



土 木 研 究 所 資 料

第 7 1 7 号

大渡ダム堤体と基礎の安定解析報告書

昭和 4 7 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
ダ ム 構 造 研 究 室

大渡ダム堤体と基礎の安定解析報告書

(土木研究所資料 717号)

まえがき

本報告書は四国地方建設局の委託により土木研究所で実施した大渡ダムの安定性に関する諸解析と検討事項のうち、ダム基礎の安定性に関するもの及びコンジット周辺の応力解析に関するものについてその結果を報告するものである。

昭和47年3月

建設省土木研究所

総括	ダム部長	野島虎治
	ダム構造研究室長	飯田隆一
計算・解析	" 研究員	小林茂敏
	"	大西守
	(現)大臣官房技術調査室	入沢実

内容要旨

1 ダム基礎の安定性に関する解析

大きなフィレットを有するダムの基礎の一部が弱層であるとき、その位置と巾がダムの安定性に及ぼす影響を有限要素法による計算で調べた。それらの結果に基づき、大渡ダムの基本断面の設計に当り特に注意すべき点及び充分調査すべき点を明らかにした。

結論の要旨は次のようなものである。

- (1) ダムベースの岩盤の一部が軟かい岩盤であるとき、堤体からの力は硬い岩盤に集中的に伝えられ、軟かい岩盤の部分の応力は小さくなる傾向になる。
- (2) 下流端附近が堤体から最も大きな力を伝えられる所であり、この位置に弱層と硬い岩との境があると応力の集中による極部的な安全率の低下が生ずるので注意を要する。
- (3) ダムベース中央又は上流にある弱層は概して問題が少ない。
- (4) ダム位置より下流に弱層があり、ダム位置より上流は硬岩で出来ているとき、ダム上流端附近に水平方向の引張り応力が発生する。
- (5) 大渡ダムに関しては河床部右岸寄りの断面が(4)の事項に関して不利な条件となる恐れがある。
- (6) 現在までに得られている地質資料による計算では図一Ⅱに示すような応力分布をなし、上流部の引

張り応力は $3 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$ である。

引張り応力に対する対策としては、フィレット先端の厚みを増すことが考えられる。

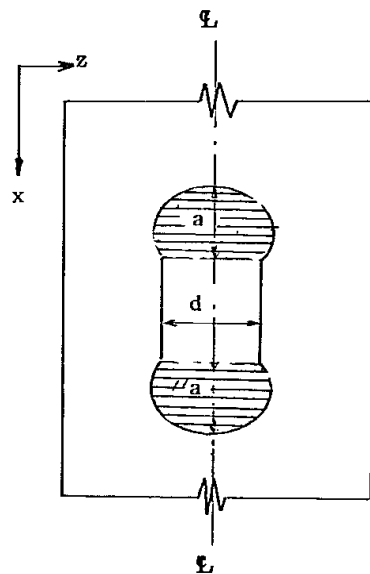
- (7) 点安全率の分布は図Ⅲに示す通りかなり平均化している。従って平均的な岩盤強度が設計に用いた値だけあれば問題はない。

2 コンジット周辺の応力値の解析

大渡ダム堤体には $5.5 \times 5 \text{ m}$ という大断面のコンジットとゲート室等の為に空洞部がある。

これらの空洞部が堤体の安定性に及ぼす影響と空洞部周辺に発生する応力について有限要素法により解析した。結論の要旨は

- (1) ダム軸に直交する断面では特に引張り応力の発生は認められず、空洞部があるために堤体の安定性が特に損なわれているとは思われない。
- (2) ダム軸に平行な断面ではコンジットの上下壁、ゲート室の上下流側側壁附近の図Ⅰに示すような位置にダム軸に平行な方向の張り応力が生ずる。
(大きさ表面で最大となり、ブロックの平均圧縮応力と絶対値で同程度)
- (3) これらの引張り応力を鉄筋によって対処する場合にはダム軸に平行方向でかつ許せる限り表面に近く配筋することが必要である。



図一Ⅰ 引張り応力の発生区域（斜線部分）

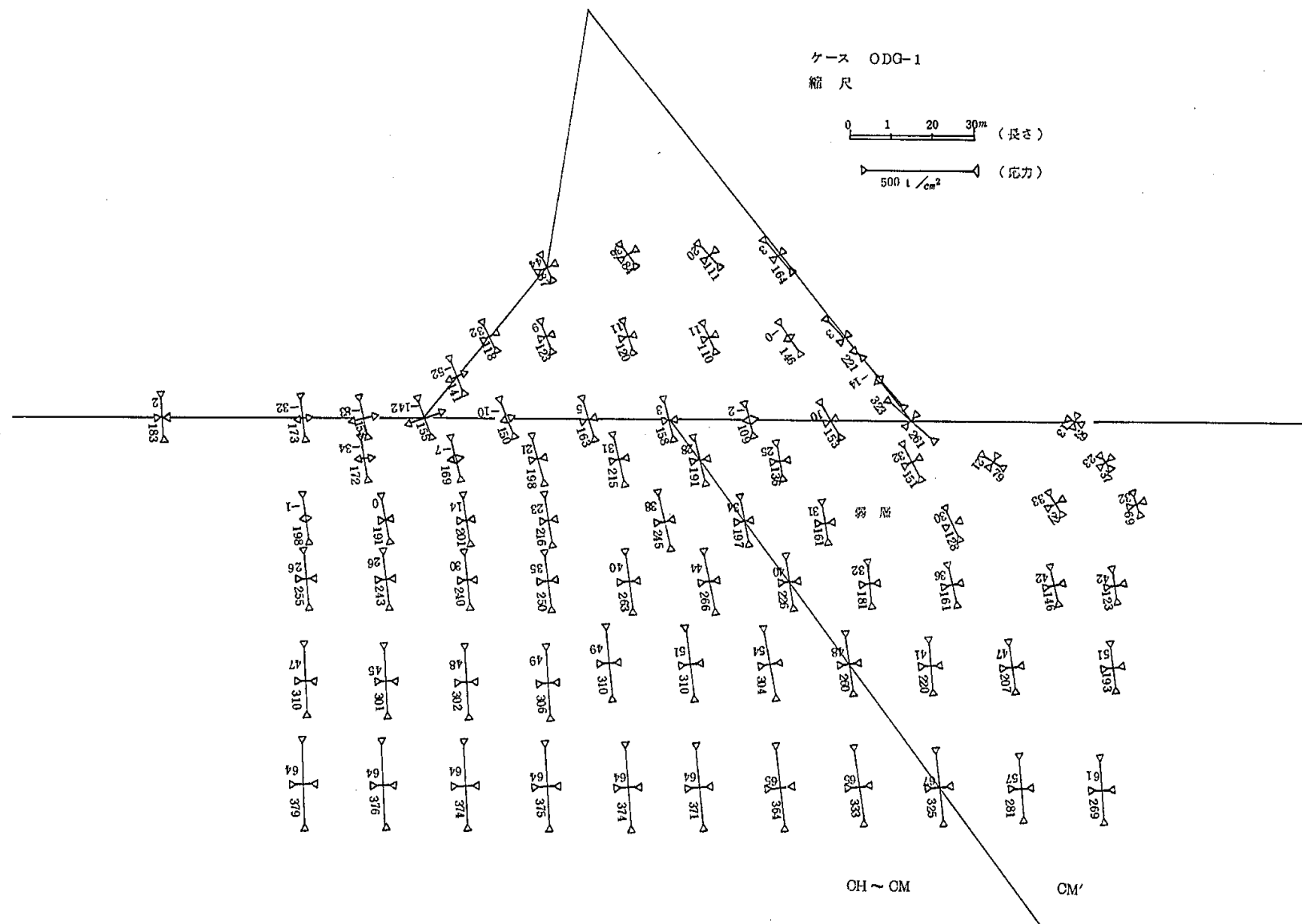
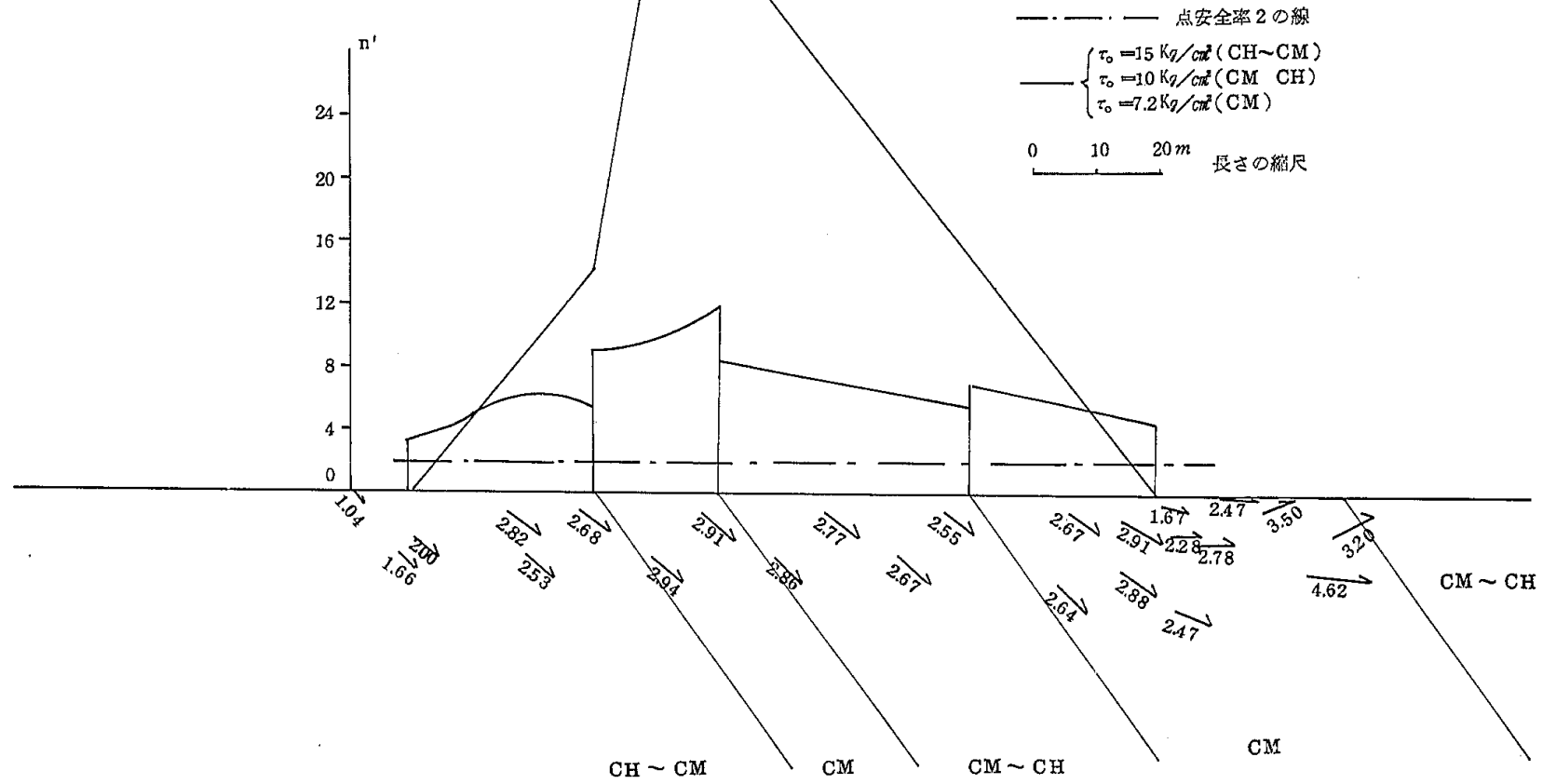


図 II 主 応 力 図

ケース ODG-2



図Ⅲ 主応力図

目 次

1. 大渡ダム概要	1
2. ダム基礎の安定性に関する解析	3
2-1 大渡ダムサイトの岩盤の特性について	3
2-2 検討の目的	5
2-3 堤体応力の計算, 評価の方法	5
2-4 基礎岩盤のせん断摩擦抵抗の評価の方法	6
2-5 計算に用いた諸条件	8
2-6 応力の計算結果	10
2-7 点安全率の計算結果	10
2-8 計算結果に対する考察	11
2-9 ダム下流に弱層がある場合の追加検討	30
2-10 大渡ダムの地質状況を考慮しての追加検討	38
2-11 大渡ダム基礎の安定性に関する総合的な考察	39
3. コンジット周辺の応力の解析	45
3-1 解析の目的	45
3-2 解析の方法	45
3-3 解析を行った断面	47
3-4 計算に用いた条件	47
3-5 計算結果及び考察	48

1 大渡ダム概要

仁淀川は愛媛県に源を発し、高知県を流下して太平洋に注ぐ四国有数の大河川である。大渡ダムはその流域の中間に建設される貯水量5200万立方米高さ約100mのコンクリート重力式の多目的ダムである。

ダムサイトの地質状況は図-1の地質平面図に示されるものであるが、マクロに言えばダム位置よりも上流は粘板岩、砂岩等が分布し、ダムベース及びそれより下部は輝緑凝灰岩及びそれに層状又はレンズ状に挟まれたチャートが分布している。河床部の粘板岩、砂岩は割合に上質であるが、輝緑凝灰岩は蛇紋岩化作用を受けている部分がある。特にチャート層の近くの輝緑凝灰岩の部分の蛇紋岩化と節理の発達が激しく千枚岩状を呈している部分も見受けられる。

ダムベース附近には断層もかなり多く存在するが、ダムの安定性に特に影響を与えるような規模の大きいものはまだ確認されていない。

次に本ダムの構造上の特徴を述べると、まずダムサイトが上述のようであることからしてダム基礎岩盤の強度はあまり期待出来ないので図-2に示すように下流勾配1:0.8、上流勾配1:0.15、及び1:0.8

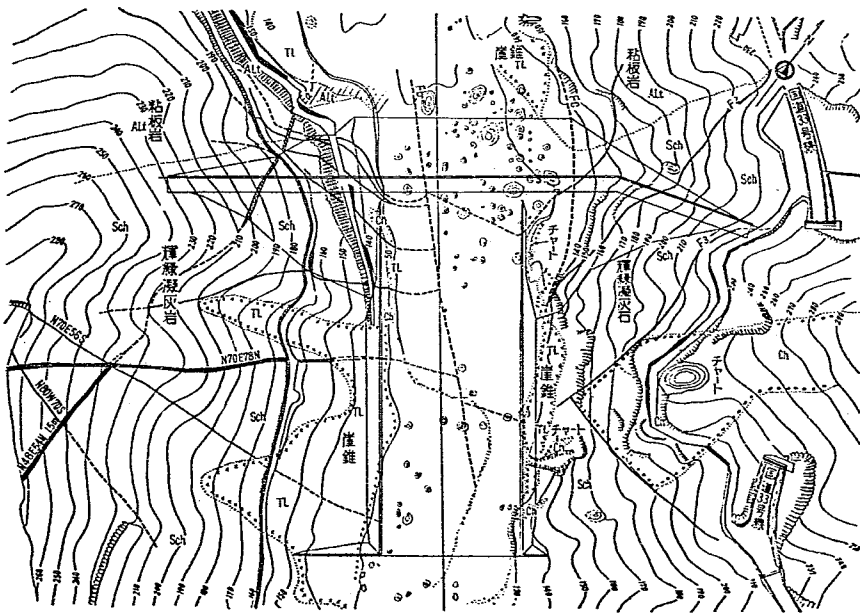


図-1 大渡ダム地質平面図

勾配のフィレットをベースから 32m の位置から取付けるといふ、非常にベース巾の広いダムとして設計されていることである。

次に第 2 の特徴は、このダムの洪水時の放水量は $3800 \frac{t}{sec}$ とかなり大きく、これを 5 門のコンジットで放水するため越流部には図 - 3 に示すように $5.5 \times 5m$ というかなり大きな断面のコンジットがあり、

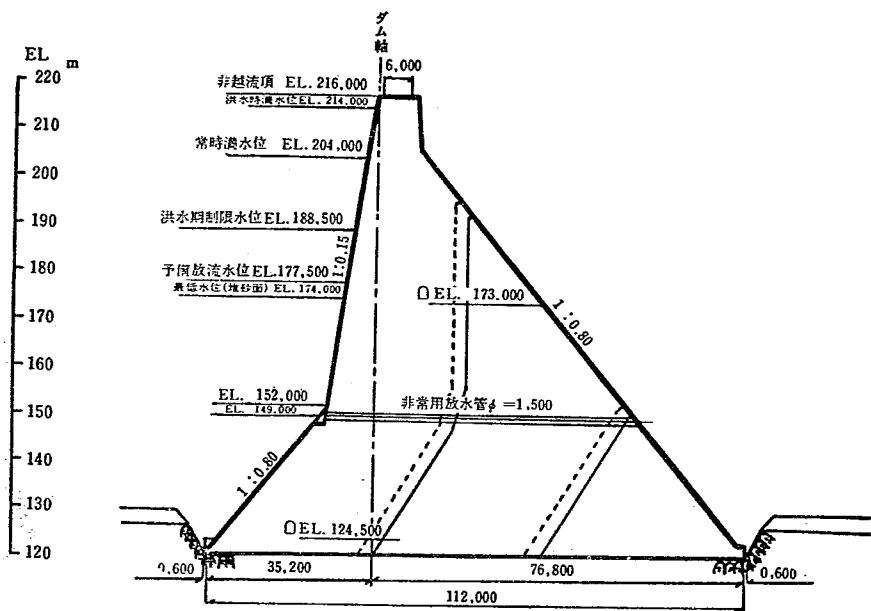


図 - 2 大渡ダム非越流部標準断面図

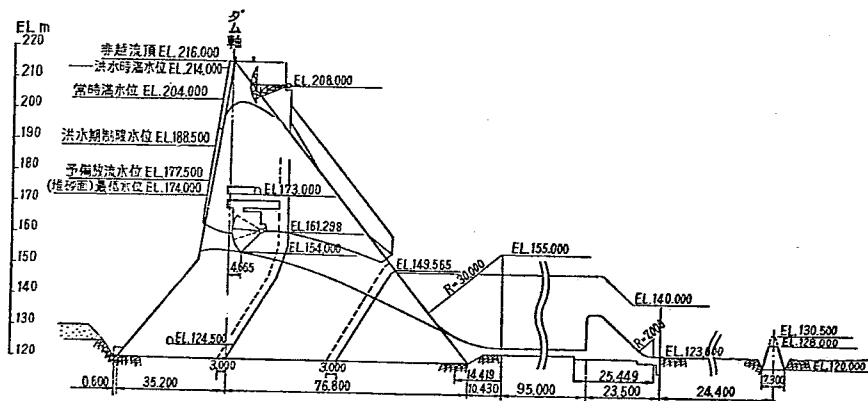


図 - 3 大渡ダム越流部標準断面図

さらにこのコンジットの開閉はテンダーゲートで行なうために堤体の中になりに大きな空洞部を有するということである。

このような構造上の特長を有する100mクラスの重力ダムの建設例は非常に少ないので、設計に当たっての基礎資料とすべく次章以下に述べるような検討を行なった。

2 ダム基礎の安定性に関する検討

2-1 大渡ダムサイトの岩盤の特性について

大渡ダムのベース附近の岩種は主として輝緑凝灰岩であるがその特長は部分的に蛇紋岩化のひどい所があり、蛇紋岩化の程度が岩盤の良否を大きく支配していることである。

例えば右岸横坑で分類された岸級区分とその区間における蛇紋岩化の程度に関して整理してみると表一1のような関係があった。つまり岩級区分で上位のクラスになると蛇紋化の著しい部分比率が少なくなり、蛇紋化のほとんどない部分が多くなっていることがわかる。

表一1 岩級区分と蛇紋岩化の対比

蛇紋 岩化の程度 \ 岩級区分	C _L	C _M	C _M ~C _H	C _H 以上
蛇紋岩化が著しい	97%	81%	40%	12%
やや蛇紋岩化	3%	19%	60%	88%
殆んど蛇紋岩化なし	0	0	0	
横坑延長(m)	118	167	33.5	101.5

なお蛇紋岩化の程度は次のような比較的簡単な方法でその目安が付けられる。

- (1) 蛇紋岩化の著しいところでは、ハンマーで岩片をたたくと割合にたやすく割れる。割れた面はどの面をみても油脂状光沢をなしている。
- (2) 蛇紋岩化のやや進んでいるところはハンマーで岩片をたたいたときにはかなり抵抗がある。割れた面を見ると油脂状光沢をした面もあるが、珪質で光沢のない面もある。
- (3) 蛇紋岩化のほとんどない所では岩片は非常に固く、ハンマーで割った面はどの部分を見ても珪質で光沢のない面からなっている。

なおC_LクラスとC_Mクラスの差は蛇紋岩化がひどいこととさらに風化が加わっているかどうかでおよそ目安がつく。

現地で行なわれた岩盤のせん断試験結果によれば、岩盤の物理的性質はおよそ次のようなものである。

○せん断抵抗

13 個のブロックせん断試験の結果を整理すれば図 4 に示すようになり岩級別に純せん断抵抗を分けた場合には

$$\text{CH級 } \tau_0 = 200 \text{ t/m}^2$$

$$\text{CM} \sim \text{CH級 } \tau_0 = 150 \text{ t/m}^2$$

$$\text{CM級 } \tau_0 = 80 \text{ t/m}^2$$

程度となる。勿論 CM 級以外はデータの数が少ないのでこの値にはかなり巾があると考えられる。

○静弾性係数

静弾性係数の推定は岩盤せん断試験の際に先行荷重として垂直荷重を載荷したときの変形量を用いて行なった。

載荷荷重の大きさは最大 10 Kg/cm^2 と割合に小さいことや、基準化された試験方法でないこと等で、この値には問題は無いわけではないが、得られた静弾性係数と純せん断抵抗強度との相関を調べてみると図-5 に示すようになる。よって岩級区分別の静弾性係数としては一応次のような値が考えられる。

$$\text{CH級 } E = 50,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{CM} \sim \text{CH級 } E = 20,000 \text{ Kg/cm}^2 \sim 30,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{CM級 } E = 12,000 \text{ Kg/cm}^2$$

CM ~ CH 級以上の岩盤に対してはせん断抵抗強度の場合と同様、データの数が少ないので値に

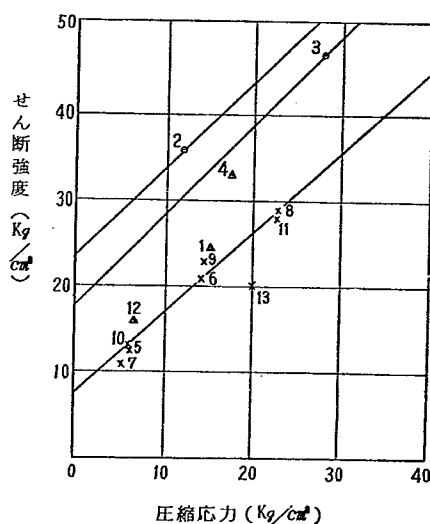
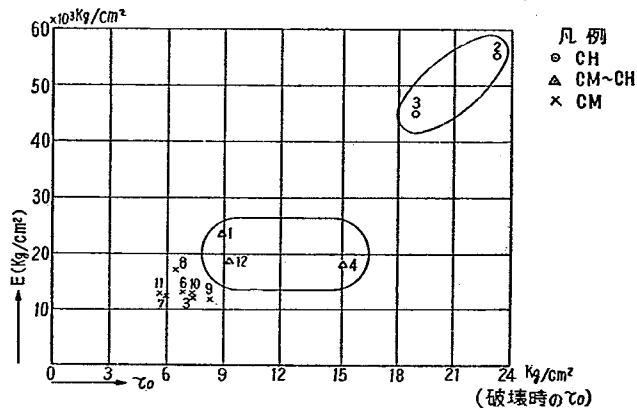


図-4 ブロックせん断試験結果



図－5 セン断抵抗力と弾性係数との相関

はかなりの巾があることが考えられる。

2-2 検討の目的

ダムサイトの地質状況が前章で述べたようなものであることからして、大渡ダムベースの基礎岩盤は強度、変形性が、ダムベース全体にわたって一様であることはあり得ない。そこでもし基礎岩盤が一様でなかった場合、現在の大渡ダムの堤体断面で問題は生じないかどうかという懸念が生ずる。

本章ではダム基礎の一部が弱層である場合について堤体に生じる応力、ダムベースのせん断抵抗力等についての問題点を明らかにし、次にそれらの結果から大渡ダムにおいて特に考慮すべき点は何かというものを考えてみることにした。

2-3 堤体応力の計算，評価の方法

重力ダムの堤体応力の計算方法は Levy の解によるものや米開発局の方法等による 2次元計算が一般に行なわれている。前者は半無限楔の弾性解、後者は応力分布の形を 1～3 次の曲線と仮定する解なので、基礎岩盤附近ではその計算式上の仮定が当てはまらないのであるが過去に行なわれた模型実験や、建設の実績から、基礎岩盤の変形性が均一である場合にはこれらの計算値による設計で支障ないようである。

しかし、本ダムのような特殊な断面を有し、しかも基礎岩盤の変形性が異なる場合については、解の正しさに関する保証はないし、検討を行なった例も少ない。

したがって模型実験等により、その応力分布をチェックしてみる必要がある。

本報告では堤体、岩盤を弾性体とみなし、有限要素法による理論計算で応力計算を行なった。この計算方法は最近発達してきた方法で詳しくは文献^①を参照されたいが、精度の点で、実験に劣らないばかりでなく、堤体と岩盤の弾性係数が異なる場合や荷重や境界条件が複雑な場合でも簡単に取扱える点でも実験より便利である。

得られた応力値について検討した事項は次に述べるような事項である。

- (1) 特に大きい引張り応力が堤体、岩盤いずれにも発生していないか。
- (2) 圧縮応力でも材料の許容応力以上のものが生じていないか。

2-4 基礎岩盤のせん断摩擦抵抗の評価の方法

重力ダムの基礎岩盤のせん断摩擦抵抗の検討は一般に(2-1)式で示される Henny の式によつて行なわれ、その値は 4 以上になるように規定されている。^②

$$N = \frac{\tau_0 \ell + fV}{H} \dots\dots\dots (2-1)$$

但し N : せん断摩擦安全率

f : 岩盤の摩擦係数

τ_0 = 岩盤の純せん断強さ

H = 作用するせん断力

V = 断面に垂直な力

ℓ = せん断力に抵抗する長さ

なお、基礎部分が一樣な強さの岩盤でない場合には(2-1)式がそのまま適用出来ない。そこで、次の(1)又は(2)の方法がとられることもある。

- (1) τ_0 , f に基礎岩盤の平均的な強度を求めて(2-1)式を適用する。
- (2) すべり面を強度の異なる各ゾーンに分割して次式によつて計算する。

$$N = \frac{\sum_{i=1}^m (\tau_{0i} + f_i \cdot \sigma_i) \ell_i}{H}$$

但し m = 分割されたゾーン数

τ_{0i} = 各ゾーンにおける岩盤のせん断強度

f_i = 各ゾーンにおける岩盤の摩擦係数

σ_i = 各ゾーンにおける岩盤の平均垂直応力

ℓ_i = 各ゾーンのせん断力に抵抗する長さ

以に述べた(1), (2)の方法は、岩盤全体が降伏するまで荷重を支え得るとしたいいわゆる極限設計法と同様な取り扱いをしており、せん断面上の個々の点の安全率を問題としていない。一方、実際の種々の物体の破壊では破壊が一時に生ずることはまれで、まず塑性的な変形は生ずるが、その変形はそのまま局

局部的な破壊に移行してゆく事が多い。したがって(2-1)若しくは(2-2)式による安全率が規定値を得る事は勿論必要であるが、その他に遂次的な破壊が生じないように局部的な安全率も一定の値以上ある事が必要であると考えられる。

そこで局部的な安全率の計算方法であるが、Coulombの破壊論によれば、せん断応力(τ)が $\tau_0 + \sigma$ (但し τ_0 = 材料の純せん断強度, f = 摩擦係数 σ = すべり面に垂直な応力) に達した時、せん断破壊が生ずるということであるから、

$$n' = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau} \dots\dots\dots (2-3)$$

をもって局部的なせん断摩擦安全率(点安全率)とする。

ただし(2-3)式の中の τ , σ の値は、同じ点でもすべりの方向によって異なるので n' の値もすべりの方向により異なりその値の最も小さい方向をすべりの方向とするのが適当であるが、本ダムのようにダム基礎が水平の場合には、もしすべるとしても堤体と岩盤との境界附近からそう遠くはなれることもないと思われるので水平方向のすべりの検討だけでも良いのではないと思われる。

次に点安全率の値がどの位あれば良いかについて述べる。

ダム設計基準によれば、Hennyの式によるせん断摩擦安全率は4以上である事が規定されている。

しかし、点安全率は局部的な値であるので、その値をそのまま適用するのは問題があろう。現に過去に多くの実績のある上流面が垂直な重力ダムの場合でHennyの式による値が4程度ある場合も、点安全率を計算してみると下流端附近では2~2.5となっている^③

一方、過去に行なわれた岩盤の現地せん断試験の結果では、次の性質を示すということが報告されている^④

- (1) 多くの試験例で、破壊荷重に達する前に降伏点が生じており、降伏点より小さい荷重の時は岩盤は締め固まるが、荷重がそれよりも大きくなると岩盤に浮き上りが生じ、材料が徐々にルーズ化して遂次的な破壊が生ずる。
- (2) 降伏点よりも小さい荷重の反復では残留変位は取れんするが、降伏点よりも大きい荷重を反復させると残留変位は次第に増加してゆき、やがて破壊に至る。

これらの点を考えると降伏点は、破壊に対するひとつの指標となり、それ以上の荷重は加わらないような設計をしなければならないと考えられる。

このような降伏点は多くのデータでは破壊荷重の90%前後であるから、点安全率としては $1/0.6 \div 1.7$ となったときであるが、応力計算の精度や強度の測定の精度から考えると、さらに割増しは必要であり、2~2.5程度の点安全率は必要であると言われている^③本解析でも、これらの考え方に従って、点安全率の分布の検討を行なってみた。

2-5 計算に用いた条件

2-5-1 堤体断面の形状

本解析では、この計算が、ある程度一般性を有するように図-2の断面を次のような2次元断面に単純化させて計算を行なった。

○河床部における断面(C)

高さ 100 m

下流面勾配 1 : 0.8

上流面勾配 1 : 0.15

フィレット勾配 1 : 0.8

ベース長 120 m

(図-6参照)

○高標高部における断面(S)

高さ 60 m

下流面勾配 1 : 0.8

上流面勾配 1 : 0.15

ベース長 60 m

(図-7参照)

整理の都合上計算のケース名として前者を C, 後者を S の頭文字をつけてある。

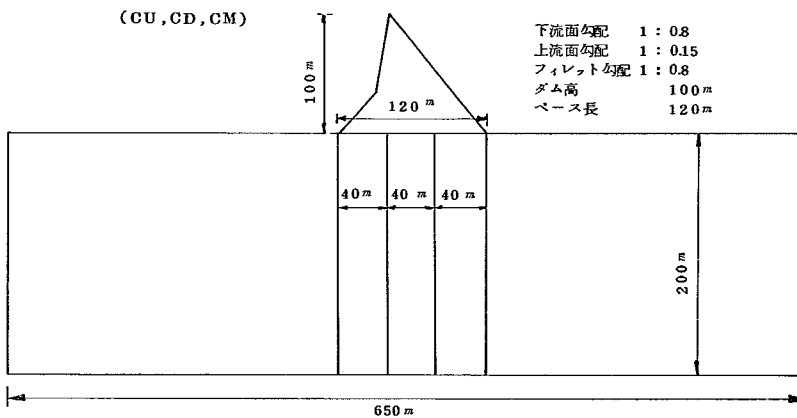


図-6 計算に用いた断面形状

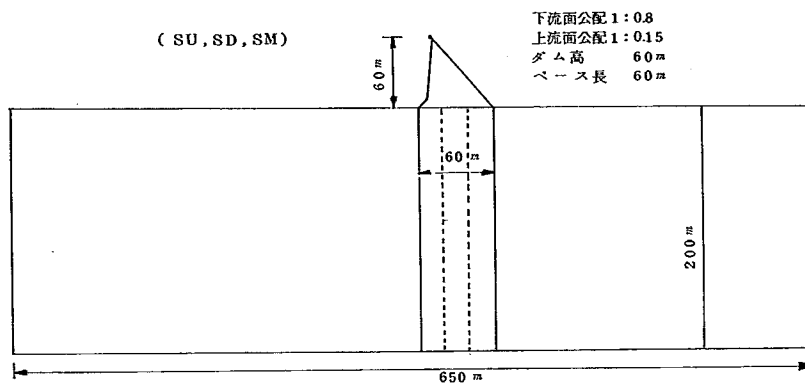


図 - 7 計算に用いた断面形状

岩盤の部分はあまり小さいと境界条件の影響を受け計算の精度が落ちるので、上下流側約 200 m、深さ 200 m の範囲まで計算を行なった。

2-5-2 弱層部分の位置と巾

河床の弱い岩盤の部分は 1 で述べたように、その大きさとダムベースにおいて占める位置とが様々に変化している。

そこで次のような場合についての計算を行なった。

弱い岩盤の幅は、次のような 4 種類を想定した。

- ベース長に等しいもの（ケース名では SM としてある。）

- ベース長の $\frac{2}{3}$ に等しい（SU, SD）

以上高さ 60 m の例について

- ベース長の $\frac{1}{2}$ に等しいもの（CD, CU）

- ベース長の $\frac{1}{3}$ に等しいもの（CD, CU, CM）

以上高さ 100 m の例について

弱い岩盤の位置は次のような場合について各々計算を行なった。

幅が $\frac{2}{3}$, $\frac{1}{2}$ のものに対して

- 上流側にあるもの（CU $\frac{1}{2}$, SU $\frac{2}{3}$ ）

- 下流側にあるもの（CD $\frac{1}{2}$, SD $\frac{2}{3}$ ）

幅が $\frac{1}{3}$ のものに対して

- 上流側にあるもの (CU%)
- 中央にあるもの (CM%)
- 下流側にあるもの (CD%)

2-6 応力の計算結果

応力計算は、図 6, 7 に示す断面を約 300 個の要素に分割し、有限要素法によつて実施した。計算の結果得られた主応力値について図 8~図 15 に示す。図中の矢印は $\triangleright \triangleleft$ は圧縮応力を示し $\longleftrightarrow$ は引張り応力を示す。各々の矢印の方向は主応力の方向を示し、そばに印されている数字は kg/cm^2 単位で主応力の計算値を示している。

(なお、この計算値には浸透水の影響は考慮していない。)

ダムベースに沿って点安全率を求める際には、ベース沿いの垂直応力と、せん断応力が必要である。そのためにベース沿いの岩盤の中に生ずる σ_x , τ_{xy} を各ケースについて表 2~表 3 に示した。ただしこれらの表の値には浸透水の影響を次のようにして考慮してある。

ダム高 100 m の場合

浸透水による揚圧力は上流面で水圧の 100% (すなわち 10 kg/cm^2) 排水孔で 20% (20 kg/cm^2), 下流端で 0% であり、その間は直線的に変化しているものと仮定し、それらに相当する応力を σ_x の計算値から差し引いた。

ダム高 60 m の場合

揚圧力は上流端で水圧の 30% (18 kg/cm^2), 下流端で 0% であるとして σ_x の計算値より差し引いた。

2-7 点安全率の計算結果

ダムベース沿いの岩盤中に生ずる応力 (表 2~表 3) を用いて⁽²⁻³⁾ 式によつて点安全率を計算し、その分布を求めたのが図 18~図 24 である。岩盤の強度は現地の試験結果によって決めなければならないが、とりあえず、次のような場合について計算を行なった。

(ただし、変形性は強度の変化には影響を受けないと仮定している。)

実線	$\tau_o = 200 \text{ t/m}^2$	$f = 1.0$	強い岩盤	} ダム高 100 m の場合
	$\tau_o = 100 \text{ t/m}^2$	$f = 1.0$	弱い岩盤	
	$\tau_o = 150 \text{ t/m}^2$	$f = 1.0$	強い岩盤	} ダム高 60 m の場合
	$\tau_o = 100 \text{ t/m}^2$	$f = 1.0$	弱い岩盤	
点線	$\tau_o = 150 \text{ t/m}^2$	$f = 1.0$	強い岩盤	} ダム高 100 m の場合
	$\tau_o = 100 \text{ t/m}^2$	$f = 1.0$	弱い岩盤	
	$\tau_o = 150 \text{ t/m}^2$	$f = 1.0$	強い岩盤	} ダム高 60 m の場合
	$\tau_o = 100 \text{ t/m}^2$	$f = 1.0$	弱い岩盤	

$$\tau_0 = 80 \text{ t/m}^2 \quad f = 1.0 \quad \text{弱い岩盤} \quad \text{ダム高 } 60 \text{ m の場合}$$

せん断応力が極く小さい場合には点安全率の値は極端に大きくなるが値そのものの意味はあまりないし、プロットも不可能であるので 32 以上の値を示すときはカットする。

2-8 計算結果に対する考察

2-8-1 高さが 100 m で弱層の幅がベース長の $\frac{1}{3}$ の場合

a 弱層がベースの上流端から $\frac{1}{3}$ の幅にあるとき (CU $\frac{1}{3}$)

- 堤体応力 …… 弱層の影響によりフィレット部分に最も大きな応力が発生するが 30 kg/cm^2 以下であり、また引張応力も発生していないので問題はない。(図-8)
- 岩盤応力 …… 弱層部分は堤体のブリッジ作用により堤体からの応力の伝達は小さい。一方上流端附近は浸透圧が高いので上流端の近くで局部的ではあるが、岩盤と堤体の接触部で揚圧力が鉛直応力よりも大きくなるおそれがある。
従ってこのような条件の場合には弱層部の止水を入念に行なう必要があろう。
- 点安全率 …… 非常に平均した分布をしており特に問題はない。(図-16)

b 弱層がベースの中央にあるとき (CM $\frac{1}{3}$)

- 堤体応力 …… 下流端附近の応力が最も大きくなるが (約 45 kg/cm^2) が引張応力は生じていないので特に問題はない。(図-9)
- 岩盤応力 …… 弱層部の応力は小さく、それよりも強い岩盤物分に主として力が伝えられる。しかし、応力値は 30 kg/cm^2 以下であり第 2 主応力も引張応力にはならないので特に問題はない。(図-9)
- 点安全率 …… 下流側の強い岩盤部分の点安全率が最も小さいが、その部分では非常に平均した安全率の分布をしており $\tau_0 = 150 \text{ t/m}^2$ 程度まで落ちてても点安全率は 2.5 以上あり問題はない。(図-17)

c 弱層がベースの下流端から $\frac{1}{3}$ の幅にあるとき (CD $\frac{1}{3}$)

- 堤体応力 …… 下流端の強い岩盤との接触部附近に著しい応力集中をおこす。その原因は、重力ダムは構造上下流端に最も大きな応力を生ずるものであるが、その条件とブリッジ作用による応力の集中とが相重なって下流端の応力集中を特に高めている。
- 岩盤応力 …… 堤体に作用する水平力は、主として堤体下流端附近から弱層部を通して下流側の強い岩盤に伝えられている。
従って下流端附近の弱層部分には割合に大きな応力が発生している。しかも主応力の方向は水平方向に対して約 45° の方向であるので堤体と岩盤との接触面が水平である場合には最大せん断応力の方向となり、点安全率の観点で

最も不利で、滑りやすい方向となっている。(図-10)

- 点安全率 …… 強い岩盤の部分には、ほとんどせん断応力が生ぜず点安全率は充分余裕があるのに対して弱層部分は大きなせん断応力が働いて、点安全率は下流に行くほど著しくなる。下流端では弱層の τ_0 が、 100 t/m^2 であっても点安全率は2以下になる。(図-18)

以上を総合して河床部の高さ 100 m の場合には下流端に近いときについてのみ、入念な検討を行なう必要がある場合には何らかの処理を行なう必要が生ずるかもしれない。

2-8-2 高さが 100 m で弱層の幅がベース長の $\frac{1}{2}$ の場合

a 弱層が上流端から $\frac{1}{2}$ の幅にあるとき (CU $\frac{1}{2}$)

- 堤体応力 …… フィレット上流端附近にブリッジ作用による応力集中により最大応力が (約 50 Kg/cm^2) 生ずるが引張応力は生じていないので特に問題はない。
- 岩盤応力 …… 弱層の部分は堤体より力の伝達が小さく、応力も小さい。下流側の強い岩盤の部分で主として堤体に作用するせん断力が支えられるが応力の大きさ方向は非常に均等化しており著しい応力の集中はない。
- 点安全率 …… 特に大きくはないが非常に平均している。したがって弱層で $\tau_0 = 80 \text{ t/m}^2$, 強い岩盤で $\tau_0 = 150 \text{ t/m}^2$ 程度以上あれば特に問題はない。(図-19)

b 弱層が下流端から $\frac{1}{2}$ 幅にあるとき (CD $\frac{1}{2}$)

- 堤体応力 …… 下流端附近に極めて大きい応力集中を生じ 80 Kg/cm^2 近くにも達する。これはケース CD $\frac{1}{2}$ の場合と同じく下流端の大きい応力とブリッジ作用による応力集中とが重なったためである。
- 岩盤応力 …… 上流側の強い岩盤には、堤体のせん断力がほとんど伝えられず堤体下流端附近から弱層を通して下流の強い岩盤に伝えられる。従って弱層の中央から下流端にかけての τ_{xy} は著しく大きい。
- 点安全率 …… 上記理由により下流端に近い部分の点安全率は小さく最小値は弱い岩盤の $\tau_0 = 100 \text{ t/m}^2$ であっても2以下になる。

以上の総合をすれば、このケースも弱層部分が下流端に近いときのみ入念な検討と場合によっては補強が必要となるかもしれないと言えよう。

2-8-3 高さが 60 m で弱層の幅がベース長の $\frac{2}{3}$ の場合

a 弱層が上流端から $\frac{2}{3}$ 幅にあるとき (SU $\frac{2}{3}$)

- 岩盤応力 …… 弱い層よりも強い層に大きく力が伝わる傾向はあるが特に問題はない。
- 点安全率 …… 力の伝わり方の大きい下流側にある強い層の $\tau_0 = 100 \text{ t/m}^2$ 以上あれば問題はない。

b 弱層が下流端から $\frac{2}{3}$ 幅にあるとき (SD $\frac{2}{3}$)

○岩盤応力 …… 下流端の堤体と岩盤の接触部附近に応力が集中する。しかし、その値は 10 kg/cm^2 以下であり問題はない。

○点安全率 …… 下流端において応力の集中と岩盤の弱さのために著しく小さくなる。しかし、堤体の高さが低いので弱層の $\tau_0 = 80 \text{ t/m}^2$ 程度であれば 2.0 以上となる。

c 弱層がベース長と同じであるとき (SM1)

○岩盤応力 …… 上下流端で応力集中がやや大きい。しかし、 30 kg/cm^2 以下の値である。

○点安全率 …… 下流端で最小値を示すが弱い層の $\tau_0 = 80 \text{ t/m}^2$ 以上であれば特に問題はない。

以上、ダム基礎の変形性と強度が一樣でない場合のダムの安定性について、計算結果から得られた結論を要すれば次のようになる。

- (1) 岩盤の弾性係数が異なるときは、堤体からの力は堤体のブリッジ作用により軟い岩盤に伝わりにくく硬い岩盤に主として伝えられる。
- (2) 下流端附近で基礎が軟らかい岩盤から硬い岩盤に変化するときは、重力ダムの形状から下流端附近の応力が大きいことと(1)の原因による応力の増大とが重なり下流端附近の応力は著しく大きくなる。
- (3) 従ってダム高が 100 m の場合、下流端附近にダム幅の $1/3$ 以上の弱層があるときは下流端附近で点安全率が 2 以下になるということもあることを考え、十分な調査検討を行なう必要がある。
- (4) ダム高が 60 m の場合には、弱層の強度が $\tau_0 = 80 \text{ t/m}^2$ 以上もあればベース全体が弱層であっても点安全率の面ではまず問題はないと考えられる。

図-8 主 応 力 図

ケース $C_u \frac{1}{3}$

縮 尺

0 10 20 30 m (長さ)

(応力)

50kg/cm²

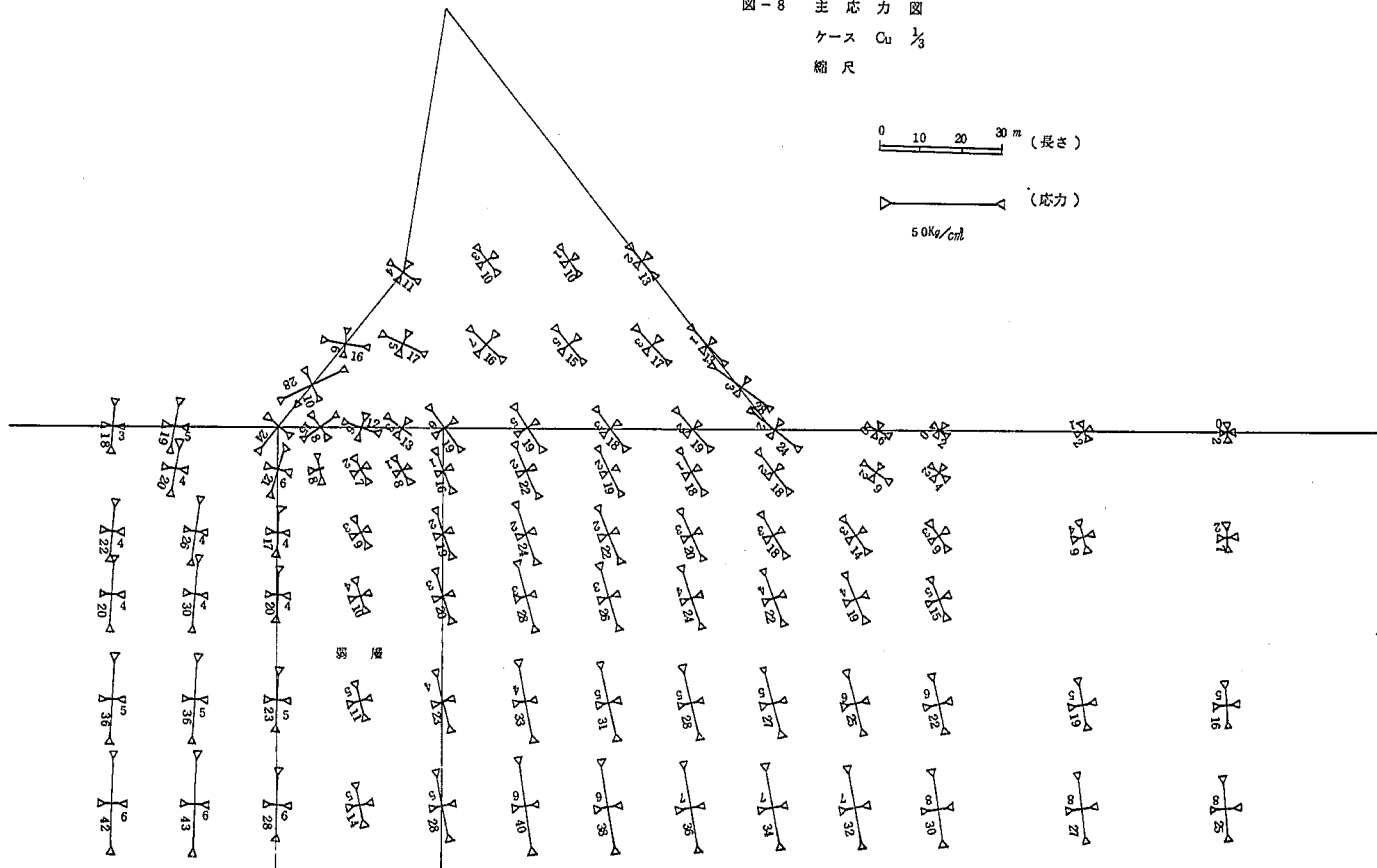


図-9 主応力図

ケース CM 5/5
縮尺

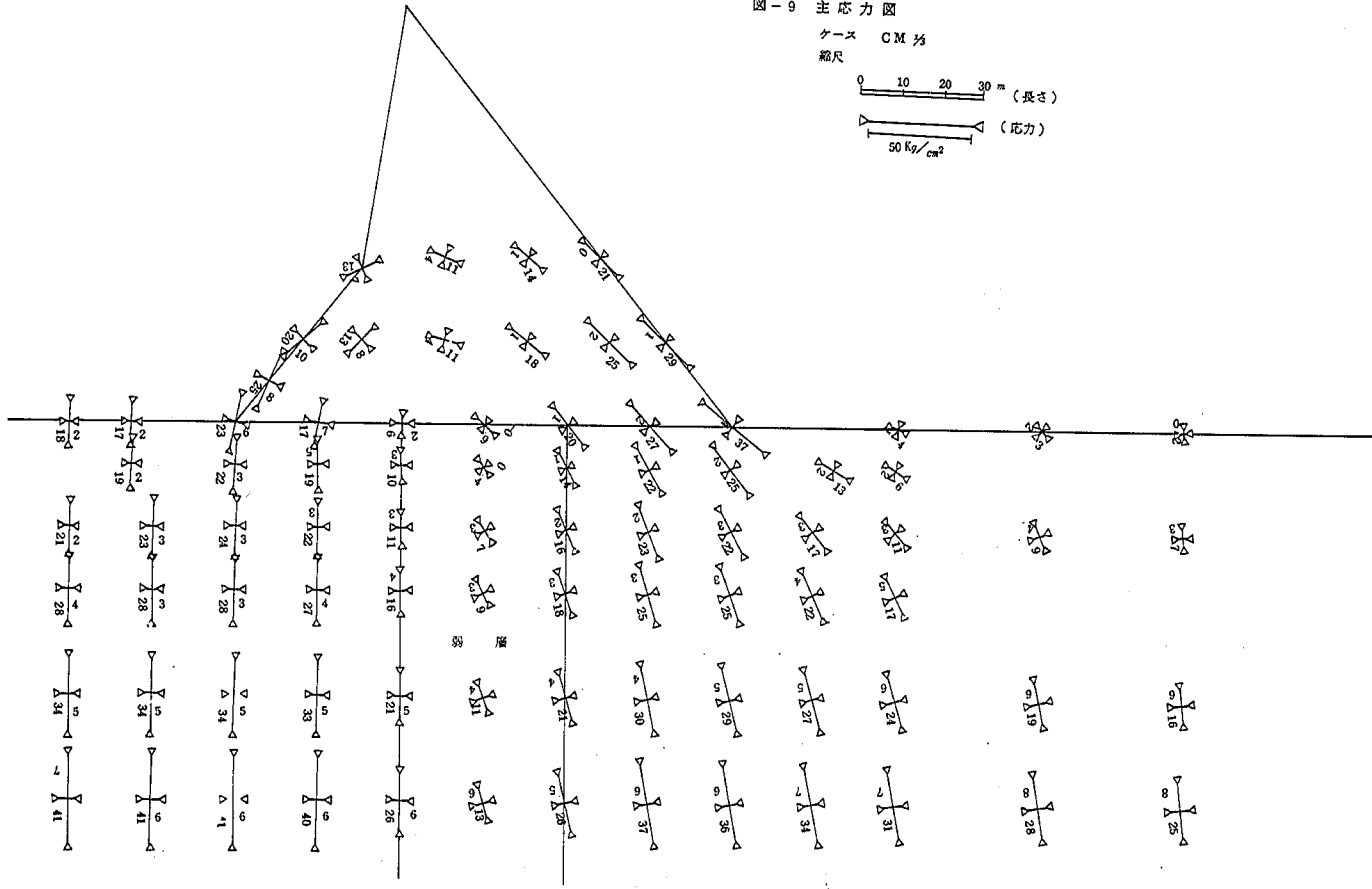
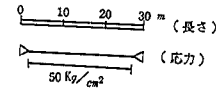


図-10 主応力図

ケース CD 1/3

縮尺 0 10 20 30 m (長さ)

50kg/cm² (応力)

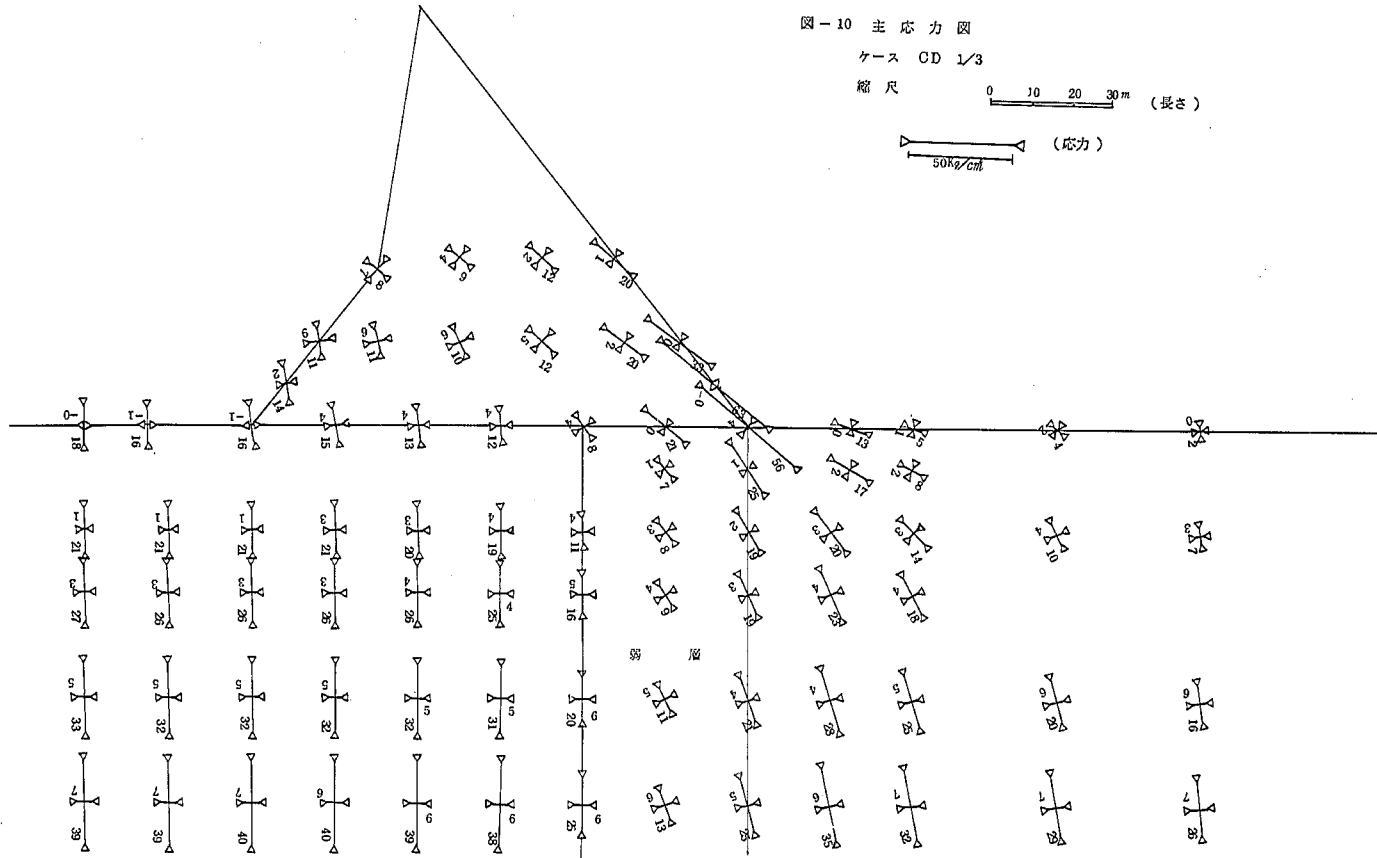


図-11

図-11 主応力図

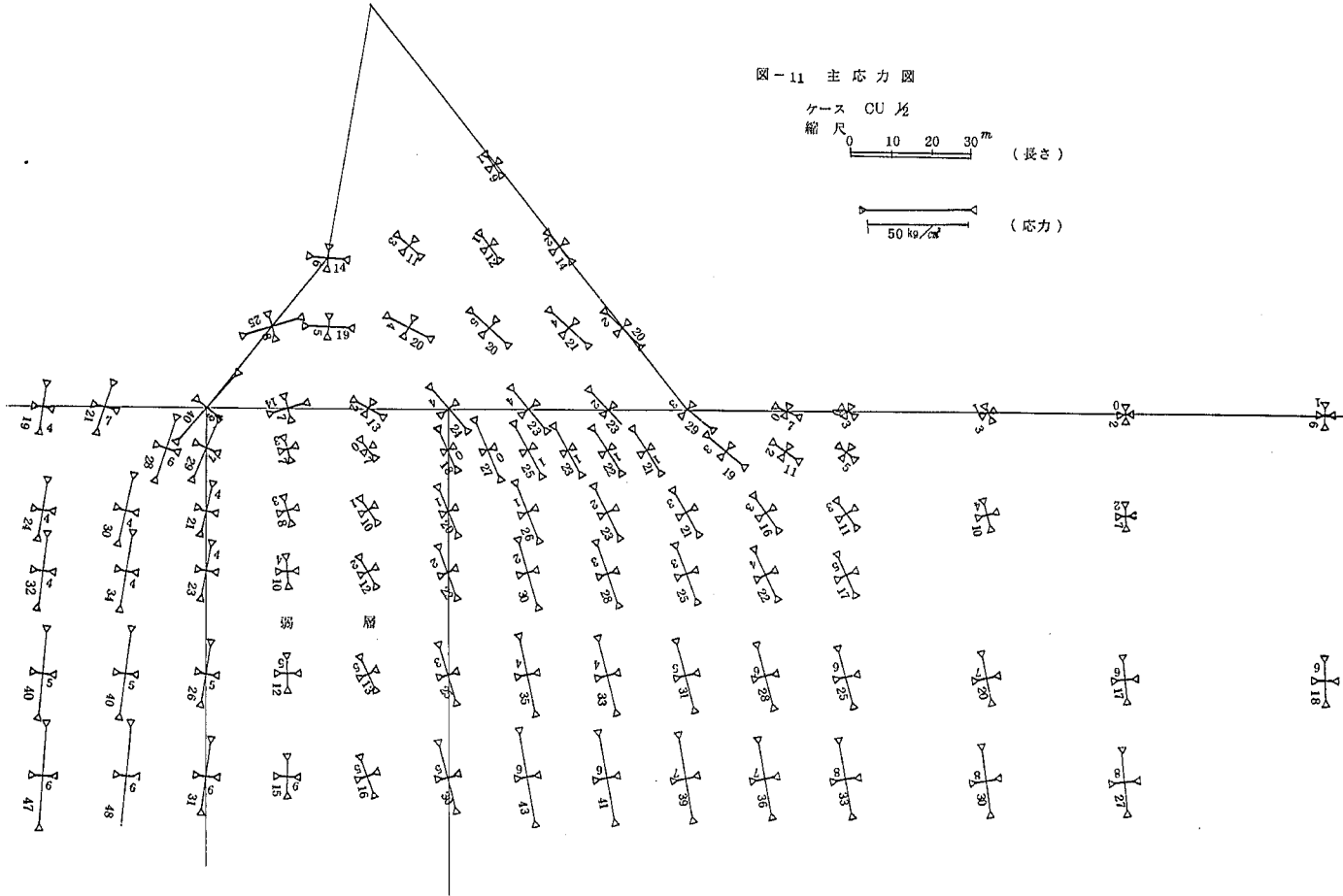
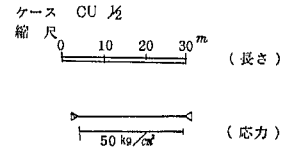


図-12 主応力図

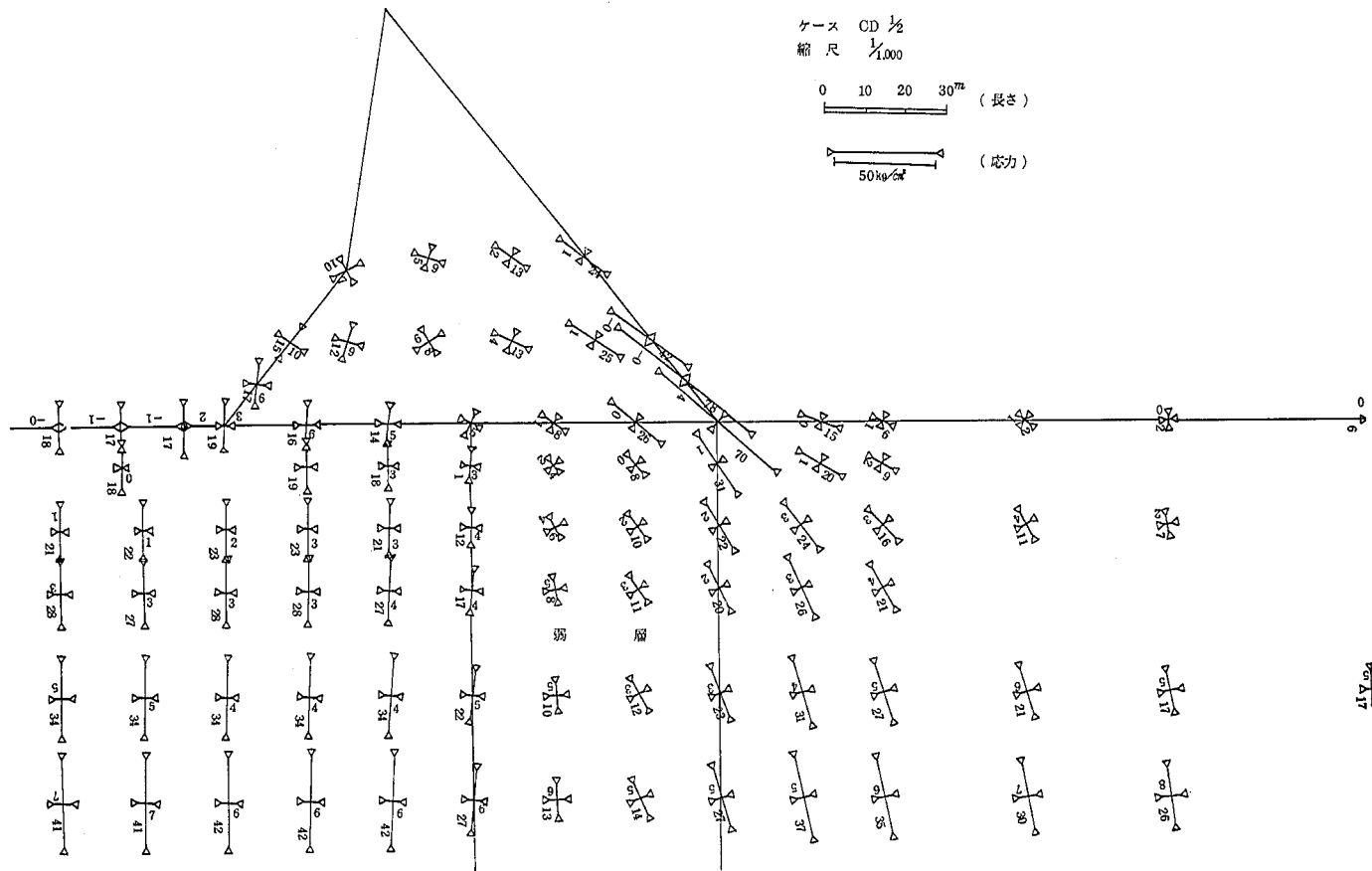


図-13 主 応 力 図

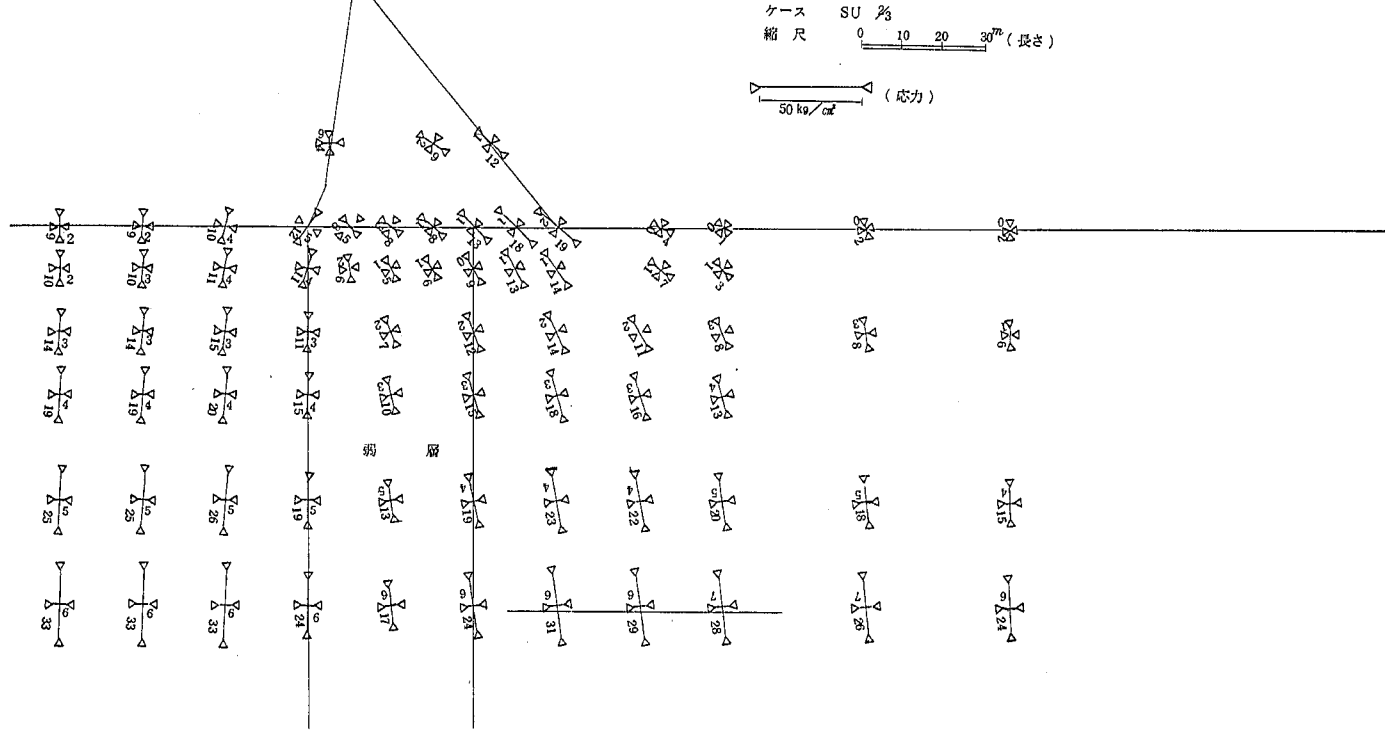


図-14 主応力図

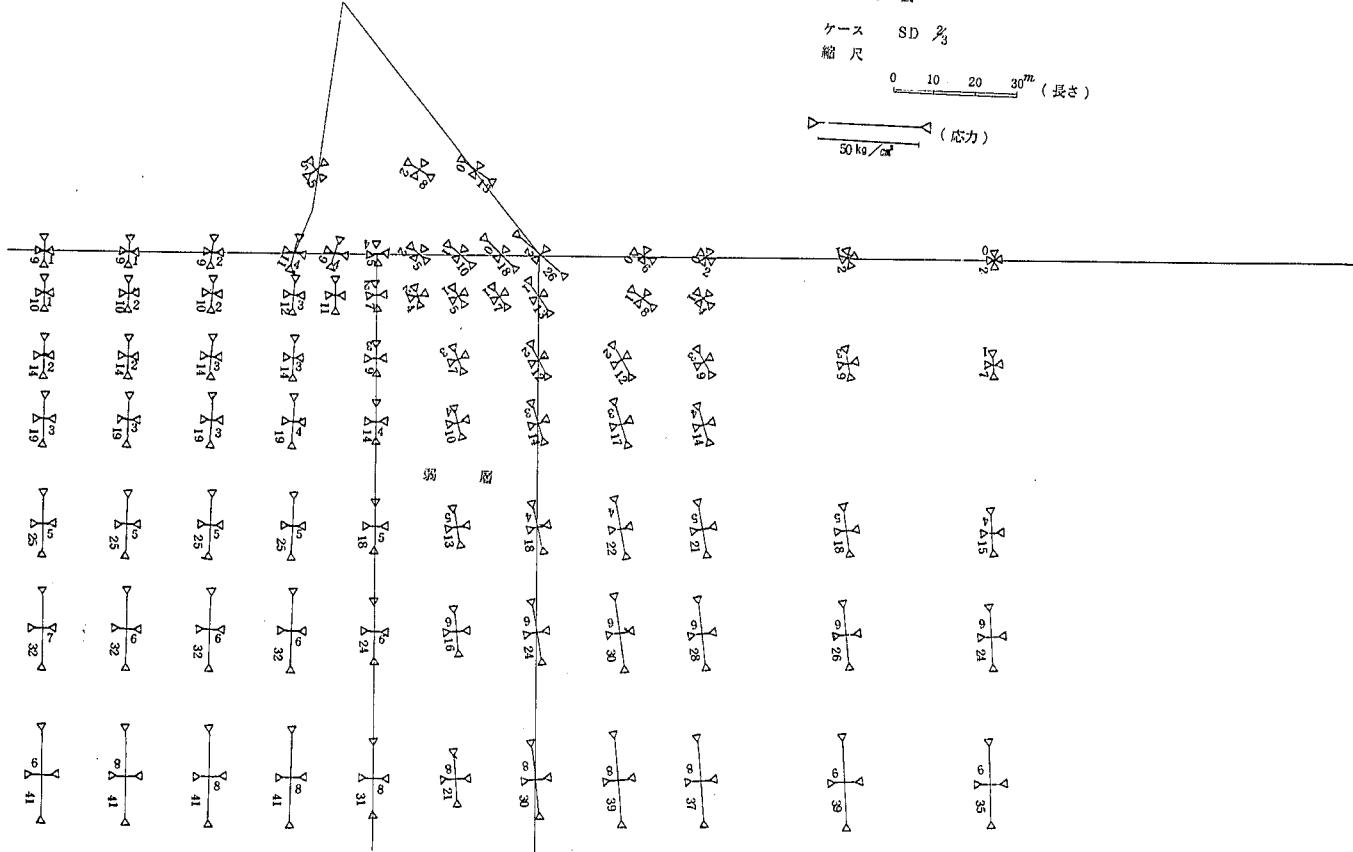


図-15 主応力図

ケース SM 1
橋尺

0 10 20 30 m (長さ)

50 kg/cm² (応力)

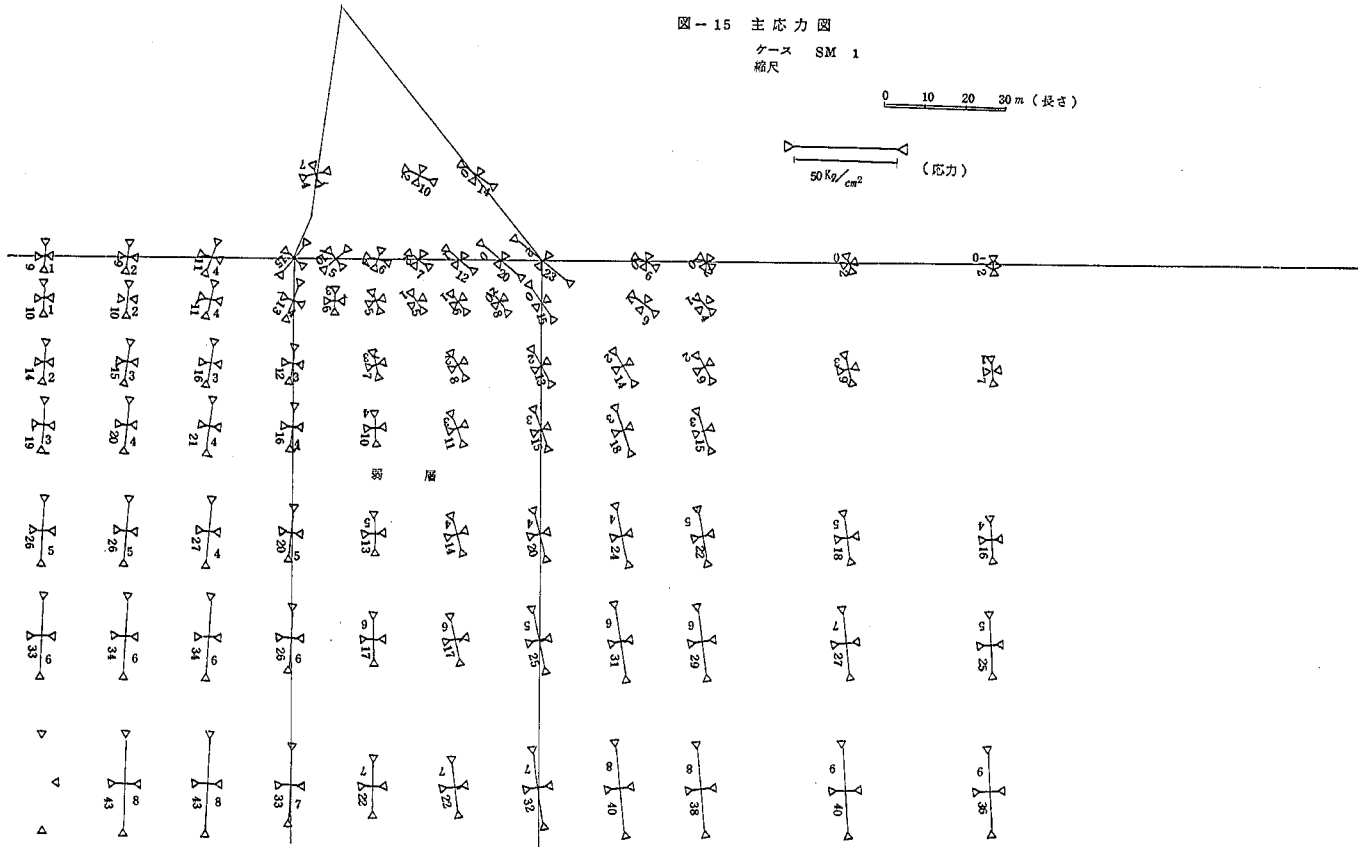


表-2 ダムベースにおける応力

ダム堤体高 100 m

(CD ⅓)

ダム底辺の節点における応力 (kg/cm ²)														
Point	27	28	29	30	31	32	33	34	35	35	36	37	38	39
σ_x	7.22	10.89	14.74	14.20	14.10	13.46	12.99	21.52	10.76	2.97	3.37	5.17	8.91	21.4
τ_{xy}	2.47	2.20	1.85	1.61	1.22	1.09	0.83	0.72	0.83	0.91	2.03	3.86	6.43	16.92

(CM ⅓)

ダム底辺の節点における応力 (kg/cm ²)															
Point	27	28	29	30	31	31	32	33	34	35	35	36	37	38	39
σ_x	11.54	13.87	15.35	11.92	10.03	1.64	1.33	1.94	3.92	0.04	18.84	16.39	15.86	16.46	17.50
τ_{xy}	0.06	0.32	0.61	0.40	0.61	0.55	1.34	2.45	3.52	3.48	9.52	9.75	9.78	10.95	11.28

(CU ⅓)

ダム底辺の節点における応力 (kg/cm ²)														
Point	27	28	29	30	31	31	32	33	34	35	36	37	38	39
σ_x	-1.67	0.34	3.37	4.64	6.43	20.99	17.48	15.53	14.24	13.40	12.48	11.95	11.58	11.69
τ_{xy}	0.21	1.26	2.49	3.46	3.46	8.47	8.18	7.38	7.19	7.05	7.31	7.45	8.16	8.58

(CD ½)

ダム底辺の節点における応力 (kg/cm ²)														
Point	27	28	29	30	31	32	33	33	34	35	36	37	38	39
σ_x	9.31	12.82	16.27	15.26	14.62	13.22	12.93	2.58	1.96	2.14	3.42	6.19	11.00	26.38
τ_{xy}	0.84	0.62	0.30	-0.04	-0.65	-1.14	-1.38	0.24	0.65	1.94	3.33	5.22	8.10	21.03

(CU ½)

ダム底辺の節点における応力 (kg/cm ²)														
Point	27	28	29	30	31	32	33	33	34	35	36	37	38	39
σ_x	0.78	1.64	2.96	2.10	2.70	5.02	7.59	23.01	18.51	15.94	14.27	13.36	12.98	13.28
τ_{xy}	-1.30	0.09	1.71	2.76	3.78	4.80	4.60	11.43	11.13	10.21	10.11	9.91	10.41	10.76

表 - 3 ダムベースにおける応力

ダム堤体高 60 m

(SU ⅔)

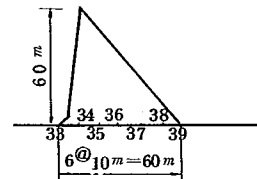
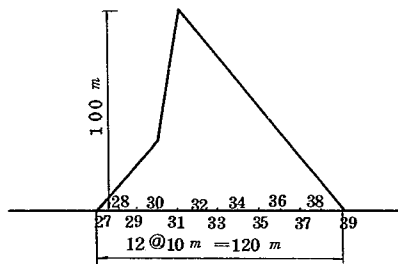
ダム底辺の節点における応力 (Kg/cm^2)								
Point	33	34	35	36	37	37	38	39
σ_x	3.70	2.50	2.23	3.23	4.57	9.08	8.91	9.52
τ_{xy}	0.36	1.12	1.93	2.77	2.96	5.43	6.05	6.27

(SD ⅔)

ダム底辺の節点における応力 (Kg/cm^2)									
Point	33	34	35	35	36	37	38	39	39
σ_x	7.91	6.73	6.05	1.84	2.22	3.36	5.84	8.29	(10.43)
τ_{xy}	0.00	0.20	0.48	0.44	1.18	2.23	3.75	3.98	(7.73)

(SM 1)

ダム底辺の節点における応力 (Kg/cm^2)							
Point	33	34	35	36	37	38	39
σ_x	6.68	4.76	3.59	3.45	4.37	6.65	8.87
τ_{xy}	-0.34	0.48	1.33	2.22	3.28	4.84	5.08



(ダム底辺における節点位置)

表-4 ダム底辺における点安全率値

(CD ⅓)					(CM ⅓)				
Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率	Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率
27	20	11.02	15	9.00	27	20	∞	15	∞
28	20	14.04	15	11.77	28	20	105.84	15	87.10
29	20	18.78	15	16.08	29	20	57.95	15	49.80
30	20	21.24	15	18.14	30	20	79.80	15	67.32
31	20	27.95	15	23.93	31	20	49.23	15	41.03
32	20	30.70	15	26.11	31	10	21.16	8	17.53
33	20	39.75	15	23.72	32	10	8.46	8	6.96
34	20	43.78	15	36.83	33	10	4.87	8	4.06
35	20	37.06	15	31.04	34	10	3.95	8	3.39
35	10	14.25	8	12.05	35	10	4.61	8	4.03
36	10	6.59	8	5.59	35	20	4.08	15	3.55
37	10	3.93	8	3.41	36	20	3.73	15	3.22
38	10	2.94	8	2.63	37	20	3.67	15	3.16
39	10	1.85	8	※1.73	38	20	3.33	15	2.87
	K_g/cm^2		K_g/cm^2		39	20	3.32	15	2.88

(CU ⅓)					(CD ⅓)				
Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率	Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率
27	10	39.67	8	30.14	27	20	34.89	15	28.94
28	10	8.21	8	6.62	28	20	52.94	15	44.87
29	10	5.37	8	4.56	29	20	120.90	15	104.23
30	10	4.23	8	3.65	30	20	$-\infty$	15	$-\infty$
31	10	4.75	8	4.18	31	20	-53.26	15	-45.57
31	20	4.84	15	4.25	32	20	-29.14	15	-24.75
32	20	4.58	15	3.97	33	20	-23.86	15	-20.24
33	20	4.81	15	4.14	33	10	52.42	8	44.08
34	20	4.76	15	4.07	34	10	18.40	8	15.32
35	20	4.74	15	4.03	35	10	6.26	8	5.23
36	20	4.44	15	3.76	36	10	4.03	8	3.43
37	20	4.29	15	3.62	37	10	3.10	8	2.72
38	20	3.87	15	3.26	38	10	2.59	8	2.35
39	20	3.69	15	3.11	39	10	※1.73	8	※1.66

※ 下流端で2以下となる部分

(CU ½)

(SU ⅔)

Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率	Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率
27	10	-8.29	8	-6.75	33	10	38.00	8	32.50
28	10	129.33	8	107.11	34	10	11.16	8	9.38
29	10	7.58	8	6.41	35	10	6.34	8	5.30
30	10	4.38	8	3.66	36	10	4.78	8	4.05
31	10	3.36	8	2.83	37	10	4.93	8	4.25
32	10	3.13	8	2.71	37			15	4.43
33	10	3.82	8	3.39	38			15	3.95
33	20	3.76	15	3.33	39			15	3.91
34	20	3.46	15	3.01					
35	20	3.52	15	3.03					
36	20	3.39	15	2.90					
37	20	3.37	15	2.86					
38	20	3.17	15	2.69					
39	20	3.09	15	2.63					

(SD ⅓)

(SM 1)

Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率	Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率
33			15	∞	33	10	-49.06	8	-43.18
34			15	108.65	34	10	30.75	8	26.58
35			15	43.85	35	10	10.22	8	8.71
35	10	26.91	8	22.36	36	10	6.06	8	5.16
36	10	10.36	8	8.67	37	10	4.38	8	3.77
37	10	5.99	8	5.09	38	10	3.44	8	3.03
38	10	4.22	8	3.69	39	10	3.71	8	3.32

計算に用いた諸条件

弾性係数(Kg/cm^2)		比重	T_0 (Kg/cm^2)	f
ダム本体	300,000	2.3	25.0	1.0
岩盤 CH	50,000	2.6	20.0 (15.0)	1.0
CM	15,000	2.6	10.0 (8.0)	1.0
CM~CH	30,000	2.6	15.0	1.0
貯水池水位 100m 地震係数 0.06		推砂 50m		

図-16 大渡ダム岩盤

点安全率(ダム底辺)

CU 1/3

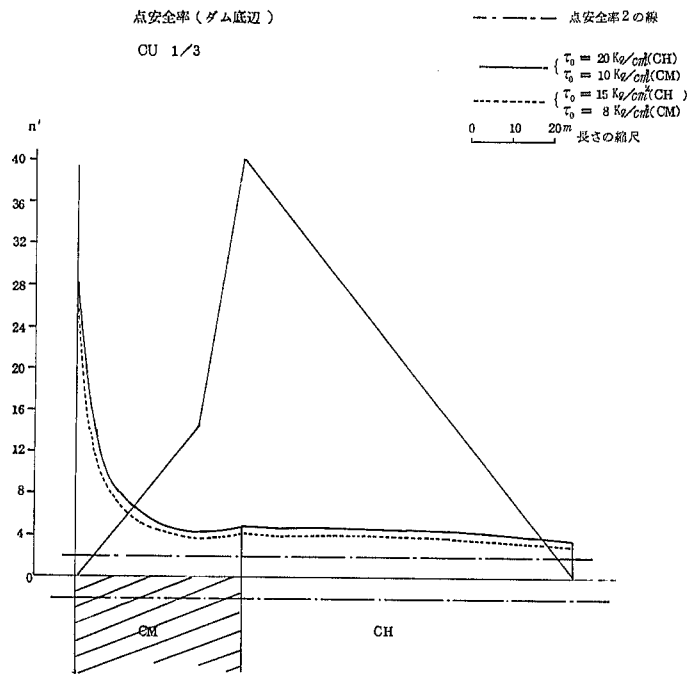


図-17 大渡ダム岩盤

点安全率(ダム底辺)

CM 1/3

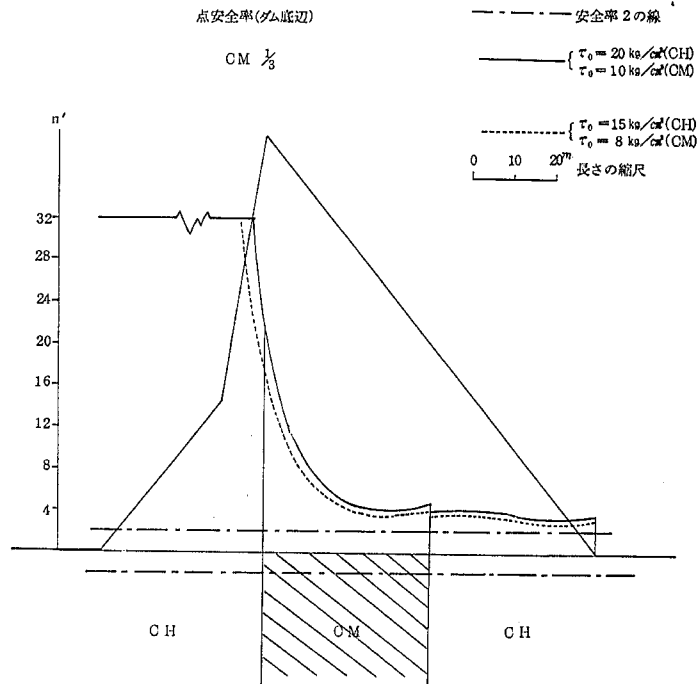


図-18 大渡ダム岩盤

点安全率 (ダム底辺)

CD 1/3

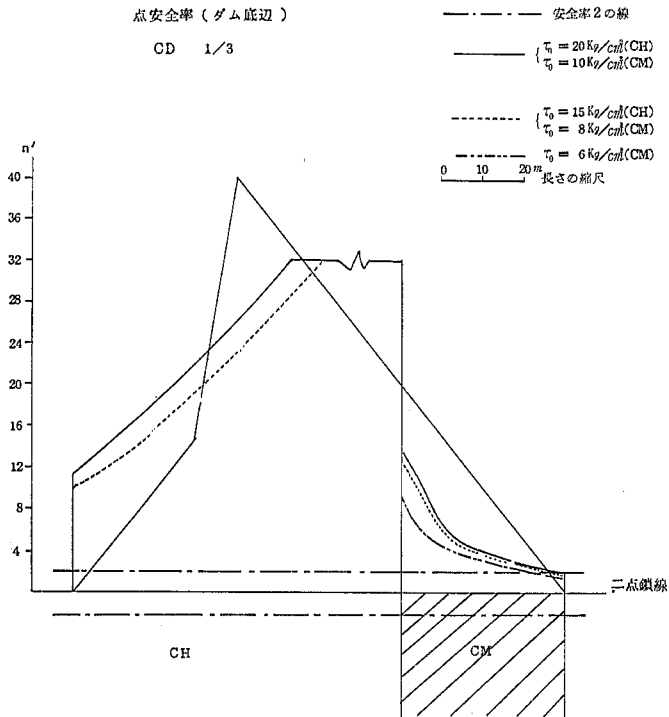


図-19 大渡ダム岩盤

点安全率 (ダム底辺)

CU 1/2

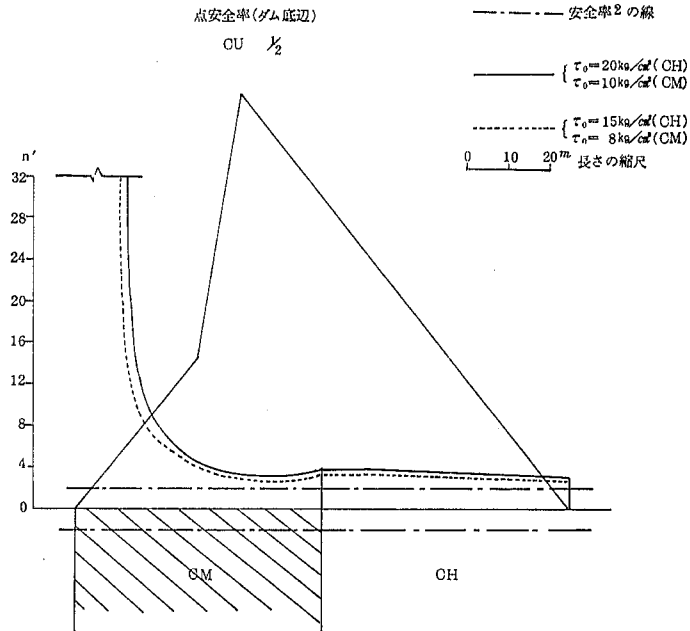


図-20 大渡ダム岩盤

点安全率(ダム底辺)

CD 1/2

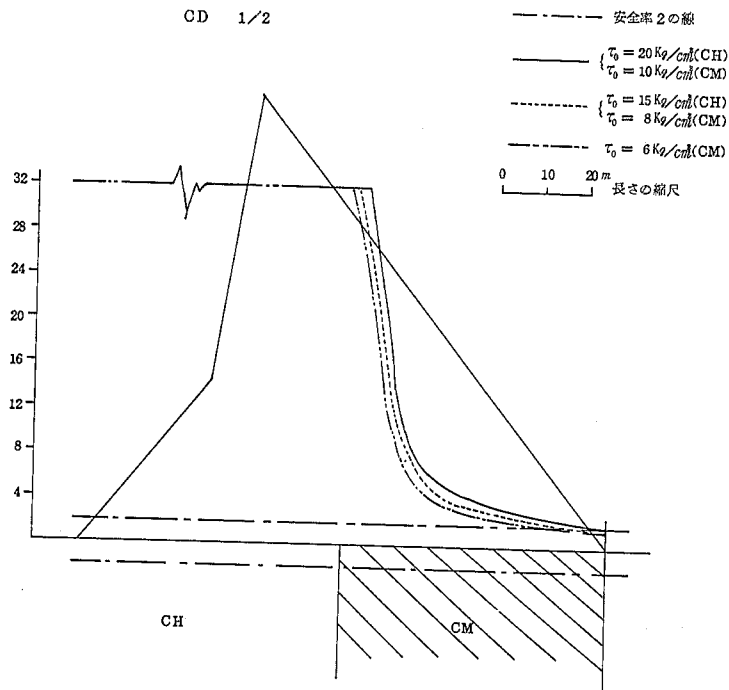


図-21 大渡ダム岩盤

点安全率(ダム底辺)

SU 2/3

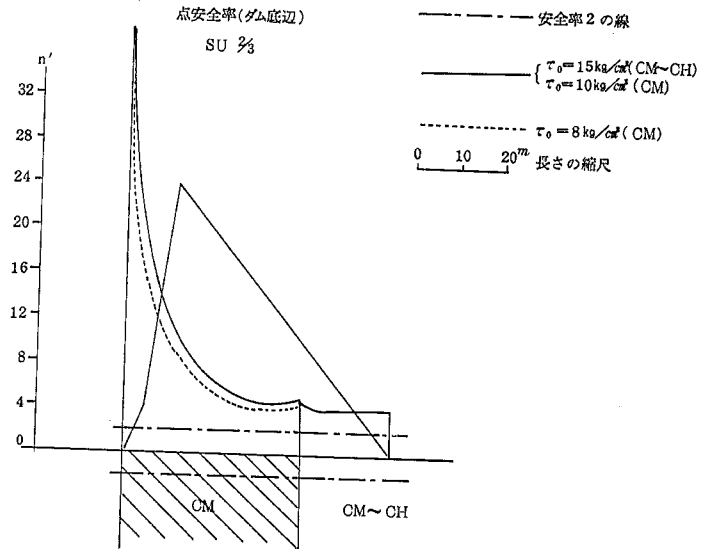


図-22 大渡ダム岩盤

点安全率(ダム底辺)

SD 2/3

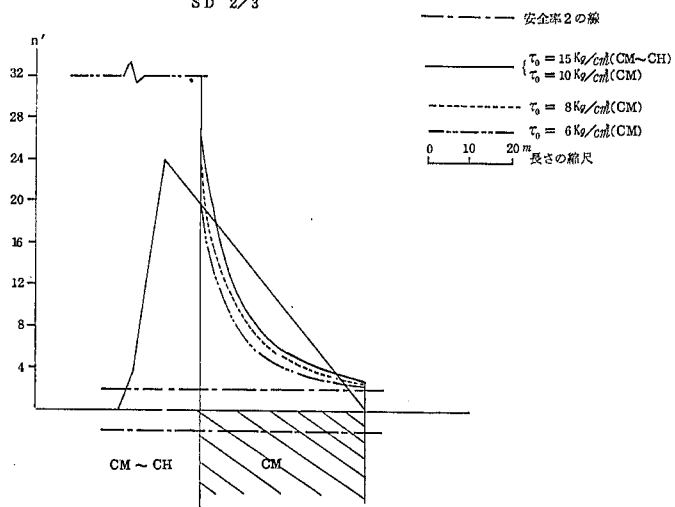
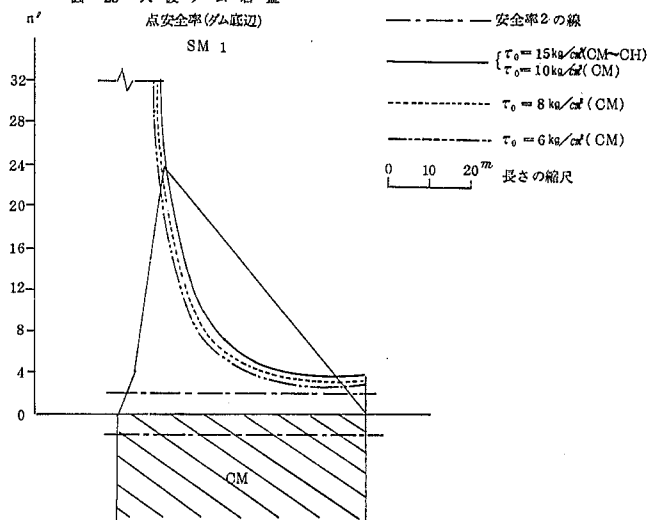


図-23 大渡ダム岩盤

点安全率(ダム底辺)

SM 1



2-9 ダム下流に弱層がある場合の追加検討

前節までの検討は弱層がダムベース内にある場合についてであったが、大渡ダムに関して考えてみると当初計画された地点が現在よりも100mほど下流部にあり、その後の地質調査の結果で現位置の方が優れていることが判明してサイトを移動したといういきさつがある。したがってダムの位置より下流にも弱層が存在することが予想される。そこでダム下流に弱層がある場合の検討として次のようなケースについて追加解析を行なった。

○追加ケース名と条件

CD 20 弱層巾 60 m ダム下流端から 20 m 下流及び 40 m 上流の間にある。

CD 100 ダム下流端より下流側全体が弱層

CM 100 ダムベース中央より下流側全体が弱層

DD 40 ダムベース中央より下流側全体が弱層

ただし弱層の厚さは40mでそれより下は硬い層となる。

○岩盤の物性と荷重条件

前節で用いた条件と同じにした。

○計算結果と考察

計算結果のうち主応力図を図-24~27に、ベース沿いの岩盤の有効応力値を表5に、その値から計算したベース沿いの点安全率の分布を図-28~31に示す。

これらの結果によれば、下流端附近が弱層になるからといって必ずしもその部分の点安全率が著しく小さくなるとは限らないようである。原因は弱層の部分が軟らかくて変形し易ければ、堤体からの力の伝達も小さくなるため安全度もそれほど低下しないのであらうと考えられる。

弱層が下流部にあるときの特徴はダムベースの上流端付近に水平方向に近い引張り応力が生ずることである。

ケース CD 20 程度の場合はその値は小さくほとんど問題はなからうと思われるが、ダムの下流側全体が弱層であるケース CD 100, CM 100 のような場合にはその値が -30 kg/cm^2 以上にもなり重大な問題となる。

この引張り応力は弱層がどの位深い所まで続いているかによってもその大きさが変わってくる。例えばケース DD 40 は弱層の深さは40mまでしかない場合であるがケース CM 100 の場合の $\frac{1}{3}$ 以下の引張り応力となってしまう。したがってダムサイトの地質調査に当っては単にダムの乗る部分の地質だけでなく、地下のかなり深い部分もふくめて、広い区域の地質構造を調べておくことが必要であるといえよう。

図-24

図-24 主応力図

ケース CD 20

縮尺

0 10 20 30 m (長さ)

50 kg/cm (応力)

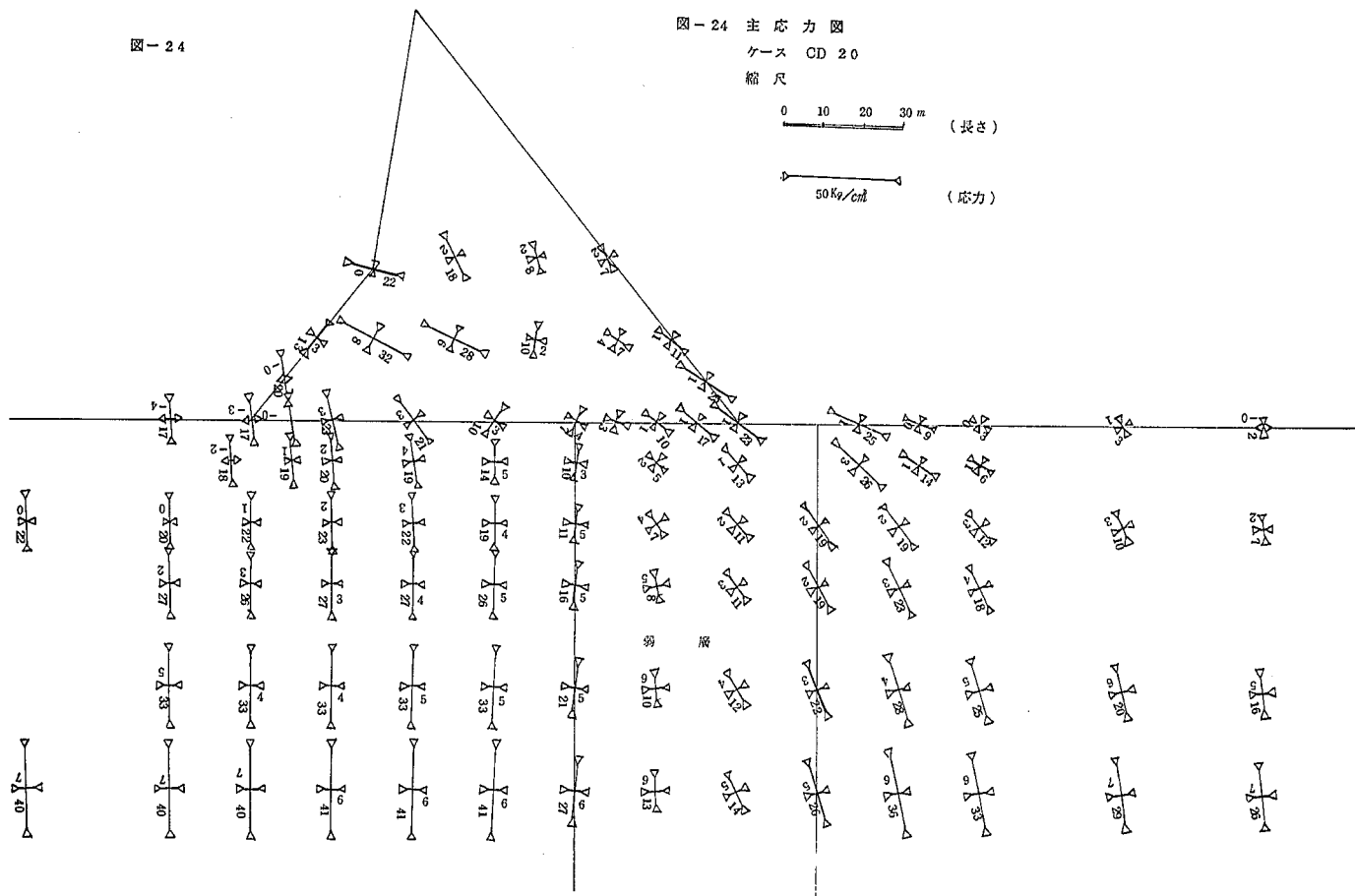


図 - 25 ケース CD 100
縮尺

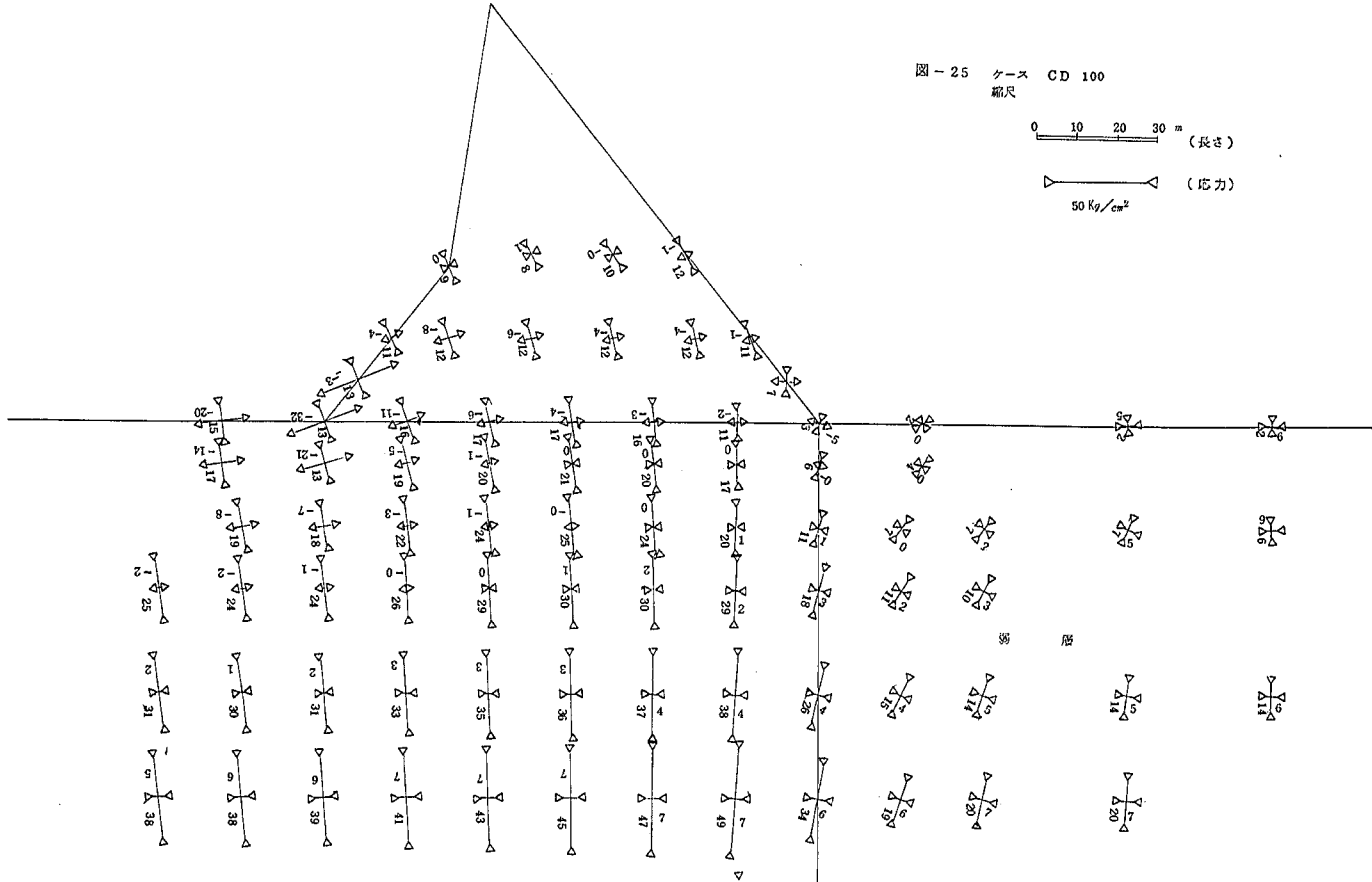
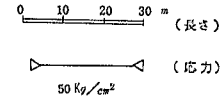


図-26 主応力図

ケース CM 100

縮尺

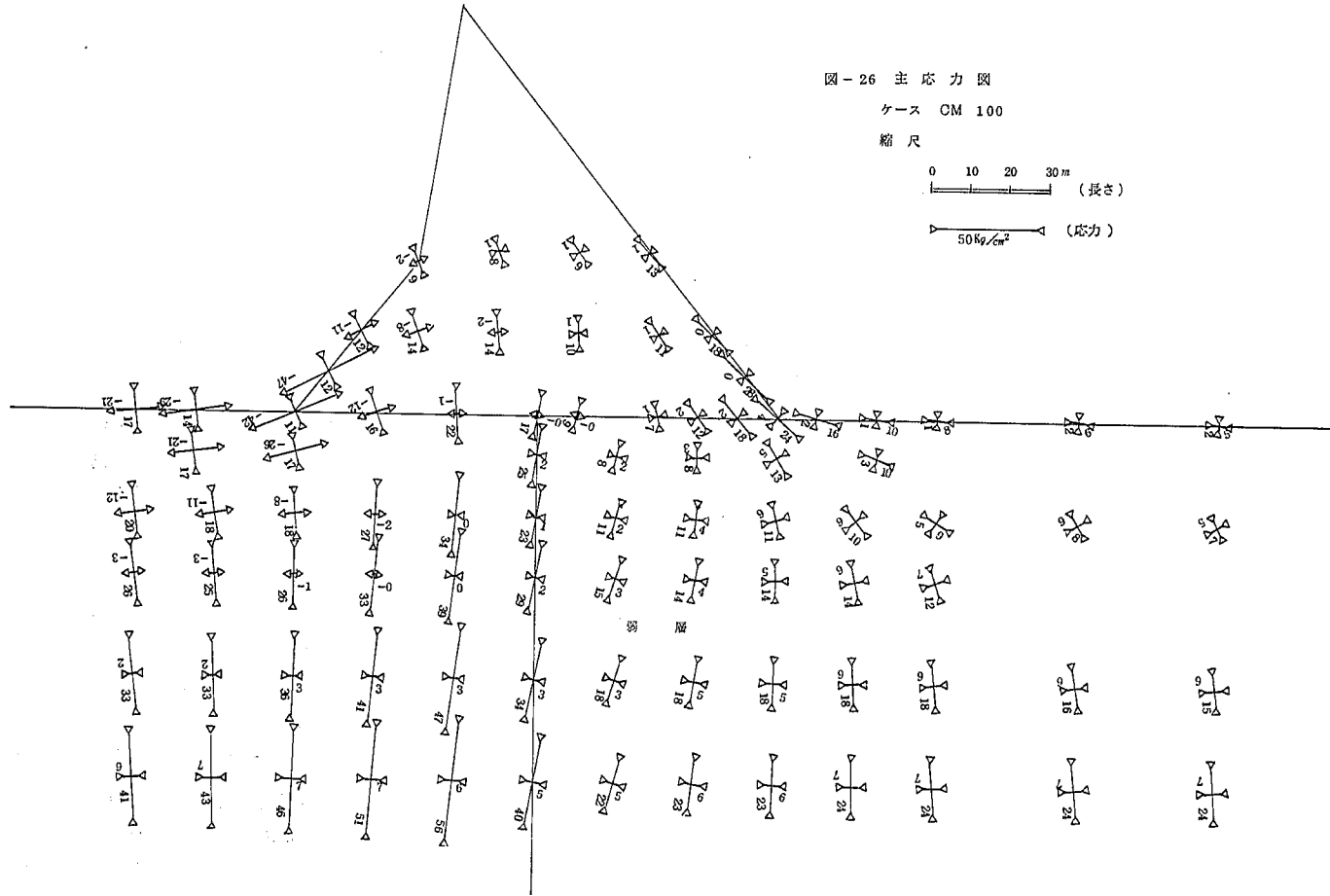
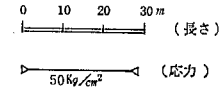


図-27 ケースDD40

縮尺

0 10 20 30 m (長さ)

50 kg/cm² (応力)

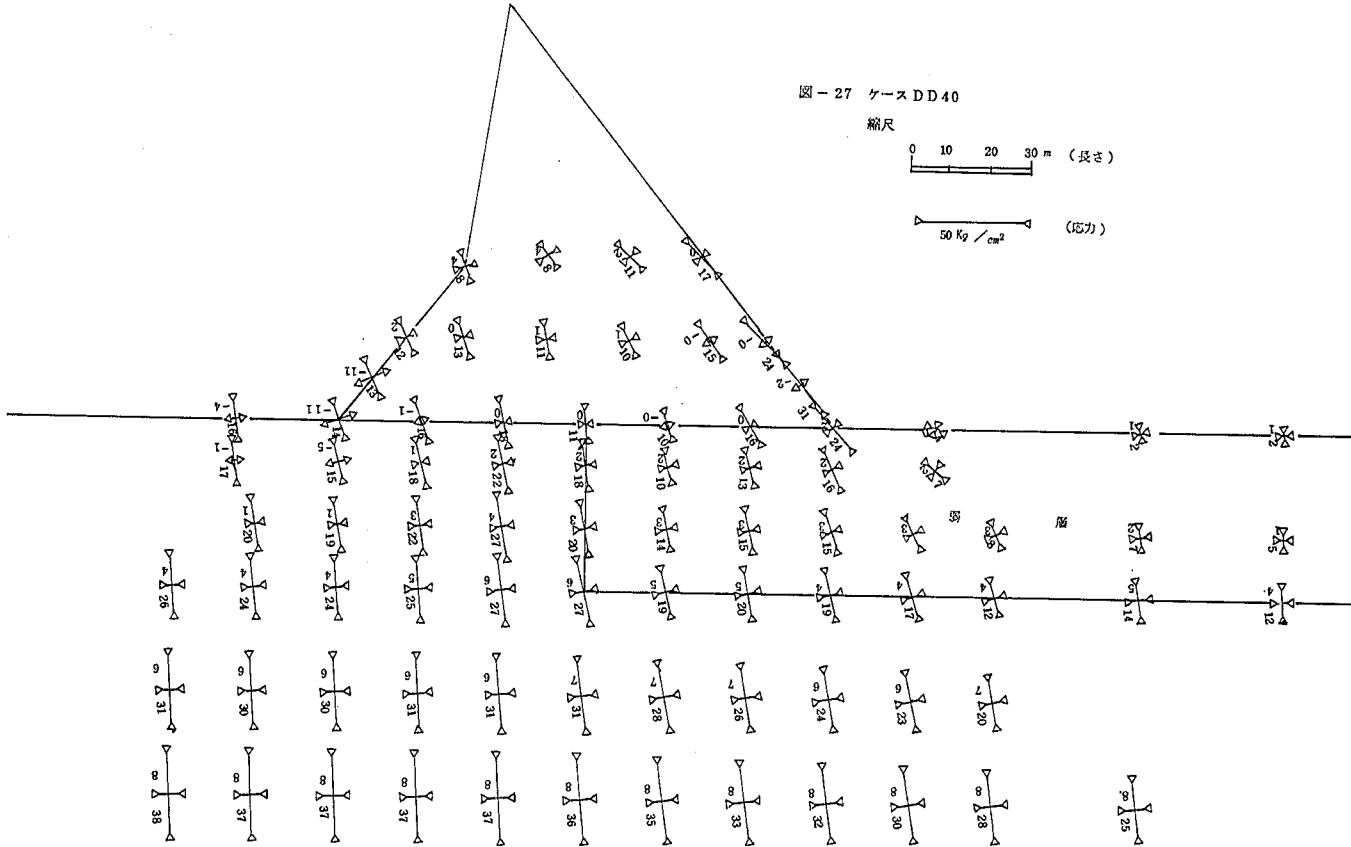


表-5-1 ダムベースおける応力値

ダム堤体高100m

(CM 100)

ダム底辺の節点の応力 (Kg/cm ²)														
Point	25	26	27	28	29	30	31	32	33	33	34	35	36	37
σ	7.43	13.08	15.96	16.77	13.98	11.23	11.08	11.78	12.09	2.92	2.01	3.47	6.31	1.17
τ	2.59	1.97	2.15	3.06	7.86	1.28	-0.57	-1.64	-1.69	-0.31	0.48	2.40	4.38	4.92

(CD 20)

ダム底辺の節点の応力 (Kg/cm ²)														
Point	25	26	27	28	29	30	31	32	33	33	34	35	36	37
σ	7.43	13.08	15.96	16.77	13.98	11.23	11.08	11.78	12.09	2.92	2.01	3.47	6.31	1.17
τ	2.59	1.97	2.15	3.06	7.86	1.28	-0.57	-1.64	-1.69	-0.31	0.48	2.40	4.38	4.92

(CD 100)

ダム底辺の節点の応力 (Kg/cm ²)													
Point	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
σ	0.03	8.62	14.95	15.84	16.58	17.54	18.26	17.81	17.44	15.25	13.40	7.12	2.45
τ	12.39	8.06	6.53	5.51	4.39	3.75	2.95	2.51	1.77	1.19	0.30	-0.69	-0.05

(DD 40)

ダム底辺の節点の応力 (Kg/cm ²)														
Point	27	28	29	30	31	32	33	33	34	35	36	37	38	39
σ	2.53	9.29	13.41	16.95	18.90	19.93	21.10	6.31	7.21	8.89	9.95	11.38	12.97	14.77
τ	6.83	4.87	4.50	4.32	3.95	3.28	2.50	1.49	1.91	2.28	2.75	3.21	4.34	4.45

表-5-2 ダムベースにおける点安全率

(CM 100)

Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率
27	20	※ 1.30	15	※ 0.92		
28	20	4.87	15	4.05		
29	20	-12.43	15	10.74		
30	20	42.10	15	37.10		
31	20	-36.09	15	-32.19		
32	20	-16.16	15	-14.54		
33	20	-10.20	15	-9.25		
33	10	-8.04	8	-7.16	6	-6.27
34	10	-9.54	8	-8.39	6	-7.25
35	10	-15.82	8	-13.86	6	-12.44
36	10	-49.33	8	-43.39	6	-38.45
37	10	20.76	8	18.38	6	16.00
38	10	6.55	8	5.86	6	5.18
39	10	6.40	8	5.82	6	5.25

(CD 20)

Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率
25	20	10.59	15	8.66		
26	20	16.79	15	14.25		
27	20	16.73	15	14.40		
28	20	12.02	15	14.38		
29	20	11.88	15	10.13		
30	20	24.40	15	20.49		
31	20	-55.23	15	-46.02		
32	20	-19.38	15	-16.33		
33	20	-19.00	15	-16.03		
33	10	-41.68	8	-35.23	6	-28.77
34	10	26.27	8	22.10	6	17.94
35	10	5.61	8	4.78	6	3.94
36	10	3.74	8	3.28	6	3.31
37	10	3.90	8	3.49	6	3.89

(CD 100)

Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率
27	20	※ 1.617	15	※ 1.21
28	20	3.55	15	2.93
29	20	5.35	15	4.71
30	20	6.50	15	5.60
31	20	8.33	15	7.19
32	20	10.01	15	8.68
33	20	12.97	15	11.27
34	20	15.06	15	13.07
35	20	21.15	15	18.33
36	20	29.62	15	25.42
37	20	111.33	15	94.67
38	20	-19.30	15	-32.06
39	20	-449.00	15	-349.00

(DD 40)

Point	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率	τ_0	点安全率
27	20	3.30	15	2.75		
28	20	6.01	15	4.99		
29	20	7.42	15	6.31		
30	20	8.55	15	7.40		
31	20	9.86	15	8.58		
32	20	12.17	15	10.65		
33	20	16.44	15	14.44		
33	10	10.95	8	9.60	6	8.26
34	10	9.01	8	7.96	6	6.92
35	10	8.29	8	7.41	6	6.53
36	10	7.25	8	6.53	6	5.80
37	10	6.66	8	6.04	6	5.41
38	10	5.29	8	4.83	6	3.59
39	10	5.57	8	5.11	6	4.67

※印は、点安全率 2 以下の節点

2-10 大渡ダムの地質状況を考えた追加検討

大渡ダム事務所では前節までの計算結果を考慮し、ダムベース附近の地質構造をかなり広い範囲にわたり追加調査した。その結果河床部の地質構造は模式的に考えると左岸側では図-28に示すような地質構造、右岸側では図-29に示すような地質構造であるということが判明した。

これらの地質構造の特長は、岩級の境界が下流下りの勾配をなしていることであること、ダムの上流部は粘板岩砂岩等で一様に良質と考えられるが、下流部は良質な輝緑凝灰岩と蛇紋化の進んだ輝緑凝灰岩が層状になって交互にあらわれてくることなどである。

そこでまず弱層との境界が下流下りの勾配をなすこと及び硬岩層、弱層の弾性係数の差の接近することの影響を調べるためにケース ODG1 を実施した。図-31、及び表-6 ($E=30,000 \text{ kg/cm}^2$ (CH ~ CM) 及び $12,000 \text{ kg/cm}^2$ (CM))

この結果によればこれらの条件はいずれも上流面の引張り応力を小さくするのに有利な条件となることがわかる。

最後に左岸側河床部の縦断面図と右岸側河床部の縦断面図を比較した時、右岸側の方がダム下流附近で弱層の占める割合が大きく、安全度も小さいと考えられたので、この断面について実際の地質区分に出来るだけ近い状態で岩盤を区分をして計算を行なった(ケース ODG2)

岩盤の構成はCH ~ CM ($E=30,000 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_c = 150 \text{ t}$), CM ~ CH ($E=20,000 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_c = 100 \text{ t}$,

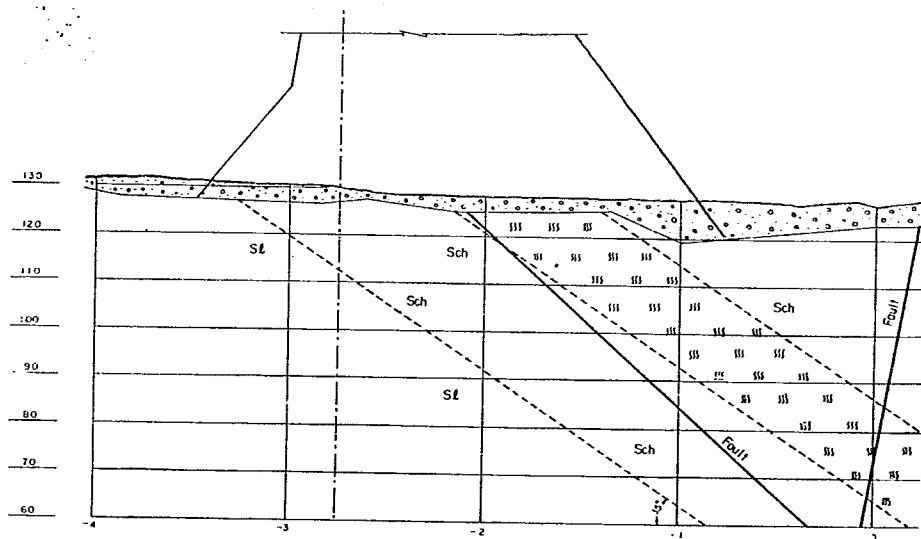


図-28 左岸河床部地質モデル (/// は蛇紋岩化の著しい部分)

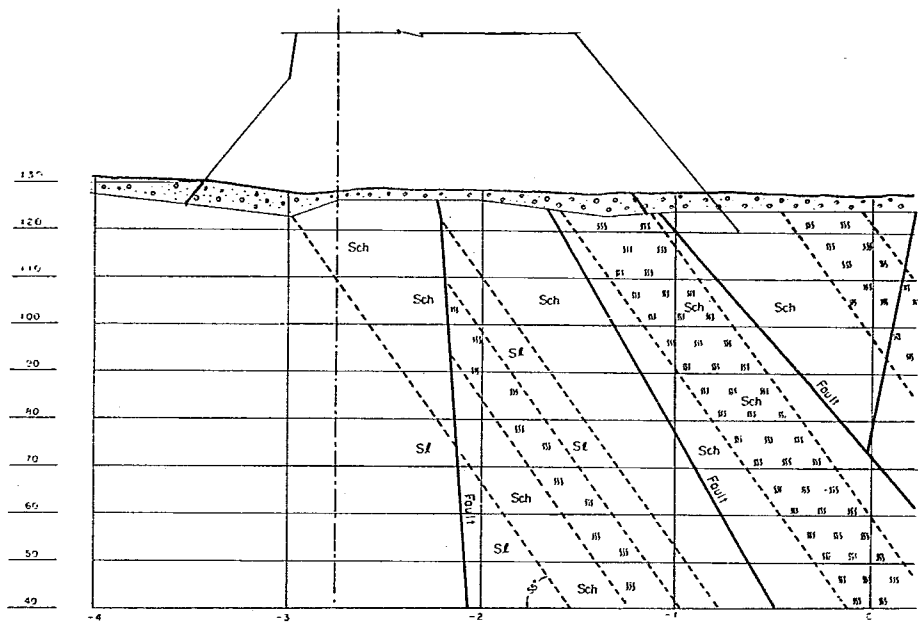


図-29 右岸河床部地質モデル (///は蛇紋岩化の著しい部分)

CM ($E=12,000 \text{ Kg/cm}^2$ $\tau_0=72 \text{ t}$) となっている。

結果は図-32,及び表6に示す。

これらの結果によれば上流部の引張り応力はさらに小さくなり堤体部では $3 \sim 4 \text{ Kg/cm}^2$ となる。また点安全率の分布を見てもかなり平均化した分布を示すようになっている。

なおこのケースについてはダムベースだけでなく、岩盤内部の点についても点安全率を計算してみたところ図-33のようになった。

2-11 大渡ダム基礎の安定性に関する総合的な考察

大渡ダム河床部断面の安定性に関して昭和46年末迄の地質調査の結果、及び解析計算の結果から言えることは次のようなことである。

- (1) 河床部では右岸奇りの断面が下流端附近から下流部にかけて弱層が巾広く分布していると思われ、河床部においては最も安定上不利な断面となると考えられる。
- (2) この断面で懸念される点は上流フィレット先端附近に生ずる水平方向に近い引張り応力の問題と、ベース部の岩盤の平均強度が設計値の 125 t/m^2 以上あるかどうかということである。
- (3) 上流部の引張り応力に対しては図30に示すようにフィレット部の先端を厚くすること、場合によっては用鉄筋を配筋することなどが対処の方法として考えられる。

- (4) 岩盤の平均強度を確認するためには CM クラス以外の岩種のせん断試験を追加し試験値の信頼度を高めることと、ベースの地質区分を正確に把握することが必要であろう。またその結果、所要の強度が得られなかった時の対策としては図-33 の点線のようにフィレット先端を延長することが考えられる。ただしその場合延長距離があまり大きくなると縦ジョイント切り方などで困難な問題も生ずることが予想される。

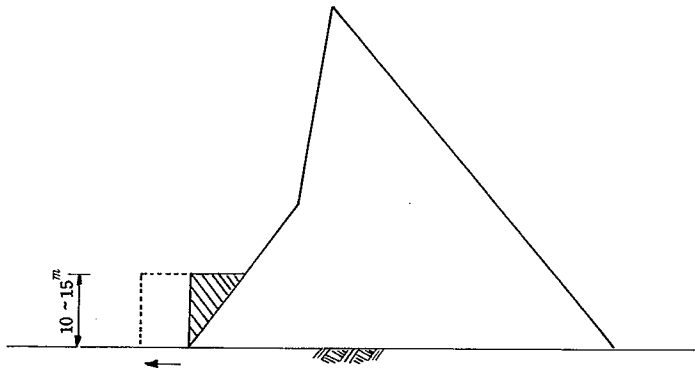


図-30 フィレットの補強

参 考 文 献

- ① 「弾塑性理論における有限要素法」…………… 土木研究所資料第340号
「弾性問題における数値解法」(Ⅱ)～(Ⅲ)…………… 土木技術資料 Vol.11 No.1～3等
- ② 「ダム設計基準」 昭和44年制定
国際大ダム会議 日本委員会
- ③ 「ダム基礎の合理的設計法」…………… 土木研究所資料第337号
石井文雄, 飯田隆一, 岸本貞男
- ④ 「黒部川第4ダム地点①岩盤試験について」
野瀬正義 第1回岩盤力学シンポジウム

図-31 主応力図

ケース ODG-1

縮尺

0 1 20 30m (長さ)

500 t/cm² (応力)

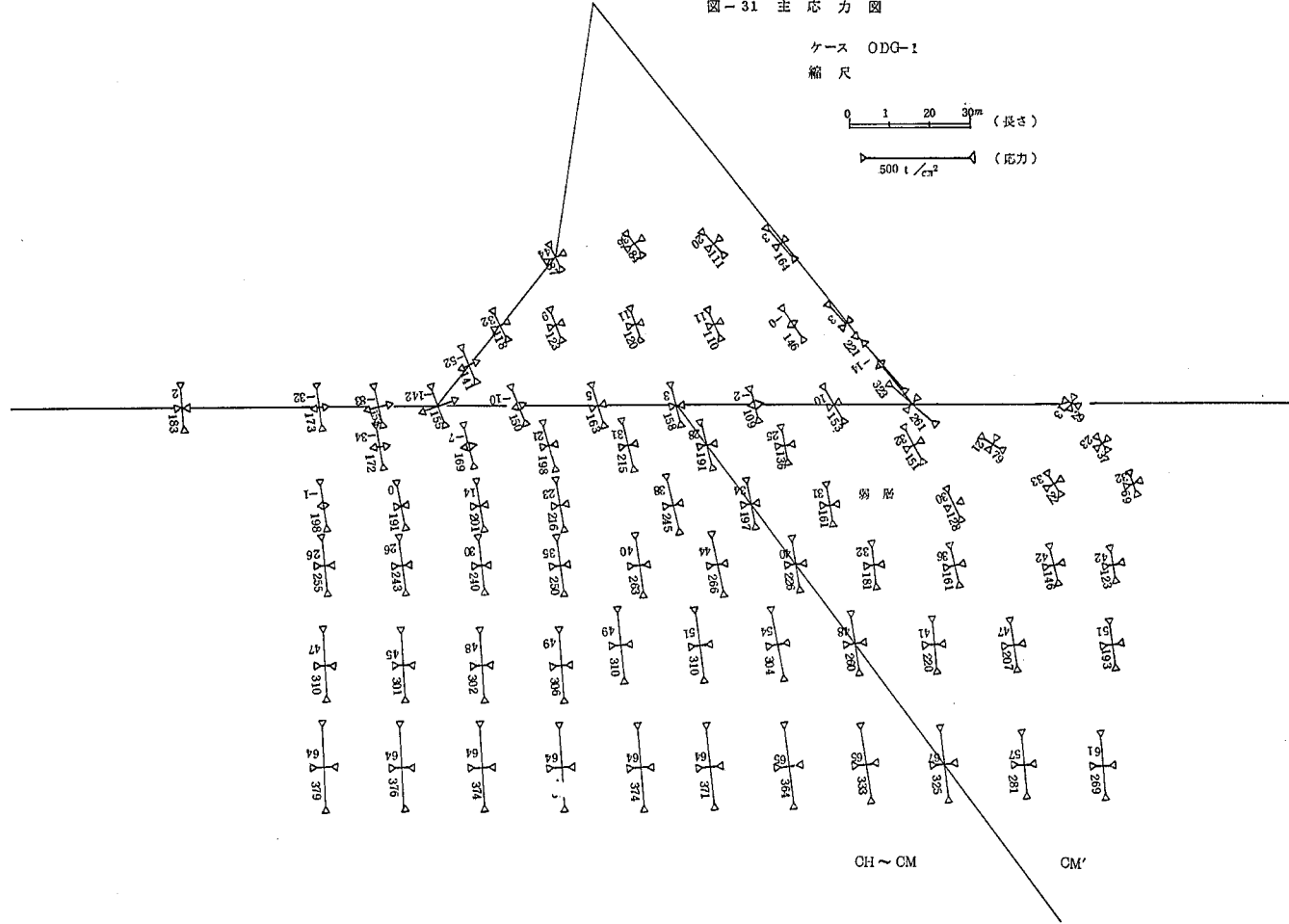
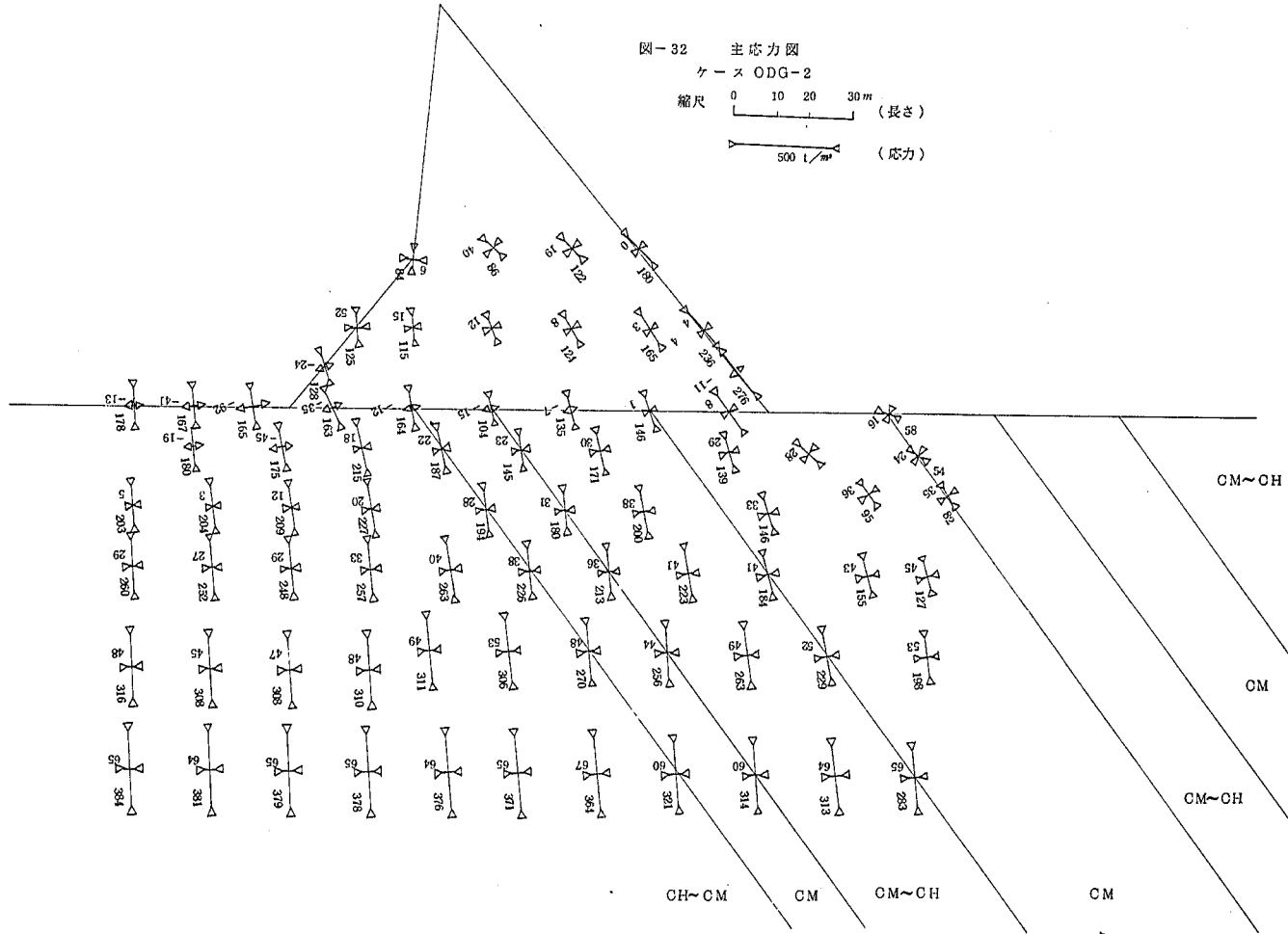


図-32 主応力図

ケース ODG-2

縮尺 0 10 20 30 m (長さ)

500 t/m² (応力)



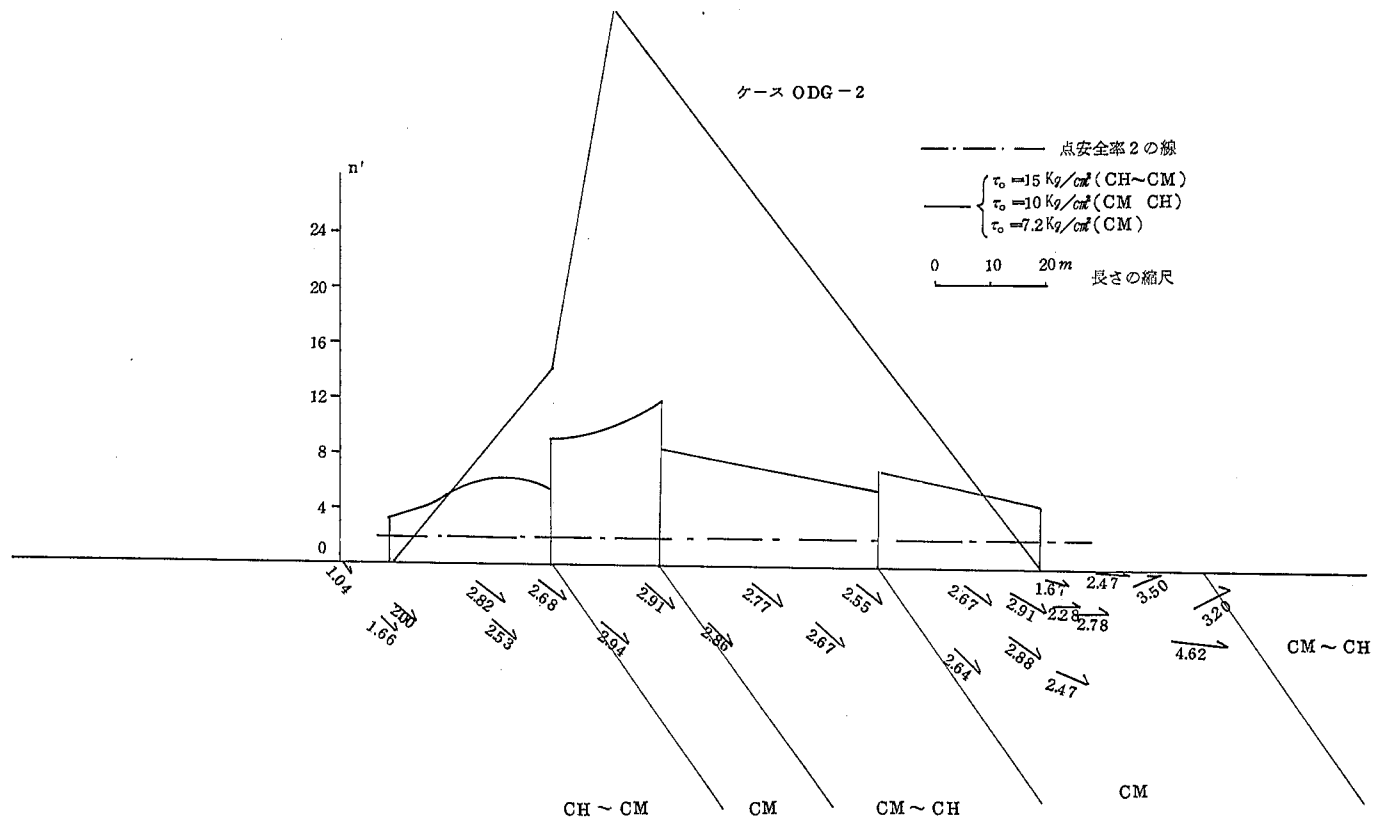
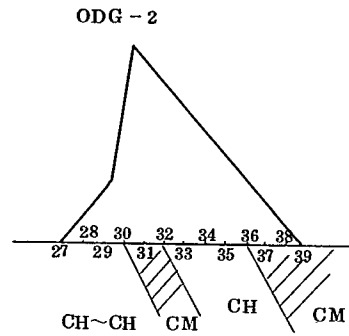
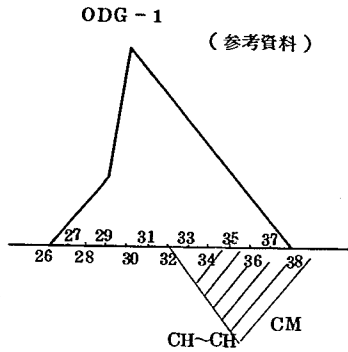


図-33 ダム底辺の点安全率と岩盤内における
最小点安全率

表-6 ダムベースにおける応力値と点安全率



ODG-1 (参考資料)

ダム底辺の節点における応力 (kg/cm ²)															
NODE	26	27	28	29	30	31	32	32	33	34	35	36	37	38	39
σ_x	3.85	9.25	13.87	14.67	15.78	17.80	20.20	10.46	10.32	9.95	10.09	10.52	11.85	12.81	10.63
τ_{xy}	5.90	4.69	4.52	4.31	4.28	4.55	5.80	1.87	1.76	1.86	2.13	2.67	3.67	4.15	6.46

ODG-1

ダム底辺の点安全率															
NODE	26	27	28	29	30	31	32	32	33	34	35	36	37	38	39
τ_o	15	15	15	15	15	15	15	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
N	3.19	5.17	6.39	6.88	7.19	7.21	6.17	9.44	9.95	9.23	8.12	6.64	5.19	4.82	2.76

ODG-2

ダム底辺の節点における応力 (Kg/cm ²)																	
NODE	27	28	29	30	30	31	32	32	33	34	35	36	36	37	38	39	40
σ_x	6.07	11.00	17.06	19.01	9.62	9.13	8.28	11.22	11.75	12.40	13.48	14.42	10.31	10.49	10.20	9.79	13.06
τ_{xy}	5.97	5.40	5.00	6.04	1.80	1.65	1.28	2.54	2.89	3.20	3.66	4.47	2.51	2.88	3.32	3.93	9.21

ODG-2

ダム底辺の点安全率																	
NODE	27	28	29	30	30	31	32	32	33	34	35	36	36	37	38	39	40
τ_o	15	15	15	15	7.2	7.2	7.2	10	10	10	10	10	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
N	3.53	4.81	6.40	5.63	9.34	9.90	12.09	8.75	7.53	7.00	6.42	5.46	6.98	6.14	5.24	4.32	2.20

3. コンジット周辺の応力値の解析

3-1 解析の目的

大渡ダムは高さ 96 m の重力式コンクリートダムである。本ダムの構造的な特徴としては、 $5.5\text{ m} \times 5\text{ m}$ という比較的大断面のコンジットを有していることと、基礎との充分なせん断摩擦抵抗力を得るために、上流面に大きなフィレットを有していること等が挙げられる。したがって堤体の設計に当ってはこれらの構造によって生ずる応力を充分検討する必要がある。

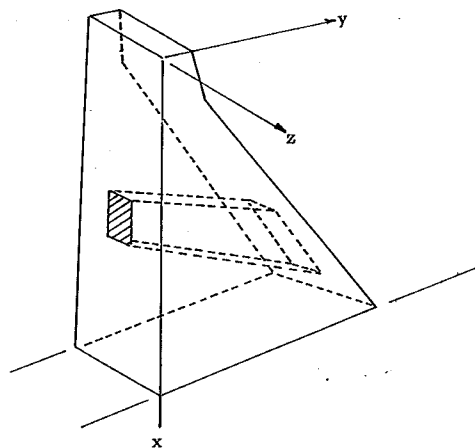
重力ダムの堤体応力の計算は一般に Levy の解、その他の方法により、ダム軸に直交する 2 次断面について行われているが、これらの方法では、コンジット周辺の応力等について特に解析することは不可能である。またコンジット周辺の応力で最大又は最小なものは、ダム軸に直交する方向よりも、むしろ、ダム軸に平行な方向に近い方向に生ずることも考えられるので、ダム軸直交断面における応力値だけの検討では不充分である。したがって本解析の目的は大渡ダムのコンジット周辺の、応力分布を種々の断面について得ることとした。

3-2 解析の方法

本問題を 3 次元的に計算しようとする場合、考えられる手段としては (1) 3 次元模型実験、(2) 3 次元有限要素法による計算、等が挙げられるが、前者は模型の形や荷重が複雑である為、実施は非常に困難で、後者は現在の計算機の能力から考えて充分な精度を得る為には計算費用が莫大になる。しかし、有限要素法による計算は、次の様な長所を持っている。

- (1) 弾性係数の異なる材料の組合わせは自由出来る。
- (2) 外荷重の大きさ、方向に制約がない。
- (3) 自重、慣性力の計算も容易である。
- (4) 電子計算で行うので労力が少なくて済む。

またその精度は、2 次元計算の場合であれば、200 点程度の節点でも構造物の形がそれほど複雑でない場合には充分実用になるものである。そこで重力ダムはダム軸に平行な方向の応力は平均的には 0 とみなせることに注目して、2 次元の有限要素法による計算を次のようにして用いることによってダム軸に直交する断面、及び平行な断面におけるコンジット周辺の応力を計算した。



重力ダムの一ブロックに対して図-34 に示

図-34 三次元モデル座標軸

す様な座標軸を定めると、このブロック内では(3-1)～(3-3)式の力の平衡関係が成立している。

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0 \dots\dots\dots (3-1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y = 0 \dots\dots\dots (3-2)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0 \dots\dots\dots (3-3)$$

堤体各ブロックはZ軸に直交する両サイドの面において $\tau_{xz}=0$ 、 $\tau_{yz}=0$ であると考え、xy面に平行な2次元断面における平均的な応力は

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0 \dots\dots\dots (3-1')$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + Y = 0 \dots\dots\dots (3-2')$$

として2次元計算によって求めた値でも充分信頼性が得られると考えられる。ただし、コンジットの部分は有効断面が小さくなってはいるが有限要素法によればその部分は厚さの異なる要素で出来ていると考えて計算することにより考慮出来る。

次にZY面に平行な2次元断面における応力の計算を行う場合この断面は3次元的な構造物の一部であることを考慮して計算しないと実際の状態との矛盾が生ずる。例えば上流面では水圧が荷重として作用しているが下流端には水圧がないので、荷重は作用しないはずである。しからば上流面の水圧に対する反力はどこにかかるのであろうかというようなことである。このような矛盾が生ずるのは3次元物体であれば(1)(2)(3)の3式を満足しなければならないのに2次元計算を行なわなければならないために(3-2)、(3-3)の2式だけを用い、しかも τ_{xy} と τ_{xz} を無視して計算を行うのに対し、実際には τ_{xy} が相当大きな値となって存在しているという理由のためである。

そこで(2)式において $\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}$ を先に行ったxy面での計算結果から数値的に求め得るので $\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + Y = Y'$ として、この値が慣性力であるような計算を行えば、2次元計算でも、3次元応力分布を考慮していることになる。

また(3-2')式によって Y' は $-\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}$ でもあるので、実際にはxy面で求めた σ_y のy方向分布の勾配を慣性力として入れてやればよいことになる。勿論 $\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}$ は計算しようとする断面内で一定であるとは限らないが、有限要素法では自重や慣性力も節点に加わる外力として節点毎に加えるようになっている為、部分的に異なった慣性力が働いている場合も取り扱えるので問題はない。ただし図-35に示すように穴のあいている部分は力のつり合を保つため、 $-\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \times \frac{1}{a}$ (a は有効断面率、 σ_y はxy面で厚さを1. 穴の部分の弾性係数は $E \times a$ として求めた応力)を慣性力とした。

また図-34におけるxz面に平行な断面における応力の計算も同様な考えのもとにxy面で求めた $-\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}$ を慣性力とすることにより計算を行った。

3-3 解析を行った断面

解析を行なった断面は越流部ダム軸直交断面及び図-36 に示すその断面に直交する5つの断面である。

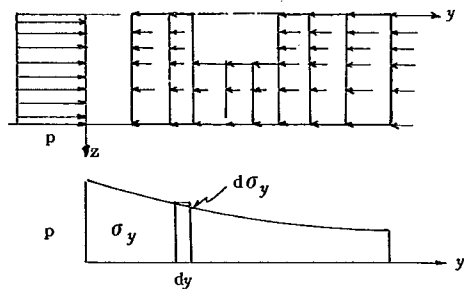
3-4 計算に用いた条件

計算に用いた条件は表-7 に示すようなものである。

(表-7) 計算に用いた諸条件

水 位	EL214m (サーチャージ時)
堤体比重	$W_c = 2.30$
地 震 力	$K = 0.06$
動 水 圧	$\frac{7}{8} W_w k \sqrt{Hh}$
堆 砂	堆砂深 EL 174 m
弾性係数	$E_c(\text{堤体})/E_n(\text{基礎}) = 30/28$

※空虚時は堤体自重のみ



σ_y は xy 断面より得た値

図-35 荷重の加え方

ダム軸に平行な断面のうち(A)-(A)断面と(B)-(B)断面ではコンジットの内面にかかる水圧をも考慮してある。

(A)-(A)断面はダムの空虚時に最も大きな鉛直応力がかかる。それにとまって生ずる引張り応力も大きい。

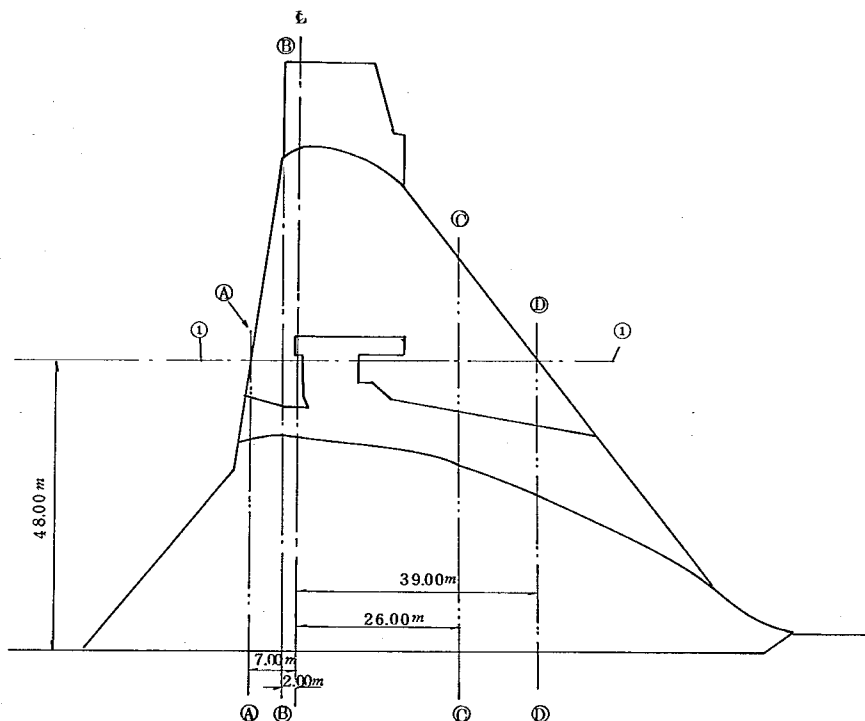


図-36 計算を行なった断面

したがって空虚時における応力分布も求めてある。

本計算では揚圧力は考慮していない。揚圧力を考慮する時は、揚圧力に相当する応力だけを計算応力値から差し引いた値が実効応力となると考えられる。また堤体は弾性体であると仮定し、鉄筋等の補強による剛性の変化は考慮していない。

3-5 計算結果及び考察

図-38～図-40は越流部ダム軸直交断面においてサーチャージ時と空虚時に生ずる応力のうち、コンジット周辺のものの特に取り出してプロットしたものである。コンジットの部分は厚さの異なる断面として計算を行ったので、この応力値は空洞のない部分ではブロック全体における平均値的な値、空洞の部分は両壁に生ずる応力の平均値的な値と考えるのが適当であろう。この断面における応力の特徴は、引張り応力がほとんど認められないことである。

次にダム軸に平行断面の応力は、図-38～図-40の計算結果に基づき3-2で述べた方法により計算を行ったが、特徴は同所で述べたように①-①断面は水平応力が、A-A～D-D断面では鉛直応力が、ブロック巾の平均で図-38又は図-39の結果と一致するように荷重を加えている。従って穴のあいている板を単純に引っ張ったり、圧縮した場合よりもずっと3次元に近いものであると考えられる。

計算結果の応力のあらわれ方の特長は、定性的に示せば、図37の斜線に示す様なゾーン、つまり鉛直断面ではコンジットの上下の部分、水平断面ではゲート室の上、下流の部分に引っぱり応力が生ずる。図47以下に各断面における主応力図を示したが、その最小主応力の方向はほぼダム軸に平行な方向である。引張りゾーンの大きさは断面によって異なるが図37における a/d はほぼ $\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3}$ である。引っ張り応力値はコンジット壁面に近いほど大きくなり、最大のものは、コンジット上下の平均的な鉛直圧縮応力と絶対値で等しい程度である。圧縮応力はコンジット側面、特に隅角の附近で最大となり、平均的な鉛直応力の1.5～2倍である。

計算を行わなかった断面における応力の値はダム軸に直交する断面で求めたコンジット附近の鉛直応力値を用いれば上述の方法によっておおよその目安が付けられる。コンジット周辺の引っ張り応力は、ダム軸に直交する方向の圧縮応力によって生ずるものであり、この圧縮応力が大きいものほど、発生する引っ張り応力も大きくなる。

例えば上流面に近いA-A断面は満水時よりも空虚時の方が鉛直方向の圧縮応力が大きい。従ってコンジット周辺には空虚時において最大の引張り応力が生じている。光弾性実験等では隅角部ではいちじるしい応力集中を生ずるが、この計算に用いた有限要素法では要素を無限に小さく分割することは出来ないの

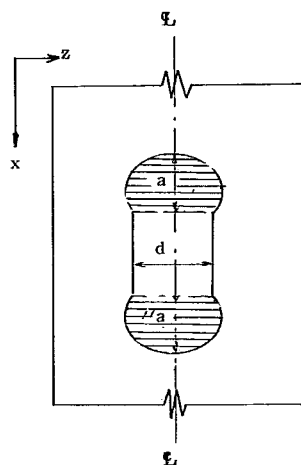


図-37 引張り応力の発生区域
(斜線部分)

図-39 大渡ダム 堤体応力

σ_x (鉛直応力)
 荷重条件
 水圧+自重
 $K=0.06$
 洪水時満水位
 推砂 E.L. 174.00 m
 揚圧力 なし
 0 5 10 0 5 10 $\frac{kg}{cm^2}$
 (長さ) (応力)

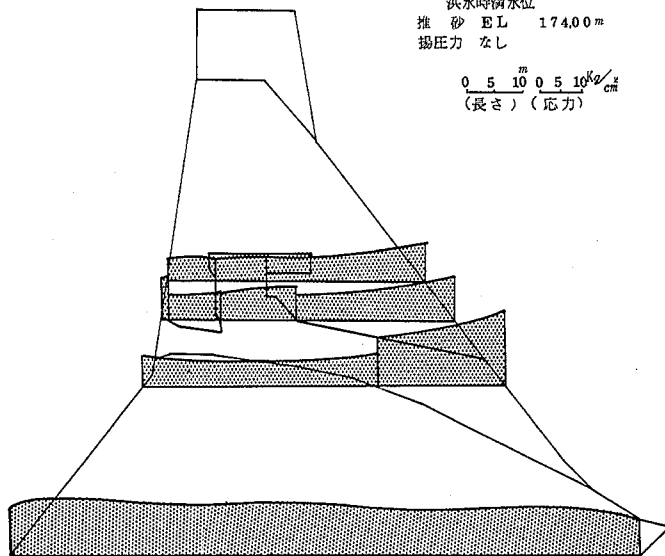


図-38 大渡ダム 堤体応力

σ_y (水平応力)
 荷重条件
 水圧+自重
 $K=0.06$
 洪水時満水位
 推砂 E.L. 174.00 m
 揚圧力 なし
 0 5 10 0 5 10 $\frac{kg}{cm^2}$
 (長さ) (応力)

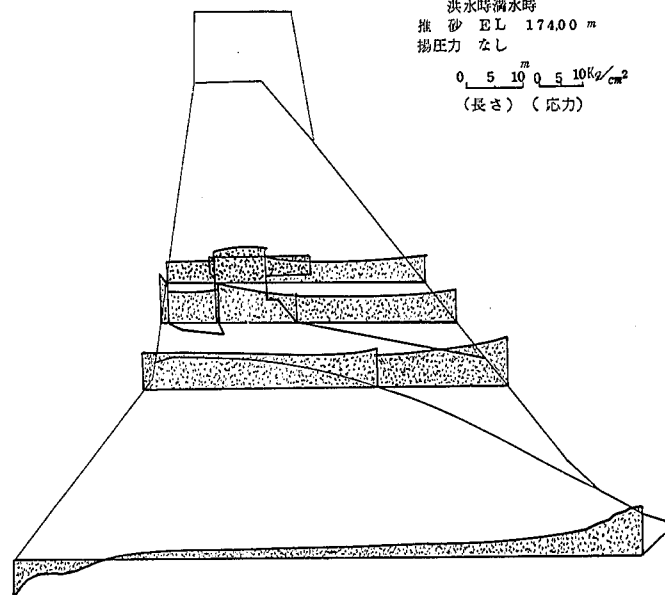
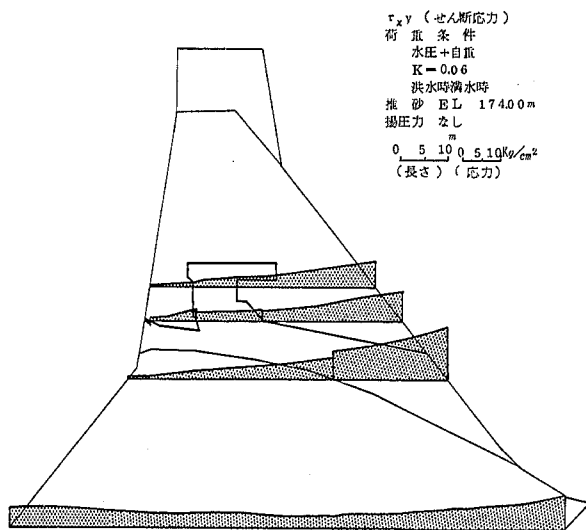


図-40 大波ダム（堤体応力）



断面 A-A
(洪水満水時)

縮尺
 長さ 0 1 2 3 m
 応力 0 10 20 30 kg/cm^2
 鉛直応力
 ダム軸方向応力

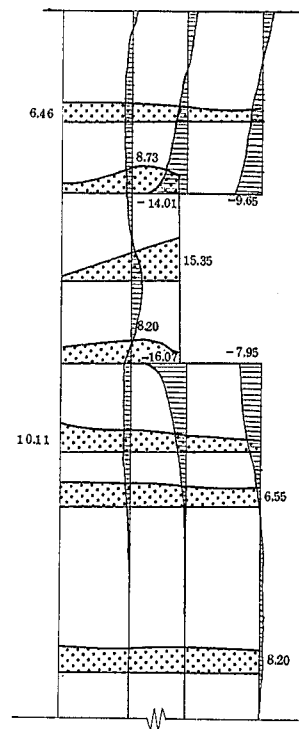


图-42 断面 A-A
(貯水池空虛時)

縮尺
長さ 0 1 2 3 m
応力 0 10 20 30 kg/cm^2

鉛直応力
ダム軸方向応力

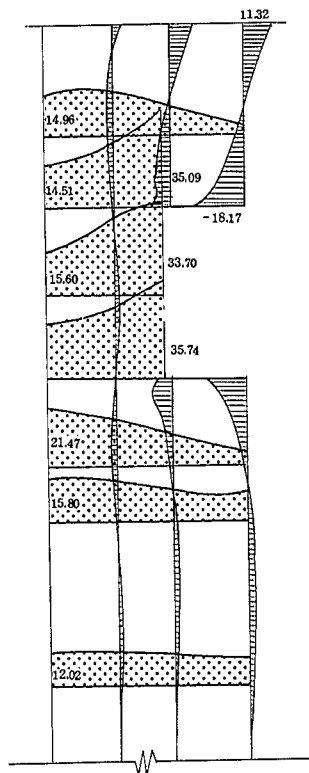


图-43 断面 B-B
(洪水満水時)

縮尺
長さ 0 1 2 3 m
応力 0 10 20 30 kg/cm^2

鉛直応力
ダム軸方向応力

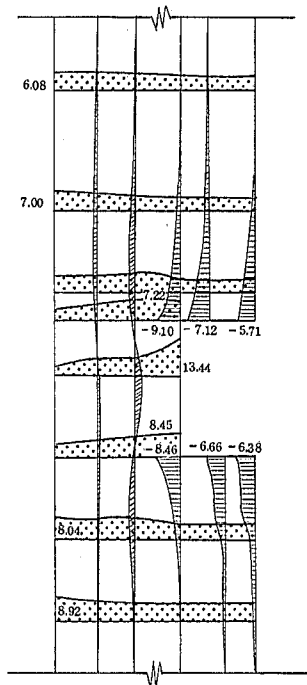


图-44 断面 C-C
(洪水満水時)

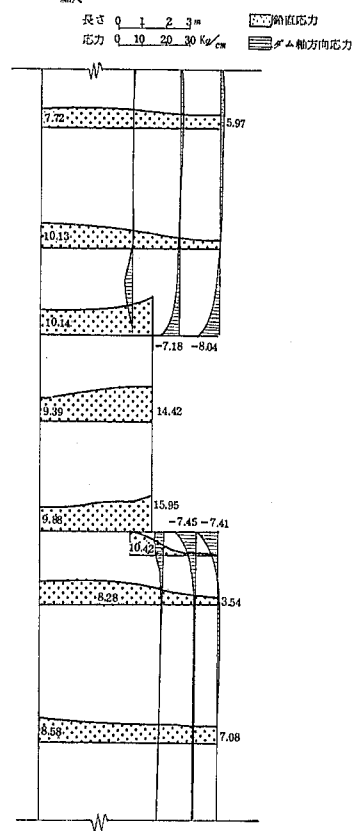


图-45 断面 D-D

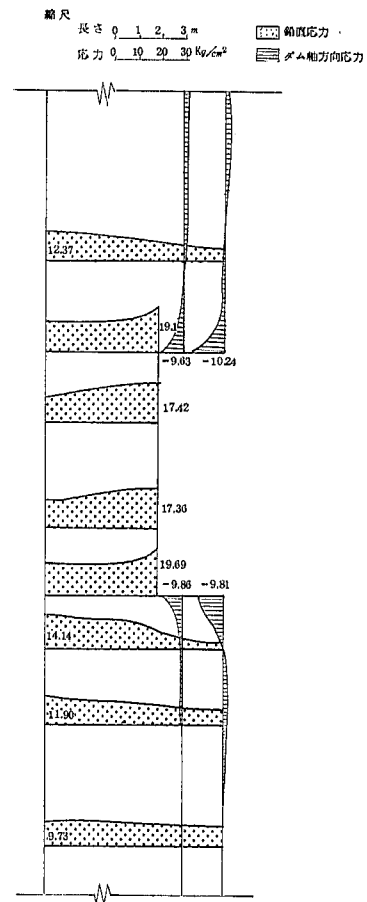


图-46 断面 1-1

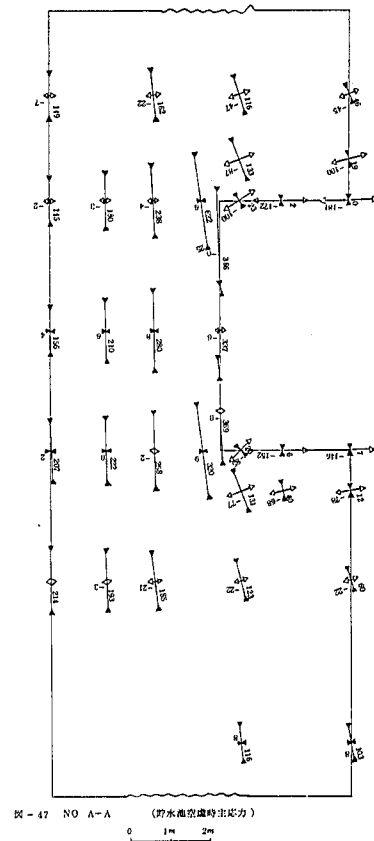
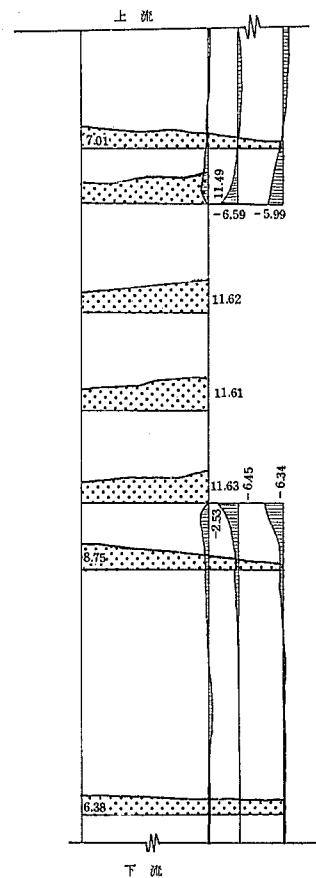
縮尺 (洪水 満水時)

長さ 0 1 2 3 m

応力 0 10 20 30 kg/cm^2

上下流方向応力

A-A軸方向応力



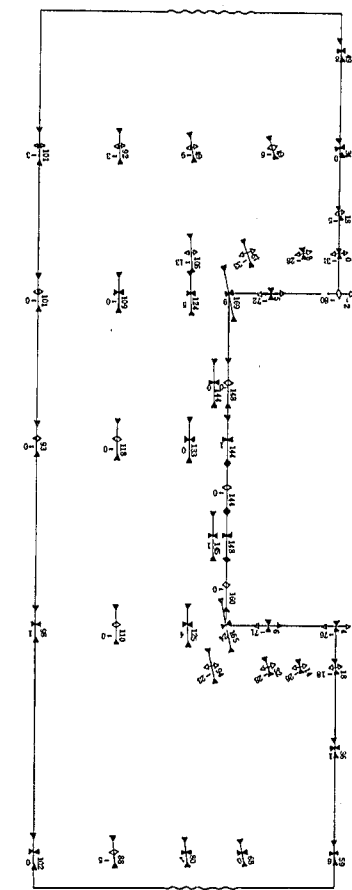


图-48 NO. O-O (洪水期水时主应力)

0 1 2 m

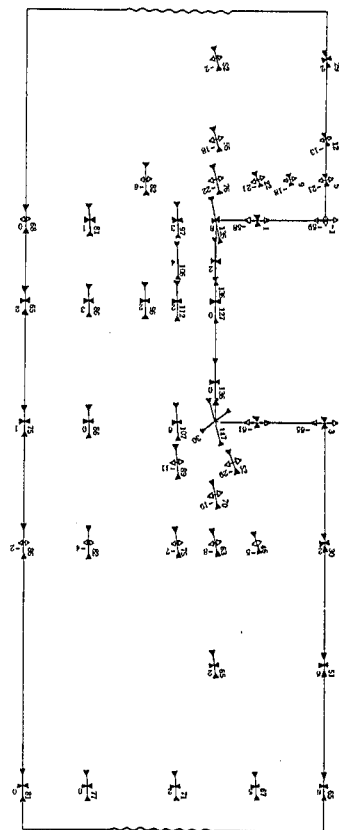


图-49 NO. B-B (洪水期水时主应力)

0 1 2 m

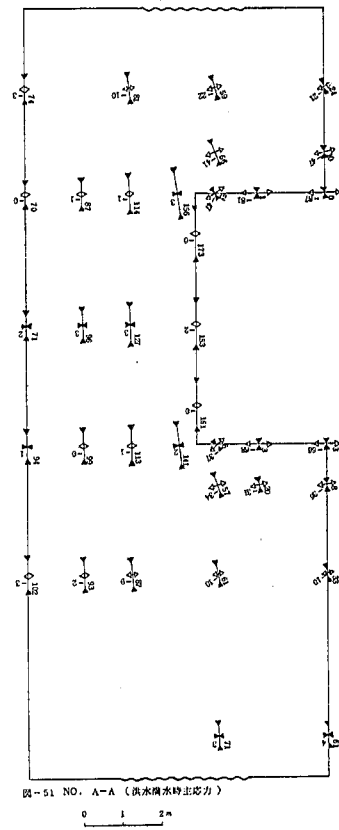


图-51 NO. A-A (洪水涌水时主应力)

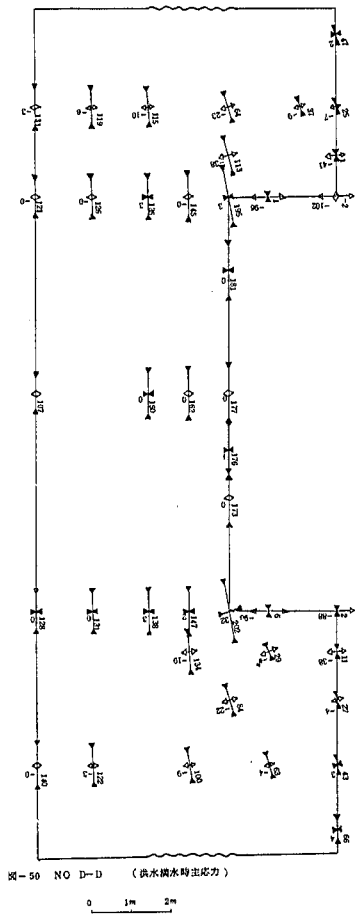


图-50 NO D-D (洪水涌水时主应力)

で、極端な応力集中はあらわれなかった。しかし、本計算で用いた要素の大きさは隅角の部分では一辺が約8cmのものであるから、完全な弾性体と仮定しても、表面から8cmの深さに至るまでにはこの結果の応力値程度に、応力集中は小さくなっていることになるので、本計算値を用いることによる支障はまずないといえる。

以上の計算の結果から大渡ダムのコンジットの堤体応力に及ぼす影響について言えることは次のようなことである。

- (1) ダム軸直交断面では、特に引張り応力は認められない。従ってコンジットが堤体の安定性に特に悪い影響を及ぼしているとは考えられない。
- (2) ダム軸平行断面ではコンジット上下壁附近、ゲート室の上、下流側壁附近に、ダム軸に平行な方向に引張り応力が生じている。(大きさは表面で平均圧縮応力と同程度)
- (3) これら引張り応力はコンジット壁面に、出来るだけ近く、ダム軸に平行な方向の配筋によって対処をすることが必要である。

付 記

コンジット附近の応力の算定方法は、孔が小さくて、しかも円形である場合には無限板にけられた孔のまわりに生ずる応力の理論解が用いられる。

しかし、孔が矩形である場合や、ブロック巾に比べ割に大きい孔のあいている場合等には理論解がないので、光弾性等の実験により求めることが今迄に一般に行なわれる方法であった。

これらの実験では载荷の方法の制約から板を単純に圧縮したり、引っ張った場合しか解が得られないので、孔の中に水圧が働いている場合や、3次元構造物の一部であるので単純に圧縮されているとみなせない場合等には、このようにして得られた解だけを用いるのには多少不安が有った。

本解析で行なった方法では、孔の中の水圧も考えており(①-① ②-②断面)、又ダム軸直交断面における応力の形も考慮しているので、さらに実物に近い応力値を再現していると考えられる。しかし結果からみると、光弾性実験の場合のような単純な载荷による解析結果と比べて値がやや小さく出る他は、ほとんど差がないことがわかった。