

土木研究所資料

曲線重力ダムに関する基礎的考察

昭和 57 年 10 月

建設省土木研究所
ダム構造研究室

Copyright © 1982 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

はじめに

数百万から数千万トンにも及ぶ水を湛え、またその巨大な水圧を支持するダムは、その巨大さ、また社会的影響の大きさの故に、万が一にも破壊することのないように十分な安全性をもって設計しなければならない。

現在、コンクリートダムの設計体系はアーチダムと重力ダムに分れている。アーチダムは堅固な基礎岩盤を利用して貯水圧を支持するものであり、ダム堤体はアーチ作用を利用して基礎岩盤に荷重を伝達する役割を果している、したがって、荷重を有効に基礎岩盤に伝達するような堤体形状が経済的かつ安全な形状となる。一方、重力ダムはその自重を利用して貯水圧を支持するものであり、ダム形状は材料の強度からではなく、転倒、滑動といった全体的安定性から決定されることになる。

ところが近年のようにダム建設地点として必ずしもその基礎岩盤が良好とはいいきれないサイトが増え、基礎岩盤の安定性の問題が顕在化してくると、基礎岩盤の強度に安定性を期待するアーチダムの適地は数限られ、同様に重力ダムにおいても、基礎岩盤沿いの滑動に対する安定性を確保するために増々巨大な構造物となってきた。

このような現状において、より安全性の高い合理的なダムを目指して検討を加えたものが、本書に述べる曲線重力ダムである。すなわち、曲線重力ダムは、アーチダムとしての3次元的安定性と重力ダムとしての堤体自重による安定性を兼ね備えた構造物として機能することを目指すものである。

昭和57年10月

ダム構造研究室	水 野 光 章 (前)
	藤 沢 侃 彦
	永 山 功
	矢 沢 克 敏
	白 江 健 造 (前)

Preliminary Study on Curved Gravity Dams

T. Fujisawa, I. Nagayama, K. Yazawa
Dam Structure Division, Dam Department,
P.W.R.I.

M. Mizuno, K. Shirae

Former Members of Dam Structure Division

Summary

All Concrete dams except thin arch dams are designed as 2 Dimensional dams. Arch gravity dams or curved gravity dams are seldom designed in Japan. It seems to come from reliability of 2 dimensional analysis, but curved gravity dams are considered more resistant for failure than straight gravity dams.

Curved gravity dams are analyzed using Trial Load Method of computer version and 3 dimensional Finite Element Method. Results of analyses are as follows.

- (1) Curved gravity dams whose dimensions are 1:0.8 of the downstream slope and 40° of central angle at the crest satisfy allowable stress of concrete without using high cement content.
- (2) Required shearing strength for the foundations of curved gravity dams is less than that of straight gravity dams of the same cross section.

目 次

1. 曲線重力ダムの特徴	1
1.1 定 義	1
1.2 曲線重力ダムの位置付け	1
2. アーチ重力ダム, 3次元設計による重力ダムの設計例	2
2.1 概 説	2
2.2 湯田ダムの例	2
2.3 高山ダムの例	3
2.4 阿武川ダムの例	6
2.5 笹生川ダムの例	6
3. 曲線重力ダムの解析法	8
3.1 概 要	8
3.2 荷重分割法の概要	8
3.3 有限要素法の概要	9
3.4 荷重分割法と有限要素法の比較	9
4. 曲線重力ダムの堤体形状	15
4.1 概 要	15
4.2 中心角の影響	15
4.3 下流面勾配の影響	18
4.4 堤体内応力から見た曲線重力ダムの形状	22
5. 曲線重力ダムの基礎岩盤の安定性	24
5.1 概 要	24
5.2 中心角の変化によるアーチスラストの変化	24
5.3 下流面勾配の変化によるアーチスラストの変化	25
5.4 着岩面におけるせん断破壊に対する安定性	26
5.5 基礎岩盤の安定性から見た曲線重力ダムの形状	30
6. まとめと今後の検討課題	31

1. 曲線重力ダムの特徴

1.1 定 義

コンクリートダムはその構造上の特性より重力ダムとアーチダムに分類される。重力ダムは貯水による水圧荷重を堤体自重によって支持するものであり、鉛直断面に対して片持梁理論を用いた2次元設計が行われる。一方、アーチダムは貯水による水圧荷重を堤体のアーチ作用によって支持するものであり、一般にアーチ理論と片持梁理論を組合せた3次元設計が行われる。

ここでいう曲線重力ダムは、構造上の特性から分類すれば、厚肉アーチダムとして分類されるもので、湯田、高山、新成羽川、阿武川等のアーチ重力ダムと同等に取扱われるものである。しかし、これらのダムは本来薄肉のアーチダムとして設計すべきところを、堤体応力、基礎岩盤内に存する弱層等の安全性、洪水処理などの要因から厚肉構造を採用したものであるのに反し、ここで取扱う曲線重力ダムは、重力ダムの安定性をダム軸を曲げることにより高めようとするものである。したがって、堤体形状を複雑にして経済的な断面を追求するよりも、重力ダムと同様な三角形断面を基本にしている。

1.2 曲線重力ダムの位置付け

重力ダムは2次元設計を基本として、外力による転倒、滑動に対して、その重量、断面の大きさによって抵抗する構造物であって、その形状は全体的な安定性を確保する要件から定まり、一般に堤体材料の強度は問題とはならない。しかし、転倒、滑動に対しては静定な構造物として挙動するため、外力、抵抗力の変動によって安定性は直接影響を受ける。

一方、アーチダムは3次元の不静定構造物として設計され、外力に対しては、堤体材料の強度の範囲において、基礎岩盤の力を伝達できる構造を有している必要があるが、その構造的な安定性は基礎岩盤を含めた全体としての安定性の問題として評価すればよく、また不静定構造物であることと相俟って、局所的な安全率の低下は必ずしも全体的な安定性に対する問題には至らない（例えば、所要堅岩線は特定の標高だけであれば確保されなくてもよい）。

このように重力ダムとアーチダムは相反する特徴、すなわち、重力ダムにおいては高い強度は要求されないが、全ての断面において所要の安全率が要求され、アーチダムにおいては高い強度が要求されるが、局所的な断面における安全率の低下は許容できるという特徴をもっている。以上のことから、両者の特長を活かしたダム型式として曲線重力ダムが考えられるわけである。すなわち、従来2次元設計されている重力ダムを3次元的不静定構造物として設計することにより、重力ダムとしての特長を活かしつつその安全性を高めることができることになるわけである。

しかし直線重力ダムを3次元設計した場合には水平方向に好ましくない引張応力が発生するため、一般に重力ダムを3次元設計する場合には、アーチ作用を利用して平面的に曲率を有する形状を採用することが有利となる。そこで、本論の第1の目的は、堤体応力からみた適切な堤体形状の選定にある。

次に基礎岩盤の安定性について考えてみると、重力ダムの場合には下部標高にいくに従って高い強度

が要求され、アーチダムの場合には左右岸基礎岩盤全体にわたって高い強度が要求される。したがって本論の第2の目的は、堤体形状と基礎岩盤に要求される強度の関係の把握にある。

2. アーチ重力ダム，3次元設計による重力ダムの設計例

2.1 概 説

曲線重力ダムの検討に先立ち，過去に建造されたアーチ重力ダム，3次元設計による重力ダムの設計経緯，解析結果についての知識を得ておくことは有益であり，その例として以下に湯田，高山，阿武川，笹生川の例を示す。

2.2 湯田ダムの例

湯田ダム（建設省，1965年）は堤高87.5mの対称一心不等厚アーチ重力ダムであり，その定規図は図2.1のとうりである。図中の記号は次のとうりである。

T_c : クラウンでのダム厚

ϕ_A : アーチ中心線での中心角（片岸）

R_u : 上流面でのアーチ半径

R_d : 下流面でのアーチ半径

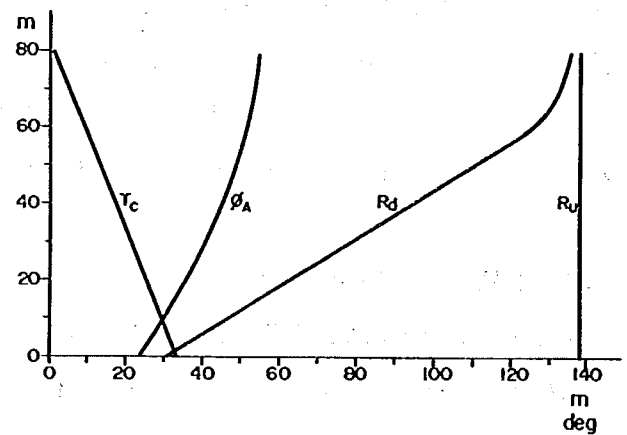


図2.1 湯田ダム定規図

Dimensions of Yuda Dam

湯田ダムでは当初重力ダムとして設計が行われていたが，当時アーチダム建設のムードが高まったことと相俟って，経済的また技術的にアーチダムの建設が可能であると判断され，アーチダムに設計変更されたものである。しかし，地質的に基礎岩盤が良好でなかったことから，発生応力をできるだけ小さくすることを考慮してアーチ重力ダムを採用したものである。

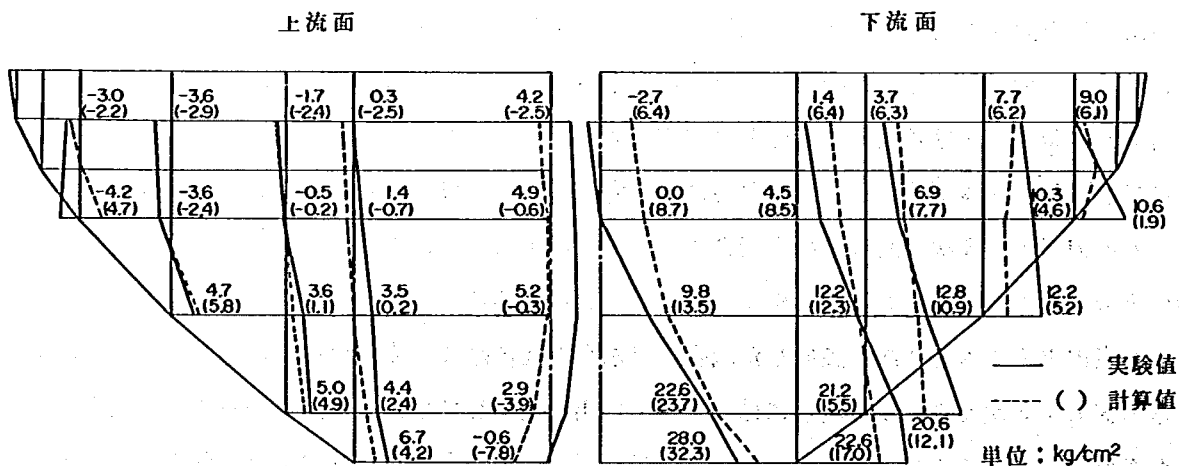


図2.2 湯田ダム鉛直応力図（自重+静水圧）

Distribution of Vertical Stress in Yuda Dam

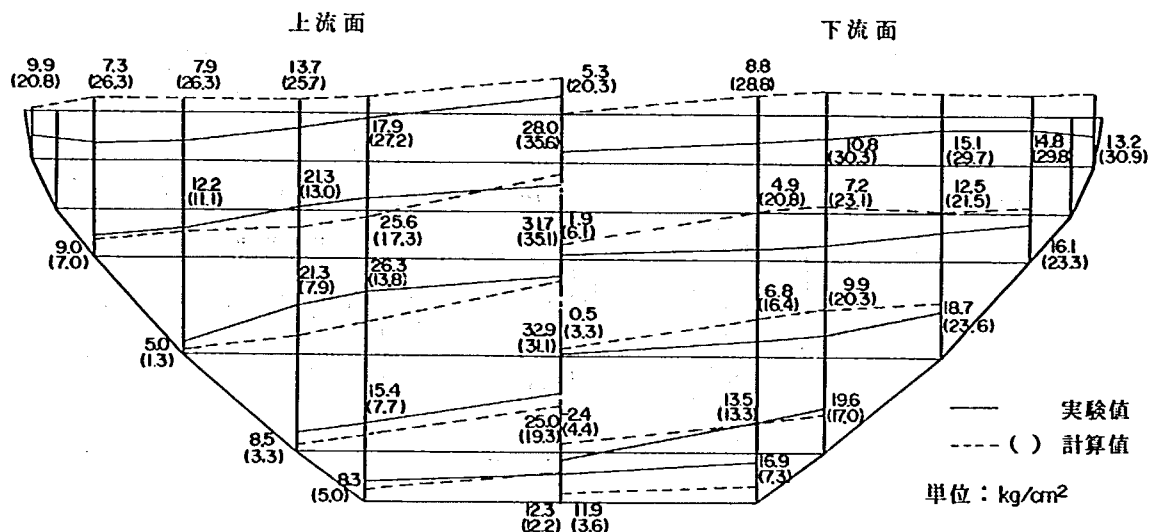


図 2.3 湯田ダム水平応力図 (自重+静水圧)

Distribution of Horizontal Stress in Yuda Dam

図 2.2～図 2.3 は、堤体応力を荷重分割法と模型実験法で比較したものであるが、全般的に両者の差は大きな値になっている。なお模型実験による最大引張応力は 11 kg/cm^2 となっているが、入念な施工によって対処できるものと判断している (単位セメント量 230 kg/m^3 を使用)。

2.3 高山ダムの例

高山ダム (水資源開発公団, 1969 年) は堤高 67 m の非対称三心等厚アーチ重力ダムであり、その定規図は図 2.4 のとおりである。図中の記号は次のとおりである。

T : ダム厚

${}_1R$: アーチ中心軸での中央円弧の半径

${}_2R$: アーチ中心軸での側方円弧の半径

${}_1\phi$: 中央円弧の中心角 (片岸)

${}_2\phi$: 側方円弧の中心角 (")

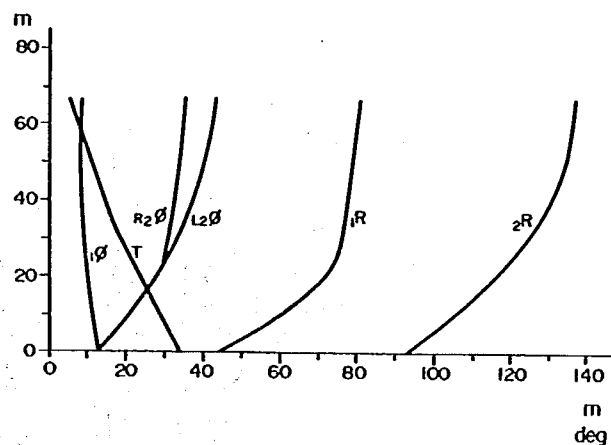
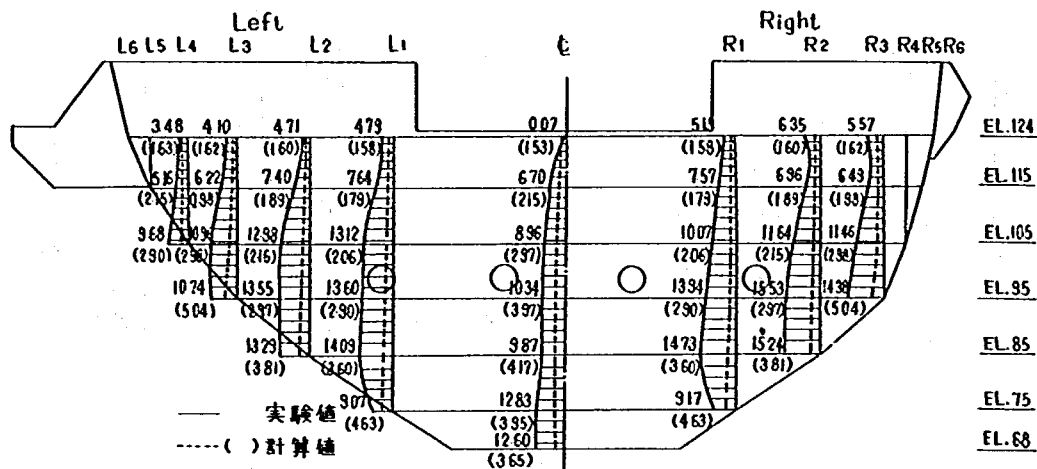


図 2.4 高山ダム定規図

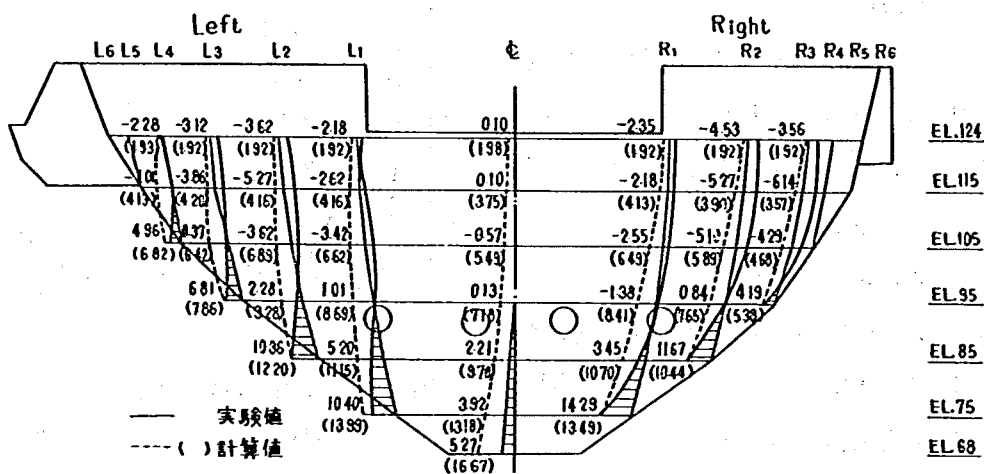
Dimensions of Takayama Dam

高山ダムでは、重力ダムとアーチダムの比較検討を行った結果、本体工事に関してはアーチダムの方が経済的に優れているが、左岸上部標高の基礎岩盤の変形性、右岸断層群に対する安定性を改良するための基礎処理が必要であった。このためアーチ重力ダムを採用してアーチスラストの低減を図ったものである。また、アーチ重力ダムの場合、洪水の越流水脈がアーチ中心に漸縮する結果、放流管と越流の両水脈をオーバーラップさせないような配置が可能であり、洪水処理工の設計上有利とされたものである。

図 2.5～図 2.6 は、堤体応力を荷重分割法と模型実験法で比較したものであるが、鉛直応力において両者の差が大きくなっている。なお模型実験による最大引張応力は 6 kg/cm^2 となっている。なお、高山



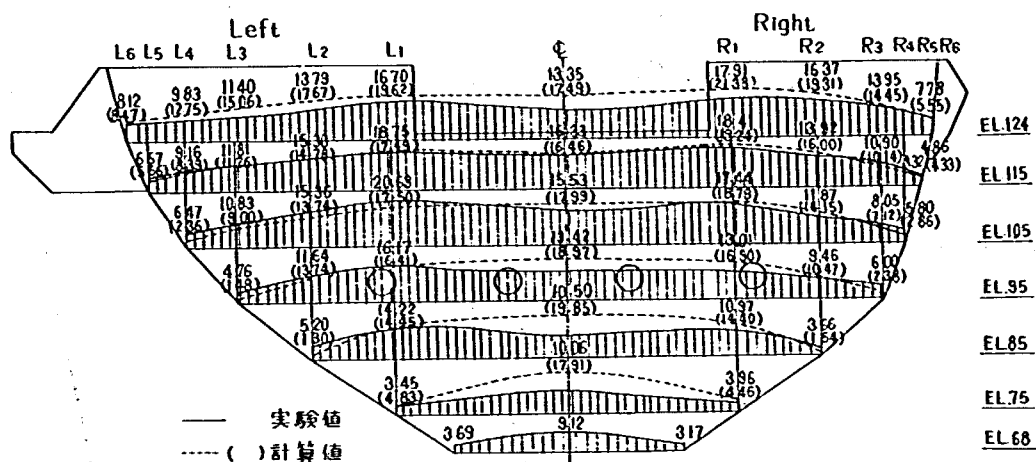
上 流 面



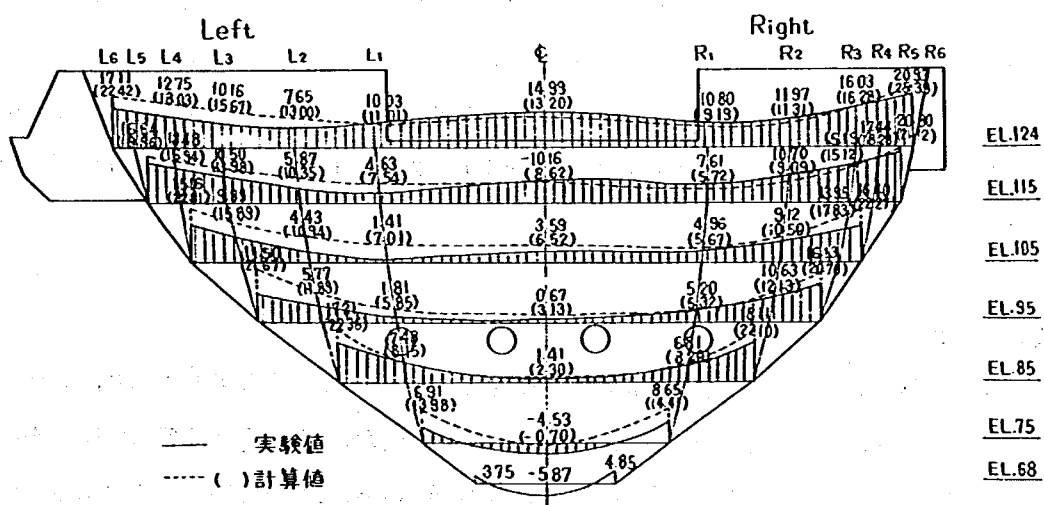
下 流 面

図 2.5 高山ダム鉛直応力図 (自重+静水圧)

Distribution of Vertical Stress in Takayama Dam



上流面



下流面

図 2.6 高山ダム水平応力図 (自重+静水圧)

Distribution of Horizontal Stress in Takayama Dam

ダムでは、内部コンクリートとして $165 \sim 175 \text{ kg/m}^3$ の単位セメント量を採用している。

2.4 阿武川ダムの例

阿武川ダム（山口県，1976年）は堤高 95 m の非対称一心等厚アーチ重力ダムであり，その定規図は図2.7のとうりである。図中の記号は次のとうりである。

T ：ダム厚

R ：アーチ中心軸での
円弧半径

ϕ_A ：アーチの中心角
(片岸)

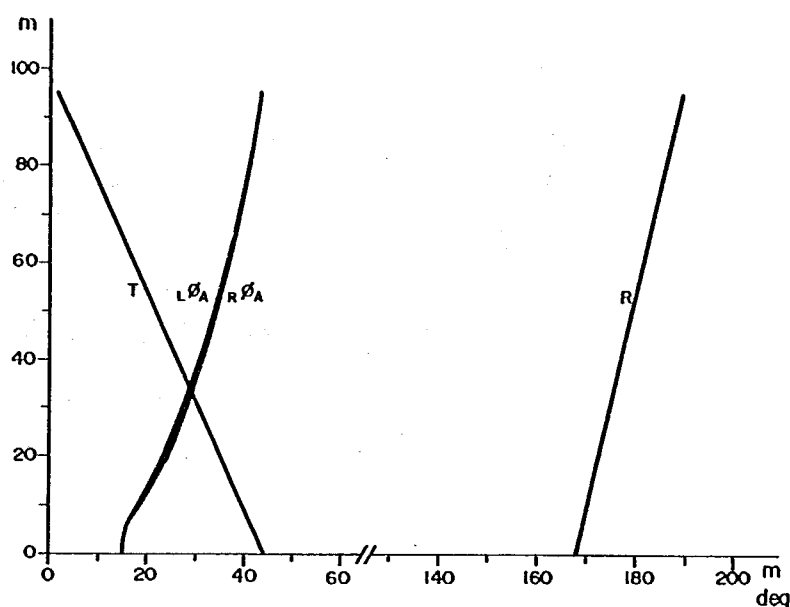


図2.7 阿武川ダム定規図

Dimensions of Abugawa Dam

阿武川ダムでは、洪水を堤体に沿わせて流下させたいこと，施工性等を考慮して，重力ダムとアーチ重力ダムに対して比較検討を行い，アーチ重力ダムを採用したものである。また，アーチ重力ダムの場合，天端にコンクリートを継ぎ足すだけで嵩上げができる利点があるとしている。

堤体応力の検討は荷重分割法のみによって検討しているが，最大圧縮応力は 38 kg/cm^2 ，最大引張応力は 7 kg/cm^2 となっている。なお，阿武川ダムでは，内部コンクリートとして 200 kg/cm^3 の単位セメント量を採用している。

2.5 笹生川ダムの例

笹生川ダム（福井県，1957年）は堤高 76 m ，下流面勾配 7.5 分の直線重力ダムであり，堤体積を削減するため横継目によるせん断力の伝達を考慮した3次元解析（試算捩れ荷重法）を行って断面を決定している。応力解析結果を図2.8に示すが，最大圧縮応力は 18.5 kg/cm^2 となっている。また水平面内の曲げモーメントを考慮しないため引張応力は発生していない。なお図2.9は曲げモーメントを考慮した場合の解析結果であるが，この場合には 17.9 kg/cm^2 の引張応力が発生し，設計上無理があることがわかる。

(3) 阿武川ダム (山口県, 1976年)

阿武川ダムは、山口県阿武川に建設された、高さ95mの非対称一心等厚アーチ重力ダムである。

3. 曲線重力ダムの解析法

3.1 概 要

本書で取扱う曲線重力ダムは、原理的にはアーチダムと同じ型式の構造物であるから、その解析にあたってはアーチダムの解析において利用されている荷重分割法、有限要素法などが利用できる。しかし、荷重分割法は、アーチダムの解析で指摘されているように必ずしも精度の高い解析法ではなく、またアーチダムに対して模型実験との比較から経験的に求められている誤差範囲がそのまま曲線重力ダムに適用できるものでもない。また有限要素法は本来精度の高い解析法であるが、要素分割の方法等、経験的な技術によって得られる精度が異なり、若干の検討が必要である。

一方、曲線重力ダムの堤体形状の選定等の概略設計を行う場合、3次元有限要素法を利用するのは必ずしも適切ではなく、アーチダムの設計と同様に簡便な解析法としての荷重分割法の利用は有効である。

そこで本章では、荷重分割法と3次元有限要素法との解析結果の差について考察するとともに、荷重分割法の適用性について検討を加えるものとする。

3.2 荷重分割法の概要

荷重分割法は、ダムをアーチ要素と片持梁要素の2種類の構造系に分割し、水圧荷重を適当に分割してそれぞれの構造系に作用させ、両構造系の変形量の一致を条件に各構造系の応力を求め、これを3次元構造物としてのダムの応力解とするものである。詳細の方法は他の文献に譲るとして、荷重分割法を曲線重力ダムに適用する場合の問題点について述べると以下の通りである。

- ① 半径方向調整計算、完全調整計算のいずれにしても、完全な変位の調整が行われていないこと。またこれを調整するために必要な荷重を無視していること。
- ② 基礎岩盤の変形量を求める際に、着岩面を矩形平面に置換えて計算するいわゆる V. Focht の方法を用いていること。
- ③ 曲線重力ダムはアーチダムに比べて厚肉構造物であり、アーチ理論を適用する際の誤差が大きいこと。

これらの点について若干考察を加えると、①については、曲線重力ダムが定半径アーチであり、変形の主方向が半径方向にかなりよく一致するため、解析誤差はアーチダムに比べて比較的少ないと考えられる。②については、着岩面の形状を矩形と仮定するところに、アーチダムと比べて大きな誤差が含まれるものと考えられるが、基礎岩盤の変形量も小さく必ずしも致命的な誤差要因ではないと考えられる。③については、アーチ理論の適用範囲は曲率半径とアーチの厚さとの比が3程度までであり、下部標高の一部にその影響が現れるのみと考えられる。また、片持梁については、3角形梁は弾性論に基づく解とよく一致することから特に問題はないと考えられる。以上の点から、曲線重力ダムに対して荷重分割法を用いることは、アーチダムに対して荷重分割法を用いるのと同程度の精度で取扱えるものと考えられる。

3.3 有限要素法の概要

有限要素法の精度は、要素分割の方法のほか、使用する要素の特性によって影響されるので、ここでは以下の解析に用いた要素について簡単に触れるものとする。

有限要素法においては各要素は変位関数と呼ばれる変形に対する拘束条件を有している。したがって、解の精度は各要素に与えられた変位関数の妥当性によって評価される。ここで使用した要素は、20節点のアイソパラメトリック要素で、その変位関数は要素に対して定義された局所座標系 ξ, η, ζ に対して次式で与えられている。

$$u = \sum N_i(\xi, \eta, \zeta) u_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 u_i は節点変位、 $N_i(\xi, \eta, \zeta)$ は、節点 i で1、他の節点で0となるいわゆる形状関数であり、次式で定義される。

端節点に対して、

$$N_i(\xi, \eta, \zeta) = \frac{1}{8} (1 + \xi_i \xi) (1 + \eta_i \eta) (1 + \zeta_i \zeta) (\xi_i \xi + \eta_i \eta + \zeta_i \zeta - 2) \quad \dots\dots\dots (2)$$

例えば $\xi_i = 0$ の中間節点に対して、

$$N_i(\xi, \eta, \zeta) = \frac{1}{4} (1 - \xi^2) (1 + \eta_i \eta) (1 + \zeta_i \zeta) \quad \dots\dots\dots (3)$$

このような変位関数をもつ要素は、単純引張、せん断、曲げ、捩れなどの基本的な状態を完全に表わすことができ、有限要素法に用いる要素として適切なものと考えられる。また、ダムのような外力による曲げを主体とした構造系に対して適用しても、単純曲げを表わし得ることから、曲げ応力についてはかなりの精度で解析を行うことが可能であり、曲げによる撓みがせん断による撓みよりも卓越している場合には、その撓みも精度よく求めることができるといえる。

3.4 荷重分割法と有限要素法の比較

3.4.1 有限要素法の適用性

荷重分割法と有限要素法の比較を行う前に、まず有限要素法の精度について検討を行う。解析モデルは、厳密には曲線重力ダムではないが、図3.1に示す定規図をもつアーチ重力ダムである。なお、図中の記号は次のとおりである。

T_c : クラウンでのダム厚

T_A : アバットメントでのダム厚

$2\phi_A$: アーチ中心角

$2L$: アーチスパン

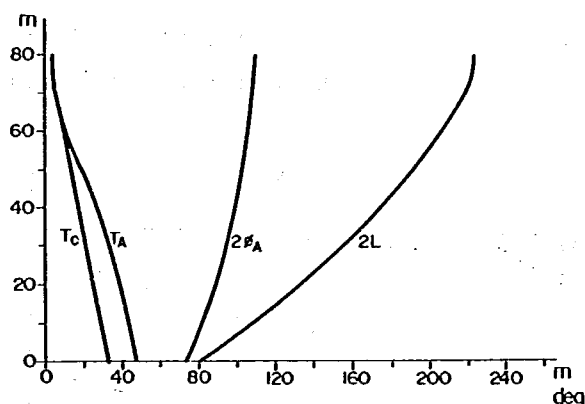
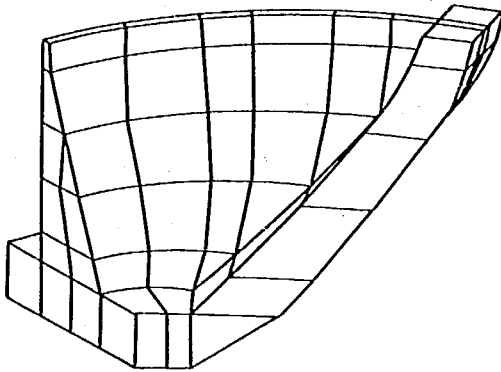


図3.1 解析モデル定規図
Dimensions of Model Dam

これについて図3.2に示す粗密2種類の要素分割について応力解析を行った結果が図3.3～図3.4である。上部では要素分割が同一なため応力分布の差はほとんど認められないのは当然であるが、要素分割の異なる下部についても最大誤差は、

(a) 粗な要素分割 (66 要素)



(b) 密な要素分割 (88 要素)

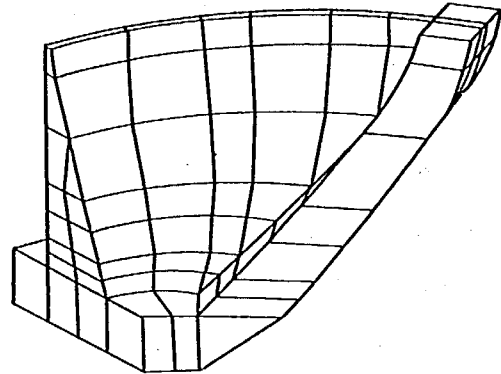


図 3.2 要素分割図

Meshes of Model Dam

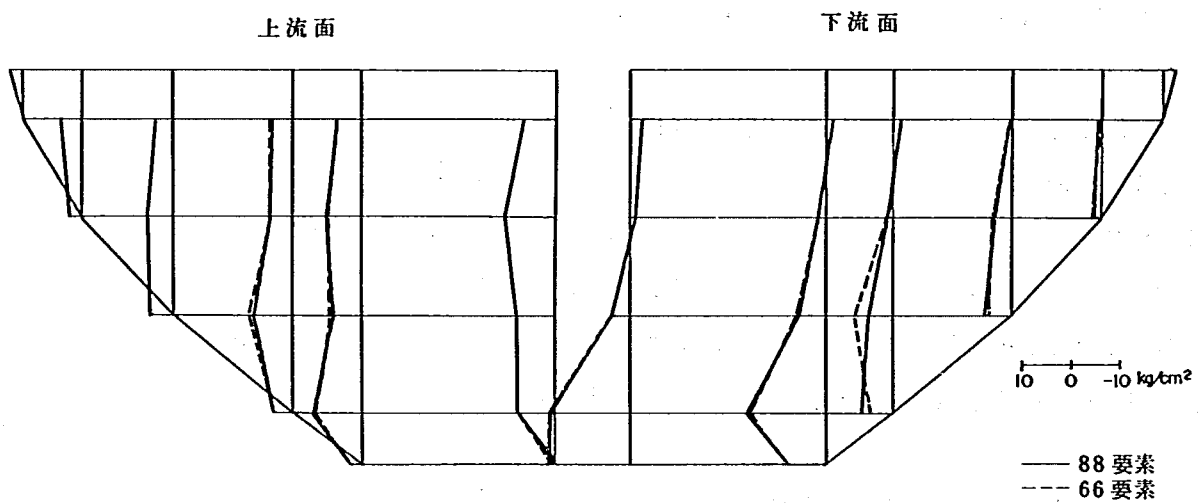


図 3.3 要素分割と鉛直応力の関係

Comparison of Vertical Stresses of Two Model

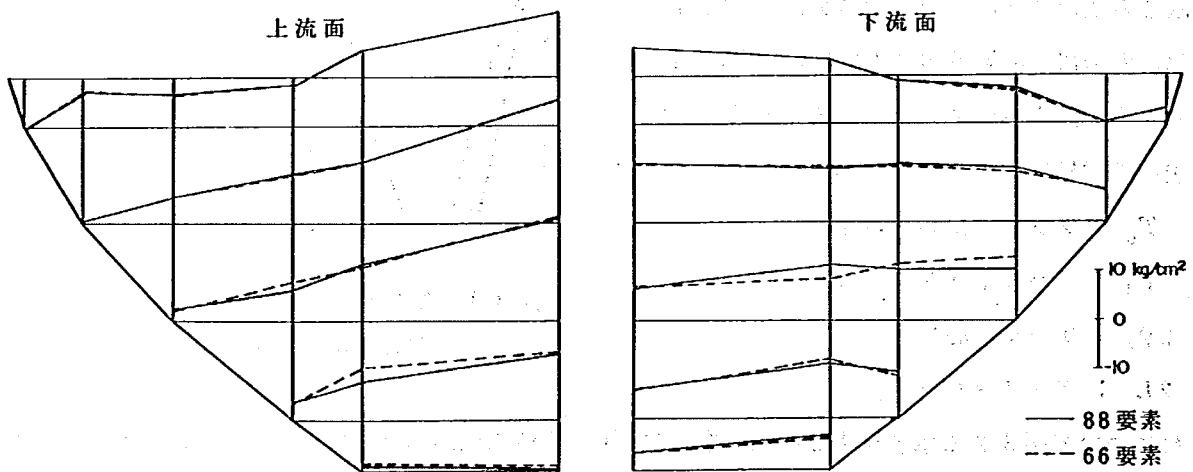


図 3.4 要素分割と水平応力の関係

Comparison of Horizontal Stresses of Two Model

上流面鉛直応力 : 1 kg/cm

上流面水平応力 : 3 kg/cm

下流面鉛直応力 : 3 kg/cm

下流面水平応力 : 3 kg/cm

程度である。もちろんこの誤差は相対誤差であって、有限要素法の真の精度を示すものではないが、後述の荷重分割法との差を比較すれば、相対誤差は極めて小さく、3.3に示した有限要素法の特徴を考慮すると、荷重分割法の精度を十分推定できるものと考えられる。なお以下の解析ではさらに細かな要素分割を採用している。

3.4.2 荷重分割法の精度

解析モデルは図3.5に示す下流面勾配8分、天端中心角 40° の曲線重力ダムであり、図3.6はその定規図である(記号は3.4.1参照)。

荷重分割法と有限要素法の比較に際しては、両者の解析条件の差について考慮しなければならない。

すなわち、荷重分割法ではジョイントグラウチングを考慮して、自重は鉛直方向にだけ伝達され水平方向には伝達されないとして取扱われている。一方、有限要素法ではこのような取扱いは繁雑となるため、ジョイントグラウチング後の堤体に自重を作用させている。したがって自重による応力については、解析法による差のほかに自重の伝達方法という解析条件の差についても考慮しなければならことになる。このため以下の考察は自重応力と水圧荷重による応力とを区別して取扱っている。

(1) 自重による応力

自重による鉛直応力、水平応力の解析結果を図3.7～図3.8に示す。解析結果の差は解析条件の差として考える方が理解しやすい。すなわち鉛直応力については、有限要素法においては自重による応力が3次的に伝達する結果、最大断面における下方への曲げモーメントの伝達が小さくなり、荷重分割法に比べて、上流面での鉛直応力が減じ、下流面での鉛直応力が増加するものと考えられる。

水平応力は荷重分割法では0である。有限要素法では下流面に絶対値の大きな応力が現れているが、

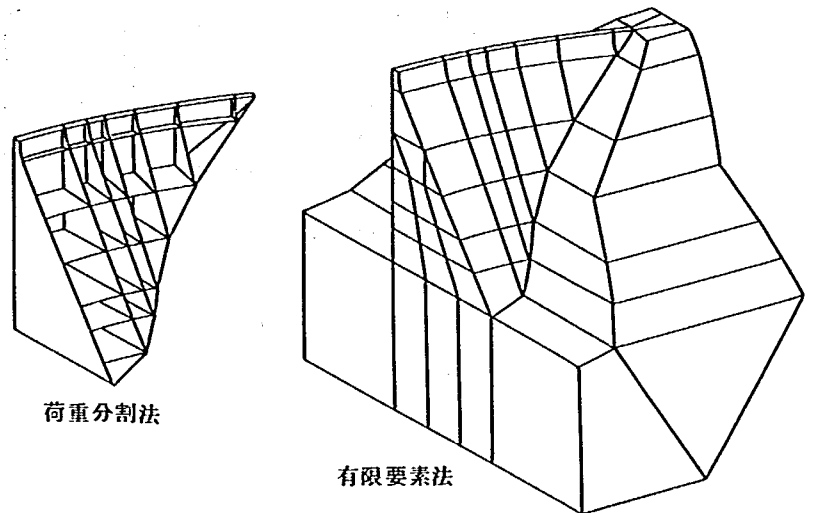


図3.5 解析モデル
Meshes of Model Dam

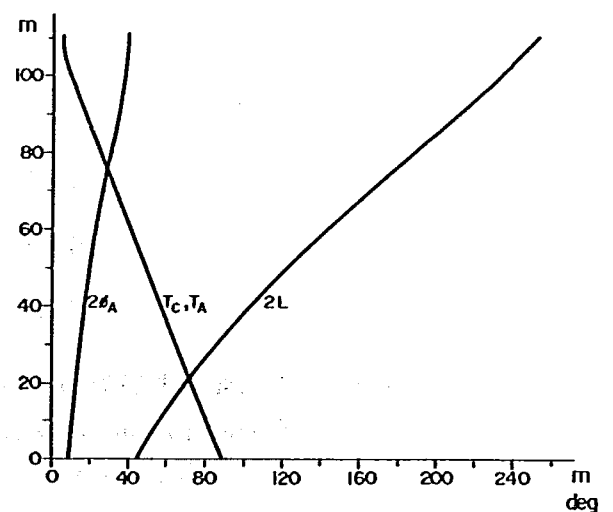


図3.6 解析モデル定規図
Dimensions of Model Dam

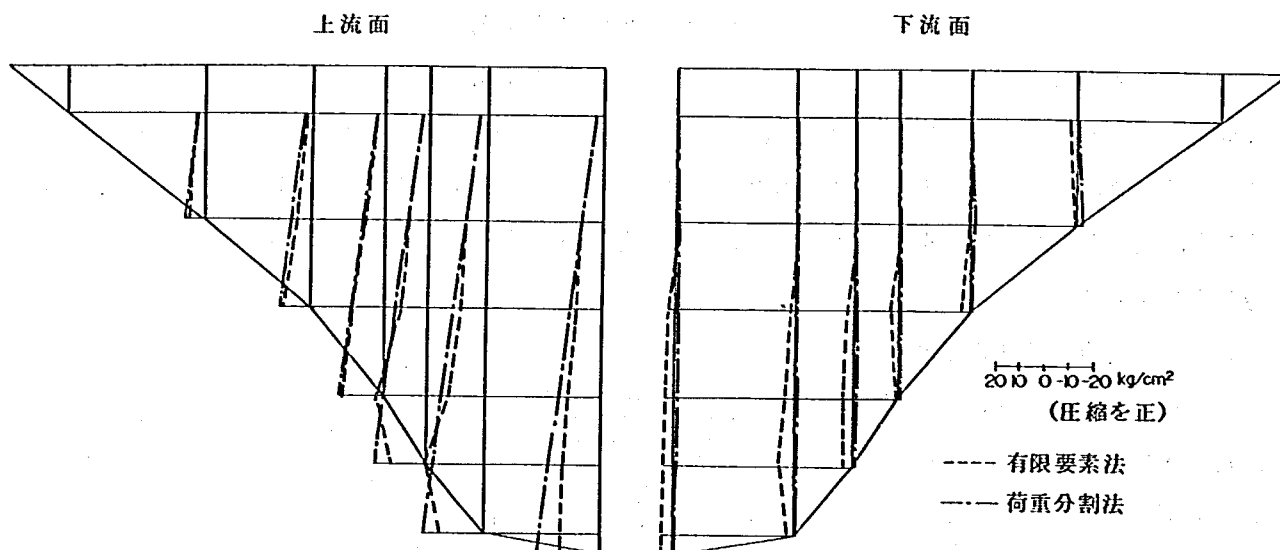


図 3.7 有限要素法と荷重分割法の比較 (自重による鉛直応力)

Comparison between F.E.M. and Trial Load Method
(Vertical stress due to weight of Dam)

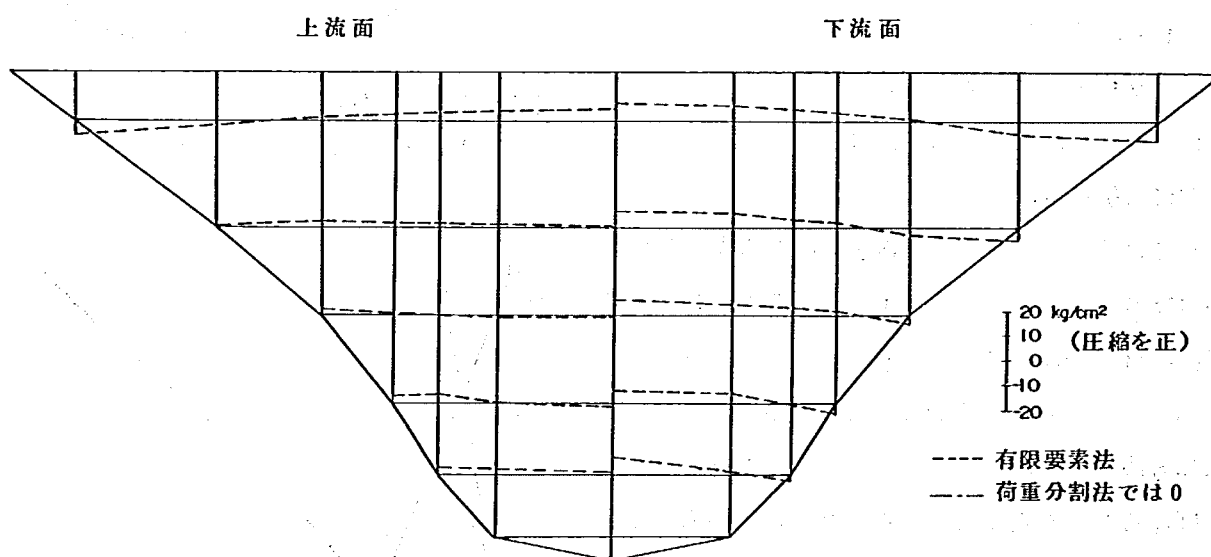


図 3.8 有限要素法と荷重分割法の比較 (自重による水平応力)

Comparison between F.E.M. and Trial Load Method
(Horizontal stress due to weight of Dam)

これは次の理由によるものと考えられる。すなわち、自重によって片持梁構造が上流側に撓む結果、アーチ構造も上流側に撓み、クラウン下流面に圧縮、アバットメント下流面に引張応力が作用すること、また側方片持梁構造が河床側へ撓む結果、クラウン側に圧縮、アバットメント側に引張応力が作用すること、したがって両者の影響が下流面で重畳されるためと考えられる。

このように両者の解析法の差は主としてジョイントグラウチングの効果によるものであり、いずれが妥当かは実際の施工状態に応じて定まるものと考えられる。しかし、水圧荷重による応力を考慮した場合、荷重分割法の結果を用いる方が安全な設計になっているので、以下では荷重分割法による結果を用

いることにする。

(2) 水圧荷重による応力

水圧荷重による鉛直応力、水平応力の解析結果を図 3.9 ～ 図 3.10 に示す。両解析とも静水圧のかかりの部分がアーチ作用によって兩岸基礎岩盤へ伝達されていることがわかる。

鉛直応力については両者の解析方法による差は比較的小さい。水平応力については両者の差は比較的大きく、荷重分割法の方が軸力、曲げモーメントとも大きく評価されている。

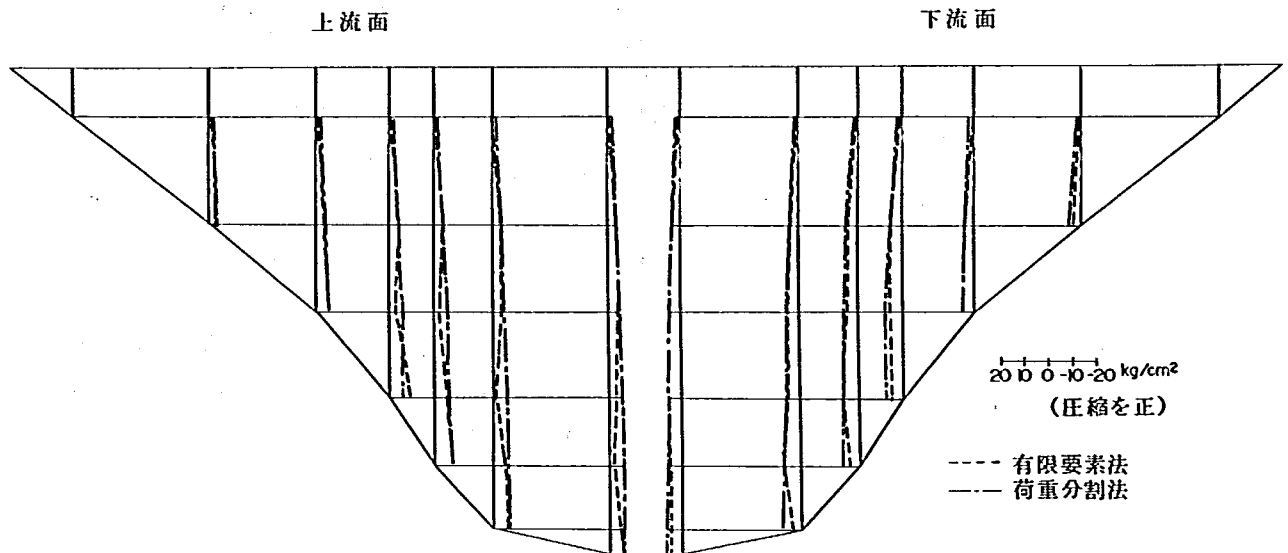


図 3.9 有限要素法と荷重分割法の比較 (水圧による鉛直荷重)

Comparison between F.E.M. and Trial Load Method

(Vertical stress due to hydrostatic pressure)

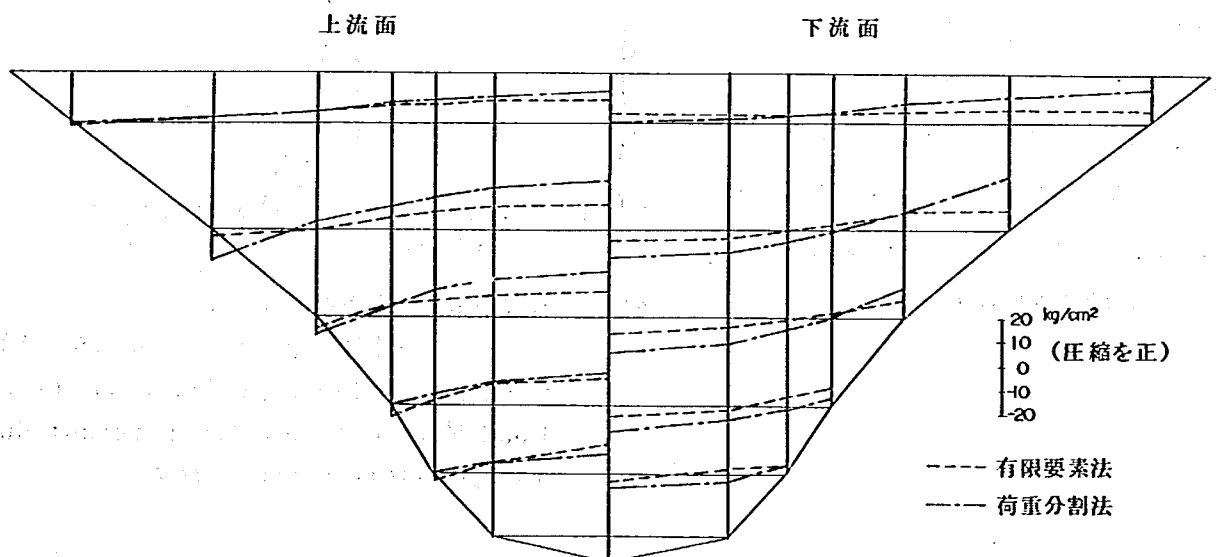


図 3.10 有限要素法と荷重分割法の比較 (水圧荷重による水平応力)

Comparison between F.E.M. and Trial Load Method

(Horizontal stress due to hydrostatic pressure)

(3) アーチスラスト

基礎岩盤に伝達されるアーチスラストの大きさは基礎岩盤の安定性を検討するうえで重要な要素である。図 3.11 は水圧荷重によるアーチスラストを荷重分割法と有限要素法とで比較したものである。有限要素法におけるアーチスラストは水平面内の応力分布 (σ_x , σ_y , τ_{xy}) から算出されるが、荷重分割法というアーチスラストには片持梁要素のせん断力 (τ_{xz} , τ_{yz}) も含まれている。このため荷重分割法と有限要素法の結果を比較する場合にはこの点を考慮しなければならない。荷重分割法では、推力は全搬に大きく、せん断力は中位標高で大きく、下位標高では小さく評価されている。

(4) 片持梁スラスト

一般にアーチダムでは片持梁スラストが問題となることはないが、曲線重力ダムでは片持梁要素の剛性が大きくなることから片持梁要素の分担荷重が増え、片持梁スラストに対しても安定性を検討しておくことが必要である。片持梁スラストのうち自重成分については既に述べたように解析条件による差が大きいため、図 3.12 には水圧荷重による片持梁スラストのみを示している。両者の差は比較的小さい。

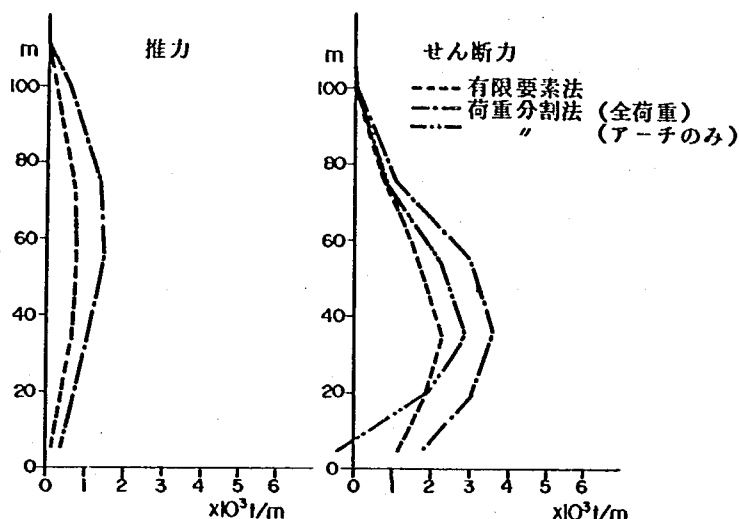


図 3.11 有限要素法と荷重分割法の比較

(水圧荷重によるアーチスラスト)

Comparison between F.E.M. and Trial Load Method (Arch thrust due to hydrostatic pressure)

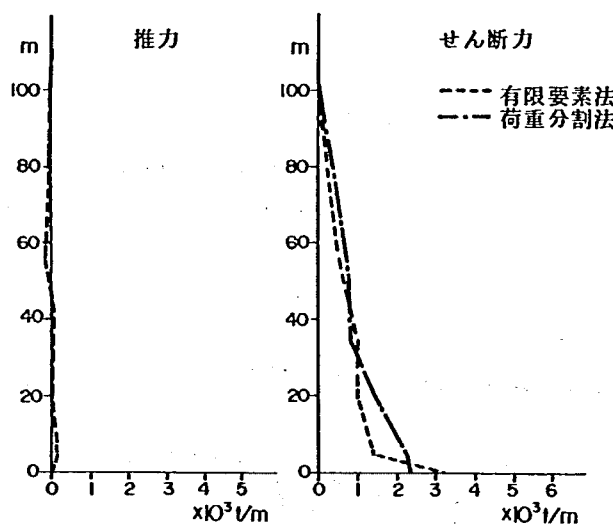


図 3.12 有限要素法と荷重分割法の比較

(水圧荷重による片持梁スラスト)

Comparison between F.E.M. and Trial Load Method (Cantilever thrust due to hydrostatic pressure)

4. 曲線重力ダムの堤体形状

4.1 概 要

ダムの安全性を確認するためには、堤体の安全性、基礎岩盤の安全性が共に確保されなければならない。そこで本章ではまず堤体応力から見た場合の堤体形状の選定についての検討を行うものとする。なお、堤体形状と堤体内応力の関係の把握については簡便性を考慮して荷重分割法を用いるものとし、最終的な応力の検証については有限要素法を用いるものとした。

解析モデルの概要は表 4.1 の通りであり、また堤体形状の組合わせは表 4.2 の通りである。

表 4.1 解析モデルの概要

堤 高	111 m	堆泥の水中単位 体積重量	1.0 t/m ³
水 深	110.7 m	コンクリートの 弾性係数	2.0×10^7 t/m ²
堆 泥 深	55 m	岩盤の弾性係数	7.0×10^6 t/m ²
コンクリートの 単位体積重量	2.3 t/m ³	コンクリート、岩盤 のポアソン比	0.2
水の 単位体積重量	1.0 t/m ³	泥 圧 係 数	0.6

表 4.2 堤体形状の組合わせ

下流面勾配	0.6, 0.8
天端中心角	1°, 40°, 80°

4.2 中心角の影響

4.2.1 中心角の変化による荷重

分担の変化

まず荷重の伝達方法を見るため、下流面勾配を一定として中心角を変化させた場合のアーチ要素、片持梁要素の荷重分担の変化を図 4.1 ～ 図 4.2 に示す。

一般的傾向として、中心角が大きくなると、上部標高ではアーチ要素の分担荷重が増え、下部標高では片持梁要素の分担荷重が若干増える。これは、中心角が大きくなるとアーチ要素の剛性が増すため、上部標高ではアーチの分担荷重が大きくなるが、下部標高では定半径アーチのた

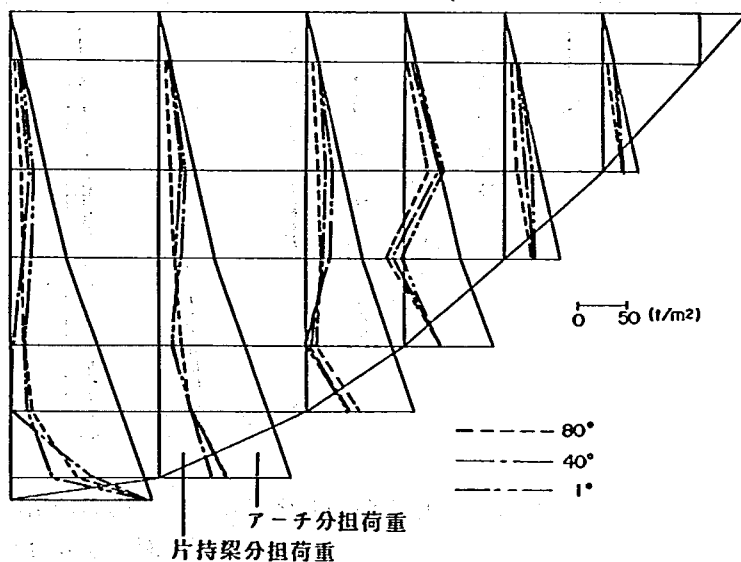


図 4.1 中心角の変化による荷重分担の増減 (1)
(下流面勾配 6 分)

Change of Divided Loads for Central Angle
(Downstream slope 0.6)

め、中心角が小さくその影響が少ないこと、また片持梁要素上部標高の分担荷重が減少する結果、片持梁要素の曲げモーメントが著しく減少し、これを補って下部標高の変形量の整合性を保つために片持梁要素の分担荷重が必要なことによるものであると考えられる。

4.2.2. 中心角の変化による鉛直応力の変化

図4.3～図4.4は下流面勾配を一定として中心角を変化させた場合の鉛直応力の変化を示したものである。片持梁要素の断面2次モーメントと自重との関係から、中心角の変化の

影響は下流面勾配の小さい場合に顕著になる。一般に、中心角が大きくなると上流面の圧縮応力は増大し、下流面の圧縮応力は減少する。これは4.2.1に述べたように、中心角が大きくなるとアーチ要素の剛性が増し、アーチ要素の分担荷重が増え、逆に片持梁要素の分担荷重が減るためと考えられる。

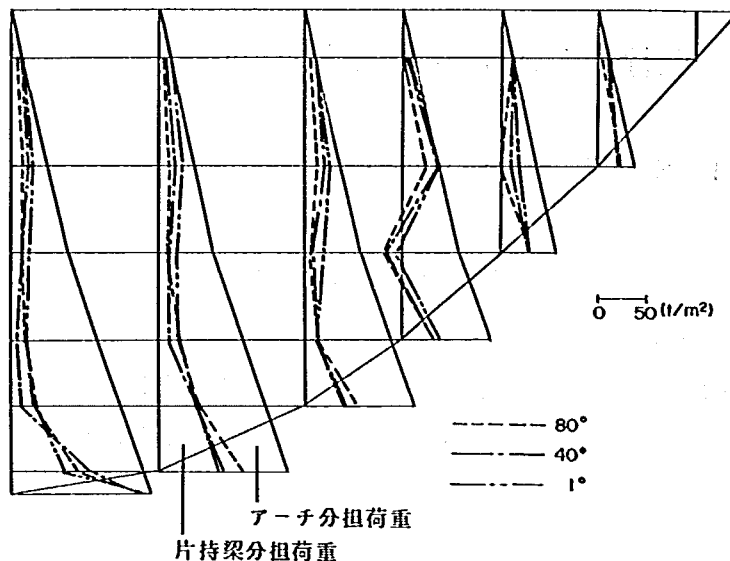


図4.2 中心角の変化による荷重分担の増減 (2)
(下流面勾配8分)

Change of Divided Loads for Central Angle
(Downstream slope 0.8)

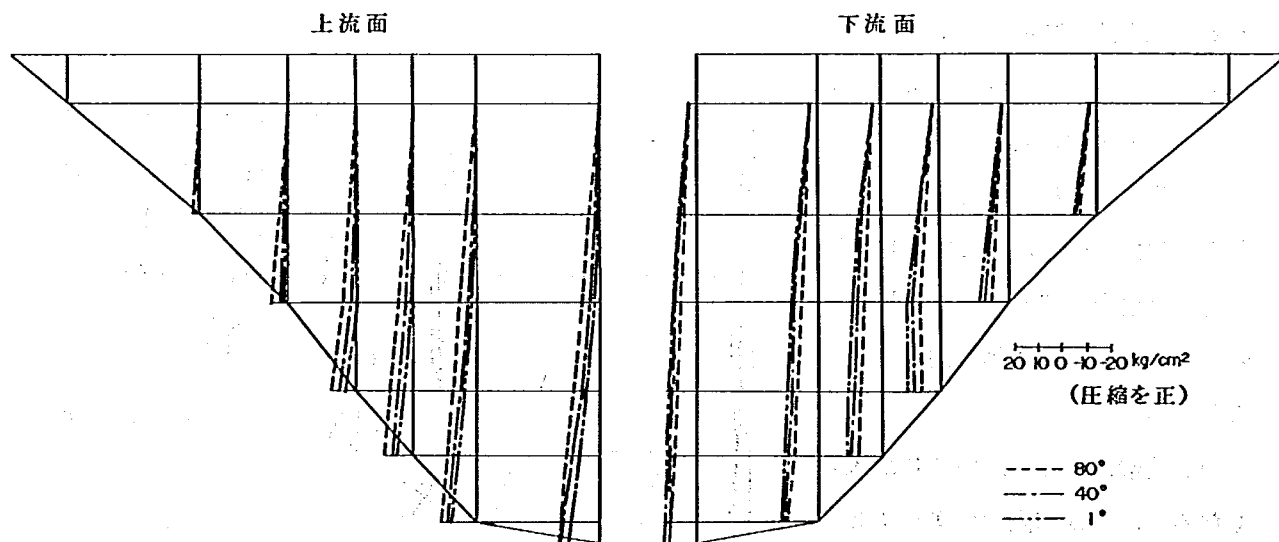


図4.3 中心角の変化による鉛直応力の増減 (1)
(下流面勾配6分)

Change of Vertical Stress for Central Angle
(Downstream slope 0.6)

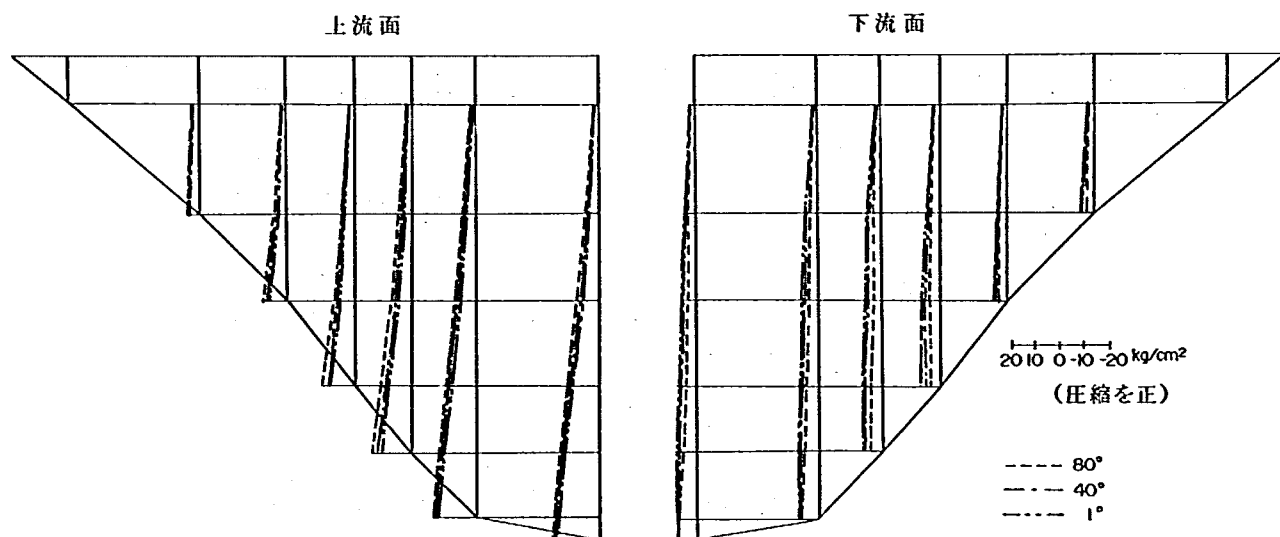


図 4.4 中心角の変化による鉛直応力の増減 (2)
(下流面勾配 8 分)

Change of Vertical Stress for Central Angle
(Downstream slope 0.8)

4.2.3 中心角の変化による水平応力の変化

図 4.5 ～ 図 4.6 は下流面勾配を一定として中心角を変化させた場合の水平応力の変化を示したものである。一般に引張応力はアバットメント上流面とクラウン下流面に生じるが、中心角が大きくなるとアーチ作用が効果的に働く結果、発生する引張応力は小さくなる。しかし、定半径アーチであるため下部標高のアーチ中心角は常に小さく、下部標高での引張応力の発生は避けられない。

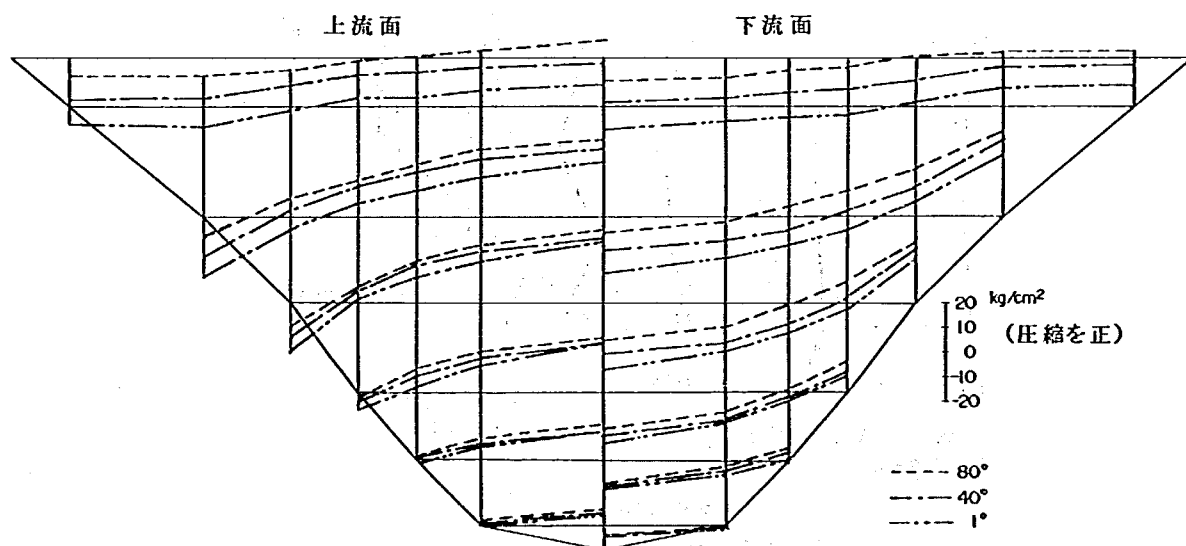


図 4.5 中心角の変化による水平応力の増減 (1)
(下流面勾配 6 分)

Change of Horizontal Stress for Central Angle
(Downstream slope 0.6)

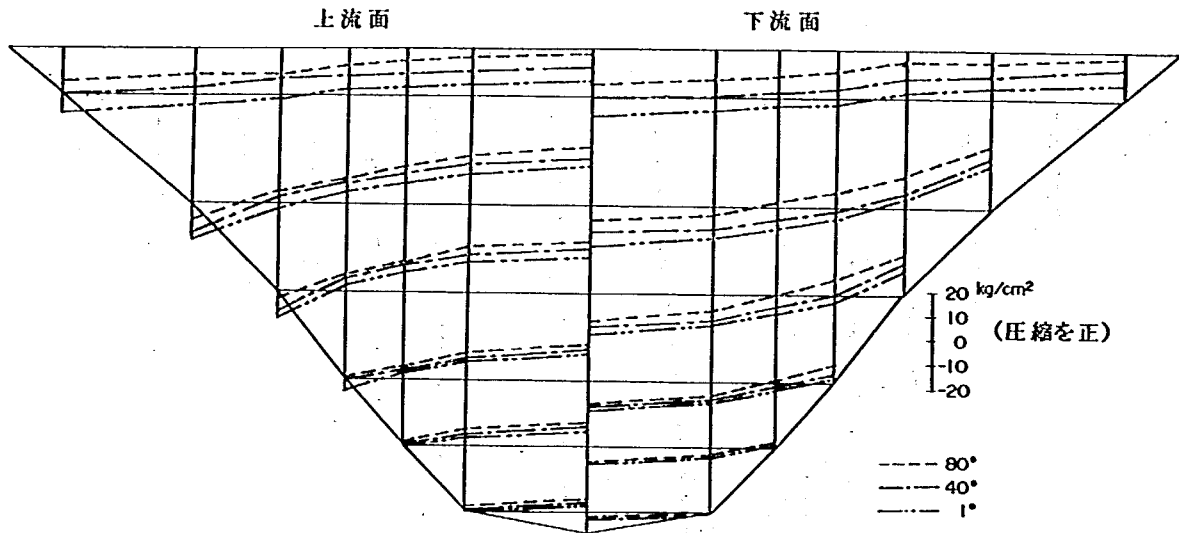


図 4.6 中心角の変化による水平応力の増減 (2)
(下流面勾配 8 分)

Change of Horizontal Stress for Central Angle
(Downstream slope 0.8)

4.3 下流面勾配の影響

4.3.1 下流面勾配の変化による荷重分担の変化

次に、中心角を一定として下流面勾配を変化させた場合のアーチ要素、片持梁要素の荷重分担の変化を図 4.7 ～ 図 4.9 に示す。一般に下流面勾配の変化に伴う荷重分担の変化は小さいことがわかる。

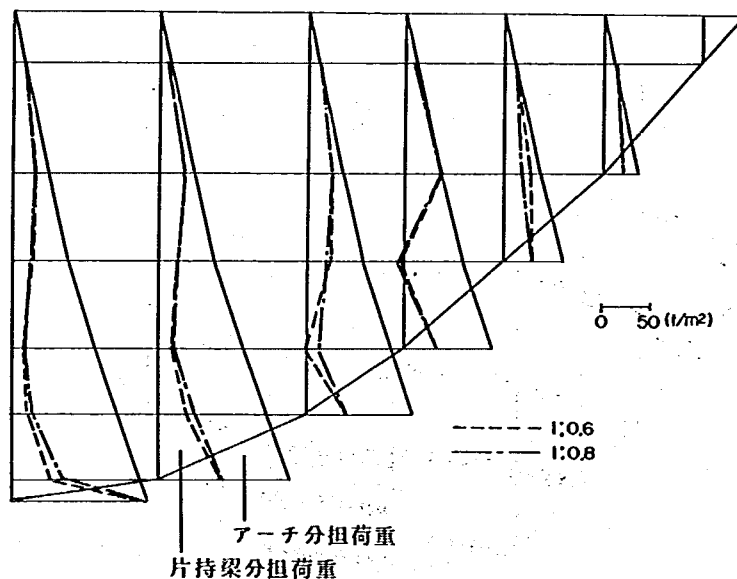


図 4.7 下流面勾配の変化による荷重分担の増減 (1)
(中心角 1°)

Change of Divided Loads for Downstream Slope
(Central angle 1°)

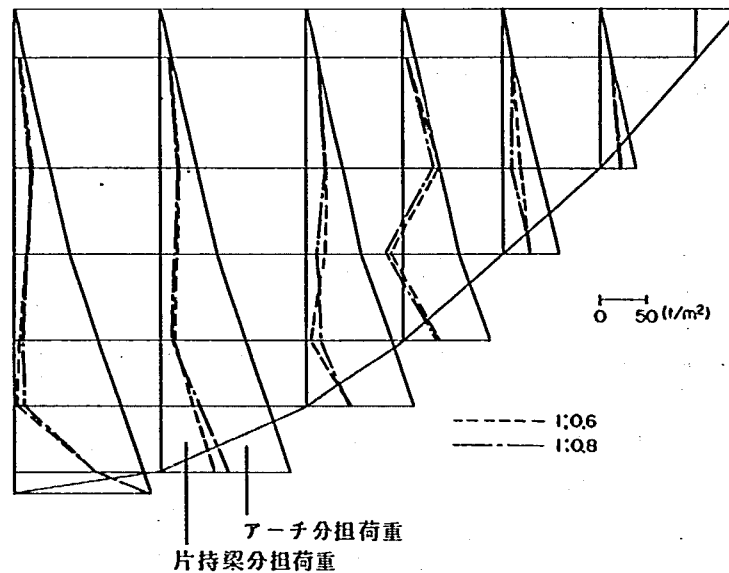


図 4.8 下流面勾配の変化による荷重分担の増減 (2)
(中心角 40°)

Change of Divided Loads for Downstream Slope
(Central angle 40°)

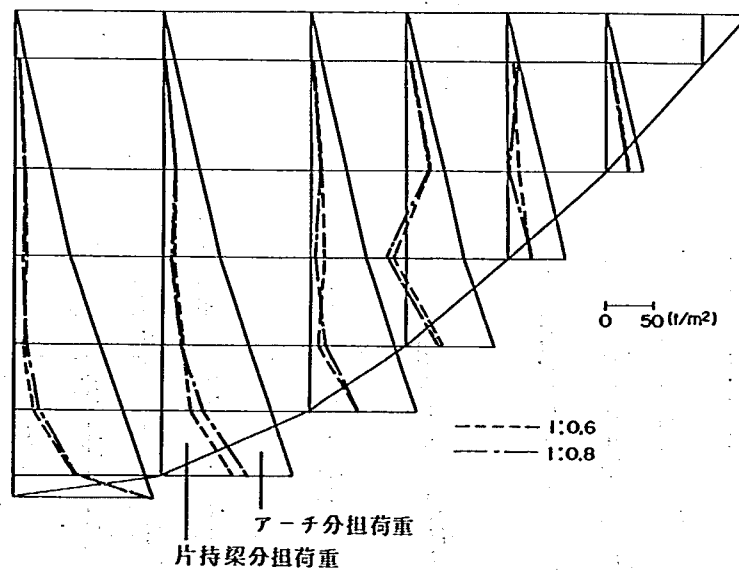


図 4.9 下流面勾配の変化による荷重分担の増減 (3)
(中心角 80°)

Change of Divided Loads for Downstream Slope
(Central angle 80°)

4.3.2 下流面勾配の変化による鉛直応力の変化

図 4.10～図 4.12 は中心角を一定として下流面勾配を変化させた場合の鉛直応力の変化を示したものである。下流面勾配が大きくなっても荷重分担はほとんど変化しないが、片持梁の断面 2 次モーメントが大きくなるため、水圧荷重による曲げ応力は下流面勾配の増加とともに減少する。一方、自重による応

力は下流面勾配によらずほぼ一定であるから、下流面勾配が大きくなるにしたがって上流面の圧縮応力は増大し、下流面の圧縮応力は減少することになる。

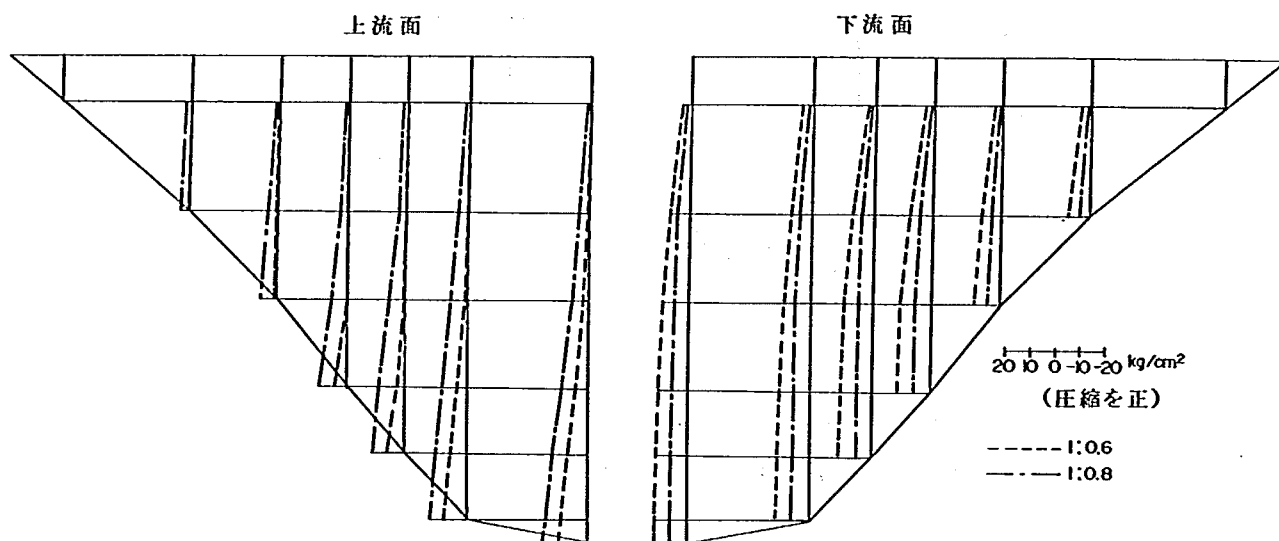


図 4.10 下流面勾配の変化による鉛直応力の増減 (1)
(中心角 1°)

Change of Vertical Stress for Downstream Slope
(Central angle 1°)

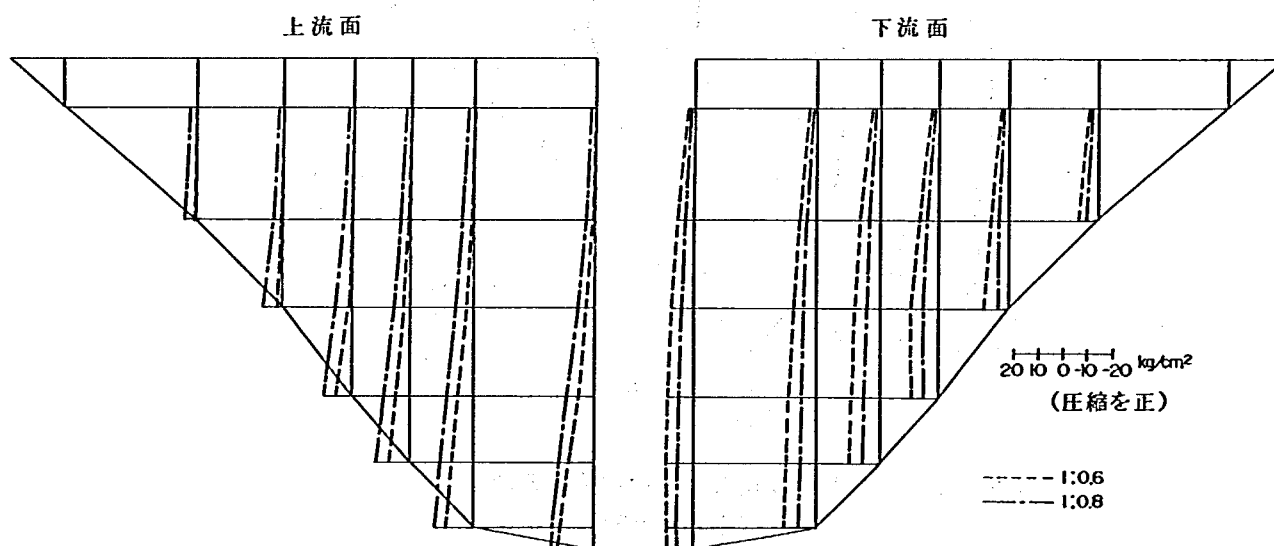


図 4.11 下流面勾配の変化による鉛直応力の増減 (2)
(中心角 40°)

Change of Vertical Stress for Downstream Slope
(Central angle 40°)

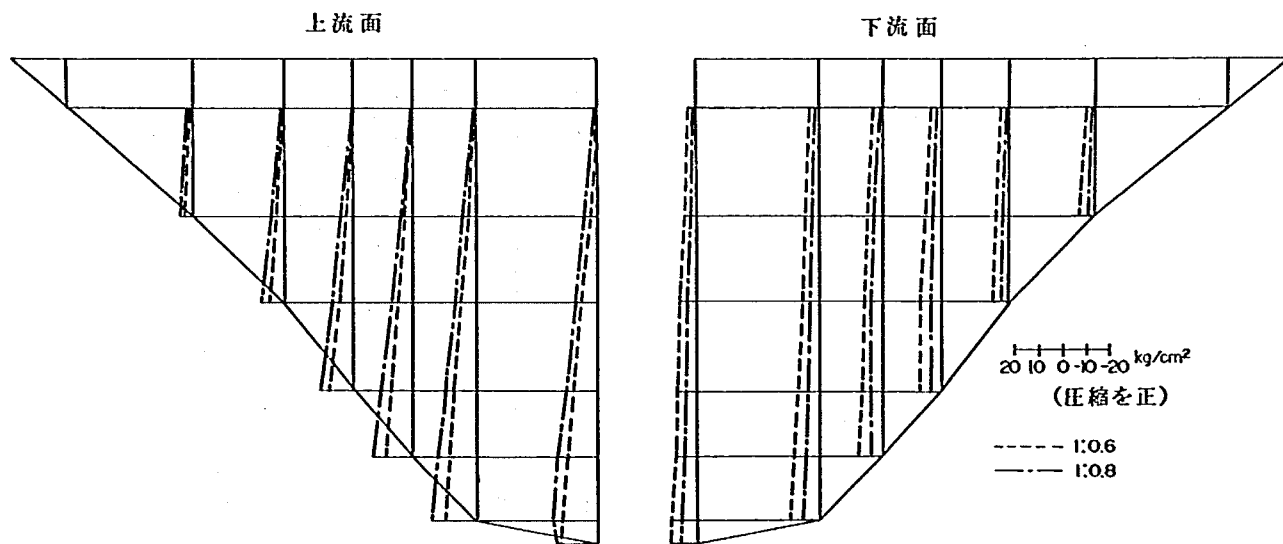


図 4.12 下流面勾配の変化による鉛直応力の増減 (3)
(中心角 80°)

Change of Vertical Stress for Downstream Slope
(Central angle 80°)

4.3.3 下流面勾配の変化による水平応力の変化

図 4.13～図 4.15は中心角を一定として下流面勾配を変化させた場合の水平応力の変化を示したものである。下流面勾配が大きくなると、断面厚、断面 2 次モーメントが大きくなる結果、発生する応力の絶対値は小さくなる。しかし、アーチ要素の分担荷重はほとんど変化しないため、引張応力の発生範囲はほとんど変化しない。

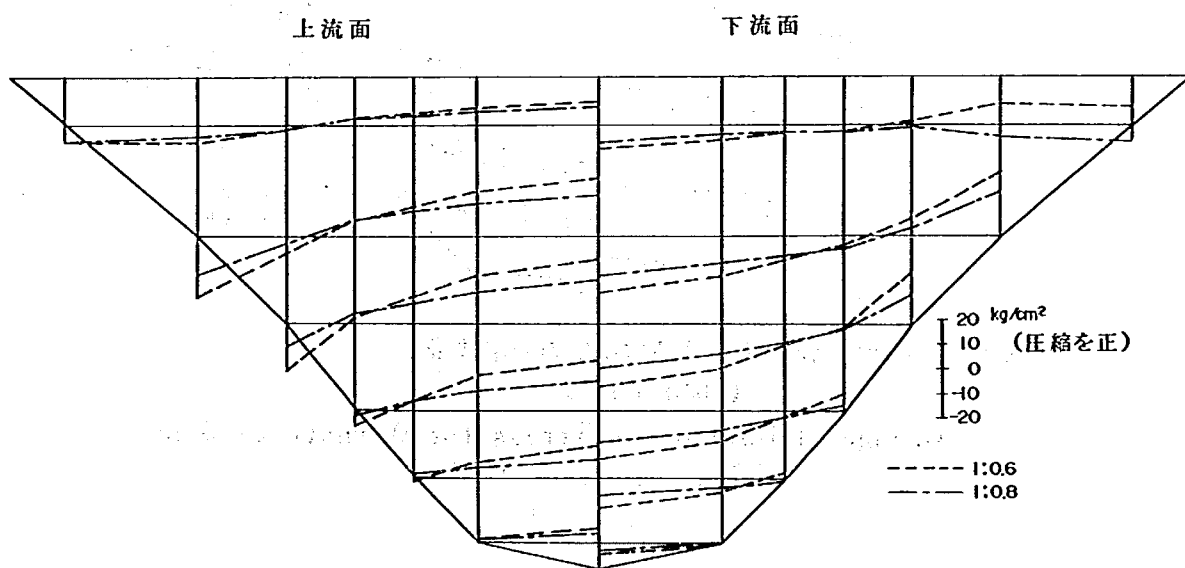


図 4.13 下流面勾配の変化による水平応力の増減 (1)
(中心角 1°)

Change of Horizontal Stress for Downstream Slope
(Central angle 1°)

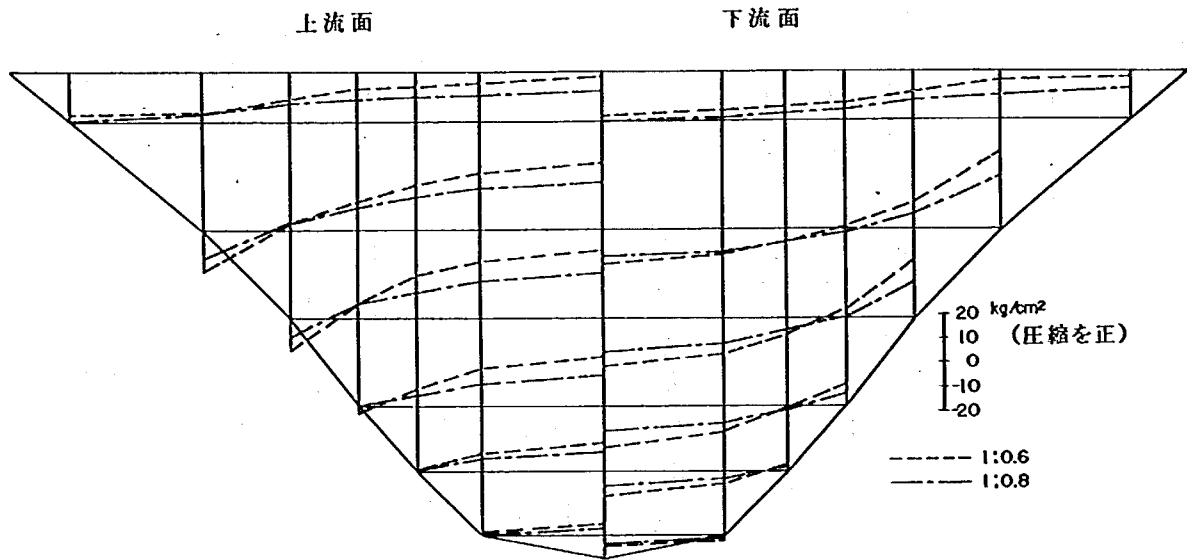


図 4.14 下流面勾配の変化による水平応力の増減 (2)
(中心角 40°)

Change of Horizontal Stress for Downstream Slope
(Central angle 40°)

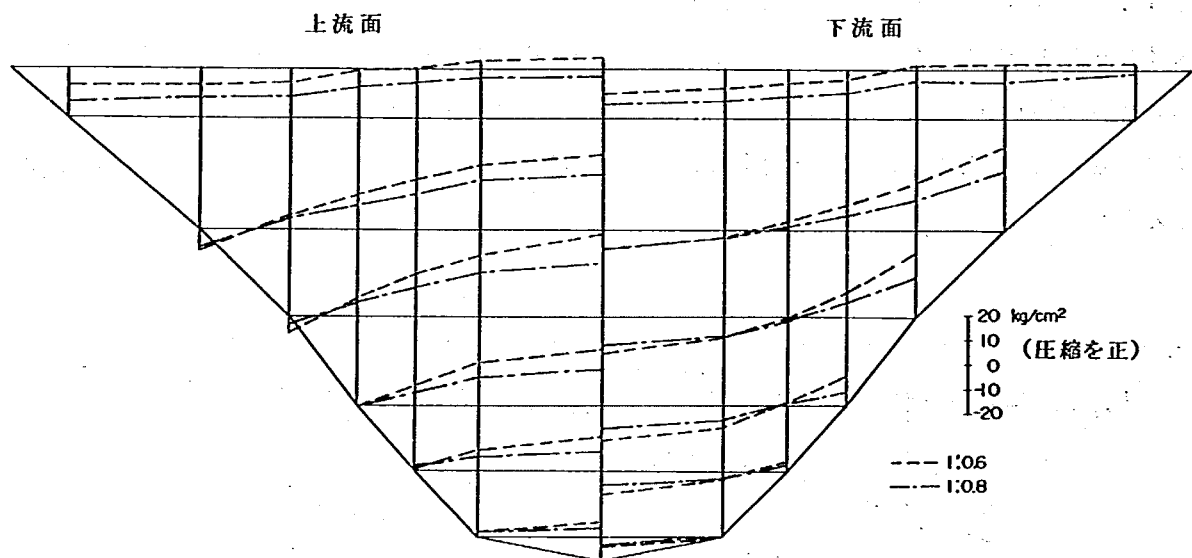


図 4.15 下流面勾配の変化による水平応力の増減 (3)
(中心角 80°)

Change of Horizontal Stress for Downstream Slope
(Central angle 80°)

4.4 堤体内応力から見た曲線重力ダムの形状

以上曲線重力ダムの応力分布に影響を与える要因として中心角および下流面勾配の影響について検討を加えたが、その結果をまとめると次のとおりである。

- ① 片持梁要素, アーチ要素への荷重分担は主として中心角の大きさによって定まる。

② 鉛直応力の分布を改善するには、中心角を大きくして片持梁要素の分担荷重を小さくするか、下流面勾配を大きくして曲げ応力の大きさを小さくすることが必要である。これによって自重による応力が卓越し、引張応力の発生を避けることができる。

③ 水平応力の分布を改善するには、中心角を大きくしてアーチ要素に作用する曲げモーメントを小さくするか、下流面勾配を大きくして断面2次モーメントを増し曲げ応力の大きさを小さくすることが必要である。しかし下流面勾配を大きくしてもアーチ要素に作用する分担荷重はほとんど変化しないため、引張応力の発生域はほとんど変化しない。

曲線重力ダムの形状は以上の点を考慮して決定されるが、荷重分割法と有限要素法としての解析結果の差、曲線重力ダムが不静定構造物であり若干の引張応力の発生が許容できることを考慮すると、概略的な曲線重力ダムの形状として次のものが考えられる。

天端中心角 40° 下流面勾配 $1:0.8$

天端中心角 80° 下流面勾配 $1:0.6$

なお図4.16は、天端中心角を 40° 、下流面勾配を $1:0.8$ とした場合の有限要素法による解析結果である。ただし自重の影響は、ジョイントグラウチングを考慮して、また安全側の設計を考慮して、荷重分割法による結果を用いている。最大引張応力は下流面中位標高のクラウンに生じ、その大きさは約 7 kg/cm^2 である。

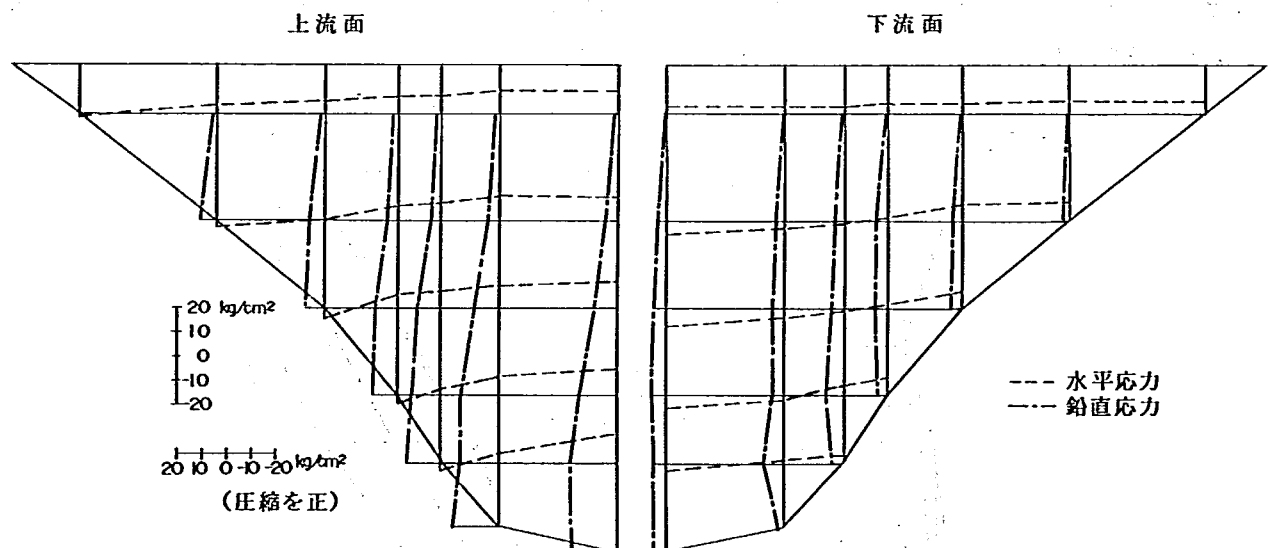


図4.16 有限要素法による応力解
(下流面勾配8分, 中心角 40°)

Stress Distribution by F.E.M.

(Downstream Slope 0.8, Central angle 40°)

5 曲線重力ダム基礎岩盤の安定性

5.1 概 要

前章では堤体応力から見た堤体形状の選定を行ったが、一般にダムの形状は堤体応力からではなく、基礎岩盤の強度によって定まることが多い。そこで本章では基礎岩盤の安定性から見た場合の堤体形状の選定について検討を行うものとする。なお解析には簡便性を考慮して荷重分割法を用いるものとした。したがって、3章で検討した荷重分割法と有限要素法の精度について考慮しておくことが必要である。

解析モデルの概要は表 4.1 の通りであり、また堤体形状の組合わせは表 4.2 の通りである。

5.2 中心角の変化によるアースラストの変化

荷重分割法においては自重は片持梁要素によって鉛直方向にしか伝達されないため、ここでは水圧荷重によるアーチスラストについて考慮するものとする。なお、荷重分割法におけるアーチスラストには同一アバットメントから立上がる片持梁要素のせん断力が含まれる点に注意しなければならない。

図 5.1 ～図 5.2 は下流面勾配を一定として中心角を変化させた場合のアーチスラストの変化を示したものである。中心角が大きくなるにしたがってアーチ推力は大きくなるが、アーチせん断力はほとんど変化しないことがわかる。なお図中に併記した点線は、重力ダムとして 2 次元設計した場合のせん断力の分布である。いずれの場合にも、堤体下部約 $\frac{1}{3}$ の範囲では 3 次元設計の方がせん断力が小さくなっているが、上部では 3 次元設計の方がせん断力が大きくなっている。

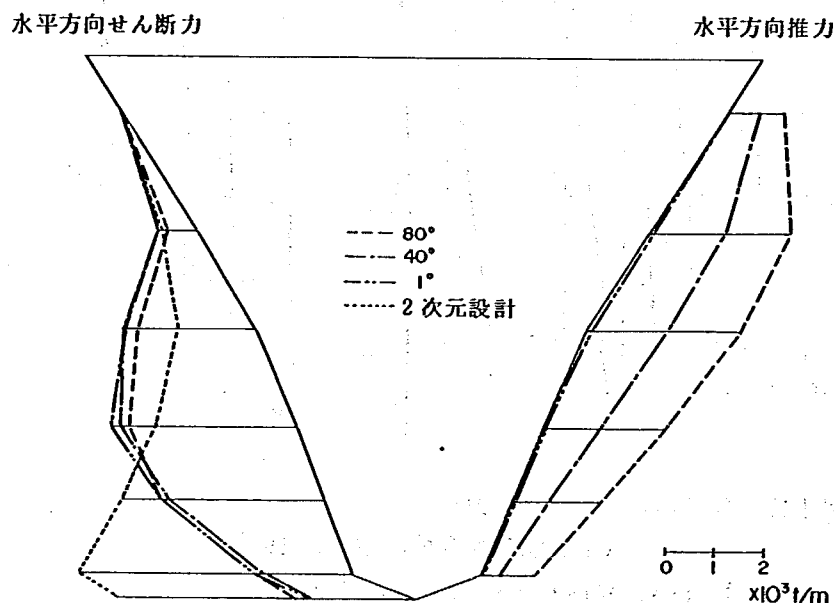


図 5.1 中心角の変化によるアーチスラストの増減 (1)
(下流面勾配 6 分)

Change of Arch Thrust for Central Angle
(Downstream Slope 0.6)

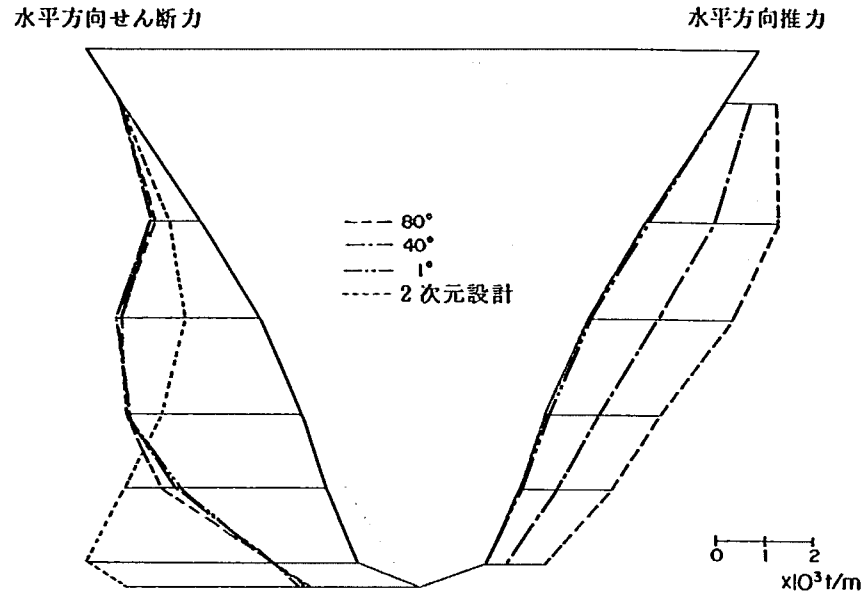


図 5.2 中心角の変化によるアーチスラストの増減 (2)
(下流面勾配 8 分)

Change of Arch Thrust for Central Angle
(Downstream Slope 0.8)

5.3 下流面勾配の変化によるアーチスラストの変化

図 5.3～図 5.5 は中心角を一定として下流面勾配を変化させた場合のアーチスラストの変化を示したものである。下流面勾配が大きくなってもアーチ推力の大きさはほとんど変化していない。またアーチせん断力については、上部標高では増加、下部標高では減少の傾向を示している。

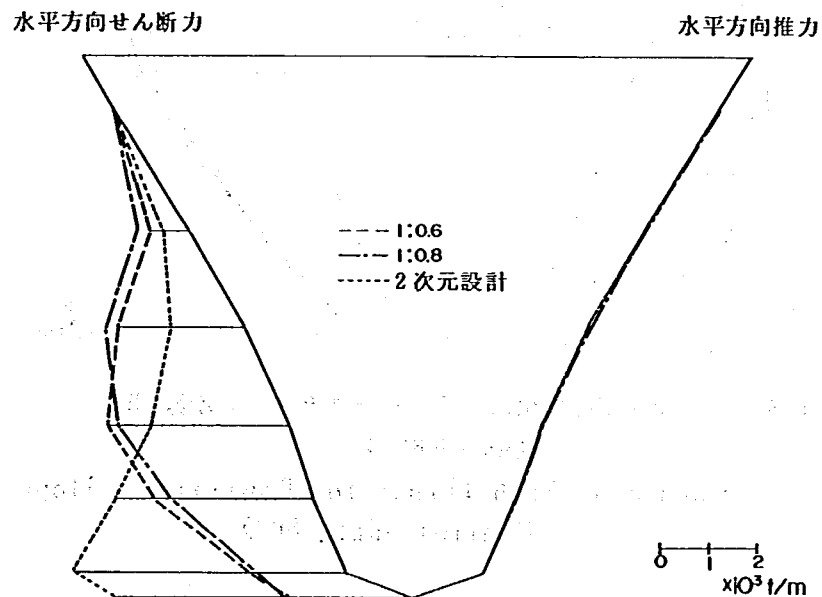


図 5.3 下流面勾配の変化によるアーチスラストの増減 (1)
(中心角 1°)

Change of Arch Thrust for Downstream Slope
(Central angle 1°)

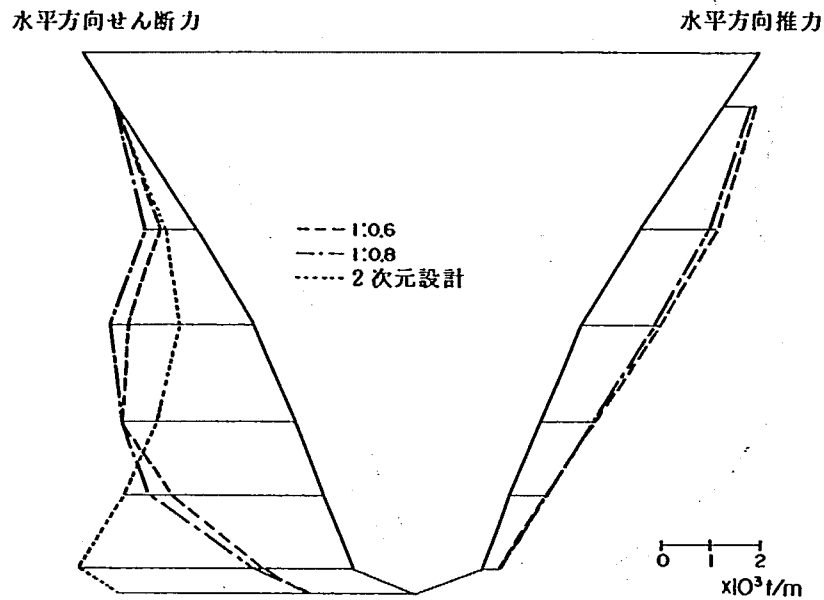


図 5.4 下流面勾配の変化によるアーチスラストの増減 (2)
(中心角 40°)

Change of Arch Thrust for Downstream Slope
(Central angle 40°)

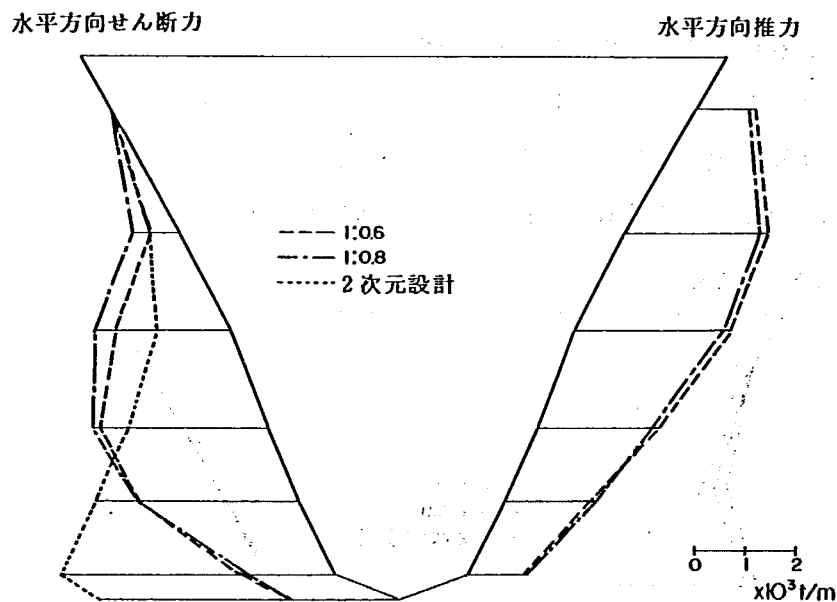


図 5.5 下流面勾配の変化によるアーチスラストの増減 (3)
(中心角 80°)

Change of Arch Thrust for Downstream Slope
(Central angle 80°)

5.4 着岩面におけるせん断破壊に対する安全性

5.4.1 安全率の考え方

ダムのせん断破壊に対する安定性は一般に次の Henny の式によって 2 次元的に評価される。

$$n = \frac{\tau_0 \ell + fV}{H} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 τ_0 : せん断強度 ℓ : せん断長さ f : 内部摩擦角
 V : 垂直力 H : せん断力

である。重力ダムの場合、鉛直断面に対して2次元設計が行われるため、Hennyの式は鉛直断面内の荷重に対して適用される。一方、アーチダムの場合、アーチ作用によって大部分の荷重が水平方向に伝達されるため、Hennyの式は水平断面内の荷重に対して適用され、2次元化されて取扱われる。

ところが、曲線重力ダムの場合には、このような解析断面の取り方は必ずしも明確ではない。すなわち、水圧荷重の半分以上はアーチ作用によって水平方向に伝達されるのに対し、摩擦抵抗力 fV の大部分は堤体自重に依存するためである。そこで、重力ダム、アーチダムの安定解析の考え方をまとめ、曲線重力ダムの安定解析の考え方について検討してみたのが図5.6である。図5.6はアバットメントに作用する荷重と解析断面のとり方について模式的に示したものであるが、重力ダムの場合、2次元設計を基本としているため、アバットメントの傾斜にかかわらず鉛直断面に対して安定性が検討される。アーチダムの場合、アーチスラスト V_1 が支配的なため、堤体自重 V_2 を無視して水平断面に対して安定性が検討される。ただしこの場合、せん断力 H には片持梁要素のせん断力も考慮された値が用いられる。曲線重力ダムの場合、アーチダムの場合と同様な考え方を採用すれば、堤体自重 V_1 が卓越するため、アーチスラスト V_2 を無視して鉛直断面に対して安定性が検討されることになる。この場合、せん断力 H には片持梁要素のせん断力のみならず、アーチ要素のせん断力をも考慮しなければならない。

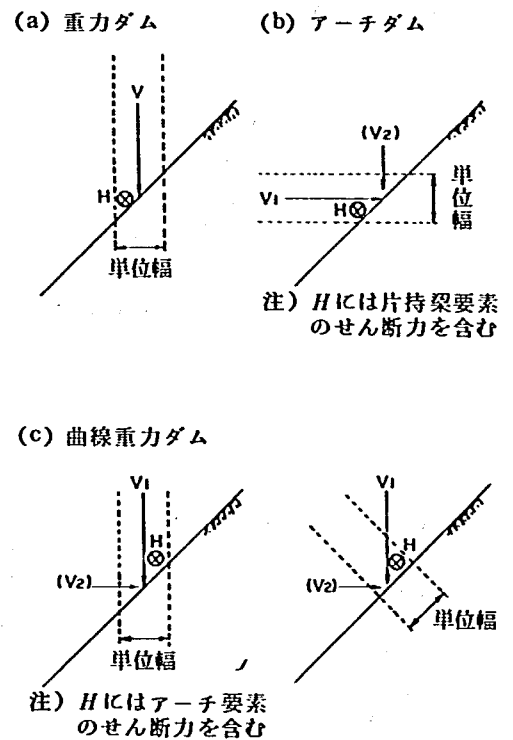


図5.6 解析断面の考え方
 Cross Sections of Analysis

この考え方はアーチダムと同様な考え方をを用いているものの、解析断面として鉛直断面を用いる明確な根拠のないこと、アーチスラストの影響を全く無視するのは安全側すぎる設計をしているなどの問題点がある。試みにこのようにして求めた安全率4を確保するために必要な各標高毎の所要せん断強度を示したものが図5.7～図5.8である。堤体下部標高では2次元設計の場合よりも所要強度は小さくなっているが、所要強度の最大値は2次元設計の場合よりもむしろ大きくなっている。また図5.8では中心角が大きくなるほど所要強度が大きくなり、アーチスラストを無視する解析方法に問題があることを示している。

本来、せん断破壊に対する安全率は、せん断面に作用する垂直力とせん断力の関係から求められる。

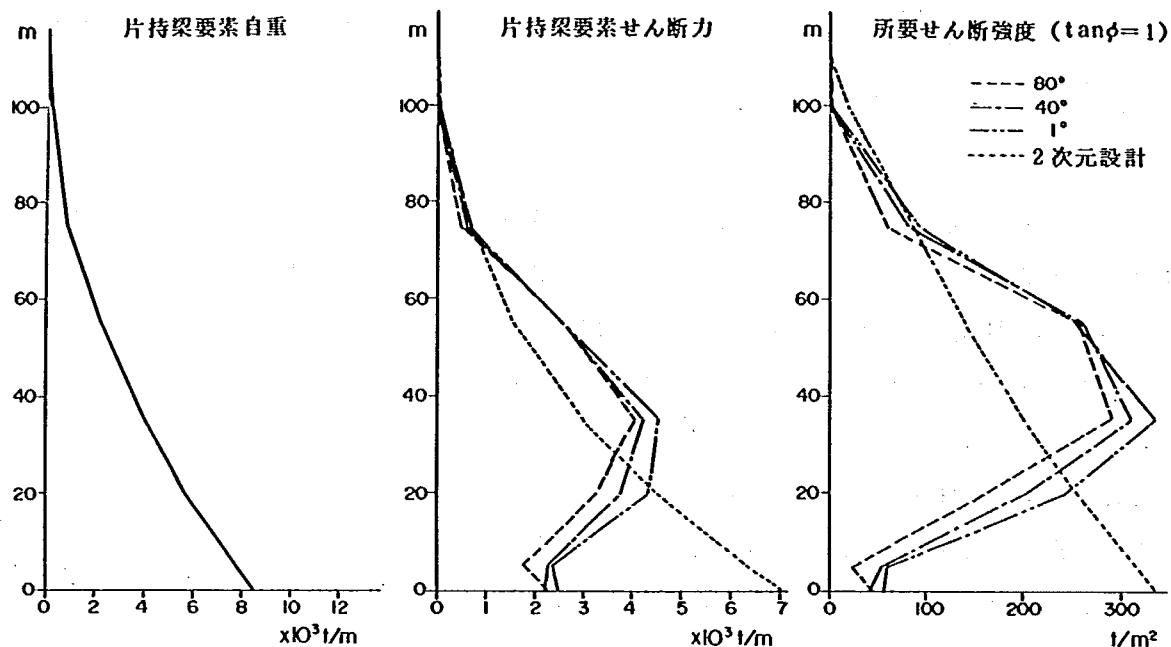


図 5.7 中心角の変化による所要せん断強度の増減 (1)
(下流面勾配 6 分)

Change of Required Shearing Strength for Central Angle
(Downstream Slope 0.6)

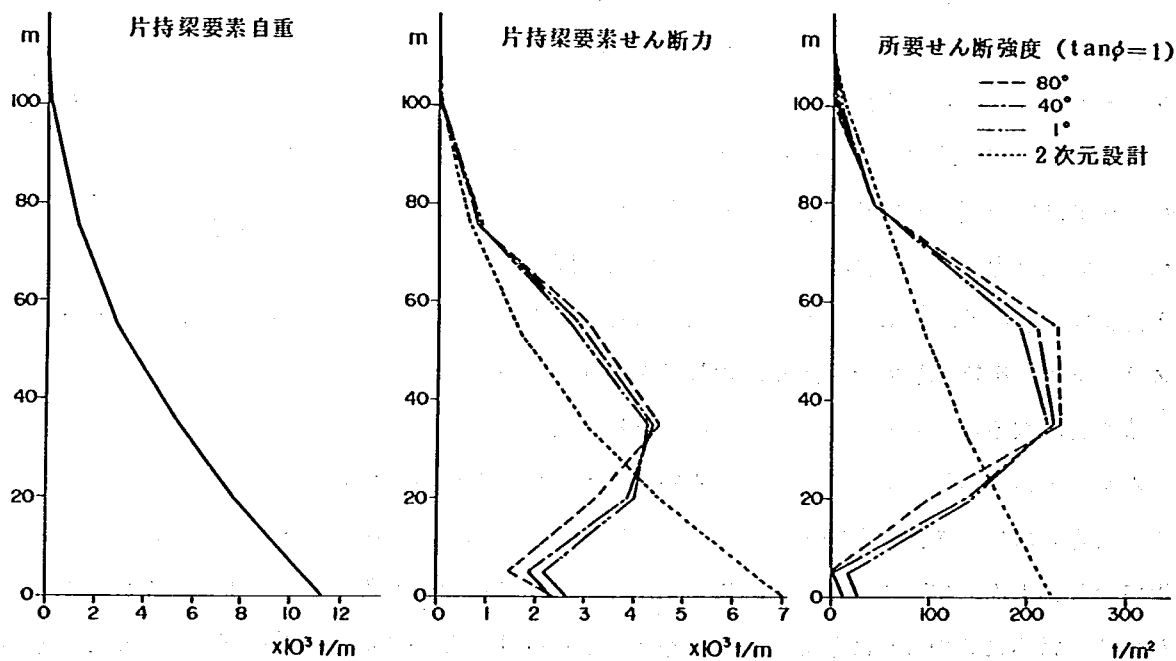


図 5.8 中心角の変化による所要せん断強度の増減 (2)
(下流面勾配 8 分)

Change of Required Shearing Strength for Central Angle
(Downstream Slope 0.8)

したがって計算は多少複雑になるが、以下の考察においては基礎岩盤着岩面に垂直な断面について安全性を検討するものとする。

5.4.2 中心角の変化による所要せん断強度の変化

図 5.9 ～ 図 5.10 は下流面勾配を一定として中心角を変化させた場合の安全率 4 を確保するために必要

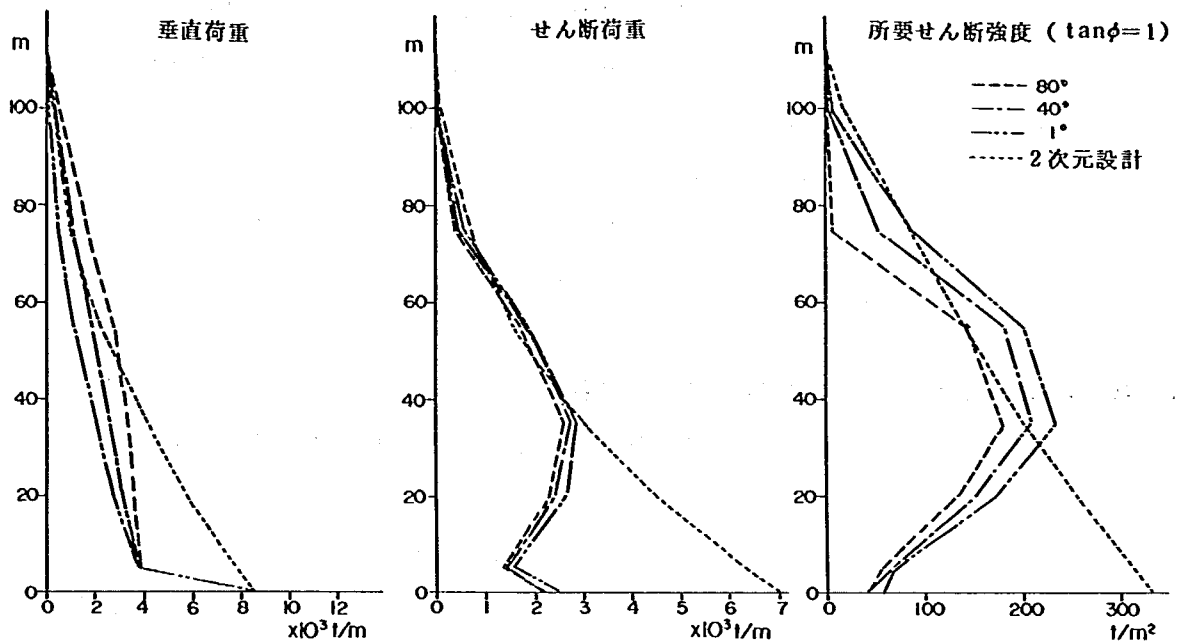


図 5.9 中心角の変化による所要せん断強度の増減 (1)

(下流面勾配 6 分)

Change of Required Shearing Strength for Central Angle
(Downstream angle 0.6)

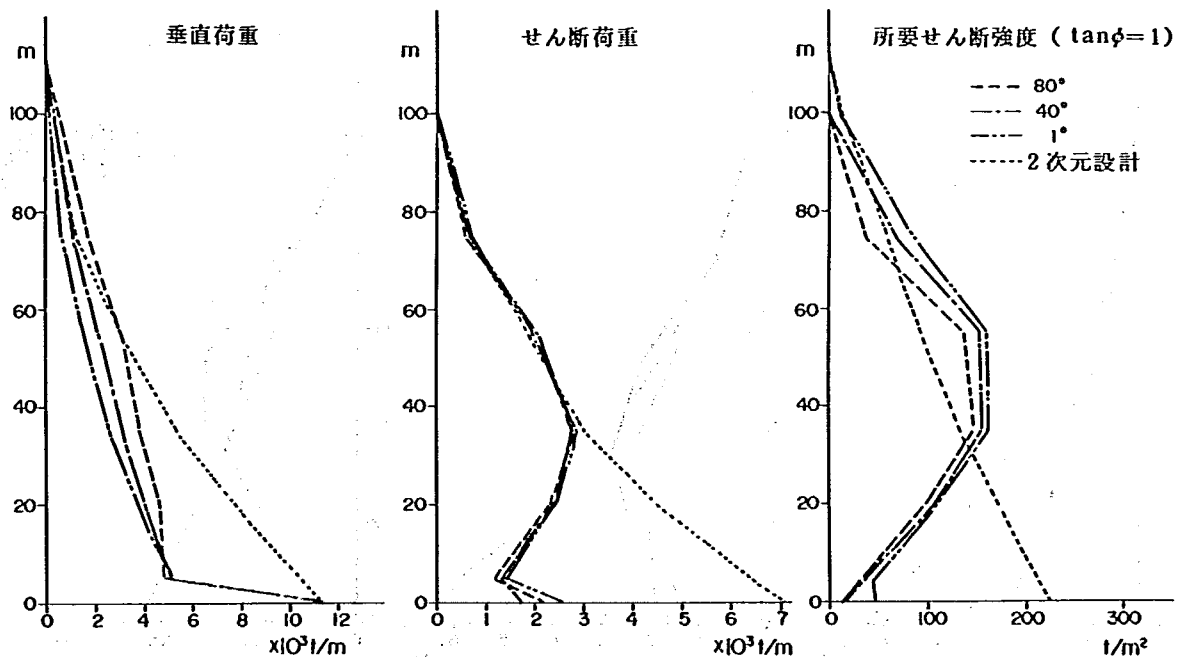


図 5.10 中心角の変化による所要せん断強度の増減 (2)

(下流面勾配 8 分)

Change of Required Shearing Strength for Central Angle
(Downstream Slope 0.8)

な所要せん断強度を示したものである。一般に中心角が大きくなるとアーチスラストが有効に働くため、所要せん断強度は小さくなる。また2次元設計を行った場合と比較すると、堤体中位標高の基礎岩盤には2次元設計の場合よりも高いせん断強度が要求されるが、所要せん断強度の最大値で比較した場合には、2次元設計において要求されるせん断強度の70%以下の強度で所要の安全率4を確保することができる。また河床部付近には大きなせん断強度は必要とはならないことがわかる。

5.4.3 下流面勾配の変化による所要せん断強度の変化

図5.9と図5.10の比較によって下流面勾配の変化による所要せん断強度の変化が読みとれるが、下流面勾配が大きくなると、当然ながら所要せん断強度は小さくなる。

5.5 基礎岩盤の安定性から見た曲線重力ダムの形状

以上、曲線重力ダムの基礎岩盤の安定性を2次元設計との比較を中心に検討してきたが、その結果をまとめると次のとおりである。

- ① 基礎岩盤の安定性を検討する場合、アーチスラストは無視することができない。
- ② 基礎岩盤の安定性は、中心角が大きくなるほど、また下流面勾配が大きくなるほど向上する。
- ③ 2次元設計と比較した場合、曲線重力ダムは中位標高において高い強度が必要となるが、下位標高においてはほとんど強度を必要としない。
- ④ 所要の最大せん断強度は2次元設計よりも小さく抑えることができる。

以上の点を考慮すると、左右岸基礎岩盤のせん断強度があまり期待し得ない場合を除き、曲線重力ダ

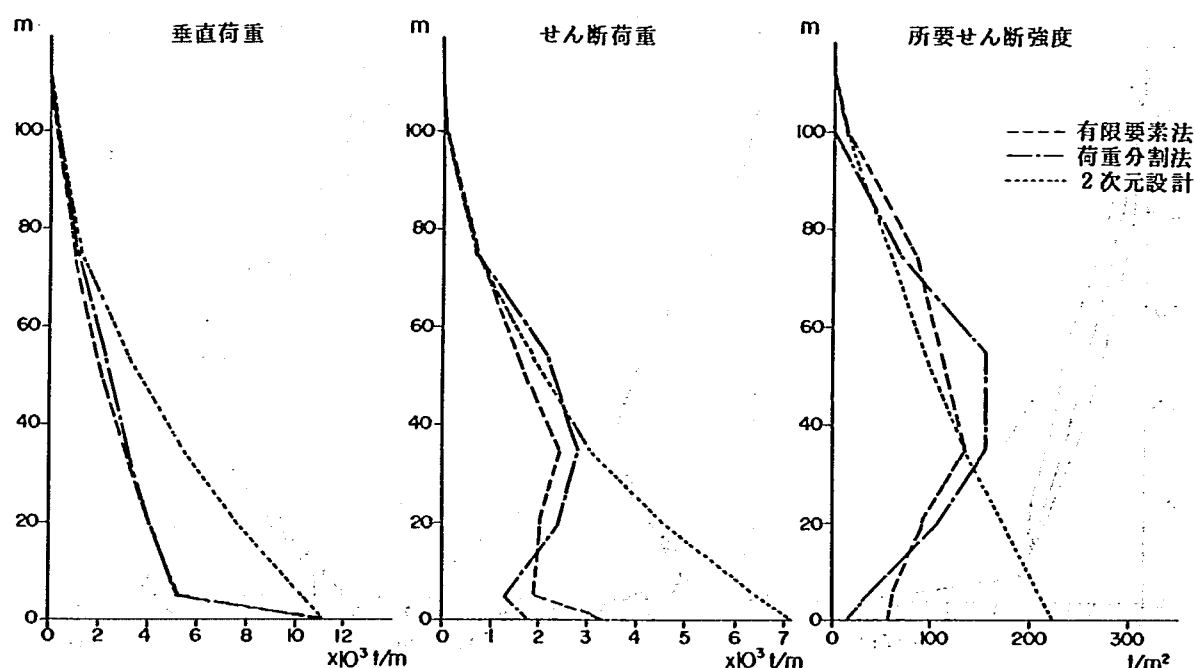


図5.11 有限要素法と荷重分割法の比較

(所要せん断強度)

Comparison between F.E.M. and Trial Load Method
(Required Shearing Strength)

ムは2次元設計によるダムに比べ、同一断面に対して高いせん断破壊に対する安全率をもって設計することが可能であると考えられる。なお、堤体応力の安定性から考えた天端中心角 40° 、下流面勾配1:0.8の曲線重力ダムに対して、有限要素法を用いて解析した基礎岩盤の所要せん断強度は図5.11のとおりである。なおこの場合もジョイントグラウチングを考慮して自重応力は荷重分割法の結果を用いている。荷重分割法と比較すると、中位標高の所要せん断強度は小さくなっているが、上、下位標高での所要せん断強度は逆に大きくなっている。

6. まとめと今後の課題

我が国ではアーチダムとして設計する場合を除き、重力ダムは直線重力ダムとして2次元設計され、3次元的な効果を取入れた曲線重力ダムとして設計されることはない。しかし、日本が古くダム技術を学んだ米国内務省開拓局などではHoover, Hungry Horse, Glen Canyon, Auburnダムなど多くのダムがアーチ重力ダムないしは曲線重力ダムとして設計されている。日本で曲線重力ダムが造られなかった経緯が明らかでないが、直感的に考えても、平面的に楔効果を持たせた曲線重力ダムの方が同じ断面を持つ直線重力ダムよりも安定性がよいと考えられ、実際に解析してみてもそのような結果が得られる。しかし反面、曲率を持たせることによる問題が生じることも事実である。今回の解析による曲線重力ダムの特徴をまとめると次のとおりである。

- ① 適切な下流面勾配、中心角をもたせれば、定半径アーチとして曲線重力ダムの設計は可能である。
- ② この場合、上流面アバットメント、下流面クラウンに水平引張応力が現れるが、これは重力ダムの上流面引張応力と違って許容応力の問題として取扱えるものである。
- ③ 基礎岩盤に要求されるせん断強度は重力ダムの場合に比較して小さな値でよい。特に下位標高の強度はほとんど要求されない。
- ④ しかし、中位標高においては重力ダムの場合よりも高い強度が要求され、いかなる場合も曲線重力ダムが重力ダムより安全となるわけではない。

また施工上の問題点としては次のものがあげられる。

- ⑤ 3次元的な挙動を確保するためには、横継目のジョイントグラウチングが必要である。
- ⑥ 引張強度を確保するためのコンクリート配合が要求され、単位セメント量の増加が必要とされる。

このように曲線重力ダムは重力ダムに比べ利点、欠点を有し、必ずしも曲線重力ダムが重力ダムよりも安全性、経済性において共に優るものとは限らないが、各ダムサイトの特色を考慮して重力ダム、曲線重力ダムの選択をすれば、より合理的なダムの設計が行われるものと考えられる。特に河床部付近に問題がある場合には曲線重力ダムは十分検討されるべきものであろう。

曲線重力ダムの設計に
関する基礎的考察

ISSN 0386-5878号
土木研究所資料第1878号
昭和57年10月(1982)

ダム構造研究室
水野光章, 藤沢侃彦
永山 功, 矢沢克敏
白江健造

キーワード : 曲線重力ダム, 3次元設計
有限要素法, 荷重分割法

要旨

本報告は, 重力ダムの3次元的设计の方法として曲線重力ダムの適用性について基礎的な考察を行ったものである。

郵便はがき

305-□□

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

ダム構造研究室 御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1878号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印