



土木研究所資料

第 820 号

川 治 ア ー チ ダ ム の 構 造 設 計

昭 和 48 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

川治アーチダムの構造設計

建設省土木研究所 柴 田 功
原 田 譲 二
関東地方建設局 竹 村 公太郎

目 次

第1章 ダムの概要	4
第2章 地形, 地質	6
2-1 ダムサイトの地形	6
2-2 ダムサイトの地質	6
第3章 地質調査試験	11
3-1 ジャッキ試験	11
3-2 ブロックシャー試験	14
第4章 予備設計	19
4-1 予備設計の経過	19
4-2 アーチスラストの支持	19
4-3 AB案におけるAB-4, AB-5, AB-6案の比較	27
第5章 本体構造設計	36
5-1 ダム設計の基本事項	36
5-1-1 設計条件	36
5-1-2 ダムアバットメントの根入れ深さ	38
5-1-3 放物線アーチの採用	40
5-2 ダム形状の決定	41
5-2-1 概 説	41
5-2-2 アーチ中心角	42
5-2-3 クラウンキャンティレバーの形状	44
5-2-4 アーチの厚さ	47
5-3 本体構造設計時における検討事項	91
5-3-1 概略コンクリート配合設計	91
5-3-2 計算過程における実験値の推定	92
5-3-3 地震に対する考察	93
5-3-4 堤頂非越流部片持梁の応力計算	95

第6章 プラグ設計	101
6-1 プラグ採用までの過程	101
6-2 プラグ形式の利点、欠点	103
6-3 プラグ設計の基本方針	105
6-4 プラグの設計計算	108
6-4-1 プラグの安定計算	108
6-4-2 所要堅岩等高線による基礎岩盤の安定計算	113

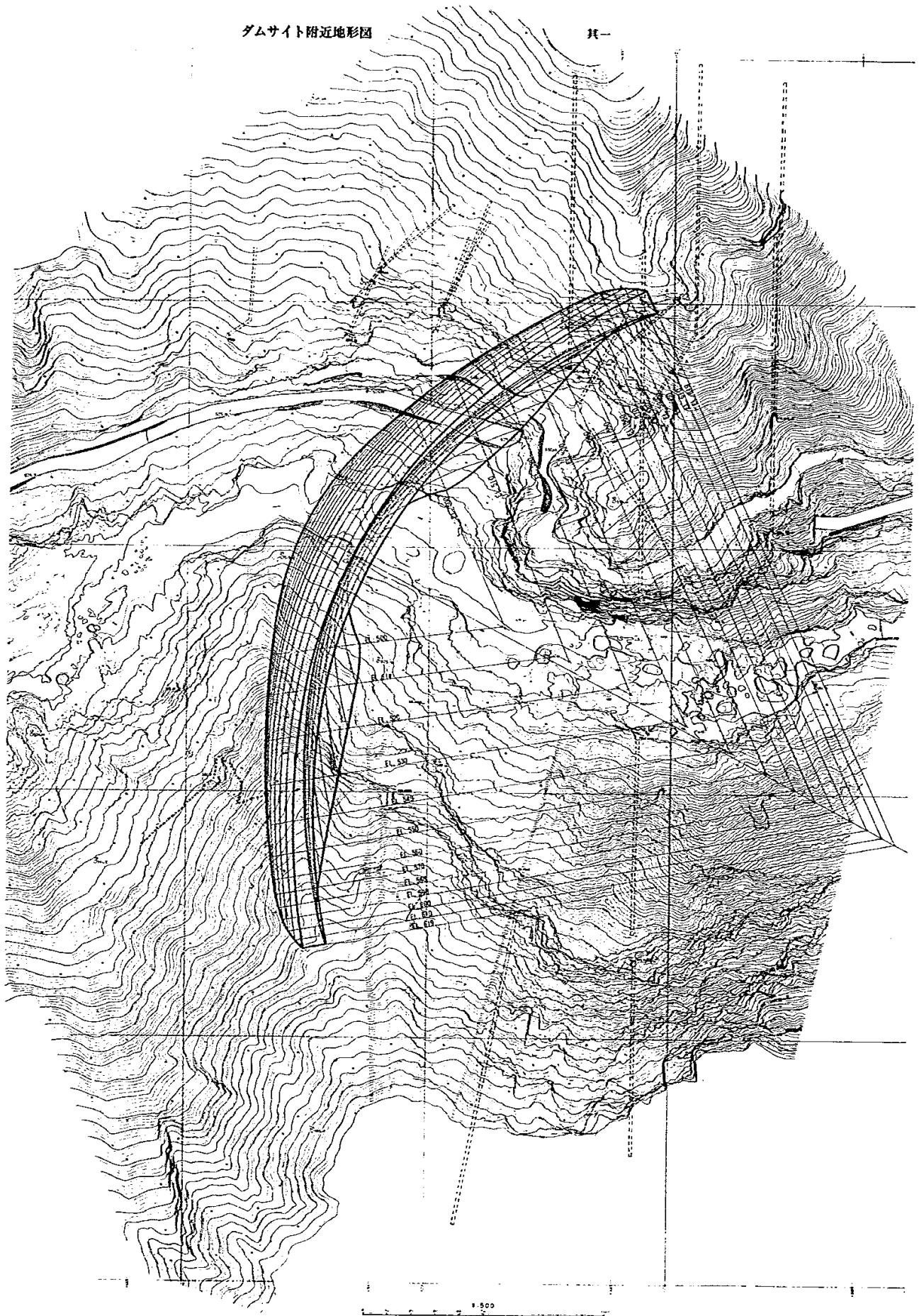


図-1 川治ダムサイト平面図

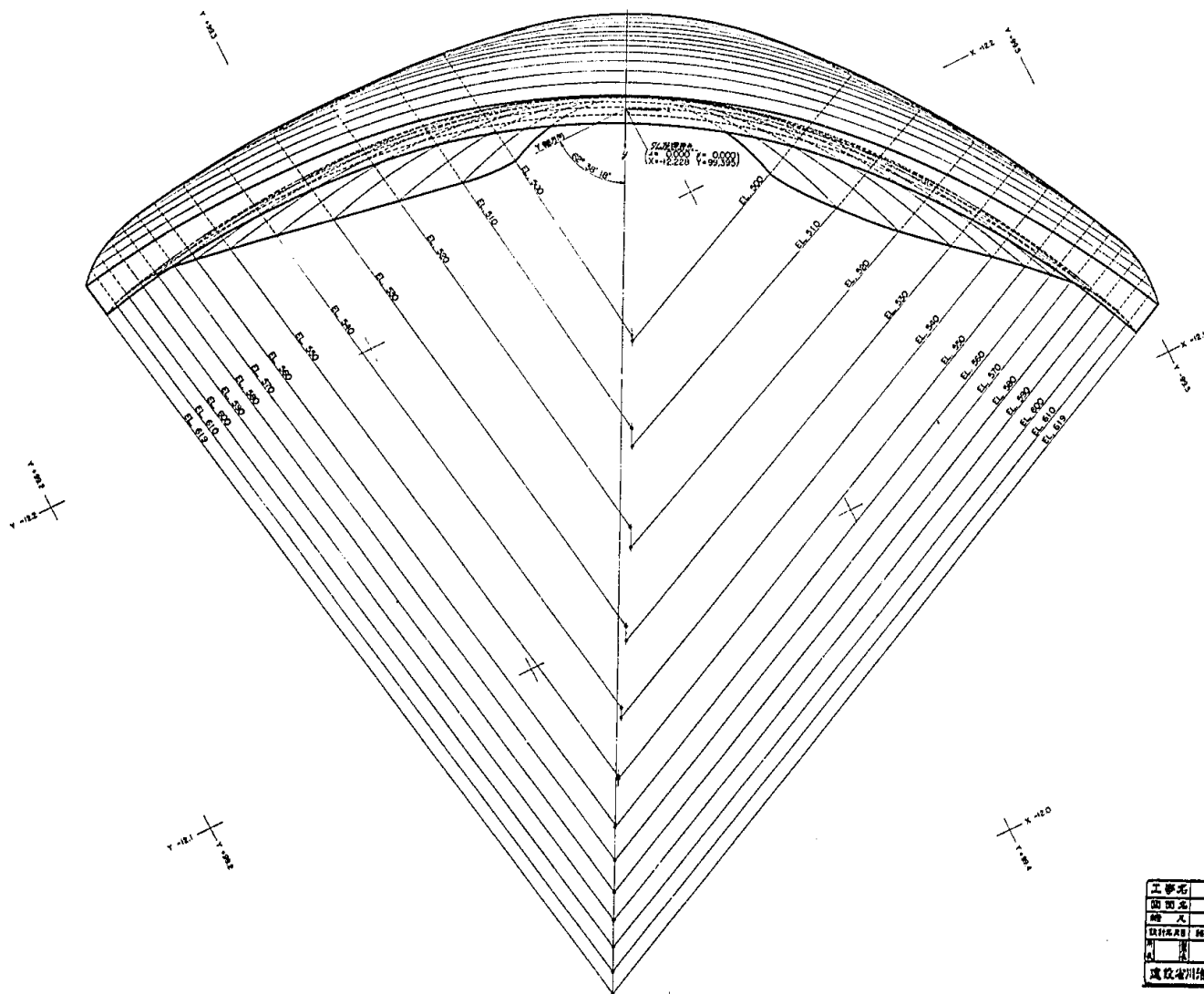
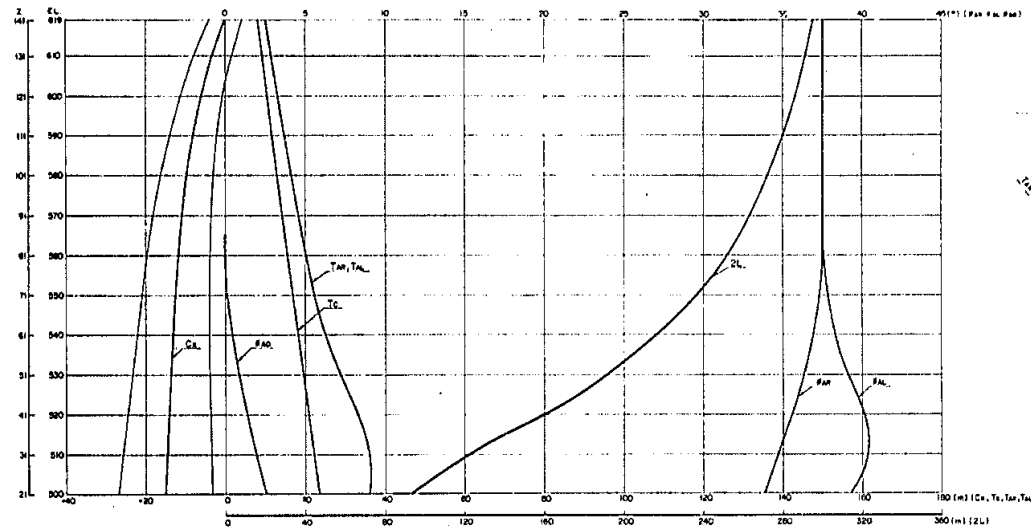


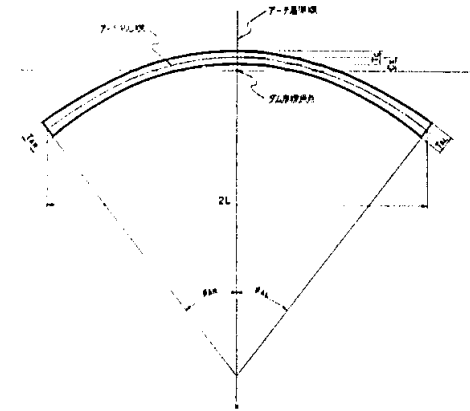
図-2 ダム本体平面図

規 定 入 夕

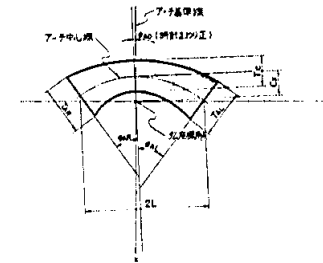


水平ア一定規

EL. 619 ~ EL. 565



EL. 565 ~ EL. 500



9. 基本寸法

爐 號	Ce	Y ₀	Y ₁		Z ₁	Z ₂		O
			R	L		R	L	
690000	0.000	8.000	10.000	10.000	294.996	37°35'07"	37°35'07"	0
600000	= 2.871	9.157	11.479	11.479	291.431	37°35'00"	37°35'00"	
600000	= 5.917	10.443	13.109	13.109	286.247	37°35'03"	37°35'03"	
300000	= 7.914	11.729	14.764	14.764	279.780	37°35'03"	37°35'03"	
300000	= 9.944	13.014	16.407	16.407	272.030	37°35'07"	37°35'07"	
500 000	= 10.083	14.300	18.050	18.050	262.907	37°35'07"	37°35'00"	
500 000	= 11.629	15.586	19.778	19.778	252.217	37°28'32"	37°31'56"	+0°0'10"
500 000	= 12.229	16.871	22.084	22.084	238.908	37°16'49"	37°47'25"	+0°04'58"
500 000	= 12.832	18.157	25.009	25.056	216.039	36°58'16"	38°18'17"	+0°20'41"
300 000	= 13.526	19.443	26.698	28.698	191.297	36°18'15"	38°04'36"	+0°48'33"
300 000	= 14.098	20.729	33.000	33.000	161.000	35°31'24"	38°06'27"	+1°20'47"
510 000	= 14.461	22.014	36.068	36.068	121.697	34°26'16"	40°28'17"	+1°55'04"
500 000	= 15.098	23.300	36.000	36.000	93.731	33°18'45"	41°58'15"	+2°26'00"

式 本 基 ム 夕

Σ	EL 619 ~ 565	$2L = -0.6154 \times 10^{12} \pm 2.1595 \times 10^{12}$	1.1833×10^{13}
	565 ~ 520	$2L = -2.4976 \times 10^{12} \pm 3.3757 \times 10^{12}$	1.54449×10^{13}
	520 ~ 500	$2L = -5.08067 \times 10^{12} \pm 3.69811 \times 10^{12}$	1.40000×10^{13}
T_0	EL 619 ~ 565	$T_0 = -1.28571 \times 10^{12} \pm 2.80000 \times 10^{12}$	
	565 ~ 500	$C_0 = 2.95979 \times 10^{12} \pm 3.69623 \times 10^{12}$	1.57539
		$C_0 = 8.18450 \times 10^{12} \pm 3.91070 \times 10^{12}$	1.60000×10^{13}
Σ	EL 619 ~ 565	$1_{\text{SR}} L_{\text{SR}} = -1.64786 \times 10^{12} \pm 2.33000 \times 10^{12}$	
	565 ~ 520	$1_{\text{SR}} L_{\text{SR}} = 3.32628 \times 10^{12} \pm 7.36406 \times 10^{12}$	5.75602×10^{13}
	520 ~ 500	$1_{\text{SR}} L_{\text{SR}} = 5.60628 \times 10^{12} \pm 2.23123 \times 10^{12}$	2.56473×10^{13}
Σ	EL 619 ~ 565	$\text{PAO } C_0 = -1.86049 \times 10^{12} \pm 1.99004 \times 10^{12}$	5.62696×10^{13}
	565 ~ 520	$\text{PAO } \alpha = 4.72186 \times 10^{12} \pm 6.57248 \times 10^{12}$	5.03640×10^{13}
	520 ~ 500	$\text{PAO } \alpha = 6.54498 \times 10^{12}$	
Σ	EL 619 ~ 565	$\text{PAO } L_{\text{SR}} = 6.54498 \times 10^{12}$	
	565 ~ 520	$\text{PAO } L_{\text{SR}} = 2.24690 \times 10^{12} \pm 3.84442 \times 10^{12}$	5.20988×10^{13}
	520 ~ 500	$\text{PAO } L_{\text{SR}} = 3.615 \times 10^{12} \pm 3.615 \times 10^{12}$	3.615×10^{13}
Σ	EL 619 ~ 565	$\text{PAO } L_{\text{SR}} = 6.54498 \times 10^{12}$	
	565 ~ 520	$\text{PAO } L_{\text{SR}} = 1.70363 \times 10^{12} \pm 2.9302 \times 10^{12}$	5.20490×10^{13}
	520 ~ 500	$\text{PAO } L_{\text{SR}} = 1.66321 \times 10^{12} \pm 3.98081 \times 10^{12}$	5.95932×10^{13}

工事名	工事				
国名	タム工機 (2)				
種別		国番号			
設計年月	19 年	月			
国		国		国	
省		省		省	
建設省川治ダム工事事務所					事務所

図-3 ダム本体諸元

第1章 ダムの概要

川治ダムは鬼怒川、利根川の治水、利水計画の一環として、鬼怒川上流に建設される。

- (1) 河 川 名 利根川水系鬼怒川
 (2) 位 置 栃木県塩谷郡藤原町川治
 (3) ダ ム
- | | |
|----------------|------------------------|
| 形 式 | アーチダム (放物線アーチ) |
| 堤 高 | 140.0 m |
| 堤 頂 標 高 | E.L. 619.0 m |
| 基礎岩盤標高 | E.L. 479.0 m |
| 堤 頂 長 | 320 m |
| ダ ム 体 積 | 630,000 m ³ |

- (4) 貯 水 池
- | | |
|---------|---------------------------|
| 流 域 面 積 | 323.6 km ² |
| 湛 水 面 積 | 2.2 km ² |
| 総貯水容量 | 83,000,000 m ³ |
| 有効貯水容量 | 76,000,000 m ³ |
| 治 水 容 量 | 36,000,000 m ³ |
| 利 水 容 量 | 40,000,000 m ³ |
| 堆 砂 容 量 | 7,000,000 m ³ |
| 最高貯水位 | E.L. 619.0 m |
| 最低貯水位 | E.L. 544.0 m |

(5) ダムの効果

(a) 洪水調節

川治ダムの洪水調節は、ダムサイトにおいて川俣ダムと共に計画高水流量3,600 m³/sのうち3,200 m³/sの調節を行ない、男鹿川、五十里ダムの洪水調節と相俟って鬼怒川石井地点の基本高水のピーク流量8,800 m³/sを6,200 m³/sに調節すると共に、利根川の高水流量を低減させるものである。

(b) 特定灌漑

鬼怒川沿岸の約2,900 ha 及び利根川本川沿岸の約2,900 ha の農地に対するかん

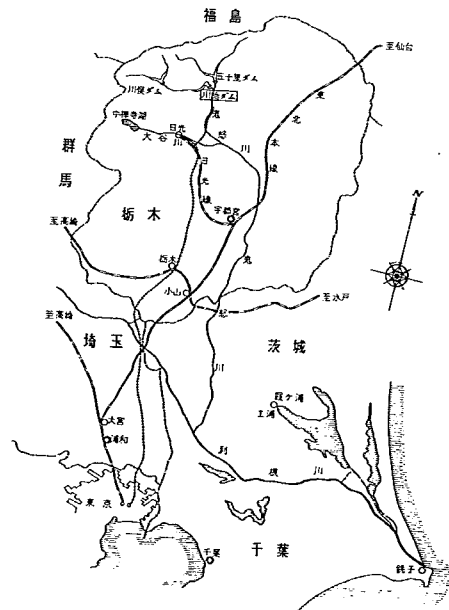


図-4 ダム位置図

がい用水の補給を行なう。

(c) 都市用水

栃木県宇都宮市及び千葉県に対して水道用水の補給を行ない、栃木県及び千葉県に対して工業用水の補給を行なう。

(d) 流水の正常な機能の維持

利根川本川の既得用水の補給等流水の正常な機能の維持と増進を図る。

第2章 地形，地質

2-1 ダムサイトの地形

ダムサイトは、右岸は標高1,007mの南平山の斜面が、左岸は男鹿川との間の900m前後の稜線からの斜面が川に向って落ち込んでいる。

鬼怒川本流はこの斜面の間を、極めて急峻な谷壁を作りつつ蛇行している。

ダムサイトは、この地域に発達するN70°W方向の断層及び節理の影響を受けてほとんど垂直の岩壁をなし、転落した岩塊は河床を20m近くも埋めている。蛇行する河道は、部分的に断層及び節理系によって規制されておりN70°W方向の河道は、明らかにこれを示している。

段丘堆積物は全く存在せずいわゆる岩石段丘である。

2-2 ダムサイトの地質

(a) 岩 質

ダムサイトでは、川治流動凝灰岩と閃緑岩が互に重なり合い、移り変って複雑な関係を示している。

閃緑岩は左岸のEL-630m以下及び右岸尾根上流部にみられる。風化変質は地表近くを除きほとんど新鮮で堅硬な性質を有する。凝灰角礫岩は、右岸の大部分を占めて分布している。変質の程度は低く、比較的新鮮で堅硬である。但し閃緑岩中に取り込まれた様な部分では、変質が著しく節理、断層の発達が見られる。

一般にダムサイトの岩質は、新鮮で堅硬である。

(b) 断層、節理

ダム本体の安全性に影響があると考えられる断層は、右岸のF-2, F-4, F-6等及び、左岸のF-1, F-7群断層であり、共に卓越方向のN70°W80°Nで走っている。

表-1 右岸主要断層一覧表

項目 断層	走行傾斜	巾	断層物質	摘 要
F-2	N70°W80°N	10cm~20cm	粘土2cm 角礫マサ化20cm	断層の巾そのものは小さく、断層の集中性が少ない。
F-4	N68°W90°	20cm~30cm	粘土3~10cm マサ化	断層の周辺岩盤には、同傾向の節理の発達がある。
F-6	N65°W88°N	10cm	粘土5cm 角礫5cm	断層物質は、粘土より砂質物を多く含む。
F-8	N70°W90°	10cm	粘土、砂質 フッ石	連続性はよく、アンジュレーション、及びエッジロンは少ない。

表-2 左岸主要断層一覧表

項目 断層	走向, 傾斜	巾	断層物質	摘 要
F-1	N70°W70°N	100cm~200cm	粘土30cm~50cm 周辺破砕	断層の集中性高い。 断層周辺の岩は極めて良好である。 断層物質は粘土が多い。
F-7群	N70°W75°N	100cm~200cm	粘土化著しい 周辺破砕	F-1, F-7共に大きくアンジュレーションしており, 特にF-7群は, 2本又は3本の断層によって構成されている。

(c) 岩級区分

岩盤を判定するにあたり, その基準を定量化する一手段として, 岩の硬さ, 割れ目の間隔, 割れ目の状態をそれぞれA, B, C, I, II, III及びa, b, cの記号をもって表現し, 総合判定で岩の良好なものから順にA, B, C_H, C_M, C_L, Dクラスの分類をした。

表 - 3

岩の性状	記号	基 準	備 考
岩の硬さ	A	新鮮で堅い	ハンマーでたたくと火花がでるほど。
	B	一部風化をうけやや軟質化	ハンマーで強打すると割れる程度。
	C	全面的に風化全部軟い	ハンマーのピックで掘れる程度。
割れ目の間隔	I	30cm以上	
	II	10~30cm	
	III	10cm以下	
割れ目の状態	a	密 着	
	b	開 口	
	c	粘土を介在	

総合判定	細 区 分 の 組 合 せ
A	A a
B	A b A c A a B a
C	A b A a B b B a
	A c B c B b B a C a
	A b A c B c C b C c C a
D	B b B c C b C c C a C b C c

川治ダム基礎岩盤として期待できるのは, 上記判定のうちA, B, C_Hクラスとした。

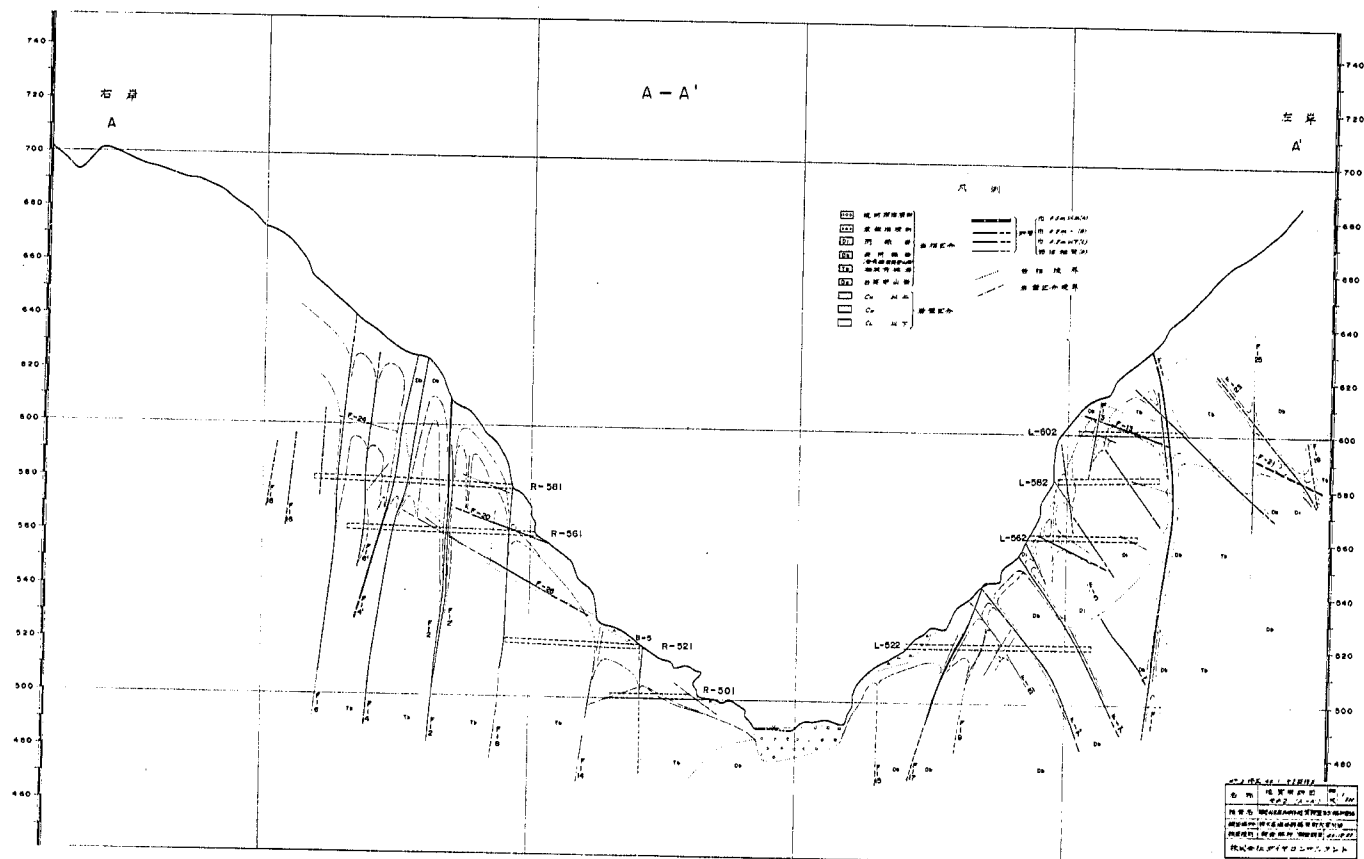


圖-6 地 質 鉛 直 斷 面

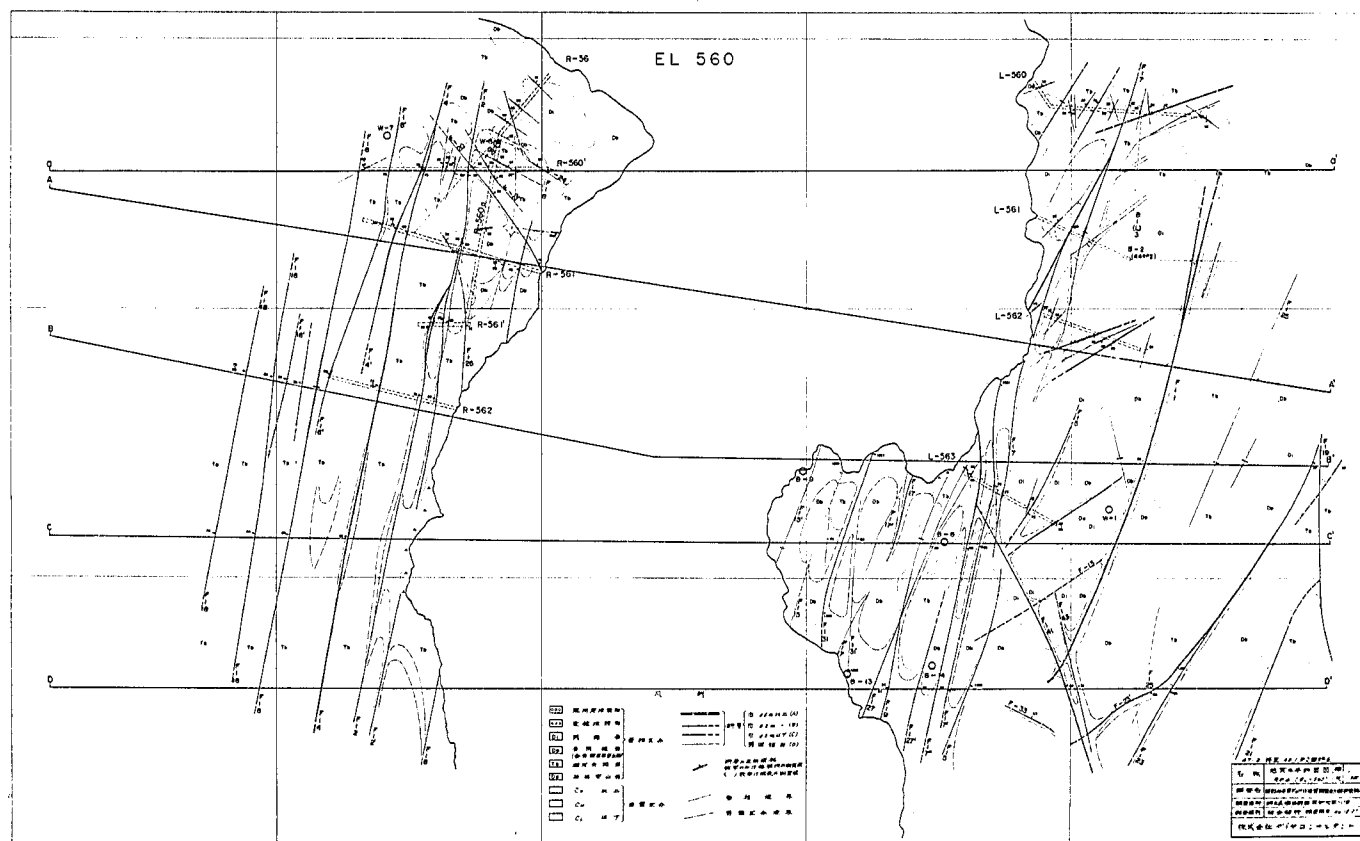


图-7 地質水平断面

第3章 地質調査試験

地質調査は肉眼観察を中心にして、『弾性波試験』『ボーリング試験』『ジャッキ試験』『プロックシャー試験』『透水試験』及びS47年度『断層セン断試験(実施中)』を行なった。

表-4 調査横坑一覧表

標 高	右 岸		左 岸	
	坑 必	延 長 (m)	坑 名	延 長 (m)
E L 500	R 501	28	L 500	95
	R 503	80		
E L 520	R 520	92	L 522	80
	R 520'	79	L 522'	93
	R 521	55	L 523	94
			L 520(a, b)	77
E L 540	R 540'	92	L 542'	60
			L 543	140
			L 544	120
			L 542'-543-544	73
E L 560	R 560	99	L 560	65
	R 560'	70	L 561	40
	R 561	70	L 562	40
	R 561'	20	L 563	40
	R 562	50		
E L 580	R 580	64	L 581	40
	R 581	75	L 582	40
	R 582	130	L 582'	120
	R 583	80	L 583	150
			L 584	140
			L 583 - 584	45
E L 600	R 600	35	L 601	40
			L 602	40
			L 603	40
			L 604	35
計		1,091		1,707

3-1 ジャッキ試験

弾性係数の測定はL-563で2ヶ所, R-580及びR-560'で各々1ヶ所行なった。

L-563坑は当サイトで最上級Bの岩盤であり, R-560', R-580坑は, 堅岩としては最低級C_Mと判定できる岩盤であった。

測定は, 土木研究所の「ジャッキ法による岩盤の変形係数測定法規準」に従い載荷装置は土研式岩盤支持力測定装置を用いた。

特に R-580 坑の試験は当サイトの卓越節理 N70°W80°N による影響を知るため節理面に直交する方向に水平に載荷した。

本体構造計算では $50,000 \text{ kg/cm}^2 \sim 100,000 \text{ kg/cm}^2$ の弾性係数を用いた。

表-5 弾性係数測定結果

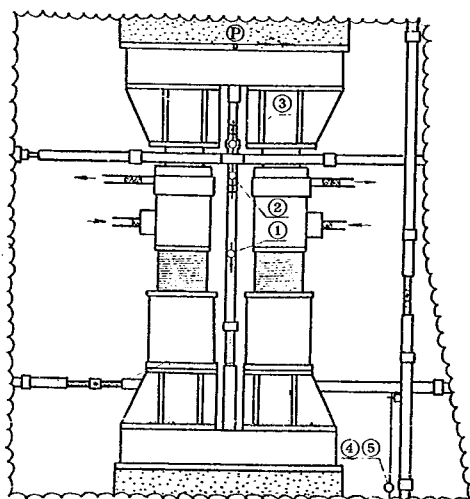
		右 岸					
		R-58			R-560'		
			谷側壁	山側壁		下 盤	上 盤
変形係数 (E_v)	W (mm)	152	0.575	0.810	2.675	1.535	1.190
	P (kg/cm^2)	60	60	60	60	60	60
	変形係数(kg/cm^2)	50,000	66,100	40,900	28,400	24,800	31,900
弾性係数 (E_s)	W_1 (mm)	1.51	0.485	0.790	3.580	1.535	1.220
	W_2 (mm)	1.69	0.635	0.920	3.985	1.695	1.360
	$W_2 - W_1$ (mm)	0.18	0.150	0.130	0.405	0.160	0.140
	P_1 (kg/cm^2)	48	40	44	44	48	48
	P_2 (kg/cm^2)	60	60	60	60	60	60
	$P_2 - P_1$ (kg/cm^2)	12	20	16	16	12	12
	弾性係数(kg/cm^2)	84,500	84,500	78,000	50,100	47,500	54,300
おし固り係数 (E_s/E_v)		1.69	1.28	1.91	1.76	1.92	1.70

		左 岸					
		I-563A 地点			I-563B 地点		
			上 盤	下 盤		上 盤	下 盤
変形係数 (E_v)	W (mm)	1.00	0.445	0.570	0.79		0.79
	P (kg/cm^2)	60	60	60	60		60
	変形係数(kg/cm^2)	81,000	91,000	71,000	102,000		51,000
弾性係数 (E_s)	W_1 (mm)	0.57	0.315	0.315	0.495		0.51
	W_2 (mm)	0.825	0.45	0.45	0.72		0.665
	$W_2 - W_1$ (mm)	0.255	0.135	0.135	0.225		0.155
	P_1 (kg/cm^2)	30	30	30	30		30
	P_2 (kg/cm^2)	60	60	60	60		60
	$P_2 - P_1$ (kg/cm^2)	30	30	30	30		30
	弾性係数(kg/cm^2)	159,000	150,000	150,000	180,000		131,000
おし固り係数 (E_s/E_v)		1.96	1.65	2.11	1.76		2.57

又参考として増田氏の式を用いて弾性波速度より E_d 、 E_s を求めた。

表-6 静弾性係数の算定

標 高	V (km/S)	$E_d (\times 10^4 \text{ kg/cm}^2)$	$E_s (\times 10^4 \text{ kg/cm}^2)$
580 m	2.0	9.552	1.910
560 m	2.7	17.432	4.707
520 m	2.8	18.626	5.215



①～⑤：ダイヤルゲージ取付個所
 P：プレッシャーゲージ取付個所

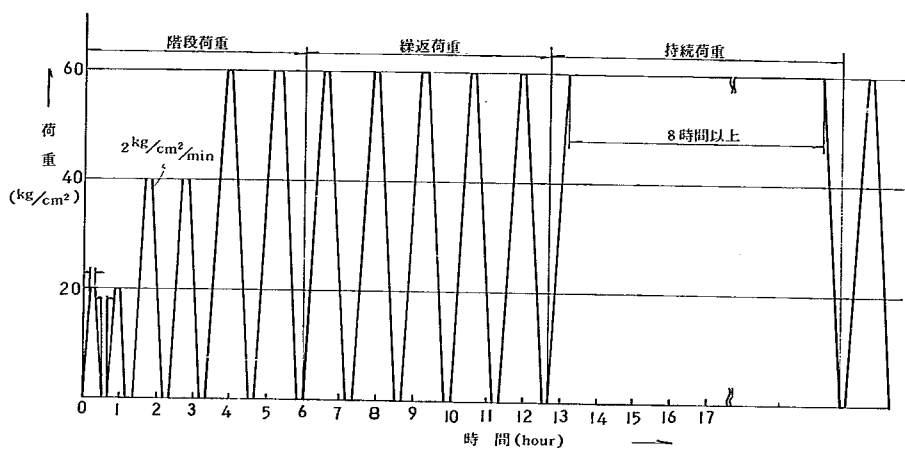


図-8 ジャッキ試験装置図および載荷形式

但し V は同一レベルの単純な相加平均である。

3-2 ブロックシャー試験

測定は土研の「ブロックシャーテストによる岩盤のせん断強度測定基準(案)」に従った。

試験箇所は、ダム基礎として考えられる最低の C_M を対象とし、右岸尾根の使用の可、不可によって堤体及び掘削量が大きく左右されるので右岸尾根上流部で行なった。

又せん断力の載荷方向は、アーチスラストの方向と一致させるためラインボーリングにより新設横坑を掘削した。

本体設計では、岩のせん断抵抗力は 180 t/m^2 とした。

(試験結果)

- 内部摩擦角を 45° と仮定すれば純せん断強度はおおむね $200 \text{ t/m}^2 \sim 350 \text{ t/m}^2$ である。
- 大部分がブロックとの付着面でせん断されたので実際の岩のせん断強度はさらに大きいと推定できる。
- $R560'$ 坑より $R580'$ 坑の方が強い値を示した。これは弾性波速度試験の結果と一致する。即ち風化程度は $R560'$ 坑の方が進んでいることを示す。

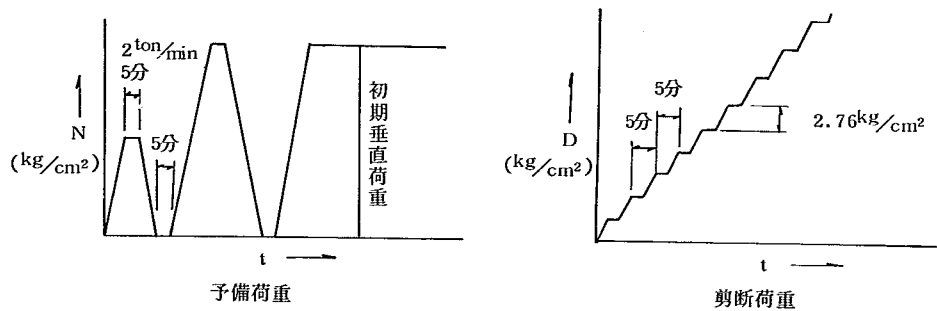
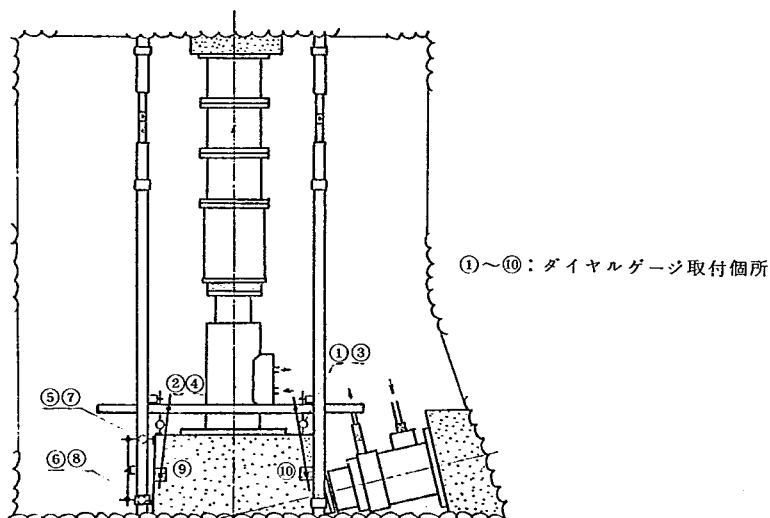


図-9 ブロックせん断試験装置図および载荷形式

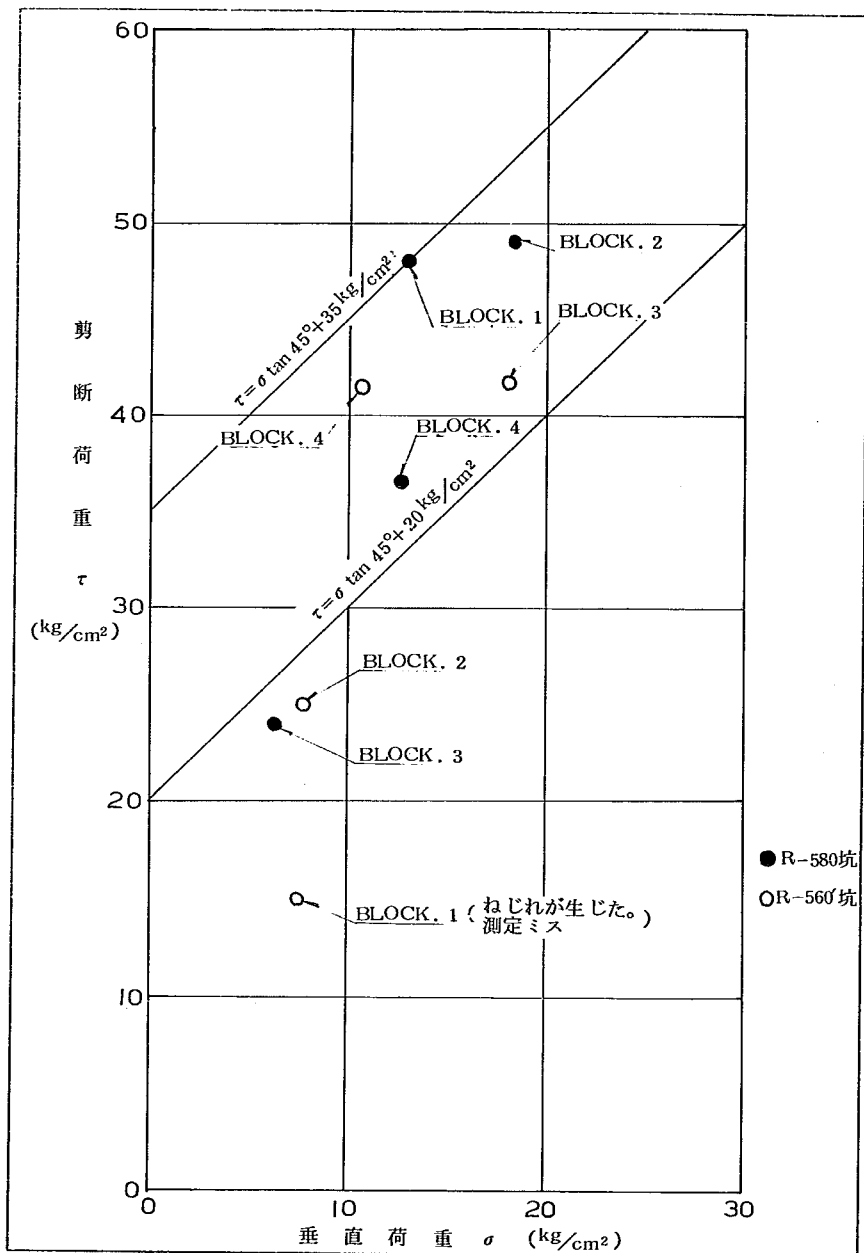


図-10 岩盤のせん断強度

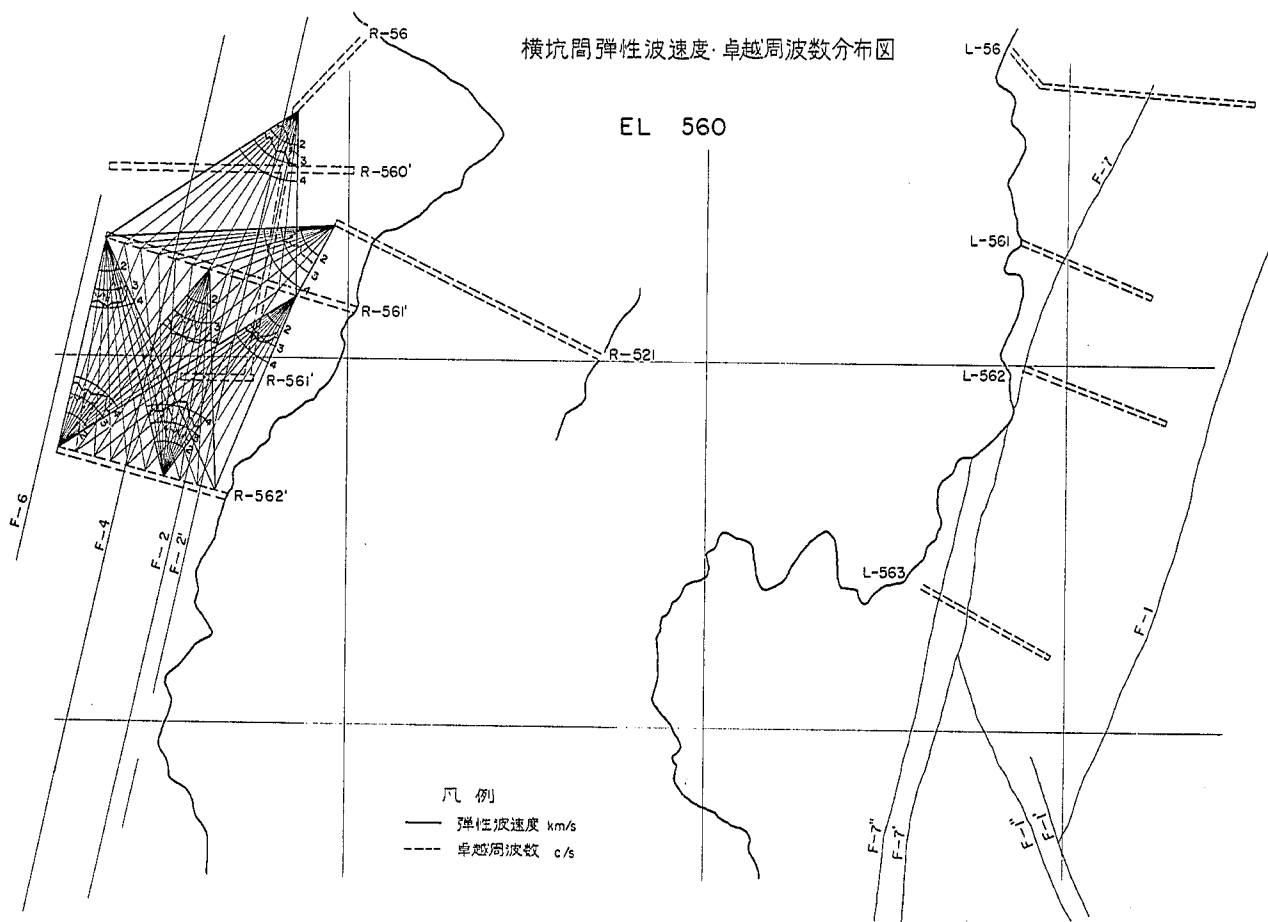


図-11.1 彈性波探查図

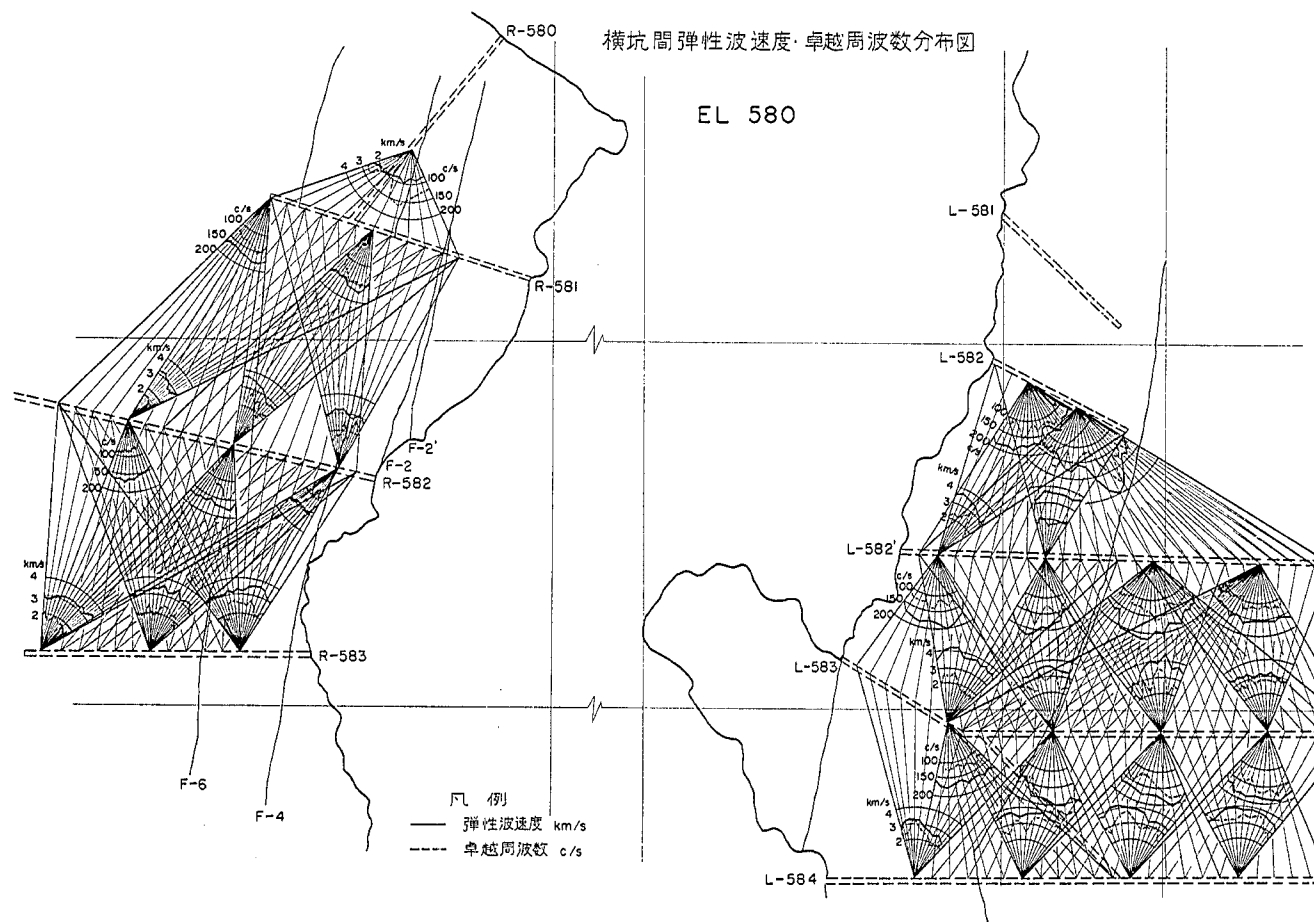


圖-11.2 彈性波探查圖

第4章 予 備 設 計

4-1 予備設計の経過

① ダムサイト岩質及び地質構造調査

S41年からS47年にかけて3,000mに及ぶ横坑調査を中心に、ボーリング調査、弾性波試験、岩盤試験、透水試験が繰返し行なわれ、ダムサイト地質の把握にエネルギーが集中された。

② 川治ダムサイトで考えられる限りのアーチ位置を図面化した。(注参照)

(S45年7月～S46年2月)

川治ダムサイトは、右岸上流部の山の逃げ、及び左岸下流部の山の逃げという条件により約100m区間に絞られていた。

その区間で、最上流案(A)から、最下流案(c)までの中間に、B案、AB案、BC案等を、ダム位置及びアーチ中心線を変化させ図面上に表現した。

③ アーチスラストを基本的に、どの岩盤で、どの方向に受け持たせるかの検討がなされた。

(S46年3月に第1回川治ダム基礎岩盤検討会)

ダム位置候補が出つくした段階で、基礎岩盤を考慮に入れながら、どの案に絞るかの作業が行なわれ、大筋でAB案に決定した。

④ AB案についての微修正が行なわれ、最終のダム位置の決定に入った。

(S46年3月～S46年12月)

AB-4、AB-5、AB-6についての比較検討の末、AB-4案と決定した。

(S46年12月に第2回川治ダム基礎岩盤検討会)

4-2 アーチスラストの支持(AB案に決定した根拠)

—— 右 岸 ——

① 川にほぼ平行な断層F-2、F-4、F-6、F-8、F-12が走っており、これ以外にも、無名節理が多数発達している。

② 右岸卓越断層は、各標高アバットメントに次々と登場して来るので、全標高に渡ってコンクリート置換工が必要となる。

③ 右岸卓越断層群は、一本を取り出してみるとせいぜい大きくても巾30cm、平均巾5cm～10cmであり、コンクリート置換工を行なうと、周辺の堅岩を痛め、山の大規模なゆるみを

(注) アーチダム形状は放物線

{ 中心角 75°
クラウンキャンティレバーのオーバーハング量 12.0 m
アーチ厚さ 天端で 8.0 m } 等厚アーチ
基礎で 26.0 m }

の概略数値で予備設計は進められた。

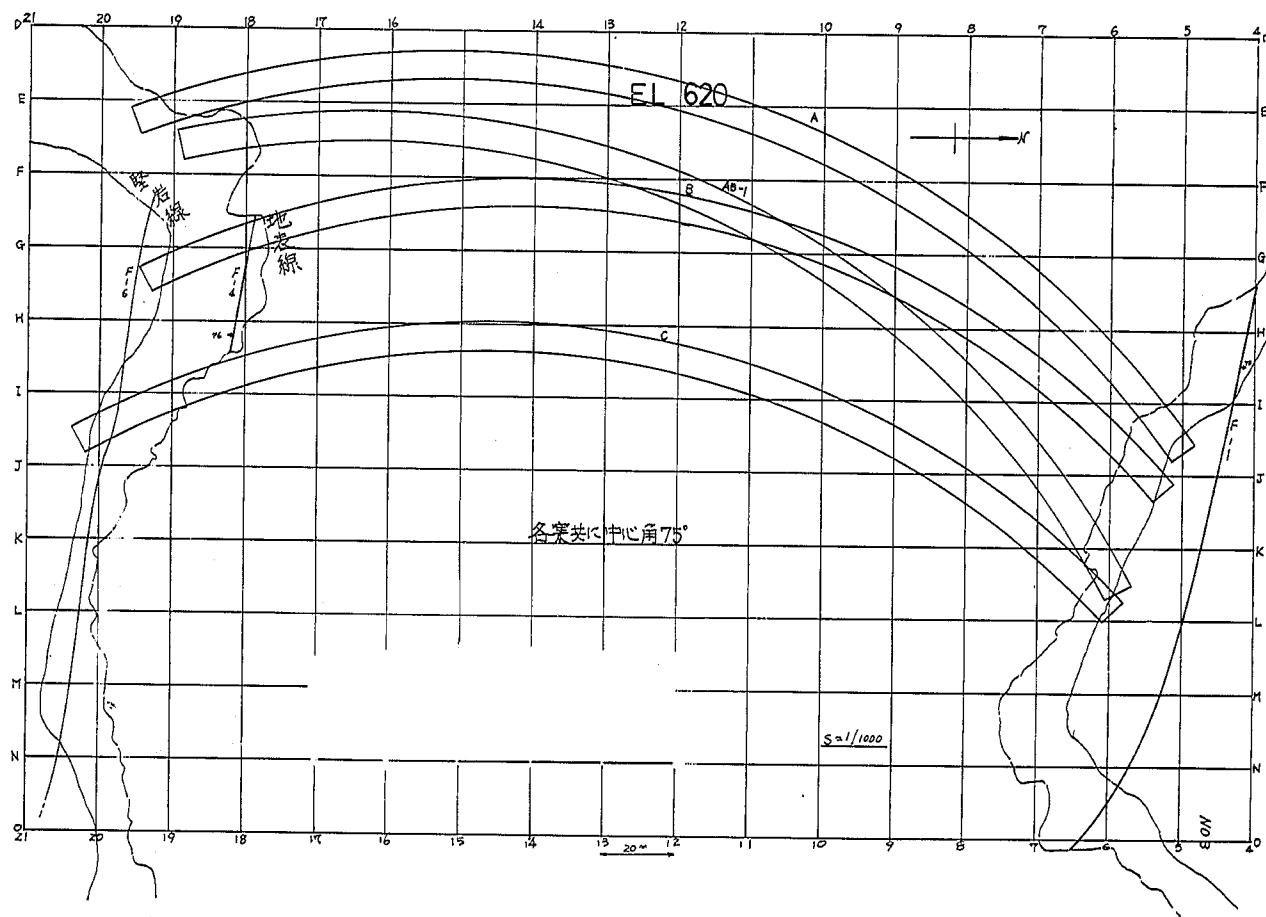


図-12.1 ダム水平スライス図

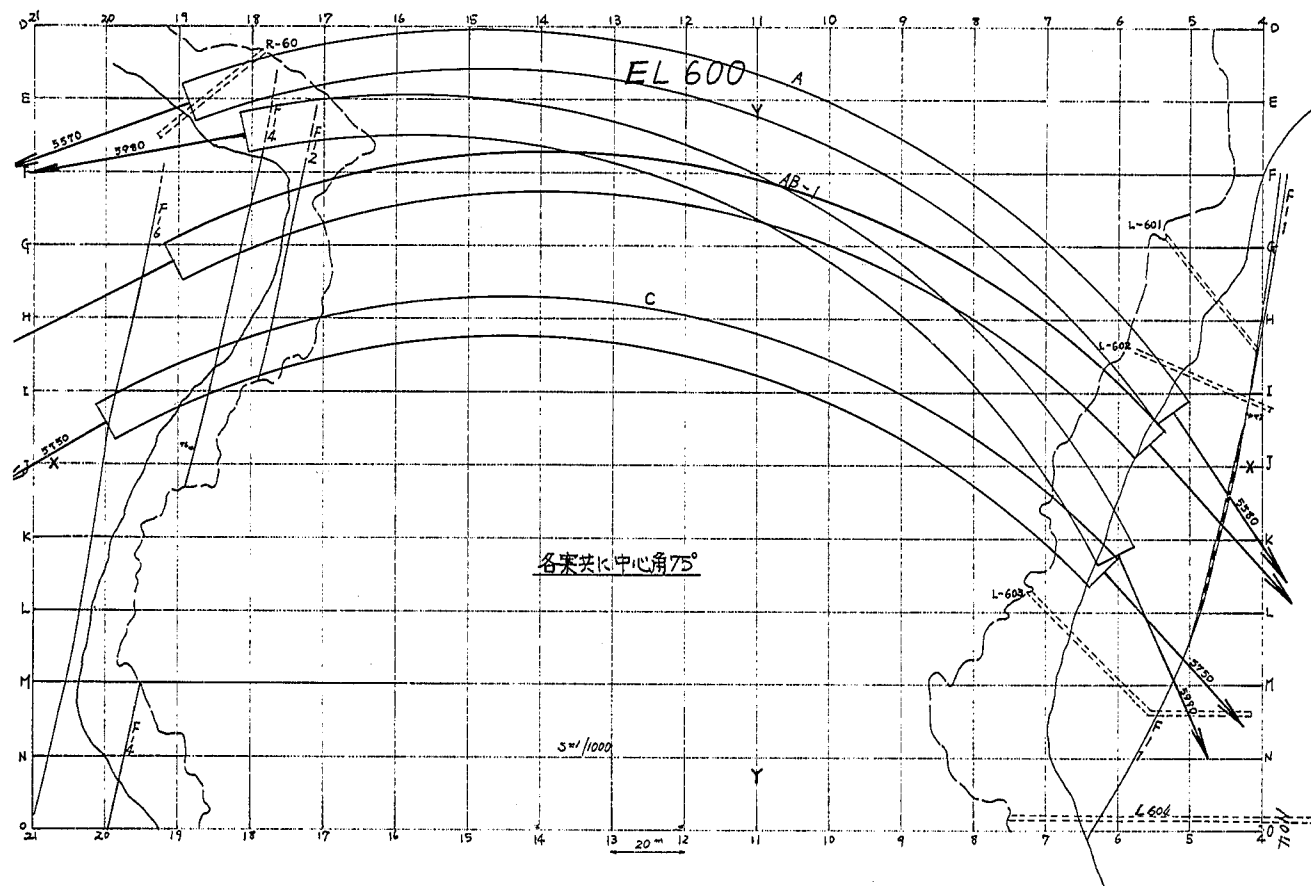


図12.2 ダム水平スライス図

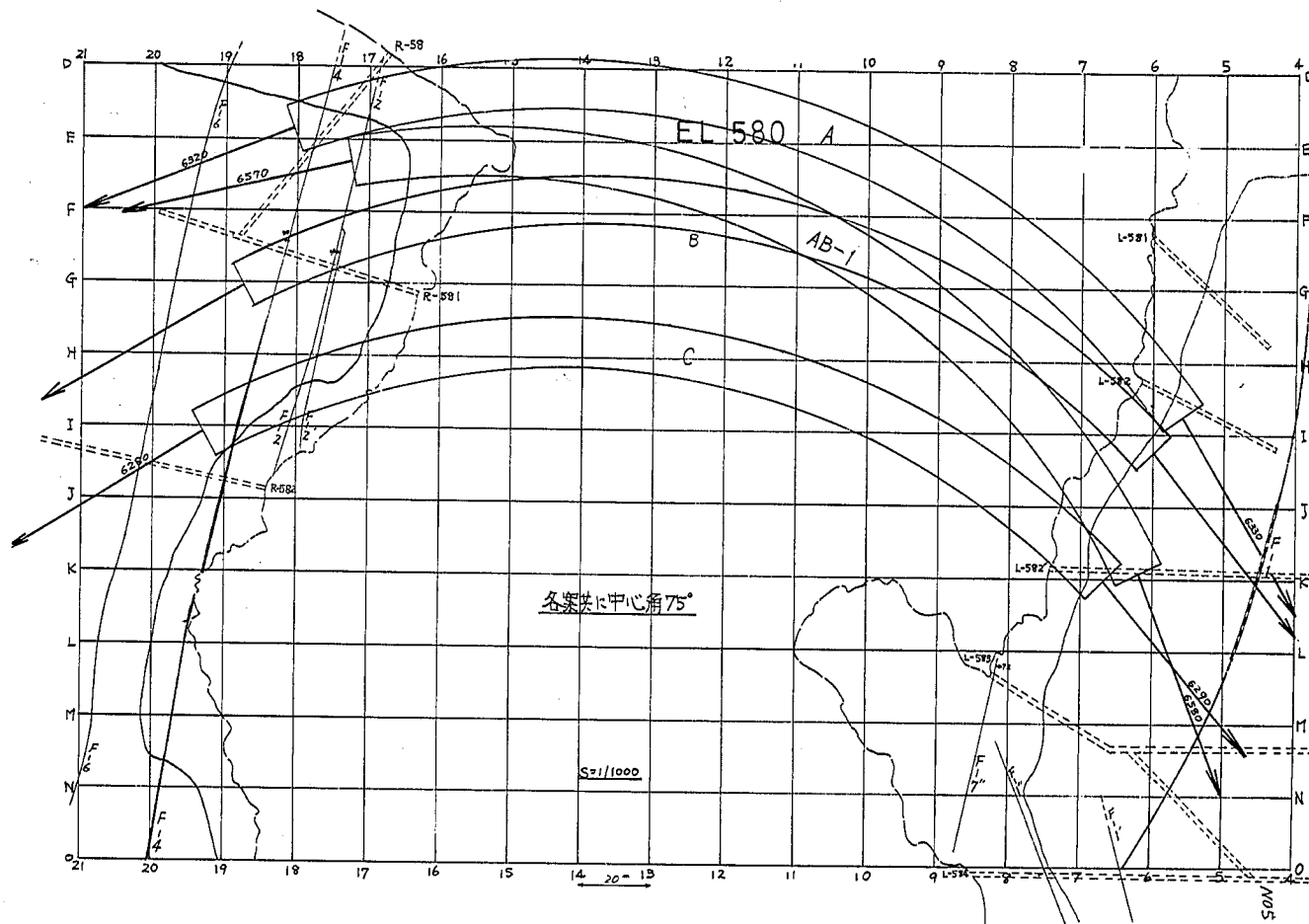


図12.3 ダム 水平スライス図

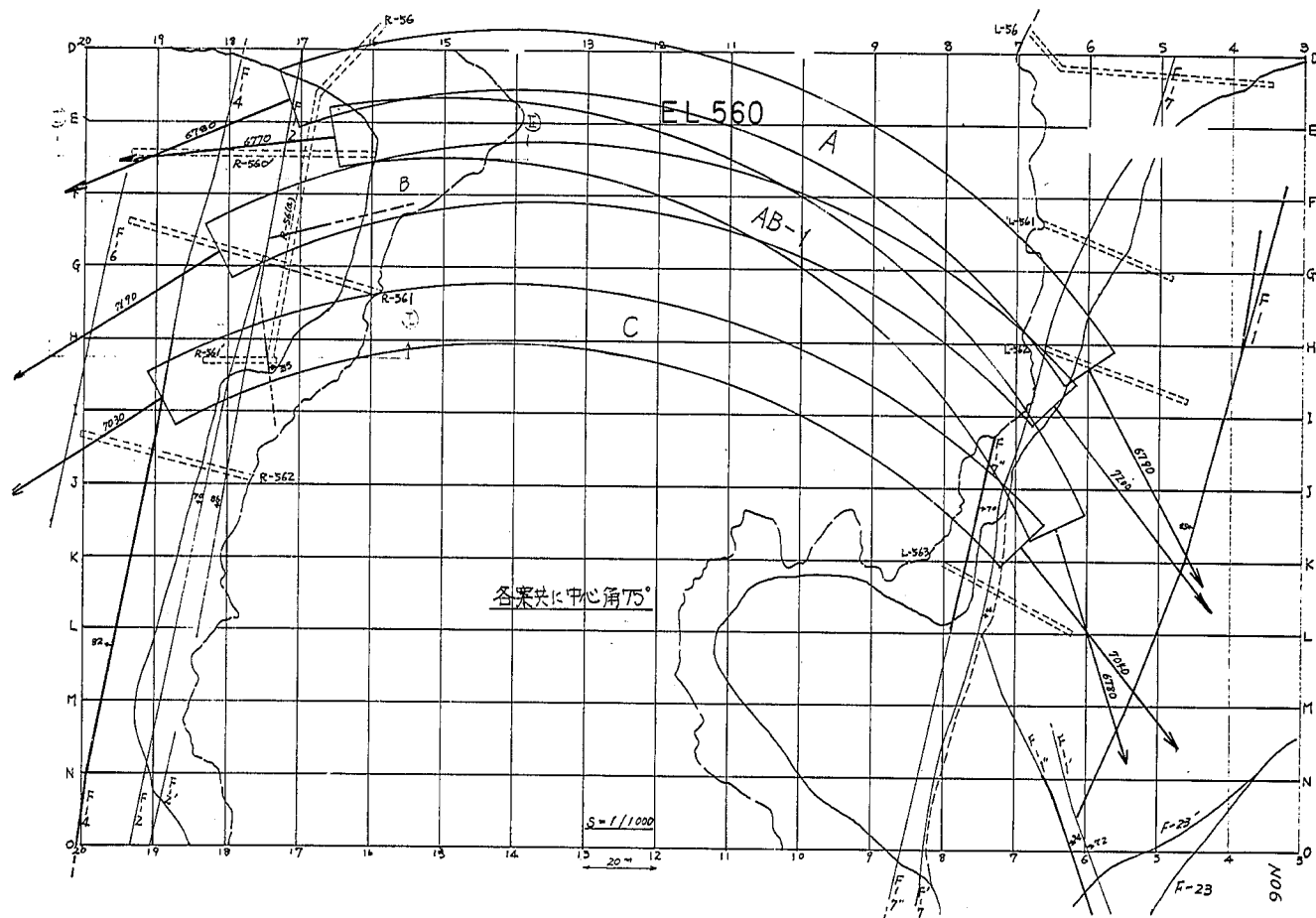


図-1.2.4 ダム水平スライス図

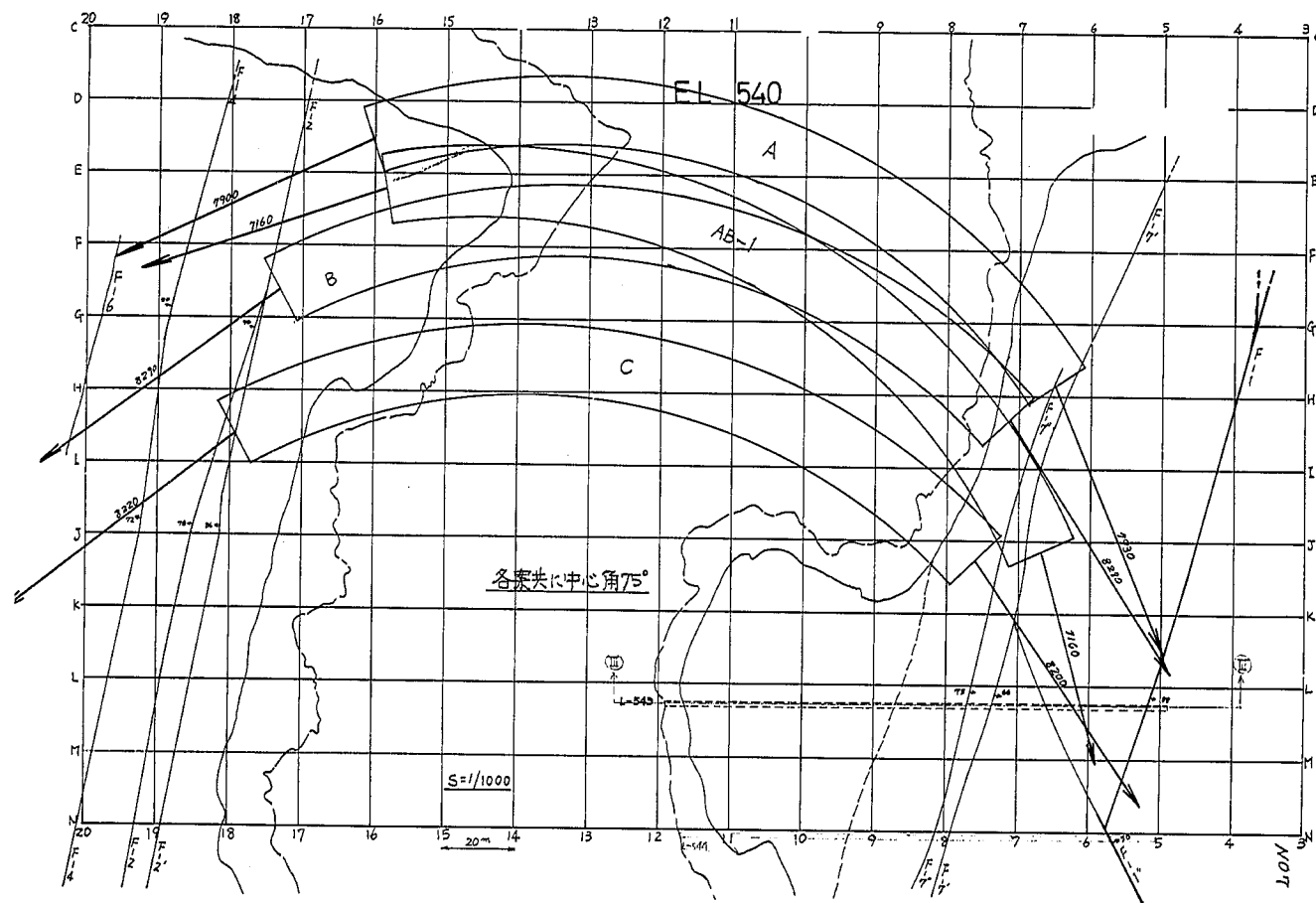


図-12.5 ダム水平スライス図

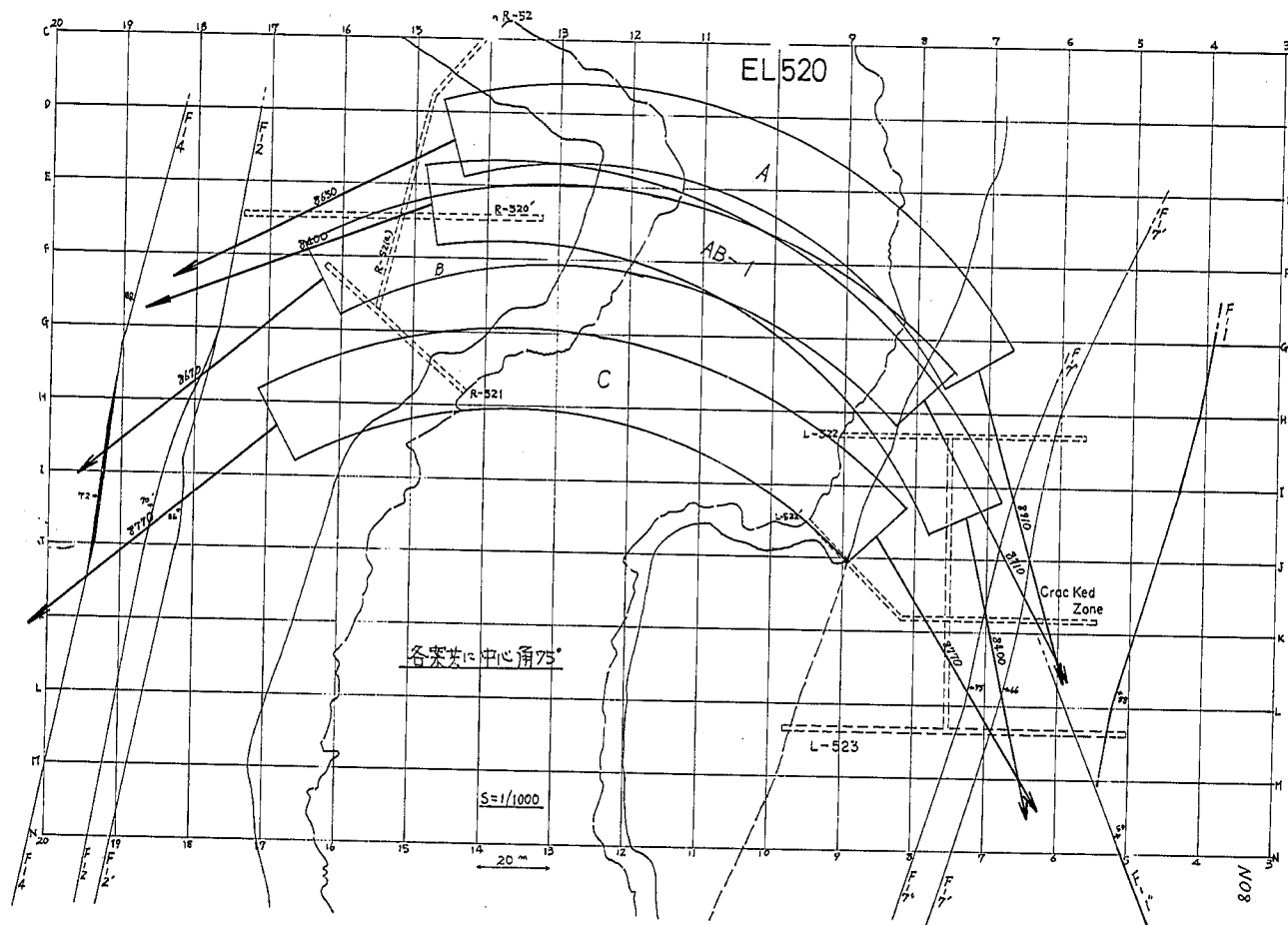


図-12.6 ダム水平スライス図

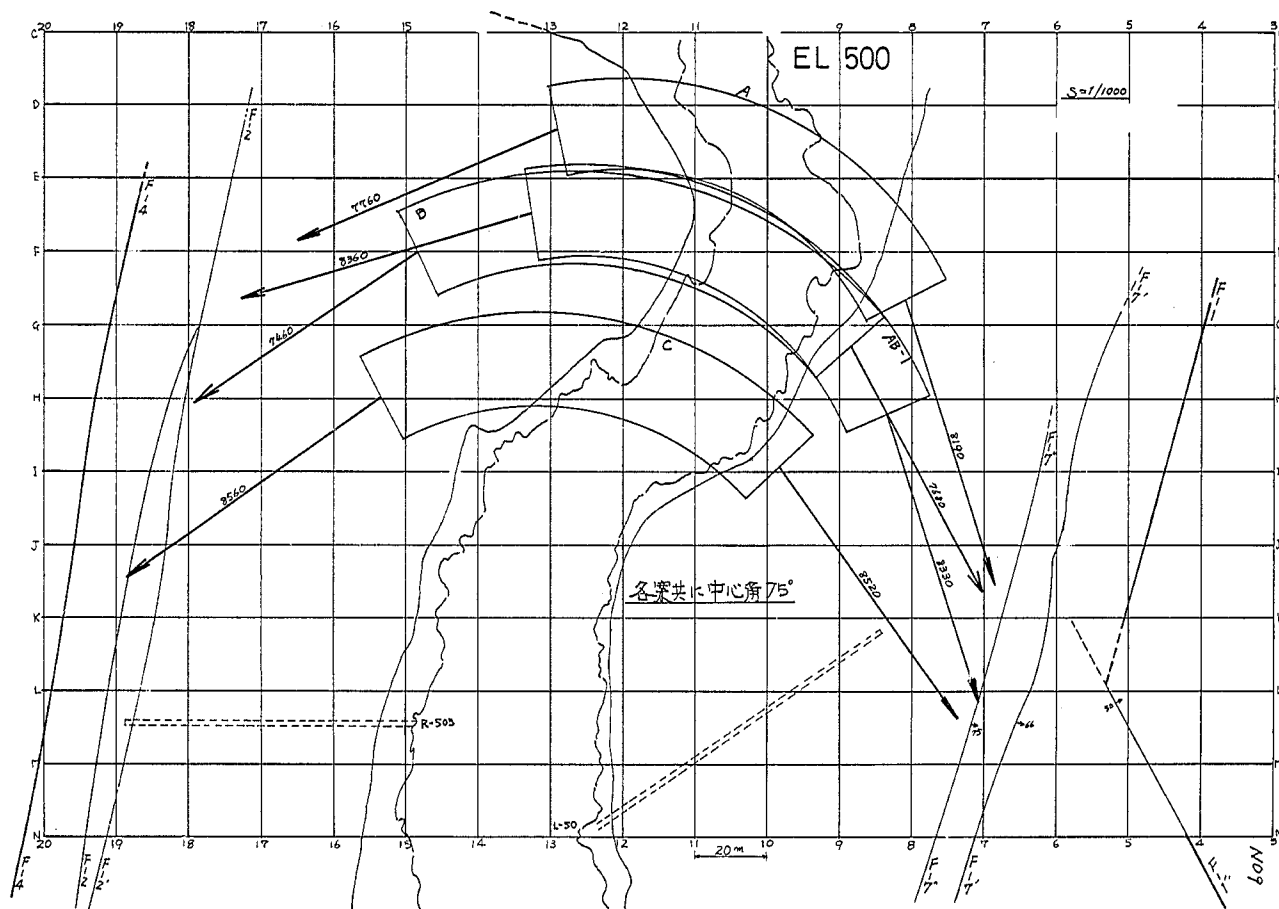


図-12.7 ダム水平スライス図

引越す可能性がある。

- ④ 右岸尾根下流部は、卓越断層によって形成される薄いロッキーピラーが何枚も重なっている状況を呈している。

右岸卓越断層の大規模処理は、このロッキーピラーを人工的にゆるめてしまう恐れがある。

—— 左 岸 ——

- ① 右岸同様川に平行に F-1, F-7 群断層が走っているが、断層周辺部は良好な堅岩が分布している。
- ② 左岸 F-1 断層は、EL 590 m ~ EL 619 m の 30 m 間、F-7 断層群は、EL 520 m ~ EL 550 m の 30 m 間が問題になり、処理工は、この区間で納まると推定できる。
- ③ 左岸 F-7 群、F-1 は、巾 200 cm ~ 300 cm におよび断層のコンクリート置換工に適した巾を持っていると考えられる。
- ④ 左岸ダム下流部の EL 580 m 以下には、いわゆる左岸半島が控えておりショルダーの厚みを増している。これにより、F-7 断層の大規模処理工を行なっても、地山のゆるみという心配はない。

但し、F-1 断層は、上部標高での処理になり、この標高に半島はないので十分な注意が必要である。

以上の理由により次のような方針を取るようになった。

右岸アーチスラストは、可能な限り山側へ向け、右岸卓越断層群 (F-2, F-4, F-6, F-8 etc) を助ける。

左岸 F-7 断層群、F-1 断層の大規模処理を行ない、スラストに抵抗させる。また右岸はグラウチングを中心とする処理を行なう。

但し、右岸 F-2, F-4 断層を全く処理しないで安全であるという確証はないので F-2, F-4 断層でアバットに出てくるものは、コンクリート置換を行ない不安な事項を除去する予定である。

4-3 AB 案における AB-4 案, AB-5 案, AB-6 案の比較

予備設計第 1 段階で、AB 案を決定して、第 2 段階で最終的な位置を決める作業に入った。

アーチ中心線を 3° 及び 5° 左右へ振った AB-6, AB-5 と AB-4 との比較検討を、右岸の卓越断層及び左岸の F-7, F-1 断層に注目して進めた。

(結 論)

川治ダム最終位置は AB-4 案に決定する。

AB-4 案に決定した理由及び検討内容を以下に述べる。

(検討の方法)

- ① 右岸卓越断層については、二次元 $P \cdot E \cdot M$ 計算による断層上の点安全率を求めた。

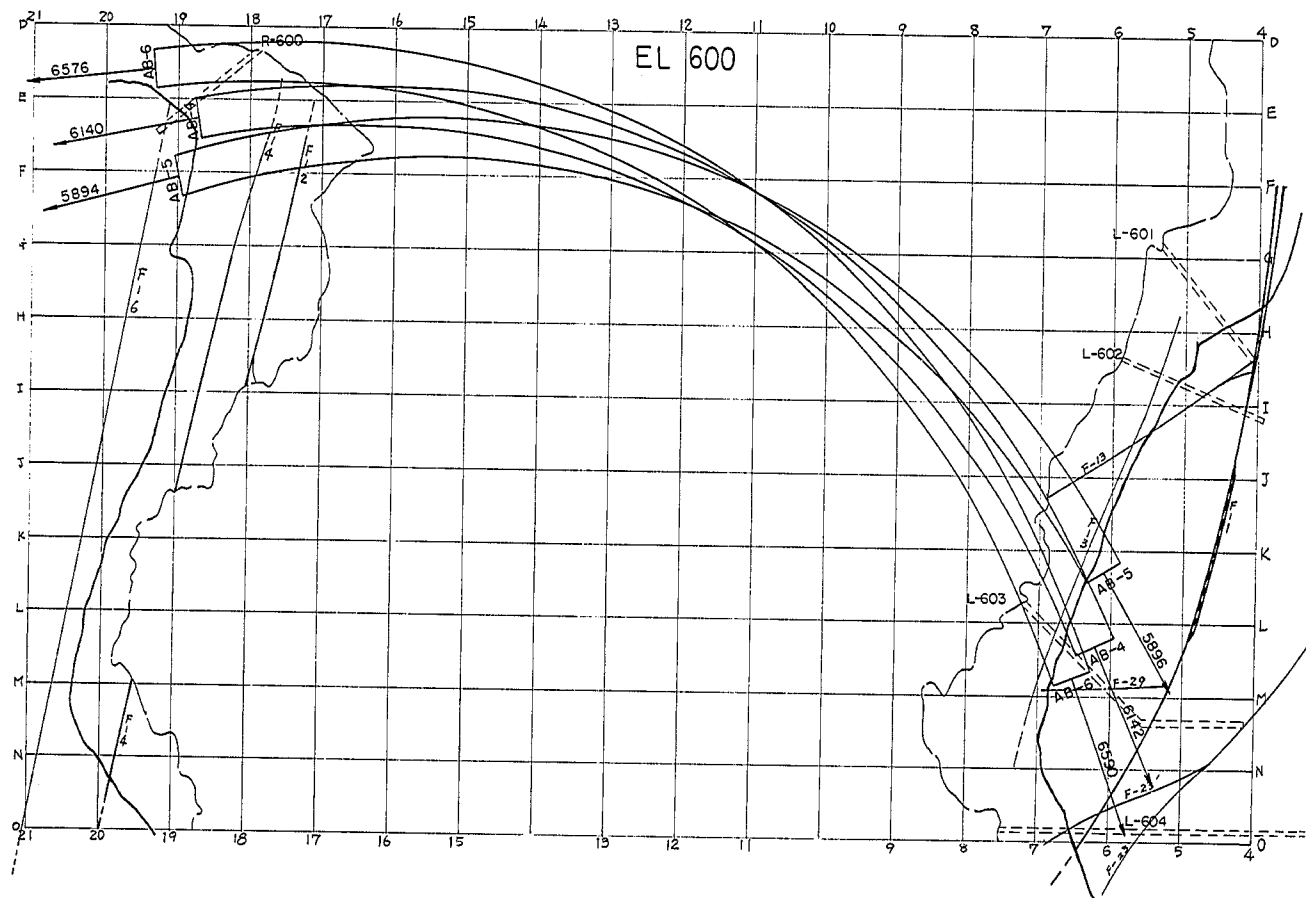


図-13.1 ダム水平スライス図

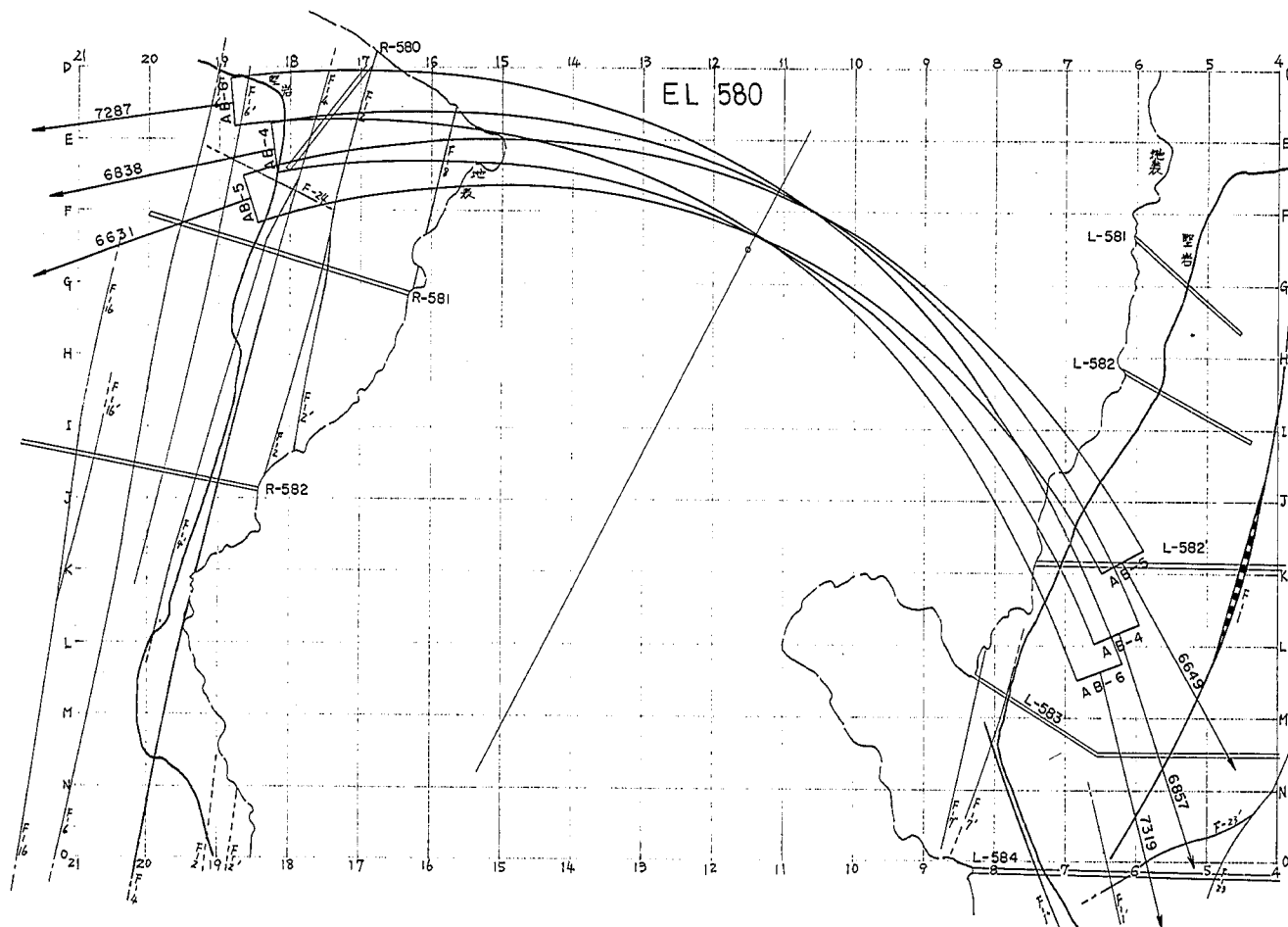


図-13.2 ダム水平スライス図

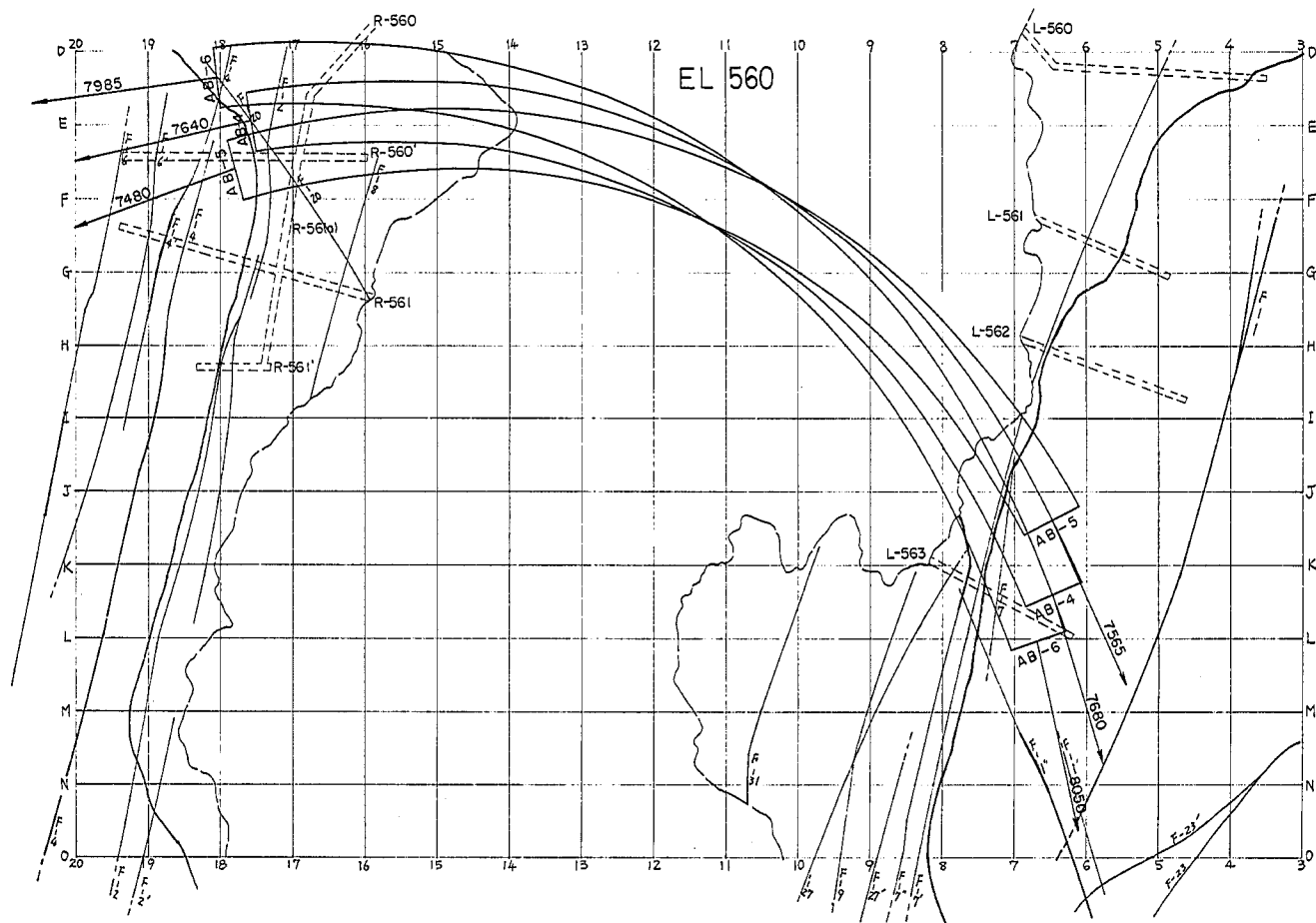


図-13.3 ダム水平スライス図

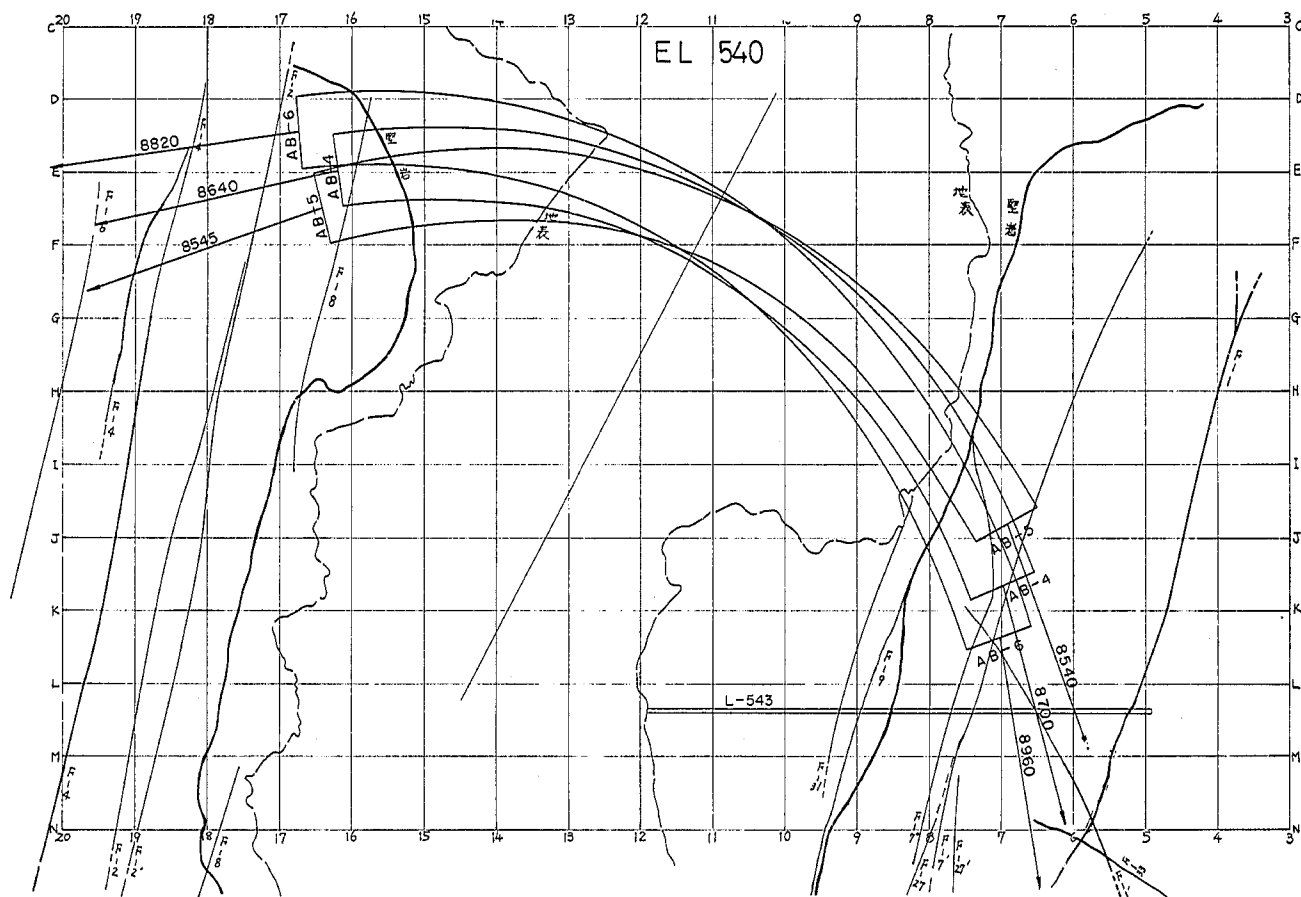


図-13.4 ダム水平スライス図

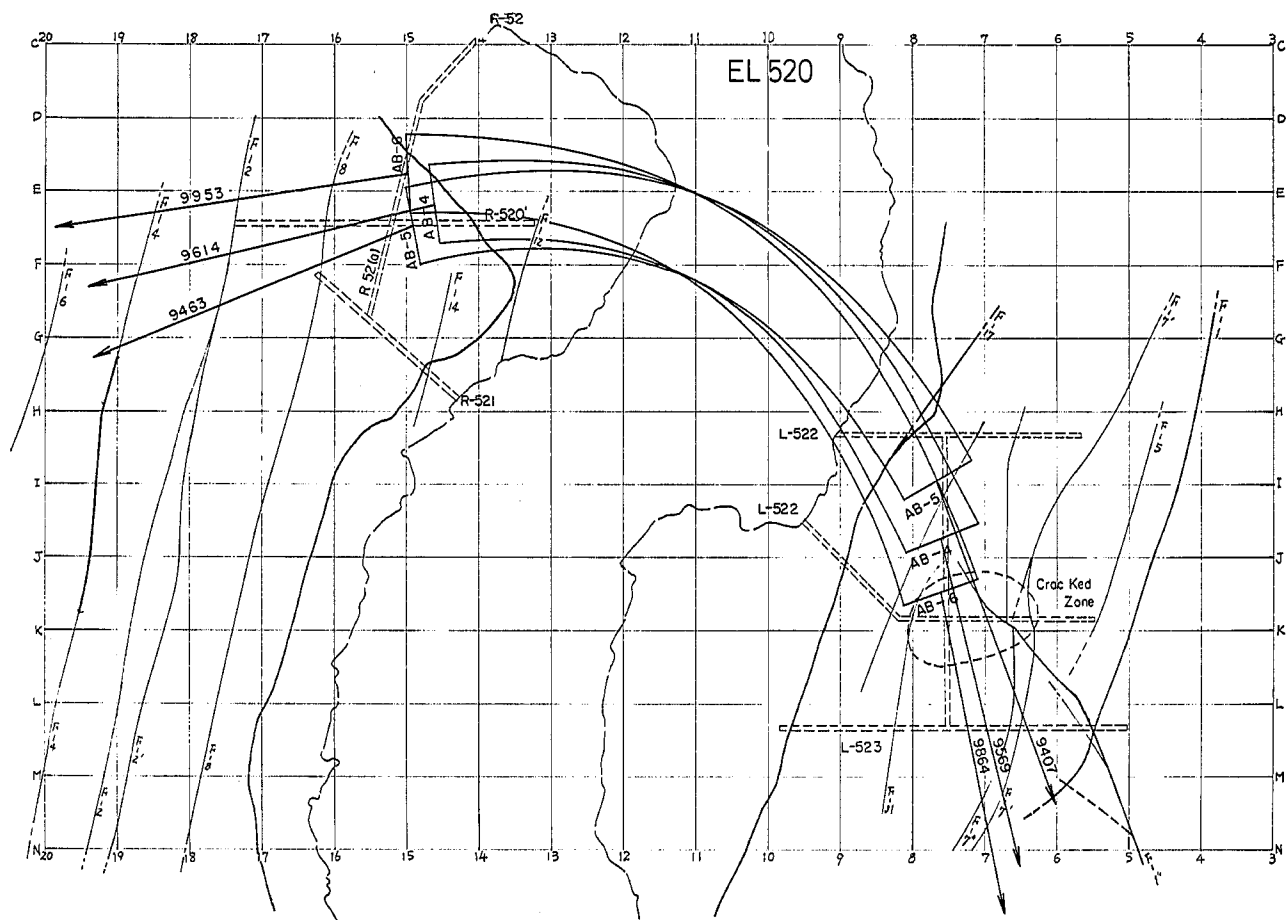


図-13.5 ダム水平スライス図

② ヘニーの式により、右岸卓越断層及び左岸F-1, F-7断層についての二次元線安全率を求めた。

③ 左岸上部標高F-1断層については、剛体としての滑り安全率を求めた。

計算に用いた岩盤、断層の力学的特性

$$E_R \text{ (岩のヤング率)} = 100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_f \text{ (断層のヤング率)} = 5,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_f \text{ (断層のせん断強度)} = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_f \text{ (断層の摩擦係数)} = 0.6$$

ヘニーの式 及び点安全率

$$n = \frac{\tau_f \cdot L + f_f \cdot V}{H}$$

V : 垂直力

H : せん断力

L : 滑り線の長さ

(計算結果)

ヘニーの式による断層の安全率

右岸卓越断層

E L	断 層 名	A B - 5	A B - 4	A B - 6
6 0 0	F - 1 6	2 . 0	2 . 7	3 . 2
5 8 0	F - 6	1 . 7	2 . 2	2 . 5
5 6 0	F - 4	1 . 6	2 . 1	2 . 5
5 4 0	F - 2	1 . 5	1 . 9	3 . 4
5 2 0	F - 8	1 . 4	2 . 4	3 . 0

左岸F-1, F-7断層

E L	断 層 名	A B - 5	A B - 4	A B - 6
6 0 0	F - 1	1 . 5	1 . 1	0 . 7
5 8 0	F - 1	1 . 3	1 . 0	0 . 9
5 4 0	F - 7 群	0 . 8	0 . 7	0 . 6
5 2 0	F - 7 群	0 . 9	0 . 7	0 . 6

ヘニーの式と $F \cdot E \cdot M \cdot$ の比較 (右岸EL 520 m F-8について)

	A B - 5	A B - 4	A B - 6
$F \cdot E \cdot M \cdot$ による線安全率	1 . 5	1 . 7	1 . 7
ヘニーの式による "	1 . 4	2 . 4	3 . 0

左岸上部標高の剛体の滑り

	A B - 4	A B - 5
地山剛体の安全率 (常 時)	7.0	12.2
" (地震時)	5.9	7.7

(上記数値検討に基づく工学的判断)

—— 第2回川治ダム基礎岩盤検討会より ——

- ① $F \cdot E \cdot M$ 計算結果をみると、右岸卓越断層に対する A B - 4 , A B - 5 , A B - 6 案の点安全率、線安全率の差は見出されない。

ヘニーの式の結果は、明確に各案の安全率の差を示している。

$F \cdot E \cdot M$ 計算は、あくまで研究的解析の武器であり、工学的判断のよりどころは、単純明解な直を示すヘニーの式である。

- ② 予備設計を通じて貫いていた『右岸断層を助ける』という主旨を生かすのは、A B - 4 案又は A B - 6 案である。

A B - 5 案は今までの主旨を不明確なものにしてしまう。

- ③ 断層強度の仮定という問題はあるが、A B - 4 案は、ほぼ安全率が 2.0 あり、A B - 5 案は 2.0 を割る。

ヘニーの式において、安全率 0.5 の差があることは、工学的意義が大きい。

- ④ 右岸に安定性を持たせると、左岸で安定性が弱くなる。

F - 1 断層、F - 7 断層群は、ヘニーの式で、どの案でも安全率 2.0 を割る。

しかし、A B - 4 案では F - 1 を処理し、A B - 5 案では F - 1 を処理しないという結論は出ない。

即ち、左岸においては、A B - 4、A B - 5 案の工学的差はない。どの案でも、F - 1、F - 7 の処理規模は同程度になる。

- ⑤ 上部標高の処理は、工夫すれば、行なえる。中間標高、下部標高が重要なポイントであり、その意味で、全標高で問題になる右岸卓越断層を助ける A B - 4 案が有利である。

- ⑥ 右岸上部標高で、A B - 6 案のアバットメントは、極端に上流側へ流れてしまい、右岸の緩傾斜断層を考慮すると好ましくない。

右岸の緩傾斜断層を避けた A B - 4 案のアバットメントの位置は、適当なものと判断できる。

- ⑦ ダムの設計では二次元で安全率 4.0 という基本方針があり、各案共に、断層安全率は、4.0 を割っている。

この様に、二次元計算で 4.0 を確保できないものについては、今後、三次元的検討及び断層処理による安全率向上という方針で対処する。

以上の検討の末、川治ダム位置は、A B - 4 案の位置となった。

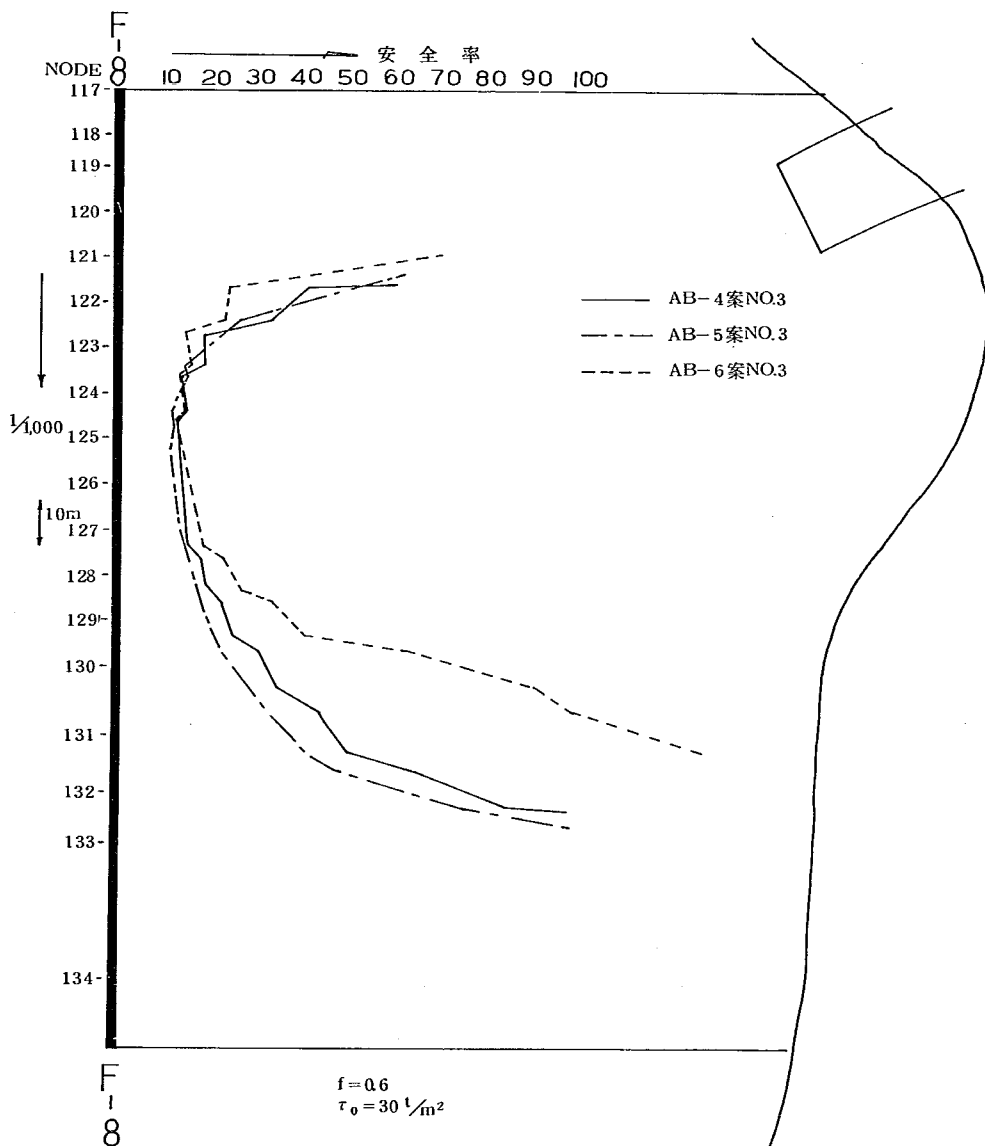


図-14 断層の点安全率 (FEMの結果)

第5章 本体構造設計

5-1 ダム設計の基本事項

5-1-1 設計条件

(1) ダムの寸法

ダム天端の標高	EL 619.0 m
基礎岩盤の標高	EL 479.0 m
ダム高さ	140.0 m
越流部標高	EL 603.0 m
常時満水位	EL 616.0 m
異常洪水位	EL 616.0 m
堆砂面	EL 544.0 m

(2) 設計に用いた基本数値

貯水の単位体積重量	1.0 t/m ³
コンクリートの単位体積重量	2.30 t/m ³
堆砂の水中単位体積重量	1.0 t/m ³
土圧係数	0.6
コンクリートの弾性係数	2,500,000 t/m ²
岩盤の弾性係数	500,000~1,200,000 t/m ²
コンクリートのポアソン比	0.2
岩盤のポアソン比	0.2
コンクリートの熱膨張係数	1.0 × 10 ⁻⁵ /℃
水平震度	0.12

(3) 設計荷重

(i) 設計荷重の組み合わせ

(a) 常時満水時

静水圧+堆砂圧+動水圧+地震力(+温度荷重)

但し、静水圧水位=動荷重時設計水位=常時満水位+風による波浪高+地震の波浪高

(b) 異常洪水時

静水圧+堆砂圧(+温度荷重)

但し、静水圧水位=静荷重時設計水位=異常洪水位+風による波浪高

(ii) 荷重算式

(a) 静水圧 (P_S)

$$P_S = w_o \times H$$

w_o : 貯水の単位体積重量

H : 設計水位

H

常時満水位 = $616.0\text{ m} - 479.0\text{ m} = 137.0\text{ m}$

異常洪水位 = $616.0\text{ m} - 479.0\text{ m} + \underbrace{1.13\text{ m}}_{\text{(注) 付記参照}} = 138.13\text{ m}$

風による波浪高 h_1

$$h_1 = 0.00086 \times V^{1.1} \times F^{0.45} \\ = 0.00086 \times (30)^{1.1} \times (600)^{0.45} = 0.65\text{ m}$$

V : 風速 (m/s) = 30 m/s

F : 対岸距離 (m) = 600 m

地震による波浪高 $\frac{h_e}{2}$

$$\frac{h_e}{2} = \frac{2k \times T}{2\pi} \sqrt{gH} \\ = \frac{2 \times 0.12 \times 1.0}{2\pi} \times \sqrt{9.8 \times 137} = 1.40\text{ m}$$

k : 水平震度 (0.12)

T : 地震周期 (1.0 sec)

H : 常時満水位 (137.0 m)

即ち

動荷重時設計水位

= 常時満水位 (137.0 m) + 風による波浪高 (0.65 m)

+ 地震の波浪高 (1.40 m) $\div$ 139.1 m

静荷重時設計水位

= 異常洪水位 (138.13 m) + 風による波浪高 (0.65 m) $\div$ 138.8 m

(b) 動水圧 (P_d)

動水圧設計水位 H_d = 常時満水位 = 137.0 m

波浪高は考えない。

異常洪水時には動水圧考慮しない。

動水圧は Westergaard の式による。

$$P_d = \frac{7}{8} \times w_o \times 2k \times \sqrt{x \times H_d}$$

x : 設計水位から求める標高までの水深

(c) 堆砂圧 P_e

$$P_e = w_e \times c_e \times h_e$$

w_e : 堆砂の水中単位重量 (t/m^3)

c_e : 土圧係数

h_e : 堆砂面から求める標高までの深さ (m)

(d) 地震力 P_i

$$P_i = 2k \times w_c \times A \times \frac{R_a}{R_u}$$

w_c : コンクリートの単位体積重量 (t/m^3)

A : ダム軸単位弧長当りのアーチ面積

R_a : ダム軸半径

R_u : 上流面半径

(e) 温度荷重

(付 記)

異常洪水時における上昇水位

$$\Delta h = \frac{2}{3} \times \frac{aQ}{Q_1} \times \frac{h}{1 + \frac{A \times h}{Q_1 \times T}}$$

Q : 設計洪水流量 = 4,200 t/s

a : 異常洪水流量の割増率 = 0.2

Q_1 : 設計洪水流量のうち越流部から放流する分 = 3,800 t/s

h : 設計越流水深 = 13.0 m

A : 設計洪水流量時の湛水面積 = $2.2 \times 10^6 \text{ m}^2$

T : 設計洪水水位以下の流量の継続時間 = $3^h \times 3,600 \text{ sec}$

$$\Delta h = \frac{2}{3} \times \frac{0.2 \times 4,200}{3,800} \times \frac{13.0}{1 + \frac{2.2 \times 10^6 \times 13.0}{3,800 \times 3 \times 3,600}} = 1.13 \text{ m}$$

5-1-2 ダムアバットメントの根入れ深さ

アーチダムにとって最も重要な問題の一つは、基礎岩盤の安定性である。

設計の際のアバットの根入れの程度は建設省土木研究所ダム構造研究室が提唱している『所要堅岩等高線』に基づく。

これは種々の仮定に基づくが、安全側の仮定であり又、極めて簡便な方法である。

(仮 定)

- ① 二次元問題として、岩盤内の滑り線は直線とする。
- ② 滑り線は、アバット上流端より始まる。
- ③ 岩盤のせん断強度 $\tau_R = 180 \text{ t/m}^2$

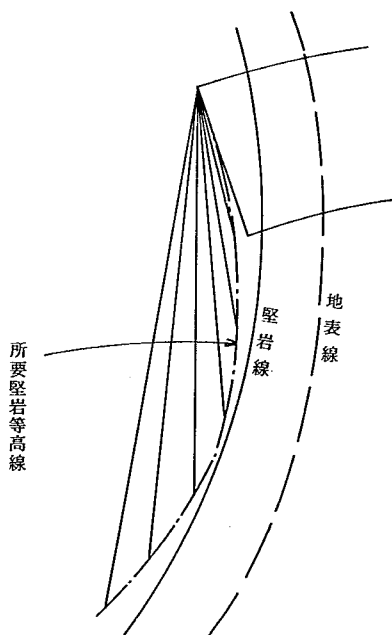
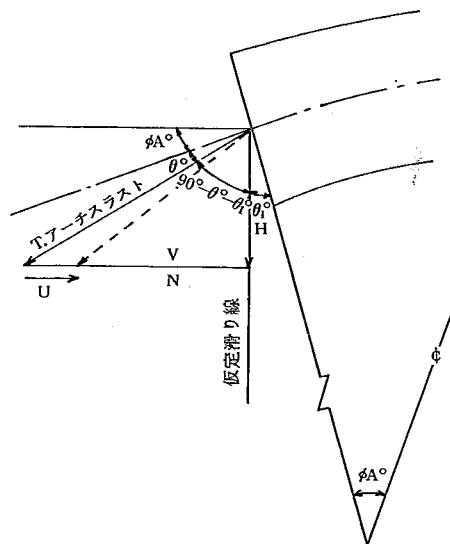
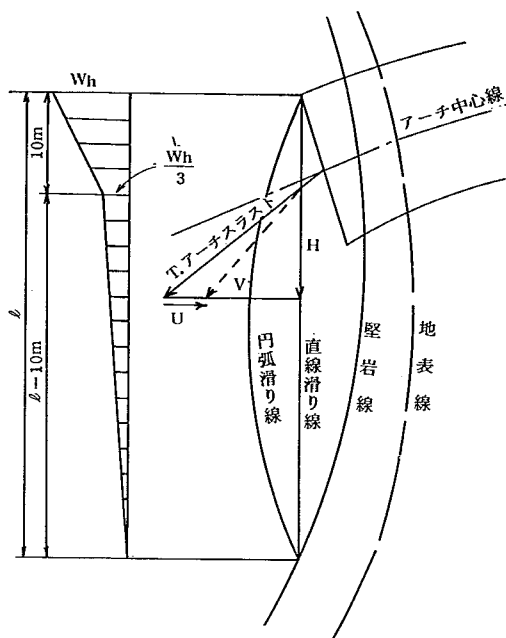


図-15 アバットの安定性

岩盤の摩擦係数 $f = 1.0$

ヘニ-の式による安全率 $n = 4.0$

- ④ 間げき水圧は、アバットの upstream 端で 100%，10m 下流で 30%，下流地表線で 0%。

$$n = \frac{\tau_R \times l + f \times V}{H} \quad \dots\dots\dots \text{ヘニ-の式}$$

n : 安全率 = 4.0

τ_R : 岩盤せん断強度 (t/m^2)

l : 滑り線の長さ (m)

f : 摩擦係数

V : 滑り線に対する垂直力 (t/m)

H : 滑り線に対するせん断力 (t/m)

T : アーチスラスト

U : 間げき水圧

(図-15のa)によって

$$H = T \times \cos(90^\circ - \theta - \theta_1)$$

$$N = T \times \sin(90^\circ - \theta - \theta_1)$$

$V = N - U$: 間げき水圧を考慮した垂直力

$$U = (5.0 + 0.15 \times l) \times w \times h \quad \text{: 間げき水圧}$$

従って間げき水圧を考慮した場合の所要滑り線長は

$$l = \frac{n \times H - f \times N + 5.0 \times h \times f}{\tau_R - 0.15 \times h \times f} \quad (\text{m})$$

(図-15のb)の様にアバット面の半径方向と、仮想滑り線との角(θ_1)を、 $5^\circ \sim 10^\circ$ 間隔にして、それぞれの所要滑り線を求め、それらの包絡曲線が、所要堅岩等高線である。(図15のc)この曲線が各標高において、堅岩線と接する場合にその基礎根入れ深さが経済的であることを示す。

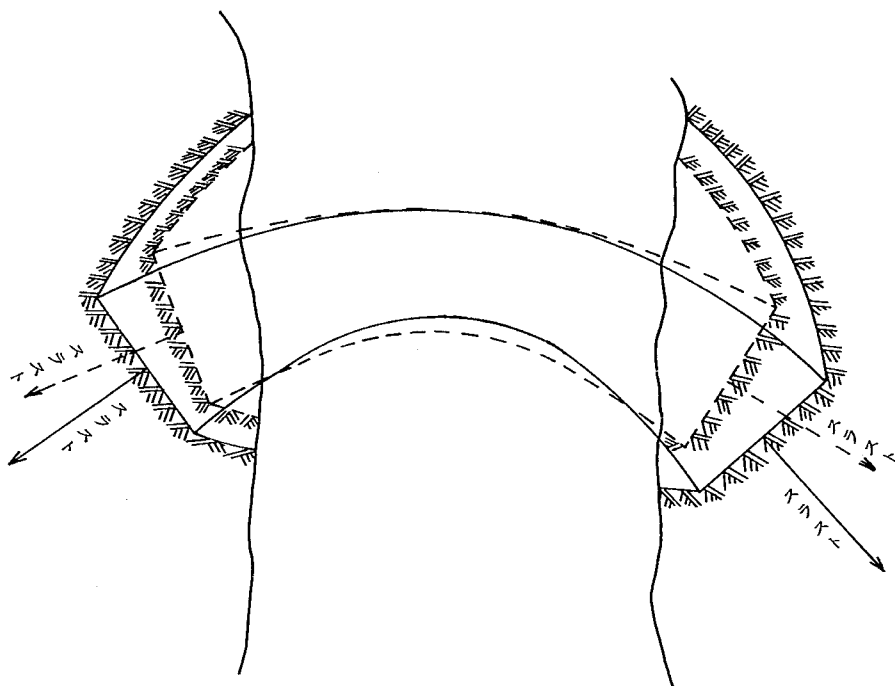
5-1-3 放物線アーチの採用

近年、アーチダム建設においては、アーチダムコンクリート本体は過酷な条件でも十分その安全性は確保されるが最も注意を要するのは、基礎岩盤の安全性である。

上記の考え方を、ダム設計時に反映させる方法としては、まず第1にダムの『最良の座取り』を定める事である。

第2にダム本体の形状で要求される事は、ダムスラストを可能な限り山の深部に向ける事である。

アーチスラストを山側に向け、基礎ショルダーの厚みを増すには、アーチ中心角を小さくすればよい。従来アーチコンクリート応力を考慮した最適な中心角は、 $110^\circ \sim 120^\circ$ と言われていた (U.S. Bureau of Reclamation) が建設省川俣ダム設計当時の研究により、中心角 70° 程度でスラストが最も山の深部へ向かうという結果を得た。



中心角を小さくするという事は、アーチダムが相対的に版構造物に近づく事になり、クラウン付近の曲げモーメントが大きくなり下流面に大きな水平引張応力が生じる。

この点の改良方法が矢木沢ダム設計に当り検討された。即ち引張応力を生じやすいアーチクラウン付近に小さな曲率半径を採用すれば、曲げモーメントが小さくなるが、クラウン付近で曲率半径が小さく、アバットメント付近で曲率半径が大きい曲線は、放物線である。さらにこの放物線の特徴を電算プログラムに入力することにより設計の簡素化が実現し、矢作ダム、裾花ダム、青蓮寺ダム、真名川ダム等で採用されてきた。

川治ダムにおいても、右岸の卓越断層、左岸のF-7、F-1断層の存在を考えると、アーチスラストを山側へ向けることが設計の絶対条件になるので、放物線アーチダムを採用することに決定した。

5-2 ダム形状の決定

5-2-1 概 説

アーチダムは、極めて不静定度の高い構造物であり、外荷重を周辺の基礎岩盤に伝達させ基礎岩盤と一体になりその安定性を保つ。それ故に、地形的、地質的条件によりダムの座取りが決定され、本体形状は、その座取りに適合するものが選択される。

川治ダムは、その地形、地質条件によりAB-4案が決定され、本体構造計算は、その谷型の条件下で進められた。アーチスパンは、谷型の条件により自動的に決定されてしまう。

本体形状決定の要素として次の3点がある。

- ① 中心角 ($2\phi_A$)
- ② 片持梁の形状………オーバーハング量 (x_c)
- ③ アーチ厚さ (T_c, T_A)

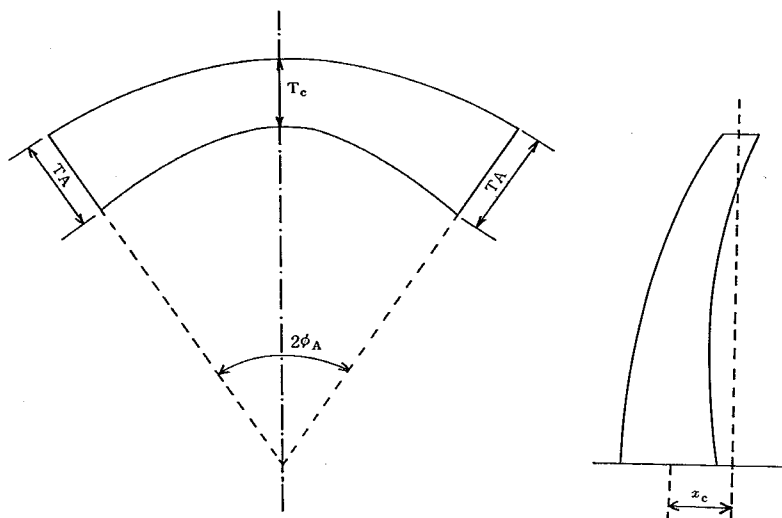


図 - 16

これら本体を形成する要素について規準はなく、設計担当者の創意工夫が許されている。

但し、ダム形状のパラメーターについて過去及び現在を通じ『幾何学な連続性』を保たねばならぬという約束がある。即ち、全標高を通じてダム形状の要素は、連続性を保ちつつ徐々に変化させなければならない。この約束は、不静定度の高いアーチダムにおいて、弾性計算では予測し得ない応力の集中（特異点の発生）を可能な限り避けようとするものである。

設計の途中で、「他ダムの計算値と模型実験値との比較」や、「地震に対する考察」等の作業が必要となった。それらの検討は、最後にまとめて記載する。

5-2-2 アーチ中心角

アーチダムにとって、アーチ中心角は最も重要な要素である。

5-1-3で述べた様に、本体応力からは、大きな中心角を要求され、基礎岩盤からは、小さな中心角を要求されるが矢作ダム設計の際の研究成果を踏襲して、川治ダムの中心角は、基本的に75°の放物線アーチとした。

但し川治ダムサイトは著しくV字型の谷型を示しており、下部アーチの弧長は、極めて小さな値

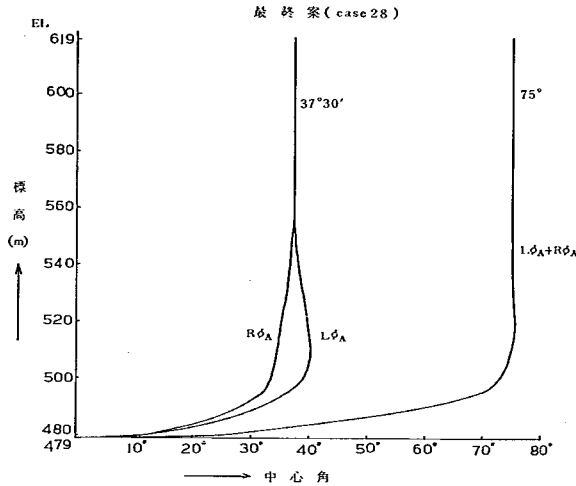


図-17.1 アーチ中心角

になる。

それに従い、堤体の幾何学的な連続性を保つために中心角を減少させなければならず、下部標高でアーチが著しくフラットになる。

表-7の(case 9)以前は、EL 500mで70°にして、EL 479mで0°まで減少させていた。

基礎岩盤から20m～40m地点は最もアーチアクションが効き、過去の模型実験でも、下部下流面水平応力は引張側に移行する事が判明している。

(case 1)と(case 5)を比較すると、EL 500mでアーチ厚さに6mの差があるが、 σ_I の改良度は1kg/cm²のオーダーであった。アーチ厚さを変化させ σ_I を減少させるのは限度があるので中心角の改良に入った。

(case 10)以後は、EL 500mで中心角を3°又は4°大きくした。

EL 500m下流面アーチ応力は3kg/cm²～5kg/cm²のオーダーで改良され最終案(case 28)では σ_I =12kg/cm²にまで改良できた。

又前述した様に、EL 500m以下で、アーチスパン(2l)が極めて小さな値であるので、放物線曲率半径の式 $r = R \cos^{-3} \phi$ におけるRの連続性を確保するため中心角 $2\phi_A$ は小さな値にならざるを得なかった。

Rは次式で示される。

$$R = \frac{2l}{\left[\left\{ \int_{R\phi_A}^{C\phi_A} \cos^{-2} \phi \, d\phi \right\}^2 + \left\{ \int_{R\phi_A}^{C\phi_A} \sin \phi \cos^{-3} \phi \, d\phi \right\}^2 \right]^{\frac{1}{2}}}$$

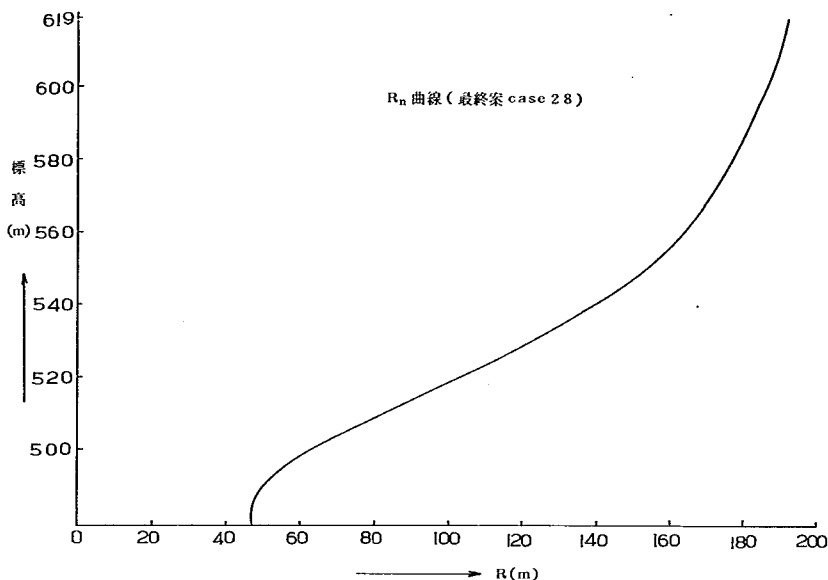


図-17.2 R_n 曲線 (最終案 case 28)

5-2-3 クラウンキャンティレバーの形状………オーバーハング量

アーチダムは撓み性構造物であり、地震に対する安定性について、静的解析(震度法)では、その本質を把握できず動的解析が必要である。しかし現在動的解析で確立されたものではなく、振動実験による実証が最も信頼性があると言われている。

それ故に、設計時点で耐震を考慮に入れ、片持梁のオーバーハング量を決めていくには、定性的及び経験的議論が中心となる。

アーチダムで問題になるものに空虚時、下流から上流へ向う地震及び弦方向の地震がある。上・下流方向の地震に対しては、本体を意識的に下流側へ倒し下流側へオーバーハングをつける設計が、過去のアーチダム建設で採用されてきた。

下流側へオーバーハングをつけるという事は、地震時のダムの損傷及びクラックを完全に防止するというものでなく、地震が終了するとともに、ダムのセルフクロージング (self closing) 効果により、元の安定した位置に復帰し、アーチ作用を再び健全に働かせて、部分的損傷が、全体の安全性を脅かさない事を目的とするものである。特に、堤体の上部標高が地震に対し弱いという事が『黒四ダム振動破壊実験報告』及び岡本博士の『殿山ダム振動実験』で明らかになっている。

この結果を基にして、全標高にわたり徐々にオーバーハングさせるより、上部標高で大きくオーバーハングさせた方が有利であると判断した。^(注)

(注) 2.4 M 案の(A)と(B)の差………(図-18 参照)

	x_c	T_c	T_A	$L1\phi, R1\phi$	$2\phi_A$
タイトル	overhung 量	crown 厚さ	abutment 厚さ	crown 等厚部	中心角
24M	24.0	8.0~26.0	等厚($T_A = T_c$)	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
22M	22.0	8.0~26.0	等厚($T_A = T_c$)	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
20M	20.0	8.0~26.0	等厚($T_A = T_c$)	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
12M	12.0	8.0~26.0	等厚($T_A = T_c$)	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
8M	8.0	8.0~26.0	等厚($T_A = T_c$)	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 1	16.0	8.0~26.0	$T_A = 1.1 \times T_c$	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 2	16.0	8.0~22.0	$T_A = 1.1 \times T_c$	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 3	16.0	6.0~22.0	$T_A = 1.1 \times T_c$	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 4	16.0	8.0~28.0	$T_A = 1.1 \times T_c$	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 5	16.0	8.0~30.0	$T_A = 1.1 \times T_c$	0	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 6	16.0	8.0~26.0	$T_A = 1.1 \times T_c$	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 7	16.0	8.0~28.0	$T_A = 1.1 \times T_c$	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 8	16.0	8.0~26.0~30.0	8.8~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 9	16.0	8.0~28.0~30.0	8.8~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 70° (EL500)
case 10	16.0	8.0~26.0~30.0	8.8~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 11	16.0	8.0~28.0~30.0	8.8~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 12	16.0	8.0~26.0	8.8~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 14	16.0	9.0~26.0	8.8~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 15	16.0	8.0~26.0	12.0~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 16	16.0	9.0~26.0	12.0~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 17	16.0	8.0~26.0	10.0~33.0	$2\phi_A/4$	75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 18	(case 17) の形状微少修正				75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 19					75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 20					75° (EL500 以上) 74° (EL500)
case 21					75° (EL500 以上) 73° (EL500)
case 22					75° (EL500 以上) 73° (EL500)
case 23					75° (EL500 以上) 73° (EL500)
case 24					75° (EL500 以上) 73° (EL500)
case 24のA)					75° (EL500 以上) 73° (EL500)
case 25					75° (EL500 以上) 73° (EL500)
case 26					75° (EL500 以上) 73° (EL500)
case 27					75° (EL500 以上) 73° (EL500)
case 28	最 終 案				75° (EL500 以上) 73° (EL500)

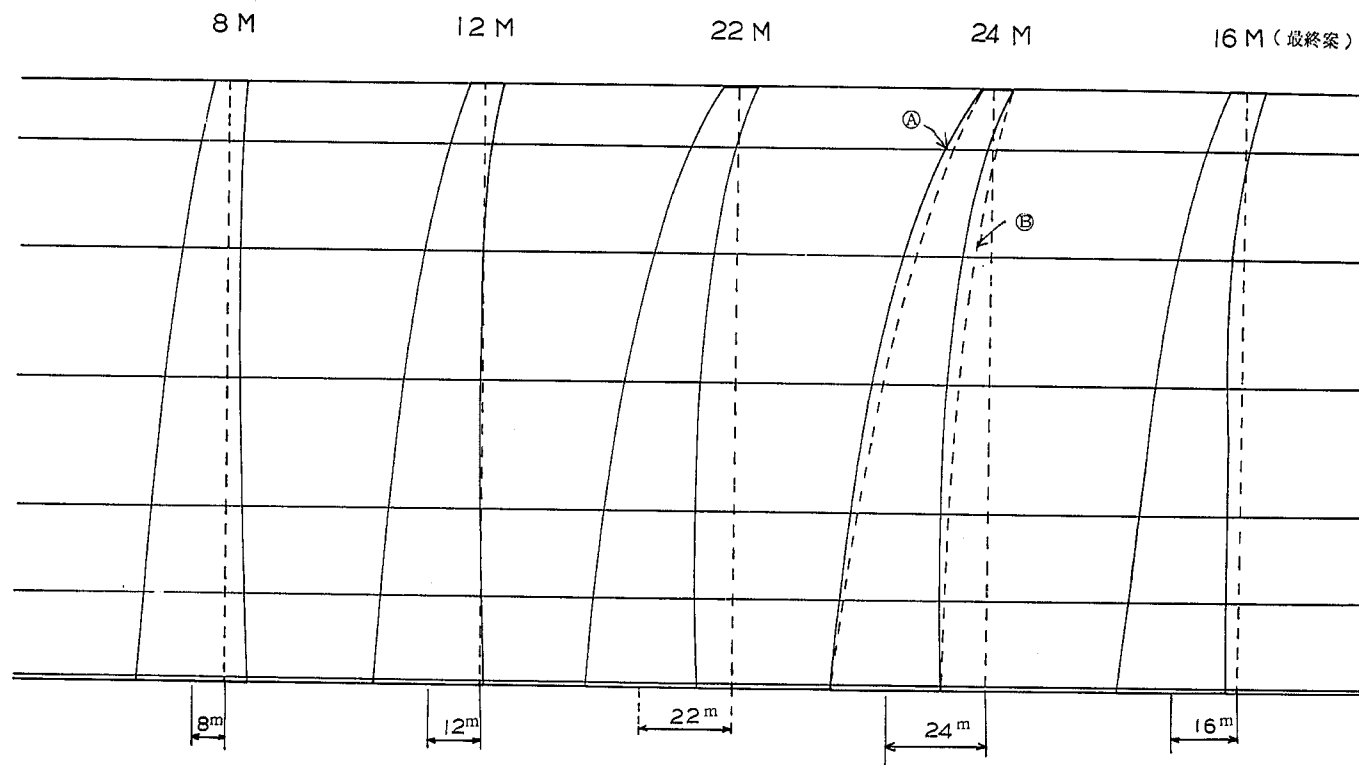


図-18 クラウンカンチレバー縦断面図 ($1/1,000$)

オーバーハング量をどの程度にするか

定性的議論により、オーバーハングは大きい方がよいと述べたが、無制限の範囲ではない。

本体打設期間中、ジョイントグラウトを行なう前のコンクリートブロックは片持梁として自立しており、上流面に引張応力が生ずる。この引張応力が、打ち継目を開口させたり、新たな水平クラックを生じさせては、本体の安全性は、損なわれる。

大きな中心角を持つドームアーチダムでは、アーチ要素で基本的に安定が保たれているので、水平クラックは根本的に堤体の安全性を損なうものではないと考えられる。しかし、中心角75°程度のフラットなアーチダムは、版構造物に近づいており、片持梁の働きは、重要性を増してきている。

片持梁を健全に働かせるため、施工中の水平クラックは防止されなければならない。

過去のダムのコンクリート品質管理等を参考にして、川治ダムの場合、自重によって上流面に生ずる引張応力は12kg/cm²まで許容できると考えた。

オーバーハングを種々変化させ24mで引張応力は12.1kg/cm²であったがオーバーハングを大きくすると、計算結果は、大きな誤差を含む事が判明し、又、外荷重が加わった場合、上流側下部標高で43kg/cm²もの引張応力を示す事を知った。

これらを総合判断して、川治ダムでは建設省のダムで最もオーバーハングが大きい真名川ダムの実績に基づき σ_c/H を12%にとりオーバーハング量を16.0mとした。

5-2-4 アーチの厚さ

アーチ厚さは、本体の応力状態が適当になるよう試算で調整していく。

本体応力で注目すべきものには次のようなものがある。

- ① アーチ上流面応力(σ_E)……クラウン上部標高
- ② アーチ下流面応力(σ_I)……アバット上部標高、クラウン下部標高
- ③ カンティレバー上流面応力(σ_u)…下部標高

これらの応力をどの程度の値にするかは過去に同じtrial-load-methodによって計算を進め設計され建設された建設省ダムの実績を参考にして決定する。

川治ダムは $H=140\text{m}$ という高い

表 - 8

ダムであるから、常時圧縮応力は、矢木沢、真名川クラスの80kg/cm²程度を目標にするという方針でアーチ厚さの調整に入った。

その結果、最終案(case 28 $H=140.0\text{m}$)で、

$$\text{最大圧縮応力} \begin{cases} 74\text{kg/cm}^2 \cdots \cdots \sigma_E \cdot \text{クラウン} \\ 75\text{kg/cm}^2 \cdots \cdots \sigma_I \cdot \text{アバット} \end{cases}$$

ダム名	ダム高(m)	常時最大 圧縮応力kg/cm ²	応力発生点
矢木沢	131	78	$\sigma_E \cdot \text{クラウン}$
真名川	125.5	81	$\sigma_I \cdot \text{アバット}$
矢作	100	61	$\sigma_E \cdot \text{クラウン}$
小沢	100	71	$\sigma_E \cdot \text{クラウン}$
豊平峡	87.5	56	$\sigma_E \cdot \text{クラウン}$
裾花	86	65	$\sigma_E \cdot \text{クラウン}$
青蓮寺	82	60	$\sigma_E \cdot \text{クラウン}$

となった。

(1) クラウン天端厚さの決定

天端クラウン厚さ8.0mの (case 2) と6.0mの (case 3) とを比較すると, (case 2) の方が, 上部標高abut で $\sigma_I = 18 \text{ kg/cm}^2$ 上部標高クラウンで $\sigma_E = 8 \text{ kg/cm}^2$ となり応力状態が良好であった。

従って天端クラウンの厚さを8.0mとした。

(2) クラウン基礎の厚さ及びアバットの厚さの決定。(表-9 参照)

ここで, クラウンの基

表 - 9

礎の厚さは, 最低26.0

m必要と判断された。

但し, これら各案は,
アバットの厚さ T_A は,
クラウン厚さ T_c の1.1倍
としていたが, アバット

case 名	ク ラ ウ ン		クラウン	アバット
	天端厚さ(m)	基礎厚さ(m)	σ_E の最大値	σ_E の最大値
case 1	8.0	26.0	79	86
case 2	8.0	22.0	88	97
case 4	8.0	28.0	74	81
case 5	8.0	30.0	71	77

の厚さに関しては, (case 5)程度が必要と判断された。

アバットの増厚をすれば, その影響は, アバット付近だけにとどまらずダム全体の厚さに及ぶ。

表-10 (case 12)の厚さ(m)

それ故に, クラウン厚さと, アバット厚
さの種々の組み合わせによる案が考えられ,
その検討を(case 12)まで行なった。

	ク ラ ウ ン	ア バ ッ ト
天 端	8.0	8.8
基 礎	26.0	33.0

これら各案の応力値を比較して, さらに応力が許容しうる限り経済的な容量の案として, (case 12)が選択された。

最大圧縮応力

上 部 標 高 クラウン $\sigma_E = 77 \text{ kg/cm}^2$

上 部 標 高 アバット $\sigma_I = 81 \text{ kg/cm}^2$

常時応力で(case 12)に煮つまったので, 地震時応力による検討に入った。

(case 12)は予想以上に大きな応力値 140 kg/cm^2 が出たので, 上部アバットでの増厚がさらに必要となった。

アバット厚さを变化させ地震時応力について(case 17)まで検討した。

常時最大圧縮力

表-11 (case 17)の厚さ(m)

上部標高クラウン $\sigma_E = 78 \text{ kg/cm}^2$

上部標高アバット $\sigma_I = 77 \text{ kg/cm}^2$

地震時最大圧縮力

	ク ラ ウ ン	ア バ ッ ト
天 端	8.0	10.0
基 礎	26.0	33.0

上部標高クラウン $\sigma_E = 123 \text{ kg/cm}^2$

上部標高アバット $\sigma_I = 121 \text{ kg/cm}^2$

この(case 17)が最終案(case 28)の原案になった。

(3) クラウン付近の等厚部

不等厚アーチにおいて、クラウンからアバットまで厚さを漸次変化させる方法と、クラウン付近に等厚部を設けて、アバット付近で不等厚に変化させる方法がある。

等厚部を設ける事により、本体応力が大きく悪化しなければ、コンクリート体積の減少が期待できる等厚部設置の方が有利である。

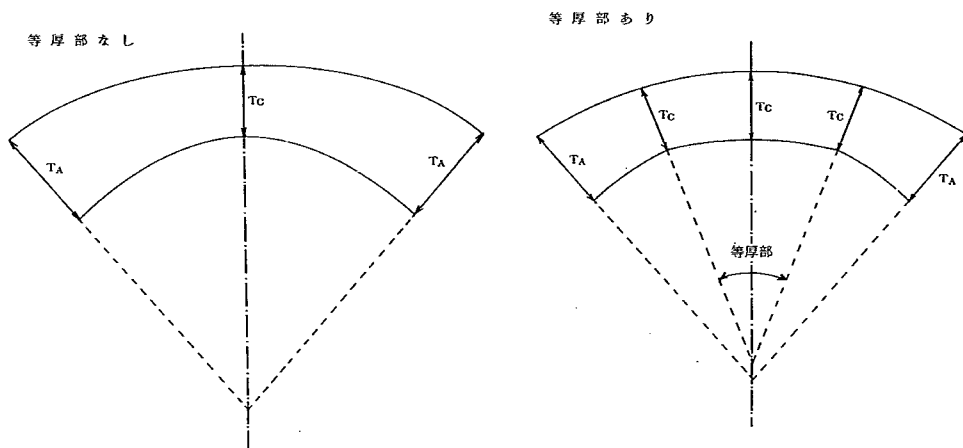


図-19 不等厚アーチ

(case 1) 等厚部なし。

(case 6) 中心角の $1/2$ を等厚部

他のパラメーターは全て同じ。

この2 caseの比較により、応力状態が悪くなるのは 1 kg/cm^2 程度であった。それ故に、(case 6) 以後は、クラウン付近に等厚部を設けた形状で作業を進めた。

以上アーチ厚さ決定作業において最終案の原案として(case 17)が決った。

その後最終案(case 28)までダム形状の各パラメーターを放物線で規定したり、可能な限り対称に近づけたりするなどの微少修正が続けられた。

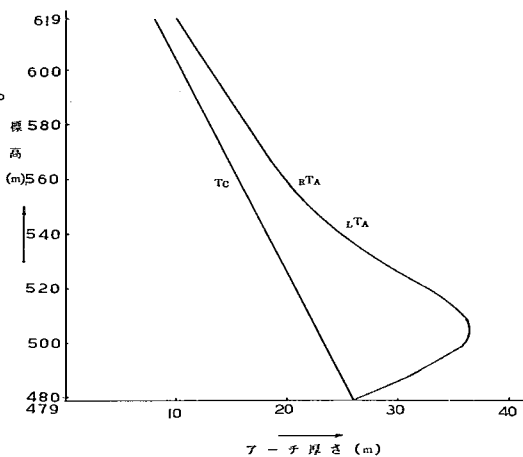


図-20 アーチ厚さ、最終案(case 28)

AB-4 24M

$k = 0.0$
 $X_c = -24.0$
 $L_i \phi = R_i \phi = 0$

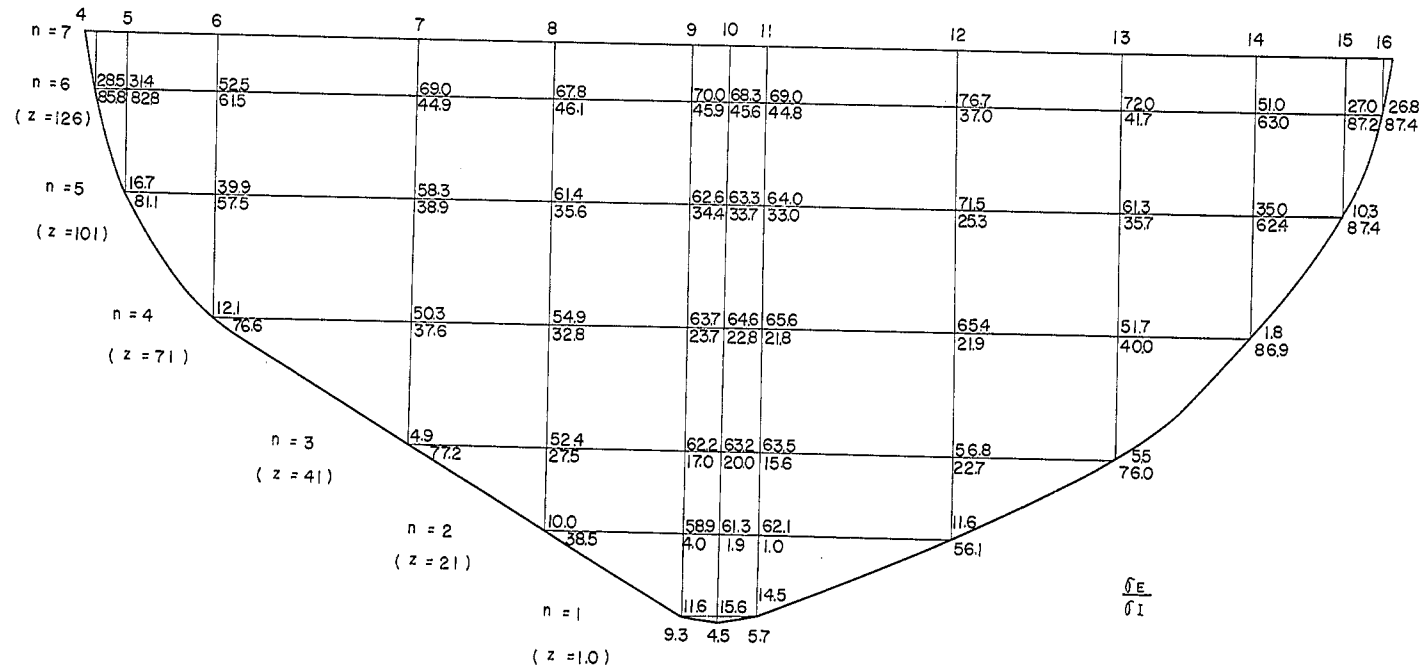


図-21.1 アーチ応力度

AB-4 24M

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0$
 $X_c = -24.0$
 $L_1 \neq R_1 \neq 0$

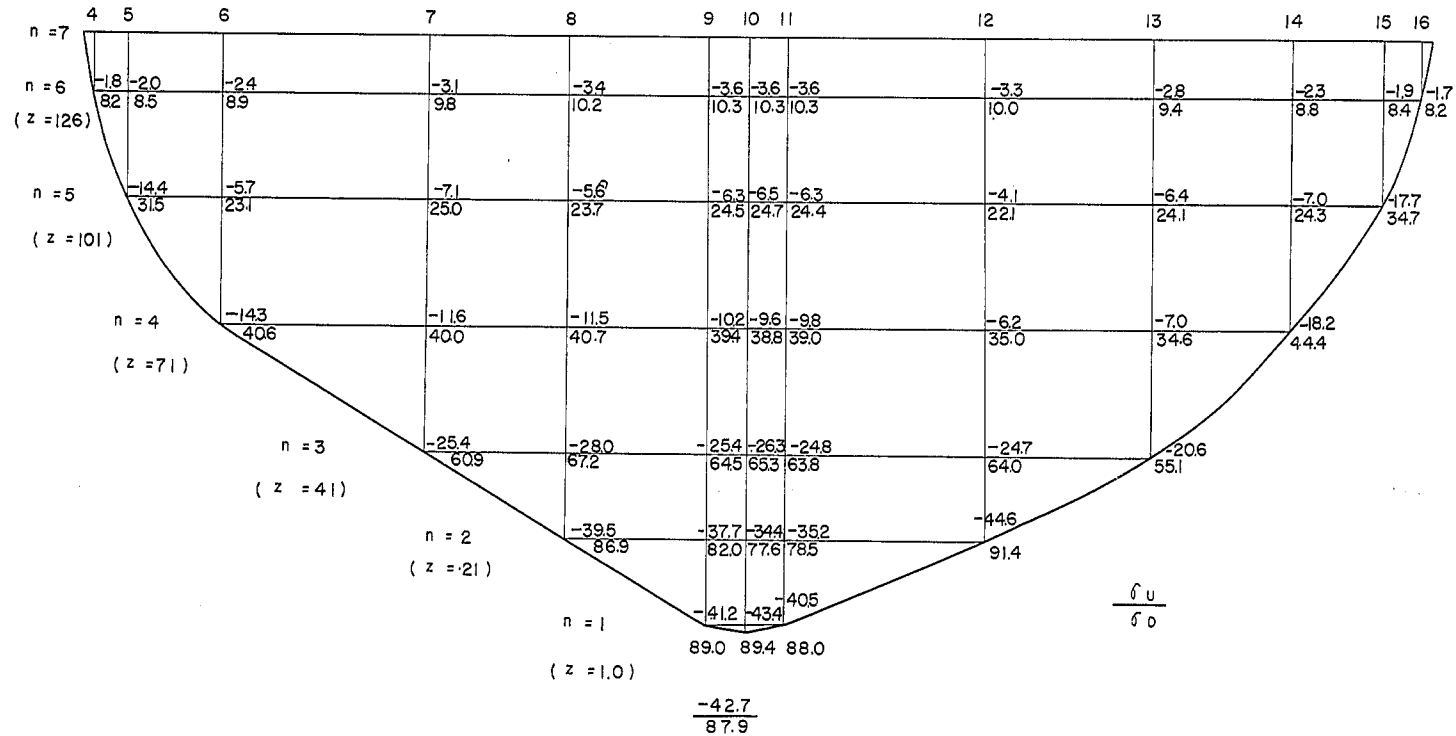


图-21.2 片持梁应力度

AB-4 12M

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0$
 $X_c = -12.0$
 $L_i \phi = R_i \phi = 0$

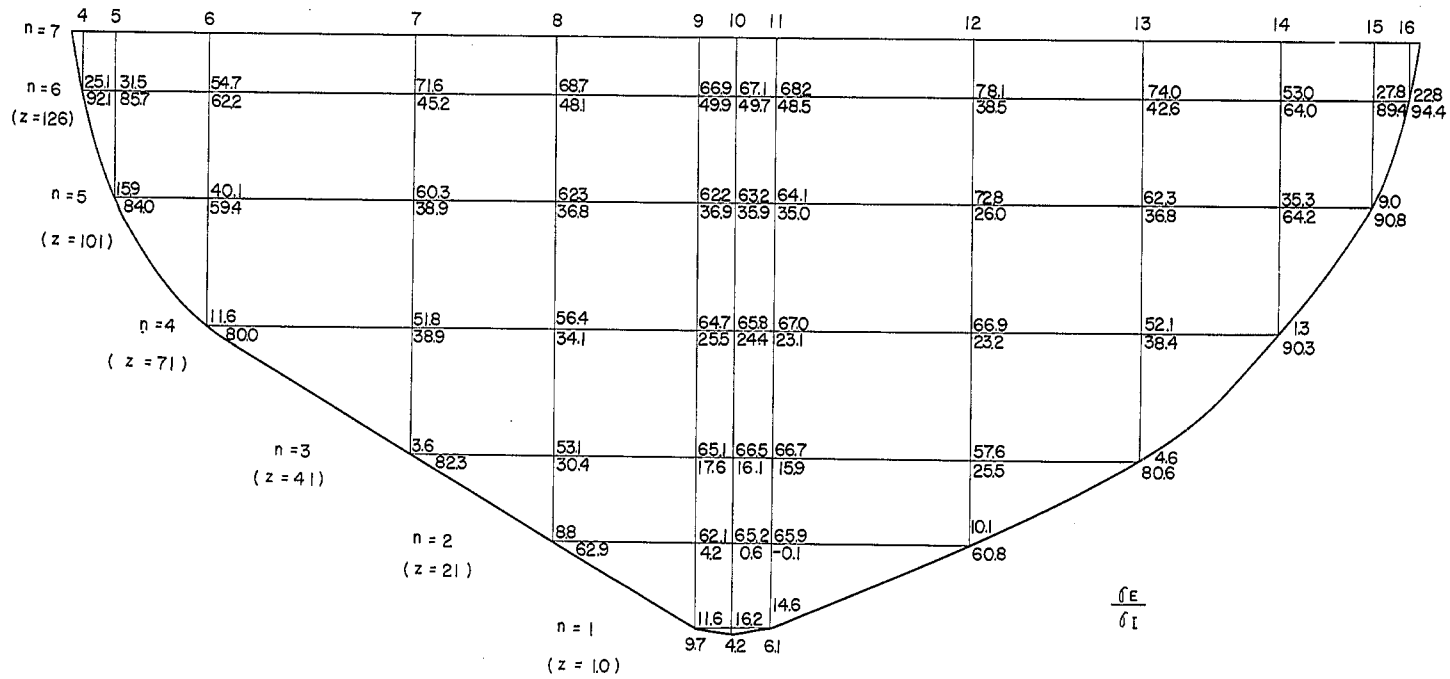


図-21.3 アーチ応力度

AB-4 12M

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0$
 $X_c = -12.0$
 $L_i \phi = R_i \phi = 0$

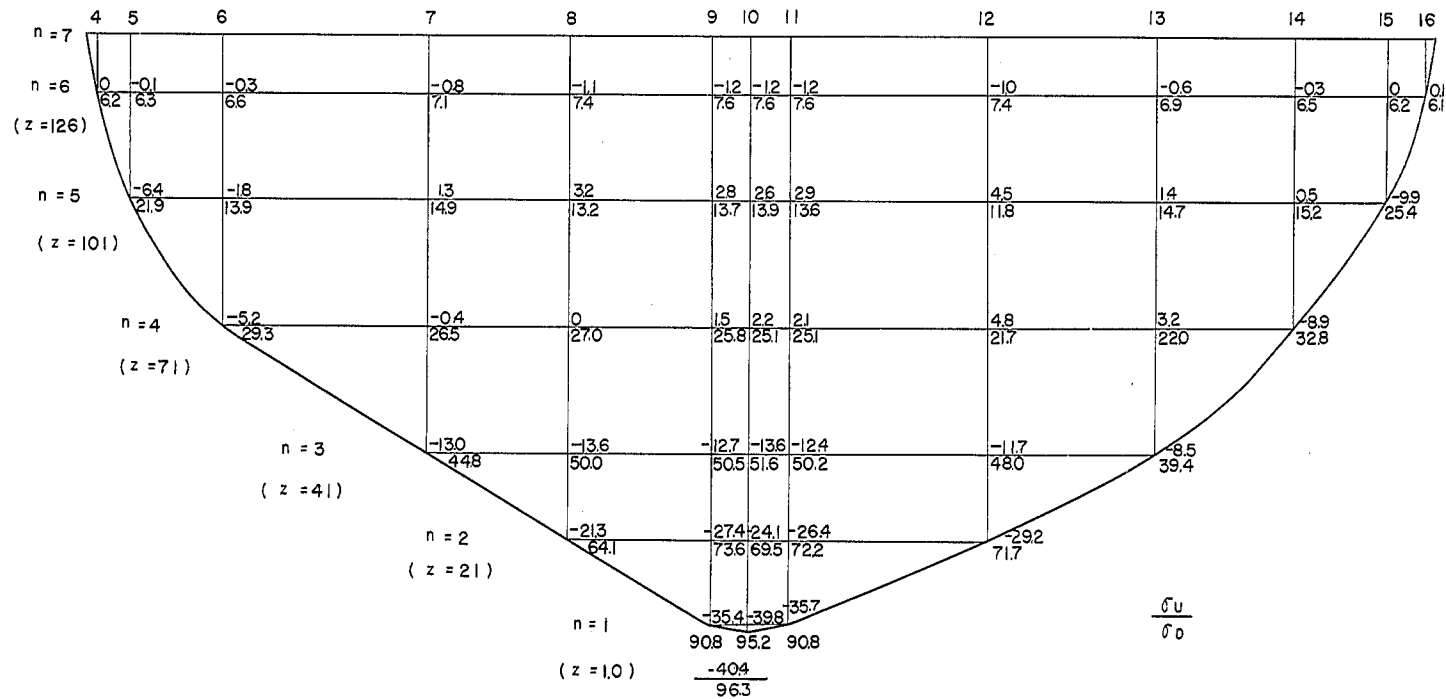


图-21.4 片持梁応力度

AB-4 8M

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0$
 $X_c = -8.0$
 $L/\phi = R/\phi = 0$

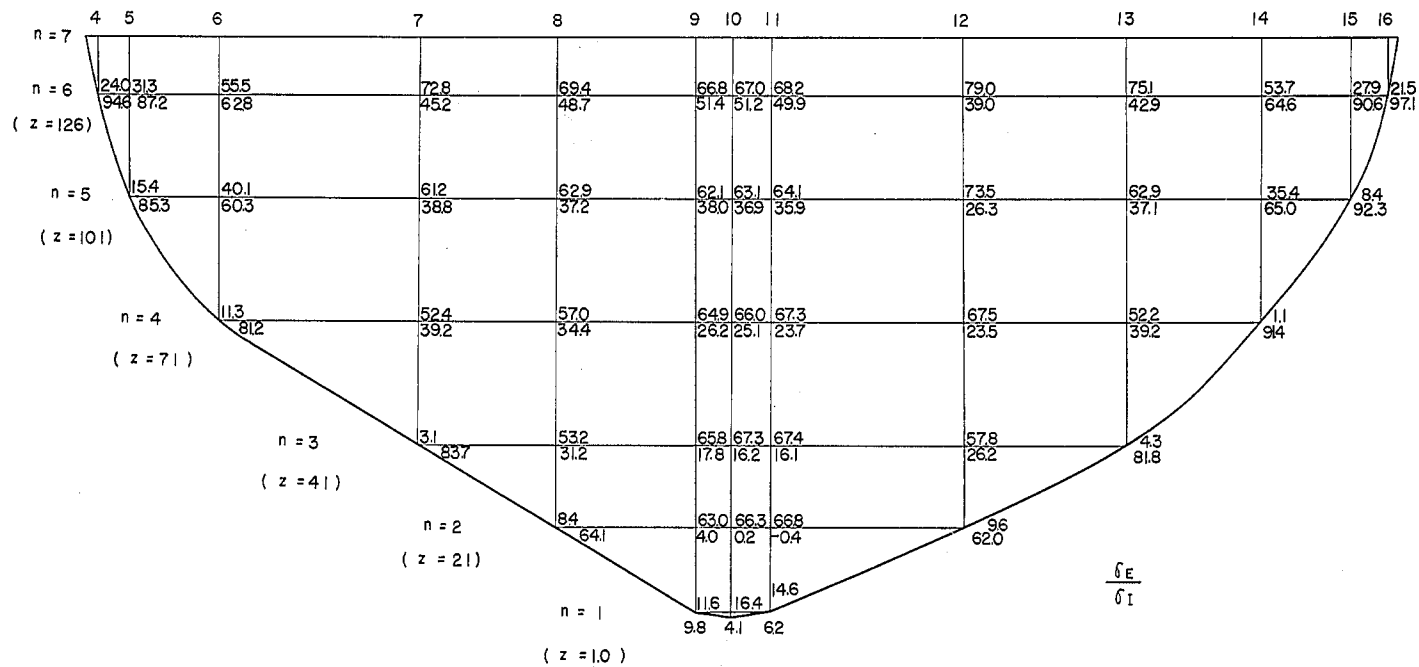


図-21.5 ア - チ 応 力 度

AB-4 8M

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0$
 $X_c = -8.0$
 $L_1 \phi = R_1 \phi = 0$

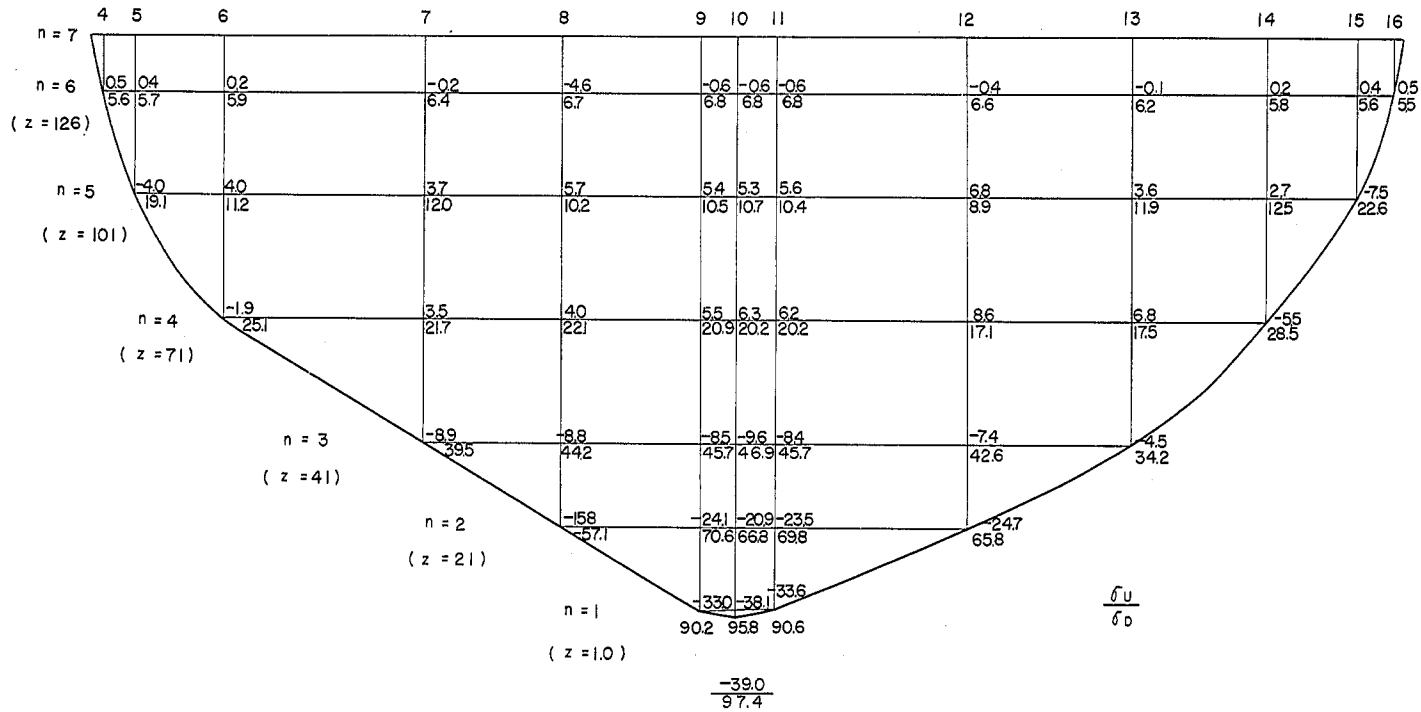


图-21.6 片持梁应力度

AB-4 Case (I)

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0$
 $X_c = -16.0$
 $L_1 \phi = R_1 \phi = 0$

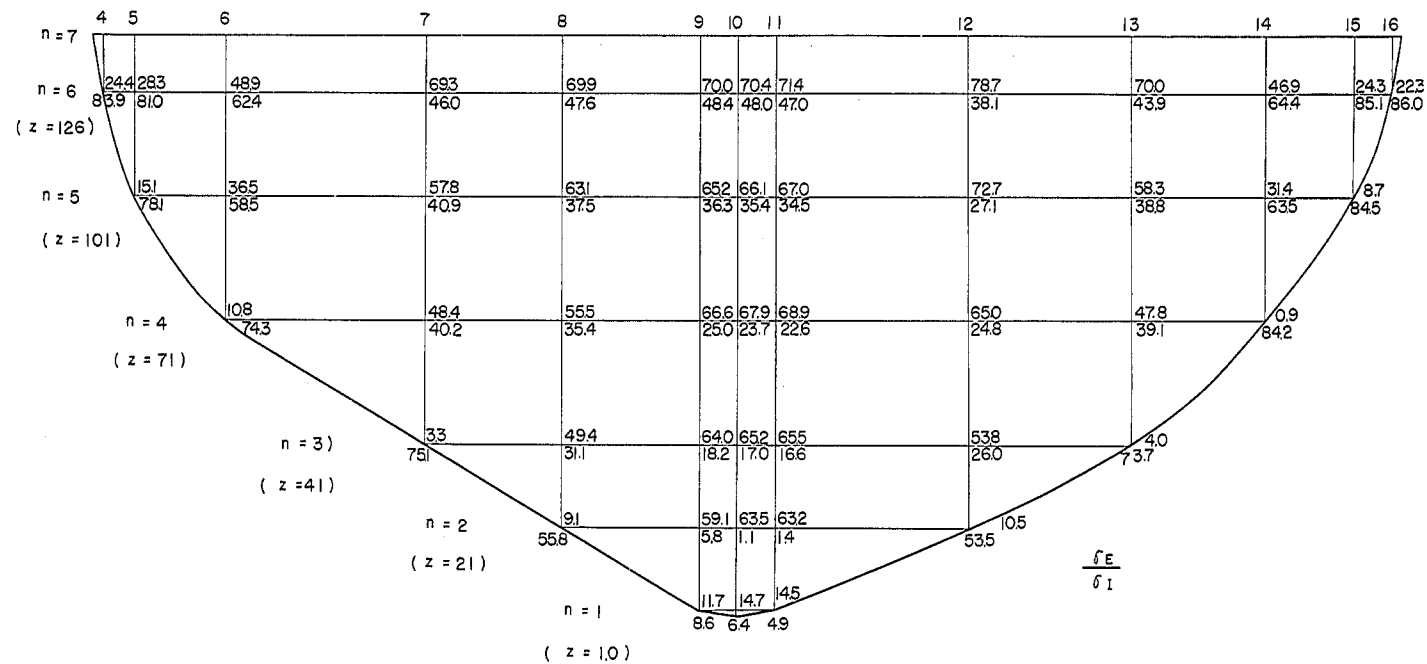


図-21.7 アーチ応力度

AB - 4 Case (1)

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0$
 $X_c = -16.0$
 $L_1 \phi = R_1 \phi = 0$

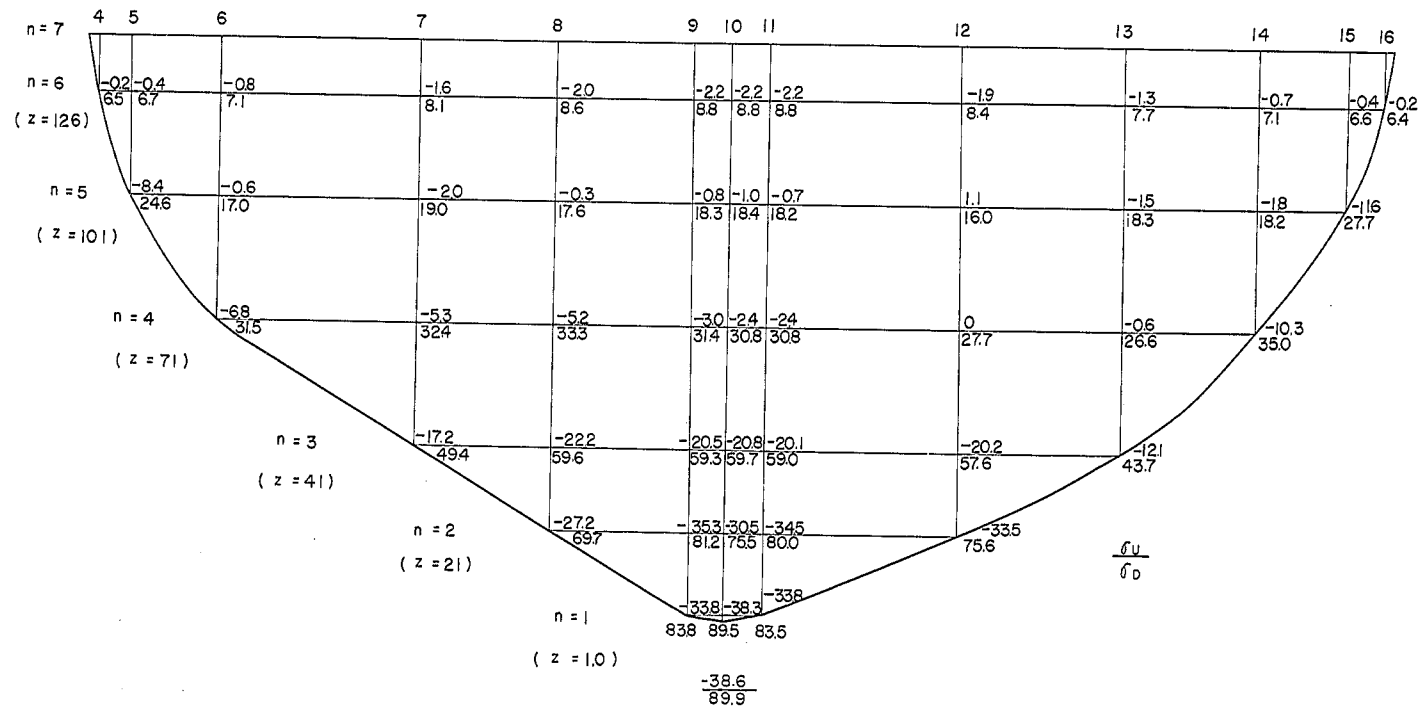


图-21.8 片持梁应力度

AB-4 Case(2)

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 22.0$
 $X_c = -16.0$
 $L_1 \phi = R_1 \phi = 0$

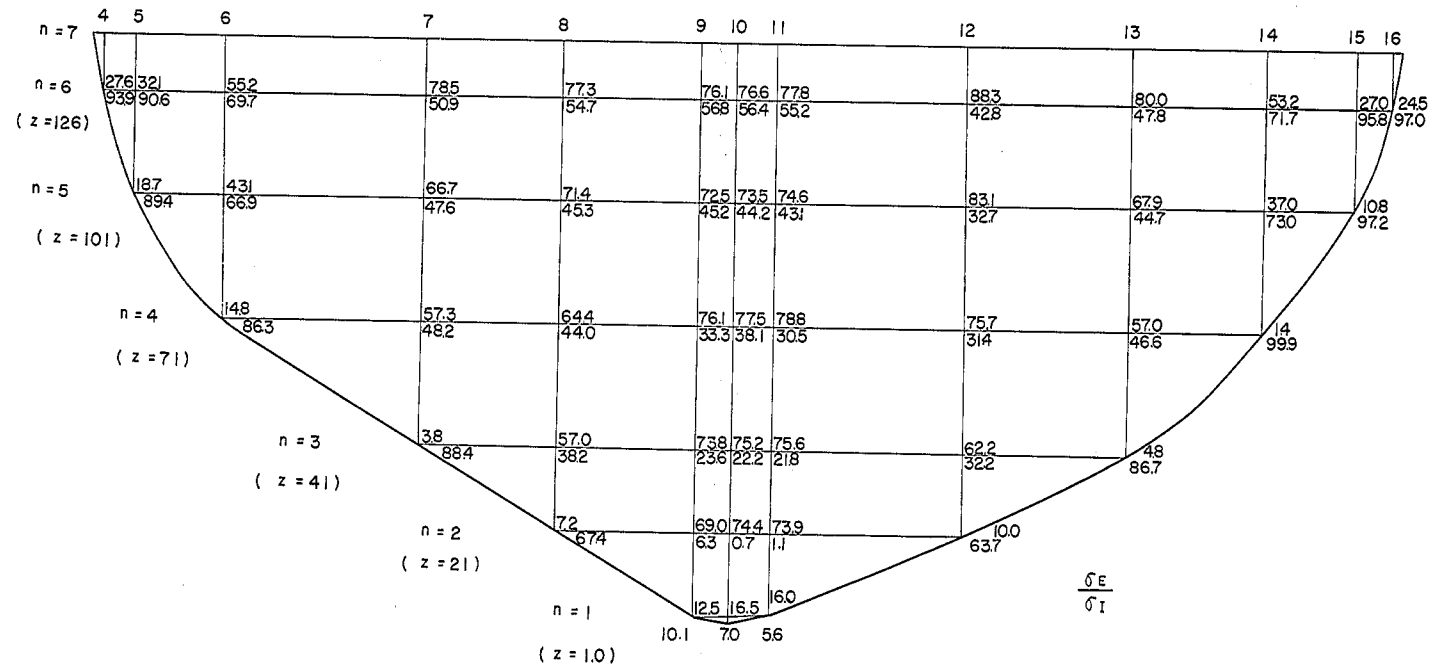


図-21.9 ア - チ 応 力 度

AB-4 Case(2)

$k = 0.0$

$T_c = 8.0 \quad 22.0$

$X_c = -16.0$

$L_1 \phi = R_1 \phi = 0$

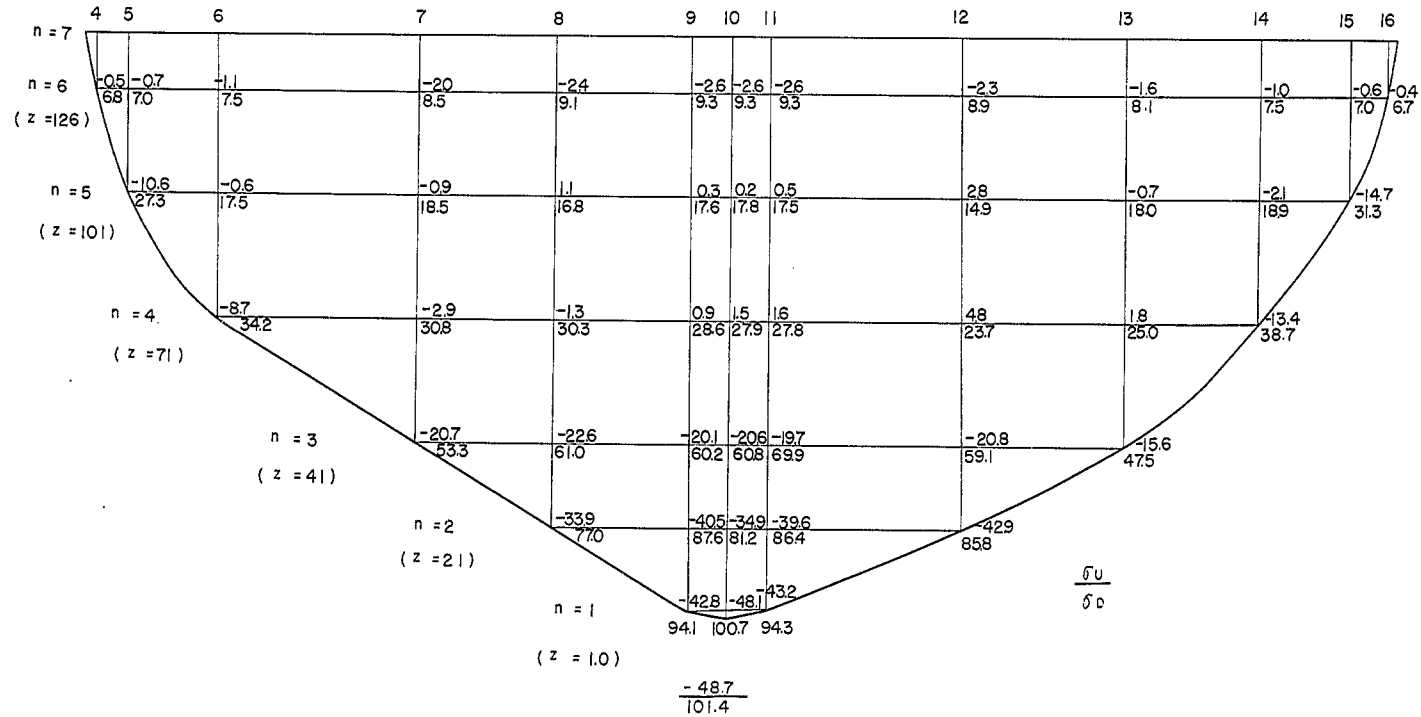


图-21.10 片持梁应力度

AB-4 Case(3)

$k=00$
 $T_c = 6.0 \quad 22.0$
 $X_c = -16.0$
 $L \phi = R \phi = 0$

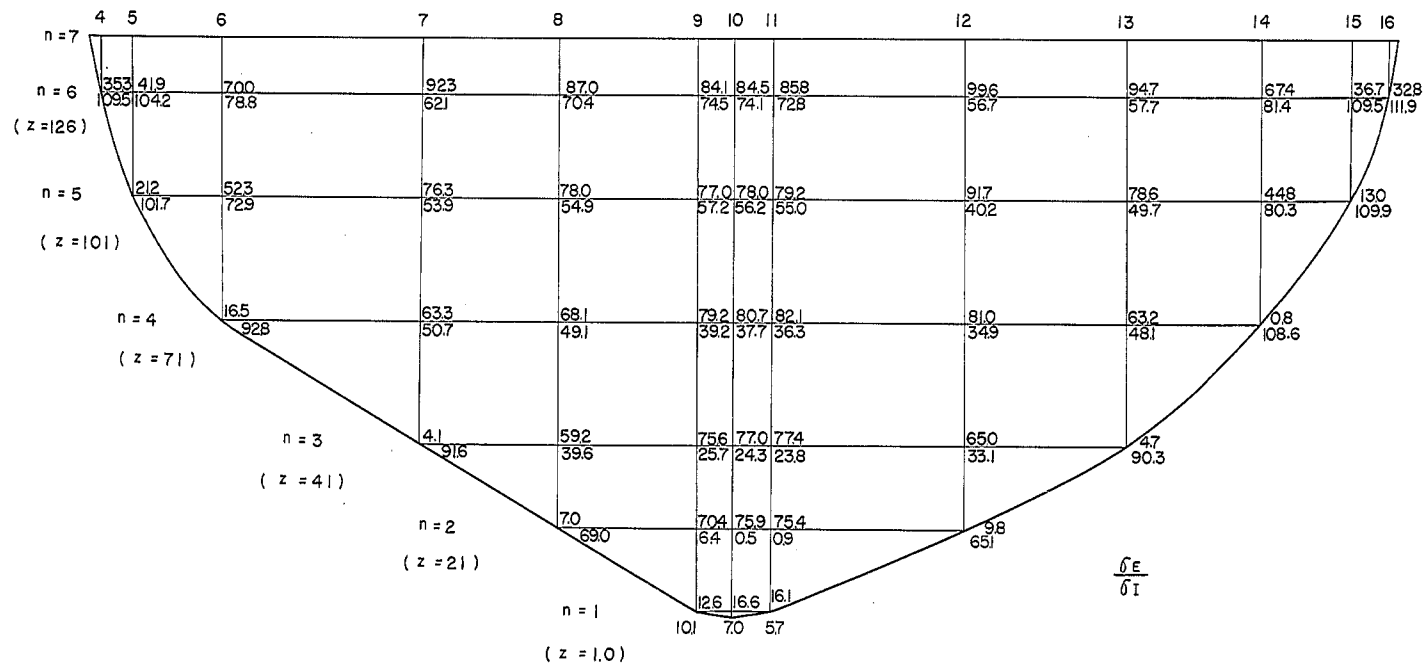


図-21.11 ア - チ 応 力 度

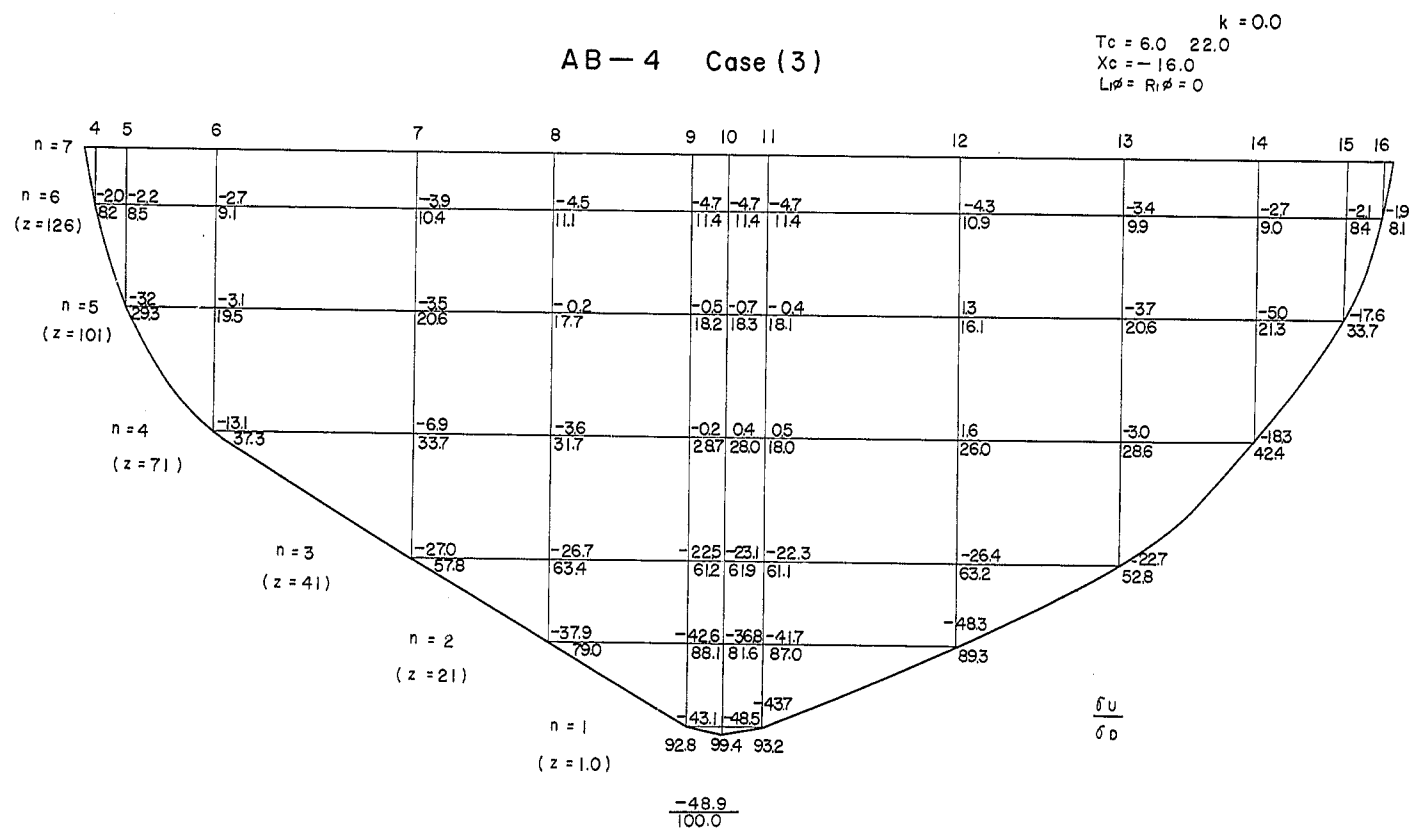


图-21.12 片持梁応力度

AB-4 Case (5)

$k = 0.0$
 $X_c = -16.0$
 $T_c = 8.0 \quad 30.0$
 $L_i \phi = R_i \phi = 3$

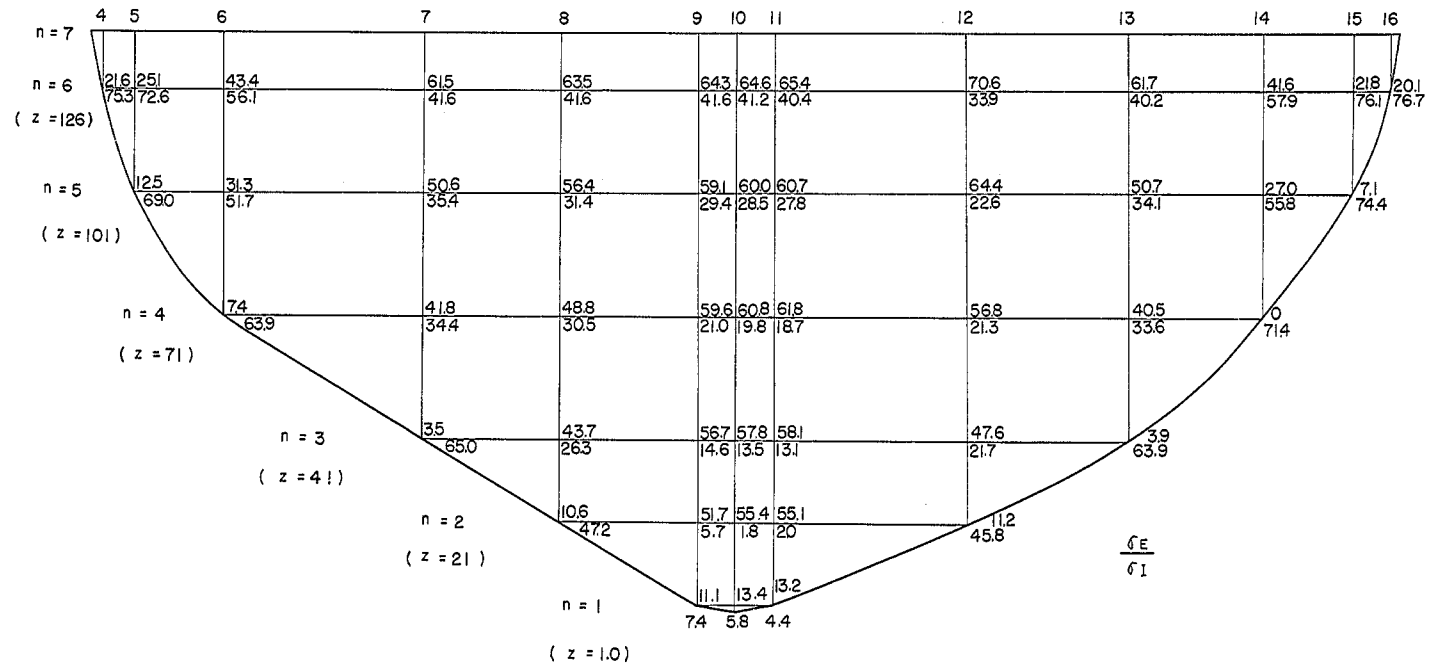


図-21.13 アーチ応力度

AB-4 Case(5)

$k = 0.0$
 $X_c = -16.0$
 $T_c = 8.0 \quad 30.0$
 $L_1 \phi = R_1 \phi = 0$

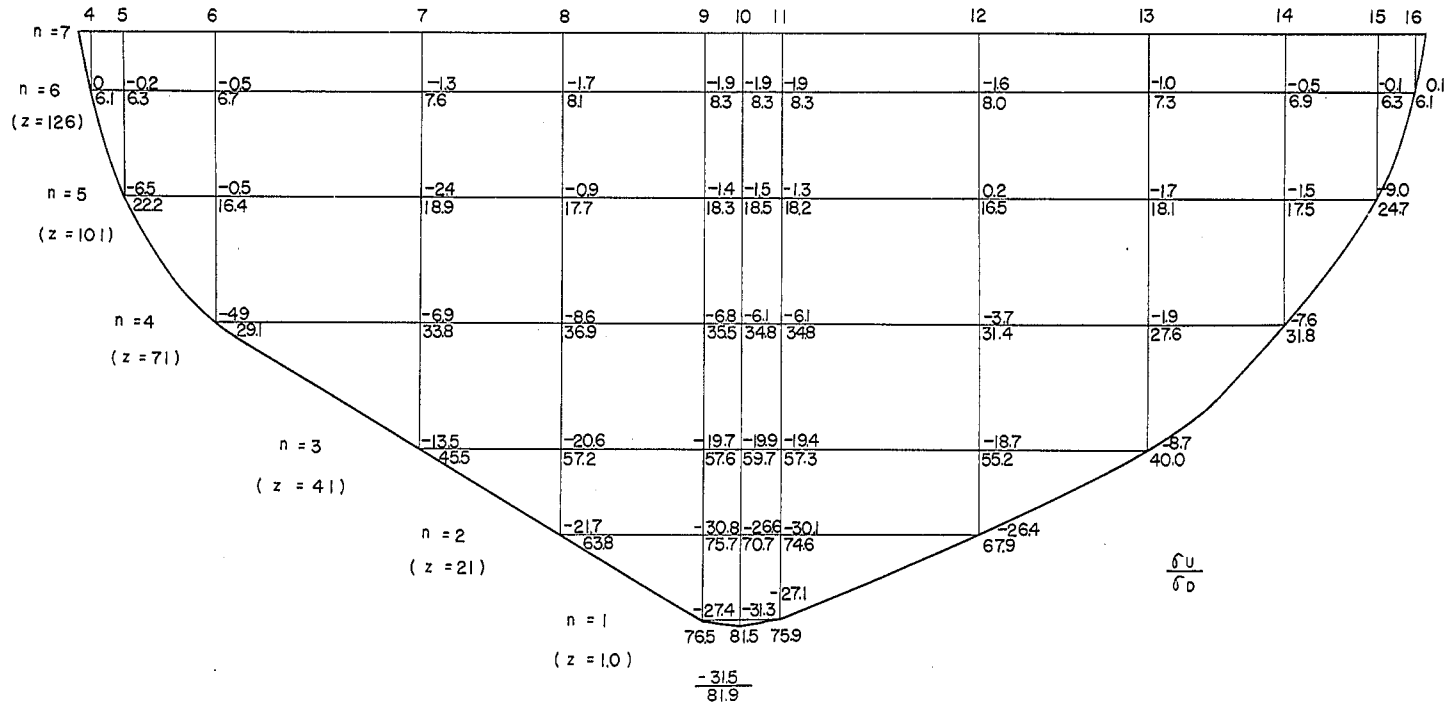


图-21.14 片持梁応力度

AB-4 Case (6)

$X_c = -16.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0$
 $|L|\phi| = |R|\phi| = \frac{2\phi A}{4}$

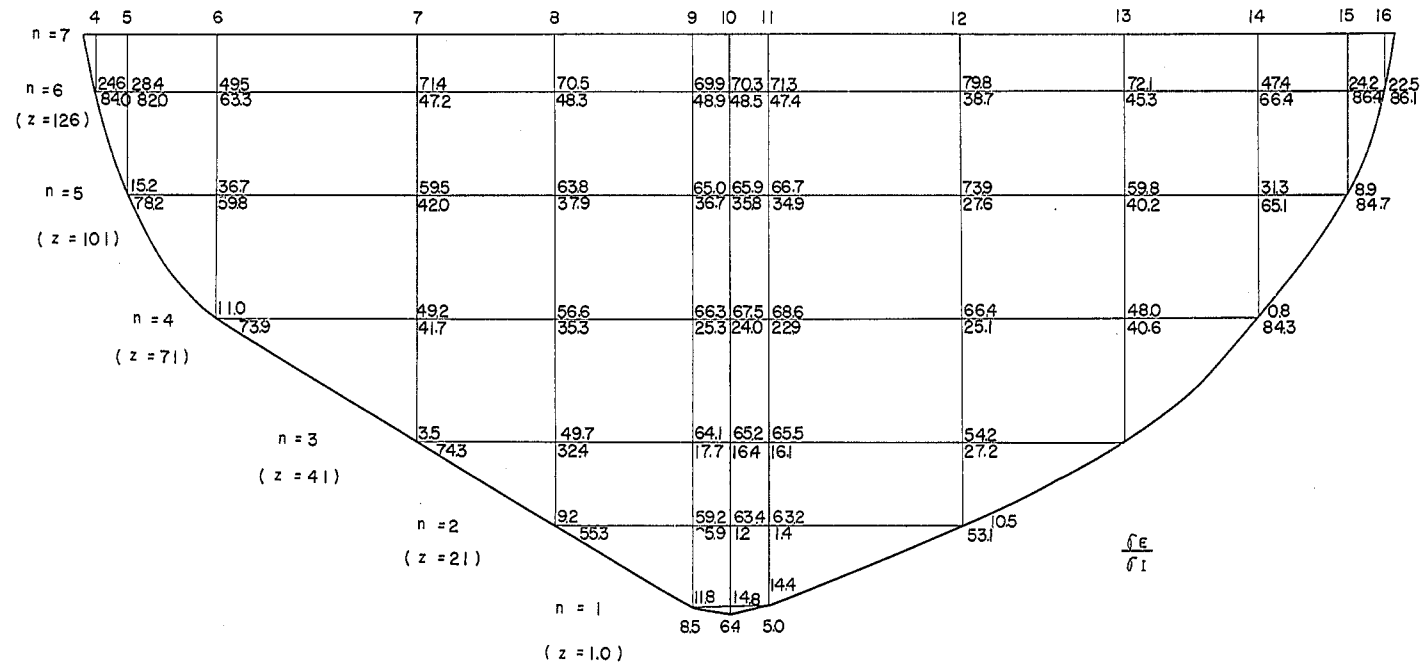


図-21.15 ア - チ 応 力 度

AB-4 Case (6)

$$\begin{aligned} X_c &= -16.0 & k &= 0.0 \\ T_c &= 8.0 & 26.0 \\ |L_r \phi| = |R_r \phi| &= \frac{2\phi A}{4} \end{aligned}$$

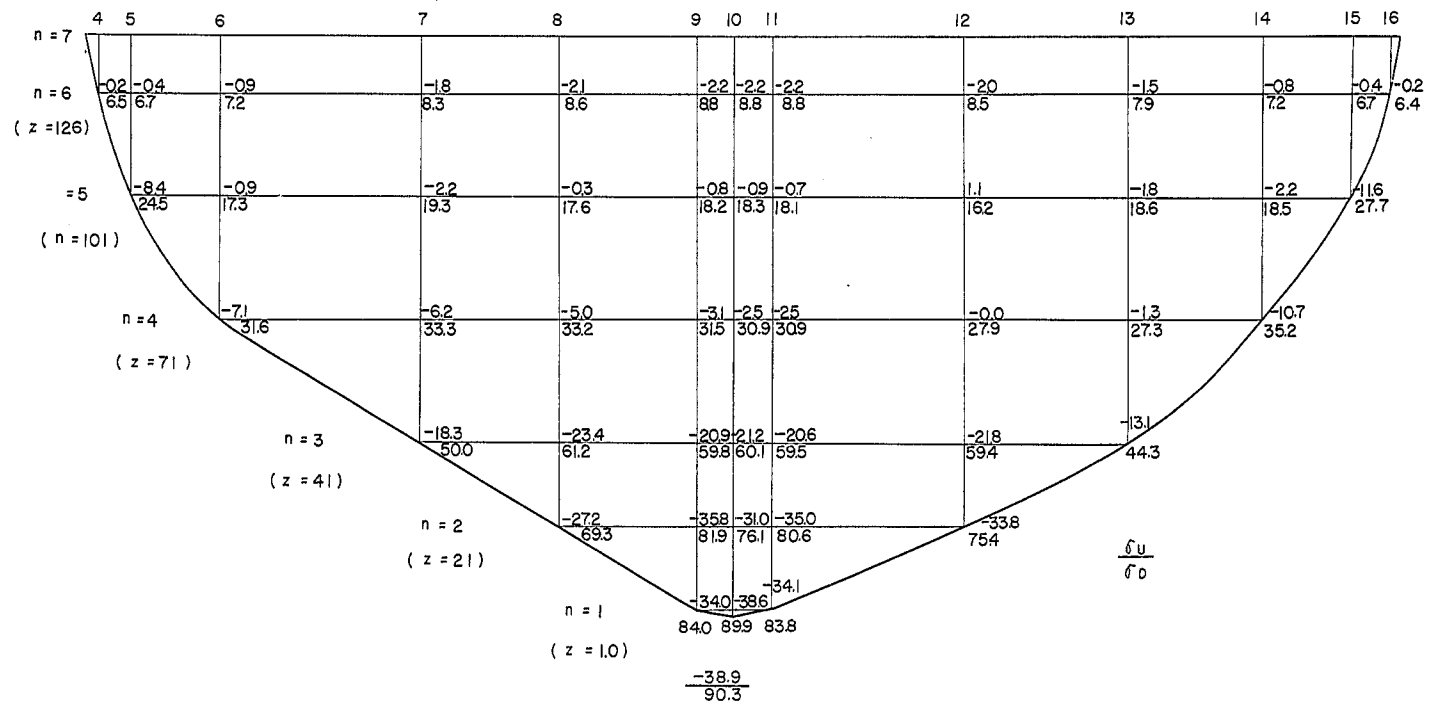


图-21.16 片 持 梁 应 力 度

AB-4 Case (10)

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \quad 26.0 - 30.0$
 $X_c = -16$
 $L_1 \phi = R_1 \phi \frac{2 \phi A}{4} \text{ (修正)}$
 $EL500$
 $2 \phi A = 74^\circ$

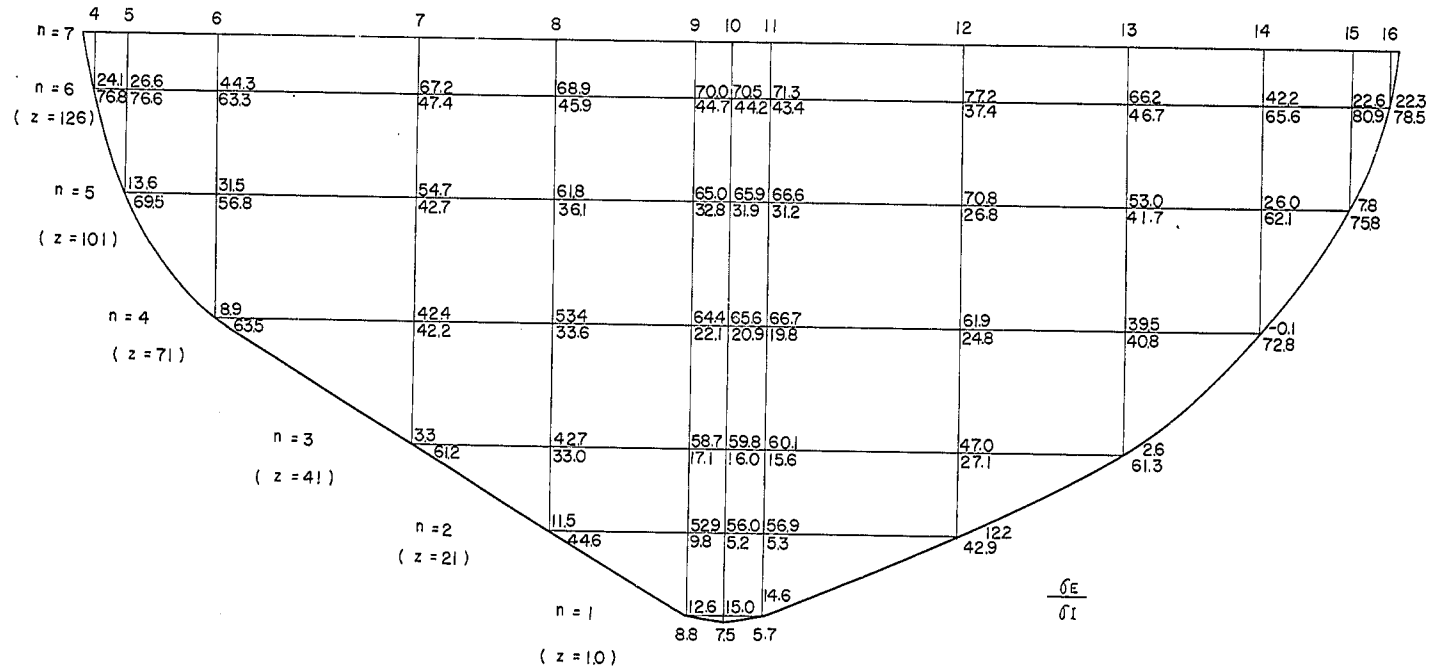


図-21.17 アーチ応力度

AB - 4 Case (10)

$$k = 0.0$$

$T_c = 8.0 \quad 26.0 - 30.0$

Xc = -16.0 EL 500

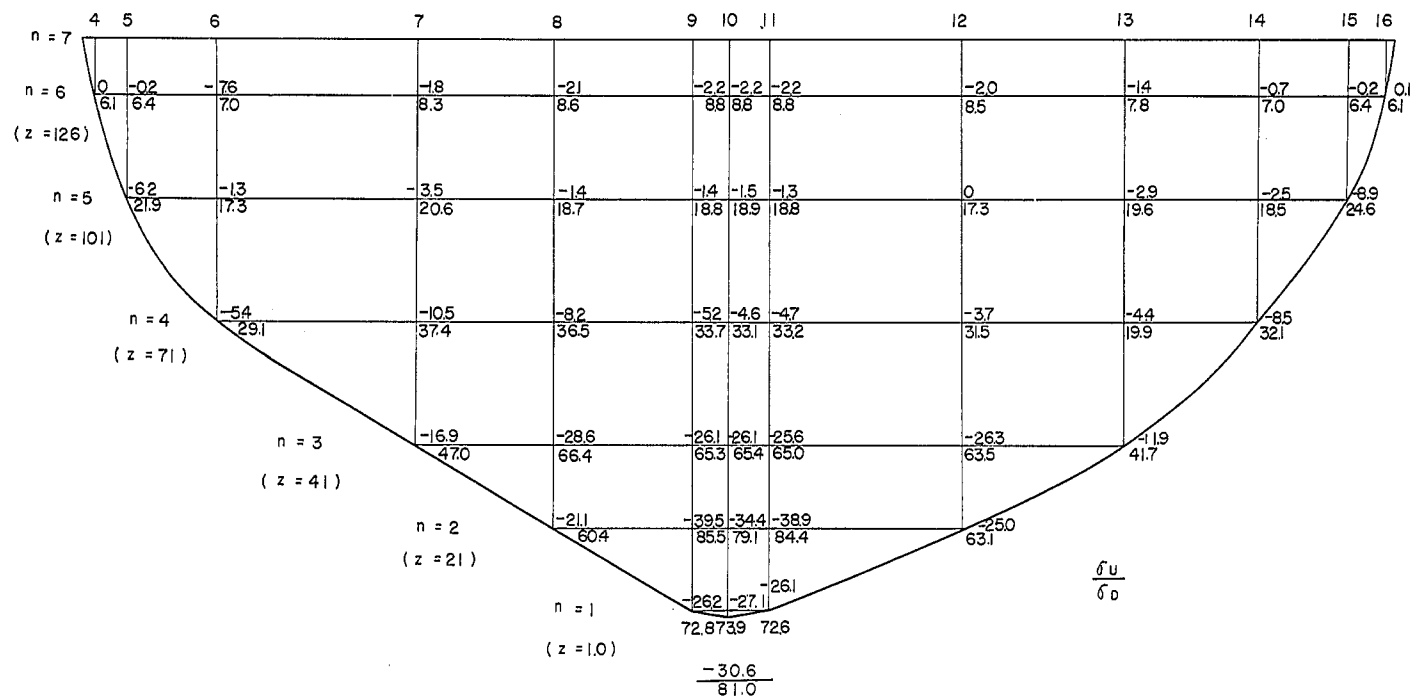
$$L_1 \phi = R_1 \phi = \frac{2\phi A}{4} \text{ (修正)} \quad 2\phi A = 74^\circ$$


图 21.18 片 持 梁 应 力 度

AB-4 (Case 12)

$T_c = 8.0$ 26.0 $k = 0.0$
 $X_c = -16.0$ $EL 500$
 $L\phi = R\phi = \frac{2\phi A}{4}$ (修正) $2\phi A = 74^\circ$

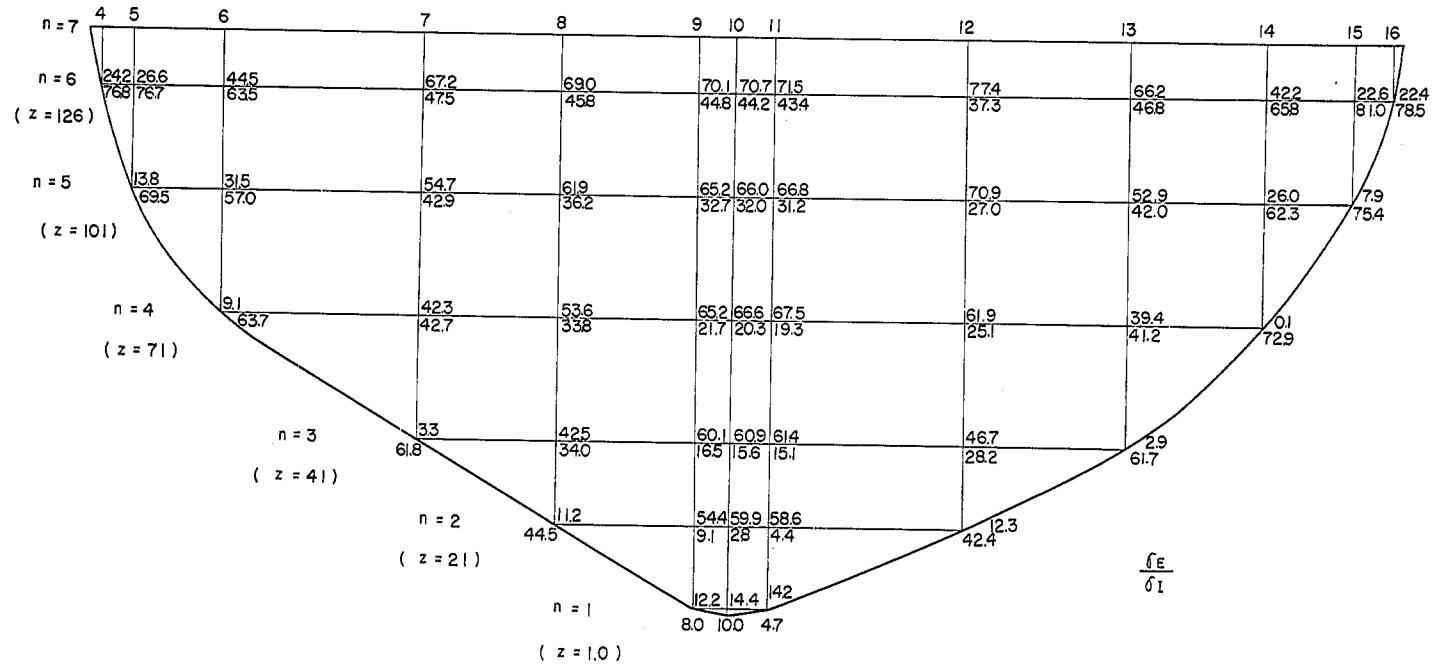


図-21.19 アーチ応力度

AB - 4 Case (12)

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \ 26.0$
 $X_c = -16.0$
 $L_i \phi = R_i \phi = \frac{2 \phi A}{4} \text{ (修正)}$
 $EL500$
 $2 \phi A = 74^\circ$

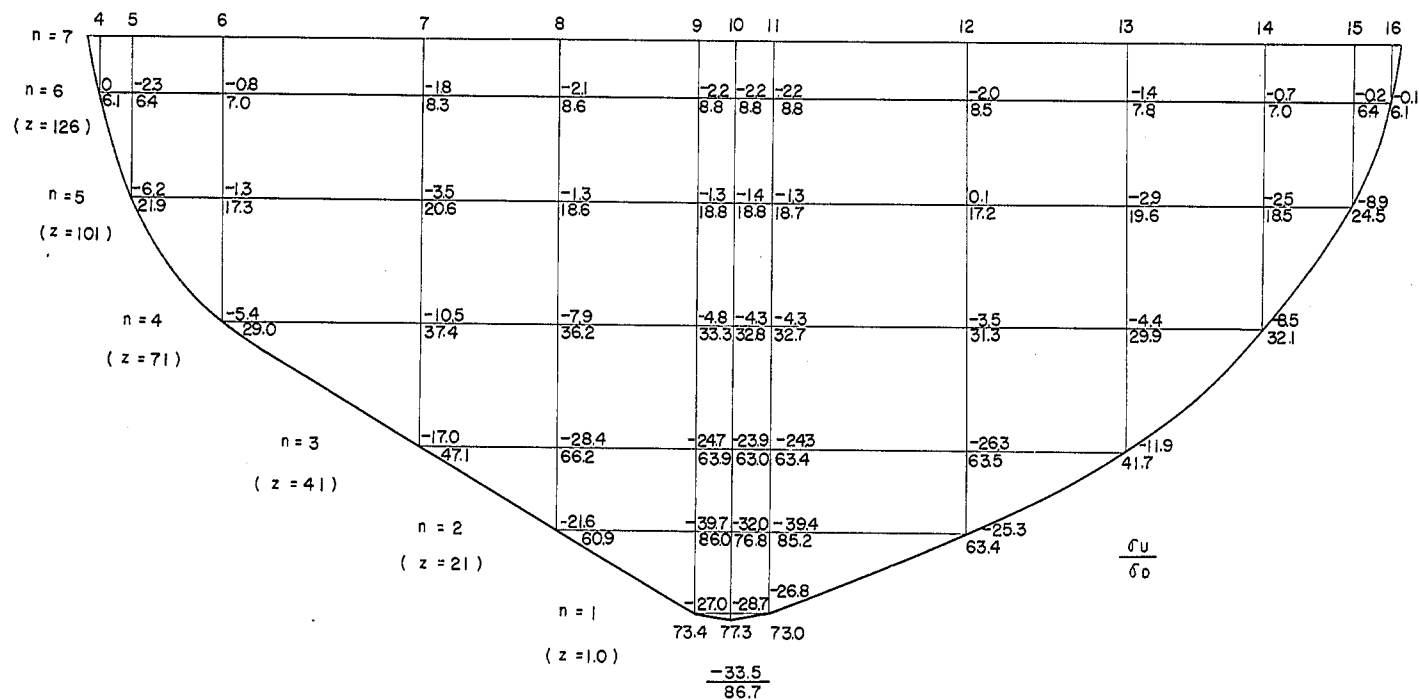


图-21.20 片持梁応力度

(Case 17)

$k = 0.0$
 $T_c = 8.0 \sim 26.0$ (直)
 $T_a = 10.0 \sim 33.0$ (直)
 $X_c = -16.0$

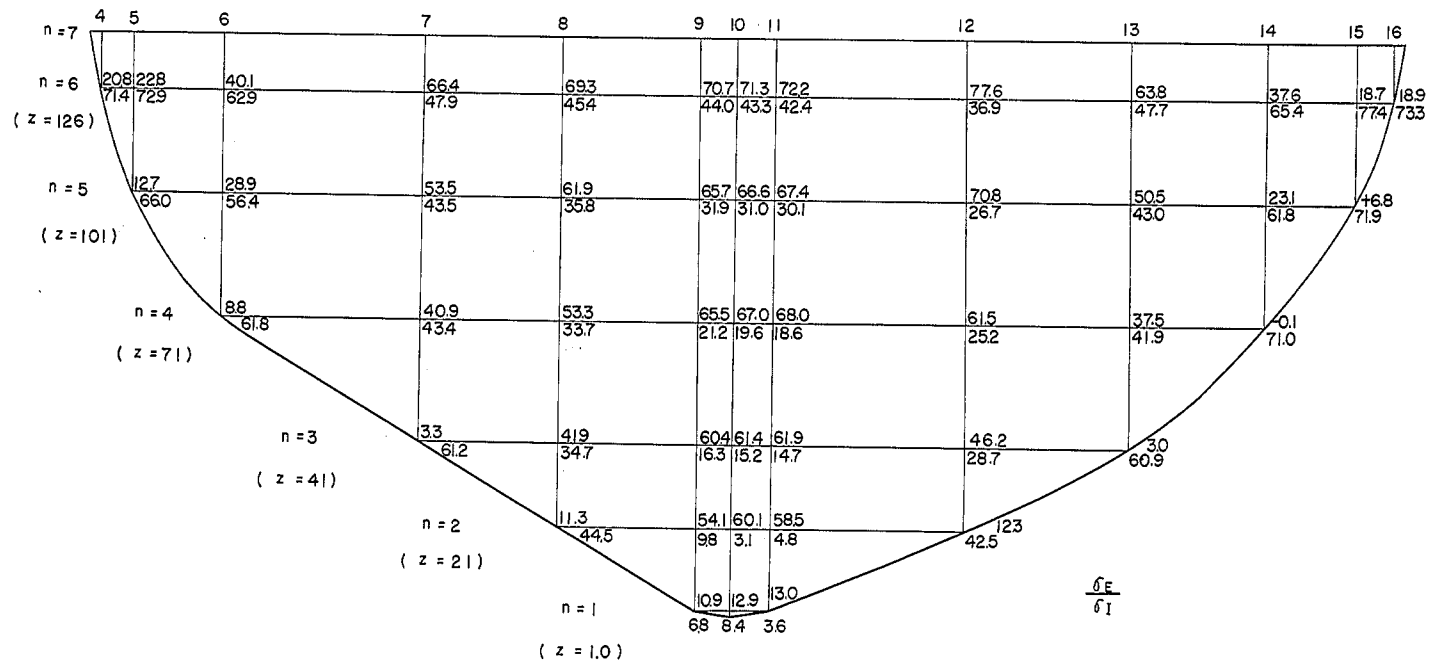


図-21.21 アチ応力度

$k = 0.0$

(Case 17)

$T_c = 8.0 \sim 26.0$ (直)

$L\phi = R\phi = \frac{2\phi A}{4}$

$T_A = 10.0 \sim 33.0$ (直)

$L\phi_A = R\phi_A$ (修正)

$X_0 = -160$

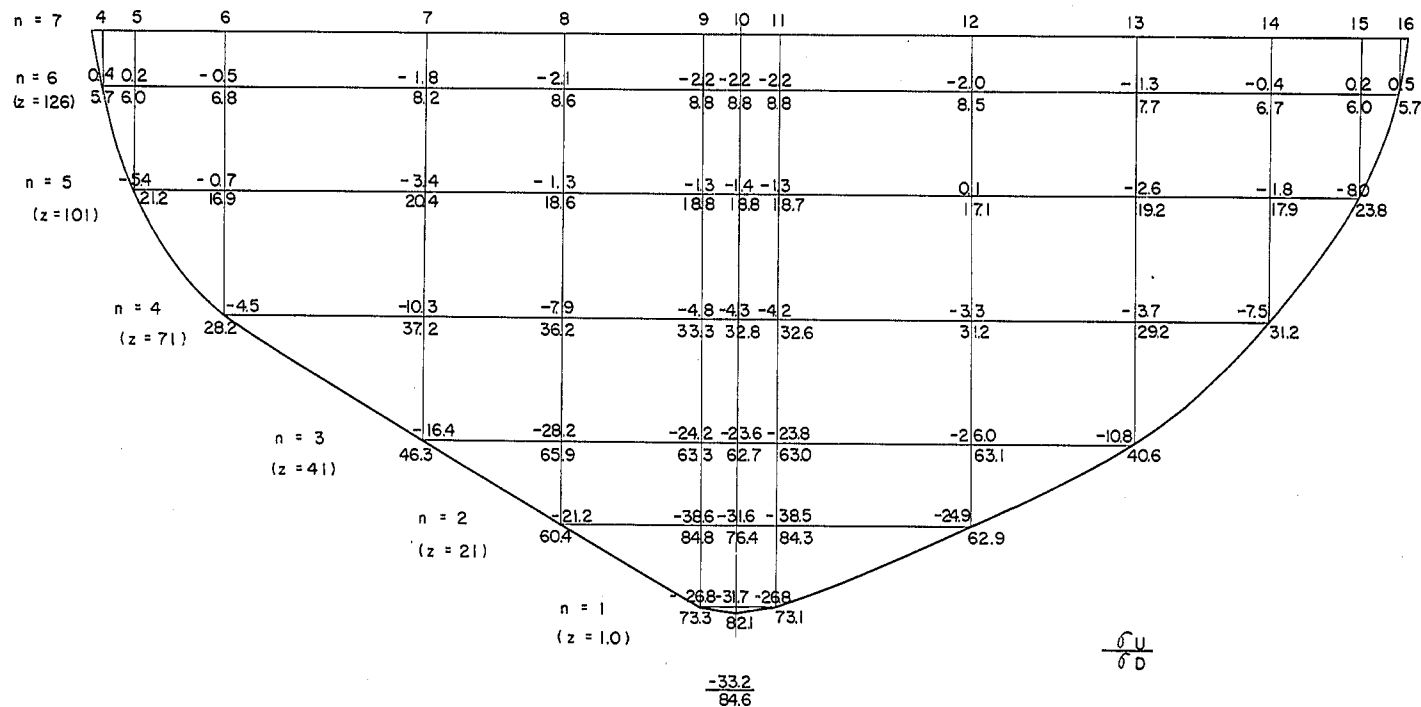


图-21.22 片持梁応力度

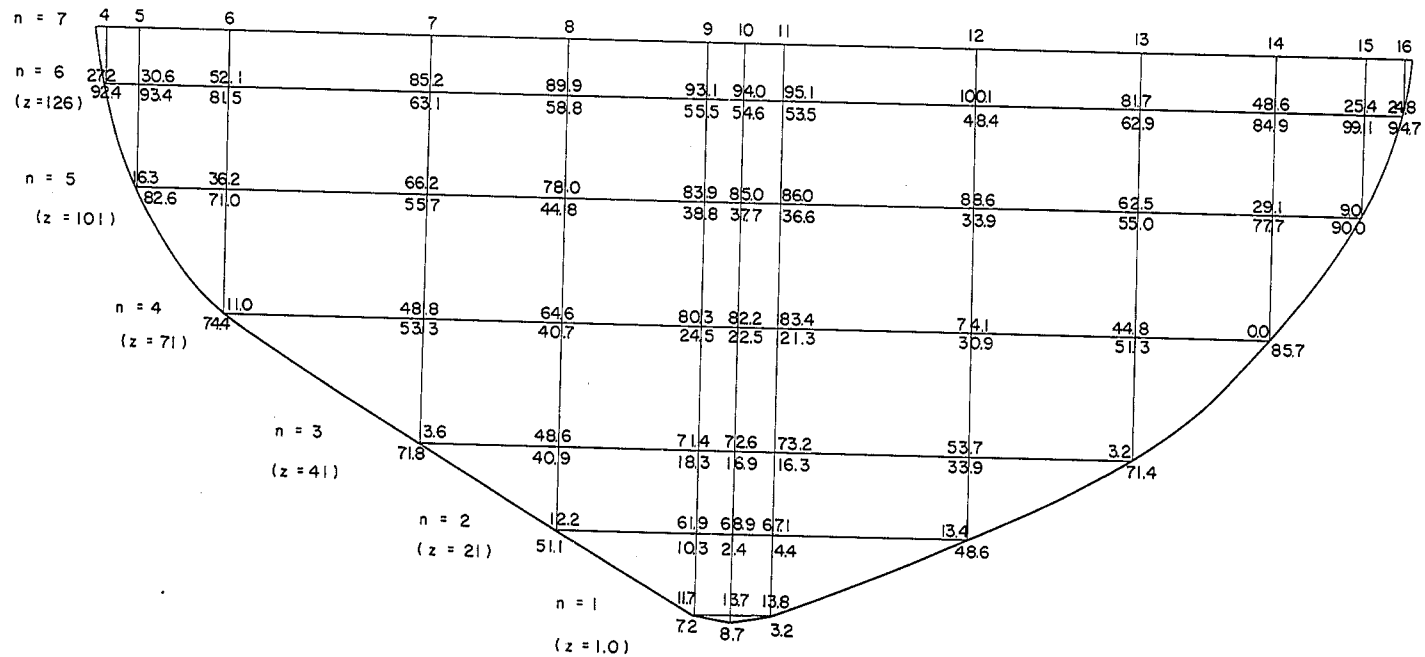
$k = 0.12$

(Case 17)

$T_c = 8.0 \sim 26.0$

$T_A = 10.0 \sim 33.0$

$X_c = -16.0$



$\frac{\sigma_E}{\sigma_I}$

図-21.23 アーチ応力度

$k = 0.12$

(Case 17)

$T_c = 8.0 \sim 26.0$ (直)

$T_A = 10.0 \sim 33.0$ (直)

$X_c = -160$

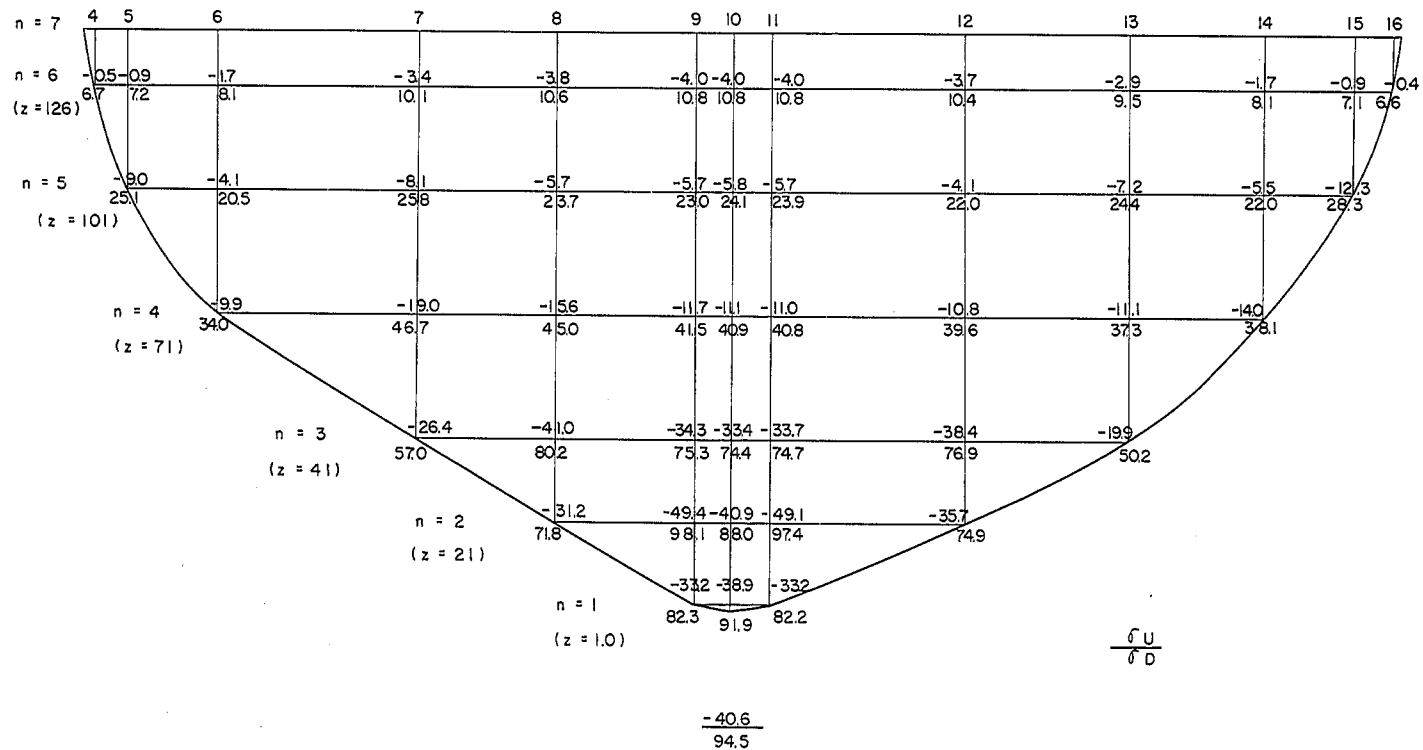


图-21.24 片持梁応力度

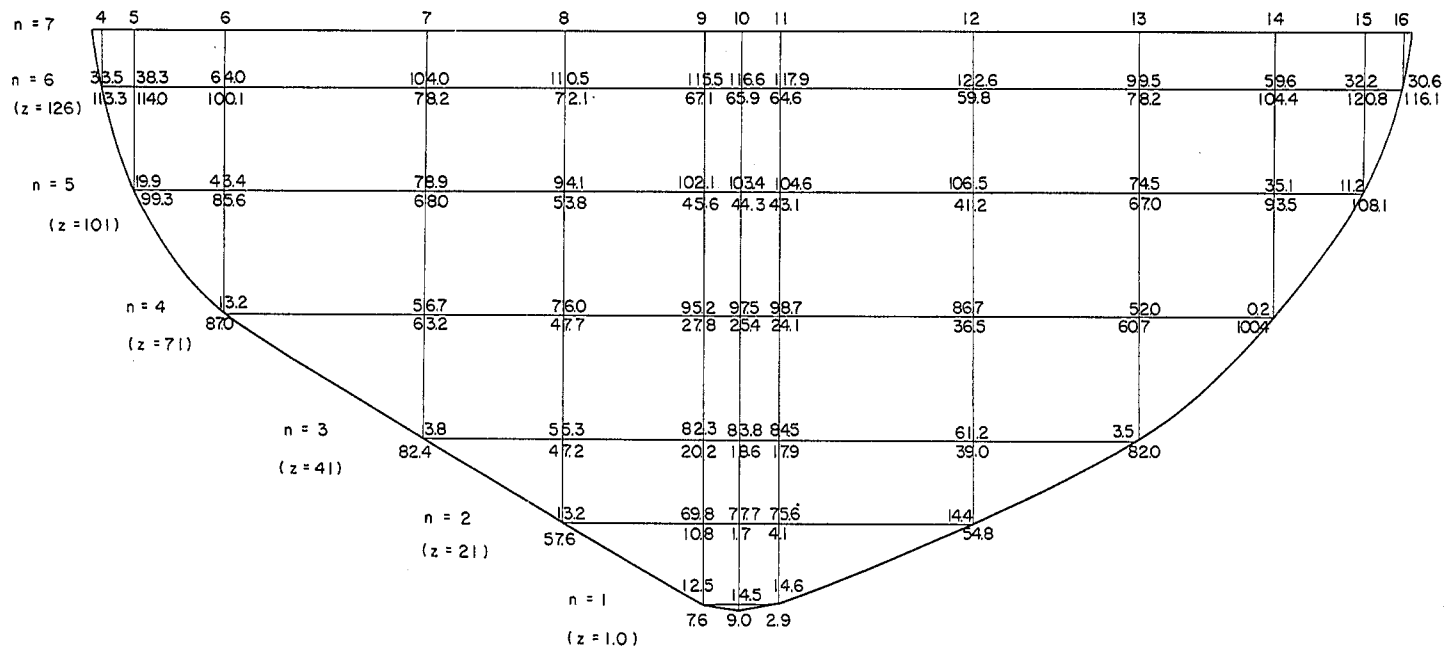
k = 0.24

(Case 17)

Tc = 8.0 ~ 26.0

TA = 10.0 ~ 33.0

Xc = -16.0



$\frac{\delta E}{\delta I}$

図-21.25 7 - チ 応 力 度

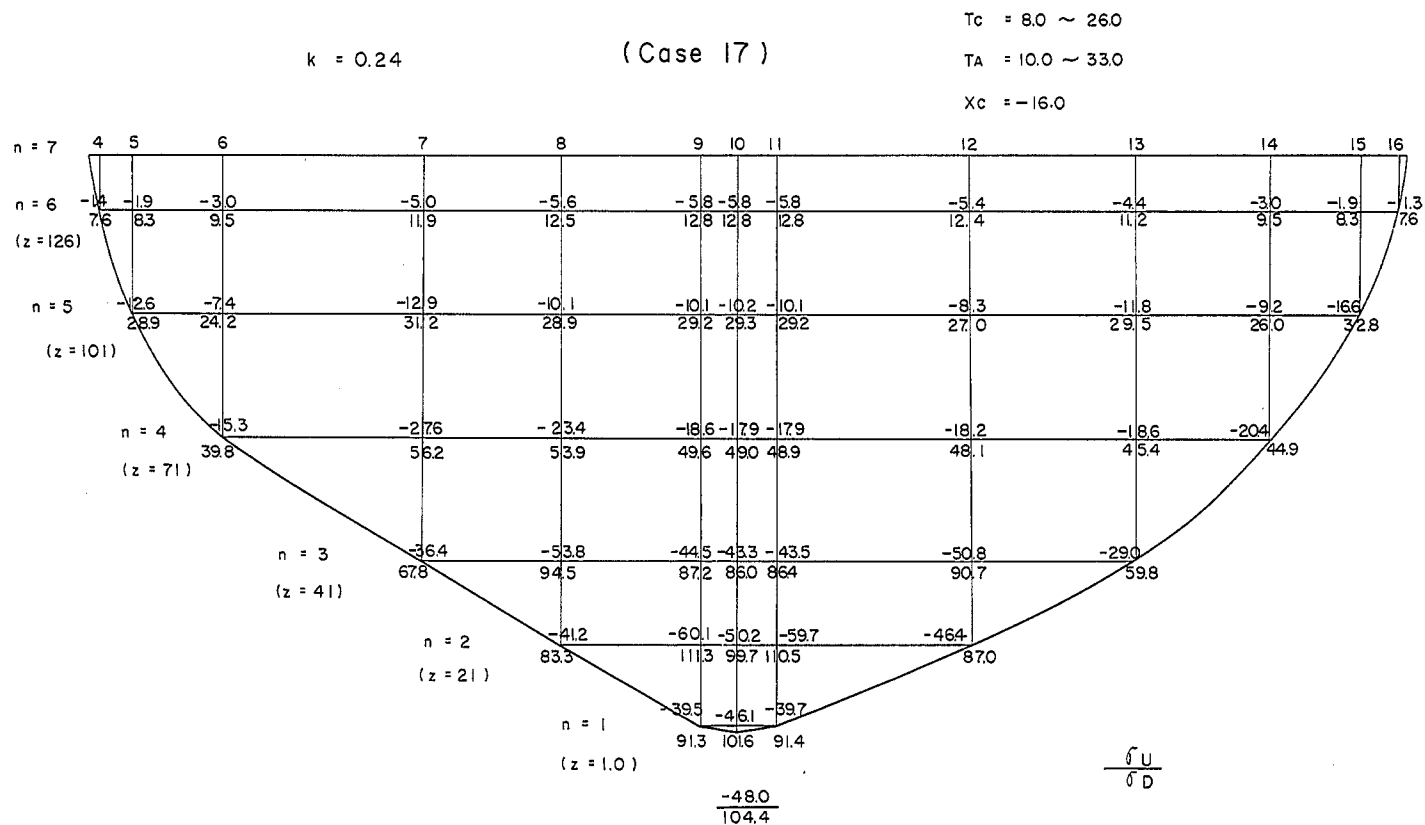


图-21.26 片 持 梁 应 力 度

最終案 (Case 28)

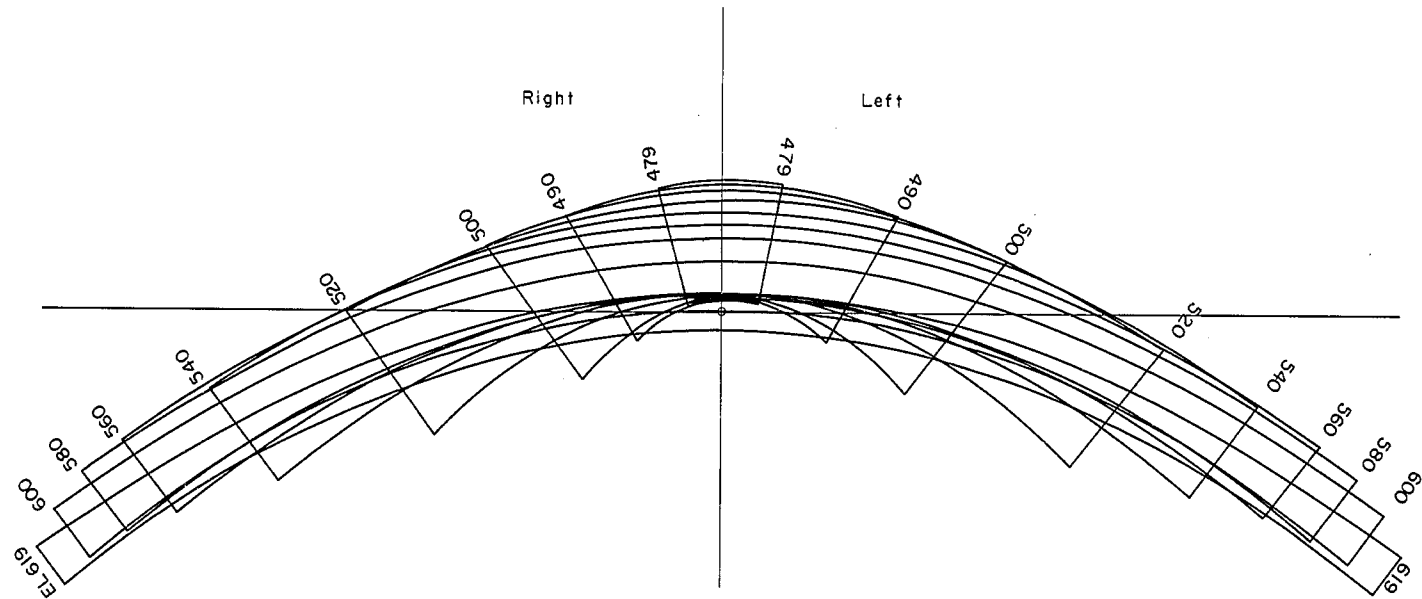


図-22.1 アーチ平面図 (最終案 case 28)

AB-4 案 Case 28

$k = 0.0$

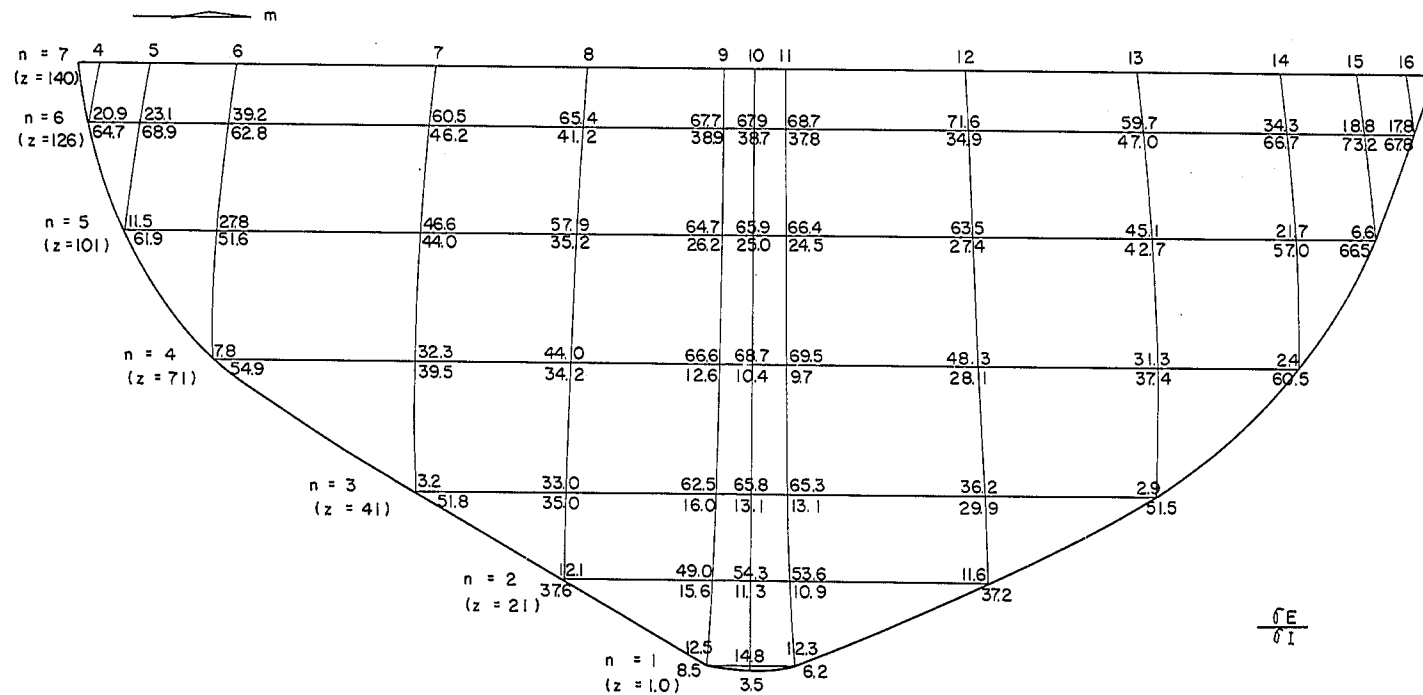


図-22.2 アーチ応力度 (常時)

AB-4 案 Case 28

$k = 0.0$

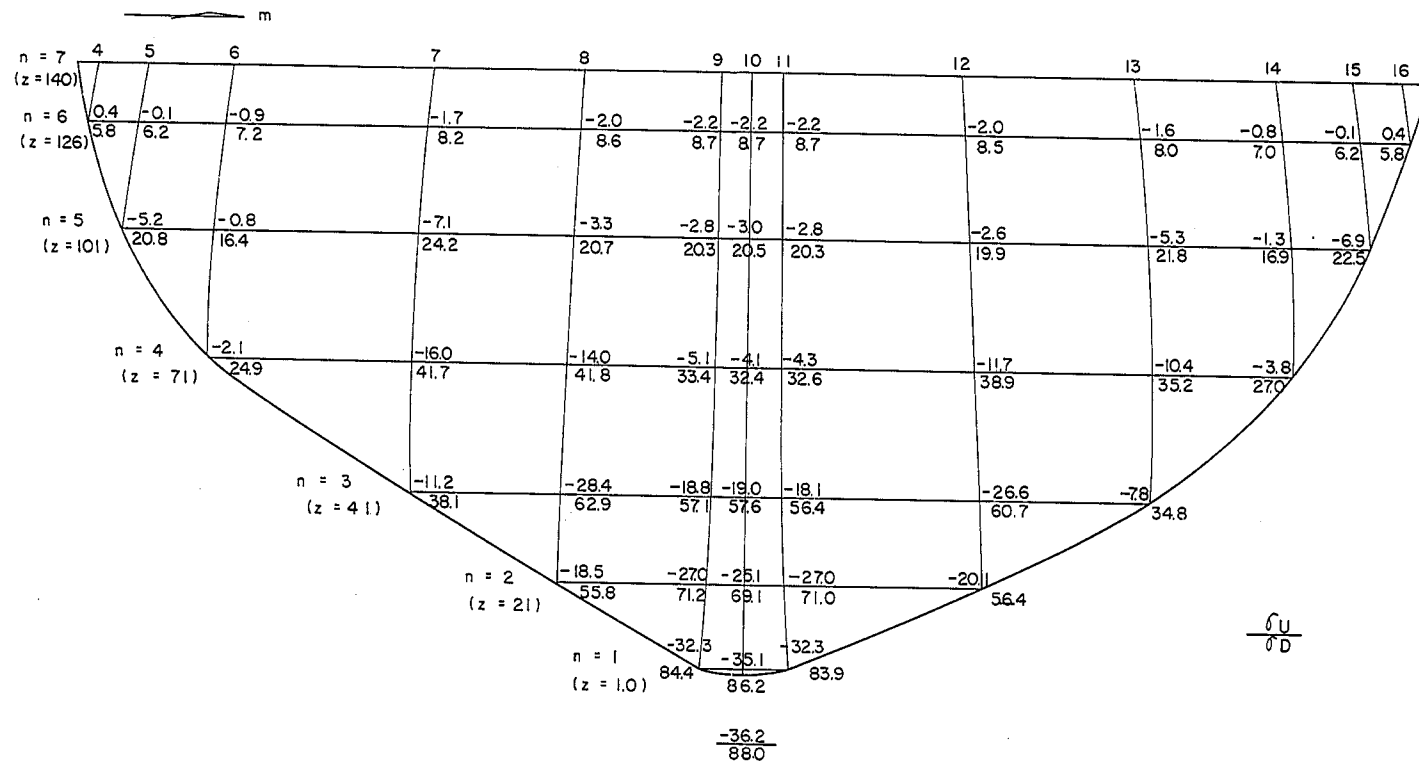


图-22.3 片持梁応力度 (常時)

最終案 (Case 28)

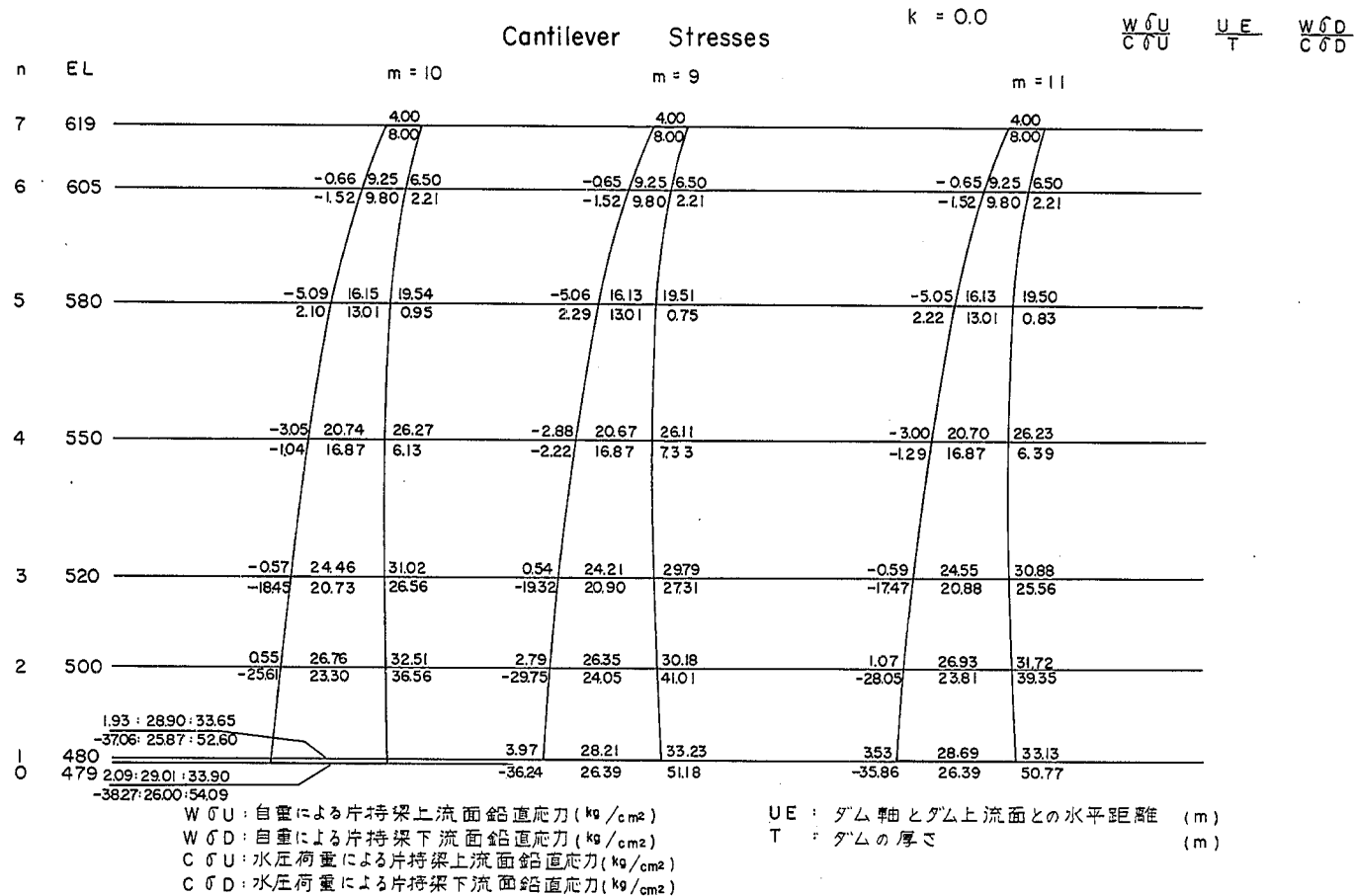


図-22.4 片持梁応力分布 (常時)

最終案 (Case 28)

k = 0.0

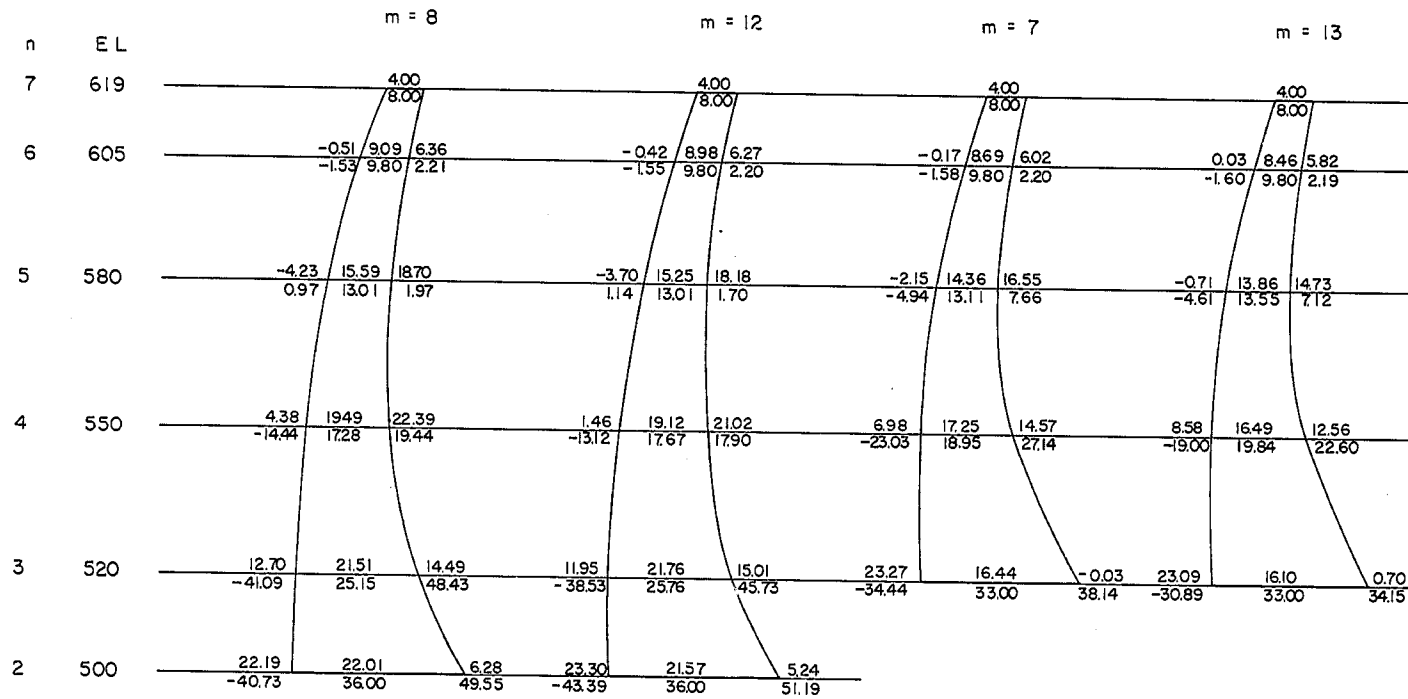


図-22.5 片持梁応力分布 (常時)

最終案 (Case 28)

$k = 0.0$

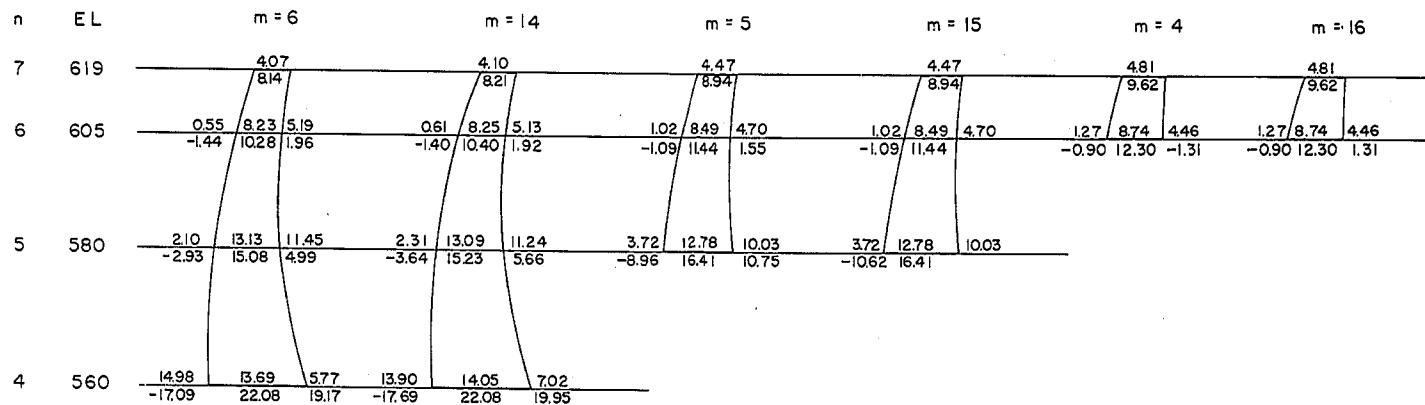
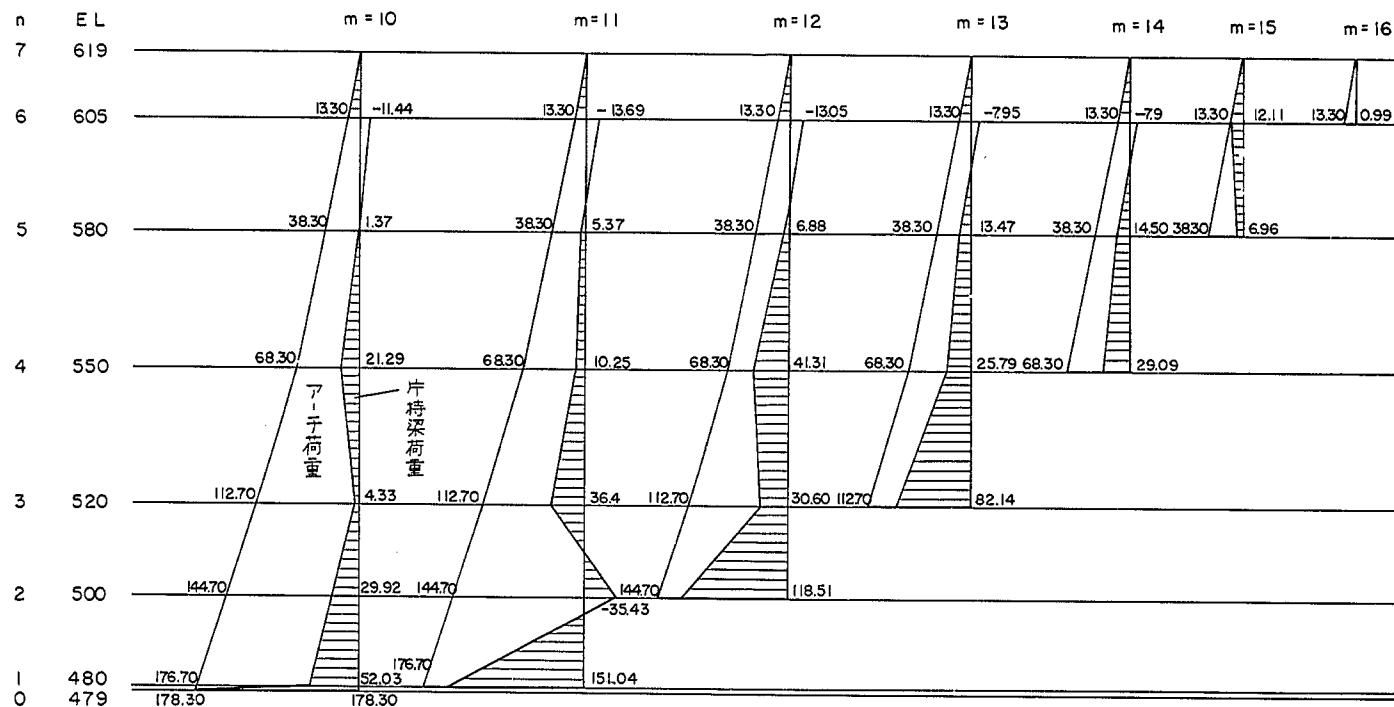


図-22.6 片持梁応力分布 (常時)

荷重分配図 最終案 (Case 28)

$k = 0.0$



100 50 0 m²

図-22.7 荷重分担図 (常時)

荷重分配図 最終案 (Case 28)

$k = 0.0$

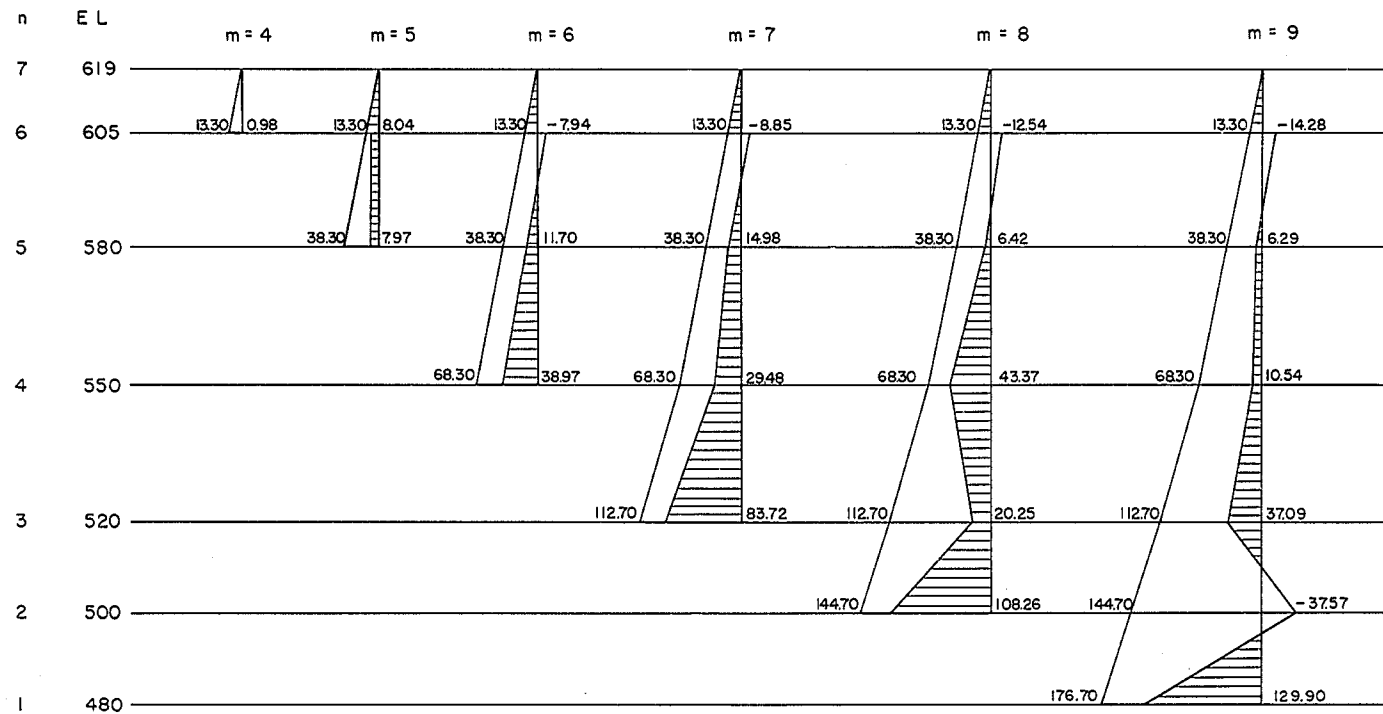


図-22.8 荷重分担図 (常時)

AB-4系 Case 28

$k = 0.24$

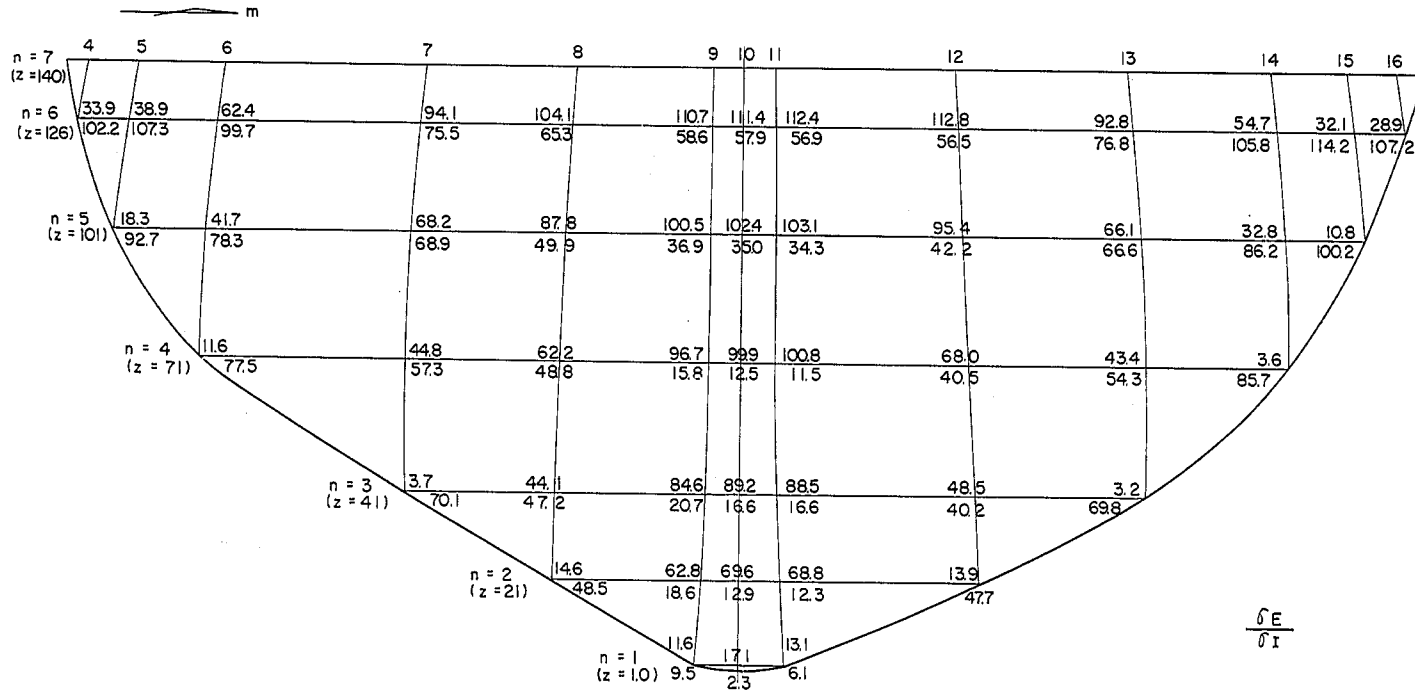


図-22.9 アーチ応力度 (地震時)

AB—4 案 Case 28

$k = 0.24$

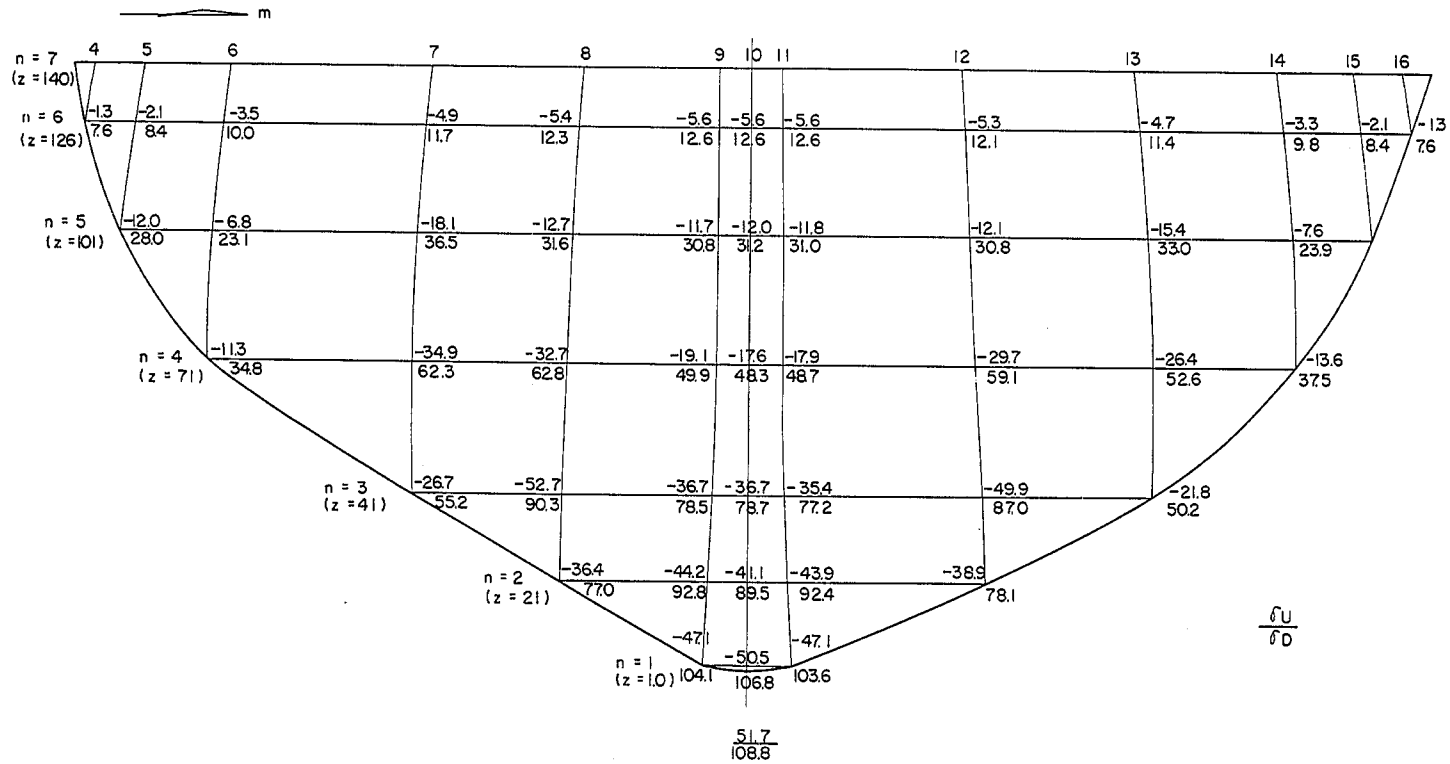


图-22.10 片持梁応力度 (地震時)

最終案 (Case 28)

K = 0.24

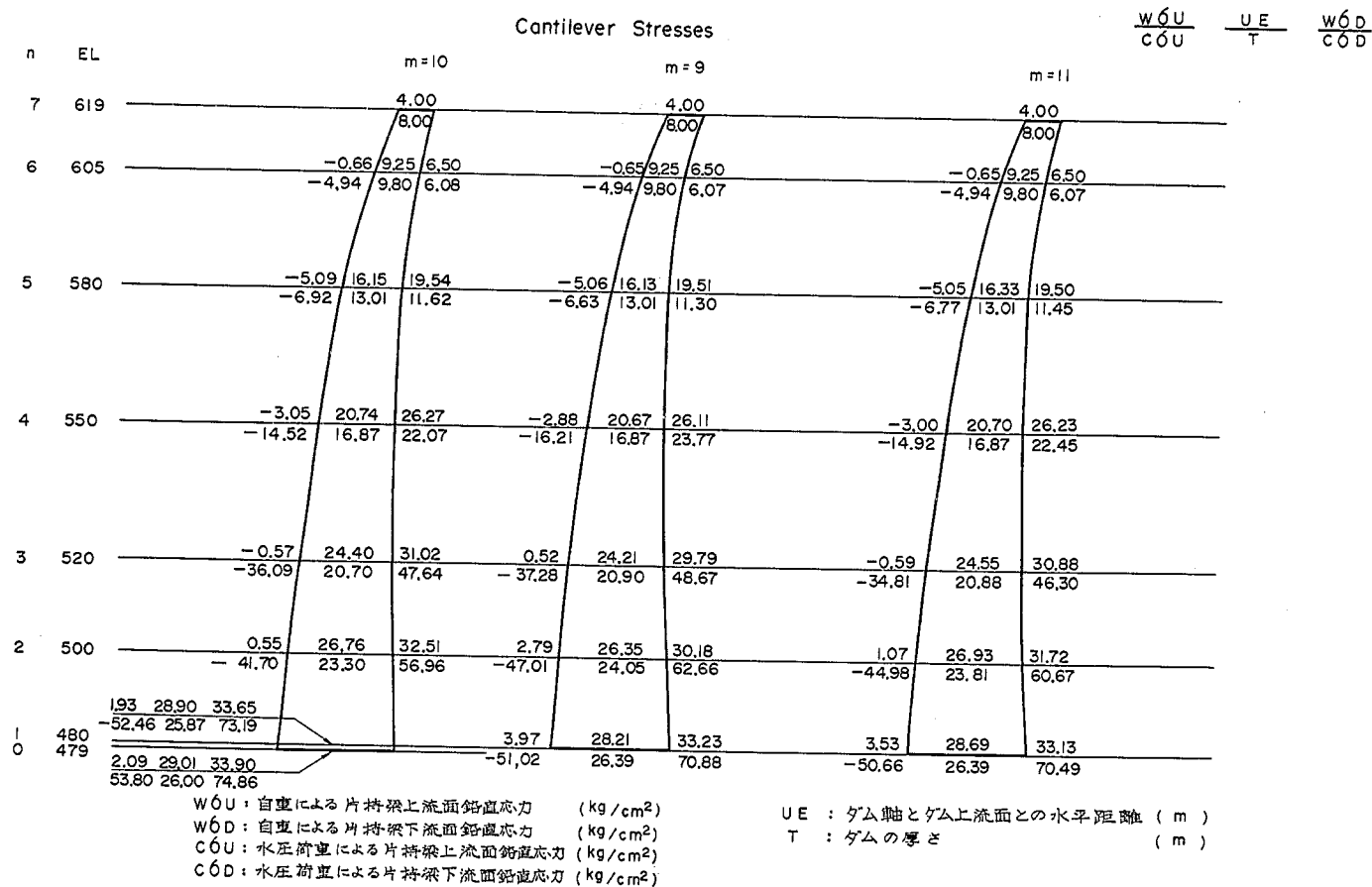


図-22.11 片持梁応力分布 (地震時)

最終案 (Case 28)

K = 0.24

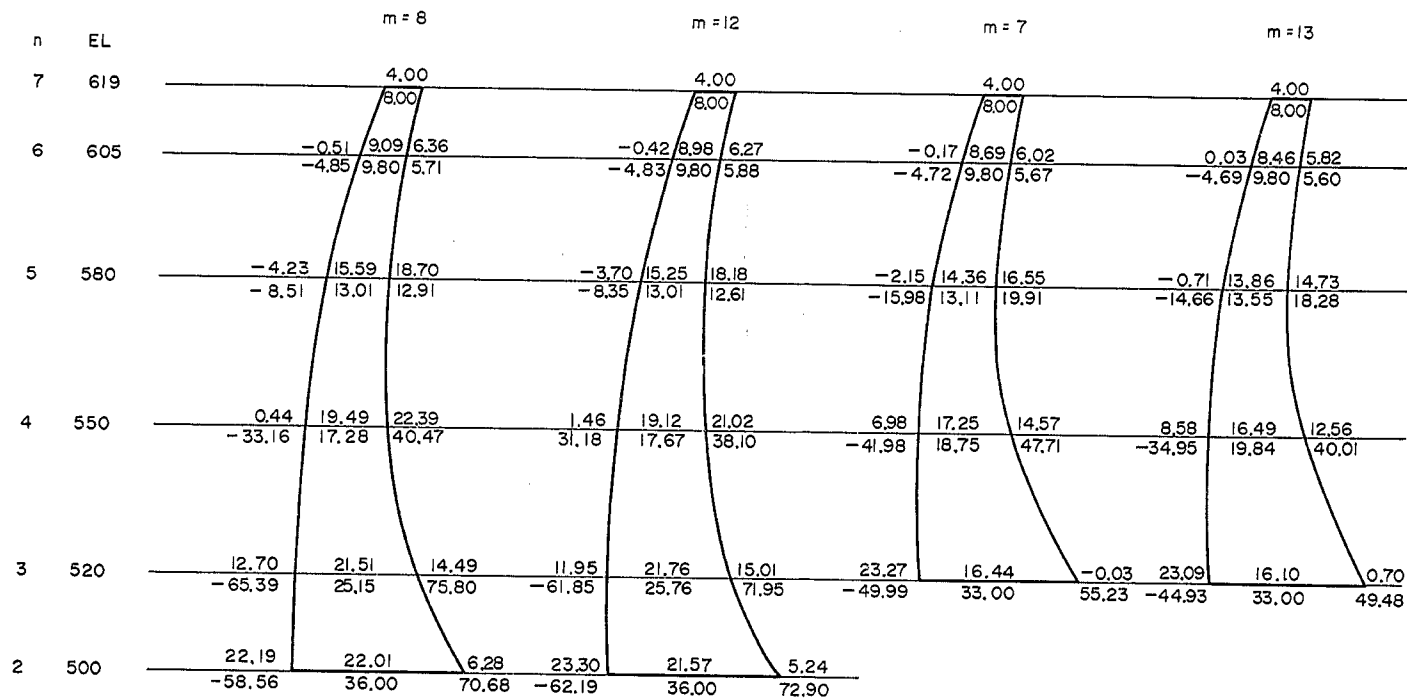


図-22.12 片持梁応力分布 (地震時)

最終案 (Case 28)

K=0.24

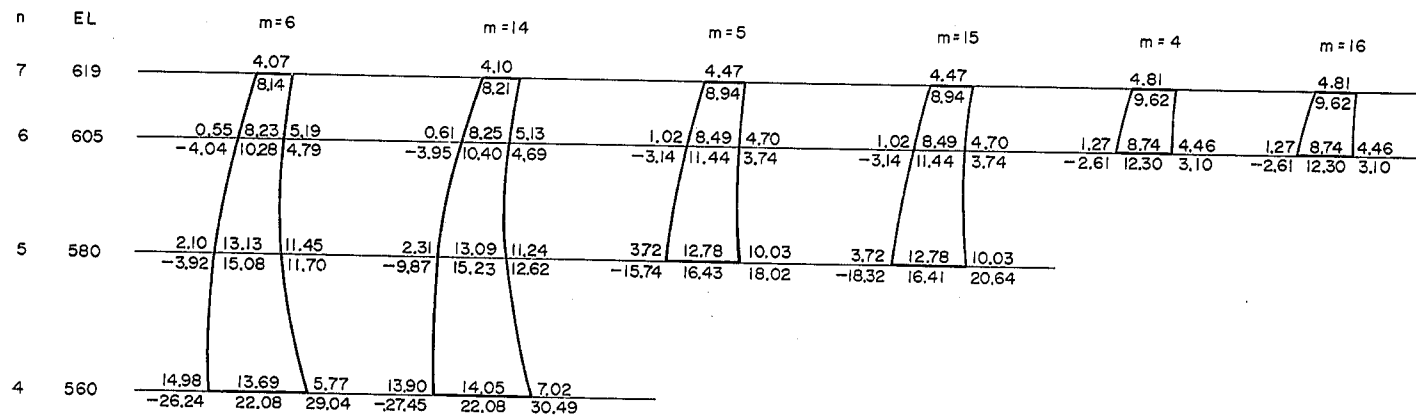


図-22.13 片持梁応力分布 (地震時)

荷重分配図 最終案 (Case 28)

K = 0.24

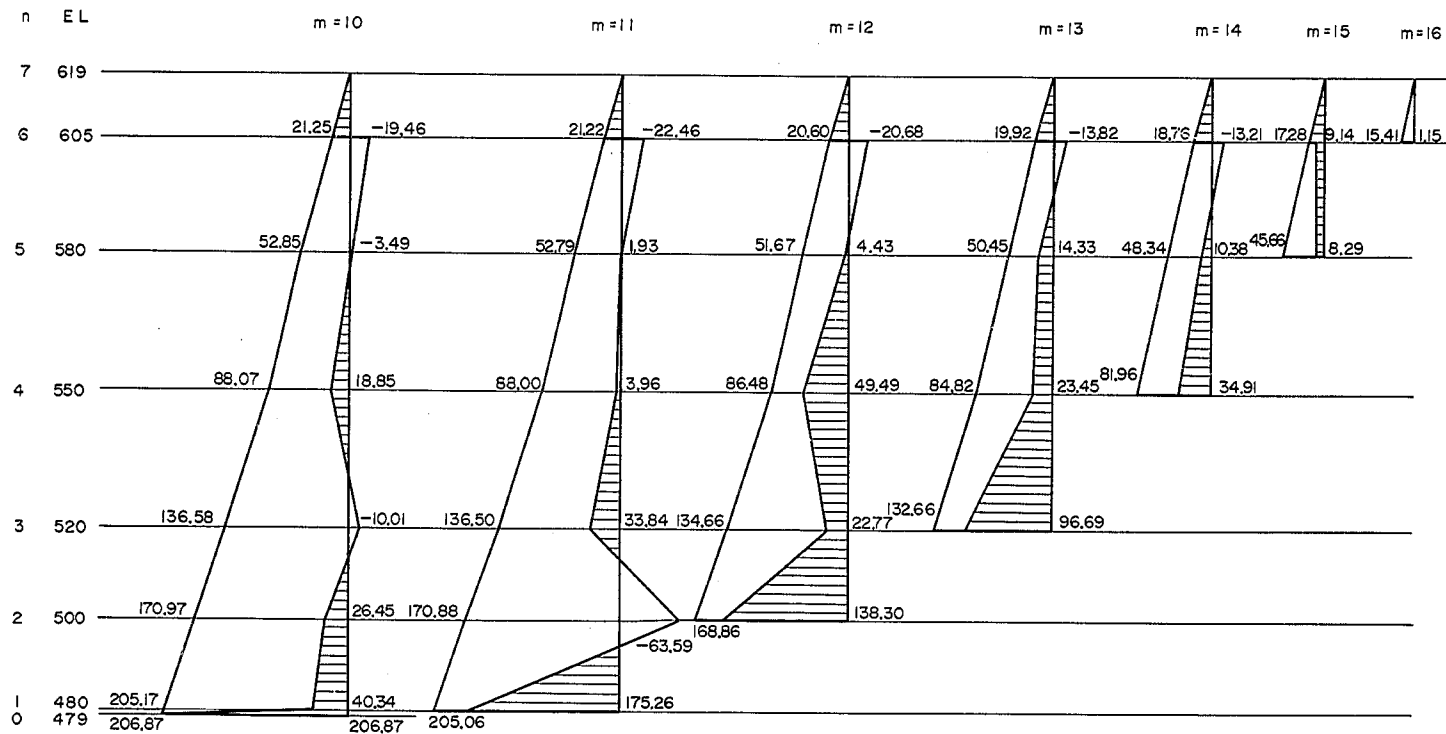


図-22.14 荷重分担図 (地震時)

荷重分配図 (最終案 Case 28)

K = 0.24

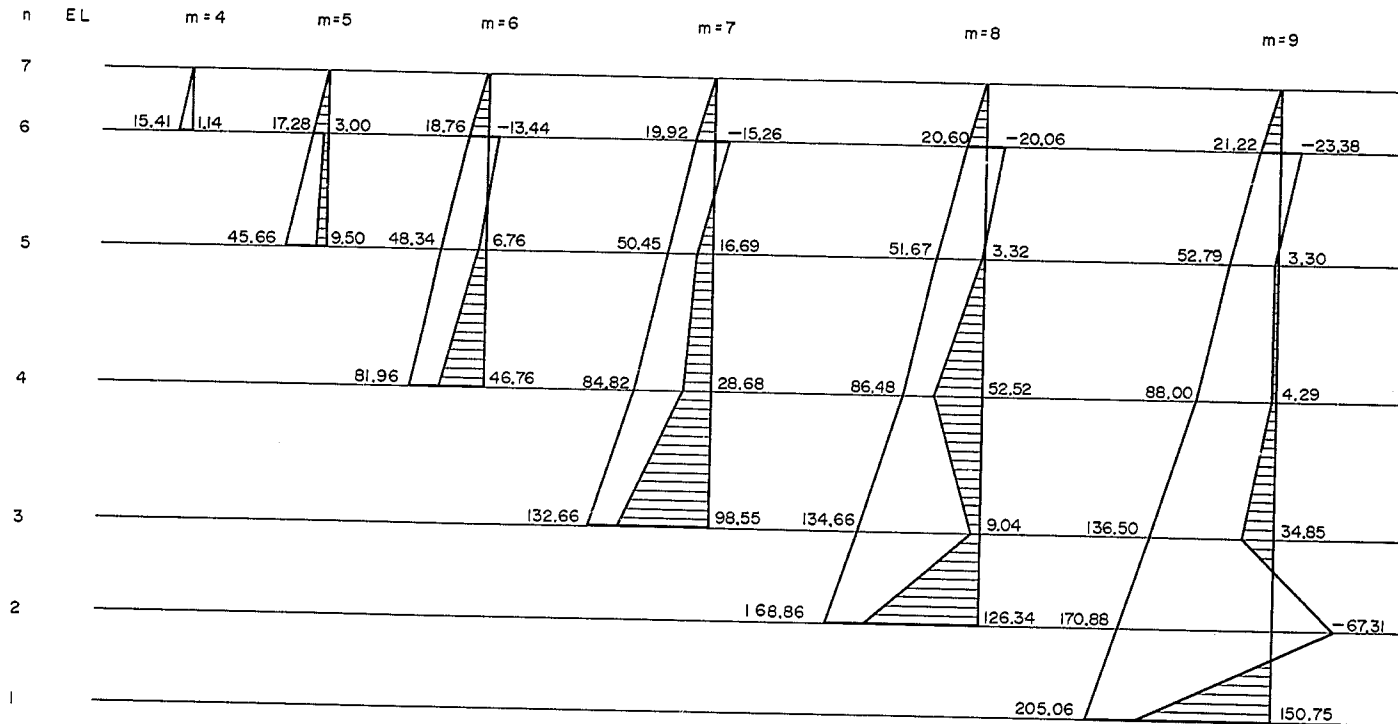


図-22.15 荷重分担図 (地震時)

5-3 本体構造設計時における検討事項

本体構造設計を進めている時点で新たに検討を要する事項が生じた。

ここで示す結論及び工学的判断は、本体形状のパラメーターを決定する際の一つの基準となっている。内容は下記のものである。

- (a) 概略コンクリート配合設計
- (b) 計算過程における実験値の推定
- (c) 地震に対する考察

5-3-1 概略コンクリート配合設計

本体応力値計算において、最大応力値をどの程度にするかという問題は常に、コンクリート配合設計、及びびびわれに対し安全なコンクリート打設工事等を考慮しながら進めなければならない。

故に最終案(case 28)が出た段階で、最大圧縮応力 75 kg/cm^2 (σ_1 , アバットメント) に対する概略コンクリート配合の検討が必要となった。但し(47年11月)の時点では、関東技術事務所において、『単位水量と粒径』及び『混和済と単位水量』の試験のみが完了していたので、他のデータは、過去のダムの実績を参考にした。

設計配合強度 $= 75 \text{ kg/cm}^2 \times 5.0$

$$= 375.0 \text{ kg/cm}^2$$

『圧縮強さ $\sim c/w$ 』の関係は他のダムの実績を参考にする。

図-23 より $\sigma = 375.0 \text{ kg/cm}^2$ に対応するのは $c/w = 2.05 \sim 2.10$

図-24 より 40mm径でスランプ 4.0cm では、単位水量 173 kg (但しプレーンコンクリート)

混和済試験では、14% 水が引けるという結果を得た。(関東技術)

$$w = 173 \text{ kg} \times (1 - 0.14) = 148.8 \text{ kg}$$

最大粒径が 40 mm から 150 mm になると、単位水量は 36 kg 減少すると仮定して、

$$w = 148.8 - 36.0 = 112.8 \text{ kg}$$

$$c/w = 2.05 \sim 2.10 \text{ であるから、}$$

$$c = 231 \text{ kg} \sim 237 \text{ kg}$$

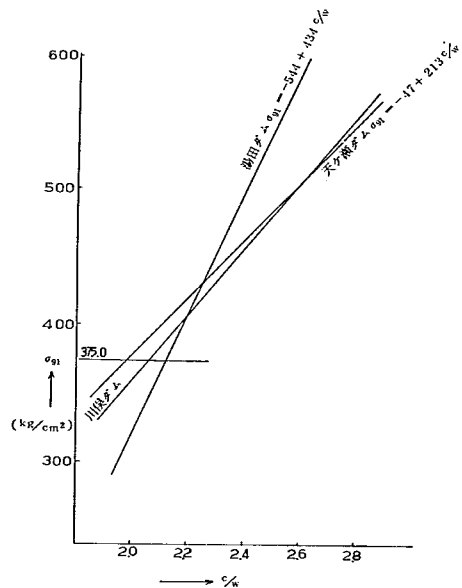


図-23 c/w と圧縮強さとの関係(150mm径)

この程度の単位セメント量は、過去のダム実績を考慮すればびびわれに対し安全な施工が可能であると判断できる。

最大圧縮応力 75 kg/cm^2 を示す(case 28)はコンクリート配合設計からも適当な本体形状であると言える。

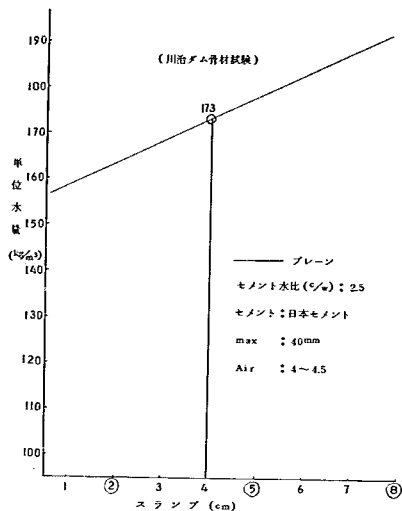


図-24 単位水量とスランプの関係

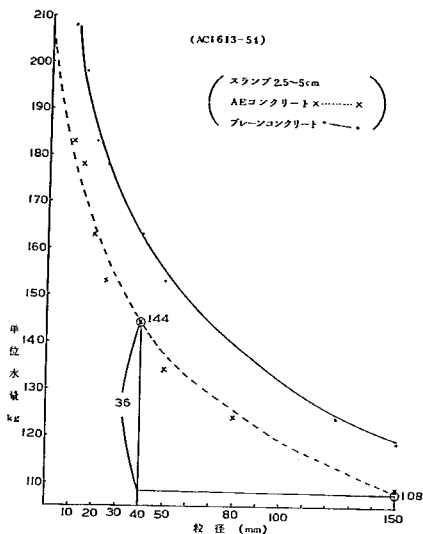


図-25 単位水量と粒径(max)の関係

5-3-2 計算過程における実験値の推定

設計計算値の最終決定を行なうために本体応力計算で得た結果が、模型実験でどの様に変化するかを推定しておく必要がある。

川治ダムの実験が終了していない段階なので過去に土木研究所が行なった他のダムの模型実験を参考にして川治ダムの模型実験を推定する。

実験値と計算値の定性的な差は次のようなものである。

- 下部標高 σ_I (半径方向調整) は $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 引張側へ移行する。
- 下部標高 σ_u (半径方向調整) は $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ 圧縮側へ移行する。
- 下部標高 σ_d (半径方向調整) は $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 引張側へ移行する。
- 下流面アバットで岩盤に平行な斜め主応力 (完全調整) は $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 引張側へ移行する。

上記項目の内、半径方向調整計算で最も問題になるのは、アーチ下部標高下流面で $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 引張側へ移行する現象である。これは片持梁下部標高上流面で $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ 圧縮側へ移行する事と考え合わせると、計算で考える以上に下部標高ではアーチ作用が大きいと推定できる。

上記の推定を過去の他のダムの実験結果で検証する。

実験値における計算応力の引張側への移行量と $(\sigma_r P/P)$ の相関から推定できる事は、下部標高でアーチ作用を大きく計算しているダムでは $(\sigma_r P/P)$ が大きいダムでは) 移行量が少な目に出ている事である。

即ち、下部標高で、アーチ作用を大きく計算しておく、実験値との大きな差異は出てこない。

以上の傾向を川治ダムのオーバーハング量を決定する際の参考にした。

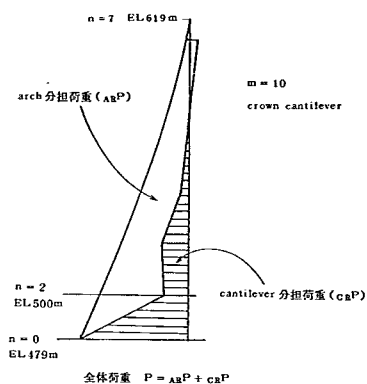


図-26 荷重分担説明図

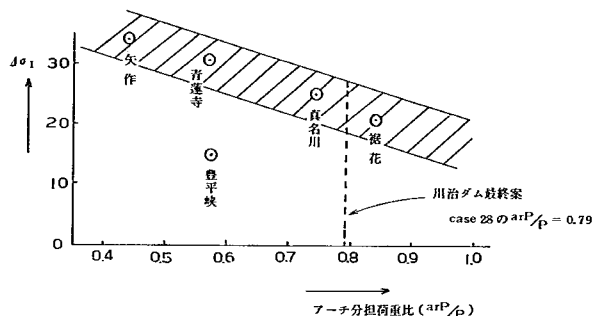


図-27 実験値における応力の引張側への移行量（下流面下部標高アーチ応力 σ_I ）

オーバーハング量 8 m, 12 m, 20 m, 22 m, 24 m として計算した (arP/P) 比が右の表である。

これによると、オーバーハングを大きくすればする程実験値では大きな引張応力になる可能性を含んでおり好ましくない結果が生じると判断した。これが (5-2-3) でオーバーハング量を 16 m にした理由の一つである。

最終案 (case 28) では (arP/P) = 0.79 であり、計算値は $\sigma_I = 11.3 \text{ kg/cm}^2$ であるから、引張側の移行量、 $20 \text{ kg/cm}^2 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ を考えてもコンクリート許容引張応力の範囲にある。

下部片持梁における σ_u , σ_D は、実験で安全側に移行するという事から最終案で示す応力程度で適当である。

計算では、自重は全て片持梁に加わるとしており、実験値の自重を考慮した応力修正もそれに基づいて行なわれる。

実際には、構造物に内在する傾斜した一群のアーチによって自重も分担され、片持梁分担は計算値より小さめになると考えられる。

特に、ジョイントグラウトを十分施工すれば、アーチのセルフクロードイング効果により、自重のアーチ分担は増加し、片持梁応力に対する不安は減少すると判断した。

5-3-3 地震に対する考察

アーチダムは、可撓性構造物であり、地震に対して一義的に判断を下せない要素を持っており今後の研究、実験等に期待する部分が多いが現在定性的に言われている事がらを述べておく。

表 - 12

クラウン片持梁の オーバーハング量	EL 500m (n 2) での アーチ分担荷重比 (arP/P)
24 m	0.68
22 m	0.69
20 m	0.69
12 m	0.72
8 m	0.73

表-13 栃木県周辺地震年代表

年号, 年月日	地 名	M	被 害 概 要
818	関東諸国 139. 3°, 35. 2°	7.9	圧死者多し山崩る。津浪あり(相模湾か)
878.11. 1	関東諸国 139. 3°, 35. 5°	7.4	地裂家屋破倒し死者無数武蔵相模最甚し(相模中部)
1644	日 光	5.9	石垣小破
1647. 6.16	江 戸	6.4	江戸城人家破損す
1649. 7.30	江 戸 139. 7°, 36. 1°	7.1	江戸城破損し人家倒潰多し死多し(江東線)
1658. 5. 5	日 光	6.2	軽微なる被害あり
1683. 6.17	日 光 139. 6°, 36. 7°	6.4	宝塔の九輪転落, 山崩れ多し
1683.10.20	日光南会津	6.8	南会津にて山崩る(下野北西部)
1725. 5.29	日 光	6.6	東照宮の石矢来4~5間, 石燈籠3~4基倒る
1735. 4. 6	日 光	5.9	東照宮の石垣少し崩る。死者多し
1746. 5.14	江戸, 日光	6.9	江戸にて家屋少し破損 日光東照宮の石矢来17本倒る
1755. 4.21	日 光	6.2	東照宮の石垣被害あり
1784. 8.29	江 戸	6.1	家傾き瓦落ちたる家多し
1855.11.11	江 戸 139. 8°, 35. 8°	6.9	江戸市中死7,000 潰焼家14,346 震後各所より出火30 余口焼失面積2.3平方km深川, 本所, 浅草, 下谷は 震害最甚総潰家50,000(亀有, 亀戸の線)
1856.11. 4	江 戸		潰家あり
1894	東京及び付近 139. 9°, 35. 7°	7.5	家屋全潰90死24
1895	利根川下流域 140. 4°, 35. 9°	7.3	家屋全潰51死5
1923	関東南部 139. 3°, 35. 2°	7.9	全潰128,266 半潰126,233 焼失447,128 流失868 死99,331 傷103,733 行方不明43,476
1949	栃木県今市附近 139. 7°, 36. 7°	6.5	山崩地変著し, 死10 住家全潰290 半潰2,994
1956. 9.30	千葉県中部	6.75~7.0	被害小

- アーチダムは振動に対して、天端付近が弱い。

岡本瞬三博士の殿山ダム震動実験でも、岩盤上の最大震度の3～10倍の震度が天端付近に生じている。

但し、これは微少震動試験結果であるので、異常な増巾率を示した可能性もある。

これらのデータより、定性的に次の結論を出した。

ダムのオーバーハングによって、地震被害を最小限に止めるためには、上部標高での傾きを大きくしたものが有利である。

図-19に示すA案、B案の選択で、A案を採用した一つの理由である。

- 岩盤地帯の地震特性

岩盤地帯の地震動は、沖積地帯の地震動に比べ変位は小さいが、短周期の、かなり大きい加速度を持つものが多い。(東大による鬼怒川発電所観測結果)

統計的に見ると、卓越して起る地震周期は0.25～0.05secである。

それ故に、岩盤地帯で起きる被害は、主として脆い材料で剛に作られた構造物のき裂又は倒壊である。

- 1949年今市地震(岩盤地帯)の際、大谷石積み及び石造り倉庫の全壊があったにもかかわらず木造家屋は可撓性に富むため倒壊しなかった。

地盤振動周期より、木造構造物の周期が大きかったために共振に近い現象が起らなかったものと推定できる。

川治ダムの固有振動周期は、(岡本の式)等で推測すると、0.4～0.5secと考えられる。

これらを考えると、川治ダムの肉厚は、応力が許す限り薄くして、可撓性に富ませた方が有利と判断した。

5-3-4 堤頂非越流部片持梁の応力計算

アーチダムにおいて頂部非越流部は、越流部の切り欠きが存在するため片持梁として自立している。

一ツ瀬ダムの模型実験では、非越流部にもアーチ応力の流れが観察されるが、安全側の仮定をとり、片持梁構造と割り切る。

片持梁上流面の引張応力は、施工打継目の開口又は、クラックの発生を誘発するものであり、一旦クラックが発生すると、水の浸透により揚圧力が働き、クラックの進展及び水の凍結融解によるコンクリート品質の劣化が生じ、片持梁の安定を極めて悪化させるものと考えられるので、応力値

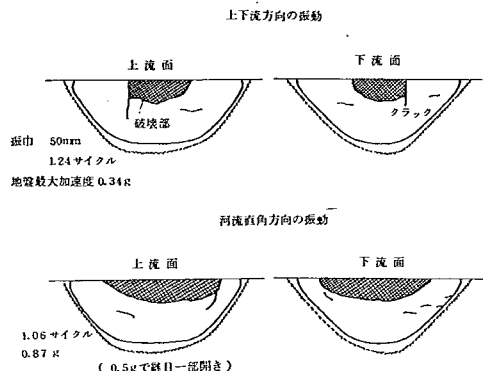


図-29 黒四ダム振動破壊実験記録

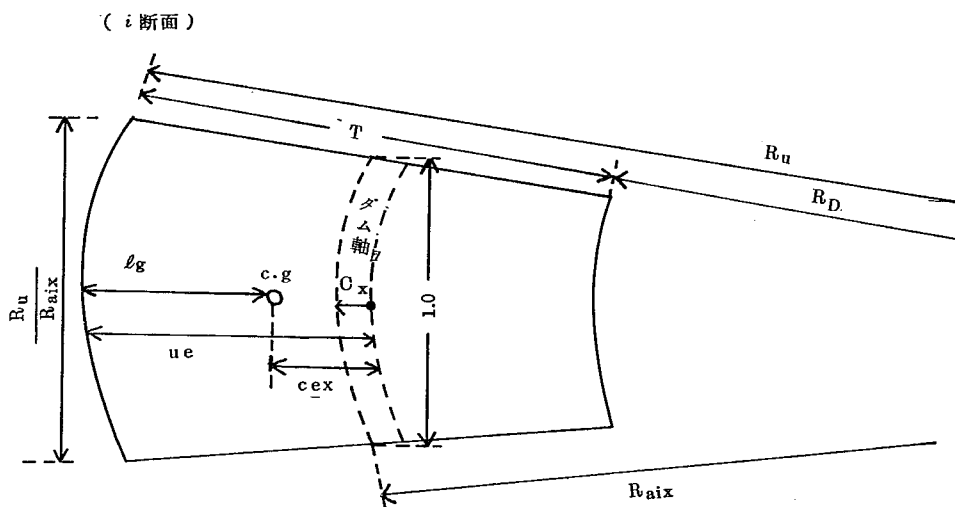
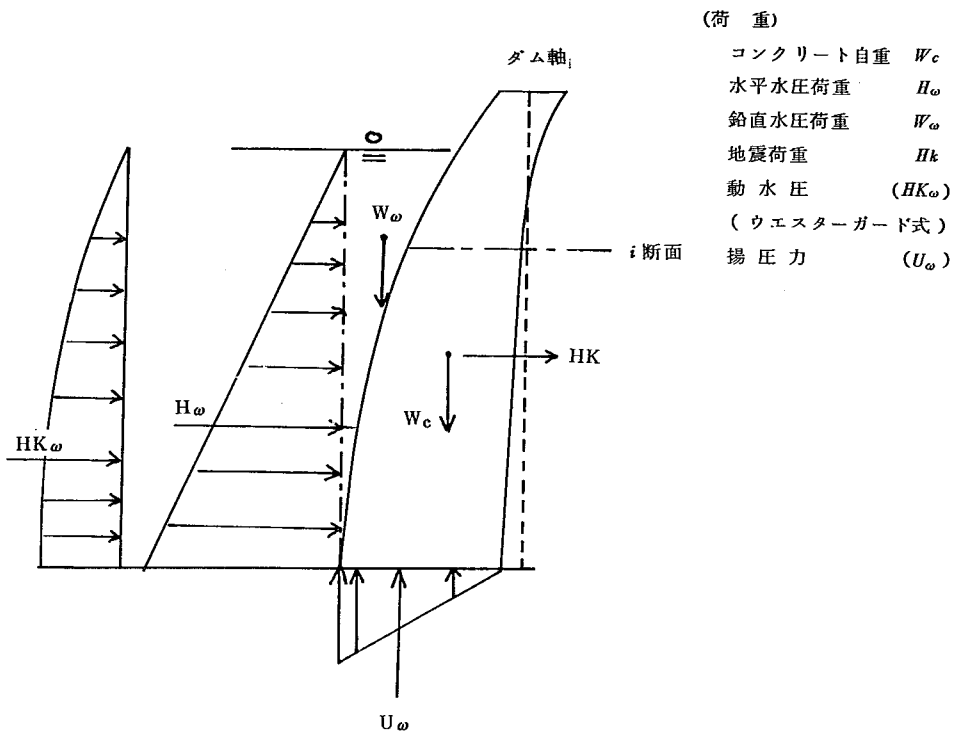


図-29 非越流部片持梁形状

のチェックが必要となる。

引張応力が発生する所には応力に見合った配筋をして、クラックの進展防止及びコンクリートのはげ落ち防止を計るものである。計算方法はBureau of Reclamationの「Treatise on Dam」に基づく。

(a) i 断面の定数

$$\text{面積 } A(i) = \frac{T(i) \times R_u(i)}{2 \times R_{a i x(i)}} \times \left[1 + \frac{R_D(i)}{R_u(i)} \right]$$

$$l_g(i) = \frac{T(i)}{3} \times \left[\frac{1 + 2 \times \frac{R_D(i)}{R_u(i)}}{1 + \frac{R_D(i)}{R_u(i)}} \right]$$

$$\text{断面2次モーメント } I(i) = \frac{T(i)^3 \times R_u(i)}{36 \times R_{a i x(i)}} \times \left[\frac{1 + 4 \times \frac{R_D(i)}{R_u(i)} + \left(\frac{R_D(i)}{R_u(i)} \right)^2}{1 + \frac{R_D(i)}{R_u(i)}} \right]$$

$$cex(i) = ue(i) - l_g(i)$$

(b) コンクリートの自重及びモーメント

シンプソン法則を使用する。

$$W_{c(3)} = zw_c \times \left[\frac{A_1}{3} + \frac{4A_2}{3} + \frac{A_3}{3} \right]$$

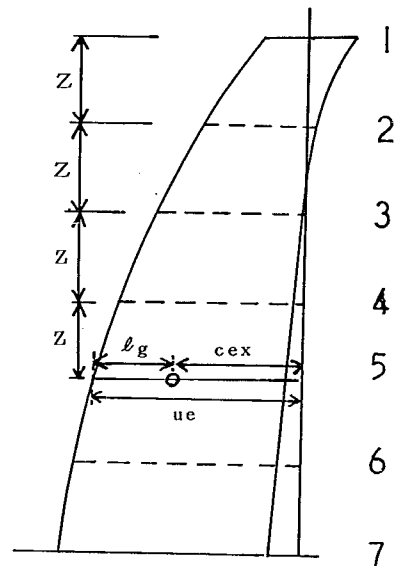
$$W_{c(5)} = W_{c(3)} + zw_c \times \left[\frac{A_3}{3} + \frac{4A_4}{3} + \frac{A_5}{3} \right]$$

コンクリート自重によるモーメントは、まず基準線（ダム軸）に対するモーメントを出し、自重で割り基準線よりの偏心距離を出す。

自重同様シンプソン法則を利用する。

$$RM_{c(3)} = \frac{zw_c}{3} \left[A_1 \times cex_{(5)} + 4A_2 \times cex_{(2)} + A_3 \times cex_{(3)} \right]$$

$$RM_{c(5)} = RM_{c(3)} + \frac{zw_c}{3} \left[A_3 \times cex_{(3)} + 4A_4 \times cex_{(4)} + A_5 \times cex_{(5)} \right]$$



$$X_o(s) = \frac{RM_c(s)}{W_c(s)}$$

$$M_{wc}(s) = W_c(s) \times X_o(s)$$

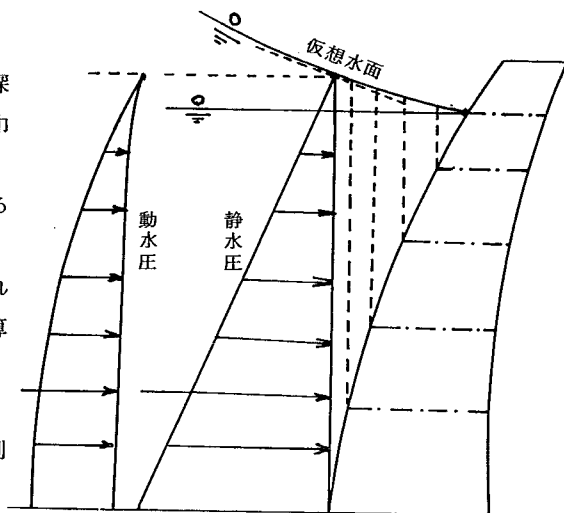
(c) 水圧荷重

上流面の巾は $\frac{Ru}{R_{aix}}$ であるから水深 H に $\frac{Ru}{R_{aix}}$ を剰じておけば、上流面巾を 1.0 として計算が進められる。

水平方向水圧及び動水圧は、求める標高で仮想水頭を使用して計算する。

鉛直方向水圧も仮想水面で形成される面積を鉛直方向に細分して累計計算を行なう。

鉛直方向水圧によるモーメントは、自重同様基準線に関する偏心距離を利用して出す。



(d) 揚圧力

コンクリート堤内の揚圧力は、上流面で水深の $1/3$ 、下流面で 0 と仮定する。

$$u_w = \frac{1}{6} \times H \times A$$

(e) 上流面及び下流面応力

各荷重のモーメント、鉛直荷重を累計して

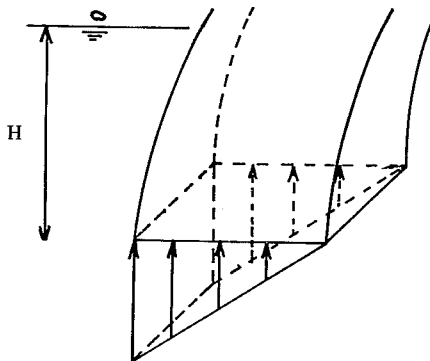
$$\sigma_u = -\frac{M}{I} \times l_g + \frac{U}{A}$$

$$\sigma_D = \frac{M}{I} \times (T - l_g) + \frac{U}{A}$$

で求める。

この計算は各ジョイント及び、片持梁の高さを細分して行なうので、電算機を利用して行なった。

以下に計算結果をまとめて示す。



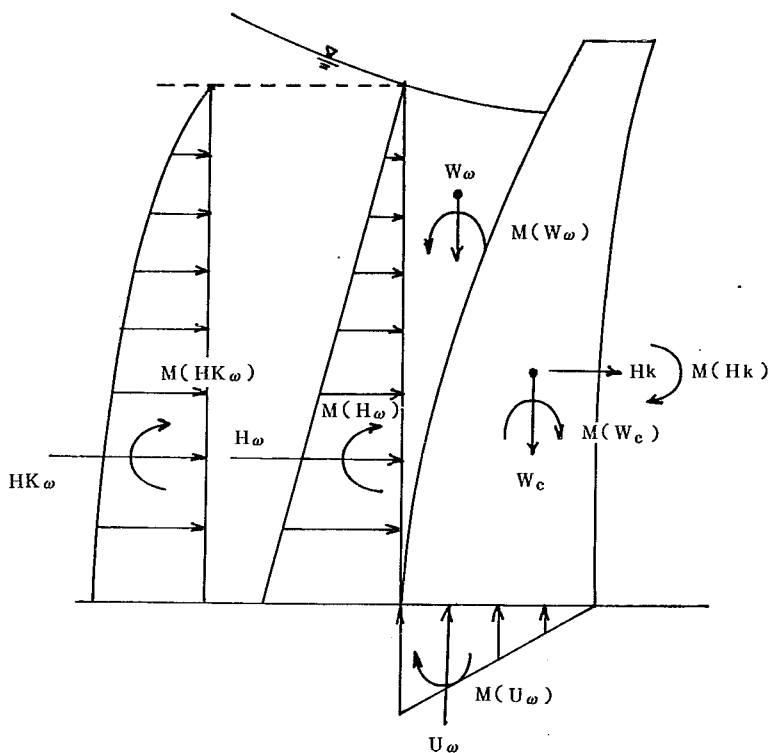


表-14.1 EL 600m

単位 t/m^2

震 度	応力	m (計算位置 半径方向調整計算と同じ符号)									
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$\alpha=0.0$	σ_u	-21.89	-37.60	-56.52	-61.98	-64.27	-64.71	-64.98	-61.43	-54.61	-36.82
	σ_d	99.53	116.88	140.05	146.80	149.61	150.11	150.41	146.01	137.72	116.10
$k=0.12$	σ_u	-59.64	-81.84	-106.50	-112.13	-114.51	-114.95	-115.21	-111.54	-104.49	-80.33
	σ_d	137.72	161.69	190.78	197.84	200.79	201.29	201.58	196.96	188.29	160.13
$k=0.24$	σ_u	-97.39	-126.08	-156.47	-162.28	-164.74	-165.18	-165.44	-161.64	-154.38	-123.83
	σ_d	175.91	206.43	241.50	248.87	251.97	252.48	252.76	247.90	238.86	204.17
$k=0.36$	σ_u	-135.14	-170.31	-206.45	-212.43	-214.98	-215.42	-215.68	-211.74	-204.27	-167.34
	σ_d	214.11	251.20	292.23	299.90	303.15	303.66	303.94	298.85	289.43	248.20

表-14.2 EL 605m

単位 t/m^2

震 度	応力	m (計算位置 半径方向調整計算と同じ符号)									
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$k=0.0$	σ_u	- 4.05	- 11.69	- 20.93	- 24.02	- 25.17	- 25.77	- 25.68	- 23.53	- 19.73	- 10.07
	σ_d	62.50	71.07	82.53	86.31	87.70	88.37	88.26	85.64	81.08	69.14
$k=0.12$	σ_u	- 25.56	- 36.83	- 48.32	- 51.48	- 52.67	- 53.27	- 53.18	- 50.98	- 47.09	- 34.81
	σ_d	84.23	96.49	110.31	114.23	115.68	116.36	116.24	113.52	108.78	94.16
$k=0.24$	σ_u	- 47.06	- 61.96	- 75.71	- 78.95	- 80.17	- 80.77	- 80.69	- 78.42	- 74.44	- 59.54
	σ_d	105.97	121.91	138.08	142.14	143.66	144.34	144.22	141.40	136.48	119.17
$k=0.36$	σ_u	- 68.56	- 87.09	- 103.10	- 106.42	- 107.68	- 108.29	- 108.19	- 105.87	- 101.79	- 84.28
	σ_d	127.71	147.32	165.86	170.06	171.65	172.33	172.20	169.27	164.19	144.18

表-14.3 EL 610m

単位 t/m^2

震 度	応力	m (計算位置 半径方向調整計算と同じ符号)									
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$k=0.0$	σ_u	5.15	2.29	- 0.58	- 2.04	- 2.65	- 2.91	- 2.98	- 1.76	0.54	2.15
	σ_d	33.22	36.52	40.09	41.88	42.58	42.87	42.93	41.48	38.76	36.68
$k=0.12$	σ_u	- 3.85	- 8.11	- 11.58	- 13.06	- 13.67	- 13.93	- 14.00	- 12.77	- 10.44	- 8.11
	σ_d	42.31	47.02	51.22	53.06	53.78	54.07	54.13	52.65	48.88	47.04
$k=0.24$	σ_u	- 12.85	- 18.51	- 22.57	- 24.07	- 24.70	- 24.96	- 25.03	- 23.78	- 21.42	- 18.37
	σ_d	51.40	57.53	62.37	64.24	64.99	65.28	65.33	63.82	60.99	57.41
$k=0.36$	σ_u	- 21.85	- 28.91	- 33.57	- 35.09	- 35.72	- 35.98	- 36.05	- 34.79	- 32.41	- 28.63
	σ_d	60.49	68.04	73.50	75.42	76.19	76.48	76.54	74.99	72.11	67.77

第6章 プラグ設計

6-1 プラグ採用までの過程

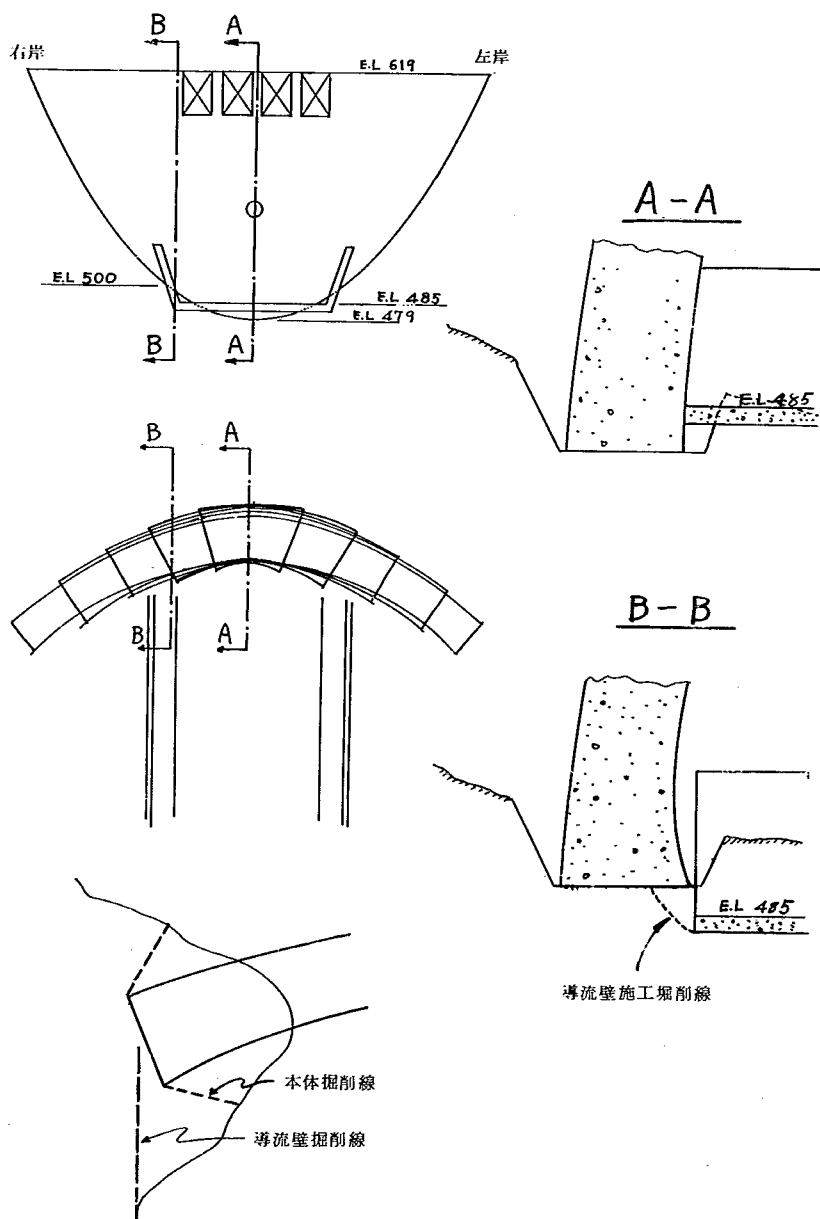
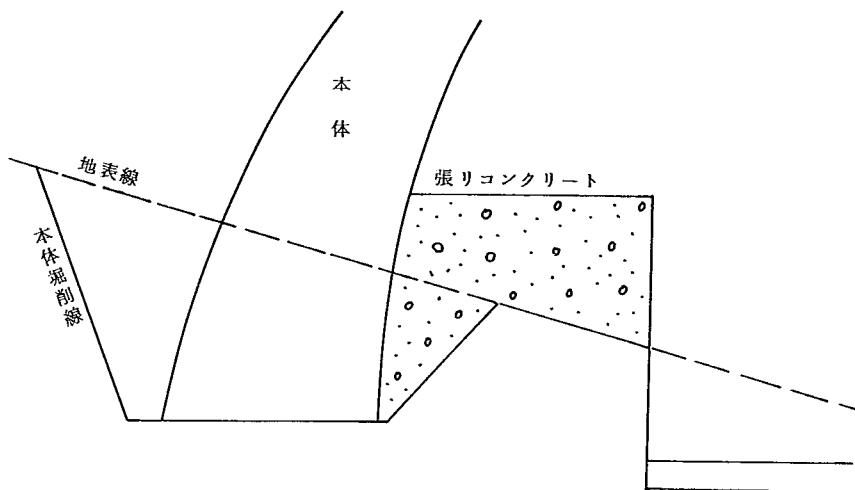


図-30 導流壁位置説明図



本体掘削で残ったこの部分の岩はスビルウェイの
ために掘削しない。
水叩きに対する保護として張りコンクリートを打
つ。

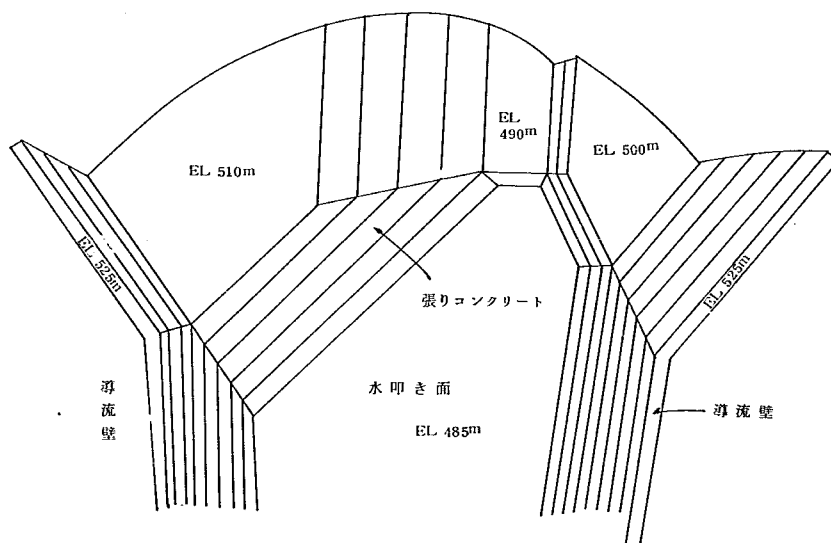


図-31.1 当初の張りコンクリート図

川治ダムサイトは極端なV字型を示しており、本体の位置が確定した段階で、余水吐き及び減勢工の巾、位置、標高等がほぼ一義的に限定されてしまった。

本体と減勢工を図面化し、縦断図をとったところ、川治ダム下部が極端に狭くなっているので減勢工が本体下部標高の基礎岩盤を掘削してしまう事が判明した。

減勢工のために、本体基礎岩盤の安定性は損なわれるべきでないで、本体下部下流面に張りコンクリートを設置するのが有利と判断した。

張りコンクリートが実質的に必要な部分は、右岸側半分と、左岸一部であるが、形状の美観を保持するため、本体下流面全面に張りコンクリート設置することにした。

張りコンクリートを図面化した段階で、これ程のコンクリート体積を単に水叩きに対する保護だけの目的だけではなく、本体と一体に打ちプラグ形式にする案が浮かびプラグ形式の利点、欠点を検討した。

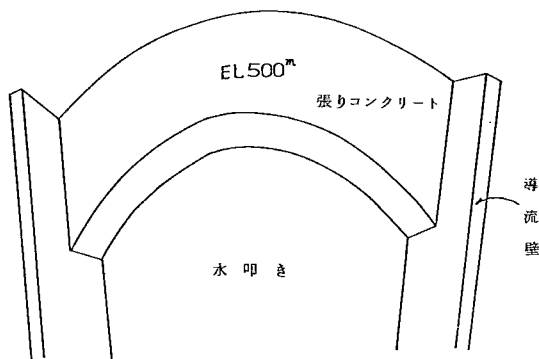


図-31.2 最終張りコンクリート図

6-2 プラグ形式の利点、欠点

利 点

- ① 本体応力上好ましい方向になる。
- ② プラグ形式は、基礎岩盤条件に順応しやすい。
- ③ 浸透水の浸透長さを大きくする。
- ④ 堤内仮排水路の設置に際し、安心感が持てる。

欠 点

- ⑤ 本体は、岩とコンクリートの上に立つ形式になり、異なる物質が境界条件になる。
- ⑥ プラグ構造物の力学的解析方法が確立されていない。

上記の事がらについて詳述するが、これらの検討の結果、プラグ採用という判断がなされた。

① 本体応力上好ましい方向になる。

当ダムサイトは著しいV字型の谷を示している。過去のダムの計算値及び実験値を比較検討すると下部標高 σ_I の誤差は、V字型の谷ほど大きいと判断される。

これは trial-load-method の特性による誤差であると考えられる。

川治ダムでプラグがない場合 b/a 比が6%で建設省実績の範囲外になり、計算値は予測しえ

表 - 15

ダ ム 名	a	b	b/a %
真 名 川	322	86	26.7
矢 作	294	48	16.3
豊 平 峽	279	87	31.2
据 花	173	31	17.9
青 蓮 寺	228	44	19.3
川治 (プラグなし)	298	18	6.0
川治 (プラグあり)	298	94	31.5

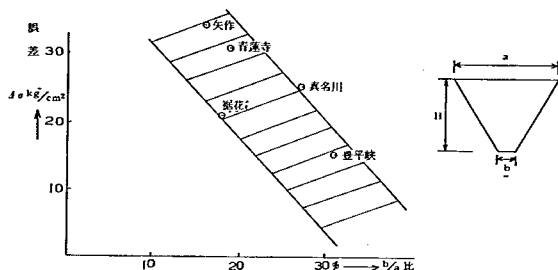


図-32 下部標高の下流面におけるアーチ応力の計算値と実験値の誤差

ない誤差を含む可能性がある。

プラグを採用すると b/a 比が 31% になり計算値の信頼度が増してくる。

プラグを採用すれば、本体アーチの荷重面積がその分減少し、本体各点の応力が小さめになり、地山に加わるスラストの累計が小さくなるという利点ももつ。

② プラグ形式は、基礎岩盤に順応しやすい。

過去のダム工事から学びとれることは、河床付近の基礎岩盤が予想に反し悪かったり、河床が深かったりしていることである。その劣悪部が部分的なものなら、部分的コンクリート置換（プラグ工）ですむが、大きな範囲になると、結果的に本体形状そのものを修正した様なプラグ工になってしまう。

基礎に当初よりプラグを採用しておけば、上部形状とは独立してプラグ部分だけの修正が可能になる。

ダム現場において、設計変更が容易なプラグは有利な構造物である。

③ 浸透水の浸透長さを大きくとれる。

140mの水頭を持つ浸透水の下流へのパイピング現象は注意を要する事項である。

対策として、上流側のカーテングラウト及び堤内のドレーン孔の設置がある。プラグ形式の採用になれば、確実に浸透長さは2倍以上になる。定量的には表現しにくい、定性的には、安全側になると判断される。

④ 堤内仮排水路の設置に安心感が持てる。

当ダムのダイバージョンは1/2確率の490 t/sを計画し施工した。しかし、重要河川であることと、土捨場が本体直上流部以外に考えられない事によって工事期間を通じて1/10 確率の900 t/s程度を対象にすると決定した。これに伴ない堤内仮排水路流下能力500 t/s程度が必要となり、大きな堤内排水路設置となった。

ここでしばしば問題になるのが可撓性のアーチダム下部に設置する仮排水路の本体に対する影響である。

ブロックが30m～80m打ち上った時点で大洪水に見舞われ水が大きな運動量を持って流下した場合、ブロックが振動してジョイントが開いたりコンクリート強度及び打継目の劣下を

招いたりする恐れがある。

プラグというマスコンクリート構造物が下部にあり、この部分に仮排水路を設置すれば上述の不安は減少すると考えられる。又、プラグにある仮排水路の閉塞は極めて容易になり十分な閉塞工が可能と判断できる。

⑤ 本体は、岩とコンクリートの上に乗る。

本体が岩とコンクリートという力学的に異なる物質の上に位置することにより不安定な挙動を示さないかという問題に関しては、工学的には次のような判断がなされる。

- 過去のダムにおいて、川治ダムと同様なプラグが施工されているが、岩とコンクリート異質物の上に位置しているという理由で不安定挙動を示してはいない。

(Pieve di Cadore Dam, 豊平峡ダム, 下釜ダム)

- 川治ダムサイト右岸EL 580, EL 560の U_M 岩及び左岸EL 560mの U_H , B岩でジャッキテストを行なった結果弾性係数は各々85,000 kg/cm², 50,000 kg/cm²及び180,000 kg/cm²であった。普通下部の標高ほど風化及びクラックの発達は少なく、横坑調査でもそれが確認できる。故に、下部標高での弾性係数は、150,000 kg/cm²程度が期待できる。この結果を考慮すると、アーチ本体が岩とコンクリートの上に乗る事に対する不安は減少する。

⑥ プラグ構造物の安定解析法が確立されていない。

プラグ構造物は、可撓性アーチダムの下部に存在する剛性構造物である。

コンクリート構造物として一体と考えれば、幾何学的連続性が保てない部分になる。

このプラグ部を、アーチ本体と切り離してグラビティ・セクション (gravity section) と割り切る方法と、アーチ作用があるアーチ構造物の一部として考える方法の2通りの考え方で検討を進め、その結果を総合判断してプラグの力学的役割りを決定することとした。

6-3 プラグ設計の基本方針

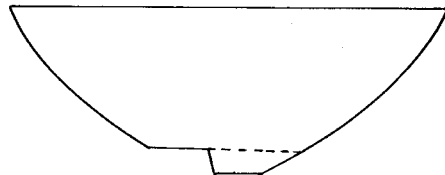
プラグを設計する場合、その形状が力学的に見て十分安全でなければならないが、現在のところオーソライズされた設計法がなく、川治ダムで、試行錯誤しながらプラグの安定計算の検討を進めた。

まだ検討の余地があり今後の研究に負う部分が大である。

前節で述べた様にプラグの長所は

- 1) 張りコンクリートの機能を持つ。
- 2) アーチ本体の応力を安全側にする。
- 3) もともと堅固な岩を掘削しない。

である。



プラグの高さは、張りコンクリートの機能と、堅岩をあまり掘らないという考えから定まり、川治ではプラグ高さを21m EL 500 までとした。

設計は次の三つの方法で進めた。

- 1) 二次元設計
- 2) プラグのアーチアクションを考慮した方法
- 3) 三次元のグラビティセクションとしての方法

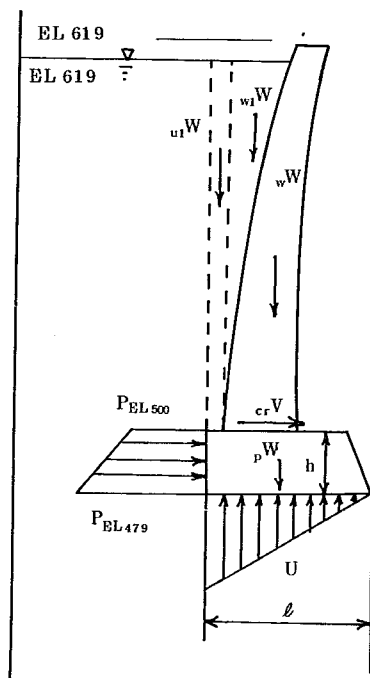
これらの設計法を簡単に説明する。

(1) 二次元設計

一番荷重の作用が大きく最も危険側と思われるプラグの中央断面について滑りに対する安定計算を行なう。

計算には次式のヘニーの式を用いる。

$$n = \frac{\tau_o \cdot l + f(wW + v_1W + v_2W + pW - U)}{\frac{1}{2}h(P_{EL500} + P_{EL479}) + crV}$$



wW ; アーチダム本体の重量

v_1W ; プラグ上の水の重量

v_2W ; アーチダム上の水の重量

crV ; 片持梁の剪断力 (但し半径方向調整計算)

pW ; プラグの重量

P_{EL500} ; EL 500 での水圧

P_{EL479} ; EL 479 での水圧

U ; 揚圧力

l ; プラグの長さ

h ; プラグの高さ

τ_o ; 河床岩盤の剪断強度

f ; 河床岩盤の摩擦係数 ($f=1$)

図-33 プラグに作用する力

この方法を用いると、設計基準にある安全率 4 を上まわるためには、プラグの長さをかなりとらなければならないという結果になる。この方法は計算が簡単で手軽であるが、三次元的効果あるいはプラグのアーチ作用が考慮されておらず、かなり精度が粗い。

(2) プラグのアーチアクションを考慮した方法

下部でプラグの分を増厚したアーチ形状で応力計算し、その値を基に安定計算を行なう方法で、前述の二次元設計に比べ、より実際に近い設計である。しかしプラグ形状が前頁図の様に本体と連続的でない場合適用が難しい。

また、図-34の様に不連続なものを連続と仮定している所に問題がある。図-34の vW 、 wW 、 c_rV はアーチ計算による値である。

$$n = \frac{\tau_o \times l + vW + wW - U}{c_r V}$$

$$= \frac{250 \times 50 + 7,015.76 + 1,836.34 - (\frac{1}{2} \times 138.8 \times 50)}{3,858.51}$$

$$= 4.63$$

(3) 三次元のグラビティセクションと考える方法

二次元設計より実際的な設計であり、プラグが本体と不連続であっても適用できる長所がある。しかしまだ、アーチ本体、片持梁のせん断力とプラグにかかる水圧を加える事は荷重を多く見積り過ぎているのではないかという疑問が残っている。

ヘニーの式を三次元的に拡張する方法で、詳細は次節で説明する。

次に堅岩を残した部分での力学的安定性であるが、図-35の様な断面で滑りに対する検討が必要であり、ヘニーの式によるせん断摩擦安全率が用いられる。

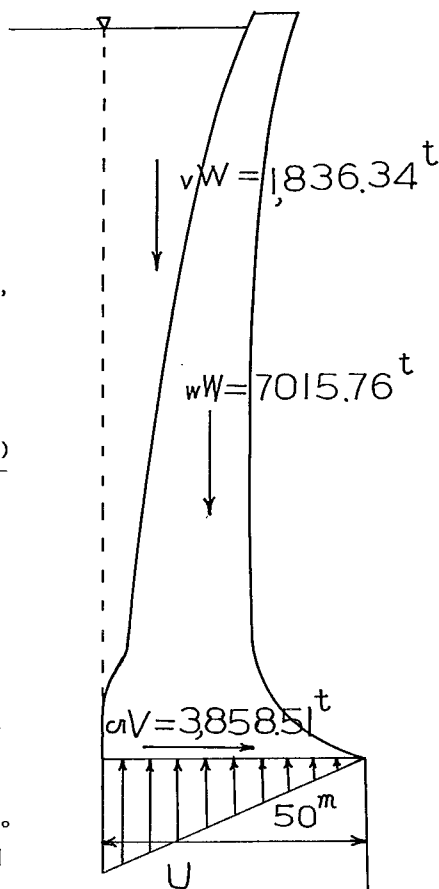


図 - 34

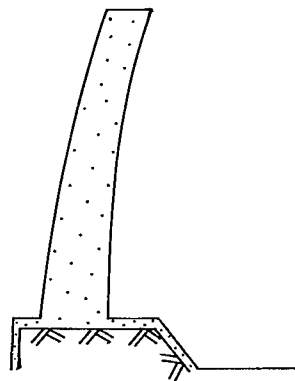
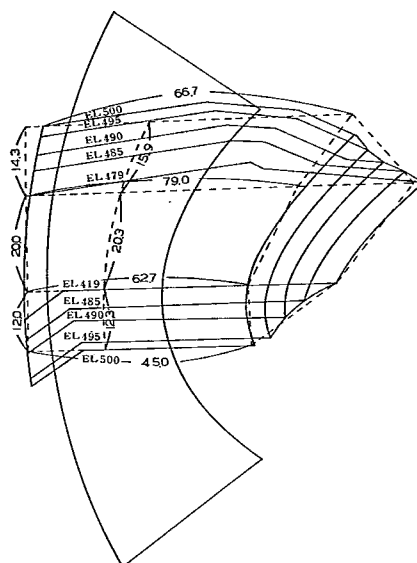


図 - 35

6-4 プラグの設計計算(グラビティセクション)

6-4-1 プラグの安定計算

(1) 形状



実線は設計上のプラグ形状を表わし
点線は計算上のプラグ形状を表わす

図-36 プラグ平面図

(2) 諸値

case 28, 半径方向調整計算プログラム,

$$H = 119.0$$

$$K = 0.0$$

のアーチダム応力計算の結果

$M = 10$ (center), $N = 0.0$ での値

アーチダム上の水の重量..... $v_2 W = 1,081.8 \text{ t}$

片持梁のせん断力..... $c_r V = 3,572.3 \text{ t}$

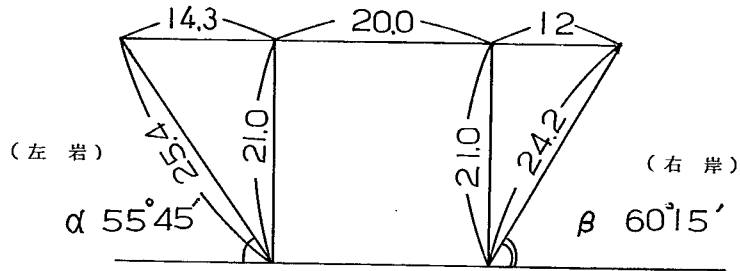
アーチダム本体の重量..... $w W = 4,765.9 \text{ t}$

堆砂圧を含む静水圧..... $\begin{cases} P_{500} = 144.45 \text{ t} \\ P_{479} = 165.45 \text{ t} \end{cases}$

(3) 各ブロックに作用する荷重

プラグを三つのブロックに分けて考える。

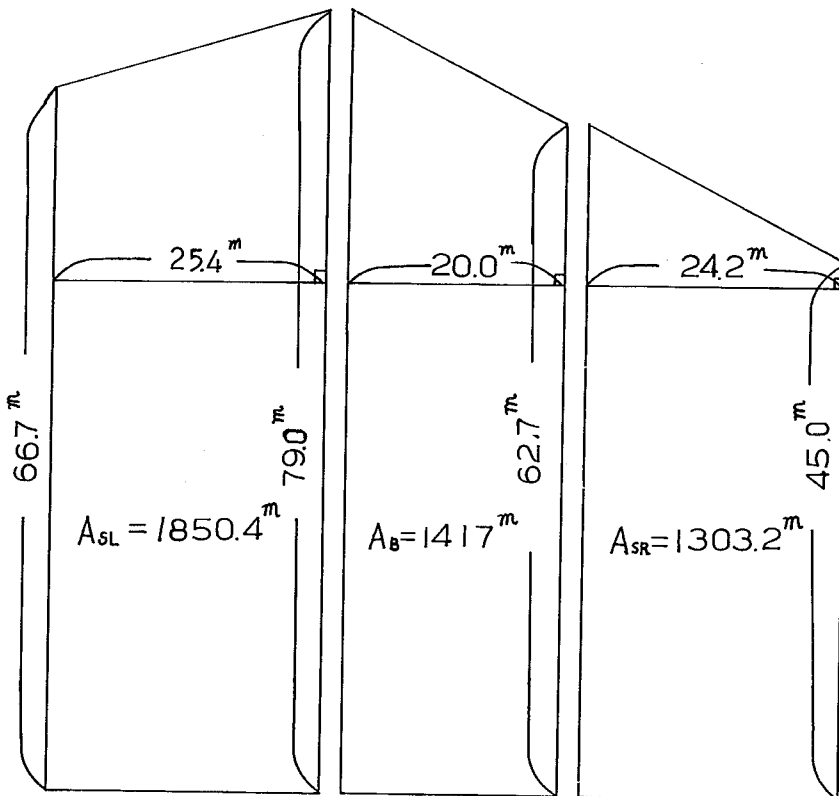
(上流面から見たブラグ)



(左岸側面)

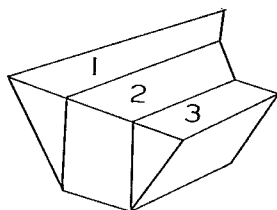
(底 面)

(右岸側面)



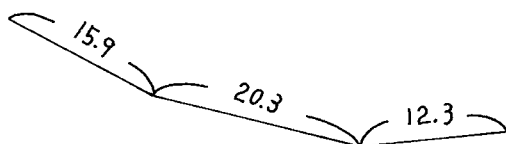
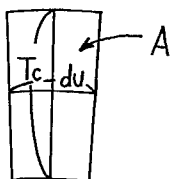
$$A = A_{SL} + A_B + A_{SR} = 4,570.6 \text{ m}^2$$

左 岸



右 岸

① EL 500 での単位長さ (du)



ブロック 1

ブロック 2

ブロック 3

クラウンでの厚さ; $T_c = 23.3\text{m}$

単位面積; $A = 30.526\text{m}^2$

$du = A/T_c = 30.526/23.3 = 1.31$

各ブロックでのアーチダム本体の弦の長さ。右上図

表 - 16

	1	2	3
l	15.9 m	20.3 m	12.3 m
倍 率	12.14m	15.50m	9.39m
$v_2 W$	13,133 t	16,768 t	10,158 t
$cr V$	43,368 t	55,371 t	33,544 t
$w W$	57,858 t	73,871 t	44,752 t
$v_1 W$	9,222 t	11,774 t	7,134 t

$v_1 W$; プラグ土の水の重量

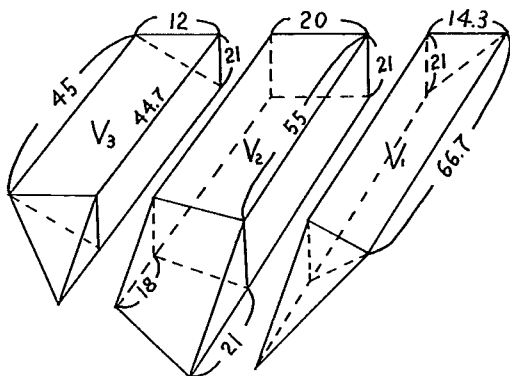
② 片持梁のせん断力 ($cr V$)

$$cr V = 43,368 + 55,371 + 33,544 = 132,283 \text{ t}$$

③ プラグにかかる重量 ($v_1 W, v_2 W, w W$)

$$\begin{aligned}
 W &= (v_2 W_1 + v_1 W_1 + w W_1) \cos 55^\circ 45' + (v_2 W_2 + v_1 W_2 + w W_2) \\
 &\quad + (v_2 W_3 + v_1 W_3 + w W_3) \cos 60^\circ 15' \\
 &= 80,213 \times 0.5628 + 102,413 + 62,044 \times 0.4962 = 178,343 \text{ t}
 \end{aligned}$$

(4) プラグの重量 (pW)



$$V_1 = 11,066 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 25,032 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 6,407 \text{ m}^3$$

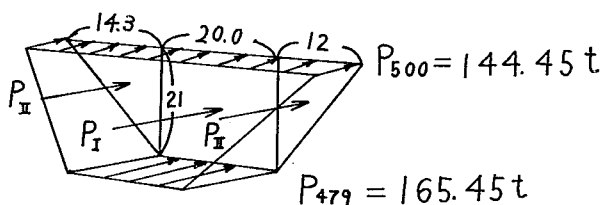
$$pW_1 = V_1 \times 2.3 = 25,452 \text{ t}$$

$$pW_2 = V_2 \times 2.3 = 57,574 \text{ t}$$

$$pW_3 = V_3 \times 2.3 = 14,736 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} pW &= pW_1 \times \cos 55^\circ 45' + pW_2 + pW_3 \times \cos 60^\circ 15' \\ &= 25,452 \times 0.5628 + 57,574 + 14,736 \times 0.4962 \\ &= 79,224 \text{ t} \end{aligned}$$

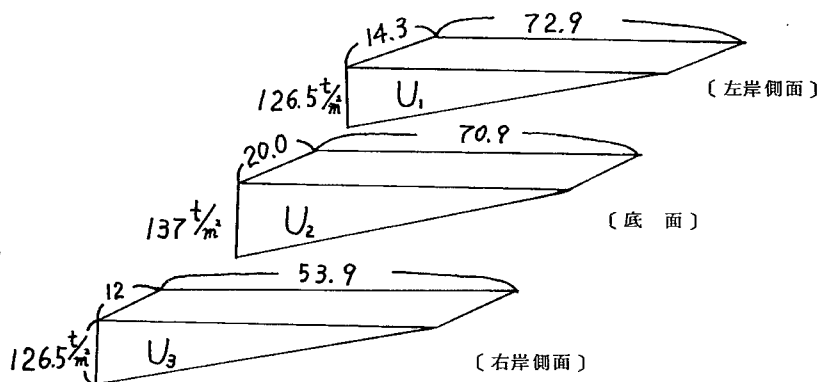
(5) 水 圧



$$\begin{aligned} P_I &= \frac{1}{2} (P_{500} + P_{479}) \times 21.0 \times 20.0 = \frac{1}{2} (144.45 + 165.45) \times 21.0 \times 20.0 \\ &= 65,079 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{II} &= \int_0^{21} (144.45 + x) \left(26.3 - \frac{26.3}{21} x \right) dx \\ &= \int_0^{21} (3,799 - 154.6x - 1.252x^2) dx \\ &= [3,799x - 77.3x^2 - 0.417x^3]_0^{21} = 41,828 \text{ t} \\ P &= P_I + P_{II} = 65,079 + 41,828 = 106,907 \end{aligned}$$

(6) 揚 圧 力



$$U_1 = 126.5 \times 72.9 \times 14.3 \times \frac{1}{2} = 65,936 \text{ t}$$

$$U_2 = 137 \times 70.9 \times 20.0 \times \frac{1}{2} = 97,133 \text{ t}$$

$$U_3 = 126.5 \times 53.9 \times 12 \times \frac{1}{2} = 5,336 \text{ t}$$

$$U = U_1 + U_2 + U_3 = 65,936 + 97,133 + 5,336 = 163,069 \text{ t}$$

$$\frac{1}{3}U = 163,069 / 3 = 54,356 \text{ t}$$

(7) 安 全 率

- ① $\tau_o = 250 \text{ t/m}^2$, 上流端の揚圧力; 100%

$$n = \frac{\tau_o A + W + pW - U}{crV + P}$$

$$= \frac{250 \times 4,570.6 + 178,343 + 79,224 - 163,069}{132,283 + 106,907}$$

$$= 5.17$$

- ② $\tau_o = 250 \text{ t/m}^2$, 上流端の揚圧力; 33.3%

$$n = \frac{\tau_o A + W + pW - \frac{1}{3}U}{crV + P}$$

$$= \frac{250 \times 4,570.6 + 178,343 + 79,224 - 54,356}{132,283 + 106,907} = 5.63$$

滑りに対する安全率が4を上回るから滑りに対して安全な形状である。

6-4-2 所要堅岩等高線による基礎岩盤の安定計算

vW : アーチダム上の水の重量

wW : アーチダムの重量

crV : 片持梁のせん断力

V : 滑り線に対する垂直力

H : 滑り線に対するせん断力

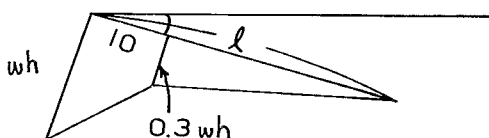
l : 滑り線の長さ

θ : 仮想滑り線と、ダム底との角

h : 静水深

w : 水の単位重量

U : 間隙水圧



$$U = (5 + 0.15 \times l) w h \quad \text{..... ①}$$

へーの式

$$n = \frac{\tau_o l + f(V - U)}{H} \quad \text{..... ②}$$

$$l = \frac{4H - V + 5 \times h \times w}{\tau_o - 0.15 \times h \times w} \quad \text{..... ③}$$

τ_o ; 岩盤の剪断強度 (= 300 t/m²)

f ; 摩擦係数 (= 1.0)

n ; 安全率

但し,

$$\begin{cases} V = (vW + wW) \cos \theta - crV \sin \theta \\ H = (vW + wW) \sin \theta + crV \cos \theta \end{cases}$$

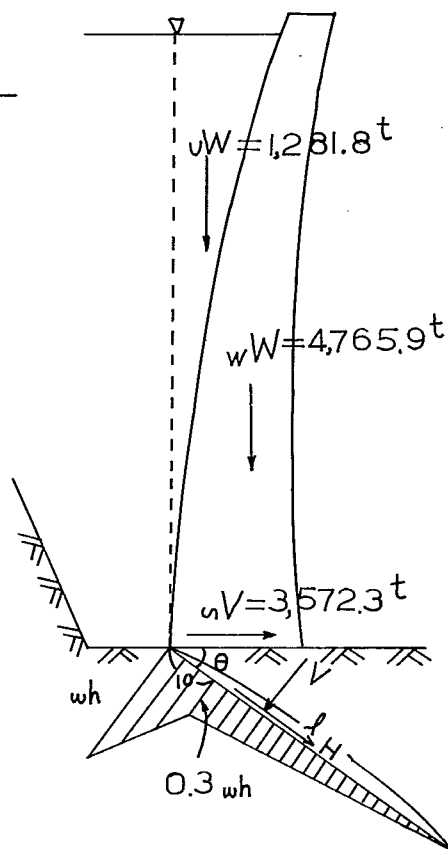


図-37 基礎のすべり面

表 - 17

θ	$\cos \theta$	$\sin \theta$	P'	H	$5hw$	$0.15hw$	l
0°	1	0	5,847.7	3,572.3	580	17.4	31.9
5°	0.99619	0.08716	5,514.1	4,068.4	580	17.4	40.1
10°	0.98481	0.17365	5,138.5	4,537.5	580	17.4	48.1
15°	0.96593	0.25882	4,723.9	4,964.1	580	17.4	55.6
20°	0.93969	0.34202	4,273.2	5,356.9	580	17.4	62.8
25°	0.90631	0.42262	3,790.1	5,709.0	580	17.4	69.4
30°	0.86603	0.5	3,278.1	6,017.6	580	17.4	75.6
35°	0.81915	0.57358	2,741.1	6,280.4	580	17.4	81.2
40°	0.76604	0.64288	2,183.0	6,495.9	580	17.4	86.3
45°	0.70711	0.70711	1,609.0	6,661.0	580	17.4	90.6

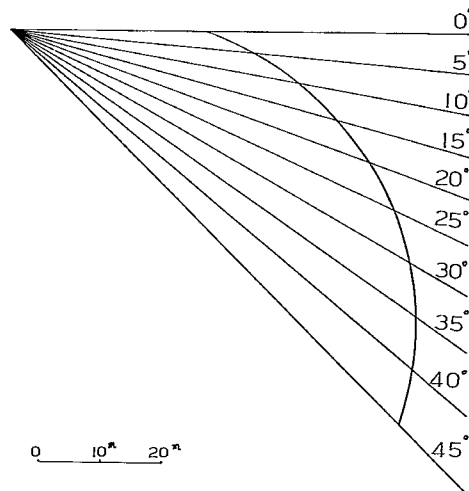


図-38 所要堅岩線の形状

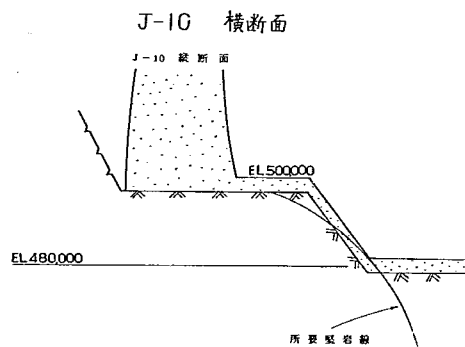


図-39 片持梁基礎の安定条件

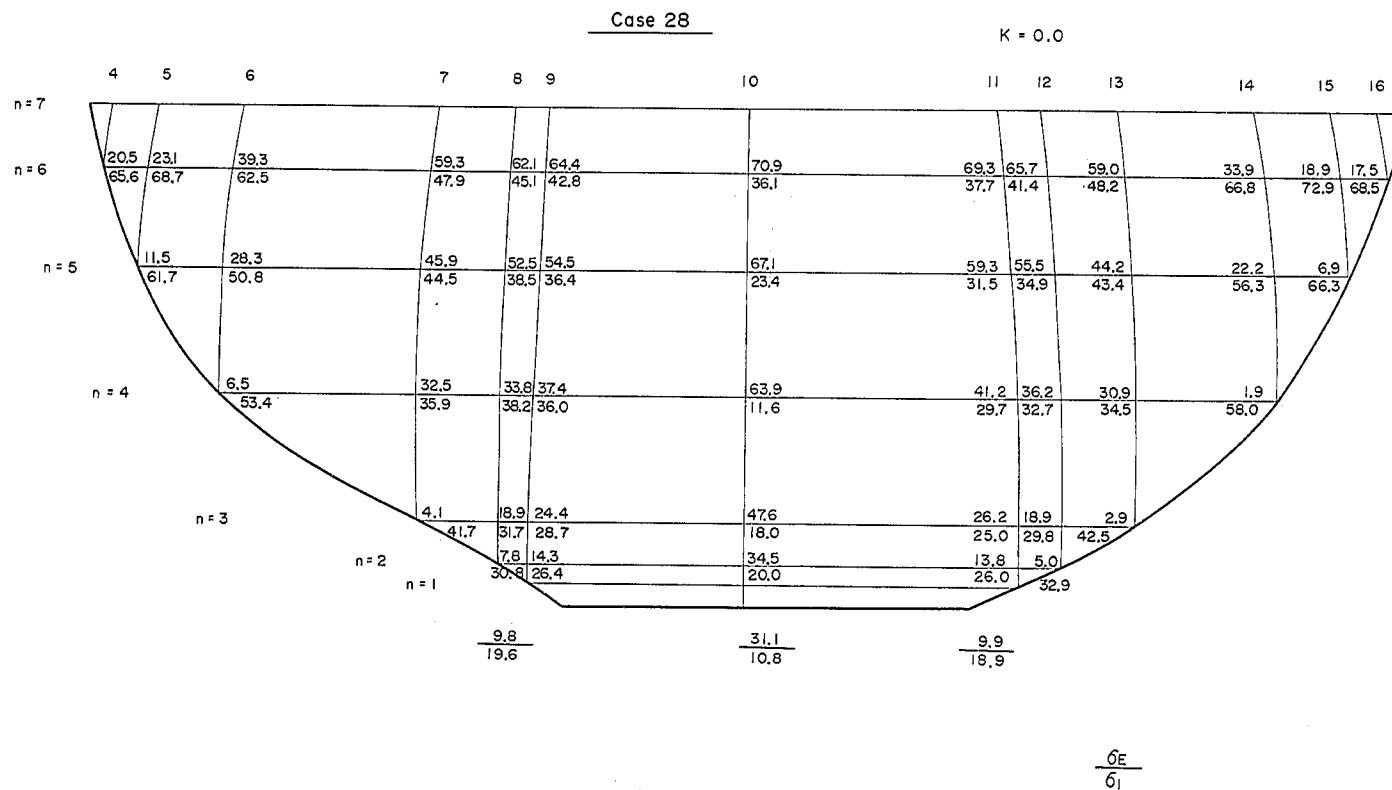


図-40.1 アーチ応力度 (プラグ案, 常時)

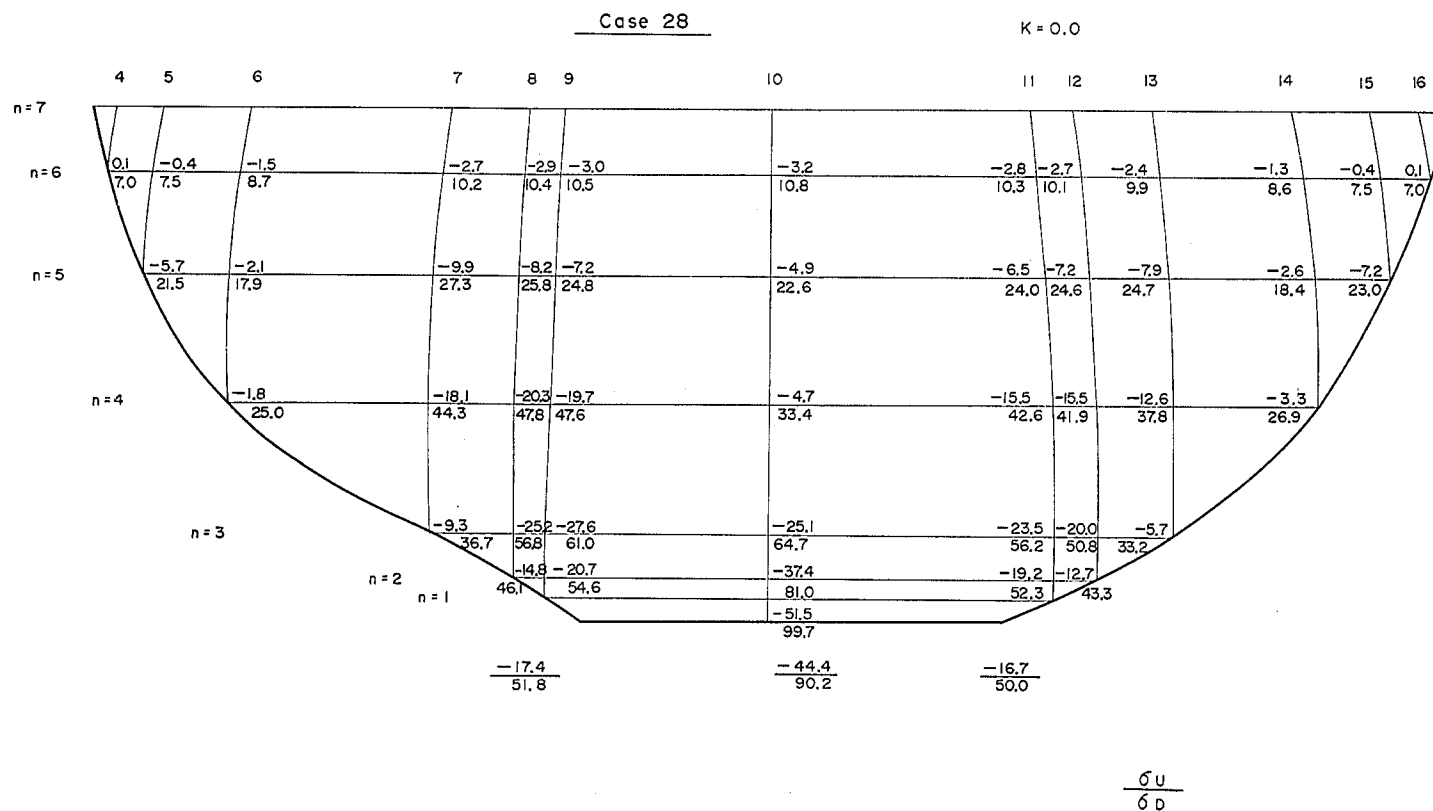


図-40.2 片持梁応力度 (プラグ案, 常時)

最終案 (Case 28)

K = 0.0

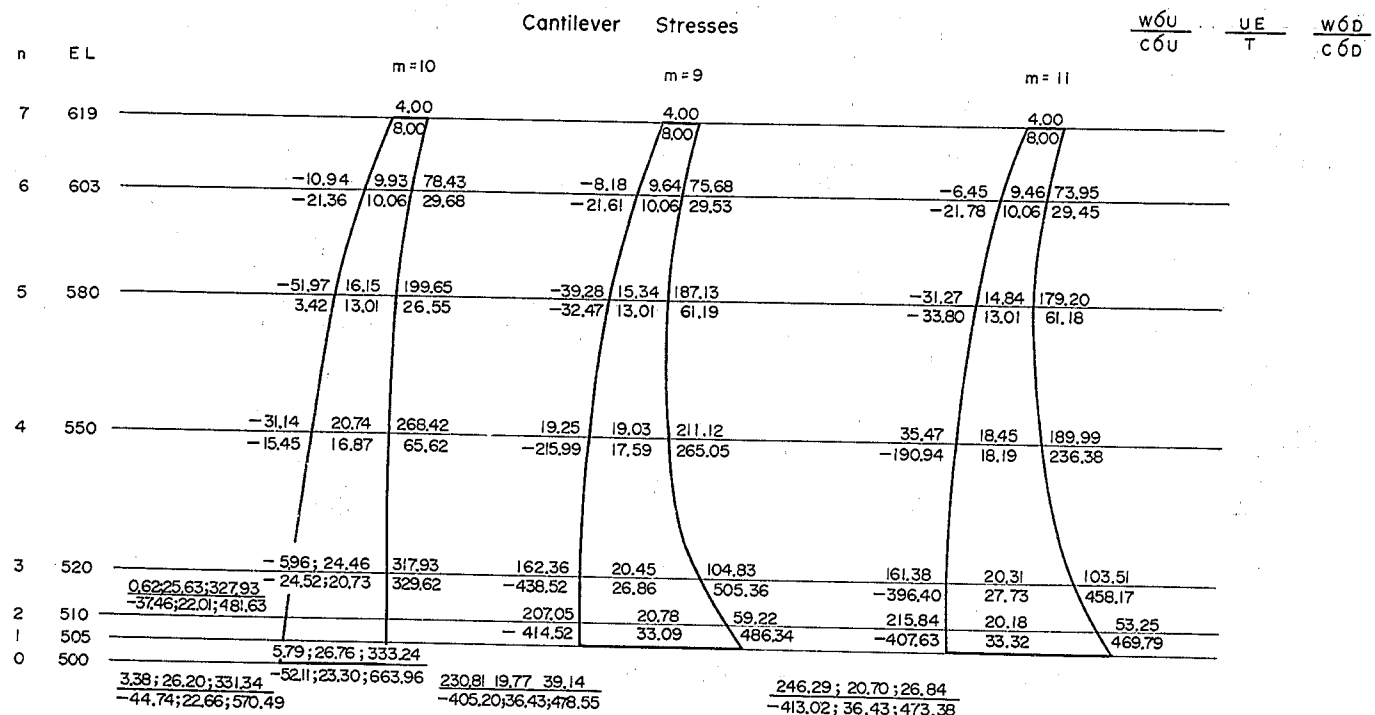


図-40.3 片持梁応力分布 (プラグ案, 常時) kg/cm^2

最終案 (Case 28)

K = 0.0

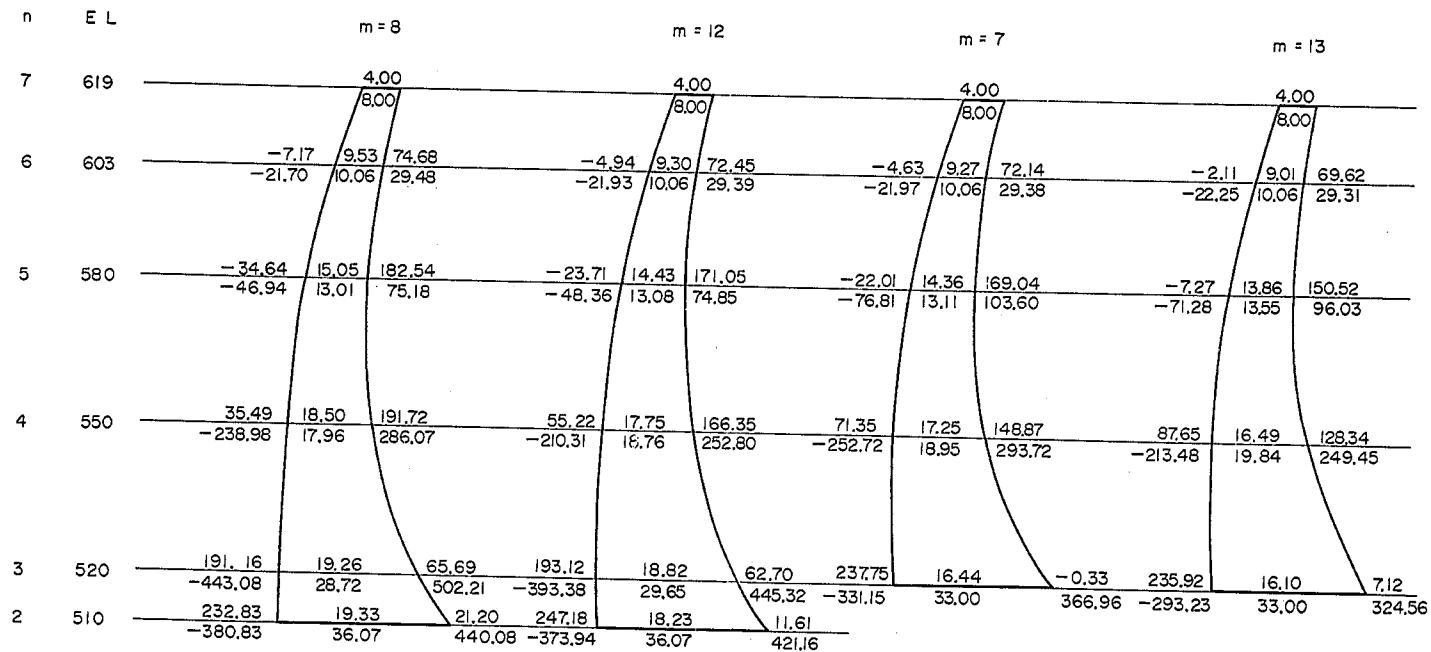


図-40.4 片持梁応力分布 (プラグ案, 常時)

最終案 (Case 28)

K = 0.0

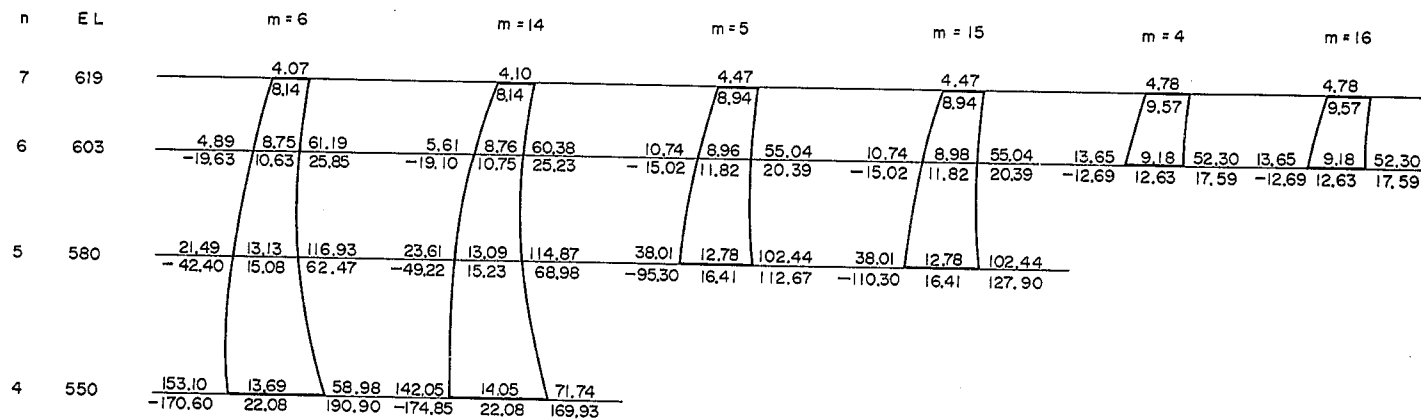


図-40.5 片持梁応力分布 (プラグ案, 常時)

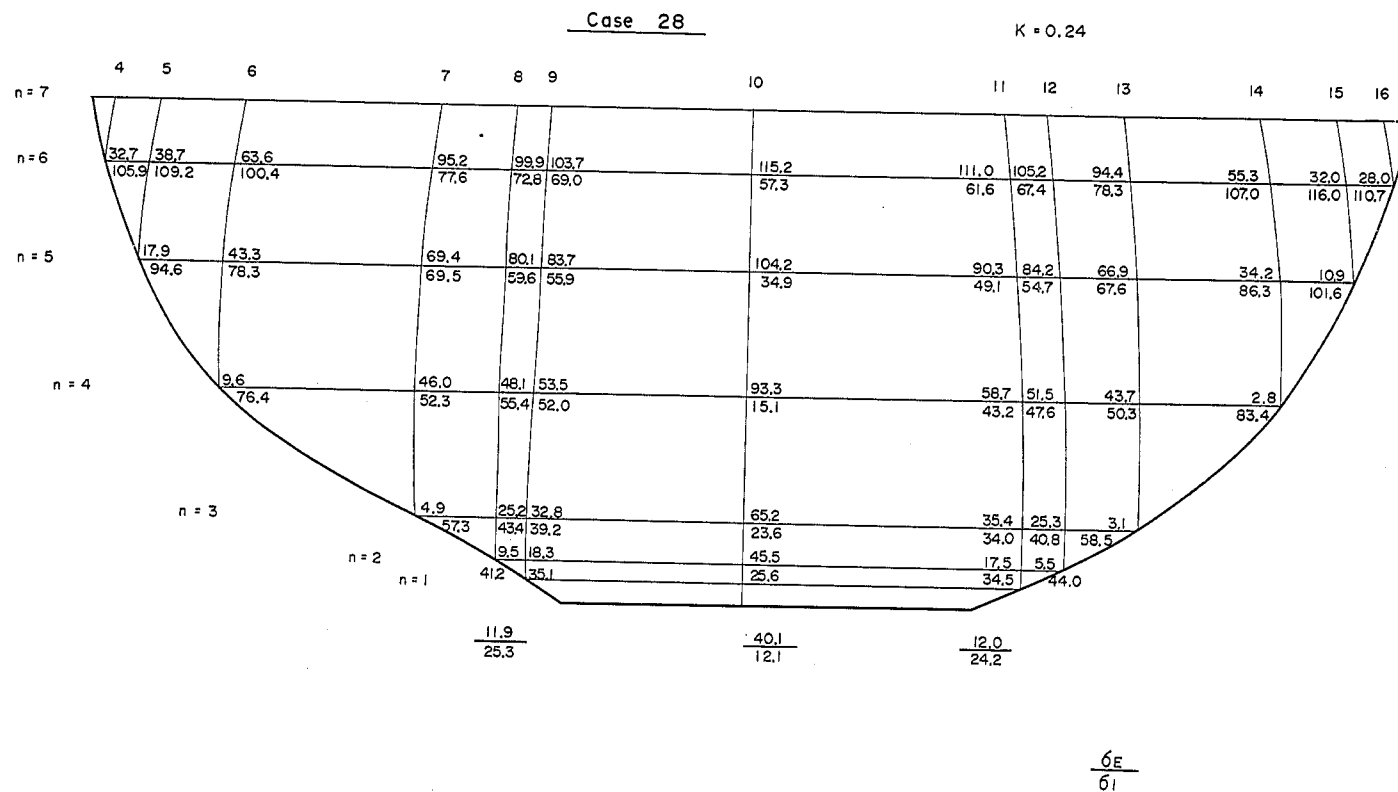


図-40.6 アーチ応力度 (プラグ案, 地震時)

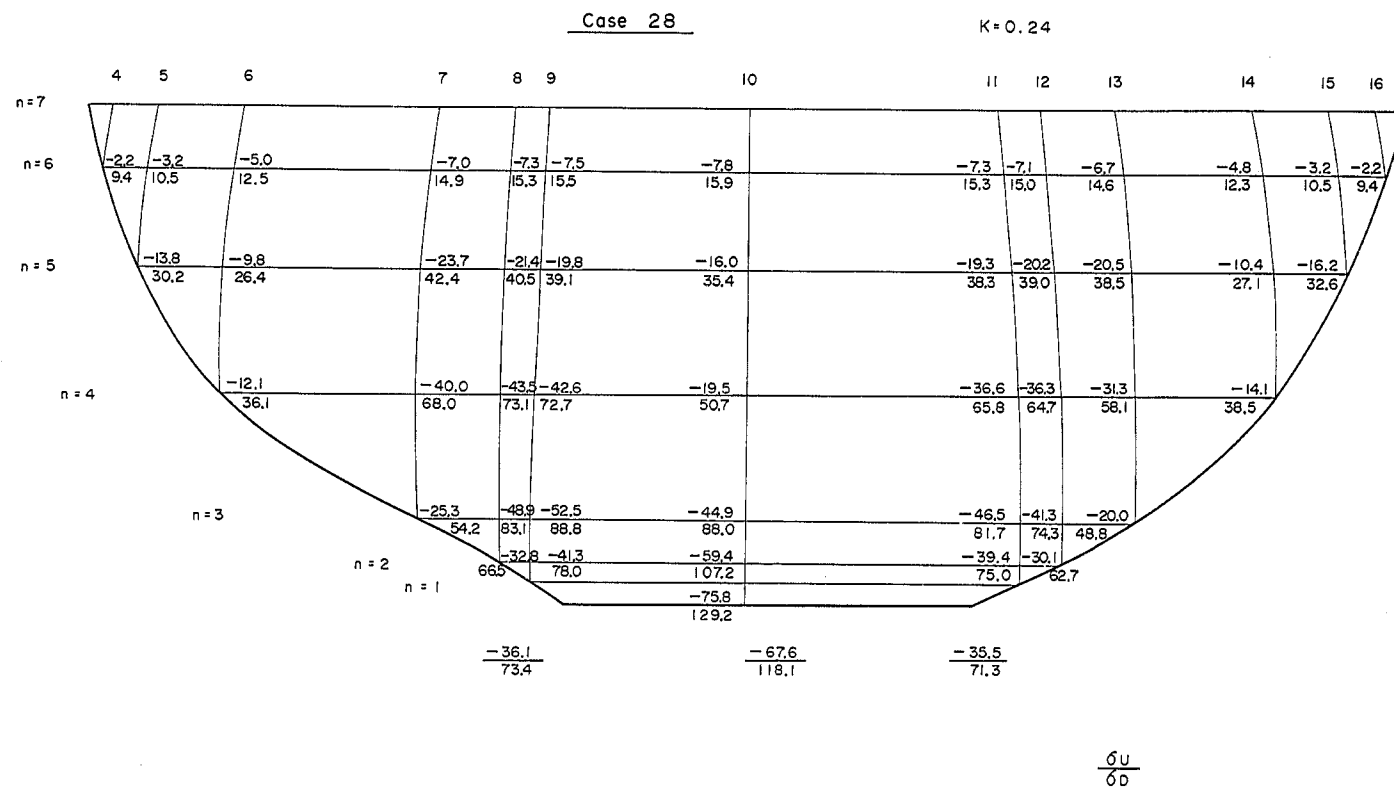


図-40.7 片持梁応力度 (プラグ案, 地震時)