

土木研究所資料

構造模型実験ならびに有限要素法による
アーチダムの応力解析とその精度に関する検討

昭和63年 1 月

建設省土木研究所
ダム部ダム構造研究室

「Copyright © (1988) by P. W. R. I.

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

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

構造模型実験ならびに有限要素法による アーチダムの応力解析とその精度に関する検討

ダム構造研究室 室長 大薮 勝美
主 研 永山 功
片平 博

要 旨

アーチダムの設計における応力の最終検証法である構造模型実験の精度について検討を行った。また、これに合せて三次元有限要素法によるアーチダムの応力解析を実施し、実験結果との比較から、設計手法としての適用性について検討を行った。この結果、模型実験の精度上の問題点が明らかにされ、有限要素法の精度についても確認できた。

キーワード：模型実験，有限要素法，荷重分割法，アーチダム

まえがき

アーチダムの構造設計における最終的な堤体内応力の検証は、これまで構造模型実験によって行われてきた。しかし、構造模型実験は、多大の工期と費用を必要とし、また模型の製作過程や実験手法上ある程度の実験誤差を有することはまぬがれないため、より経済的で精度の高い解析手法の確立が望まれていた。

一方、有限要素法をアーチダムの最終的応力検証法として利用する試みは古くより行われていたが、使用要素数の制限から精度上の制約を受け、材料としてのコンクリートの強度を最大限に利用するアーチダムの設計において模型実験に代わるだけの信頼性を持つ解析結果を得られるか否かに確信がもてなかったのが現状であった。しかし、近年スーパーコンピュータの出現により、大マトリックスの演算のような大容量の計算を極めて高速に行うことが可能となり、精度の高い三次元構造解析が短時間、廉価に行えるようになった。このため、アーチダムの最終的応力検証法として三次元有限要素法の利用が十分に考えられるようになってきている。

当研究室においては、これまで多数のアーチダムの構造模型実験を実施してきており、この中で既に構造模型実験におけるいくつかの誤差要因が指摘されてきているが、本報告は、実験精度の検討を主たる目的とした構造模型実験を新たに実施することにより、構造模型実験中に生じる各種誤差要因の影響度を把握し、これに基づいてアーチダム構造模型実験の精度について検討を加えたものである。また構造模型実験にあわせて三次元有限要素法によるアーチダムの応力解析を実施し、両者の結果を比較検討することにより、アーチダムの構造設計における三次元有限要素法の適用性についても考察を加えた。

目 次

まえがき

1. アーチダム構造模型実験の概要とその問題点	1
1.1 アーチダムの構造設計における構造模型実験の位置付け	1
1.2 構造模型実験の概要	1
1.2.1 相似律	1
1.2.2 構造模型実験の方法	2
1.3 構造模型実験の問題点	7
1.3.1 模型製作にかかわる問題点	7
1.3.2 実験装置にかかわる問題点	8
1.3.3 実験条件にかかわる問題点	8
2. 構造模型実験の精度に関する検討	10
2.1 構造模型実験の概要	10
2.2 構造模型実験の精度に関する検討	13
2.2.1 模型の縮尺	13
2.2.2 模型の弾性係数	14
2.2.3 載荷装置	18
2.2.4 実験室内の温度変化	19
2.2.5 油圧ジャッキのセッティング	20
2.2.6 模型台側壁の剛性	21
2.2.7 油圧ジャッキによる集中荷重	27
2.2.8 構造模型実験の精度	35
2.3 構造模型実験の精度に関する追加検討	37
2.3.1 載荷重の大きさ	37
2.3.2 洪水吐の切り欠きによる影響	59
3. 数値解析によるアーチダムの構造解析法の概要とその問題点	66
3.1 アーチダムの構造設計における数値解析法の位置付け	66
3.2 荷重分割法	66
3.2.1 荷重分割法の概要	66
3.2.2 荷重分割法の解析上の仮定と精度	69
3.3 三次元有限要素法	71
3.3.1 三次元有限要素法の概要	71
3.3.2 有限要素法の解析上の仮定と精度	73
4. 構造模型実験と数値解析の比較	79

4.1 概説	79
4.2 模型実験と荷重分割法の比較	79
4.2.1 半径方向たわみの比較	79
4.2.2 水平応力, 鉛直応力の比較	79
4.2.3 主応力の比較	80
4.2.4 断面力の比較	80
4.2.5 荷重分割法の精度	81
4.3 模型実験と三次元有限要素法の比較	96
4.3.1 半径方向たわみの比較	96
4.3.2 水平応力, 鉛直応力の比較	96
4.3.3 主応力の比較	97
4.3.4 断面力の比較	97
4.3.5 有限要素法の精度	98
5. 結論	111
あとがき	113

図, 目次

図-1.1	アーチダム構造模型実験概要図	2
図-1.2	石膏の応力ひずみ特性	4
図-1.3	珪藻土と石膏の配合比と弾性係数との関係	4
図-1.4	三方向ひずみゲージ	6
図-1.5	ホイートストンブリッジ回路	6
図-1.6	油圧ジャッキおよびアタッチメント	9
図-2.1	油圧ジャッキの配置位置	11
図-2.2	ダム上流面のひずみ測定位置	11
図-2.3	ダム下流面のひずみおよびたわみ測定位置	12
図-2.4	岩盤表面のひずみ測定位置	12
図-2.5	岩盤の境界条件の検討	13
図-2.6	堤体と岩盤の弾性係数の比のちがいによる応力分布の比較	16
図-2.7	室温の変化によって生じるひずみ	19
図-2.8	ジャッキのセッティングのちがいによって生じるデータのバラツキの例	20
図-2.9	1・2号模型の堤体表面ひずみ分布の比較	22
図-2.10	1・2号模型の岩盤表面ひずみ分布の比較	26
図-2.11	模型の配置図	21
図-2.12	ひずみ分布の補正	28
図-2.13	水圧荷重とジャッキ荷重の曲げモーメントの比較	34
図-2.14	載荷および計測パターン	37
図-2.15	荷重の増加に伴う着岩面付近のひずみ履歴	38
図-2.16	荷重レベルのちがいによる半径方向たわみの比較	41
図-2.17	実験から得られる応力コンター図	42
図-2.18	荷重レベルのちがいによる応力分布の比較	45
図-2.19	実験から得られる主応力図	49
図-2.20	荷重レベルのちがいによる断面力の比較	55
図-2.21	切り欠き部の有無による応力分布の比較	60
図-2.22	切り欠きを有する場合の主応力図	64
図-3.1	荷重分割法の要素分割	67
図-3.2	荷重分割法における変位の調整	68
図-3.3	片持梁要素の振れ	69
図-3.4	等価展開図	70

図一 3.5	三次元要素	71
図一 3.6	要素の変形特性	72
図一 3.7	ダム堤体および基礎岩盤の要素構成	73
図一 3.8	いかり円輪モデル	74
図一 3.9	いかり円輪の内側接線方向応力	74
図一 3.10	要素分割の粗密と応力分布の比較	75
図一 4.1	模型実験と荷重分割法の半径方向変位の比較	83
図一 4.2	荷重分割法から得られる応力コンター図	84
図一 4.3	模型実験と荷重分割法の応力分布の比較	86
図一 4.4	荷重分割法から得られる主応力図	90
図一 4.5	模型実験と荷重分割法の断面力の比較	92
図一 4.6	模型実験と有限要素法の半径方向変位の比較	99
図一 4.7	有限要素法から得られる応力コンター図	100
図一 4.8	模型実験と有限要素法の応力分布の比較	101
図一 4.9	有限要素法から得られる主応力図	105
図一 4.10	模型実験と有限要素法の断面力の比較	107

1. アーチダム構造模型実験の概要とその問題点

1.1 アーチダムの構造設計における構造模型実験の位置付け

アーチダムは堤体材料としてのコンクリートの強度を最大限に利用する構造物であることから、その設計に際しては貯水圧などの荷重によって堤体内に生じる応力を正確に求める必要がある。一方、アーチダムの最適形状を決定するには、ダムサイトの地形、地質条件を考慮しながら試行錯誤的に堤体形状を選定し、その応力状態を検討していかなければならないため、最終的なダムの形状を得るまでには数多くの応力解析が必要となる。したがってこの段階の応力解析には簡便廉価な解析方法である荷重分割法が広く用いられている。ところが、荷重分割法はその解析を容易にするためにその手法中に多くの仮定を含んでいることから、その解析精度は必ずしも高くはないと言われている。このためアーチダムの構造設計においては、荷重分割法による検討から得られた堤体形状に対して構造模型実験を実施し、その応力状態を検証することが必要になる。すなわち、アーチダムの構造設計における構造模型実験は、アーチダム堤体内に生じる応力状態を正確に把握し、ダムの構造的安定性を確認する最終手段として位置付けられており、このため常に精度の高い実験、解析が要求されてきた。このような位置付けから、アーチダムの構造模型実験は常に細心の注意を払って実施され、また多くの実績と併せて、その精度は非常に高いものとして評価されてきた。このため数値解析技術の進歩した現在においても、構造模型実験はアーチダム設計上重要な位置を占めている。アーチダムの構造設計がこのようにその安全性を十二分に確認する形で実施されてきたことは高く評価すべきことであるが、反面、構造模型実験の精度が絶対視され、これが数値解析を用いたアーチダム設計法の合理化の流れを妨げてきたこともあながち否定できない。本章では、アーチダムの構造模型実験の概要を述べ、あわせてその問題点を整理するものとする。

1.2 構造模型実験の概要

1.2.1 相似律

アーチダムの構造模型実験を実施するに際しては、模型と実物の間に力学的な相似性が保たれていることが必要である。これを満足するための法則が相似律である。Buckinghamの π 定理によれば、静的な構造力学問題における物理方程式は常に次の形で表わされる。

$$\phi\left(\frac{wL}{p}, \frac{p}{E}, \nu, \frac{u}{L}, \frac{\sigma}{E}, \epsilon\right) = 0 \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに、 w ：単位体積重量、 L ：長さ、 p ：圧力、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比、 u ：変位、 σ ：応力、 ϵ ：ひずみである。したがって相似律を満足するためには、実物と模型の間において(1.1)式の各項の値が一致していなければならない。このためには、 μ 、 λ を任意定数として、実物 p と模型 m の間に次の関係が成立しなければならない。

$$\begin{aligned} \frac{L_m}{L_p} &= \mu & \frac{E_m}{E_p} &= \lambda & \frac{\nu_m}{\nu_p} &= 1 & \frac{p_m}{p_p} &= \lambda & \frac{w_m}{w_p} &= \frac{\lambda}{\mu} \\ \frac{u_m}{u_p} &= \mu & \frac{\sigma_m}{\sigma_p} &= \lambda & \frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} &= 1 & & & & \dots\dots\dots (1.2) \end{aligned}$$

ただし、弾性領域内の実験に限れば重ね合わせの原理が成立するから、荷重を k 倍すれば、変位、ひずみ、応力も同じく k 倍になるという性質がある。したがって (1.2) 式に代わって次の関係が成立すればよいことになる。

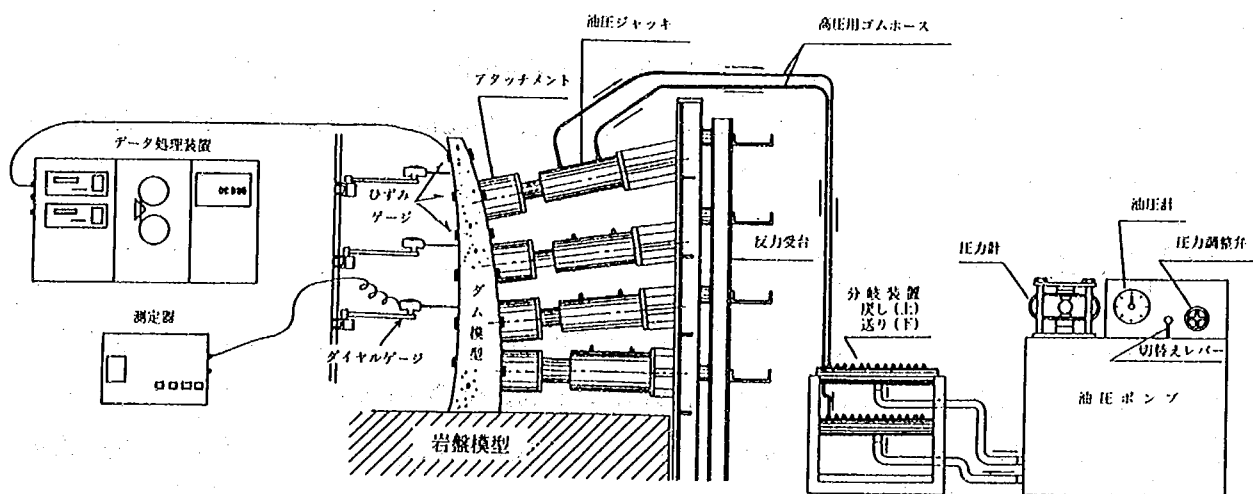
$$\frac{L_m}{L_p} = \mu \quad \frac{E_m}{E_p} = \lambda \quad \frac{\nu_m}{\nu_p} = 1 \quad \frac{p_m}{p_p} = k \lambda \quad \frac{w_m}{w_p} = k \frac{\lambda}{\mu} \quad \dots\dots (1.3.a)$$

$$\frac{u_m}{u_p} = k \mu \quad \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = k \lambda \quad \frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = k \quad \dots\dots\dots (1.3.b)$$

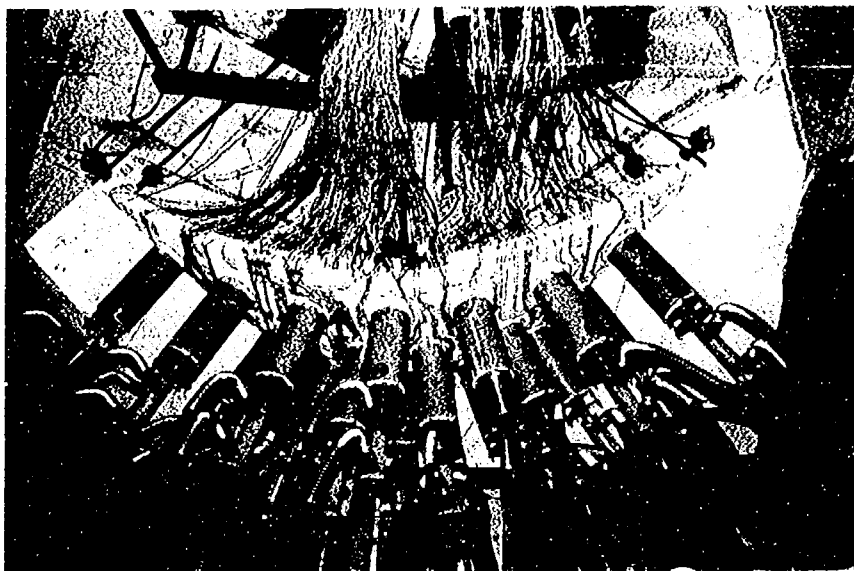
すなわち、構造模型実験に際しては (1.3.a) 式を満足するように実験条件を定め、実験より得られた結果については (1.3.b) 式によって実物の値に換算すればよいことになる。なおアーチダムの構造模型実験ではその実験手法上堤体自重による応力を求めることができないため、計算によって求めた自重応力を実験結果に加算する方法が用いられている。このため (1.3.a) 式における単位体積重量 w の項は無視することができ、したがってポアソン比 ν の値を実物に一致させれば、定数 k , μ , λ の値を適当に設定することにより、模型の寸法 L , 弾性係数 E , 荷重 p は任意に定めることができる。これは構造模型実験を実施する上で極めて有利な性質であるといえる。

1.2.2 構造模型実験の方法

アーチダムの構造模型実験においては、石膏および珪藻土を用いて縮尺 1/100 ~ 1/200 程度（模型の堤高 70cm 程度）の模型を製作し、これに 20~30 本の油圧ジャッキを用いて設計荷重を載荷し、堤体表面に貼付した抵抗線型ひずみゲージによってそのひずみを測定し、これから堤体の応力を求めている。以下、その概要について述べる（図— 1.1 および写真— 1.1 参照）。



図—1.1 アーチダム構造模型実験概要図



写真—1.1 アーチダム構造模型実験

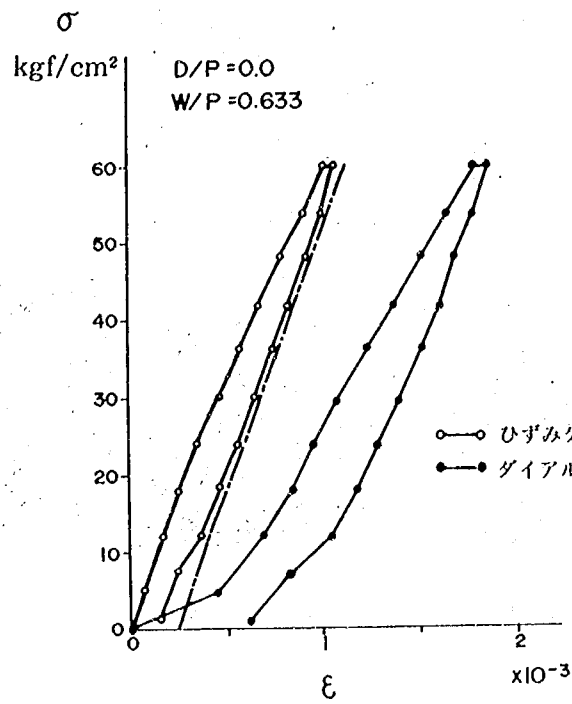
(1) 模型材料

模型材料に必要な条件としては、①実物との間に力学的相似性を満足していること、②測定の都合上材料の変形性がある程度大きいこと、③载荷重に対して材料の弾性限界、強度が十分大きいこと、があげられるが、1.2.1に述べたように弾性領域の実験では①の力学的相似性の条件は大幅に緩和され、実物と同一のポアソン比を有し、またアーチダム堤体と基礎岩盤の弾性係数比を表現できる材料であれば、模型材料として任意の材料を用いることが可能である。しかし一般には②、③の理由および施工性の観点から、石膏と珪藻土の混合物が広く用いられている。

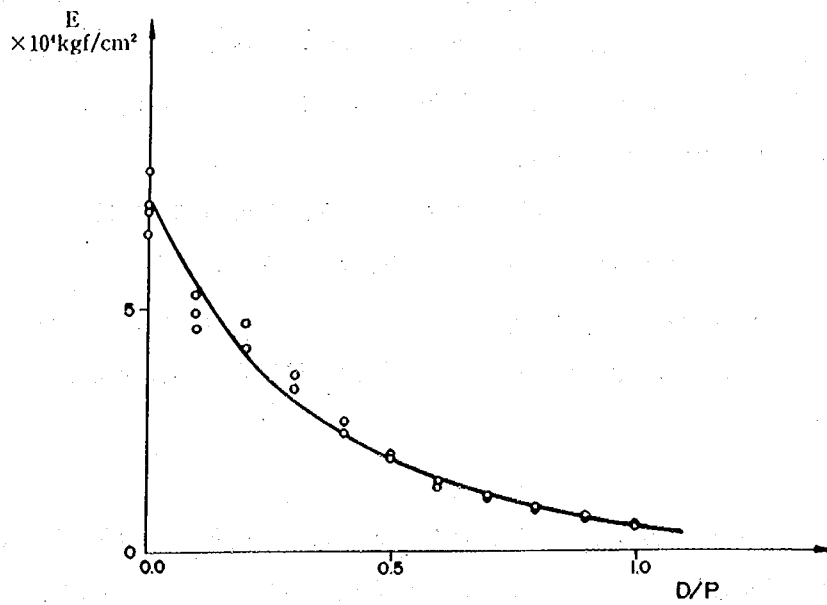
石膏と珪藻土の混合物の応力ひずみ特性を図—1.2に示すが、この材料は比較的高い応力レベルまで弾性的な挙動を示し、またポアソン比もコンクリートと同程度（約0.2）である。またこの材料の最大の特徴は、図—1.3に示すように、石膏と珪藻土の配合比を変えることにより弾性係数を70000～5000 kgf/cm²程度の範囲で任意に設定することができ、これによって堤体と基礎岩盤の弾性係数の差を容易に模型に取込むことができることである。

(2) 模型製作

模型は、堤体模型、岩盤模型に分けて別々に製作し、後に両者を接着するのが一般である。岩盤模型の製作は、模型実験台の上に型枠をセットし、そこに材料を流し込むことによって行う。基礎岩盤の概略形状は型枠によって表現するが、詳細な形状は材料の硬化後、これを切削して表現する。堤体模型は、座標計算の下に正確な鋳型を造り、その中に模型材料を流し込むことによって製作する。模型材料（石膏、珪藻土、水）の練混ぜは材料内に気泡を生じさせない目的から手練りによって丁寧に行う。石膏の打込み作業は石膏が硬化しないうちに速やかに完了しなければならない。石膏が硬化した後、型枠を取りはずし、模型が絶乾状態に達するまで室温を35～40℃の一定値に保ち乾燥養生を行う。一般に堤体模型は1ヶ月、



図一1.2 石膏の応力ひずみ特性



図一1.3 珪藻土と石膏の配合比と弾性係数との関係

岩盤模型は4ヶ月以上の乾燥期間を必要とする。製作した堤体模型は、ゲージ板を用いて製作精度を確認し、最終的な整形を行う。

模型が完全に乾燥した後、エポキシ樹脂系の接着剤を用いて堤体模型を岩盤模型上の定められた位置に接着する。接着の不完全さは実験に重大な影響を与えることから、接着面全体が完全に接着されるように作業は入念に行われなければならない。接着終了後、模型表面にはラッカーを塗り、湿度変化の影響から模型を保護する。

(3) 載荷装置

構造模型実験に考慮する荷重は水圧荷重が主体であるが、これを模型に載荷するには、次の3つの方法が用いられている。

① 水銀など比重の大きな液体を用いて載荷する方法。

② ダム上流面の形状に合わせて高さ方向に10段程度に区切った形でゴムチューブを製作し、各ゴムチューブ内に所定の油圧を作用させる方法。

③ 20～30本の油圧ジャッキをダム上流面に配置し、これにより載荷する方法。

これらの載荷法のうち、①の水銀による載荷は、載荷重を大きくとれないために計測精度が低い、②のゴムチューブによる載荷は、載荷量を大きくとることができるが、ゴムチューブの製作が困難である、などの問題点があり、最近では③の油圧ジャッキによる載荷法が用いられている。

油圧ジャッキによる載荷法は、模型の上流側に配置した反力受に20～30本の油圧ジャッキを取付け、これによって載荷する方法である。当研究室で所有している載荷装置は、全ジャッキを1台の油圧ポンプにより作動させる方式となっているため、ジャッキの径の選定と配置密度の調整によって載荷重を水圧荷重の分布に近づけている。

この方法によれば、模型と実物とのひずみの比を任意に選定できることから、模型材料の弾性限界内で最大限のひずみ、たわみの測定が可能である。しかし、この方法では堤体上流面に作用する水圧荷重をいくつかの集中荷重に置き換えて作用させることになるため、特に上流面のジャッキ周辺では応力分布に乱れが生じやすく、解析段階においてその補正が必要となる。

(4) 測定

測定に際しては、模型材料の弾性限界内でできるだけ大きな載荷重を採用し、模型に生じるひずみ、たわみをできるだけ大きくすることが望ましい。測定は一般に堤体表面のひずみおよび堤体下流面の半径方向たわみに対して行う。

ひずみの測定は、図—1.4に示すような三方向抵抗線型ひずみゲージ（ロゼット型）を用いて行い、これより主応力の方向と大きさを計算する。ひずみゲージは図—1.5のような回路を構成し、その測定原理は次のとおりである。すなわち、 R_1 は被測定物に貼られたひずみゲージ（アクティブゲージ）であり、載荷重によるひずみと温度変化によって生じるひずみが測定される。一方、 R_2 は温度補償用として被測定物と同一材料で作られた無負荷状態の模型に貼られたひずみゲージ（ダミーゲージ）であり、温度変化によって生じるひずみのみが測定される。したがって電流計Gに流れる電流を求めれば、アクティブゲージとダミーゲージの差、すなわち載荷重によって生じるひずみが測定される。一般に、アーチダムの構造模型

実験では模型を2基製作するので、載荷していない方の模型に貼り付けたひずみゲージをダミーゲージとして利用する。

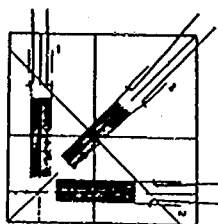
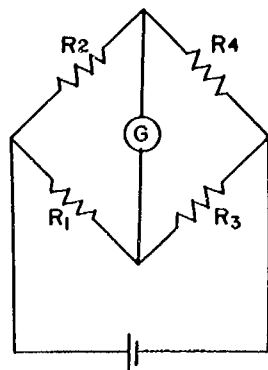


図-1.4 三方向ひずみゲージ



- R1 : ひずみゲージ (active gage)
- R2 : 温度補償用ひずみゲージ (dummy gage)
- R3 : 固定抵抗
- R4 : 固定抵抗
- G : 電流計

図-1.5 ホイートストンブリッジ回路

ひずみの測定点は、荷重分割法による解析結果との比較が行えるように、荷重分割法の解析点を中心に上下流面それぞれ50点程度が選定されるが、上流面についてはジャッキ周辺の応力集中の影響を把握する目的から密な測定が必要となる。模型のたわみは、堤体模型下流面のひずみ測定点とほぼ同じ位置に 1/100 mm ~ 1/1000 mm 目盛のダイヤルゲージを面に垂直（半径方向）に設置して測定する。

測定は10回程度の載荷を繰返しその時々に行う。また測定値は異常値を棄却した後に平均値を求める。なお載荷重は数レベル設定し、弾性限界内でひずみ、たわみの測定が行われているかどうかを確認することが望ましい。

(5) 解析

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。

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_v + \nu \epsilon_H) + \frac{\nu}{1-\nu} p \\ \sigma_H &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_H + \nu \epsilon_v) + \frac{\nu}{1-\nu} p \\ \tau_{HV} &= \frac{E}{1+\nu} \left(\epsilon_D - \frac{\epsilon_v + \epsilon_H}{2} \right) \dots\dots\dots (1.4)\end{aligned}$$

ここに、 σ 、 τ はそれぞれ直応力、せん断応力、 ϵ は直ひずみであり、添字 V, H, D はそれぞれ鉛直、水平、斜め方向 (45° 方向) を意味する。また p は堤体表面に作用する水圧荷重の大きさである。なお主応力の大きさ σ と方向 θ は次式で求められる。

$$\sigma = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)^2 + \tau_{HV}^2}$$

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{HV}}{\sigma_v - \sigma_h} \right) \dots\dots\dots (1.5)$$

模型の応力から実物の応力を換算するには、(1.3)式より

$$\sigma_p = \frac{p_p}{p_m} \sigma_m \dots\dots\dots (1.6)$$

とすればよい。ここで p_m/p_p を応力比と呼び、これを k_p で表す。すなわち、

$$\sigma_p = \frac{\sigma_m}{k_p} \dots\dots\dots (1.7)$$

である。

1.3 構造模型実験の問題点

1.3.1 模型製作にかかわる問題点

構造模型の製作には、実験結果の精度に影響を及ぼす種々の要因がある。ここでは模型の製作過程において生じる問題点について述べる。

① 模型の縮尺： 模型の大きさは、その上限が模型台の大きさで下限が模型の製作精度や測定精度によって定まる。一般には測定精度を確保するため、高さ70～100cm程度の堤体模型が必要となるが、限られた大きさの模型台上でこれを製作するため、岩盤模型の奥行き方向に十分な厚みを確保することが難しく、この境界条件が模型実験の精度に影響を及ぼす要因となる。

② 模型の弾性係数： 模型の弾性係数の信頼性は実験精度を左右する重要な要素である。模型製作にあたっては所定の弾性係数を得るために事前に材料試験を実施し、これに基づき材料の配合比を決定するが、石膏の練り混ぜおよび打設時に石膏内へ気泡が混入することによって、弾性係数がかなり変化することがある。このため、石膏の練り混ぜは手作業によって丁寧にいき、打設に際しても型枠沿いに材料を流し込むなど、気泡の混入を防ぐために最大限の注意が払われるが、それでもある程度の弾性係数の低下は免れない。

③ 模型形状： 堤体模型は、正確に描いた水平アーチスライスを数cm間隔に重ね合わせ、その間を石膏で充填、整形しながら製作した原型模型をもとに鋳型を造り、これを型枠として製作するため、その製作誤差は極めて小さい。養生中の乾燥収縮によって模型が多少変形することは避けられないが、後にゲージ板を用いて修正、検査を行うので、製作誤差は非常に小さいと考えてよい。

④ 接着剤の剛性： 堤体と岩盤の接着に用いる接着剤の弾性係数は、岩盤模型のそれよりも大きく、堤体模型のそれよりも小さくなるように調整される。しかし接着剤自体が適切な弾性係数であっても、接着剤が石膏内に浸透した部分についてはその弾性係数が著しく高くなる。このため、接着作業にあたっては事前に浸透性を抑えた接着剤によって下塗りを行い、接着剤の浸透範囲を抑えるように努めているが、それでもアバットメント付近の材料の弾性係数にある程度の影響が生じるのは避けられない。

1.3.2 実験装置にかかわる問題点

次に実験装置にかかわる問題点について述べる。

① 载荷装置： 载荷装置にかかわる問題点としては、主に油圧ホース内の圧力損失および油圧ジャッキ内の出力損失がある。このうち、油圧ホース内の圧力損失については、ホース内のエア抜きが十分に行われていれば特に問題とはならない。油圧ジャッキ内の出力損失としては、主にラムとシリンダ間の摩擦抵抗による出力損失がある。このため実験に先立ち油圧ジャッキのキャリブレーションが必要である。ただし当研究室の载荷装置は一台の油圧ポンプで全油圧ジャッキを作動させるため、油圧ジャッキの出力損失は直接実験精度に影響する。

② 模型台側壁の剛性： 模型実験では岩盤模型の奥行き方向の厚みが必ずしも十分にとれないのが一般であり、この場合には岩盤模型の境界条件の妥当性と併せて、模型台側壁の剛性が実験精度に及ぼす影響を検討しておく必要がある。特に従来行われているように模型2基を並べて製作する場合（図-2.11参照）、模型台側壁の剛性が不足すると左右岸の境界条件に差が生じ、2基の模型の挙動が互いに異なってくることもある。

③ ジャッキ荷重による载荷法： 現在広く行われている载荷方法は、水圧荷重を油圧ジャッキによって载荷する方法である。しかし、この場合、本来分布荷重である水圧荷重をいくつかの集中荷重に変換して载荷するため、模型内に生じる応力分布は、本来生ずべき応力分布と多少異なったものとなる。またジャッキの周辺には応力集中が生じるため、特に上流面に対しては何らかの方法によって測定値の補正が必要である。また、ひずみから応力を算出する方法は（1.4）式によるが、分布荷重を集中荷重に置き換えた場合、 $p \nu / (1 - \nu)$ の項をどのように補正するかは明確でなく、これが誤差要因となる。

④ ひずみゲージ： ひずみゲージにかかわる問題点としては、ゲージの貼付けや結線の不良、接着剤層による感度低下および貼付け位置、方向のずれがあげられる。ひずみゲージの貼付け作業はこれらの点について十分注意して行う必要があるが、異常値が生じた場合はデータの棄却によって対処することができる。

1.3.3 実験条件にかかわる問題点

次に実験条件にかかわる問題点について述べる。

① 実験室内の温度変化： 模型実験におけるひずみの測定は2枚ゲージ法（アクティブ、ダミーゲージ法）によって行われる。この方法は、アクティブゲージで载荷重と温度変化によるひずみを測定し、ダミーゲージで温度変化によるひずみを測定し、双方の差より载荷重に対するひずみを求めるものである。一般には2基ある模型のうち载荷していない方の模型のひずみゲージをダミーゲージとして用い、温度変化によるひずみを除去している。しかし、実験室内の照明の当り具合、実験室の温度や湿度を調節する空調設備の送風方向などによって、2基の模型の温度条件は必ずしも同一とならないことがある。この場合、2枚ゲージ法では温度補正が不完全となり、局所的な温度変化が実験精度に影響を与えることになる。

② 油圧ジャッキのセッティング： 図-1.6に示すように、油圧ジャッキは反力受の定められた位置に溶接されたジャッキ取付台に据え付けられ、またジャッキの先端には、模型表面へ偏心荷重が作用するのを避け、载荷面の密着性を完全にするため、球座を介してアタッチメントが取付けられている。ジャッキ

の据付け作業においてはアタッチメントの先端をダム堤体の定められた位置に正確にセットしなければならない。この作業は、ジャッキにわずかに油圧を送ることによってラムを伸ばしながら1本ずつ慎重に行うが、限られたスペース内での作業であることから、容易にアタッチメントに手が届かない部分があり、かなり厳しい姿勢での作業にならざるを得ない。このため、場所によってはセッティングの位置が多少ずれることはどうしても避けられない。

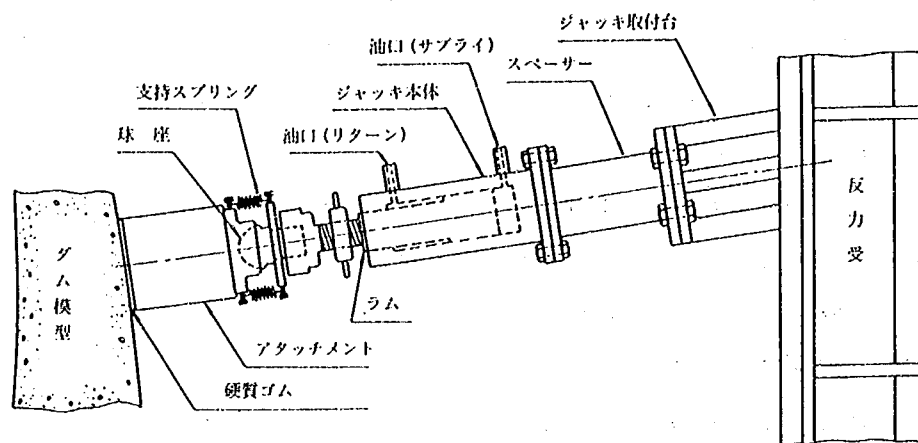


図-1.6 油圧ジャッキおよびアタッチメント

③ 載荷重の大きさの設定： 実験精度を高めるためには、材料の弾性限界を超えない範囲で載荷重を最大限に大きくすることが好ましい。しかし石膏の引張強度は岩盤模型では一般に 10kgf/cm^2 以下であり、これが載荷重を大きくするための障害となる。アーチダムの構造設計においては引張応力が極力生じないように堤体形状が決定されるが、多少の引張応力の発生はやむを得ない。また、模型実験においては自重に対する相似律は満足されておらず、実際には相似律によって定まる材料よりも遙かに軽い材料を用いて実験を行っている。したがって自重応力を無視したような形で実験を行っていることになり、堤体内には大きな引張応力が発生する個所が生じ、ともすれば比較的低い荷重レベルから局所的に引張破壊が生じる可能性がある。このことから載荷重の設定は慎重に行うべきであり、引張応力の発生が予想されるような個所では引張破壊が生じていないかどうかの詳細な観察が必要である。これを怠ると、局所的な引張破壊によって応力の再配分が行われた後の応力を測定し、これを真値と見誤ってしまうことにもなるので注意が必要である。

2. 構造模型実験の精度に関する検討

2.1 構造模型実験の概要

構造模型実験の精度については、これまでの多数の実験結果から、1.3で述べたような種々の誤差要因が指摘されているが、今回これらの誤差要因について具体的に検討することを目的として構造模型実験を実施した。実験を行ったアーチダム模型の諸元および実験概要を表-2.1に示す。なお、模型に対応する実物のアーチダムは、堤高140m（模型の形状の縮尺1/200）、堤体の弾性係数250000 kgf/cm²（模型の弾性係数の縮尺1/4）を想定しており、実験から得られるたわみ、ひずみ、および応力の値はすべてこの実物のダムに生じる値（以下、これを実物換算値という）に換算して整理した。

今回の実験で特徴的な点について述べると、

- ① 水圧荷重をジャッキ荷重に変換して載荷することによって生じる応力分布の乱れを詳細に観察する目的から、上流面のひずみ測定においてはひずみゲージを可能な限り密に配置したこと。
- ② 油圧ジャッキによる荷重の載荷レベルを3段階に設定し、載荷重の増加に伴う局所的な破壊の発生の有無とこれに伴う応力分布の変化を詳細に捉えようとしたこと。
- ③ 岩盤への応力の伝達を見るために、岩盤模型表面にひずみゲージを配置したこと。

などである。

油圧ジャッキの据付け位置を図-2.1に、ダム堤体上流面のひずみの測定位置を図-2.2に、下流面のひずみ、たわみの測定位置を図-2.3に岩盤表面のひずみの測定位置を図-2.4に示す。

表-2.1 実験条件

(1) 模型条件	
模型基数	2基
堤体形状	放物線アーチダム
堤体模型寸法	ダム高70cm, 堤頂長175cm, 天端中心角75°, (縮尺1/200)
岩盤模型寸法	縦145cm, 横220cm, 高さ120cm
弾性係数(製作目標)	堤体 62,500 kgf/cm ² , 岩盤 30,000 kgf/cm ² (縮尺1/4)
ポアソン比	0.2
(2) 載荷条件	
設計荷重	設計洪水水位(地震荷重なし)
載荷方法	油圧ジャッキ法, ジャッキ本数22本
載荷荷重レベル	応力比 $k_p = 0.15, 0.20, 0.25$ の3通り
載荷回数	各荷重レベルに対して10回
(3) 測定条件	
堤体ひずみ測定	10mm 3方向ロゼット型ひずみゲージ(上流面98点, 下流面53点)
岩盤ひずみ測定	10mm 3方向ロゼット型ひずみゲージ(1点) 20mm 1方向ひずみゲージ(19点)
堤体たわみ測定	1/100 mm変位変換器(下流面半径方向53点)

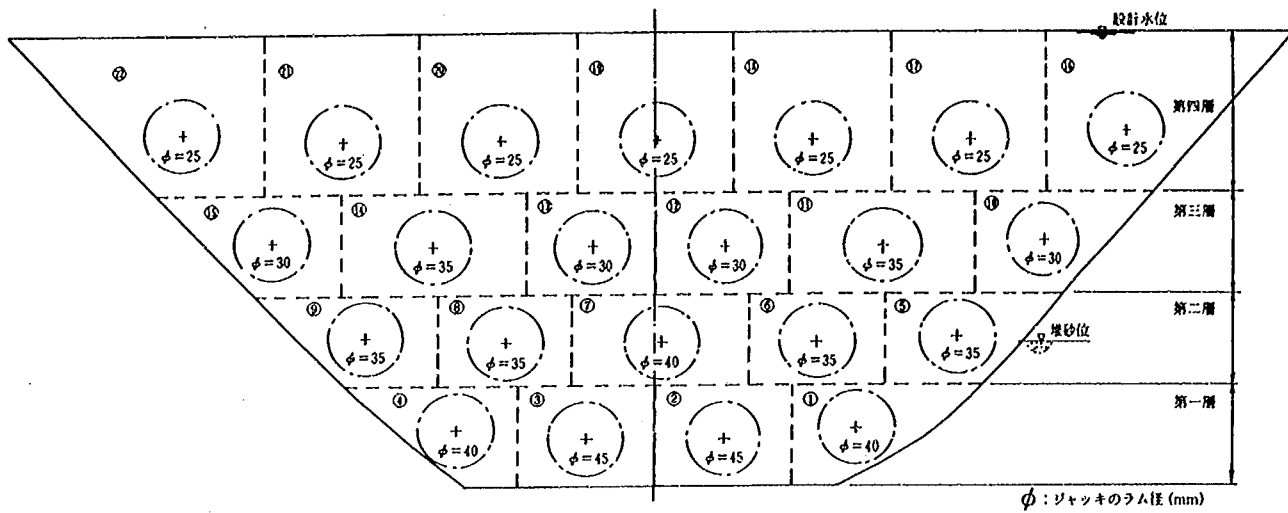


図-2.1 油圧ジャッキの配置位置

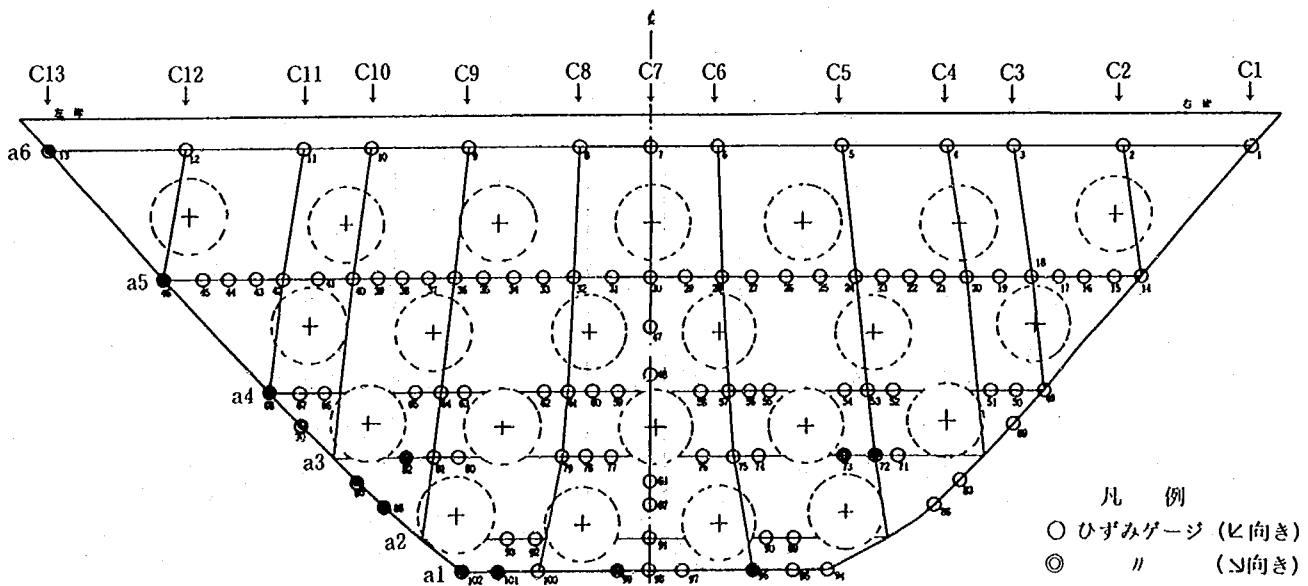


図-2.2 ダム上流面のひずみ測定位置

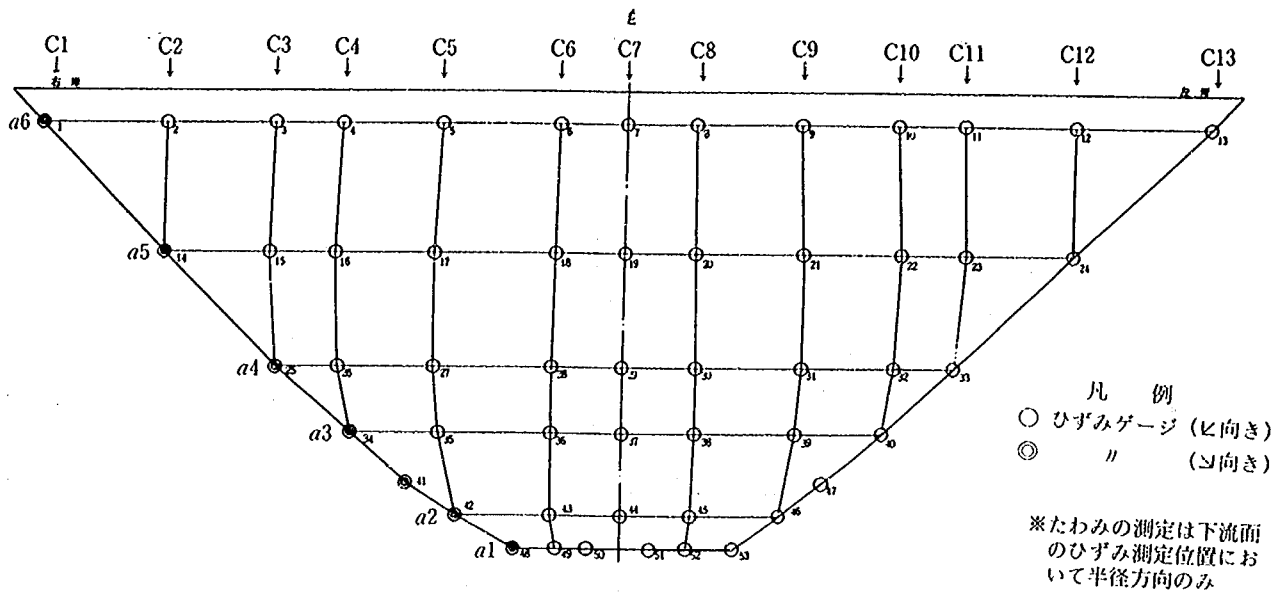


図-2.3 ダム下流面のひずみおよびたわみ測定位置

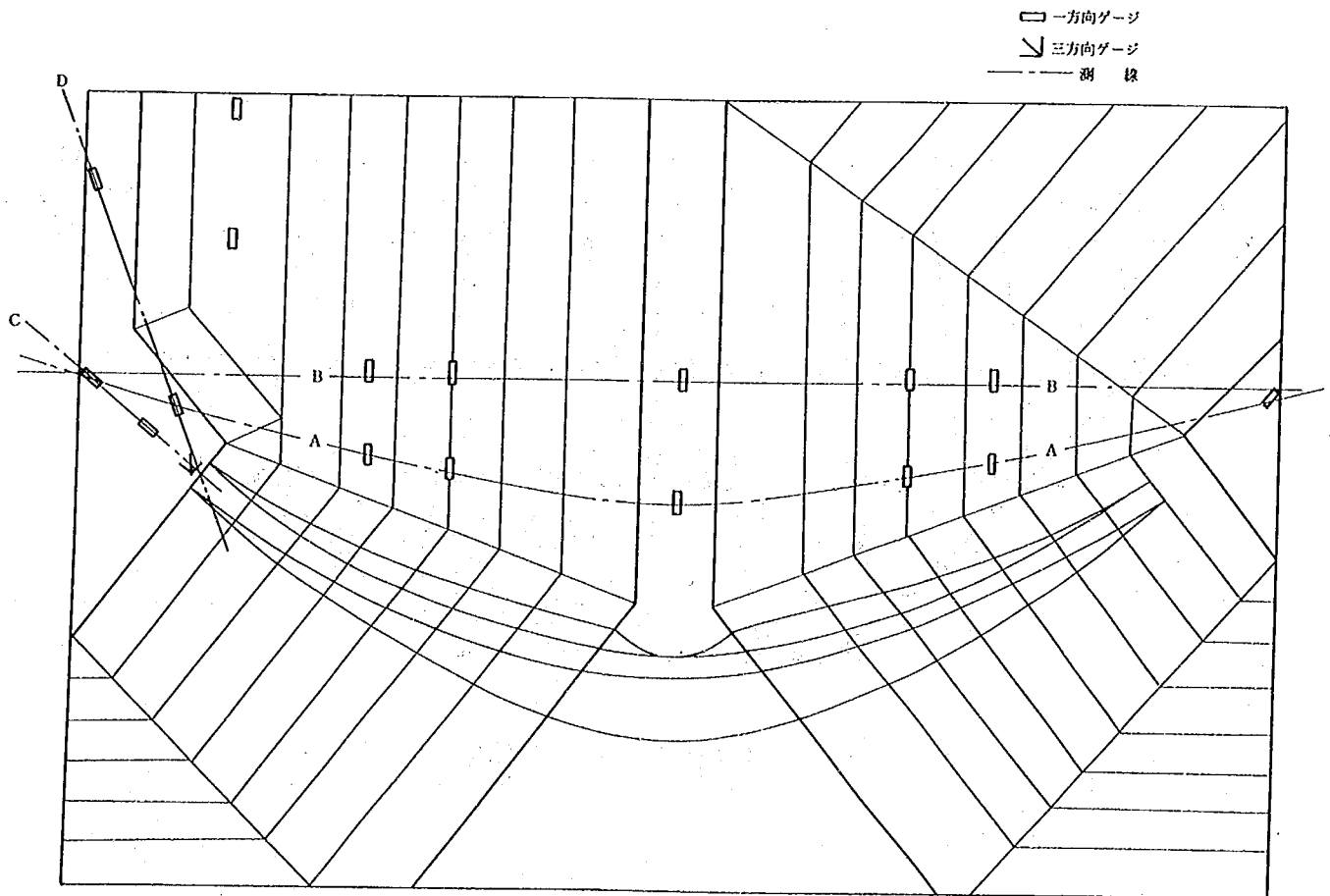


図-2.4 岩盤表面のひずみ測定位置

2.2 構造模型実験の精度に関する検討

2.2.1 模型の縮尺

模型の寸法は、測定精度と模型台の大きさとの関係から、従来の実績を踏まえて堤高70cmとした(1/200の縮尺に相当)。この縮尺の良否について、基礎岩盤模型の大きさが堤体応力分布に及ぼす影響を数値解析的に検討するものとし、荷重分割法に基づいて片持梁要素とアーチ要素をとりだし、2次元有限要素法による解析を行った。境界条件の模式図を図-2.5に示すが、この計算結果から、鉛直断面については特に問題はないが、水平方向断面については境界が十分遠方にある場合に比較し、実物に換算した場合、上流面着岩部付近で3 kgf/cm²、下流面クラウン付近で2 kgf/cm²程度の差が確認された。したがって、基礎岩盤の境界条件が堤体応力に及ぼす影響は実物換算値で2～3 kgf/cm²程度あるものと考えてよい。ただしこの場合、基礎岩盤の境界条件は固定として数値解析を行ったが、実際には境界における変位(固定の不完全さ)が精度上重要な影響を及ぼすことが明らかになった。これについては、2.2.6において詳しく述べる。

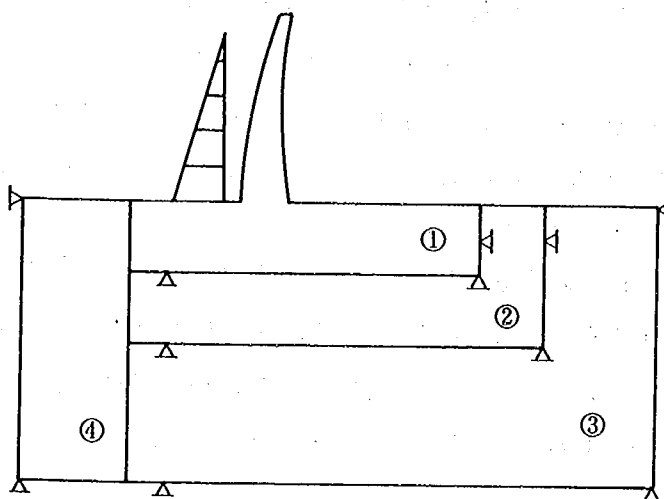


図-2.5 (1) 岩盤の境界条件の検討(鉛直断面, 4 ケース)

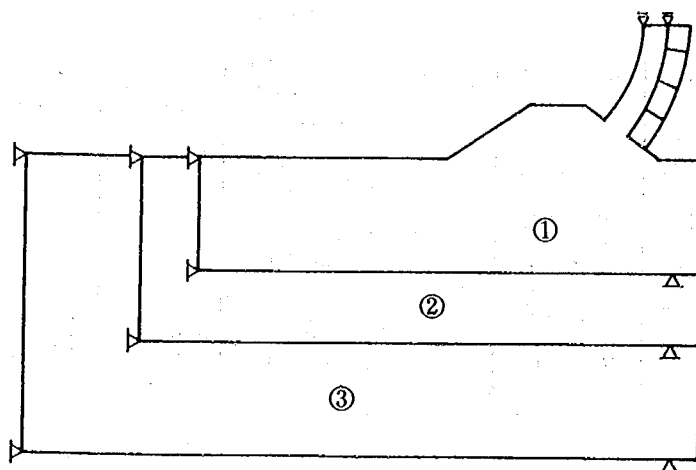


図-2.5 (2) 岩盤の境界条件の検討(水平断面, 3 ケース)

2.2.2 模型の弾性係数

模型の製作目標弾性係数は、堤体で 62500 kgf/cm²、岩盤で 30000 kgf/cm²である。模型の弾性係数の検証は、模型製作時に材料をモールド (φ10×20cm) に採取し円柱供試体を製作して試験する方法と、実際に製作した模型から供試体 (採取供試体と呼ぶ) を切り出して試験を行う方法の2通りによって行った。

円柱供試体による試験については、約半数の供試体を打設後乾燥炉内において強制的に乾燥させ、絶乾状態に達した時点で弾性係数を測定し、残りの半数は実験室内で模型と同一条件で乾燥させ、模型実験の直前と中間段階に弾性係数を測定した。一方、採取供試体については、岩盤模型に対しては岩盤整形の時点で取り除かれる部分から12×12×25cm程度の角柱供試体を製作し、模型実験の直前と中間段階に弾性係数を測定した。また堤体模型に対しては、あらかじめ数基打設した模型のうち実験に使用しない模型から11×11×22cm程度の角柱供試体を製作し、岩盤供試体と同様に模型実験の直前と中間段階に弾性係数を測定した。

弾性係数の測定結果を表-2.2 および表-2.3 に示す。これによると、円柱供試体による試験結果は目標弾性係数に対して±10%以下の誤差範囲内にあるが、採取供試体の試験結果は目標弾性係数に対して10～40%程度低い値を示している。これは打設の際の石膏内への気泡の混入による影響と考えられる。2号岩盤模型から採取した供試体の値がとりわけて低いのは、採取位置が模型の上部であったことから、模型が完全に硬化するまでの間に気泡が上部に上昇したり、石膏粒子が若干下部に沈降した結果、相対的に気泡または水分が多い配合になったためと考えられる。これらの結果 (主として採取供試体の弾性係数) から模型の弾性係数を堤体で 60000 kgf/cm²、岩盤で 25000 kgf/cm²と推定した。堤体の弾性係数を 60000 kgf/cm²としたのは、実験に使用した模型の状態が供試体を採取した模型の状態よりも多少よかったためである。

弾性係数に関して実験の精度に影響を与える要因としては、堤体模型の弾性係数の推定誤差と、堤体と岩盤の弾性係数比が実物と一致しないために生じる誤差とがあるが、これらについて以下に述べる。

表-2.2 堤体模型の弾性係数試験結果

供試体の種類	乾燥条件	試験時期	1号模型			2号模型		
			試験本数 (本)	平均 弾性係数 (kgf/cm ²)	変動係数 (%)	試験本数 (本)	平均 弾性係数 (kgf/cm ²)	変動係数 (%)
円柱供試体	強制乾燥	絶乾後直ちに	2	63,300	—	3	65,700	1.8
	模型と同一条件 による乾燥	実験直前	3	68,200	1.0	3	65,700	0.8
		実験中		68,700	2.7		65,000	2.5
採取供試体	模型と同一条件 による乾燥	実験直前	3	58,200	12.3	} 実験に用いなかった模型より 供試体を採取		
		実験中		58,900	13.2			

表-2.3 岩盤模型の弾性係数試験結果

供試体の種類	乾燥条件	試験時期	1号模型			2号模型		
			試験本数 (本)	平均 弾性係数 (kgf/cm ²)	変動係数 (%)	試験本数 (本)	平均 弾性係数 (kgf/cm ²)	変動係数 (%)
円柱供試体	強制乾燥	絶乾後直ちに	4	26,700	7.3	4	30,900	4.1
	模型と同一条件 による乾燥	実験直前	3	27,800	5.1	3	30,600	3.5
		実験中	2	27,800	—	2	31,500	—
採取供試体	模型と同一条件 による乾燥	実験直前	3	24,600	6.3	3	17,700	5.2
		実験中	3	24,600	8.5	3	18,100	5.5

(1) 堤体模型の弾性係数の推定誤差

堤体応力は測定ひずみと弾性係数の積によって求められる。したがって堤体模型の弾性係数の推定誤差はそのまま実験結果の誤差となり、その影響は大きい。実験に使用した堤体模型の弾性係数は、供試体を採用した模型よりもその状態が多少よかったことから、採取供試体の試験結果（58200～58900 kgf/cm²）を若干割増し 60000 kgf/cm²と推定したが、当該模型打設時に製作した円柱供試体ではそれよりも10%程度大きな値が測定されており、また採取供試体の弾性係数の変動係数も12～13%程度あり、これらのことから判断すると、実際の応力とひずみの測定値に弾性係数を乗じて求めた応力との間には10%程度の誤差があり得るものと考えられる。これは実物に換算した応力値で最大 6 kgf/cm²（最大応力の10%）程度である。

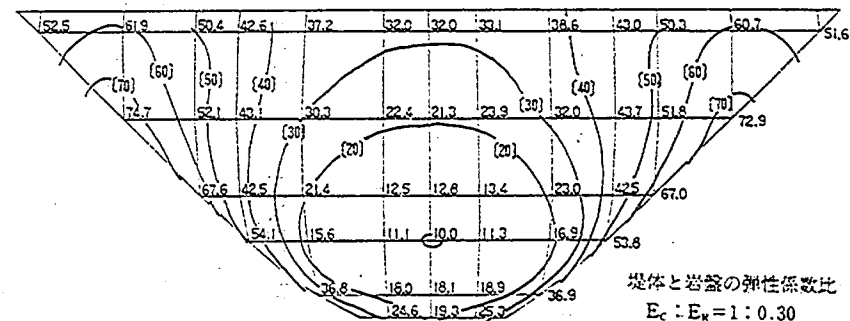
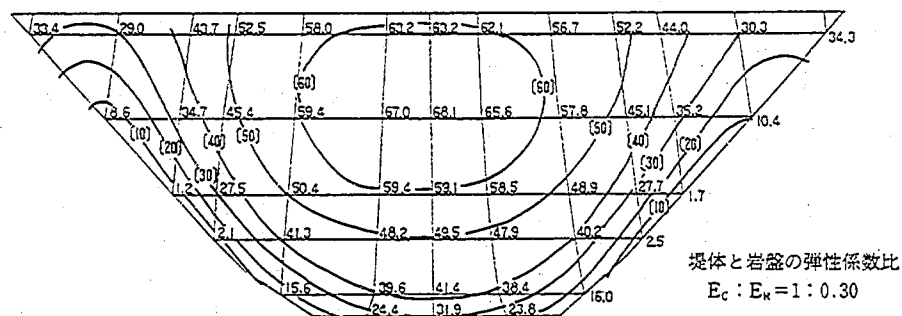
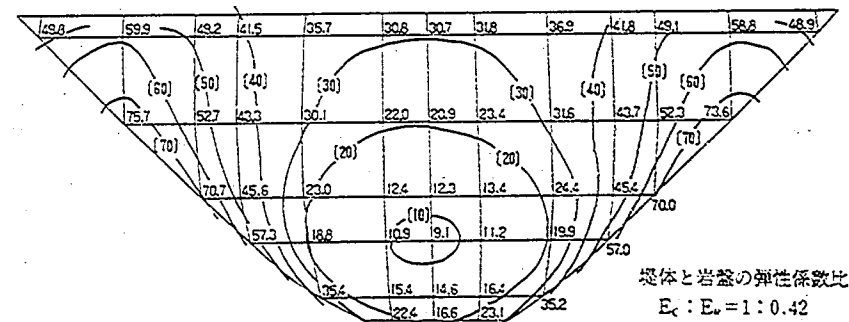
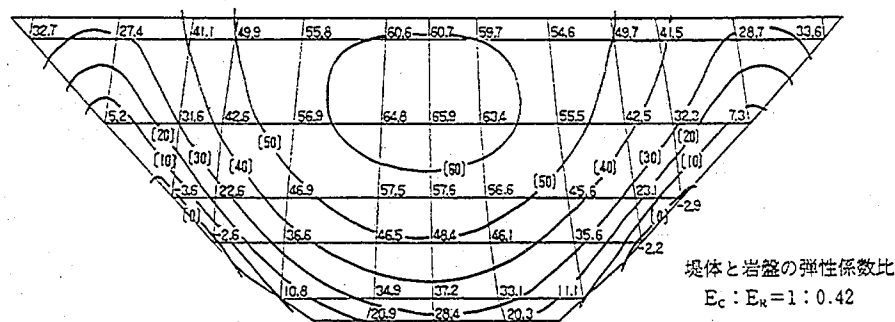
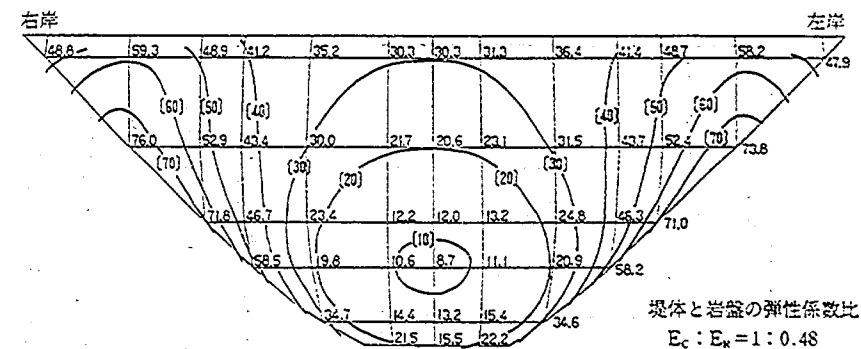
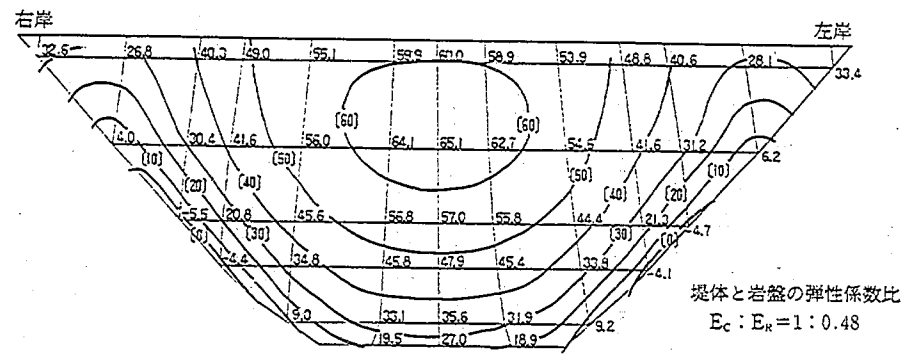
(2) 堤体と岩盤の弾性係数比の誤差

相似律を満足するためには、堤体模型と岩盤模型の弾性係数の比が実物のそれと一致していなければならないが、目標弾性係数比が 1 : 0.48 であるのに対し、実験に用いた材料の弾性係数の推定値（堤体：60000 kgf/cm²，岩盤：25000 kgf/cm²）の比率は 1 : 0.42 であった。また、岩盤模型の弾性係数が 2 号模型の採取供試体程度の値をとるような場合を想定すると、この比率は 1 : 0.30 程度（模型：60000 kgf/cm²，岩盤：18000 kgf/cm²）まで変化することになる。

この弾性係数比の差が堤体の応力分布に与える影響について荷重分割法を用いて検討を行った。解析数は 3 ケースとし、堤体と岩盤の弾性係数比が 1 : 0.48，1 : 0.42，1 : 0.30 の場合のそれぞれについて堤体の応力を求め、比較を行った。計算結果を図-2.6 に示す。堤体に対する岩盤の弾性係数が目標よりも低くなる場合、応力分布の変化は次のようになる。

- ① 上流面水平応力は圧縮側に移行する。
- ② 下流面水平応力はクラウン下部では圧縮側へ、アバットメント付近では引張側へ移行する。
- ③ 上流面鉛直応力は圧縮側へ移行する。
- ④ 下流面鉛直応力は引張側へ移行する。

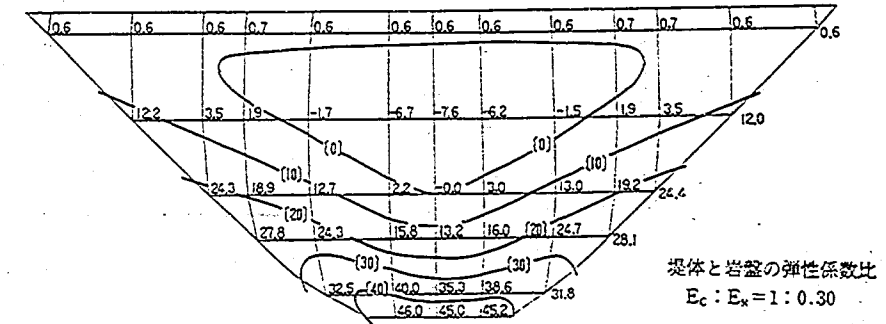
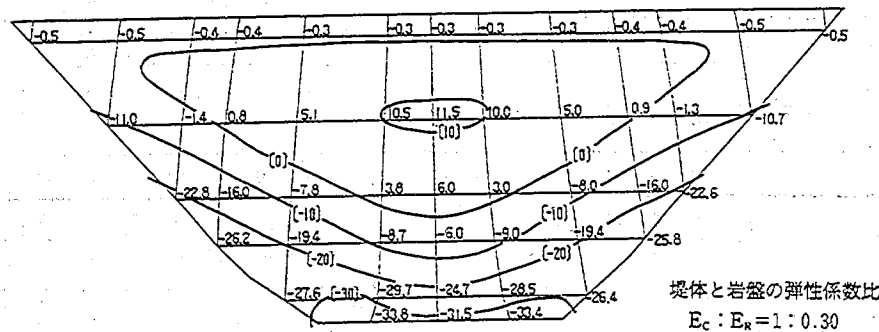
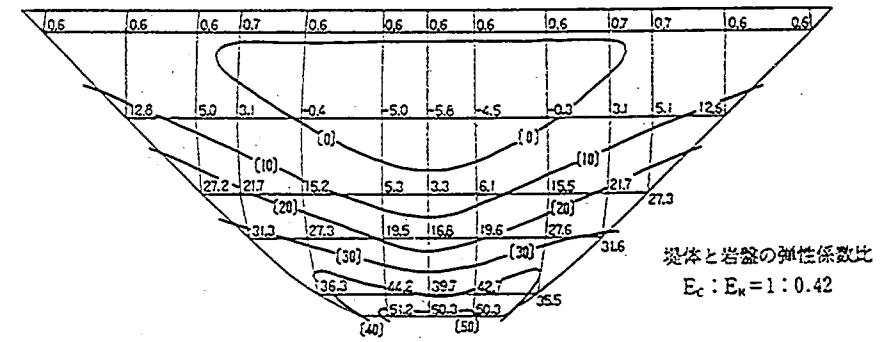
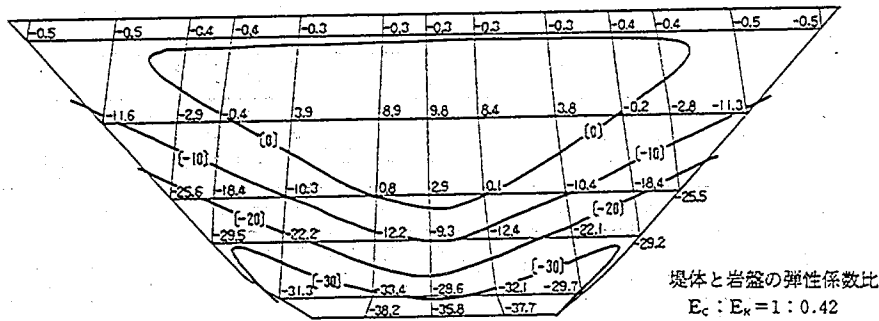
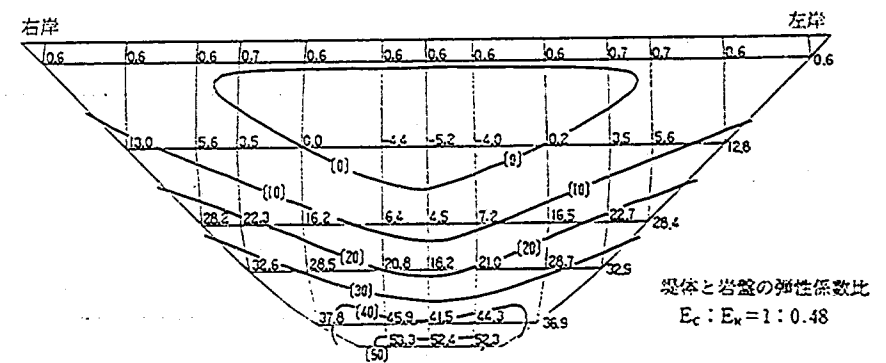
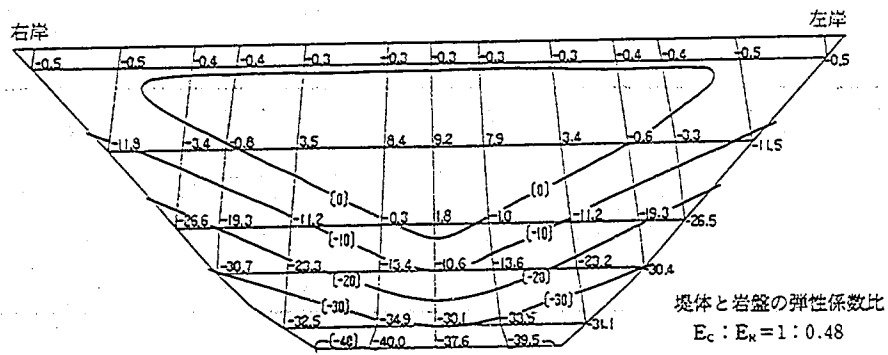
応力が移行する割合は着岩面付近で大きく、実験に用いた模型の弾性係数比の推定値 1 : 0.42 が正しいとすれば、弾性係数比の違いによって生じる誤差は実物換算値で最大 2 kgf/cm²程度である。



(1) 上流面水平応力コンター図 (単位: kgf/cm²)

(2) 下流面水平応力コンター図 (単位: kgf/cm²)

図-2.6 堤体と岩盤の弾性係数の比のちがいにによる応力分布の比較



(3) 上流面鉛直応力コンター図 (単位: kgf/cm^2)

(4) 下流面鉛直応力コンター図 (単位: kgf/cm^2)

図-2.6 堤体と岩盤の弾性係数の比のちがいによる応力分布の比較

2.2.3 載荷装置

今回の模型実験では載荷装置として22本の油圧ジャッキを使用している。油圧ジャッキに関する誤差としては、油圧ポンプで操作するみかけの圧力と実際に油圧ジャッキに作用する圧力との圧力差と、ラムとシリンダ間の摩擦抵抗などに起因する油圧ジャッキ自体の圧力損失とがある。前者については油圧ジャッキの油口に圧力変換器を取付けることによって検定し、後者については使用する油圧ジャッキ1本1本に対してロードセルによって検定した。また、すべての油圧ジャッキを一斉に操作したときに各ジャッキに均等に油圧が伝達されるかどうかの確認については、実際に堤体模型上に油圧ジャッキを配置した状態で、各ジャッキの油口に達する油圧を圧力変換器を用いて測定した。これらの測定結果を表-2.4に示すが、油圧ポンプの油圧に対する油圧ジャッキの油圧は、ジャッキを1本ずつ作動させた場合は1%程度、22本

表-2.4 油圧ジャッキの検定結果

ジャッキの諸元			ジャッキを1本ずつ作動させた場合												ジャッキを一斉に作動させた場合		
			送圧 P=50 kgf/cm ²						送圧 P=100 kgf/cm ²						送圧 P=22.48 kgf/cm ²		
			圧力変換器			ロードセル			圧力変換器			ロードセル			圧力変換器		
No	径 (cm)	面積 (cm ²)	測定回数	平均圧力 (kgf/cm ²)	誤差 (%)	測定回数	平均圧力 (kgf/cm ²)	誤差 (%)	測定回数	平均圧力 (kgf/cm ²)	誤差 (%)	測定回数	平均圧力 (kgf/cm ²)	誤差 (%)	測定回数	平均圧力 (kgf/cm ²)	誤差 (%)
1	4.0	12.566	3	51.1	2.2	3	47.7	-6.7	3	101.9	1.9	3	95.9	-5.9	—	—	—
2	4.5	15.904	3	50.1	0.2	3	51.4	2.6	3	101.3	1.3	3	93.6	-7.6	3	21.90	2.58
3	4.5	15.904	3	50.3	0.6	3	51.1	1.6	3	101.4	1.4	3	94.9	-6.4	3	23.02	2.40
4	4.0	12.566	3	50.3	0.6	3	50.7	0.8	3	100.9	0.9	3	94.8	-6.0	—	—	—
5	3.5	9.621	3	50.0	0.0	3	51.9	3.8	3	101.0	1.0	3	92.4	-8.5	3	21.82	2.94
6	3.5	9.621	3	50.2	0.4	3	52.1	3.7	3	100.9	0.9	3	95.0	-5.8	3	21.39	4.85
7	4.0	12.566	3	50.5	1.0	3	50.7	0.4	3	100.6	0.6	3	96.8	-3.7	3	22.86	1.69
8	3.5	9.621	5	50.3	0.6	5	51.7	2.7	3	101.7	1.7	5	94.5	-7.1	3	22.24	-1.07
9	3.5	9.621	5	50.5	1.0	5	51.2	1.4	5	101.1	1.1	5	95.9	-5.1	3	22.20	-1.25
10	3.0	7.069	5	50.1	0.2	5	54.4	8.6	5	101.7	1.7	5	91.7	-9.8	3	22.26	-0.98
11	3.5	9.621	5	50.6	1.2	5	50.5	-0.2	5	101.3	1.3	5	96.2	-5.0	3	21.91	-2.54
12	3.0	7.069	5	50.4	0.8	5	52.5	4.2	5	102.0	2.0	5	101.7	-0.3	3	22.16	-1.42
13	3.0	7.069	5	51.0	2.0	5	50.9	-0.2	5	101.1	1.1	5	95.9	-5.1	3	22.17	-1.38
14	3.5	9.621	5	50.7	1.4	5	51.9	2.4	5	102.0	2.0	5	94.7	-7.1	3	21.96	-2.31
15	3.0	7.069	5	50.3	0.6	5	50.5	0.4	5	101.0	1.0	5	97.5	-3.5	3	21.94	-2.40
16	2.5	4.909	5	50.4	0.8	5	52.7	4.6	5	100.4	0.4	5	102.2	1.8	3	22.37	-0.49
17	2.5	4.909	5	50.6	1.2	5	52.2	3.2	5	100.7	0.7	5	98.4	-2.3	3	22.27	-0.93
18	2.5	4.909	5	50.1	0.2	5	51.8	3.4	5	100.6	0.6	5	100.8	0.2	3	22.10	-1.69
19	2.5	4.909	5	50.2	0.4	5	51.3	2.1	5	100.2	0.2	5	100.3	0.1	3	22.80	1.42
20	2.5	4.909	5	51.1	2.2	5	51.8	1.4	5	100.7	0.7	5	100.0	-0.7	3	22.09	1.74
21	2.5	4.909	5	49.9	0.3	5	51.3	2.8	5	100.3	0.3	5	100.3	0	3	22.16	-1.47
22	2.5	4.909	5	50.3	0.7	5	51.8	3.0	5	100.5	0.5	5	101.2	0.7	3	22.01	-2.09
誤差の標準偏差					1.1			3.5			1.2			5.3			2.2

のジャッキを一斉に作動させた場合には2%程度の誤差を有していた。また、個々の油圧ジャッキの圧力損失は最大で10%程度、平均で3～5%程度であった。これらのことから載荷装置の誤差が実験結果に与える影響は5%程度であると推定される。これは実物に換算した応力値で最大3 kgf/cm² (最大応力の5%)程度である。

2.2.4 実験室内の温度変化

実験室内に局所的な温度変化が生じると、それに伴って2つの模型間の温度条件が一致しなくなるため、温度荷重に対するひずみ補正が不完全となり、測定値に誤差が生じることになる。このため、実験に先立って、模型に荷重を作用させない状態で空調機を作動させ、実験室内の温度のみが変化した場合に温度補正がうまく行われるかいなを確認した。この結果の一例を図-2.7に示すが、温度1°Cの変化に対して模型において3 μ 程度の変動を示す部分もあり、温度変化による影響が比較的大きいことが判明した。実験室は恒温室として設計され、また空調機によって室温をコントロールできるようになっているが、厳格な室温のコントロールは難しいとの結論から空調機の使用を避け、また温度上昇の要因となる照明の使用も最小限にとどめ、実験室内の温度が自ずと一定となるようにした。この結果、載荷中における実験室内の温度変化は概ね0.5°C以下となった。このような温度規制を行うことにより、ひずみ測定値の変化は2 μ 以下となった。実験室内の温度変化が実物に換算した堤体応力に及ぼす影響は応力比 k_p の値によって異なるが、今回実験を行った応力比 $k_p = 0.15 \sim 0.25$ の範囲では $0.8 \sim 0.5 \text{ kgf/cm}^2 (2 \mu \times E_p/k_p)$ 程度の誤差になる。この場合、応力比 k_p が小さくなるほど影響は大きくなる。

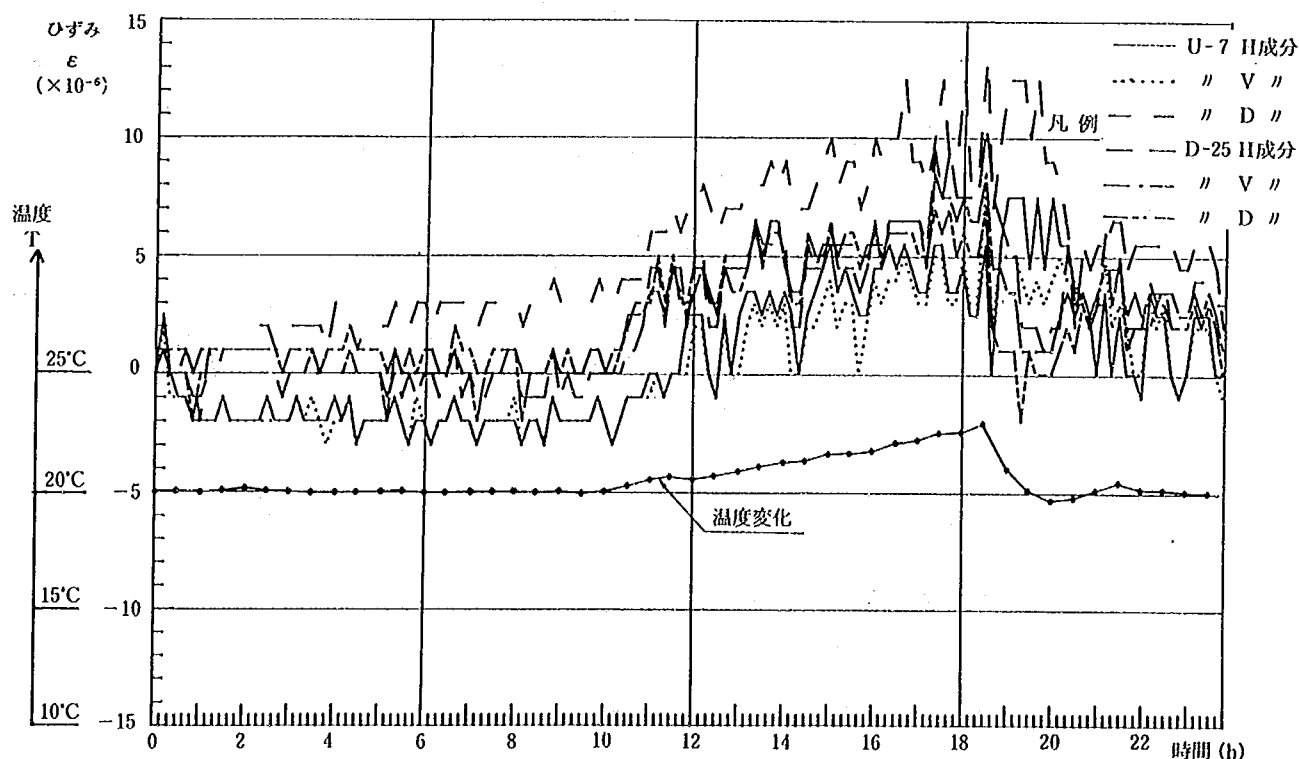


図-2.7 室温の変化によって生じるひずみ

2.2.5 油圧ジャッキのセッティング

今回の実験では、各荷重レベルごとに10回の載荷を行っている。この10回分の測定データを比較すると、油圧ジャッキのセッティングを変えない限り、ひずみの測定値のバラツキは 2μ （応力比 $k_p = 0.2$ の場合、実物換算値で 0.6 kgf/cm^2 ）程度であった。しかし、載荷重を一旦0に戻し、再び油圧ジャッキのセッティングを行って実験すると、ひずみの測定値に大きな差が生じる部分が認められた。

油圧ジャッキの配置位置は既に図-2.1に示したが、各ジャッキ間には10cm程度の隙間しかなく、さらに油圧ホースがその隙間を埋めており、これらの条件が堤体模型表面の定められた位置に油圧ジャッキのアタッチメントを正確にセットする作業を著しく困難なものとしている。このことから、各ジャッキのセッティングごとにその位置が1mm程度の範囲でずれることは避けられず、これが測定値に変動をもたらす原因となっている。

油圧ジャッキのセッティングの誤差によって生じるひずみ分布の差の一例を図-2.8に示す。油圧ジャッキのセッティング誤差によって生じる差異は実物に換算すると、最大で 25μ （ 6 kgf/cm^2 ）程度であった。このことから、ひとつの荷重レベルに対する載荷実験を1回のセッティングで行ってしまうことは避け、5回ごとにセッティングをやり直して実験を行い、その平均値をとることによって油圧ジャッキのセッティングに伴う誤差を小さく抑えることとした。しかし、それでも誤差の大きな部分では、実物に換算して 10μ （ 2.5 kgf/cm^2 ）程度の誤差を生じる可能性がある。

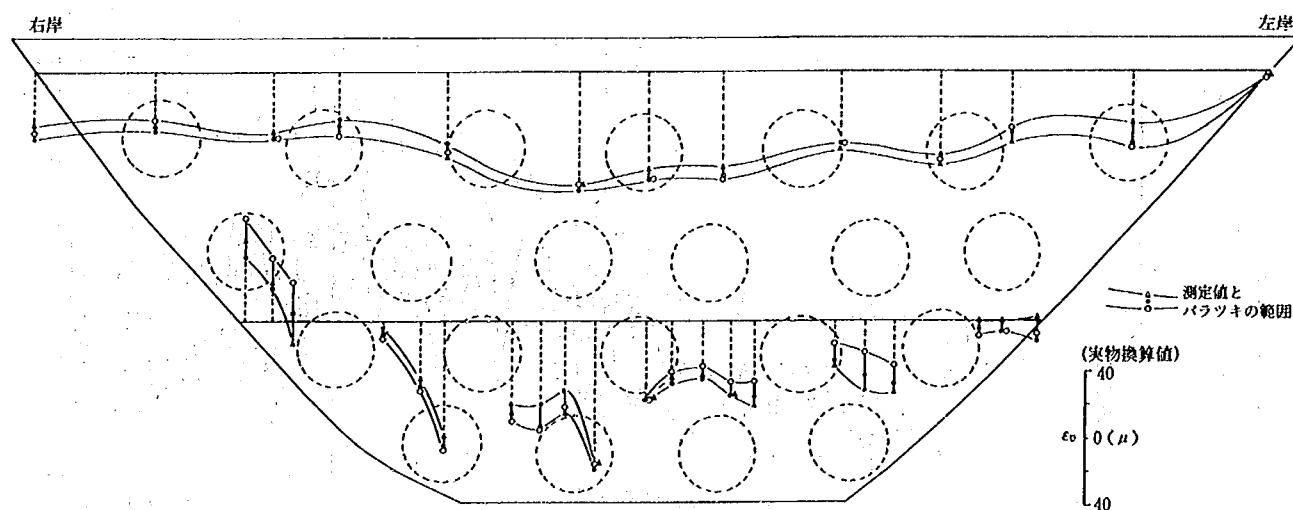


図-2.8 ジャッキのセッティングのちがいで生じるデータのバラツキの例

2.2.6 模型台側壁の剛性

模型台側壁の剛性の影響は1号模型と2号模型の測定結果を比較した際に明かとなった。1号模型、2号模型の堤体のひずみ分布を比較したものを図-2.9に示すが、水平ひずみについてみると、左右岸のひずみ分布が1号模型と2号模型とで逆転しており、大きな部分では実物換算で最大 80μ (20kgf/cm^2) 程度の差が認められた。同様な現象は図-2.10に示すように岩盤模型表面のひずみ測定においても確認された。

そこで、1,2号模型間でひずみ分布の逆転現象が生じる理由について考えてみる。2基の模型は模型台の関係上から図-2.11に示すように隣合わせに配置されている。1号模型を例にとって考えると、模型の右岸側には模型台の側壁しかないが、左岸側には側壁の後にさらに2号模型の岩盤が控えており、側壁のみかけの剛性は左右岸で異なるものとなっている。この結果、剛性の低い右岸側では堤体のひずみが小さくなり、逆に剛性の高い左岸側では大きなひずみが生じたものと考えられる。2号模型についても同様なことが言え、これが上記のひずみ分布の逆転現象をもたらした原因と考えられる。

左右岸の模型台側壁の剛性のちがいについては、境界条件に対する考え方から、どちらが実際の基礎岩盤の剛性に近いものなのかを判断することは困難である。ここではとりあえず2基の模型の実験結果の平均値をもってこれを評価するものとしたが、平均値をとるのは整理の都合上のためであり何ら根拠があるわけではない。模型台側壁の剛性にかかわる誤差は、安全側に評価して平均値と実測値の差をとり、実物換算値で最大 40μ (10kgf/cm^2) 程度と考えられる。

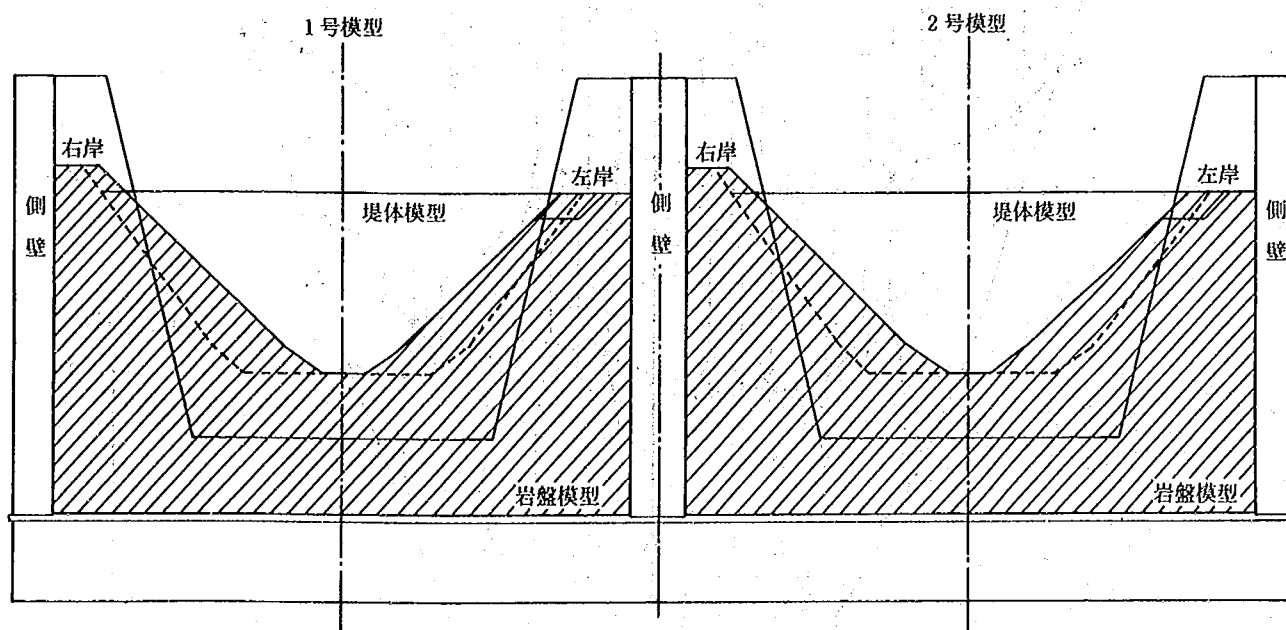


図-2.11 模型の配置図

右岸

左岸

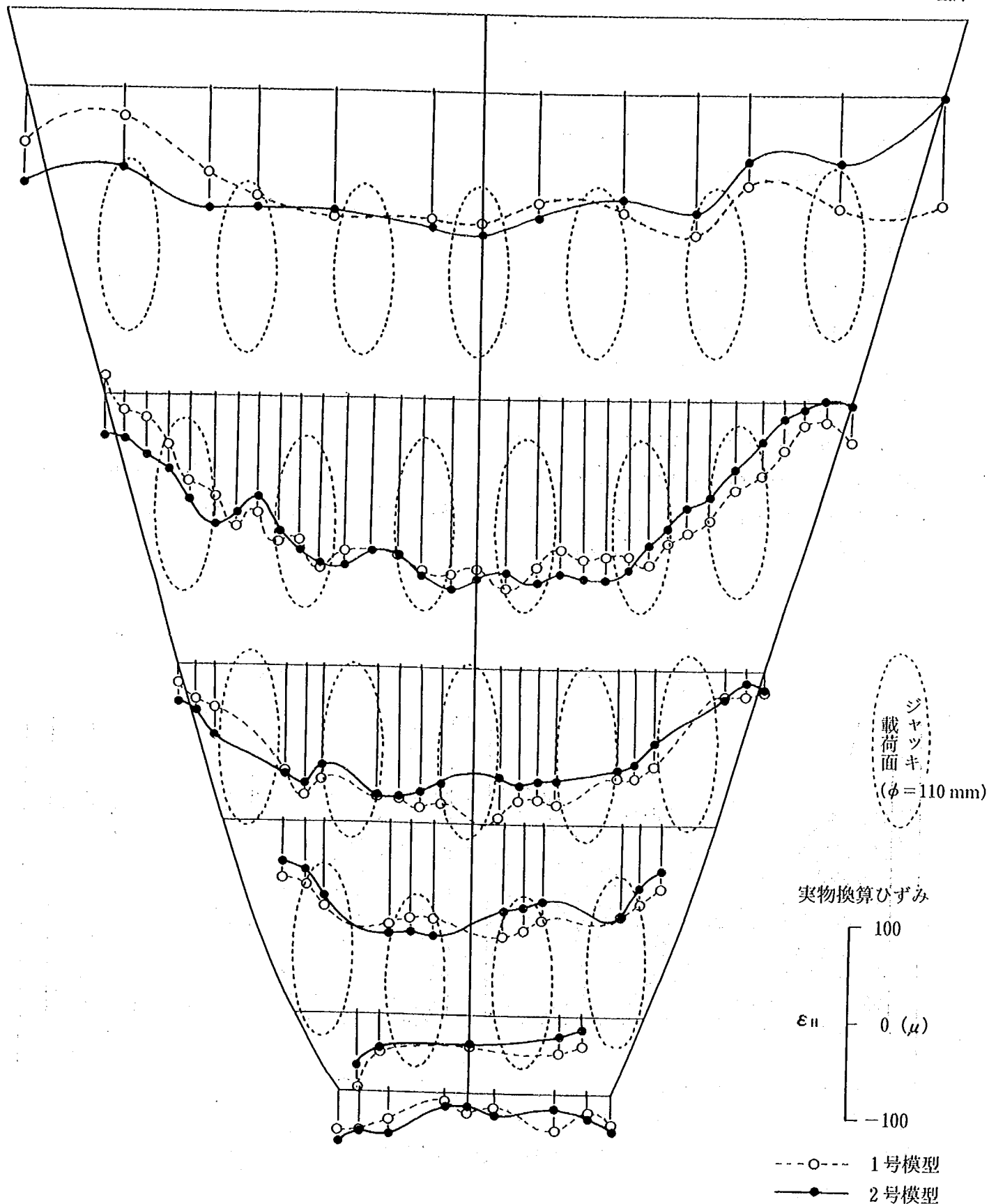


図-2.9 (1) 1・2号模型の堤体表面ひずみ分布の比較
(上流面水平ひずみ)

右岸

左岸

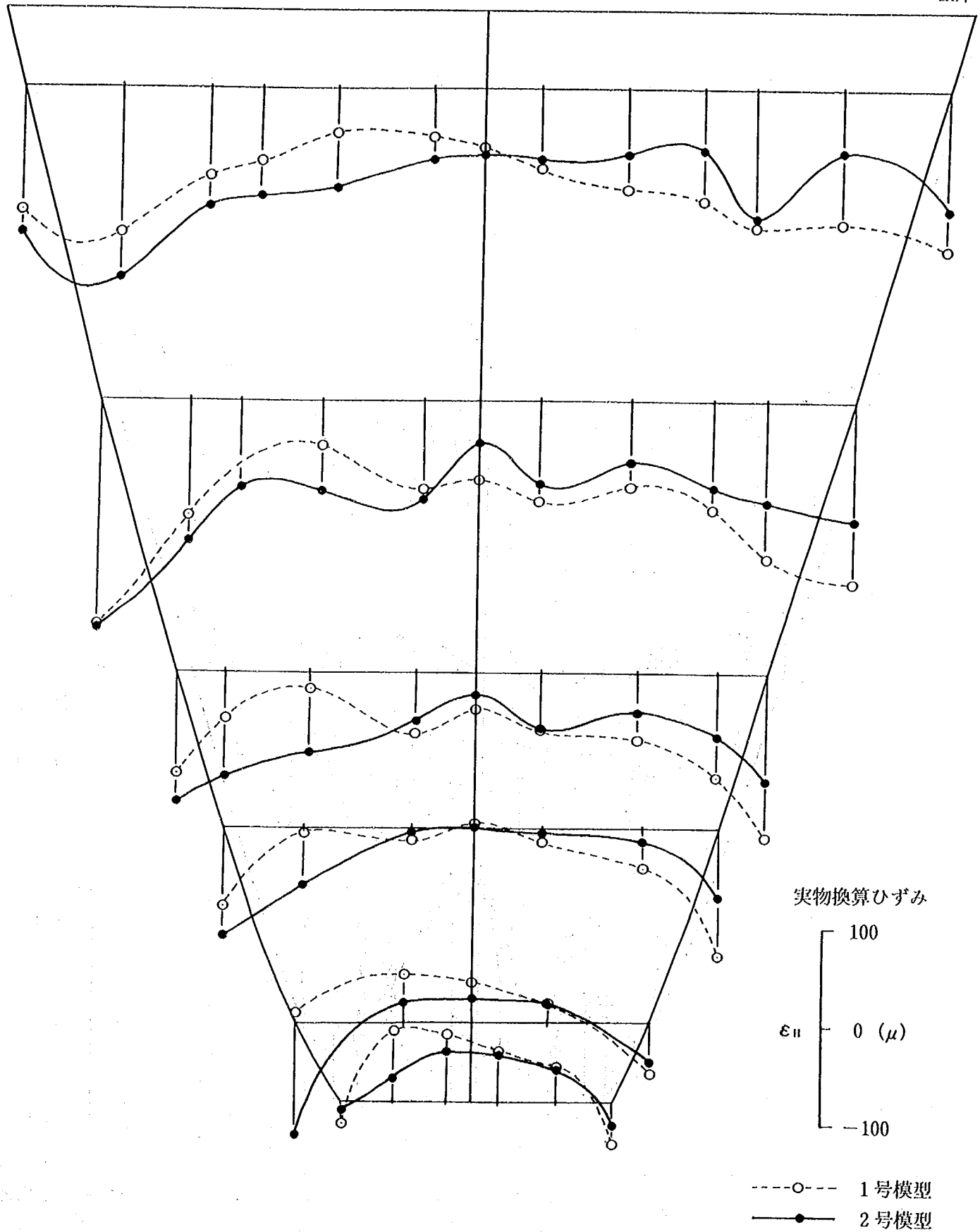


図-2.9 (2) 1・2号模型の堤体表面ひずみ分布の比較
(下流面水平ひずみ)

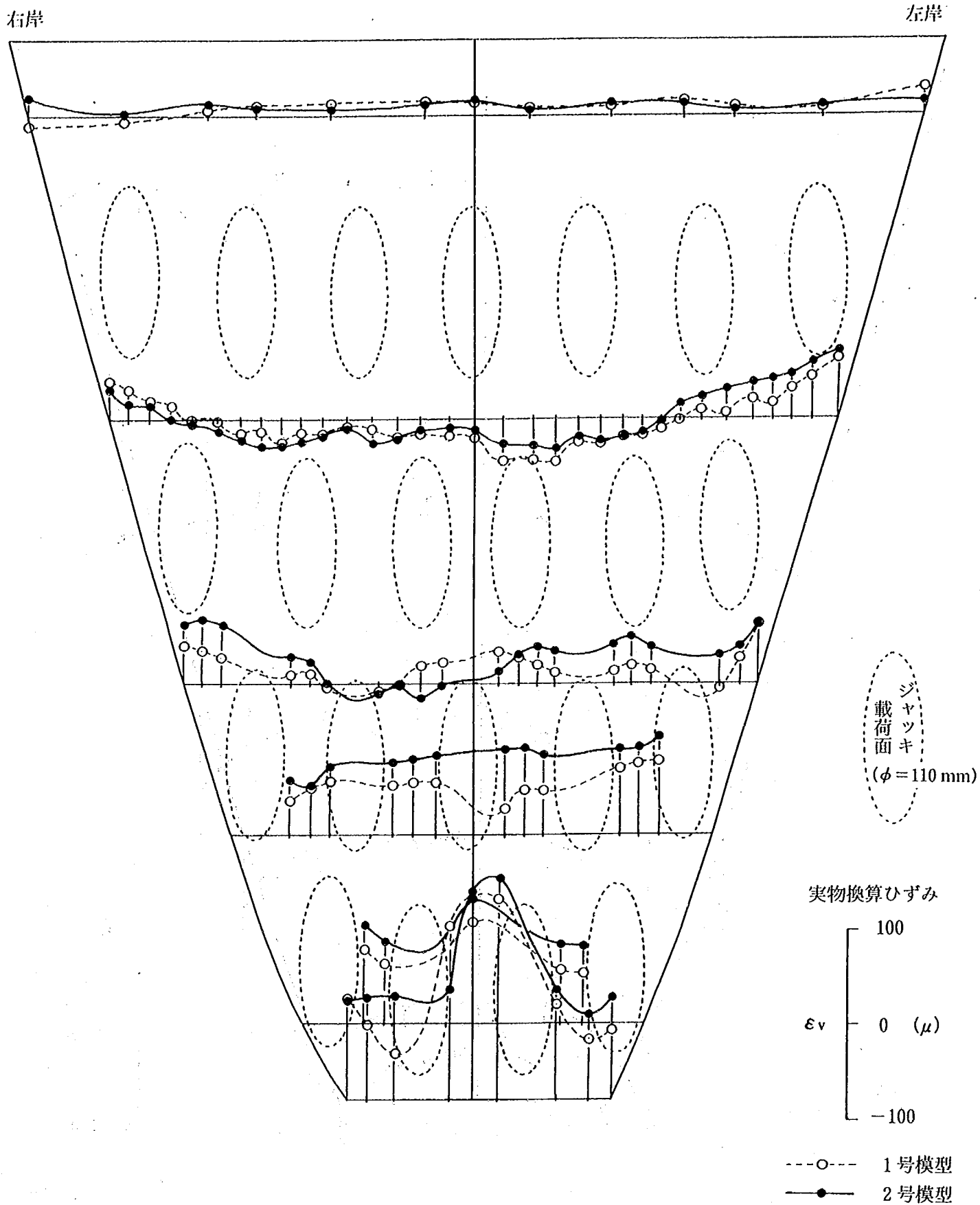


図-2.9 (3) 1・2号模型の堤体表面ひずみ分布の比較
(上流面鉛直ひずみ)

右岸

左岸

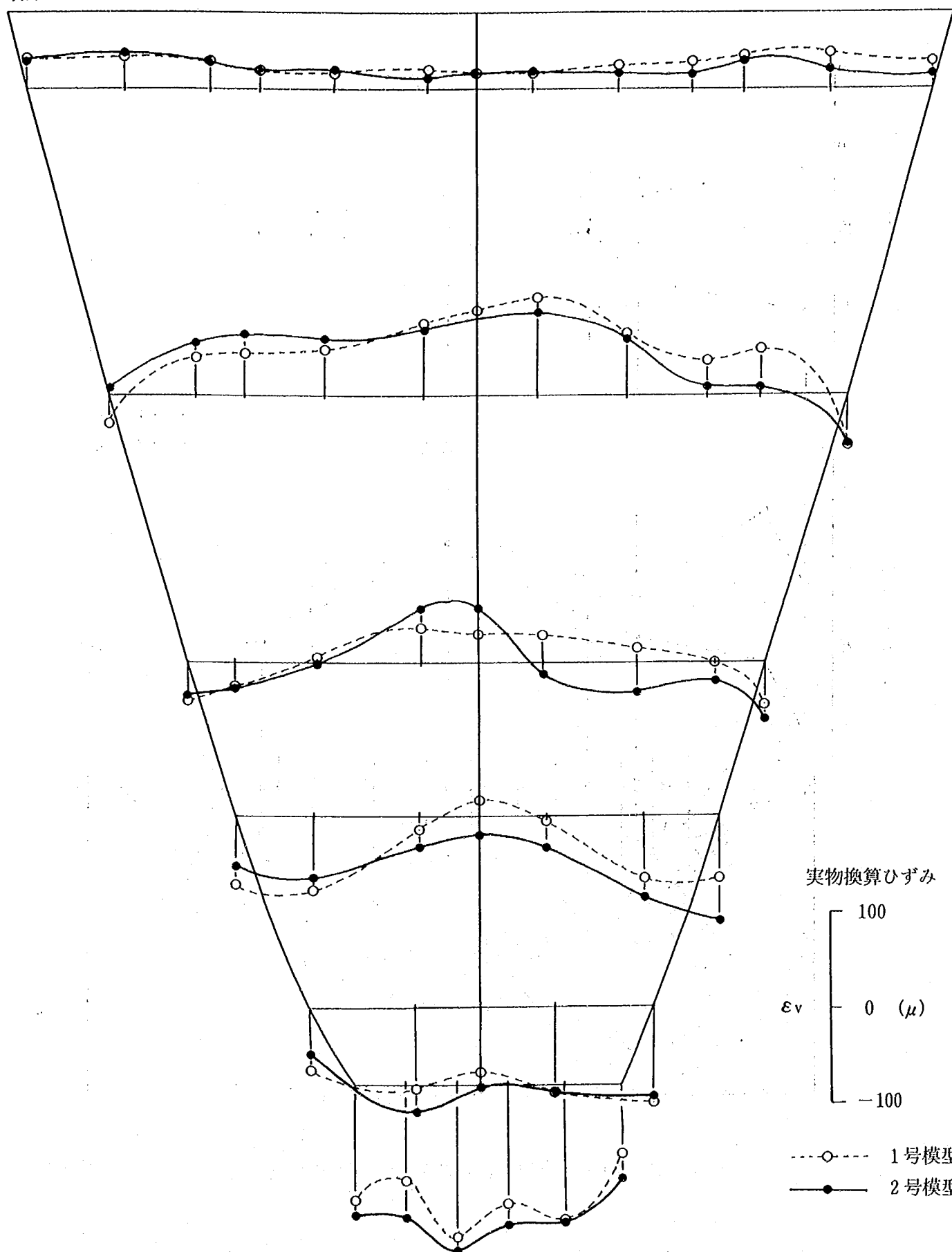


図-2.9 (4) 1・2号模型の堤体表面ひずみ分布の比較
(下流面鉛直ひずみ)

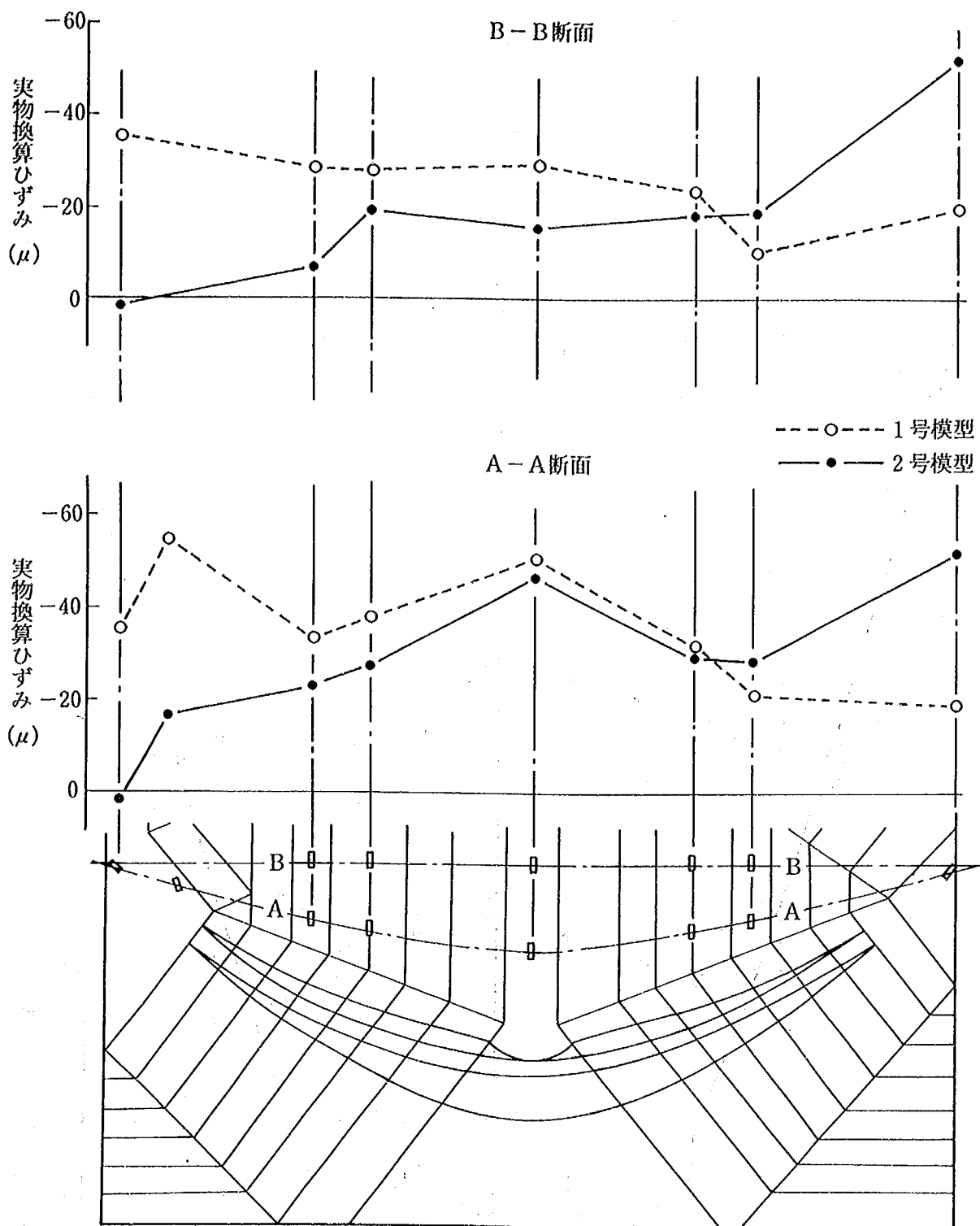


図-2.10 1・2号模型の岩盤表面ひずみ分布の比較

2.2.7 油圧ジャッキによる集中荷重

本構造模型実験では、本来ならば堤体上流面全面に作用する水圧荷重を油圧ジャッキのアタッチメントという限られた範囲で作用させている。したがって模型に生じるひずみ分布は水圧荷重が作用する場合のひずみ分布とは異なったものになる。このひずみ分布の差は2つの要因によって生じると考えられる。一つは油圧ジャッキ周辺の応力集中の問題であり、特に上流面において顕著なものである。もう一つは外力による曲げモーメントの差によるもので、上下流面にその影響が現れる。

この影響は何らかの方法によって補正されなければならないが、現段階では適切な補正方法がなく、グラフ上でひずみの分布がなめらかになるように補正曲線を描く方法に頼っている。今回の実験から得られたひずみ分布と補正作業を行った後の補正曲線との比較を図-2.12に示す。図において補正曲線が必ずしも実測ひずみ曲線のばらつきの中央付近を通過していないのは、補正作業をアーチ方向と片持梁方向の双方のひずみ分布のバランスをみながら行ったためである。

以下、(1)外力による曲げモーメントの差による誤差と、(2)油圧ジャッキ周辺の応力集中によって生じる誤差について検討した結果を述べる。

(1) 外力による曲げモーメントの差による誤差

本来の水圧荷重によって生じる曲げモーメントと油圧ジャッキの載荷によって生じるモーメントを模式的に示すと図-2.13に示すようになる。図において各点のアーチ成分の曲げモーメントの値は、

①水圧荷重の場合：

$$M_A = M_{01} - S_{01}x + \frac{1}{2} p_A x^2 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

②ジャッキ荷重の場合：

$0 \leq x < L_1$ の範囲では

$$M_A = M_{02} - S_{02}x \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$L_1 \leq x < L_1 + L_2$ の範囲では

$$M_A = M_{02} - S_{02}x + \frac{p_A L}{2L_2} (x - L_1)^2 \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$L_1 + L_2 \leq x < L$ の範囲では

$$M_A = M_{02} - S_{02}x + p_A L \left(x - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

となる。ここに、

p_A : 単位面積当りの水圧荷重のうち、アーチ成分の分担荷重

L : ジャッキ1本当りの分担ブロックの長さ

L_1, L_3 : ジャッキ荷重が作用しない部分の長さ

L_2 : ジャッキ荷重が作用する部分の長さ

x : 曲げモーメントを求める点の位置

右岸

左岸

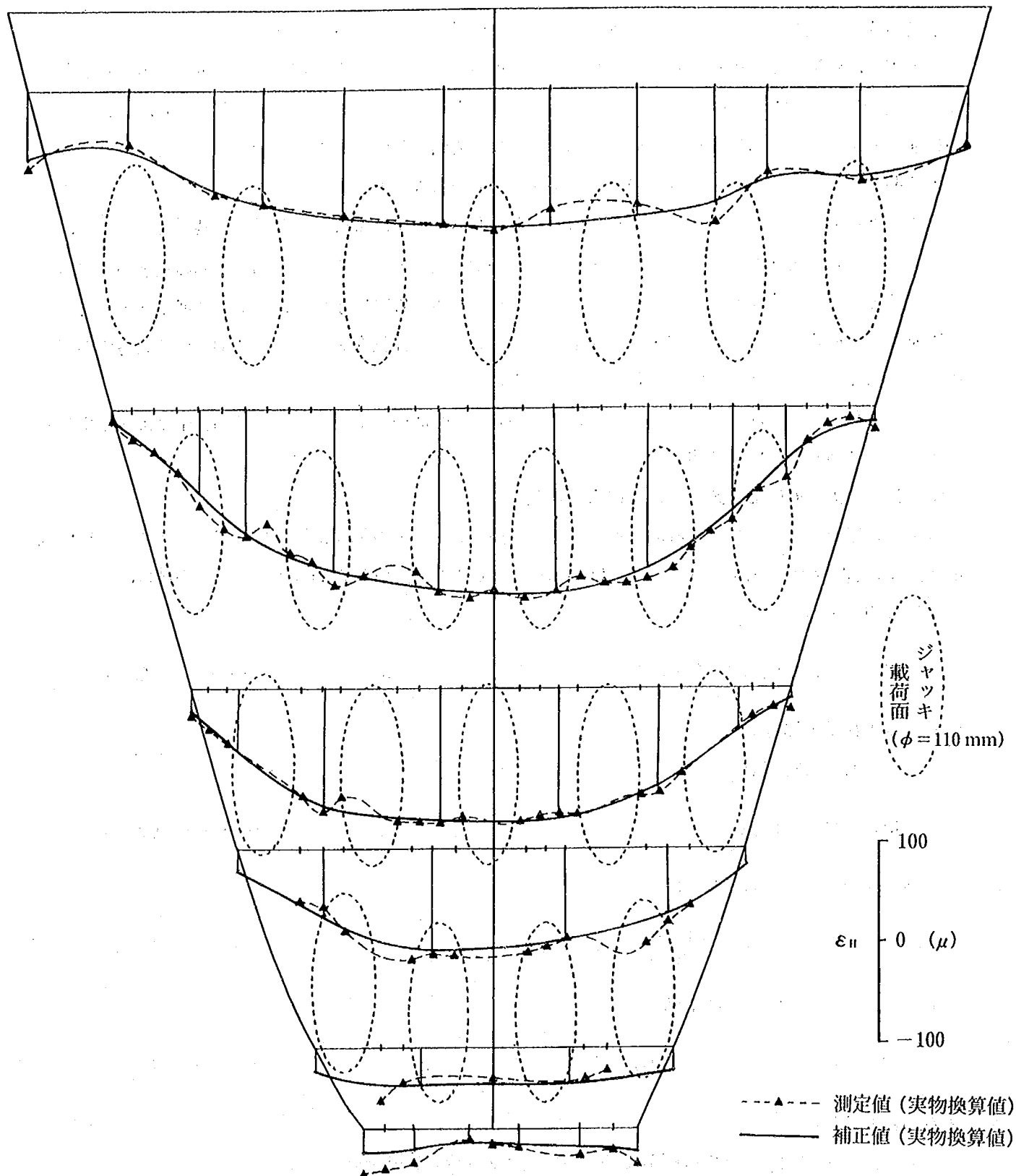


図-2.12 (1) ひずみ分布の補正
(上流面 ε_{II})

右岸

左岸

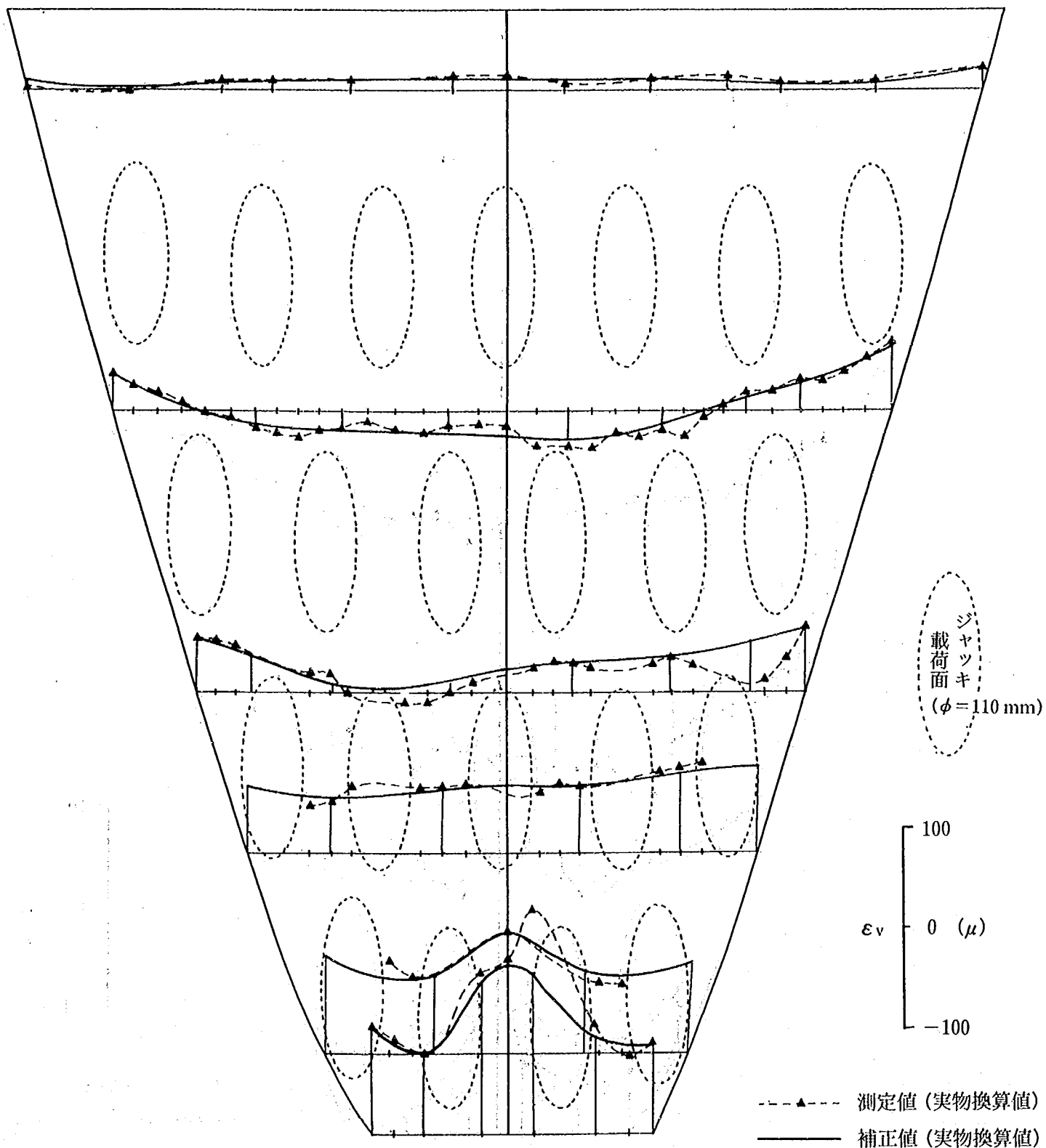


図-2.12 (2) ひずみ分布の補正
(上流面 ϵ_v)

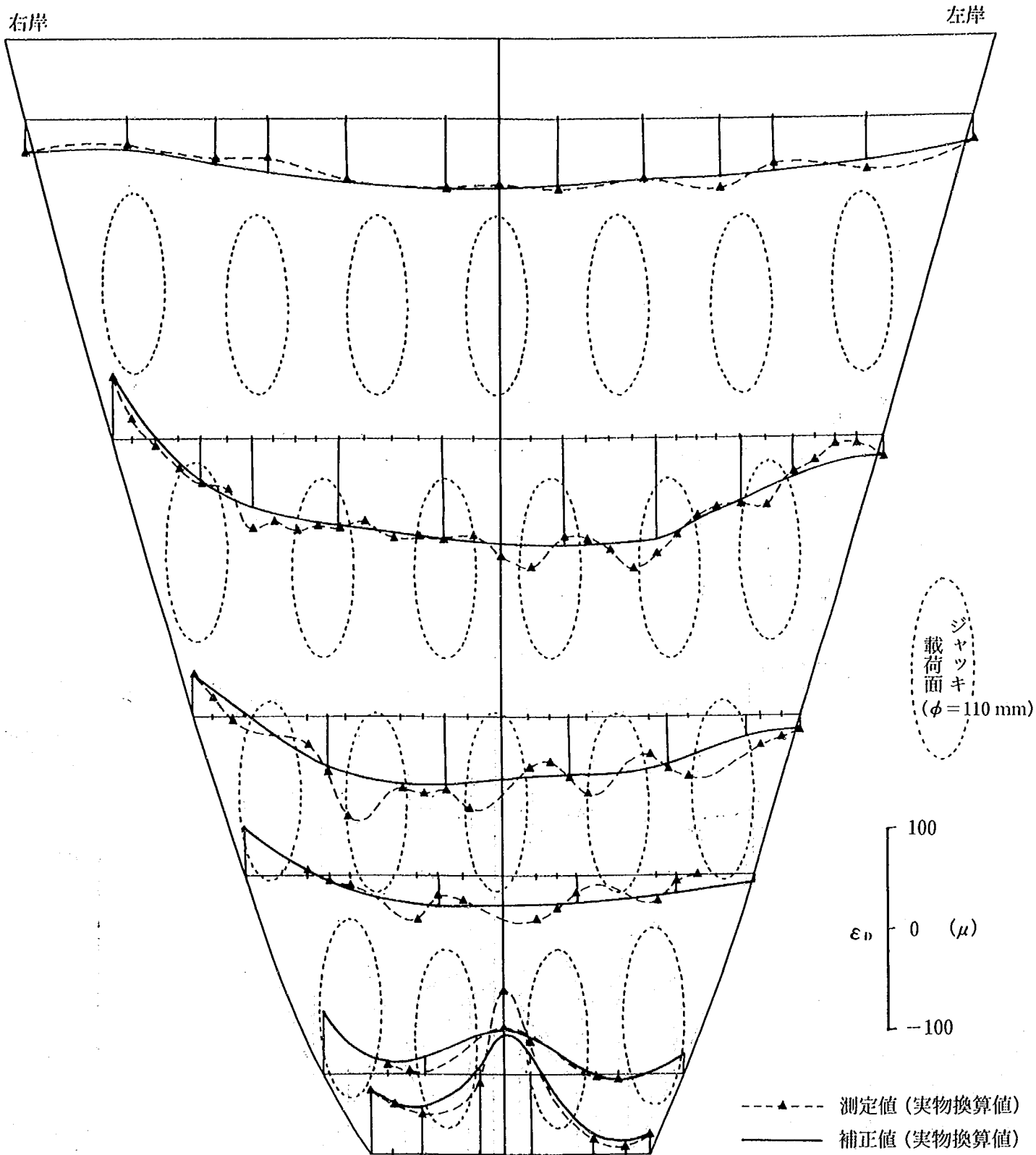


図-2.12 (3) ひずみ分布の補正
(上流面 ϵ_D)

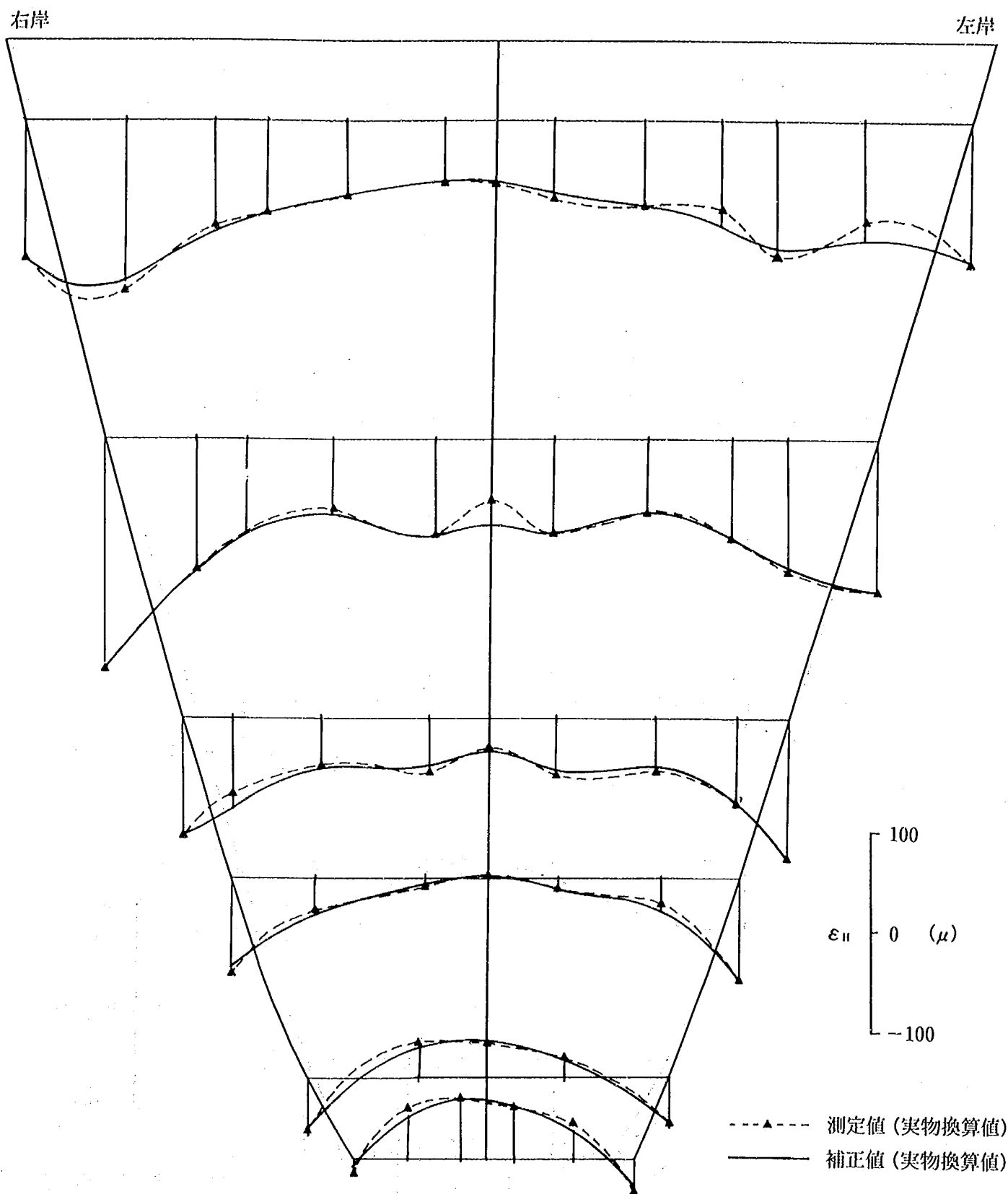
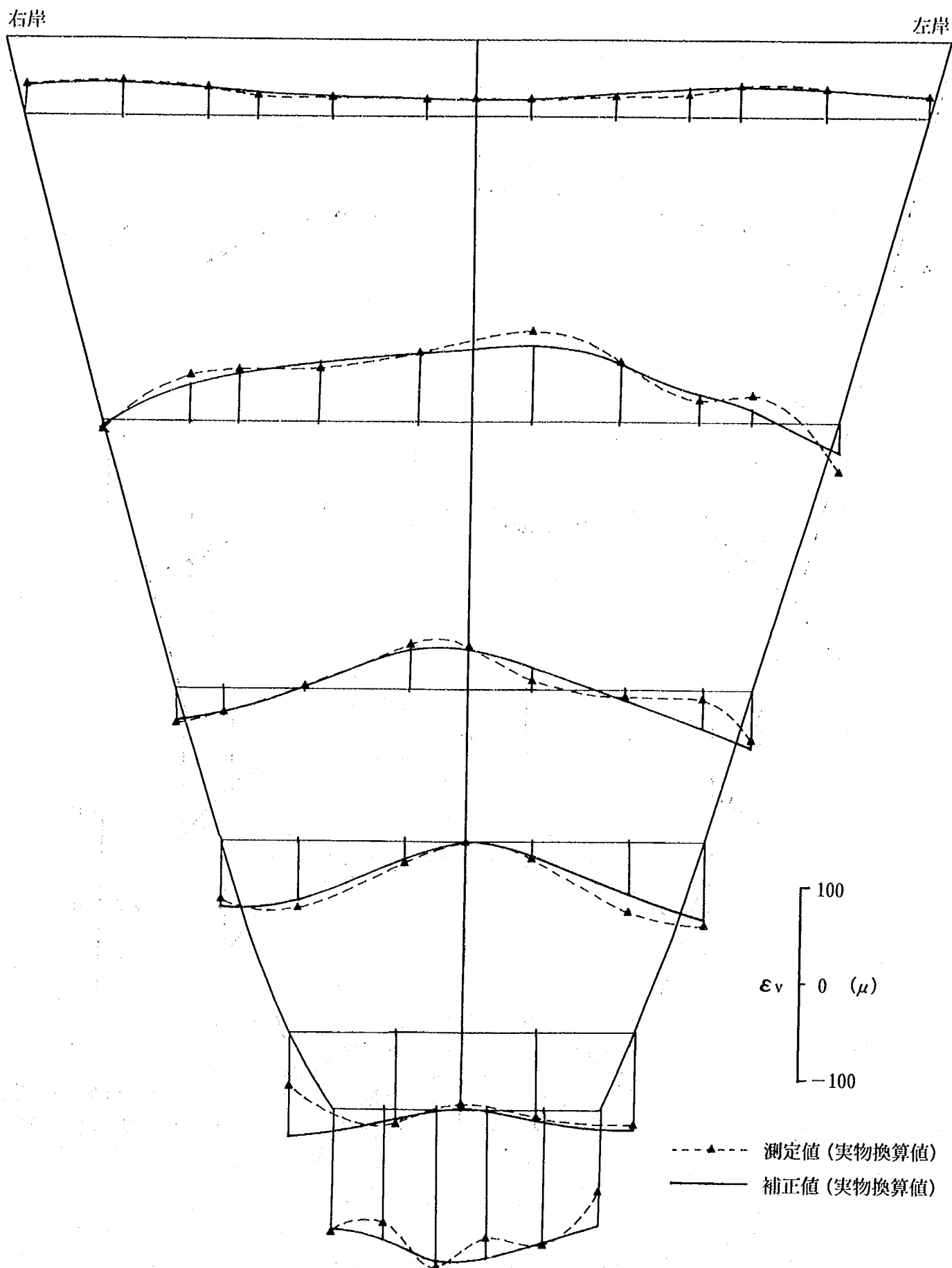


図-2.12 (4) ひずみ分布の補正
(下流面 ϵ_{II})



図—2.12 (5) ひずみ分布の補正
(下流面 ϵ_v)

右岸

左岸

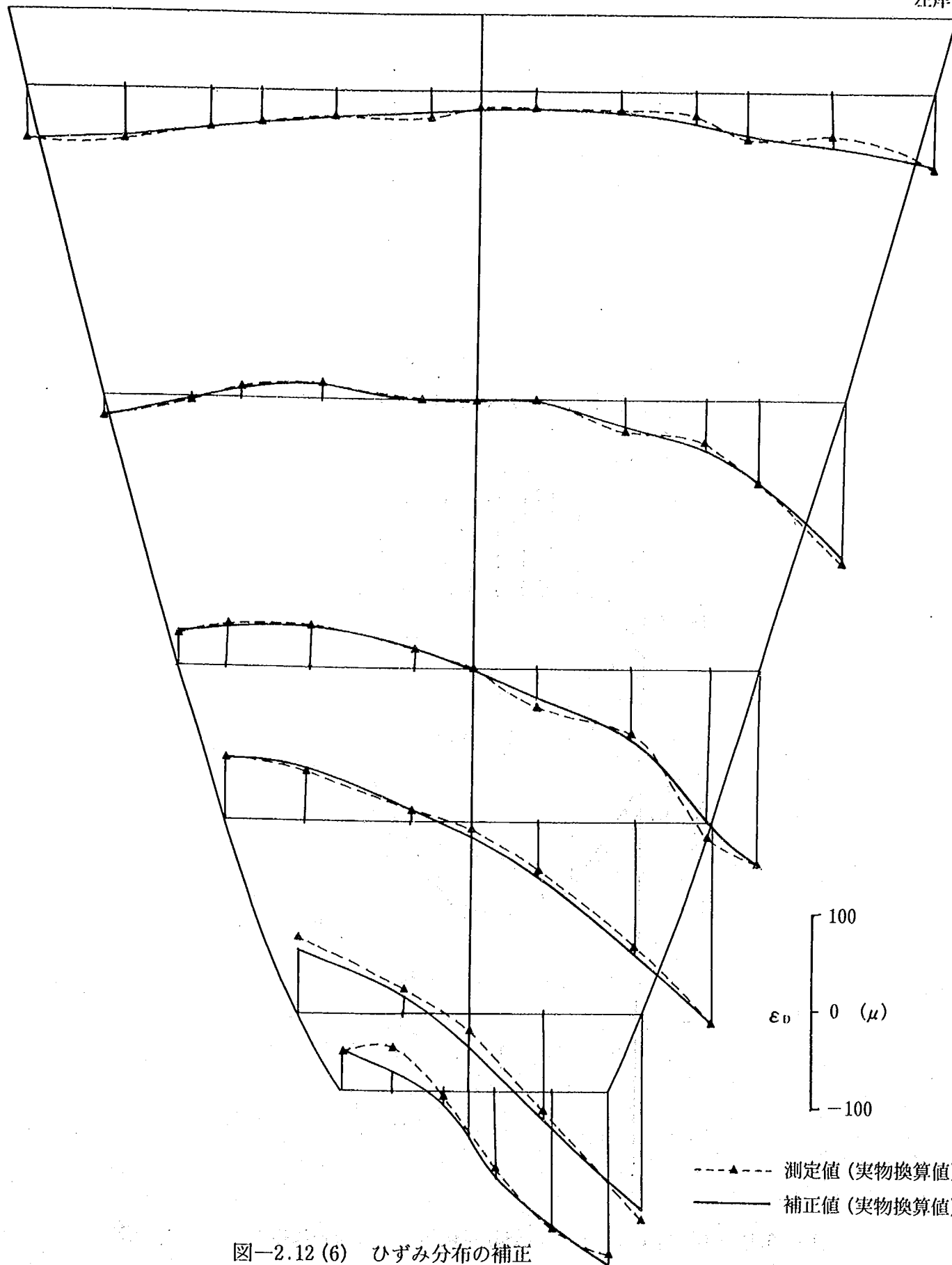


図-2.12 (6) ひずみ分布の補正
(下流面 ϵ_D)

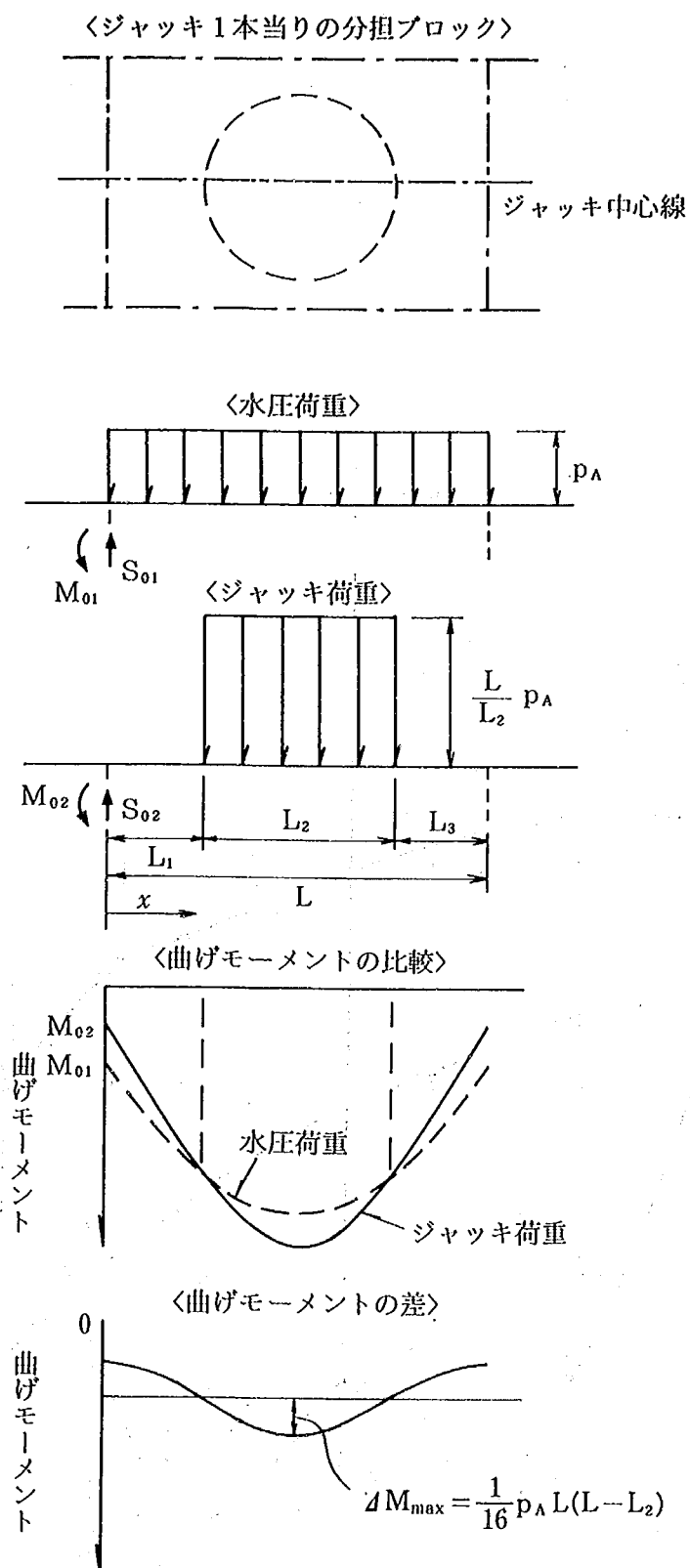


図-2.13 水圧荷重とジャッキ荷重の曲げモーメントの比較 (ジャッキ中心線)

M_0 : ブロック端部の曲げモーメント

(添字 1 は水圧荷重, 添字 2 はジャッキ荷重の場合)

S_0 : ブロック端部のせん断力

(添字 1 は水圧荷重, 添字 2 はジャッキ荷重の場合)

である。いま、アーチ成分の分担荷重を仮に外荷重 p の $1/2$ とし、また 2 つの曲げモーメントの分布曲線の平均値が等しくなるように油圧ジャッキの配置が調整されていたとする。この時、図-2.1 に示す油圧ジャッキの配置図からモーメント差および応力差を式 (2.1)~(2.4) 式に基づいて計算すると表-2.5 に示すようになり、ジャッキ荷重は水圧荷重に対して最大で 5 kgf/cm^2 程度の誤差を有することになる。しかし、実際のひずみの測定位置は、油圧ジャッキを配置した中心線から外れたところにあるから、測定値に含まれる誤差はこの値よりも小さくなると考えられる。モーメントのちがいによる誤差を、油圧ジャッキによる応力集中の影響がほとんどないと考えられる下流面のひずみについてみると、図-2.12(4)~(6)のように実物換算値で最大 $10 \sim 15 \mu$ ($2.5 \sim 4 \text{ kgf/cm}^2$) 程度になっている。グラフ上での補正の精度を考えると、モーメントのちがいによる誤差は実物換算値で最大 10μ (2.5 kgf/cm^2) 程度であると考えられる。

表-2.5 モーメントの差異によって生じる応力差 (ジャッキ中心線)

層No	ジャッキNo	ブロック長 L (m)	ジャッキのアタッチメント長 L_2 (m)	単位荷重 $P_A = P/2$ (tf/m ²)	堤体厚 t (m)	モーメント差の最大値 ΔM (tfm)	断面係数 $Z = \frac{bt^2}{6}$ (m ³)	応力差の最大値 $\Delta \sigma$ (tf/m ²)
1	2, 3	42	22	70.8	31	3717	160.2	23
2	7	54	22	47.8	25	5163	104.2	50
3	11, 14	56	22	33.1	20	3939	66.7	59
4	17~21	47.5	22	16.5	14.25	1249	33.8	37

※表中の値は実物換算値

(2) 油圧ジャッキ周辺の応力集中によって生じる誤差

上流面の油圧ジャッキのアタッチメント周辺には応力集中が生じ、応力分布に乱れが生じる。この傾向は図-2.12(1)~(3)に現れている。上流面におけるひずみの実測値と補正後のひずみとの差は、実物に換算して $20 \sim 30 \mu$ ($5 \sim 8 \text{ kgf/cm}^2$) 程度である。これから上記した曲げモーメントの差によって生じる値を差し引くと、結局応力集中によって $10 \sim 20 \mu$ ($2.5 \sim 5 \text{ kgf/cm}^2$) 程度の影響が出ていると考えられる。グラフ上での補正の精度を考えると、応力集中によって生じる誤差は実物換算値で最大 10μ (2.5 kgf/cm^2) 程度であると考えられる。

2.2.8 構造模型実験の精度

以上、構造模型実験の精度について検討を加えてきたが、これを整理すると以下ようになる。

構造模型実験の精度に影響を及ぼす基本的な要因としては 2.2.1 ~ 2.2.7 に述べたように種々のものが

あるが、その主要なものとしては、

- ① 堤体および岩盤模型の弾性係数の推定に起因する誤差
- ② 岩盤模型の境界条件に起因する誤差
- ③ 油圧ジャッキによる載荷に起因する誤差
- ④ 油圧ジャッキのセッティングに起因する誤差

があげられる。表-2.6 は種々の誤差要因とその影響度を取りまとめたものであるが、これによれば、構造模型実験においては場所によって5~10kgf/cm²程度の実験誤差はどうしても避けられないといえる。

表-2.6 各誤差要因ごとの誤差の大きさと累積誤差

誤 差 要 因	誤 差 の 大 き さ (kgf/cm ²)								備 考
	上 流 面				下 流 面				
	クラウン		アバットメント		クラウン		アバットメント		
	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	
縮尺の設定	—	—	3	—	2	—	—	—	水平応力のみ
堤体弾性係数の推定	5	4	1	2	2	4	6	5	10%として算出
堤体と岩盤の弾性係数比	1	2	1	2	0.5	2	1	1.5	
ジャッキの誤差	2.5	2	0.5	1	1	2	3	2.5	5%として算出
実験中の室温の変化	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
ジャッキのセッティング	2.5	2.5	2.5	2.5	—	—	—	—	
模型台側壁の剛性	—	—	10	—	—	—	8	—	水平応力のみ
ジャッキによる載荷	5	5	5	5	2.5	2.5	2.5	2.5	
累積誤差	8.0	7.4	11.9	6.4	4.0	5.5	10.8	6.3	※二乗平均平方根値

2.3 構造模型実験の精度に関する追加検討

2.3.1 載荷重の大きさ

アーチダムの構造模型実験では、模型に作用する荷重として相似律から定まる堤体自重を作用させていないことから、実験中に比較的大きな引張応力が発生し、場合によっては局部的に引張破壊を生じる可能性がある。荷重分割法による解析結果によれば、自重を考慮しない場合にダム堤体に生じる最大引張応力は着岩面付近で 35.8 kgf/cm^2 であるが、実験に使用した材料の強度は表-2.7 に示すとおりで、石膏の引張強度は岩盤模型で 10 kgf/cm^2 程度しかない。

表-2.7 模型材料の強度

	圧縮強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)
堤体材料	150	20
岩盤材料	60	10
接着剤	700	20以上

今回の構造模型実験では3段階の荷重レベル（応力比 $k_p = 0.15, 0.2, 0.25$ 、ただし2号模型では応力比 $k_p = 0.1$ についても実験した）を設定しており、実験は荷重レベルの低いものから高いものへと順次行っていた。この時、各荷重レベルの第1回目の載荷においては、堤体上流面の着岩面付近のひずみについて荷重の昇降に対するひずみの履歴を測定した。荷重の載荷パターンを図-2.14に、ひずみの測定結果を図-2.15に示す。図から明らかなように、応力比 k_p が $0.1 \sim 0.15$ 程度の場合にはひずみはほぼ弾性的な挙

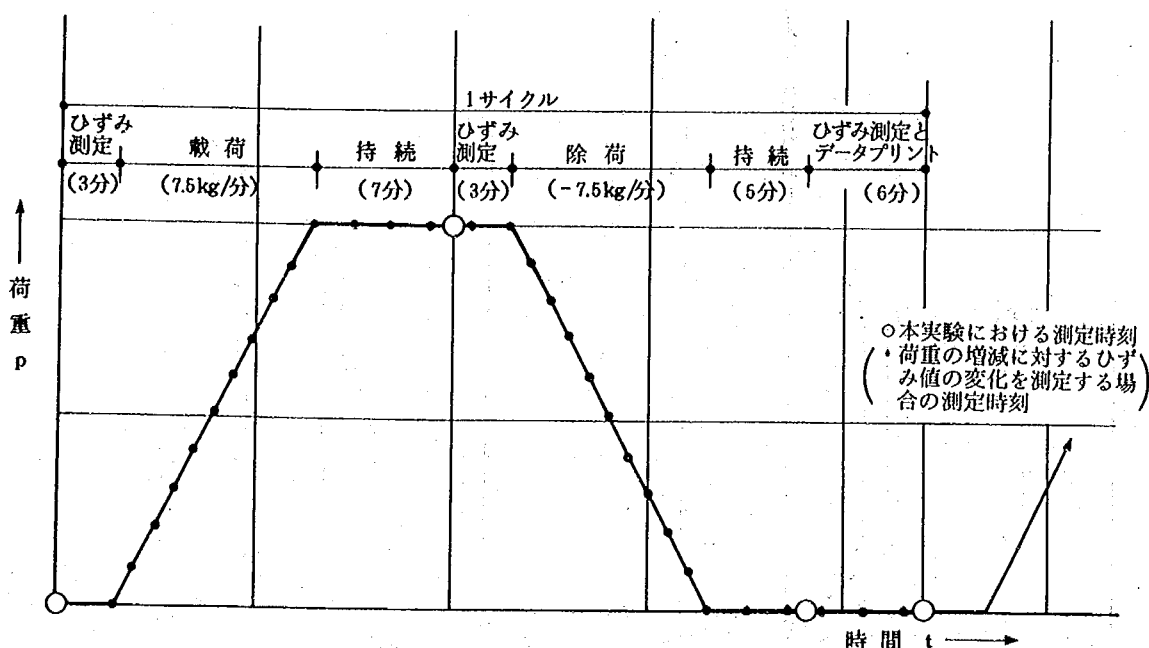
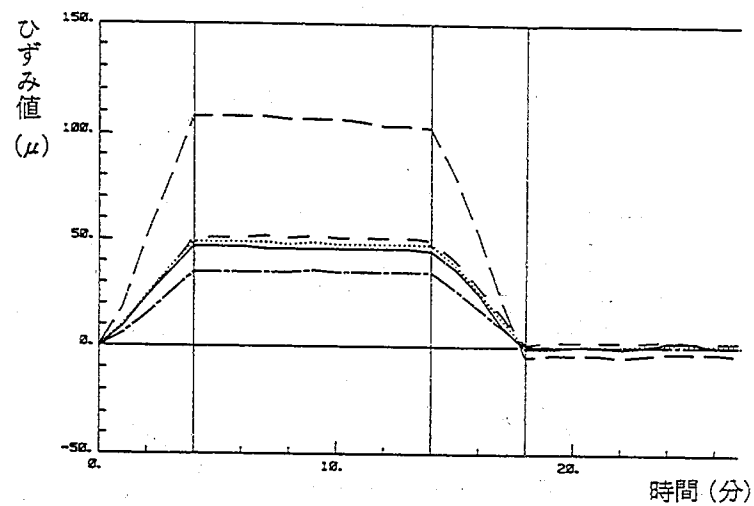
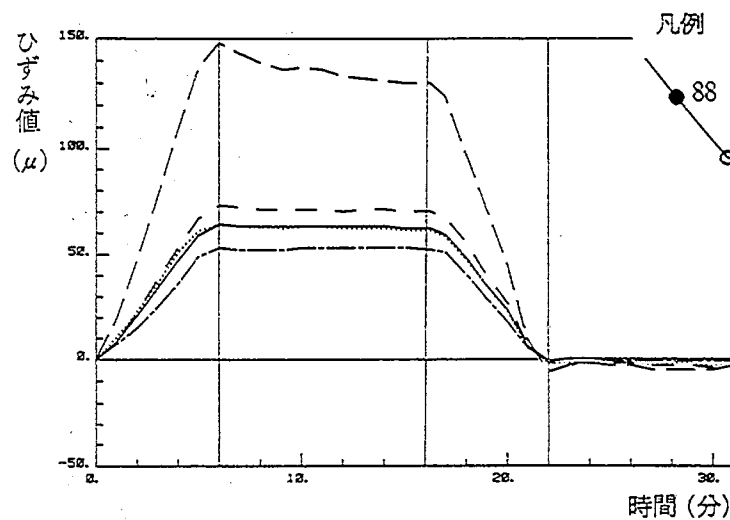


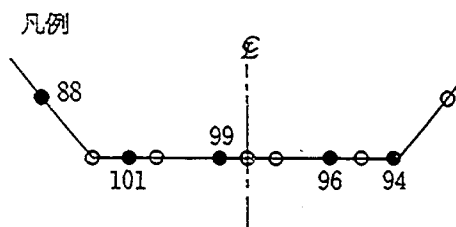
図-2.14 載荷および計測パターン



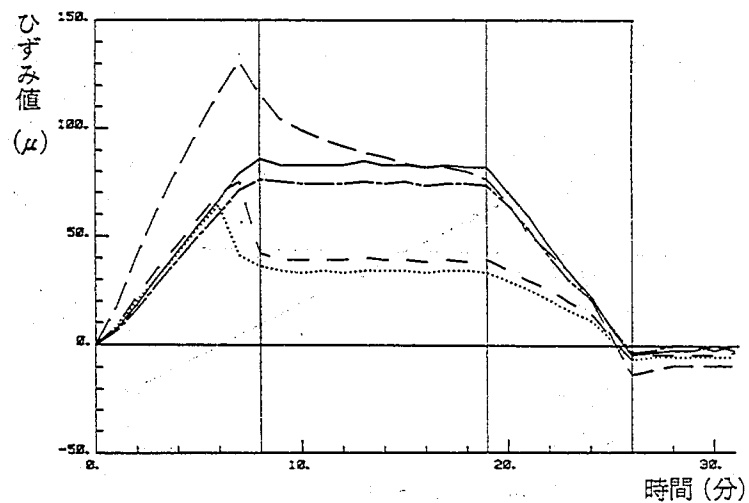
(1) 応力比 $k_p = 0.10$



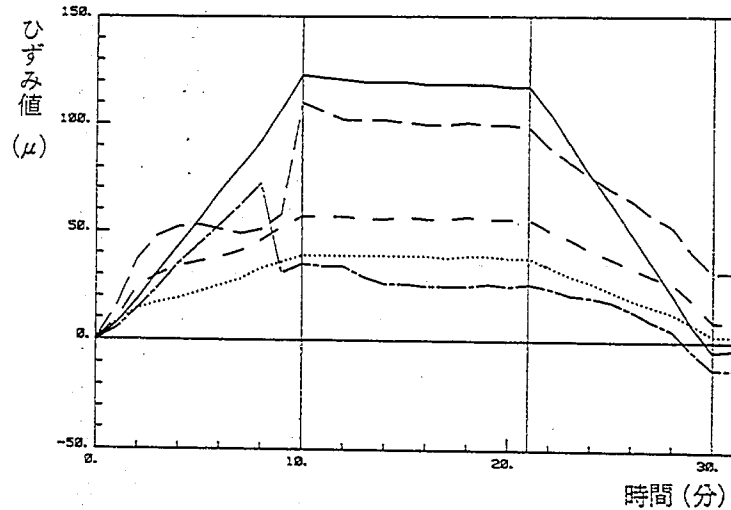
(2) 応力比 $k_p = 0.15$



- No.88-V
- No.94-V
- - - No.96-V
- · - No.99-V
- - - No.101-V



(3) 応力比 $k_p = 0.20$



(4) 応力比 $k_p = 0.25$

図-2.15 荷重の増加に伴う着岩面付近のひずみ履歴

動を示すが、応力比 k_p を 0.2, 0.25 と上げていくにしたがい、荷重を増加させる過程でひずみが急減する箇所が確認された。これは、引張応力の増加にともない、着岩面付近に局部的な引張破壊が生じたためと考えられる。しかし引張破壊を生じた後も応力の再配分によって破壊は局部的な現象にとどまり、ダム堤体は各荷重レベルごとにそれぞれ安定した応力分布を示す結果となった。

各荷重レベルごとの実験結果の比較について以下述べる。それぞれの実験結果は実物の応力に換算した値を示してあり、したがって各荷重レベルの結果は本来同一にならなければならないが、異なった結果は局部的な引張破壊の発生による応力再配分の結果であると考えられる。

(1) 半径方向たわみの比較

半径方向たわみの比較を図-2.16 に示す。下流側へのたわみは荷重レベルが高くなるにしたがい大きくなる傾向を示し、たわみの最も大きくなるダム天端クラウン付近では、応力比 $k_p = 0.25$ の時のたわみは応力比 $k_p = 0.15$ の時のたわみに比較して約10%程度大きな値を示している。また上部標高のアバットメント付近においては堤体が上流側にたわむ傾向がみられるが、この傾向も荷重レベルが高くなる程大きなものとなっている。

(2) 水平および鉛直応力の比較

各荷重レベルごとの応力分布のコンター図を図-2.17 に示す。また荷重レベルのちがいによる応力の比較図を図-2.18 に示す。これについて以下に述べる。

① 上流面水平応力： 荷重レベルが高くなるにしたがい、上流面水平応力は圧縮側に移行する傾向を示す。この傾向は河床部において大きく、応力比 $k_p = 0.25$ の時の値は応力比 $k_p = 0.15$ の時の値に比較して最大で 14kgf/cm^2 圧縮側に移行している。

② 下流面水平応力： 荷重レベルが高くなるにしたがい、下流面水平応力は中～上部標高のアバットメント付近で圧縮側に移行する傾向を示し、応力比 $k_p = 0.25$ の時の値は応力比 $k_p = 0.15$ の時の値に比較して最大で 12kgf/cm^2 圧縮側に移行している。これに対して河床部付近では逆に引張側に移行する傾向を示しており、最大で 14kgf/cm^2 の移行を示している。中～上部標高のクラウン付近の応力は各荷重レベルともほぼ同一である。

③ 上流面鉛直応力： 荷重レベルが高くなるにしたがい、上流面鉛直応力は河床部で圧縮側に移行する傾向を示し、応力比 $k_p = 0.25$ の時の値は応力比 $k_p = 0.15$ の時の値に比較して、河床部で最大 43kgf/cm^2 圧縮側に移行している。

④ 下流面鉛直応力： 全般的に応力値は各荷重レベルともほぼ同一である。

(3) 主応力の比較

各荷重レベルごとの主応力分布を図-2.19 に示す。これらの比較について以下に述べる。

① 上流面主応力： 荷重レベルが高くなるにしたがい、着岩部沿いにはほぼ鉛直方向に生じていた第二主応力（引張応力）は急激に減小し、これに伴ってこの周囲の水平方向の第一主応力（圧縮応力）は若干増加する傾向を示す。主応力の方向は各荷重レベルともほぼ同一である。

② 下流面主応力： 荷重レベルが高くなるにしたがい、着岩部沿いの第一主応力（圧縮応力）は圧縮側へ、第二主応力（引張応力）は引張側に移行する傾向を示す。主応力の方向は各荷重レベルともほぼ同一

である。

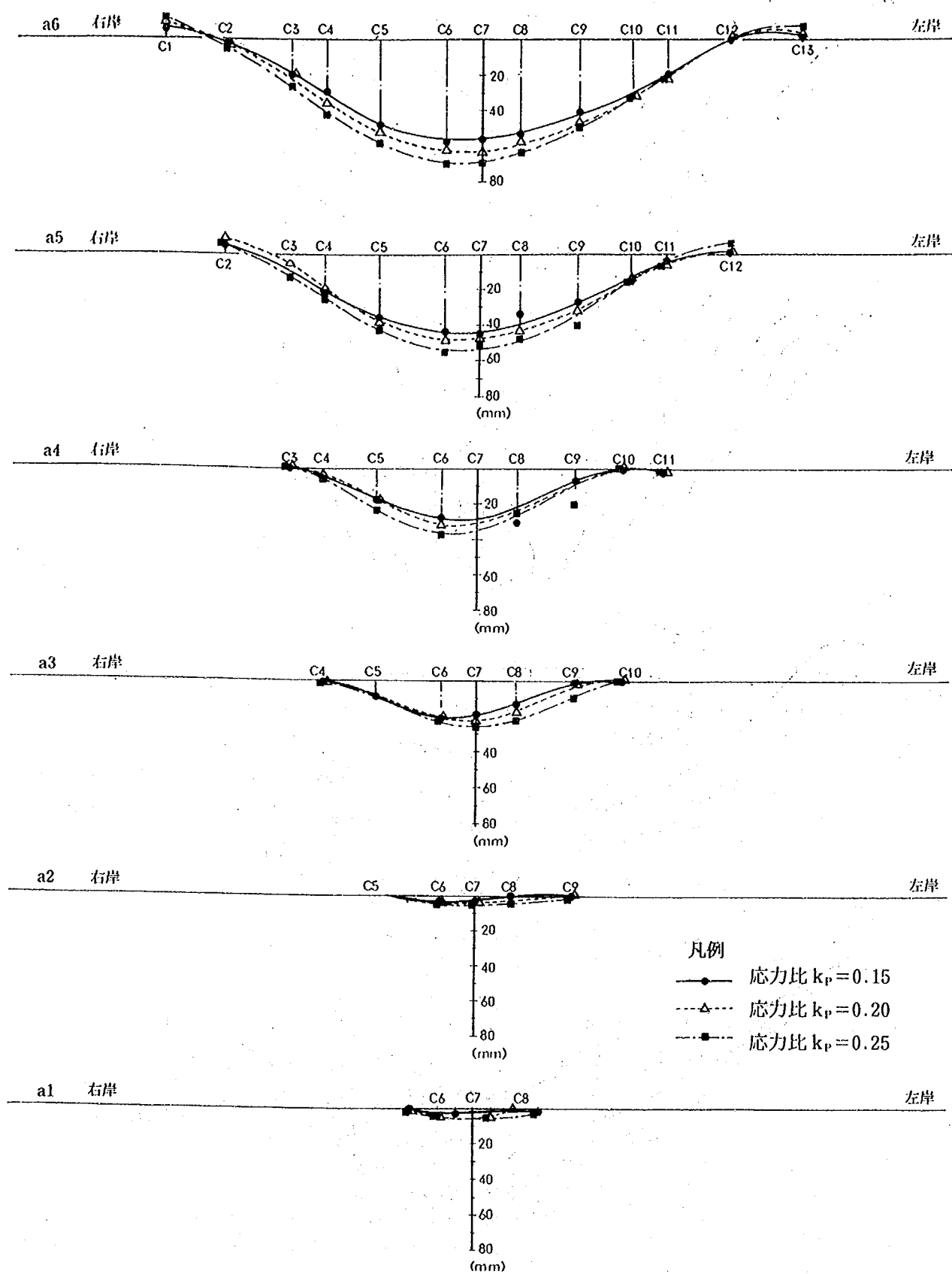
(4) 断面力の比較

荷重レベルのちがいによるアーチスラスト、アーチモーメント、カンチレバースラスト、カンチレバーモーメントの比較図を図-2.20に示す。これについて以下に述べる。

- ① アーチスラスト： 荷重レベルが高くなるにしたがい、アーチスラストは河床部で圧縮側に移行する傾向を示す。応力比 $k_p = 0.25$ の時の値は応力比 $k_p = 0.15$ の時の値に比較して最大で 2000 tf/m 程度圧縮側に移行している。
- ② アーチモーメント： 荷重レベルが高くなるにしたがい、アーチモーメントは河床部で正方向（上流面が圧縮応力となる方向）に移行する傾向を示す。応力比 $k_p = 0.25$ の時の値は応力比 $k_p = 0.15$ の時の値に比較して最大で 24000 tfm/m 程度移行している。
- ③ カンチレバースラスト： 荷重レベルが高くなるにしたがい、カンチレバースラストは河床部で圧縮側に移行する傾向を示す。応力比 $k_p = 0.25$ の時の値は応力比 $k_p = 0.15$ の時の値に比較して最大で 11000 tf/m 程度圧縮側に移行している。
- ④ カンチレバーモーメント： 荷重レベルが高くなるにしたがい、カンチレバーモーメントは河床部で正方向（上流側が圧縮応力となる方向）に移行する傾向を示す。応力比 $k_p = 0.25$ の時の値は応力比 $k_p = 0.15$ の時の値に比較して最大で 46000 tfm/m 程度移行している。

各荷重レベルごとの比較で最も特徴的なことは、荷重の増加によってダム堤体の着岩部に直交する方向の引張応力が急減することである。また、これに伴って周辺の応力分布にもある程度の変化が生じている。これは大きな引張応力の発生によって着岩部付近に局部的な引張破壊が生じたためと考えられる。ダムのクラウンおよびアバットメント沿いの主要な場所において、この応力分布の差異と応力比 k_p との関連を示したのが表-2.8 である。

以上の結果で明らかなように、アーチダムにおいては引張応力によって局部的な破壊が生じた場合でも、これに応じて応力の再配分が行われ、ダムは全体的な破壊に至ることなく、各荷重レベルごとに安定した応力状態を示す。したがって引張応力による局部的な破壊の発生の有無について注意していないと、応力再配分後の結果を真の値と見誤まることになるので十分な注意が必要である。



図—2.16 荷重レベルのちがいによる半径方向たわみの比較

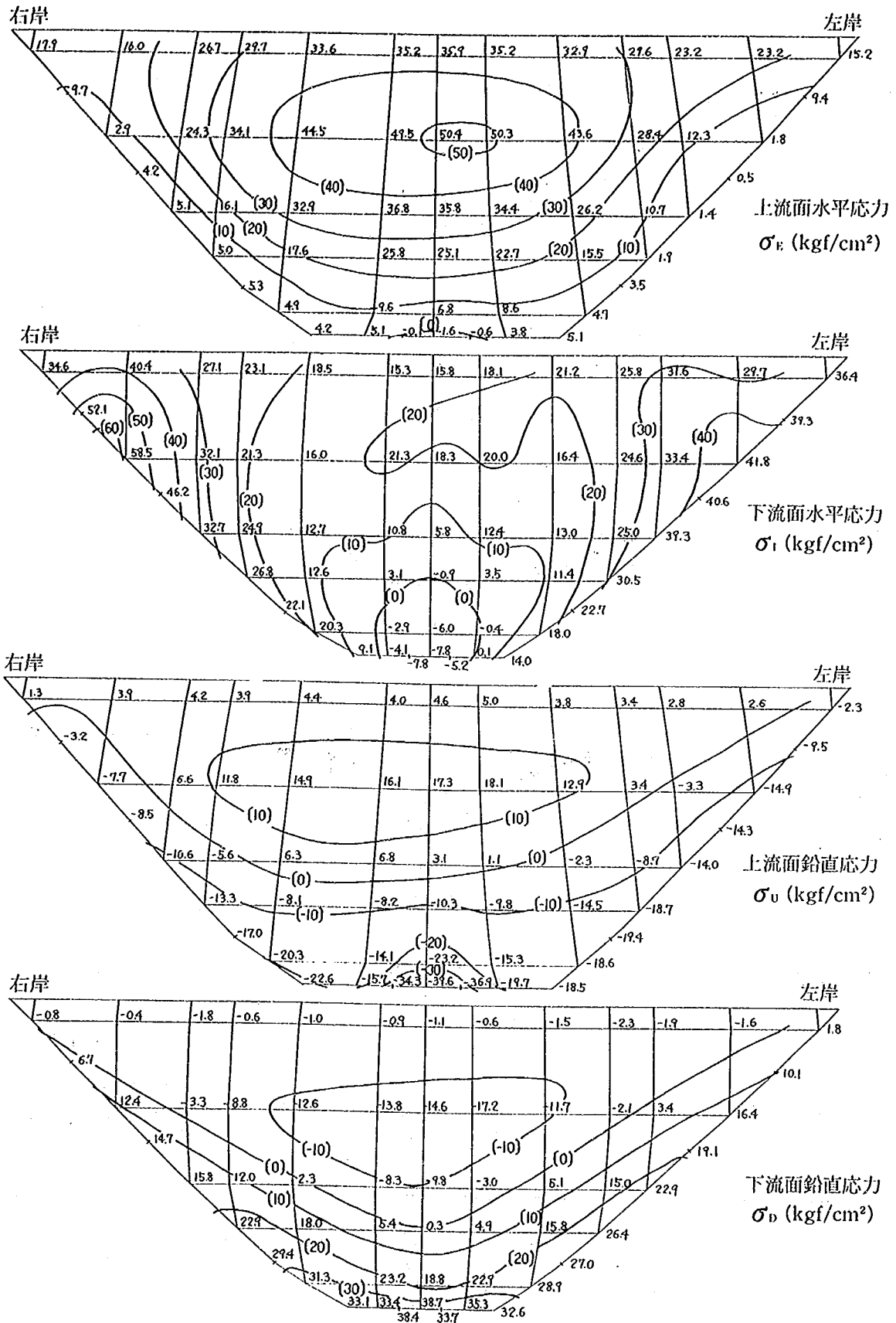


図-2.17 (1) 実験から得られる応力コンター図 (応力比 $k_p=0.15$)

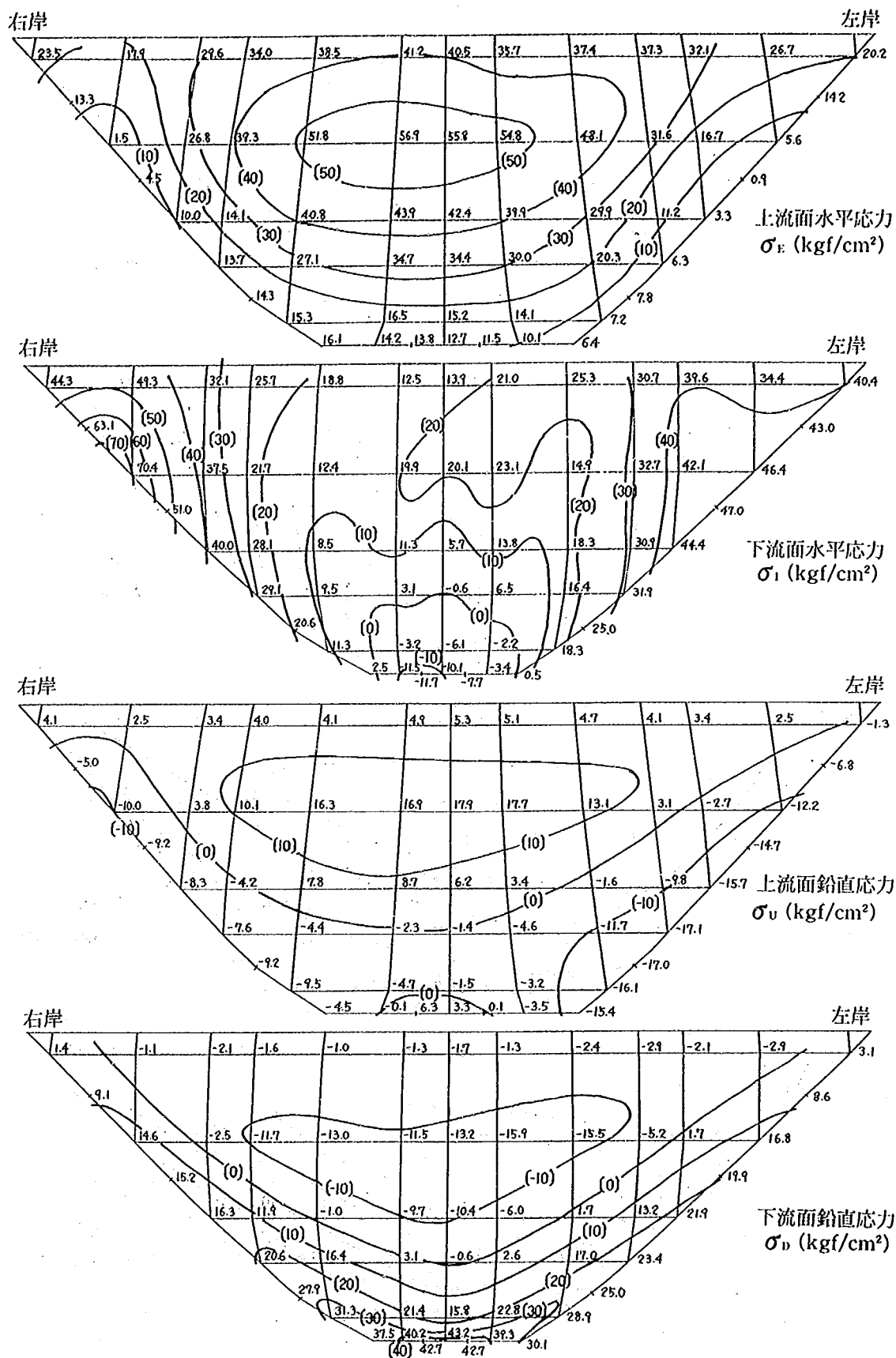
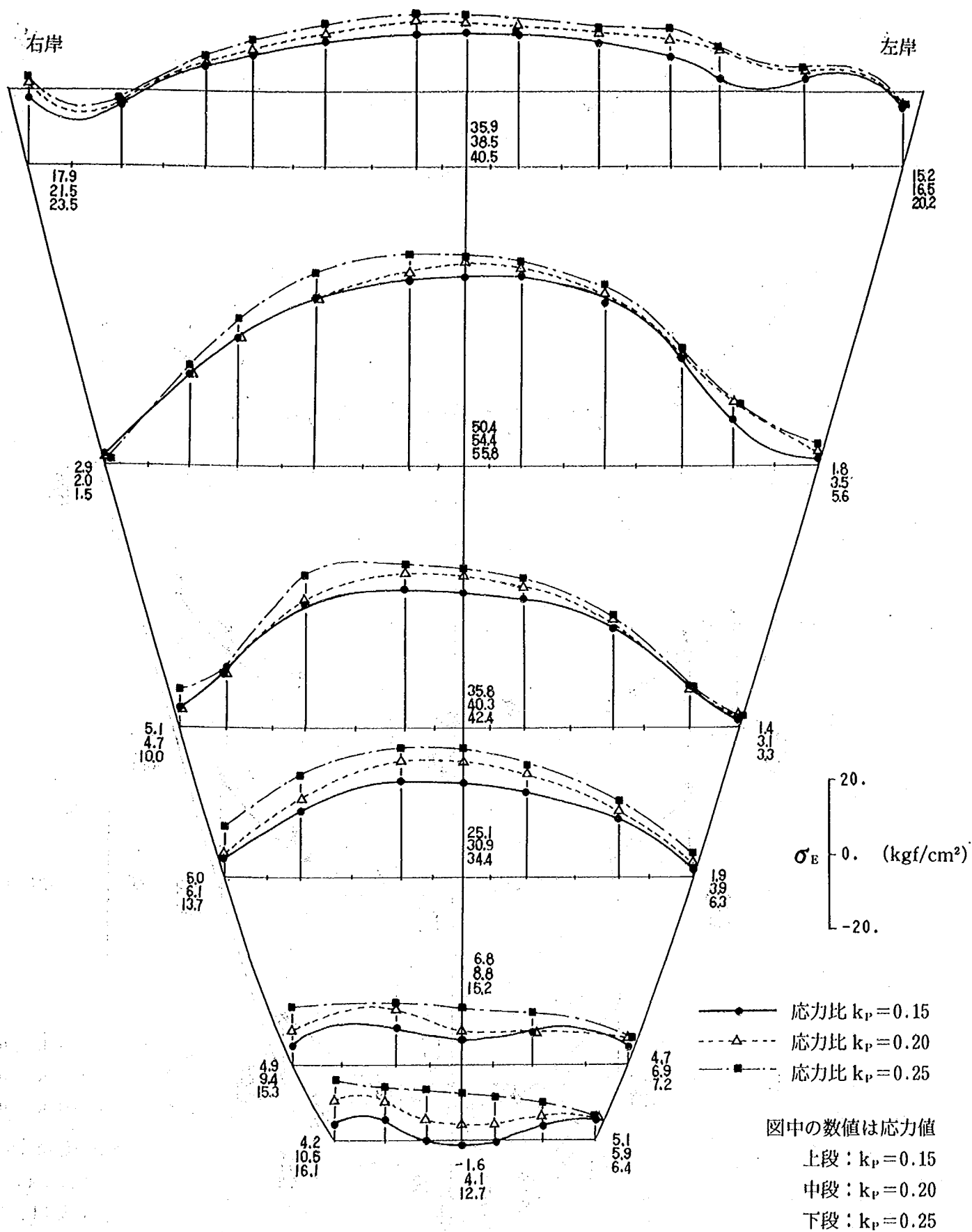


図-2.17 (3) 実験から得られる応力コンター図 (応力比 $k_p = 0.25$)



図—2.18 (1) 荷重レベルのちがいによる応力分布の比較 (上流面水平応力)

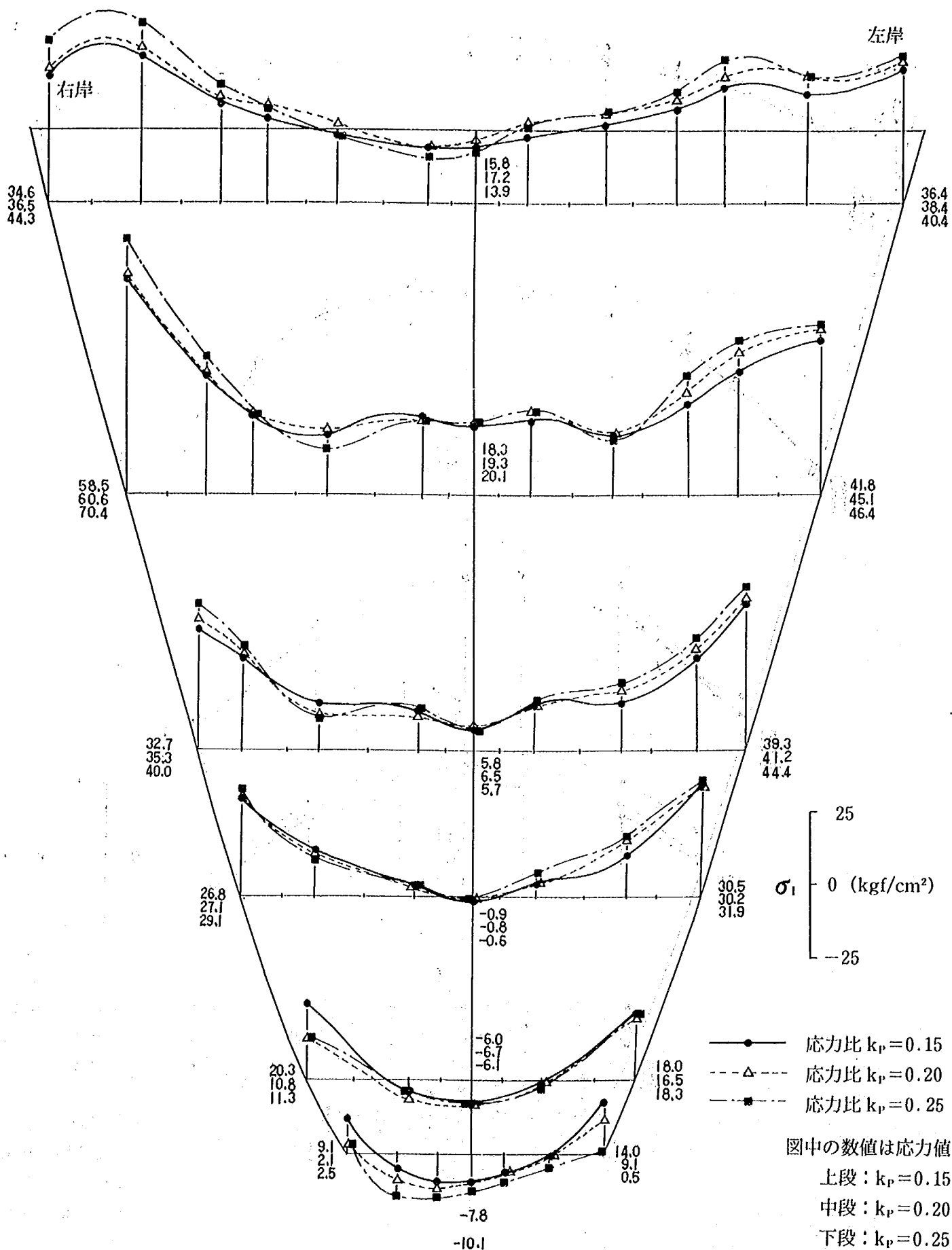


図-2.18 (2) 荷重レベルのちがいによる応力分布の比較 (下流面水平応力)

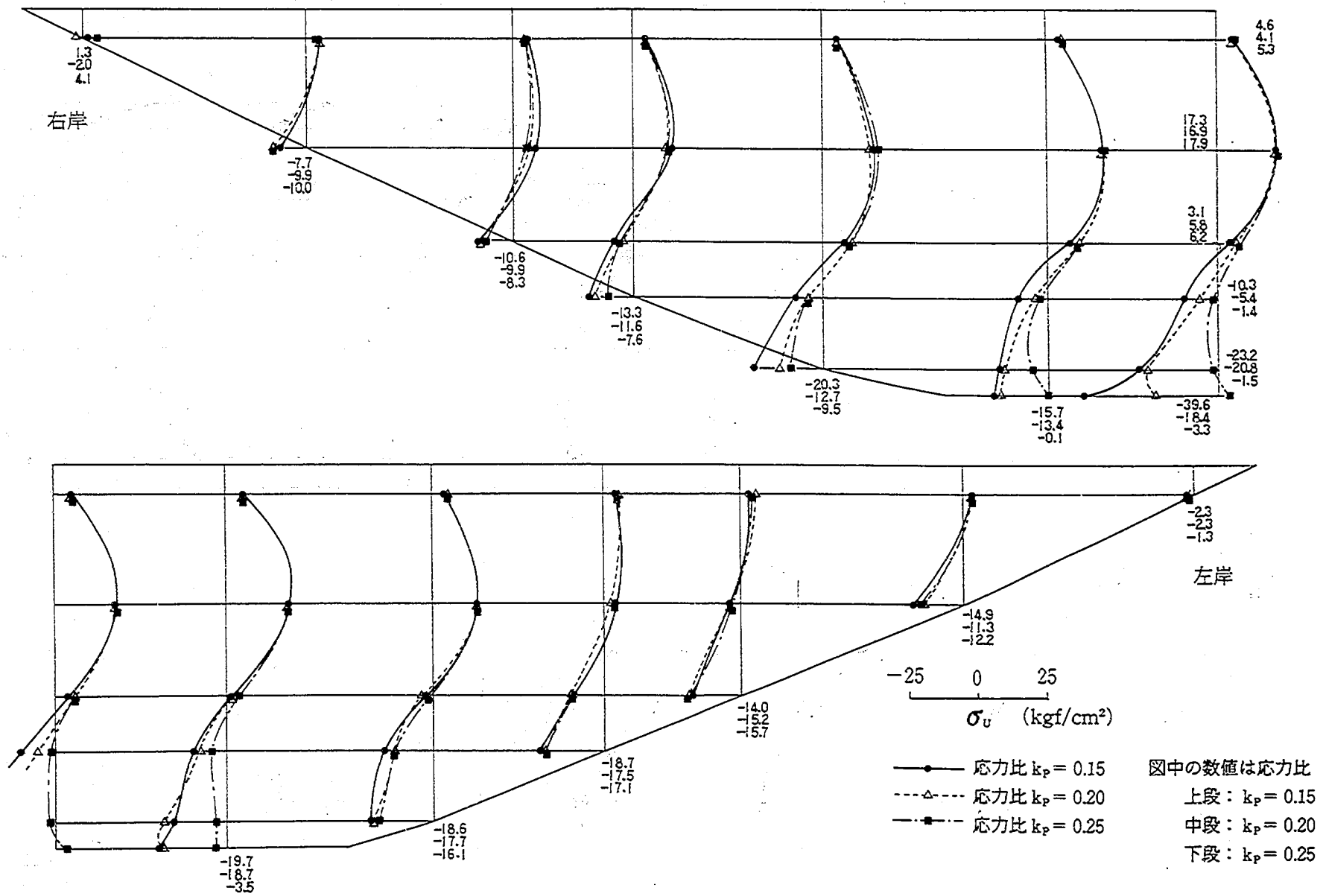


図-2.18 (3) 荷重レベルのちがいによる応力分布の比較 (上流面鉛直応力)

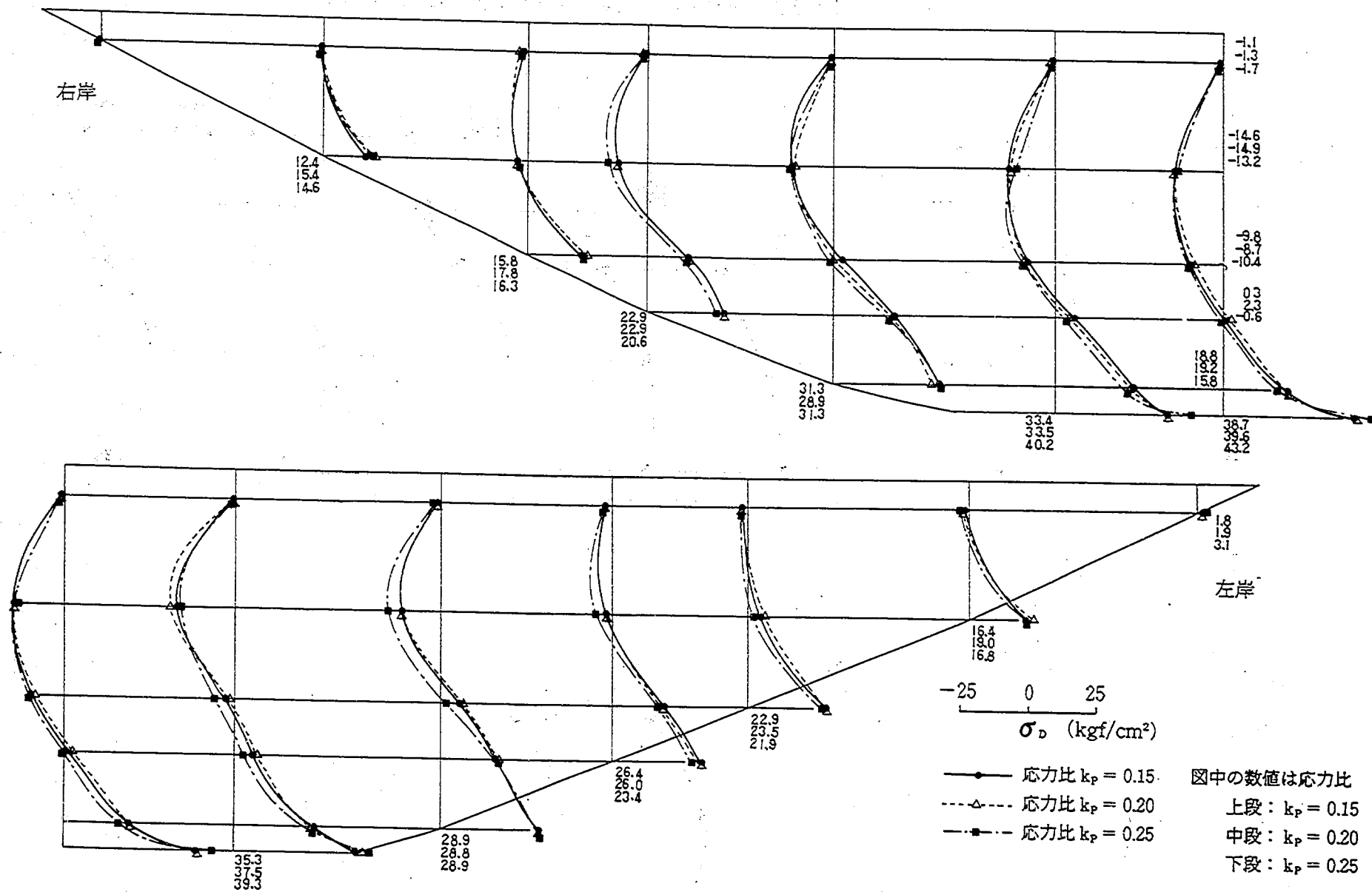


図-2.18 (4) 荷重レベルのちがいによる応力分布の比較 (下流面鉛直応力)

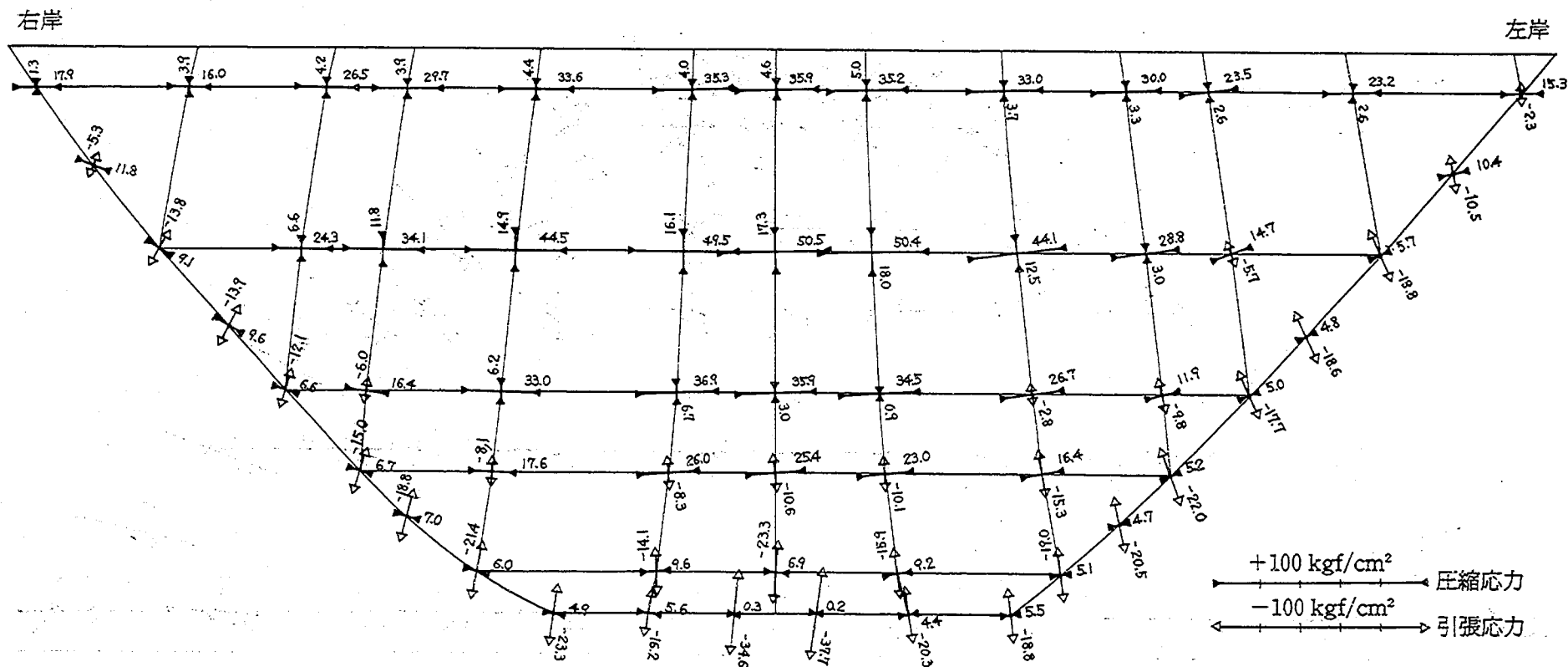
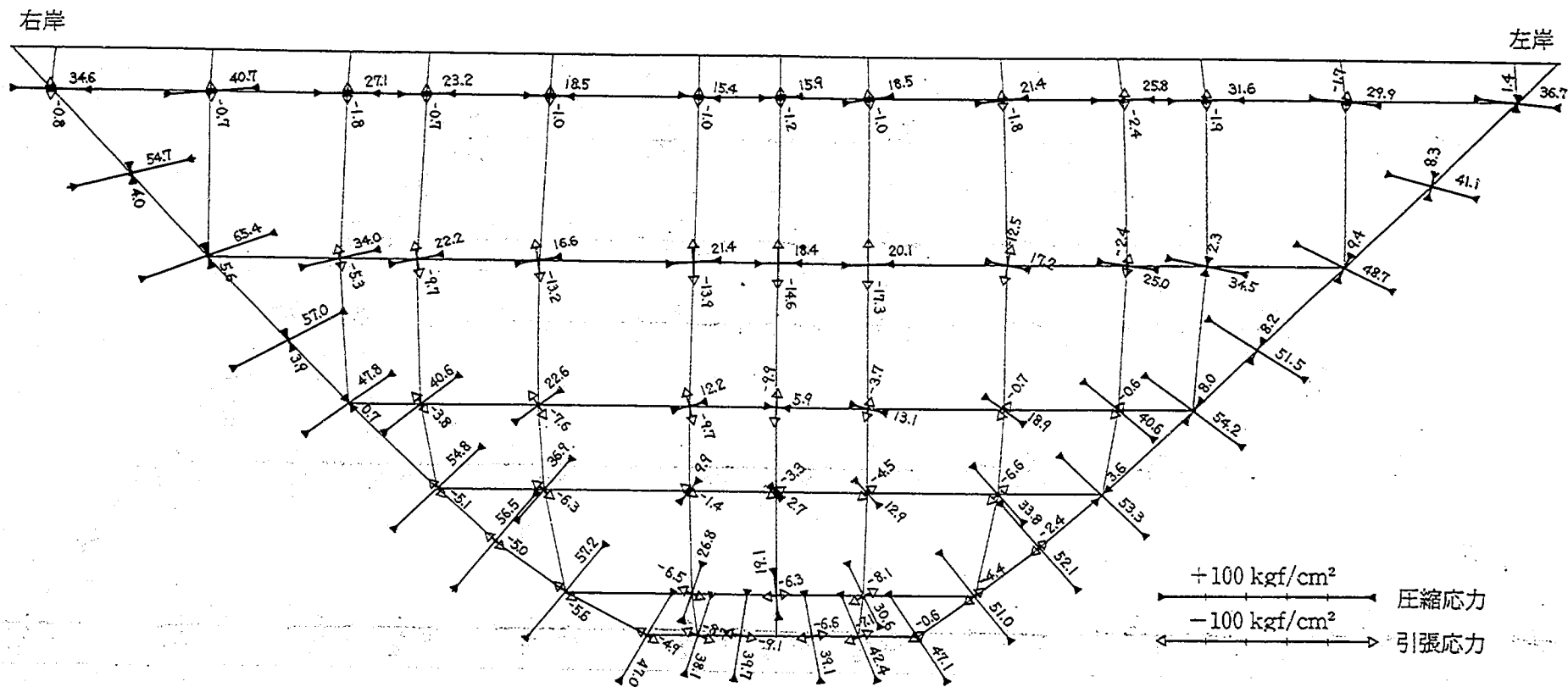


図-2.19 (1) 実験から得られる主応力図 (応力比 $k_p=0.15$, 上流面)



図—2.19 (2) 実験から得られる主応力図 (応力比 $k_p=0.15$, 下流面)

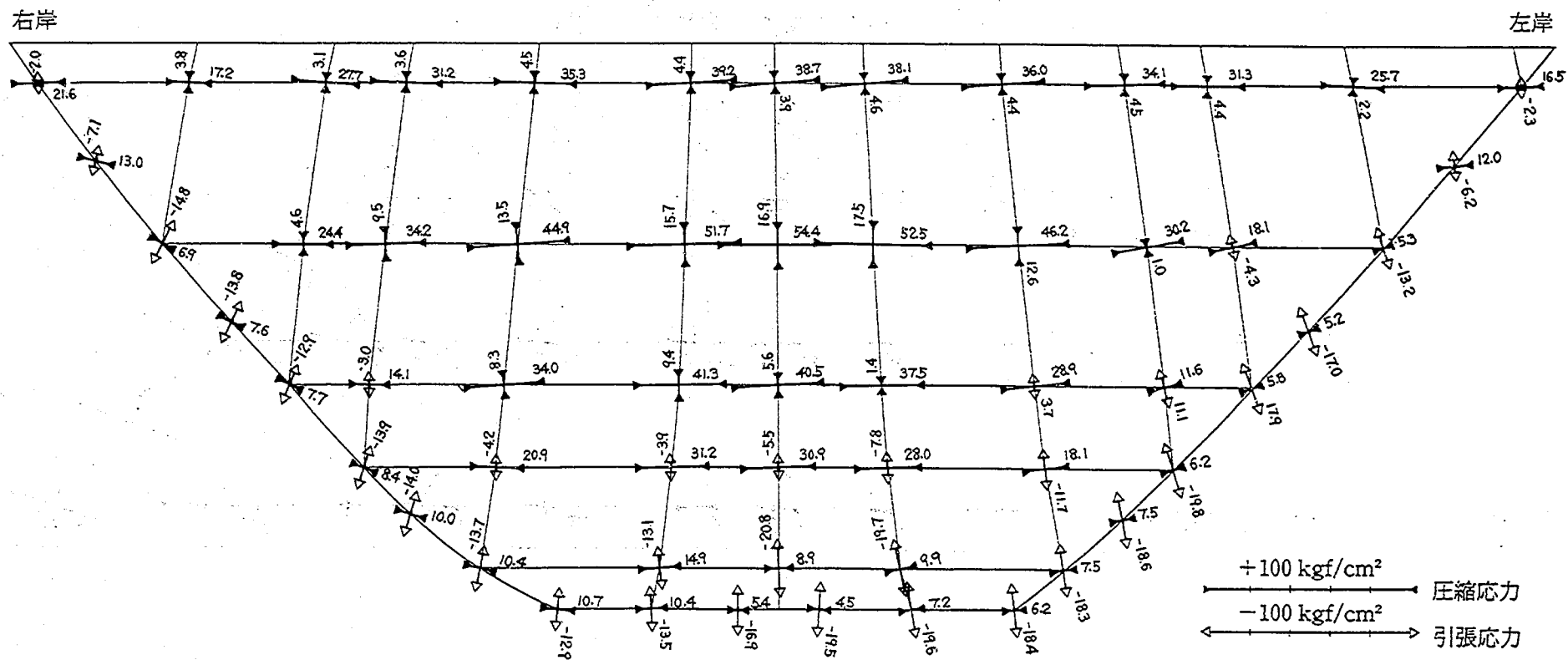


図-2.19 (3) 実験から得られる主応力図 (応力比 $k_p=0.20$, 上流面)

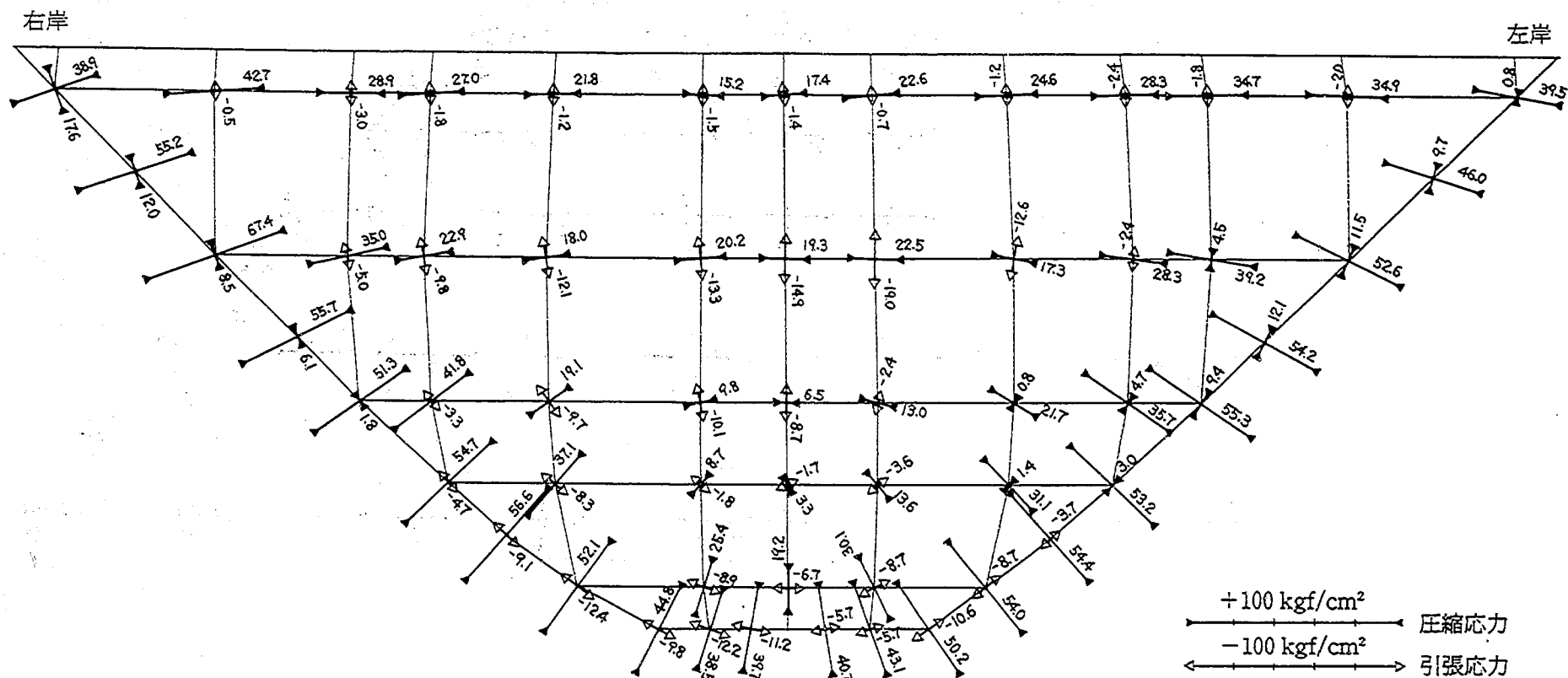


図-2.19 (4) 実験から得られる主応力図 (応力比 $k_p=0.20$, 下流面)

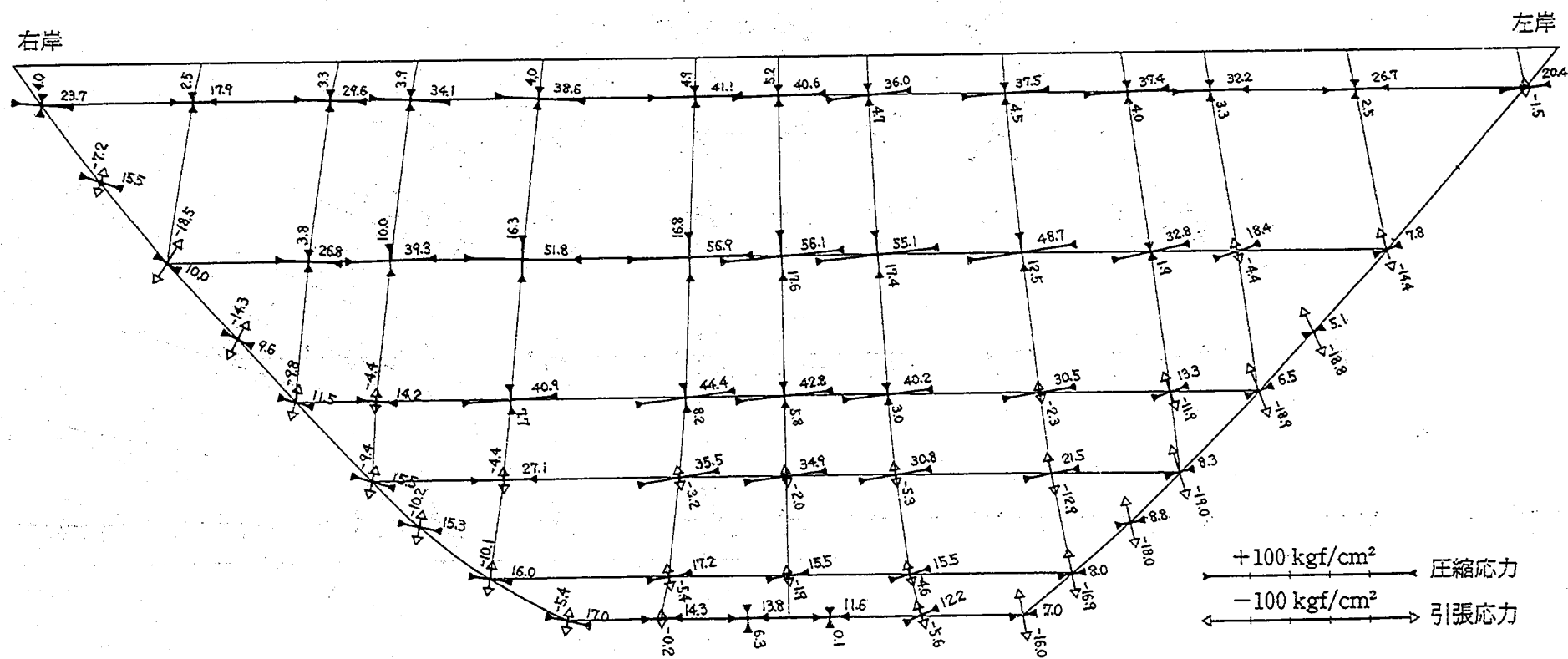


図-2.19 (5) 実験から得られる主応力図 (応力比 $k_p=0.25$, 上流面)

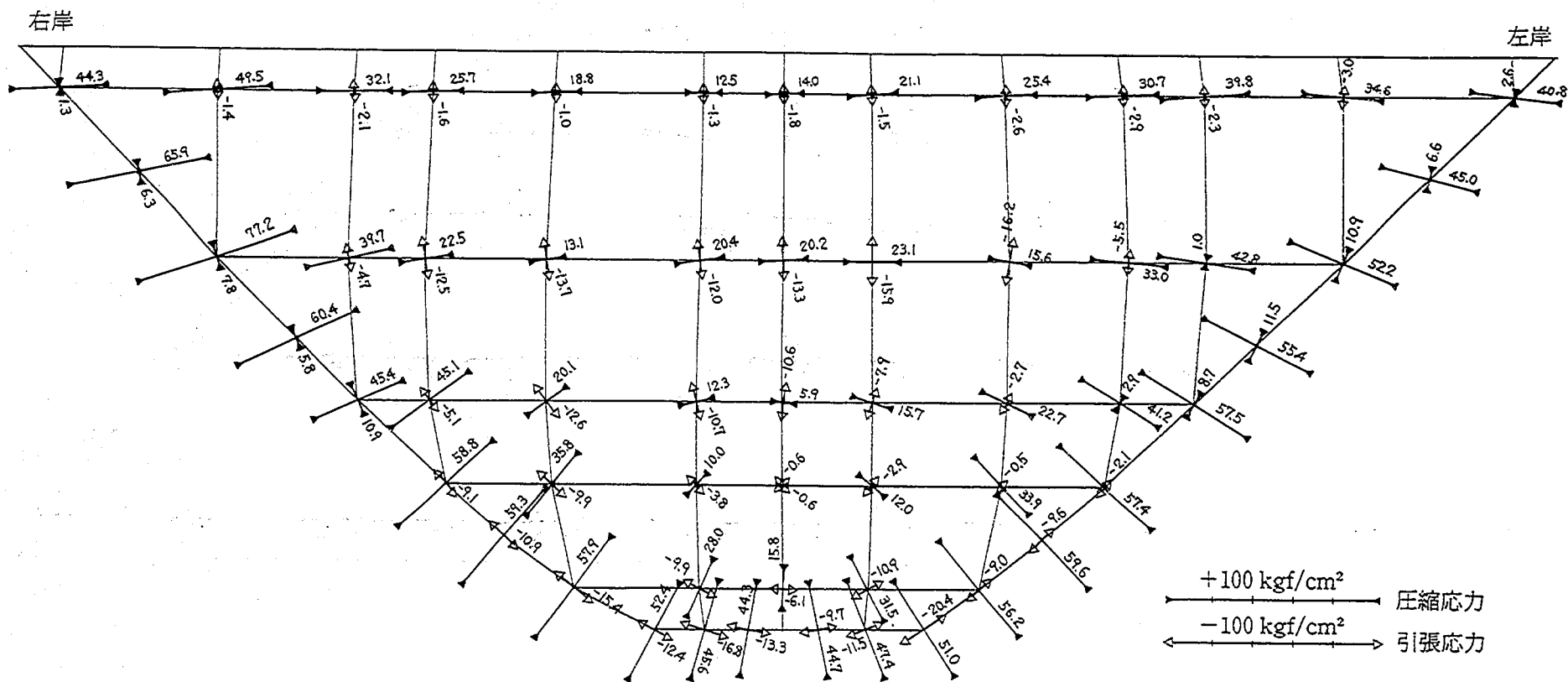


図-2.19 (6) 実験から得られる主応力図 (応力比 $k_p=0.25$, 下流面)

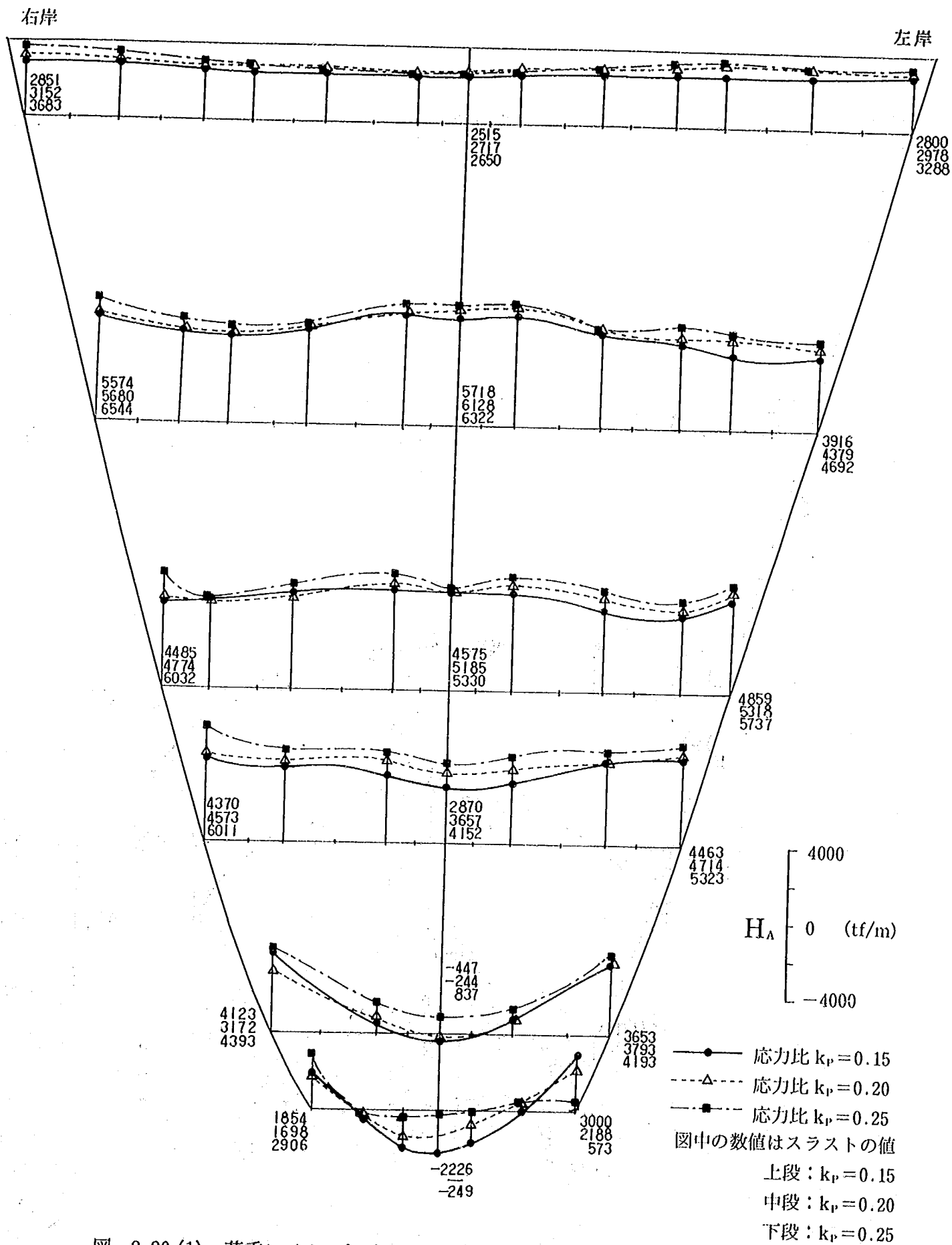


図-2.20 (1) 荷重レベルのちがいによる断面力の比較 (アーチスラスト)

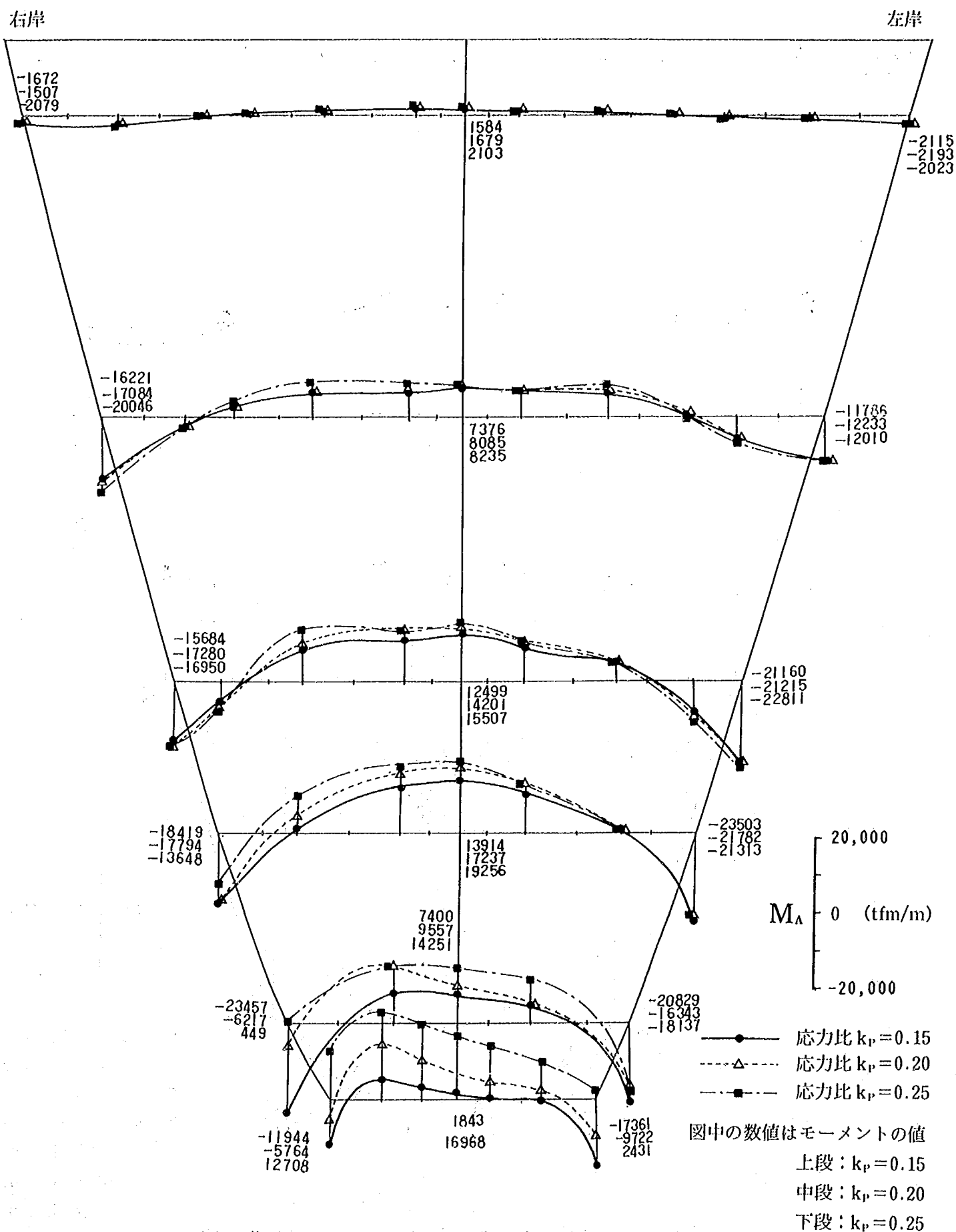


図-2.20 (2) 荷重レベルのちがいによる断面力の比較 (アーチモーメント)

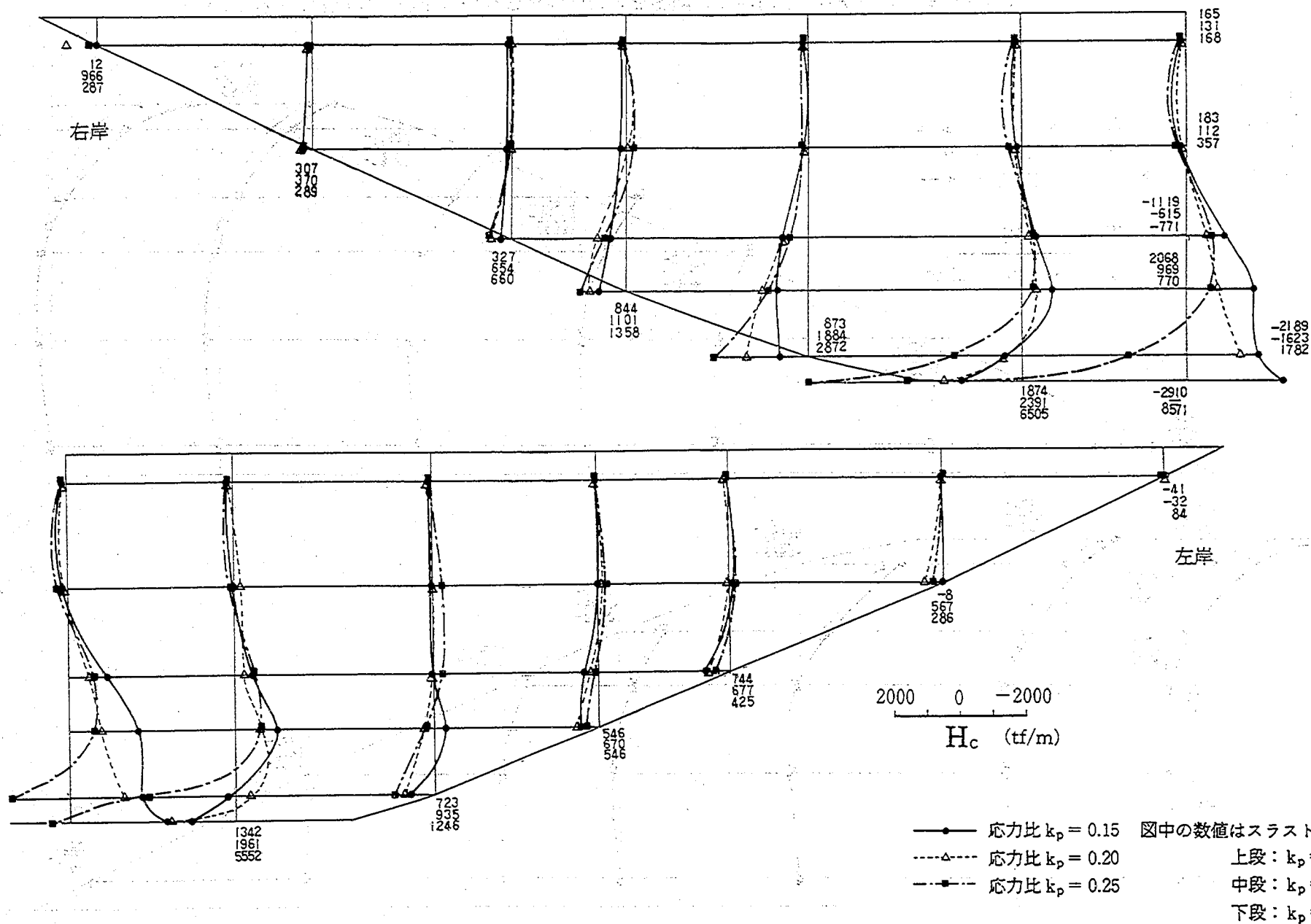


図-2.20 (3) 荷重レベルのちがいによる断面力の比較 (カンチレバースラスト)

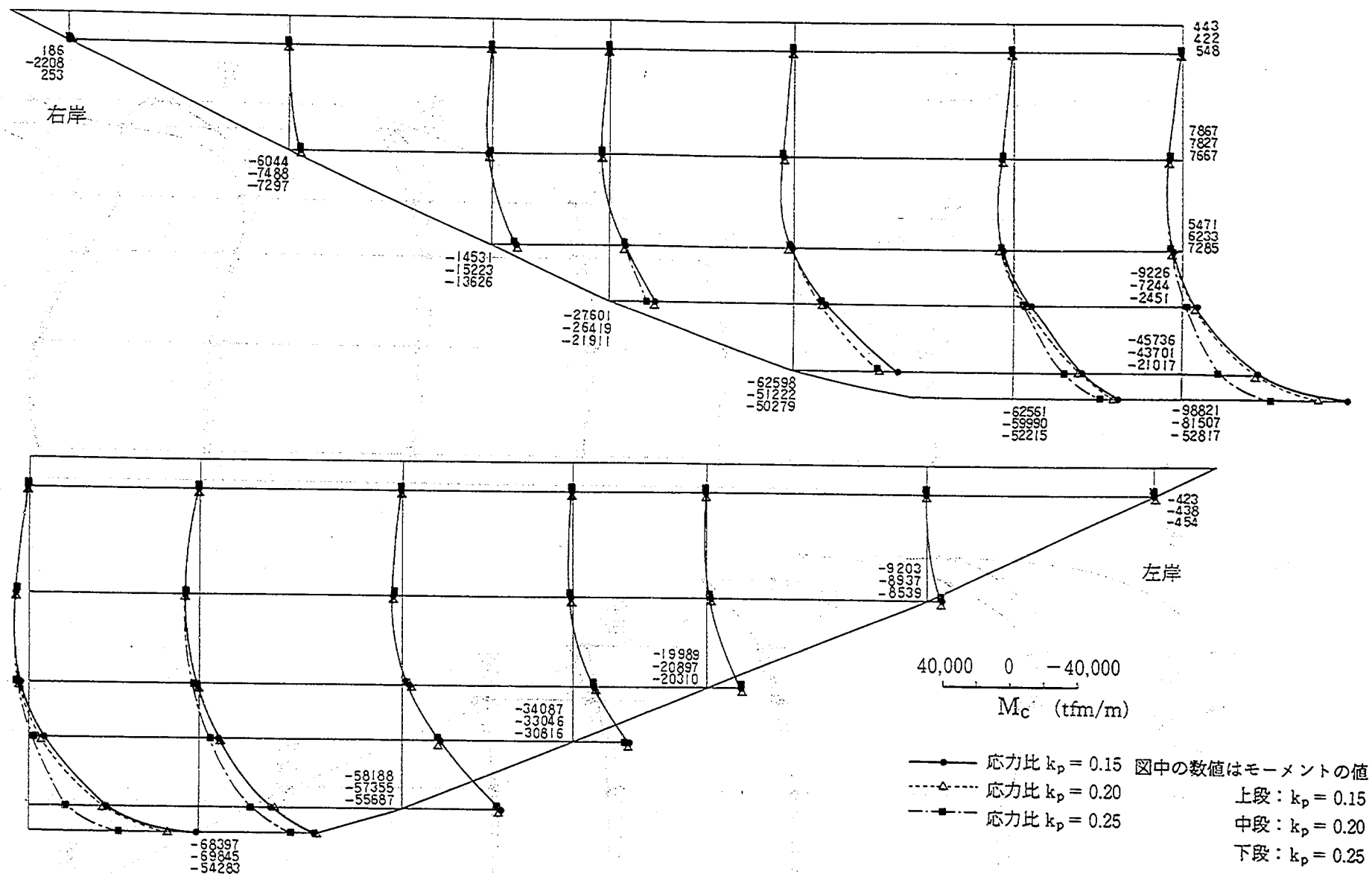


図-2.20 (4) 荷重レベルのちがいによる断面力の比較 (カンチレバーモーメント)

表-2.8 応力比 k_p のちがいによる実物換算応力値の比較

(単位: kgf/cm^2)
(圧縮を+)

位置 成分 k_p 値	上 流 面				下 流 面			
	水平応力		鉛直応力		水平応力		鉛直応力	
	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25
クラウン①	35.9	40.5	4.6	5.3	15.8	13.9	-1.1	-1.7
" " ②	35.8	42.4	3.1	6.2	5.8	5.7	-9.8	-10.4
" ③	-1.6	12.7	-39.6	3.3	-7.8	-10.1	38.7	43.2
アバット④	15.2	20.2	-2.3	-1.3	36.4	40.4	1.8	3.1
" ⑤	1.4	3.3	-14.0	-15.7	39.3	44.4	22.9	21.9
" ⑥	4.7	7.2	-18.6	-16.1	18.0	18.3	28.9	28.9

2.3.2 洪水吐の切り欠きによる影響

次に堤体模型に洪水吐による切り欠きを設け、これが堤体の応力分布に及ぼす影響を検討した。なお実験は既に河床部付近で引張応力による破壊がある程度進行している状態での実験となるが、洪水吐による切り欠き周辺の応力状態についてはこれによって影響を受けないと考えてよい。

切り欠きを有する場合と有しない場合の水平応力、鉛直応力の分布の比較を図-2.21に示す。また切り欠きを有する場合の主応力分布を図-2.22に示す。これらのものから切り欠きを設けたことによる応力分布の変化を整理すると以下ようになる。

- ① 切り欠き底部付近の水平応力が上・下流面ともに圧縮側に移行している。
- ② 切り欠きの角には応力集中が認められる。
- ③ 切り欠きのやや下側の鉛直応力が上流面では引張側に、下流面では圧縮側にやや移行している。

このように、応力分布に明らかな差異が認められる部分は、切り欠きの周辺に限られ、構造模型実験において洪水吐による切り欠きを考慮するかどうかによって生じる誤差は切り欠き周辺部に限られると考えてよい。

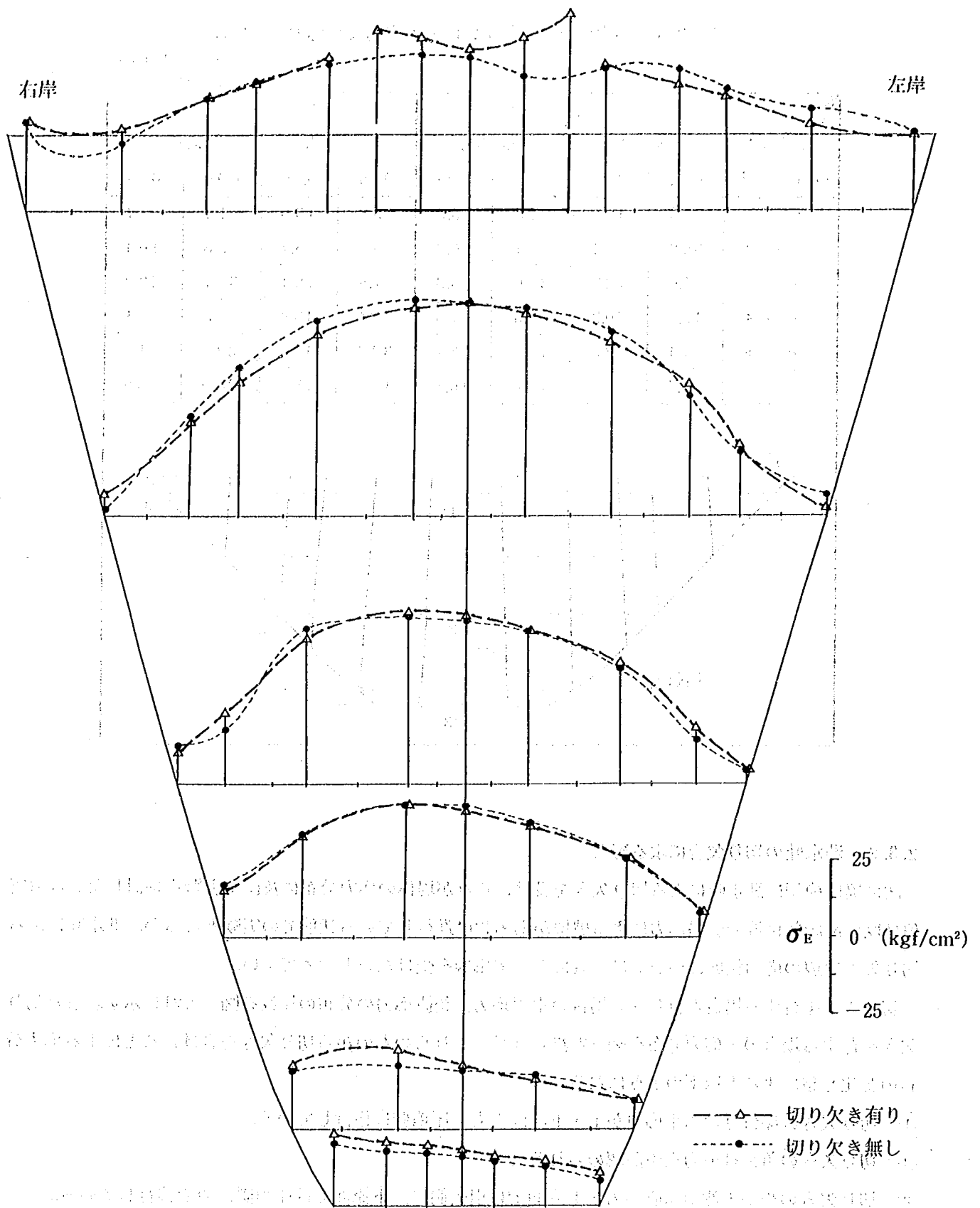


図-2.21 (1) 切り欠き部の有無による応力分布の比較 (上流面水平応力)

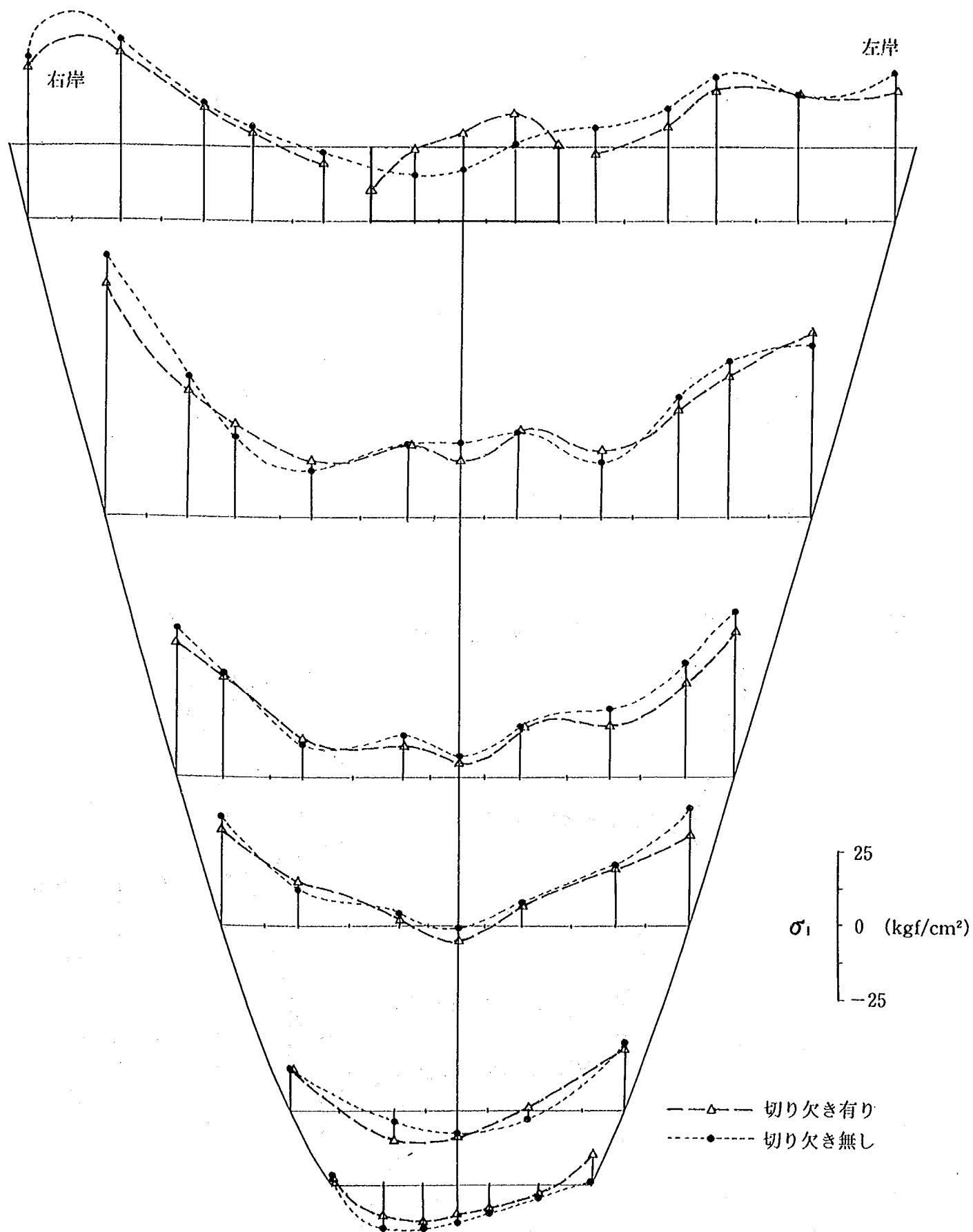


図-2.21 (2) 切り欠き部の有無による応力分布の比較 (下流面水平応力)

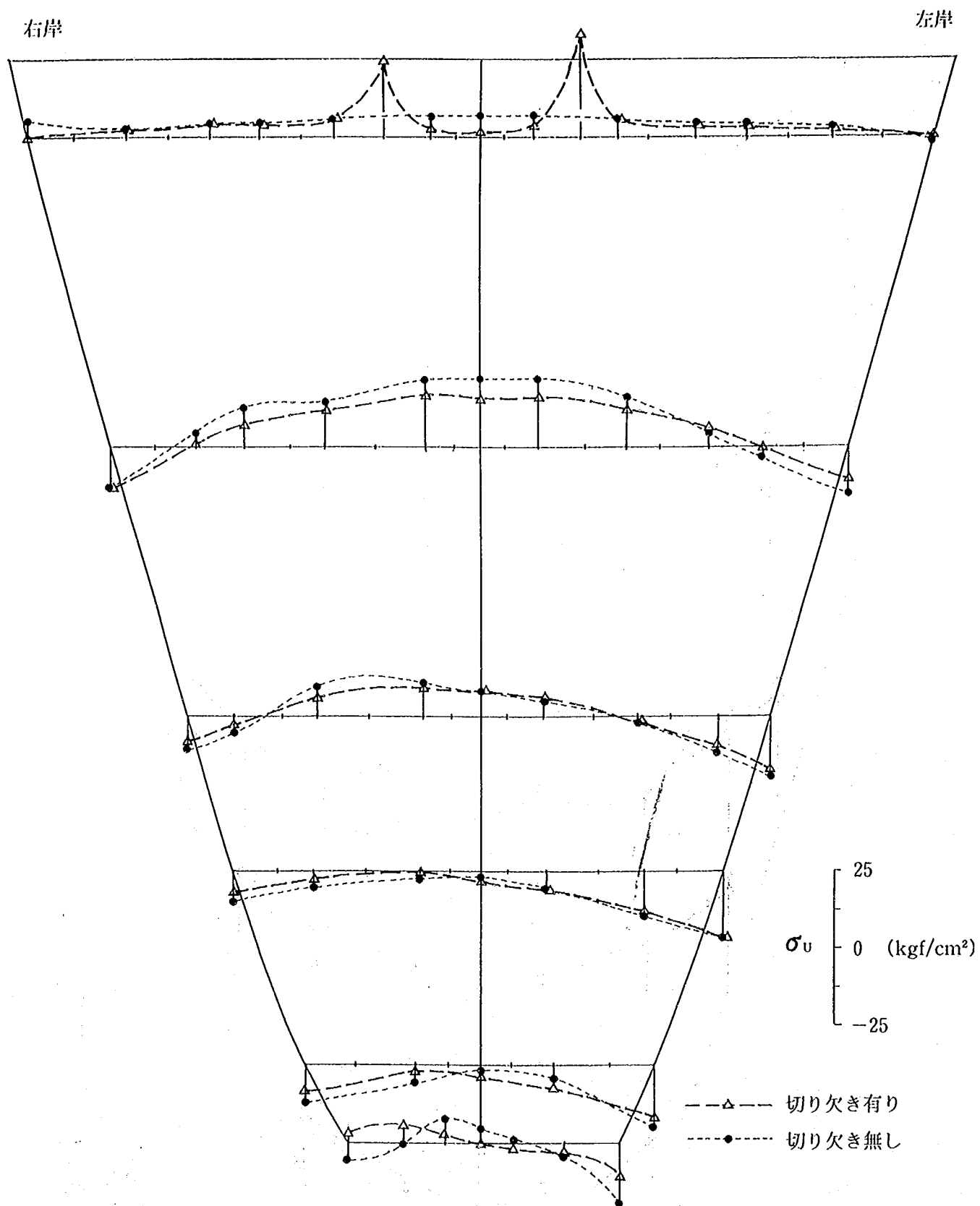


図-2.21 (3) 切り欠き部の有無による応力分布の比較 (上流面鉛直応力)

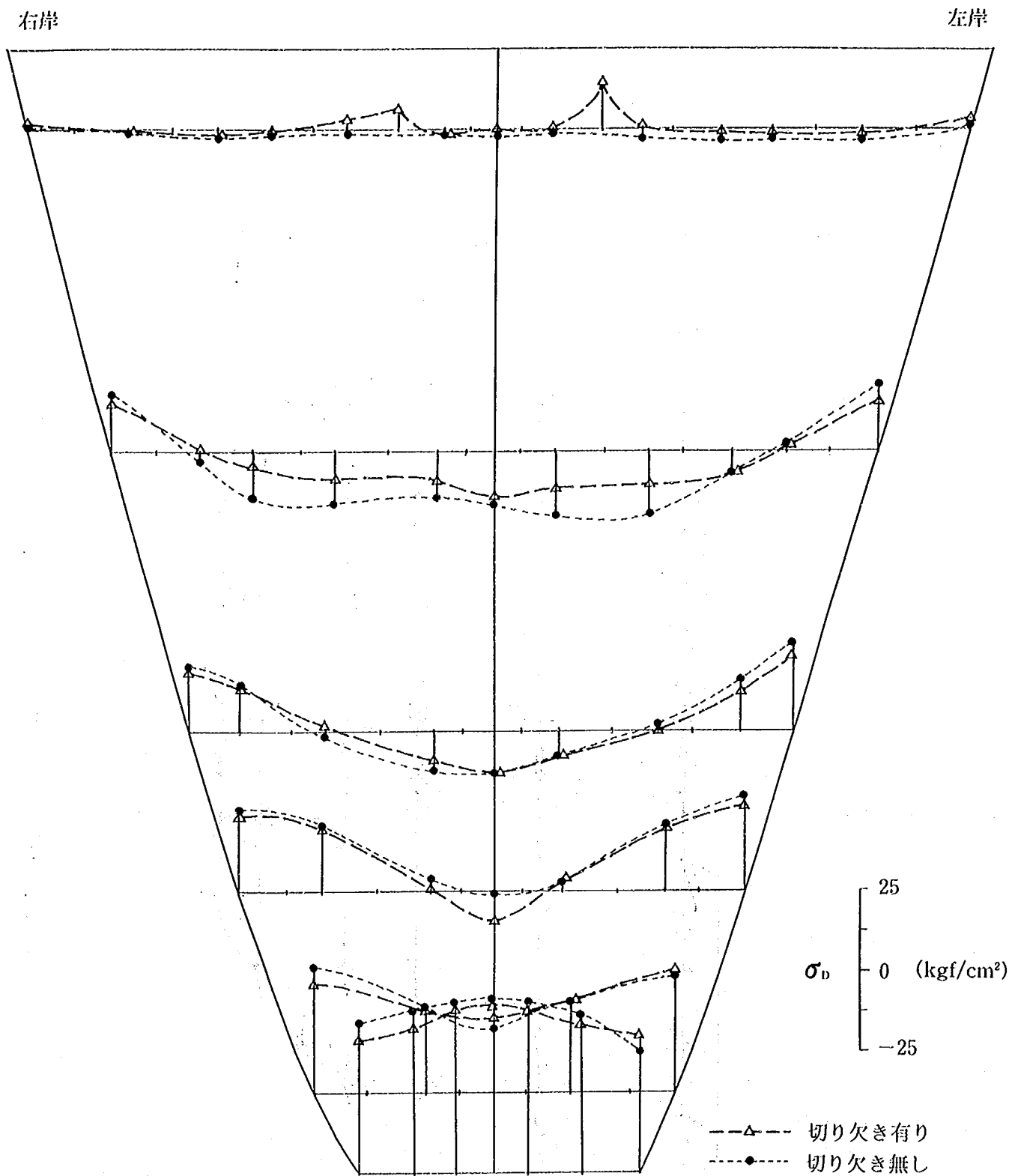


図-2.21 (4) 切り欠き部の有無による応力分布の比較 (下流面鉛直応力)

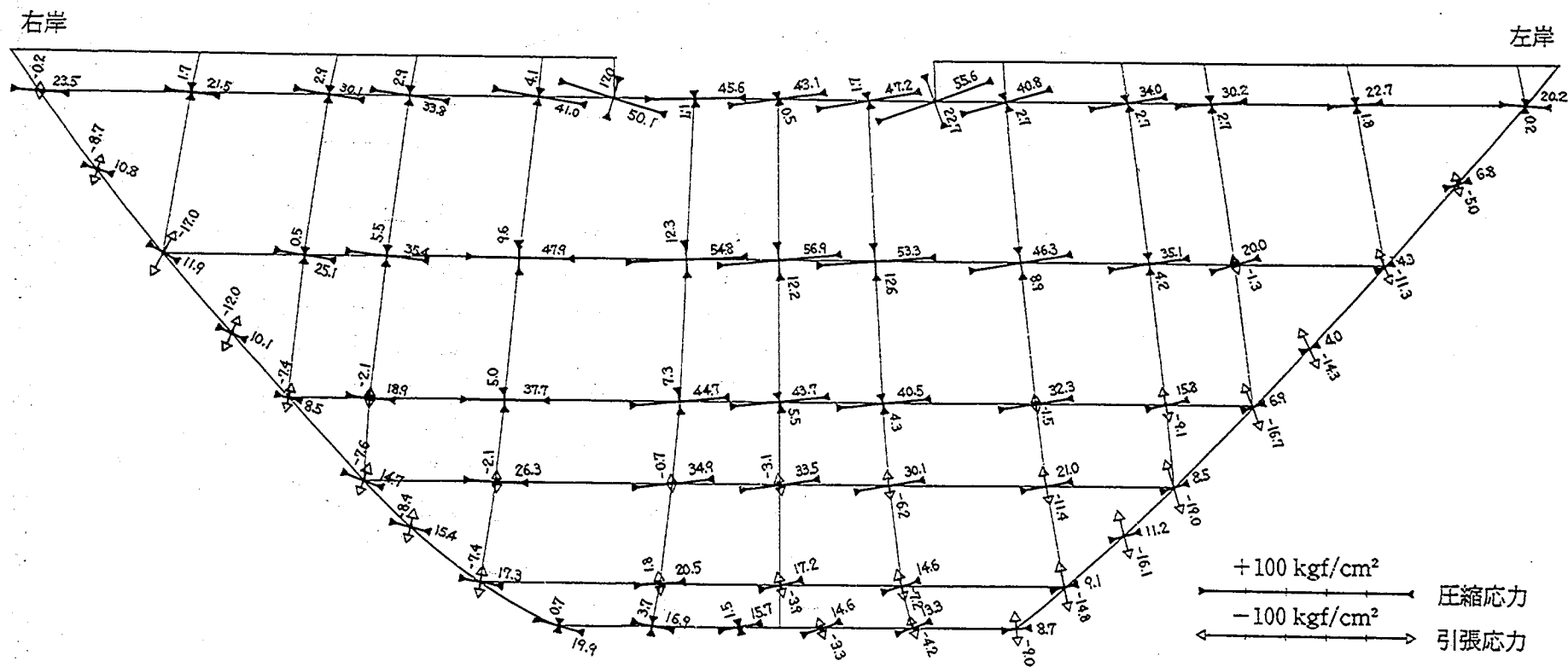


図-2.22 (1) 切り欠きを有する場合の主応力図 (上流面)

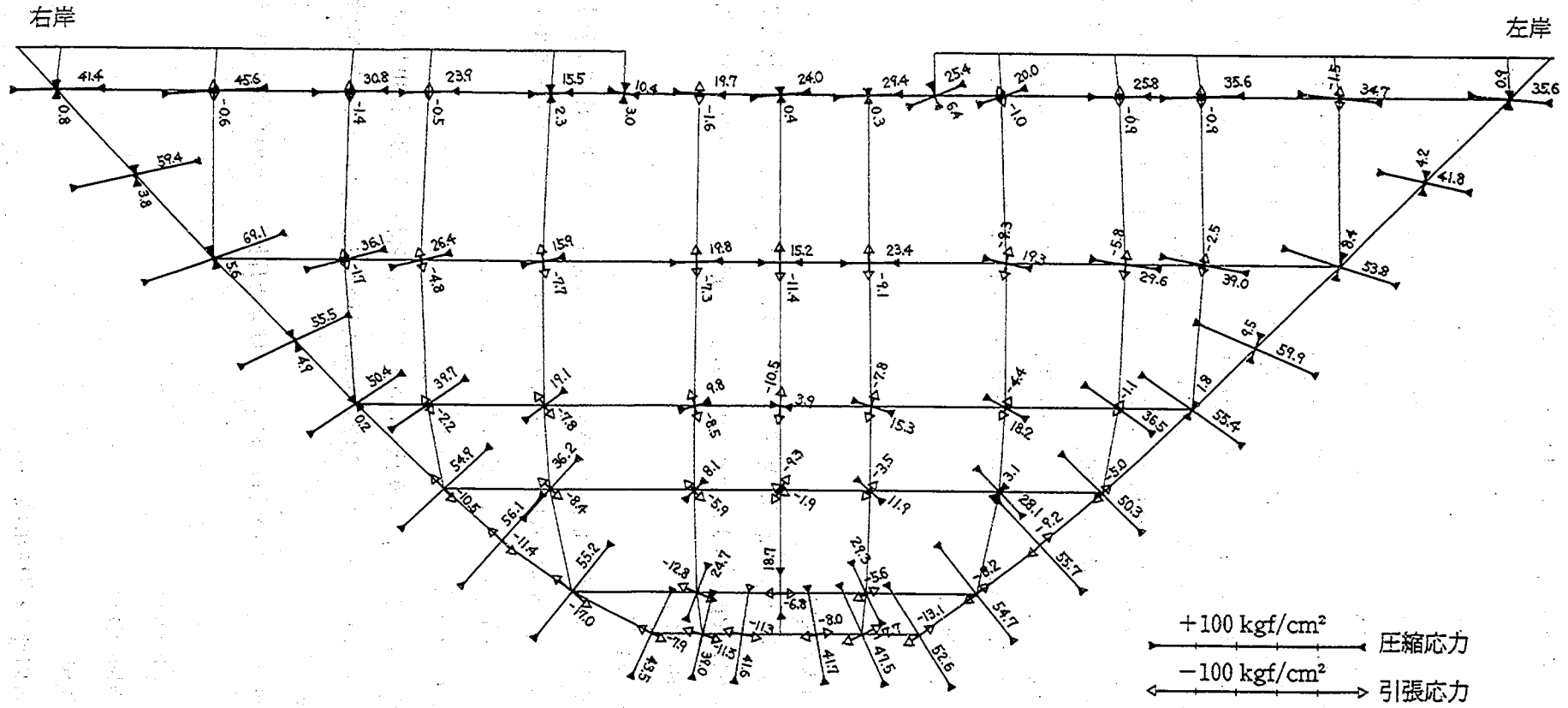


図-2.22 (2) 切り欠きを有する場合の主応力図 (下流面)

3. 数値解析によるアーチダムの構造解析法の概要とその問題点

3.1 アーチダムの構造設計における数値解析法の位置付け

既に指摘したように、アーチダムは堤体材料としてのコンクリートの強度を最大限に利用する構造物であるから、その設計に際しては作用荷重によって堤体内に生じる応力を正確に把握する必要がある。ところが、アーチダムの最適形状はダムサイトの地形、地質条件によって大きく左右されるため、一義的にその形状を決定することは難しく、試行錯誤的な検討が必要となる。このため、アーチダムの構造設計は一般に2つの段階に分けられている。第一の段階は最適形状を求めるための段階で、この段階では簡便廉価な解析法が必要であり、現在この方法として荷重分割法が広く用いられている。第二の段階は、最適形状として選定された最終形状に対して正確な応力解析を行ってダム堤体の構造的安定性を確認し、場合によって必要な微修正を行うための段階であり、この段階の解析には最終的検証法として精度の高い解析法が要求されている。この方法としては模型実験が一般的である。しかし、模型実験は経費、時間的にみて必ずしも合理的ではなく、また第2章で明らかにされたようにいくつかの精度上の問題点も有しており、昨今の数値解析法の進歩から考えるとアーチダム堤体応力の最終的応力検証法として有限要素法などの数値解析法を利用することは十分検討されるべきである。以下、荷重分割法と有限要素法の概要を述べ、あわせてその問題点を整理する。

3.2 荷重分割法

3.2.1 荷重分割法の概要

荷重分割法は、アーチダムの構造的複雑さを構造的に解析が容易な2つの構造系の複合体として考えることにより、その応力解析を可能とするものであり、一般にアーチ、片持梁法が用いられている。以下、その概要について述べる。

(1) 荷重分割法の原理

アーチ、片持梁法では、図-3.1のようにアーチダムをアーチ要素と片持梁要素の2つの構造系に分割して解析を行う。いま任意の点に作用する水圧を $\{p\}$ として、このうちアーチ要素で受け持つ荷重を $\{p_a\}$ 、片持梁要素で受け持つ荷重を $\{p_c\}$ とすると、当然ながら

$$\{p\} = \{p_a\} + \{p_c\} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

が成立する。また、 $\{p_a\}$ 、 $\{p_c\}$ が独自にアーチ要素、片持梁要素に作用した時のそれぞれの変位量を $\{r_a\}$ 、 $\{r_c\}$ とすると、アーチダム全体の整合性が保たれるためには、任意の点について

$$\{r_a\} = \{r_c\} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

が成立しなければならない。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成分を一致させる必要がある。

- ① アーチ半径方向の変位
- ② アーチ接線方向の変位
- ③ 鉛直方向の変位
- ④ アーチ半径方向軸まわりの回転

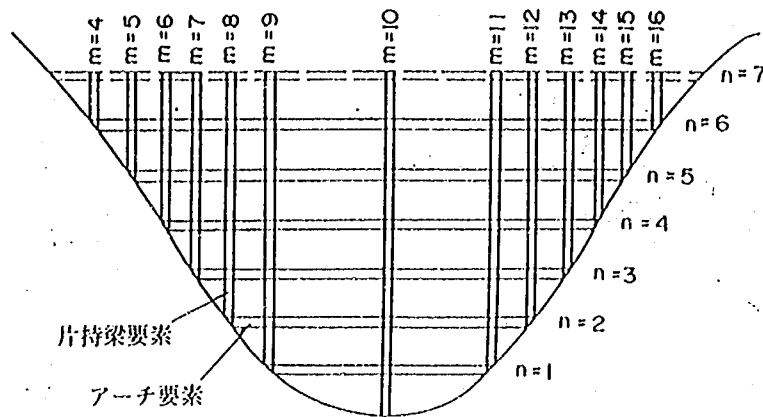


図-3.1 荷重分割法の要素分割

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

しかし、これらの変位を全て一致させることは困難であり、実際には解析精度に大きな影響を与えない範囲で省略と単純化が行われている。

上記6成分のうち、最も支配的なものはアーチ半径方向の変位であり、そこでこの変位のみについて調整を行う解法を半径方向調整計算という。またさらにアーチ接線方向の変位、鉛直方向軸まわりの回転までを調整する解法を完全調整計算という。ここで注意すべきは、完全調整計算といっても全ての変位、回転を調整しているものではないことである。

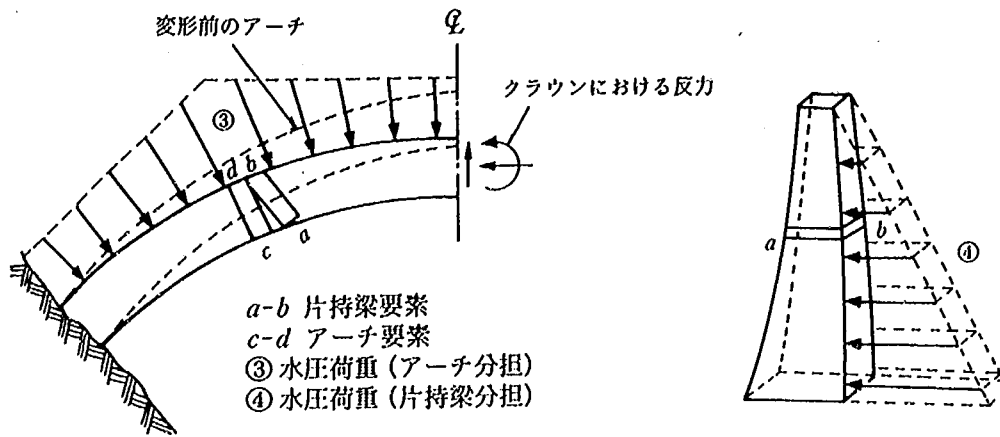
半径方向調整計算では、図-3.2(1)に示すように水圧荷重を代数的に分割することによりその調整が可能であるが、完全調整計算ではこれだけでは変位の調整は不可能であり、図-3.2(2)~(3)に示すように大きさが等しく向きが反対な荷重、モーメント（振り荷重）をそれぞれアーチ要素と片持梁要素に作用させることによって初めて調整が可能となる。このような荷重、モーメント（振り荷重）を自己平衡荷重と呼ぶ。このようにして各要素に作用する分担荷重が求まれば、アーチダム堤体内の応力はアーチ理論、梁理論より容易に求められる。これが荷重分割法の原理である。

(2) 荷重分割法における要素分割

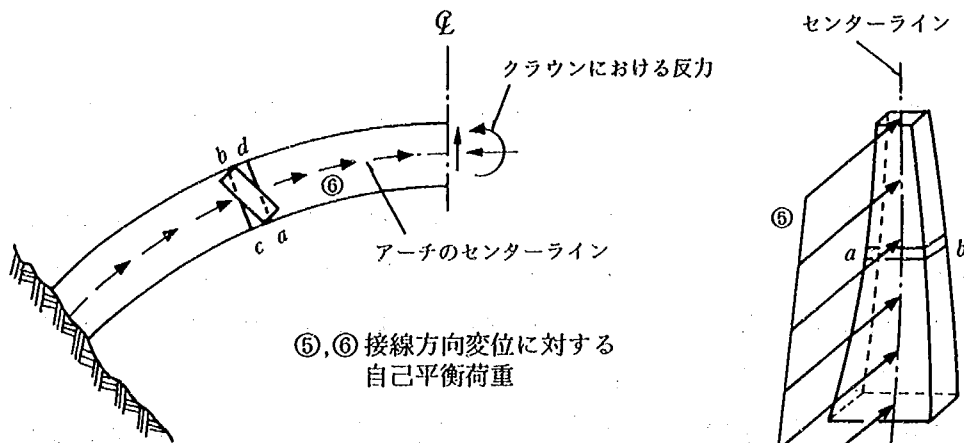
本解析に用いたプログラムでは、天端標高では洪水吐の切り欠きを考慮してアーチ作用は働かないものとし、アーチ要素として天端標高以外に6要素を考え、片持梁要素についてはアーチダムの最大断面と各アーチ要素のアバットメントから立ち上がる13要素を考えている（図-3.1参照）。アーチ要素は水平な面として定義されるが、片持梁要素は図-3.3に示すように各標高におけるアーチ半径方向が定められた鉛直軸を通るように定義されるため、片持梁の中心軸は一つの平面上になく、また半径方向も各標高で異なる振れ構造になっている。このため、後述のように片持梁に作用する荷重、それに対する変位の計算に問題が生じることになる。

(3) 自重応力の取扱い

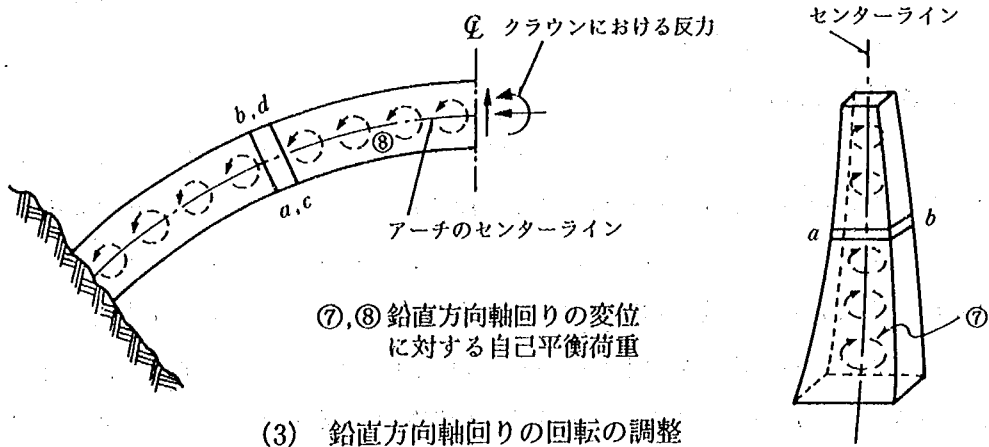
半径方向調整計算においては堤体自重は全て片持梁要素で負担するものとしている。したがってアーチ



(1) 半径方向変位の調整



(2) 接線方向変位の調整



(3) 鉛直方向軸回りの回転の調整

図一3.2 荷重分割法における変位の調整

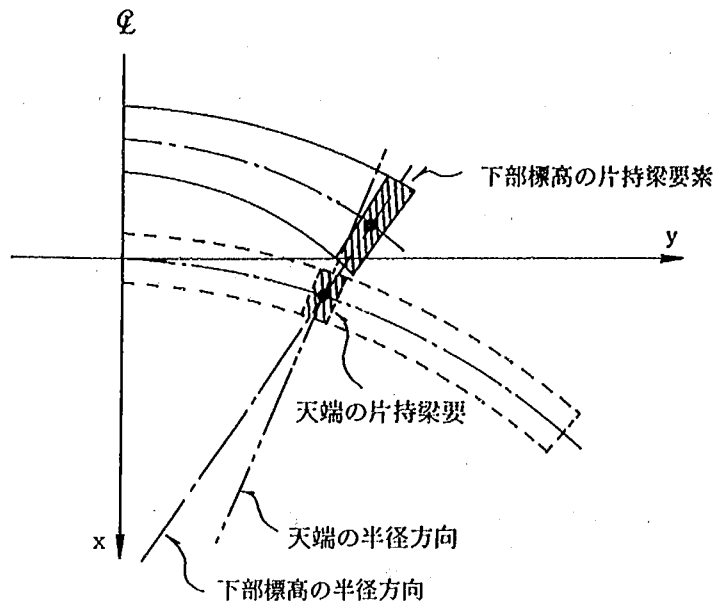


図-3.3 片持梁要素の振れ

要素内には自重応力は現れない。一方、完全調整計算ではジョイントグラウチングの効果を考慮してアーチ要素にも自重応力が現れるものとしている。ただしコンクリートの打設途中でのジョイントグラウチングも考慮できるようになっており、ジョイントグラウチング以前では堤体自重は全て片持梁要素で負担するものとしている。

3.2.2 荷重分割法の解析上の仮定と精度

荷重分割法では次のような省略ないし仮定が設けられている。

- ① アーチ要素と片持梁要素の交点において調整すべき変位としては、アーチ半径方向の変位、アーチ接線方向の変位、鉛直方向の変位、アーチ半径方向軸まわりの回転、アーチ接線方向軸まわりの回転、鉛直方向軸まわりの回転があるが、半径方向調整計算では、これらのうち最も支配的な変位と考えられるアーチ半径方向の変位しか考慮されていない。さらに完全調整計算でも、これにアーチ接線方向の変位と鉛直軸まわりの回転の調整が加えられるだけで、鉛直方向の変位、アーチ半径方向軸まわりの回転、アーチ接線方向軸まわりの回転に対しては調整が行われていない。
- ② アーチ要素、梁要素の応力計算では面内応力しか取り扱われておらず、このため、ポアソン比に応じて発生する片持梁要素のアーチ接線方向の応力、アーチ要素の鉛直方向の応力とこれが構造系全体に及ぼす影響については考慮されていない。
- ③ 両岸のアバットメントから立ち上がる側方片持梁要素は、一般に図-3.3に示すように上部標高と下部標高において半径方向が異なり、またその中心軸も同一平面上にない振れ構造になっている。このため、鉛直方向軸まわりの回転を調整するための振りモーメントとは別に、半径方向荷重、接線方向荷重によって鉛直軸まわりの振りモーメントが生じるが、解析中にはこのようなモーメントは考慮されていない。また鉛直方向軸まわりの回転によってアーチ半径方向の変位、アーチ接線方向の変位が生じるがこれも考慮されていない。
- ④ アバットメントにおいて、片持梁要素はアーチ要素の上から立ち上がっていると仮定するため、アバ

ットメントにおいては荷重分割を求めることができない。このためアーチ半径方向荷重に対しては、アバットメントの傾角の正弦、余弦の2乗に比例してアーチ要素と片持梁要素にそれぞれ荷重を分割し、自己平衡荷重に対しては、アバットメントで0を仮定している。

⑤ 基礎岩盤の変形に関しては、図-3.4に示すようにダムのアバットメントの形状をその中心軸が直線となるように平面に展開し、これと縦横の比率が等しい等価矩形面を考え、これを基にその変形量を計算している (Fogt の仮定)。

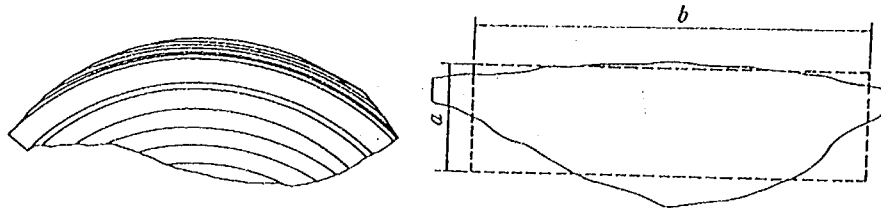


図-3.4 等価展開図

これらの仮定により、荷重分割法には次のような解析誤差が予想される。

- ① 鉛直方向変位、アーチ半径方向軸まわりの回転、アーチ接線方向軸まわりの回転に対する調整が行われていないことによる影響は、この調整を行うための荷重にあたる片持梁要素（またはアーチ要素）の側面に作用すべきせん断応力の大きさに依存している。これを無視する影響は、アーチクラウソンの下部標高および左右岸のアバットメント付近で大きくなる。
- ② ポアソン比によって生じる片持梁要素のアーチ接線方向の応力、アーチ要素の鉛直方向の応力は、本来それぞれもう一方の要素に作用する面外荷重として取り扱われるべきである。これを無視する影響は、片持梁要素、アーチ要素に生じている応力にポアソン比を乗じた値のオーダーで、それぞれアーチ要素、片持梁要素の応力に現れる。
- ③ 片持梁要素の捩れの程度は、兩岸の側方片持梁要素ほど、またダムサイトの谷形状がV字形に近いほど大きくなる。片持梁要素の捩れによって生じる荷重を無視していることから、完全調整計算の意味は薄れ、これが完全調整計算の精度が必ずしも半径方向調整計算の精度より向上しない一因と考えられる。
- ④ 荷重分割法の計算結果から得られる分担荷重の分布形状から判断すると、アーチ半径方向荷重は、アーチ作用を無視している河床部以外では滑らかな分布を示すが、河床部では分担荷重に乱れが生じ、その仮定が妥当でないことを示している。また、自己平衡荷重の分布は、ダムの形状によっては全体的に乱れることがある。これが③と併せて完全調整計算の精度が必ずしも半径方向調整計算の精度よりも向上しない原因と考えられる。
- ⑤ Fogt の仮定によれば、下部標高の剛性は大きく評価され、上部標高の剛性は小さく評価される。上部標高ではアーチスパンが大きいためその影響は小さいが、河床部ではその影響は大きいと考えられる。

以上のことから、荷重分割法における解析精度は、アバットメント付近、特に河床部付近で低いものと考えられる。

3.3 三次元有限要素法

3.3.1 三次元有限要素法の概要

三次元有限要素法によるアーチダムの応力解析プログラムは汎用応力解析プログラムであるNASTRANを利用して作成されている。以下、有限要素法の基礎概念とそのプログラムの概要について述べる。

(1) 有限要素法の基本的原理

本プログラムで使用する要素は、図-3.5 に示すような20節点六面体要素（直方体要素）と15節点五面体要素（三角柱要素）であり、どちらもアイソパラメトリック要素である。このうち主体となる六面体要素の形状関数は、図-3.5 に示す要素内の局部座標系を考えた場合、次のように定義される。

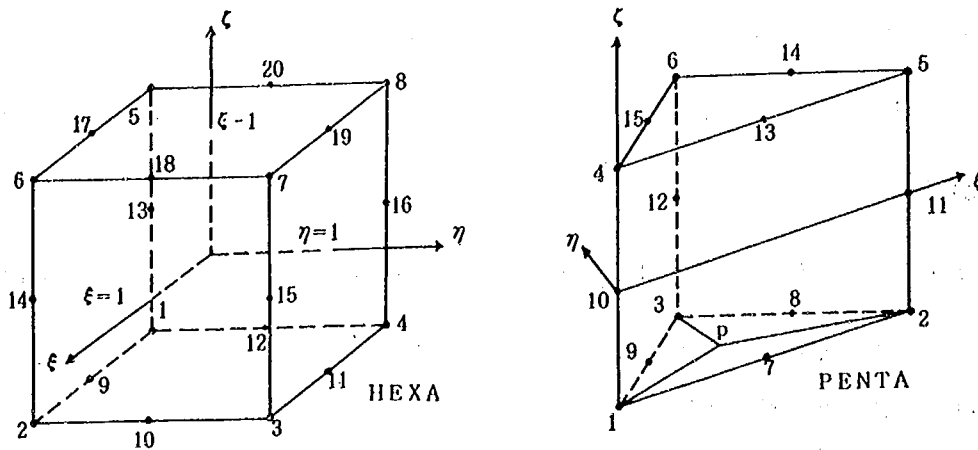


図-3.5 三次元要素

①端節点に対して

$$N_i(\xi, \eta, \zeta) = \frac{(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta)(1 + \zeta_i \zeta)(\xi_i \xi + \eta_i \eta + \zeta_i \zeta - 2)}{8} \quad \dots (3.3)$$

②中間節点, たとえば $\xi_i = 0$ に対して

$$N_i(\xi, \eta, \zeta) = \frac{1}{4} (1 - \xi^2)(1 + \eta_i \eta)(1 + \zeta_i \zeta) \quad \dots (3.4)$$

ここに、 (ξ_i, η_i, ζ_i) : 節点 i の局部座標である。したがって、要素の変形特性は、次の変位関数で表される。

$$\{u\} = \sum_{i=1}^{20} \{U_i\} N_i(\xi, \eta, \zeta) \quad \dots (3.5)$$

ここに、 $\{U_i\}$ は節点 i の一般座標系に関する変位である。この変位関数の形から、20節点六面体要素は単純圧縮、純せん断、純曲げ、単純振りなどの基本的荷重状態を1要素で表現しうることがわかる。図-3.6は要素の変形特性を視覚的に示したものである。

要素の変形特性が与えられると、要素の弾性方程式は次の仮想仕事の原理を用いて誘導される。

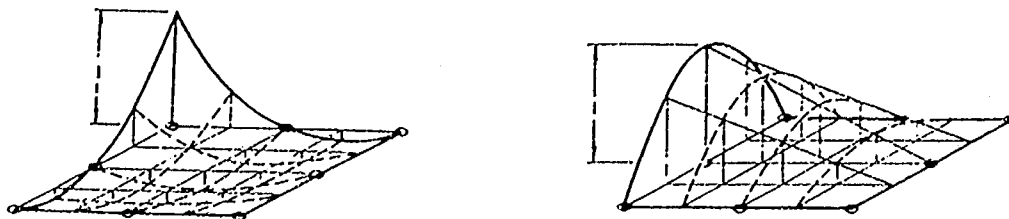


図-3.6 要素の変形特性

$$\int \{ \delta u \}^t \{ f \} ds + \int \{ \delta u \}^t \rho \{ X \} dV = \int \{ \delta \epsilon \}^t [D] \{ \epsilon \} dV \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

ここに、 $\{ f \}$ ：面荷重ベクトル， $\rho \{ X \}$ ：物体力ベクトル， $[D]$ ：弾性マトリクスである。ここで

$$\{ u \} = [N] \{ U \} \quad \{ \epsilon \} = [B] \{ U \} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

とすれば、次式が得られる。

$$\int [N]^t \{ f \} ds + \int [N]^t \rho \{ X \} dV = \int [B]^t [D] [B] dV \{ U \} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

ここに、 $[B]$ ：変位ひずみ変換マトリクスである。これが有限要素法の基本式である。

(2) 有限要素法プログラムにおける要素分割

本プログラムによるダム堤体および岩盤の要素分割の概念図を図-3.7に示す。要素としては20節点六面体要素が主体であり、15節点五面体要素は20節点六面体要素間の空隙を充填する補足要素として用いられている。堤体の要素分割には荷重分割法における片持梁要素とアーチ要素の構成と基本的に同じ方法を採用している。ただし荷重分割法と大きく異なる点は、有限要素法の解析精度を高めるために次のような要素分割上の配慮を施していることである。

- ① 高さ方向の要素分割 (N) が任意に指定できること。
 - ② 厚さ方向の要素分割 (M) が3つまで可能であること。
- および、ダム堤体底面においてもアーチ作用が評価できるように
- ③ 堤体底面においてアーチ方向に複数の要素分割 (N') が可能であること。

特に③については、荷重分割法ではダム堤体底面においてアーチ作用が期待できないことと比べて解析精度の向上が図られているものと考えられる。

岩盤形状は岩盤表面の等高線を河流方向に平行とし、奥行きは各標高における堤体着岩面の中点を中心とする任意の半径の円としている。要素分割は、上下流方向には5分割、奥行き方向の分割 (L) は最大4分割まで任意に設定できるようになっている。

(3) 堤体自重の取扱い

堤体自重は片持梁要素のみに作用させる場合と、ダムが一体化した状態に作用させる場合の2とおりが可能となっている。ただし、荷重分割法のようにコンクリート打設途中でジョイントグラウチングを行うような取扱いはできない。

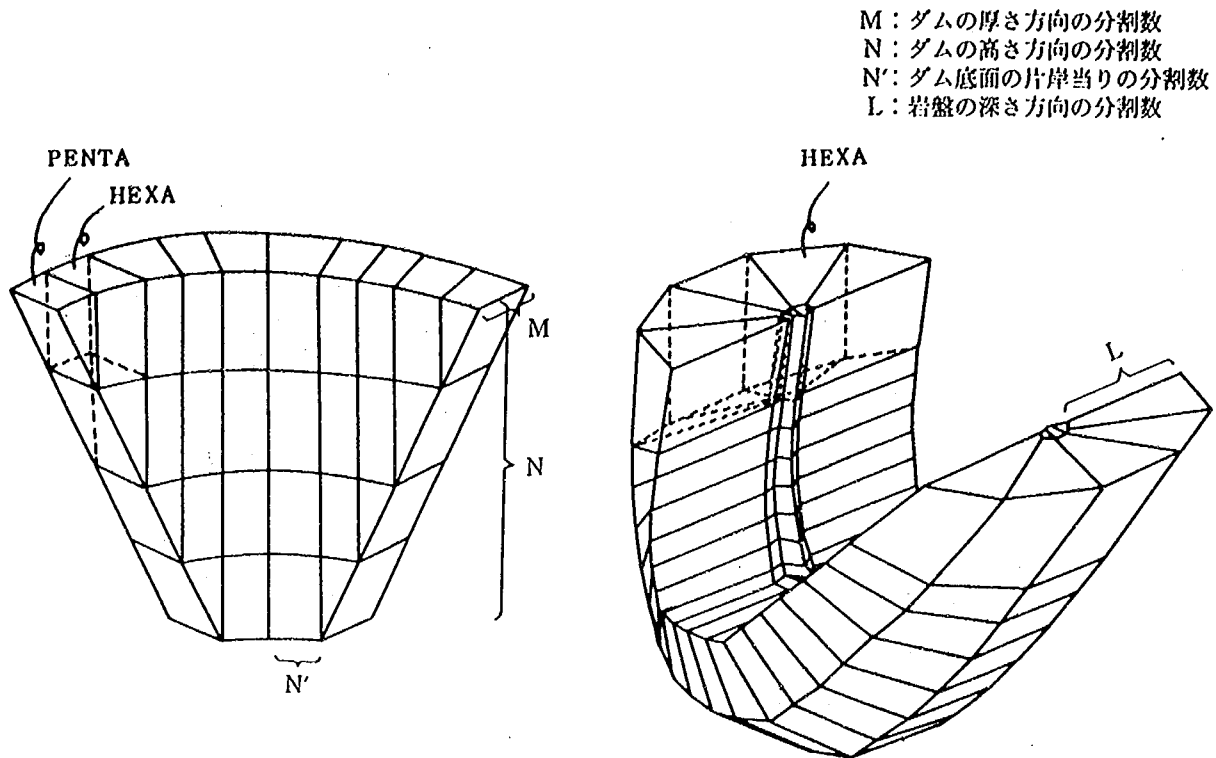


図-3.7 ダム堤体および基礎岩盤の要素構成

3.3.2 有限要素法の解析上の仮定と精度

有限要素法は、コンピュータを用いた複雑な数値解析が可能になって以来、急速に発展してきた方法で、その原理は明解であり、解析上の仮定も少ない。有限要素法における唯一重要な仮定は、各要素の変形特性を与える変位関数（アイソパラメトリック要素においては形状関数と一致）の仮定である。変位関数は、実際には任意の変形が可能な要素の変形特性を拘束するものであるから、要素のみかけの剛性は真の剛性よりも高いものとなり、一般的に、求められた構造系の変形量は真の値よりも常に小さくなる。これは、力学的エネルギーの保存則によって数学的にも証明できる。したがって、局部的には応力の解析結果が真の値よりも大きくなることはあっても、全体的に見れば解析結果は真の値よりも常に小さいことになる。

有限要素法の解析精度を確認するためには2つの方法が考えられる。第一の方法は理論解が求まっているものに対して実際に解析を行って要素分割と精度の関係を確認する方法であり、もう一つの方法は要素分割を次第に細かくしていった場合に解の収束状況を見る方法である。以下、有限要素法の精度を具体的に検討した結果を示す。

(1) いかり円輪

図-3.8 はいかり円輪の解析モデルである。解析結果を図-3.9 に示すが、この程度の要素分割で解析結果は理論値とよく一致している。

(2) 要素分割数と解析精度

次にモデルアーチダムに対して表-3.1 に示すような粗密4種類の要素分割を行った解析モデルを想定し、その解析結果を比較した。図-3.10 にそれぞれの応力分布の比較を示す。ケース3～4では応力分布

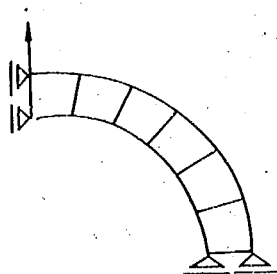
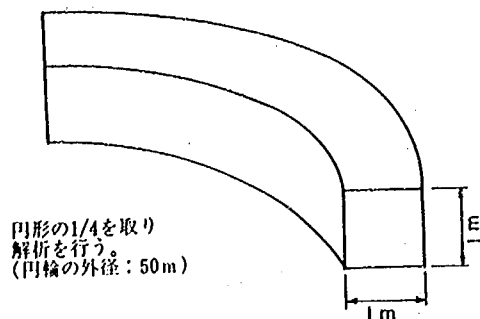


図-3.8 いかり円輪モデル

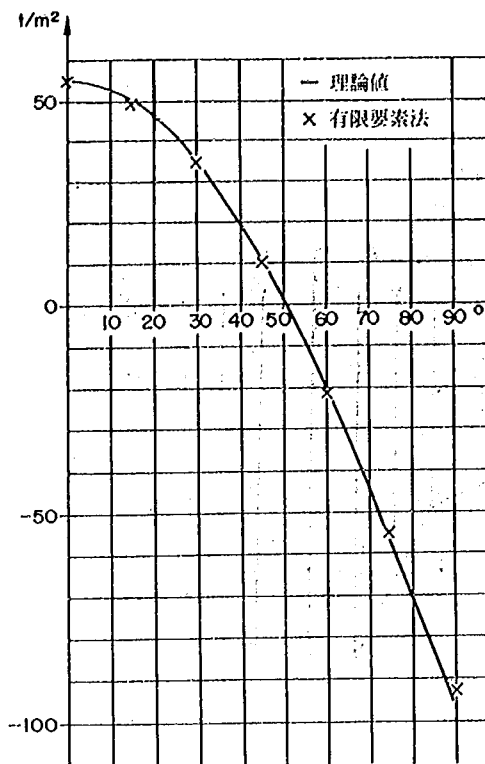
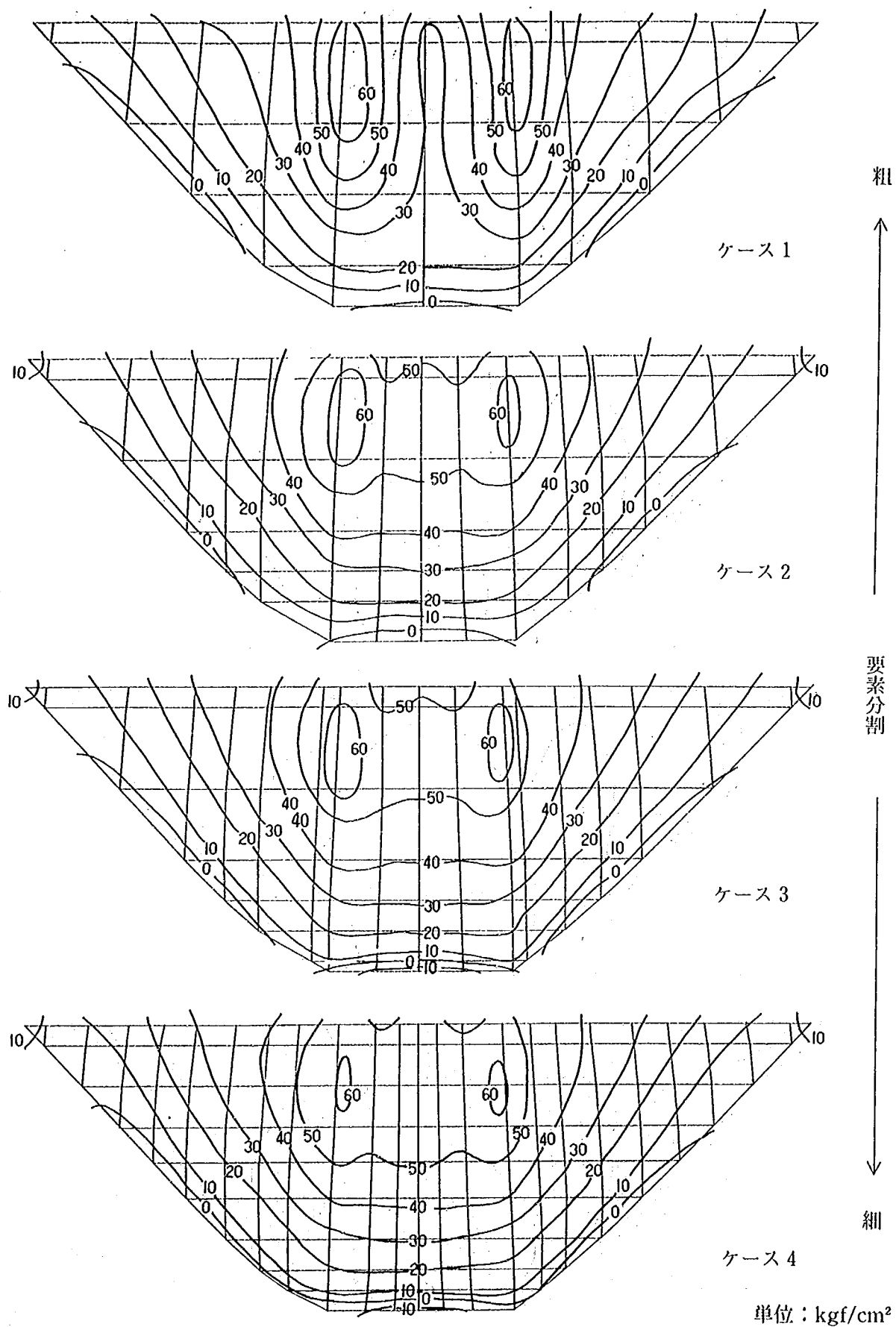


図-3.9 いかり円輪の内側接線方向応力

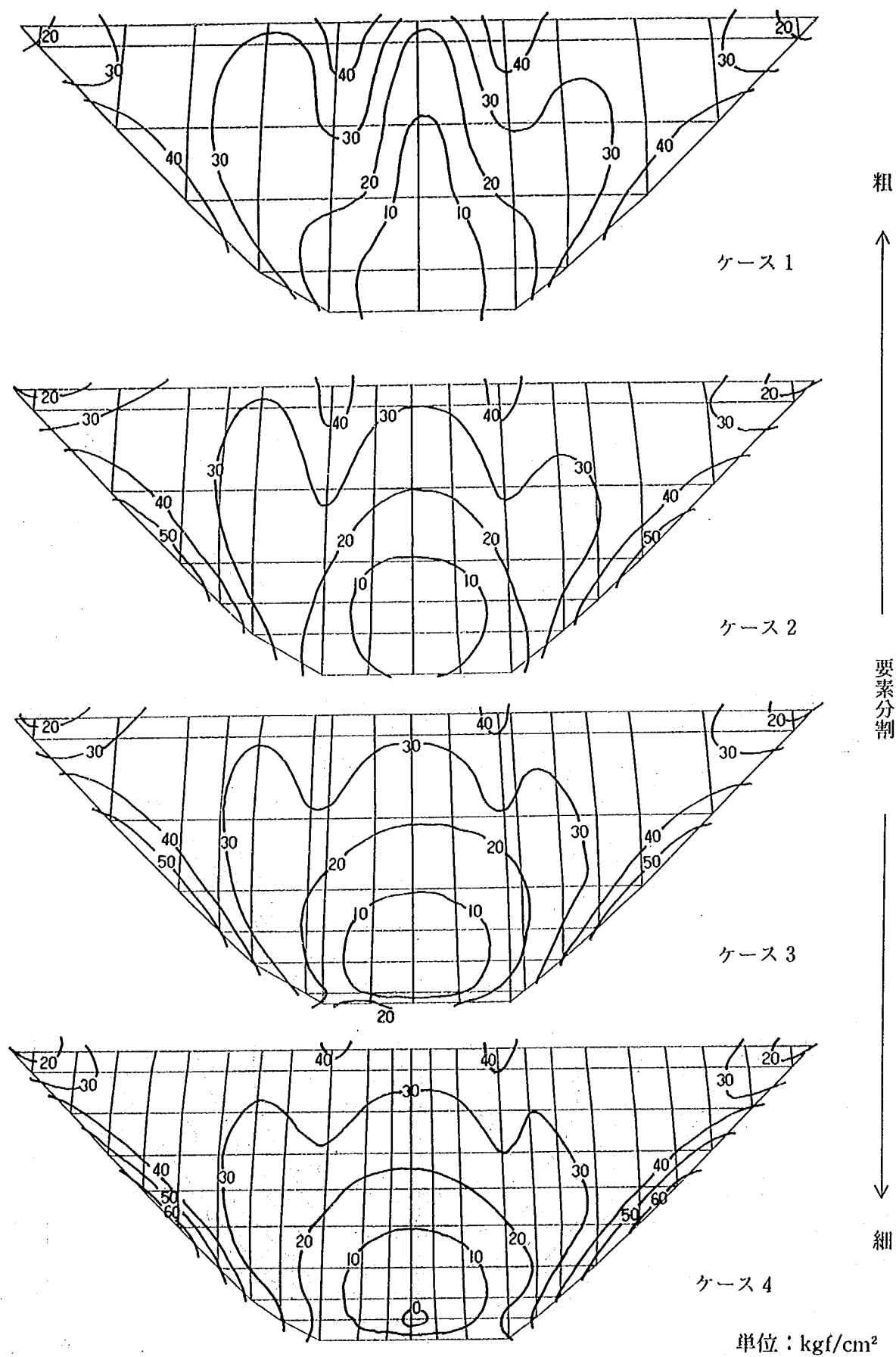
にほとんど差を生じておらず、ケース3～4程度の要素分割を行えば十分精度のよい解析結果が得られることがわかる。

表-3.1 有限要素法における要素分割数

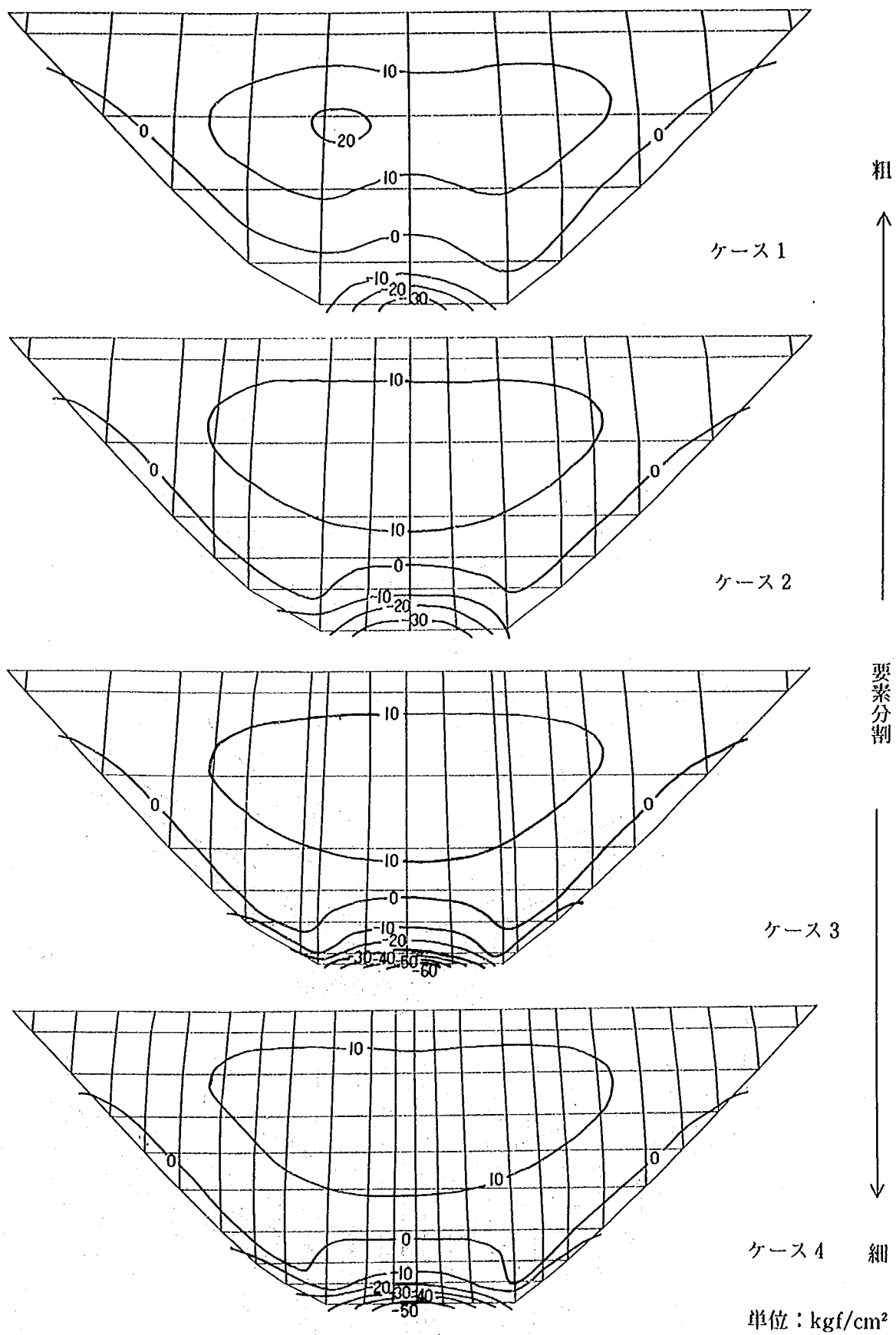
要素分割		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
堤体の高さ方向の分割		5	6	7	9
堤体の厚さ方向の分割		1	2	3	3
堤体底面のアーチ方向の分割		1	2	2	3
基盤岩盤の奥行き方向の分割		2	3	3	3
要素数	堤体	40	132	252	432
	岩盤	196	360	420	546
	計	236	492	672	978



図—3.10 (1) 要素分割の粗密と応力分布の比較 (上流面水平応力 σ_x)



図—3.10 (2) 要素分割の粗密と応力分布の比較 (下流面水平応力 σ_1)



図一3.10 (3) 要素分割の粗密と応力分布の比較 (上流面鉛直応力 σ_v)

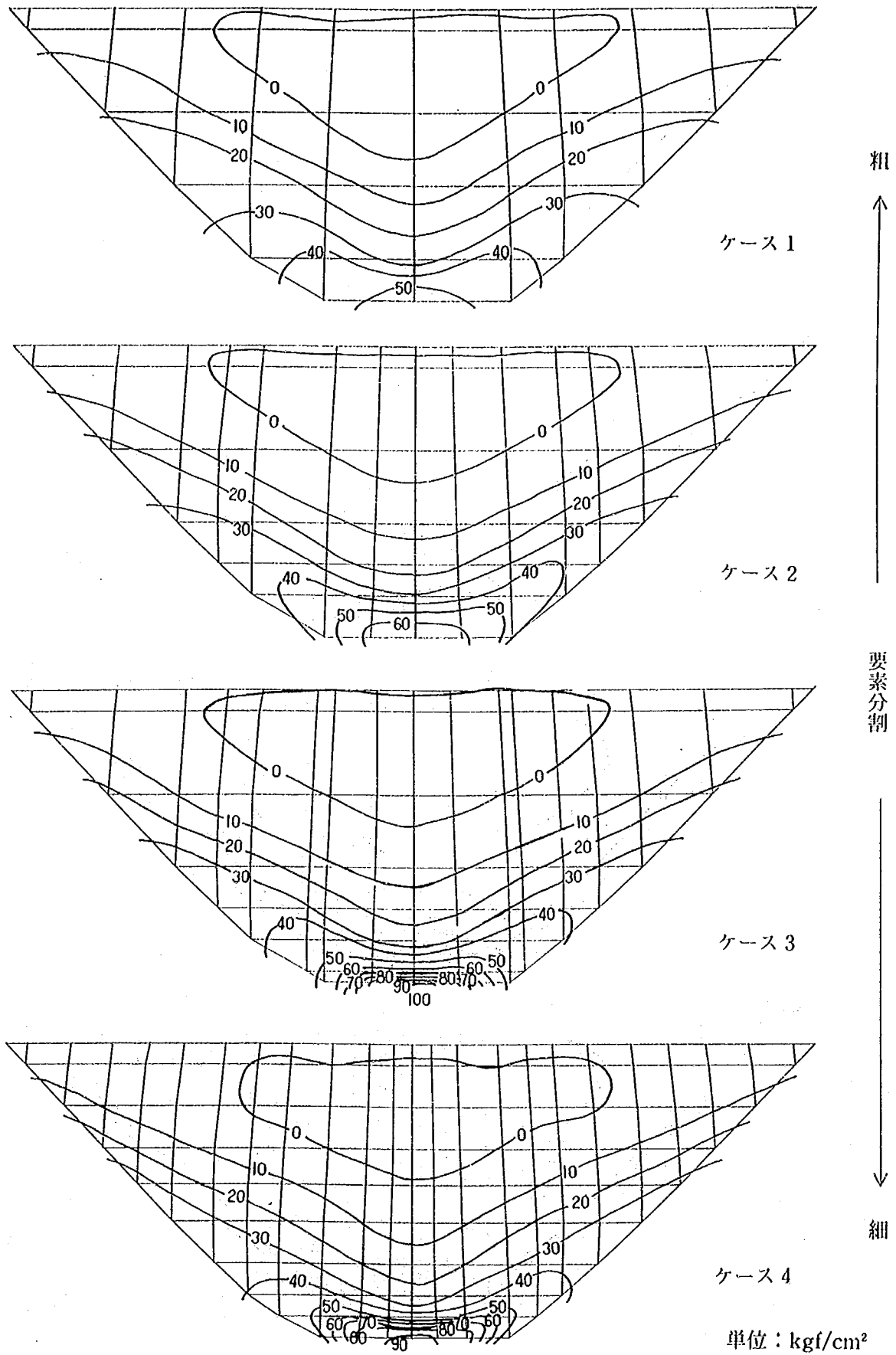


図-3.10 (4) 要素分割の粗密と応力分布の比較 (下流面鉛直応力 σ_v)

4. 構造模型実験と数値解析の比較

4.1 概説

第1, 2章ではアーチダムの構造模型実験の精度について論じ, その結果, 構造模型実験ではその手法上5~10kgf/cm²程度の誤差が生じる可能性があることを確認した。本章ではこの点を考慮しながら, 第2章で示したダムを例にとり, 構造模型実験と荷重分割法, 有限要素法による解析結果について比較検討し, 数値解析法の精度について考察する。

4.2 模型実験と荷重分割法の比較

既に述べたとおり, 荷重分割法はその解析過程に多くの仮定が含まれ, その解析精度は必ずしも高くないとされている。ここでは第2章で述べた構造模型実験に条件を合わせて荷重分割法の計算(半径方向調整計算, 完全調整計算)を実施し, 模型実験の結果との比較検討を行った。

ここで, 模型実験の結果とは洪水吐による切り欠きの無い条件のものであり, これに合わせて荷重分割法でも洪水吐による切り欠きを無視した計算を行った。また, 荷重条件として自重は含まないものとした。

4.2.1 半径方向たわみの比較

半径方向たわみの比較を図-4.1に示す。半径方向調整計算より得られるたわみは模型実験より得られるたわみに比べ約1.4倍の値となっているが, たわみの形状は比較的よく似ている。完全調整計算より得られるたわみはクラウン付近でフラットであり, 模型実験の結果とやや異なった形状になっている。天端クラウンにおけるたわみは模型実験より得られるたわみよりも小さい。なお, 模型実験では上部標高のアバットメントでダムが上流にたわむ傾向を示しているが, 荷重分割法ではその傾向はほとんどみられない。

4.2.2 水平応力, 鉛直応力の比較

半径方向調整計算より得られる応力コンター図を図-4.2(1)に, 完全調整計算より得られる応力コンター図を図-4.2(2)に示す。これに対応する模型実験の応力コンター図は図-2.17(1)である。また, これらの応力の比較図を図-4.3に示す。以下にその比較について述べる。

① 上流面水平応力: 半径方向調整計算より得られる応力分布は模型実験より得られる応力分布と比較的似ているが, その値は全体的に大きく, 特に下部標高で大きくなっている。両者の差は, 天端クラウン付近で10~15kgf/cm², 下部標高のクラウンで30kgf/cm²程度である。

完全調整計算より得られる応力分布は半径方向調整計算の結果よりも小さく, 模型実験の結果に近くなっている。しかし天端付近の応力分布は模型実験より得られる応力分布と異なった形状になっており, クラウンでは模型実験の結果に比べて15kgf/cm²程度圧縮側の値を示し, アバットメント付近では逆に20~25kgf/cm²程度引張側の値を示している。下部標高での応力は模型実験の結果よりも20kgf/cm²程度圧縮側に大きくなっている。

② 下流面水平応力: 半径方向調整計算より得られる応力分布は模型実験より得られる応力分布と似ているが, 全体的に大きな値を示している。その差はアバットメント付近および下部標高で大きく, 最大で35kgf/cm²程度である。

完全調整計算より得られる応力分布は, 模型実験の結果と比較的似ている部分もあるが, 特に天端付近

では模型実験の結果とかなり異なった分布になっている。天端クラウン付近で両者の差は 35kgf/cm^2 程度となっている。

③ 上流面鉛直応力： 半径方向調整計算より得られる応力は、模型実験より得られる応力よりも引張側の値を示す部分もあるが、全体的な分布形状は模型実験の結果と比較的よく似ている。双方の差は最大で $10\sim 20\text{kgf/cm}^2$ 程度である。

完全調整計算の結果は半径方向調整計算の結果と概ね一致し、模型実験の結果とも比較的よく似ている。ただし側方片持梁と河床部の一部で半径方向調整計算との差が大きくなる部分がある。

④ 下流面鉛直応力： 半径方向調整計算より得られる応力は、模型実験より得られる応力よりも圧縮側の値を示す部分もあるが、全体的な分布形状は模型実験の結果と比較的よく似ている。双方の差は最大で $10\sim 20\text{kgf/cm}^2$ 程度である。

完全調整計算の結果は半径方向調整計算の結果と概ね一致し、模型実験の結果ともよく似ている。ただし側方片持梁と河床部の一部で半径方向調整計算との差が大きくなる部分がある。

4.2.3 主応力の比較

半径方向調整計算では主応力は計算されないで、ここでは完全調整計算と模型実験の結果の比較についてのみ示す。完全調整計算より得られる主応力を図-4.4に示す。これを模型実験より得られる主応力図である図-2.19(1), (2)と比較すると次のようになる。

① 上流面主応力： 完全調整計算より得られる応力分布は模型実験より得られる応力分布と比較的よく一致している。ただし、第一主応力（圧縮応力）の方向は模型実験ではほぼ水平であるのに対し、完全調整計算ではクラウンからアバットメントに向かって下向きを示す部分があり、また応力の流れも滑らかでない。主応力の大きさについてみると、天端クラウン付近と河床部付近の第一主応力（圧縮応力）は模型実験の結果よりも大きな値を示している。また、河床部の第二主応力（引張応力）は模型実験の結果より多少小さくなっている。

② 下流面主応力： 完全調整計算より得られる応力分布は模型実験より得られる応力分布と比較的よく一致している。また、主応力の大きさについてみると、第一主応力（圧縮応力）は全体的に模型実験の結果よりも大きな値を示している。

4.2.4 断面力の比較

アーチスラスト、アーチモーメント、カンチレバースラスト、カンチレバーモーメントの比較図を図-4.5に示す。以下にその比較について述べる。

① アーチスラスト： 半径方向調整計算より得られるアーチスラストは、模型実験より得られるアーチスラストに対し圧縮側に大きく、その傾向は下部標高において顕著である。また河床部においては、模型実験では負（引張）のスラストであるのに対し、半径方向調整計算では正（圧縮）のスラストとなっている。

完全調整計算より得られるアーチスラストは、半径方向調整計算より得られるアーチスラストよりもやや小さく、模型実験より得られるアーチスラストに近い部分もあるが、全体的な分布形状は模型実験の結果とあまり一致していない。

② アーチモーメント： 半径方向調整計算より得られるアーチモーメントの分布は模型実験より得られるアーチモーメントの分布に比較的似ているが、値としては約 1.5 倍となっている。

完全調整計算より得られるアーチモーメントは模型実験より得られるアーチモーメントに近い部分もあるが、全体的な分布形状は模型実験の結果とあまり一致していない。

③ カンチレバースラスト： 荷重分割法の結果は半径方向調整計算、完全調整計算とではよく一致しているが、値そのものが小さく、模型実験との関係は明確でない。

④ カンチレバーモーメント： 荷重分割法の結果は半径方向調整計算、完全調整計算とも模型実験の結果とよく一致しているが、河床部付近では模型実験の結果と若干差がある部分がある。

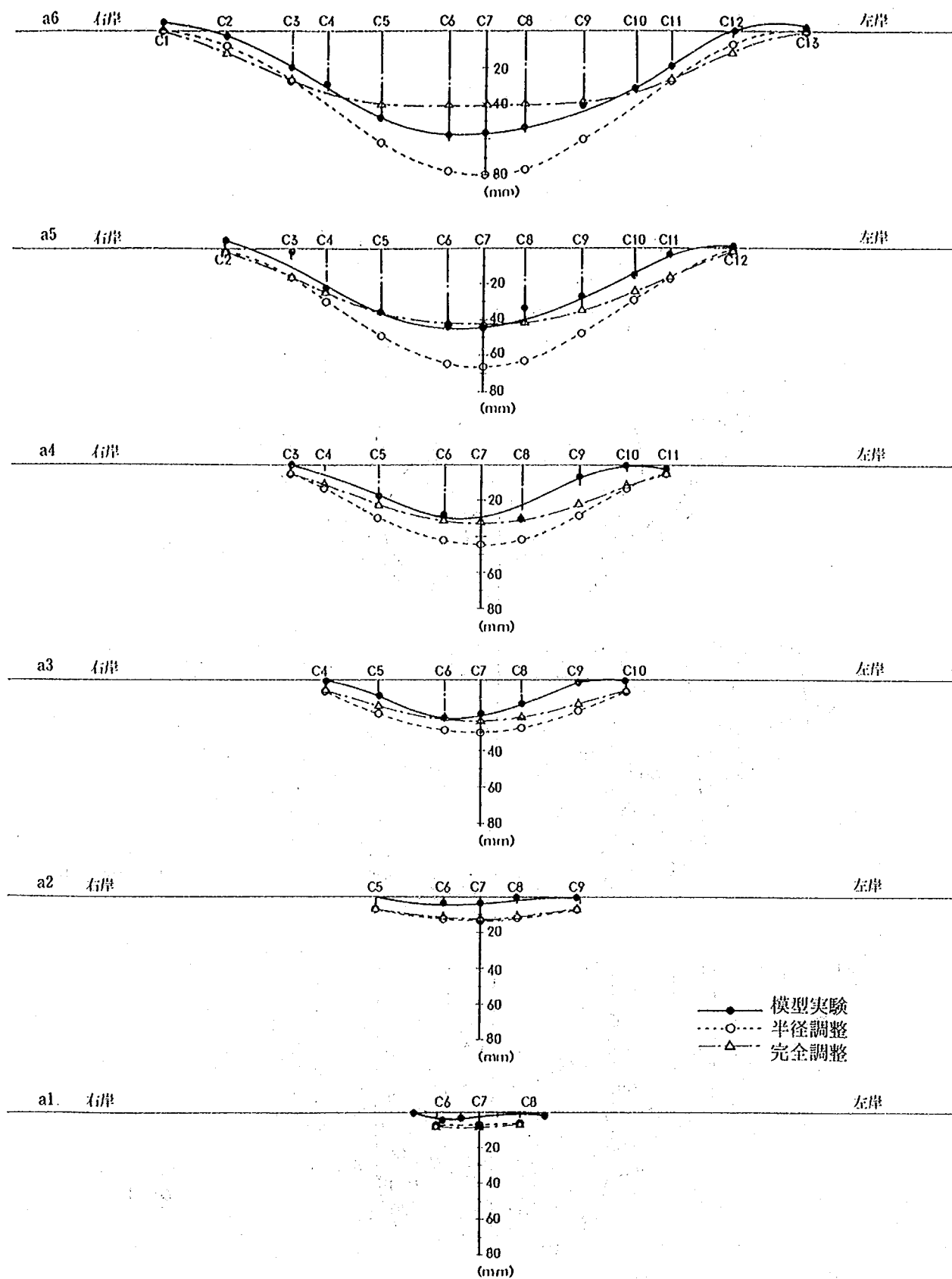
4.2.5 荷重分割法の精度

荷重分割法の解析結果は模型実験の結果に近い部分もあるが、全体的に多少の差異を有する結果となった。特に完全調整計算の結果は、模型実験の結果と比べてそのたわみ形状、応力分布形状が異なり、半径方向調整計算の結果よりもかえって精度的に劣っていると考えられる。これは、前述のように、完全調整計算といっても全ての変位が調整されているわけではなく、また荷重分割法における片持梁要素の捩れ構造から、解析に考慮されている変位の調整も厳密でないためと思われる。半径方向調整計算の結果は模型実験の結果とは一致しないものの、そのたわみ、応力の分布形状は模型実験結果と比較的類似しており、その意味では模型実験結果とある程度対応があると考えてよい。したがって、荷重分割法を利用する場合には、完全調整計算よりも半径方向調整計算を重視した方が真の応力の推定が容易であると考えられる。なお、ダム堤体の代表的な点での模型実験の結果と半径方向調整計算の結果との比較を表-4.1 に示す。

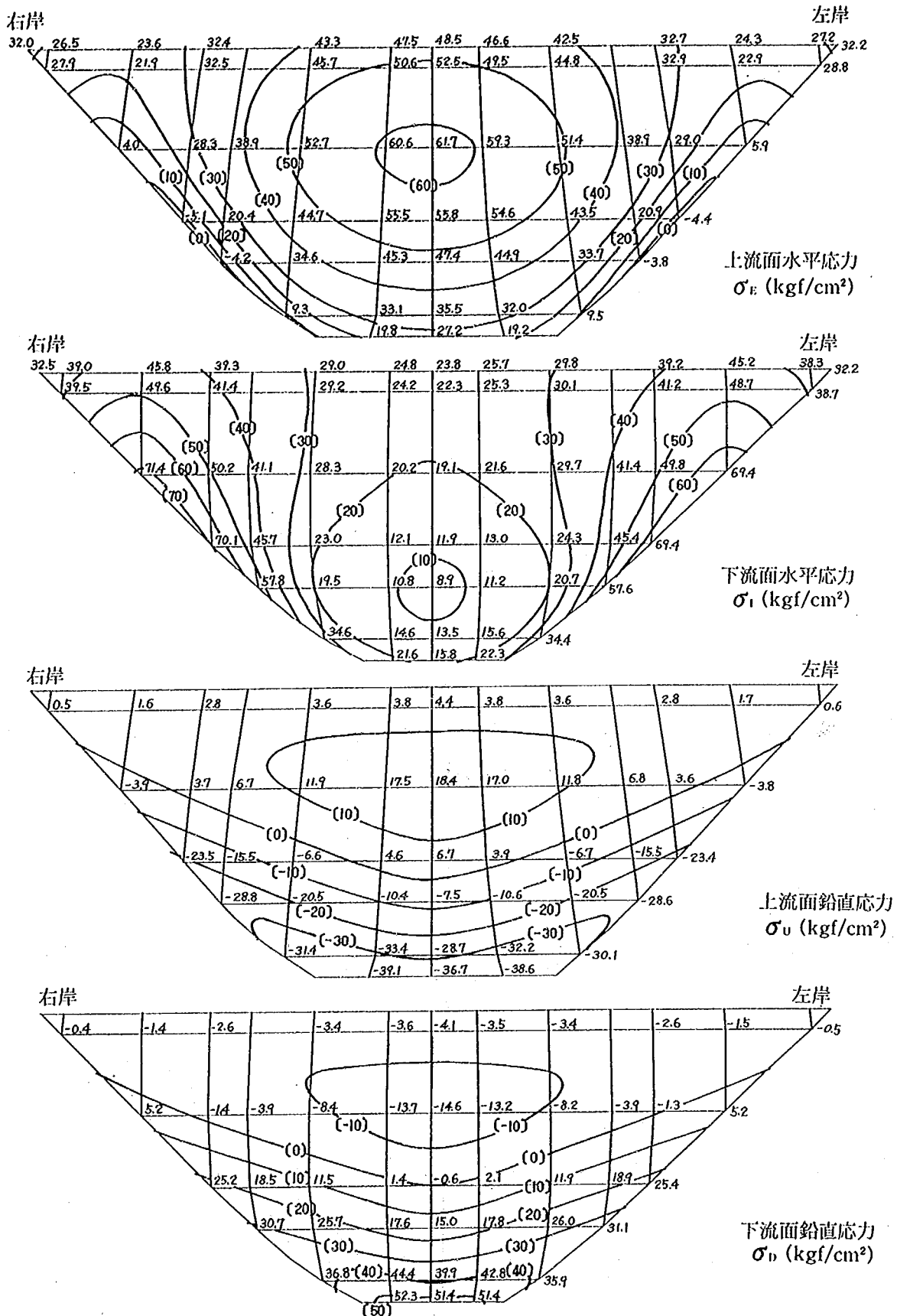
表-4.1 模型実験と半径調整計算の応力値の比較

単位: kgf/cm², 圧縮を+

成分 位置 解析法	上 流 面				下 流 面			
	水平応力		鉛直応力		水平応力		鉛直応力	
	模型実験	半径調整	模型実験	半径調整	模型実験	半径調整	模型実験	半径調整
クラウン①	35.9	52.5	4.6	4.4	15.8	22.3	-1.1	-4.1
" ②	35.8	55.8	3.1	6.7	5.8	11.9	-9.8	-0.6
" ③	-1.6	27.2	-39.6	-36.7	-7.8	15.8	38.7	51.4
アバット④	15.2	28.8	2.3	0.6	36.4	38.7	1.8	-0.5
" ⑤	1.4	-4.4	-14.0	-23.4	39.3	69.4	22.9	25.4
" ⑥	4.7	9.5	-18.6	-30.1	18.0	34.4	28.9	35.9



図一4.1 模型実験と荷重分割法の半径方向変位の比較



図—4.2 (1) 荷重分割法から得られる応力コンター図 (半径方向調整計算)

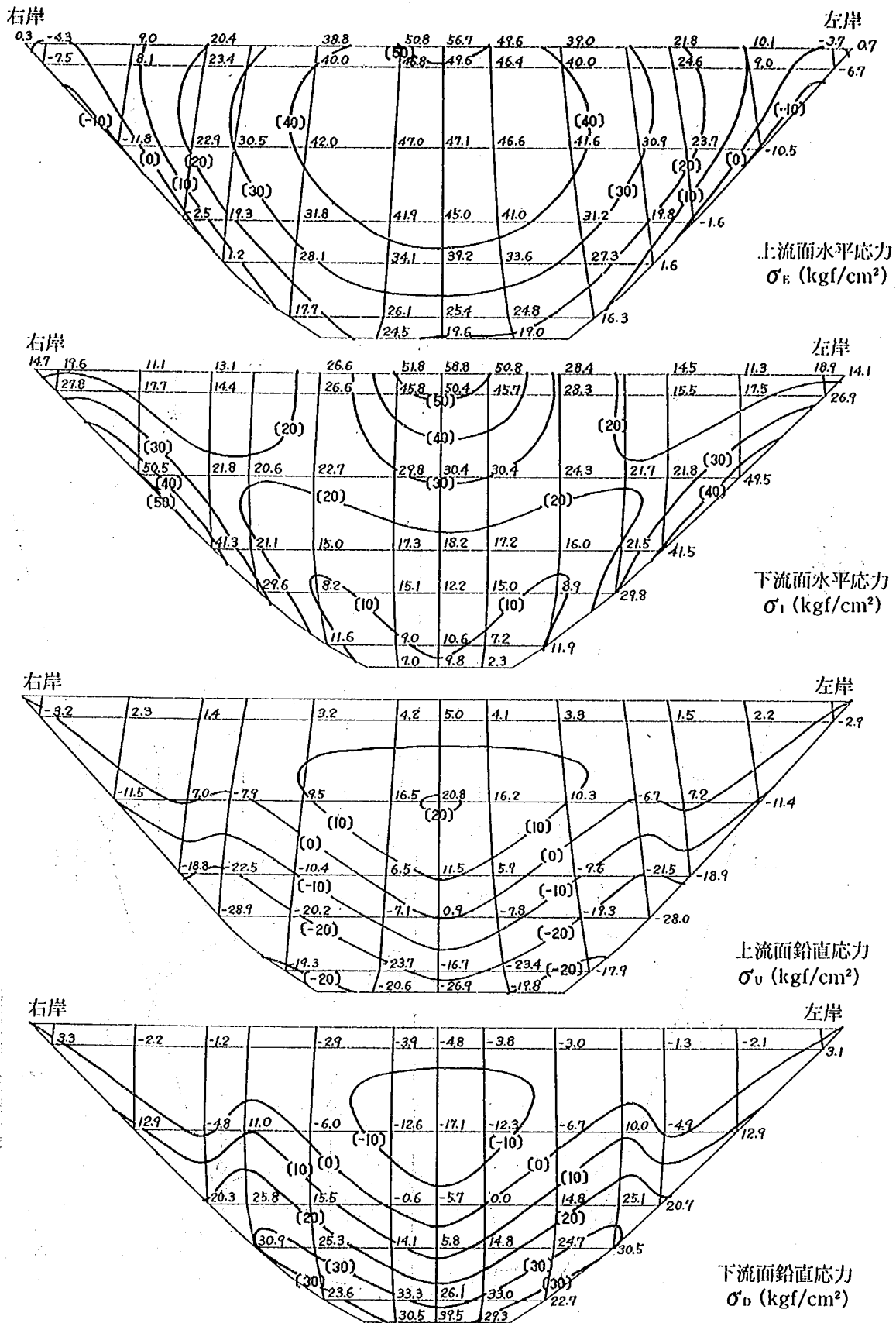
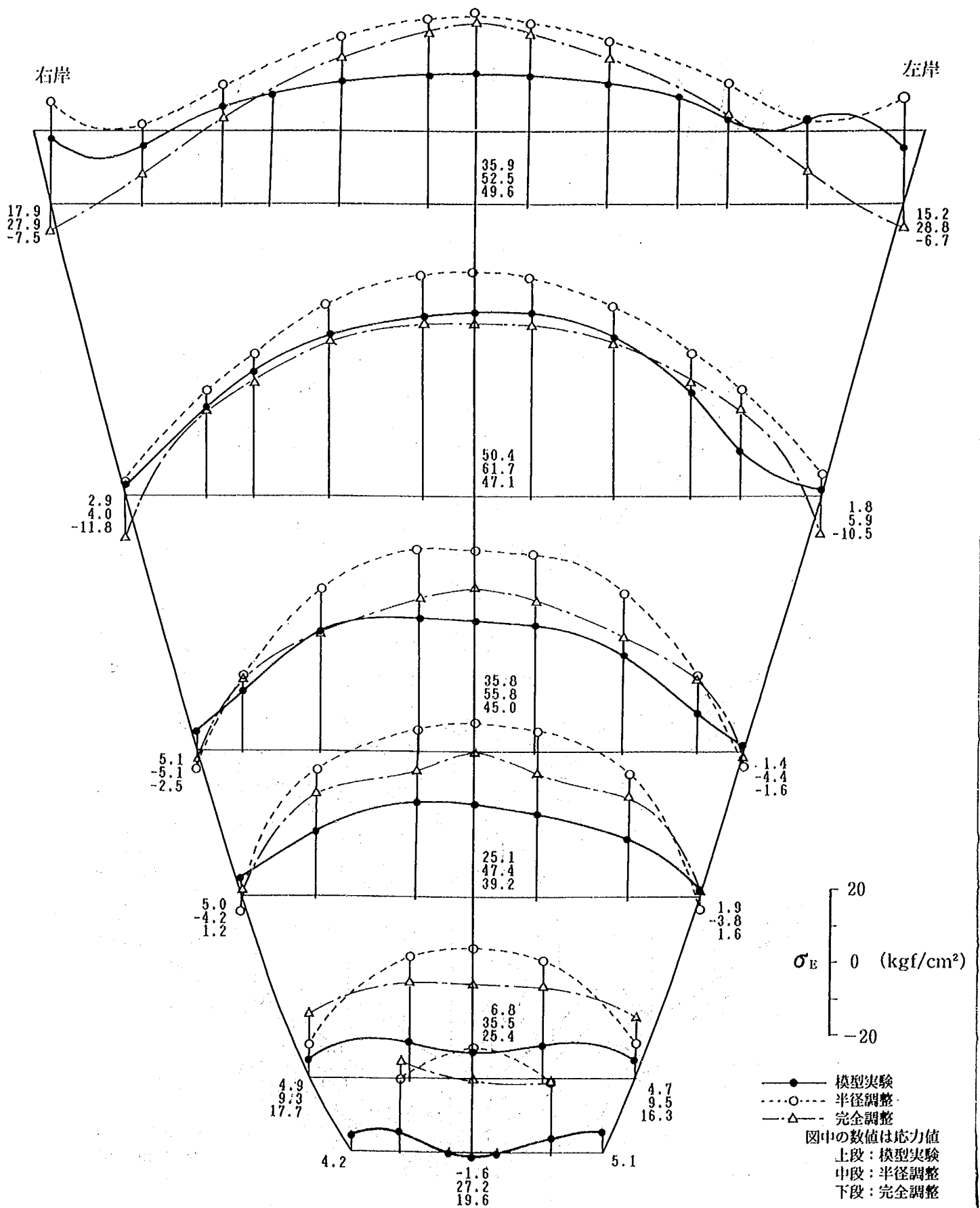


図-4.2 (2) 荷重分割法から得られる応力コンター図 (完全調整計算)



図—4.3 (1) 模型実験と荷重分割法の応力分布の比較 (上流面水平応力)

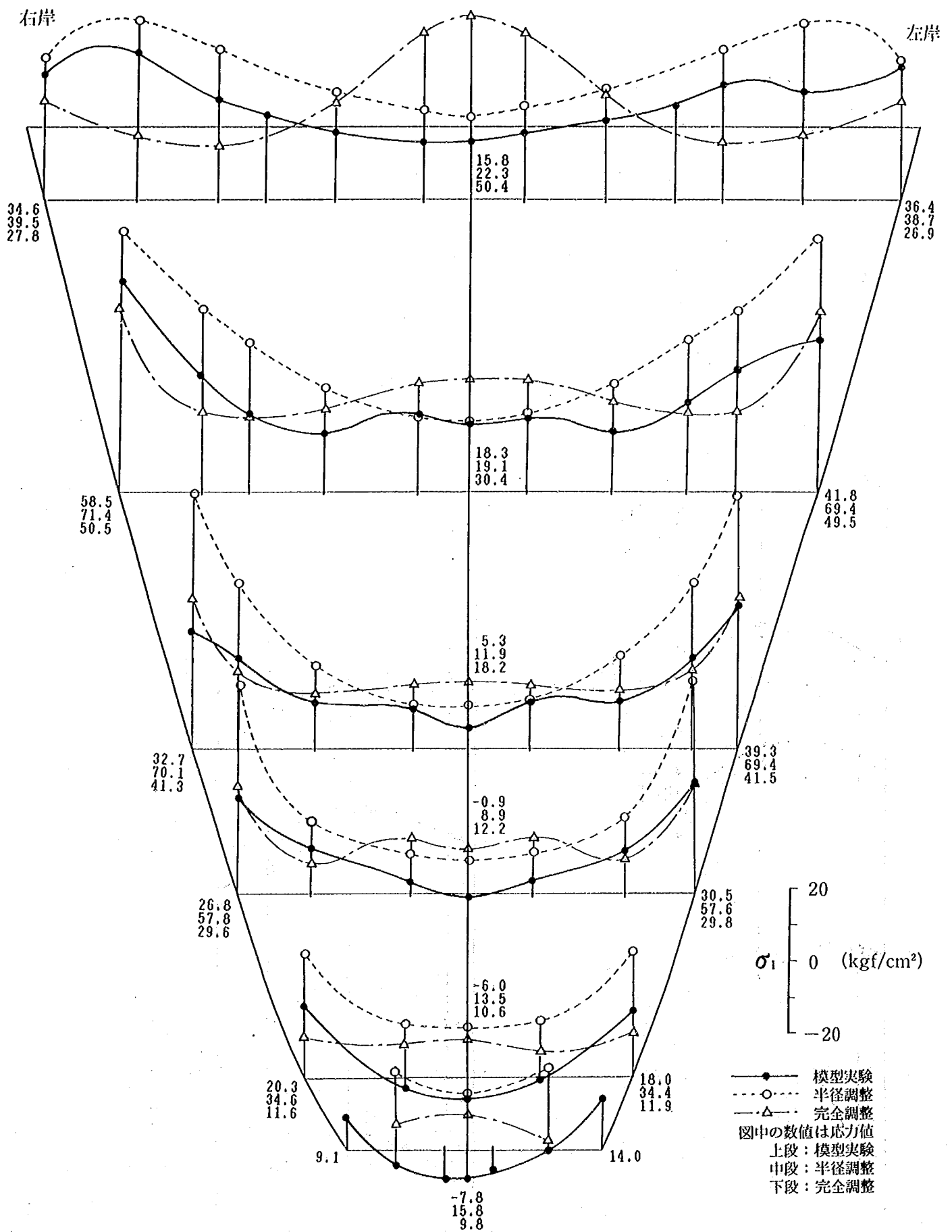


図-4.3 (2) 模型実験と荷重分割法の応力分布の比較 (下流面水平応力)

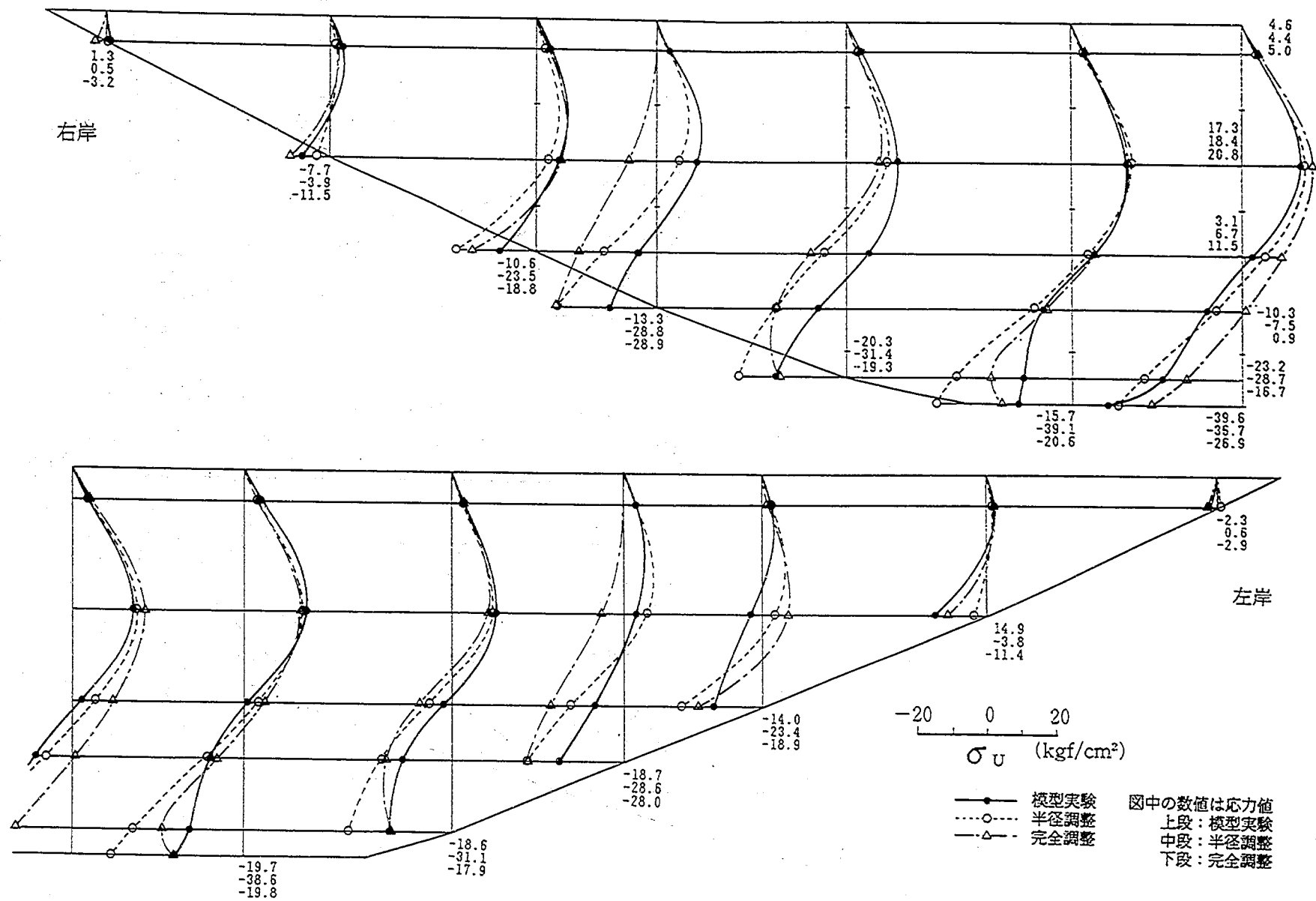
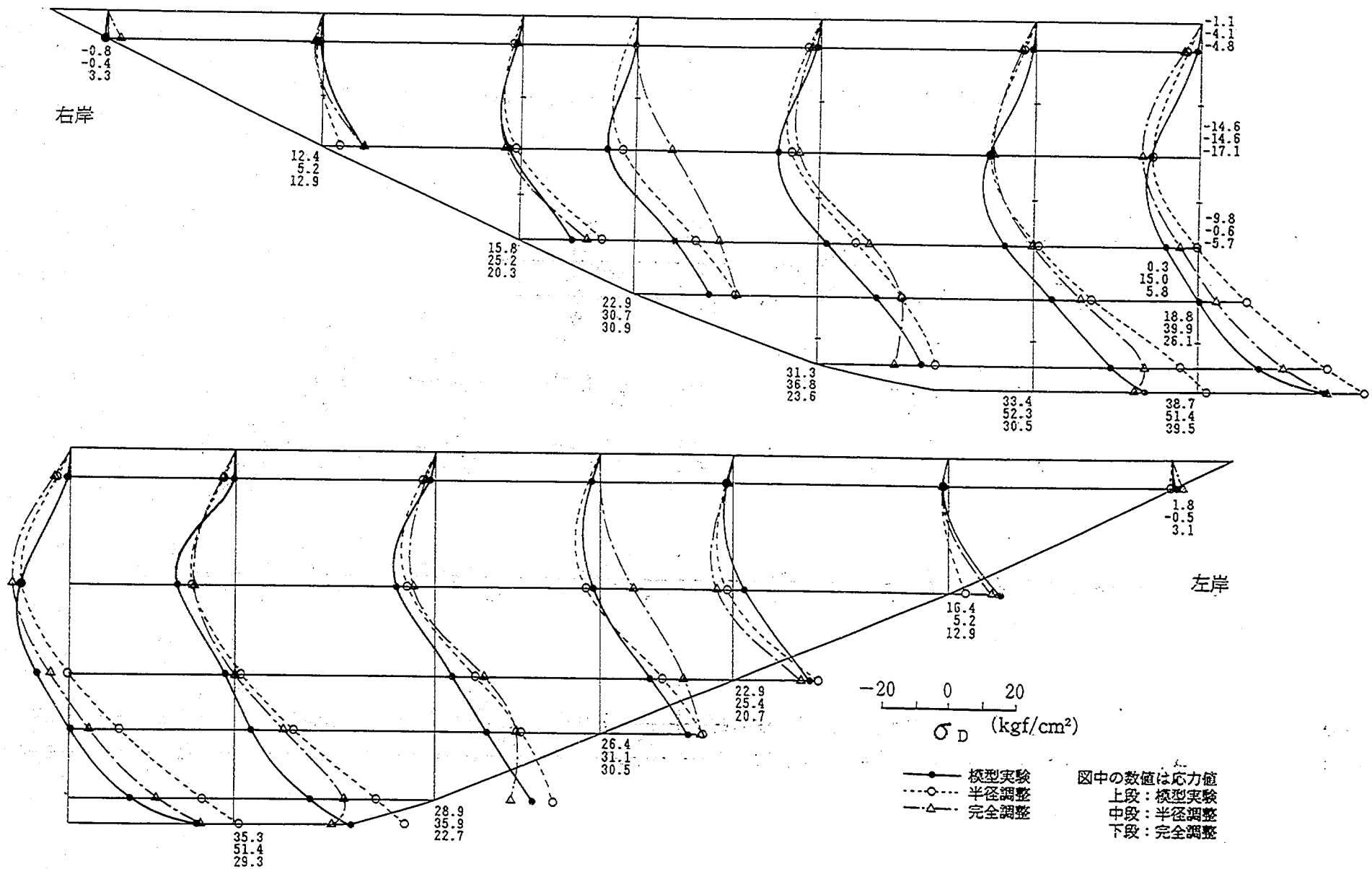
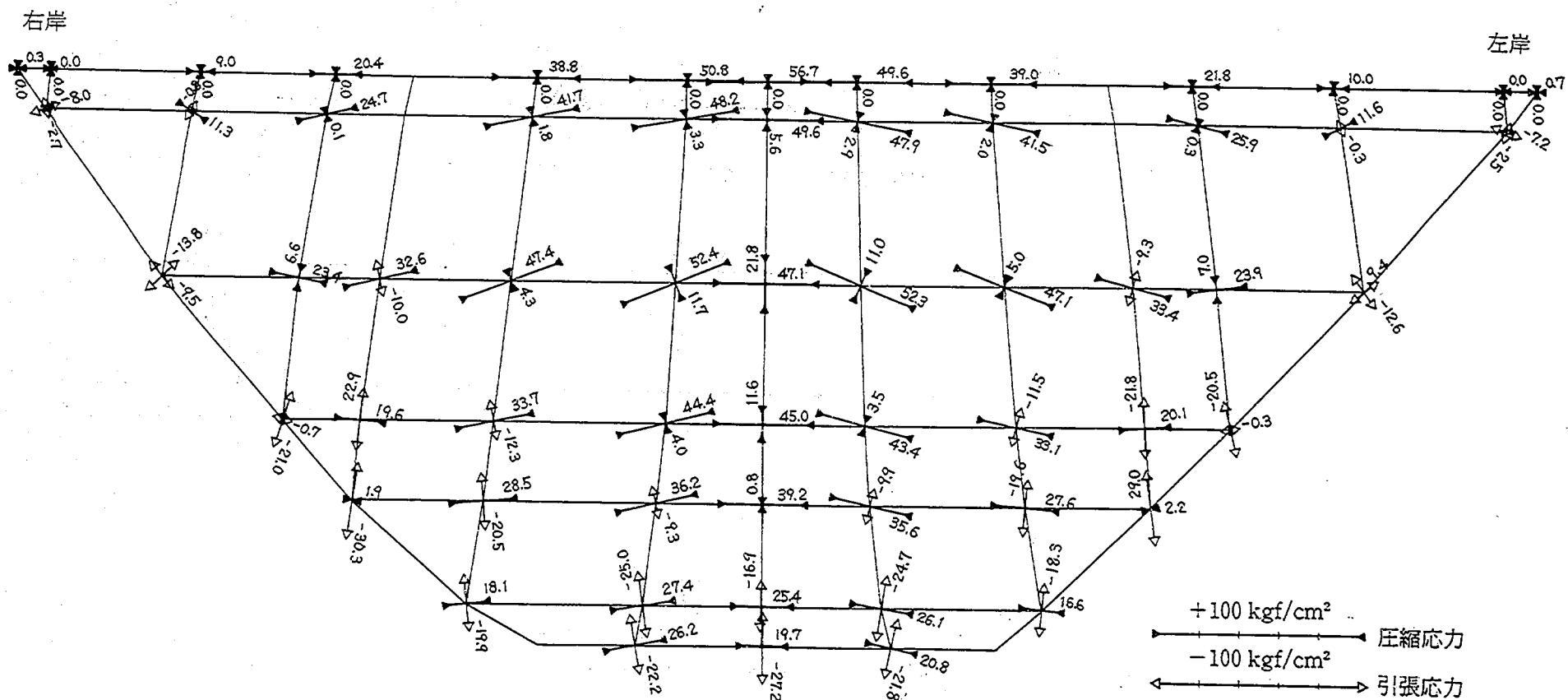


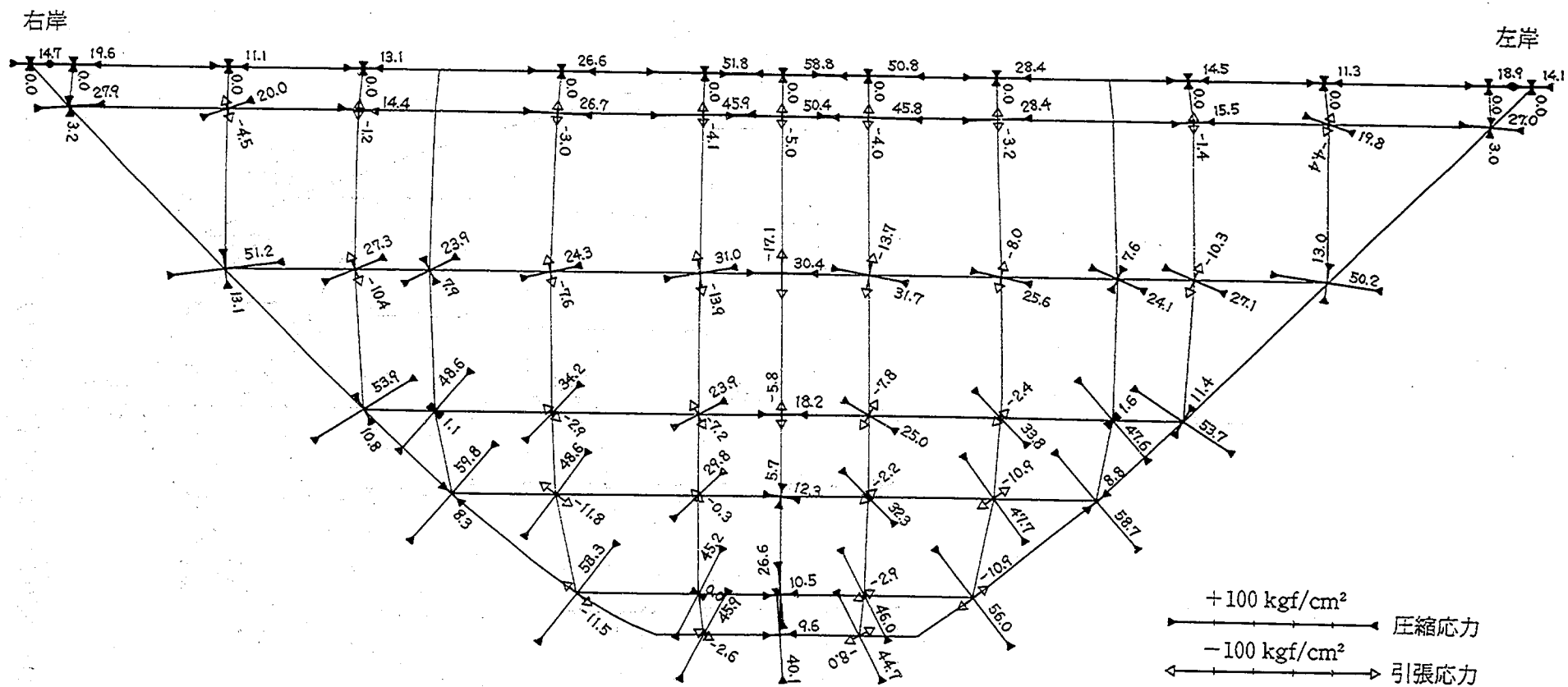
図-4.3 (3) 模型実験と荷重分割法の応力分布の比較 (上流面鉛直応力)



図—4.3 (4) 模型実験と荷重分割法の応力分布の比較 (下流面鉛直応力)



図一4.4 (1) 荷重分割法から得られる主応力図 (完全調整計算, 上流面)



図一4.4 (2) 荷重分割法から得られる主応力図 (完全調整計算, 下流面)

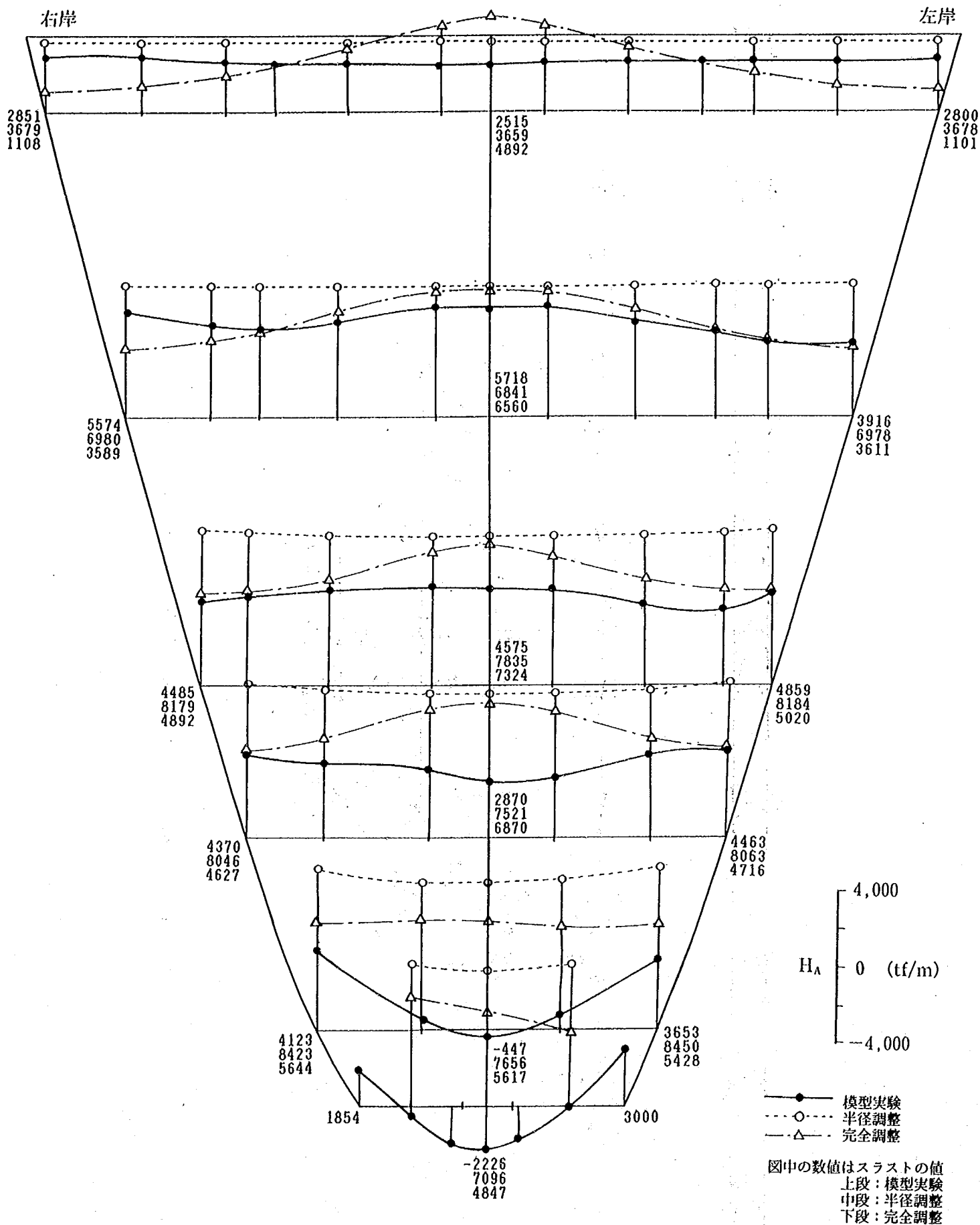
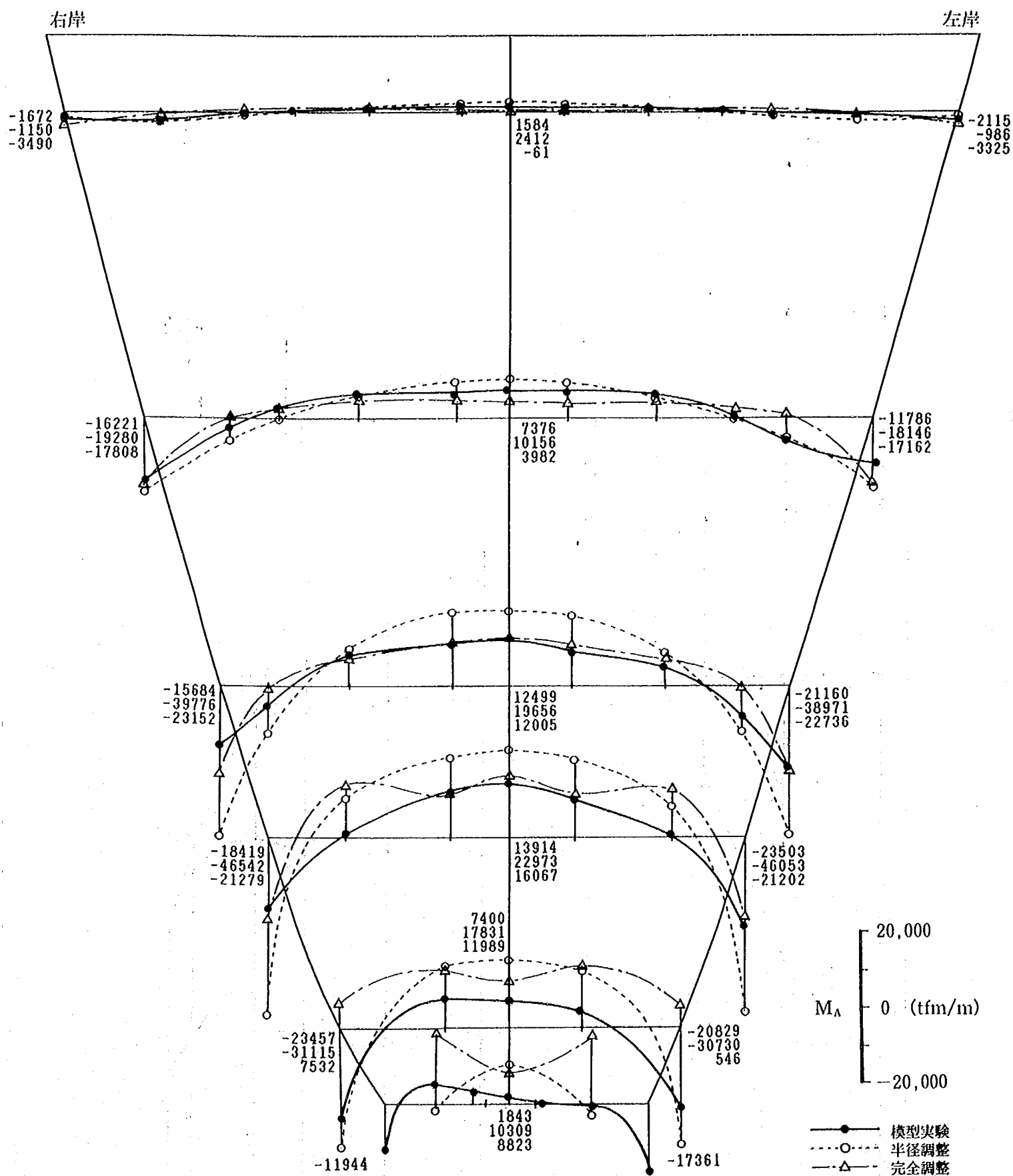


図-4.5 (1) 模型実験と荷重分割法の断面力の比較 (アーチスラスト)



図—4.5 (2) 模型実験と荷重分割法の断面力の比較 (アーチモーメント)

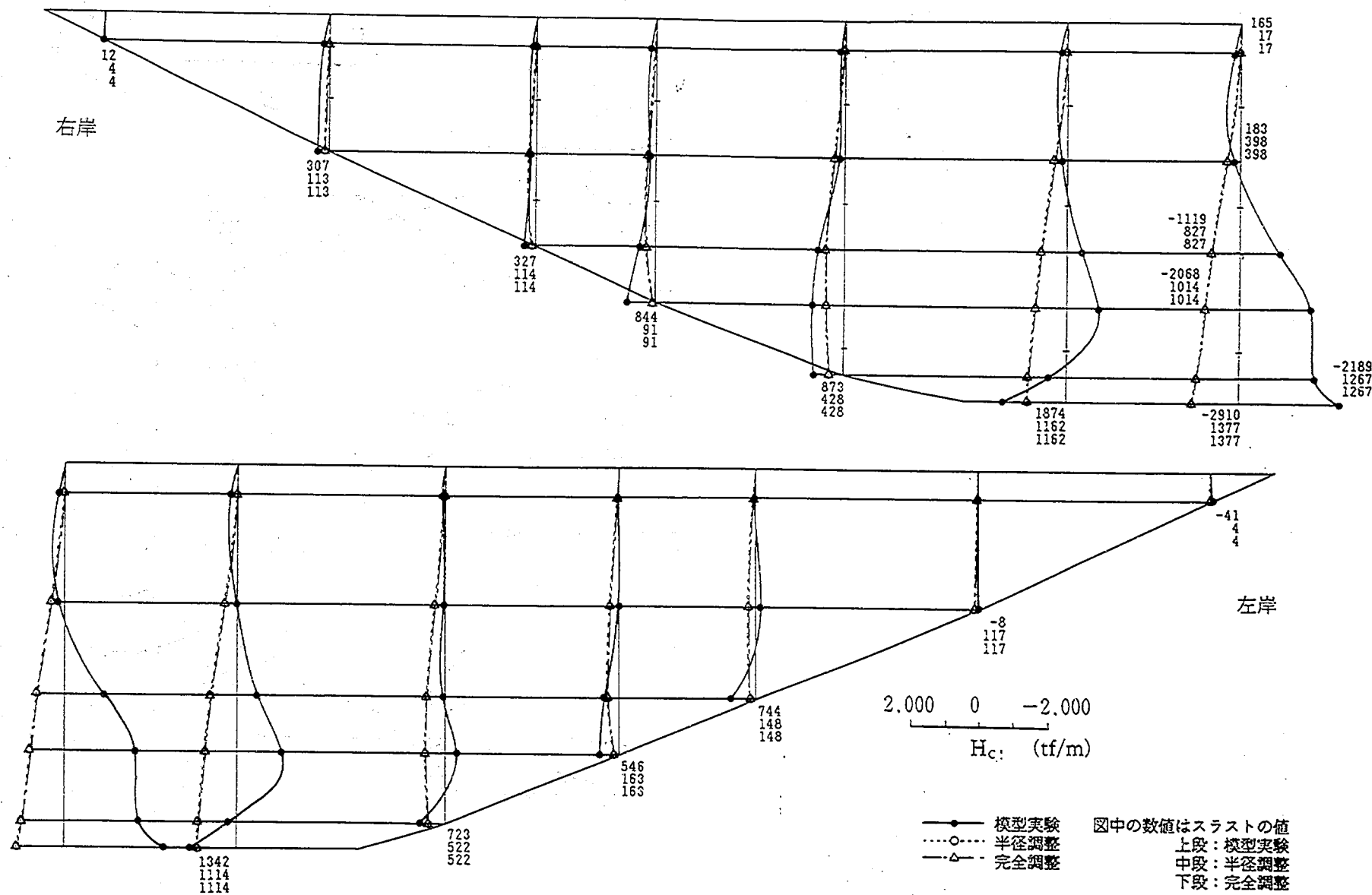
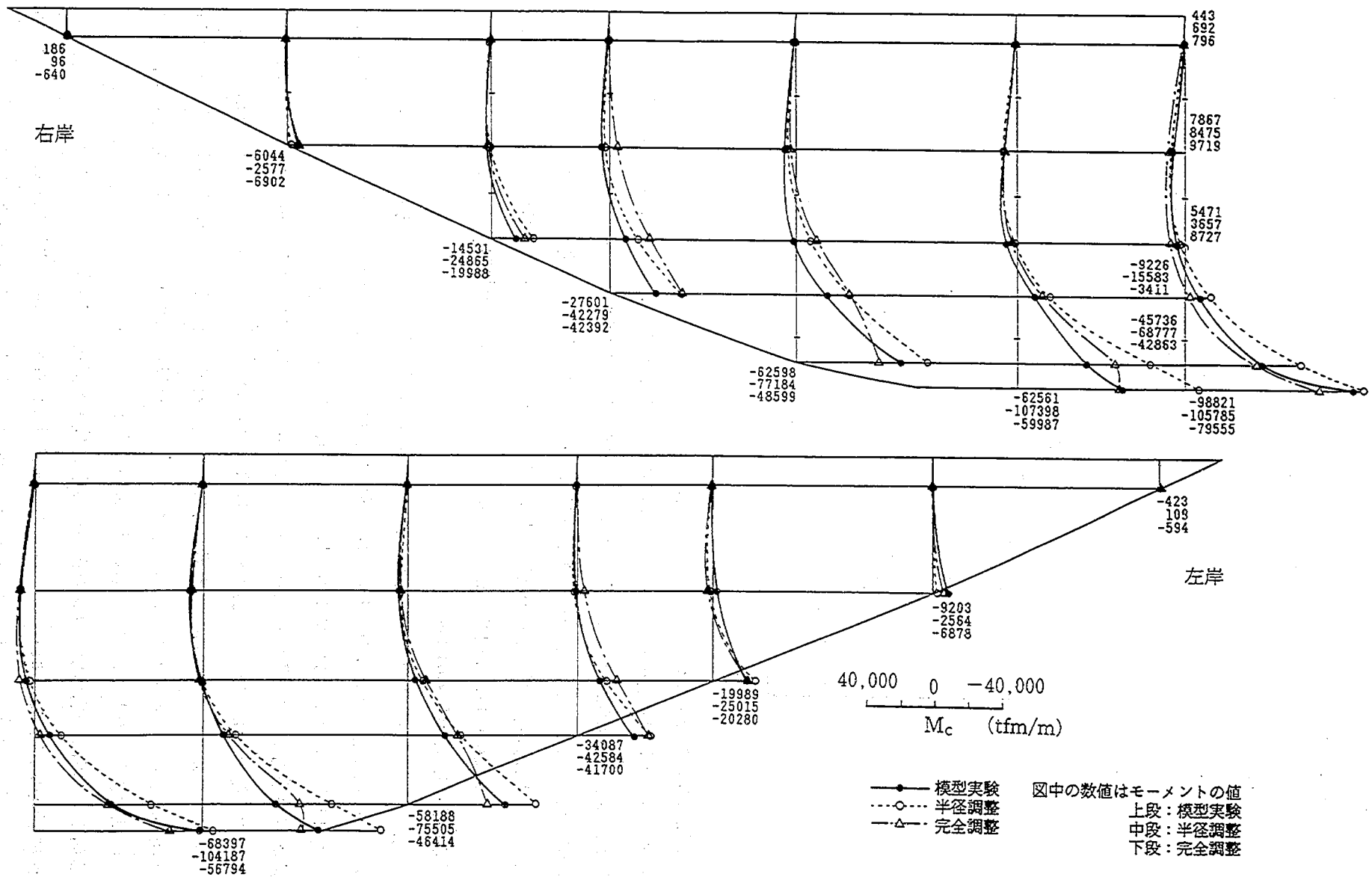


図-4.5 (3) 模型実験と荷重分割法の断面力の比較 (カンチレバースラスト)



図一4.5 (4) 模型実験と荷重分割法の断面力の比較 (カンチレバーモーメント)

4.3 模型実験と三次元有限要素法の比較

既に述べたとおり、有限要素法の解析精度はその要素分割の程度に大きく影響する。ここでは3.3.2に述べた解析結果をもとに表-4.2に示す要素分割で有限要素法の計算を実施し、模型実験との比較検討を行った。なお基礎岩盤の境界はダムの高さ相当の深さに設定した。

ここで、模型実験の結果とは、洪水吐による切り欠きの無い条件のものであり、これに合わせて有限要素法による計算でも洪水吐による切り欠きを無視した計算を行った。また、荷重条件として自重は含まないものとした。

表-4.2 有限要素法における要素分割

要素分割数	堤体の高さ方向の分割	9
	堤体の厚さ方向の分割	3
	堤体底面のアーチ方向の分割	3
	岩盤の奥行き方向の分割	3
要素数	堤 体	432
	岩 盤	546
	計	978

4.3.1 半径方向たわみの比較

半径方向たわみの比較を図-4.6に示す。なお図には参考までに荷重分割法（半径方向調整計算）の値を併記してある。有限要素法によって得られる半径方向たわみは模型実験より得られるたわみに比べて約1.3倍の値となっているが、たわみの分布形状はよく似ている。有限要素法の結果は模型実験の結果よりも荷重分割法（半径方向調整計算）の結果によく一致している。なお、模型実験では上部標高のアバットメントでダムが上流にたわむ傾向を示しているが、有限要素法ではその傾向はほとんどみられない。

4.3.2 水平応力、鉛直応力の比較

有限要素法より得られる応力コンター図を図-4.7に示す。対応する模型実験の結果は図-2.17(1)である。また有限要素法の結果と模型実験の結果の比較を図-4.8に示す。なお図中には参考までに荷重分割法（半径方向調整計算）の結果を併記してある。以下にその比較について述べる。

① 上流面水平応力：有限要素法より得られる応力分布の形状は河床部と天端クラウン部を除き、全般的に模型実験の結果とよく似ている。両者の差は河床部で20kgf/cm²程度になるが、これを除けば全般に5～10kgf/cm²以下の差となっている。河床部で有限要素法の結果と模型実験法の差が大きくなっているのは有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。有限要素法の結果は、荷重分割法（半径方向調整計算）の結果よりもむしろ模型実験の結果に近い値を示している。

② 下流面水平応力：有限要素法より得られる応力分布の形状は河床部とアバットメント部を除き、全般的に模型実験の結果とよく似ている。両者の差は着岩部付近を除き最大10kgf/cm²程度である。着岩部ではその差は30kgf/cm²程度であるが、これは有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。有限

要素法の結果は模型実験の結果と荷重分割法（半径方向調整計算）の結果の中間に位置している。

③ 上流面鉛直応力：有限要素法より得られる応力分布の形状は模型実験の結果と似ている。模型実験結果との差は着岩部付近を除くと 5 kgf/cm^2 程度以下である。着岩部付近では 50 kgf/cm^2 以上に及ぶ応力差が生じているが、これは有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。有限要素法の結果は荷重分割法（半径方向調整計算）の結果よりもむしろ模型実験の結果に近い値を示している。

④ 下流面鉛直応力：有限要素法より得られる応力分布の形状は模型実験の結果と似ている。模型実験の結果との差は着岩部付近を除くと 5 kgf/cm^2 程度以下である。着岩部付近では 20 kgf/cm^2 程度の応力差が生じているが、これは有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。有限要素法の結果は荷重分割法（半径方向調整計算）よりもむしろ模型実験の結果に近い値を示している。

4.3.3 主応力の比較

有限要素法より得られる主応力図を図-4.9 に示す。これを模型実験より得られる主応力図である図-2.19(1), (2)と比較すると次のようになる。

① 上流面主応力：有限要素法より得られる主応力の方向は模型実験より得られる主応力の方向と極めてよく一致している。主応力の大きさも着岩部を除けば $5 \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の差でよく一致している。着岩部では有限要素法より得られる第二主応力（引張主応力）の大きさが際だって大きくなっているが、これは有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。

② 下流面主応力：有限要素法より得られる主応力の方向は模型実験より得られる主応力の方向と極めてよく一致している。主応力の大きさも着岩部を除けば $5 \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の差でよく一致している。着岩部では有限要素法より得られる第一主応力（圧縮主応力）の大きさが際だって大きくなっているが、これは有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。

4.3.4 断面力の比較

アーチスラスト、アーチモーメント、カンチレバースラスト、カンチレバーモーメントの比較を図-4.10に示す。なお図中には参考までに荷重分割法（半径方向調整計算）の結果を併記してある。以下にその比較について述べる。

① アーチスラスト：有限要素法より得られるアーチスラストは模型実験より得られるアーチスラストに対して若干大きな値を示しているが、その分布形状はよく似ている。

② アーチモーメント：有限要素法より得られるアーチモーメントは模型実験より得られるアーチモーメントとよく一致している。ただし着岩部におけるアーチモーメントの値は模型実験の結果と異なっているが、これは有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。

③ カンチレバースラスト：有限要素法より得られるカンチレバースラストは着岩面付近を除き模型実験の結果とよく似ている。着岩面における差は有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。

④ カンチレバーモーメント：有限要素法より得られるカンチレバーモーメントは着岩面付近を除けば模型実験の結果とよく似ている。着岩面における差は有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。

4.3.5 有限要素法の精度

有限要素法の解析結果は模型実験の結果と比べて着岩面付近を除きよく一致している。その差は天端付近の水平応力において10kgf/cm²程度となっているが、大半は5kgf/cm²以下である。表-4.3はダム堤体の代表的な点での模型実験の結果と有限要素法の結果を比較したものである。着岩面付近では最大50kgf/cm²を超える差が生じているが、これは有限要素法の計算における応力集中の影響と考えてよい。一方、模型実験法においては第2章で述べたように最大で10kgf/cm²程度の誤差を有することは十分考えられ、これを考慮すると有限要素法の結果と模型実験の結果の間には有意な差があるとはいいがたい。また有限要素法と模型実験の応力の差は天端付近の水平応力で大きくなっているが、これは模型実験のジャッキの配置が天端付近で粗くなっていることから、模型実験の結果が小さくなったと考えた方が妥当なように思われる。

表-4.3 模型実験と有限要素法より得られる応力値の比較

単位：kgf/cm²，圧縮を+

成分 位置 解析法	上 流 面				下 流 面			
	水平応力		鉛直応力		水平応力		鉛直応力	
	模型実験	有限要素法	模型実験	有限要素法	模型実験	有限要素法	模型実験	有限要素法
クラウン①	35.9	46.5	4.6	4.6	15.8	27.4	-1.1	-3.1
〃 ②	50.4	55.9	17.3	15.0	18.3	21.7	-14.6	-17.1
〃 ③	25.1	30.7	-10.3	-13.2	-0.9	3.7	0.3	3.0
アバット④	23.2	19.8	2.6	2.0	29.7	41.6	-1.6	-1.4
〃 ⑤	12.3	20.2	-3.3	1.3	33.4	36.0	3.4	-1.1
〃 ⑥	15.5	19.2	-14.5	-14.2	11.4	18.3	15.8	24.3

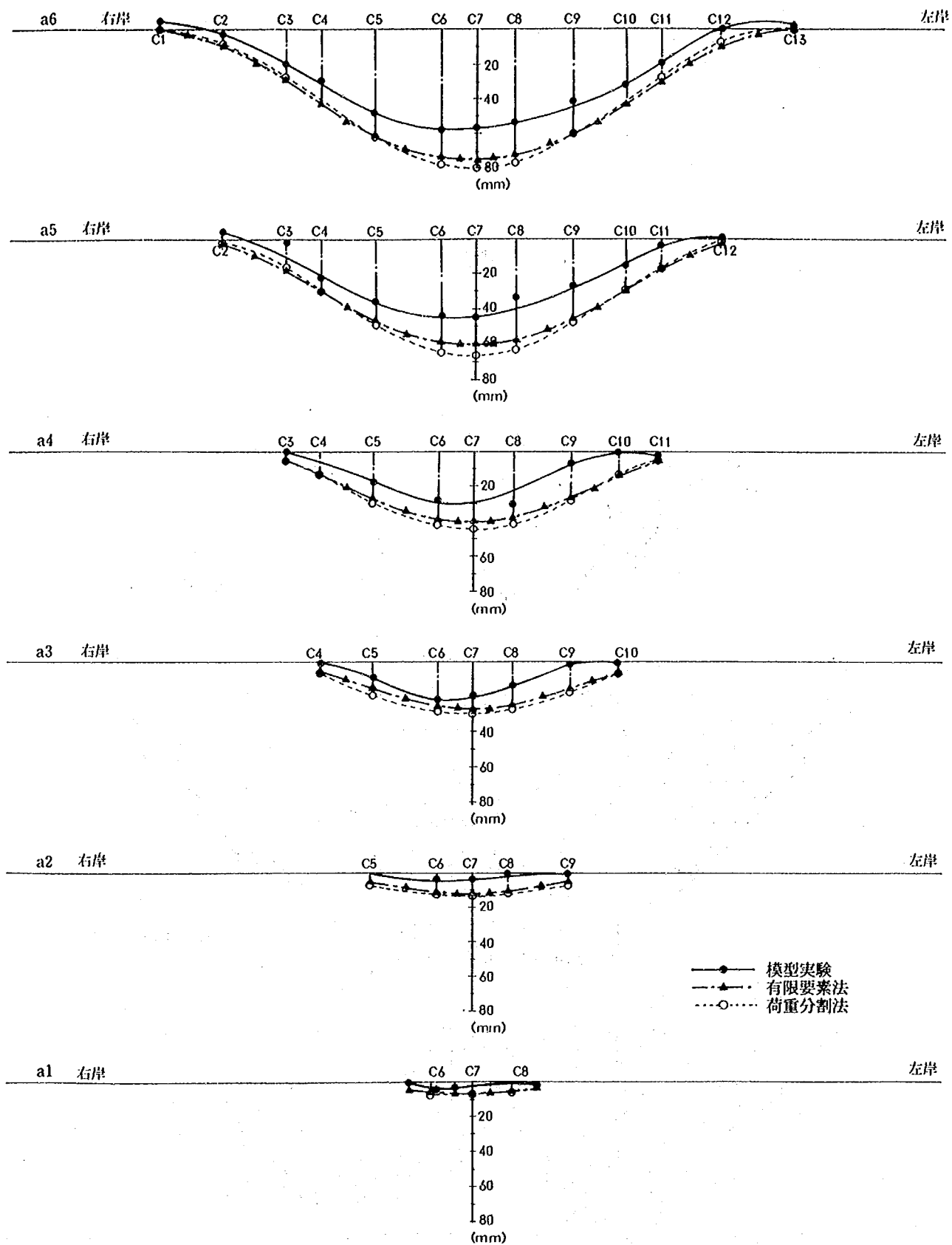


図-4.6 模型実験と有限要素法の半径方向変位の比較

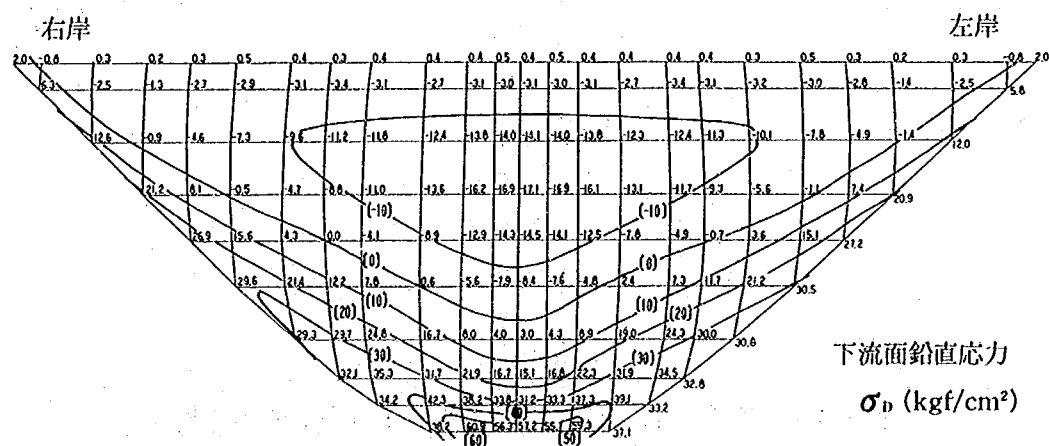
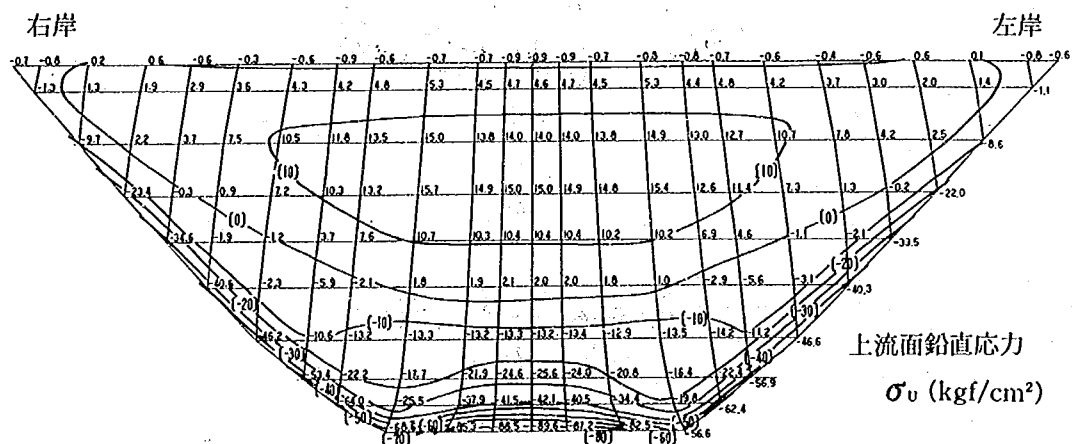
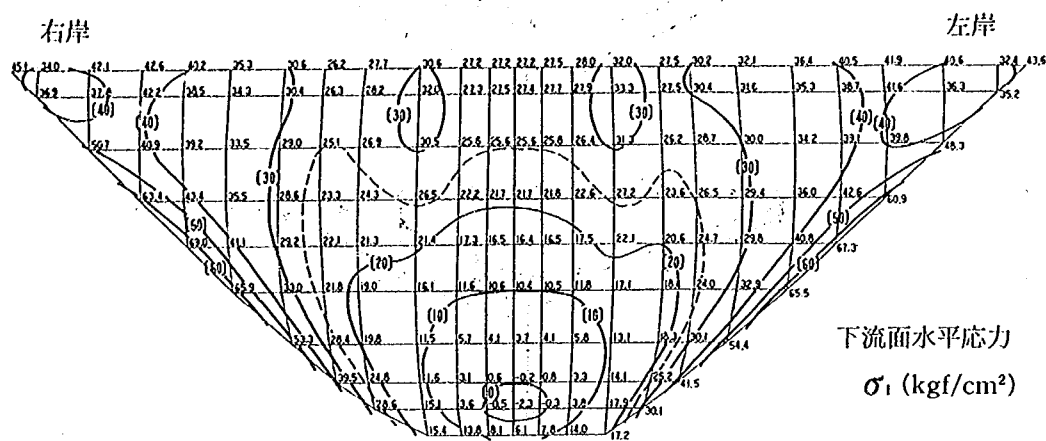
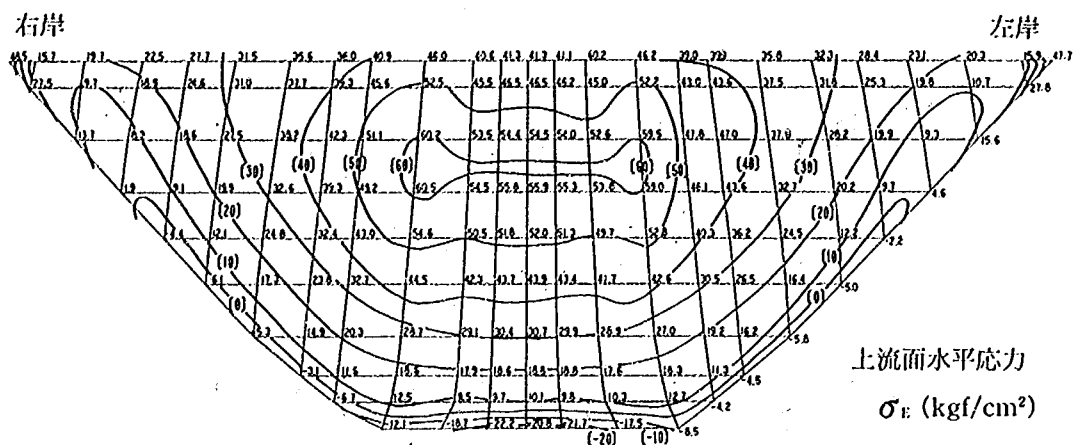
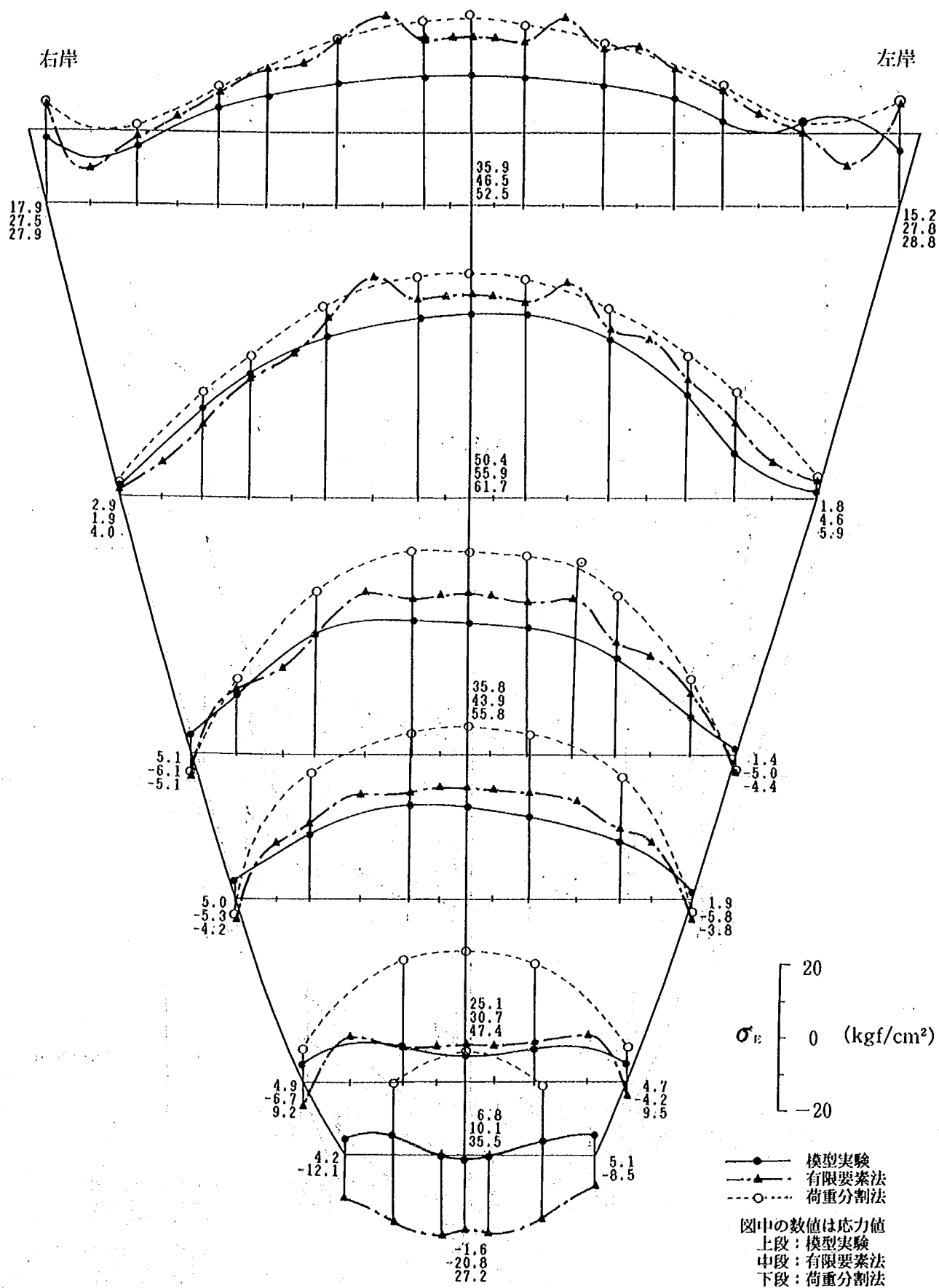
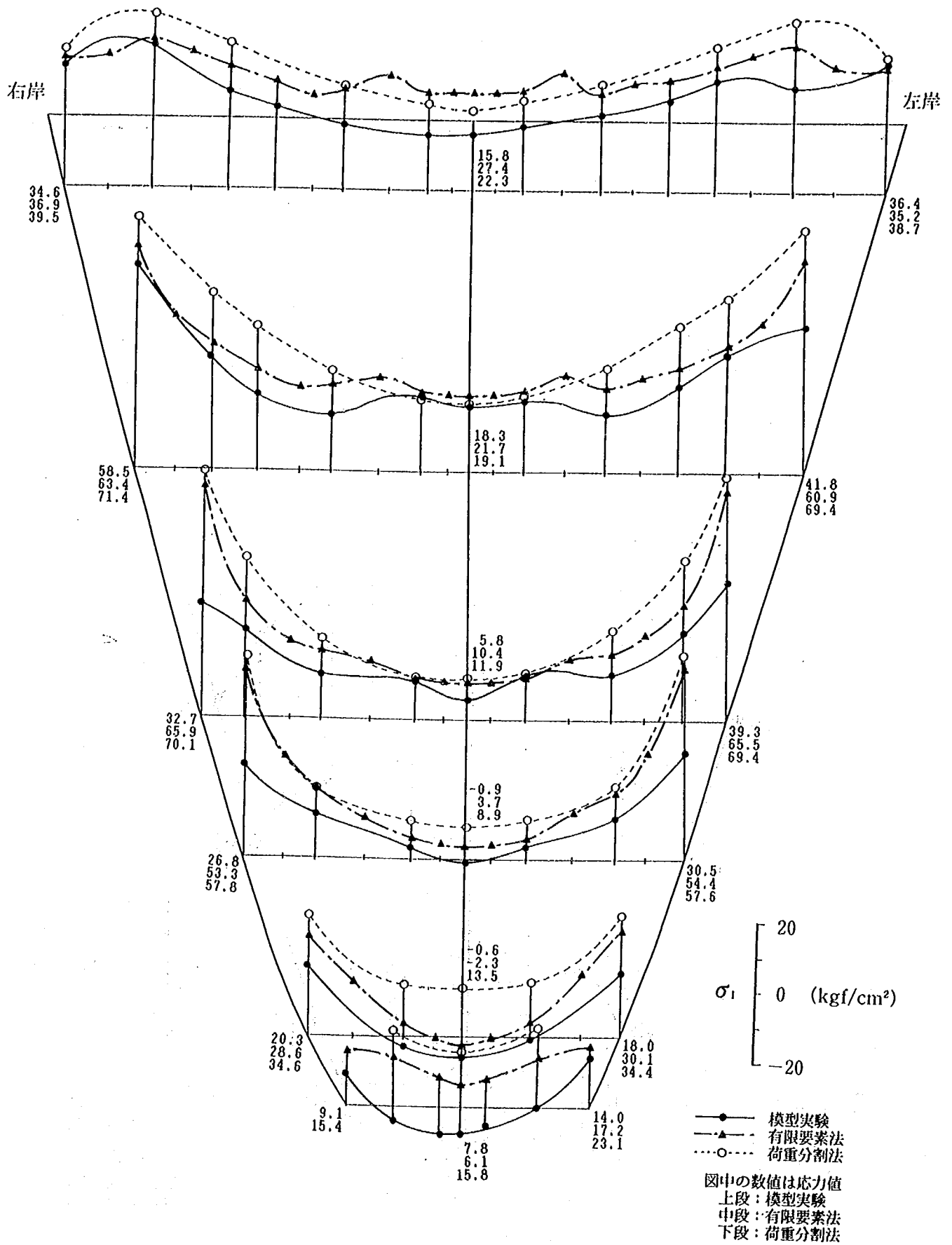


図-4.7 有限要素法から得られる応力コンター図



図一4.8 (1) 模型実験と有限要素法の応力分布の比較 (上流面水平応力)



図—4.8 (2) 模型実験と有限要素法の応力分布の比較 (下流面水平応力)

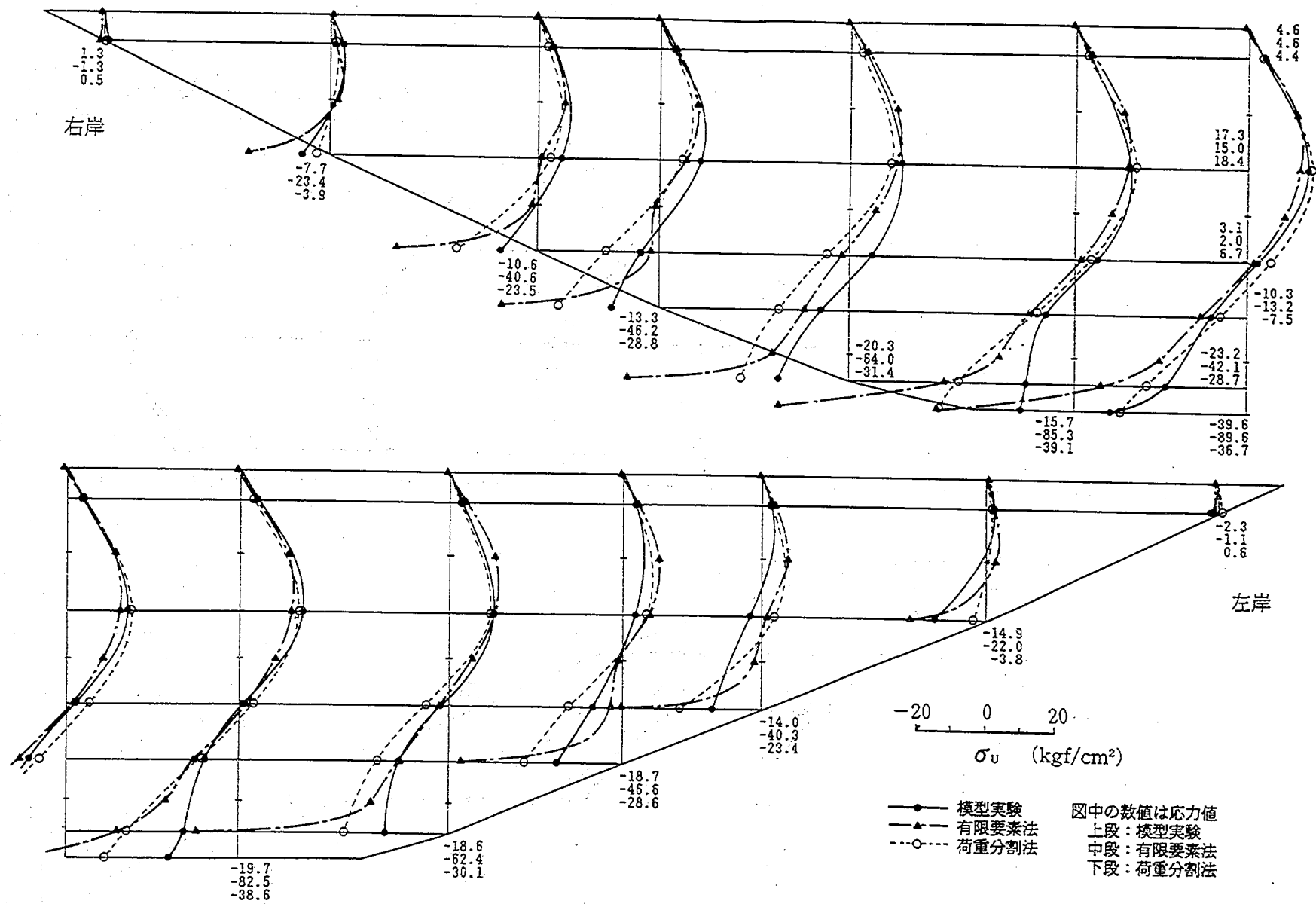


図-4.8 (3) 模型実験と有限要素法の応力分布の比較 (上流面鉛直応力)

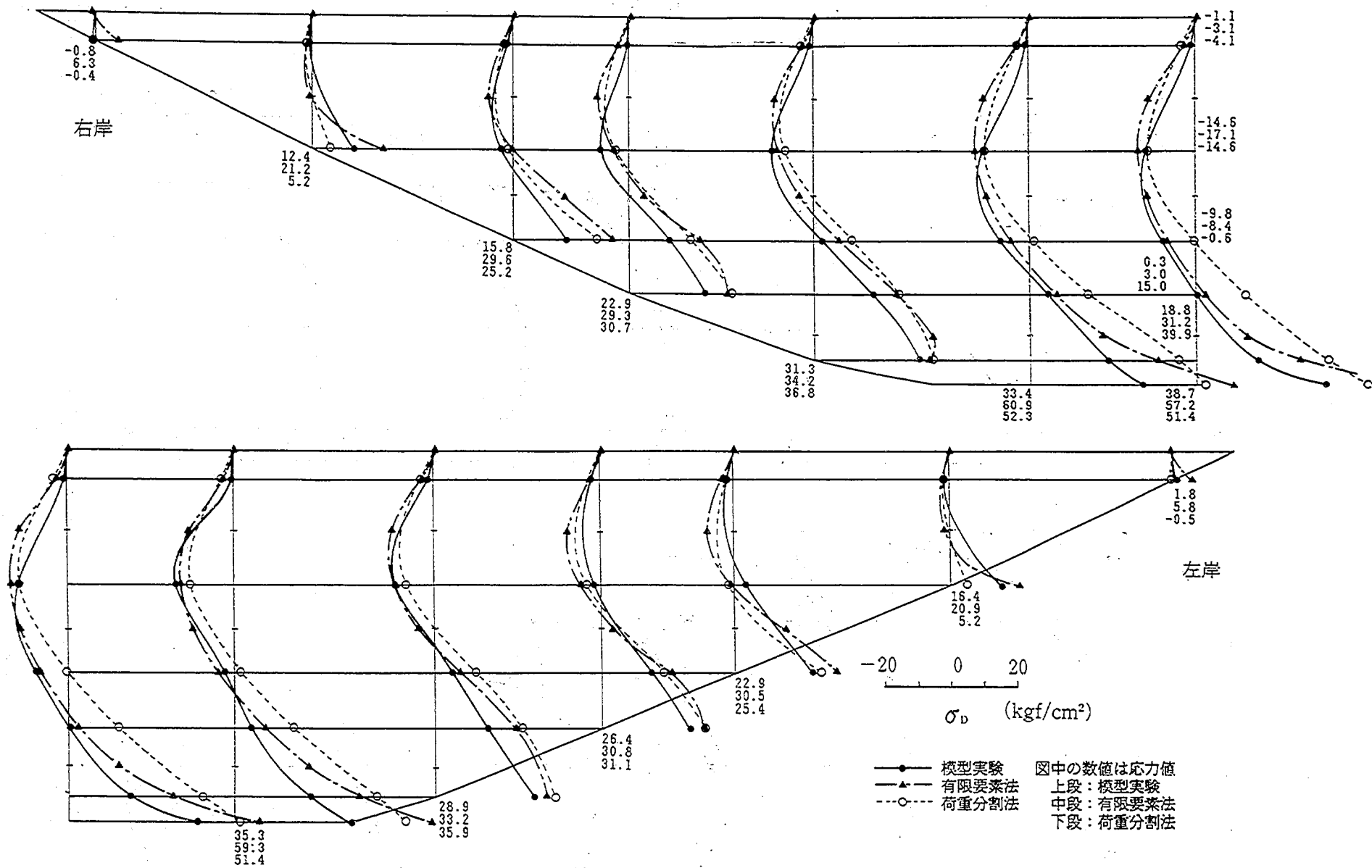


図-4.8 (4) 模型実験と有限要素法の応力分布の比較 (下流面鉛直応力)

右岸

左岸

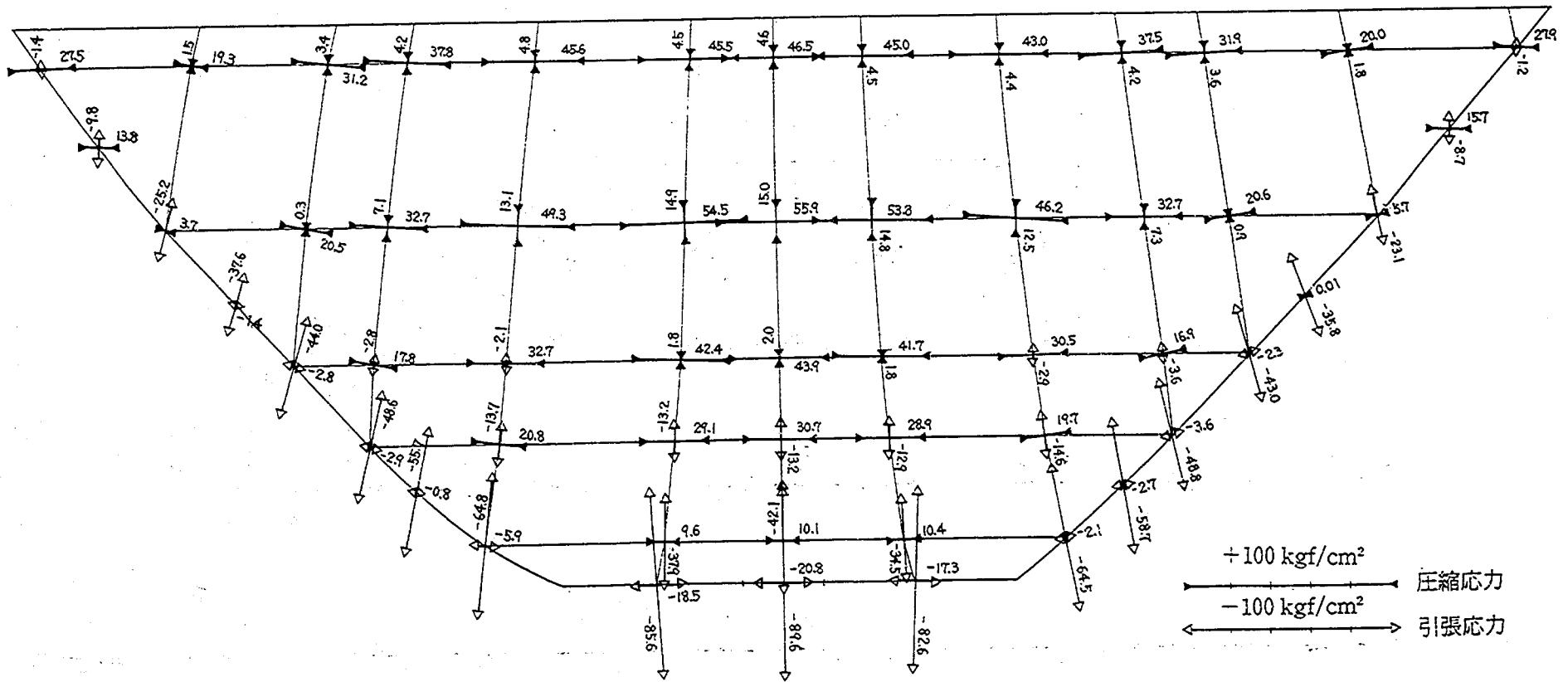


図-4.9 (1) 有限要素法から得られる主応力図 (上流面)

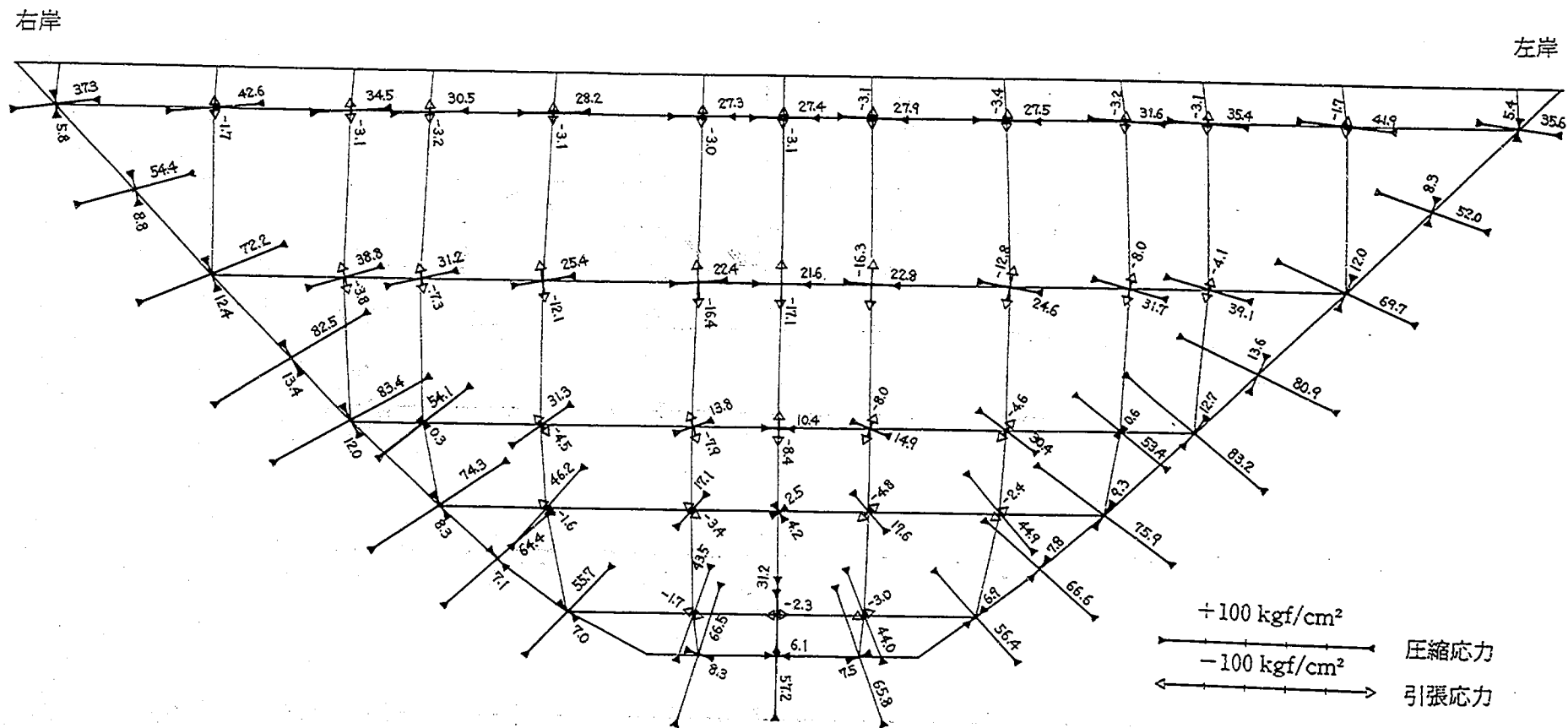
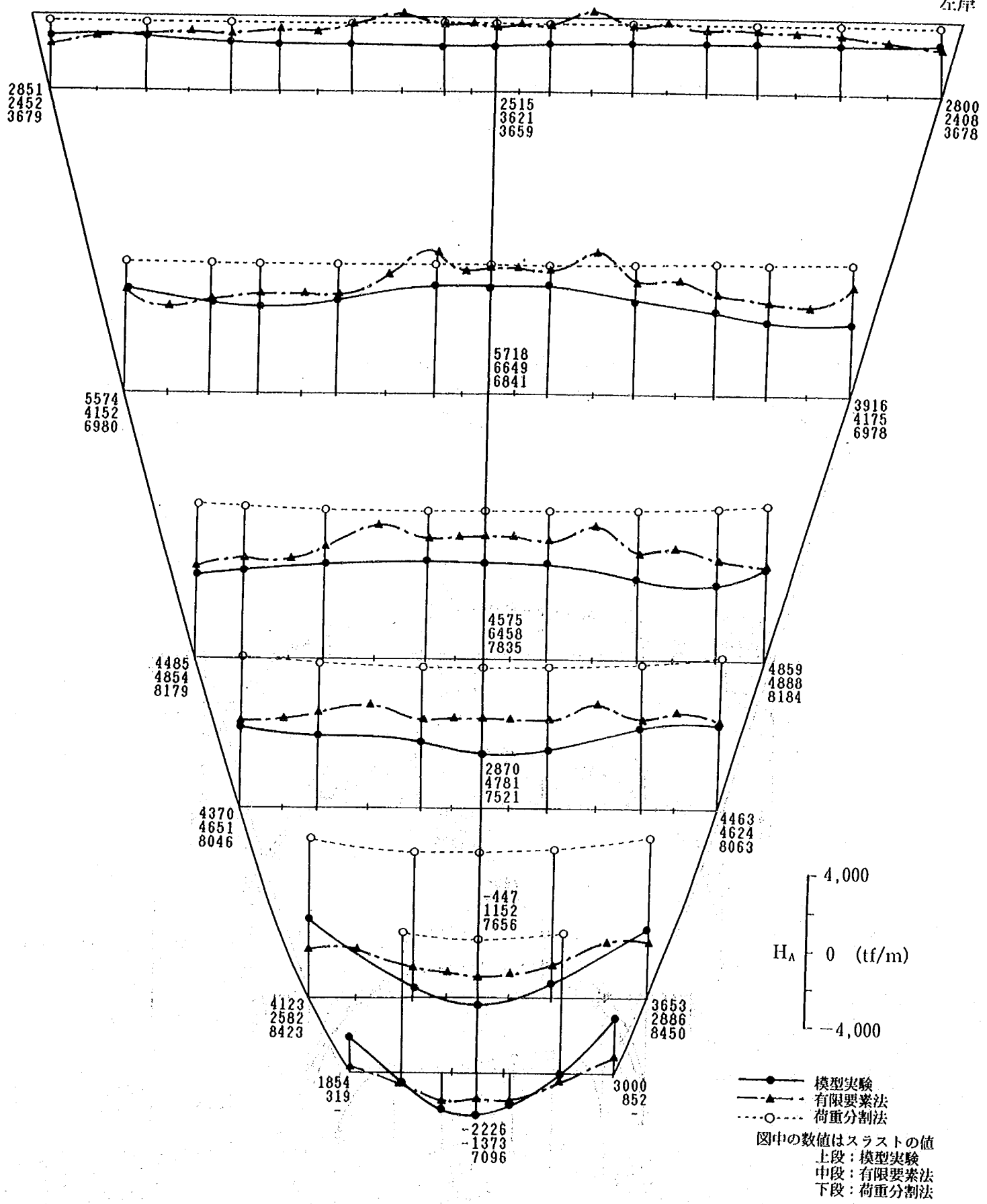


図-4.9 (2) 有限要素法から得られる主応力图 (下流面)

右岸

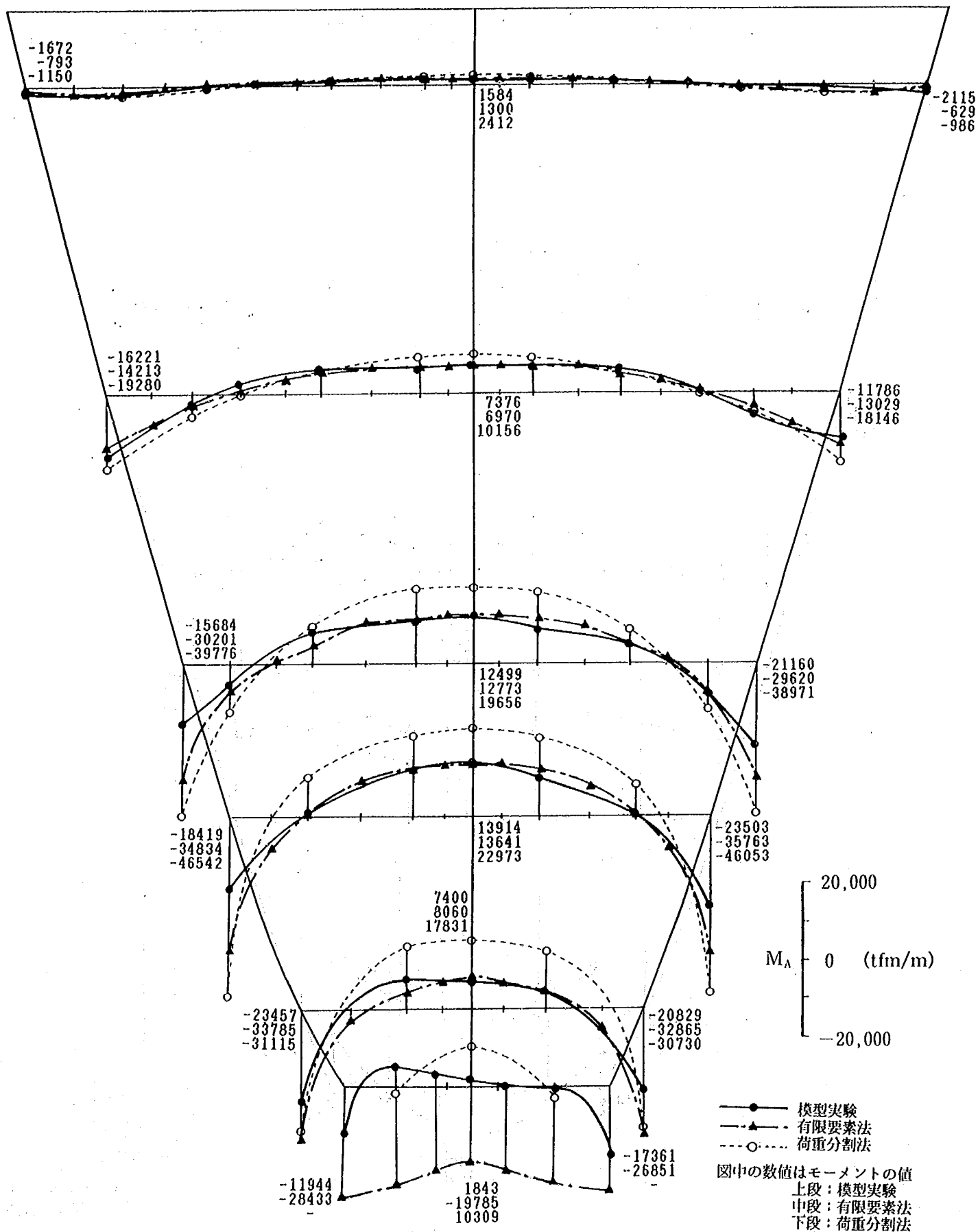
左岸



図一4.10 (1) 模型実験と有限要素法の断面力の比較 (アーチスラスト)

右岸

左岸



図—4.10 (2) 模型実験と有限要素法の断面力の比較 (アーチモーメント)

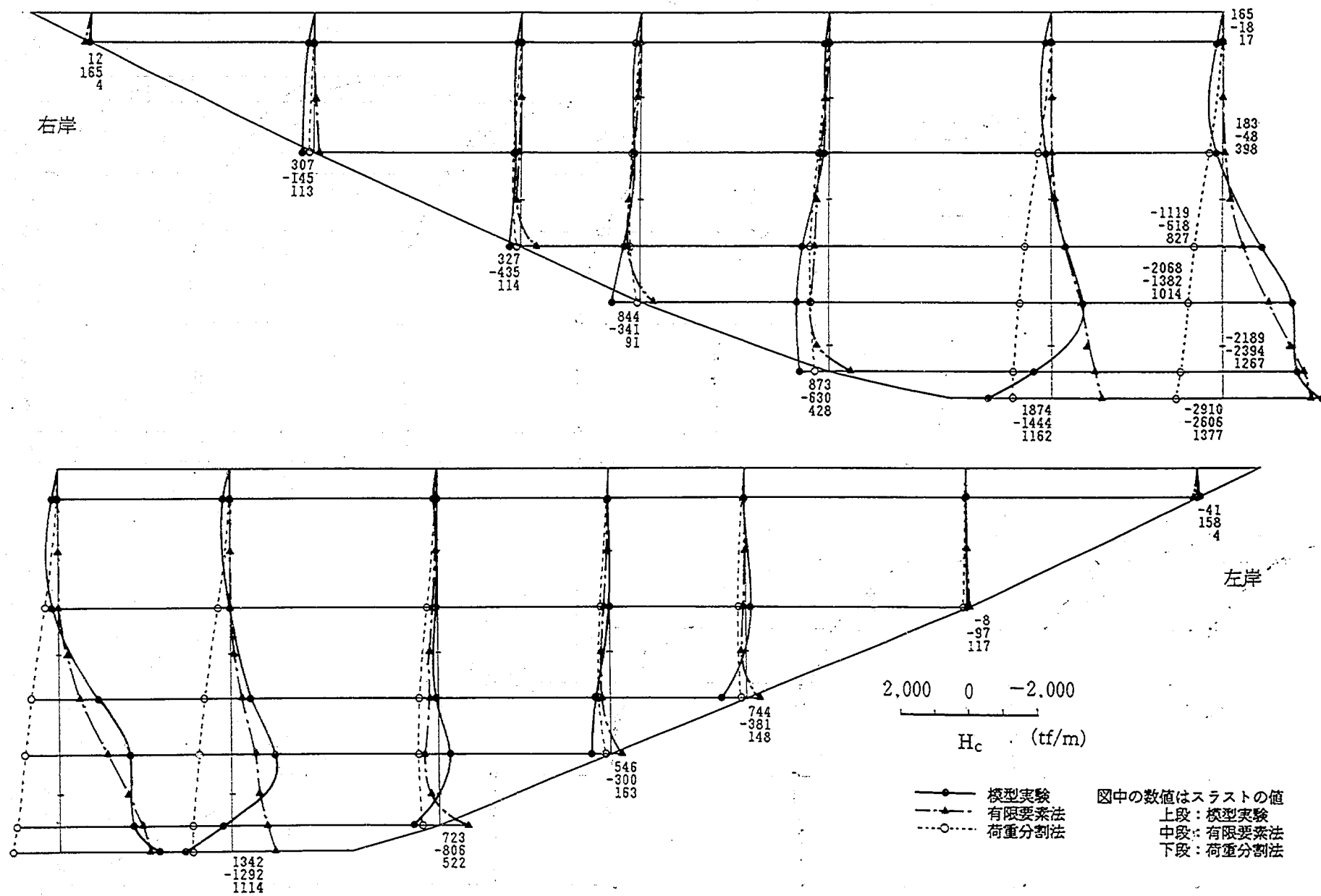
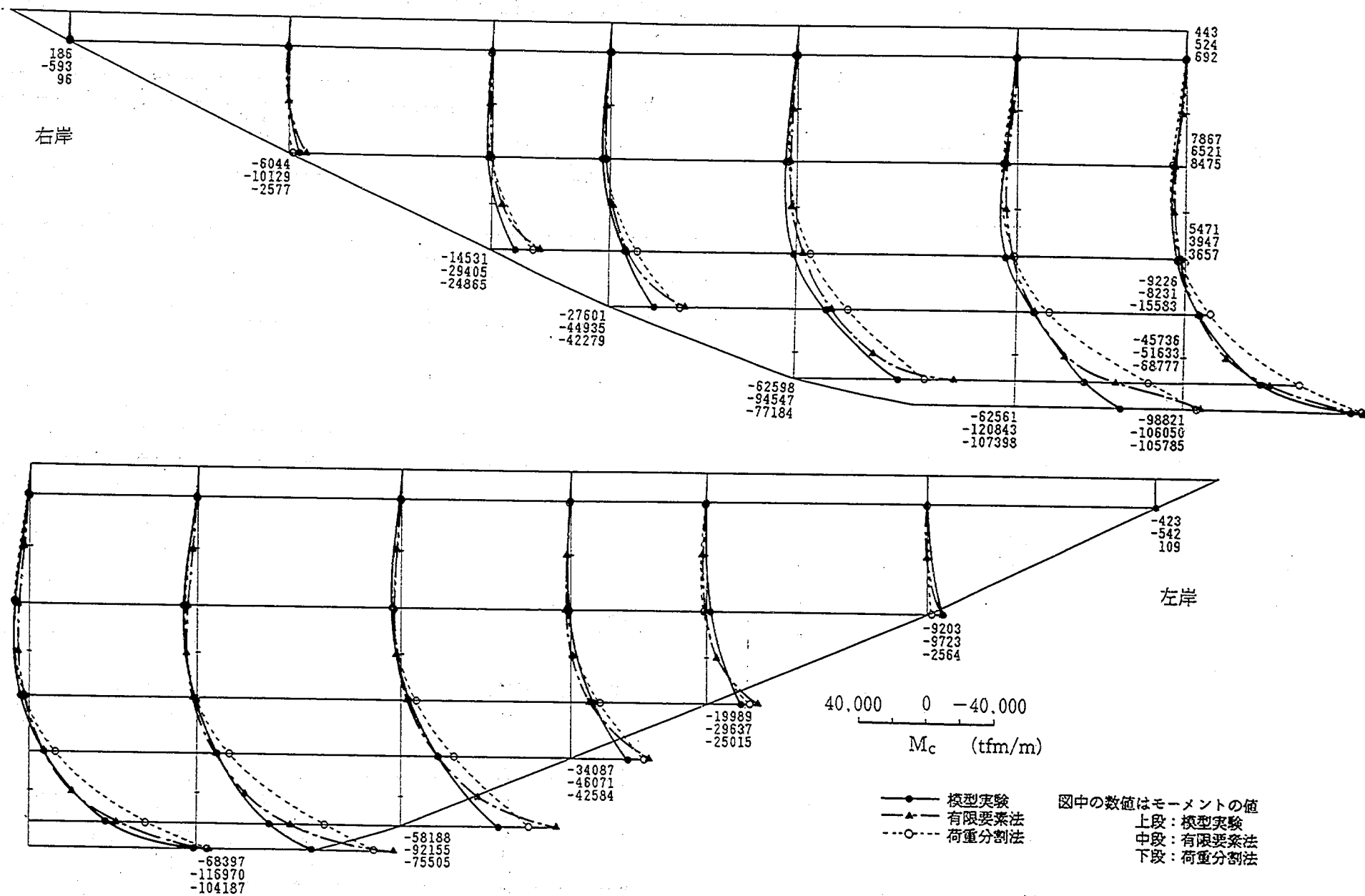


図-4.10 (3) 模型実験と有限要素法の断面力の比較 (カンチレバースラスト)



図—4.10 (4) 模型実験と有限要素法の断面力の比較 (カンチレバーモーメント)

5. 結論

本報告書では、第1, 2章で模型実験の問題点について考察し、また実際に構造模型実験を実施し、その結果を検討することで模型実験における誤差要因の分析と誤差の大きさについて考察を加えた。また第3, 4章では荷重分割法、有限要素法といった数値解析法の解析上の問題点を整理し、また実際の解析結果を構造模型実験の結果と比較検討することにより、有限要素法が構造模型実験に代わるアーチダム堤体の応力の最終的な検証法として利用可能かどうかを考察した。以上の結果を取りまとめると次のようになる。

(1) 構造模型実験の精度

構造模型実験における誤差要因としては種々のものがあるが、特にその実験精度に大きな影響を及ぼす要因としては、

- ① 堤体および岩盤模型の弾性係数の推定に関する誤差
- ② 岩盤模型の境界条件
- ③ 油圧ジャッキ周辺の応力の乱れ
- ④ 油圧ジャッキのセッティング誤差

などがあげられる。これらの誤差要因のため、模型実験では最大 10kgf/cm^2 程度の誤差が含まれる可能性があると考えられる。またこのほか

- ⑤ 荷重レベルの設定

が非常に重要であることが確認された。構造模型実験では堤体自重の相似律が満足されていないことから、比較的低い荷重レベルでも上流面河床部付近で局部的引張破壊が生じる可能性がある。しかし、アーチダムは不静定構造物であることから、このような局部破壊が生じた後もダムは安定した応力状態を保つ。このため不用意に荷重レベルを設定すると、局部的破壊が生じた後の応力状態を測定しこれを真値と見誤まる可能性があり、結果的にこれが大きな誤差要因になりうる。

(2) 荷重分割法の精度

荷重分割法の計算には多くの仮定が含まれており、その結果、その解析精度は必ずしも高くないとされている。今回行った模型実験結果との比較において以下のことが確認された。

- ① 完全調整計算の精度は半径方向調整計算の精度と比べて向上しているとはいいがたく、かえって結果の解釈を難しくしている。これは完全調整計算において行っている変位の調整法が不完全であること（たとえば片持梁要素の捩れ構造を無視していることなど）に起因しているものと思われる。
- ② 半径方向調整計算の結果は模型実験の結果に比較すると最大 $15\sim 35\text{kgf/cm}^2$ 程度の差が生じているが、たわみ、応力分布の形状に関しては模型実験の結果と類似している。したがってこの点を考慮しておけば、完全調整計算の場合よりも模型実験との対比が容易であり、解析法としては優れているといえる。ただし誤差の大きさは必ずしも一定とは限らないので半径方向調整計算の結果は一応の目安として考えるべきものであり、半径方向調整計算の結果のみでダム堤体の応力状態を判断するには問題があるといえる。

(3) 有限要素法の精度

有限要素法においては解析上の仮定が少なく、要素分割、境界条件など適当なモデル化が行われれば理

論的には精度的に非常に優れていると解釈される。今回行った模型実験の結果との比較において以下のことが確認された。

① 有限要素法の結果と模型実験の結果とは概ね 5 kgf/cm^2 (部分的には 10 kgf/cm^2) の誤差範囲でよく一致している。これは模型実験の精度などを考えれば有意な差とはいえず、有限要素法と模型実験法は同程度の精度を有しているといえる。

② 有限要素法においては着岩部において大きな応力集中の影響が現れる。これは理想的な弾性体を仮定すれば当然現れる値であって、これをもって模型実験と有限要素法の精度を論じるのは適切でないと考えられる。しかし現実には、理想的な弾性体の仮定は成立せず、特に着岩部においてこのような大きさの応力集中が生じるとは考えにくい。したがって、有限要素法によってアーチダムの応力を検証するにおいては、この応力集中の評価方法が確立されなければならないといえる。

あとがき

本報文では、アーチダムの構造模型実験の精度について考察し、またあわせてこれに代わる解析法としての有限要素法の適用性について検討した。この結果、模型実験の問題点を整理することができ、また有限要素法の精度を確認することができた。しかし、模型実験法に代って直ちに有限要素法をアーチダムの最終的応力検証法とするには着岩部付近の応力の評価において解決すべき問題があり、模型実験もしばらく併行して利用していかざるを得ないであろう。しかしこの場合においても本報文で述べた模型実験上の問題点を十分に検討し、精度よい実験を行うよう心がける必要がある。

構造模型実験ならびに有限要素法によるアーチダムの応力解析とその精度に関する検討

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2529号
昭和63年1月(1988)
建設省土木研究所ダム構造研究室
大 敷 勝 美 , 永 山 功
片 平 博

要 旨

アーチダムの設計における応力の最終検証法である構造模型実験の精度について検討を行った。また、これに合せて三次元有限要素法によるアーチダムの応力解析を実施し、実験結果との比較から、設計手法としての適用性について検討を行った。この結果、模型実験の精度上の問題点が明らかにされ、有限要素法の精度についても確認できた。

キーワード：模型実験，有限要素法，荷重分割法，アーチダム



郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい。

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
ダム部ダム構造研究室御中

No. _____

土研資料第2529号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



○

土木研究所資料第 2529 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第 2529 号

○