

下釜公設計・算及構造模型実験
(昭和39年度) 中間報告書



昭和40年 3月

建設省土木研究所
公部 公構造研究室

§1 概説

当研究は州地方建設局の依頼により、筑後川の支流津江川に建設予定の下座アーダムについて（経済的、合理的な形状を得ることを目的として形状計算並に構造模型実験を行う）のであつた。

前年度設計計算より地形地質の調査からアーダムに極力山側への傾斜を形状即ち、下座中心角を小さくフラットな形状としてアーダムの方向性を改善すること、（塞山の安全性、基礎処理範囲の縮小を主目的に置、（設計が行はれぬ、この設計計算と平行して、この下座中心角の小さく、アーダムについて、模型実験による検討を着手し、模型実験は設計計算と算出される複合円弧形状 SG-3-34 の変形アーダム形状（放射線形状）SZ-2-60 の形状について小型模型による実験に着手することになる。

この他、基礎岩盤の安定性の実験目的に、確めし、目的で基礎実験として、一付模型による岩盤二次元模型実験を行っている。39年度は、この下座及び基礎岩盤の安定性の検討を継続し、設計計算より前年度が方向性の改善を主目標に、これによりアーダムの傾斜を軽減する目的で、厚肉アーダム形状、グレイズアーダム形状について検討を行うと共に

右側側の調査が可能にたれより、現状の調査に合わせ、
 310号線アークの設計に於て検討を行つた。実験関係
 では前年度に引続き、310号線型による実験解析を行つた。
 一方基礎岩盤の安全性の検討に、前年度の基礎実験に
 引続き、410号線の地盤状況を挿入し、模型を作成し
 実験検討を行つた。

5.2. 設計検討

1. 橋脚アーク形状の検討

前年度まで橋脚アーク形状の設計は進められ、これと平行し
 地盤調査の結果、左側側の地盤状況を全般的に把握するに
 ついて、これにより、アーク外の地盤状況は下部標高と
 除きアーク内の基礎岩盤については全般的に問題点を有し、橋脚
 アーク形状のアーク推力では上部標高でかなり大規模の基礎
 処理による改良が必要と考えられる。このことから岩盤
 への作用力を軽減する、並に作用方向を改善することが望ま
 れてゐる。作用方向の改善については前年度検討より極めて
 有利に岩盤へ作用せしめる形状を見出している。一方作用
 力の軽減についての試みは今年度で中止してゐる。この目的

て、厚肉ア-リ形状と橋脚断面を比較し、厚肉ア-リ形状は片持梁が担荷重の増加と等しく、ア-リ分担荷重の軽減を期待して、今日正振計の小橋脚断面の二倍以上の堤厚も有する形状にして、三ツツア-リ振計を行つた。その結果上部標高では若干片持梁分担荷重の増加が認められ、他、各部分では薄肉ア-リと若干の差異は認められるが、合計荷重分配を行つて、比較すると上部ではア-リ推力は僅か減少するが下部ではかなり増加する。しかもア-リ推力の方向によっては有効ア-リ同様な傾きになり河側へ向く傾向が見られる。一方堤厚の増加により堤体積並に圧削量と大巾に増加し、堤体積に於ては二倍以上の48万 m^3 と増え、この増加は、ア-リ橋脚ア-リ形状に比べ厚肉ア-リ形状ではかなり有利である結論を述べた。(図1~11 参照)

2. ガイゼルア-リの検討

厚肉ア-リの検討結果上部標高では若干ア-リ推力の軽減に成功したが、そのうち光盤に有利に作用させるまでにはいかず、上部標高の光盤にア-リ推力をかけることは、下部標高でア-リ推力を下向きに作用させることになり

比較明瞭な判別は基礎岩盤に対して有利である。日河の
思部河川の下流部には採用された。また、その設計は式
による。この形式の下流は、上部を重力壁として下部は材料
の形状に於いては、上部重力壁の部分は片持梁作用の形で
外荷重に於いては、その抵抗力を減ずる。上部重力壁の自重を
利用して下部の重力抵抗力を下部に送り得る利点がある。
概算の上流部の重力の堤防は必要とするため、厚肉の形状
のしりを利用し、標高290m以上を重力壁とした場合について行
った。その結果、たかたかには問題のある部分があるが、堤防積
の方向の問題が残り、再検討を行う。堤防積30万m³程度迄
軽減可能である見通いがつき、しり検討を進めている現状で
ある。(別途資料参照)

3. 非対称重力式アール・ド・セールの設計

これまでの種々のアール・ド・セールの設計に於いては地形、地質明に
かり詳細に確認をしておいた。左岸側と中心にアール・ド・セールの形状は対称
アール・ド・セールの設計をした。昭和39年6月以後右岸側の調査が
可能となり早急に調査を開始し、今日止右岸側の地質状況
も大略把握をすることができている。その結果地質明には上部

標高ではおりの問題点、その部分が存在するか、下部不架高では、
 おり良好な岩盤で形成されている。一方地形的には谷アークの
 右岸部は標高270M以上は左岸と異なりほぼ垂直に近い傾斜
 となっている。標高270M附近ではおりの中を流す台地状を
 是し両側急傾斜で川床にのびるという特異な地形を形成
 している。谷のササ右岸全段からおりの非対称性の谷形
 を是している。当分の内はこの様な特異な谷形を是し
 共に地形的にもおり岩盤の確保、地価的にも
 部に弱部が≒本程度に格上げし集むおり軟弱化に重く
 なるおりも掘削深を極力減くし、谷の設計に妥当
 であると考えられる。この様な考えのほかに非対称アーク
 谷の設計を行うことにより掘削、堤体積の軽減、基礎岩
 盤への安定性の向上と目標に現地に合った設計検討
 を開始した。このアーク形状では標高270M附近に格上げ
 右岸の台地北部の掘削を極力しない目的で標高260M
 以上と本来の橋脚アーク谷と右と共に標高260M以下は川
 幅もおり狭くおっているおりの部分をグラブ・リバーで設計
 するおり、現在この形状に於て堤体は、基礎岩盤への

作用方向の改善を行っている段階である (図12-15 参照)

23. 小型模型実験

前年度の設計と算で従来にも、中に角のトラス-47mmの設計検討を行つた。この矢と確かの30mmの形状、加へて、
 良好に認められ、複合円弧形状 (5mm厚のトラス) SG-84
 変形トラス形状 (放射線状のトラス) SG-2-60 の二つを選い
 前年度より実験検討を行つた。模型材料は、この実験
 一般化している石膏と石膏上の混合物を用い、現地岩盤
 の測定と似た変形試験、強度試験等も考慮し、岩盤
 の弾性係数を評価すると共に、本体部と岩盤との相似律
 から弾性係数を評価、模型化した。小型模型においては
 岩盤の模型化に、より現地の状態を詳細に表現するとい
 うのが困難な点があるため、現地岩盤の平均的な評価値
 として弾性係数 6000 kg/cm^2 を目標に製作した。本体
 部は設計と算で用いている $250,000 \text{ kg/cm}^2$ とした。この様に製
 作した模型に、表面応力測定のためのゲージと、電気的
 抗歪計を上下表面各33点に貼付け、載荷には水銀
 を荷重として、測定は弾性領域内で自動歪記録装置に

より、荷重の歪測定を10回行った。これらの結果を用いて、柱の表面応力の算出を行った。その結果、図に示す通りであるが、一般的には良好であり、この様な設計方法により、その中心部がかなり小さくし得る事が明らかになった。(図16~21 参照)

3.4. T型柱の岩盤模型実験

1. 実験目的

柱の本体から伝達される荷重によって、その基礎となる岩盤が変位するかどうかを検討しておくことは、基本的には必要である。特に、岩盤がかなりずし堅硬である場合は、特にその検討が必要である。しかし、たとえ岩盤が堅硬であっても、岩盤の安定性に及ぼす本体の形状を知っておくことは決して無益な事ではない。つまり、観測から岩盤の安定性を検討する必要があるが、現在その方法には、かなり困難な点がある。この点については、その構造力学的解析法が存在する。この方法は、主として、力の平衡関係に重きを置いて、つまり、解析法と平行して、外力による岩盤内の応力分布を知っておくことが必要である。この種の問題は、一般に解析的に解を得ない。ここに模型実験の必要性があり、柱本体の形状による応力分布の相違を調べるため、一連の模型実験を実施した。

2. 試験方法概要

模型は全て二次元模型(水平)であり、試験断面は鉛直方向の断面の進み具合との関係から前者の力とし、地盤面、地盤面を厚さ100mm $\leq$ $\leq$ 220mm $\leq$ $\leq$ 60mm の二断面を底面に対象とし、本体形状はSG-3-00, SG-3-85及びSZ-2-60の3種類である。模型材料は石膏及びセメントであり、現地岩盤で割られる変形試験、強度試験及び弾性波試験を考慮して岩盤を弾性係数で評価し、模型代り、模型は岩盤を一層の弾性係数で評価し、一層模型は岩盤、分離面の規模等も考慮して右方に岩盤部分を単純化して表現し、弱層入り模型の一種として行う。後者はEL280mmの2次元で行い、対象とし、本体形状はSG-3-00 SG-3-85の2種類である、荷重は板シミュレーションに測定は電気抵抗線歪計を用いて行う。

3. 結果及び考察

一層模型及び弱層入り模型の主要力図の一部をそれぞれ図22-24の通りであり、これを通して次のことが考察される。

(1) 一層模型で最大耐力は破損直前に生じた最大20%程度

で、7mmに引かれた場合、その方向は270°の方向に及びて変化する。

(2) 100mm SG-3-00と100mm SG-3-85の差は10%にあり SG-3-85、SZ-2-60

この方は明瞭ではない。これは本件形状からもうなつてくる。

3. 下流の沢にかけ入り、な力を生じ、一種のな力集中現象が認められるが、これは $SEI-3-00$ が最大である。このことから、この本件から伝達される $\gamma-4$ 推力が、左側に向くほど岩盤上のな力状態が良くなるということがわかる。

4. 弱形入り模型ではな力が下流側に流れる傾向が認められ、下流の沢での最大主応力値が、同一模型の値に比べてかなり大きくついていることが認められる。

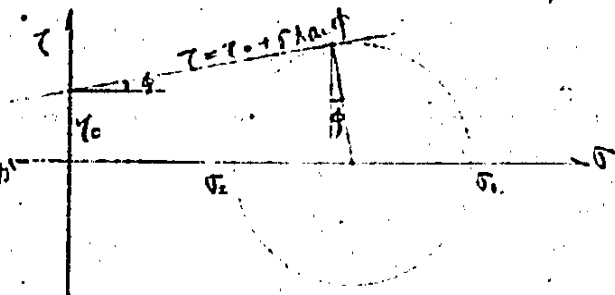
一方、こうして得られているな力分布図を用いて岩盤の安定性の検討を行っている。その概略を説明する。

1. 下り面の推定

α. 塑性理論に基づく下り面

岩盤のせん断地抗力が $\tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi$ なるクーロンの式 (τ_0 : 粘着性的せん断地抗力、 ϕ : 内部摩擦角) で表わされるとすると、主応力値 σ_1, σ_2 は、岩盤内の任意の点での図からわかる様に、最大主応力から $\pm(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2})$

だけ傾いた面で最も下り面が対称するといわれる。



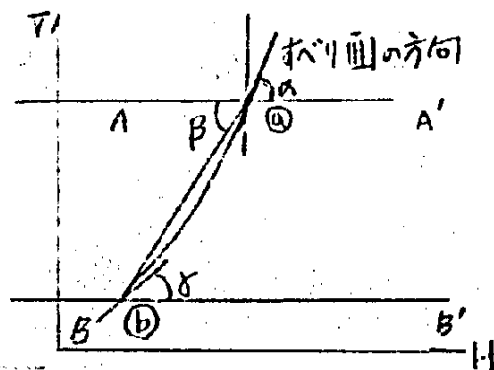
1. 破砕帯岩盤の主要な方向が垂直に下向きで破砕が進行するとすれば破砕は二つのすべり線の連続面に沿って生ずると考えらるる。これを二つの逐次破砕の現象は考えたい。

2. すべり面の逐次連鎖

任意なすべりの生ずる面はそれと隣接する面の応力状態に比例しすべり面を延長する間に生ずる円弧と仮定するとすべりすべり面は BB' 面上で次式を最大にする (a) 式

でありそのときの安全率は次式で

で表わされる。



$$SF = \frac{T_0 + T_{uv} \left[\frac{1}{2} (\sin \alpha + \sin \delta) + \frac{1}{2} (\sin \delta - \sin \alpha) \cos 2\theta - T_{uv} \sin 2\theta \right]}{\frac{1}{2} (\sin \delta - \sin \alpha) \sin 2\theta + T_{uv} \cos 2\theta}$$

$$\text{ここで } \delta = 2\beta - \alpha \text{ である}$$

つまり、すべり面が決定すればその面に沿う安全率が計算される。

3. すべり面の連鎖面にすべり移るの意味

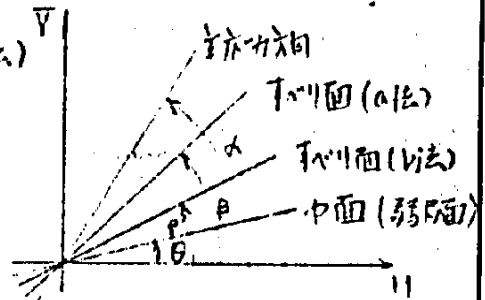
上述の(a), (b)のすべり面の決定法は、いずれも岩盤が一定の場合にのみ成り立つ考えである。しかし一般に岩盤には分離面が有り、その面での T_{op} , C_p は周辺の T_0 中よりも小さい。したがって分離面を考えるとこの面はすべり面がすべり移るべきがあり得、検討を

必要とする。すべり面 (a法またはb法)

での安全率は

$$S.F. = \frac{\tau_0 + f \sigma_p}{\tau_p}$$

$$= \frac{\tau_0 + \tan \phi \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_T + \sigma_H) + \frac{1}{2}(\sigma_T - \sigma_H)(\cos 2\beta - \tan \phi \sin 2\beta) \right\}}{\frac{1}{2}(\sigma_T - \sigma_H) \sin 2\beta + \tau_{HV} \cos 2\beta}$$



→ p面での安全率は

$$S.F.p = \frac{\tau_{0p} + \tan \phi_p \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_T + \sigma_H) + \frac{1}{2}(\sigma_T - \sigma_H)(\cos 2\theta - \tan \phi \sin 2\theta) \right\}}{\frac{1}{2}(\sigma_T - \sigma_H) \sin 2\theta + \tau_{HV} \cos 2\theta}$$

で与えられる。S.F.とS.F.pの大小関係はp面にすべりが生じ得るかどうか
判定される。果ては計算例(試算例)の結果によると計算
では(a)、(b)法によるすべり面の差は少なく、すべり面に沿う平均
安全率は $\tau_0 = 50 \text{ kg/cm}^2$ 、 $f = 1.2$ 程度にとり、2~3程度(標高が
下るほどS.F.は小さくなる傾向がある。)であり、断り面が大規模
な断面面へのすべり移りは生じることが認められる。

しかしこの計算では三次元の応力とが、浸透水に対する考慮
が全く払われておらず、現在と水と考慮すべき検討は、ある
程度検討法により、1次元の形状が岩盤の安定性に与える
影響を検討して行きたいと考えている。

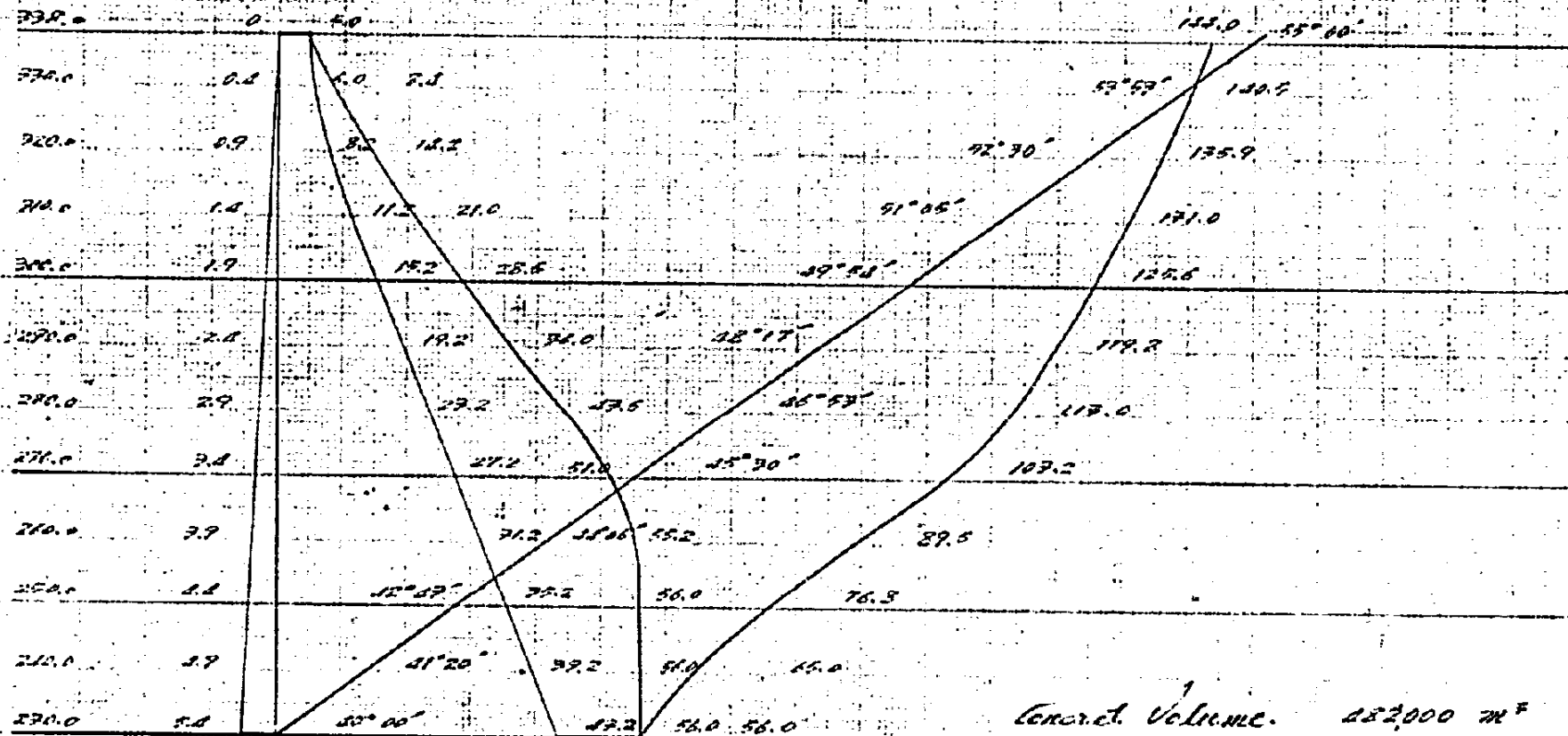
DCM TYPE

S-11-9-1

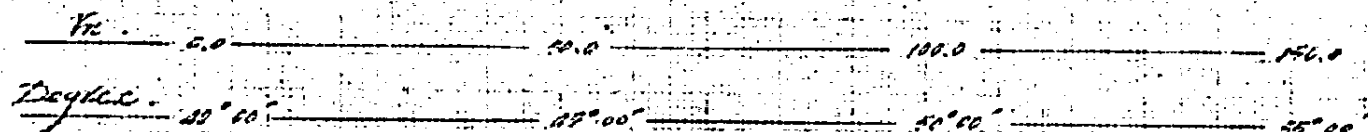
FIG - 1

(EL')

LAKE TAIL, TAIL



General Volume. 22,200 M³



Draw Type
S-11-9-1

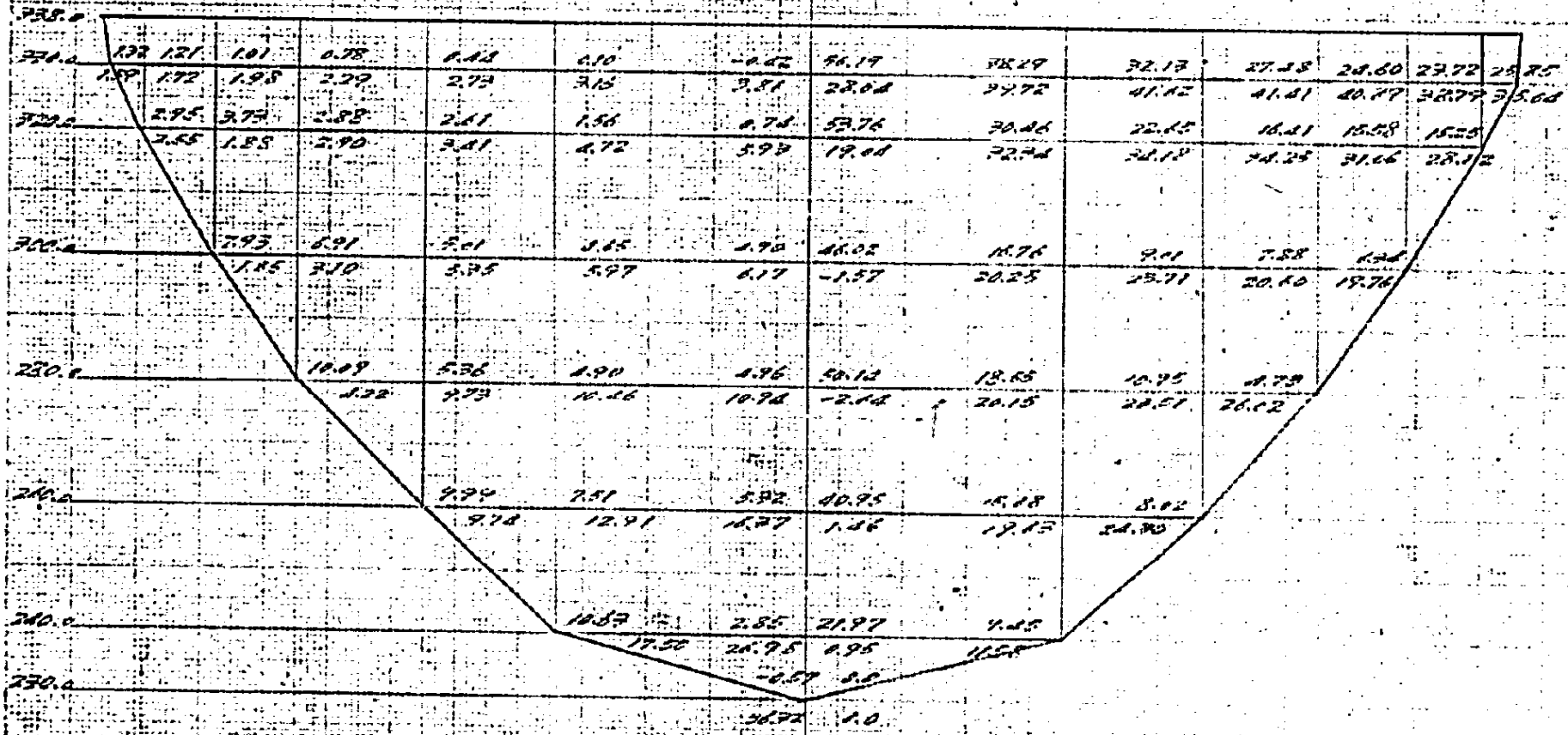
Fig. - 3

上流
下流

Conti' Stress.

Conti' Stress.

(SL)

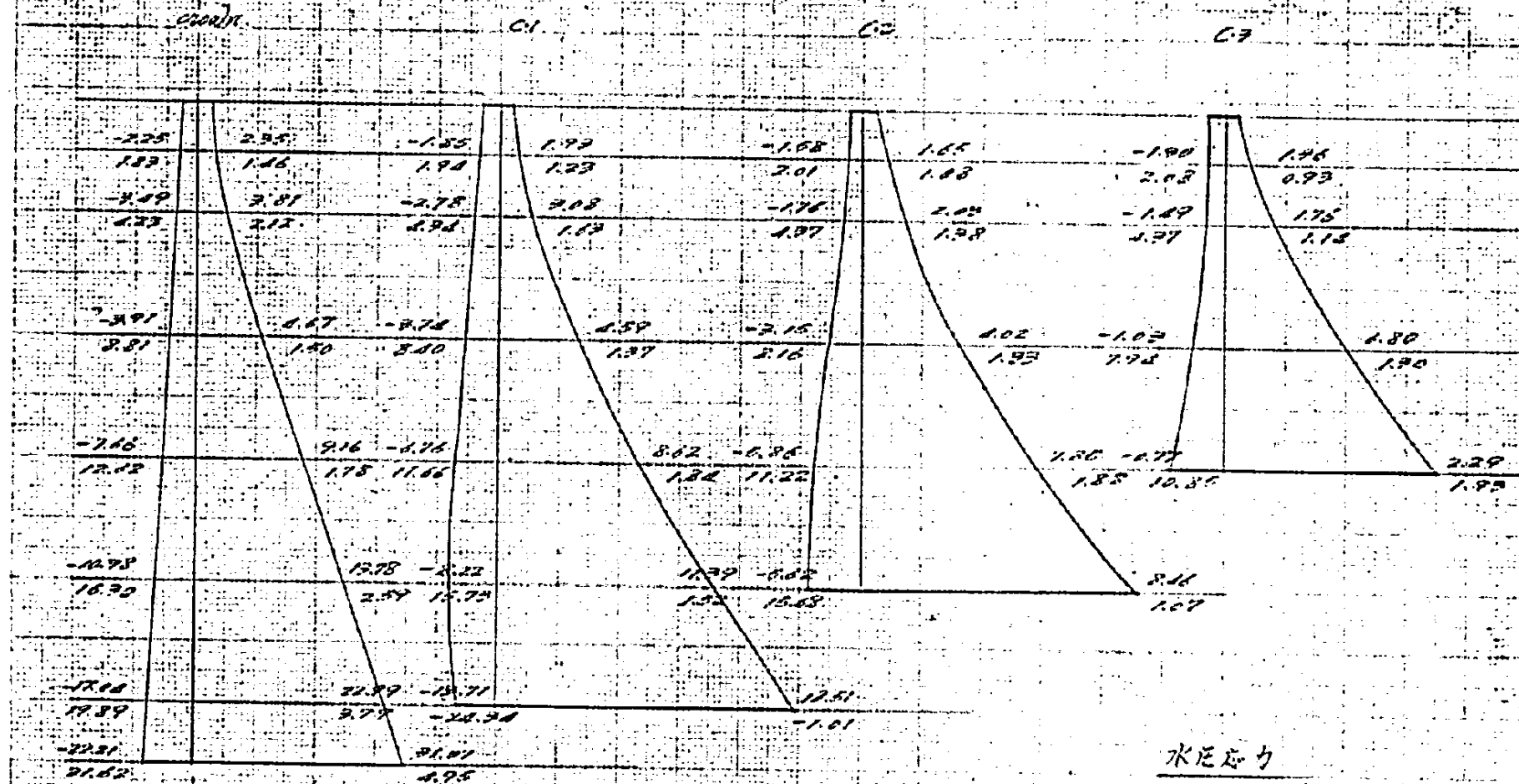


Unit: kg / cm^2

Conti' Stress = 水压应力 + 自重应力

25M Type
S-11-9-1

Fig. 5



DOWN TYPE

5-11-7-1

Fig - 4.

C-3

C-5

C-6

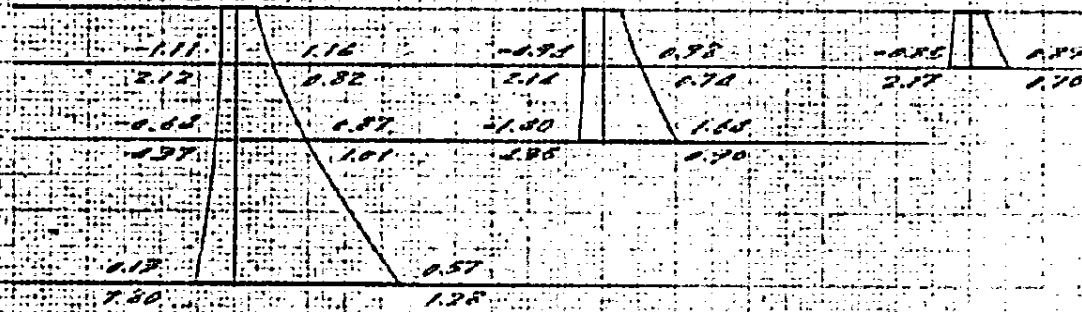
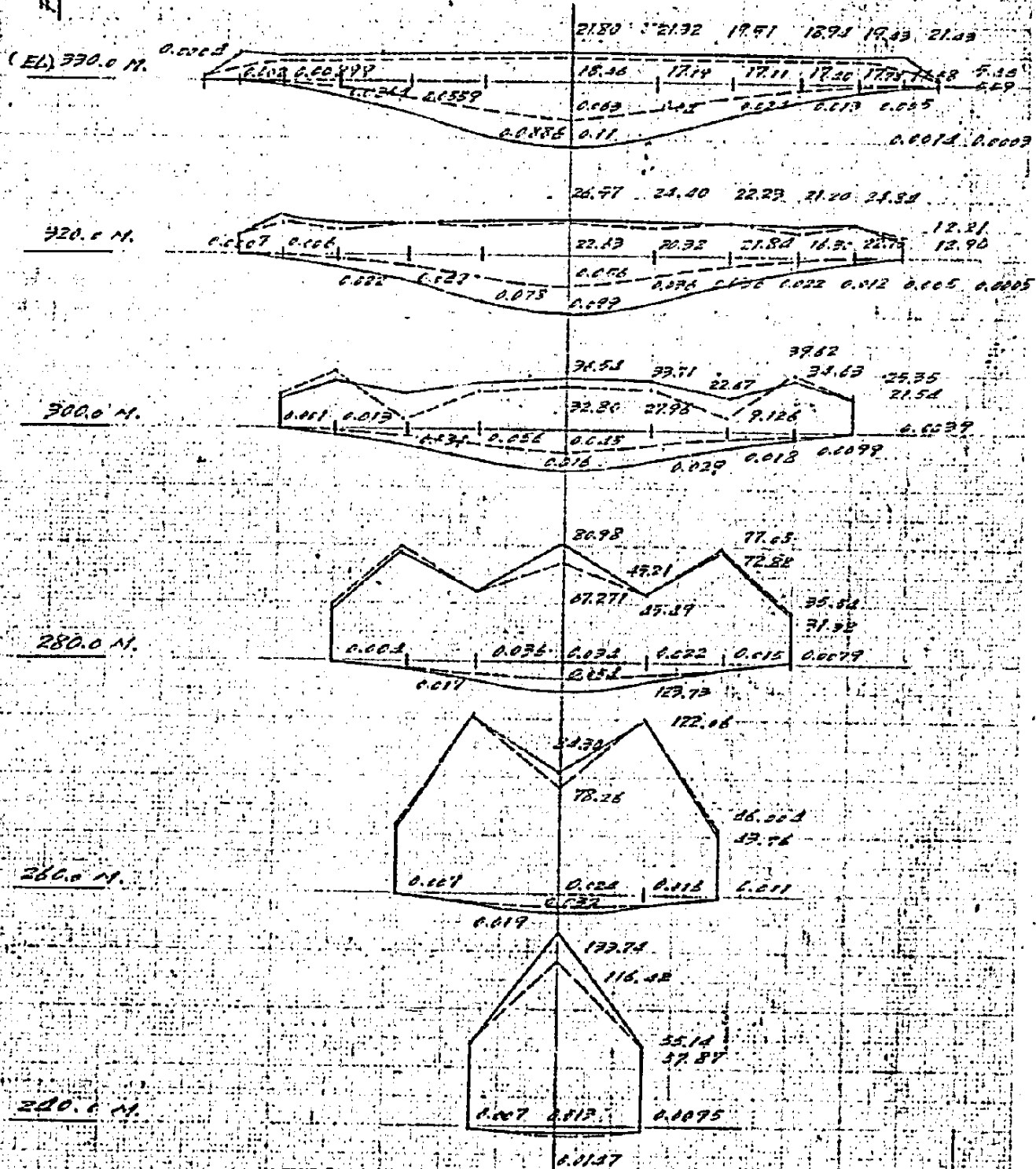


Fig. 5.

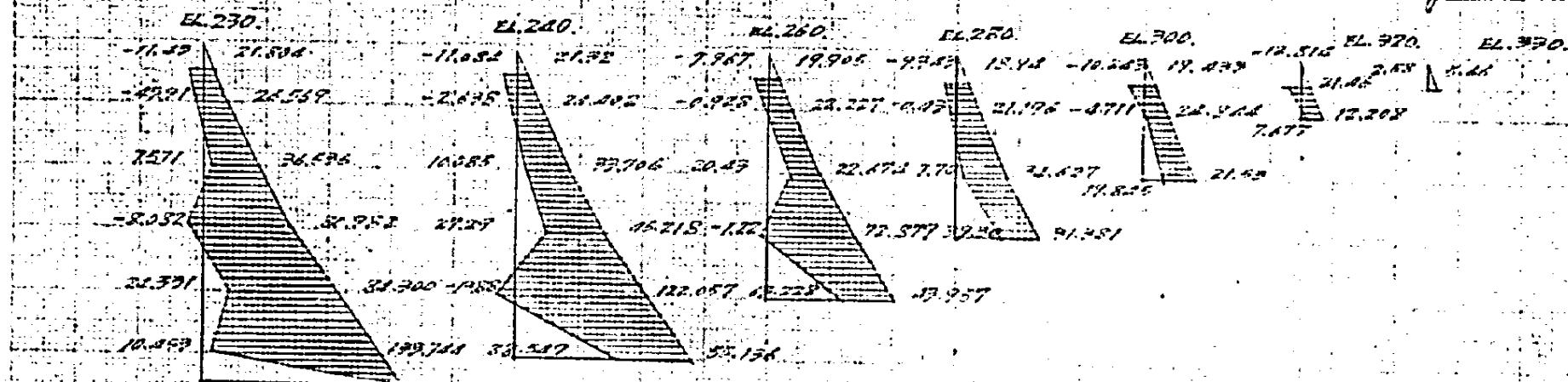
Arch の分組荷重とたて図



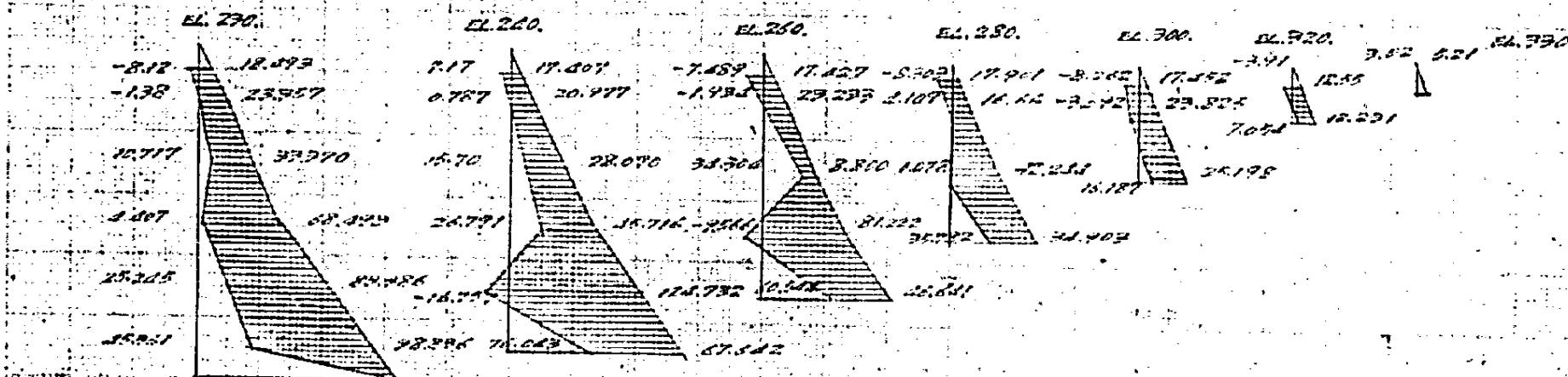
SG-3-00

荷重配分圖

Fig. 5



S-11-9-1



Conti. 分担荷重



Conti. 分担荷重

569-00

基礎英語(一)作同力練習表

50-73

EL.	M	V	$\int HIZ$	R	$\int RIZ$	R'	$\int R'IZ$	ϕ_{AM}	θ_n	$\phi_{m-\theta_n}$	U.P.S. $\theta_{m-\theta_n}$
330.0	3132.915	38.737	12531.656	1983.671	1973.760	2325.181	12125.905	59° 54'	-0° 49'	49° 05'	117.7
320.0	3042.155	81.350	44406.976	2126.752	28536.973	2657.893	77516.280	59° 39'	-1° 22'	48° 17'	111.1
300.0	3019.637	-146.579	120024.426	2536.201	37513.205	2935.725	79432.500	09° 02'	2° 04'	51° 07'	98.5
280.0	6215.475	-1025.626	222975.976	3907.348	159996.255	7955.333	162373.110	05° 16'	9° 32'	57° 38'	52.1
260.0	7129.905	-2505.385	355879.806	6666.476	269656.975	7257.773	23750.270	37° 27'	19° 22'	68° 49'	63.7
240.0	5521.716	-2876.292	472346.016	5497.167	383331.245	1702.529	236110.790	26° 32'	32° 27'	78° 59'	49.7
220.0	0.0	-2871.637	493962.59	2871.637	428678.725	0.0	292620.575	—	—	—	50.6

5-11-9-1

HL	H	V	$\int H dZ$	R	$\int R dZ$	R'	$\int R' dZ$	ϕ_{HL}	ϕ_{HL}	$\phi_{HL} + \phi_{HL}$	W.P.S. Span
330.0	2557.867	68.235	10191.260	1262.740	7313.700	2026.602	16233.010	53° 53'	-1° 05'	52° 48'	116.9
320.0	3251.363	28.635	38187.418	1876.828	24017.520	2805.711	32896.578	52 30	-0 27	51 03	113.6
300.0	3632.178	-215.254	105927.620	2150.968	59259.590	2503.490	81756.585	49 66	6 33	56 00	107.0
280.0	1426.466	-2026.160	205418.610	4869.456	154893.75	3307.202	131093.500	46 54	7 30	54 24	98.4
260.0	5326.716	-2716.779	355050.870	9267.001	345278.31	2418.460	197349.829	44 06	31 30	52 36	81.4
240.0	5847.879	-3207.909	486896.900	1645.158	465217.80	178.521	123235.70	41 20	39 06	50 26	61.4
270.0	0.0	-3079.675	612135.716	5073.670	5123219.75	0.0	12.119.34				53.9

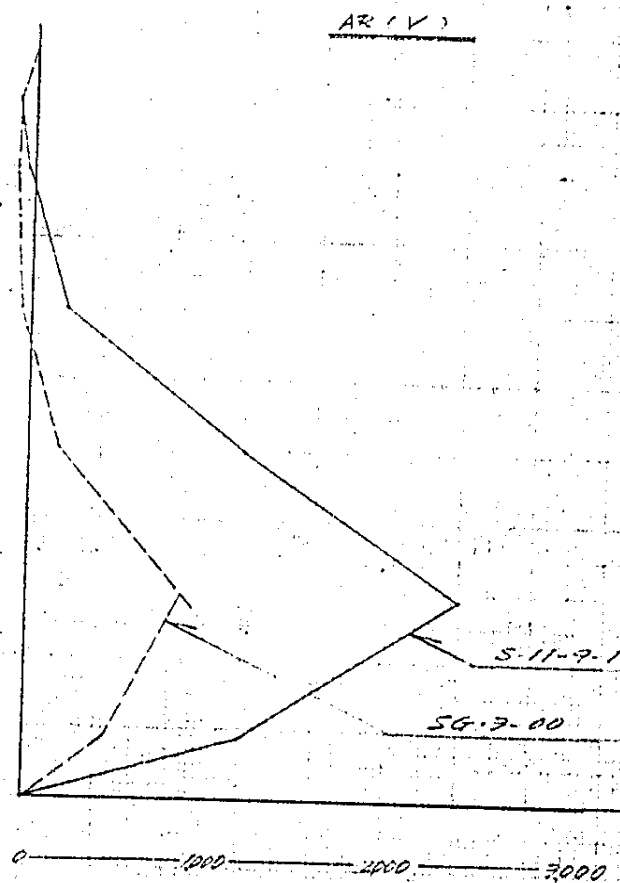
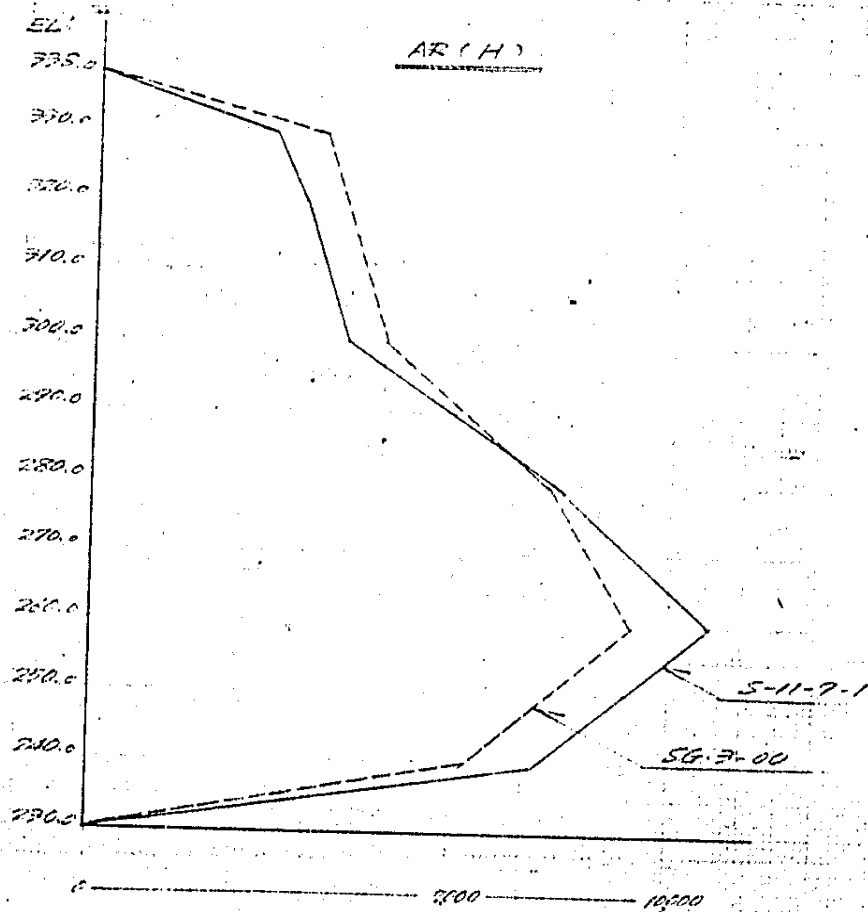
H. Thrust (A), V. Shear (A), R. Thrust Shear 合成力 $\vec{R}$ の中、 $\vec{A}$ 成分、平行成分力、 $\vec{R}$ 、 $\vec{R}$ 成分に垂直成分力
On Thrust or Shear に与る作用力の变化関係 L - Span Length of Up Stream Surface

431C

4. Dec 201 44-331

基礎岩盤への作用力 (bed thrust & shear)

Fig-8



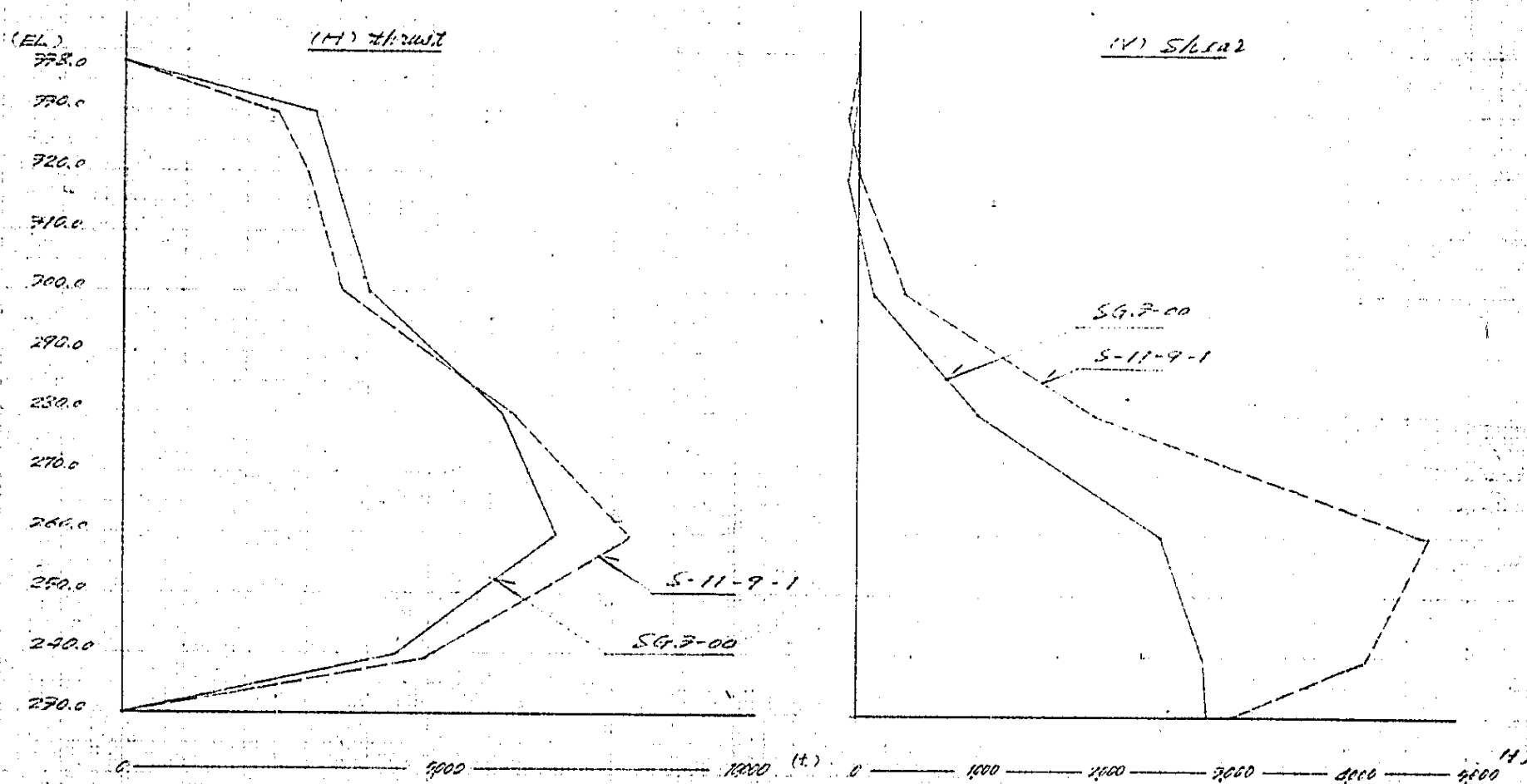
H: bed thrust

V: bed shear

unit: (ton)

Fig. 7

基礎岩盤の作用力 (Thrust, Shear)



$$H = ARH + K_{mCRH} \cdot (\text{Arch. thrust} + \text{Conti. thrust}) \quad , \quad V = ARV + K_{mCRV} \cdot (\text{Arch. Shear} + \text{Conti. shear})$$

Fig. 10.

SG-5-00, 5-11-9-00, R'(97) 比較図

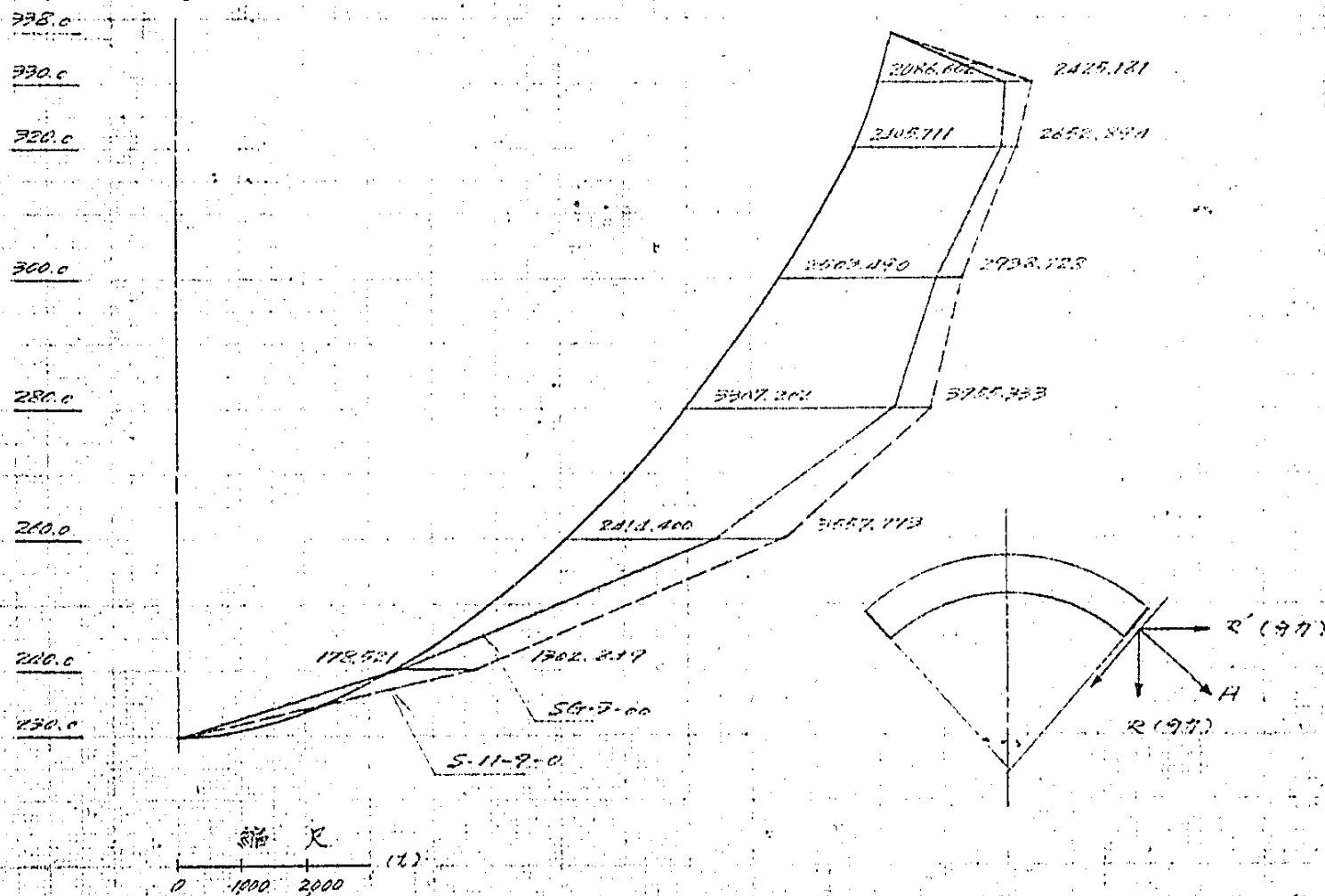
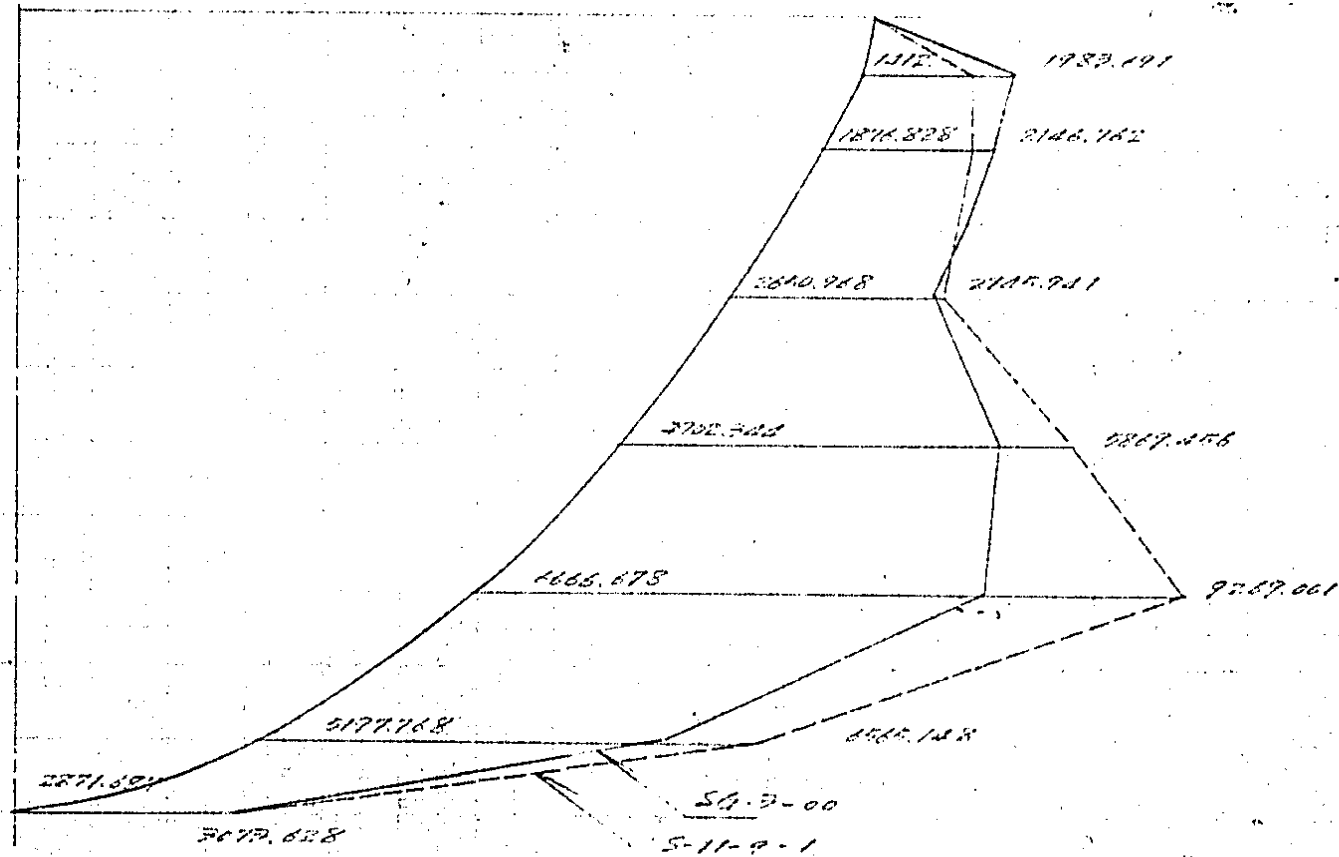


Fig - 11

SQ-3-00, S-11-9-1 2 (91) 比 尺 圖

(EL)
 775.0
 770.0
 720.0
 700.0
 280.0
 260.0
 240.0
 230.0



縮尺
 0 1000 2000 (1)

SN-2-01 - 補元圖 -

Fig. 12

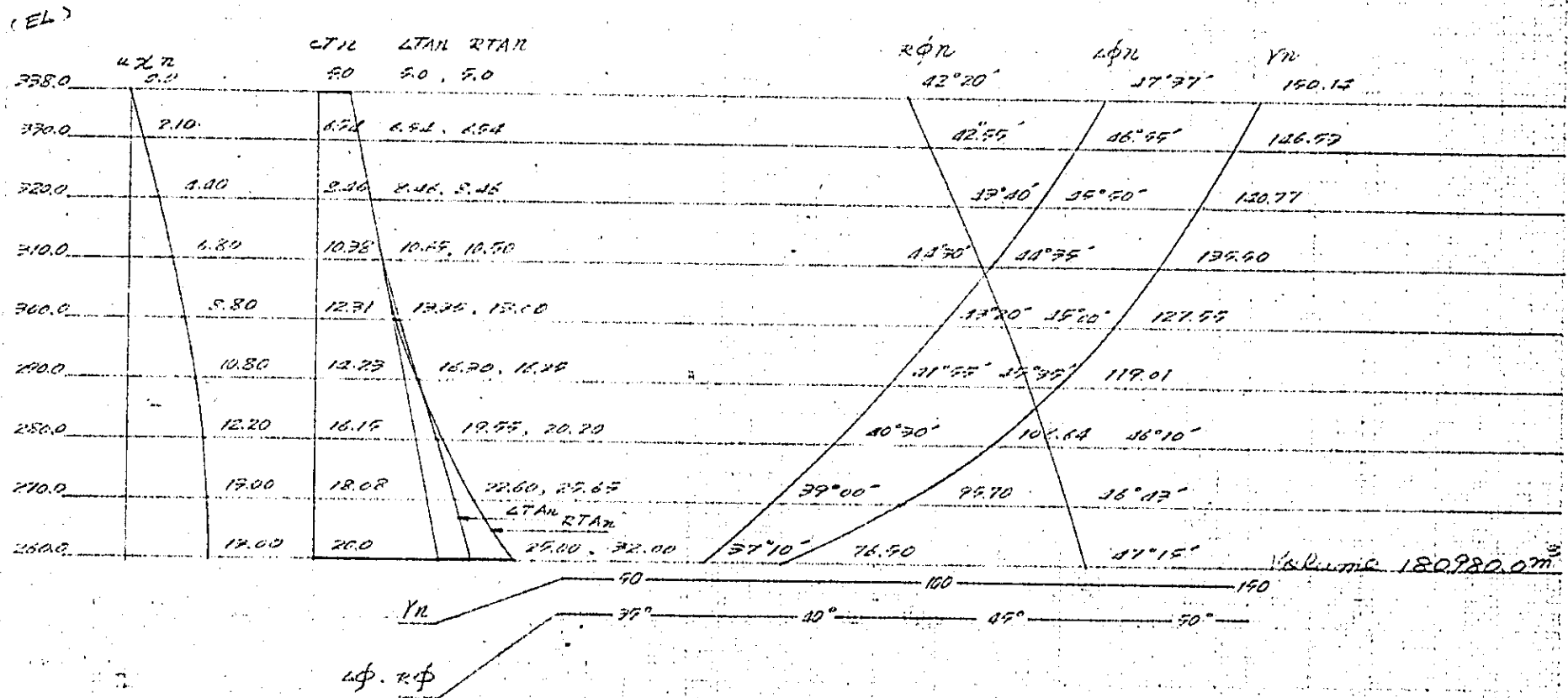
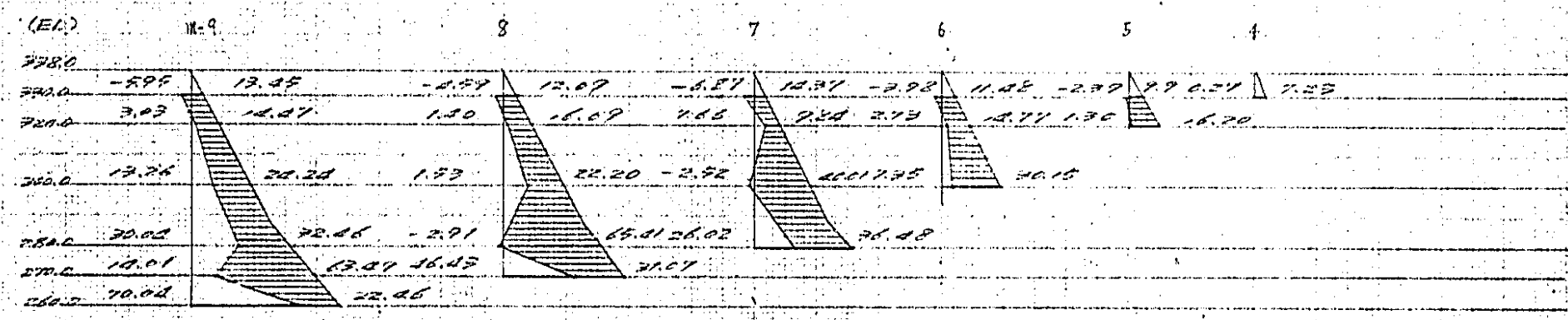
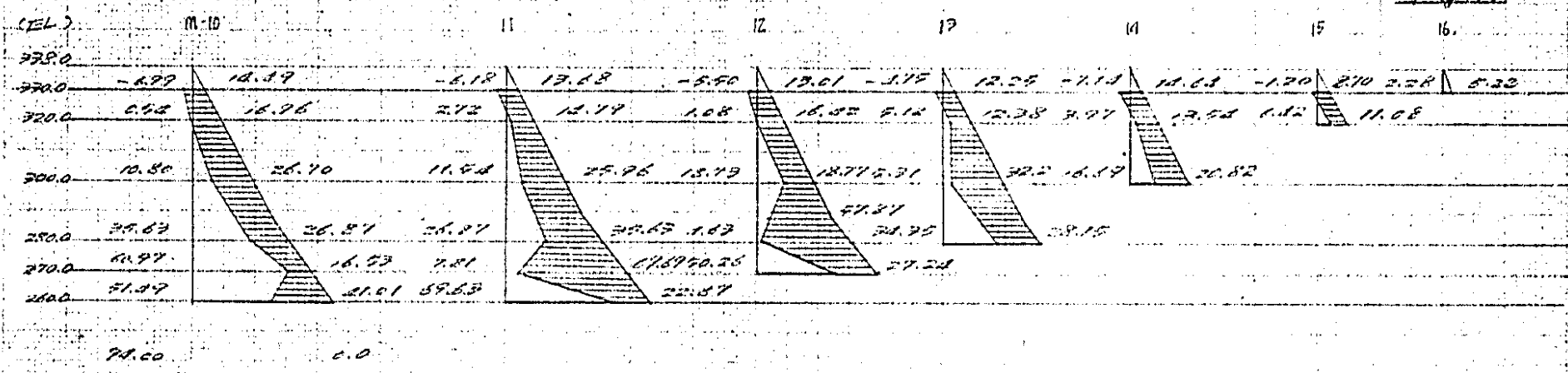


Fig. 13



load $\sqrt{3} \sigma + \sqrt{3} \sigma_{\text{cr}}$

☐ Cont. ☒ Arch.

Type SN-Z-OK P-4 底力(2)

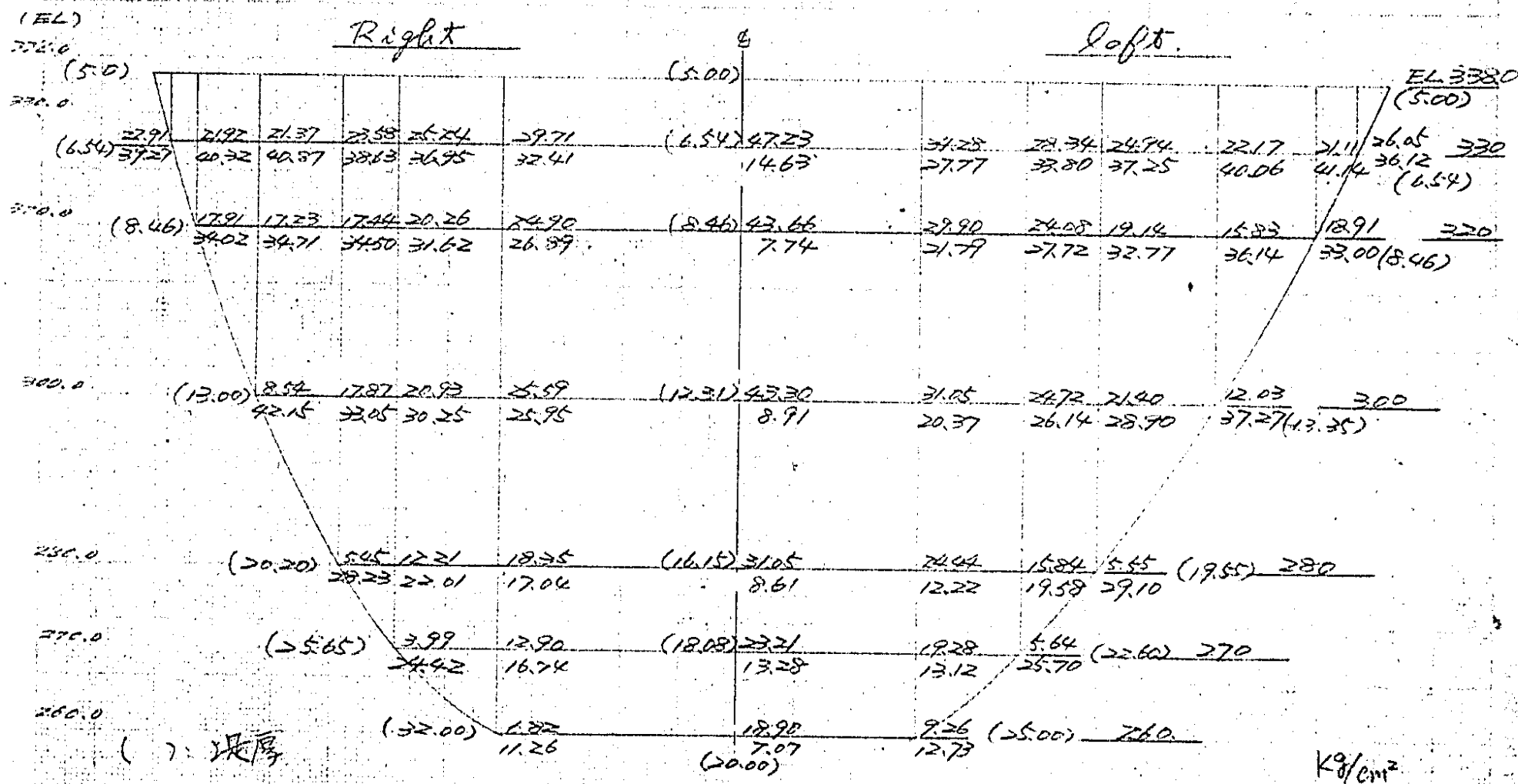
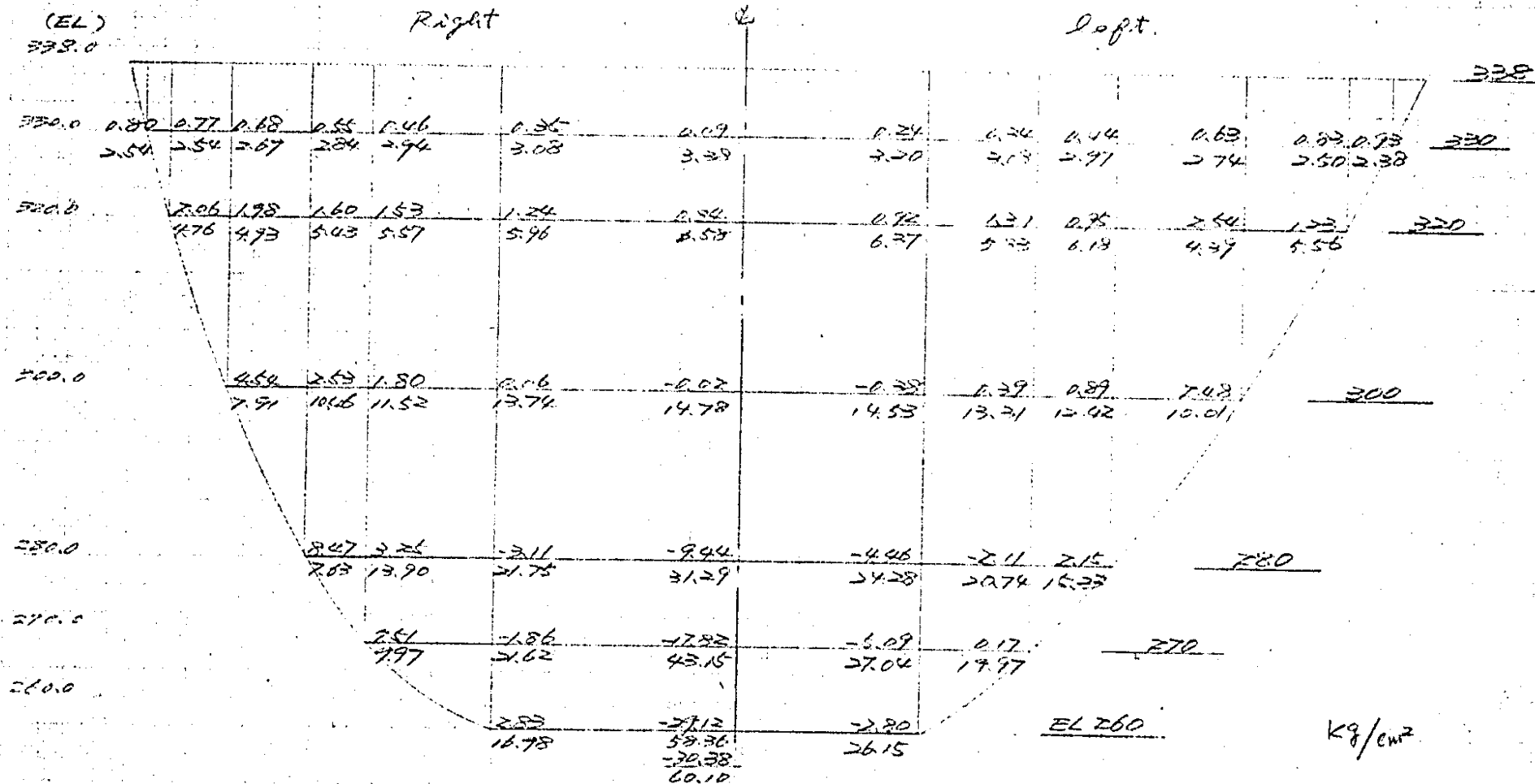


Fig 15

Type SN-2-01 $\pi=4\text{V}$ - 72 4 (X)



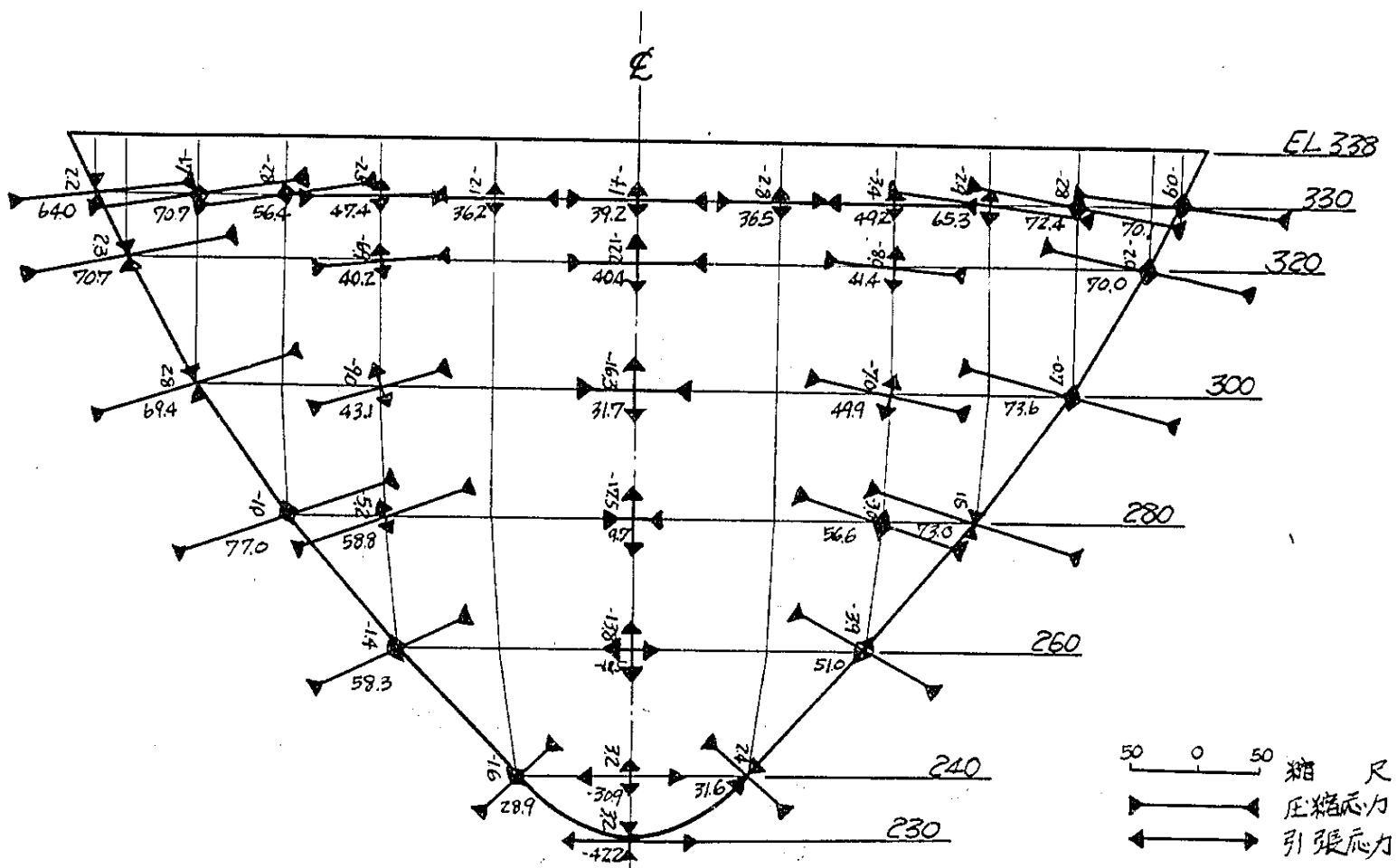
No.



建設省土木研究所

fig 17

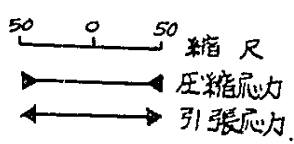
图名	主应力图(自重加算せり下流面)	縮尺	單位	圖番	原圖	TYPE Sg-3-84	担当
研究名	下築ダム構造模型実験	ダム構造	研究室	写真			



建設省土木研究所

No.

No.

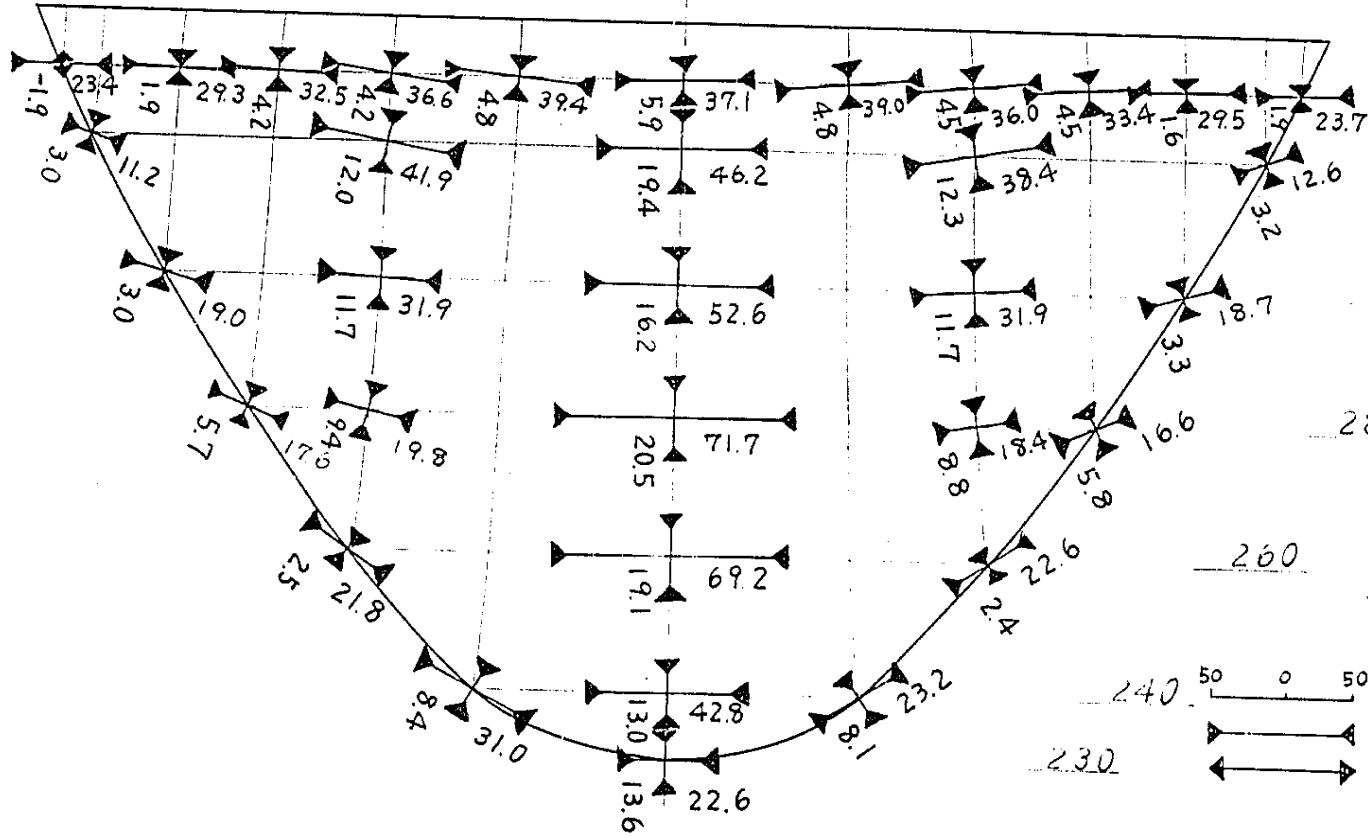


建設省土木研究所

TYPE SZ2-60

Fig. 20

图名	主应力图(自重加岸上)上流面	比例尺	单位	图章	原图	写时	日期
研究名	千岁川公模造模型実験	1/1000	cm				



EL 338

330

320

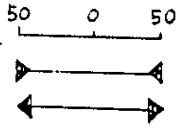
300

280

260

240

230

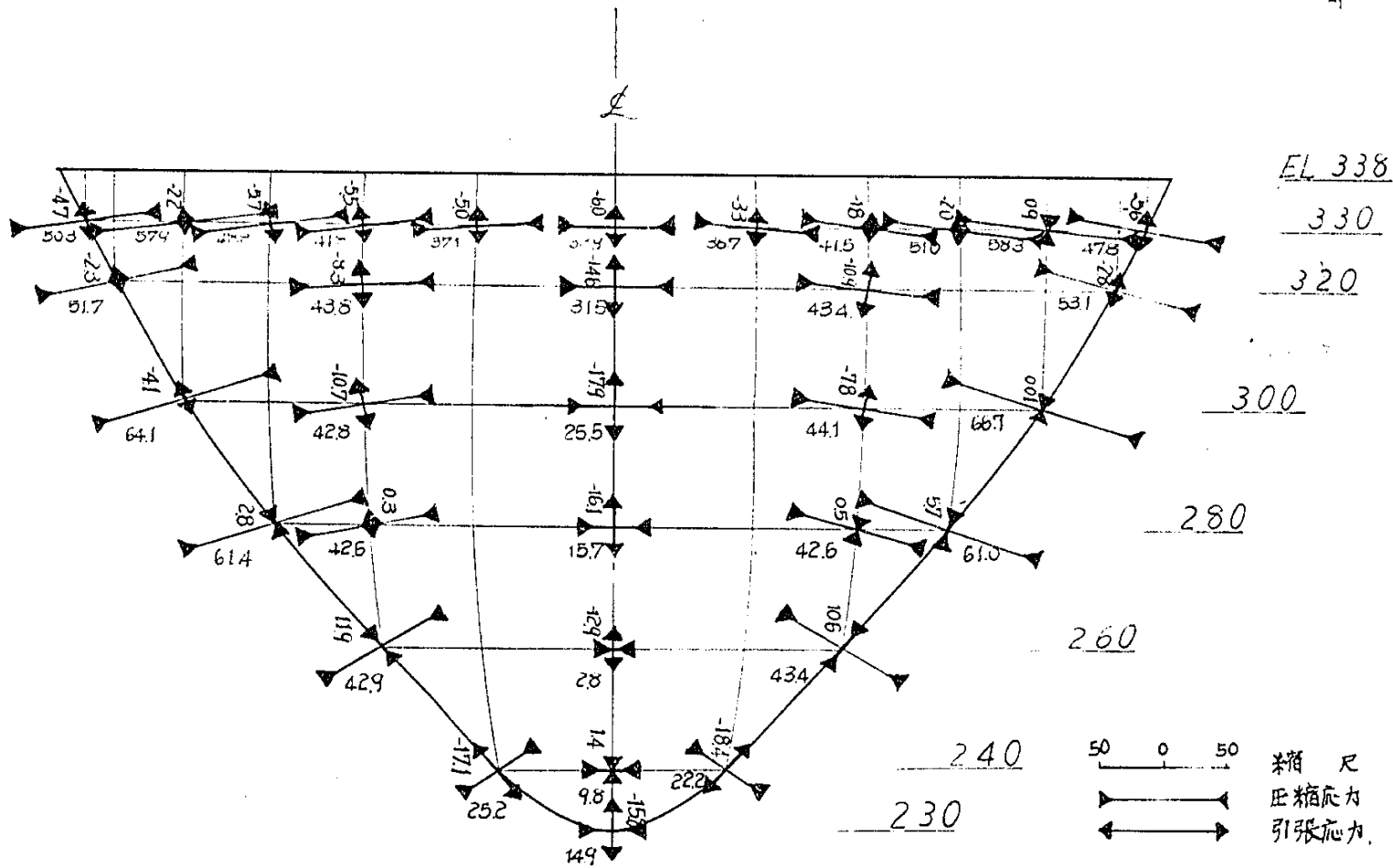


No.

TYPE S2-2-60

8-22

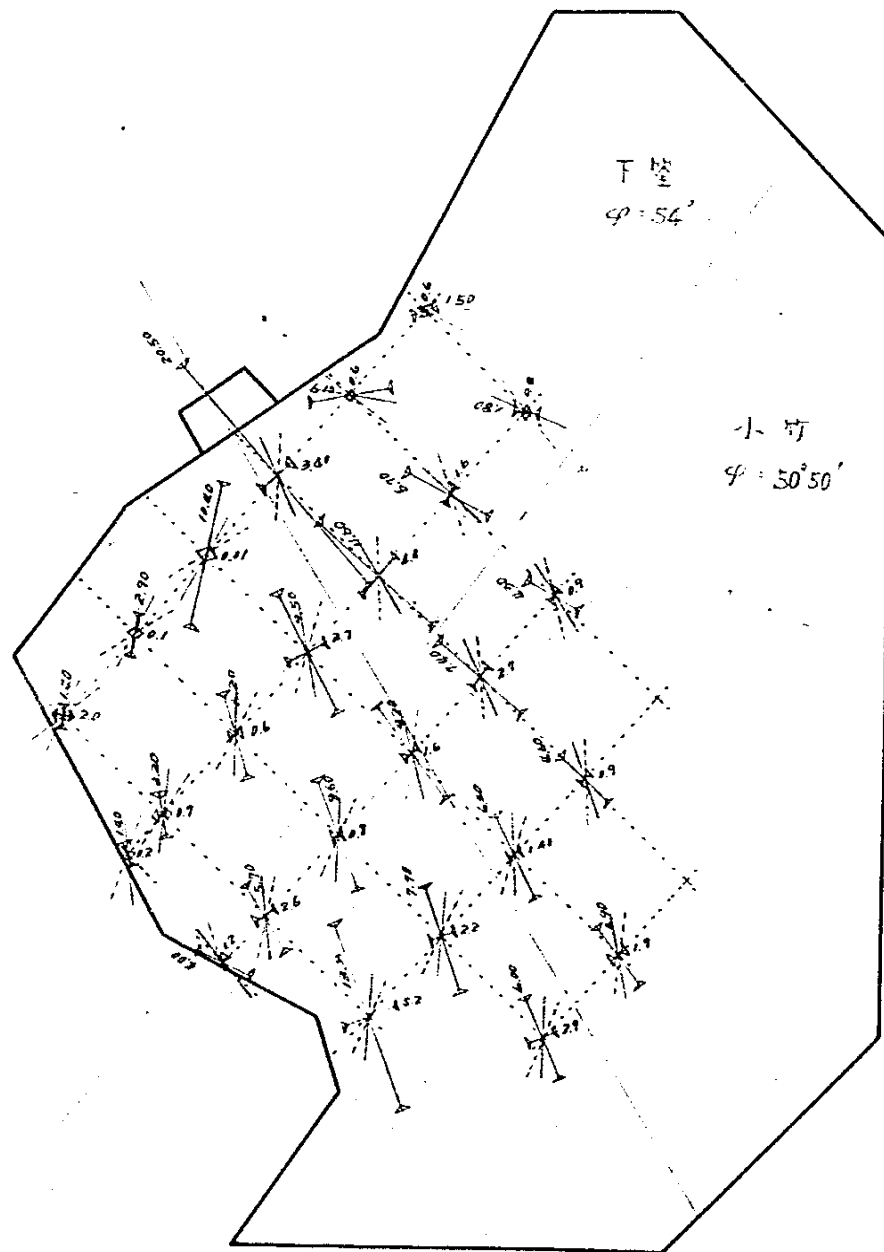
图名	主应力图(自重加算上)下流面	縮	尺	単位	図説	原図	担当
研究名	下室9公構造模型実験	公構造研究室	写真				



— 45° $\frac{\varphi}{2}$

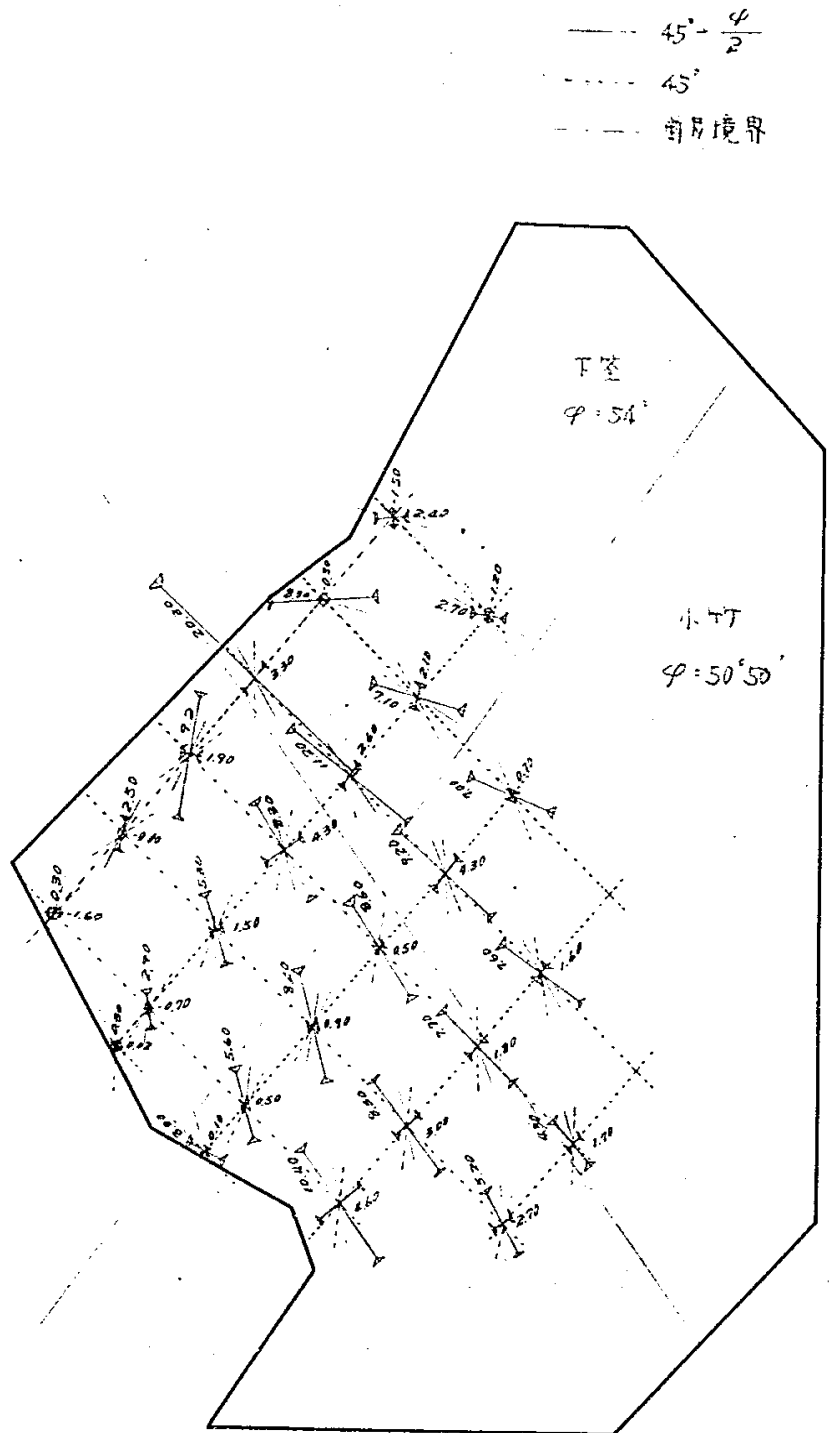
- - - 45°

跡及境界



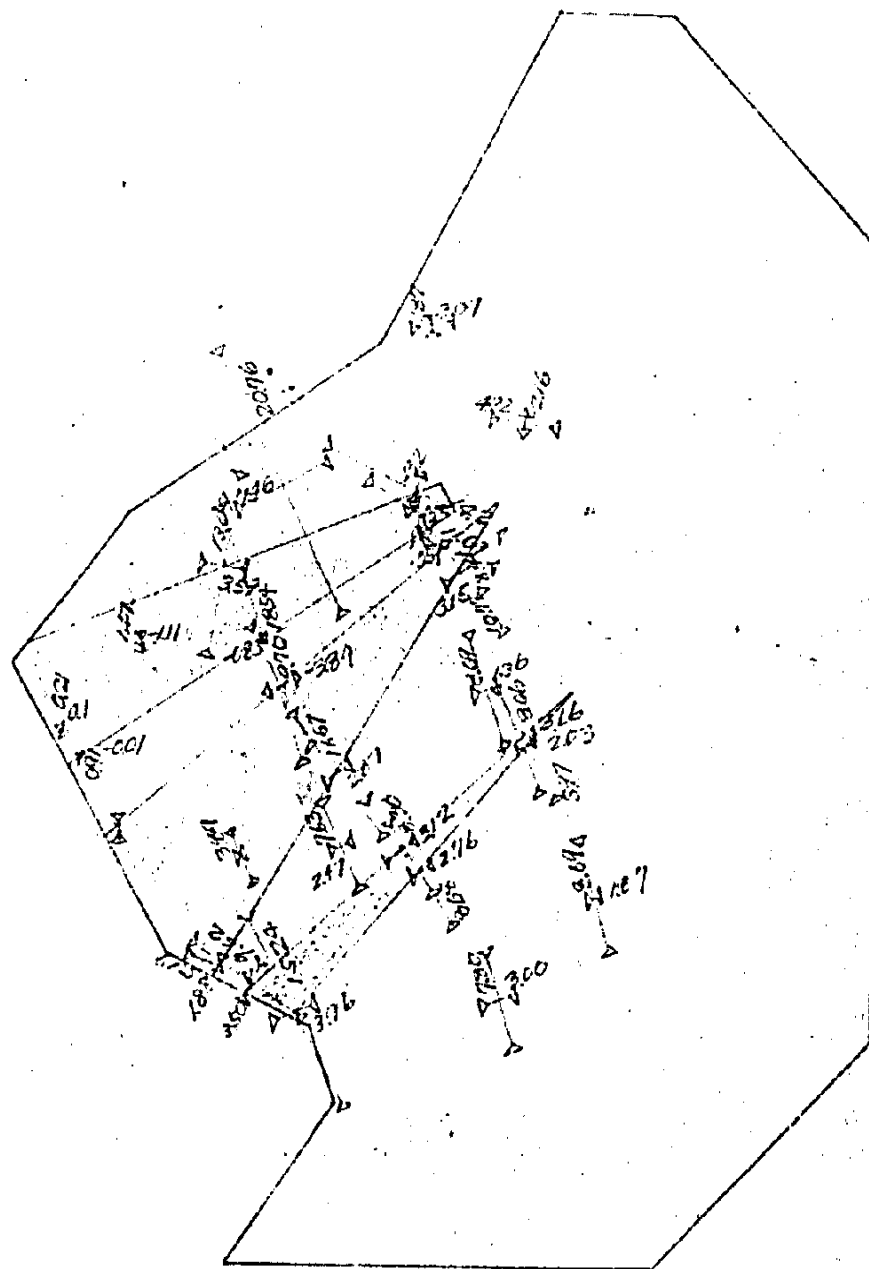
図名	G-3 EL 280	縮尺	単位	図番		/	担当
研究名		/		原図			
			研究室	写図			

No. 28



图名	G-3-85 EL 280	缩	尺	单位	图番		/	担当
研究室		/			原图			
				研究室	写图			

建設省土木研究所



図名	77-6-335(弱部部入) FL280	縮尺	単位	図番			/	担当
研究名				原図				
		研究室	写図					

建設省土木研究所