
| 大型一面<br>せん断<br>384/200    | 粗粒まさ土<br>(63.5mm以上<br>カット粒度) | 自然含水状態<br>(w <sub>n</sub> ≒4.8%)  | 0.33                                     | 44.1                     | —  | —  |

(1kgf/cm<sup>2</sup>=0.098MPa)

である。三軸圧縮試験結果を布施ら(1992)<sup>19</sup>の方法により指数関数式で近似した結果を図-13 (b) に示す。この指数関数式による破壊基準を用いて高盛土の安定解析を行うと、(Fs)<sub>AB</sub>=1.89 となり、c<sub>n</sub> と φ<sub>n</sub> による (Fs)<sub>C-O</sub>=1.97 に対してやや小さい値を与えるが、すべり面位置が深いため粘着力の影響が小さいことがわかる。一般に粗粒土では、粒径の大きい岩塊や礫が多く礫粒子が互いに接して形成する骨格構造や粒子のかみ合わせによる強度成分もあるので、全く粘着力を無視するのも問題がある。そこで図-13 (b) には、斜面の表層破壊に対する安

表-3 岩級・運土ルートによる施工機械の組合せ編成

| 岩級構成                               | 運土距離<br>(運土ルート)     | 掘削                           | 集積             | 積込み               | 運搬  | 撤出し<br>敷均し       | 締固め       |
|------------------------------------|---------------------|------------------------------|----------------|-------------------|---|------------------|-----------|
| 土砂<br>約750万m <sup>3</sup><br>(50%) | 800m以上<br>(Cルート)    | バックホウ (10m <sup>3</sup> を含む) |                |                   | 重ダンプ<br>(77t)                                     | ブルドーザ<br>(70t以下) | 振動<br>ローラ |
|                                    | 300~600m<br>(Bルート)  | モータースクレーパ+ブルドーザ(70t級)        |                |                   |   |                  |           |
|                                    | 300m以下<br>(A, Dルート) | キャリアスクレーパ+ブルドーザ(70t級)        |                |                   |   |                  |           |
| 軟岩<br>約200万m <sup>3</sup><br>(13%) | A~D<br>ルート          | リッパ付き<br>ブルドーザ               | バックホウ          |                   | 重ダンプ<br>A: 35t<br>B: 45t, 77t<br>C: 77t<br>D: 77t | ブルドーザ<br>(70t以下) | 振動<br>ローラ |
| 硬岩<br>約550万m <sup>3</sup><br>(37%) | A~D<br>ルート          | クローラドリル<br>+発破               | リッパ付き<br>ブルドーザ | ホイールローダ<br>+バックホウ |   |                  |           |

定性を検討する場合のように対象となる拘束圧領域が低い場合の強度パラメータとして、低拘束圧領域  $\sigma_3=0.5 \sim 1.0 \text{kgf/cm}^2$  ( $\times 0.098 \text{MPa}$ ) における強度パラメータ  $[(c_d)_{Lp}, (\phi_d)_{Lp}]$  も示してある。これを用いて、無限斜面の安定計算式

$$F_s = c / (z \cdot \rho_i \cdot g \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta) + \tan \beta / \tan \phi$$

により表層破壊の検討を行うと以下のようになる (ここで  $z$  は表層面からの深さ,  $\beta$  は斜面角度)。安全率  $F_s$  は、深さ  $z$  の関数となっているから、すべり面深さ  $z=2 \sim 3 \text{m}$  を想定すると  $F_s=2.63 \sim 3.22$  (粘着力を無視すると  $F_s=1.46$ ) となり、安定性は確保されている。深層すべり破壊は大規模なもので、その被害も甚大で絶対にあつてはならないものである。これに対して、表層破壊は局部的なものであり、その被害も限定されており、法枠工などの表層保護工で十分防止できるものと考えられる。

風化がある程度進行した地山を切土掘削して生じるまさ土は人頭大のような大粒径粒子を含まないが、このようなまさ土を盛立てる場合を想定して  $D=63.5 \text{mm}$  以上の粒径分をカットした粗粒まさ土の強度パラメータを大型三軸圧縮試験(供試体寸法:  $D/H=300 \text{mm}/600 \text{mm}$ )により調べた。図-14(a)~(b)には自然含水比状態で突固めた供試体の応力~ひずみ関係と強度パラメータをそれぞれ示す。この自然含水状態の粗粒まさ土については大型一面せん断試験(供試体寸法:  $D/H=384 \text{mm}/200 \text{mm}$ )を用いた試験も実施した。また降雨の浸透や湧水の浸入により盛土地盤が浸水して飽和度が高くなった時の強度パラメータを確認するために、図-15(a)~(b)に示すように、まさ土の飽和供試体の大型三軸圧縮試験による応力~ひずみ関係と強度パラメータを求めた。さらに、強風化状態にある地山では切土により土砂化してしまい細粒まさ土になるが、このような盛土材を盛立てた時の強度パラメータを確認するために、供試体寸法が  $D/H=200 \text{mm}/400 \text{mm}$  の中型三軸圧縮試験も実施した。

以上の各試験から得られた強度パラメータをまとめて

表-2に示す。以上から不飽和状態よりも飽和状態の方がやや強度が低下するが、これは浸水による粒子接触面で局所的な劣化が生じるため、不飽和で発揮されていた見掛けの粘着力の消失などによるためと思われる。いずれの試験結果からも設計数値 [ $c_{\text{Design}}=0.2 \text{kgf/cm}^2$  ( $0.020 \text{MPa}$ ),  $\phi_{\text{Design}}=35.0^\circ$ ] を満足していることが確認できた。

## 6. 土工計画とその実績

### (1) 土工機械の編成

土工計画は、土工量約 1,500 万  $\text{m}^3$  を 14 ヶ月で効率良く切・盛土するために、切土位置と盛土位置までの運土経路(広さや勾配も重要)やその距離、また岩級による掘削方法の相違を考慮して、掘削→集積・積込み→運搬→撤出し・敷均し→締固めまでの一連の切・盛土工過程における施工機械の組合わせを設定した。つまり運土距離は図-1の切・盛土区分図に示したように、切土箇所は大きく4箇所に分散していたが、盛土箇所が主に計画地北側の1部分に集中していたので、運土ルートは主にA~Dの4ルートを設定した。そして各ルートにおける基本的な施工機械の組合せは運土距離、岩級により表-3に示すようなものとした。運土量は最盛期に130万  $\text{m}^3$ /月を超える急速・大量施工であったため、国内最大級の施工機械、例えば77t重ダンプ、10  $\text{m}^3$ バックホウ、100t級ブルドーザ等を使用した。また運土距離が平均750m、最大1,500mであり、77t積み重ダンプを主体とした運搬機械の編成を採用した。

このような重ダンプ主体の運土を円滑かつ安全に行うために、重ダンプ走路と一般工事用車両を完全に分離した。重ダンプ走路は対面の往・復の各ダンプが楽々すれ違える幅30mを基準に整備し、一般車両走路との交差点には高さ1.8mのジャンボカラーコーンを設置し、工事関係車以外の車両が多い交差点には状況に応じて交通誘導員を配置した。また多数(常時100台以上)の施工機械が稼働していたが、これらの稼働効率の低下をさけ

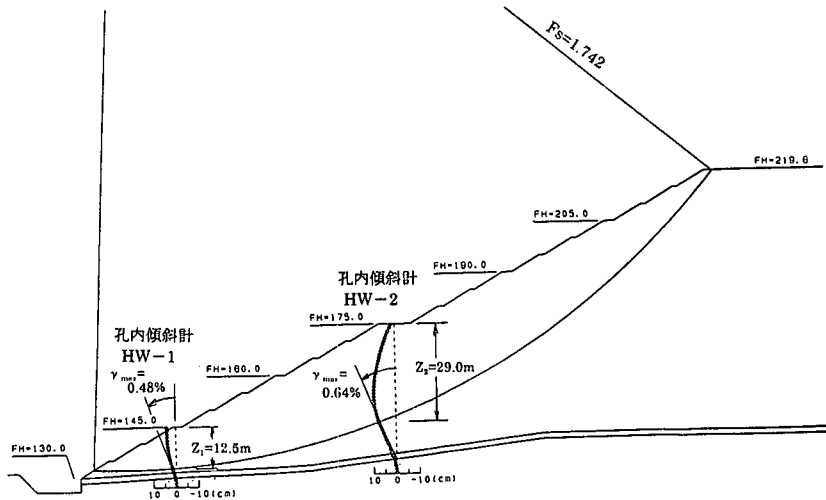


図-1 16 最終盛土高に到達時の孔内傾斜計(HW-1, HW-2)による盛土内地中変位

るために予備の施工機械の配備や施工機械専用の整備工場を場内に設ける等の体制をとった。

## (2) 盛土の造成

花崗岩質の地山を切土して生じたまき土は、粒径範囲は粗粒から細粒まで広範囲にわたり、主に発破やリッパ一掘削した硬岩～軟岩を起源とする粗粒まき土と主にリッパ一やバックホウ掘削した軟岩～土砂を起源とする細粒まき土に大分類したが、用地部や高盛土部はこれらをランダムに盛土して造成した。一般に粒度分布の良いまき土はよく締め固まり強度も大きく盛土材としては良質なものである。しかし、硬岩部から切土したものは粒径の大きい岩塊が含まれると岩塊周辺に空隙が生じ易く粒径の揃った粒度分布の悪いまき土になりやすく、盛土地盤が降雨・地下水による浸水現象による陥没や沈下が生じやすくなる。そこで盛土材には最大粒径人頭大以下 ( $D_{max} \leq 300\text{mm}$ ) という粒径規定を設け、発破やリッパ一により切土した硬岩ではさらにブレーカーによる小割りを行った。また浸水による沈下を誘発する可能性のある粗粒分だけの盛土はさげ、切土箇所毎に発生するまき土の粒度特性は異なるので、粗粒分が多いまき土や細粒分が多いものを盛土箇所にランダムに運土し、これらが可能な限り混合され粒度分布の良いまき土になるようにブルドーザにより撒出し・敷均した。

締めめ基準は試験盛土を実施して以下のように決めた。締めめは転圧力 22t 級振動ローラーを用いて撒出し厚約 35cm で仕上がり層厚 30cm を目標に、転圧回数 6 回以上として締めめ度  $D_c=90\%$  を確保することとした。また当現場では重量の大きい大型ブルドーザが多数稼働しているため、これを補助転圧機械として使用するために

試験盛土時にこの 70t 級大型ブルドーザによる転圧効果も検討した。その結果、敷均し後のブルドーザによる転圧回数を 6 回以上とすれば締めめ度  $D_c=90\%$  を確保できたので、スクレーパと 70t 級ブルドーザの組み合わせによる A ルート、B ルート及び D ルートにおける土砂は敷き均し後の転圧はブルドーザを使用した。

なお、全切・盛土量は最終的にほぼ土量変化率  $C=1.08$  でバランスしたが、土量変化率は岩級により異なり硬岩は  $C=1.12\sim 1.32$  (平均 1.19)、軟岩は  $C=0.96\sim 1.07$  (平均 1.03)、土砂は  $C=0.88\sim 0.94$  (平均 0.91) であつた。

## 7. 超高盛土部の変形挙動の計測

### (1) 超高盛土部の地中変形と安定性評価

盛土のような土構造物の安定性は、室内試験等により調べられた盛土材の強度パラメータによる安定計算により検討され、施工中には盛土の変形挙動を動態観測して安定性が管理される。しかし室内試験により求められた盛土材の強度・変形特性と、その材料を盛立てた盛土の実測変形挙動との関連性は重要な事項であるが、検討された例が少ない。そこで、超高盛土部の実測変形挙動と超大型三軸圧縮試験による盛土材の応力～ひずみ曲線に関連させて高盛土の現状の安定性の評価を試みた。

超高盛土内には盛立てに伴う地中水平変位を測定するために、図-2 に示すように、3 段目と 9 段目の小段に孔内傾斜計 (HW-1, HW-2) を設置したが、これは各小段まで盛立てた時点でボーリングにより設けた孔内に埋設したものである。また高盛土背面の盛土地盤内部の沈下性状を調べるために、高盛土の法肩から約 10m

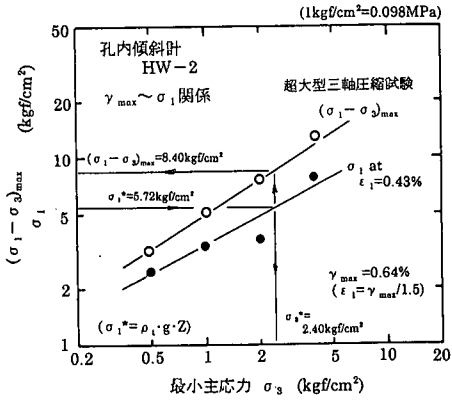


図-17 (a) HW-2における  $\gamma_{max} - \sigma$  法の適用

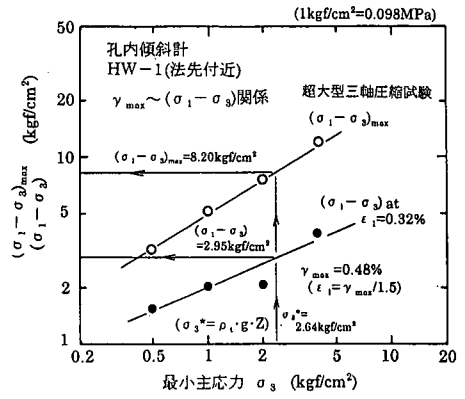


図-17 (b) HW-1における  $\gamma_{max} - \sigma$  法の適用

背面側の位置に層別沈下計(V-1)を設置した。

図-16には最終盛土高に到達時の孔内傾斜計HW-1, HW-2によりそれぞれ測定した盛土内地中変位の計測結果を示す。この図には安定解析結果による最小安全率を与えるすべり面の位置も示してあるが、このすべり面が通る位置は深さ方向のひずみ量が最も大きい部分にほぼ一致していることがわかる。地盤内ひずみは地盤中での土要素が受ける応力状態とその土要素の応力~ひずみ特性に依存しているので、地中変位計測結果と三軸圧縮試験による盛土材の応力~ひずみ曲線(図-13(a))を関連させれば盛土斜面の安定性の評価が可能と思われる。本来、ここで対象にしているような盛土内の土の要素が受ける応力状態は、三軸圧縮試験のような軸対象状態ではなく、盛土断面の垂直方向に変位が非常に小さい平面ひずみ状態に近いものと思われる。ここでは三軸圧縮試験による応力~ひずみ曲線を平面ひずみ状態での応力~ひずみ曲線の代用として使用するものであくまで近似的なものであることに留意してほしい。

以下、本高盛土の安定性を以下に示す手順により評価してみる(ここではこの評価法を  $\gamma_{max} - \sigma$  法と呼ぶ)。

①地中変位の計測値から最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  と、その発生位置の深さ  $Z$  からその時の土被り圧  $\sigma_1^* = \sigma_v = \rho_1 \cdot g \cdot Z$  を求める。②  $\gamma_{max}$  から最大主ひずみ  $\epsilon_1^*$  を

$$\epsilon_1^* = \gamma_{max} / 1.5 \quad (3)$$

より推定する ( $\gamma_{max} = \epsilon_1 - \epsilon_3 = (1 + \nu) \cdot \epsilon_1 = 1.5 \epsilon_1$ : ポアソン比は  $\nu = 0.5$  とした)。なお、ここでポアソン比  $\nu = 0.5$  とした理由は、対象とするひずみ領域が小さく正確な計測が難しいので、簡単のためこの扱いとした。③最小主応力レベルの異なる三軸圧縮試験による各応力~ひずみ曲線から最大偏差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  と、地中で計測された最大主ひずみ  $\epsilon_1^*$  に相当する最大主応力  $\sigma_1$  と読み

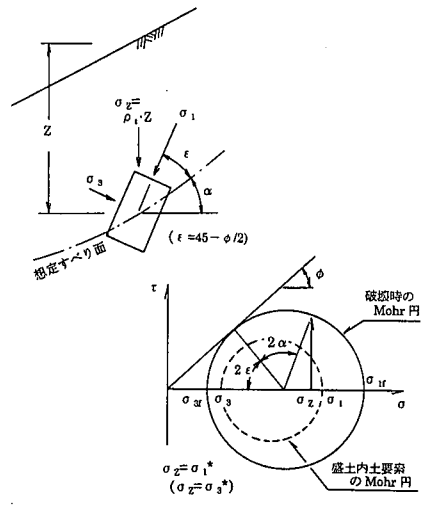


図-18  $\gamma_{max} - \sigma$  法における  $\sigma_1^*$ ,  $\sigma_3^*$  の設定

取って、図-17(a)に示すHW-2の場合のように、両対数グラフ上に最小主応力  $\sigma_3$  に対してプロットする。④  $\gamma_{max}$  が生じている位置における土被り圧  $\sigma_1^*$  に相当する最小主応力  $\sigma_3^*$  と最大偏差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  を読み取り、その時の偏差応力  $(\sigma_1^* - \sigma_3^*)$  を求める。⑤そして安全率  $F_s$  は次式

$$F_s = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} / (\sigma_1^* - \sigma_3^*) \quad (4)$$

により算定する。

この  $\gamma_{max} - \sigma$  法で求めた最終的な盛土高さにおける安全率として傾斜計HW-2の位置における安全率は以下のように算定される。この位置では  $\gamma_{max} = 0.64\%$  が計測されているから、最大主ひずみ  $\epsilon_1^* = \gamma_{max} / 1.5 = 0.43\%$  になる。図-13(a)に示した応力~ひずみ曲線から、こ

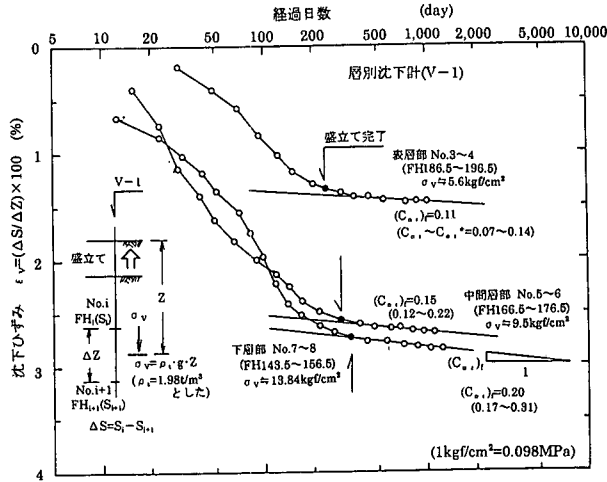


図-19 層別沈下計(V-1)による盛土地盤内の  $\epsilon_v \sim \log t$  関係

の  $\epsilon_1^*$ に相当する  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ,  $\sigma_1$  を読み取り,  $\sigma_3$  に対して図-17 (a) のようにプロットする。この位置の最大主応力は  $\sigma_1^* = \rho_t \cdot g \cdot Z = 1.973 \times 29.0 = 57.2 \text{ ttf/m}^2 (0.561 \text{ MPa})$  となるから, この  $\sigma_1^*$  に対応する  $\sigma_3^*$  と, この  $\sigma_3^*$  に相当する  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  を, 図-17 (a) にそれぞれ示す  $\sigma_1, (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} \sim \sigma_3$  関係図から読み取ると, それぞれ  $\sigma_3^* = 2.4 \text{ kgf/cm}^2 (0.24 \text{ MPa})$ ,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} = 8.40 \text{ kgf/cm}^2 (0.82 \text{ MPa})$  となる。よって偏差応力は  $(\sigma_1^* - \sigma_3^*) = 5.72 - 2.40 = 3.32 \text{ kgf/cm}^2 (0.33 \text{ MPa})$  となるから, 安全率  $F_s$  は

$$F_s = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} / (\sigma_1^* - \sigma_3^*) = 8.40 / 3.32 = 2.53$$

となる。ただし, 傾斜計 HW-1 の位置のように法先に近い位置では土被り圧  $\sigma_v = \rho_t \cdot g \cdot Z$  は最小主応力  $\sigma_3$  に近いので,  $\sigma_3^* = \sigma_v = \rho_t \cdot g \cdot Z$  とする。この場合には, 図-17 (b) に示すよう, に三軸圧縮試験による応力~ひずみ曲線による  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  と, 最大主ひずみ  $\epsilon_1^*$  に相当する偏差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  を読み取って  $\sigma_3$  に対してプロットした図から,  $\sigma_3^*$  に相当する  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  と  $(\sigma_1^* - \sigma_3^*)$  から安全率を算定する。したがって, HW-1 の位置では図-17 (b) の  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} \sim \sigma_3$  図から  $F_s = 2.78$  が得られる。各盛土段階毎に求めた傾斜計位置 HW-1, HW-2 における  $F_s \sim H$  関係をそれぞれ図-4 に +印で示してある。この図から, 盛土の変形計測結果と室内試験結果から推定される安全率~盛土高さ関係がわかるが, 最終的な安定性は

$$F_s = 2.53 \sim 2.78$$

にあることがわかる。なお, この  $\gamma_{\max} - \sigma$  法による安定

性評価では, 土被り圧  $\sigma_v = \rho_t \cdot g \cdot Z$  は最大あるいは最小主応力を推定するために使用するが, 法面中央部より上方のようにすべり面角度  $\alpha$  が大きい場合には図-18 に示ように  $\sigma_1^* = \sigma_v = \rho_t \cdot g \cdot Z$  としているので最大主応力を過大評価するので実際よりも低い拘束圧領域での偏差応力,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  を  $F_s$  の算定に使用することになる。これに対して法先部のようにすべり面角度が小さい場合には  $\sigma_3^* = \sigma_v = \rho_t \cdot g \cdot Z$  とするので最小主応力を過大評価するので実際よりも高い拘束圧領域での偏差応力,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  を  $F_s$  の算定に使用することになる。そこで, 実際と極端に異なる拘束圧領域での偏差応力や  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  を使用するのを避けるために, 土被り圧  $\sigma_v = \rho_t \cdot Z$  を最大主応力  $\sigma_1^*$  とするか最小主応力  $\sigma_3^*$  とするかはすべり面の角度が  $20^\circ$  以上では  $\sigma_v = \sigma_1^*$  とし, それ以下では  $\sigma_v = \sigma_3^*$  とするのを大体の目安とする。

これらの安全率は, 安定計算による安全率よりも大きく, 高い安定性を示しているが, この理由としては以下のことが考えられる。安定計算による安全率が全体的な斜面部の抵抗モーメントとすべりモーメントの比較から得られた値であるのに対して,  $\gamma_{\max} - \sigma$  法による安全率は局所的な強度安全率であり場所により異なっていること, 盛土材の強度が超大型三軸圧縮試験等による強度パラメータからわかるように設計数値より大きいこと (実際の盛立てが目標締固め度  $D_c = 90\%$  値より高い締固め度で行われていることもある), 実際の盛土は平面ひずみ状態に近いことなどが原因として考えられる。

ここで示した安定性評価法は, 円弧すべり面法のような安定解析は設計段階での事前の安定性評価法であるのに対して, 施工中・後の盛土で計測された変形と室内試験結果と関連させた施工中・後の現状の安定性の確認の

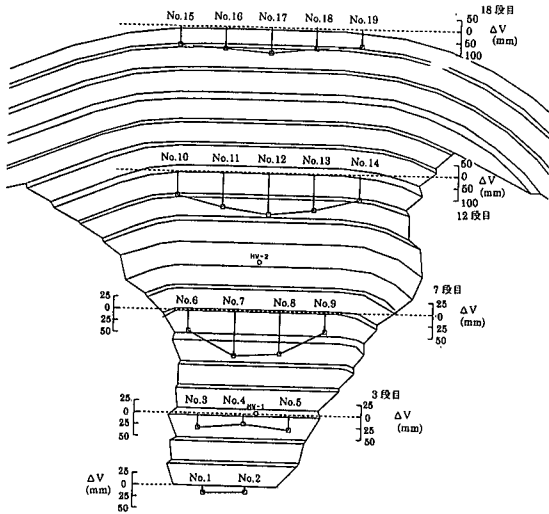


図-20 (a) 法表面の鉛直変位  $\Delta V$

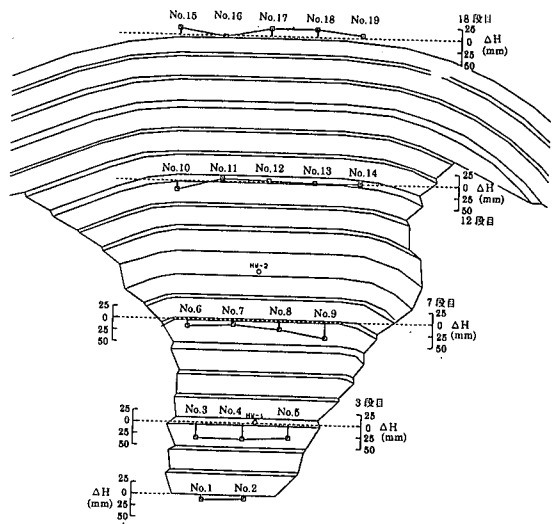


図-20 (b) 法表面の水平変位  $\Delta H$

ためのものである。この変形に注目した安定性の検討方法、事前の安定解析との比較や結果の解釈について議論の不十分な面があるので、今後検討を加え議論を深めたいと考えている。

## (2) 盛土体内部の沈下挙動

高盛土背面部の盛土地盤内の沈下特性、特に盛立て完了後の残留沈下特性を調べるために、層別沈下計(V-1)による沈下計測を盛立て開始時から実施している。この層別沈下計による計測結果から盛土地盤内の表層部(計測区間 No.3~4: 標高 FH 186.5~196.5), 中間層部(計測区間 No.5~6: 標高 FH 166.5~176.5), 下層部(計測区間 No.7~8: 標高 FH 143.5~156.5)において算定した沈下ひずみ  $\varepsilon_v$  ~ 対数時間  $\log t$  (日数) 関係をそれぞれ図-19に示す。沈下ひずみ  $\varepsilon_v$  は各計測区間 No.i~No.i+1 において以下のように算定した。計測区間の層厚の変化を、盛立てが計測区間の上端 No.i まで達した時点から、上端 No.i (標高  $FH_{L_i}$ ) の沈下板の測定値  $S_i$  と下端 No.i+1 (標高  $FH_{L_{i+1}}$ ) の沈下板の測定値  $S_{i+1}$  との沈下差  $\Delta S$  (No.i~No.i+1 間の層厚変化) として求める。そして、 $\varepsilon_v$  はこれと初期層厚  $\Delta Z$  ( $=FH_i - FH_{L_{i+1}}$ ) から、

$$\varepsilon_v = (\Delta S / \Delta Z) \times 100 (\%)$$

により算定した。また、その計測区間における土被り圧  $\sigma_v$  は計測区間の平均位置における土被り厚  $Z$  と盛土材の湿潤密度  $\rho_i$  ( $\approx 1.98 \text{ t/m}^3$ ) から  $\sigma_v = \rho_i \cdot g \cdot Z$  から算定した。この図から、盛立て完了以降の長期的な残留沈下は前述

の図-11 (a) ~ (b) に示した室内圧縮沈下試験結果のように、 $\varepsilon_v \sim \log t$  図上でほぼ直線になっていることがわかる。そこで図中で直線部分の傾きである二次圧密係数  $(C_{\alpha_i})_t$  を求めると、室内試験結果と同様に、土被り圧  $\sigma_v$  により異なり、土被り圧レベル  $\sigma_v$  が高く深い土層部分であるほど  $(C_{\alpha_i})_t$  が大きいことがわかる。また、図中には室内試験より求めた  $C_{\alpha_i} \sim \sigma_v$  関係を表示した式(2)から算定した自然含水状態での  $C_{\alpha_i}$  と浸水状態での  $C_{\alpha_i}^*$  を括弧内 ( $C_{\alpha_i} \sim C_{\alpha_i}^*$ ) にそれぞれ示してある。またこれらの層別沈下計により求められた  $(C_{\alpha_i})_t$  の値は図-12中に+印で示してあるが、これは次式

$$(C_{\alpha_i})_t = a_i + b_i \cdot \sigma_v \quad (5)$$

で表現できる。これより、超高盛土背面部の盛土地盤の実測された  $(C_{\alpha_i})_t$  の値は、室内試験から推定される値に近く、自然含水状態と浸水状態の間にあることがわかる。これは実際の盛土地盤は盛立て時の自然含水状態から降雨の浸透や周辺地盤からの湧水の浸入等により、部分的に浸水した状態にあるためと思われる。

そこで今後の残留沈下を予測するために必要な  $(C_{\alpha_i})_t$  は、図-11もしくは図-19の直線上で現在の時間  $t_0$  と沈下を予測したい時期  $t = t_0 + \Delta t$  から、対象地盤の盛土層厚  $H$  の平均深さ位置での土被り圧  $(\sigma_v)_{AVE} = \rho_i \cdot g \cdot H / 2$  と、これに計画されている建物の荷重による土被り圧増加分  $\Delta p$  を加えた土被り圧  $\sigma_v = (\sigma_v)_{AVE} + \Delta p$  を、現場実測値を表現した式(5)の  $\sigma_v$  に代入して推定することにした。そして盛土部の各区画において建物の設計に必要な



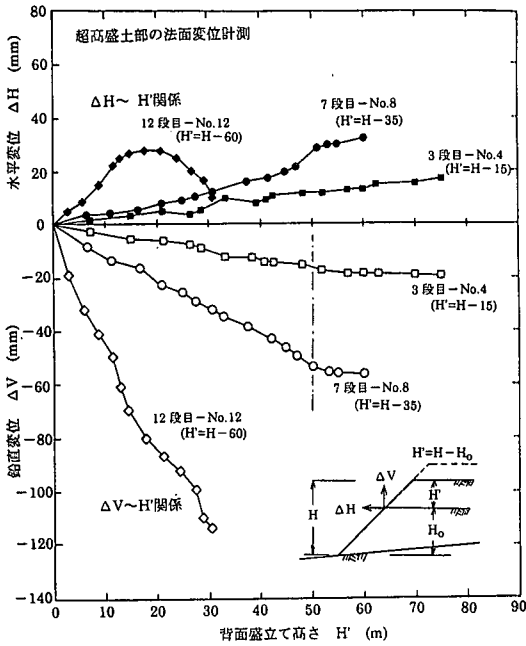


図-21 超高盛土部の谷筋に沿った法表面変位

将来の沈下量は次式

$$S = (\Delta \varepsilon \sqrt{100}) \cdot H \\ = (C_{a,1}) \cdot \log(t/t_0) \cdot H/100$$

により予測している。現在までの実測値と予測値を比較すると全体的には一致度の良い結果が得られている。しかしいくつかの区画では一致度が良くないものもあり、このような場合にはその区画の実測値から求めた沈下速度  $C_{a,1}$  を用いて予測している。予測値が実測値が一致しない原因は、盛土材であるまさ土が花崗岩の風化度が地山の場所や深さにより異なるため一様でなく均一な地盤となっていないこと、場所により雨水の浸透程度や周辺からの地下水浸透程度が異なることなどが考えられる。

### (3) 超高盛土部の法面表面の変形挙動

超高盛土部の法面表面の水平・鉛直変位を測定するために、図-3の高盛土部平面図に示したように計測杭を0段目に2点(法留め擁壁天端面 FH130.0m : No.1~2)、3段目に3点(FH145.0m : No.3~5)、7段目に4点(FH165.0m : No.6~9)、12段目に5点(FH190.0m : No.10~14)、18段目(FH219.6m : No.15~19)の各小段に、原地形における谷筋を中心に両側に20m間隔で設けた。図-20(a)(b)には高盛土の造成完了時の法面表面変位の測定結果のうち鉛直変位  $\Delta V$ 、水平変位  $\Delta H$  をそ

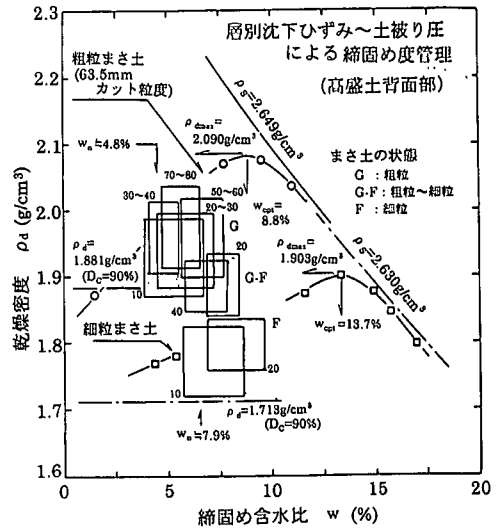


図-22 超高盛土部の背面地盤における RI 計測による密度・含水比管理

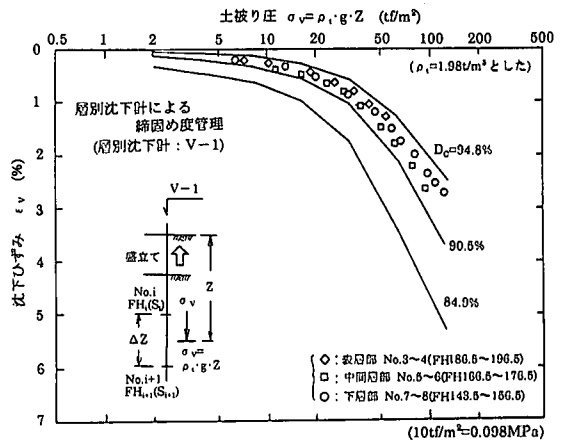


図-23 超高盛土部の背面地盤における締固め度管理

れぞれ示す。これらの図から表面変位は盛土中央の谷筋に近い位置ほど大きいことがわかる。また図-21には谷筋に沿った断面における盛土高の増加に対する法面変位の変化状況を示す。これらの図での盛土高は測定杭を設置してからの盛立て高さ、つまり背面盛土高  $H'$  で表示している。この図から鉛直変位  $\Delta V$  は背面の盛立て高さ  $H'$  とともに増加してゆくが、この  $H'$  がほぼ 50m を超えると変位増加が停止することがわかる。このことは、この法面の平均勾配を単純に 1:2.0 とすると(図-2参照)、法面の背面側約 100m 以上の位置で盛土がなされたとしても沈下に影響がないことを示している。また水平変位は下段部では法面側へ変位しているが、上段部では  $H'=15$

～20m までの盛立てでは法面側へ変位するが、これを越える盛立て高さになると背面側方向へ変位するようになることがわかる。これは上段部では背面部の盛土による沈下が大さいが、この沈下に引張られるように変位するためと思われる。

#### (4) 高盛土部の締固め管理

RI 計測による締固め管理は盛土地盤全面で実施したが、ここでは特に超高盛土の背面部地盤で実施した密度～含水比管理 ( $\rho_d \sim w$ ) の結果を図-22の締固め曲線図上に示す。図中では、各盛立て高さ毎の密度の範囲  $\Delta \rho_d$  を縦軸方向に、含水比の範囲  $\Delta w$  を横軸方向に示し、その範囲を長方形で表示してある (RI 計測により締固め度管理を実施した盛立て高さ)。この図では、粗粒まき土のうち人頭程度の大粒径粒子を含むものを G、これを含まないものを G-F、細粒まき土を F 等の記号で概略的に表わしている。この図から以下のことがわかる。盛土材が岩地山を切土掘削して発生したまき土であるため、土質地山から発生する盛土材に比較すると含水比のパラッキ範囲が少ないように思われる。また実測した締固め度もほぼすべて目標値  $D_c=90\%$  を満足しており、確実な締固めがなされていたことを示している。

超高盛土部の沢部に沿った背面側へ約 10m の位置に設置した層別沈下計 V-1 による沈下計測値から締固め程度の管理を行ったうちの代表的な結果を図-23に示す。これは、層別沈下計により測定した盛土地盤の上層部、中間層部、下層部における沈下ひずみ  $\epsilon_v$  と土被り圧  $\sigma_v = \rho_s \cdot g \cdot Z$  ( $\rho_s = 1.98 \text{ t/m}^3$ ) 関係を、締固め度  $D_c$  を変えてランマーで突き固めて作製した供試体の圧縮試験から求めた沈下曲線と比較して現場での締固め度  $D_c$  を管理したものである。この図から、現場で測定した地盤内ひずみと土被り圧の関係は、室内試験による締固め度  $D_c=90\%$  に相当する  $\epsilon_v \sim \log \sigma_v$  曲線より常に上位にあり、目標締固め度を満足していることがわかる。

## 8. あとがき

本工事は民間造成工事では国内最大級の規模であり、大量かつ急速施工のために、切土から盛土までの一連の作業を適切な機械の選定とその効率的運用が要求された。特に、計画地内には斜面直高約  $H=90\text{m}$  の超高盛土の造成が含まれており、この盛土斜面の安定性を確保するためには所定の強度を満足するように盛土材を効率的に盛り立てることが重要であり、このため目標締固め度における盛土材の超大型三軸圧縮試験等による強度の確認や盛立て面全域での RI 計測等による締固め度管理、超高盛土部では法面変形や地中変位等の高盛土全体の変形挙動

計測による動態計測による安定性評価を行った。また計測された盛土内の地中変位と室内試験による盛土材の応力～ひずみ曲線を関連させて超高盛土部の現状の安定性の評価を試みた。

今後、開発工事の規模が大きい場合ほど本事例のように山岳地における長大な切土斜面や高盛土を伴う切・盛土工事が多くなるものと思われるが、本事例が今後のこの種の工事に何らかの参考になれば幸いである。

#### 参考文献

- 1) 土質工学会：実例による土質調査, 第2章大土工と高盛土—新秋田空港—, pp.49—67, 1980.
- 2) 宮地陽輔：高盛土による空港ができるまで, 土と基礎, Vol.33, No.1, pp.43—48, 1985.
- 3) 小泉信男：釧路空港高盛土工事, 土木施工, Vol.30, No.4, pp.65—74, 1989.
- 4) 平田忠積, 前田 宏, 斉藤国臣：まき土による高盛土の設計事例—大規模宅地造成工事—, 土と基礎, Vol.33, No.6, pp.49—54, 1985.
- 5) 高松光幸：新青森空港—滑走路の沈下対策—, 土木技術, Vol.40, No.10, pp.67—73, 1985.
- 6) 小原恒平, 佐々木秀則：青森空港の建設, 土と基礎, Vol.39, No.5, pp.43—50, 1991.
- 7) 新谷邦多：新岡山空港—高盛土と大量土工—, 土木技術, Vol.40, No.10, pp.74—79, 1985.
- 8) 清水幸雄, 河野伊一郎, 会田敏雄, 竹内英明：高盛土による山岳空港の建設, 土木学会論文集, No.403/VI—10, pp.180—198, 1989.
- 9) 奥村研一, 池上勝巳, 白神恒夫：新高松空港 (前編), 土木技術, Vol.45, No.5, pp.45—53, 1990.
- 10) 奥村研一, 池上勝巳, 白神恒夫：新高松空港 (後編), 土木技術, Vol.45, No.7, pp.50—56, 1990.
- 11) 梅木勇二, 里見修平, 嶋原吉雄：福島空港—高盛土を築く用地造成—, 土木技術, Vol.47, No.7, pp.34—45, 1992.
- 12) 村田 繁：新広島空港建設にみる大土工事, 土木施工, Vol.32, No.12, pp.29—40, 1991.
- 13) 村田 繁：開港間近の新広島空港—わが国最大の陸上空港用地造成工事—, 土木技術, Vol.48, No.3, pp.33—41, 1993.
- 14) 橋川 隆, 柳生忠彦, 赤司淳也, 村田 繁, 河西 博：新広島空港建設における風化花崗岩による超高盛土工事, 地盤と建設, Vol.11, No.1, pp.151—160, 1993.
- 15) 運輸省第三港湾建設局広島港工事事務所編：新広島空港工事誌, 第2編土質調査及び試験工事, pp.67—111, 1994.
- 16) 藤田武彦, 田中敏和, 石黒昌信, 中里誠司：南紀新空港造成高盛土における水浸沈下について, 土木学会論文集, No.575/III—40, pp.231—242, 1997.
- 17) 運輸省航空局編：空港高盛土工設計指針 (案), pp.16, 1984.
- 18) 福島伸二, 望月美登志, 香川和夫, 石井武美：砂の低拘束圧

領域における超大型三軸圧縮試験, 土質工学会論文報告集,  
Vol.29, No.1, pp.187-194, 1989.

19) 布施洋一, 高橋 昇, 福島伸二, 香川和夫: 関西国際空港埋立  
材料の超大型三軸圧縮試験による強度・変形特性, 土木学会  
論文集, No.448/III-19, pp.131-140, 1992.

20) Charles, J. A. and Watts, K. S. : The Influence of Confining  
Pressure on the Strength of Compacted Rockfill,  
Geotechnique, Vol.30, No.4, pp.353-367, 1980.

(1999. 10. 15 受付)

## BEHAVIOR AND STABILITY INVESTIGATION OF HIGH EMBANKMENT CONSTRUCTED IN LARGE SCALE LAND DEVELOPMENT PROJECT AT WEATHERED GRANITE ROCK DISTRICT

Kunso HIRANO, Tetsuharu HASHIZUME, Tokuyoshi YAMADA,  
Shinji FUKUSHIMA and Akira KITAJIMA

This paper presents the case study of a high embankment constructed by masa-soil (weathered granite rock) in granite district. In this study, a series of compression settlement and triaxial compression tests were performed to investigate the settlement properties, stress-strain relation and strength characteristics on the embankment material (masa-soil).

Test results shows that the compaction degree of the embankment more than  $D_c=90\%$  was effective for decreasing the settlement due to seepage, and the Mohr-Coulomb strength parameter of the embankment material was satisfied sufficiently with the design specification. The stability of high embankment slope was also estimated by the relation between the field observation results of embankment slope and the stress-strain curve of embankment material obtained by laboratory tests.