

土 木 研 究 所 資 料

フィルダムの安定計算の細部検討

平成 3 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
ダム部フィルダム研究室

「Copyright © (1991) 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。」

フィルダムの安定計算の細部検討

フィルダム研究室 室長 松本 徳久
主任研究員 安田 成夫
正 国 之 弘

要 旨

堤体の安定計算の一つである円弧すべり計算は、材料強度のとり方、震度の与え方など色々な仮定のもとで成り立っている。本報告は、それらの仮定の細部が安全率に与える影響について検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：フィルダム，震度，材料強度，円弧すべり計算

DETAILED INVESTIGATIONS ON STABILITY ANALYSIS OF ROCKFILL DAMS

Norihisa MATSUMOTO

Head, Filltype Dam Division

Nario YASUDA

Senior Research Engineer

Yukihiro MASAKUNI

Synopsis

Circular arc method, which is one of stability analyses of filldams, consists of several assumptions of material strength, seismic coefficient and so on. In this study, the effects of the assumptions to safety factor are investigated and arranged.

Keywords; Filldams, aseismic coefficient, strength of materials,
circular arc method

は じ め に

フィルダムのすべりに対する安定性は、円弧のすべり面を仮定した安定解析（以下円弧すべり計算と記す）によって検討されている。計算式、水位の条件、設計震度などは、河川管理施設等構造令、河川砂防技術基準¹⁾等の技術基準によって規定されており、フィルダムの設計計算法として定着している。また、円弧すべり計算は、限界平衡法という一種の塑性力学の考えに基づいており、フィルダムだけではなく、広く土構造物や自然斜面の安定計算にも用いられている。しかし、如何なる設計計算法も一定の仮定に基づいて組み立てられたものであり、特異の条件下では仮定が必ずしも適当でない場合がある。また、当然のことながら、仮定が違えば計算の結果得られる安全率も異なってくる。地震の影響は、円弧すべり計算では震度として与えられるが、震度の与え方は計算の仮定とともに安全率を決める重要な要素のひとつである。現在の設計基準では、震度の与え方は基礎から天端まで一様震度を与えることと規定されている。しかし、これまでの実測データおよび数値解析によると、地震時の堤体には基礎に対して増幅された加速度が作用していることがわかっている^{3), 4)}。

そこで本稿では、円弧すべり計算における細部と安全率の関係、および、応答倍率を考慮した震度分布を適用したときの安全率に与える影響について検討した結果を報告する。

ただし、この検討はフィルダムのうち、ロックフィルダムを主な対象としている。このため、地震時に生ずる間隙水圧は、締め固めた粗粒材料の性質から発生しないか、または発生してもわずかなひずみを与えれば間隙水圧は消散し、強度は回復すると考えられる。また、堤体下流部では常にドライな状態であることから、せん断強度については従来通り排水強度を採るものとして論を進めることとする。なお、粗粒材料の静的強度と動的強度の関係については、文献(2)を参照されたい。

目 次

はじめに

1. 円弧すべり計算	1
1.1 簡便分割法と簡便ビショップ法	3
1.2 地震力を作用させる位置	5
1.3 スペンサー法	6
2. 材料強度の与え方	10
2.1 せん断強度の式	10
2.2 浅い部分のせん断強度と安全率	16
3. すべり円弧の形状と安全率	23
3.1 最小安全率となる円弧すべり面の近傍のすべり面の安全率	23
3.2 最小安全率時のすべり円弧が天端を含むことの確認	27
3.3 テンションクラックの影響	34
3.4 円弧の深さを固定したときの安全率と平均震度	45
4. 平均震度による円弧すべり計算	55
4.1 震度補正係数の設定と安全率	55
4.2 ダム高と安全率	60
4.3 臨界震度	61
4.4 強度定数とすべり円弧の深さの関係	64
5. 既設ダムへの適用例	67
6. ま と め	87
参考文献	89

1. 円弧すべり計算

本報告では、フィルダム堤体の安定計算を主に簡便分割法により検討しているが、計算手法の違いによる安全率の相違を検討するため、簡便分割法の他に、簡便ビショップ法も検討した。計算は、円弧の中心を固定し、円弧の半径を漸変させることにより、モデルダムの土塊の安全率の変化を追跡した。

さらに、特定のすべり面に対して、スペンサー法を加えた3方法で安全率を比較検討した。

以下、各計算手法について記述する。

図-1.1に、斜面における円弧のすべり面の事例を示す。すべり面は円弧とは限らないが、本稿では以下すべて円弧を前提として論をすすめる。円弧すべり計算における安全率 F_s は、他の定義もあるが、本稿では以下次式を基本とする。

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ただし

M_R = すべり面沿いに働くせん断強度による抵抗モーメント

M_D = すべり土塊に作用している力による滑動モーメント

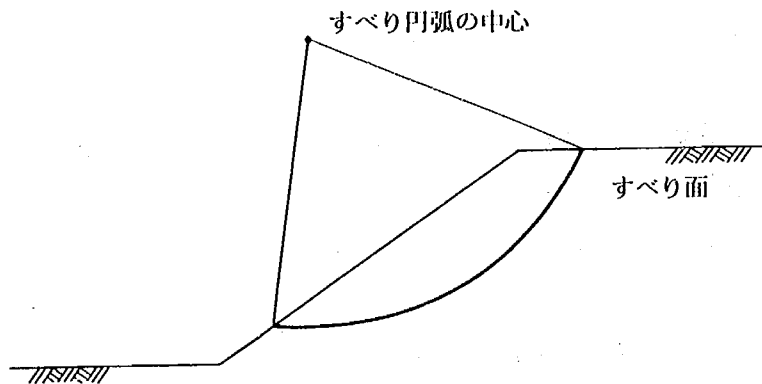


図-1.1 斜面における円弧のすべり面

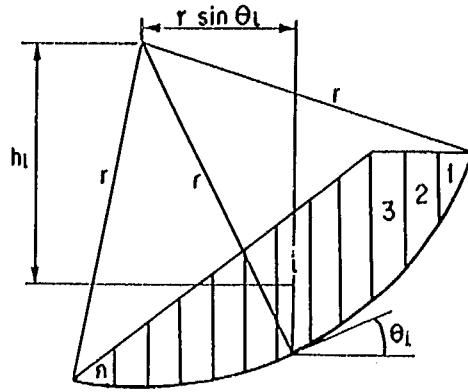
式(1.1)の分子 M_R と分母 M_D を計算で求める手法としては、図-1.2に示すようにすべり土塊を鉛直方向に多数のスライスに分割して求める手法(スライス法)が一般に用いられる。まず式(1.1)の分子すなわち抵抗モーメント M_R を求めよう。図-1.2の i 番目のスライスにおいて、すべり面に垂直な力 N_i と間隙水圧による力 U_i がわかったとすると、スライスのすべり面沿いに働き得るせん断強度による抵抗力 R_i は、 $\bar{N}_i = N_i - U_i$ の関数すなわち

$$R_i = f(N_i - U_i) \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

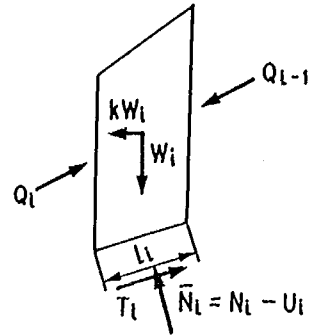
で求められることを仮定する。 f は強度特性によって定まる関数形である。もしせん断強度 τ_f がモール

・クーロン式に従うとすれば、すべり面に垂直な全応力を σ_n 、間隙水圧を u として、

$$\tau_f = c + (\sigma_n - u) \tan \phi = c + \bar{\sigma}_n \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.3)$$



n 個に分割されたすべり土塊



i 番目のスライス

図-1.2 スライス法

ここに, c = 粘着力

ϕ = 内部摩擦角

$\bar{\sigma}_n = \sigma_n - u$ (有効垂直応力)

式 (1.3) より式 (1.2) は

$$R_i = c l_i + (N_i - U_i) \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

と表される。したがって, 式 (1.1) の分子 M_R は,

$$M_R = r \sum R_i = r \sum (c l_i + (N_i - U_i) \tan \phi) \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

一方, 式 (1.1) の分母すなわち滑動モーメント M_D は, いますべり土塊に作用している力が自重と地震による水平方向の慣性力のみであるとすると,

$$M_D = \sum (r W_i \sin \theta_i + k W_i h_i) \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

ただし,

h_i = 円弧中心からスライスの重心までの鉛直距離

(地震力によるモーメントの腕の長さ)

したがって, 式 (1.5) と式 (1.6) を式 (1.1) に代入すると,

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{r \sum (c l_i + (N_i - U_i) \tan \phi)}{\sum (r W_i \sin \theta_i + k W_i h_i)} \\ &= \frac{\sum (c l_i + \bar{N}_i \tan \phi)}{\sum (W_i \sin \theta_i + \frac{h_i}{r} k W_i)} \quad \dots\dots\dots (1.7) \end{aligned}$$

さて, 式 (1.7) を誘導するにあたり, すべり面に垂直な作用力 $\bar{N}_i$ は, 既知として論を進めたが, 一般に $\bar{N}_i$ は未知であり, 何らかの方法で求めなければならない。この求め方に種々の方法があり, 以下にこれを説明する。

1.1 簡便分割法と簡便ビショップ法

・簡便分割法の場合

簡便法では、図-1.3に示すスライスにおいて、側面に作用する不静定力の合力は、すべり面に平行の方向に働いていると仮定する。なお本節においては、土塊内に自由水はないものとして議論をすすめる。そこで、図-1.3のスライスについて、すべり面に垂直方向の力の釣合い式を立てると、 $U_i = 0$ であるから、

$$\bar{N}_i = N_i - U_i = W_i \cos \theta_i - k W_i \sin \theta_i \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

したがって、

$$\bar{N}_i = W_i \cos \theta_i - k W_i \sin \theta_i \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

すなわち、安全率 F_s を求めるのに必要な $\bar{N}_i$ は直ちに求まったわけである。

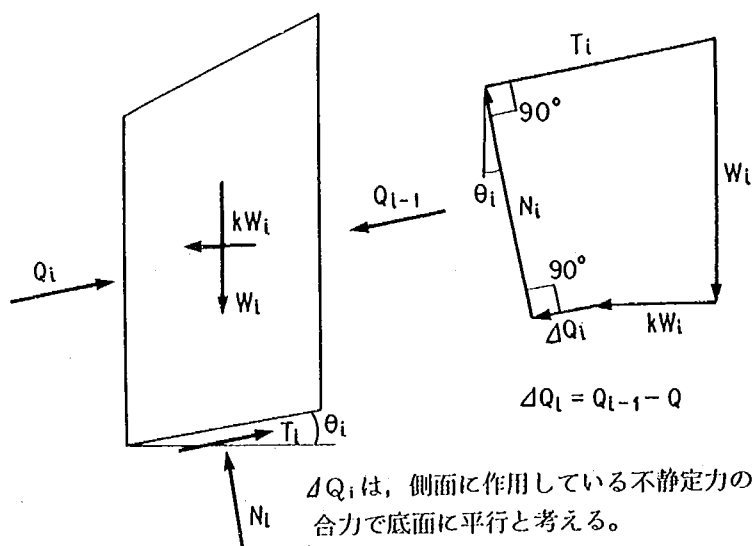


図-1.3 簡便法における力の釣合い

・簡便ビショップ法の場合

ビショップ (Bishop) の提案した $\bar{N}_i$ の求め方は、以下の通りで、ビショップ法と呼ばれる⁵⁾。本節でも前節と同様、すべり土塊内に自由水は存在していないとして議論をすすめる。図-1.4において、スライス側面に不静定力 V_{i-1} , H_{i-1} , V_i , H_i が働いているが、鉛直方向の力の釣合式を立てると、

$$W_i + \Delta V_i = \bar{N}_i \cos \theta_i + T_i \sin \theta_i \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

ただし、 $\Delta V_i = V_i - V_{i-1}$

T_i = すべり面に作用しているせん断力

T_i は、今未知であるが、すべり面ではあらゆるスライスについて一様な安全率 F_s であると考えて、

$$T_i = \frac{1}{F_s} (c l_i + \bar{N}_i \tan \phi) \quad \dots\dots\dots (1.11)$$

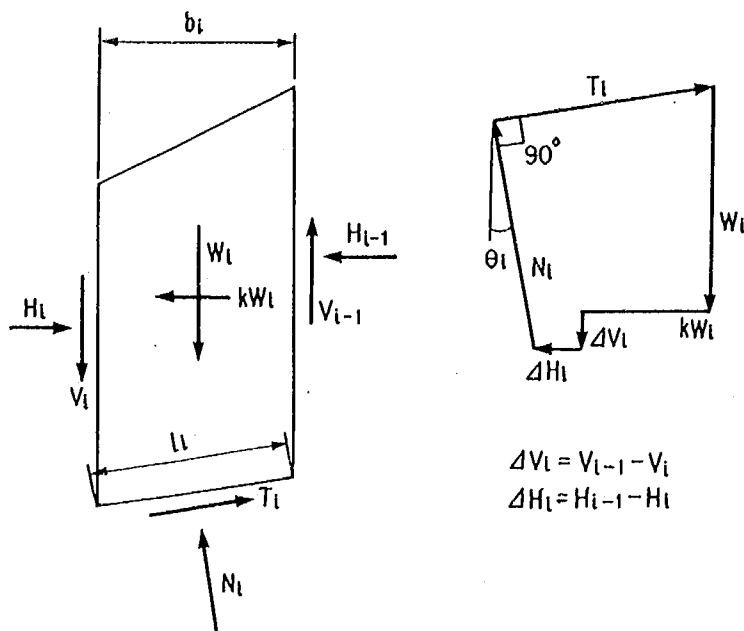


図-1.4 ビショップ法における力の釣合い

と表すことができる。そうすると、式(1.10)と式(1.11)を組み合わせることにより、

$$\bar{N}_i = \frac{W_i + \Delta V_i - l_i \left(\frac{1}{F_s} c \sin \theta_i \right)}{\cos \theta_i + \frac{1}{F_s} \tan \phi \sin \theta_i} \quad \dots\dots\dots (1.12)$$

したがって、次の繰り返し計算で安全率を求めることができる。

- ① ΔV_i は対象土塊の応力状態から、推定値を与える。
- ② F_s を仮定して、式(1.12)から $\bar{N}_i$ を求める。
- ③ 求まった $\bar{N}_i$ を用いて、式(1.7)から F_s を求める。
- ④ 新たに求まったら F_s を用いて式(1.12)から $\bar{N}_i$ を求める。
- ⑤ この $\bar{N}_i$ を用いて、式(1.7)から F_s を求める。
- ⑥ 更に④と⑤を繰り返し、 F_s が一定値に収束したら解とする。

なお以上の計算の過程で ΔV_i をどのように与えるかの問題が残されているが、多少厳密さを欠いても、 $\Delta V_i = 0$ としてよいとされる。このときの安全率 F_s は、式(1.12)において、 $\Delta V_i = 0$ とし、式(1.7)に代入し整理することにより、

$$F_s = \frac{\sum \{ (c b_i + W_i \tan \phi) / M(\theta_i) \}}{\sum (W_i \sin \theta_i + k W_i h_i / r)} \quad \dots\dots\dots (1.13)$$

ただし、

$$M(\theta_i) = \cos \theta_i + \frac{1}{F_s} \sin \theta_i \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.14)$$

となる。

なお、以上の計算の過程で、 $\Delta V_i = 0$ とすることは、スライス側面に働いている不静定力の合力は水平方向に働いていることを仮定することと同等であり、簡便ビショップ法と呼ばれる。簡便ビショップ法における繰り返し計算の収束性は良く、一般に数回の繰り返しで一定の安全率 F_s に収束する。

また、これまで説明に用いたスライスの図では、 θ_i はいずれも正の値となっているが、円弧が深いときは当然 θ_i が負のスライスもできる。式 (1.14) は、 θ_i 、 ϕ 、 F_s の関数であるが、 θ_i が負の大きい値の場合、 ϕ 、 F_s の値によっては式 (1.14) の値がマイナスになる場合がある。式 (1.14) は式 (1.12) の分母でもあり、式 (1.14) の値がマイナスになるということは、すなわち、有効応力 $\bar{N}_i$ もマイナスで与えられるということになる。このような場合にはビショップ法は適用できない。したがって、ビショップ法を使用するときは、式 (1.14) の値が 0 以下にならない範囲で使う必要がある。この現象は、すべり円弧が深いとき、スライス数が多すぎる時、相対的に安全率が小さいときに起りやすい。

1.2 地震力を作用させる位置

式 (1.7) の分母、すなわち、すべらせようとする力に着目してみる。ここでもし、円弧半径 r がスライスの高さに比して極めて大きいときには、

$$\frac{h_i}{r} \approx \frac{r \cos \theta_i}{r} = \cos \theta_i \quad \dots\dots\dots (1.15)$$

$h_i = r \cos \theta_i$ とすることは、地震力を底面に作用させていることになる。

式 (1.15) より式 (1.7) は、

$$F_s = \frac{\sum (c l_i + (N_i - U_i) \tan \phi)}{\sum (W_i \sin \theta_i + k W_i \cos \theta_i)} \quad \dots\dots\dots (1.16)$$

となる。式 (1.16) は、現在の河川砂防基準の解説などで用いられている安全率の定義式である。式 (1.16) の分子は、すべり面に沿って働き得る抵抗力の合計であり、分母はスライス側面の不静定力 Q_i と Q_{i-1} が釣合っていると仮定したときのすべり面に沿って働いている滑動力の合計であり、見掛上、安全率が抵抗せん断力と滑動せん断力の比で表現されている。 $k = 0$ すなわち地震がないときには式 (1.7) と式 (1.16) は全く同じであるが、 $k \neq 0$ で式 (1.15) の仮定が成立しない場合には、式 (1.7) と式 (1.16) は異なる安全率を与えることに注意すべきである。また、式 (1.16) は別の方面からの解釈も可能である。すなわち図-1.3において、 T_i はスライスの底面に働いているせん断力であるが、この T_i を用いて安全率を求めることを考える。図-1.2の円弧すべり土塊が現在釣合っていることから、モーメントの釣合い式は次式となる。

$$\sum r T_i = \sum (r W_i \sin \theta_i + h_i k W_i) \quad \dots\dots\dots (1.17)$$

$$\therefore \sum T_i = \sum (W_i \sin \theta_i + \frac{h_i}{r} k W_i) \quad \dots\dots\dots (1.18)$$

また、すべり面に沿って発揮し得る強度の合計を R_i とすると、

$$\sum R_i = \sum (c l_i + (N_i - U_i) \tan \phi) \quad \dots\dots\dots (1.19)$$

そこで式(1.19)と式(1.18)の比をもって安全率 F_s と考えることにする。ただし、円弧の場合は式(1.18)と式(1.19)の両者に r を乗ずればモーメントになるから、事実上モーメントの比にも一致する。

$$F_s = \frac{\sum R_i}{\sum T_i} = \frac{\sum (c l_i + (N_i - U_i) \tan \phi)}{\sum (W_i \sin \theta_i + \frac{h_i}{r} k W_i)} \quad \dots\dots\dots (1.20)$$

式(1.20)は式(1.7)と同一である。したがって式(1.16)については、 Q_i と Q_{i-1} が釣合っているとしたときの抵抗力と滑動力の比という解釈も可能ではあるが、むしろ式(1.20)の誘導過程からわかるように、抵抗力と滑動力の比で安全率を定義しても式(1.20)が得られるわけで、したがって式(1.16)は、式(1.20)において h_i/r と近似した式と解釈した方がよいように思われる。

式(1.16)では、スライスの重量に震度を乗じた力のスライス底面接線方向の分力に、半径を乗ずるが(すなわち $k \cdot W_i \cdot \cos \theta_i \cdot r$)、式(1.7)ではスライスの重量に震度を乗じた力に円弧中心からスライス重心位置までの鉛直距離を乗ずる(すなわち $k \cdot W_i \cdot h_i$)。ただし、式(1.16)および式(1.7)は全体を円弧の半径 r で除した形で表してある。両者の共通部分を除くと $r \cdot \cos \theta_i$ と h_i との違いになる。すなわち円弧中心からスライス底面までの鉛直距離と、円弧中心からスライス重心までの鉛直距離の差である。当然のことながら、円弧中心からスライス重心までの鉛直距離よりも、円弧中心からすべり面までの鉛直距離の方が、スライスの高さの $1/2$ だけ長くなる。このため、式(1.7)に比べ式(1.16)の方が、地震力によって発生するすべらせようとする力を過大に計算していることになる。また、その程度は円弧が深くスライスの高さが大きくなるほど著しくなる。以下、式(1.7)を円弧中心のモーメントの比率で表現されているためモーメント法、式(1.16)を見かけ上すべり面のせん断力の比によって表現されているためせん断力法と記す。

1.3 スペンサー法

スペンサー (Spencer) は、始め円弧すべりに対して、スライス側面に作用している不静定力の傾きがある角度で一定であるという仮定によって未知数を静定化する方法を提案した⁶⁾。後にその考え方を、任意のすべり面に対しても適用できるように拡張しており、以下に説明を加える⁷⁾。

この方法では、図-1.5に示すスライス側面の不静定力の傾き δ_i とある角度 θ との間に

$$\tan \delta_i = k_i \tan \theta \quad \dots\dots\dots (1.21)$$

という関係があると仮定する。 k_i は、スライスごとに仮定されるある定数であり、 θ は未知の定数である。

まず力の平衡を考えてみると、各スライスの底面に垂直な方向と平行方向の力の釣合いより、次の式がそれぞれ導かれる。

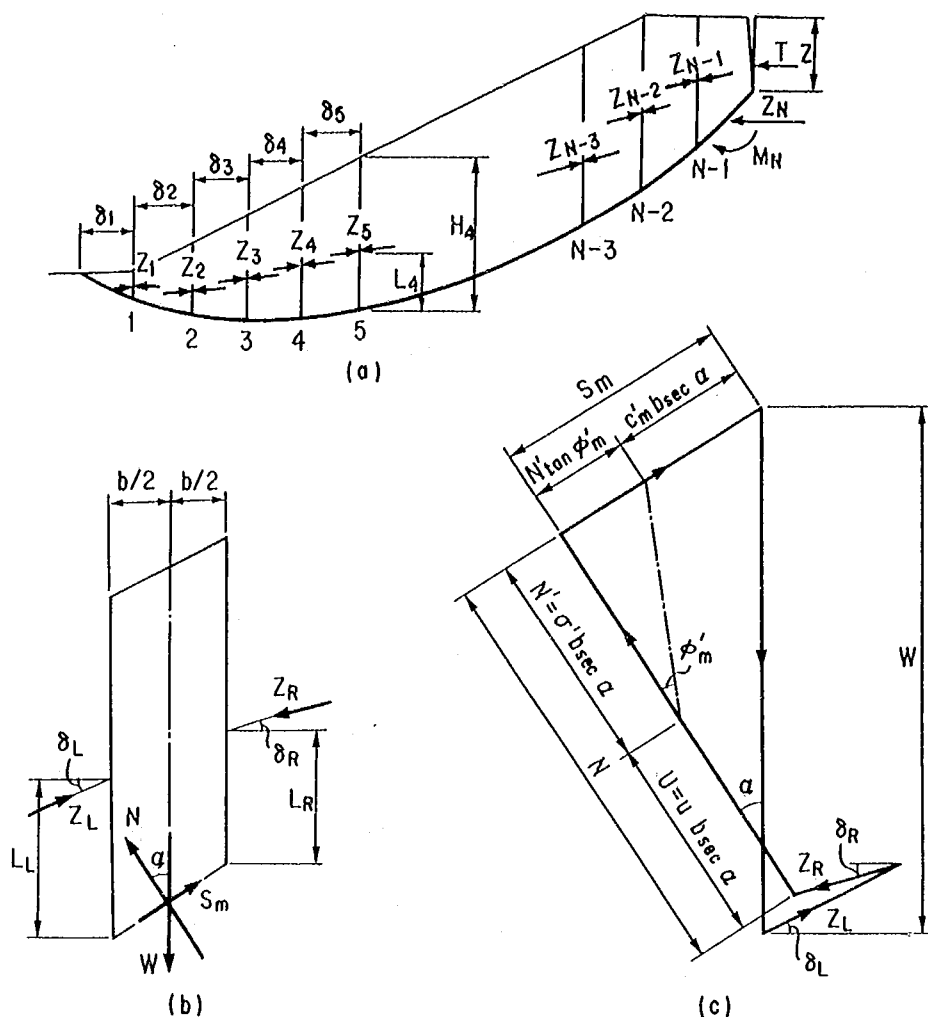


図-1.5 スペンサー法の釣合い関係と記号

$$W \cos \alpha + Z_L \sin (\alpha - \delta_L) - Z_R \sin (\alpha - \delta_R) = N' + u b \sec \alpha \quad \cdots \cdots (1.22)$$

$$W \sin \alpha - Z_L \sin (\alpha - \delta_L) + Z_R \cos (\alpha - \delta_R) = N' \tan \phi_m + c_m b \sec \alpha \quad \cdots \cdots (1.23)$$

ここで, $\tan \phi_m = \tan \phi / F_s$, $c_m = c / F_s$ である。 N' を消去して整理すると,

$$Z_R = Z_L \left\{ \frac{\cos (\alpha - \delta_L) \{ 1 + \tan \phi_m \tan (\alpha - \delta_L) \}}{\cos (\alpha - \delta_R) \{ 1 + \tan \phi_m \tan (\alpha - \delta_R) \}} \right. \\ \left. + \frac{c_m b \sec \alpha - W \sin \alpha + \tan \phi_m (W \cos \alpha - u b \sec \alpha)}{\cos (\alpha - \delta_R) \{ 1 + \tan \phi_m \tan (\alpha - \delta_R) \}} \right. \quad \cdots \cdots (1.24)$$

これより, 当初のスライス $Z=0$ から始めて順次 Z を決定することができ, 最終スライスにおける Z を求めることができる。外部力が作用しない場合, 最終スライスにおける Z は 0 でなければならない。

また, モーメントの平衡を考えると, 各スライスのスライス底面の中点に関するモーメントのつり合いより,

$$Z_L \cos \delta_L (L_L - \tan \alpha b/2) + Z_L \sin \delta_L b/2 \\ - Z_R \cos \delta_R (L_R + \tan \alpha b/2) + Z_R \sin \delta_R b/2 = 0 \quad \cdots \cdots (1.25)$$

i 番目のスライスに作用する Z_i (Z_L) および Z_{i+1} (Z_R) の作用点の、すべり面からの高さをそれぞれ L_i (Z_L), L_{i+1} (Z_R) の作用点のすべり面からの高さをそれぞれ L_i (L_L), L_{i+1} (L_R) とすれば,

$$L_i = \frac{1}{2 Z_i \cos \delta_i} \left\{ \sum_{j=1}^{i-1} [J] \right\} + (\tan \delta_i - \tan \alpha_{i-1}) b_{i-1} / 2 \quad \dots\dots\dots (1.26)$$

ここで, $[J] = Z_j \{ (b_{j-1} + b_j) \sin \delta_j - \cos \delta_j (b_{j-1} \tan \alpha_{j-1} + b_j \tan \alpha_j) \}$ であるから, これを式 (1.25) に代入して L_{i+1} (L_R) について解くと,

$$L_{i+1} = \frac{1}{2 Z_{i+1} \cos \delta_{i+1}} \left\{ \sum_{j=1}^{i-1} [J] \right\} + (\tan \delta_{i+1} - \tan \alpha_i) b_i / 2 \quad \dots\dots\dots (1.27)$$

ただし,

$$[J] = Z_j \{ (b_{j-1} + b_j) \sin \delta_j - \cos \delta_j (b_{j-1} \tan \alpha_{j-1} + b_j \tan \alpha_j) \}$$

最初のスライスでは $L = 0$ であり, この関係式によって順次スライスごとの L を決定することができる。

最終スライスにおける低面中点についてのモーメントを考えた場合, 外部モーメントとつり合っているものとすれば, 図-1.6 に示すように N の作用線が低面の中点を通ることになる。このとき, $O_N - X_N$ は 0 になるはずであり, これより平衡のため外部モーメントの大きさを導くと,

$$M_N = -1/2 \cdot \left\{ \sum_{j=1}^N [J] \right\} \quad \dots\dots\dots (1.28)$$

ただし,

$$[J] = Z_j \{ (b_{j-1} + b_j) \sin \delta_j - \cos \delta_j (b_{j-1} \tan \alpha_{j-1} + b_j \tan \alpha_j) \}$$

となる。

スペンサー法は, 未知数と条件式の数が整合し, 得られた解は静的平衡状態を厳密に満足している。

以上に示されたように, 力のつり合い式およびモーメントのつり合い式より θ が変化する場合に 2 つの安全率が得られることになる。そして θ と F_s の組合わせの場合に両方のつり合い式が同時に満足される。すなわち図-1.7 に示したように, 力のつり合い式およびモーメントのつり合い式それぞれによる θ と F_s の関係曲線をグラフにプロットした場合, この 2 曲線の交点の θ と F_s の組合わせが求める解となる。

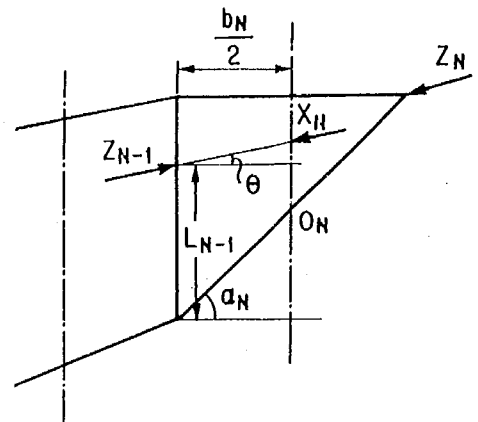


図-1.6 スペンサー法の最終スライスにおける作用線とつり合い状態

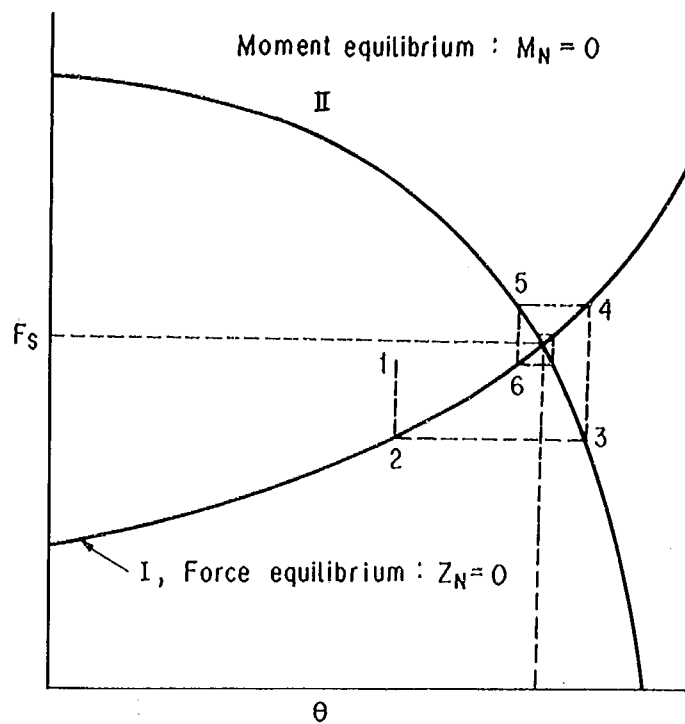


図-1.7 スペンサー法における力の平衡による安全率とモーメントの平衡による安全率

2. 材料強度の与え方

ロックフィルダムの安定計算に用いるせん断強度は、三軸試験あるいは一面せん断試験等の室内試験結果に基づいて決定されている。ロック材料のせん断強度の試験結果によれば、破壊包絡線は直線ではなく、原点を通る上に凸の曲線で近似できる⁹⁾。これは、ロック材料の内部摩擦角は、拘束圧の増加に対して一定ではなく、減少していることを意味している。また、この内部摩擦角の拘束圧依存性は、砂についての精密な研究のほか⁹⁾、ロック材料についてもほかの少なからぬ研究者によって指摘されている¹⁰⁾。なお、ロック材料の動的強度と静的強度との関係は別の報告²⁾に譲ることとし、ここでは排水強度をもとに論を進める。

また、すべり土塊の表層付近は、低拘束圧における内部摩擦角の採り方で、安全率が大きく変動する。したがって、特に表層付近を通過する円弧に着目し、安全率とせん断強度との関係について検討を行った。

2.1 ロック材料のせん断強度の式

ロック材料の材料強度の与え方として、排水強度を前提としてここでは次の3つの方法を検討対象とした。

$$\tau_f = c + \bar{\sigma}_n \tan \phi \quad (\text{以降 } c\phi \text{ 法と記す}) \quad (2.1)$$

$$\tau_f = A(\bar{\sigma}_n)^b \quad (\text{以降 } Ab \text{ 法と記す}) \quad (2.2)$$

$$\tau_f = \bar{\sigma}_n \cdot \tan \phi_0 \quad (2.3)$$

ただし、

$$\bar{\sigma}_n = \sigma_n - u \quad (2.4)$$

c, ϕ : 材料のせん断強度をモール・クーロン式表示したときの定数, それぞれ粘着力および内部摩擦角

A, b : 非粘着性材料のせん断強度に関する定数

ϕ_0 : 非粘着性材料の内部摩擦角で次式による

$$\phi_0 = \sin^{-1} \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right] \quad (2.5)$$

また、 ϕ_0 は拘束圧に依存し次の関係式がある。

$$\left. \begin{aligned} \phi_0 &= \phi_{\max} - a \log(\bar{\sigma}_n / \bar{\sigma}_0) & (\bar{\sigma}_n > \bar{\sigma}_0) \\ \phi_0 &= \phi_{\max} & (\bar{\sigma}_n \leq \bar{\sigma}_0) \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

ここに $\phi_{\max}$ は拘束力が小さいときの内部摩擦角の最大値, a は拘束圧が増すにしたがい内部摩擦角が減少する度合いの係数, および $\bar{\sigma}_0$ は $\bar{\sigma}_0$ 以下の垂直応力では内部摩擦角が一定の最大値 $\phi_{\max}$ となる応力で、いずれも実験から定まる定数

σ_n : 各スライスのすべり面に働いている垂直応力 (全応力)

u : 各スライスのすべり面に働いている間隙水圧

式(2.6)の ϕ_0 は、文献(9, 11)によると砂やロック材料の場合、拘束圧、試験方法、材料の構造異方性などに依存している。すなわち、平面ひずみあるいはねじり単純せん断試験から得られる ϕ_0 は、他の条件が同じなら、中間主応力の影響で三軸圧縮試験から得られる ϕ_0 よりも大きい。また異方性の点については、堆積面(フィル材料の場合は盛立面)と最大主応力の作用方向とのなす角を δ とすると、他の条件が同じなら $\delta = 90^\circ$ のとき ϕ_0 は最大となる。つまり、通常の三軸圧縮試験では盛立面と最大主応力方向が直角で $\delta = 90^\circ$ となり異方性の面からは大きめに ϕ_0 が出る場合にあたる。 ϕ_0 の拘束圧依存性については、文献(9)によると間隙比0.70の豊浦砂の場合、 $\bar{\sigma}_3$ が5 kgf/cm²から1 kgf/cm²に減少すると平面ひずみ試験から得られる ϕ_0 は44.3°から46.4°に増加する。一方文献(12)によると、径113cm、高さ250cmの三軸供試体による間隙比0.30のロック材(玄武岩碎石)の場合、 $\bar{\sigma}_3$ が5 kgf/cm²から1 kgf/cm²に減少すると ϕ_0 は45.6°から51.1°に増加する。なお、文献(12)では高い拘束圧下の三軸試験も実施しており、 $\bar{\sigma}_3 = 20$ kgf/cm²のとき ϕ_0 は39.5°である。文献(10)によると、多種類のロック材料の三軸圧縮試験から求めた平均的な ϕ_0 は、 $\bar{\sigma}_3$ が5 kgf/cm²から1 kgf/cm²に減少すると41.1°から45.7°に増加する。これらの事例からは、ロック材料の方が砂よりも ϕ_0 の拘束圧依存性が高いことがわかる。したがって、フィルダムでは拘束圧の広い範囲を使うのでロック材の ϕ_0 について式(2.2)または式(2.3)のように拘束圧依存性を評価できる式を使う方がよいと考えられる。ロック材について、ねじりせん断試験と三軸圧縮試験から求まる ϕ_0 を比較した事例(13)によると、異方性の点からは三軸の方が大きいはずであるが、それよりも中間主応力の影響が大きくねじりせん断試験から得られる ϕ_0 の方が $\bar{\sigma}_3 = 1$ kgf/cm²のとき5°程度大きい。このことから、三軸圧試験で ϕ_0 あるいはせん断強度を定めることは安全側と考えられ、かつ三軸圧縮試験機が最も普及していることから、以下では三軸圧縮試験の結果を基に例示する。

図-2.1は、ロック材について拘束圧を11種類変えて、三軸試験を行った結果である。 $\log \bar{\sigma}_n$ と ϕ_0 の関係を図-2.2に示す。また、 $\log \bar{\sigma}_n$ と τ_f との関係を図-2.3に示す。これらの図からそれぞれのせん断強度の定数を求めると次のようになる。

式(2.1)の定数 $c = 1.43$ kgf/cm² $\phi = 39.4^\circ$

式(2.2)の定数 $A = 1.627$ $b = 0.792$

式(2.3)および式(2.6)の定数

$\phi_{\max} = 64.2^\circ$ ($\bar{\sigma}_0 = 0.3$ kgf/cm²と仮定したとき)

$a = 13.28$

$\bar{\sigma}_0 = 0.3$ kgf/cm² (仮定)

図-2.4は、式(2.1)~(2.3)による破壊包絡線を示したものである。図からは、式(2.2)と式(2.3)の違いはほとんどないことがわかる。また図-2.5は、図-2.4の低拘束圧部分のみを拡大したものである。この図でも、ほとんど一致していることがわかる。

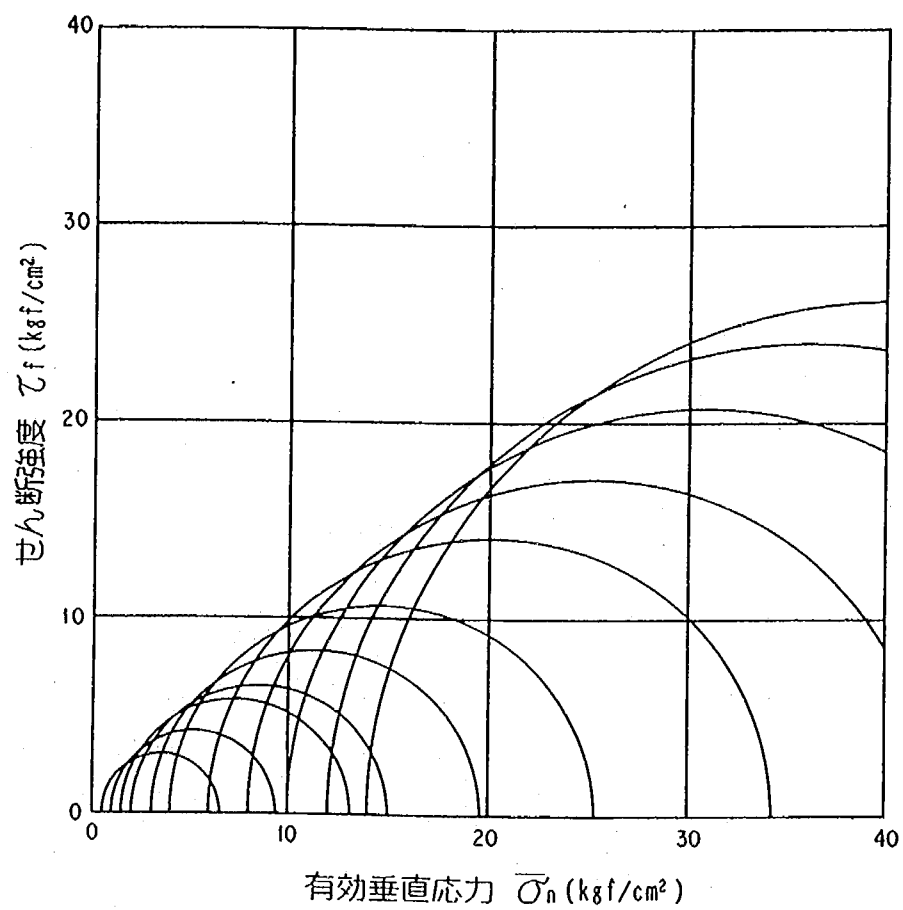


図-2.1 三軸試験結果

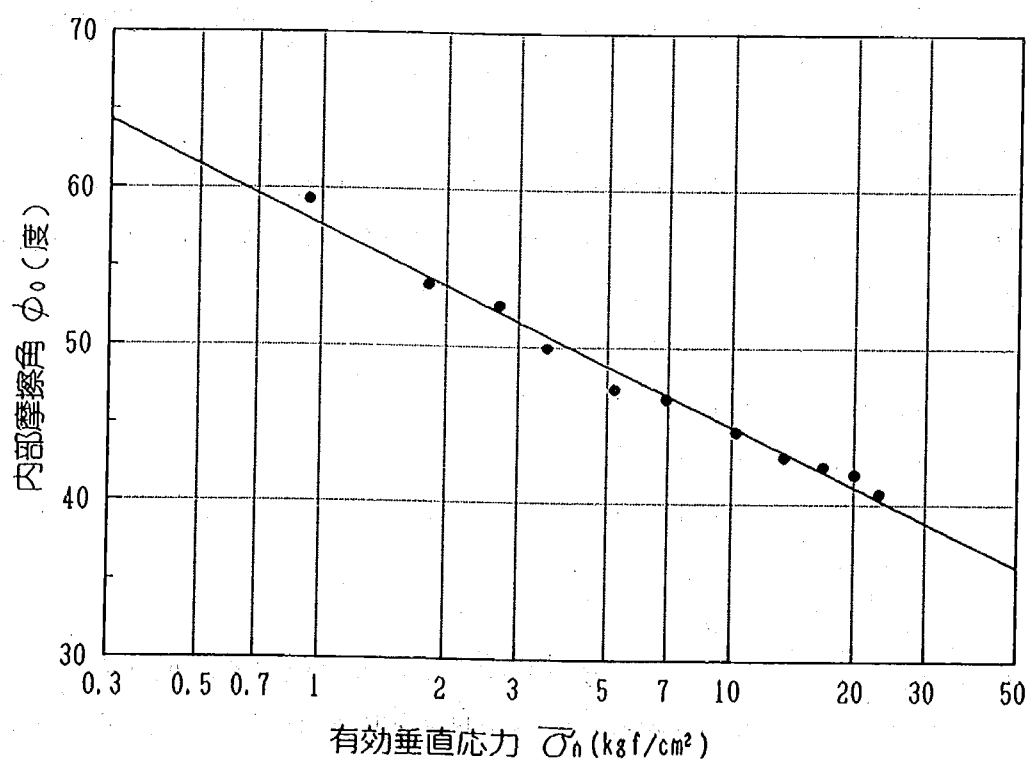


図-2.2 $\log \sigma_n$ と ϕ_0 の関係

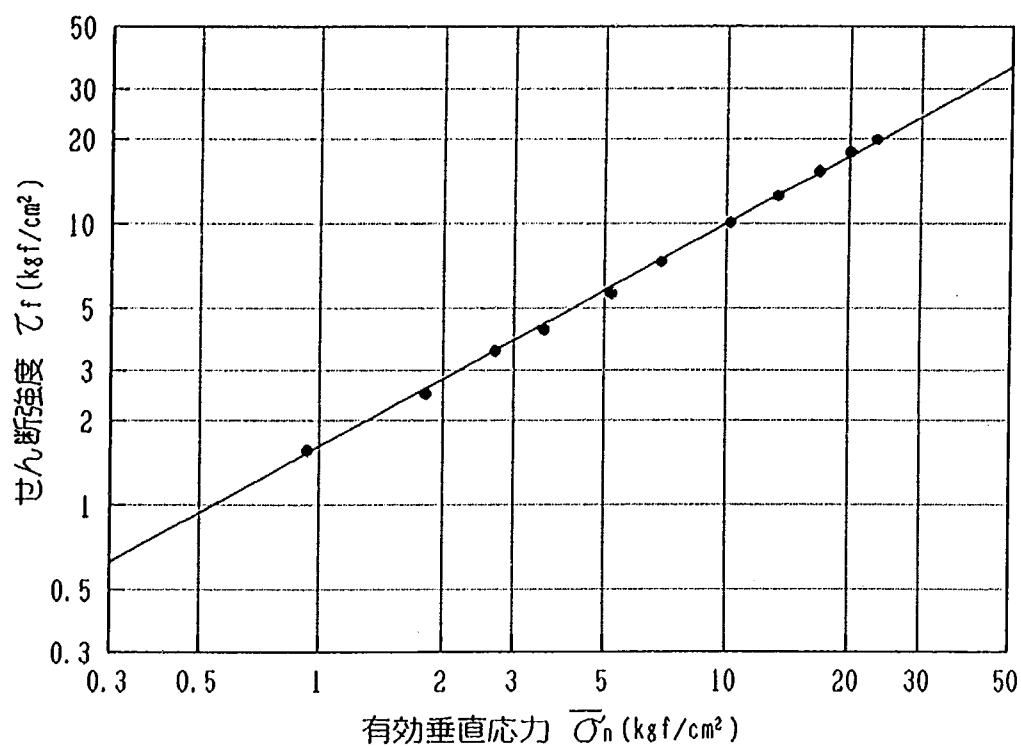


図- 2.3 $\log \sigma_n$ と τ_f の関係

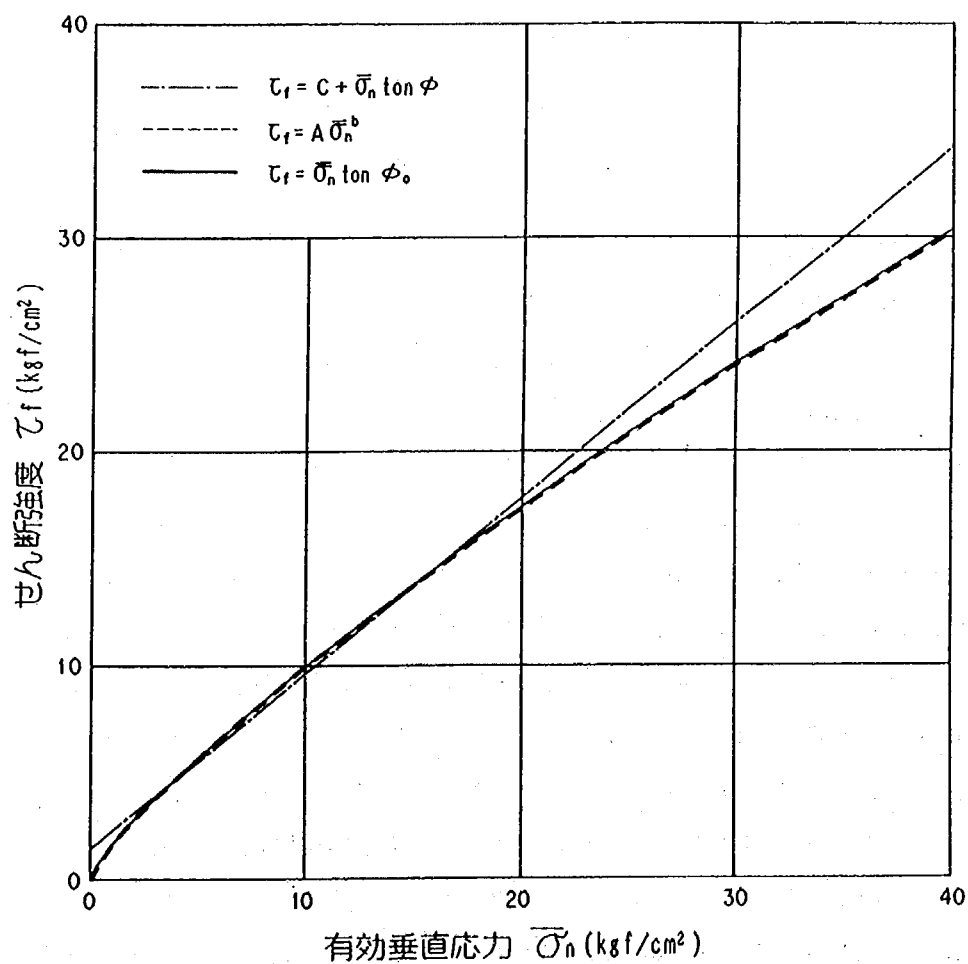


図- 2.4 モールの包絡線

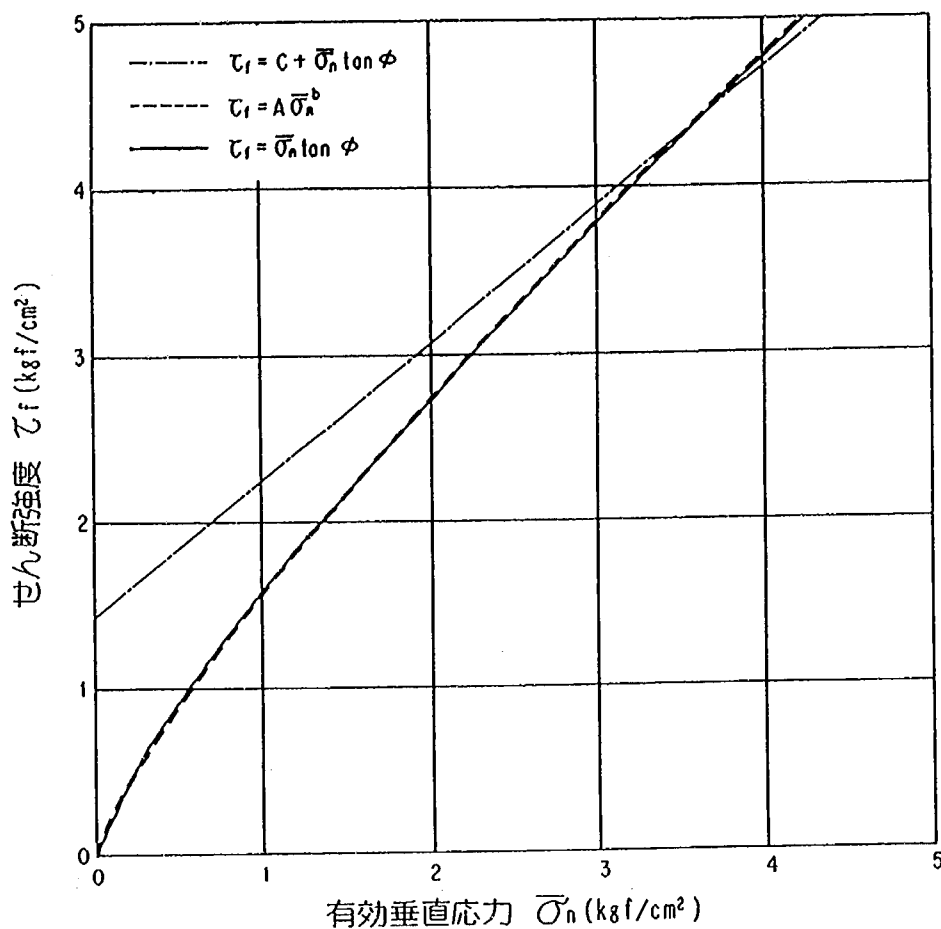


図-2.5 モールの包絡線

図-2.6 は、ねじり単純せん断試験と三軸圧縮試験の結果を、破壊時のせん断面におけるせん断強度 τ_f と垂直応力 σ_n の関係を表したものである。三軸圧縮試験では、直径40 cm・高さ80 cmの中実供試体を、ねじり単純せん断試験では、外径80 cm・内径40 cm・高さ80 cmの円筒型の中実供試体を用いている。このことから、ねじり単純せん断試験によれば、三軸試験よりもさらに小さな拘束圧領域の結果が得られることがわかる。図-2.7 は、図-2.6 に示す両試験の結果を $\log \bar{\sigma}_n$ と ϕ_0 の関係で表したものである。この図によれば、ねじり単純せん断試験の ϕ_0 は三軸圧縮試験のそれよりも明らかに大きく、この傾向は、龍岡ら¹⁵⁾ による豊浦標準砂を用いた試験結果と同様の傾向にある。また、ねじり単純せん断試験の場合、三軸圧縮試験よりも低い $\bar{\sigma}_n$ まで ϕ_0 が得られる。

さて、式(2.2)と式(2.3)のどちらの式を使っても、得られる τ_f は、ほとんど異ならないが、図-2.1のロック材の場合には、 $\bar{\sigma}_n < 3.5 \text{ kgf/cm}^2$ では、図-2.5からわかるように式(2.1)から求まる τ_f は式(2.2)、式(2.3)に比べて大きい。逆に $\bar{\sigma}_n > 3.5 \text{ kgf/cm}^2$ では、式(2.1)は式(2.2)、(2.3)に比し過小である。すなわち、砂やロック材料の広い拘束圧範囲にわたる τ_f を式(2.1)で表すと $\bar{\sigma}_n$ の小さい領域では過大となるから、式(2.1)を応力範囲によって使いわけるかまたは、式(2.2)あるいは式(2.3)を使う方がよいと考えられる。文献(9)によると間隙比0.70の豊浦砂の場合には、 $\bar{\sigma}_3 < 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ で ϕ_0 は一定で 47.7° となるという実験結果であるが、ロック材のような粗粒材

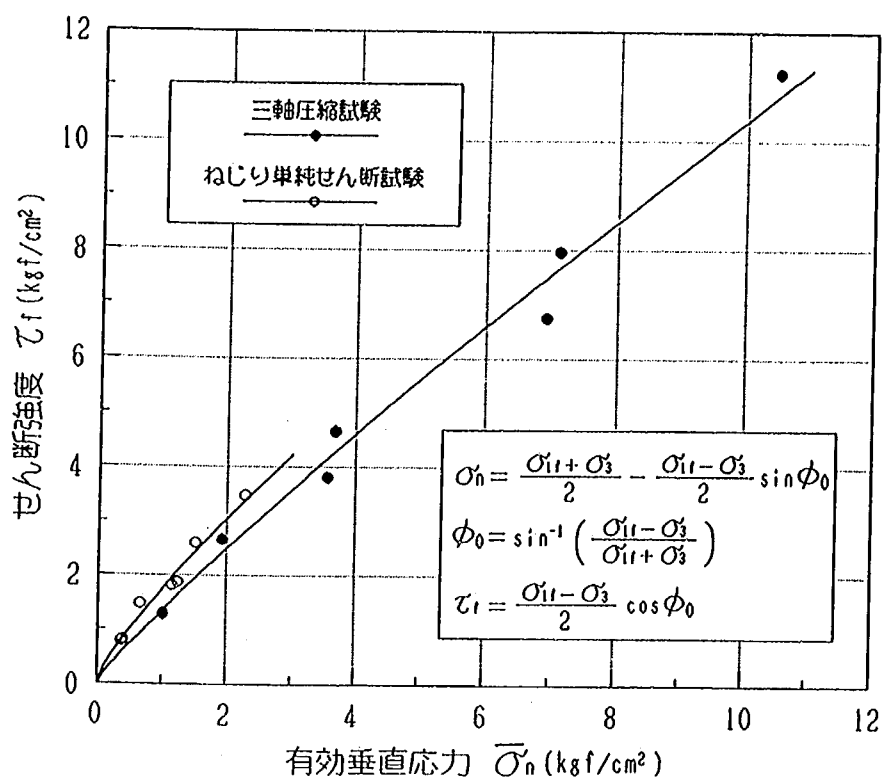


図-2.6 ねじり試験と三軸試験の σ_n と τ_f の関係

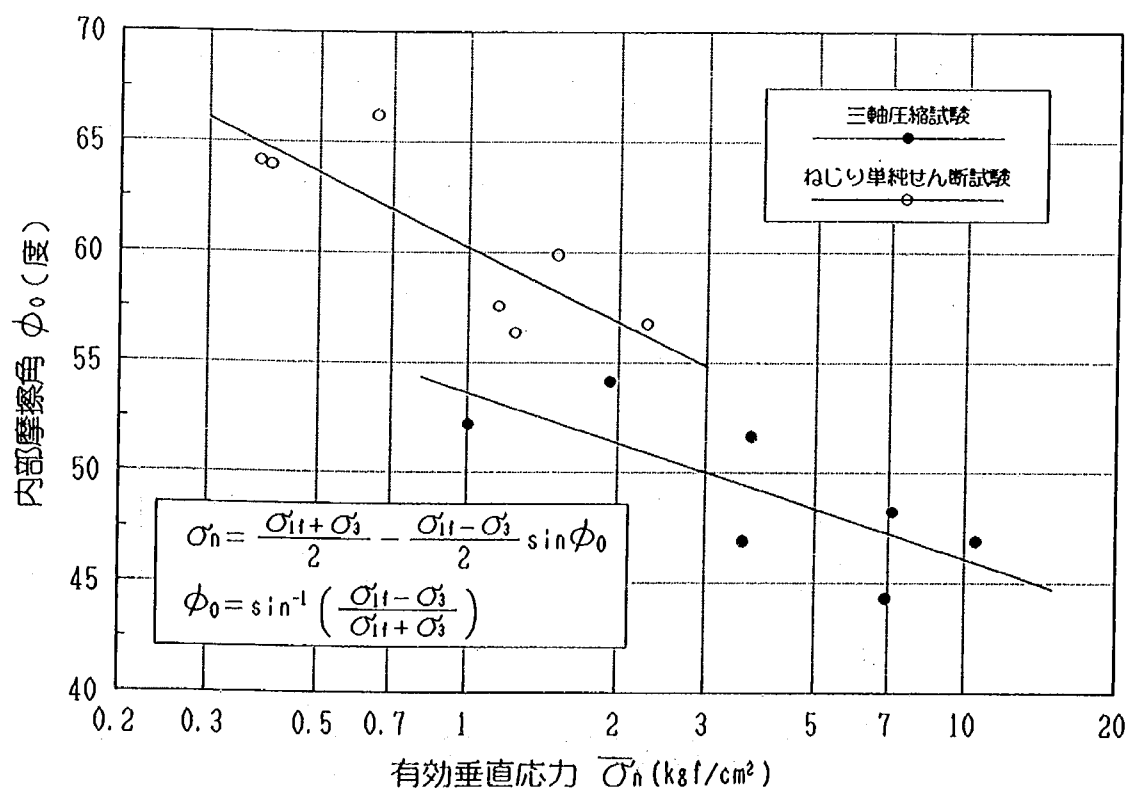


図-2.7 ねじり試験と三軸試験の $\log \sigma_n$ と ϕ_0 の関係

料の場合には、 σ_0 は砂の場合よりも小さいことが考えられる。文献(16)によるとロック材料の ϕ_0 の最大値を $55^\circ \sim 65^\circ$ と推論している。このようなことから、低拘束圧下でのせん断強度を精度よく求めることは重要である。ロック材料の三軸圧縮試験の場合、通常 $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の拘束圧を対象としていることが多く、これ以下の拘束圧の場合には低容量の荷重計を使うなど精度上の配慮が必要である。

2.2 浅い部分のせん断強度と安全率

前節において式(2.2)と式(2.3)の違いはほとんどないことを述べたが、浅い円弧など極めて低い拘束圧領域が、円弧の全体あるいは大部分を占めるようなときには、必ずしも同一ではない。ここでは、円弧が浅い場合について、せん断強度が安全率に与える影響を検討する。龍岡らによると¹⁵⁾豊浦標準砂の場合について、メンブレン力の補正を行うと、低拘束圧下での ϕ_0 は一定値となり、拘束圧に依存する限界は間隙比の大きさにもよるが $0.4 \sim 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ と報告している。Bartonによれば、ロック材料の低拘束圧下の内部摩擦角 ϕ_0 は拘束圧に依存せず一定であるとしている¹⁶⁾。

ここでは、せん断強度は式(2.2)を用い、 $\tau_f \sim \sigma_n$ 関係において図-2.8に示すような σ_0 と c_0 と

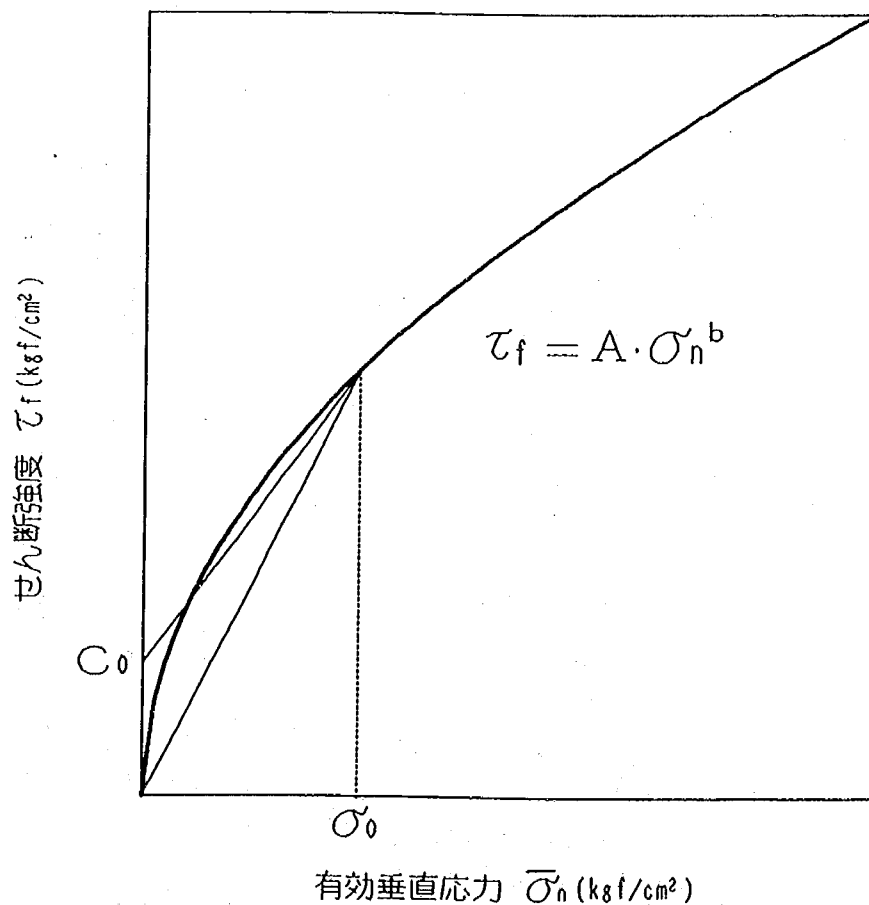


図-2.8 浅い部分のせん断強度

いう低拘束圧部分の強度を示す2つの係数を設定し、それらが浅いすべり円弧の安全率に及ぼす影響を検討する。円弧は図-2.9に示すように円弧の両端を固定して深さを変化させたものである。

$c_0 = 0$ として σ_0 を $0 \sim 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ まで変化させたときの、安全率と円弧の深さの関係を図-2.10に示す。その時の水平震度は高さ方向に一様に 0.3 である。 σ_0 の設定が、浅い円弧の安全率に大きく影響していることがわかる。 σ_0 が 0 のときは、円弧がある深さ以下になると急激に安全率が大きくなるが、 σ_0 を大きくするほどその傾向が現れなくなる。

また図-2.11は、図-2.10の条件の内 b の値を大きくし、 σ_0 を変化させたときの結果である。係数 b が大きくなり、破壊包絡線が直線に近づくにつれて、より表層すべりによる最小安全率が現れやすくなることがわかる。式(2.1)の粘着力の項を無視した場合、 σ_n と τ_f の関係式は原点を通る直線式になり、最小安全率は特殊なケース以外表層すべりになる。式(2.2)の b の値を 1 に近づけることは、式(2.1)の $c = 0$ の場合に相当し、したがって表層すべりが最小の安全率になるケースも多くなる。

次に、全拘束圧範囲にわたって式(2.2)を用い、 $A = 1.778$ で固定し b を変化させたときの、安全率と円弧の深さの関係を図-2.12に示す。 b の値を 1 に近づけるほど最小安全率時の円弧は浅いところに現れ、 b が 1 のときには、円弧が表層面に接するところで最小安全率になる。

さらに粒子間のかみ合わせや含水による毛管圧等による見掛けの粘着力 c_0 を考慮し、 $\sigma_0 < 0.5 \text{ kgf/cm}^2$

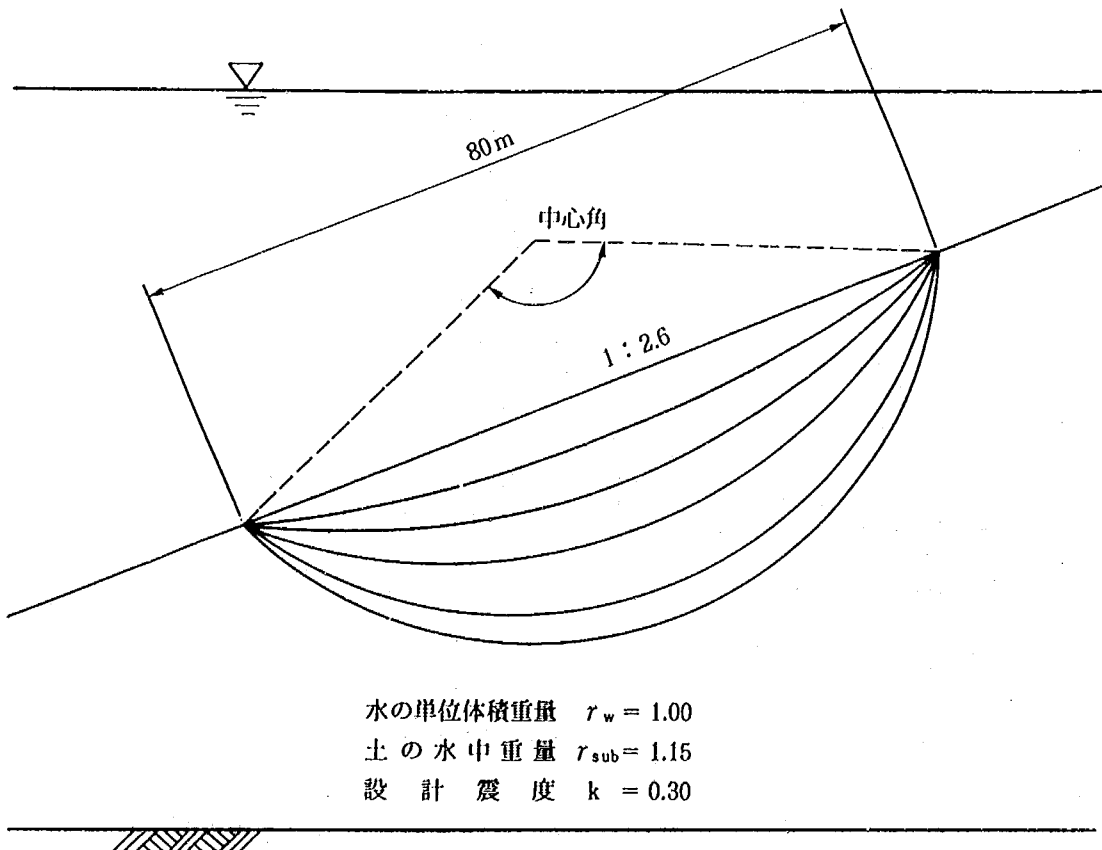


図-2.9 円弧の形状

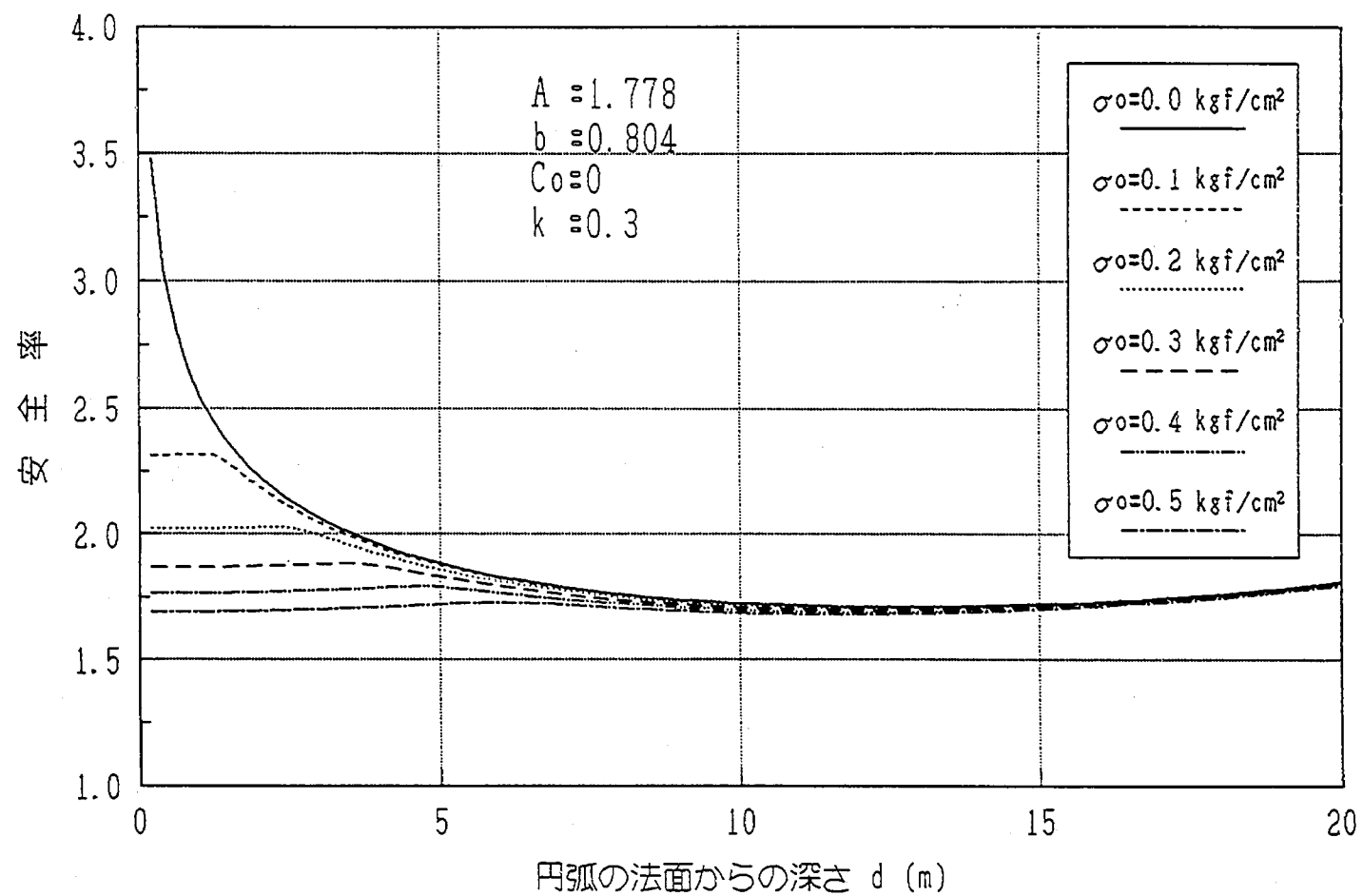


図-2.10 σ_0 を変化させたときの安全率

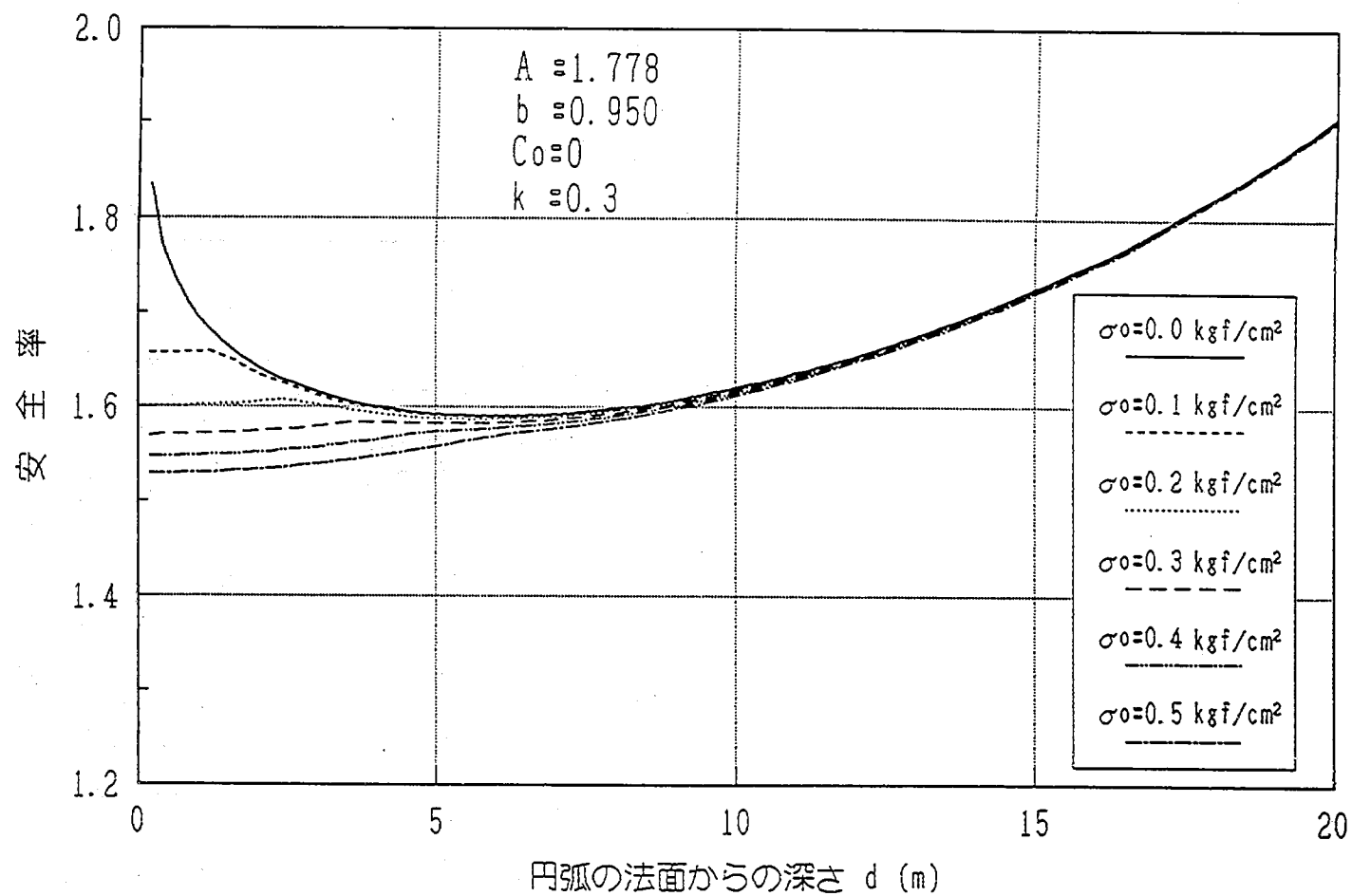


図- 2.11 σ_0 を変化させたときの安全率

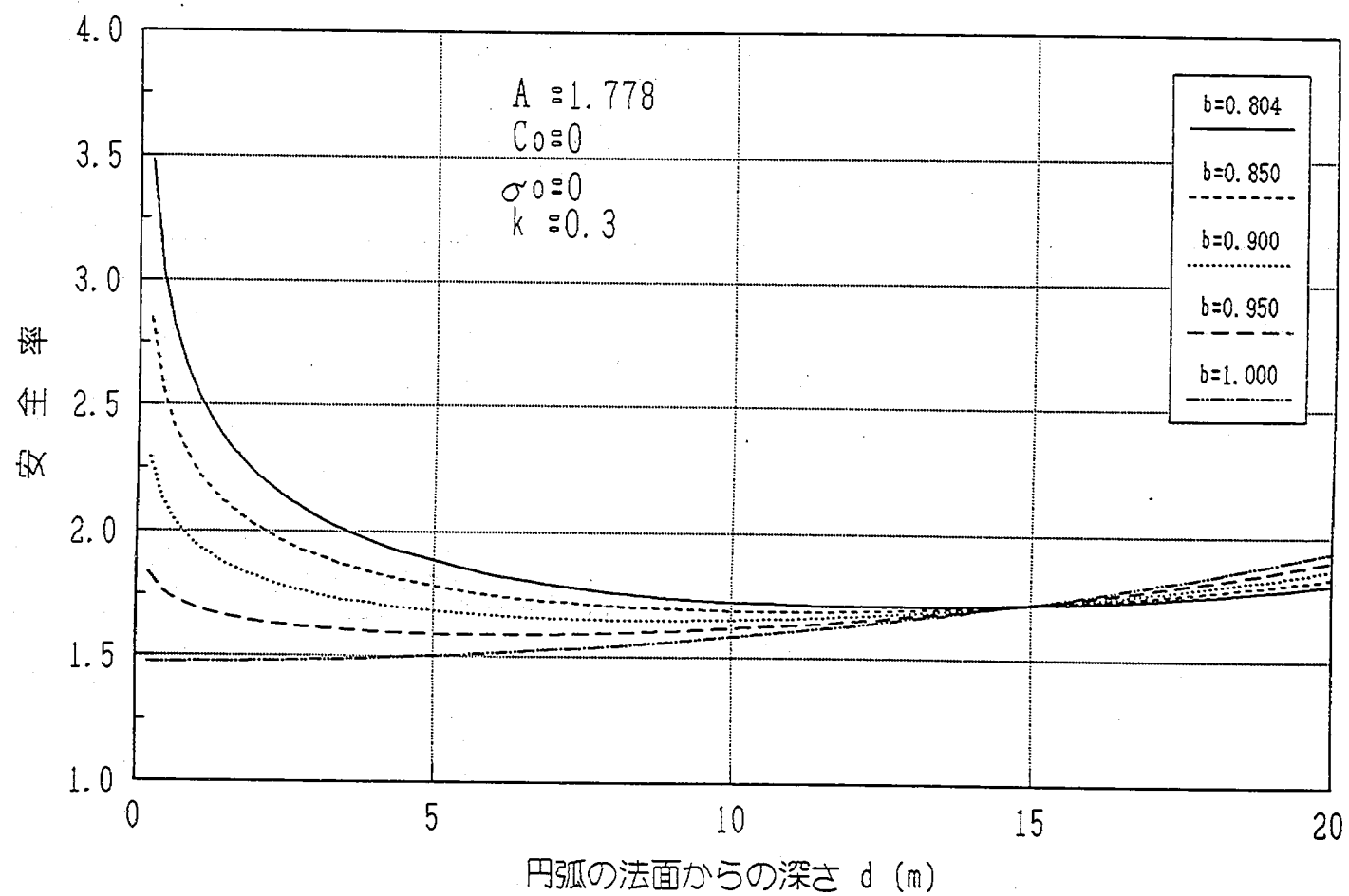


図-2.12 b を変化させたときの安全率

の低拘束圧下では式(2.1)を用い、それよりも大きい拘束圧では、式(2.2)を用いる場合を考えた。 c_0 を0～0.1 kgf/cm²と変化させたときの、円弧の深さと安全率の関係を求めたものを図-2.13に示す。 c_0 は5 mよりも浅い円弧の安全率に非常に大きく影響するが、深い円弧の安全率にはこの程度の c_0 ではあまり影響しない。また c_0 は、ごく僅かの値でもごく表層の安全率をかなり高めることが理解される。

以上は、三軸試験の試験機あるいは計測器の精度上、信頼性にやや劣る低拘束圧範囲のせん断強度について検討したものである。ロック材の低拘束圧下におけるせん断強度の求め方については試験法が確立されておらず、さらに検討が望まれる。ところで、堤体材料の最大粒径以下の深さのすべり面は考えられないし、また、すべりの深さが小さ過ぎると数値計算上の誤差も大きくなる。以上のことから、表層付近の土塊については、低拘束圧下のせん断強度が明確でなく、さらに、数値計算上の制約もあることから、円弧すべり計算で安定性を検討するよりも、無限長斜面の安定計算といった別の方法が望ましいと考えられる。

満水時上流側の表層のすべりに対する安全率

$$F_s = \frac{1 - k(r_{sat}/r_{sub})i}{i + k(r_{sat}/r_{sub})} \tan \phi_M \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

貯水池空虚時上流側あるいは下流側の表層のすべりに対する安全率

$$F_s = \frac{1 - ki}{i + k} \tan \phi_M \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

ここに、

k : 震度

i : 斜面勾配 (水平面に対する角度を θ とすると $i = \tan \theta$)

ϕ_M : 実験で得られた最小の σ_3 に対する ϕ_0

(確認された範囲での ϕ_0 の最大値)

r_{sat} : 飽和重量

r_{sub} : 水中重量

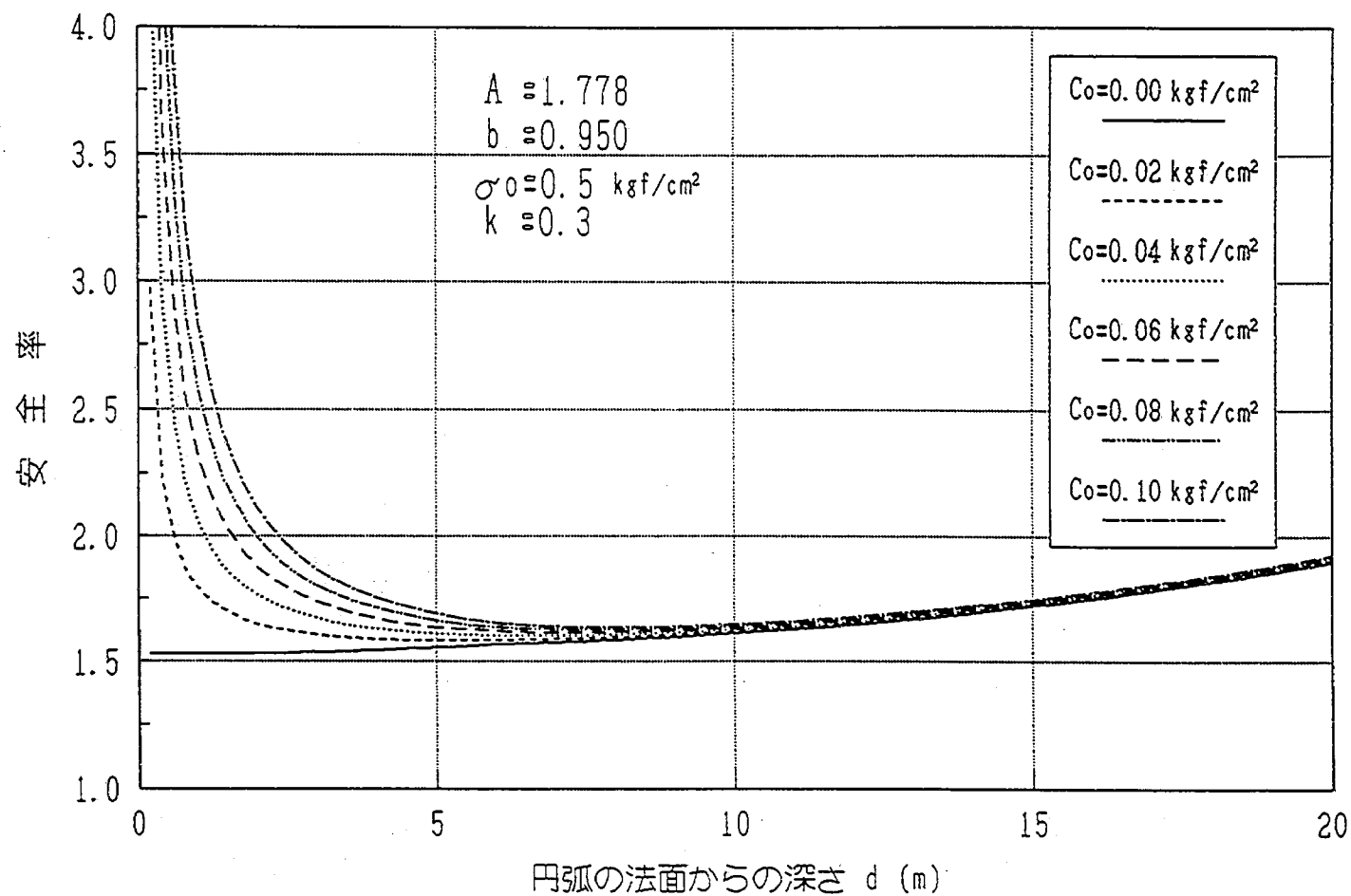


図-2.13 c_0 を変化させたときの安全率

3. すべり円弧の形状と安全率

本章では、表層付近よりも深いところで最小安全率を与える円弧について、主として円弧の形状と安全率の関係を調べた。また、地震力については一様震度のほかに図-3.1に示す様に、ダムの高さ方向に分布させる非一様震度も採用し、天端の加速度は基礎のその2倍としている。

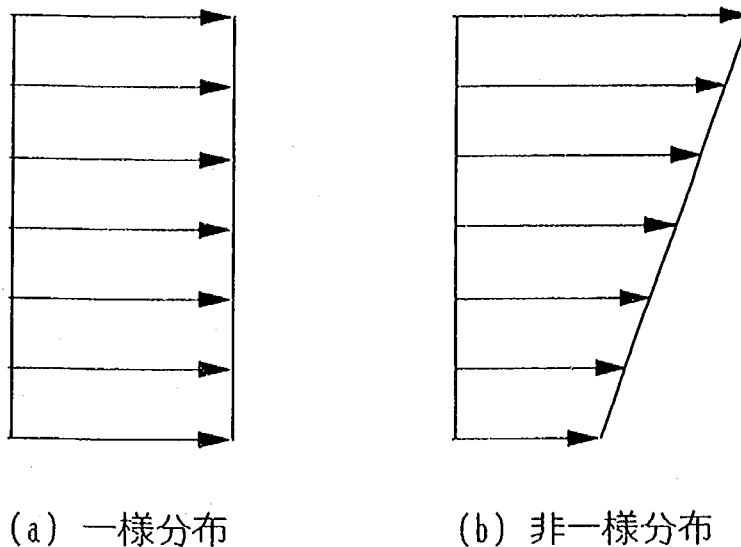


図-3.1 ダムの高さ方向の震度分布

3.1 最小安全率となる円弧すべり面の近傍のすべり面の安全率

既設のロックフィルダムをモデルとして円弧すべり計算を行い、最小安全率時のすべり円弧について、円弧の中心を固定して半径を変化させたとき、および、半径を一定として中心を移動させたときの安全率の分布を求めた。

図-3.2に、計算モデルと条件および最小安全率時のすべり円を示す。図-3.3は、図-3.2に示したすべり円を基本として円弧の中心は固定したまま半径を変化させたときの安全率を示すものである。+は半径を大きく、-は半径を小さくすることを意味する。表-3.1は、安全率の幅に対する半径の幅を示すものである。すなわち、最小安全率時の半径から+-あわせて6.5 m以内であれば、安全率の変化は0.5%以内であることがわかる。これより土塊のすべりは、最小安全率となるすべり面を含み、ある幅を持ったすべり領域で、ほぼその最小安全率となっている。また図-3.4は、半径の大きさを一定としたまま、円弧の中心の位置を移動させたときの安全率を示したものである。このときもまた、 $F_s = 1.637$ (最小安全率よりも0.5%大きい値)の等安全率線の楕円に着目してみると、最も幅が狭くなるところでも6 m以上あることがわかる。このことから、最小安全率時のすべり円弧はある幅 (F_s で0.5%以下なら約6 m)の範囲内で安全率はほとんど変わらないといえる。

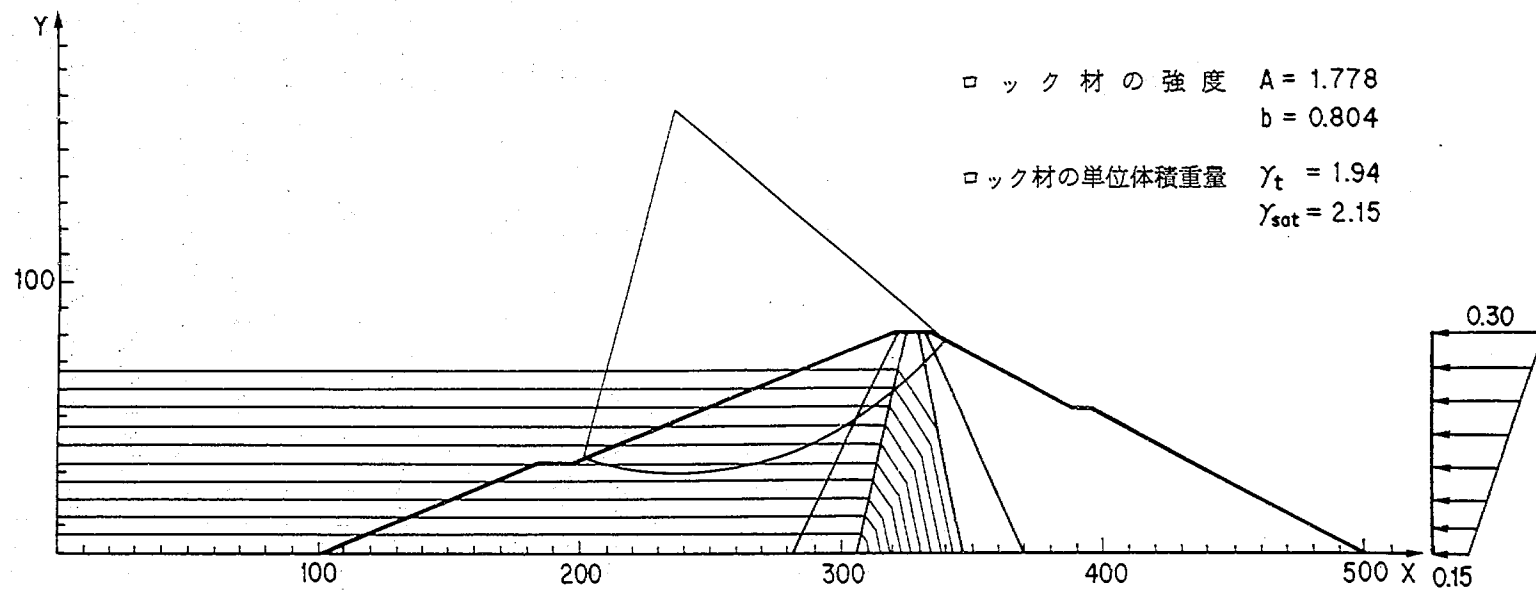


図-3.2 最小安全率時のすべり円弧

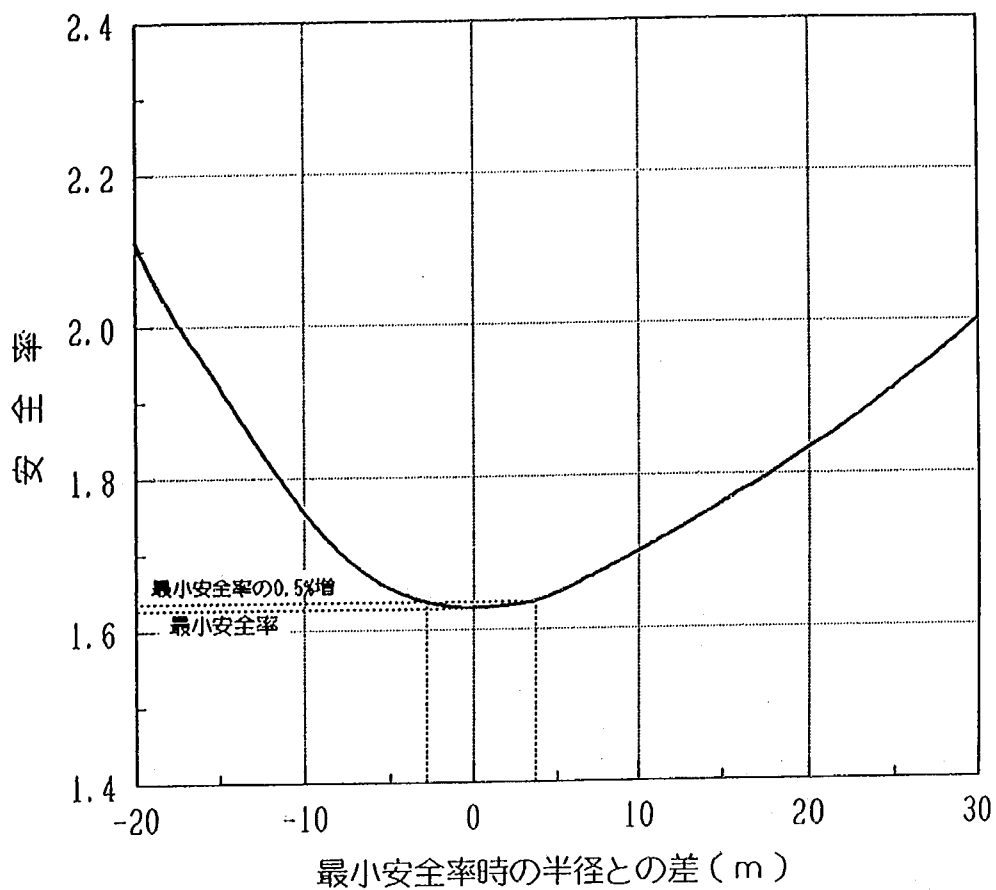


図-3.3 円弧の中心を固定し半径を変えたとき

表-3.1 安全率の幅に対応する半径の幅

ΔF_s (安全率)	半径の差		合計幅 (m)
	-側 (m)	+側 (m)	
0.5% (1.637)	2.9	3.6	6.5
1.0% (1.645)	4.1	4.7	8.8
2.0% (1.662)	5.6	6.3	11.9
3.0% (1.678)	6.6	8.0	14.6

最小安全率：1.629

◆ 1.637
 □ 1.645
 ▲ 1.662
 ○ 1.678

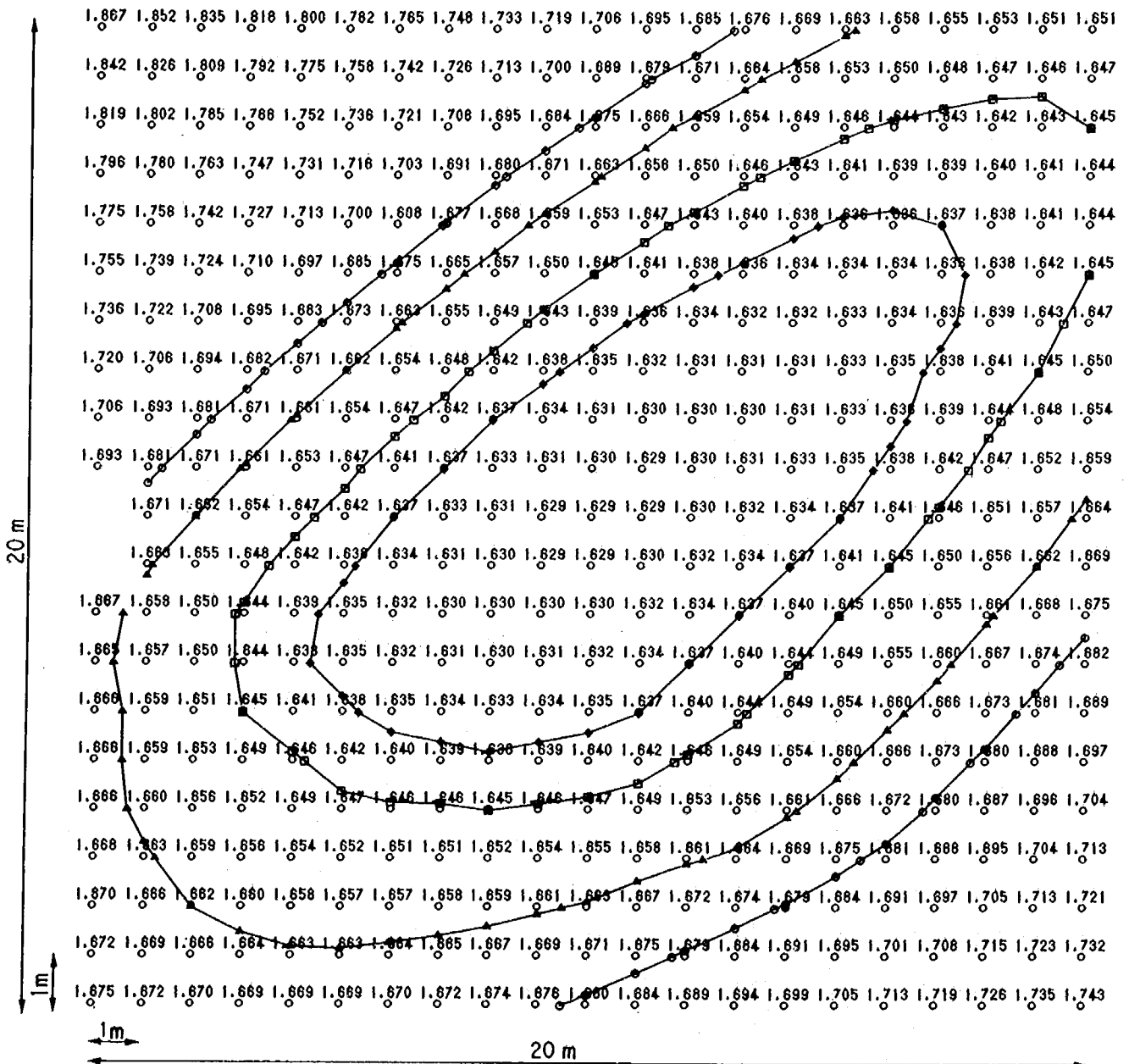
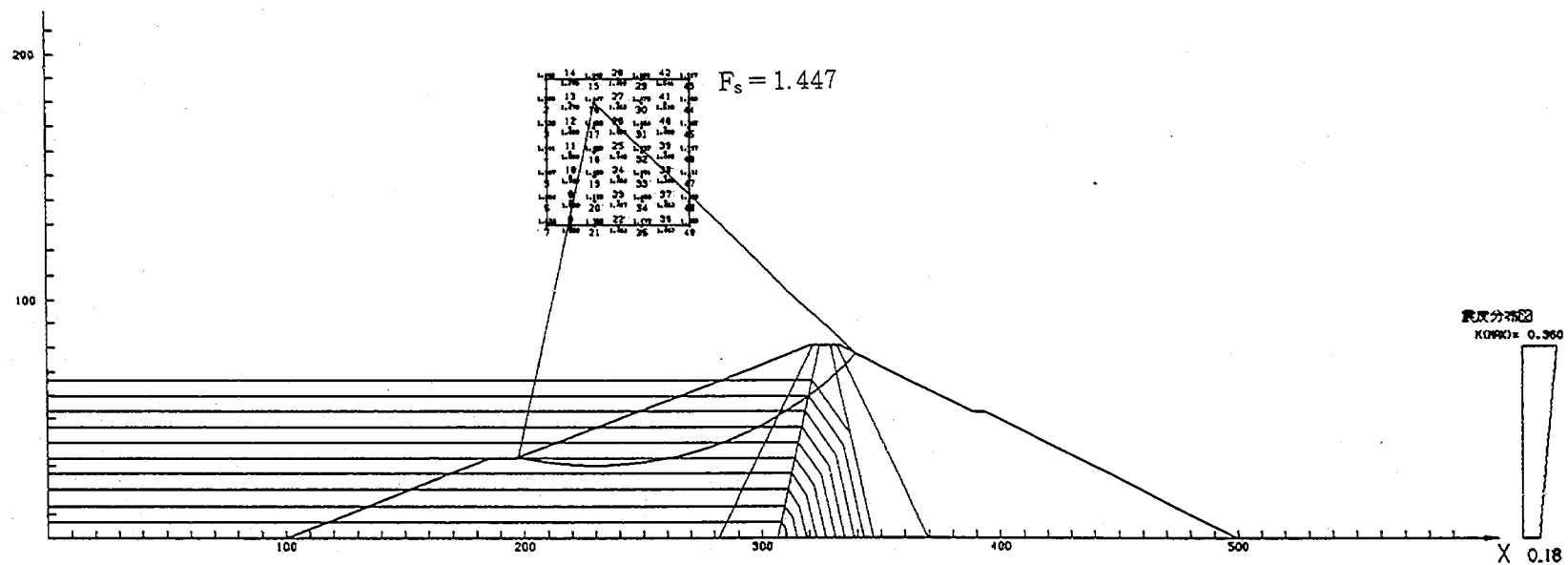


図-3.4 半径を一定として円弧中心をずらしたときの安全率

3.2 最小安全率時のすべり円弧が天端を含むことの確認

図－3.5 (a)～(j)は、既設の3つのロックフィルダムの最大断面を用い、地震力については一様分布と非一様分布の2種類、地盤震度は一様分布では0.1, 0.2, 0.3の3種類、非一様分布では基礎で0.18と設定し、それらの組合わせを変えて最小安全率時のすべり円を求めたものである。図に示したように、円弧が天端を通ることは少なく、天端よりも若干下流側を通るケースが多い。

また、同一斜面内に円弧両端が存在する土塊の安全率が最小となるかどうかを確認するため、図－3.6に示すような円弧の安全率の計算を行った。せん断強度は、式(2.1)のcφ法および式(2.2)のAb法を用いている。その結果、このケースでは同一斜面内に円弧の両端が存在するすべり円弧の安全率は、最小安全率を与えないということが確認された。同じ条件で最小の安全率を求めると、Ab法で $F_s = 1.480$ 、cφ法で $F_s = 1.494$ となり、またそのときのすべり円の形状はいずれの方法とも天端あるいは下流法面から始まる円弧である。



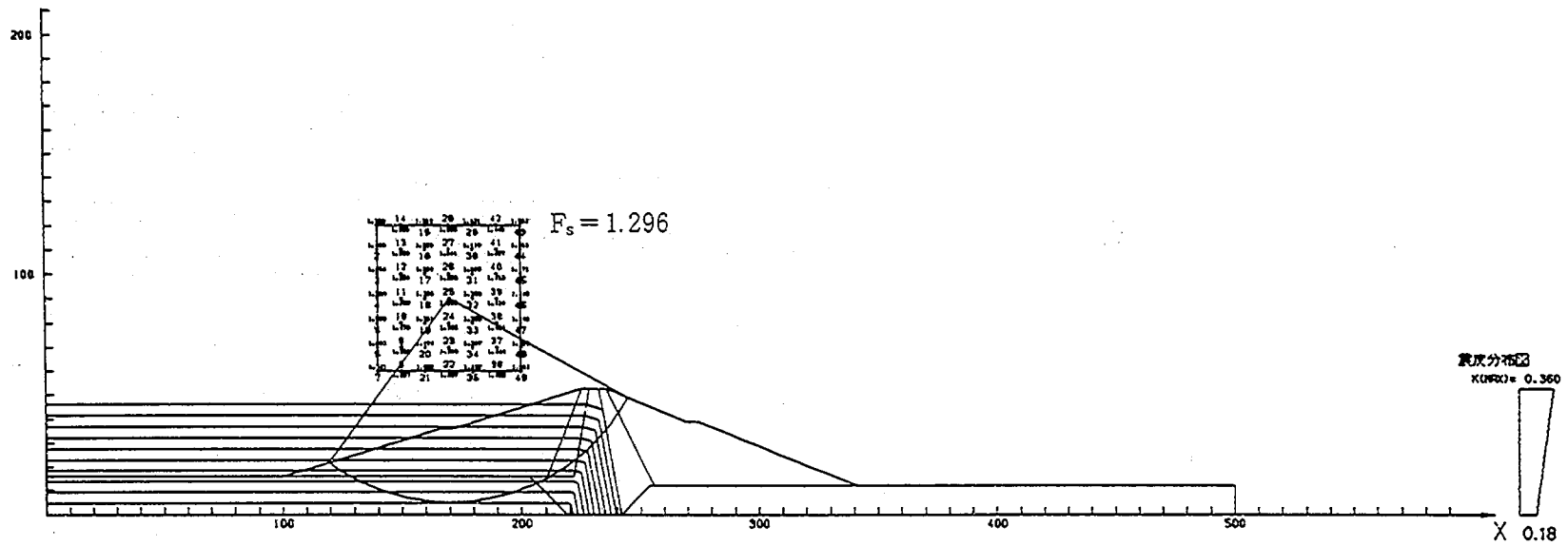


図-3.5(c) Aダム・Ab法・非一様震度 ($k = 0.18 \sim 0.36$)

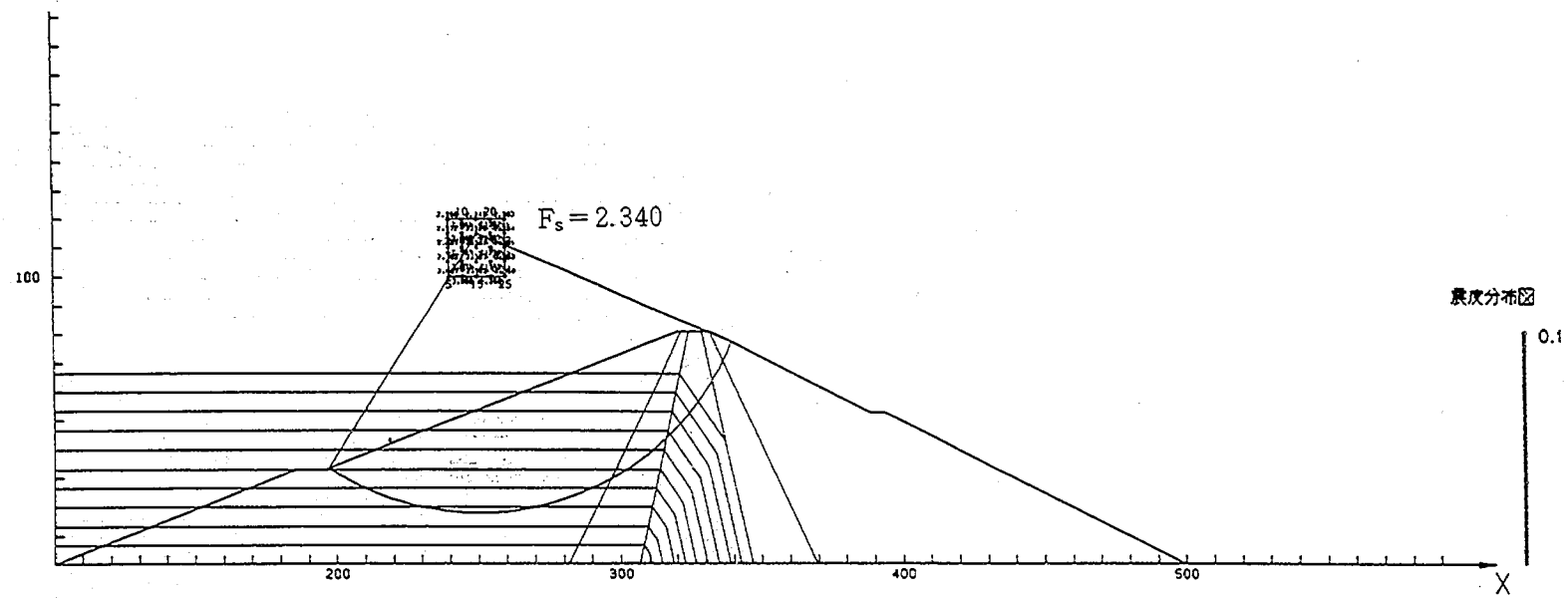


図-3.5(d) Bダム・Ab法・一様震度 ($k = 0.1$)

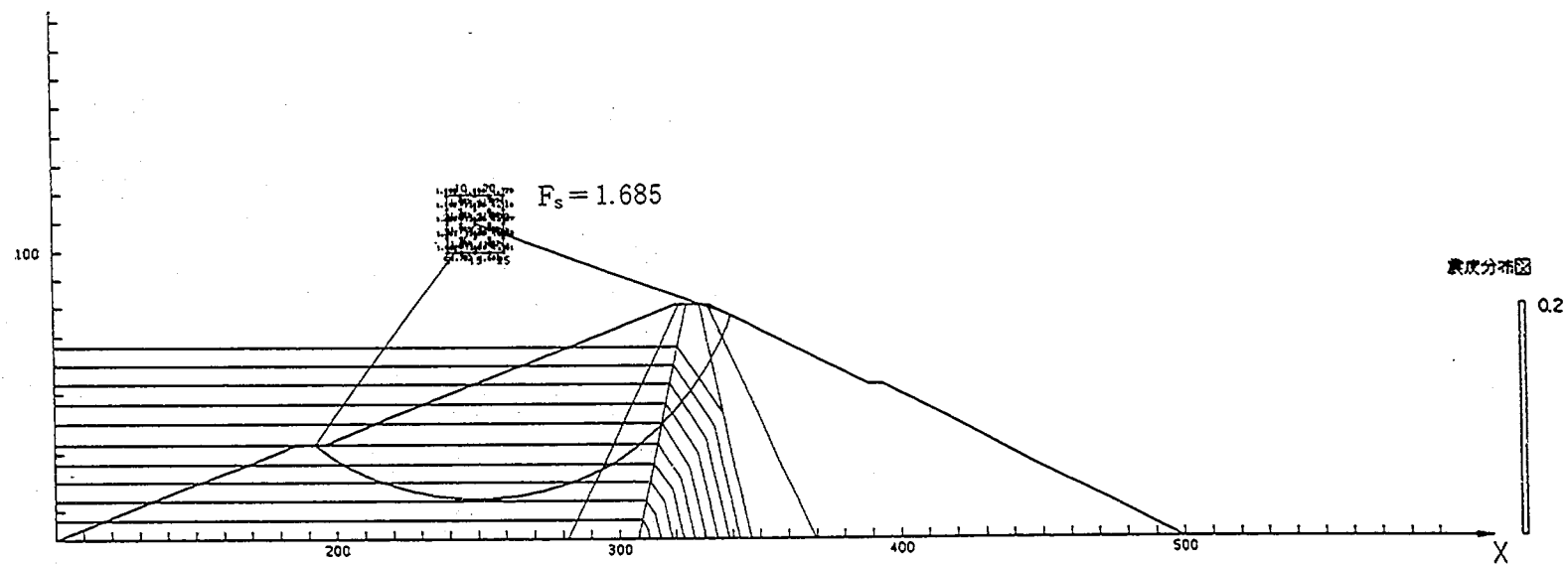


図-3.5(e) Bダム・Ab法・一様震度 ($k=0.2$)

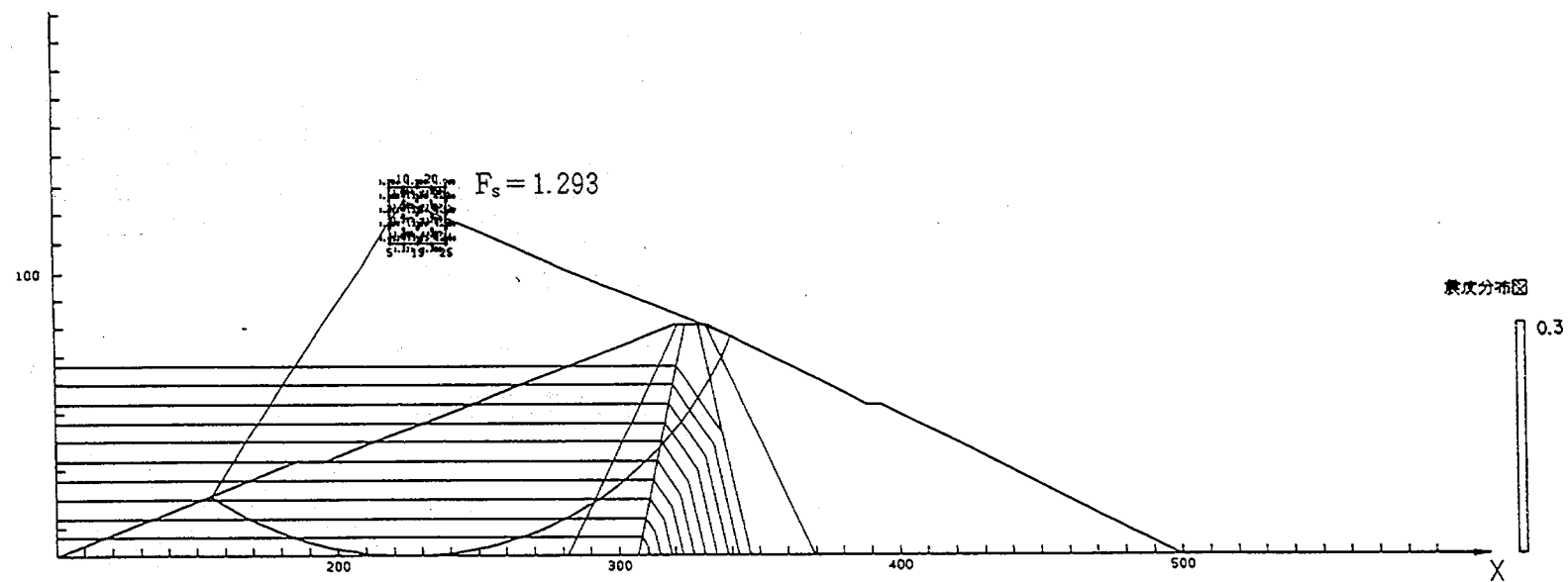


図-3.5(f) Bダム・Ab法・一様震度 ($k=0.3$)

$$F_s = 1.673$$

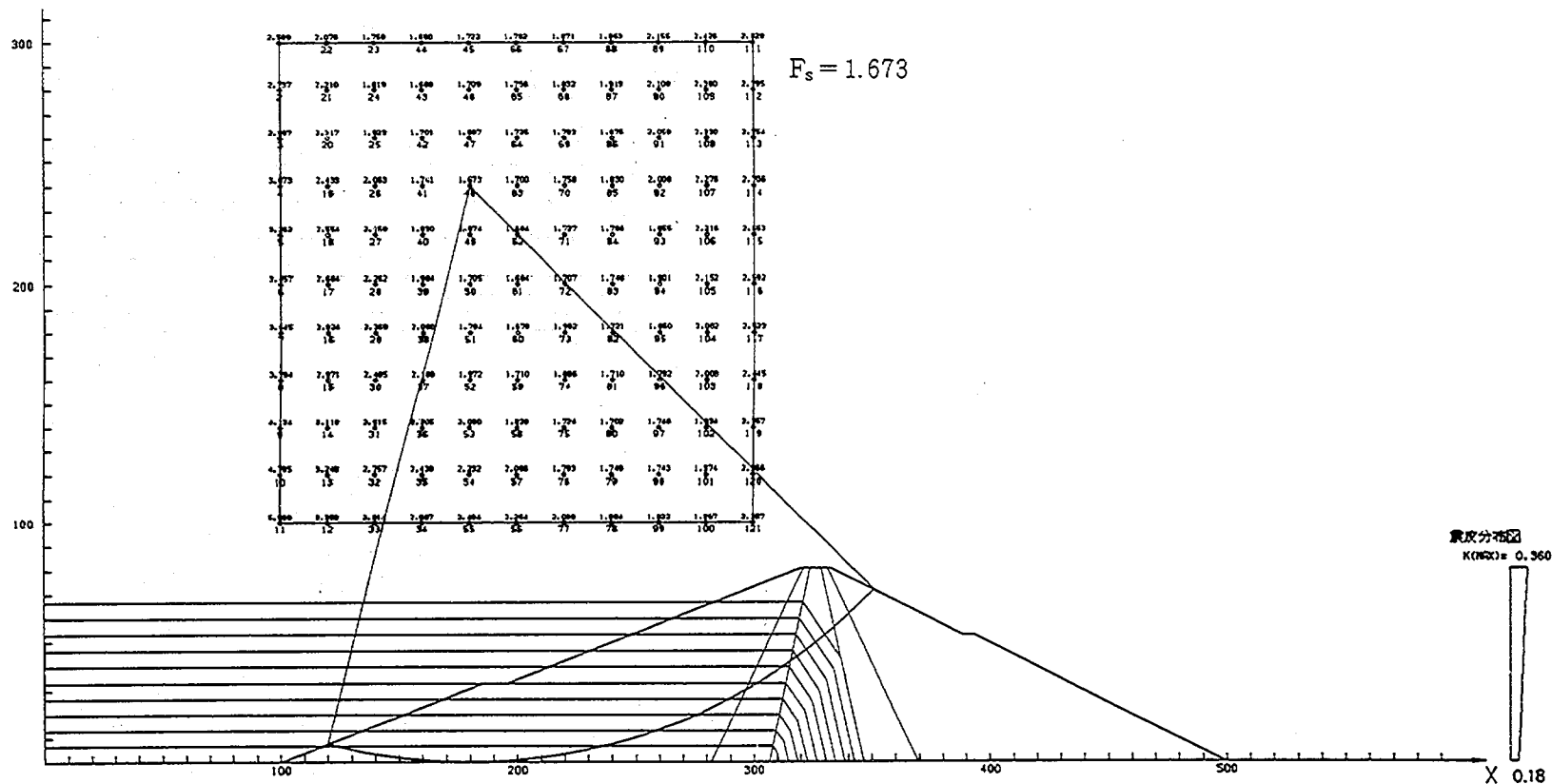


図-3.5(g) Bダム・cφ法・非一様震度 ($k = 0.18 \sim 0.36$)

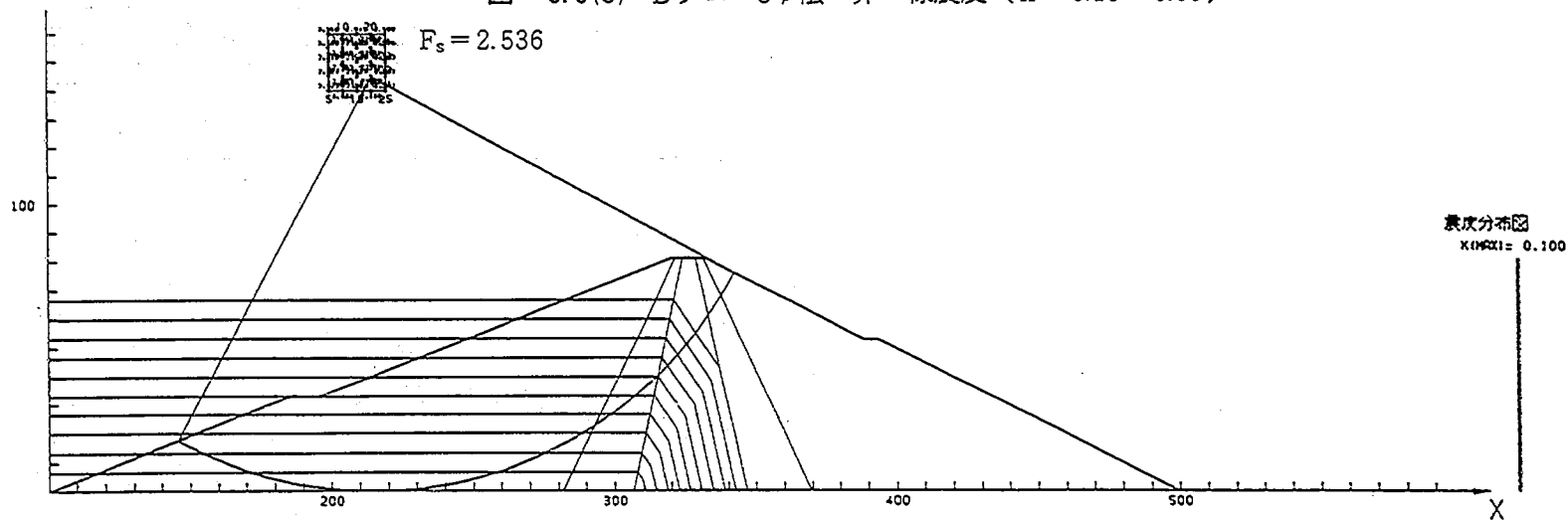


図-3.5(h) Bダム・cφ法・一様震度 ($k = 0.1$)

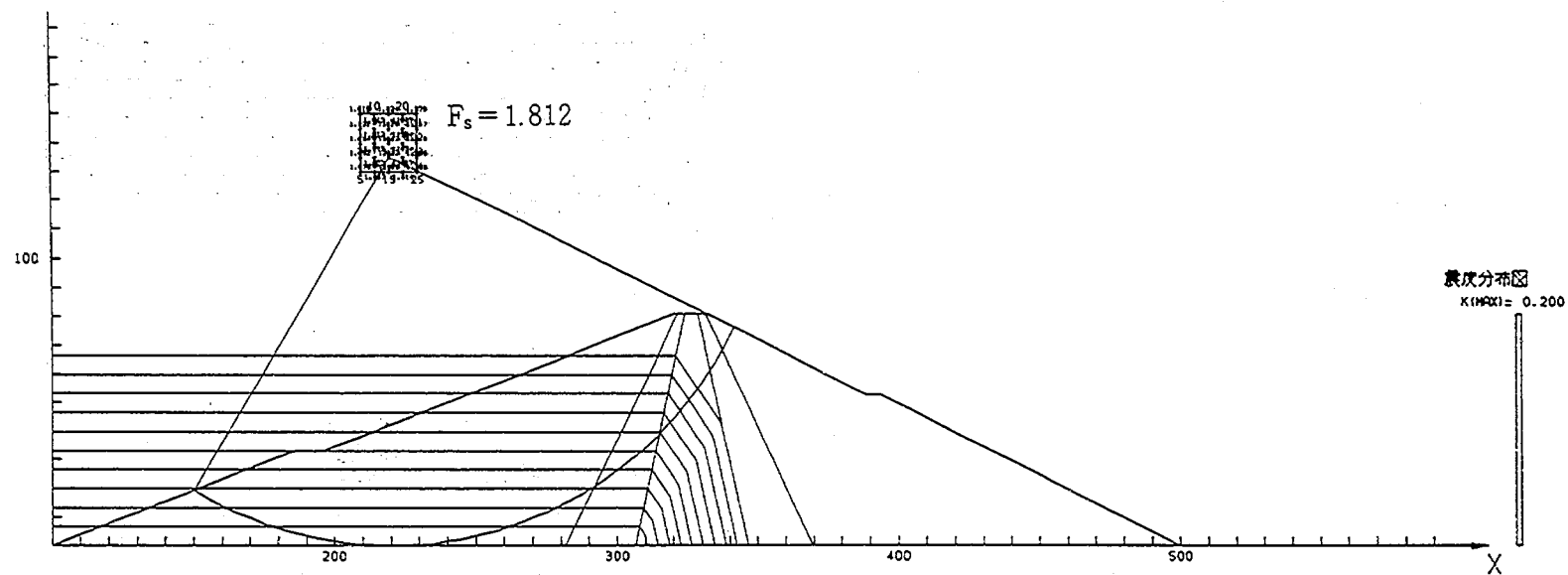


図-3.5(i) Bダム・cφ法・一様震度 ($k=0.2$)

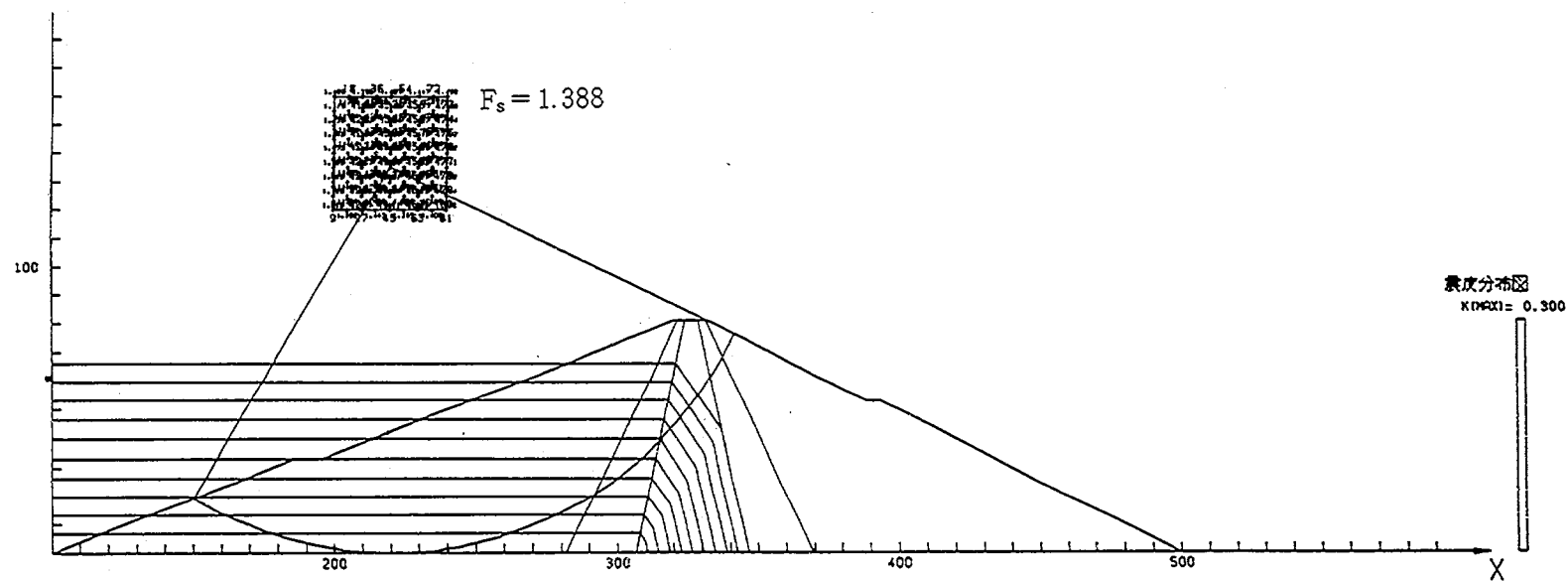


図-3.5(j) Bダム・cφ法・一様震度 ($k=0.3$)

震度：一様震度 ($k = 0.30$)

数字は安全率を示す (上段：Ab法, 下段：cφ法)

最小安全率 Ab法：1.48

cφ法：1.49

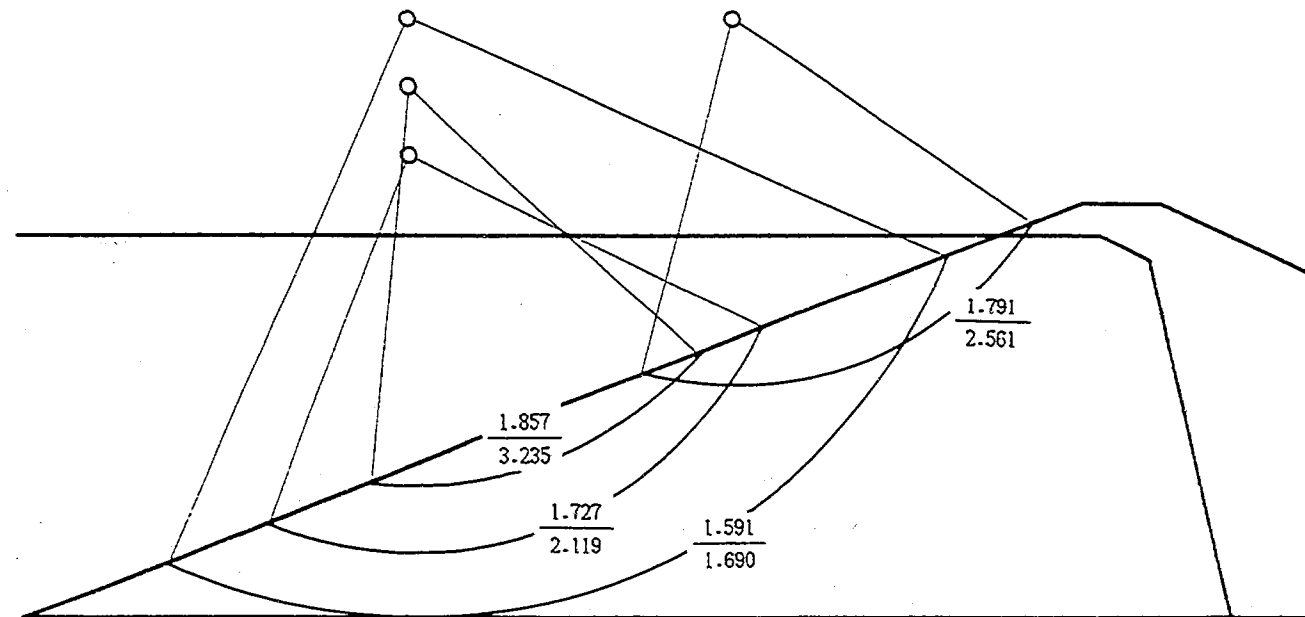
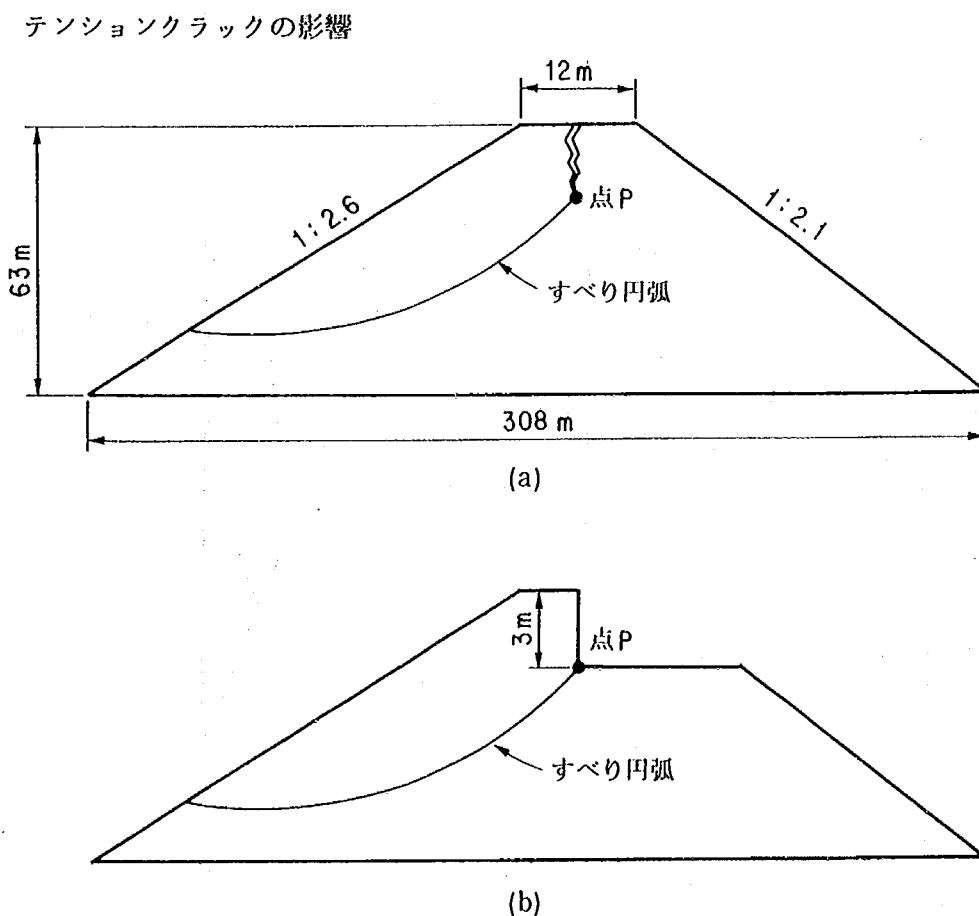


図-3.6 斜面の途中から始まる円弧の安全率

3.3 テンションクラックの影響

地震によって変状を受けたダムの現地調査によれば^{17), 18)}, しばしば天端にクラックが確認される。場合によっては、図-3.7(a)に示すようにそのクラックを始点とするすべり円が発生することが考えられ、天端のクラックを考慮しないときよりも、安全率が小さくなってしまいうる。本来であれば、図-3.7(a)に示すようにクラックを設定し、あらゆる円弧について計算し最小の安全率を求めるべきであるが、計算プログラムに制約があるため、図-3.7(b)に示すように疑似的に考えることとした。円弧の条件として点Pを通り、天端から所定の深さの線に接する円弧を設定し、その中で最小の安全率を求めた。クラックの深さは、過去の国内外の地震による被害の報告などを考慮して3mとした。

テンションクラックを考慮した場合としない場合の安全率の比較を図-3.8と表-3.2に示す。図からは、cφ法ではクラックを考慮すると若干安全率が小さくなるが、Ab法では逆に安全率が大きくなった。しかし、安全率が最小となる深い円弧のときは影響はほとんどなく、少なくともこのケースの場合、テンションクラックを考慮する必要はないといえる。



テンションクラックは、天端中央で3mの深さに達したとする。

図-3.7 テンションクラックを考慮した円弧すべり計算

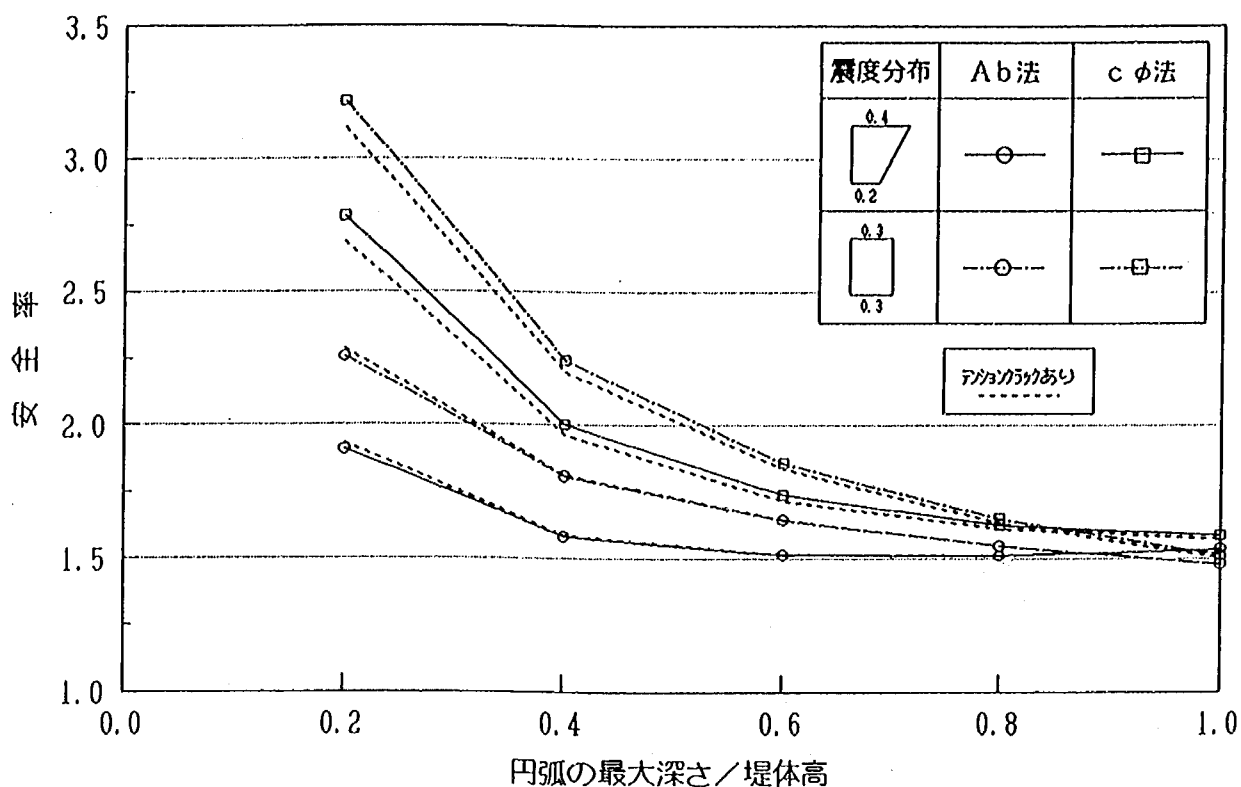


図-3.8 テンションクラックを考慮したときの安全率

図-3.9(a)~(d)は、図-3.7の点Pを通り天端からの深さが5通りの円弧について、テンションクラックの有無によるすべり円弧の違いを示したものである。同じ条件なら、すべり円弧の形状はテンションクラックの有無に影響されないことが理解される。次にテンションクラックを考慮した断面形状に対して、せん断強度の違いあるいは地震力の分布の相違によるすべり円弧形状の比較を行ったのが図-3.10(a)~(d)である。同じせん断強度を用いているならば、震度分布の一樣・非一樣の影響は受けない。一方、Ab法による最小安全率を与えるすべり円弧は、その半径が長くなる傾向にある。

表-3.2 テンションクラックを考慮した場合としない場合の安全率

震 度	強 度	ク ラ ッ ク	円弧の下端	最小安全率	円の中心 X	円の中心 Y	円の半径 R
天端 0.4 基礎 0.2	A = 1.778 b = 0.804	な し CASE 1 a	0.2 h	1.909	243.040	92.497	42.097
			0.4 h	1.582	216.280	113.413	75.613
			0.6 h	1.514	188.520	137.520	112.320
			0.8 h	1.511	160.760	161.719	149.119
			1.0 h	1.538	133.000	185.952	185.952
		あ り CASE 1 b	0.2 h	1.932	242.040	95.336	44.936
			0.4 h	1.587	215.280	115.847	78.047
			0.6 h	1.517	188.520	137.520	112.320
			0.8 h	1.512	160.760	161.719	149.119
			1.0 h	1.537	133.000	185.952	185.952
天端 0.4 基礎 0.2	c = 10.0 t/m ² φ = 44.12	な し CASE 2 a	0.2 h	2.782	247.040	82.180	31.780
			0.4 h	2.003	224.280	95.568	57.768
			0.6 h	1.740	201.520	109.585	84.385
			0.8 h	1.628	176.760	127.613	115.013
			1.0 h	1.587	151.000	147.612	147.612
		あ り CASE 2 b	0.2 h	2.686	247.040	82.180	31.780
			0.4 h	1.964	224.280	95.568	57.768
			0.6 h	1.719	200.520	111.561	86.361
			0.8 h	1.615	175.760	129.586	116.986
			1.0 h	1.576	151.000	147.612	147.612
天端 0.3 基礎 0.3	A = 1.778 b = 0.804	な し CASE 3 a	0.2 h	2.256	243.040	92.497	42.097
			0.4 h	1.809	217.280	111.025	73.225
			0.6 h	1.646	189.520	135.199	109.999
			0.8 h	1.549	163.760	154.913	142.313
			1.0 h	1.480	137.000	176.965	176.965
		あ り CASE 3 b	0.2 h	2.285	243.040	92.497	42.097
			0.4 h	1.815	216.280	113.413	75.613
			0.6 h	1.648	189.520	135.199	109.999
			0.8 h	1.549	162.760	157.160	144.560
			1.0 h	1.479	136.000	179.187	179.187
天端 0.3 基礎 0.3	c = 10.0 t/m ² φ = 44.12	な し CASE 4 a	0.2 h	3.216	247.040	82.180	31.780
			0.4 h	2.242	225.280	93.540	55.740
			0.6 h	1.861	201.520	109.585	84.385
			0.8 h	1.650	176.760	127.613	115.013
			1.0 h	1.515	152.000	145.640	145.640
		あ り CASE 4 b	0.2 h	3.114	247.040	82.180	31.780
			0.4 h	2.200	224.280	95.568	57.768
			0.6 h	1.838	201.520	109.585	84.385
			0.8 h	1.636	176.760	127.613	115.013
			1.0 h	1.505	151.000	147.612	147.612

Ab法

非一様震度分布 0.2-0.4

—— テンションクラックを考慮しない

----- テンションクラックを考慮する

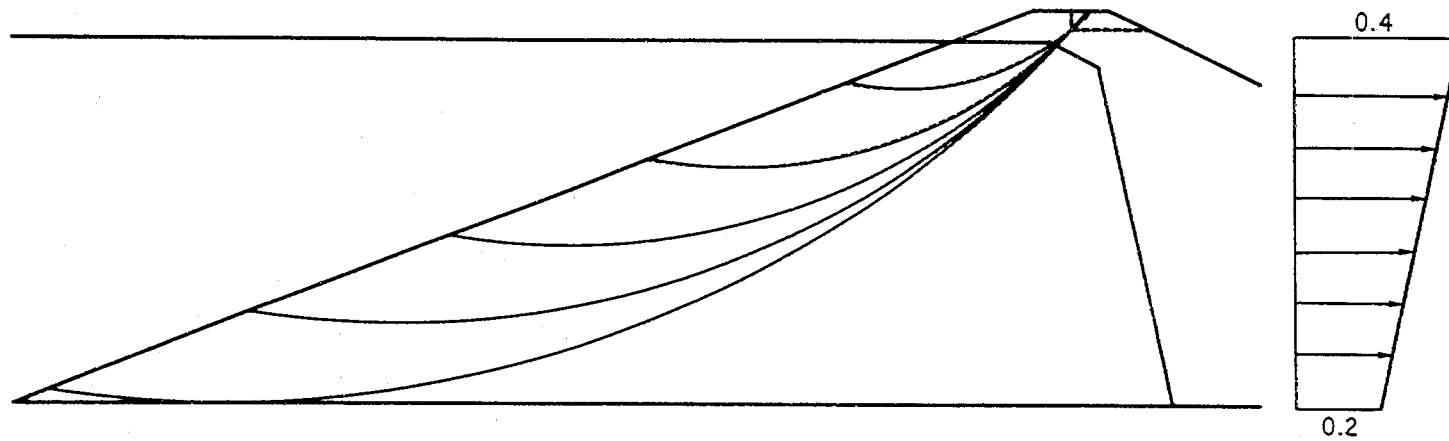


図-3.9(a) テンションクラックの有無によるすべり円弧の違い (Ab法・非一様震度)

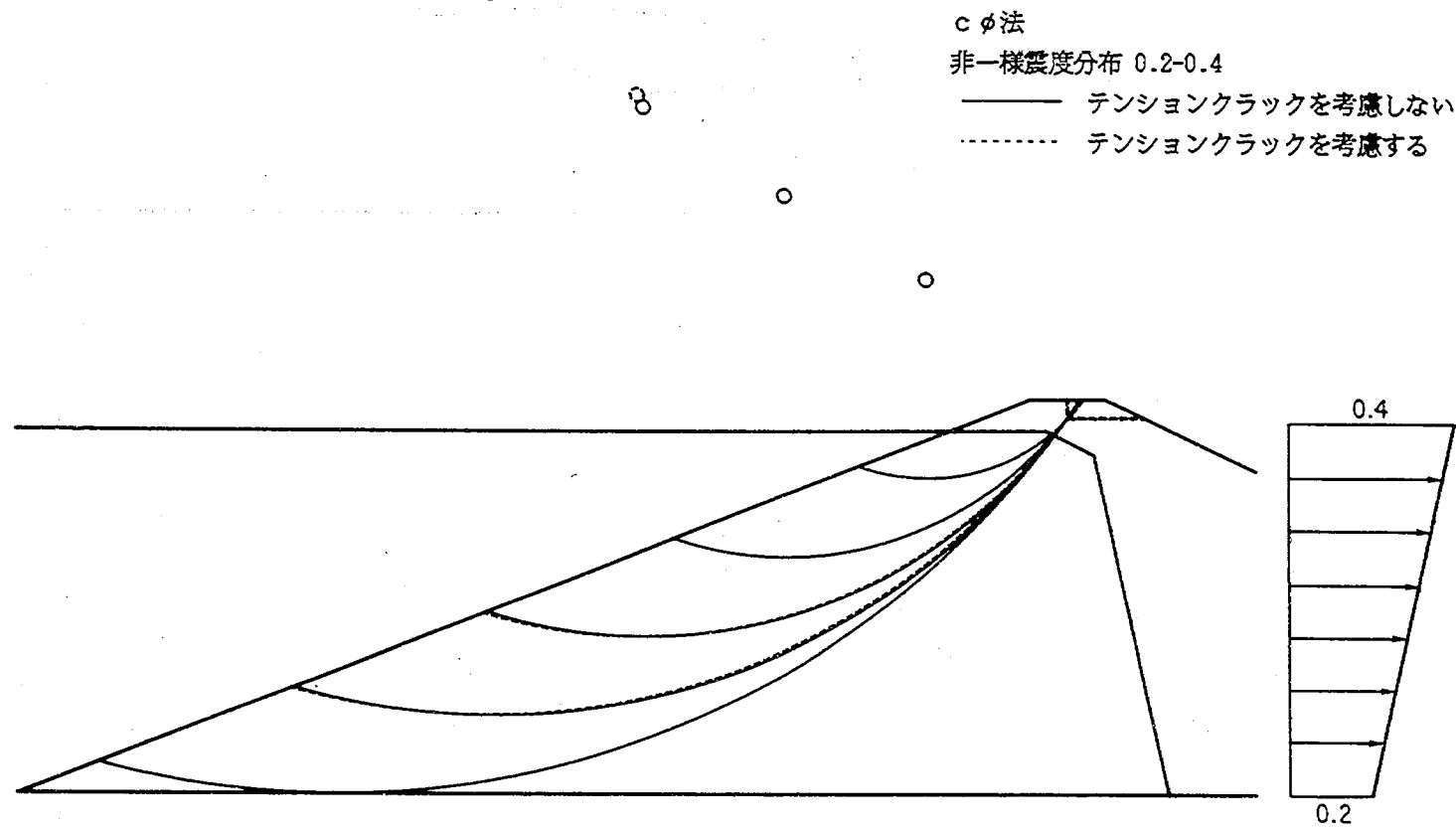


図-3.9(b) テンションクラックの有無によるすべり円弧の違い (cφ法・非一様震度)

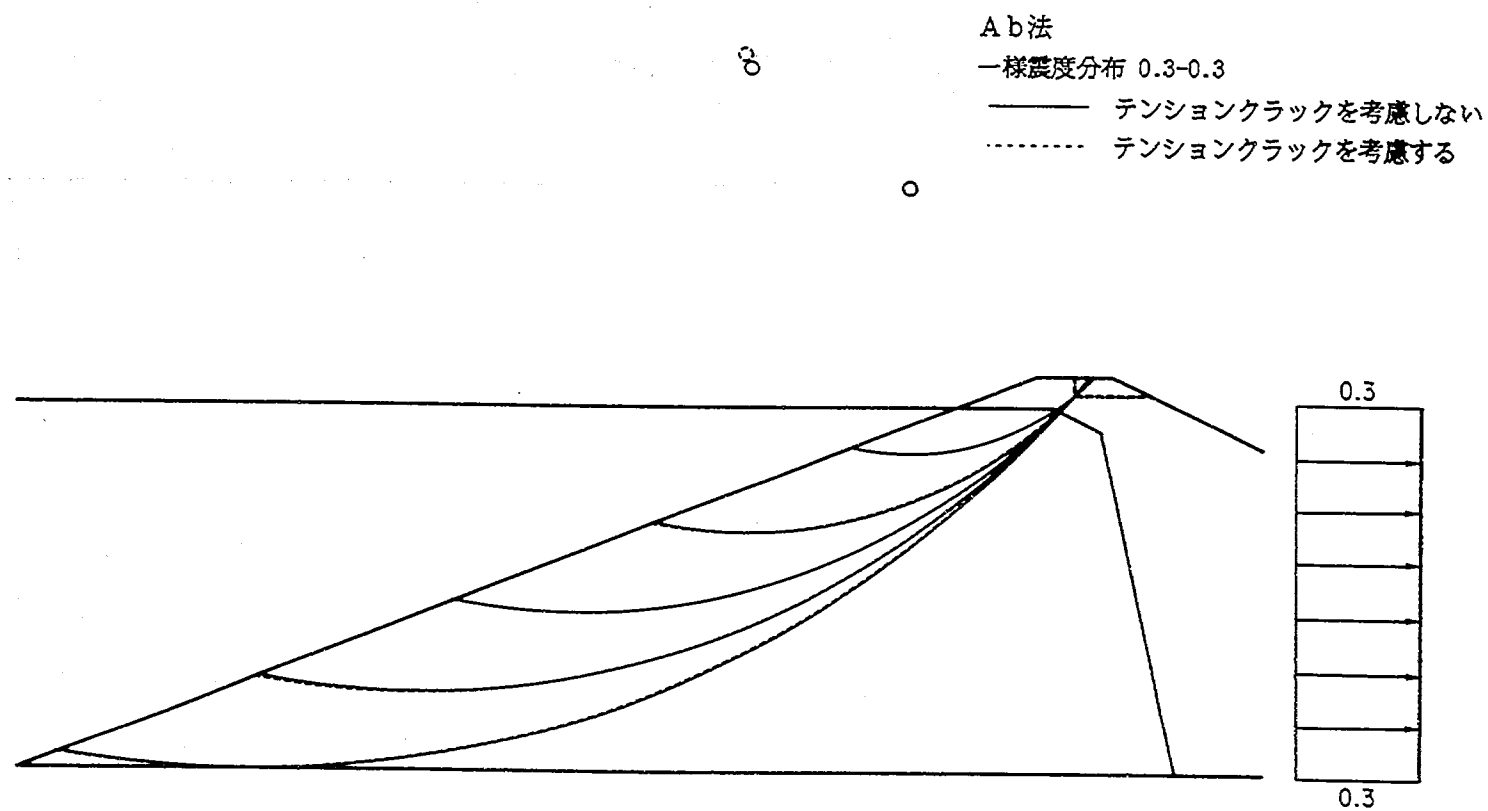


図-3.9(c) テンションクラックの有無によるすべり円弧の違い (Ab法・一様震度)

cφ法

一様震度分布 0.3-0.3

—— テンションクラックを考慮しない

----- テンションクラックを考慮する

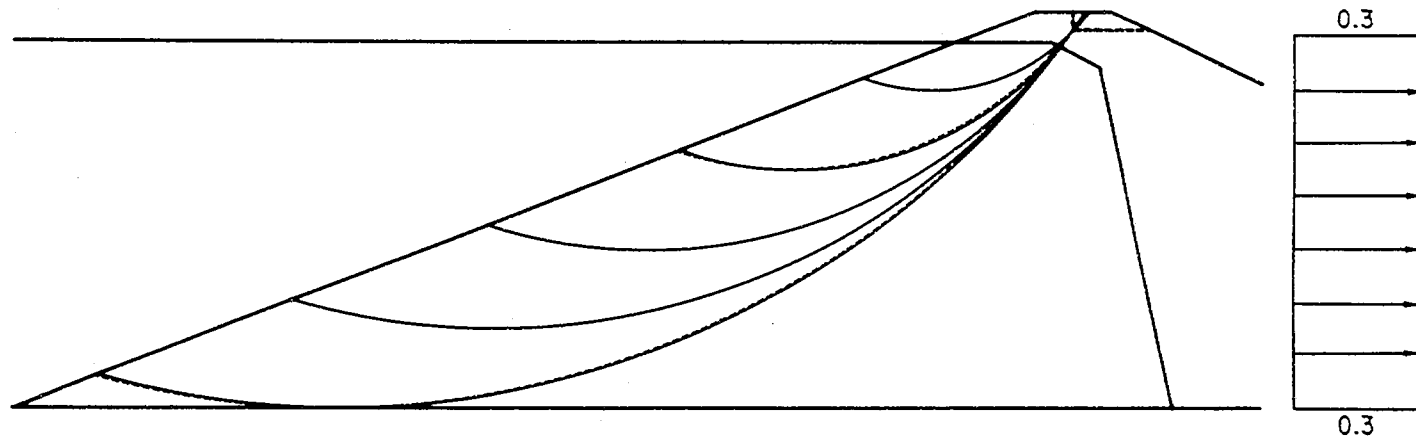


図-3.9(d) テンションクラックの有無によるすべり円弧の違い (cφ法・一様震度)

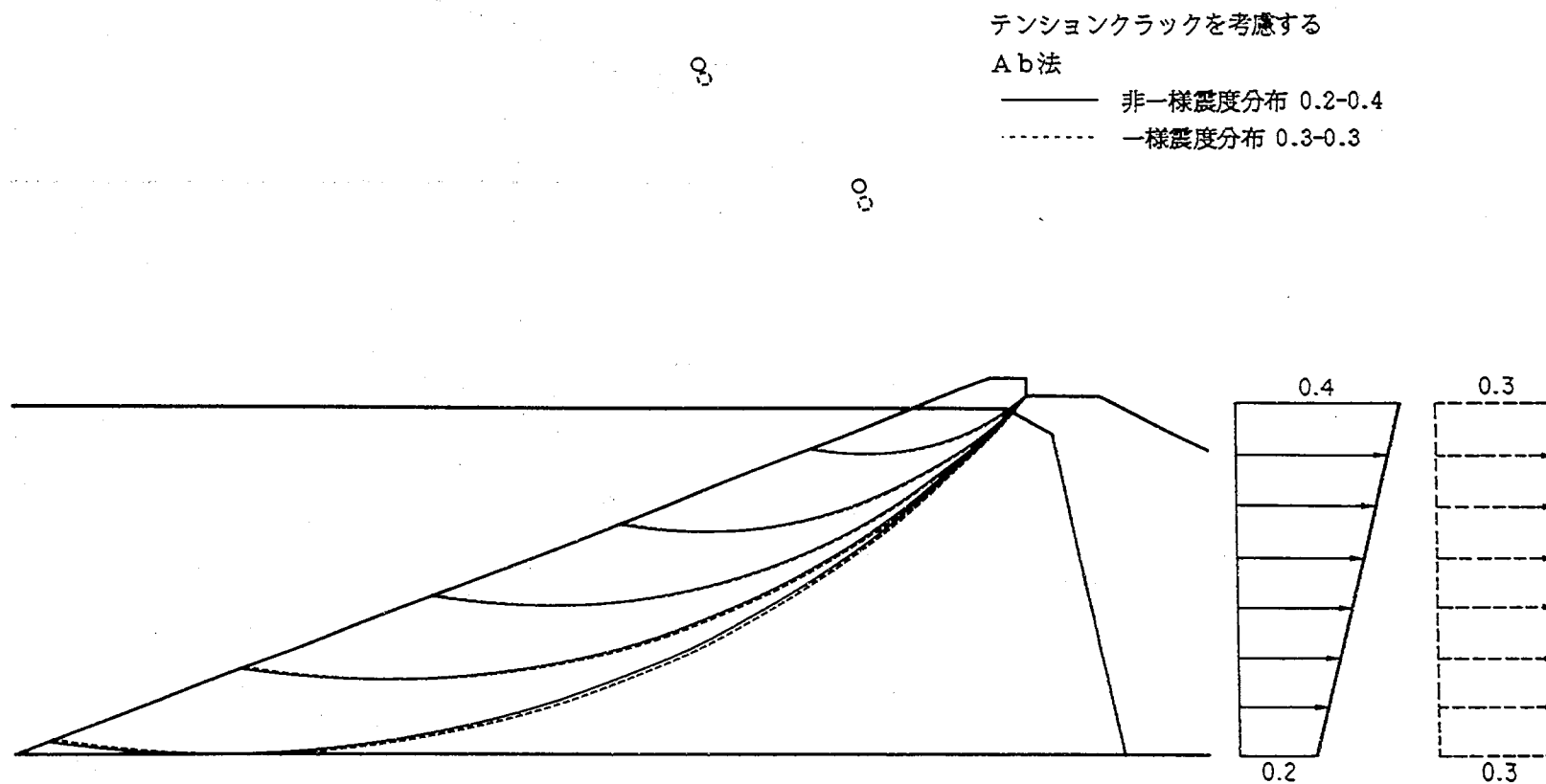


図- 3.10(a) 震度分布の違いによるすべり円弧の違い (Ab法・テンションクラックあり)

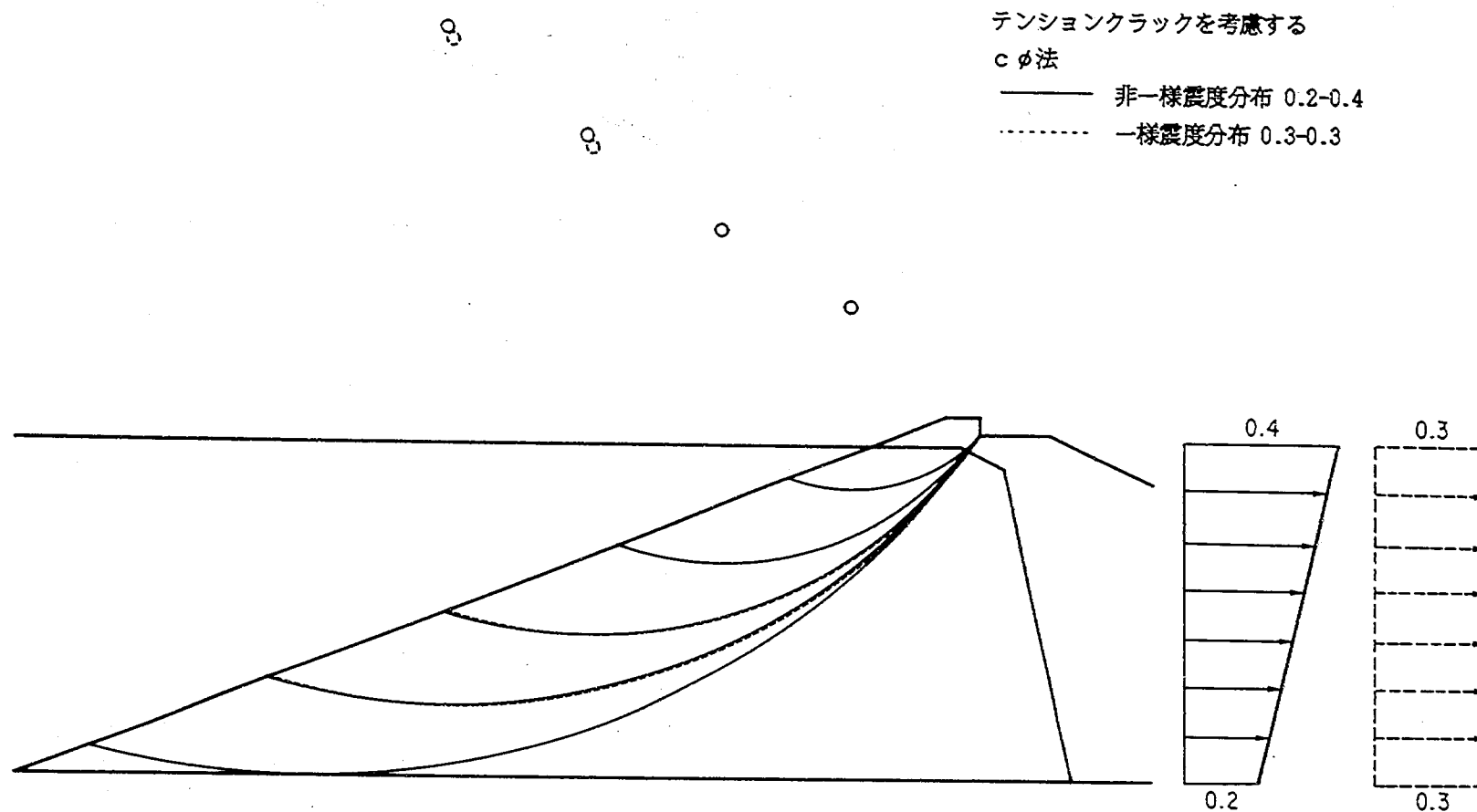


図-3.10(b) 震度分布の違いによるすべり円弧の違い (cφ法・テンションクラックあり)

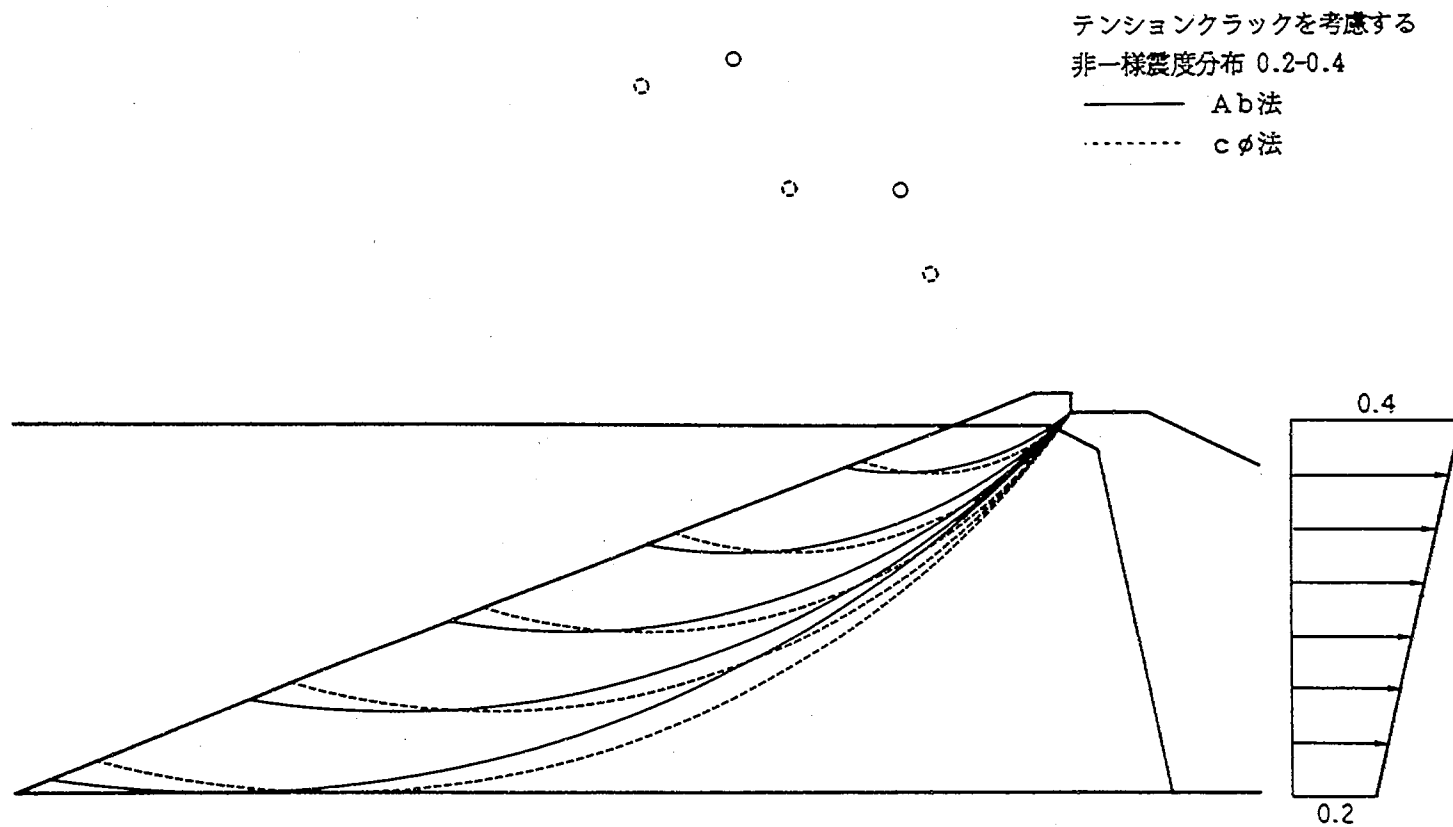


図-3.10(c) 強度式の違いによるすべり円弧の違い（非一様震度・テンションクラックあり）

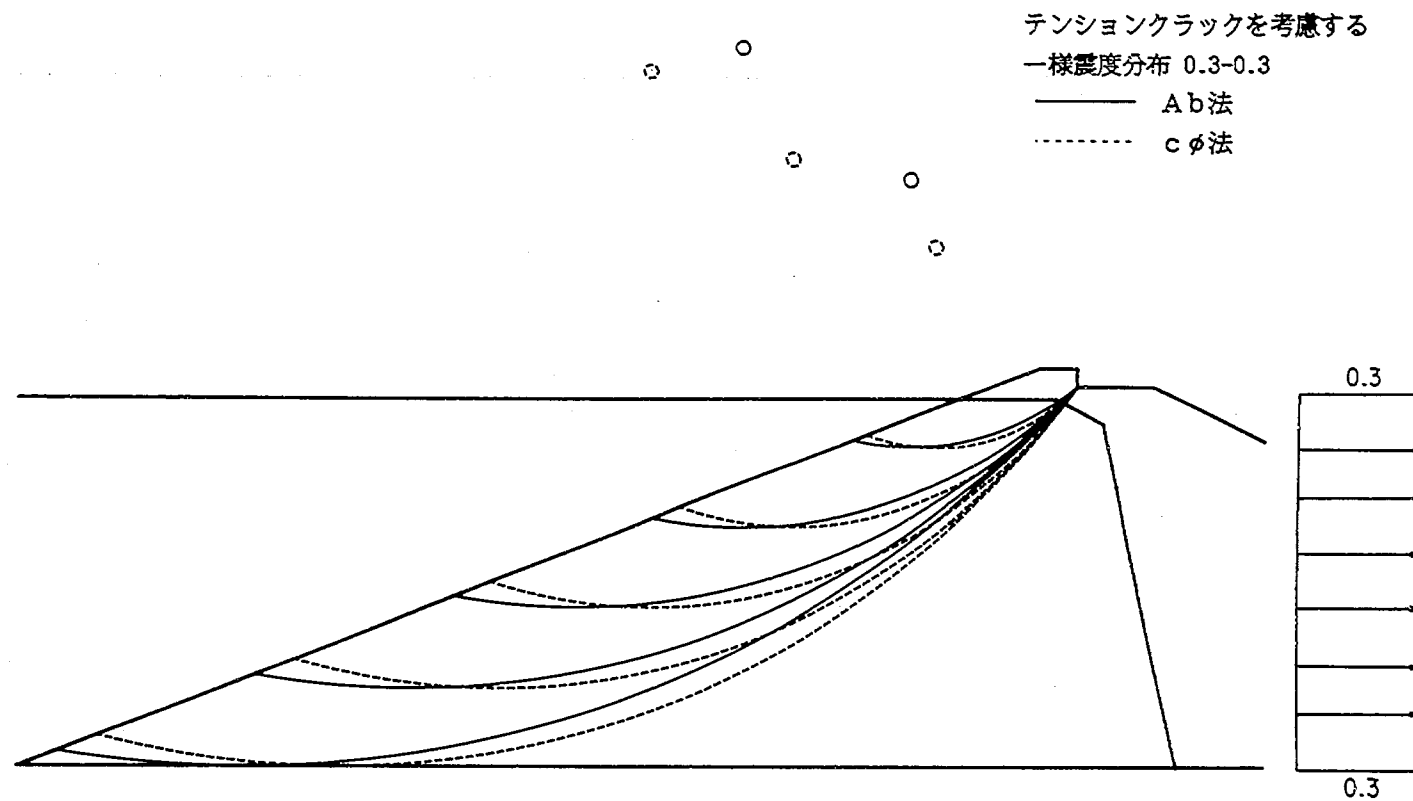


図- 3.10 (d) 強度式の違いによるすべり円弧の違い (一様震度・テンションクラックあり)

3.4 円弧の深さを固定したときの安全率と平均震度

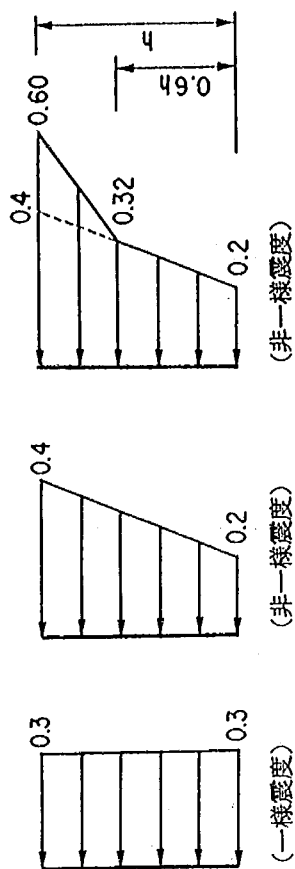
図-3.11に示すようなモデルダムで、すべり円弧の最も低い標高をパラメータとして円弧すべり計算を行った。すなわち、図に示すような5段階の深さごとの一点鎖線に、円弧が必ず接するという条件のもとで、最小安全率を求めた。材料強度は図中に示すとおりであり、Ab法およびc ϕ 法の2ケースを考えた。また震度は図中に示すように、一様震度1ケース・非一様震度の2ケースを考えた。

円弧の最大深さ（天端と円弧の最も低い標高の差）と安全率の関係を図-3.12に、計算結果の一覧を表-3.3に示す。表-3.3の平均震度とは、震度分布が一様でない場合、すべり円弧に水平方向に働く合力を求めて、すべり円弧全体の重量で割った値である。すなわち、図-3.13に示すように水平方向の力のつり合いだけを考え、等価な震度を求めたものである。

図-3.14(a)~(e)に最小安全率時の円弧の形状を示す。図-3.14(a)~(d)では、強度の与え方によって多少安全率の円弧形状は異なる。しかし図-3.14(e)によれば、最小安全率となる円弧の形状は、非一様震度でもこれと等価な平均震度でもほとんど同一であり、水平方向の地震力の合力が同じであれば震度分布の与え方にはほとんど影響を受けないことがわかる。

図-3.15は、円弧の深さと平均震度の関係を示したものである。すなわち、図中凡例に示すような2種類の非一様分布を持つ震度を設定し、所定の深さのあらゆる円弧の中から最小の安全率となるものを求め、その円弧について、図-3.13に示した計算により平均震度を求めたものである。震度の与え方が違うと平均震度は当然異なってくる。しかし、せん断強度の与え方による違いは、すべり円弧の形状が図-3.14に示すようにかなり違っていても、同一深さの円弧に着目すると、せん断強度の相違による平均震度の違いはそれほど認められない。また、表-3.3の平均震度による安全率とは、平均震度を一様震度として求め直した地震力を作用させて再計算した安全率である。もとの安全率との差は最大で2%程度であり、図-3.12の点線に示すようにはほぼ一致している。このことは、すべり円弧の深さに応じて適切な一様震度を与えることにより、非一様震度を作用させた場合の安全率とほぼ同じ結果が得られることを意味する。

震度の与え方



材料強度

$$A = 1.778, b = 0.804 \text{ (Ab法)}$$

$$c = 10 \text{ t/m}^2, \phi = 44^\circ \text{ (c}\phi\text{法)}$$

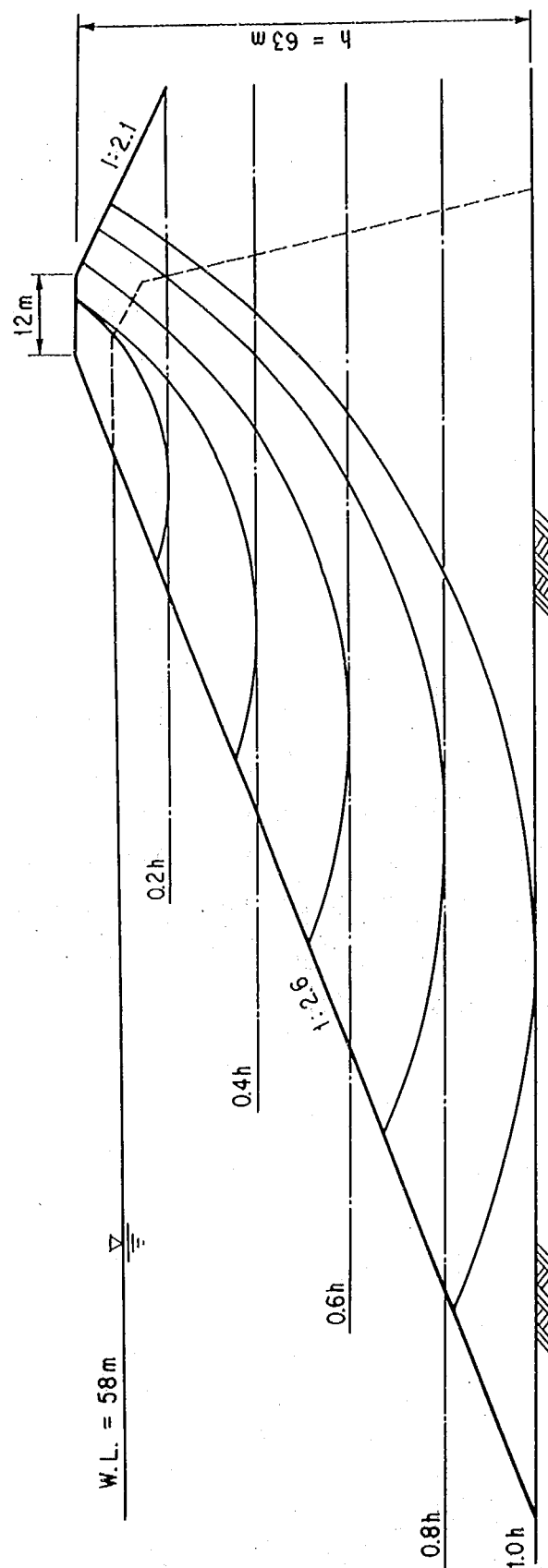


図-3.11 深さを固定した円弧

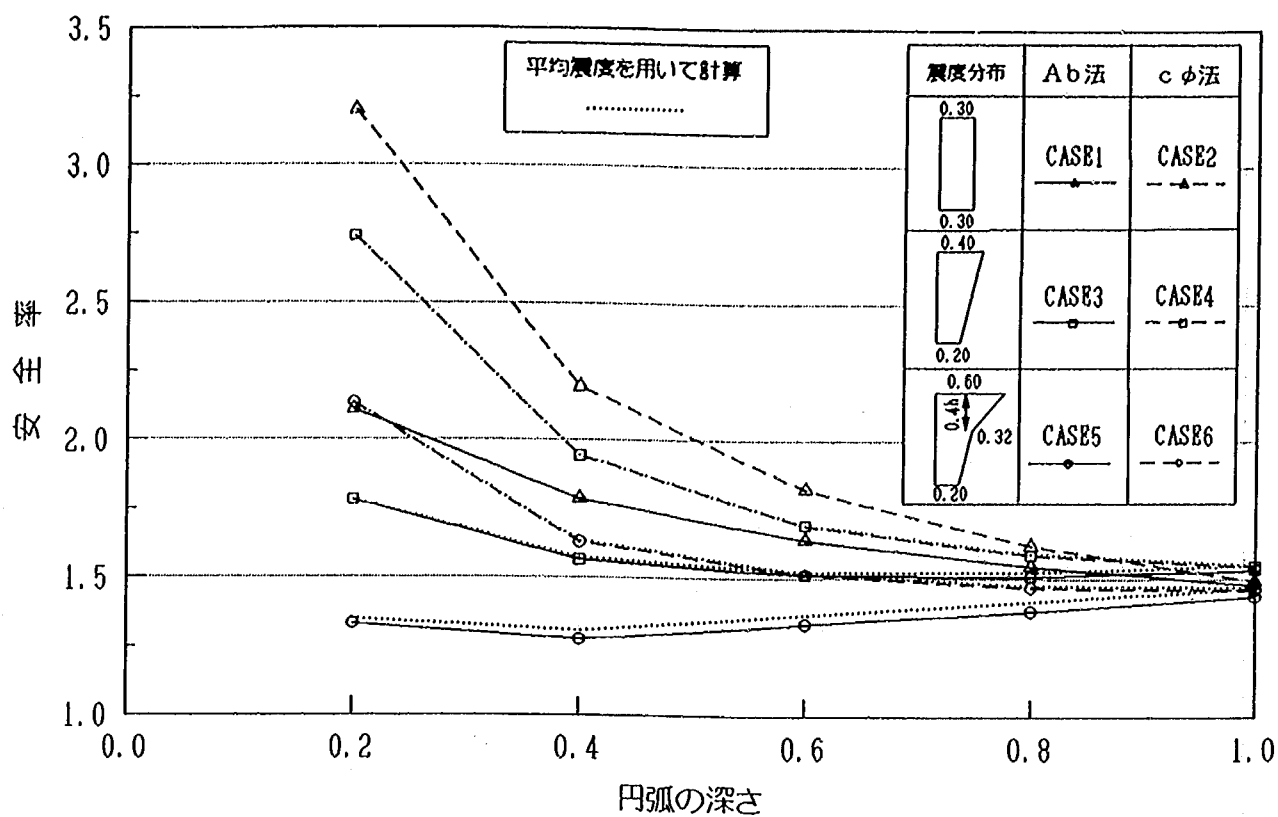


図- 3.12 円弧の深さと安全率

$$k_{\text{mean}} = F/A \quad k_{\text{mean}}: \text{平均震度}$$

$$A = \Delta h \sum_{i=1}^n \ell_i \quad A: \text{すべり円弧の面積}$$

$$F = \Delta h \sum_{i=1}^n \ell_i k_i \quad F: \text{すべり円弧の土塊にかかる水平方向の力}$$

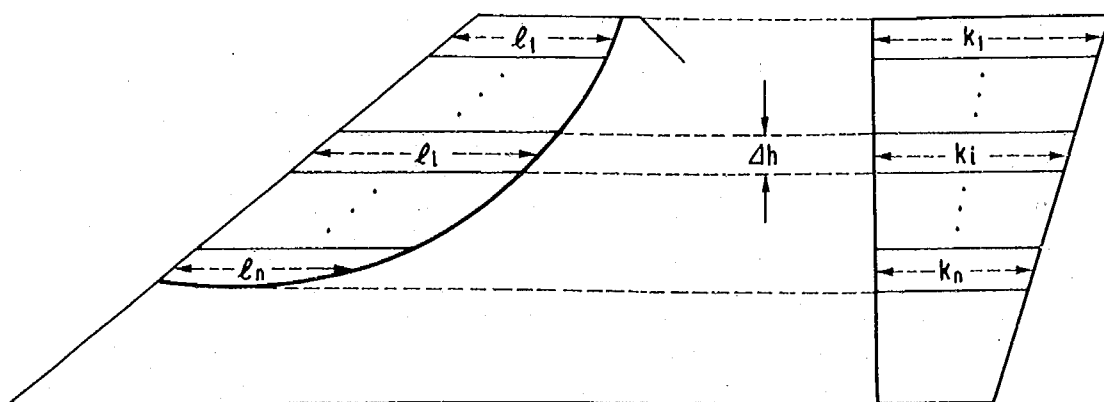


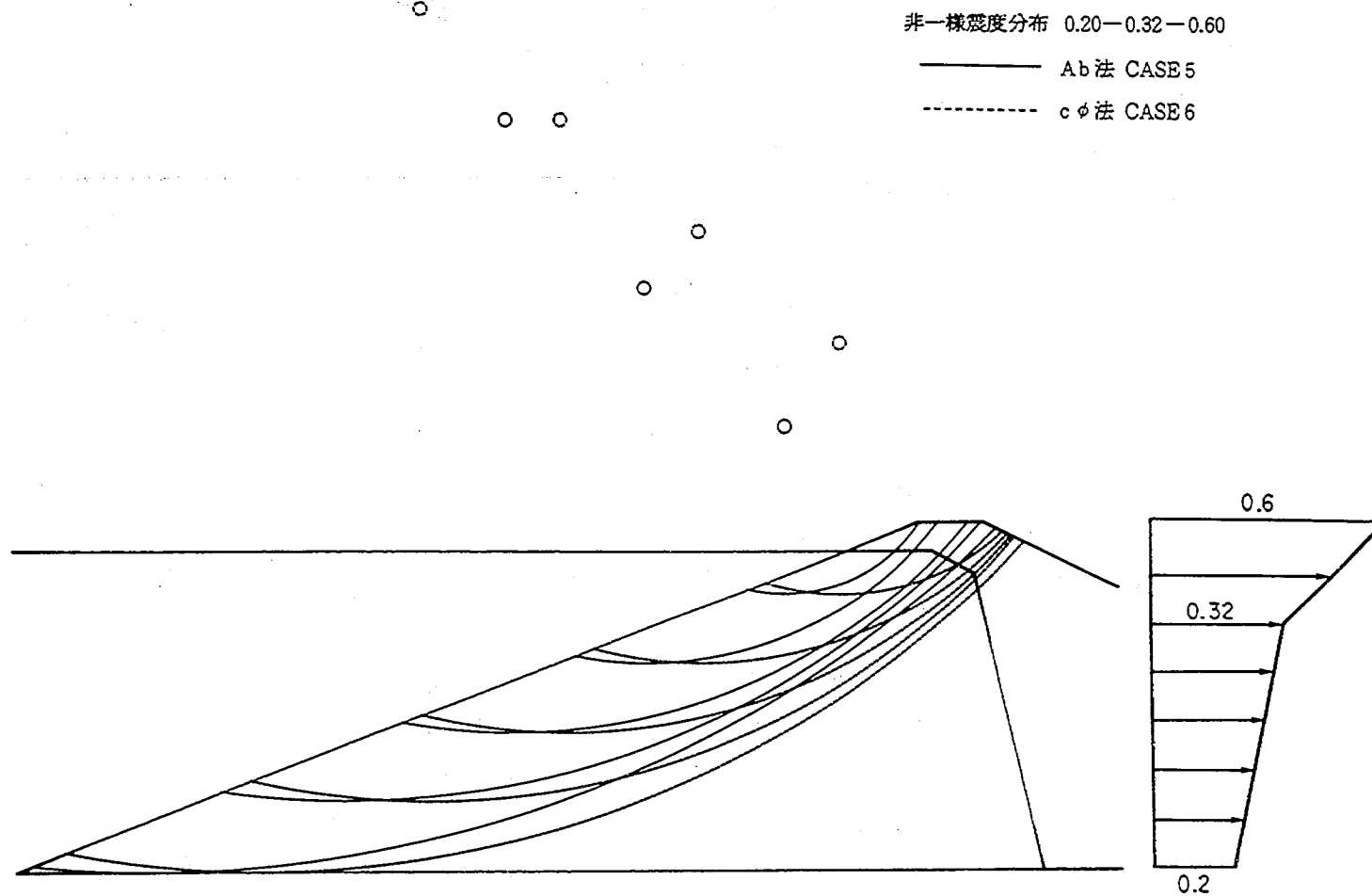
図- 3.13 平均震度

表- 3.3 円弧の深さと安全率

	震 度	材 料 強 度	円弧の 深 さ	最 小 安全率	すべり円弧の形状			平均震度	平均震度に よる安全率
					X	Y	R		
CASE 1	天端 0.3 基礎 0.3	AB	0.2 h	2.11	240	80	29.6		
			0.4 h	1.79	215	105	67.2		
			0.6 h	1.64	190	125	99.8		
			0.8 h	1.55	165	150	137.4		
			1.0 h	1.48	135	180	180.0		
CASE 2	天端 0.3 基礎 0.3	c ϕ	0.2 h	3.20	245	100	49.6		
			0.4 h	2.19	225	110	72.2		
			0.6 h	1.83	200	130	104.8		
			0.8 h	1.62	175	150	137.4		
			1.0 h	1.49	150	170	170.0		
CASE 3	天端 0.4 基礎 0.2	AB	0.2 h	1.78	240	80	29.6	0.375	1.79
			0.4 h	1.57	215	105	67.2	0.352	1.57
			0.6 h	1.51	190	130	104.8	0.329	1.53
			0.8 h	1.51	160	165	152.4	0.306	1.53
			1.0 h	1.54	130	200	200.0	0.283	1.55
CASE 4	天端 0.4 基礎 0.2	c ϕ	0.2 h	2.74	245	105	54.6	0.379	2.74
			0.4 h	1.95	225	110	72.2	0.356	1.95
			0.6 h	1.69	200	130	104.8	0.332	1.70
			0.8 h	1.59	175	150	137.4	0.308	1.59
			1.0 h	1.55	150	170	170.0	0.284	1.55
CASE 5	天端 0.60 中段 0.32 基礎 0.20	AB	0.2 h	1.33	240	80	29.6	0.513	1.35
			0.4 h	1.28	215	105	67.2	0.432	1.31
			0.6 h	1.33	190	135	109.8	0.375	1.37
			0.8 h	1.38	160	170	157.4	0.336	1.42
			1.0 h	1.44	125	220	220.0	0.307	1.47
CASE 6	天端 0.60 中段 0.32 基礎 0.20	c ϕ	0.2 h	2.13	250	95	44.6	0.526	2.14
			0.4 h	1.63	225	115	77.2	0.446	1.64
			0.6 h	1.52	200	135	109.8	0.383	1.52
			0.8 h	1.47	175	155	142.4	0.341	1.48
			1.0 h	1.46	145	190	190.0	0.308	1.47

$$A = 1.778 \quad c = 10.0 \text{ t/m}^2$$

$$b = 0.804 \quad \phi = 44^\circ$$



図— 3.14 (a) 強度式の違いによるすべり円弧の違い (CASE5 と CASE6)

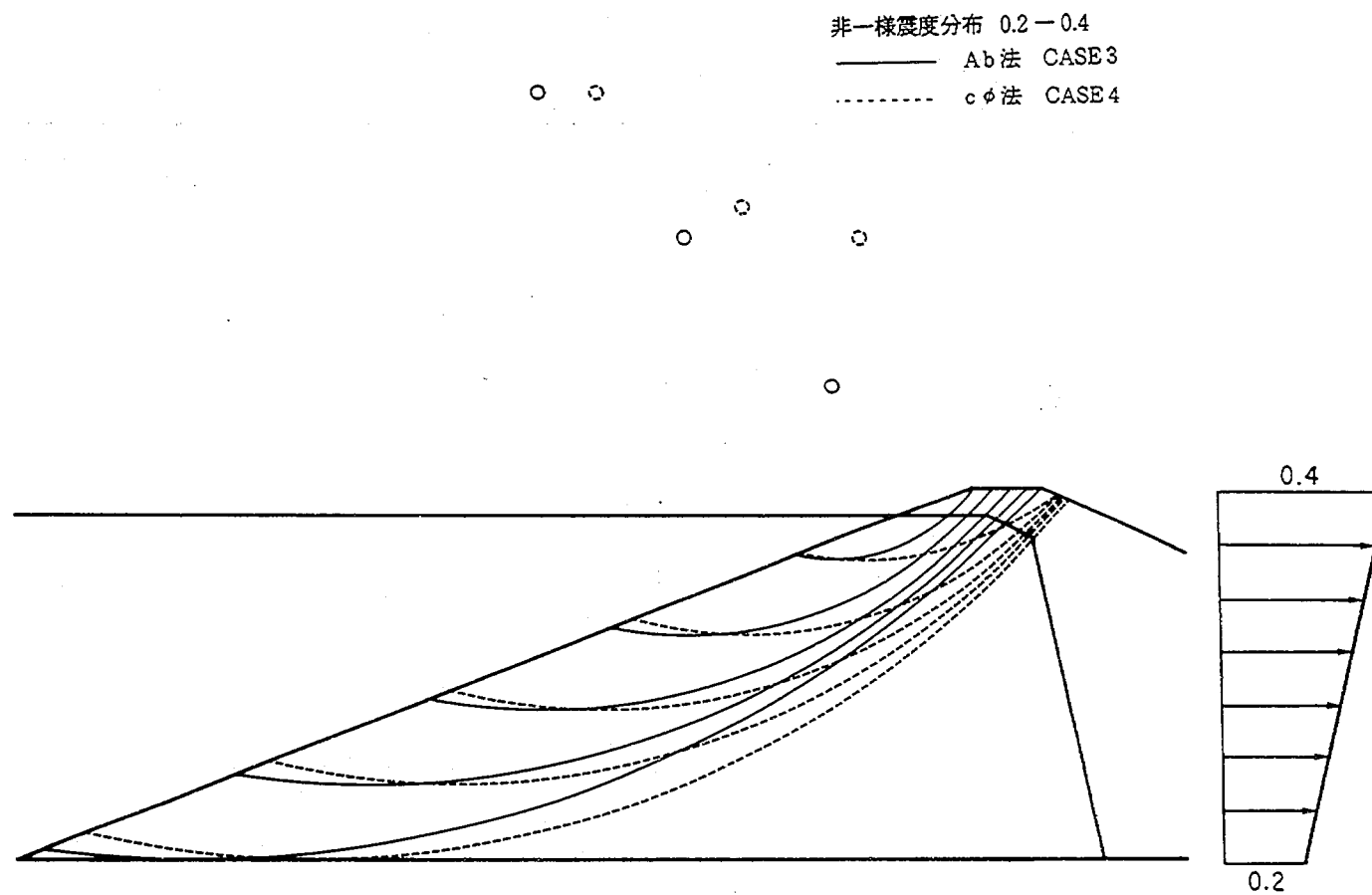


図-3.14(b) 強度式の違いによるすべり円弧の違い (CASE3 と CASE4)

一様震度分布 0.3 - 0.3
 — Ab 法 CASE1
 cφ 法 CASE2

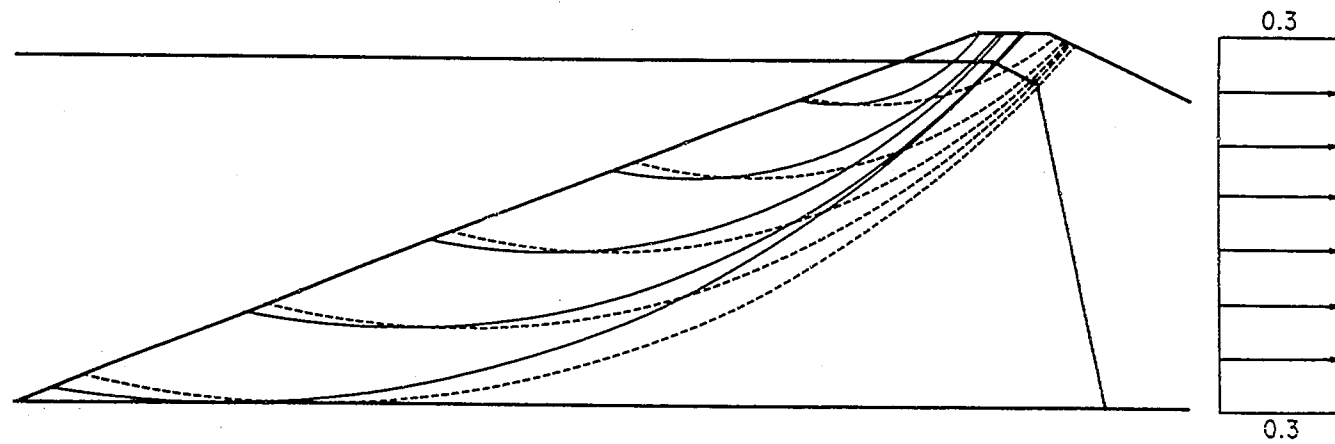
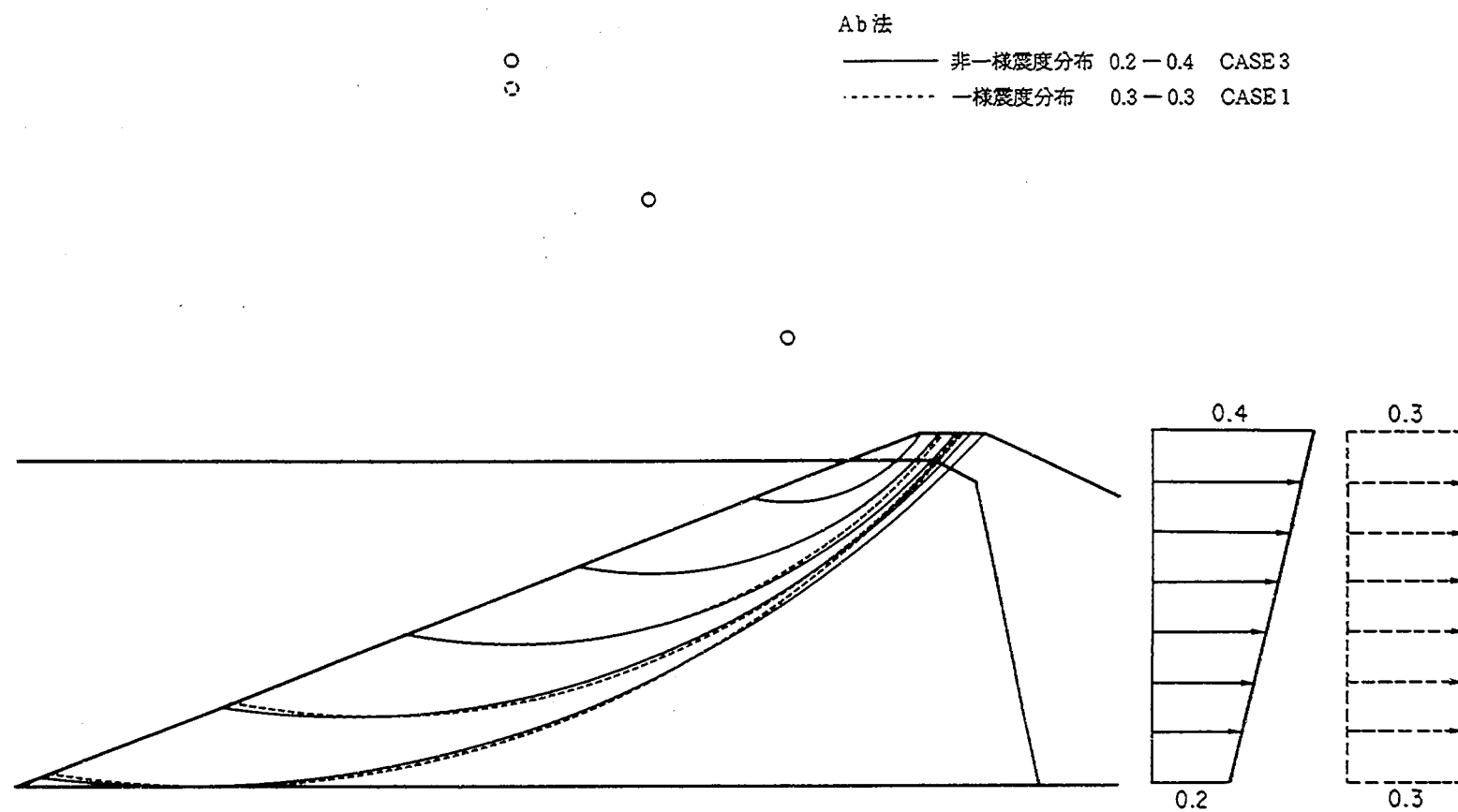


図- 3.14 (c) 強度式の違いによるすべり円弧の違い (CASE1 と CASE2)



図— 3.14 (d) 震度分布の違いによるすべり円弧の違い (CASE 3 と CASE 1)

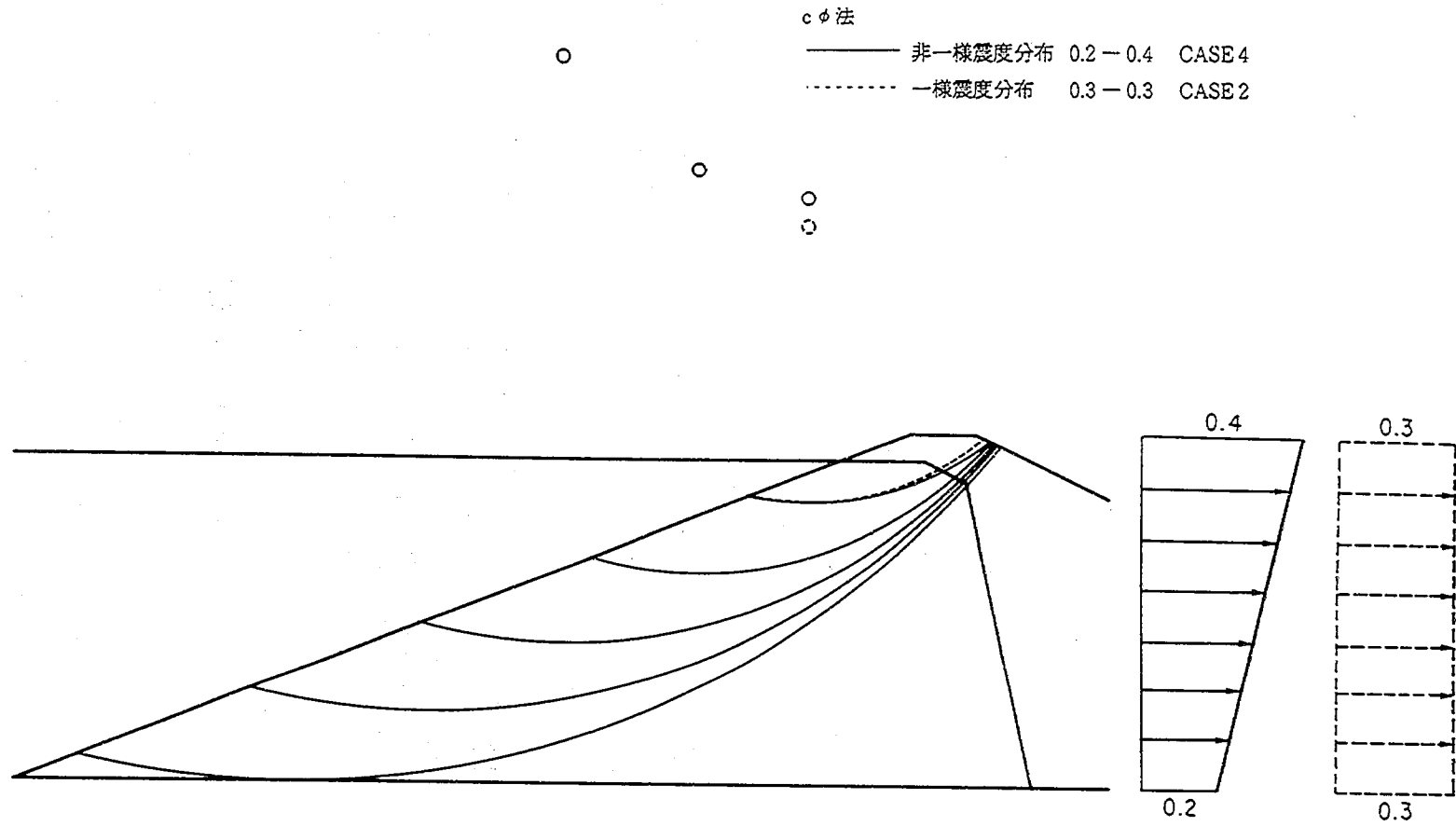


図-3.14(e) 震度分布の違いによるすべり円弧の違い (CASE 4 と CASE 2)

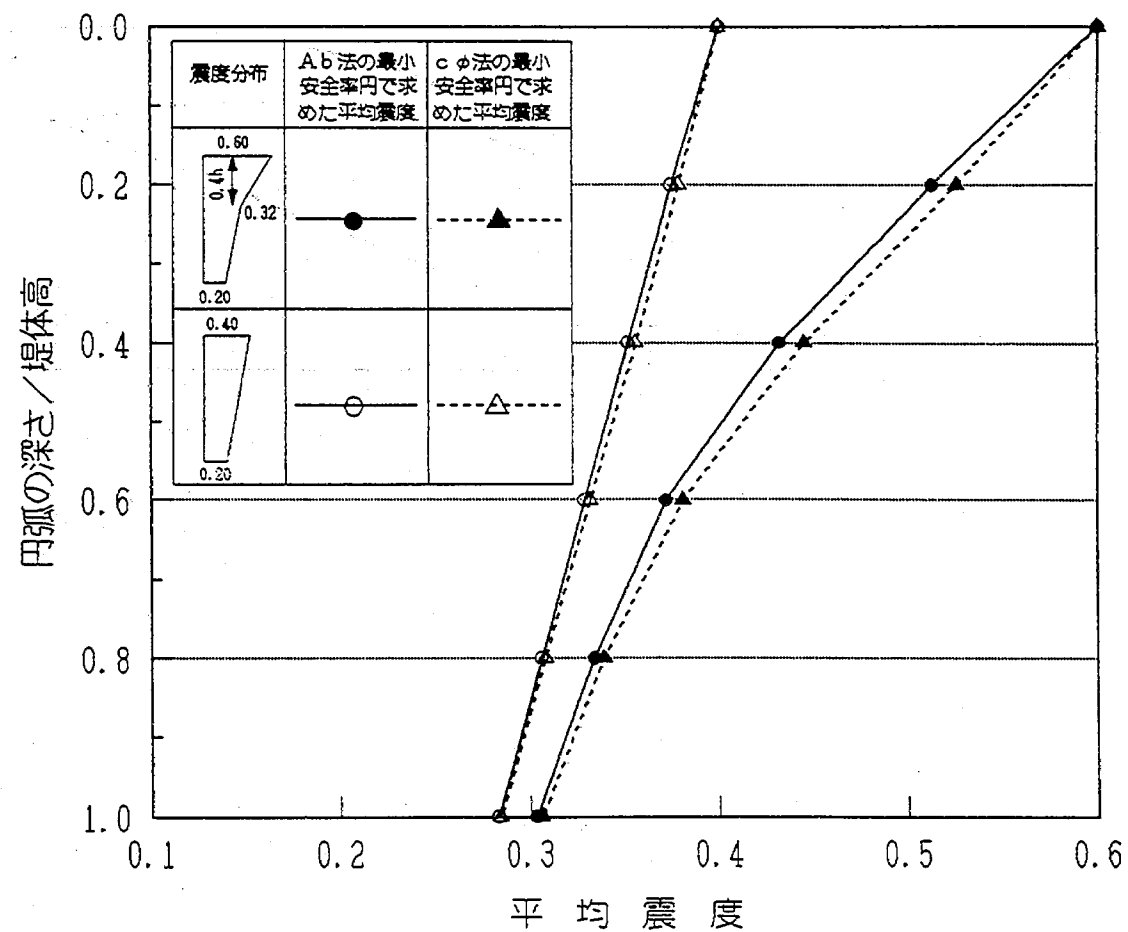


図- 3.15 円弧の深さと平均震度の関係

4. 平均震度による円弧すべり計算

前章での検討から等価な平均震度による計算結果は、非一様震度による場合とほとんど同じ結果が、得られることがわかった。ここでは、その性質をさらに積極的に利用するため、様々な条件下の計算を行い、その適用性について検討する。またここでは、震度補正係数を新たに定義して、計算を進めている。

震度補正係数とは、円弧の深さ／堤体高の関数で示される、平均震度／基礎震度の値である。いま、図－4.1に示すような円弧Aについて、円弧の深さに応じた平均震度は、円弧の深さと堤体高の比から定まる震度補正係数から求められる。この震度補正係数に基礎震度を乗じたものを、平均震度として堤体に一様分布の震度として作用させ、簡便分割法により安全率を求める。また、図に示す円弧Bのように円弧の深さ／堤体高が違ふものは別の震度補正係数が適用されることとなり、よって平均震度も違ってくる。すなわち、同じ堤体においても円弧の深さが異なる場合は、異なった平均震度を用いた計算が行われるということである。

4.1 震度補正係数の設定と安全率

計算例として、図－4.2(a)に示すような6種類の震度補正係数の分布を考えた。係数の計算式を、表－4.1に示す。いま、分布1を用いるとすると、基礎に接する円弧について安全率を求めるときは、基礎震度の1.4倍の平均震度で、また、天端から堤体高の4割の深さの円弧については基礎震度の1.76倍の平均震度を与えて計算することを意味する。分布1から分布6までの平均震度を用いて、あるモデルダムについて求めた安全率を図－4.2(b)に、数値を表－4.1に示す。この例では、円弧の深さが天端から4～6割のとき最も安全率が小さくなる。

また、図－4.3は、3種類の強度定数について高さ方向の安全率の分布を求め、比較したものである。この図は、ケース1では堤体高の6割の深さの円弧で最小安全率となるが、ケース2では9割、またケース3では3割の深さの円弧が最小安全率を与えることとなり、個々のダムにより最小安全率時の円弧の深さは一様ではないことを示す。これらの最も大きな要因として材料の強度定数が考えられる。すなわち、せん断応力－せん断強度の曲線が直線に近い場合、相対的に上位標高の円弧で安全率が小さく、また、曲がりきつほど深い円弧で小さな安全率になるからである。

平均震度 = 基礎震度 × 震度補正係数

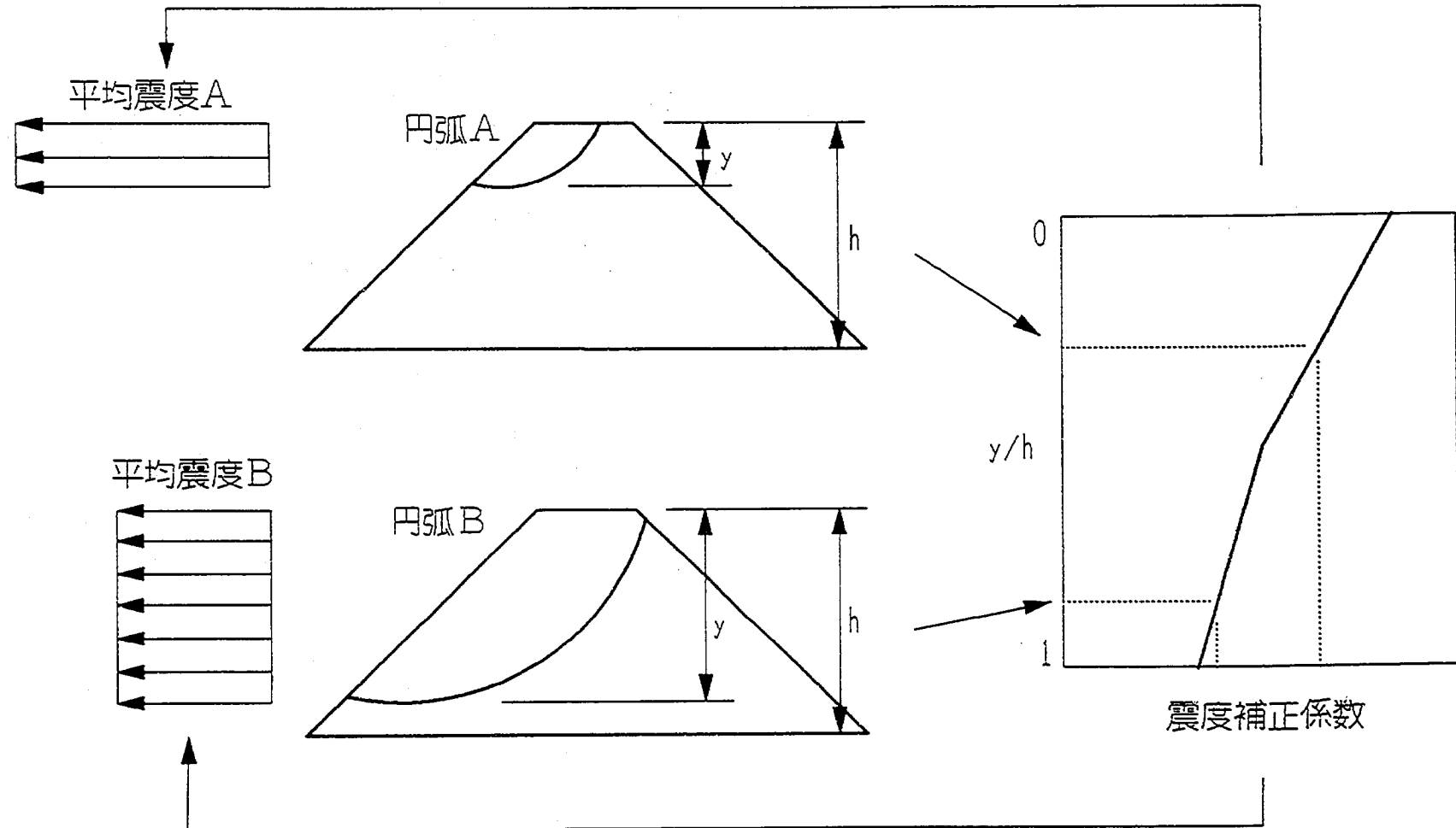
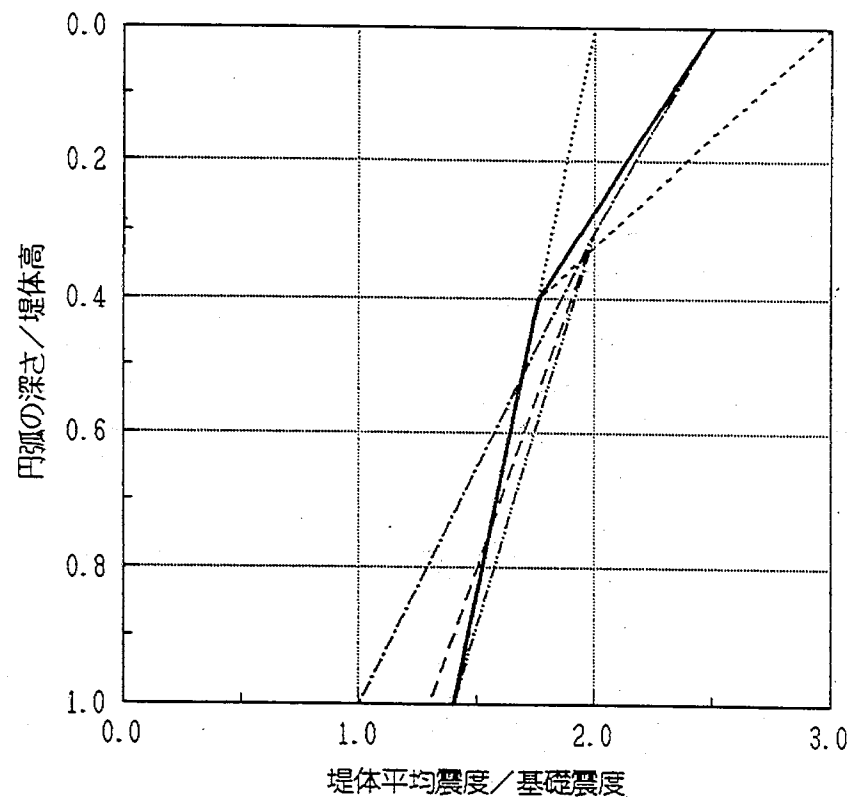
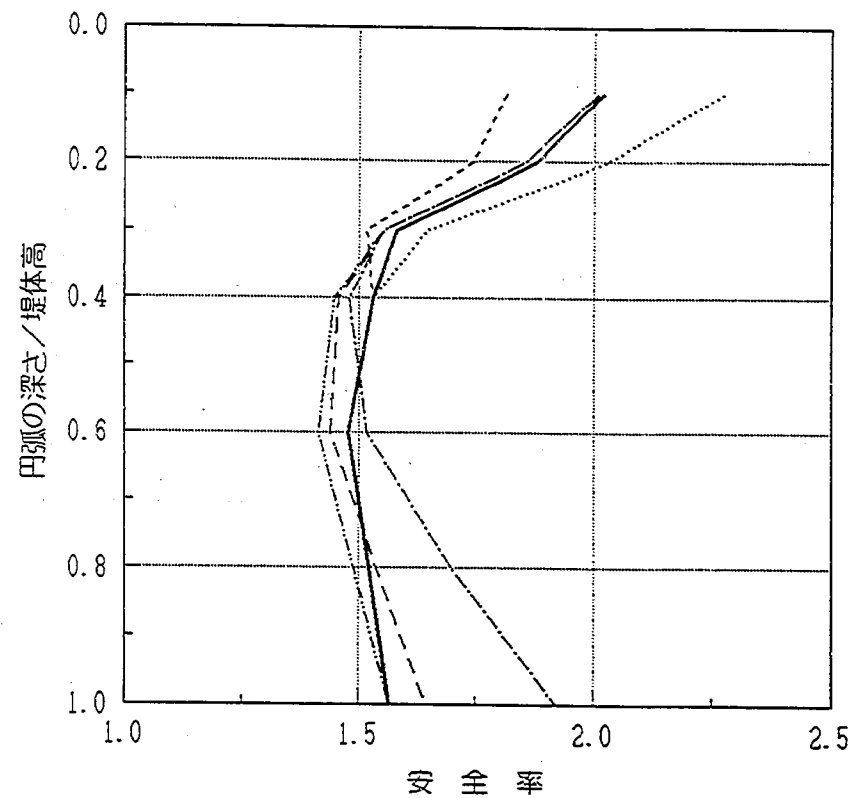


図-4.1 震度補正係数



(a) 円弧の深さと平均震力係数



(b) 円弧の深さと安全率

分布1	分布2	分布3	分布4	分布5	分布6
1.4--1.76--3.0	1.4--1.76--2.5	1.4-----2.0	1.3--2.0---2.5	1.4--2.0---2.5	1.0--2.0---2.5
----	-----		----	-----	-----

図-4.2 震度補正係数の分布と安全率

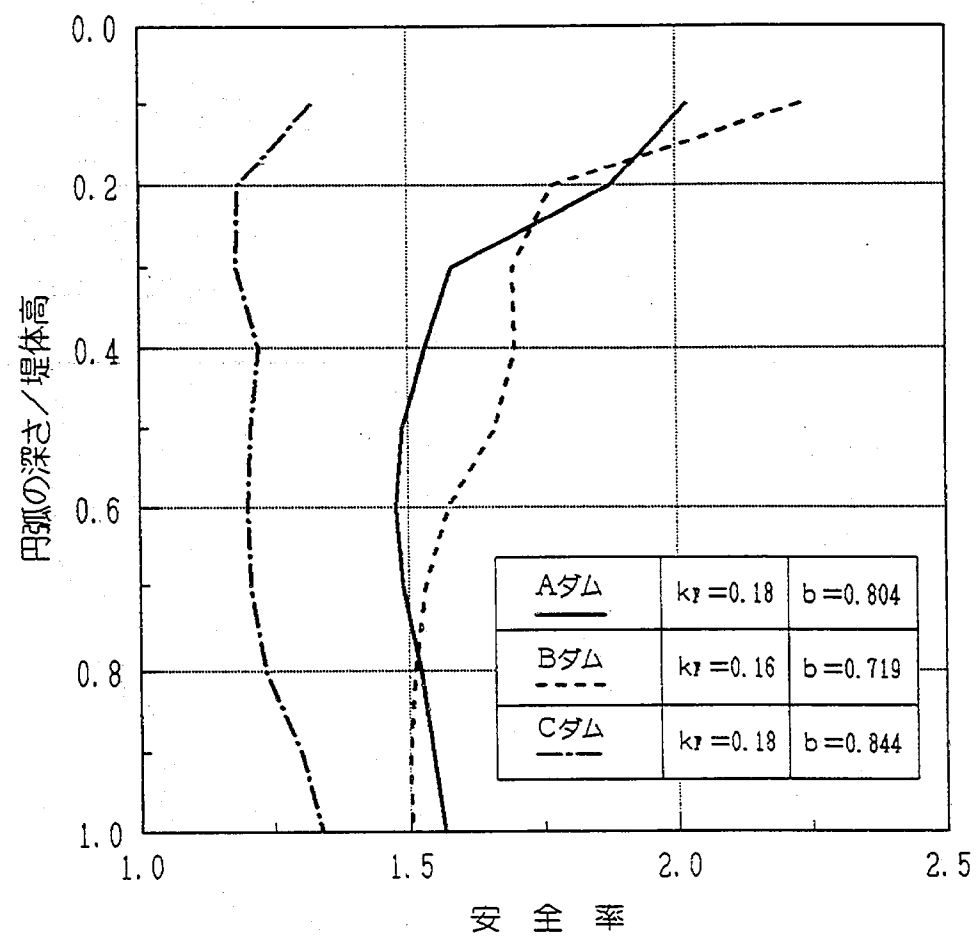


図-4.3 円弧の深さと安全率

表-4.1 様々な堤体震力係数の分布と安全率

α (h/y)	分布 1 $\alpha \leq 0.4$ $m = 3.0 - 3.1 \alpha$ $\alpha > 0.4$ $m = 2.0 - 0.6 \alpha$						分布 2 $\alpha \leq 0.4$ $m = 2.5 - 1.85 \alpha$ $\alpha > 0.4$ $m = 2.0 - 0.6 \alpha$						分布 3 $m = 2.0 - 0.6 \alpha$					
	倍率(m)	震 度	X	Y	R	FS	倍率(m)	震 度	X	Y	R	FS	倍率(m)	震 度	X	Y	R	FS
0.0	3.000	0.540					2.500	0.450					2.000	0.360				
0.1	2.690	0.484	310	115	42.1	1.813	2.315	0.417	310	110	37.1	2.018	1.940	0.349	310	110	37.1	2.271
0.2	2.380	0.428	295	125	60.2	1.743	2.130	0.383	295	125	60.2	1.876	1.880	0.338	295	125	60.2	2.028
0.3	2.070	0.373	285	125	68.3	1.515	1.945	0.350	285	125	68.3	1.580	1.820	0.328	285	125	68.3	1.647
0.4	1.760	0.317	270	135	86.4	1.530	1.760	0.317	270	135	86.4	1.530	1.760	0.317	270	135	86.4	1.530
0.5	1.700	0.306					1.700	0.306				1.488	1.700	0.306				
0.6	1.640	0.295	240	160	127.6	1.475	1.640	0.295	240	160	127.6	1.475	1.640	0.295	240	160	127.6	1.475
0.7	1.580	0.284					1.580	0.284				1.488	1.580	0.284				
0.8	1.520	0.274	210	190	173.8	1.521	1.520	0.274	210	190	173.8	1.521	1.520	0.274	210	190	173.8	1.521
0.9	1.460	0.263					1.460	0.263				1.543	1.460	0.263				
1.0	1.400	0.252	170	235	235.0	1.564	1.400	0.252	170	235	235.0	1.564	1.400	0.252	170	235	235.0	1.564
α (h/y)	分布 4 $\alpha \leq 0.3$ $m = 2.5 - 5/3 \cdot \alpha$ $\alpha > 0.3$ $m = 2.3 - \alpha$						分布 5 $\alpha \leq 0.3$ $m = 2.5 - 5/3 \cdot \alpha$ $\alpha > 0.3$ $m = 15.8/7 - 6/7 \cdot \alpha$						分布 6 $\alpha \leq 0.3$ $m = 2.5 - 5/3 \cdot \alpha$ $\alpha > 0.3$ $m = 17/7 - 1/7 \cdot \alpha$					
	倍率(m)	震 度	X	Y	R	FS	倍率(m)	震 度	X	Y	R	FS	倍率(m)	震 度	X	Y	R	FS
0.0	2.500	0.450					2.500	0.450					2.500	0.450				
0.1	2.333	0.420	310	110	37.1	2.008	2.333	0.420	310	110	37.1	2.008	2.333	0.420	310	110	37.1	2.008
0.2	2.167	0.390	295	125	60.2	1.854	2.167	0.390	295	125	60.2	1.854	2.167	0.390	295	125	60.2	1.854
0.3	2.000	0.360	285	125	68.3	1.552	2.000	0.360	285	125	68.3	1.552	2.000	0.360	285	125	68.3	1.552
0.4	1.900	0.342	270	135	86.4	1.455	1.914	0.345	270	135	86.4	1.446	1.857	0.334	270	135	86.4	1.478
0.5	1.800	0.324					1.829	0.329					1.714	0.309				
0.6	1.700	0.306	240	160	127.6	1.438	1.743	0.314	240	160	127.6	1.412	1.571	0.283	240	160	127.6	1.516
0.7	1.600	0.288					1.657	0.298					1.429	0.257				
0.8	1.500	0.270	210	185	168.8	1.537	1.571	0.283	210	185	168.8	1.488	1.286	0.231	215	175	158.8	1.698
0.9	1.400	0.252					1.486	0.267					1.143	0.206				
1.0	1.300	0.234	170	235	235.0	1.642	1.400	0.252	170	235	235.0	1.564	1.000	0.180	175	225	225.0	1.919

設計基礎震度：0.180

4.2 ダム高と安全率

震度補正係数による計算では、天端から円弧までの下端の深さとダム高の比によって震度を与えることになる。このため、ダム高が異なると同一の材料・法面勾配・円弧の深さ／堤体高を与えて安全率を求めても、円弧の絶対的な深さが異なり、深いほど内部摩擦角の拘束圧依存性によりせん断抵抗力が滑動力に対して小さくなるから、安全率が異なることが予想される。そこで図-4.2の計算と同じ条件で、ダムのスケールをモデルダムの1/2倍および2倍にして円弧の深さ／堤体高比別の安全率を求めた。結果は図-4.4に示す通りであり、ダム高が大きいと安全率は小さくなる傾向が認められる。このケースでは、ダムのスケールを変えても、最小安全率となる円弧の深さ／堤体高は変わらず、また、円弧の形状もほぼ相似であった。

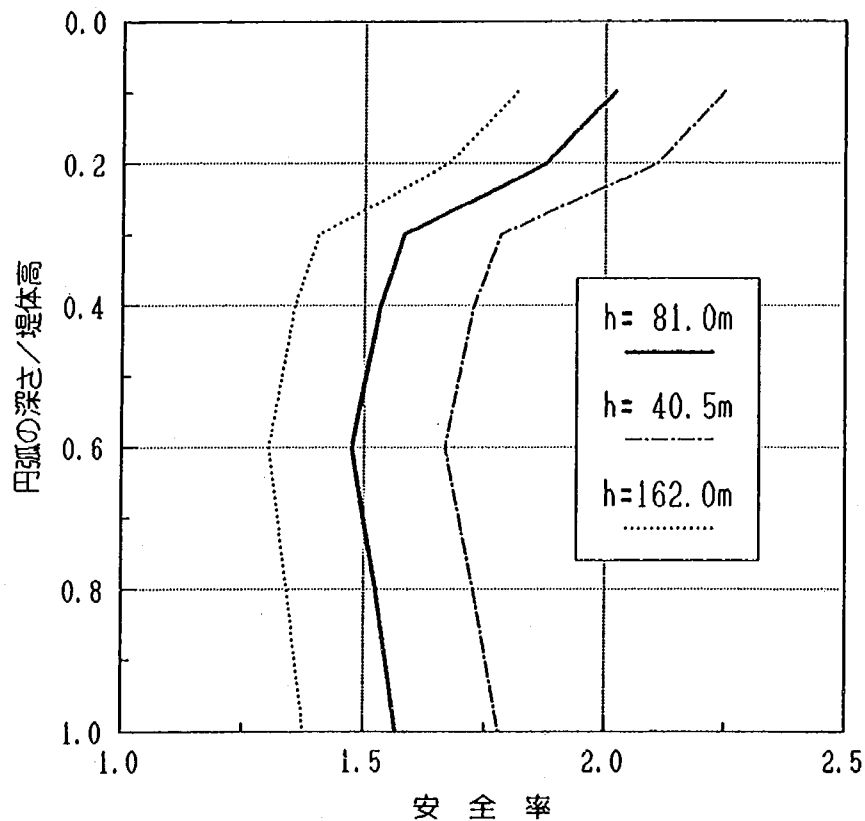


図-4.4 ダムのスケールと安全率

4.3 臨界震度

図-3.11の計算に用いた一様断面を用いて、各々の深さの円弧の最小安全率が1になるときの震度を求める。ただし、震度は一様分布とした。結果は図-4.5に示すとおりである。ここで、安全率が1になるときの震度を臨界震度とすると、Ab法と比較してcφ法は円弧が浅くなると著しく臨界震度が大きくなる。なお、地震時のフィルダムの永久変形量を求める方法のひとつにNewmarkの方法があるが、この方法では、臨界震度を超える加速度の継続時間について積分し、すべり移動量を求めている。

また、表-4.2は、図-4.6に示す特定の円弧について、簡便分割法・簡便ビショップ法・スペンサー法の各方法で臨界震度を求めたものである。ただし、円弧の形状は最小安全率の円弧ではない。スペンサー法は、1章で述べたようにスライス間の不静定力の大きさと方向を計算で考慮しており、他の2方法よりも厳密であるといえる。今回1つのすべり円弧のみに着目した結果であるが、簡便分割法はビショップ法に比し安全側の結果を与えることが理解される。表-4.3は、ある斜面について求めた最小安全率を比較した場合であるが¹⁹⁾、簡便分割法が安全側の安全率であることがわかる。また、今泉ら²⁰⁾は、ある円弧について表-4.4に示すような安全率を得ており、これによると、スペンサー法はビショップ法よりも若干大きめの安全率を与える。

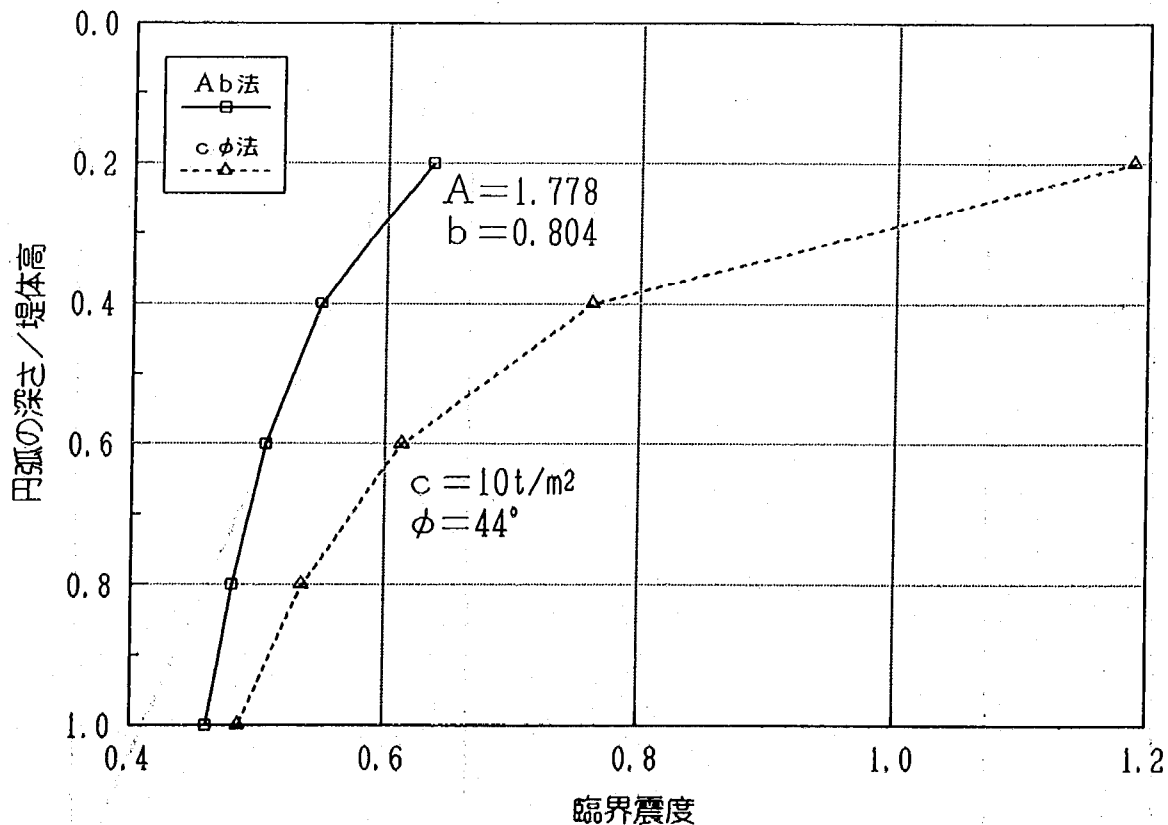


図-4.5 Ab法・cφ法による臨界震度

表-4.2 臨界震度

	簡便分割法	簡便ビショップ法	スペンサー法
せん断力法	0.277	0.283	—
モーメント法	0.280	0.290	0.280

	c (t/m^2)	ϕ (度)	τ_t (t/m^2)	τ_{sat} (t/m^2)
ロック	0	45	2.002	2.162
フィルタ	0	40	2.082	2.242
コア 1	1.41	35	1.922	2.082
コア 2	1.41	35	—	2.162

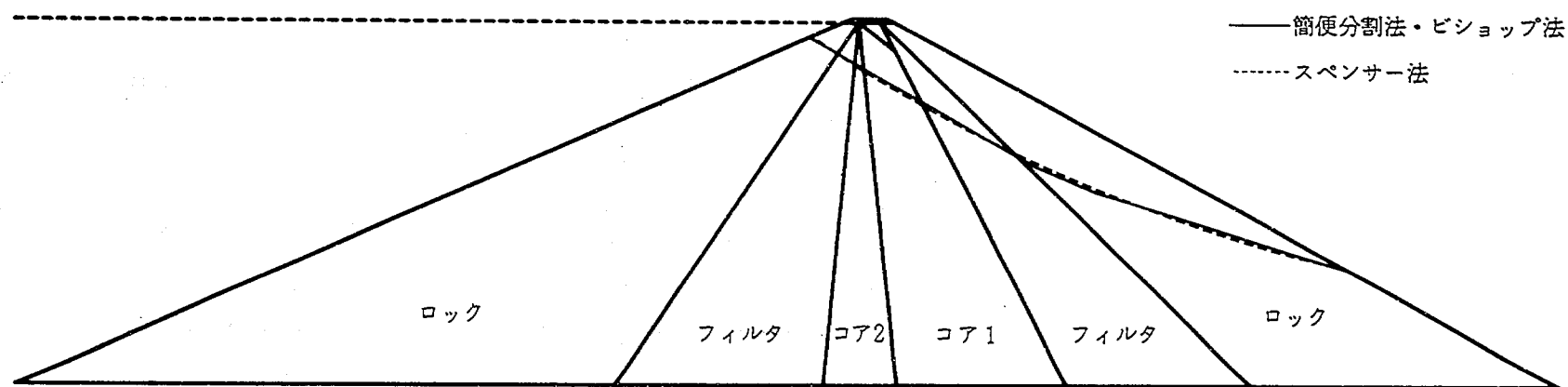


図-4.6 安全率の比較に用いた断面とすべり面

表-4.3 各方法の最小安全率¹⁹⁾

		計 算 方 法			
		簡 便 法		ビショップ法	
		せん断	モーメント	せん断	モーメント
せん断強度	$\phi = 40^\circ, \bar{c} = 0$	1.198	1.199	1.201	1.202
	$\phi = 40^\circ, \bar{c} = 10 \text{ t/m}^2$	1.749	1.820	1.857	1.913
	$\Lambda = 1.35, b = 0.84$	1.673	1.729	—	—

表-4.4 円弧すべりに関する各解析法の安全率²⁰⁾

分割数	12	24	48	64	84
ビショップ法	1.047	1.042	1.040	1.040	1.040
スペンサー法	1.077	1.072	1.070	1.070	1.070

4.4 強度定数とすべりの深さの関係

材料強度が式(2.1) $c\phi$ 法の粘着力の項を無視するような場合や、式(2.2) Ab 法の b が非常に1に近くなる場合、あるいは式(2.3)の $\bar{\sigma}_0$ が大きく、拘束圧が小さい領域では式(2.1)の粘着力を無視したものに近い性質を持つ場合などでは、最小安全率時の円弧は表層付近に現れる。また、平均震度について検討した過程では、すべり円は天端の一部あるいは全部を含み、円弧の上端は常に天端の高さであった。これらのことから、どのような条件のもとで浅いすべり面が最小安全率となるかを検討してみた。

前述の2.2での検討と同条件で $\bar{\sigma}_0$ を設定し、 $\bar{\sigma}_0$ より大きな拘束圧では式(2.2)、それ以下では式(2.3)を用い、どの位浅い円弧までを計算の対象とするかを変えて最小安全率時の円弧が浅い円弧になるかどうかを求めた。結果は図-4.7に示すとおりである。数値は安全率を示す。最小半径の制限とは、円弧の法面からの深さがそれ以下の円弧については計算を行わないという制限である。図中の○印は最小安全率時の円弧は深く、天端を含む円弧であるのに対して、●印は斜面の途中から始まり途中で終わる浅い円弧であったことを示す。当然のことであるが、最小半径の制限が大きくなるほど深いすべり円が最小の安全率になることが多くなり、また、 $\bar{\sigma}_0$ を大きくするほど浅いすべり円が最小の安全率になることが多くなる。この計算例では、 $\bar{\sigma}_0$ が 0.4 kg/cm^2 であるとする、最小円の深さを

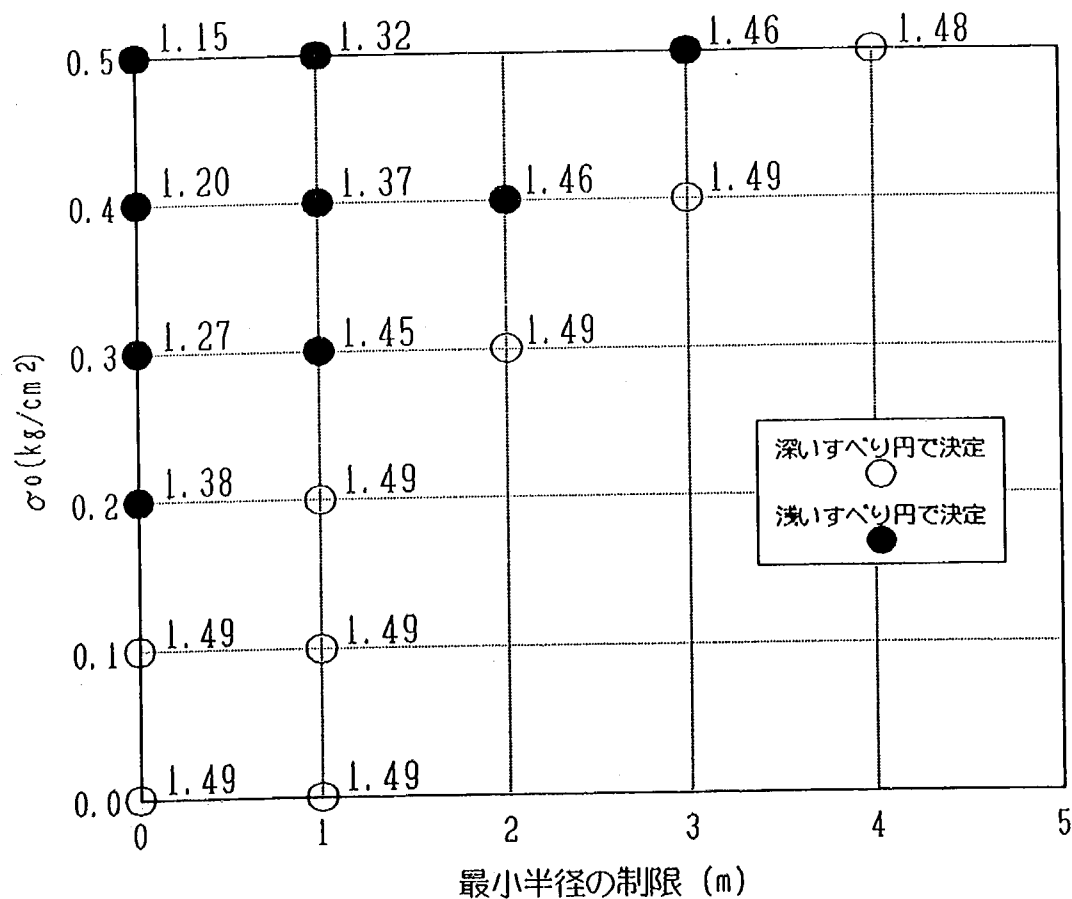


図-4.7 浅いすべりが最小安全率になるとき

3 m以上にすると深いすべり円が最小の安全率になることがわかる。この時のすべり円を図－4.8に示す。

また表－4.5は、各々の $\bar{\sigma}_0$ のときの ϕ_0 とそれを用いたときの無限長斜面の安全率を示すものである。無限長斜面の安全率は、式(2.7)による。また、震度は水位の位置で求めた平均震度を用いており、 $k = 0.440$ である。このケースでは、 $\bar{\sigma}_0$ が 0.4 kg/cm^2 以下であればたとえ円弧の法面からの深さの制限を小さくして浅いすべり面が最小の安全率になったとしても、安全率は1.2以上を保つことがわかる。

表－4.5 無限長斜面の安全率

$\bar{\sigma}_0$ (kg/cm^2)	ϕ_{max}	無限長斜面の安全率
0.1	70°	1.58
0.2	68°	1.38
0.3	66°	1.27
0.4	65°	1.20
0.5	64°	1.15

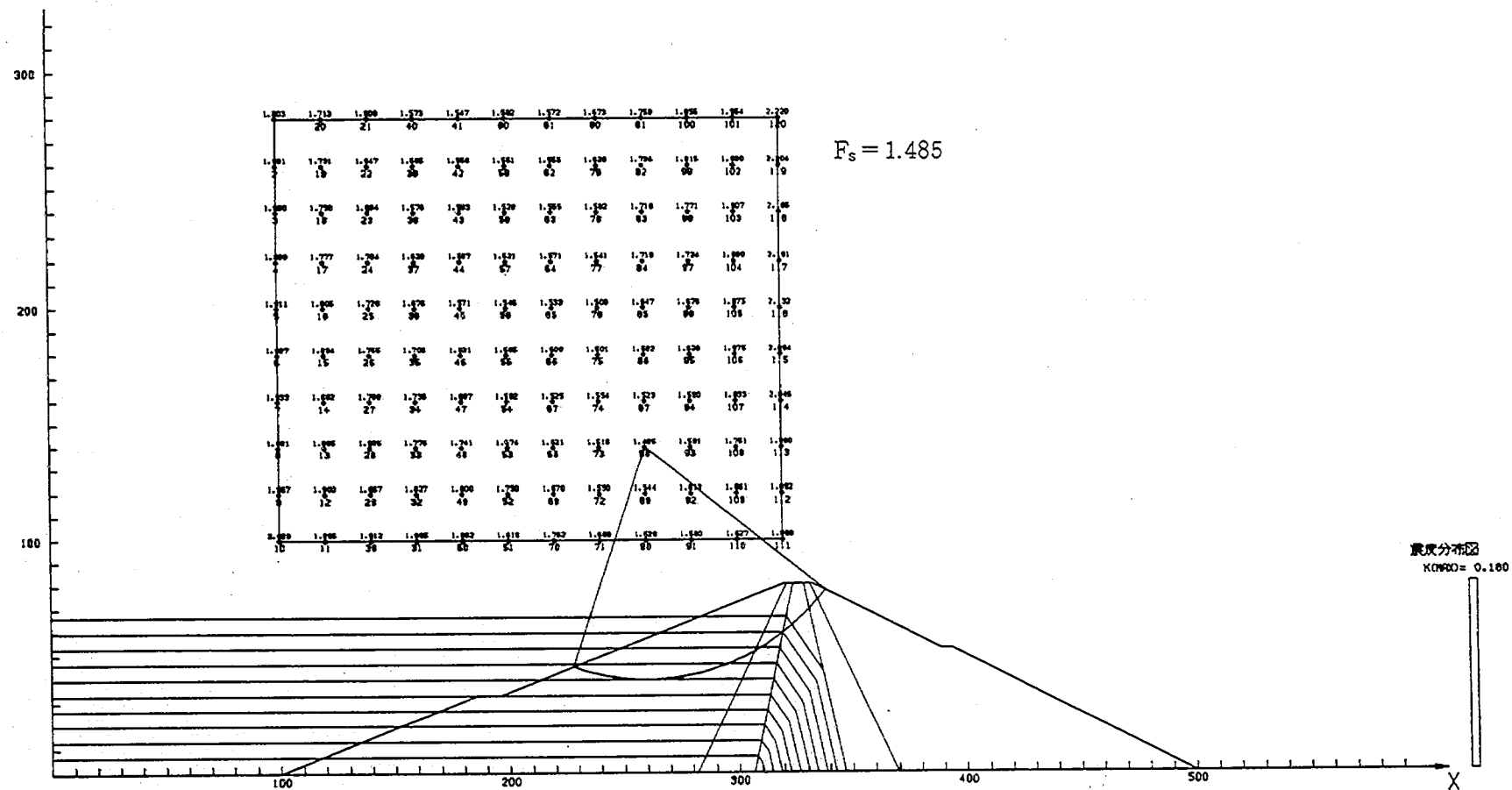


図-4.8 最小安全率時のすべり円弧 ($\sigma_0 = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$)

5. 既設ダムへの適用例

これまでの計算例だけでなく、既設のダムに図－4.2の震度補正係数の分布1, 2, 5を適用したときの結果を示す。ここでは、円弧の深さは特に定めずに、あらゆる円弧について計算した。対象としたダムは表－5.1に示す9ダムであり、このうちアースフィルのHとIは既設のダムの事例を参考にせん断強度を設定している。

図－5.1(a)～(k)に震度補正係数が分布1のときの最小安全率時のすべり円弧を、また図－5.2(a)～(k)および図－5.3(a)～(k)に分布2および分布5のときの最小安全率時のすべり円を示す。

表-5.1 現行法と平均震度法の安全率の比較

区分	ダム名	ダム高	所在地	事業主体	設計震度	設計時 (cφ法・せん断力法)			平均震度法 (Ab法・モーメント法)				
						震度	主な材料の強 度	安全率	震度	主な材料の強 度	安全率		
											分布1	分布2	分布5
ロック フェイス ル	A	52.5	岩手県	建設省	強震帯	0.15	$\phi = 40^\circ$ $c = 0$	1.25	0.18	$A = 1.43$ $b = 0.84$	1.32	1.32	1.30
	B	90.0	宮城県	建設省	強震帯	0.15	$\phi = 42^\circ$ $c = 0$	1.21	0.18	$A = 1.78$ $b = 0.80$	1.47	1.47	1.41
	C	112.0	山形県	建設省	中震帯	0.15	$\phi = 40^\circ$ $c = 0$	1.24	0.16	$A = 1.46$ $b = 0.83$	1.26	1.35	1.32
	D	115.5	新潟県	建設省	中震帯	0.15	$\phi = 43^\circ$ $c = 0$	1.25	0.16	$A = 2.10$ $b = 0.72$	1.50	1.50	1.48
	E	158.0	群馬県	水公団	強震帯	0.15	$\phi = 41^\circ$ $c = 0$	1.21	0.18	$A = 1.49$ $b = 0.84$	1.07	1.18	1.14
	F	102.5	岐阜県	水公団	強震帯	0.15	$\phi = 42.5^\circ$ $c = 0$	1.25	0.18	$A = 1.72$ $b = 0.80$	1.25	1.32	1.27
	G	91.0	京都府	関西電力	強震帯	0.12	$\phi = 40^\circ$ $c = 0$	1.23	0.18	$A = 1.51$ $b = 0.75$	1.14	1.23	1.18
アイ ス フ ィ ル	H	40.0	—	—	強震帯	0.15	$\phi = 30^\circ$ $c = 3 \text{ t/m}^2$	1.34	0.18	$\phi = 30^\circ$ $c = 3 \text{ t/m}^2$	1.02	1.02	1.02
	〃	〃	—	—	〃	0.15	$\phi = 30^\circ$ $c = 5 \text{ t/m}^2$	1.59	0.18	$\phi = 30^\circ$ $c = 5 \text{ t/m}^2$	1.22	1.22	1.22
	I	40.0	—	—	強震帯	0.15	$\phi = 30^\circ$ $c = 3 \text{ t/m}^2$	1.18	0.18	$\phi = 30^\circ$ $c = 3 \text{ t/m}^2$	1.12	1.12	1.10
	〃	〃	—	—	〃	0.15	$\phi = 30^\circ$ $c = 5 \text{ t/m}^2$	1.18	0.18	$\phi = 30^\circ$ $c = 5 \text{ t/m}^2$	1.25	1.25	1.24

注)：震度の分布については図-4.2(a)を参照のこと。

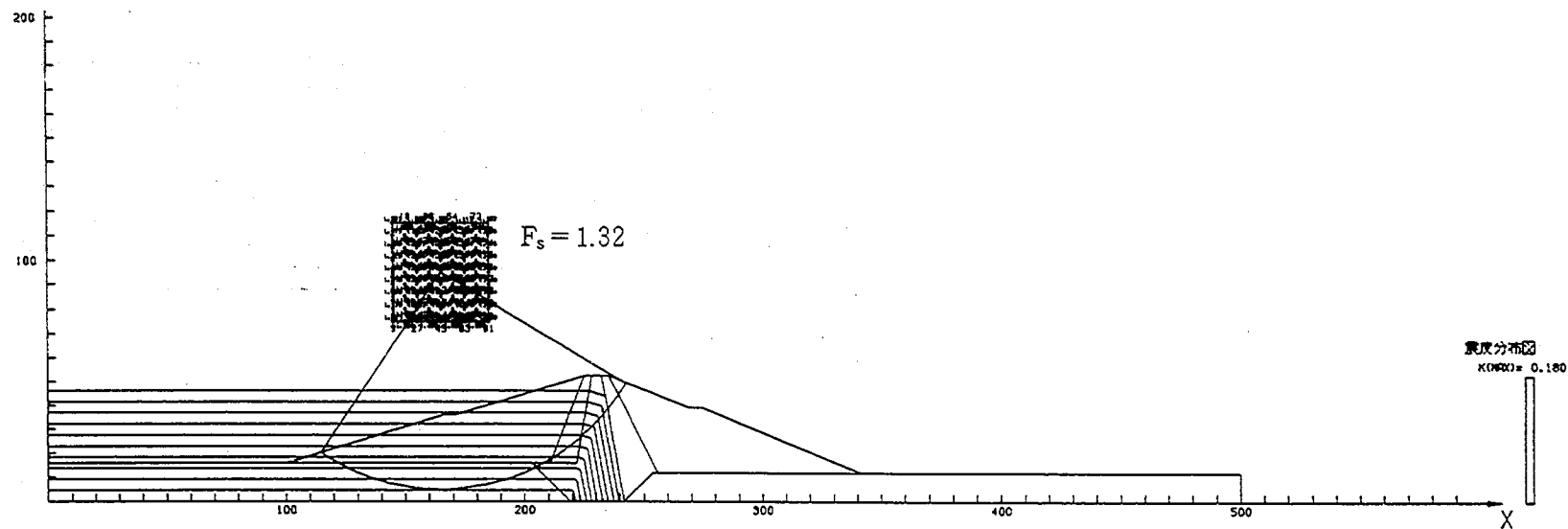


図-5.1(a) Aダム（震度補正係数：分布1）

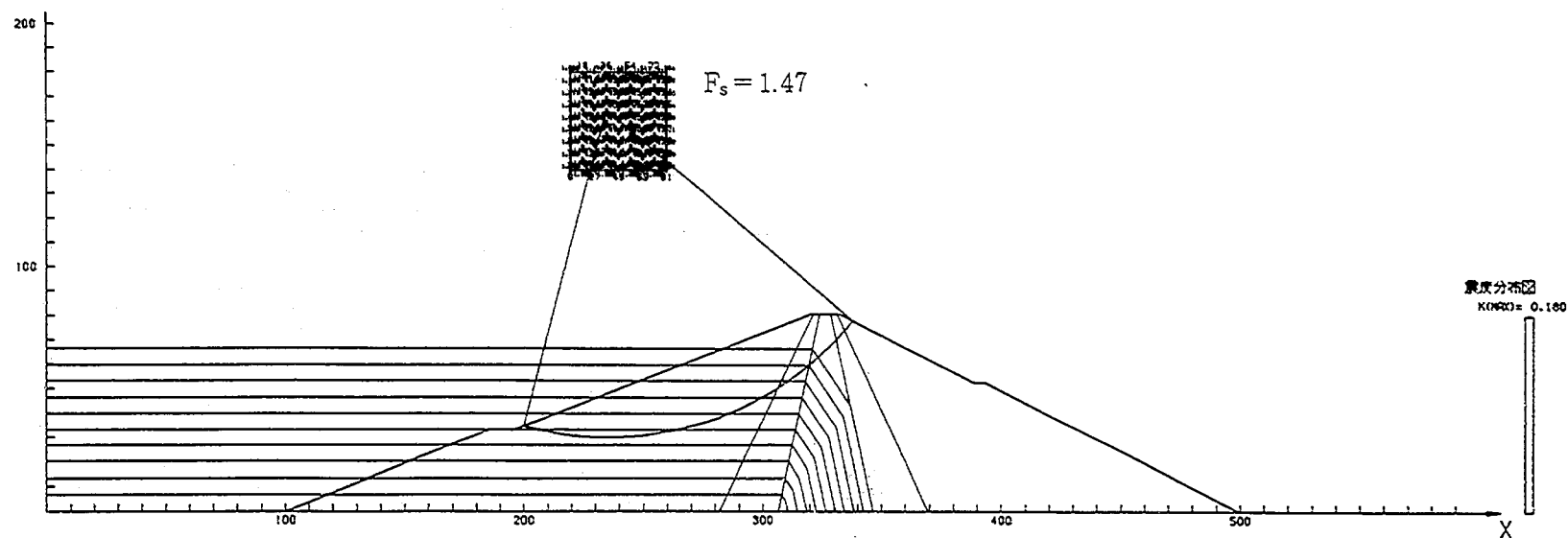


図-5.1(b) Bダム（震度補正係数：分布1）

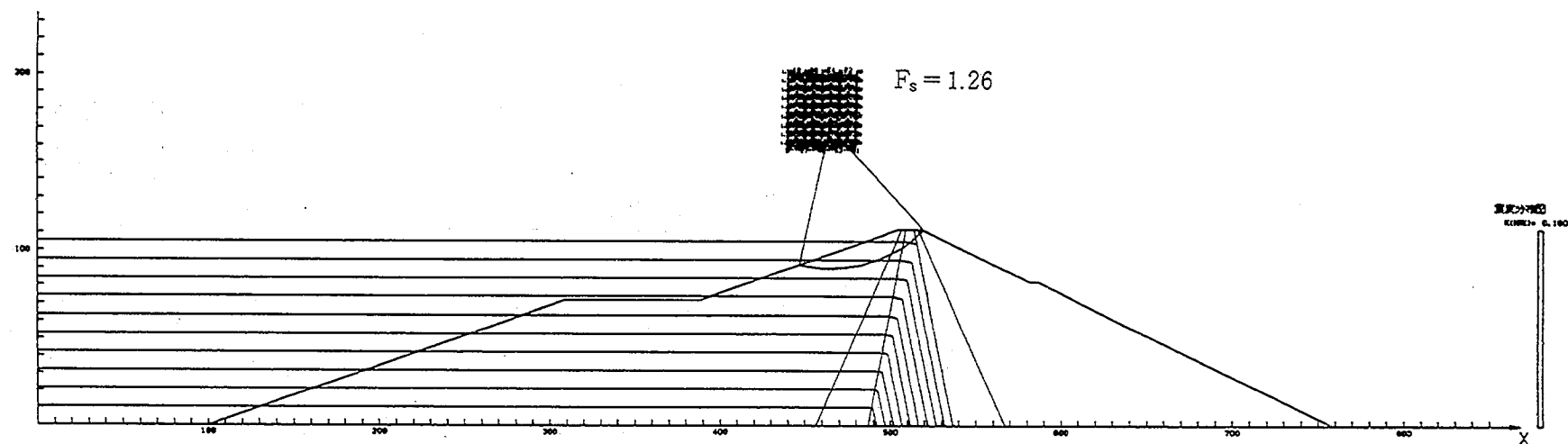


図-5.1(c) Cダム (震度補正係数：分布1)

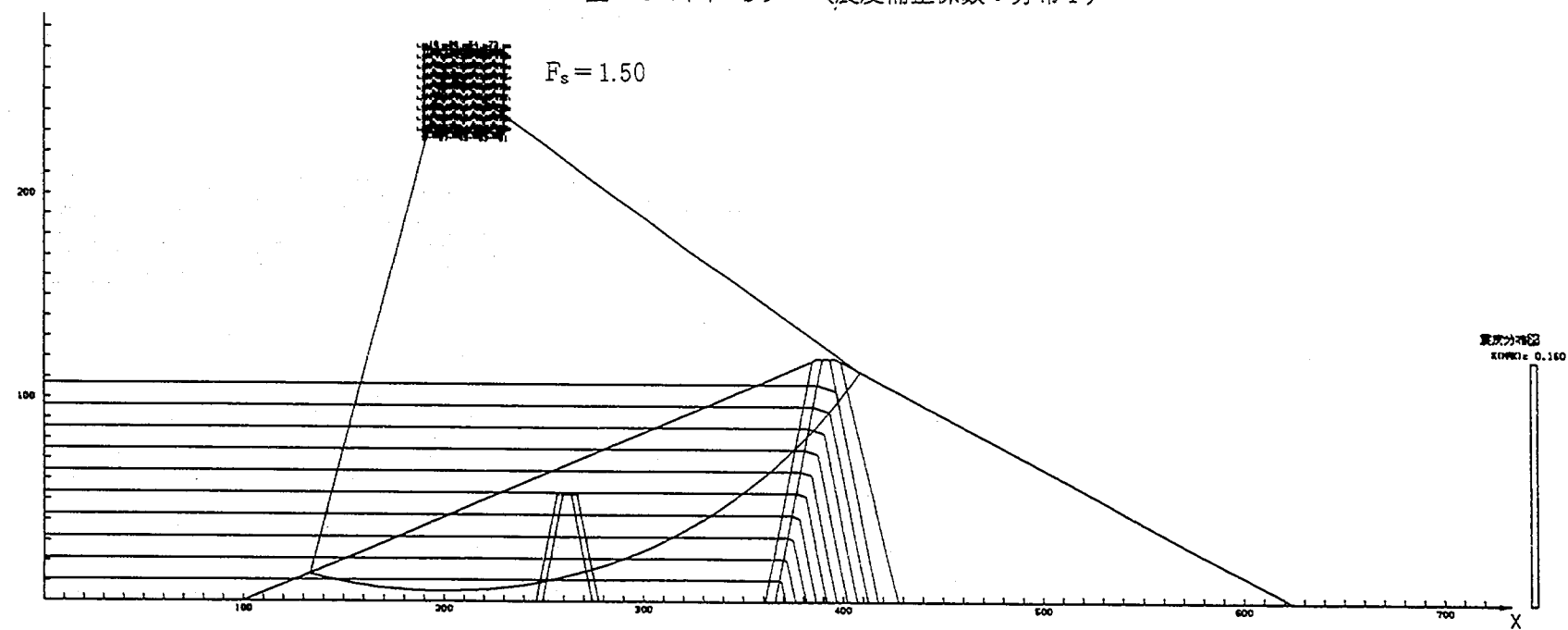


図-5.1(d) Dダム (震度補正係数：分布1)

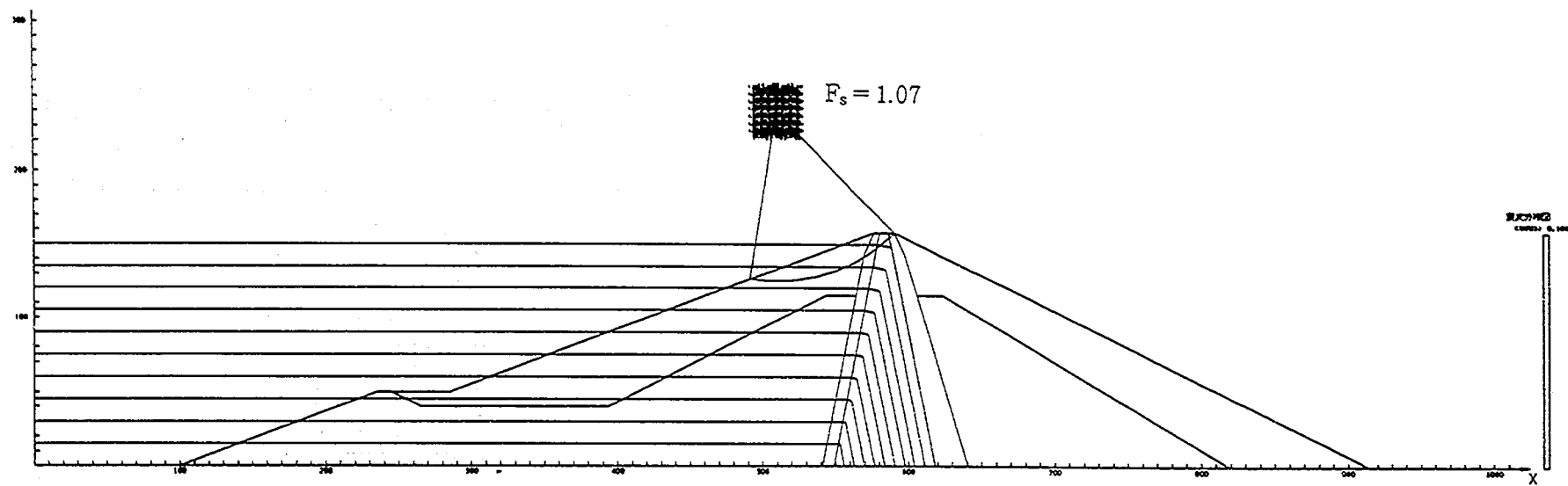


図-5.1(e) Eダム (震度補正係数: 分布1)

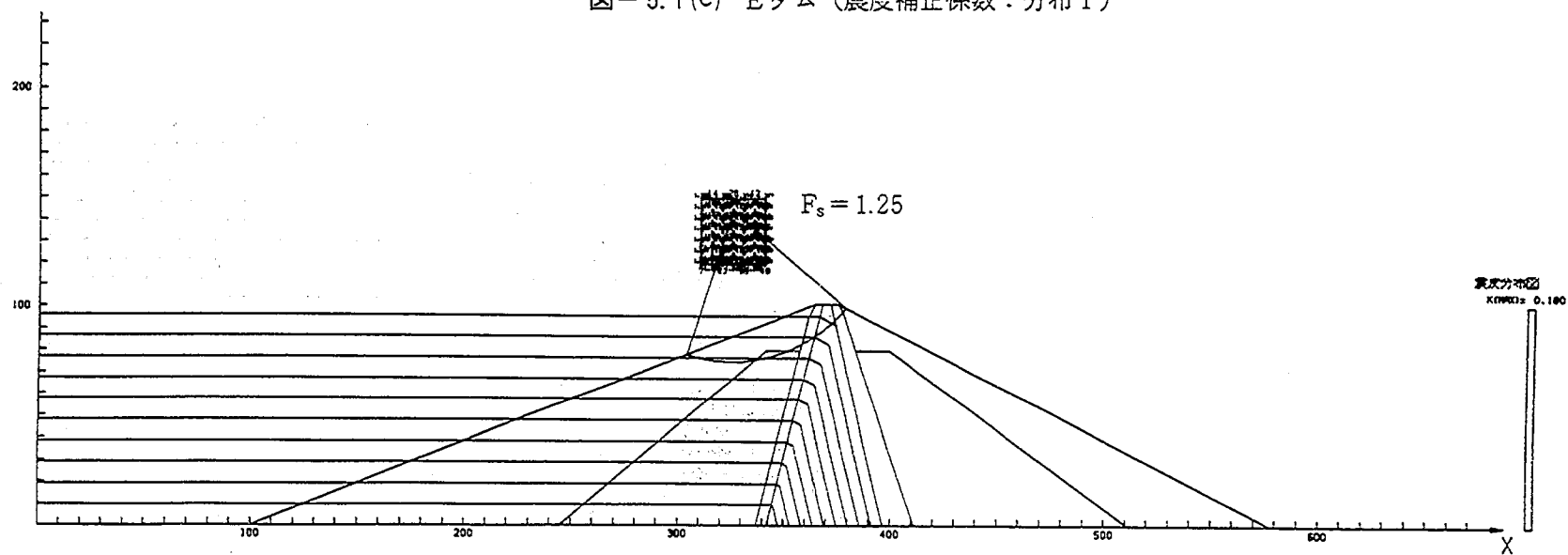


図-5.1(f) Fダム (震度補正係数: 分布1)

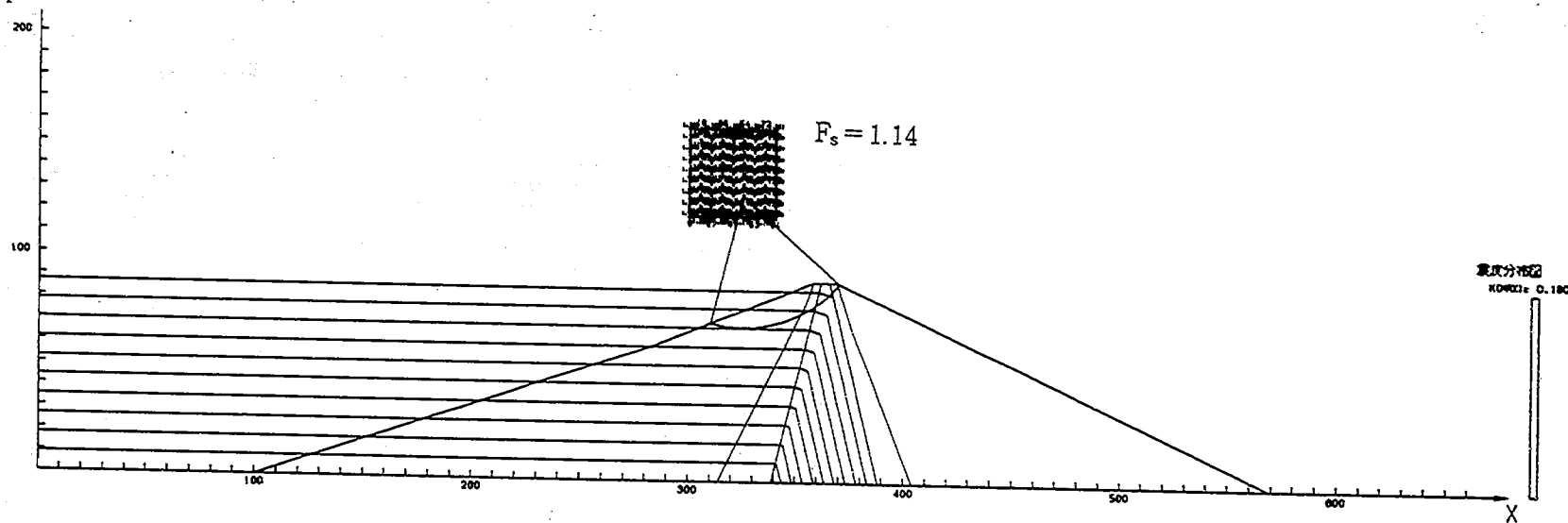


図- 5.1 (g) Gダム (震度補正係数: 分布 1)

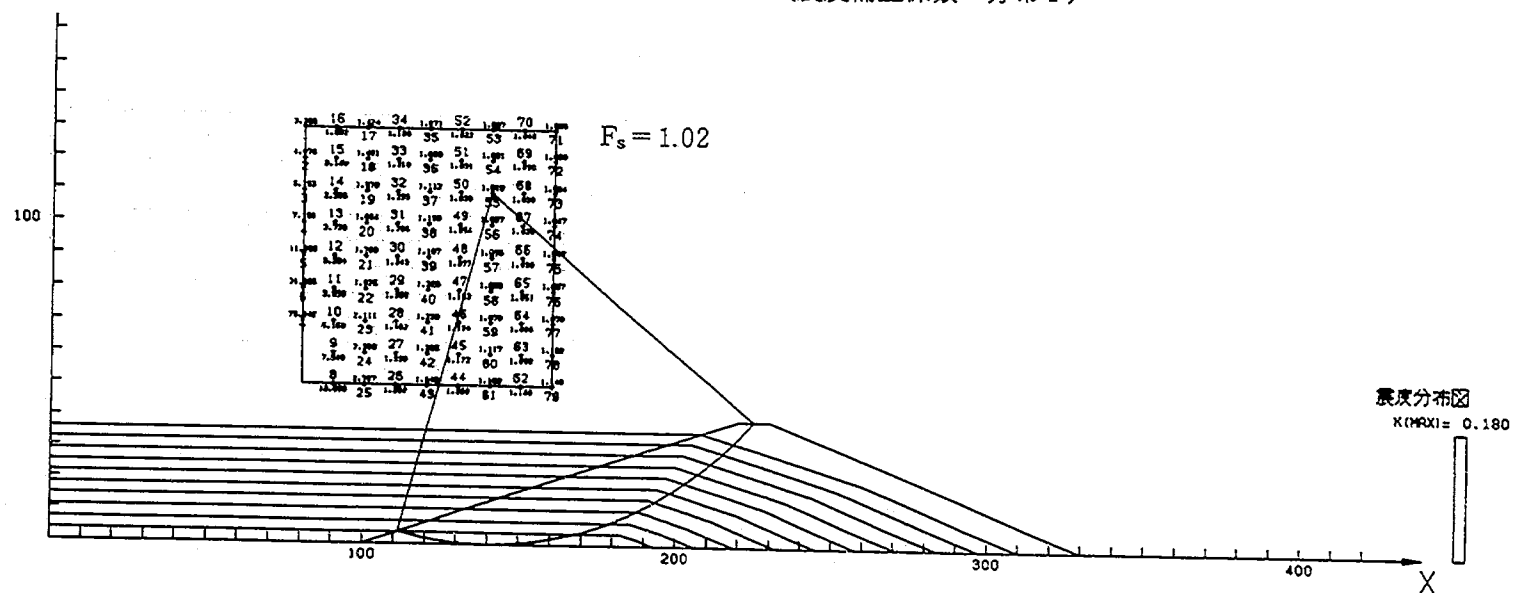


図- 5.1 (h) Hダム (震度補正係数: 分布 1, $\phi = 30^\circ$, $c = 3 \text{ t/m}^2$)

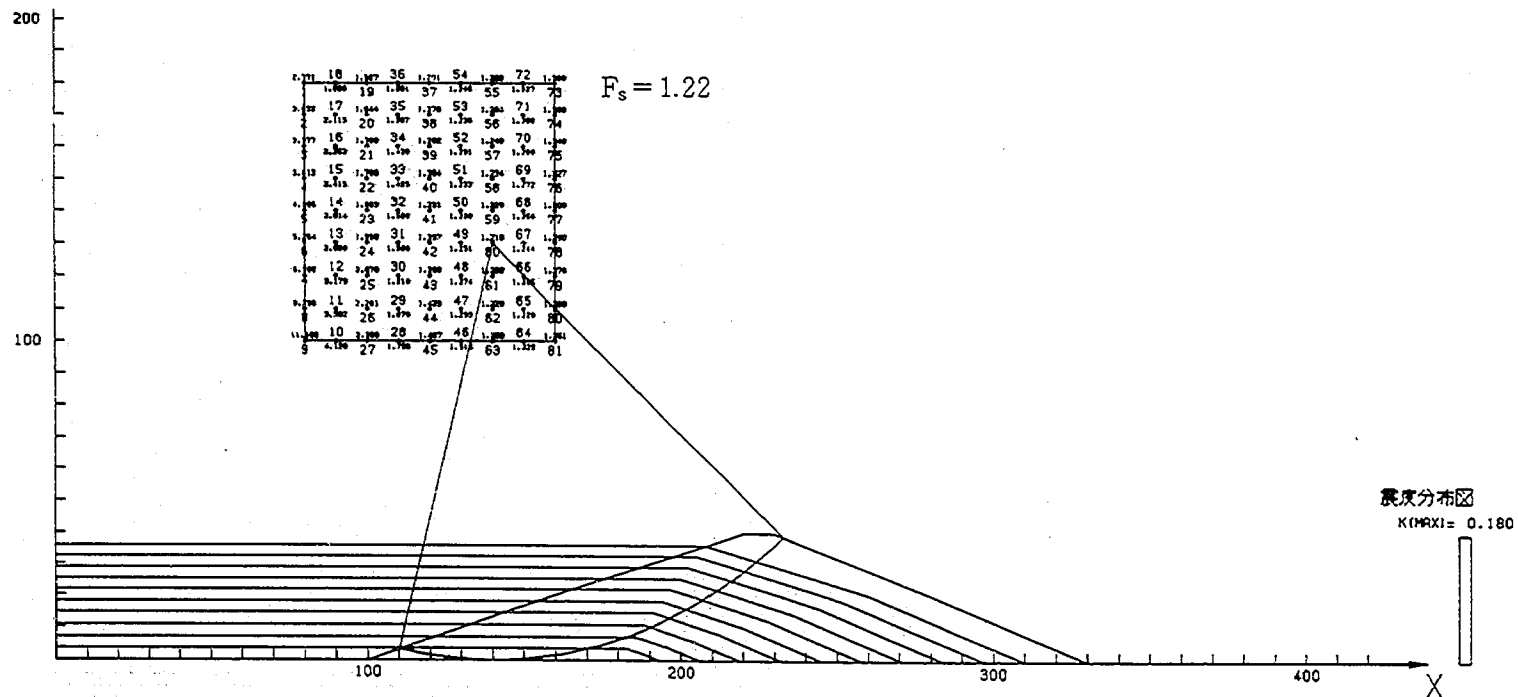


図-5.1(i) Hダム (震度補正係数: 分布1, $\phi = 30^\circ$, $c = 5 \text{ t/m}^2$)

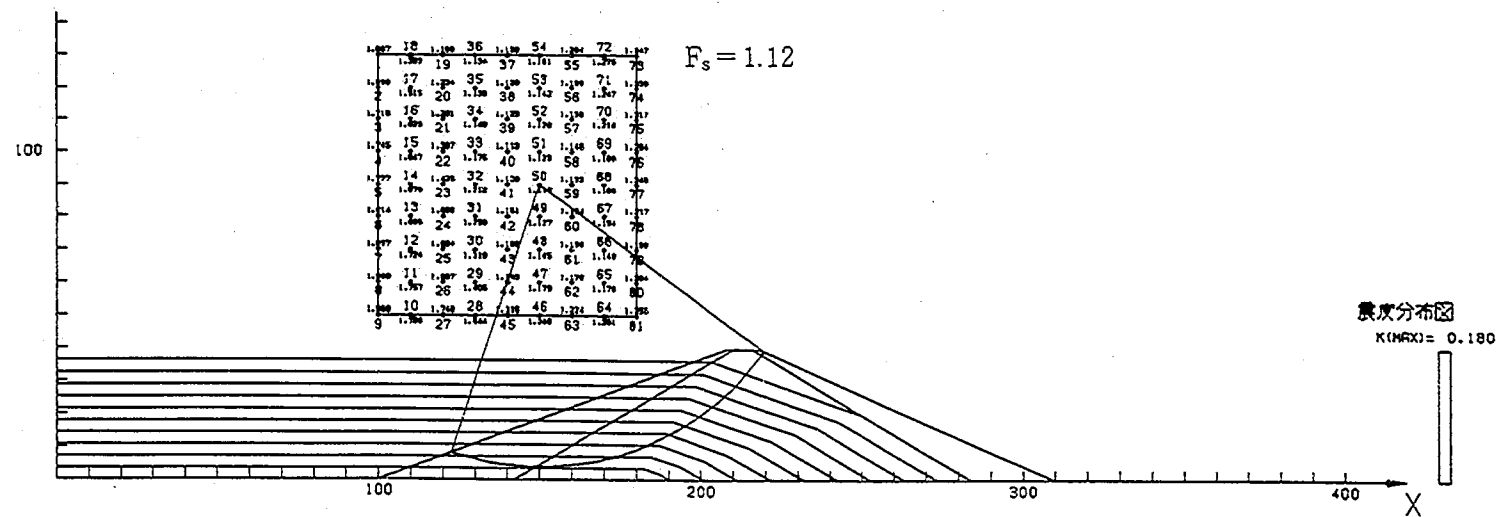


図-5.1(j) Iダム (震度補正係数: 分布1, $\phi = 30^\circ$, $c = 3 \text{ t/m}^2$)

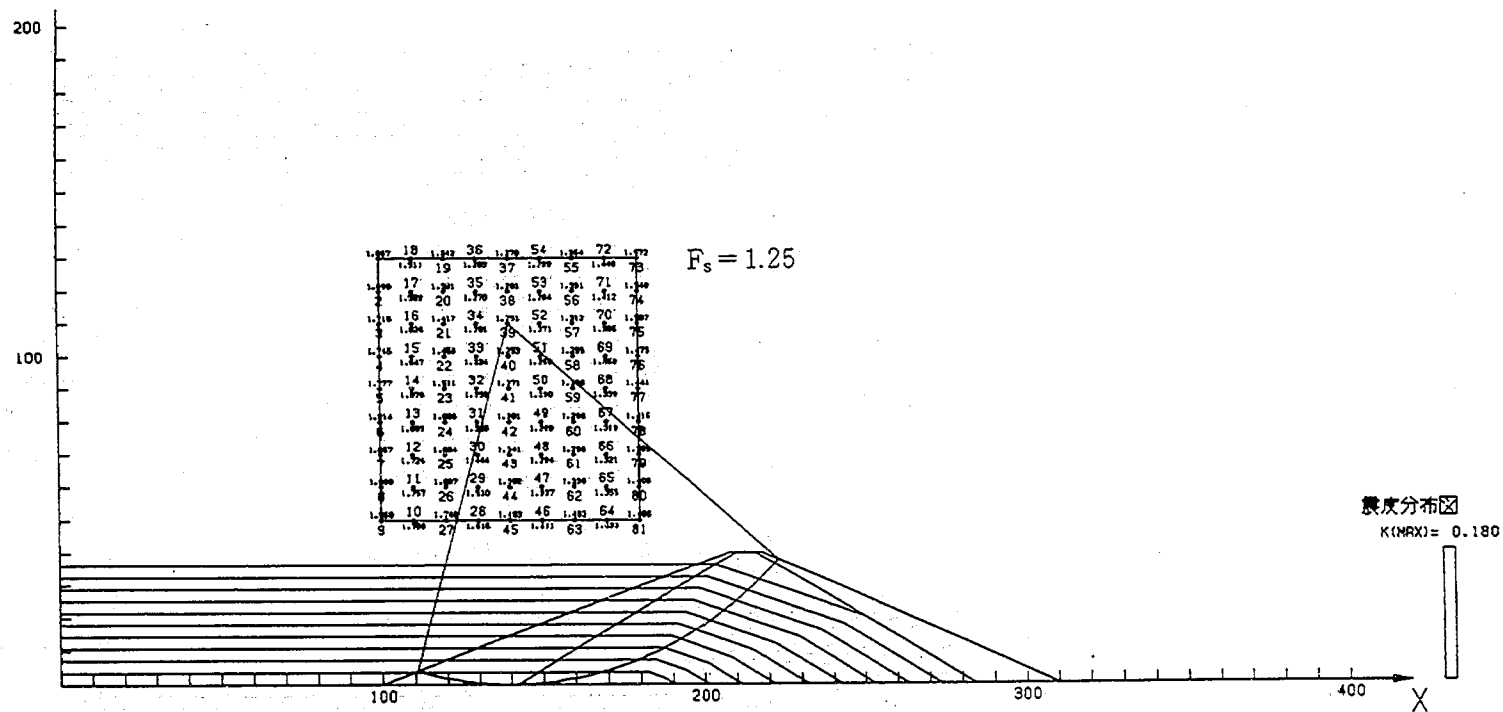


図-5.1(k) I ダム (震度補正係数: 分布1, $\phi = 30^\circ$, $c = 5 \text{ t/m}^2$)

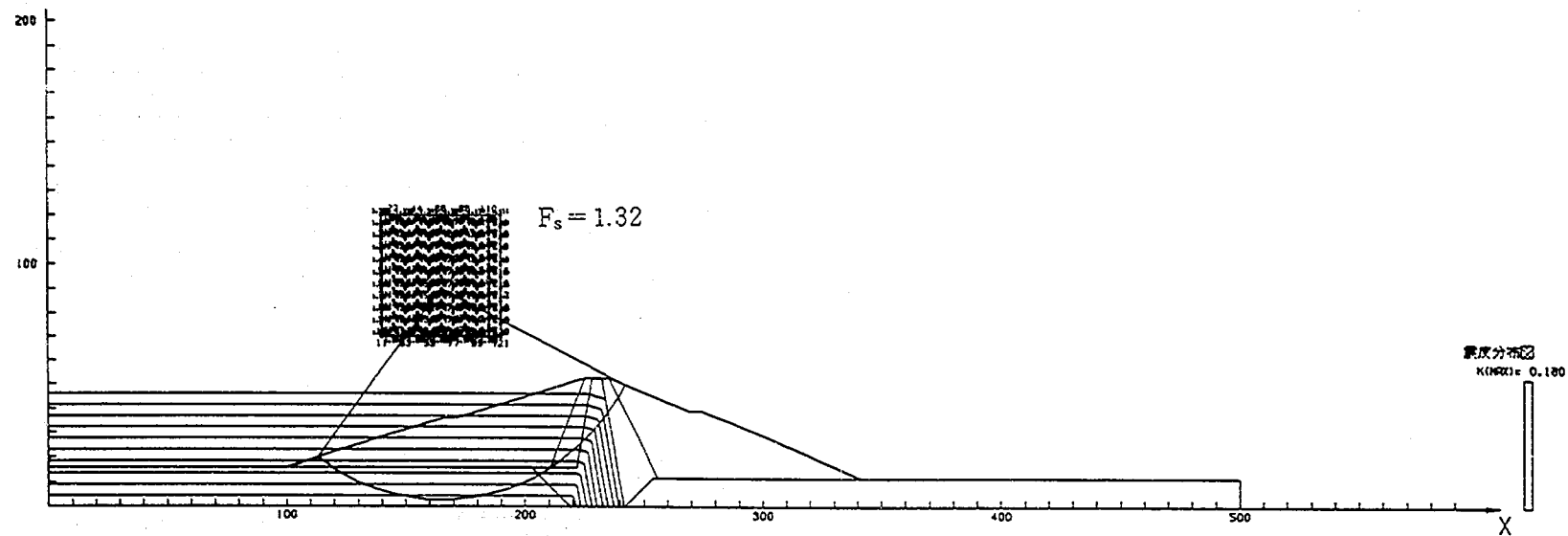


図-5.2(a) Aダム (震度補正係数：分布2)

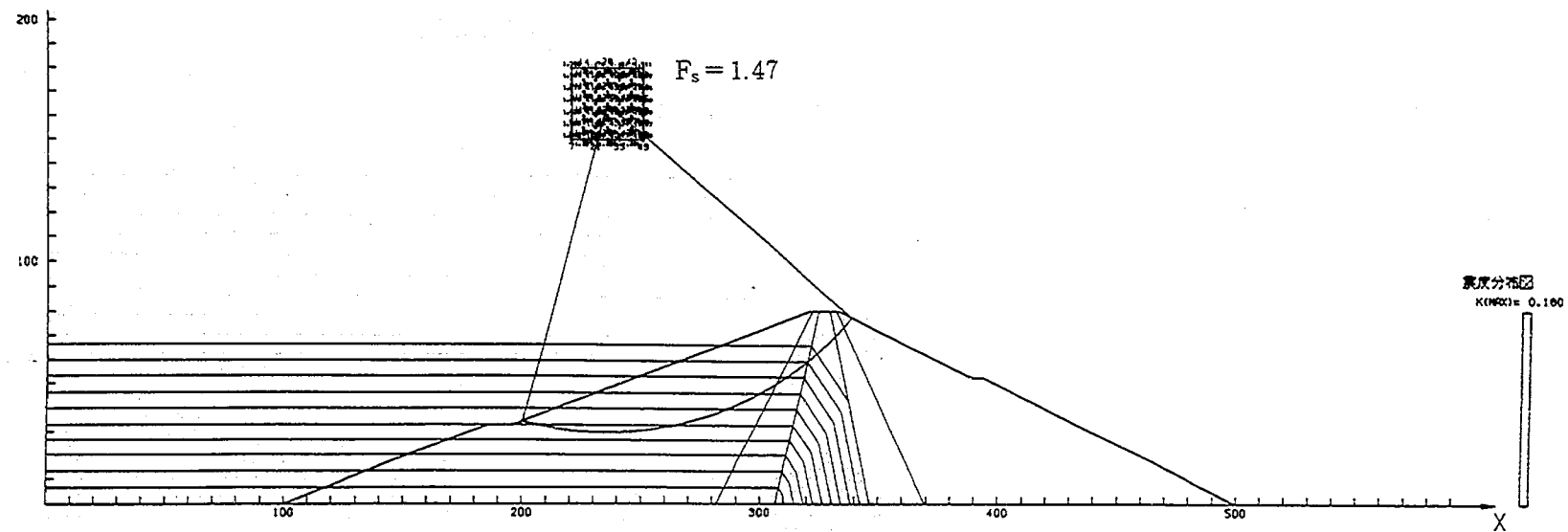


図-5.2(b) Bダム (震度補正係数：分布2)

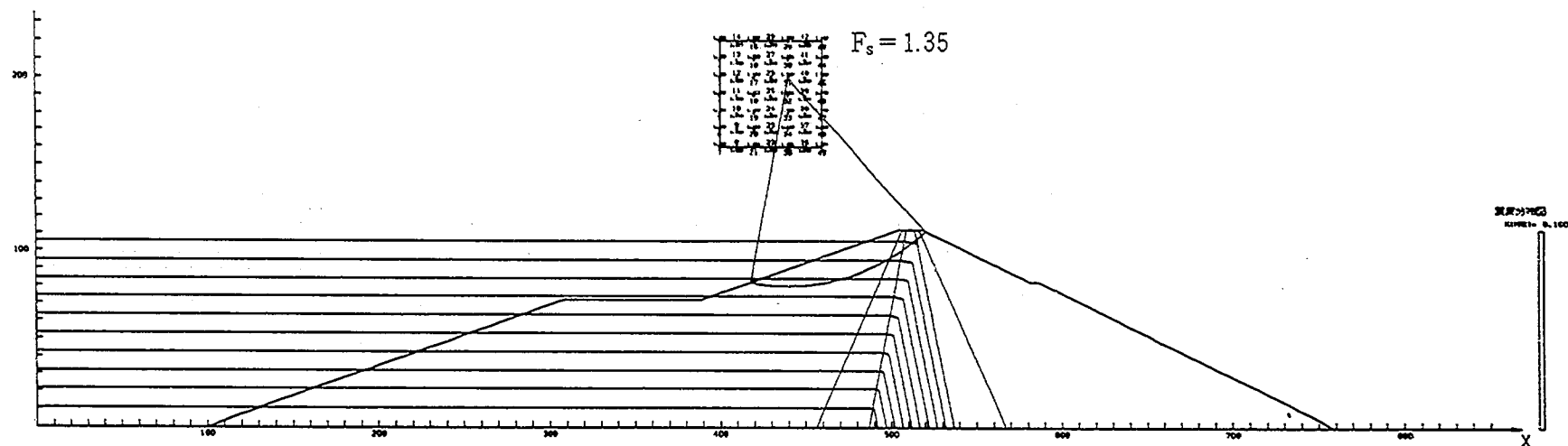


図-5.2(c) Cダム（震度補正係数：分布2）

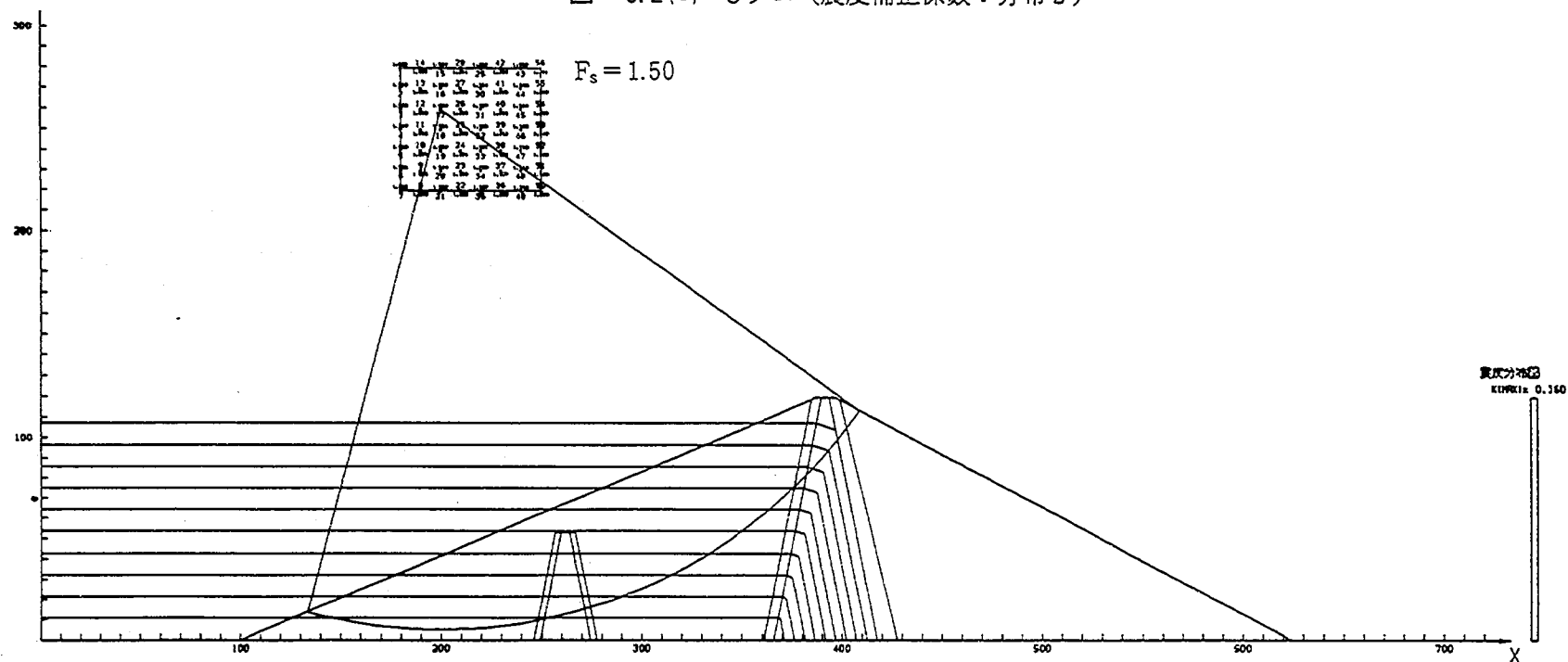


図-5.2(d) Dダム（震度補正係数：分布2）

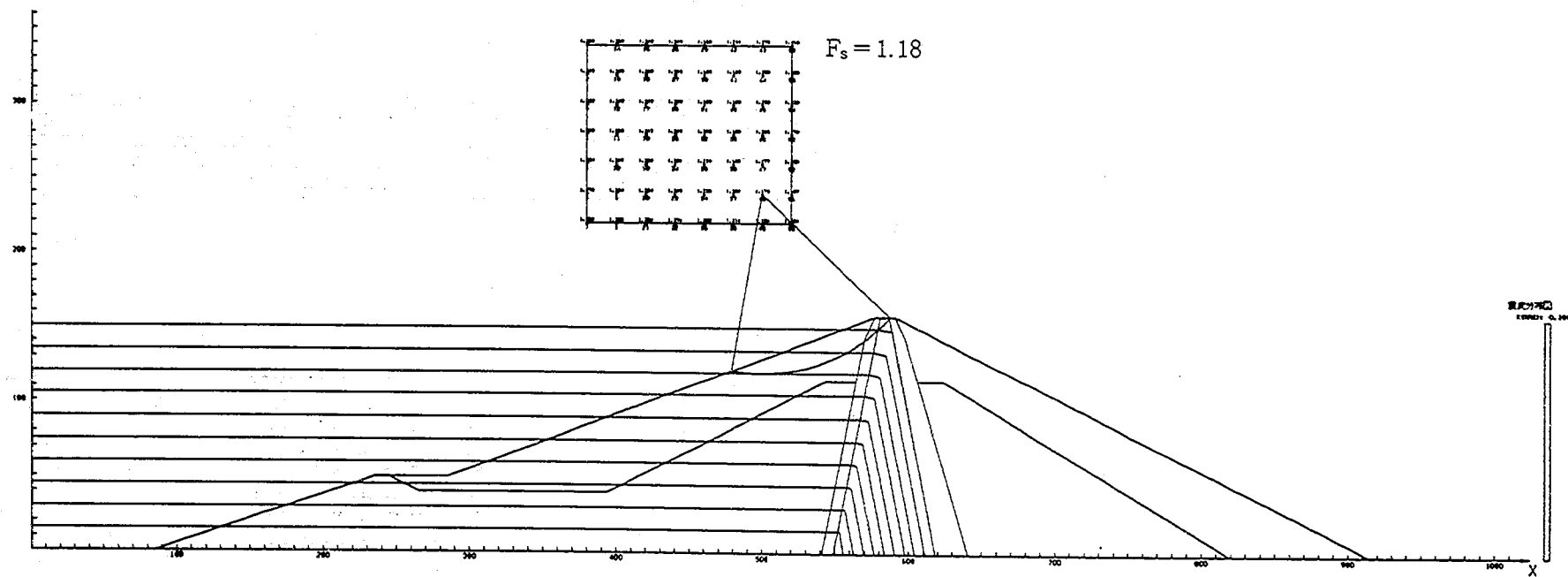


図-5.2(e) Eダム (震度補正係数: 分布2)

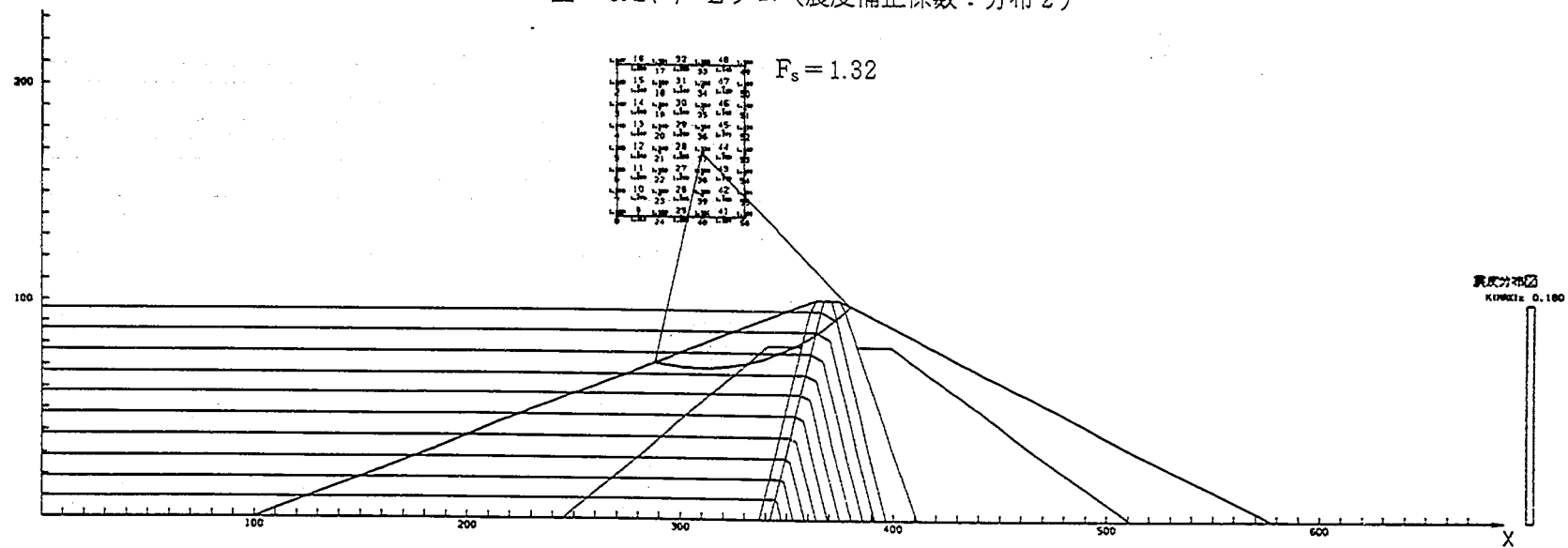


図-5.2(f) Fダム (震度補正係数: 分布2)

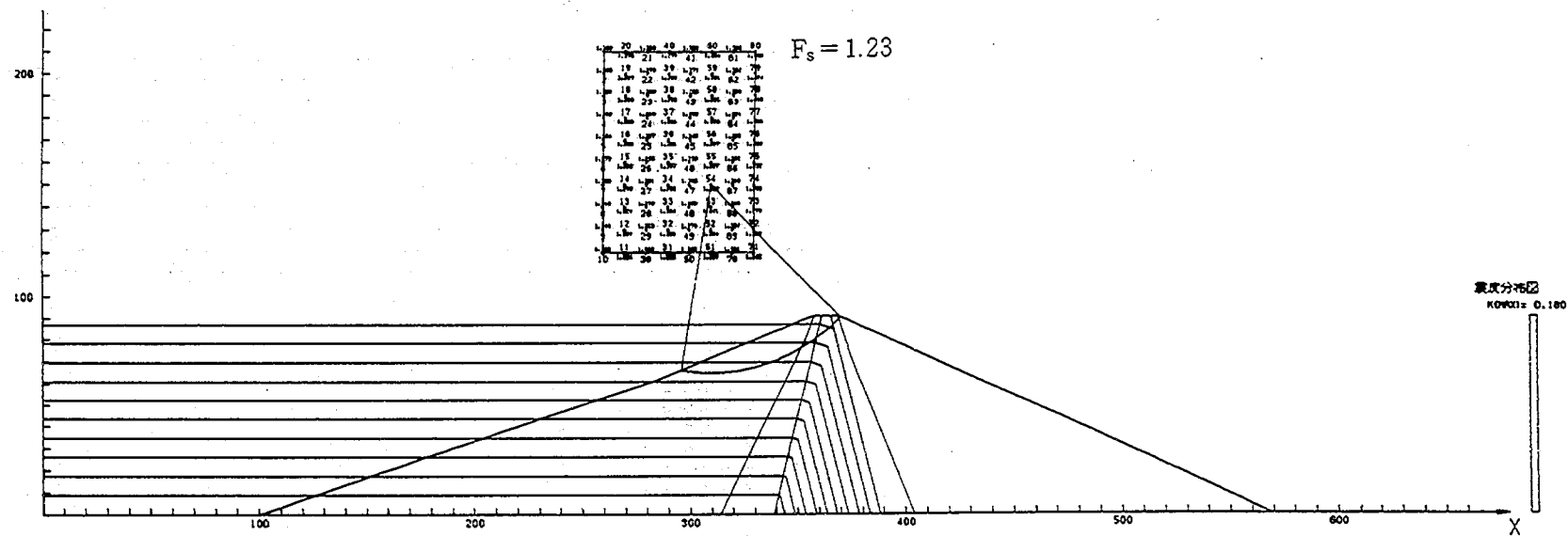


図-5.2(g) Gダム (震度補正係数：分布2)

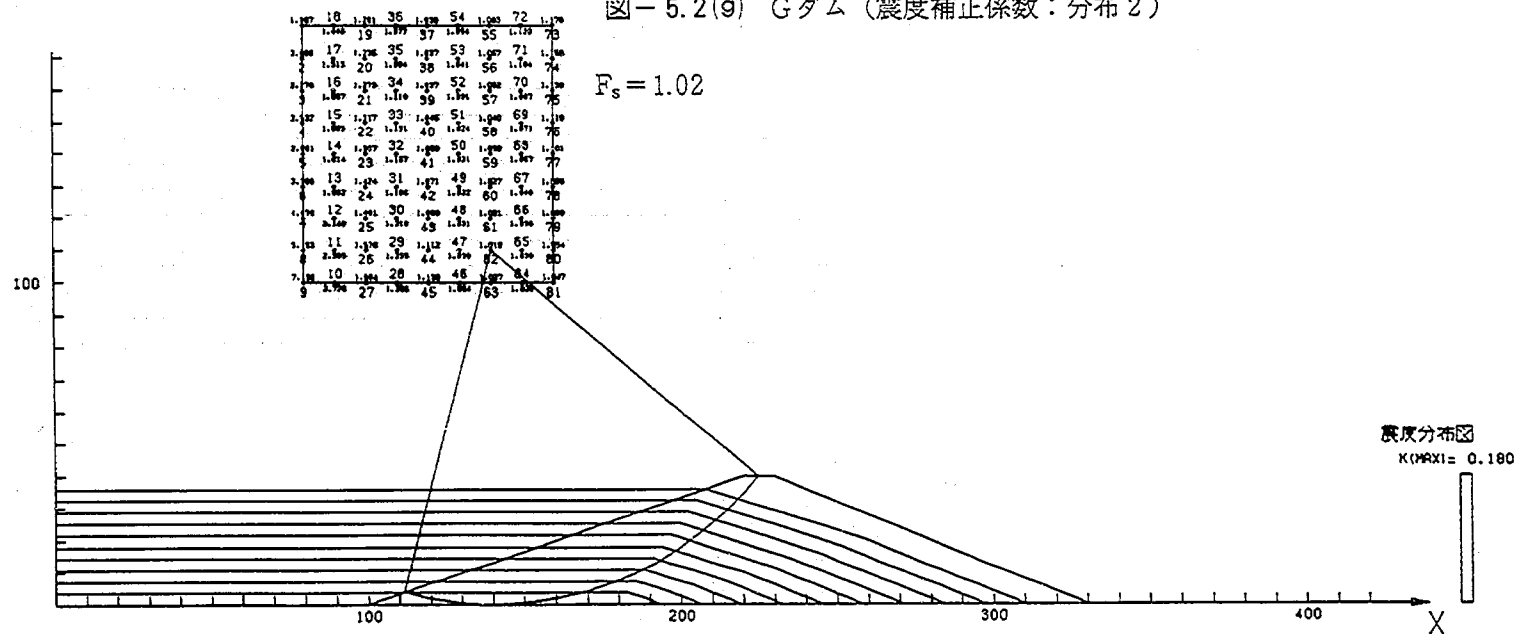


図-5.2(h) Hダム (震度補正係数：分布2, $\phi = 30^\circ$, $c = 3 \text{ t/m}^2$)

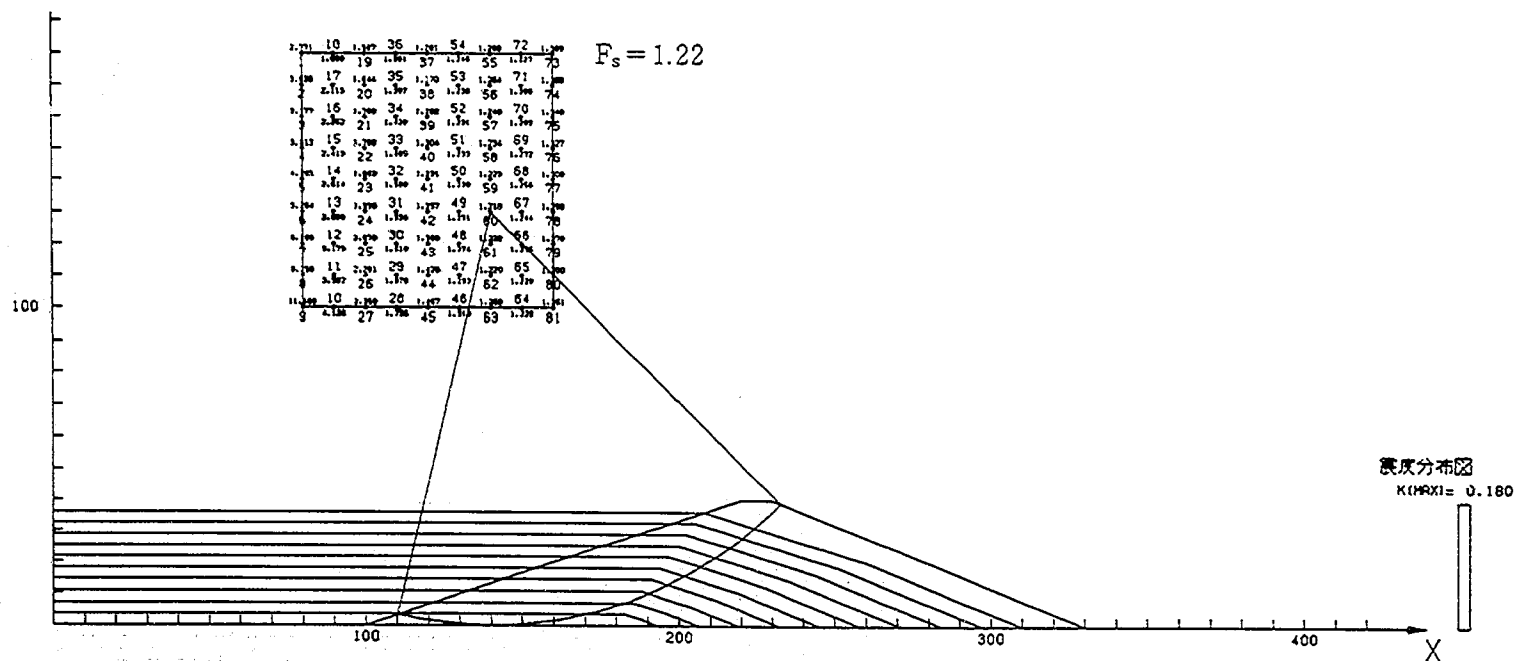


図-5.2(i) Hダム (震度補正係数: 分布2, $\phi = 30^\circ$, $c = 5 \text{ t/m}^2$)

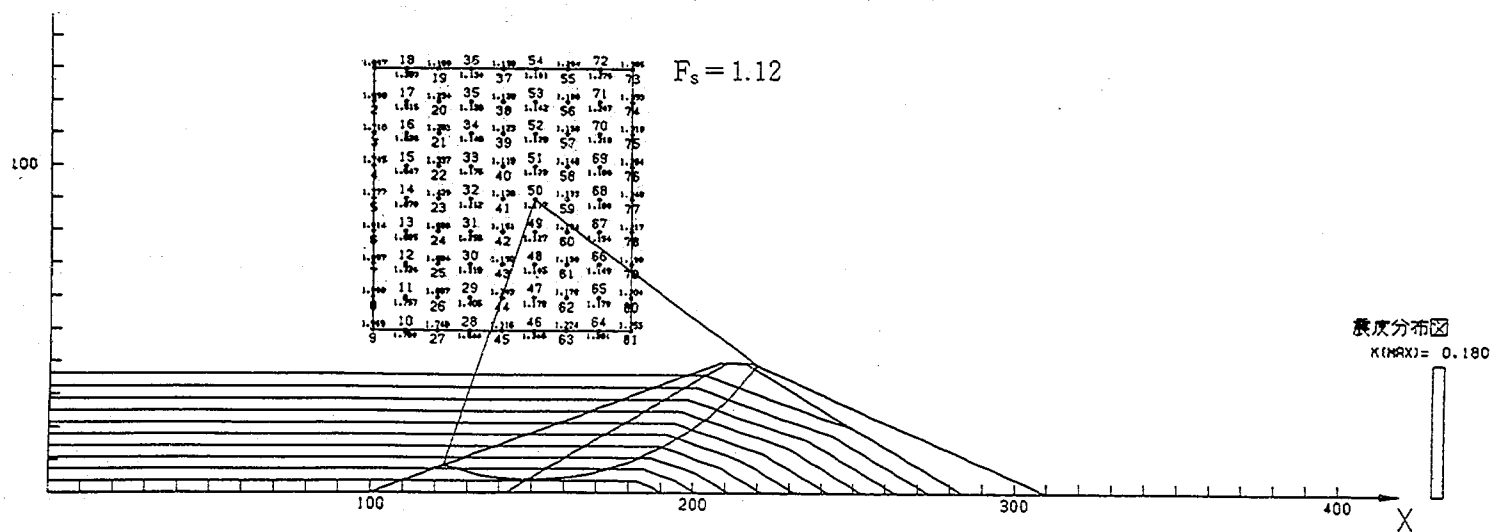


図-5.2(j) Iダム (震度補正係数: 分布2, $\phi = 30^\circ$, $c = 3 \text{ t/m}^2$)

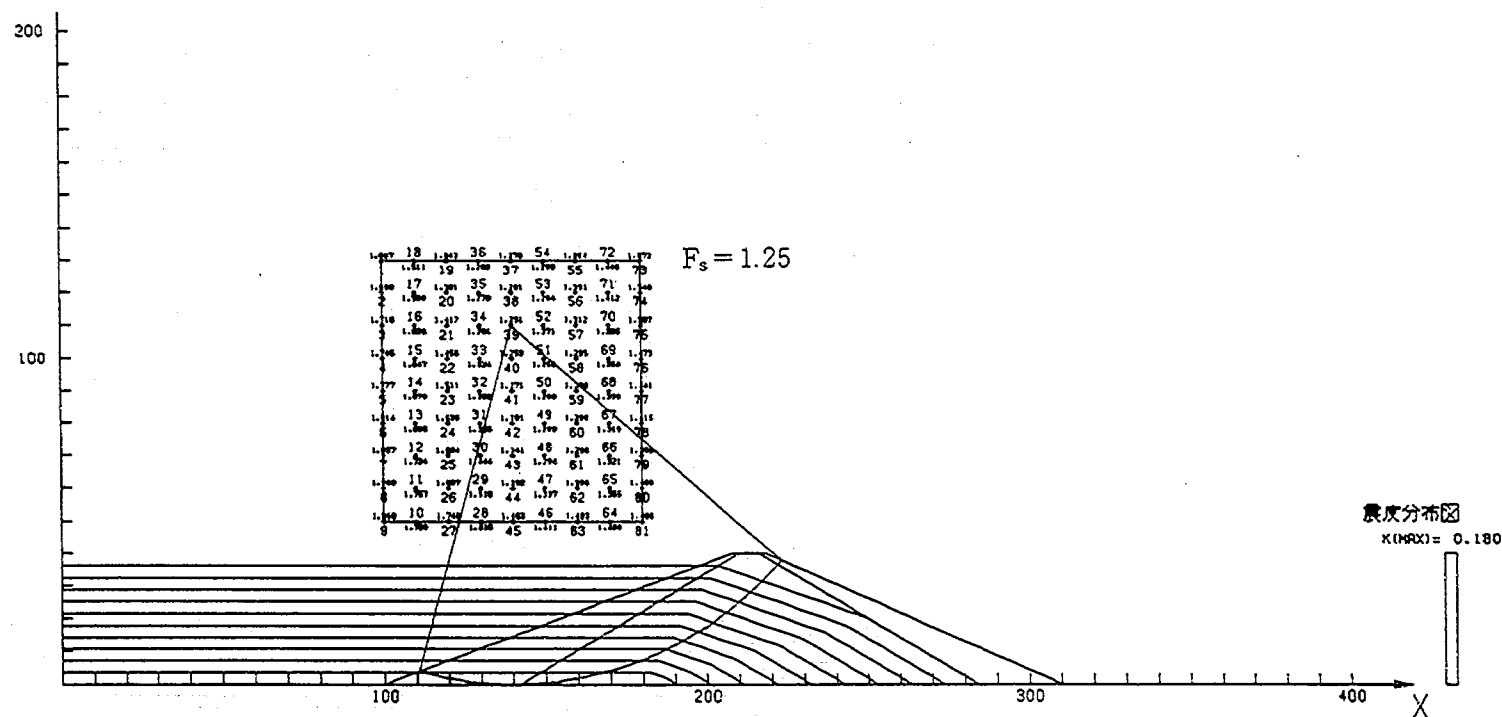


図-5.2(k) I ダム (震度補正係数: 分布 2, $\phi = 30^\circ$, $c = 5 \text{ t/m}^2$)

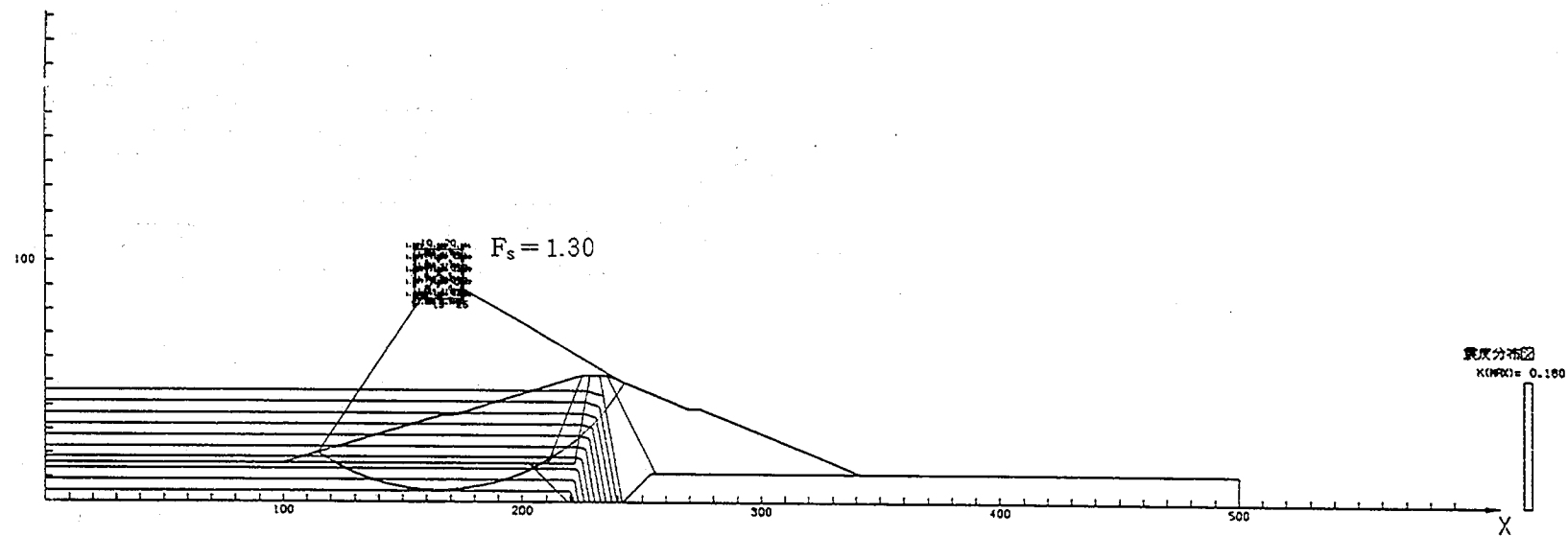


図 5.3(a) Aダム (震度補正係数: 分布 5)

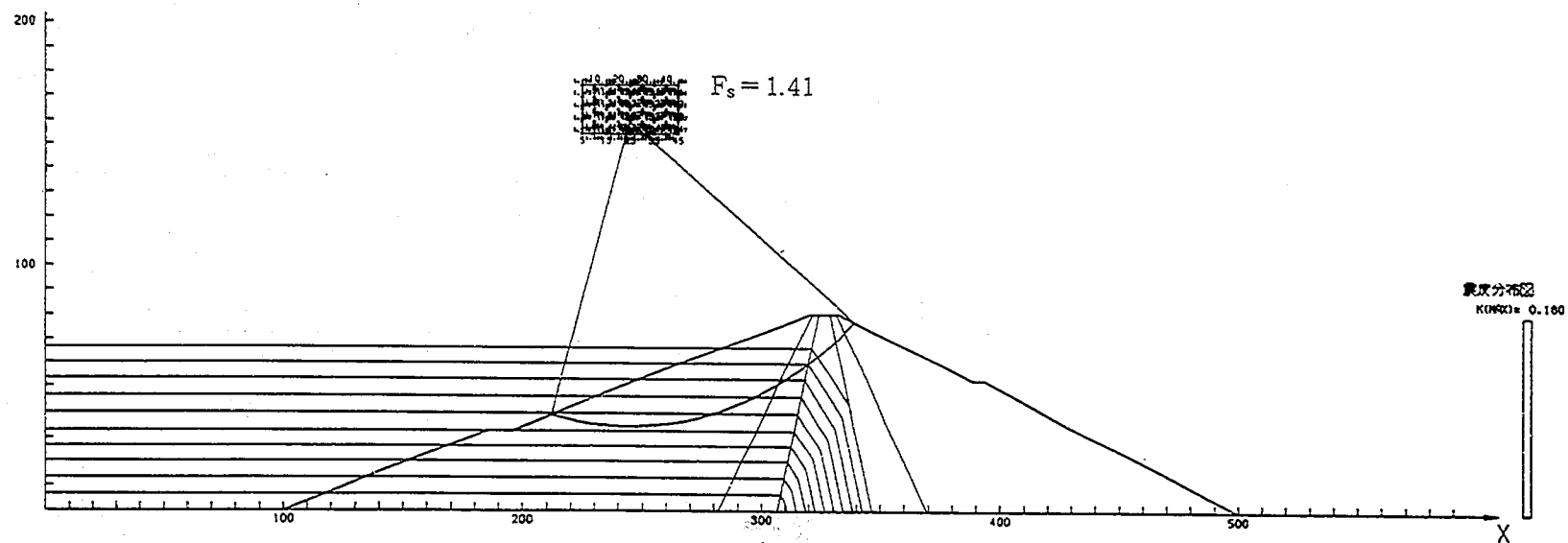


図 5.3(b) Bダム (震度補正係数: 分布 5)

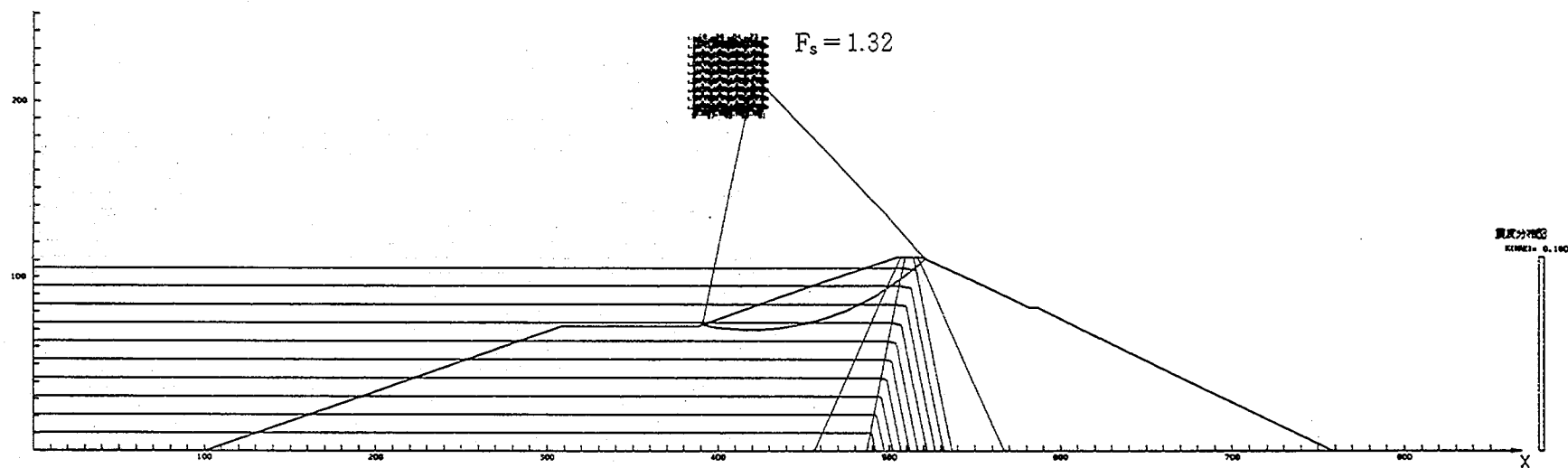


図 5.3(c) Cダム (震度補正係数：分布5)

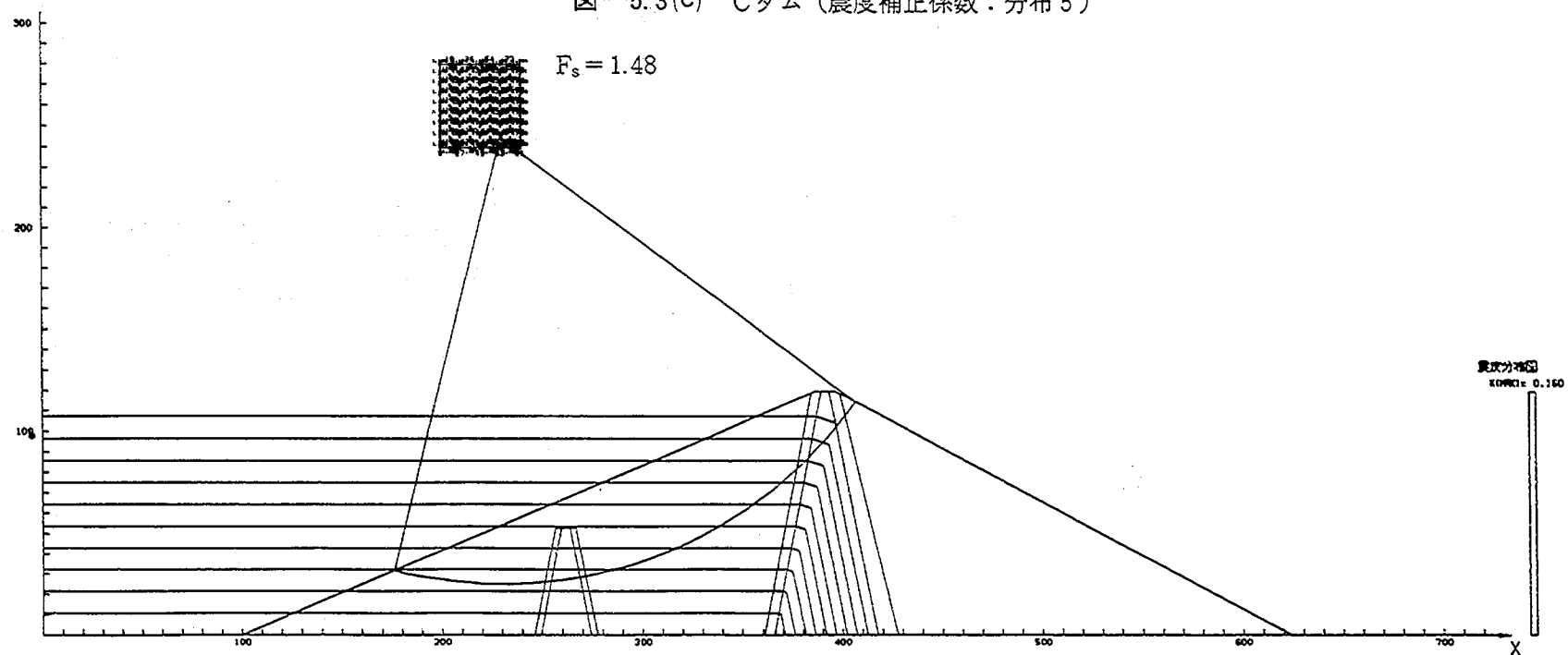


図 5.3(d) Dダム (震度補正係数：分布5)

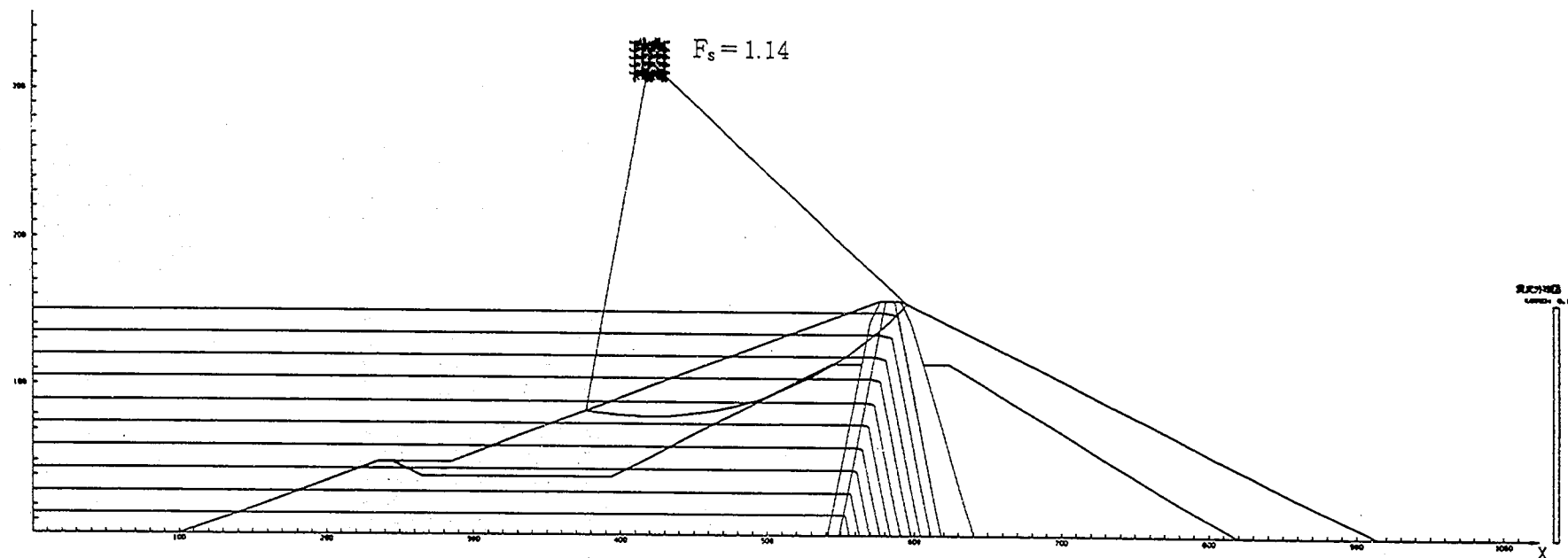


図-5.3(e) Eダム (震度補正係数: 分布5)

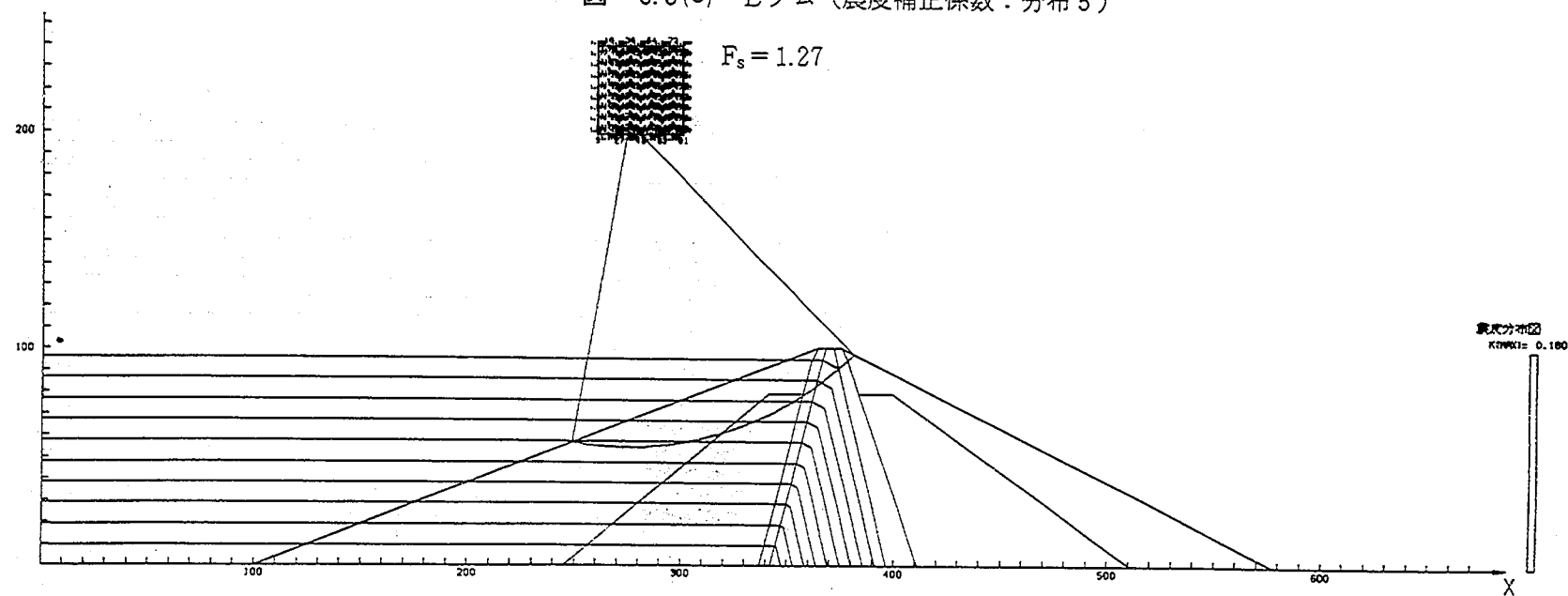


図-5.3(f) Fダム (震度補正係数: 分布5)

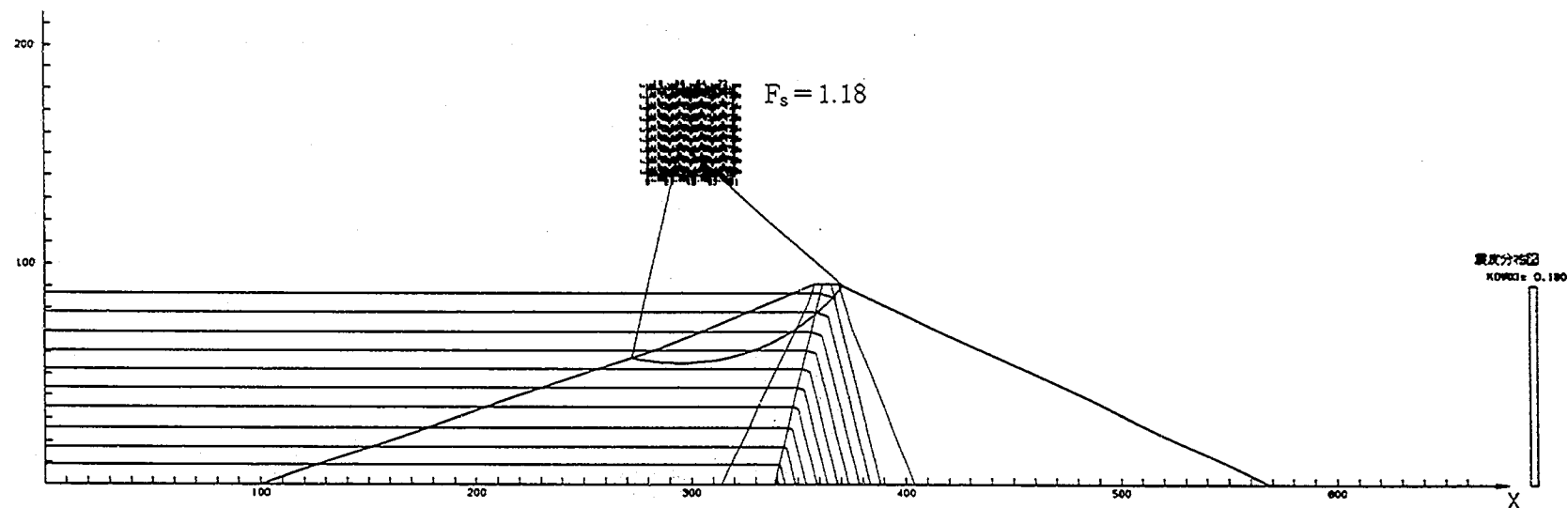


図-5.3(g) Gダム (震度補正係数: 分布5)

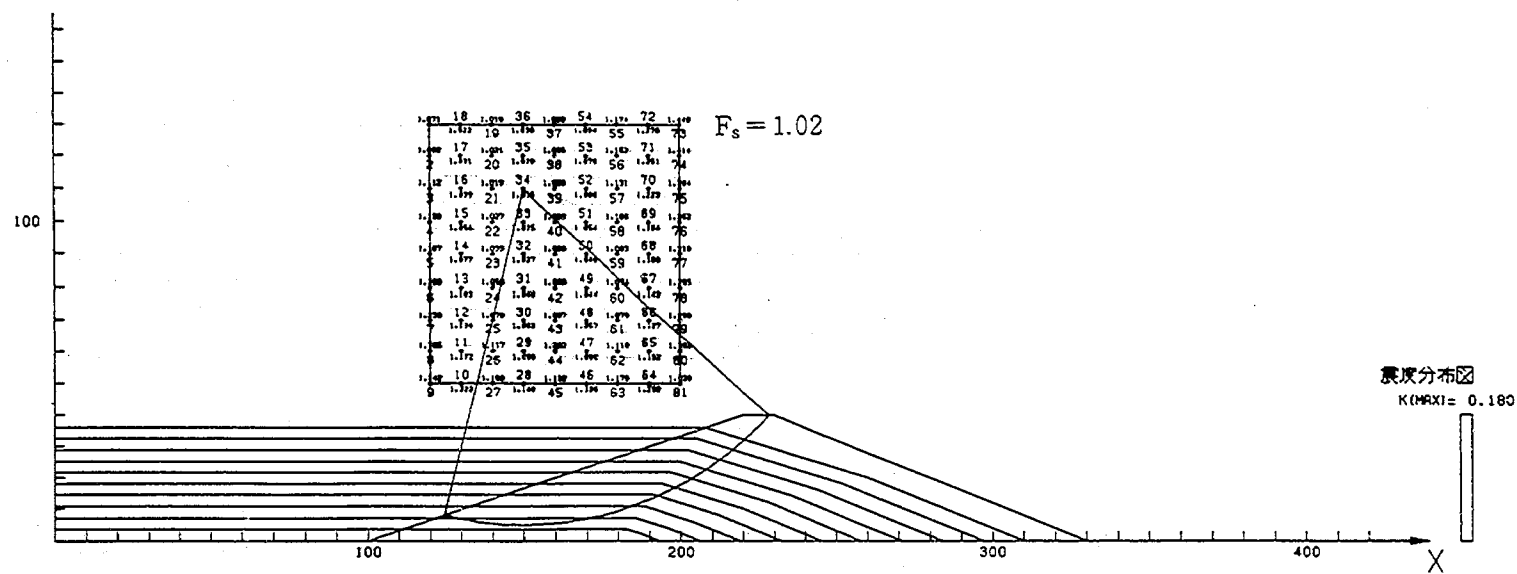


図-5.3(h) Hダム (震度補正係数: 分布5, $\phi = 30^\circ$, $c = 3 \text{ t/m}^2$)

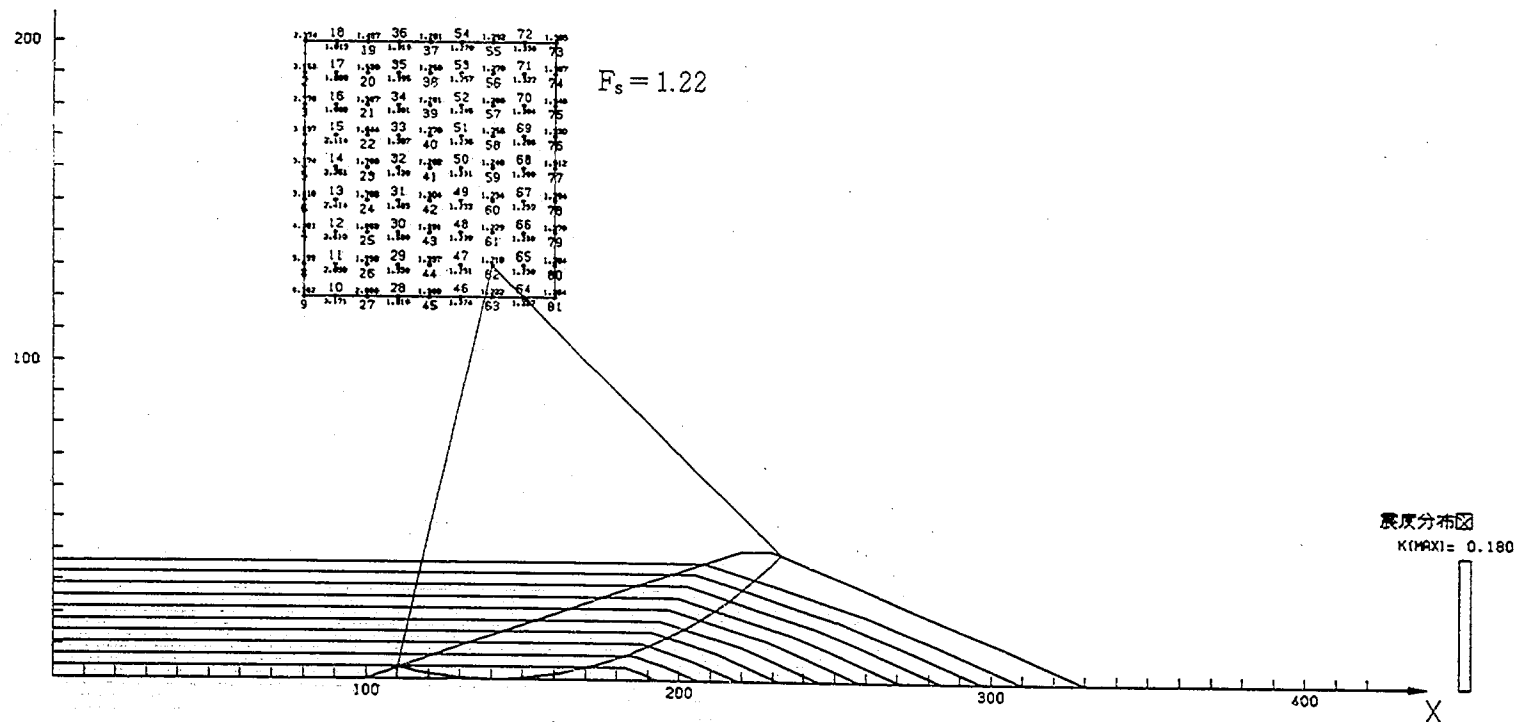


図-5.3(i) Hダム (震度補正係数: 分布5, $\phi = 30^\circ$, $c = 5 \text{ t/m}^2$)

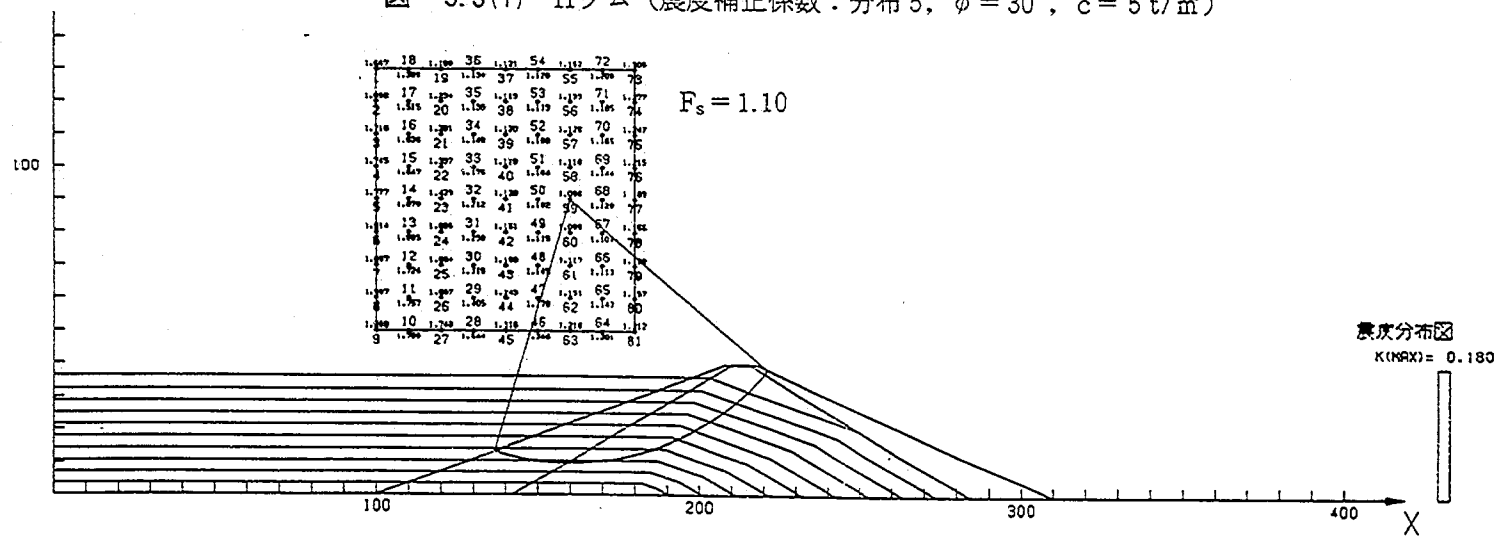


図-5.3(j) Iダム (震度補正係数: 分布5, $\phi = 30^\circ$, $c = 3 \text{ t/m}^2$)

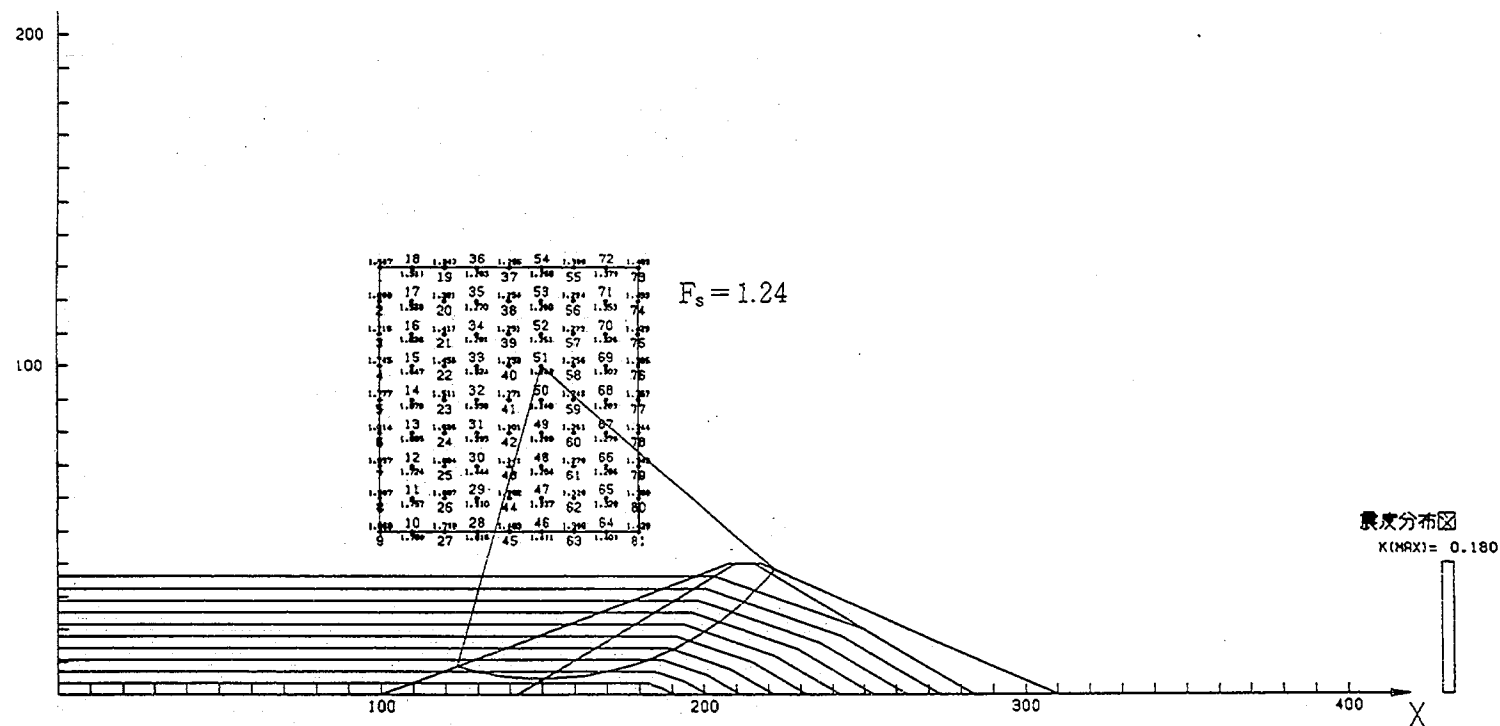


図-5.3(k) I ダム (震度補正係数: 分布 5, $\phi = 30^\circ$, $c = 5 \text{ t/m}^2$)

6. ま と め

- ① 簡便分割法はスライス間の不静定力の方向を、スライス底面に平行であると仮定する方法であり、簡便ビショップ法はスライス間の不静定力の方向を、スライス底面の角度に関係なく水平であると仮定したときの方法である。
- ② 地震力を作用させる位置は、スライスの重心位置とするのが正しいと考えられるが、式(1.16)の様に近似的にスライス底面に作用させる方法もあり、この場合は地震力が大きく計算されるため、安全率は小さくなる。しかし両者は、地震力を考慮しない場合には差がない。
- ③ スペンサー法は、簡便分割法やビショップ法よりも、スライス間の不静定力の考え方において厳密である。
- ④ これまでの多くの材料試験結果からは、粗粒材料には拘束圧依存性が認められており、せん断強度はこの影響を考慮できるような式で表現することが望ましい。
- ⑤ 拘束圧がある大きさ以下の領域では、砂の場合式(2.3)に示す ϕ_0 が一定値であるという報告があるが、ロック材ではそのような低拘束圧領域での精度良い三軸試験結果がなく、 σ_0 の大きさがよくわかっていない。また、浅いすべり円の場合は $\phi_{\max}$ に大きく影響される。このため、実用に際しては事前に十分な検討を行う必要がある。
- ⑥ 最小安全率となる円弧の位置を、多少ずらしても6mの幅の範囲内では F_s は±0.5%の変化でしかなく、安全率の変化は非常に小さい。
- ⑦ 最小安全率時のすべり円弧は、拘束圧依存性のある材料では、天端の全体あるいは一部を含むものがほとんどである。
- ⑧ 高さ60mの堤体に、3mの深さのテンションクラックを考えた場合と、考えなかった場合の安全率を比較した結果、大きな差はなかった。
- ⑨ 非一様震度を作用させたすべり円弧について、水平方向の合力が一致するように求めた平均震度は、円弧の形状が多少違っても天端から円弧の最下標高までが同一であれば、ほぼ同じ値になる。
- ⑩ 震度補正係数を用いた安定計算により、非一様震度を与えた場合の円弧すべり計算と同様の安全率が、一様震度による計算で求めることが可能である。
- ⑪ 材料、法面勾配、地震力等の条件が同一であっても、ダムのスケールを変化させると、材料の拘束圧依存性を考慮した場合では、安全率が異なる。材料の有効垂直応力とせん断強度の関係が、上に凸となるような曲線で表される場合、ダムのスケールを大きくすると、安全率は小さくなる。
- ⑫ 簡便分割法による計算からは、他の方法に比べ安全側の結果が得られる。
- ⑬ 震度補正係数を用いたすべりの計算では、材料の強度特性により最小安全率時のすべり円弧の深さが変化し、表層すべりで決定されることは少ない。しかし、震度補正係数を用いたすべりの計算は、円弧が少なくとも天端の一部を含むという仮定のもとで成り立っており、これに当てはまらないごく表層のすべり円弧の場合は、別の計算方法によることが妥当である。

- ⑭ 震度補正係数を用いた円弧すべり計算を既設のダムに適用し，得られた安全率と現行の方法による安全率と比較したところ大きな差はない。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局監修,「建設省河川砂防技術基準(案),設計編〔I, II〕」,(社)日本河川協会編,1985
- 2) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・芳岡良一:「ロック材料の単調載荷および繰返し載荷試験」,
土研資料,第2996号,1991
- 3) 松本徳久・安田成夫・志賀三智:「ロックフィルダムの地震時挙動」,第18回地震工学研究発表会,
pp. 453~456, 1985
- 4) 松本徳久・山辺建二・安田成夫:「フィルダムの地震応答 実測応答と一次元及び二次元解析」,土
木学会第45回年次学術講演会講演概要集第I部, pp. 1232~1233, 1990
- 5) A. W. Bishop,「The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes」, Geo-
technique, vol. 5, pp. 7-12, 1955
- 6) Spencer, E.,「A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming
Parallel Inter-Slice Forces」, Geotechnique, vol. 17, No. 1, pp. 11~26, 1967
- 7) 中村浩之・新田邦弘:「限界平衡法による地すべり斜面安定計算式の比較と応用」,土木研究所資料,
第2805号, 1989
- 8) 松本徳久・渡辺和夫:「ロック材のせん断強度」,土と基礎, vol. 35, No. 12, pp. 49~54, 1987
- 9) 龍岡文夫・プラダグン・テージ B. S.・林煥群・堀井宣幸:「各種のせん断試験による砂の内部摩擦角」,
土と基礎, vol. 35, No. 12, pp. 55~60, 1987
- 10) T. M. Leps,「REVIEW OF SHEARING STRENGTH OF ROCKFILL」, Journal of
ASCE, vol. 96, No. SM 4, 1970
- 11) ロックフィル材料の試験と設計強度編集委員会,「ロックフィル材料の試験と設計強度」,土質工学
会, 1982
- 12) R. J. Marsal,「Large Scale Testing of Rockfill Materials」, ASCE, vol. 93, SM 2,
1967
- 13) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・木下 靖:「粗粒材料のせん断強度と動的変形特性」,土木学会
論文集,第424号, 1990
- 14) A. K. Chugh,「Slope Stability Analysis for Earthquakes」, International Journal for
Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 6, 1982
- 15) Tatsuoka, F., Sonoda, S., Hara, K., Fukushima, S. and Pradhan, T. B. S.,「Failure
and deformation of sand in torsional shear」, vol. 26, No. 4, Soils and Foundations,
TSSMFE, pp. 79~97, 1986
- 16) N. Barton, B. Kjarerensli,「Shear Strength of Rockfill」, ASCE, GT7, vol. 107, 1981
- 17) N. Matsumoto, N. Yasuda, M. Shiga,「The Western Nagano Prefecture Earthquake,
1984 and Dams」, Technical Memorandum of P. W. R. I., No. 2242, 1985

- 18) 松本徳久・安田成夫・志賀三智：「1983年日本海中部地震災害調査報告，第10編ダムの被害」，土木
研究所報告，No.165，1985
- 19) 松本徳久・正国之弘：「斜面安定解析における仮定と安全率」，ダム技術，No.32，pp.26～42，1989
- 20) 今泉繁良・山口柏樹・大橋健二：「一般分割法による斜面の安定解析」，土と基礎，vol.36，No.5，
1988
- 21) 岡本舜三：「耐震工学」，オーム社
- 22) 山上拓男・上田康宏：「水中にある斜面の安定解析に関する考察」，土と基礎，vol.30 - 12，1982

松本徳久, 安田成夫, 正国之弘

要 旨

堤体の安定計算の一つである円弧すべり計算は、材料強度のとり方、震度の与え方など色々な仮定のもとで成り立っている。本報告は、それらの仮定の細部が安全率に与える影響について検討結果をとりまとめたものである。

キーワード: フィルダム, 震度, 材料強度, 円弧すべり計算



郵便はがき

305-□□

41円切手
をはいて
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
フィルダム研究室
行

No. 3

No. 3

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2998 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印