

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3101号

土木研究所資料

アーチダムの構造解析

平成4年3月

建設省土木研究所
ダム部ダム構造研究室

「Copyright © (1992) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted,
nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、
複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

アーチダムの構造解析

ダム部ダム構造研究室 室長 永山 功
研究員 大槻 英治
島田 陵一

要 旨

アーチ式コンクリートダムは、堤体材料としてのコンクリートの強度および基礎岩盤の強度を最大限に利用する三次元構造物であるので、堤体および基礎岩盤の安全性についての詳細な検討が必要である。

本報文は、詳細な地質調査による基礎岩盤の評価に基づき、安全かつ経済的なアーチダムの座取りおよび堤体形状の選定に関する検討を行った結果について述べたものである。

堤体の安定性については荷重分割法を用いた応力解析によって検討を行い、また基礎岩盤の安定性については堤体から作用するアーチスラストに対してHennyの式を用いた検討を行った。その結果、安定かつ経済的な概略形状を選定することができた。

キーワード：アーチダム，荷重分割法，構造解析，所要堅岩線

目 次

1. ダムの概要	1
2. ダムサイトの地形・地質	3
2.1 ダムサイトの地形	3
2.2 ダムサイトの地質	3
3. 基礎岩盤の評価	7
3.1 岩級区分	7
3.2 岩盤のせん断強度	8
3.3 岩盤の弾性係数・変形係数	10
4. ダムの概略設計	13
4.1 概 要	13
4.2 設計条件	13
4.3 アバットメントの根入れ深さ	15
4.4 ダム軸および堤体形状の選定経緯	16
5. ダム堤体形状の詳細検討	24
5.1 概 要	24
5.2 設計条件	24
5.3 アーチダムの形状のパラメータとその特性	25
5.4 形状パラメータの決定と堤体応力の調整	26
5.5 最終的な堤体形状と堤体応力	39
6. 基礎岩盤の安定性の検討	54
6.1 概 要	54
6.2 所要堅岩線の検討	54
7. 結 論	65
8. あとがき	66
参考文献	66
参考資料 補足構造物の検討	67
参. 1 概 要	67
参. 2 プラグの設計	67
参. 3 スラストブロックの設計	72

1. ダムの概要

本ダムは、洪水調節、流水の正常な機能の維持、灌漑および発電を目的として建設される堤高107.5m、総貯水容量133,000,000m³、有効貯水容量106,000,000m³、の多目的ダムである。本ダムの建設が予定されているダムサイトは急峻なV字谷をなし、その基礎岩盤は極めて堅硬である。このため、このようなダムサイトの地形、地質特性を考慮して、本ダムのダム形式としては、アーチ式コンクリートダムが採用されている。

本ダムは、当初、発電を主体として計画され、昭和28年からその調査が開始されている。その後、昭和34年度から治水、灌漑を加えた河川総合開発事業として新たな調査が開始され、昭和42年度から昭和43年度までの実施計画調査を経て、昭和44年に建設事業に着手し、現在に至っている。

本ダムの目的の内容、効果について簡単に述べると、次のとおりである。

① 洪水調節

ダム地点における計画高水3,520m³を200m³に調節し、流域内の既設ダムと併せて、下流H i 地点の基本高水7,000m³を4,000m³に、H a 地点の基本高水9,000m³を7,000m³に低減する。

② 流水の正常な機能の維持

沿岸の農地約1,000haに対する既得灌漑用水およびその他の既得水利権を確保するとともに、水質の保全や舟下りなど、河川の正常な機能の維持に必要な流量を確保する。

③ 灌漑

国営土地改良事業約3,400haの土地に対して灌漑用水の補給を行う。

④ 発電

発電所を新設して最大出力16,500kWの発電を行う。

なお、本ダムおよび貯水池の諸元を表-1.1にとりまとめて示す。

表-1.1 ダムおよび貯水池の諸元

ダム 堤 体	型	式	放物線アーチ式コンクリートダム
	堤頂標高	高	107.5m
	堤基礎岩盤標高	高	EL.282.5m
	堤頂長	高	EL.175.0m
	堤体積	長	304.0m
貯 水 池	集水面積	積	300,000m ³
	湛水面積	積	470km ²
	総貯水容量	量	3.91km ²
	有効貯水容量	量	133,000,000m ³
	洪水調節容量 第1期	量	106,000,000m ³
	“ 第2期	量	84,000,000m ³ (6月11日～9月15日)
	利水容量	量	53,000,000m ³ (9月16日～10月15日)
	堆砂容量	量	22,000,000m ³
	設計洪水位	位	27,000,000m ³
	サーチャージ水位	位	EL.281.0m
	常時満水位	位	EL.280.0m
	洪水期制限水位 第1期	位	EL.280.0m
	“ 第2期	位	EL.252.2m (6月11日～9月15日)
	計画堆砂位	位	EL.264.5m (9月16日～10月15日)
		位	EL.239.0m

2. ダムサイトの地形・地質

2.1 ダムサイトの地形

本ダムサイト付近では、川は緩く蛇行し、谷幅は狭く、両側の山腹傾斜はほぼ対称な約50°のV字谷を形成している。また、ダムサイトの上流では、河川は左岸側にほぼ直角に向きを変え、谷は急に開いている。

このような急峻なV字谷に位置する本ダムサイトは、特に河床から30～40m間で懸崖をなし、極めて良好な岩盤が露出している。ダムサイトの左岸側には数本の沢が切れ込み、起伏の激しい地形をなしているが、右岸側には明瞭な沢はなく、等高線は河川とほぼ平行であり、急峻であるが単調な地形を示している。ダムサイトにおける川幅は約40mであり、ダム天端付近における谷の幅と高さの比はおよそ2.0～2.5である。なお、ダムサイトの地形図を図-2.1に示す。

2.2 ダムサイトの地質

ダムサイトの上下流一帯には、四万十帯に属する堆積岩類が北東-南西方向に帯状に分布し、ダムサイト付近では、これらの地層は見かけ上、上流に傾斜した（N60°、E50～60°N）同斜構造を形成している。ダムサイトに見られる堆積岩類は、砂岩、粘板岩および砂岩・粘板岩の互層であり、いずれもスランプ構造を示している。ダムサイトのアーチ中心線地質断面図を図-2.2に示す。なお、ダムサイトに分布する各岩盤の性状は次のとおりである。

・崖錐堆積物（t l）

崖錐堆積物は角礫（転石）混じり土砂で、その層厚は2～3 m程度である。

・現河床堆積物（r d）

現河床堆積物は円礫または亜円礫混じりの砂質土で、その礫径は5～30cm程度であるが、中には1～3 mに達する巨礫も点々と認められる。層厚は約4 m程度であるが、局部的に7～8 mに達する部分もある。

・砂岩（S s）

砂岩は青灰色あるいは淡灰色を呈する中粒ないし粗粒の緻密堅硬な塊状岩である。砂岩中にはしばしば2 cm以下の角礫状の粘板岩パッチを含むこともあるが、層理の発達は乏しい。しかし、全体として数10cm～10数mの粘板岩を挟むスランプ構造を示している。岩盤の風化は極めて少ないが、表層部では開口割れ目または流入粘土を挟む割れ目が発達し、1～5 m大のブロック状になっている場合が多い。

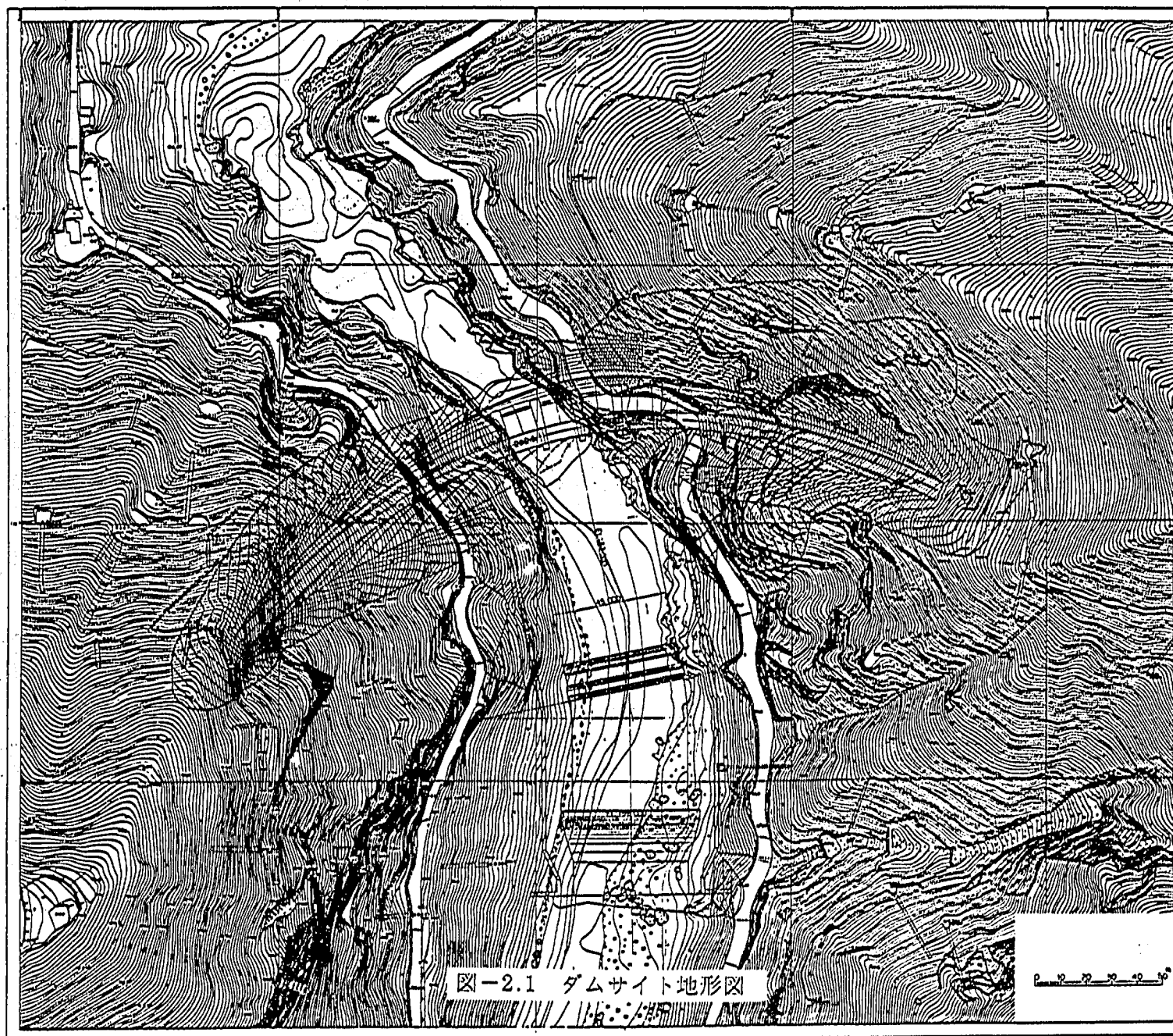
・粘板岩（S l）

粘板岩は砂岩の薄層（1 cm以下）を頻繁に挟んでおり、層理が顕著に発達している。また、レンズ状に砂岩を挟むスランプ構造を示す部分が頻繁に認められる。新鮮で変形を受けていない部分は黒色を呈し堅硬であるが、一部に板状ないし細片状に剝離しやすい部分も存在し、剝離面沿いや砂岩レンズ表面には黒色光沢の強い石墨を伴っていることがある。

・砂岩・粘板岩互層 (A l t)

互層部は厚さ 2～50cm の砂岩および粘板岩からなる。砂岩は黄白色～灰白色を呈し、中～粗粒で堅硬である。粘板岩は黒色を呈し堅硬であるが、板状ないし細片状に剝離しやすく、砂岩との層理面沿いには黒色光沢の強い石墨を伴っていることがある。本層にもスランプ構造を示す部分が認められる。

ダムサイトに分布する断層には地質構造を支配するような大断層はなく、断層の破砕幅は 30～50cm 程度である。これらの断層の多くは、その走向・傾斜が地層の層理面にほぼ平行するいわゆる走向断層である。これらの断層は緩く波打ちながらほぼ平行に連続している。岩盤内の割れ目は、全体的には層理面方向およびそれに直交方向する方向に発達しているが、その集中度は低く、一般に岩盤は塊状である。



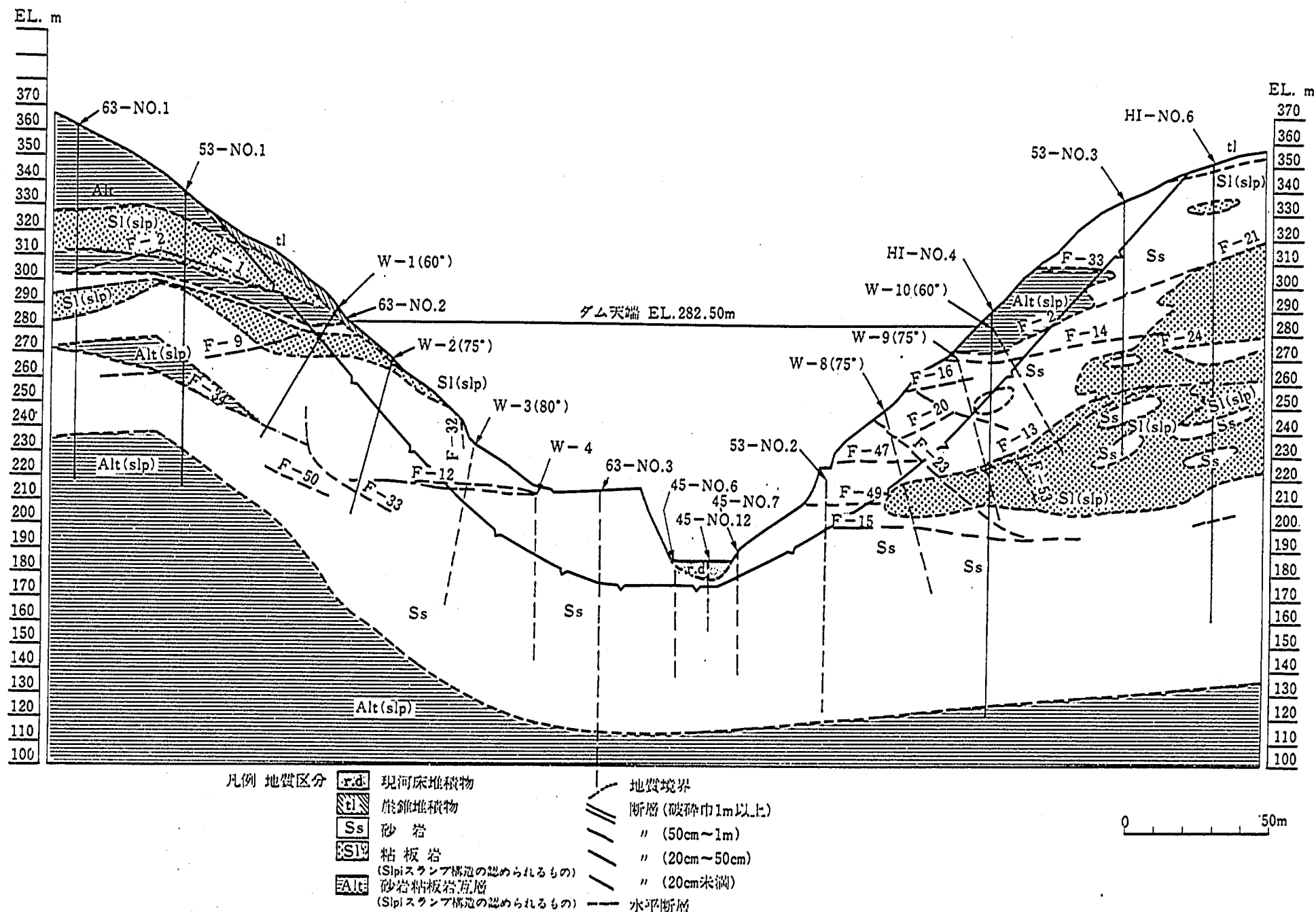


図-2.2 アーチ中心線地質断面図

3. 基礎岩盤の評価

3.1 岩級区分

堤体設計に必要な基礎岩盤の力学的特性を把握するためには原位置岩盤試験を実施することが一般的である。しかし、広いダムサイト全体の岩盤に対して原位置岩盤試験を実施することは事実上不可能である。このため、横坑およびボーリングコアの観察結果から、ダムサイトの岩盤を類型化していくつかの岩級に分類し、それぞれの岩級に属する代表的な岩盤に対して原位置岩盤試験を実施することによって、ダムサイト全体の岩盤の力学的特性を評価することが一般に行われている。本ダムでは、土研式岩盤分類の考え方にに基づき、岩片の硬さ、割れ目の間隔、割れ目の状態の3項目に対して岩盤を分類し、その分類要素の組合わせによってダムサイトの岩盤の岩級を評価するものとした。表-3.1は、本ダムにおける岩片の硬さ、割れ目の間隔、割れ目の状態の3項目に対する岩盤の分類基準を示したものであり、また表-3.2はそれぞれの分類要素の組合わせと最終的な岩級区分の関係を示したものである。

表-3.1 岩盤の分類要素と分類基準

分類要素	記号	基準
岩の硬さ	A	新鮮で硬い。一軸圧縮強度の推定値は1,000kgf/cm ² 以上
	B	風化しやや軟らかい。強打すると割れる。一軸圧縮強度の推定値は500kgf/cm ² 前後
	C	全面的に風化し軟らかい。一軸圧縮強度の推定値は100kgf/cm ² 以下
割れ目の間隔	I	平均的にみておおむね30cm以上
	II	平均的にみておおむね10～30cm
	III	平均的にみておおむね10cm以下
割れ目の状態	a	密着し、割れ目沿いの風化や粘土の介在はない。
	b	割れ目沿いに薄く粘土が付着するかまたは多少風化が見られる。
	c	割れ目が多少開口し、粘土物質を介在している。
	d	割れ目は大きく開口し、空隙を有している。

表-3.2 岩盤の分類要素の組合せと岩級区分

岩 種	岩 級	要 素 組 合 せ
砂 岩	B	A I b A II a
	C _H	A I c A II b
	C _M	A II c A III b
	C _L	A III c A II d B II c
粘土岩	B	A II a
	C _H	A II b A III a B I b B II a
	C _M	A III b B II b
	C _L	B II c B III b

※要素組合せ中、四角で囲ってあるものは、本ダムサイトにおける代表的な要素組合せを示したものである。

3.2 岩盤のせん断強度

原位置岩盤のせん断試験は、本ダムサイトに広範囲に分布し、ダムの基礎となるB～C_M級岩盤に対して実施するものとした。ただし、B級岩盤については安全側を見てC_H級岩盤と同じ基準で評価するものとし、C_H級岩盤の試験結果をそのまま適用するものとした。

試験は昭和46年度～48年度の間に既に12点実施されているが、今回、ダム堤体の構造設計を行うにあたりこれらの試験結果を見直すとともに12点の追加試験を行った。せん断試験の内訳は砂岩C_H級岩盤で8点、同C_M級岩盤で4点、粘板岩C_H級岩盤で8点、同C_M級岩盤で4点であり、すべてがブロックせん断試験である。

原位置試験結果を図-3.1に示す。試験結果はかなりのバラツキを示すものの、全体としてかなり高いせん断強度を示している。また、C_H級岩盤とC_M級岩盤の試験結果の差は小さく、C_M級岩盤も十分高いせん断強度が期待できる。

ダムの構造設計に用いる設計強度としては、安全側を見込んで、C_H級岩盤に対しては試験結果の下限值を通る内部摩擦角 $\phi = 45^\circ$ の線を基準とし、砂岩、粘板岩のそれぞれに対し表-3.3のようにその値を決定した。また、C_M級岩盤については、その試験結果の下限值がC_H級岩盤のそれよりも大きくなっているが、岩盤の目視による評価なども総合的に考慮し、内部摩擦角 ϕ は 45° とし、純せん断強度は τ_0 はC_H級岩盤のそれよりも1割程度低い値を採用するものとして表-3.3のようにその値を決定した。

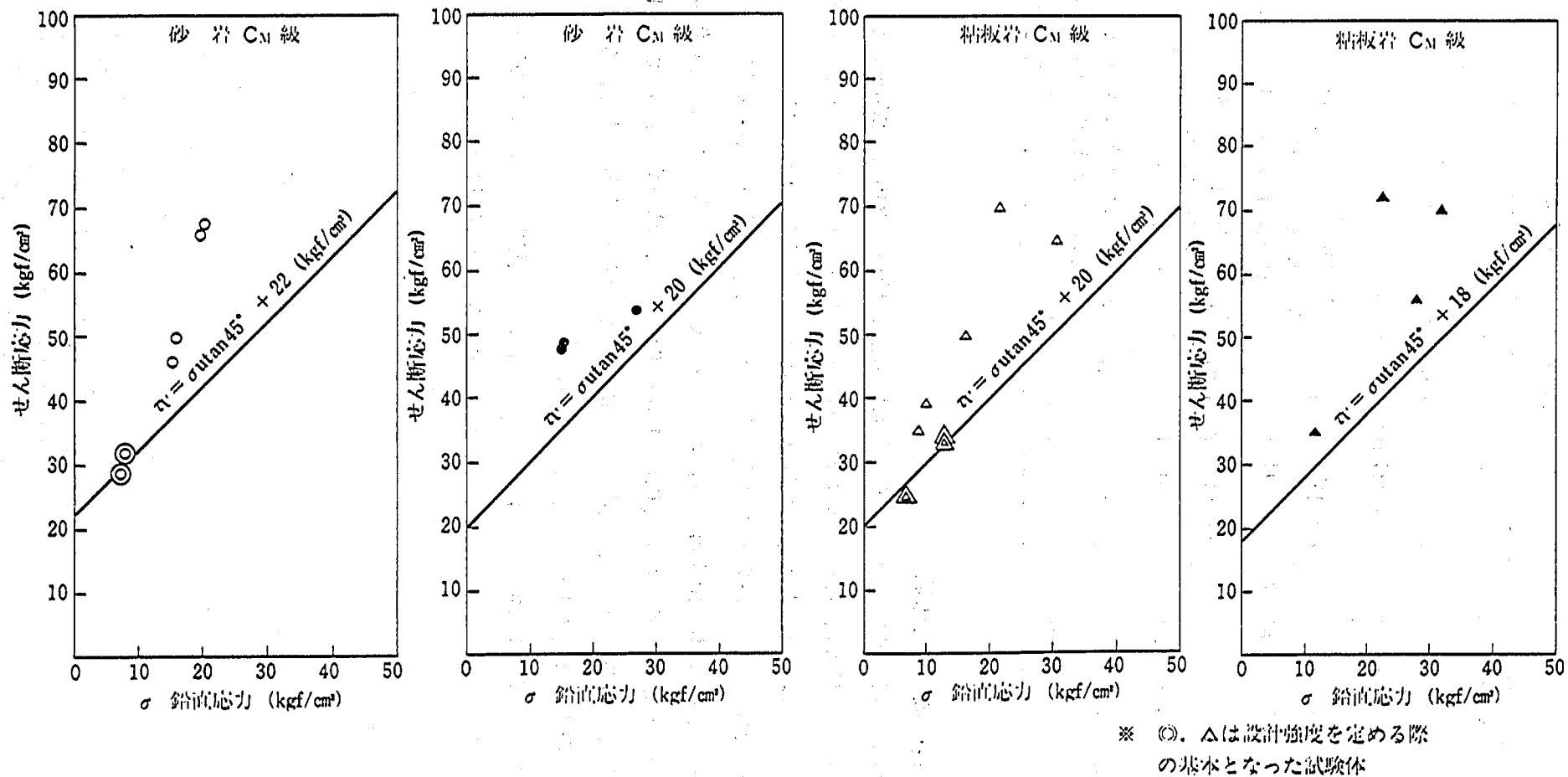


図-3.1 岩盤のせん断試験結果と設計強度

表-3.3 せん断試験結果と設計強度

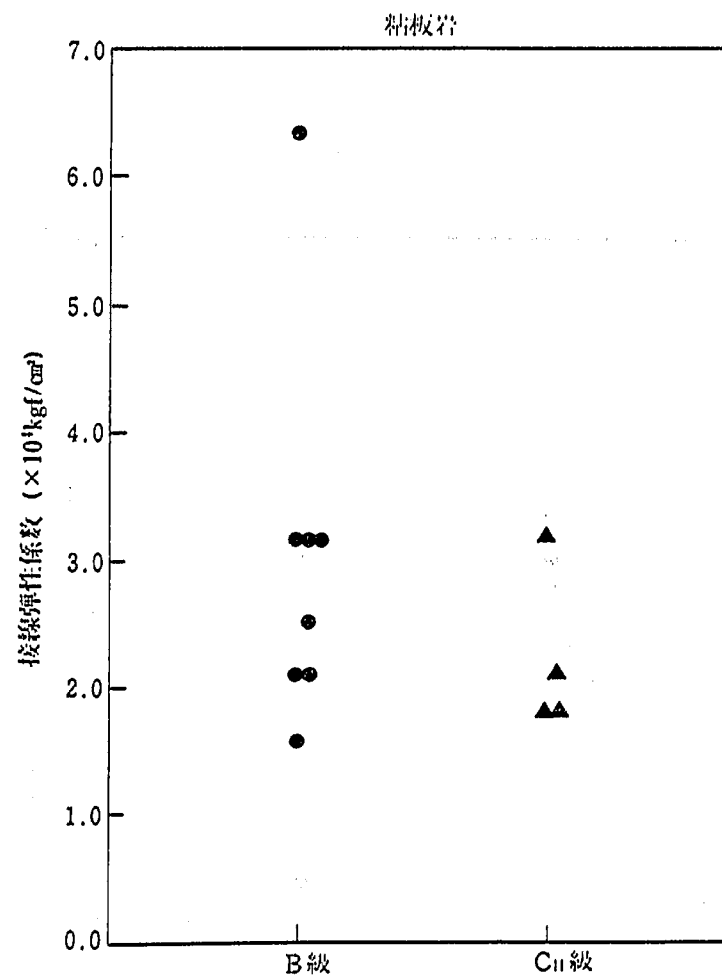
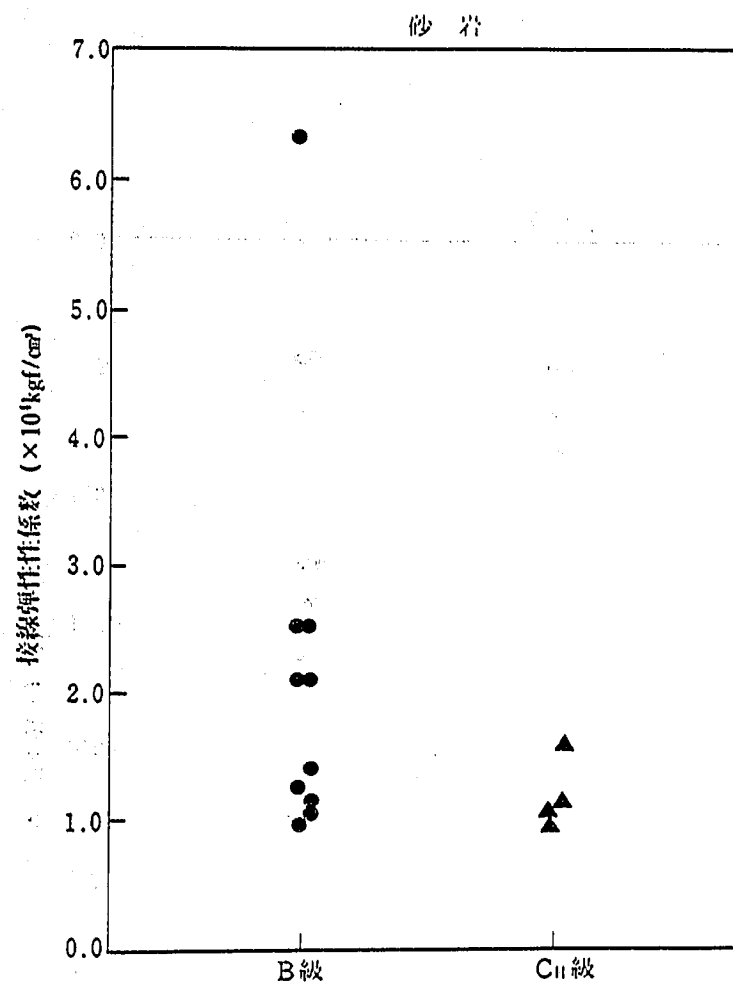
岩種	岩級	試験値の範囲	設計強度	摘 要
砂 岩	C _H	$\phi=45^\circ$ $\tau_o=21\sim59 \text{ kgf/cm}^2$	$\phi=45^\circ$ (f=1.0) $\tau_o=22 \text{ kgf/cm}^2$	試験個数は7個ある。試験値のバラツキが大きいことから、下位グループに注目して設計強度を定めた。
	C _M	$\phi=45^\circ$ $\tau_o=27\sim33 \text{ kgf/cm}^2$	$\phi=45^\circ$ (f=1.0) $\tau_o=20 \text{ kgf/cm}^2$	試験個数は4個ある。試験値はC _H 級と比べて遜色ないが、試験個数が少ないことも考慮して、設計強度はC _H 級の強度よりも1割程度低い値とした。
粘 板 岩	C _H	$\phi=45^\circ$ $\tau_o=18\sim49 \text{ kgf/cm}^2$	$\phi=45^\circ$ (f=1.0) $\tau_o=20 \text{ kgf/cm}^2$	試験個数は8個ある。砂岩と同様に試験値のバラツキが大きいことから、下位グループに注目して設計強度を定めた。
	C _M	$\phi=45^\circ$ $\tau_o=23\sim50 \text{ kgf/cm}^2$	$\phi=45^\circ$ (f=1.0) $\tau_o=18 \text{ kgf/cm}^2$	試験個数は4個ある。試験値はC _H 級と比べて遜色ないが、試験個数が少ないことも考慮して、設計強度はC _H 級の強度よりも1割程度低い値とした。

3.3 岩盤の弾性係数・変形係数

原位置岩盤の変形試験は、ダムサイト左右岸の標高220m、240m、260mの基礎掘削線（標高240mは右岸のみ）付近において、直径80cmのドーナツ型ダイヤフラムを用いた等応力載荷法によって実施した。各岩種、岩級毎に試験結果を取りまとめると、図-3.2に示すとおりとなる。

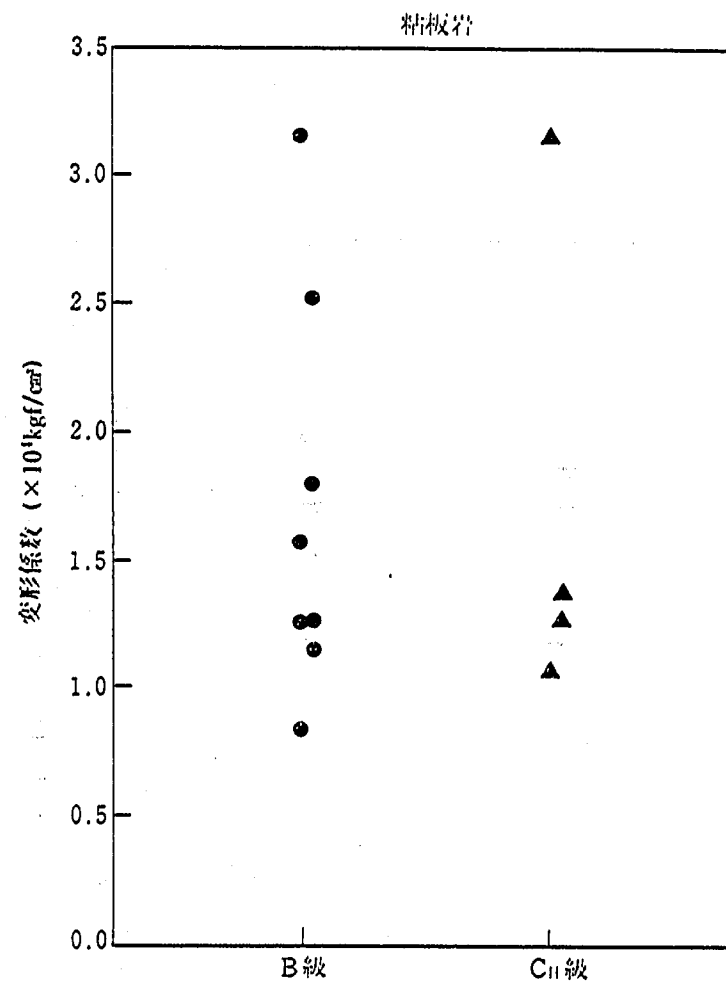
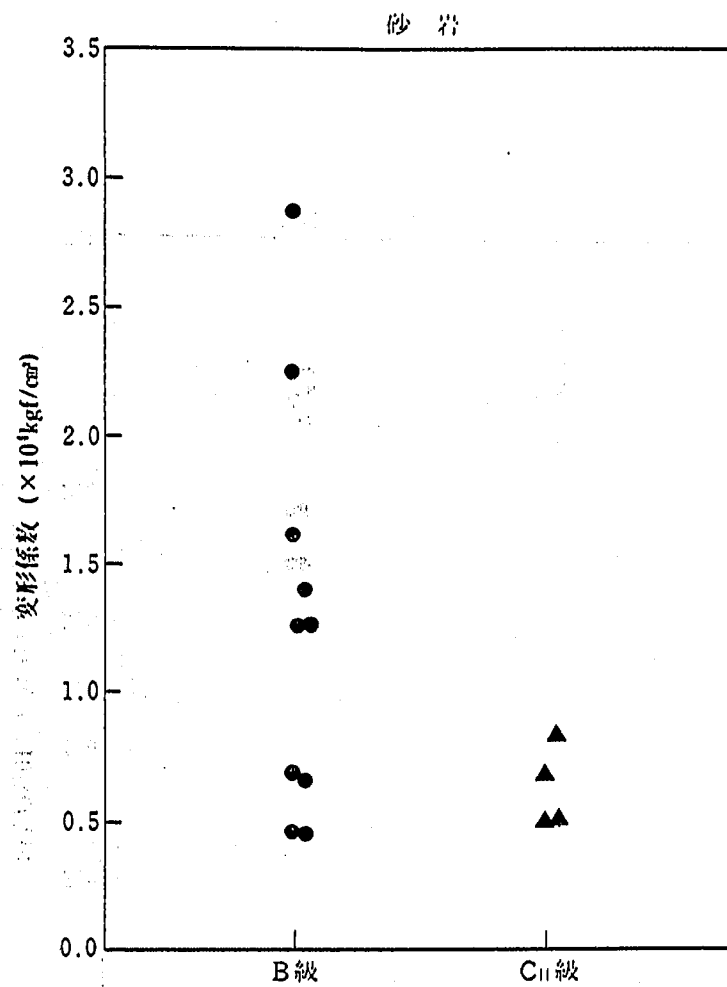
接線弾性係数は砂岩、粘板岩ともに大きなバラツキが認められるが、砂岩で $1.0\sim2.0\times10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、粘板岩で $2.0\sim3.0\times10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 付近の値が多くなっている。また、変形係数も砂岩、粘板岩ともにバラツキが大きく、砂岩で $0.5\sim1.5\times10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、粘板岩で $1.0\sim2.0\times10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 付近の値が多くなっている。なお、試験中の総変位量は1mm以下であり、また、5時間のクリープ試験においても変位はほとんど認められていない。

なお、ダムの構造設計に用いる弾性係数としては、試験結果および既往のアーチダムにおける弾性係数の設計値の採用経緯も考慮して、 $0.6\times10^5 \text{ kgf/cm}^2$ を採用した。



(a) 接線弾性係数

図-3.2 岩盤の変形試験結果



(b) 变形系数

4. ダムの概略設計

4.1 概要

ダム堤体形状の詳細な設計を行う前に、概略設計として、ダムサイトの地形・地質的特徴を考慮した座取りおよび堤体の概略形状を検討した。

当ダムサイトにおける地形・地質状況から、ダム軸の選定に当たっての制約条件としては、

- ① 左岸側では下流側で谷が開いているため、十分なショルダーの厚みを確保するという面からダム軸の選定範囲が限定されること
- ② 左岸側の上流側では地山の風化が深いため、基礎掘削量および堤体積の増大といった面からダム軸の選定範囲が限定されること。
- ③ 右岸中標高 (EL. 220~240m) には、小断層の集中による堅岩線のくぼみ部が存在し、これによってアバットメントの位置、ショルダーの厚み等が限定されること

が挙げられる。そこで、ダム軸の選定にあたっては、これらの点を十分考慮するものとした。

また、設計上の基本方針としては、

- ① 地質調査の結果、水平断層の存在が確認されているので、水平二次元断面において滑動に対する安定性を確保する (基礎岩盤の三次元的な剛体としての効果は期待しない) こと
- ② 堤体は原則として C_{II} 級岩盤に着岩させるものとし、また、所要堅岩線が C_{II} 級岩盤内に納まるようにアバッチメントの根入れの深さを定めることとした。

4.2 設計条件

(1) 設計貯水位、堆砂位

ダムの構造設計に用いる貯水位ならびに堆砂位は次のとおりである。なお、() 内は基礎岩盤の標高 175.0m を基準とした貯水深、堆砂深である。

常時満水位	EL.280.0m (105.0m)
サーチャージ水位	EL.280.0m (105.0m)
設計洪水位	EL.281.0m (106.0m)
堆砂位	EL.239.0m (64.0m)

(2) 設計に用いる諸定数

ダムの構造設計に用いる諸定数は次のとおりである。これらの値は、岩盤の物理定数を除き、河川砂防技術基準 (案) の規定ならびに既往のアーチ式コンクリートダムの設計事例を参考に定めた。

貯水の単位体積重量	1.0 tf/m ³
コンクリートの単位体積重量	2.35 tf/m ³
堆砂の水中単位体積重量	1.0 tf/m ³

泥圧係数	0.6
コンクリートの弾性係数	2,500,000 tf/m ²
岩盤の弾性係数	600,000 tf/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
設計震度	0.24
岩盤のせん断強度	200 tf/m ² (内部摩擦係数1.0)

(所要堅岩線の計算に用いる)

(3) 設計荷重

ダムの構造設計は、ダムの非越流部の直上流における水位が、①常時満水位、②サーチャージ水位、③設計洪水位、④その他危険が予想される水位（一般に、最低水位）の場合について行い、荷重の種類は各水位に応じて表-4.1のように組み合わせることが、河川管理施設等構造令において定められている。また、河川砂防技術基準（案）では、これとあわせて貯水池空虚時の安定性についても検討を加えることになっている。

なお設計震度は、サーチャージ水位時と貯水池空虚時の場合については常時満水位時における値の1/2とし、設計洪水位時の場合については地震の影響を考慮しないことになっている。

表-4.1 荷重の組合せ

設 計 水 位	荷 重 の 種 類
常 時 満 水 位	堤体自重、静水圧、堆砂圧、地震時動水圧、地震時慣性力、揚圧力、温度荷重
サーチャージ水位	同 上
設 計 洪 水 位	堤体自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重
最 低 水 位	堤体自重、静水圧、堆砂圧、地震時動水圧、地震時慣性力、揚圧力、温度荷重
貯 水 池 空 虚	堤体自重、地震時慣性力、温度荷重

本ダムの場合、その構造設計は常時満水位、設計洪水位、貯水池空虚の水位条件について行い、サーチャージ水位と最低水位については省略した。これは、サーチャージ水位に対しては常時満水位（常時満水位はサーチャージ水位と等しく、その時の設計震度が大きい）、最低水位に対しては貯水池空虚が、それぞれより厳しい荷重条件となるからである。

なお概略設計の段階においては、ダムの根入れ深さの検討が主要な検討項目となるため、設計水位としてはアーチスラストが最大となる常時満水位について検討を行うこととし、設計洪水位および貯水池空虚については、5章のダム堤体形状の詳細検討において検討するものとした。また、温度荷重については、最終形状の選定の際にこれを考慮することとし、5章の詳細検討において検討をするものとした。なお、ダム堤体の応力解析は荷重分割法によって行った。

4.3 アバットメントの根入れ深さ

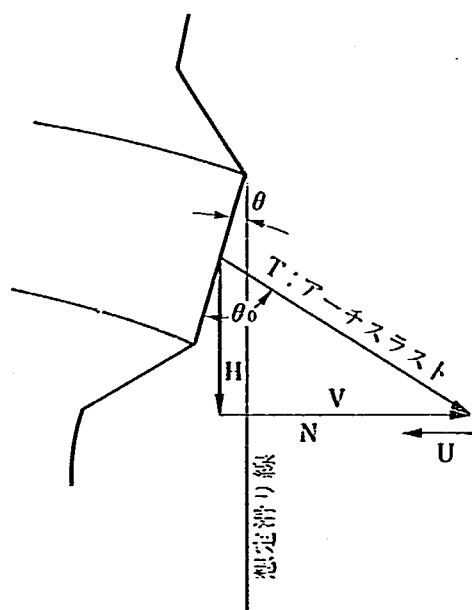
アーチダムのアバットメントの根入れ深さを決定する際には、ダムの下流側の基礎岩盤の厚みを十分に検討する必要がある。その検討方法としては一般に所要堅岩線による方法が用いられている。この方法は、基礎岩盤の水平断面に対してダム堤体着岩部の上流端より滑り線が生じるものとして、任意方向の滑り線を想定し、その滑り方向に大して所要のせん断摩擦安全率を満足するために必要なせん断長さをHennyの式から求めるものである。すなわち、所要の滑り線の長さは次式より求められる。

$$\ell = \frac{n H - f V}{\tau_0} \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

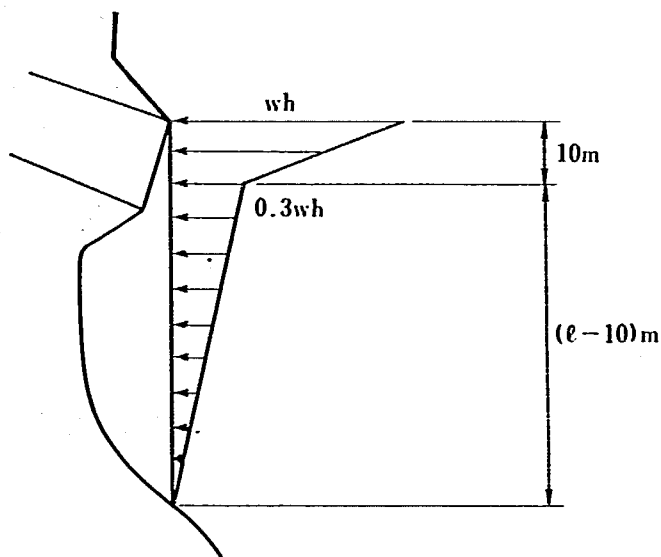
ここに、

- ℓ : 所要の滑り線の長さ
- n : せん断摩擦安全率 (=4.0)
- f : 滑り線沿いの内部摩擦係数
- τ_0 : 滑り線沿いのせん断強度
- H : 単位幅あたりの滑り線に作用するせん断力
- V : 単位幅あたりの滑り線に作用する垂直力 (揚圧力の影響を含む)

である。いま図-4.1(a)のようにダム堤体から作用するアーチスラストの大きさを T 、そのアーチスラストとアーチダム着岩面のなす角を θ_0 、想定滑り線とアーチダム着岩面のなす角を θ とし、また揚圧力の大きさと分布を図-4.1(b)の用に仮定すると、(4.1)式の H 、 V は次のように書き改められる。



(a) アーチスラスト



(b) 揚圧力の仮定

図-4.1 所要堅岩線を求めるための外力

$$\left. \begin{aligned} H &= T \cos (\theta_0 - \theta) \\ N &= T \sin (\theta_0 - \theta) \\ U &= (5 + 0.15 \ell) w h \\ V &= N - U \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4.2)$$

ここに,

$w h$: 滑り線の上流端における揚圧力の大きさである。したがって、所要の滑り線の長さは、

$$\ell = \frac{n T \cos (\theta_0 - \theta) - f \{ T \sin (\theta_0 - \theta) - 5 w h \}}{\tau_0 - 0.15 w h f} \dots\dots\dots(4.3)$$

となる。そこで、図-4.2のように想定滑り線の方法を漸次変化させて、それぞれの方向に対する所要の滑り線の長さを求めると、それらを包絡する曲線が所要堅岩線となる。所要堅岩線が堅岩等高線と交差する場合は基礎岩盤が所要の安全率を持たないことを意味し、逆に所要堅岩線が堅岩等高線よりも大きく内側に入っている場合は基礎掘削量が大きく不経済であることを示している。

本設計では、各標高に対して十分な安全性と経済性を両立させるべく、できる限り所要堅岩線と堅岩等高線とが接するようなダム座取り、アバットメントの根入れ深さを求めた。

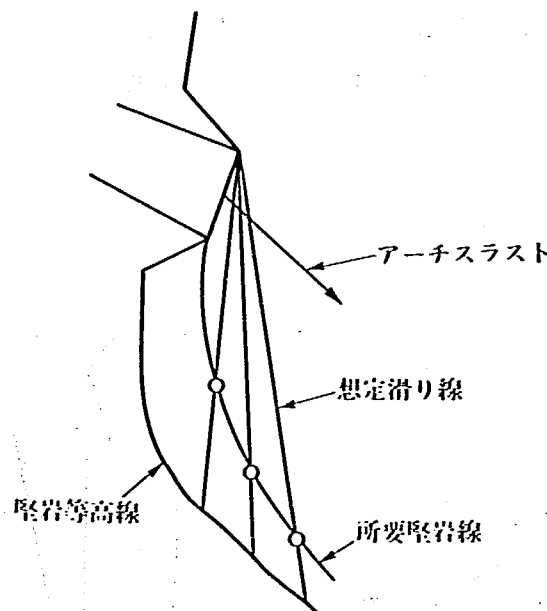


図-4.2 所要堅岩線の求め方

4.4 ダム軸および堤体形状の選定経緯

ダムサイトでは、川は緩く蛇行し、約400mの区間に渡って谷幅が急激に狭くなっている。調査の初期段階においては、ダム軸として図-4.3に示す上流、中流、下流の3案が地形的に想定

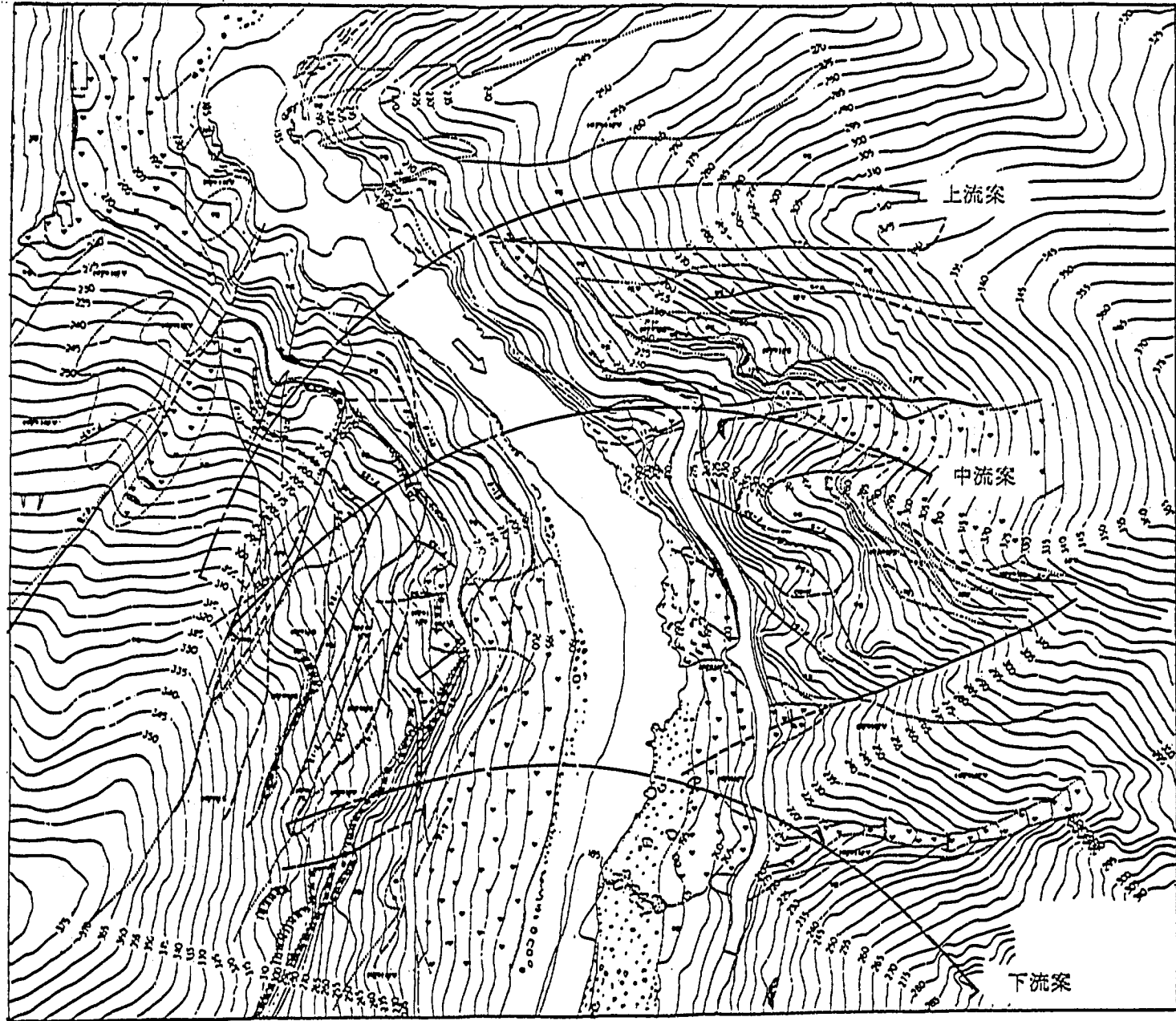


図-4.3 比較ダム軸（初期調査段階）

された。しかし、地質調査の結果、下流案は左岸中位標高（EL.220m）から上部にかけて堅岩線が深く、また上流案についても左岸高位標高（EL.250m）から上部にかけて堅岩線が深くなっており、3案のうちで地形、地質および経済的な面から見て有利であると考えられる中流案が選定された。そこで本設計では、最終的に残された中流案について、さらに詳細なダム軸の選定を行った。

ダムサイトの地形・地質条件としては、先に述べたように、

① 左岸側下流では、谷が開いている。

② 左岸側上流では、上部標高にかけて地山の風化が深い。

といった制約があるために、左岸側のアバットメントの位置はほぼ絞られている。さらに左岸下流側のショルダーが薄いため、アーチスラストをできる限り地山の深部に向けた方が好ましく、ダム軸の向きも概ね限られている。また、平成元年度に実施した地質調査により、新たに

③ 右岸側中標高部に、小断層の集中による堅岩線のくぼみ部が存在する。

ということが確認されたため、右岸側のアバットメントの位置も制約を受けることになった。

以上のような制約条件から、ダムの座取りが可能な範囲は狭い範囲に限られ、ダム軸の選定の自由度はあまり大きくなかった。このような制約条件の中から、ダム軸として次の4案を選定した。

・ A-D-5 案

右岸中標高部のアバットメントを、その下流側にある堅岩線のくぼみ部からある程度離し、かつダムの根入れ深さを深くして、所要堅岩線が堅岩線のくぼみ部と交差しないようにしたダム軸案。

・ A-D-6 案

A-D-5 案を基本として、右岸中標高部のダムの根入れ深さを浅くして、所要堅岩線が堅岩線のくぼみ部と一部交差することを許容したダム軸案。

・ A-D-7 案

右岸中標高部の堅岩線のくぼみ部の置き換えを前提として、A-D-5 案の右岸側を下流側へねじり、左岸側の掘削量を減じようとしたダム軸案。

・ P-A-2 案

A-D-5 案における左岸の掘削量を減じるため、A-D-5 案の左岸側を下部標高において比較的堅硬な岩盤が張り出している上流側にねじり、また下部標高部をグラビティーセクションとしてプラグ形式を採用した案。

以上の4案のダム軸は図-4.4に示すとおりである。また、詳細な概略設計の流れは表-4.2に示すとおりである。

以上の各案に対し、堤体応力、所要堅岩線で表される基礎岩盤の安定性を満足するような堤体形状を概略検討した結果を表-4.3にとりまとめて示す。なお本検討では、概略設計であることを考慮して、アーチスラストが最も大きくなる常時満水位についてのみ解析を実施した。したがっ

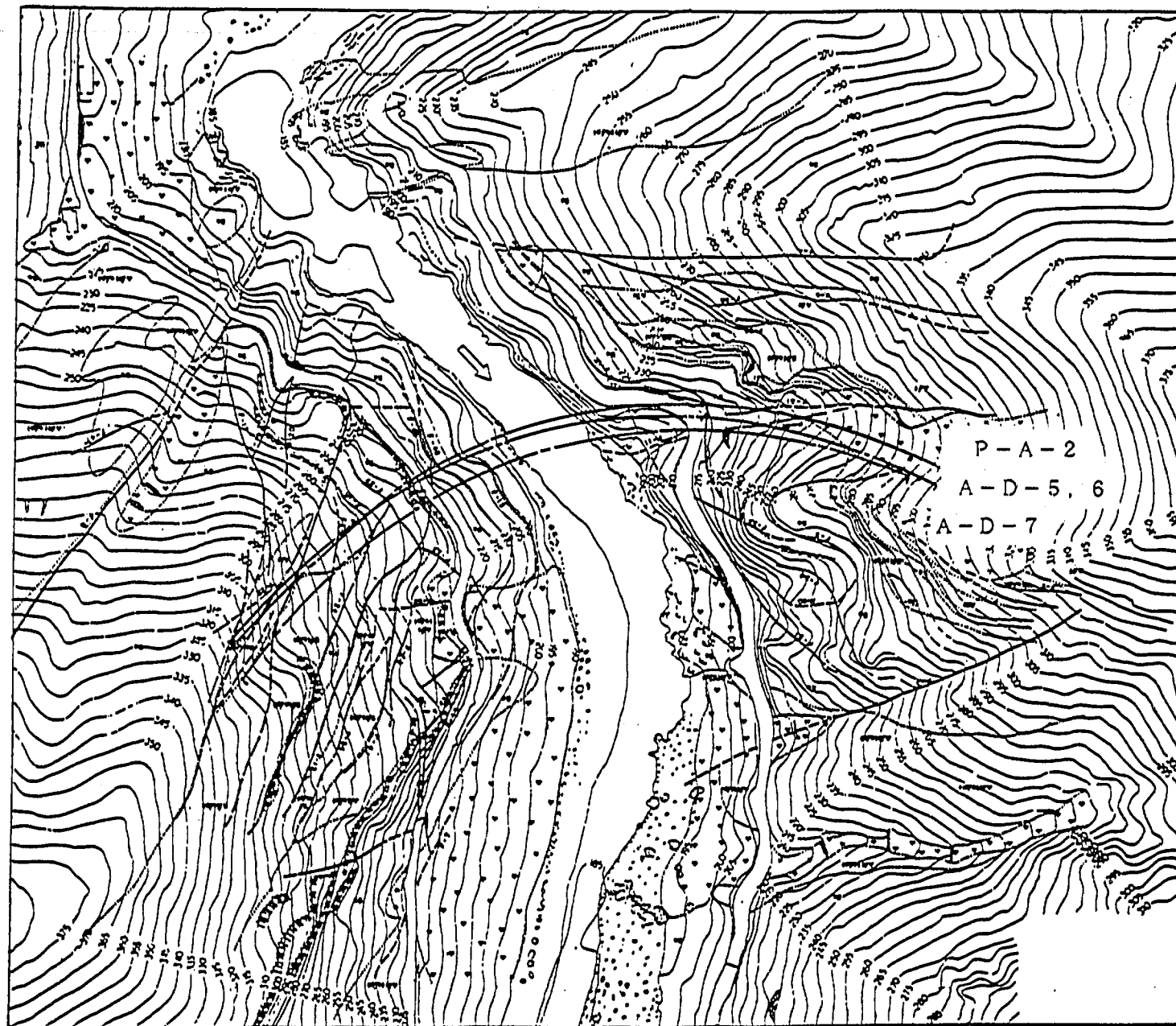


図-4.4 比較ダム軸（本検討）

表-4.2 (a) 堤体形状の選定経緯 (その1)

応力の単位: kgf/cm²

CASE	堤 高 H	アーチ スパン長 2L	オーバーハング量 X		クラウン 堤 体 厚 T	アバットメ ント堤体厚 T _A	左岸側アー チ中心角 φ _{AL} (°)	右岸側アー チ中心角 φ _{AR} (°)	自重による 下流端鉛直 応力* wσ _D	最大鉛直応力		最大水平応力		備 考
			最 大	最下部						上流面* σ _U	下流面 σ _D	上流面 σ _R	下流面 σ _L	
A-D-3M	107.5m	284.5m	-10.8m	-2.5	6~22m	6.4~30m	38.0~33.8	37.0~36.4	-13.6	-17.2	55.9	104.7	95.4	図-4.3に示す中流案の基本形状
A-D-4A	↓	286.3	-8.8	↓	↓	↓	37.3~32.9	37.7~36.7	-11.1	-21.4	63.5	105.7	98.7	左岸直上流の地山の掘削量を減じるため、上流側へのオーバーハングを減じた。 A-D-4A、Bのうち、A-D-4Aを採用。 (A-D-5、6案の原案)
A-D-4B	↓	↓	-10.0	-4.0	↓	↓	↓	↓	-9.2	-23.2	64.8	105.5	97.7	
A-D-5案 原 案	107.5	286.3	-8.8	-2.5	6~22	6.4~30	37.3~32.9	37.7~36.7	-11.1	-21.4	63.5	105.7	98.7	A-D-4D
A-D-5A	↓	278.6	↓	-3.0	↓	↓	36.5~32.6	38.5~37.0	-10.0	-22.0	65.0	105.4	99.4	左岸直上流の地山の掘削量を減じるため、ダム軸を下流側へ2m下げた。 A-D-5A~Dのうち、A-D-5Aを採用。
" B	↓	↓	↓	-3.5	↓	↓	↓	↓	-9.5	-22.8	66.6	105.2	99.3	
" C	↓	↓	-7.5	-2.5	↓	↓	↓	↓	-9.8	-22.8	67.8	105.1	99.6	
" D	↓	↓	↓	-1.5	↓	↓	↓	↓	-10.9	-20.7	64.9	105.5	99.9	
A-D-5M	↓	↓	-8.8	-3.0	↓	↓	↓	↓	-9.1	-22.7	65.0	105.1	98.6	常用洪水吐のゲート操作の関係で、X.の最大位置を高さ方向で10m下げた。(EL.230→EL.220)
比較検討案	↓	↓	↓	↓	↓	7~30	36.6~34.5	38.4~35.5	-8.6	-23.0	64.9	105.5	97.5	
A-D-6案 原 案	107.5	286.3	-8.8	-2.5	6~22	6.4~30	37.3~32.9	37.7~36.7	-11.1	-21.4	63.5	105.7	98.7	A-D-4A
A-D-6A	↓	278.9	↓	-3.0	↓	↓	36.5~32.9	38.5~37.0	-9.8	-20.5	63.7	104.0	96.2	原案のダム軸を下流側へ2m下げた。 A-D-5A~D案のオーバーハング量にそれぞれ対応。 A-D-6A~Dのうち、A-D-6Aを採用。
" B	↓	↓	↓	-3.5	↓	↓	↓	↓	-9.4	-21.7	65.2	103.8	96.1	
" C	↓	↓	-7.5	-2.5	↓	↓	↓	↓	-9.7	-21.8	66.4	103.7	96.4	
" D	↓	↓	↓	-1.5	↓	↓	↓	↓	-10.8	-19.5	63.5	104.1	96.7	
A-D-6M	↓	↓	-8.8	-3.0	↓	↓	↓	↓	-9.0	-20.7	64.0	104.5	97.8	常用洪水吐のゲート操作の関係で、X.の最大位置を高さ方向で10m下げた。(EL.230→EL.220)
比較検討案	↓	↓	↓	↓	↓	7~30	36.5~34.5	38.5~35.5	-8.4	-20.7	63.5	103.7	93.9	

*注) 引張応力の最大値を示す。

表-4.2 (b) 堤体形状の選定経緯 (その2)

応力の単位: kgf/cm²

CASE	堤 高 H	ア ー チ スパン長 2 L	オーバーハング量 X.		クラウン 堤 体 厚 T.	アバットメ ント堤体厚 T _A	左岸側ア ーチ中心角 φ _{AL} (°)	右岸側ア ーチ中心角 φ _{AK} (°)	自重による 下流端鉛直 応力* wσ _D	最大鉛直応力		最大水平応力		備 考
			最 大	最下部						上流面* σ _U	下流面 σ _D	上流面 σ _R	下流面 σ _L	
A-D-7 案	m	m	m	m	m	m								
原 案	107.5	278.6	-8.8	-3.0	6~22	6.4~30	36.5~32.6	38.5~37.0	-10.0	-22.0	65.0	105.4	99.4	A-D-5 A
A-D-7'		271.3		-3.0		6.4~29	35.3~34.8	39.7~35.1	-9.4	-31.3	95.5	108.0	106.3	ダム軸の右岸側を下流側にねじった。
A-D-7 1		274.8		-3.0	↓	L:6~30 R:7~30	35.0~33.1	40.0~36.8	-10.1	-24.4	66.1	105.5	104.5	EL.180のスパン: 51.0m→56.0m
" 2		↓		-2.5	6~23	↓	35.0~33.1	40.0~39.0	-11.3	-22.9	70.6	103.4	103.3	EL.180のスパン: 51.0m→53.0m
" 3		↓		-2.0	↓	↓	↓	↓	-12.5	-22.1	69.4	103.6	103.5	A-D-71~73のうち、A-D-71を採用。
A-D-7 A		274.7		-3.0	6~22	↓	35.1~33.7	39.9~36.3	-8.6	-25.4	67.8	106.7	105.4	・常用洪水吐のゲート操作の関係で、X _c の最大位置を高さ方向で10m下げた。(EL.230→EL.220) ・常用洪水吐のゲート操作の関係で、X _c の最大位置を高さ方向で15m下げた。(EL.230→EL.215)
" B		↓		↓	↓	↓	↓	↓	-8.1	-26.0	68.0	106.5	105.1	
比較検討案	↓	↓	↓	↓	↓	7~30	35.1~35.3	39.9~34.7	-8.7	-25.9	67.7	107.3	102.3	A-D-7 A, 7 Bのうち、A-D-7 Aを採用。
P-A-2 案														
原 案	72.5	283.9	-8.8	-8.0	6~16.8	6.4~23	37.1~37.6	37.9~37.4	-2.7	-56.4	87.6	91.4	91.0	クラウン片持梁は、A-D-5 AのEL.210m以下を取り除いた形状とほぼ同じ。
P-A-2 A	↓	↓	↓	-8.5	↓	↓	↓	↓	-1.5	-58.5	90.5	91.1	90.4	常用洪水吐のゲート操作の関係で、X _c の最大位置を高さ方向で10m下げた。(EL.230→EL.220)
比較検討案	↓	↓	↓	↓	6~17	7~23	↓	↓	-1.5	-57.5	89.5	90.6	88.8	

*注) 引張応力の最大値を示す。

表-4.3 ダムの座取り比較

対象案 アーチ型		A-D-5	A-D-6	A-D-7	P-A-2
比較項目		2 L=279m	2 L=279m	2 L=275m	2 L=283m
概略位置図					
座取り、堤体形状の特徴		- 右岸中標高のアバットメントを、その下流側にある堅岩線のくぼみ部からある程度離れた。 - 右岸中標高の根入れを深くして所要堅岩線が堅岩線のくぼみ部を通らないようにした。	- 右岸中標高のアバットメントを、その下流側にある堅岩線のくぼみ部からある程度離れた。 - 所要堅岩線が右岸堅岩線のくぼみ部を一部通ることを許容した。	- 置換えを前提として、右岸中標高のアバットメントを堅岩線のくぼみ部にのせた。 - 右岸堅岩線のくぼみ部にアバットメントをとることにより、左岸の根入れと掘削量を減じた。 - 左岸の肩負れを効果的に減じるため、左岸上部にスラストブロックを設置した。	- 右岸中標高のアバットメントを、その下流側にある堅岩線のくぼみ部からある程度離れた。 - 右岸中標高の根入れを深くして所要堅岩線が堅岩線のくぼみ部を通らないようにした。 - 河床部にプラグを設けることにより、左岸標高部の根入れを減じ、左岸の掘削量を減じた。
堤体積 (m³)		289,500	283,300	アーチ部 289,100 スラストブロック部 10,900 合計 300,000	アーチ部 208,700 プラグ部 106,600 合計 315,300
		◎	◎	○	△
掘削量 (m³)	左岸	199,000	198,000	170,000	144,000
	右岸	139,000	128,000	211,000	153,000
	計	338,000	326,000	381,000	297,000
		○	○	△	◎
堤体応力 (kgf/cm²)	最大引張	105	104	107	91
	最大引張 (常時満水位 程度K=0.24)	23	21	26	(58) プラグ付近のアーチ堤体に応力集中による過大な引張応力が発生
		◎	◎	◎	△
右岸堅岩線のくぼみ部に対する評価 (EL.220~240m)		所要堅岩線は堅岩線のくぼみ部を通らない。	所要堅岩線の一部が堅岩線のくぼみ部を通るため、この部分の安定性の詳細な検討、基礎処理法の検討などが必要である。	堅岩線のくぼみ部にダムをのせるため、その部分の置換えが必要である。	所要堅岩線は堅岩線のくぼみ部を通らない。
		◎	△	△	◎
その他の問題点		特になし。	特になし。	特になし。	プラグ付近のアーチ堤体に生じる過大な引張応力に対する詳細な検討が必要である。
総合評価		◎	○	△	△

て、地震時における堤体コンクリートの許容応力の割増し（30％）を考慮し、堤体応力の大きさは、最大圧縮応力で100kgf/cm²程度、最大引張応力で20kgf/cm²程度になることを目安とした。また、P-A-2案におけるプラグの安定計算方法については、本報告の巻末に参考資料として示してある。

これらの検討結果から次のことが明らかになった。

- ① A-D-6案は、A-D-5案に比べて堤体積、掘削量で優っている。ただし、その量はわずかであり、所要堅岩線が右岸中標高部で確保されないという欠点を上回る程の有意性は認められない。すなわち、右岸中標高部の堅岩のくぼみ部の基礎処理工を考えると、その経済性は認められない。
- ② A-D-7案は、A-D-5案に比べると、堤体積がやや大きくなる。また、左岸の掘削量はA-D-5案に比べて大きく減じることができるが、右岸の所要堅岩線を確保するために、右岸の掘削量が極端に大きくなる。このため、A-D-5案に比べて劣っている。
- ③ P-A-2案は、A-D-5案に比べると、掘削量を大きく減じることができるが、プラグ部のコンクリート量が極めて大きくなるため、堤体積の面でA-D-5案より遙かに劣っている。

以上の結果から、A-D-5案が総合的に有利であると判断し、A-D-5案付近を最終的なダム軸案として、堤体形状の詳細設計を進めるものとした。

5. ダム堤体形状の詳細検討

5.1 概要

前章で述べた概略設計においては、ダムサイトの地形、地質条件に適合するダム軸およびダム堤体の概略形状の選定を行った。本章では、概略設計で選定したA-D-5案のダム軸を基本とし、荷重分割法（半径方向調整計算）を用いて各貯水位に対する堤体応力について詳細な検討を行い、最終的なダム堤体の形状を選定するものとした。

5.2 設計条件

ダムの構造設計を行うにあたっての設計条件等を以下に示す。

(1) 貯水位と荷重の組合せ

設計時に考慮すべき各貯水位と荷重の組合せは、表-5.1に示すとおりである。

表-5.1 荷重の組合わせ

設 計 水 位	荷 重 の 種 類
常 時 満 水 位	堤体自重, 静水圧, 堆砂圧, 地震時動水圧, 地震時慣性力, 揚圧力, 温度荷重
サーチャージ水位	同 上
設 計 洪 水 位	堤体自重, 静水圧, 堆砂圧, 揚圧力, 温度荷重
最 低 水 位	堤体自重, 静水圧, 堆砂圧, 地震時動水圧, 地震時慣性力, 揚圧力, 温度荷重
貯 水 池 空 虚	堤体自重, 地震時慣性力, 温度荷重

(2) 設計に用いる諸定数

ダムの構造設計に用いる諸定数は次のとおりである。

貯水の単位体積重量	1.0 tf/m ³
コンクリートの単位体積重量	2.35 tf/m ³
堆砂の水中単位体積重量	1.0 tf/m ³
泥圧係数	0.6
コンクリートの弾性係数	2,500,000 tf/m ²
岩盤の弾性係数	600,000 tf/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
設計震度	0.24 (中震帯)

(3) 判定条件

本構造設計における最終的な堤体応力の目標値は、荷重分割法を用いて設計された既往のアー

チダムの設計洪水位、サーチャージ水位、常時満水位における応力状態を考慮して定めた。本ダムでの堤体応力の目標値を以下に示す。なお、参考までに最近のアーチダムの許容応力を表-5.2に示す。

常時

- ・堤体に発生する最大圧縮応力は80kgf/cm²程度に抑える。
- ・堤体に発生する引張応力は、上流面河床部付近の鉛直応力を除き10kgf/cm²程度に抑える。
- ・上流面河床部付近に発生する鉛直の引張応力は20 kgf/cm²程度に抑える。

地震時

- ・堤体に発生する最大圧縮応力は、100kgf/cm²程度に抑える。
- ・堤体に発生する引張応力は、上流面河床部付近の鉛直応力を除き20kgf/cm²程度に抑える。
- ・上流面河床部付近に発生する鉛直の引張応力は30 kgf/cm²程度に抑える。

表-5.2 最近のアーチダムの許容応力

ダム名	堤高 (m)	常時圧縮応力 (kgf/cm ²)	常時引張応力 (kgf/cm ²)	上流面下部の鉛直 引張応力(kgf/cm ²)
Nダム	155	80	10	30
Oダム	115	70	10	30

注) 地震時の許容応力は、常時の3割増

5.3 アーチダムの形状パラメータとその特性

アーチダムの堤体形状を決定する要素は、アーチスパン ($2L$)、アーチ中心角 ($2\phi_A$)、クラウン片持梁のオーバーハング量 (X_c)、堤体厚 (T_c :クラウン, T_A :アバットメント)である。これらの要素が堤体応力に及ぼす影響は次のとおりである。(図-5.1参照)。

① アーチスパン ($2L$)

アーチスパンは谷の形状および基礎岩盤の状態等から定まるが、所要堅岩線を基にして決められる基礎岩盤への根入れ深さの過不足から、若干の修正が必要となる。応力的には、アーチスパンが大きいほど水平応力、鉛直応力は増加し、また標高毎のアーチスパンの差が大きいほど片持梁要素への荷重分担が大きくなり、鉛直応力は増加する。

② アーチ中心角 ($2\phi_A$)

アーチ中心角については、基礎岩盤の安定性の面からはアーチスラストを地山深部に向けるために小さな値を採用するのが有利であるが、堤体応力の面からは大きな値を採用するのが有利であるという相反する条件がある。建設省の既往のアーチダムでは、放物線アーチを採用して70°~75°程度の小さな中心角で堤体応力を良好な値に保つ方法が用いられてきた。一般にアーチ中心角を増加させた場合、水平応力は圧縮応力、引張応力とも減少する。また、アーチ作用が効果的に働きその変形量が小さくなるため、鉛直応力も同様に減少する。

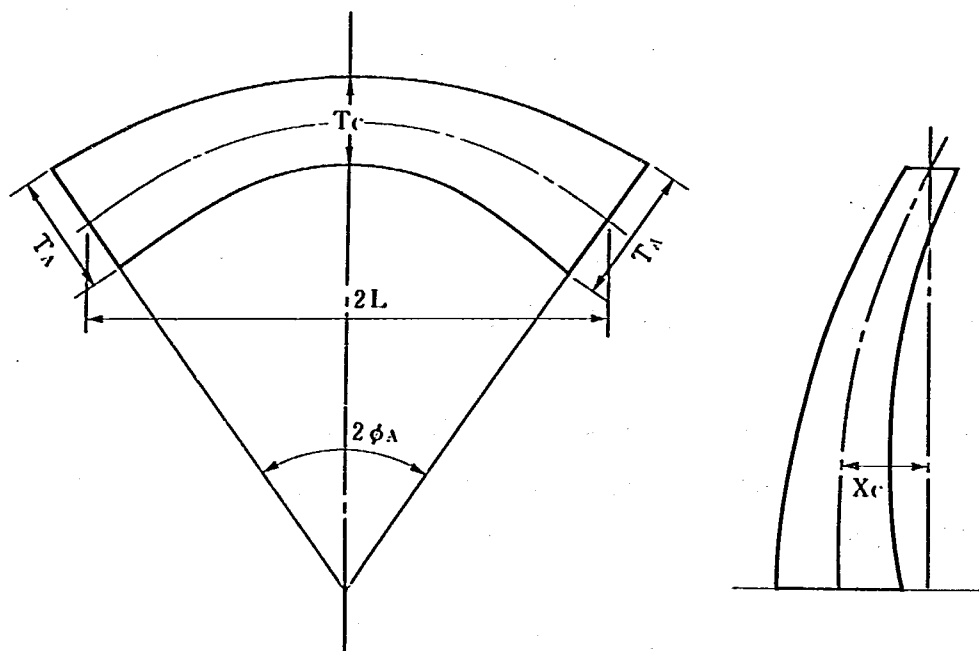


図-5.1 アーチおよび片持梁の形状パラメータの説明

③ クラウン片持梁のオーバーハング量 (X_c)

一般に、クラウン片持梁の下流側へのオーバーハング量を増加させた場合、片持梁要素の自重による曲げモーメントが増大するため、上流面鉛直応力は引張側に移行し、下流面鉛直応力は圧縮側に移行する。一方、水平応力についてはあまり大きな変化は見られない。

④ 堤体厚 (T_c , T_A)

一般に、堤体厚を増加させた場合、アーチ要素、片持梁要素ともにその断面2次モーメントが大きくなるため、水平応力、鉛直応力はともに減少する。またこのとき、片持梁要素の剛性の増加よりもアーチ要素の剛性の増加の方が大きくなるため、アーチ要素の荷重分担は減少し、水平応力の改善（圧縮応力は低下し、引張応力は圧縮側に移行する）は鉛直応力の改善より大きなものとなる。

また、不等厚度 (T_A/T_c) を増加させると、アーチの剛性が増し、クラウン片持梁下端付近の鉛直応力は、応力分布を改善するように変化する。

5.4 形状パラメータの決定と堤体応力の調整

(1) 形状パラメータの決定

当ダムにおける形状のパラメータの決定について以下に述べる。

① アーチスパン ($2L$)

アーチスパンは、基本的にはダム堤体がC_H級以上の岩盤に着岩でき、かつ所要堅岩線がダム下流側のC_H級岩盤内に納まるようなアバットメントの根入れ深さから決定した。また標高毎のアーチスパンがほぼ決まった後で、基礎掘削面の形状がなめらかになるように若干

の修正を行った。

② アーチ中心角 ($2\phi_A$)

アーチ中心角は、放物線アーチの場合にアーチスラストが最も山側へ向くとされている 75° を採用した。ただし、本ダムサイトはV字谷をなしているため、下部標高のアーチスパンが小さくなるわけであるが、それによって側方片持梁が上流側にオーバーハングするのを抑えるために下部標高 (EL.200m以下) での中心角の値を漸次減じ、基礎地盤標高 (EL.175m) での中心角が 68° となるようにした。

なお、各標高毎の左右岸のアーチ中心角の大きさは、次式の関係より求めた。

$$\frac{\tan |\phi_{AL}|}{\ell_L} = \frac{\tan |\phi_{AR}|}{\ell_R}, \quad 2\phi_A = \phi_{AL} - \phi_{AR}$$

ただし、 ϕ_{AL} : 左岸側のアーチ中心角 (左岸側は正符号)

ϕ_{AR} : 右岸側のアーチ中心角 (右岸側は負符号)

ℓ_L : 左岸側のアーチスパン

ℓ_R : 右岸側のアーチスパン

である。したがって、当ダムでは、上部および中部標高においては右岸側の方がアーチスパンが長いために右岸側のアーチ中心角の方が大きくなり、下部標高においては逆に左岸側の方がアーチスパンが長いので左岸側のアーチ中心角の方が大きくなった。

③ クラウン片持梁のオーバーハング量 (X_c)

クラウン片持梁のオーバーハング量は、堤体応力に大きな影響を及ぼす要素である。一般にアーチダムのクラウンでの片持梁形状は、下流側へオーバーハングを与えた形状とする。これは、セルフクロージング (自重により収縮継目が閉じること) 効果により、施工時および貯水池空虚時に上流向き地震があった場合に、ダム堤体の安定性の増大が期待できるためである。なお、このような形状では貯水時に河床部付近の片持梁要素の上流面に大きな引張応力が発生する可能性があるが、この引張応力の値については、既往のアーチダムの設計例から、 30kgf/cm^2 程度以下の応力であれば十分な安全性が保持されることが確かめられている。

しかし、当ダムの場合、常時満水位が高く、ほぼ設計洪水位に等しいため、常時満水位における上流面河床部付近に生じる引張応力の値については特に慎重な配慮が必要である。したがって、設計方針として、この引張応力をできるだけ軽減させることとした。このための最も有効な方法はクラウン片持梁の下流側へのオーバーハング量を減じることである。そこで、クラウン片持梁の下部標高のオーバーハング量を種々に変化させて、河床部付近の片持梁要素の上流面に生じる応力が許容値内に納まるようにした。

④ 堤体厚 (T_c, T_A)

クラウンでの堤体厚 T_c は、既往のアーチダムのデータを参考にして、天端では 6 m、基礎岩盤標高ではダム高の 20% を目安として 22 m とした。

アバットメントでの堤体厚 T_A は、堤体応力の分布が良好になるように、また堤体の上下流面形状が滑らかになるように調整し、最終的にはクラウンでの堤体厚に対して1.2~1.5の厚さとした。なお、アバットメントでの堤体厚については、

①河床部付近の片持梁要素の上流面に生じる引張応力を減じるために、クラウン片持梁の下流側へのオーバーハング量を減じていること。

②ダムサイトがV字谷を形成しているために、下部標高のアーチの曲率半径が小さくなること

などの理由で、側方片持梁が上流側へオーバーハングする傾向があり、これに対処するために、堤体厚を下部標高において厚くするように配慮した。

なお、クラウンからアバットまでの堤体厚はアーチ中心角を ϕ として $\sec \phi$ に比例して漸次変化させた。

(2) 堤体応力の調整

アーチダムの堤体形状は、以上に述べた点に注意しながら、堤体内の応力が5.2の設計条件に述べた許容応力内におさまるように選定した。なお、本ダムでは、上に述べたように、満水時における片持梁要素上流端の引張応力、貯水池空虚時における片持梁要素下流端の引張応力について入念な検討を行ったので、この点について以下に詳述する。

片持梁要素の上流端に生じる引張応力を小さくするには、クラウン片持梁の下流側へのオーバーハング量を減じることが最も有効であり、このことは概略設計の段階でも確認できた。一方、クラウン片持梁のオーバーハング量の変化に対して片持梁要素の上流面と下流面の応力は相反する変化を示すので、クラウン片持梁のオーバーハング量を決定するにあたっては片持梁要素の下流端の応力についても考慮する必要がある。

そこで、前述の設計条件に加えて片持梁要素の下流端応力について以下のような3段階の設計方針を立て、主にクラウン片持梁のオーバーハング量を変化させた形状について、貯水池空虚時における片持梁要素の下流端応力と満水時における片持梁要素の上流端応力の均衡を考慮した堤体形状の選定を行った。

方針①：空虚時に上流向き地震力（震度 $K=0.12$ ）を受けた場合に、下流端に発生する引張応力を 10kgf/cm^2 以下に抑える。

方針②：空虚時に上流向き地震力（震度 $K=0.12$ ）を受けた場合に、下流端に発生する引張応力を 5kgf/cm^2 以下に抑える。

方針③：空虚時に上流向き地震力（震度 $K=0.12$ ）を受けた場合に、下流端に引張応力を発生させない。

検討の結果、方針①~③に対してそれぞれCase 3, 5, 8の堤体形状が選定され、その代表的な位置における堤体応力の値は表-5.3のようになった。表-5.3より、空虚時に上流向き地震力を受けた場合の片持梁要素の下流端応力と、常時満水位時における片持梁要素の上流端応力との関係を考えると、Case 5の堤体形状が最も好ましい形状といえる。また、限界状態

表-5.3 片持梁のオーバーハング量と堤体に生じる応力の値

応力の単位: kgf/cm² (マイナスが引張)

ケース	オーバーハング量X _c (m)		貯水位と震度	片持梁応力		アーチ応力		片持梁応力 (アーチ作用なし)		備考
	中位標高部 (EL.220m)	河床部 (EL.175m)		上流面σ _U	下流面σ _D	上流面σ _E	下流面σ _I	上流端σ _U *	下流端σ _D	
Case 3	- 8.75	- 3.0	空虚時 (K=0.0)	- 2.4	- 8.2	-	-	33.3	- 8.2	方針①
	"	"	空虚時 (K=-0.12)	- 0.1	~~-10.6~~	- 7.2	- 7.5	36.3	- 12.5	
	"	"	常時満水位 (H _w =105m, K=0.24)	<u>- 26.6</u>	67.3	106.2	97.8	-	-	
	"	"	設計洪水位 (H _w =106m, K=0.0)	- 9.9	49.0	67.1	63.1	-	-	
Case 5	- 10.0	- 7.5	空虚時 (K=0.0)	- 3.6	- 2.7	-	-	25.5	- 2.7	方針②
	"	"	空虚時 (K=-0.12)	- 1.3	~~- 4.7~~	- 7.2	- 7.5	29.2	<u>- 7.3</u>	
	"	"	常時満水位 (H _w =105m, K=0.24)	<u>- 32.7</u>	73.6	104.9	96.8	-	-	
	"	"	設計洪水位 (H _w =106m, K=0.0)	- 17.8	56.7	66.0	62.4	-	-	
Case 8	- 12.5	- 15.0	空虚時 (K=0.0)	- 6.8	3.0	-	-	16.6	3.0	方針③
	"	"	空虚時 (K=-0.12)	- 4.4	~~0.7~~	- 7.1	- 7.4	20.7	- 1.4	
	"	"	常時満水位 (H _w =105m, K=0.24)	<u>- 44.3</u>	84.9	103.5	93.9	-	-	
	"	"	設計洪水位 (H _w =106m, K=0.0)	- 29.6	67.3	65.0	60.4	-	-	

*注) 右記の下流端応力と同じ位置における上流端応力

として、空虚時に上流向き地震力を受けた時に横継目における各ブロック間の結合が切れてアーチ作用が効かなくなった場合を想定して、上流向き地震力を片持梁要素のみで受け持つものとしたケースについても検討した。その結果を表-5.3に示すが、Case 5 の下流端引張応力は 7.3 kgf/cm^2 で既往のアーチダムの多くが引張応力の許容値としている 10 kgf/cm^2 （地震時は3割増）よりも十分小さな値となることが確認された。なお、アーチ要素の応力に着目すると、オーバーハング量を変化させても、上下流面とも全体的にあまり変化は見られなかった。なお、Case 3, 5, 8 のクラウン片持梁のオーバーハング形状は図-5.2のとおりである。

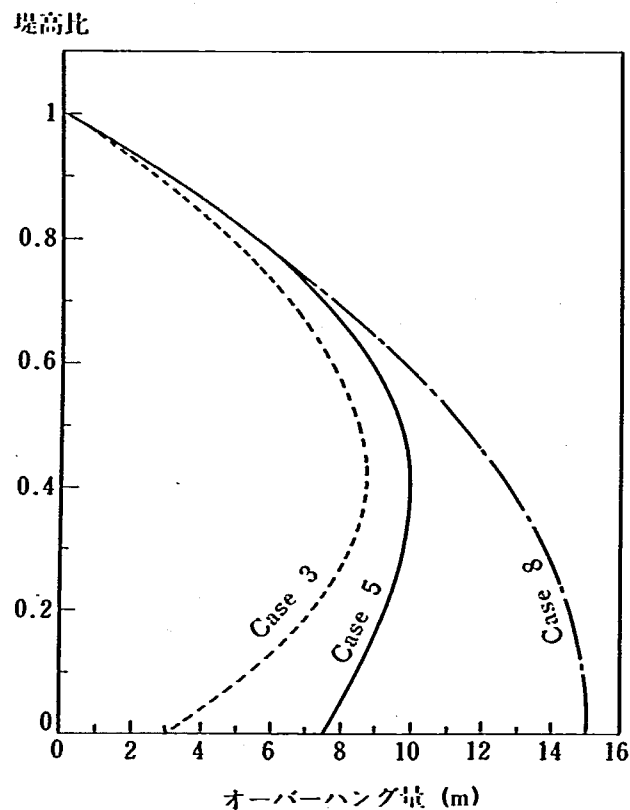


図-5.2 クラウン片持梁のオーバーハング形状

(3) 温度荷重による応力についての検討

以上のような形で選定したダムの堤体形状（Case 5）について、次に温度荷重による堤体応力について検討を加えた。なお、温度荷重の大きさは、ダム堤体の横継目に対するジョイントグラウチングの方法、ジョイントグラウチングの温度などによって変化してくるため、ここでの検討は概略的なものとどめ、詳細な検討はジョイントグラウチングの計画が進んだ段階で改めて行うものとした。

荷重分割法では、実際にダム堤体内に生じる温度分布を、図-5.3のように、①断面内平均温度と②上下流方向の等値温度勾配に分けて計算に取り込んでいる。そこで、本検討では、堤

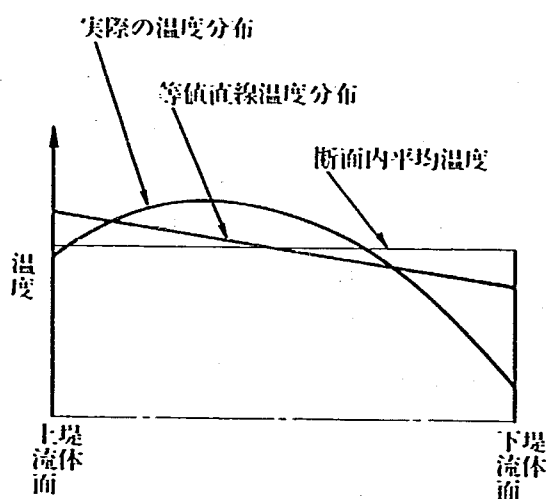


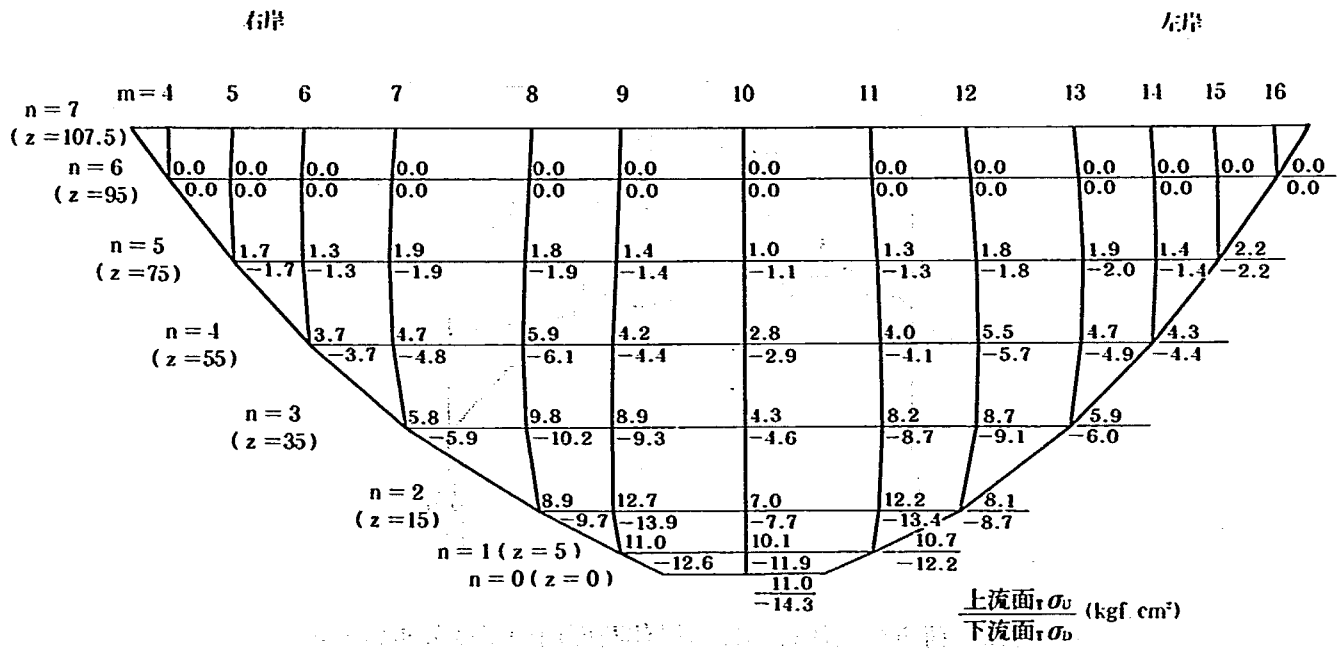
図-5.3 荷重分割法における堤体断面内の温度分布の仮定

体全体に単位の平均温度上昇を与えた場合と、堤体の上下流面間に単位の温度差を与えた場合の2ケースの計算を実施し、これらの計算結果を重ね合わせることで、ジョイントグラウチング時の堤体温度と完成後のダムの堤体温度を種々に変えた条件での応力を算出するものとした。具体的には、表-5.4に示すように、ジョイントグラウチング時の堤体温度は2～8℃の範囲で変化させ、また完成後の堤体温度については夏期と冬期の場合を設定した。このとき、堤体温度は、ダムサイト近傍の観測所で観測された過去10年間の平均温度および水温を参考にして決定した。なお、図-5.4、5.5に断面内平均温度が10℃上昇した場合に堤体に生じる鉛直応力、水平応力を示す。また、図-5.6、5.7に上下流面の温度差が10℃となった場合に堤体に生じる鉛直応力、水平応力を示す。なお、温度勾配は上流面の温度が高い場合を正としている。

まず、夏期における堤体上流面の鉛直応力を図-5.8に、堤体下流面の鉛直応力を図-5.9に、堤体上流面の水平応力を図-5.10に、堤体下流面の水平応力を図-5.11に示す。ここで、図の上段の値はジョイントグラウチング時の堤体温度が2℃の場合、下段はジョイントグラウチン

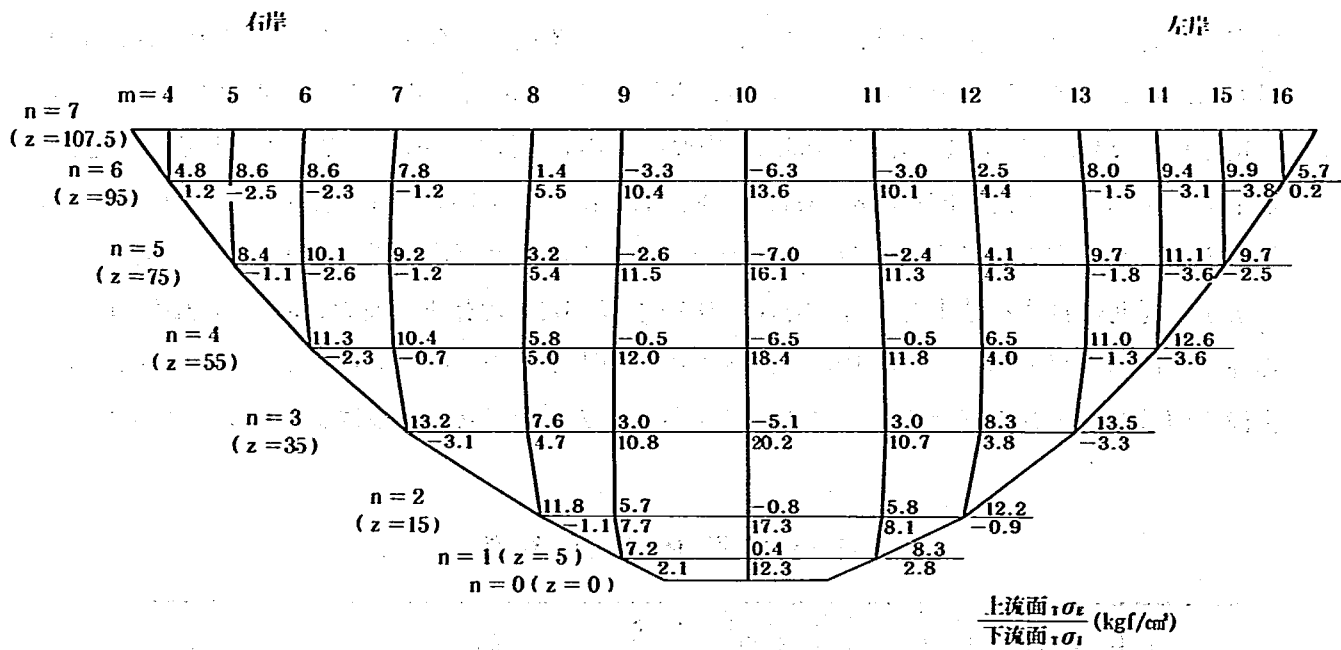
表-5.4 堤体温度条件

	上流面	下流面	ジョイントグラウチング温度	備考
夏期	19.2℃	25.3℃	2～8℃	上流面：6，7，8月平均水温の平均 下流面：〃 平均気温の平均
冬期	8.1	4.6	2～8	上流面：12，1，2月平均水温の平均 下流面：〃 平均気温の平均



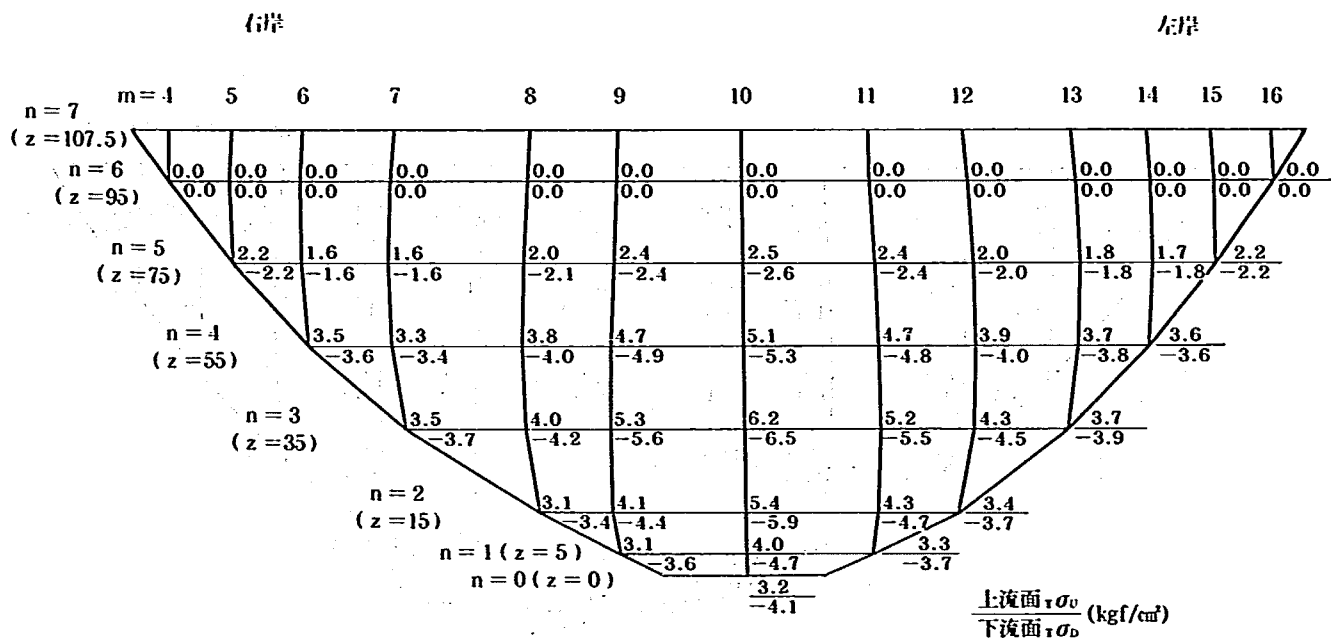
注) 断面平均温度が10℃上昇した場合

図-5.4 温度荷重による鉛直応力 (断面平均温度)



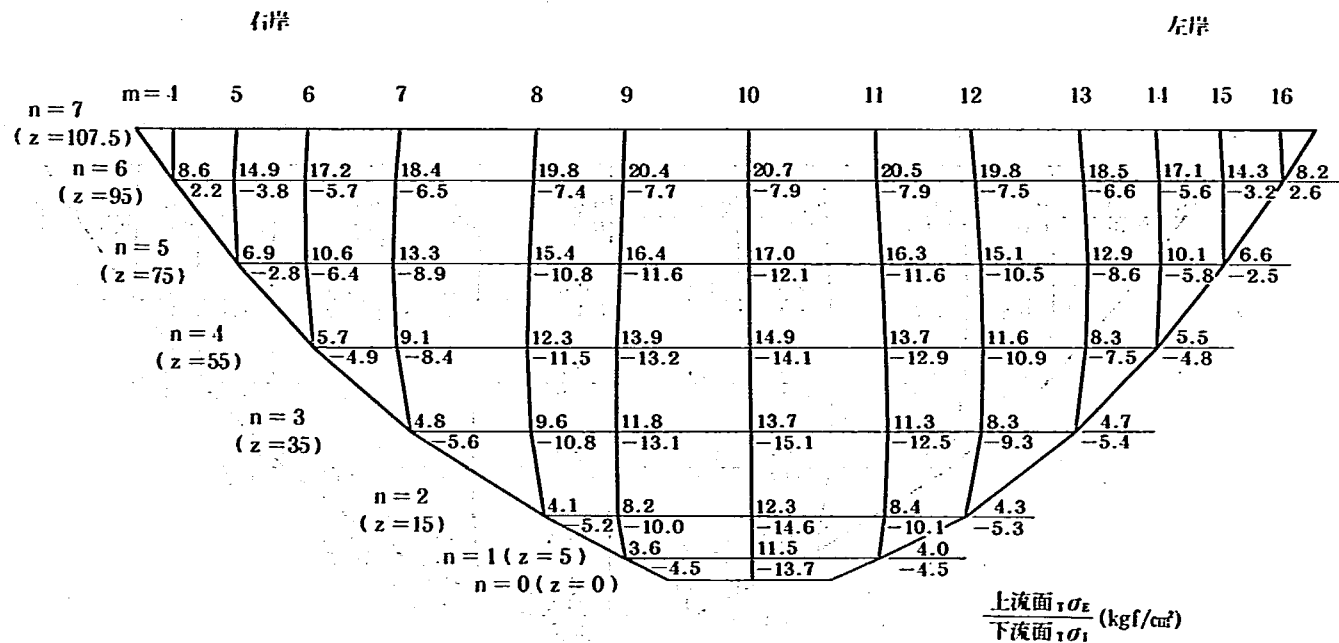
注) 断面平均温度が10℃上昇した場合

図-5.5 温度荷重による水平応力 (断面平均温度)



注) 上流面の温度が下流面よりも10℃高い場合

図-5.7 温度荷重による水平応力 (等価温度勾配)



注) 上流面の温度が下流面よりも10℃高い場合

図-5.6 温度荷重による鉛直応力 (等価温度勾配)

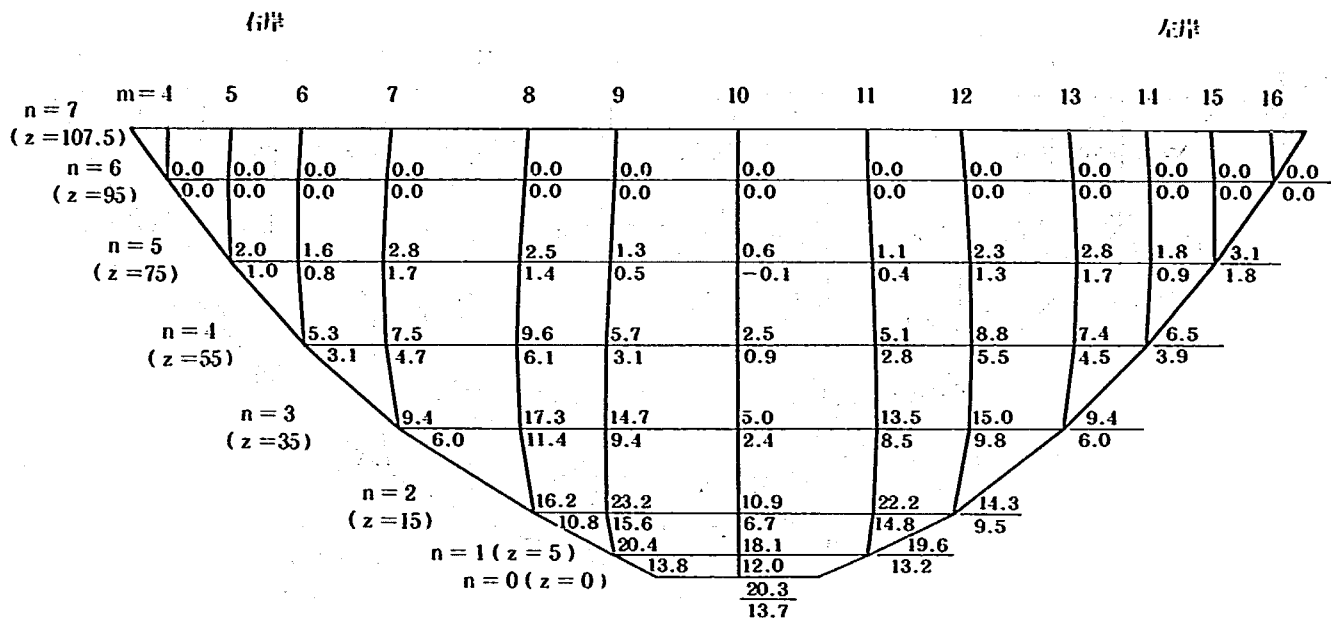


図-5.8 温度荷重（夏期）による上流面鉛直応力

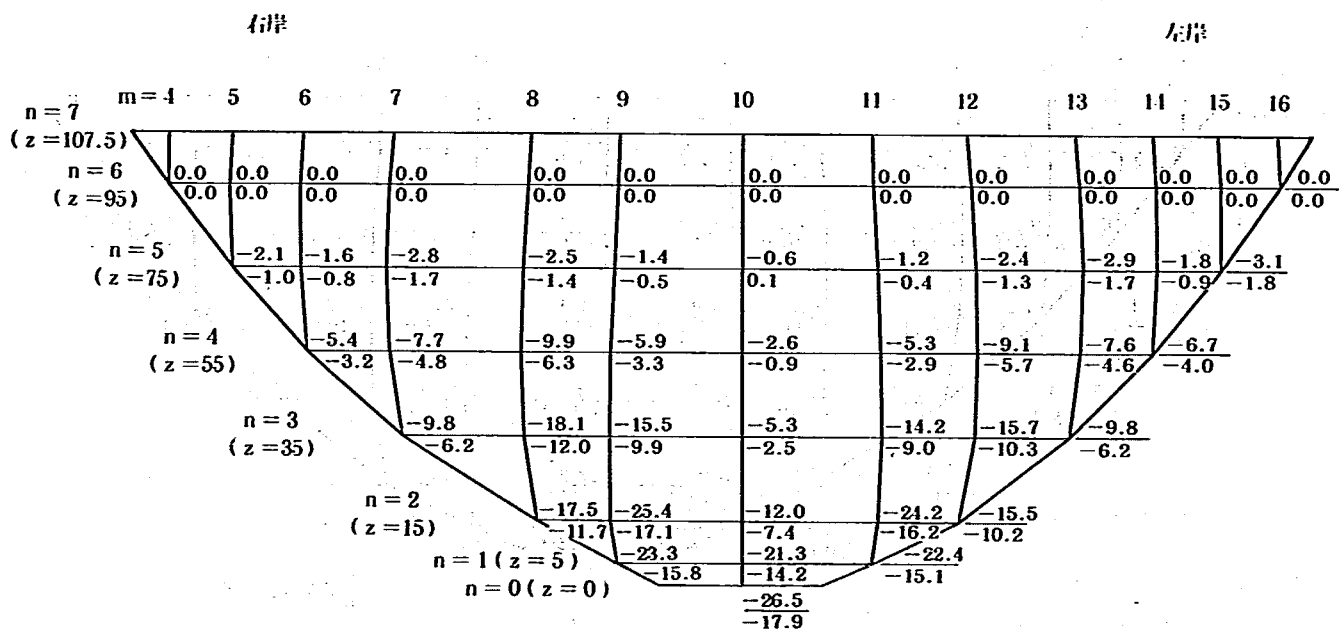


図-5.9 温度荷重（夏期）による下流面鉛直応力

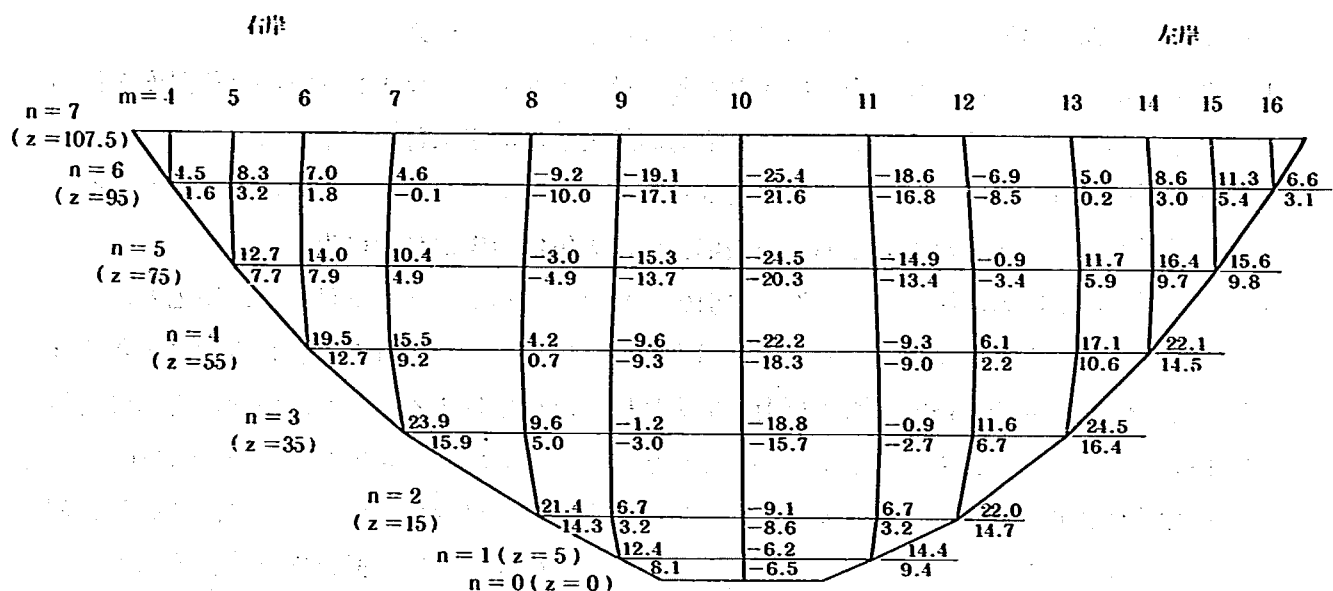


図-5.10 温度荷重（夏期）による上流面水平応力

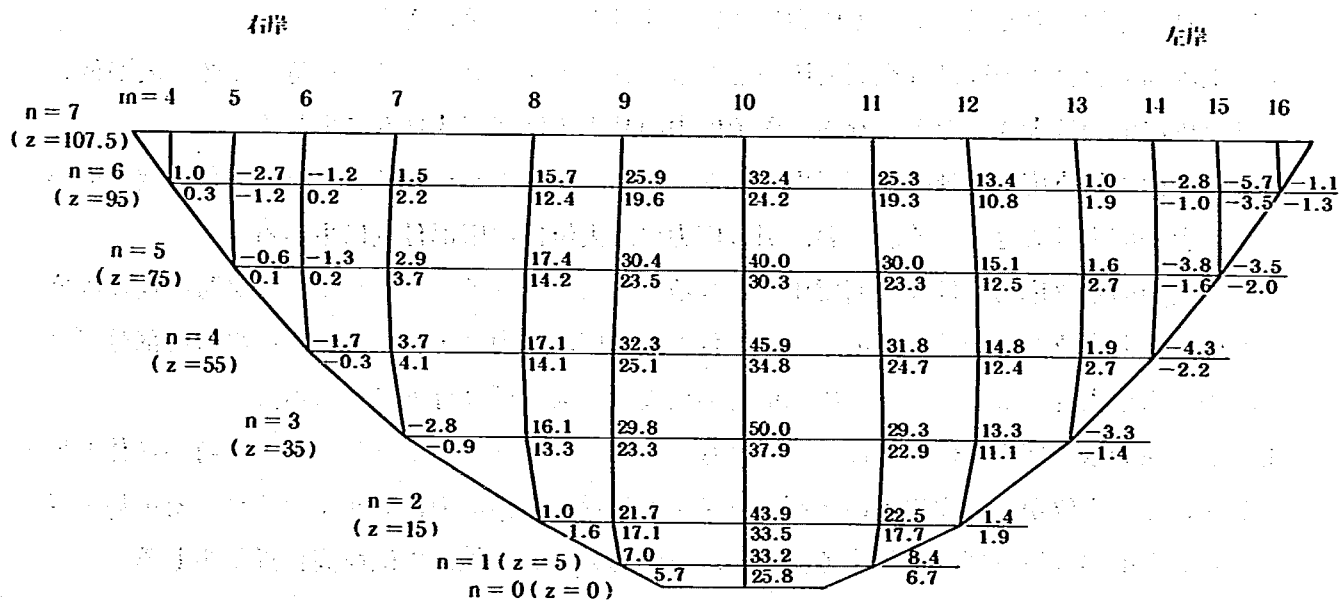


図-5.11 温度荷重（夏期）による下流面水平応力

グ時の堤体温度が8℃の場合を示している。

図より、夏期の温度荷重による応力については以下のことがいえる。

- ① 上流面の鉛直応力はほぼ全面で圧縮となり、ジョイントグラウチング時の堤体温度が低いほど圧縮応力は大きくなる。なお、圧縮応力の最大値は河床部付近に生じる。
- ② 下流面の鉛直応力はほぼ全面で引張となり、ジョイントグラウチング時の堤体温度が低いほど引張応力は大きくなる。なお、引張応力の最大値は河床部付近に生じる。
- ③ 上流面の水平応力はクラウン付近では引張となり、アバットメント付近では圧縮となる。また、ジョイントグラウチング時の堤体温度が低いほどクラウン付近の引張応力は大きくなり、その他の部分の圧縮応力および引張応力は圧縮側へ移行する。なお、圧縮応力の最大値は中位標高のアバットメント付近に、引張応力の最大値は天端標高のクラウン付近に生じる。
- ④ 下流面の水平応力は中位から天端標高のアバットメント付近では引張となり、その他の部分では圧縮となる。また、ジョイントグラウチング時の堤体温度が低いほど引張応力および圧縮応力は大きくなる。なお、圧縮応力の最大値は中位標高のクラウン付近に、引張応力の最大値は天端標高のアバットメント付近に生じる。

また、冬期における堤体上流面の鉛直応力を図-5.12に、堤体下流面の鉛直応力を図-5.13に、堤体上流面の水平応力を図-5.14に、堤体下流面の水平応力を図-5.15に示す。なお、図の上段の値はジョイントグラウチング時の堤体温度が2℃の場合、下段はジョイントグラウチング時の堤体温度が8℃の場合を示している。

図より、冬期の温度荷重による応力については以下のことがいえる。

- ① 上流面の鉛直応力はほぼ全面で圧縮となり、ジョイントグラウチング時の堤体温度が低いほど圧縮応力は大きくなる。なお、圧縮応力の最大値は河床部付近に生じる。
- ② 下流面の鉛直応力はほぼ全面で引張となり、ジョイントグラウチング時の堤体温度が低いほど引張応力は大きくなる。なお、引張応力の最大値は河床部付近に生じる。
- ③ 上流面の水平応力はほぼ全面で圧縮となる。また、ジョイントグラウチング時の堤体温度が低いほど中位から天端標高のクラウン付近では圧縮応力は小さくなり、その他の部分では圧縮応力は大きくなる。なお、圧縮応力の最大値は天端標高付近に生じる。
- ④ 下流面の水平応力はほぼ全面で引張となる。また、ジョイントグラウチング時の堤体温度が低いほど中位から天端標高のアバットメント付近の引張応力は大きくなるが、その他の部分の引張応力は圧縮側に移行する。なお、引張応力の最大値は中位標高付近に生じる。

次に、表-5.5は、他の設計荷重を含めて堤体応力が設計上厳しくなる点について、ジョイントグラウチング時の堤体温度と堤体応力の関係を示したものである。表によれば、冬期における上流面河床部の鉛直応力と上流面天端クラウン部の水平応力が、温度荷重を考慮することによってより厳しい状態になっている。これらの応力はジョイントグラウチング時の堤体温度が高いほど大きくなっており、したがって、ジョイントグラウチングの温度はなるべく低く設定する必要があるといえる。なお、本検討においては、冬期における上流面河床部の鉛直応力

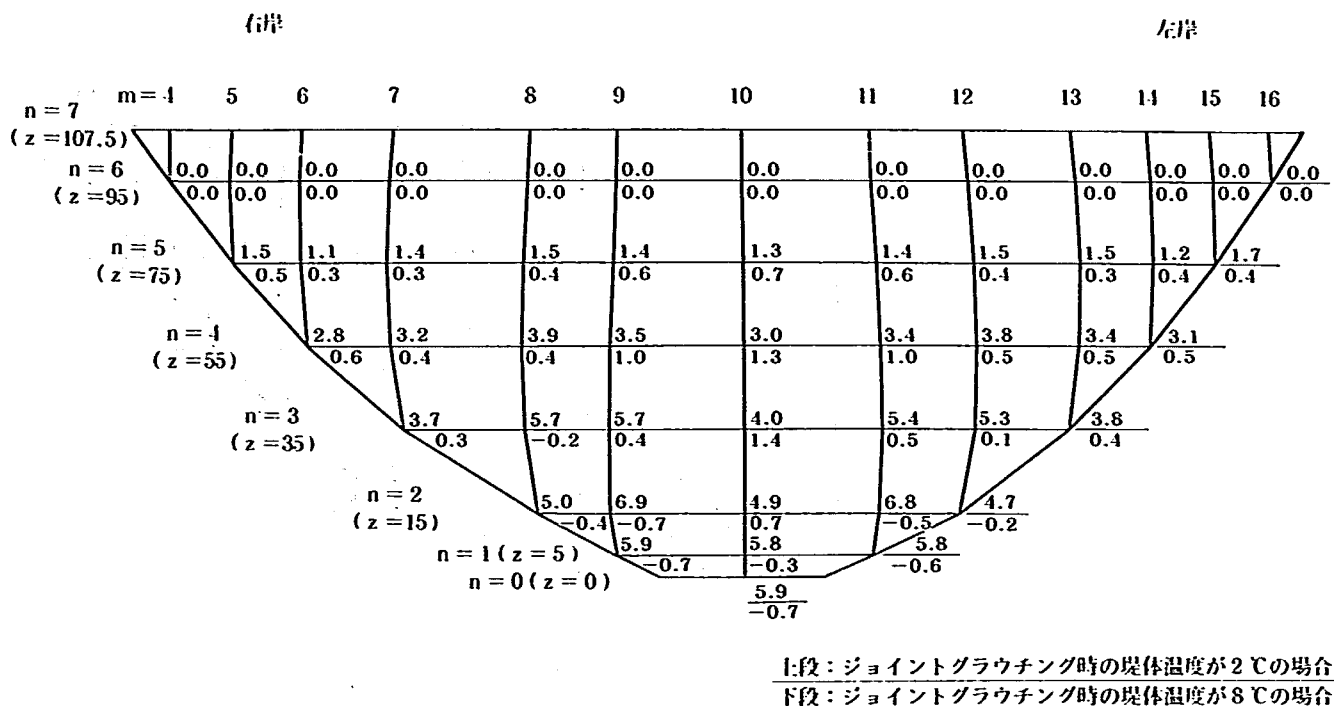


図-5.12 温度荷重（冬期）による上流面鉛直応力

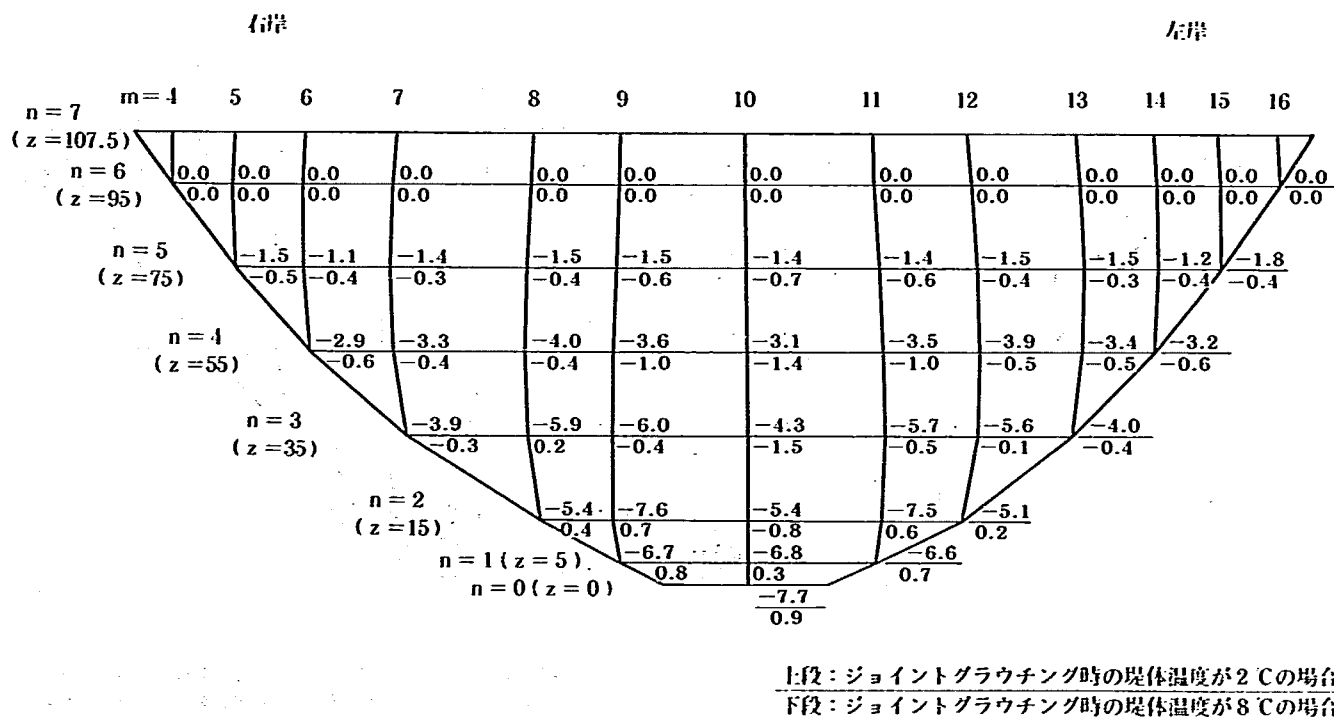


図-5.13 温度荷重（冬期）による下流面鉛直応力

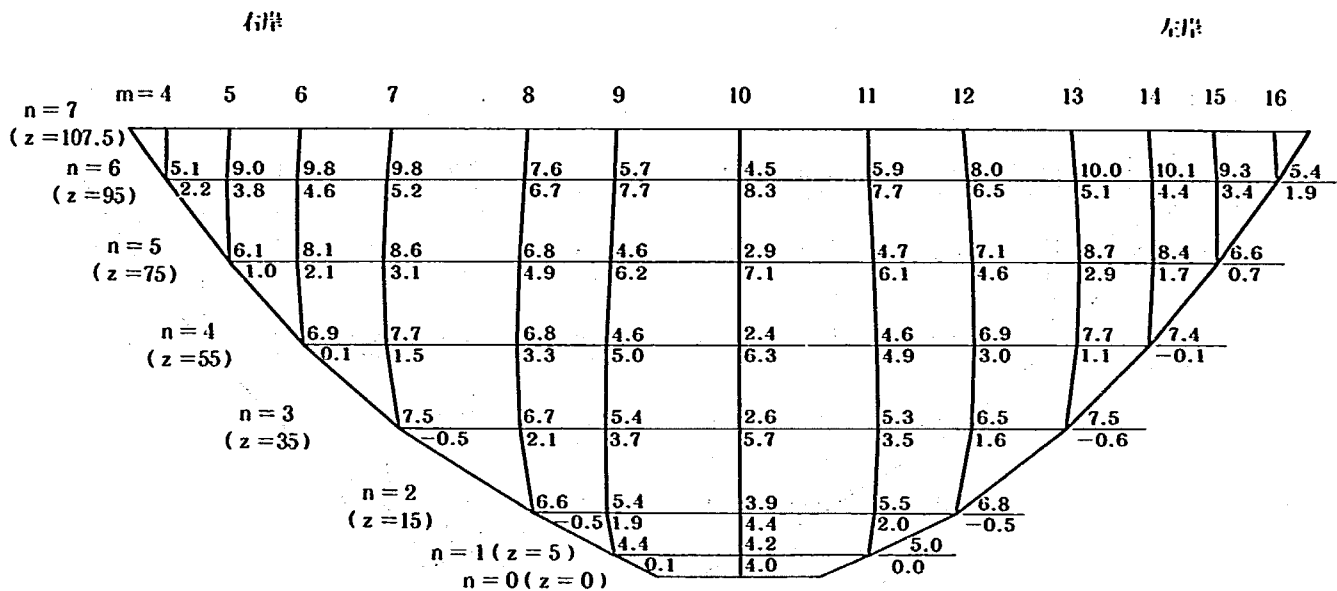


図-5.14 温度荷重（冬期）による上流面水平応力

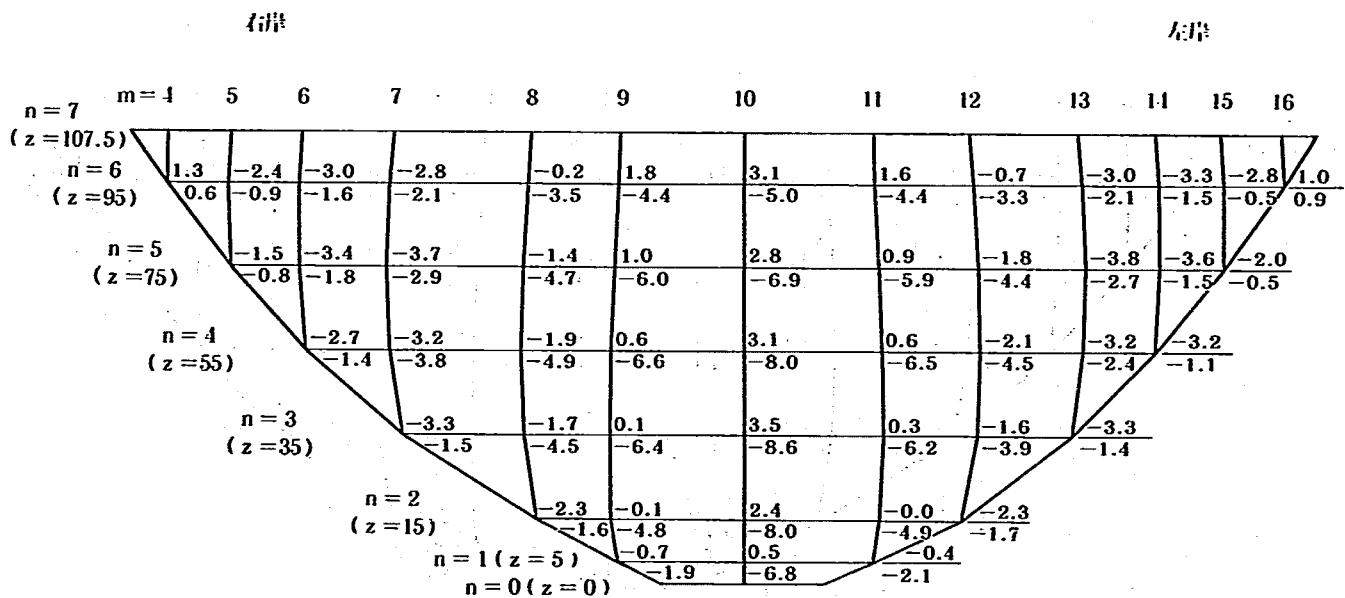


図-5.15 温度荷重（冬期）による下流面水平応力

表-5.5 常時満水位における温度荷重を考慮した堤体応力
(設計上最も厳しい位置を抽出)

応力の単位: kgf/cm²(マイナスが引張)

応 力	季節	ジョイントグラウチング時堤体温度 (℃)							温度荷重を 考慮しない 場合
		2	3	4	5	6	7	8	
上流面 河床部 の鉛直応力	夏期	-9.5	-10.7	-12.0	-13.3	-14.5	-15.8	-17.1	-32.7
	冬期	-25.7	-27.0	-28.3	-29.5	-30.8	-32.1	-33.4	〃
下流面 河床部 の鉛直応力	夏期	47.1	48.5	50.0	51.4	52.8	54.3	55.7	73.6
	冬期	65.9	67.4	68.8	70.2	71.7	73.1	74.5	〃
上流面天端 クラウン部 の水平応力	夏期	79.5	80.2	80.8	81.4	82.1	82.7	83.3	104.9
	冬期	109.5	110.1	110.7	111.3	112.0	112.6	113.2	〃
下流面天端 アバットメント部 の水平応力	夏期	91.1	91.5	91.8	92.2	92.6	93.0	93.3	96.8
	冬期	94.0	94.4	94.8	95.2	95.5	95.9	96.3	〃

がジョイントグラウチング時の堤体温度が約5℃以下になると30kgf/cm²未満の引張応力となることから、ジョイントグラウチング時の堤体温度を5℃程度以下にすることが望ましいと考えられる。

5.5 最終的な堤体形状と堤体応力

以上の検討結果より、アーチダムの基本形状としてCase 5を採用し、さらに堤体応力改善を図るために若干の修正作業を行った結果、最終的な堤体形状として求められたアーチダムの軌跡方程式は、以下のとおりである。

① アーチスパン: $2L$ (m)

$$2L = -0.005209085 Z^2 + 2.354386 Z + 85.60106 \quad (Z \geq 45)$$

$$2L = -0.01722222 Z^2 + 3.740277 Z + 47.5625 \quad (45 > Z \geq 15)$$

$$2L = -0.02472222 Z^2 + 4.523611 Z + 37.5 \quad (15 > Z)$$

② クラウンにおけるアーチ中心線のX座標: X_c (m)

$$X_c = 0.002358974 Z^2 - 0.1997436 Z - 5.788452 \quad (Z \geq 45)$$

$$X_c = 0.001222222 Z^2 - 0.1105556 Z - 7.5 \quad (45 > Z)$$

③ クラウンにおける堤体厚: T_c (m)

$$T_c = -0.14883721 Z + 22.0$$

④ 左右岸アバットメントの堤体厚: T_{AL} , T_{AR} (m)

$$\begin{aligned} T_{AL}, T_{AR} &= -0.1910353Z + 27.53629 & (Z \geq 65) \\ T_{AL}, T_{AR} &= 0.0025725Z^2 - 0.542025Z + 39.48181 & (65 > Z \geq 25) \\ T_{AL}, T_{AR} &= -0.007557333Z^2 + 0.05049333Z + 31.0 & (25 > Z) \end{aligned}$$

⑤ 左岸アバットメントまでのアーチ中心角： ϕ_{AL} (ラジアン)

$$\begin{aligned} \phi_{AL} &= 0.6370452 & (Z \geq 65) \\ \phi_{AL} &= 7.272206 \times 10^{-6}Z^2 - 9.599311 \times 10^{-4}Z + 0.6687156 & (65 > Z \geq 35) \\ \phi_{AL} &= 1.020319 \times 10^{-6}Z^3 - 1.417745 \times 10^{-4}Z^2 + 0.005335024Z + 0.5872218 & (35 > Z) \end{aligned}$$

⑥ 右岸アバットメントまでのアーチ中心角： ϕ_{AR} (ラジアン)

$$\begin{aligned} \phi_{AR} &= -0.6719518 & (Z \geq 65) \\ \phi_{AR} &= 7.272206 \times 10^{-6}Z^2 - 9.599311 \times 10^{-4}Z - 0.6402813 & (65 > Z \geq 35) \\ \phi_{AR} &= 3.154334 \times 10^{-6}Z^3 - 1.831817 \times 10^{-4}Z^2 + 6.796255 \times 10^{-4}Z - 0.5996031 & (35 > Z) \end{aligned}$$

ここで、式中の Z は標高175mを原点として、上方を正とする高さ方向の座標である。この軌跡方程式を図示したのが図-5.16に示す形状軌跡図である。また、図-5.17にアーチ平面図を示す。なお、本ダムと他の放物線アーチダムの形状軌跡図を比較すると、図-5.18のようになる。

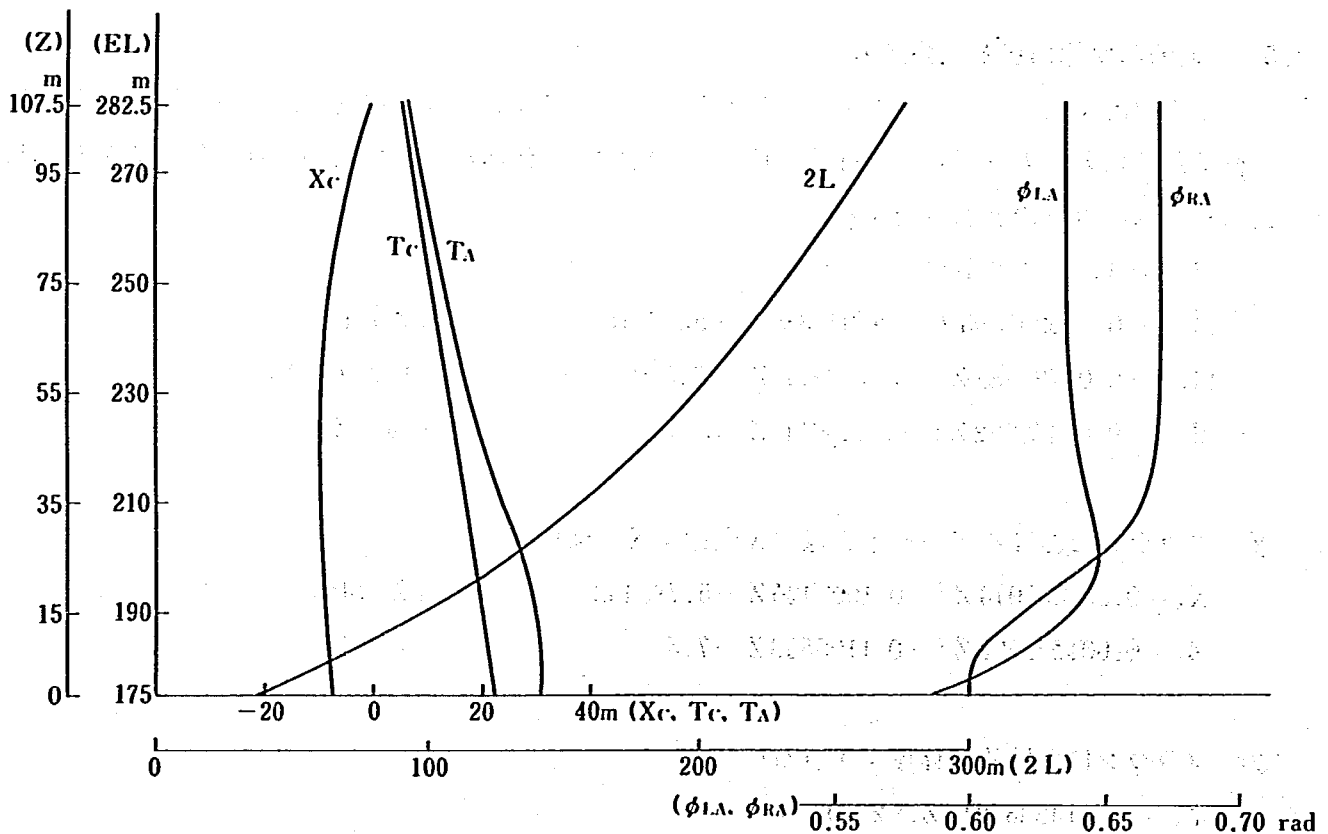


図-5.16 ダムの形状軌跡図

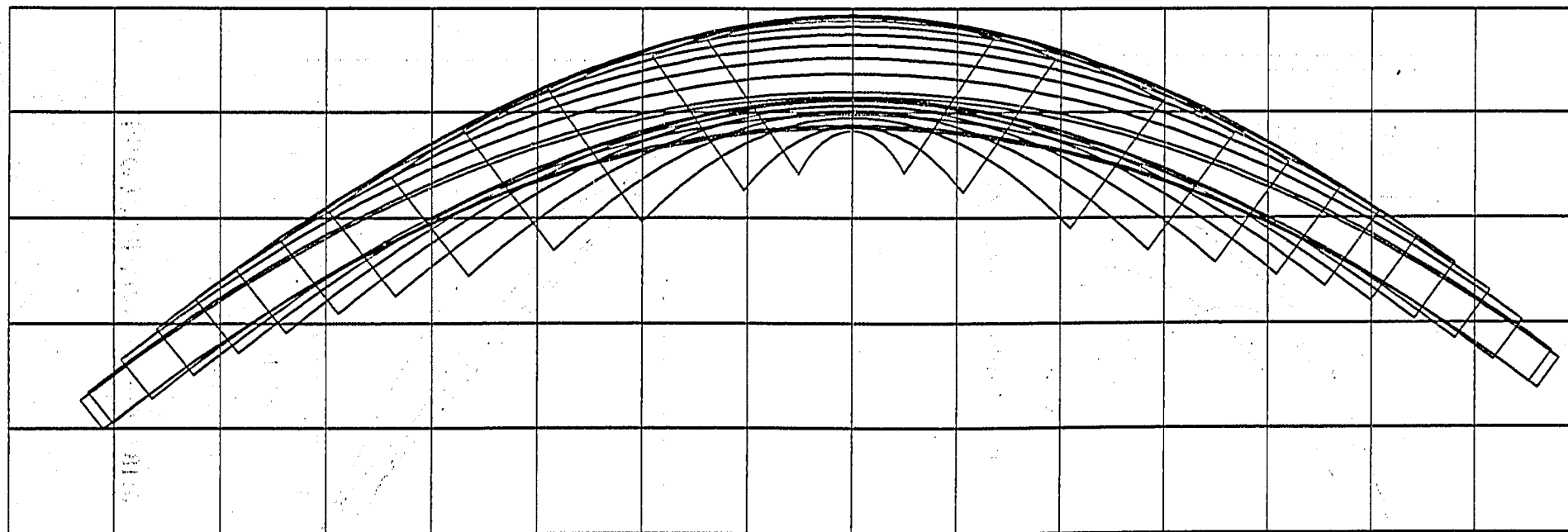
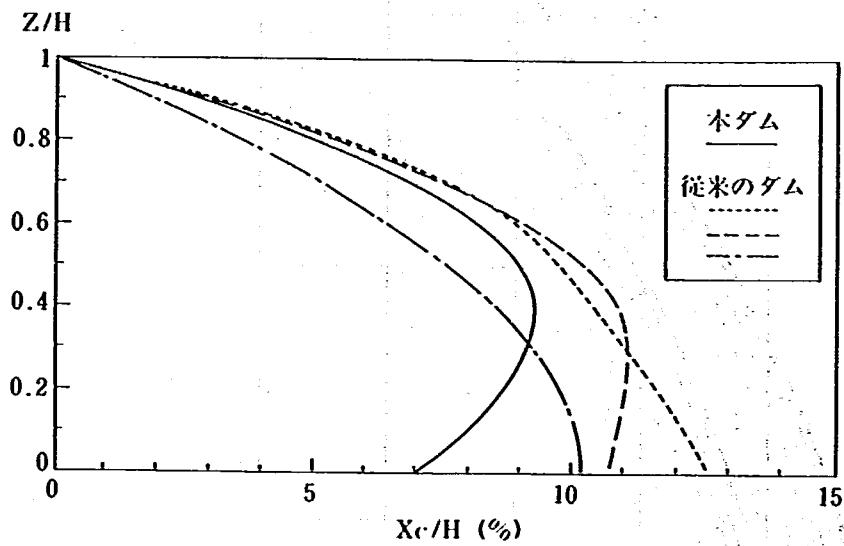
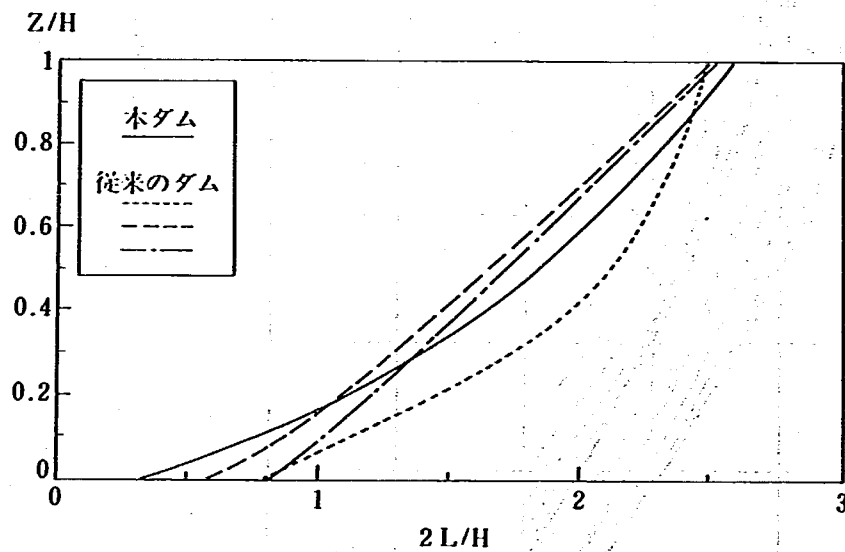


図-5.17 アーチ平面図

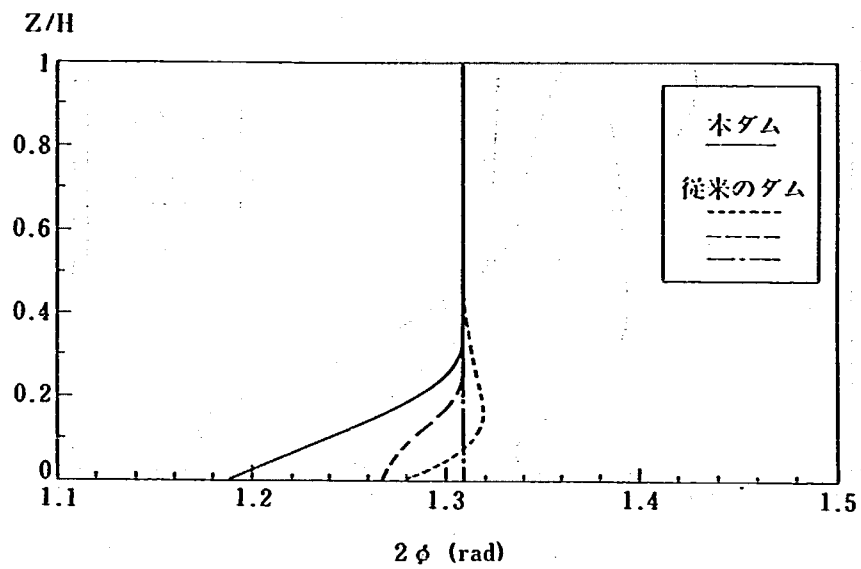


(a) クラウン片持梁のオーバーハング量

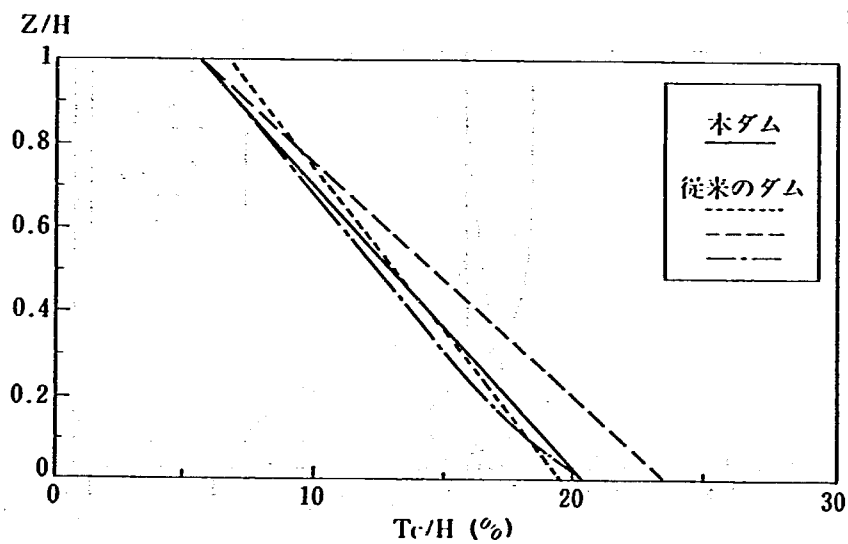


(b) アーチスパン

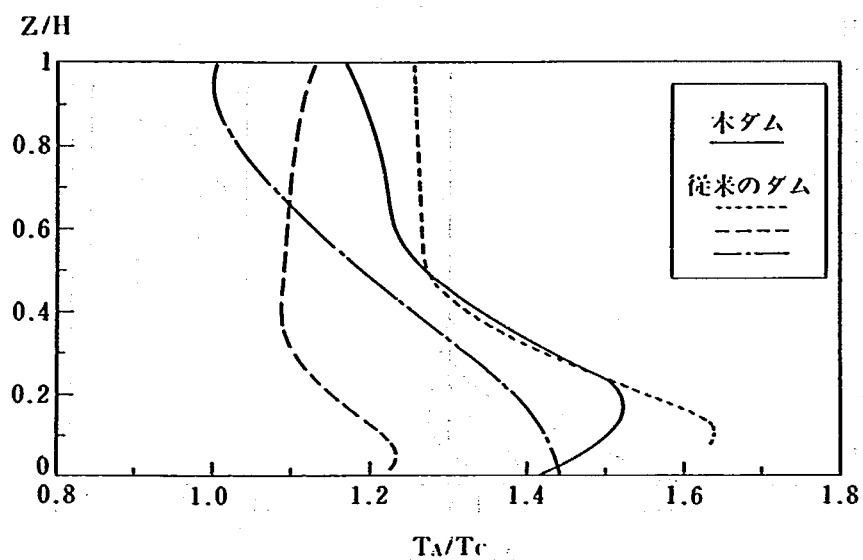
図-5.18 アーチダムの形状軌跡の比較



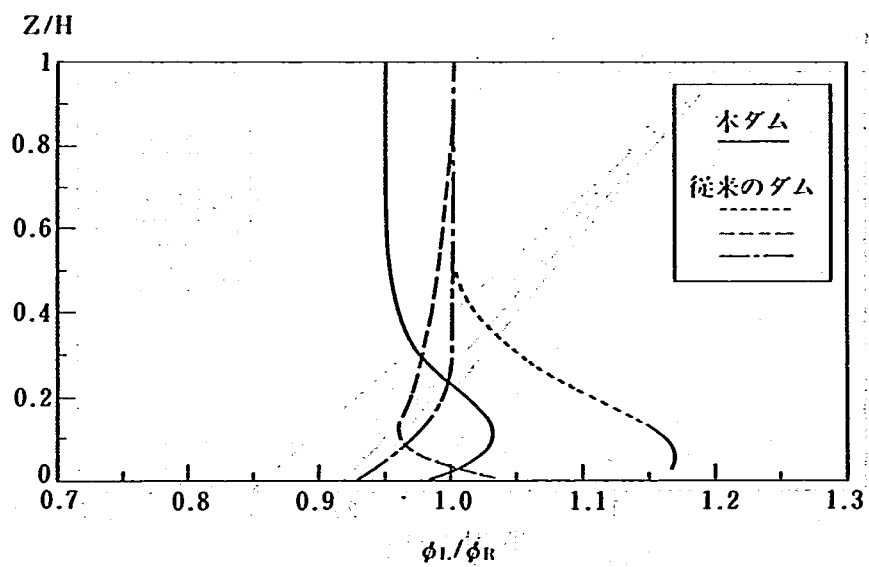
(c) アーチ中心角



(d) クラウンでの堤体厚



(e) アバットメントとクラウンでの堤体厚の比



(f) 左右岸のアーチ中心角の比

また、図-5.19～5.30に荷重分割法による各設計水位での堤体応力図を示す。なお、温度荷重については常時満水位と設計洪水位においては冬期の荷重が、また貯水池空虚においては夏期の荷重が設計上厳しくなるため、温度荷重を考慮した場合の堤体応力図については常時満水位と設計洪水位においては冬期のみを、また貯水池空虚においては夏期のみを示すものとする。これらの図によれば、当ダムの場合、常時満水位と設計洪水位がほぼ等しいため、地震時の許容応力の割増(30%)を考慮しても常時満水位が最も厳しい状態となる。また、温度荷重を考慮した場合には、常時満水位については冬期において、また貯水池空虚については夏期において、それぞれ温度荷重を考慮しない場合よりも応力状態が厳しいものとなる。温度荷重の大きさはジョイントグラウチング時の堤体温度によって多少変わってくるが、ジョイントグラウチングの温度を5℃とした場合、堤体応力の最大値は、

- ・常時満水位(地震時)では、引張応力については上流面の右岸河床部付近の鉛直応力 29.5 kgf/cm^2 、圧縮応力については上流面の天端クラウン部付近の水平応力 111.3 kgf/cm^2 である。
- ・貯水池空虚(地震時)では、引張応力については下流面の右岸河床部付近の鉛直応力 27.5 kgf/cm^2 、圧縮応力については上流面の左岸河床部付近の鉛直応力 48.9 kgf/cm^2 である。

貯水池空虚については最大引張応力がやや大きな値となっているが、この状態は施工時の限られた時期であることからさほど問題にはならないと考えられる。また、常時満水位については最大圧縮応力が本設計における許容値よりもやや大きくなっているが、既往のアーチダムの模型実験の結果および有限要素法の解析結果などによれば、この部分におけるこの程度の応力は許容できる範囲のものであると考えられる。ただし、このことは今後、三次元有限要素法を用いた解析によって十分検証することが必要である。なお、表-5.6に各設計水位についてアバットメントにおけるアーチ要素および片持梁要素の断面力を示す。さらに、図-5.31、5.32に常時満水位でのアーチ要素と片持梁要素の荷重分担図を示す。

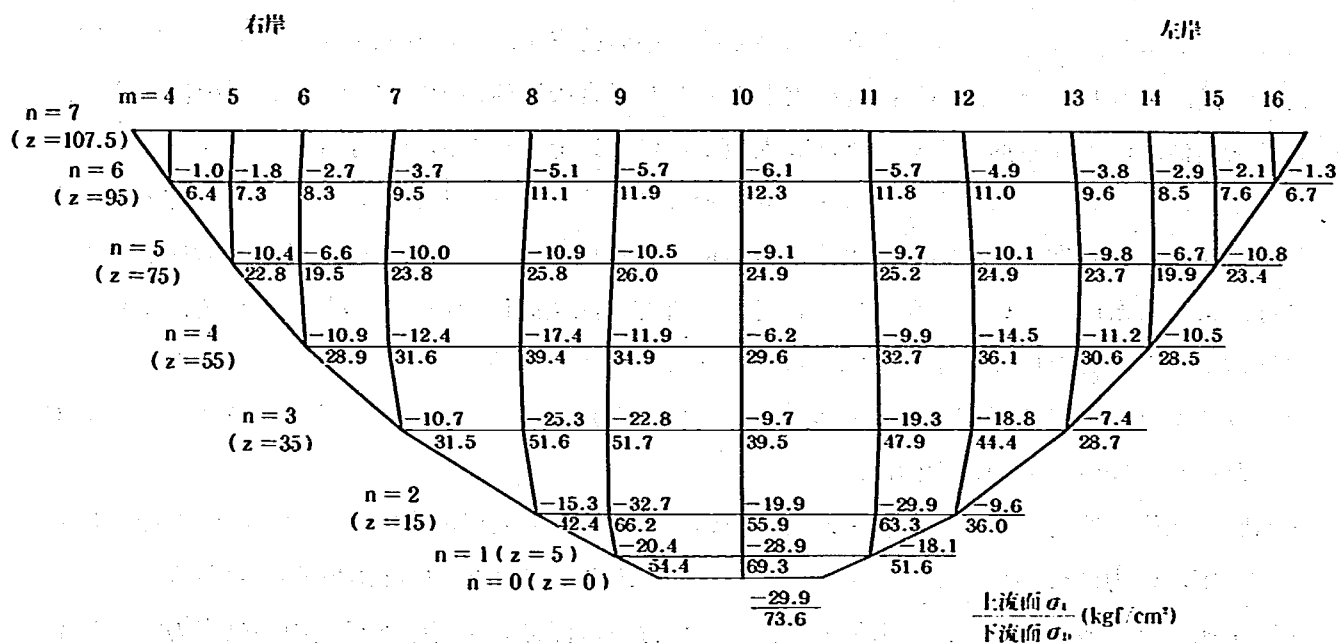


图-5.19 铅直应力 (常时满水位, $K=0.24$)

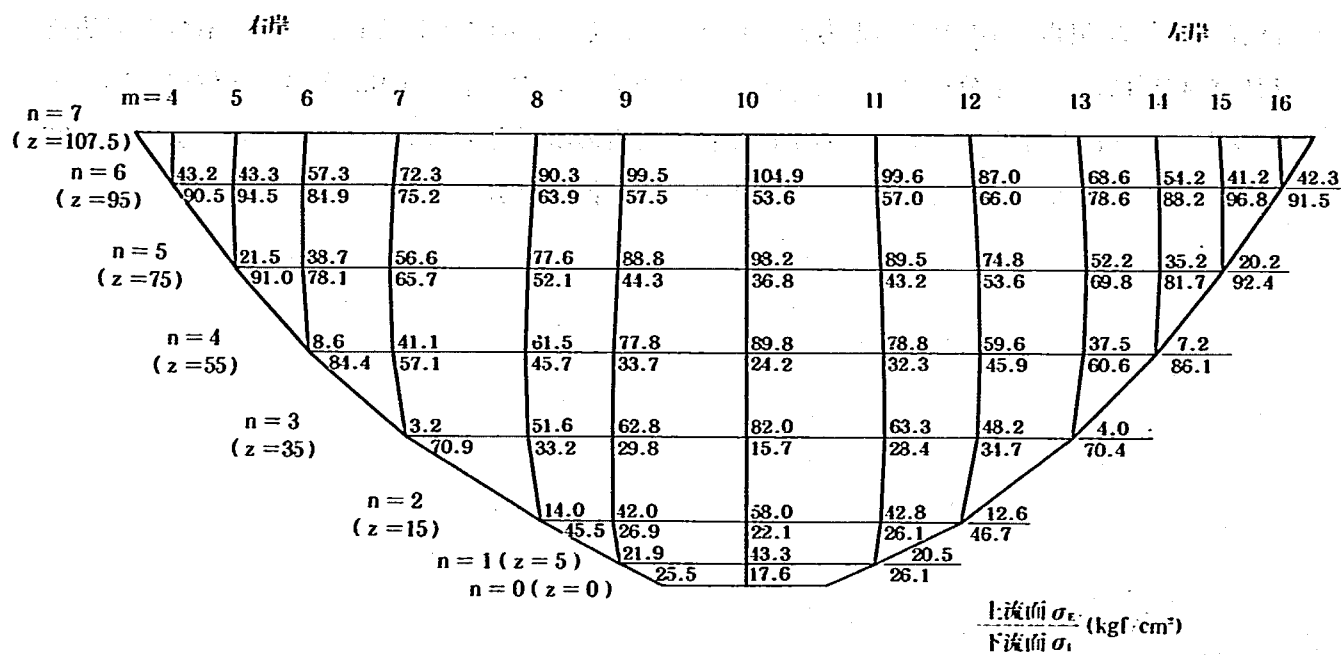


图-5.20 水平应力 (常时满水位, $K=0.24$)

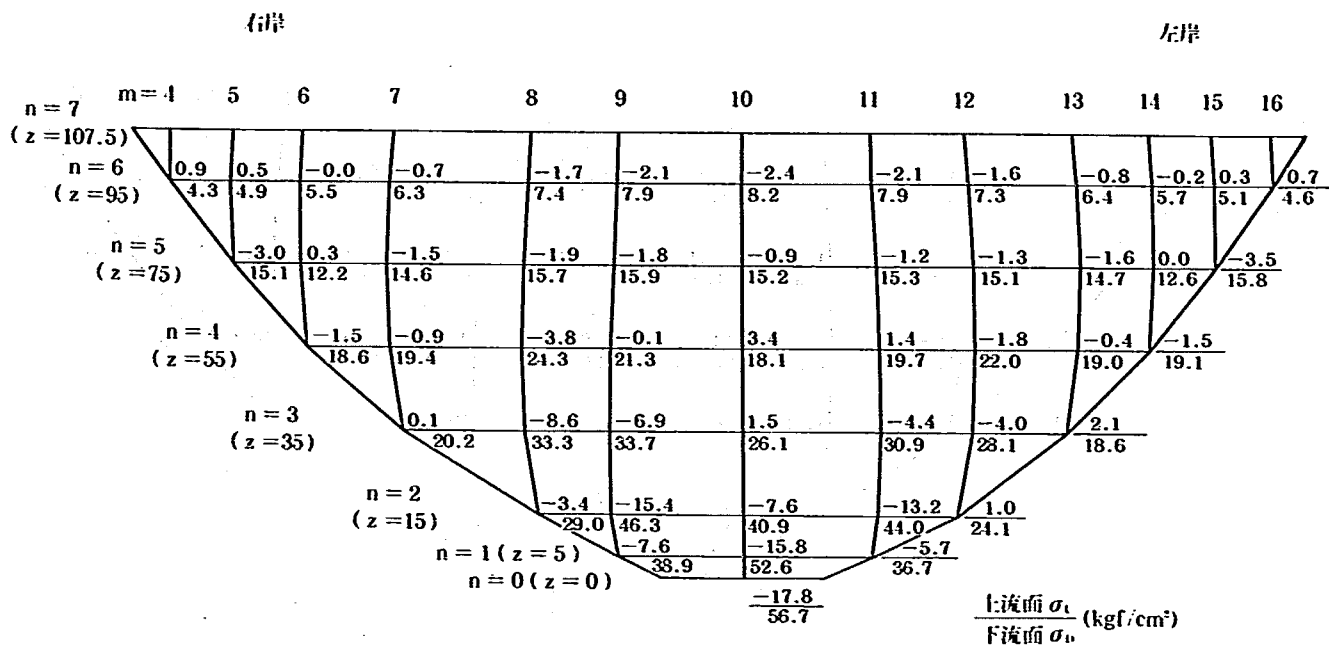


図-5.21 鉛直応力 (設計洪水水位, K=0.0)

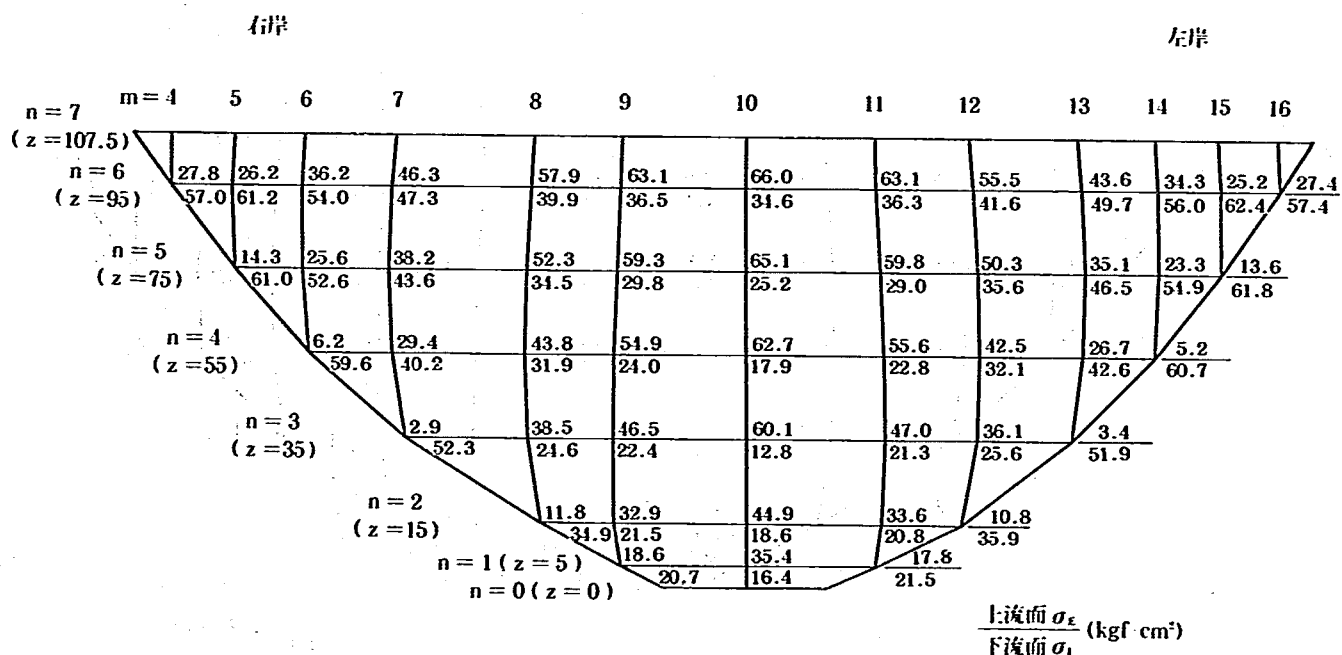


図-5.22 水平応力 (設計洪水水位, K=0.0)

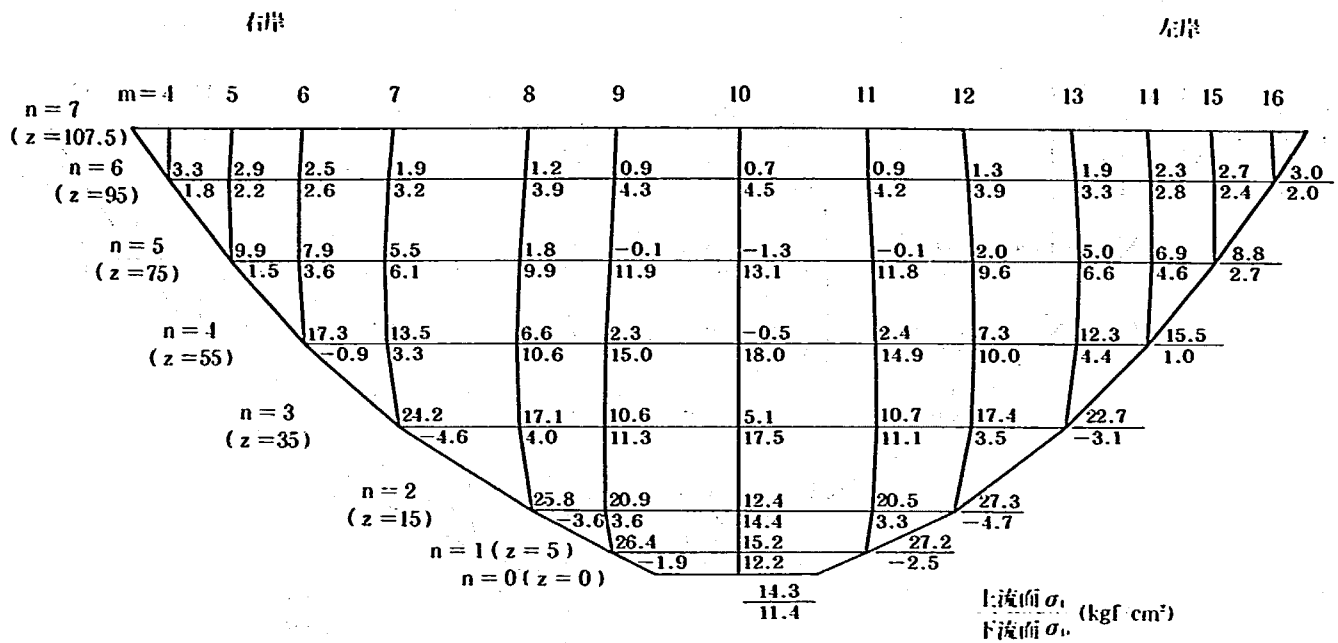


图-5.23 铅直应力 (空虚, $K = -0.12$)

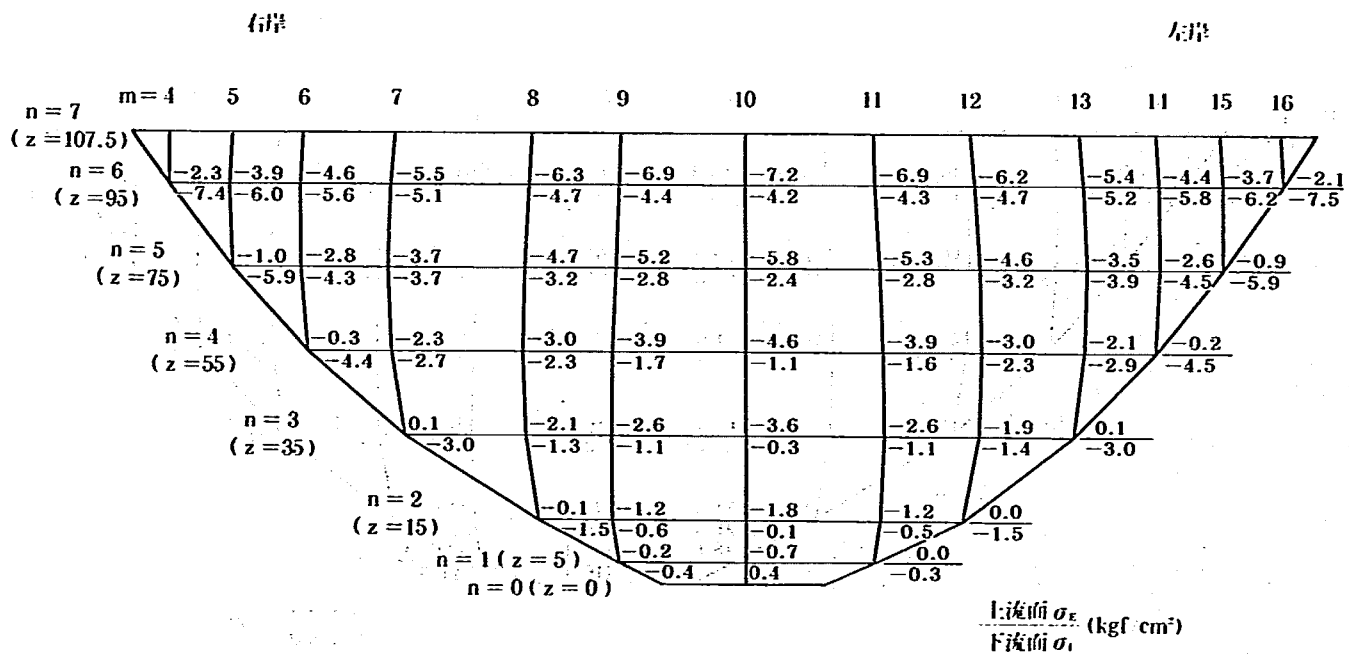


图-5.24 水平应力 (空虚, $K = -0.12$)

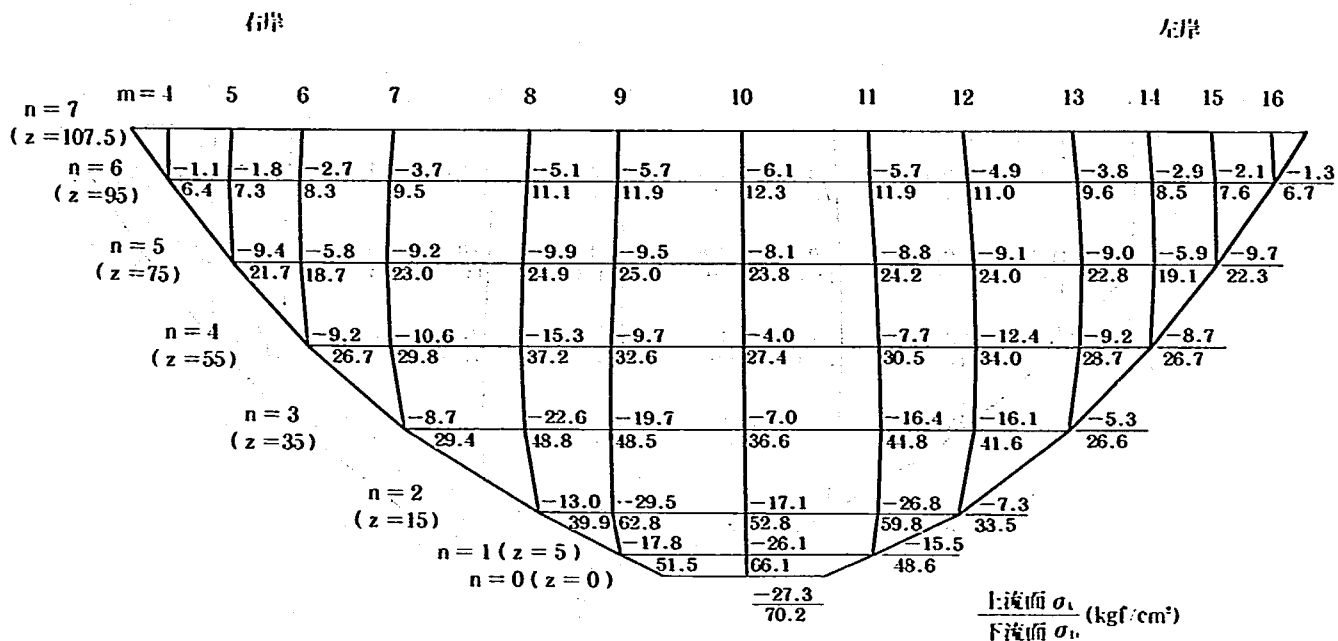


図-5.25 鉛直応力 (常時満水位, $K=0.24$, 温度荷重 (冬期) あり)

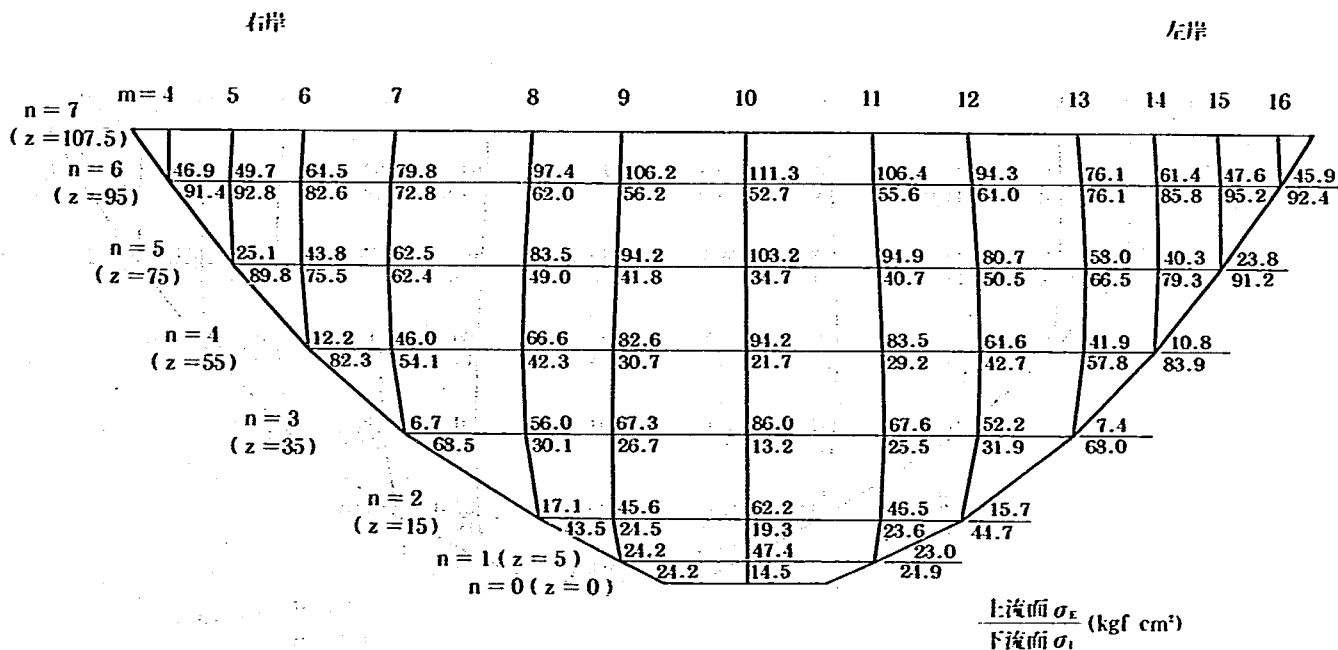


図-5.26 水平応力 (常時満水位, $K=0.24$, 温度荷重 (冬期) あり)

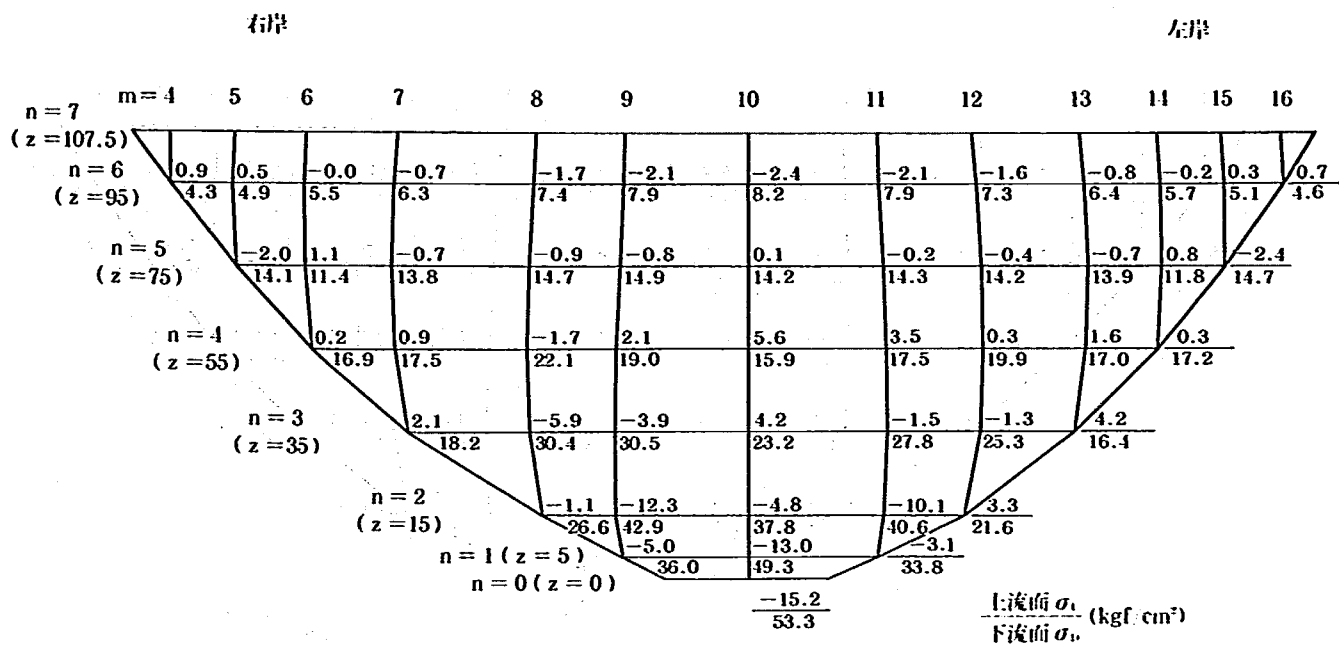


図-5.27 鉛直応力 (設計洪水水位, $K=0.0$, 温度荷重 (冬期) あり)

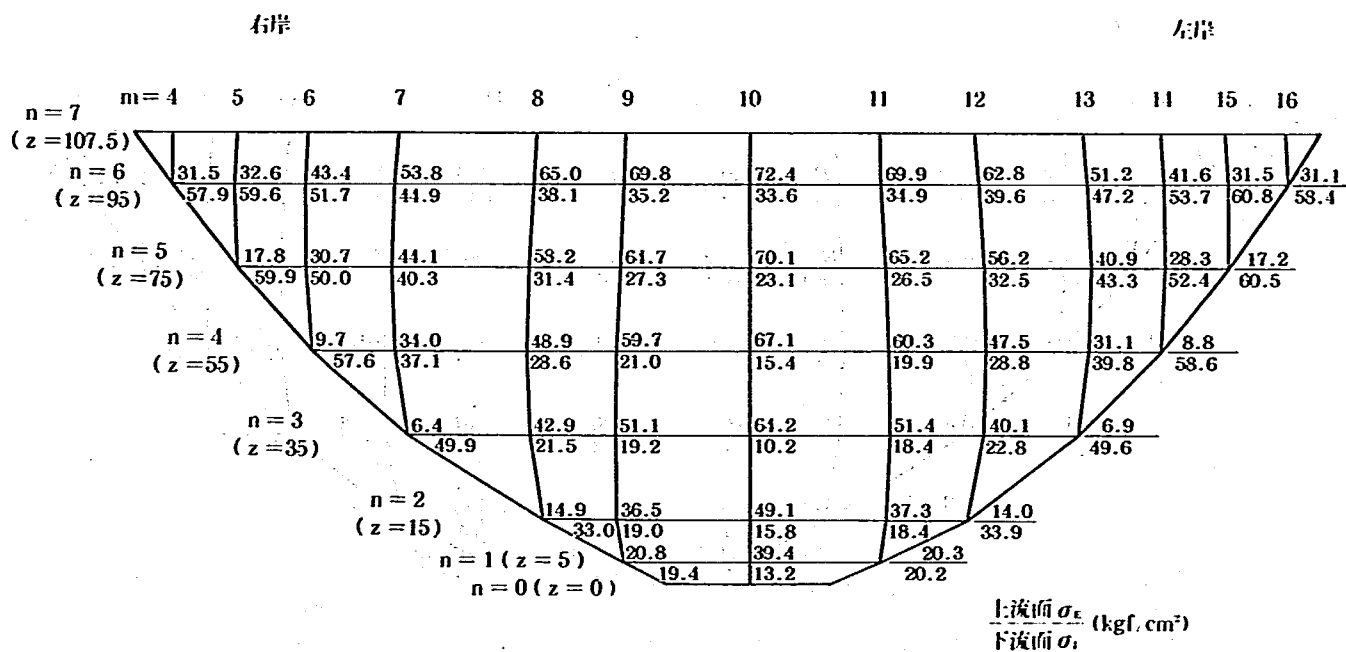


図-5.28 水平応力 (設計洪水水位, $K=0.0$, 温度荷重 (冬期) あり)

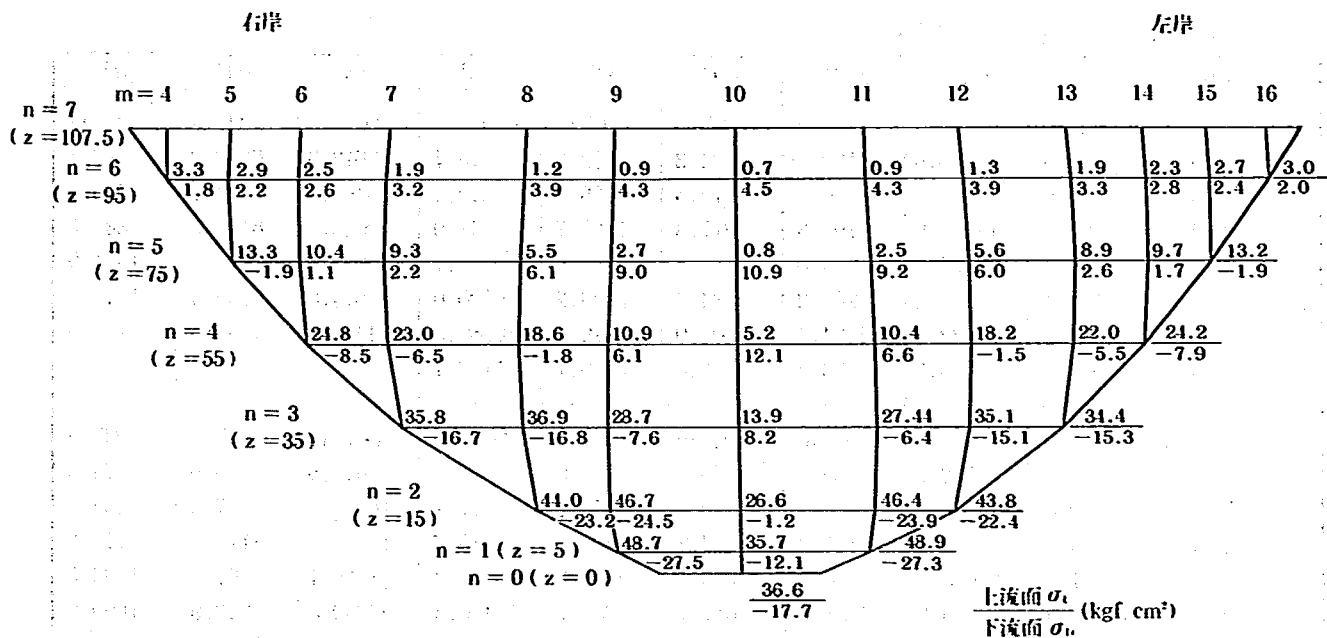


図-5.29 鉛直応力 (空虚, $K=-0.12$, 温度荷重 (夏期) あり)

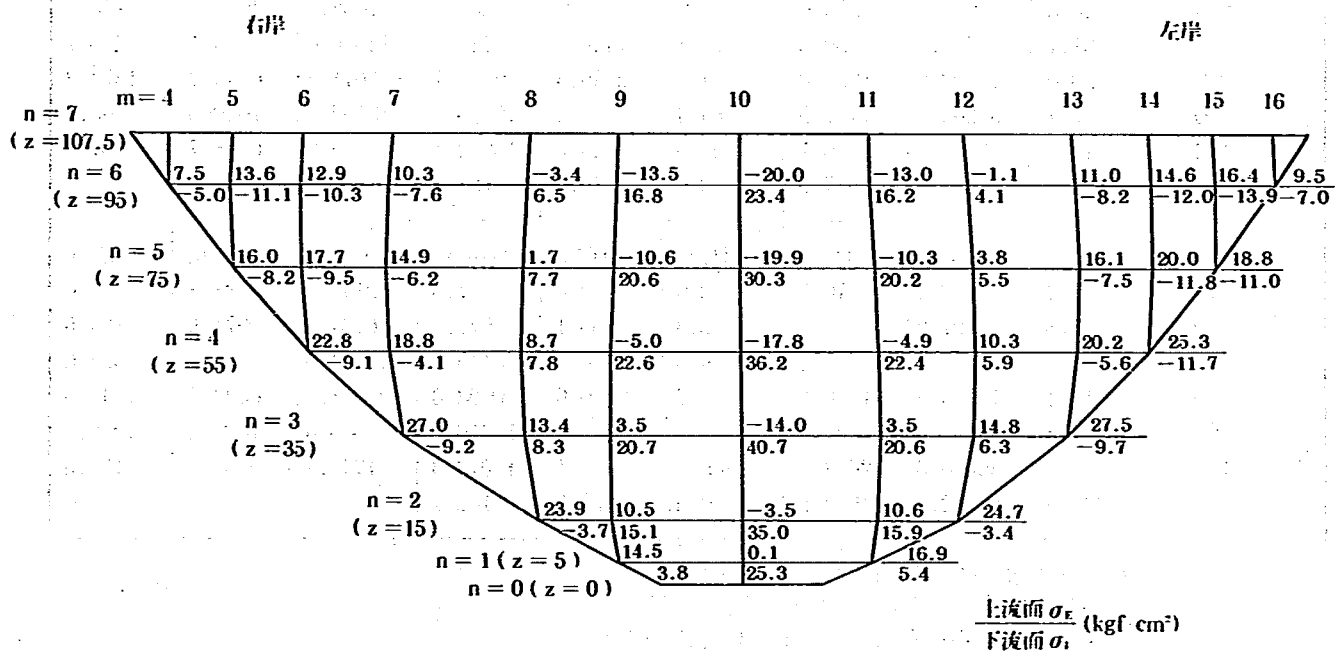


図-5.30 水平応力 (空虚, $K=-0.12$, 温度荷重 (夏期) あり)

表-5.6 各設計水位でのアバットメントにおける断面力 (温度荷重を考慮しない場合)

(a) 常時満水位 (震度 K=0.24)

	E L.	vW	crM	crV	crH	wW	wM	arM	arH	arV
	m	tf/m	tf・m/m	tf/m	tf/m	tf/m	tf・m/m	tf・m/m	tf/m	tf/m
左岸	270	12.6	-536.6	-132.1	-34.2	239.0	-48.7	-3612.0	6278.2	87.6
	250	58.8	-5217.2	-416.1	-114.3	755.9	259.8	-10494.5	7434.7	-240.6
	230	82.3	-12332.9	-793.3	-217.8	1429.7	2547.9	-20023.3	8133.5	-884.5
	210	56.4	-25965.2	-1345.0	-366.6	2285.8	9784.7	-30986.4	8793.0	-1671.9
	190	102.4	-50707.2	-2208.2	-584.7	3288.2	19390.0	-25674.6	8903.4	-1717.5
	180	316.8	-67932.9	-2584.4	-904.0	3729.3	18089.8	-4478.6	7239.5	-136.3
	175	598.6	-53023.0	-2333.4	0.0	3929.7	-1162.7	-	-	-
右岸	270	10.2	-538.2	-130.7	35.7	239.0	-7.8	-3470.8	6275.6	74.3
	250	40.6	-5377.9	-430.5	119.2	755.1	577.7	-10096.5	7427.5	-252.2
	230	35.7	-13226.4	-847.6	227.7	1426.0	3415.6	-19222.9	8116.7	-777.3
	210	-1.0	-29688.9	-1548.3	386.1	2270.0	10908.3	-31556.1	8767.9	-1365.0
	190	197.5	-57348.2	-2498.5	617.7	3250.7	17416.3	-23680.5	8943.9	-1699.2
	180	362.2	-71006.1	-2611.7	918.4	3727.1	17078.9	-2867.7	7360.6	-186.6
	175	598.6	-53023.0	-2333.4	0.0	3929.7	-1162.7	-	-	-

(b) 設計洪水水位 (震度 K=0.0)

	E L.	vW	crM	crV	crH	wW	wM	arM	arH	arV
	m	tf/m	tf・m/m	tf/m	tf/m	tf/m	tf・m/m	tf・m/m	tf/m	tf/m
左岸	270	10.4	-235.9	-70.7	0.0	239.0	-48.7	-2205.5	3982.8	64.5
	250	46.3	-3050.0	-256.6	-6.9	755.9	259.8	-7002.7	4976.3	-173.3
	230	61.1	-7711.9	-550.3	-18.3	1429.7	2547.9	-14096.6	5750.1	-656.7
	210	30.0	-17129.9	-1000.0	-54.3	2285.8	9784.7	-22611.4	6545.0	-1274.8
	190	50.7	-35208.3	-1732.5	-165.4	3288.2	19390.0	-18892.6	7020.6	-1293.4
	180	217.3	-48453.1	-2066.1	-460.5	3729.3	18089.8	-2935.2	6098.7	-57.7
	175	448.5	-37832.0	-1927.8	0.0	3929.7	-1162.7	-	-	-
右岸	270	8.4	-242.4	-70.6	0.0	239.0	-7.8	-2142.7	3981.3	55.6
	250	31.8	-3197.2	-269.8	6.8	755.1	577.7	-6794.9	4971.9	-184.5
	230	23.7	-8437.4	-595.4	19.0	1426.0	3415.6	-13564.9	5738.7	-583.6
	210	-16.4	-19895.4	-1156.3	62.2	2270.0	10908.3	-23031.6	6524.5	-1042.0
	190	130.8	-39885.9	-1948.3	201.4	3250.7	17416.2	-17366.5	7028.2	-1272.2
	180	255.9	-50606.6	-2083.4	476.0	3727.1	17078.9	-1742.3	6105.7	-105.3
	175	448.5	-37832.0	-1927.8	0.0	3929.7	-1162.7	-	-	-

注) vW: 水重による片持梁推力 (圧縮を正)
 crM: 片持梁曲げモーメント (上流圧縮を正)
 crV: 片持梁半径方向せん断力 (上流向きを正)
 crH: 片持梁接線方向せん断力 (右岸向きを正)
 wW: 自重による片持梁推力 (圧縮を正)
 wM: 自重による片持梁曲げモーメント (上流圧縮を正)
 arM: アーチ曲げモーメント (上流圧縮を正)
 arH: アーチ推力 (圧縮を正)
 arV: アーチ半径方向せん断力 (上流向きを正)

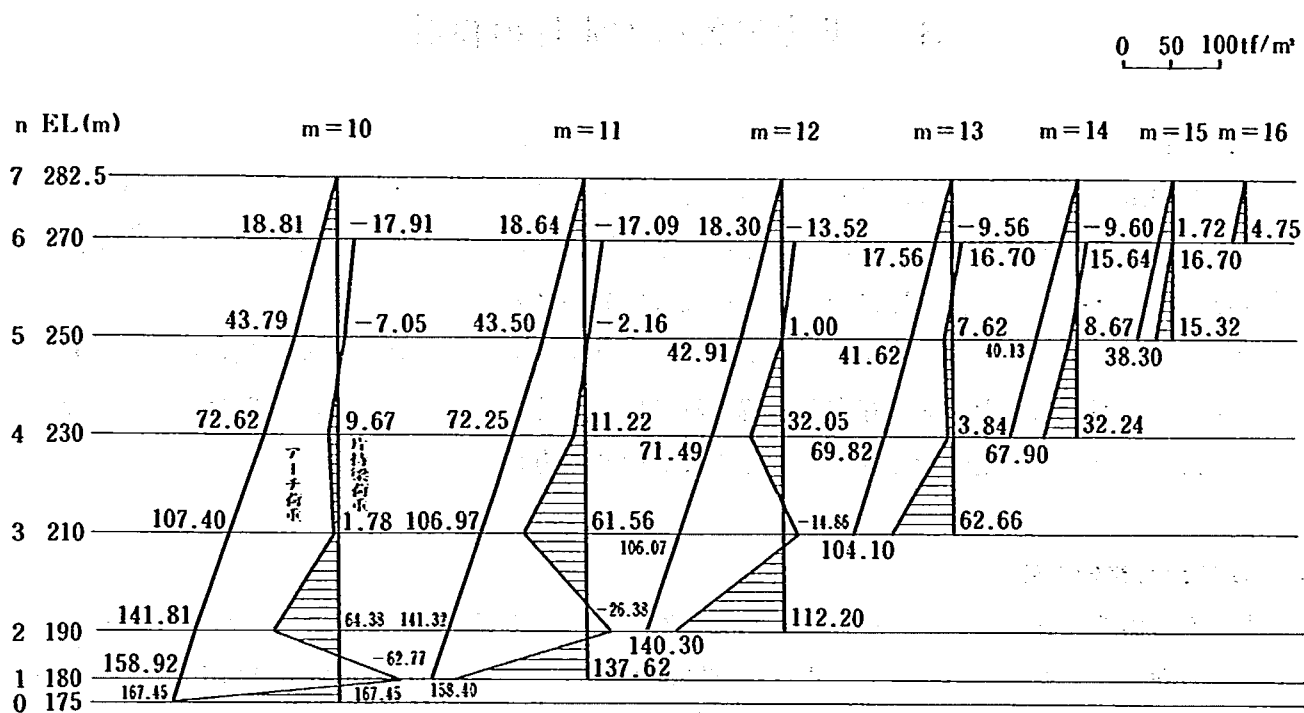


図-5.31 外荷重（温度荷重を除く）の荷重分担図（常時満水位，K=0.24）

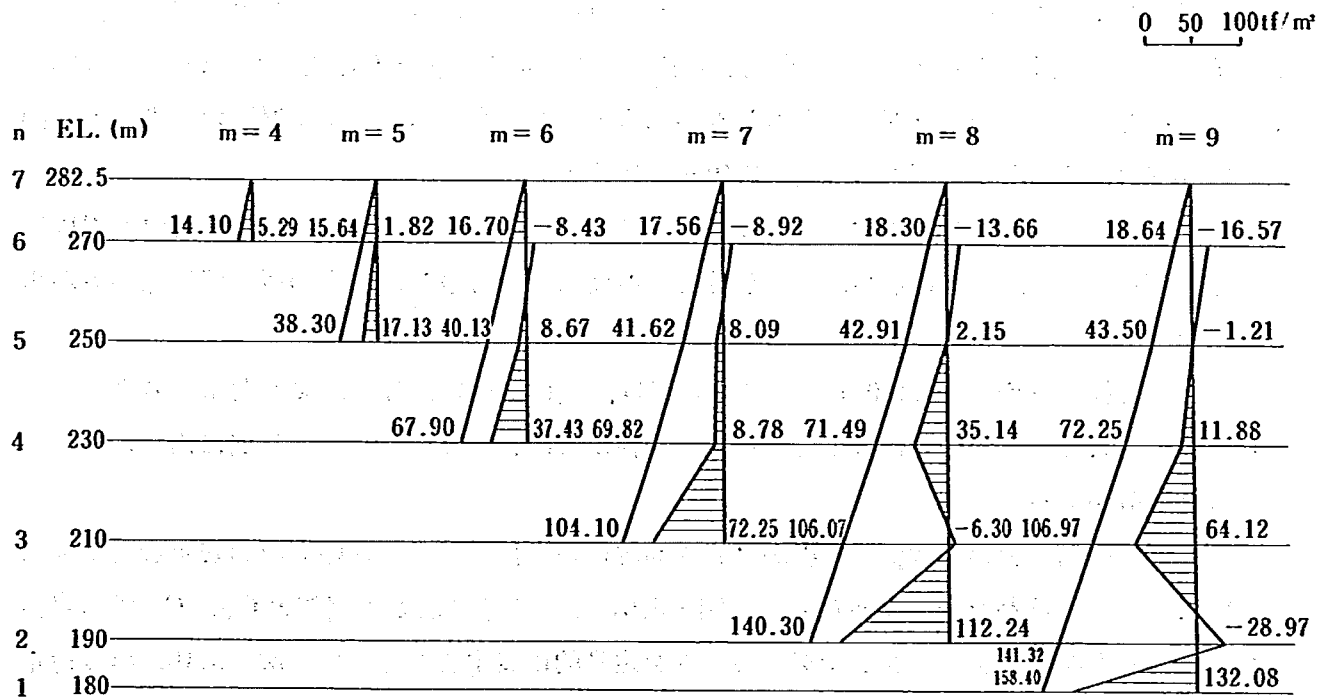


図-5.32 外荷重（温度荷重を除く）の荷重分担図（常時満水位，K=0.24）

6. 基礎岩盤の安定性の検討

6.1 概 要

ダムの構造設計においては、ダム堤体の安定性と併せて基礎岩盤の安定性に関する検討が必要である。特にアーチダムにおいては、堤体から基礎岩盤に作用する単位面積あたりの荷重が大きくなるため、基礎岩盤の安定性については詳細な検討が必要である。

地質調査の結果によれば、本ダムサイトにおいてはアーチダムの設計上大きな問題となる断層は存在しないが、水平な断層の存在が確認されている。そこで、本ダムでは水平な二次元断面において滑動に対する安定性を確保することを設計の基本方針とした。

6.2 所要堅岩線の検討

本ダムの構造設計において、堤体から基礎岩盤に作用するアーチスラスト（アーチ推力とアーチ半径方向せん断力の合力）は設計水位が常時満水位時に最大となる。図-6.1および図-6.2はそれぞれ常時満水位時において温度荷重を考慮した場合（夏期、冬期）と考慮しない場合でのアーチ推力およびアーチ半径方向せん断力（以後、アーチせん断力と呼ぶ）の高さの方向の分布を示したものである（右岸と左岸とではほぼ同様な分布となるので右岸のみについて示す）。なお、アーチせん断力の符号については上流向きを正としている。

図を見ると、冬期の温度荷重を考慮した場合のアーチ推力、アーチせん断力は温度荷重を考慮しない場合と比べて全標高とも大きな差はないが、夏期の温度荷重を考慮した場合アーチ推力、アーチせん断力は温度荷重を考慮しない場合と比べて全標高とも大きな値を示している。そこで、温度荷重を考慮した場合（夏期）と考慮しない場合での各標高における所要堅岩線を求めると図-6.3～6.8のようになる。両者の所要堅岩線を比較すると、

- ① 上～中部標高（EL.270, 250, 230m）においては、堤体に近い部分では両者の所要堅岩線にほとんど差がないが、堤体から離れた部分では温度荷重を考慮した場合の所要堅岩線の方が川側に出ている。
 - ② 中～下部標高（EL.210, 190, 180m）においては、堤体に近い部分では温度荷重を考慮した場合の所要堅岩線の方が山側に入っているが、堤体から離れた部分では逆に川側に出ている。
- といった特徴がある。

次に、どの標高において所要堅岩線が堅岩等高線に最も接近して、基礎岩盤の安定解析上厳しい状態になっているかを把握するために、図-6.9に示すように所要堅岩線とC_H、C_M級の岩盤等高線との最小距離によってショルダーの厚みを定量的に表すこととした。図-6.10は温度荷重を考慮した場合としない場合について、各標高の所要堅岩線とC_H、C_M級の岩盤等高線との最小距離を左右岸別に示したものである。これによると、左岸では、C_H、C_M級岩盤までの最小距離については、上～中部標高では温度荷重の有無による違いはないが、中～下部標高では温度荷重を考慮した場合の方が岩盤の厚みに余裕があるといえる。なお、C_H、C_M級岩盤までの最

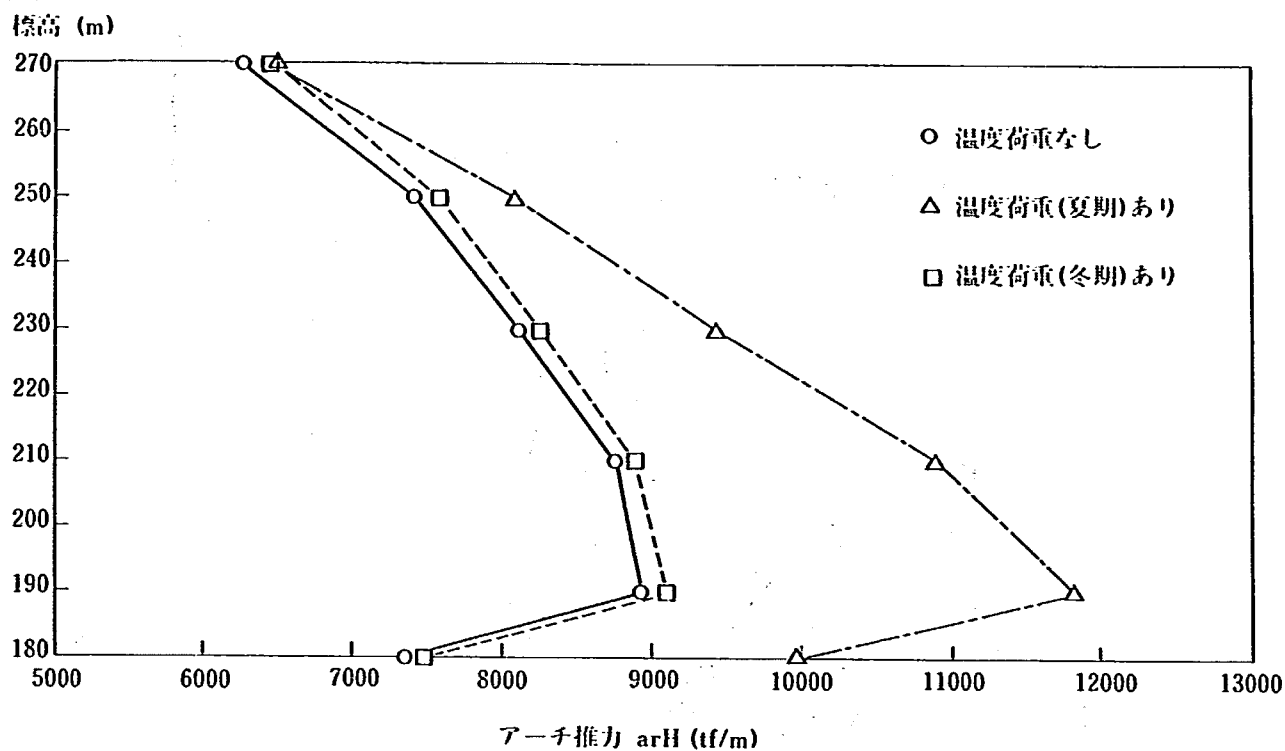


図-6.1 常時満水位におけるアーチ推力の高さ方向の分布 (右岸)

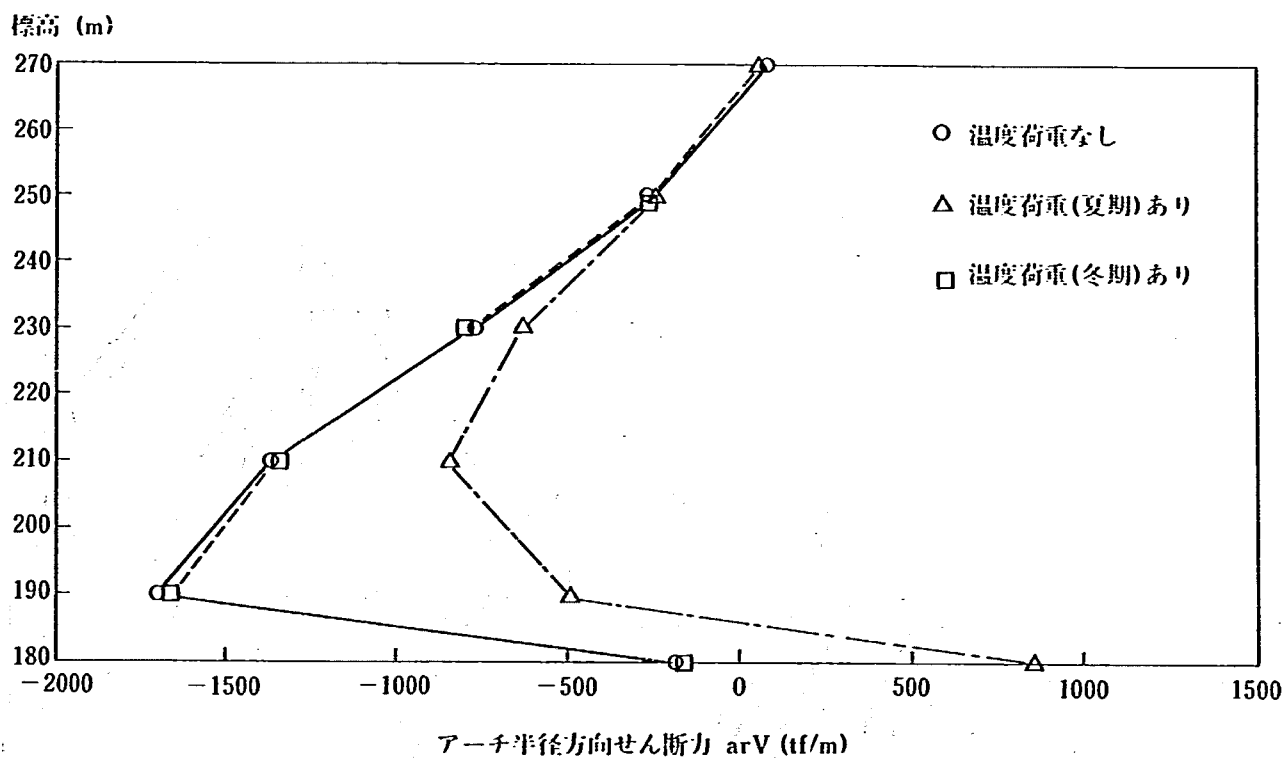
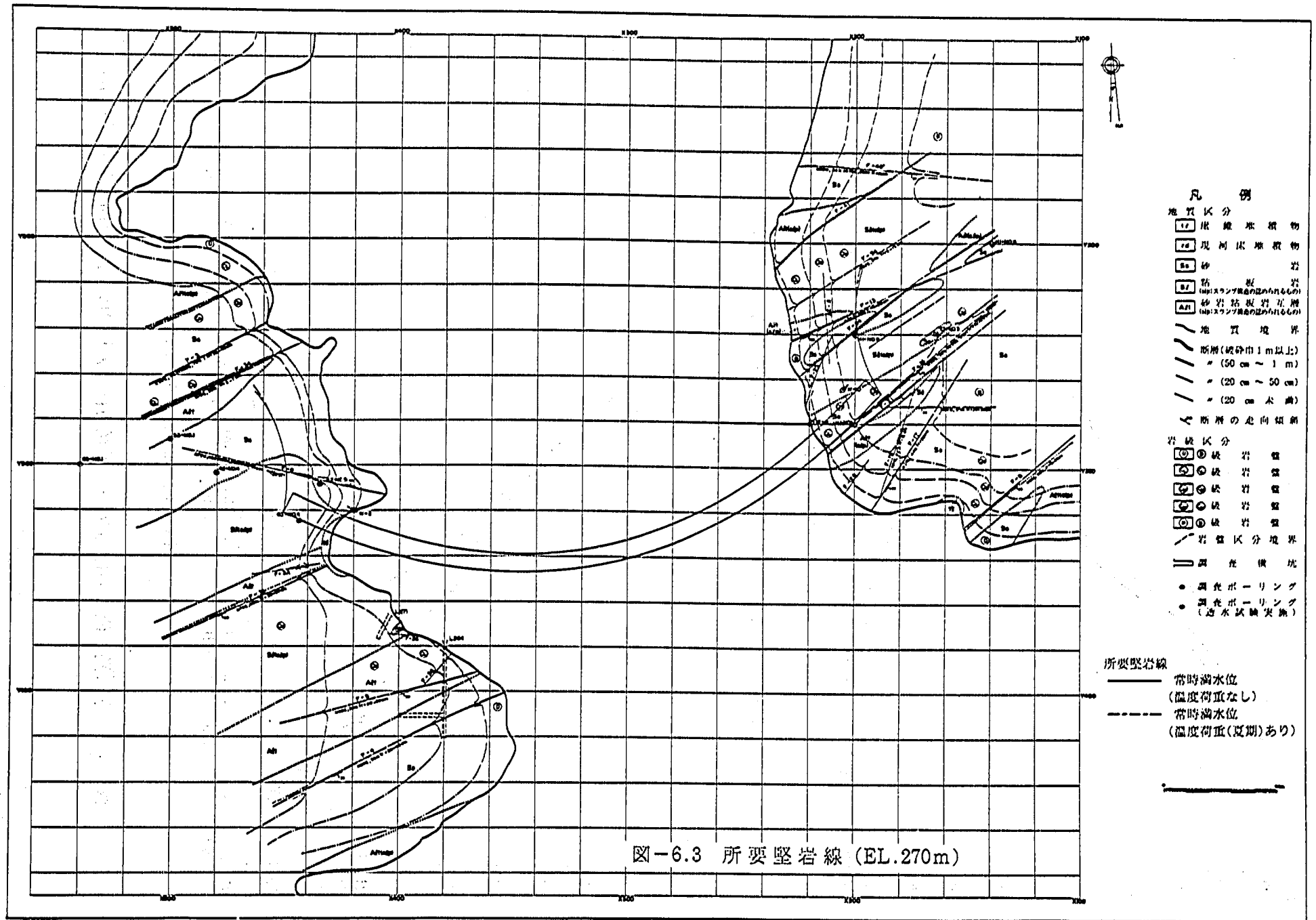
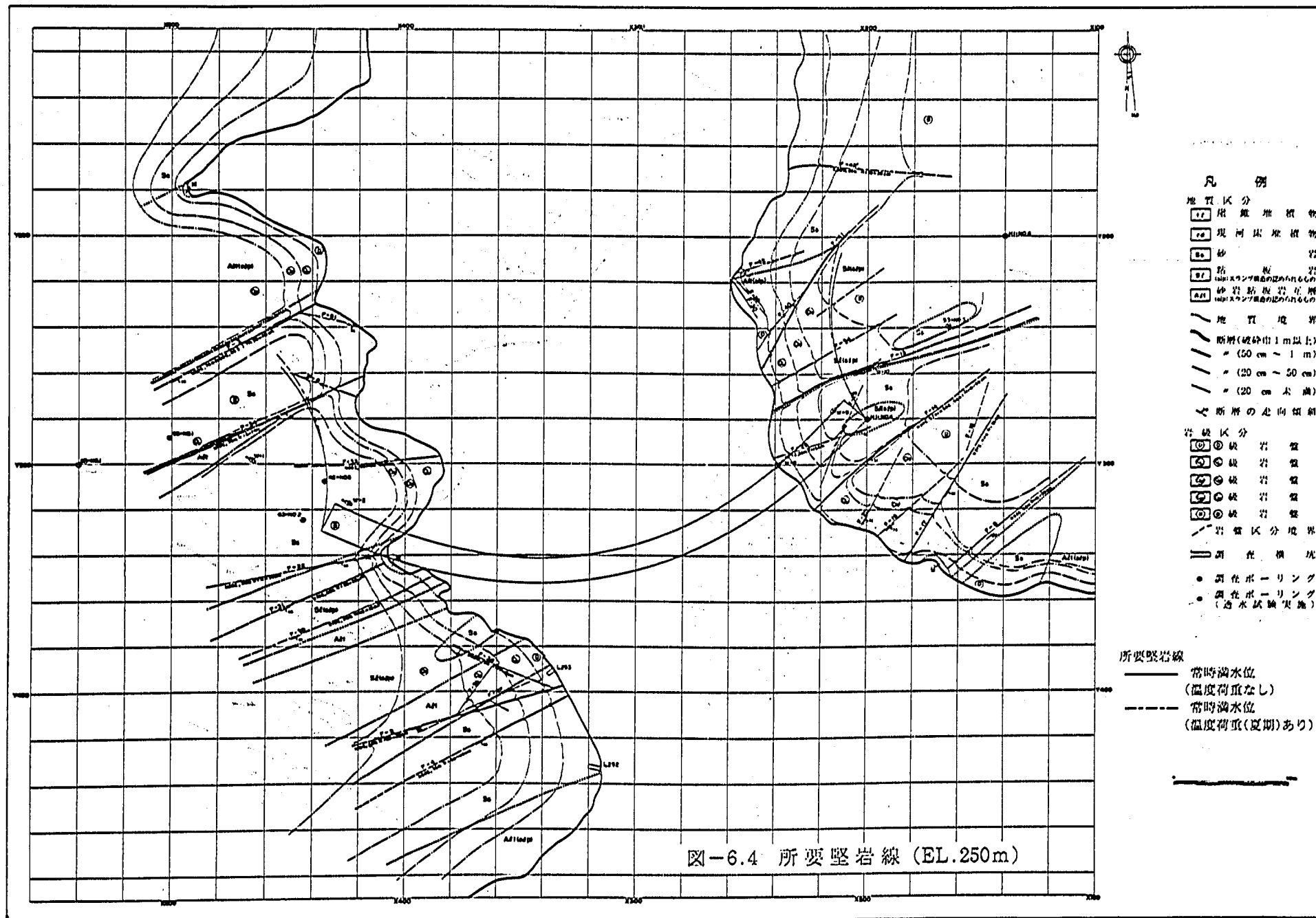
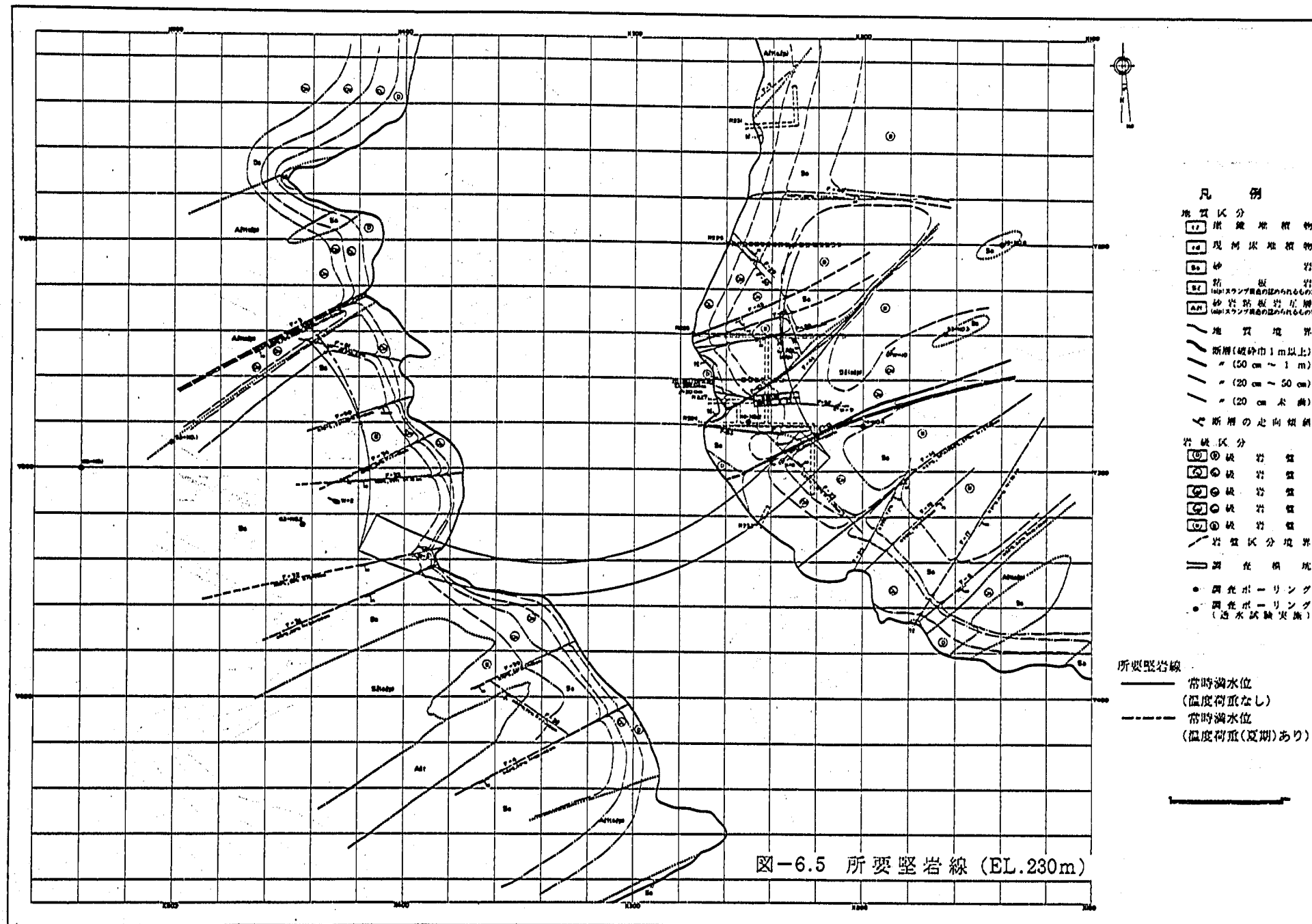
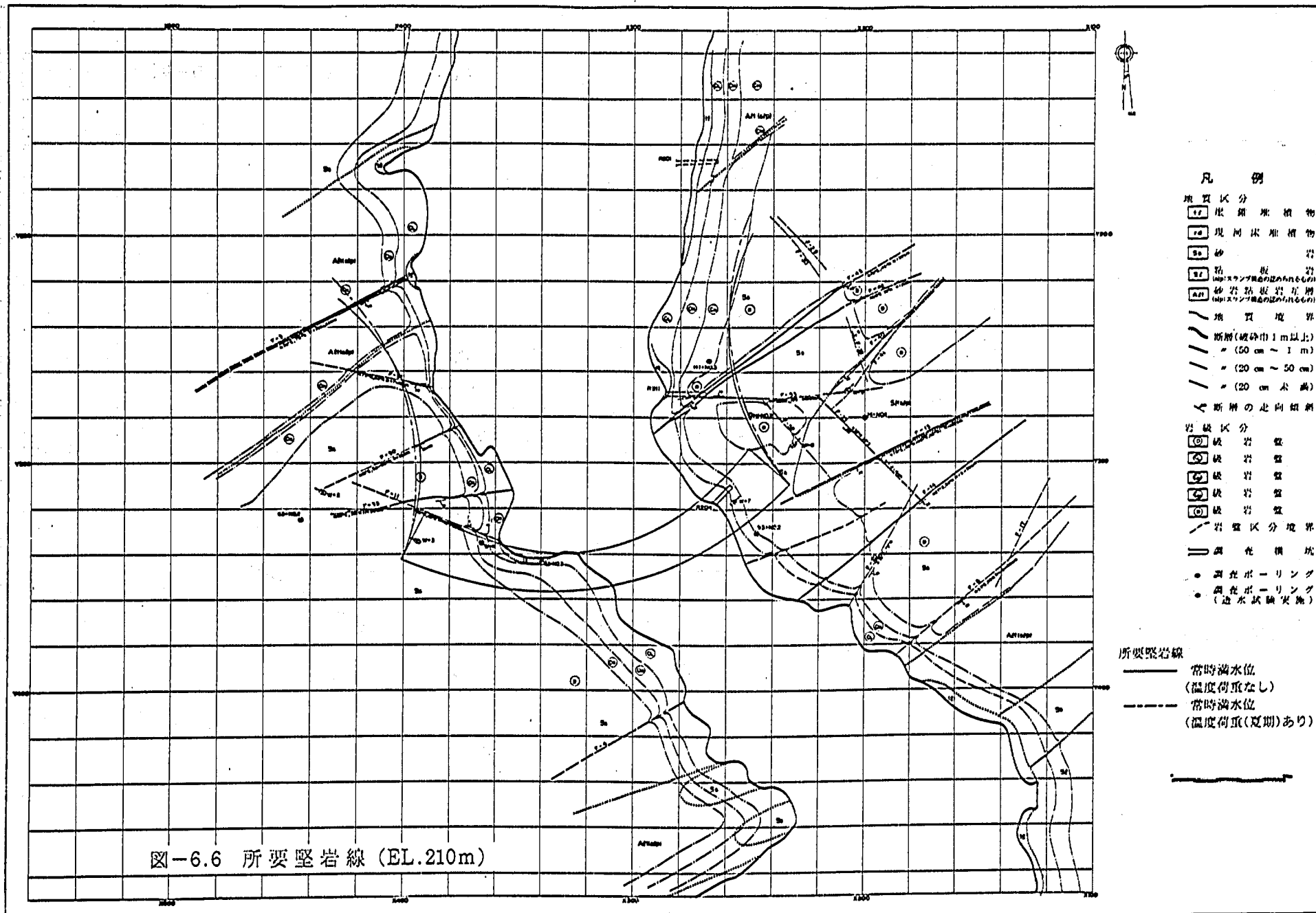


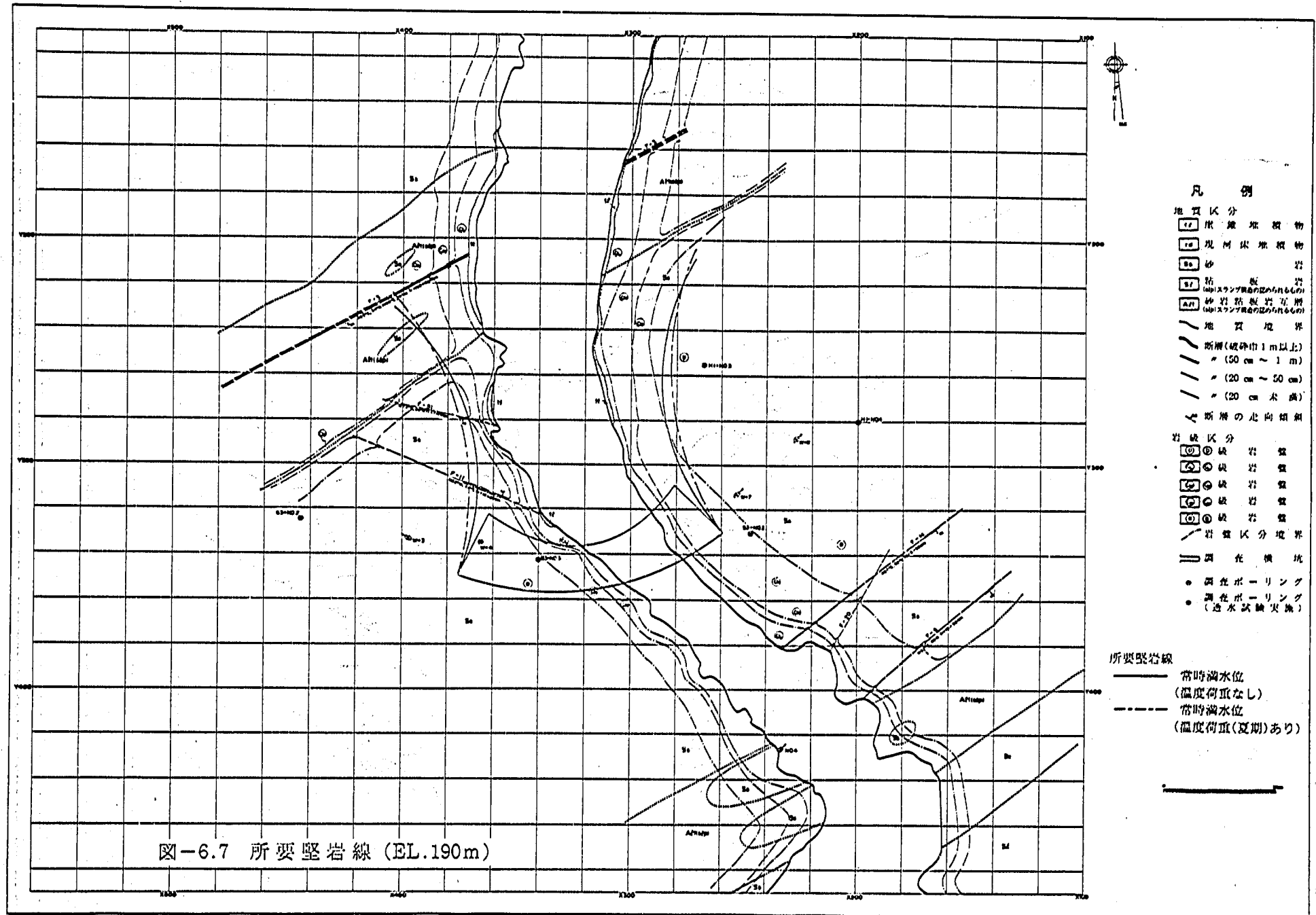
図-6.2 常時満水位におけるアーチ半径方向せん断力の高さ方向の分布 (右岸)

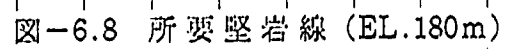












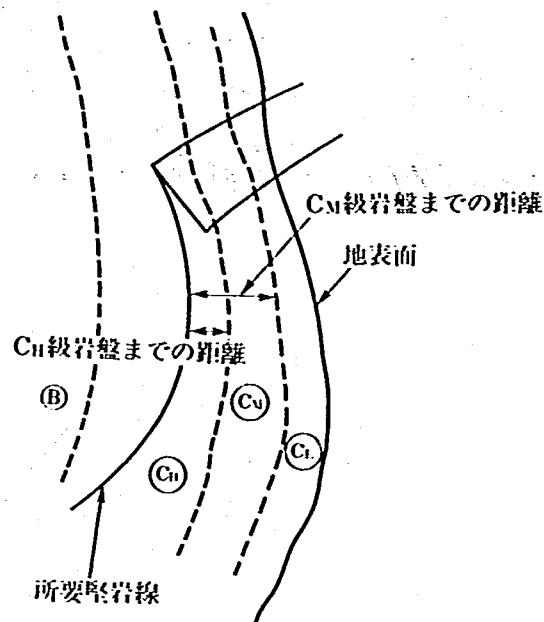
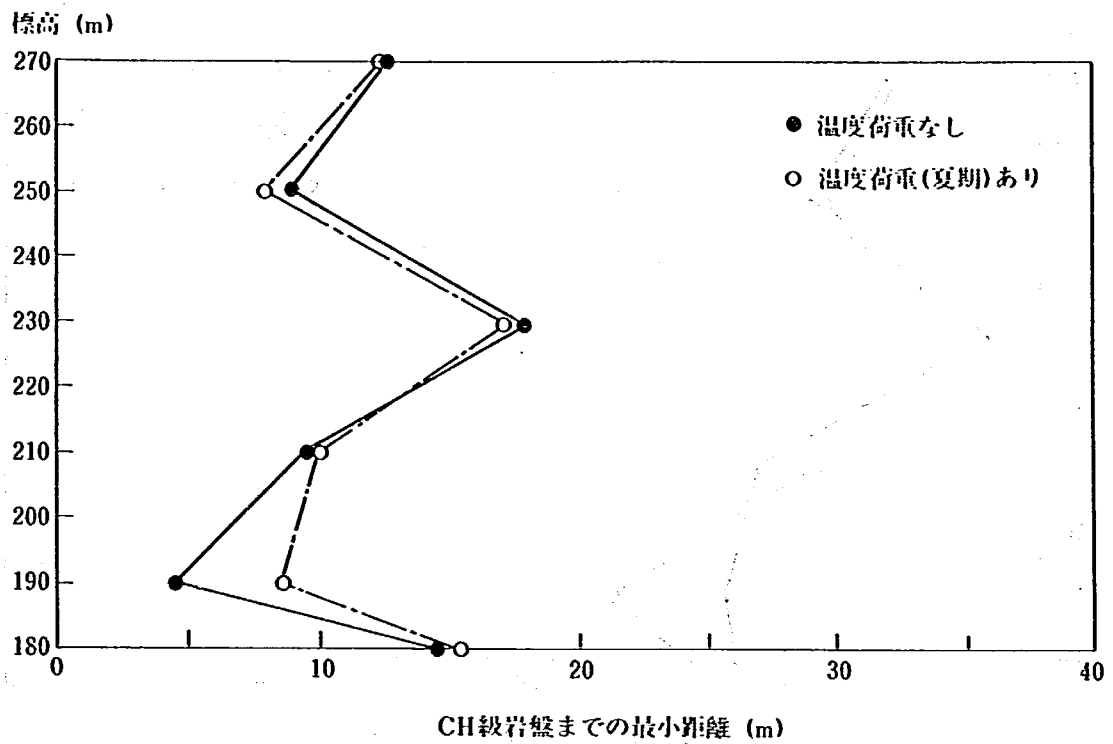


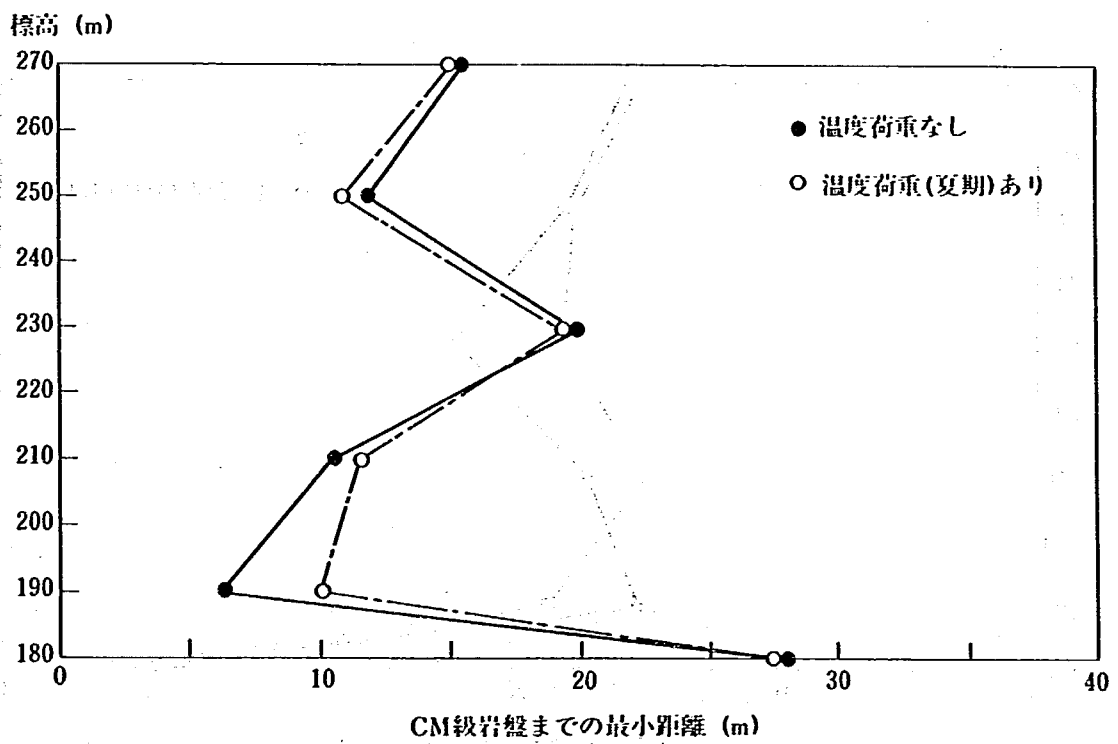
図-6.9 ショルダーの厚み

小距離はともに標高190m付近で最も短くなっている。これは堤体の下流側で地山（堅岩線）が逃けているためである。一方、右岸では、上部標高では温度荷重の有無による違いはないが、中部標高では温度荷重を考慮しない場合の方が、また下部標高では温度荷重を考慮した場合の方が岩盤の厚みに余裕があるという結果になっている。なお、 C_H 級岩盤までの最小距離は標高230m付近で最も短くなっている。これは堤体の直下流に小断層の集中による堅岩線のくぼみ部が存在するためである。

以上のように、アーチスラストが最大となる常時満水位時における所要堅岩線は、温度荷重を考慮した場合としない場合とでは若干異なる部分があるが、いずれの場合においても所要堅岩線は C_H 級以上の岩盤内に納まり、基礎岩盤の安定性が確認できた。

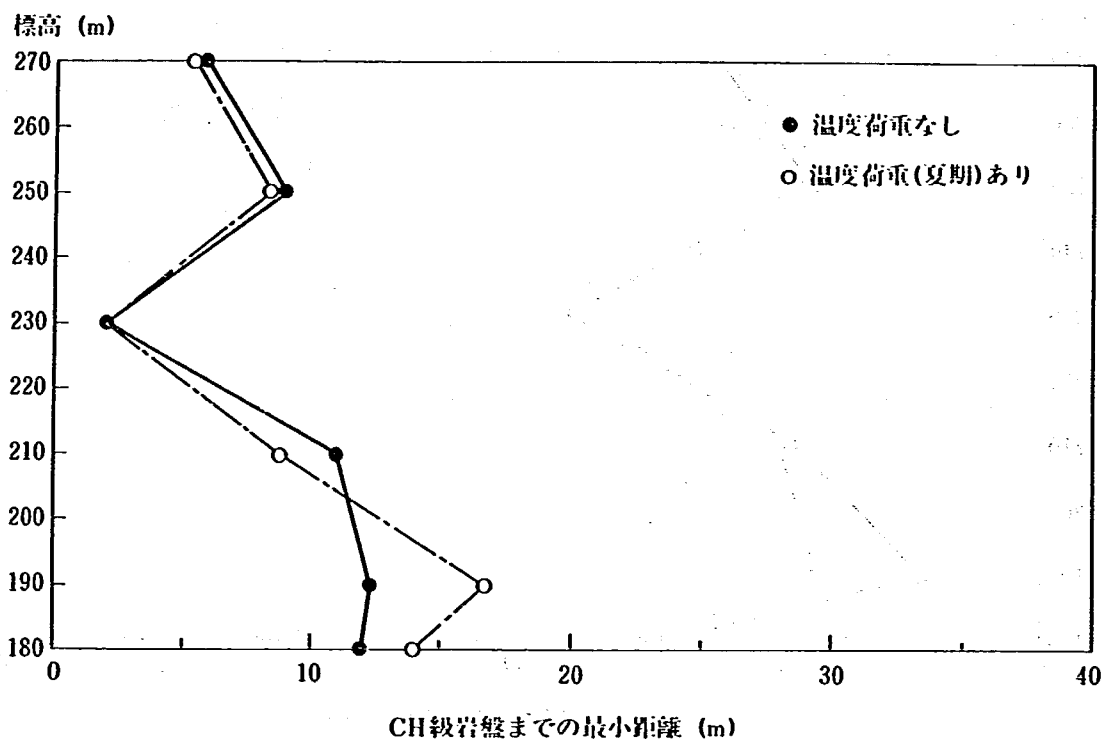


(1) C_H 級岩盤 (左岸)

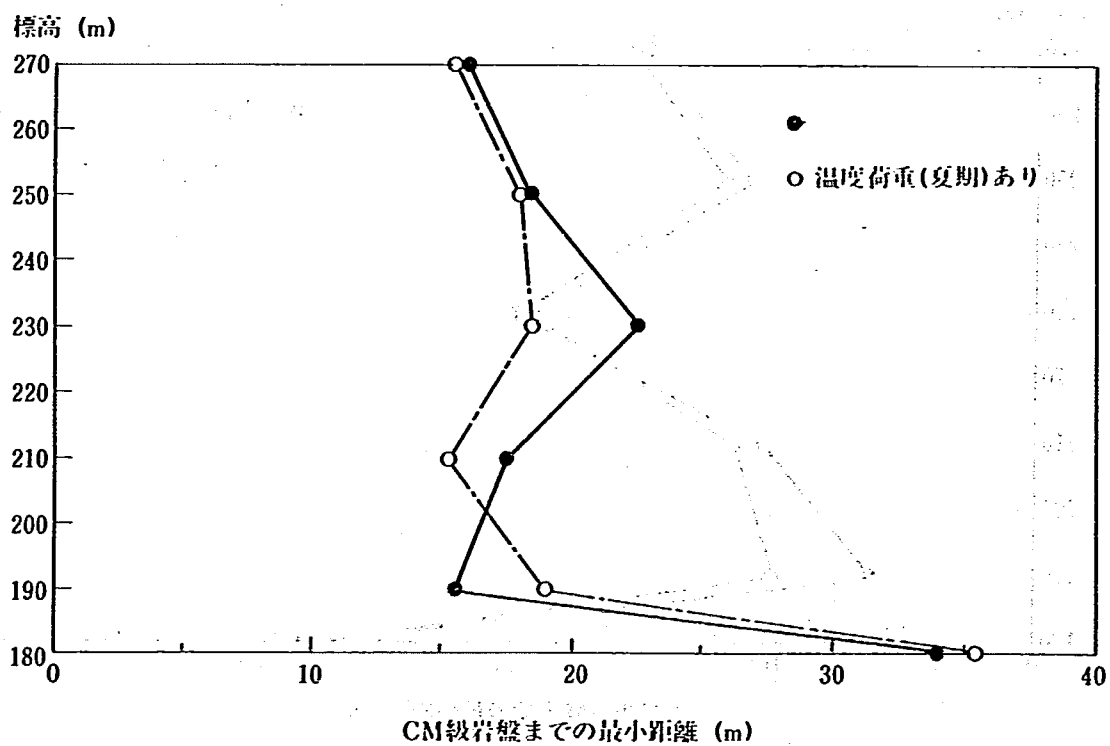


(2) C_M 級岩盤 (左岸)

図-6.10 所要堅岩線と堅岩等高線との最小距離



(3) C_H 級岩盤 (右岸)



(4) C_M 級岩盤 (右岸)

7. 結 論

本ダムにおける堤体および基礎岩盤の安定性についての検討結果をまとめると以下のようになる。

(1) ダム堤体

- ・堤体の安定性を検討する場合の荷重条件は、一般には設計洪水位（常時）が最も厳しい条件となる場合が多いが、本ダムにおいては常時満水位時と設計洪水位がほぼ等しいため、地震時の許容応力の割増（30％）を考慮しても常時満水位時（地震時）が最も厳しい条件となった。
- ・荷重条件に温度荷重を考慮した場合の堤体応力は、温度荷重を考慮しない場合と比べると、最も厳しい荷重条件の常時満水位時（地震時）では、冬期において上流面河床部の鉛直応力および上流面天端クラウン部の水平応力が若干厳しくなり、また貯水池空虚（地震時）では夏期において下流面河床部の鉛直応力が若干厳しくなることが確認できた。また、ジョイントグラウチング時の堤体温度は、堤体応力に関しては可能な限り低く設定した方が有利であり、本検討においては堤体温度を5℃程度以下とするのが望ましいという結果が得られた。
- ・荷重分割法（半径方向調整計算）を用いた応力解析の結果、常時満水位時（地震時）に堤体に発生する応力の最大値としては、引張応力については上流面の右岸河床部付近（EL.190m）に鉛直方向に29.5 kgf/cm²、また圧縮応力については上流面の天端クラウン部付近（EL.270m）に水平方向に111.3 kgf/cm²発生することが確認できた。このうち、最大圧縮応力については本設計における許容値よりもやや大きくなったが、既往のアーチダムの模型実験の結果および三次元有限要素法の解析結果などを考慮すると、この値は許容できる値であると思われる。なお、荷重分割法による応力解析結果は従来、模型実験等によって検証することが一般的になっており、本アーチダムの場合も、今後、有限要素法を用いたより詳細な堤体の応力解析が必要である。

(2) 基礎岩盤の安定性

- ・本ダムサイトでは地質調査の結果、水平な断層の存在が確認されているので、水平な二次元断面において滑動に対する安定性を確保することを基本方針とした。
- ・基礎岩盤の安定性の確認には所要堅岩線による方法を用いた。その結果、堤体から作用するアーチスラストが最も大きくなる常時満水位時（地震時）において、所要堅岩線がC_H級以上の堅岩等高線内に納まることが確認できた。
- ・荷重条件に温度荷重を考慮した場合の所要堅岩線は、温度荷重を考慮しない場合とは部分的には異なるところがあるが、C_H級以上の堅岩等高線内に同様に納まることが確認できた。
- ・基礎岩盤の安定状態については、左岸側では堤体の下流側で地山（堅岩線）が逃げている下位標高（EL.190m）、また右岸側では堤体の直下流に小断層の集中による堅岩線のくぼみ部が存在する中位標高（EL.230m）において、所要堅岩線がC_H級の岩盤等高線に最も近づいて厳しい状態となることが確認できた。

8. あ と が き

本報告では、荷重分割法を用いてアーチダムの堤体形状について検討を加え、また荷重分割法の計算から求められるアーチスラストを用いてその基礎岩盤の安定性について検討を加えた。その結果、安全で経済的なアーチダムの座取り、堤体形状を選定することができた。

なお、アーチダムは堤体材料としてのコンクリートの強度を最大限に利用した構造物であることから、高い精度の応力解析が要求されている。このため、過去のアーチダムでは、荷重分割法によって求められた堤体応力を構造模型実験または三次元有限要素法によって検証するという方法が採用されている。そこで、本アーチダムについても、今後、三次元有限要素法を用いた応力解析を行い、ダムの構造的安定性についてより詳細に検討していく予定である。また、温度荷重が堤体応力や基礎岩盤の安定性に及ぼす影響についても、ジョイントグラウチング計画が煮つまった段階で再度詳細な検討を行う予定である。これらの結果については改めて報告する予定である。

参考文献

- 1) 柴田功, 原田譲二, 竹村公太郎: 川治アーチダムの構造設計, 土木研究所資料, 第820号, 1973年
- 2) 柴田功, 水野光章, 斎藤孝三, 増元四郎: 川辺川アーチダムの構造設計, 土木研究所資料, 第1224号, 1976年
- 3) 斎藤幸三, 永山功, 矢沢克敏, 白江健造: アーチダムの設計, 土木研究所資料, 第1642号, 1981年
- 4) 藤沢侃彦, 永山功, 片平博, 門松武, 松隈宣明, 新高庸介: 温井アーチダムの構造設計, 土木研究所資料, 第2056号, 1984年
- 5) 新潟県土木部河川開発課: 奥三面ダム基本形状検討報告書, 1984年
- 6) 建設省河川局監修: 多目的ダムの建設一昭和62年版, 第3巻, 1987年

参考資料 補足構造物の検討

参1 概要

一般に、アーチダムは、構造上その堤体形状を谷形状に合わせて自由に選定することが難しい。そこでダムサイトの地形、地質上の欠陥を補うため、しばしばアバットメントに補足構造物が設けられる。

当ダムサイトにおいても、地形、地質条件として、

- ① 左岸低標高部では、上流側の地山が張り出し、下流側の地山が逃げている。
- ② 左岸低標高部 (EL.260m) では、F-9 断層沿いに C_M 級岩盤が深部に入り込んでおり、また、下流側で地山が逃げている。

等の条件があるが、こういった地形または地質上の条件に左右されることなくダム堤体の形状が決められるように、概略設計においては以下のような検討を実施した。すなわち、

①については、左岸低標高の根入れが深くなり、左岸全体の基礎掘削量が増えることを避けるために、ダム堤体の下部標高をプラグ形式として、アバットメントの根入れ深さを減じる。(P-A-2 案)

②については、左岸高標高部の根入れが深くなり、左岸全体の基礎掘削量が増えることを避けるために、左岸高標高部のアバットメントにスラストブロックを設けることにより、根入れ深さを減じる。(A-D-7 案)

結果的には、予想していたよりも基礎掘削量、堤体積の低減が図れなかったこと、また施工が煩雑となることなどの理由から両案とも採用はされなかったが、ここではその検討結果について簡単に取りまとめておくことにする。

参2 プラグの設計

プラグの形状は、プラグの底面と左右岸側面せん断抵抗およびプラグの自重によって滑動に対する安定率 4 を満足するように設計した。また、プラグに作用する荷重としては、アーチ部からプラグ上面に作用する鉛直力およびせん断力、プラグ上面に作用する水重、プラグ上流面に作用する水圧および堆砂圧、プラグ底面および側面に作用する揚圧力を考慮した。

(1) プラグの形状

プラグの形状は、地形上、図-1 のようにやや複雑な形状となった。これは、谷が下流開きになっていること、また C_M 級岩盤をできるだけ掘削しないようにしたためである。そこで、安定計算上は図-1 の点線で示すような形状を採用した。なお、この際、計算上の前提として、以下のように実際よりも厳しい条件を設定した。

- ① 図-2 の斜線部のように、局部的に地山深部に入り込んだプラグの部分は考慮しない。
- ② この場合、図-2 の A B 部分のせん断強度は、コンクリートのせん断強度ではなく岩盤のせん断強度を用いる。

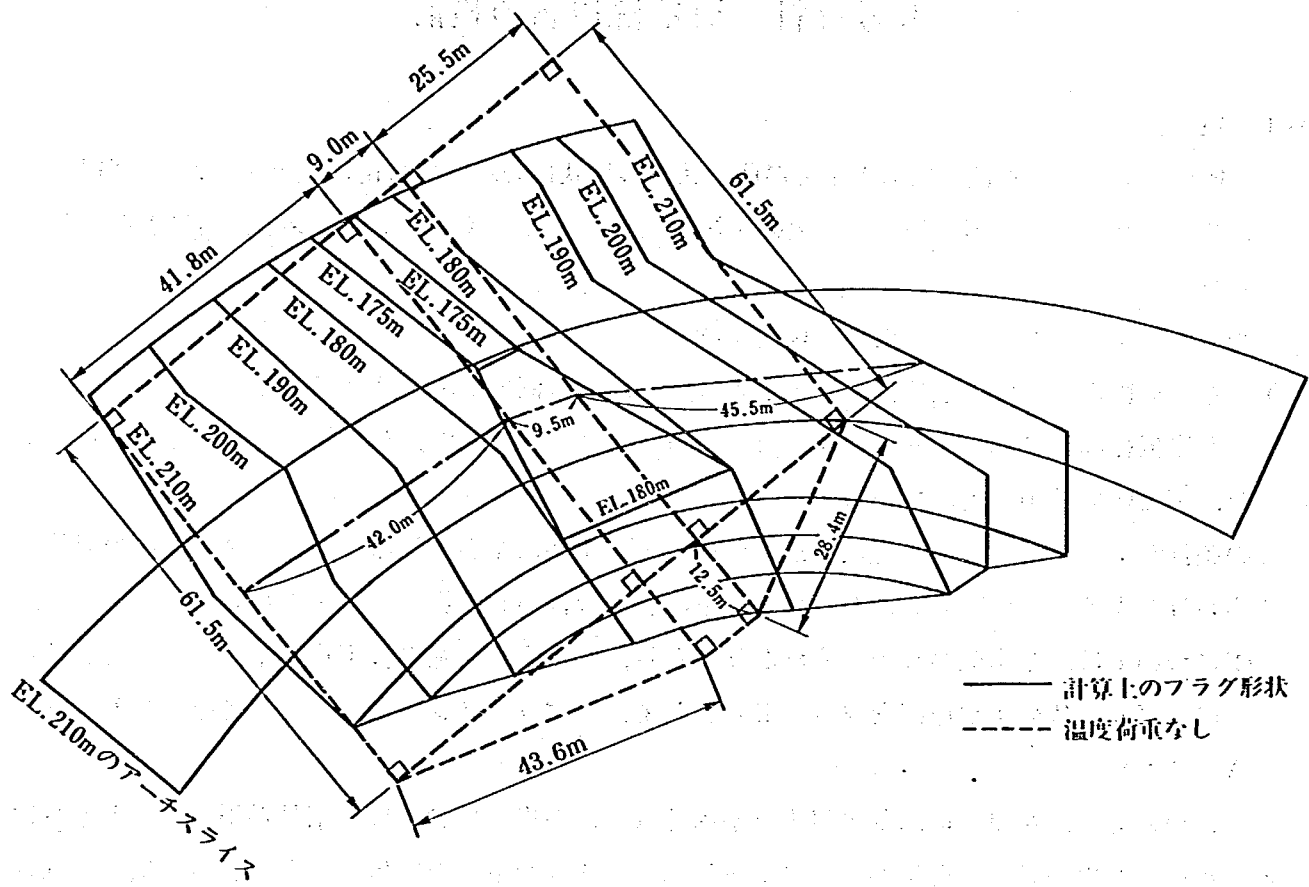


図-1 プラグ平面図

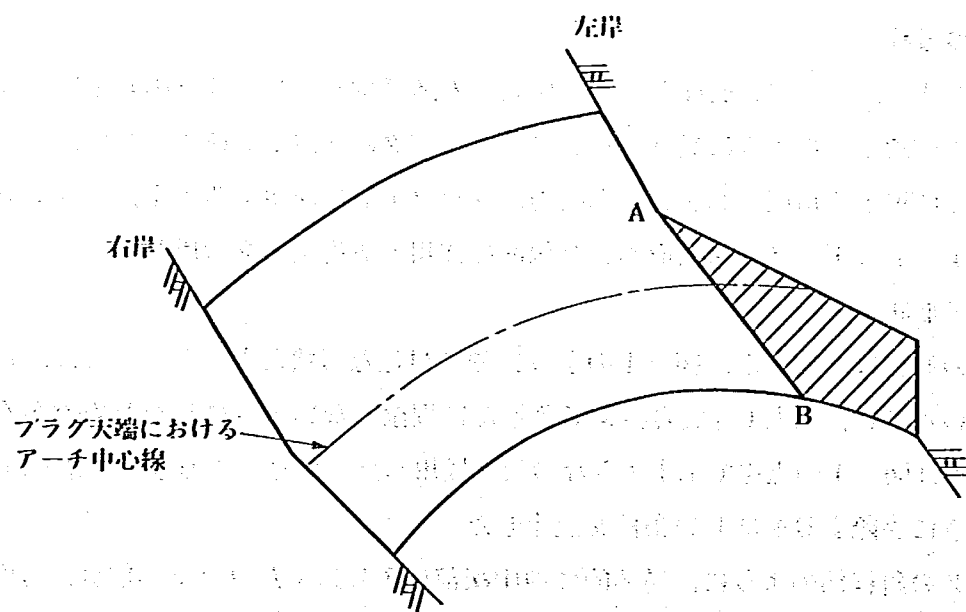


図-2 プラグの概略図

- ③ アーチ部からプラグ天端に作用する荷重は、図-2の斜線部に作用する荷重を含めて設計に考慮する。

(2) 安定計算

安定計算の概略を示すと以下のとおりである。

① プラグのブロック割り

計算の都合上、図-1に示すプラグ形状を左岸部、河床部、右岸部の3ブロックに分割する。図-3に各ブロックの形状を示す。

② アーチ部からプラグに伝達される荷重

荷重分割法によるアーチダム本体部の応力解析結果より、プラグ天端において単位幅の片持梁要素からプラグに伝達される荷重は以下のようになる。

せん断力 2390 tf/m

鉛直力 2568 tf/m

一方、プラグ天端における片持梁要素の幅は、プラグ天端における片持ち梁要素の断面積(18.36m²)を堤体のあつさ(16.79m)で除して1.09mとなる。したがって、アーチ部からプラグ部に伝達される単位幅あたりの荷重は、

せん断力 2193 tf/m

鉛直力 2356 tf/m

となる。したがって、アーチ部からプラグ各部に作用する荷重は表-1の第1、2欄のようになる。

③ プラグの自重

図-3に示す形状より、プラグ各部の自重は表-1の第3欄のようになる。

④ プラグの地震時慣性力

プラグの地震時慣性力は表-1の第4欄のようになる。

⑤ プラグ上面に作用する水および堆砂の重量

貯水池側のプラグ天端の面積より、プラグ各部の上面に作用する水および堆砂の重量は表-1の第5欄のようになる。

⑥ プラグ上流面に作用する静水圧、地震時動水圧および堆砂圧

図-4より、プラグ各部の上流面に作用する静水圧、地震時動水圧および堆砂圧の合力は表-1の第6欄のようになる。

⑦ プラグに作用する揚圧力

プラグに作用する揚圧力を便宜的に基礎排水孔のない場合の基準を用いて計算すると、図-5より、プラグ各部に作用する揚圧力は表-1の第7欄のようになる。

⑧ プラグ着岩面に作用する垂直力、せん断力

以上より、プラグ着岩面に作用する垂直力とせん断力を求めると、表-1の第9、10欄のようになる。なお、この場合、プラグ自重などの鉛直力については着岩面に垂直な成分のみが

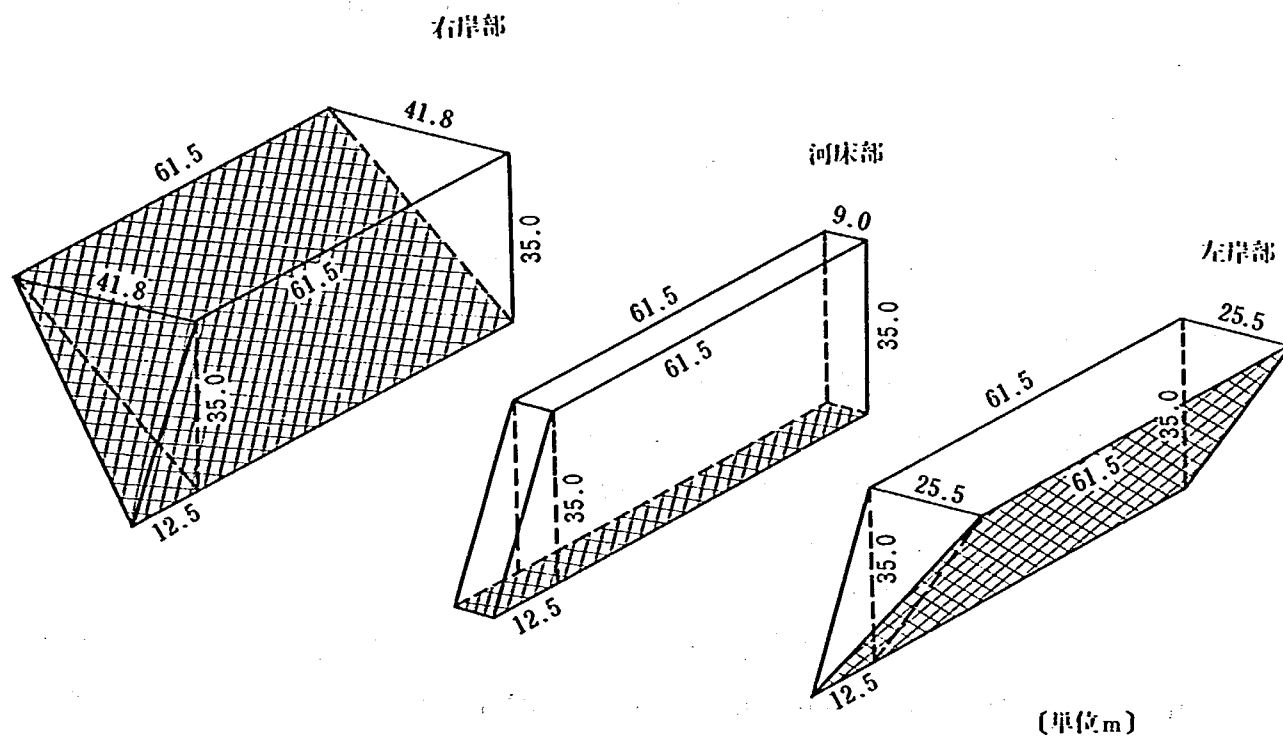


図-3 各ブロックの形状

表-1 プラグに作用する荷重

	荷 重 の 種 類 等	ブ ロ ッ ク			備 考
		左岸部	河床部	右岸部	
①	アーチ部からの鉛直力 (tf)	107198	22382	98952	荷重分割法の結果による
②	アーチ部からのせん断力 (tf)	99782	20834	92106	荷重分割法の結果による
③	プラグ自重 (tf)	68864	50151	112882	
④	地震時慣性力	16527	12036	27092	震度 $k=0.24$
⑤	プラグ上面の水重等 (tf)	83942	23166	86902	堆砂重を含む
⑥	プラグ上流面の静水圧等 (tf)	55882	42777	91614	地震時動水圧, 堆砂圧を含む
⑦	揚圧力 (tf)	25195	11655	41299	排水孔なしの基準による
⑧	斜面の傾斜角 (°)	53.9	—	39.9	
⑨	着岩面における垂直力 (tf)	127998	84044	187881	$(①+③+⑤) \cos \theta - ⑦$ θ は着岩面の傾斜角
⑩	着岩面におけるせん断力 (tf)	172191	75647	210812	$②+④+⑥$
⑪	着岩面の面積 (m ²)	2934	666	3692	
⑫	滑動に対する安全率	4.05			

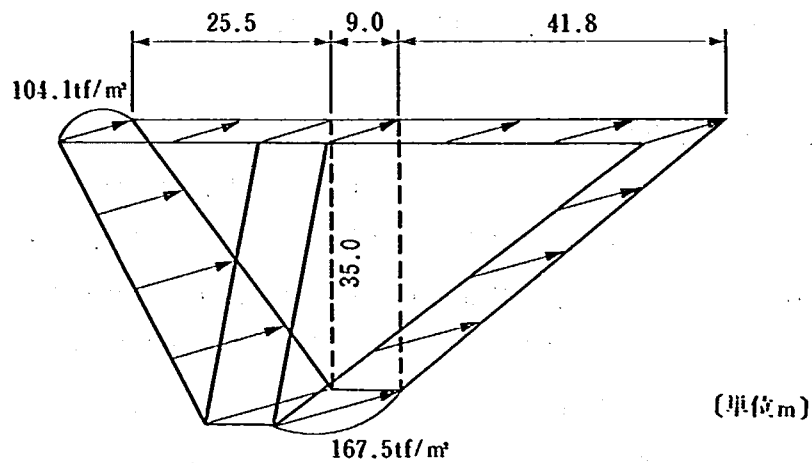


図-4 上流面の静水圧，地震時動水

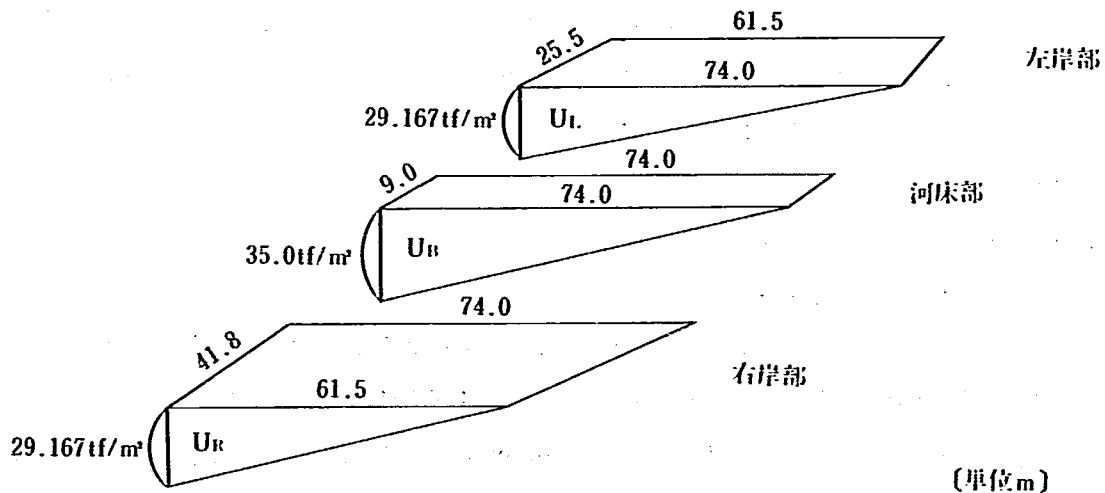


図-5 着岩面の揚圧力の分布

垂直力として作用するものと考えた。

⑨ プラグ着岩面の面積

図-3 より，プラグ着岩面の面積は表-1 の第11欄のようになる。

⑩ プラグの滑動に対する安定率

以上の結果より，プラグの滑動に対する安全率を求めると次のようになる。なお，この際，プラグの基礎となる岩盤はC_M級岩盤とし，せん断強度 τ_0 は180 tf/m²，内部摩擦係数 f は1.0とした。

$$f_s = \frac{\sum (\tau_0 A + f V)}{\sum H} = 4.05$$

ここに， A ：着岩面の面積， V ：着岩面に作用する垂直力，

H：着岩面に作用するせん断力

したがって、プラグは滑動に対して安全な構造であるといえる。

参. 3 スラストブロックの設計

スラストブロックの形状は、アーチダム本体からスラストを受けた場合、岩盤沿いに滑り上がることなく、岩盤にスラストを伝達できるように設計した。この場合、滑りの方向はダム軸方向と仮定し、設計荷重としては常時満水位を計算の対象とし、アーチダム本体から作用するアーチ推力およびアーチせん断力、スラストブロックの自重および地震時慣性力、スラストブロックに作用する静水圧および地震時動水圧、スラストブロックの底面と側面に作用する揚圧力を考慮した。また、滑りに抵抗する面はスラストブロックの底面と山側および下流側の側面とし、スラストブロックの上流側の側面は滑りに抵抗する面として期待しないものとした。したがって、スラストブロックの上流側の側面に作用する揚圧力は静水圧と同様な外力として取り扱うものとした。

(1) スラストブロックの形状

スラストブロックは左岸高標高部（EL.250～282.5m）に設置するものとした。図-6にその平面図、図-7にその側面図を示す。また、スラストブロックの細部の寸法を図-8に示す。なお、スラストブロックの体積は10857 m^3 である。

(2) 安定計算

安定計算の概略を以下に示す。

① アーチダム本体から伝達される荷重

アーチ推力（arH）とアーチせん断力（arV）は標高270.5m以下の部分に対して作用するものとし、標高270.5m以上ではクレストゲートによる切り欠きを考慮してアーチ推力とアーチせん断力は生じないものとした。これらの荷重を表-2の第1，2欄に示す。なお、アーチ推力はスラストブロックの山側の側面に、アーチせん断力はスラストブロックの下流側の

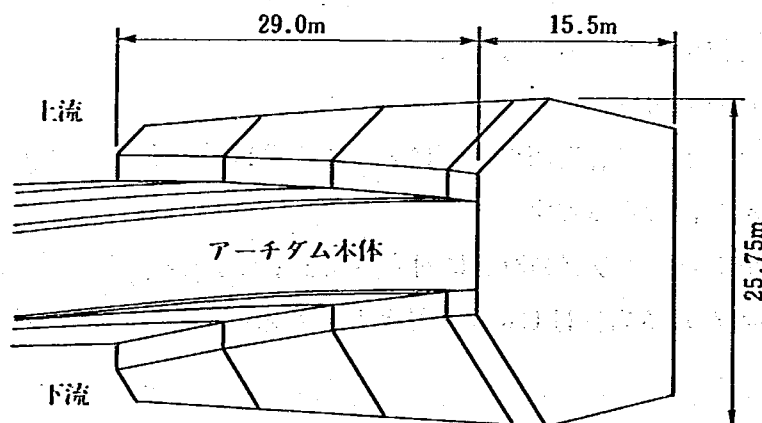


図-6 平面図

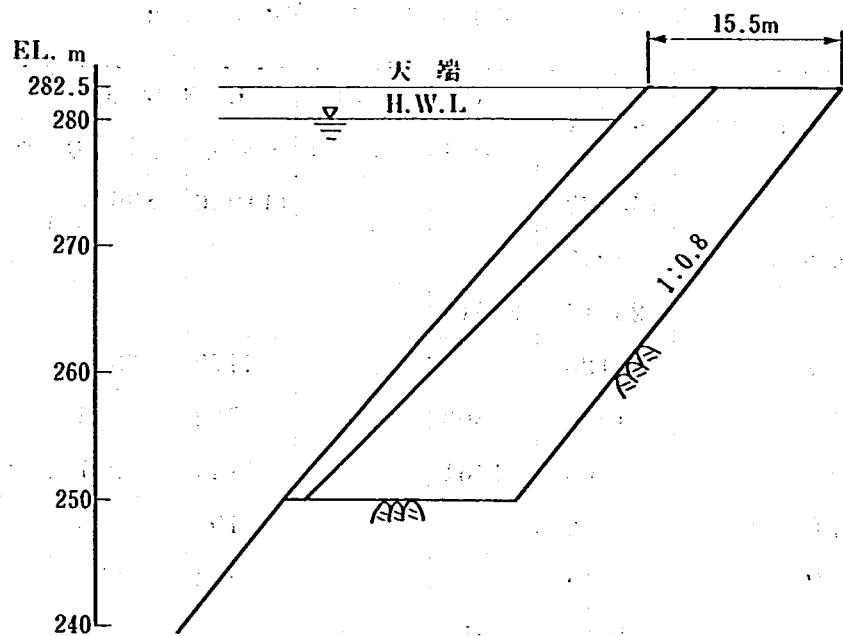


図-7 側面図 (下流側)

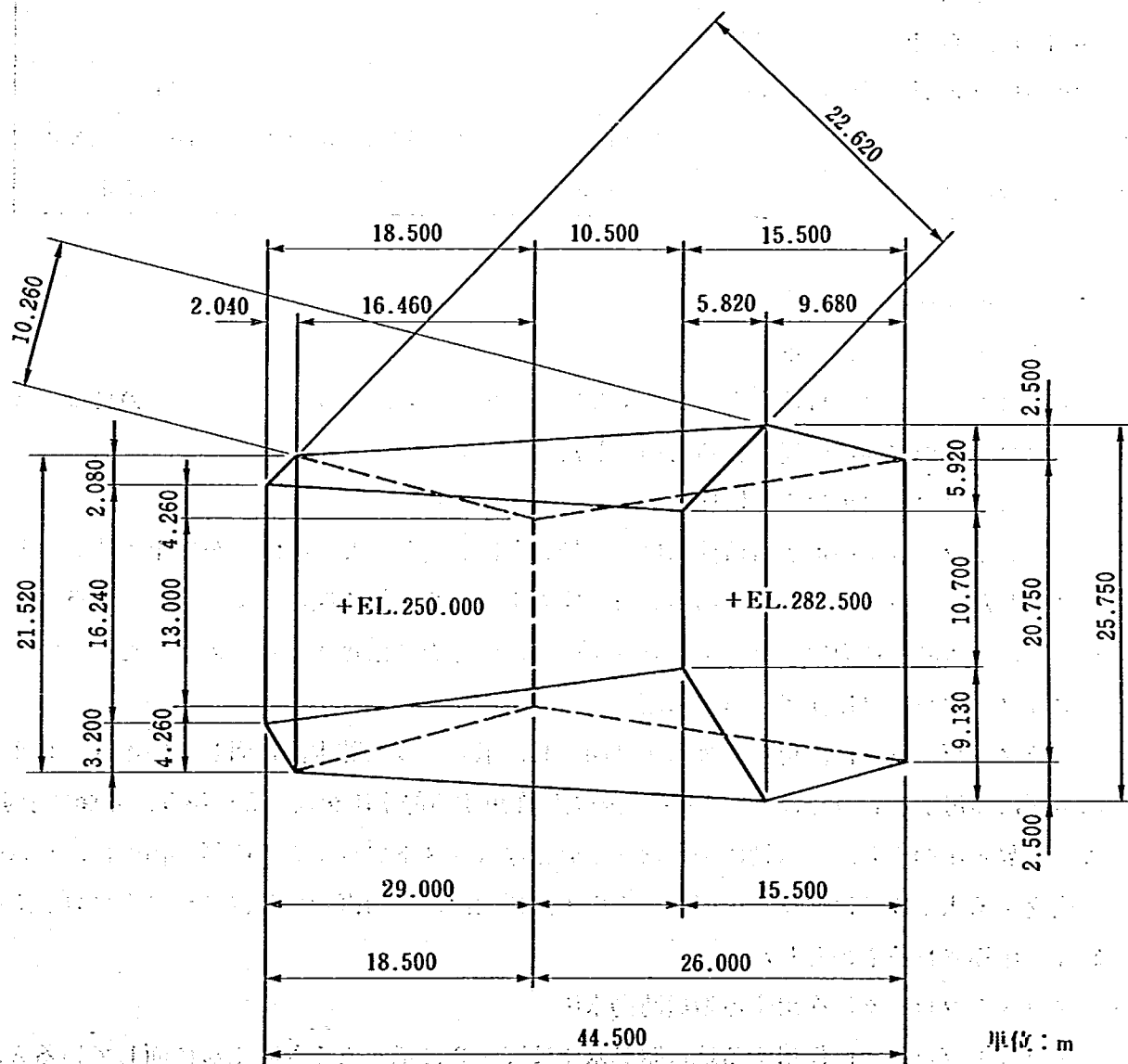


図-8 スラストブロック形状詳細図

表-2 スラストブロックに作用する荷重

単位: tf

	荷 重 の 種 類	荷 重	底 面		山 側 側 面		下 流 側 側 面	
			垂直力	せん断力	垂直力	せん断力	垂直力	せん断力
①	アーチ推力	143428			111936	89677		
②	アーチせん断力	2040					1884	- 511
③	自重	25514	25514					
④	地震時慣性力	6123			4779	3828		
⑤	静水圧 (A)	1206	803		702	563		
⑥	静水圧 (B)	2505	1431		1144	917	1331	- 361
⑦	地震時動水圧 (A)	252			197	158		
⑧	地震時動水圧 (B)	618			344	276	400	- 108
⑨	揚圧力 (底面)	1613	- 1613					
⑩	揚圧力 (上流側側面)	1951					1552	- 902
⑪	揚圧力 (山側側面)	1475			- 1475			
⑫	揚圧力 (下流側側面)	384					- 384	
⑬	合計		26135	0	117627	95419	4783	- 1882
⑭	着岩面の面積		325 m ²		703 m ²		475 m ²	

側面に伝達されるものとした。

② スラストブロックの自重

スラストブロックの自重を表-2の第3欄に示す。なお、スラストブロックの自重はスラストブロックの底面に伝達されるものとした。

③ スラストブロックの地震時慣性力

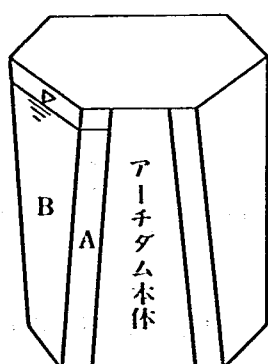
スラストブロックの地震時慣性力はダム軸方向に震度 k ($k=0.24$) が作用するものとして計算した。スラストブロックの地震時慣性力を表-2の第4欄に示す。なお、スラストブロックの地震時慣性力はスラストブロックの山側の側面に伝達されるものとした。

④ スラストブロックに作用する静水圧

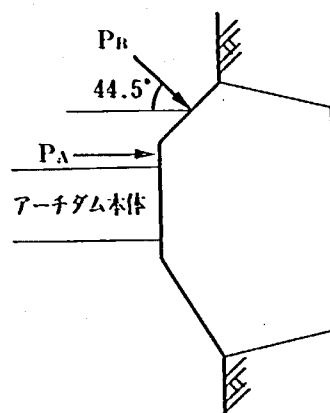
スラストブロックに作用する静水圧は図-9に示すような貯水池に面しているA、B2つの表面に作用するものとした。それぞれの面に作用する静水圧を表-2の第5、6欄に示す。なお、静水圧のうち、ダム軸に平行な水平成分はスラストブロックの山側の側面に、ダム軸に直交する水平成分はスラストブロックの下流側側面に、鉛直な成分はスラストブロックの底面に伝達されるものとした。

⑤ スラストブロックに作用する地震時動水圧

スラストブロックに作用する地震時動水圧は図-9に示すような貯水池に面しているA、

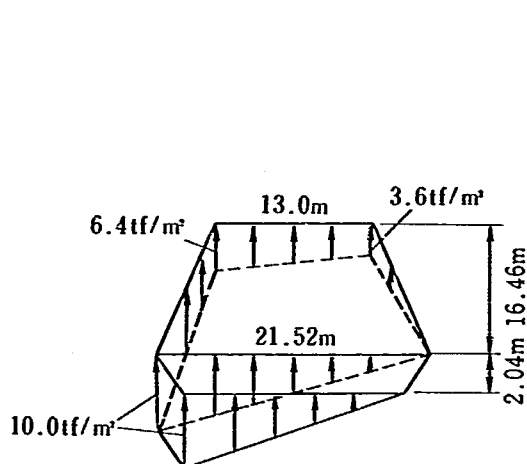


(a) 水圧の作用面

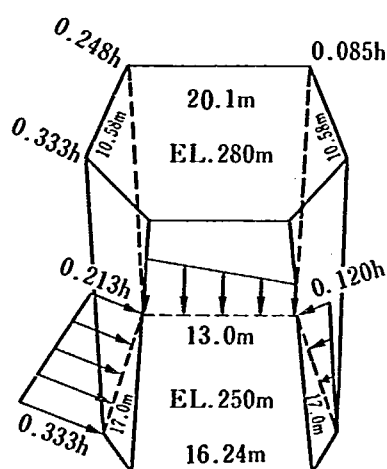


(b) 水圧の作用方向

図-9 静水圧，地震時動水圧の作用面および作用方向



(a) ブロック底面(EL.250m)



(b) ブロック側面

図-10 スラストブロックに作用する揚圧力の分布

B 2つの表面に水平方向に作用するものとした。それぞれの面に作用する地震時動水圧を表-2の第7, 8欄に示す。なお，地震時動水圧のうち，ダム軸に平行な成分はスラストブロックの山側の側面に，ダム軸に直交する成分はスラストブロックの下流側側面に伝達するものとした。

⑥ スラストブロックに作用する揚圧力

スラストブロックに作用する揚圧力は図-10のように仮定した。なお，揚圧力の値は便宜的に基礎排水孔がない場合の基準を用いることとした。それぞれの面に作用する揚圧力を表-2の第9, 10, 11, 12に示す。なお，スラストブロックの上流側の側面に作用する揚圧力は，静水圧と同様な外力として取扱い，スラストブロックの下流側の側面に伝達されるもの

とした。

⑦ スラストブロックの着岩面の面積

スラストブロックの着岩面の面積を表-2の第14欄に示す。

⑧ スラストブロックの滑り上がりに対する安全率

スラストブロックの滑り上がりに対する安全率は次式で求められる。なお、スラストブロックの基礎となる岩盤はC_{II}級岩盤とし、せん断力強度 τ_0 は200 tf/m²、内部摩擦係数 f は1.0とした。

ここに、 A ：着岩面の面積、 V ：着岩面に作用する垂直力、 H ：着岩面に作用するせん断力

$$f_s = \frac{\Sigma (\tau_0 A + f V)}{\Sigma H}$$

である。

表-2より、スラストブロックの滑り上がりに対する安全率は4.80となり、スラストブロックは滑り上がりに対して安全な構造であるといえる。

郵便はがき

305-□□

四十一円切
手をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

ダム部ダム構造研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第3101号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

土木研究所資料第3101号

○
アーチダムの構造解析
ー川辺川アーチダムー