

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1642号

土 木 研 究 所 資 料

ア ー チ ダ ム の 設 計

昭 和 56 年 2 月

建 設 省 土 木 研 究 所

ダ ム 構 造 研 究 室

Copyright © 1981 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ってはならない。

まえがき

アーチダムの造形美は、アーチダムを見た誰もが味わう感慨であろう。このような造形美は自然の理に叶った物体に特有な性質であり、アーチダムもその例外ではない。ダムに作用する巨大な水圧をダムを支える基礎岩盤へ有効に伝達するための最適形状がこのような造形美を生み出したのである。有効な荷重伝達は必然的に材料の強度を効率的に利用する。従ってアーチダムの設計に当っては、堤体および基礎岩盤の安定性を高度な力学理論および数多の構造計算によって十分に検証されなければならない。

このような極限に近い材料の強度を利用した構造物は安全に対する余裕が少ないのではないかとその採用に難色を示す向きもしばしば見受けられる。しかしアーチダムの設計に熟知した者には明らかなように、アーチ構造は柔軟性に富み力学的な欠点を補うように応力の配分が行われ、その安全性は極めて高い。また体系づけられた理論に支えられた構造物であるからこそ、他の型式のダムよりも信頼性が高いといえよう。

またアーチダムの設計理論のむずかしさ、構造計算の繁雑さからアーチダムを毛嫌いする者も多い。確かに、従来アーチダムの設計は専門家に依存する傾向が多く、またアーチダムの参考書の類も意外と少ない。本書は、従来よりアーチダムの設計を手がけてきた当研究室の研究成果を下に、アーチダムの設計について取りまとめた小論である。内容についてはいまだ不十分な点も多いが、今後のアーチダムの設計に多少でも役立てば幸いである。

昭和56年2月

ダム構造研究室

斎	藤	孝	三
永	山		功
矢	沢	克	敏
白	江	健	造

目 次

1. 概 要	1
1.1 アーチダムの構造的特徴	1
1.2 アーチダムの歴史	2
2. 荷重分割法理論	4
2.1 アーチの基礎理論	4
2.2 荷重分割法の理論	10
2.3 荷重分割法の問題点	22
3. 変半径アーチダムの幾何学	34
3.1 放物線アーチダムの発達	34
3.2 変半径アーチダム	34
3.3 放物線アーチダム	34
4. アーチダム堤体の設計	38
4.1 概 説	38
4.2 アーチダム堤体に関する設計基準	38
4.3 設計データ	39
4.4 アーチダムの堤体応力に影響を及ぼす要素	41
4.5 荷重分割法による解析上の留意点	56
4.6 アーチダムの細部設計	56
5. 模型実験	59
5.1 概 説	59
5.2 石膏の材料特性と配合設計	59
5.3 相似律	61
5.4 実験方法	63
6. 基礎岩盤の設計	70
6.1 力学的設計	70
6.2 止水処理	84
7. 3次元有限要素法の利用	86
7.1 3次元有限要素法の適用性	86

1. 概 説

1.1 アーチダムの構造的特徴

コンクリートダムは、フィルダムと比較した場合、その基礎岩盤に大きな耐荷力が必要とされ、また堤体に発生する応力も大きいのが一般である。この典型がアーチダムであり、アーチダムは堤体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構造物であるといえよう。したがって、アーチダムを築造するダムサイトの基礎岩盤は十分堅硬であることが必要であり、また堤体および基礎岩盤の安定性は詳細に検討されなければならない。

アーチダムの設計を行う場合、重力ダムとの構造的な差異を理解しておくことは重要である。構造的には、重力ダムは片持梁作用によって水圧荷重を下方の基礎岩盤に伝達する構造物であり、この結果、堤体上流面に発生する引張応力は堤体自重によって消去されなければならない、自ずと巨大な堤体積を有する構造物とならざるを得ない。また、このような荷重の流れから、解析断面は鉛直にとるのが一般である。これに対し、アーチダムはアーチ作用と片持梁作用によって水圧荷重を主として左右岸基礎岩盤に伝達する構造物であり、適切な堤体形状を選定すれば引張応力の発生を極力避けることが可能であり、重力ダムのように巨大な堤体積を必要としないのが一般である。この場合堤体積は重力ダムに比べて50~70%程度減少することが可能である。また、左右岸基礎岩盤へ伝達する荷重の流れから、解析断面は水平にとるのが一般である。

堤体積の減少は堤体内に大きな応力を発生させる。重力ダムに作用する応力は前述の上流面に引張応力を発生させない条件からダムの高さによって自ずと定まってしまうが、アーチダムの場合は逆にコンクリートの許容強度から堤体形状が定まるのが一般である。

堤体積の減少および発生応力の増大は基礎岩盤にも大きな負担を課す。その一つは、堤体からの支圧応力に耐え得るだけの支圧強度であり、もう一つは、堤体自重による摩擦抵抗に期待をかけられないために基礎岩盤に大きなせん断強度を必要とすることである。すなわち、重力ダムは堤体自重による内部摩擦抵抗と底面のせん断抵抗によって安定性を確保するのに対し、アーチダムは基礎岩盤内のせん断抵抗のみによってその安定性を確保しなければならないわけである。さらに、堤体の厚さが薄いことは、基礎岩盤内に大きな動水勾配をもたらす。したがって止水処理は重力ダムの場合よりも入念に行わなければならない。

次に、設計手法の違いについて比較しよう。重力ダムは片持梁作用によって荷重を伝達する構造物であるから、その設計は2次元解析で事足りるのが一般である。また梁理論を用いて容易にかつ比較的精度よく解析値を求めることが可能であり、一般に変形性を考慮した解析は必要とならない。また基礎岩盤に作用する荷重強度（応力）が小さいことから基礎岩盤の安定性の問題も比較的浅い範囲に限られ、2次元解析で十分ことが多い。一方、アーチダムはアーチ作用と片持梁作用によって荷重を伝達する構造物であるから、その設計は3次元(的)解析を行わなければならない、またその結果は堤体および基礎岩盤の変形性に依存することから、これら変形性を考慮した解析法が必要となってくる。また基礎岩盤に作用する荷重強度（応力）が大きいことから基礎岩盤の安定性は広範な領域にわたって検討せねばならず、またこのようなことから3次元取的取扱いが必要となることが多々生じることがある。

アーチダムの設計はこのような条件から画一的な手順を通して機械的に行い得るものではなく、各ダム

毎に最適形状をいわば試行錯誤によって求めていかねばならず、このため重力ダムの設計に比して多大な労力を必要とするのが一般である。このため経験ないし有益な設計データの存在はアーチダムの設計にとって極めて有益である。

1.2 アーチダムの歴史

我が国のアーチダムの歴史に比べ、欧米諸国におけるアーチダムの歴史はかなり古い。特にヨーロッパにおいてはローマの遺跡に見られるアーチ構造物に代表されるようにアーチ構造物に対する信頼性は高く、その設計理論も18世紀後半より盛んに検討され、またかなりの数のアーチダムが建設されてきた。近代的な設計理論を用いて最初に設計されたアーチダムはZolaダム（フランス、 $H=36m$ ）であり1850年に完成している。一方、1884年に完成したBear Valleyダム（アメリカ、 $H=20m$ ）は堤厚 $2.6m$ という極めて薄肉のアーチダムであった。しかしこれらのダムは円筒理論に基いて設計されたものであり設計手法として必ずしも適切なものではなかった。

アーチダムの設計手法が現在のような形に確立されたのは1900年代に入ってからのことである。荷重分割法（試算荷重法）はアメリカで発展してきた解析法であり、その最初の適用例は1905年に設計され1907年に完成したPathfinderダム（アメリカ、 $H=65m$ ）であり、また次いで1910年に完成したShoshone（現在のBuffalo Bill）ダム（アメリカ、 $H=99m$ ）は当時世界最高のダムであった。しかし、当時の荷重分割法は円筒理論と片持梁理論に基いており、いまだ不十分なものであった。アーチダムの設計に現在のような荷重分割法が取り入れられたのは1936年に完成したBoulder（現在のHoover）ダム（アメリカ、 $H=221m$ ）においてであり、堤高 $221m$ は当時最高だったChambonダム（フランス、 $H=136m$ 、重力ダム）を一挙に $85m$ も凌駕する大ダムであり、また現在のコンクリートダムの設計施工技術の基礎を築いたダムでもあった。

ヨーロッパではイタリア、フランス、スイス、オーストリアを中心にアーチダムの理論が独自に発達した。この理論は水平アーチのみを考慮した独立アーチ理論と呼ばれるもので、荷重分割法は、計算量が莫大なこと、堤体厚が厚くならざるを得ないことなどの理由で適用されなかった。すなわち荷重分割法は片持梁要素の影響を大きく評価しすぎると判断された。独立アーチ法はヨーロッパに見られる狭くて深い峡谷のアーチダムの設計手法としては適切であったのかも知れない。独立アーチ理論から設計されたアーチダムは極めて薄肉であり、また変心アーチ、多心アーチ、不等厚アーチ等種々のアーチダムが各地で建設されていった。

1950年代にはいと、イギリス、ポルトガル、イタリアを中心に模型実験によるダムの解析法が発達し、また1960年代の電子計算機の発達による計算技術の進歩は荷重分割法の複雑な計算を短時間で解くことを可能にし、その結果一層複雑な解析が可能となった。そして1961年にはフランスの技術者André Coyneは堤高 $90m$ 、最大堤厚 $2.4m$ という超薄肉アーチダムであるTollaダム（フランス）を成功裏に完成させている。また同年に世界最高のアーチダムValontダム（イタリア、 $H=262m$ ）が完成している。

このようなアーチダムの輝かしい歴史の反面、1959年に起ったMalpassetダム（フランス、 $H=61m$ ）の破壊は劇的であった。Malpassetダムの破壊はダム本体の欠陥ではなく、ダム基礎岩盤の欠陥による破壊であった。それ以前のダムの設計は主としてダム本体の安全性が主眼であり、基礎処理設計もダム本体が安全となるように設計されていた。しかしこの事故を契機に、ダム本体の形状もその基礎岩盤

が安全なようにという観点から設計されるようになっている。

次に我が国のアーチダムを回顧してみよう。1950年代までの我が国の大ダムといえば重力ダムであった。我が国最初の本格的アーチダムは1955年に完成した上椎葉ダム（九電、 $H=113\text{ m}$ ）である。また1957年には外国人技術者の援助を受けずに設計施工された最初のダムとして鳴子ダム（東北地建、 $H=95\text{ m}$ ）が完成している。また、1961年には室牧ダム（富山県、 $H=82\text{ m}$ ）、1962年には坂本ダム（電源開発、 $H=103\text{ m}$ ）などの薄肉アーチダムが相継いで完成している。

Malpasset ダムの決壊が起ったのはこのようなアーチダムの開花期であった1959年のことであった。当時我が国でも、湯田ダム（東北地建、 $H=87.5\text{ m}$ ）、川俣ダム（関東地建、 $H=117\text{ m}$ ）、黒四ダム（関電、 $H=186\text{ m}$ ）などの基礎岩盤に問題のある地点でダムが建設されており、広範な地質調査試験や基礎処理が行われるに至った。1964年に完成した黒四ダムは我が国最高のダムであり、また本格的な岩盤試験を行った最初のダムでもあった。また1965年に完成した川俣ダムは基礎岩盤の安定性を増すため 90° 以下の中心角を用いた最初のアーチダムであり、大規模な基礎岩盤処理を行なったダムでもあった。

その後、矢作ダム（中部地建、 $H=100\text{ m}$ ）の設計においては今までの円弧アーチに代って放物線アーチが採用された。放物線アーチは中心角を小さくすることにより基礎岩盤の安定性を向上し、また中心角を小さくすることによる堤体応力の好ましからざる分布を放物線を用いることによって改良した画期的なアーチダムであった。これによって中心角の大きさを従来の 110° 程度から 75° までに低下することに成功している。矢作ダムは1970年に完成したが、矢作ダムの設計を契機として以来アーチダムの主流は放物線アーチダムとなっている。

また最近では特殊基礎処理を行って岩盤改良を行うという考え方に対し、アーチダムの設計面から詳細な検討を行って、堤体形状を改良した正確な安全率を算出することによって特殊基礎処理を極力回避する方法がとられている。これは実際の基礎処理の施工が逆に岩盤を痛めることが多く、設計条件を満足するような改良が行われないのではないかという危惧に基いている。また基礎処理工法も基礎岩盤を痛めないような工法（たとえば岩盤PS工）が利用されている。

表1-1 アーチダム堤高別一覧

	日 本	世 界
1	黒 四（関電） $H=186\text{ m}$ 1964	Vaioni（伊） $H=262\text{ m}$ 1961
2	奈川渡（東電） $H=155\text{ m}$ 1969	Mauvoisin（スイス） $H=237\text{ m}$ 1957
3	川 治（建設省） $H=140\text{ m}$ 1981	Chirkey（ソ） $H=233\text{ m}$ 1975
4	高根第1（中電） $H=133\text{ m}$ 1969	Hoover（米） $H=221\text{ m}$ 1936
5	矢木沢（水公団） $H=131\text{ m}$ 1967	Contra（スイス） $H=220\text{ m}$ 1965
6	一ツ瀬（九電） $H=130\text{ m}$ 1963	Mratinje/Piva（ユーゴ） $H=220\text{ m}$ 1974
7	真名川（建設省） $H=128\text{ m}$ 1978	Glen Canyon（米） $H=216\text{ m}$ 1964
8	川 俣（建設省） $H=117\text{ m}$ 1966	Luzzzone（スイス） $H=208\text{ m}$ 1963
9	新豊根（電発） $H=117\text{ m}$ 1973	Mohamed Reza Choh Pahlavi（イラン） $H=203\text{ m}$ 1963
10	上椎葉（九電） $H=113\text{ m}$ 1955	Almendra（スペイン） $H=202\text{ m}$ 1970
11	小 浜（建設省） $H=105\text{ m}$ 1969	(14位) 黒 四（日） $H=186\text{ m}$ 1964

2. 荷重分割法理論

2.1 アーチの基礎理論

2.1.1 アーチの曲げ理論

アーチの曲げ理論を展開するに当たって、まず Euler-Bernouli の仮定を認めよう。Euler-Bernouli の仮定とは、変形前に中立軸に垂直な平断面は変形後も中立軸に垂直な平断面となるという仮定である。この時、図 2-1 に示すようなアーチの微小要素を取り出し、その変形前のアーチの中心線の曲率半径を ρ 、中心角を $\delta\phi$ とし、変形後の曲率半径を ρ' 、中心角を $\delta\phi'$ とすれば、中心線における伸び ϵ_0 および中心角の変化率 ω はそれぞれ、

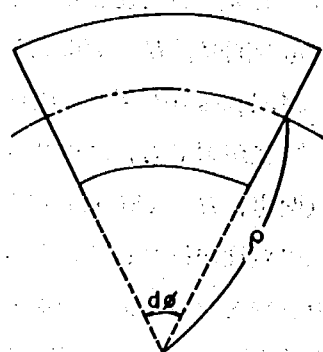


図 2-1 アーチの微小要素

$$\epsilon_0 = \frac{\rho' \delta\phi' - \rho \delta\phi}{\rho \delta\phi} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\omega = \frac{\delta\phi' - \delta\phi}{\delta\phi}$$

で与えられる。また、一般に中心線から外側に y 離れた点での伸びは、

$$\epsilon = \frac{(\rho' + y) \delta\phi' - (\rho + y) \delta\phi}{(\rho + y) \delta\phi} \quad \dots\dots\dots (2)$$

より、 $\epsilon = \epsilon_0 + \frac{y}{\rho + y} (\omega - \epsilon_0) \quad \dots\dots\dots (3)$

で与えられる。いま横ひずみを自由と仮定すれば、直応力 σ は、

$$\sigma = E \left\{ \epsilon_0 + \frac{y}{\rho + y} (\omega - \epsilon_0) \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。ここで曲げモーメント M および軸力 N と直応力 σ の間には、

$$N = \int_A \sigma dA \quad M = \int_A \sigma y dA \quad \dots\dots\dots (5)$$

なる関係があるから、

$$\int_A \frac{y}{\rho + y} dA = -\kappa A \quad \dots\dots\dots (6)$$

で定義されるアーチの形状係数 κ を用いれば、 $\int_A y dA = 0$ なることに注意して、

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{\rho A} + \frac{M}{\kappa \rho A} \cdot \frac{y}{\rho + y} \quad \dots\dots\dots (7)$$

および、

$$\epsilon_0 = \frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\omega = \frac{N}{EA} + \frac{1 + \kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA}$$

が得られる。ここで注意すべき点は、中立軸は $y=0$ で与えられるのではなく、

$$y_0 = -\frac{\kappa}{1+\kappa}\rho \quad \dots\dots\dots (9)$$

で与えられることである。また直応力の分布も直梁のように直線分布にならず、双曲線分布で与えられることである。

また一般に、

$$\kappa \doteq \frac{I}{\rho^3 A} \quad \dots\dots\dots (10)$$

が成立し、 ρ が梁高の 2 倍以上であればその誤差は 3 % 以下でしかも安全側に成立することが確かめられている。従って(7)式は、

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{\rho A} + \frac{M}{I} \cdot \frac{y}{1+(y/\rho)} \quad \dots\dots\dots (11)$$

で近似することができる。逆に ρ が梁高の 2 倍以下の場合には、Euler-Bernouli の仮定および横ひずみ自由の仮定が成立しなくなるため、アーチの曲げ理論そのものが成立しなくなってしまう。

なお、アーチの形状係数は高さ $2h$ の矩形断面を仮定すれば、

$$\kappa = \frac{\rho}{2h} \ln \frac{(\rho/h) + 1}{(\rho/h) - 1} - 1 \quad \dots\dots\dots (12)$$

で表わされる。

アーチの曲げ理論は厳密にはモーメントと軸力が作用した場合の応力分布を示すものであり、半径方向に荷重が作用する場合には本来適用できないものである。しかし直梁の場合と同様に梁高がスパンに比べて十分小さい場合には実用上十分な精度で適用が可能である。

2.1.2 アーチの微小変形理論

弾性理論は微小変形に基いて導かれているが、ここでいう微小変形とは厳密には局所的な変位関係において成立すれば十分であるのが一般である。従って、梁理論（アーチ理論も含めて）の場合には局所的には微小変形を取扱うが、全体としては必ずしも変位が小でない場合が相当含まれることになる。

今、図 2-2 に示すような微小要素を取り出し、その中心線上に δs だけ離れた 2 点 A, B をとり、それぞれの点での半径方向変位、法線方向変位を u, v, u', v' で表わす。この時、変形前の A 点に設けた座標系 $x-y$ に関する B 点の変位 U', V' はそれぞれ、

$$\begin{aligned} U' &= u' + v' \delta\phi \\ V' &= v' - u' \delta\phi \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。また A 点の変位 U, V は当然ながら u, v に一致している。従って、 $x-y$ 座標系に対する変位の増分は 2 次微小を無視して、

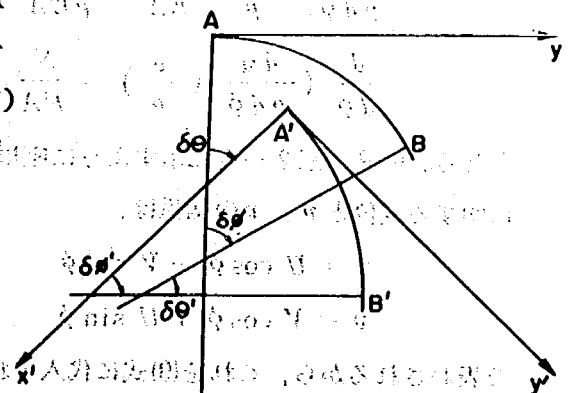


図 2-2 アーチの変形

$$dU = du + v \delta \phi \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$dV = dv - u \delta \phi$$

で表わされる。この時、アーチの微小要素の中心線の伸び ϵ_0 は、

$$\epsilon_0 = \frac{1}{\delta s} (\sqrt{(\delta s + dV)^2 + dU^2} - \delta s) = \frac{dV}{ds} \quad \dots\dots\dots (3)$$

より、

$$\epsilon_0 = \frac{dv}{\rho d\phi} - \frac{u}{\rho} \quad \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。(3)式はA点の近傍に関して成立する式であるが、(4)式は任意の点で成立することは容易に理解できよう。また、半径方向の回転 $\delta \theta$ は、

$$\delta \theta = \sin \delta \theta = \frac{dU}{ds} \quad \dots\dots\dots (5)$$

で表わされ、一方、図2-2から明らかなように、

$$\delta \theta' - \delta \theta = \delta \phi' - \delta \phi \quad \dots\dots\dots (6)$$

が成立するから、中心角の変化率 ω は、

$$\omega = \frac{\delta \phi' - \delta \phi}{\delta \phi} = \frac{d}{d\phi} \left(\frac{dU}{\rho d\phi} \right) \quad \dots\dots\dots (7)$$

より、

$$\omega = \frac{d}{d\phi} \left(\frac{du}{\rho d\phi} + \frac{v}{\rho} \right) \quad \dots\dots\dots (8)$$

で与えられる。(4)式と同様(8)式も任意の点で成立する式である。一方、 ϵ_0 および ω とモーメント M および軸力 N との関係は2.1.1で与えられているから、これを用いれば、

$$\frac{dv}{\rho d\phi} - \frac{u}{\rho} = \frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\frac{d}{d\phi} \left(\frac{du}{\rho d\phi} + \frac{v}{\rho} \right) = \frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA}$$

となる。いま、図2-3に示すように座標軸をとれば、 $x-y$ 軸に関する変位と u, v の関係は、

$$u = U \cos \phi - V \sin \phi \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$v = V \cos \phi + U \sin \phi$$

で表わされるから、これを(9)式に代入すれば、

$$\begin{aligned} & \frac{dU}{\rho d\phi} \sin \phi + \frac{dV}{\rho d\phi} \cos \phi \\ &= \frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \end{aligned} \quad (11)$$

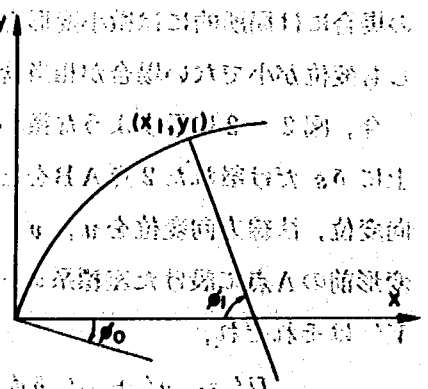


図2-3 座標軸の設定

$$\frac{d}{d\phi} \left(\frac{dU}{\rho d\phi} \cos \phi - \frac{dV}{\rho d\phi} \sin \phi \right) = \frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \quad (12)$$

となる。今、原点での変位、角度の変化を0として、この解を求めてみよう。(11)式を U, V について整理すれば、

$$\begin{aligned} \frac{dU}{\rho d\phi} &= \left(\frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \right) \sin \phi + \int_{\phi_0}^{\phi} \left(\frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \right) d\phi \cos \phi \\ \frac{dV}{\rho d\phi} &= \left(\frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \right) \cos \phi - \int_{\phi_0}^{\phi} \left(\frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \right) d\phi \sin \phi \end{aligned} \quad \dots\dots (12)$$

となる。ここで部分積分の定理

$$\int f(\phi) g'(\phi) d\phi = f(\phi) g(\phi) - \int f'(\phi) g(\phi) d\phi \quad \dots\dots\dots (13)$$

を利用すれば、結局

$$\begin{aligned} U &= \int_{\phi_0}^{\phi_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \right) (y_1 - y) d\phi \\ &\quad + \int_0^{x_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \right) dx \\ V &= \int_{\phi_0}^{\phi_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \right) (x - x_1) d\phi \\ &\quad + \int_0^{y_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \right) dy \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (14)$$

が得られる。また同点での傾斜角の変化は、

$$i = \int_{\phi_0}^{\phi_1} \omega d\phi \quad \dots\dots\dots (15)$$

より、

$$i = \int_{\phi_0}^{\phi_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \right) d\phi \quad \dots\dots\dots (16)$$

で与えられる。なお、アーチの曲率半径が梁高に比べて十分大きい場合には、軸力による変位が曲げによる変位に比べて一般に小さいので、

$$\begin{aligned} \kappa \rho^2 A &\div I \\ N + \frac{M}{\rho} &\ll \frac{M}{\kappa \rho} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (17)$$

と置いて、

$$\begin{aligned} U &= \int_0^{y_1} \frac{M}{EI} (y_1 - y) ds + \int_0^{x_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \right) dx \\ V &= \int_0^{x_1} \frac{M}{EI} (x - x_1) ds + \int_0^{y_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \right) dy \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (18)$$

で近似することができる。

2.1.3 せん断応力による変形

これまでの議論では、せん断応力の影響については何ら考慮が払われていなかった。そこで本節では、せん断応力の影響について考えてみよう。

今、図2-4に示すようなアーチの微小要素の応力の釣合条件を考えると、

$$\frac{\partial \tau}{\partial y} + \frac{2\tau}{\rho+y} + \frac{1}{\rho+y} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial \phi} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

が成立つ。またモーメント M 、軸力 N 、せん断力 F の間には、

$$\begin{aligned} \frac{dN}{\rho d\phi} &= -\frac{F}{\rho} \quad \dots\dots\dots (2) \\ \frac{dM}{\rho d\phi} &= F \end{aligned}$$

が成立つ。一方、2.1.1より、

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{\rho A} + \frac{M}{\kappa \rho A} \cdot \frac{y}{\rho+y} \quad \dots\dots\dots (3)$$

なる関係が得られているから、これを ϕ で微分すればせん断応力が求められる。この解を一般的に求めると繁雑になるが、簡単のため、曲率半径、断面を一定と考えれば、

$$(\rho+y) \frac{\partial \tau}{\partial y} + 2\tau = -\frac{y}{\rho+y} \cdot \frac{F}{\kappa A} \quad \dots\dots\dots (4)$$

が得られる。ここで、せん断応力は表面で0となるから、この解は、

$$\tau = \frac{h^2 - y^2}{(\rho+y)^2} \cdot \frac{F}{2\kappa A} \quad \dots\dots\dots (5)$$

で与えられる。特に曲率半径が梁高に比べて大きい時には(5)式は、

$$\tau = \frac{h^2 - y^2}{(1 + (y/\rho))^2} \times \frac{F}{2I} \quad \dots\dots\dots (6)$$

で近似することができる。

次にせん断応力による変形を考えよう。今、アーチの微小要素にせん断力 F が作用した時に、このせん断力がなした仕事はアーチの微小要素内に貯えられたせん断ひずみエネルギーに等しいから、

$$\frac{1}{2} F r ds = \int_A \frac{\tau^2}{2G} \left(\frac{\rho+y}{\rho} \right) ds dA \quad \dots\dots\dots (7)$$

が得られる。ここでせん断ひずみ γ は図2-2より、

$$\gamma = -\frac{dU}{\delta s} \quad \dots\dots\dots (8)$$

で与えられるから、これを u, v で表わせば、

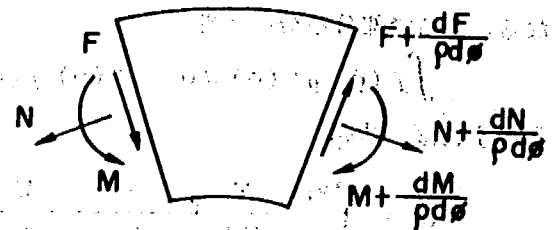
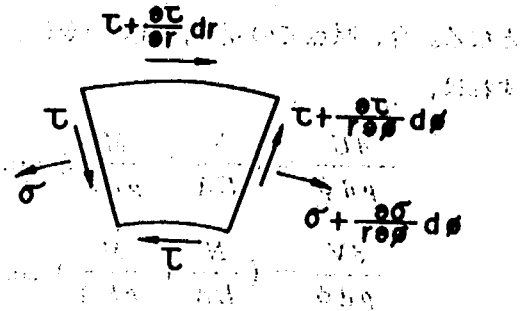


図2-4 アーチの微小要素の釣合

$$r = -\frac{du}{\rho d\phi} - \frac{v}{\rho} \quad (9)$$

が得られる。また、せん断応力が(5)式で表わされるものとすれば、これを(7)式に代入して、

$$-\frac{du}{\rho d\phi} - \frac{v}{\rho} = \frac{3\kappa^2 \rho^2 - (\kappa+1)h^2}{2\kappa^2 \rho^2} \cdot \frac{F}{GA} \quad (10)$$

が得られる。これを簡単に、

$$-\frac{du}{\rho d\phi} - \frac{v}{\rho} = k \frac{F}{GA} \quad (11)$$

で置き換えるものとする。なお、アーチの曲率半径が梁高に比べて十分大きい時には、 k を

$$k = \frac{6}{5} \quad (12)$$

で近似することができる。(10)式だけでは条件不足で解を求めることはできないが、それに、せん断力によるアーチ中心軸の伸びは0であるという条件を加えれば、

$$\frac{dv}{\rho d\phi} - \frac{u}{\rho} = 0 \quad (13)$$

となるから、変位解を求めることができる。すなわち(11)、(13)式より、

$$\frac{d^2 v}{d\phi^2} + v = -\frac{kF}{GA} \quad (14)$$

$$u = \frac{dv}{d\phi} \quad (15)$$

が得られるから、これを、図2-3に示す座標系に対して、原点での変位を0として解けば、

$$v = \int_{\phi_0}^{\phi_1} -\frac{kF}{GA} \sin(\phi_1 - \phi) \rho d\phi \quad (15)$$

$$u = \int_{\phi_0}^{\phi_1} -\frac{kF}{GA} \cos(\phi_1 - \phi) \rho d\phi \quad (16)$$

となる。またこれを図2-3に示す座標系に対する変位に変換すれば、

$$U = - \int_0^{y_1} \frac{kF}{GA} dy \quad (16)$$

$$V = \int_0^{x_1} \frac{kF}{GA} dx \quad (17)$$

が得られる。この変位は2.1.2においた変位解に加算される。すなわち、せん断力による変形まで考慮した場合の変位解は、

$$U = \int_{\phi_0}^{\phi_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \right) (y_1 - y) d\phi \quad (18)$$

$$+ \int_0^{x_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \right) dx - \int_0^{y_1} \frac{kF}{GA} dy \quad (19)$$

$$V = \int_{\phi_0}^{\phi_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \right) (x - x_1) d\phi \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$+ \int_0^{y_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} \right) dy + \int_0^{x_1} \frac{kF}{GA} dx$$

$$i = \int_{\phi_0}^{\phi_1} \left(\frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} \right) d\phi$$

で与えられることになる。

2.2 荷重分割法の理論

2.2.1 荷重分割法の原理

荷重分割法とは、アーチダムの構造上の複雑さを、構造上解析が可能な2つの構造系の複合体と考えることによって、その応力解析を可能とする考え方であり、現在

① アーチ・片持梁法

② 傾斜アーチ法

の2つが考えられている。しかし、傾斜アーチ法については我が国において適用例がないので、ここではアーチ・片持梁法について述べるものとする。なお、解説は便宜上、土木研究所において作成されているプログラムに沿って行う。

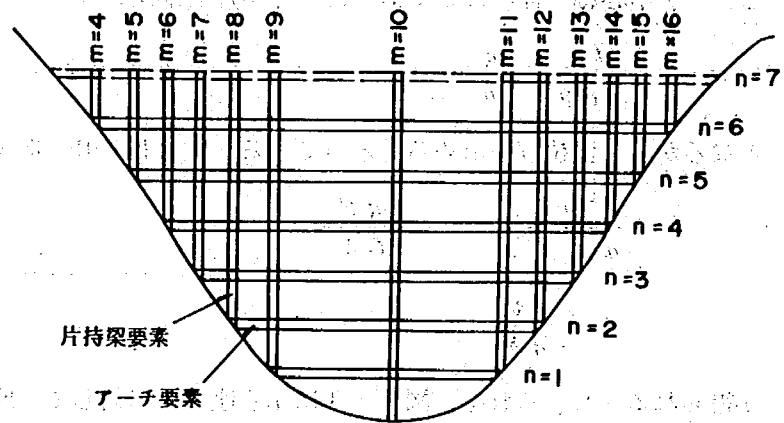


図2-5 荷重分割法概念図

アーチ・片持梁法では、アーチダムを図2-5に示すようなアーチ要素と

片持梁要素の2つの構造系に分割する。今、任意の点における水圧を P として、このうちアーチ要素に作用する圧力を P_a 、片持梁に作用する圧力を P_c とすると、当然ながら

$$P = P_a + P_c \quad \dots\dots\dots (1)$$

が成立する。この時、 P_a 、 P_c が独自にアーチ要素、片持梁要素に作用した時に生ずる変位をそれぞれ r_a 、 r_c とすれば、アーチダム全体の整合性が保たれているためには、任意の点において、

$$r_a = r_c \quad \dots\dots\dots (2)$$

でなければならない。このためには、アーチ要素と片持梁要素の交点において、次の6成分の変位を一致させることが必要である。

① アーチ半径方向変位

② アーチ接線方向変位

③ 鉛直方向変位

④ アーチ半径方向軸まわりの回転

⑤ アーチ接線方向軸まわりの回転

⑥ 鉛直方向軸まわりの回転

このうち、アーチ半径方向変位が最も支配的と考えられるため、この変位のみを考慮して、これをアーチ要素と片持梁要素の交点で一致させる解法を半径方向調整計算という。さらに、アーチ接線方向変位と鉛直方向軸まわりの回転までを一致させる解法を完全調整計算という。(ここで注意すべき点は完全調整といっても全ての変位を一致させているのではないことである。)

半径方向調整計算では、後述のように、水圧荷重を代数的に分割することによって調整が可能であるが、完全調整計算では、これだけでは調整が不可能であり、図2-6に示すような大きさの等しく向きの反対な自己平衡荷重をアーチ接線方向と鉛直方向軸まわりに作用させることによって初めて調整可能となる。自己平衡荷重の概念は、水圧荷重をベクトル的に分割した際の分力と考えれば理解しやすい。

荷重分割法の計算においては、アーチ要素と片持梁要素の交点の荷重分割が定まれば、各交点間の荷重分割は直線的に変化するものと仮定している。従って、アーチ要素と片持梁要素の交点、およびそれぞれの要素の着岩部の荷重分割が定まれば、任意の点での荷重分割は一義的に定まることになる。すなわち、連続体の解析が、荷重分割法においては有限節点系の解析に変換されることになる。従って、各アーチ要素と片持梁要素の交点、およびそれぞれの要素の着岩部に単位荷重が作用した場合の変位解をあらかじめ計算しておけば、任意の荷重が作用した場合の変位解は、多元一次連立方程式を解くことによって容易に求められることになる。

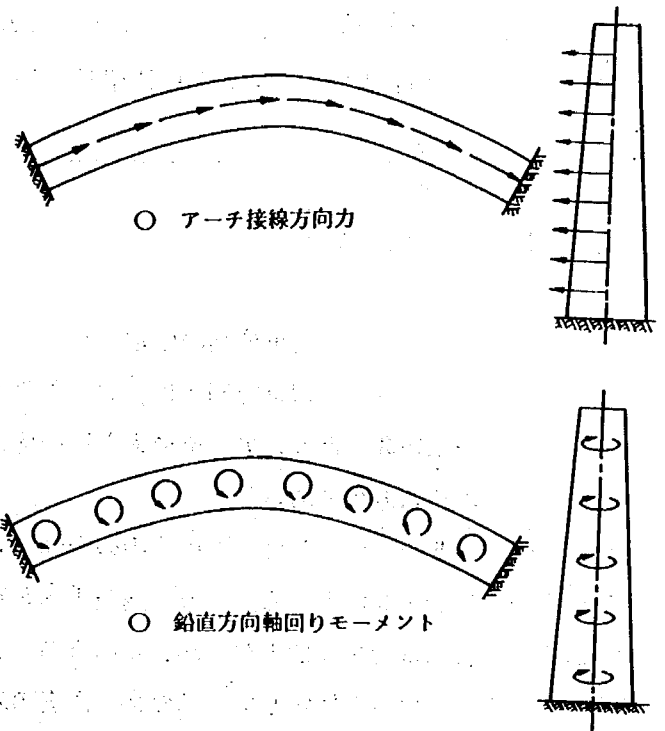


図2-6 自己平衡荷重

2.2.2 荷重分割法における要素分割

荷重分割法における要素分割は次のように決定する。すなわち、図2-5に示すように、アーチダムを天端を含めた7個の水平断面に分割し、このうち、天端を除いた6断面における単位幅の要素を考え、これをアーチ要素とする。(天端アーチについては、洪水吐を考慮してアーチ作用は働かないものとする。) 片持梁要素はアーチダムの最大断面と各アーチ要素のアバットメントから立上る13要素を考える。この時、アーチ要素と片持梁要素の交点は次のように定める。すなわち、天

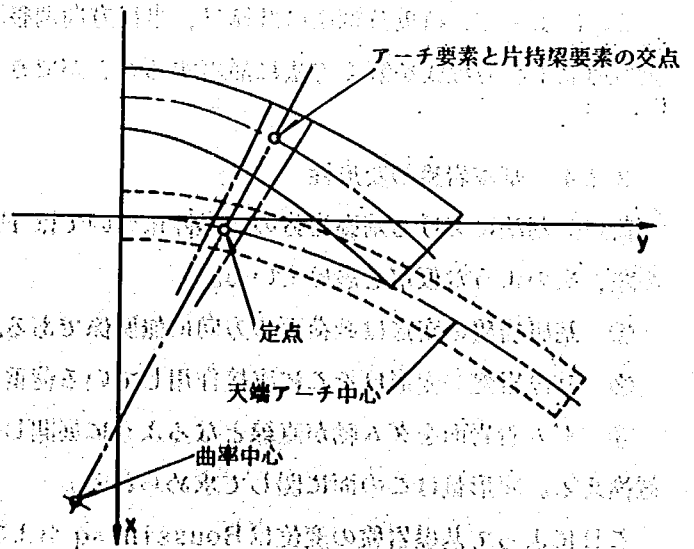


図2-7 片持梁要素の決定法

端アーチと片持梁要素の交点は、その片持梁要素が立上るアーチ要素のアバットメントにおける半径方向線と天端アーチの中心線とが平面的に交差する点とする。その他のアーチ要素と片持梁要素の交点は、その交点におけるアーチ要素の半径方向線が天端アーチと同片持梁要素の交点を平面的に交差するように決定する。従って、片持梁要素の中心線における半径方向線は全ての標高に対し、平面的にある定点（天端アーチと片持梁要素の交点）を通ることになる。この関係を図2-7に示す。また、片持梁要素の幅は定点に換算して単位幅になるように決定している。すなわち、図2-7において、 r_a を曲率中心と定点との距離、 r を曲率中心とアーチ要素と片持梁要素との交点の距離とすれば、片持梁要素の幅は、

$$b = \frac{r}{r_a} \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされるものとしている。

2.2.3 着岩部における荷重分割の仮定

2.2.1で述べたように、荷重分割法は、アーチ要素と片持梁要素の交点、およびそれぞれの要素の着岩部の荷重分割を未知数にとり、アーチ要素と片持梁要素の交点における変位の適合条件を連立方程式として、その解を求める方法である。

いま、図2-5を例にとれば、方程式中の未知数の数は、半径方向調整計算の場合には49個、完全調整計算の場合には49×3個となる。一方、調整すべき変位の数は、半径方向調整計算の場合には48個、完全調整計算の場合には48×3個となるが、このうち、アーチダムの着岩部においては、片持梁要素はアーチ要素から立上っていると仮定しているため、両者の変位は同点では自動的に一致することになる。従って、実質的な方程式の数は、半径方向調整計算の場合には36個、完全調整計算では36×3個となる。このため、未知数の数が方程式の数より優り、方程式を解くことはできないことになる。そこで、荷重分割法では次のような仮定を設けて未知数と方程式の数を一致させている。

- ① 水圧荷重については、アバットメントの傾角を α として、 $\sin^2 \alpha$ 、 $\cos^2 \alpha$ に比例して片持梁要素とアーチ要素に分割する。従って、拱頂片持梁の底面では水圧荷重は全て片持梁要素に作用するものとする。
 - ② 自己平衡荷重については、アバットメントにおいてその値は全て0とする。
- これによって、荷重分割法の計算は、半径方向調整計算、完全調整計算に対して、それぞれ36元、108元の連立1次方程式を解く方法に帰着することができる。

2.2.4 基礎岩盤の変形性

荷重分割法における基礎岩盤の変形性についてはF. Vogt¹⁾によって導びかれた方法を用いている。この際、次のような仮定を設けている。

- ① 基礎岩盤の変形は載荷面の方向に無関係である。従ってダムの着岩面は平面に展開できる。
- ② 基礎岩盤の変形はそこに直接作用している荷重によってのみ定まる。
- ③ ダム着岩面をダム軸が直線となるように展開し、これを面積が等しく縦横比の等しい等価矩形面に置換える。変形量はこの面に関して求められる。

これによって基礎岩盤の変位はBoussinesq およびCerruti²⁾の式から次頁のように表わすことができる。

$$\alpha' = \frac{K_1}{ET^2}$$

$$\delta' = \frac{K_4}{ET^2}$$

$$\beta' = \frac{K_2}{E}$$

$$\alpha'' = \frac{K_5}{ET}$$

$$\gamma' = \frac{K_3}{E}$$

$$\tilde{\gamma}' = \frac{K_6}{E}$$

(1)

ここに、図2-8に示したように単位幅あたりに対して、

α' 単位曲げモーメントによる基礎岩盤表面に垂直な平面内の回転の平均値

β' 単位垂直荷重による基礎岩盤表面に垂直な変形の平均値

γ' 単位せん断荷重による基礎岩盤表面内の変形の平均値

δ' 単位捩れモーメントによる基礎岩盤表面内の回転の平均値

α'' 単位せん断荷重による基礎岩盤表面に垂直な平面内の回転の平均値

$\tilde{\gamma}'$ 単位せん断荷重による基礎岩盤表面内の変形の平均値

E 基礎岩盤の弾性係数

T 着岩面におけるアーチダムの厚さ

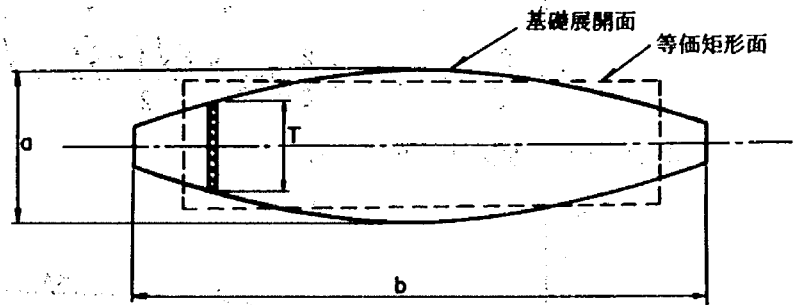


図2-8 等価矩形面と着岩面の変形

である。また、 $K_1 \sim K_6$ は基礎岩盤のポアソン比と等価矩形面の縦横比 $\zeta = b/a$ で定まる値で、飯田はこれを次式で近似している。

$$K_1 = \frac{24}{\pi} (1-\nu^2) \left\{ \frac{\sqrt{1+\zeta^2} (3-14\zeta^2-2\zeta^4)+15\zeta^2+2\zeta^6-3}{15\zeta} + \zeta \log \frac{1+\sqrt{1+\zeta^2}}{\zeta} \right\}$$

$$K_2 = \frac{20}{\pi} (1-\nu^2) \left\{ \log \frac{\sqrt{1+\zeta^2} (2+\sqrt{4+\zeta^2}) - (\sqrt{4+\zeta^2})^2 - 8 - \zeta^2}{2} + \frac{12\zeta}{3\zeta} \right\}$$

$$K_3 = \frac{2}{\pi} (1-\nu^2) \left\{ \log (\zeta + \sqrt{1+\zeta^2}) + \zeta \log \frac{1+\sqrt{1+\zeta^2}}{\zeta} - \frac{(\sqrt{1+\zeta^2})^2 - 1 - \zeta^2}{3\zeta} \right\}$$

$$+ \frac{2}{\pi} (\nu + \nu^2) \left\{ \zeta \log \frac{1+\sqrt{1+\zeta^2}}{\zeta} - \frac{\sqrt{1+\zeta^2} (2\zeta^2-1) - 2\zeta^2+1}{3\zeta} \right\}$$

$$K_4 = \frac{1}{5\pi} \left(90 - \frac{48}{\zeta} + \frac{20}{\zeta^2} - \frac{6}{\zeta^3} + \frac{36}{7\zeta^4} \right) + \frac{1}{5\pi} \left(90 - \frac{96}{\zeta} + \frac{60}{\zeta^2} - \frac{30}{\zeta^3} + \frac{252}{7\zeta^4} \right)$$

$$-\frac{\nu^2}{5\pi} \left(\frac{48}{\zeta} - \frac{40}{\zeta^2} + \frac{24}{\zeta^3} - \frac{216}{7\zeta^4} \right)$$

$$K_5 = (1 - \nu - 2\nu^2) \left[1 - \frac{1}{2\pi} \left\{ 4(1 + \zeta^2) \tan^{-1} \left(\frac{1}{\zeta} \right) - 3\zeta - \zeta^3 \log \frac{1 + \zeta^2}{\zeta^2} + \frac{1}{\zeta} \log(1 + \zeta^2) \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$K_6 = \frac{2}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \log \frac{2 + \sqrt{4 + \zeta^2}}{\zeta} + \frac{2}{\zeta} \log \frac{\zeta + \sqrt{4 + \zeta^2}}{2} - \frac{(\sqrt{4 + \zeta^2})^3 - 8 - \zeta^3}{6\zeta^2} \right\} \\ + \frac{2}{\pi} (\nu + \nu^2) \left\{ \frac{2}{\zeta} \log \frac{\zeta + \sqrt{4 + \zeta^2}}{2} - \frac{\sqrt{4 + \zeta^2} (8 - \zeta^2) - 16 + \zeta^3}{6\zeta^2} \right\}$$

これを図示したものが図2-9である。

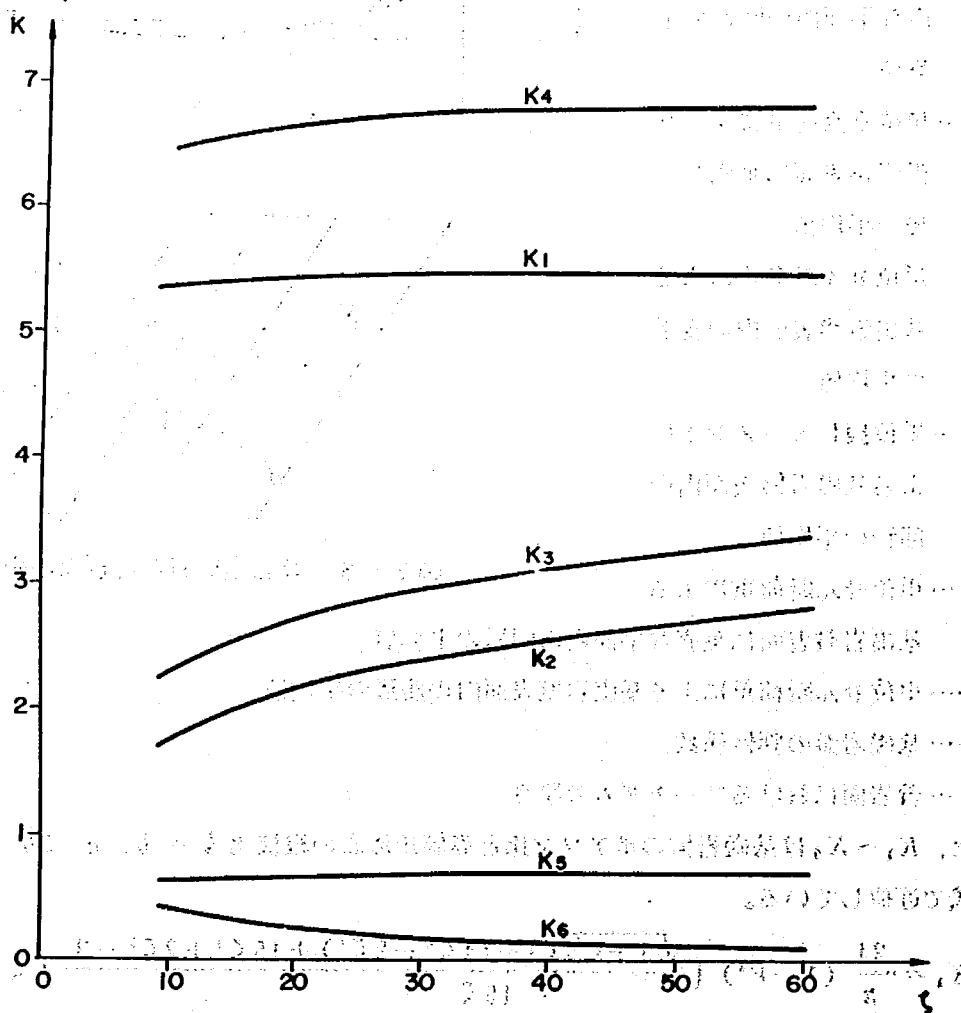


図2-9 等価矩形面の縦横比と基礎岩盤の変形定数の関係 ($\nu = 0.2$)

次に、これらの変形量をアーチ要素と片持梁要素に分解して考えると、アーチ要素に対しては、アバットメントの傾角を α として、各変位量は、

$$\alpha_a = \alpha' \cos^2 \alpha + \delta' \sin^2 \alpha \cos \alpha \\ \alpha_{,a} = \alpha'' \cos^2 \alpha \quad \dots\dots\dots (3) \\ \beta_a = \beta' \cos^2 \alpha + \tilde{\gamma}' \sin^2 \alpha \cos \alpha \\ \gamma_a = \gamma' \cos \alpha$$

で表わされる。ここに、

α_a …… アーチ要素の単位曲げモーメントによる水平面内の回転

α_{sa} …… アーチ要素の単位せん断力による水平面内の回転

β_a …… アーチ要素の単位推力によるアーチ接線方向変位

γ_a …… アーチ要素の単位せん断力によるアーチ半径方向変位

である。なお、Maxwell の相反定理より、

α_{sa} …… アーチ要素の単位曲げモーメントによるアーチ半径方向変位

と考えることができる。

同様に片持梁要素に対しては各変形量は、

$$\begin{aligned}\alpha_c &= (\alpha' \sin^3 x + \delta' \cos^2 x \sin x) \frac{r_a}{r} \\ \alpha_{sc} &= (\alpha'' \sin^2 x) \frac{r_a}{r} \\ \gamma_c &= (\gamma' \sin x) \frac{r_a}{r} \dots\dots\dots (4)\end{aligned}$$

$$\tilde{\gamma}_c = (\tilde{\gamma}' \sin^3 x + \beta' \sin x \cos^2 x) \frac{r_a}{r}$$

$$\delta_c = (\delta' \sin^3 x + \alpha' \sin x \cos^2 x) \frac{r_a}{r}$$

で表わされる。ここに、

α_c …… 片持梁要素の単位曲げモーメントによる半径方向線を含む鉛直面内の回転

α_{sc} …… 片持梁要素の単位半径方向せん断力による半径方向線を含む鉛直面内の回転

γ_c …… 片持梁要素の単位半径方向せん断力による半径方向変位

$\tilde{\gamma}_c$ …… 片持梁要素の単位接線方向せん断力による接線方向変位

δ_c …… 片持梁要素の単位捩れモーメントによる水平面内の回転

である。再び、Maxwell の相反定理より

α_{sc} …… 片持梁要素の単位曲げモーメントによる半径方向変位

と考えることができる。また、

r_a …… 図 2-7 における曲率中心と定点との距離

r …… 図 2-7 における曲率中心と片持梁要素の距離

であり、 r_a/r は片持梁要素の幅を定点において単位幅に定めたことによる補正值である。

なお、アーチ要素のアバットメントから立上っている片持梁要素については、これをアーチ要素のアバットメントの等価変位に置換える必要がある。これについては後で詳述する。

2.2.5 アーチ要素の変形

アーチ理論に基いてアーチ要素の変形を求めてみよう。アーチは不静定構造物であるため、図 2-10 のようにクラウンでの曲げモーメント M_0 、推力 H_0 、せん断力 V_0 を仮定し、左右岸アーチの変形量がクラ

ウンで一致することから M_0, H_0, V_0 を決定しなければならない。いま座標軸を図 2-10 のようにとり、アーチの中心角をクラウンにおける半径方向を基準にして左岸側を正となるように定めれば、左岸のアーチ要素によるクラウンの変位は次のようになる。

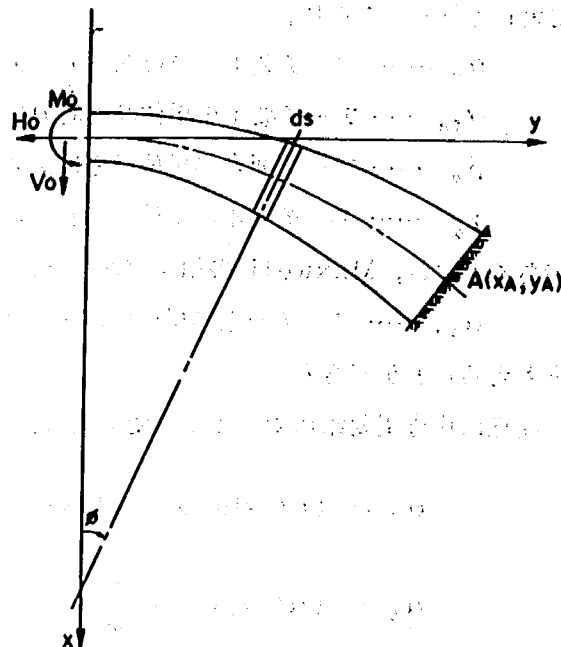


図 2-10 アーチ要素

$$\begin{aligned}
 i &= \int_0^{s_A} \left(-\frac{M}{EI} \right) ds - M(s_A) \alpha_a \\
 &\quad - V(s_A) \alpha_{2a} \\
 u &= \int_0^{s_A} \left(\frac{My}{EI} - \frac{H}{EA} \sin \phi \right. \\
 &\quad \left. + \frac{kV}{GA} \cos \phi \right) ds \\
 &\quad + \{ M(s_A) \alpha_a + V(s_A) \alpha_{2a} \} y_A \\
 &\quad + \{ M(s_A) \alpha_{2a} + V(s_A) \alpha_a \} \cos \phi_A \\
 &\quad - H(s_A) \beta_a \sin \phi_A \dots\dots\dots (1)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= \int_0^{s_A} \left(-\frac{Mx}{EI} - \frac{H}{EA} \cos \phi - \frac{kV}{GA} \sin \phi \right) ds \\
 &\quad - \{ M(s_A) \alpha_a + V(s_A) \alpha_{2a} \} x_A - \{ M(s_A) \alpha_{2a} + V(s_A) \alpha_a \} \sin \phi \\
 &\quad - H(s_A) \beta_a \cos \phi_A
 \end{aligned}$$

ここに、 M, H, V は $M(s), H(s), V(s)$ のことであり、

$$\begin{aligned}
 M &= M_0 + H_0 x + V_0 y - M_e(s) \\
 H &= H_0 \cos \phi - V_0 \sin \phi - H_e(s) \dots\dots\dots (2) \\
 V &= H_0 \sin \phi + V_0 \cos \phi + V_e(s)
 \end{aligned}$$

である。 $M_e(s), H_e(s), V_e(s)$ は、クラウンから s 点までの外力を積分した際の s 点でのモーメント、接線方向力、半径方向力であり、次式によって与えられる。

$$\begin{aligned}
 M_e(s_0) &= \int_0^{s_0} m ds - \int_0^{s_0} (p_u \sin \phi - p_v \cos \phi) (x_0 - x) ds \\
 &\quad - \int_0^{s_0} (p_u \cos \phi + p_v \sin \phi) (y_0 - y) ds \dots\dots\dots (3) \\
 H_e(s_0) &= \int_0^{s_0} \{ p_u \sin (\phi_0 - \phi) + p_v \cos (\phi_0 - \phi) \} ds
 \end{aligned}$$

$$V_e(s_0) = \int_0^{s_0} \{ p_u \cos (\phi_0 - \phi) - p_v \sin (\phi_0 - \phi) \} ds$$

ここに、

m アーチ中心線の単位長さあたりに作用する外力によるモーメント (時計回りを正)

p_u アーチ中心線の単位長さあたりに作用する外力の半径方向成分 (アーチ中心方向を正)

p_v アーチ中心線の単位長さあたりに作用する外力の接線方向成分 (中心角の正方向を正)

x_0 s_0 点の x 座標

y_0 s_0 点の y 座標

ϕ_0 s_0 点の中心角

である。(2)式を(1)式に代入して整理すると、

$$\begin{aligned} u &= -A_1 M_0 - B_1 H_0 - C_1 V_0 + D_1 \\ u &= C_1 M_0 + B_2 H_0 + C_2 V_0 - D_2 \\ v &= -B_1 M_0 - B_2 H_0 - B_3 V_0 + D_3 \end{aligned} \quad (4)$$

が得られる。ことに、

$$A_1 = \int_0^{s_A} \frac{ds}{EI} + \alpha_a$$

$$B_1 = \int_0^{s_A} \frac{x}{EI} ds + \alpha_a x_A + \alpha_{2a} \sin \phi_A$$

$$C_1 = \int_0^{s_A} \frac{y}{EI} ds + \alpha_a y_A + \alpha_{2a} \cos \phi_A$$

$$B_2 = \int_0^{s_A} \frac{xy}{EI} ds + \{2k(1+\nu) - 1\} \int_0^{s_A} \frac{\sin \phi \cos \phi}{EA} ds + \alpha_a x_A y_A$$

$$- \beta_a \sin \phi_A \cos \phi_A + \gamma_a \sin \phi_A \cos \phi_A + \alpha_{2a} y_A \sin \phi_A + \alpha_{2a} x_A \cos \phi_A$$

$$C_2 = \int_0^{s_A} \frac{y^2}{EI} ds + \int_0^{s_A} \frac{\sin^2 \phi + 2k(1+\nu) \cos^2 \phi}{EA} ds + \alpha_a y_A^2 + \beta_a \sin^2 \phi_A$$

$$+ \gamma_a \cos^2 \phi_A + 2\alpha_{2a} y_A \cos \phi_A$$

$$B_3 = \int_0^{s_A} \frac{x^2}{EI} ds + \int_0^{s_A} \frac{\cos^2 \phi + 2k(1+\nu) \sin^2 \phi}{EA} ds + \alpha_a x_A^2 + \beta_a \cos^2 \phi_A$$

$$+ \gamma_a \sin^2 \phi_A + 2\alpha_{2a} x_A \sin \phi_A$$

$$D_1 = \int_0^{s_A} \frac{M_e(s)}{EI} ds + M_e(s_A) \alpha_a - V_e(s_A) \alpha_{2a}$$

$$D_2 = \int_0^{s_A} \frac{M_e(s) y}{EI} ds - \int_0^{s_A} \frac{H_e(s) \sin \phi + 2k(1+\nu) V_e(s) \cos \phi}{EA} ds$$

$$+ M_e(s_A) \alpha_a y_A - H_e(s_A) \beta_a \sin \phi_A - V_e(s_A) \gamma_a \cos \phi_A$$

$$+ M_e(s_A) \alpha_{2a} \cos \phi_A - V_e(s_A) \alpha_{2a} y_A$$

$$D_3 = \int_0^{s_A} \frac{M_e(s) x}{EI} ds + \int_0^{s_A} \frac{H_e(s) \cos \phi - 2k(1+\nu) V_e(s) \sin \phi}{EA} ds$$

$$+ M_e(s_A) \alpha_a x_A + H_e(s_A) \beta_a \cos \phi_A - V_e(s_A) \gamma_a \sin \phi_A$$

$$+ M_e(s_A) \alpha_{2a} \sin \phi_A - V_e(s_A) \alpha_{2a} x_A$$

である。また、 x_A, y_A, s_A, ϕ_A はそれぞれのアバットメントにおける値を表わす。

さて、(1)式を 2.1 で導いた式と比較すると、(1)式は次のような近似を行った式であることがわかる。

$$\begin{aligned} \frac{N}{EA} + \frac{M}{\rho EA} &\div \frac{N}{EA} \\ \frac{N}{EA} + \frac{1+\kappa}{\kappa} \cdot \frac{M}{\rho EA} &\div \frac{\rho M}{EI} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6)$$

すなわち、軸力による回転、モーメントによる伸びが無視された形になっている。

次に、右岸について同様にクラウンでの変位を求めると、外力によるモーメント、接線方向力、半径方向力を(3)式で定義すれば、(4)、(5)式と似た式、すなわち(5)式で、 $\alpha_a, \beta_a, \gamma_a$ の符号をかえた式が得られる。

クラウンの変位は右岸、左岸とも一致しなければならないから、これより M_0, H_0, V_0 が決定されることになる。 M_0, H_0, V_0 が求まれば任意の点での変位は(1)式の積分区間を s から s_A に置換えれば容易に求められる。

なお、荷重分割法においては片持梁要素は一般にアーチ要素上に立っているものとして取扱うから、片持梁要素底面に作用する断面力はアーチ要素アバットメントに作用する集中荷重として取扱われることになる。すなわち、アーチ要素に作用する荷重は水圧の分担荷重、自己平衡荷重のほか、アバットメントにおける片持梁要素からの荷重を考慮しなければならない。

なお荷重分割法におけるせん断力による変形の係数 k は 1.25 を採用している。

2.2.6 片持梁要素の変形

荷重分割法における片持梁要素の変形性の取扱い方の困難さは、片持梁要素の振れ形状による。すなわち 3.2.2 で述べたように、任意標高における片持梁要素の中心はその点における半径方向線が平面的に天端アーチの定点を通るように定めているため、各標高で半径方向が異なってくる。そこで荷重分割法においては、片持梁要素の高さ方向の微小要素に対して片持梁理論を適用し、これを全体に應用している。

いま、高さ z_m における(アーチ)半径方向の変位を u 、(アーチ)接線方向を v 、片持梁の振れ角を i とすれば、これらの変位は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} u &= \int_0^{z_n} \left\{ \frac{M}{EI} (z_n - z) \cos(\phi_n - \phi) + \frac{kV}{GA} \cos(\phi_n - \phi) \right. \\ &\quad \left. - \frac{k'H}{GA} \sin(\phi_n - \phi) \right\} dz \\ &\quad + (M_A \alpha_c + V_A \alpha_{sc}) z_n \cos(\phi_n - \phi_A) \\ v &= \int_0^{z_n} \left\{ \frac{M}{EI} (z_n - z) \sin(\phi_n - \phi) + \frac{kV}{GA} \sin(\phi_n - \phi) \right. \\ &\quad \left. + \frac{k'H}{GA} \cos(\phi_n - \phi) \right\} dz \\ &\quad + (M_A \alpha_c + V_A \alpha_{sc}) z_n \sin(\phi_n - \phi_A) \\ i &= \int_0^{z_n} \frac{\tilde{M}}{2GI} dz \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに,

M ……片持梁要素に作用する曲げモーメント (アーチ中心方向に変位する方向を正)

V ……片持梁要素に作用する半径方向せん断力 (アーチ中心方向を正)

H ……片持梁要素に作用する接線方向せん断力 (中心角の正方向を正)

$\tilde{M}$ ……片持梁要素に作用する捩れモーメント (時計回りを正)

M_A ……片持梁要素底面に作用する曲げモーメント

V_A ……片持梁要素底面に作用する半径方向せん断力

ϕ_n ……高さ z_n における片持梁要素中心におけるアーチ中心角

ϕ_A ……片持梁要素底面における片持梁要素中心におけるアーチ中心角

である。なお(1)式には片持梁要素底面の回転を除く変位は考慮されていない。片持梁要素は一般にアーチ要素から立上っているため、片持梁要素の全変位を求めるには(1)式にアーチ要素のアバットメントの変位を加えなければならない。ただし、拱頂片持梁要素はアーチ要素から立上っていないため、同要素の底面の変位に限って次式で求めるものとしている。

$$\begin{aligned} u &= (M_A \alpha_{sc} + V \gamma_c) \cos (\phi_n - \phi_A) \\ v &= (M_A \alpha_{sc} + V \gamma_c) \sin (\phi_n - \phi_A) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2)$$

なお荷重分割法におけるせん断力による変形の係数 k, k' はそれぞれ 1.25, 1 を採用している。すなわち片持梁の幅方向にはせん断応力の分布が一様であるとしている。

2.2.7 片持梁要素の変形(補)

片持梁要素に作用する捩れモーメントは、その偶力として片持梁要素の鉛直半径方向断面内にも存在することになる。このようなモーメントは片持梁要素に曲げ変形を発生させるから、完全調整計算において考慮されなければならない。

いま、任意標高のアーチ水平断面のアーチ中心線に沿った単位長さあたりの捩れモーメントを $\tilde{m}$ とすれば、アーチの曲率半径が梁高に比べて十分大きい場合には、床板の理論等で明らかなように、相互に直交する面内の捩れモーメントは等しいから、幅 δs の片持梁の単位長さあたりに作用する曲げモーメントは、

$$m = \frac{\partial \tilde{m}}{\partial s} \delta s \quad \dots\dots\dots (1)$$

で与えられる。従って断面力として表わされる曲げモーメントは、

$$M = \int_z^{z_t} m dz = \delta s \int_z^{z_t} \frac{\partial \tilde{m}}{\partial s} dz \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。ここに、 z_t は片持梁天端の高さである。従って片持梁要素の変形量は(2)式によって求められる曲げモーメントによる変形量を考慮する必要がある。すなわち、捩れモーメントによる高さ z_n における (アーチ) 半径方向変位 u 、(アーチ) 接線方向変位 v は、

$$u = \int_0^{z_n} \left\{ \frac{\delta s}{EI} \int_z^{z_t} \frac{\partial \tilde{m}}{\partial s} dz (z_n - z) \cos (\phi_n - \phi) \right\} dz \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$v = \int_0^{z_n} \left\{ \frac{\delta s}{EI} \int_z^{z_t} \frac{\partial \tilde{m}}{\partial s} dz (z_n - z) \sin (\phi_n - \phi) \right\} dz$$

で表わされ、3.2.6 で求めた片持梁要素の変位に加算されなければならない。

2.2.8 荷重分割法の計算式

荷重分割法の計算式は以上導いてきた諸式を用いれば以下のように整理される。なお、ここでは簡単のため半径方向調整計算のみについて記述する。

いま、図2-5において、

$ar(u)_{m,n}^{k,n}$ n アーチ要素において、 k 片持梁要素との交点のみにアーチ半径方向単位分布荷重が作用した場合（図2-11参照）に、 m 片持梁要素との交点に生ずるアーチ半径方向変位。

$ar(v)_{m,n}^{k,n}$ 同状態における m 片持梁要素との交点に生ずるアーチ接線方向変位。

$cr(u)_{m,n}^{m,\ell}$ m 片持梁要素において、 ℓ アーチ要素との交点のみにアーチ半径方向単位分布荷重が作用した場合（図2-11参照）に、 n アーチ要素との交点に生ずるアーチ半径方向変位。

$ar(u)_{m,n}^{c,10\pm n}$ n アーチ要素において、アーチアバットメントにのる $10\pm n$ 片持梁要素によるアーチ半径方向単位集中荷重（せん断力）によって、 n アーチ要素と m 片持梁要素との交点に生ずるアーチ接線方向変位。

$as(u)_{m,n}^{c,10\pm n}$ n アーチ要素において、アーチアバットメントにのる $10+n$ 片持梁要素によるアーチ接線方向単位集中荷重（せん断力）によって、 n アーチ要素と m 片持梁要素の交点に生ずるアーチ半径方向変位

$p_{m,n}$ m 片持梁要素と n アーチ要素の交点に作用するアーチ半径方向分布荷重。

$cr p_{m,n}$ $p_{m,n}$ のうち m 片持梁要素に分担される荷重。

とすれば、 m 片持梁要素と n アーチ要素の交点における片持梁要素、アーチ要素の変位 $cr(u)_{m,n}$ 、 $ar(u)_{m,n}$ はそれぞれ次式で表わされる。

$$\begin{aligned} cr(u)_{m,n} &= \sum_{\ell} cr p_{m,\ell} cr(u)_{m,n}^{m,\ell} + \sum_{\ell} cr p_{10-m,\ell} cr(u)_{m,n}^{20-m,\ell} \\ &\quad + \cos(\phi_{m,p} + \phi_{0p} - \phi_{m,n} - \phi_{0n}) \sum_k (p_{k,p} - cr p_{k,p}) ar(u)_{m,p}^{k,p} \\ &\quad + \sin(\phi_{m,p} + \phi_{0p} - \phi_{m,n} - \phi_{0n}) \sum_k (p_{k,p} - cr p_{k,p}) ar(v)_{m,p}^{k,p} \\ ar(u)_{m,n} &= \sum_k (p_{k,n} - cr p_{k,n}) ar(u)_{m,n}^{k,n} \\ &\quad - K_{10-n}^c \sum_{\ell} cr p_{10-n,\ell} \{ cr V_{10-n,n}^{10-n,\ell} ar(u)_{m,n}^{c,10-n} + cr H_{10-n,n}^{10-n,\ell} as(u)_{m,n}^{c,10-n} \} \\ &\quad - K_{10+n}^c \sum_{\ell} cr p_{10+n,\ell} \{ cr V_{10+n,n}^{10+n,\ell} ar(u)_{m,n}^{c,10+n} + cr H_{10+n,n}^{10+n,\ell} as(u)_{m,n}^{c,10+n} \} \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 K_{10-n}^c 、 K_{10+n}^c はアーチアバットメントの集中荷重を求める際のアバットメントの傾角 α 、片

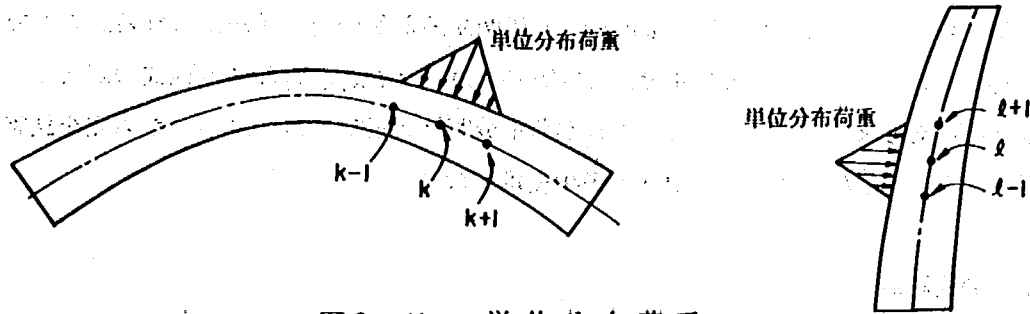


図 2-11 単位分布荷重

持梁要素の幅 b による補正係数で、

$$K_m^c = \frac{\tan \alpha}{b} \quad (2)$$

で与えられる。また、

$cr V_{m,n}^{m,\ell}$ m 片持梁要素において、 ℓ アーチ要素との交点のみにアーチ半径方向単位分布荷重が作用した場合に、 n アーチ要素との交点に作用するアーチ半径方向せん断力

$cr H_{m,n}^{m,\ell}$ 同状態における n アーチ要素との交点に作用するアーチ接線方向せん断力

である。また、

$$\begin{aligned} cr(u)_{m,n}^{20-m,\ell} = & -K_{20-m}^c \left\{ cr V_{20-m,p}^{20-m,\ell} ar(u)_{m,p}^{c,20-m} \right. \\ & \left. + cr H_{20-m,p}^{20-m,\ell} as(u)_{m,p}^{c,20-m} \right\} \cos(\phi_{m,p} + \phi_{0p} - \phi_{m,n} - \phi_{0n}) \\ & -K_{20-m}^c \left\{ cr V_{20-m,p}^{20-m,\ell} ar(v)_{m,p}^{c,20-m} + cr H_{20-m,p}^{20-m,\ell} as(v)_{m,p}^{c,20-m} \right\} \\ & \sin(\phi_{m,p} + \phi_{0p} - \phi_{m,n} - \phi_{0n}) \end{aligned} \quad (3)$$

である。さらに、サフィックス p は、

$$p = |10 - m| \quad (4)$$

を表す。

(1)式の内容を簡単に説明すれば次のようになる。すなわち、 $cr(u)_{m,n}$ の右辺第1項は、 m 片持梁要素自身に作用する荷重による変位、第2項は、 m 片持梁要素が立上る p アーチ要素のもう一方のアバットメントから立上る $20-m$ 片持梁要素に作用する荷重による m 片持梁要素の底面の変位によって生ずる変位、第3項、第4項は、 m 片持梁要素が立上る p アーチ要素に作用する荷重による m 片持梁要素底面の変位によって生ずる変位である。また、 $ar(u)_{m,n}$ の右辺第1項は、 n アーチ要素自身に作用する荷重による変位、第2項、第3項は、 n アーチ要素から立上る $10-n$ 、 $10+n$ 片持梁要素に作用する荷重によって n アーチ要素アバットメントに生ずる集中荷重による変位である。

(1)式で求めた2つの変位は当然一致しなければならない。

$$cr(u)_{m,n} = ar(u)_{m,n} \quad (5)$$

これを全ての要素の交点に対して求めれば、 $cr p_{m,n}$ に関する36個の方程式が得られる。ここで2.2.3に述べたようなアバットメントにおける荷重分担を仮定すれば $cr p_{m,n}$ は36連方程式の解として求まり、従って任意の点での変位も求まることになる。これが荷重分割法の計算原理である。なお完全調整計算も全く同様にして計算することができるが計算式は多少複雑になる。

2.3 荷重分割法の問題点

2.3.1 自己平衡荷重に対する考察

荷重分割法を円筒殻理論より考察してみよう。円筒殻理論によれば、図2-12のような微小要素の釣合式は次式で表わされる。

$$\frac{\partial Q_\phi}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial Q_z}{\partial z} + \frac{T_\phi}{\rho} + X = 0$$

$$\frac{\partial T_\phi}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial s_{z\phi}}{\partial z} - \frac{Q_\phi}{\rho} + Y = 0$$

$$\frac{\partial s_{\phi z}}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial T_z}{\partial z} + Z = 0$$

..... (1)

$$-s_{z\phi} + s_{\phi z} + \frac{M_{\phi z}}{\rho} = 0$$

$$\frac{\partial M_{\phi z}}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial M_z}{\partial z} + Q_z = 0$$

$$\frac{\partial M_\phi}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial M_{z\phi}}{\partial z} - Q_\phi = 0$$

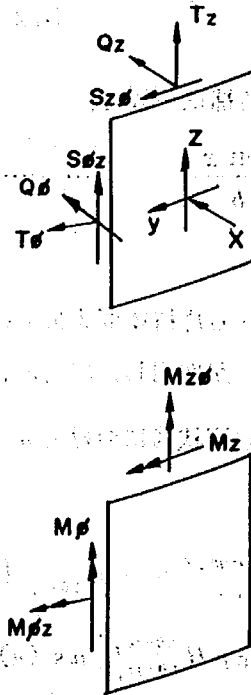


図2-12 円筒殻理論

いま、外力としてXのみを考え、幅 $ds = \rho d\phi$ なる片持梁を取

出し、これに作用する半径方向力、接線方向力、Z方向力、半径方向軸まわりのモーメント、接線方向軸まわりのモーメント、Z軸まわりのモーメントを求めると、

$$X_c = \left(\frac{\partial Q_\phi}{\partial \phi} + T_\phi + \rho X \right) d\phi$$

$$Y_c = \left(\frac{\partial T_\phi}{\partial \phi} - Q_\phi \right) d\phi$$

$$Z_c = \frac{\partial s_{\phi z}}{\partial \phi} d\phi$$

$$M_{xc} = (M_{\phi z} + \rho s_{\phi z}) d\phi$$

$$M_{yc} = \frac{\partial M_{\phi z}}{\partial \phi} d\phi$$

$$M_{zc} = \left(\frac{\partial M_\phi}{\partial \phi} - \rho Q_\phi \right) d\phi$$

となる。同様に幅 dz なるアーチを取り出せば、

$$X_a = \left(\frac{\partial Q_z}{\partial z} + X \right) dz$$

$$M_{za} = \frac{\partial M_{z\phi}}{\partial z} dz$$

$$\begin{aligned} X_c + X_a &= X & M_{xc} + M_{xa} &= 0 \\ Y_c + Y_a &= 0 & M_{yc} + M_{ya} &= 0 \\ Z_c + Z_a &= 0 & M_{zc} + M_{za} &= 0 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4)$$
$$M_{yc} = \frac{\partial M_{\phi z}}{\partial \phi} = \frac{\partial}{\partial \phi} \left(- \int \tau_{z\phi} x dx \right) d\phi,$$

となる。従ってこれら自己平衡荷重の影響を無視した際の影響度は $\tau_{z\phi}$ の大きさに依存することになる。 $\tau_{z\phi}$ の大きさを3次元有限要素法によってV字型アーチダムについて試算した結果を図2-13に示すが、これによれば完全調整計算で無視されている自己平衡荷重は、少なからずアーチダムの変形に影響してることが推定される。また、この影響は特に拱頂片持梁の底面および左右岸アバットメント付近で大きくなるのがわかる。

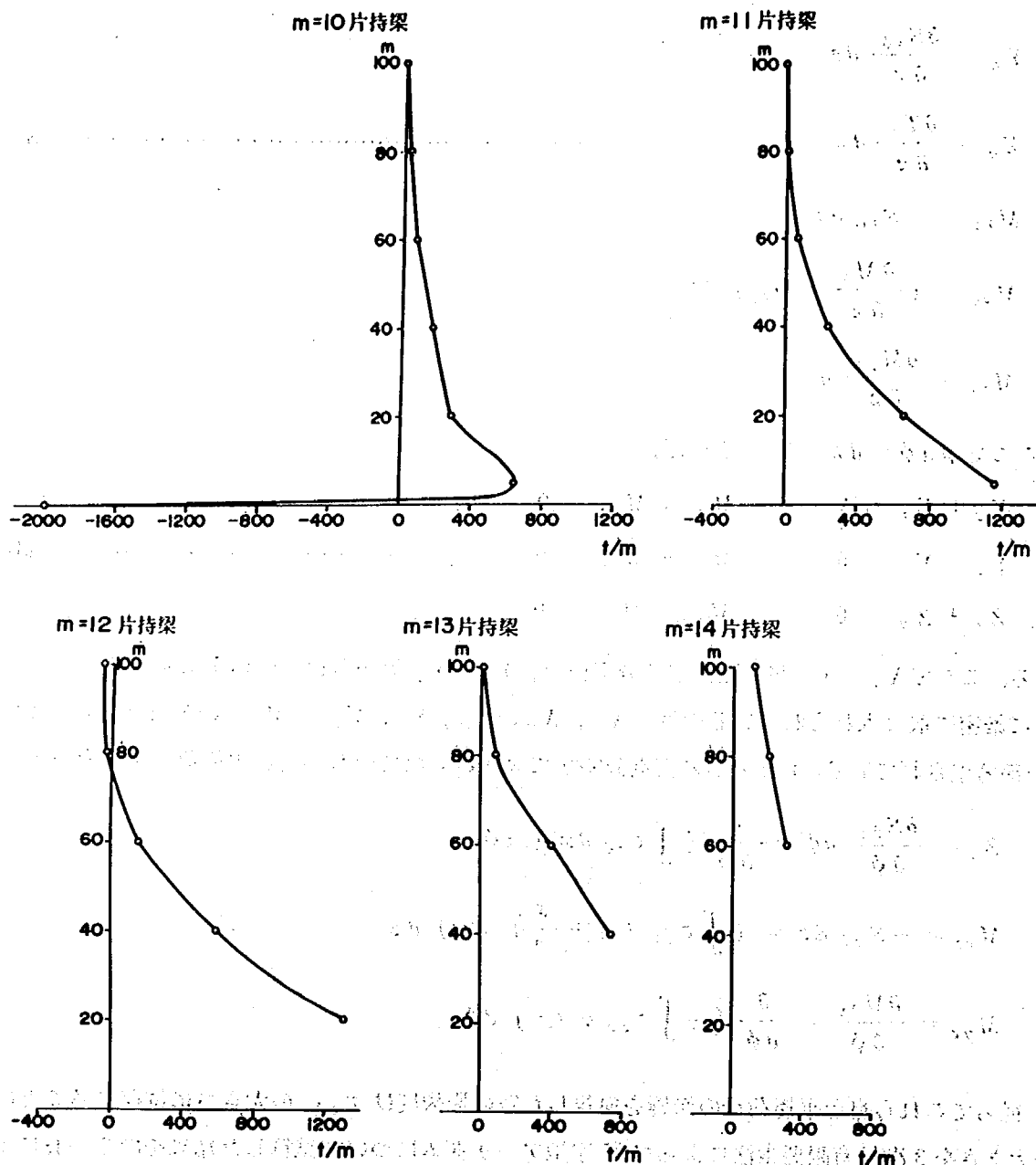


図 2-13 片持梁要素側面に作用するせん断力の分布

2.3.2 アーチ理論と片持梁理論に対する考察

アーチ理論および片持梁理論は梁高がアーチのスパンや片持梁の長さに比べ十分小さい時に成立するものであり、また荷重分割法計算式はこれをさらに近似した式を用いていることは既に説明を行なった通りである。このような仮定に起因する誤差は一般にダム厚の大きなアーチダム下部標高において問題となり、特にスパンの短いアーチ要素の変形量の誤差は大きなものとなると考えられる。

次に問題となるのは片持梁要素の解析上の仮定である。すなわち、荷重分割法においては片持梁要素は振れた直梁と仮定して変位解を求めている。しかし実際の片持梁要素には振れのほかにオーバーハングが存在するため、半径方向荷重や接線方向荷重によっても鉛直軸まわりの振れモーメントが発生し鉛直軸まわりの回転変位が生ずるし、また逆に振れモーメントによる回転によっても半径方向変位や接線方向変位が発生する。このような影響は左右側アバットメントから立上る片持梁要素で問題となり、特にV字型ア

アーチダムではその影響は大きくなると考えられる。このような変位が無視されていることを考えると、完全調整計算における変位調整に明確な意味を与えるのが困難となる。従って、完全調整計算は必ずしも半径方向調整計算よりも精度が高いとは断定できない。

2.3.3 着岩部における荷重分割に対する考察

荷重分割法の計算においては着岩部における荷重分割を求めることができないから、着岩部における荷重分割だけは2.2.3に述べた方法によって一義的に定めている。すなわち、アーチ半径方向荷重に対しては、アバットメントの傾角 α の余弦、正弦の2乗に比例してアーチ要素、片持梁要素に分解し、自己平衡荷重に対しては、アバットメントで0としている。このような仮定の適否についてはこれら分割された荷重の分布形状が妥当な形状をしているかどうかによって判断することが可能である。

アーチ半径方向荷重の分割に対しては、上記の仮定は一般により近似を与えているが、拱頂片持梁要素底面付近についてはその分布が乱れる傾向がある。これは拱頂片持梁底面ではアーチ作用を無視して半径方向荷重を全て片持梁要素に作用させていることによるものである。

自己平衡荷重に対しては、上記の仮定はあまりよい近似を与えていない。従って、荷重分布形状はかなり乱れるのが一般である。完全調整計算が半径方向調整計算よりも必ずしも精度が向上しないのもこのような自己平衡荷重分布が起因していることが考えられる。

半径方向荷重、自己平衡荷重の分布例を図2-14から図2-16に示す。半径方向荷重の下部標高、鉛直軸まわり自己平衡モーメントのアバットメント付近に荷重分布の乱れが見られる。

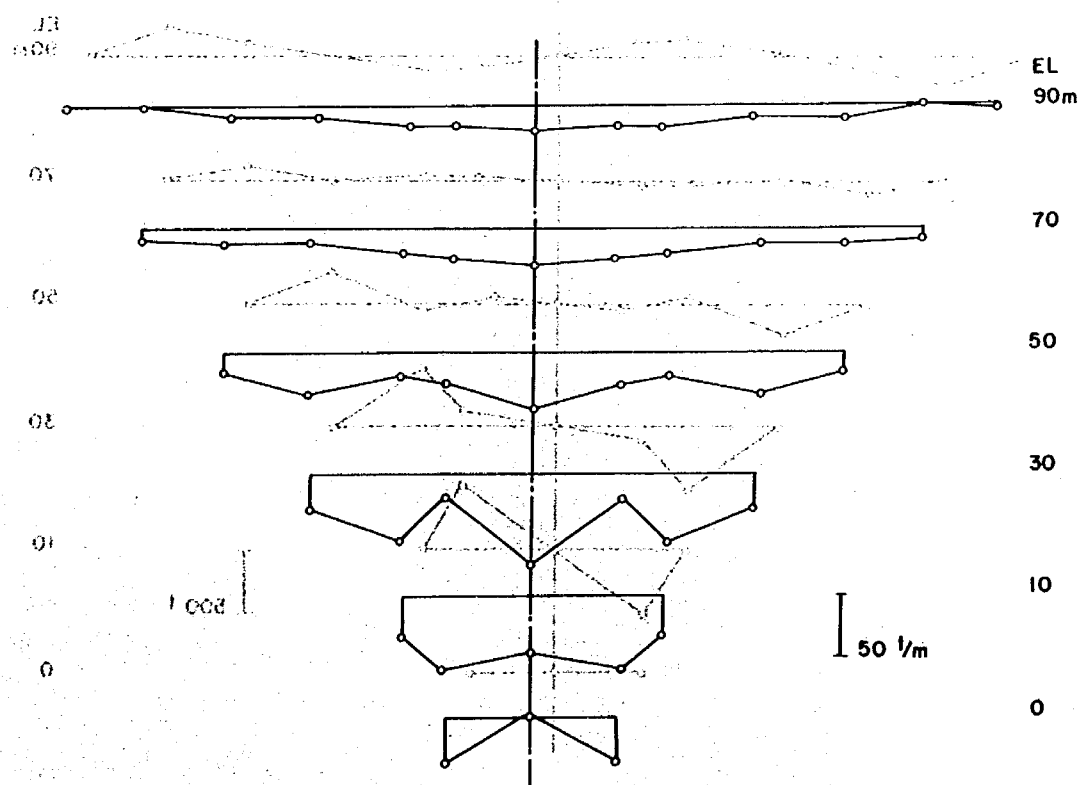


図2-14 アーチ要素半径方向分担荷重

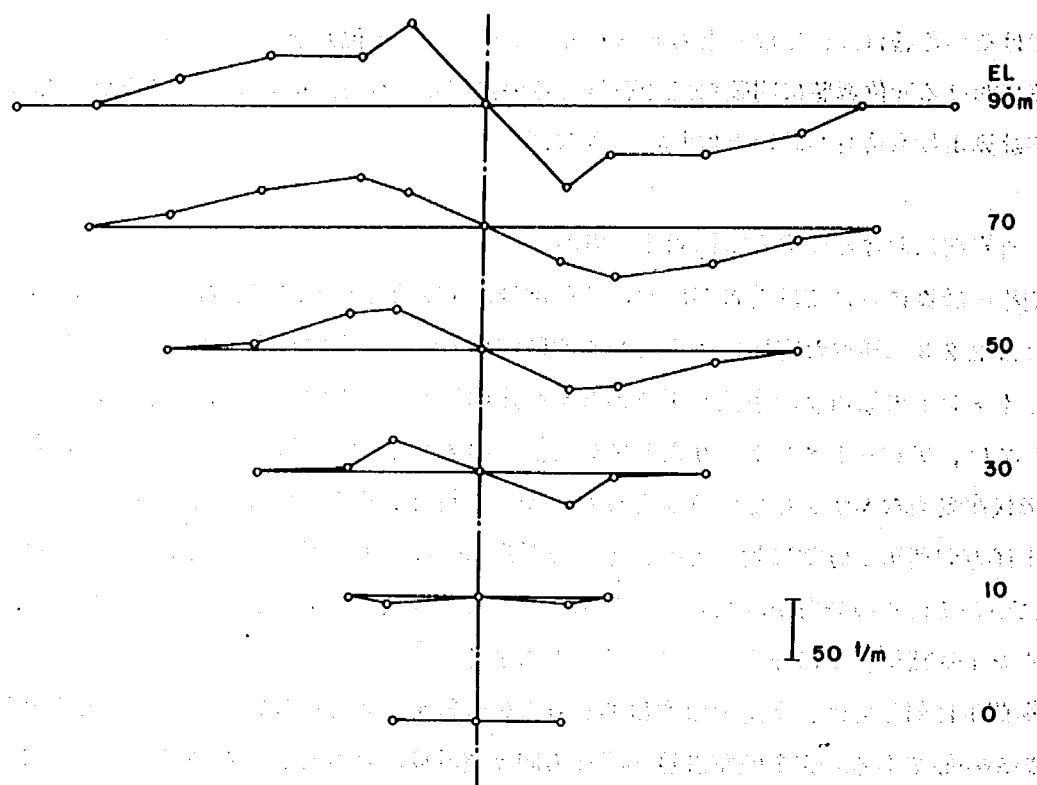


図 2-15 アーチ要素接線方向自己平衡荷重

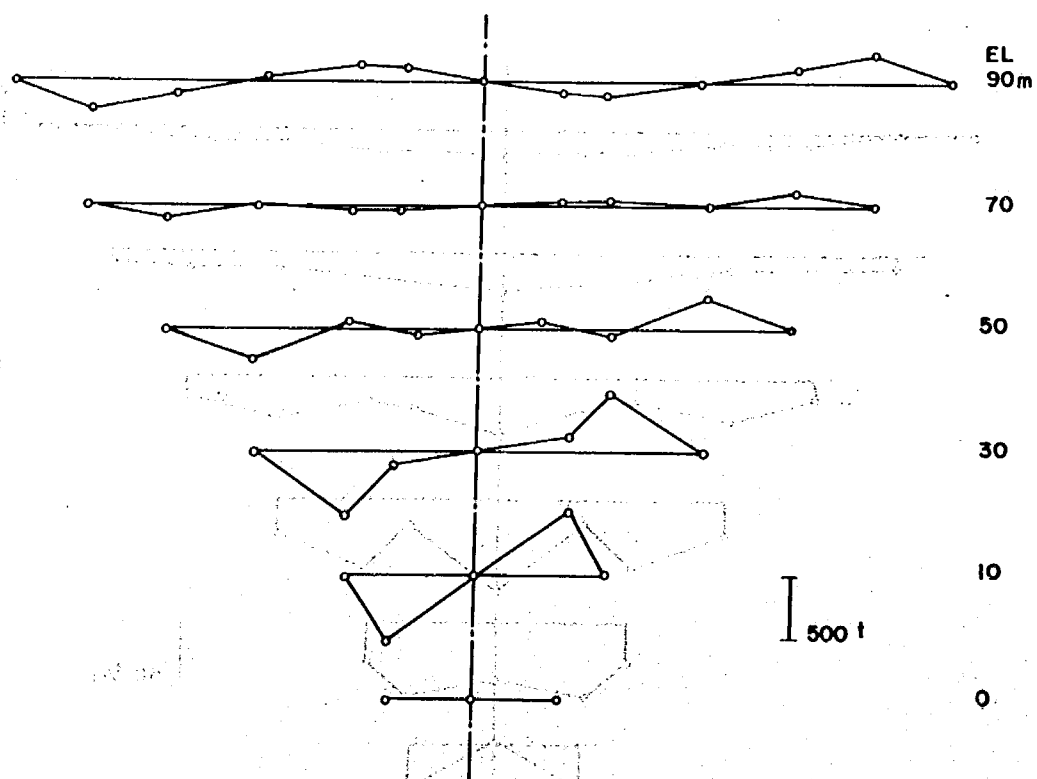


図 2-16 アーチ要素鉛直軸まわり自己平衡モーメント

2.3.4 基礎岩盤の変形性に対する検討

荷重分割法における基礎岩盤の変形性は、F. Vogt によって導かれた式を基本としている。その際の仮定については既に2.2.4に述べたが、

- ① 基礎岩盤の変形は載荷面の方向に無関係であり、ダムを着岩面は平面に展開できる。
- ② 基礎岩盤の変形はそこに直接作用している荷重によってのみ定まる。
- ③ ダム着岩面をダム軸が直線となるように展開し、これを面積が等しく縦横比の等しい等価矩形面に置換え、この面に関して変形量を求める。

という仮定からなっていた。

いま等価矩形面の変形と実際に生ずるであろう変形を比較してみると、アーチダム下部標高のダム厚が大きなところでは等価矩形面の縦横比 $\xi = b/a$ (図2-8参照)を大き目に、逆に上部標高のダム厚が薄いところでは等価矩形面の縦横比 ξ を小さ目に評価していることになる。従って、図2-9よりダムの下部標高では変形性は小さく、上部標高では変形性は大きく評価されることになる。この影響は片持梁要素の曲げモーメントとアーチ要素のアバットメント付近の曲げモーメントに現れるが、片持梁要素の底面とアーチスパンの小さな下部標高アーチ要素でその影響は大きく、同位置での解析精度を低下させる原因となっている。

2.3.5 荷重分割法と模型実験法との比較

荷重分割法におけるいくつかの計算上の仮定のため、荷重分割法によるアーチダム堤体の応力解析結果は模型実験で検証されるのが一般である。模型実験の詳細は第5章に譲るが、ここでは現在最も優れたアーチダムの応力解析手法と考えられている模型実験法と荷重分割法の解析結果の差を比べてみることにする。以下に示す傾向は、過去に行われたアーチダム模型実験の結果を総合的に検討して導き出されたものであり、荷重分割法を用いてアーチダムを設計する際には、これらの点に注意して解析値の評価が行われる。

(1) 撓み

谷がU字型断面をなし、かつアーチ形状が定半径アーチに近いほど、実験値と荷重分割法による計算値は比較的よく一致する。V字型谷の変半径アーチダムでは両者の差は大きくなる傾向があり、クラウンでの変位は実験値の方が10~40%ほど大きい。

(2) 上流面水平応力

円弧アーチの場合は実験値は荷重分割法による計算値の60~80%の値を示し、放物線アーチの場合は両者はよく一致する。

(3) 下流面水平応力

クラウンにおいては、実験値は荷重分割法による計算値よりも小さな値を示し、特に下部標高においては実験値は計算値よりも大きく引張応力側へ移行する。(100 m級のアーチダムの場合10~30 kg/cm²程度)

(4) 上流面鉛直応力

実験値は荷重分割法による計算値よりも圧縮応力側へ移行する、この傾向は下部標高ほど強い。(100 m級のアーチダムの場合20~30 kg/cm²程度)

(5) 下流面鉛直応力

上流面側とは反対に、実験値は荷重分割法による計算値よりも引張応力側へ移行する。この傾向は下部

標高ほど強い。(100 m級のアーチダムの場合10~30 kg/cm²程度)

(6) 上流面主応力

第一主応力(ほぼ水平方向)については一般に実験値が荷重分割法による計算値よりも10~30%ほど小さな値を示す。また計算上アバットメント沿いに示される引張応力は実験では圧縮応力側へ移行する。

(100 m級のアーチダムの場合10~20 kg/cm²程度)

(7) 下流面主応力

荷重分割法においてクラウン下部標高に示されるほぼ水平な圧縮応力は実験では引張応力側へ移行する。(100 m級のアーチダムの場合15~30 kg/cm²程度) また、下部標高のアバットメント沿いに示される引張応力は実験では圧縮応力側へ移行する。(100 m級のアーチダムの場合5~10 kg/cm²程度)

また、アーチダムの形状と解析精度の関係を調べてみると、一般にU字型のアーチダムの方がV字型のアーチダムに比べ解析精度が優れていることがわかる。これは、U字型のアーチダムの変形が軸対称問題として近似しやすいため、荷重分割法で無視されている自己平衡荷重および鉛直軸まわりの捩れモーメントの影響が小さいこと、および側方片持梁要素の捩れ量が小さく片持梁要素の変形量の計算誤差が小さいことに起因していると思われる。

一例として、U字型ダムである川俣ダム(H=117 m)、V字型アーチダムである青蓮寺ダム(H=83 m)における模型実験と荷重分割法の解析結果例を図2-17および図2-18に示す。

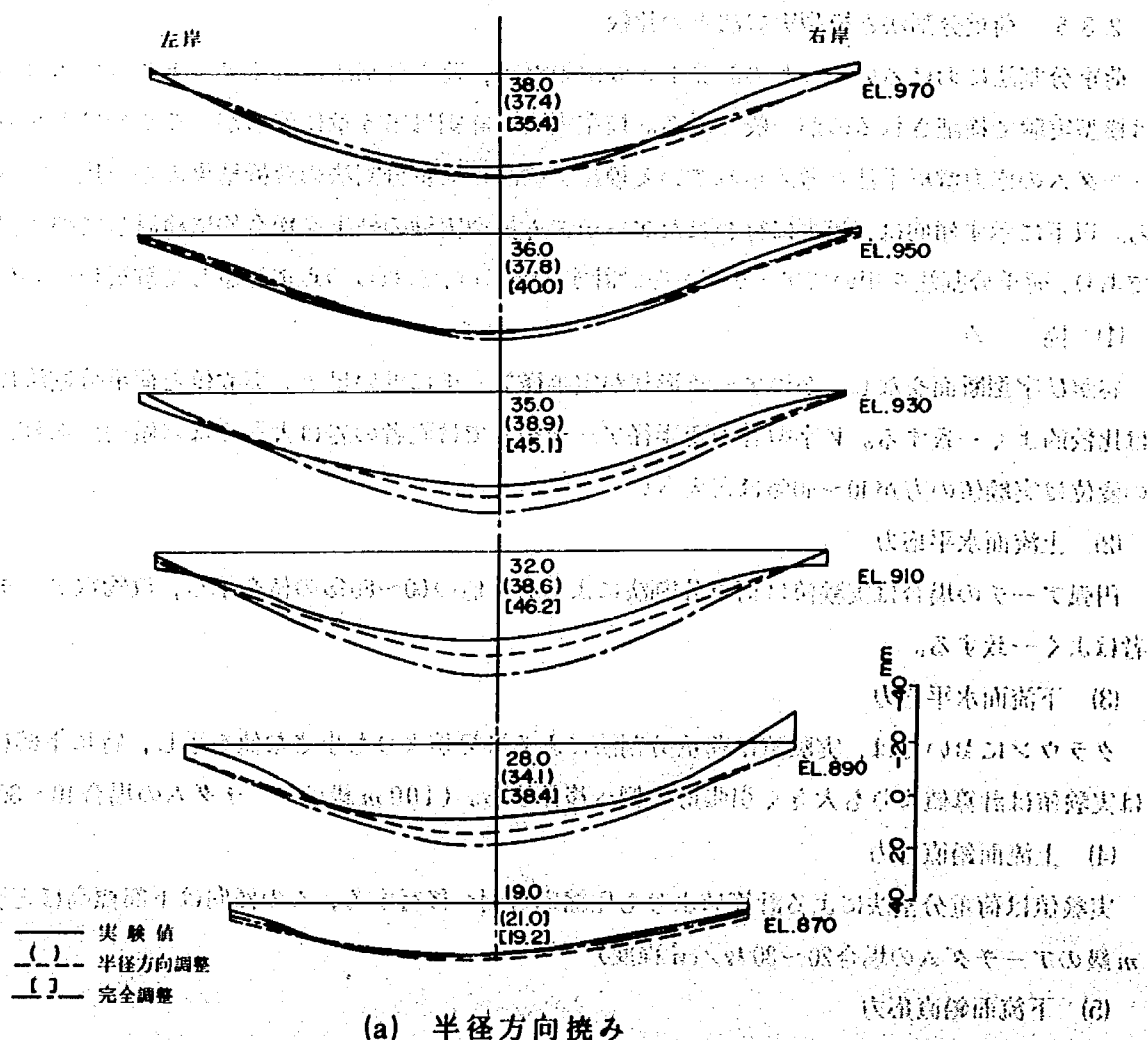


図2-17 川俣ダムにおける模型実験と荷重分割法の解析結果の比較

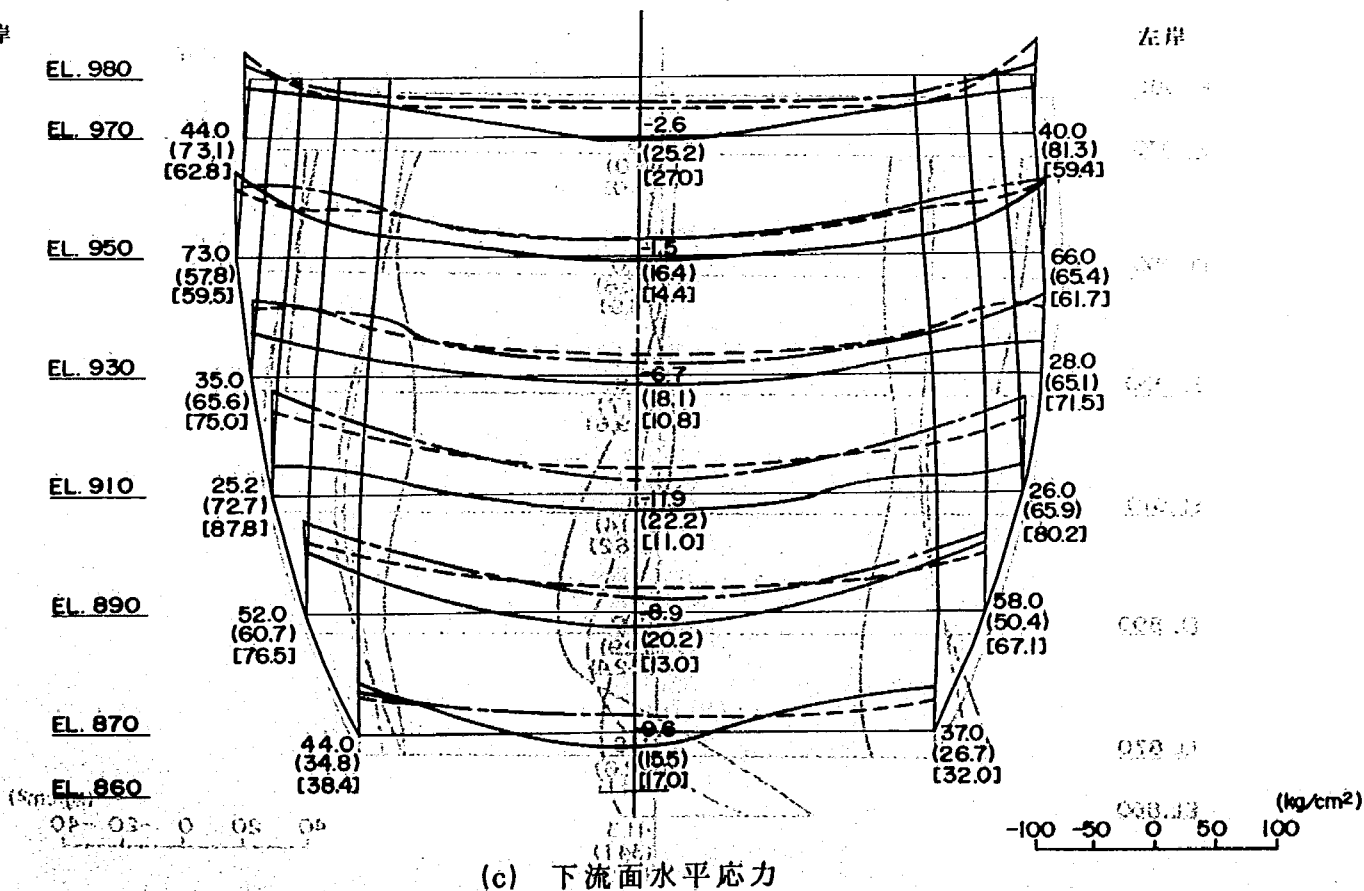
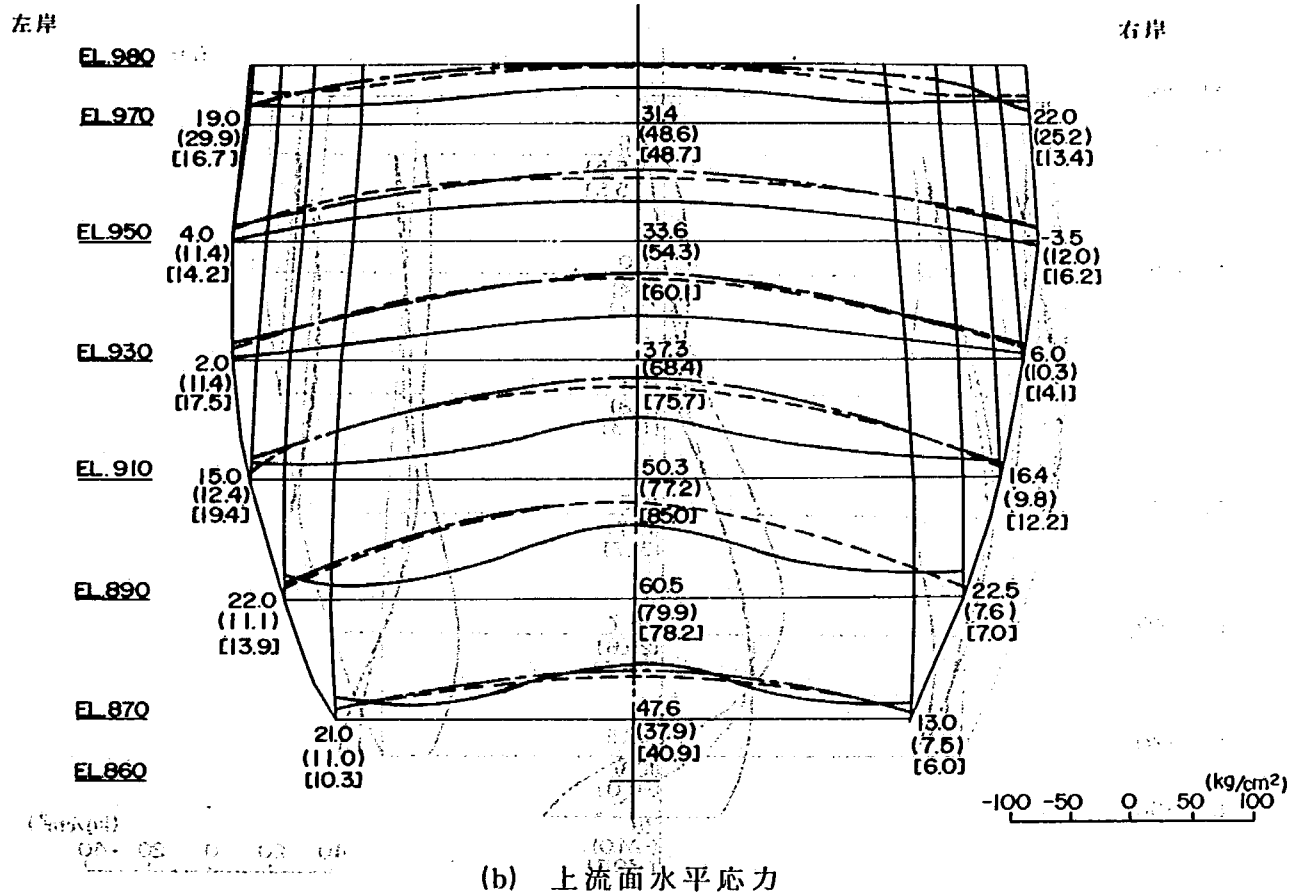
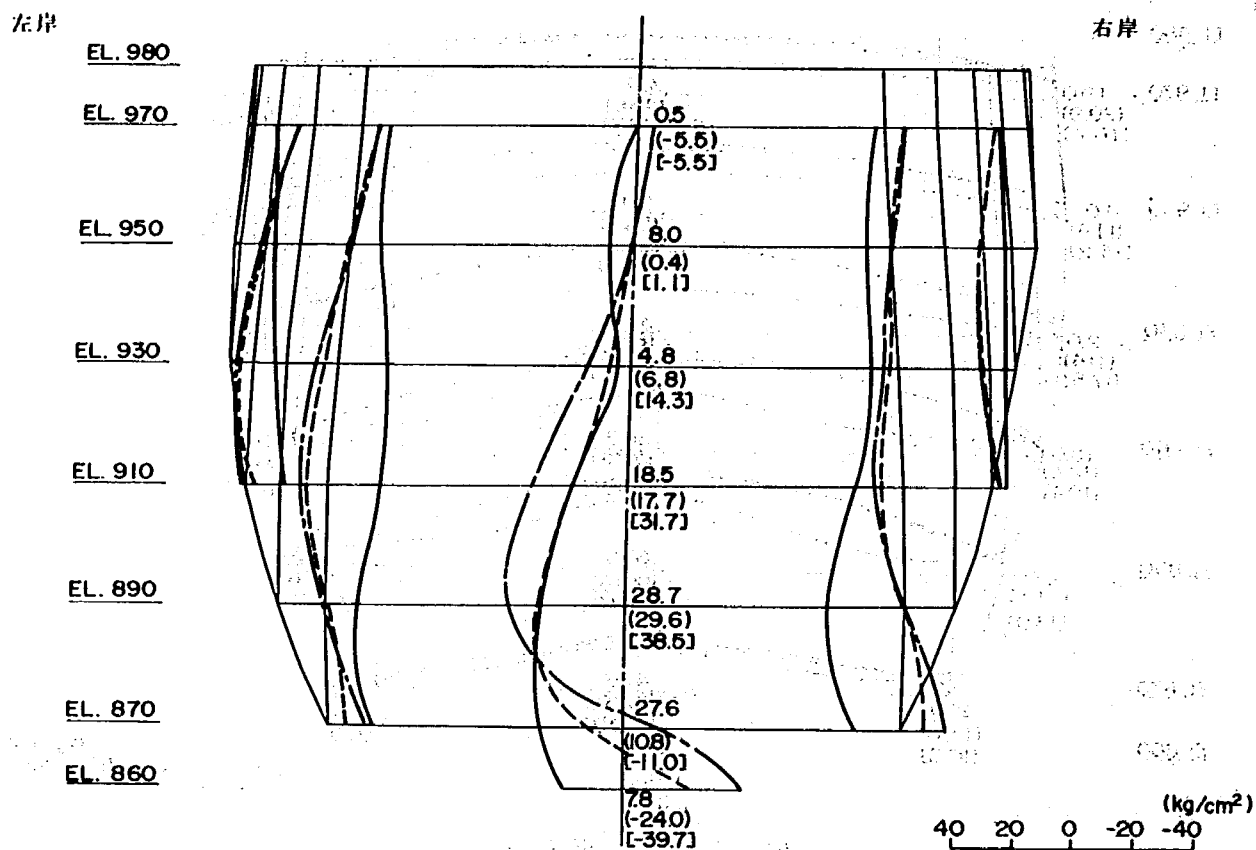
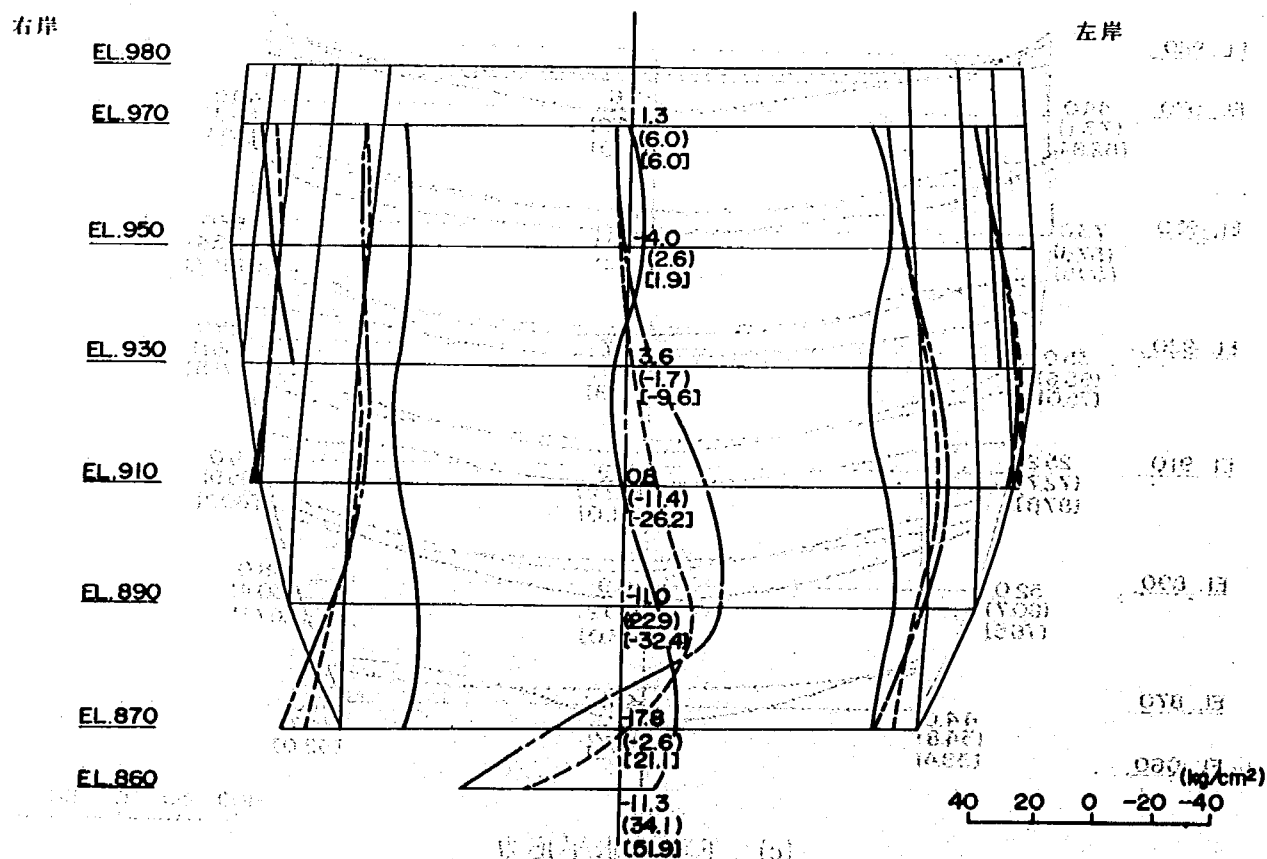


図 2-17 川俣ダムにおける模型実験と荷重分割法の解析結果の比較

図中の実線は模型実験の結果、破線は荷重分割法の解析結果を示す。



(d) 上流面鉛直応力



(e) 下流面鉛直応力

図 2-17 川俣ダムにおける模型実験と荷重分割法の解析結果の比較

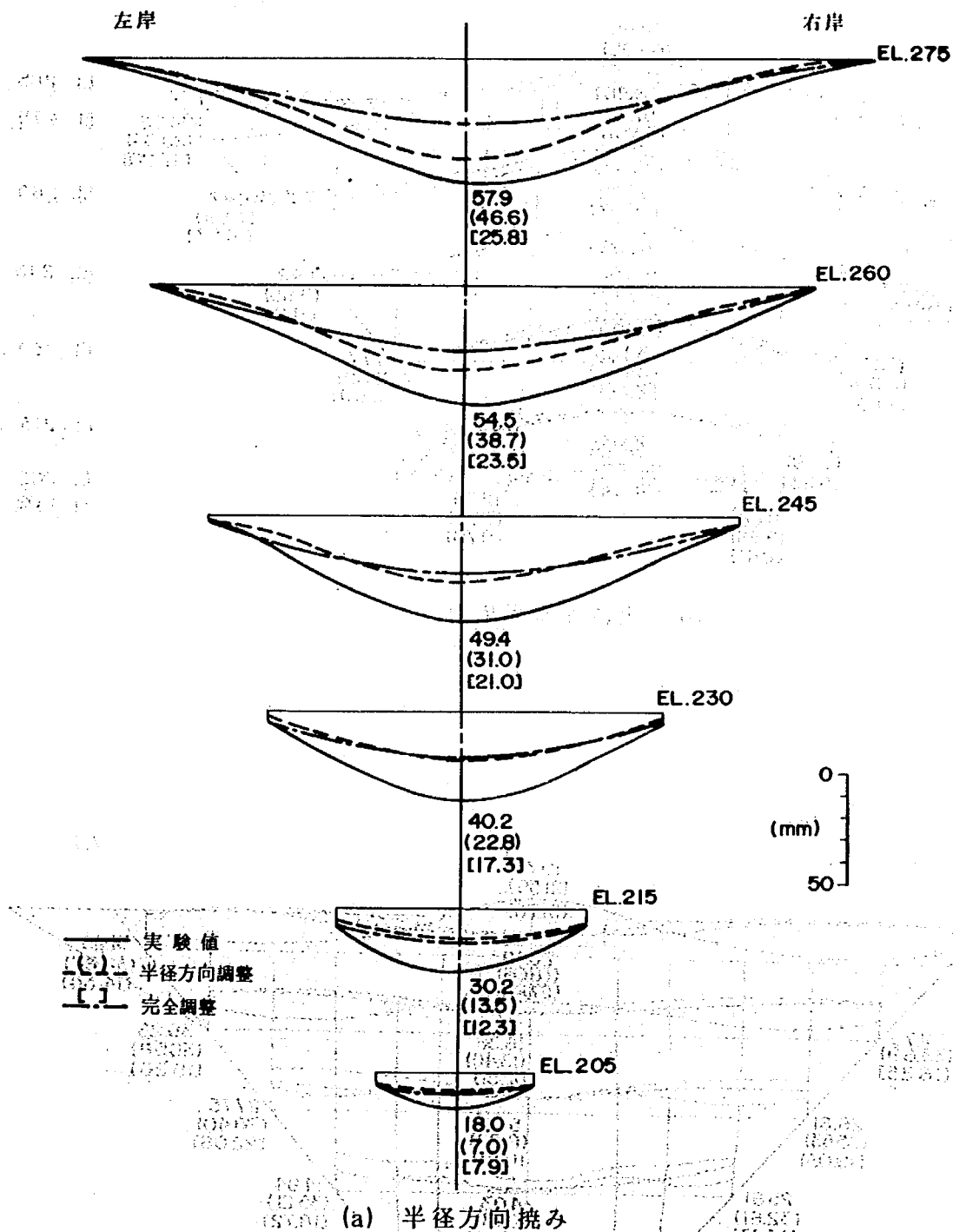
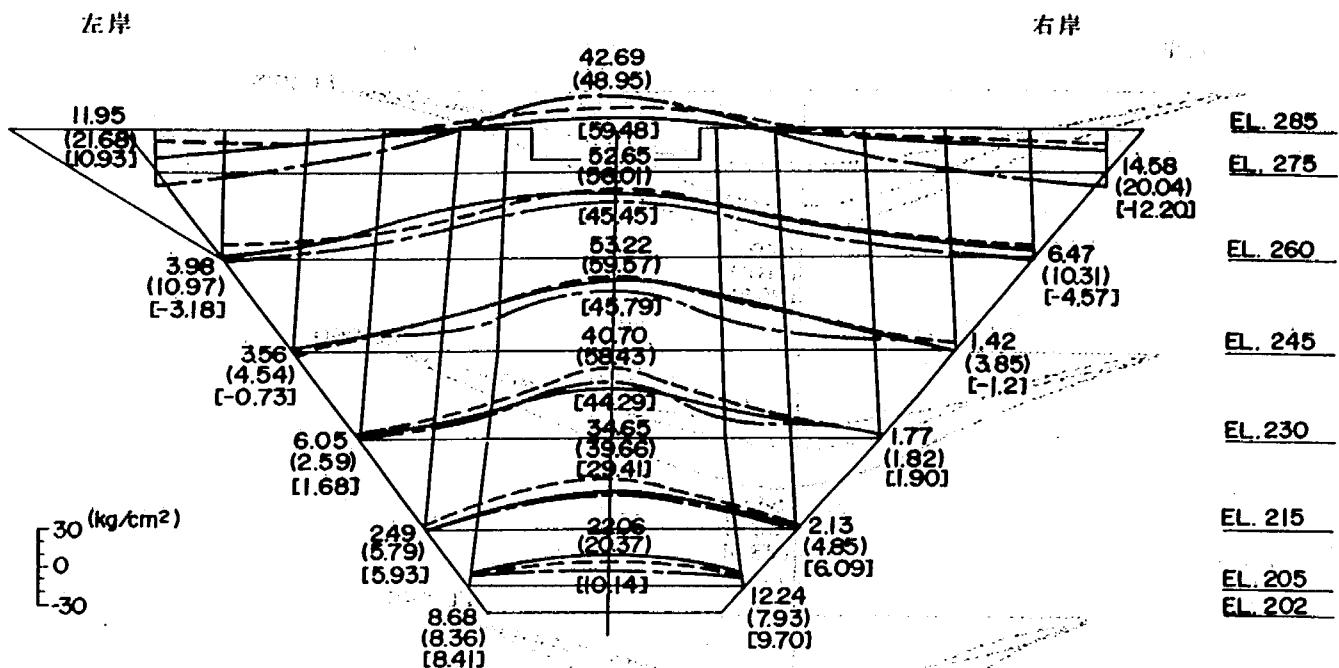
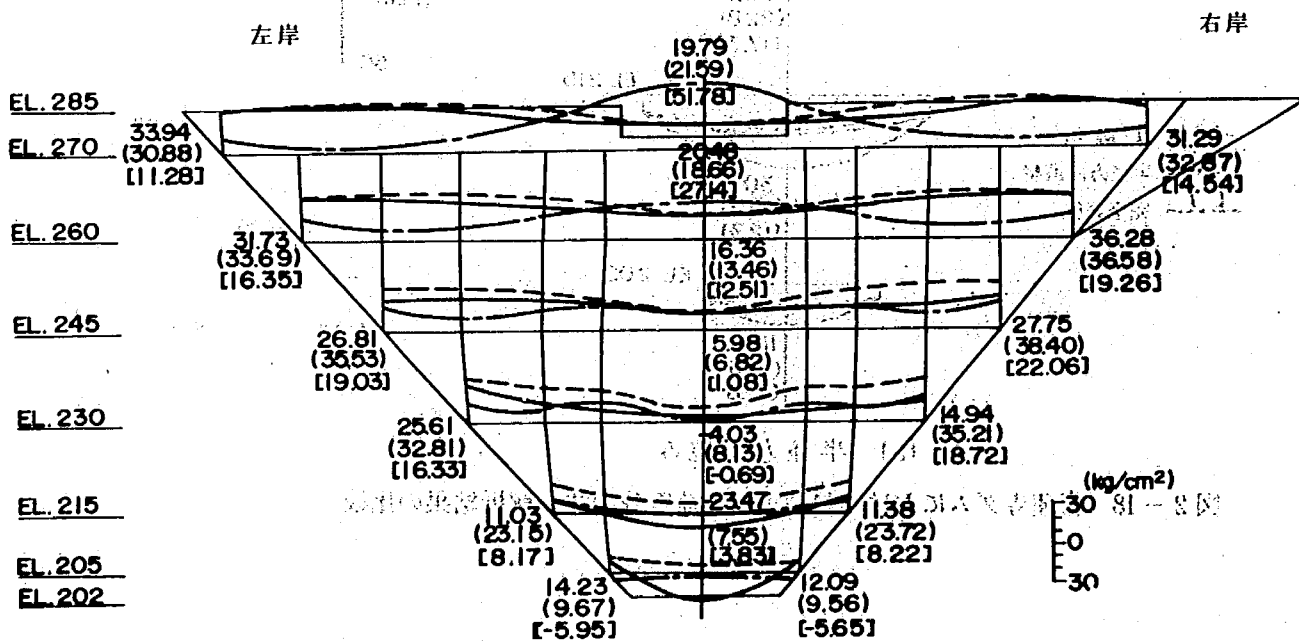


図 2-18 青蓮寺ダムにおける模型実験と荷重分割法の解析結果の比較

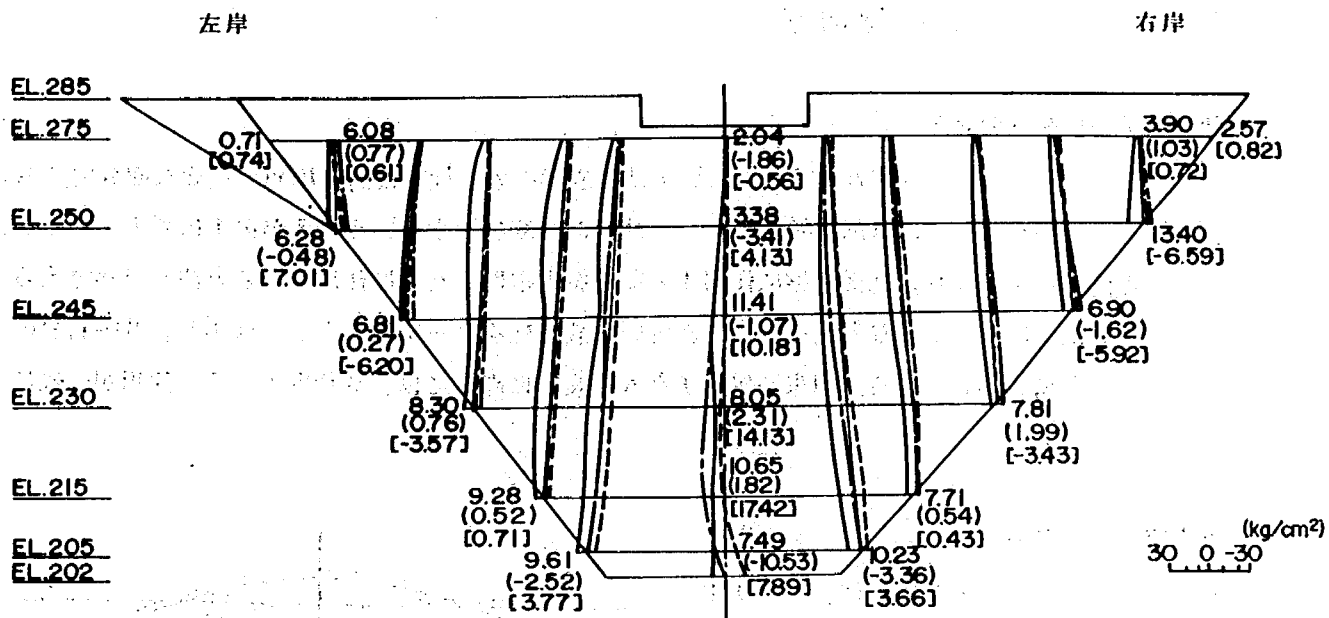


(b) 上流面水平応力

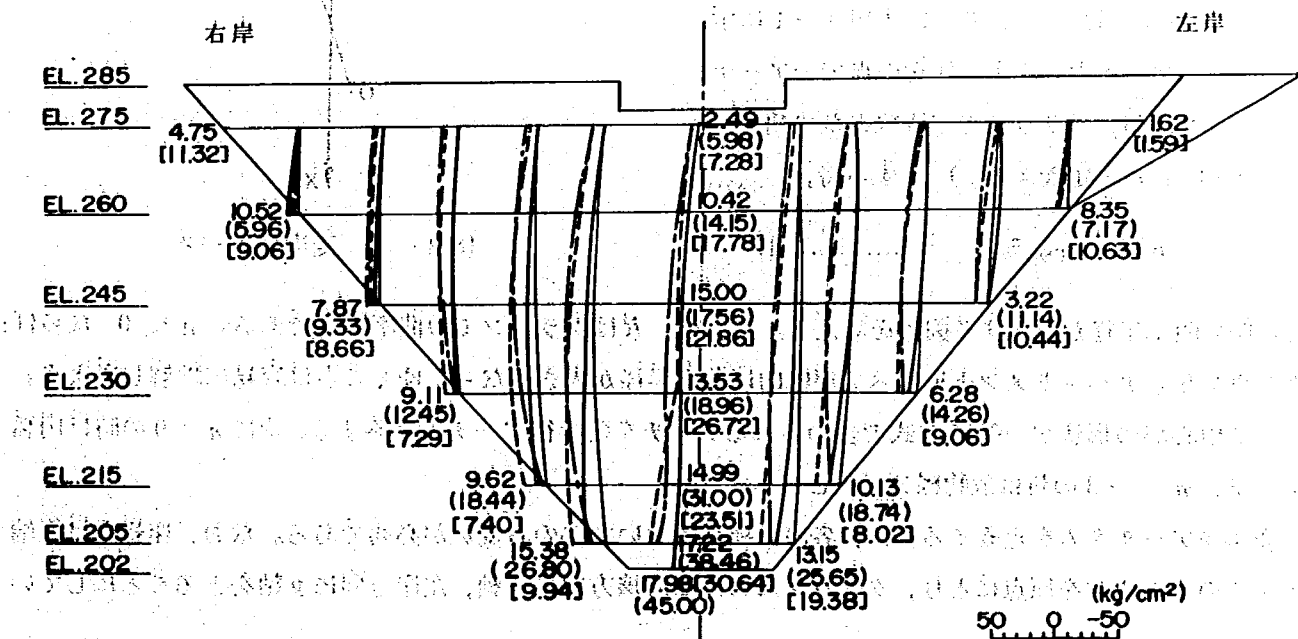


(c) 下流面水平応力

図2-18 青蓮寺ダムにおける模型実験と荷重分割法の解析結果の比較



(d) 上流面鉛直応力



(e) 下流面鉛直応力

図 2-18 青蓮寺ダムにおける模型実験と荷重分割法の解析結果の比較

- (a) 模型実験結果 (b) 荷重分割法解析結果 (c) 荷重分割法解析結果 (d) 荷重分割法解析結果 (e) 荷重分割法解析結果 (f) 荷重分割法解析結果 (g) 荷重分割法解析結果 (h) 荷重分割法解析結果 (i) 荷重分割法解析結果 (j) 荷重分割法解析結果

3. 変半径アーチダムの幾何学

3.1 放物線アーチダムの発達

第6章に詳述するように、アーチダムの設計において基礎岩盤の安定性の検討は極めて重要な部分である。基礎岩盤の安定性を高めるためには基礎処理を行って基盤の強度を増すという考えが第1に考えられるが、アーチダムの堤体形状を改良し、基礎岩盤に作用する荷重を安定性上有利に作用させる方法も当然考えられるべきである。飯田はこのような考えを推し進めていき放物線をアーチ形状として採用し、基礎岩盤の安定性を高めることに成功している。以来、アーチダムの設計に際しては、放物線アーチの採用が一般になっている。

3.2 変半径アーチダム

基礎岩盤の安定性を高めるためには、アーチ中心角を小さくしてアーチダムから基礎岩盤へ作用する荷重を山の深部へ向ければよい。しかしこのようなアーチ形状を採用すると、アーチクラウンの下流面に過大な引張応力を生じてしまう。そこで、飯田は、クラウン付近の曲率半径を小さく、アバットメント付近の曲率半径を大きくすることによってこれに対処している。いま図3-1に示すように、アーチ中心線上の任意の点でのアーチ中心線の法線が、クラウンでの法線となす角を ϕ （これを中心角と定義する。）とする時、

$$\rho = R \cos^n \phi \quad \dots\dots\dots (1)$$

なる形で曲率半径が変化する図形を考える。ここに、 R はクラウンでの曲率半径である。 $n < 0$ ならば、クラウンからアバットメントに向かって連続的に曲率半径が大きくなってゆくことは容易に理解し得よう。アーチ中心線の形状が一般に(1)式で表わされるアーチを変半径アーチと定義する。特に $n = 0$ の時は円弧アーチ、 $n = -3$ の時は放物線アーチとなる。

変半径アーチダムを定義するには、各設計標高において次の11変数が必要である。なお、座標系は天端アーチのクラウンを原点にとり、クラウンにおける法線方向に x 軸、左岸方向に y 軸をとることにしている。

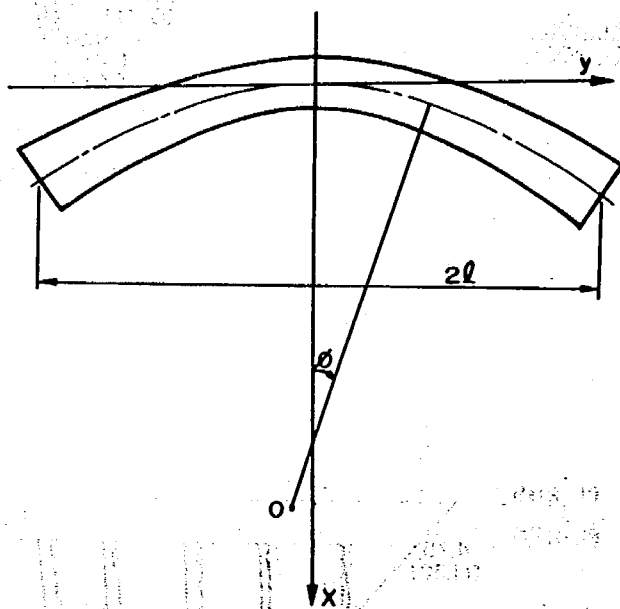


図3-1 変半径アーチ

- x_c クラウンの x 座標
- y_c クラウンの y 座標
- ϕ_0 クラウンの法線方向が x 軸となす角（時計回りに正）
- ϕ_{LA} 左岸アバットメントの中心角（正）
- ϕ_{RA} 右岸アバットメントの中心角（負）
- $2l$ アーチスパン（弦長）

T_c クラウンでのダムの厚さ
 T_{LA} 左岸アバットメントのダムの厚さ
 T_{RA} 右岸アバットメントのダムの厚さ
 ϕ_{L1} 左岸等厚部の中心角 (正)
 ϕ_{R1} 右岸等厚部の中心角 (負)

任意の点でのダム厚は、その点での中心角を ϕ とした時、

$\phi_{R1} \leq \phi \leq \phi_{L1}$ なら

$$T = T_c \quad \dots\dots\dots (2)$$

$\phi_{L1} \leq \phi$ なら

$$T = T_c + (T_{LA} - T_c) \times \frac{1 - \cos (\phi - \phi_{L1})}{1 - \cos (\phi_{LA} - \phi_{L1})} \quad \dots\dots\dots (3)$$

または、

$$T = \frac{1}{1 - \cos (\phi_{LA} - \phi_{L1})} \left\{ T_c - T_{LA} \cos (\phi_{LA} - \phi_{L1}) + (T_{LA} - T_c) \frac{\cos (\phi_{LA} - \phi_{L1})}{\cos (\phi - \phi_{L1})} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$\phi \leq \phi_{R1}$ なら

$$T = T_c + (T_{RA} - T_c) \times \frac{1 - \cos (\phi - \phi_{R1})}{1 - \cos (\phi_{RA} - \phi_{R1})} \quad \dots\dots\dots (5)$$

または、

$$T = \frac{1}{1 - \cos (\phi_{RA} - \phi_{R1})} \left\{ T_c - T_{RA} \cos (\phi_{RA} - \phi_{R1}) + (T_{RA} - T_c) \times \frac{\cos (\phi_{RA} - \phi_{R1})}{\cos (\phi - \phi_{R1})} \right\} \quad \dots\dots\dots (6)$$

で表わされるものとしている。(3)式または(4)式、(5)式または(6)式の選択は設計者の自由配慮によるが、(4)、(6)式を用いた方が堤体積を削減できるとされており、一般にはこれらの式を用いた設計がなされている。

3.3 放物線アーチダム

変半径アーチダムのうち現在最も一般に用いられている放物線アーチについて以下に詳しく説明しよう。

いま $(p, 0)$ 点を焦点とする放物線を考えると、その方程式は、

$$x = \frac{1}{4p} y^2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。この時、放物線上の任意の点での曲率半径は、

$$\rho = \left\{ 1 + \left(\frac{dx}{dy} \right)^2 \right\}^{3/2} \div \left(\frac{d^2x}{dy^2} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

で表わされるが、中心角 ϕ は、

$$\tan \phi = \frac{dx}{dy} \dots\dots\dots (3)$$

で与えられることに注意すれば,

$$\rho = 2p \cos^{-3} \phi \dots\dots\dots (4)$$

となり, 変半径アーチで $n = -3$ とすれば放物線アーチが得られることがわかる。(3)式より, 左右岸アバットメントの座標は,

$$\begin{aligned} y_L &= 2p \tan \phi_{LA} \\ x_L &= p \tan^2 \phi_{LA} \\ y_R &= 2p \tan \phi_{RA} \\ x_R &= p \tan^2 \phi_{RA} \end{aligned} \dots\dots\dots (5)$$

となる。従ってアーチスパンを $2l$ とすれば,

$$p = \frac{2l}{(\tan \phi_{LA} - \tan \phi_{RA}) \sqrt{4 + (\tan \phi_{LA} + \tan \phi_{RA})^2}} \dots\dots\dots (6)$$

が得られ, 放物線の方程式は

$$x = \frac{(\tan \phi_{LA} - \tan \phi_{RA}) \sqrt{4 + (\tan \phi_{LA} + \tan \phi_{RA})^2}}{4(2l)} y^2 \dots\dots\dots (7)$$

となる。天端アーチの場合は, クラウンと原点, クラウンでの法線と x 軸が一致するが, 任意標高では先に定義した x_c, y_c, ϕ_0 が 0 とならないため, (7)式を座標変換しなければならない。すなわち, 天端アーチに関する座標系を x, y , 任意標高における座標系を図 3-2 のように x', y' で定義すれば,

$$\begin{aligned} x' &= (x - x_c) \cos \phi_0 - (y - y_c) \sin \phi_0 \\ y' &= (y - y_c) \cos \phi_0 + (x - x_c) \sin \phi_0 \end{aligned} \dots\dots\dots (8)$$

が成立つから, これを(7)式に代入すれば, 放物線の方程式は,

$$\begin{aligned} &((x - x_c) \cos \phi_0 - (y - y_c) \sin \phi_0) \\ &= \frac{1}{4p} \{ (y - y_c) \cos \phi_0 + (x - x_c) \sin \phi_0 \}^2 \end{aligned} \dots\dots\dots (9)$$

で与えられることになる。

なお, 一般にはクラウン法線の向きを変えるよりも非対称アーチとして y_c, ϕ_0 を 0 とするのがふつうであるから, 任意標高におけるアーチの方程式は次式で表わされる。

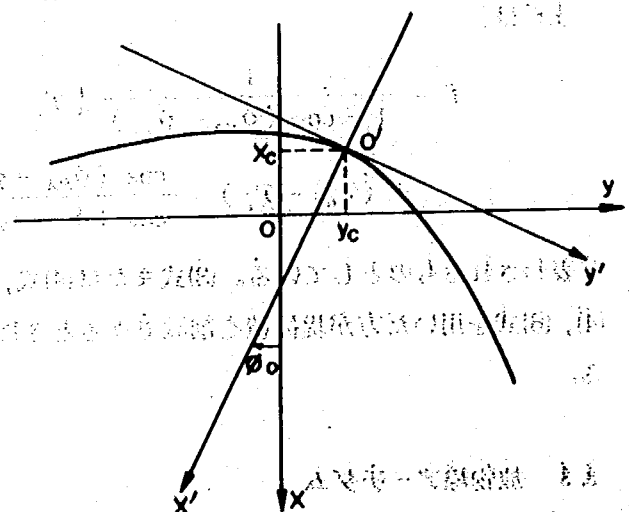


図 3-2 局部座標系

$$x = \frac{(\tan \phi_{LA} - \tan \phi_{RA}) \sqrt{4 + (\tan \phi_{LA} + \tan \phi_{RA})^2}}{4(2l)} y^2 + x_c \quad \dots\dots\dots (10)$$

次に、堤体の上下流面の位置を決定しよう。いま、任意標高の局部座標系においてアーチ中心線の方程式は(7)式で与えられることは既に述べた。この時アーチ中心線上の任意の点 (x'_0, y'_0) のアーチ法線方向が x' 軸 (図3-2参照) となす角 ϕ は、

$$\phi = \tan^{-1} \left\{ \frac{\tan \phi_{LA} - \tan \phi_{RA}}{2(2l)} \sqrt{4 + (\tan \phi_{LA} + \tan \phi_{RA})^2} y'_0 \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

で与えられる。従って、この角度を3.2に示した左右岸等厚部の角度に照らし合わせて、それぞれの式から (x'_0, y'_0) 点でのダム厚さが決定される。たとえばダム厚さが $\cos \phi$ に比例するとした場合には、

$$\phi_{R1} \leq \phi \leq \phi_{L1} \quad \text{なら}$$

$$T = T_c \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$\phi_{L1} \leq \phi \quad \text{なら}$$

$$T = \frac{1}{1 - \cos(\phi_{LA} - \phi_{L1})} \left\{ T_c - T_{LA} \cos(\phi_{LA} - \phi_{L1}) + (T_{LA} - T_c) \frac{\cos(\phi_{LA} - \phi_{L1})}{\cos(\phi - \phi_{L1})} \right\} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\phi \leq \phi_{R1} \quad \text{なら}$$

$$T = \frac{1}{1 - \cos(\phi_{RA} - \phi_{R1})} \left\{ T_c - T_{RA} \cos(\phi_{RA} - \phi_{R1}) + (T_{RA} - T_c) \frac{\cos(\phi_{RA} - \phi_{R1})}{\cos(\phi - \phi_{R1})} \right\} \quad \dots\dots\dots (14)$$

となる。又、この場合 x' 軸の傾角 ϕ は、(11)式で与えられる。従って、 (x'_0, y'_0) 点を天端アーチに関する座標系 $x-y$ に対して(8)式を用いて変換した値を (x_0, y_0) とすれば、上下流面の座標はそれぞれ、

$$\begin{aligned} x(u) &= x_0 - \frac{T}{2} \cos(\phi + \phi_0) \\ y(d) &= y_0 \pm \frac{T}{2} \sin(\phi + \phi_0) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (15)$$

で与えられることになる。ここに、 u, d はそれぞれ上流面、下流面を表わす。
 以上、任意標高の局部座標系において、天端アーチの方程式、アーチ法線方向の傾角、上下流面の位置を決定した。次に、天端アーチの厚さを決定しよう。天端アーチの厚さは、天端アーチの中心線と上下流面の距離である。天端アーチの中心線の方程式は(7)式で与えられる。上下流面の方程式は(15)式で与えられる。天端アーチの厚さを決定するためには、(7)式と(15)式を比較し、天端アーチの厚さを求める必要がある。天端アーチの厚さは、天端アーチの中心線と上下流面の距離である。天端アーチの中心線の方程式は(7)式で与えられる。上下流面の方程式は(15)式で与えられる。天端アーチの厚さを決定するためには、(7)式と(15)式を比較し、天端アーチの厚さを求める必要がある。

4. アーチダム堤体の設計

4.1 概 説

アーチダムはコンクリートの材料としての強度を最大限に利用する構造物であるから、アーチダムに作用する応力を正確に求め、また堤体形状を適切に選定してコンクリートの強度を有効に利用することが重要となってくる。

現在アーチダムの応力解析は荷重分割法を用いて行うのが一般であり、最終的な形状が決定された後、模型実験を行って数値解析結果の検証が行われている。また最近では模型実験に代ってまたは荷重分割法を補う手段として3次元有限要素法による解析が試みられている。

アーチダムの設計作業は、ダム堤体形状を安全かつ経済的な形状として決定する作業と、基礎岩盤の安定性を確保するために適切な座取りと根入れを決定する作業の2つからなりたっている。しかしこれらの作業は完全に独立して行い得るものではなく、両者を同時平行して設計していかなければならない。従って、その設計手順は次のような段階を繰返し行なって最適なアーチダム形状を決定していくことからなる。

- ① 既存のアーチダムを参考にして、アーチ中心角、ダムの厚さ、拱頂片持梁の形状を選定する。
- ② 与えられた地質図に照し合わせて、根入れ深さを仮定したアーチダム形状を選定する。
- ③ 仮定されたアーチダム形状に対し応力解析を行い、堤体応力、アーチスラストを計算する。
- ④ 計算された応力状態と許容応力の関係を調べて堤体形状を修正する。また同時にアーチスラストより基礎岩盤の安定性を検討し（第6章参照）、座取りおよび根入れの過不足を修正する。

このような過程を繰返し最終形状が決定されるまでには通常30～50以上の計算が行われている。

4.2 アーチダム堤体に関する設計基準

アーチダムの場合、重力ダムと異なりダム設計基準には明確な規定は行われていない。これはダム堤体の転倒またはせん断破壊が想定しにくいためである。また揚圧力の影響が小さいことおよびコンクリートの強度が大きいことから上流面にもある程度の引張応力を許容している。従ってダム堤体に関する基準としてはコンクリートの強度に関する基準のみとなっている。

コンクリートの強度に関しては、“コンクリートの強度は、材令91日の強度を基準とする。コンクリートの所要強度は、設計応力に対し必要な安全率を有するように定める。コンクリートの配合強度は、所要圧縮強度を組合せ応力効果を考慮した修正係数および強度の変動係数に応じて定まる割増係数をもって補正して定める。”と規定されている。

一般にコンクリートの強度に対する安全率としては4が採用されている。しかし、荷重分割法の半径方向調整計算のように主応力が求まらず、鉛直応力や水平応力より所要強度を求める場合は安全率として5が用いられる。また引張応力の許容値は、その生じる個所および原因によって異なるとして、それぞれの状態に応じて定めるものとしている。

このような安全率から逆算して、通常アーチダムの設計を行う場合の設計圧縮応力は70～80 kg/cm^2 、また引張応力の許容値は10 kg/cm^2 程度以下としていることが多い。なお、地震時の検討を行う場合は、設計応力を30%割増しすることができるものとしている。

コンクリートの安全率はしばしば基礎岩盤のせん断摩擦安全率と対比されて議論される。すなわち、基

礎岩盤の局所せん断摩擦安全率が2程度であるのに対し、コンクリートの（局所）安全率が4と大きいのはなぜかということである。しかし、一般にはこのような大きな安全率をとっても配合設計上支障をきたさないため、大きな問題とはなっていないのが現状である。

4.3 設計データ

アーチダムの堤体形状を設計する場合、谷形状、ダム高の類似した他ダムを参考にしてその基本形状を仮定するのがよい。現在では、基礎岩盤の安定性からの要請で放物線アーチダムの採用が一般であるため、ここでは放物線アーチダムに限り過去の実例を列挙しよう。表4-1は土木研究所が設計を手がけたア

表4-1 アーチダムの基本形状

基本寸法 ダム名	H	cX	T_c	T_A		$2l$	ϕ_A	
				L	R		L	R
川 治	119 ^m (140)	15.098 ^m	8.000 ^m 23.300	10.000 ^m 36.000	10.000 ^m 36.000	294.999 ^m 93.378	37° 30' 33° 48'	37° 30' 39° 15'
真 名 川	125.5	15.000	6.000 25.980	6.000 32.880	6.000 32.740	321.530 85.510	33° 11' 37° 17'	40° 47' 37° 43'
豊 平 峡	87.5 (104)	9.500	5.000 20.000	5.000 29.390	5.000 26.440	278.980 87.150	37° 48' 38° 38'	37° 12' 36° 22'
川 辺 川	102.5	13.325	6.000 18.000	6.000 27.500	6.000 26.000	250.550 35.100	36° 30' 36° 30'	38° 27' 34° 30'
矢 作	100	8.000	5.000 20.000	5.000 26.930	5.000 27.900	294.000 47.990	36° 55' 32° 37'	40° 41' 32° 36'
裾 花	83.2	8.000	4.000 13.000	4.000 17.460	4.000 17.460	172.000 31.000	37° 00' 30° 00'	37° 00' 30° 00'
青 蓮 寺	82	8.000	4.000 13.000	4.000 24.000	4.000 23.500	227.680 43.590	36° 33' 35° 24'	38° 27' 36° 36'

ーチダムの基本形状を示したものである。表中ダム高 H はプラグ等を除いたアーチダムの実質的な高さを示しており、ダムの全高は()内に示してある、また表中の記号は、

cX …… 拱頂片持梁のオーバーハング量

T_c …… クラウンでのダムの厚さ

T_A …… アバットメントでのダムの厚さ

$2l$ …… アーチスパン

ϕ_A …… アバットメントの中心角（絶対値）

であり、 L 、 R はそれぞれ左岸、右岸を表わしている。なお表の上段は天端での値、下段は底面での値を示している。

次に、これらの諸データを各ダムのダム高で除して無次元化した結果を図4-1に示す。与えられた地形、地質図に対し、アーチダムの基本形状を仮定するには、同図形状を参考にすれば比較的好ましい応力状態を容易に達成することができる。アーチダムの設計に当っては、このような過去の事例が重要な資料となる。

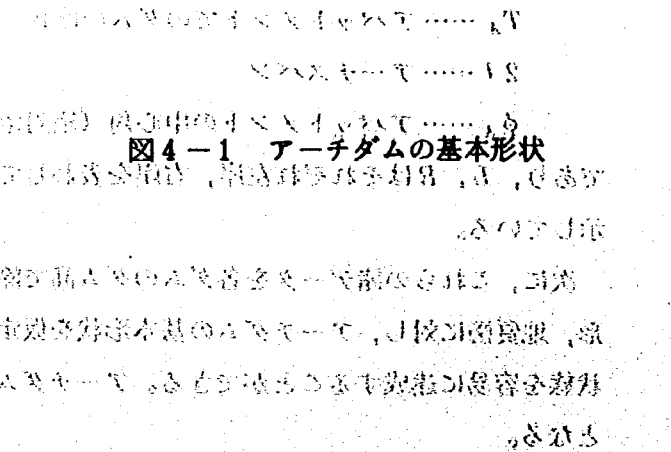
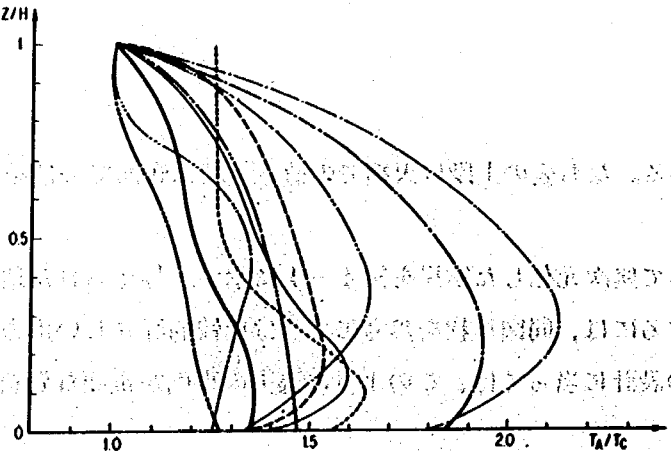
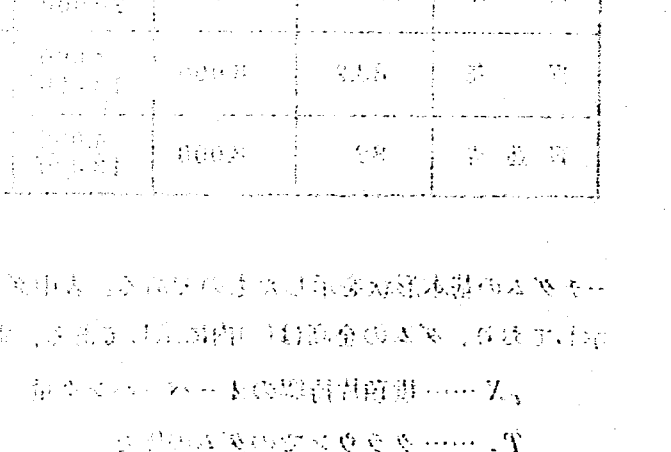
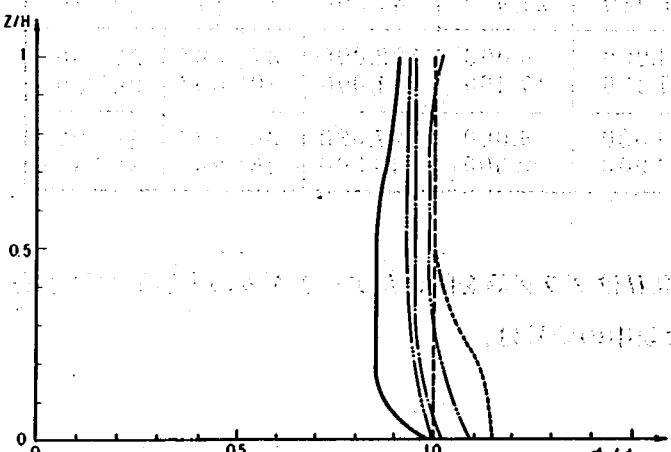
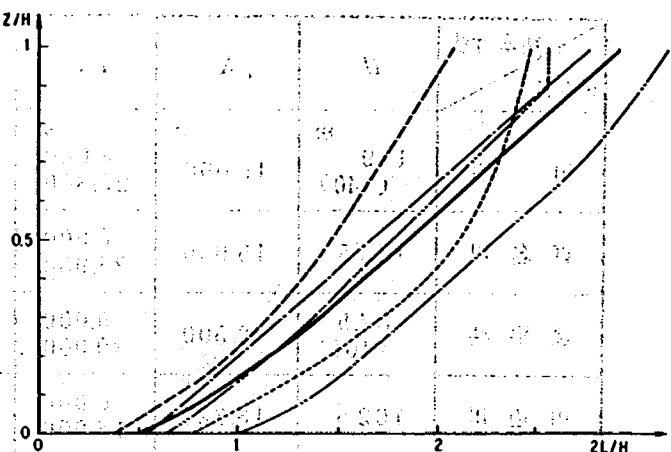
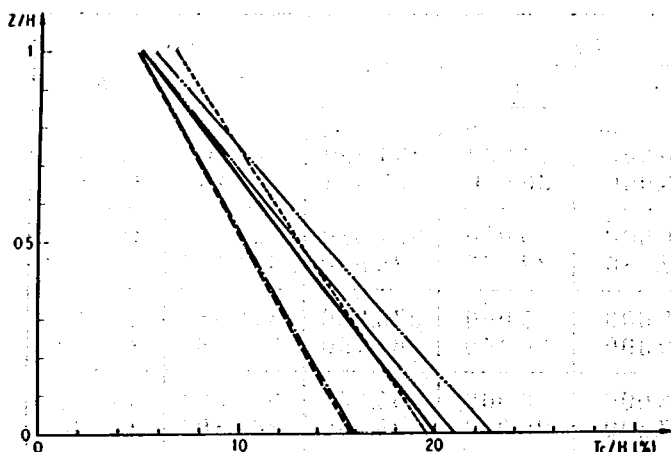
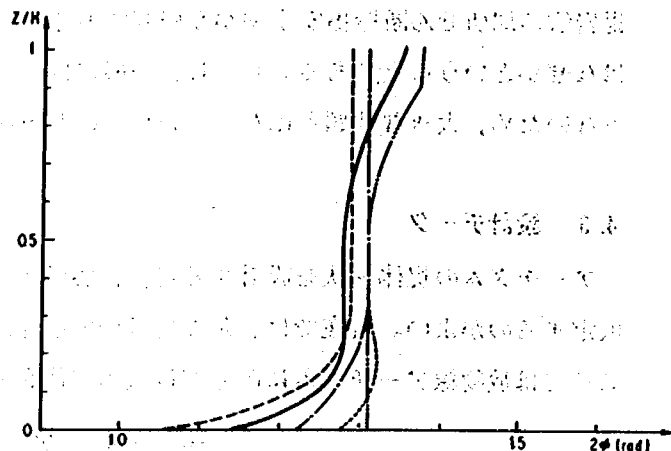
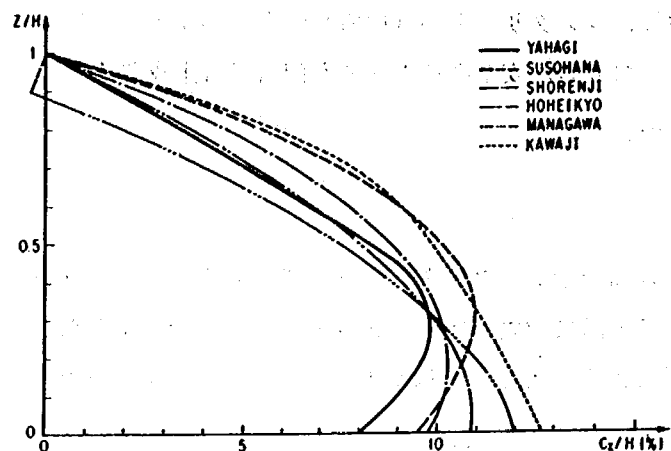


図4-1 アーチダムの基本形状

4.4 アーチダムの堤体応力に影響を及ぼす要素

4.4.1 概 要

他ダムの例を参考にして求めたアーチダムの形状に基づいて応力解析を行って堤体応力を算出すると、設計圧縮応力を上回る圧縮応力や過大な引張応力を生じたり、またアーチスラストから求められる基礎岩盤への根入れ深さは過不足を生じるのが一般である。このためアーチダムの形状の修正が行われるが、根入れ深さについては、座取りの修正、アーチスパン、アーチ中心角の修正が必要となる。また、堤体応力については、主として①アーチ中心角、②ダムの厚さ、③拱頂片持梁のオーバーハング量の修正が必要となってくる。ここでは堤体応力の改善法について説明を加えよう。

堤体応力を改善するためにこれらの要素を修正していく作業は、従来各ダム毎に独自の方法が用いられ、最終形状を決定するためには、30～50以上もの計算が行われている。しかしこのような方法は極めて不合理であり、あらかじめこれら要素の修正がアーチダム堤体の応力に及ぼす影響を求めておけば、アーチダムの設計は極めて楽なものとなるであろう。ここではモデルダムを想定して、上に示した3つの要素がアーチダム堤体の応力に及ぼす影響を考察してみることにする。なお、以下においては圧縮応力を正として取扱うものとする。

4.4.2 アーチ中心角と堤体応力の関係

アーチ中心角が堤体応力に及ぼす影響を検討するため、まずモデルダムを想定し、このモデルダムの中心角を種々に変更して堤体応力がどのように変化するかを検討してみよう。

図4-2はモデルダムの諸元を示したものであり、また図4-3はその応力解析（半径方向調整計算）値を示したものである。

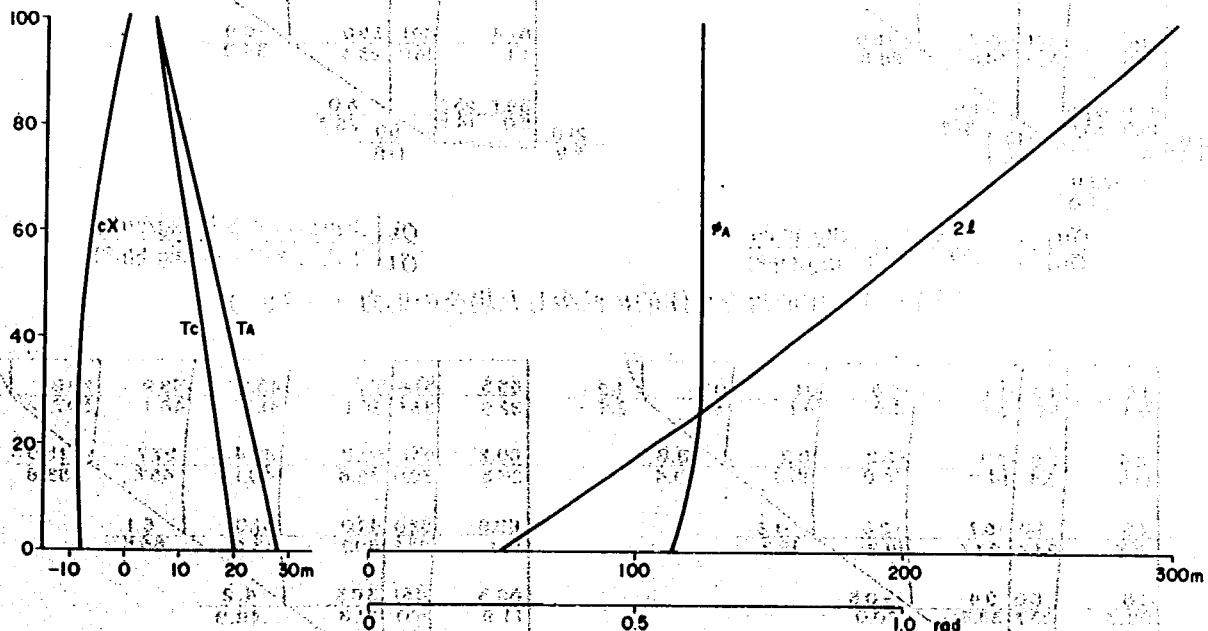


図4-2 モデルダム諸元

次に、モデルダムの中心角のみを変化させ、他の諸元を全く同一にして計算した結果を図4-4から図4-8に示す。これらの図はそれぞれ以下のように中心角の修正を行ったものである。（図4-9、図4-10参照）

図4-4 中心角を各標高とも一率に 2.8° 減少させた。

図4-5 中心角を各標高とも一率に 2.8° 増加させた。

図4-6 中心角を各標高とも一率に 5.6° 増加させた。

図4-7 下部標高のみ中心角を 2.6° 増加させた。

図4-8 下部標高のみ中心角を 2.6° 減少させた。

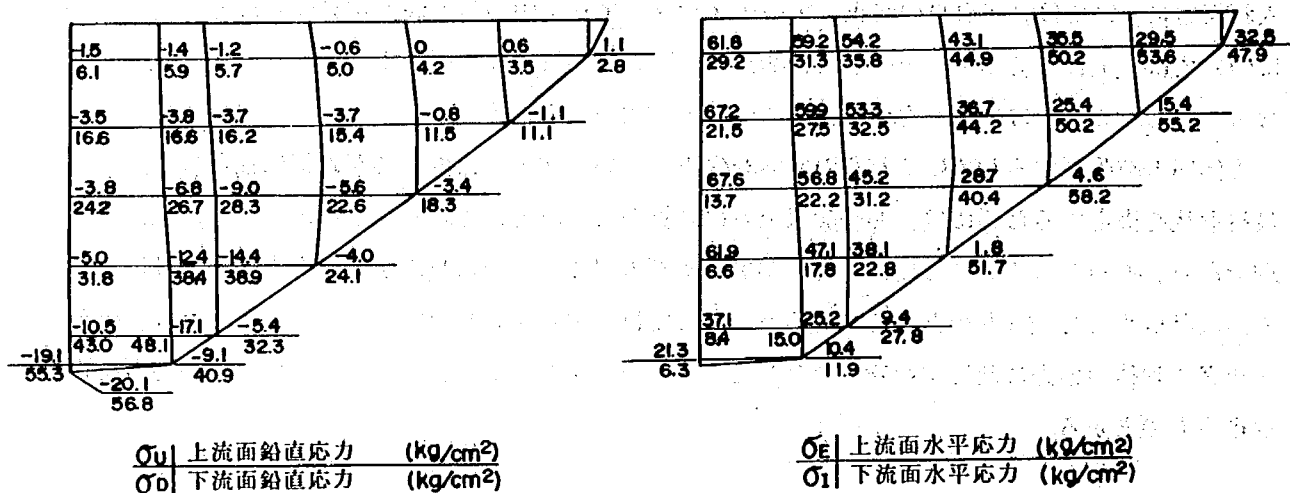


図4-3 モデルダムの応力

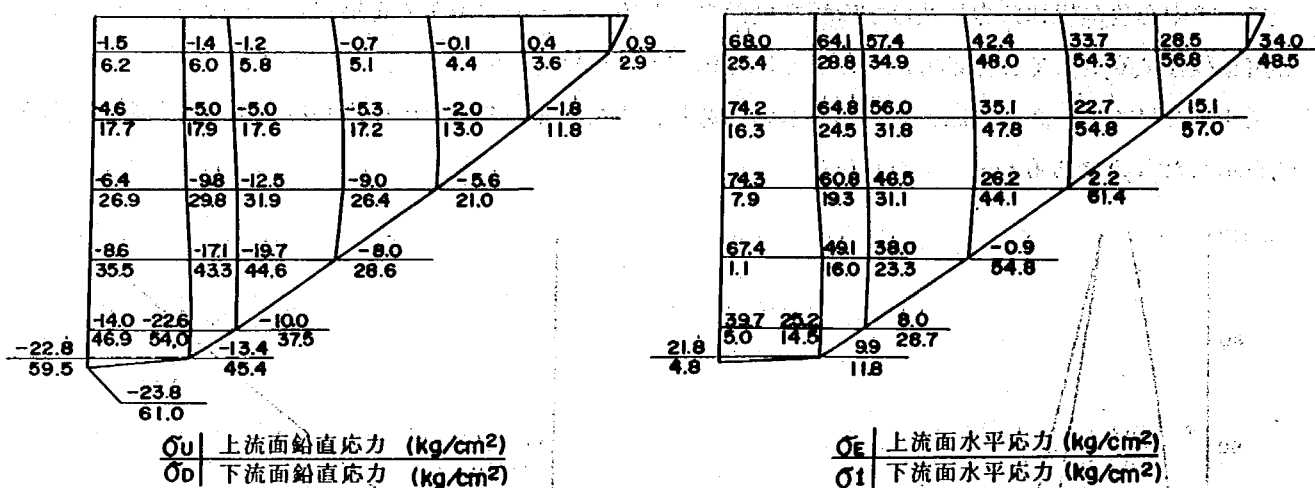


図4-4 中心角を全体的に減少した場合の応力 (-2.8°)

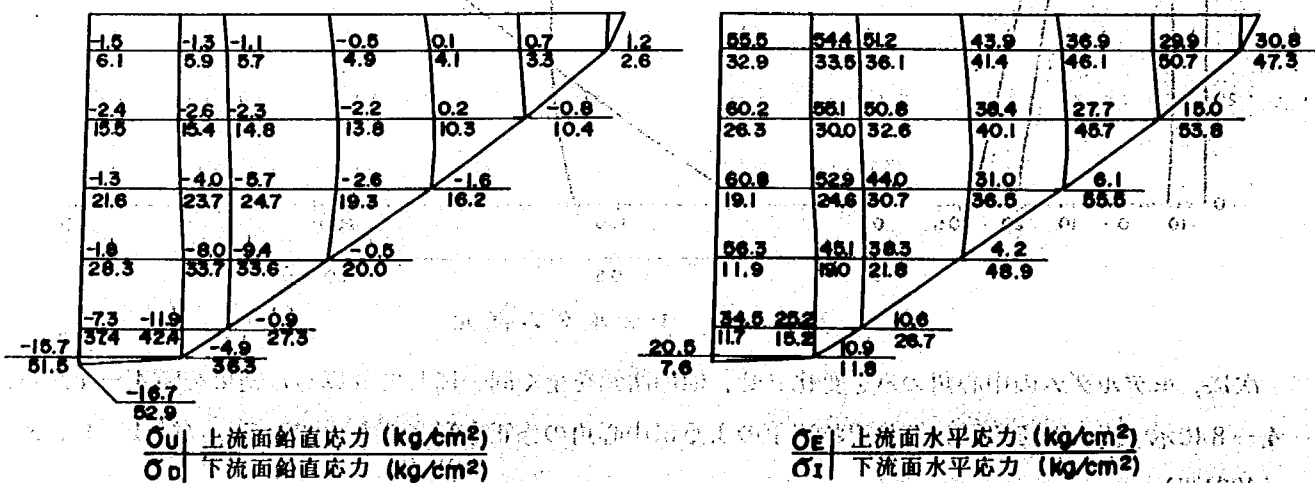


図4-5 中心角を全体的に増加した場合の応力 (2.8°)

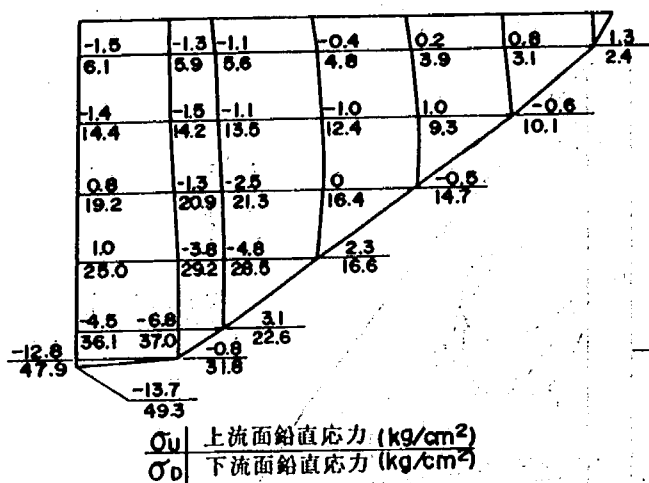


図4-6 中心角を全体的に増加した場合の応力 (5.6°)

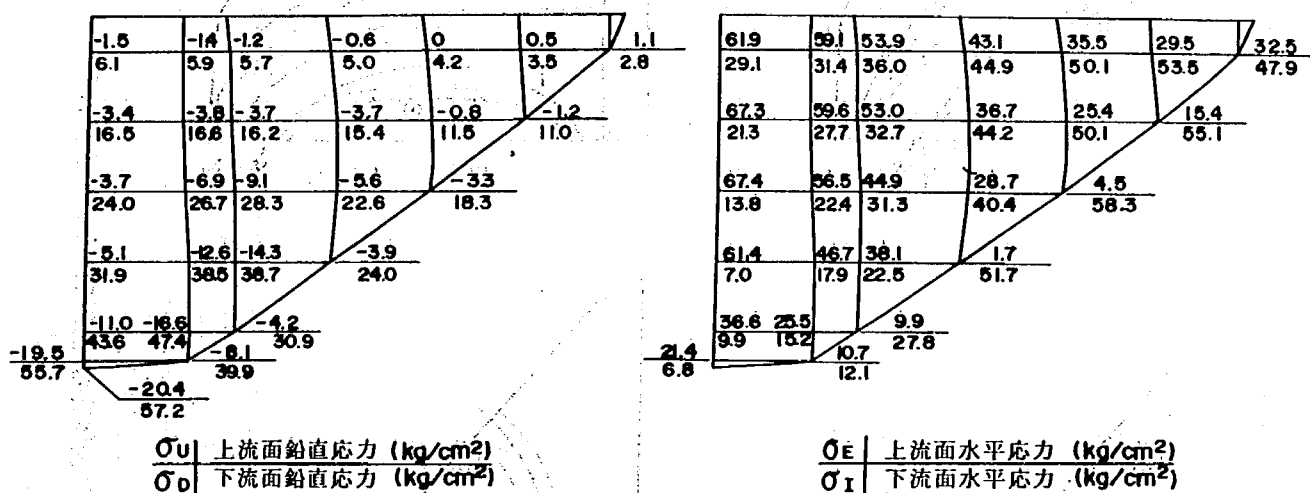


図4-7 下部標高の中心角を増加した場合の応力 (2.6°)

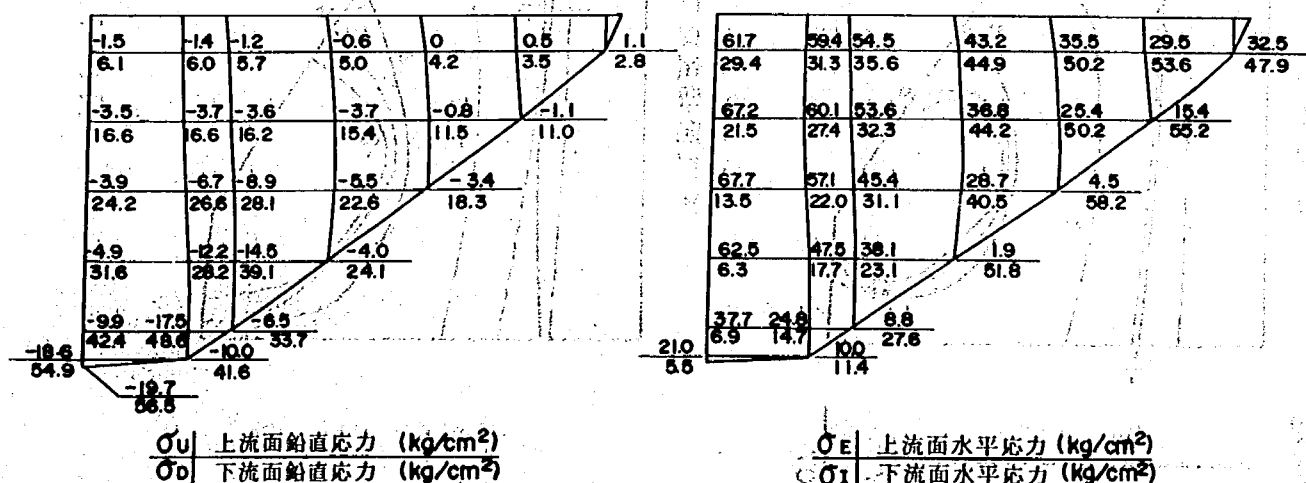


図4-8 下部標高の中心角を減少した場合の応力 (-2.6°)

アーチ中心角の変化によるアーチダム堤体の応力の変化を明確に表現するため、中心角の増減による応力値の変化量を等高線で表わした結果を図4-9および図4-10に示す。

一般にアーチ中心角を増加させた場合、水平応力は応力分布を改善するように(すなわち、最大圧縮応力を低下し、引張応力を圧縮側に移行するように)変化する。また、アーチ作用が効果的に作用するため

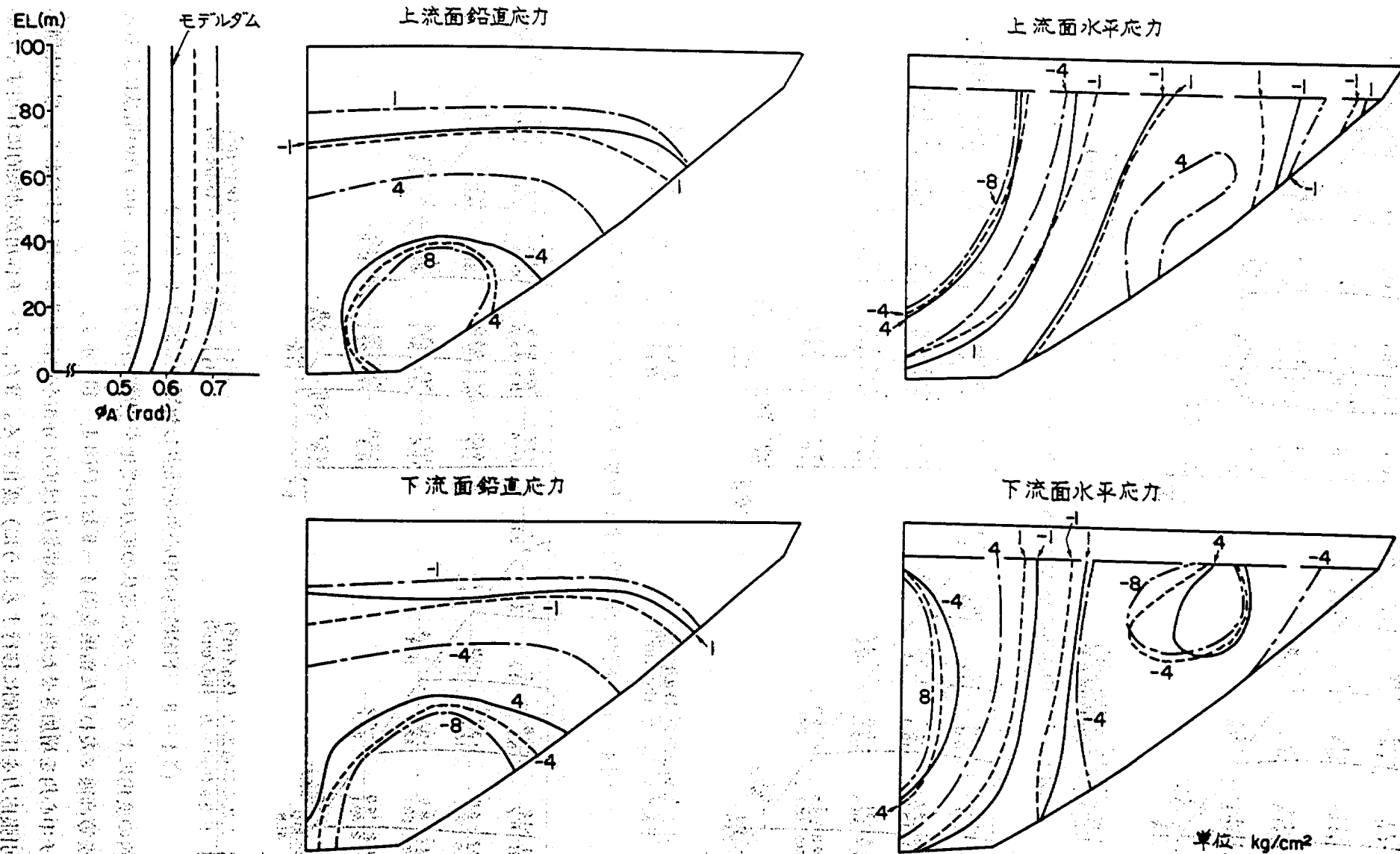


図4—9 中心角の全体的な増減に伴うアーチダムの応力変化

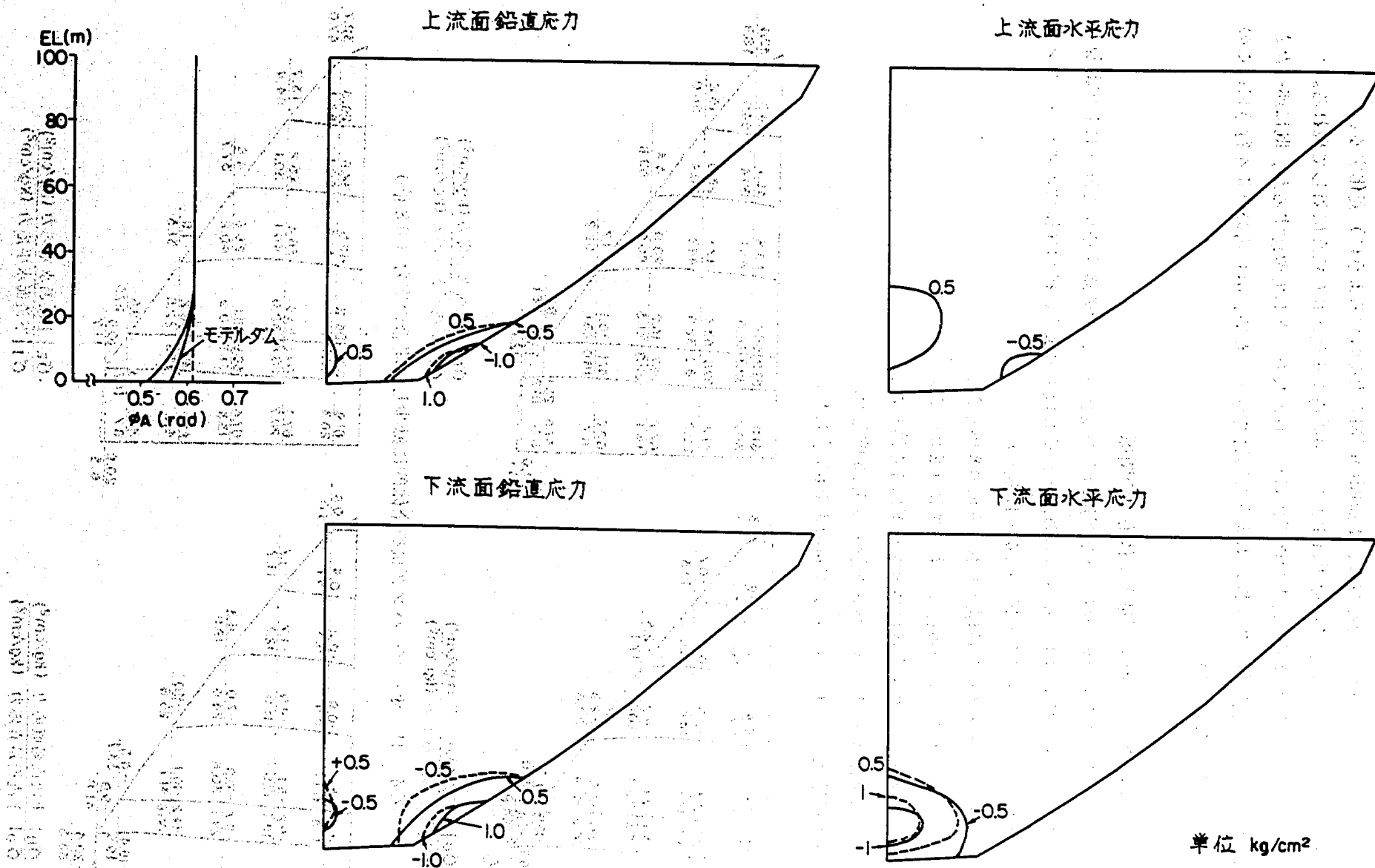


図4-10 中心角の部分的な増減に伴うアーチダムの応力変化

その変形量が小さくなり、従って片持梁要素の荷重分担が小さくなるため、鉛直応力も応力分布を改善するように（すなわち、上流面の引張応力を減じ、下流面の圧縮応力を減ずるように）変化する。

中心角を部分的に変化させた場合、その効果は主として中心角を変化させた標高に対して現れる。

このようにアーチ中心角の修正は堤体応力の修正に対して有効な方法として機能するが、既に述べたとおりアーチ中心角の修正は基礎岩盤の安定性にも大きな影響を与えるため、中心角の修正を行うにはこの点にも十分留意しなければならない。

4.4.3 拱頂片持梁のオーバーハング量と堤体応力の関係

次に、モデルダムの拱頂片持梁のオーバーハング量のみを変化させ、他の諸元を全く同一にして計算した結果を図4-11から図4-15に示す。これらの図はそれぞれ以下のように拱頂片持梁のオーバーハング量の修正を行ったものである。（図4-16、図4-17参照）

図4-11 …… オーバーハング量を各標高とも一率に0.8倍した。

図4-12 …… オーバーハング量を各標高とも一率に1.2倍した。

図4-13 …… オーバーハング量を各標高とも一率に1.4倍した。

図4-14 …… 中下部標高のオーバーハング量のみ1.15倍した。

図4-15 …… 中下部標高のオーバーハング量のみ0.85倍した。

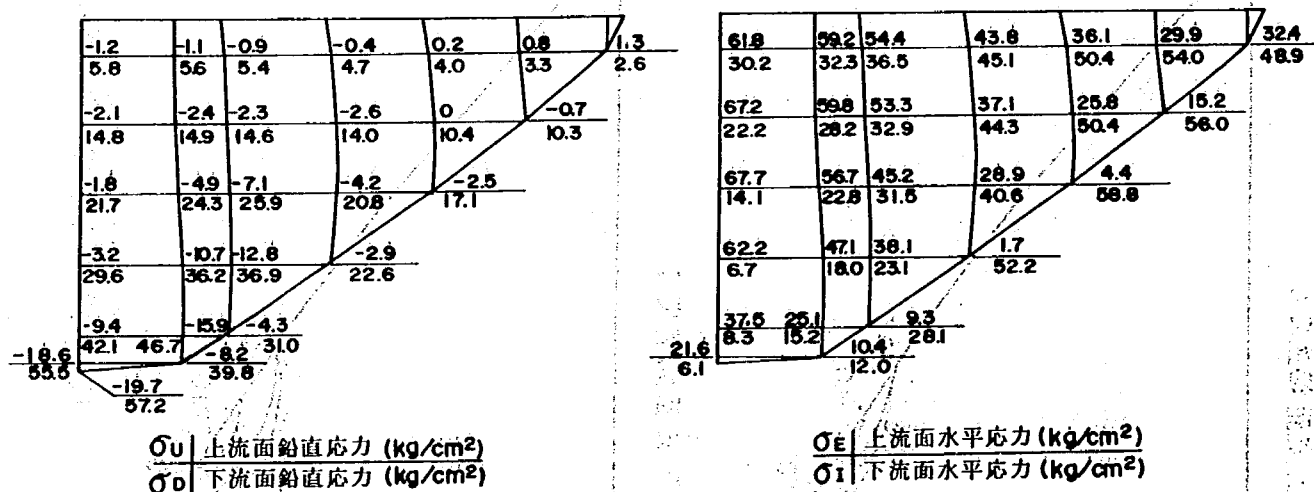


図4-11 オーバーハング量を全体的に減少した場合の応力（0.8倍）

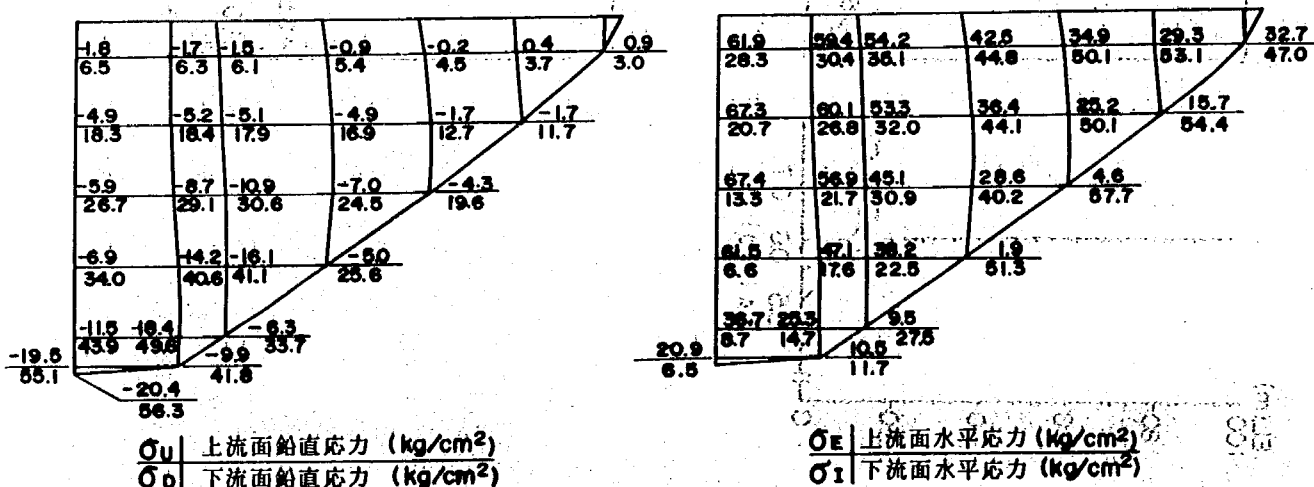
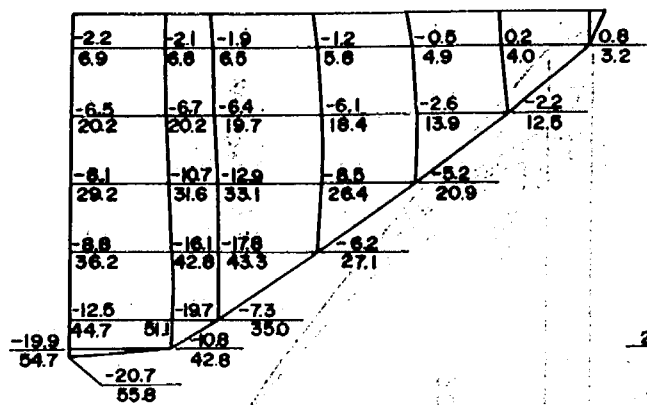
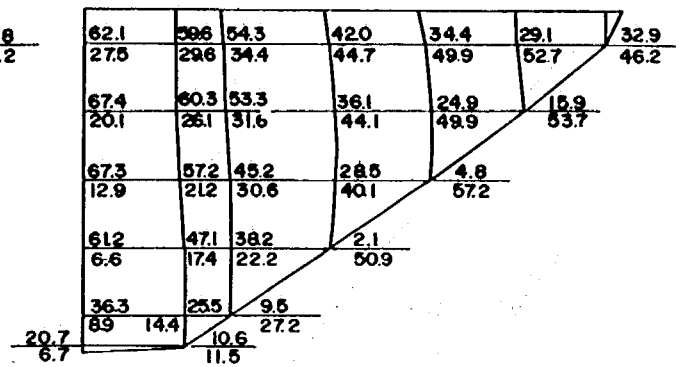


図4-12 オーバーハング量を全体的に増加した場合の応力（1.2倍）

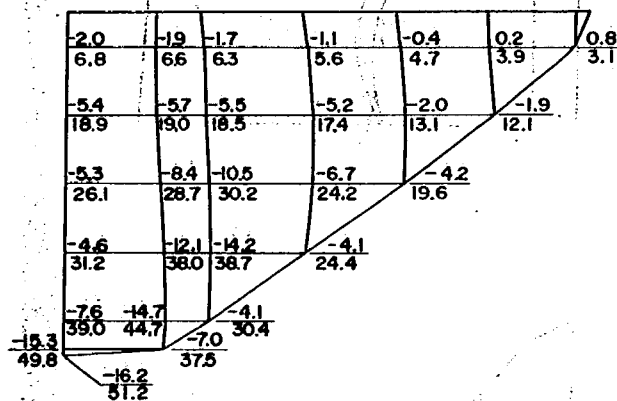


σ_U 上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 σ_D 下流面鉛直応力 (kg/cm²)

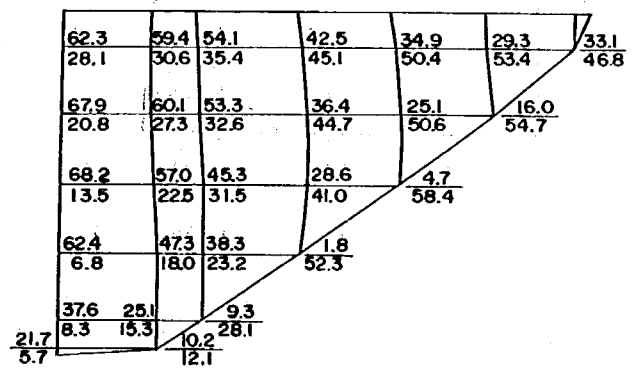


σ_E 上流面水平応力 (kg/cm²)
 σ_I 下流面水平応力 (kg/cm²)

図4-13 オーバーハング量を全体的に増加した場合の応力 (1.4倍)

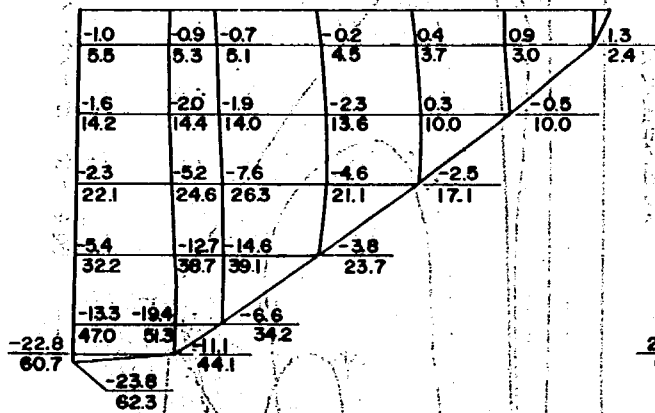


σ_U 上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 σ_D 下流面鉛直応力 (kg/cm²)

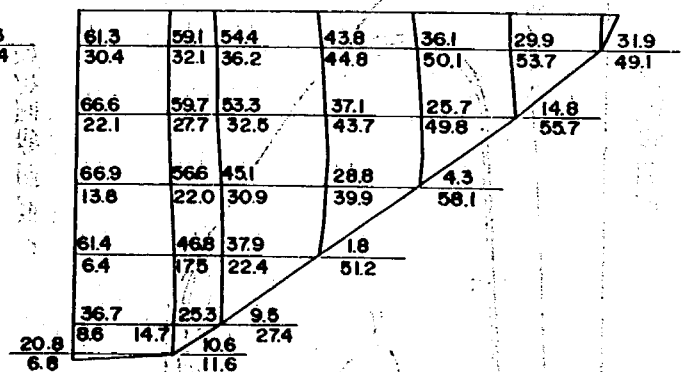


σ_E 上流面水平応力 (kg/cm²)
 σ_I 下流面水平応力 (kg/cm²)

図4-14 中下部標高のオーバーハング量を増加した場合の応力 (1.15倍)



σ_U 上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 σ_D 下流面鉛直応力 (kg/cm²)



σ_E 上流面水平応力 (kg/cm²)
 σ_I 下流面水平応力 (kg/cm²)

図4-15 中下部標高のオーバーハング量を減少した場合の応力 (0.85倍)

拱頂片持梁のオーバーハング量の変化によるアーチダム堤体の応力の変化を明確に表現するため、オーバーハング量の増減による応力値の変化量を等高線で表わした結果を図4-16および図4-17に示す。

一般に拱頂片持梁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。水平応力について

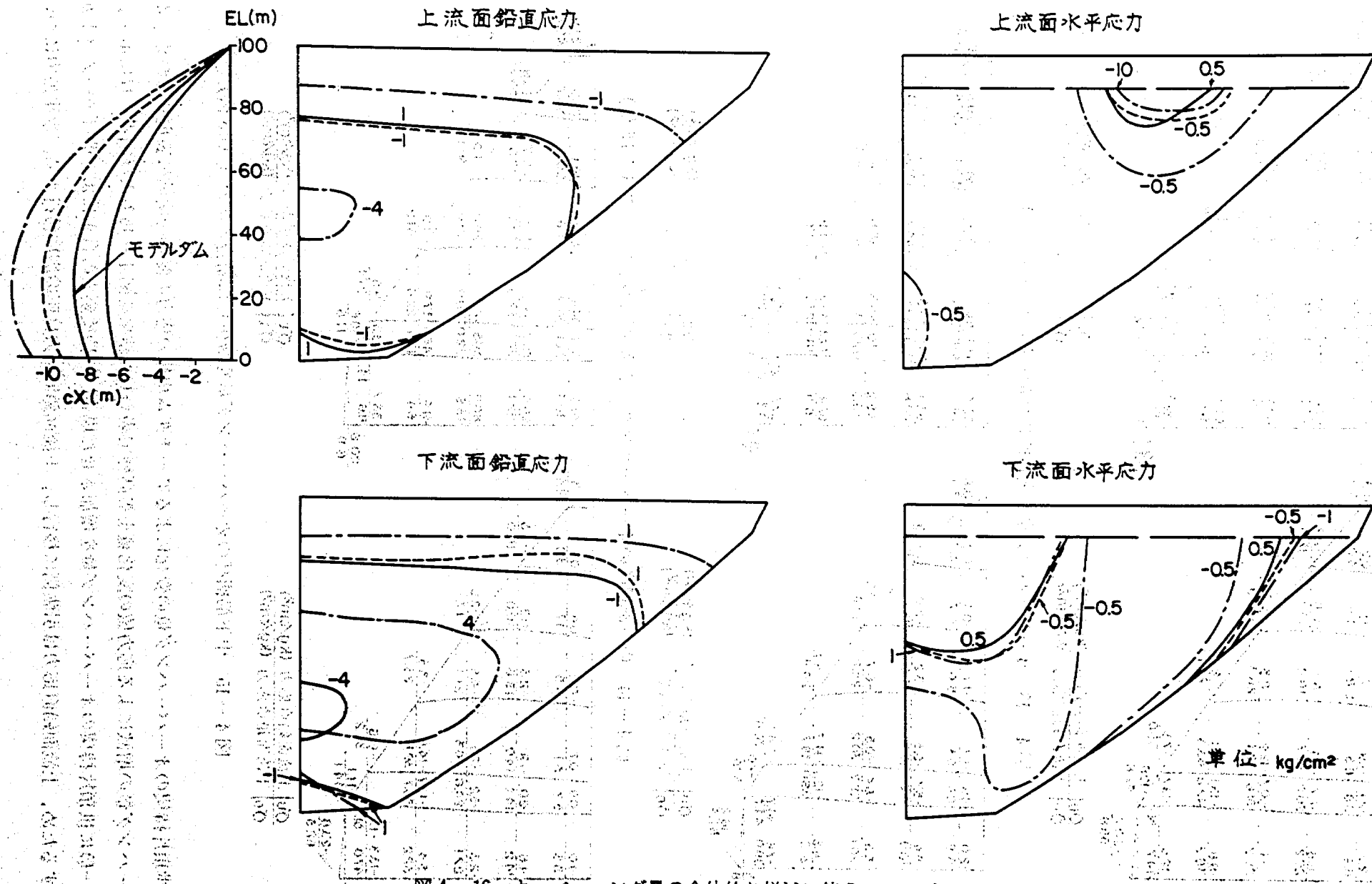


図4-16 オーバーハング量の全体的な増減に伴うアーチダムの応力変化

(単位) 縦軸は高さ (m)、横軸は水平距離 (m)、等圧線は kg/cm^2 の単位で示す。
 (単位) 縦軸は高さ (m)、横軸は水平距離 (m)、等圧線は kg/cm^2 の単位で示す。
 (単位) 縦軸は高さ (m)、横軸は水平距離 (m)、等圧線は kg/cm^2 の単位で示す。

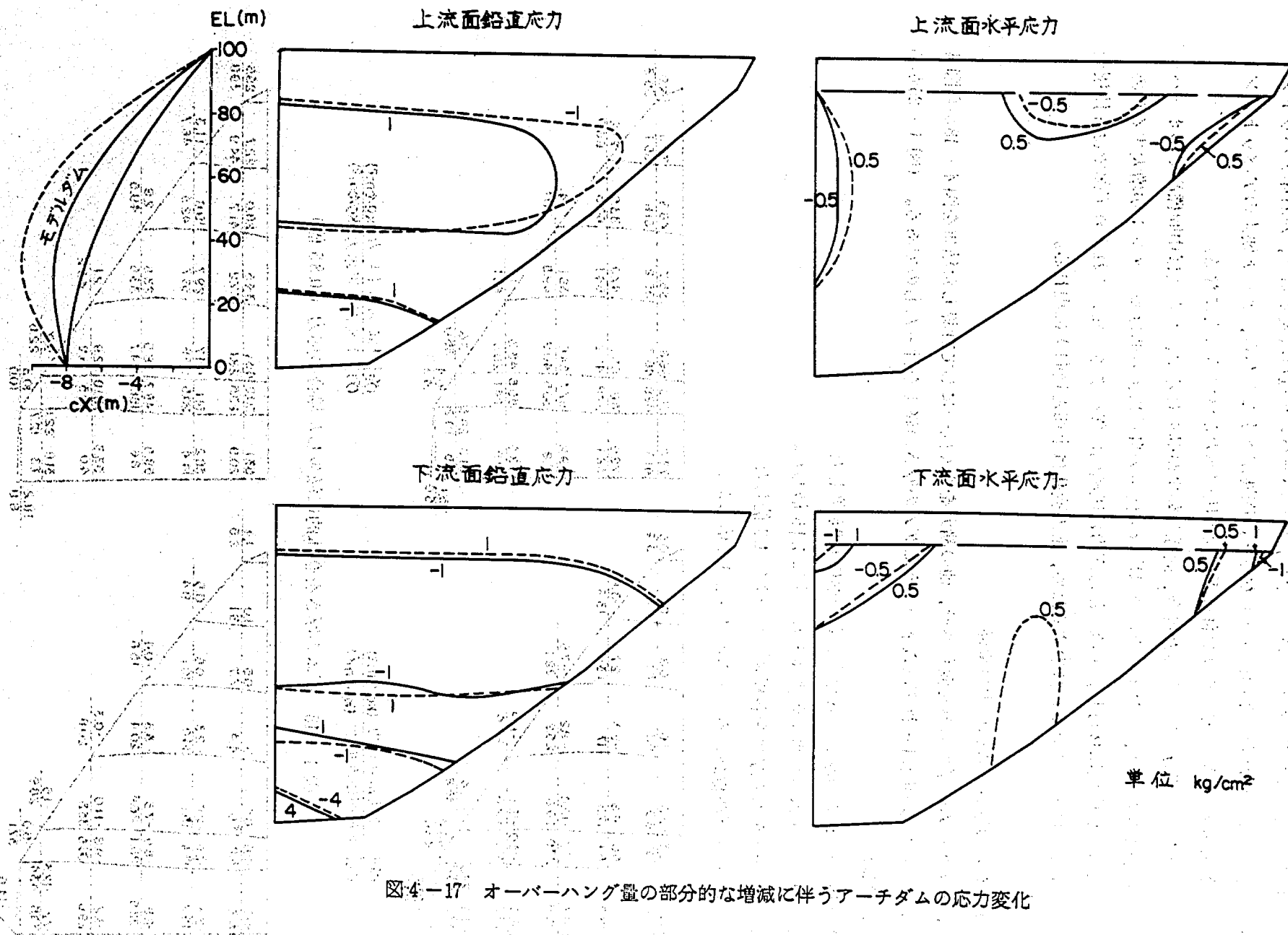


図4-17 オーバーハング量の部分的な増減に伴うアーチダムの応力変化

は鉛直応力ほどの大きな応力変化はない。しかし、オーバーハング量が増大すると、左右岸アバットメント付近の片持梁要素の梁高が相対的に大きくなりその剛性がますことから、アーチ要素のアバットメント付近の荷重分担が減じ、従ってクラウン付近下流面の圧縮応力が減ずることになる。

オーバーハング量を部分的に修正した場合、同様な効果が得られるが、たとえば中間標高でのオーバーハング量を増加させた場合、これより上部では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。またこれより下部では片持梁要素の自重による曲げモーメントが減少するため、応力変化は上部と逆向きに現れる。

4.4.3 ダムの厚さと堤体応力の関係

次に、モデルダムの厚さのみを変化させ、他の諸元を全く同一にして計算した結果を図4-18から図4-24に示す。これらの図はそれぞれ以下のようにダムの厚さの修正を行ったものである。(図4-25から図4-27参照)

図4-18 …… ダムの厚さを各標高とも一率に0.85倍した。

図4-19 …… ダムの厚さを各標高とも一率に1.15倍した。

図4-20 …… ダムの厚さを各標高とも一率に1.3倍した。

図4-21 …… 下部標高のみのダムの厚さを1.3倍した。

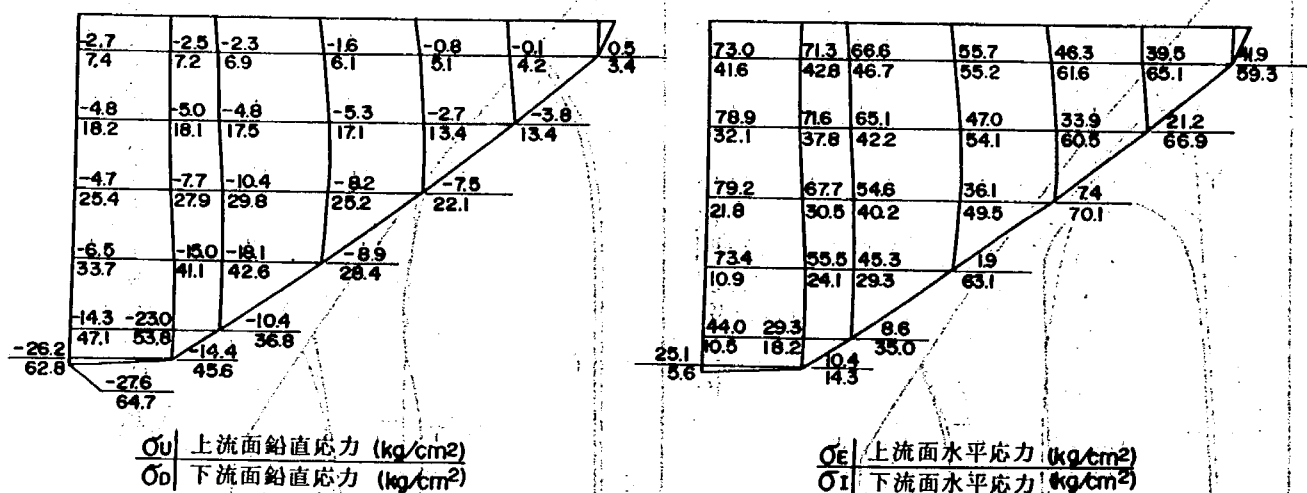


図4-18 ダムの厚さを全体的に減少した場合の応力 (0.85倍)

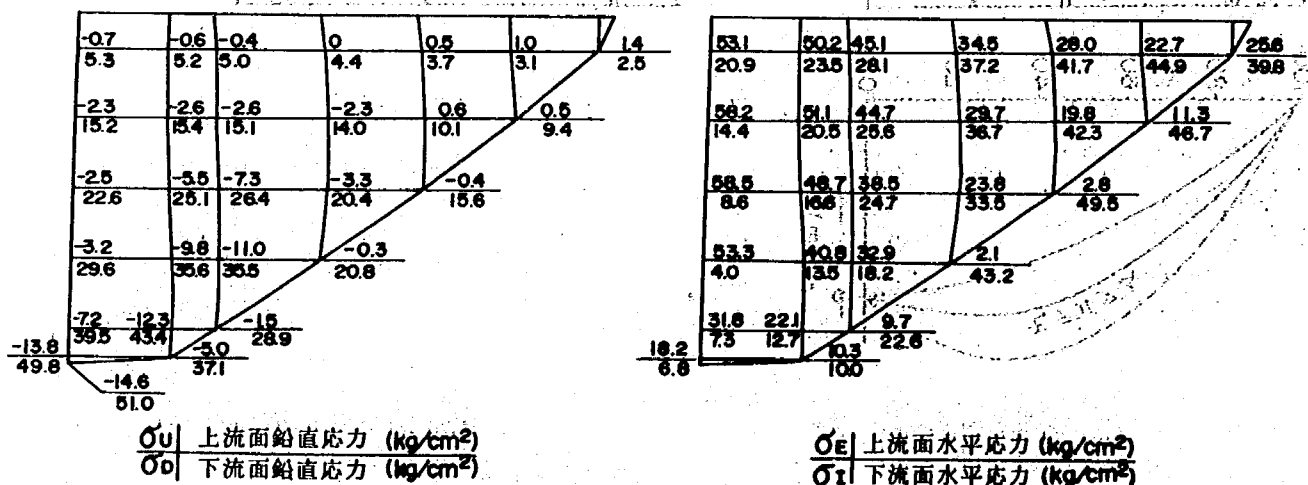


図4-19 ダムの厚さを全体的に増加した場合の応力 (1.15倍)

図4-22 下部標高のみのダムの厚さを0.7倍した。

図4-23 アバットメントのダムの厚さのみを一率に1.15倍した。

図4-24 アバットメントのダムの厚さのみを一率に1.3倍した。

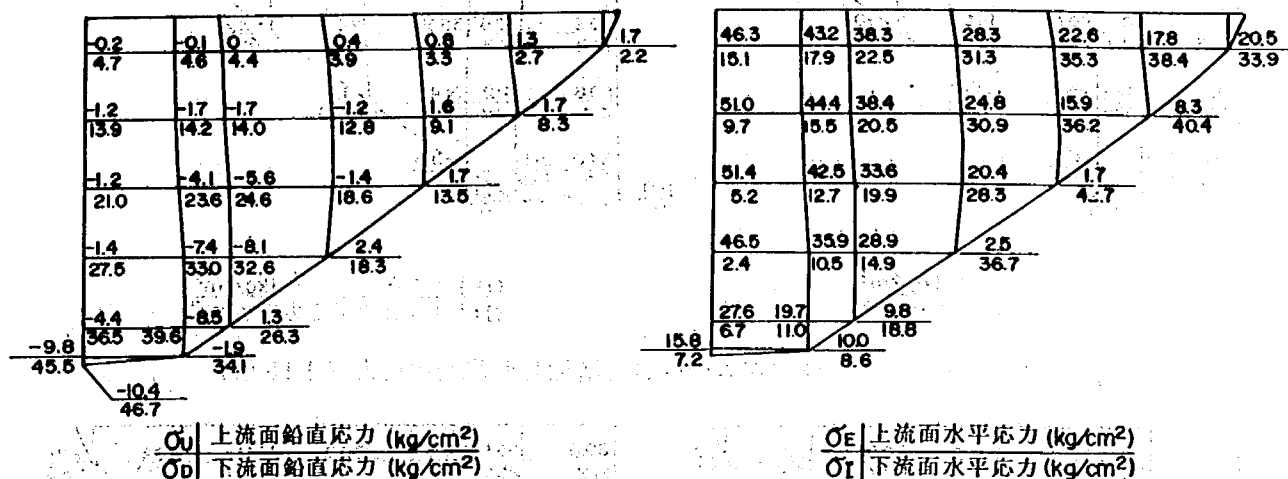


図4-20 ダムの厚さを全体的に増加した場合の応力 (1.3倍)

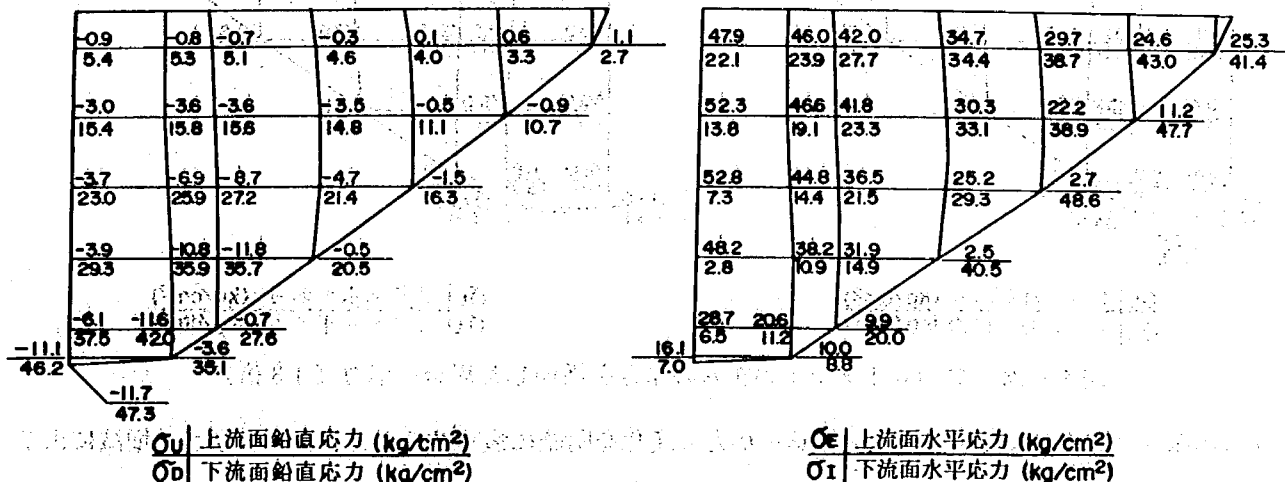


図4-21 下部標高のダムの厚さを増加した場合の応力 (1.3倍)

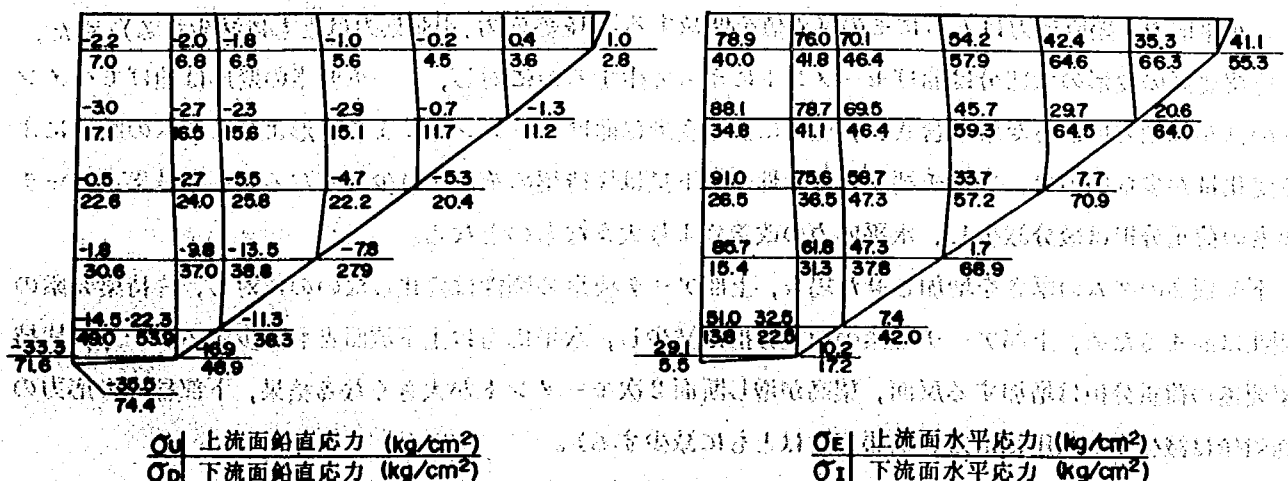


図4-22 下部標高のダムの厚さを減少した場合の応力 (0.7倍)

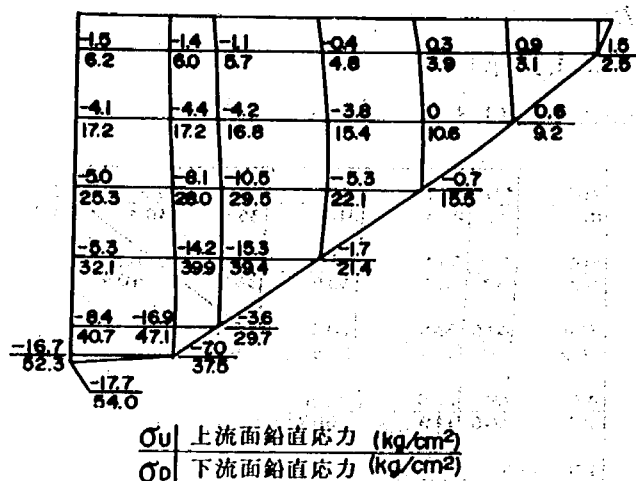


図4-23 アバットメントのダムの厚さを増加した場合の応力 (1.15 倍)

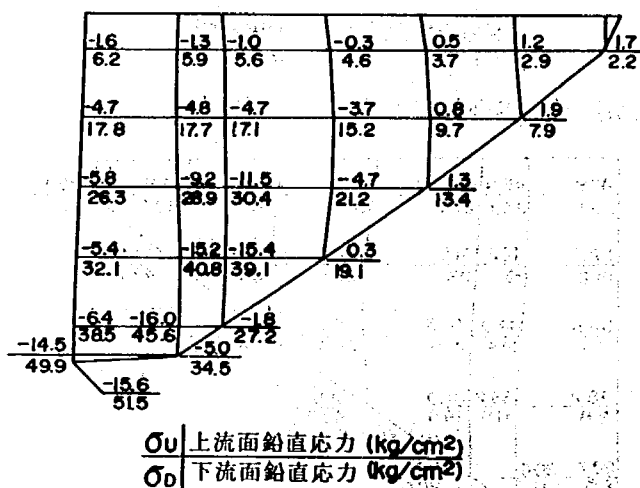


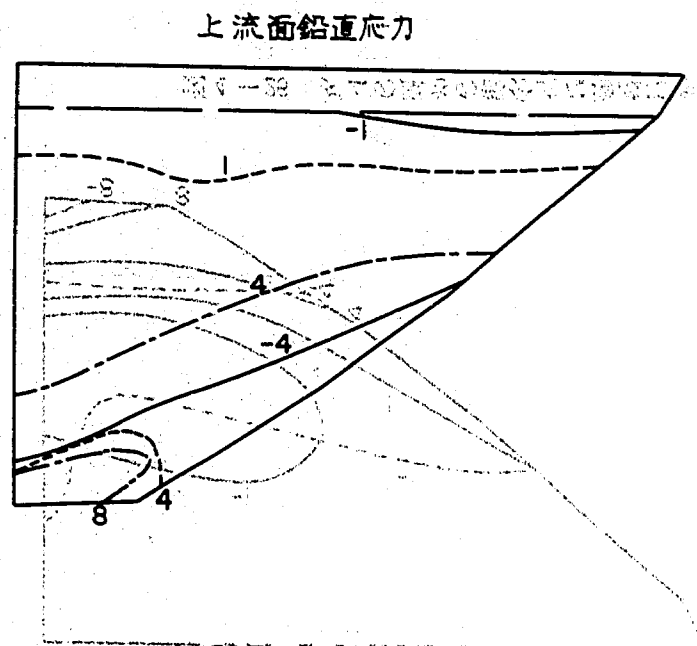
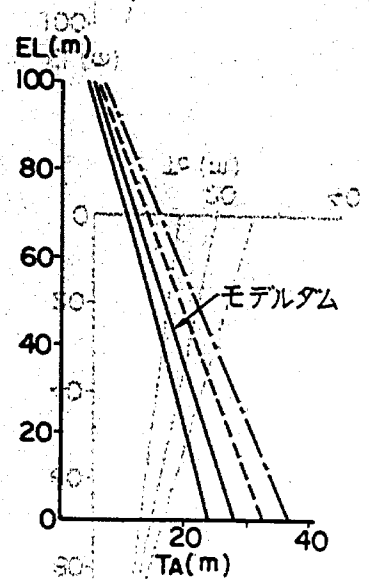
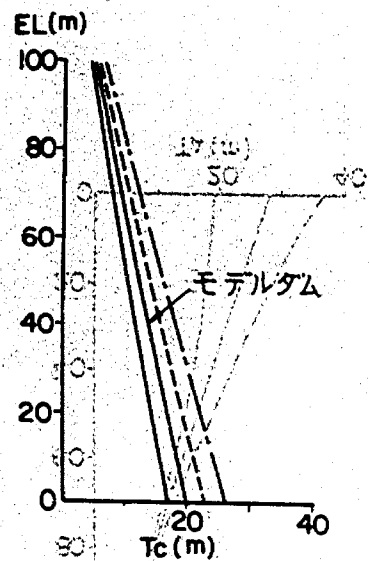
図4-24 アバットメントのダムの厚さを増加した場合の応力 (1.3 倍)

ダムの厚さの変化によるアーチダム堤体の応力の変化を明確に表現するため、ダムの厚さの増減による応力値の変化量を等高線で表わした結果を図4-25から図4-27に示す。

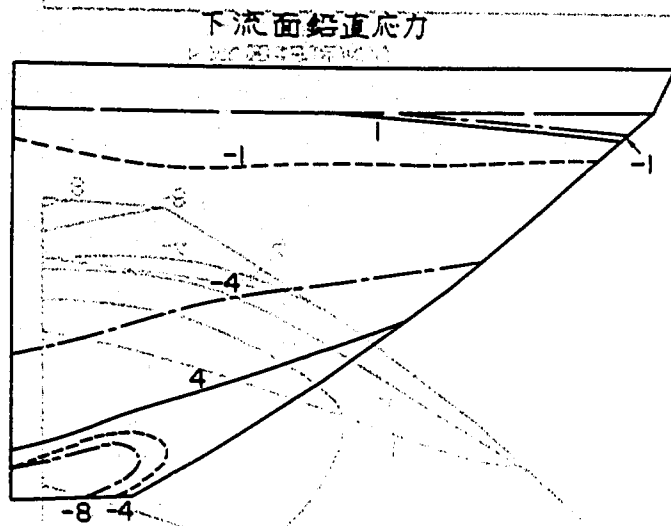
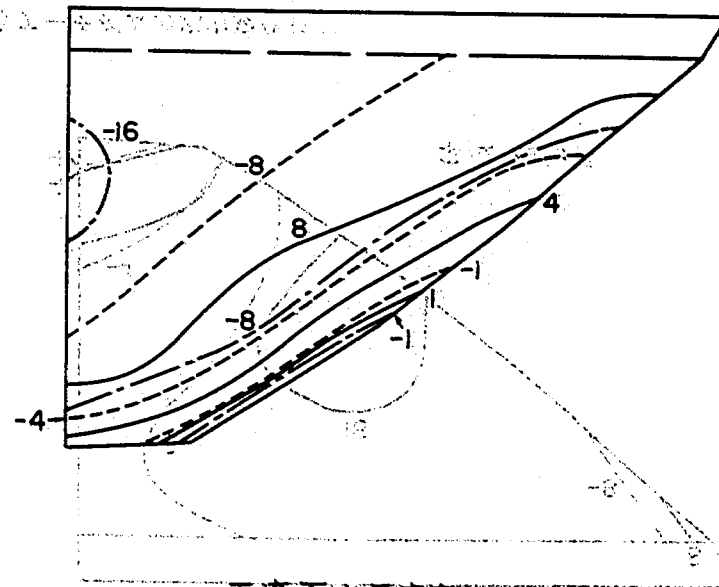
一般にダムの厚さを増加させた場合、アーチ要素、片持梁要素とも断面2次モーメントが大きくなるため、水平応力、鉛直応力はともにその絶対値を低減する。(圧縮応力、引張応力はともに減少する)。また、片持梁要素の変形の大部分は曲げモーメントによって生ずるのに対し、アーチ要素の変形は曲げモーメントのほか軸力による変形も含まれ、軸力による変形は曲げモーメントによる変形よりもダムの厚さによる変化量が少ないので、アーチ要素の変形性の低下量は片持梁のそれより少なくなる。この結果、アーチ要素の荷重分担は幾分減少し、水平応力の改善はより大きなものとなる。

下部標高のダムの厚さを増加させた場合、上部アーチ要素の剛性は変化しないのに対し、片持梁要素の剛性は高まるため、上部アーチ要素の荷重分担は減少し、水平応力は上下流面とも減少する。一方、片持梁要素の荷重分担は増加する反面、梁高が増し断面2次モーメントが大きくなる結果、下部標高の応力の絶対値は減少する(圧縮応力、引張応力はともに減少する)。

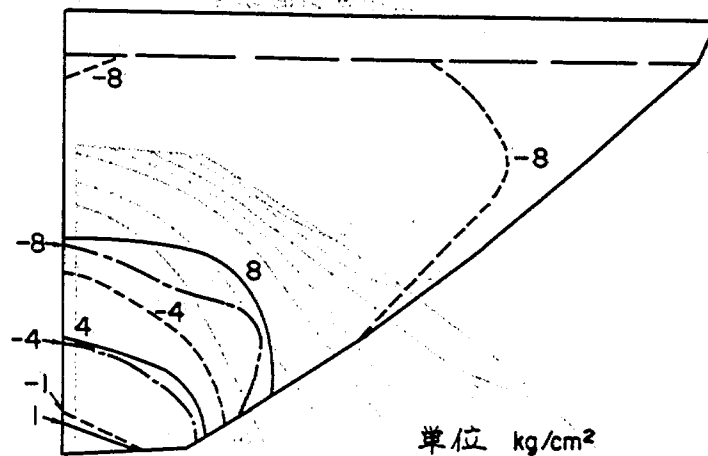
アバットメントにおけるダムの厚さを増加させた場合、拱頂片持梁要素の剛性は変化しないのに対し、アーチ要素の剛性は下方の要素ほど大きくなる。またアバットメント付近の片持梁要素の剛性は相対的にアーチ要素よりも大きくなる。この結果、拱頂片持梁要素の上部から中部標高にかけての荷重分担は減少



上流面水平応力

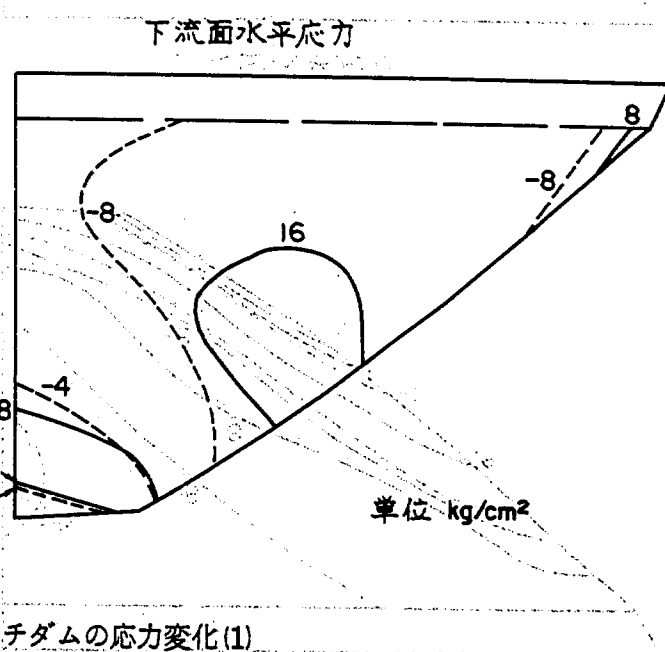
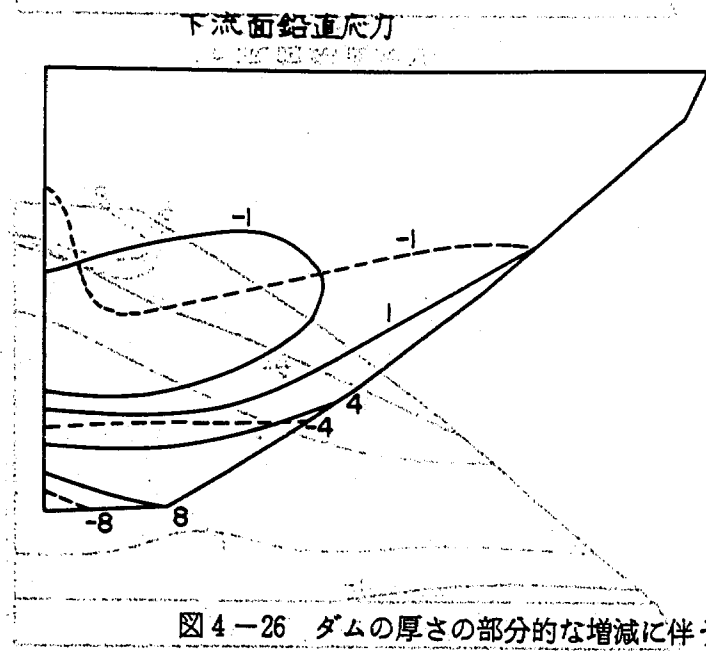
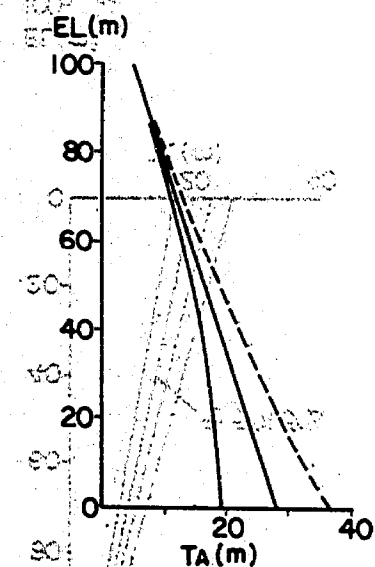
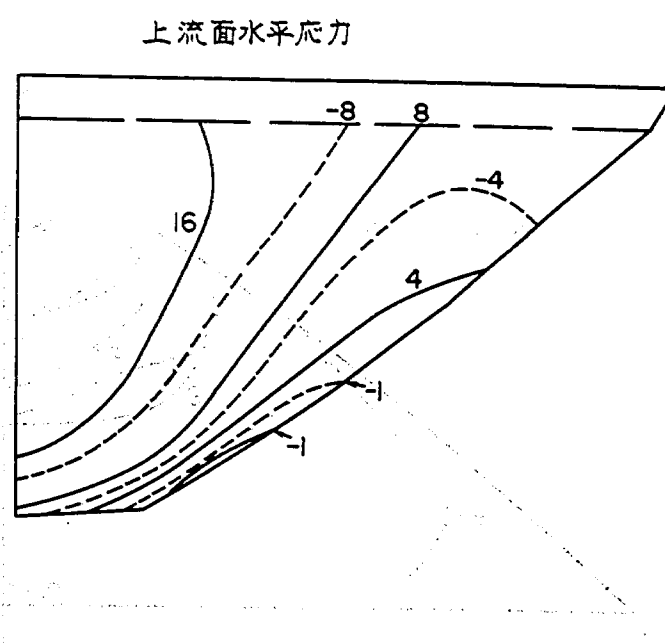
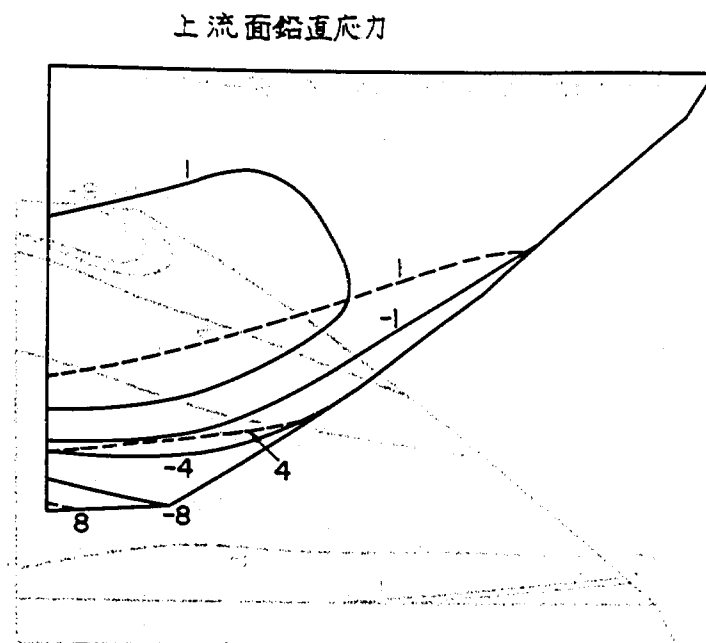
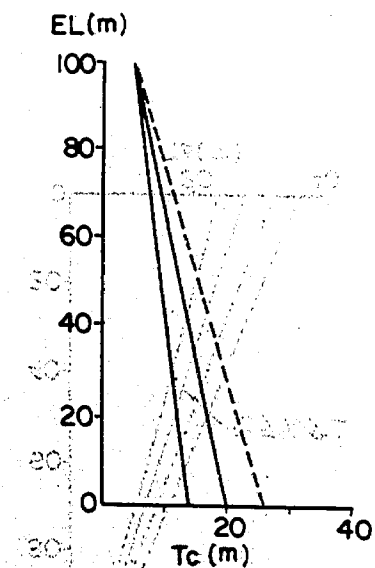


下流面水平応力



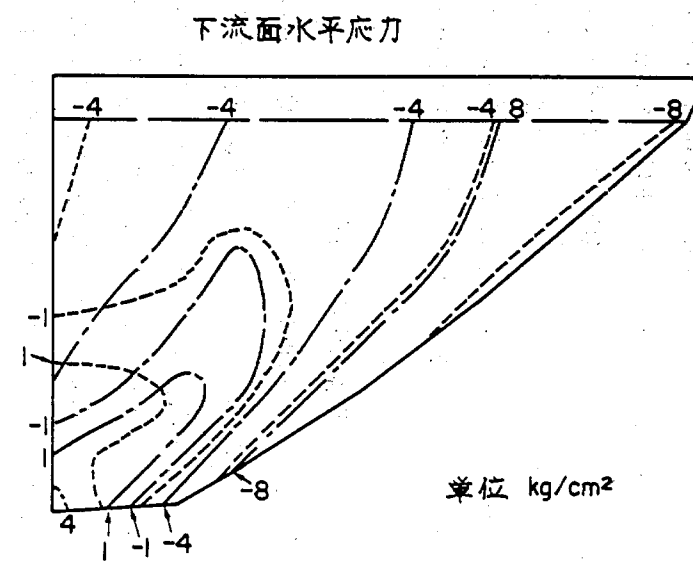
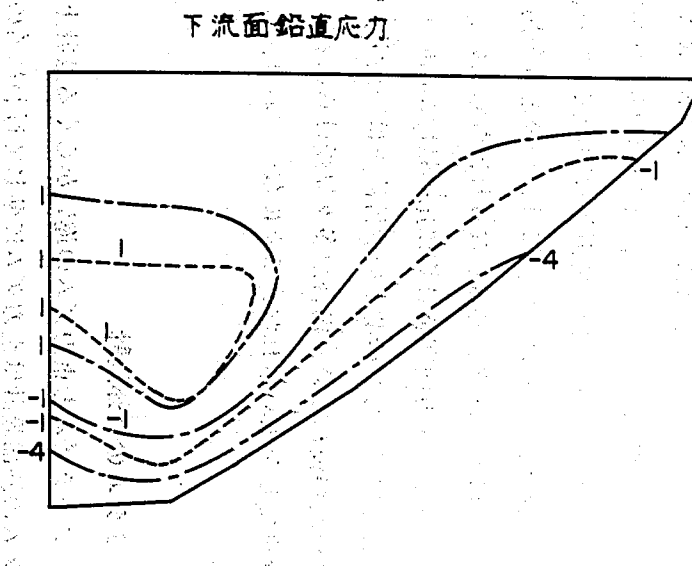
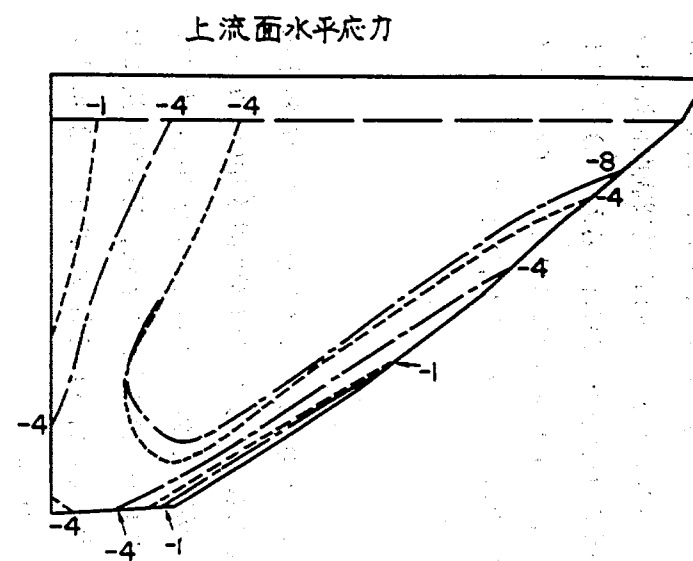
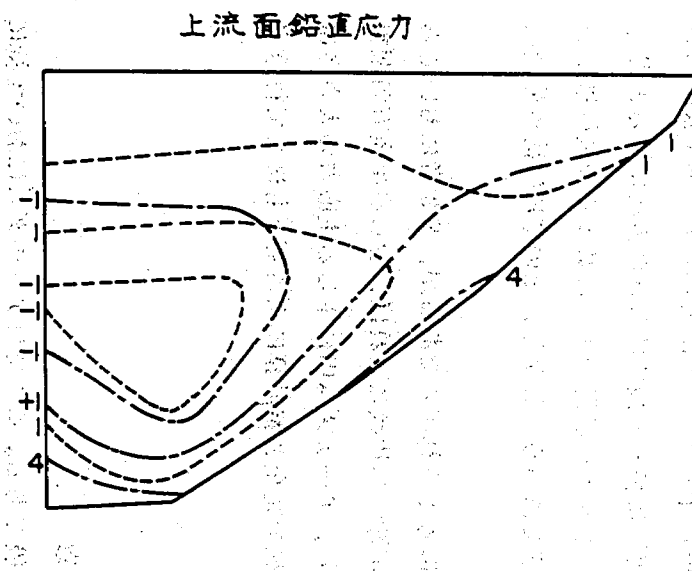
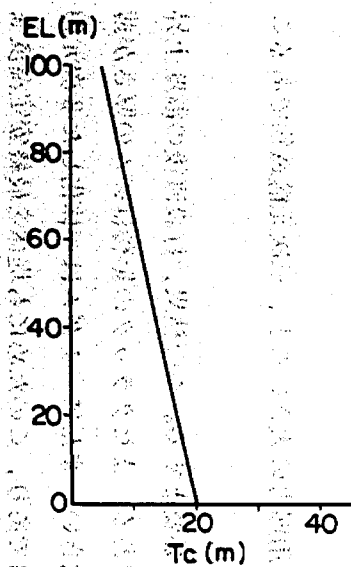
単位 kg/cm^2

図 4-25 ダムの厚さの全体的な増減に伴うアーチダムの応力変化



単位 kg/cm^2

図 4-26 ダムの厚さの部分的な増減に伴うアーチダムの応力変化(1)



単位 kg/cm^2

図 4-27 ダム厚さの部分的な増減に伴うアーチダムの応力変化 (2)

し、またアバットメント付近の片持梁要素では荷重分担は増荷する。一方、アバットメント付近ではダムの厚さが増加するため断面2次モーメントは大きくなる。このようなことから、拱頂片持梁底面付近の鉛直応力は応力分布を改善するように（圧縮応力を引張側に、引張応力を圧縮側に移行するように）変化する。またアバットメント付近の鉛直応力はその絶対値を低減する。水平方向応力については、アバットメント付近での分担荷重が減少する結果、クラウン下流面の圧縮応力は減少する。また、断面2次モーメントが増大する結果、アバットメントにおける水平応力の絶対値は減少する。

4.5 荷重分割法による解析上の留意点

第3章で述べたように、荷重分割法は多くの計算上の仮定を伴っており、いわゆる荷重分割法の解析上のクセを有している。これについては3.3.5で既に述べたとおりである。従って、荷重分割法を用いてアーチダム堤体の設計を行う場合は、これら解析上のクセを考慮して、荷重分割法における設計応力を定めなければならない。しかし、3.3.5に示した傾向は必ずしも絶対的なものではなく、谷形状、荷重分割法における設計標高（アーチ要素を考える標高）のとり方等によって大きく影響されるものである。一般には下部標高ほど設計標高の間隔を狭くすると精度が改善されるようである。

このようなことから、荷重分割法による最終解析結果は模型実験によって検証されるのが一般である。また最近では3次元有限要素法（ASKA, NASTRAN, ADAP-2など）によってアーチダムの応力解析を行う方法も開発されつつあり、将来的にはこれが模型実験に替わる最終的な検証方法になると思われる。しかし、荷重分割法は極めて廉価な解析法であり、アーチダムの設計のように数多くの試行錯誤を行って堤体形状を決定していく場合には、今後とも多用されるであろう。しかし、その際には荷重分割法の精度については十分留意しておかなければならない。

完全調整計算は半径方向調整計算に比べ精度が高いと一般に考えられがちであるが、第3章において考察を行ったように必ずしも精度よい解析法とはいえず、模型実験との比較によれば、むしろ半径方向調整計算の方が精度が優れている場合が多々見受けられる。しかし、アーチダム内に生じる主応力の大きさは完全調整計算でしか求められないことになっており、この意味で完全調整計算による解析も併せて行う必要がある。

4.6 アーチダムの細部設計

4.6.1 アーチダムと重力ダムの違いからくる設計上の配慮

アーチダムの細部設計は重力ダムに準じて行われるのが一般である。ここではアーチダムにおいて特に注意すべき点のみ記述するにとどめる。

アーチダムは重力ダムに比してダムの厚さが薄いこと、作用応力の大きいこと、三次元構造物であることが大きな特徴といえる。

作用応力が大きいことは必然的に富配合のコンクリートを必要とする。この結果、打設直後の温度上昇が大きく、クラックの発生防止のためのクーリングは重要である。またクラックの影響はダムの厚さが薄いこと、作用応力が大きいことから、止水、構造上極めて大きい。またアーチダムは一体化した3次元構造物とする必要があるから、ジョイントグラウチングは必須であり、このためにも堤体を最終安定温度まで下げるパイプクーリングが要求される。

アーチダムは堤体の厚さが薄いことから、一般に縦継目は省略され、横継目のみが設けられる。この場合、下部標高ではダムの厚さが30~40m程度となることもある。しかし、縦継目の存在はアーチ作用を確実にするために不利となるので、このような場合も縦継目を設けないのがよい。

アーチダムは作用応力が大きいことから、放水管、監査廊等の開口部周辺の応力集中度は重力ダムに比して著しく大きい。これに対処する配筋量は非常に大きいため、現場でのコンクリート打設は著しく困難となることが多い。このため、鉄筋径を大きくして鉄筋本数を削減する等の配慮が必要となる。

4.6.2 アバットメントの補足構造物

アーチダムの安定性は基礎岩盤の安定性に負うことが多く、河床付近に限らず左右岸とも堅硬で均質な岩盤であることが好ましい。またアーチダムは3次元構造物であり、重力ダムのようにその形状を谷形状に合わせて自由に選定できない。このようなことからダムサイトの地形、地質上の欠陥を補うため、次に示すようなアバットメントの補足構造物を設けることはしばしば行われる。

(1) スラストブロック

上部標高で、谷が開いている場合や上部標高の風化が厚く深部でしか堅岩が得られない場合、地形なり、堅岩なりにアーチ堤体を設計すると、著しく形状が凹凸になったり、非対称になったりする。このような場合には、アーチ堤体の設計が難かしく、凹凸部での応力集中が生じたりする。これを防ぐために、堤体と縁切りしたスラストブロックを設け、ダムと基盤との間に介在して、ダム本体からの推力を基盤に伝達せしめる方法が用いられる。

スラストブロックの形状を適当に選ぶことによって、ダム本体の形状を地形または地質上の局部的な欠陥に左右されることなく決めることができる。

青蓮寺ダムでは、左岸上部標高で堅岩が得られないので、この部分にスラストブロックを置くことにより、応力度を緩和して推力を基盤に伝えるとともに、地質上の欠陥に左右されることなくほぼ対称なアーチダムの設計を行うことができた。

スラストブロックの設計は、外荷重として推力および上流側水圧を受けるものとし、重力ダムと同様に、転倒と滑動に対して安定であるように設計すればよい。スラストブロックのベースの勾配が緩く、スラストブロックベースのせん断強度が小さい場合には、推力を受けた場合のブロックの滑り上りに対する安全率が確保されない場合があるので注意を要する。

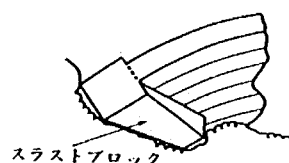


図4-28 スラストブロック

(2) プラグ

プラグは本来、河床部に地形上の深い切れ込みがある場合に、その部分に充填されるコンクリート部分をいい、ダム本体とは区別して扱われる。しかし最近ではこのような局部的な切れ込みでなくても、河床部の谷幅が上部標高に比べて狭い場合に、アーチ形状を整え、また基礎掘削量を小さくするため、この部分をコンクリートで埋め、この上からダムを立上げる設計がしばしば用いられる。

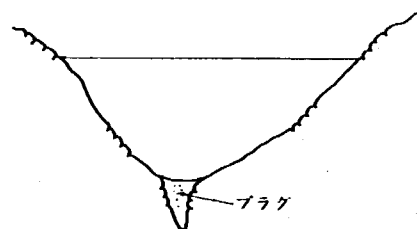


図4-29 プラグ

この場合、荷重分割法による取扱いがむずかしいため、通常プラグは重力ダムとして設計され、転倒、

滑動の検討が行われる。しかし、プラグの形状が大きい場合には、3次元有限要素法や模型実験によって十分な安定性の検証が必要となる。

プラグを設けた設計例としては、矢木沢、豊平峡、川治ダムがある。

(3) 重力アバットメントおよびウィングダム

重力アバットメントは、堤頂付近に地形または地質上の欠陥があり、アーチスラストをその付近の基礎岩盤に作用させられない場合、人工のアバットメント(重力ダム)を設けてその部分のアーチスラストを下方の基礎岩盤に伝達させるものであり、通常ウィングダムも同時に必要となる。重力アバットメントを設けた例としては、黒四ダム、矢木沢ダムがある。

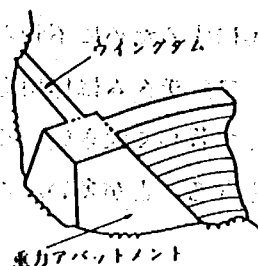


図4-30 重力アバットメント

(4) サドル

サドルは図4-31に示すように、基礎岩盤に作用する応力を緩和するために、アーチダム本体と基礎岩盤の間に設けられる。また、サドル部分の厚みを適宜調整することによって、基礎岩盤部分の凹凸に対処できるので、アーチダム形状を適当なものとしてすることができ、また掘削時に判明した掘削線の修正にも、アーチダム本体の設計変更なしに、サドル部分の修正のみで対処することができる。

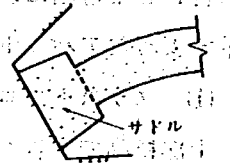


図4-31 サドル

設計例としては、サドルを設けて対称なアーチダムとした川俣ダムの例がある。サドルとアーチダム本体との接合部は継目構造となっている。

5. 模型実験

5.1 概 説

アーチダムの堤体応力の解析は、一般的に荷重分割法を用いて行われているが、荷重分割法は必ずしも精度的に優れた解析法ではなく、局部的にかなりの解析誤差を有することが確認されている。従って、アーチダムの堤体応力の最終的な検証は模型実験によって行われるのが一般である。

なお、模型実験は極めて費用と時間のかかる方法であり、将来的にはこれに代って、三次元有限要素法などによる検証が行われるようになるものと考えられる。

5.2 石膏の材料特性と配合設計

一般に模型実験を行う場合、その材料は次のような性質を有していなければならない。

- ① 弾性領域内において、実物との間に力学的相似性を満足すること。
- ② 弾性領域以降も、実物との間に力学的相似性を満足すること。
- ③ 計測の都合上、材料の変形性がある程度大きいこと。

このうち、弾性領域内の実験では①、③の条件で十分であり、破壊実験を行う場合には②の条件も必要となってくる。

このような条件を比較的満足する材料として、アーチダムの模型実験には一般に石膏と珪藻土の混合物が用いられている。

石膏と珪藻土の混合物の応力

・ひずみ特性は図5-1に示すようにほぼ弾性的挙動を示し、またポアソン比もコンクリートのそれとほぼ等しい値を示している。

また、この材料の最も大きな特徴の1つとして、その配合割合をかえることにより、弾性係数を5,000～70,000 kg/cm²の範囲で自由に変化させることができる。

従って、堤体と基礎岩盤、基礎岩盤内部での弾性係数の変化を模型

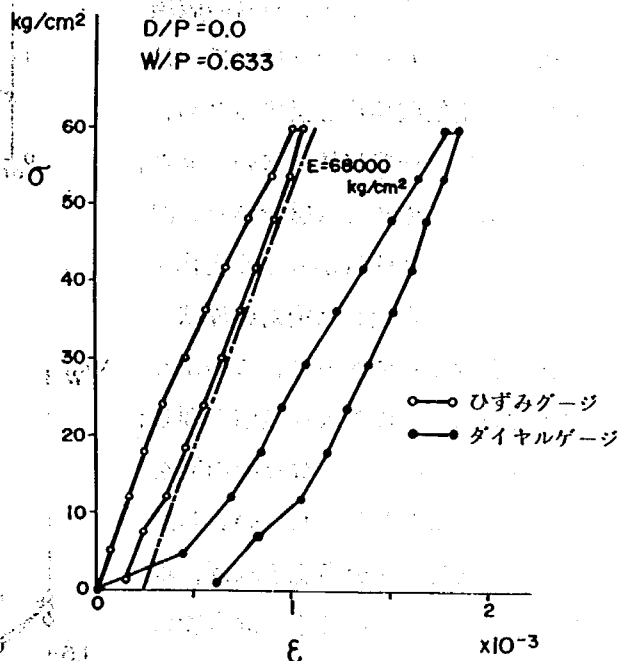


図5-1 石膏の応力ひずみ特性

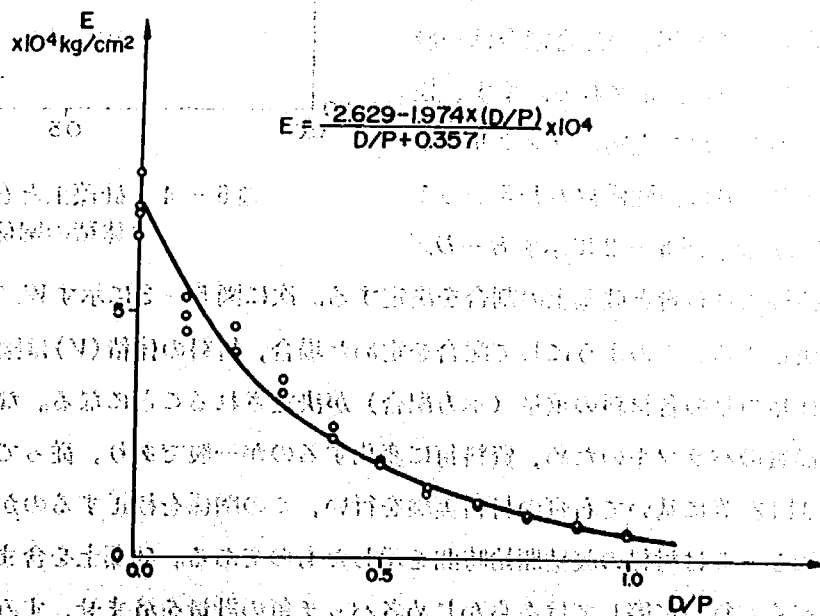


図5-2 珪藻土と石膏の配合割合と弾性係数との関係

に取り入れることが容易に行なえるという長所をもっている。硅藻土としてクニライトCを用いた場合の配合割合と弾性係数の関係を図5-2に示す。横軸はクニライトC(D)と石膏(P)の重量比を示している。

このような長所を有する反面、石膏と硅藻土の混合物は次のような欠点を有している。まず、石膏の破壊機構はコンクリートの破壊機構とは異なり、割裂破壊状を呈するため、破壊実験には一般に適さない。また、湿度に関して極めて敏感であり、湿度によって弾性係数が著しく変化する。このため安定した絶対乾燥状態で試験を行う必要があり、このような状態を保つのに莫大な設備を要し、また測定精度にもかなりの影響を及ぼすことにもなりかねない。しかし、試験状態に十分留意すれば、現在のところ石膏と硅藻土の混合物は最も適した試験材料といえることができる。

模型製作に伴う石膏(P)、硅藻土(D)および水(W)の配合割合は一般に次のように決定される。まず、模型の弾性係数を実物のコンクリートおよび岩盤の弾性係数の1/5から1/7に定め、図5-2に示すE-D/P

P曲線より石膏と硅藻土の割合を決定する。次に図5-3に示すW/P-D/P曲線から石膏と水の割合を決定する。このようにして配合を定めた場合、材料の体積(V)は図5-4から求められる。これより単位体積当りの各材料の重量(示方配合)が決定されることになる。なお、この配合曲線式は石膏、硅藻土の品質のバラツキのため、資料毎に変化するのが一般であり、従って、実験に際してはあらかじめJIS, R9112等に基づいて石膏の材料実験を行い、この関係を校正するのが望ましい。

図5-5は材料の凝結開始時間を示したものである。硅藻土を含まない場合の石膏の凝結開始時間は特に速く、打設に際してはあらかじめ各パッチ毎の計量を済ませ、すみやかに練り混ぜ、打設を行い、無様な打継目を形成しないよう極力注意する必要がある。

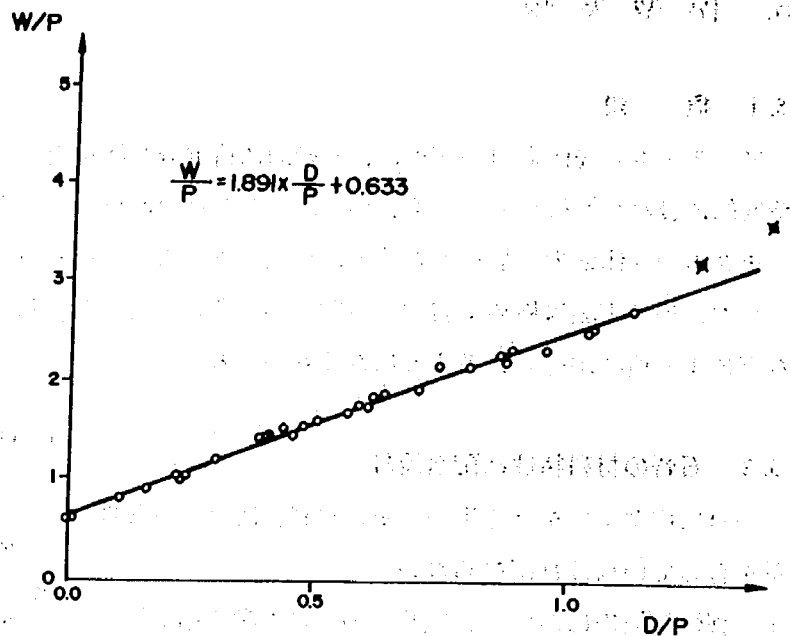


図5-3 硅藻土と石膏の配合割合と水と石膏の配合割合の関係

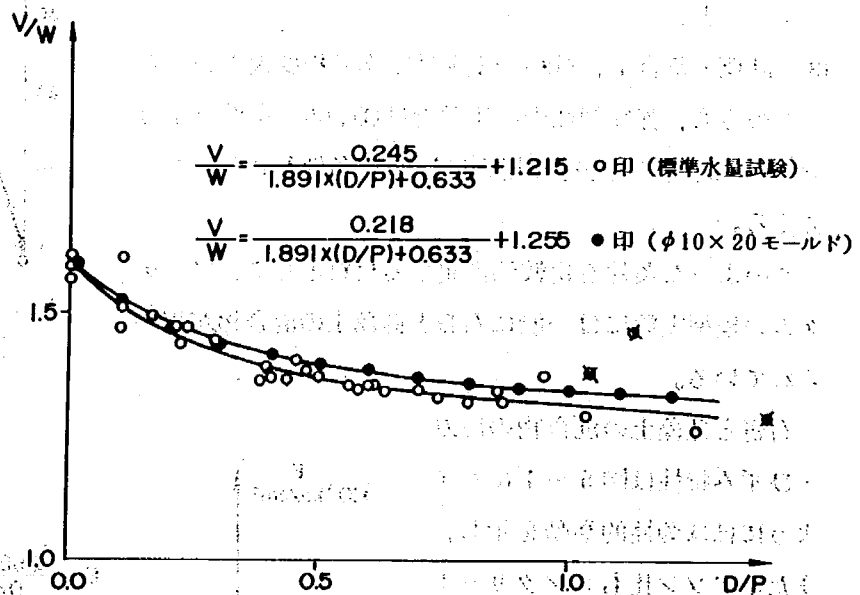


図5-4 硅藻土と石膏の配合割合と単位水量あたり体積の関係

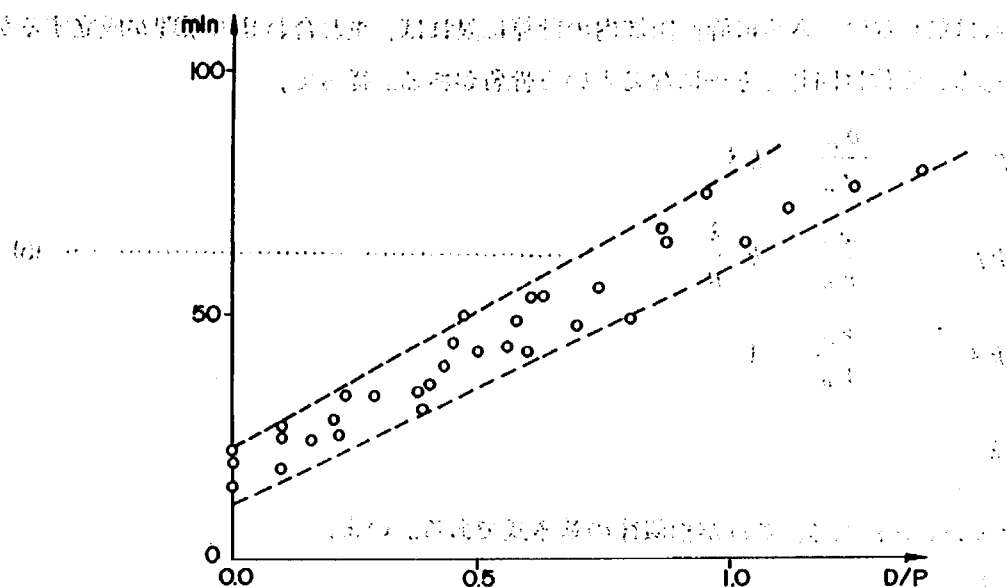


図 5-5 硅藻土と石膏の配合割合と凝結開始時間との関係

5.3 相似律

模型実験を行なう場合、最も重要な問題として実物と模型の間の相似律があげられる。力学的問題では、その基本的な物理量として、長さ、力、時間の3つがあげられる。このような基本として選ばれる物理量を1次量という。いま、 n 個の物理量 $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ の間に、

$$f(A_1, A_2, \dots, A_n) = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

なる関係があり、これらを構成する物理量を構成する1次量が m 個ある場合、上式は

$$\varphi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-m}) = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

の形に導かれる。ここに $\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-m}$ はいずれも n 個の物理量の中の $m+1$ 個以下を組合せた無次元量である。これを Buckingham の π 定理という。

Buckingham の π 定理は相似律を取扱う上で極めて重要な定理であり、模型が実物と力学的に全く相似であるためには、模型と実物の間で各 π_i が同一でなければならない。

静的な構造力学においては、1次量としては力と長さで十分であり、また考えられる物理量は、長さ l 、変位 u 、圧力 p 、弾性係数 E 、応力 σ 、単位体積重量 w 、ポアソン比 ν である。従って、(2)式はたとえば、

$$\varphi\left(\frac{u}{l}, \frac{p}{E}, \frac{\sigma}{E}, \frac{wl}{p}, \nu\right) = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

で表わされる。ゆえに、相似律が成立するためには実物と模型の間において(3)式の各項が一致しなければならない。すなわち、模型を m 、実物を p で表わせば、

$$\begin{aligned} \frac{u_m}{u_p} = \frac{l_m}{l_p} = \mu & \quad \frac{w_m}{w_p} = \frac{p_m l_p}{p_p l_m} = \frac{\lambda}{\mu} \\ \frac{p_m}{p_p} = \frac{E_m}{E_p} = \lambda & \quad \frac{\nu_m}{\nu_p} = 1 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{E_m}{E_p} = \lambda$$

の関係が成立しなければならない。さらに弾性領域内の計算に限れば、重ね合わせの原理が成立するから、外力を k 倍すれば、応力、変位は同じく k 倍になるという性質がある。従って、

$$\begin{aligned} \frac{\ell_m}{\ell_p} &= \mu & \frac{\sigma_m}{\sigma_p} &= k\lambda \\ \frac{u_m}{u_p} &= k\mu & \frac{w_m}{w_p} &= k\frac{\lambda}{\mu} \\ \frac{p_m}{p_p} &= k\lambda & \frac{\nu_m}{\nu_p} &= 1 \\ \frac{E_m}{E_p} &= \lambda \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (5)$$

の関係が成立すればよいことになる。これが相似律の基本式である。いま、

$$G = k\frac{\lambda}{\mu} \quad \dots\dots\dots (6)$$

を荷重強度比という。（荷重強度比という用語は必ずしも適切な表現ではない。むしろ重量比という表現の方が適切であろう。）この時、各縮尺は次のように改められる。

$$\begin{aligned} \frac{\ell_m}{\ell_p} &= \mu & \frac{\sigma_m}{\sigma_p} &= G\mu \\ \frac{u_m}{u_p} &= \frac{G\mu^2}{\lambda} & \frac{w_m}{w_p} &= G \\ \frac{p_m}{p_p} &= G\mu & \frac{\nu_m}{\nu_p} &= 1 \\ \frac{E_m}{E_p} &= \lambda \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (7)$$

アーチダムの模型実験の場合、その方法上堤体自重の影響は後に計算により加算する方法が用いられる。また、水圧荷重等もジャッキ圧力に変換して作用させる方法が用いられており、単位体積重量 w は考慮する必要がない。従って相似律上、材料の選定で問題が生じることは一般にありえない。模型実験では、一般に幾何学的縮尺 μ を $1/150$ 、弾性係数の縮尺 λ を $1/5$ 程度に定めるのが一般である。この時、荷重強度比 G は任意に定められるのであるが、一般には、ひずみの縮尺を測定の都合上、

$$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = \frac{u_m \ell_p}{u_p \ell_m} = \frac{G\mu}{\lambda} = 2 \quad \dots\dots\dots (8)$$

程度にすることが多い。従って、

$$G = 60$$

となり、また圧力（作用水圧）の縮尺は、

$$\frac{p_m}{p_p} = 0.4 \quad \dots\dots\dots (9)$$

程度となるのが一般である。

次に測定値を実物における値に変換するには、(7)式を実物に対して解けばよいことになる。たとえば、

変位，応力は

$$\begin{aligned} u_p &= \frac{\lambda}{G\mu^2} u_m \\ \sigma_p &= \frac{1}{G\mu} \sigma_m \end{aligned} \dots\dots\dots (10)$$

で表わされることになる。従って先に定めた G ， μ ， λ の値を代入すれば，変位，応力の倍率は 75 倍，2.5 倍となる。

5.4 実験方法

5.4.1 模型製作

模型製作の際の型枠計算は，電算機を用いることによって精密な計算を行うことができる。ダム構造研究室には形状計算用のプログラムがあり，この計算結果を用いて型枠を作り，その中に石膏と珪藻土の混合物を投入して打設するわけであるが，先ず岩盤部分だけを打設し十分に乾燥させ，その後に本体を接着する。これは本体と岩盤の型枠を同時に据付けことが難かしくさらに岩盤と本体の弾性係数が大きく異なり，そのため同時に打設すると両者の境界付近で混合しやすく，所定の弾性係数と異なったものができることを防ぐためである。なお岩盤の弾性係数が標高により異なる場合はその異なった配合の材料を連続的に打設する。

打設方法としては，本体打設の場合は均一なものが要求され機械練りが理想的であるが，空隙が生じやすく，また高配合のために凝結時間が短くなり打継目が生じやすいので手練りとし，極力ていねいに練り混ぜる。岩盤の場合は容量が多くなるので石膏用ミキサーを用いて練り混ぜている。このようにして打設した本体および岩盤をゲージ板等により正確に成形し，最後は紙やすり等によって表面を滑らかに仕上げている。

この完全に仕上げられた本体および岩盤を約 4 ヶ月以上の乾燥時間を費やして完全に乾燥させて，その後合成樹脂系の接着剤を用いて岩盤に本体を完全に接着させている。もしこの接着が不完全な場合にはアーチの一部がヒンジ構造となりアーチアバウトメントの曲げモーメントが小さくなるおそれがあり，極端な場合には実験中に本体がすべり破壊する場合があるので，接着には十分注意しなければならない。

なお，模型は実験誤差，製作誤差を少なくするために同一形状で 2 個製作し実験している。

5.4.2 荷重装置

ダムに作用する荷重の中では静水圧が主体であるので，模型に作用させる荷重も液体圧の形で作用させるのが理想的である。

しかし，液体圧を作用させるには実験室の設備，模型材質，模型縮尺等によっては不可能な場合がある。現在までダム構造研究室で行なわれてきた荷重方法には，

- ① 水銀等の比重の大きな液体を作用させる方法
- ② ゴムチューブに高圧オイルを送入して載荷する方法
- ③ 油圧ジャッキにより載荷する方法

等がある。

これらの載荷方法について検討を加えてみる。

液体による載荷方法は、液体としては比重のもっとも大きい水銀を用い、ダム上流面にゴム袋を介して送入し、設計荷重として静水圧のみを載荷するものである。またその載荷装置は比較的簡単である。

しかし、水銀載荷では、荷重強度比が小さいので石膏の弾性係数を低くしなければならず、石膏の弾性ひずみ曲線の直線性が失われやすく、したがって測定されるひずみも誤差が大きくなる。

一般に本体の場合は $30,000 \text{ kg/cm}^2$ 以上の弾性係数が必要であるが、この程度の弾性係数では水銀載荷によって発生するひずみは

小さく測定誤差の実験値の中に占める割合が大きくなる。これらのことより、水銀載荷法では実験の精度が低下することは避けられない。

ゴムチューブによる方法はダム構造研究室が考案したもので、模型の上流面に沿ってこれを水平な10個の小室に仕切り、各アーチの小室にゴムチューブを入れ

これに油を送入して加圧する方法である。この方法によれば、荷重を上流面全体

に分布させて作用させることができ、油圧ポンプに特

殊な減圧弁をつけた各層に送られる圧力が一定比を保

つようにしておく、荷重を任意に調整することができる。また堆砂圧をも設計

荷重として作用させることが容易である。しかし、液

体による荷重分布は三角形となるがこの方法によると

荷重分布は階段状となっている。なお、ゴムチューブの形が複雑で正確に製作す

ることは困難で、このチュ

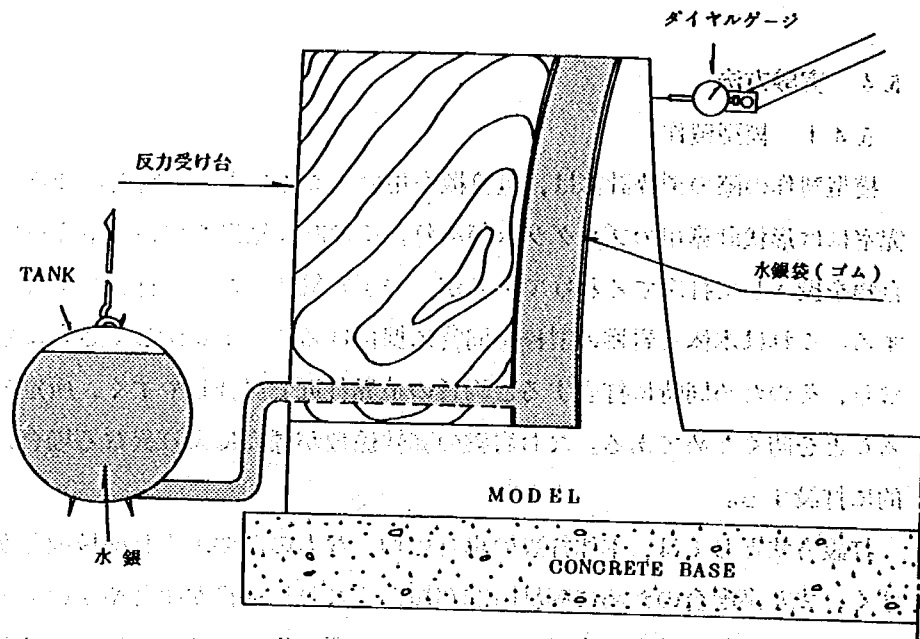


図5-6 水銀式載荷装置

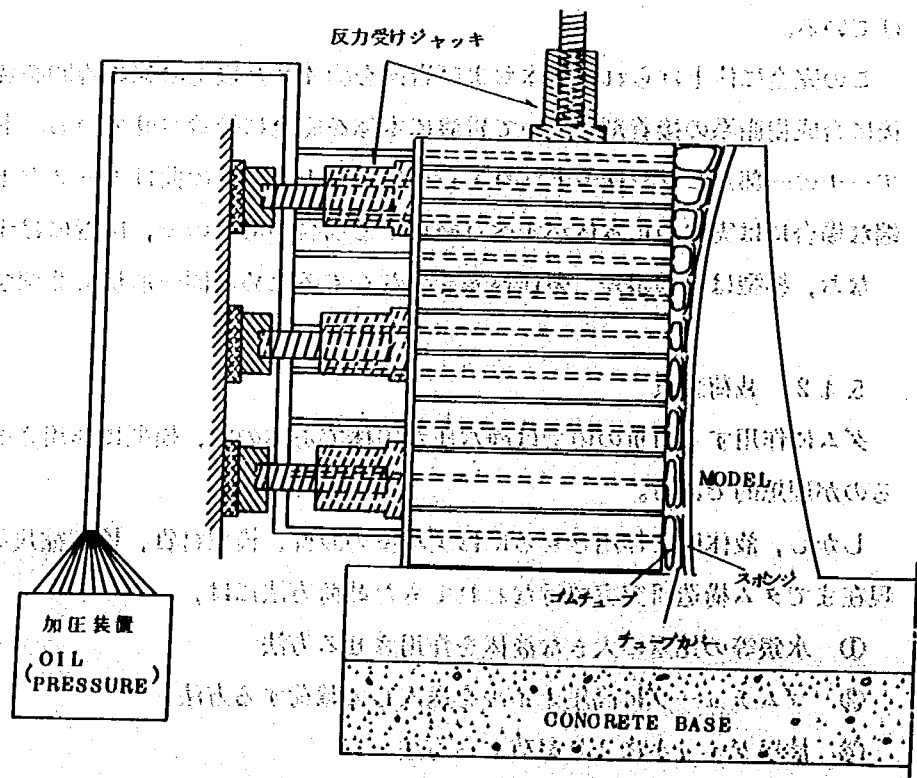


図5-7 ゴムチューブ式載荷装置

ブの良悪が精度にも影響を及ぼすため最近是用いられていない。

油圧ジャッキによる方法は、模型の上流面に取り付けたフレームに20～30個の油圧ジャッキを取り付け、この油圧ジャッキにより載荷するものである。この方法によると、ひずみ比を大きくとり、ひずみ、たわみを大きく発生させることができるために最近ではこの方法が用いられている。しかし、荷重が上流面全体に一樣分布せず部分的に集中して作用するため、あるいは複雑なアーチになるとジャッキをダムの上流面に対して垂直に設置することができずに、ダムの上下流面、特にジャッキ周辺の応力に乱れを生じやす

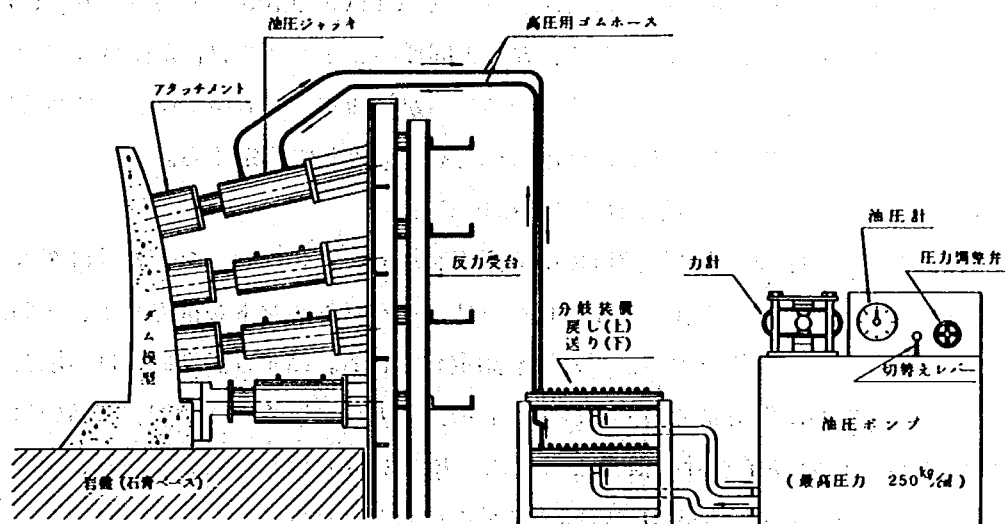


図5-8 ジャッキ式載荷装置

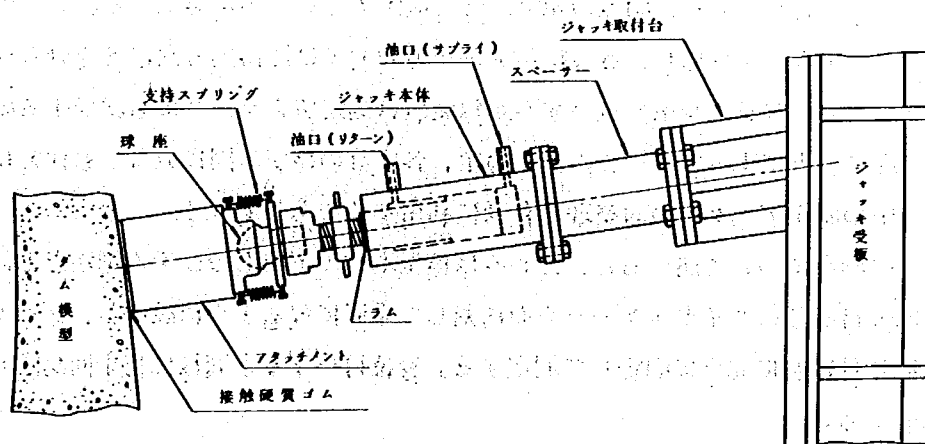


図5-9 油圧ジャッキおよびアタッチメント

い傾向がある。

また、ジャッキの正しい位置、方向の取付けに細心の注意を要する。

5.4.3 測定

実験は材料の弾性領域内でひずみ測定とたわみ測定を行い、曲げモーメント、応力などに換算することを主としており、通常破壊実験は行ってもその精度はよくない。

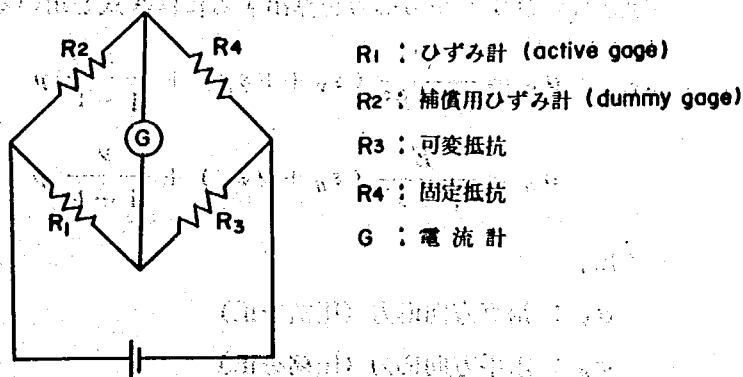


図5-10 ホイストンブリッジ

ひずみ測定について述べると、ひずみは図5-10のように電気抵抗ひずみ計（ロゼット型）を用いて測定する。

測定原理は上図の中のGに電流が流れないように R_3 を調節したときに、ひずみ計の抵抗値 R_1 は、

$$R_1 = \frac{R_2}{R_4} \times R_3 \quad \dots\dots\dots (1)$$

で求められる。

ここで、 R_1 は被測定物に貼付けられたひずみ計（active gage）であり、 R_2 は温度の影響を避けるために用いる（dummy gage）もので、 R_1 と同種のひずみ計を R_1 が貼付けている物体と同質の物体に貼り、力のかからない状態にしておくものであるが、通常、ダム構造研究室で行う実験においては模型を2個製作しているので一方を R_1 に使用し他方を R_2 として測定する。

R_3 、 R_4 は測定機の中に組み込まれている抵抗である。

また、電圧は一定に保つために測定機の中で調節されている。なお、ひずみ計はダム本体の上下流面に荷重分割法で計算されている点を主体としその他にアバットメントを補充して各面50個以上に貼付け、鉛直方向、水平方向および斜方向のひずみ値を測定している。ひずみ計を貼付ける場合にひずみ計の良否が実験の精度に直接的に影響するので、ひずみ計の接着方法、接着剤の選択、あるいはリード線の結線方法に十分な注意を払いひずみ計を損傷しないようにしなければならない。また、ひずみ計は長期間の使用には堪えられないので実験期間中に数回の貼替を行わなければならない。

ひずみの測定は、主としてデジタル型多点ひずみ記録装置を用いて自動的に測定している。この装置はダム構造研究室で所有しており、測点の300成分を測定することが可能である。このようにして数十回測定して得られたひずみ値を平均し、さらに各アーチ方向および片持梁方向に各成分のひずみ図を描き、応力を計算する。なお、デジタル型多点ひずみ記録装置は測定値をテープにも記録するので、そのテープを後に電算機に通すことによってデータの棄却検定、各成分のひずみ図作成なども任意に行うことができる。したがって途中の測定データの検討整理に有効に利用することができる。

次にたわみの測定について述べると、たわみは模型本体の下流面のひずみ測定点と同じ個所に1/100 mm 又は1/1000 mm 目盛りのダイヤルゲージを面に対して垂直になるように設置し、ダイヤルゲージが移動しないように取り付け台に完全に固定して測定する。変位はひずみと同様に数十回測定した値を平均し、たわみ図を作成する。

5.4.4 応力の算出

測定されたひずみから応力を算出するには次式を用いる。すなわち、

$$\sigma_v = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_v + \nu \epsilon_H) + \frac{\nu}{1-\nu} p$$

$$\sigma_H = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_H + \nu \epsilon_v) + \frac{\nu}{1-\nu} p \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

σ_v : 鉛直方向応力（圧縮を正）

σ_H : 水平方向応力（圧縮を正）

E : 模型の弾性係数

ν : 模型のポアソン比

ϵ_v : 鉛直方向ひずみ (収縮を正)

ϵ_H : 水平方向ひずみ (収縮を正)

p : ダムの上下流面に作用する垂直応力

である。また、図 5-11 において、斜め方向応力 σ_D に対し

$$\tau_{HV} = \sigma_D - \frac{\sigma_H + \sigma_v}{2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

が成立し、また ϵ_D 方向に直交する方向のひずみを ϵ'_D とすれば、

$$\sigma_D = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_D + \nu \epsilon'_D) + \frac{\nu}{1-\nu} p \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\epsilon_D + \epsilon'_D = \epsilon_v + \epsilon_H$$

より、

$$\tau_{HV} = \frac{E}{1+\nu} \left(\epsilon_D - \frac{\epsilon_v + \epsilon_H}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (4)$$

が得られる。従って、主応力の大きさと方向は、

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_H) + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_v - \sigma_H)^2 + \tau_{HV}^2} \\ \sigma_2 &= \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_H) - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_v - \sigma_H)^2 + \tau_{HV}^2} \\ \theta &= \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2 \tau_{HV}}{\sigma_H - \sigma_v} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (5)$$

で与えられる。ここに θ は σ_1 が作用する方向で水平方向を 0 とし反時計回りを正とした時の角度である。

これらの応力を実物の応力に変換するには、5.3 より

$$\sigma_p = \frac{1}{G\mu} \sigma_m \quad \dots\dots\dots (6)$$

と変換すればよい。ここに、

σ_p : 実物の応力

σ_m : 模型の応力

G : 荷重強度比

μ : 模型の縮尺

である。また断面力は次式で求められる。

$$\begin{aligned} H_a &= \frac{T}{2} (\sigma_{Hu} + \sigma_{Hd}) \\ M_a &= \frac{T^2}{12} (\sigma_{Hu} - \sigma_{Hd}) \\ H_c &= \frac{A_c}{T} \{ \sigma_{vu} (T - t_o) + \sigma_{vd} t_o \} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (7)$$

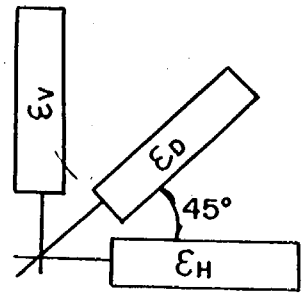


図 5-11 ゲージの貼り付け

$$M_c = \frac{I_c}{T} (\sigma_{vu} - \sigma_{vd})$$

$$S = \frac{A_c}{T} \{ \tau_{HVu} (T - l_g) + \tau_{Hvd} l_g \}$$

$$M_T = \frac{I_c}{T} (\tau_{HVu} - \tau_{Hvd})$$

ここに、

H_a : アーチスラスト

M_a : アーチ曲げモーメント

H_c : 片持梁スラスト

M_c : 片持梁曲げモーメント

S : 接線方向せん断力

M_T : 振れモーメント

T : 測定点でのダムの厚さ

A_c : 測定点での片持梁の面積

I_c : 測定点での片持梁の断面 2 次モーメント

l_g : 測定点での片持梁の上流面から重心までの距離

であり、サフィックス u , d はそれぞれ上流面, 下流面を表わしている。

5.4.5 実験の精度

模型実験における誤差としては、

- ① 模型材料が前述の条件を満足していない場合に生じる誤差
- ② 模型製作上の誤差
- ③ 測定上の誤差 (載荷装置及び測定器による誤差)
- ④ ひずみ計による誤差

等が考えられる。これらの誤差についてさらに詳しく述べると、

(1) 模型材料による誤差は各材料の持つ性質によって異なる。石膏と珪藻土との混合物を材料とした模型についての弾性係数は図 5-2 のようになり、目標とした弾性係数に対して約 ±15% 程度の誤差が出ることは避けられない。しかし、この程度の誤差をもっている、その加工のしやすさ、ひずみを大きく出せることなどからこの材料が最もよく使われている。

(2) 製作上の誤差は、型枠計算における電算機の使用、あるいは成形技術の進歩等により大巾に減少されるものと考えられる。

なお、前述したようにダム構造研究室では模型を 2 個製作して両方の模型について測定し、この誤差を消去するようにしている。

(3) 測定上の誤差に関しては、載荷荷重が所定通り模型に作用しているかどうか、また模型に生じた歪が正確に測定されているかどうかということである。まず載荷装置による誤差としては、ジャッキ式ではジャッキシリンドラの摩擦による出力損失がある。したがって、あらかじめジャッキの検定を行って損出量を

計算しておくなどこれらの影響を少なくするための考慮がなされる必要がある。測定器による誤差は、以前の手動操作によるインジケータでは $\pm 5 \times 10^{-6}$ の最小読みであったが、現在使用中のデジタル型多点ひずみ記録装置の測定誤差は $\pm 3 \times 10^{-6}$ と比較的小さくなっている。

(4) ひずみ計による誤差としては、ひずみ計自身が持っている固有誤差とその貼り付けや結線等の技術的なことから生ずる誤差がある。ひずみ計の固有誤差は避けられないとしても、貼り付けに際しての模型表面の空隙等については、接着剤(BC-11)をアセトンで2倍に薄め、あらかじめ下塗りを行って、模型表面の弾性係数を変えることなしにその影響を少なくする努力をしている。

総じてこれらの誤差を観察してみると、同一載荷状態において測定された値で $\pm 5 \times 10^{-6}$ 程度、ひずみ計を新規に貼替えて行った状態でも $\pm 10 \times 10^{-6}$ 程度示されることが多く、これらは実物の応力に換算して $\pm 3 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ に相当する。

なお、実験は通常50回もの測定値の中からおかしい値は棄却し平均値から応力計算がなされるので、実際は誤差の範囲はさらに小さいものとみられる。またこれらの誤差が測定値の中に占める割合を少なくするために、ひずみを大きく発生させることが望ましい。実際には石膏と珪藻土との混合物の弾性領域はコンクリートの弾性領域よりも広いので模型に生ずるひずみを大きくしても差し支えないと考えられるので、実物に対する模型のひずみ比を1.5~2.0として測定するのが最適である。

6. 基礎岩盤の設計

6.1 力学的設計

6.1.1 概 説

ダム基礎岩盤の安全性がダム設計上の重要な条件として扱われるようになったのは1950年代後半のことであり、1959年12月に起ったMalpasset ダムの基礎岩盤の欠陥による破壊が大きな契機となったことは周知の事実であろう。

しかし、1950年前半以前においても、ダム基礎岩盤に全く目が向けられなかったのではない。特にアーチダムの堤体応力の分布には基礎岩盤の変形性が大きな影響を与えることから、基礎岩盤の変形性を調べる調査試験が行われていた。しかし、基礎岩盤が極めて良好であったことも相俟って岩盤と岩石の力学的性質の相違については十分考慮が払われていなかったようである。また断層処理方法の設計理論もいわゆる Shasta 公式のようにダム堤体内の応力状態の変化に着目して行われており、基礎岩盤の安定性についてはほとんど注意が払われていなかった。基礎岩盤の安定性は堤体の安定性よりも格段に高いと考えられていた。

しかし現在では、ダムの設計といえば基礎岩盤の設計を指すといっても過言ではないほどである。とりわけアーチダムにおいては基礎岩盤に作用する荷重が大きいことから、その設計は極めて重要である。

6.1.2 基礎岩盤の設計基準

コンクリートダムを築造するような基礎岩盤は圧潰して破壊することはまずなく、想定される破壊形態はせん断による破壊である。これに対してダム設計基準においては、“堤体と基礎岩盤との接触面および基礎岩盤内の弱点と考えられる面のせん断摩擦抵抗力は、せん断力に対して必要な安全率を有しなければならない。”と規定している。一般にせん断摩擦安全率は Henny の式と呼ばれる式を用いて算出することになっている。

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

ここに、

n …… せん断摩擦安全率

τ_0 …… すべり面のせん断強度

l …… すべり面の長さ

f …… すべり面の内部摩擦係数

V …… 単位幅あたりのすべり面に作用する垂直力

H …… 単位幅あたりのすべり面に作用するせん断力

である。上式は、Coulomb の内部摩擦説とコンクリート供試体の一軸圧縮試験に現れるせん断破壊結果に基づいて D. C. Henny が重力式ダムの安定計算法として提案したものである。アーチダムの基礎岩盤の安定計算法として上式のような2次元解析手法が適当であるかどうかは議論の余地があるが、コンクリートダムの場合、上式で計算した安全率が4以上あることが必要とされている。

Henny の式はすべり面全体の安全率であり、極限設計的な考え方に立脚している。完全塑性体の場合

上式は十分妥当な意味をもつが、岩盤のような高い脆性をもつ材料の場合は上式よりもむしろ局所的な安全率の方が重要な意味をもつ。このようなことから、設計基準ではその解説において局所的な安全率も検討するように規定している。局所せん断摩擦安全率は次式で求められる。

$$n' = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

n' …… 局所せん断摩擦安全率

σ …… すべり面上の任意の点に作用する垂直応力

τ …… すべり面上の任意の点に作用するせん断応力

である。局所せん断摩擦安全率は2程度必要であるとされている。これは繰返し荷重による強度低下を加味したものと解釈されている。

全体的なせん断摩擦安全率と局所せん断摩擦安全率の関係については多々議論されているが、両者の安全率の差はほとんどないと思えるのが一般的な意見である。すなわち、せん断摩擦安全率が4を下回った場合には局所的に2を下回る部分が存在し、脆性な岩盤においては局所的破壊がやがて全体的な破壊へと進行すると考えられている。しかしこのような考え方にたてば、局所せん断摩擦安全率が2以上あれば全体的なせん断摩擦安全率は4以下であってもよいわけであるが、現実には全体的なせん断摩擦安全率は必ず4以上なければならず、必ずしも両者の関係は明白でない。

次にせん断摩擦安全率の意味を考えてみよう。たとえば(1)式の辺々を n で除せば、

$$1 = \frac{(\tau_0/n) l + (f/n) V}{H} \dots\dots\dots (3)$$

が得られる。(3)式は、せん断強度、内部摩擦係数が共に $1/n$ に低下した場合せん断摩擦安全率が1となることを示している。そこで n を強度安全率と呼ぶことにする。次に荷重安全率 N を考えてみよう。これは作用荷重が N 倍となった場合にせん断摩擦安全率が1となることを意味する。すなわち、

$$1 = \frac{\tau_0 l + f (NV)}{NH} \dots\dots\dots (4)$$

が成り立つ。従って荷重安全率 N は、

$$N = \frac{\tau_0 l}{H - fV} \dots\dots\dots (5)$$

で定義される。ダム基礎岩盤の安定性について考える場合、一般に作用荷重は精度よく求められるのに際し、せん断強度、内部摩擦係数の精度はかなり低いため、強度安全率を用いるのが妥当であるといえる。また、一般に(荷重安全率が1より大きい場合には)強度安全率は荷重安全率よりも小さくなる。

しかし、強度安全率を用いるにしても、せん断強度と内部摩擦係数の安全率を同一に考えるのは必ずしも妥当なものではない。すなわち、せん断強度は設計値より大きく低下することはありえても、内部摩擦係数は設計値よりも大きく低下することはないからである。安全率の考え方は今後とも検討していく必要があろう。

6.1.3 所要堅岩線

アーチダム基礎岩盤の安定性は下流側基礎岩盤（ショルダー）の厚みによって大きく影響される。従って、アーチダムの座取り、アバットメントの根入れ深さを決定するには、ショルダーの厚みを十分に検討しなければならない。ショルダーの厚みを概略検討する方法としては、以下に示す所要堅岩線による方法がある。

いま、図6-1に示すように基礎岩盤の任意の水平断面をとり、アーチダムの上流端からすべり破壊が生ずるものとして任意のすべり面 S_i を想定すれば、このすべり面沿いのせん断摩擦安全率が所要の値を確保するためには、すべり面の長さが少なくとも、

$$l_i = \frac{nH_i - fV_i}{\tau_0} \quad \dots\dots\dots (3)$$

以上なければならない。ここに、

τ_0 …… 想定すべり面沿いのせん断強度

f …… 想定すべり面沿いの内部摩擦係数

n …… 所要せん断摩擦安全率

H_i …… 想定すべり面に作用する単位幅あたりのせん断力

V_i …… 想定すべり面に作用する単位幅あたりの垂直力

である。いますべり面の方向を種々変化して所要すべり面の長さを求めれば、図6-1に示すような曲線が得られる。これを所要堅岩線という。所要堅岩線と堅岩等高線が交差する場合には基礎岩盤が所要の安全率を持たないことになる。逆に所要堅岩線が堅岩等高線よりも大きく内に入っていれば、基礎掘削が大きすぎ不経済であることを示す。

いま、作用力としてアーチスラスト R のみを考え、アーチスラストとアバットメントのなす角を θ_0 とし、また想定すべり面とアーチアバットメントの交角を θ とすれば、所要堅岩線は次式で表わされる。

$$l = \frac{nR \cos(\theta_0 - \theta) - fR \sin(\theta_0 - \theta)}{\tau_0} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{f}{n} \right) \quad \dots\dots\dots (5)$$

とおけば、(4)式は、

$$l = \frac{R \sqrt{n^2 + f^2}}{\tau_0} \cos(\theta_0 + \phi - \theta) \quad \dots\dots (6)$$

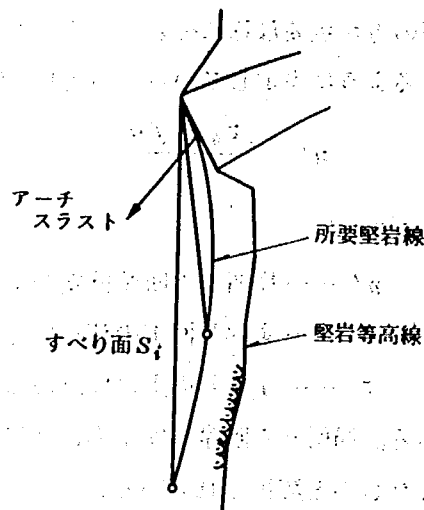


図6-1 所要堅岩線

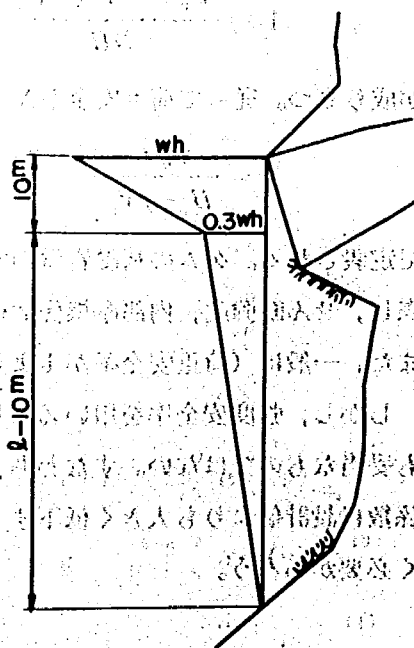


図6-2 揚圧力の分布

で改められる。これは $\theta_0 + \phi$ 方向を直径とする直径 $R \sqrt{n^2 + f^2} / \tau_0$ の円弧を表わす。

次に揚圧力を考慮した場合を考えよう。所要堅岩線を求める際の揚圧力の分布は、ドレーンを考慮して図6-2のように仮定することが多い。この場合、揚圧力の大きさはすべり線の長さによって影響を受け、 m 単位系を用いて、

$$U = 0.15 whl + 5wh \quad \dots\dots\dots (7)$$

で与えられることになる。ここに、

w 水の単位体積重量

h アバットメント上流端で貯水頭

である。この場合、所要堅岩線は、

$$l = \frac{nR \cos(\theta_0 - \theta) - f \{ R \sin(\theta_0 - \theta) - 5wh \}}{\tau_0 - 0.15 wh} \quad \dots\dots\dots (8)$$

で与えられる。このような揚圧力の分布は控え目な値と考えられがちであるが、図6-3のような鉛直断面を考えてみると極めて多大な揚圧力を考慮していることがわかる。

いずれにせよ所要堅岩線を経済的に確保するためには、アーチスラストを基礎岩盤の深部へ向けることが必要である。駒井と柴田は、川俣ダム設計に際し、アーチスラストの方向とア

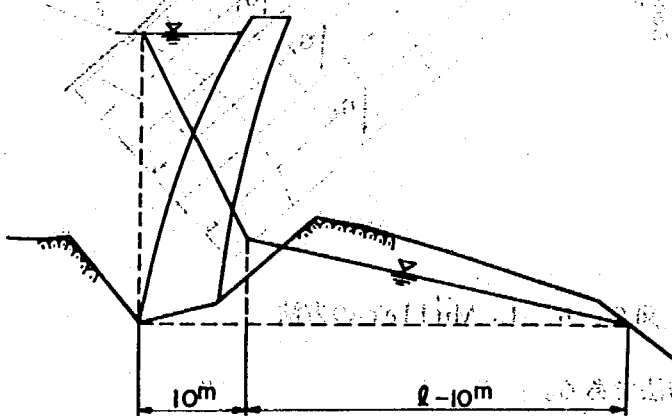


図6-3 揚圧力の分布

ーチ中心角の関係を試算している。これによれば図6-4に示したように、ダムの厚さ T とアーチ中心線の半径 r との比が 0.1 の場合はアーチ中心角 ϕ_A が 60° 、0.15 の場合はアーチ中心角が 80° の時にアーチスラストが最も基礎岩盤深部に向くことがわかる。アーチ中心角の大きさは堤体応力との関係で任意に設定できないが、放物線アーチを用いれば中心角は $70 \sim 80^\circ$ 前後にすることが可能である。図6-5は、矢作ダム設計に際し、放物線アーチ（中心角 75° ）と円弧アーチ（中心角 100° ）

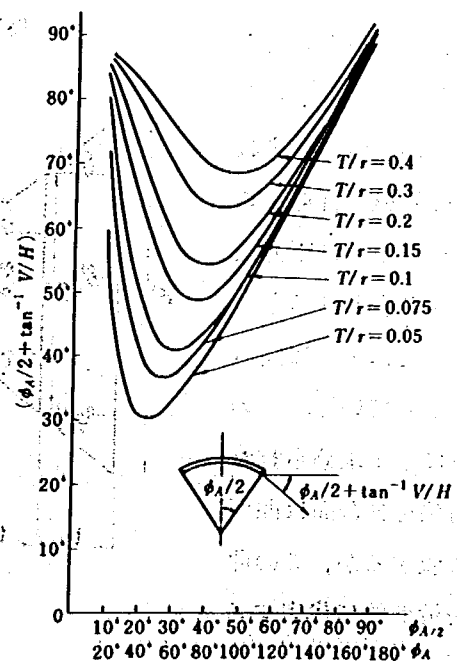


図6-4 アーチスラストの方向とアーチ中心角の関係

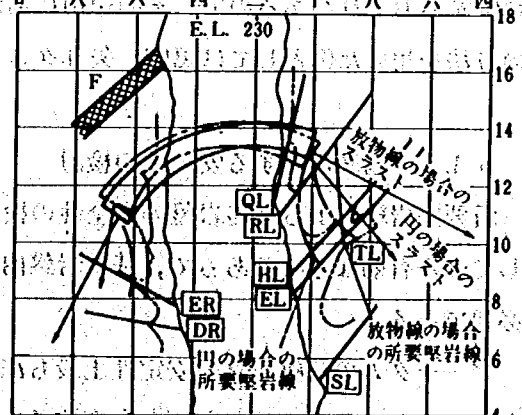


図6-5 矢作ダムにおける放物線アーチと円弧アーチの比較

の差によるアーチスラストの方向の違いを検討した結果を示したものである。堤体の設計条件を同一にしたにもかかわらず、アーチスラストは放物線アーチの方が基礎岩盤深部に向かっていることがわかる。

6.1.4 L. Müller の方法

アーチダム基礎岩盤の安定性は元来3次元的な現象であり、可能であれば3次元的な検討を行うのが望ましい。しかし実際には3次元の取扱いは非常に複雑であり、便宜的な方法によって2次元化が行われているのが一般である。前に述べた方法は水平な断面における解析法であるが、このような手法では基礎岩盤の自重が加味できないとして、L. Müller は傾斜2次元面法を提案している。

この方法ではアーチダムのスラストが基礎岩盤の自重によって鉛直方向下方に向かっていくものとして、このようなスラストの流れを含む平面に対して安定計算を行おうとするものである。

いまアーチスラスト

が図6-6のように両側それぞれ40°の角度で広がるものとする、この広がり内に含まれる基礎岩盤の自重、これに作用する揚圧力などを重ね合わせると、その合力は下方に向かって曲がっていく。このようにして求められた作用線を含む面は曲面を形成するが、この曲面を近似的に代表する平面を考えて、その面上の安定性を検討するのがこのL. Müllerの方法である。

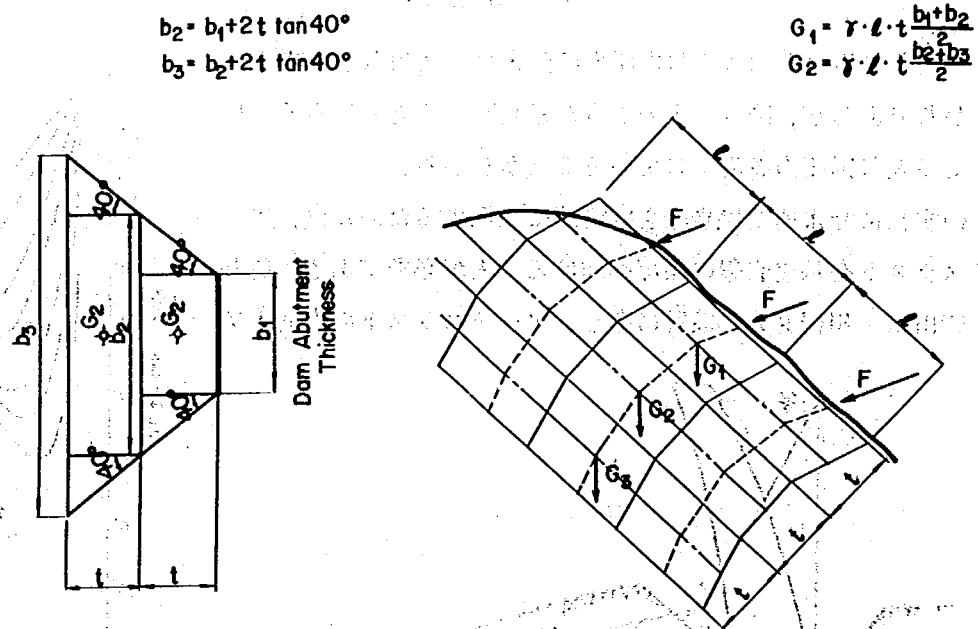


図6-6 L. Müllerの方法

しかし、L. Müllerの方法は、合力の作用線を求める方法から明らかなように、基礎岩盤自重を過大評価するおそれがあるので、その適用にあたっては細部で修正が行われていることが多い。L. Müllerの方法を用いた例としては黒四、矢作ダムなどがあげられる。

6.1.5 弱層に対する安全性の検討

所要堅岩線による基礎岩盤の安全性の検討は、その計算方法から明らかなように、均一な基礎岩盤に対してのみ有効な方法であって、基礎岩盤内に断層やシームが存在する場合には別途これを考慮した解析が必要である。

アーチダム基礎岩盤の安定性上最も注意すべき弱層は、鉛直に近い傾斜をもった上下流方向の走向の弱層であり、このような弱層が存在すると基礎岩盤の安定性は極端に低下することが知られている。このような場合の基礎岩盤の安定性は有限要素法等によって厳密に求めることが望ましいが、厳密な応力解析

を行わずにその安定性を求める工夫も行われている。

川治ダムにおいては、次のような解析手法を用いている。いま図6-7のような基礎岩盤の水平断面に対してABC Dのようなすべり線を想定し、このうちAB部分は引張応力領域であるとしてその抵抗力を無視し、平均的なすべり方向をBDとして安全率を算出している。この時の安全率は次式で与えられる。

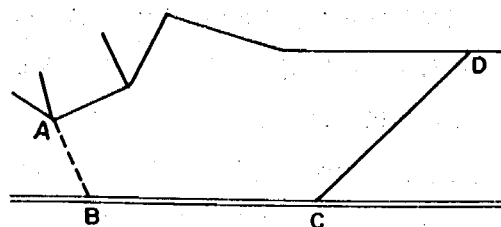


図6-7 想定すべり線の決定

$$n = \frac{\tau_F l_F + \tau_R l_R + f_F V}{H} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

τ_F …… 弱層BC部のせん断強度

l_F …… すべり線BCの長さ

τ_R …… 堅岩CD部のせん断強度

l_R …… すべり線CDの長さ

f_F …… 弱層BC部の内部摩擦係数

H …… 作用荷重（揚圧力を含む）のうち平均的なすべり方向（BD方向）の荷重成分

V …… 作用荷重（揚圧力を含む）のうち平均的なすべり方向（BD方向）に垂直な荷重成分

である。なお内部摩擦係数は安全側の設計として弱層の値を採用している。

弱層沿いの最小安全率を求めるには、試行によってすべり線を決定しなければならない。すなわち、図6-6のすべり線のうちCD部は試行によって安全率が最小になるように決定しなければならない。いま弱層の下流側方向とすべり線CDのなす角を α として、D点を固定して安全率が極小となるようにC点を定めると、

$$\tau_R \sin \alpha + \tau_F \cos \alpha = \tau_R \quad \dots\dots\dots (2)$$

が得られる。従って、

$$\alpha = \sin^{-1} \left(\frac{\tau_R}{\sqrt{\tau_R^2 + \tau_F^2}} \right) - \sin^{-1} \left(\frac{\tau_F}{\sqrt{\tau_R^2 + \tau_F^2}} \right) \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。しかし α の値は一般に $70 \sim 80^\circ$ という値になりすべり線形状として現実的でない。そこで川治ダムでは α を 45° として安全率を求めている。

このようにして求めた安全率は有限要素法によって求めた安全率と有意な差はなかったとされている。

6.1.6 ロッキーピラー法

アーチダムの基礎岩盤の安定性は元来3次元的な現象であることは既に述べたとおりであるが、これは図6-8に示した2つの状態が2次元解析では同じ安全率を有することを考えれば一層明白であろう。

このようなことから、アーチダムの基礎岩盤の安定性については種々の3次元的な解析手法が試みられている。ロッキーピラー法は川俣ダムの基礎岩盤の安定解析手法として開発されたものである。川俣ダムの左岸基礎岩盤は断層やシームによって分断され、基礎岩盤は岩柱（ロッキーピラー）状を呈し、その安

定性が問題となった。この時、岩柱は背面に弱層による弾性床をもった片持梁と考えることができる。従って、岩柱の安定性は、岩柱に作用する外力から岩柱背面の反力を差し引いた力が岩柱底面と背面のせん断抵抗によって支えられるかどうかによって検討されることになる。

岩柱背面の反力は、岩柱（片持梁）の変形と背面の弱層および岩盤の弾性変形が等しいと仮定して次のように求められる。すなわち岩柱背面の変形は、

$$\delta_1 = p_m \left(\frac{T_F}{E_F} + \beta' \right) \quad \text{..... (1)}$$

で表わされる。ここに、

δ_1 標高 m での背面の弱層および岩盤の弾性変形

p_m 標高 m での単位面積当りの反力

T_F 背面の弱層の厚さ

E_F 背面の弱層の弾性係数

β' 基礎定数（2.2.4 参照）

である。一方、岩柱（片持梁）のたわみは、

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \sum_n \delta_{n,m} (p_n - p_n l_n) \\ \delta_{n,m} &= \sum_{dz} \left(M_A \alpha + V_A \alpha_2 + \sum \frac{M}{E_R I} dz \right) dz \quad \text{..... (2)} \\ &\quad + \left(V_A \gamma + M_A \alpha_2 + \sum \frac{kV}{G_R A} dz \right) \end{aligned}$$

で表わされる。ここに、

δ_2 標高 m での岩柱のたわみ

p_n 標高 n での外力の背面に垂直な成分

l_n 標高 n での岩柱背面の幅

M_A, V_A 岩柱底面でのたわみを求める方向に関する曲げモーメントおよびせん断力

M, V 任意標高でのたわみを求める方向に関する曲げモーメントおよびせん断力

E_R, G_R 岩柱の弾性係数，せん断剛性

I, A 任意標高での岩柱の断面 2 次モーメントおよび断面積

α, α_2, γ 基礎定数（2.2.4 参照）

である。従って岩柱背面の反力は、

$$p_m \left(\frac{T_F}{E_F} + \beta' \right) = \sum_n \delta_{n,m} (p_n - p_n l_n) \quad \text{..... (3)}$$

の解として求められる。以上の計算より外力から反力を差し引いた力が求められるが、この力が岩柱の底面および背面のせん断抵抗力によって支持されるべき力である。

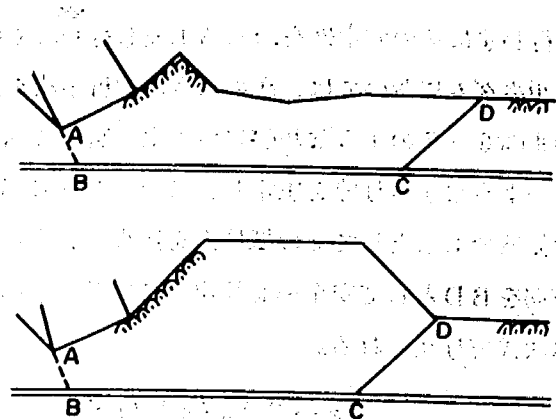


図 6-8 2次元解析の矛盾点

川俣ダムの場合、このようにして求めた岩柱背面の反力は極めて小さかったため、次の近似式を採用している。すなわち、せん断摩擦安全率は

$$n = \frac{\tau_R A_R + fW + \tau_F A_F}{H} \dots\dots\dots (4)$$

で求められる。ここに、

- W …… 岩柱の重量
- H …… 岩柱の支持すべき力
- τ_F …… 岩柱背面の弱層のせん断強度
- τ_R …… 岩柱底面のせん断強度
- f …… 岩柱底面の内部摩擦係数
- A …… 岩柱背面の面積
- A_R …… 岩柱底面の面積

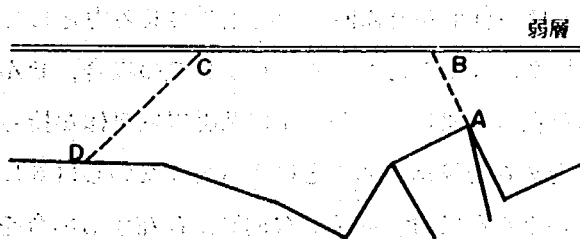
である。

ロッキーピラー法によって求めた安全率は2次元解析を行って求めた安全率と同等に評価してはならない。すなわち、両者が同じ安全率を有している場合、3次元解析を行った基礎岩盤の方が真の安全率は低いと判断される。このようなことから、川俣ダムでは安全率として6を採用している。しかしその根拠は必ずしも明白でない。

6.1.7 剛体すべり法

剛体すべり法は川治ダムの基礎岩盤の安定解析として利用された方法である。川治ダムは基礎岩盤中に鉛直に近い上下流方向の走向をもった断層群が卓越し、その安定性が問題となった。

剛体すべり法はロッキーピラー法と異なり、すべり面でかこまれる岩盤塊を剛体として取扱いその安定性を求めようとするものである。また剛体すべり法は2次元Hennyの式に基づく解析(6.1.5参照)を3次元的に拡張したものであり、岩盤に作用する外力のうちすべり方向に垂直な力の成分は内部摩擦係数に応じたせん断摩擦抵抗力として取扱っている。この点もロッキーピラー法と異なる点である。



川治ダムでは剛体すべり法における最小せん断摩擦安全率を与える岩盤塊形状として、2次元解析による安全率が最小となるすべり線を包絡する面を仮定している。従って岩盤塊底面は図6-9のような水平面で表わされる。

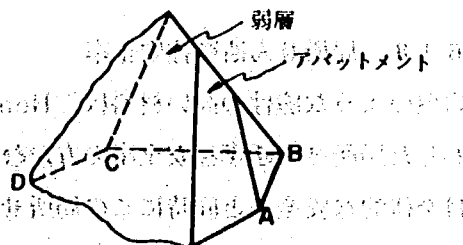


図6-9 剛体すべり法モデル

$$n = \frac{\tau_F A_F + \tau_R A_R + \tau_B A_B + f_F V + f_B W}{H} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

τ_F, τ_R, τ_B …… 弱層、堅岩、底面のせん断強度

f_F …… 弱層の内部摩擦係数

A_F, A_R, A_B …… 弱層、堅岩、底面の面積

V …… 平均的なすべり方向に垂直な外力の成分

H …… 平均的なすべり方向に平行な外力の成分

W …… 岩塊自重を含む鉛直方向力

である。

剛体すべり法における所要安全率はロッキーピラー法と同様に 6 を採用している。

また、川治ダムでは、2次元有限要素法の解析結果を用いて岩盤塊側面の弱層部と堅岩部の荷重配分を決定し、より詳細な検討を行っている。この

ようにして求めた安全率を2次元解析による安全率と比較検討した結果を図6-10に示すが、3次元解析によって著しく安全率が向上しているのがわかる。

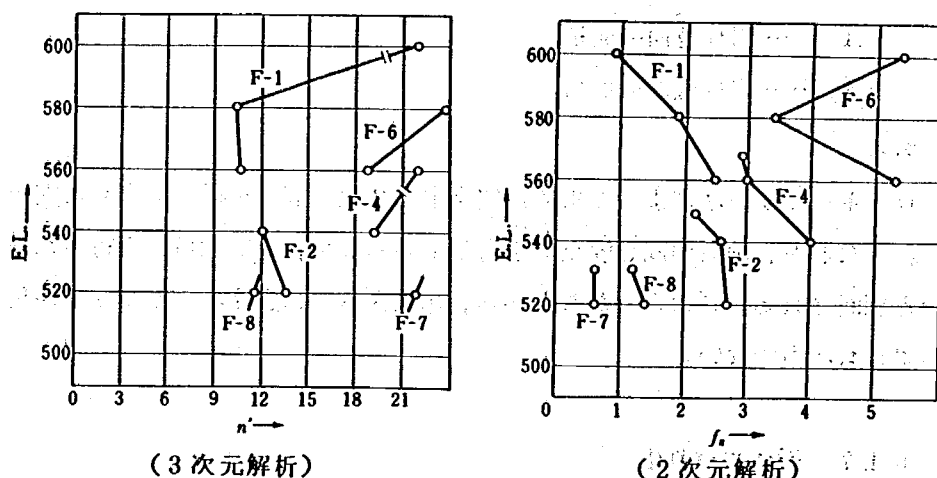


図6-10 3次元解析と2次元解析とによる

せん断摩擦安全率の比較

剛体すべり法では一

般に岩盤塊底面は水平

であると仮定されるが、

一般に底面を川落ち、下流落ちにとった方がせん断摩擦安全率が低下することが確められている。これは岩盤塊の自重がせん断破壊を生じさせる力として作用するためであり、極端な場合はせん断摩擦安全率が1程度になることもある。しかしこの場合、せん断力のほとんどは岩盤塊自重によるもので、アーチダムの存在の有無にかかわらず基礎岩盤自体が持っている安全率であるといえる。従って、このような安全率をダムを築造することによって4ないしは6にまで高める必要があるかは今後議論の余地があろう。現在のところでは、明らかな弱層が存在する場合を除き、剛体すべり法における岩盤塊底面は水平と考えることにしている。

6.1.8 局所せん断摩擦安全率

岩盤のような脆性の高い材料は、Henny の式で表わされるような全体的な安全率よりも、応力表示で表わした局所せん断摩擦安全率の方がむしろ力学的に重要な意味をもっている。このようなことから最近では全体的な安全率と同時にこの局所せん断摩擦安全率の検討も併せて行われるようになってきている。しかし、局所せん断摩擦安全率は基礎岩盤の変形性の分布といったような全体的な条件と安全率を算出する点での強度といった局所的な条件によってその大きさが左右されるため、その精度は必ずしも高くない。また局所的な破壊が全体的な破壊へ進行するかどうかによってその評価方法も当然変わってくるべきものであ

る。このようなことから、局所せん断摩擦安全率がある範囲にわたって著るしく低下した場合（通常は2以下）、これを問題とするのが一般である。また、基礎岩盤内に潜在的な弱面が形成されている場合、局所せん断摩擦安全率の検討は重要な意味をもってくる。

基礎岩盤内に弱層が存在する場合の局所せん断摩擦安全率の検討は特殊事例となるから、ここでは均一な岩盤の場合について検討しよう。重力ダムの場合は、全体的なせん断摩擦安全率と局所せん断摩擦安全率の関係が一応求められており、両者の安全率の基準は同等と判断されている。アーチダムの場合、この

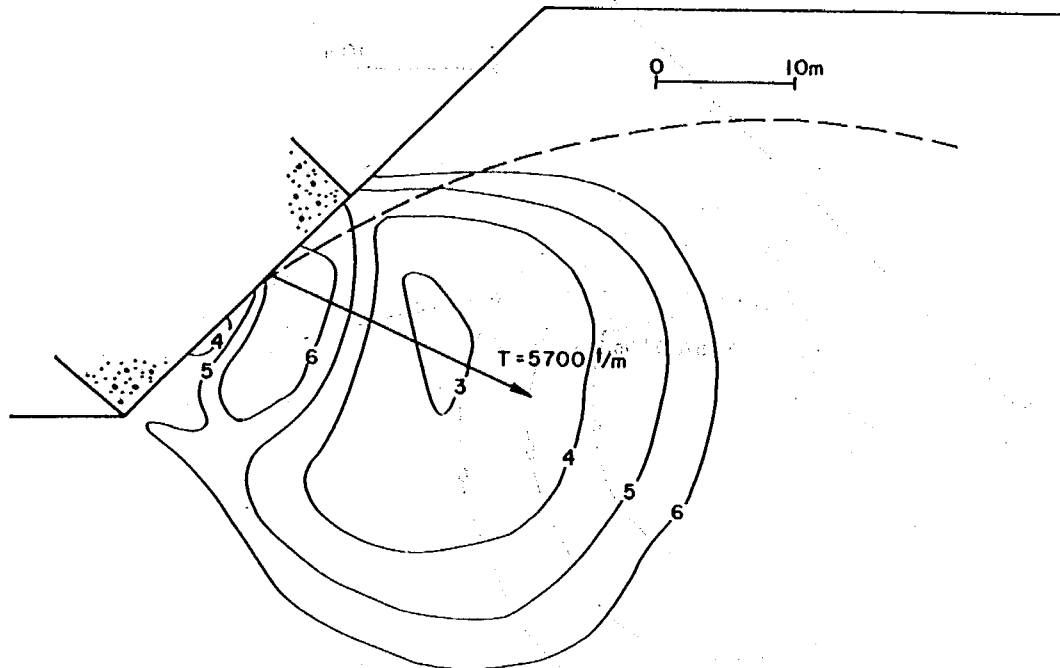


図 6-11 局所せん断摩擦安全率と所要堅岩線の関係 (1)

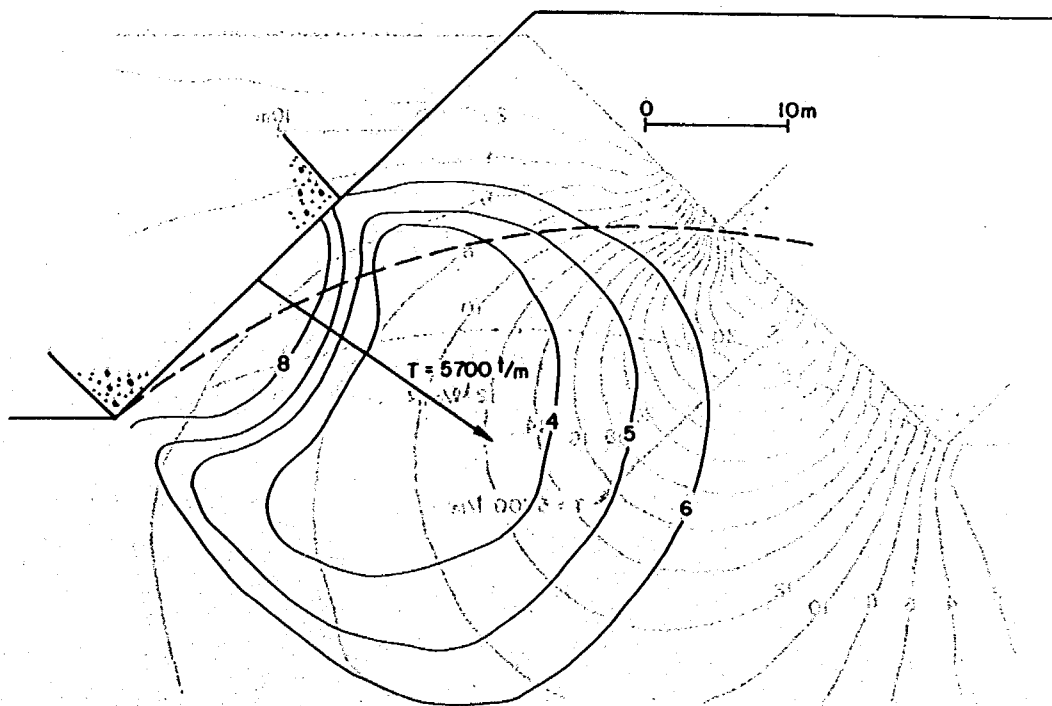


図 6-12 局所せん断摩擦安全率と所要堅岩線の関係 (2)

関係を求めた例は少ないが、図6-11から図6-13は所要堅岩線の大きさと所要堅岩線を求めた想定すべり面沿いの局所せん断摩擦安全率の分布の関係を示したものである。局所せん断摩擦安全率と所要堅岩線との関係は必ずしも明白ではない。さらに最大主応力と所要堅岩線との関係を見てみると図6-14から図6-16のようになるが、やはり応力分布と所要堅岩線の関係は明白でない。すなわち、アバットメント付近では、所要堅岩線は必要なショルダーの厚みを小さく評価し、また下流側では応力がほとんど伝播しない範囲までショルダーを要求することになっている。

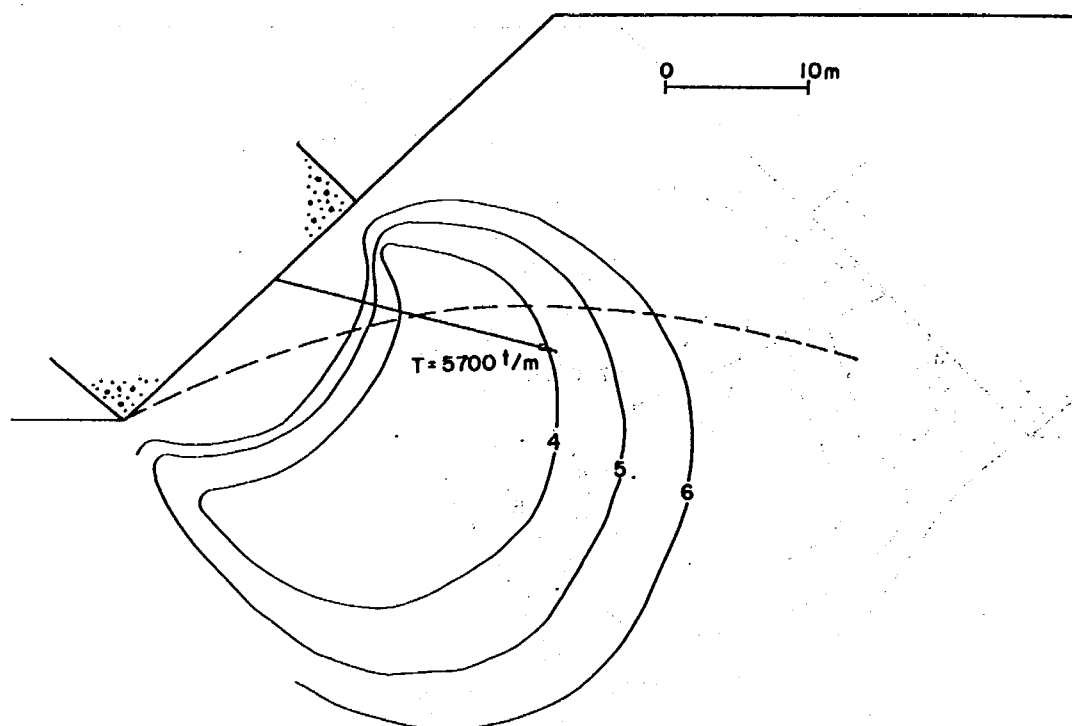


図6-13 局所せん断摩擦安全率と所要堅岩線の関係 (3)

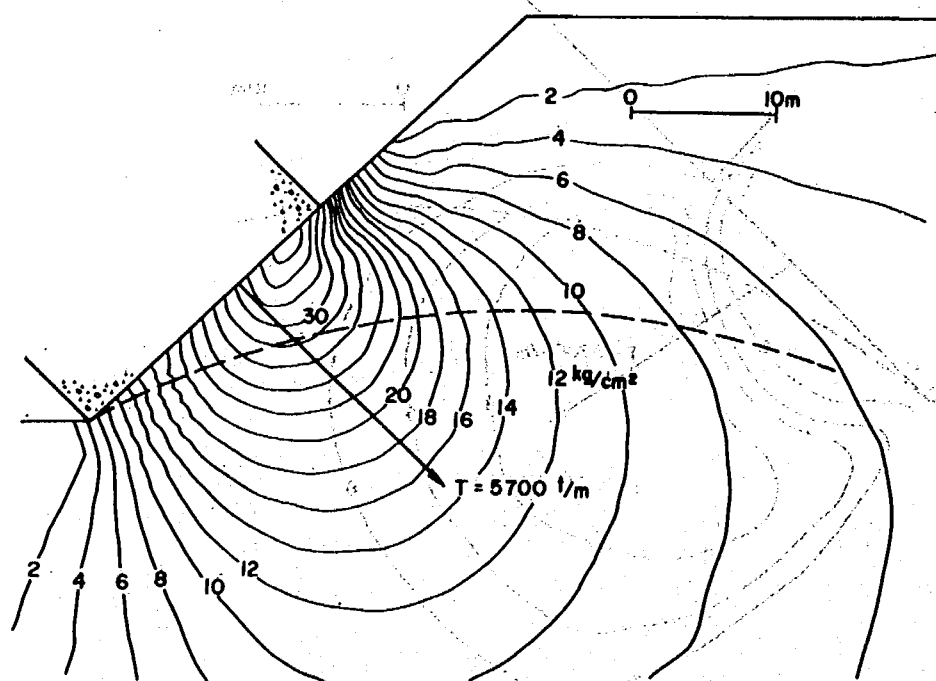


図6-14 最大主応力と所要堅岩線との関係 (1)

アーチダム基礎の設計
 基礎岩盤の強度と安定性

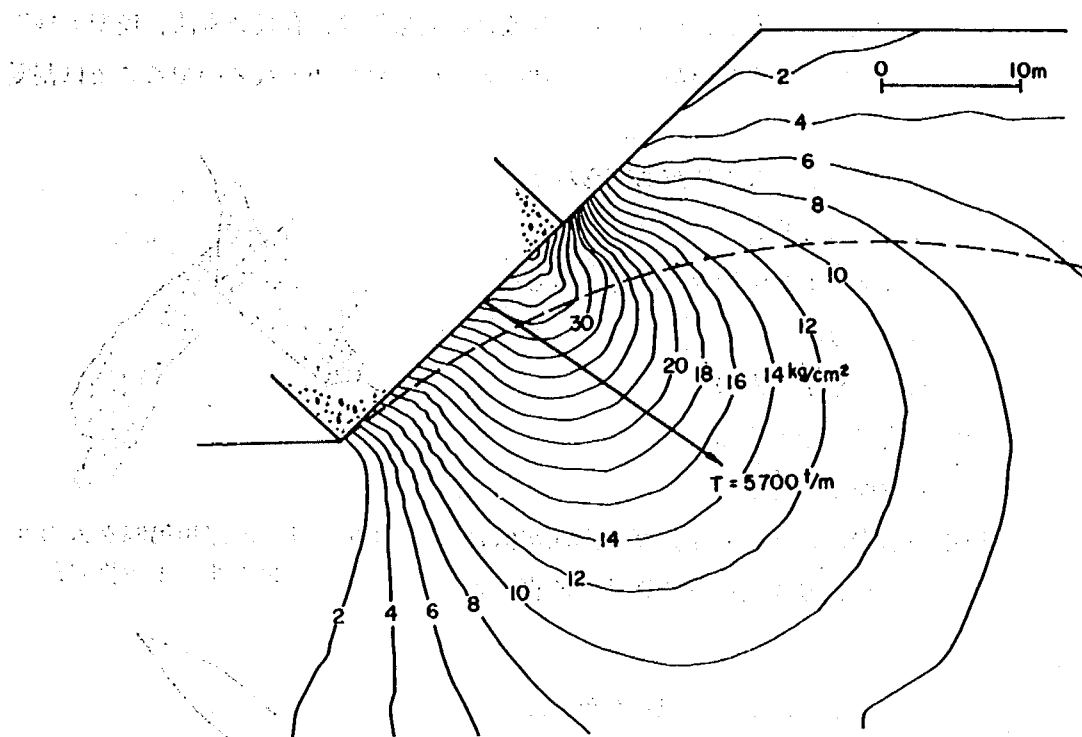


図 6-15 最大主応力と所要堅岩線の関係 (2)

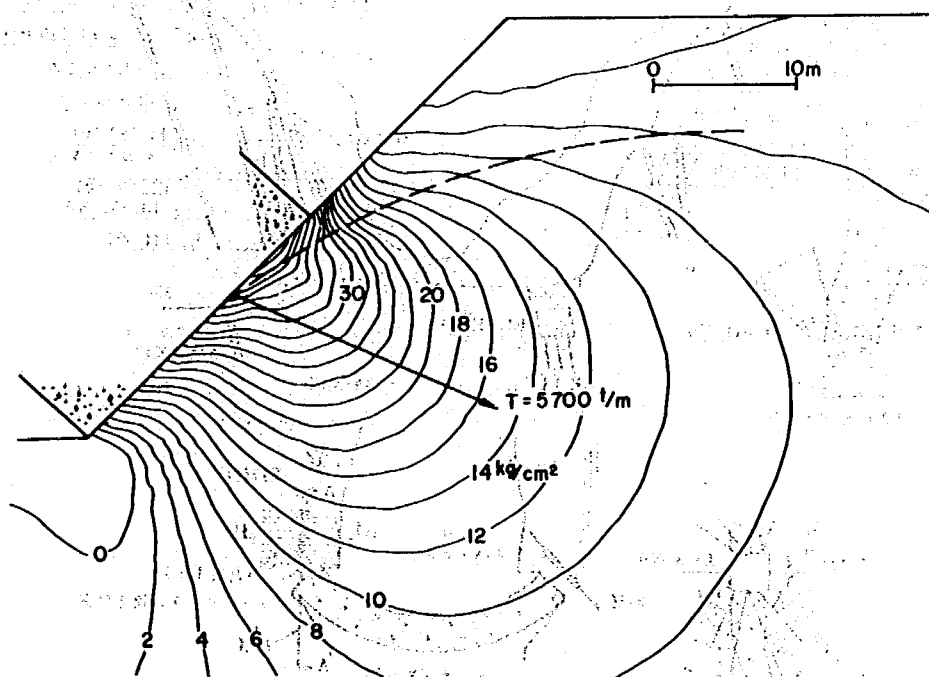


図 6-16 最大主応力と所要堅岩線の関係 (3)

6.1.9 特殊基礎処理

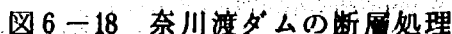
アーチダムの基礎岩盤中に断層などの脆弱部があると、その規模および位置によってはダムの安定性に重大な影響を及ぼすことになる。このため、アーチダムの座取りを適切に選定したりアーチダムの形状を適切に決定して、その影響を極力避けるとともに、先に示したような解析を行ってその安定性を十分に検討することが必要となってくる。しかし、どうしても所要の安全率を確保できない場合は、適当な基礎処

基礎処理工法としては大別して次のような工法があげられる。

-

(1) 脆弱部をコンクリートで置換する方法

図6-17 黒部川第四ダムのコンクリート置換処理



のがこの方法である。このような工法は一般にデンタルワークと呼ばれる。

脆弱部の強度を改良する場合、その施工範囲は脆弱部のせん断摩擦安全率および局所せん断摩擦安全率に基いて決定する必要がある。この場合、脆弱部の強度はコンクリートの強度または周辺岩盤との付着強度に置換られ基礎岩盤を大幅に補強することができる。しかしこの場合逆に周辺岩盤をいためる可能性があるなので十分注意を要する。コンクリート置換例を図6-17、図6-18に示す。

ダム基礎岩盤内に広範にわたって脆弱部が存在する場合、またダムのアバットメント付近に脆弱部が存在する場合、その変形性が問題となり、特にアーチダムの場合は堤体の応力分布に大きな影響を及ぼす。このような場合には脆弱部をコンクリートで置き換えることが有効である。置換深さは有限要素法等の解析を行って定めるのがよい。図6-19は湯田ダムの例である。

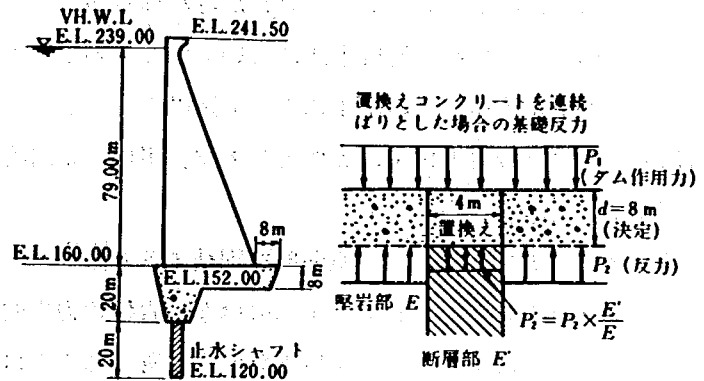


図6-19 湯田ダムのコンクリート置換処理

(2) 杭等の作用によってアーチスラストを堅岩部に伝達する方法

基礎岩盤内に断層やシームなどが多数平行して存在する場合、これら弱層を全てコンクリートで置換することは必ずしも得策ではなく、また基礎岩盤全体をゆるめることにもなりかねない。このような場合は杭等の作用によってアーチスラストを基礎岩盤深部へ伝えるように基礎岩盤内にウォールを設ける方法が有効である。ウォール形状はアーチスラストの方向やコンクリートおよび基礎岩盤の変形性を考慮して有限要素法等を用いて検討する必要がある。また、その施工に当ってはウォール周辺の岩盤をゆるませる可能性が極めて高く、かえってダムの安定性を損う危険性があるので十分注意を要する。図6-20は川俣ダムの例であり、トランスマッティングウォール周辺の基礎岩盤のゆるみを除去するため後述の岩盤PS工を併せて施工している。

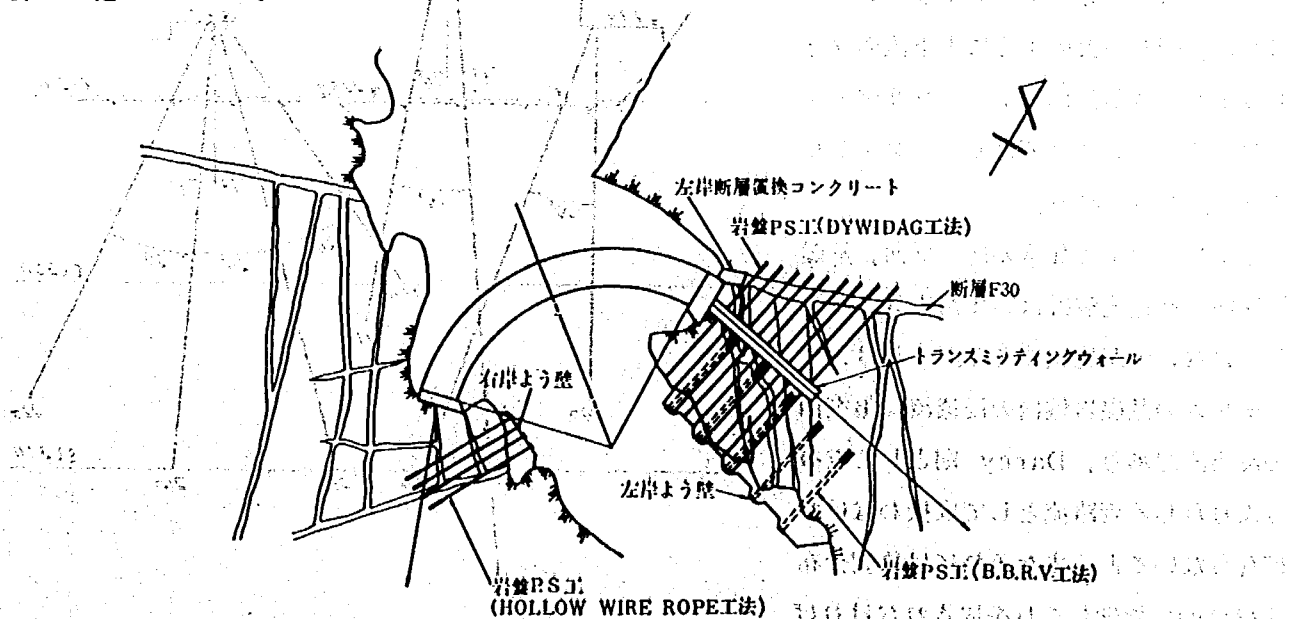


図6-20 川俣ダムの基礎処理

(3) 鋼材により岩盤を緊結する方法

基礎岩盤はアーチスラストを受けると、比較的均質で弾性体に近い場合でも、一般に川側へのはらみ出し変位を生じ、特に断層、シーム、節理などの発達した基礎岩盤ではこのはらみ出し変位によってこれら断層等のせん断抵抗力が減じ、ついには基礎岩盤の破壊を招く事態も考えられる。

このようなはらみ出し変位を防止する方法としては、鋼材によって基礎岩盤を緊結する方法が有効である。この場合、通常プレストレスが行われるが、一般にこのプレストレス量はアーチスラストに比べて極めて小さく、現在の解析手法においてはその効果に多くを期待できないのが現状である。しかし、先に述べた方法に比べ、その施工によって基礎岩盤を逆にいためることがないという利点があり最近はその適用例が多い。岩盤 PS 工の実例としては、川俣、奈川渡、真名川、川治などの例がある。図 6-20 に川俣ダムの例を示す。

(4) グ라우チングによって脆弱部を固結する方法

基礎グラウチングの目的には止水のほか、岩盤の力学的性質を改良することがあげられる。しかし一般にグラウチングによって基礎岩盤の強度を改善することは困難であり、クラックや破碎帯の空隙部にグラウトを充填させ、変形性を改善する効果のみが期待され、一般には前述の各種基礎処理工法と併行して用いられるべきものと考えられる。

6.2 止水処理

基礎岩盤の浸透流、特に脆弱部近傍の浸透流は、パイピングによる破壊を生じさせるほか、間隙水圧として有効応力を減じた材料としての強度を減じさせる結果、基礎岩盤の力学的安定性をも損うことになる。特にアーチダムの基礎岩盤の場合、ダムの厚さが薄いとから動水勾配が大きくなり、パイピング防止のための止水処理は重要である。このようなことからアーチダムではカーテングラウチングのほかに、図 6-21 のように上下流面フィレットから放射状に 2 次コンソリデーショングラウチング（補助カーテングラウチング）が行われる。

しかしこのような重要性の反面、基礎岩盤内の浸透流解析はいまだ十分に確立していないのが現状である。これは、アーチダムの基礎岩盤内の浸透流は亀裂内の浸透流であり、Darcy 則として取扱うよりむしろ管路流として取扱わなければならないこと、またそれには亀裂分布を統計的に処理しこれを取入れなければならないことなど困難な問題が多く存在

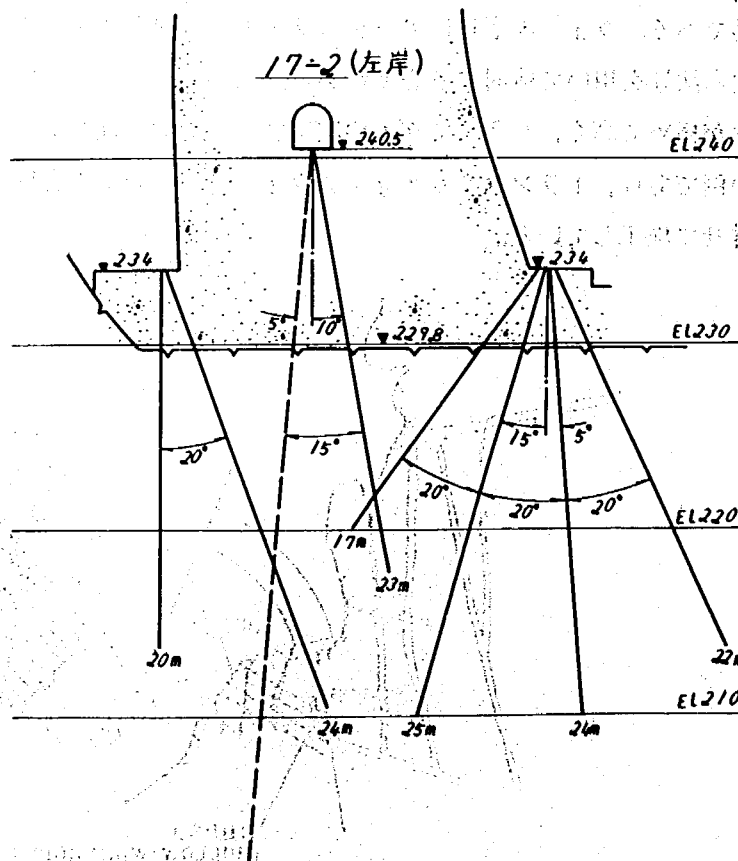


図 6-21 2 次コンソリデーショングラウチング

しているためと思われる。現在、基礎岩盤内の浸透流は便宜上 Darcy 則に従うものとして解析されている。その場合、 1 Lu は $1 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ として換算されている。しかし、管路流と Darcy 則に従う流れとは本来全く異なった流れであり、その取扱いに注意しないと誤った処置を招きかねないので十分注意しなければならない。

止水設計、特にグラウチングの設計は現在のところ経験（過去の実例や経験則）に基づいて行われている。今後はさらに理論的裏づけを行っていく必要がある。

この論文は、基礎岩盤内の浸透流の解析に関するものである。基礎岩盤内の浸透流は、管路流と Darcy 則に従う流れとは本来全く異なった流れであり、その取扱いに注意しないと誤った処置を招きかねないので十分注意しなければならない。現在、基礎岩盤内の浸透流は便宜上 Darcy 則に従うものとして解析されている。その場合、 1 Lu は $1 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ として換算されている。しかし、管路流と Darcy 則に従う流れとは本来全く異なった流れであり、その取扱いに注意しないと誤った処置を招きかねないので十分注意しなければならない。今後はさらに理論的裏づけを行っていく必要がある。

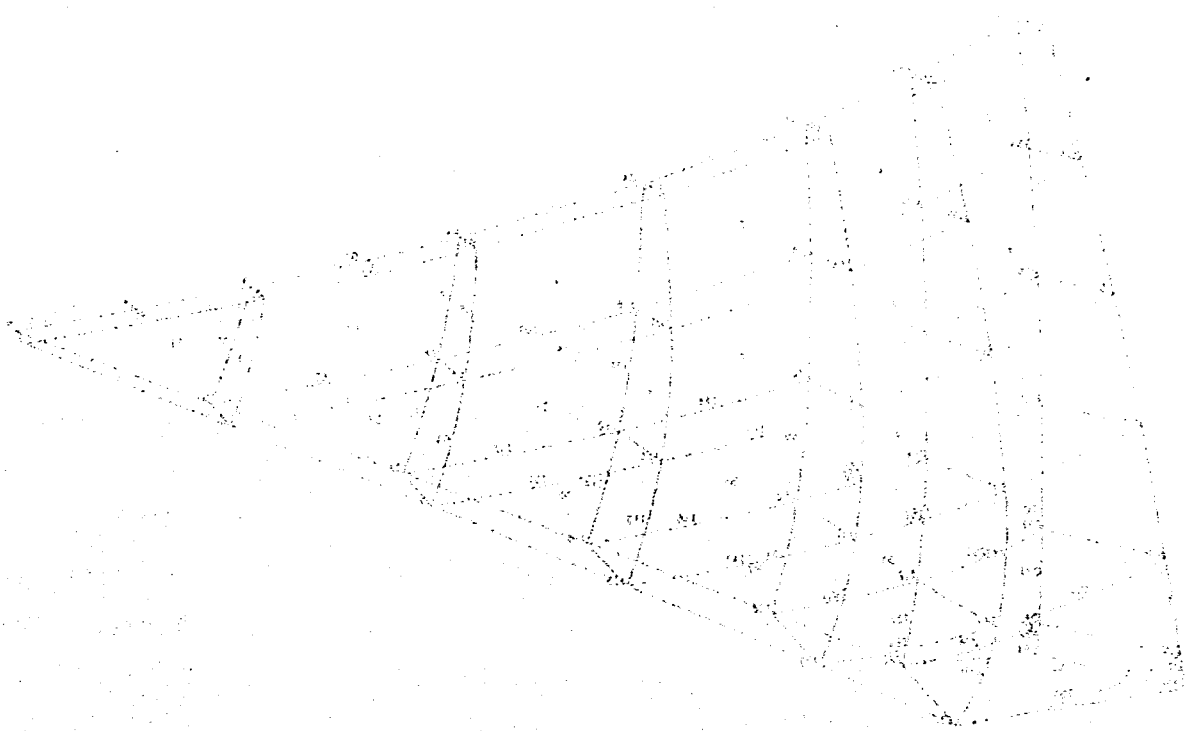


図 1 基礎岩盤内の浸透流の解析

7. 3次元有限要素法の利用

7.1 3次元有限要素法の適用性

アーチダムの堤体および基礎岩盤の力学的な解析手法として、現在のところ荷重分割法、2次元有限要素法、模型実験法などが利用されている。

堤体設計に限ってみると、荷重分割法は精度上必ずしも適切な手法ではなく、模型実験法は経費がかさむことまた長期間かかることなど必ずしも合理的設計法ではない。このようなことから、弾性理論に基づく数値解析手法として3次元有限要素法が脚光を浴びてきており、将来的には模型実験に代る最終的な応力検証法として確立されるものと考えてよいであろう。現在のところ、3次元有限要素法による堤体応力解析も種々検討され、また精度上の検討も多々試みられ、応力解析手法としては十分確立されつつあるが、いまだ最終的な応力検証法として体系づけるには細部において今一步の検討が必要であると考えている。図7-1から図7-4は有限要素法によるアーチダムの堤体応力解析結果を示したものである。このうち、ASKAは3次元要素を用いた解析手法であり、ADAP-2はシェル要素を主体として着岩部付近に3次元要素を用いた解析手法である。これら2つの有限要素法の解析結果は概ねよく一致しているが、荷重分割法の解析結果との関係は、第2章で述べた荷重分割法と模型実験法との関係とあまりよく合致していない。しかし、他の理論解の求められている構造系では有限要素法の精度はかなり高いことが確認されており、アーチダム堤体の解析においてもかなり精度が高いはずであると思われるが、今後さらに詳細な検討が必要であろう。

また基礎岩盤の応力解析法にも3次元有限要素法による解析が試みられており、真名川ダムや川治ダムにおける実績があげられる。

なお、3次元有限要素法の詳細については別途説明を加える予定であり、ここでは割愛することにする。

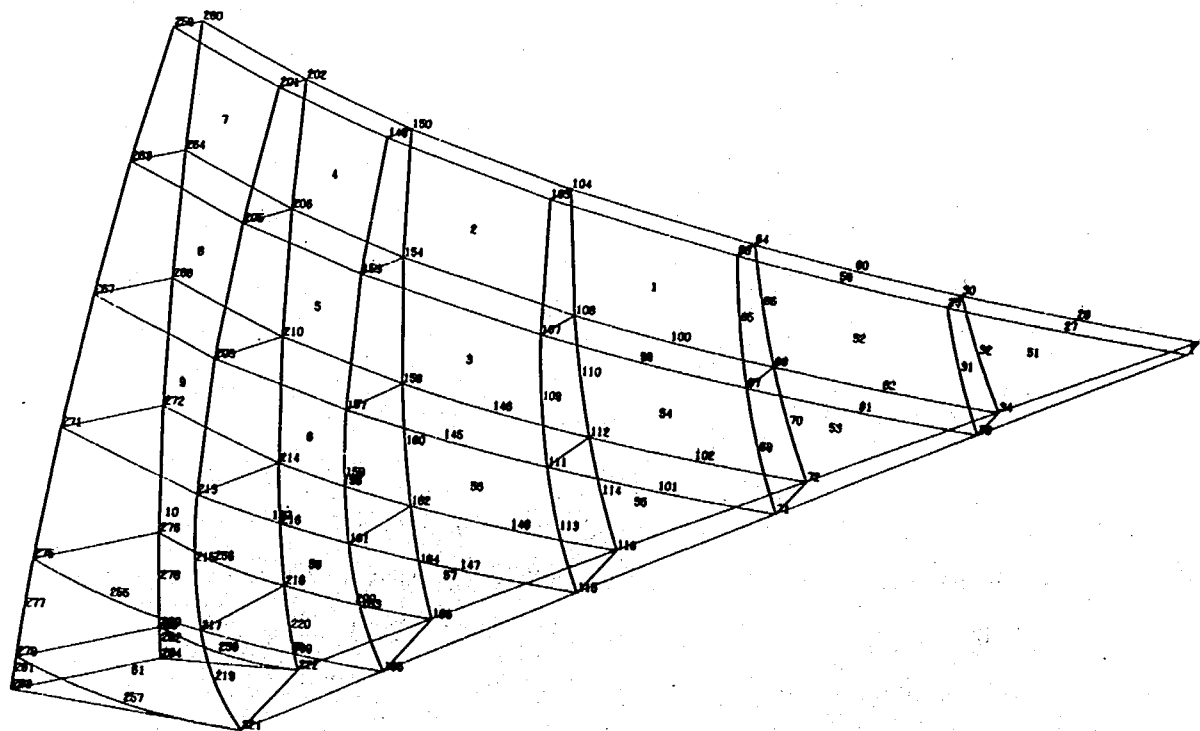


図7-1 要素分割図

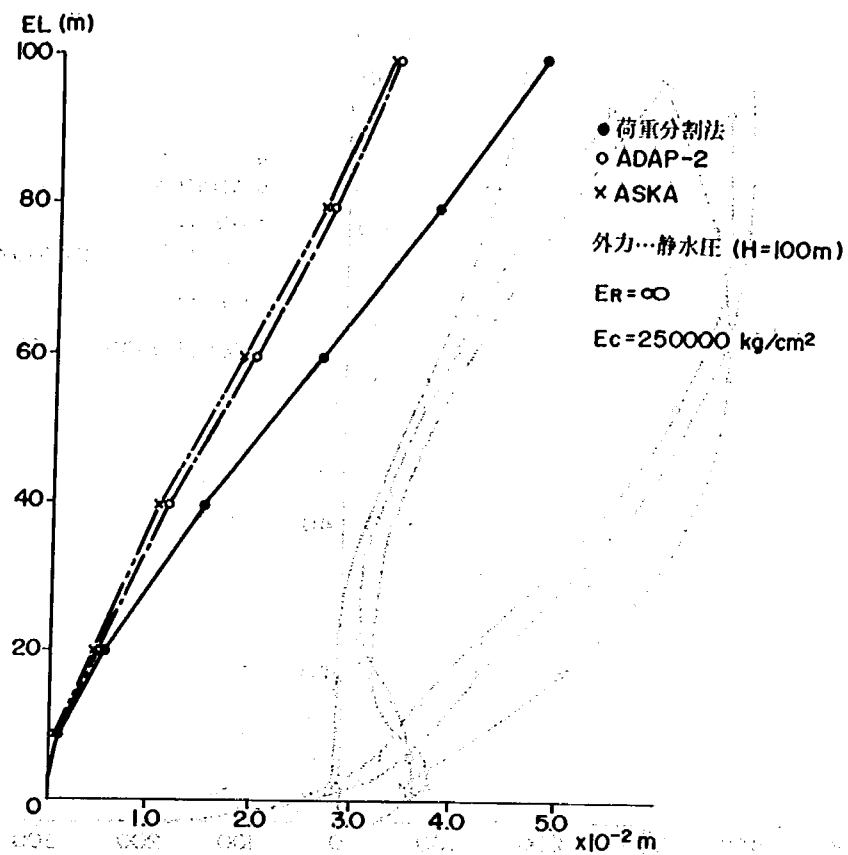


図7-2 クラウンにおける半径方向変位

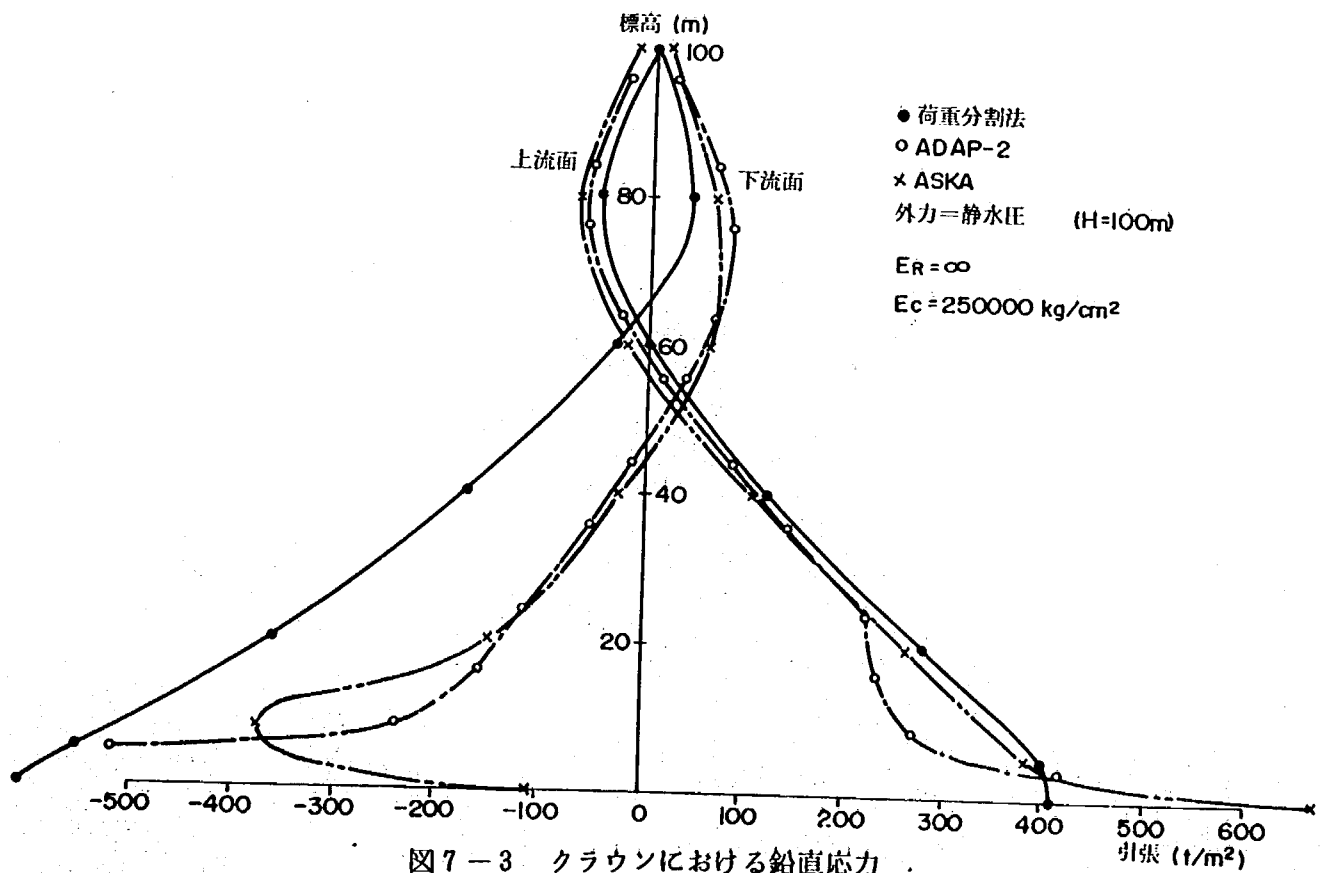


図7-3 クラウンにおける鉛直応力

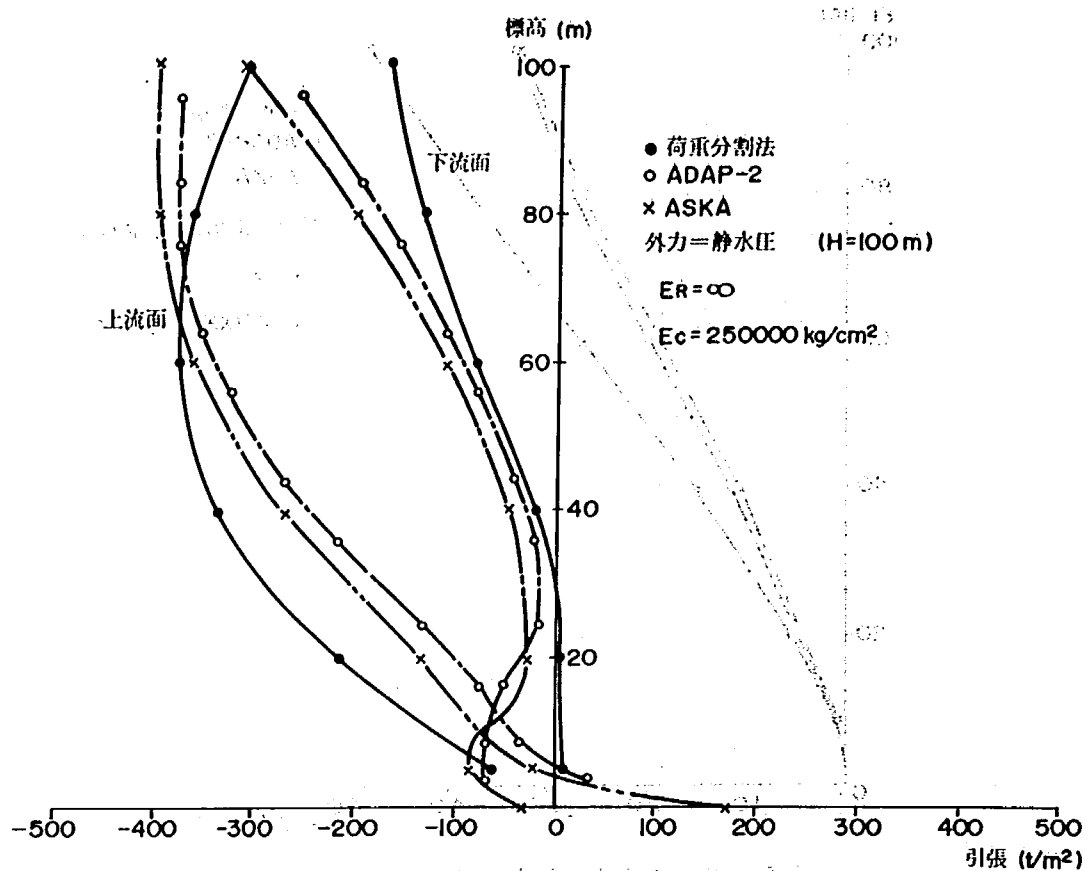
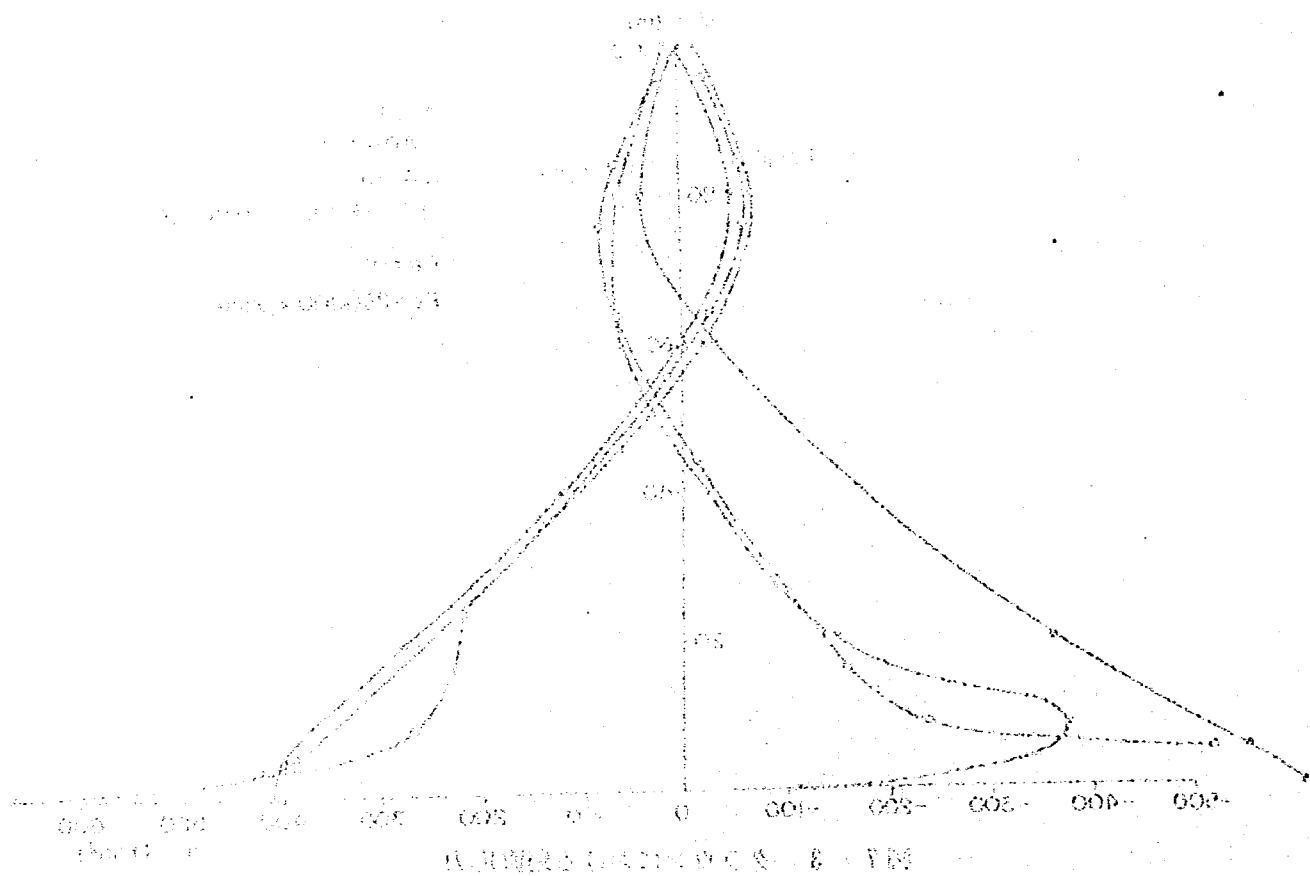


図7-4 クラウンにおける水平応力



アーチダムの設計

ISSN0386-5878号

土木研究所資料第1642号

昭和56年3月(1981)

ダム構造研究室

斎藤孝三・永山 功

矢沢克敏・白江健造

キーワード:

要旨

郵便はがき

切手をは
て下さい

305-□□

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1642号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印