



土研資料第1058号

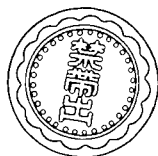
土 木 研 究 所 資 料

地震応答解析に基づく人工島（海中盛土）の耐震安定性解析

昭和 51 年 10 月

建設省 土木研究所

振動研究室



目 次

1. 緒 言	1
2. 解析対象	1
3. 解析内容	2
4. 解析モデル	4
5. 有限要素法による解析結果	11
6. 円弧すべり計算法による解析結果	15
7. ま と め	15
参考文献	16

地震応答解析に基づく人工島(海中盛土)の耐震安定性解析

昭和51年10月

建設省土木研究所
地震防災部振動研究室

室長 岩崎 敏男

研究員 龍岡 文夫

1. 緒 言

本資料は、土木研究所資料第955号「東京湾横断道路人工島(盛土)の地震時における安定性の解析」(昭和49年9月)¹⁾に引き続くものである。前資料では、図-1-1に示す東京湾横断道路計画案での川崎側及び木更津側に提案されている各種形式の人工島の横断及び各種横断断面について解析した。その結果、木更津側よりも川崎側の方が、軟弱地盤が厚く、川崎側人工島に関するより詳細な検討が必要であることが判った。本報告書は、川崎側人工島に関する地震時の安定性に関する詳細な解析結果を報告するものである。

2. 解析対象

図-2-1に、今回の解析対象である川崎側人工島及び周辺地盤の標準横断面を示す。解析ではこれを二次元モデル化したものの他に、原地盤の改良の範囲の効果、セルの効果、盛土が水中と空気中にある時の耐震性の相異を調べるために、表-2-1、図-2-1に示す各種モデルについて解析した。

表-2-1 解析モデル

	水 位	セ ル	原 地 盤
A-1*	盛土頂面から-5 m	あ り	盛土の下は斜面の下のロ層以外を改良
A-2	"	あ り	盛土の下は斜面の下のロ層も含めて全て改良
B-1	"	な し	改良されていない
B-2	"	な し	盛土の下は斜面の下のロ層以外を改良
B-3	"	な し	盛土の下は斜面の下のロ層も含めて全て改良
C-1	地 盤 面	な し	強固な基盤とする
C-2	盛土頂面から-5 m	な し	"

*) 図-2-1の標準断面を二次元モデル化したもの。

3. 解析内容

図-3-1に示すように、有限要素法と円弧すべり法（B-2モデルのみ）によって解析した。これは、次の6つの解析に分けられる。ここで、1～5は有限要素法、6は円弧すべり法である。

- (1) 地動加速度波形を用いた応答解析
- (2) 応答速度スペクトル曲線を用いた応答解析
- (3) 自重による応力計算及び点安全率の計算
- (4) 震度法による応力計算（B-2モデルのみ）
- (5) (1)、(2)、(4)による応力と(3)での応力の重畳及び点安全率の計算
- (6) 円弧すべり法による安全率の計算（B-2モデルのみ）

3-1 地動加速度波形を用いた応答解析

応答解析はモーダルアナリシス法を採用し、各モードによる有効質量比の合計が95%になることを目標とした。

計算条件は次の通りである。

地震波形： 根室半島沖地震（1973年6月17日）静内橋地下-40mで記録された波形（図-3-2）。

最大加速度： 150 gal

継続時間： 12秒

時間々隔： 0.01秒

減衰常数： 20%

境界条件： 底面固定、側面上下方向固定、水平方向ローラ、（図-3-3）。

この解析法で用いた波形はマグニチュードM=7.4の地震で震中距離305kmで記録されたものであり、図-3-4に示すように、長周期成分を多く含んでいて、今回の解析対象の様な長周期の構造物に比較的大きめの応答を生じさせるものである。このことは、前回の各種の地震波形を用いた解析¹⁾で確認されている。

3-2 応答速度スペクトル曲線を用いた応答計算

この場合の解析には、道路橋耐震設計指針（昭和47年4月日本道路協会）の平均応答速度スペクトル（岩盤上、減衰定数h=20%）を使用し、基盤水平加速度は150 galとした。境界条件は3-1と同じとした。平均応答スペクトル曲線は次式であらわせる。（図-3-4）

$S_v = C' T^{\alpha'}$ 表3-1 参照（3-1）

表-3-1 (3-1) 式の定数 C' 、 α'

T	C'	α'
$0.1 \leq T \leq 0.25$	5 2.5 7 6 9 0 7 7 7	1.3 0 1 4 9 0 9 6
$0.25 < T \leq 0.50$	1 6.4 6 4 3 0 4 4 7	0.4 6 3 9 4 7 1 0 1
$0.50 < T \leq 0.70$	1 2.7 3 1 7 6 9 1 0	0.0 9 3 0 3 8 4 3 3
$0.70 < T \leq 1.00$	1 1.9 8 4	-0.0 7 6 5 7 6 2 4 7
$1.00 < T \leq 1.00$	1 1.9 8 4	0.0

S_v : 応答速度スペクトル

T : 非減衰固有周期

C' :
 α' : } 定数 (表-3-1 参照)

3-3 静的自重解析

これは、図-3-5の解析条件で有限要素法を用いて行った。

3-4 震度法による地震力による応力計算 (B-2モデルのみ)

図-3-3に示す境界条件で、水平方向に単位体積重量 γ の k_h 倍 (k_h は水平震度) の地震力を加えて有限要素法で応力計算を行った。 k_h の加え方は次の4種である。ケース3は、3-1の解析の結果に基づいている。(詳しくは後述する。)

ケース1 $k_h = 0.1$

ケース2 $k_h = 0.18$

ケース3 図-3-6に示す震度分布を与える。

ケース4 図-3-6に示す震度分布を与える。

この解析は、3-7の円弧すべり法による安定計算との比較をし、有限要素法による安定計算の解析結果をチェックするために行うものであり、比較の容易さのために、A-1モデルからセルを除いたB-2モデルについて解析した。

3-5 応力の重畳と点安全率の計算

盛土及び周辺地盤内での地震時の応力は、3-3で求めた静的自重状態での盛土及び地盤内の応力と、3-1、3-2、3-4で求めた地震力による応力を重畳して求めた。

盛土及び周辺地盤内の各点での点安全率 S_F を次式によって算定した。

(i) 粘土地盤、及びサンドコンパクションによる改良部分について:

$$SF = \frac{\tau_f}{\tau} \dots\dots\dots (3-2)$$

ここで τ_f ; セン断強度

$$\tau = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_3|$$

σ_1 、 σ_3 ; 自重載荷時、あるいは動的荷重載荷時の対象とする地点の最大、及び最小主応力

(ii) 山砂、捨石、巨石部分について：

$$SF = \frac{\sin \phi}{\sin \phi_m} \dots\dots\dots (3-3)$$

ここで ϕ ; 内部摩擦角

$$\phi_m = \arcsin \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

σ_1 、 σ_3 ; 自重載荷時、あるいは動的荷重載荷時の対象とする地点の最大、最小主応力

3-6 円弧すべり法による安定計算 (B-2モデルのみ)

これは、3-1~3-5の有限要素法による解析を、従来から行われている円弧すべり法によってチェックするために行ったものであり、セルの存在のための応力分布の不連続性が生ずるA-1モデルからセルを除いた応力分布の不連続性の少ないB-2モデルについて次のケースで行った。

ケース1 水平震度を一様に盛土と原地盤のイ・ロ層(改良域も含む)全体にかける。 $k_h = 0.0$ 、 0.05 、 0.1 、 0.13 、 0.15

ケース2 水平震度を $k_h = 0.18$ を盛土部分のみにかける。

ケース3 3-1の地震波形による応答解析によって得られた最大応答値分布に基いて、図-3-6(ケース1)の震度分布の1倍、1.3倍、1.5倍、1.8倍の震度をかける。

円弧すべり法による盛土と地盤内の単位体積重量 γ 、セン断強度 τ_f (これは4章で述べる)は、有限要素法による動的安定解析と同一の値を用いた。

4. 解析モデル

A-1~C-2の解析モデルの物性値は表-4-1に示す式を用いて、表-4-2~4-9のように定めた。表-4-1に示す諸式の根拠は次の通りである。

4-1 静的自重応力計算での物性値の決定法

4-1-1 単位体積重量 γ

土質調査によった。詳しくは、文献1)を参照されたい。地下水面より上では $\gamma = \gamma_{sa}$ (飽和単位体

表-4-1 人工島解析モデル諸定数

	飽和単位体積重量 γ_{sa} (t/m ³)	静的解析時の変形係数 (t/m ²)	動的解析時の変形係数 (t/m ²)	せん断強度 (t/m ²)
イ 層	1.4	$E_c = 100 \tau_f$	$E_c = 1,540 \tau_f^{1.012}$	$\tau_f = c_0 = 0.15 z$
ロ 層	1.7	$E_c = 100 \tau_f$	$E_c = 1,540 \tau_f^{1.012}$	$\tau_f = c_0 = 0.15 z$
盛土下層	1.71 ~ 1.73	$E_c = 100 \tau_f$	$E_c = 1,540 \tau_f^{1.012}$	$\tau_f = \tau_1 = c_0 + mU \Delta p$
SCP1	1.56	$0.2 \cdot E_s + 0.8 \cdot E_c$	$0.2 \cdot E_s + 0.8 \cdot E_c$	$\tau_f = \tau_2 = (1 - a_s) c + a_s \cdot \{ \mu_s \cdot \Delta p + \gamma' z \} \cos^2 \alpha + \kappa \cdot (\mu_s \cdot \Delta p + \gamma' z) \sin^2 \alpha \} \cdot \tan^2 \phi_s$ 各記号の定義は本文を参照されたい
SCP2	1.60	$0.2 \cdot E_s + 0.8 \cdot E_c$	$0.2 \cdot E_s + 0.8 \cdot E_c$	
SCP3	1.81	$0.2 \cdot E_s + 0.8 \cdot E_c$	$0.2 \cdot E_s + 0.8 \cdot E_c$	
山 砂	2.0	$E_s = 100 \tau_f$	$E_s = 2,256 \sigma_v^{0.7}$	$\phi_f = 35^\circ$
捨 石	2.0	$E_s = 100 \tau_f$	$E_s = 2,256 \sigma_v^{0.7}$	$\phi_f = 45^\circ$
セル1	2.04	120,000	120,000	—
セル2	1.64	120,000	120,000	—
セル3	1.85	120,000	120,000	—

(σ_v : 有効上載圧 t/m²) (z は原地盤深さ m)

注 1) 本表の諸定数の算定の根拠については本文を参照されたい。

注 2) ポアソン比: 静的解析 0.33、動的解析 0.49

注 3) 動的解析における減衰定数: 20%

表-4-9 有限要素モデル

モデル	自由度	節点数	要素数
A-1	538	363	316
A-2	538	363	316
B-1	503	315	300
B-2	503	315	300
B-3	503	315	300
C-1	146	94	97
C-2	146	94	97

積重量)として、地下水面下では有効単位体積重量 $\gamma = \gamma' = \gamma_{sa} - \gamma_w = \gamma_{sa} - 1.0$ を用いた。

4-1-2 変形係数 E

三軸試験、あるいは一軸試験で得られる破壊強度の $1/2$ の応力における割線変形係数 E_{50} を用いた。(図-4-1参照)しかし、このようにして求めた E_{50} を、盛土や地盤内の静的応力状態を求めるための変形係数 E として用いる上で、次の諸点を考慮する必要がある。

- (1) 実際の盛土や地盤内では σ_1 、 σ_3 の方向によって E は異なるが、通常の一軸試験、三軸試験ではこれは考慮されてはいない。
- (2) 通常のセン断試験での歪速度は、現場で生じる歪速度よりもきわめて大きく、通常の室内試験では、現場で生じるクリープの影響を考慮していない。
- (3) サンプリングによって不可避免的な攪乱が生ずる。
- (4) 実際の現場では平面歪状態であるとしても、一軸・三軸試験では、これを満足していない。
- (5) 盛土・地盤内の応力レベルは場所によって異なっており、土の E は応力レベルによって大きく変化するので、 E_{50} だけでは、異った応力レベルにある土の E を代表できない。
- (6) 実際の現場で生じる盛土・地盤内の応力径路は圧密とセン断の入り混った複雑なものであるが、通常の一軸・三軸試験はある一定の応力径路についてのみ行っている試験であり、応力径路による E の変化は E_{50} では考慮できない。

E を E_{50} とすることには以上のような不備な点があるが、有限要素法では、各部分の応力の値は、各部分の E の比だけで決まり、 E の絶対値にはよらないこと等を考慮し、今回は便宜的に、通常の一軸・三軸試験の結果に基づいて、次のようにして $E = E_{50}$ を決めた。

4-1-2-1 盛土材料(山砂・捨石)の E ; E_s

盛土材料として用いられる浅間山砂の σ_3 一定三軸排水セン断試験での E_{50}/τ_f (τ_f は破壊時主応力差 $= (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の $1/2$ である。)を図-4-2に示す。これは、動土質研究室が施行後の期待される密度で実験した結果である。 $\gamma' = \gamma_{sa} - \gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$ 、 $K_0 = 0.5$ とすると、深さ 20m では $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ と推定されるから、図-4-2から、山砂部では、

$$\frac{E_s}{\tau_f} = \frac{E_{50}}{\tau_f} = 100 \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

とした。これは、捨石部分にも適用した。前回の計算¹⁾では E と τ_f を (4-1) 式のように関連させて決めていなかったため、解析結果に τ_f の小さい所が E が大きすぎて応力集中が生じ点安全率 S_F が小さくなりすぎたなどの若干の不備な点が見られたが、今回の解析ではこの点を改善した。

4-1-2-2 イ層、ロ層の E ; E_c

不攪乱試料の一軸試験、非圧密非排水三軸試験 (UU 試験) で得られた E_{50}/τ_f (τ_f は $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$)²⁾ を図-4-3に示す。図に示すように E_{50}/τ_f は大きくばらついている。運輸省港湾技術研究所の研究³⁾によると、沖積粘土では $E_{50}/\tau_f = 180$ 以下の場合にはサンプリングの時の乱れが

あったものと見なせる。従って、図-4-3に忠実に従うより、全般のデータよりもやや大きい値を示すUU試験での E_{50}/τ_f に近い値、

$$\frac{E_c}{\tau_f} = \frac{E_{50}}{\tau_f} = 100 \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

を採用した。(4-2)式は、原地盤のイ・ロ層と、盛土下の圧密が促進されたイ・ロ層にも適用した。

4-1-2-3 盛土下のイ・ロ層の改良部分のE

サンドコンパクションパイル(SCP)による改良部分のEは、砂置換率が0.2であることから、次式によってEを求めた。

$$E_{scp} = 0.2 \cdot E_s + 0.8 \cdot E_c \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

E_s は砂杭部分のEであり、 E_c は粘土地盤部分のEであり、それぞれ、(4-1)、(4-2)から τ_f の100倍の値を持つが、 τ_f は後に示す(4-11)式、(4-12)式を用いて求めたものである。

4-1-2-4 セルのE

前回の計算¹⁾と同一の値を用いた。

4-1-3 ポアソン比 ν

原地盤において、平面状態では図-4-4を参照して、 ϵ_v 、 ϵ_h 、 ϵ_2 は次式によって求まる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_v &= \frac{1}{E} \{ \sigma_v - \nu (\sigma_h + \sigma_2) \} \\ \epsilon_h &= \frac{1}{E} \{ \sigma_h - \nu (\sigma_v + \sigma_2) \} \\ \epsilon_2 &= \frac{1}{E} \{ \sigma_2 - \nu (\sigma_v + \sigma_h) \} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

$$\epsilon_h = 0 \text{ とすると、} \sigma_h = \nu (\sigma_v + \sigma_2) \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\sigma_2}{\sigma_v} \text{ とすると、ポアソン比} \nu \text{ は}$$

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad \dots\dots\dots (4-6)$$

$K_0 = 0.5$ とすると $\nu \div 0.33$ 。従って今回の静的応力計算では、 $\nu = 0.33$ とした。

4-1-4 セン断強度 τ_f

点安全率SFの計算と E_c 、 E_s 、 E_{scp} の計算に用いる τ_f は次のようにして決めた。

4-1-4-1 山砂、捨石の τ_f

$$\begin{aligned}\tau_f &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \sin \phi_f \div \frac{1}{2} (\sigma'_v + K_0 \sigma'_v) \sin \phi_f \\ &= \frac{1 + K_0}{2} \sigma'_v \sin \phi_f \dots\dots\dots (4-7)\end{aligned}$$

ここで $K_0 = 0.5$ 、 σ'_v は有効上載圧、 ϕ_f は山砂で 35° 、捨石で 45° とした。

4-1-4-2 原地盤のイ・ロ層の τ_f

不攪乱試料の一軸試験の結果²⁾ から、次式によって τ_f を求めた。

$$\begin{aligned}\tau_f &= c_0 = 0.15z \dots\dots\dots (4-8) \\ (\text{t/m}^2) \quad & (\text{m})\end{aligned}$$

ここで、 z は原地盤深さ。

4-1-4-3 盛土下イ・ロ層の τ_f

次式によって、 τ_f を決めた。

$$\begin{aligned}\tau_f &= \tau_1 = 0.15z + mU \Delta p \dots\dots\dots (4-9) \\ (\text{t/m}^2) \quad & (\text{m})\end{aligned}$$

ここで、 m は圧密による強度増加係数で 0.3 、 U は圧密度 0.8 、 Δp は盛土による上載圧の増加分で、
図-4-5に示す値を用いた。

4-1-4-4 盛土下のイ・ロ層の改良部分の τ_f

点安全率計算のための τ_f は次式によった。

$$\begin{aligned}\tau_f &= \tau_2 = (1 - a_s) c + a_s \{ \mu_s \cdot \Delta p + \gamma'_s z \} \cdot \cos^2 \alpha + K (\mu_s \cdot \Delta p + \gamma'_s z) \cdot \\ &\quad \sin^2 \alpha \} \tan \phi_s \dots\dots\dots (4-10)\end{aligned}$$

ここで K ; 粘土地盤中の鉛直応力に対する水平応力の比 $= 0.5$

α は、対象とする応力状態で、最大主応力方向と 30° なす方向と、水平方向のなす角 α_1 、
 α_2 のうち小さい方の値とする。

a_s ; 砂置換率 $= 0.2$

$c = c_0 + \mu_c \cdot \Delta p \cdot U \cdot m$

$$\mu_s = \frac{n}{(n+1) a_s + 1} = 2.143$$

$$\mu_c = \frac{1}{(n+1) a_s + 1} = 0.714$$

n ; 応力分担比 $= \frac{\text{砂ぐい部分の受ける単位面積あたりの応力}}{\text{粘土地盤の受ける単位面積あたりの応力}} = 3$

ϕ_s ; サンドコンパクションパイル内の砂の内部摩擦角 = 30°

γ_s ; サンドコンパクションパイル内の砂の有効単位体積重量 = 1.0

$m = 0.30$

U ; 圧密度 = 0.95

Δp ; 盛土荷重による応力増加 = $\sigma'_v - \gamma'_z$

σ'_v ; 盛土建設時の鉛直有効応力

γ' = 原地盤の有効単位体積重量 = 0.4

(4-1) 式、(4-2) 式、(4-3) 式に従って E_{scp} を求めるための τ_f は次式によった。

$$\begin{aligned} \text{砂杭部分 } \tau_f &= \frac{1+K_0}{2} \sigma'_v \sin \phi_f = \frac{1+K_0}{2} \{ \mu_s \Delta p + \gamma'_z \} \quad (\text{t/m}^2) \\ &= \frac{1+0.5}{2} \{ 2.143 \cdot \Delta p + z \} \sin \phi_f \quad (\text{t/m}^2) \quad \dots\dots\dots (4-11) \end{aligned}$$

ここで Δp は図-4-5 に示す値を用いる。又、 $\phi_f = 30^\circ$ 、 z の単位は m である。

$$\begin{aligned} \text{粘土地盤部分 } \tau_f &= 0.15 z + \mu_c \cdot U \cdot m \cdot \Delta p \\ &= 0.15 z + 0.714 \cdot 0.95 \cdot 0.3 \cdot \Delta p \\ &= 0.15 z + 0.204 \Delta p \quad \dots\dots\dots (4-12) \end{aligned}$$

ここで、 Δp は図-4-5 に示す値を用いた。 z の単位は m である。

4-2 動的応力計算での物性値の決定法

動的応力計算での τ_f は静的計算の値と同一である。ポアソン比 ν は、非排水状態を想定し、 $\nu = 0.49$ とした。減衰定数は 10^{-3} 程度の歪を想定し、一律に 20% とした。

4-2-1 粘土層の動的変形係数 E_c

粘性土のせん断歪 $\gamma = 10^{-4}$ でのせん断剛性率 G は、一軸試験によって得られるせん断強度 $\tau_f = \frac{q_u}{2}$ (q_u : 一軸強度) の関数として次式であらわせる。⁴⁾

$$\begin{aligned} G &= 516 \tau_f^{1.012} \quad \dots\dots\dots (4-13) \\ (\text{kg/cm}^2) \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

地盤内では大きな歪が発生しないであろうから、この G の値と $\nu = 0.49$ から、 E_c を求める式として次式を定めた。

$$\begin{aligned} E_c &= 2(1+\nu) G = 1540 \tau_f^{1.012} \quad \dots\dots\dots (4-14) \\ (\text{t/m}^2) \quad (\text{t/m}^2) \end{aligned}$$

4 - 2 - 1 - 1 山砂・捨石部分の動的変形係数 E_s
$$G = 360 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.7} \dots\dots\dots (4-15)$$

$(\text{kg/cm}^2) \qquad (\text{kg/cm}^2)$

$$\begin{array}{ccccccc} \mathbf{E}_s = 2(1 + \nu) & \mathbf{G} = 2, 2 & 5 & 6 & \sigma' & 0.7 & \dots\dots\dots (4 - 1 \ 6) \\ (\mathbf{t}/\mathbf{m}^2) & & & & (\mathbf{t}/\mathbf{m}^2) & & \end{array}$$
$$\mathbf{E}_{\text{scp}} = 0.2 \cdot \mathbf{E}_s + 0.8 \cdot \mathbf{E}_c \quad \dots\dots\dots (4-17)$$
$$\mathbf{E}_c = 1.540 \cdot \tau_f^{1.012} \dots\dots\dots (4-18)$$

$$(\text{t/m}^2) \qquad (\text{t/m}^2)$$
$$\sigma_v' = \mu_s \cdot \Delta p + z = 2.143 \cdot \Delta p + z \quad (4-19)$$

(t/m^2)
 $(\text{t/m}^2)(\text{m})$
 $(\text{t/m}^2)(\text{m})$

- 10 -

4-4 有限要素モデル

各モデルの有限要素モデルを図-4-6～4-12に示し、又それらの自由度等を表-4-9に示す。

5. 有限要素法による解析結果

5-1 静的自重载荷

有限要素法で静的自重载荷状態で求めた応力値とせん断強度から求めた各モデルでの点安全率 SF の分布を図-5-1～5-7に示す。点安全率 SF は各有限要素ごとに求め、これを $SF > 1.25$ 、 $1.25 \geq SF > 1.0$ 、 $1.0 \geq SF > 0.75$ 、 $0.75 \geq SF > 0.5$ 、 $0.5 \geq SF$ の5つの区間に分けた。セルに囲まれた部分とセルの内部は計算上 $SF < 1.0$ になっている部分もあったが、後に示す様に變形がセルによって拘束されているから、 $SF < 1.0$ の部分があることが、構造的不安定性とは直接結びつかないから、セルに囲まれ部分とセルの内部の SF の分布については図化しなかった。又ある個所で点安全率 SF が1を割っていることが、必ずしも全体的不安定性を意味しないことに注意する必要がある。図-5-4にはモデルB-2で有限要素法と同じせん断強度の値の分布を持つモデルで従来から行われている円弧すべり法での安定計算法^{*)}で求めた限界円の位置と安全率 F_s を示してあるが、 $F_s > 1.0$ であっても、点安全率 SF が、1を割っている領域がかなりある。図-5-8にこの限界円上での有限要素法で求めた点安全率 SF の値を示してあるが、この SF の値は、全体的な安全率 F_s の値を中心としてばらついている。円弧すべり法では、土を図-5-9のように剛塑性体として扱っているのと同義であるのに対し、今回行った有限要素法では、土を図-5-9のように線型弾性体として扱っている。従って前者では場所ごとに連続的な応力の変化を求めるのができないのに対して後者ではこれが可能である。従って、円弧すべり法では、全体的安定性と限界内の位置が分かるのに対して、有限要素法による点安全率法では相対的に弱点となっている位置を見つけることができるという利点がある。このような観点からの各モデルの比較を行なった結果次のことが判明した。

5-1-1 地盤改良の効果

A-2モデルがA-1モデルと異なる点は、盛土斜面の下の方層をSCP改良した事であるが、A-1モデルと比べると明らかに、 $SF < 1.0$ となっている領域が狭くなっている。A-1モデルでも、 $SF < 1.0$ となっている領域は連続的には存在していないから、自重応力状態で不安定であるとは言えないが、盛土斜面下の方層では $SF < 1.0$ となっていることから、この部分の改良は安定性の向上に資する所が大きいことは確かである。セルのないモデルであるB-1、B-2、B-3、C-2モデルの違いは、地盤を全く改良しない場合(B-1モデル)、地盤をA-1モデルと同様な範囲で改良した場合(B-2モデル)、地盤をA-2モデルと同様に盛土斜面下方層まで改良した場合(B-3モデル)、

*) スライス法でスライス間の不静定力を考慮しない方法

原地盤を剛とした場合（C-2モデル）である。図-5-3、5-4、5-5、に示してある様にB-1モデルの場合は、盛土の下原地盤は全ての領域に亘って、 $SF < 1.0$ になっているが、地盤改良したB-2モデルでは、 $SF < 1.0$ の領域が非常に狭くなっており、更に盛土の下原地盤を全て改良したB-3モデルでは盛土の下原地盤は全て $SF > 1.0$ になっており、地盤改良による安定性の向上はきわめて著しいことが分かる。更に図-5-6に示すように原地盤が剛と仮定したC-2モデルでは盛土部分の内部においても、 $SF < 1.0$ となっているのはきわめて狭少な部分であり、盛土内部の安定性も、下部の地盤が剛になる程高くなることが分かる。

5-1-2 セルの効果

次に、セルの効果はA-1モデルとB-2モデル、A-2モデルとB-3モデルを比較することによって分かる。両者の比較から、セルがある場合の方が若干セルの外の盛土地盤系の安定性が向上しているが、その効果は地盤改良による効果程著しくないことが分かる。セルがある場合はセルの内部及びセルに囲まれた部分については、セルのない場合よりも図-5-10、図-5-11に示すように変形が小さく、その安定性に対してセルの効果がみられる。

5-1-3 盛土が水中にある時と空気中にある時の差

次に、盛土が空気中にある場合と、水中にある場合の比較をC-1モデルとC-2モデルで行ってみると、空気中にあるC-1モデルの場合よりは、水中に盛土があるC-2モデルの場合の方が $SF < 1.0$ の領域が若干狭くなっている。両者の違いはC-1モデルでの単位体積重量は空気乾燥重量であるのに対し、C-2モデルでは単位体積重量は、空気乾燥重量より小さな有効単位体積重量であることであるが、砂や礫の場合、荷重と強度が、単位体積重量にはほぼ比例するから、単位体積重量の値そのものは、安定性にはあまり影響しないことから、両者の安定性の差には大差がない。しかし、後に示すように、地震時における盛土の安定性には、空気中にある場合に比べて水中にある場合の方がかなり低下する。

5-2 動的載荷

5-2-1 地動加速度波形を用いた応答解析

図-5-12～図-5-18に線型地震応答解析で得られた各モデルの盛土中心部の各深さでの加速度応答波形を、図-5-19～図-5-25には同じく変位応答波形を示す。各点（A～D）の位置は図-4-6～図-4-12の有限要素モデル図に示す。この解析は線型解析であるので、この応答値は、土の変形特性の非線型性を考慮した場合とは異っている（恐らく過大評価の）可能性がある。表-5-1に、各モデルの最大応答値を示す。セルがなくて盛土下の原地盤を改良していないB-1モデルでは他のモデルに比べて著しく最大加速度応答値が小さい。他のモデルの最大加速度応答値は似かよった値を示す、又、最大応答変位もB-1モデルで一番大きく、原地盤を剛としたC-1、C-2モデルでは著しく小さくなっている。又、地盤改良範囲の広い場合の方が、AモデルでもBモデルでも最大応答変位

表-5-1 地動加速度波形を用いた地震応答解析での盛土中央頂部における応答値

	A-1	A-2	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2
一次固有周期 (秒)	1.59	1.56	3.25	1.46	1.42	0.54	0.67
盛土中央頂部における 最大応答加速度 (gal)	262	297	136	258	262	299	283
盛土中央頂部における 最大応答変位 (cm)	20.3	19.9	26.8	14.9	14.3	3.8	2.5

は小さくなっている。このことから、今回の場合では、地盤の改良は応答変位を小さくする効果があることが分かる。盛土の応答変位は小さい方が、盛土中および盛土上に建設される他の構造物（沈埋トンネル、橋梁）に与える悪影響は小さくなるから、地盤改良は、この点についても耐震性の向上に資すると言えよう。

次に、各モデルで、盛土斜面の方向に最大の加速度応答値を示した時の各部分の点安全率 SF の分布を図-5-26～5-32に示す。この場合も、静的自重载荷の場合と同様に、地盤改良の効果が著しく大きいことを示している。特に、B-1モデルでは、最大応答加速度が他のモデルの $1/2$ 程度であるのに、 $SF < 0.5$ の範囲が著しく広く、他のモデルに比較すると、地震時安定性がきわめて低いことがわかる。又、盛土の斜面の下の方層を改良したA-2、B-3モデルでは、そこを改良していないA-1、B-2モデルよりも、全体的に点安全率が上昇していることが分かる。又、A-1モデルとB-2モデル、A-2モデルとB-3モデルを比較すると、Aモデルの方が点安全率が全体的に高くなっていることが分かり、セルは、セルの外の盛土と地盤系の耐震安定性に効果があることが分かる。次に盛土が空気中にあるC-1モデルと、盛土が水中にあるC-2モデルとを比較すると、C-2モデルの方がC-1より最大応答加速度は若干小さいにもかかわらずC-2モデルの方がC-1モデルよりも耐震安定性が相対的に著しく低いことが分かる。これは次の理由によるものと思われる。砂質の盛土の内部のせん断強度は拘束圧に比例し、これは深さと単位体積重量 γ に比例する。また、 γ は盛土が空気中にある時は、空気中での全単位体積重量 $\bar{\gamma}_t$ であり、盛土が水中にある時は、 $\gamma_{sa} - \gamma_w$ (γ_{sa} は飽和単位体積重量、 γ_w は水の単位体積重量) である。一方、地震力による動的せん断力は、加速度と深さと全単位体積重量 γ_t にほぼ比例し、盛土が空気中にある時は $\gamma_t = \bar{\gamma}_t$ であり、水中にある時は $\gamma_t = \gamma_{sa}$ である。従って次式が成り立つ。

$$\frac{\text{砂質盛土が空中にある時の} \frac{\text{せん断強度}}{\text{動的せん断力}} (\div \text{安全率})}{\text{砂質盛土が水中にある時の} \frac{\text{せん断強度}}{\text{動的せん断力}} (\div \text{安全率})} = \frac{\frac{\bar{\gamma}_t}{\bar{\gamma}_t}}{\frac{\gamma_{sa} - \gamma_w}{\gamma_{sa}}} \div \frac{1.0}{\frac{2-1}{2}} = 2$$

即ち、砂質盛土は、図-5-18、5-19に示す如く、空中にある時の方が水中にある時よりもはるかに耐震安定性が高いことになる。

5-2-2 平均応答スペクトル法による応答解析

この方法では、各接点の応答変位を水平変位は斜面方向、上下成分を上方向として応力を計算した。これは、盛土の安定性に対して、最っとも不利になる計算方法である。図5-33～図-5-37に、A-1、A-2、B-1、B-2、B-3モデルでの点安全率分布を示す。解析に用いた平均応答スペクトルの値は、地動加速度波形を用いた応答解析で用いた図-3-2に示す波形の応答スペクトルの値より、長周期部分では図-3-4に示すように小さな値を示す。従って、この方法による地震時の点安全率SFは、地動加速度波形を用いた応答解析でのSFの値よりも全体的に大きな値となっている。しかし、この手法における盛土の安定性に対する盛土の下の地盤改良の効果は大きいという結論は地動加速度波形を用いた地震応答解析での結果と同様である。特に盛土の斜面の下の口層を改良した場合は、この解析結果では、地震時も全体として、 $SF < 1.0$ の部分は狭いことからほぼ安全であることを示している。

5-2-3 震度法

この解析法の目的は、次に示す通常の円弧すべり計算法による全体的安全率 F_s と、有限要素法による点安全率SFの関連をつけることである。従って、この章での解析法は、通常の円弧すべり計算法における震度法の場合の水平震度を盛土地盤系モデルにかけ、点安全率分布SFを求めるものである。図-5-38に、盛土・地震系全体に水平震度 $k_h = 0.1$ を一様にかけた時の点安全率SFの分布を示す。盛土斜面の下の未改良口層が相対的にSFの小さな部分となっていることが分かる。図-5-38に同時に、通常の水平震度 $k_h = 0.1$ をかけた円弧すべり計算での限界円と安全率 F_s を示してあるから、この限界円は、点安全率が小さい部分を通過していることが分かる。又、図-5-39に、有限要素法による点安全率SFと円弧すべり法による安全率 F_s の比較を示すが、限界円上のSFの値は、 F_s の値を中心としてばらついており、両者の解析法は、対応がよいことが分かる。同様に、 $k_h = 0.18$ を盛土・地盤系全体にかけた結果を図-5-40、図-5-41に示す。これにも $k_h = 0.1$ の場合と同様なことが示されている。

図-5-42に、モデルB-2における地震波形を用いた地震応答解析によって得られた盛土・地盤系の基盤面に対する最大応答倍率の分布を示す。厳密には、この図に示した応答倍率は同時には発揮されないが、同時に発揮されるとした方が安全側であるので、この図に示した値を次に示す解析に用いた。尚、図には、前回の計算（土木研究所資料955号）で得られた値も参考として示してある。図-5-

4.2 から基盤面に対する震度の倍率を原地盤面では1.35倍、盛土頂部で1.75倍として、その間を直線で結んだ震度分布（図-3-6）を決めた。図-5-43には、基盤面での水平震度 $k_{hB} = 0.1$ として、図-3-6の震度分布を与えた時の有限要素法で得られた点安全率分布、図-5-44には、 SF と F_s の比較を、図-5-45、図-5-46には、 $k_{hB} = 0.18$ とした場合の解析結果を示す。いずれの場合も、円弧すべり計算法での限界円上の SF の値は F_s の値を中心としてばらついており、限界円上のどこが相対的に弱点であるかを示している。

6. 円弧すべり計算法による解析結果

この解析結果の一部は既に表示した。この解析における盛土下の粘土部分 SCP 部分のせん断強度 τ_f は有限要素法での計算によって（4-9）、（4-10）式によって求めた値を用いた。図-6-1に水平震度 k_h と、安全率 F_s との関係を示す。盛土・地盤系に様に水平震度をかける場合よりも、図-3-6に示す震度分布（高くなるほど k_h は大きくなる形）をかける場合の方が、基盤面での同一の水平震度に対しては F_s は小さくなることが分かる。又、盛土だけに水平震度をかけた時は、同一の震度を盛土・地盤全体にかけた時よりも F_s がかなり大きくなることが分かる。

7. まとめ

東京湾横断道路川崎側人工島の耐震性の解析を有限要素法を用いて行った。その結果、次のことが判明した。

- (1) 点安全率を求めることで、各場所の相対的安定性の程度を示すことができる。有限要素法で求めた点安全率は通常の円弧すべり計算法で求めた安全率と良好な相関がみられる。
- (2) 盛土は、盛土の下での原地盤の改良の程度が高いほど、地震時の安定性が高くなる。地震時に十分な安定性を保持するためには、盛土の斜面下の口層の改良が有効であると判断される。
- (3) セルは、セルに囲まれた部分の変形を拘束させる働きがある。

参 考 文 献

- 1) 栗林栄一、龍岡文夫、川島一彦、若月高晴、高木義和、“東京湾横断道路人工島（盛土）の地震時における安定性の解析”1974年9月、土木研究所資料第955号。
- 2) 建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所“東京湾湾央部地質調査報告書”1973年3月。
- 3) 中瀬明男、小林正樹、兼近明男、“粘土の非排水せん断強度と変形係数”、1972年6月、港湾技術研究所報告第11巻第2号。
- 4) Hara, A. et. al., 1974, “Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils”, Soils and Foundations, Vol. 14, No 3, September.
- 5) 栗林栄一、岩崎敏男、龍岡文夫、堀内俊一、“土の動的変形特性”、1974年5月、土木研究所資料第912号。
- 6) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和、“広範囲な歪領域での砂の動的せん断変形特性”、1976年3月、土木研究所資料第1080号。

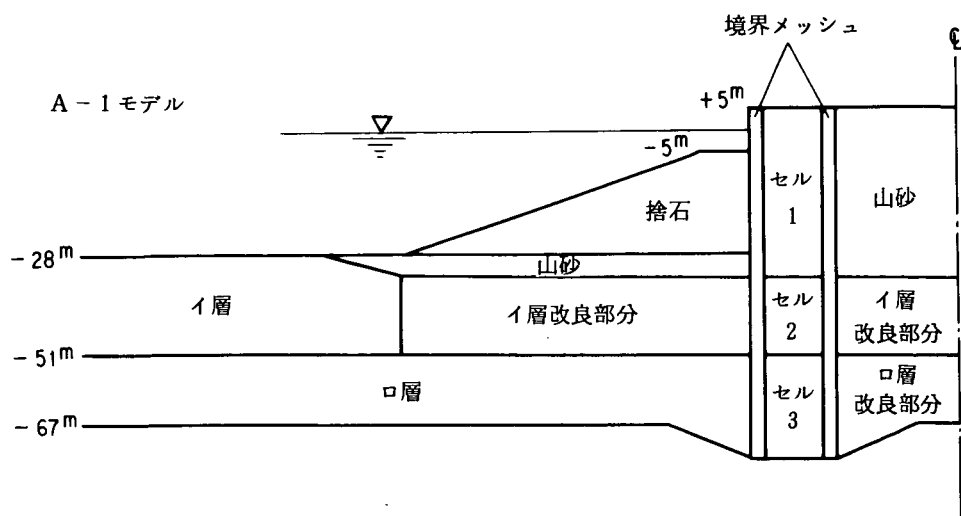


図-2-2(a) 解析モデル (A-1)

表-4-2 モデルA-1の物性値

ポアソン比 静的解析 0.33

(注) グループ番号は図-4-6参照

動的解析 0.49

地 質	グループ 番 号	静 的 解 析		動 的 解 析			地 質	グループ 番 号	静 的 解 析		動 的 解 析		
		r t/m ³	E t/m ²	r	E	τ or ϕ (t/m ²)			r t/m ³	E t/m ²	r	E	τ or ϕ (t/m ²)
イ 層	10, 15	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125	ロ 層	230	0.73	1,010	1.73	13,648.4	τ_1
	20, 25	0.4	285	1.4	4,321.0	2.85		240	0.73	1,120	1.73	15,525.8	τ_1
	30, 35	0.4	40	1.4	566.2	0.375		255	0.73	1,120	1.73	15,525.8	τ_1
	40, 45	0.4	150	1.4	2,294.6	1.5	境界 メッシュ	260	1.0	$\nu=0.49$ 20	2.0	59.6	35°
	50, 55	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125	セル 1	270	1.04	120,000	2.04	119,200.0	35°
	60, 65	0.4	190	1.4	2,831.0	1.875	セル 2	280	0.64	120,000	1.64	119,200.0	τ_2
ロ 層	70	0.7	410	1.7	6,258.0	4.1	セル 3	290	0.85	120,000	1.85	119,200.0	τ_2
	80	0.7	530	1.7	8,195.0	5.3	境界 メッシュ	300	1.0	20	2.0	59.6	35°
捨 石	90, 95	1.0	265	2.0	6,973.2	45°	山 砂	310	1.0	215	2.0	6,973.2	35°
	100, 105	1.0	640	2.0	12,873.6	45°		320	1.0	540	2.0	13,231.2	35°
	115	1.0	1,090	2.0	18,714.4	45°		330	1.0	770	2.0	17,075.4	35°
山 砂	125	1.0	130	2.0	4,887.2	35°		340	1.0	1,030	2.0	20,889.8	35°
	130, 135	1.0	520	2.0	12,873.6	35°		350	1.0	1,290	2.0	24,436.0	35°
	140, 145	1.0	1,100	2.0	21,813.6	35°		360	1.0	1,530	2.0	27,475.6	35°
イ層 改良部分	150	0.56	470	1.56	8,612.2	τ_2		370	1.0	1,740	2.0	30,127.8	35°
イ層 改良部分	160	0.56	610	1.56	10,430.0	τ_2	イ 層 改良部分	380	0.6	1,120	1.6	17,880.0	τ_2
	175	0.56	700	1.56	12,009.4	τ_2		390	0.6	1,230	1.6	19,519.0	τ_2
イ層 改良部分	180	0.56	790	1.56	13,380.2	τ_2	ロ 層 改良部分	400	0.6	1,350	1.6	21,158.0	τ_2
	190	0.56	900	1.56	14,780.8	τ_2		410	0.81	1,500	1.81	23,840.0	τ_2
	200	0.56	1,000	1.56	16,539.0	τ_2		420	0.81	1,570	1.81	25,330.0	τ_2
ロ 層	210	0.71	650	1.71	9,953.2	τ_1		435	0.81	1,570	1.81	25,330.0	τ_2
	220	0.71	790	1.71	11,800.8	τ_1							

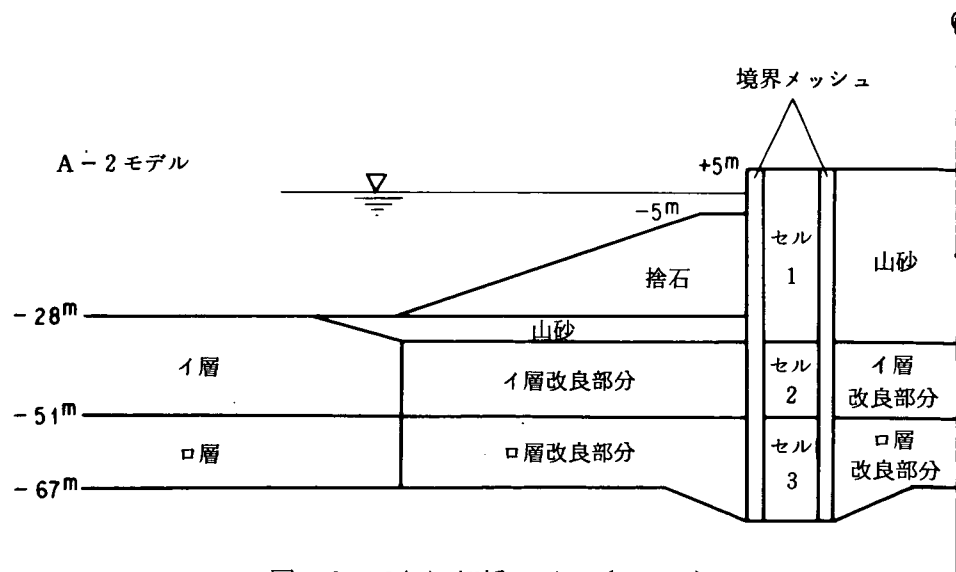


図-2-2(b) 解析モデル (A-2)

表-4-3 モデル A-2 の物性値

ポアソン比 静的解析 0.33

(注) グループ番号は図-4-7 参照

動的解析 0.49

地 質	グループ 番 号	静 的 解 析		動 的 解 析			地 質	グループ 番 号	静 的 解 析		動 的 解 析		
		r t/m ³	E t/m ²	r	E	τ or ϕ (t/m ²)			r t/m ³	E (t/m ²)	r	E	τ or ϕ (t/m ²)
イ 層	10, 15	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125	ロ 層 改良部分	230	0.79	1,170	1.79	18,803.8	τ_2
	20, 25	0.4	285	1.4	4,321.0	2.85		240	0.79	1,330	1.79	21,009.0	τ_2
	30, 35	0.4	40	1.4	566.2	0.375		255	0.79	1,330	1.79	21,009.0	τ_2
	40, 45	0.4	150	1.4	2,294.6	1.5	境界 メッシュ	260	1.0	$\nu=0.49$ 20	2.0	59.6	3 5°
	50, 55	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125	セル 1	270	1.04	120,000	2.04	119,200.0	3 5°
	60, 65	0.4	190	1.4	2,831.0	1.875	セル 2	280	0.64	120,000	1.64	119,200.0	τ_2
ロ 層	70	0.7	410	1.7	6,258.0	4.1	セル 3	290	0.85	120,000	1.85	119,200.0	τ_2
	80	0.7	530	1.7	8,195.0	5.3	境界 メッシュ	300	1.0	20	2.0	59.6	3 5°
捨 石	90, 95	1.0	265	2.0	6,973.2	4 5°	山 砂	310	1.0	215	2.0	6,973.2	3 5°
	100,105	1.0	640	2.0	12,873.6	4 5°		320	1.0	540	2.0	13,231.2	3 5°
	115	1.0	1,090	2.0	18,714.4	4 5°		330	1.0	770	2.0	17,075.4	3 5°
山 砂	125	1.0	130	2.0	4,887.4	3 5°		340	1.0	1,030	2.0	20,889.8	3 5°
	130,135	1.0	520	2.0	12,873.6	3 5°		350	1.0	1,290	2.0	24,436.0	3 5°
	140,145	1.0	1,100	2.0	21,813.6	3 5°		360	1.0	1,530	2.0	27,475.6	3 5°
イ 層 改良部分	150	0.56	470	1.56	8,612.6	τ_2		370	1.0	1,740	2.0	30,127.8	3 5°
	160	0.56	610	1.56	10,430.0	τ_2	イ 層 改良部分	380	0.6	1,121	1.6	17,880.0	τ_2
	175	0.56	700	1.56	12,009.4	τ_2		390	0.6	1,230	1.6	19,519.0	τ_2
	180	0.56	790	1.56	13,380.2	τ_2		400	0.6	1,350	1.6	21,158.0	τ_2
	190	0.56	900	1.56	14,780.8	τ_2		410	0.81	1,500	1.81	23,840.0	τ_2
	200	0.56	1,000	1.56	16,539.0	τ_2	ロ 層 改良部分	420	0.81	1,570	1.81	25,330.0	τ_2
ロ 層 改良部分	210	0.79	850	1.79	14,247.2	τ_2		435	0.81	1,570	1.81	25,330.0	τ_2
	220	0.79	1,010	1.79	16,539.0	τ_2							

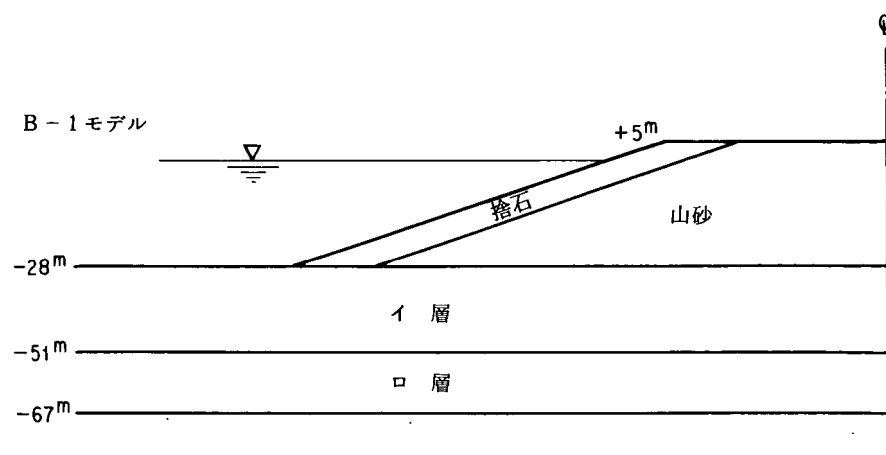


図-2-2(c) 解析モデル (B-1)

表-4-4 モデルB-1の物性値

ポアソン比 静的解析 0.33

(注) グループ番号は図-4-8参照

動的解析 0.49

地 質	グループ 番 号	静的解析		動的解析			地 質	グループ 番 号	静的解析		動的解析		
		r t/m ³	E t/m ²	r	E	γ or ϕ (t/m ²)			r	E	r	E	γ or ϕ (t/m ²)
イ 層	10, 15	0.4	40	1.4	566.2	0.375	イ 層	170	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125
	20, 25	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125		180	0.4	190	1.4	2,831.0	1.875
	30, 35	0.4	190	1.4	2,831.0	1.875		190, 195	0.4	285	1.4	4,321.0	2.85
	40, 45	0.4	150	1.4	2,294.6	1.5	ロ 層	200	0.7	410	1.7	6,258.0	4.1
	50, 55	0.4	285	1.4	4,321.0	2.85		210	0.7	530	1.7	8,195.0	5.3
ロ 層	60	0.7	410	1.7	6,258.0	4.1	イ 層	220	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125
	70	0.7	530	1.7	8,195.0	5.3		230	0.4	190	1.4	2,831.0	1.875
捨 石 (水面下)	80, 85	1.0	215	2.0	4,291.2	45°		240	0.4	285	1.4	4,321.0	2.85
捨 石 (水面上)	90, 95	2.0	215	2.0	4,291.2	45°	ロ 層	250	0.7	410	1.7	6,258.0	4.1
山 砂 (水面上)	100, 105	2.0	215	2.0	4,291.2	35°		260	0.7	530	1.7	8,195.0	5.3
山 砂 (水面下)	110, 115	1.0	495	2.0	12,486.2	35°	イ 層	270	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125
	120, 125	1.0	670	2.0	15,376.8	35°		280	0.4	190	1.4	2,831.0	1.875
	130, 135	1.0	900	2.0	19,012.4	35°		290	0.4	285	1.4	4,321.0	2.85
	140, 145	1.0	1,160	2.0	22,677.8	35°	ロ 層	300	0.7	410	1.7	6,258.0	4.1
	150, 155	1.0	1,420	2.0	26,075.0	35°		310	0.7	530	1.7	8,195.0	5.3
イ 層	160,	0.4	40	1.4	566.2	0.375							

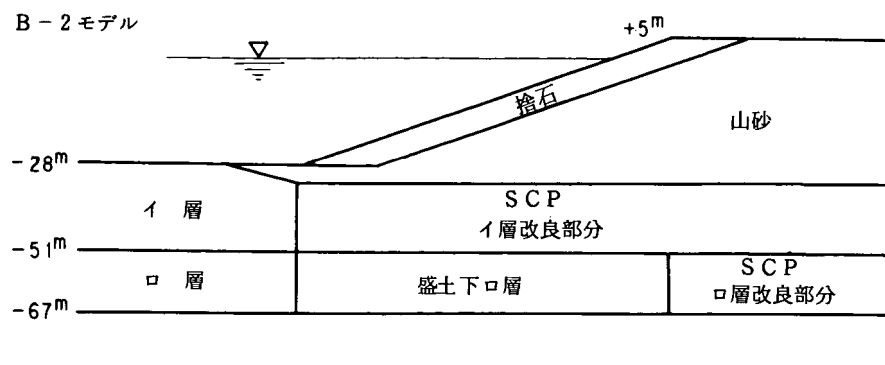


図-2-2(d) 解析モデル (B-2)

表-4-5 モデルB-2の物性値

ポアソン比 静的解析 0.33

(注) グループ番号は図-4-9 参照

動的解析 0.49

地 質	グループ 番 号	静 的 解 析		動 的 解 析			地 質	グループ 番 号	静 的 解 析		動 的 解 析		
		r t/m ³	E t/m ²	r	E	τ or ϕ (t/m ²)			r t/m ³	E t/m ²	r	E	τ or ϕ (t/m ²)
イ 層	10, 15	0.4	40	1.4	566.2	0.375	SCP (イ層 改良部)	170	0.56	470	1.56	470	τ_2
	20, 25	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125		180	0.56	610	1.56	610	τ_2
	30, 35	0.4	190	1.4	2,831.0	1.875		190, 195	0.56	700	1.56	700	τ_2
	40, 45	0.4	150	1.4	2,294.6	1.5	盛土下 ロ層	200	0.71	650	1.71	650	τ_1
	50, 55	0.4	285	1.4	4,321.0	2.85		210	0.71	770	1.71	770	τ_1
ロ 層	60	0.7	410	1.7	6,258.0	4.1	SCP (イ層 改良部)	220	0.56	790	1.56	790	τ_2
	70	0.7	530	1.7	8,195.0	5.3		230	0.56	900	1.56	900	τ_2
捨 石 (水面下)	80, 85	1.0	215	2.0	4,291.2	45°		240	0.56	1,000	1.56	1,000	τ_2
捨 石 (水面上)	90, 95	2.0	215	2.0	4,291.2	45°	盛土下 ロ層	250	0.73	890	1.73	890	τ_1
山 砂 (水面下)	100, 105	2.0	215	2.0	4,291.2	35°		260	0.73	1,010	1.73	1,010	τ_1
山 砂 (水面下)	110, 115	1.0	495	2.0	12,486.2	35°	SCP (イ層 改良部)	270	0.6	1,120	1.6	1,120	τ_2
	120, 125	1.0	670	2.0	15,376.8	35°		280	0.6	1,230	1.6	1,230	τ_2
	130, 135	1.0	900	2.0	19,012.4	35°		290	0.6	1,350	1.6	1,350	τ_2
	140, 145	1.0	1,160	2.0	22,677.8	35°	SCP (ロ層 改良部)	300	0.81	1,500	1.81	1,500	τ_2
	150, 155	1.0	1,420	2.0	26,075.0	35°		310	0.81	1,570	1.81	1,570	τ_2
山 砂 (水面下)	160, 165	1.0	1,655	2.0	1,655	35°							

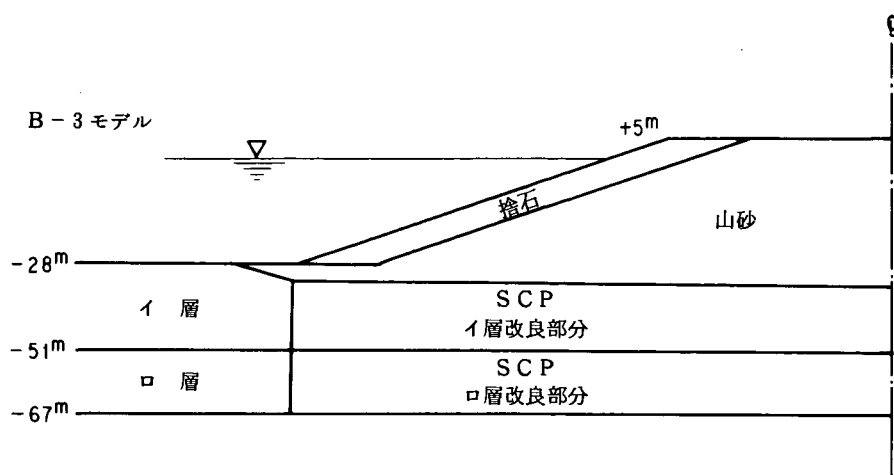


図-2-2(e) 解析モデル (B-3)

表-4-6 モデルB-3の物性値

ポアソン比 静的解析 0.33

(注) グループ番号は図-4-10 参照

動的解析 0.49

地 質	グループ 番 号	静的解析		動的解析			地 質	グループ 番 号	静的解析		動的解析		
		r t/m ³	E t/m ²	r	E	τ_f or ϕ (t/m ²)			r t/m ³	E t/m ²	r	E	τ_f or ϕ (t/m ²)
イ 層	10, 15	0.4	40	1.4	566.2	0.375	SCP (イ層 改良部)	170	0.6	470	1.56	8,612.2	τ_2
	20, 25	0.4	110	1.4	1,698.6	1.125		180	0.6	610	1.56	10,430.0	τ_2
	30, 35	0.4	190	1.4	2,831.0	1.875		190, 195	0.6	700	1.56	12,009.4	τ_2
	40, 45	0.4	150	1.4	2,294.6	1.5	SCP (ロ層 改良部)	200	0.8	850	1.79	14,274.2	τ_2
	50, 55	0.4	285	1.4	4,321.0	2.85		210	0.8	1,010	1.79	16,539.0	τ_2
ロ 層	60	0.7	410	1.7	6,258.0	4.1	SCP (ロ層 改良部)	220	0.6	790	1.56	13,380.2	τ_2
	70	0.7	530	1.7	8,195.0	5.3		230	0.6	900	1.56	14,780.8	τ_2
捨 石 (水面下)	80, 85	1.0	215	2.0	4,291.2	45°		240	0.6	1,000	1.56	16,539.0	τ_2
捨 層 (水面上)	90, 95	2.0	215	2.0	4,291.2	45°	SCP (ロ層 改良部)	250	0.8	1,170	1.79	18,803.8	τ_2
山 砂 (水面上)	100, 105	2.0	215	2.0	4,291.2	35°		260	0.8	1,330	1.79	21,009.0	τ_2
山 砂 (水面下)	110, 115	1.0	495	2.0	12,486.2	35°	SCP (イ層 改良部)	270	0.6	1,120	1.6	7,880.0	τ_2
	120, 125	1.0	670	2.0	15,376.8	35°		280	0.6	1,230	1.6	19,519.0	τ_2
	130, 135	1.0	900	2.0	19,012.4	35°		290	0.6	1,350	1.6	21,158.0	τ_2
	140, 145	1.0	1,160	2.0	22,677.8	35°	SCP (ロ層 改良部)	300	0.8	1,500	1.81	23,840.0	τ_2
	150, 155	1.0	1,420	2.0	26,075.0	35°		310	0.8	1,570	1.81	25,330.0	τ_2
山 砂 (水面下)	160, 165	1.0	1,655	2.0	29,055.0	35°							

C-1モデル

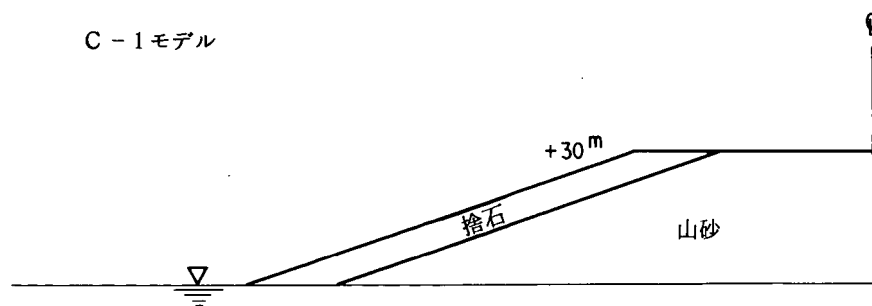


図-2-2(f) 解析モデル (C-1)

表-4-7 モデルC-1の物性値

ポアソン比

静的解析 0.33

(注) グループ番号は図-4-11 参照

動的解析 0.49

地 質	グループ番号	静 的 解 析		動 的 解 析		
		$r(t/m^3)$	$E(t/m^2)$	r	E	$\tau_f \text{ or } \phi (t/m^2)$
捨 石	80, 85	1.59	340	1.59	5,960.0	45°
	90, 95	1.59	340	1.59	5,960.0	45°
山 砂	100, 105	1.59	170	1.59	5,960.0	35°
	110, 115	1.59	445	1.59	11,562.4	35°
	120, 125	1.59	720	1.59	16,181.4	35°
	130, 135	1.59	1,160	1.59	22,677.8	35°
	140, 145	1.59	1,640	1.59	28,846.4	35°
	150, 155	1.59	2,050	1.59	33,733.6	35°

C-2モデル

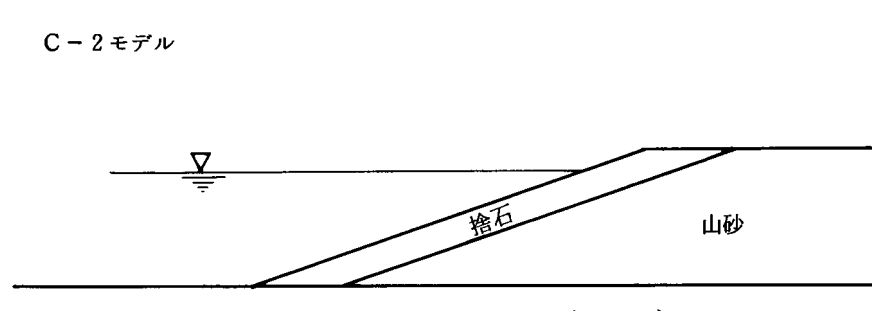


図-2-2(g) 解析モデル (C-2)

表-4-8 モデルC-2の物性値

ポアソン比

静的解析 0.33

(注) グループ番号は図-4-12 参照

動的解析 0.49

地 質	グループ番号	静 的 解 析		動 的 解 析		
		$r(t/m^3)$	$E(t/m^2)$	r	E	$\tau_f \text{ or } \phi (t/m^2)$
地下水面上捨石	80, 85	1.0	215	2.0	4,291.2	45°
地下水面上捨石	90, 95	2.0	215	2.0	4,291.2	45°
地下水面上山砂	100, 105	2.0	215	2.0	4,291.2	35°
地下水面上山砂	110, 115	1.0	495	2.0	12,486.2	35°
	120, 125	1.0	670	2.0	15,376.8	35°
	130, 135	1.0	900	2.0	19,012.4	35°
	140, 145	1.0	1,160	2.0	22,677.8	35°
	150, 155	1.0	1,420	2.0	26,075.0	35°

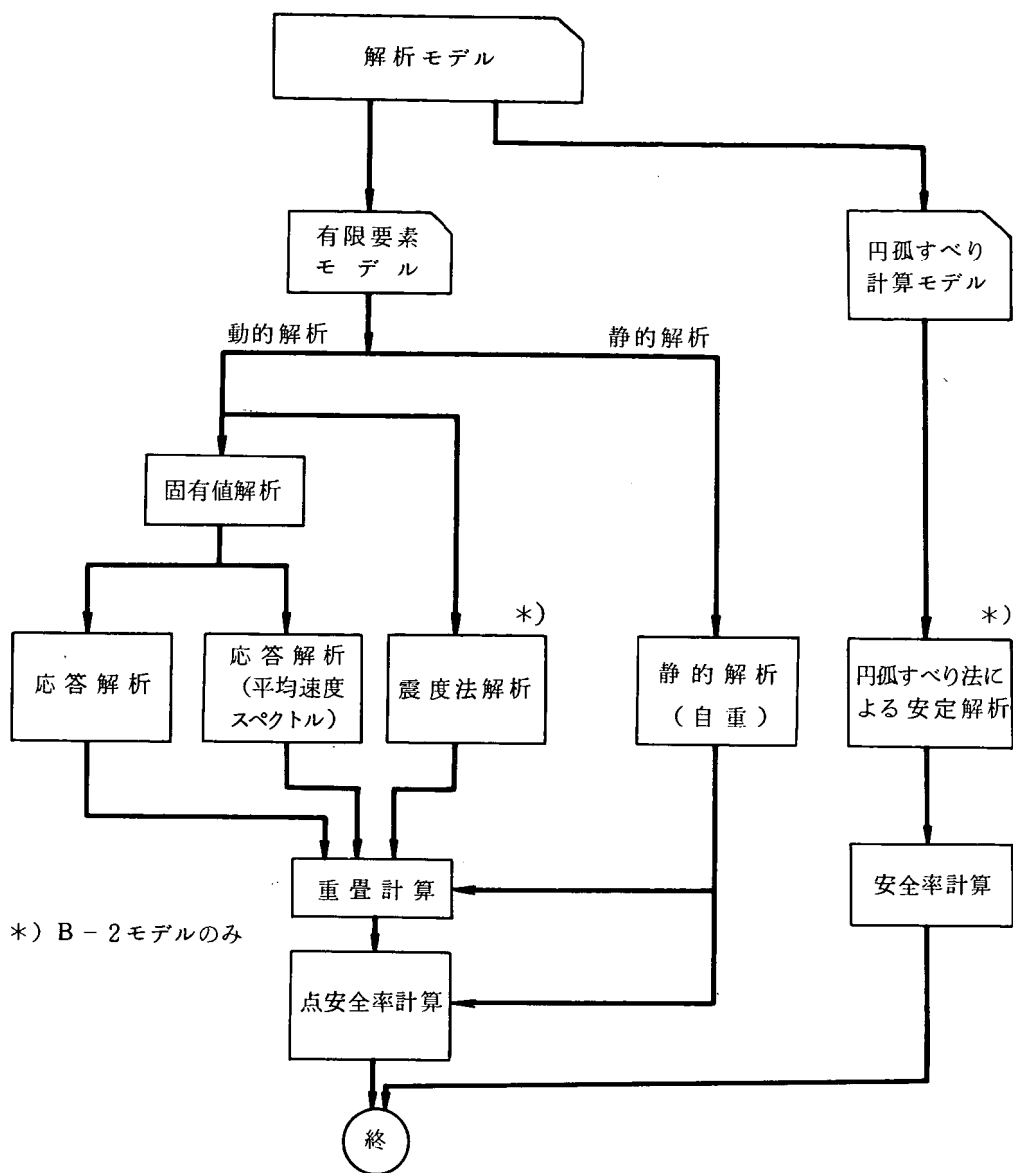


図-3-1 計算のフローチャート

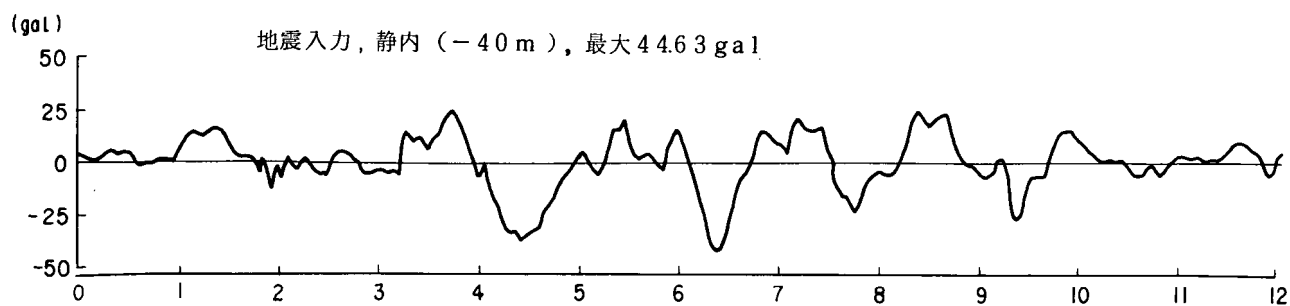


図-3-2 解析に用いた地震動波形

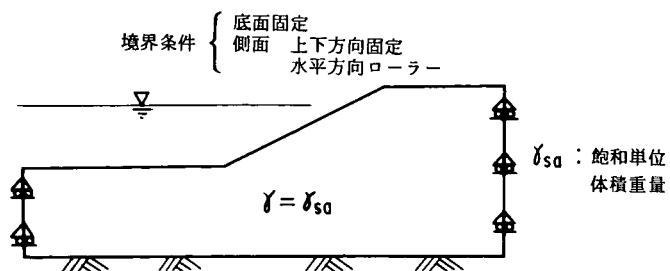


図-3-3 境界条件 (地震波による応答解析)

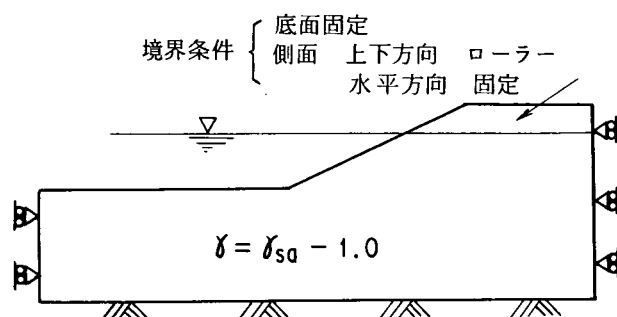


図-3-5 境界条件 (静的解析)

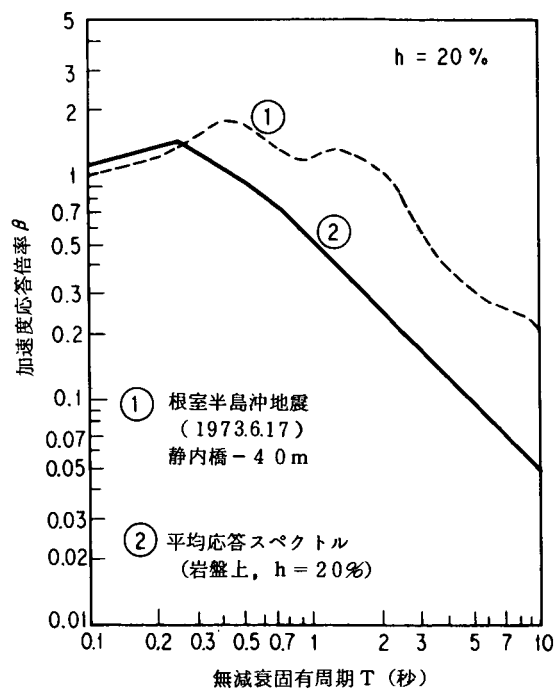


図-3-4 応答スペクトル

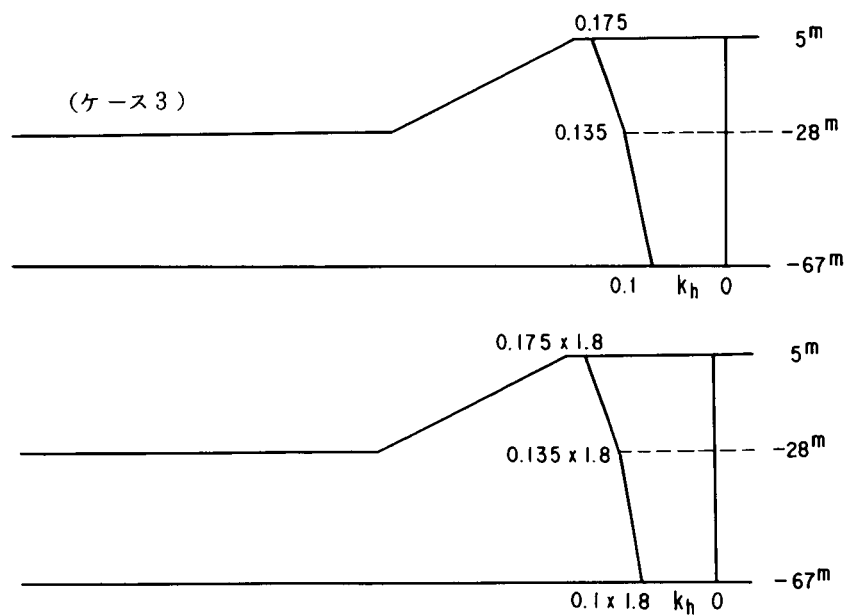


図-3-6 震度法における震度分布

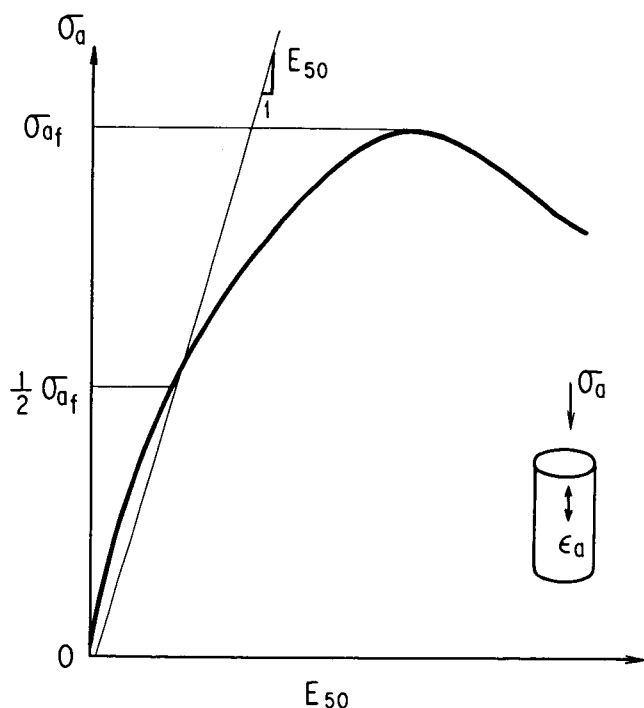


図-4-1 E_{50} の定義

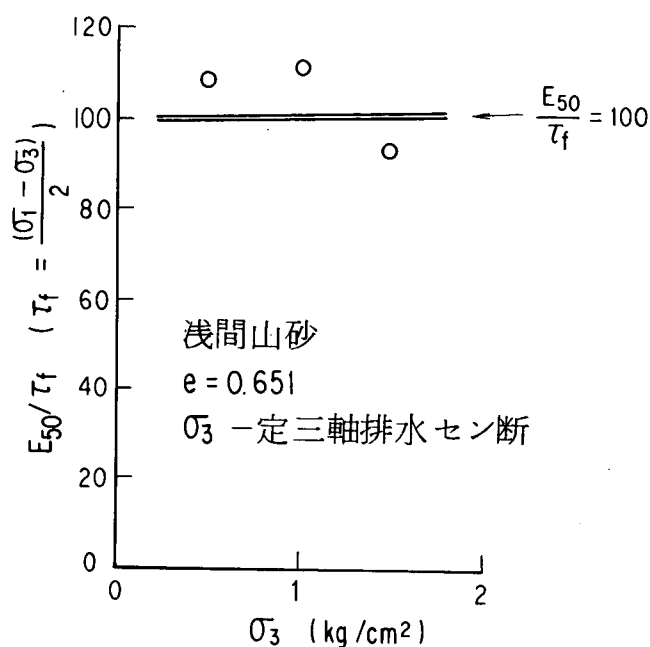


図-4-2 浅間山砂の E_{50}/τ_f
(動土質研究室による)

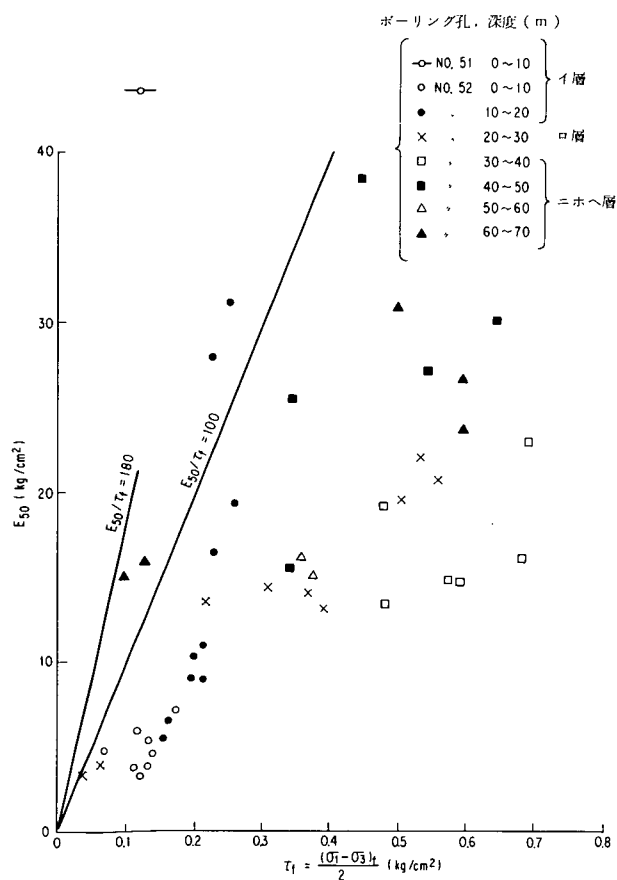


図-4-3(a) 粘土の $E_{50} \sim \tau_f$ 関係

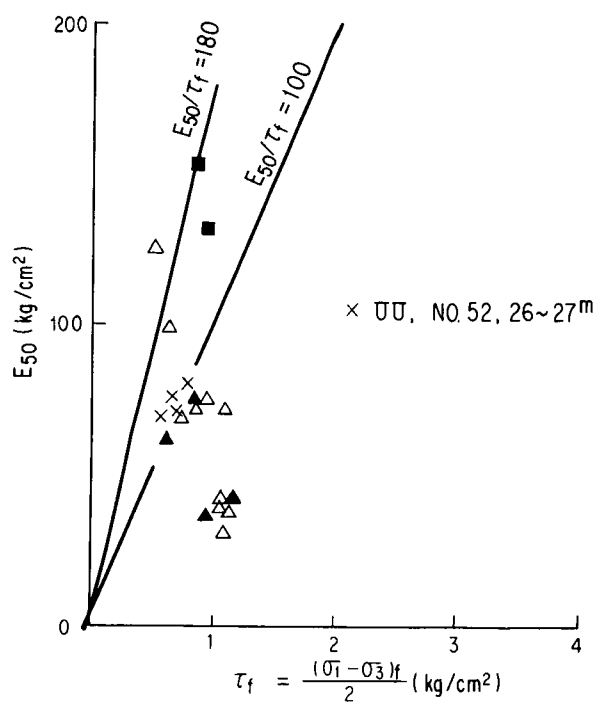


図-4-3(b) 粘土の $E_{50} \sim \tau_f$ 関係

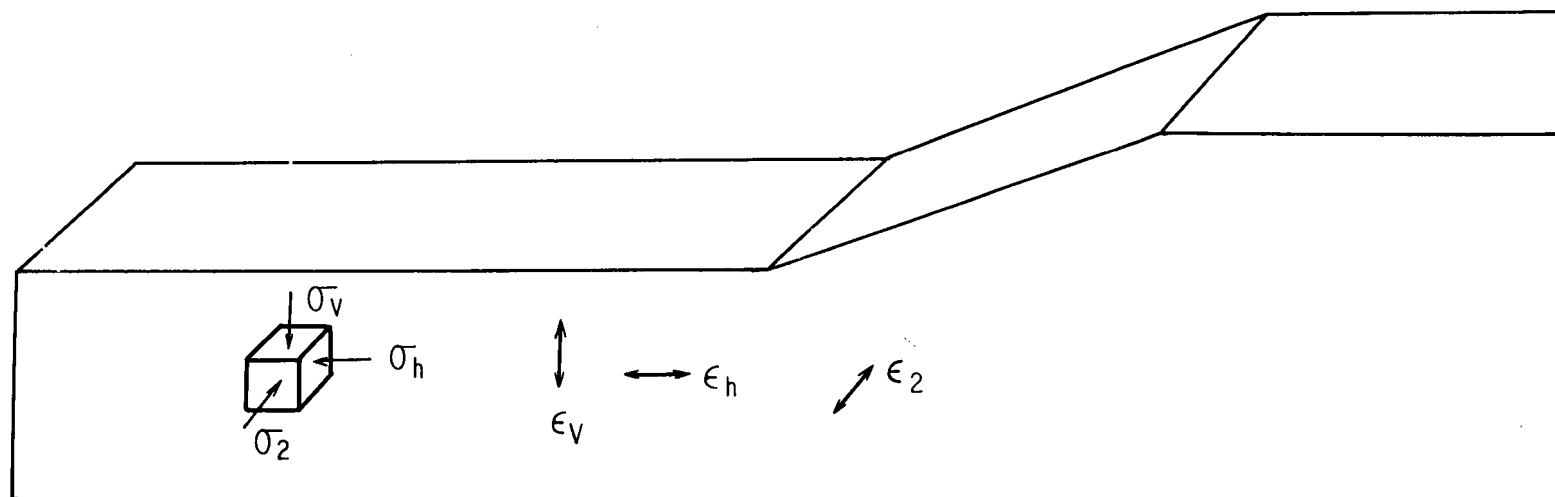


図-4-4 σ_v 、 σ_h 、 σ_2 、 ϵ_v 、 ϵ_h 、 ϵ_2 の定義

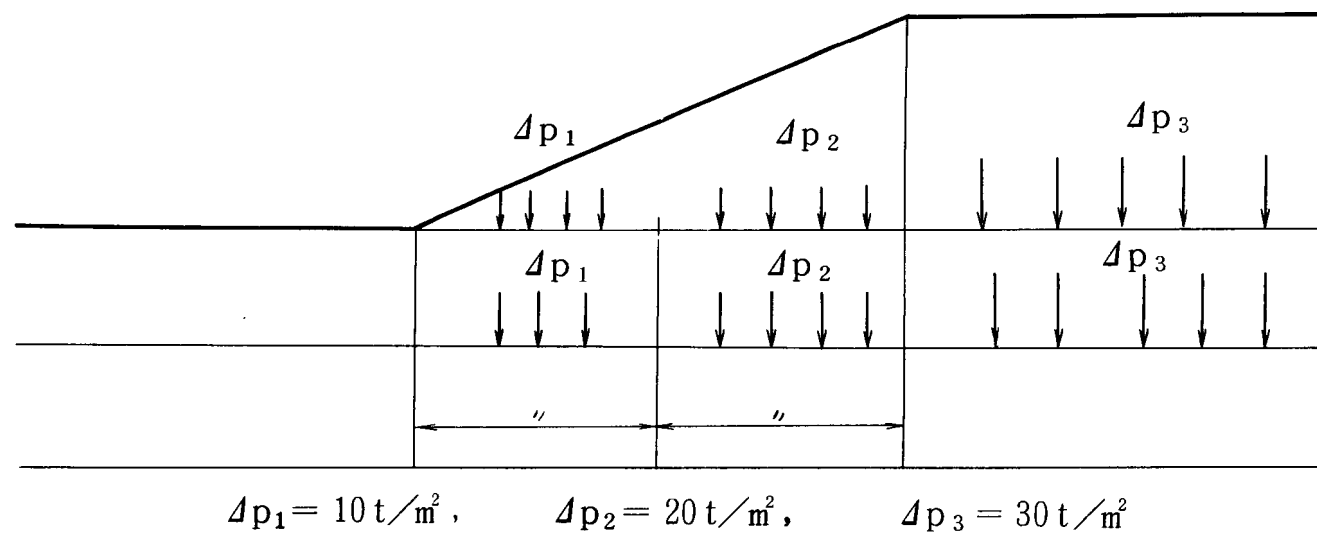


図-4-5 盛土による上載圧の増加分 Δp

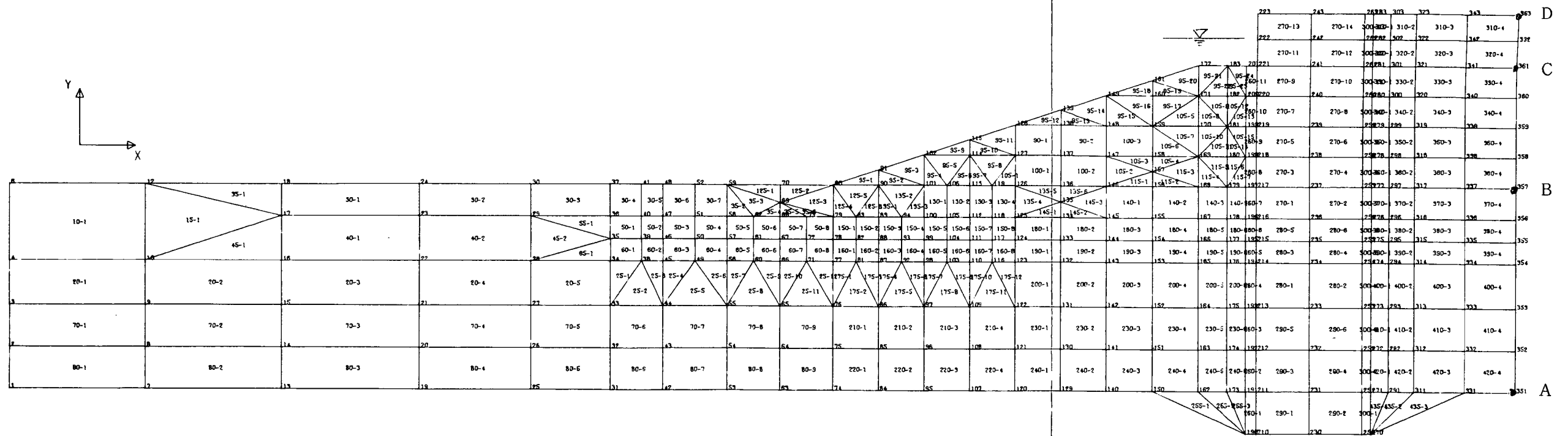


図-4-6 モデルA-1の有限要素モデル

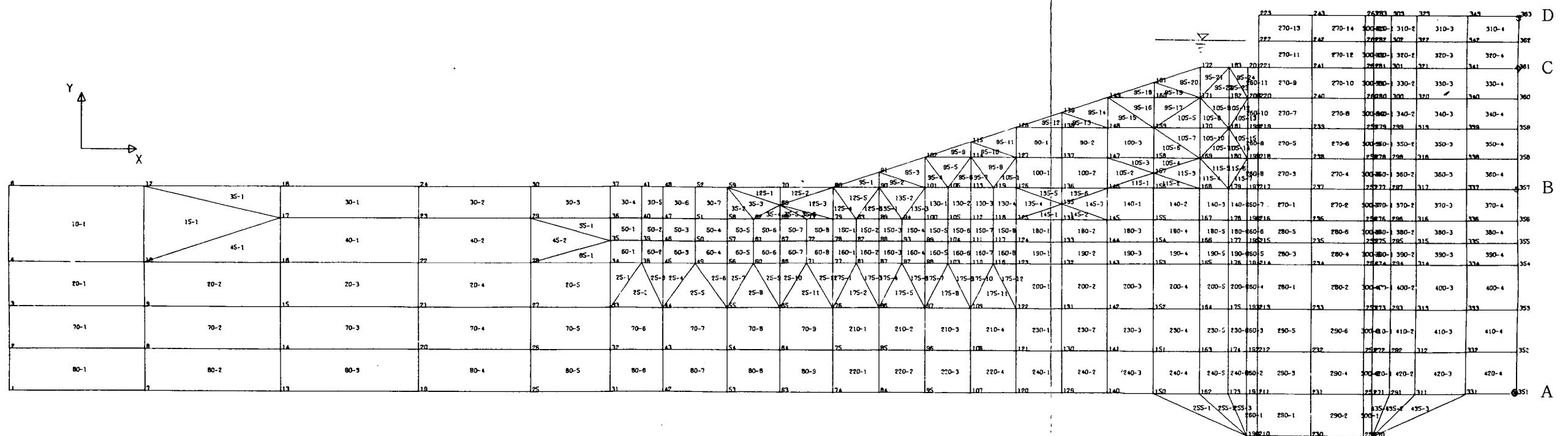


図-4-7 モデルA-2の有限要素モデル

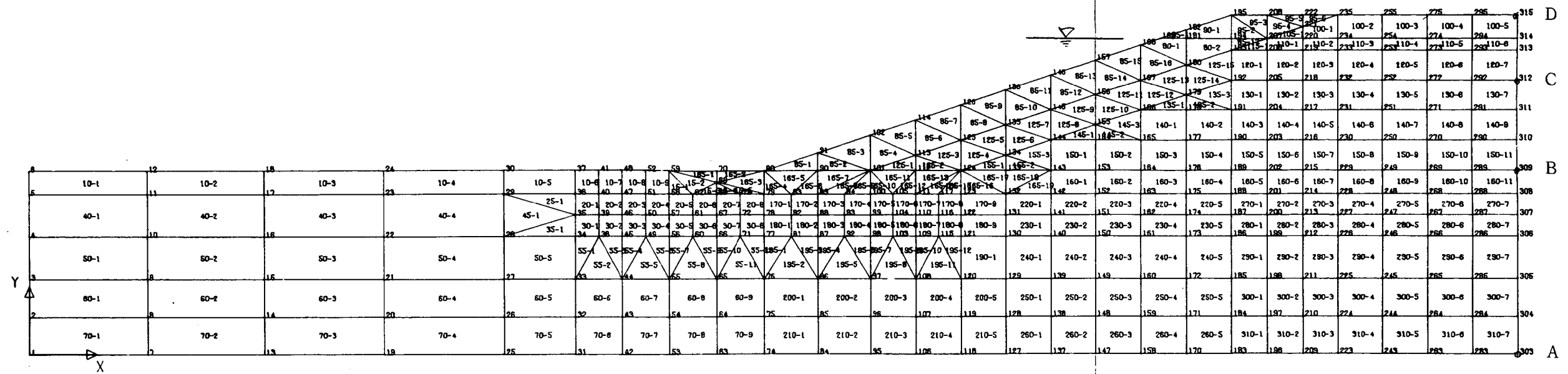


図-4-8 モデルB-1の有限要素モデル

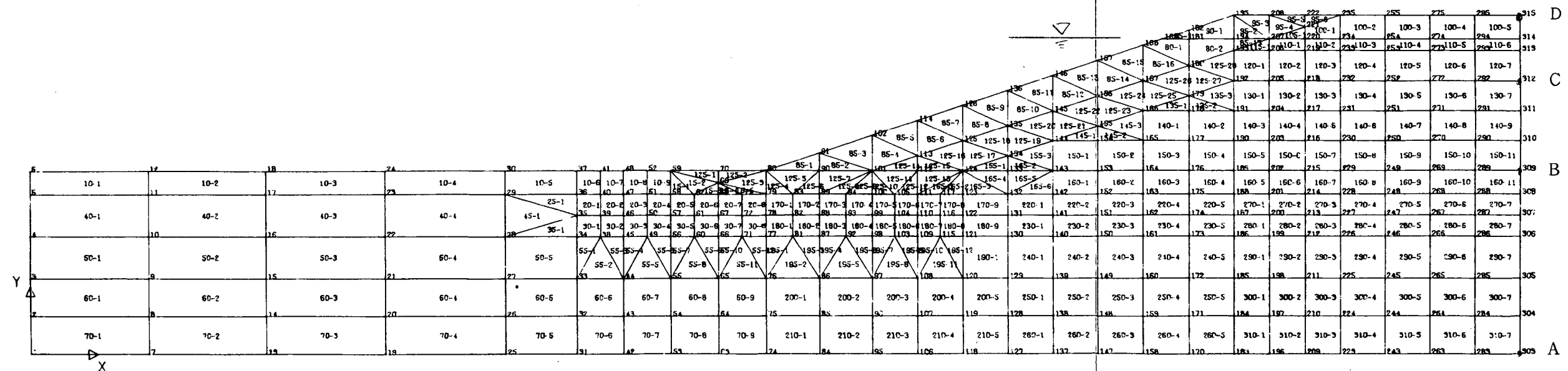


図-4-9 モデルB-2の有限要素モデル

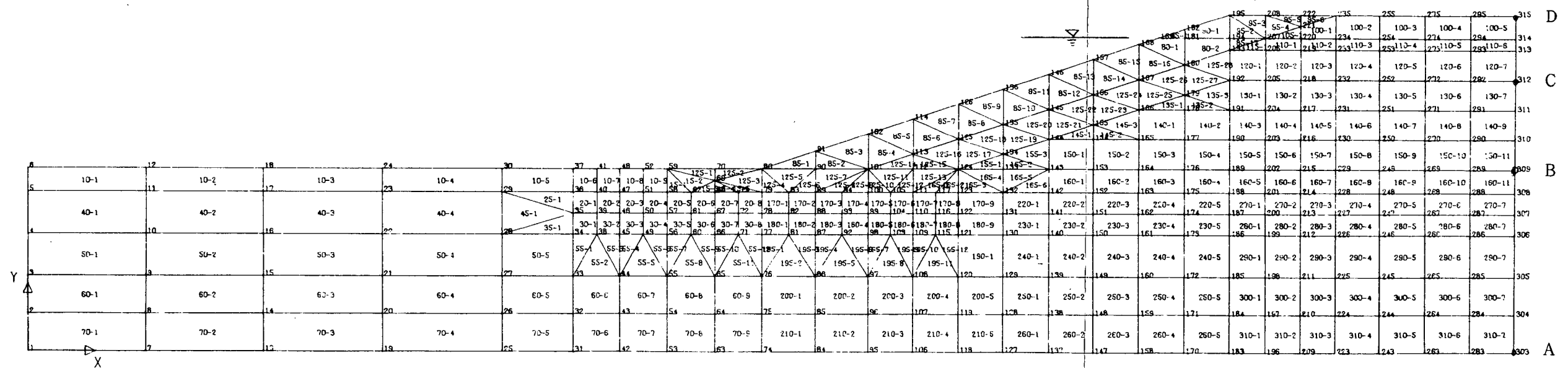


図-4-10 モデルB-3の有限要素モデル

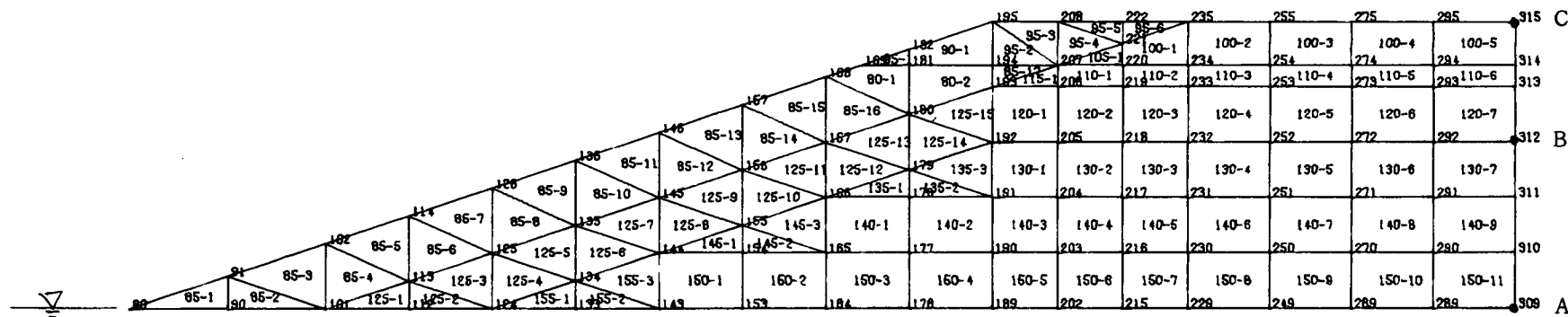


図-4-11 モデルC-1の有限要素モデル

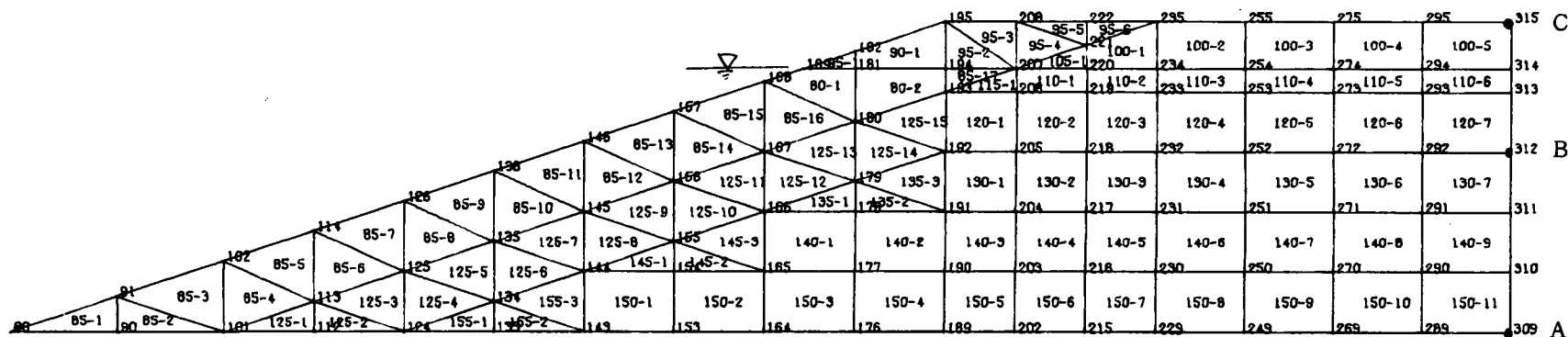


図-4-12 モデルC-2の有限要素モデル

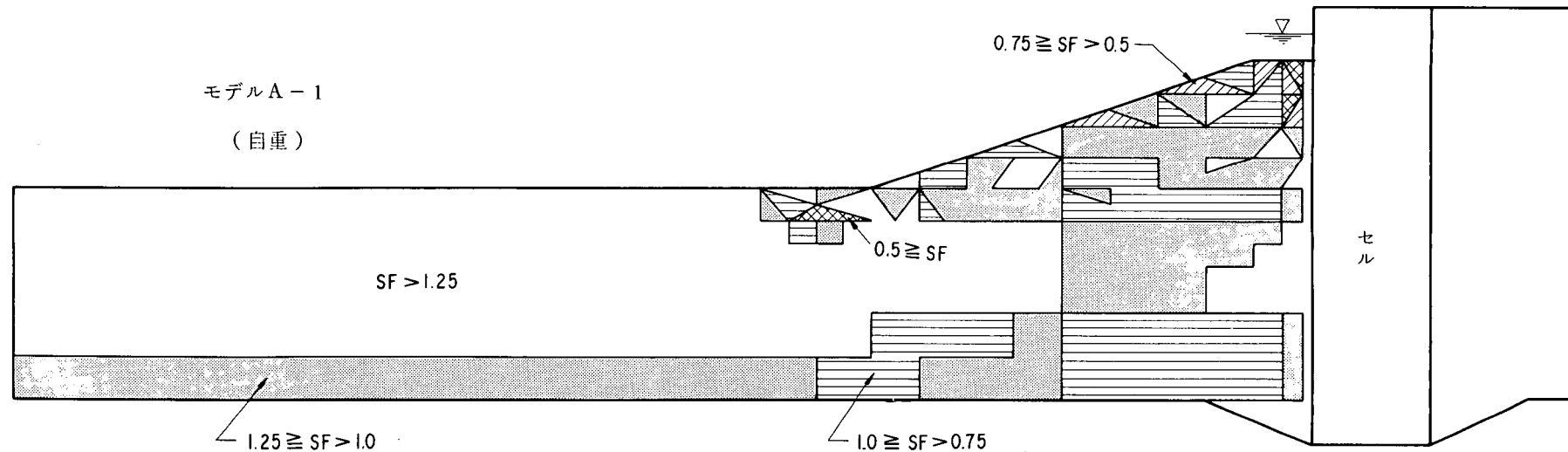


図-5-1 静的自重载荷での点安全率分布 (A-1モデル)

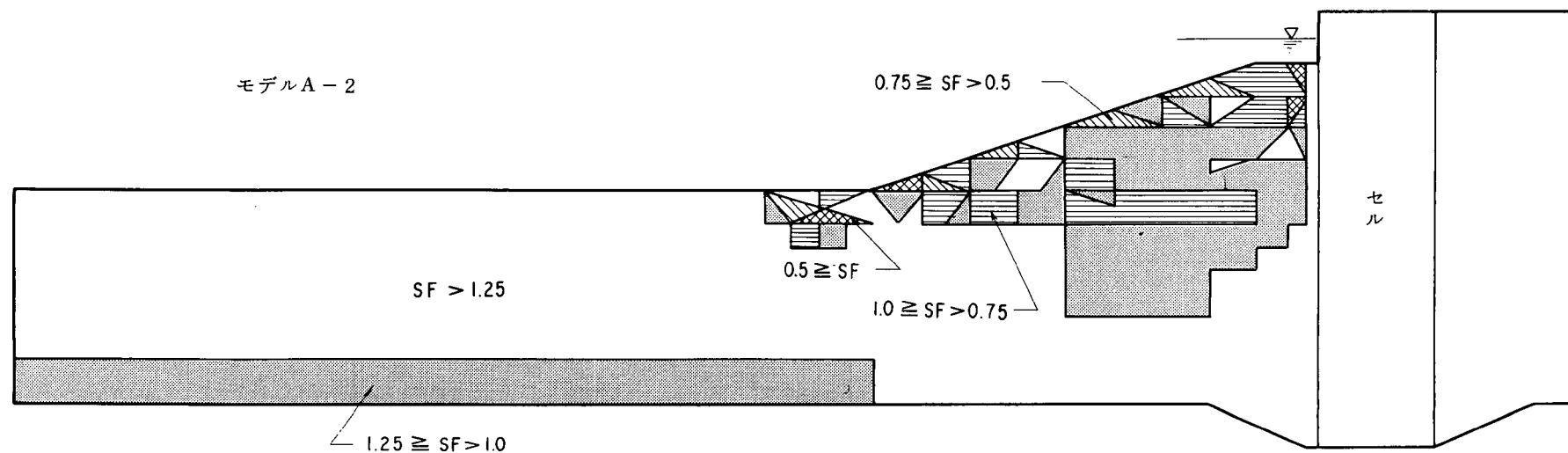


図-5-2 静的自重载荷での点安全率分布 (A-2モデル)

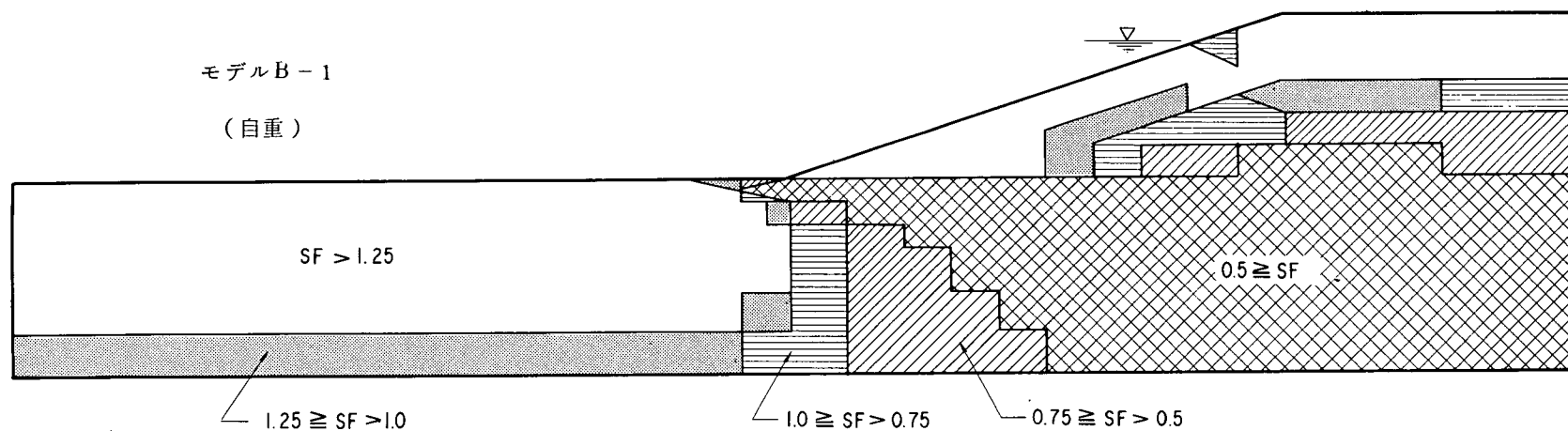


図-5-3 静的自重載荷での点安全率分布 (B-1モデル)

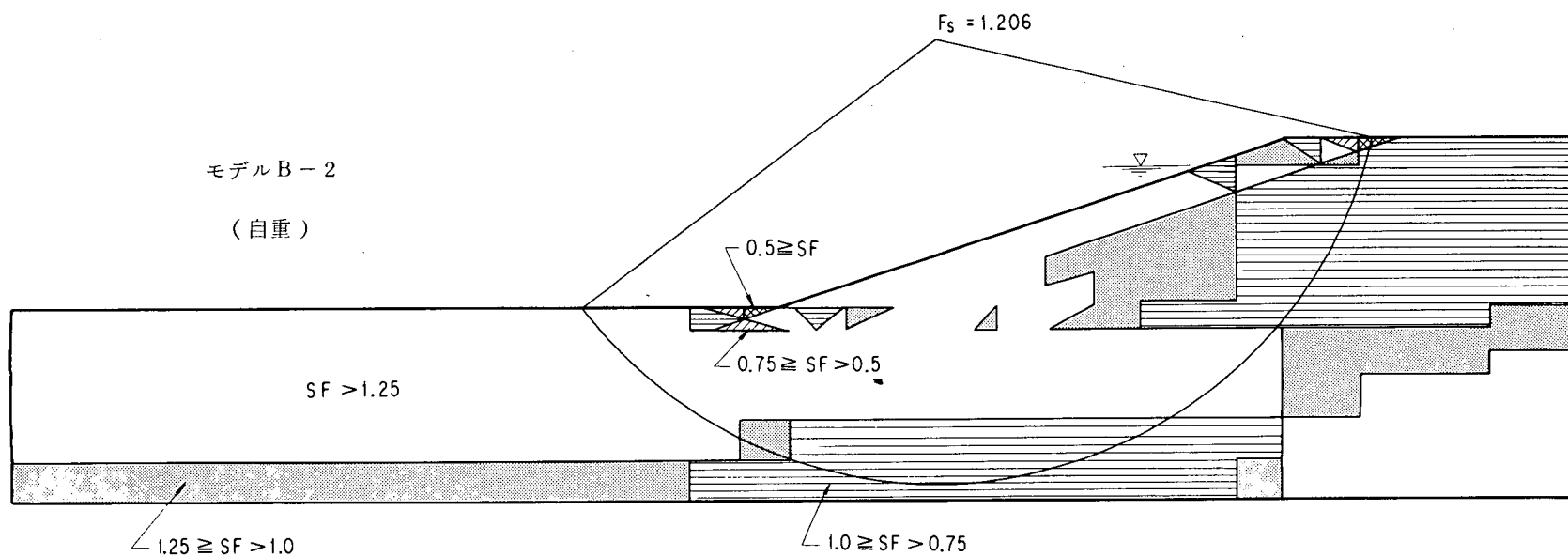


図-5-4 静的自重載荷での点安全率分布 (B-2モデル)

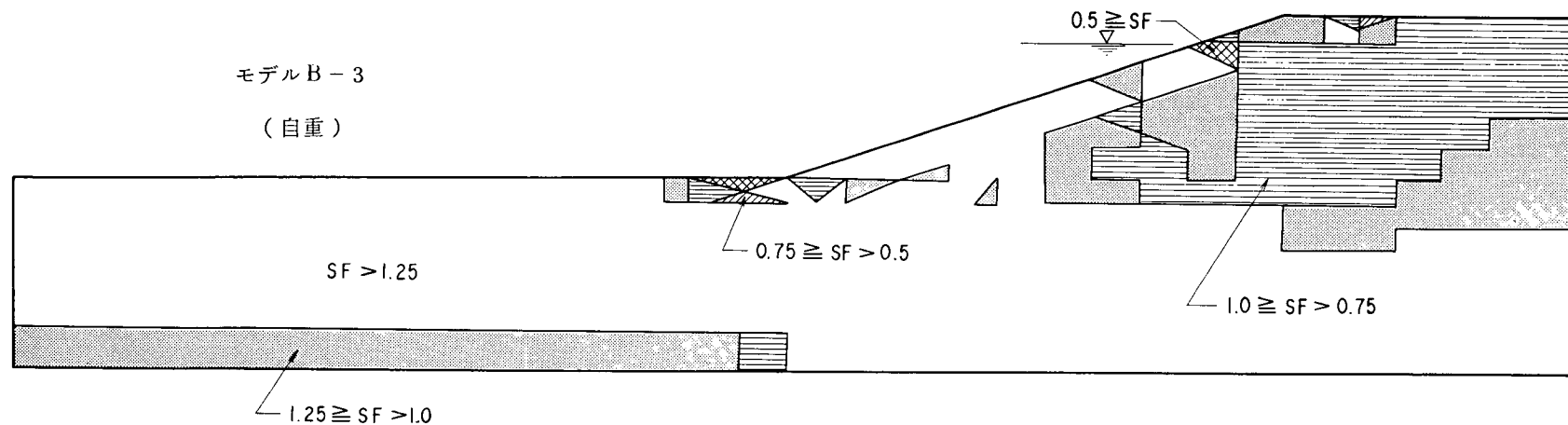


図-5-5 静的自重载荷での点安全率分布 (B-3 モデル)

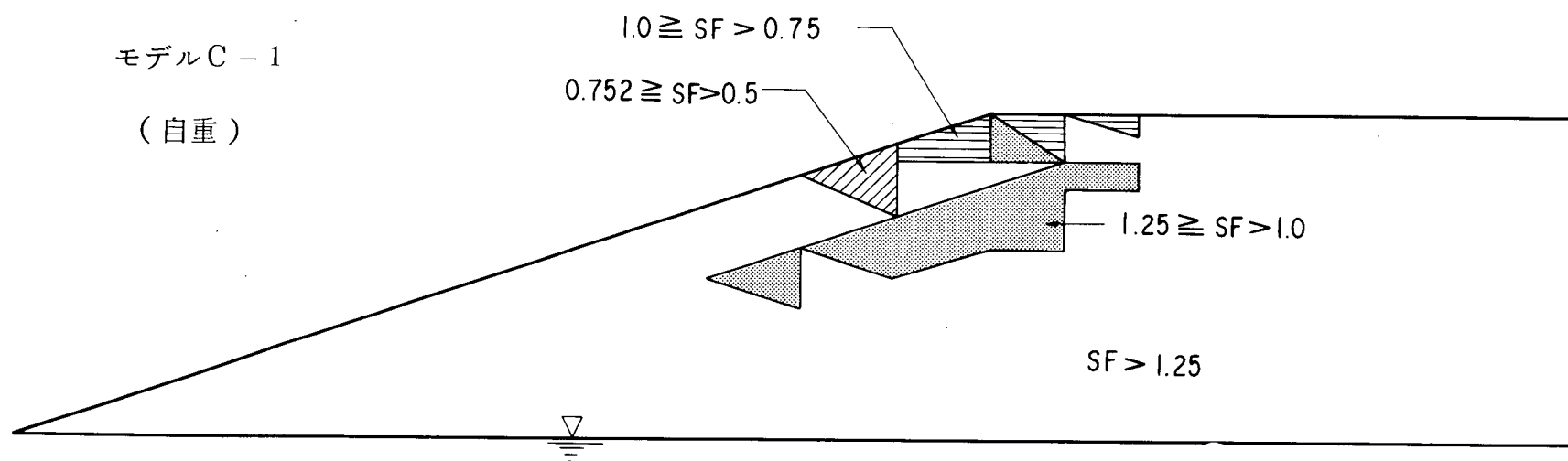


図-5-6 静的自重载荷での点安全率分布 (C-1 モデル)

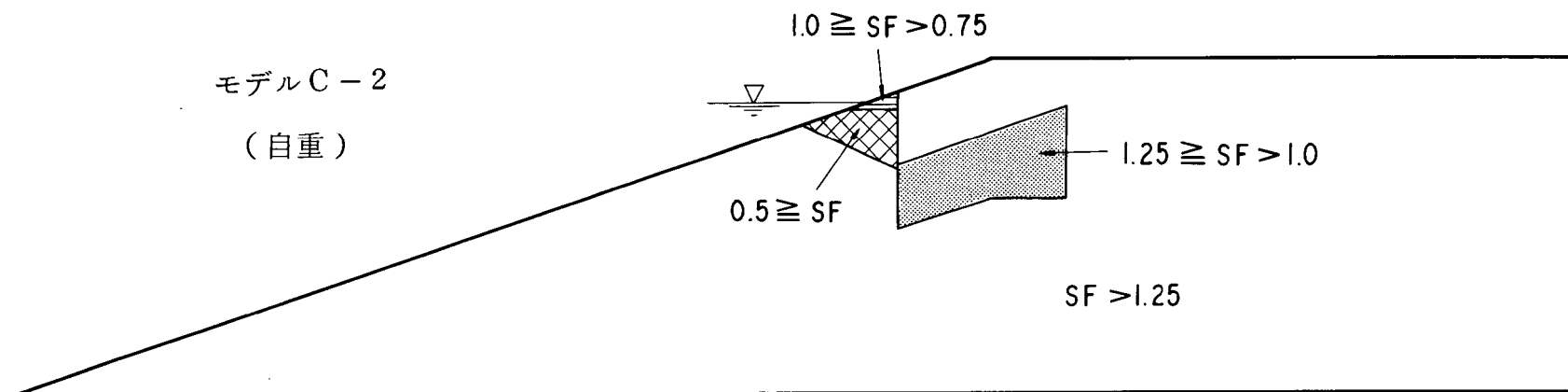


図-5-7 静的自重载荷での点安全率分布 (C-2モデル)

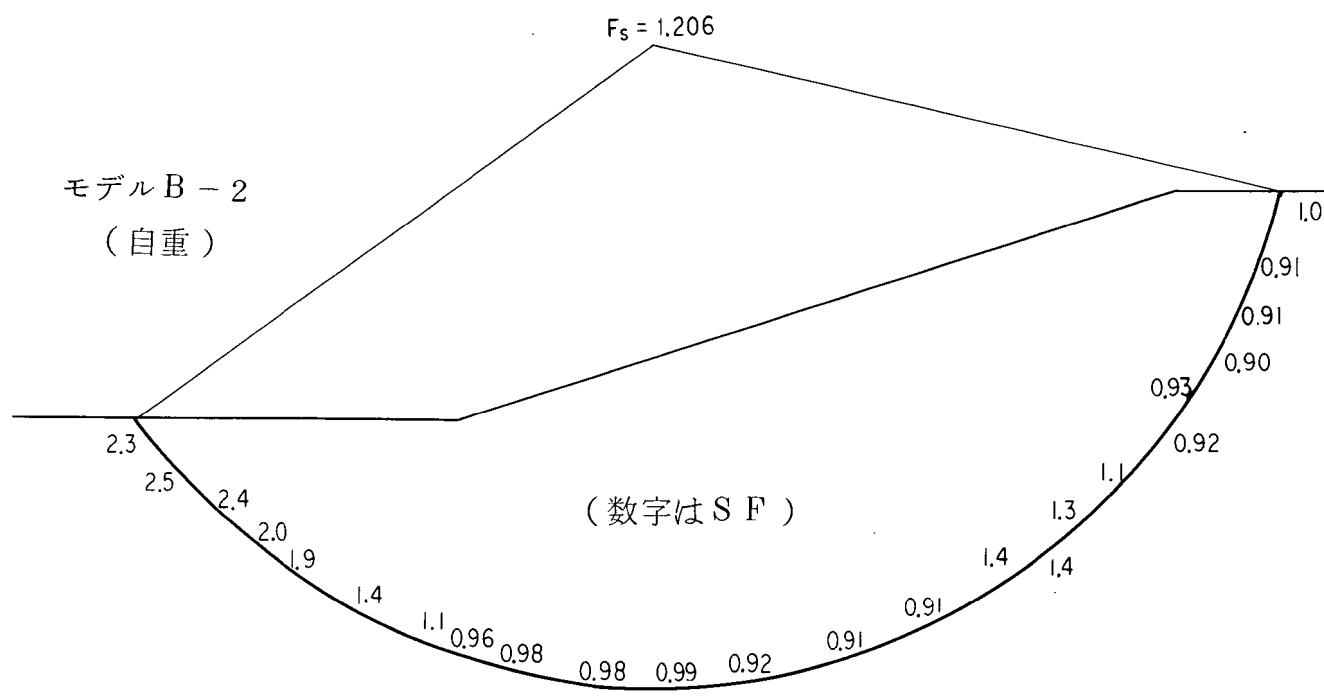


図-5-8 有限要素法による点安全率 SF と円弧すべり法による安全率 F_s の比較 (モデル B-2、静的自重载荷状態)

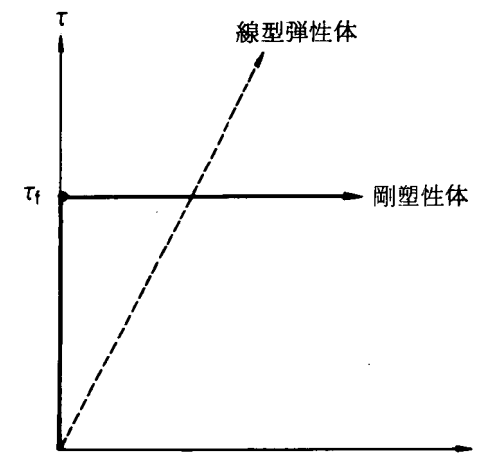
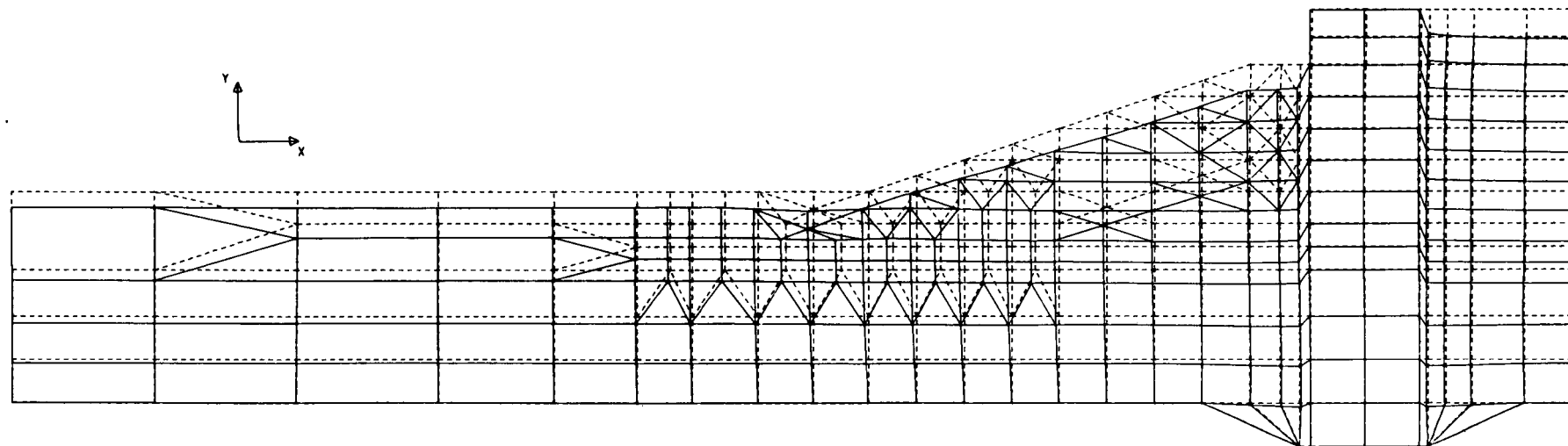


図-5-9 剛塑性と線型弾性体の応力～歪関係

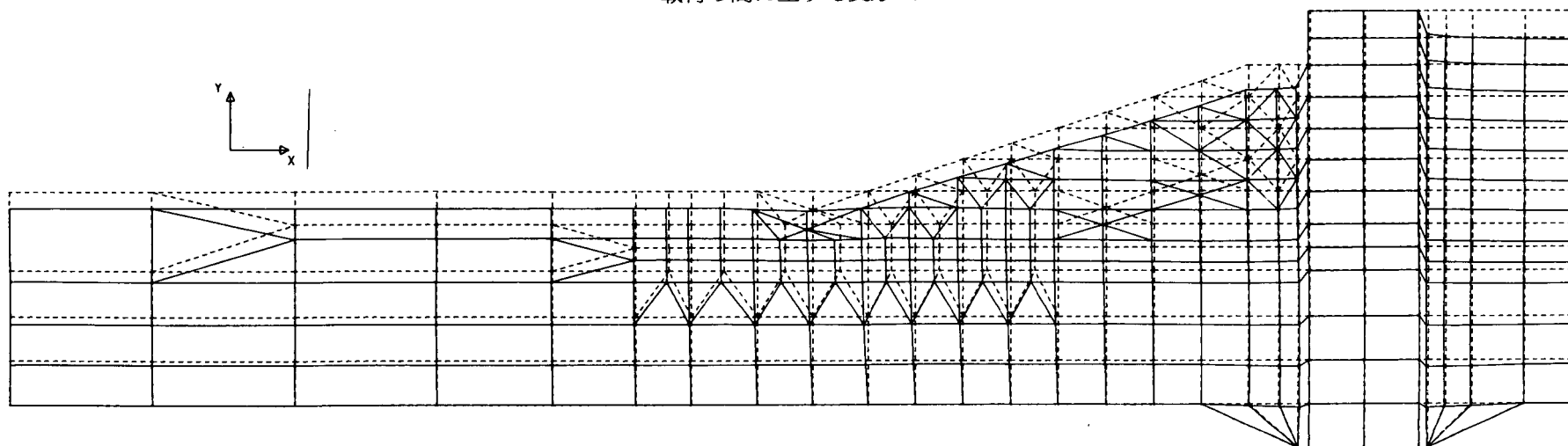


STATIC GRAVITY LOAD

図-5-10(a) 静的自重载荷による変形（自重ゼロから自重
载荷の間に生ずる変形（A-1モデル）

2.000000

LOAD CASE 1



STATIC GRAVITY LOAD

図-5-10(b) 静的自重载荷による変形（自重ゼロから自重
载荷の間に生ずる変形（A-2モデル）

2.000000

LOAD CASE 1

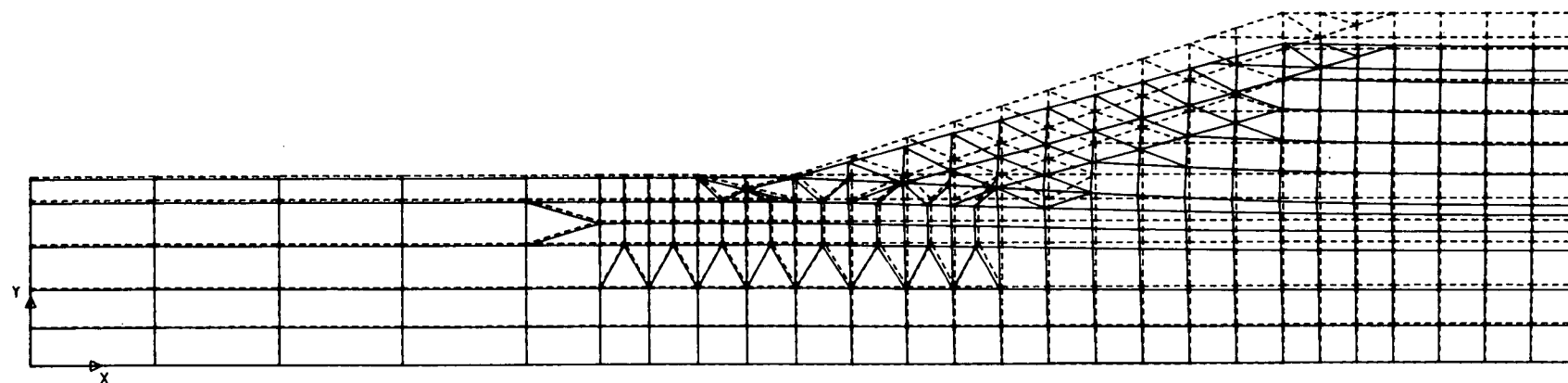


図-5-11(a) 静的自重载荷による変形（自重ゼロから自重
载荷の間に生ずる変形（B-1モデル）

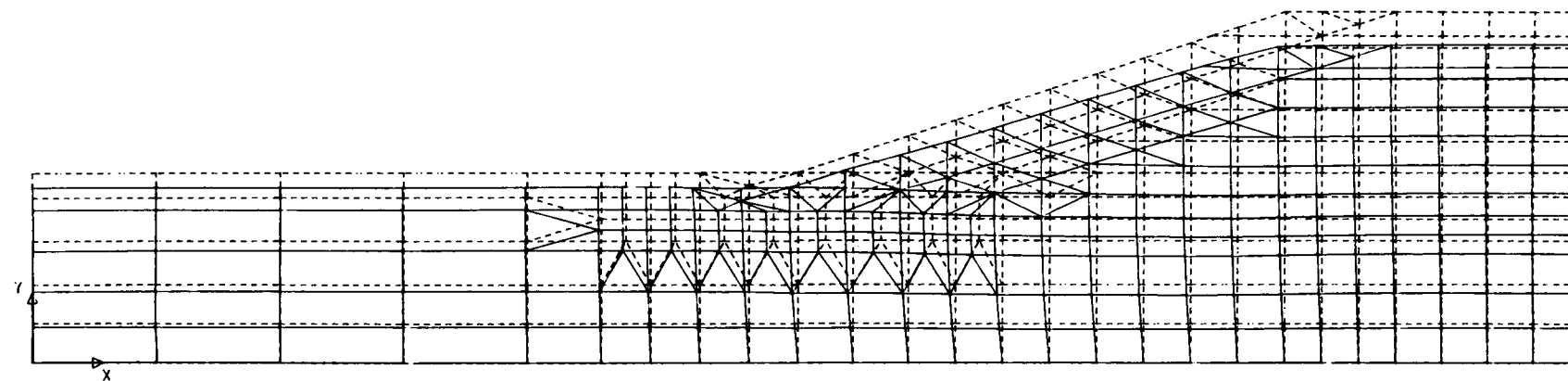


図-5-11(b) 静的自重载荷による変形（自重ゼロから自重
载荷の間に生ずる変形（B-2モデル）

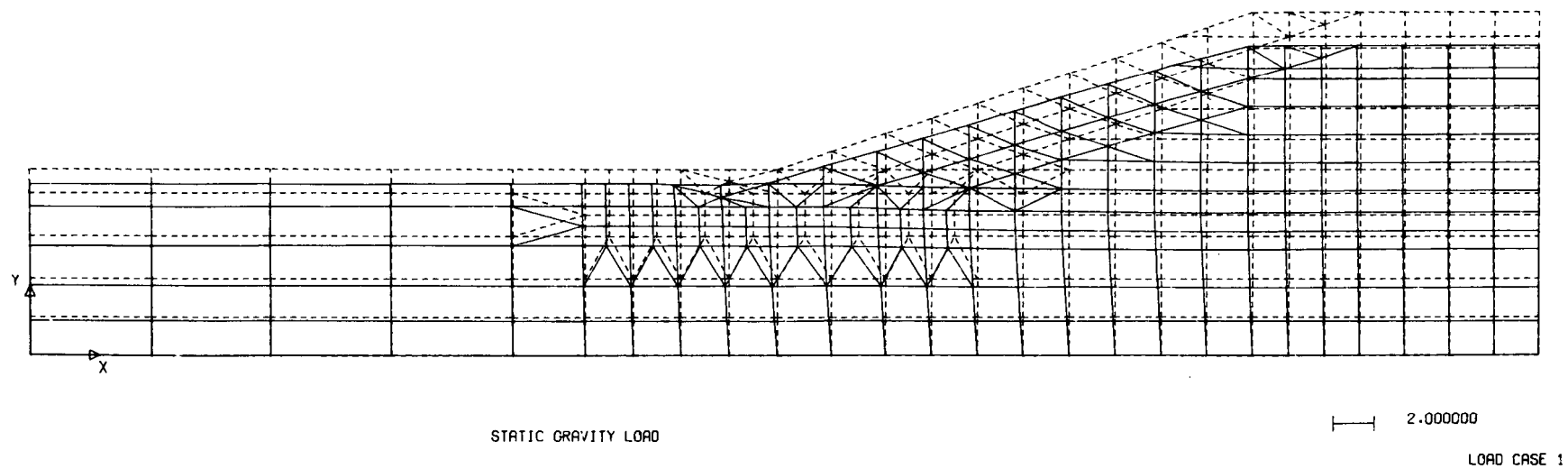


図-5-11(c) 静的自重载荷による変形（自重ゼロから自重
载荷の間に生ずる変形（B-3モデル）

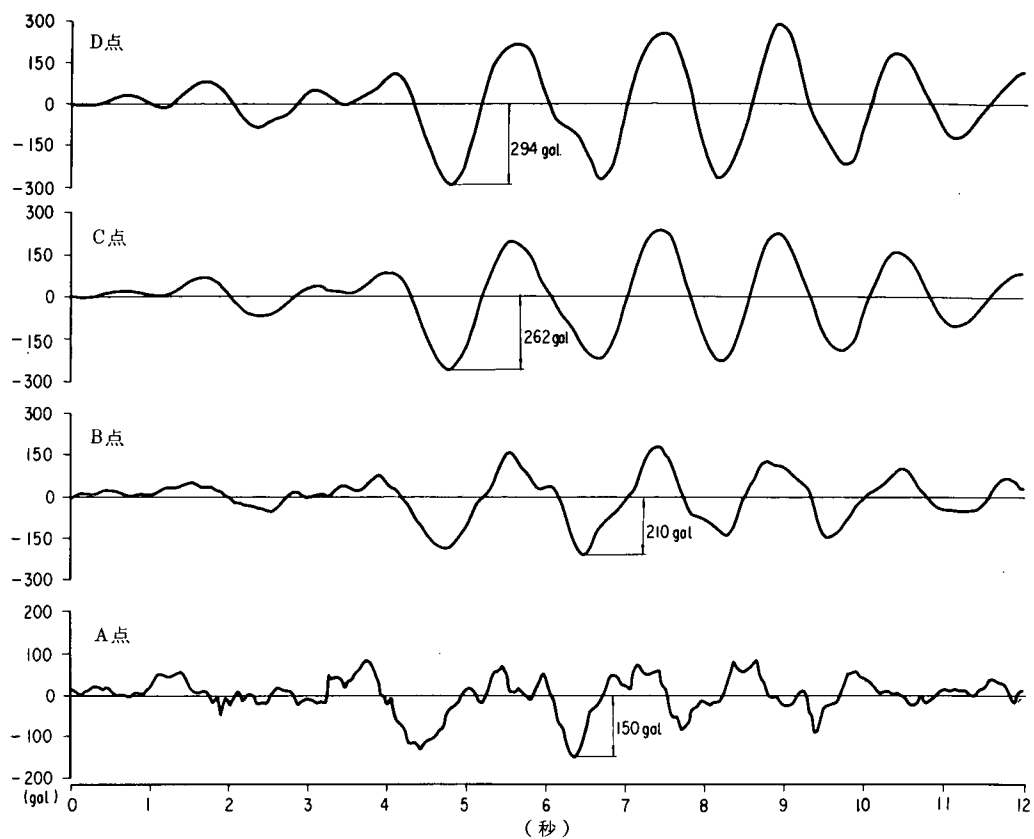


図-5-12 加速度応答波形 (A-1モデル)

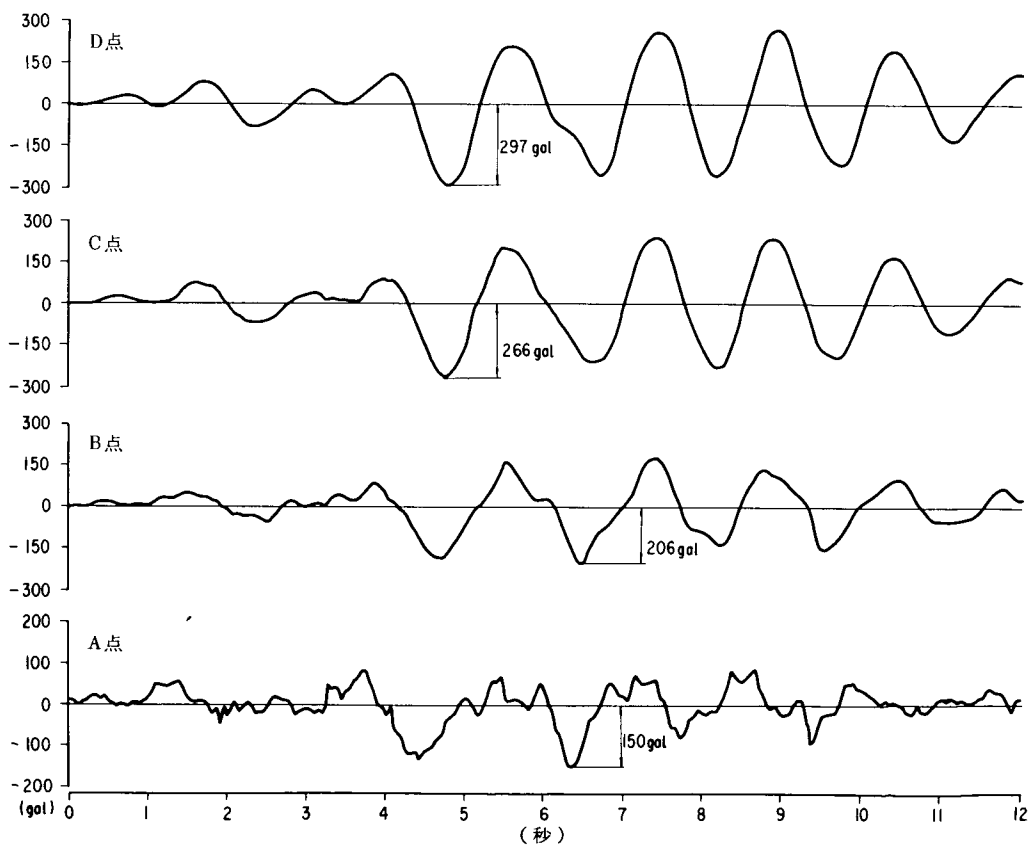


図-5-13 加速度応答波形 (A-2モデル)

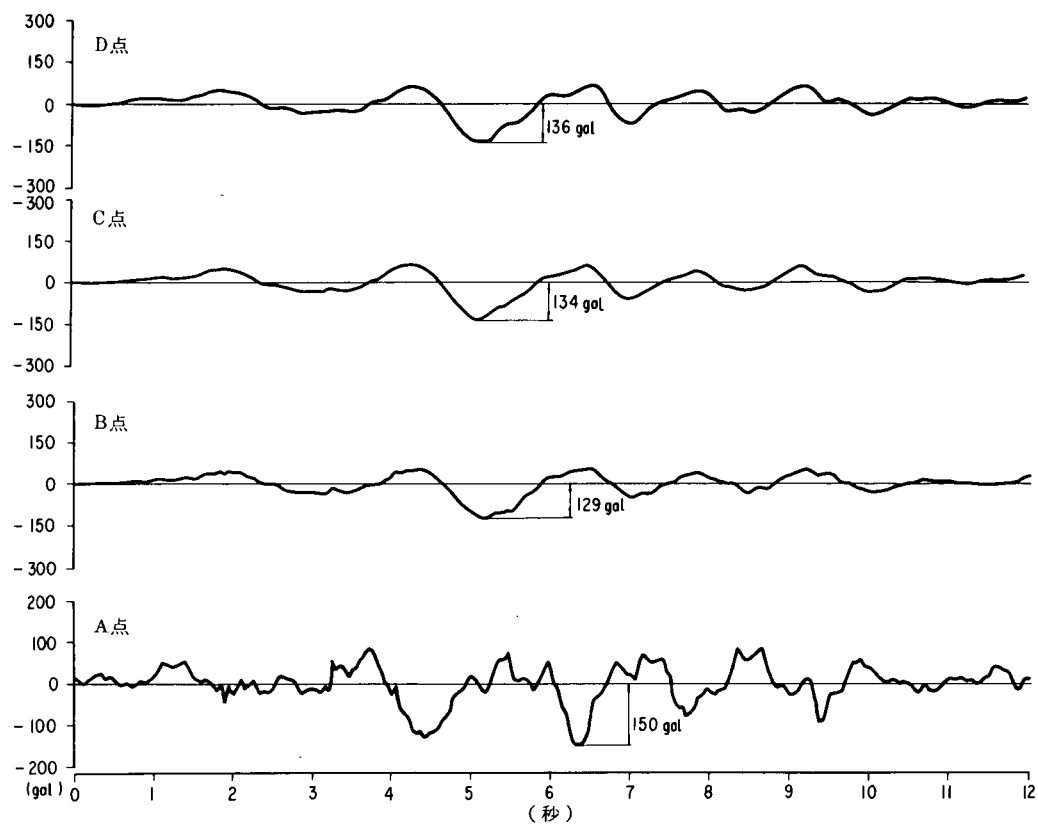


図-5-14 加速度応答波形 (B-1モデル)

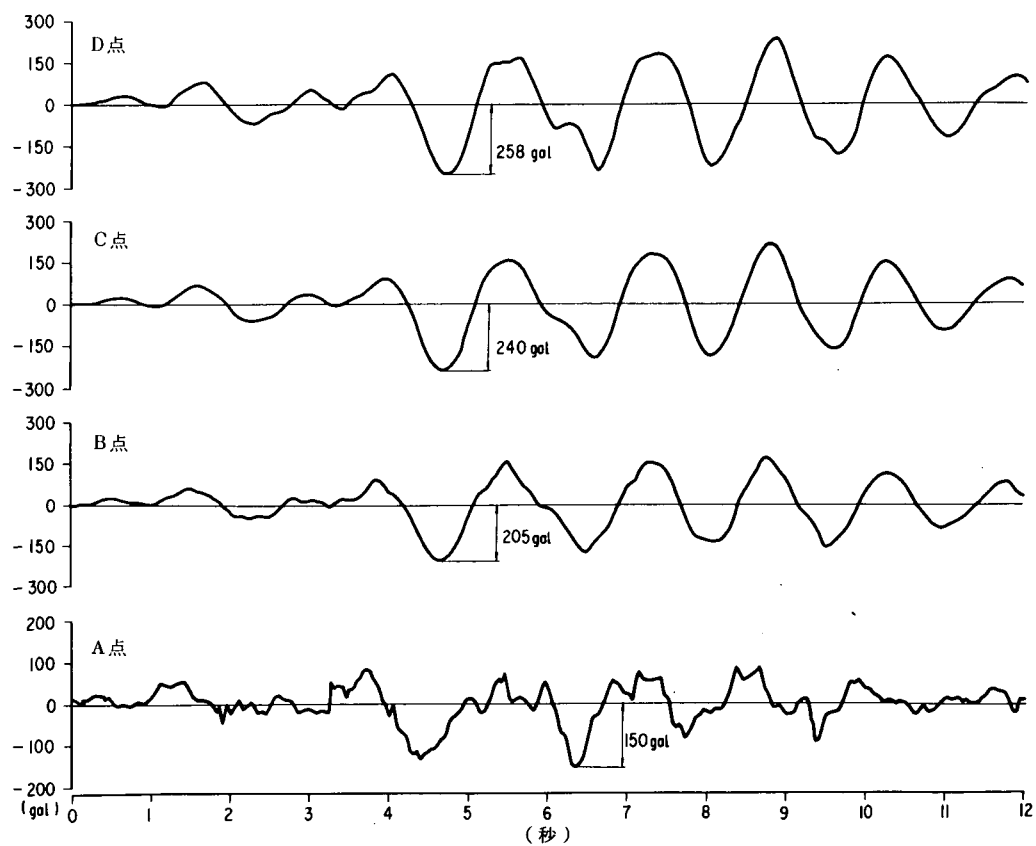


図-5-15 加速度応答波形 (B-2モデル)

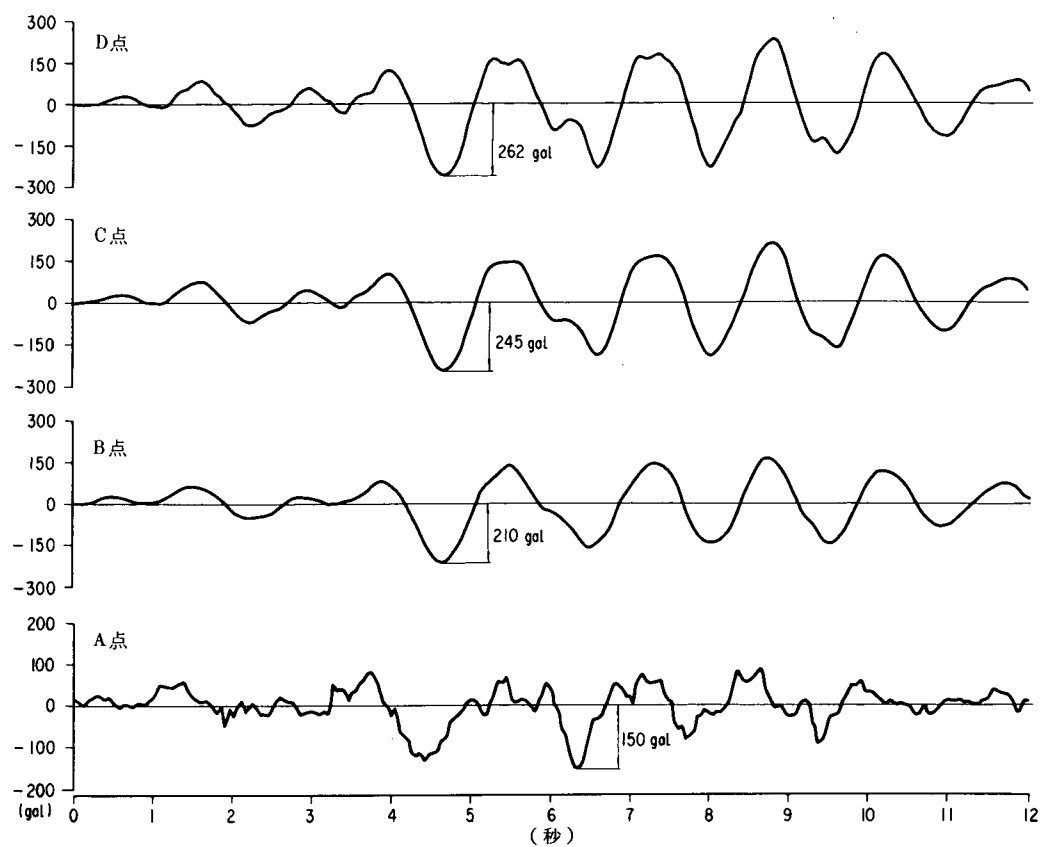


図-5-16 加速度応答波形 (B-3モデル)

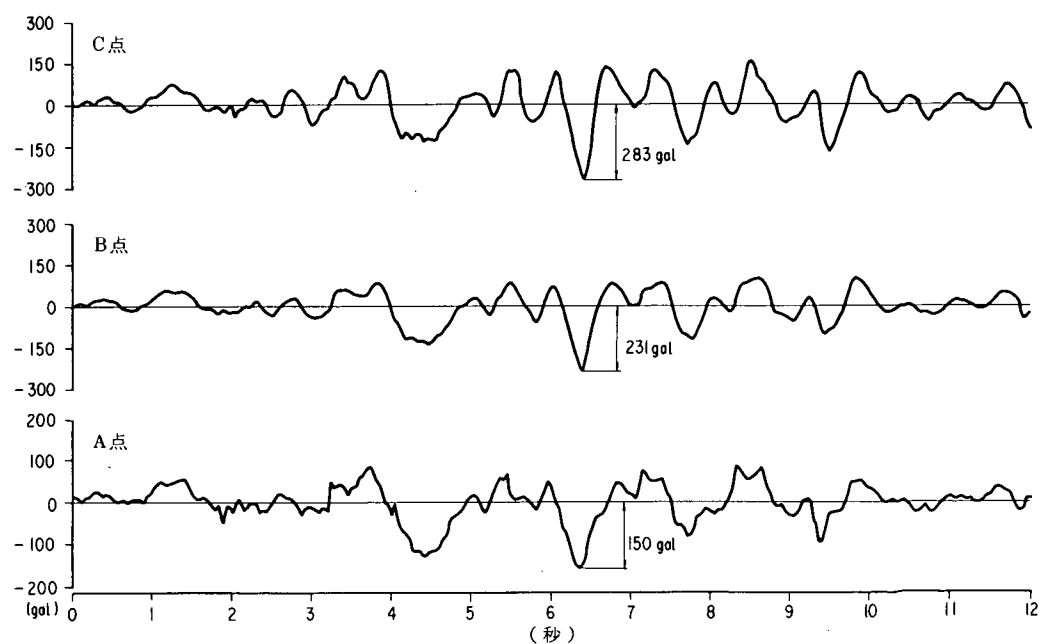


図-5-17 加速度応答波形 (C-1モデル)

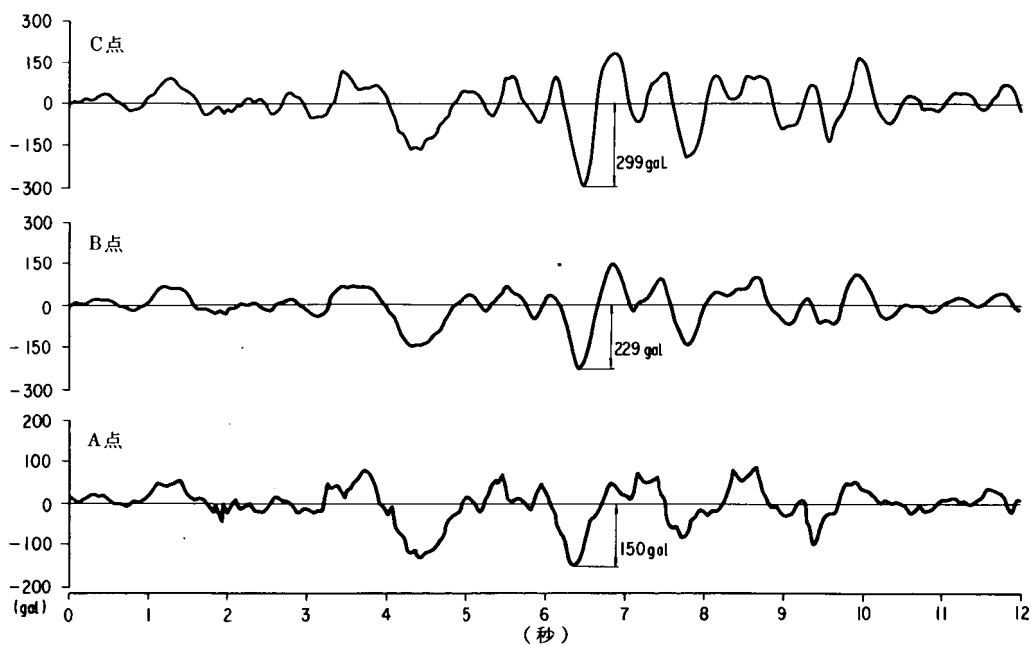


図-5-18 加速度応答波形 (C-2モデル)

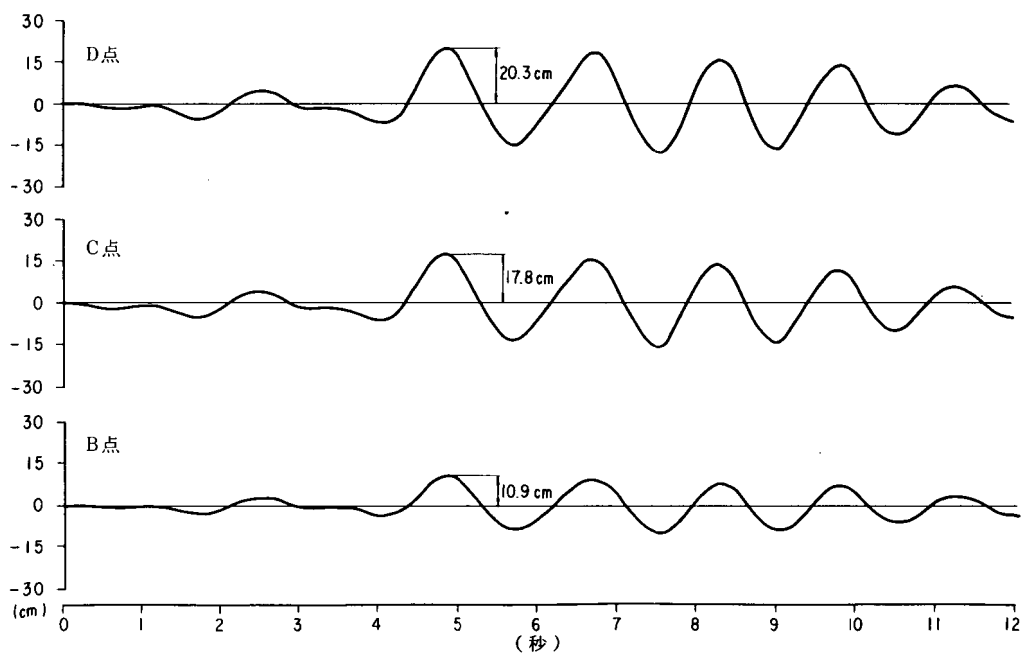


図-5-19 変位応答波形 (A-1モデル)

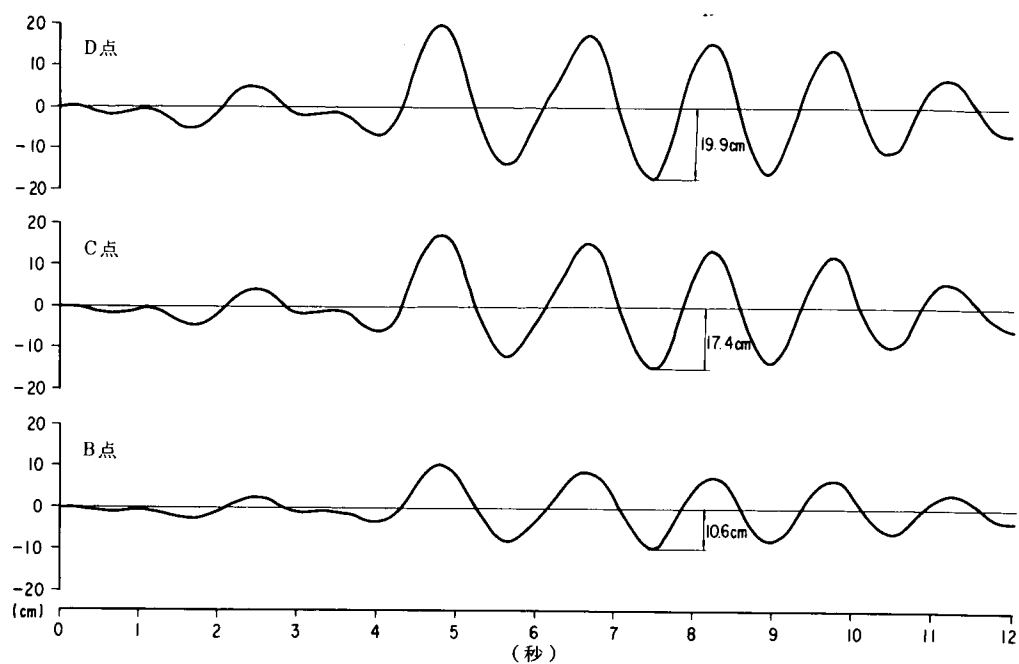


図-5-20 変位応答波形 (A-2モデル)

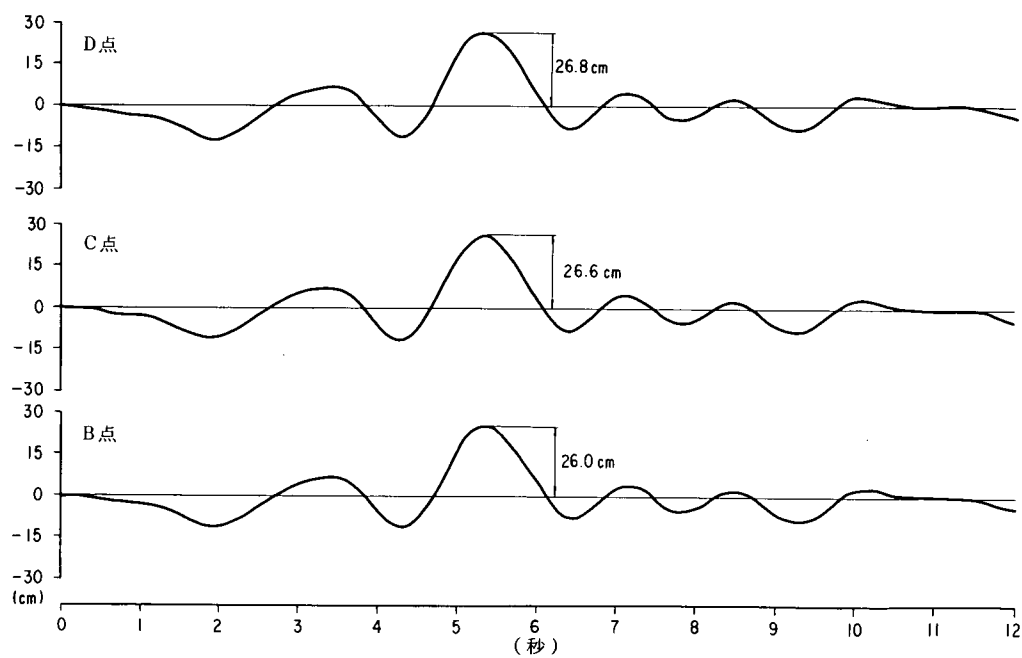


図-5-21 変位応答波形 (B-1モデル)

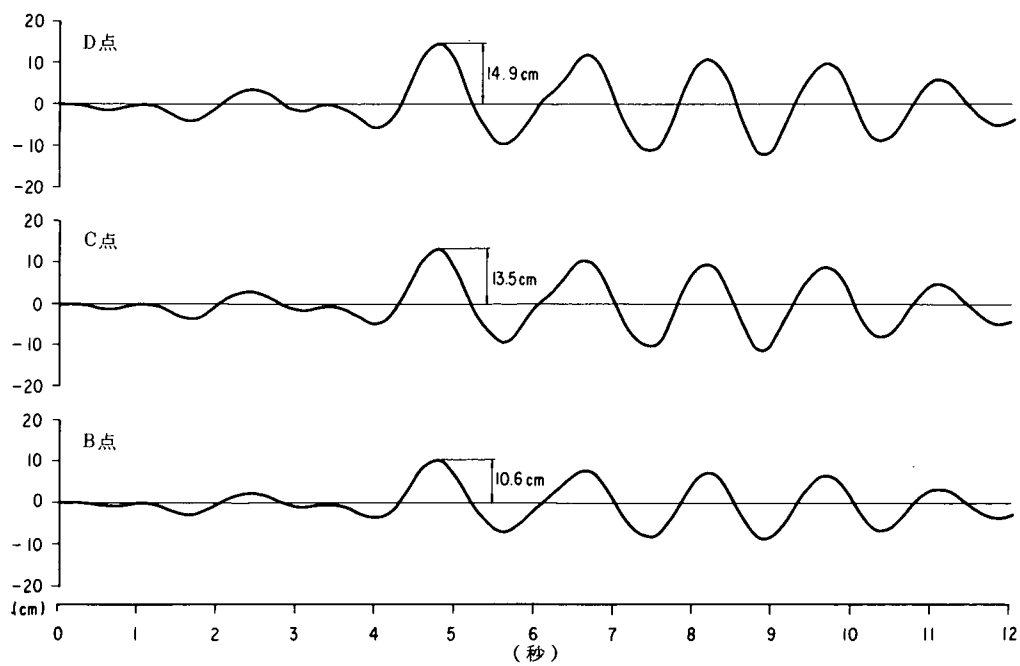


図-5-22 変位応答波形 (B-2モデル)

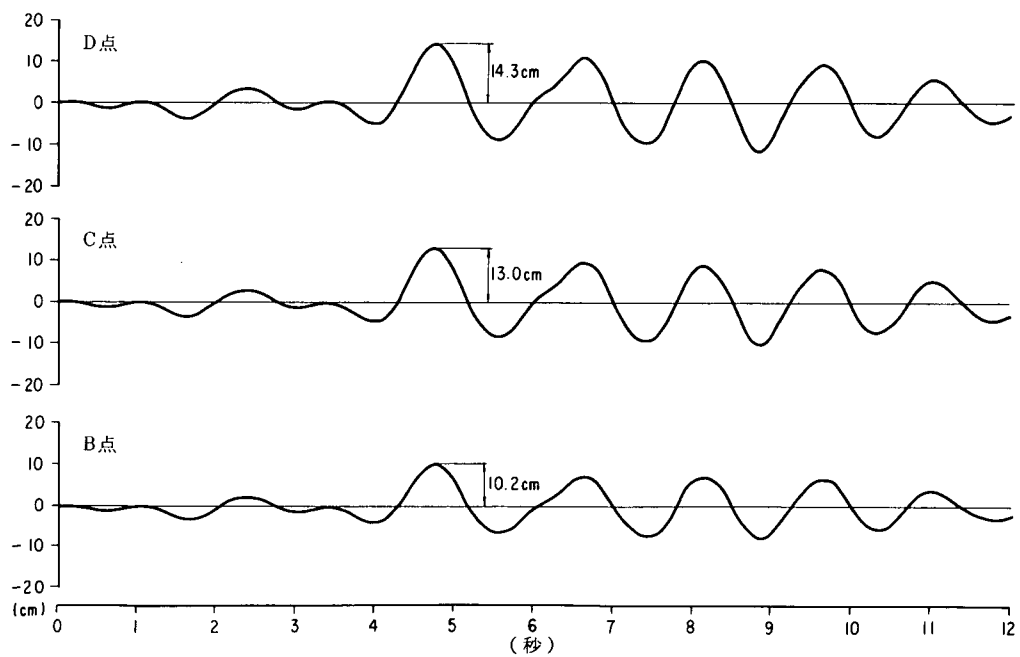


図-5-23 変位応答波形 (B-3モデル)

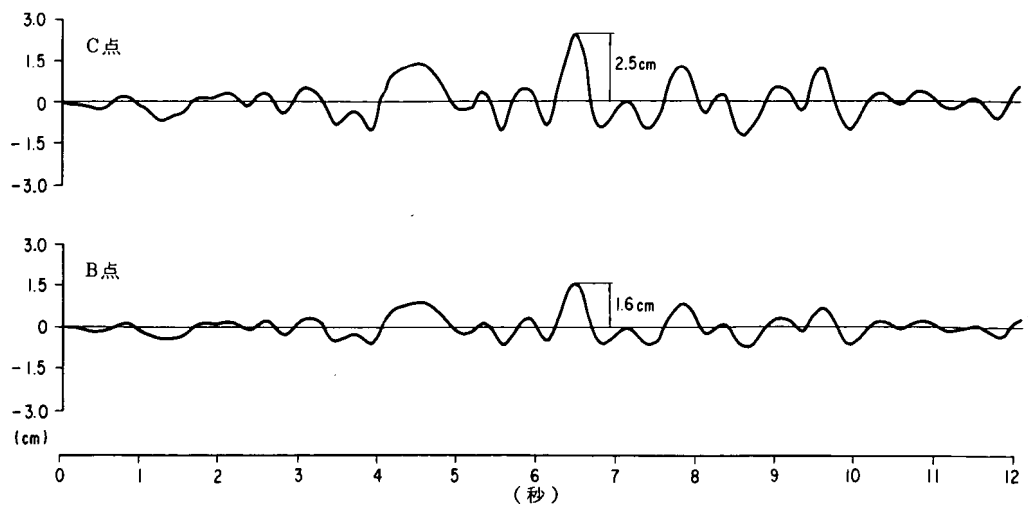


図-5-24 変位応答波形 (C-1 モデル)

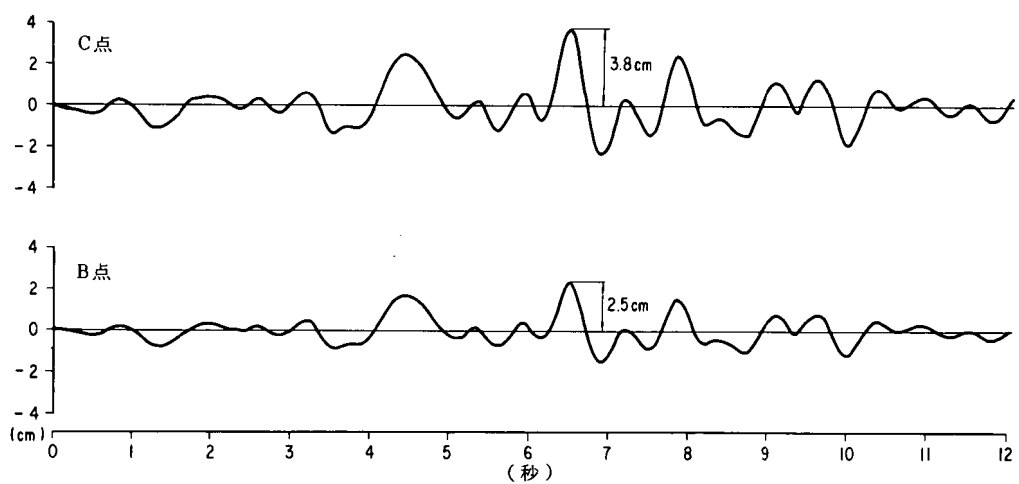


図-5-25 変位応答波形 (C-2 モデル)

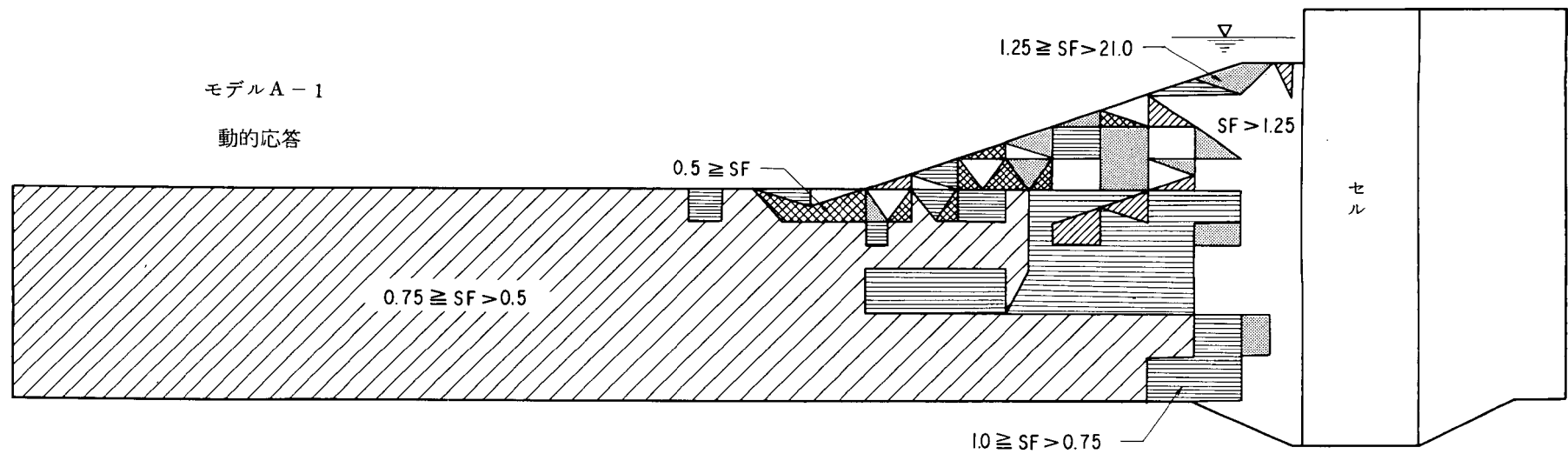


図-5-26 地動加速度波形を用いた応答解析による点安全率分布 (A-1モデル)

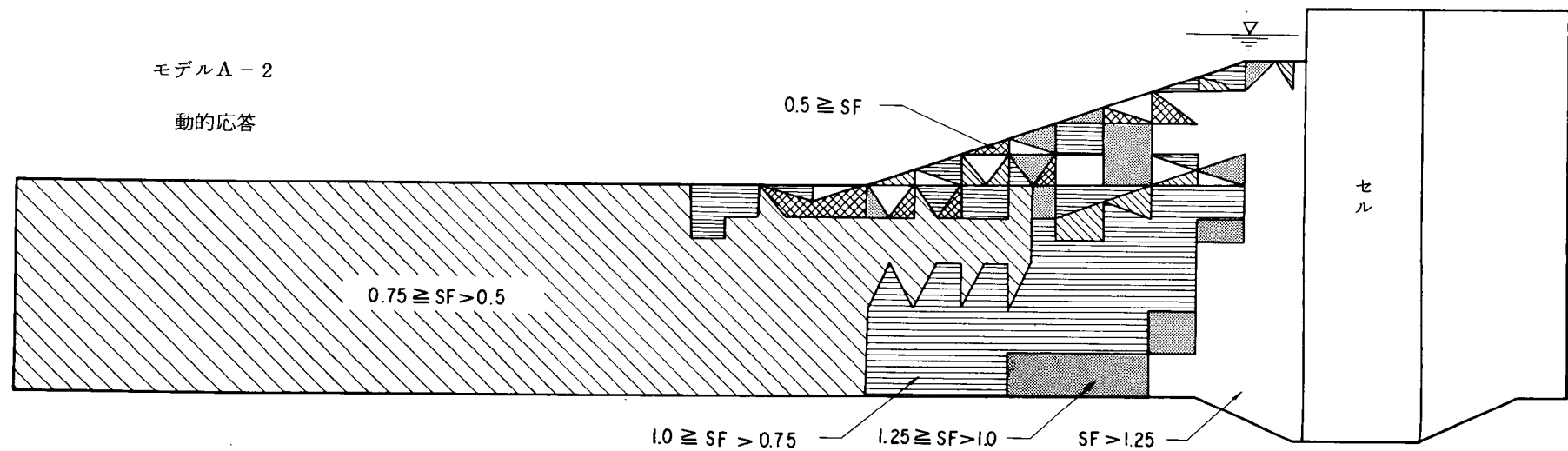


図-5-27 地動加速度波形を用いた応答解析による点安全率分布 (A-2モデル)

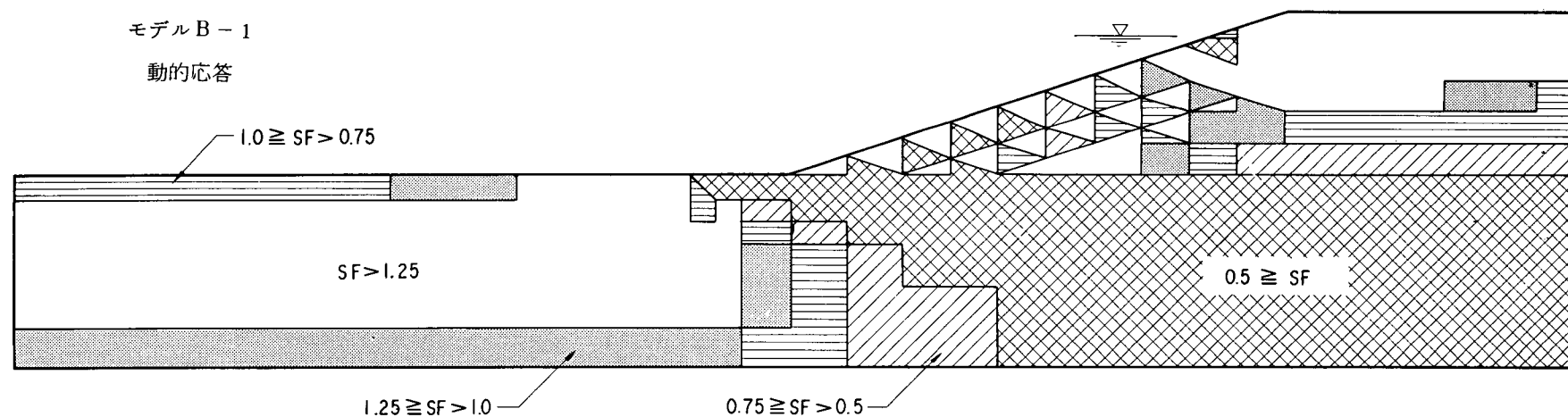


図-5-28 地動加速度波形を用いた応答解析による点安全率分布 (B-1モデル)

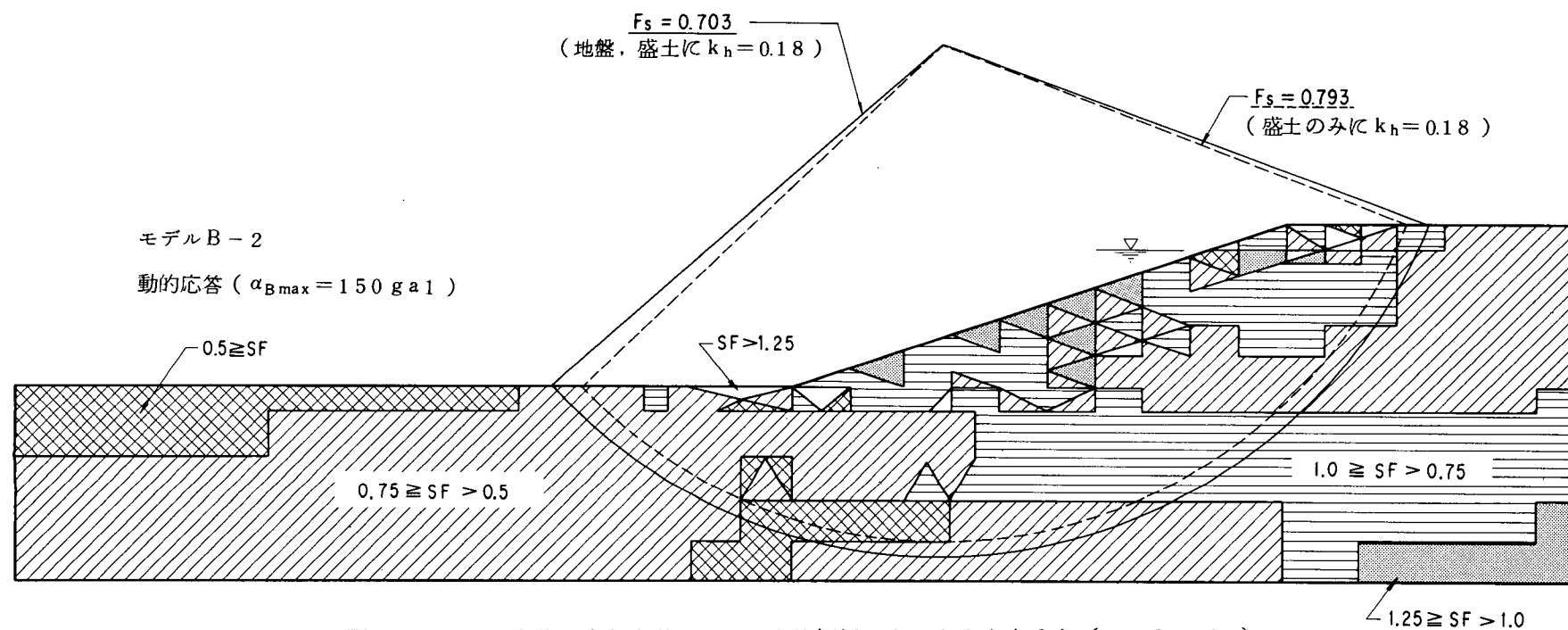


図-5-29 地動加速度波形を用いた応答解析による点安全率分布 (B-2モデル)

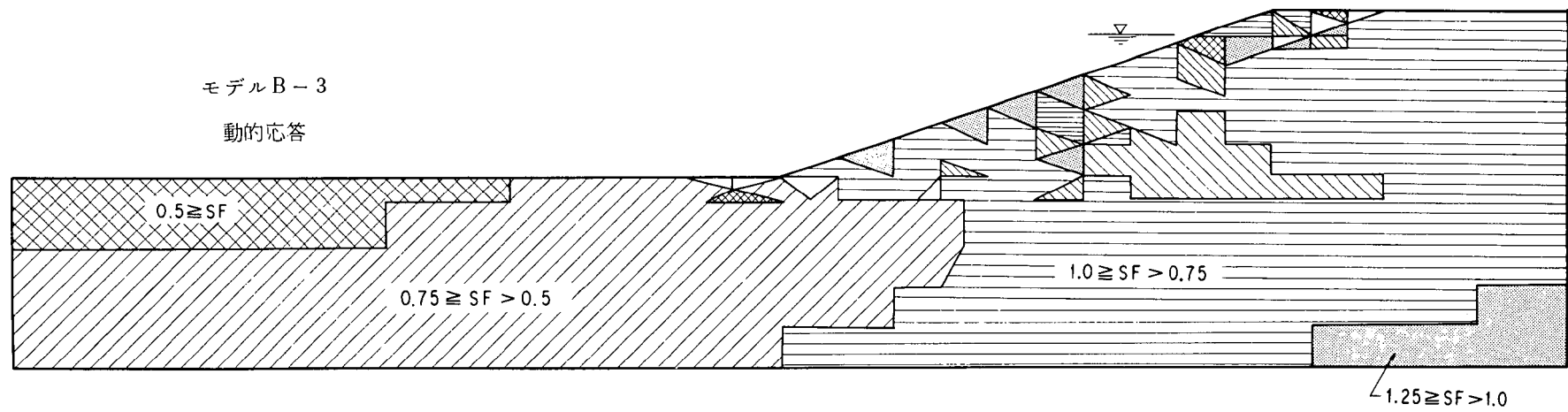


図-5-30 地動加速度波形を用いた応答解析による点安全率分布 (B-3モデル)

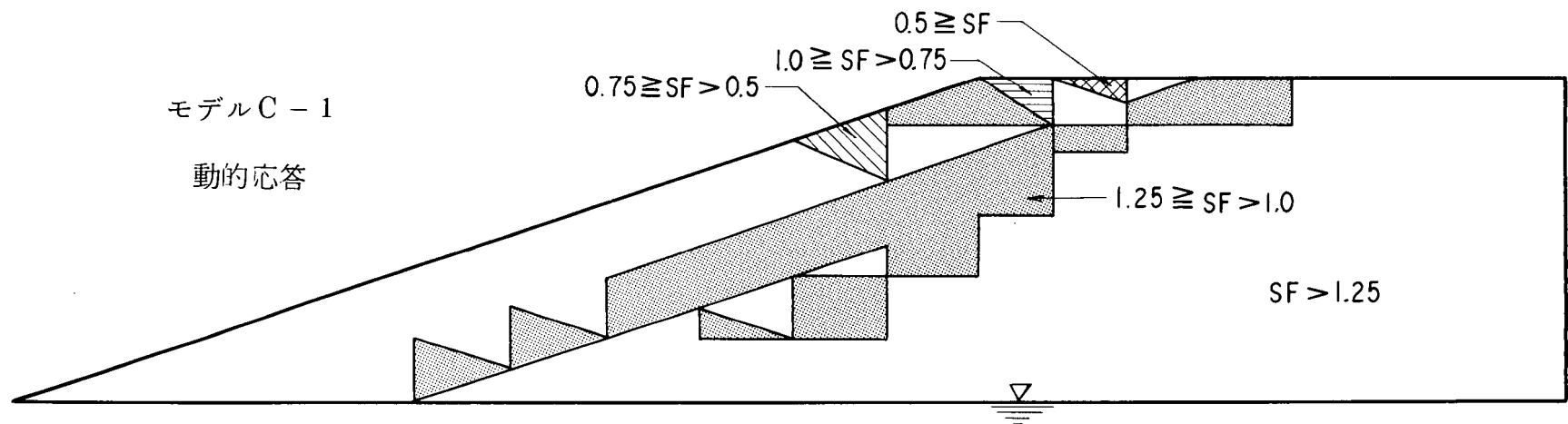


図-5-31 地動加速度波形を用いた応答解析による点安全率分布 (C-1モデル)

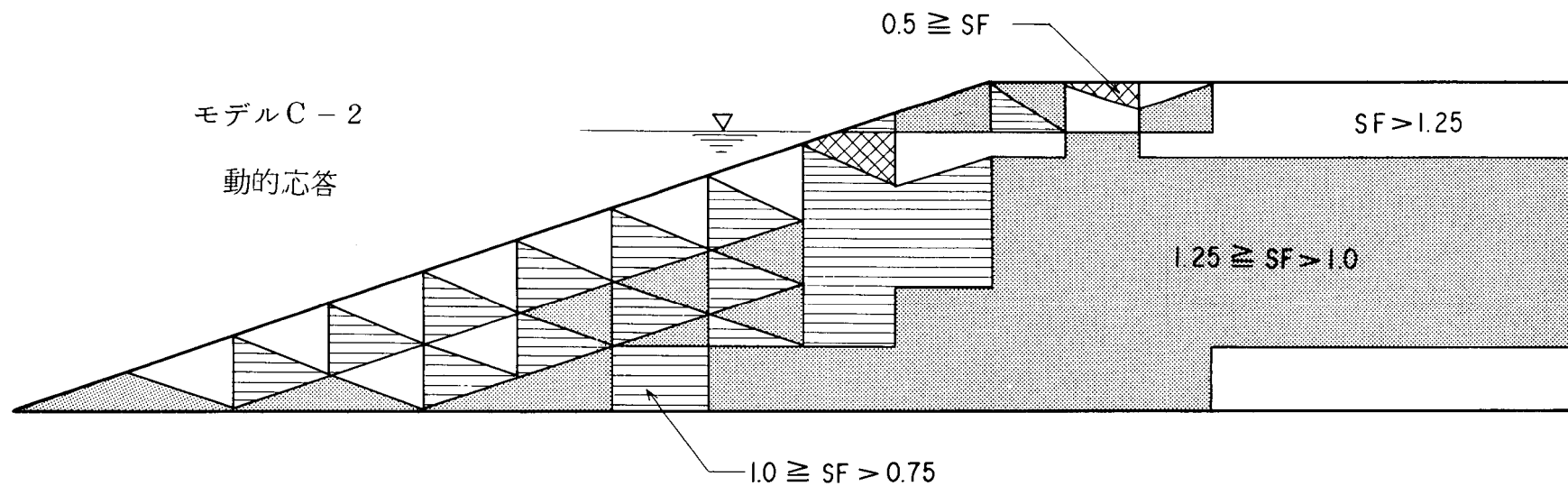


図-5-32 地動加速度波形を用いた応答解析による点安全率分布 (C-2モデル)

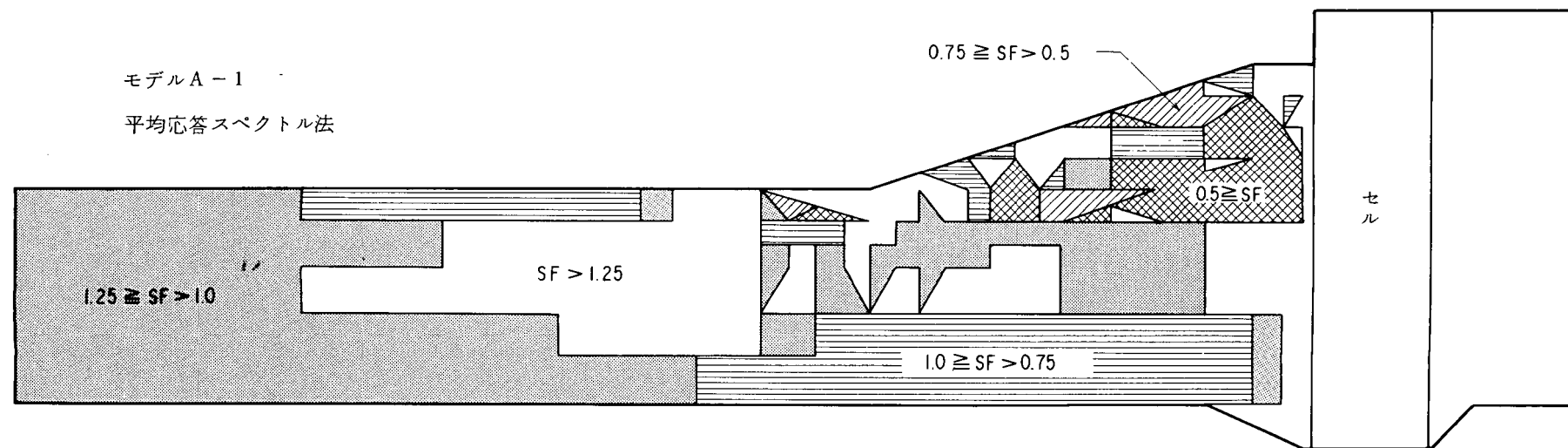


図-5-33 平均応答スペクトル法による点安全率分布 (A-1モデル)

モデル A - 2

平均応答スペクトル法

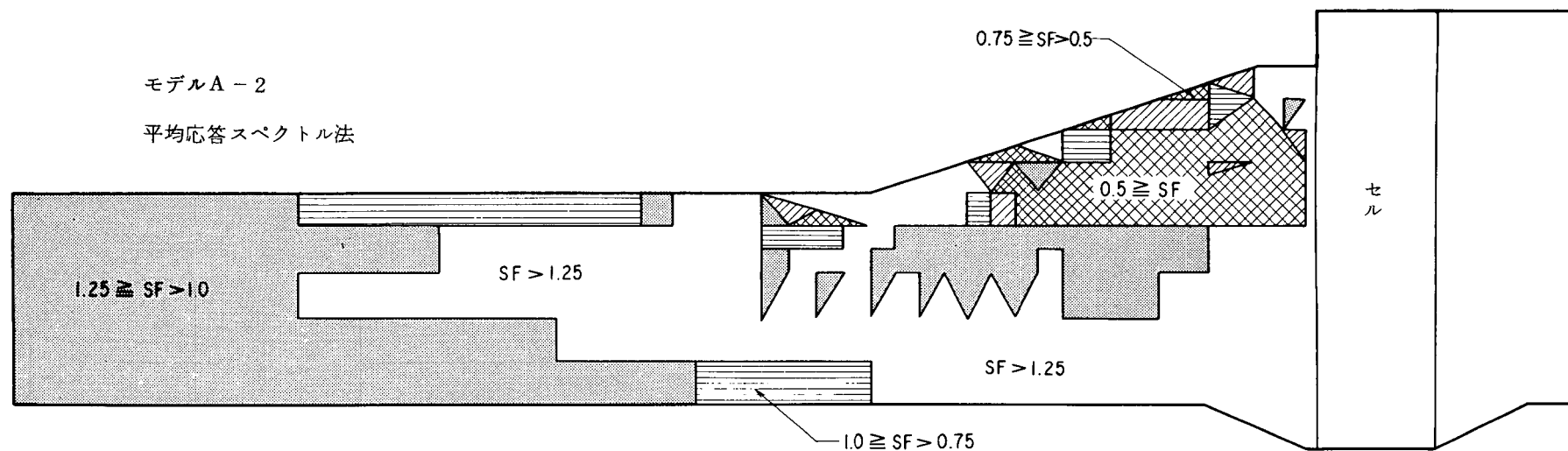


図-5-34 平均応答スペクトル法による点安全率分布 (A-2モデル)

モデル B - 1

平均応答スペクトル法

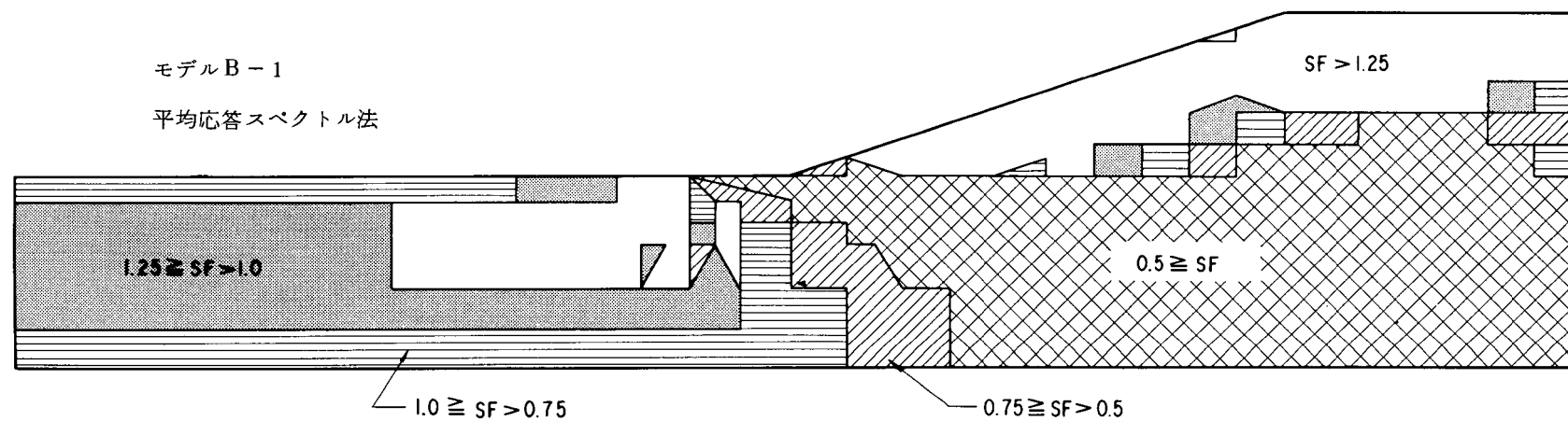


図-5-35 平均応答スペクトル法による点安全率分布 (B-1モデル)

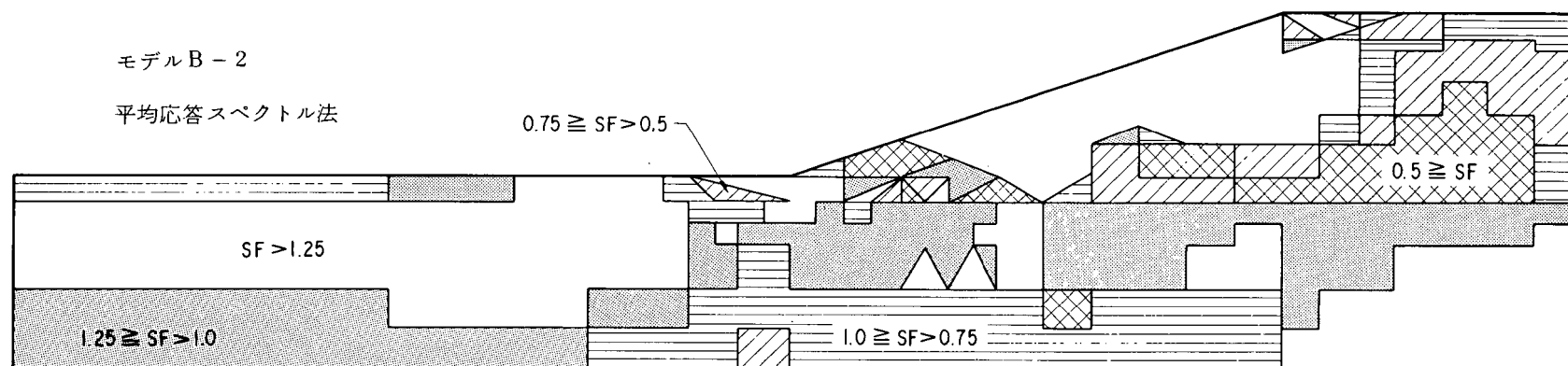


図 - 5 - 36 平均応答スペクトル法による点安全率分布 (B - 2 モデル)

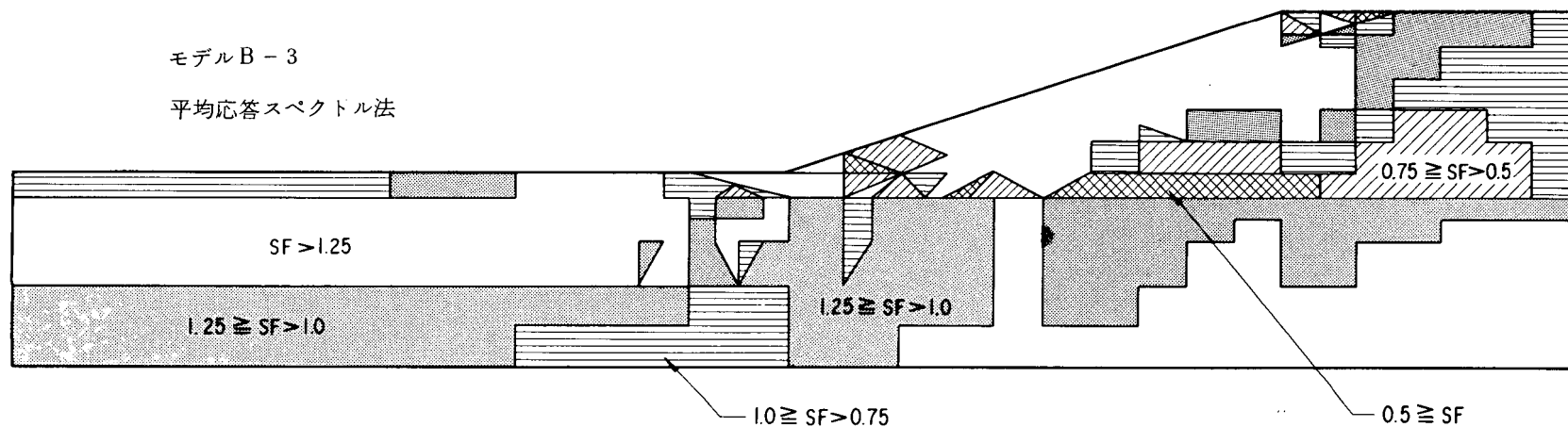


図 - 5 - 37 平均応答スペクトル法による点安全率分布 (B - 3 モデル)

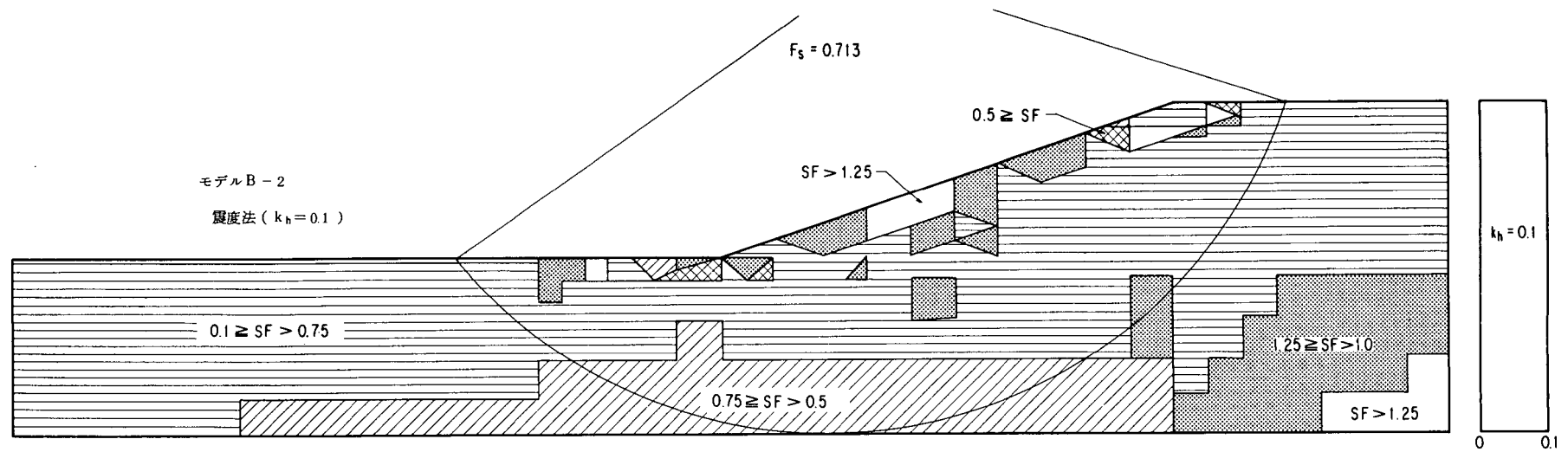


図-5-38 震度法による点安全率分布 ($k_h = 0.1$ 、B-2モデル)

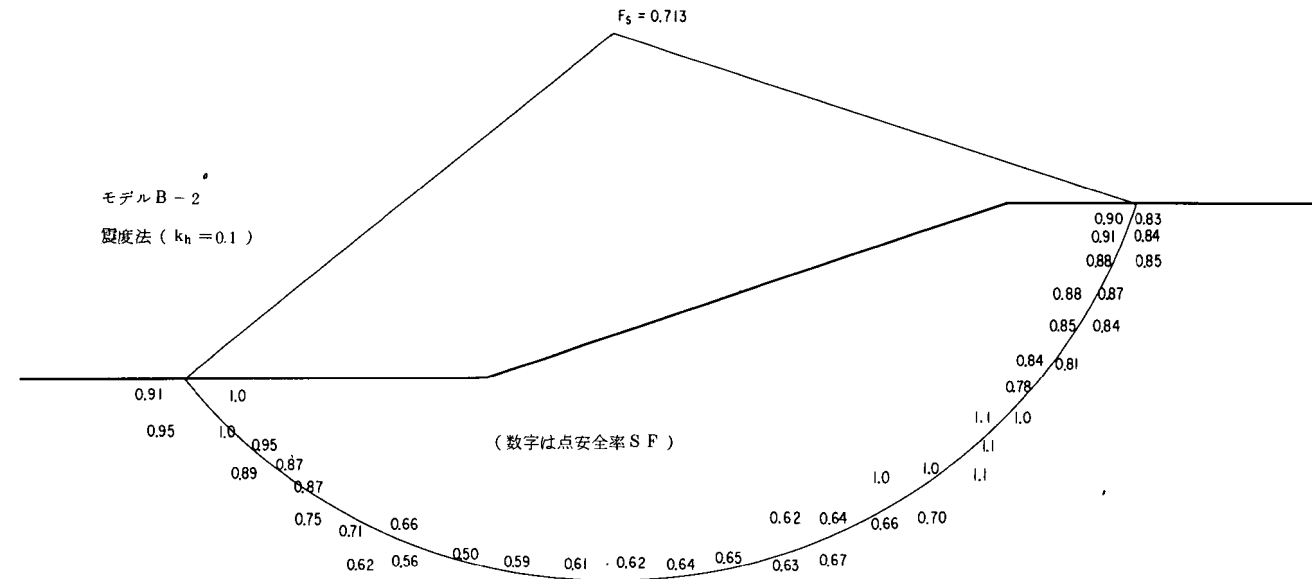


図-5-39 有限要素法による点安全率 SF と、円弧すべり法による安全率 F_s の比較 ($k_h = 0.1$ 、B-2モデル)

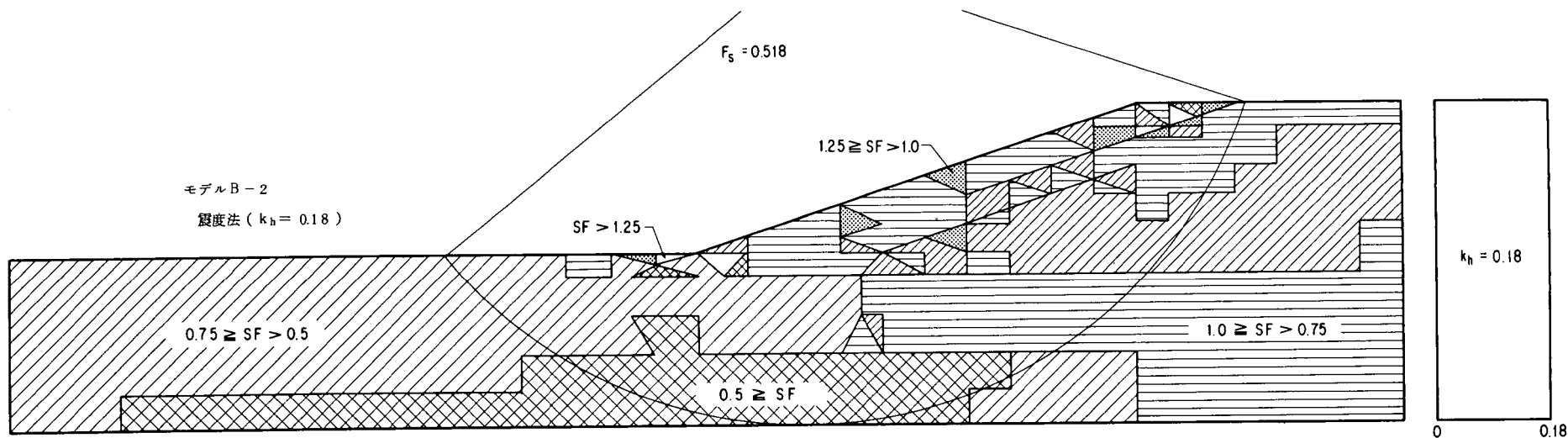


図-5-40 震度法による点安全率分布 ($k_h = 0.18$ 、B-2モデル)

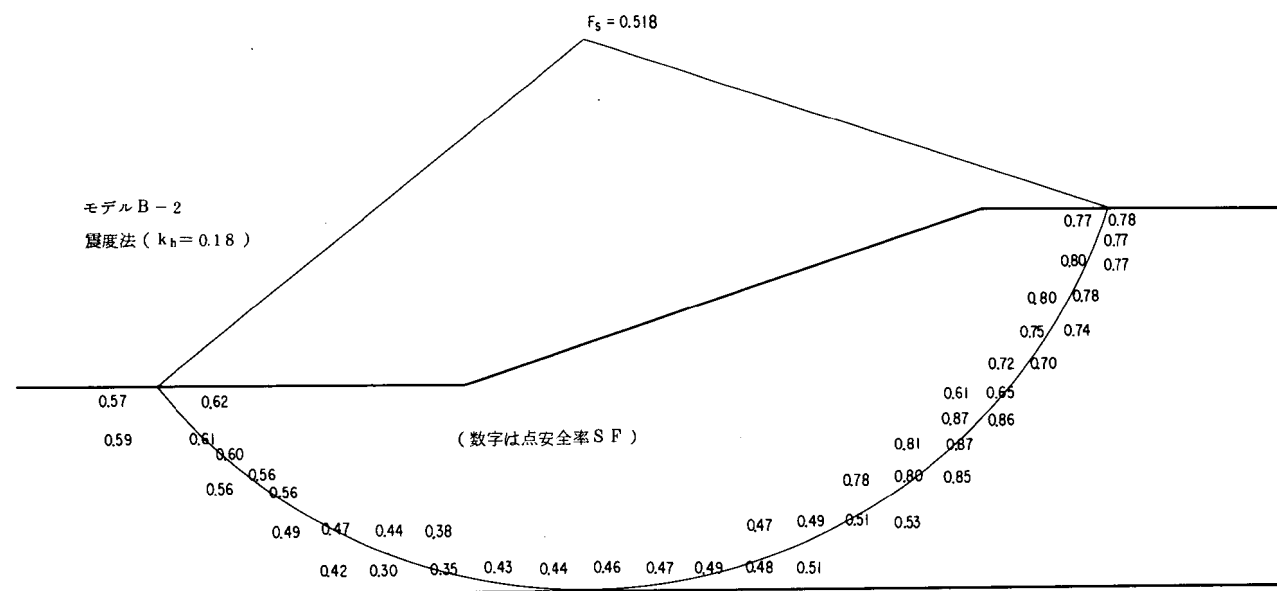


図-5-41 有限要素法による点安全率SFと円弧すべり法による安全率 F_s の比較 ($k_h = 0.18$ 、B-2モデル)

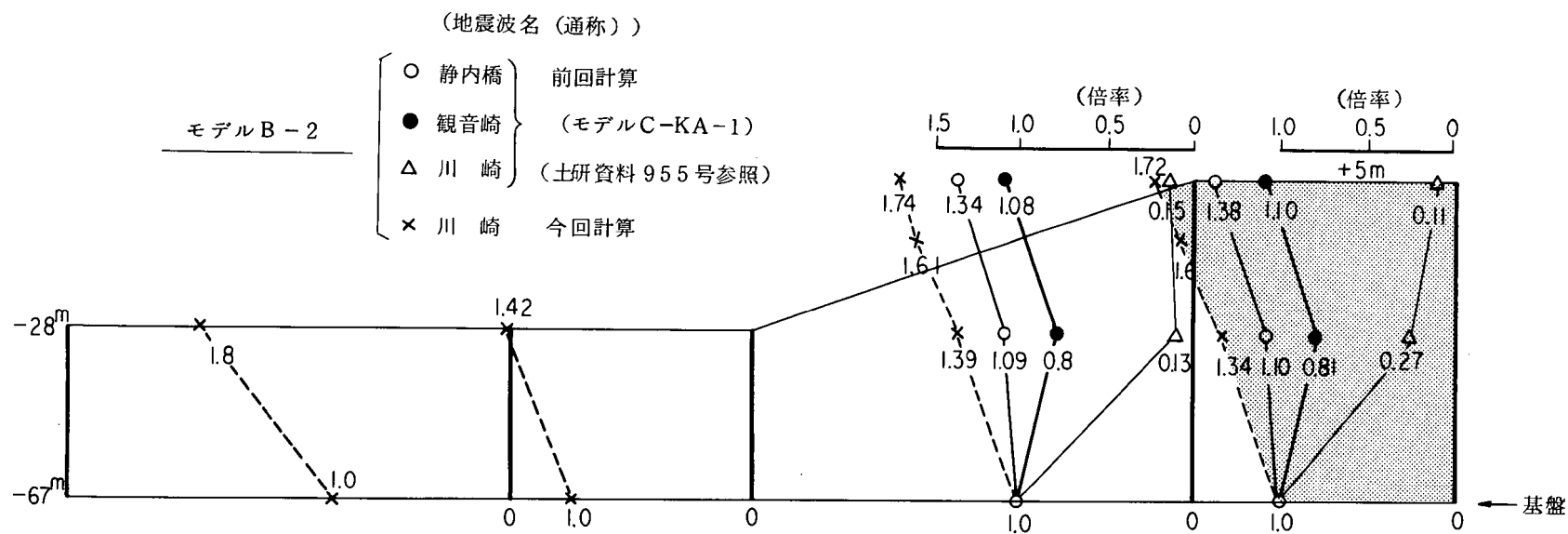


図 - 5 - 42 地震応答解析によるモデル B - 2 における盛土 - 地盤系の基盤面に対する最大応答倍率

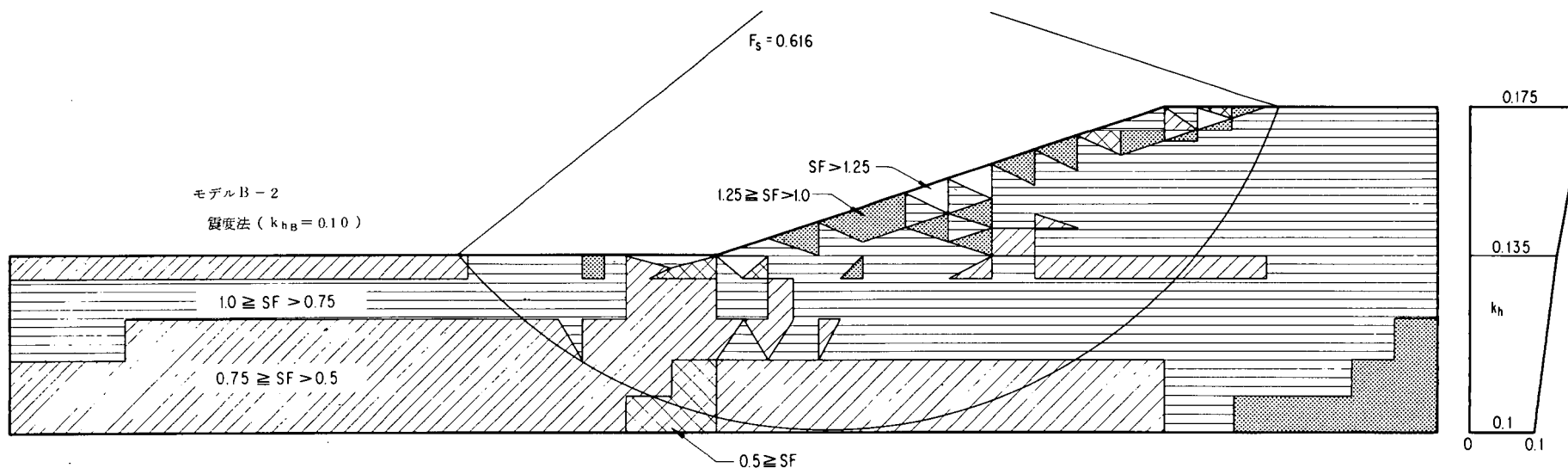


図-5-43 震度法による点安全率分布 ($k_{hB} = 0.1$ 、B-2モデル)

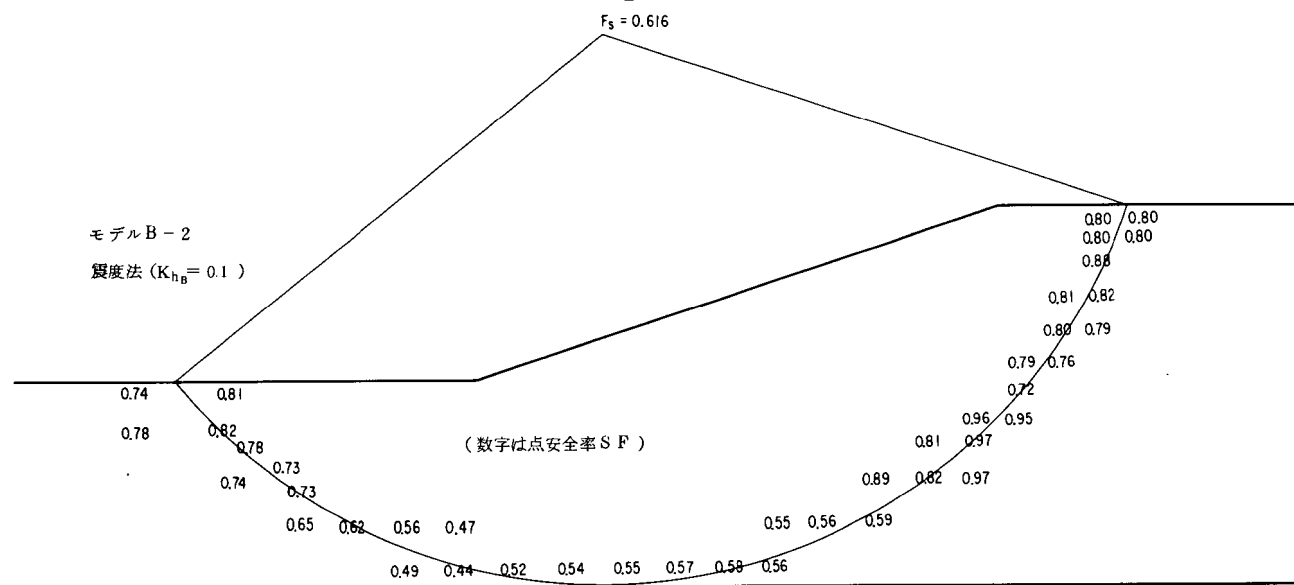


図-5-44 有限要素法による点安全率SFと、円弧すべり法による安全率 F_s の比較 ($k_{hB} = 0.1$ 、B-2モデル)

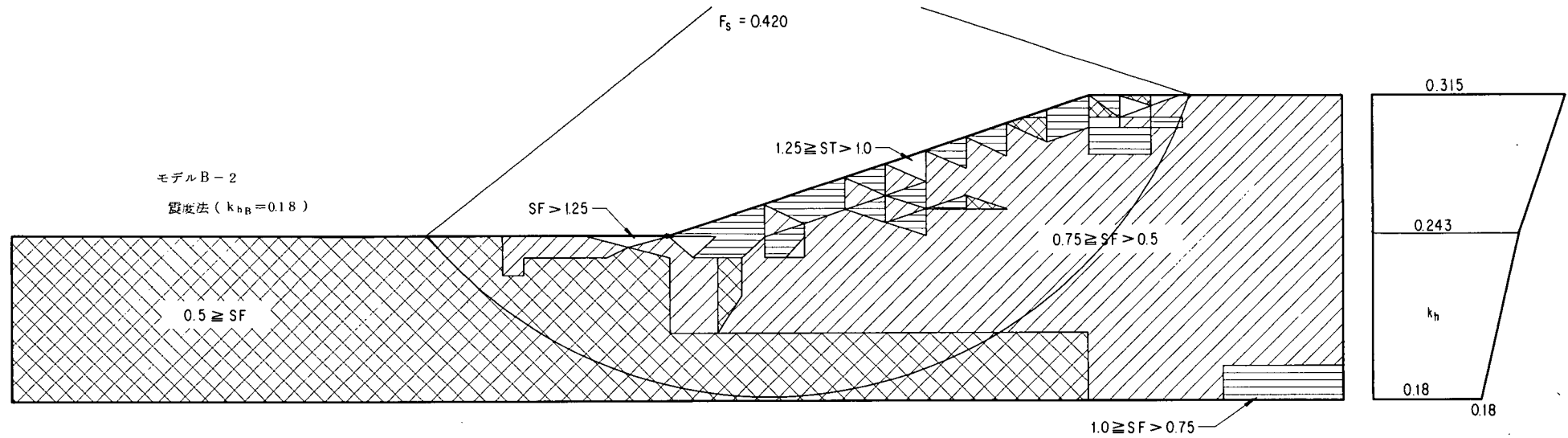


図-5-45 震度法による点安全率分布 ($k_{hB} = 0.18$ 、B-2モデル)

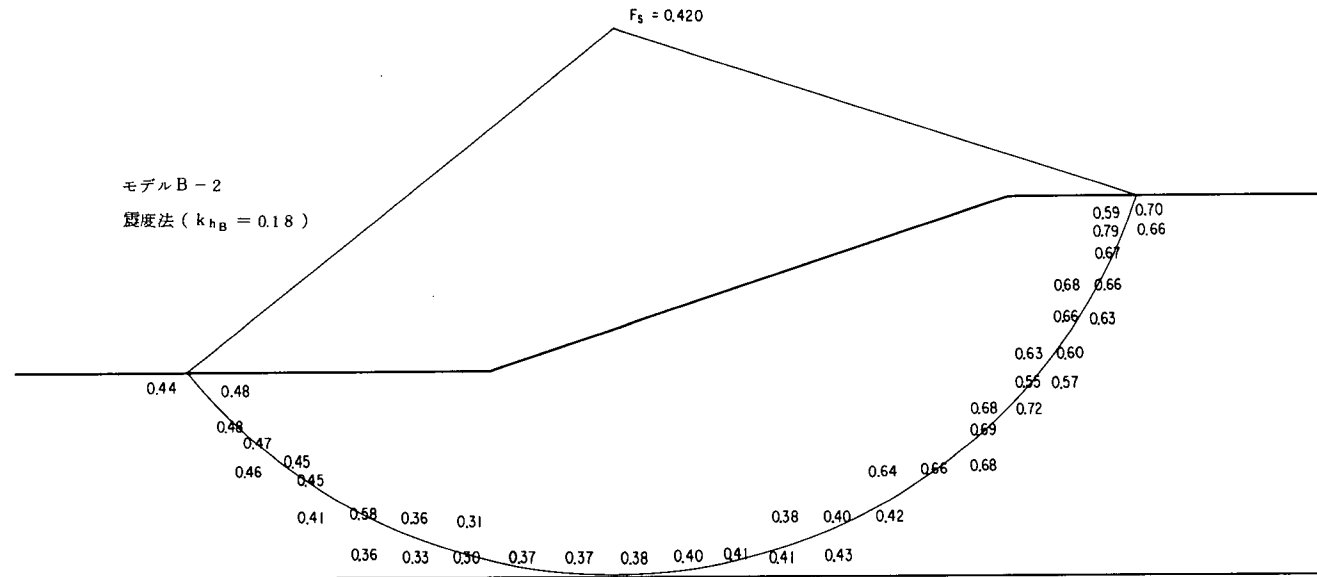


図-5-46 有限要素法による点安全率SFと、円弧すべり法による安全率 F_s の比較 ($k_{hB} = 0.18$ 、B-2モデル)

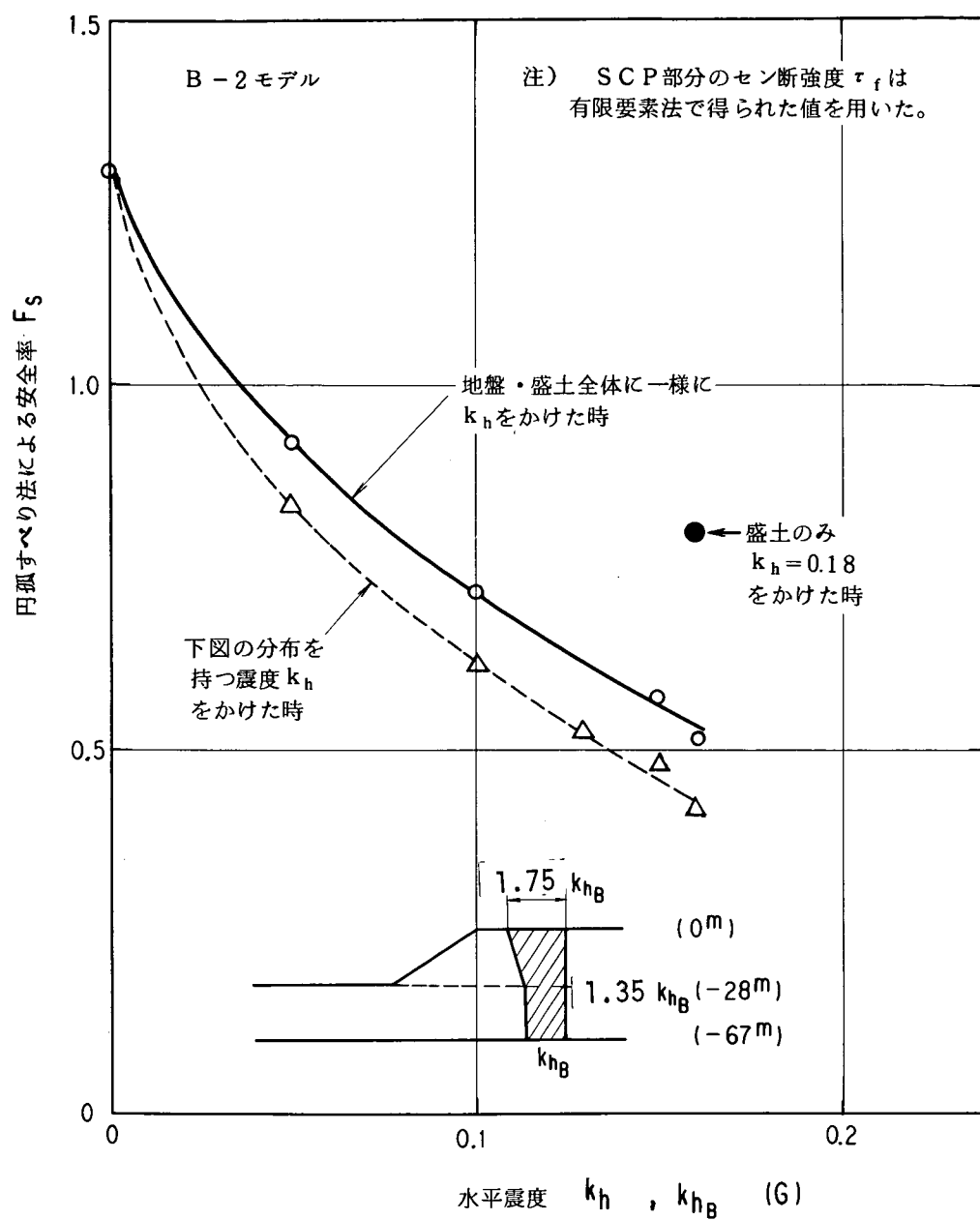


図-6-1 円弧すべり計算における安全率 F_s と水平震度 k_h との関係

地震応答解析に基づく人工島（海中盛土）の耐震安定性解析

土研資料第 1058 号
昭 51 年 10 月（1976）

岩崎敏男・龍岡文夫

キーワード 人工島，地震，安定性，有限要素法

要 旨

この報告書は，東京湾横断道路の人工島の地震時の安定性を平面歪有限要素法を用いて解析した結果をとりまとめたものである。



郵便はがき

2 8 0 - □ □

二十円切手
をはって
下さい

建設省土木研究所
振動研究室 御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. 184

No. 184

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1058号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印