

土木研究所資料

第 411 号

矢作ダム構造模型実験報告書

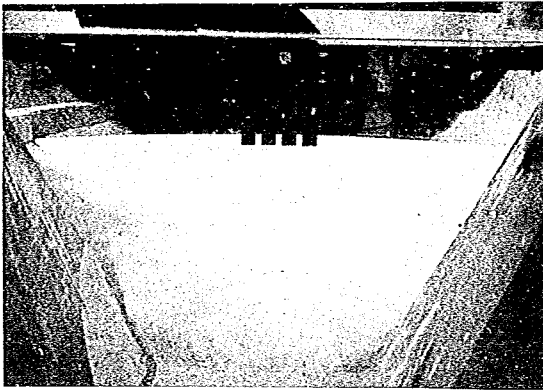
昭和 43 年 5 月

建設省土木研究所

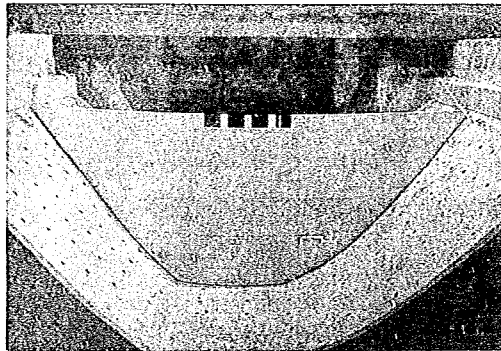
目

次

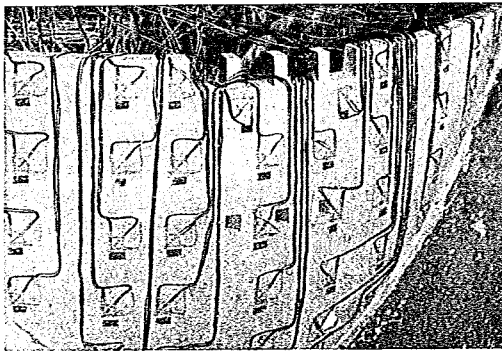
〔 1 〕	ダ ム 概 要	1
〔 2 〕	模型実験の概要	3
1)	実験の目的	3
2)	相似率と模型材料	3
3)	載 荷 装 置	4
4)	実験の概要	6
〔 3 〕	応力およびたわみの計算	6
〔 4 〕	ダ ム 形 状	8
〔 5 〕	実験結果と考察	12
1)	全体的な実験値について	12
2)	実 験 値 の 検 討	12
3)	各種荷重時の応力推定	14
4)	コンジットの有無での比較	14
5)	計算値と実験値との比較検討	17
〔 6 〕	結 論	18



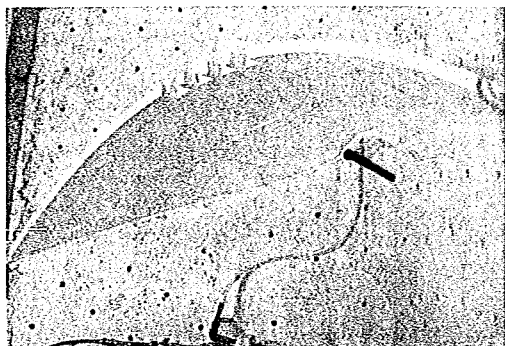
(写真-1) 模型下流側



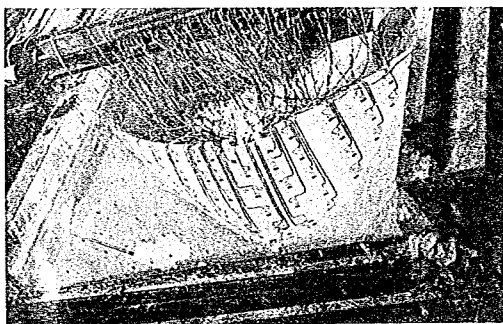
(写真-2) 模型上流側



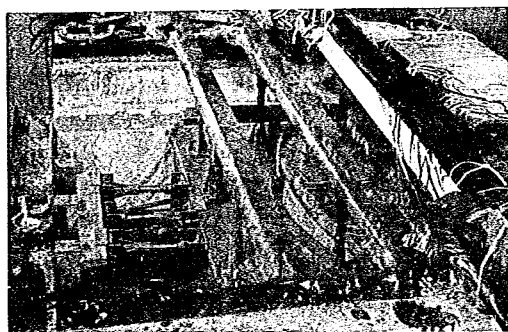
(写真-3) コンジットおよび三方向ゲージ



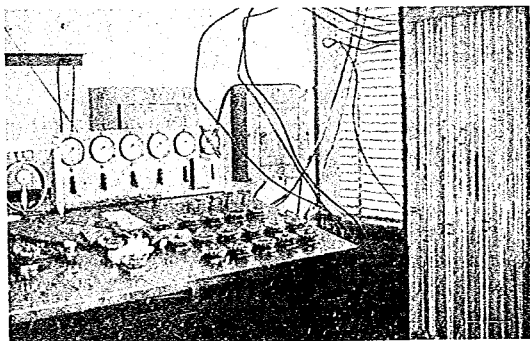
(写真-4) 本体と岩盤の接着



(写真-5) リード線



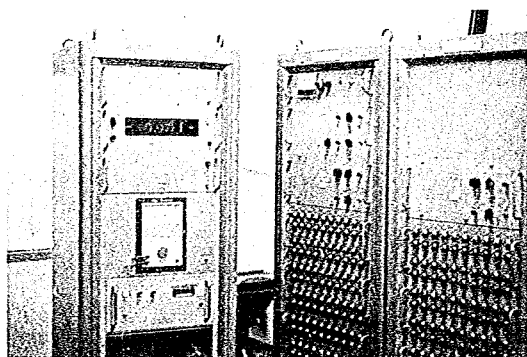
(写真-6) 上流面静水圧载荷装置



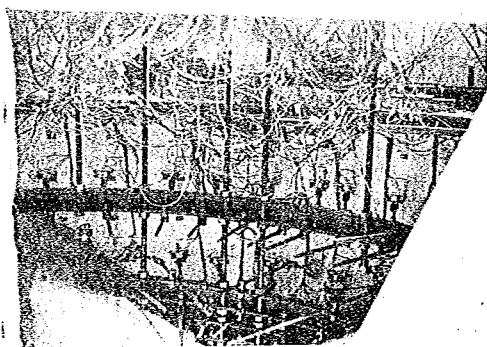
(写真-7) 油圧ポンプおよび水銀マンローメーター



(写真-8) 手動歪測定装置



(写真-9) 自動歪記録装置



(写真-10) たわみ測定装置

(1) ダム概要

本報告書は矢作ダムの構造模型実験に関するものである。

矢作ダムは中部地方建設局が矢作川に建設中のもので、河口より約 60 Km 上流の地点に位置している。このダムの諸元は次のとおりである。

位 置 左 岸 右 岸 地 質	愛知県東加茂郡旭村閑羅瀬 岐阜県恵那郡串原村閑羅瀬 白雲母，黒雲母，花崗岩
型 式	アーチダム（放物線不等厚アーチ）
堤 頂 標 高	E L 300 m
基 礎 標 高	E L 200 m
堤 頂 長	340 m
堤 厚	頂部 5 m，底部 20 m（ただしクラウンカンチレバー）
堤 体 積	333,000 m ³
集 水 面 積	500 Km ²
湛 水 面 積	3 Km ²
総 貯 水 容 量	80,000,000 m ³
有 効 貯 水 容 量	65,000,000 m ³
常 時 満 水 位	E L 298 m

ダムサイトの基盤は両雲母花崗岩で深層風化の現象がみられるが、大きな問題はない。E L 240 m 以下は全般的に良好である。左岸は上部の風化が進んで弱層の発達が著しい。また川を横ぎる断層 F3 の下流側に良好な岩盤が分布しているが、下流になるにしたがって悪くなっていること、などからダムの位置を選べる範囲はかなり限定された。

そこでダムサイトを F3 断層を避けて下流側におき、スラストは、すべりやすい走行を示しかつ規模の大きい左岸の断層群に直角に作用させる、などして基礎岩盤の安定処理に有利になるよう検討された。

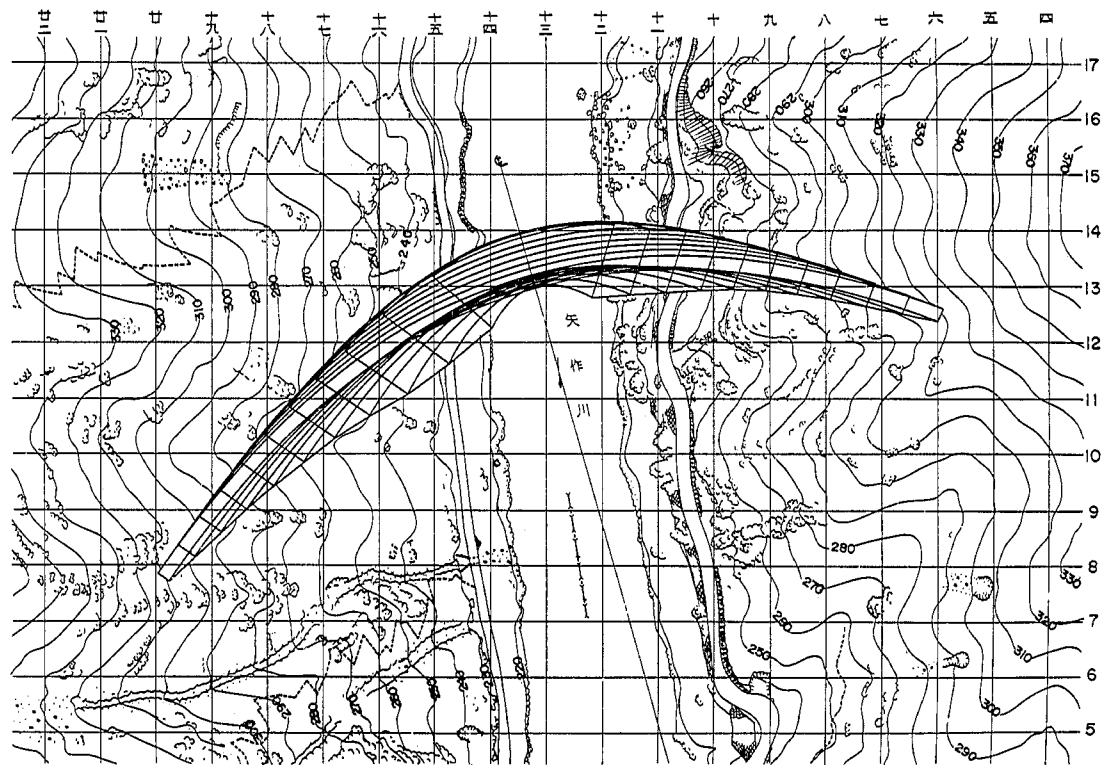
したがってダムの形状としては極力フラットにし、スラストをできるだけ山側に向けることが研究され、設計計算において放物線アーチが採用された。

一般にアーチ中心角が小さい場合、クラウン付近の曲げモーメントが増大しアーチクラウンの下流側の引張応力が大きくなる。そこでアーチの曲率半径を小さくすることによって曲げモーメントを小さくすることができるが、今回曲げモーメントの大きな部分の曲率半径を小さくし、その連続したなめらかな曲線のひとつとして放物線が採用されたものである。

また当初、等厚放物線ですすめられたが、側方片持梁の上流側オーバーハングが大きいため、

(図-1) 矢作ダム平面図

$S = 1/2000$



オーバーハング幅だけ上下流に増厚し、不等厚アーチにしてダムと岩盤の接触部の応力度を低下させた。

(2) 模型実験の概要

1) 実験の目的

アーチダムの応力は電子計算機の利用により、きわめて短時間に勞せずして求めることができる。しかし、アーチダムは高次の不静定構造物であり、計算過程で多くの仮定を設けるため、実際と比較するとかなり相違するところがある。過去の幾多のダムでも、計算によって設計された形状で模型実験を行ない、応力分布、形状特性を観察して安全性を確認してきた。

本実験に使用した形状は前述の地形、地質の特徴から、設計計算上もっとも良好と判断された最終形状(土木研究所資料第213号「矢作アーチダムの構造設計」-D8案)である。本報告は実験値の検討、計算値との比較をし、安全性の確認をしたものである。

2) 相似率と模型材料

一般に模型実験においては実物と模型との間の応力、ひずみの関係で完全に相似性が保たれていなければならない。したがって模型および実物が弾性体であれば模型と実物のひずみ、応力、たわみについては次の関係式が成立する。

$$\sigma_m = \frac{G}{n} \cdot \sigma_p$$

$$\delta_m = \frac{G}{n^2} \cdot \frac{E_p}{E_m} \cdot \delta_p$$

$$\varepsilon_m = \frac{G}{n} \cdot \frac{E_p}{E_m} \cdot \varepsilon_p$$

ここに

$\sigma_m, \delta_m, \varepsilon_m, E_m$; それぞれ模型の応力、たわみ、ひずみ、弾性係数

$\sigma_p, \delta_p, \varepsilon_p, E_p$; それぞれ実物の応力、たわみ、ひずみ、弾性係数

$1/n$: 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もっともすぐれている。本実験ではこの材料を使い、実物との弾性係数の比を調整するため

① ダム本体は石膏のみとし、水-石膏比を大きくする。

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と珪藻土の混合割合を加減する。

という方法をとった。

(表-1) 矢作ダム模型配合表

位 置	$E_p \text{ kg/cm}^2$	$E_m \text{ kg/cm}^2$	D/P	W/P	V/W	V (m ³)
本 体	300,000	60,000	0	0.72	1.50	0.72
岩 右岸河床部	70,000	14,000	0.47	1.80	1.30	1.61
盤 左 岸	50,000	10,000	0.70	2.40	1.27	0.51

ここに

D/P: 珉藻土と石膏の比 V/W: 体積と水量の比

W/P: 水と石膏の比 V : 打設体積

この配合にもとづいて打設をしたが、このときコンクリート材料試験用標準型枠を用いて $\phi 150 \times 300$ の供試体采取了。また本体は その成形時において供試体を削り出

(表-2) 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	56,000 ~ 74,000	103 ~ 132
岩 右岸及び河床部	16,000 ~ 18,000	41 ~ 43
盤 左 岸	11,000 ~ 15,000	25 ~ 30

し、弾性係数及び圧縮強度を測定した。

(註: 本体は所定の体積より多く打ち、削って成形している)

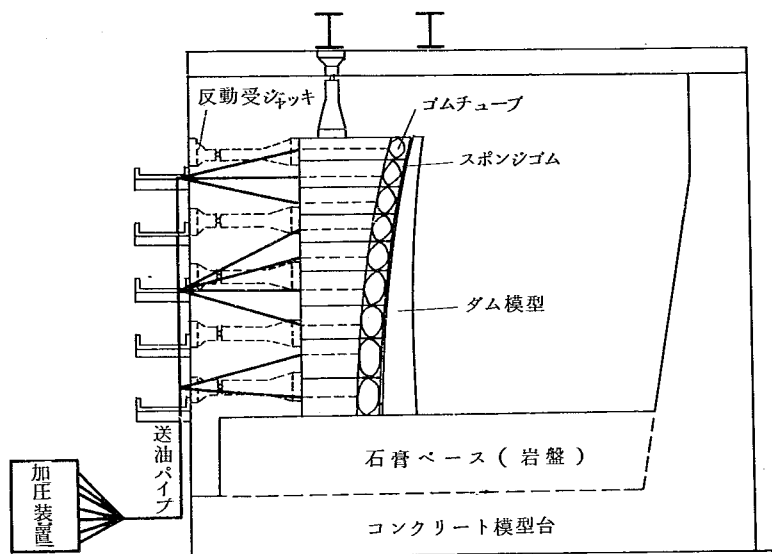
3) 載荷装置

相似率によれば模型に生ずるひずみと実物に生ずるひずみとが等しいときに測定を行なうのがよいとされている。しかし石膏と珉藻土との混合物の応力-ひずみ曲線は、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ひずみを大きく生じさせてさしつかえない。またひずみ測定に用いられる電気抵抗線歪計は $\pm 20 \times 10^{-6}$ 程度の個有誤差をもっているのので、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。しかしひずみ比は相似率からは $\epsilon_m/\epsilon_p = 1$ が望ましい。これらのことを考慮して測定精度をあげるためには $\epsilon_p/\epsilon_p = 15 \sim 20$ にとるのがもっともよい。

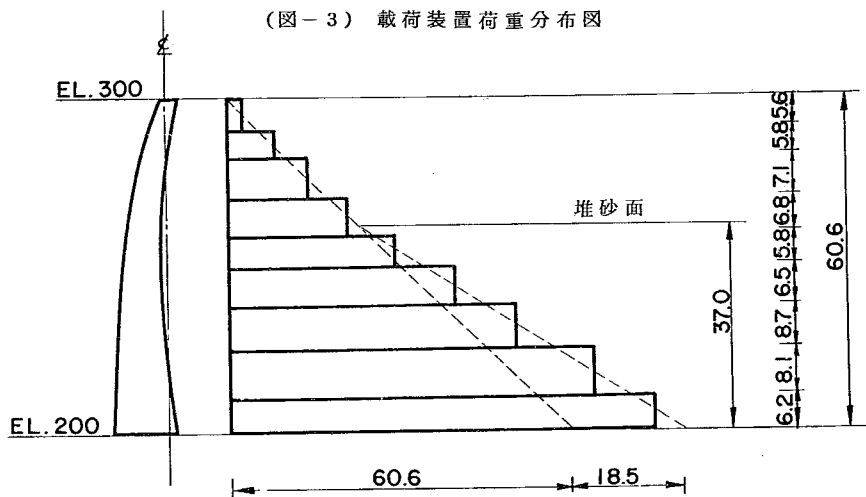
載荷装置としては液体による方法が理想的であるが、最も比重の大きい水銀を用いた場合でも $\epsilon_m/\epsilon_p = G/n \cdot E_p/E_m = \frac{1.36 \times 300,000}{165 \times 60,000} = 0.41$ となつてきわめて小さい。したがって液体以外の載荷装置が必要になり、油圧ジャッキによる加圧方法、ゴムチューブ式による加圧方法などがあるが、本実験ではあとに述べる理由で、ゴムチューブ式による加圧方法を採用した。

ゴムチューブ式の装置は当研究所ダム構造研究室において考案したもので(図-2)のように模型の上流面に沿って水平な9層のチャンバーを仕切り、各アーチ型のチャンバーにゴ

(図-2) 中型模型実験 載荷装置



(図-3) 載荷装置荷重分布図



ムチューブをいれ、これにオイルを送入して加圧するものである。

これらのチューブに送られるオイルは単一のオイルポンプから特殊な減圧弁を通して自動的に減圧され、各層の圧力は一定に保たれるようになっている。この方法によれば作用荷重を任意に調整することが可能であり、ジャッキによる方法とくらべると応力集中もなく、水圧分布に近いかたちで上流面全体に加圧することができる。

本実験の荷重強度は $G = 66$ (ただし最下層チャンバーでの圧力 P は 5.2 Kg/cm^2) で、この模型のひずみと実物とのひずみの比は $\epsilon_m/\epsilon_p = G/n \cdot E_p/E_m = \frac{66 \times 300,000}{165 \times 60,000} = 2.0$ である。またひずみ計の誤差が $\pm 20 \times 10^{-6}$ であるとする、模型での応力は $\sigma_m = \epsilon_m \times E_m = \pm 20 \times 10^{-6} \times 60,000 = \pm 1.2 \text{ Kg/cm}^2$ であり、これを実物の応力に換算すると $\sigma_p = n/G \times \sigma_m = 165/66 \times (\pm 1.2) = \pm 3 \text{ Kg/cm}^2$ となり、本実験ではこの程度の精度で行なわれたことになる。

4) 実験の概要

模型は実物の $1/165$ の大きさで、実験誤差、製作誤差を少なくするために同一模型を二箇製作した。模型製作に際してはできるだけ現場の状況を再現するため、実測結果にもとづいた岩盤および本体の弾性係数を実物の $1/5$ になるように石膏と珪藻土の配合を(表-1)のように決定した。

ダムに作用する荷重としては静水圧、堆砂圧、自重、温度荷重、地震時慣性力および地震時動水圧があるが、この実験では静水圧(異常洪水時)および堆砂圧を対象として載荷した。自重応力は計算で求め、これはすべて片持梁に作用するものとしてあとで加算する方法をとった。

模型実験は弾性領域内でのひずみ測定およびたわみ測定を行なうもので、載荷装置は前述のものをを用いた。

ひずみはダム表面に電気抵抗線歪計を貼付して、自動歪記録装置および手動歪記録装置でそれぞれ約 50 回、たわみは $1/100$ 目盛および $1/1,000$ 目盛ダイヤルゲージを用いて 20 回測定した。

(3) 応力およびたわみの計算

採用する三方向のひずみ値から応力を求めるにはモールの応力円、モノグラフを用いて行なう方法があるが、ここではフックの法則から次式を導いて計算を行なった。実物応力の換算式は

$$\begin{aligned}\sigma_{Hp} &= \frac{n}{G} \cdot \frac{E_m}{1-\mu^2} (\epsilon_{Hm} + \mu \epsilon_{Vm}) + p_m \frac{\mu}{1-\mu} \\ \sigma_{Vp} &= \frac{n}{G} \cdot \frac{E_m}{1-\mu^2} (\epsilon_{Vm} + \mu \epsilon_{Hm}) + p_m \frac{\mu}{1-\mu} \\ \tau_{HVP} &= \frac{n}{G} \cdot \frac{E_m}{2(1+\mu)} \{ 2\epsilon_{Dm} - (\epsilon_{Hm} + \epsilon_{Vm}) \}\end{aligned}$$

ここに σ_{HP} , σ_{VP} , τ_{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
 ε_H , ε_V , ε_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_m : それぞれ模型の縮尺, 弾性係数, ボアソン比, 静水圧

この三方向の応力が決まれば次の三つの式によって主応力およびその作用する方向を示す角度が求められる。

$$\sigma_{1P} = \frac{1}{2} (\sigma_{HP} + \sigma_{VP}) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{HP} - \sigma_{VP}}{2}\right)^2 + \tau_{HVP}^2}$$

$$\sigma_{2P} = \frac{1}{2} (\sigma_{HP} + \sigma_{VP}) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{HP} - \sigma_{VP}}{2}\right)^2 + \tau_{HVP}^2}$$

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2\tau_{HVP}}{\sigma_{HP} - \sigma_{VP}}$$

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

スラスト $H_s = \frac{T}{2} (\sigma_{Ha} + \sigma_{Hd})$

モーメント $M_s = \frac{T^2}{12} (\sigma_{Ha} - \sigma_{Hd})$

片持梁応力

スラスト $H_c = \frac{A_c}{T} (\sigma_{Va} (T - \ell_g) + \sigma_{Vd} \cdot \ell_g)$

モーメント $M_c = \frac{I_c}{T} (\sigma_{Va} - \sigma_{Vd})$

接線方向せん断力

$$V = \frac{A_c}{T} (\tau_{HVa} (T - \ell_g) + \tau_{HVa} \cdot \ell_g)$$

捩れ曲げモーメント

$$M_\tau = -\frac{I_c}{T} (\tau_{HVa} - \tau_{HVa})$$

ここに T : 測定点でのダムの厚さ

A_c : 測定点での片持梁の面積

I_c : 測定点での片持梁の断面二次モーメント

ℓ_g : 測定点での片持梁の上流面から重心までの距離

また, たわみ測定値から実物への変位換算係数を求めるには次式による。

$$\delta_p = \frac{n^2}{G} \cdot \frac{E_m}{E_p} \cdot \delta_m$$

歪比 2.0, 載荷強度 $G = 66.0$, $E_m = 60,000$ として実物のたわみを求めると

$$\delta_p = \frac{165^2}{66} \times \frac{60,000}{300,000} \times \delta_m = 825 \delta_m$$

となる。

〔4〕 ダム形状（非対称不等厚放物線アーチダム）

ダム形状を規定する基本値の軌跡方程式は次のとおりである。（式中の Z は $EL\ 200\ m$ を原点とし、上方を正とする）

① クラウンカンチレバー中心： X_c (m)

$$100 \geq Z \geq 50 \quad X_c = 0.00008 Z^2 + 0.152 Z - 16.0$$

$$50 \geq Z \geq 30 \quad X_c = 0.004 Z^2 - 0.24 Z - 6.2$$

$$30 \geq Z \geq 0 \quad X_c = 0.002 Z^2 - 0.12 Z - 8.0$$

② クラウンカンチレバーの厚さ： T_c (m)

$$100 \geq Z \geq 0 \quad T_c = -0.15 Z + 200$$

③ 左岸アバットメントの厚さ： ${}_L T_A$ (m)

$$100 \geq Z \geq 50 \quad {}_L T_A = -0.2 Z + 25.0$$

$$50 \geq Z \geq 30 \quad {}_L T_A = 0.0025 Z^2 - 0.45 Z + 3125$$

$$30 \geq Z \geq 0 \quad {}_L T_A = -0.0023 Z^2 - 0.162 Z + 26.93$$

④ 右岸アバットメントの厚さ： ${}_R T_A$ (m)

$$100 \geq Z \geq 50 \quad {}_R T_A = -0.24 Z + 29.0$$

$$50 \geq Z \geq 20 \quad {}_R T_A = 0.003 Z^2 - 0.54 Z + 365$$

$$20 \geq Z \geq 0 \quad {}_R T_A = -0.0185 Z^2 + 0.32 Z + 27.9$$

⑤ スパン： 2ℓ (m)

$$100 \geq Z \geq 50 \quad 2\ell = 2.16 Z + 78.0$$

$$50 \geq Z \geq 30 \quad 2\ell = -0.007 Z^2 + 2.86 Z + 605$$

$$30 \geq Z \geq 0 \quad 2\ell = 0.00054 Z^3 - 0.0533 Z^2 + 4.18 Z + 47.99$$

⑥ 左岸側アーチ中心角： ${}_L \phi_A$ (ラジアン)

$$100 \geq Z \geq 70 \quad {}_L \phi_A = -0.000002 Z^2 + 0.00168 Z + 0.4962$$

$$70 \geq Z \geq 50 \quad {}_L \phi_A = 0.000035 Z^2 - 0.0035 Z + 0.6775$$

$$50 \geq Z \geq 30 \quad {}_L \phi_A = 0.5900$$

$$30 \geq Z \geq 0 \quad {}_L \phi_A = -0.000023 Z^2 + 0.00138 Z + 0.5693$$

⑦ 右岸側アーチ中心角： ${}_R \phi_A$ (ラジアン)

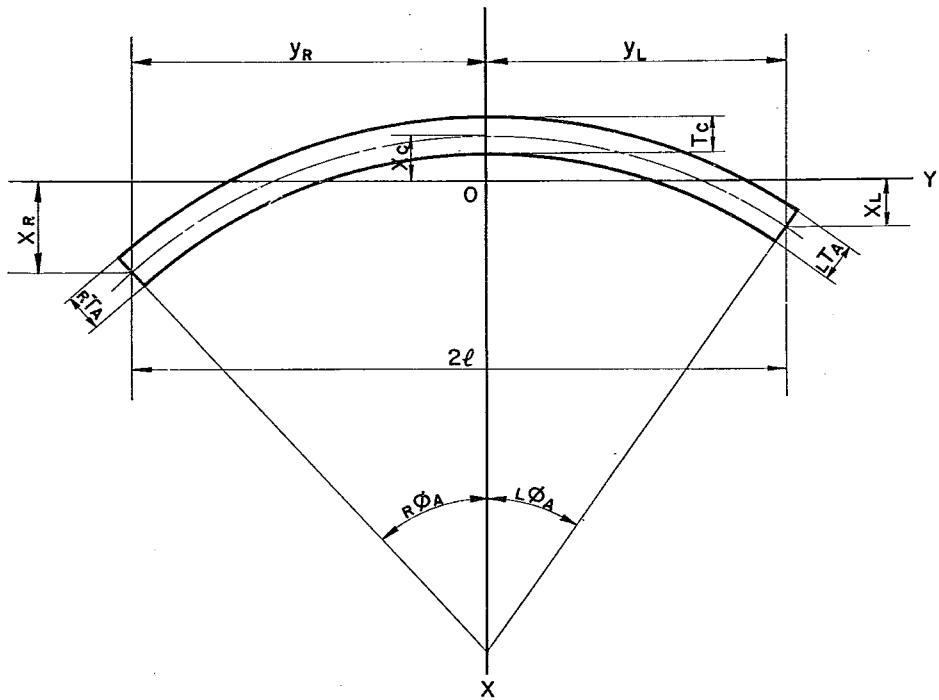
$$100 \geq Z \geq 50 \quad {}_R \phi_A = -0.000008 Z^2 + 0.0008 Z - 0.71$$

$$50 \geq Z \geq 30 \quad {}_R \phi_A = -0.6900$$

$$30 \geq Z \geq 0 \quad {}_R \phi_A = -0.0000067 Z^3 + 0.0005365 Z^2$$

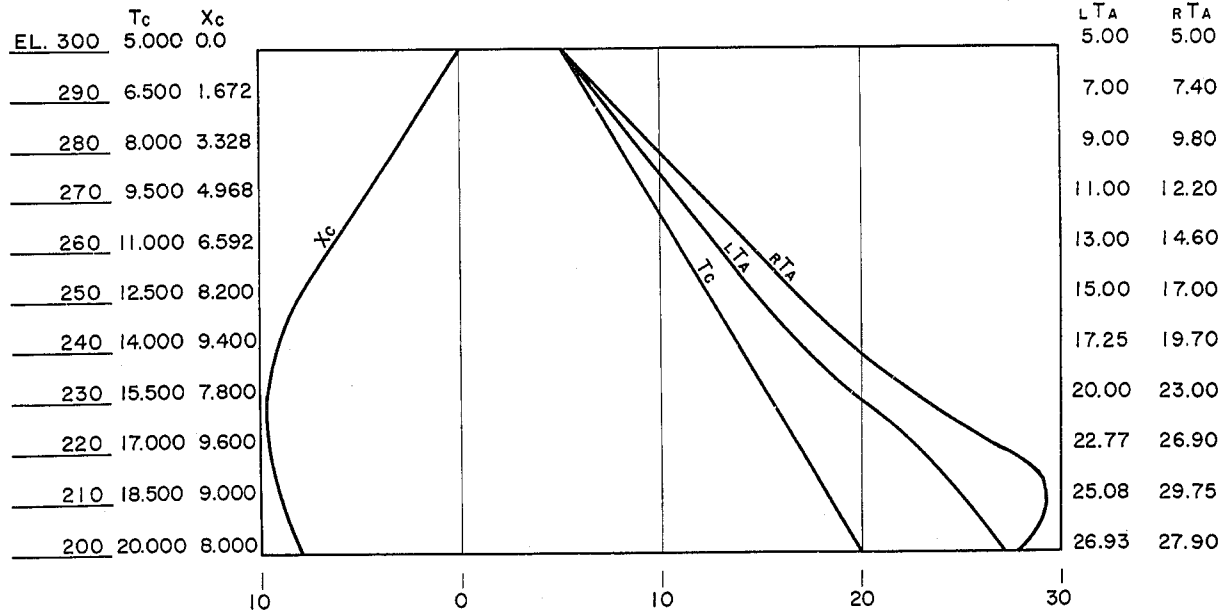
$$-0.0141 Z - 0.56895$$

(图-4) Y_R, Y_L, X_R, X_L , 寸法图

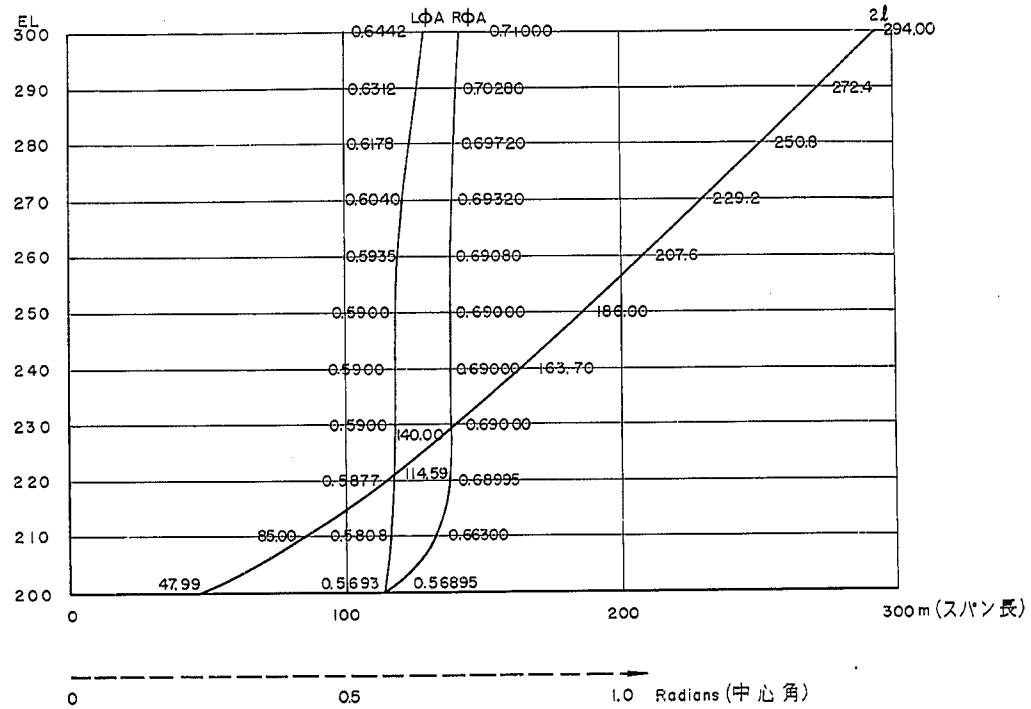


E.L.	Y_R	Y_L	X_R	X_L
300	156.660	136.890	67.325	51.410
290	145.977	125.965	60.156	44.365
280	135.400	114.880	53.370	37.485
270	124.894	103.740	46.909	30.824
260	113.975	93.015	40.520	24.780
250	102.381	83.057	34.049	19.606
240	90.100	73.095	27.780	15.070
230	77.061	62.516	22.001	11.129
220	63.200	51.025	16.425	7.395
210	46.075	38.740	8.998	3.713
200	23.735	24.005	-0.330	-0.320

(图-5) X_c , T_c , LTA 轨迹图



(図-6) 矢作ダムースパン長、中心角軌跡図



〔5〕 実験結果と考察

設計計算過程によって最も良好とされたD-8タイプについて模型を製作し、これについて応力分布、たわみの測定を行ない、計算値との比較検討、実験値による各種荷重時の応力推定さらにコンジットがある場合とない場合の応力分布を検討した。

1) ダム施工形状（コンジット穿孔）における実験値について

実験値に対して全般的な考察を加えるに際し、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、とくに問題となる様な大きな差異はみられなかった。そこで、最初にコンジット穿孔後における最終的な応力状態について検討を行なった結果は次の通りである。

① 主応力について

- a) 応力分布としては、左岸アバットメント付近における応力が右岸側のこれより1割程度大きくでている。これは、ダムアバットメントの傾斜が左岸側が右岸側に比してやや急なためと考えられる。
- b) 上流面における圧縮応力の最大は、EL 290 mアーチクラウンに出ている水平な 63 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、水平な $63 \sim 42 \text{ Kg/cm}^2$ を示している。
- c) 下流面における圧縮応力の最大は、EL 290 m左岸側アバットメントに示されている水平な 48 Kg/cm^2 である。いずれの標高でもアバットメント付近に大きな値を示しており、さらに左岸側が右岸側に比してやや大きい。
- d) 上流面における引張応力については、EL 290 m右岸アバットメントに示された、わずかな鉛直応力 -0.6 Kg/cm^2 であり他の箇所では示されていない。
- e) 下流面での引張応力は、アーチクラウンEL 210 mで最大を示し、水平な -18 Kg/cm^2 に達している。

この曲げ引張応力と異なるものとして、同標高アバットメントぞいに岩盤に平行な引張応力を示しており、左岸で -14 Kg/cm^2 、右岸で -12 Kg/cm^2 に達している。

（図-11）～（図-12）

② たわみについて

半径方向たわみはEL 290 mの両アバットメント側がやや上流にたわむ傾向を示していることが半径方向調整計算値と若干異なるが、全体的に計算値の示す形と似ており、値は計算値よりやや小さい。EL 290 mのアーチクラウンにおける計算値の最大たわみ 67.2 mm に対し、実験値は 61.0 mm である。（図-7）

2) 実験値の検討

上記の全般的な実験応力値から最初に考慮されなければならないのは最大応力で

① 圧縮応力

上流面EL 290 m アーチクラウンに発生している $63\text{Kg}/\text{cm}^2$

② 引張応力

下流面EL 210 m アーチクラウンに発生している 水平な $-18\text{Kg}/\text{cm}^2$

同じくアバットメントに発生している岩盤に平行な $-14\text{Kg}/\text{cm}^2$

である。

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ば、温度荷重を考慮しても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十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じた場合には二つのことが考えられる。ひとつは、そのクラックがある程度の深さに達すると二次的な安定が得られ、それ以上のびないものと、ひとつは際限なくのびるものがある。下流アーチクラウンの引張応力によるクラックは前者に、アバットメントぞいの引張応力によるクラックは後者に属するのではないかと考えられている。一般に下流アーチクラウンの引張応力の対策としては、ブロックジョイントがきわめて有効な働きをするものと考えられている。アバットメント付近の引張応力についてはブロックジョイントの効果のみならず、なんらかの適切な補強が検討されなければならない。この部分について、アーチダム設計基準にもとづくダムコンクリートの強さを検討してみると、左岸 $\sigma_1 = 19\text{Kg}/\text{cm}^2$, $\sigma_2 = -14\text{Kg}/\text{cm}^2$ の箇所では $\sigma_c = 184\text{Kg}/\text{cm}^2$, また右岸 $\sigma_1 = 15\text{Kg}/\text{cm}^2$, $\sigma_2 = -13\text{Kg}/\text{cm}^2$ の箇所では $\sigma_c = 145\text{Kg}/\text{cm}^2$ である。(なお、これらの数値は一軸引張強度 $\sigma_t = -30\text{Kg}/\text{cm}^2$, 安全率=4, 変動係数=1.15としたものである)したがって、この部分の組合せ応力による修正圧縮強度は安全なことになるが、なお充分な注意を要する。

一般に過去のアーチダムの模型実験において、とくにその値の大きな部分としてあげられているのは

① 上流面クラウンカンチレバー基礎の鉛直応力

② 下流面のアーチクラウンの水平応力

③ 下流面サイドカンチレバー基礎の鉛直応力

がある。

①の鉛直応力は、過去の実験では $20 \sim 40\text{Kg}/\text{cm}^2$ 圧縮側に移行することが確認されている。半径方向調整計算では、これを見込んだ引張応力を許容しているが実験値では $16\text{Kg}/\text{cm}^2$ であり、大きく圧縮側に移行している。

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することが知られている。矢作ダムの場合EL 210 mを例にとると、実験結果で $-18\text{Kg}/\text{cm}^2$ を示しており、計算値より約

21Kg/cm²ほど引張側になっている。

③の鉛直応力は実験値が5～10Kg/cm² 引張側に移行することであるが、矢作ダムでは設計計算過程においてオーバーハングによる引張応力を極力さけるべく形状を定めたため、実験値においてもEL230m右岸アバットメントにでている1Kg/cm²が最大で、他はほとんど圧縮応力を示している。

3) 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、あとで自重を加算した。つまり実験では

$$\text{常時満水時水圧} + \text{堆砂圧} + \text{自重}$$

を考慮するが、設計計算では

$$\text{常時満水時水圧} + \text{堆砂圧} + \text{自重} + \text{地震時慣性力} + \text{温度荷重}$$

として検討されるため、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およ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なった。また温度荷重もその値を加えればよい。これらは(表-3) a～dに示すとおりであり、これにもとづいて若干の検討を試みる。

① 水平応力について

上流面での圧縮応力の最大はEL270mアーチクラウンの100Kg/cm²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EL290m左岸アバットメントの41Kg/cm²、引張応力の最大はEL210mアーチクラウンの-27Kg/cm²である。いづれの値も地震時におけるコンクリート許容応力の30%割増しを考慮すると安全側にあるといえる。

② 鉛直応力について

上流面での圧縮応力の最大はEL210mアーチクラウンの19Kg/cm²で、引張応力の最大はEL290m右岸アバットメントの-3Kg/cm²でいづれも小さい。下流面では圧縮応力の最大はEL200mアーチクラウンの36Kg/cm²、引張応力の最大はEL230m右岸アバットメントに-11Kg/cm²が出ている他、アバットメント付近に引張応力が多く示されているが、その値は比較的小さいので問題ない。

4) コンジットの有無での比較

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、主応力およびアーチ曲げモーメント、片持梁曲げ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、上流面ではアーチクラウン付近で水平応力が約一割程度増加している。下流面では、アーチクラウンEL210～230mで水平な引張応力が約1Kg/cm²程増加している。その他の箇所では全般に大きな変化はない。

② アーチ曲げモーメントでは、アーチクラウン付近に約一割程度の増加がみられる。

(表-3) 各種荷重時における応力の比較

a 上流面水平応力

位 置	E L	完全調整計算値		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)	温度応力
		常時応力	地震時応力					
Crown	290	75.66	11689	63.07	152	151	95.72	1.81
	270	54.49	79.84	62.66	144	181	99.71	-0.33
	250	50.70	69.39	59.95	134	147	90.59	-0.43
	230	45.55	59.71	54.06	126	140	72.38	0.54
	210	25.05	31.34	45.55	120	136	59.70	-1.88
	200	13.44	15.97	41.88	116	127	52.80	0.09
Right abutment	290	-11.51	-15.89	21.14	162	148	73.14	-12.95
	270	-3.58	-2.68	10.30	151	135	57.96	-7.71
	250	0.89	2.97	10.82	143	131	38.03	-4.86
	230	7.74	11.22	15.93	134	122	21.18	-2.78
	210	16.72	21.58	19.55	126	138	25.65	-2.21
	200	22.00	27.94	18.04	117	134	21.89	0.58
Left abutment	290	-2.72	-4.43	27.72	150	153	70.51	-13.24
	270	3.93	7.45	10.45	146	136	61.20	-7.87
	250	4.90	7.90	13.24	140	133	45.00	-4.87
	230	8.33	11.62	22.25	132	126	29.22	-2.78
	210	14.82	18.93	20.78	125	139	27.34	-1.75
	200	15.34	19.44	24.57	105	126	28.33	0.46

アーチスラスト、アーチモーメントの比率とは地震時
常時

b 下流面水平応力

位 置	E L	完全調整計算値		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)	温度応力
		常時応力	地震時応力					
Crown	290	76.70	115.32	18.91	152	151	29.24	0.21
	270	46.37	65.12	11.40	144	181	6.73	-3.35
	250	27.64	35.45	5.65	134	147	3.93	-4.97
	230	11.77	12.50	-8.04	126	140	-14.42	-4.88
	210	9.06	9.61	-18.14	120	136	-26.80	-5.22
	200	7.12	7.98	-17.88	116	127	-24.54	-1.69
Right abutment	290	28.36	43.18	46.81	162	148	35.94	-8.29
	270	30.49	43.19	43.16	151	135	17.87	-4.58
	250	30.66	42.11	32.68	143	131	16.43	-2.47
	230	21.45	27.96	15.15	134	122	17.03	-1.52
	210	8.65	10.43	0.87	126	138	2.89	-2.00
	200	-3.94	-6.89	3.13	117	134	4.20	-2.18
Left abutment	290	31.59	48.04	46.25	150	153	41.30	-7.73
	270	37.87	53.44	40.08	146	136	16.88	-3.90
	250	37.84	51.77	27.27	140	133	19.11	-1.68
	230	27.26	35.48	12.53	132	126	20.28	-0.94
	210	8.78	10.54	3.08	125	139	-0.30	-1.58
	200	-6.44	-10.06	4.57	105	126	10.18	-1.64

アーチスラスト、アーチモーメントの比率とは地震時
常時

c 上流面鉛直応力

位 置	E L	完全調整計算値		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)	温度応力
		常時応力	地震時応力					
Crown	290	-204	-259	381	152	151	497	0
	270	879	533	510	144	181	641	-033
	250	1575	1338	300	134	147	135	-111
	230	1648	1379	540	126	140	1240	-127
	210	1150	878	1165	120	136	1936	-085
Right abutment	200	016	-514	1058	116	127	592	-167
	290	038	-065	010	162	148	-334	0
	270	-1303	-2230	615	151	135	-015	-214
	250	-1335	-2323	1075	143	131	033	-251
	230	-914	-1729	2066	134	122	1010	-214
	210	-041	-505	2120	126	138	1118	-135
Left abutment	200	511	201	1732	117	134	800	-083
	290	022	-101	300	150	153	124	0
	270	-1160	-2115	1100	146	136	803	-263
	250	-1020	-1950	617	140	133	-147	-287
	230	-499	-1198	1672	132	126	1085	-226
	210	267	-115	2149	125	139	1280	-140
	200	793	622	1954	105	126	1055	-077

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

d 下流面鉛直応力

位 置	E L	完全調整計算値		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)	温度応力
		常時応力	地震時応力					
Crown	290	686	942	319	152	151	414	0
	270	1644	2003	1064	144	181	1978	033
	250	2689	3082	2139	134	147	2885	114
	230	3306	3762	1938	126	140	3506	134
	210	3141	3595	2149	120	136	2569	094
	200	3953	4712	2336	116	127	3567	197
Right abutment	290	203	307	607	162	148	963	0
	270	1589	2526	1165	151	135	781	217
	250	1501	2512	1995	143	131	849	256
	230	757	1612	506	134	122	-1142	222
	210	2087	759	397	126	138	-1003	146
	200	1043	1306	817	117	134	489	096
Left abutment	290	300	423	770	150	153	697	0
	270	1910	2884	861	146	136	1131	267
	250	2176	3154	1150	140	133	2232	293
	230	1533	2306	-132	132	126	-032	235
	210	677	1161	-099	125	139	-402	152
	200	557	844	1028	105	126	161	089

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

- ③ 片持梁曲げモーメントでは、アーチクラウン付近EL210～250 mにおいて約2～3割の減少がみられる。

一般に、これまでの当研究室で行なった実験結果から、コンジットをアーチクラウン沿に設置した場合には、下部でのアーチの曲げモーメントがやゝ増大し、コンジット付近では片持梁の曲げモーメントが減少する傾向がみられ、応力分布にもその影響が認められた。矢作ダムの場合も、上記の比較から若干この傾向が認められる。しかし応力上では、その差も小さく特に問題となる様な個所は示されていないので、コンジット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。(図-21)～(図-23)

5) 計算値と実験値との比較

実験値と同じ荷重状態における半径方向調整計算値および完全調整計算値とを比較すれば(図-27) a～(図-31) cのとおりである。

① たわみについて

アーチクラウンでは完全調整計算値は実験値よりも大部小さい値を示しているが、アバットメント付近では、わずかではあるが大きくなっている。また半径方向調整計算値は全体として実験値の曲線とかなり似ており、その値は一割程度大きい。

(最高値はEL290 mで半径方向調整計算値で67.2mm, 実験値で61.0 mm)

② 水平応力について

上流面ではEL290 mのアーチクラウンにおいて最高値を示し、完全調整計算値では76 kg/cm²を示している。下部EL200～210 mのアーチクラウン部分で実験値がわずかに計算値よりも大きくでているほかは計算値と実験値はほぼ似ている。

下流面においては計算値と実験値ではやや異なった値を示している。圧縮応力の最大値は完全調整計算値ではEL290 mアーチクラウンに77 kg/cm²示しているのに対し、実験値ではEL290 m左岸アバットメントに示され、その値は47 kg/cm²である。半径方向調整計算でも同じく同標高左岸アバットメントで最高値59 kg/cm²が示されている。また引張応力の最大は完全調整計算値ではEL200 mのベースに示されたアバットメント部分の-6 kg/cm²であったが、実験値ではEL210 mクラウンの-18 kg/cm²である。全体的に応力分布をみるとアーチクラウン付近では計算値よりも実験値は小さく、とくに下部標高EL200～230 mにかけては大きく引張側に移行しており、応力分布形状は半径方向調整計算値とやや似ているが、その値は大部分が小さくでている。

③ 鉛直応力について

上流面においては計算値と実験値が応力分布でかなり異なり、計算値に示されていた片持梁ベースの引張応力がほとんど圧縮側に移行しているのが注目される。

下流面では実験値がいつれのところにおいても完全調整計算値、半径方向調整計算値よりも小さな値を示しており、引張応力も最大値でEL270 mの左岸アバットメント側に示

されている -4 kg/cm^2 で、ほとんど問題にならない。

④ 主応力について

上流面の最大主応力は完全調整計算値ではEL290 m アーチクラウンの 77 kg/cm^2 で、実験値でも同位置にでている 63 kg/cm^2 である。なお引張応力の最大値は計算値ではEL290 m アバットメントの -24 kg/cm^2 であったが、実験値では同箇所でも -0.6 kg/cm^2 であり、いずれも小さくなっている。

下流面においては最大圧縮応力は完全調整計算値ではEL290 m アーチクラウンにでている 77 kg/cm^2 であり、実験値では同標高の左岸アバットメントの 48 kg/cm^2 である。引張応力は計算値、実験値とも下部標高EL200～230 m にあらわれており、計算値の最大はEL200 m 右岸アバットメントの岩盤に平行な方向に -33 kg/cm^2 、実験値ではEL200 m の左岸アバットメントの岩盤に平行な方向の -14 kg/cm^2 である。

以上から上下流面ともに計算値より実験値の応力値は小さい。

〔6〕 結 論

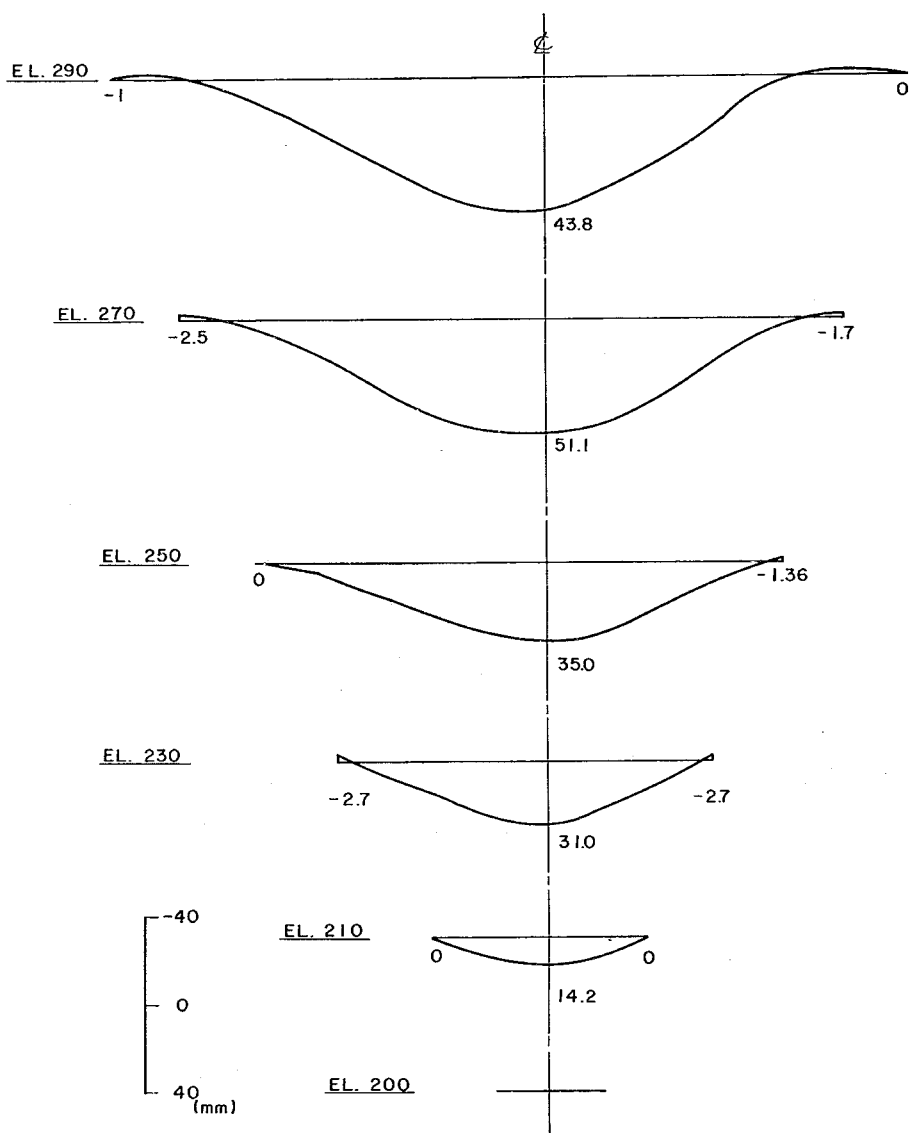
実験結果から注目すべき応力値として

- 1) 最大圧縮応力は、上流面EL290 m アーチクラウンに発生している 63 kg/cm^2 である。
 - 2) 最大引張応力は、下流面EL210 m アーチクラウンに発生している水平な -18 kg/cm^2 である。
 - 3) 下流面EL210 m アバットメント付近に岩盤に平行な引張応力 -14 kg/cm^2 が発生している。
- 等があげられる。これらの応力は従来のアーチダムの応力値に比し、特に異常なものはなく、矢作ダムは十分安全である。しかし、下流側アバットメント沿の引張応力については、なお十分な注意を要する。

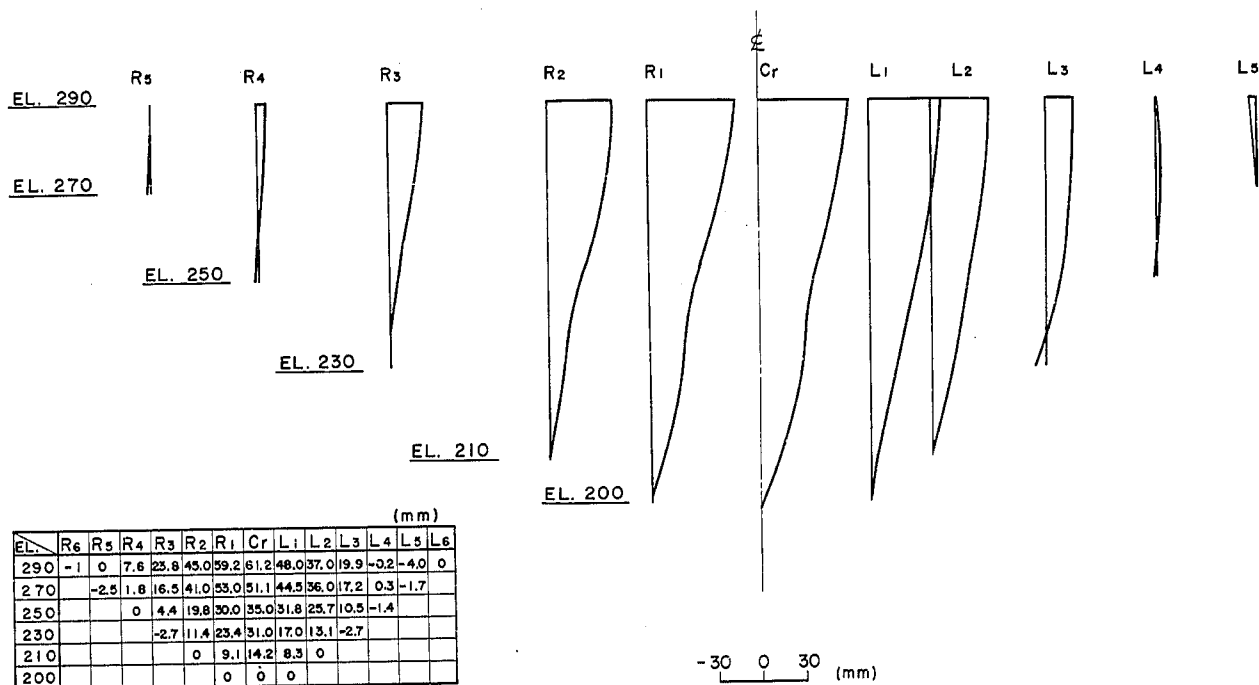
実 験 担 当

ダム構造研究室	飯 田 隆 一	小 野 修 右
	柴 田 功	大 隅 義 隆
	天 道 久 男	上 木 征 夫
	斉 藤 孝 三	増 元 四 郎

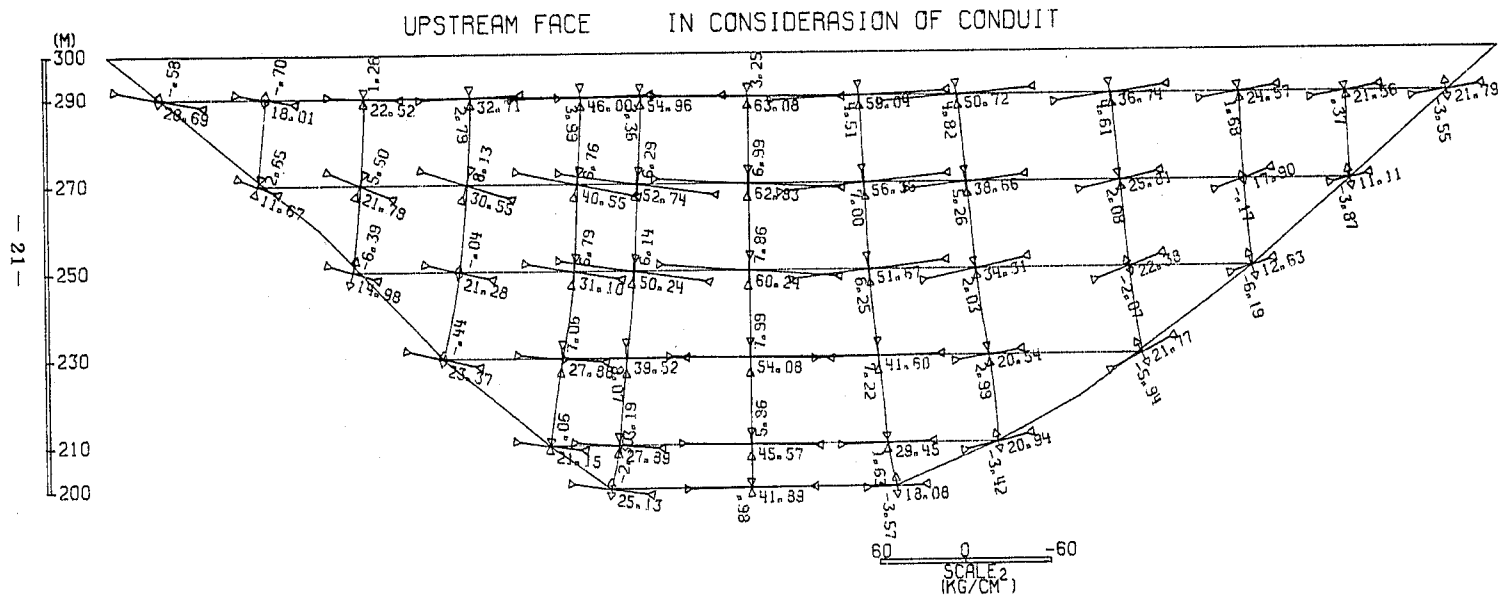
(図-7)a 撓み曲線図(水平方向に結んだ場合)(コンジットあり)



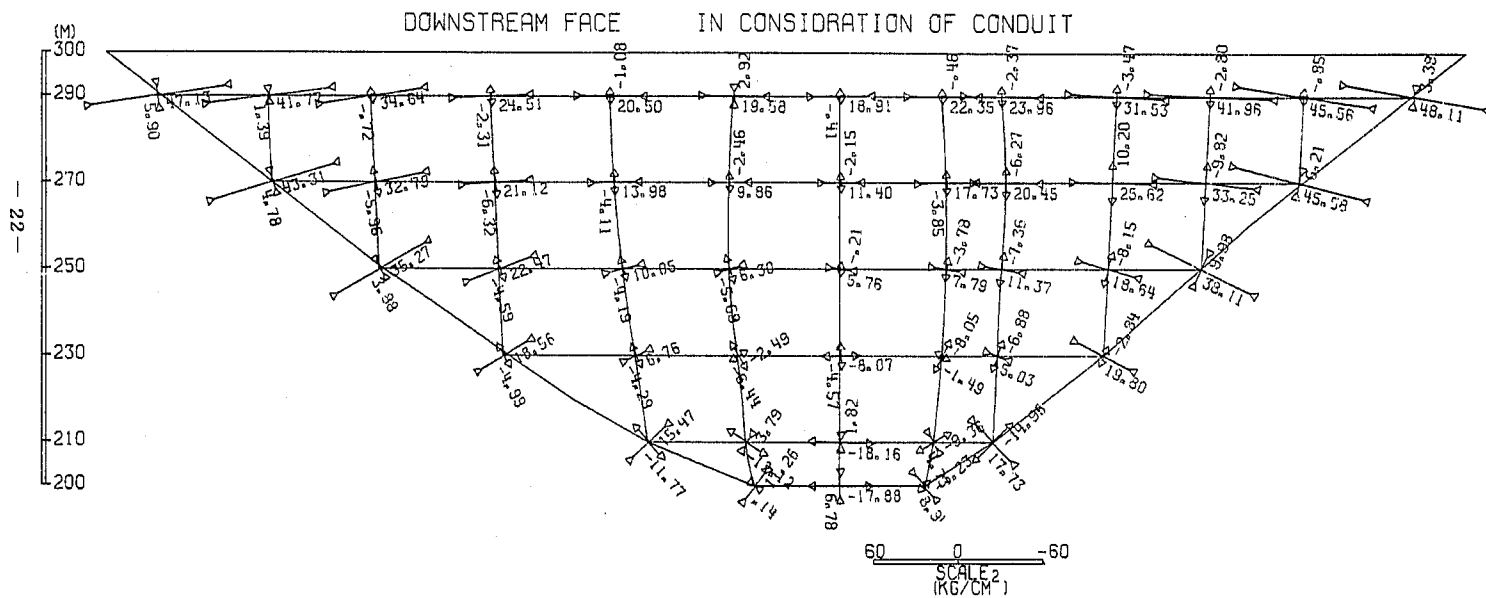
(図-7)b 撓み曲線図(鉛直方向に結んだ場合)コンジットあり



(图-8) a PRINCIPAL STRESSES
UP STREAM FACE



(图-8) b PRINCIPAL STRESSES
DOWN STREAM FACE

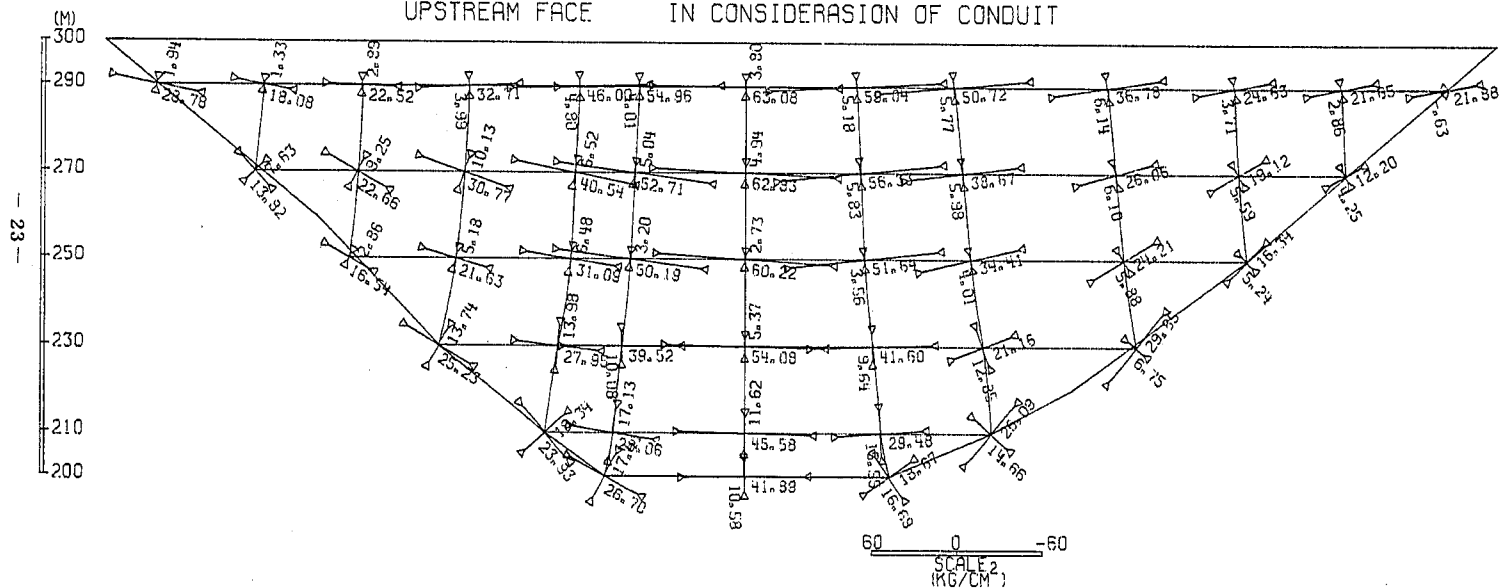


(9-a) PRINCIPAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

UP STREAM FACE

UPSTREAM FACE IN CONSIDERATION OF CONDUIT

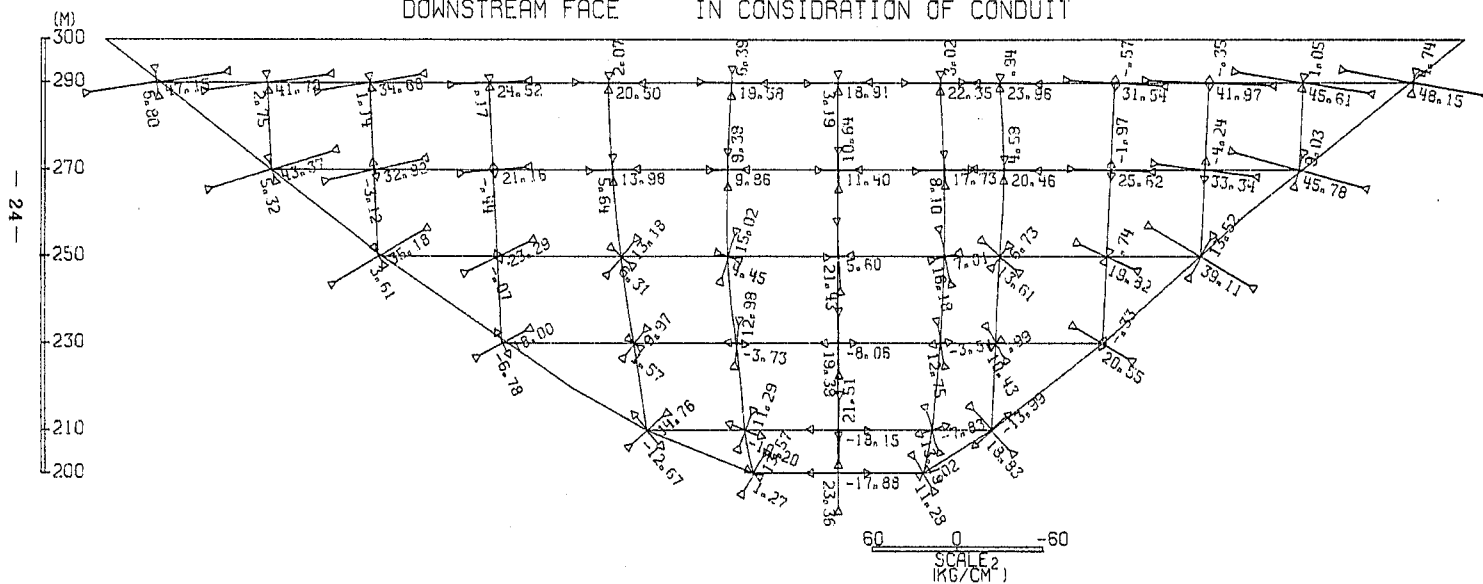


(9) b PRINCIPAL STRESSES

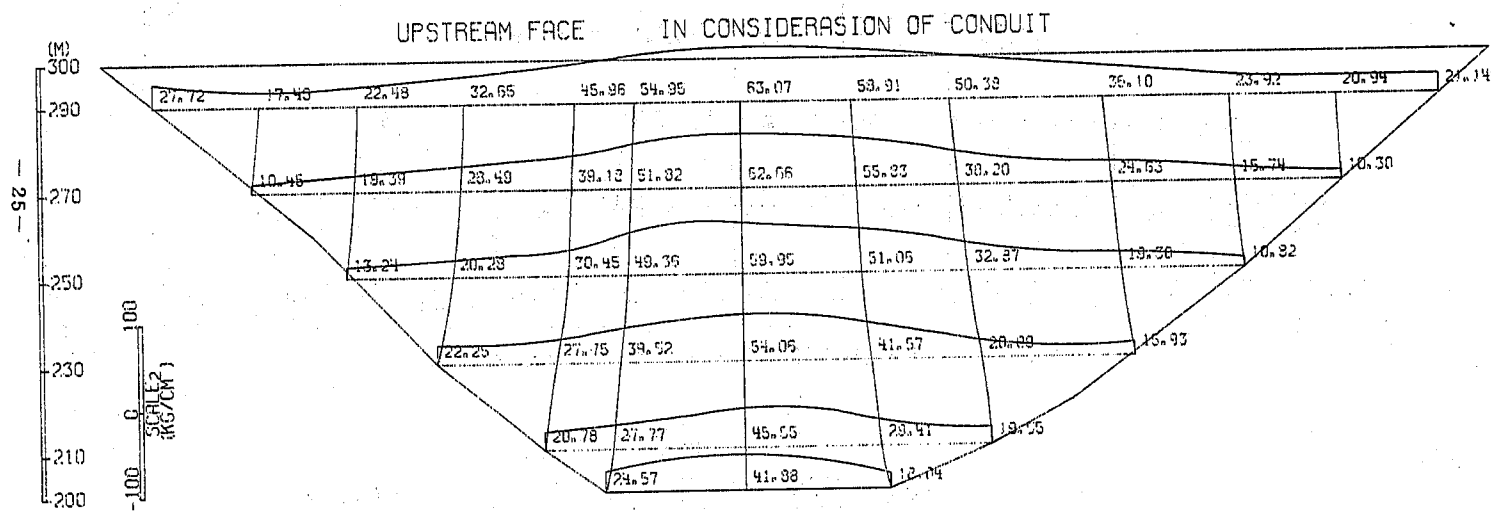
OWN WEIGHT ADDED

DOWN STREAM FACE

DOWNSTREAM FACE IN CONSIDERATION OF CONDUIT



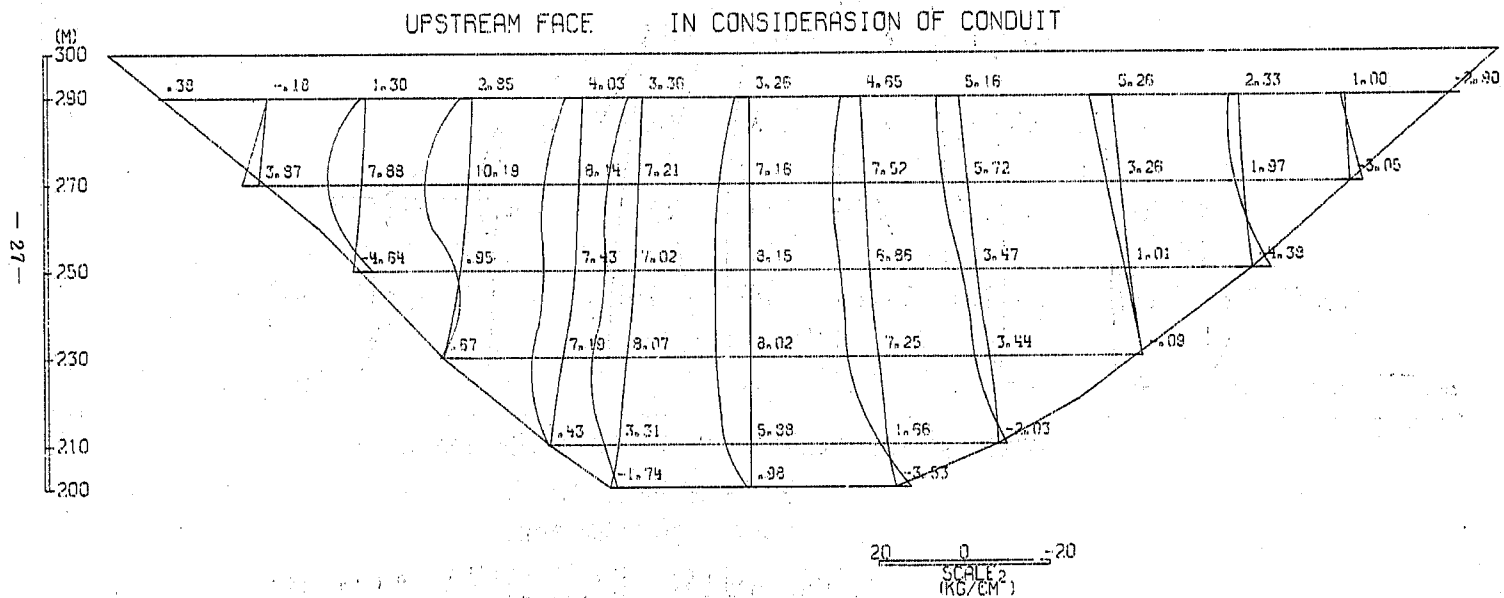
(图-10) a



(10) b



(X-11) a VERTICAL STRESSES
UP STREAM FACE

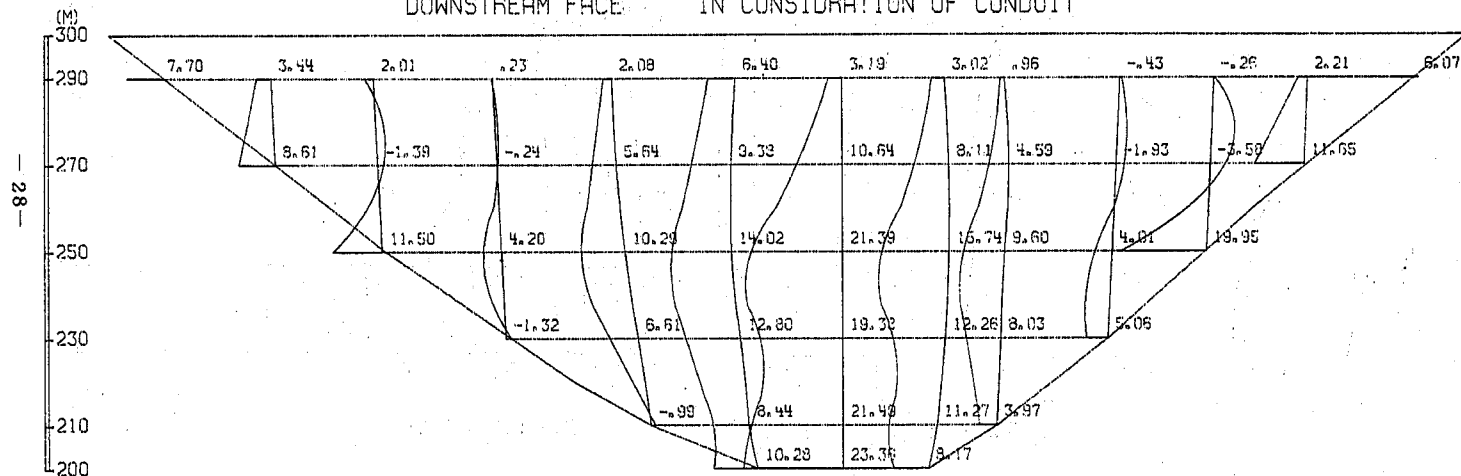


(☒-11) b VERTICAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

DOWN STREAM FACE

DOWNSTREAM FACE IN CONSIDRATION OF CONDUIT



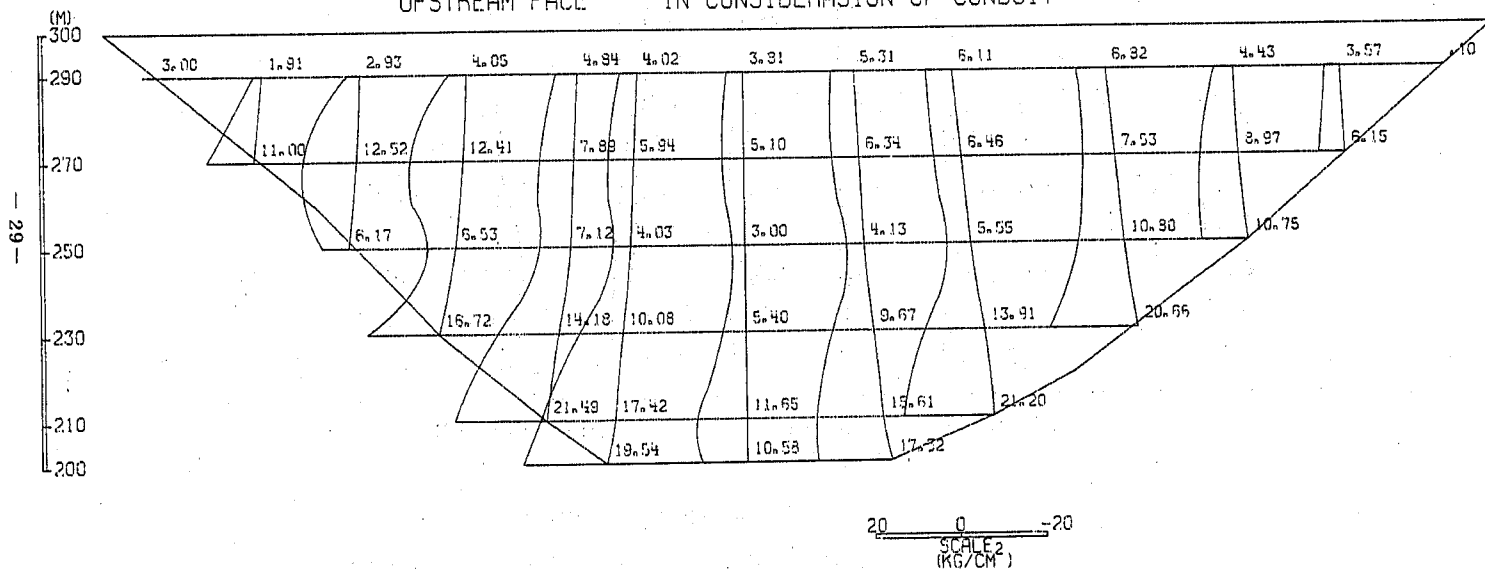
20 0 -20
SCALE 2
(KG/CM²)

(X-12) a VERTICAL STRESSES

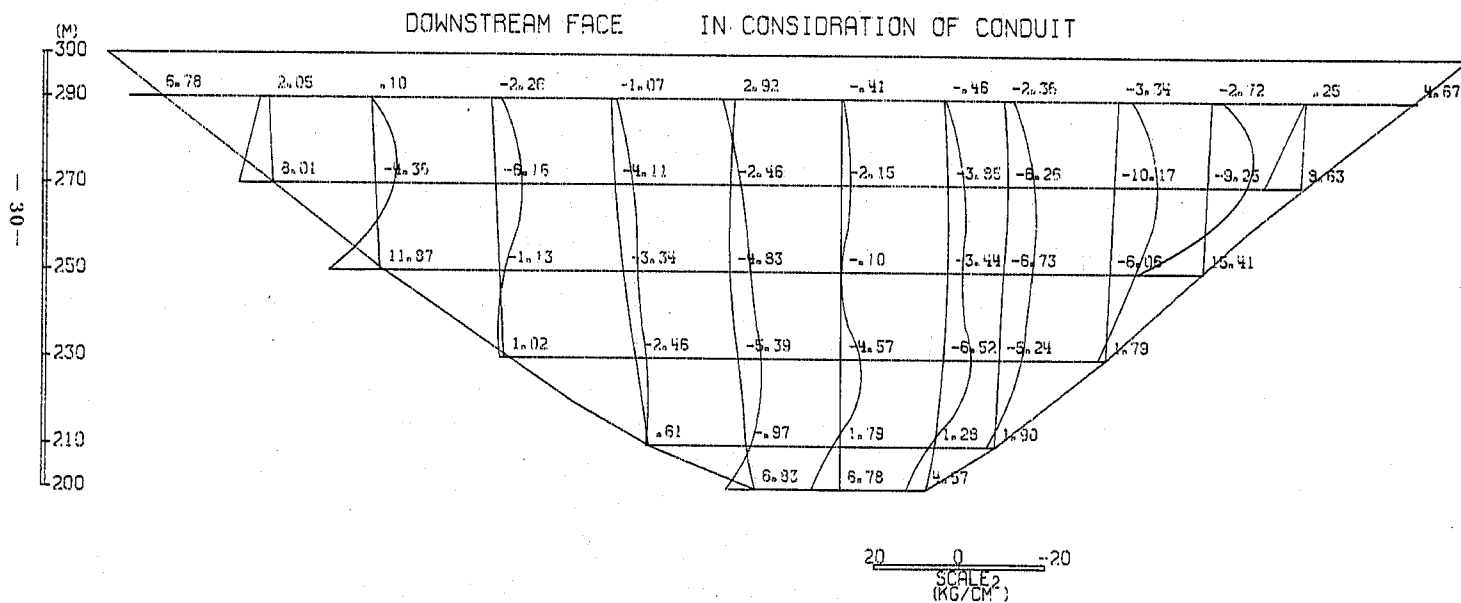
OWN WEIGHT ADDED

UP STREAM FACE

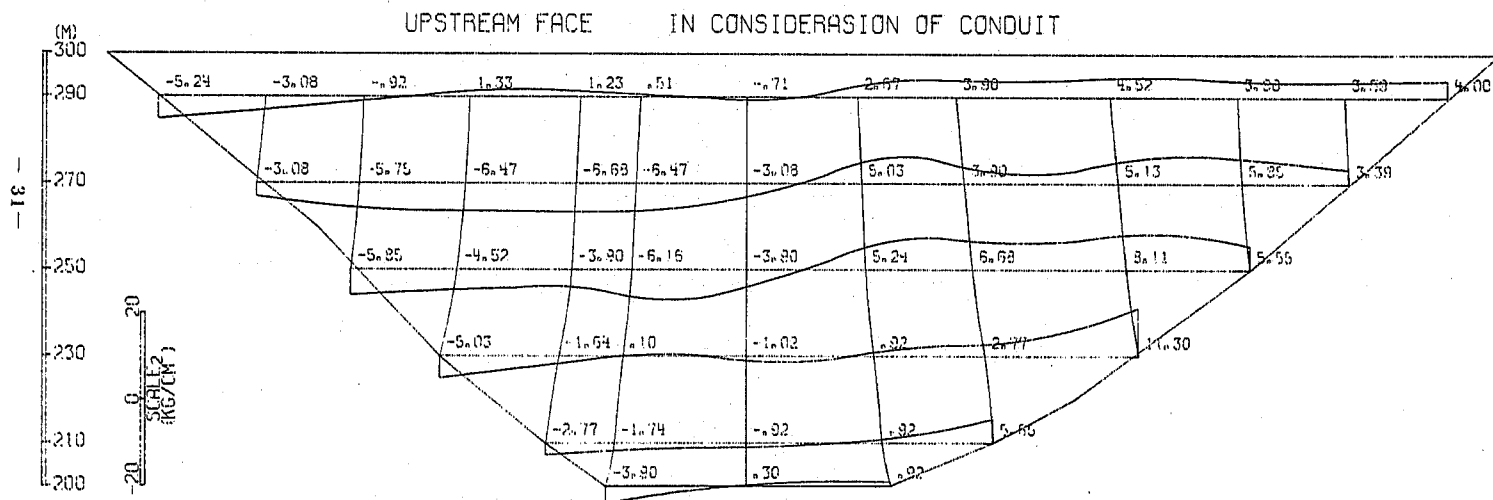
UPSTREAM FACE IN CONSIDERATION OF CONDUIT



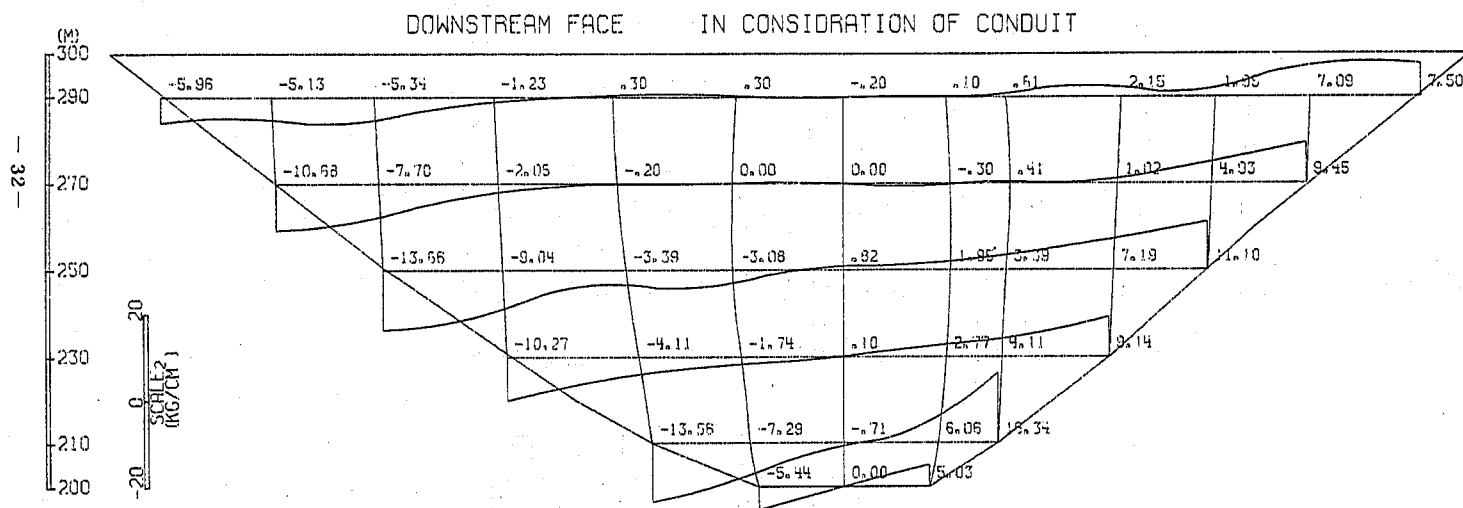
(图-12) b VERTICAL STRESSES
DOWN STREAM FACE



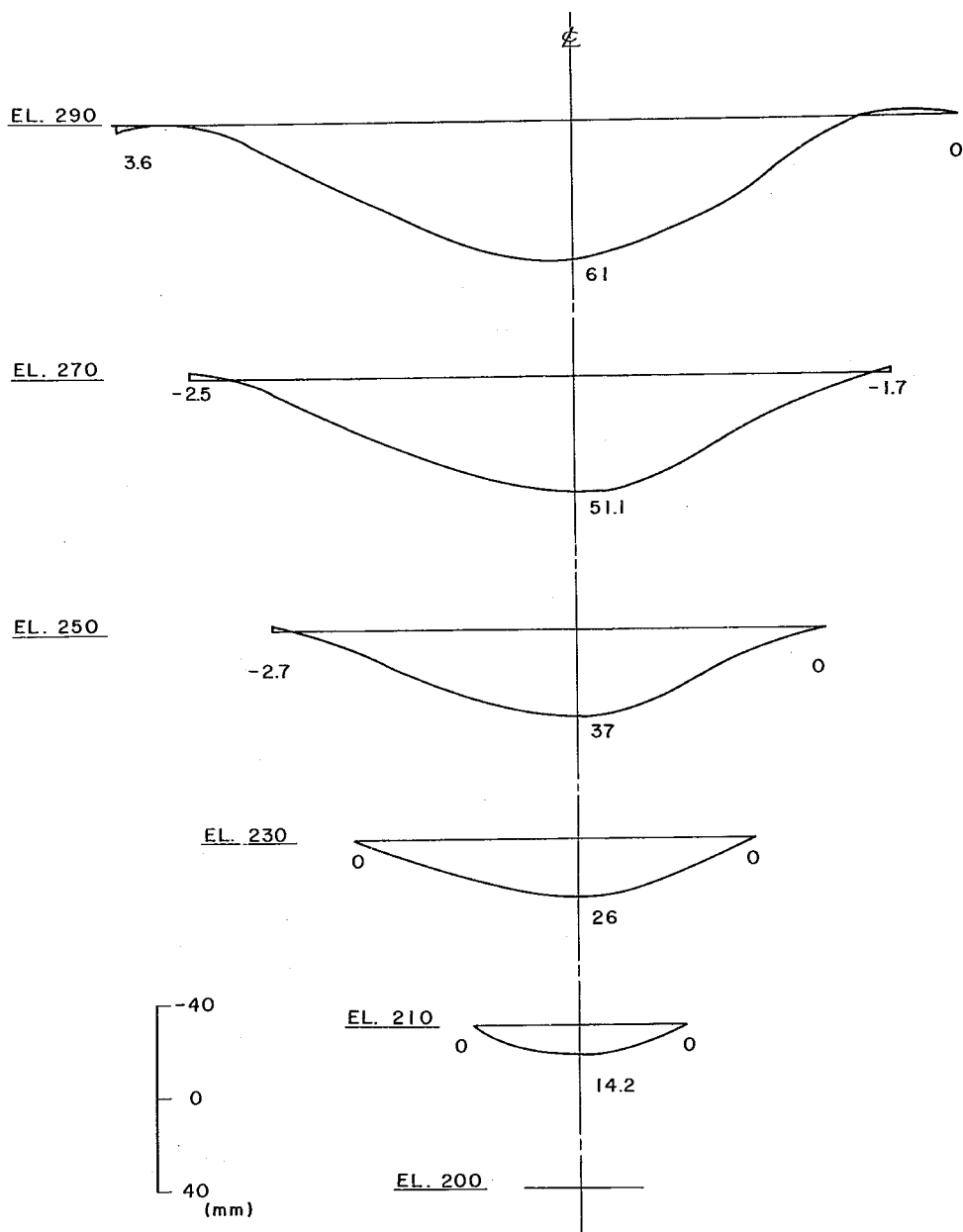
($\square$ -13) a SHEARING STRESSES
UP STREAM FACE



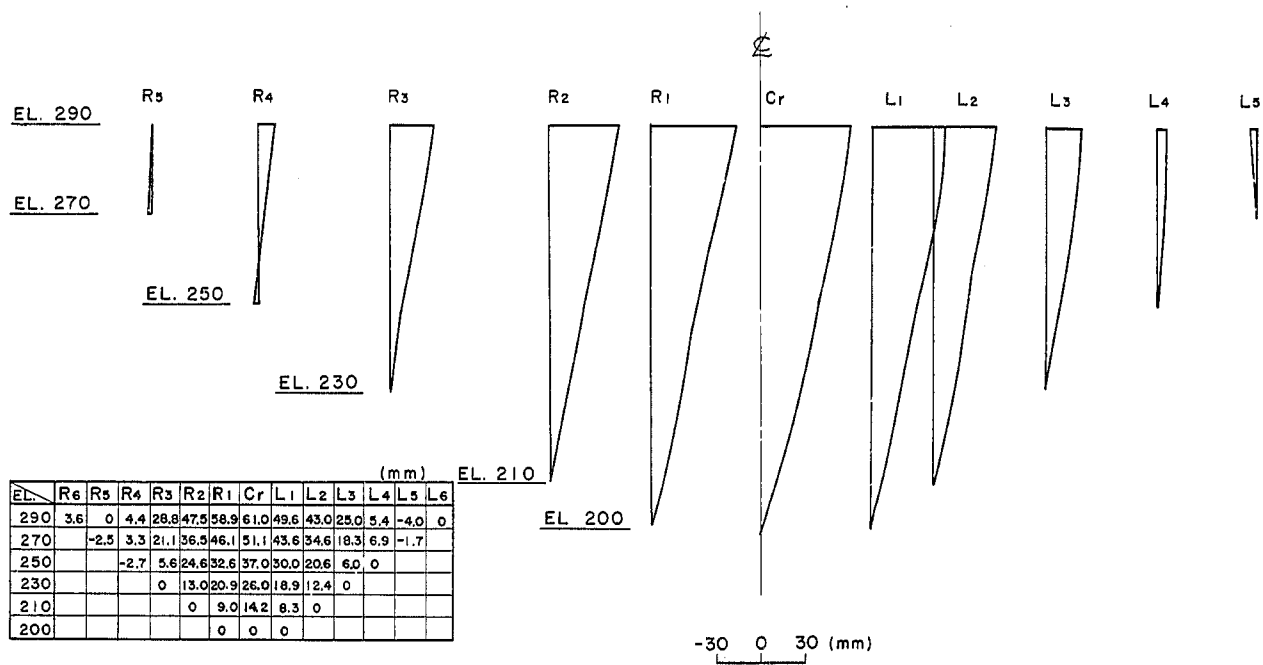
(X-13) b SHEARING STRESSES
DOWN STREAM FACE



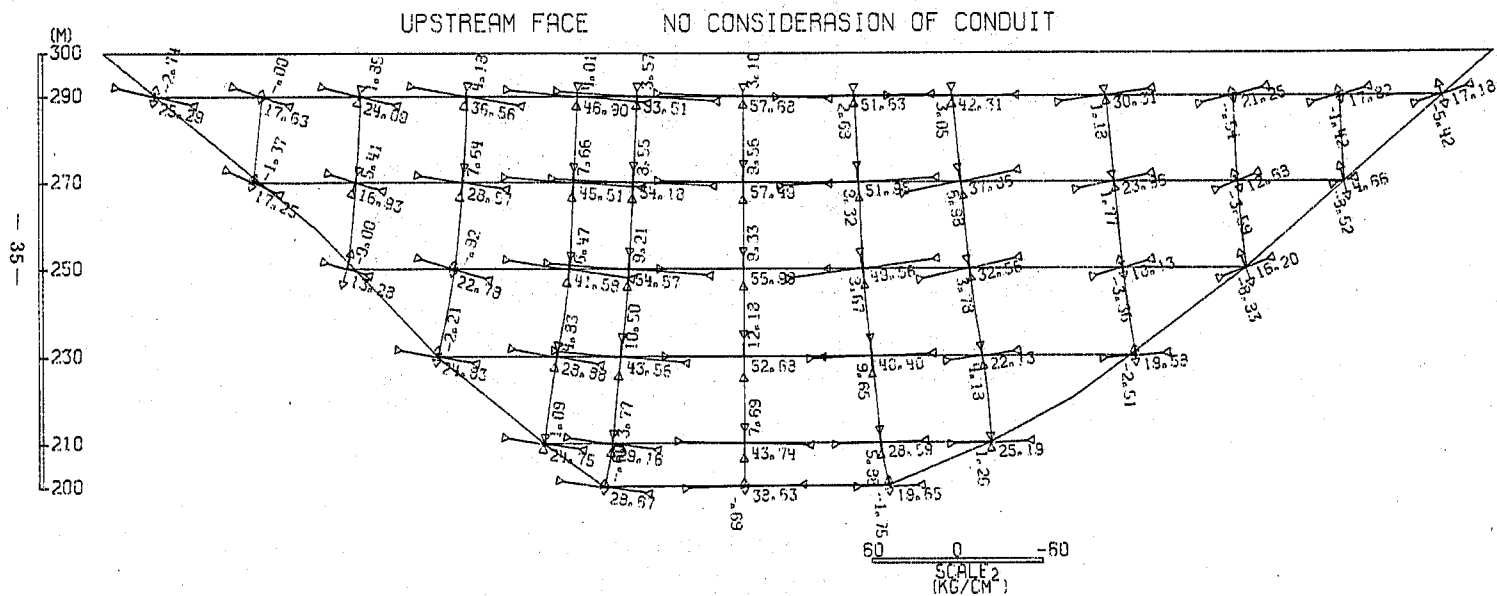
(図-14)a 撓み曲線図(水平方向に結んだ場合)(コンジットなし)



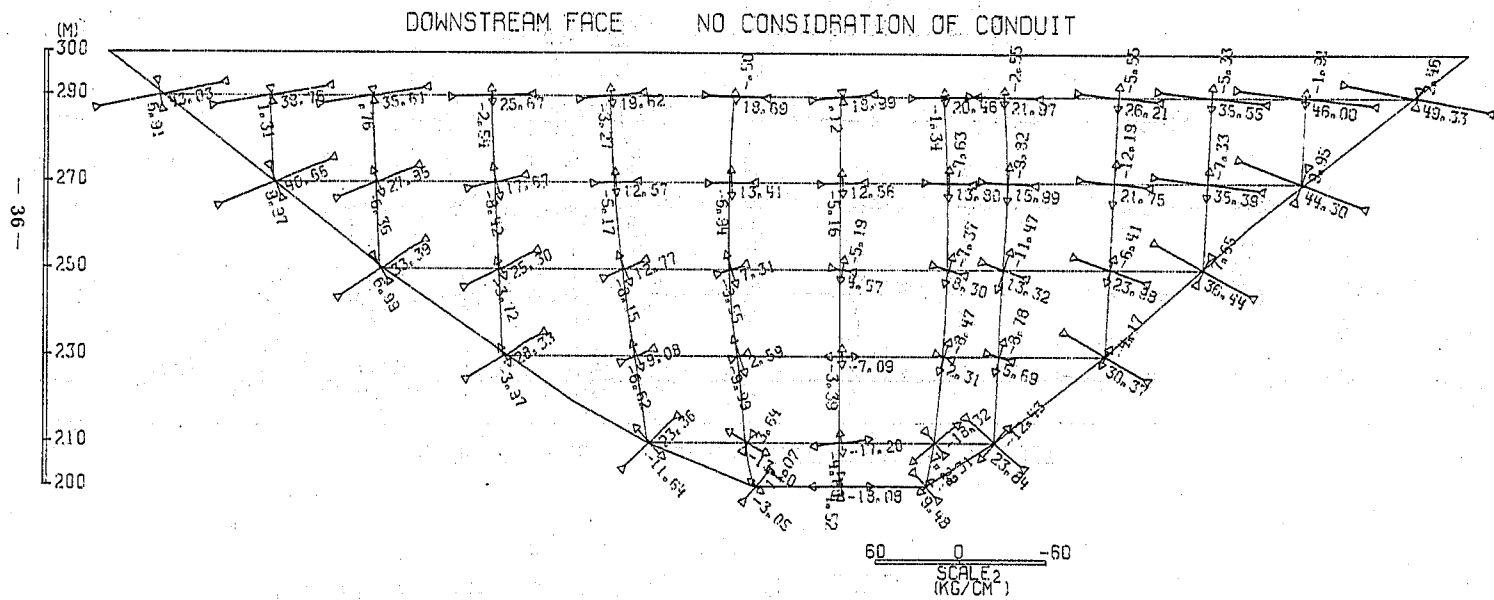
(図-14)b 撓み曲線図 (鉛直方向に結んだ場合) (コンジットなし)



($\boxtimes$ -15) a PRINCIPAL STRESSES
UP STREAM FACE



(☒-15) b PRINCIPAL STRESSES
DOWN STREAM FACE

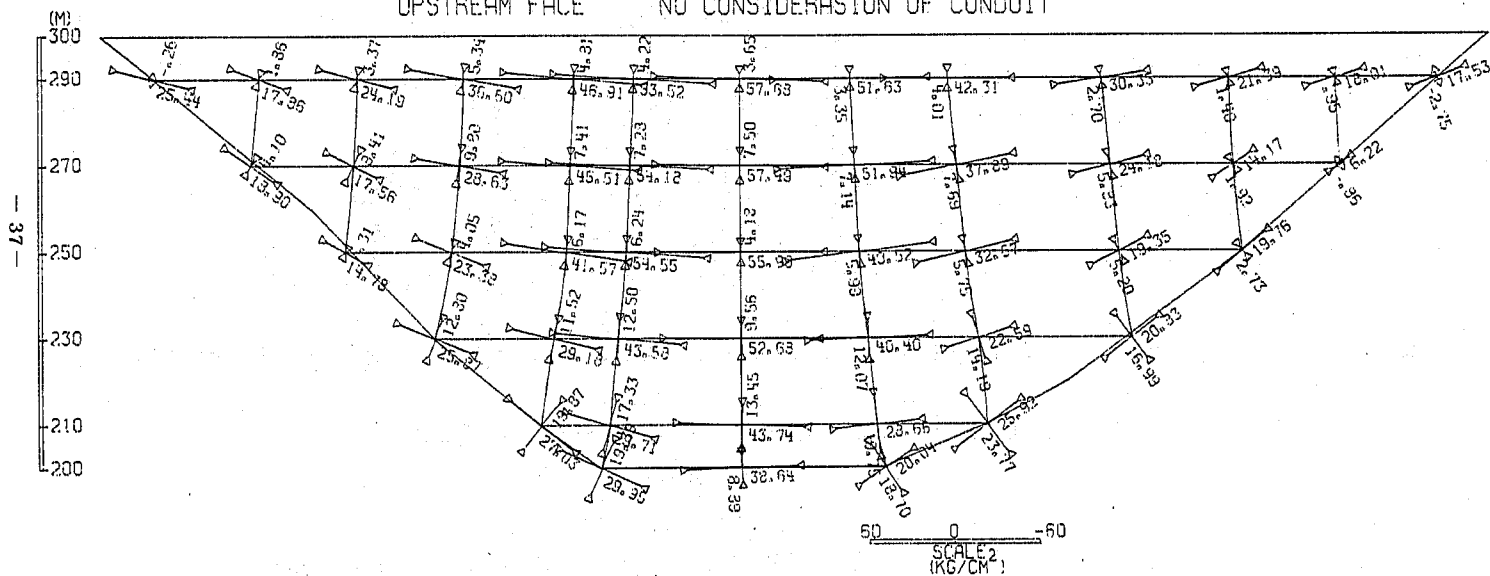


($\square$ -16) a PRINCIPAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

UP STREAM FACE

UPSTREAM FACE NO CONSIDERATION OF CONDUIT

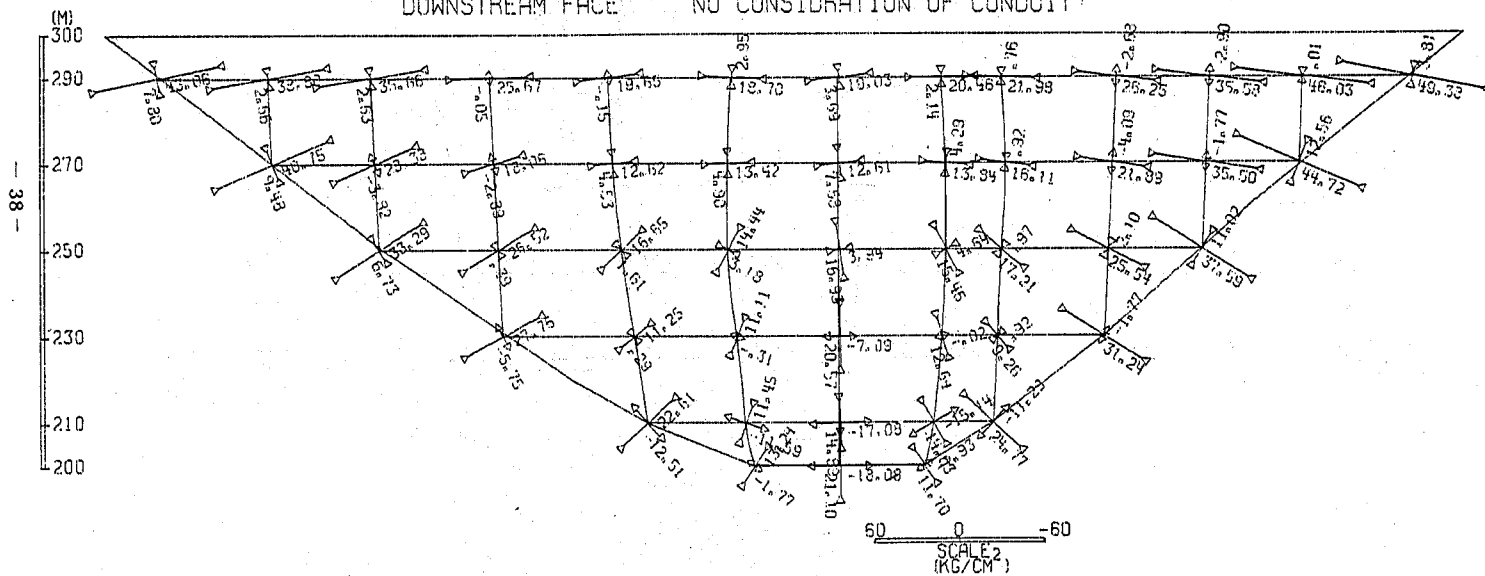


(16) b PRINCIPAL STRESSES

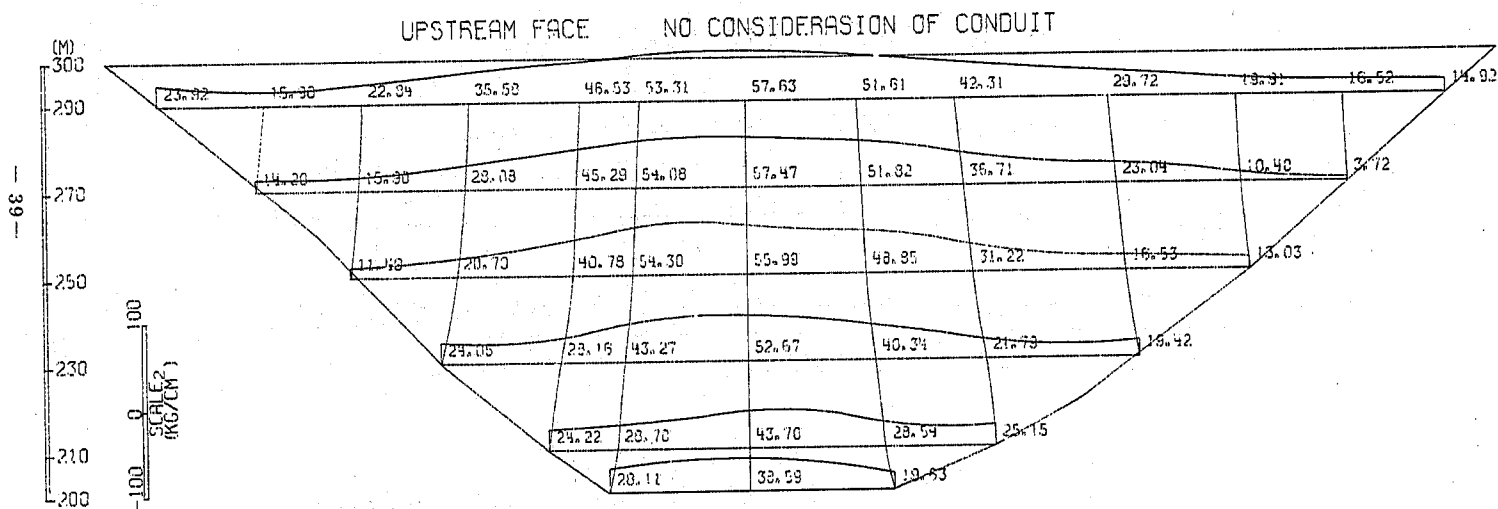
OWN WEIGHT ADDED

DOWN STREAM FACE

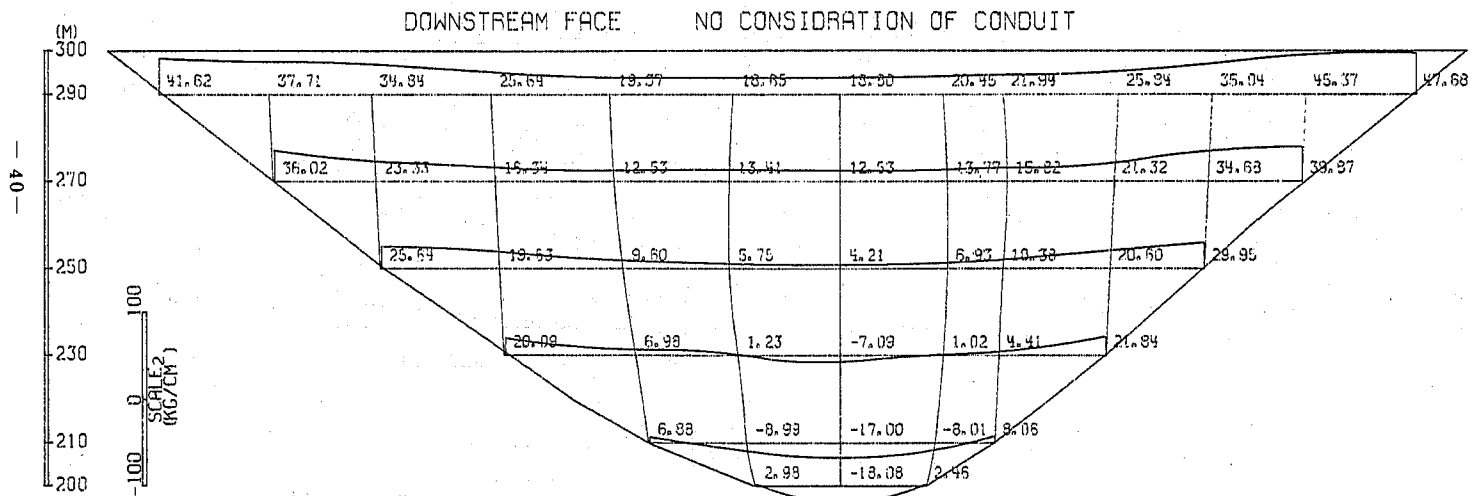
DOWNSTREAM FACE NO CONSIDERATION OF CONDUIT



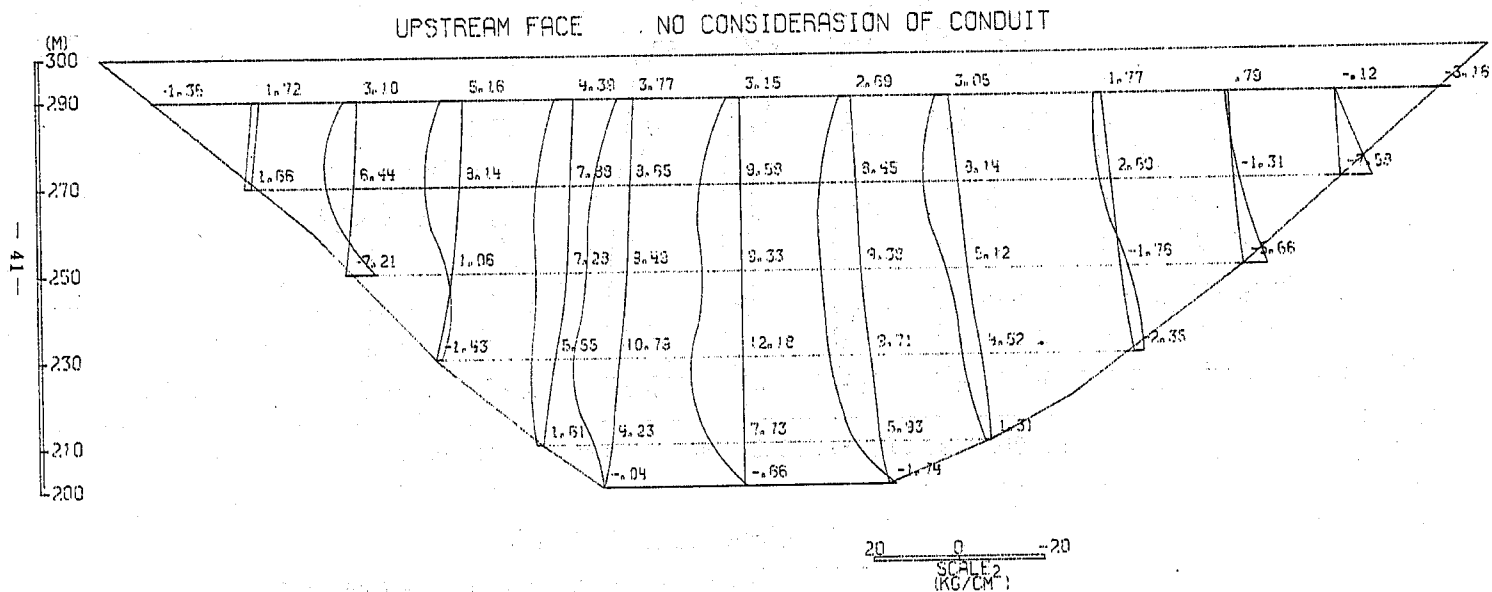
(☒-17) a HORIZONTAL STRESSES
UP STREAM FACE



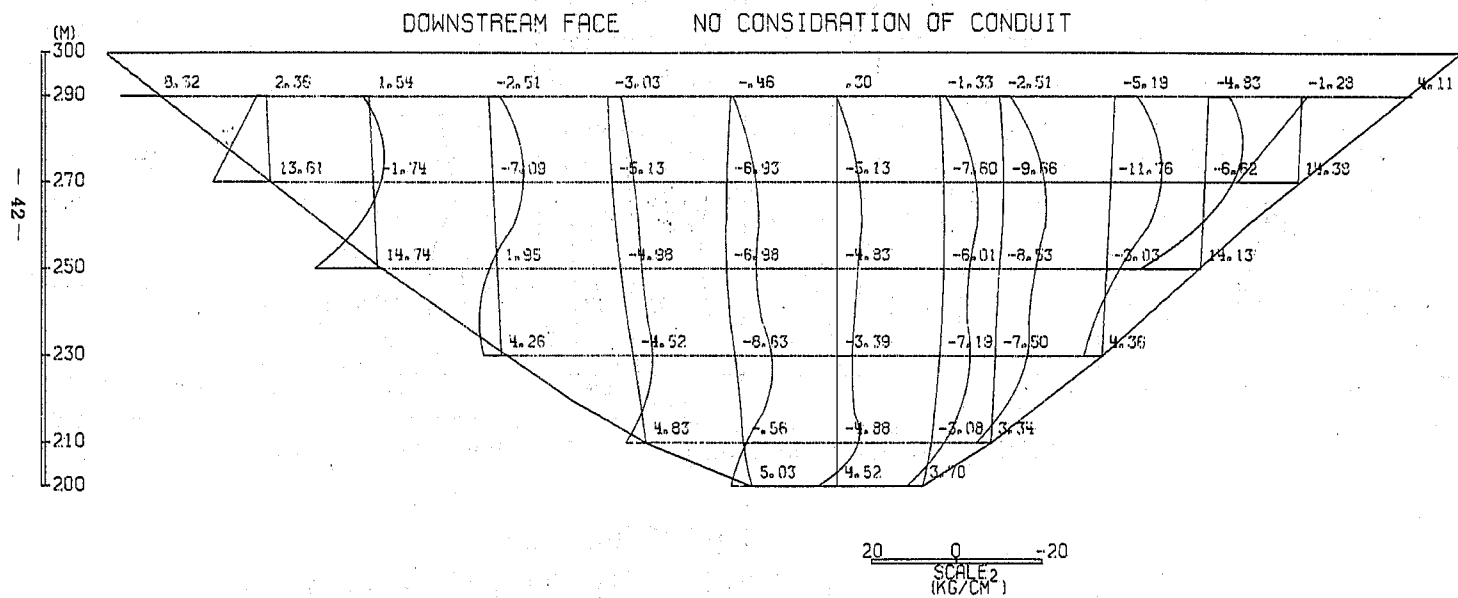
(圖-17) b



($\boxtimes$ -18) a VERTICAL STRESSES
UP STREAM FACE



($\boxtimes$ -18) b VERTICAL STRESSES
DOWN STREAM FACE

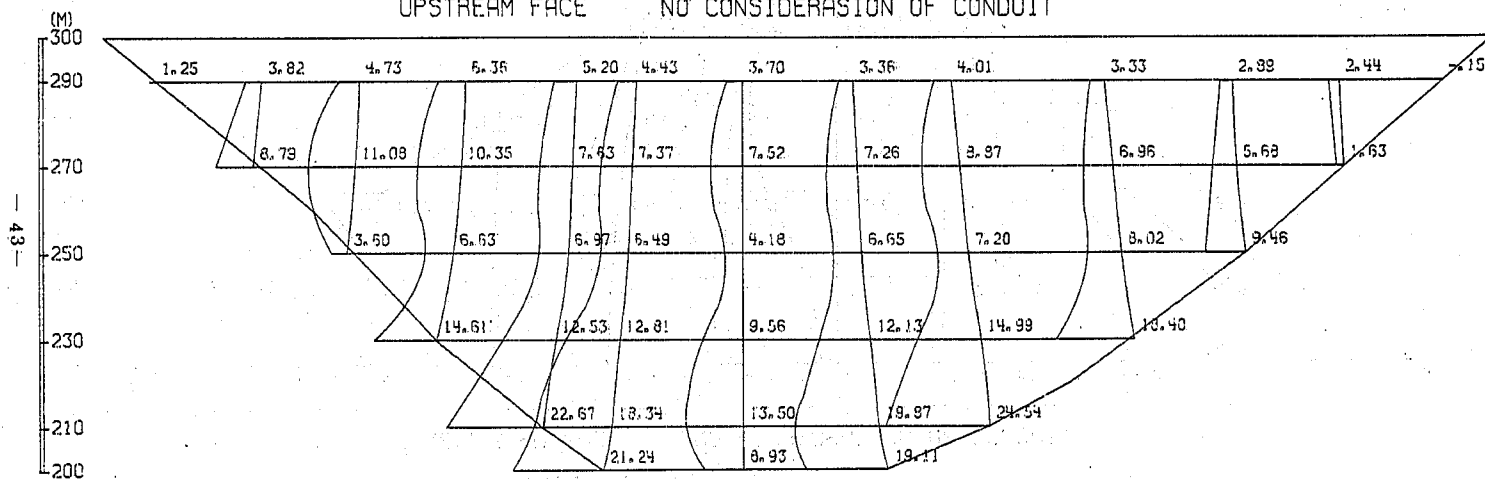


(图-19) a VERTICAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

UP STREAM FACE

UPSTREAM FACE NO CONSIDERATION OF CONDUIT



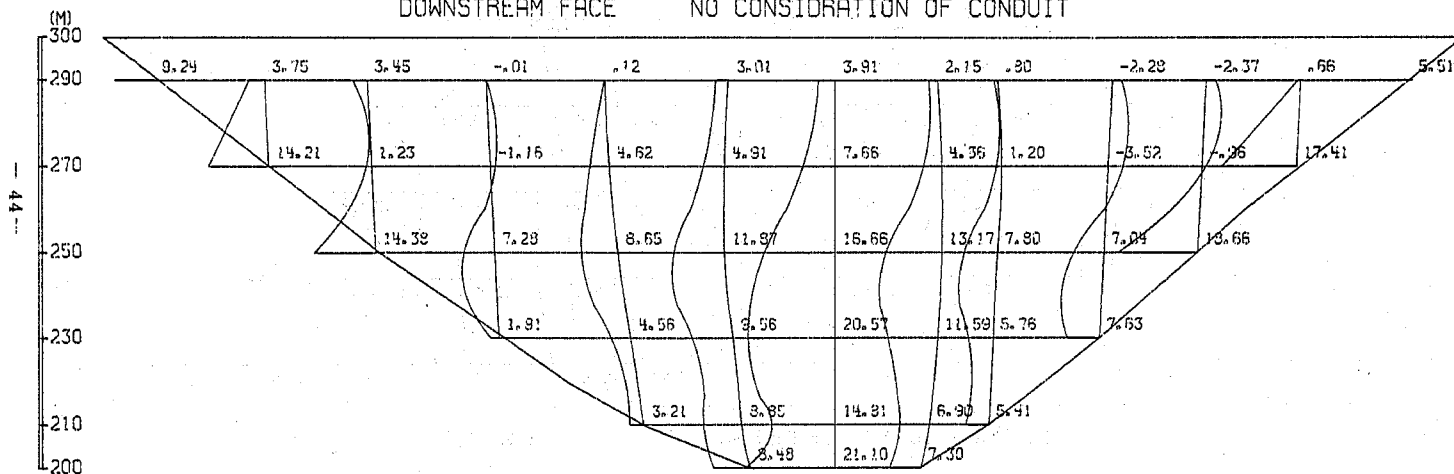
20 0 -20
SCALE 2
(KG/CM)

(图-19) b VERTICAL STRESSES

OWN WEIGHT ADDED

DOWN STREAM FACE

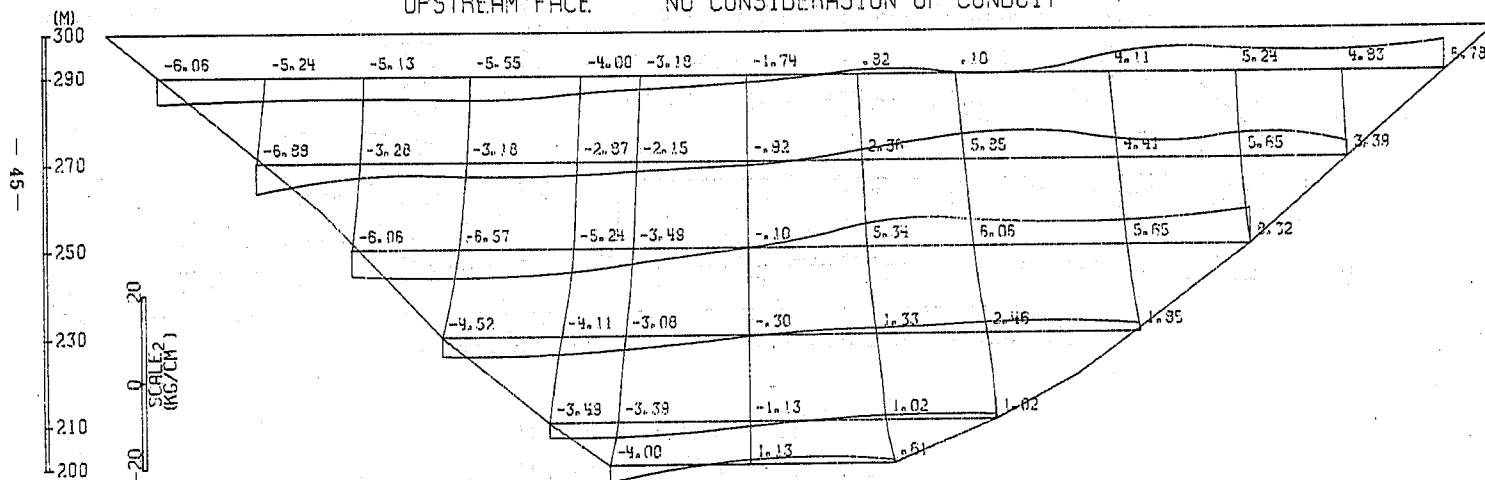
DOWNSTREAM FACE NO CONSIDERATION OF CONDUIT



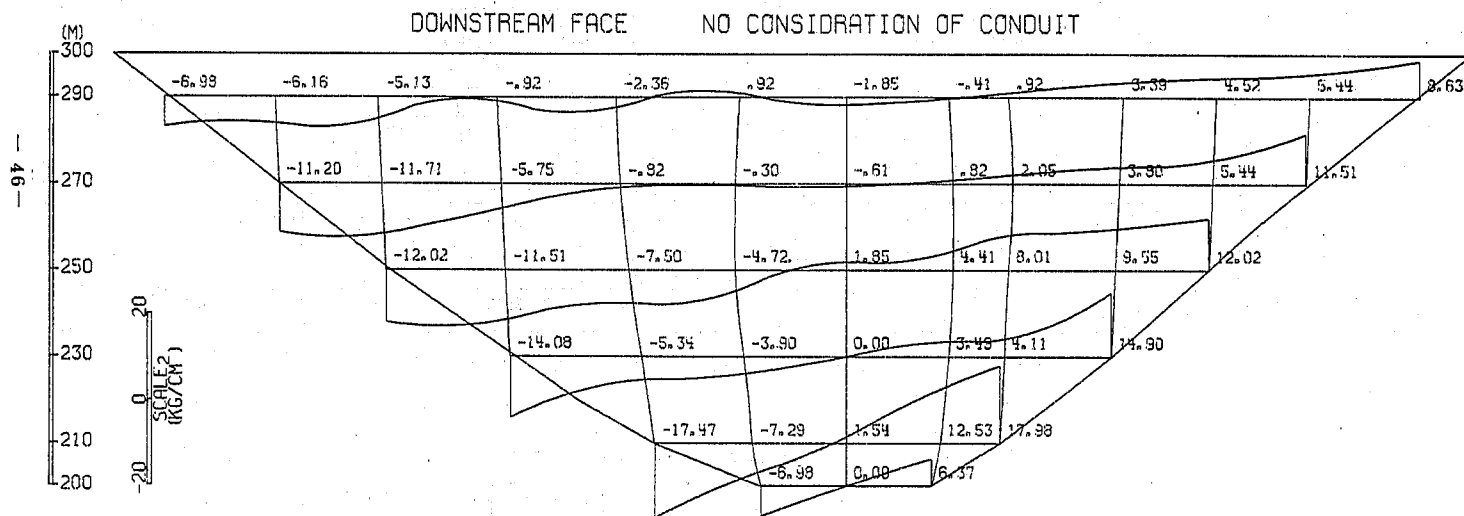
20 0 -20
SCALE
(KG/CM²)

(X-20) a SHEARING STRESSES
UP STREAM FACE

UPSTREAM FACE NO CONSIDERATION OF CONDUIT

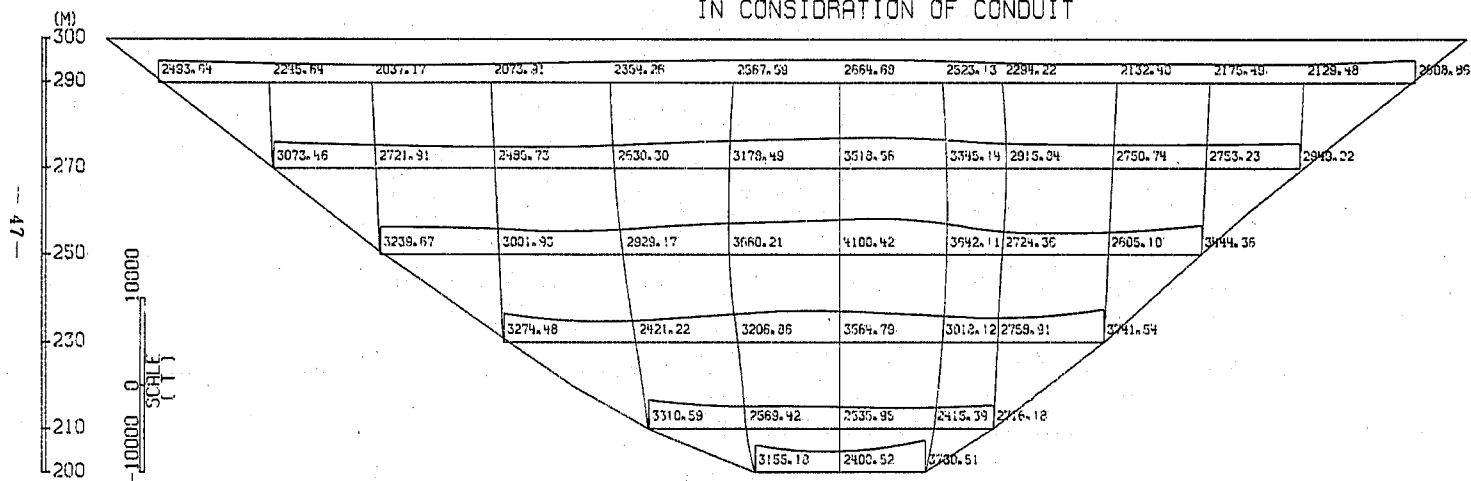


(20) b SHEARING STRESSES
DOWN STREAM FACE



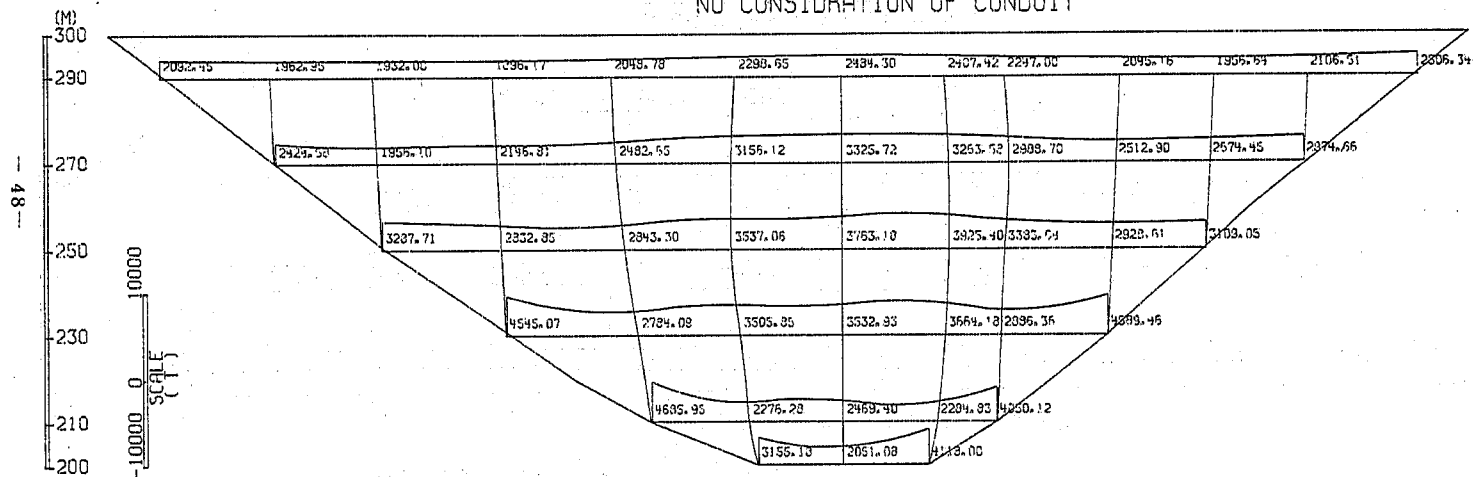
(☒-21) a ARCH THRUST

IN CONSIDERATION OF CONDUIT



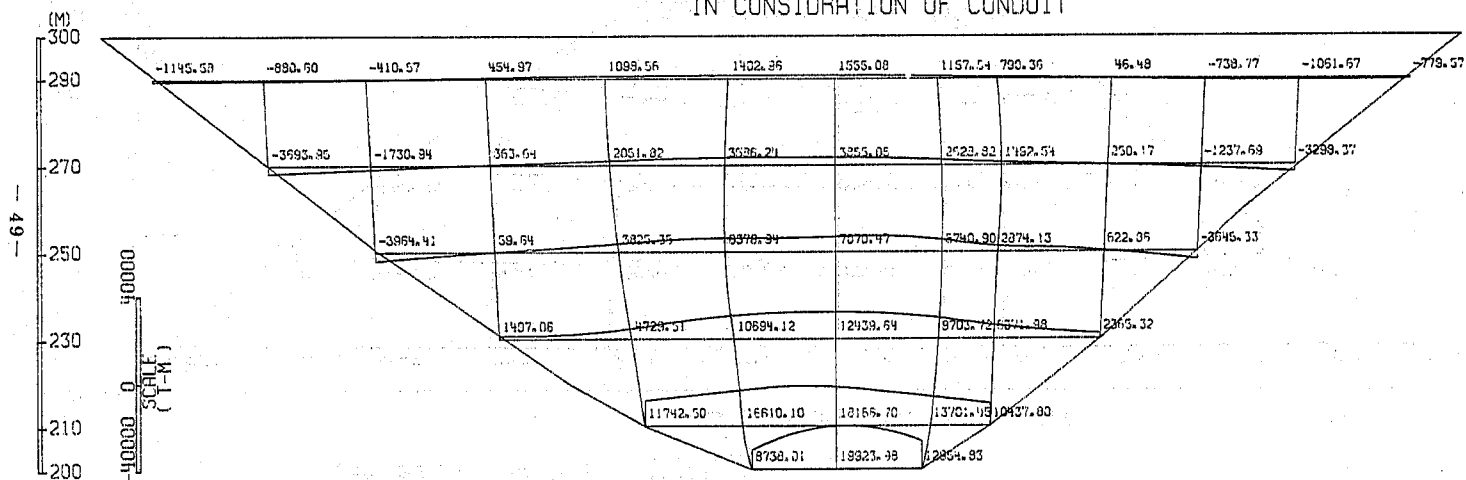
ARCH THRUST

NO CONSIDRATION OF CONDUIT



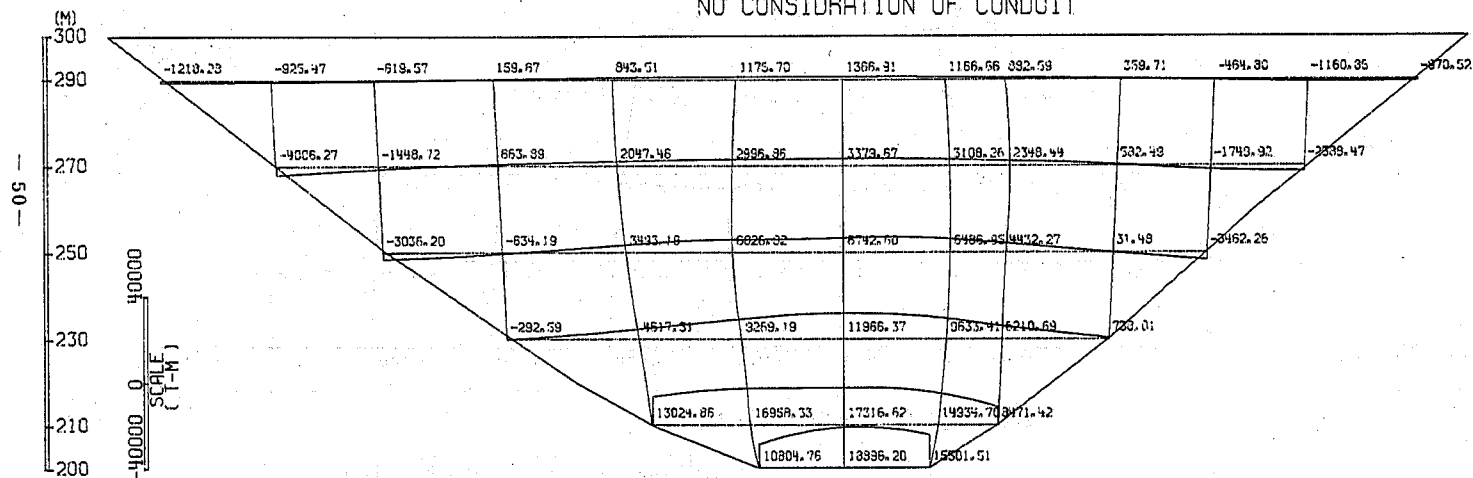
(图-22) a ARCH MOMENT

IN CONSIDERATION OF CONDUIT



(22) b ARCH MOMENT

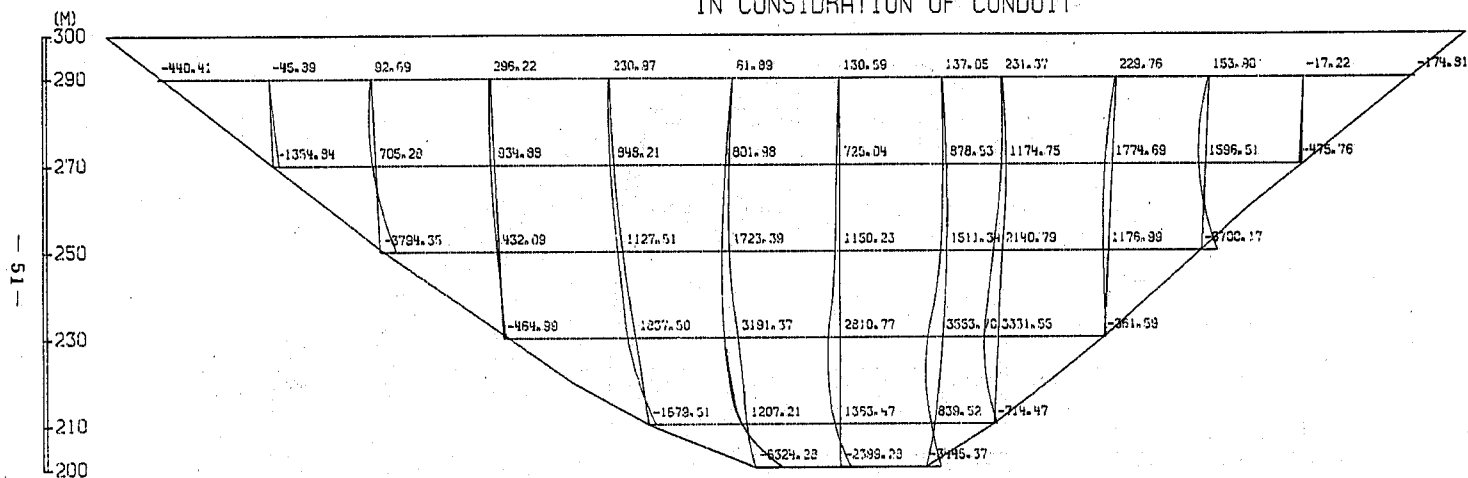
NO CONSIDERATION OF CONDUIT



(图-23) a

CANTILEVER MOMENT

IN CONSIDERATION OF CONDUIT

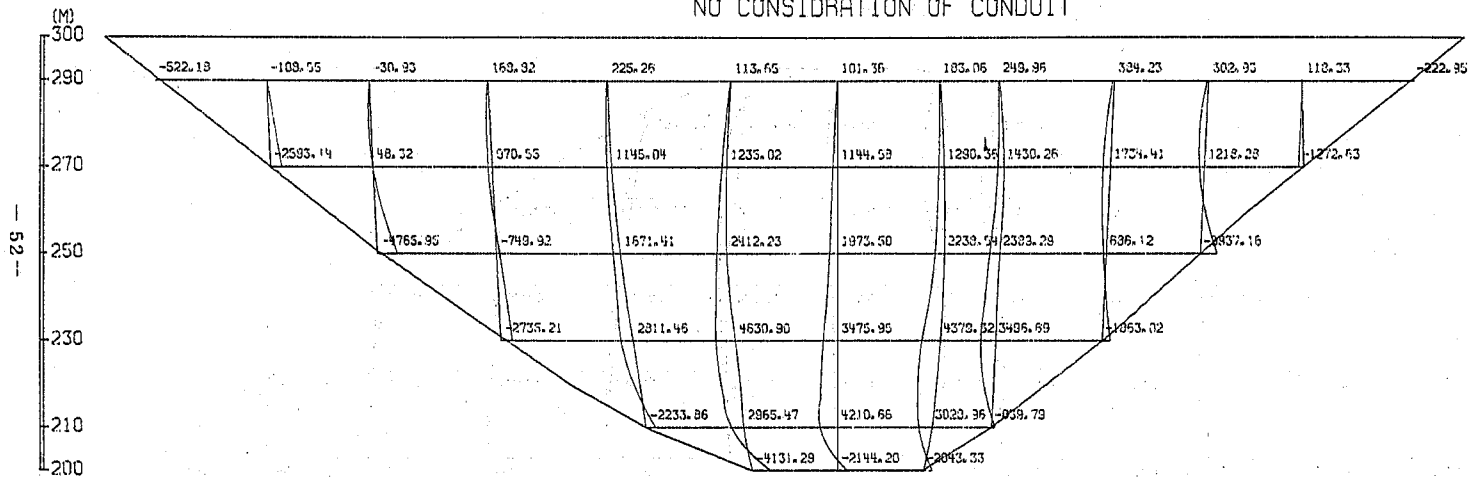


20000 0 -20000
SCALE
(T-M)

(圖-23) b

CANTILEVER MOMENT

NO CONSIDERATION OF CONDUIT

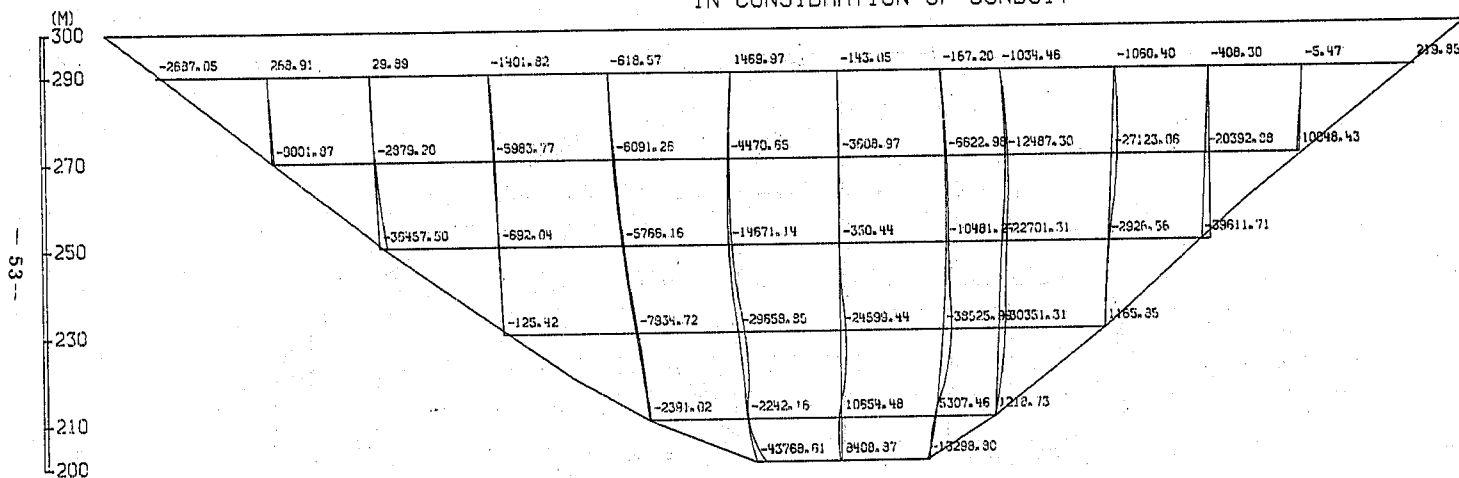


20000 0 -20000
SCALE
(1"=1')

(图-24) a

VERTICAL MOMENT

IN CONSIDERATION OF CONDUIT



400000 0 -400000

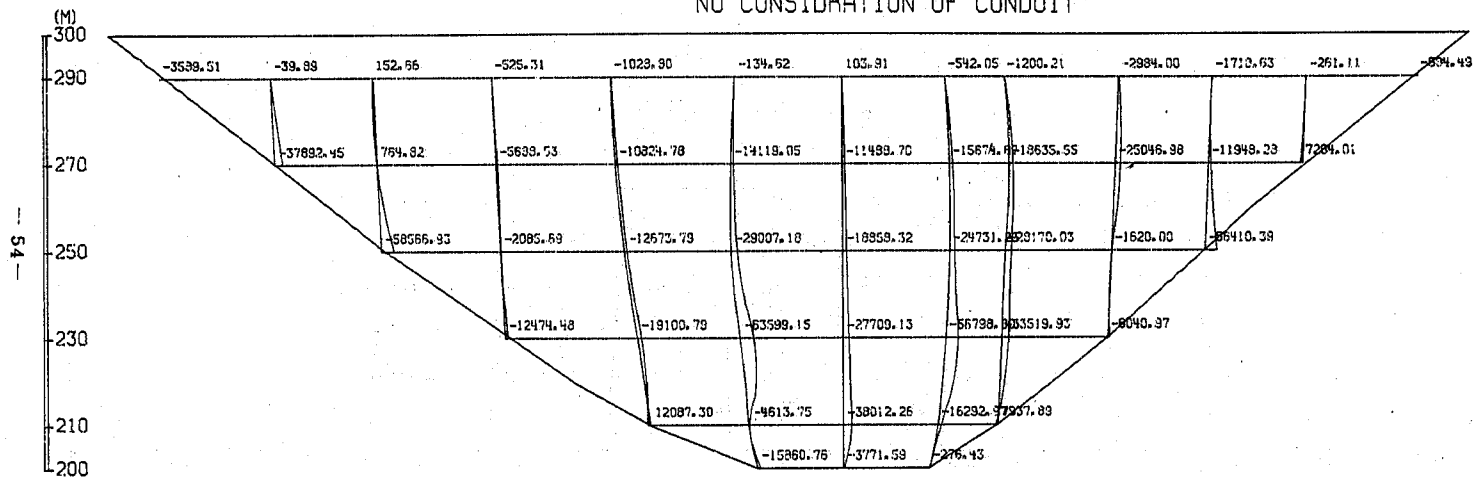
SCALE

(TT)

(图-24) b

VERTICAL MOMENT

NO CONSIDERATION OF CONDUIT

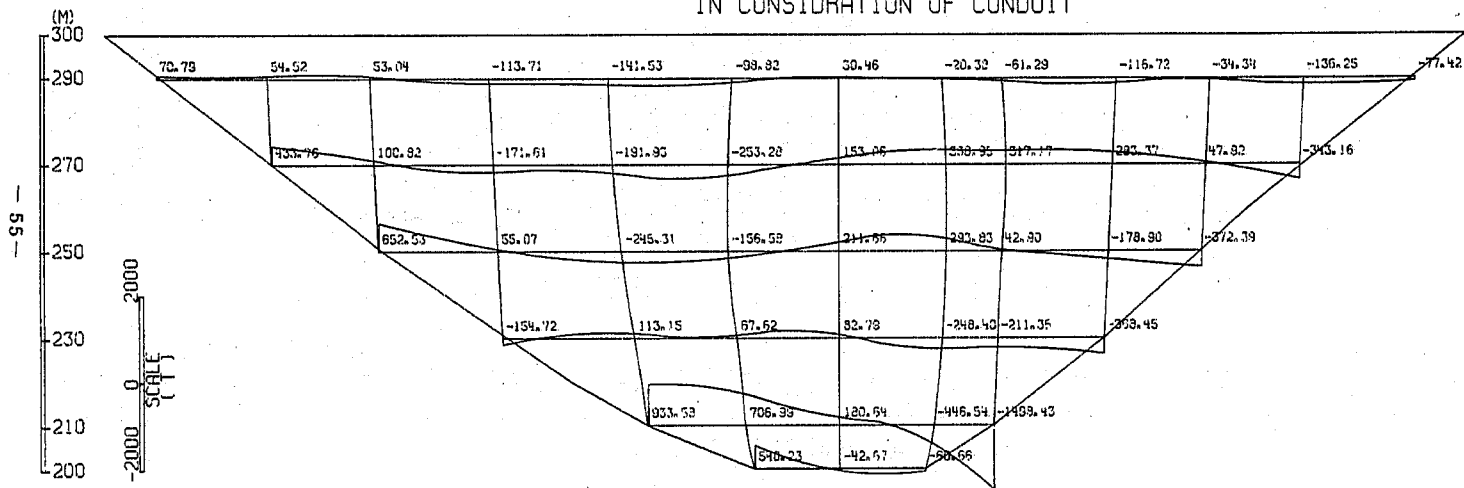


400000 0 -400000
SCALE
(1)

(图-25) a

TANGENTIAL SHEAR

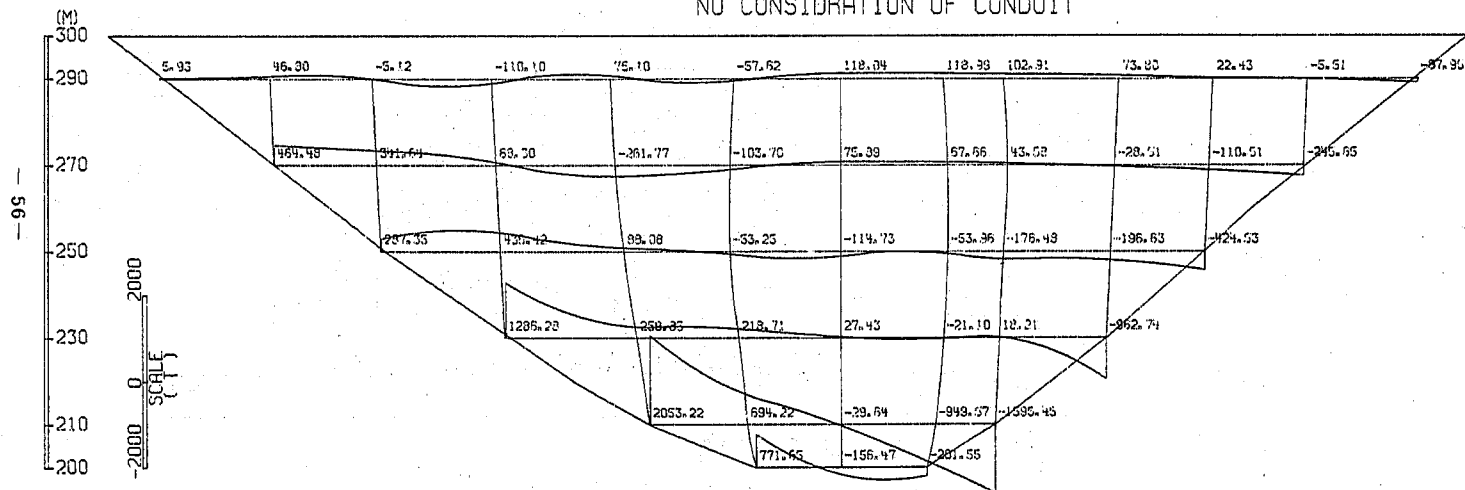
IN CONSIDERATION OF CONDUIT



($\square$ -25) b

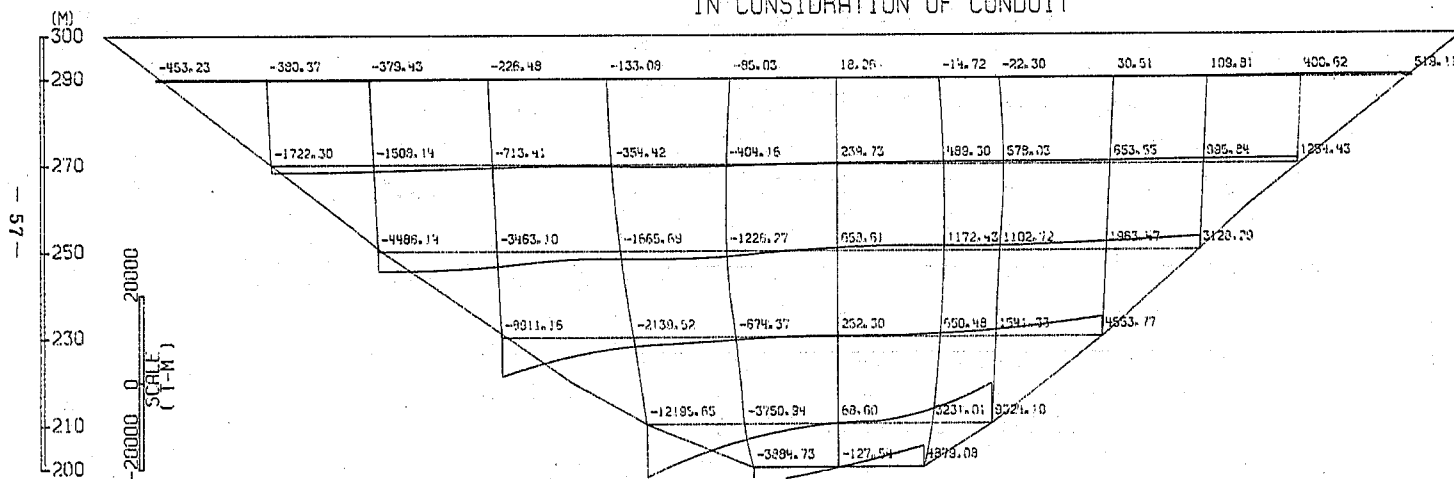
TANGENTIAL SHEAR

NO CONSIDRATION OF CONDUIT



(图-26) a. TWISTING MOMENT

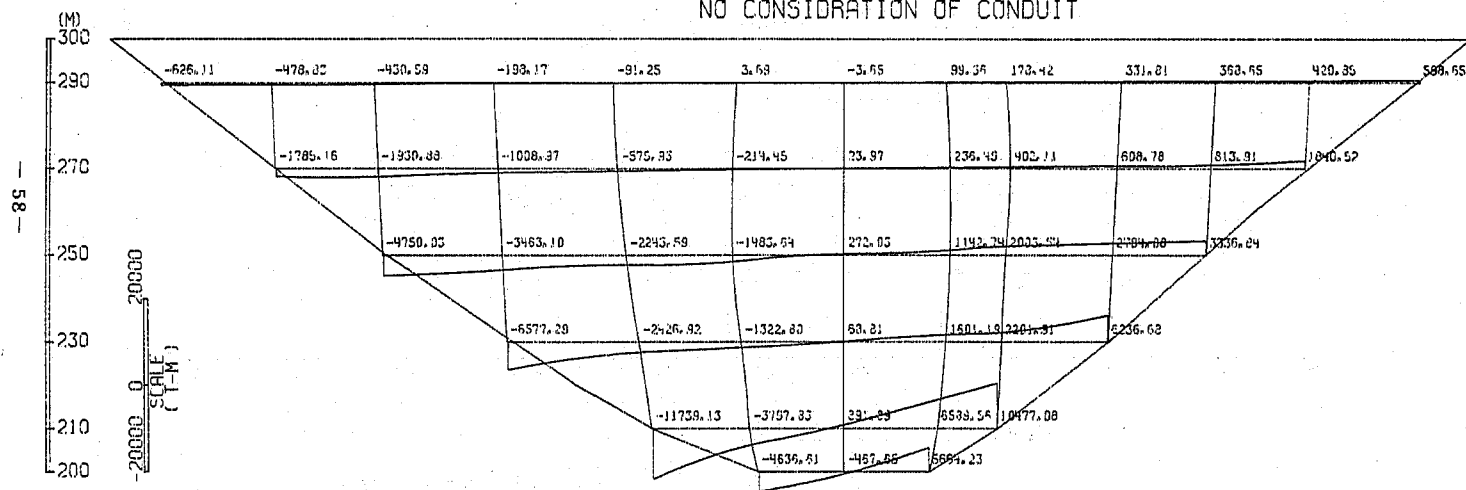
IN CONSIDERATION OF CONDUIT



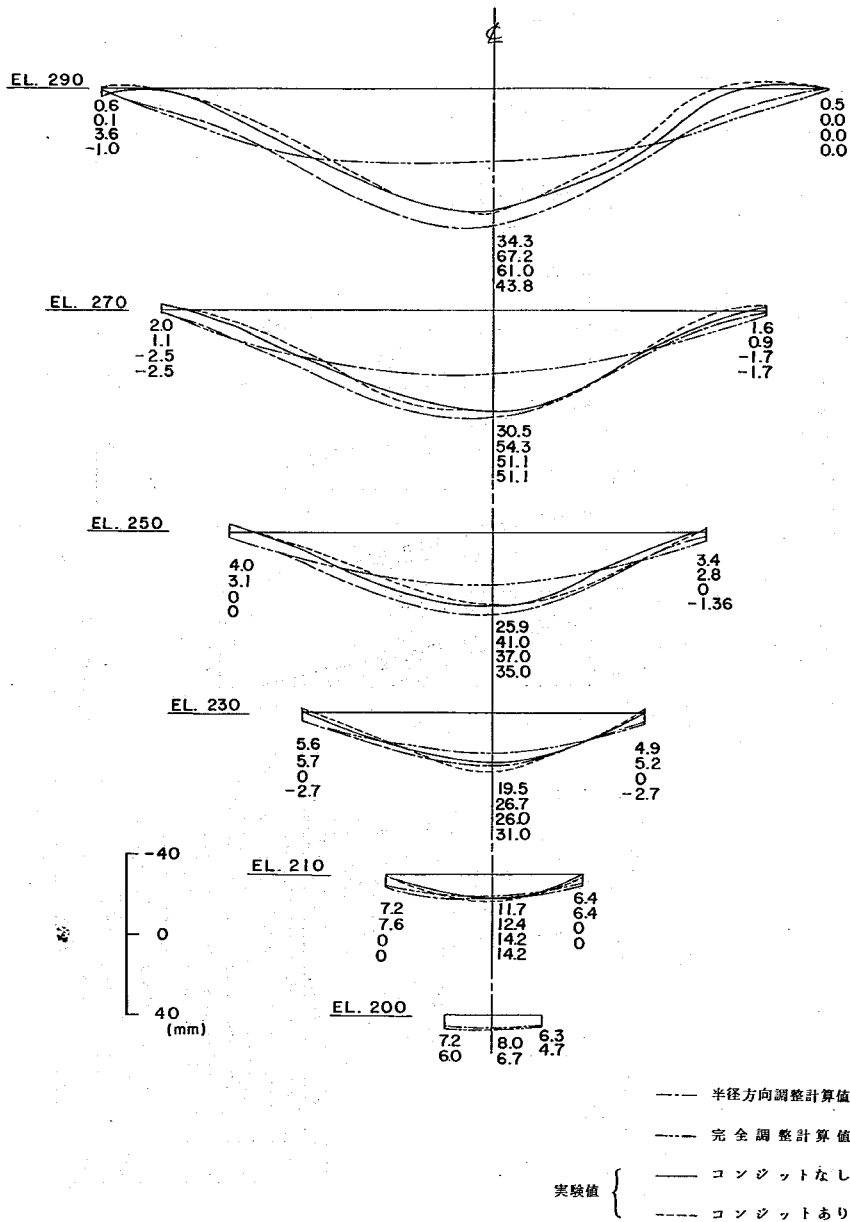
(图-26) b

TWISTING MOMENT

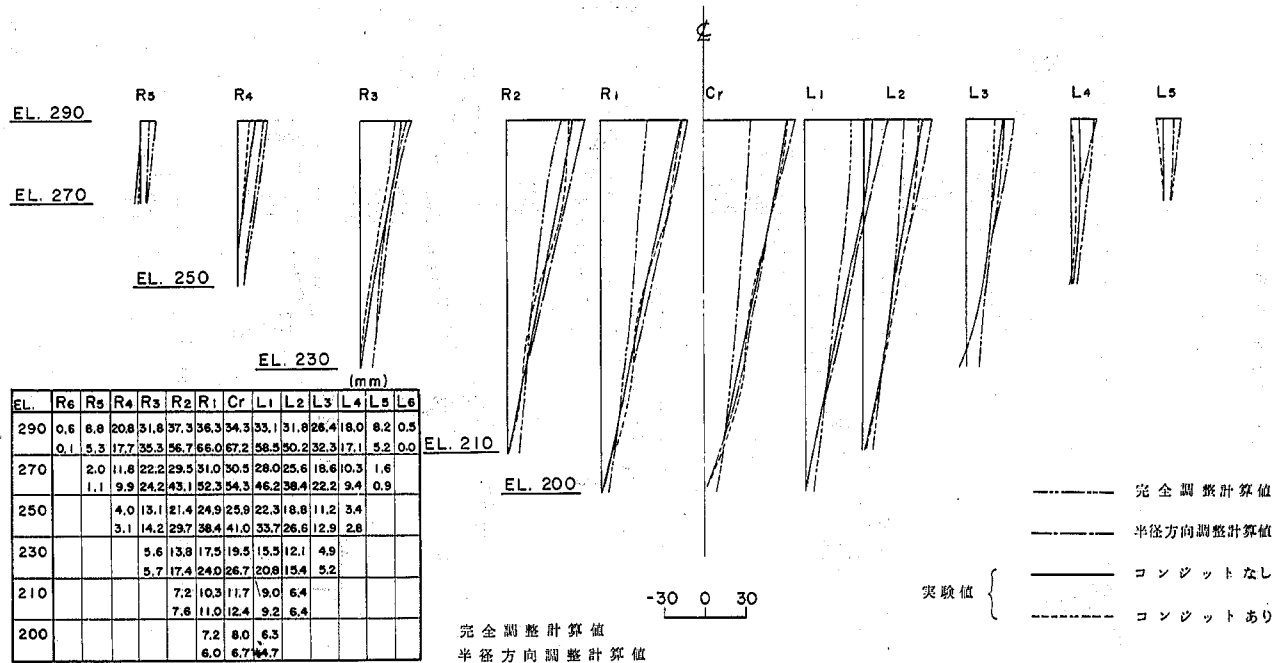
NO CONSIDERATION OF CONDUIT



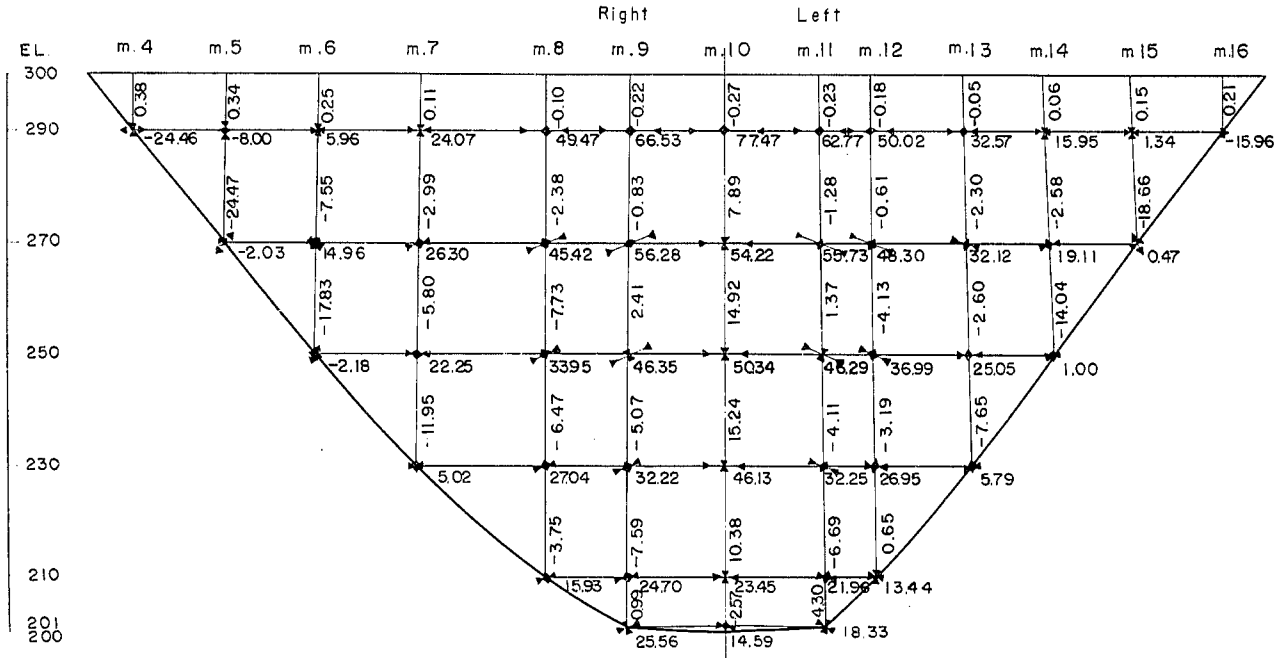
(図-27) a 撓み曲線比較図



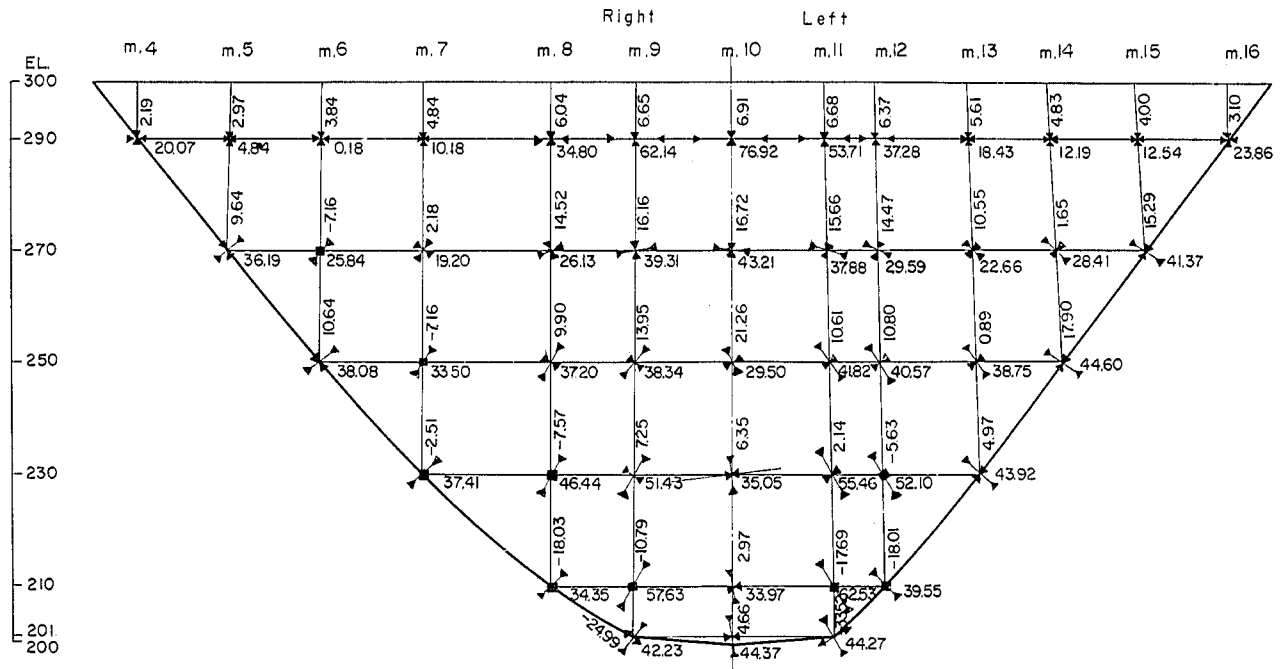
(圖-27) b 撓み曲線比較図



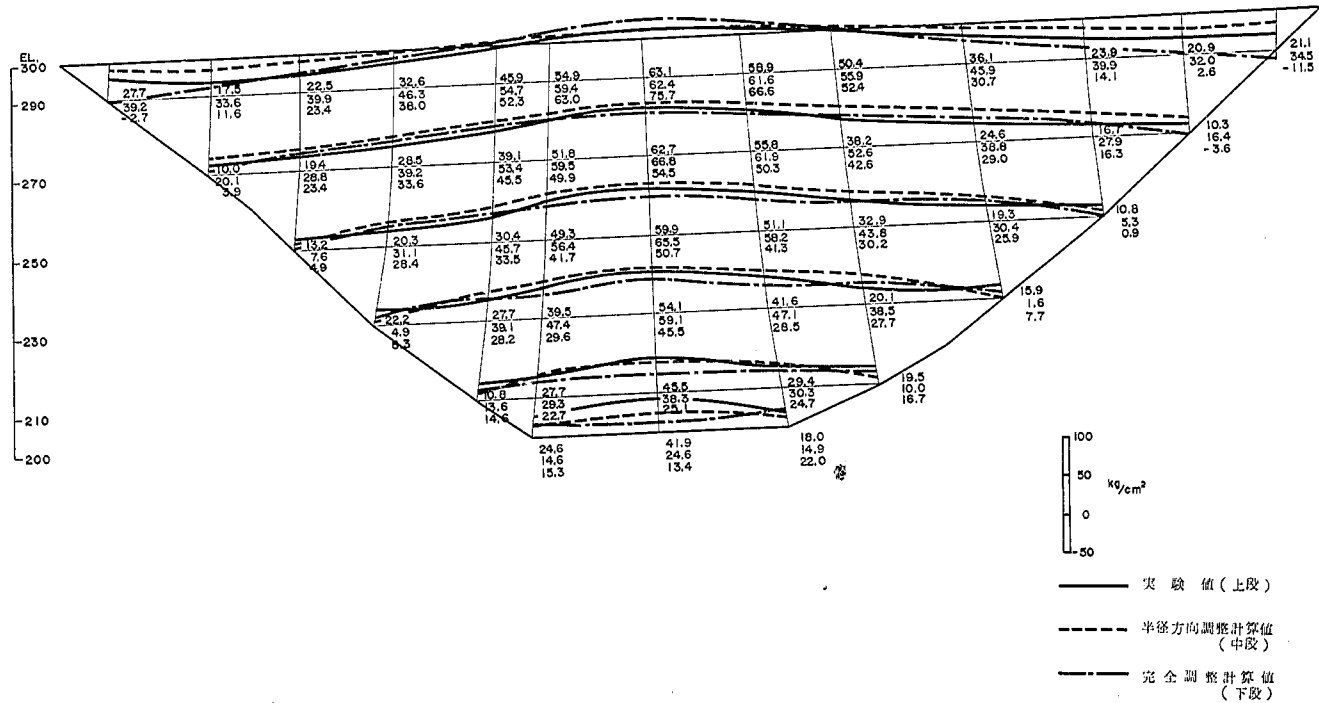
(圖 - 28) a 主応力図 上流面
(完全調整計算値)



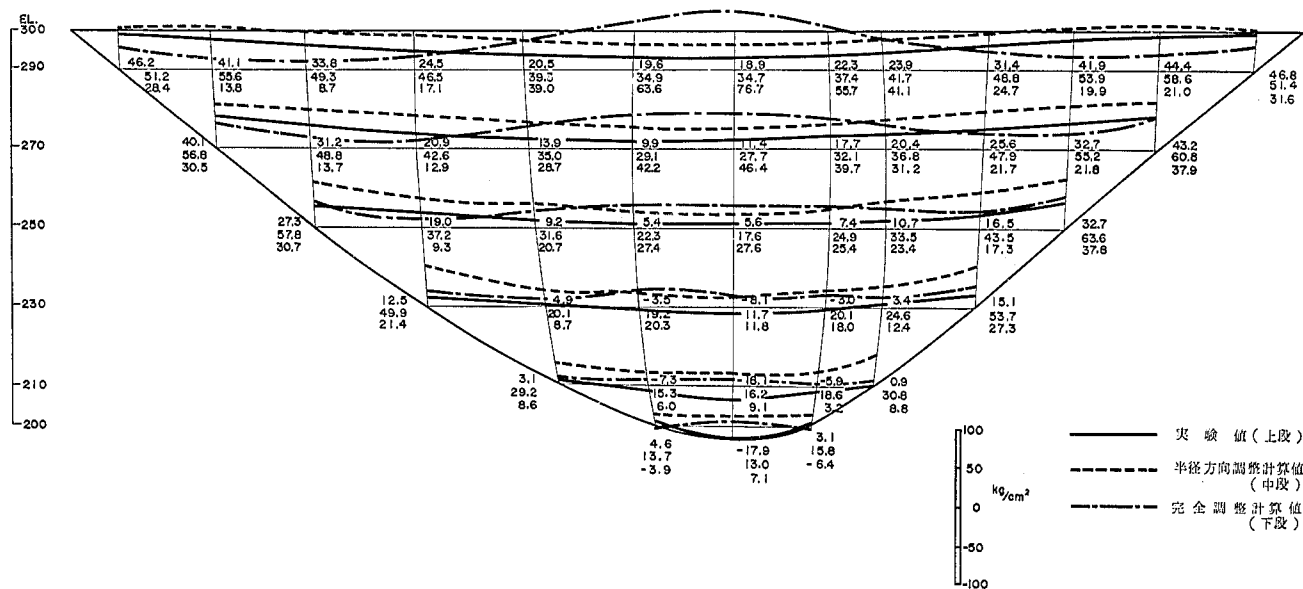
(图-28) b 主应力图 下流面
(完全调整计算值)



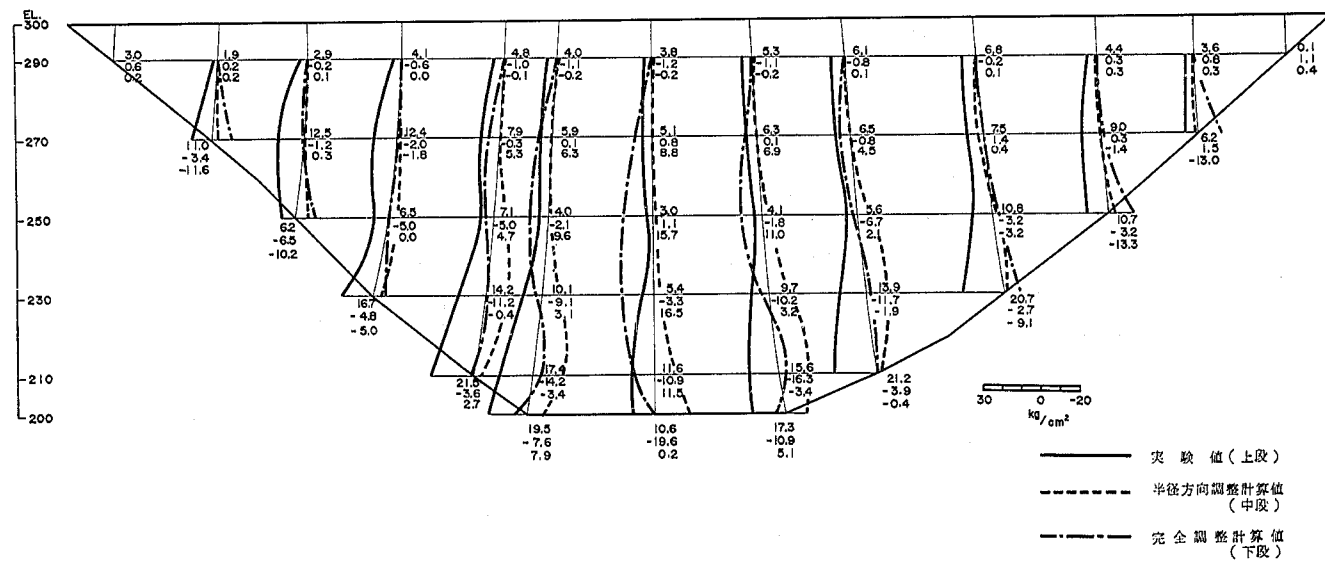
(图-29) a 水平応力比較図 上流面



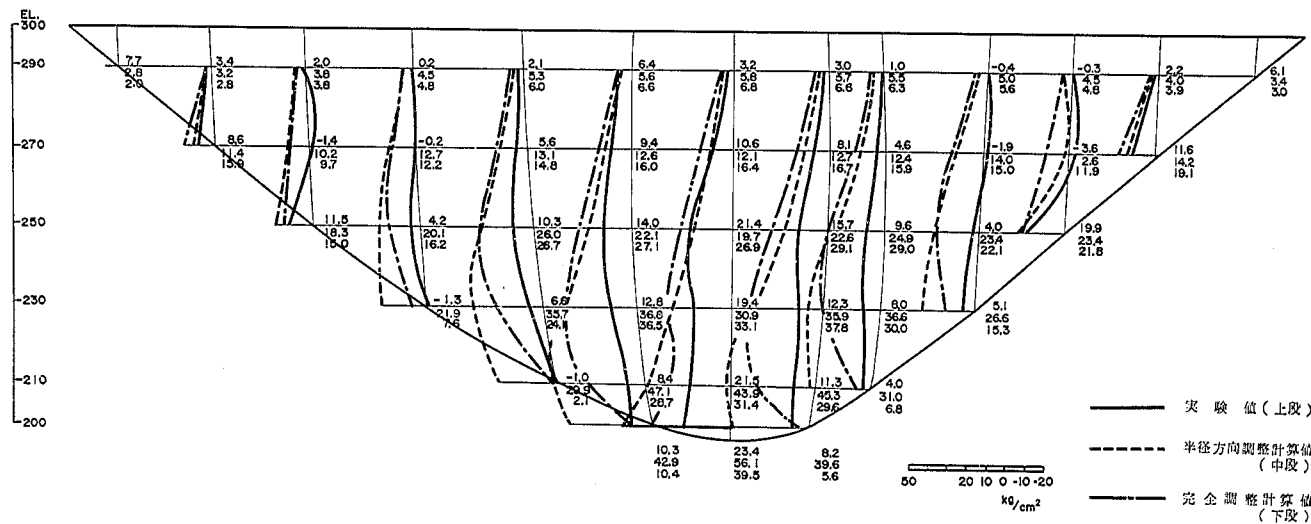
(图-29) b 水平应力比较图 下流面



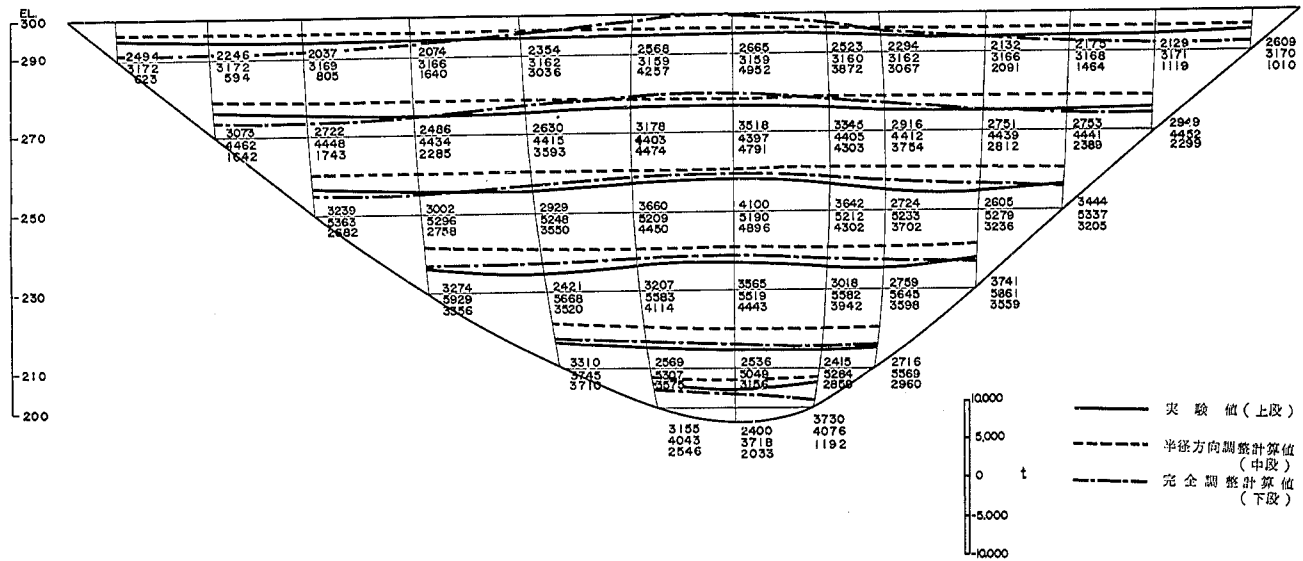
(圖-30) a 鉛直応力比較図 自重加算 上流面



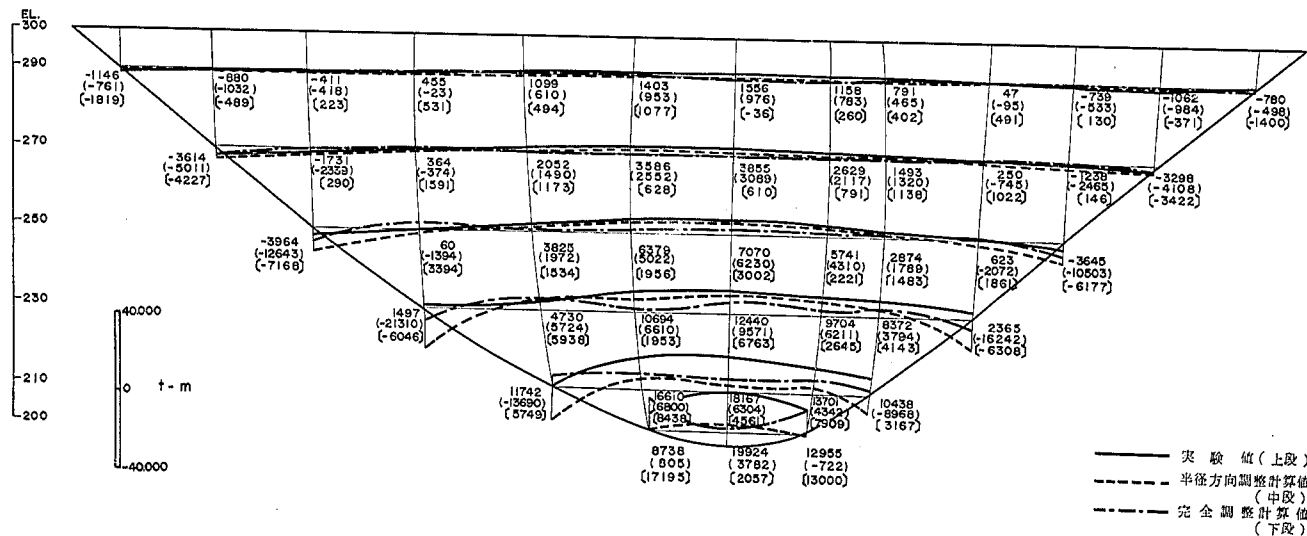
(圖-30) b 鉛直応力比較図 自重加算 下流面



(図-31) a アーチスラスト比較図



(図 - 31) b アーチモーメント比較図



(図-31) c 片持ばりモーメント比較図

