

土 木 研 究 所 資 料

フィルダムの底設監査廊についての予備的検討

昭和56年10月

建設省土木研究所

ダム部フィルダム研究室

Copyright © 1981 年度 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 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承認を得ずしてこれを行なってはならない。

フィルダムの底設監査廊についての予備的検討

建設省土木研究所フィルダム研究室

尾 芦 直 人
豊 田 光 雄
池 田 隆

目 次

1. はじめに	1
2. フィルダムにおける監査廊の設置	2
2-1 監査廊の設置に関する基本的な考え方	2
2-2 監査廊を設置することの利点等について	2
2-3 監査廊の配置計画	2
2-4 監査廊の構造	3
3. 軟岩基礎における監査廊上下流断面の解析検討例	5
3-1 硬岩基礎と軟岩基礎に設けられる監査廊の比較	5
3-2 監査廊の断面形状の影響	16
4. まとめと今後の問題点	27
参考資料-1	
フィルダムにおける監査廊の実態調査	31
参考資料-2	
フィルダムの浸透流解析例	63

1. はじめに

フィルダムにおいて、監査廊を設けることは、効果的な基礎グラウチングの遂行や、湛水後の安全管理および補修を行う上で大きな利点を持っており、最近のわが国のフィルダムでは、ほとんどすべての場合設けられている。また硬岩基礎に設ける底設監査廊については、断面や配筋等について標準的な設計例を示すことは可能と考えられるが、現在のところ考え方がまとめられていない。基礎岩盤が軟岩であるときには、監査廊の配置計画、構造設計施工には、軟岩の特性に応じた配慮が必要である。そこで本報告は、フィルダムにおける監査廊を設置にあたっての指針を作成するための第1ステップとして監査廊の設置に関する基本的な考え方を整理し、監査廊の上下流方向断面に関する2～3の応力解析例を示し、さらには巻末に参考資料としてフィルダムに設置された監査廊の構造、配筋例等および監査廊周辺の水圧荷重を考慮するうえで必要なフィルダムの浸透流解析例を付したものである。

昭和56年10月

（以下に続く）

2. フィルダムにおける監査廊の設置

2.1 監査廊の目的

監査廊を設置する目的は、大きく分けて次の3点が考えられる。

- (1) 監査廊から、グラウチングにより基礎処理を行う。
- (2) ダム完成後、漏水などダム基礎部の諸状況の観測を監査廊において行い、安全管理に役立てる。
- (3) 将来的な維持補修のために利用できる。

2.2 監査廊を設置することの利点等について

監査廊を設置した場合の利点としては、ダム施工中あるいは施工後も引き続きダム基礎の状況が直接監視でき、必要に応じて補修を行うことが容易であることがあげられる。また監査廊が必然的にカットオフトレンチの役目をするので、止水上も有効に働くことが期待される。

また、監査廊をグラウチングギャラリーとして利用する場合、監査廊を設けずにグラウチングをする場合と比べて、次のような利点が考えられる。

- (1) 岩盤が悪い時などは、ある程度盛立後にグラウチングすることにより、グラウチング圧を高めることができ効果的なグラウチングができる。
- (2) グ라우チングの施工量が多い場合は、盛立とグラウチングが同時施工できるので工程的に有利である。
- (3) トンネル内の作業であるので、特に寒冷地において冬期にグラウチングが施工でき、工程的に有利である。
- (4) 盛立後に再グラウトが必要となれば容易に対処できる。
- (5) 監査廊から水平なブランクットグラウチングも施工できる。

一方、監査廊を設置した場合に次のような状況が起きる可能性があるかないか慎重に検討をすることも必要である。

- (1) 監査廊を設置するための基礎トレンチ掘削の際に岩盤をゆるめる恐れがあるかないか。
- (2) トレンチ掘削及び監査廊の設置が工程上クリティカルな線上にあるので、工期がその分だけ増加することが考えられるが、グラウチングとの関連で全体工程の中で考えて不利にならないかどうか。
- (3) 基礎岩盤が弱く監査廊にかかる応力が大きくなるような場合、監査廊にクラックが発生したりジョイントが開くことによって止水上の弱点を形成する可能性があるかないか。

2.3 監査廊の配置計画

フィルダムの場合、一般には基礎岩盤をトレンチ掘削して監査廊を設置するが、その設置およ

び配置計画を行う場合、基礎の地質並びにダム本体の設計及び施工計画等全体を総合的に検討して、目的に合った配置計画を立てなければならない。監査廊設置あるいは配置計画を行う際の検討事項を以下に列記する。

- (1) 基礎岩盤が、新第三紀以降の比較的新しい時代における未固結の堆積岩あるいは火山噴出物で、弾性係数がおおむね $2000 \sim 3000 \text{ kg/cm}^2$ 以下で、亀裂が少なく基盤の透水係数がおおむね $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 以下のダルシーの法則にあてはめる岩盤の場合は、監査廊を入れることによる欠点もあり、監査廊設置による基礎処理、監視等のウェイトも小さいと考えられる。

特に、ダムの高さが50m以下の比較的小規模のダムでこのような地質の場合には、通常は監査廊を設けず、基礎部に間隙水圧計等を設置してダムの安全管理を行う方法がとれないか検討すべきである。

- (2) 亀裂性の岩盤では基礎処理のためのグラウチングの施工量が増大するので、監査廊が役立つことが多い。
- (3) 岩盤の弾性係数が 5000 kg/cm^2 以上の場合は監査廊を設置することには経験的に構造的な問題は少ない。
- (4) 断層部あるいは軟弱部では、監査廊をトンネル式にするなどの工夫も必要であるので、設計上十分な検討を要する。
- (5) 主としてグラウチングギャラリーとしての目的を有するものについては、全体工程からの必要性を考慮の上、監査廊の設置および配置計画を定める必要がある。
- (6) 監査廊の設置場所はダム基礎の止水上最も重要な地点にあるので、掘削の際はプレスブリット工法などの岩盤の損傷を最小限にできる工法を検討の上採用する必要がある。また、監査廊の設置のために工期がその分長くならざるを得ないので、できるだけ短期間に掘削できる工法の検討も必要である。

2.4 監査廊の構造

監査廊の構造としては、上下流方向断面とダム軸方向断面とに分けて考えることとし、基礎岩盤の性状及び監査廊にかかる荷重を十分考慮の上、各々必要に応じて応力解析等を行って適切な形状及び配筋等を決定しなければならない。過去の監査廊のトラブルの例としては、アーチ部のクラック発生およびジョイントからの漏水などの実例があげられる。既設の監査廊の上下流およびダム軸方向断面の基本的な寸法は次のようなものである。

(1) 上下流方向断面形状

監査廊をしゃ水ゾーンに突出させることは応力的に望ましくないので、特別の事情のない限り完全に岩盤内埋込形式とする。アーチ部及びインバート部のコンクリート厚さは $0.8 \text{ m} \sim 1.5 \text{ m}$ を標準とし、監査廊の内空断面はグラウチング作業スペースなどを考慮して幅 2.0 m

～2.5 m, 高さ2.5 m～3.0 mを標準とする。内空断面は上部台形より上部半円形の方が応力状態がよいと考えられる⁴⁾。なお、断層部、弱層部については別途に断面形状を検討するものとする。またトレンチ掘削の勾配は、構造物内の引っ張り応力を極力小さく抑えるためおよび経済性をも考慮して、岩盤が安定した状態で切れる最も急な勾配とし、通常は1:0.3程度とする。

(2) ダム軸方向断面形状

監査廊の1ブロックの長さは通常10 m程度とするが、断層部、弱層部については、1ブロックの長さを短くするなどの設計が必要となる。なおこの場合、各ブロック間の相対変位をある程度許す構造を考える必要があるが、ジョイント部の設計、特に止水板と盛立て後のジョイントグラウチングについて十分考慮しなければならない。

3. 軟岩基礎における監査廊上下流断面の解析検討例

前項までは監査廊の設置にあたって基本的な考え方を述べてきたが、軟岩基礎上に監査廊を設置した場合について検討する。監査廊の応力解析において、ダム軸方向断面と上下流方向断面の2方向が考えられるが、今回は、上下流方向断面について検討する。前節で述べたように監査廊の内空高さは通常2.5 m～3.0 m の範囲にあるが、今回の解析では大きめの高さ3.0 m の上部半円形断面を使っているが特にこの断面を標準的なものと考えているわけではない。

3.1 硬岩基礎と軟岩基礎に設けられる監査廊の比較

3.1.1 解析方法

解析の手法としては、一般的には有限要素法が用いられており、部分的な応力集中を調べる時など補助的に光弾性、円形ラーメンが用いられる。有限要素法による方法が一般的に用いられている理由は、材料の物性、形状、境界条件等種々の条件を解析に容易に考慮することができるためである。そこで今回の解析は有限要素法を用い、土研所有の二次元弾性応力解析プログラム¹⁾で計算を行った。

1) 解析断面

監査廊は高さ100 m のフィルダムを想定し、基礎岩盤に完全に埋設される構造とする。その内空断面は巾2.5 m、高さ3.0 m の大きさでインバート厚さ、アーチ部最小厚さはともに100 cm とする。下流側には巾20 cm、深さ10 cm の側溝を設ける。また側壁勾配は一般的なものよりややきつめの2分勾配とする。

解析断面の範囲は図-1に示されるように深さ方向に監査廊高さの3倍、水平方向としては、両サイド合わせて監査廊巾の約5倍とした。境界条件は底面を固定、側方を鉛直方向のみ可動とした。要素分割の1例を図-2に示す。解析断面全体の総節点数、総要素数はそれぞれ、309、531であり、そのうち監査廊部分のみの総節点数、総要素数は各々224、319である。

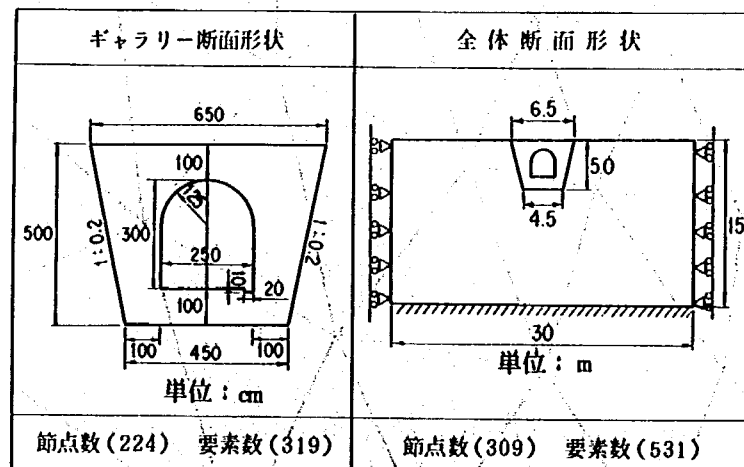


図-1 解析断面

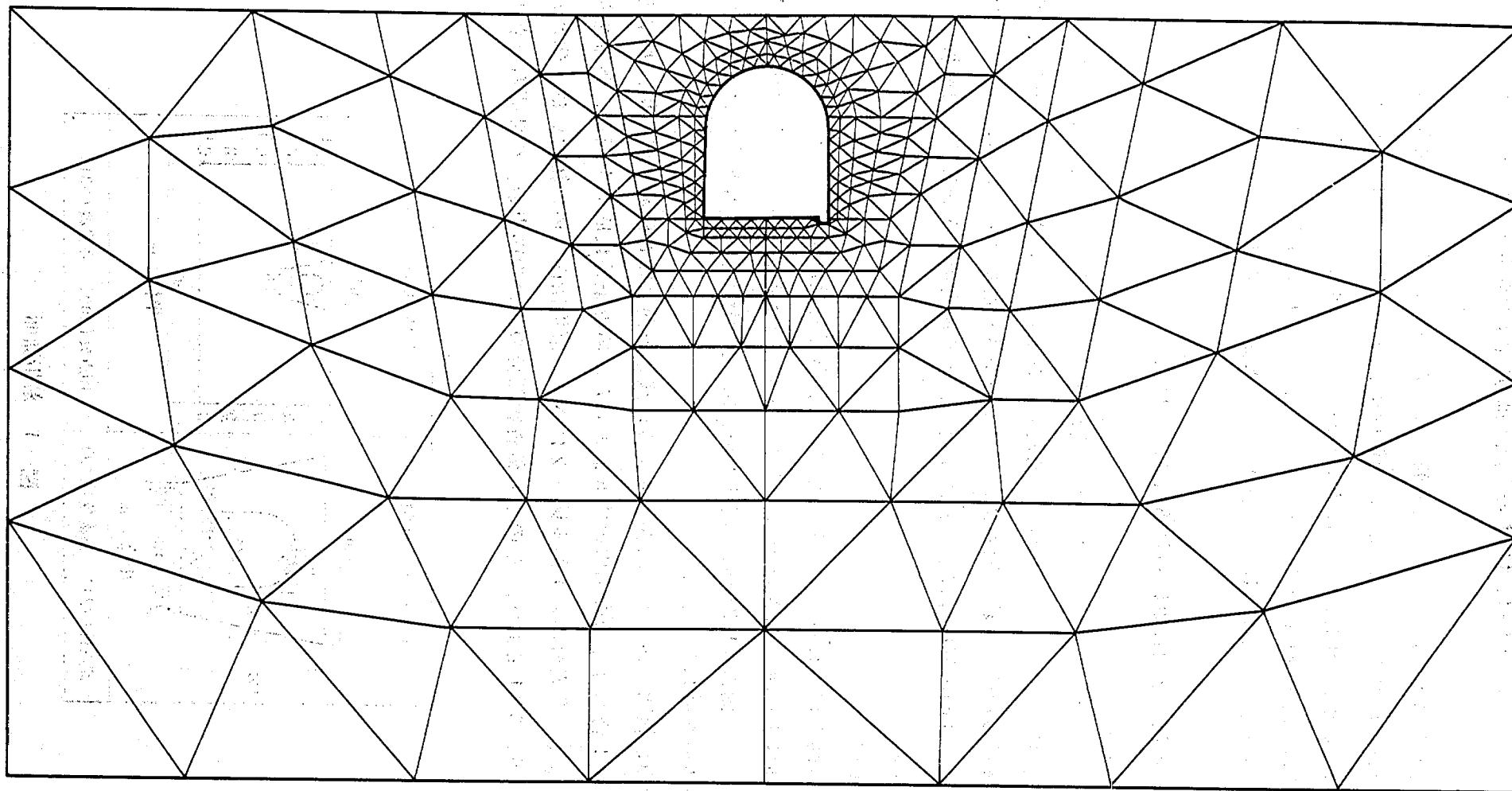


图-2 要素分割图

2) 物 性 値

コンクリート、基礎の物性値を表-1に示す。コンクリートの物性値はコンクリート標準示方書²⁾に従い、基礎は均質な単一層とし硬岩の想定例として、弾性係数 $40,000 \text{ kg/cm}^2$ のものと軟岩の想定例として弾性係数 $5,000 \text{ kg/cm}^2$ の2種類にて解析を行った。

したがって今回の解析ではコンクリートと基礎岩盤の弾性係数の比は硬岩基礎の場合は6.75 : 1、軟岩基礎では5.4 : 1となっている。また、軟岩基礎の弾性係数は硬岩基礎に比べ1/8となっている。

3) 設 定 荷 重

表-1 物 性 値

	コンクリート	基 礎
単 位 体 積 重 量 $\gamma \text{ t/cm}^3$	2.40	—
弾 性 係 数 $E \text{ kg/cm}^2$	2,700,000	硬岩 40,000
		軟岩 5,000
ポ ア ソ ン 比 ν	0.17	硬岩 0.25
		軟岩 0.25

監査廊は鉄筋コンクリート構造物であるため、監査廊の設計にあたっては、監査廊自体の重量、上載荷重、地震時荷重などの外力のほかにも、温度変化および乾燥収縮による荷重を考える必要がある。

今回は、基礎的な解析として、監査廊を通常の弾性体と考えて、外力が作用した場合の監査廊内の応力分布状態に着目してみたものである。荷重としては、監査廊の自重、上載荷重、水圧荷重を考慮して計算を行ない、弾性応力解析によって各種比較検討を行った。

a 監査廊の自重： 2.4 t/cm^3 （鉄筋コンクリート構造物）

b 上 載 荷 重：中央コア型ダムを想定した場合、監査廊上面でのコア材が監査廊へ与える応力はおおよそ上載の土柱重量に等しくなると考えこれを外力として与えた。

c 水 圧 荷 重：水圧は岩盤の透水性、監査廊部と岩盤部の間のすきまの有無によって水圧の評価が異なる。一般に浸透流計算を行って求められる。今回は浸透流解析³⁾によって監査廊付近の水圧を求め、それを監査廊に水圧荷重として与える。

以上をまとめると、設定荷重は図-3のようになり、各々、監査廊あるいは解析断面上に外力として与えることとした。

荷重計算式

荷 重 名	上 載 荷 重	水 圧 荷 重
LOAD1	$\gamma \cdot h$	
LOAD2	$\gamma \cdot h$	監査廊周辺の水圧荷重

・ γ : コアの単位体積重量 (2.0 t/m^3 とする)

・ h : ダム高 100m

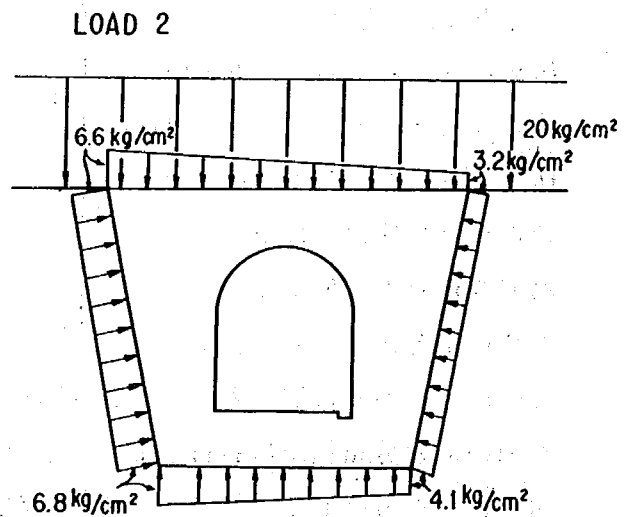
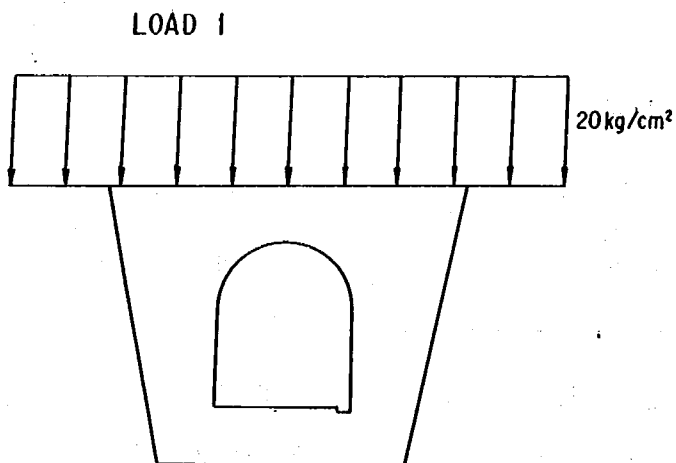
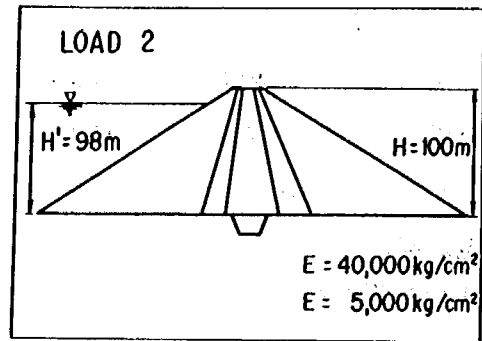
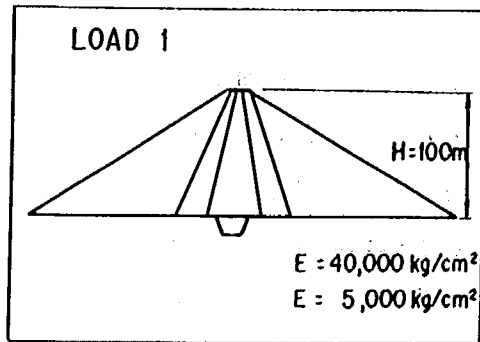


図-3 設定荷重

5) 計算ケース

解析条件は表-2のように設定し計算を行う。

表-2 解析条件

計算ケース	荷 重	基 礎	側壁勾配	アーチ部の最小厚 インバートの厚さcm
CASE 1-1	LOAD 1 (上載)	硬 岩	1 : 0.2	100
CASE 1-2	LOAD 2 (上載+水圧)			
CASE 2-1	LOAD 1 (上載)	軟 岩	1 : 0.2	100
CASE 2-2	LOAD 2 (上載+水圧)			

3.1.2 解析結果

計算の結果得られる応力等の値はすべて要素の応力値を使用して論じて行くこととするが、応力分布状態を示すコンターは、平均的な流れが比較的精度よく求められると考えられる節点応力値から図化した。なお節点応力とはその節点のまわりの要素応力を単純平均したものである。

以下、基盤岩が軟岩の場合と硬岩の場合、および上載荷重のみの場合と上載荷重に水圧を加えた場合の各々について監査廊内に発生する応力等の比較を行うこととする。なお報告をわかりやすくするため、図-4のように監査廊各部に名称をつけてみた。監査廊内の主応力の分布を図-5に示す。また、監査廊内でピーク応力が生じる代表的な場所を5点(ⒶⒷⒸⒹⒺ)選び、各計算ケースにおける応力値の一覧を表-3に示す。最大圧縮応力あるいは最大せん断応力は各ケースともインバート隅部の側壁最下部Ⓐ(側溝がある場合は側溝側壁最下部Ⓑ)に生じる。応力のピーク絶対値自体については硬岩LOAD1の例ではあるが、図-6に示されるようにピーク値を示す要素とすぐ隣の要素との応力が、大きく異った値を示しているのでそれほどの信頼性はないと考えられるが、側溝のある方がない方に比べ最大圧縮応力あるいは最大せん断応力は軟岩の場合30~45%程度、硬岩の場合20~30%程度大きい値となっている。

一方、最大引張応力はインバート上面中央部Ⓒおよび監査廊天端センターより両端に向って2/3の距離付近Ⓓにおいて、各ケースとも見られている。

ちなみにアーチ中央部のⒺでは硬岩で上載荷重のみの場合だけ引張りが生じる。Ⓒ部の引張り応力は硬岩、軟岩による差はほとんどないが、水圧を考慮した場合の方が10%程度引張り応力

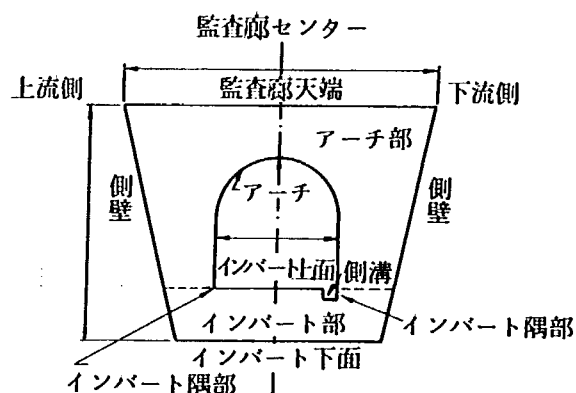
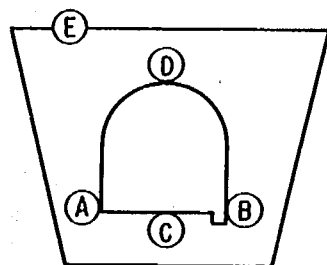


図-4 監査廊の名称

表-3 各地点の応力値

名 称	右図の 記号	要素 番号	最大値	上 載 荷 重		上載荷重+水圧荷重	
				LOAD 1		LOAD 2	
				硬 岩	軟 岩	硬 岩	軟 岩
インバート隅 側 溝 ナ シ	A	426	圧 縮	Kg/cm ² 106.9	Kg/cm ² 129.5	Kg/cm ² 135.0	Kg/cm ² 164.1
インバート隅 側 溝 ア リ	B	407	圧 縮	133.5	175.3	163.0	209.1
インバート中央	C	399	引 張	- 20.7	- 21.6	- 18.9	- 19.9
ア ー チ 中 央	D	618	引 張	- 3.7	-	-	-
インバート隅 側 溝 ナ シ	A	426	せん断	48.2	57.5	- 31.9	- 43.4
インバート隅 側 溝 ア リ	B	407	せん断	64.0	83.5	41.1	59.1
監 査 廊 上 面	E	525	引 張	- 16.2	- 28.3	- 9.4	- 23.6



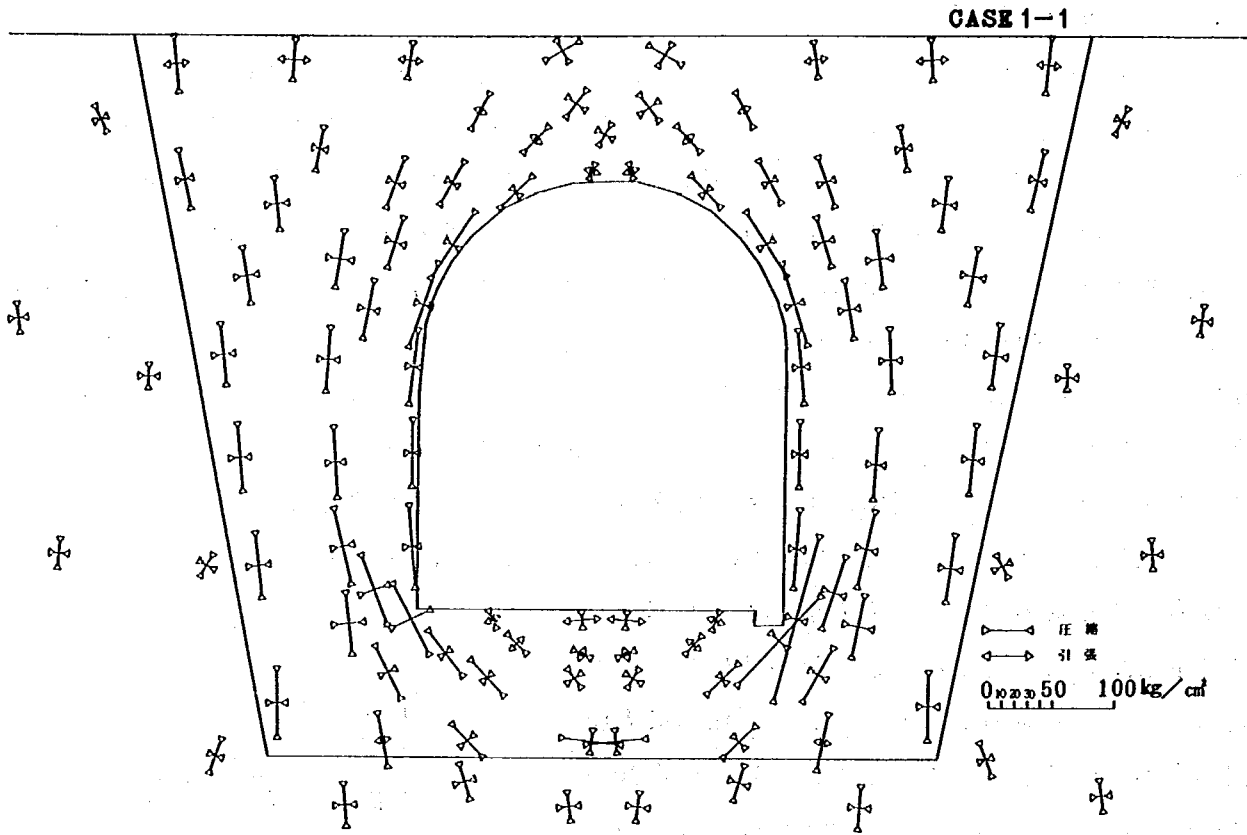


図-5(1) 硬岩(上載荷重)主応力分布

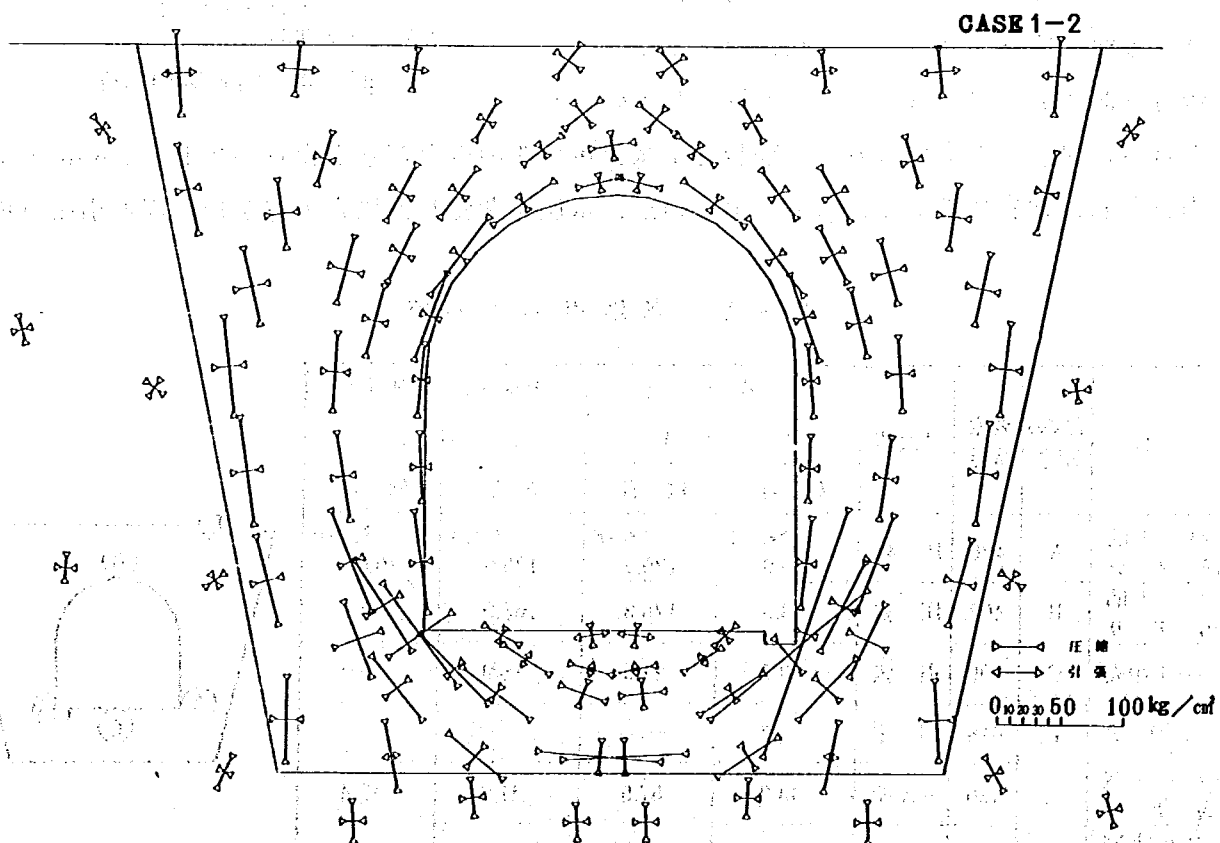


図-5(2) 硬岩(上載荷重+水压荷重)主応力分布

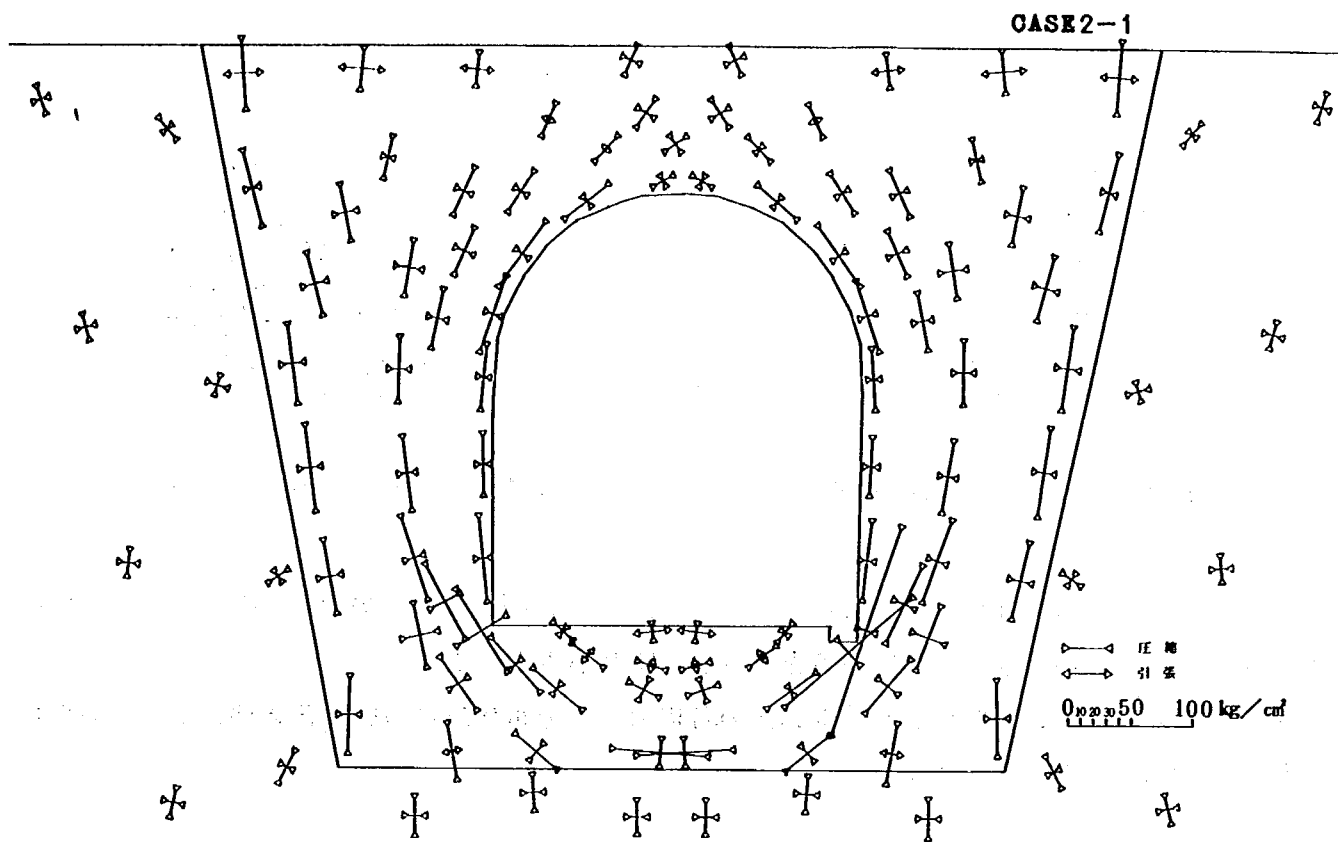


图-5(3) 軟岩(上載荷重)主応力分布

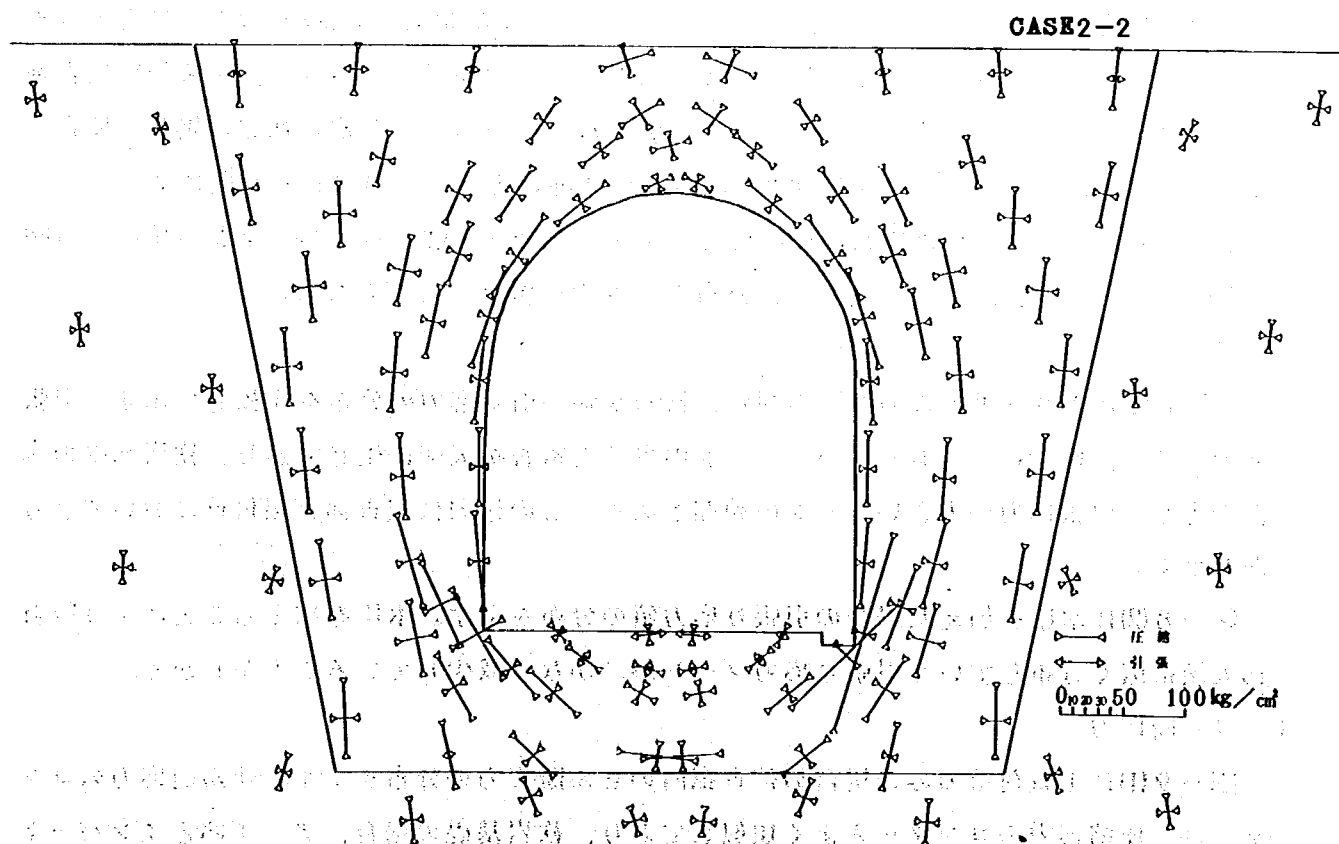


图-5(4) 軟岩(上載荷重+水压荷重)主応力分布

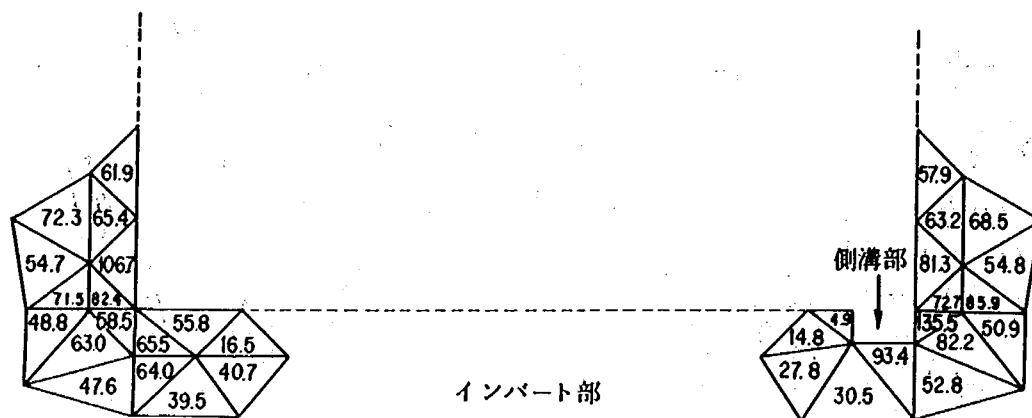


図-6 インバート両隅部の要素の第1主応力値 (LOAD 1: 硬岩) (圧縮kg/cm²)

が小さくなる。⑥部は各ケースで引張り応力の値が大きく異なるが、一般的に引張り応力は、軟岩より硬岩基礎の方が小さく、水圧を考慮すると、より小さな値となる。

次に節点応力を用いて図化した監査廊内の各応力値の分布状態について各条件による違いの比較検討を行ってみることとする。

(1) 圧縮応力

図-7(1)に上載荷重のみの場合の、基礎岩盤のちがいによる監査廊内の圧縮応力の分布状態を比較して示す。硬岩基礎では、インバート隅部に80kg/cm²以上の応力分布を呈しており、ピークの応力値は100kg/cm²程度となっている。また、アーチ部にも50kg/cm²以上の応力の分布のひろがり認められる。一方、軟岩基礎でも同様の傾向を示しているが、全般的に硬岩基礎の場合と比べて、応力値の大きいゾーンが広がっている。また軟岩基礎の場合、硬岩基礎と異なって、インバート下面に40kg/cm²以上の圧縮応力ゾーンが生じる傾向にある。

次に、水圧荷重を加えた場合の圧縮応力コンターを図-7(2)に示すが、上載荷重のみの図-7(1)と比べて、圧縮応力は大きさ、分布ともやや増加するようである。

(2) 引張応力

図-8(1)に上載荷重のみの場合の硬岩、軟岩基礎の引張応力の分布を比較して示す。引張応力は硬岩、軟岩基礎ともインバート上面中央部と監査廊天端に生じており、軟岩基礎の場合の方が、引張応力の大きいゾーンの範囲が広く、この傾向は監査廊天端付近においてより顕著である。

図-8(2)に水圧を加えた場合の引張り応力値の分布を示す。水圧を加えることにより監査廊天端に広く分布していた引張り応力ゾーンが、かなり減少していることがわかる。

(3) せん断応力

図-9(1)に上載荷重のみの場合の監査廊内のせん断応力の分布を示す。せん断応力のコンターは、圧縮応力のコンターとよく類似しており、軟岩基礎の場合、アーチ部とインバートの交わる部分でのせん断応力の大きい範囲が硬岩基礎に比べ広がっている。図-9(2)に示さ

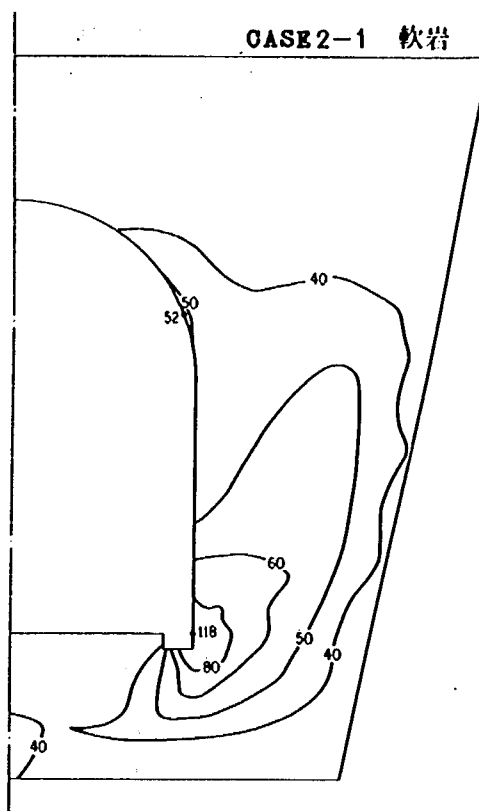
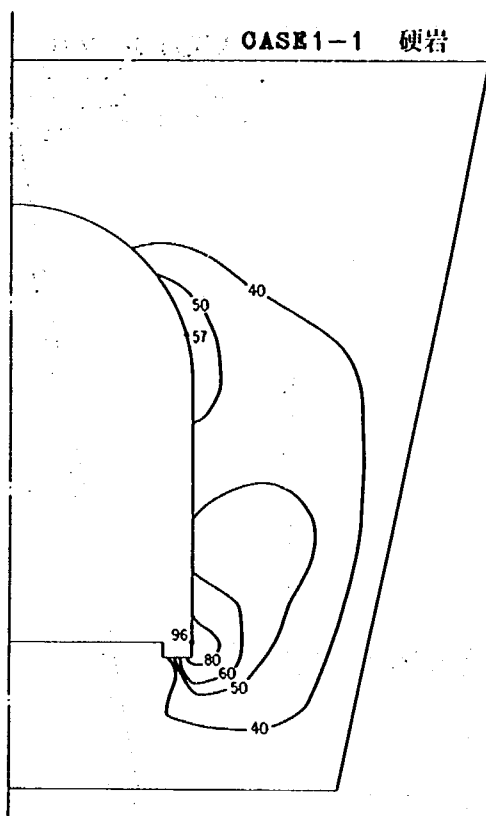


図-7(1) 圧縮応力の分布図(上載荷重) 単位 kg/cm^2

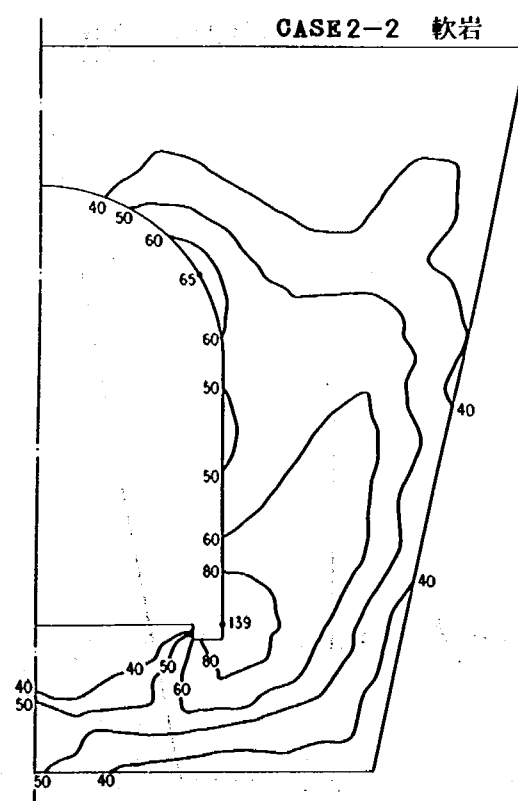
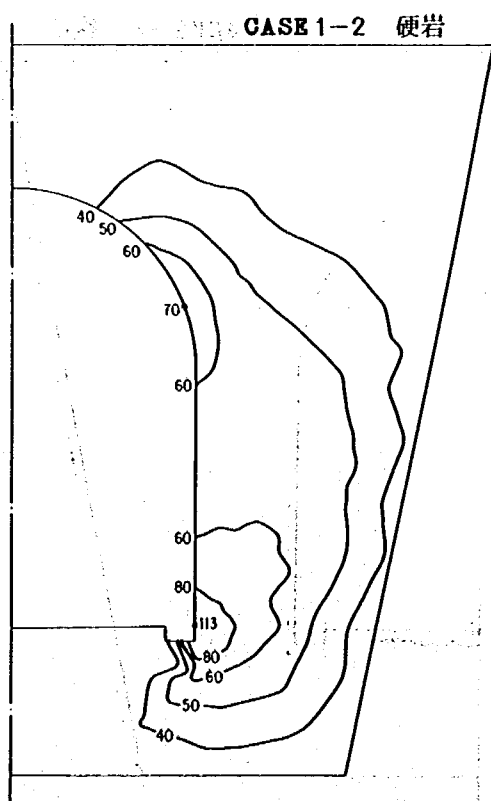


図-7(2) 圧縮応力の分布図(上載荷重+水圧荷重) 単位 kg/cm^2

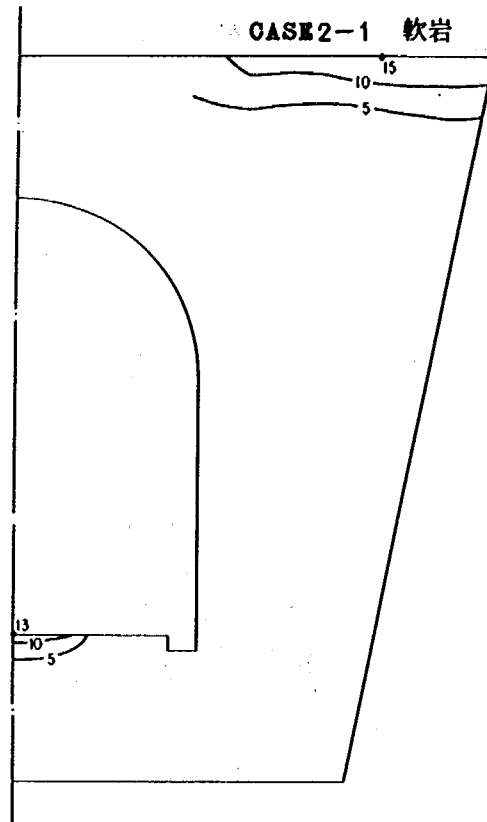
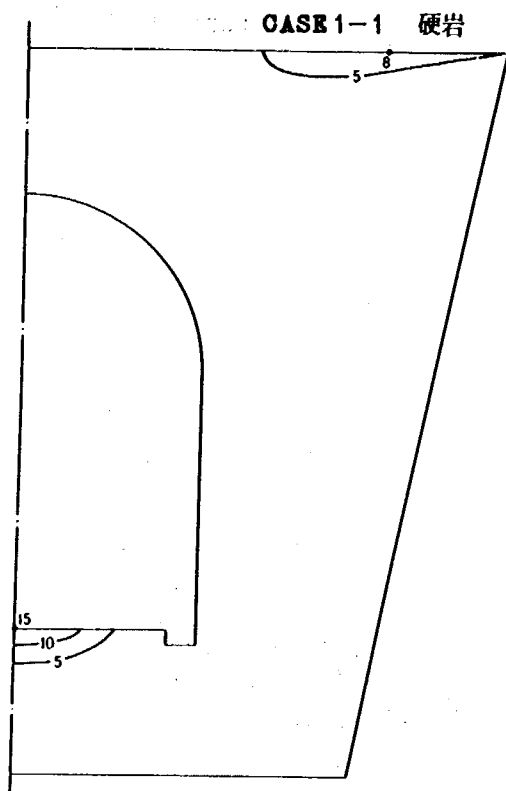


図-8(1) 引張応力の分布図 (上載荷重)

単位 kg/cm^2

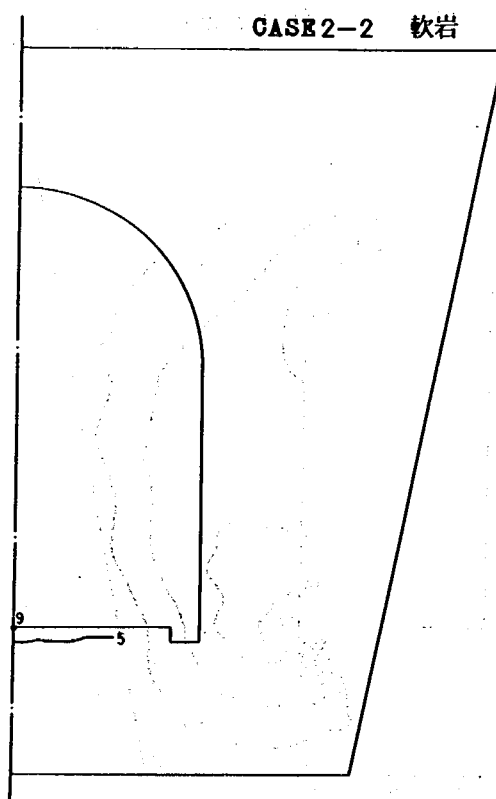
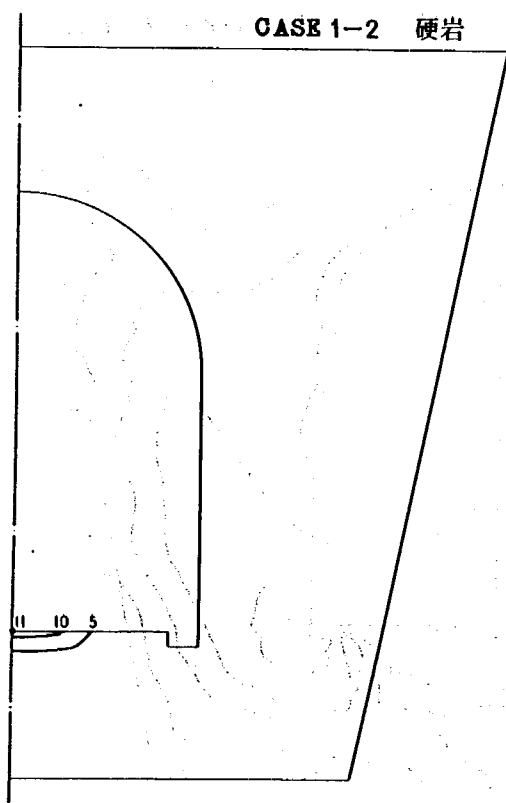


図-8(2) 引張応力の分布図 (上載荷重+水压荷重)

単位 kg/cm^2

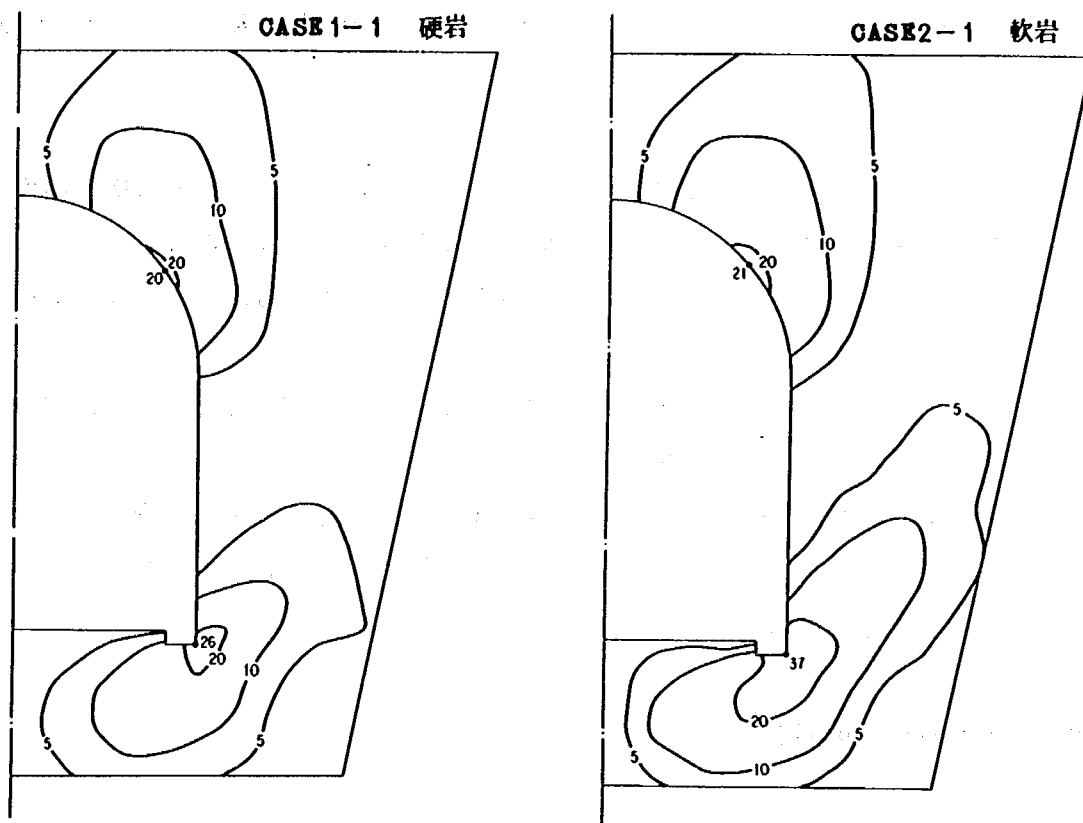


図-9(1) せん断応力の分布図(上載荷重)

単位 kg/cm^2

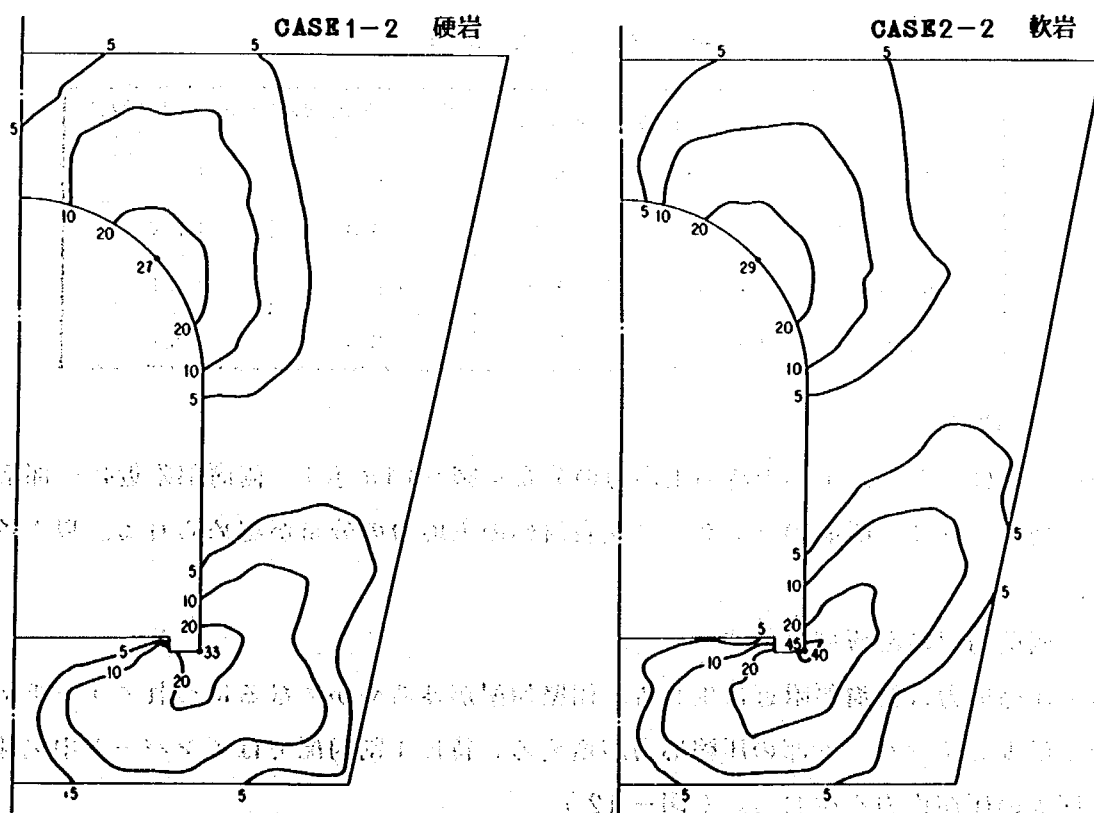


図-9(2) せん断応力の分布図(上載荷重+水圧荷重)

単位 kg/cm^2

れるように、水圧荷重を与えることによって生じるせん断応力の大きさ、分布範囲は上載荷重のみの場合やや増加する。

その結果は次の様に要約出来るよう。

- ① 軟岩基礎の監査廊は硬岩基礎に比べて監査廊内の圧縮、引張、せん断応力の増加および分布範囲が広がる傾向にある。しかも、荷重条件の違いによってこれらの応力は大きく変化する。このなかで圧縮応力を除いて上載荷重のみを加えた場合の方が設計条件がきびしくなる。
- ② 水圧を与えることによって圧縮応力、せん断応力はわずかに増加する傾向にあるが、水圧は引張応力を小さくする役割を果たす。
- ③ 許容曲げ圧縮応力 80 kg/cm^2 をこえる部分はインバートとアーチ部の交わるところと側溝に限られる。その分布範囲はあまり大きくなく圧縮鉄筋を入れることによってあまり問題にならないと考えられる。

3.2 監査廊の断面形状の影響

3.2.1 解析方法

3.1.2 と同じ物性値を用い軟岩基礎上で側壁勾配を変えた場合と側壁勾配を一定としインバート、アーチ部厚さを変えた時の応力の解析について検討した。解析条件を表-4 に解析断面を図-10に示す。

表-4 解析条件

計算ケース	荷重	側壁勾配の変化	アーチ部の最小厚 (cm)	インバートの厚さ (cm)
CASE 3-1	LOAD1 上載荷重 20 kg/cm^2	1 : 0.3	100	100
CASE 4-1		1 : 0.6	100	100
CASE 5-1		1 : 1.0	100	100
CASE 6-1		1 : 0.3	80	80

3.2.2 解析結果

側壁勾配が 3 分、6 分、1 割の時の主応力の分布を図-11に示す。側溝部附近に一部応力集中が見られる他ギャラリー断面のセンターで左右対称の主応力の分布が認められる。以下各項目毎に述べる。

3.2.2.1 側壁勾配の影響について

- 1) 最大圧縮応力は側溝部附近に生じる。側壁勾配がゆるやかになるにつれてアーチ部の圧縮応力が減少しインバート部の圧縮応力が増える。特に 1 割勾配ではインバート中央部に側溝部と同等の圧縮応力を生じる。(図-12)

- 2) 側壁勾配を変えた時の引張応力の変化を図-13に示す。3分勾配ではインバート中央上面に最大引張応力が生じる。側壁勾配が6分になるとインバート部の引張応力は減少し、アーチ部のギャラリ-天端に引張応力の最大値が生じる。1割勾配になるとインバート部の引張応力が1～2 kg/cm² となりアーチ部中央が大きくなり、6分勾配に比べ引張応力の分布範囲がさらに拡大する。
- 3) せん断応力分布は圧縮応力分布状態と同じである。側壁勾配がゆるくなっても大きさ、分布範囲はあまり変化がない。(図-14)

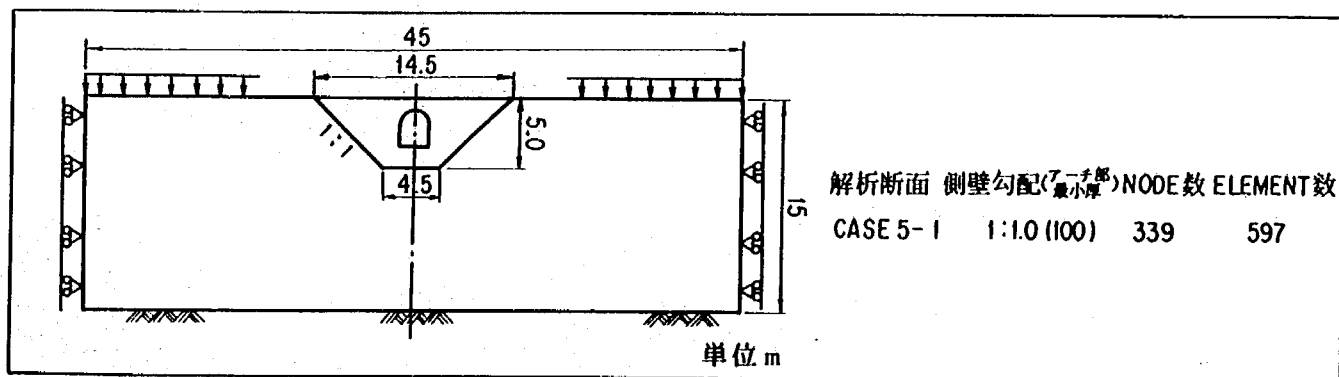
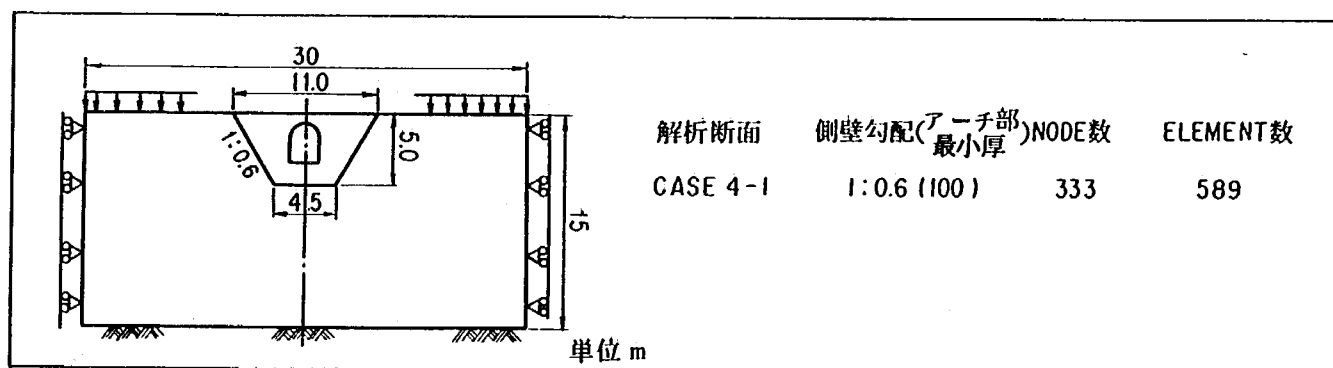
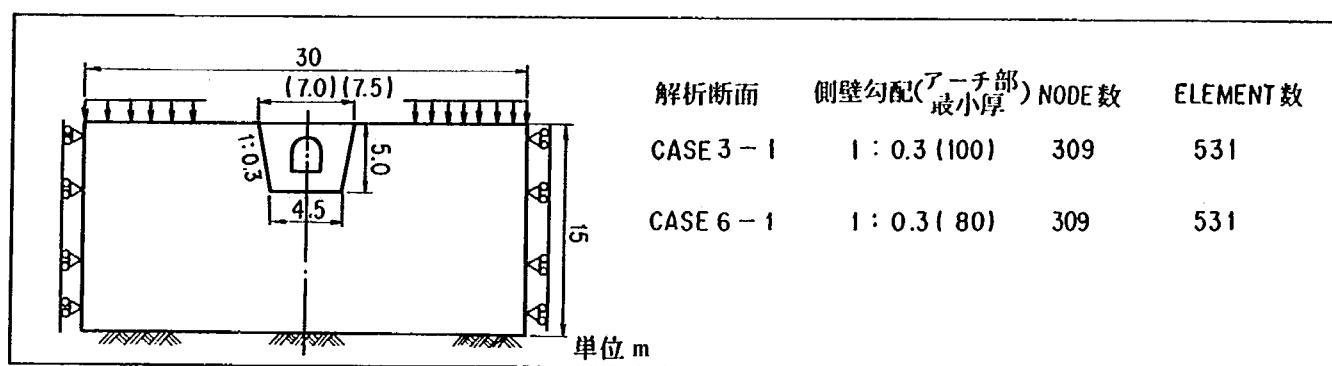


図-10 解析断面

00-000000-000000

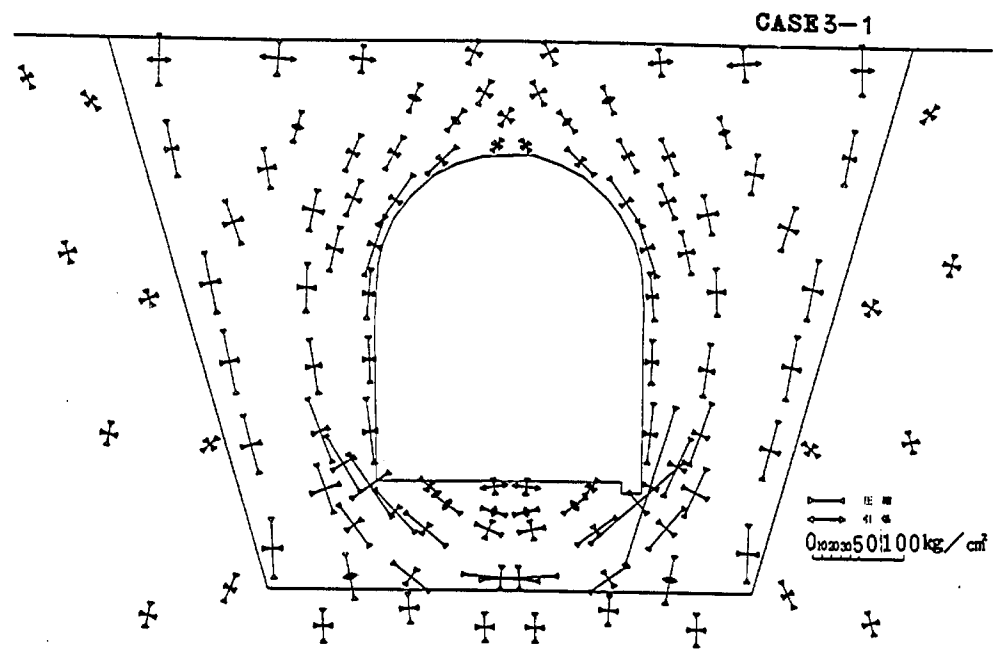


図-11(1) 3分勾配の主応力の分布

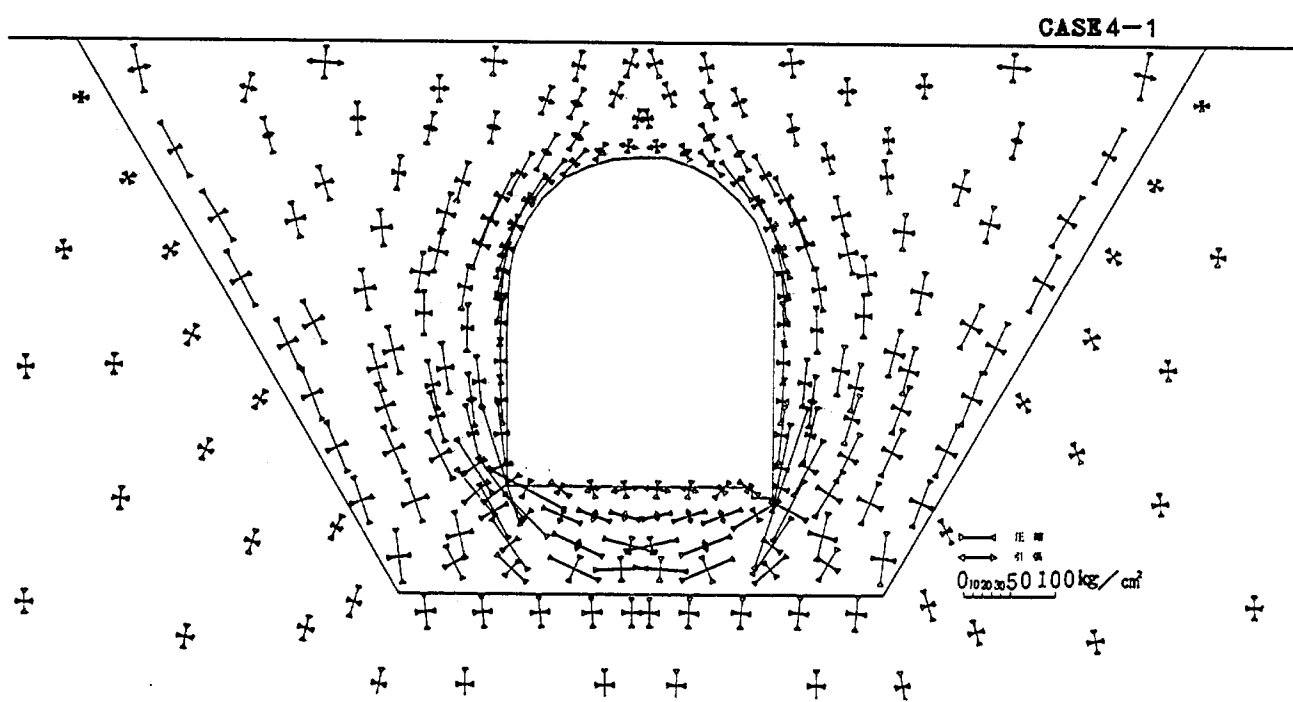


図-11(2) 6分勾配の主応力の分布

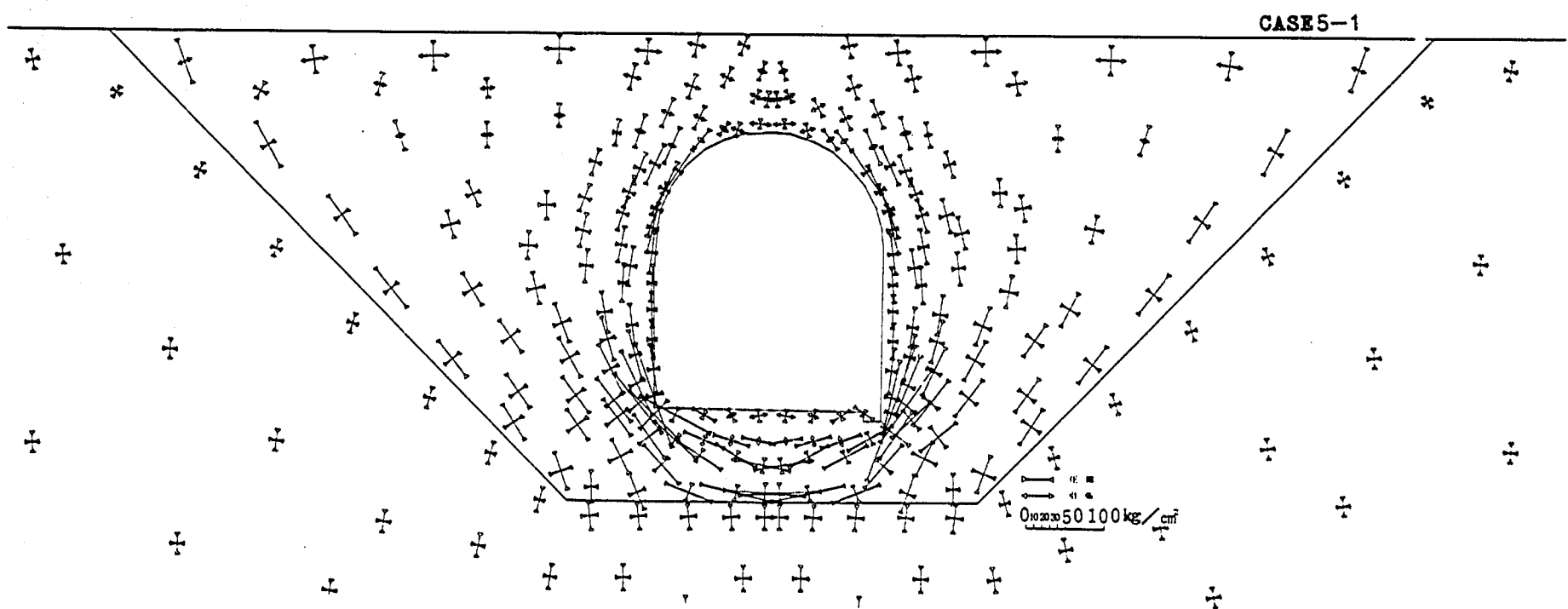


図-11(3) 1割勾配の主応力の分布

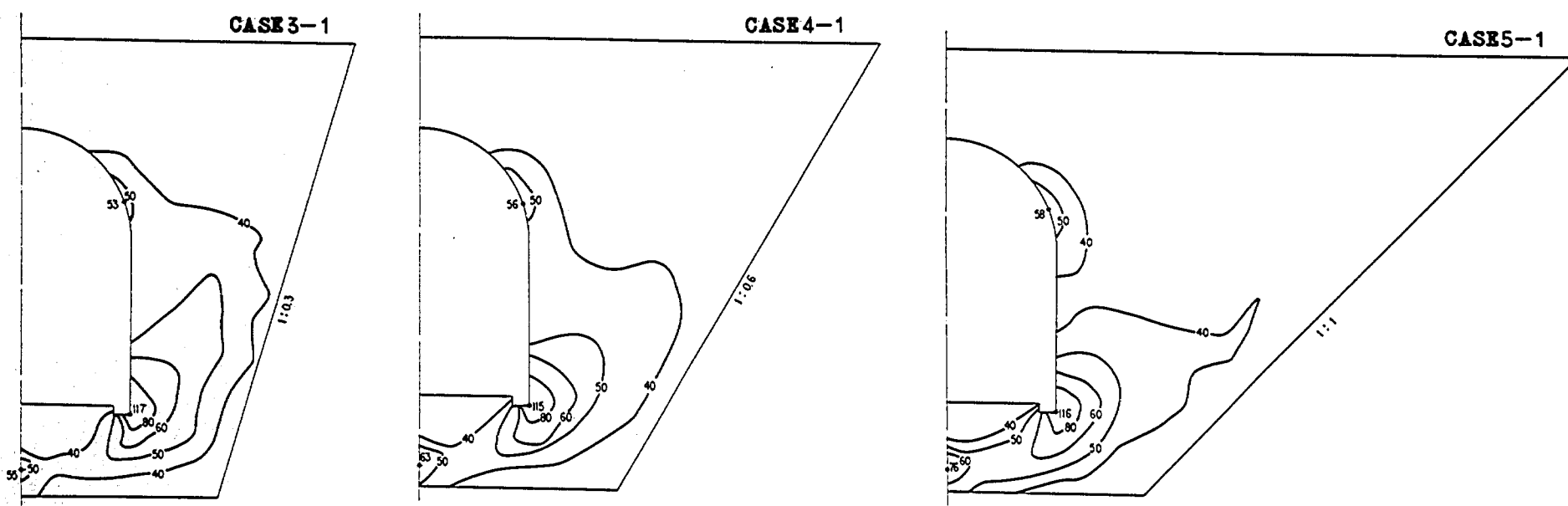


図-12 側壁勾配のちがいによる圧縮応力分布 (単位 kg/cm^2)

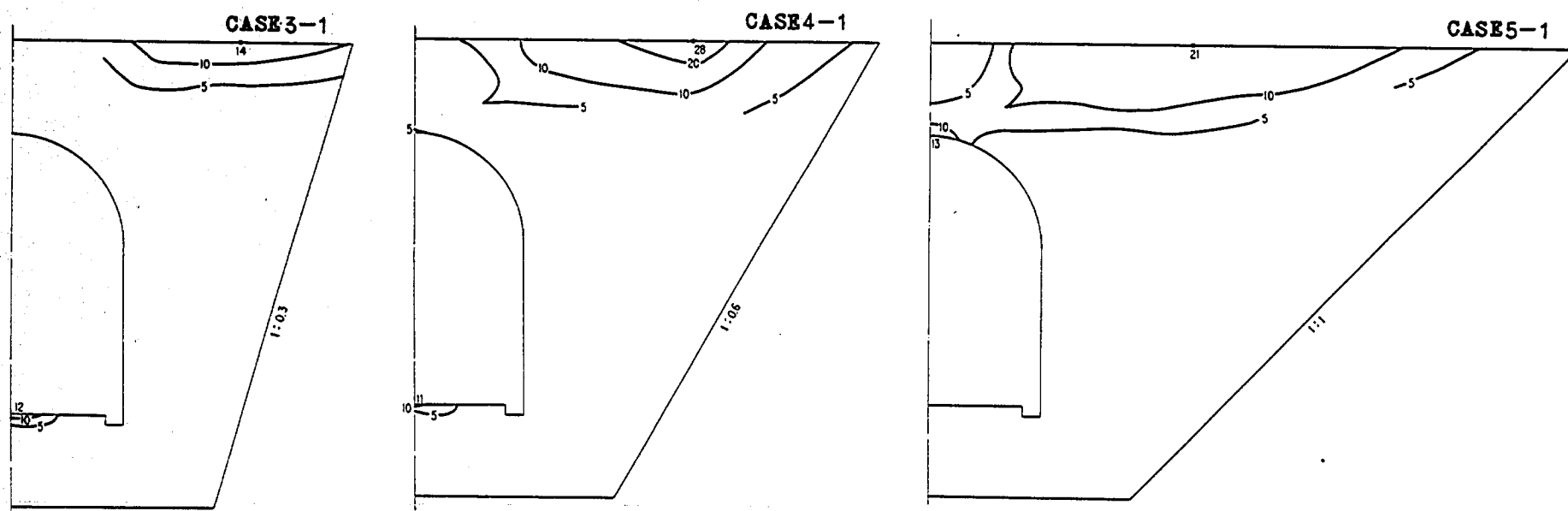


図-13 側壁勾配のちがいによる引張応力の分布 (単位 kg/cm^2)

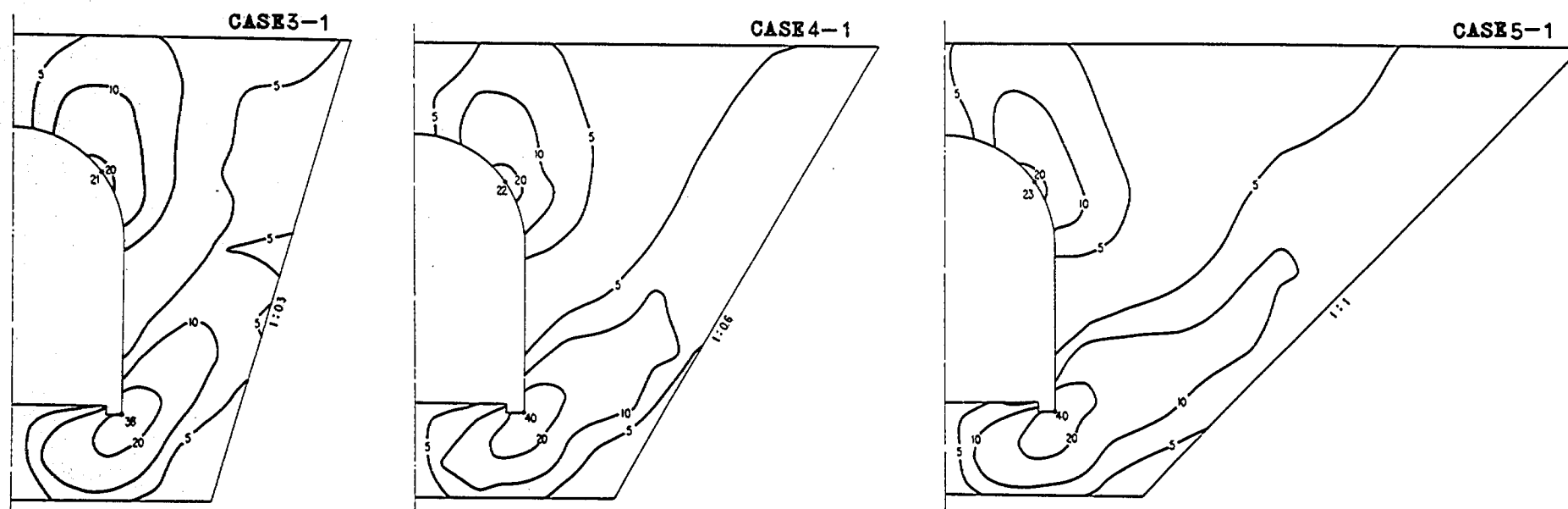


図-14 側壁勾配のちがいによる断応力の分布 (単位 kg/cm^2)

これらの圧縮応力、引張応力、せん断応力の最大値と側壁勾配の関係を図-15に示す。圧縮応力は約 115kg/cm^2 前後とほとんど変化がない。引張応力は勾配が3分（約 15kg/cm^2 ）に比べ6分、1割勾配は1.4～1.8倍となる。一方、せん断応力は約 38kg/cm^2 とあまり変化がない。

- 4) ギャラリーのインバート下面中央の節点の変位を0として各部の変位量をプロットすると図-16のような変形を示す。3分勾配の例であるが、ギャラリー天端およびインバート上面、下面が上に凸状の形を示す。この傾向は側壁勾配がゆるくなるにつれて、より大きな変形を示すようである。

3.2.2.2 監査廊断面の縮小の影響

インバート、アーチ部の最小厚をそれぞれ100cmから80cmにした場合の応力と変位を検討する。ただし側壁勾配は双方とも3分である。図-17に主応力の分布を示すが、圧縮、引張、せん断応力の分布（図-18）はインバート、アーチ部の最小厚100cmの場合と大差がない。表-5は各節点でどれだけ応力が変化したかを示す。

- 1) 圧縮応力は、インバート部中央を除き1～2割程度の応力増加が認められる。アーチ部の最小厚も80cmにしたわけであるが、インバート部に比べて影響が少ない。
- 2) 引張応力はアーチ部の監査廊天端附近では断面縮小によって減少傾向にある。しかし、インバート中央部では8割も増加する。
- 3) せん断応力は圧縮応力と同様の傾向を示す。特に、インバート部とアーチ部の応力変化は少ない。

以上、断面縮小の解析結果を要約すると次の様になろう。

- (1) 圧縮応力で 80kg/cm^2 （コンクリートの設計基準強度を 240kg/cm^2 とした場合の許容曲げ圧縮応力）をこえるところは、アーチ部とインバート部の交わるころ（側溝部を含む）のわずかな部分だけであり、あまり問題にならない。

引張応力では側壁勾配をゆるくすることによってアーチ部の引張応力は 10kg/cm^2 から 20kg/cm^2 以上となり、 10kg/cm^2 以上の応力分布範囲が拡大する。しかし、インバート部の 10kg/cm^2 以上の引張応力は減少していく。インバート部の分布範囲は小さく、あまり問題とならず、アーチ部の引張応力を重視すれば3分勾配の方が良い。しかも、側壁勾配がゆるくなればなるほどコンクリート量は増え、トレンチ掘削量も多くなることから、側壁勾配をゆるくすることはあまりメリットがない。

- (2) 断面を縮小する影響はアーチ部よりインバート部に大きい。

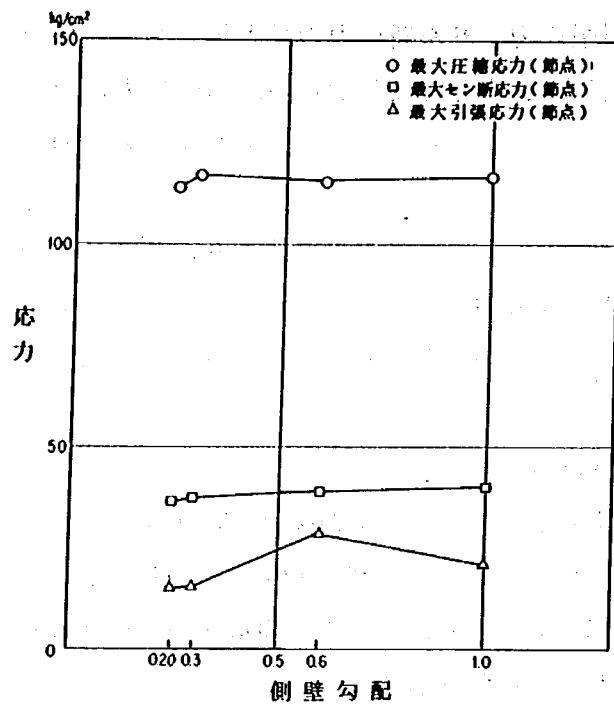


図-15 側壁勾配と応力

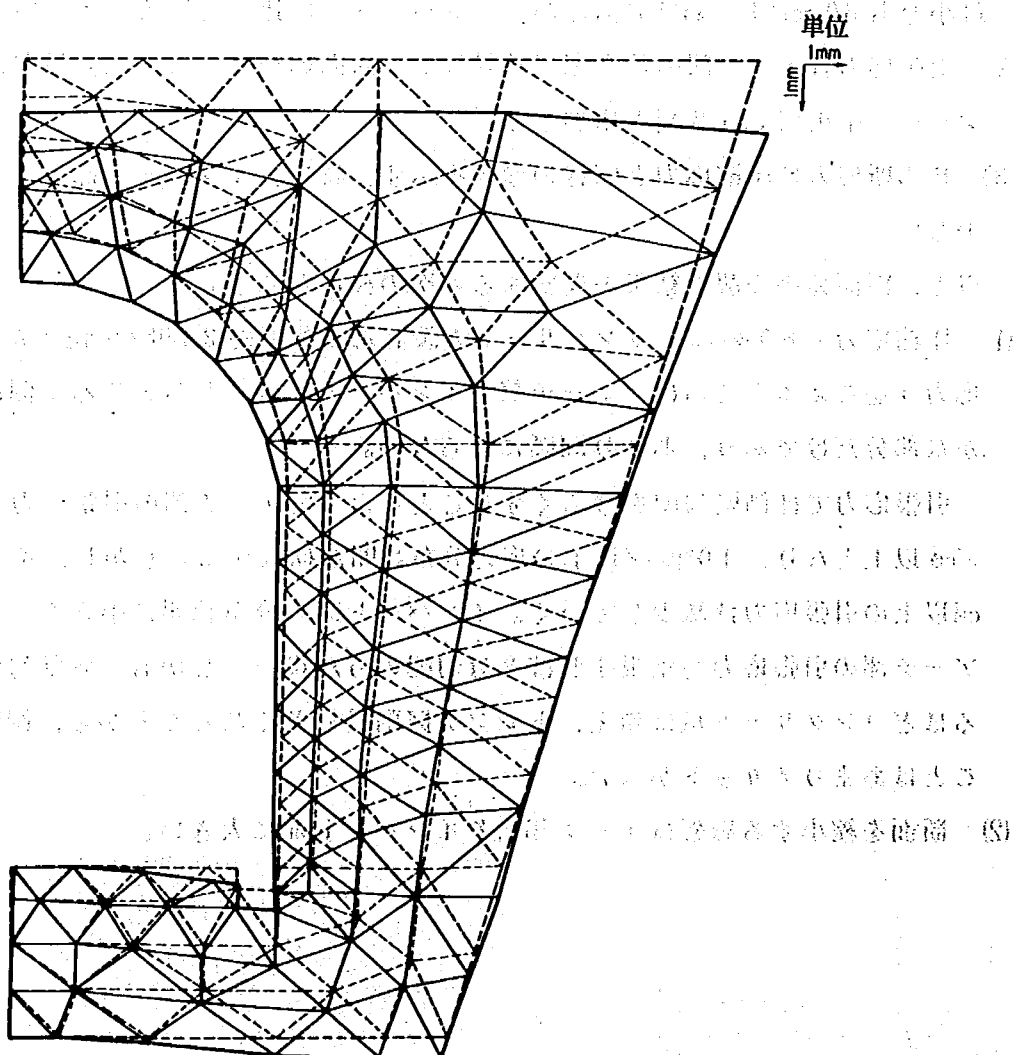


図-16 3分勾配の変形

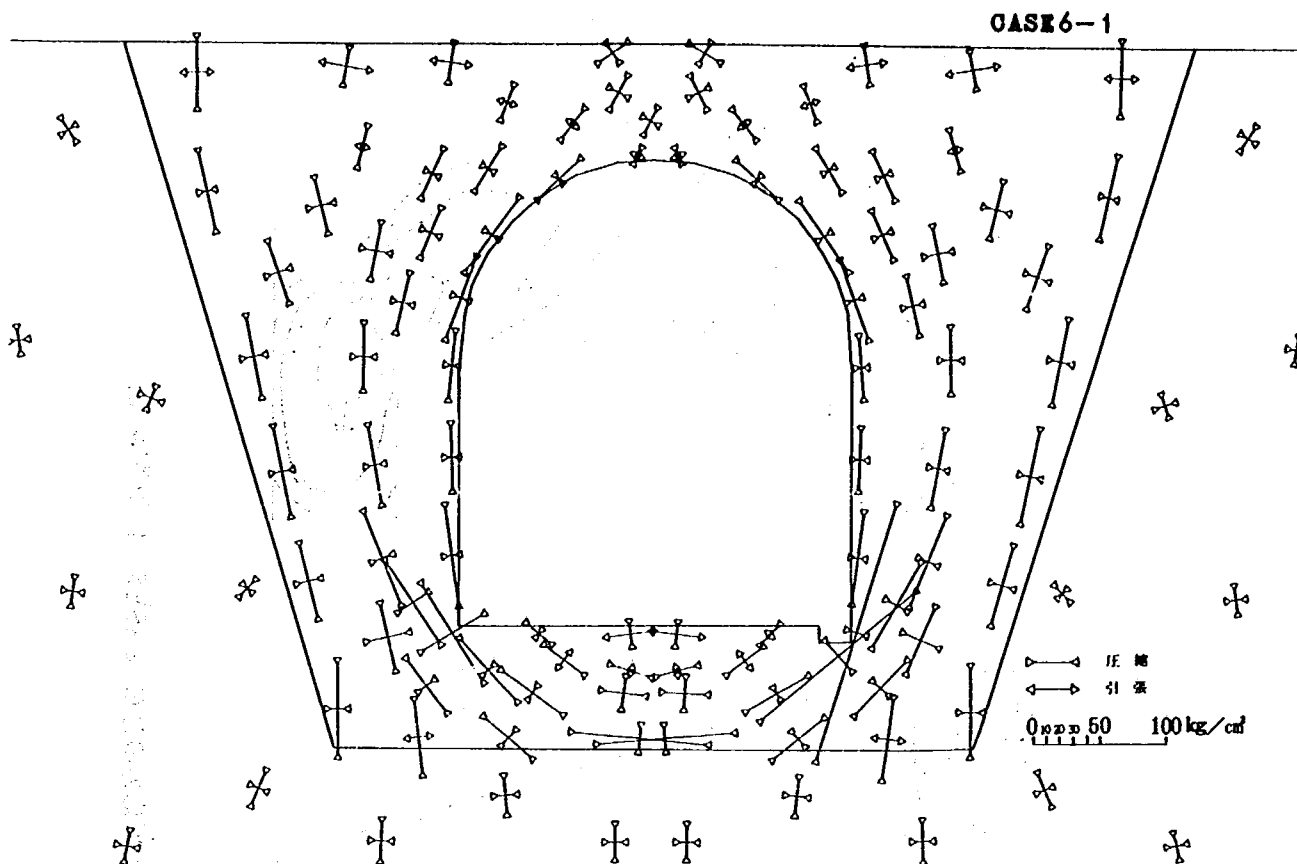
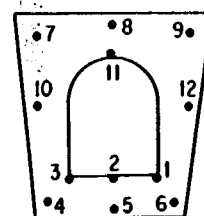


図-17 断面縮少の場合の主応力の分布

表-5 断面縮少による応力状態 (CASE 6-1)

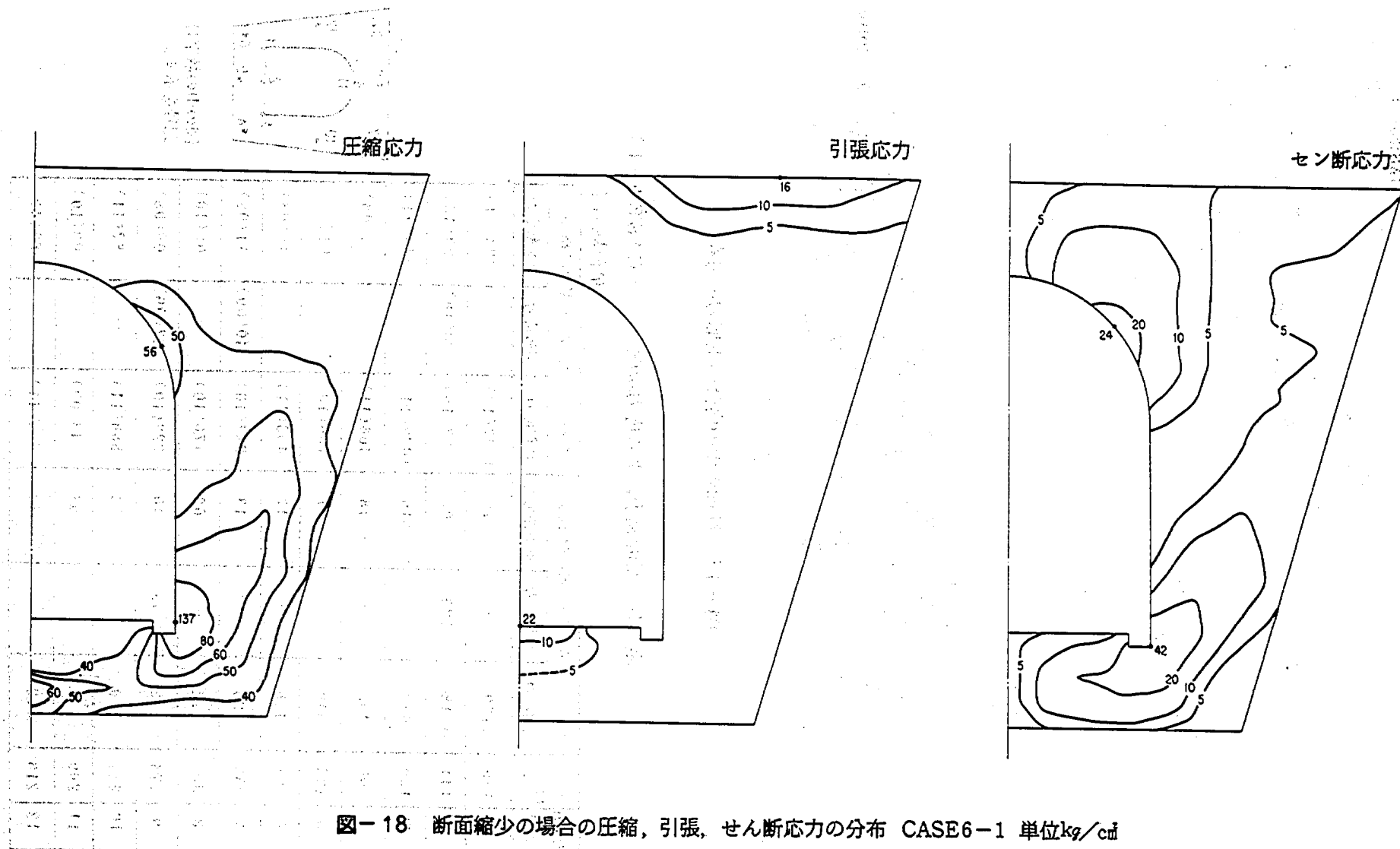
単位 kg/cm^2

右図の 記号	節 点	インバート厚, アーチ最小厚 100 cm			インバート厚, アーチ最小厚 80 cm		
		圧縮応力	引張応力	せん断応力	圧縮応力	引張応力	せん断応力
1	130	1139	—	37.6	130.7(12)	—	42.4(1.1)
2	144	18	120	- 0.2	27(1.5)	220(1.8)	- 0.3(1.5)
3	140	933	—	-31.6	103.9(1.1)	—	-34.9(1.1)
4	99	435	—	- 1.8	46.6(1.1)	—	1.5(0.8)
5	103	54.9	—	- 0.7	73.6(1.3)	—	- 0.1(0.1)
6	107	42.5	—	1.7	45.3(1.1)	—	- 1.5(0.8)
7	265	22.3	4.3	1.3	22.3(1.0)	4.0(0.9)	- 1.1(0.8)
8	304	17.4	—	0.2	17.6(1.0)	—	0.2(1.0)
9	274	22.2	3.9	1.0	22.2(1.0)	3.7(0.9)	0.8(0.8)
10	211	51.9	—	- 7.3	55.8(1.1)	—	- 8.2(1.1)
11	290	4.9	—	0.3	4.3(0.9)	—	0.3(1.0)
12	218	51.2	—	- 7.0	56.3(1.1)	—	- 8.2(1.2)



図の中の数字は
記号を示す。

()内はインバート厚, アーチ最小厚 100 cmに対する 80 cmの増加率を示したものの



4. まとめと今後の問題点

監査廊の合理的な設置計画を進める上で、今後とも次にあげる事柄について研究を進める必要があり、将来的には監査廊設置指針（案）の作成を目指すものである。

- (1) 基礎岩盤の性状を示す要因としては、原位置における平板載荷試験による変形係数あるいは弾性係数による場合が多いが、応力計算を行おうとする場合の弾性係数としてどういう試験のどの値をとるべきかを検討する必要がある。
- (2) 軟岩基礎において荷重条件、側壁勾配、インバート、アーチ部最小厚を変えた場合において圧縮、引張、せん断応力の大きさや分布さらには変形を把握できた。しかし基礎岩盤の弾性係数に対応した監査廊の断面形状、および1ブロックの長さなどの構造に関して、より深い検討および研究の必要がある。この場合の上載荷重については、実測の土圧計のデータによると二次元計算による値の6割程度の応力しか発生していない例も報告されているので三次元計算などを含めた実用的な応力解析手法の確立のための研究が必要である。
- (3) 軟岩でスレーキングを起こすような岩盤においては小さなブロック毎に施工する必要があると考えられるので、1ブロックの長さ及び施工方法等の検討が必要である。
- (4) 今回は上下流断面のみの検討であるが、ダム軸方向断面の検討が必要である。特に基礎岩盤に著しく弾性定数の異なるゾーンが存在していたり、アバットメントの傾斜がきついつき、あるいは大規模な断層があるときなどは、上下流方向断面よりもダム軸方向の検討がより重要となる。また、このときには、監査廊自体の応力に注目するだけでなく、盛立てに伴って岩盤に引張り応力が生じるかどうか、生じるならばどの程度の値なのかについて検討する必要がある。このことは盛立後のグラウチングの必要性、重要性とも大いに関連する。

参 考 文 献

- 1) F E M電子計算プログラム使用説明書:土 研 資 料 第 7 1 6 号
- 2) コンクリート標準示方書解説:S. 4 9年度版 土 木 学 会
- 3) 有限要素法による浸透流解析:S. 54.3 水公団 第 1 試験課報告第 7 8 0 2 号
- 4) 阿木川ダムの基礎コンクリートと監査廊の設計について:水公団 第 14 回 技術研究発表会資料

参 考 資 料 - 1

フィルダムにおける底設監査廊の実態調査

- 実態調査のまとめ
- 配 筋 図
- 止 水 板
- 底設監査廊からのグラウト図

1. 実態調査のまとめ

15 ダムのギャラリー横断面の実例を示す。(表-1, 表-2)殆んどの外形が四角形で内空断面は上部半円形である。

- (1) 内空断面の巾は2.0ないし2.5 m, 高さは2.4~3.0 mで, そのなかで巾は2.0 m, 高さは2.5 mが最も多い。
- (2) インバートの厚さは0.6~2.0 mでそのなかで0.8 mが多い。
- (3) アーチ最小厚は0.5~1.5 mでインバートの厚さと同様に0.8 mが多い。
- (4) 側壁勾配は3分勾配が圧倒的であり, 2.5分, 5分がひとつづつである。
- (5) 堤軸方向には6~10 mのブロック長が多い。最も長い例では, 15~20 mの場合もある。
- (6) 応力解析手法は有限要素法によるものと, 梁, アーチ等を組み合わせた鉄筋構造物によるものの半々に分かれる。
- (7) 監査廊からのグラウチングの施工実例を集めてみると, フィルダムの場合, カーテングラウチングは補助カーテングラウチングを含めて3例以上行う場合が多い。また, ブランケットグラウチングをコアゾーン盛立後, 監査廊内から水平方向に行う例や, 監査廊掘削時, トレンチ周辺の岩盤を緩めるため, 監査廊周辺引き締めグラウトを監査廊内から放射状に施工する例も多い。このように, コンクリートダムのグラウチングと比較して, フィルダムのグラウチングでは監査廊内からの施工が多く, カーテングラウチングの列数の多いことや, 監査廊内から水平方向のグラウチングを施工する場合のある点が異なっており, 監査廊の設計にあたっては, 基礎処理計画と関連させて行う必要がある。
- (8) 監査廊のブロックジョイントの止水板の入れ方については, ジョイントの上下流方向に水みちができないこと, 監査廊内に漏水しないことが基本である。止水板の入れ方について2例を示しておく。

00002
00051
00052
00053
00054
00055
00056
00057
00058
00059
00060
00061
00062
00063
00064
00065
00066
00067
00068
00069
00070
00071
00072
00073
00074
00075
00076
00077
00078
00079
00080
00081
00082
00083
00084
00085
00086
00087
00088
00089
00090
00091
00092
00093
00094
00095
00096
00097
00098
00099
00100



表-1

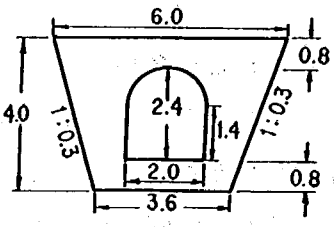
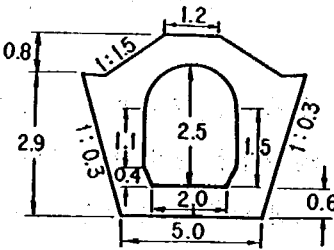
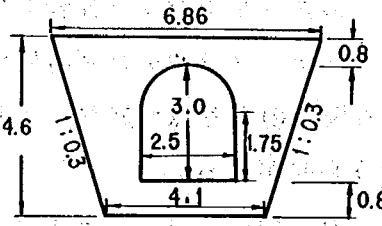
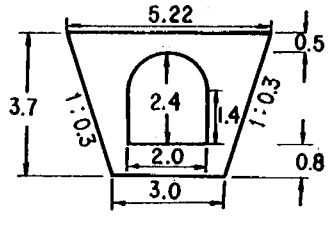
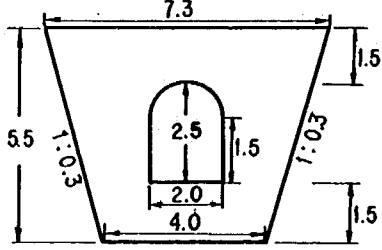
ダム名	ダム高 m	基本横断面 単位 m	ブロック長	設計に用いた弾性係数		設計々算手法
				岩盤 kg/cm ²	コンクリート kg/m ²	
()内は 完成年						
大雪 (1974)	85.5		6.0 m	変形係数 6,000~ 290,000 (48,000) 割線弾性係数 6,000~ 290,000 (63,000) 接線弾性係数 9,600~ 400,000 (94,000)		梁, アーチ等 を組み合わせた鉄筋コン クリート構造物 として配筋設 計
岩屋 (1976)	128.0		15~20 m	20,000	240,000	有限要素法に よる応力解析 で配筋設計
寺内 (1978)	83.0		基本(100m) 7.0~10.0 m	50,000	140,000	有限要素法に よる応力解析 で配筋設計
漁川 (1980)	45.5		6.0 m	変形係数 1,850 接線弾性係数 5,800 (岩盤試験 結果)		梁, アーチ等 を組み合わせた鉄筋コン クリート構造物 として配筋設 計
漆沢 (1980)	80.0		平たん12.0m 傾斜 断面 6.0m	変形係数 5,000 割線弾性係数 12,000 接線弾性係数 14,000 (破碎帯部岩 試験結果)		梁, ラーメン 等を組み合わ せた鉄筋コン クリート構造 物として配筋 設計

表 - 1

ダム名	ダム高 m	基本横断面	ブロック長	設計に用いた弾性係数		設計々算手法
				岩盤 kg/cm ²	コンクリート kg/cm ²	
()内は 完成年 十勝 (1980)	84.0	単位 m	6.0 m	10,000~ 30,000 (試験結果)		梁, アーチ等 を組み合わせた鉄筋コン クリート構造物 として配筋設 計
御所 (1981)	52.5		約 9.0 m	4,000 (泥流部) 7,000 (Tb, Ts部)	210,000	梁, アーチ等 を組み合わせた鉄筋コン クリート構造物 として配筋設 計。有限要素 法による応力 解析も行っ ている。
白川 (1981)	66.0		平たん 6.0 m 12.0 m	7,500	300,000	有限要素法に よる応力解析 で配筋設計
箕面川 (1981)	47.0		基本(10.5m) 6.0~10.5m	24,000	200,000	有限要素法に よる応力解析 で配筋設計
有間 (工事中)	84.0		6.0 m	30,000~ 50,000 破碎帯部 1,000~ 5,000	300,000	有限要素法に よる応力解析 で配筋設計

表-1

ダム名	ダム高 m	基本横断面	ブロック長	設計に用いた弾性係数		設計々算手法
				岩盤 kg/cm ²	コンクリート kg/cm ²	
()内は 完成年 寒河江 (工事中)	115.0		10.0 m	10,000~ 30,000	200,000	有限要素法による応力解析で配筋設計
四時 (工事中)	84.0		9.0 m	—	150,000	梁、アーチ等を組み合わせた鉄筋コンクリート構造物として配筋設計
七北田 (工事中)	73.0		基本(9.0m) 6.0~9.0m	5,000	210,000	有限要素法による応力解析で配筋設計
奈良井 (工事中)	60.0		基本 7.0 m	6,000	210,000	有限要素法による応力解析で配筋設計
前川 (工事中)	50.0		基本(9.0m) 4.23~9.0m	30,000	210,000	梁、ラーメン等を組み合わせた鉄筋コンクリート構造物として予備検討を行い、有限要素法による応力解析で配筋設計

表 - 2

内空断面 (m)

幅 (m)	2.0	2.5						計
個 数	11	4						15
(パーセント)	(73)	(27)						(100)

高さ (m)	2.4	2.5	3.0					計
個 数	2	12	1					15
(パーセント)	(13)	(80)	(7)					(100)

インポート 厚 さ (m)	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	計
個 数	1	1	6	1	2	3	1	15
(パーセント)	(7)	(7)	(40)	(7)	(12)	(20)	(7)	(100)

アーチ 最小厚 (m)	0.5	0.7	0.8	1.0	1.5			計
個 数	1	1	6	4	3			15
(パーセント)	(7)	(7)	(40)	(26)	(20)			(100)

側壁勾配	1 : 0.25	1 : 0.3	1 : 0.5					計
個 数	1	13	1					15
(パーセント)	(7)	(86)	(7)					(100)

ブロック長 (m)	6.0	7.0	9.0	10	10.5	10.5 <		計
個 数	5	1	4	2	1	2		15
(パーセント)	(33)	(7)	(27)	(13)	(7)	(13)		(100)

2. 底設監査廊標準断面の配筋図

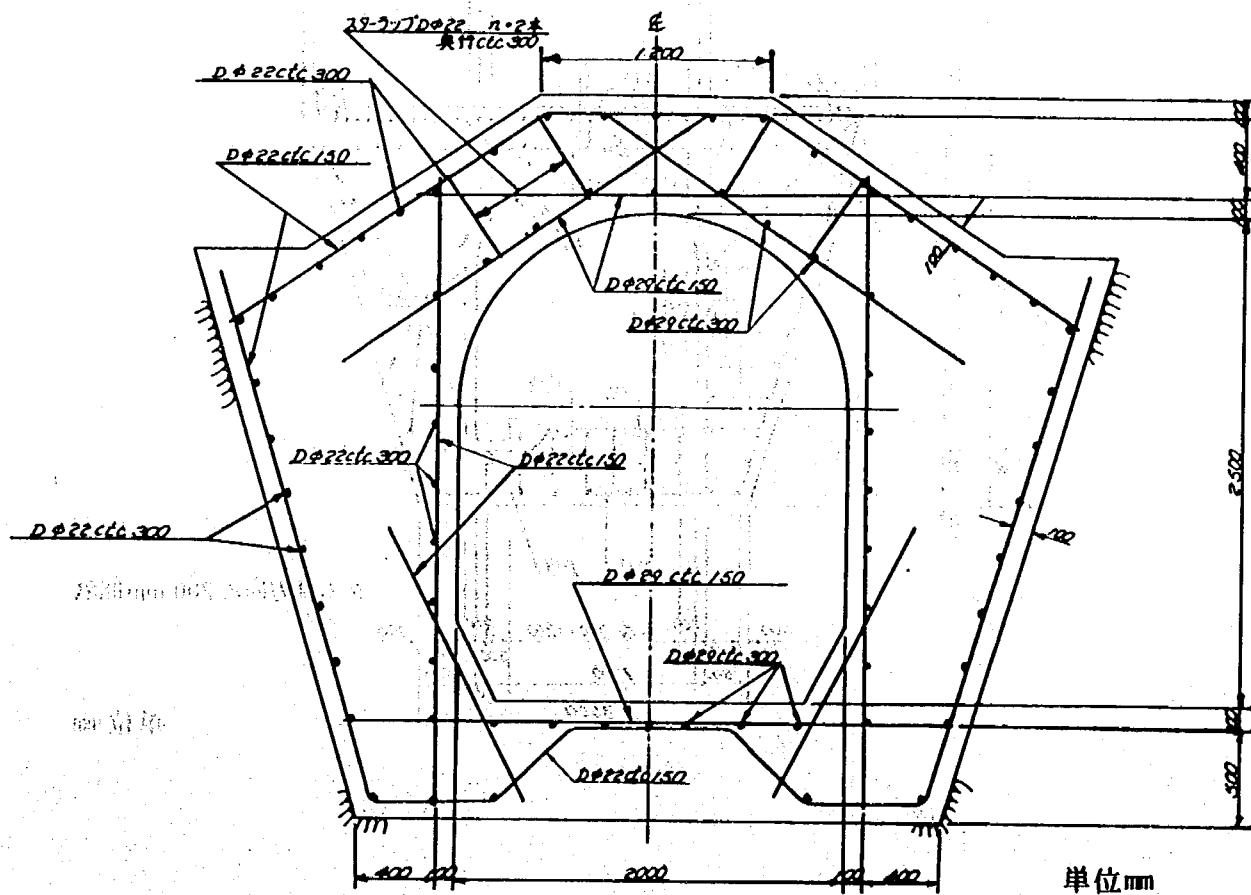
大	雪	ダ	ム
岩	屋	ダ	ム
寺	内	ダ	ム
漁	川	ダ	ム
漆	沢	ダ	ム
十	勝	ダ	ム
御	所	ダ	ム
白	川	ダ	ム
箕	面 川	ダ	ム
有	間	ダ	ム
寒	河 江	ダ	ム
四	時	ダ	ム
七	北 田	ダ	ム
奈	良 井	ダ	ム
前	川	ダ	ム

中國經濟地理學

一	自然地理	二	人文地理
1	地形	1	人口
2	氣候	2	農業
3	水文	3	工業
4	土壤	4	交通
5	生物	5	城市
6	地質	6	區域
7	環境	7	資源
8	自然災害	8	經濟地理
9	自然地理學	9	人文地理學
10	自然地理學	10	人文地理學

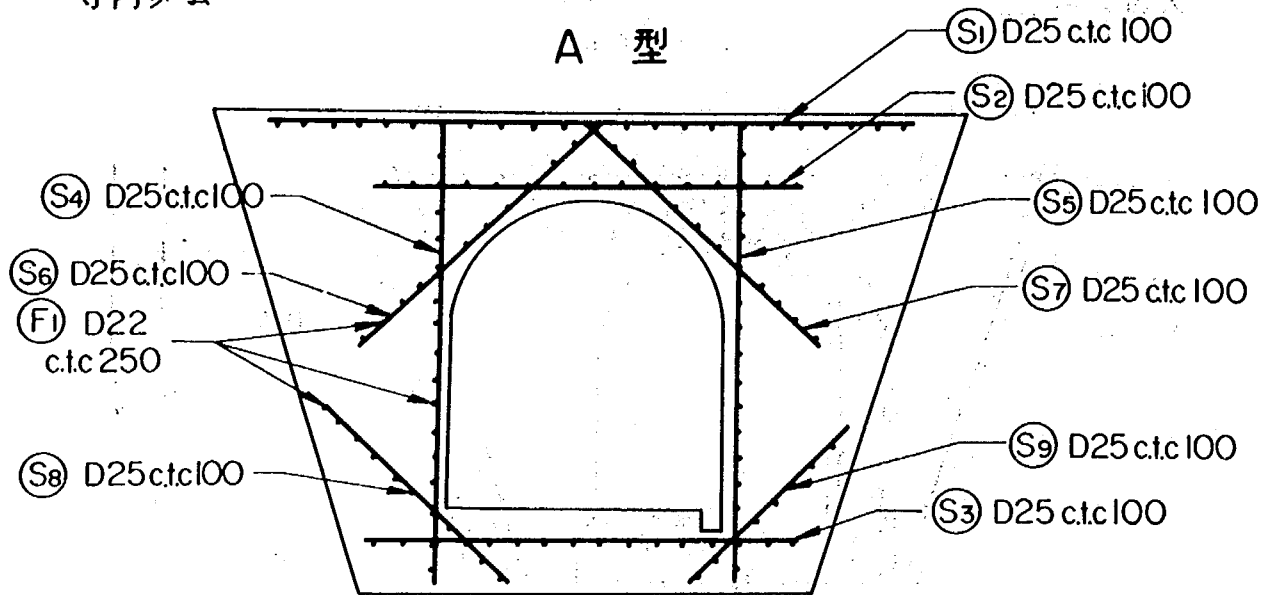
[illegible]

EL345~EL385断面



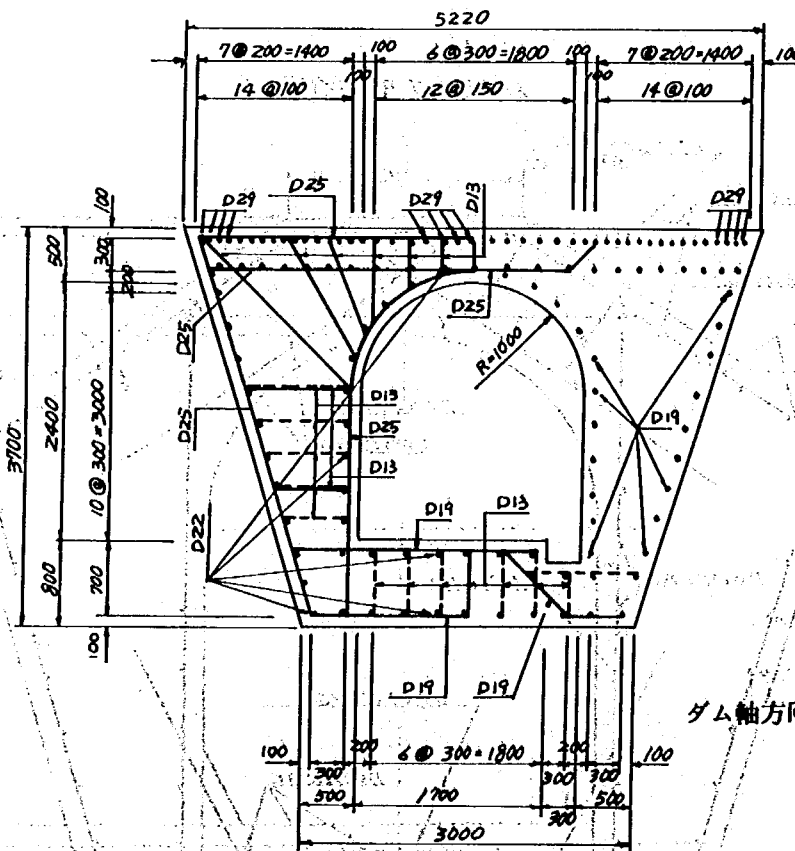
寺内ダム

A 型



単位 mm

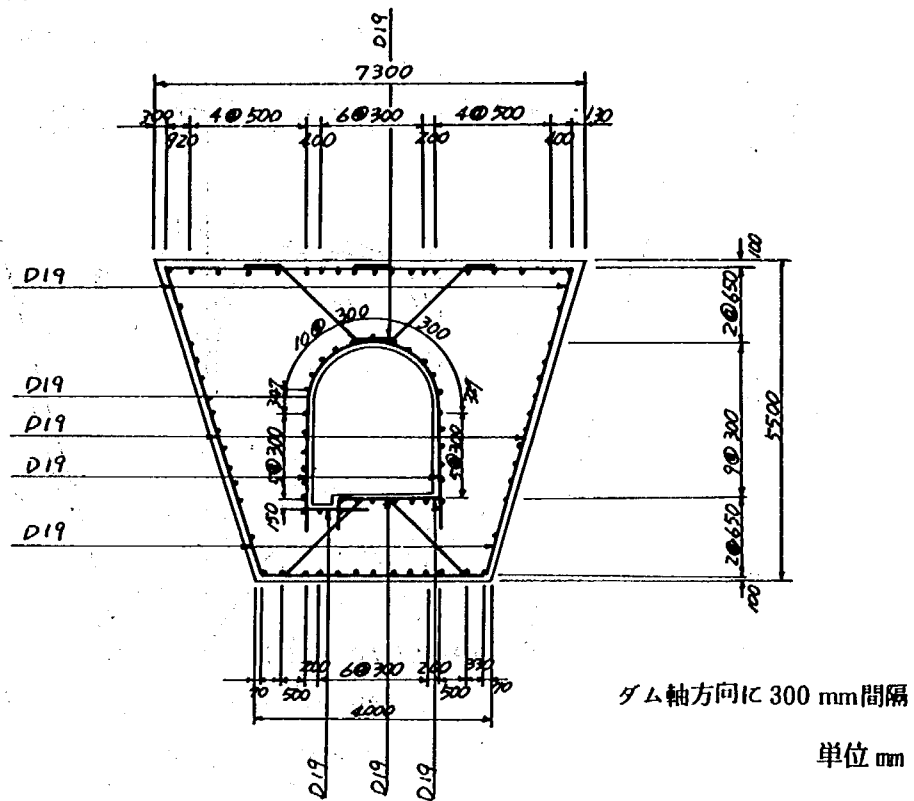
漁川ダム



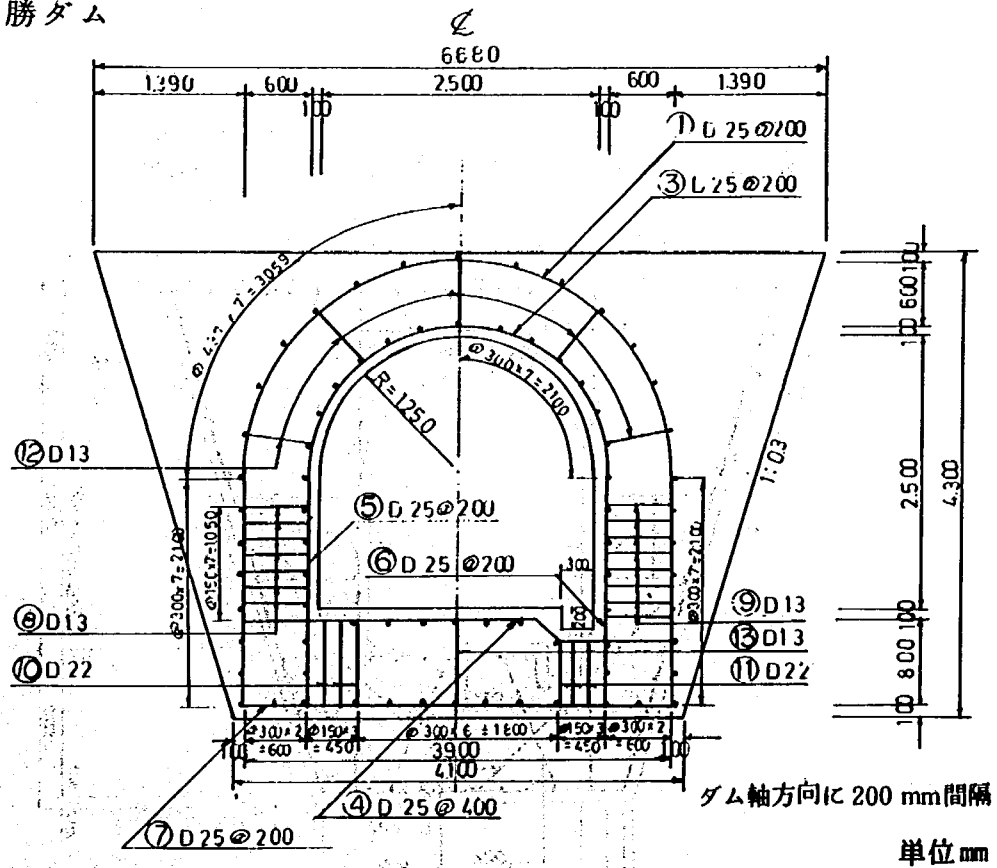
ダム軸方向に 200 mm 間隔

単位 mm

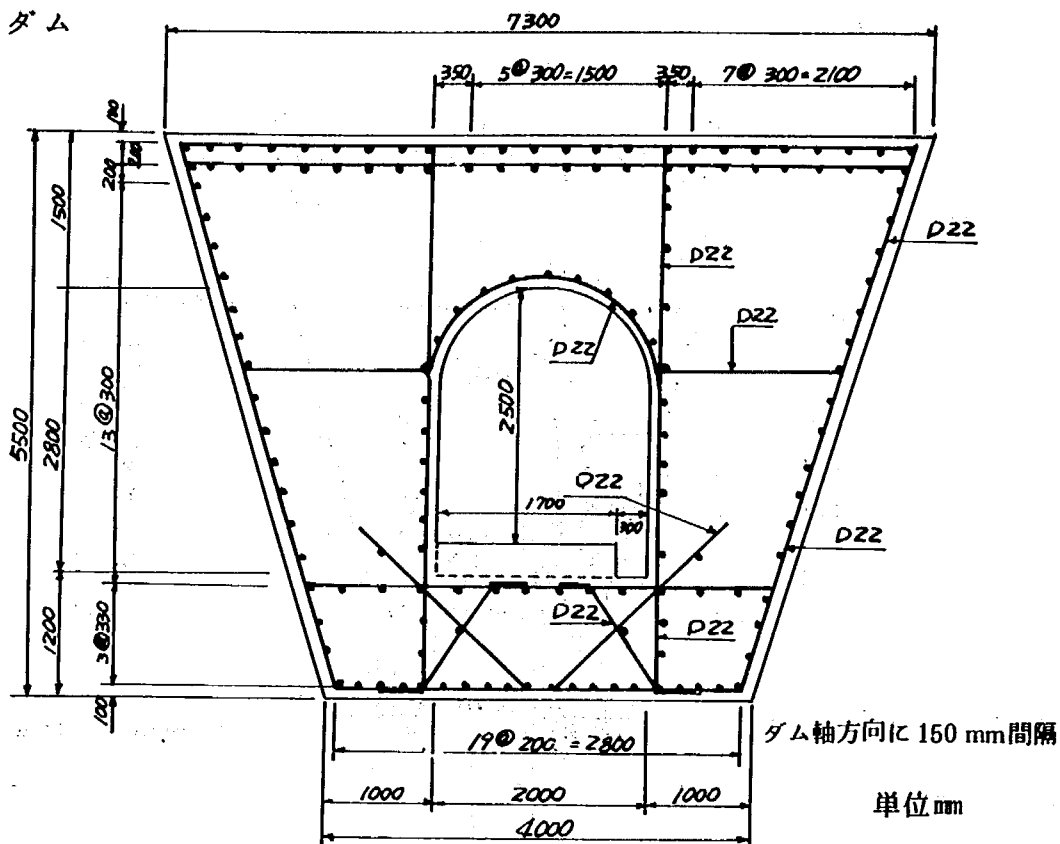
漆沢ダム



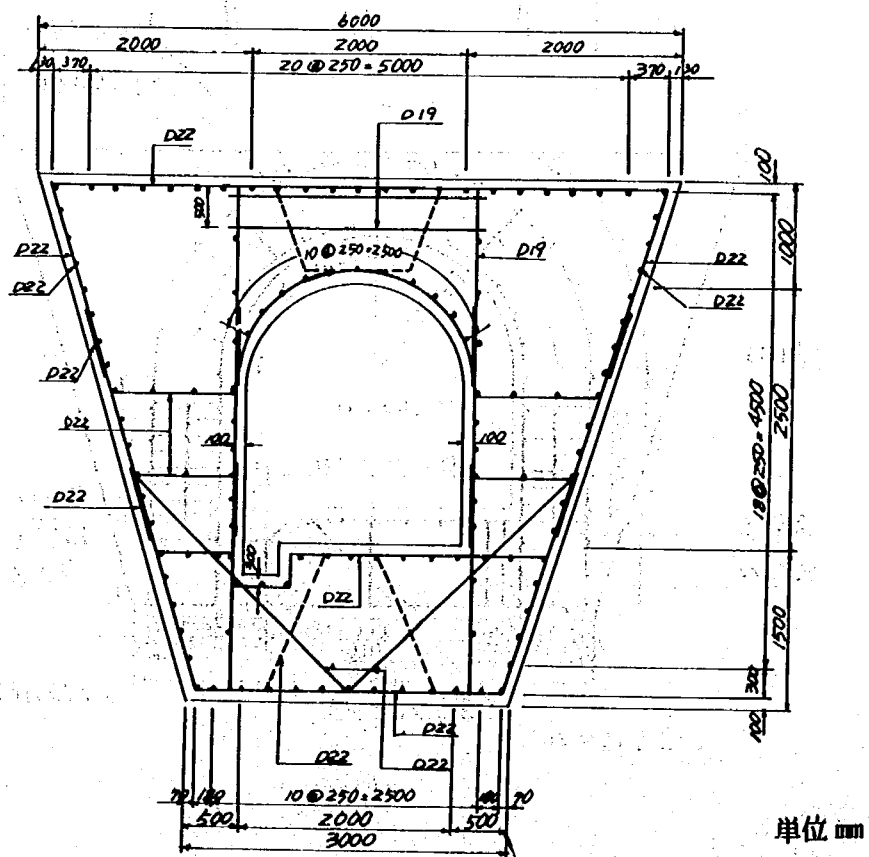
十勝ダム



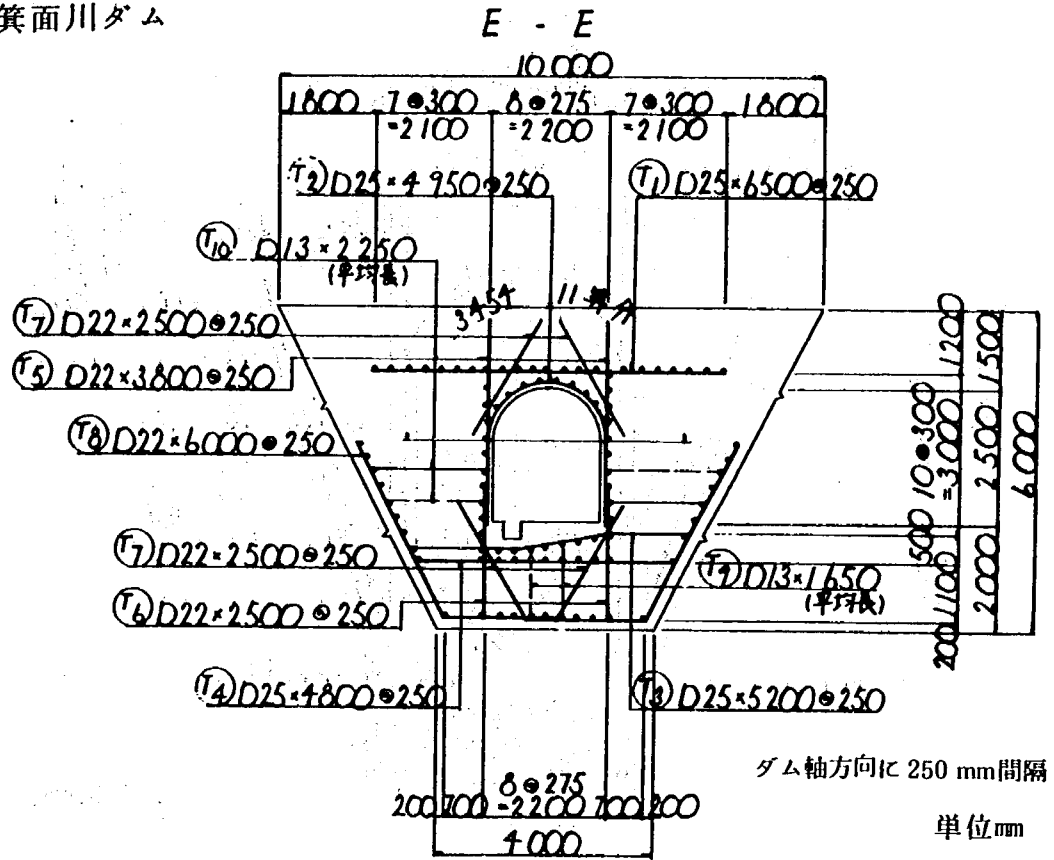
御所ダム



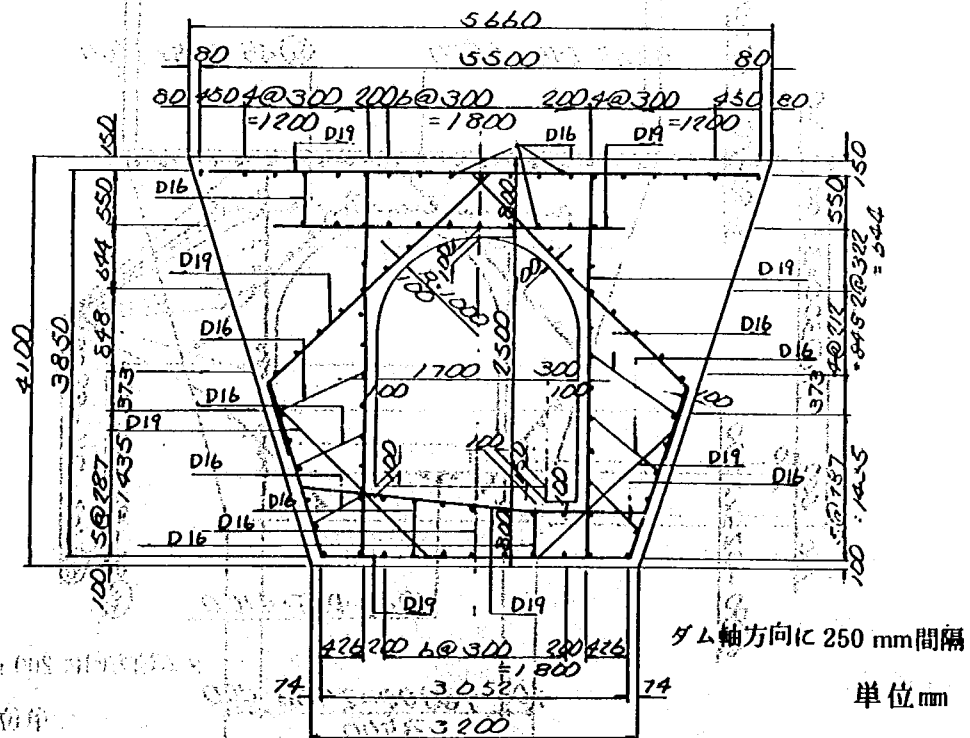
白川ダム



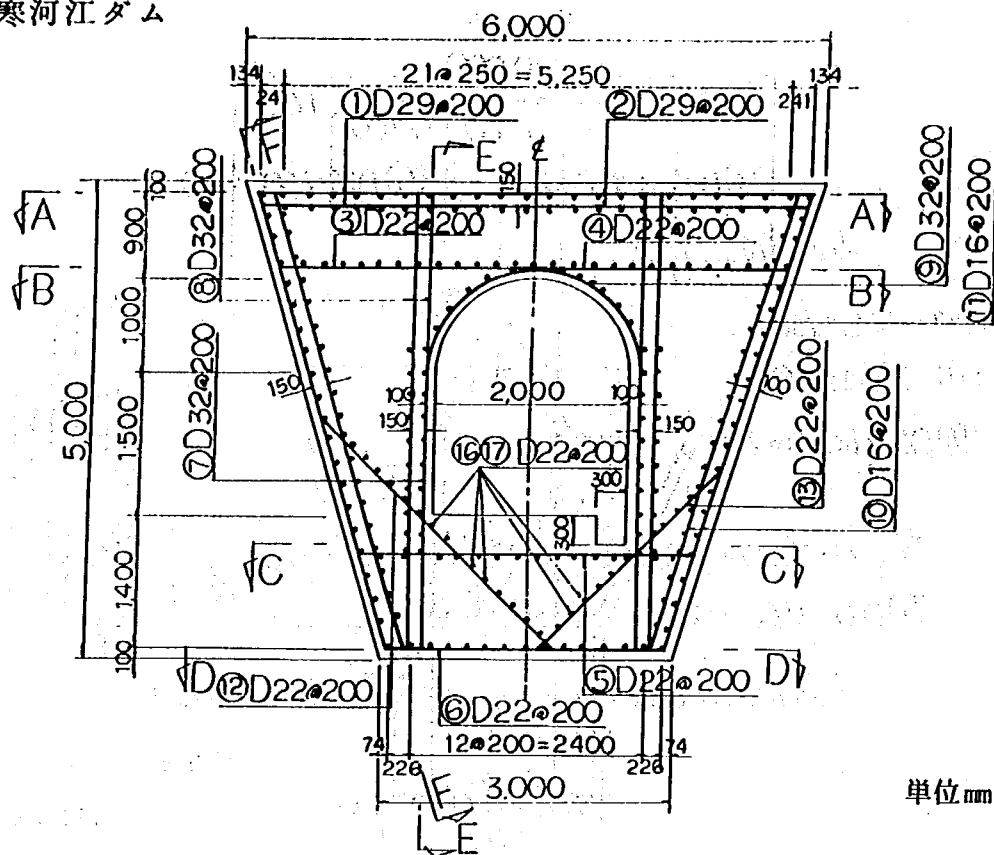
箕面川ダム



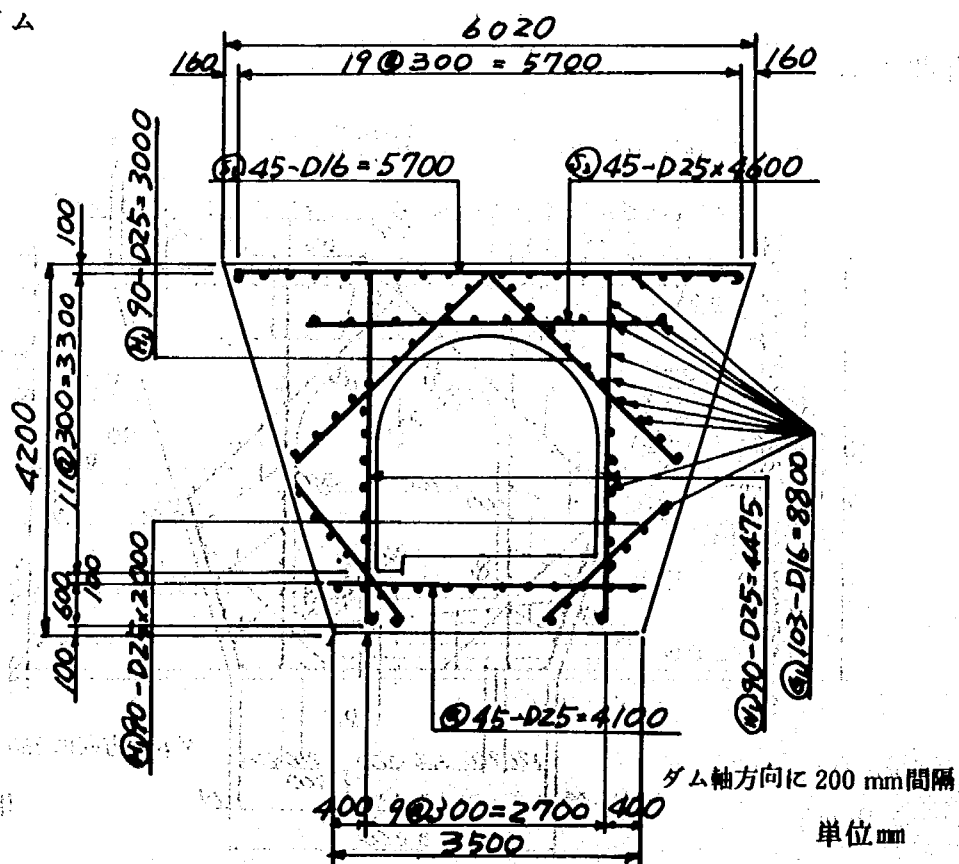
有間ダム



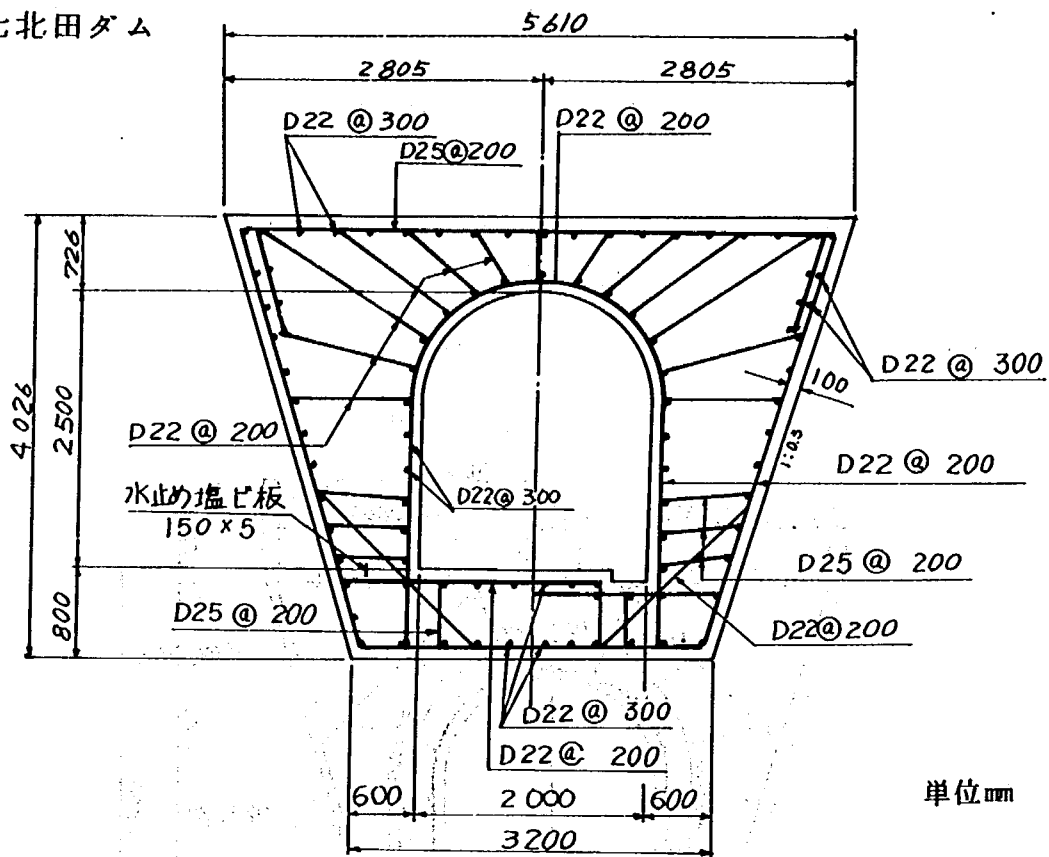
寒河江ダム



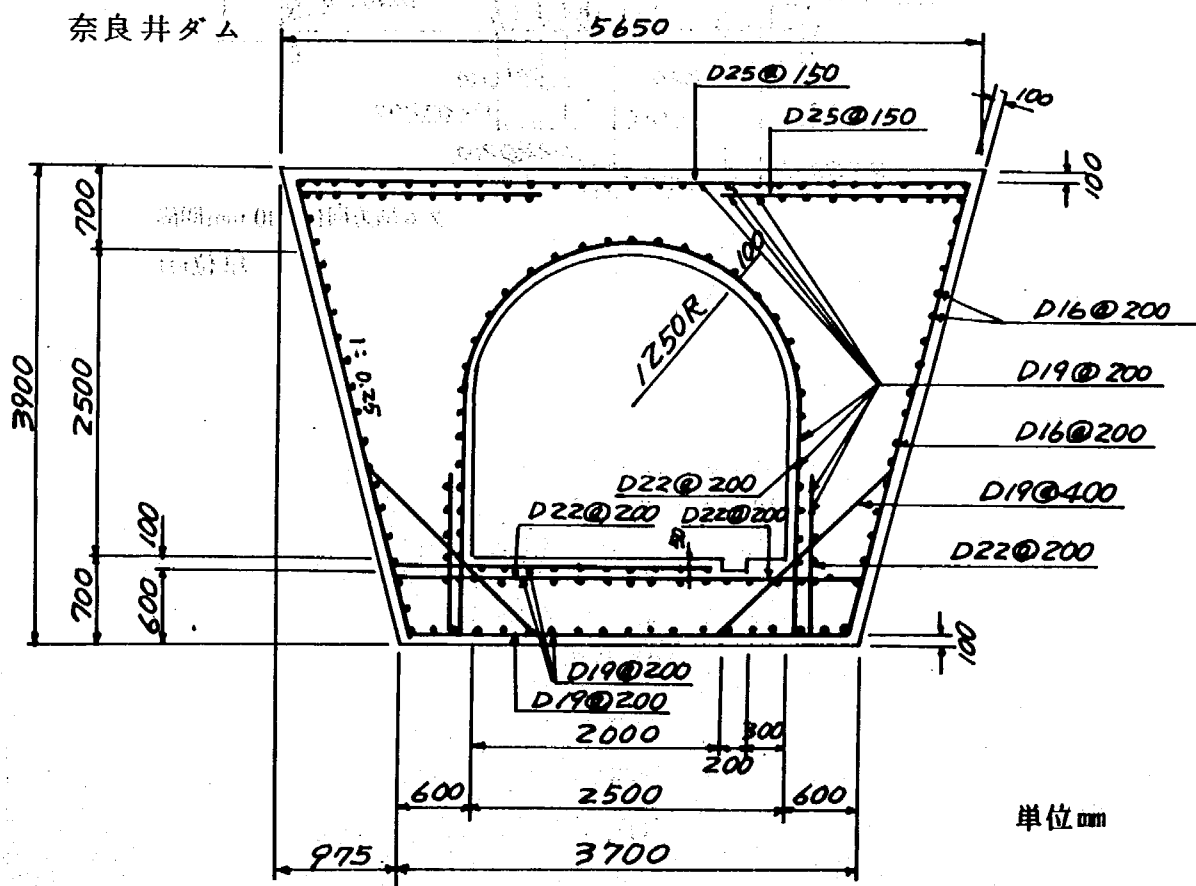
四時タム



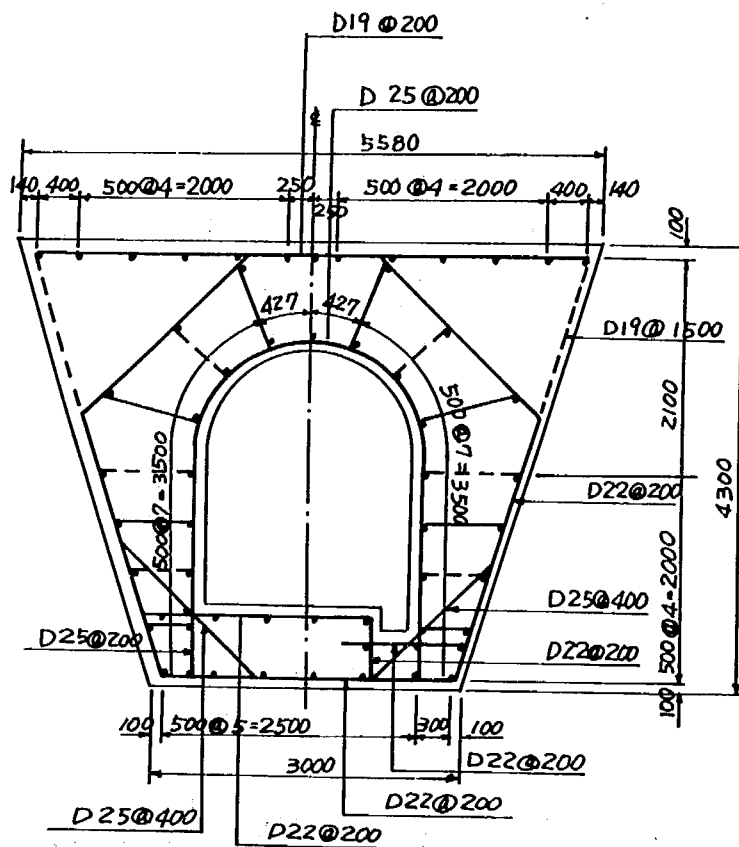
七北田ダム



奈良井ダム



前川ダム

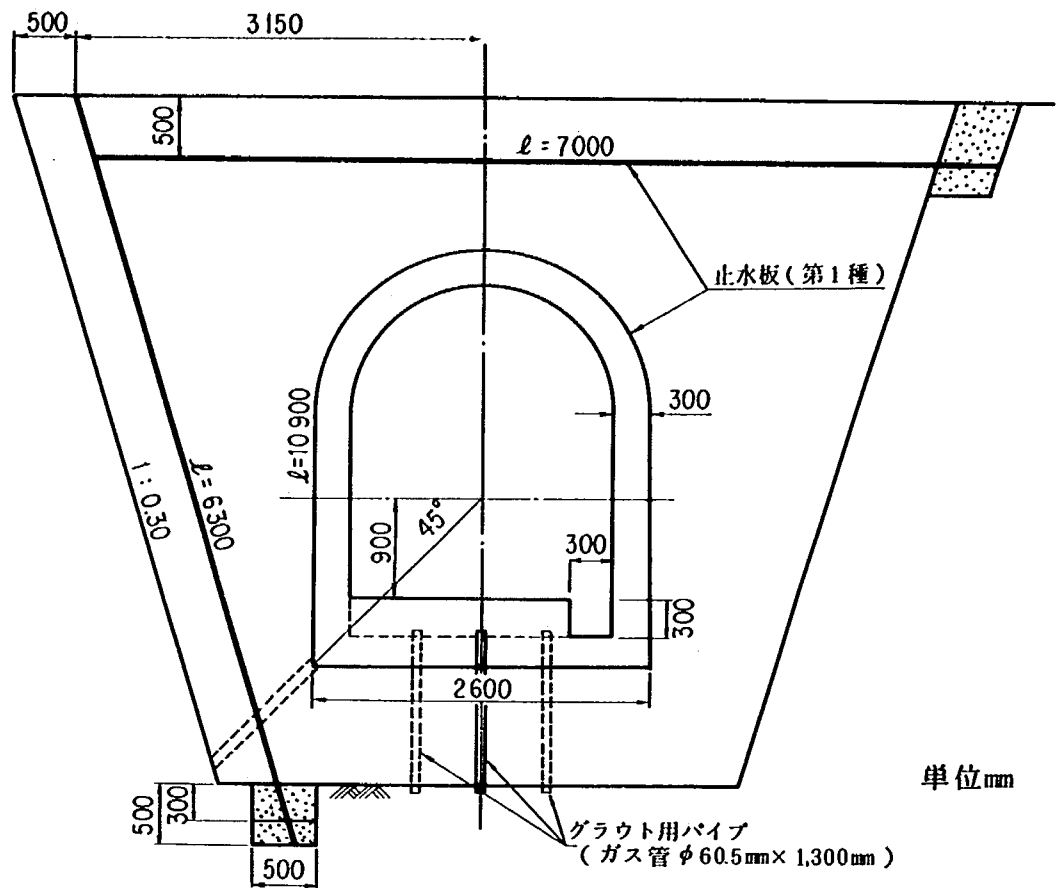


ダム軸方向に 200 mm 間隔
単位 mm

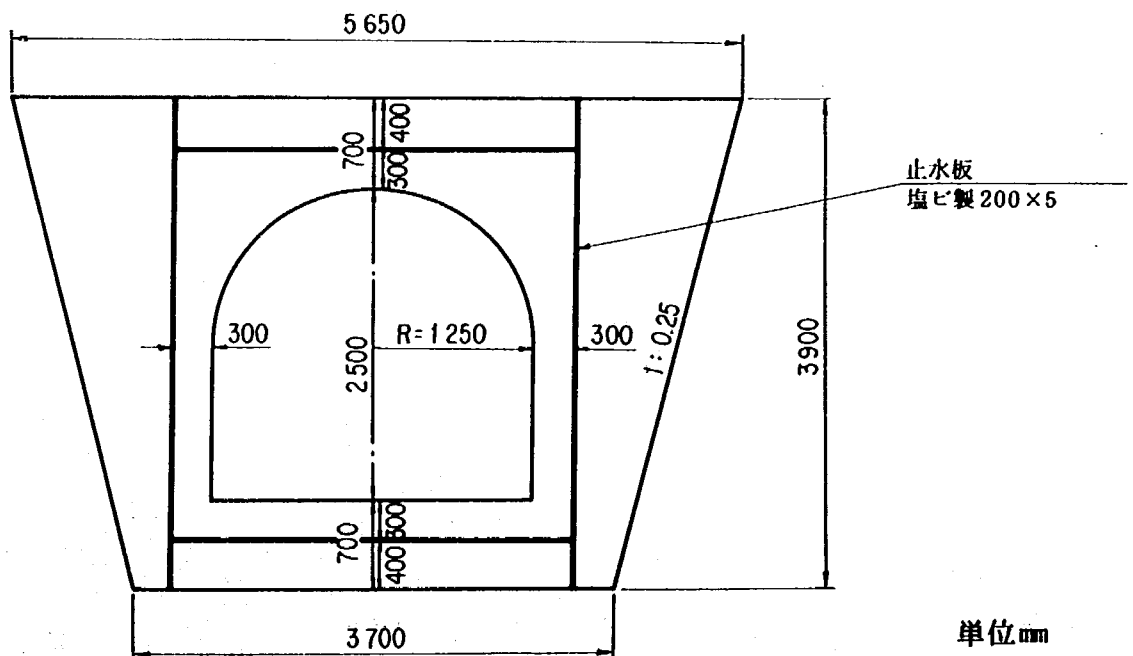
3, 底設監査廊の止水板

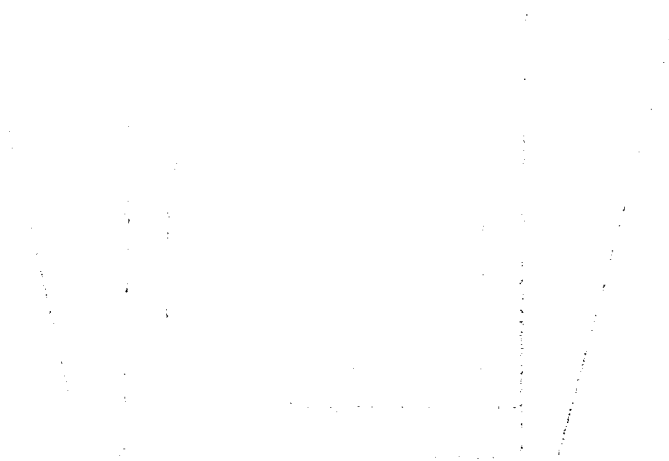
REFERENCES

御所ダム



奈良井ダム

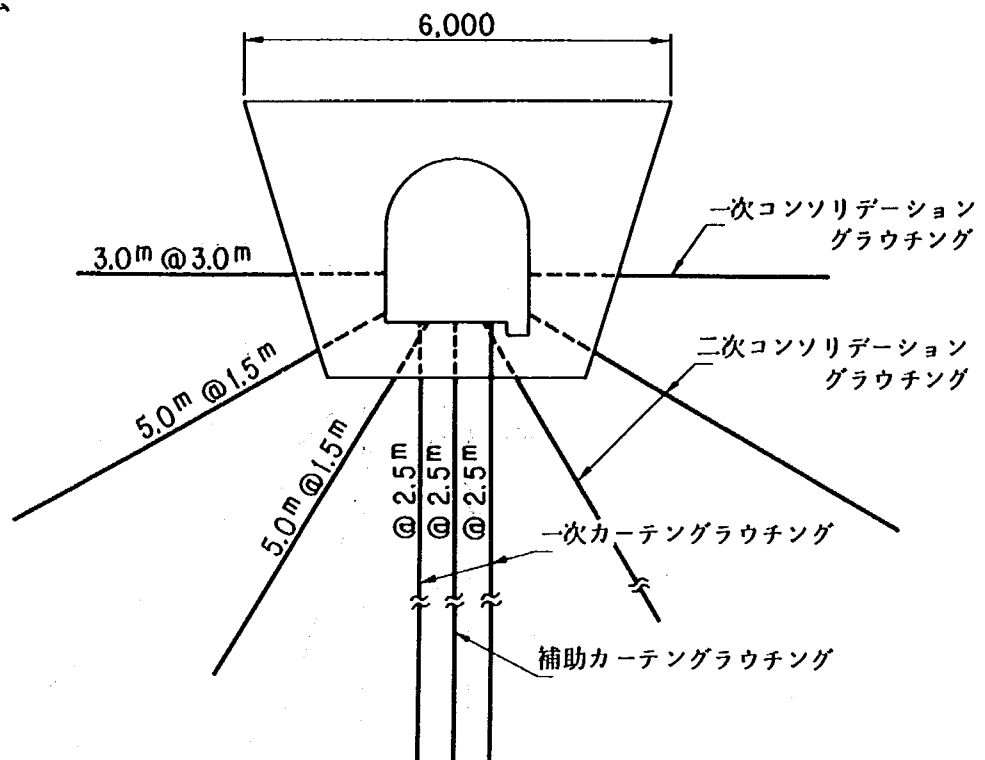




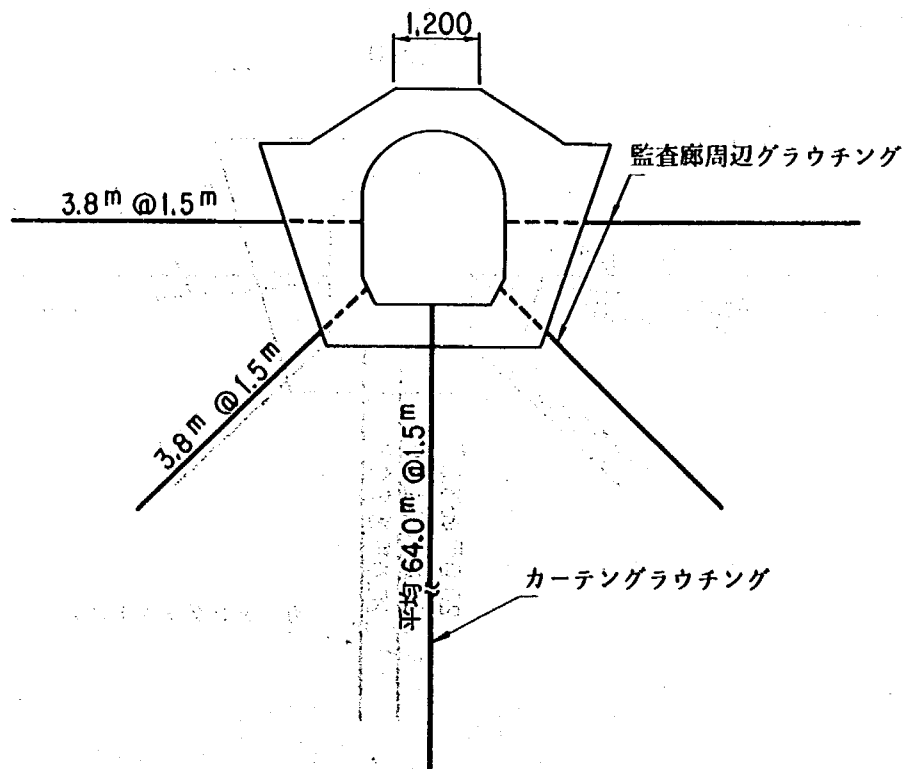
4. 底設監査廊からのグラウト図

大	雪	ダ	ム
岩	屋	ダ	ム
寺	内	ダ	ム
漁	川	ダ	ム
漆	沢	ダ	ム
十	勝	ダ	ム
御	所	ダ	ム
白	川	ダ	ム
箕	面 川	ダ	ム
有	間	ダ	ム
寒	河 江	ダ	ム
四	時	ダ	ム
七	北 田	ダ	ム
奈	良 井	ダ	ム
前	川	ダ	ム

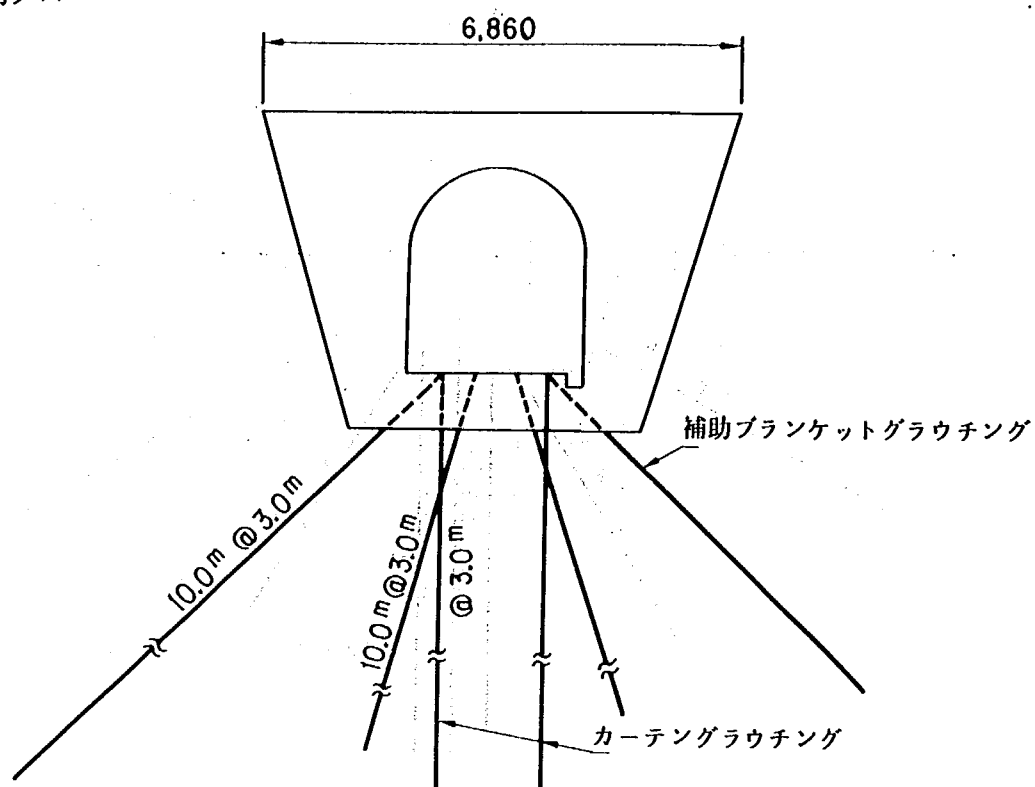
大雪ダム



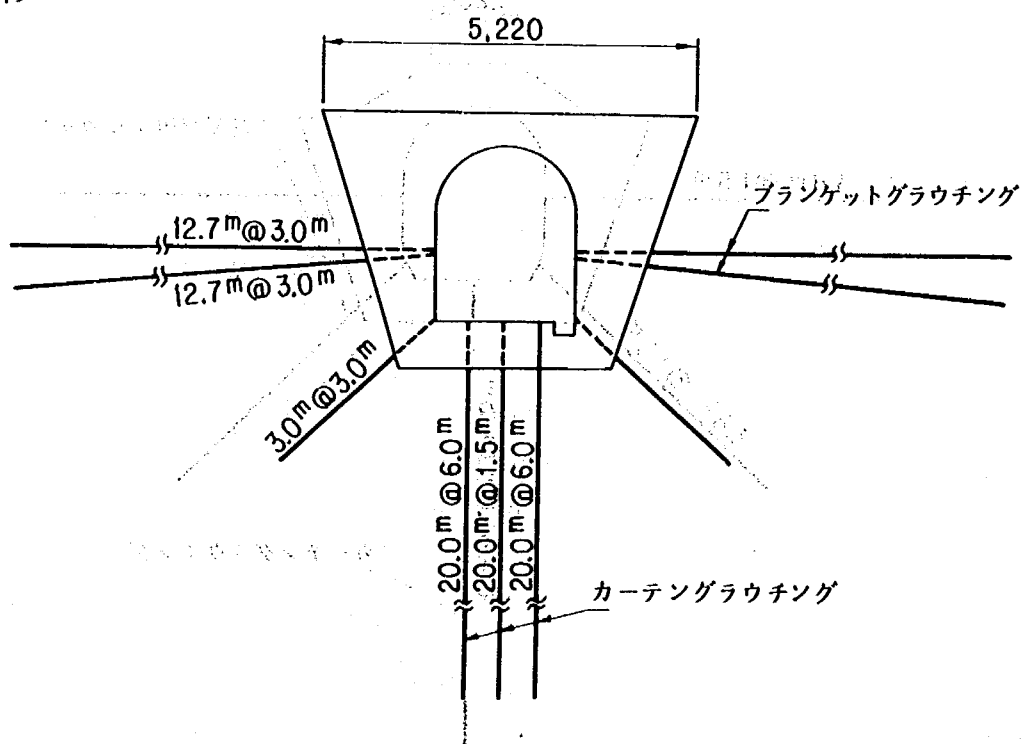
岩屋ダム



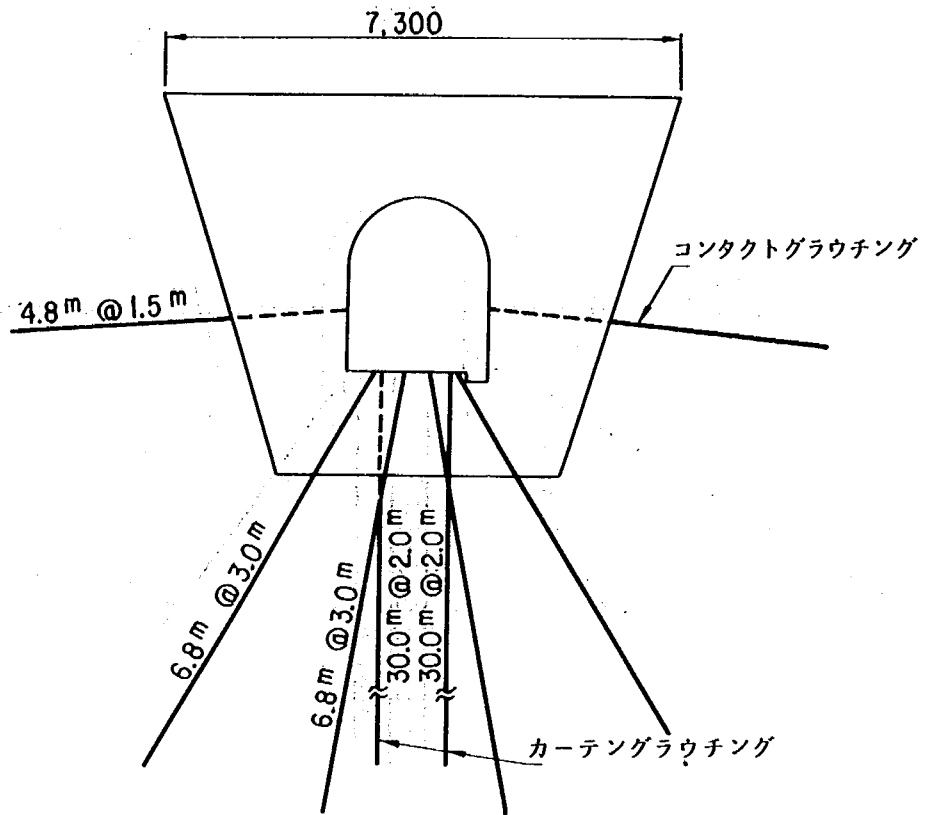
寺内ダム



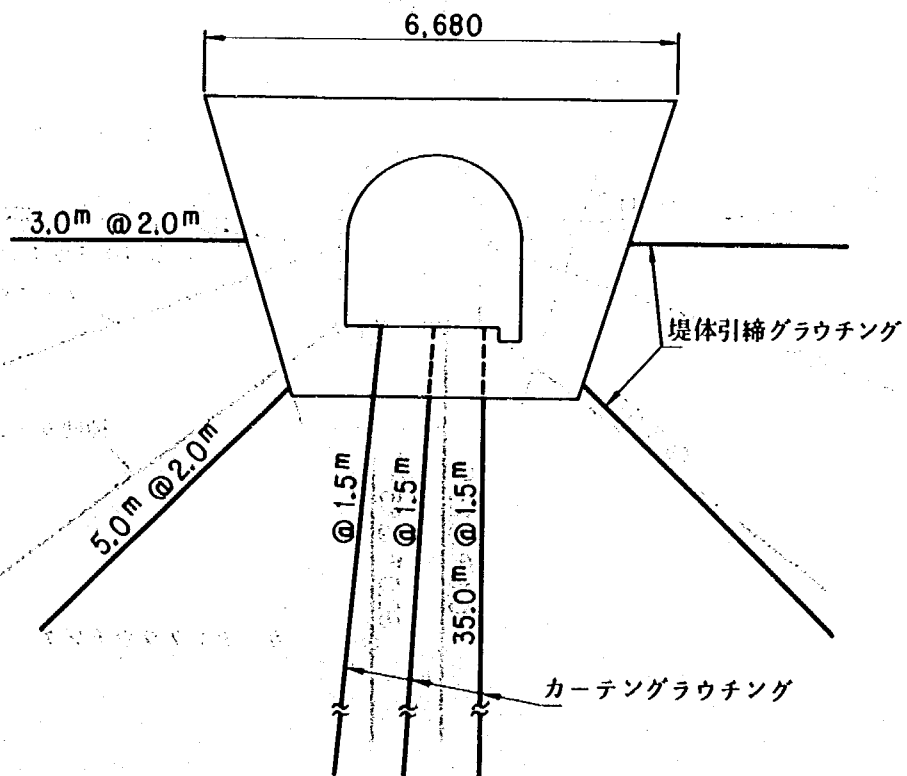
漁川ダム



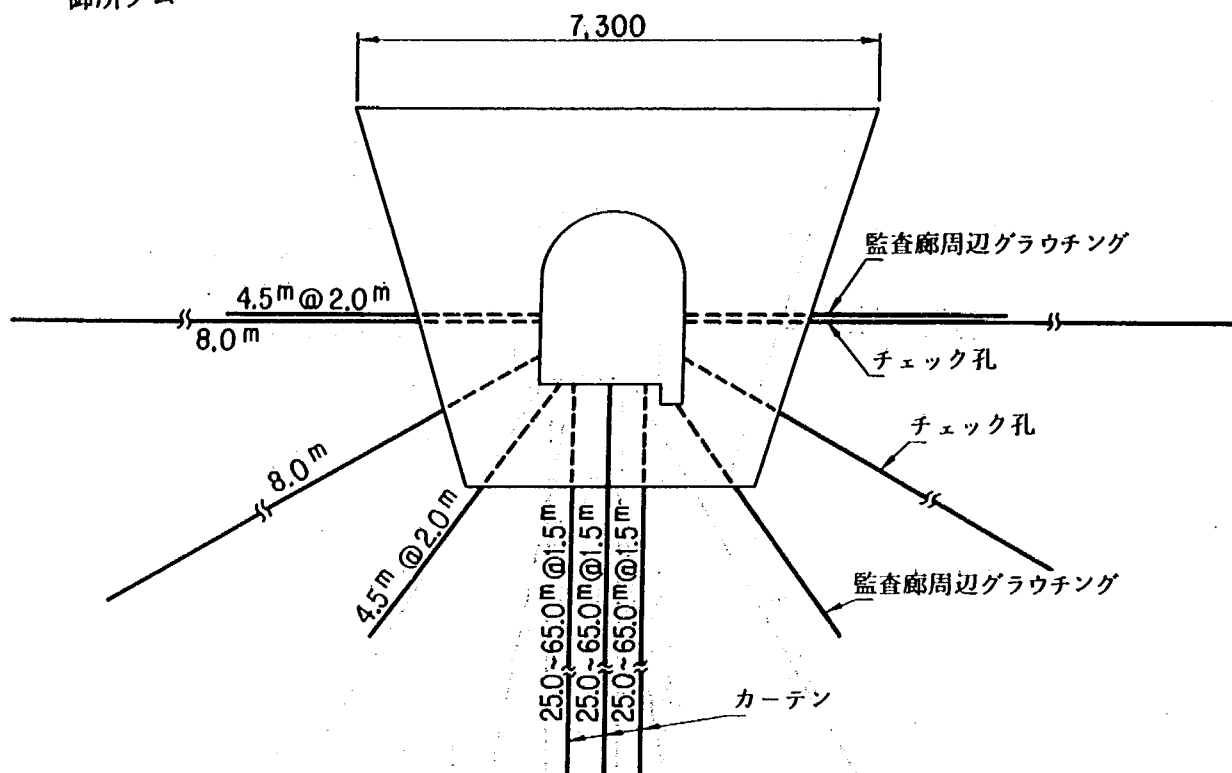
漆沢ダム



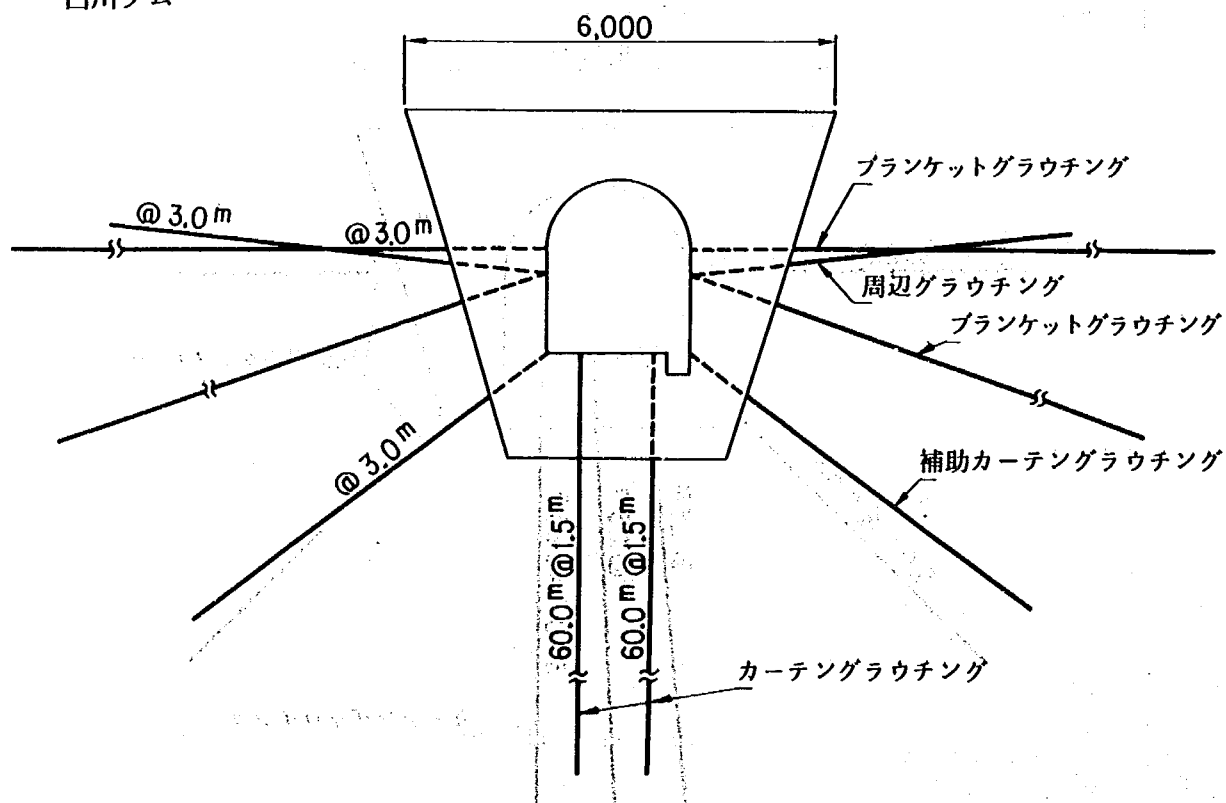
十勝ダム



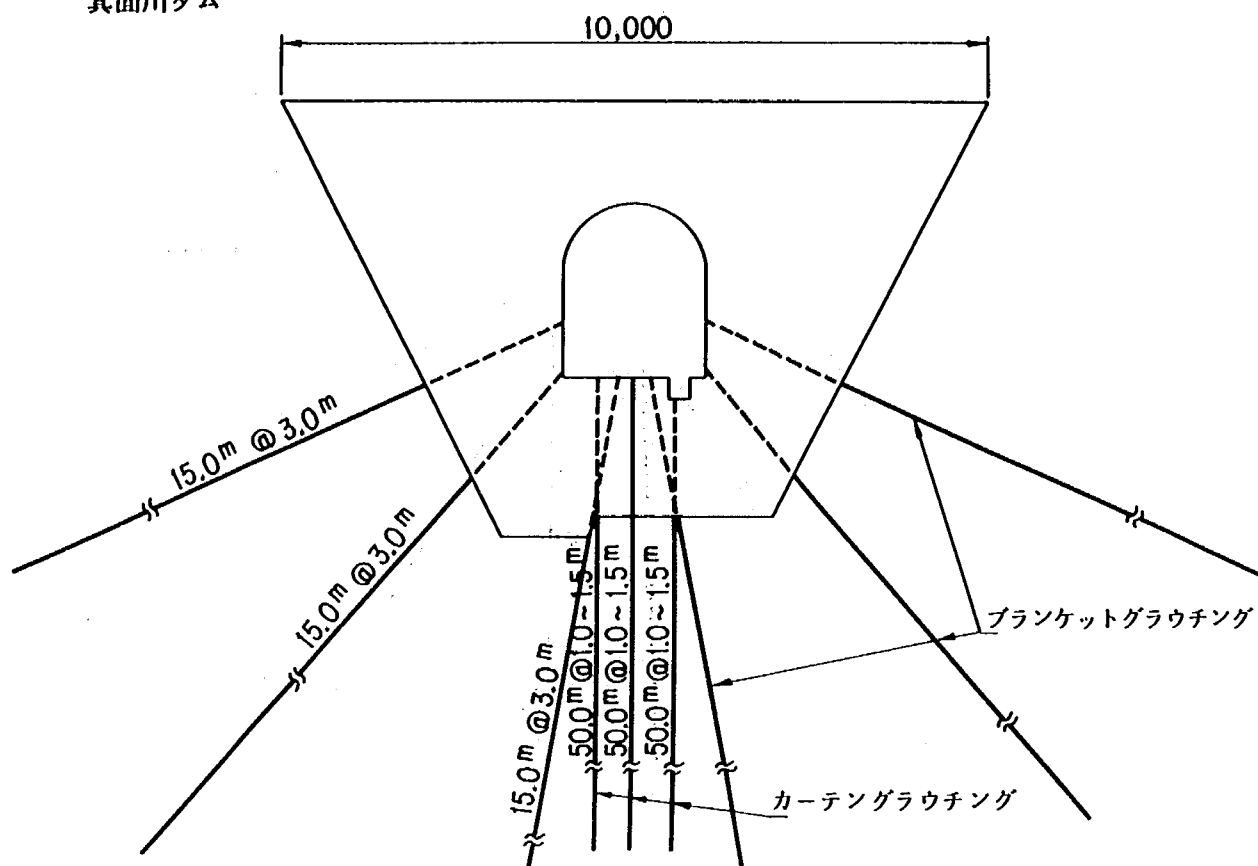
御所ダム



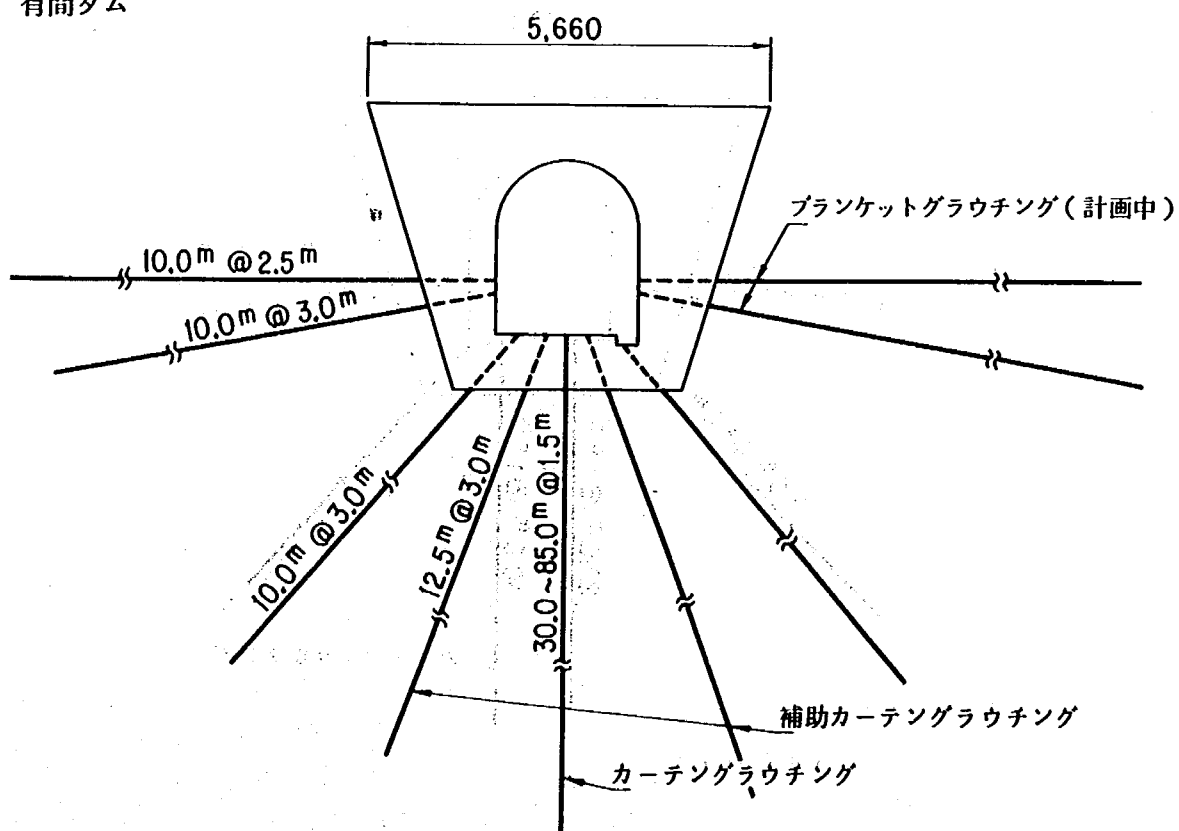
白川ダム



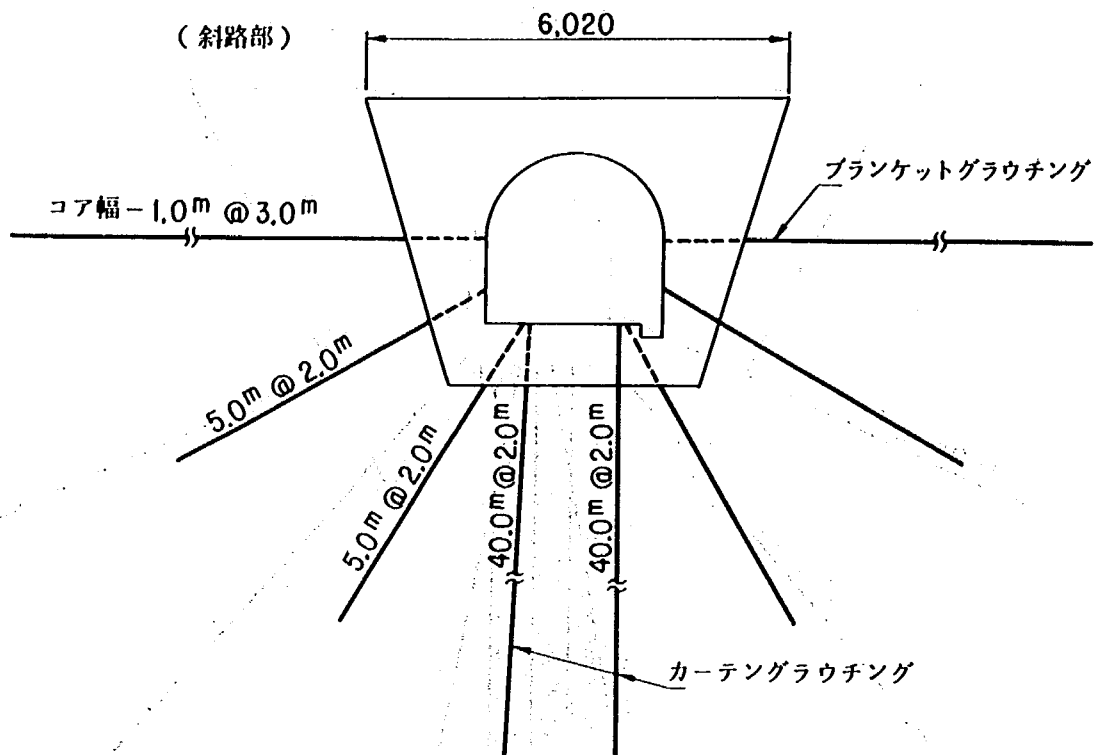
箕面川ダム



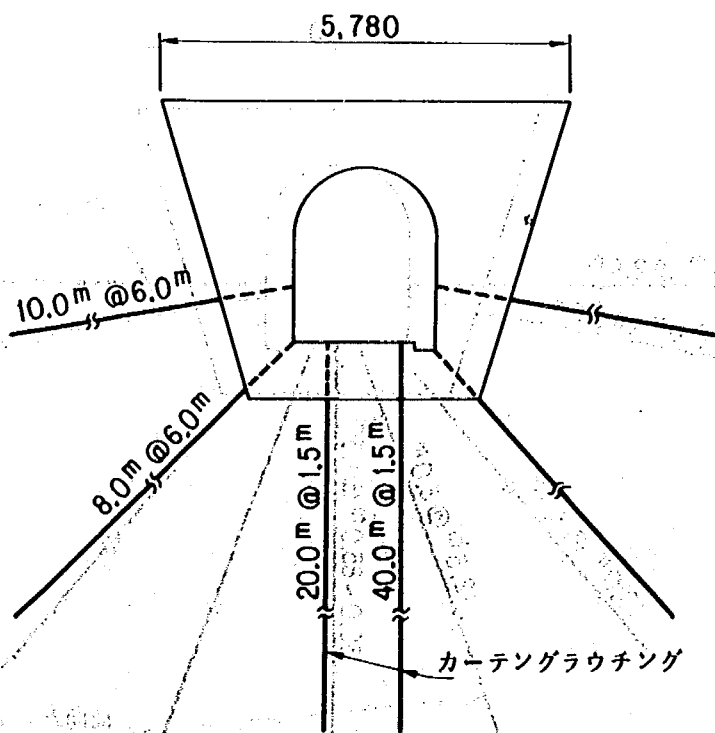
有間ダム



四時ダム



七北田ダム



5,650

12.0~13.0m @ 1.0m

12.0~13.0m @ 2.0m

14.0m @ 2.0m

16.0m @ 2.0m

30.0m @ 2.0m

45.0m @ 2.0m

ブランケットグラウチング

補助カーテングラウチング

主カーテングラウチング

参考資料 - 2

フィルダムの浸透流解析

3 11 8 2

10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

1. 解析条件

解析にあたっては堤高 100 m の中央コア型ロックフィルダムを想定し 98 m のレベルに貯水位があるとした。

1) 図-1 に解析断面を示す。基礎部の巾はダム軸を中心に両サイド方向に各々ダム高さの 1.5 倍、鉛直方向にダム高さの 2 倍とした。基礎部ではグラウチング処理の種類に応じてプランケットグラウチング処理部、カーテングラウチング処理部およびグラウチングによる処理の行なわれない部分とに分けて、各々透水係数を変えてみた。プランケットグラウチングはコア敷直下に深さ 10 m にわたって処理が施され、カーテングラウチングは 2 列のグラウト孔（間隔 1.5 m）から行ない、その両側に 0.75 m づつのカーテン膜が出来るものとし、巾が 3.0 m 深さが 100 m あるものとした。

2) コア部、基礎部の各々の透水係数を表-1 に示す。コア部には異方性を考え、X 軸、Y 軸の透水係数を変えてみた。基礎部には岩盤部、グラウチング部の双方とも等方性として X、Y 軸とも同じ透水係数を与えた。

表-1 各ゾーンの透水係数

ゾーン	A	B	C	D	E	F	
透水係数 $K_x = K_y$ K_{cm}/s	3×10^{-5}	6×10^{-5}	2×10^{-4}	10^{-4}	3×10^{-5}	K_x 10^{-5}	K_y 10^{-6}
体積空隙率 γ	0.05	0.10	0.15	0.10	0.05	0.32	0.32
面積空隙率 β_y	0.22	0.32	0.39	0.32	0.22	0.57	0.57

- 境界条件では、監査廊部は不透水性とした。
- 水位は一定とし定常状態にて解析を行なった。
- 要素分割図を図-2 に示す。浸潤面追跡に必要なコア部上部および水圧の分布状態を細かく検討する必要がある監査廊付近は要素分割を細かくした。総節点数、総要素数は各々 465、441 である。

2. 解析結果

ポテンシャル、水圧、流速図を各々図-3、4、5 に示す。今回の監査廊の応力解析にあたっては監査廊に水圧が作用した場合についても解析を行った。この場合の監査廊に作用する水圧は有限要素法による浸透流解析の結果を用い、その値をそのまま外力として作用させたもの

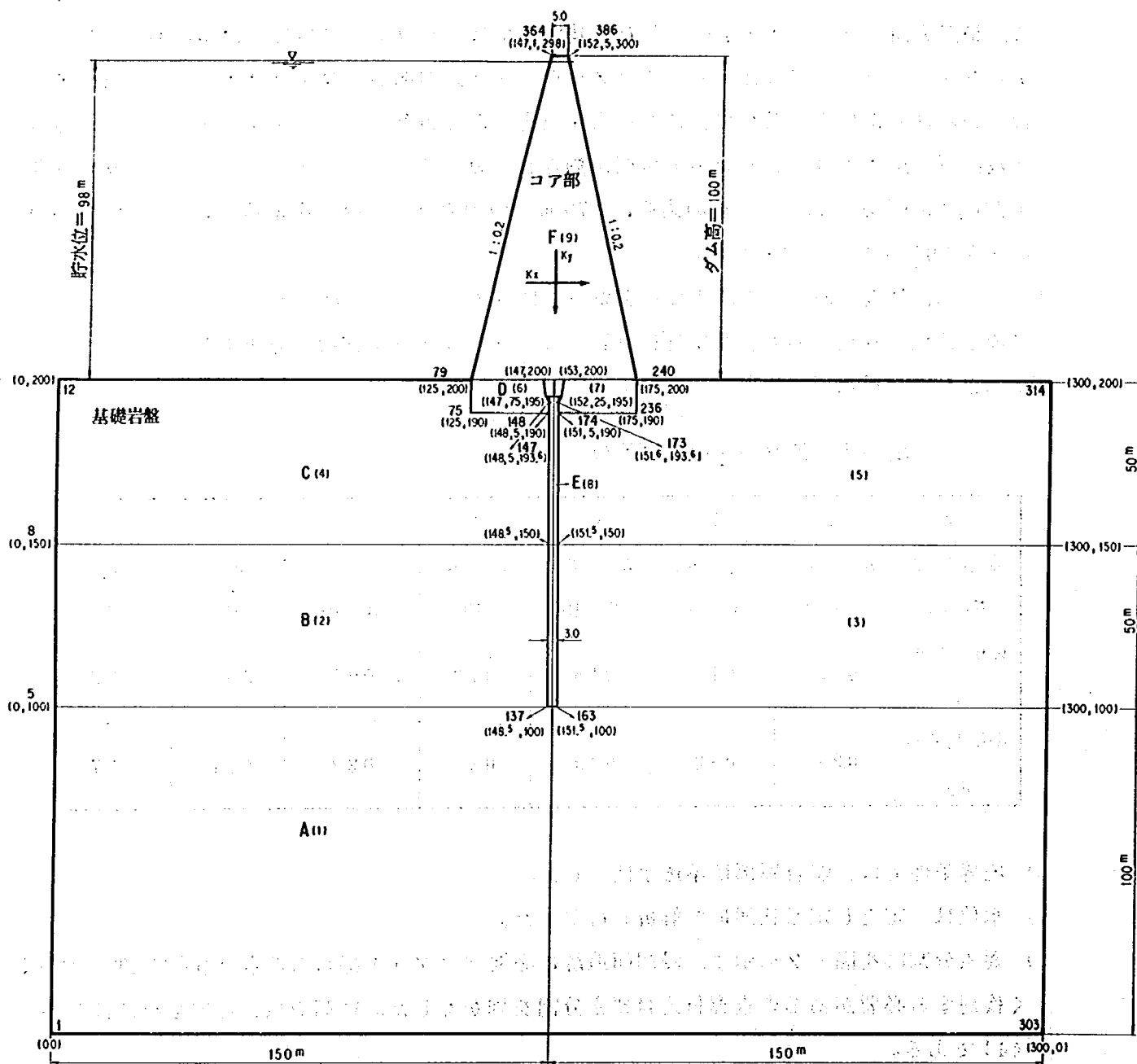


図-1 解析断面

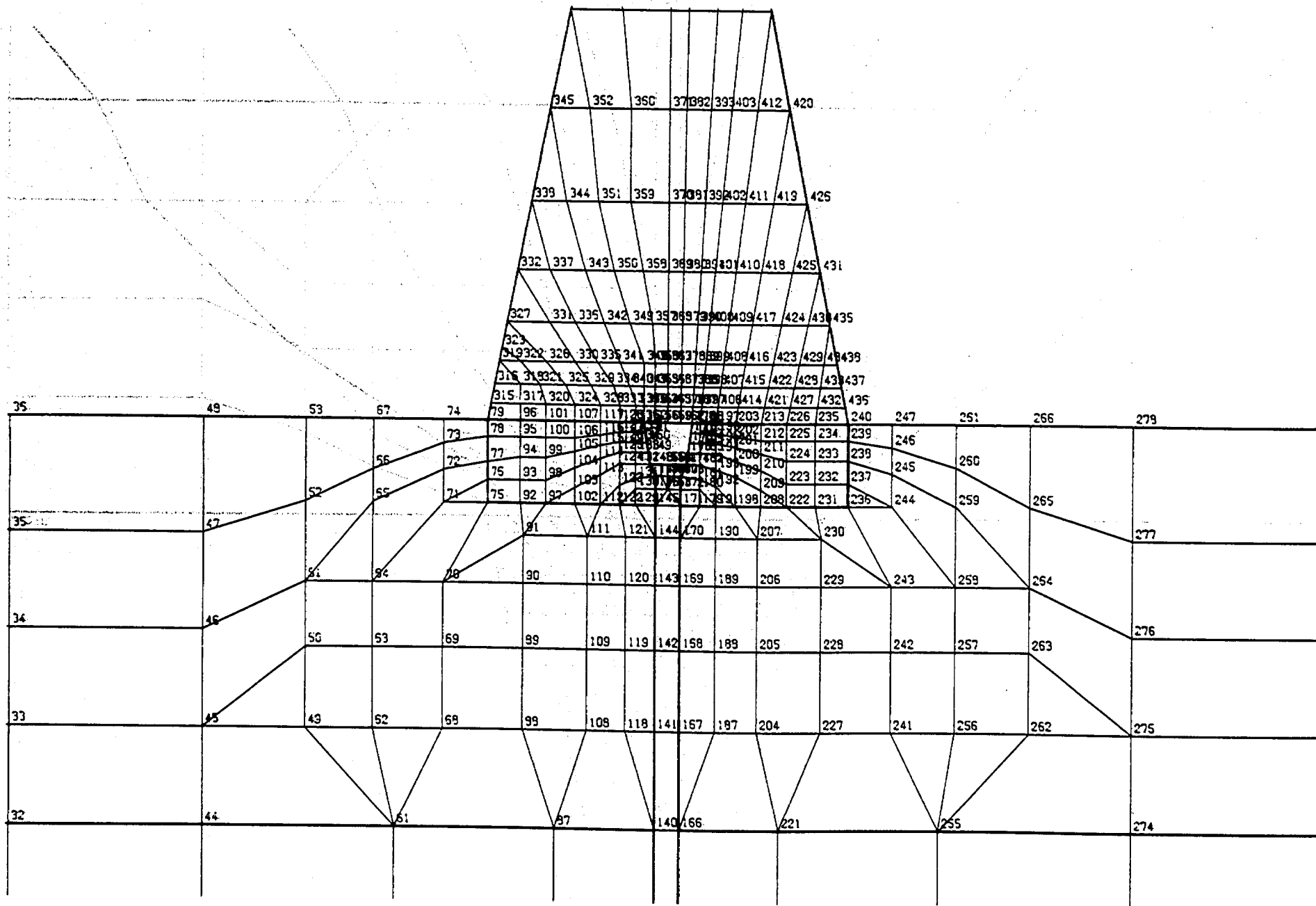


图-2 要素分割图

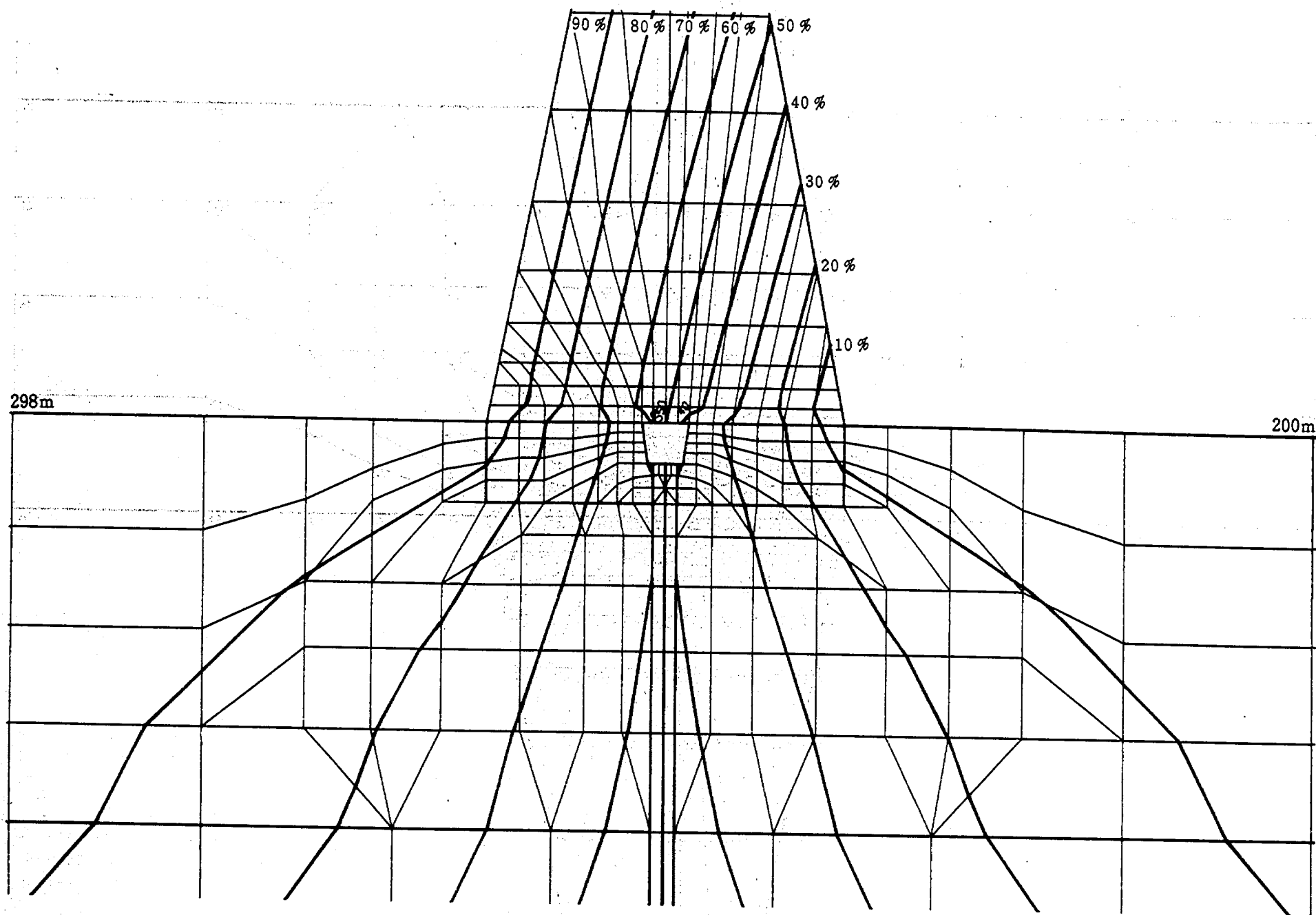


図-3 等ポテンシャル線

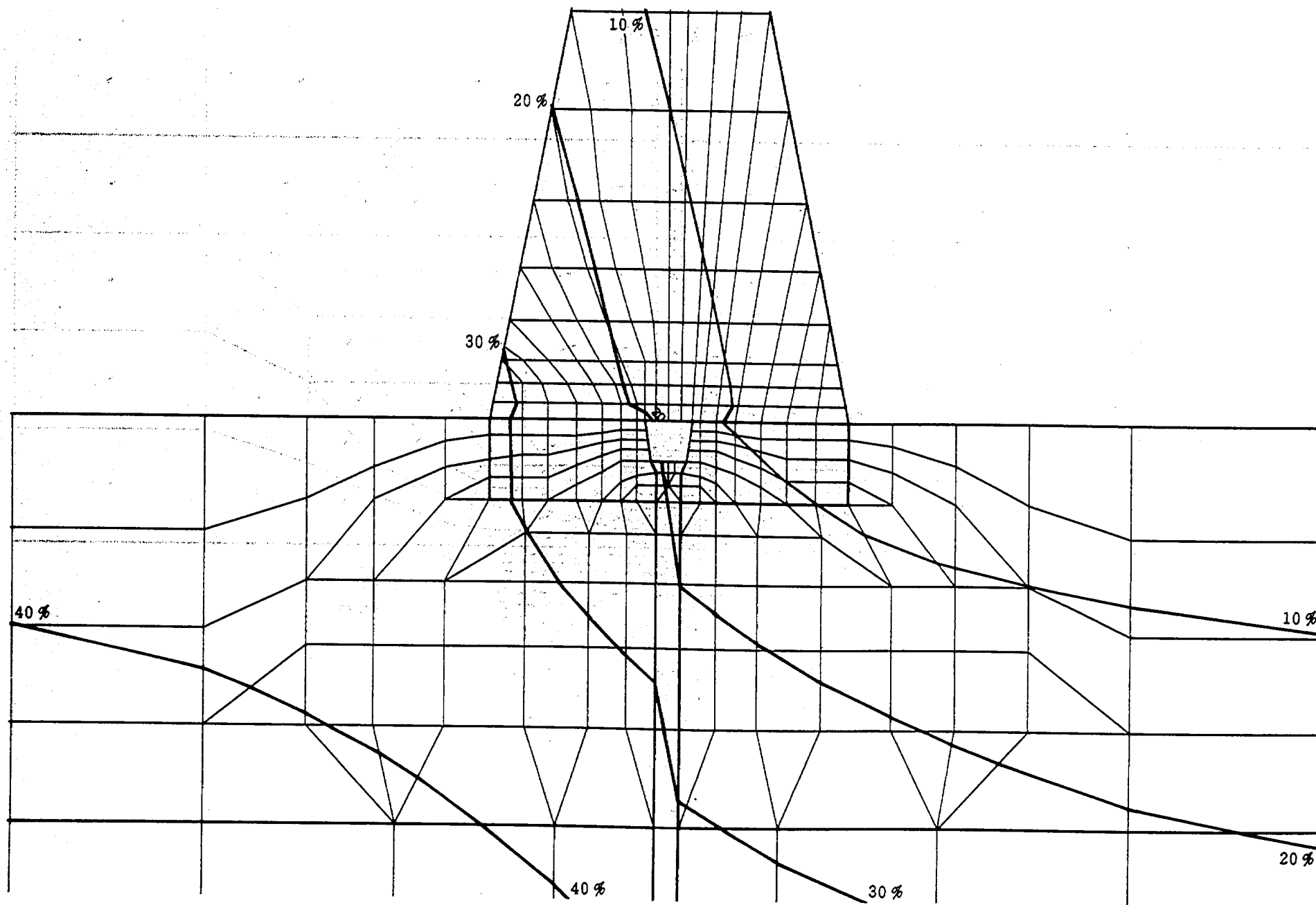


図-4 等水圧線

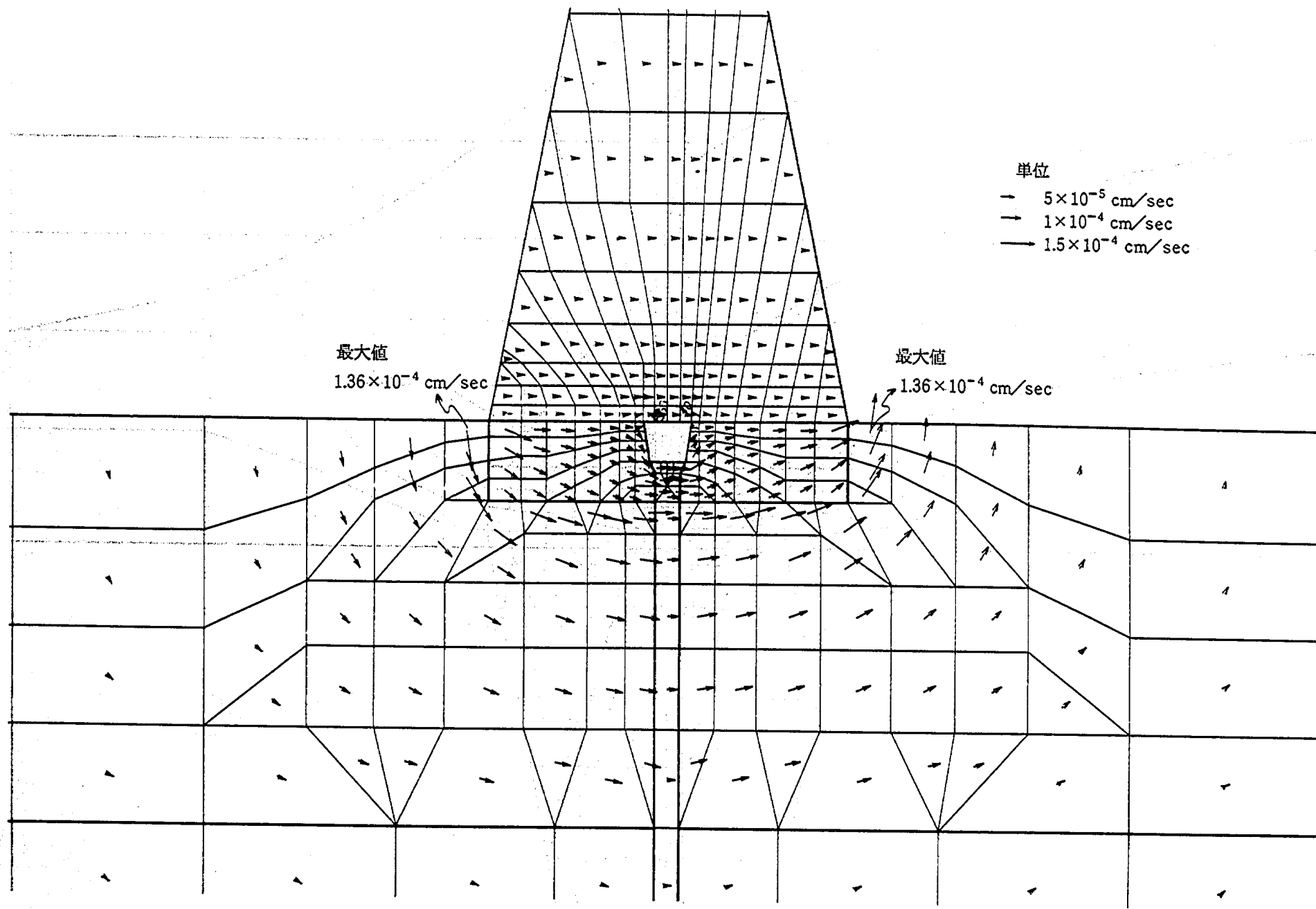


图-5 流 速

である。

図-6は監査廊周辺の水圧分布を示したものである。図から次のことが言えよう。

- ・ 監査廊天端の水圧は上流側で大きく、下流側に行くに従い小さくなり、分布状態はほぼ直線的に変化している。その水圧の大きさは上流側で 6.6 kg/cm^2 を示すが、わずか 6 m 離れた下流側では 3.2 kg/cm^2 となり、水圧が半減する。
- ・ 上流側側壁部は $6.6 \sim 6.8 \text{ kg/cm}^2$ のほぼ等水圧の分布を示す。
- ・ インバート下端でも水圧の大きさが下流側に行くに従い直線的に減少する。その下流側水圧の大きさ (4.1 kg/cm^2) は上流側水圧 (6.8 kg/cm^2) の 6 割になる。
- ・ 下流側側壁部ではインバート下端から監査廊天端に向って水圧は直線的に減少していく。

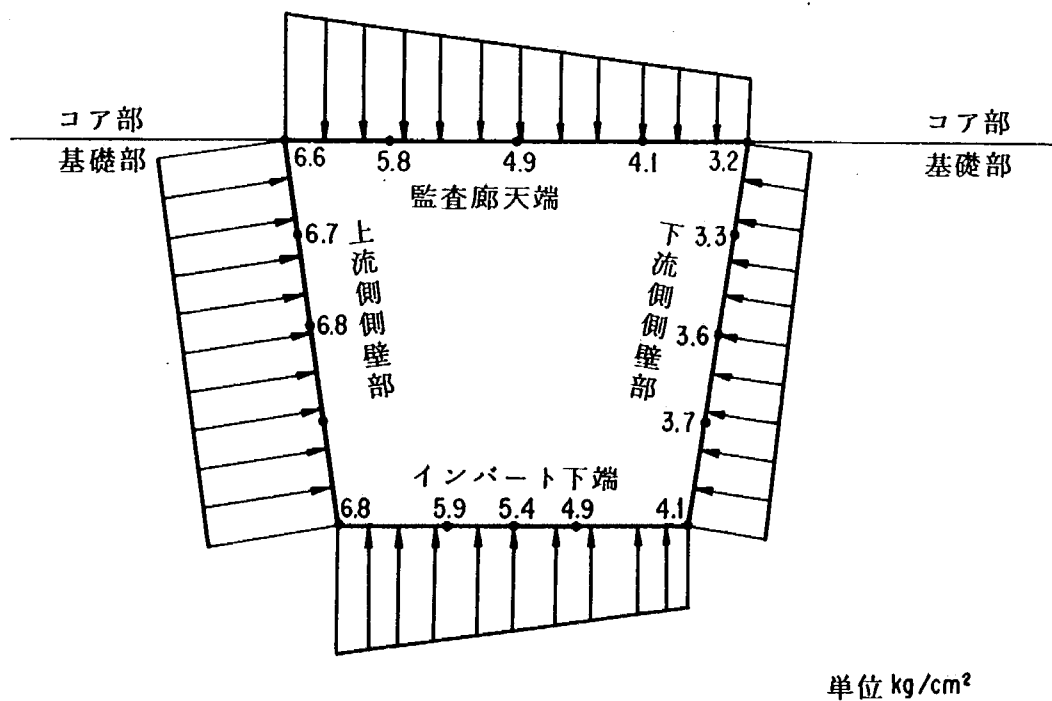


図-6 監査廊周辺の水圧分布

フィルダムの底設監査廊
についての予備的検討

ISSN 0386-5878
土研資料第1731号
昭和56年10月

キーワード 底設監査廊、応力解析

尾 芦 直 人
池 田 隆
豊 田 光 雄

要 旨 フィルダムにおける監査廊の役割は重要でかつ大きい。本報告書は、フィルダムにおける監査廊を設置する上での指針を作成するための第一ステップとして
1) 監査廊設置に関する基本的な考え方
2) 基盤の弾性係数を変えた時および監査廊断面を変えた時の応力解析および考察
3) 既設フィルダムの監査廊の構造・配筋例についてまとめて○報告するものである。

郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

ダム部フィルダム研究室御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1731 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印