

土木研究所資料

第 557 号

豊平峡ダム構造模型実験報告書

昭和 45 年 2 月

建設省土木研究所

豊平峡ダム構造模型実験報告書

建設省土木研究所ダム構造研究室

柴 田 功
斉 藤 孝 三
上 木 征 夫

目 次

1. ダムの概要	1
1.1 豊平峡ダム諸元	1
1.2 地形地質	1
1.3 ダム形状の特徴	2
2. 模型実験の概要	5
2.1 実験の目的	5
2.2 実験の方法	5
2.3 相似率と模型材料	5
2.4 載荷装置	9
2.5 実験の精度	11
3. 応力及びたわみの計算	12
4. 実験結果と考察	16
4.1 コンジットを有する場合の検討	16
4.2 計算値との比較	18
4.3 コンジット有無での比較	19
5. 各種荷重時の応力推定	21
6. 結 論	25

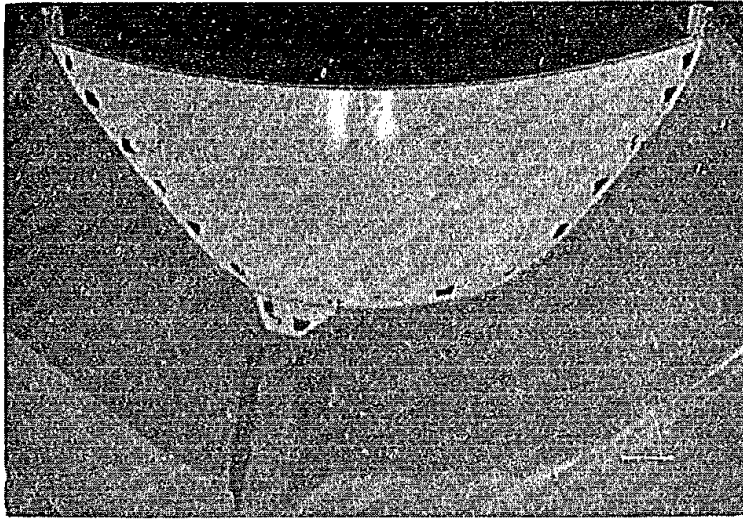


写真-1 模型成形後上流面

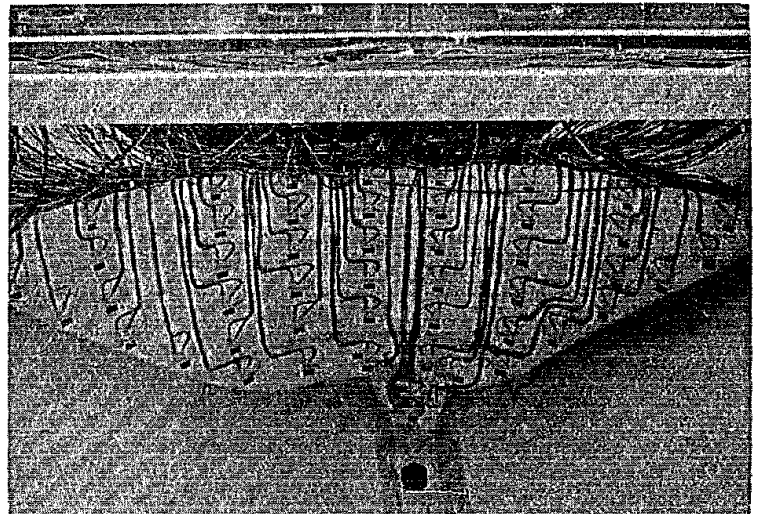


写真-2 ゲージ貼付状況（下流面）

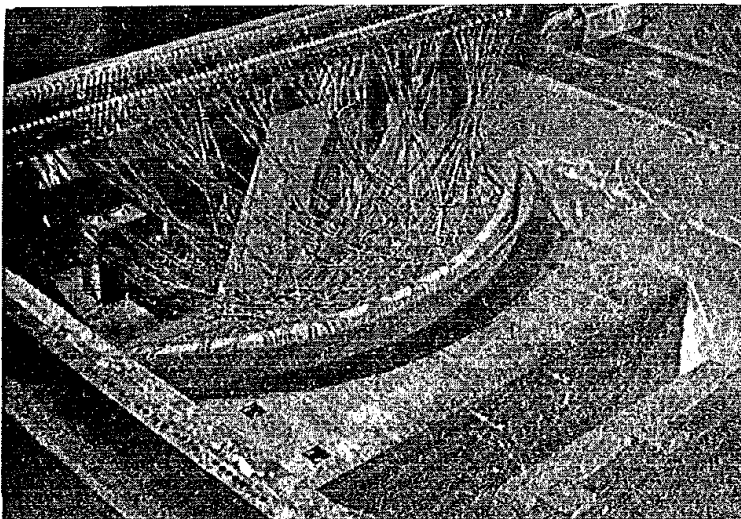


写真-3 載荷装置取付状況

本書は、北海道開発局石狩川開発建設部が豊平川に建設する豊平峡ダムについて、建設省土木研究所が行ったダム構造模型実験の報告である。

1. ダムの概要

1.1 豊平峡ダム諸元

河川名 位置 地質	石狩川水系豊平川 北海道札幌市定山溪 安山岩熔岩、白破砕溶岩
型式 堤頂標高 基礎標高 堤頂長 堤厚 堤体積 ゲート	放物線アーチダム E L 4 7 7.5 0 m E L 3 7 3.5 0 m 3 0 5.0 0 m 頂部 5 m, 底部 2 0 m (クラウンカンチレバー) 2 7 5,0 0 0. m ³ クレストゲート 6.0 m × 6.0 m 5 門 コンジットゲート 2 門
流域面積 湛水面積 総貯水容量 有効貯水量 常時満水位 堆砂面	1 5 9.1 Km ² 1.5 Km ² 4 7,1 0 0,0 0 0 m ³ 3 7,1 0 0,0 0 0 m ³ E L 4 7 5.0 0 m E L 4 2 7.6 0 m

1.2 地形、地質

ダムサイト地形は、ほぼV字形をなし左岸、右岸とも局部的に表土が見られるが、大部分は、岩石が露出し、急崖をなしている。右岸 E L 3 9 5 m 付近に段丘状の平坦面があり、現河床は、この平坦面からさらに 1 5 m 位下った左岸寄りにあり、両岸は垂直に近い狭谷をなしている。

地質については左岸が、右岸に比較して強固の様を呈しているが、数本の断層が河道に平行に走っている。河床部は、両岸に比較して非常な軟弱な岩で構成されている。

1.3 ダム形状の特徴

地形、地質について最も有利な設計が考慮された結果、ダム形状には次の特徴がみられる。

- 1) 最も安定を阻害する左岸の断層については、これにアーチスラストを直角に作用させて、すべりを軽減するためにダムのフラット化をはかり、放物線アーチが採用されている。
 - 2) 河床部のせん断摩擦安全率が不足するおそれがあることから、サドルが設置されている。
 - 3) 現河床である狭谷部左岸寄りの部分が相当軟弱であり、この部分を取除きプラグが設計されている。
- 尚、ダムの形状寸法は次表に示す通りである。

表-1 ダム基本寸法

EL (m)	Tc (m)	LTA (m)	RTA (m)	2ℓ (m)	Xc (m)	Lφ _A	Rφ _A
477.5	5.00	5.00	5.00	278.980	0	37°~48'	37°~12'
469.	6.46	7.37	7.91	267.880	-1.557	37°~30'	37°~30'
455.	8.86	11.27	12.71	245.222	-3.946	37°~14'	37°~46'
440.	11.43	15.45	17.85	214.900	-6.165	37°~10'	37°~50'
425.	14.00	19.64	23.00	181.450	-7.915	37°~15'	37°~45'
410.	16.57	23.82	26.57	148.000	-9.077	37°~40'	37°~29'
395.	19.14	28.00	27.00	108.700	-9.528	38°~38'	36°~22'
390.	20.00	29.39	26.44	87.150	-9.500	0°~00'	0°~00'

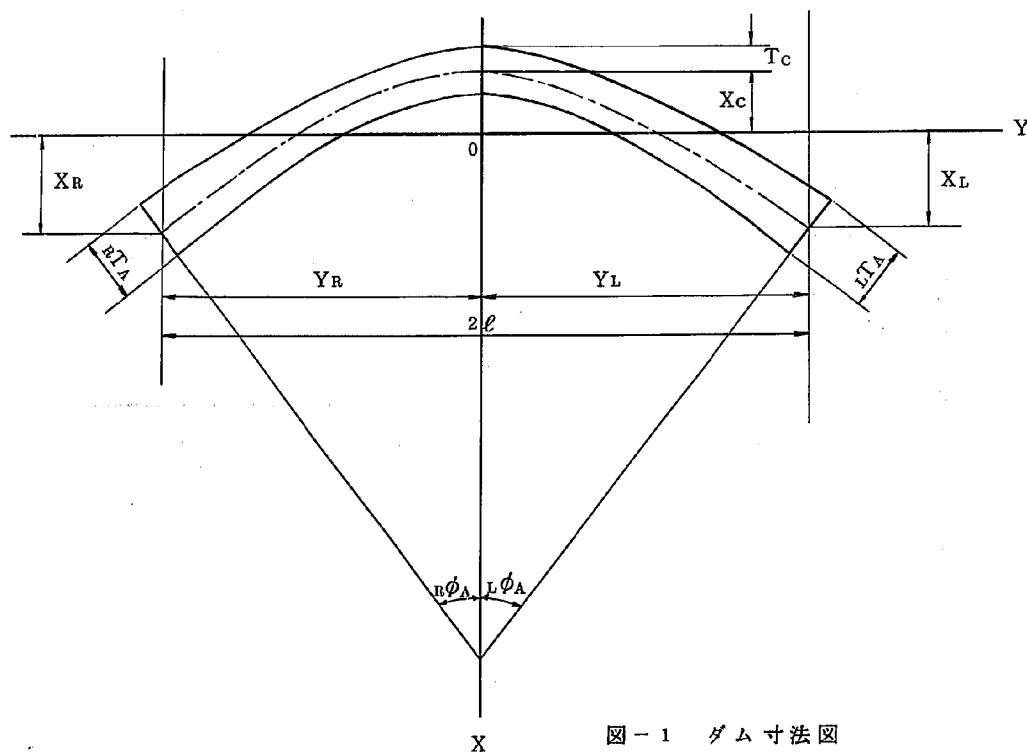


図-1 ダム寸法図

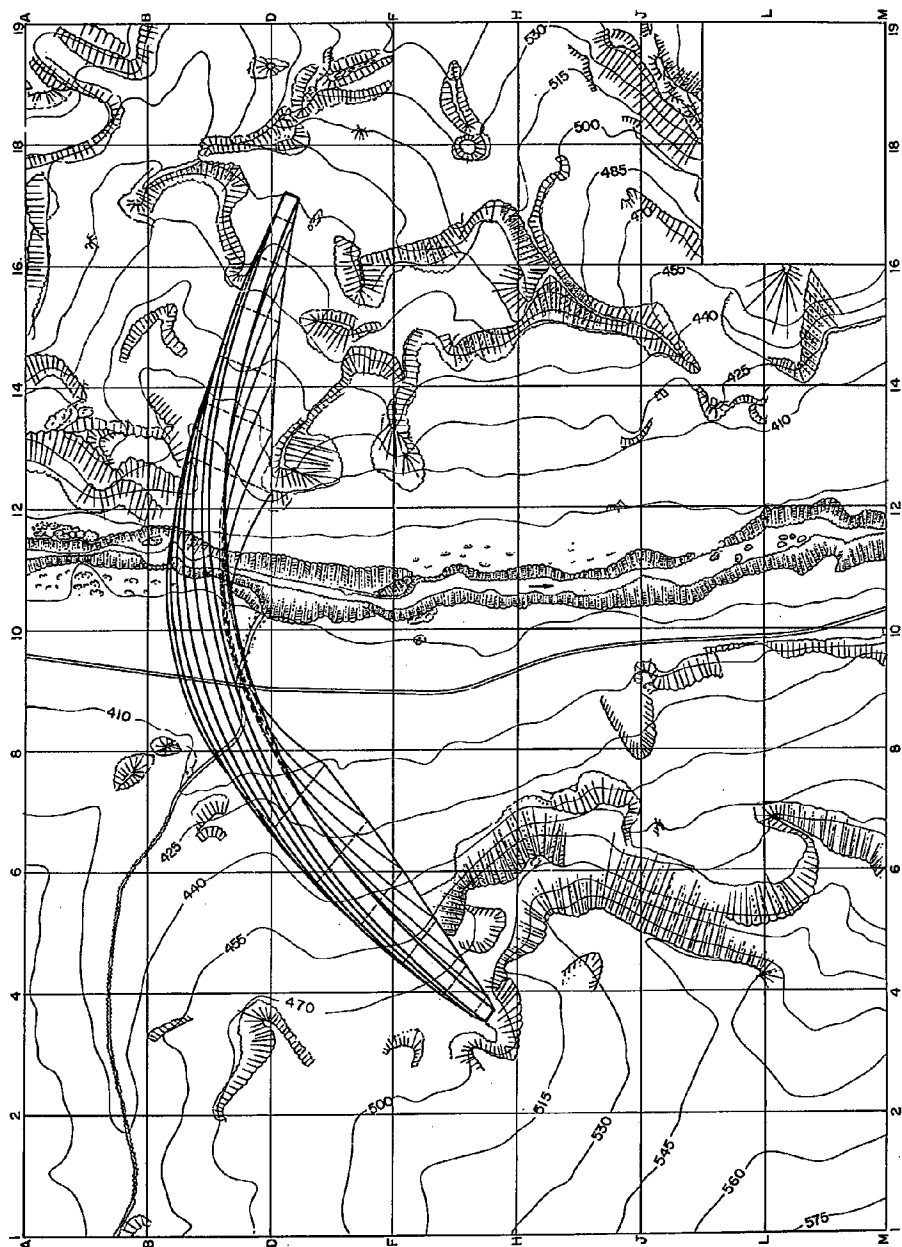


図 - 2 豊平峡ダム平面図

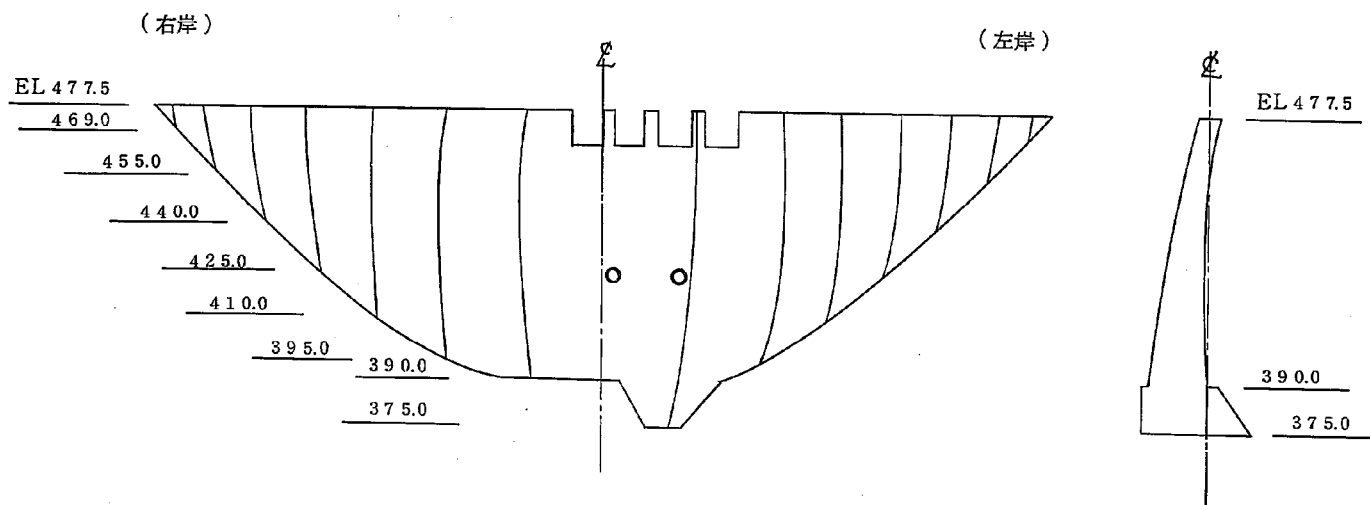


図 - 3 豊平峡ダム下流面展開図 $S = 1/2000$

2. 模型実験の概要

2.1 実験の目的

アーチダムの応力計算は、荷重分割法という精巧な計算方法に基づき、電子計算機で行うのであるが、基礎岩盤の変形量を求める計算に「等価展開面」と称する近似的な方法を取り入れているため、計算結果において、ダムのある局部応力が実際と多少異なる点が生じてくる。この異なる点の解明のため、実際のダムサイトの地形に合わせた模型を作製し、その構造実験を行い応力分布を観察して安全性を確認する必要がある。豊平峡ダムについては、前記ダムサイトの地形、地質の特徴から河床部のサドル及び左岸狭谷部のプラグが設計されており、これらがダム本体にどのような応力的影響があるか、又これら自体の設計が応力的に妥当であるかどうか合わせて検証するものである。

2.2 実験の方法

模型は実物の1/160の大きさで、製作誤差、実験誤差を少なくするために、同一模型を2個製作した。模型製作に際しては現場の状況を極力再現するために、実測された基礎岩盤の弾性係数をもとに、実物の1/5になるように石膏と珪藻土の配合(表-2)を決定した。

アーチダム設計に考慮しなければならない荷重は静水圧、温度荷重、自重、揚圧力、堆砂圧、地震時慣性力及び地震時動水圧があるが、この模型実験ではその載荷装置の機能上静水圧と堆砂圧を載荷対象とし、自重はすべて片持梁で受持つものとして、後に加算する方法をとった。

実験は石膏模型の弾性領域内でのひずみ測定及びたわみ測定を行うもので、ひずみはダム表面に貼付された54点の電気抵抗線ひずみ計を用いて自動ひずみ記録装置及び手動ひずみ測定器で行った。たわみはダム下流面に設置された1/100 mm 目盛ダイヤルゲージを用いて各々の測点について行ったものである。

2.3 相似率と模型材料

一般に、模型実験の相似率は実物と模型実験との間に応力ひずみの関係が、相似的であるという条件が満足されなければならない。即ち実物の材料と模型材料との間では、応力ひずみ曲線が相似形でありポアソン比が等しいことが必要である。これらが満足されるならば、模型と実物のひずみ、応力、たわみについての相似関係は

$$\begin{aligned}\sigma_m &= \frac{G}{n} \cdot \sigma_p \\ \delta_m &= \frac{G}{n^2} \cdot \frac{E_p}{E_m} \cdot \delta_p \\ \epsilon_m &= \frac{G}{n} \cdot \frac{E_p}{E_m} \cdot \epsilon_p \quad \text{と表わされる。}\end{aligned}$$

ここに σ_m , δ_m , ϵ_m , E_m : それぞれ模型の応力, たわみ, ひずみ, 弾性係数

σ_p , δ_p , ϵ_p , E_p : それぞれ実物の応力, たわみ, ひずみ, 弾性係数

n : 模型の縮尺

G : 模型と実物の荷重強度の比

静的模型実験の材料としては, その力学的性質, 加工法, 実験の容易さなどで, 石膏と珪藻土の混合物が最もすぐれている。なぜならば, 当研究室の石膏の材料試験結果によると, 石膏と珪藻土の混合物はポアソン比, 破壊強度と弾性係数の比及び圧縮強度と引張強度との比はコンクリートのそれとほぼ同一であり, その弾性係数も $70,000 \text{ kg/cm}^2$ から $7,000 \text{ kg/cm}^2$ まで配合を変えることにより自由に変化出来る利点をもっていることが明らかになった。更にその応力, ひずみ曲線はコンクリートのそれよりもやや直線的であり, 実験の目的が弾性領域内の応力測定にあるならば最もすぐれた材料であると言える。

本実験では, 実物と弾性係数との比を

① ダム本体は弾性係数が大きいので水-石膏比で調整する。

② 岩盤は石膏に珪藻土を混合し, 水-石膏比を小さくして石膏-珪藻土の混合割合で調整する。

という方法によった。

従って, 図-4及び図-5をもとに, 表-2の様な配合を定めた。

表-2 豊平峡ダム模型配合表

位 置	$E_p (\text{kg/cm}^2)$	$E_m (\text{kg/cm}^2)$	D/P	w/P	V/W	$V (\text{m}^3)$
本 体	250,000	50,000	0	0.70	1.50	0.315
岩 アーチ アバットメント部	70,000	14,000	0.47	1.80	1.29	0.537
盤 河 床 部	50,000	10,000	0.80	2.40	1.24	0.865

ここに D/P : 珪藻土と石膏の比

V/W : 体積と水量の比

w/P : 水と石膏の比

V : 打設体積

以上の配合のもとに模型が打設された。この際, コンクリート材料試験用標準型枠 $\phi 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ の供試体を採用した。また本体の成形時において供試体を削り出し, 弾性係数及び圧縮強度を測定した。

表-3 供試体測定結果

位 置	弾性係数 (kg/cm^2)	圧縮強度 (kg/cm^2)
本 体	49,600 ~ 65,000	90 ~ 103
岩 アーチ アバットメント部	15,000 ~ 17,000	22 ~ 26
盤 河 床 部	9,000 ~ 10,000	12 ~ 14

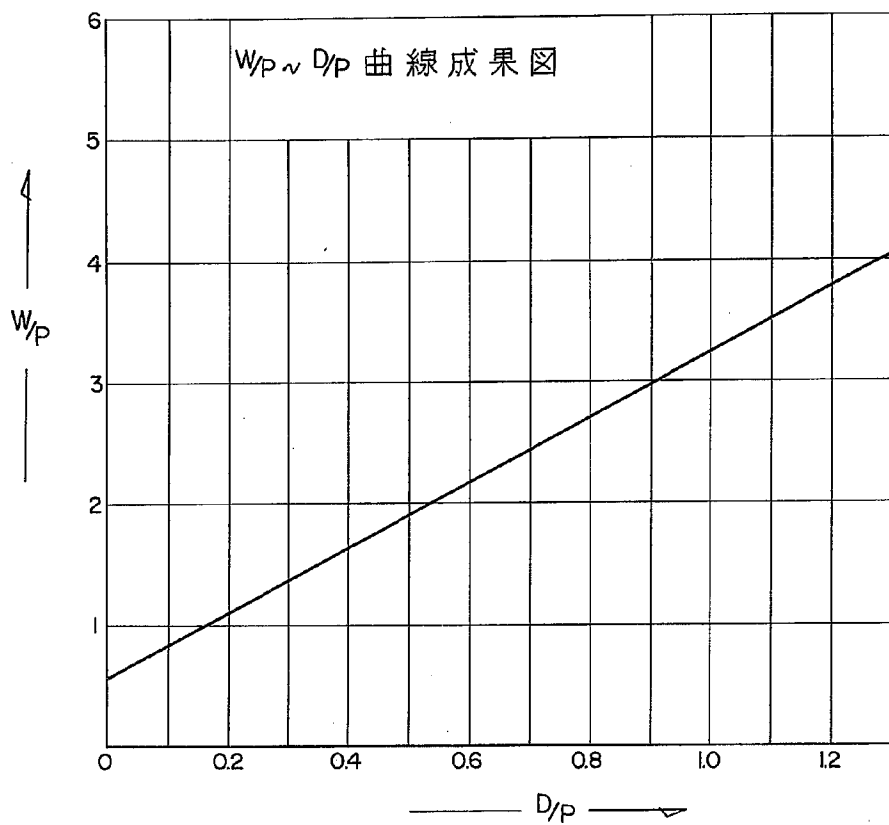


図-4 材料試験

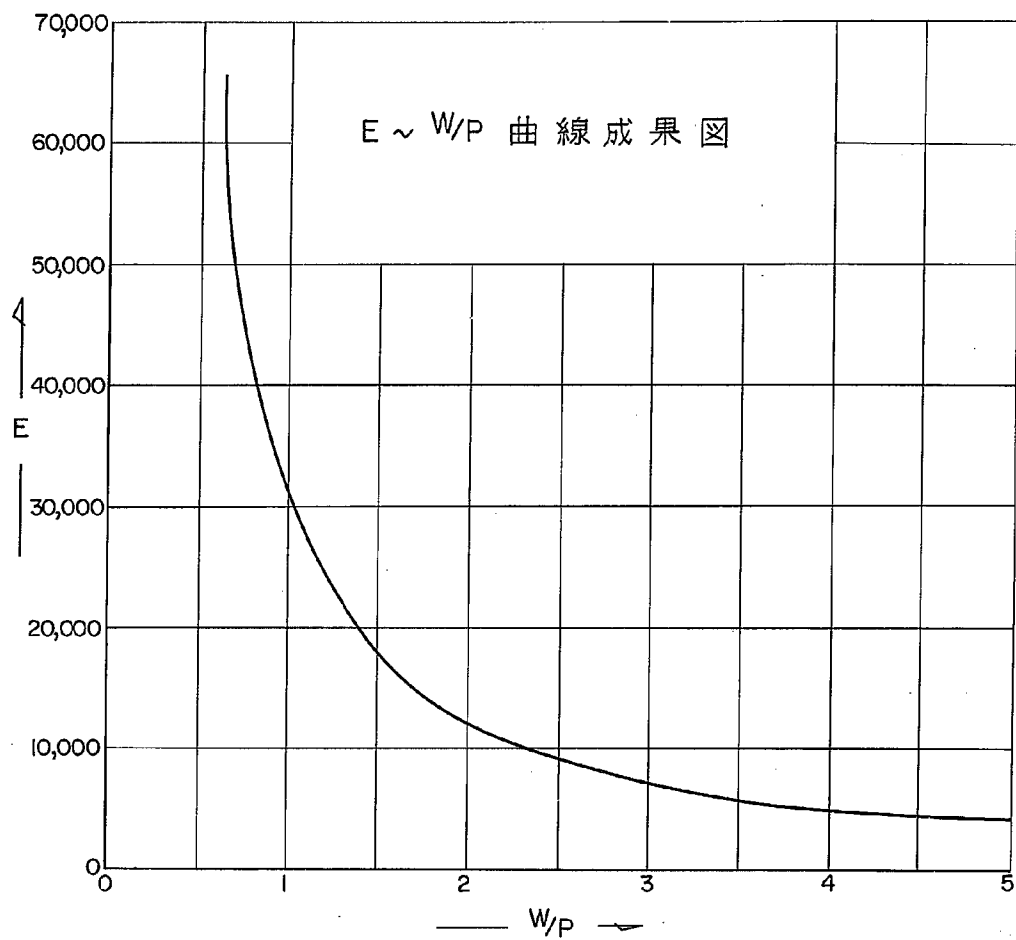


図-5 材料試験

2.4 載荷装置

測定は模型に生ずるひずみと、実物に生ずるひずみが等しいときに行うのが、相似率からみれば理想的である。しかし、石膏と珪藻土との混合物は、先にも述べてあるように応力歪曲線はコンクリートよりも直線的に変化し、弾性領域が広いので模型に生ずるひずみの方がやゝ大きくなってもさしつかえない。またひずみ測定に用いられる電気抵抗線ひずみ計は、 $\pm 5 \times 10^{-6} \text{cm}$ 程度の個有誤差を持っており、更に、ひずみ計貼付技術やリード線の長さ、室の湿度、温度等の影響により、この誤差の範囲は増々大きくなる事が考えられる。従って測定値の中に占めるこの誤差の割合をできるだけ小さくするためにひずみを大きく発生させることが望ましい。しかし相似率からは、 $\epsilon_m / \epsilon_p = 1.0$ が望ましいと言えるので、これらの事を考慮して測定精度を上げるためには $\epsilon_m / \epsilon_p = 1.5 \sim 2.0$ にするのがもっともよいと判断した。

載荷装置としては、液体による方法が理想的であるが、最も比重の大きな水銀を用いたとしても

$$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = \frac{G}{n} \cdot \frac{E_p}{E_m} = \frac{13.6}{160} \times \frac{250,000}{60,000} = 0.35$$

となって極めて小さい。従って液体以外の載荷装置が必要になる。液体以外の載荷方法としては、一般に用いられている油圧ジャッキによる方法があるが、これによると上流面全体に荷重を分布することが出来ないで局部的に集中させるようになり、上流面応力が果たして乱れが起きないかどうかという疑問が生じてくる。そこで本実験では後に述べてあるゴムチューブ式による全面加圧法を採用した。

ゴムチューブ式の装置は、土木研究所ダム構造研究室において考案され、これまで数種のアーチダムの構造模型実験に使用されて来たもので、いずれも好結果を得ている。この装置は図-6のように模型の上流面に沿って水平な10層のチャンバーを仕切り、各アーチ型のチャンバーにゴムチューブを入れ、これにオイルを送入して加圧するものである。液体で載荷したときは荷重分布は三角形であるが、この方法では階段状になっている。各チューブ内に送られる油は、オイルポンプから特殊な減圧弁を通して変圧して送られ、各層間の圧力は一定の比に保たれるようになっている。従ってジャッキによる方法とくらべると応力集中もなく、水圧分布に近い状態で上流面全体に加圧することができる。

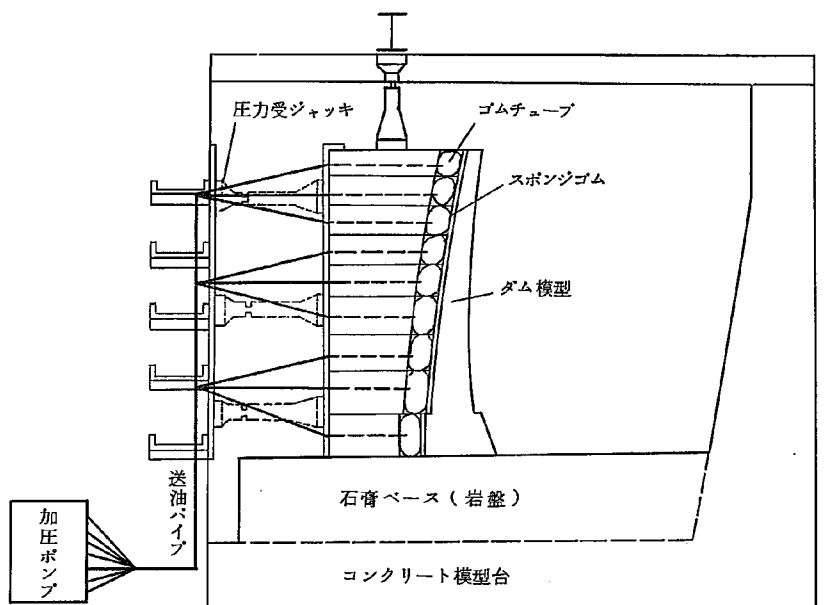


図 - 6 模型実験装置

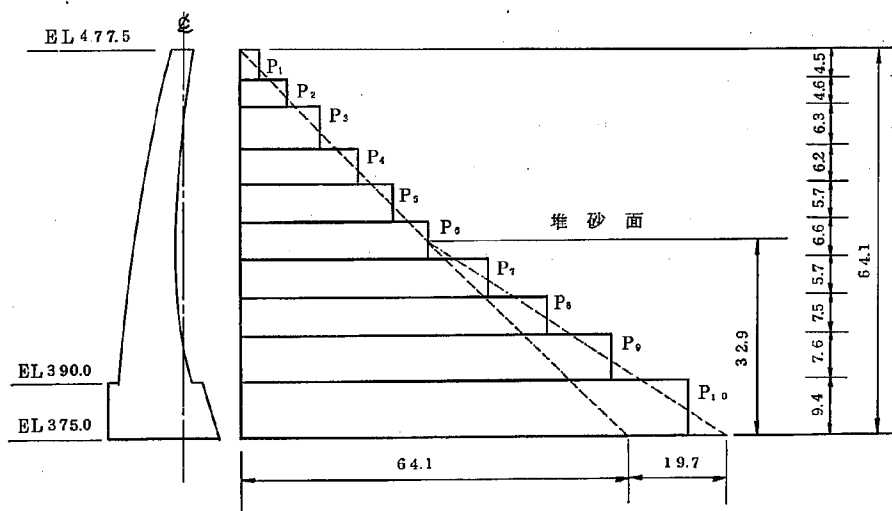


図 - 7 載荷装置荷重分布図 (単位 cm)

2.5 実験の精度

実験値に及ぼす誤差としては前に述べたようなものがあり、中でもゲージ誤差、載荷装置による誤差などが比較的大きいと考えられる。このうちゲージ誤差はゲージ固有のものであり、同一ゲージで同一載荷状態において測定された値でも通常 $\pm 5 \times 10^{-6}$ cm 程度の誤差がみられる。載荷装置による誤差は、載荷板の積替やポンプ操作上の荷重誤差等の原因からくるもので、ゲージを新規に貼替えて行った状態でも $\pm 10 \times 10^{-6}$ cm 程度示される。従って、測定に際しては総じて $\pm 15.0 \times 10^{-6}$ cm 程度の誤差が考えられる。この値を豊平峽ダムの実物応力に換算すると $\pm 2.6 \text{ kg/cm}^2$ となり、本実験はこの程度の精度をもつことになるが、実験に際してはいずれも約 50 回行った観測値をもとにその都度おかしい値は棄却し、平均値計算を行ったデーターを使用しており、誤差の範囲は更に小さいものと考えられる。

3. 応力及びたわみの計算

一般にひずみ測定は、載荷時の測定と、除荷時の測定とを数回反復して行なう。従って載荷時の測定値と、除荷時の測定値との差を求め、これらの測定値のうち、おかしい値は棄却し、平均値を求める必要がある。この計算は、手動測定の分においては、手計算を行い、デジタル、測定器の分においては電算によった。

測定ひずみの整理された値から応力計算を行なうのであるが、三方向のひずみからフックの法則により次の様な式が導き出される。

いま

$\epsilon_h, \epsilon_v, \epsilon_d$: それぞれ模型実験で測定された水平、鉛直、斜め方向のひずみ

n, E_m, μ, P : それぞれ模型の縮尺、弾性係数及びポアソン比、ダム表面に作用する圧力

$\sigma_H, \sigma_V, \tau_{HV}$: それぞれ模型の水平方向応力、鉛直方向応力、せん断応力

$\sigma_{HP}, \sigma_{VP}, \tau_{HVP}$: それぞれ実物の水平方向応力、鉛直方向応力、せん断応力

とすれば

ある測点の鉛直方向ひずみ及び水平方向ひずみによる応力は

$$\epsilon_v = \frac{1}{E_m} \{ \sigma_v - \mu (\sigma_h + P) \}$$

$$\epsilon_h = \frac{1}{E_m} \{ \sigma_h - \mu (\sigma_v + P) \} \quad \text{の関係より}$$

$$\epsilon_v + \mu \epsilon_h = \frac{1}{E_m} \{ \sigma_v (1 - \mu)^2 - \mu (1 - \mu) P \}$$

$$\therefore \sigma_v = \frac{E_m}{1 - \mu^2} (\epsilon_v + \mu \epsilon_h) + \frac{\mu}{1 - \mu} P$$

$$\sigma_h = \frac{E_m}{1 - \mu^2} (\epsilon_h + \mu \epsilon_v) + \frac{\mu}{1 - \mu} P$$

(1)

又、図-8により

$$\sigma_D = \sigma_H \cos^2 \theta + \sigma_V \sin^2 \theta + 2 \tau_{HV} \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$\sigma_{D'} = \sigma_H \sin^2 \theta + \sigma_V \cos^2 \theta - 2 \tau_{HV} \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$\theta = 45^\circ$ とすると

$$\sigma_D + \sigma_{D'} = \sigma_H + \sigma_V$$

$$\sigma_D - \sigma_{D'} = 2 \tau_{HV}$$

従って

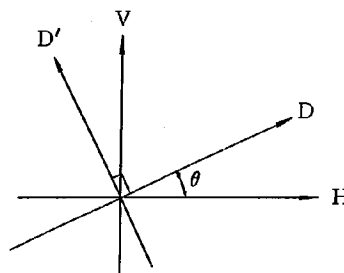


図 - 8

$$\tau_{HV} = \frac{1}{2} [2\sigma_D - (\sigma_H + \sigma_V)]$$

$$\sigma_D = \frac{Em}{1-\mu^2} (\epsilon_D + \mu \epsilon_D') + \frac{\mu}{1-\mu} P \quad \text{であるから}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_{HV} &= \frac{1}{2} \cdot \frac{Em}{(1-\mu^2)} [2\epsilon_D(1-\mu) + 2\mu(\epsilon_h + \epsilon_v) - (\epsilon_h + \epsilon_v) - \mu(\epsilon_h + \epsilon_v)] \\ &= \frac{Em}{2(1-\mu^2)} [2\epsilon_D(1-\mu) - (1-\mu)(\epsilon_h + \epsilon_v)] \\ &= \frac{Em}{2(1+\mu)} [2\epsilon_D - (\epsilon_h + \epsilon_v)] \end{aligned} \right\} (2)$$

(1), (2) 式はいずれも模型の応力であるから、これから実物の応力を求めると

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{HP} &= \frac{n}{G} \cdot \frac{Em}{1-\mu^2} (\epsilon_h + \mu \epsilon_v) + P \frac{\mu}{1-\mu} \\ \sigma_{VP} &= \frac{n}{G} \cdot \frac{Em}{1-\mu^2} (\epsilon_v + \mu \epsilon_h) + P \frac{\mu}{1-\mu} \\ \tau_{HVP} &= \frac{n}{G} \cdot \frac{Em}{2(1+\mu)} [2\epsilon_D - (\epsilon_h + \epsilon_v)] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ただし

G : 荷重強度

n : 模型縮尺 である。

次に主応力を求める。応力の変換則からH軸を θ なる角の方向の応力は

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_H \cdot \cos^2 \theta + \sigma_V \cdot \sin^2 \theta + 2\tau_{HV} \sin \theta \cdot \cos \theta \\ &= \sigma_H \cdot \frac{1}{2} (1 + \cos 2\theta) + \sigma_V \cdot \frac{1}{2} (1 - \cos 2\theta) + \tau_{HV} \sin 2\theta \\ &= \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_V) + \frac{1}{2} (\sigma_H - \sigma_V) \cos 2\theta + \tau_{HV} \sin 2\theta \\ \tau_{DD'} &= \sigma_H \sin \theta \cdot \cos \theta + \sigma_V \sin \theta \cdot \cos \theta + \tau_{HV} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \\ \frac{\partial \sigma}{\partial \theta} &= -(\sigma_H - \sigma_V) \sin 2\theta + 2\tau_{HV} \cos 2\theta = 0 \\ 2\tau_{HV} &= (\sigma_H - \sigma_V) \frac{\sin 2\theta}{\cos 2\theta} \\ \tan 2\theta &= \frac{2\tau_{HV}}{\sigma_H - \sigma_V} \quad \therefore \theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2\tau_{HV}}{\sigma_H - \sigma_V} \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

$$1 + \tan^2 2\theta = 1 + \left(\frac{2\tau_{HV}}{\sigma_H - \sigma_V} \right)^2 = \frac{(\sigma_H - \sigma_V)^2 + 4\tau_{HV}^2}{(\sigma_H - \sigma_V)^2}$$

$$1 + \tan^2 2\theta = 1 + \frac{\sin^2 2\theta}{\cos^2 2\theta} = \frac{1}{\cos^2 2\theta}$$

$$\therefore \cos 2\theta = \pm \frac{(\sigma_H - \sigma_V)}{\sqrt{(\sigma_H - \sigma_V)^2 + 4\tau_{HV}^2}}$$

$$\sin 2\theta = \pm \frac{2\tau_{HV}}{\sqrt{(\sigma_H - \sigma_V)^2 + 4\tau_{HV}^2}}$$

$$\cos 2\theta = \cos^2 \theta - \sin^2 \theta = 2\cos^2 \theta - 1 = 1 - 2\sin^2 \theta$$

$$\therefore \cos^2 \theta = \frac{1}{2} (1 + \cos 2\theta), \quad \sin^2 \theta = \frac{1}{2} (1 - \cos 2\theta)$$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma &= \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_V) \pm \frac{1}{2} \frac{(\sigma_H - \sigma_V)^2 + 4\tau_{HV}^2}{\sqrt{(\sigma_H - \sigma_V)^2 + 4\tau_{HV}^2}} \\ &= \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_V) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_H - \sigma_V)^2 + 4\tau_{HV}^2} \quad \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

従ってまとめると

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_V) + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_H - \sigma_V)^2 + 4\tau_{HV}^2} \\ \sigma_2 &= \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_V) - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_H - \sigma_V)^2 + 4\tau_{HV}^2} \\ \theta &= \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2\tau_{HV}}{\sigma_H - \sigma_V} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

三つの応力, σ_{HP} , σ_{VP} , τ_{HVP} が決まれば, これから断面応力を求める。模型実験から測定された応力は, ダム表面応力であるから, これを断面応力に換算して次の諸力を求める。

アーチ応力

$$\text{スラスト} \quad Ha = \frac{T}{2} (\sigma_{Hu} + \sigma_{Hd}) \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\text{モーメント} \quad Ma = \frac{T^2}{12} (\sigma_{Hu} - \sigma_{Hd}) \quad \dots\dots\dots (8)$$

片持梁応力

$$\text{スラスト} \quad Hc = \frac{Ac}{T} [\sigma_{Vu}(T - \ell g) + \sigma_{Vd} \cdot \ell g] \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{モーメント} \quad Mc = \frac{I}{T} (\sigma_{Vu} - \sigma_{Vd}) \quad \dots\dots\dots (10)$$

接線方向せん断力

$$V = \frac{Ac}{T} \{ \tau_{HVu} (T - \ell g) + \tau_{HVd} \cdot \ell g \} \dots\dots\dots (11)$$

振れ曲げモーメント

$$MT = \frac{Ic}{T} \{ \tau_{HVu} - \tau_{HVd} \} \dots\dots\dots (12)$$

ここに

T : 測定点でのダムの厚さ

Ac : 測定点での片持梁の面積

Ic : 測定点での片持梁の断面二次モーメント

ℓg : 測定点での片持梁の上流面から重心までの距離

また、たわみの測定値から実物への変位換算係数を求めるには、外荷重のみを対象とすると

$$\frac{\delta_m}{\delta_P} = \frac{G}{n^2} \cdot \frac{E_P}{E_m} \quad \text{から} \quad \delta_P = \frac{n^2}{G} \cdot \frac{E_m}{E_P} \cdot \delta_m \dots\dots\dots (13)$$

ここに、ひずみ比 1.5、載荷強度 $G = 5.576$ 、 $E_m = 60,000 \text{ kg/cm}^2$ とすると、

$$\delta_P = \frac{1.60^2}{5.576} \times \frac{60,000}{250,000} \times \delta_m = 1.10 \delta_m \text{ として求まる。}$$

4. 実験結果と考察

設計々算過程で、最終的に決定されたVB-8タイプについて、コンジットの穿孔前後におけるそれぞれの場合について、模型実験を行い、応力及びたわみの測定を行った。最初にコンジット穿孔前後における応力分布の概略的な比較においては、特に、大きな差異は認められなかった。従って、以下の検討は、コンジット穿孔後（施工形状）の実験値で、各項目について種々行ったものである。コンジット有無での比較については、4.3で述べる。又、河床プラグ及びサドルの応力についても合わせて検討した。

4.1 コンジットを有する場合の検討

先ず全般的な考察を加え、その問題点について述べる。

4.1.1 応力分布

- 1) 全体的な応力分布状態は、左右岸ともほぼ均等な値を示し、主応力の流れの方向性もかなりはっきり示されている。
- 2) 上流面における圧縮応力の最大は、EL 469 mアーチクラウンに出ている 45 kg/cm^2 であり、他の標高でもアーチクラウン沿いが大きく水平応力で $27 \sim 45 \text{ kg/cm}^2$ を示している。
- 3) 下流面における圧縮応力の最大は、EL 469 m左岸側アバットメントの 50 kg/cm^2 で、各標高ともアバットメントの方が大きく、左右岸ともほぼ均等な応力を示している。
- 4) 上流面における引張応力は河床プラグ部分 -3.0 kg/cm^2 以外は示されていない。
- 5) 下流面における引張応力はアーチクラウン下部標高EL 395 mに水平応力 -17.0 kg/cm^2 が最大である。この引張応力とは異なる性質として、下部標高アバットメントに岩盤に平行な引張応力が見られる。最大値で -16.0 kg/cm^2 である。
- 6) 河床プラグ部分については、実験値そのものは上、下流面とも主応力の方向性はなく、乱れているが圧縮、引張応力ともに小さい値しか示されていない。

4.1.2 たわみについて

最大値は、トップアーチクラウン部分に見られ、その値は 32.6 mm となっている。上部標高アバットメントでは、上流側にたわむ傾向が見られる。

4.1.3 応力上の問題点

実験により主応力値が算出されたが最初に考慮されなければならないのは、主応力の絶対最大値である。

1) 圧縮応力

上流面	EL 469 m	アーチクラウンに発生している	45 kg/cm^2
下流面	EL 469 m	左岸アバットメントに発生している	50 kg/cm^2

2) 引張応力

下流面 EL 395 m アーチクラウンに発生している水平な -17 kg/cm^2

同じく左岸アバットメントに発生している岩盤にほぼ平行な -16 kg/cm^2

1) の圧縮応力については、一般のアーチダムにおける高配合のコンクリートなら問題はないと考えられる。

2) の引張応力については、これらはいずれもかなり大きな値なので、クラックの発生に対して充分な対策を検討する必要がある。一般にアーチダムの引張応力によりクラックが生ずる場合には、二次的な安定が得られ、クラックがそれ以上伸びない場合と際限なく伸びる場合の2つのケースがある。

下流面下部標高アーチクラウン付近に水平な引張応力により、発生する場合は前者に相当し、クラックはある程度深さに達すると、ジョイントに有効アーチが働き、二次的な安定が得られ、それ以上のクラックの発達は見られない。

アバットメント沿いに発生する引張応力によるクラックは後者に相当し、ジョイントがないので、下流側表面に傾斜アーチ状に際限なく伸びるが、上流側に伸びる事はない性状である。従って、クラック防止対策としては、前者は、ブロックジョイントが有効な働きをするものと考えられる。後者については、計算値よりも実験値が幾分、減少しており、また、他ダムの実験でも、この種の引張応力がみられたが未だ、クラック発生は報告はされておらないので、余り心配する程のものではないと思われるが、ブロックジョイントに効果を期待するのみならず、何らかの補強を検討されるのが安全であろう。

4.1.4 組み合わせ応力の検討

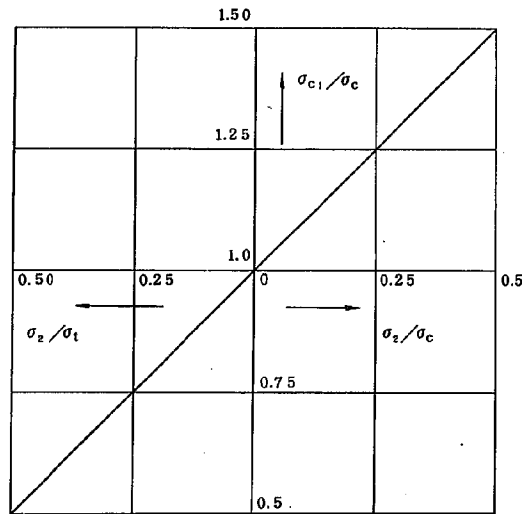
一般にコンクリート構造物は、組み合わせ応力によって強度の変化がみられる。この強度の変化を検討するように「ダム設計基準」では規定されている。第一主応力、第二主応力が共に圧縮応力の場合、圧縮強度は増加するが、第二主応力が引張応力の場合には、圧縮強度そのものも低下するが、第二主応力のみならず、第一主応力も増加するので検討せねばならない。

そもそもコンクリートの強度は立体的応力状態で変化するものであって、一軸テストと二軸テストでは圧縮応力の値は異なるものである。

モールの理論では、 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 の中で最大と最小の σ の値から、強度が決まるとされているが、これは間違いであって、最大と中間の σ の値から強度を決めた方が、一層実際に近いものである。アーチダムでは明らかに一軸方向の力を受ける構造物ではないので、第一主応力と共に第二主応力も強度に関係する。この立体的応力状態を考慮に入れた場合の強度の割り増し、(σ_1 と σ_2 が共に圧縮応力の場合)、強度の減少(σ_1 が圧縮応力で σ_2 が引張応力の場合)の程度を修正係数という。アーチダムのコンクリートの所要圧縮強度については、

$$\text{所要圧縮強度} = \text{許容応力度} \times \text{安全率} \times \text{割増係数} \div \text{修正係数}$$

で表わされ、修正係数は図-9によって求める。



σ_1, σ_2 : 主応力 (σ_1 は圧縮応力とする)

σ_c : 一軸圧縮強度

σ_t : 一軸引張強度 (σ_c の $1/8 \sim 1/12$)

σ_c : 組み合わせ応力状態における σ_1 方向の圧縮強度

図一 9 コンクリートの応力一強度曲線図

ここで、当ダム実験結果、問題になっている下流面 E L 3 9 5 m アーチクラウンに発生している -1.7 kg/cm^2 、又、下流面 E L 3 9 5 m 右岸アバットメントに発生している $-1.3.9 \text{ kg/cm}^2$ の 2箇所について、組み合わせ応力状態における圧縮強度の減少を検討してみる。

ここで、($\sigma_c = 3.0.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = -3.0 \text{ kg/cm}^2$, $n = 4$, 変動係数 1.1.5 と仮定)

下流面アーチクラウン下部標高 E L 3 9 5 m, $\sigma_1 = 2.4.2 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = -1.7.0 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 / \sigma_t = -1.7.0 / -1.3.0 = 0.5.7, \quad \sigma_{c1} / \sigma_c = 0.4.3$$

$$\sigma_{c1} = 2.4.2 \times 4 \times 1.1.5 = 1.1.1.3.2 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_c = 1.1.1.3.2 / 0.4.3 = 2.5.9 \text{ kg/cm}^2$$

下流面右岸アバットメント下部標高 E L 3 9 5 m, $\sigma_1 = 4.8 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = -1.3.9 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 / \sigma_t = -1.3.9 / -3.0.0 = 0.4.6, \quad \sigma_{c1} / \sigma_c = 0.5.4$$

$$\sigma_{c1} = 4.8 \times 4 \times 1.1.5 = 2.2.1 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_c = 2.2.1 / 0.5.4 = 4.0.9.0 \text{ kg/cm}^2$$

以上計算した結果、組み合わせ応力による修正圧縮強度は、いずれも σ_c を下まわり安全と言える。

4.2 計算値との比較

1) 応力について

一般に過去の模型実験の結果、次の事が明らかになっている。

① 上流面，クラウンカンティレバー基礎の鉛直応力は，半径方向調整計算値に比較して，実験値の方は， $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ 圧縮側に移行する。

② 下流面アーチクラウン，下部標高の水平応力が，半径方向調整計算値に比較して実験値の方は， $10 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ ，引張側に移行する。

③ 下流面，サイドカンティレバー基礎の鉛直応力が，半径方向調整計算値に比較して実験値の方は， $10 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ 引張側に移行する。

これらを豊平峡の場合について照合してみると，

①の鉛直応力については，実験値では引張応力はみられず問題はない。

②の水平応力は計算結果よりも実験値がかなり引張側に移行していることが示されている。EL 395 mを例にとると実験結果で， -17 kg/cm^2 を示しており，計算値（完全調整）より 23 kg/cm^2 ほど引張側に移行している。

③の鉛直応力は，計算値（完全調整）より， 13 kg/cm^2 ほど引張例に移行している。

2) たわみについて

実験値は完全調整計算値の分布形状に似ているが，全体的に計算値よりかなり小さい値を示している。又実験値は上部標高アバットメント付近で上流側にたわむ傾向が見られる。EL 469 mアーチクラウンで計算値（半径調整計算）の最大たわみは 65.5 mm ，実験値では 32.6 mm と小さくなっている。

4.3 コンジット有無での比較

コンジットの有る場合と無い場合の影響を明らかにするために，主応力，アーチスラスト，アーチモーメント，カンティレバーモーメントを比較してみると，

① 主応力では，コンジットを設けた場合に上流面では，全体的に 1 kg/cm^2 の増加で，コンジット設置した周辺も同じ程度の増加である。

下流面ではコンジットを設けた場合に，左，右岸アバットメントが10%程度増加している。アーチクラウンは 1 kg/cm^2 程度の増加である。

② アーチスラストでは，コンジットを設けた場合，EL 410 m左右岸アバットメントで10%程度の増加，他の箇所では5%前後の増加である。

③ アーチモーメントでは，コンジットを設けた場合，アーチクラウン部では，下部標高に下るにしたがって5%～10%の増加がみられる。又左岸アバットメントでは，下部標高に下るにしたがって10%～20%の増加で，右岸アバットでは，EL 455 mで10%の増加がみられる他は5%程度の増加である。

④ カンティレバーモーメントでは，全体的に不規則ではあるが，コンジット設置した場合約10～20%程度の増加がみられる。

一般にこれまで当研究室が行った実験結果から、コンジットをアーチクラウン沿いに設置した場合には、下部標高でのアーチ曲げモーメントがやゝ増大し、コンジット付近では、カンティレバーモーメントが減少する傾向が見られ、応力分布にもその影響がみられた。

当ダムでもその影響が多少認められる。しかし応力の上では、その差も小さく特に問題となる様な箇所は示されていないので、コンジット設置による本体への影響は小さく、ほとんど問題にならないと考えられる。

5. 各種荷重時の応力推定

模型実験では、最高水位での水圧、および堆砂圧を対象とし、後で自重を加算した。つまり実験では常時満水時水圧+堆砂圧+自重を考慮するが、設計計算では、

常時満水時+動水圧+堆砂圧+自重+地震時慣性力

として計算されるため、この計算値を用いて実験値を補正し、応力を推定してみた。この方法は、完全調整計算におけるアーチのスラスト、モーメントについて常時及び地震時の比を求め、これらの比率が実験にも適用されるものと仮定して行つた。これらは(表-4)に示すとおりで、これにもとづいて若干の検討を試みる。尚当ダムは、気象条件による温度荷重は考慮してない。

(表-4) 各種荷重時における応力の比較

a. 上流面水平応力

位 置	EL	完全調整計算		実験値 (常時) 応力	アーチスラ ストの比率	アーチスラ ストの比率	実験値による地 震時応力(推定)
		常時応力	地震時応力				
ク ラ ウ ン	469	54.2	91.6	44.7	1.80	1.78	72.2
	455	47.9	93.6	39.5	1.62	1.72	65.5
	440	45.6	91.2	36.9	1.63	1.64	60.2
	425	41.2	81.7	34.8	1.56	1.59	54.7
	410	31.4	60.3	34.4	1.48	1.52	51.7
	395	18.6	42.2	27.1	1.36	1.51	30.1
右 岸 アバットメント	469	-3.0	42.0	22.5	1.80	2.03	71.6
	455	-1.3	25.9	12.6	1.72	1.77	84.7
	440	0.7	11.6	11.0	1.63	1.66	58.1
	425	3.8	1.8	15.2	1.56	1.59	38.2
	410	6.8	1.0	16.2	1.48	1.53	24.0
	395	12.3	9.0	15.7	1.36	1.46	22.2
左 岸 アバットメント	469	-0.8	46.3	19.4	1.80	2.06	92.5
	455	0.2	27.2	20.1	1.72	1.74	83.8
	440	1.3	11.4	11.6	1.63	1.64	59.8
	425	4.1	1.4	8.9	1.56	1.57	41.1
	410	7.1	0.6	17.4	1.48	1.51	25.9
	395	10.6	8.8	15.3	1.36	1.42	21.3

アーチスラスト、アーチモーメントの比率とは、 $\frac{\text{地震時}}{\text{常 時}}$ である。

① 水平応力について

上流面での圧縮応力の最大は、EL 469m左岸アバットメントの 92.5 kg/cm^2 で引張応力は示

されていない。下流面での圧縮応力の最大は、E L 4 6 9 m 右岸アバットメントの 38.6 kg/cm^2 、引張応力の最大は E L 3 9 5 m アーチクラウンの -26.4 kg/cm^2 である。

b. 下流面水平応力

位 置	E L	完全調整計算		実験値 (常時) 応力	アーチスラストの比率	アーチモーメントの比率	実験値による地震 時応力 (推定値)
		常時応力	地震時応力				
ク ラ ウ ン	469	46.1	38.7	15.1	1.80	1.78	19.7
	455	33.4	31.6	9.2	1.62	1.72	13.5
	440	24.1	26.3	6.3	1.63	1.64	10.0
	425	17.6	21.0	4.9	1.56	1.59	7.1
	410	12.8	21.3	0.3	1.48	1.52	-0.3
	395	6.2	6.6	17.0	1.36	1.51	-26.4
右 岸 アバットメント	469	17.7	65.1	38.1	1.80	2.03	38.6
	455	20.1	62.8	48.8	1.72	1.77	30.7
	440	23.3	66.2	35.3	1.63	1.66	17.7
	425	21.9	64.6	24.5	1.56	1.59	23.5
	410	18.1	54.6	13.5	1.48	1.53	19.9
	395	6.3	29.0	-1.7	1.36	1.46	3.2
左 岸 アバットメント	469	20.7	68.5	49.3	1.80	2.06	30.9
	455	24.8	72.4	48.6	1.72	1.74	34.2
	440	29.6	77.8	36.6	1.63	1.64	18.8
	425	27.9	75.2	26.3	1.56	1.57	13.8
	410	21.0	60.5	10.2	1.48	1.51	15.0
	395	7.3	28.2	-2.5	1.36	1.42	-3.9

アーチスラスト、アーチモーメントの比率とは、 $\frac{\text{地震時}}{\text{常 時}}$ である。

いずれの値も地震時におけるコンクリート許容応力の30%割り増しを考慮すると安全側にあると言える。

c. 上流面鉛直応力

位 置	E L	完全調整計算		実験値 (常時) 応力	アーチスラ ストの比率	アーチモーメ ントの比率	実験値による地震 時応力(推定値)
		常時応力	地震時応力				
ク ラ ウ ン	469	0.9	-2.4	5.1	1.80	1.78	18.5
	455	8.3	-4.5	12.6	1.62	1.72	18.0
	440	16.2	-3.8	13.8	1.63	1.64	8.0
	425	18.8	-6.3	14.8	1.56	1.59	16.0
	410	16.4	-13.7	16.1	1.48	1.52	23.0
	395	5.2	-30.7	0.9	1.36	1.51	5.2
右 岸 アバットメント	469	1.3	0.2	4.1	1.80	2.03	-0.5
	455	-3.3	-1.6	2.1	1.72	1.77	-6.5
	440	3.9	-3.4	3.7	1.63	1.66	-4.4
	425	3.7	-6.0	11.4	1.56	1.59	5.3
	410	-2.2	-9.4	13.6	1.48	1.53	6.4
	395	-0.2	-17.4	14.5	1.36	1.46	4.2
左 岸 アバットメント	469	1.2	0	0.6	1.80	2.06	-15.8
	455	-5.0	-4.1	2.9	1.72	1.74	-5.1
	440	-6.2	-7.6	7.7	1.63	1.64	0.8
	425	-5.8	-10.5	8.8	1.56	1.57	1.1
	410	-3.4	-11.1	12.5	1.48	1.51	5.0
	395	-0.5	-14.0	12.9	1.36	1.42	2.8

アーチスラスト, アーチモーメントの比率とは, $\frac{\text{地震時}}{\text{常 時}}$ である。

② 鉛直応力について

上流面での圧縮応力の最大は, E L 4 1 0 mアーチクラウンの 23.0 kg/cm^2 で, 引張応力の最大は E L 4 6 9 m左岸アバットメントの -15.8 kg/cm^2 である。

下流面での圧縮応力の最大は E L 4 1 0 mアーチクラウンの 26.3 kg/cm^2 で引張応力の最大は E L 4 6 9 m左岸アバットメントの -8.9 kg/cm^2 である。

d. 下流面鉛直応力

位 置	E L	完全調整計算		実験値 (常時) 応力	アーチスラ ストの比率	アーチモーメ ントの比率	実験値による地震 時応力 (推定値)
		常時応力	地震時応力				
ク ラ ウ ン	469	4.4	6.4	1.1	1.80	1.78	18.9
	455	8.2	14.8	7.5	1.62	1.72	19.1
	440	11.6	20.3	14.3	1.63	1.64	9.6
	425	17.8	28.3	22.7	1.56	1.59	18.6
	410	26.1	41.5	25.9	1.48	1.52	26.3
	395	40.2	64.6	24.2	1.36	1.51	7.8
右 岸 アバットメント	469	1.6	3.1	5.8	1.80	2.03	-0.6
	455	8.1	9.3	7.2	1.72	1.77	-7.0
	440	8.7	14.9	2.9	1.63	1.66	-5.3
	425	8.8	21.3	-0.7	1.56	1.59	5.7
	410	7.3	29.1	-4.8	1.48	1.53	5.0
	395	5.8	43.5	-7.4	1.36	1.43	2.2
左 岸 アバットメント	469	1.7	3.4	6.7	1.80	2.06	-8.9
	455	9.9	11.9	7.0	1.72	1.74	-5.5
	440	10.7	19.6	2.6	1.63	1.64	-0.1
	425	9.7	26.2	-2.4	1.56	1.57	-0.4
	410	5.9	30.6	-7.8	1.48	1.51	3.3
	395	1.3	37.8	11.5	1.36	1.42	0.4

アーチスラスト、アーチモーメントの比率とは、 $\frac{\text{地震時}}{\text{常 時}}$ である。

引張応力は、左・右岸アバットメント附近に多く見られるが、その値は比較的小さいので問題はない。

6. 結 論

実験結果から特に注目しなければならないのは

- 1) 下流面 E L 3 9 5 m アーチクラウンに発生している水平な引張応力 -17.0 kg/cm^2
- 2) 下流面 E L 3 9 0 ~ 3 9 5 m アバットメントに発生している岩盤に平行な引張応力 $-14 \sim -16 \text{ kg/cm}^2$
- 3) 河床部プラグ部分

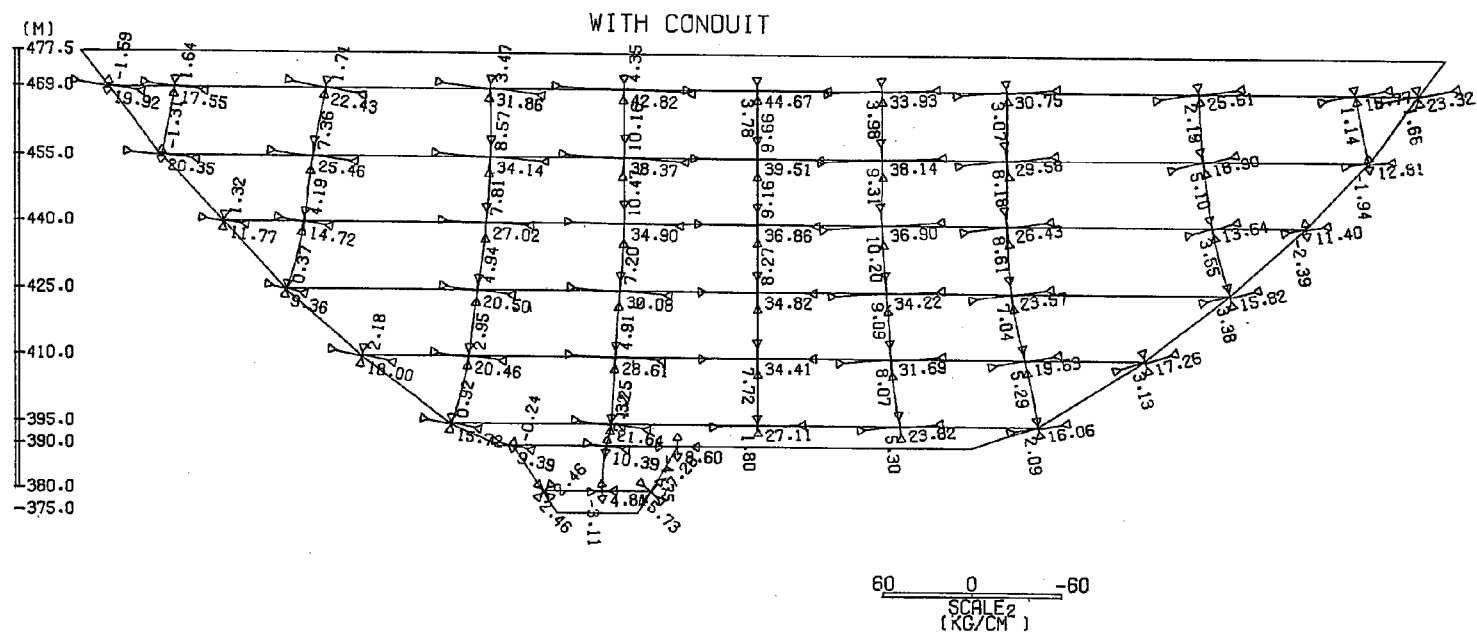
である。このうち、1) の応力については、クラックが発生しても、ブロックジョイントが有効に働くので二次的安定が得られるが、2) の応力については、クラックが発生すると、上流側には伸びないが、下流面沿に伸びる恐れがあるので、十分注意を要する。3) については、主応力の方向にやゝ乱れが見られ、下流面に水平な引張応力 $-7.0 \sim -12.0 \text{ kg/cm}^2$ が示されているが、いずれも、ダム本体のそれよりも小さいものであり、問題はないと考えられる。

尚、プラグ設置による本体部分への応力的影響については、本体の主応力の方向性、及び、大きさも左右、ほぼ対称であり、その乱れも示されていないので、本実験では、その影響は認められない。

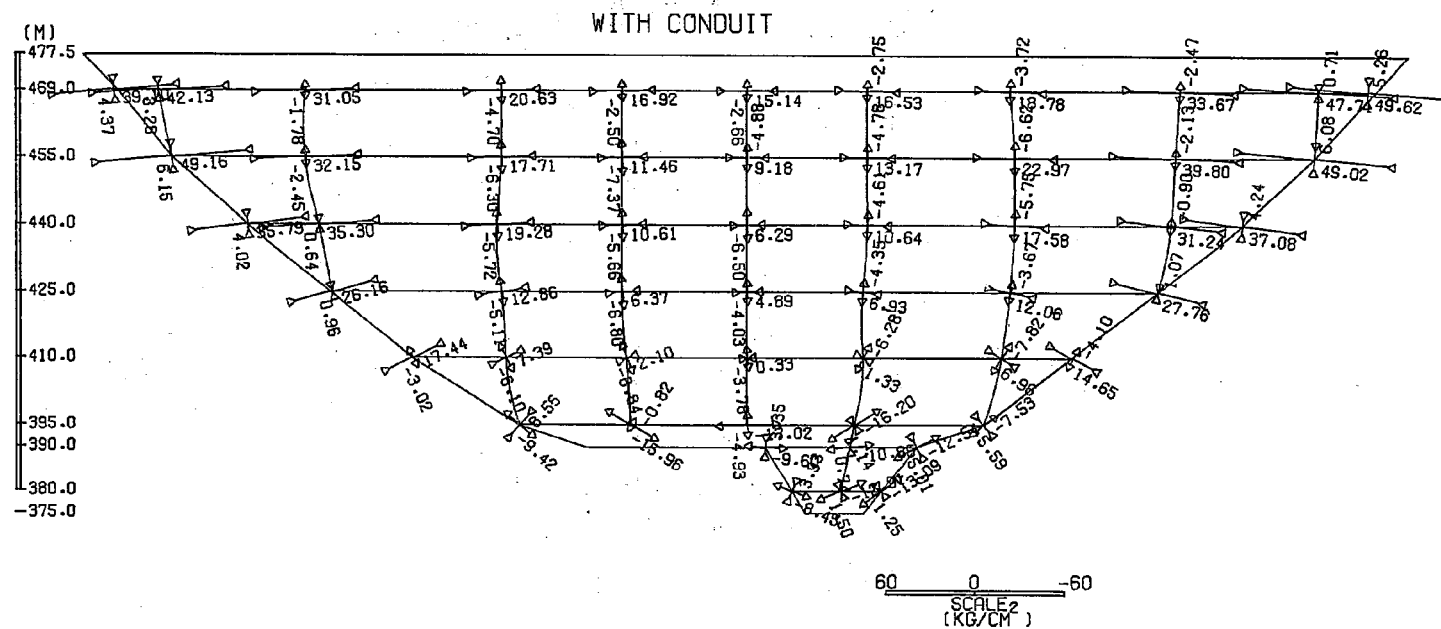
参 考 文 献

- 土木研究所資料 No. 1 飯田隆一、「電子計算機によるアーチダムの解析方法」
土木研究所資料 No. 429 「豊平峡アーチダムの構造設計」

(图-10) a PRINCIPAL STRESSES
UP STREAM FACE



(图-10) b PRINCIPAL STRESSES
DOWN STREAM FACE

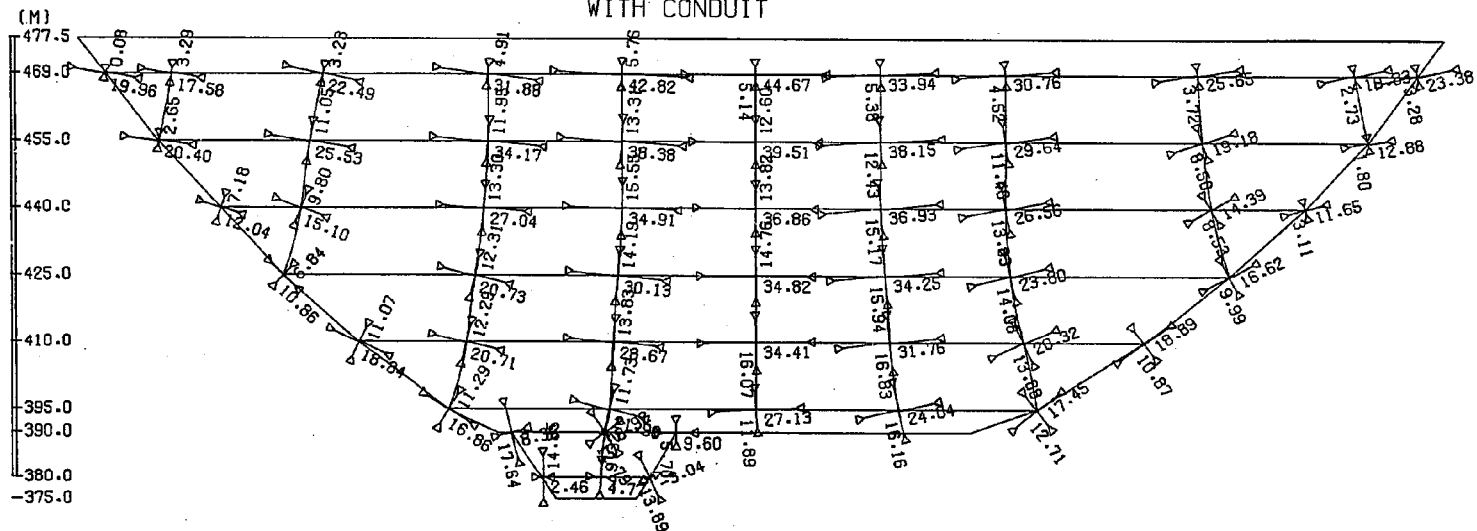


(图-11) a PRINCIPAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

UP STREAM FACE

WITH CONDUIT

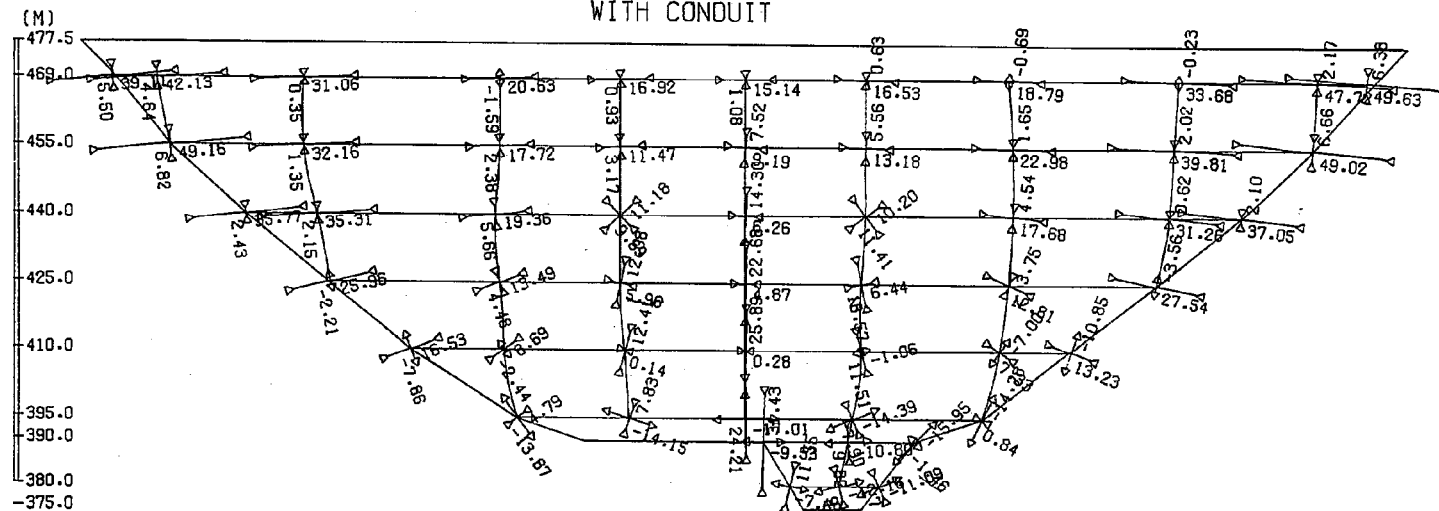


(图-11)b PRINCIPAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

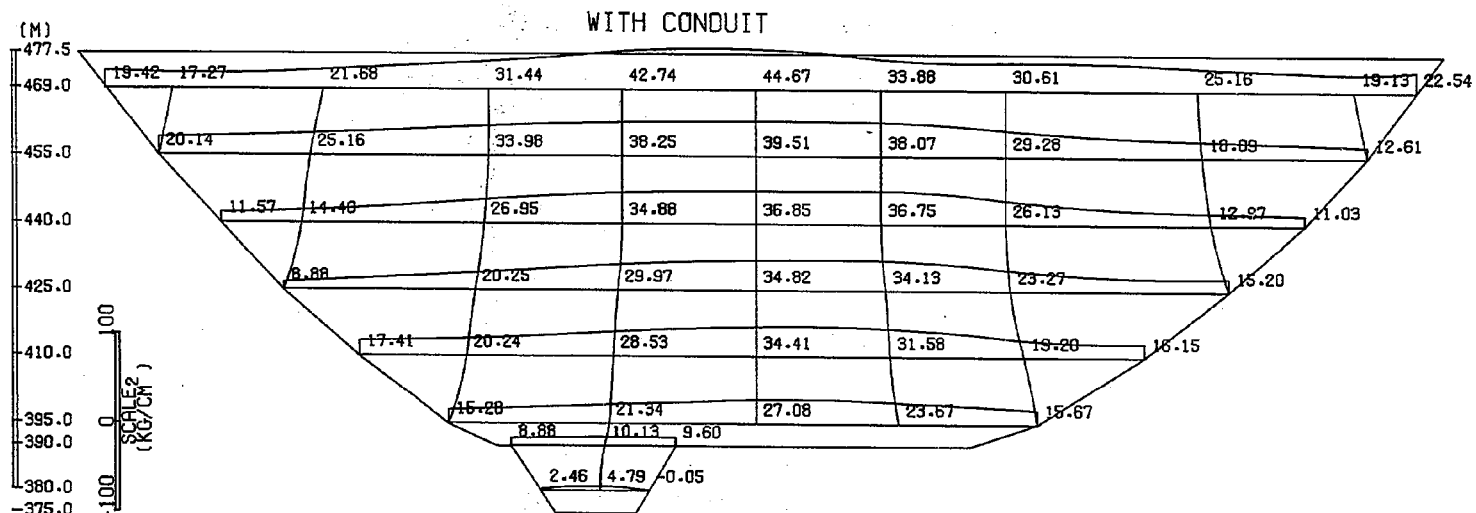
DOWN STREAM FACE

WITH CONDUIT



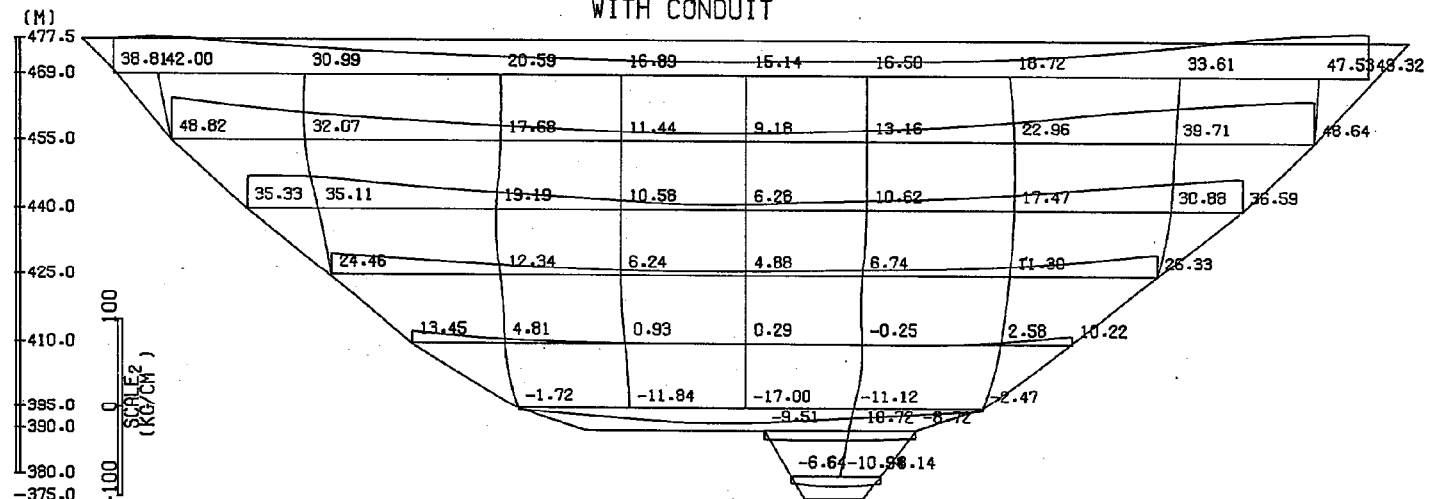
60 0 -60
SCALE 2
(KG/CM²)

(图-12) a HORIZONTAL STRESSES
UP STREAM FACE



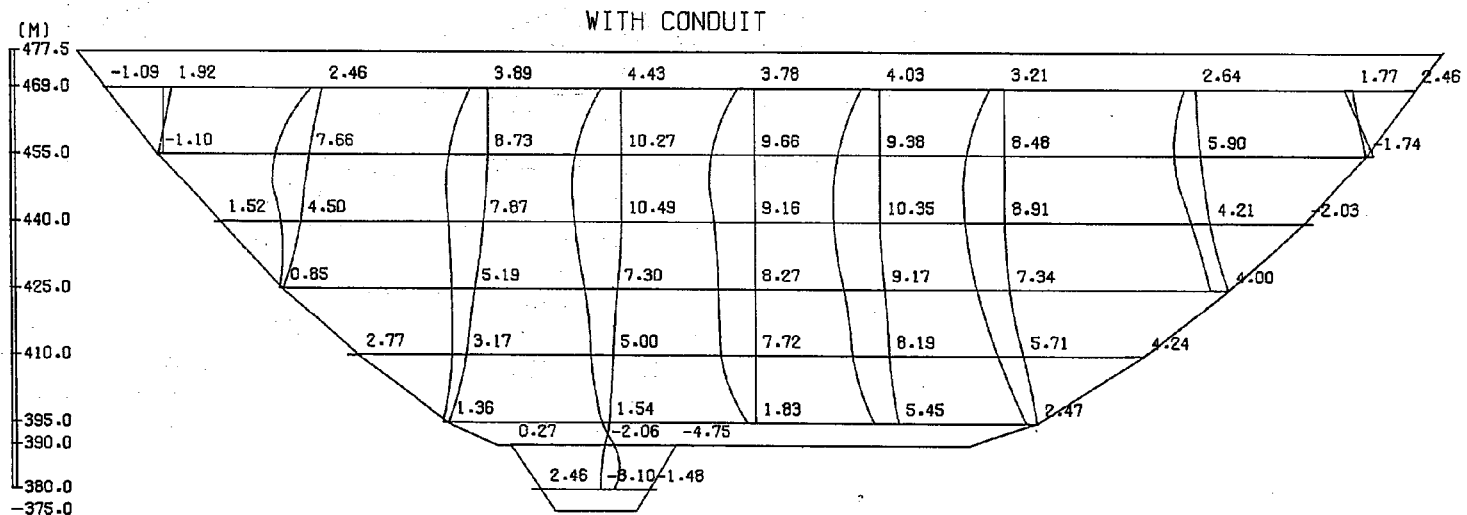
(☒-12)b HORIZONTAL STRESSES
DOWN STREAM FACE

WITH CONDUIT

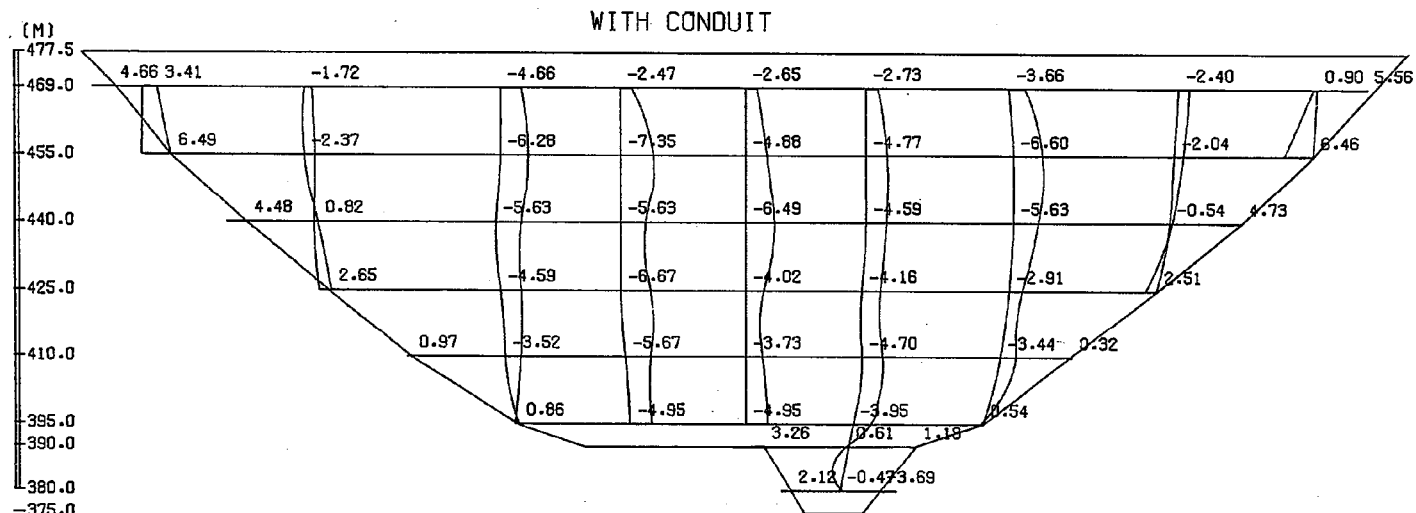


(☒-13) a

VERTICAL STRESSES UP STREAM FACE



(☒-13)b VERTICAL STRESSES
DOWN STREAM FACE

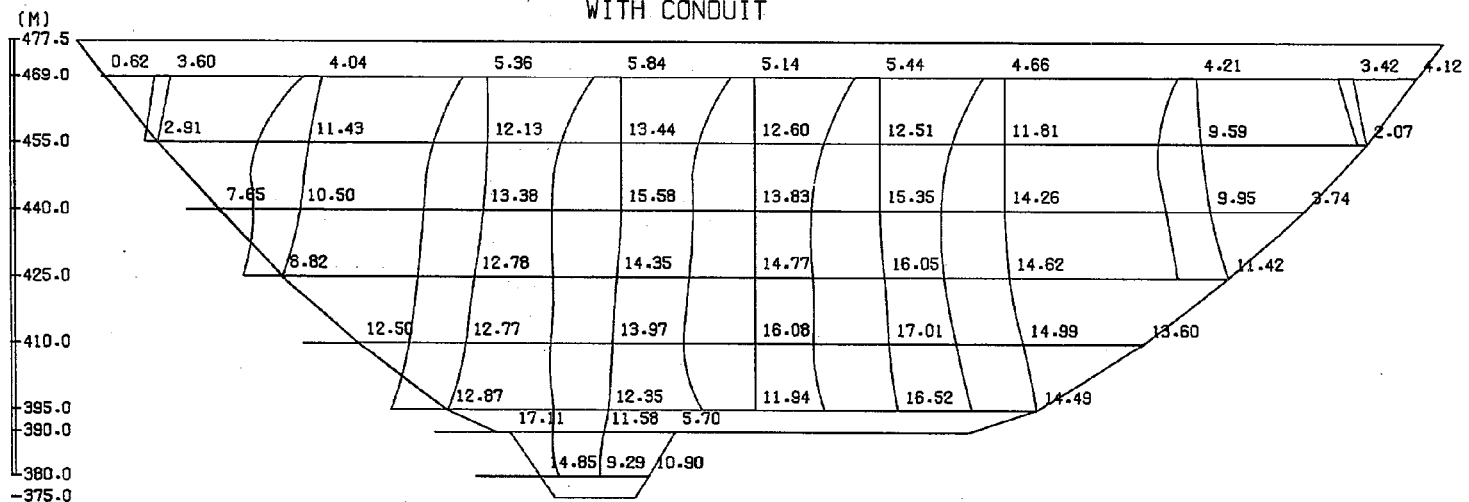


(图-14) a VERTICAL STRESSES

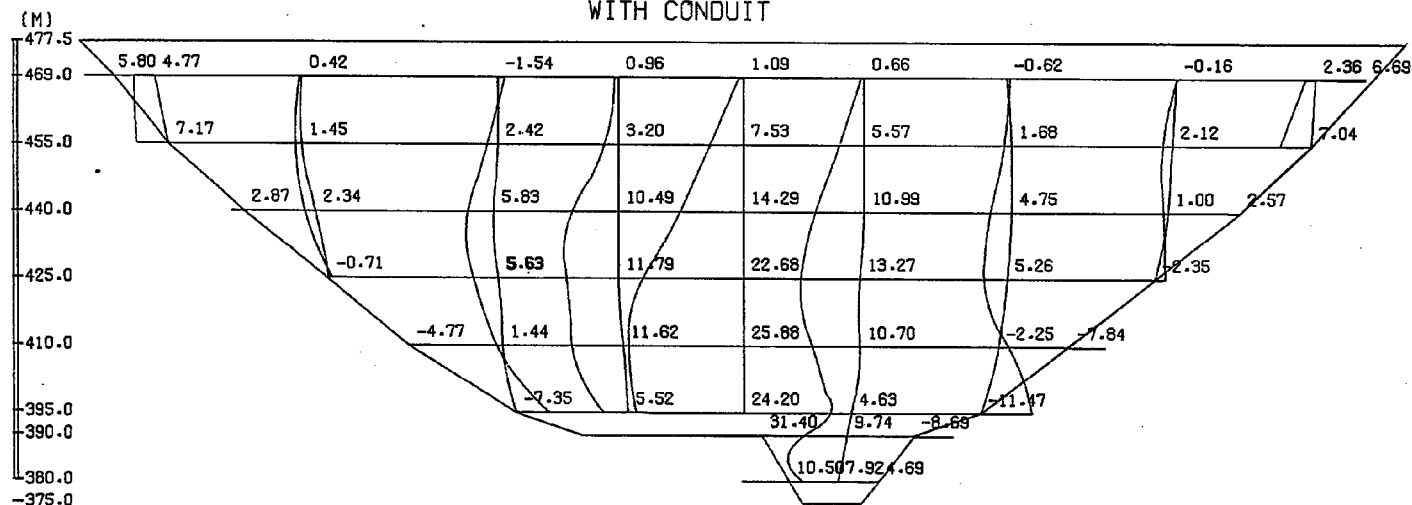
OWN WEIGHT ADDED

UP STREAM FACE

WITH CONDUIT

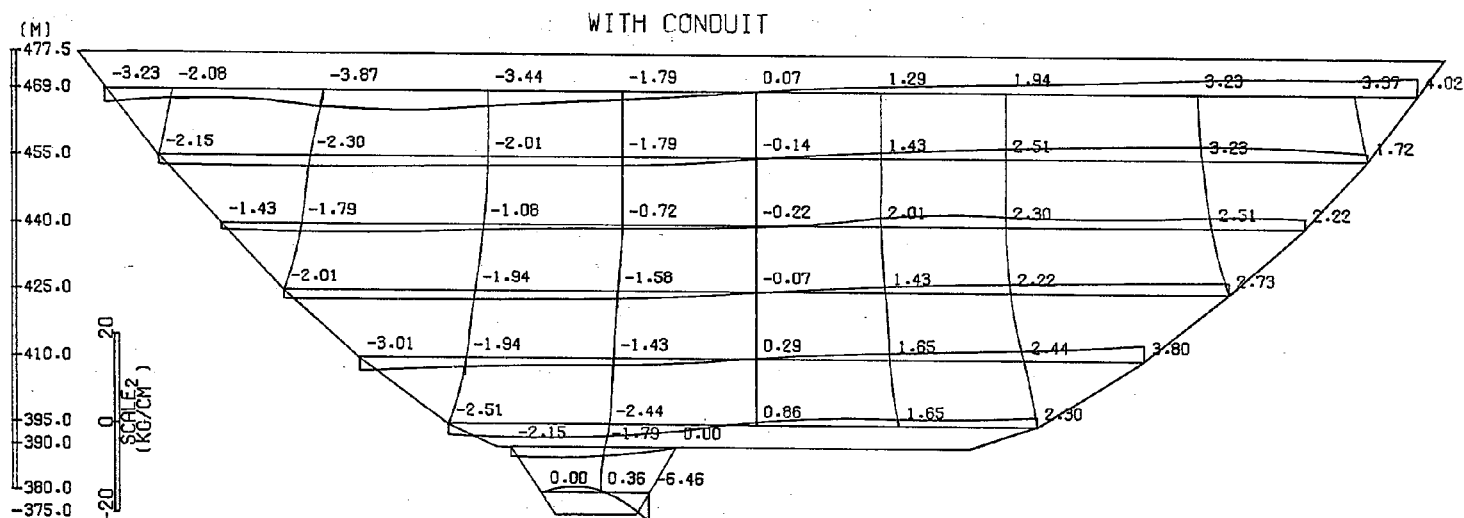


(☒-14) b VERTICAL STRESSES
OWN WEIGHT ADDED
DOWN STREAM FACE
WITH CONDUIT



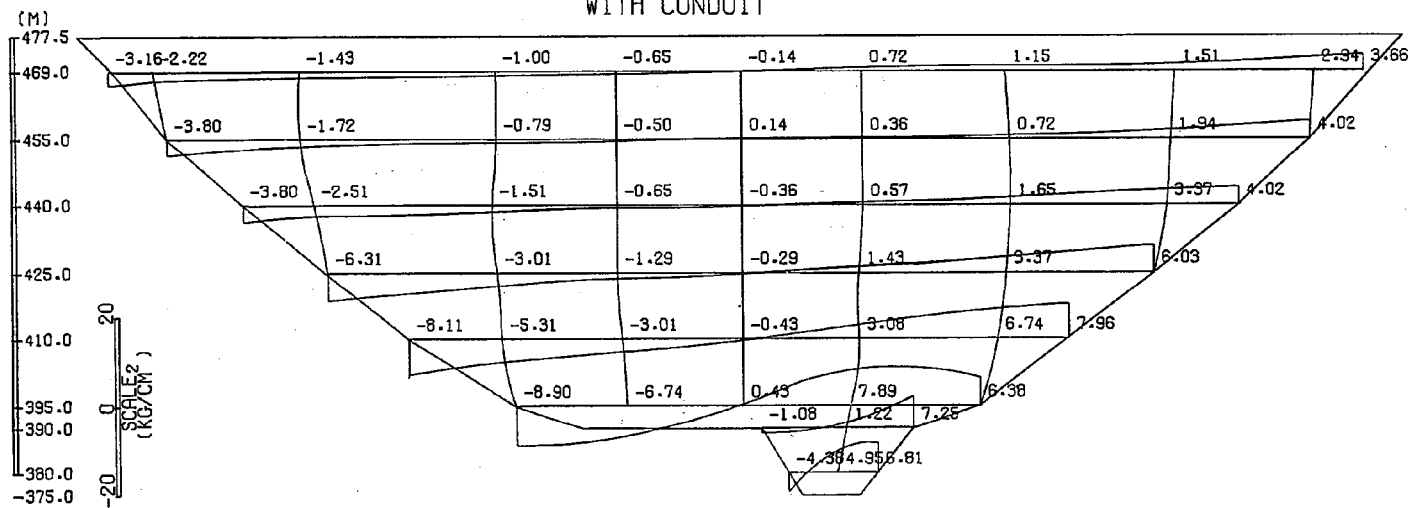
20 0 -20
SCALE
(KG/CM²)

(图-15) a SHEARING STRESSES
UP STREAM FACE

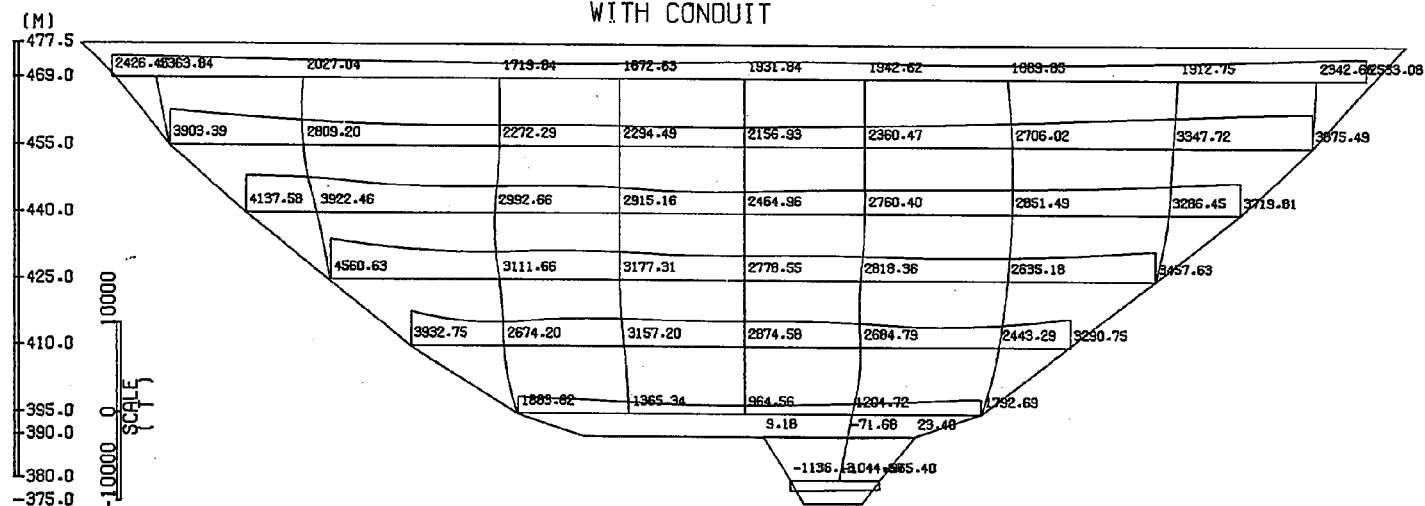


(X-15) b SHEARING STRESSES
DOWN STREAM FACE

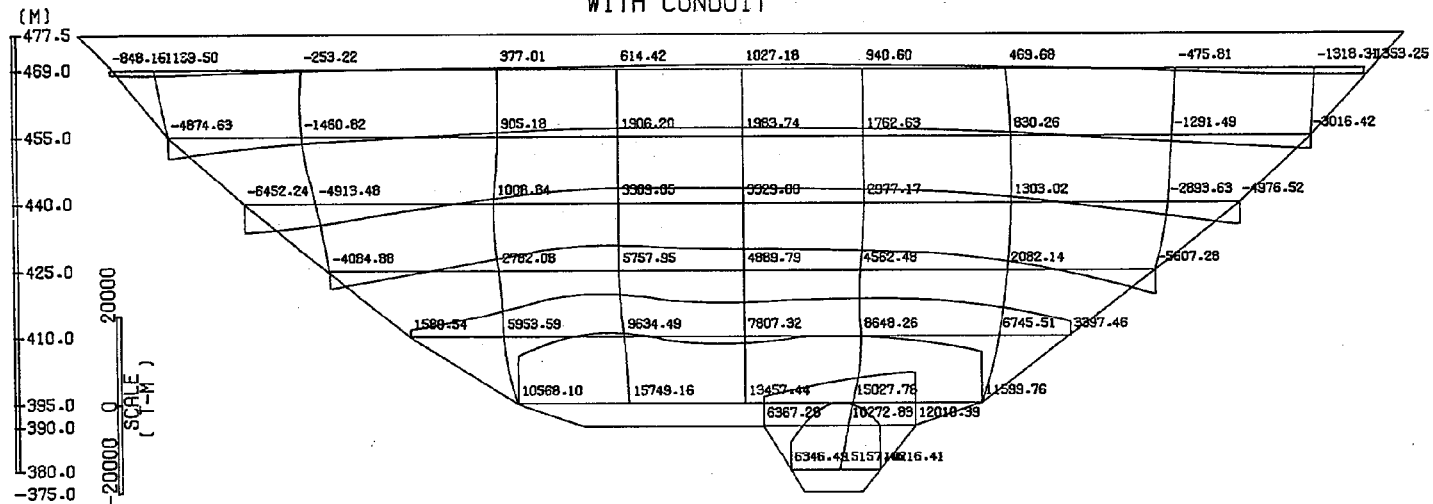
WITH CONDUIT



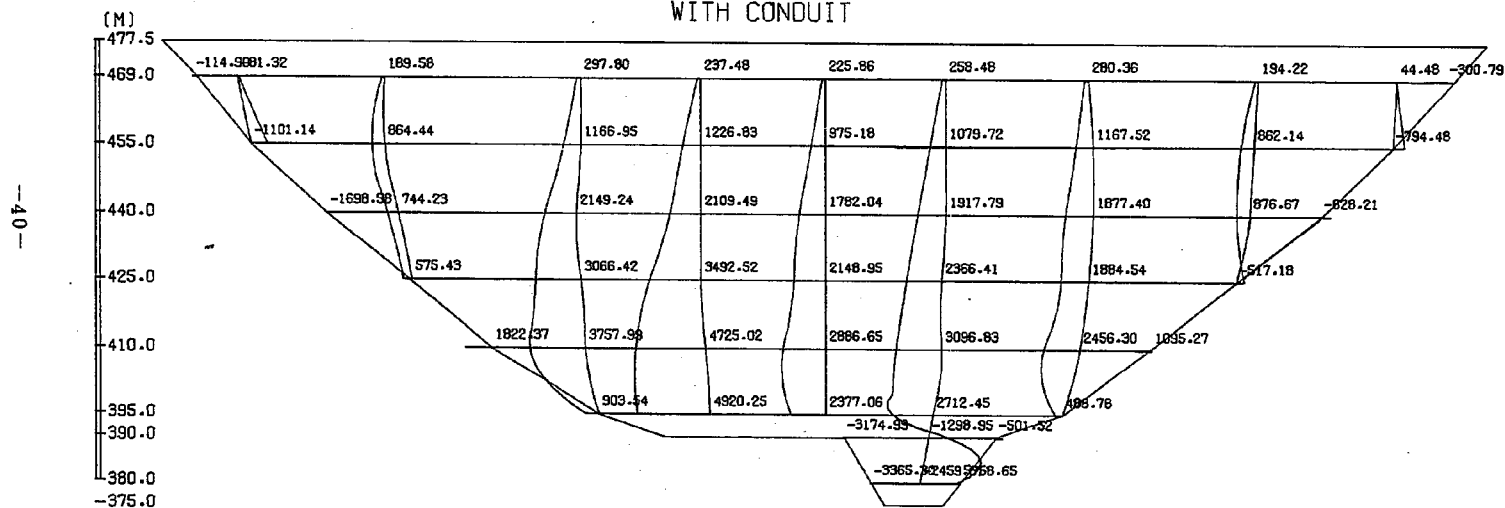
(图-16) ARCH THRUST
WITH CONDUIT



(图-17) ARCH MOMENT
WITH CONDUIT

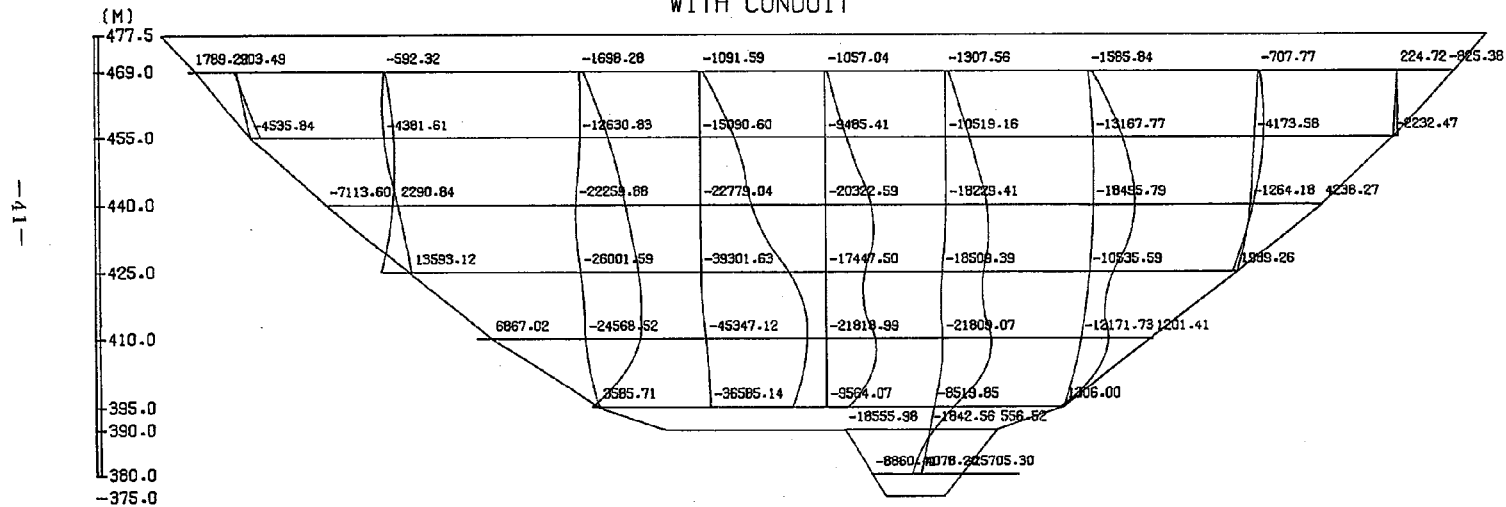


(图-18) CANTILEVER MOMENT
WITH CONDUIT



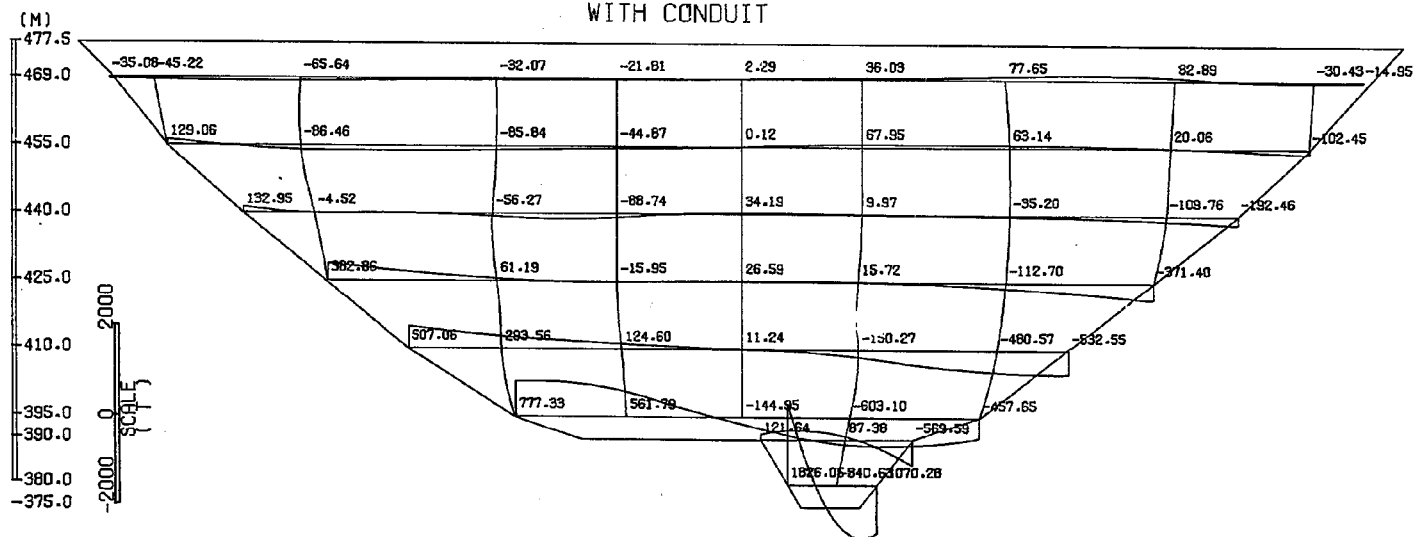
6000 0 -6000
SCALE
(T-M)

(圖-19) VERTICAL MOMENT
WITH CONDUIT

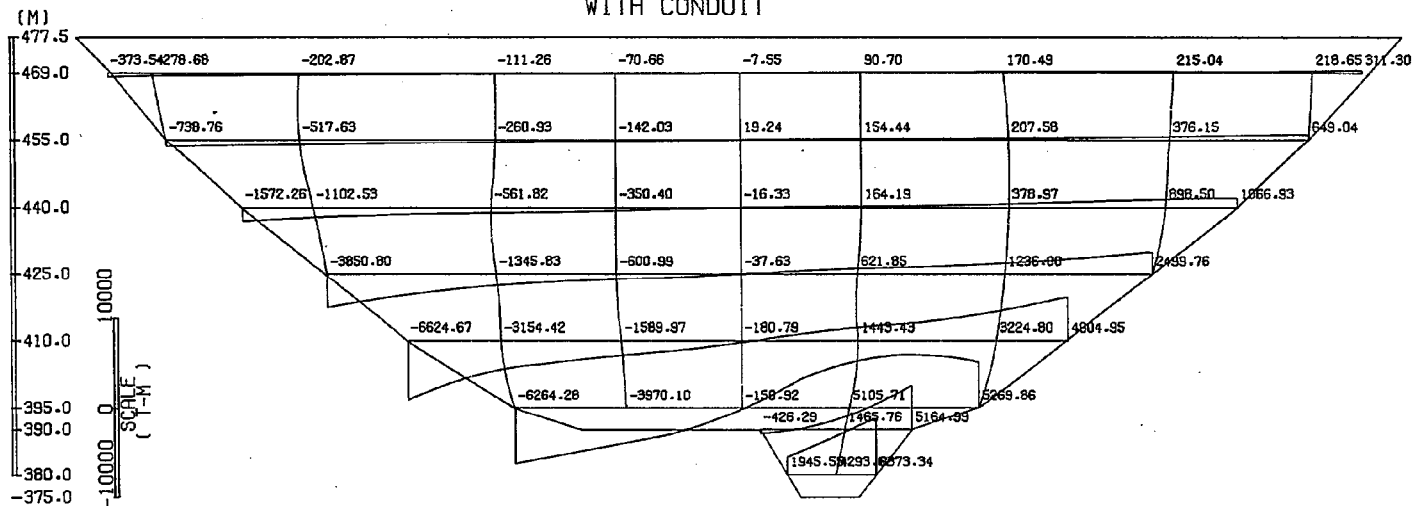


40000 0 -40000
SCALE
(T)

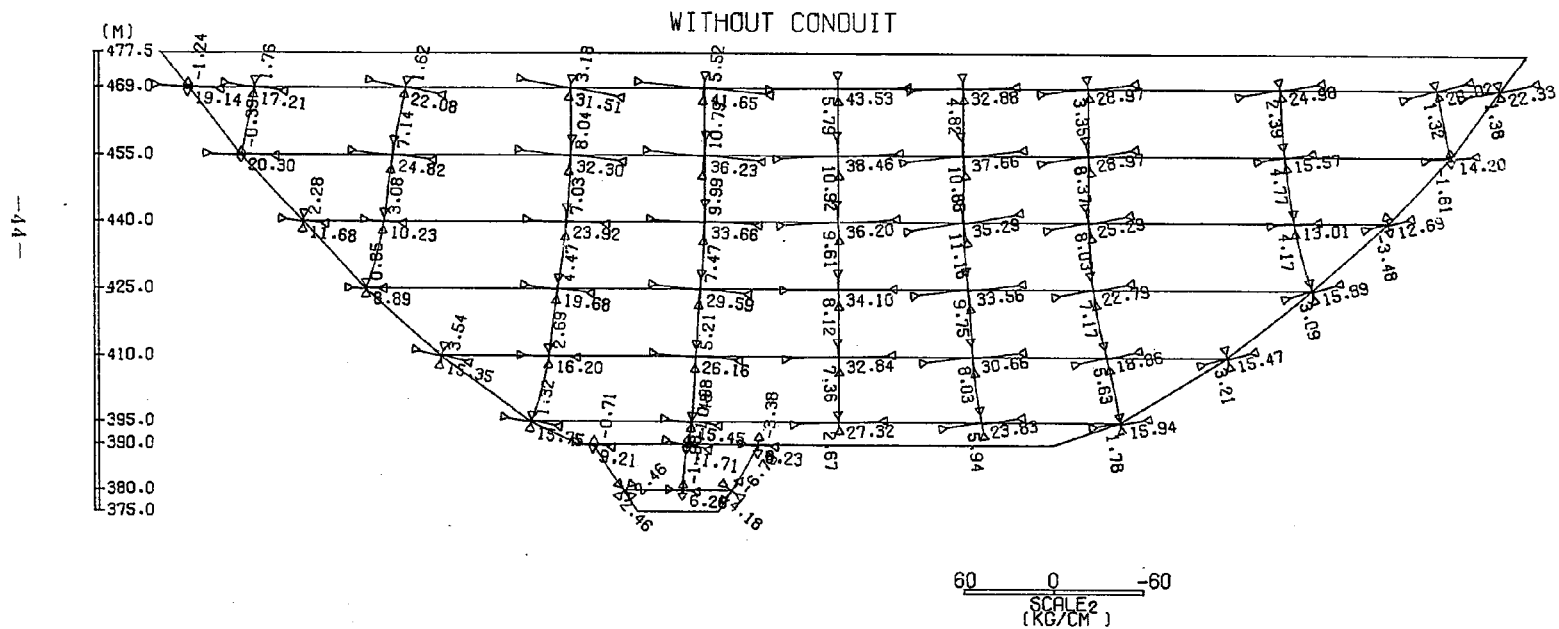
($\square$ -20) TANGENTIAL SHEAR
WITH CONDUIT



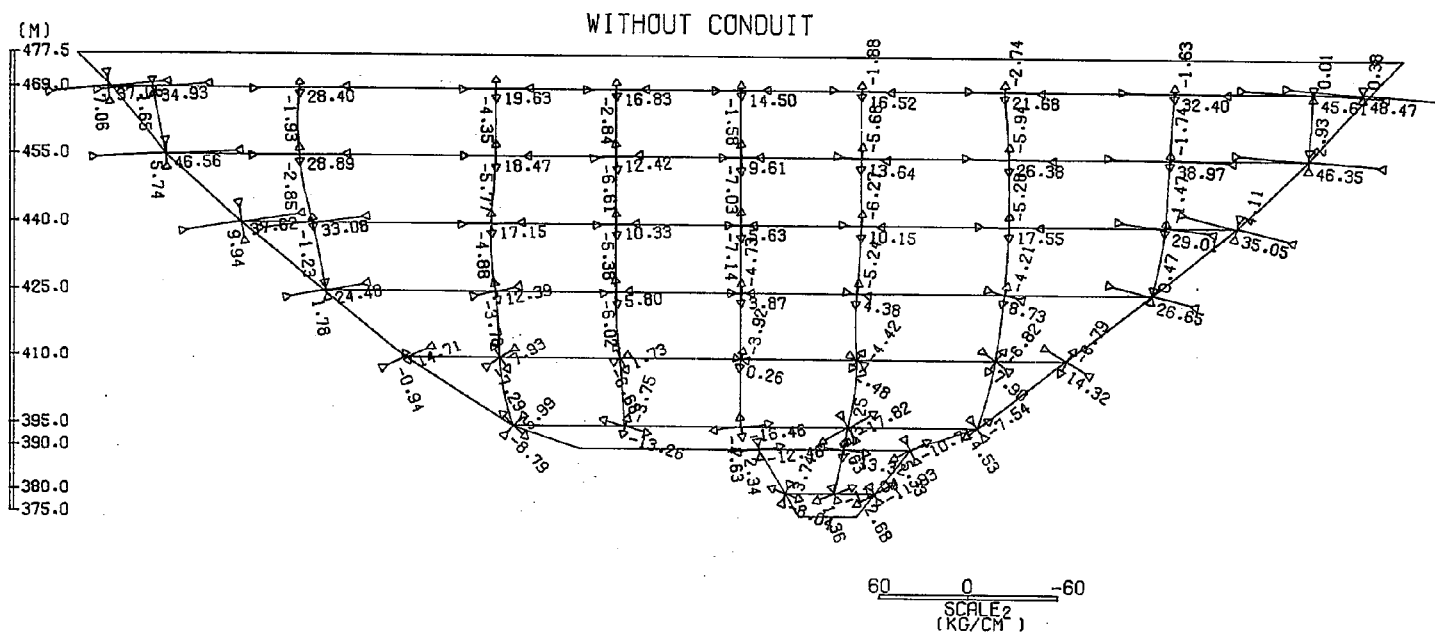
(图-21) TWISTING MOMENT
WITH CONDUIT



($\boxtimes$ -22) a PRINCIPAL STRESSES
UP STREAM FACE



(☒-22) b PRINCIPAL STRESSES
DOWN STREAM FACE



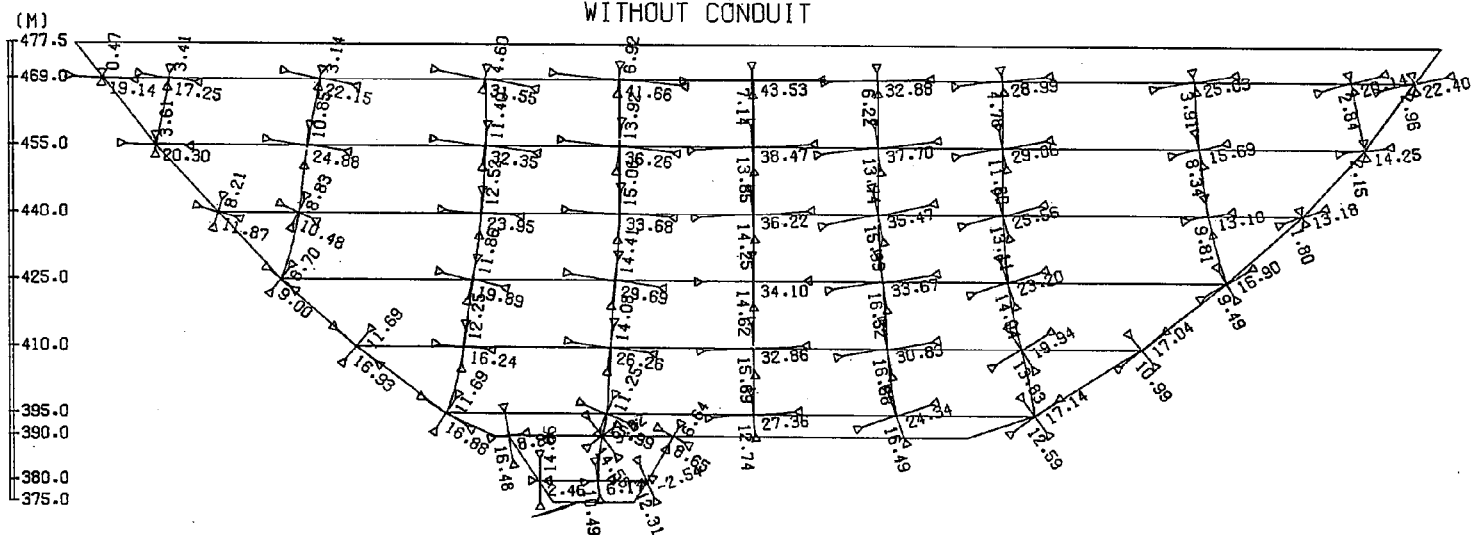
(圖-23) a

PRINCIPAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

UP STREAM FACE

WITHOUT CONDUIT

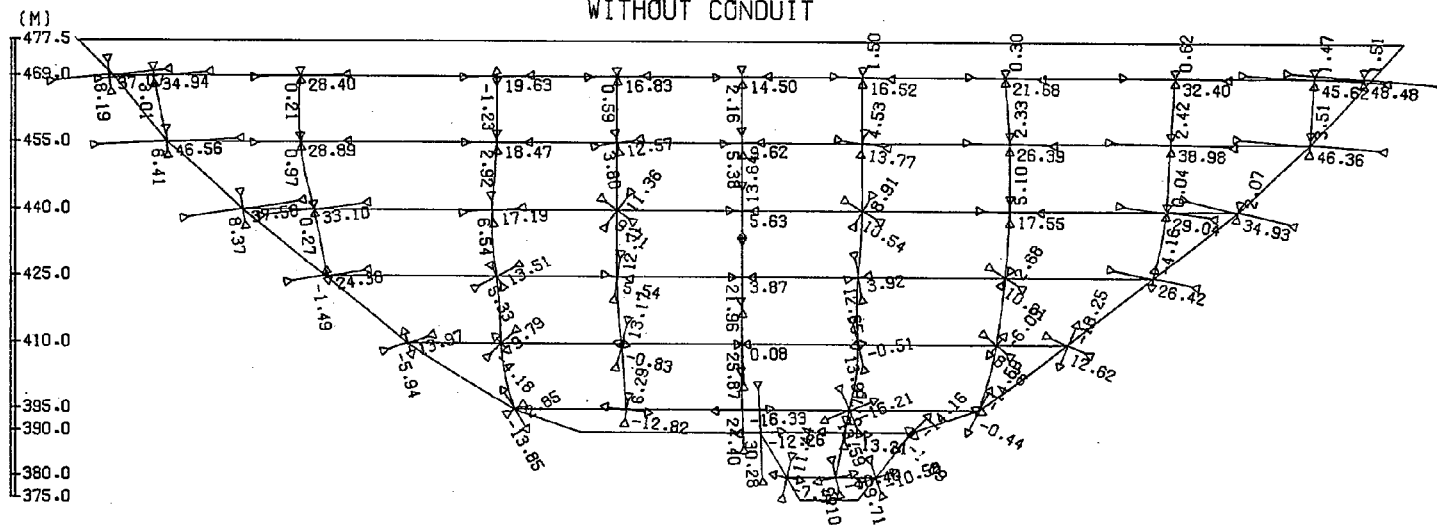


(图-23) b PRINCIPAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

DOWN STREAM FACE

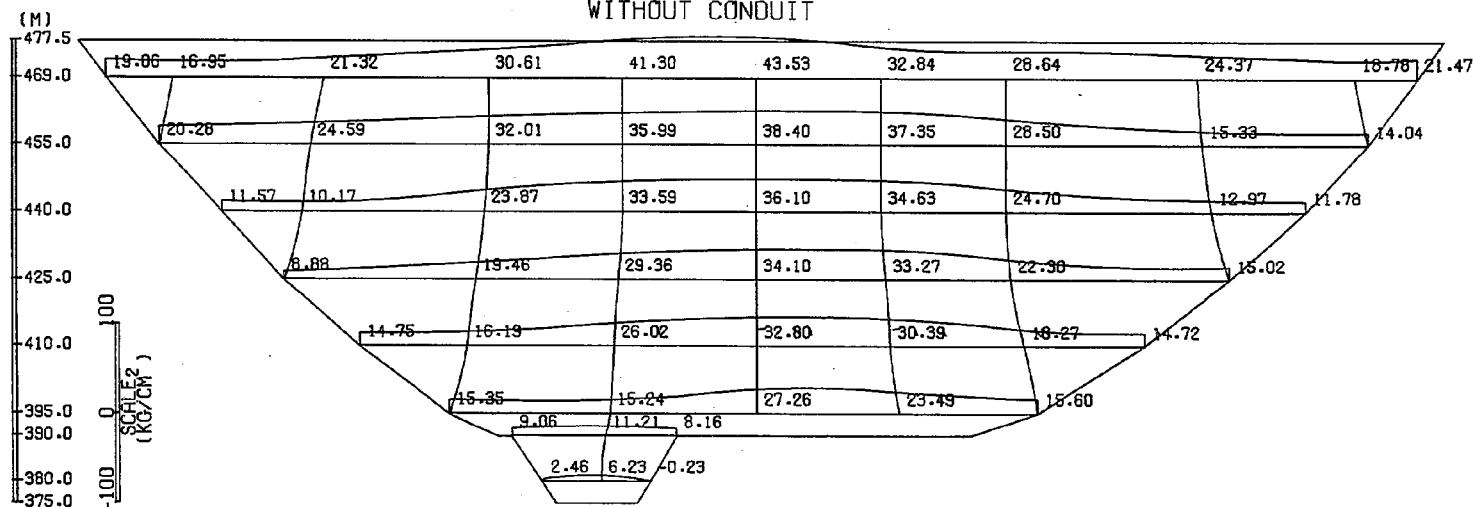
WITHOUT CONDUIT



60 0 -60
SCALE
(KG/CM²)

(图-24) a

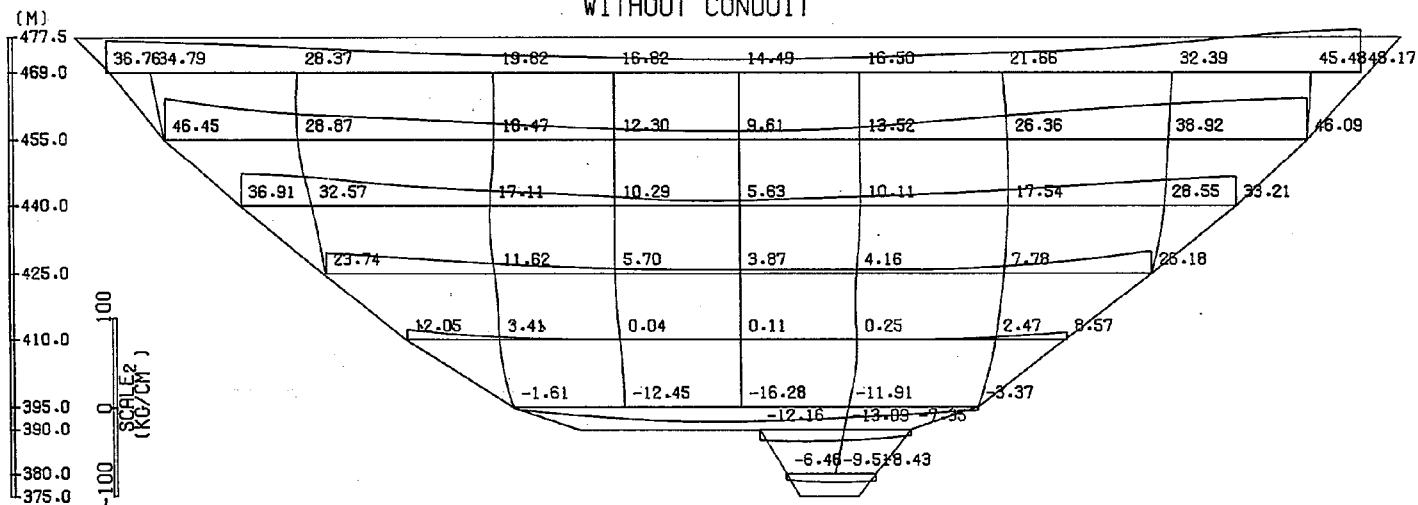
WITHOUT CONDUIT



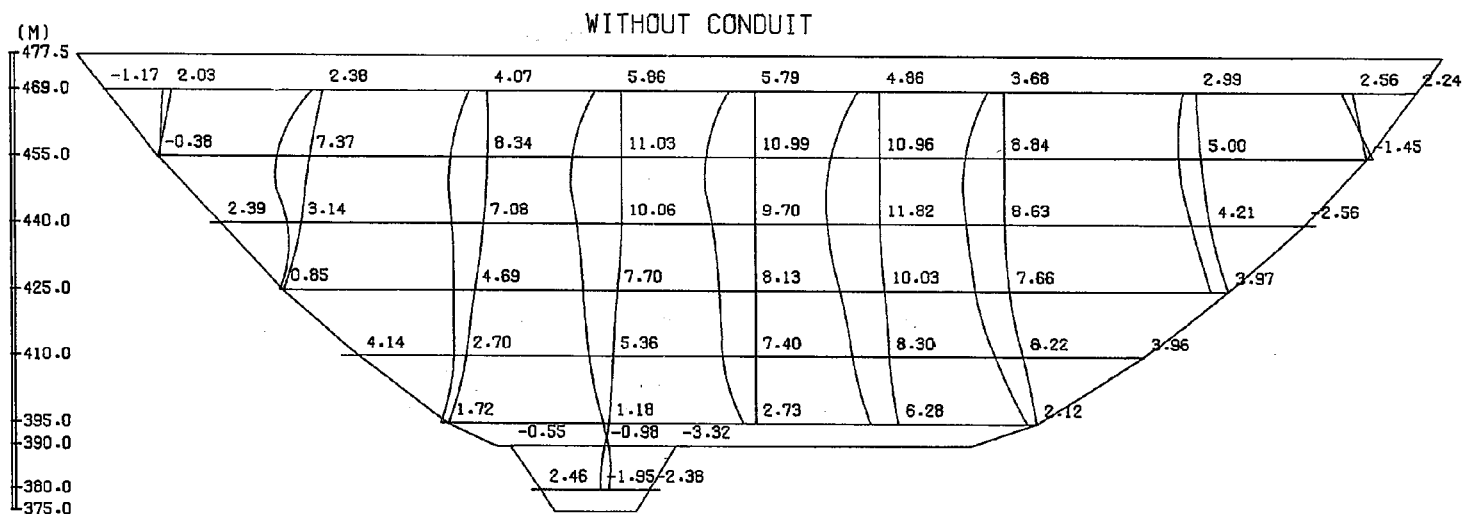
(图-24)b

HORIZONTAL STRESSES DOWN STREAM FACE

WITHOUT CONDUIT



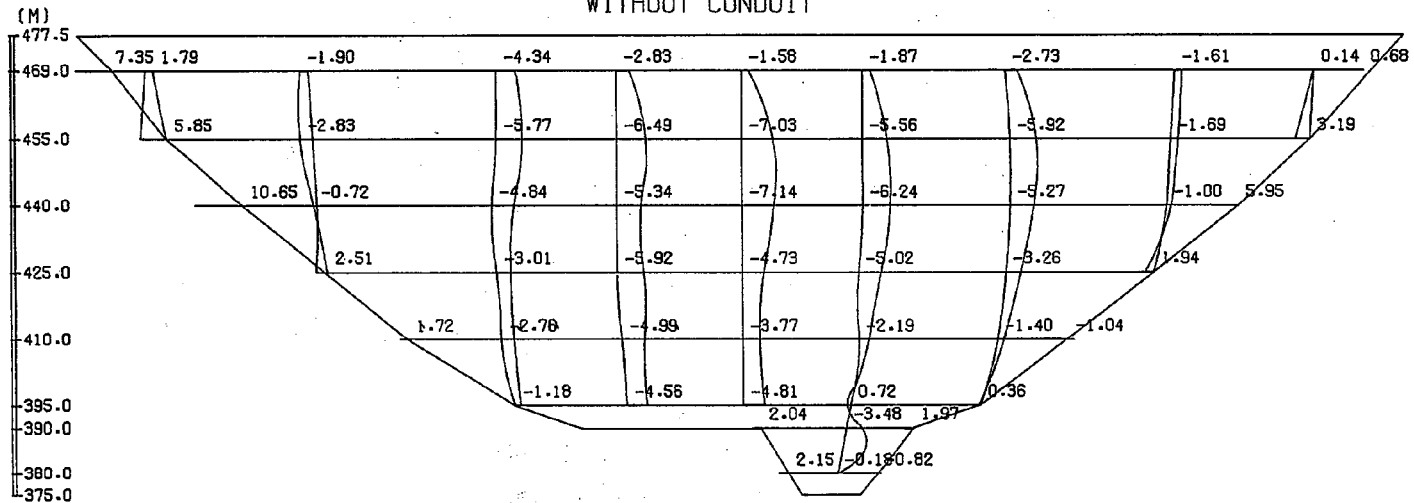
(☒-25) a VERTICAL STRESSES
UP STREAM FACE



20 0 -20
SCALE
(KG/CM²)

(☒-25)b VERTICAL STRESSES
DOWN STREAM FACE

WITHOUT CONDUIT



20 0 -20
SCALE 2
(KG/CM²)

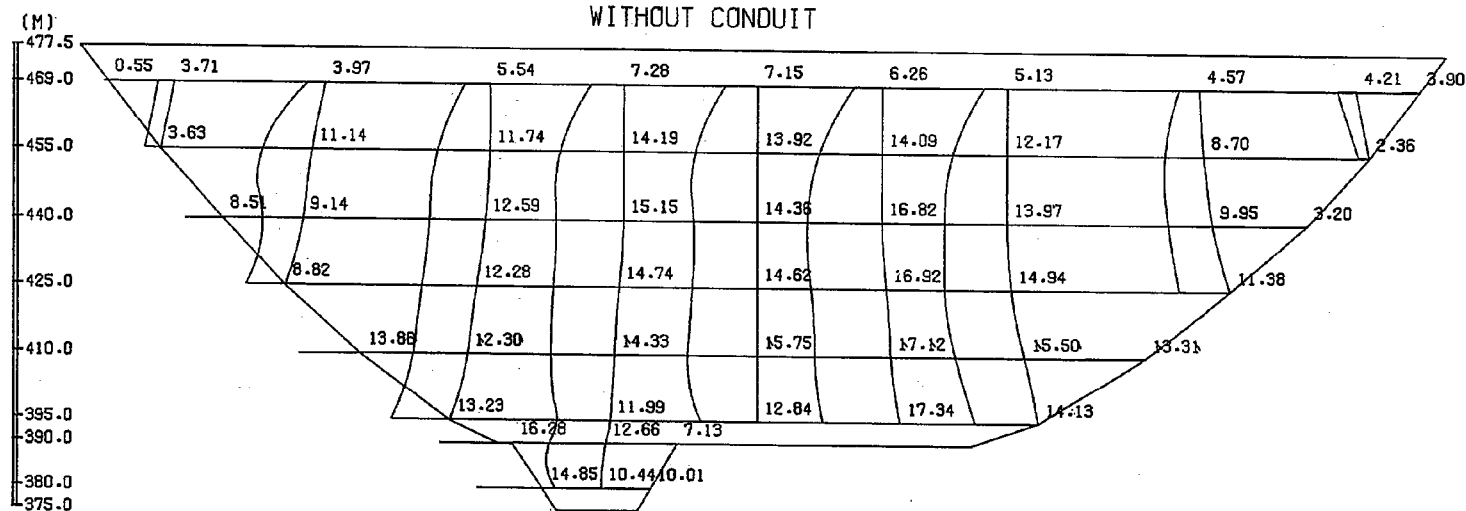
(图-26) a

VERTICAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

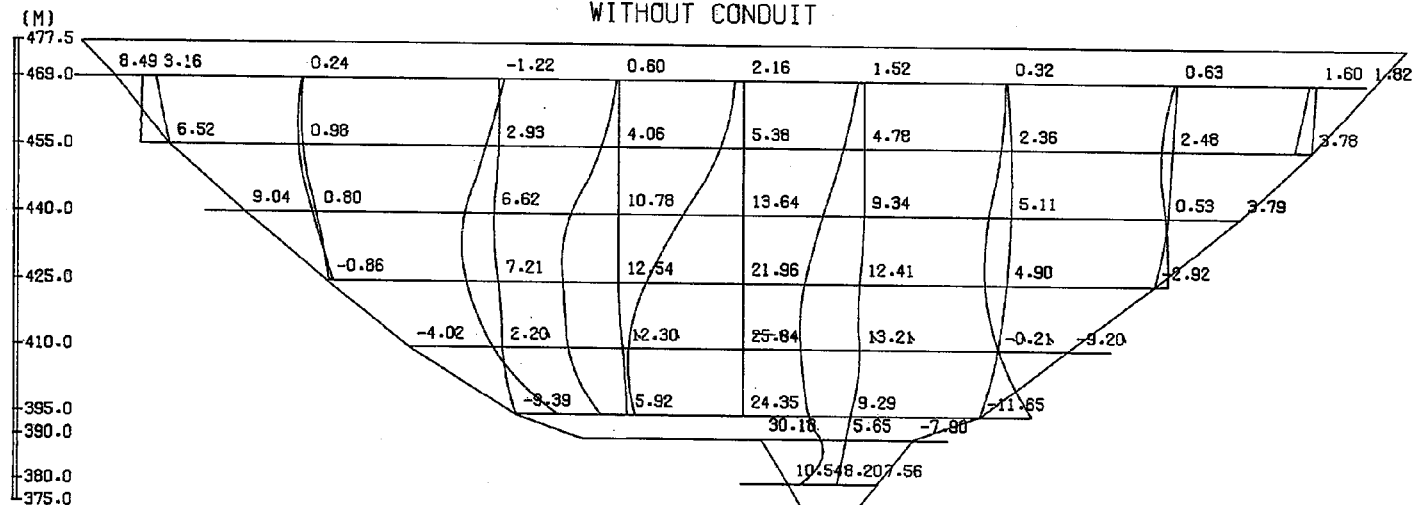
UP STREAM FACE

WITHOUT CONDUIT



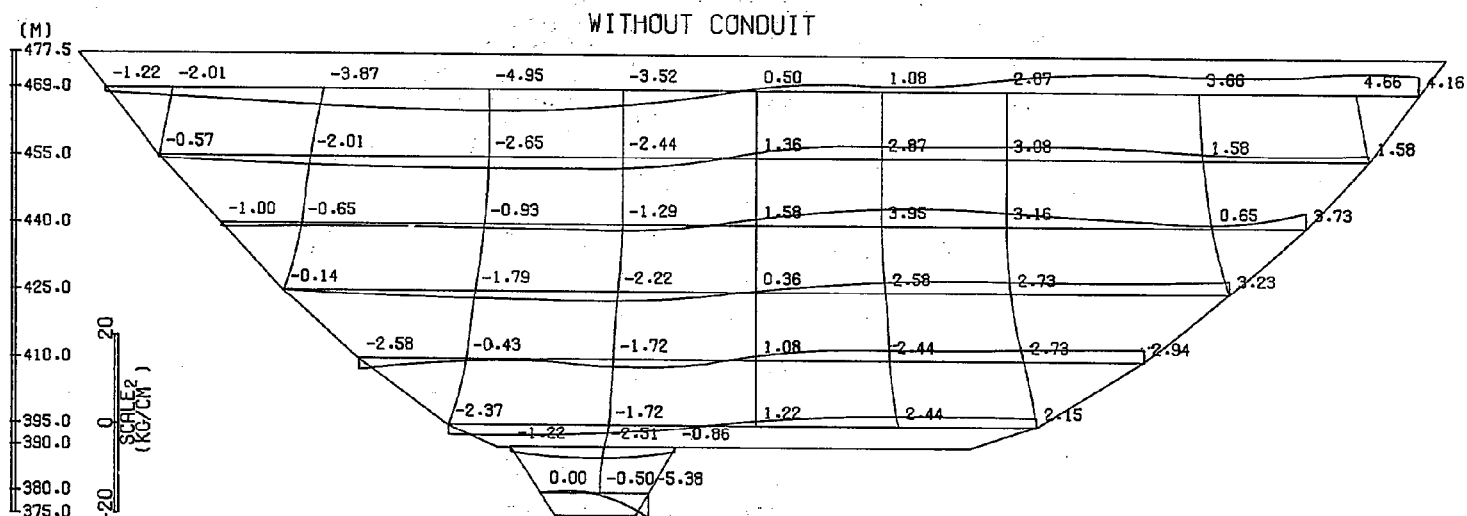
20 0 -20
SCALE₂
(KG/CM²)

(图-26)b VERTICAL STRESSES
OWN WEIGHT ADDED
DOWN STREAM FACE
WITHOUT CONDUIT

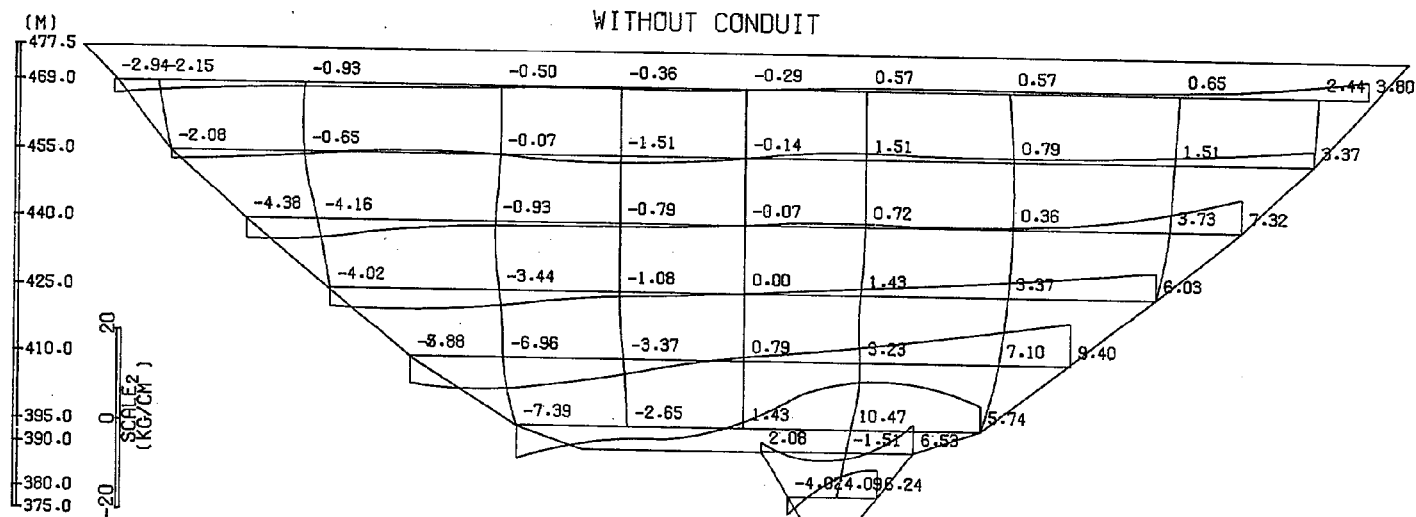


20 0 -20
SCALE
(KG/CM²)

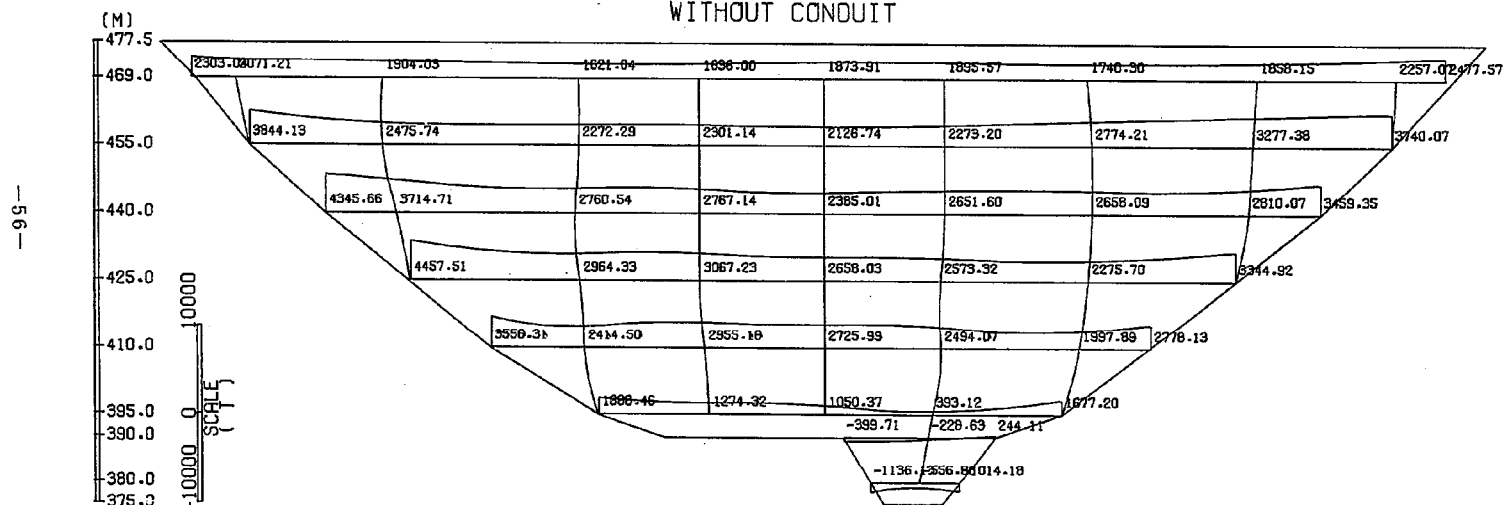
(图-27) a SHEARING STRESSES
UP STREAM FACE



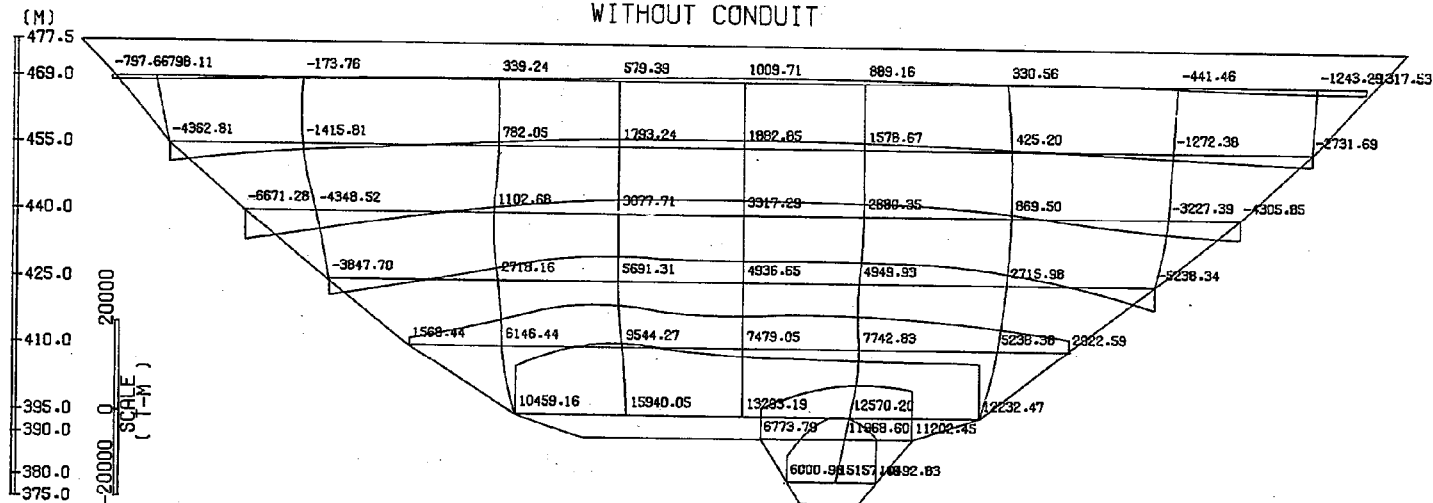
(图-27) b SHEARING STRESSES
DOWN STREAM FACE



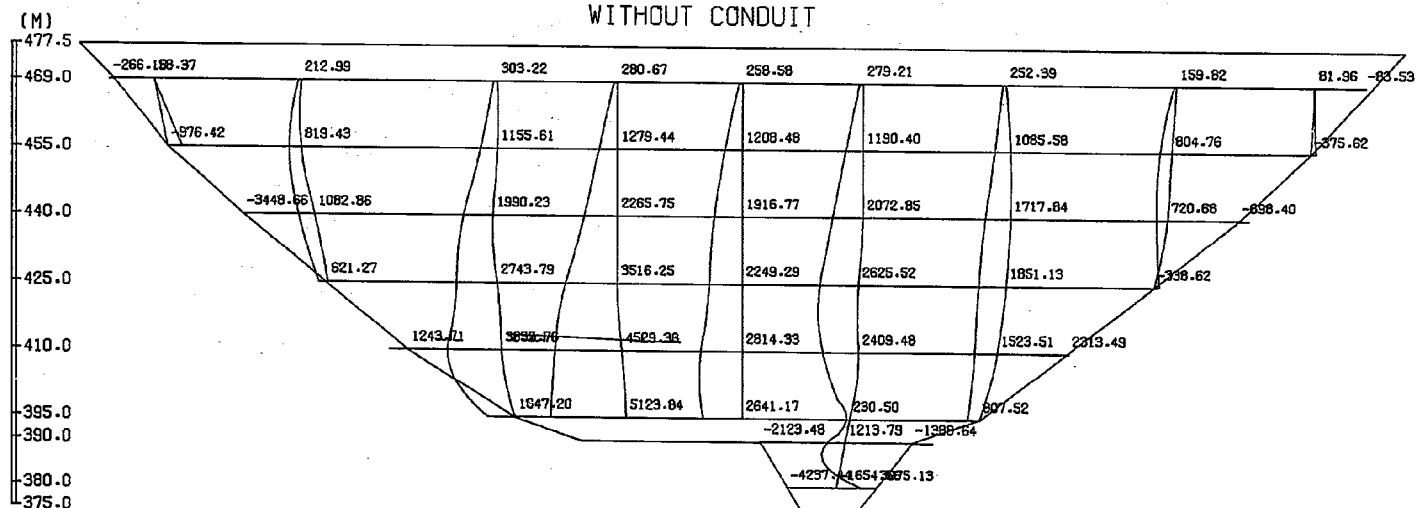
(图-28) ARCH THRUST
WITHOUT CONDUIT



(图-29) ARCH MOMENT
WITHOUT CONDUIT



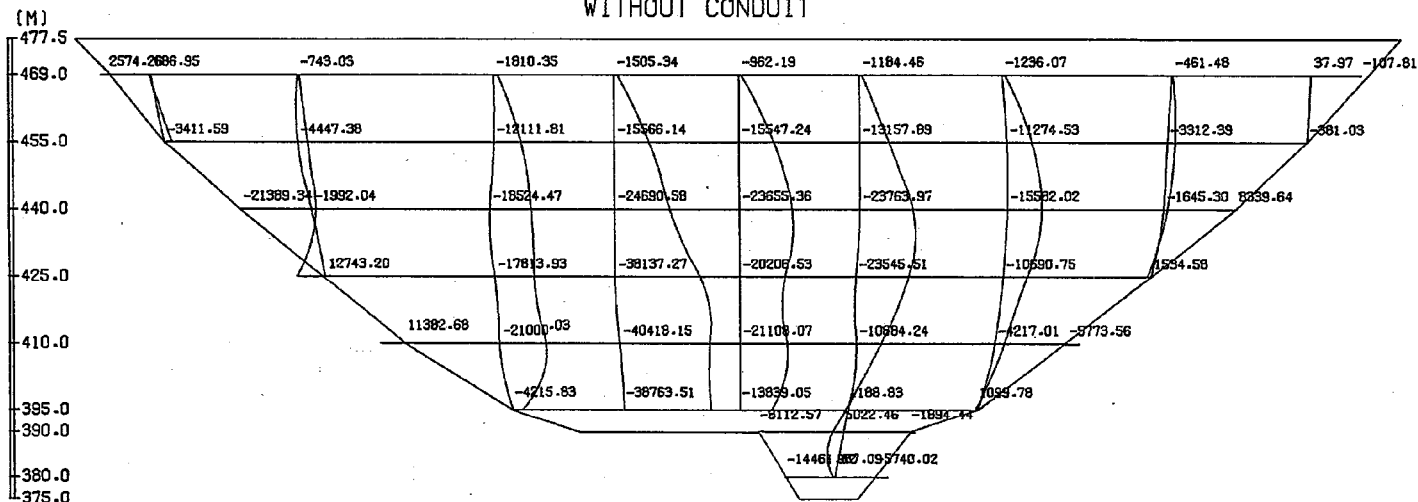
(图-30) CANTILEVER MOMENT
WITHOUT CONDUIT



6000 0 -6000
SCALE
(T-M)

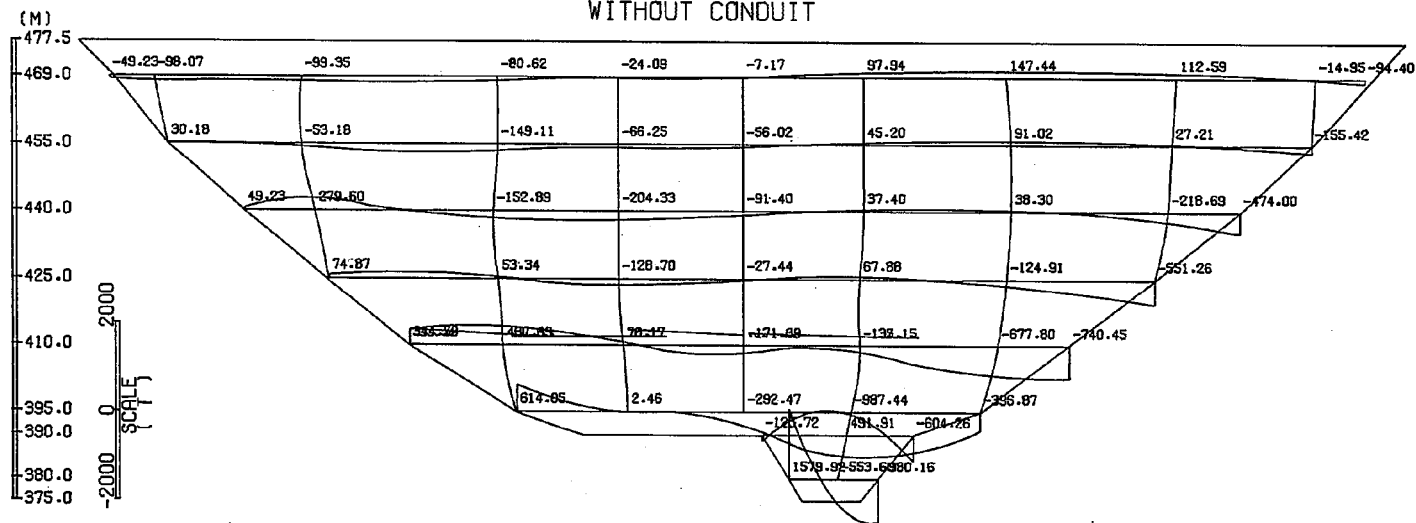
(圖-31) VERTICAL MOMENT

WITHOUT CONDUIT

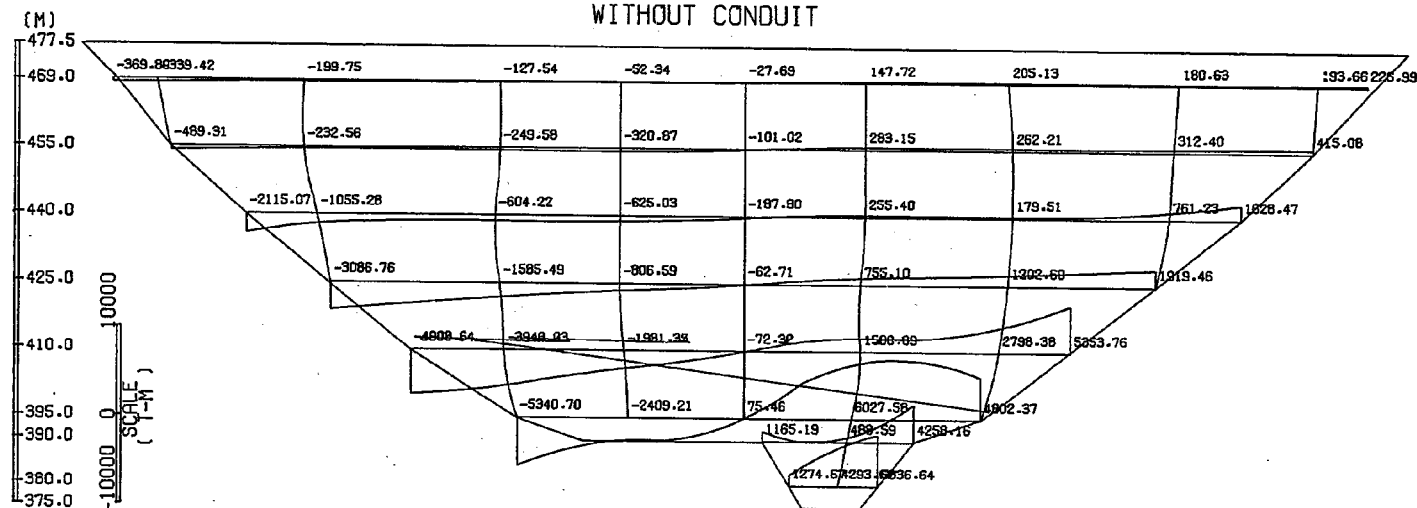


40000 0 -40000
SCALE
(1)

(☒-32) TANGENTIAL SHEAR
WITHOUT CONDUIT



(图-33) TWISTING MOMENT
WITHOUT CONDUIT



(図-34) b アーチ, エレメント半径方向撓み比較図

右岸

左岸

EL.477.5

EL.469

EL.455

EL.440

EL.425

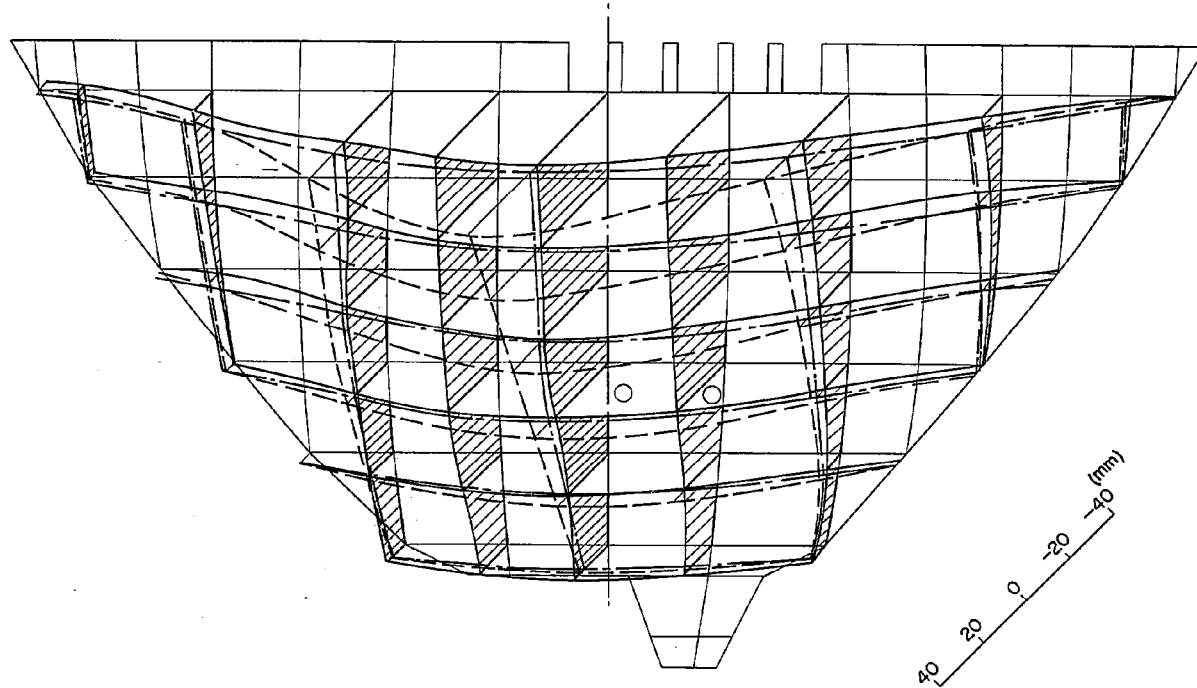
EL.410

EL.395

EL.390

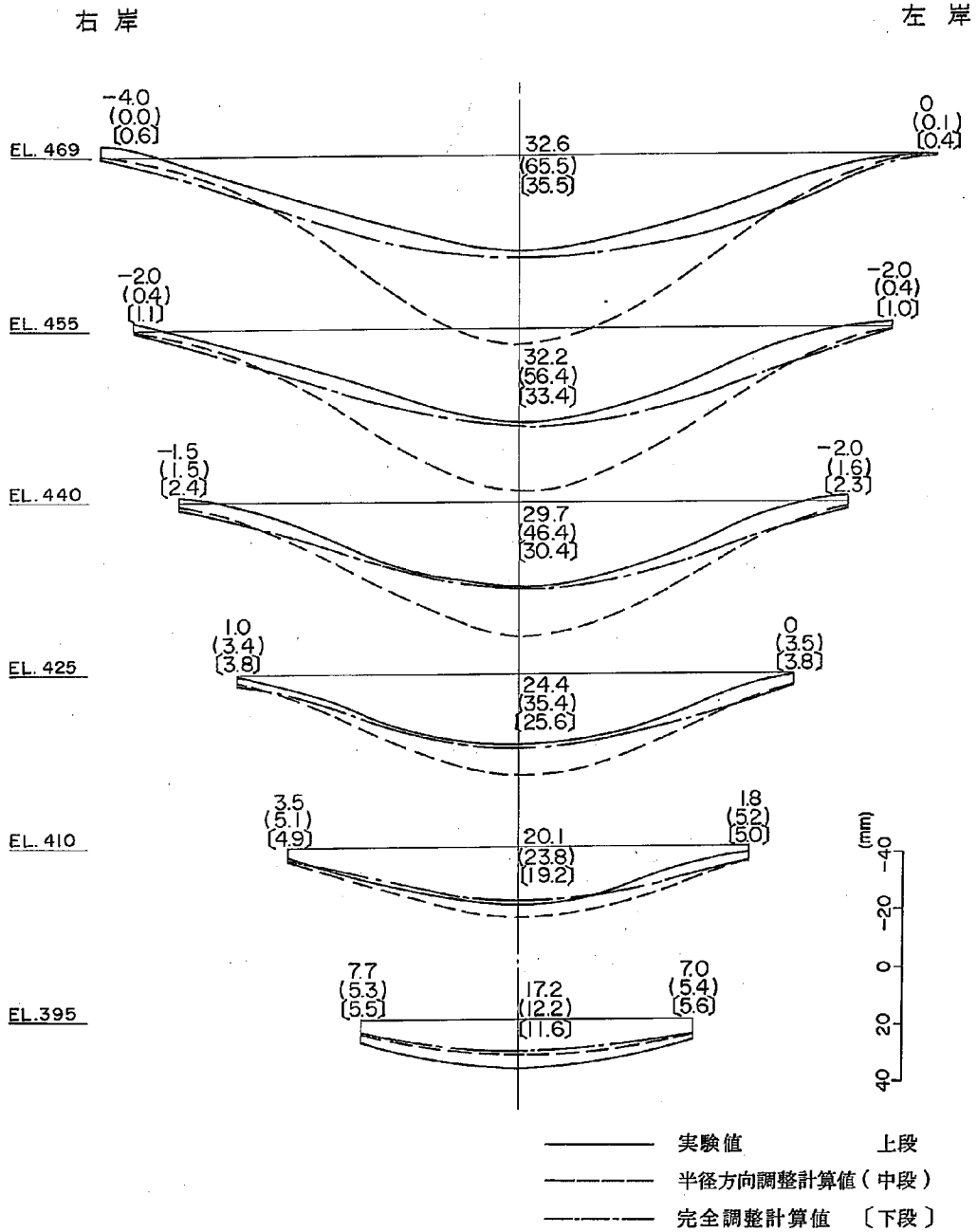
EL.380

EL.375



—— 実験値 上段
 - - - 半径方向調整計算値 (中段)
 - · - 完全調整計算値 (下段)

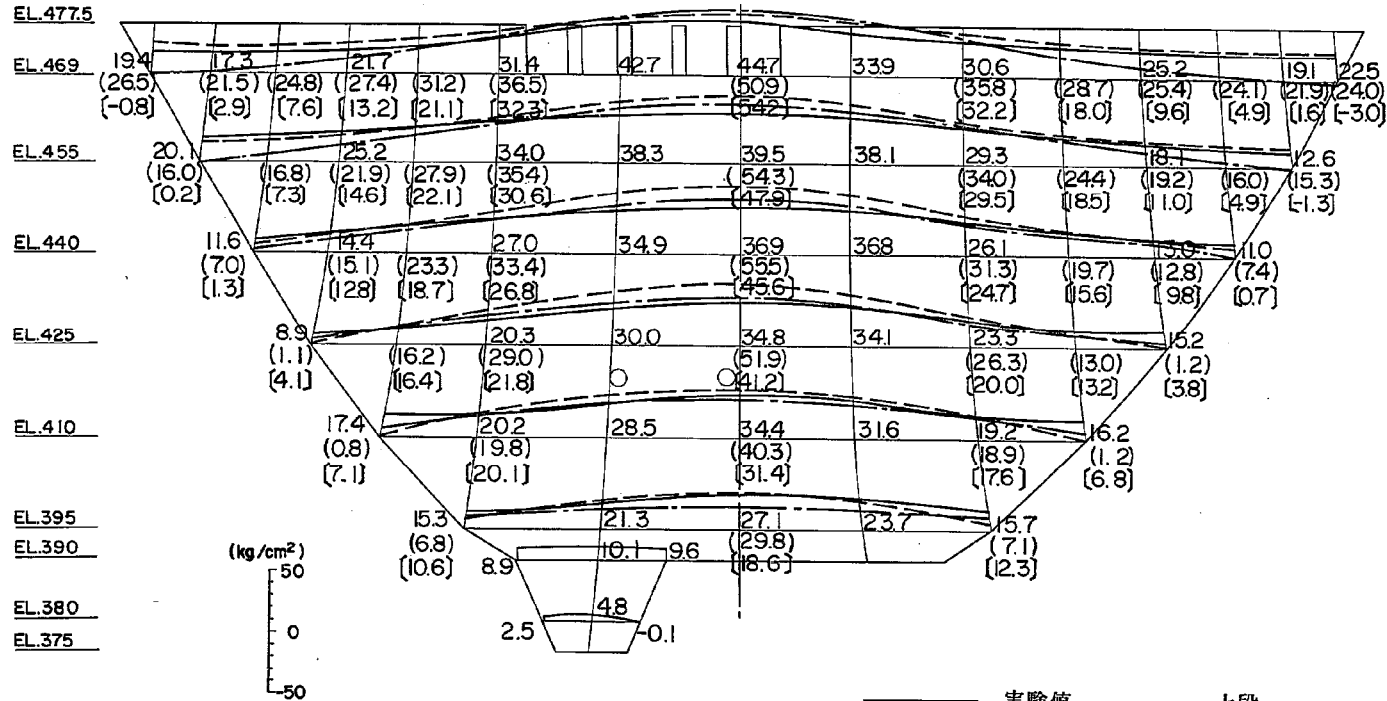
(図-34) a 半径方向撓み比較図



(图-35) a 水平方向応力上流面比較図

左 岸

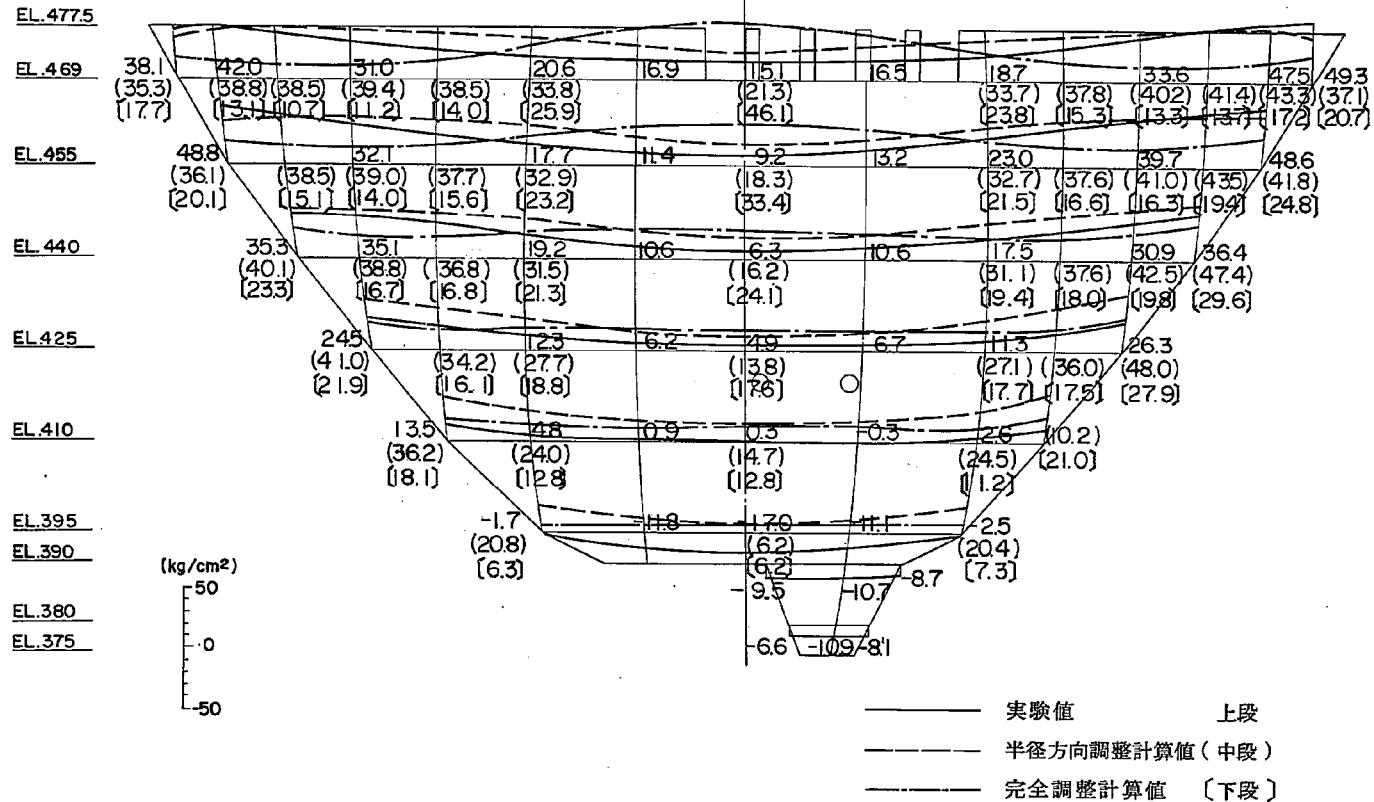
右 岸



(圖-35) b 水平方向応力下流面比較図

右岸

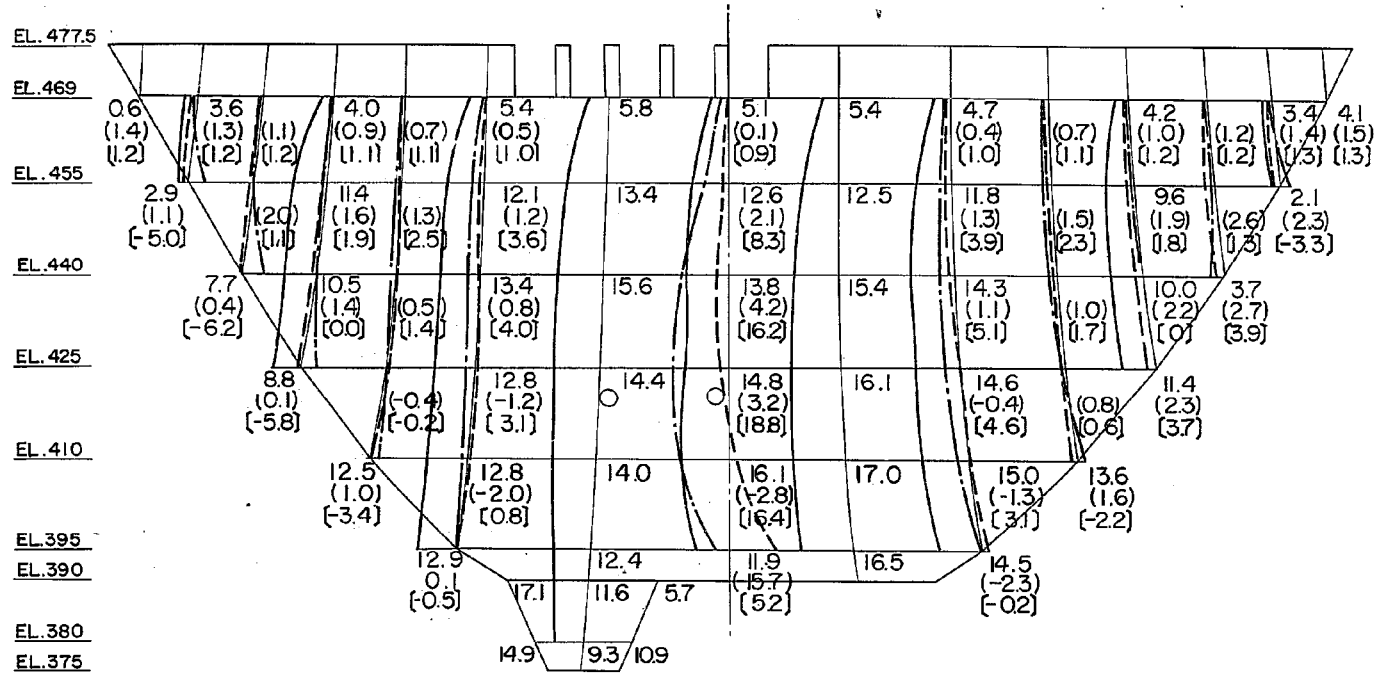
左岸



(圖-36) a 鉛直方向応力上流面比較図

左 岸

右 岸

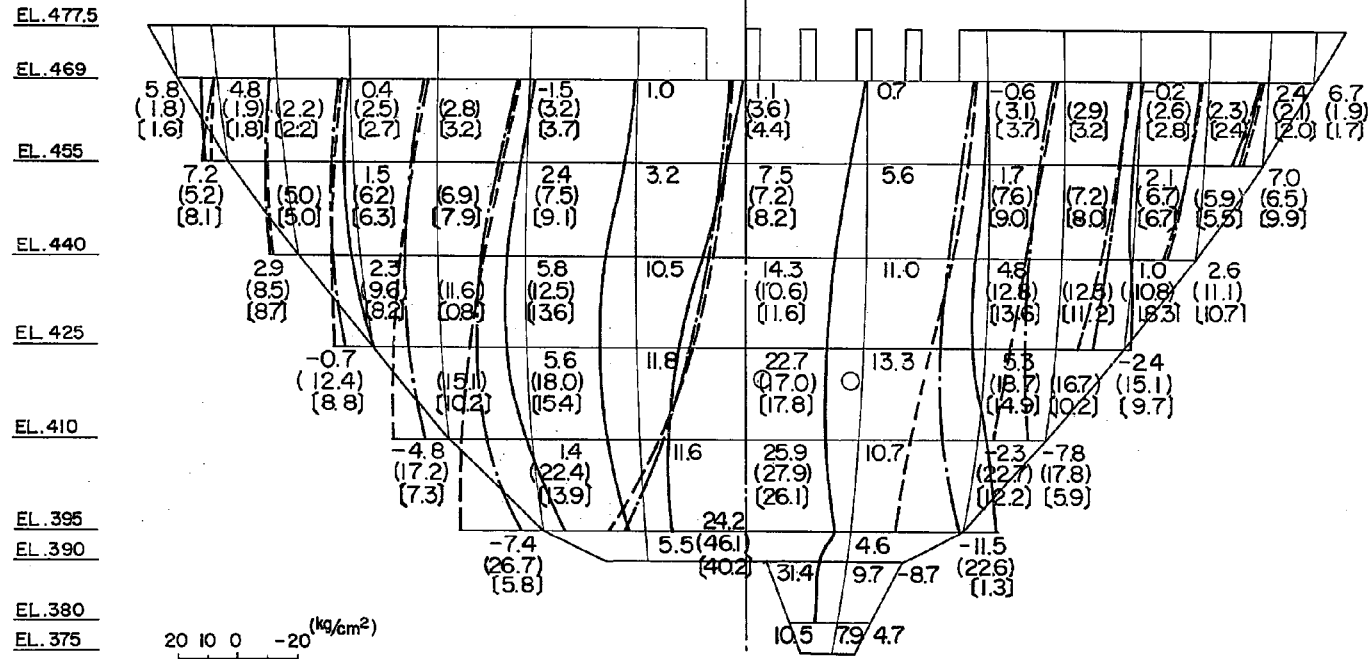


—— 実験値 上段
 - - - 半径方向調整計算値 (中段)
 ——— 完全調整計算値 (下段)

(圖-36) b 鉛直方向応力下流面比較図

右岸

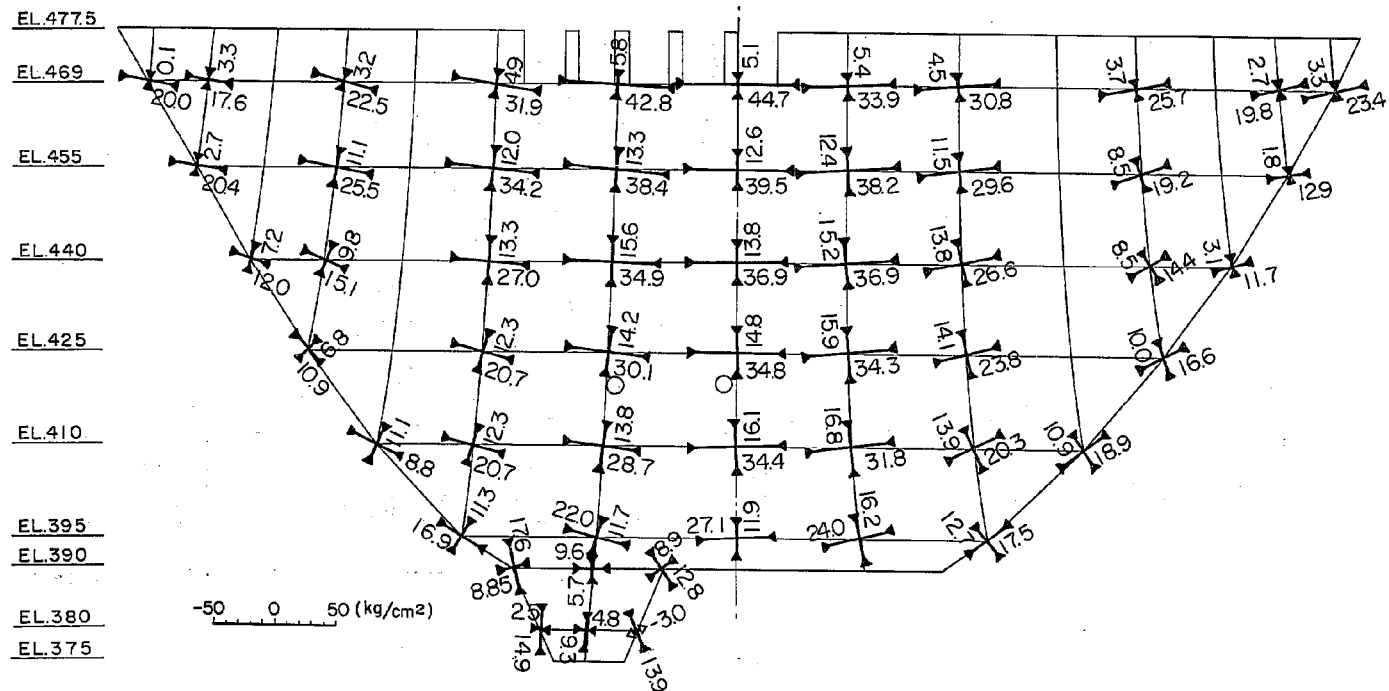
左岸



(图-37) a 主应力图上流面实验值

左岸

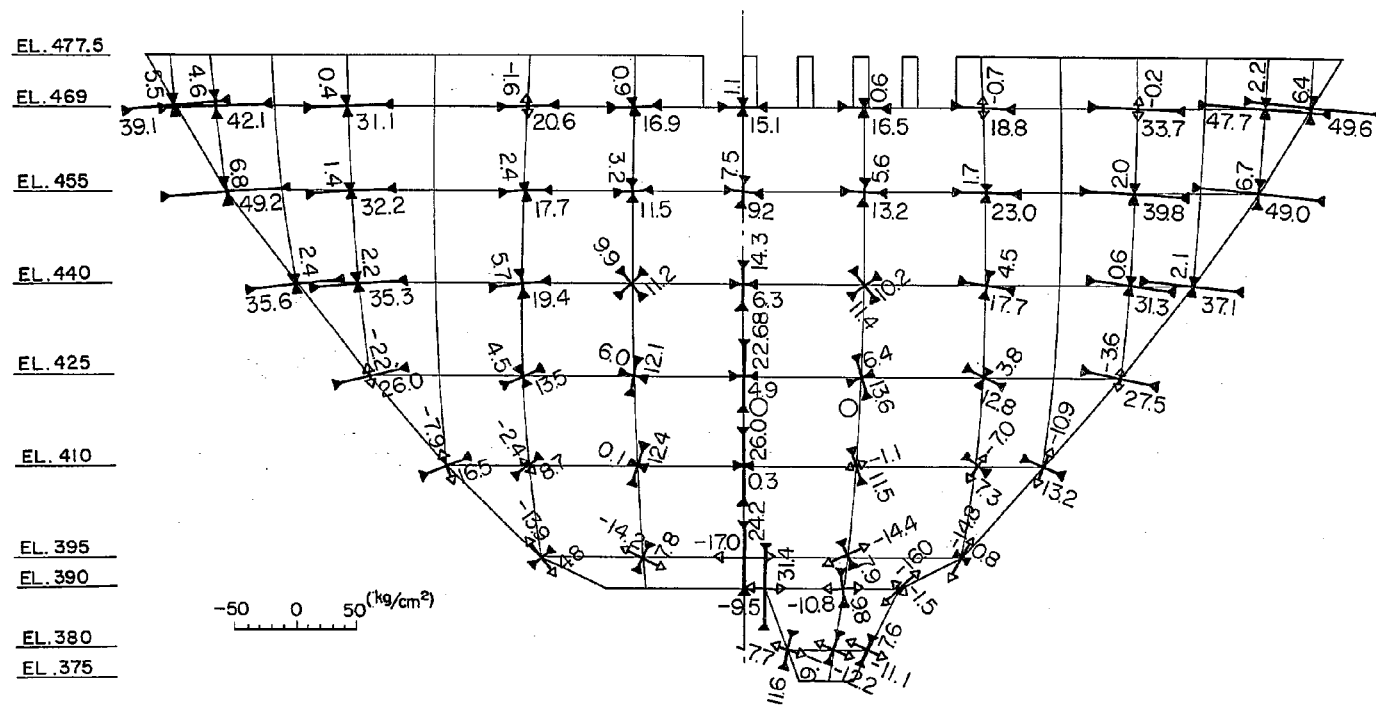
右岸



(圖-37) b 主应力图下流面实验值

右岸

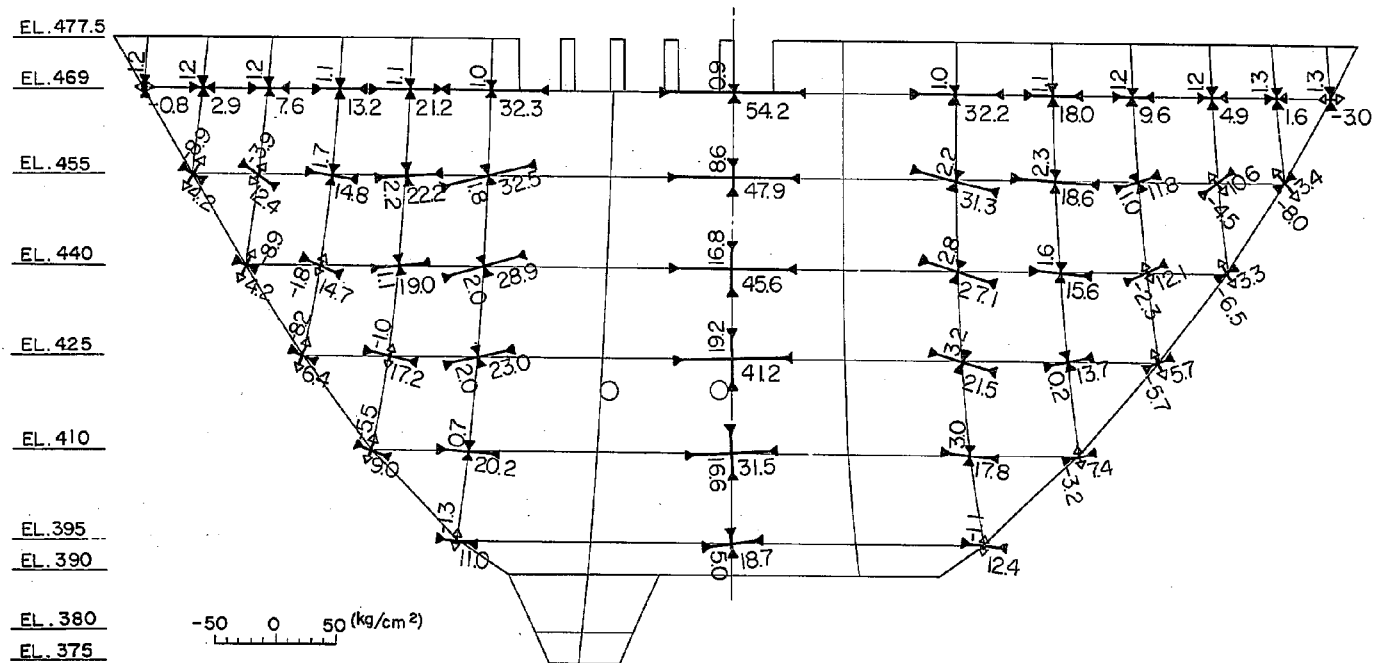
左岸



(圖-38) a 主応力図上流面完全調整計算値

左 岸

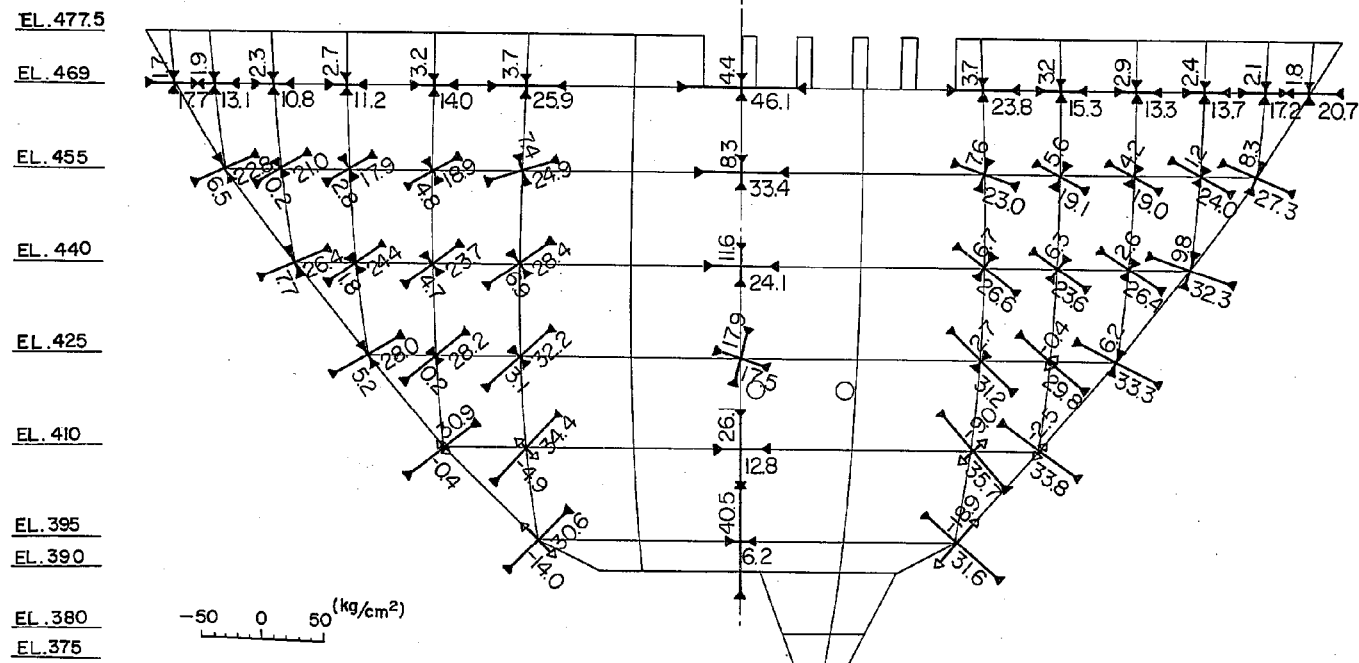
右 岸



(图-38) b 主応力図下流面完全調整計算値

右岸

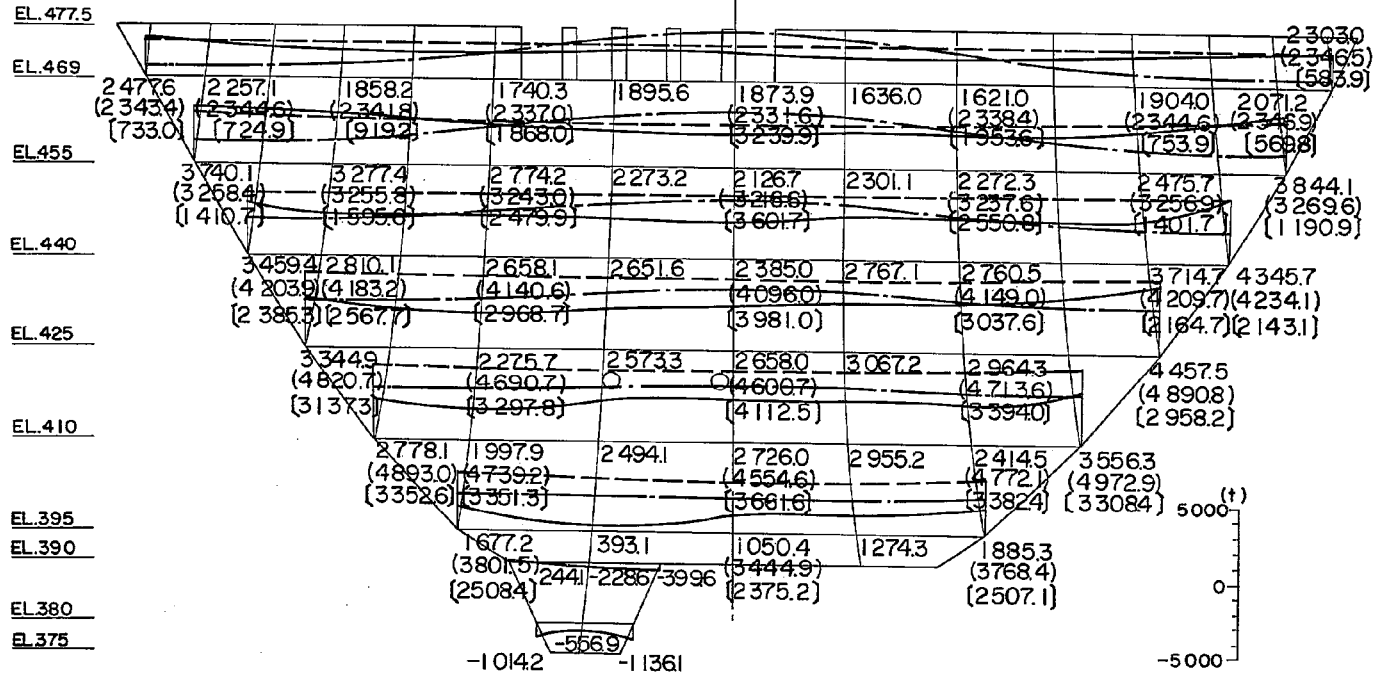
左岸



(図-39) アーチスラスト比較図

左 岸

右 岸



—— 実験値 上段
 - - - 半径方向調整計算値 (中段)
 - · - 完全調整計算値 (下段)

