

土木研究所資料

高切土のり面に関する試験調査

昭和63年 3 月

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室

Copyright © (1988) by P. W. R. I.

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

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

高切土のり面に関する試験調査

施工研究室長 嶋 津 晃 臣

研究員 田 中 貢

技 官 中 田 公 基

要 旨

大型擁壁装置を用いた各種の土圧測定実験、及び高切土のり面の安定解析を各種解析手法を用いて行った。本資料は、これらの実験・解析を通して明らかとなった土圧の実態及び土圧に影響を及ぼす各種の要因、並びに各種のり面安定解析の解析結果についてとりまとめるとともに、これらの実験・解析を通して得られた知見について述べたものである。

キーワード：土圧、もたれ式擁壁、嵩上げ盛土、切土部土圧、排水施設、斜面安定

ま え が き

山岳・丘陵地帯の道路では、盛土や切土のり面の安定のために土留擁壁が多く採用されている。擁壁には地形などの条件から重力式擁壁やもたれ式擁壁が用いられるが、建設省土木構造物標準設計や道路土工指針（日本道路協会）に代表される現行の擁壁設計基準は高さ 8 m 程度までを適用の上限としており、さらに盛土部擁壁を想定した設計体系となっている。切土部擁壁の設計はまだ確立していない。

一般に切土部では安定勾配の条件から切土高さは大きくなる場合が多く、地山の地層構成も複雑である。さらに裏込め土の形状の影響もあり土留擁壁に作用する主要荷重である土圧を確定することは困難である。切土部擁壁の土圧が不明のまま、現状では類似の実績をもとにした経験的な方法に頼らざるをえない実情である。一方、道路の整備計画の進展に伴って、山岳道路の建設がさらに進む中、工事数量の増加や規模の増大が見込まれる切土部の土留擁壁の設計方法を確立することは道路の安全性や経済性などの面から重要課題である。

このような現状のもとで、関東地方建設局（相武国道工事事務所）より一般国道16号八王子～瑞穂現道拡幅事業のうち滝山地区の高切土部に施工を予定されているもたれ式擁壁を対象とした「高切土における法留工法に関する調査」の依頼を受けた。本調査は、高切土部におけるもたれ式擁壁に作用する土圧とその要因を実験的に検討し、当該擁壁、延いては切土部におけるもたれ式擁壁の設計施工法に資することを目的としている。本報告は、これまでに裏込め土の形状が土圧に及ぼす影響、降雨の影響、地山の安定の検討など逐次行った報告（巻末の文献参照）をとりまとめると共に、地山の安定解析に関する検討結果を報告するものである。

昭和63年 3 月

機械施工部施工研究室

室 長	嶋 津 晃 臣
研究員	田 中 貢
技 官	中 田 公 基

目 次

まえがき	
1. 大型擁壁実験	1
1.1 実験目的	1
1.2 実験装置	2
1.3 実験方法	9
1.4 測定項目	10
1.5 測定結果	11
1.6 切土部土圧に関する実験	13
1.6.1 施工条件の影響	14
1.6.2 地山形状の影響	16
1.7 降雨及び排水工の影響に関する実験	18
1.7.1 降雨の影響	19
1.7.2 排水工の影響	21
1.8 有限要素法による数値解析	23
1.9 考察	33
2. 高切土部ののり面安定に関する事例解析	34
2.1 事例解析の目的	34
2.2 事例解析の概要	34
2.3 解析手法	36
2.3.1 有限要素解析	36
2.3.2 有限要素解析から求まる応力を用いた非円弧の安定解析	36
2.3.3 簡便ヤンプ法	37
2.3.4 一般分割法	38
2.4 関東地建管内の現場における事例解析	38
2.4.1 解析条件	38
2.4.2 分割法の解析条件	39
2.4.3 解析結果	40
2.4.4 まとめ	56
2.5 地山条件をパラメータとした事例解析	56
2.5.1 解析条件	56
2.5.2 結果及び考察	58
あとがき	80
参考文献	81

1 大型擁壁実験

1.1 実験目的

擁壁に影響を及ぼす主な要因としては、①擁壁の種類および形状、②地盤の性状（土質、形状）、③降雨・地下水、④地震力、⑤外力（交通荷重など）が挙げられる。しかし、現在の設計法（クーロンの土圧論など）だけではこれらの要因が擁壁に対してどのように影響するか不明な点が多い。特に切土部においては、その実測データもほとんど無く、経験に照らし合せた判断で設計・施工を行う場合が多い。施工研究室においては、これらの問題点を明らかにするために、昭和56～59年度にかけて大型擁壁実験装置を使用した一連の土圧測定実験を以下に示すとおりに行なった。

- 1) 昭和56年度 もたれ式擁壁嵩上盛土実験
- 2) 昭和57年度 もたれ式擁壁地山実験
- 3) 昭和58年度 もたれ式擁壁降雨実験
- 4) 昭和59年度 模型擁壁降雨実験

1.2 実験装置

大型擁壁実験装置は、擁壁面を想定した実験壁、実験壁の移動を行う油圧ジャッキ並びにスクリージャッキ（以下ジャッキ類と言う）及び各種の測定装置、制御装置等で構成され、これらは図-1.1に示すように専用の実験ピット（深さ 6.0 m、幅 8.0 m、長さ 20.0 m）内に設置されている。ここでは本実験で使用したこれらの装置の概要を述べることにする。

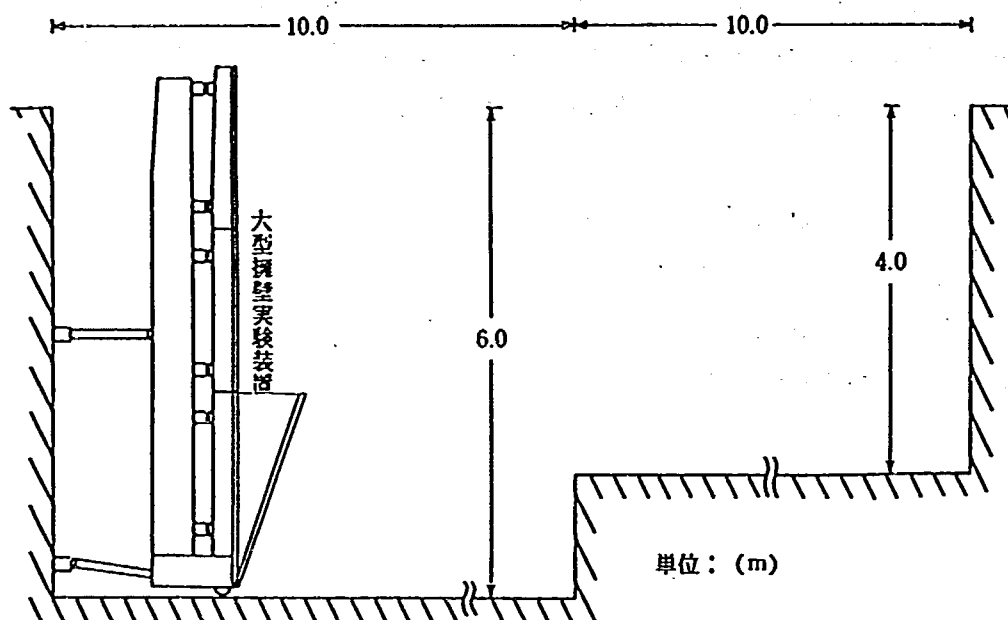
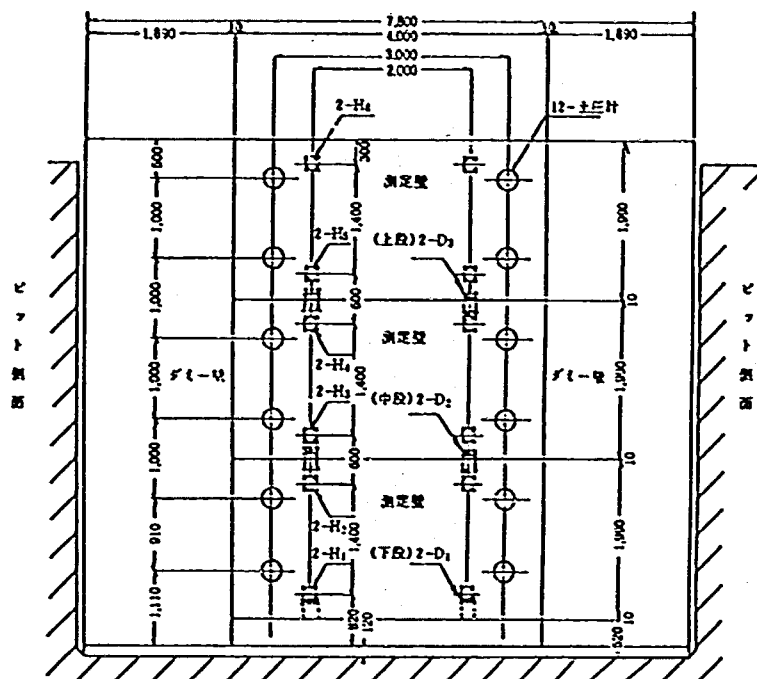


図- 1.1 大型擁壁実験装置

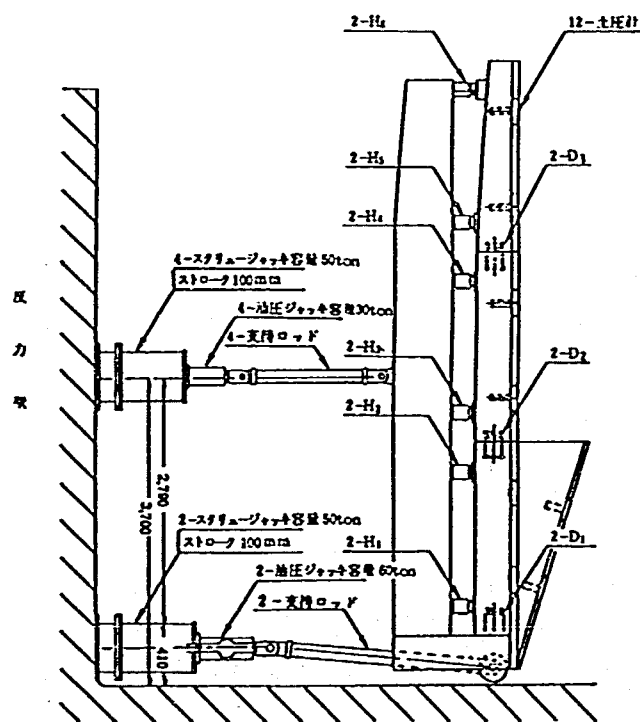
① 実験壁

実験壁は、図- 1.2 に示すように土圧測定に使用する中央部の測定壁とその両面のダミー壁で構成され、実際の擁壁と同じ状況となるように、その表面にはいずれもコンクリートパネルが取付けられている。測定壁はさらに上段、中段、下段に分割され、これらはそれぞれピン結合された水平荷重計及び鉛直荷重計を介して支持フレームに支持されている。一方、ダミー壁は土圧測定においてピットの側面の摩擦の影響を少なくし、可能な限り二次元の土圧測定を行うことを目的としたもので、直接支持フレームに支持されている。また実験壁全体は支持フレーム及び連動したジャッキ類によってピットの反力壁に支えられており、ジャッキ類の操作により測定壁及びダミー壁が一体となった移動を行うことが可能である。また測定壁には、土圧分布を把握するための壁面土圧計が各段 4 個計 12 個取付けられている。

なお、本実験では、主に重力式擁壁（直壁）を対象とした嵩上げ盛土が土圧に及ぼす影響やもたれ式擁壁（もたれ壁）を対象とした切土地山が土圧に及ぼす影響などの調査を目的としているので、実験には図- 1.3 に示すように下段の測定壁のみを用いている。また写真- 1.1 にもたれ式擁壁実験用治具を取付けた大型擁壁実験装置の全景を示す。



(a) 正面図 (裏込め側より)



(b) 側面図

図-1.2 実験壁

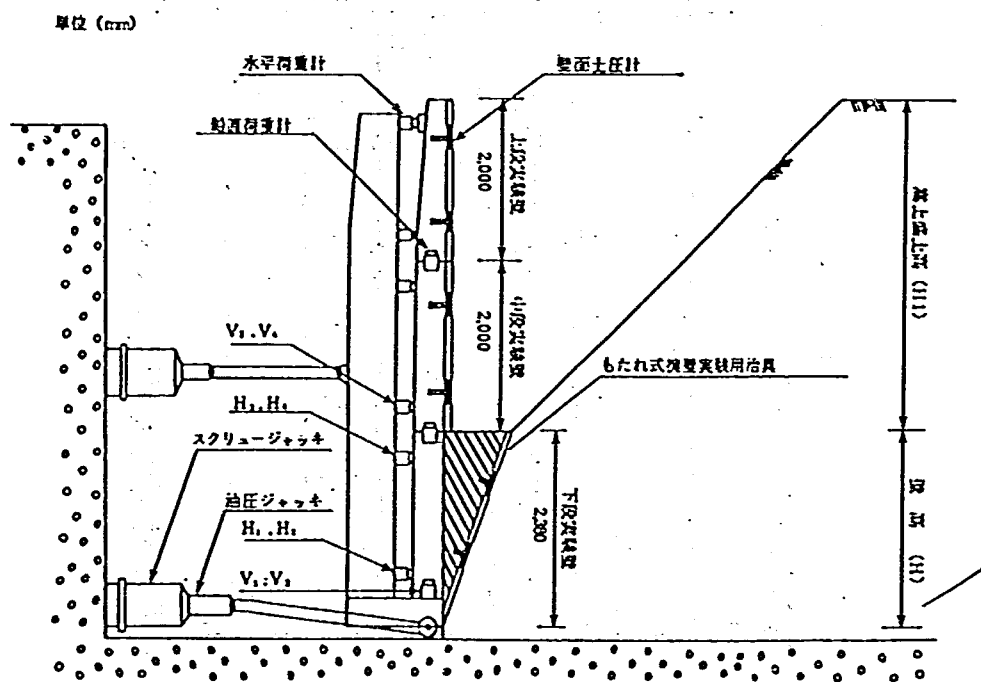


図-1.3 実験状況

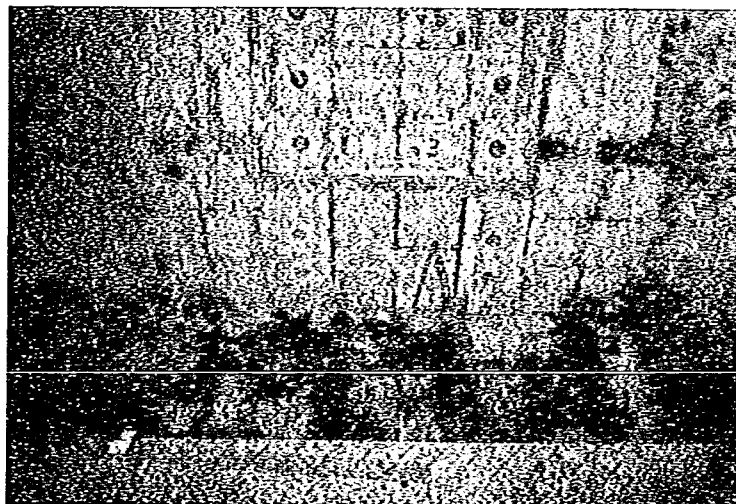


写真-1.1 大型擁壁実験装置の全景
(もたれ式擁壁実験用治具を取付けた状態)

② ジャッキ類

実験壁を固定あるいは移動させるジャッキ類は、図-1.2に示したように油圧ジャッキとスクリージャッキの組合せで構成されている。これは、スクリージャッキにより微少な実験壁の移動を行うとともに、油圧ジャッキを併用することによりスクリージャッキと実験壁支持ロッドの接点を常に接触させ、ゆるみが生じないようにするためである。これらのジャッキ類は支持ロッドを介して実験壁最下端（下段）と中央部（上段）をそれぞれ2点及び4点で支持している。油圧ジャッキは下段に容量60tonが2台、上段に容量60tonが4台使用されている。一方、スクリージャッキは全て容量が50tonで計6台使用されているが、0.1mm単位での移動量のモニターが可能のほか100mmのストロークを有している。さらにジャッキ類は同期及び任意の組合せでの作動が可能のため、実験壁の移動形式としては平行移動、下端ヒンジによる回転等が選択できる。

③ 測定装置及び制御装置

大型擁壁実験装置に用いられている測定装置には荷重計、壁面土圧計、移動計及び記録器がある。

荷重計は、測定壁に作用する土圧を合力として測定するもので、水平荷重計と鉛直荷重計によりそれぞれ土圧の水平成分及び鉛直成分が測定される。こ

これらの荷重計の諸元は表-1.1に示す通りである。

その作動原理は差動トランス式で、測定結果は打点式連続自記記録器により記録される。また荷重計は降雨実験等を考慮して防水構造を採用している。

写真-1.2、写真-1.3にそれぞれ水平荷重計、鉛直荷重計の取付け状況を示す。

壁面土圧計は、実験壁に作用する土圧の分布性状を把握するために用いるもので、12個の土圧計が壁面と同一平面をなすようにコンクリートパネルに埋込まれている。これらの壁面土圧計の諸元は次の通りである。

作動原理 差動トランス式

容 量 0.5, 1.0, 1.5 kgf/cm²

なお、測定には差動トランス型の測定器を用いる。

移動計は、裏込め土施工中の実験壁のたわみ量、実験壁移動時の移動量などを測定するもので、実験壁の上段、中段、下段に各2個設置されている。移動計は実験壁との間に張りわたされたピアノ線をプーリで受け、2点間の距離変化を摺動抵抗により検出する形式を採用している。写真-1.4に移動計の取付け状況を示す。

一方制御装置には、スクリージャッキの制御スイッチ、電磁カウンター、電源スイッチなどで構成される操作盤及び油圧ジャッキの油圧ユニットなどがある。写真-1.5、写真-1.6にそれぞれ操作盤

表-1.1 荷重計の緒元

	記号*	容量 (ton)	個数 (台)
水平荷重計	H ₆	10	2
	H ₅	10	2
	H ₄	10	2
	H ₃	15	2
	H ₂	15	2
	H ₁	15	2
鉛直荷重計	D ₃	10	2
	D ₂	20	2
	D ₁	30	2

* 図1.2の記号を参照

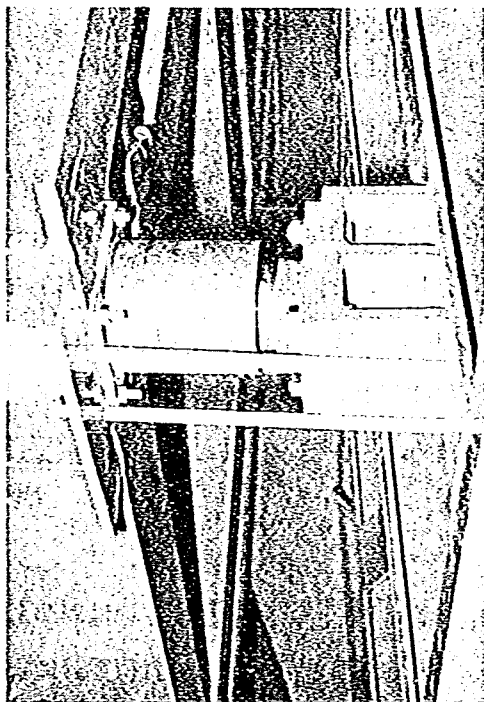


写真- 1.2 水平荷重計

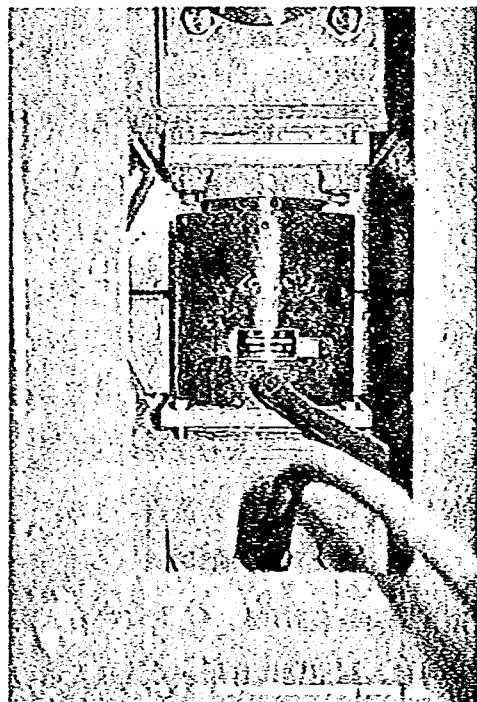


写真- 1.3 鉛直荷重計

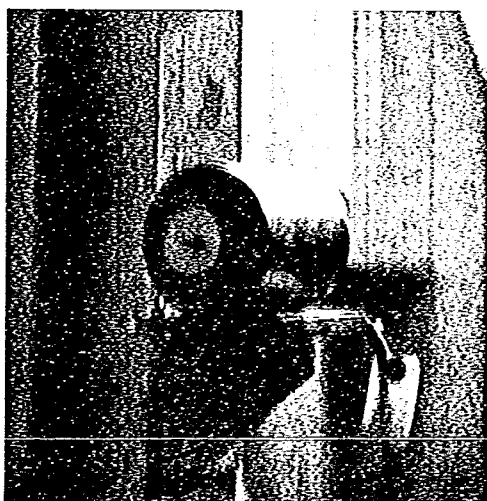


写真- 1.4 移動計

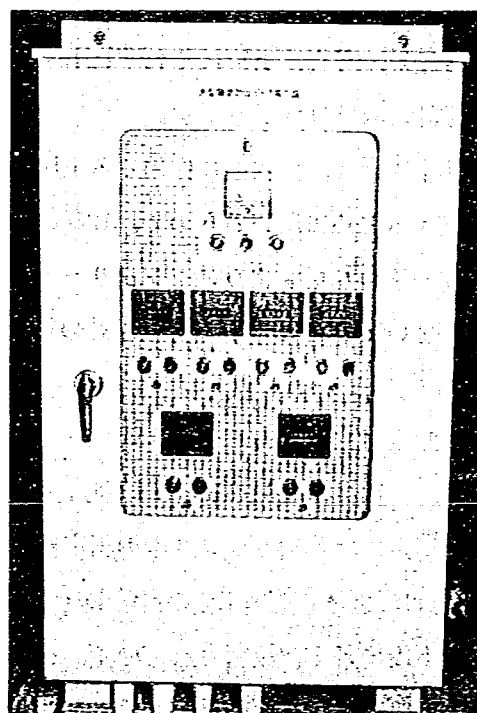


写真- 1.5 操作盤

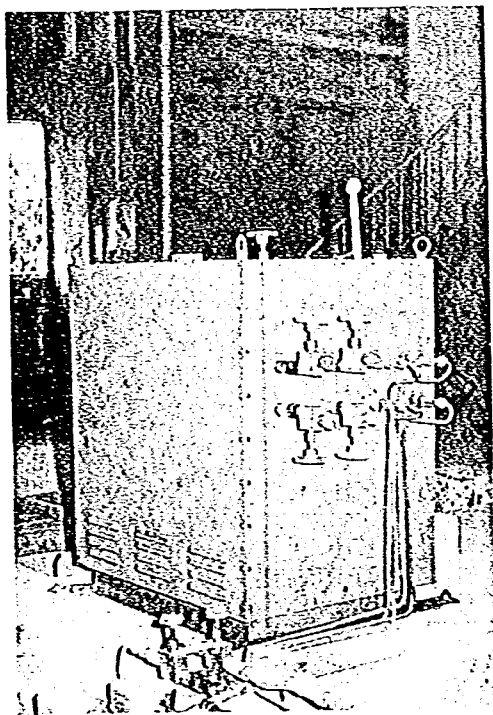


写真-1.6 油圧ユニット

及び油圧ユニットを示す。

④ 降雨装置

降雨は、擁壁に作用する土圧に影響を及ぼす主要因の一つと考えられるが、本実験では以下に述べるような降雨装置を用いて、降雨の影響に関する検討を行った。

降雨装置は、大型擁壁実験装置が設置されているピット上に人工的に降雨を与えることを目的としたもので、図-1.4に示すように降雨ポンプ、各種調節弁、流量計、散水装置等で構成されている。

表-1.2に散水装置の概要を示す。散水装置は、実験棟天井に固定され、 (A_1) 、 (A_2) の2ブロックで構成されている。これらのブロックは同時運転および個別運転が可能のため、適宜降雨面積を設定することができる。また各ブロックには、図-1.5に示すように大小2種類の散水ノズルが準備されており、 $20 \sim 150 \text{ mm/H}$ の

広範囲の降雨強度を設定することが可能である。

降雨装置の運転は、コントロール盤での遠隔操作と、手元操作の両方式が可能である。また流量監視は、あらかじめ所定の流量を設定しておけば、自動的に行われるため、通常は無人運転が可能である。

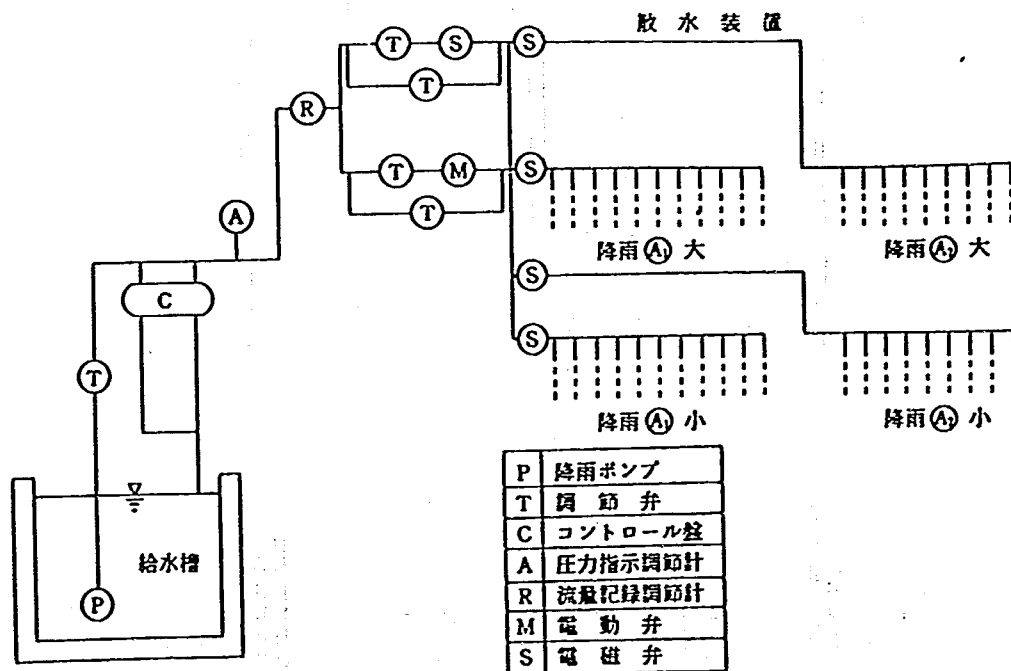
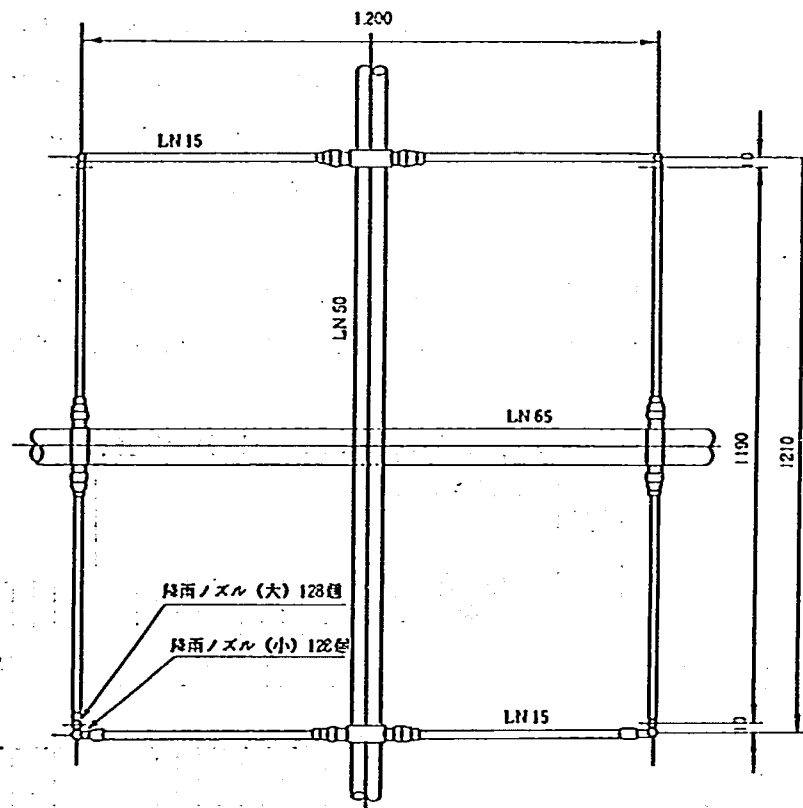


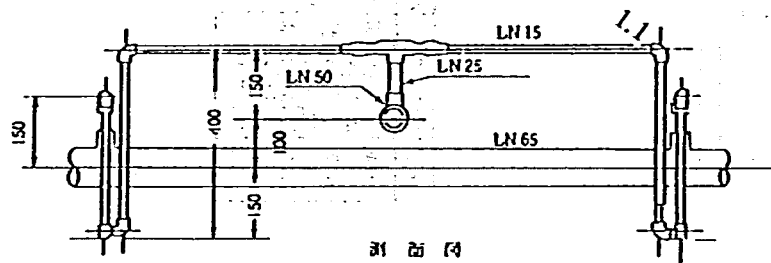
図-1.4 降雨装置の概要

表-1.2 散水装置の概要

降雨範囲	全ブロック	$W 8 \text{ m} \times L 18 \text{ m} = 144 \text{ m}^2$
	①ブロック	$8 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 72 \text{ m}^2$
	②ブロック	$8 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 72 \text{ m}^2$
ノズル数	大	128箇
	小	128箇
ノズル容量	大	$50 \sim 150 \text{ m}^3/\text{H}$
	小	$20 \sim 60 \text{ m}^3/\text{H}$
降雨強度		$20 \sim 150 \text{ m}^3/\text{H}$
雨量精度		全降雨量に対して $\pm 10\%$ 以内



平面図



断面図

図-1.5 散水ノズル

1.3 実験方法

本実験では、土圧に影響を及ぼすと考えられる各種の要因を検討の対象としているが、その実験工程は共通する部分が多いので、ここでは実験方法の基本的な部分について述べることにする。

本実験では、静止状態における土圧と主働状態における土圧の測定を行っている。まず、実験壁をジャッキ類により固定した状態で、裏込め土の搬入、締固めを繰返し所定の断面の裏込め盛土を造成する際に、これと平行して実験壁に作用する土圧の測定を行う。この場合、盛土中の実験壁の移動量は0.2mm程度であることから、このようにして得られた土圧は静止状態の土圧に近いものと考えられる。次に実験壁の拘束を解き、ジャッキ類の制御により実験壁を水平方向に徐々に緩ませながら土圧を測定し、主働土圧の測定を行う。これら一連の実験工程の概要を次に示す。

① 実験壁及び切土面の設定

実験のモデルとなる擁壁の種類や材質に合せて実験壁を所定の位置に設定するとともに、裏込め盛土の施工に伴う実験壁の変位を防止するために、ジャッキ類により実験壁を固定する。また切土部を想定した実験では、切土面の位置や勾配などを設定し、川砂にセメントを約5%混入したソイルセメントを用いた切土地山を作成する。この場合、地山は安定した状態を想定している。なお、写真-1.7に地山の作成状況を示す。

さらにピット側壁と裏込め土の摩擦を少なくするために、ピット側壁をビニールで覆う。

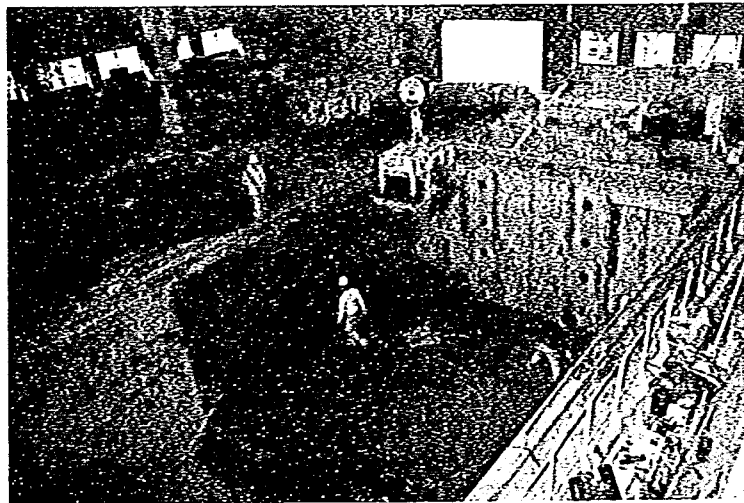


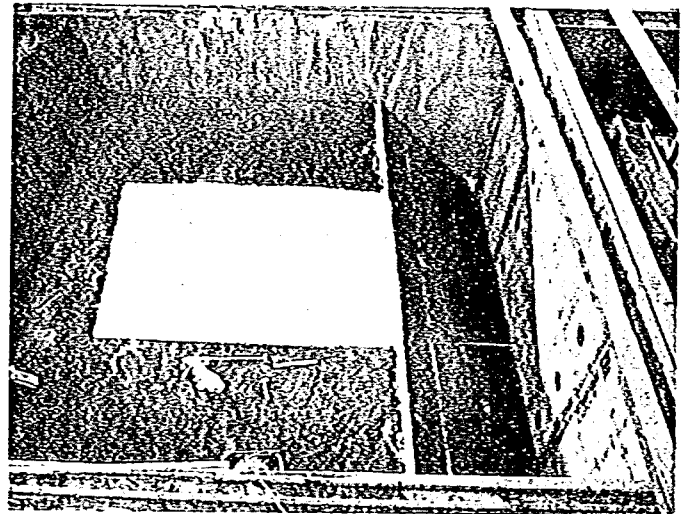
写真-1.7 切土部地山の作成状況

② 裏込め土の搬入・締固め

実験壁を固定した状態で、バケットを用いて裏込め土を搬入し、人力によるまき出しを行う。まき出し厚は25cmとし、裏込め土の施工条件が緩詰めの場合はまき出しのみ、締固めの場合はソイルコンパクタによる転圧を3回行った。表-1.3にソイルコンパクタの諸元を示す。さらに裏込め土の締固め状況を把握するための密度及び含水比の測定、主働すべり面測定のための石灰等の散布を行うとともに土圧の測定を行う。これらの一連の作業を各盛土高毎に行い、所定の裏込め盛土を完成させる。なお、写真

表－ 1.3 ソイルコンパクタの諸元

モーター出力	1.5.kw
モーター回転数	3,000 r.p.m
振動板有効面積	650×300 ㎠
締 固 め 幅	650 ㎠
総 重 量	140 kg
起 振 力	1,310 kg
振 動 数	3,000 c.p.m
走 行 速 度	6～8 m/分



写真－ 1.8 石灰の散布状況

－ 1.8 にすべり線観測用の石灰の散布状況を示す。

③ 土圧実験

盛土完成後の土圧を測定した後、降雨等の所定の実験条件の下で実験壁を主動変位させる。変位のピッチは、移動量は5mmまでが0.1mm～0.3mm、5mm～25mmまでが2.5mmとし、最終移動量50mmまで変位させる。また、各変位毎の時間間隔は約10分とし、この間に実験壁に作用する土圧及び実験壁の変位量等の測定を行う。

④ 裏込め土の搬出

土圧実験終了後、裏込め盛土の一部を掘削し、予め散布した石灰等のすべり面検出層の変位状況によりすべり面の測定を行うとともに、裏込め土の状況を調査する。一連の調査が終了すると、バケットにより裏込め土を搬出し、実験が終了する。

なお、実際の擁壁では裏込め土の施工に伴って擁壁が変位すると考えられるが、この変位を実験で再現するのは非常に困難なこと、現状の擁壁の設計においては破壊の限界状態すなわち塑性平衡状態を想定していることなどから、本実験では上に述べたような実験方法を採用した。

1.4 測定項目

本実験で測定の対象とした項目は次に示す通りである。

- ① 壁面土圧
- ② 実験壁の変位
- ③ すべり面および地表面クラックの観察
- ④ 裏込め土の密度および含水比
- ⑤ 降雨量

以下これらの測定項目における測定方法の概要を示す。

① 壁面土圧

壁面土圧は、実験壁全体に作用する土圧合力として測定するため、荷重計を用いて行った。荷重計は水平方向、鉛直方向に設置されており、それぞれ土圧の水平成分、鉛直成分を測定する。これらの測定結果は「1.5 測定結果の整理」に示した方法に従って整理される。

また実験壁には土圧分布を測定するための土圧計が設置されており、これを用いた壁面土圧の測定も行った。

② 実験壁の変位

実験壁の変位は、実験壁背面に設置された移動計によって測定した。変位の測定は、実験壁の固定状態および設定した壁移動量の確認を目的として、盛土材搬入開始から実験壁の移動終了時まで、土圧測定と同時にを行った。

③ すべり面および地表面クラックの観察

実験壁の移動に伴い裏込め盛土中に生じる主働すべり面の発生状況は、盛土造成時に所定の盛土高毎に設けた石灰層によって測定した。すなわち、主働すべり面の発生により石灰層によって測定した。すなわち、主働すべり面の発生により石灰層に段差が生じるが、実験終了後、裏込め土を掘削し、段差の状況を直接測定するものである。また主働すべり面の発生に伴う裏込め地表面のクラック発生状況の観察も同時に行った。

④ 裏込め土の密度および含水比

裏込め土の密度は、擁壁に作用する土圧を推定する上で最も基本的な要素である。本実験では、所定の盛土高さ毎に含水比と併せて密度測定を行った。なおこれらの測定はRI水分密度計およびコアクター法などによった。

⑤ 降雨量

降雨装置を用いた実験においては、設定した降雨強度の確認及び面的な降雨強度の変動の把握を目的として、自記雨量計を用いた降雨量の測定を行った。

1.5 測定結果

実験開始から終了までの間、継続して測定されるのは、実験壁に作用する土圧と実験壁の移動量である。

実験壁に作用する土圧は、荷重計と壁面土圧計の両者によって測定しているが、本実験では荷重計の測定結果に基づいて実験壁に作用する土圧の実態を把握することとした。これは壁面土圧計を用いた土圧の測定においては、裏込め盛土の局所的な条件に大きく影響を受け、全土圧荷重を必ずしも精度良く推定できないと考えられること、壁面垂直方向の土圧しか測定できないことなどの問題があるのに対して、荷重計を用いた場合は測定壁を介して全土圧荷重の測定を行うことが可能であることを考慮したためである。したがって、壁面土圧計は壁面に垂直な土圧の分布性状の把握が測定の主目的となるが、本実験では、使用した測定壁が下段のみであり、高さ方向の測定点が2点のみとなるため壁面土圧の測定結

果は参考程度にとどめている。

擁壁の設計を行う場合、設計外力としての土圧に関する情報として土圧の水平成分、土圧の鉛直成分、土圧合力の作用位置が必要となる。したがって、荷重計から得られた測定結果は、現行の設計土圧と比較できるように、以下に述べる方法に従って整理した。

図-1.6に示す実験壁に作用する力の釣合いにおいて、水平荷重計および鉛直荷重計による測定値をそれぞれ $H_1 \sim H_4$ 、 $V_1 \sim V_4$ とすれば、図-1.6の記号を参考にするとともに実験壁の幅が4.0 mであることを考慮して

$\Sigma H = 0$ の条件から、土圧の水平成分 P_H は

$$P_1 = \frac{H_3 + H_4}{4} \text{ (tf/m)}$$

$$P_2 = \frac{H_1 + H_2}{4} \text{ (tf/m)}$$

$$P_H = P_1 + P_2 \text{ (tf/m)}$$

$\Sigma V = 0$ の条件から、土圧の鉛直成分 P_V は

$$P_V = \frac{V_1 + V_2 - (V_3 + V_4)}{4} \text{ (tf/m)}$$

またO点まわりのモーメントの釣合い $\Sigma M = 0$ の条件から土圧合力の作用高さ d は

$$d = (P_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot d_2 + P_V \cdot d_3) / (P_H - 0.3 P_V) : \text{もたれ壁 (3分)}$$

さらに以上の整理結果を用いて、壁摩擦角 δ 、相対作用位置 d/H 、土圧係数 K_A などを次式により算出した。

$$\delta = \tan^{-1} \frac{P_V}{P_H} - \alpha \text{ (度)}$$

$$d/H = d/H$$

$$K_A = \frac{2 P_A}{r t \cdot H^2}$$

ここに α ：実験壁と鉛直面のなす角(度)

H ：壁高(m)

rt ：盛土の単位体積重量
(tf/m³)

一方、実験壁の移動量は、3段に設置された6箇所の移動計のうち、下段の2箇所の移動計による測定結果の平均値を採用した。

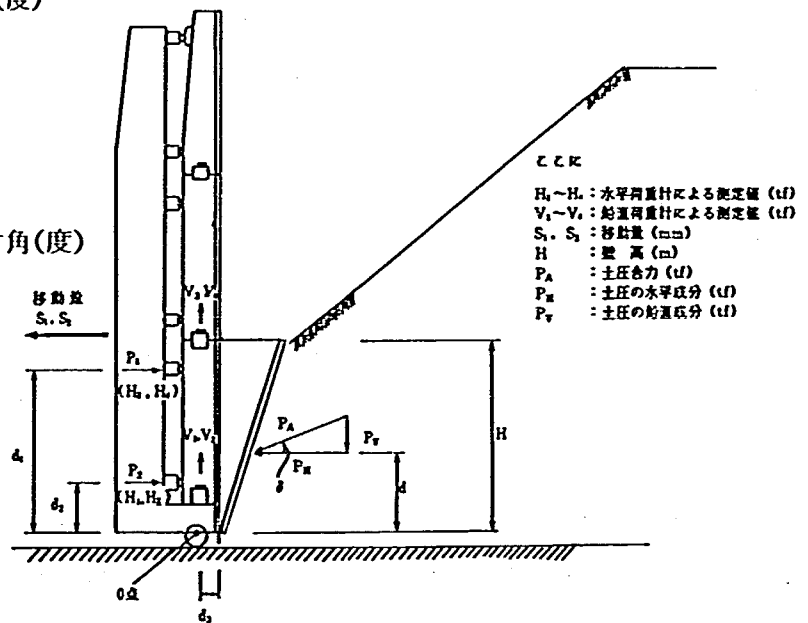


図-1.6 実験壁に作用する力の釣合い

1.6 切土部土圧に関する実験

切土部に設置される擁壁では、地山面など裏込め土とは異質の境界面(以下、切土面と言う。)が近接していることが多い。この場合、擁壁に作用する土圧(以下、切土部土圧と言う。)は、この切土面の影響を受け、通常の盛土部の擁壁に作用する土圧と異なることが予想される。すなわち切土面が安定している場合に擁壁に作用する土圧は、切土面の位置(以下、地山距離と言う。)やこう配、表面の粗度などによって変化すると考えられる。

切土部土圧の算定には、クーロンの土くさび法の応用である複合くさび法が用いられることが多い。この方法によれば、切土面の位置や形状及び摩擦角などを考慮した土圧の算定は一応可能である。しかしながら、切土部土圧の実測結果が皆無に近い状態にあることから、上に述べた複合くさび法の適用性はもちろんのこと、切土面の位置やこう配などの要因が土圧に及ぼす影響についても明らかにされていない。

このようなことから、切土部擁壁に作用する土圧の実態を把握するとともに、土圧に影響を及ぼす要因の把握を目的として、大型擁壁実験装置を用いた土圧測定実験を行った。切土部に設置される擁壁はもたれ式擁壁が多いことから、実験はもたれ式擁壁を対象として実施した。実験条件は地山距離、地山勾配、裏込め土の種類、裏込め土の施工方法などを組合せ、図-1.7に示す6ケースを設定した。

以下、これらの実験結果について述べる。

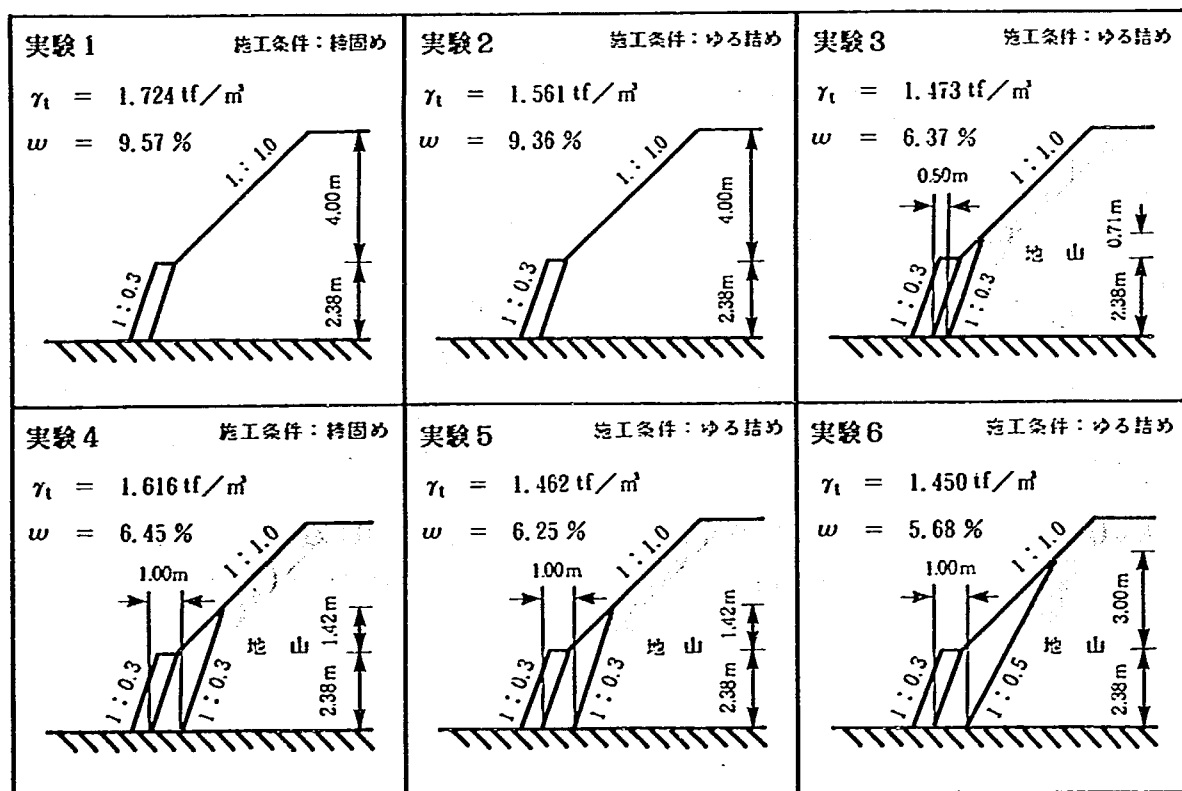


図-1.7 実験条件

1.6.1 施工条件の影響

裏込め土の施工条件（締固め度合）が擁壁に及ぼす影響を図 1.8～1.10 に示す。図-1.8 は土圧係数と嵩上げ比および壁移動量との関係を表わしたものである。まず施工条件に着目すると、地山の有無に関係なく締固めの程度により土圧に差が見られ、締固めたほうが土圧は小さい。また静止時における土圧の差はあまり顕著ではないものの主働時においては、ゆる詰めの場合は壁移動に伴う土圧の減少は小さいが締固めた場合には急激な土圧の減少が認められ、その差は著しい。図-1.9 は壁摩擦係数と嵩上げ比及び壁移動量の関係を表わしたものである。ゆる詰めの場合は、静止時、主働時にかかわらず、0.5～0.6 で安定している。しかし、締固めた場合は静止時においては 0.5 前後で安定しているものの、主働時においては極めて不安定で、その変動範囲も 0.2～1.0 と大きい。図-1.10 は相対作用位置と嵩上げ比及び壁移動量との関係を示したもので静止時においては締固めた方がゆる詰めの時より高くなる傾向を持ち、主働時においては不安定になる。しかし、その変動範囲は 0.3～0.5 と小さい。

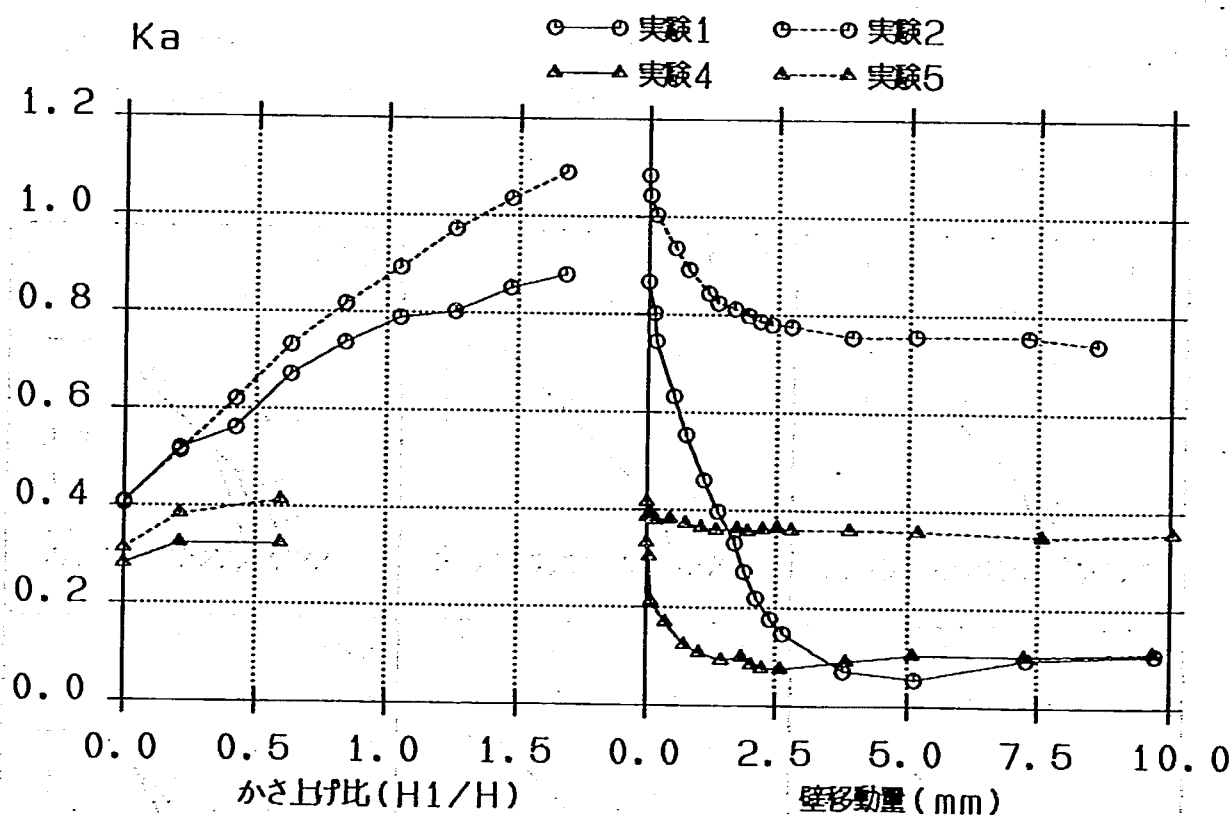


図-1.8 土圧係数（施工条件の影響）

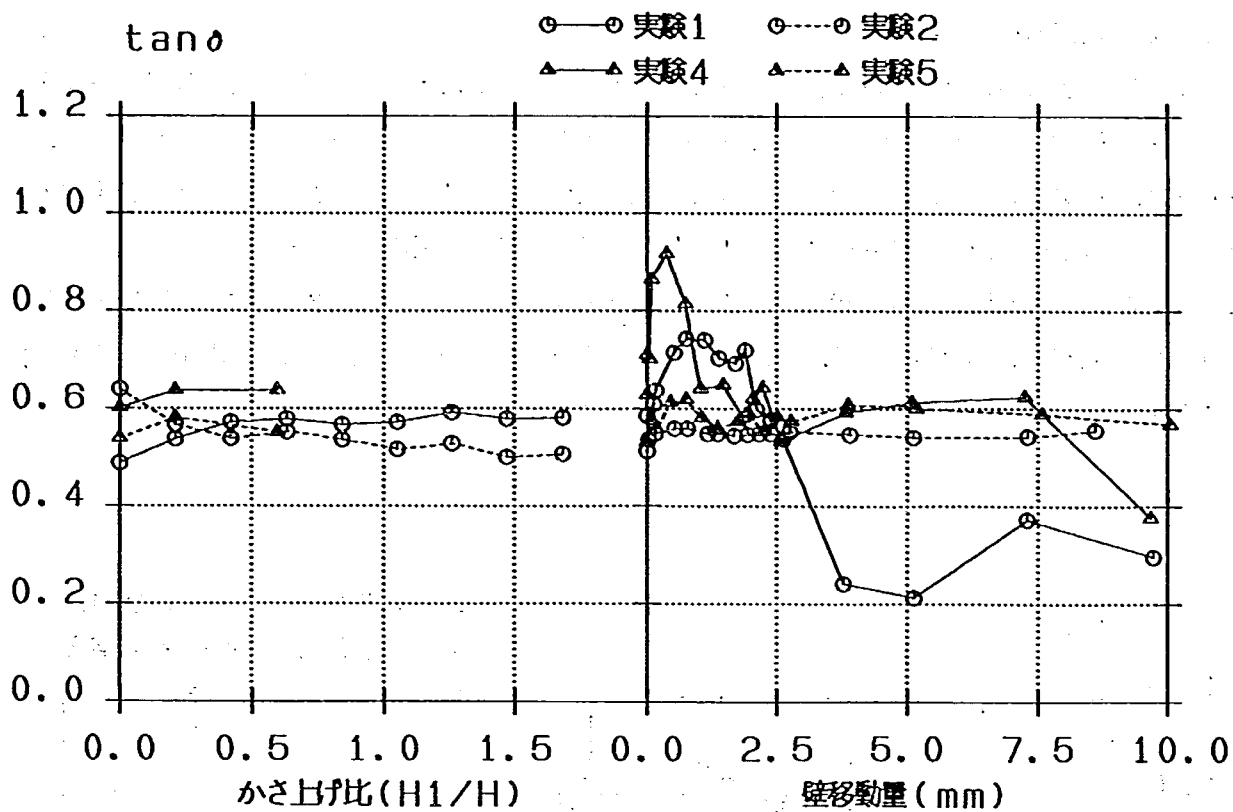


図-1.9 壁摩擦係数 (施工条件の影響)

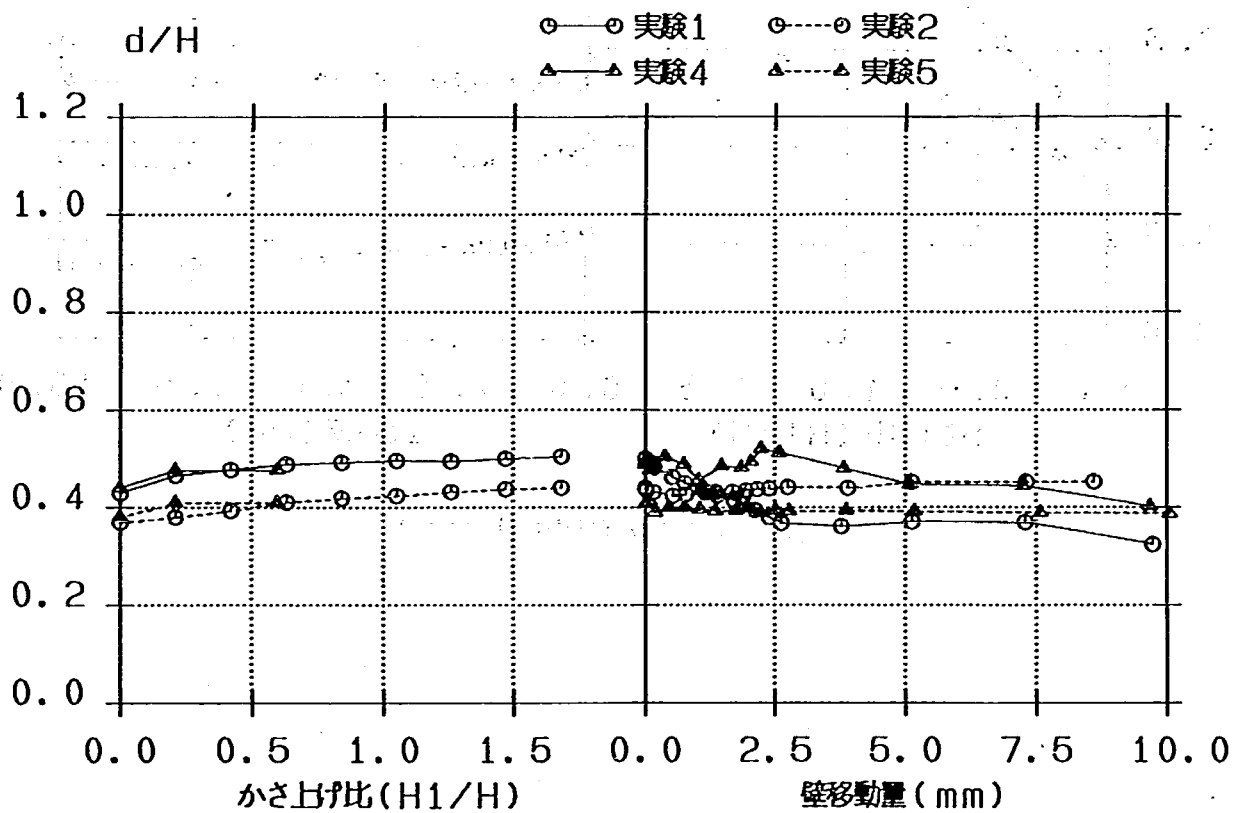


図-1.10 相対作用位置 (施工条件の影響)

1.6.2 地山形状の影響

地山形状が擁壁に及ぼす影響を図-1.11～1.13に示す。図-1.11土圧係数と嵩上げ比及び壁移動量との関係を表わしたものである。土圧は裏込め土量が少なくなるにしたがい小さくなる傾向を持ち、あきらかに地山の影響を受けていることがわかる。施工条件はゆる詰めなので主働時における急激な減少はなかった。図-1.12は壁摩擦係数と嵩上げ比及び壁移動量との関係を示したもので静止時、主働時にかかわらず、また地山形状にかかわらず0.5～0.6と安定している。図-2.13は相対作用位置と嵩上げ比及び壁移動量との関係を示したもので静止時、主働時にかかわらず、また地山形状にかかわらず0.4前後で安定している。

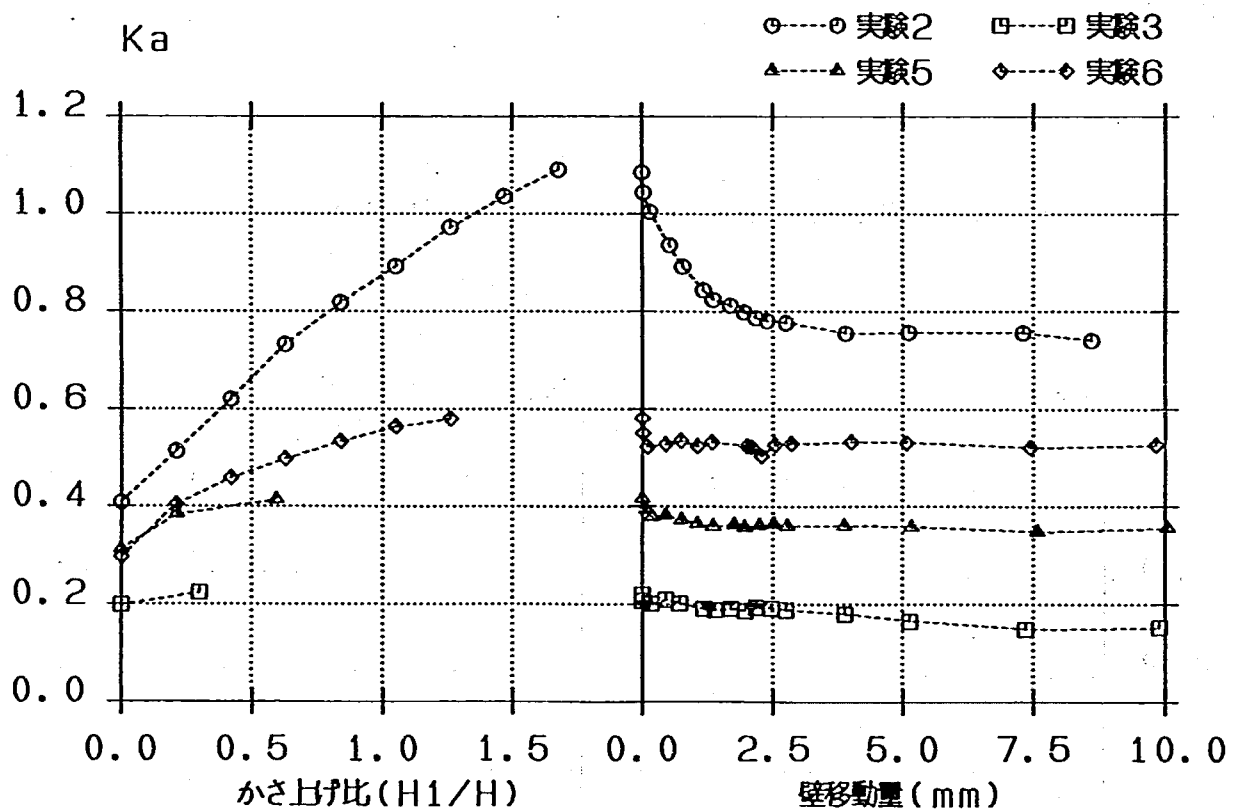


図-1.11 土圧係数 (地山形状の影響)

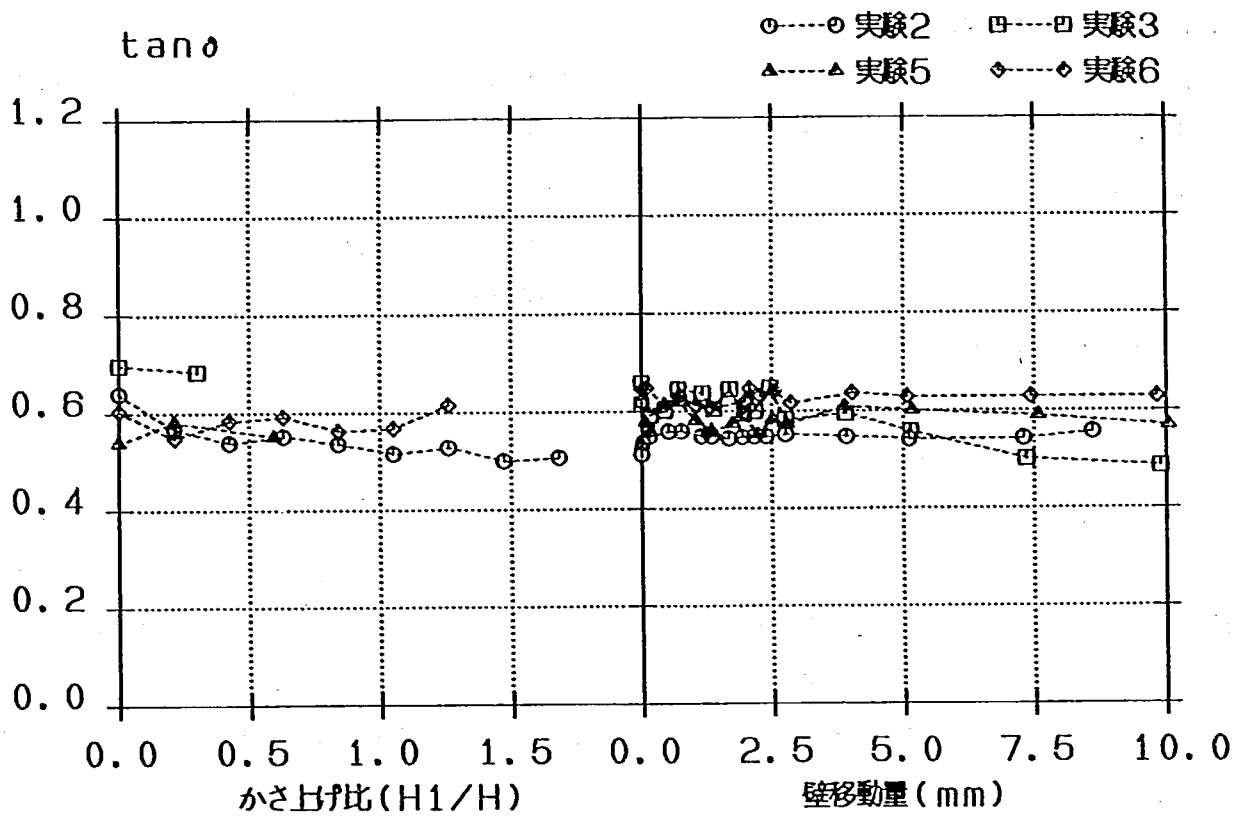


図-1.12 壁摩擦係数 (地山形状の影響)

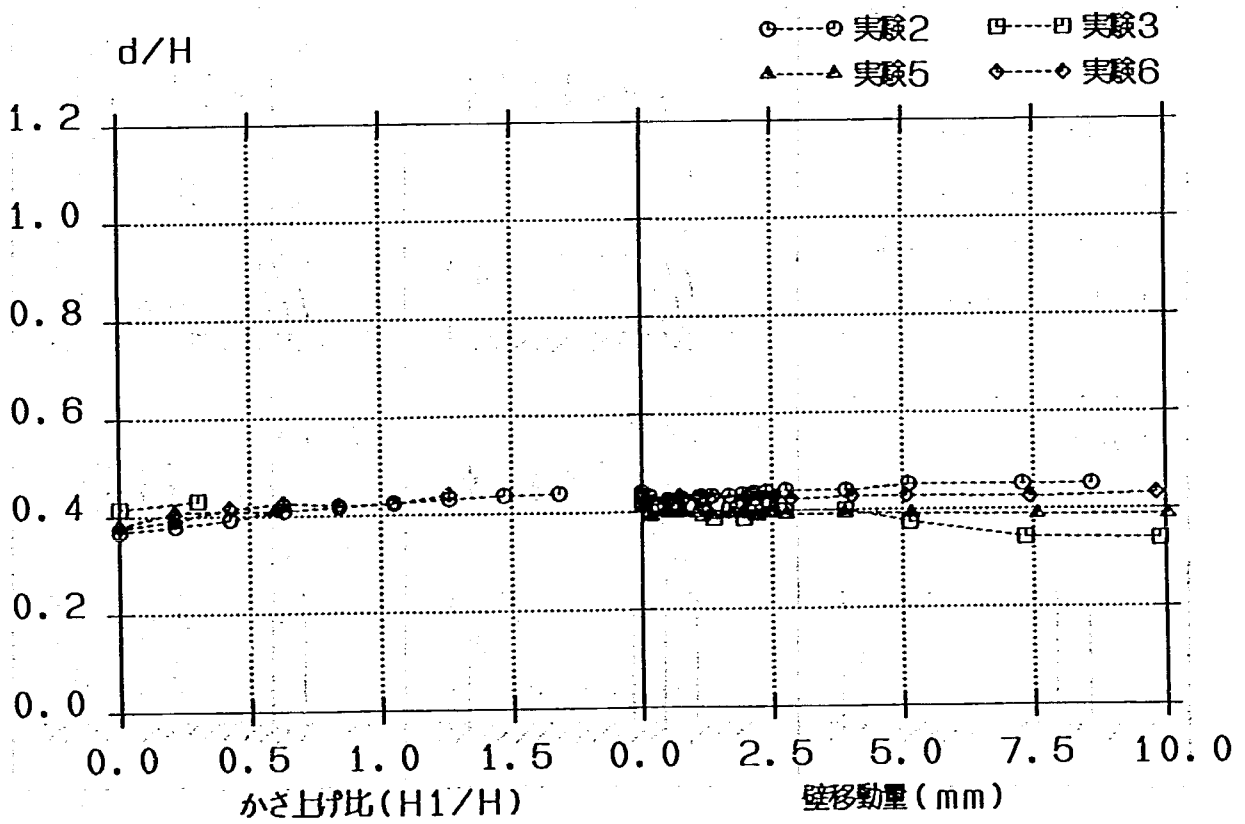


図-1.13 相对作用位置 (地山形状の影響)

1.7 降雨及び排水工の影響に関する実験

擁壁の変状や倒壊事故の多くは豪雨時に発生しているが、この原因の一つとして降雨によって擁壁に作用する土圧が増大することがあげられる。なお、ここで言う土圧とは、土圧と水圧を含めた全荷重をさしている。

降雨によって土圧が増加する原因として、次に示す事項が考えられる。

- ① 擁壁裏込め土の含水量の増加に伴う単位体積重量の増加
- ② 内部摩擦角及び粘着力の減少
- ③ 粘性土の含水膨張
- ④ 浸透圧あるいは静水圧の発生

したがって擁壁の設計に際しては、降雨の影響を十分考慮する必要があるが、現行の設計指針等では、排水工の整備の必要性を示しているのみで、とくに設計上の対応が示されていないことが多い。また、連続降雨による定常状態での浸透圧を考慮した土圧算定法は、幾つか報告されているものの大型実験によって降雨が土圧に及ぼす影響が検討された事例はほとんど見当たらない。このようなことから、降雨が土圧に及ぼす影響を把握することを目的として、図-1.14に示す各種擁壁実験を実施した。以下、これらの実験結果について述べる。

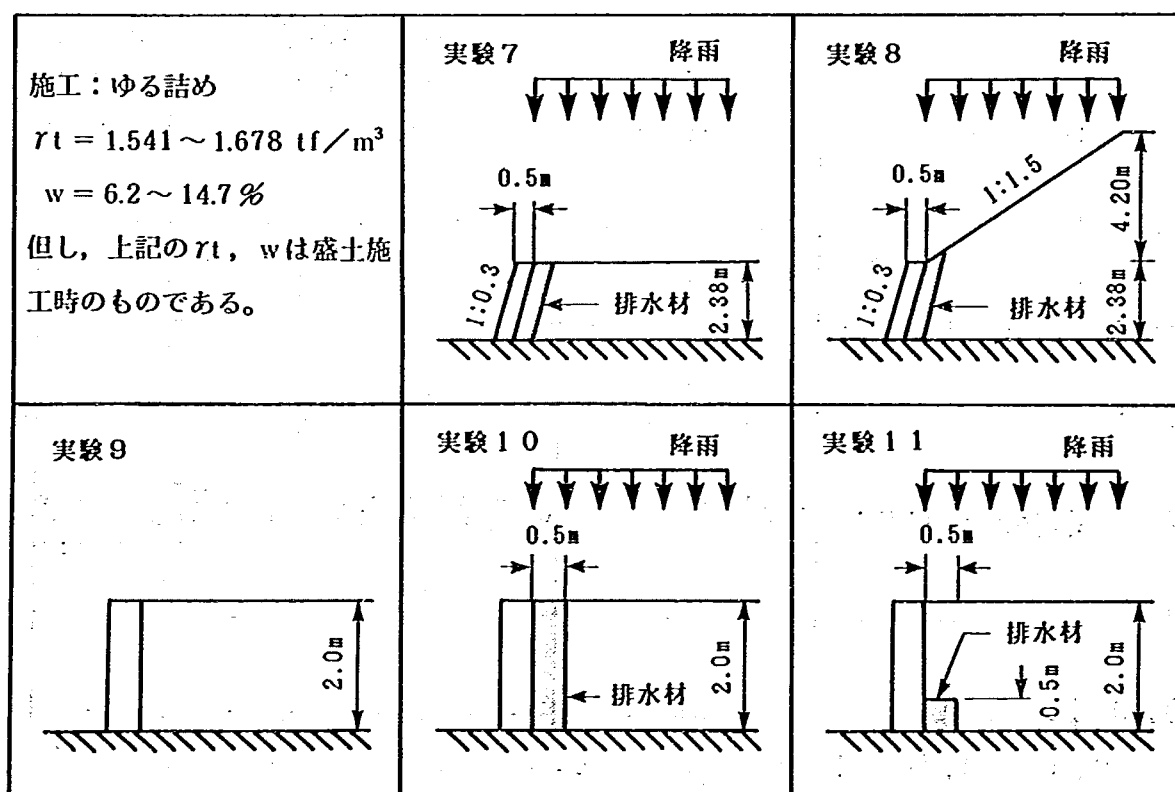


図-1.14 実験条件

1.7.1 降雨の影響

降雨が擁壁に及ぼす影響を図-1.15~1.17に示す。図-1.15は土圧係数と盛土の状態および壁移動量との関係を示したものである。実験7、実験8はともに盛土完成時と比べて定常透水時における土圧の方が大きい。しかし、その差はきわめてわずかである。また、壁移動終了後における土圧の回復度が顕著であること以外降雨の影響は観察できなかった。図-1.16は壁摩擦係数と盛土の状態および壁移動量との関係を示したものである。壁摩擦係数は0.4~0.8でその変動範囲は小さくはないが降雨の影響は特に観察されなかった。図-1.17は相対作用位置と盛土の状態および壁移動量との関係を示したものである。相対作用位置は0.5~0.7と若干高いが、盛土完成時から壁移動時まで大きな変化はなく、これは1.6の実験結果と一致しており、降雨の影響は認められない。

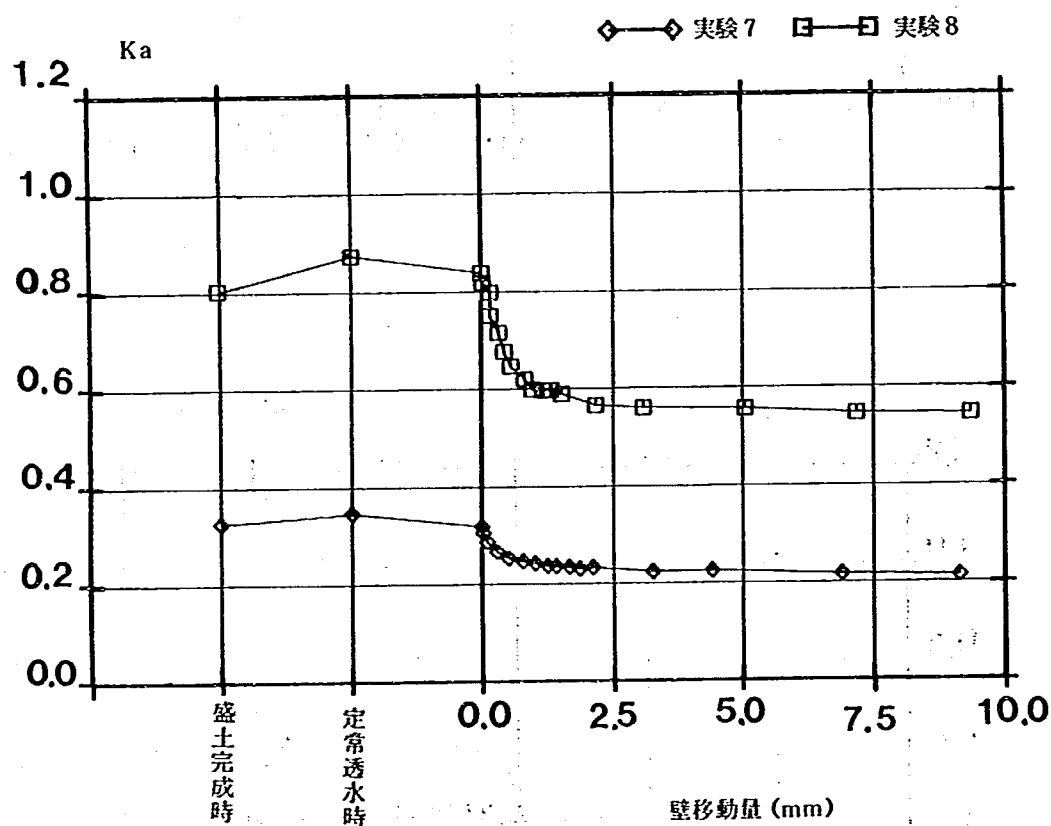


図-1.15 土圧係数(降雨の影響)

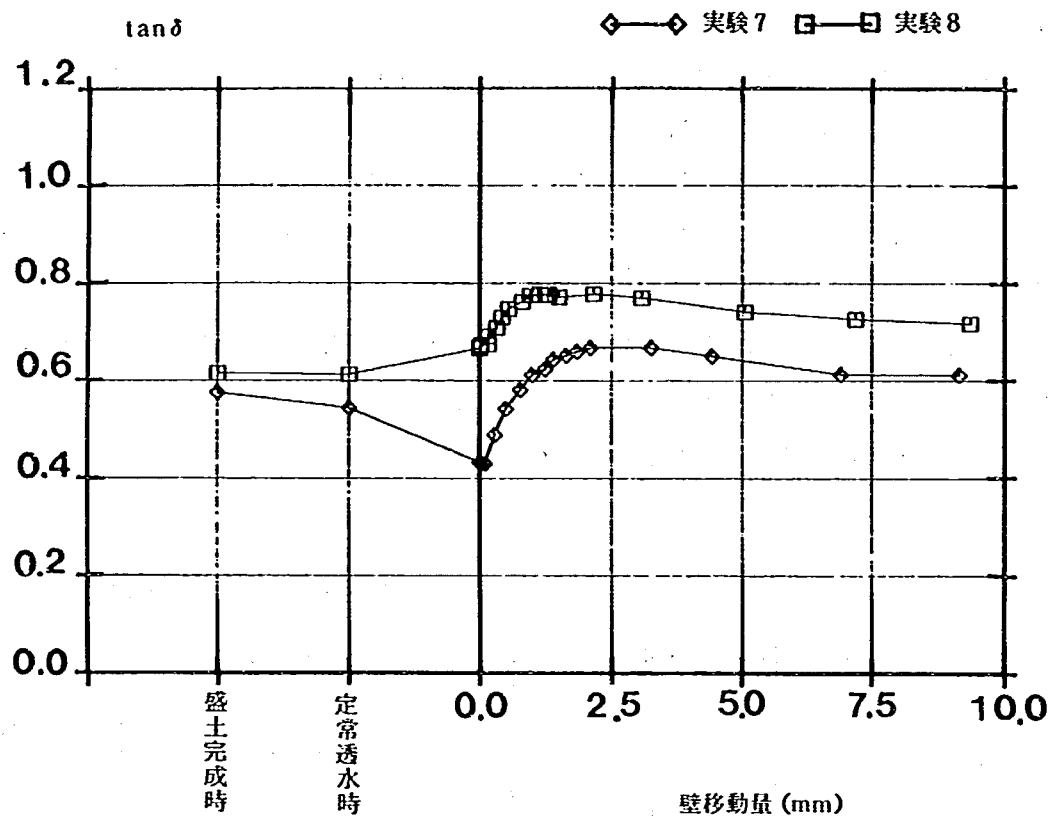


図-1.16 壁摩擦係数 (降雨の影響)

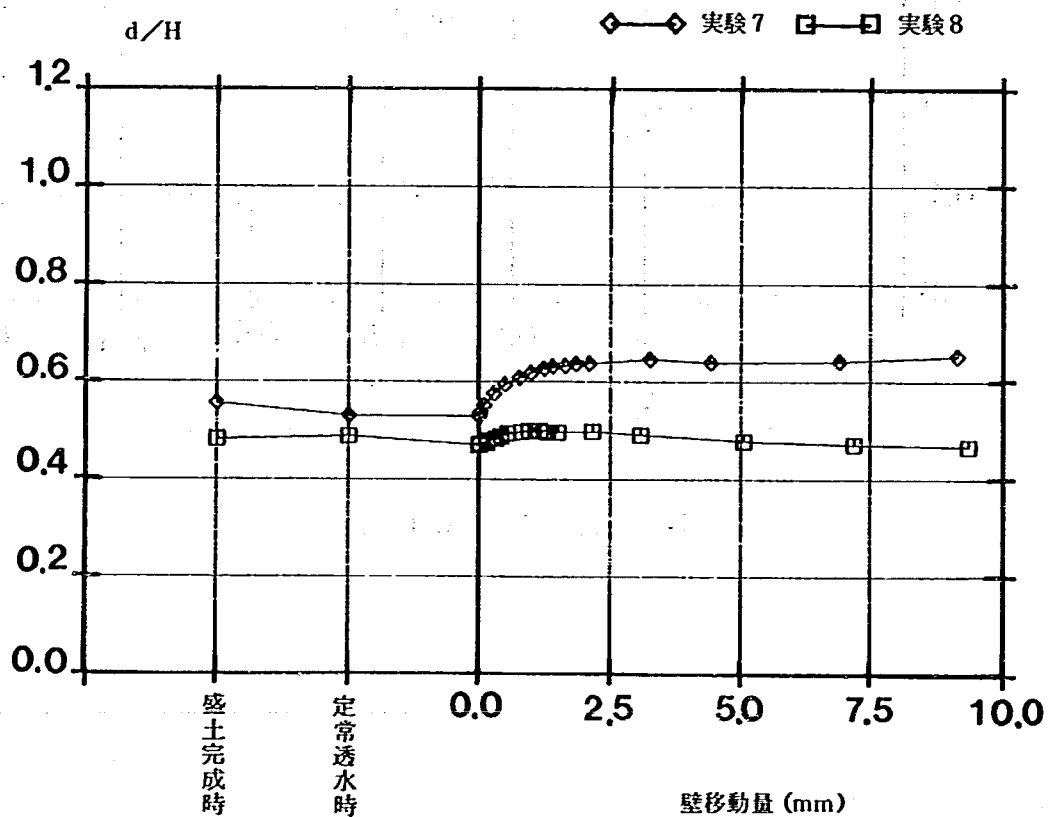


図-1.17 相対作用位置 (降雨の影響)

1.7.2 排水工の影響

排水工が擁壁に及ぼす影響を図-1.18～1.20に示す。図-1.18は土圧係数と盛土の状態および壁移動量との関係を示したものである。排水停止時の土圧は盛土完成時における土圧の3倍弱で、定常透水時には排水効果の高い排水工の実験10の方が排水効果の低い実験11より土圧は小さい。こうしたことから排水工の良否が擁壁に及ぼす影響は極めて大きいと言える。図-1.19は壁摩擦係数と盛土の状態および壁移動量との関係を示したものである。排水停止時の壁摩擦係数は盛土完成時における壁摩擦係数の約1/3で降雨による影響は認められたものの、実験10と実験11の結果に差異はなく排水工による影響は認められなかった。図-1.20は相対作用位置と盛土の状態および壁移動量との関係を示したものである。相対作用位置は各実験とも0.3～0.4と安定しており、降雨の影響も排水工による影響も認められなかった。

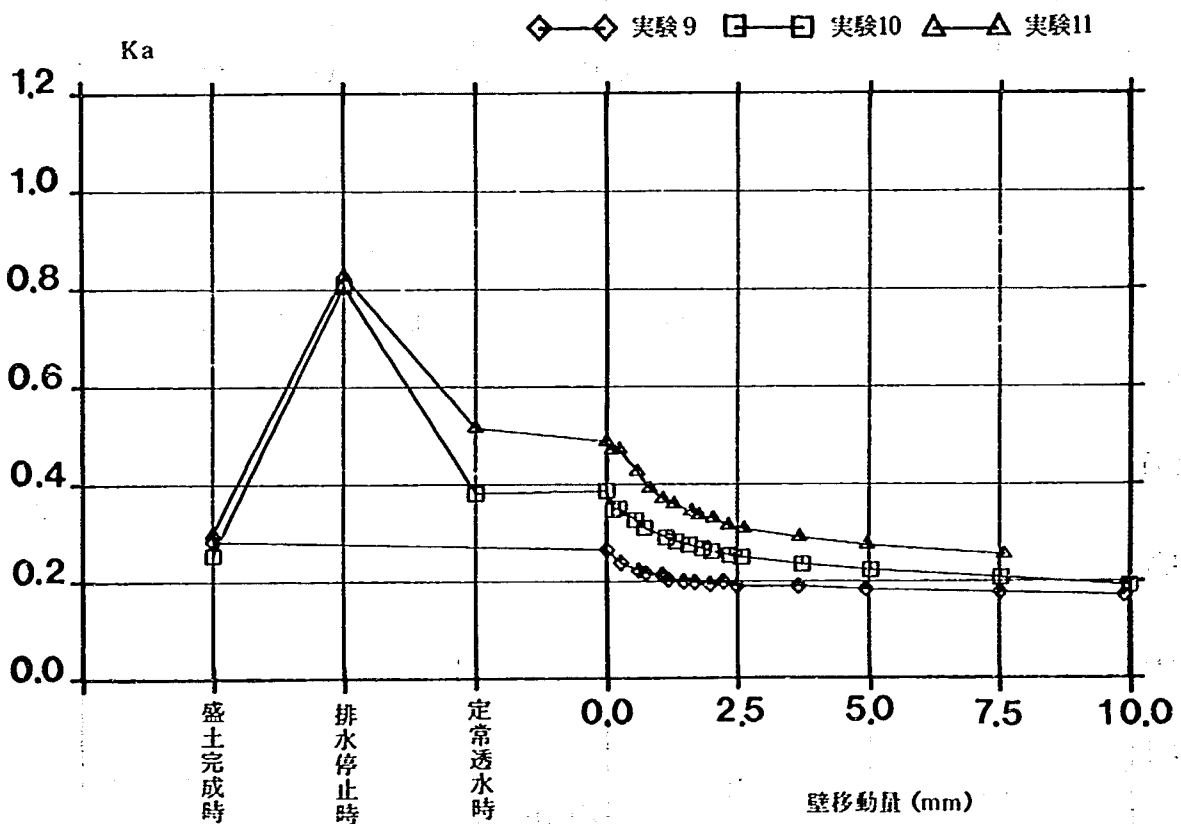


図-1.18 土圧係数（排水工の影響）

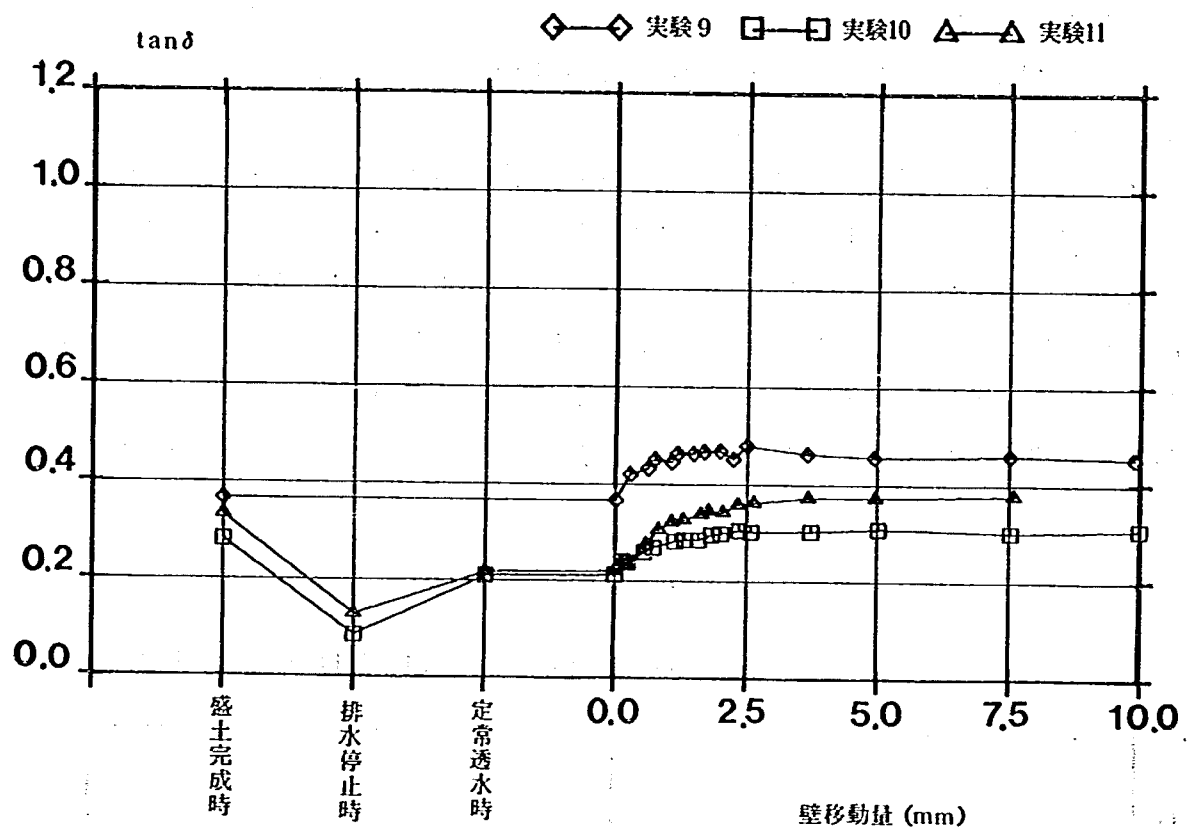


図- 1.19 壁摩擦係数 (排水工の影響)

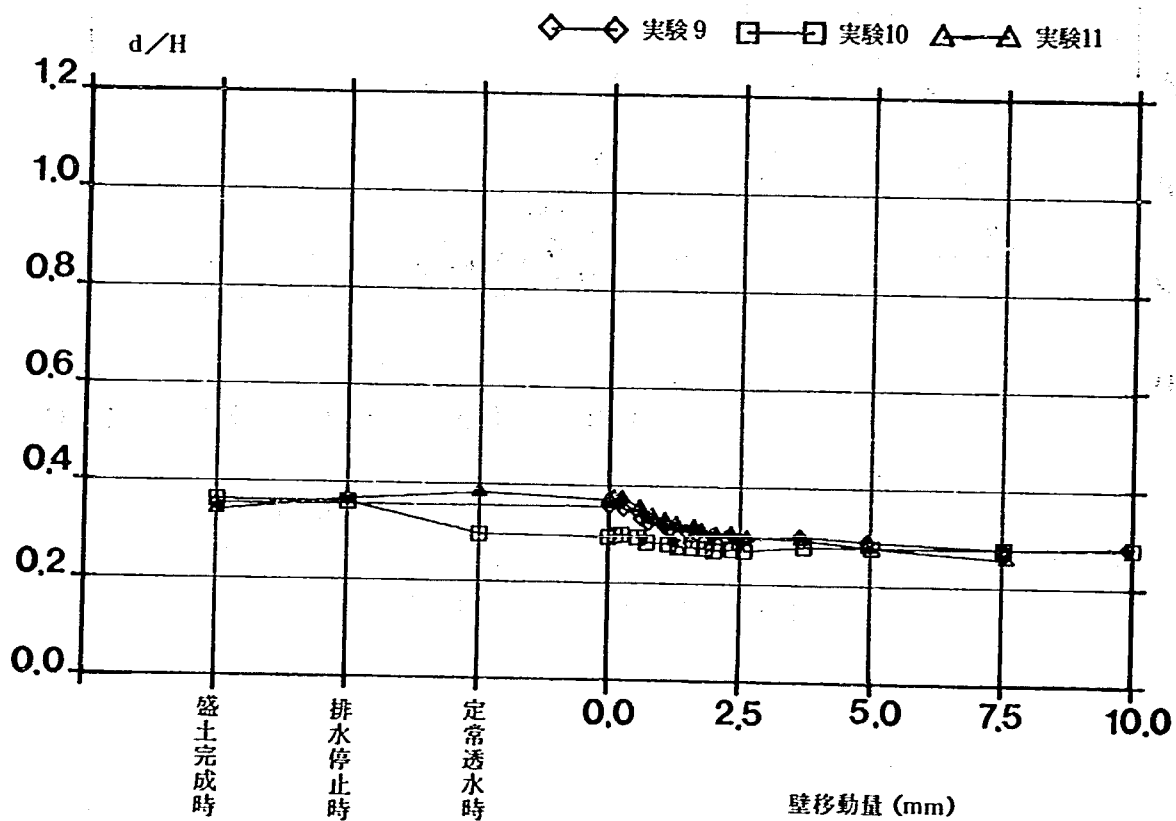


図- 1.20 相対作用位置 (排水工の影響)

1.8 有限要素法による数値解析

現行の土圧算定法の多くは、塑性平衡状態における土圧を対象としているので、裏込め土の施工条件や壁移動に対応した土圧の変化を知ることができない。このためここでは有限要素法を用いて、壁の種類や裏込め土の施工条件及び嵩上げ盛土や壁移動が土圧に及ぼす影響について検討を加えた。

検討の対象としたのは、実験1、実験2の2ケースであり、実験条件にあわせて盛土中及び壁移動時の土圧の変化を追跡した。

解析モデルの境界条件は、実験壁及びピット底面に接する部分はいずれも固定とし、裏込め土との間には摩擦を考慮するためにジョイント要素を設けた。また、裏込め土の非線形性を考慮するために、土の構成式としてDuncan - Chanの双曲線型応力-歪曲線を採用するとともに、ジョイント要素のせん断応力-相対変位関係にも双曲線型の関数を採用した。表-1.4に解析に用いた物性定数を示す。解析を行うに際して、土は一般に引張力に対して抵抗し得ないと考えられることから、No Tension解析を行うとともに段階施工を考慮して、1ステップの盛土高さ50cmで盛土を行った。さらに、実験壁は盛土中は固定とし、盛土が完成すると主働方向に0.5mmピッチで16mmまで平行移動させた。

以上の条件の下で行った解析結果の一部を図-1.21から図-1.25に示す。これらの図にはいずれもそれぞれの条件における変位及び主応力の状態を示しているが、裏込め土の施工条件や実験壁の種類、あるいは実験壁の移動量によって裏込め土の変位や応力状態が異なることがわかる。なお、施工条件が締固めの場合には、実験壁の移動量が5mm程度に達するとジョイント要素の開口現象が認められたので、壁移動量16mmの解析結果は割愛した。

表-1.4 解析に用いた物性定数一覧

	単位体積重量 γ (tf/m ³)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	初期接線係数 E_i (tf/m ²)	接線係数 (載荷時) K	接線係数 (除荷時) K_{ur}	双曲線指数 n	破壊比 R_f	ポアソン比 ν
締固め砂	1.8	0.7	40.0	4,000	700	700	0.25	0.96	0.35
ゆる詰め砂	1.6	0.7	25.0	4,000	350	350	0.25	0.96	0.35

	初期せん断剛性 K_I	双曲線指数 n	破壊比 R_f	内部摩擦角 δ (°)	垂直剛性 (引張側) KN_1 (tf/m ²)	垂直剛性 (圧縮側) KN_2 (tf/m ²)
ジョイント要素	50,000	1.0	0.9	18.0	20	2,000,000

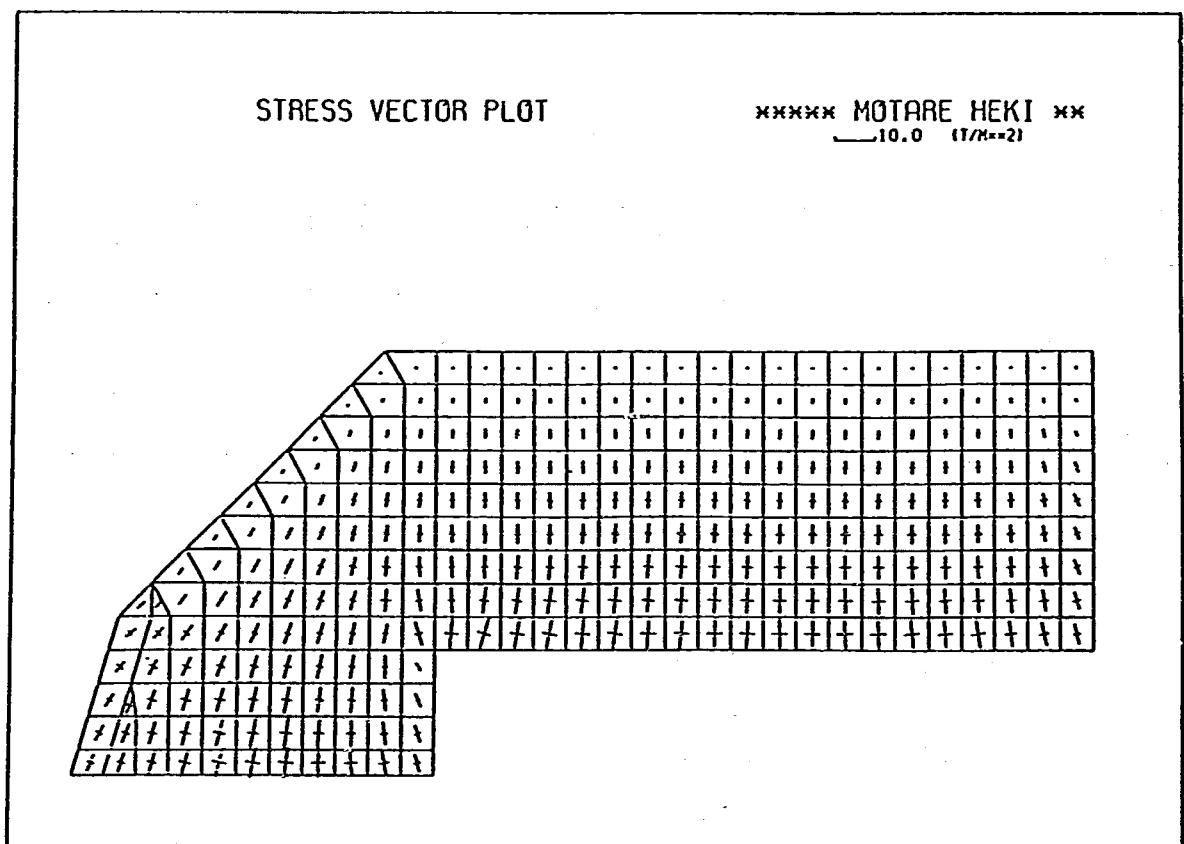
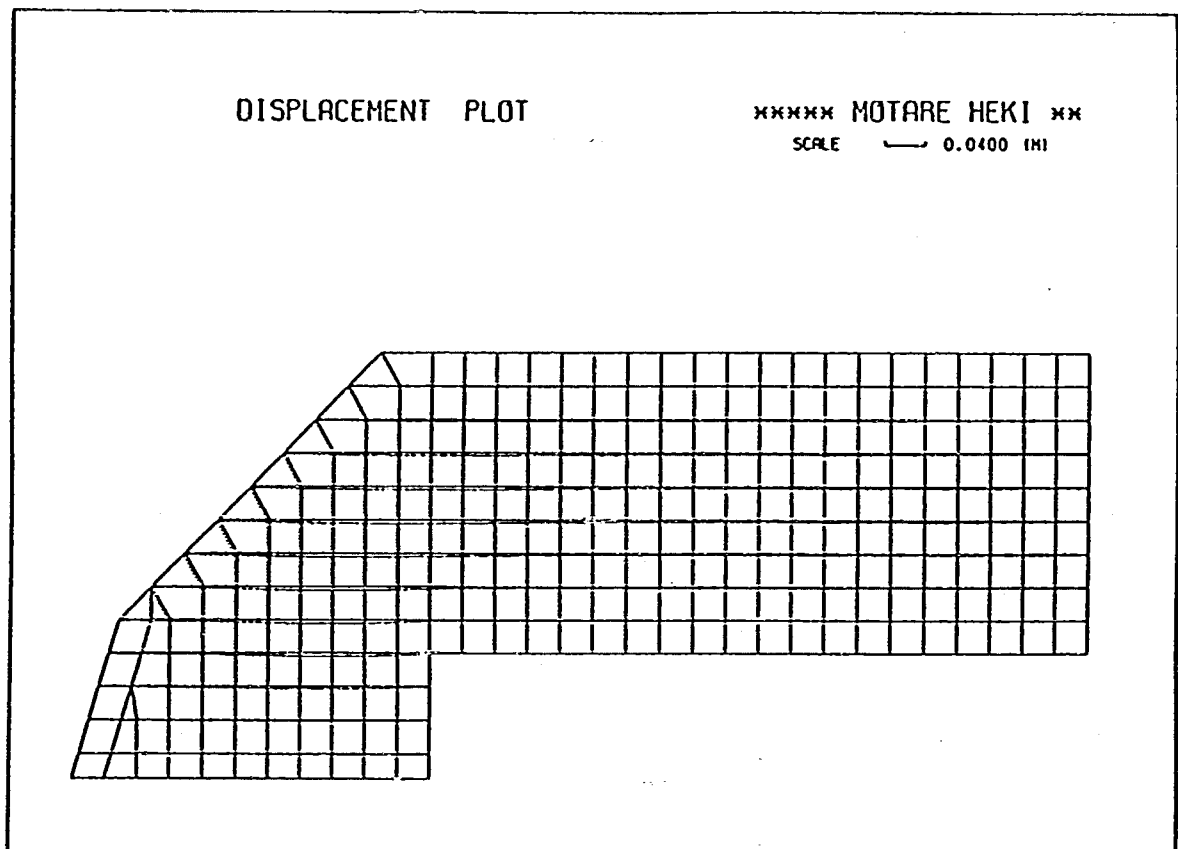


図- 1.21 変位図及び主応力図 (もたれ壁, 締固め, 盛土完成時)

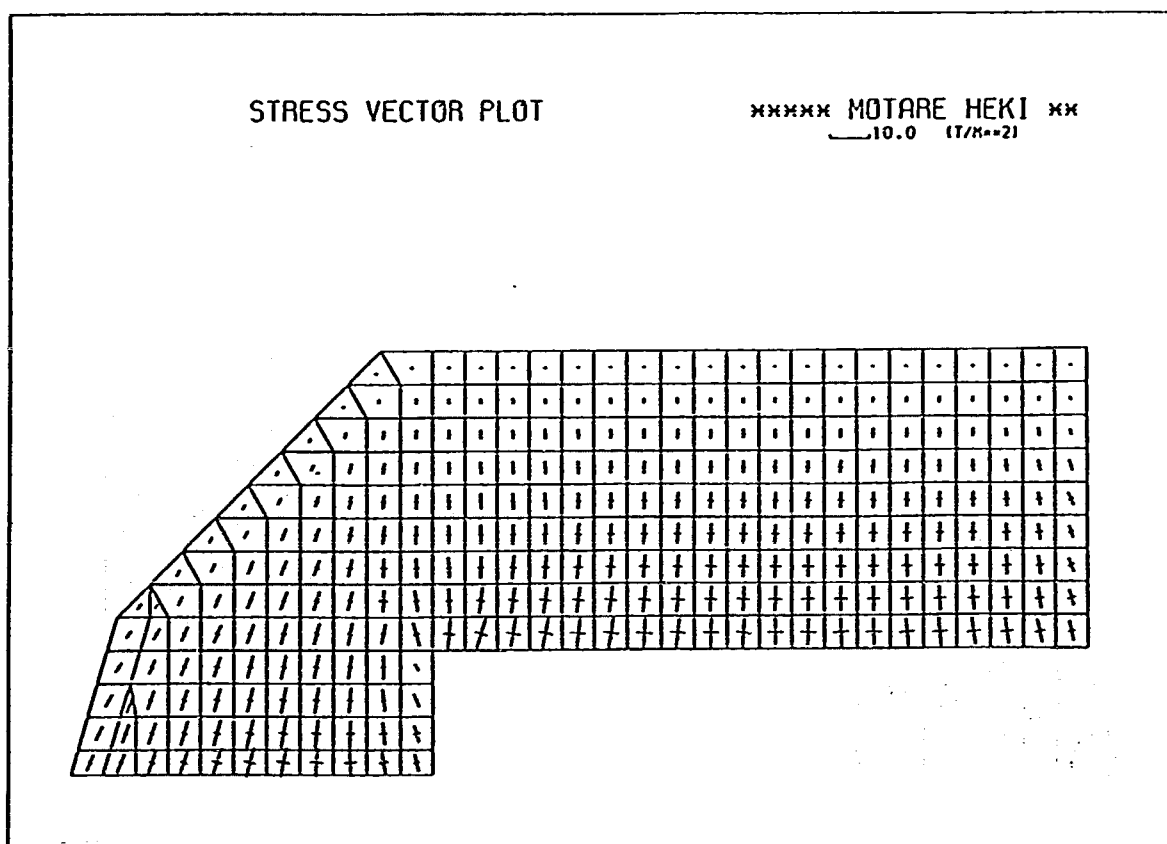
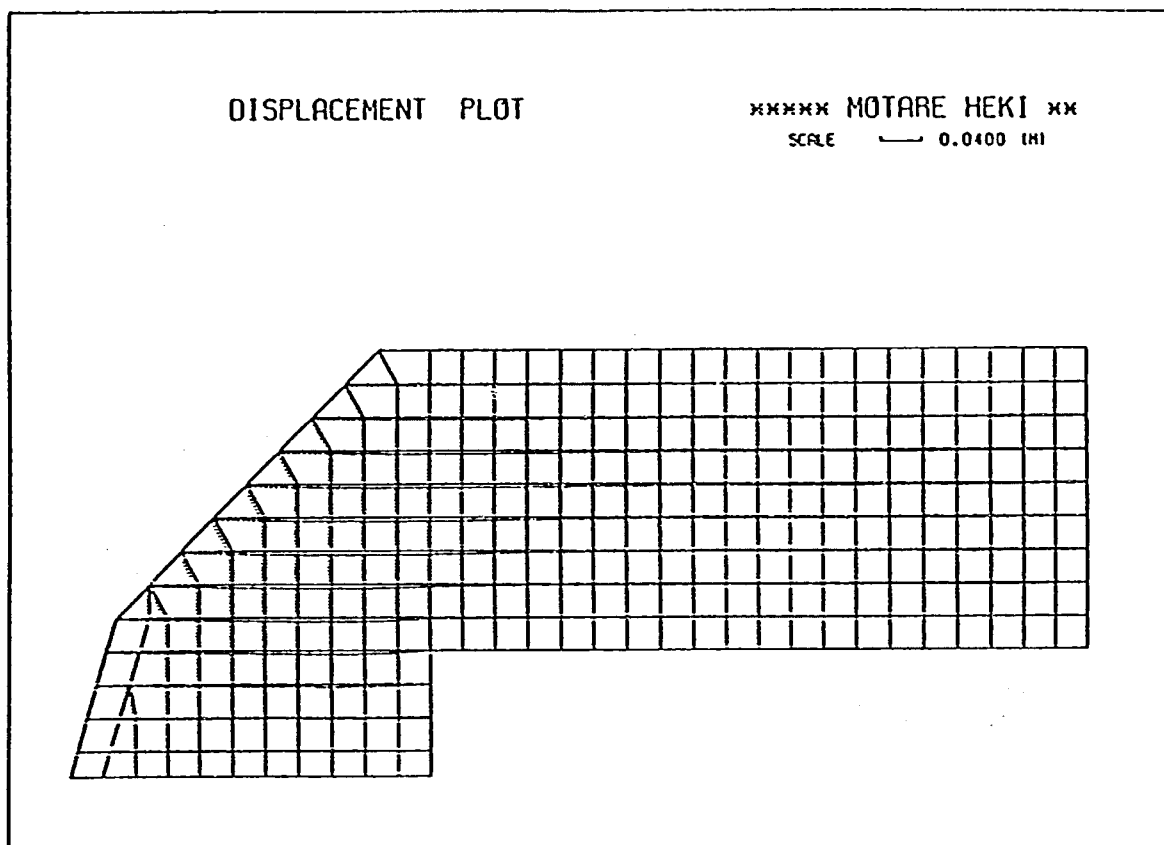
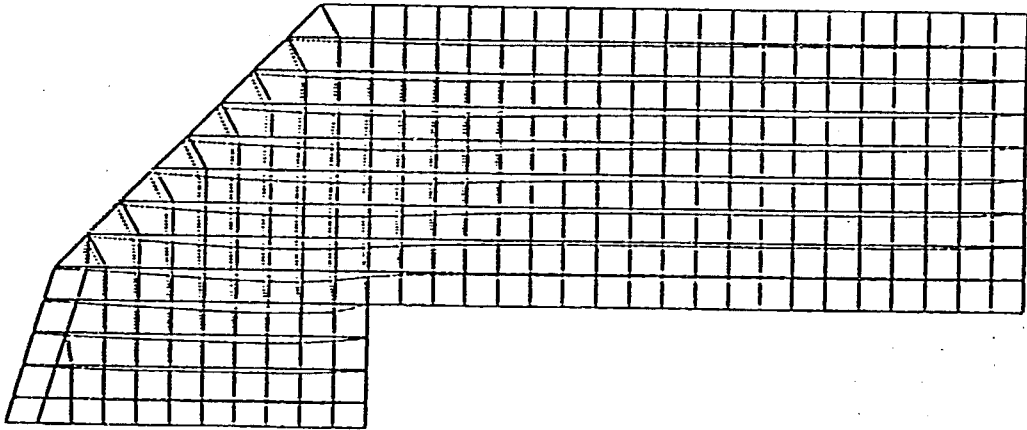


図-1.22 変位図及び主応力図（もたれ壁，締固め，壁移動量 2 mm）

DISPLACEMENT PLOT

***** MOTARE HEKI **
SCALE — 0.0400 (H)



STRESS VECTOR PLOT

***** MOTARE HEKI **
— 10.0 (T/K+2)

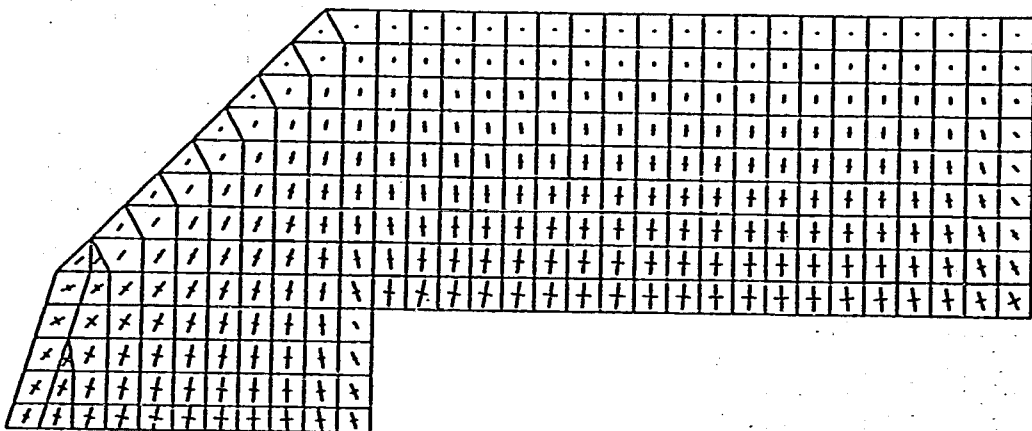
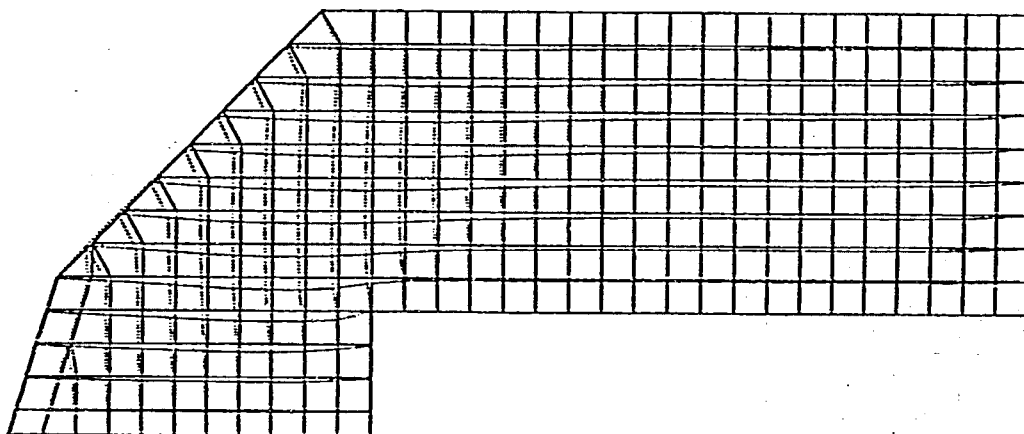


図- 1.23 変位図及び主応力図 (もたれ壁, ゆる詰め, 盛土完成時)

DISPLACEMENT PLOT

***** MOTARE HEKI **
SCALE — 0.0400 INI



STRESS VECTOR PLOT

***** MOTARE HEKI **
— 10.0 IT/K=21

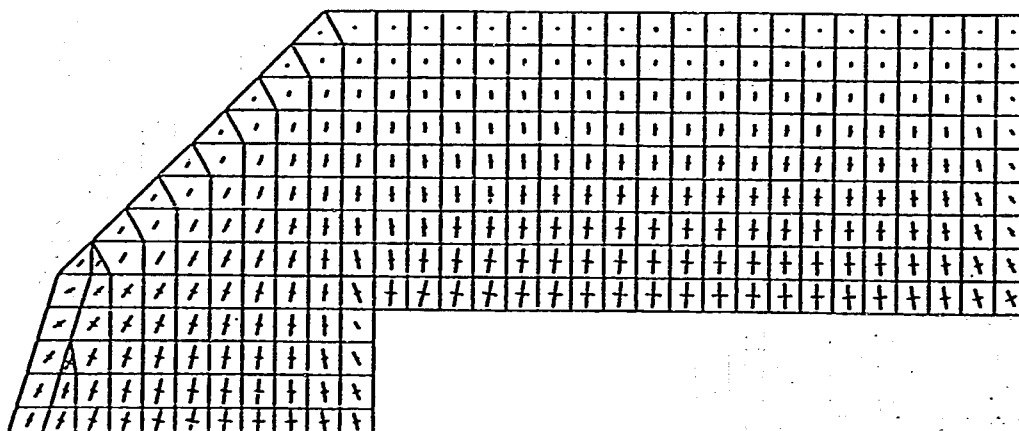


図-1.24 変位図及び主応力図（もたれ壁，ゆる詰め，壁移動量2mm）

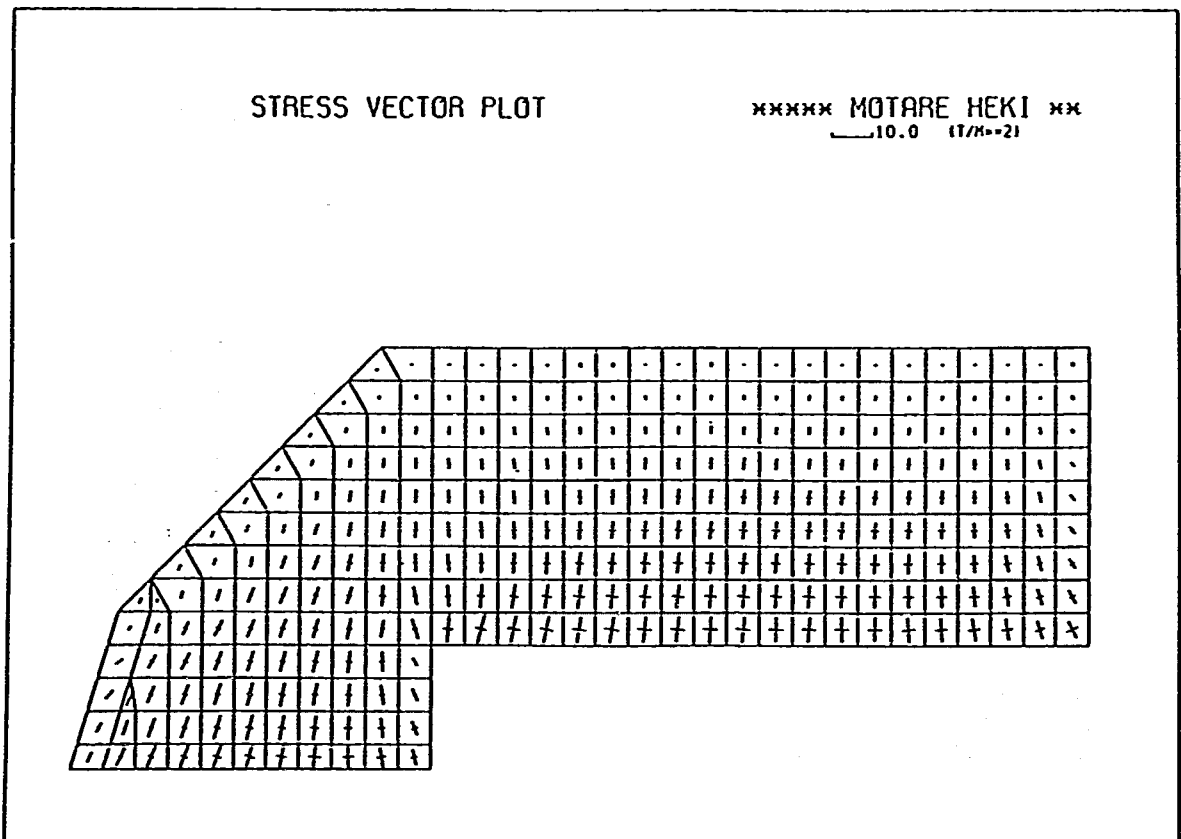
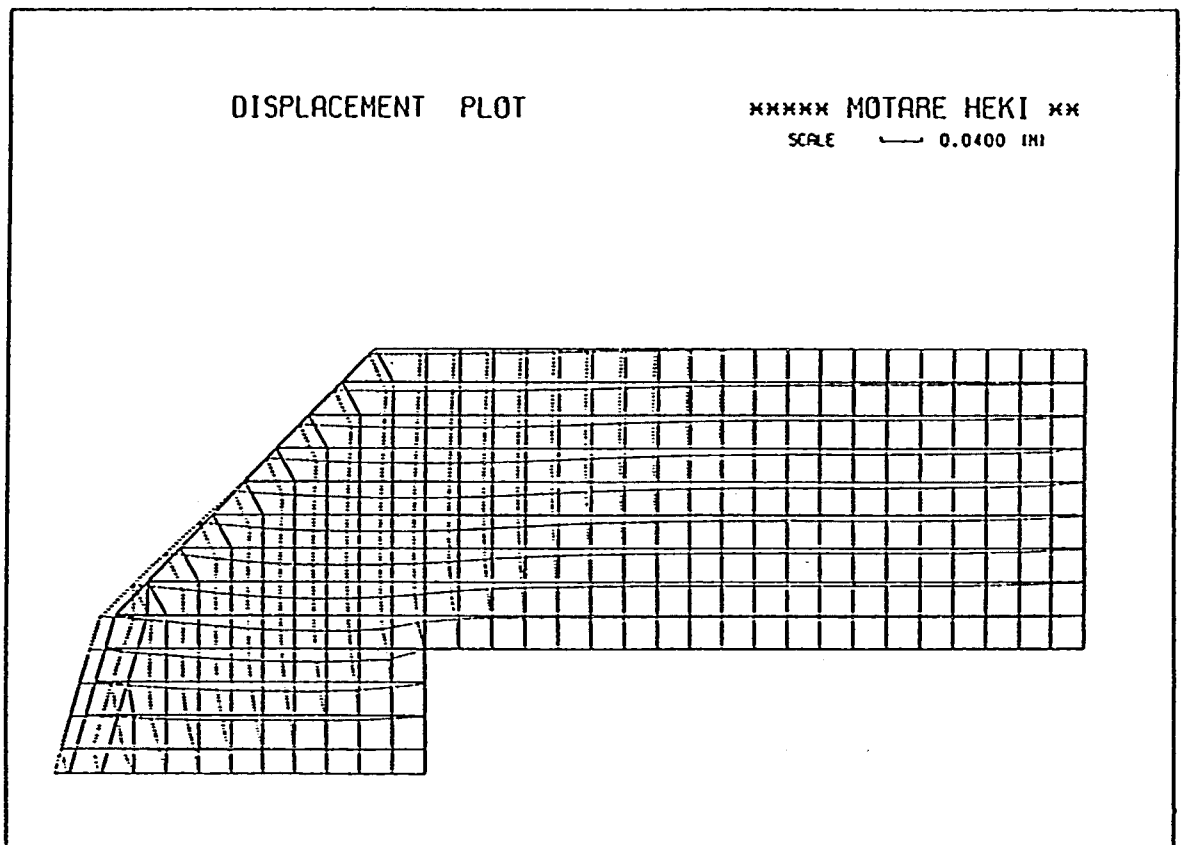


図- 1.25 変位図及び主応力図（もたれ壁，ゆる詰め，壁移動量 16 mm）

擁壁の設計において、土圧の水平成分は重要な役割を持つが、図-1.26に施工条件に応じたもたれ壁に作用する土圧の水平成分の分布を示す。さらに各図には盛土状態や壁移動に応じた分布形状の変化も示した。まず嵩上げ盛土の影響に注目すると、いずれのケースにおいても壁高までの盛土完了時と比較して、嵩上げが行われると土圧の水平成分は非常に大きくなるとともに、その分布形状も三角形分布から台形分布に近づく傾向を見せ、嵩上げ盛土の影響が顕著に見られる。また盛土完成時の土圧は施工条件にかかわらず、一般にもたれ壁よりも直壁の方が大きな結果を示している。次に壁移動時の土圧の挙動を見ると、施工条件によって大きく異なり、施工条件が締固めの場合は3mm程度の移動量で急激に土圧強度が減少するのに対して、ゆる詰めの場合は土圧強度の減少が緩やかなのみならず、その減少量も少ない。これらの傾向は、実験結果とも合致している。

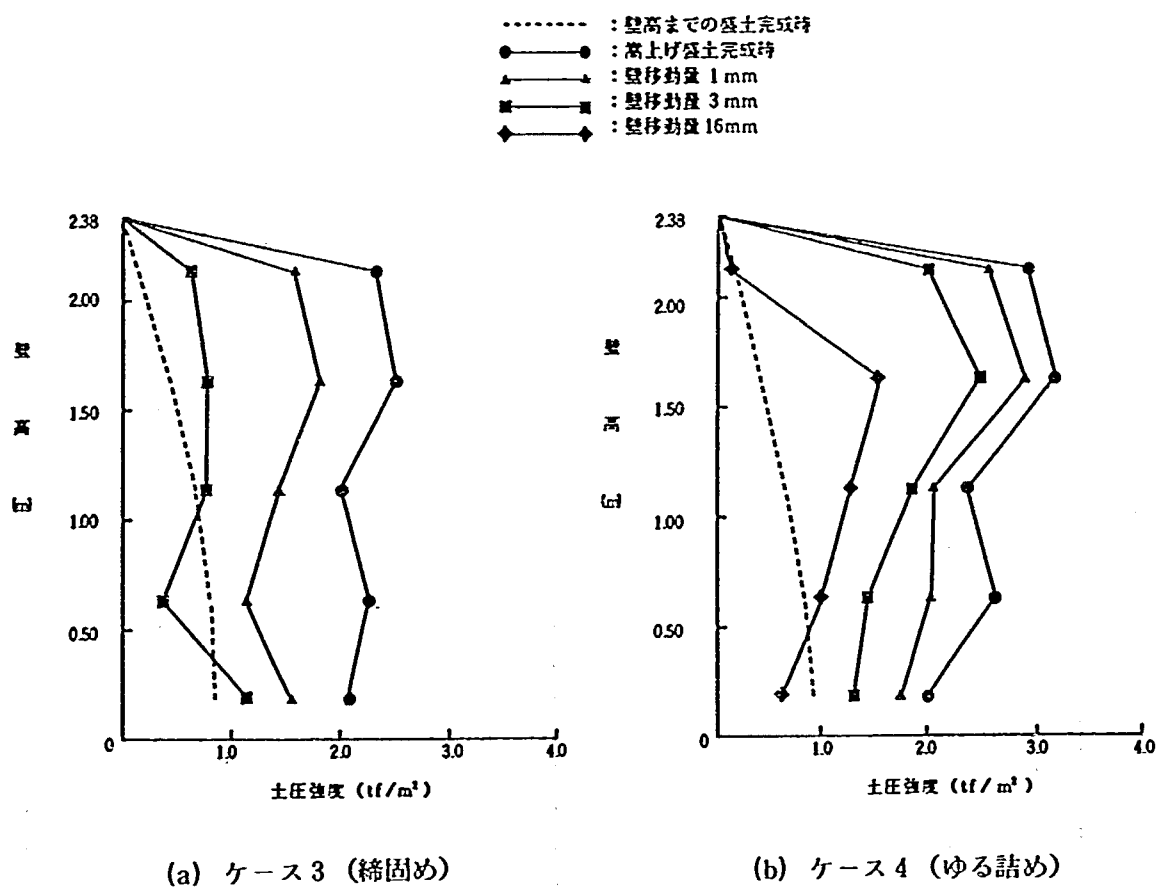


図-1.26 土圧の水平成分の分布形状 (もたれ壁)

図-1.27～1.29に実験1, 実験2の計算結果をそれぞれ土圧係数, 壁摩擦係数, 相対作用位置に関して整理したものを比較して示す。計算結果は要素応力 σ_x , σ_y , τ_{xy} を利用して求めた。

図-1.27は土圧係数と嵩上げ比及び壁移動量との関係を表わしたものである。土圧係数は, 施工条件が締固めよりもゆる詰めの方が大きい。壁移動時においては施工条件がゆる詰めの場合はゆるやかに減少するが, 締固めの場合は急激に減少する。このような傾向は実験結果と良く一致しているが, 値はかならずしも一致しない。これは, 実際の材料が非連続体であるのに対して有限要素法は材料非線形を考慮しているものの幾何学的非線形を考慮していない連続体としてモデル化されているためだと考えられる。

図-1.28は壁摩擦係数と嵩上げ比及び壁移動量との関係を示したものである。壁摩擦係数は, 嵩上げ比が大きくなるに従い小さくなる。壁移動時においては施工条件がゆる詰めの場合はゆるやかに増加するが, 締固めの場合は急激に増加する。実験結果と比較すると実験結果が0.6前後であるのに対して計算結果は0.4前後となった。

図-1.29は相対作用位置とかさ上げ比及び壁移動量との関係を示したものである。相対作用位置は, 静止時, 主働時にかかわらず0.4～0.5で安定し, 実験結果と良く一致している。

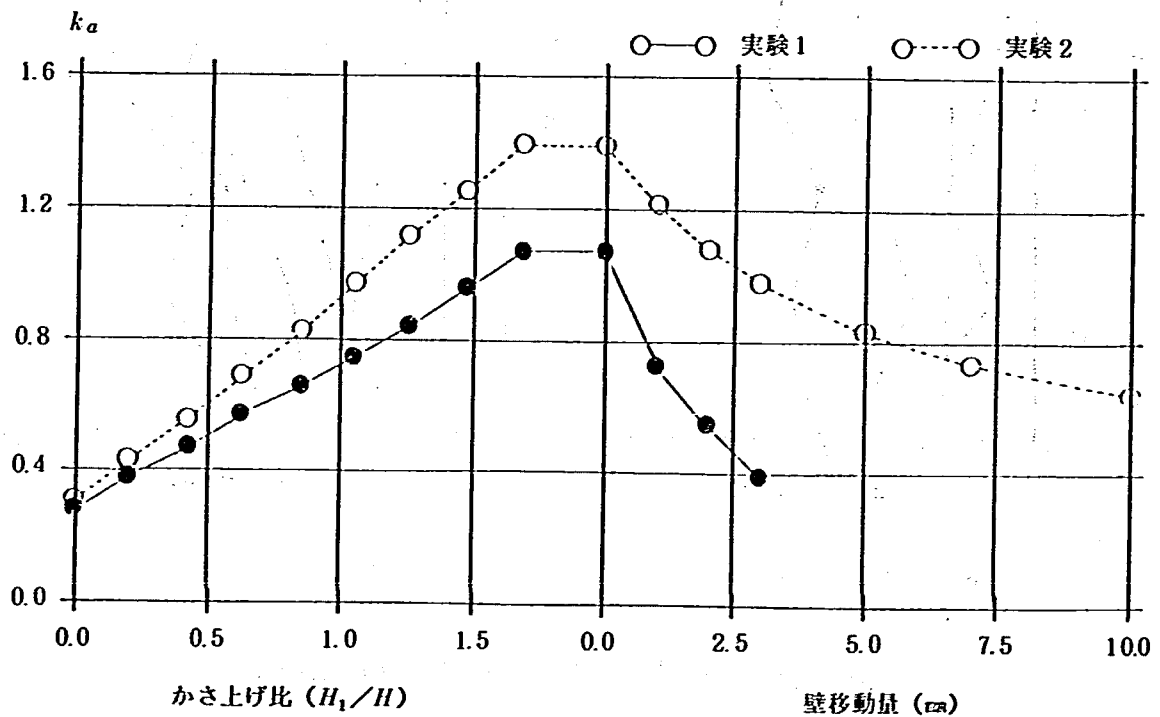


図-1.27 土圧係数 (計算結果)

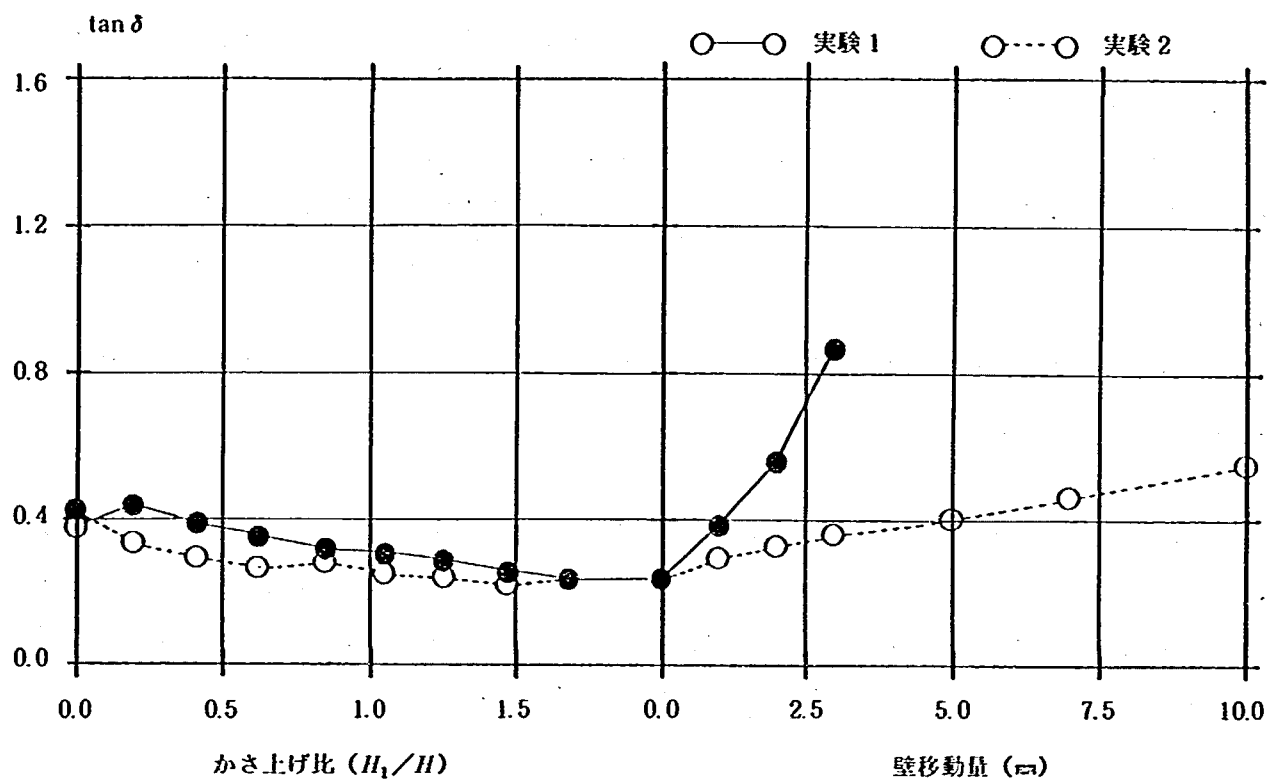


図-1.28 壁摩擦係数 (計算結果)

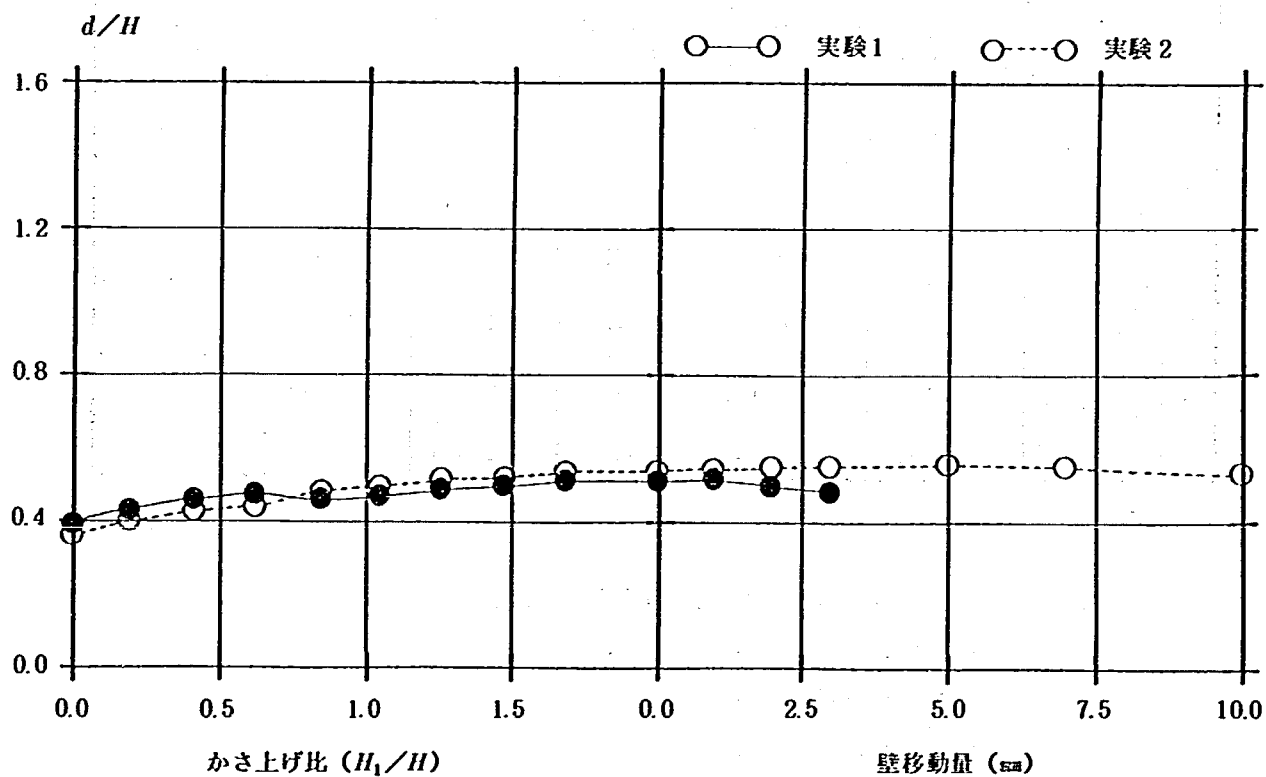


図-1.29 相対作用位置 (計算結果)

以上に述べた計算結果を、土圧三要素について実測値と比較して表- 1.5 に示す。なお、各ケースとも壁高までの盛土完成時、嵩上げ盛土完成時及び主働時について示した。

土圧合力は、嵩上げ盛土完成時においては、計算値が実測値を大きく上回っており、嵩上げ盛土の影響を強く受けているが、盛土時から主働時までの土圧合力の増減傾向については、両者はよい対応を示している。ただし締固めの場合の主働時の土圧合力については、計算値は実測値ほどの急激な減少が認められない。

一方、壁摩擦係数は計算と実測値の対応はあまり認められず、ジョイント要素の物性や盛土の変位量に関する検討が必要なることを示しているものと思われる。また相対作用位置について一般に計算値と実測値はよい対応を示している。

これらのことから、擁壁に作用する土圧を推定する場合、現行の土圧算定法よりもここで示したような有限要素法の方がその挙動をより精度よく推定できることがわかる。特に嵩上げ盛土の影響や壁移動の影響を検討する場合には、有効な手段となり得ると考えられる。しかしながら、解析に用いる物性定数については今後とも検討を続け、解析精度の向上を図る必要がある。

表- 1.5 土圧三要素の比較

		実 測 値			計 算 値		
		土 圧 合 力 P_A (tf/m)	壁摩擦係数 $\tan \delta$ (-)	相対作用位置 d/H (-)	土 圧 合 力 P_A (tf/m)	壁摩擦係数 $\tan \delta$ (-)	相対作用位置 d/H (-)
実 験 1	壁高までの 盛土完成時	1.972	0.489	0.430	1.445	0.385	0.377
	嵩上げ盛土 完 成 時	4.283	0.582	0.505	5.445	0.240	0.510
	主 働 時	0.268	0.213	0.371	1.967	0.867	0.476
実 験 2	壁高までの 盛土完成時	1.802	0.640	0.370	1.387	0.428	0.363
	嵩上げ盛土 完 成 時	4.824	0.507	0.441	6.298	0.244	0.530
	主 働 時	3.131	0.539	0.444	2.368	0.715	0.465

注) 主働時の土圧について

実測値 実験1 : 壁移動量10mmまでの土圧合力の最小時

実験2 : 壁移動量15mm時

計算値 実験1 : 壁移動量3mm時

実験2 : 壁移動量15mm時

1.9 考察

(1) 切土部土圧に関して

地山が安定していれば切土部土圧は裏込め土に生じるすべり線形状に依存する。故に、切土部土圧を考慮するときは最初に地山の安定性を考慮する必要がある。もし、地山が安定していれば切土部土圧は盛土部土圧より小さくなり、従来土圧算定法が適用できる。しかし、地山が不安定であると土圧の算定を行なうだけでは問題があり、地層等も考慮した山全体の安定性の検討および局所的崩壊の予知等が必要になってくる。こうした問題の検討方法は2章に示す。地山の安定性についての判断は「道路土工指針ーのり面工・斜面安定工指針」がひとつの目安となるであろう。

(2) 降雨および排水工に関して

降雨時において注意すべき点は、①のり面崩壊、②浸水による土質の変化、③排水工不良による静水圧の発生、の3点であるが、排水工が良好であれば浸透圧が発生してもその影響は小さく、現行の設計法において、降雨による土圧の変化が考慮されていない事の妥当性が確認できた。これらとは別に注意すべき点に土圧の復元が挙げられる。これは、主働土圧状態になっても降雨の浸透により土圧が若干回復する現象であり、今後明らかにしていく必要がある。排水工が良好に作用していれば、構造物としては基本的に降雨に対する耐久性に問題はないと考えられる。

(3) 有限要素法による数値解析について

近年、有限要素法による数値解析がよく行われているが、土構造物にこの解析手法を適用する場合、土の応力～ひずみ曲線のモデル化や土構造物内部における粘着力・内部摩擦角の調査方法及び評価方法等、今後、明らかにしなければならない問題が多々あり、現時点では実際の土構造物の挙動や応力状態を再現するまでには至っていない。

しかし、変形状態と応力状態を同時に計算できる数少ない解析手法であり、将来、有効的な解析手法のひとつになると考えられる。

2 高切土部ののり面安定に関する事例解析

2.1 事例解析の目的

現在行われているのり面安定計算は、のり面の種類に関係なく、その多くは円弧すべりによっているのが現状である。しかし、円弧すべり解析は本来、盛土のような均一地盤を対象としたものであるため、切土のり面のような非均一地盤には適用しにくい面がある。又実際のすべり線も地層等の影響を受け非円弧となる事が多い。そこで、切土のり面におけるのり面安定問題の解析手法並びに解析時の問題点を明らかにするため、関東地建・相武国道工事事務所管内の現場を例にとり、検討を行ったものである。又、地山条件による円弧すべり解析、非円弧すべり解析の使い分けを明らかにするため、円弧解析、及び非円弧解析を各種の地質・地層条件のもとに行い、それらの解析結果を比較検討した。

2.2 事例解析の概要

関東地建管内の現場は、多摩川に面する丘陵地帯であり、国道16号の拡巾のために高さ25mに及ぶ高切土が計画されている。地質は上部より多摩ローム層、美根礫層（上部は粘性土層、下部は砂礫層）、小宮砂層から成り、固結度の低い山砂が主体となっているため切土完了後ののり面が不安定となる可能性があるところである。図-2.1に解析断面、表-2.1に各層の地質概要を示す。

表 2.1 滝山地区の地質概要

時代	地 層 名	記 号	N 値	層厚(m)	色 調	特 徴
第四紀・洪積世	新期ローム層	Lm-1	3~5	2~2.5	褐色	立川、武蔵野ローム層を指す。含水比中位。青スコリヤ($\phi 1 \sim 2$ mm)を散在。
	古期ローム層	Lm-2	2~3	3	褐色 ~ 黄褐色	下末吉、多摩ローム層を指す。含水比中位。上部は黄色軽石や雲母を混入する。下部は粘土質ローム、乳白色の軽石を挟在し、粘性大。
	美根礫層	粘性土	Mc	5~30	黄 灰 ~ 黄褐色	白色軽石を混入する固結状の凝灰質シルトを主体とする。所々、粒径 $2 \sim 5$ mm大の細礫を混入する。生痕化石を散在する。
		砂 礫	Mg	30~50 以上	黄褐色 ~ 褐 灰	礫径 $\phi = 3 \sim 40$ mm大の亜円礫を主体。礫間は粘土混りの細~中砂主体。斜面では粘土混り砂礫となり、N値は7前後を呈す。
	小宮砂層群	砂 質 シルト	Ksc	6~20	淡黄灰 ~ 黄 褐	全体的に微砂質である。腐植物、雲母片を混入。
		微細砂	Ks	15~45	黄 褐 ~ 緑黄灰 淡黄褐	細砂~シルト質微砂主体。局部的にKsc層に移化したり、礫混り中砂に層相変化する。

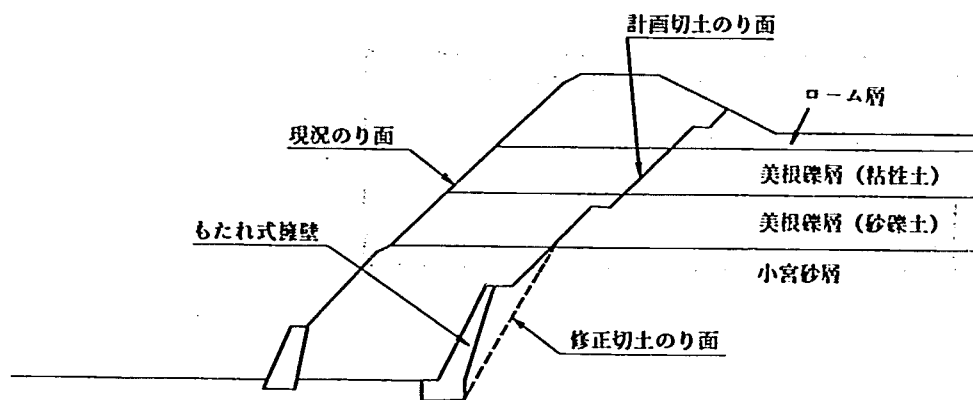


図-2.1 解析断面

又、地山の違いによる一般分割法と簡便法のすべり線形状や安全率の違いを比較するための事例解析に用いた地山条件は以下に示すとおりである。

解析断面：のり面勾配 1 : 1, のり面の高さ $H = 10\text{ m}$

地層条件：地層の数 3 層

地層の傾き 3 割勾配の受け盤, 3 割勾配の流れ盤, 水平の 3 種類

各地層の内部摩擦角, 粘着力 表 2.2 に示す 3 種類の組合せとした。

土の単位体積重量 2 tf/m^3

図-2.2 に解析断面を示す。

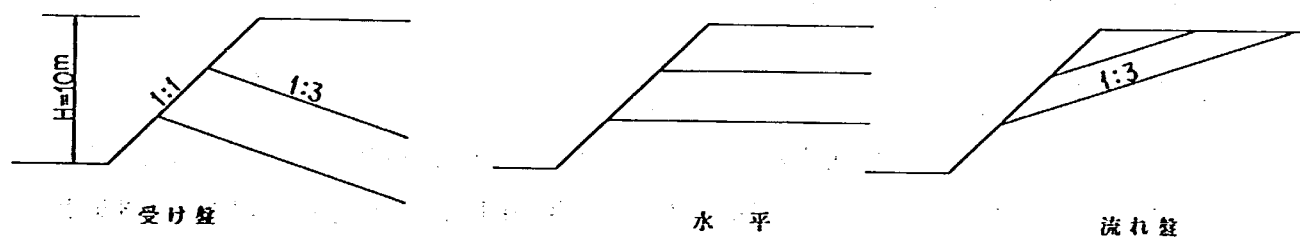


図-2.2 解析断面

表- 2.2 内部摩擦角と粘着力の組み合わせ

	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (tf/m ²)
弱 い	20	1
中	30	2
強 い	40	3

2.3 解析手法

事例解析は、次の4通りの手法で行なった。

- (1) 切土から擁壁設置までを施工段階ごとに評価できる有限要素解析。
- (2) 地山掘削や擁壁設置に伴う地山内部応力の変化を考慮するため、有限要素法から求まる応力を用いた非円弧の安定解析。
- (3) 地層の影響を考慮でき、非円弧解析が行なえる簡便ヤンプ法。
- (4) 盛土を対象とした円弧すべり解析との比較を行うため、フェレニウス法による円弧すべり解析（以下、一般分割法と云う）。

2.2 で述べた事例解析のうち、関東地建管内の現場には(1)~(4)の解析手法を、地山条件を変化させた事例解析には(3)及び(4)の解析手法を適用した。

以下に上記4通りの解析手法を述べる。

2.3.1 有限要素解析

有限要素解析において、要素ごとの応力状態がその材料の破壊基準にたいしてどのような状態になっているかを表す局所安全率 (LSF) を用い、各施工段階における各要素ごとの局所安全率より地山全体の安全率の等高線を描き、施工段階における崩壊箇所・危険箇所を明らかにするものである。

各要素の局所安全率は、次式のとおり定義する。

$$LSF = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_m} = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (2.1)$$

ここに、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は破壊時の主応力差であり $(\sigma_1 - \sigma_3)_m$ は実際に生じている主応力差である。ここで、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ はモール・クーロンの破壊基準より実際に生じている平均主応力を用いて評価する。

2.3.2 有限要素解析から求まる応力を用いた非円弧の安定解析

有限要素解析で得られた応力から、すべり線分中点の応力成分 (σ_i , τ_i) を計算し、次式よりすべり安全率を計算する。

$$F_s = \frac{\sum (C_i + (\sigma_i - U_i) \tan \phi_i) \cdot L_i}{\sum \tau_i \cdot L_i} \quad (2.2)$$

解析上の境界条件は、擁壁に接する部分は固定とし、地山との摩擦を考慮するためにジョイント要素

を設けた。地山の非線形性を考慮するために土の構成式として、ダンカン・チャンの双曲線型応力-歪曲線を採用した。又、ジョイント要素のせん断応力-相対変位関係にもダンカン・チャンの双曲線関数を採用した。表-2.3に解析に用いたジョイント要素の物性値を示す。

表-2.3 ジョイント要素の植性値

初期せん断剛性 Ki	σ_n の指数 n	破壊比 Rf	内部摩擦角 δ (度)	垂直剛性 引張側 Knr (tf/m ²)	垂直剛性 圧縮側 Knc (tf/m ²)
50,000	1.0	0.9	19.7	160	160,000

2.3.3 簡便ヤンプ法

簡便ヤンプ法はすべり土塊を縦方向の帯片に分割し、個々の帯片において求まるすべり安全率を全体に累計し、のり面全体の安全率を求めるものである。この方法は、他の分割法と同じであるがすべり線が円弧に限らず非円弧にまで適用できるものである。計算方法は、以下のとおりである。

図-2.3において、帯片iの鉛直および水平方向の力の釣合は

$$\begin{aligned} W + \Delta X &= T \cdot \sin \alpha + N \cdot \cos \alpha \\ \Delta E &= -T \cdot \cos \alpha + N \cdot \sin \alpha \end{aligned} \quad (2.3)$$

地表面の載荷重が無い場合、土塊全体の力の釣合から

$$\Sigma X = 0 \quad \Sigma \Delta E = E_2 - E_1 \quad (2.4)$$

である。

式(2.3)からNを消去し、式(2.4)から ΔE を消去すると、

$$E_1 + \Sigma (W + \Delta X) \tan \alpha = \Sigma T \cdot \sec \alpha \quad (2.5)$$

となる。

$T = \{ c' \cdot \ell + (N - u \cdot \ell \cdot \cos \alpha) \tan \phi' \} / F_s$ と、式(2.3)よりNを消去すると、

$$T = \frac{c' \cdot \ell \cdot \cos \alpha + (W + \Delta X - u \cdot \ell \cdot \cos \alpha) \tan \phi'}{n_a \cdot F_s \cdot \sec \alpha} \quad (2.6)$$

ここに、

$$n_a = \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F_s)$$

式(2.5)(2.6)より求める式は、

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{1}{E_1 + \Sigma (W + \Delta X) \tan \alpha} \Sigma \left(\frac{1}{n_a} \right) \times \left\{ c' \cdot \ell \cdot \cos \alpha + (W + \Delta X - u \cdot \ell \cdot \cos \alpha) \tan \phi' \right\} \\ &= \frac{\Sigma A}{E_1 + \Sigma B} \end{aligned} \quad (2.7)$$

を得る。いっぽう、各帯片底面の中心におけるモーメントの釣合は、

$$X = -\tan \alpha t \cdot E \quad (2.8)$$

m番目のEおよびXを E_m , X_m とおくと, $E_m = \sum_{j=1}^m E_j$ であり, 式(2.3)・(2.7)より

$$X_m = -\tan \alpha t \cdot \sum_{j=1}^m (B - A / F_s) \quad (2.9)$$

となる。

式(2.7)・(2.9)により, 未知数の数と式の数が一致し F_s を求めることが可能となる。

以上の方法はヤンプの厳密解であるが, 内部不静定力 X , E を無視しても求まる安全率の差は数%であり, 内部不静定力を無視したのが簡便ヤンプ法である。簡便ヤンプ法の安全率を求める式は次のようになる。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \cdot \tan \alpha} \sum \left(\frac{1}{n_a} \right) \times \left\{ c' \cdot \ell \cdot \cos \alpha + (W - u \cdot \ell \cdot \cos \alpha) \tan \phi' \right\} \quad (2.10)$$

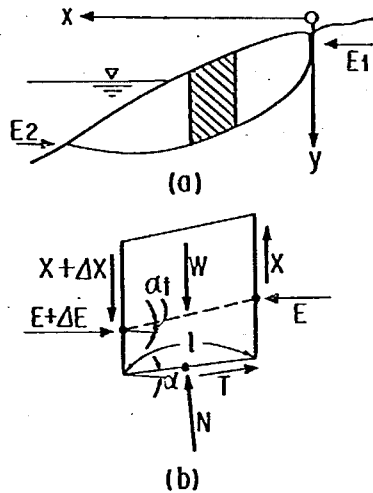


図-2.3 ヤンプ法

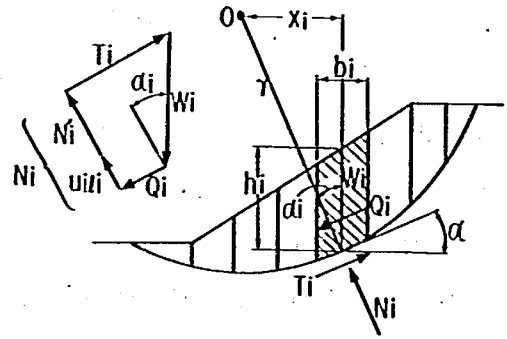


図-2.4 一般分割法

2.3.4 一般分割法

一般分割法は, 図-2.4のようにすべり土塊を幾つかのスライスに分割し, 各帯片の底辺における滑動力と抵抗力を各々累計し, その比をもって安全率とするものである。安全率は次式で表わされる。

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \sum \left\{ c_i \cdot \ell_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot \ell_i) \tan \phi' \right\} \quad (3.11)$$

2.4 関東地建管内の現場における事例解析

2.4.1 解析条件

1) 有限要素解析

有限要素解析に用いた条件は次の通りである。

・ 解析場 : 平面歪条件

・ 要素

地山 : 三角形要素
: 三角形アイソパラメトリック要素

擁壁 : 四角形アイソパラメトリック要素

地山と擁壁の接触面 : ジョイント要素

・ 物 性

地山 : 非線形弾性体 (ダンカン-チャンモデル)

擁壁 : 弾性体

地山と擁壁の接触面 : 非線形弾性体 (ダンカン-チャンモデル)

・ 荷重条件

自重 (地山及び自重)

掘削相当外力 (応力は全応力表示で行い, 地下水位影響は考慮していない)

・ 拘束条件

底面 : 水平・鉛直方向固定

側面 : 水平方向固定

・ 応力の解放

平均応力法

解析ステップ数 : 斜面の切土解析 17ステップ

: 擁壁の築造解析 5ステップ

荷重分割数 : 4回/1ステップ

2.4.2 分割法の解析条件

1) 解析モデル

切土のり面 (第1小段切土のり面, 第2小段切土のり面, 最終切土のり面) および擁壁築造後ののり面に対して地層の節点番号を付し (一般分割法, 簡便ヤンプ法の場合のみ), 地下水位点 (自然水位) を設定した。次に, 限界すべり面の探索点をすべり面を包含するように定めた (円弧すべりの場合は円弧の通過範囲)。

2) 解析に用いた物性値

表-2.4 に解析に用いた地山の物性値を示す。解析に用いた各地層の物性値は、現地におけるボーリング孔より採取した乱さない試料に対する土質試験結果及び、既存資料等を参考に決定した。

表-2.4 解析に用いた物性値

地 層	単位体積重量 γ (tf/m ³)	粘 着 力 c (tf/m ²)	内部摩擦 角 ϕ (度)	初期弾性係数 E_i (tf/m ²)	載荷時接線 係数(K_1)	除荷時接線 係数(K_{ur})	σ_3 の指数 n	破壊比 R_f	ポアソン比 ν
ローム層	1.40	3.0	10.0	1,025	228	228	0.49	0.938	0.45
美根礫層 (粘性土)	1.85	15.0	0.0	1,800	185	185	0.26	0.10	0.48
美根礫層 (砂礫土)	2.10	0.0	45.0	3,500	276	276	0.38	0.826	0.35
小宮砂層	1.80	2.0	30.0	3,520	200	200	0.38	0.826	0.35
擁 壁	2.45	-	-	2.2×10^6	-	-	-	-	0.20

2.4.3 解析結果

(1) のり面の切土に伴う変位

図-2.5～2.7に切土に伴う変位ベクトル図を示す。これより、のり面に発生する変位量は切土完了時が最大となり約17cmの浮上りとなっている。このときの最大変位の発生位置は第3小段上部から第2小段に至るまでののり面が最も浮上っている。

また、第2小段および第3小段切土時に発生する変位量と切土完了時の変位量との比較を行うと、のり面では直上部が切土されるまで変位は増加し、下部切土中はあまり増加しない履歴をたどる。さらに、浮上りの方向はほぼ鉛直上向きとなっている。

DISPLACEMENT PLOT

EXCUNATION TAKIYAMA KA-3.1 STEP 0

SCALE 0.2000 (H)

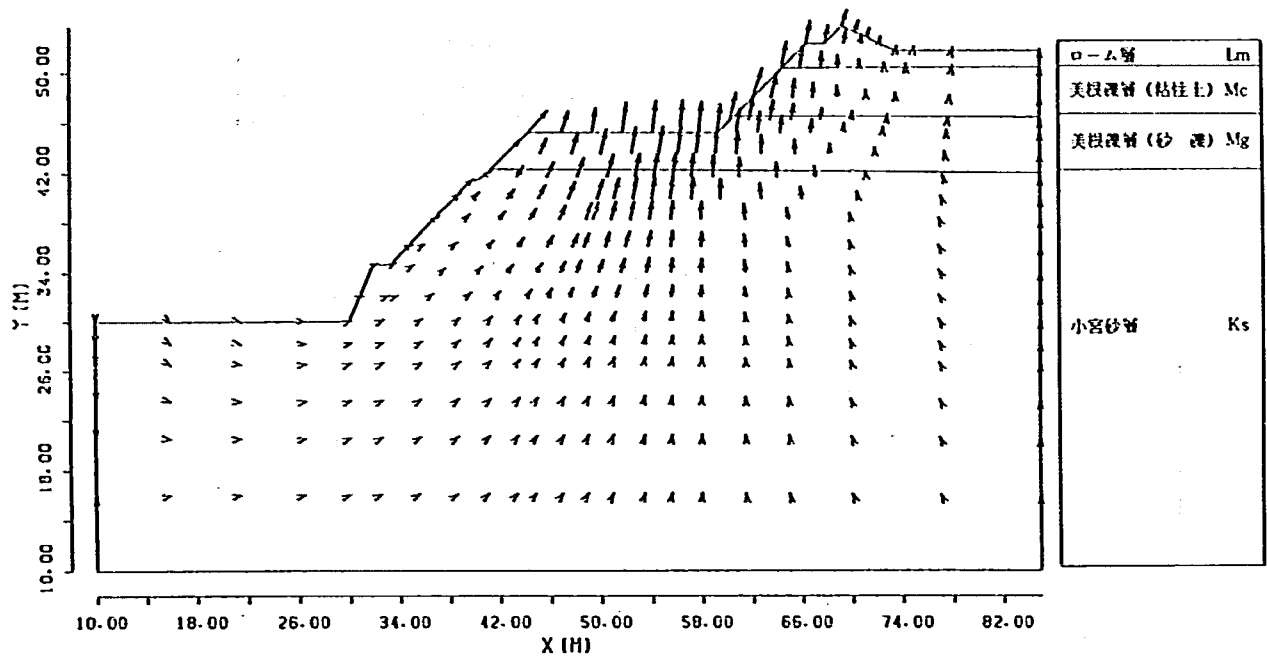


図-2.5 変位ベクトル図 (第2小段まで切土した場合, ステップ8)

DISPLACEMENT PLOT

EXCUNATION TAKIYAMA KA-3.1 STEP 12

SCALE 0.2000 (H)

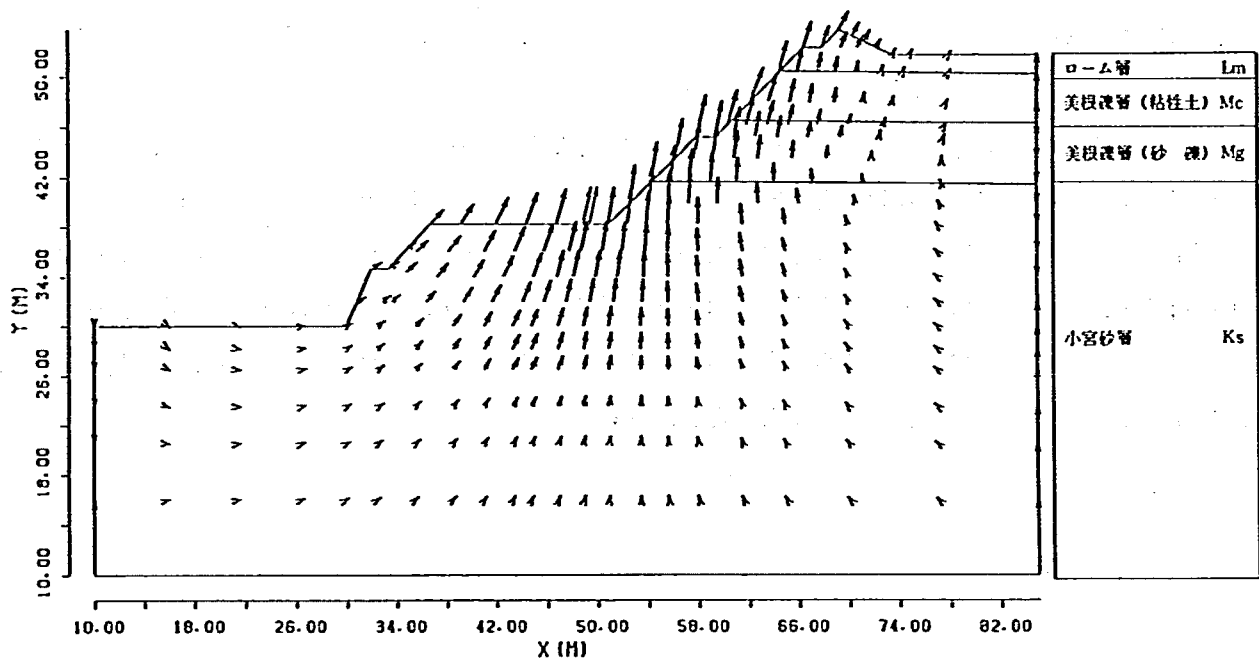


図-2.6 変位ベクトル図 (第3小段まで切土した場合, ステップ12)

DISPLACEMENT PLOT

EXCUNATION TAKIYAMA KA-3.1 STEP 17

SCALE — 0.2000 (H)

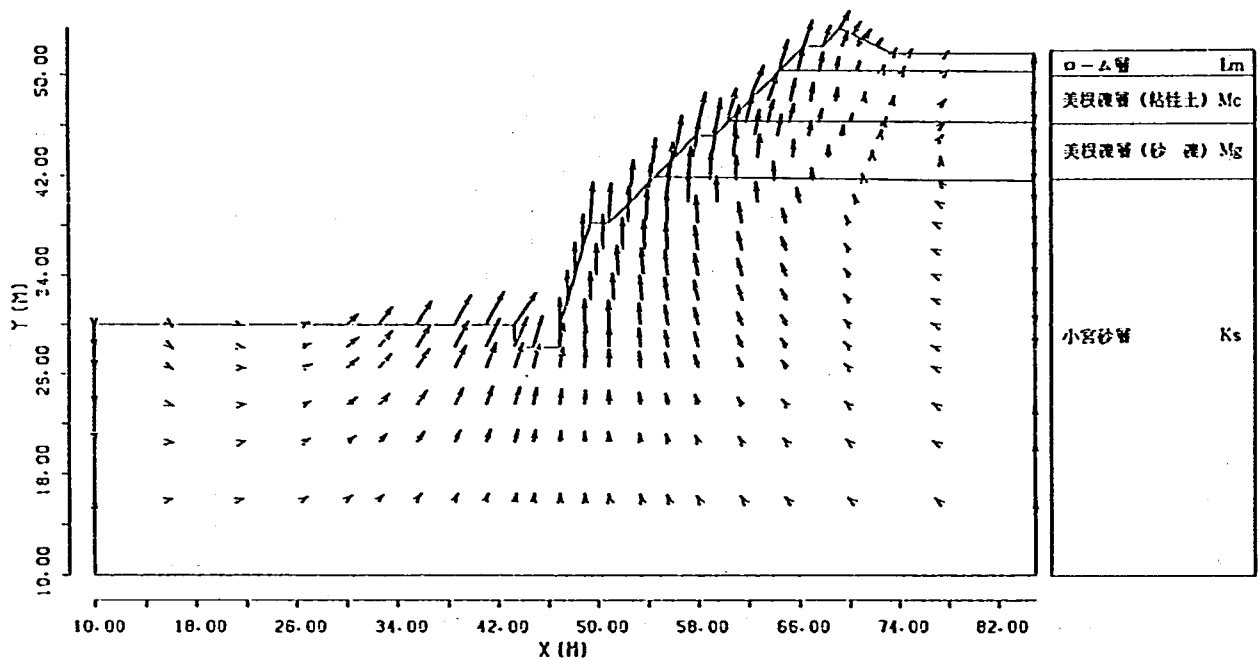


図-2.7 変位ベクトル図(切土を完了した場合, ステップ17)

(2) 施工段階における応力状態

図2.8~2.14に各施工段階における主応力ベクトル図を示す。これより、のり面内の最大主応力分布は、初期応力状態(図2.8)において地山内部ではほぼ重力方向に土被り圧相当の応力が生じている。一方、のり面付近ではのり勾配に近い傾きとなっている。

次に、切土工事の進行に伴って第2小段上部の粘性土層に引張り応力が発生する。また、切土の裏面では最大主応力の方向がのり勾配とほぼ等しくなり、最小主応力がほぼ0になる。これは、切土によって地山が応力解放を受け、側圧がなくなるためと考えられる。さらに、切土完了後にもたれ式擁壁の施工を行うと、擁壁背面の地山の最小主応力の増加は見られるものの、全体的には切土完了時と比べて大きな変化は表われていない。これらの主応力の分布から見ると切土工事によってのり面の第2小段付近が局所的崩壊の可能性が大きい領域であると判断される。

STRESS VECTOR PLOT

EXCUNATION TAKIYAMA KA-01 CASE 3 STEP-1

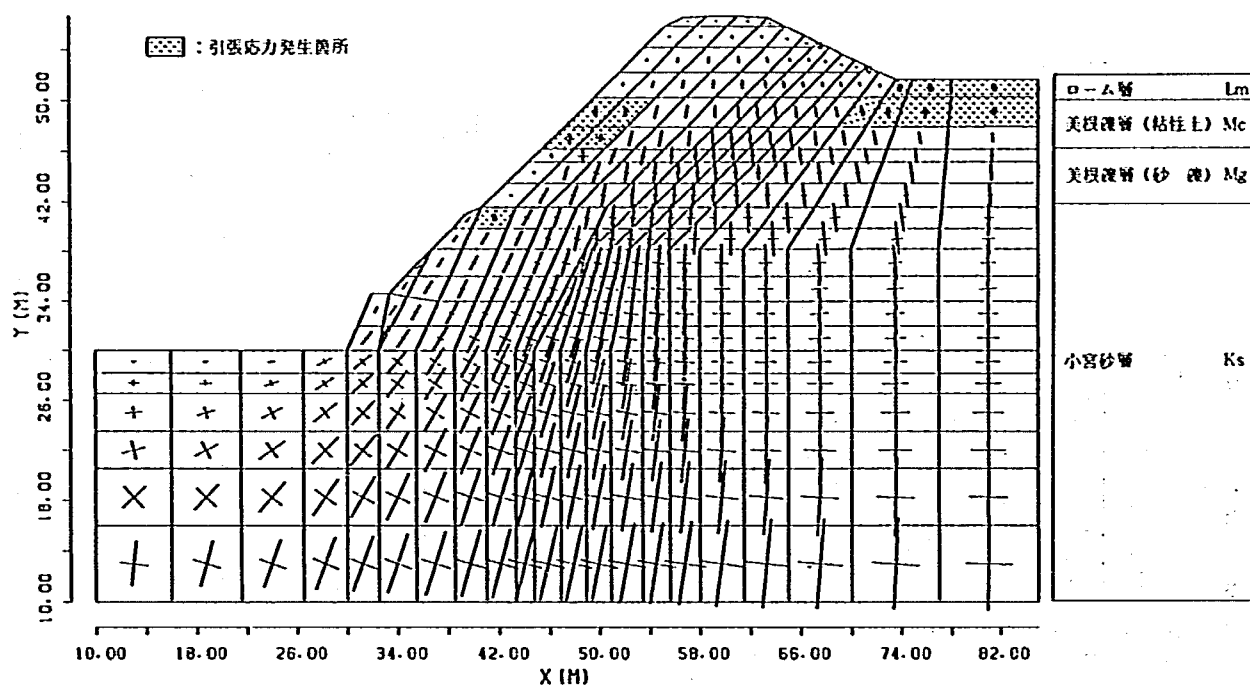
SCALE 40.0 (TF/H $\times\times\times$ 2)

図-2.8 主応力ベクトル図 (初期応力状態, ステップ1)

STRESS VECTOR PLOT

EXCUNATION TAKIYAMA KA-3.1 STEP 8

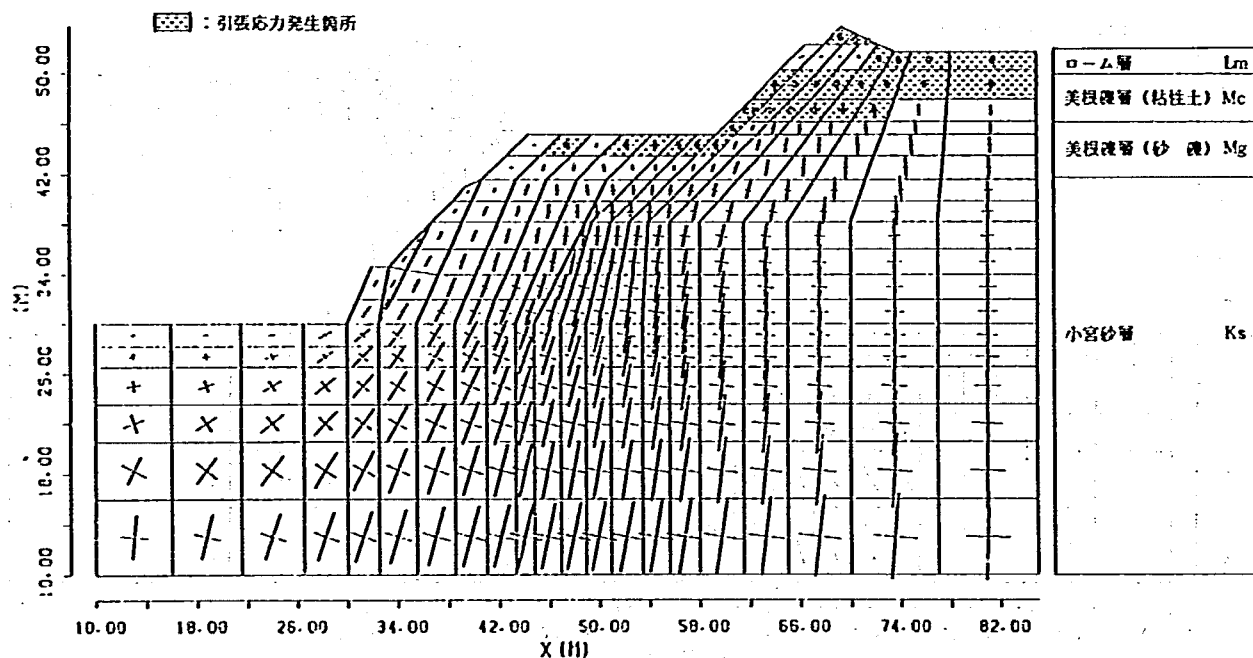
SCALE 40.0 (TF/H $\times\times\times$ 2)

図-2.9 主応力ベクトル図 (第2小段まで切土した場合, ステップ8)

STRESS VECTOR PLOT

EXCUNATION TAKIYAMA KA-3.1 STEP 12

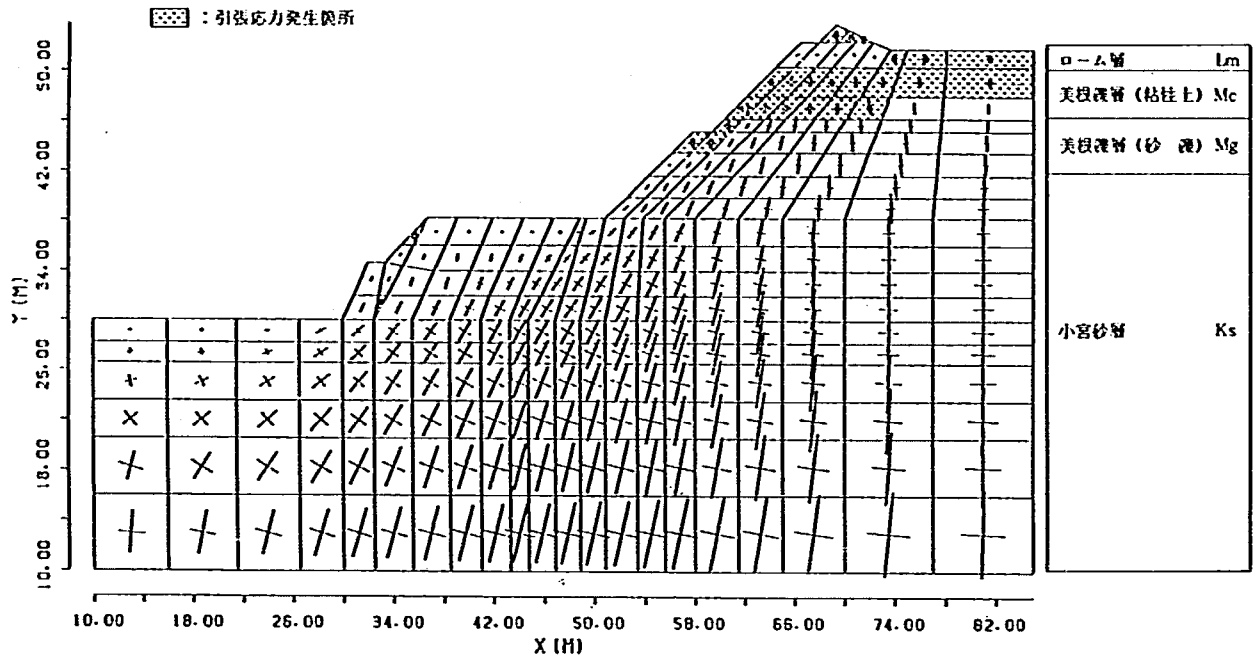
SCALE  40.0 (TF/H $\times$ 2)

図-2.10 主応力ベクトル図 (第3小段まで切土した場合, ステップ12)

STRESS VECTOR PLOT

EXCUNATION TAKIYAMA KA-01 CASE 3 STEP-17

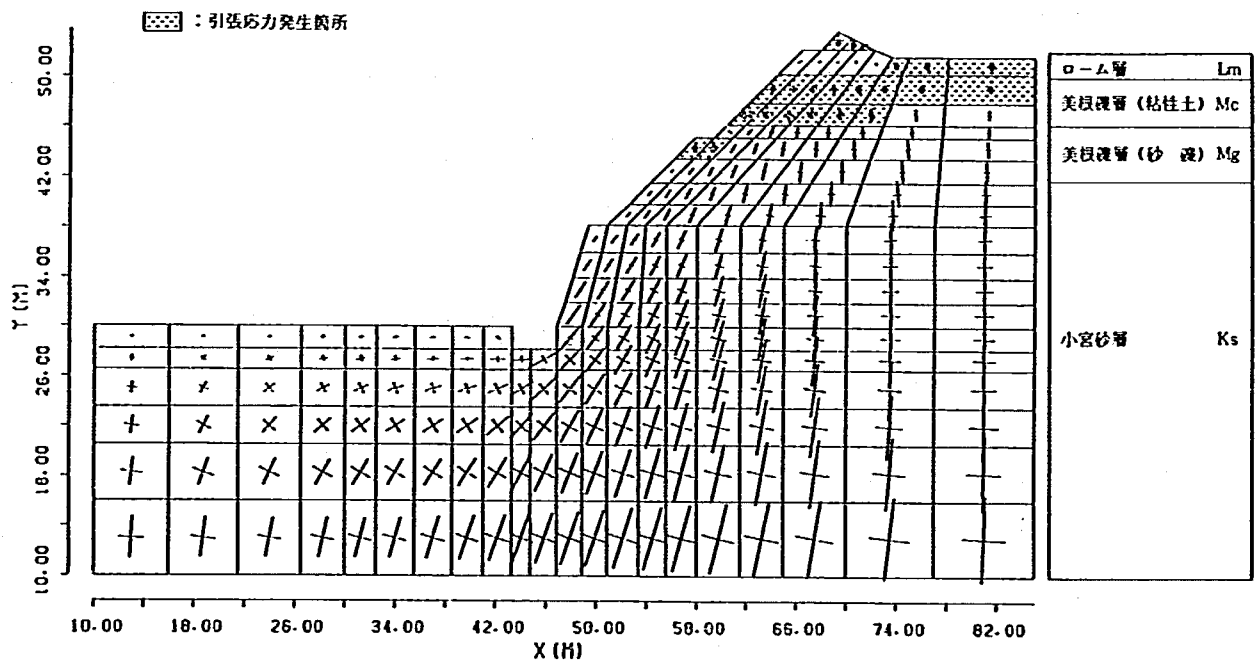
SCALE  40.0 (TF/H $\times$ 2)

図-2.11 主応力ベクトル図 (切土を完了した場合, ステップ17)

STRESS VECTOR PLOT
CONSTRUCT RETAINING WALL CASE 4 STEP-2

SCALE 40.0 (TF/H $\times$ x2)

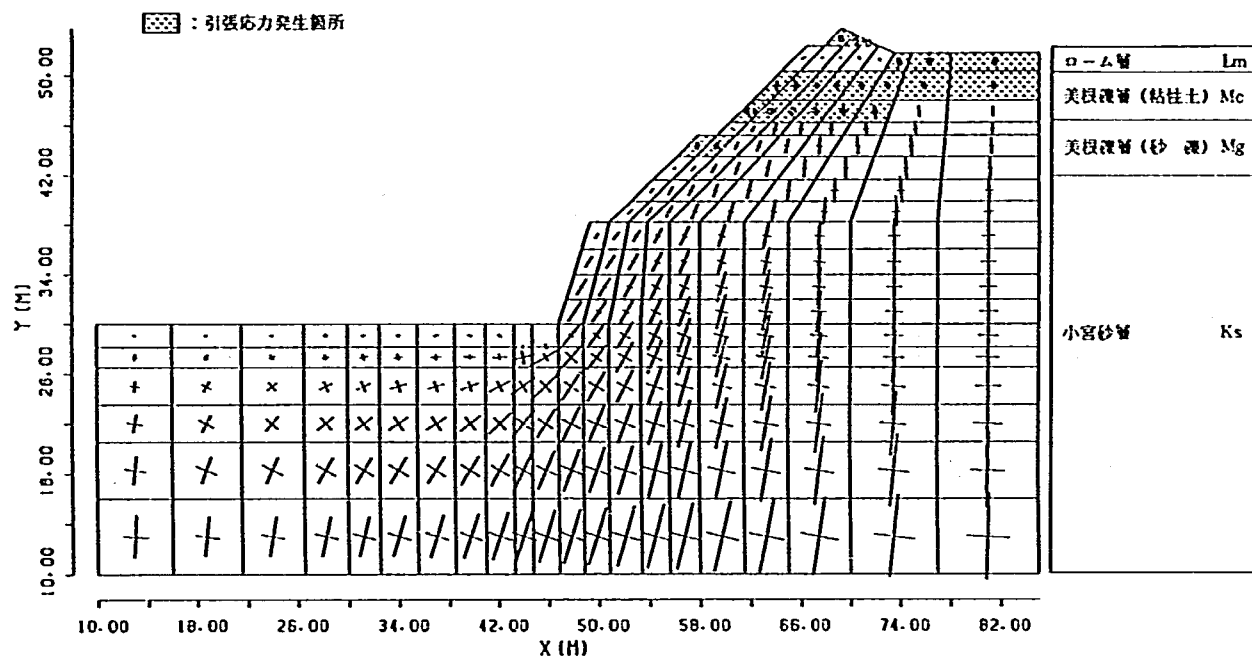


図-2.12 主応力ベクトル図 (切土断面に擁壁基礎を施工した場合, ステップ18)

STRESS VECTOR PLOT
CONSTRUCT RETAINING WALL CASE 4 STEP-4

SCALE 40.0 (TF/H $\times$ x2)

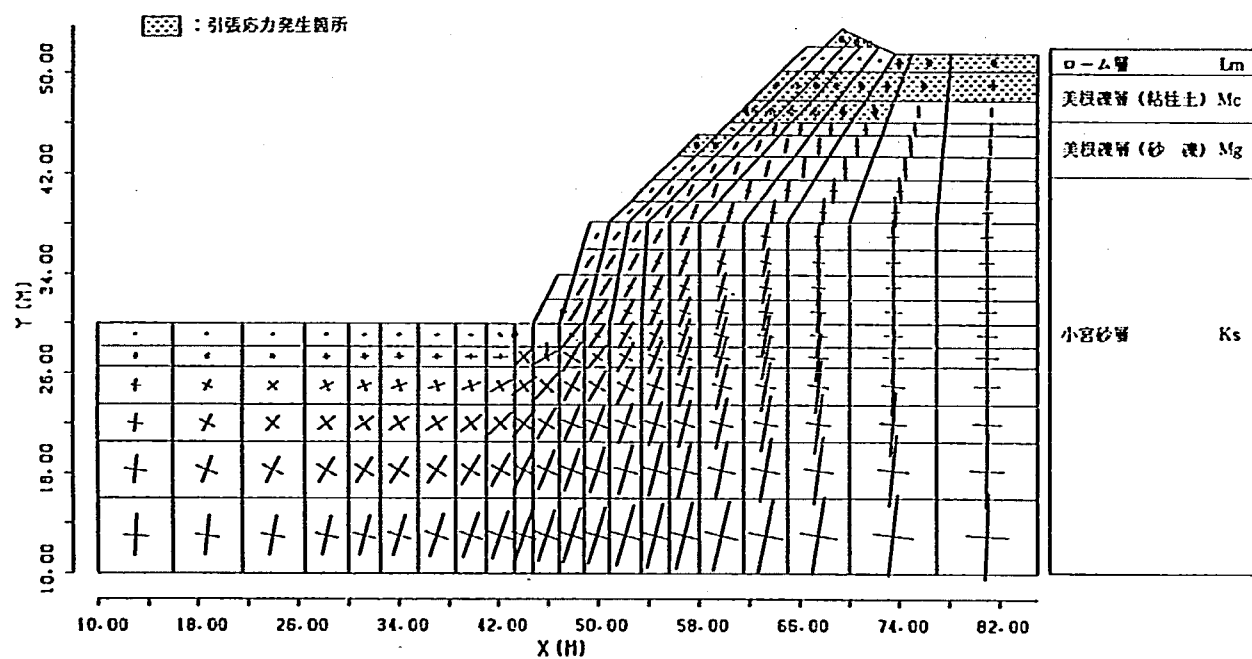


図-2.13 主応力ベクトル図 (切土断面に擁壁中段まで施工した場合, ステップ20)

STRESS VECTOR PLOT
CONSTRUCT RETAINING WALL CASE 4 STEP-6

SCALE 40.0 (TF/H²)

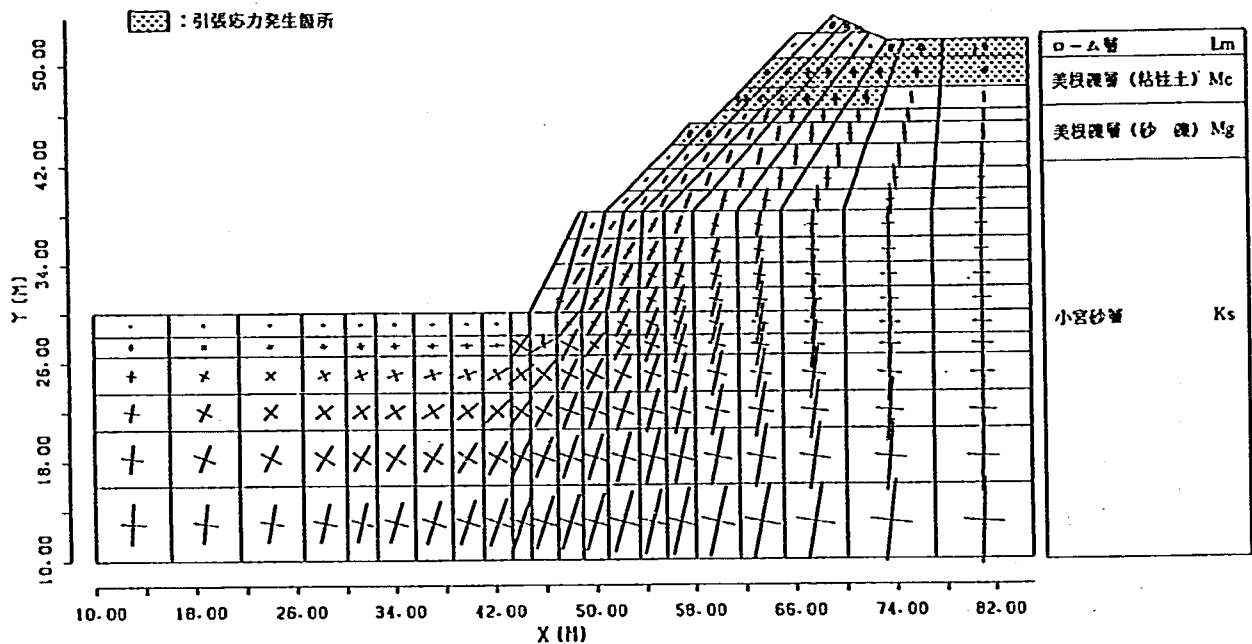


図- 2.1 4 主応力ベクトル図 (切土断面に擁壁施工を完了した場合, ステップ 2 2)

(3) 施工段階における安全率分布

図- 2.15 ~ 2.21 に各施工段階における局所安全率分布を, 図- 2.22 ~ 2.25 に各切土段階における局所安全率コンター図を示す。これらの図より, のり面の局所安全率 (LSF) は, 初期応力状態において小宮砂層と美根礫層ののり面から地山内部にかけての範囲に $LSF = 1.0 \sim 1.2$ の領域があるが, 全体的には安全状態である。次に切土工事が進行し, 第 3 小段まで切土されると, 第 2 小段付近ののり面に LSF が 1.0 を割る要素が生じる。さらに, 第 2 小段から切土完了時までの段階では擁壁背面に当たる第 4 のり面での LSF が低下する。したがって, 局所的崩壊の可能性が大きい領域としては, 第 2 小段付近ののり面と第 4 のり面であると判断される。

FACTOR OF SAFETY

EXCUNATION TAKIYAMA KA-01 CASE 3 STEP-1

A: 0 - 0.5 B: 0.5 - 1.0 C: 1.0 - 1.2 D: 1.2 - 2.0 E: 2.0 -

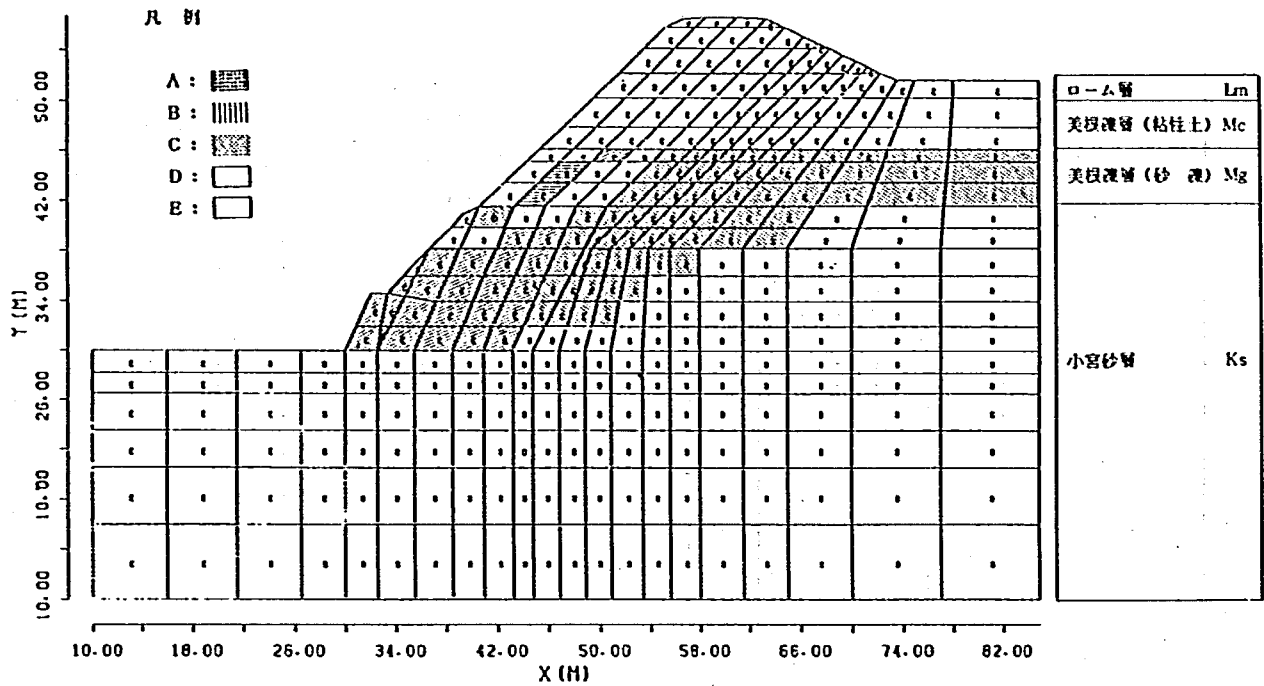


図-2.15 局所安全率図 (初期応力状態, ステップ1)

FACTOR OF SAFETY

EXCUNATION TAKIYAMA KA-3 STEP 8 CASE 3

A: 0 - 0.5 B: 0.5 - 1.0 C: 1.0 - 1.2 D: 1.2 - 2.0 E: 2.0 -

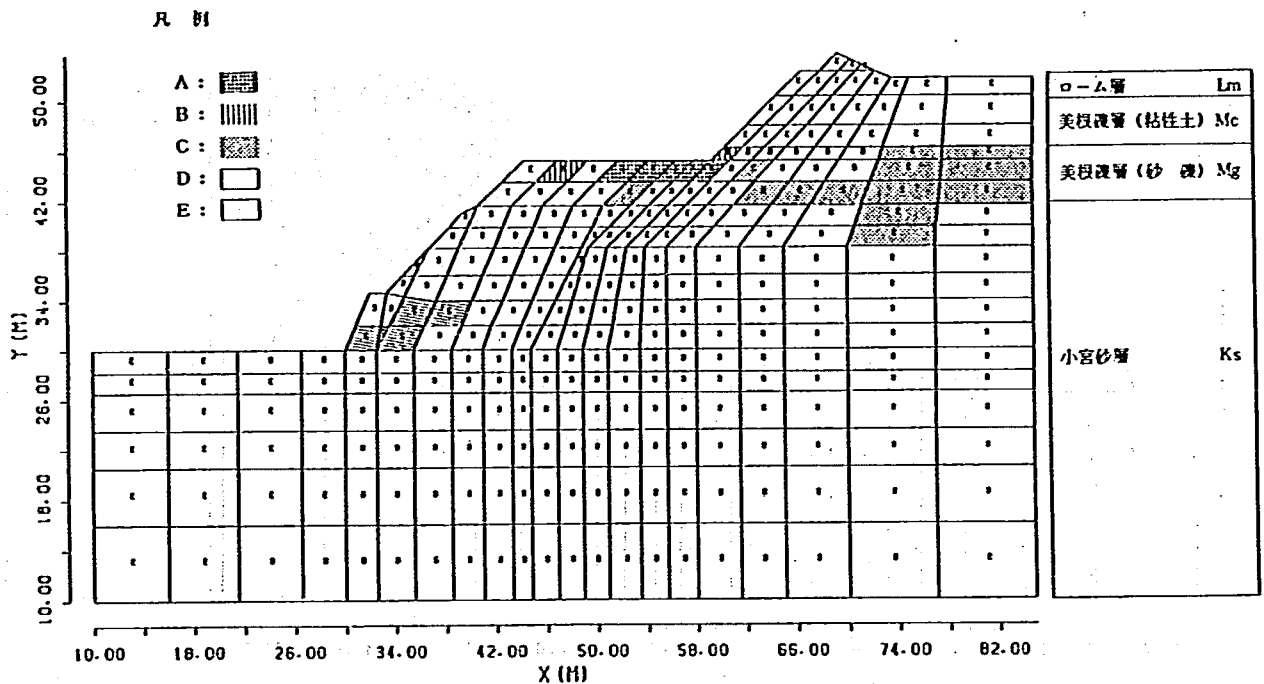


図-2.16 局所安全率図 (第2小段まで切土した場合, ステップ8)

FACTOR OF SAFETY

EXCAVATION TAKIYAMA KA-3 STEP 12 CASE 3

A: 0 - 0.5 B: 0.5 - 1.0 C: 1.0 - 1.2 D: 1.2 - 2.0 E: 2.0 -

凡 例

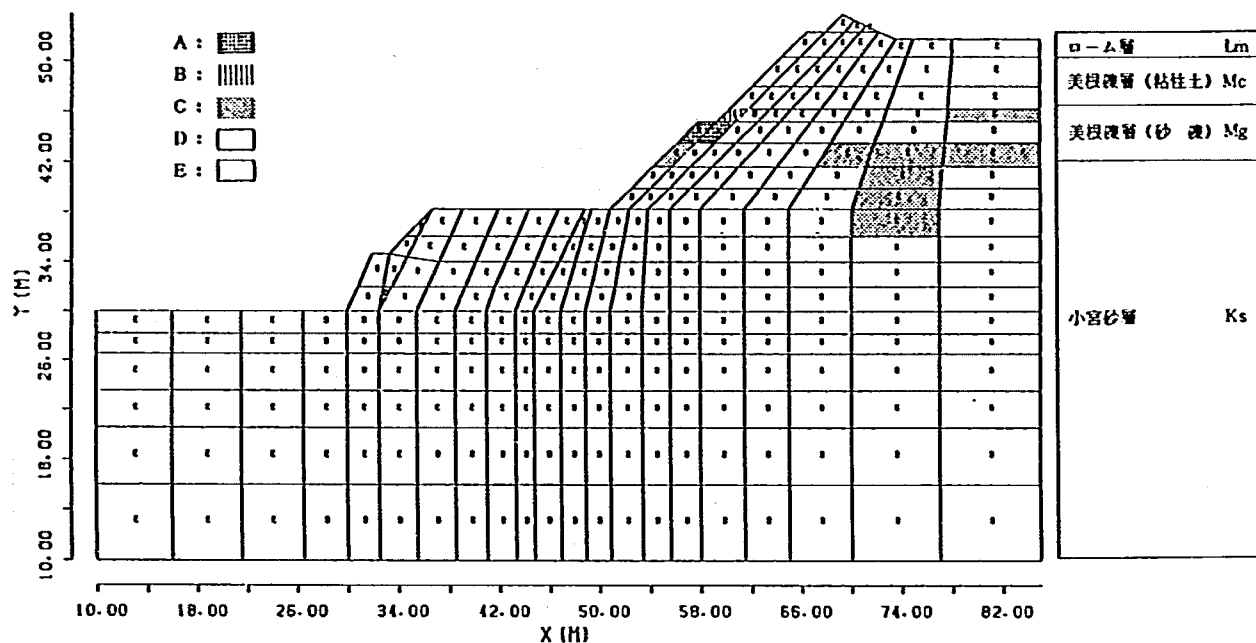


図- 2.1 7 局所安全率図 (第3小段まで切土した場合, ステップ12)

FACTOR OF SAFETY

EXCAVATION TAKIYAMA KA-01 CASE 3 STEP-17

A: 0 - 0.5 B: 0.5 - 1.0 C: 1.0 - 1.2 D: 1.2 - 2.0 E: 2.0 -

凡 例

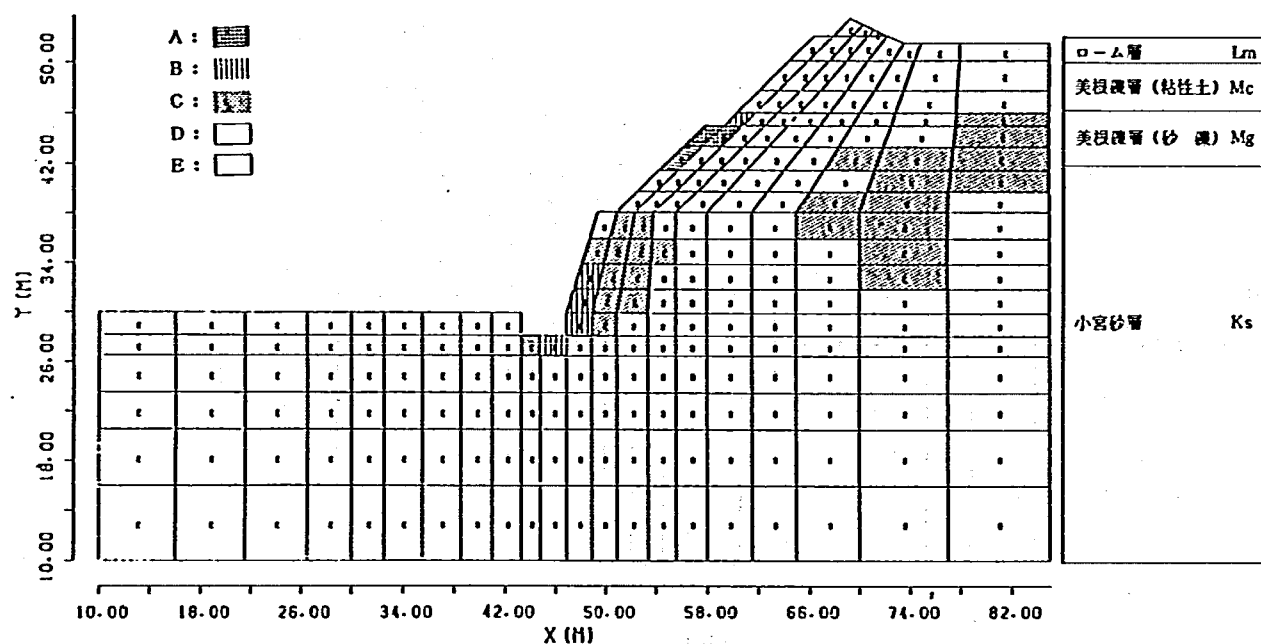


図- 2.1 8 局所安全率図 (切土を完了した場合, ステップ17)

FACTOR OF SAFETY

CONSTRUCT RETAINING WALL CASE 4 STEP-2

A: 0 - 0.5 B: 0.5 - 1.0 C: 1.0 - 1.2 D: 1.2 - 2.0 E: 2.0 -

凡 例

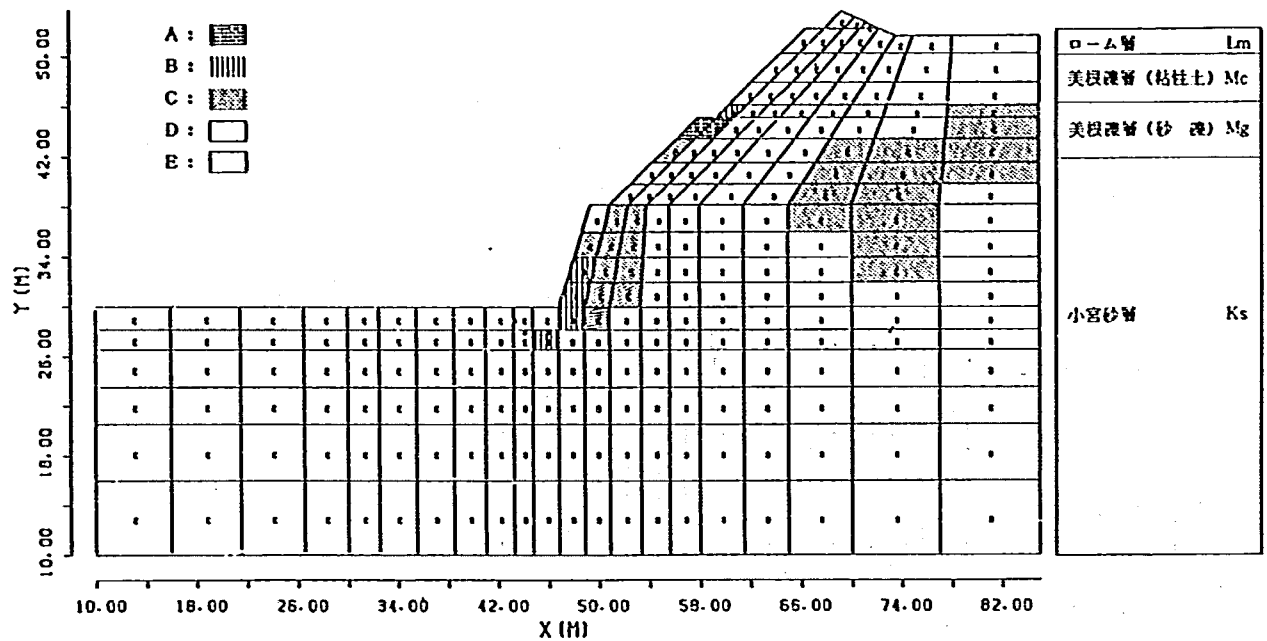


図-2.19 局所安全率図(切土断面に擁壁基礎を施工した場合, ステップ18)

FACTOR OF SAFETY

CONSTRUCT RETAINING WALL CASE 4 STEP-4

A: 0 - 0.5 B: 0.5 - 1.0 C: 1.0 - 1.2 D: 1.2 - 2.0 E: 2.0 -

凡 例

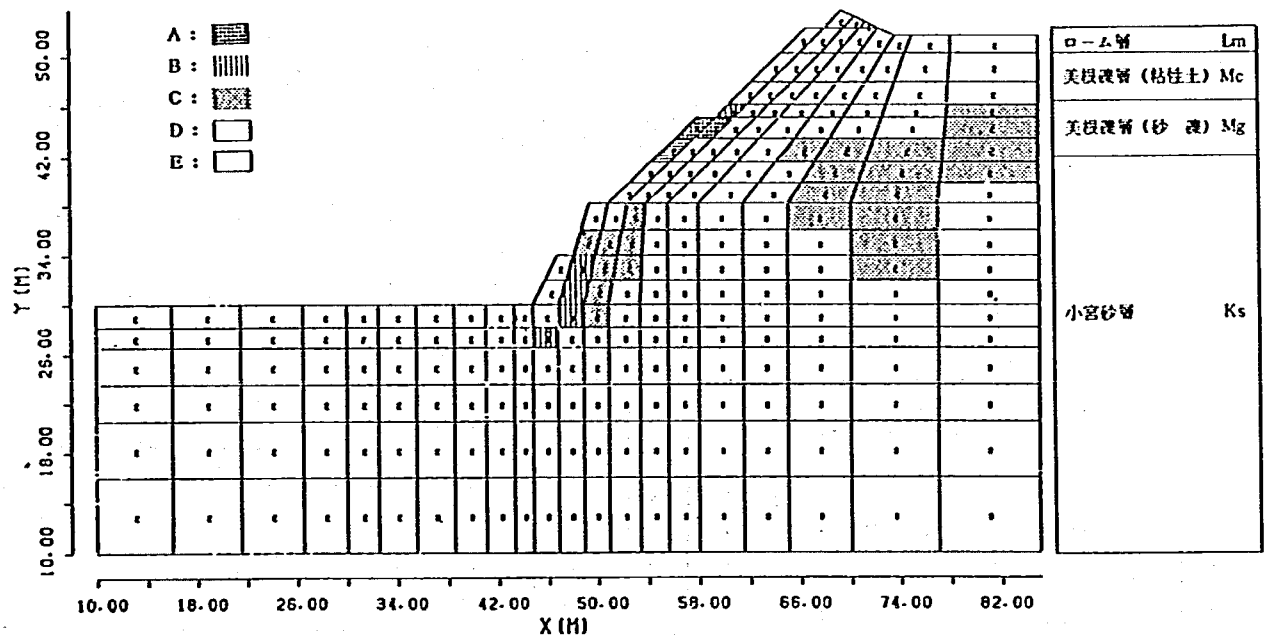


図-2.20 局所安全率図(切土断面に擁壁中段まで施工した場合, ステップ20)

FACTOR OF SAFETY

CONSTRUCT RETAINING WALL CASE 4 STEP-6

A: 0 - 0.5 B: 0.5 - 1.0 C: 1.0 - 1.2 D: 1.2 - 2.0 E: 2.0 -

凡 例

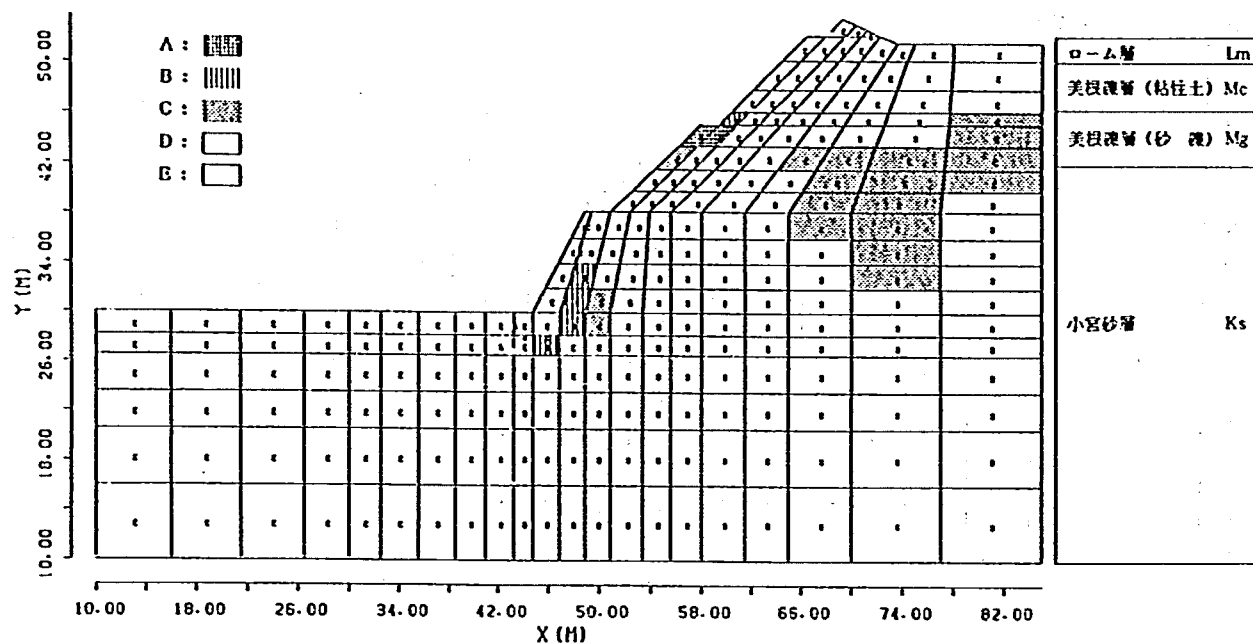


図- 2.2 1 局所安全率図 (切土断面に擁壁施工を完了した場合, ステップ 22)

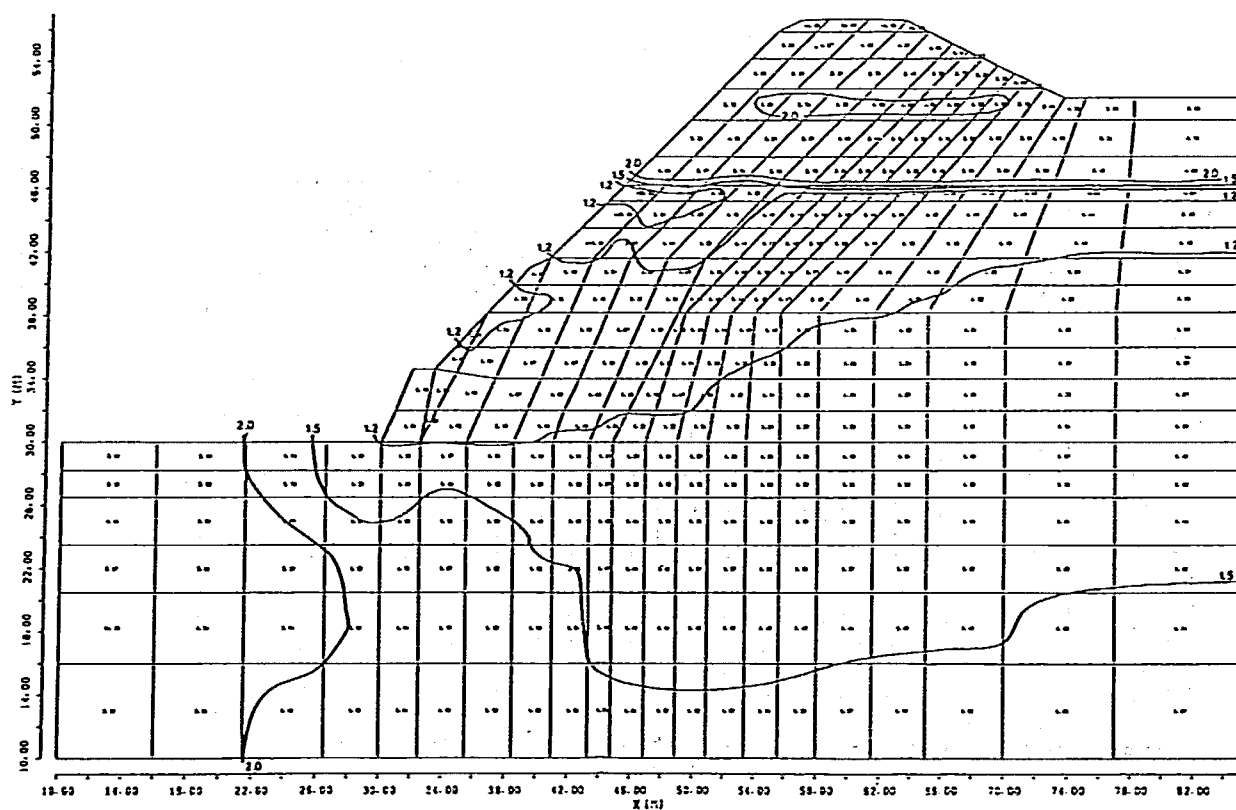


図- 2.2 2 局所安全率コンター図 (初期応力状態, ステップ 1)

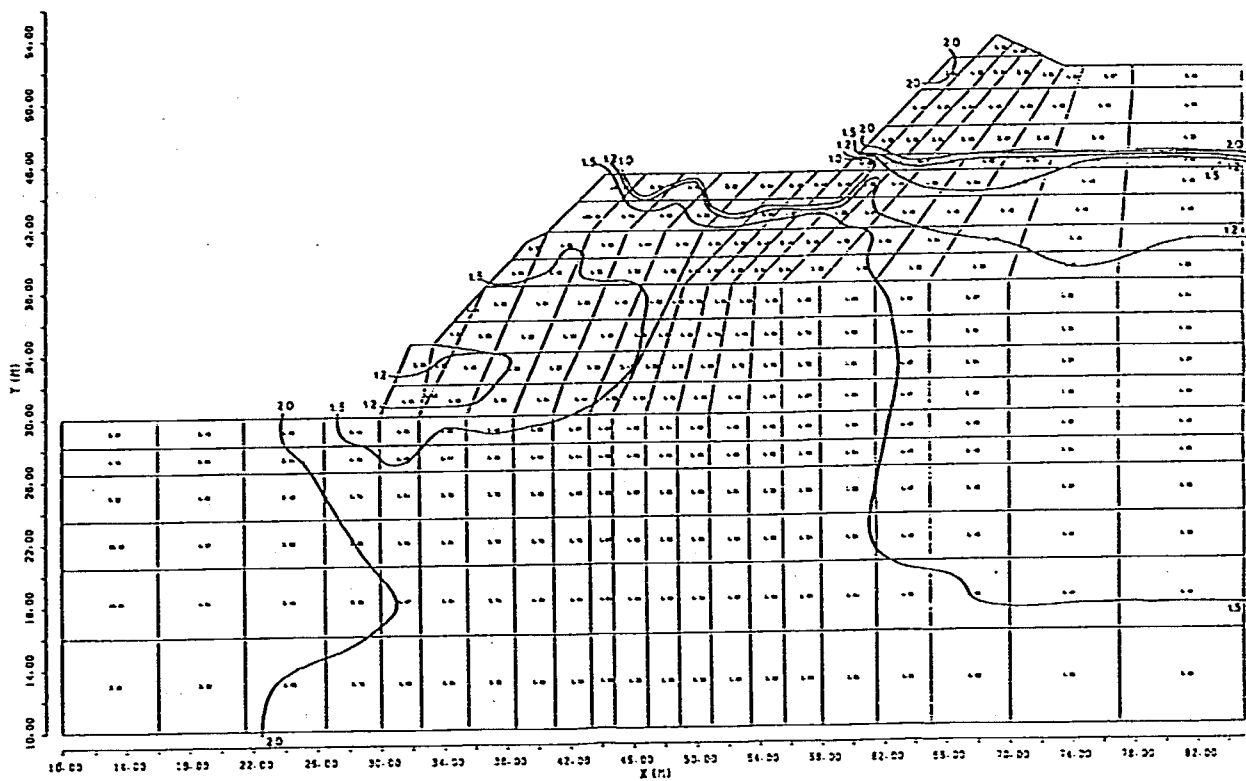


図-2.23 局所安全率コンター図(第2小段まで切土した場合, ステップ8)

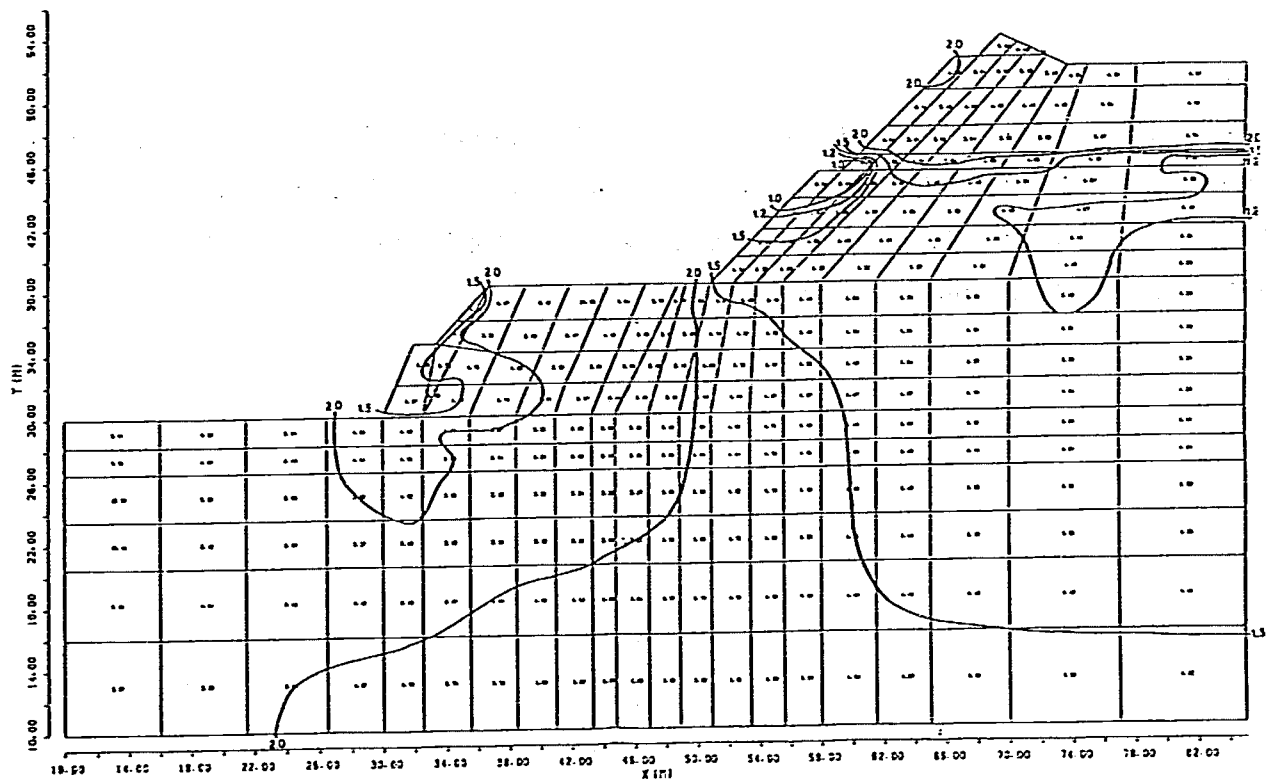
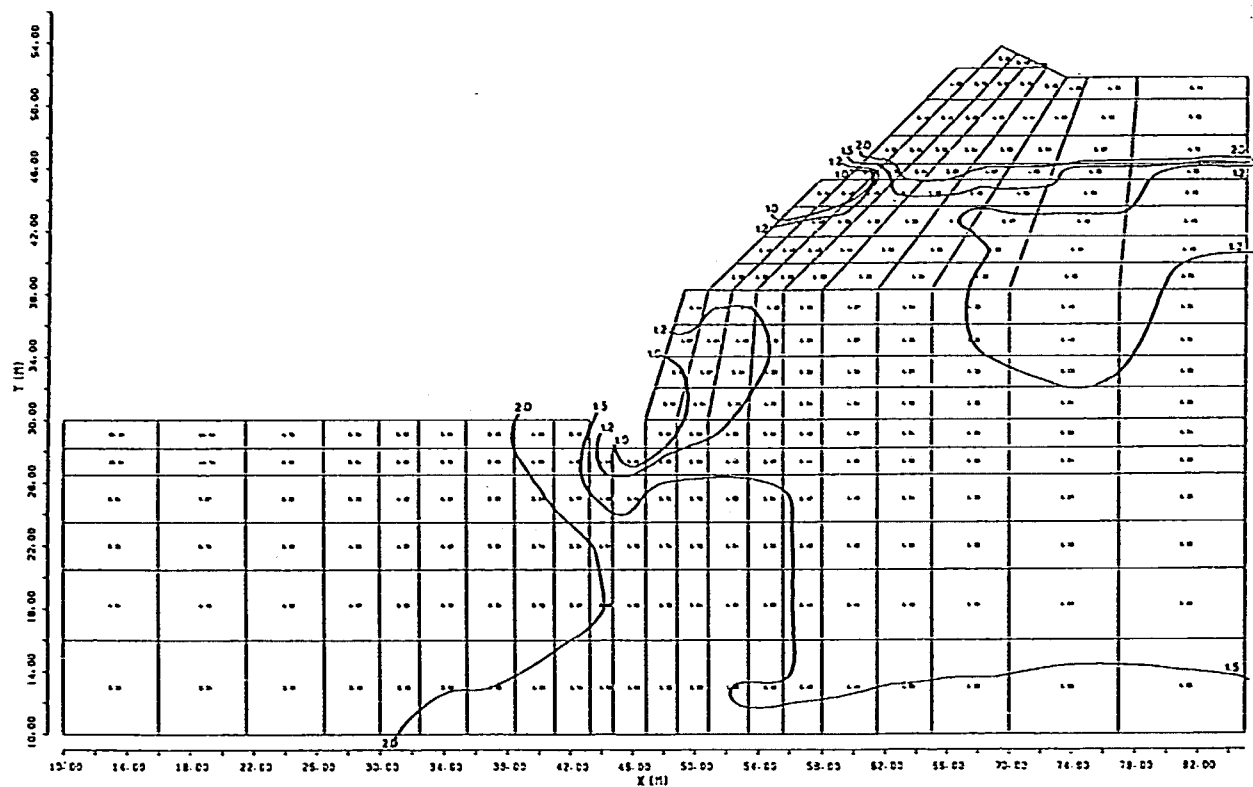


図-2.24 局所安全率コンター図(第3小段まで切土した場合, ステップ12)



図－ 2.2 5 局所安全率コンター図(切土を完了した場合, ステップ 17)

(4) 平均主応力の低下領域

図－ 2.26～ 2.28に各切土段階における平均主応力の低下領域を示す。これより, 切土完了時では第3小段上部から第2小段にかけてののり面で減少率 $\alpha (\Delta\sigma_m / \sigma_{mi})$ は0.8以上となった。これは, 切土によって初期応力状態に対して平均主応力が8割減少したことを示している。したがって, これらのゆるみ域は, 局所的崩壊の可能性が大きい領域と考えられる。

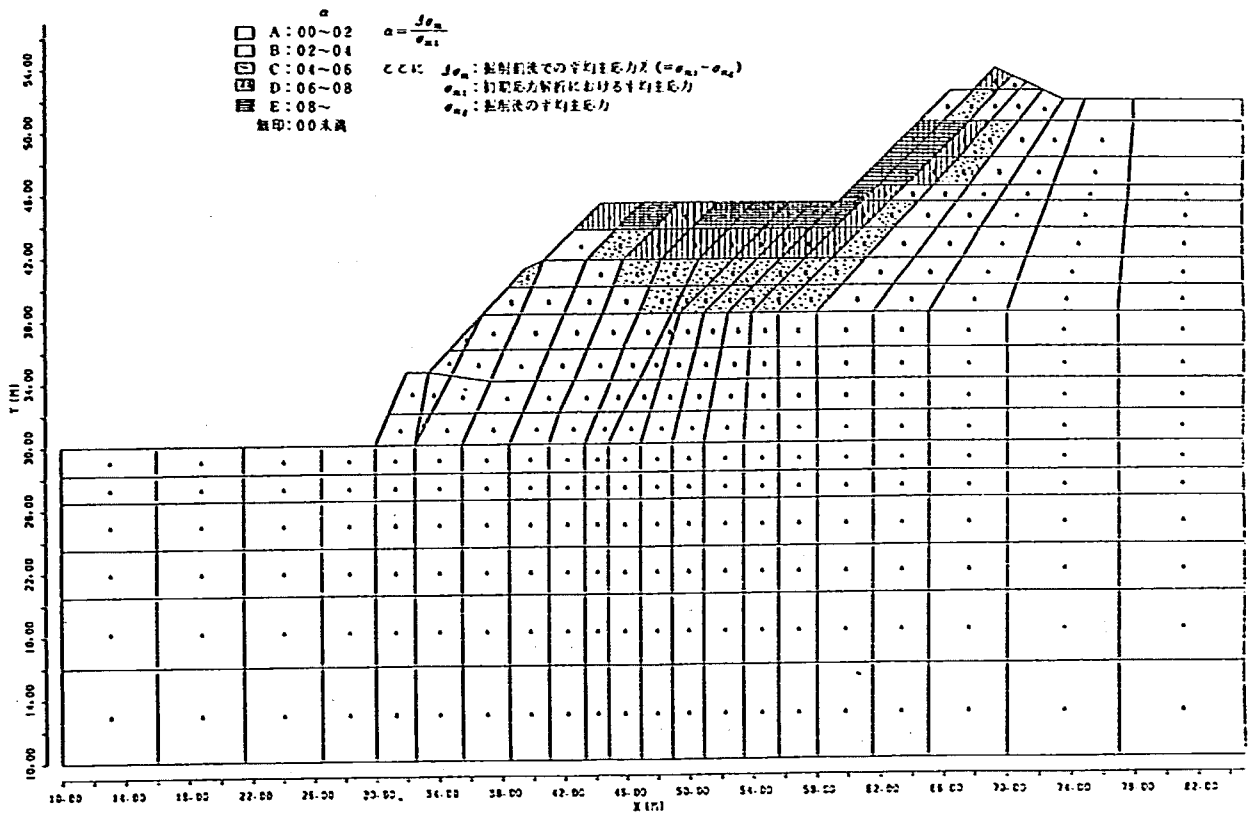


図-226 平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y)/2$ の低下率 α のゾーニング (第2小段まで切土した場合, ステップ8)

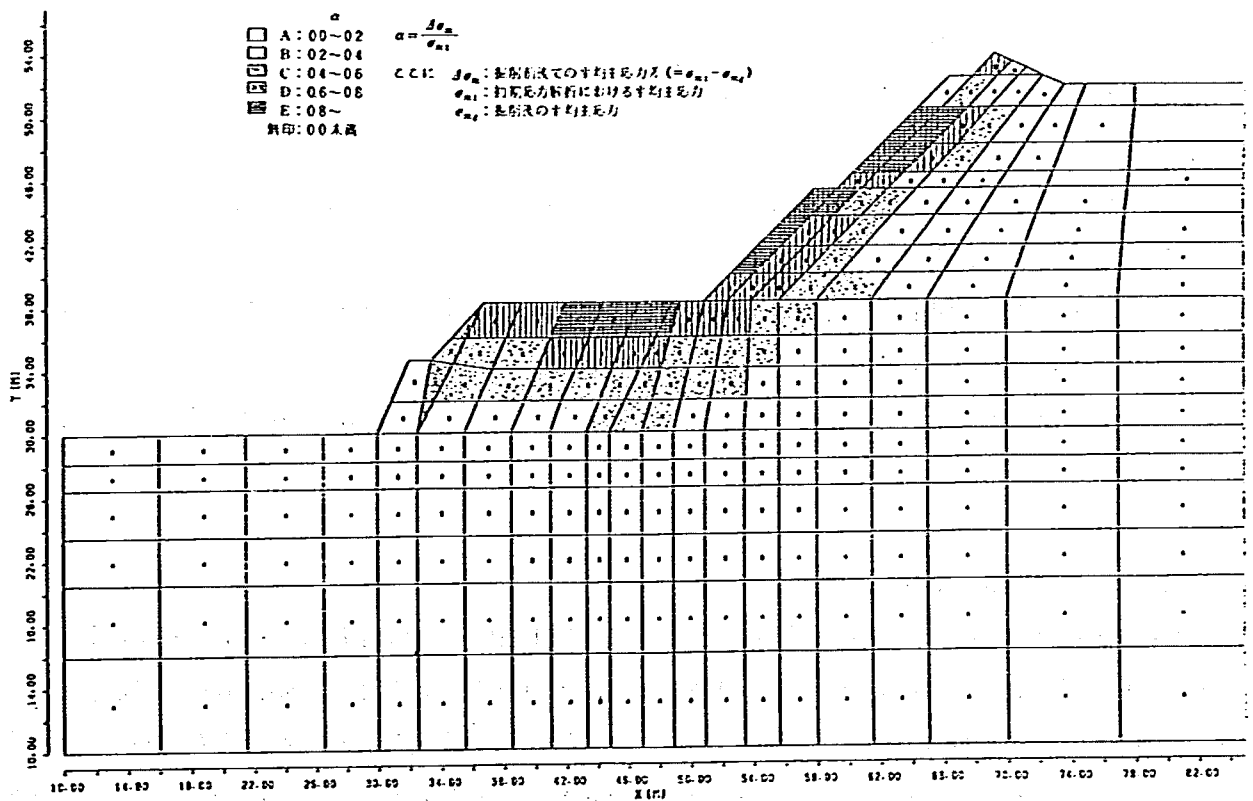


図-227 平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y)/2$ の低下率 α のゾーニング (第3小段まで切土した場合, ステップ12)

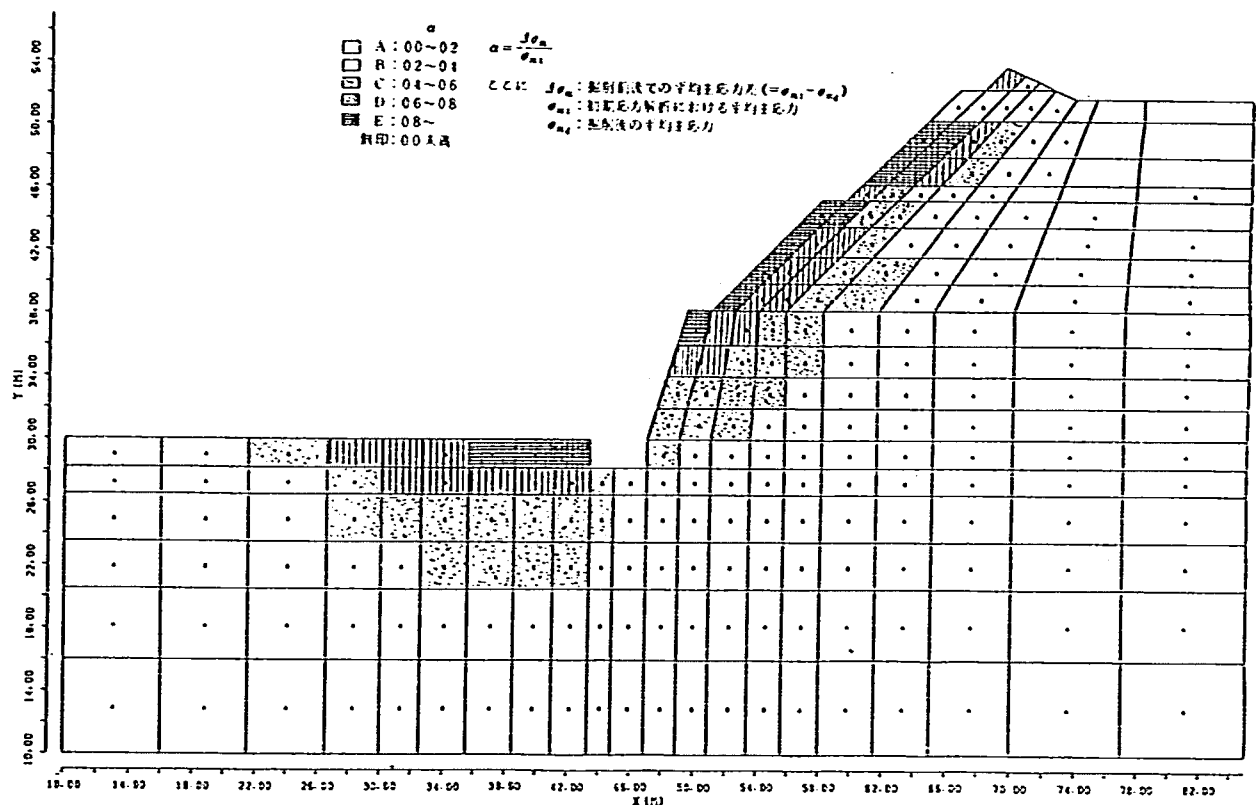


図- 2.28 平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y) / 2$ の低下率 α のゾーニング (切土を完了した場合, ステップ17)

(5) のり面の安定性の評価

前述した有限要素法による解析結果により, 切土のり面の安定性を総合的に判定すると次のとおりである。

- ① 切土によって第2小段より下部のり面は局所的崩壊の可能性が大きいので, アンカー等による対策工を検討する必要があると考えられる。
- ② 第3小段までの切土段階では第2小段付近のり面に局所的崩壊可能性はある箇所があるが, 他の箇所は比較的安定であると判断される。
- ③ 切土に伴う平均主応力の減少領域から判断すると, ゆるみ域は比較的のり面から浅い範囲となっている。

2) すべり線探索による安定解析結果

切土のり面の分割法による安定解析は, 切土工事の各施工段階ごとに実施し, のり面安定の評価を行った。なお, すべり線探索による安定解析の方法としては, ①簡便法による円弧すべり解析, ②簡便ヤンプ法による非円弧すべり解析, ③有限要素法の計算結果の応力を用いた安定解析の3通りとした。ただし, ②および③の計算方法については切土完了時およびもたれ式擁壁施工完了時の2ケースとした。また, 切土のり面勾配の違いによる安定性を比較するために, 計画断面と擁壁背面の切土勾配を緩くした場合(以下, 修正計画断面と呼ぶ)の2断面について検討した。

(1) 計画断面による安定解析結果

表-2.5に計画断面の安定解析結果一覧表を示す。これより、円弧すべり解析では第2小段まで切土した場合にはすべり安全率は $F_s = 5.333$ 、第3小段（擁壁天端）まで切土した場合には $F_s = 1.593$ となり、ともに安定状態であることがわかる。次に、切土完了時では円弧すべりの状態には $F_s = 0.885$ 、簡便ヤンプ法の場合には $F_s = 0.930$ 、有限要素法の応力を用いた安定解析の場合には $F_s = 1.239$ となった。これらの結果より、第3小段より下部を切土する場合にはのり面のすべりが生じると考えられるのでアンカー等による対策工を考慮する必要があると考えられる。また、もたれ式擁壁築造後のすべり安全率は円弧すべりの場合には $F_s = 1.169$ 、簡便ヤンプ法の場合 $F_s = 1.239$ 、有限要素法の応力を用いた安定解析の場合には $F_s = 1.278$ となった。これらの結果からほぼ $F_s = 1.2$ が得られており、一応安定は保たれると考えられるが、長期的な安定を考えた場合には、切土完了時に十分に安定性を確保しておく必要がある。

(2) 修正計画断面による安定解析結果

もたれ式擁壁背面の切土勾配を計画断面の1 : 0.3から1 : 0.6にした場合について、円弧すべりによる安定解析を行った。解析に用いた地下水位は自然水位と排水工により水位を低下させた場合の2通りとした。

解析結果は表-2.6に示すとおりである。最終掘削時で $F_s = 0.855$ となり、計画断面の場合と変わらない結果となった。また、排水工によって地下水位を低下させても、最終掘削時の安全率は $F_s = 0.885$ であり、殆ど安定率は変化せず、斜面は不安定であると考えられる。

表-2.5 計画断面のり面安定解析結果一覧表

解析 ケース	安定計算法	すべり面の応 力の評価法	解 析 断 面	地下 水位	F_s	すべり面範囲を規定 する条件
1	円弧すべり（一 般分割法）	帯片重量によ るすべり面成 分	第2小段までのり面を 切土した場合	自然 水位	5.333	切土のり面のり先付近を 通過する円弧
2			第3小段までのり面を 切土した場合		1.593	
3			最終切土断面		0.885	
4			最終切土断面にもたれ 式擁壁を施工した場合		1.169	擁壁下部を通過する円弧
5	非円弧すべり （簡便ヤンプ法）	同 上	最終切土断面		0.930	のり面全体を包含するよう に探索点を指定
6			最終切土断面にもたれ 式擁壁を施工した場合		1.239	擁壁下部をすべり面が通過 するように探索点を指定
7	非円弧すべり （平均応力法）	有限要素法に より計算され た応力	最終切土断面		1.249	のり面全体を包含するよう に探索点を指定
8			最終切土断面にもたれ 式擁壁を施工した場合		1.278	擁壁下部をすべり面が通過 するように探索点を指定

表-2.6 修正計画断面のり面安定解析結果一覧表

解 析 ケース	安定計算法	すべり面の応 力の評価法	解 析 断 面	地下 水位	Fs	すべり面範囲を規定 する条件
9	円弧すべり (一般分割法)	帯片重量によ るすべり面成 分	第2小段までのり面を 切土した場合	自然 水位	5.333	切土のり面のり先付近を 通過する円弧
10			第3小段までのり面を 切土した場合		1.424	
11			最終切土断面		0.855	
12					1.016	切土のり面法先付近を通 過する円弧で、半径の長 い場合
13					0.999	擁壁下部を通過する深い すべり
14			1.112		のり面を通過する浅いす べり	
15			最終切土断面	排地下 水水位を により 低下	0.884	切土のり面のり先付近を 通過する円弧
16					1.131	擁壁下部を通過する深い すべり
17					1.002	のり面を通過する浅いす べり

2.4.4 まとめ

事例解析を行なった結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 局所安全率の分布は1.0を下回ることが無く、現況のり面の安定と整合している。しかし、一部のゾーンでは安全率が1.2を下回っており、安定性の低いゾーンが存在している。また、第2小段及び第3小段までの掘削状態においても安全率が1.2を下回るゾーンが存在している。

(2) 掘削完了後の局所安全率分布では、安全率が1.0前後の要素が現われ、局所崩壊が発生する危険性があるので、掘削と平行して何らかの対策工を行なう必要がある。

(3) 円弧すべり及び簡便ヤンプ法による各段階の安全率は表-2.5のとおりである。この解析結果より第2小段までの掘削ではのり面は安定しているものと考えられる。掘削完了後の安全率は1.0を下回り、のり面崩壊が発生する危険性が大きいことを表わしている。ただし、擁壁構築後の安全率は1.2前後は確保されており、一応の安定は保たれている。

(4) 掘削勾配を緩くした修正計画断面においても安全率はほとんど変化なく、安定性の向上には効果が無い。

2.5 地山条件をパラメータとした事例解析

2.5.1 解析条件

2.2で述べた地山条件を表-2.7に示すような72通りに組合せ、各々の組合せに対して簡便ヤンプ、一般分割法を適用した。

探索方法としては、一般分割法では、安全率が最小となるすべり線の円弧の中心（以下、求める中心という。）が存在すると思われる領域を地山の外部に指定し、指定した領域の中で円弧の中心を上下左右1 m間隔で移動させた。円弧の半径は、中心を移動させるたびに1 m刻みで変化させ、2.3.4で述べた方法により計算を行った。この時、求める中心が指定した領域の端部にくる場合、求める円弧の中心は領域外に存在することもありうるので領域を再設定し求める円弧の中心が領域の端部とならないようにしている。

簡便ヤンプ法では、すべり線が存在すると思われる領域を地山内部に指定し、領域内に与えた複数の点（以下、探索点という。）を任意に結ぶことにより多数のすべり線を求め、求められたすべり線個々について簡便ヤンプ法を用いて安全率を計算し、その内の最小となる線を求めるすべり線、及び安全率とした。探索点の与え方は、指定した領域に1 mピッチに縦線を引き、更にそれらの縦線を上下方向に20分割し、その分割した点を探索点として与えた。

又、すべり線を探索するときの探索密度が解析結果に及ぼす影響を調べるために、探索するすべり線の密度を多くしたものについても解析を行った。一般分割法では、円弧の中心を0.5 m間隔で移動させ、円弧の半径も0.5 m刻みとし、探索したすべり線の数に8倍とした。

簡便ヤンプ法では、探索点を左右方向を0.5 m間隔にするか、上下方向の探索点の密度を高くして解析した。解析ケースによっては上下・左右とも探索点の密度を高くした。

表-2.7 地山条件の組合せ

地質条件			ケース番号		
1 層	2 層	3 層	受け盤	水 平	流れ盤
弱	弱	弱	1		
中	中	中	2		
強	強	強	3		
弱	弱	強	4	5	6
弱	強	強	7	8	9
弱	強	弱	10	11	12
強	強	弱	13	14	15
強	弱	弱	16	17	18
強	弱	強	19	20	21
弱	中	強	22	23	24
強	中	弱	25	26	27
弱	弱	中	28	29	30
弱	中	弱	31	32	33
弱	中	中	34	35	36
弱	強	中	37	38	39
中	弱	弱	40	41	42
中	弱	中	43	44	45
中	弱	強	46	47	48
中	中	弱	49	50	51
中	中	強	52	53	54
中	強	中	55	56	57
中	強	強	58	59	60
強	弱	中	61	62	63
強	中	中	64	65	66
強	中	強	67	68	69
強	強	中	70	71	72

2.5.2 結果及び考察

先ず、一般分割法と簡便ヤンプ法の各々の解析結果について述べる。

一般分割法を均一な地層の地山と、地層を考慮した非均一な地山に適用した場合、非均一地山では円弧の中心を移動させる領域の設定如何によっては、最小安全率を与えるすべり線を探索できないことがわかった。すなわち、安全率が最小となる円弧の中心は、均一地山の場合には経験的に与えた領域内に存在することが多いが、非均一地山の場合には、地層や地質により最小安全率の中心の位置を推定することができず、極値（安全率が周囲のどの安全率よりも小さくなる点）の一つが最初に設定した領域に含まれた場合、最小安全率であるかどうかに関係無く解析結果として出力するため、出力結果が最小安全率でないケースが存在した。又、最小安全率を探索するために領域の再設定を行う必要があった。このような現象は、次のケースで発生した。

① 上部に弱い層が有る場合

② 層の途中に弱い層を介在する場合

これは、領域の設定によってはすべり線が堅い層を避けた通り方や、弱い層を長く通るようなすべり線が探索できないことによるものと考えられる。解析密度の影響については、密度を上げたことによる解析結果の変動は特に認められなかった。

一方、簡便ヤンプ法では一般分割法とは異なる結果となった。地山の均一・非均一に関しては、簡便ヤンプ法の探索方法が領域内に与えられた探索点を結ぶ方法であるため、結果として領域内に存在する全てのすべり線に対して解析を行うこととなり、解析結果は必ず最小安全率となった。しかし、探索点の密度を上げた場合、解析結果が変化するケースが存在した。これは、下部に堅い層が存在するケースに見られ、上部の弱い層内の探索点の密度が、最小安全率のすべり線を探索するのに必要な密度が確保できていないことが原因と考えられる。解析結果が変化しないための必要探索点密度やどのようなケースにおいて解析結果が変化するのかを、今後明らかにしていく必要がある。しかし、このように探索密度により解析結果が変化した場合においても、変化する前後の安全率が共に一般分割法の安全率を下回っているケースが多く、ヤンプ法による解析の有用性を示している。

次に、一般分割法と簡便ヤンプ法の比較を行う。

解析結果の内すべり線形状に着目すると、地層及び土の物性の組合せにより解析方法の違いが解析結果に影響を及ぼすものと、影響を及ぼさないもの、に大別することができた。

円弧すべり解析と非円弧すべり解析によるすべり線形状が異なるケースの特徴として次のようなことがあげられる。

① 地層の傾斜が水平か流れ盤である。

② 最下部に堅い地層があり、その上部に最下層より少し弱い地層が乗っている場合。

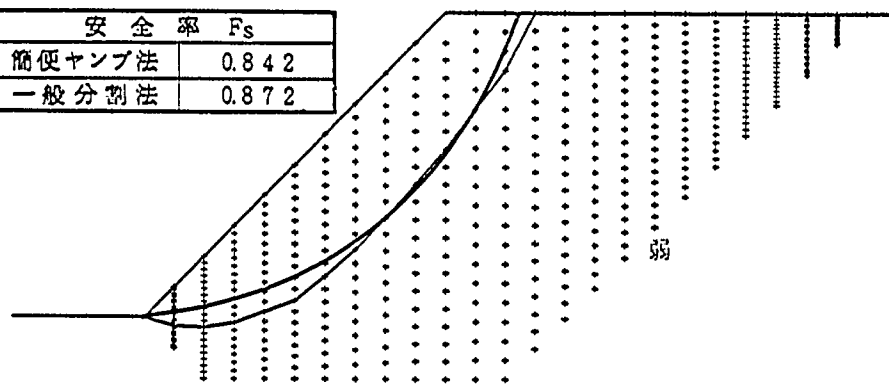
すべり線の最深部は、簡便ヤンプ法による解析の方が一般分割法による解析より若干深くなる傾向が認められた。

安全率については、ほとんどのケースにおいて最大10%程度簡便ヤンプ法が小さくなっており、円弧

すべりと比較して、より危険なすべり線の探索が可能になると思われる。なお、同一すべり線に一般分割法と簡便ヤンプ法を適用した場合、安全率の差は5%以下であることを確認している。又、厳密ヤンプ法により求まる安全率と簡便ヤンプ法により求まる安全率との間に5%程度の差が認められた。

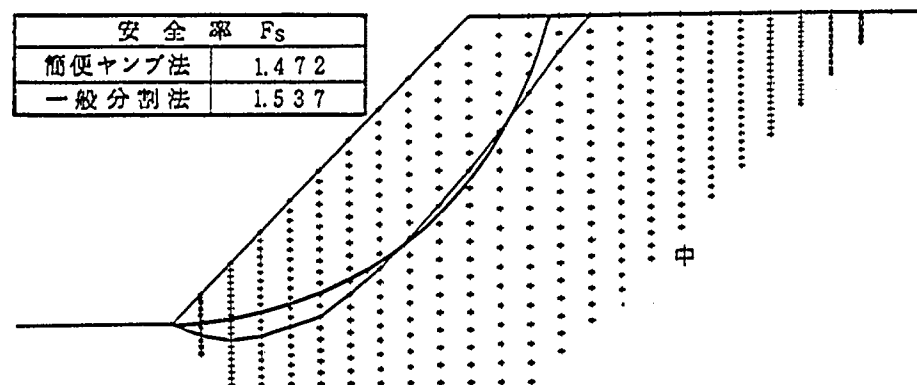
なお、解析結果を図-2.29、図-2.30に示す。

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	0.842
一般分割法	0.872



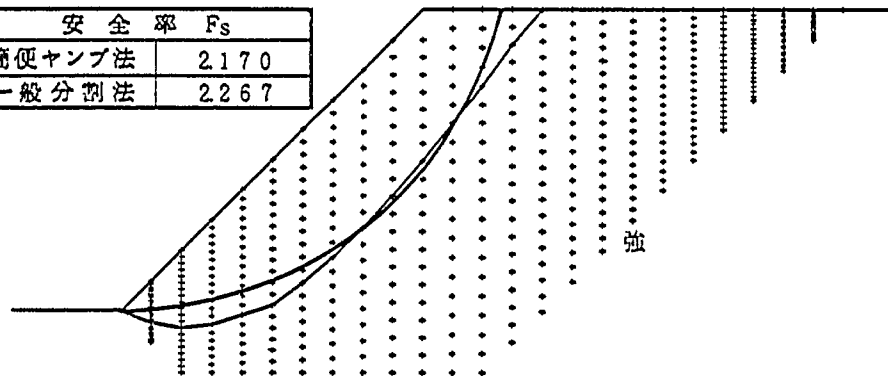
ケース 1

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.472
一般分割法	1.537



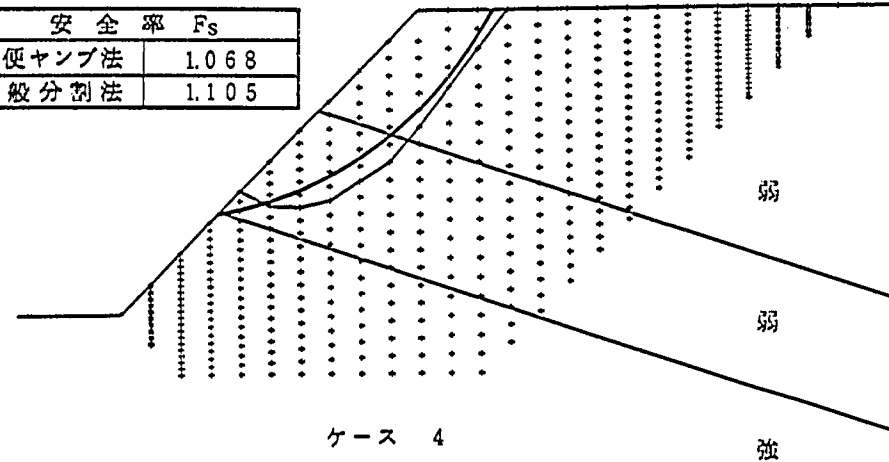
ケース 2

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	2.170
一般分割法	2.267



ケース 3

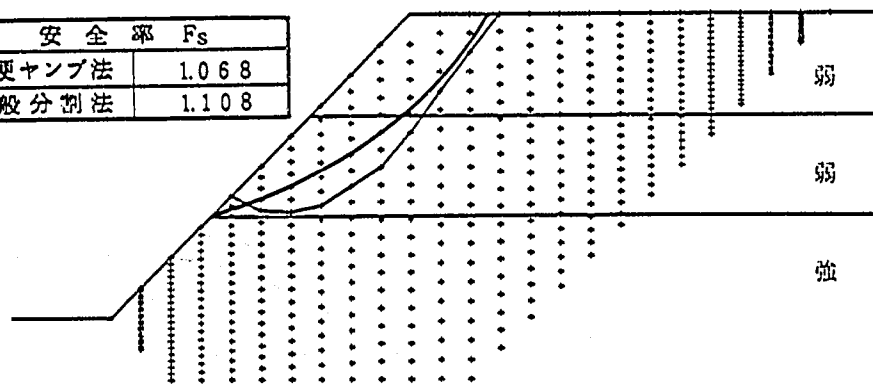
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.068
一般分割法	1.105



ケース 4

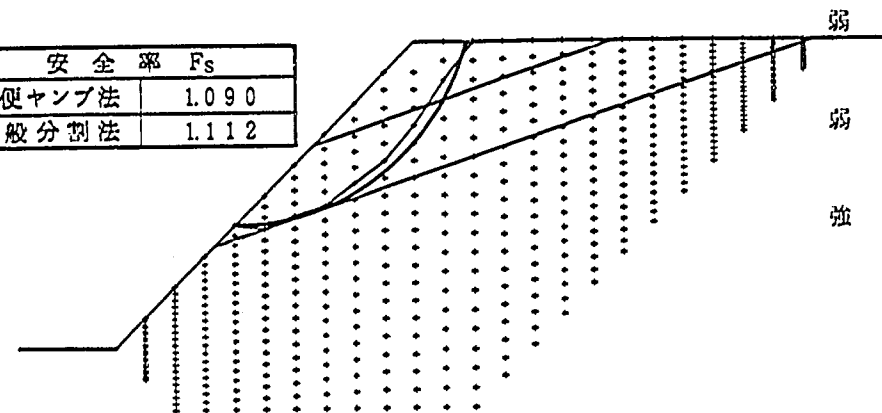
図-2.29(1) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.068
一般分割法	1.108



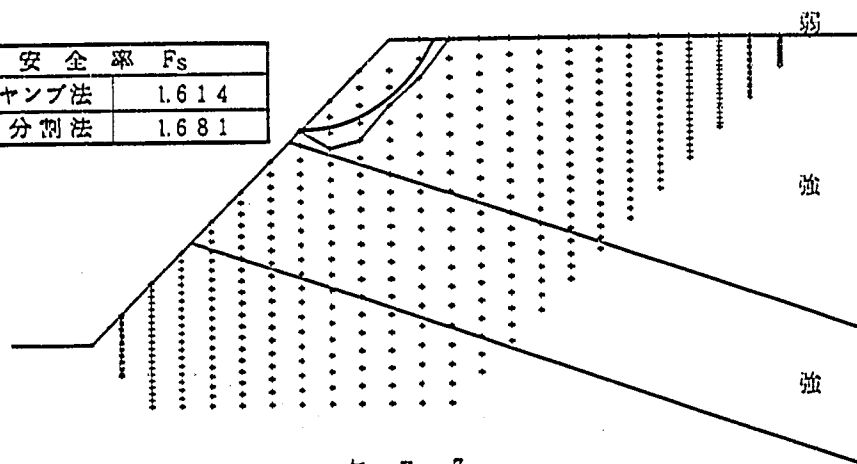
ケース 5

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.090
一般分割法	1.112



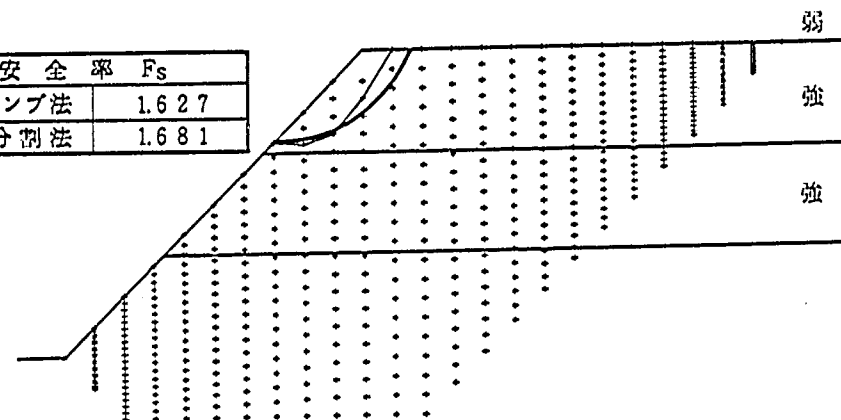
ケース 6

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.614
一般分割法	1.681



ケース 7

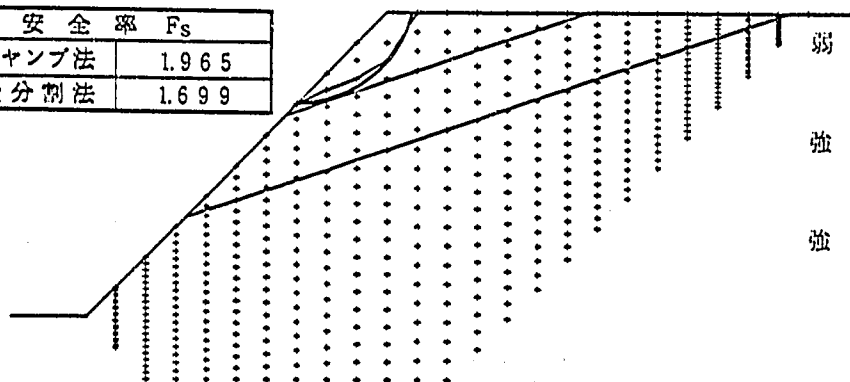
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.627
一般分割法	1.681



ケース 8

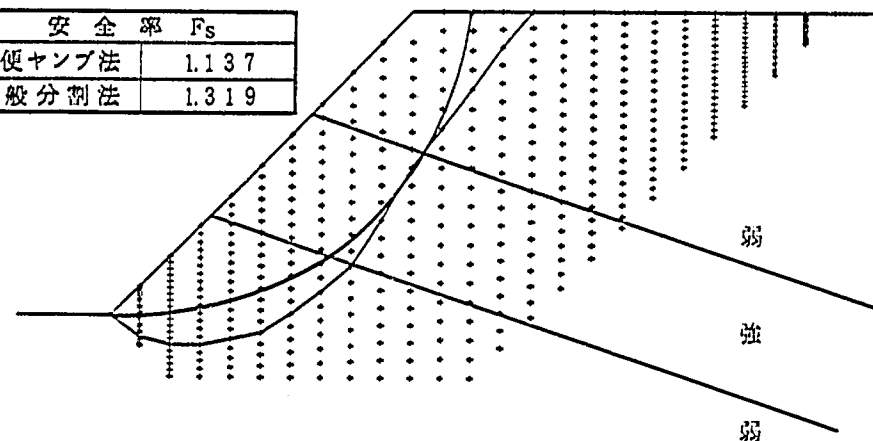
図-2.29(2) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.965
一般分割法	1.699



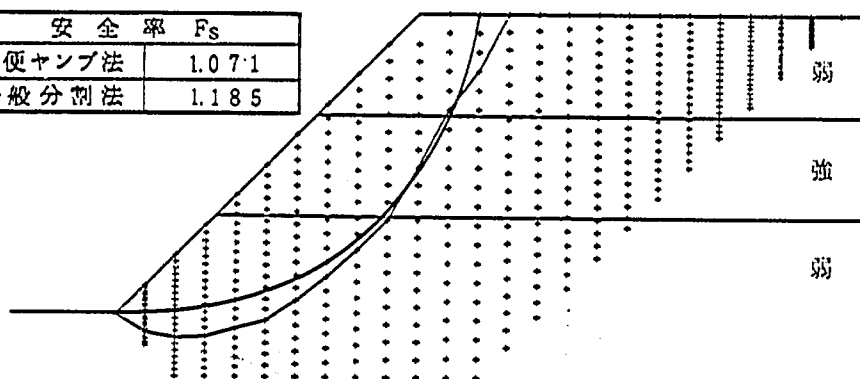
ケース 9

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.137
一般分割法	1.319



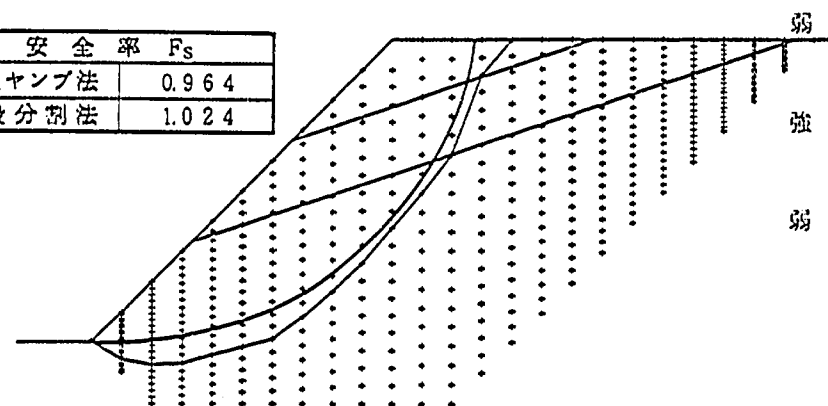
ケース 10

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.071
一般分割法	1.185



ケース 11

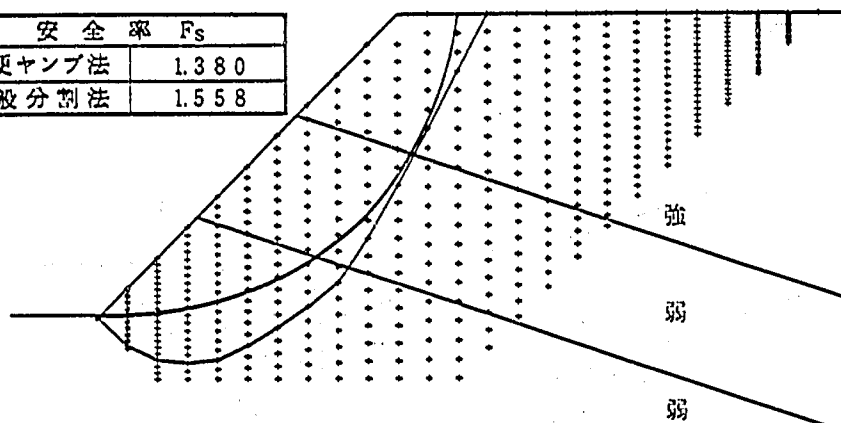
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	0.964
一般分割法	1.024



ケース 12

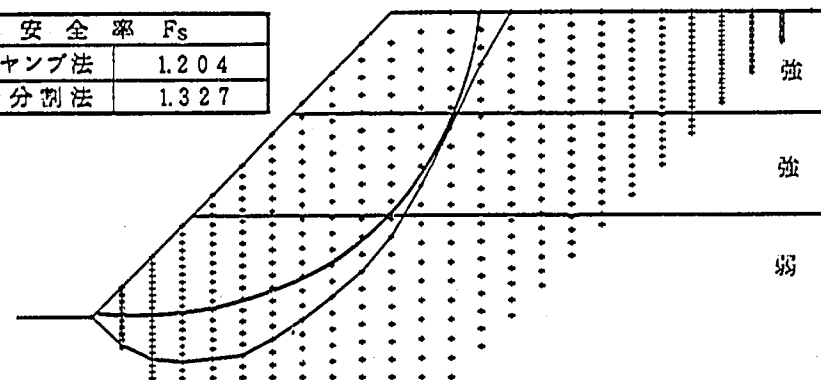
図-2.29 (3) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.380
一般分割法	1.558



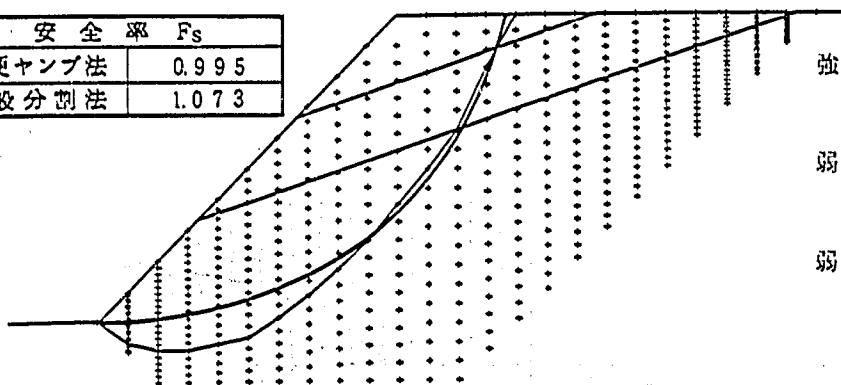
ケース 13

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.204
一般分割法	1.327



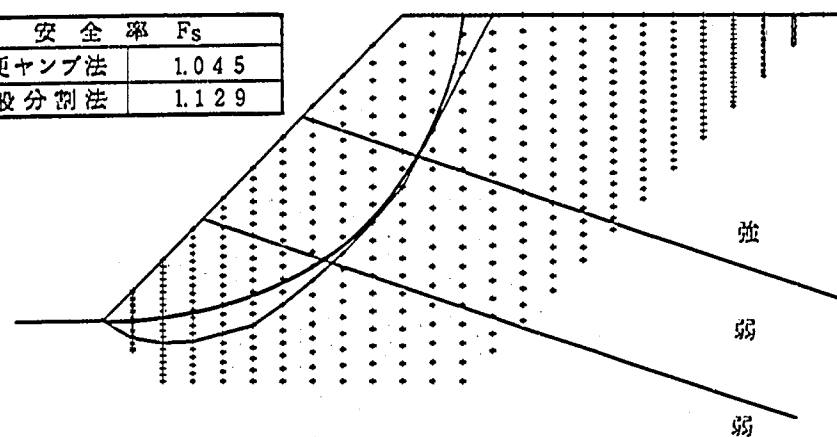
ケース 14

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	0.995
一般分割法	1.073



ケース 15

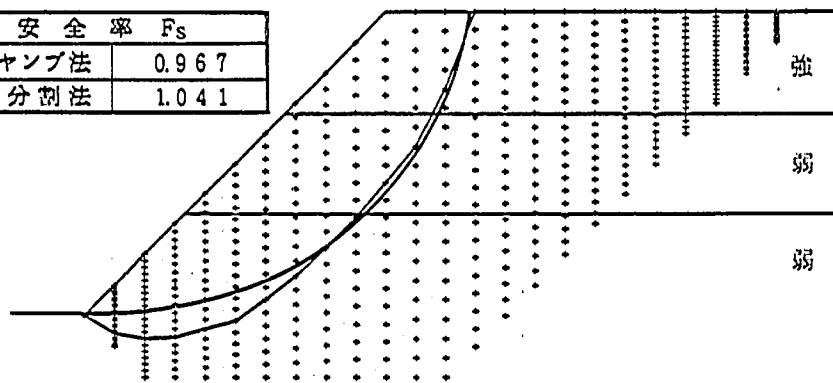
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.045
一般分割法	1.129



ケース 16

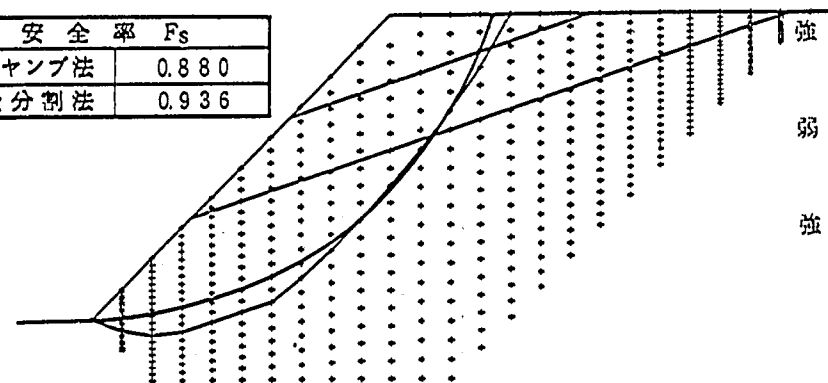
図-2.29 (4) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	0.967
一般分割法	1.041



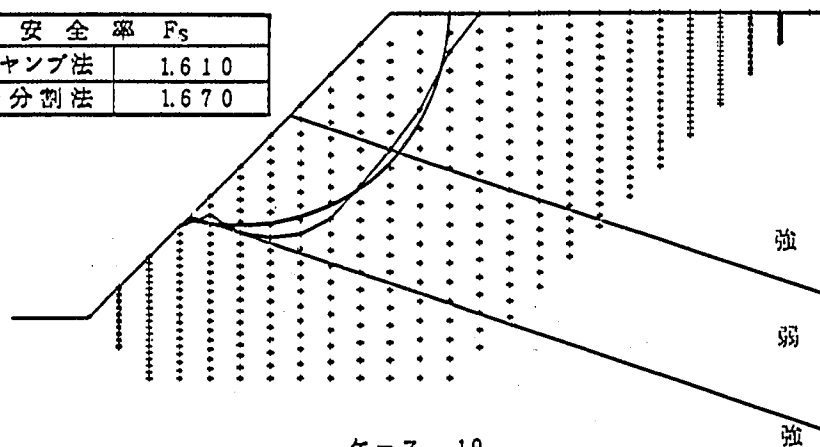
ケース 17

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	0.880
一般分割法	0.936



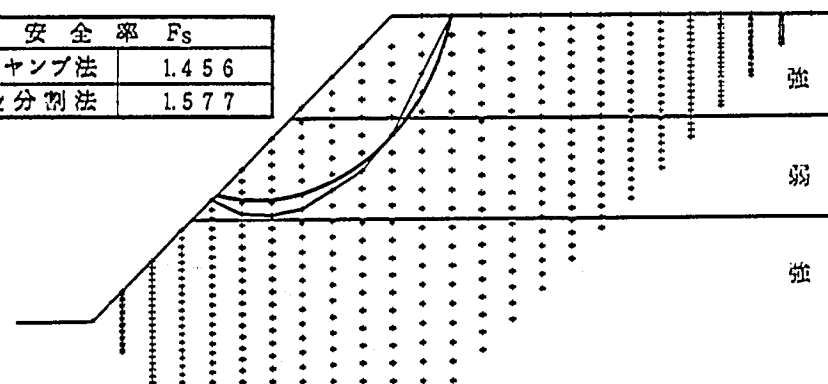
ケース 18

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.610
一般分割法	1.670



ケース 19

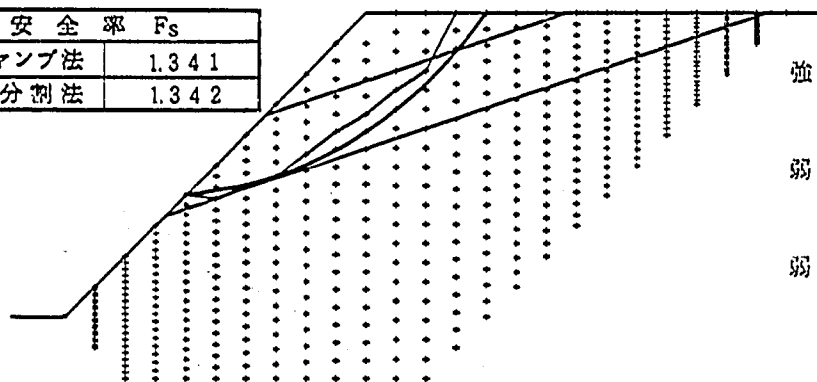
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.456
一般分割法	1.577



ケース 20

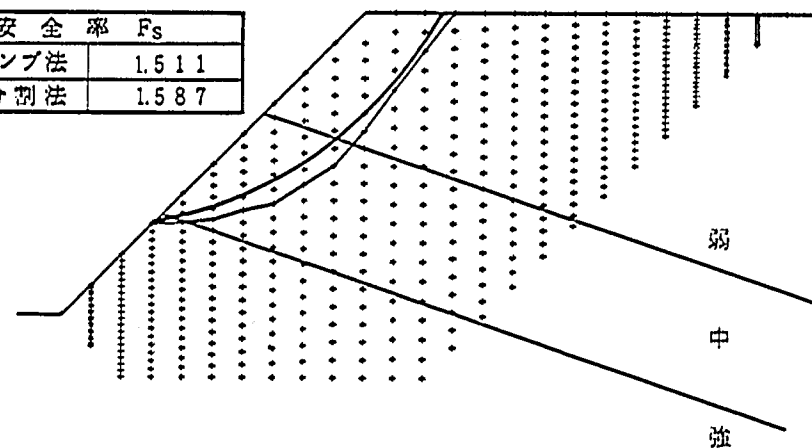
図-2.29 (5) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.341
一般分割法	1.342



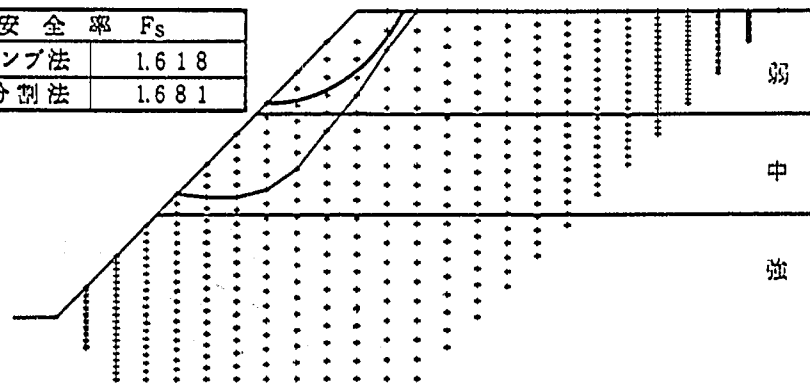
ケース 21

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.511
一般分割法	1.587



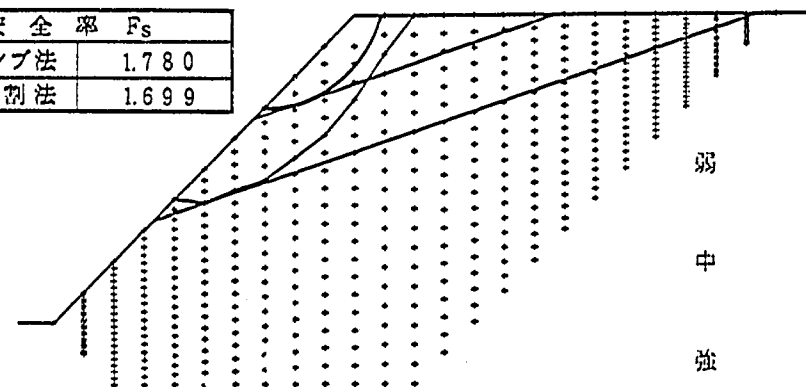
ケース 22

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.618
一般分割法	1.681



ケース 23

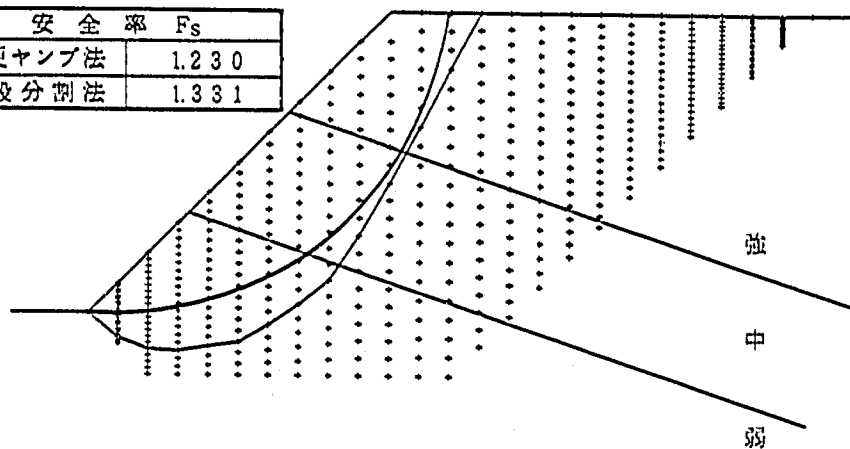
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.780
一般分割法	1.699



ケース 24

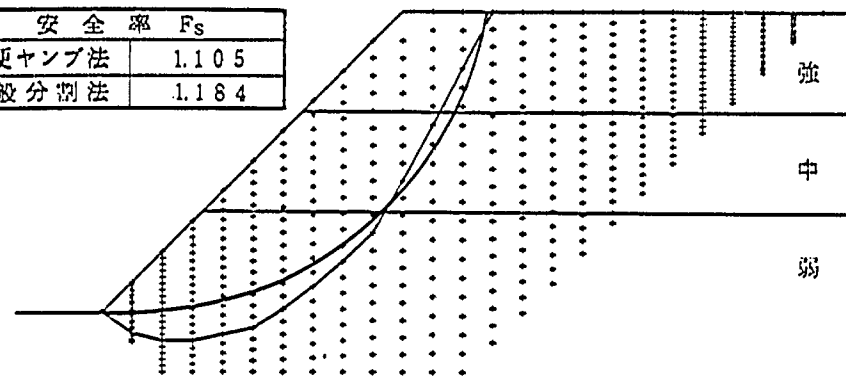
図 - 2.29 (6) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.230
一般分割法	1.331



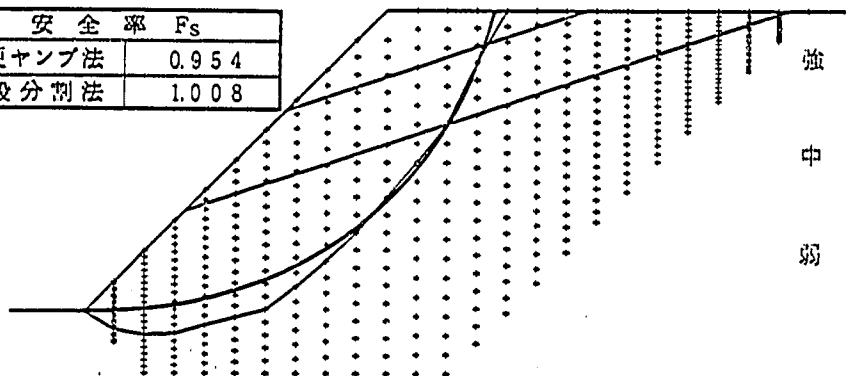
ケース 25

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.105
一般分割法	1.184



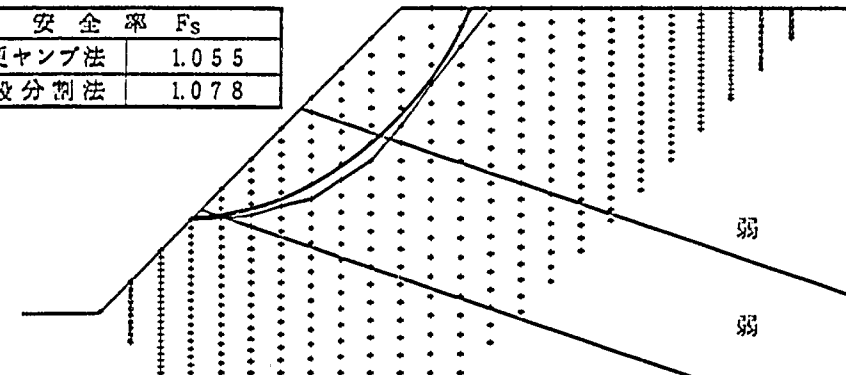
ケース 26

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	0.954
一般分割法	1.008



ケース 27

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.055
一般分割法	1.078



ケース 28

図-2.29(7) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

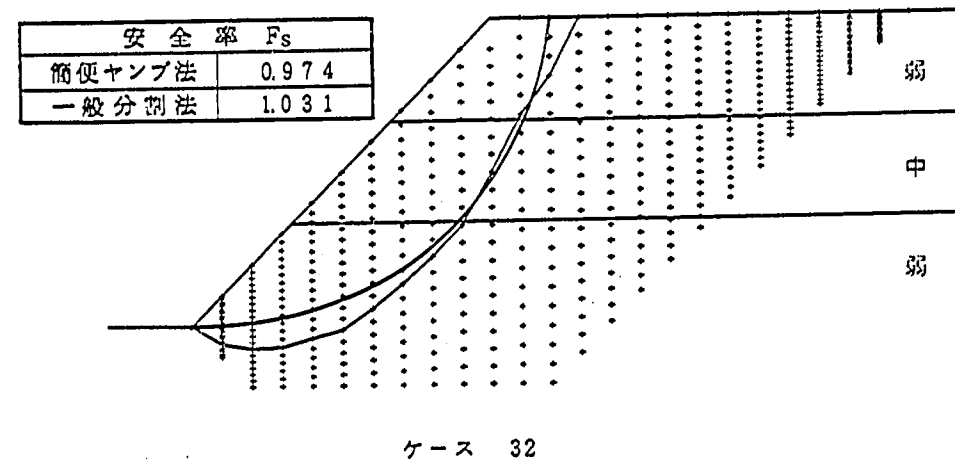
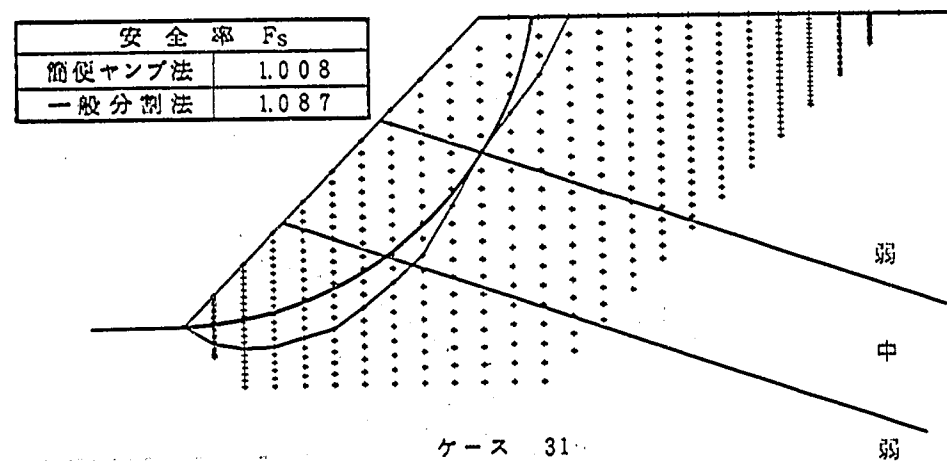
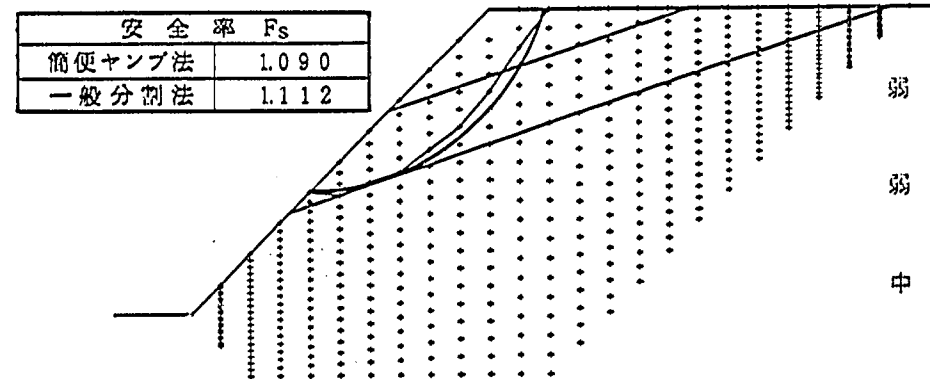
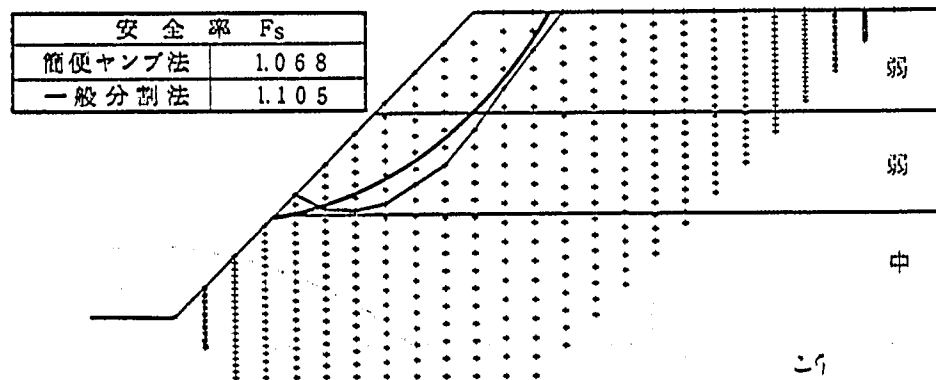
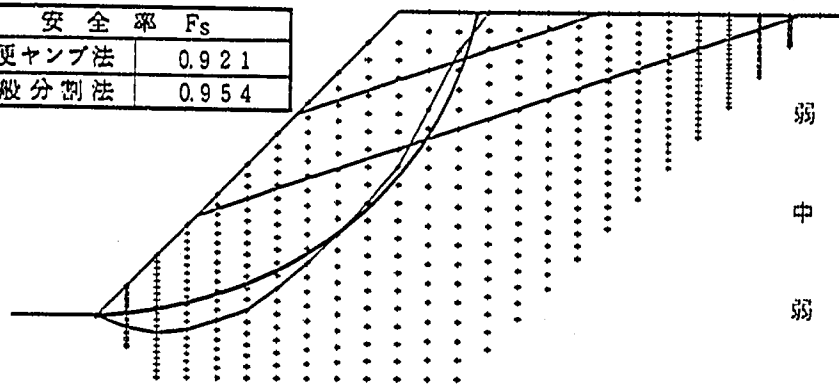


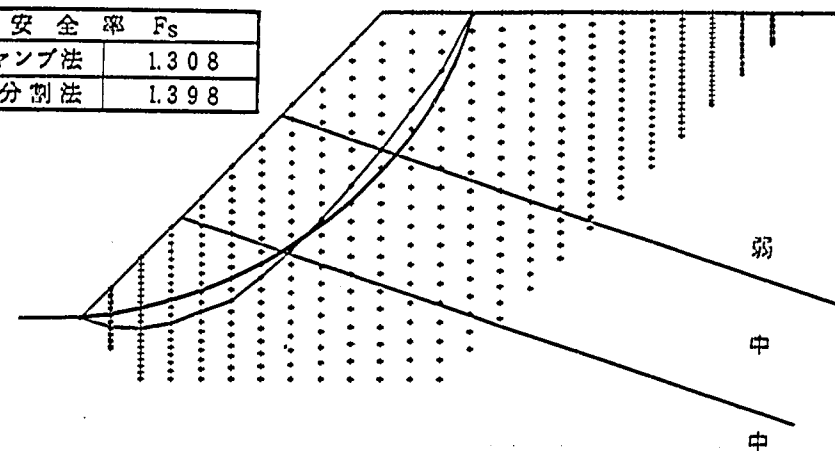
図-2.29 (8) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	0.921
一般分割法	0.954



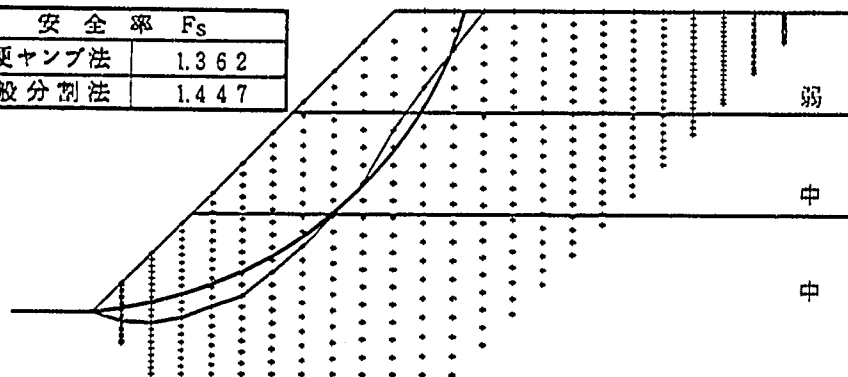
ケース 33

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.308
一般分割法	1.398



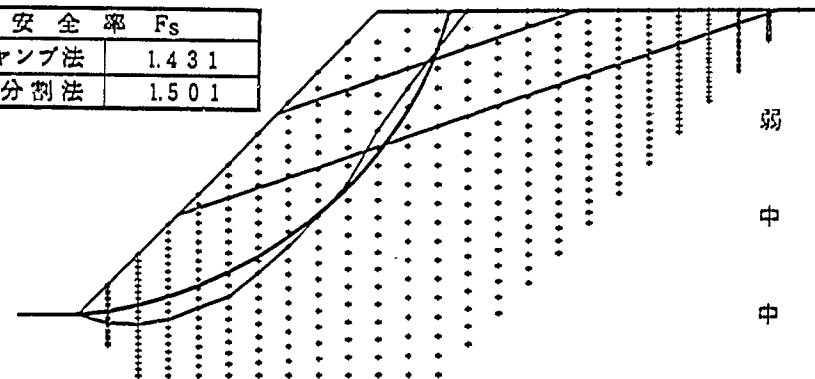
ケース 34

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.362
一般分割法	1.447



ケース 35

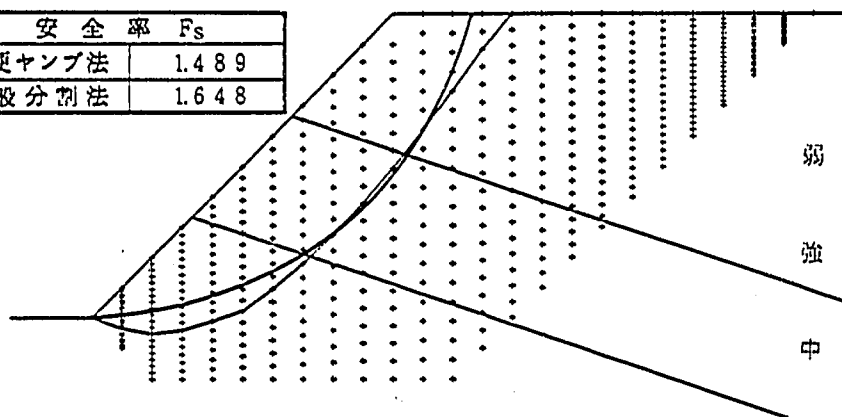
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.431
一般分割法	1.501



ケース 36

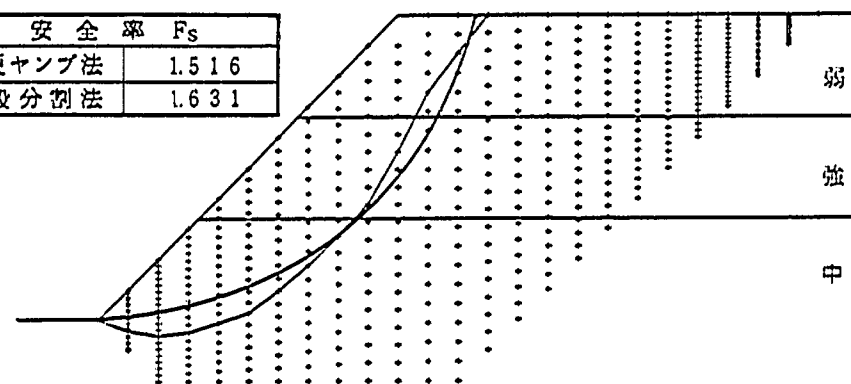
図-2.29(9) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤング法	1.489
一般分割法	1.648



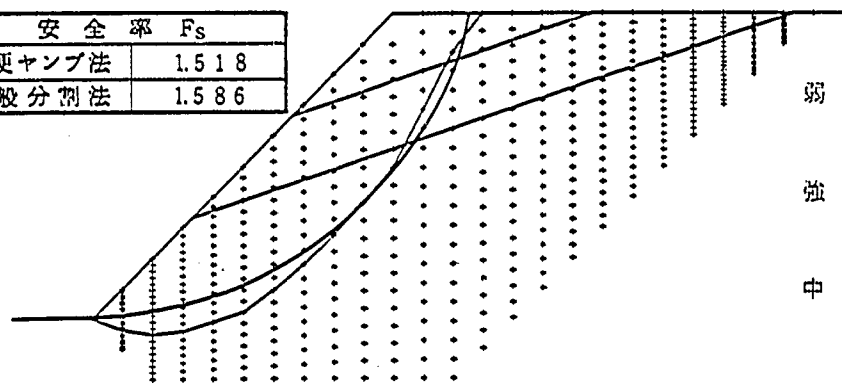
ケース 37

安全率 F_s	
簡便ヤング法	1.516
一般分割法	1.631



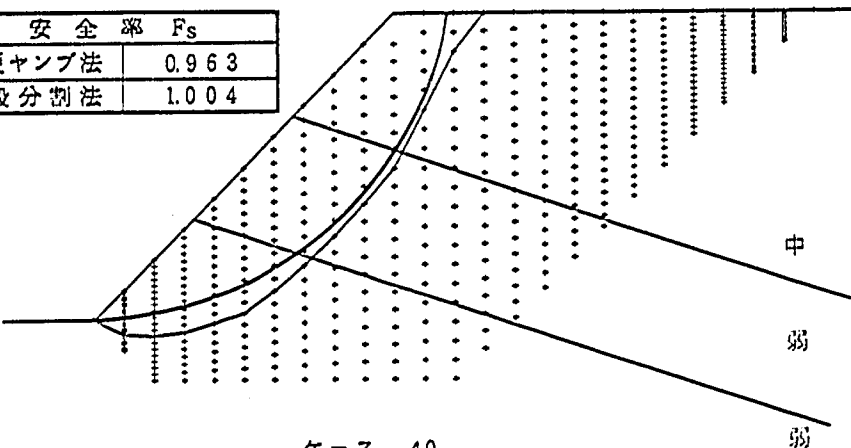
ケース 38

安全率 F_s	
簡便ヤング法	1.518
一般分割法	1.586



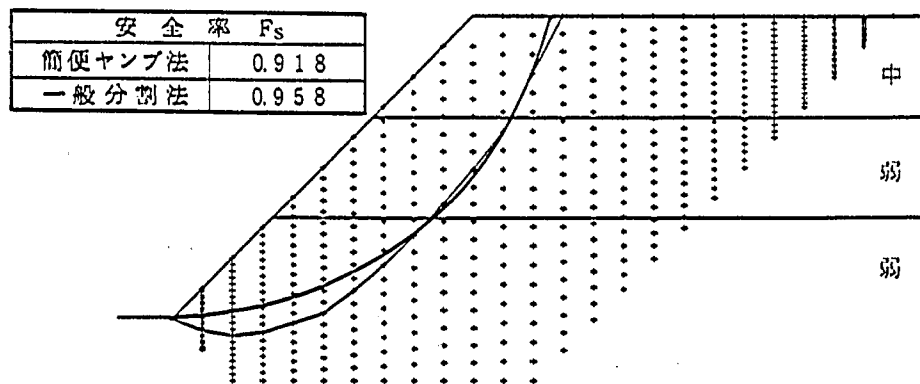
ケース 39

安全率 F_s	
簡便ヤング法	0.963
一般分割法	1.004

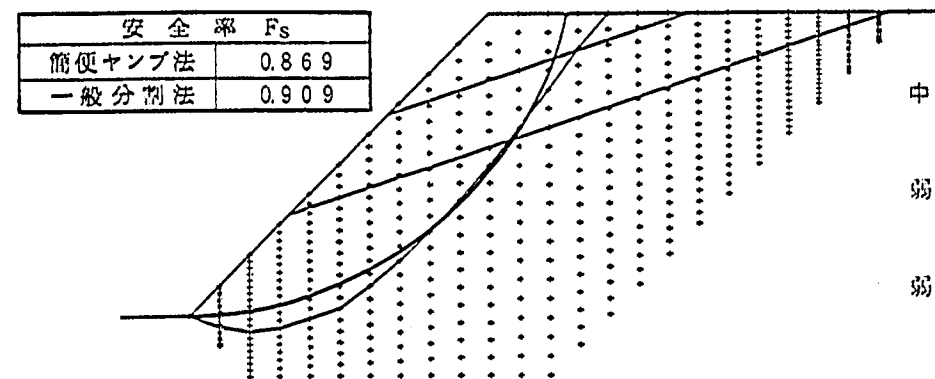


ケース 40

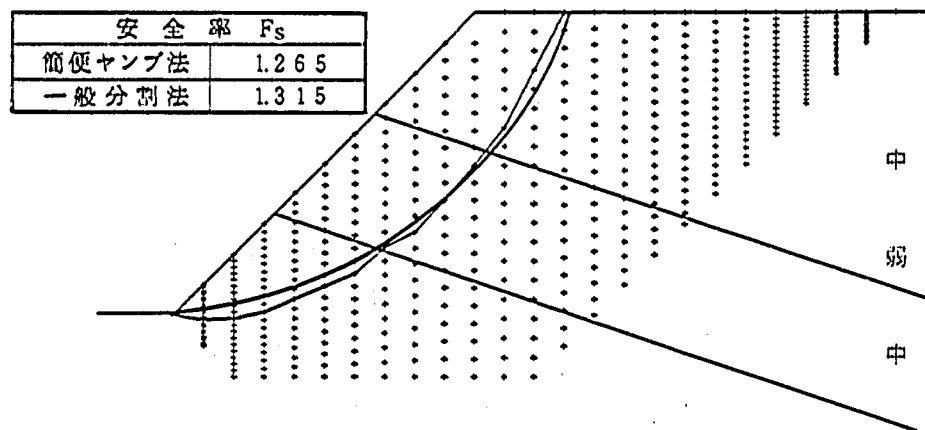
図-2.29(10) 一般分割法, 簡便ヤング法による解析結果



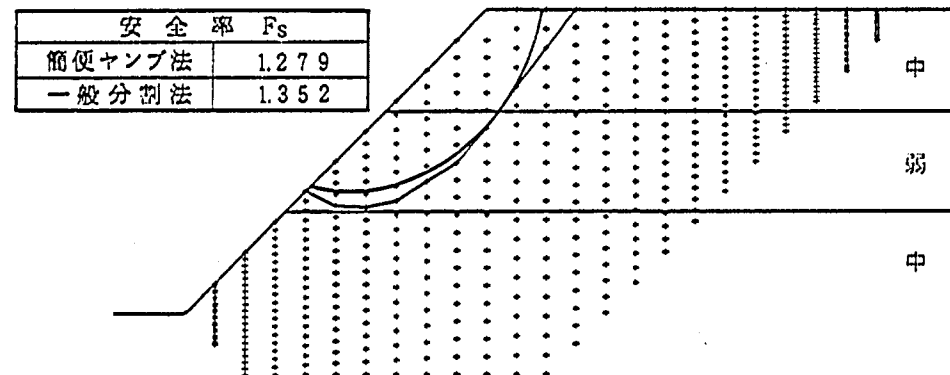
ケース 41



ケース 42

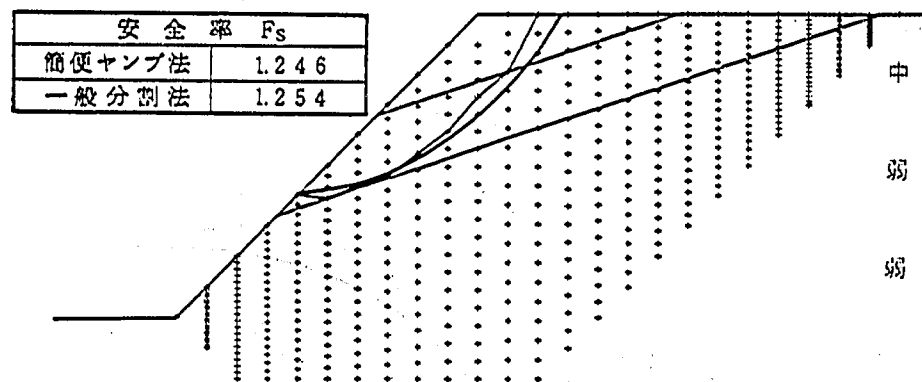


ケース 43

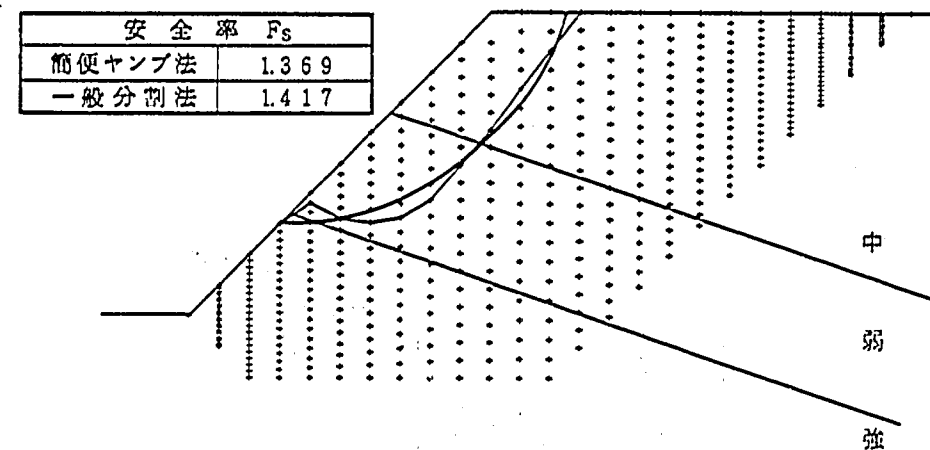


ケース 44

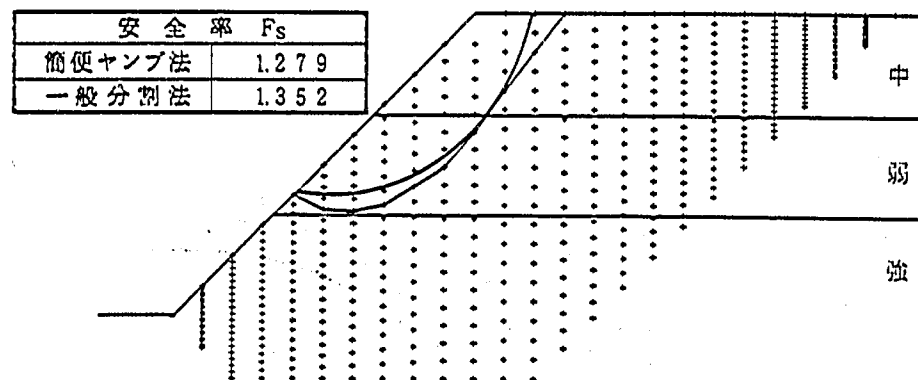
図-2.29 (1) 一般分割法、簡便ヤンプ法による解析結果



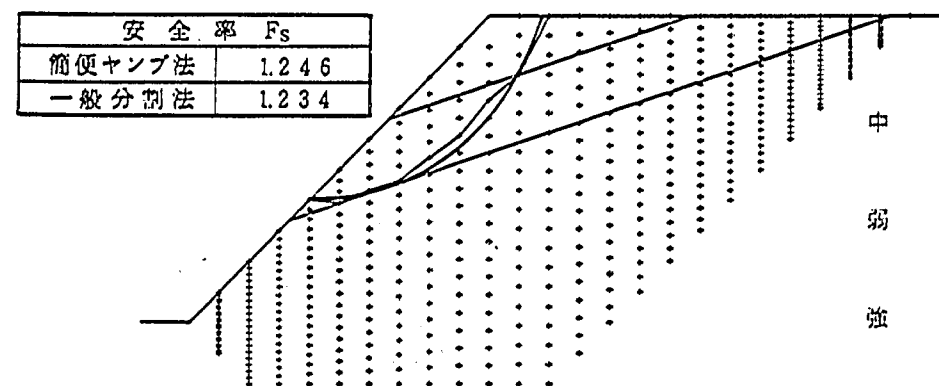
ケース 45



ケース 46



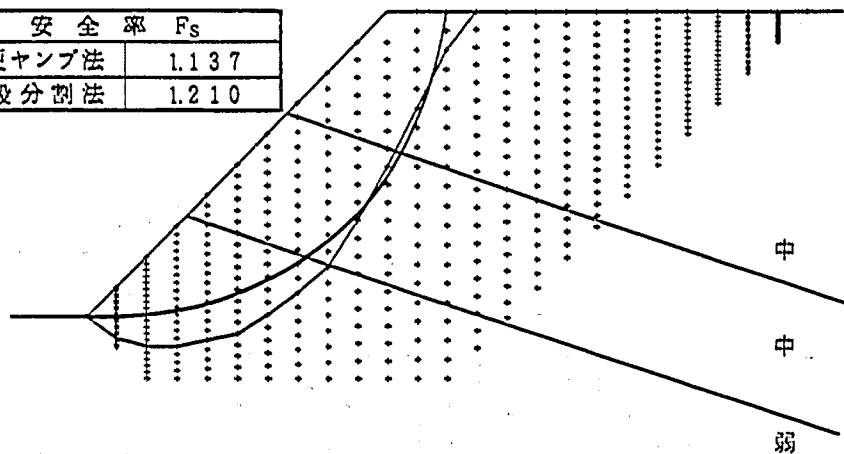
ケース 47



ケース 48

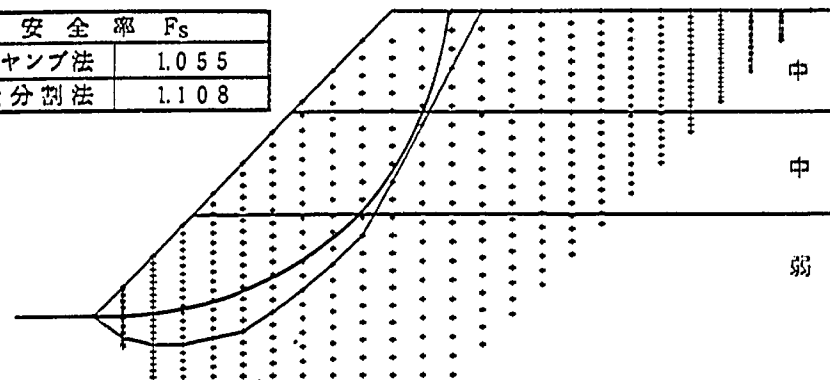
図-2.29 (12) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.137
一般分割法	1.210



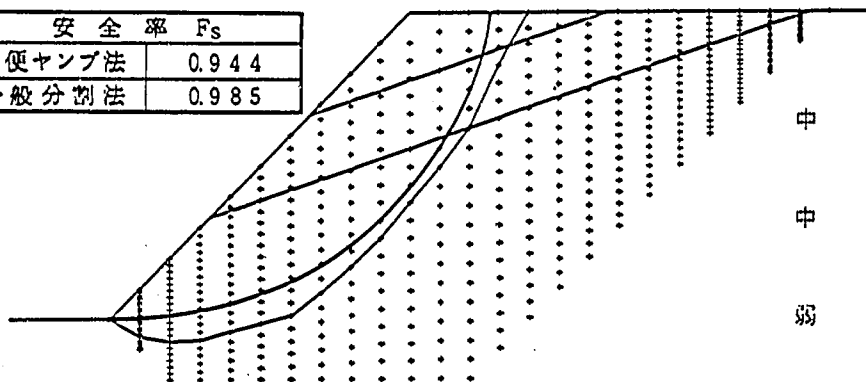
ケース 49

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.055
一般分割法	1.108



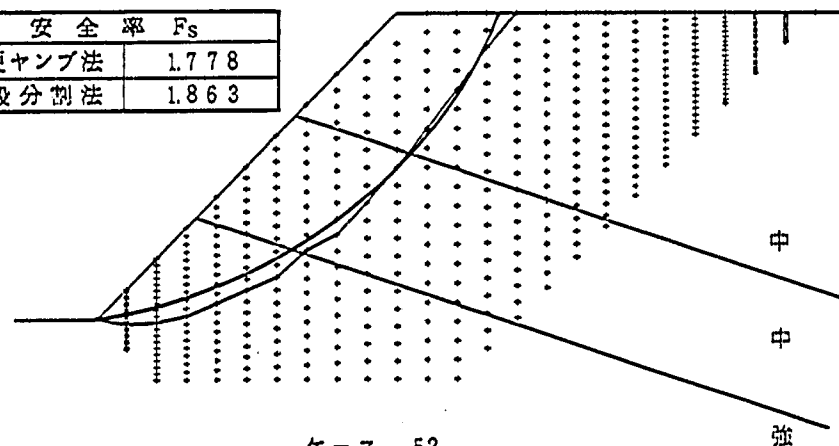
ケース 50

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	0.944
一般分割法	0.985



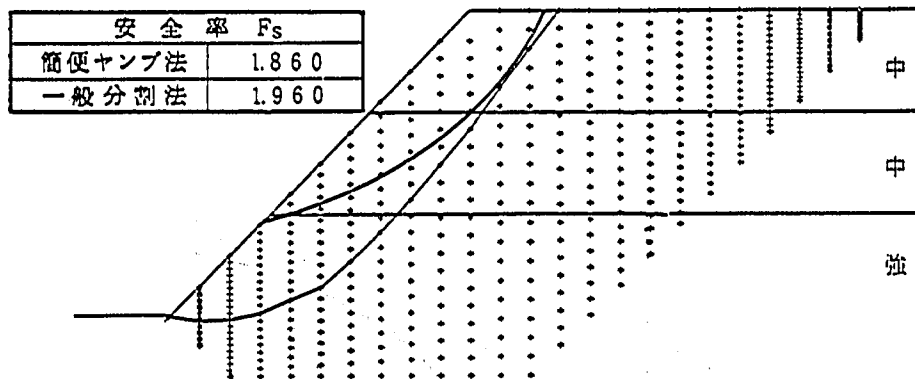
ケース 51

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.778
一般分割法	1.863

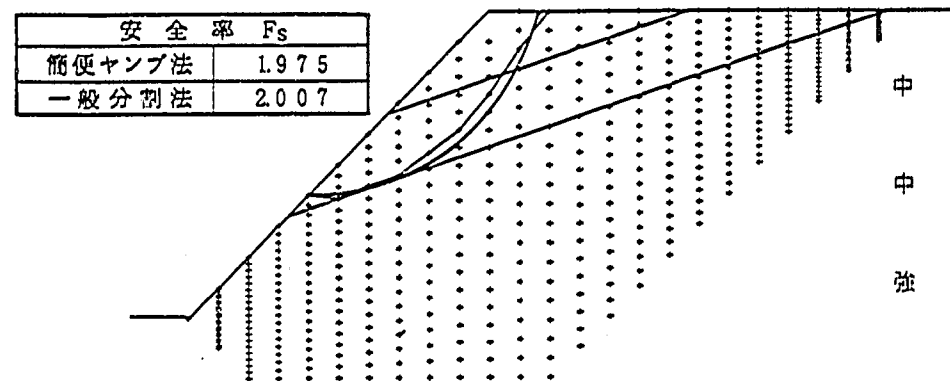


ケース 52

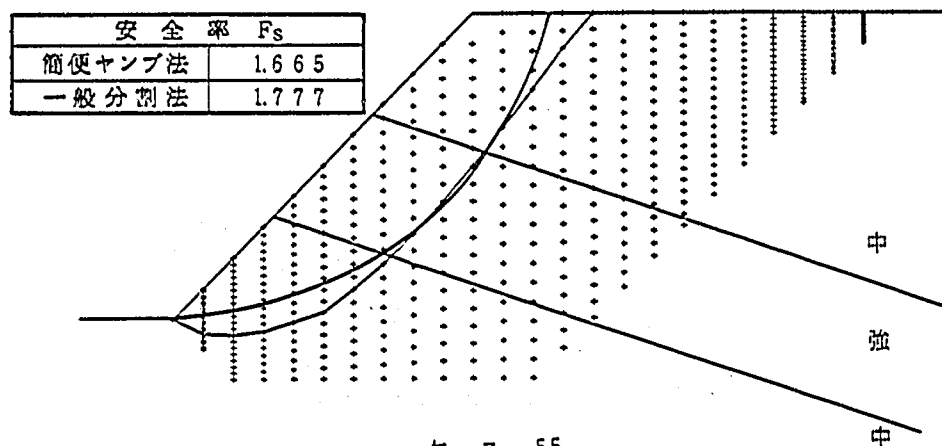
図-2.29 (13) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果



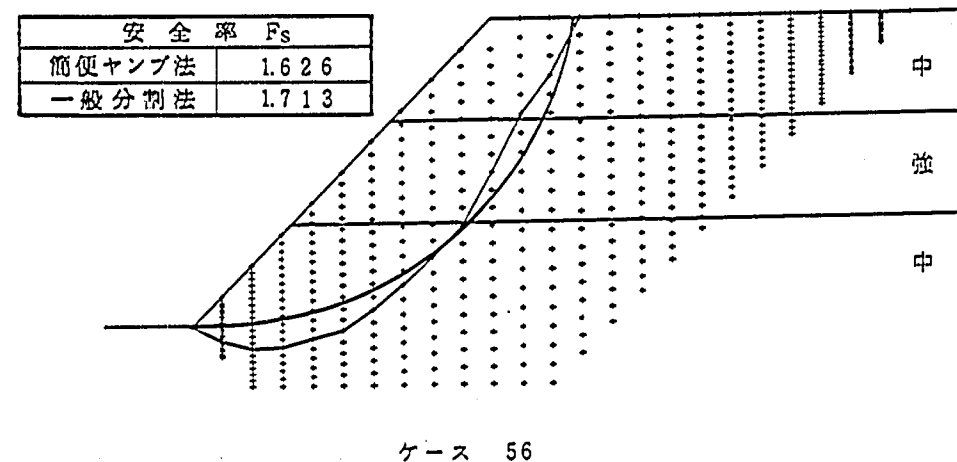
ケース 53



ケース 54



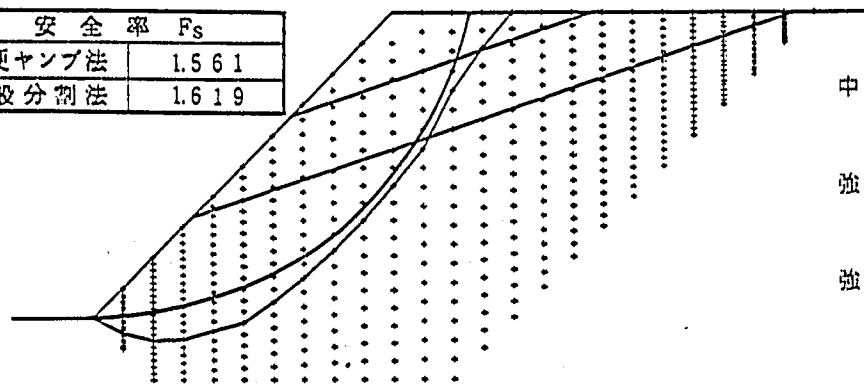
ケース 55



ケース 56

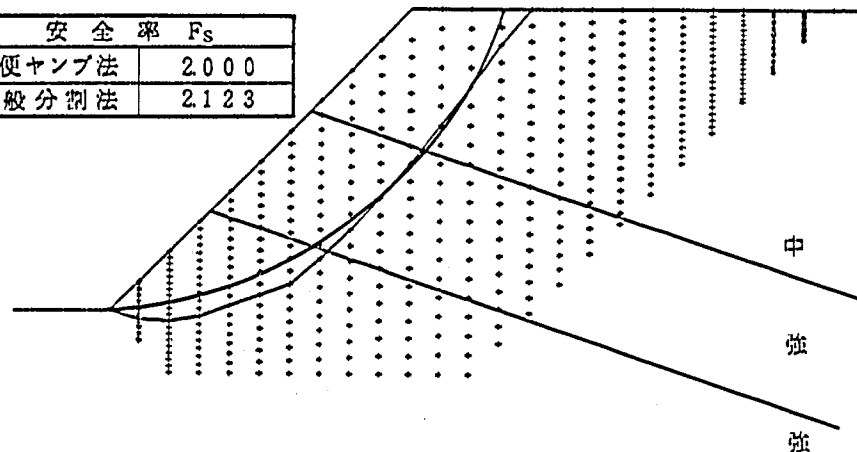
図-2.29 (14) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.561
一般分割法	1.619



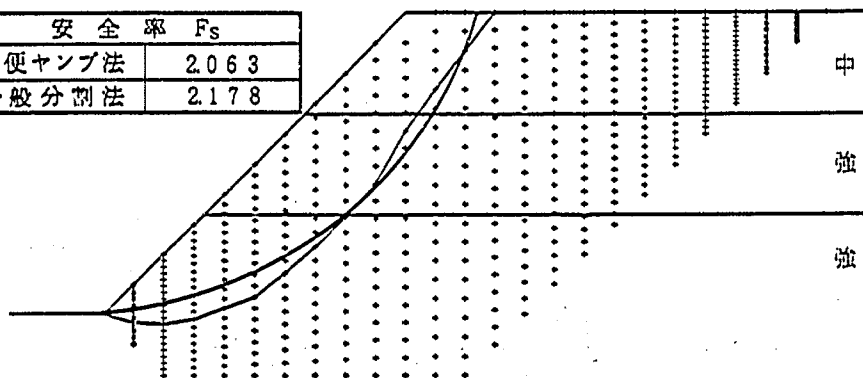
ケース 57

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	2.000
一般分割法	2.123



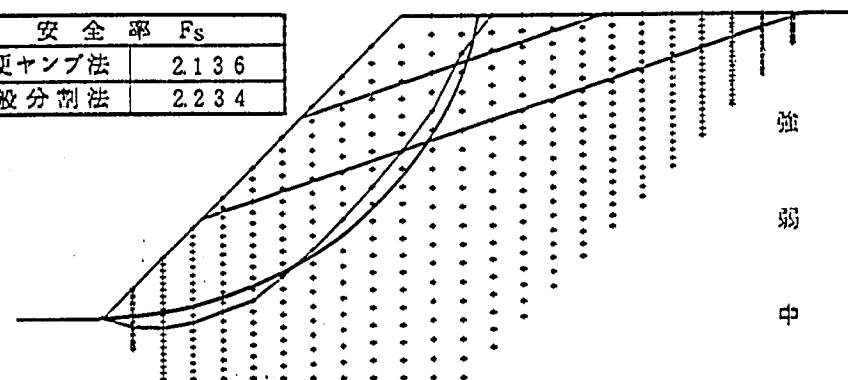
ケース 58

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	2.063
一般分割法	2.178



ケース 59

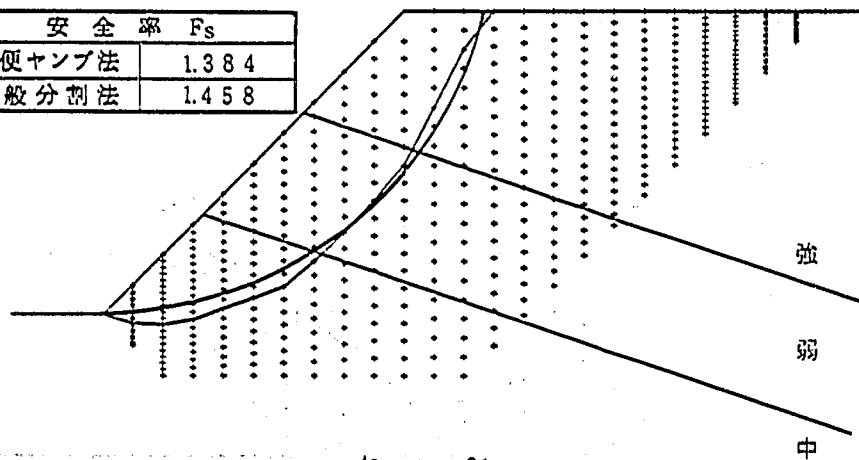
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	2.136
一般分割法	2.234



ケース 60

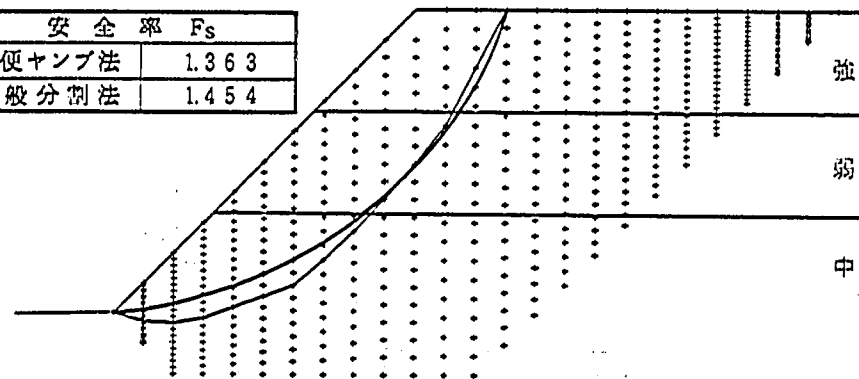
図-2.29 (15) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.384
一般分割法	1.458



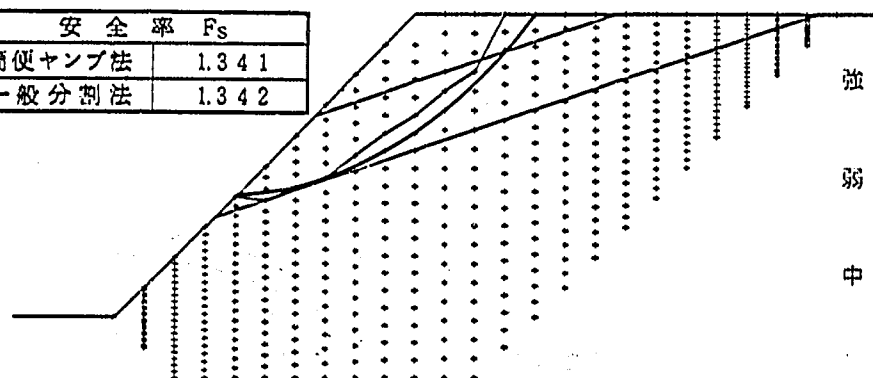
ケース 61

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.363
一般分割法	1.454



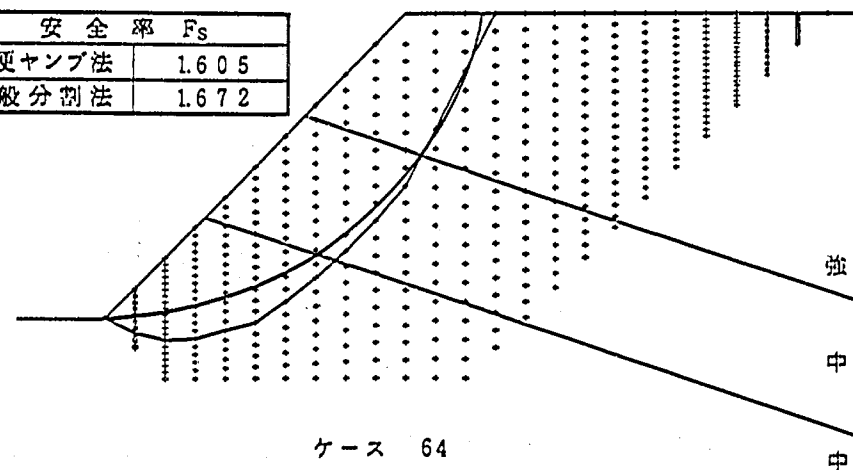
ケース 62

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.341
一般分割法	1.342



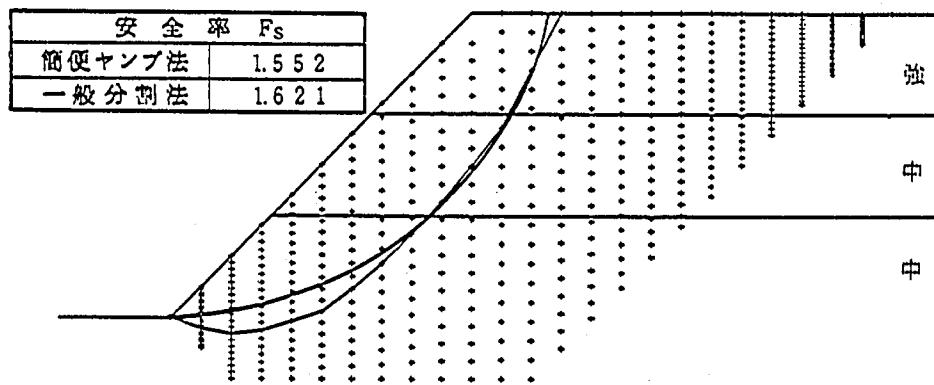
ケース 63

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.605
一般分割法	1.672

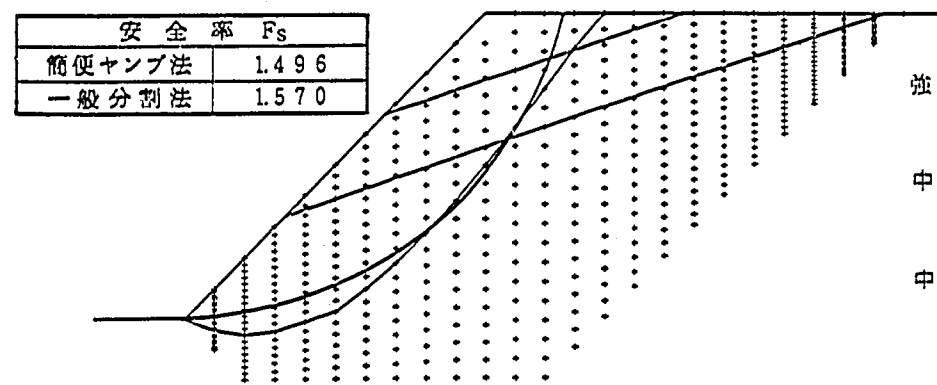


ケース 64

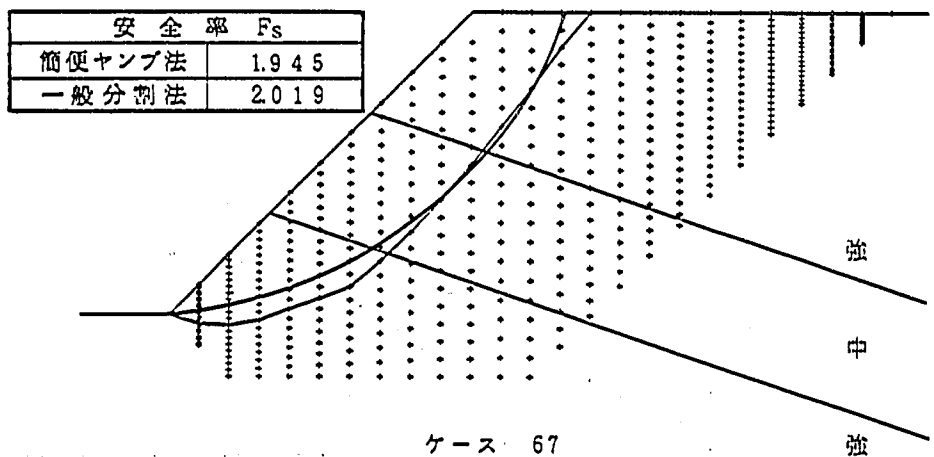
図-2.29 (16) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果



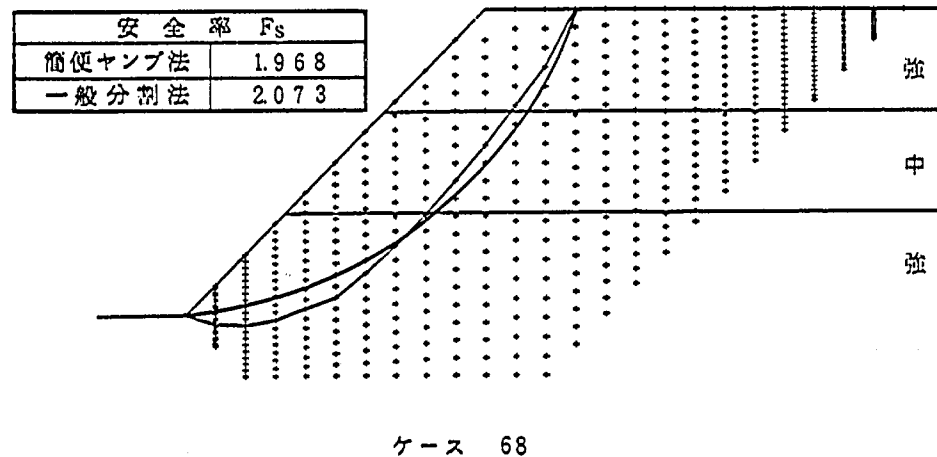
ケース 65



ケース 66



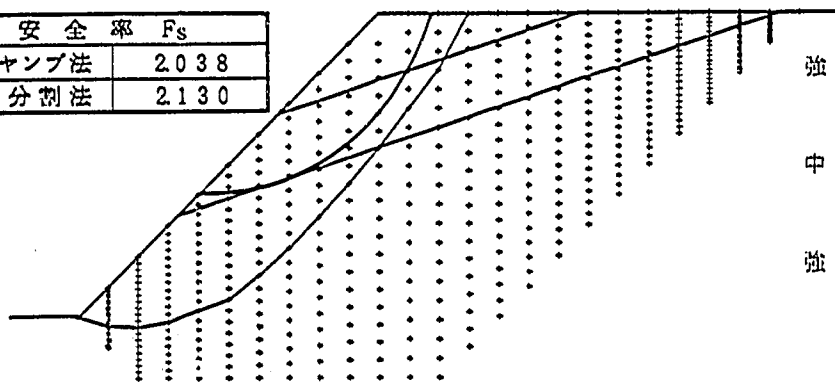
ケース 67



ケース 68

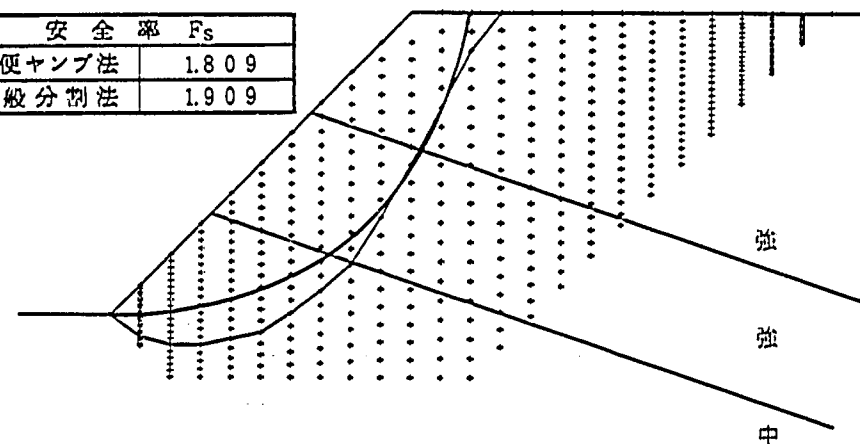
図-2.29 (17) 一般分割法, 簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	2.038
一般分割法	2.130



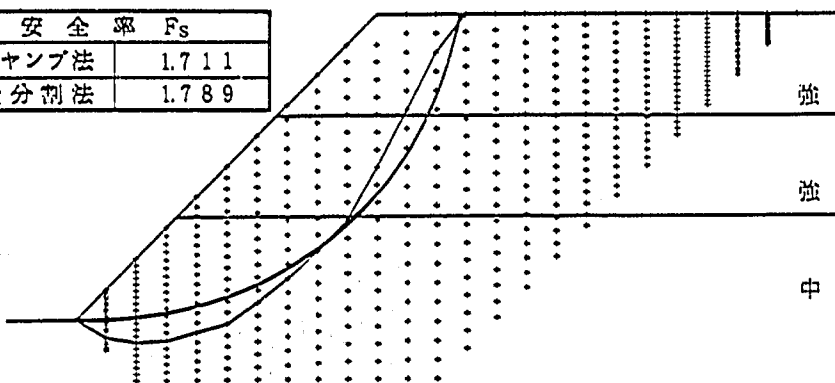
ケース 69

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.809
一般分割法	1.909



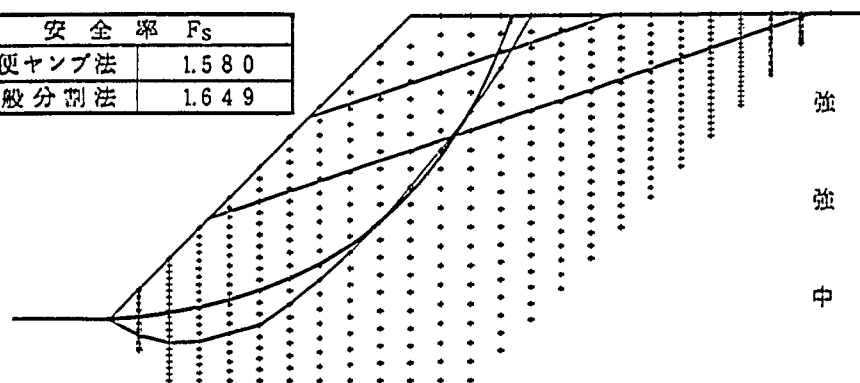
ケース 70

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.711
一般分割法	1.789



ケース 71

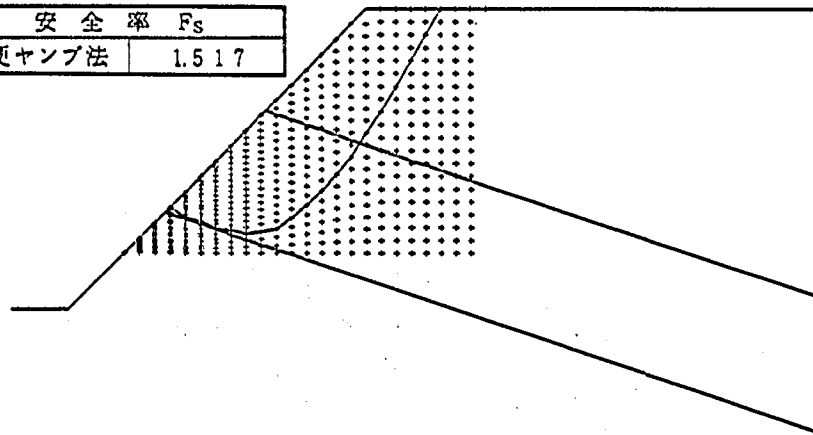
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.580
一般分割法	1.649



ケース 72

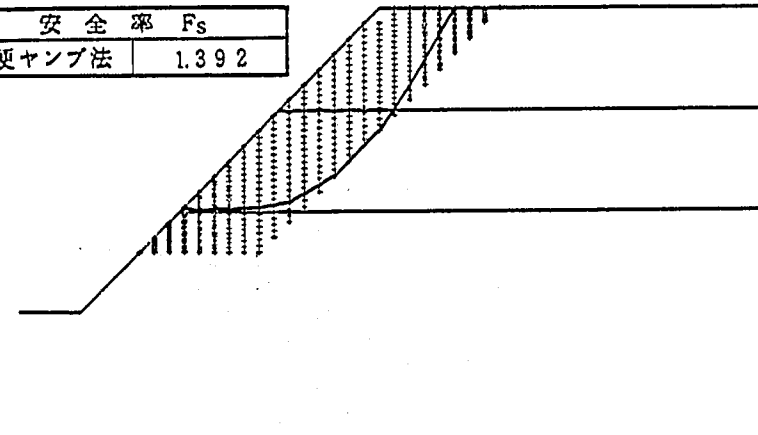
図-2.29 (18) 一般分割法、簡便ヤンプ法による解析結果

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.517



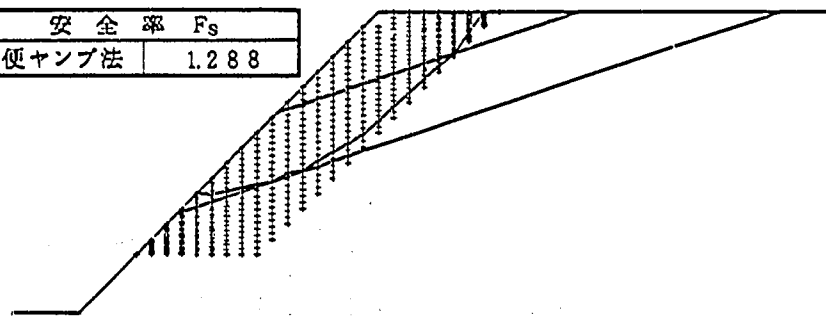
ケース 19

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.392



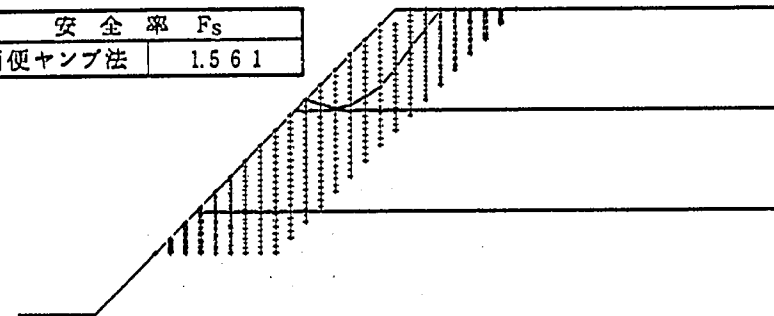
ケース 20

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.288



ケース 21

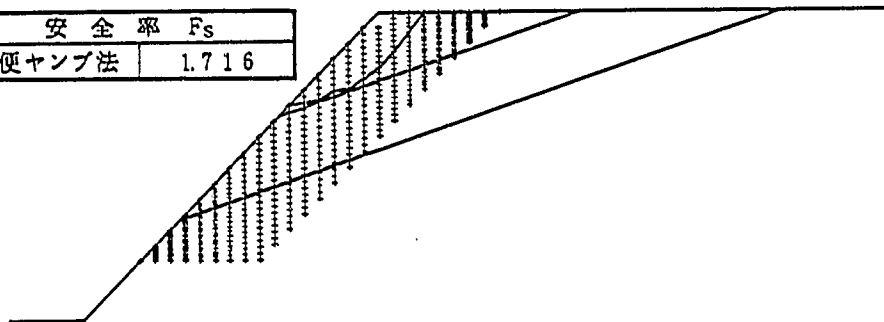
安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.561



ケース 23

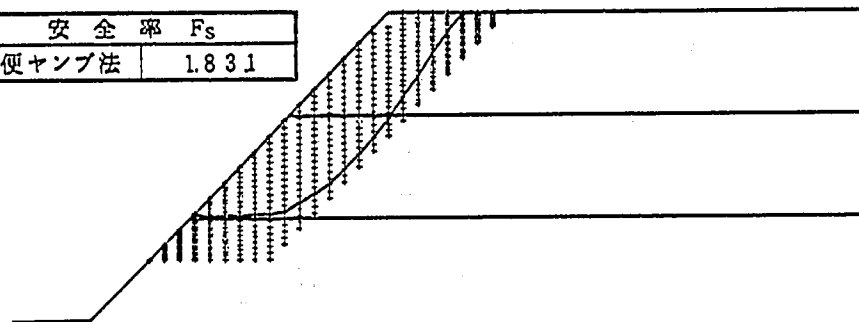
図-2.30(1) 簡便ヤンプ法による解析結果(探索密度の変更)

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.716



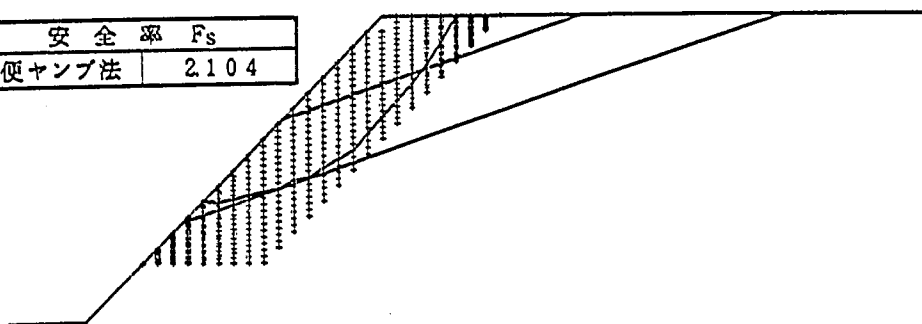
ケース 24

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	1.831



ケース 53

安全率 F_s	
簡便ヤンプ法	2.104



ケース 69

図-2.30 (2) 簡便ヤンプ法による解析結果 (探索密度の変更)

あ と が き

本報告では、一連の実験で明らかになった擁壁に作用する土圧の実態、土圧に影響を及ぼす要因及びそれらに関した若干の解析について報告した。又、切土部ののり面安定についても各種解析結果から得られた知見を述べた。

擁壁に作用する土圧は、擁壁、裏込め土、基礎地盤、施工方法等の影響を受けると考えられるが、本実験は室内実験であるため基礎地盤の再現が不可能であり、基礎地盤の影響については対象からはずした。今後は、室内実験だけではなく、実際の擁壁の挙動や土圧等についても観測を行うことが必要である。

又、切土部におけるのり面の安定解析については各種の方法があるが、盛土ののり面解析に比べ地山の物性値の把握が難しいことから、解析結果の信頼性に劣る面がある。今後は、切土のり面に適した解析方法の開発と共に、地山における物性値の調査方法や評価手法の開発が必要である。

最後に、本実験・解析の実施に際して御協力載いた関係各位に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所施工研究室「大型擁壁実験 - 1 -」土木研究所資料第673号, 1971. 9
- 2) 建設省土木研究所施工研究室「大型擁壁実験 - 2 -」土木研究所資料第994号, 1975. 7
- 3) 建設省土木研究所施工研究室「大型擁壁実験 - 3 -」土木研究所資料第1096号, 1976. 2
- 4) 建設省土木研究所施工研究室「大型擁壁実験 - 4 -」土木研究所資料第2311号, 1986. 3
- 5) 建設省土木研究所地すべり研究室「動的計画法を用いた臨界すべり面解析法」土木研究所資料第2425号, 1987. 1
- 6) 土質工学ハンドブック, 土質工学会, 1982
- 7) 川本 脩万, 林 正夫: 地盤工学における有限要素解析, 培風館, 1987. 1
- 8) 嶋津 晃臣, 塚田 幸広, 中田 公基: 切土部擁壁の土圧実験, 第15回日本道路会議論文集 p107 ~ 108, 1983

高切土のり面に関する試験調査

ISSN 0386-5878

土研資料第2558号

昭和63年3月(1988)

施工研究室長 嶋津晃臣

研究員 田中 貢

技 官 中田公基

要 旨

大型擁壁装置を用いた各種の土圧測定実験、及び高切土のり面の安定解析を各種解析手法を用いて行った。本資料は、これらの実験・解析を通して明らかとなった土圧の実態及び土圧に影響を及ぼす各種の要因、並びに各種のり面安定解析結果についてとりまとめるとともに、これらの実験・解析を通して得られた知見について述べたものである。

キーワード：土圧、もたれ式擁壁、嵩上げ盛土、切土部土圧、排水施設、斜面安定

郵便はがき

四十円切手
を
は
っ
て
下
さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室 御中

No. 021

No. 021

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2558 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印