

# 地震時の斜面安定性評価について

2015年7月

荒井 克彦



## 目次

第1章 まえがき	・ ・ ・ ・ ・ 1
第2章 準静的安定解析	・ ・ ・ ・ ・ 2
2.1 本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 2
2.2 用いる手法	・ ・ ・ ・ ・ 2
2.2.1 概要	・ ・ ・ ・ ・ 2
2.2.2 LSFEA-1 (積層異方体)	・ ・ ・ ・ ・ 2
2.2.3 LSFEA-2A (積層異方体)	・ ・ ・ ・ ・ 7
2.2.4 LSFEA-2B (等方体)	・ ・ ・ ・ ・ 8
2.3 適用例	・ ・ ・ ・ ・ 9
2.3.1 振動模型実験	・ ・ ・ ・ ・ 9
2.3.2 モデル1 (緩勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 16
2.3.3 モデル2 (急勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 20
2.3.4 モデル3 (地下水位のある緩勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 24
2.4 まとめ	・ ・ ・ ・ ・ 28
第3章 動的応答解析 (その1)	・ ・ ・ ・ ・ 32
3.1 本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 32
3.2 用いる手法	・ ・ ・ ・ ・ 32
3.3 適用例	・ ・ ・ ・ ・ 35
3.3.1 振動模型実験	・ ・ ・ ・ ・ 35
3.3.2 モデル1 (緩勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 38
3.3.3 モデル2 (急勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 40
3.3.4 モデル3 (地下水位のある緩勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 42
3.4 まとめ	・ ・ ・ ・ ・ 44
第4章 動的応答解析 (その2)	・ ・ ・ ・ ・ 46
4.1 本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 46
4.2 用いる手法	・ ・ ・ ・ ・ 46
4.3 適用例	・ ・ ・ ・ ・ 46
4.3.1 振動模型実験	・ ・ ・ ・ ・ 46
4.3.2 モデル1 (緩勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 49
4.3.3 モデル2 (急勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 50
4.3.4 モデル3 (地下水位のある緩勾配斜面)	・ ・ ・ ・ ・ 52

4. 4	まとめ	53
<b>第5章</b>	<b>実際地盤への適用例</b>	<b>54</b>
5. 1	本章の内容	54
5. 2	盛土斜面被害の概要	54
5. 3	物性定数	56
5. 4	計算結果	56
5.4.1	準静的解析	56
5.4.2	動的応答解析	57
5. 4	まとめ	59
<b>第6章</b>	<b>あとがき</b>	<b>60</b>
<b>参考資料1</b>	<b>入力データの説明</b>	<b>61</b>
1. 1	LSFEA-1 (積層異方体)	61
1. 2	LSFEA-2A (積層異方体)、LSFEA-2B (等方体)	64
1. 3	DYNA-1	66
1. 4	DYNA-2	69
<b>参考資料2</b>	<b>FORTRAN プログラム</b>	<b>70</b>
2. 1	プログラム LSFEA-1.FOR	70
2. 2	プログラム LSFEA-2.FOR	70
2. 3	プログラム DYNA-1.FOR	70
2. 4	プログラム DYNA-2.FOR	70

## 第1章 まえがき

地震時における斜面の安定解析方法は必ずしも確立されていない。円弧すべり面法で、震度係数による慣性力を与える方法が実用的であるが、震度係数と実際の地震における加速度の大きさとの関係は明らかではなく、不確実な設計が行われている可能性もある。また、円弧すべり面法による安定解析では地盤の変形や剛性を直接は考慮できないので、補強土工法などのように、補強材の剛性や拘束効果が重要な影響を及ぼす安定問題では、十分な評価ができていない可能性もある。補強土工法やアンカー工法、地盤改良工法などの安定解析では、すべての材料は最終強度のみで評価されており、剛性は評価されていない。

有限要素法 (FEM) などを用いた動的応答解析では、円弧すべり面法などの安定解析で想定しているような全体的な破壊状態の表現が容易ではなく、破壊の評価を行いにくい難点がある。斜面の破壊前の状態から全体的な破壊状態までを一貫して再現する手法が理想であるが、現時点では、このような手法が確立されているとはいえない。

本資料では、FEM を用いて、安定解析で想定するような全体的な破壊様式 (降伏した有限要素の連続) を表現し、このような破壊様式が生じた段階で、その斜面が破壊するとして斜面の地震時安定性を評価する方法を紹介する。

第2章では、水平震度係数を用いた慣性力を与える準静的解析について述べる。用いる手法は、先に報告した資料「斜面・土圧・支持力-変形と剛性を考慮した安定解析」で示した LSFEA (Limit State Finite Element Analysis)-1 と LSFEA-2 である。この計算機プログラムの入力方法は本資料の参考資料 1 に示す。FORTRAN コードは末尾の CD に示す。

第3章と第4章では、DYNA-1 と DYNA-2 の2つの動的応答解析手法を報告する。DYNA-1 は下記の文献で示されている動的応答解析プログラム MIXDYN.FOR を修正したものである。DYNA-2 は DYNA-1 において、降伏後の応力-ひずみ関係を積層異方体としたものである。これらの計算機プログラムの入力方法は本資料の参考資料 1 に示す。FORTRAN コードは末尾の CD に示す。

第5章では、上記の手法の実際地盤への適用事例を示す。

### 参考文献

D. R. J. Owen and E. Hinton: Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice, Pineridge Press Limited, 1980

(和訳) 非線形解析プログラム研究会編: 塑性の有限要素法-材料非線形有限要素法、科学技術出版社、1988

## 第2章 準静的安定解析

### 2.1 本章の内容

本章では、水平震度係数を用いた慣性力を静的に作用させる準静的安定解析について示す。用いる手法は「斜面・土圧・支持力—変形と剛性を考慮した安定解析—、2014年3月」(以下では**2014年資料**と称する)で先に報告した、静的な安定解析手法である。この手法と従来の円弧すべり面法を、いくつかの仮想的な斜面安定問題に適用して、各手法の特徴を比較検討する。また、本章で対象とした仮想的な斜面安定問題について、**第3章**、**第4章**で動的な応答解析を行う。

### 2.2 用いる手法

#### 2.2.1 概要

本章で用いる手法を以下に示す。

- ① LSFEA-1(積層異方体)：すべり面上でのみ引張り応力を負担しない
- ② LSFEA-2A(積層異方体)：引張り応力を負担しない
- ③ LSFEA-2B(等方体)：引張り応力を負担しない

②と③は同じ計算機プログラム LSFEA-2.FOR を用いて計算される。詳細は**2014年資料**に示すが、LSFEA-1とLSFEA-2A、2Bの概要を以下に示す。

#### 2.2.2 LSFEA-1(積層異方体)

##### 1) 地盤のモデル化

地盤を FEM における平面ひずみ要素で、地盤と構造物の境界のずれをインターフェイス(薄層)要素<sup>1)</sup>でモデル化する。平面ひずみ要素に Mohr-Coulomb 降伏基準、インターフェイス要素に Coulomb 降伏基準を適用する。

##### 2) Coulomb 材(インターフェイス要素)の応力-ひずみ関係

降伏前は線形弾性体とする。Coulomb 降伏基準を次式で表わす。

$$F_C = |\tau_{st}| - c - \sigma_t \tan \phi \quad (2.1)$$

$\sigma_t$ 、 $\tau_{st}$ は図-2.1に示す s-t 座標系における垂直応力とせん断応力である。図-2.2に Coulomb 材の応力-ひずみ関係を示す。塑性ポテンシャル  $Q_C$ を次式で表す<sup>2)</sup>(図-2.2参照)。

$$Q_C = |\tau| - g = 0 \quad (2.2)$$

ここで、g：流れ則では式(2.1)の微分形を用いるため、実際には使用されないパラメータである。 $F_C$ と $Q_C$ を用いた非関連流れ則で、以下の弾塑性応力-ひずみ関係を与え

る 3)。

$$\{\delta\sigma\} = [D^{ep}] \{\delta\varepsilon^{ep}\} \quad (2.3)$$

$$\{\delta\sigma\} = \{\delta\sigma_s, \delta\sigma_t, \delta\tau_{st}\}^T, \quad \{\delta\varepsilon^{ep}\} = \{\delta\varepsilon_s^{ep}, \delta\varepsilon_t^{ep}, \delta\gamma_{st}^{ep}\}^T$$

$$[D^{ep}] = [D] - [D] \{\partial F_C / \partial \{\sigma\}\} \{\partial Q_C / \partial \{\sigma\}\}^T [D] / \{\partial F_C / \partial \{\sigma\}\}^T [D] \{\partial Q_C / \partial \{\sigma\}\} = [d_{ij}]$$

$$d_{11} = d_{22} = C_1, \quad d_{12} = d_{21} = C_2, \quad d_{13} = d_{23} = d_{33} = 0, \quad d_{31} = \pm C_2 \tan\phi, \quad d_{32} =$$

$$\pm C_1 \tan\phi, \quad C_1 = E(1-\mu) / \{(1+\mu)(1-2\mu)\}, \quad C_2 = E\mu / \{(1+\mu)(1-2\mu)\}$$

ここで、 $\{\delta\sigma\}$ 、 $\{\delta\varepsilon^{ep}\}$ ：応力と弾塑性ひずみの増分、 $[D^{ep}]$ ：図-2.1 の s-t 局所座標系での弾塑性マトリックス、 $[D]$ ：弾性マトリックス、 $d_{ij}$ ： $[D^{ep}]$ を構成する要素である。

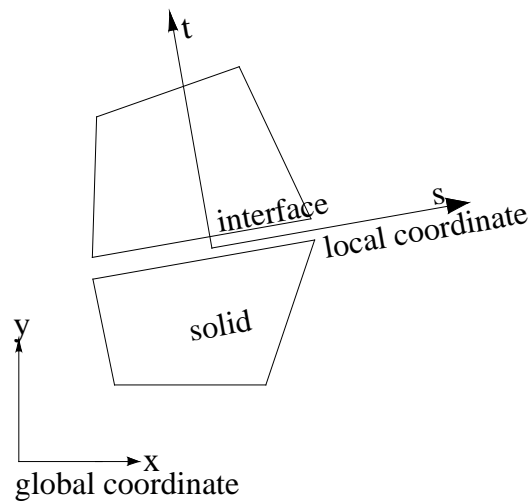


図-2.1 インターフェイス要素

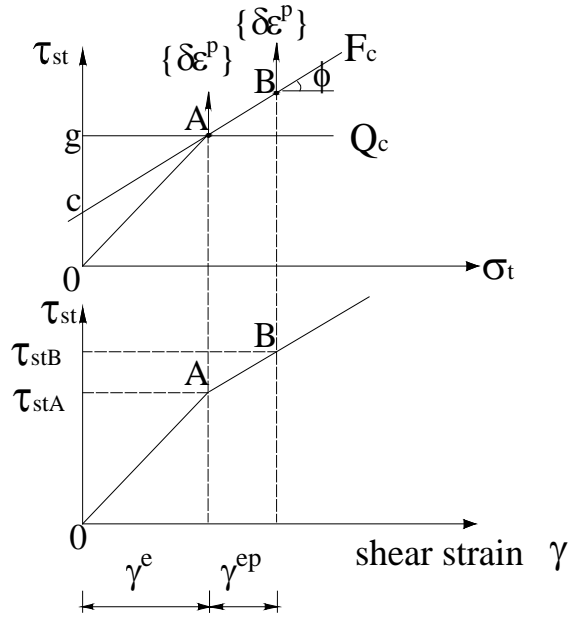


図-2.2 降伏条件と応力-ひずみ関係 (Coulomb 材)

### 3) Mohr-Coulomb 材(平面ひずみ要素、積層異方体)の応力-ひずみ関係

降伏前は線形弾性体とする。Mohr-Coulomb の降伏条件は次式で表される。

$$F_M = \{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2\}^{1/2} - \{(\sigma_x + \sigma_y) \sin\phi + 2c \cos\phi\} = 0 \quad (2.4)$$

ここで、 $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$ 、 $\tau_{xy}$ ：全体座標での応力成分である。Mohr-Coulomb 材が式 (2.4) を満たして降伏したとき、図-2.3(a)に示すせん断帯が生じるとし、せん断帯が最大主応力面となす角  $\alpha$  を次式とする。

$$\alpha = \pi/4 + \phi/2 \quad (2.5)$$

Pietruszczak<sup>4)</sup> は、図-2.3(a)のせん断帯を塑性、せん断帯以外を弾性体とし、要素の平均的な応力-ひずみ関係を求めるため、次のような smeared shear band approach を提案した。図-2.3(a)のせん断帯を図-2.1 に示すインターフェイス要素とみなすと、せん断帯におけるひずみ  $\{\delta\epsilon^{ep}\}$  は、局所座標  $s-t$  を用いて次式で表される。

$$\{\delta\epsilon^{ep}\} = [D_{st}^{ep}]^{-1} \{\delta\sigma\} \quad (2.6)$$

図-2.3(a) のせん断帯以外の弾性部分のひずみ  $\{\delta\epsilon^e\}$  は次式で与えられる。

$$\{\delta\epsilon^e\} = [D]^{-1} \{\delta\sigma\} \quad (2.7)$$

smeared shear band approach では、式 (2.6) と式 (2.7) を重ね合わせて、図-2.3(a)の要素全体の平均応力-ひずみマトリックス  $[D_{st}^{av}]$  を、局所座標  $s-t$  を用いて次式で表す。



$$[D_{st}^{av}] = \{ [D_{st}^{ep}]^{-1} t / \sqrt{A} \cos\beta + [D]^{-1} (1 - t / \sqrt{A} \cos\beta) \}^{-1} = [a_{ij}] \quad (2.8)$$

ここで、 $A$ ：要素の面積、 $t$ ：せん断帯の厚さ、 $a_{ij}$ ：マトリックス $[D_{st}^{av}]$ の成分である。全体座標での図-2.3(a)の要素全体の平均応力-ひずみマトリックス $[D_{xy}^{av}]$ は次式で与えられる。

$$[D_{xy}^{av}] = [T]^T [D_{st}^{av}] [T] \quad (2.9)$$

ここで、 $[T]$ ：座標変換マトリックスである。 $[D_{st}^{av}]$ と $[D_{xy}^{av}]$ の両方とも、現在の応力成分を含まない定数である。

せん断帯の厚さ $t$ を増加させると、式(2.8)の $a_{ij}$ は式(2.3)の $d_{ij}$ に等しくなる。すなわち、せん断帯の厚さがある程度以上になると、せん断帯を仮定した Mohr-Coulomb 材の有限要素は、図-2.3(b)に示す積層異方体になる。1mの大きさの有限要素で、せん断帯の厚さ $t$ が5mm程度で $a_{ij} \doteq d_{ij}$ となる。そこで、本資料ではせん断帯の厚さ $t$ が、ある値以上と仮定して( $t$ を無視して)、この積層異方体を図-2.2に示した Coulomb 材の応力-ひずみ関係と同じとして、Mohr-Coulomb 材の降伏後の応力-ひずみ関係とする。

$$[D_{st}^{av}] = [D_{st}^{ep}] \quad (2.10)$$

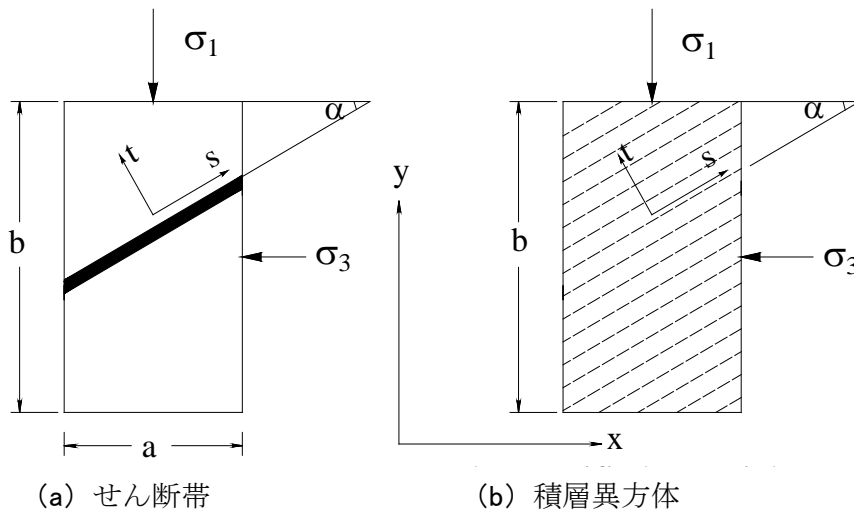


図-2.3 せん断帯と積層異方体

#### 4) せん断帯の方向

降伏した場合、図-2.4(a)に示す2つのせん断帯方向 A-A'、B-B'がありうる。A-A'、B-B'の方向 $\beta$ は図-2.4(b)から次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \beta &= -\alpha - \theta && \text{A-A' line,} \\ &= \alpha - \theta && \text{B-B' line} \end{aligned} \quad (2.11)$$

ここで、 $\theta$ ：鉛直軸  $y$  に対する最大主応力の角度である。初期降伏応力を用いて  $\theta$  を求めて、せん断帯の方向を決め、以後の荷重段階でもこのせん断帯の方向を一定とする。

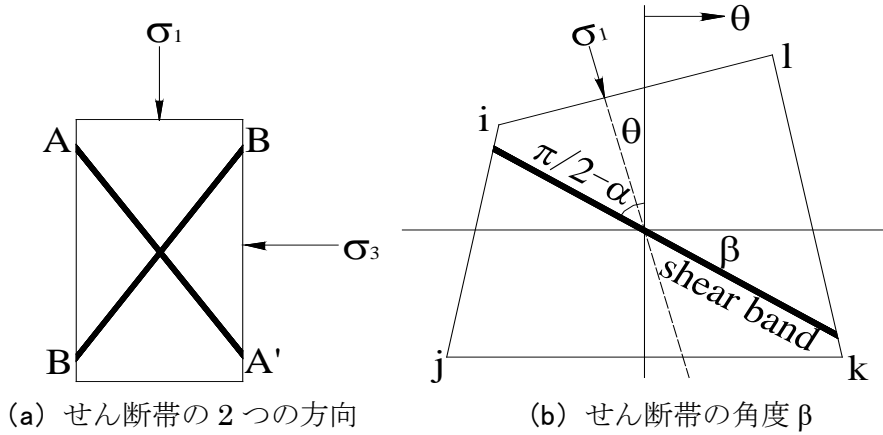


図-2.4 せん断帯の2つの方向と角度  $\beta$  の表現

### 5) 载荷状態の表現

载荷状態を表現するために、すべり面の垂直応力  $\sigma_t$  が減少しないという条件を次式で与え、この条件を強制的に適用される要素を LSFEA-1(積層異方体) における「引張り要素」と称する。

$$\delta\sigma_t \geq 0 \quad (2.12)$$

### 6) 降伏応力の決定

図-2.2、図-2.5 における降伏応力  $\{\sigma_A\} = \{\sigma_{tA}, \tau_{stA}\}$  は Zienkiewicz ら<sup>3)</sup> に従って次のように与えられる。

$$\{\sigma_A\} = \{\sigma_I\} + r (\{\sigma_E\} - \{\sigma_I\}) \quad (2.13)$$

ここで、 $\{\sigma_E\}$ ：弾性応力、 $\{\sigma_I\}$ ：降伏前の応力である（図-2.5 参照）。Coulomb 材では線形補間により、式(2.13)の  $r$  が次式で与えられる。

$$r = -F_c(\{\sigma_I\}) / [F_c(-\{\sigma_E\}) - F_c(\{\sigma_I\})] \quad (2.14)$$

Mohr-Coulomb 材では非線形性のために、Nayak ら<sup>6)</sup> に従って上式の  $r$  を修正する必要がある。

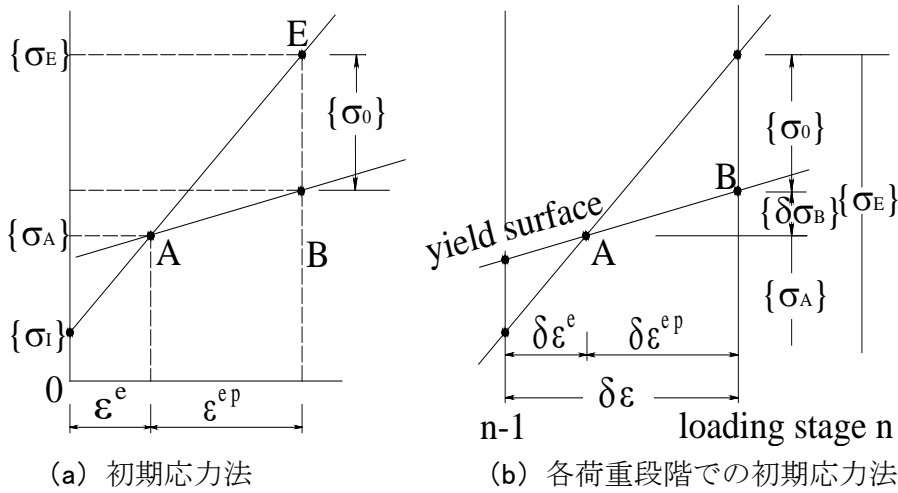


図-2.5 降伏応力 $\{\sigma_A\}$ と初期応力法における初期応力 $\{\sigma_0\}$

## 7) 修正初期応力法

詳細は省略するが、LSFEA-1（積層異方体）では、初期応力法における応力-ひずみ関係式と式 (2.12) を連立一次方程式として解き、初期応力法における初期応力の厳密解を得る。このことにより、支持力問題などでも古典的支持力理論で想定されるような破壊様式を得ることができる（2014年資料）。計算手順も省略する（2014年資料）。

### 2.2.3 LSFEA-2A(積層異方体)

#### 1) 応力-ひずみ関係と解法

応力-ひずみ関係は 2.2.2 の LSFEA-1（積層異方体）と同一である。LSFEA-1 と異なり、2.2.2 7) で述べた修正初期応力法を適用しないで、Zienkiewicz ら<sup>3)</sup> によって提案された本来の初期応力法で反復計算を行って解を求める。本章で用いる初期応力法は基本的に本来の初期応力法<sup>3)</sup> と同じであるが、極限平衡法におけるように、地盤構造物の最終状態に注目した安定解析を試みるため、斜面安定問題では全荷重を一つの荷重段階で載荷して初期応力法を適用する。

#### 2) 引張り応力の扱い

本来の初期応力法を適用するため、LSFEA-2A（積層異方体）では、式 (2.12) に代えて、地盤が引張り強度以上の応力を負担しない次式の条件を、そのまま表現できる。

$$\sigma_3 \geq \sigma_T \quad (2.15)$$

ここで、 $\sigma_3$  : 最小主応力、 $\sigma_T$  : 引張り強度である。具体的には、地盤の最小主応力  $\sigma_3$  が引張り状態となるときは、 $\sigma_3$  が  $\sigma_T$  となるように応力を修正する。この操作は本来の

初期応力法により容易に行われる<sup>5)</sup>。この操作を行った有限要素を LSFEA-2A、2B (積層異方体、等方体) における「引張り要素」と称する。

一般的に引張り強度  $\sigma_T$  は一軸圧縮強度に、ある比率をかけて求められる。

式(2.15)は非線形であり、前述のように全体を連立一次方程式で定式化する LSFEA-1 (積層異方体) では考慮できない。2.3.1 で後述する振動模型実験では、ある程度の地盤の引張り強度を考慮しないと実際の減少を表現できない。 $\sigma_T = 0$  とすれば、地盤は引張り応力を全く負担しないことになる。

## 2.2.4 LSFEA-2B(等方体)

### 1) 概要

LSFEA-2B (等方体) は従来の弾塑性 FE 解析である。この手法ではせん断帯を仮定せず、弾塑性応力-ひずみ関係と非関連流れ則を用いる。LSFEA-2A (積層異方体) と同様に式 (2.15) の引張り強度条件を考慮し、オリジナルの初期応力法で解く。

### 2) 降伏基準

地盤を平面ひずみ要素、地盤と構造物のずれを Desai ら<sup>1)</sup> によるインターフェイス要素で表し、インターフェイス要素には Coulomb 降伏基準を、地盤には Mohr-Coulomb 降伏基準を適用することは LSFEA-1 (積層異方体) と同一である。

### 3) 応力-ひずみ関係

降伏前は線形弾性とし、降伏した後、せん断中に拘束圧  $\sigma_3$  または、せん断面の垂直応力  $\sigma_n$  が増加する場合、図-2.2 に示すように、応力状態は降伏線上を移動すると仮定することは LSFEA-1 (積層異方体) と同一である。降伏線上を移動する場合、図-2.2 に示すような非関連流れ則に従うと仮定する<sup>2)</sup>。図-2.2 で、Coulomb 材の塑性ポテンシャルは先の式(2.2)で与えられる。Mohr-Coulomb 材について、LSFEA-2B (等方体) では図-2.3 のようなせん断帯を仮定しないで、通常弾塑性応力-ひずみ関係を用いる。Mohr-Coulomb 材について塑性ポテンシャルは次式で与えられる。

$$\text{Mohr-Coulomb : } Q_M = \{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}\}^{1/2} - 2g \quad (2.16)$$

ここで、 $g$  : 流れ則では式 (2.19) の微分形を用いるため、実際には使用されないパラメータである。

降伏線上を移動する際の応力-ひずみ関係は次式で与えられる。

$$\{\delta\sigma\} = [D^{ep}] \{\delta\varepsilon^{ep}\} \quad (2.19)$$

ここで、 $\{\delta\sigma\}$ 、 $\{\delta\varepsilon^{ep}\}$  : 応力と弾塑性ひずみの増分、 $[D^{ep}]$  : 弾塑性状態の応力-ひずみマトリックスである。 $[D^{ep}]$  は、Coulomb 材については式(2.1)の降伏基準と式(2.2)の塑性ポテンシャルを用いて、Mohr-Coulomb 材については式(2.4)と式(2.19)を用いて簡単に与えられる<sup>3)</sup>。

計算手順は省略する (2014 年資料)。



シリンダーで圧力 29.4kN/m<sup>2</sup>を 10 分間かける。この状態で土槽を振動台に乗せてから、盛土前面の鋼製枠を取り除く（鉛直盛土の完成）。⑥ 図-2.6 に示すように、盛土鉛直面の高さ 20cm と 50cm の位置にターゲットを差し込み、ギャップセンサーを設置する。

### 3) 鉛直盛土の物性定数

造成した鉛直盛土の物性定数を表-2.1 に示す。表-2.1 で、E：弾性係数、 $\nu$ ：ポアソン比、 $\gamma$ ：単位体積重量、 $c \cdot \phi$ ：Mohr-Coulomb 強度定数、 $\delta$ ：ダイレイタンシー角である。本資料でのダイレイタンシー角は、図-2.2 の上図において、塑性ひずみが鉛直線となす角度と定義する。本資料を通じて、図-2.2 に示すように、ダイレイタンシー角を 0 とする（ダイレイタンシー角  $\delta = \phi$  とする場合が関連流れ則に対応する）。

前述の振動実験では水平方向の振動により鉛直盛土前方への変位は引張り状態で生じるため、弾性係数 E は動的弾性応答解析から逆算で求めた数値である。鉛直盛土と同じ状態として、29.4kPa で 10 分間静的に圧縮した後、定圧一面せん断試験を行って  $c$ 、 $\phi$  を求めた結果を図-2.8 に示す。垂直圧力 30kPa 付近で折れ点がみられ、30kPa 以下が過圧密状態とみなせる。振動実験における鉛直盛土も過圧密状態とみなせるので、過圧密状態の  $c \cdot \phi$  を用いた。

表-2.1 物性定数

	弾性係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\phi$ (°)	ダイレイタンシー角 $\delta$ (°)	引張り強度 $\sigma_T$ (kN/m <sup>2</sup> )
盛土	3000.0	0.33	17.0	5.0	10.0	0.0	0.5

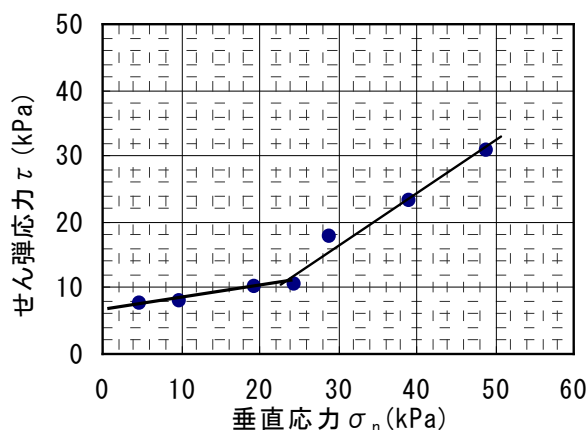


図-2.7 定圧一面せん断試験の結果

#### 4) 振動実験

周波数 3Hz と 7Hz の 2 種類、加速度振幅 200、300、400gal の 3 種類の組合せで計 6 ケースの正弦波を振動台で上述の鉛直盛土に与える。実験結果にばらつきがあるので、1 ケースの実験を 5 回行った。各ケースの正弦波を 40 秒間与えて、破壊しない場合は、同じ正弦波を同じ時間与えるという操作を 5 回まで繰り返した(最長で 200 秒間の振動を与えることになる)。

#### 5) 実験結果

図-2.6 に示す位置での応答加速度は全てのケースで入力加速度とほぼ同じであった。鉛直盛土は上部から下部にかけて一度に崩壊が生じた。鉛直盛土の強度や剛性のばらつきを避けることができないので、すべり面位置は完全に同一ではないが、崩壊の形態はほぼ同じであった。図-2.8 に、振動経過時間に応じた水平変位の一例を示す。

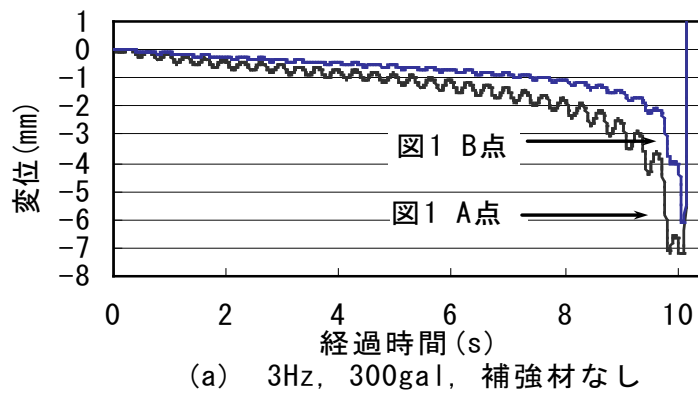


図-2.8 振動経過時間に応じた水平変位の例

#### 6) 常時の斜面安全率

図-2.8 に示すような動的な応答については、第 3 章、第 4 章で述べることにして、初めに、水平振動による慣性力を与えないで(静的な斜面安定問題として)、斜面自重のみによる斜面安全率を求めた結果を示す(斜面自重による荷重を 1 段階で載荷する)。

「斜面安全率  $F_s$ 」を次のように定義する。LSFEA-1 を用いても、ある段階で斜面の変位が無限に大きくなるといった破壊現象をそのまま表現することは困難である。そこで、図-2.9 に例を示すように、降伏した有限要素が連続して、全体的な斜面崩壊を生じさせるような破壊領域が初めて形成される段階を、その斜面の破壊とみなす。斜面の仮想的な Mohr-Coulomb 強度定数  $\underline{c}$ 、 $\underline{\phi}$  を、実際の強度定数  $c$ 、 $\phi$  と安全率  $F_s$  を用いて次のように与える。

$$\underline{c} = c/F_s, \tan \underline{\phi} = \tan \phi / F_s \quad (2.20)$$

この仮想的な強度定数  $\underline{c}$ 、 $\underline{\phi}$  を用いて LSFEA-1 を適用し、上述のように定義した斜面の

破壊領域が生じる最小の安全率を、その斜面の安全率  $F_s$  とする。

図-2.6 に示す鉛直盛土部分のみを図-2.9 のようにモデル化する。物性定数は表-2.1 に示した数値を用いる。

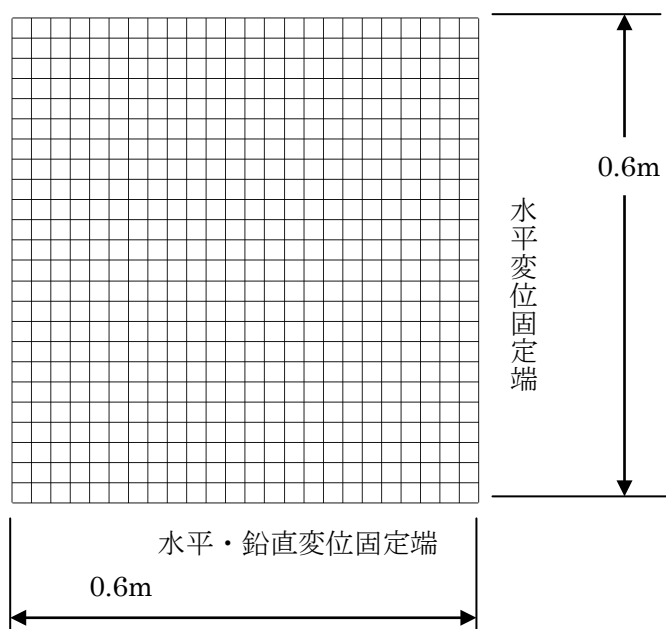


図-2.9 鉛直盛土の有限要素分割図

各条件における完成した破壊様式（降伏要素の連続）を図-2.10～2.13 に示す。図-2.10 は、地盤の応力-ひずみ関係を弾完全塑性体として、LSFEA-1 を適用した結果である。図-2.10 中の各有限要素内での斜線の方向が、図-2.3 のせん断帯（すべり面）の方向を示し、かつ、その要素が降伏していることを示す。このときの変位分布を図-2.11 に示す。本資料の全ての変位図は、自重による変位を含んでいる。

図-2.12 は、地盤の応力-ひずみ関係を弾塑性体として、LSFEA-2A（積層異方体）を適用した結果である。各有限要素内の鉛直方向の線は、式 (2.15) で定義した「引張り要素」である。

図-2.13 は、地盤の応力-ひずみ関係を弾完全塑性体として、LSFEA-2B（等方体）を適用した結果である。図中の黒色の有限要素は、その要素が降伏していることを示す。グレーの有限要素は、式 (2.15) で定義した引張り要素である。

手法と応力-ひずみ関係の組合せ条件に応じた斜面安全率  $F_s$  の数値を表-2.2 に示す。応力-ひずみ関係を弾塑性とした場合と弾完全塑性とした場合で安全率の数値は変わるが、破壊様式はほとんど変わらない。手法と応力-ひずみ関係の組合せ条件に応じた斜面安全率の数値の比較や、表-2.2 中に示す円弧すべり面法との比較については、すべての適用例を示した後で検討する。



表-2.2 常時の斜面安全率  $F_s$  (水平震度係数  $k_h = 0$ )

		応力-ひずみ関係	模型 実験 図-2.6	急勾配 斜面 図-2.26	緩勾配 斜面 図-2.19	地下水 位あり 図-2.34	引張り 応力の 扱い
LSFEA-1 積層異方体	弾完全塑性		2.40	1.13	1.08	1.03	$\delta\sigma_t \geq 0$
	弾塑性		2.40	1.22	1.23	1.18	$\delta\sigma_t \geq 0$
LSFEA-2A 積層異方体	弾完全塑性		1.87	1.07	1.03	0.99	$\sigma_3 \geq \sigma_T$
	弾塑性		1.91	1.13	1.19	1.14	$\sigma_3 \geq \sigma_T$
LSFEA-2B 等方体	弾完全塑性		1.85	1.06	0.99	0.99	$\sigma_3 \geq \sigma_T$
	弾塑性		1.88	1.10	1.08	1.04	$\sigma_3 \geq \sigma_T$
円弧すべ り面法	Bishop	剛完全塑性	2.201	1.075	1.092	1.025	—
	簡便法	剛完全塑性	2.397	1.121	1.043	0.973	—

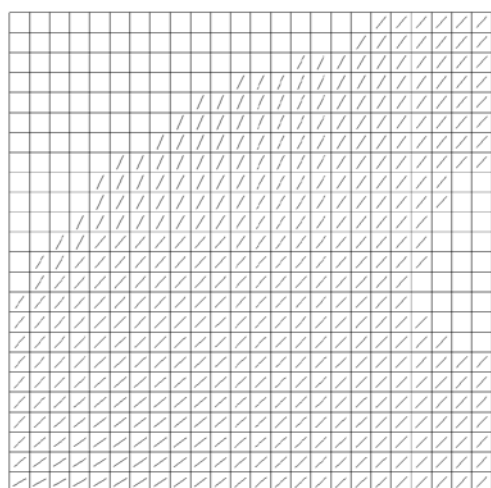


図-2.10 降伏要素と引張り要素の分布  
(全体的な破壊様式)  
LSFEA-1 (積層異方体)  
弾完全塑性  $F_s = 2.40$

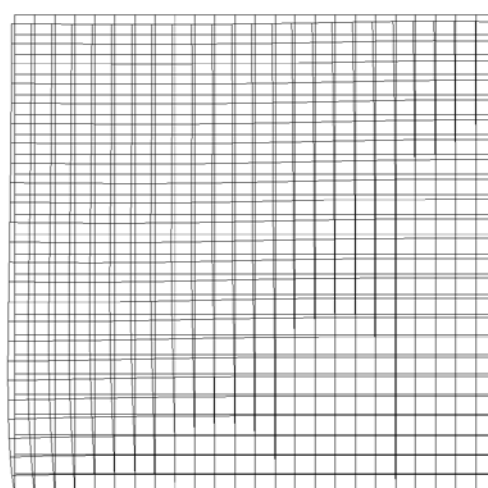


図-2.11 破壊時の変位分布  
LSFEA-1 (積層異方体)  
弾完全塑性  $F_s = 2.40$   
変位を 10 倍に拡大、自重による変位を含む

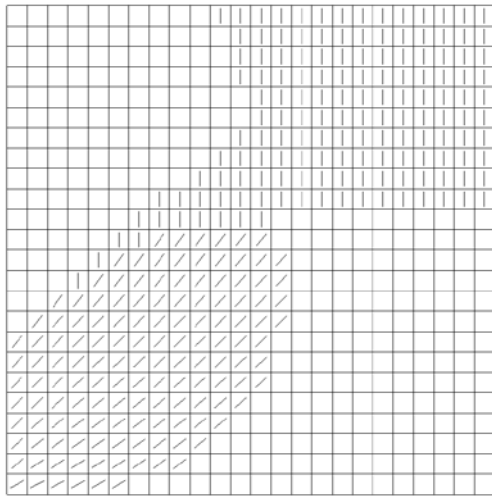


図-2.12 降伏要素と引張り要素の分布  
(全体的な破壊様式)  
LSFEA-2A (積層異方体)  
弾塑性  $F_s=1.91$

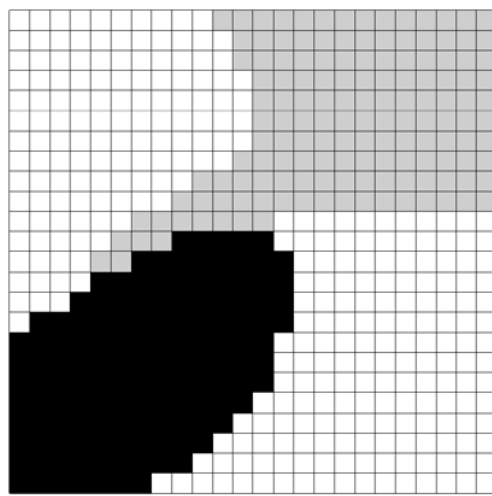


図-2.13 降伏要素と引張り要素の分布  
(全体的な破壊様式)  
LSFEA-2B (等方体)  
弾塑性  $F_s=1.88$

#### 7) 水平震度係数を用いた準静的解析

自重と、水平震度係数による慣性力を与えて、6) 常時の斜面安全率で述べた方法を適用する。地盤の強度定数は本来の数値で一定とし ( $F_s=1.0$ )、全体的な破壊様式が生じる最小の水平震度係数を求めた結果を表-2.3 に示す。表-2.2 で、常時の斜面安全率  $F_s$  が 1.0 以下のケースについては、表-2.3 中の欄を「—」としている。

表-2.3 中の各条件における破壊様式 (降伏要素の連続) を図-2.14~2.18 に示す。LSFEA-1 (積層異方体) を用いた場合、水平震度係数を増加させても、図-2.14~2.18 に示すような全体的な破壊様式を得ることができなかった (不定)。このことは、地盤が引張り応力を負担しないことを考慮しないと、準静的解析では破壊様式を得ることができないことを意味する。LSFEA-1 (積層異方体) では、式(2.12)に示すように、せん断帯の垂直応力が減少しないという不完全な形でのみ、引張り応力を負担しない条件を表現している。

LSFEA-2A (積層異方体)、LSFEA-2B (等方体) では、式(2.15)に示すように、完全な形で、引張り応力を負担しない条件を表現しているため、図-2.14~2.18 に示すように、引張り領域を含む形で、全体的な破壊様式を得ることができる。引張り応力を負担しない条件を考慮することが、水平震度係数を用いた準静的解析で全体的な破壊様式を得るための不可欠の要件である。

一方、ここで対象としている図-2.6 の振動模型実験では、表-2.1 に示すような小さな引張り強度を考慮しないと、極めて低い水平震度係数で破壊が生じる結果となる。後述する動的応答解析でも、極めて小さな水平加速度で破壊が生じる結果となる。室内模型

実験のように自重による応力が極めて小さな場合の準静的解析や動的応答解析では、ある程度の引張り強度を考慮することが重要な要件となる。なお、表-2.1 では一軸圧縮強度の 5% ( $2 \times c \times 0.05$ ) として引張り強度を推定している。

手法と応力-ひずみ関係の組合せ条件に応じた斜面安全率の数値の比較や、表-2.3 中に示す円弧すべり面法との比較については、すべての適用例を示した後で検討する。

表-2.3 安全率を 1.0 とする水平震度係数  $k_h$

手法		応力-ひずみ関係	模型 実験 図-2.6	急勾配 斜面 図-2.26	緩勾配 斜面 図-2.19	地下水 位あり 図-2.34	引張り 応力の 扱い
LSFEA-1 積層異方体		弾完全塑性	不定	不定	不定	不定	$\delta\sigma_t \geq 0$
		弾塑性	不定	不定	不定	不定	$\delta\sigma_t \geq 0$
LSFEA-2A 積層異方体		弾完全塑性	0.19	0.05	0.003	—	$\sigma_3 \geq \sigma_T$
		弾塑性	0.25	0.09	0.09	0.07	$\sigma_3 \geq \sigma_T$
LSFEA-2B 等方体		弾完全塑性	0.24	0.05	—	—	$\sigma_3 \geq \sigma_T$
		弾塑性	0.25	0.07	0.04	0.02	$\sigma_3 \geq \sigma_T$
円弧すべり 面法	Bishop	剛完全塑性	0.18	0.023	0.043	0.013	—
	簡便法	剛完全塑性	0.34	0.037	0.020	—	—

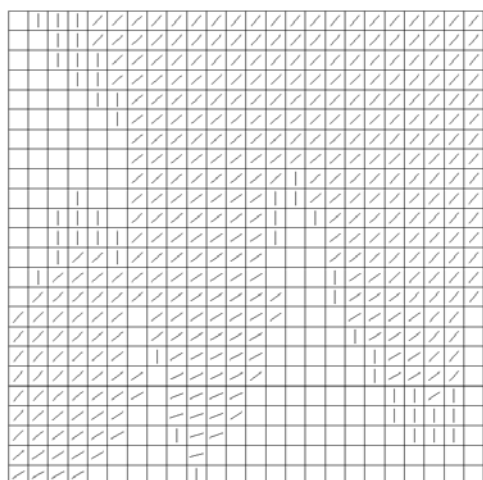


図-2.14 降伏要素と引張り要素の分布  
(全体的な破壊様式)  
LSFEA-2A (積層異方体)  
弾塑性、 $k_h=0.25$

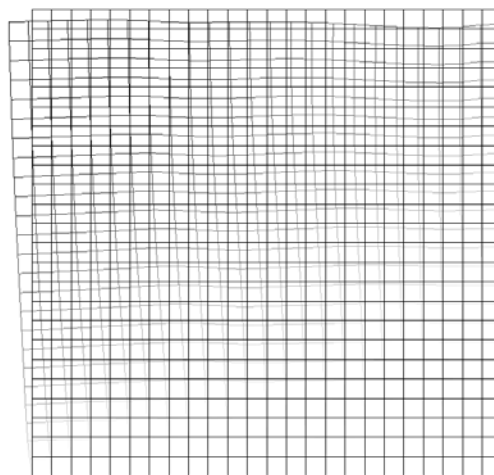


図-2.15 破壊時の変位分布  
LSFEA-2A (積層異方体)  
弾塑性、 $k_h=0.25$   
変位を 10 倍に拡大、自重による変位を含む

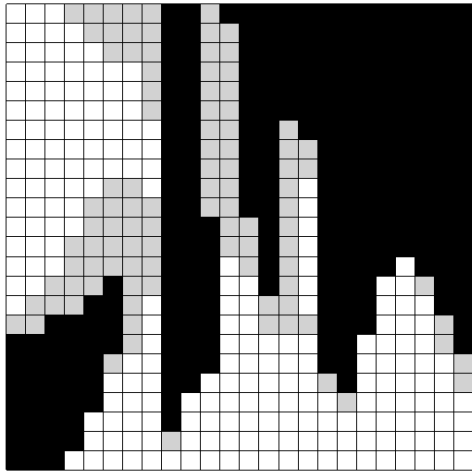


図-2.16 降伏要素と引張り要素の分布  
(全体的な破壊様式)  
LSFEA-2B (等方体)  
弾塑性、 $k_h=0.25$

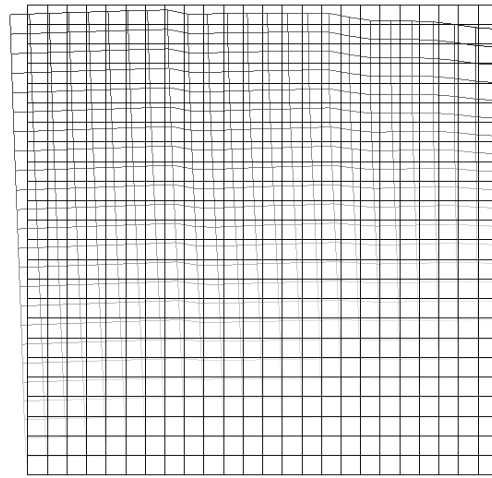


図-2.17 破壊時の変位分布  
LSFEA-2B (等方体)  
弾完全塑性、 $k_h=0.25$   
変位を 10 倍に拡大、自重による変位を含む

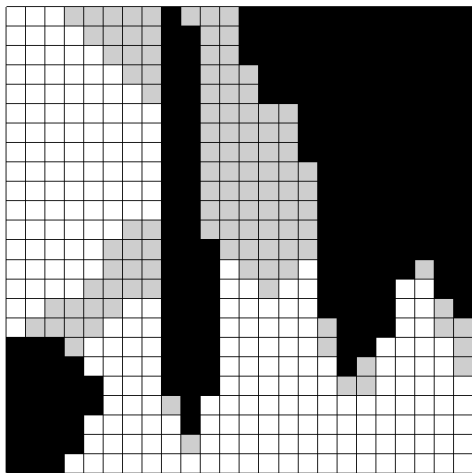


図-2.18 降伏要素と引張り要素の分布  
(全体的な破壊様式)  
LSFEA-2B (等方体)  
弾完全塑性、 $k_h=0.24$

### 2.3.2 モデル 1(緩勾配斜面)

#### 1)モデル

図-2.19 に示す緩勾配の仮想的な盛土斜面を対象とする。盛土斜面の勾配 1 : 1.5、鉛

直高さ 20m である。盛土と基礎地盤の物性定数を表-2.4 に示す。引張り強度  $\sigma_T = 0$  としている。

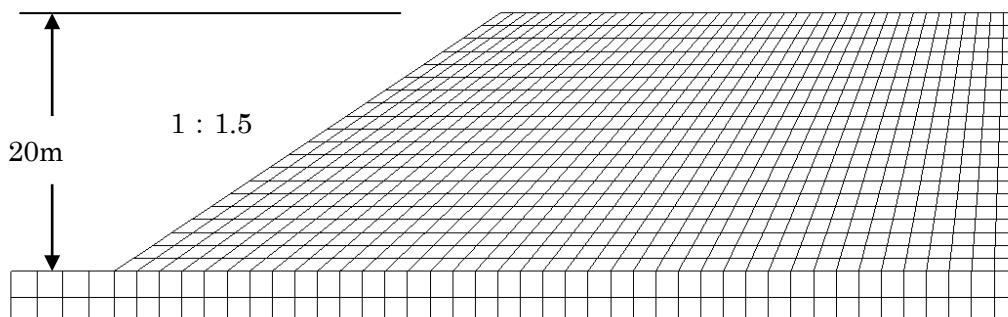


図-2.19 緩勾配斜面のモデル

表-2.4 物性定数

	弾性係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\phi$ (°)	ダイレイタンシー角 $\delta$ (°)	引張り強度 $\sigma_T$ (kN/m <sup>2</sup> )
盛土部	3000.0	0.33	17.0	15.0	20.0	0.0	0.0
基礎地盤	20000.0	0.33	18.0	100.0	45.0	0.0	0.0

## 2) 常時の斜面安全率

手法と応力-ひずみ関係の組合せ条件に応じた斜面安全率  $F_s$  の数値を表-2.2 に示す。各条件における破壊様式（降伏要素の連続）を図-2.20~2.23 に示す。応力-ひずみ関係を弾塑性とした場合と弾完全塑性とした場合で安全率の数値は変わるが、破壊様式はほとんど変わらない。

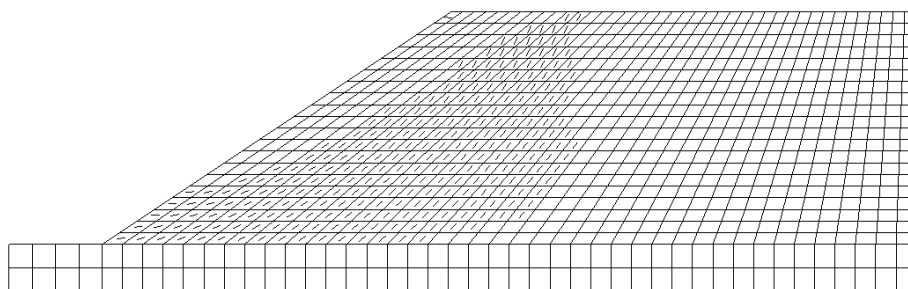


図-2.20 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）

LSFEA-1（積層異方体）弾完全塑性、 $F_s = 1.08$

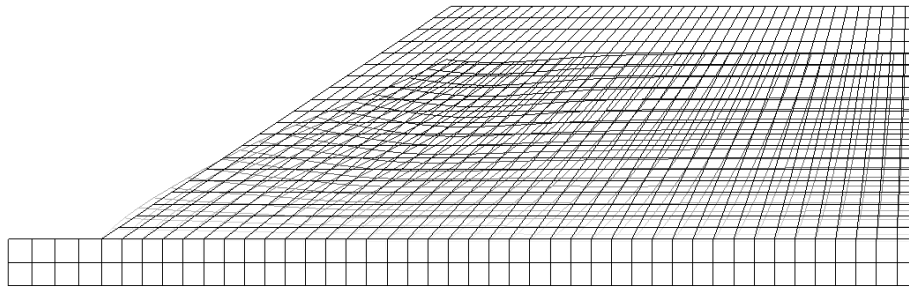


図-2.21 破壊時の変位分布 LSFEA-1 (積層異方体) 弾完全塑性  
 $F_s=1.08$ 、変位を5倍に拡大、自重による変位を含む

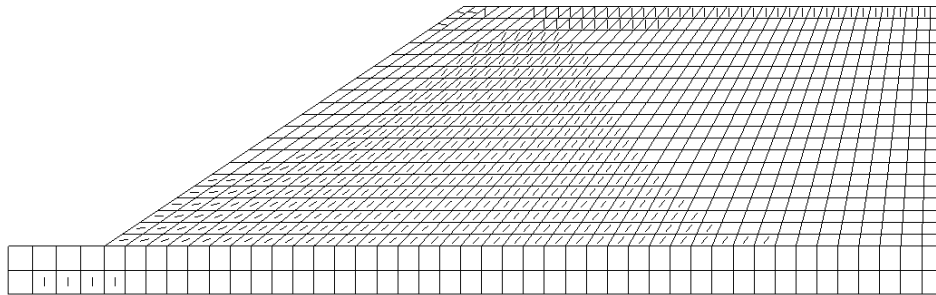


図-2.22 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)  
 LSFEA-2A (積層異方体) 弾塑性、 $F_s=1.19$

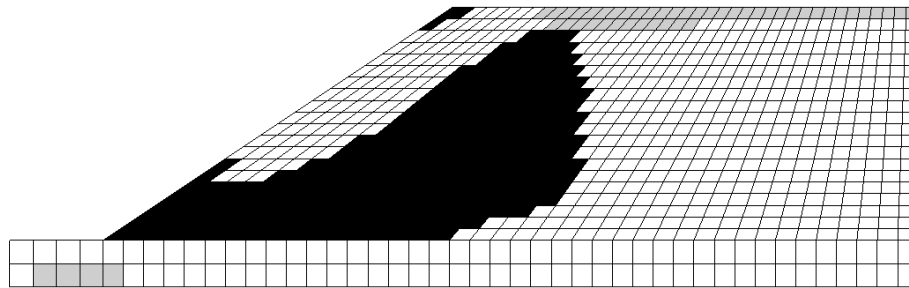


図-2.23 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)  
 LSFEA-2B (等方体) 弾塑性、 $F_s=1.08$

図-2.24 に、簡易 Bishop 法で最小安全率を与える円弧すべり面 (臨界すべり円) と安全率  $F_s$  を示す。LSFEA-1 (積層異方体) 弾完全塑性と簡易 Bishop 法はほぼ同一の安全率を与えている。実務では修正 Fellenius 法が一般的に用いられているが、簡易 Bishop 法は、スライス分割法における不静定内力を適切に評価できる、理論的には厳密な手法であることが知られている<sup>1)、4)</sup>。修正 Fellenius 法が簡易 Bishop 法よりも実際の斜面崩壊に適合する場合が多いとされる理由は、実際斜面の強度定数  $c \cdot \phi$  の推定に関連す

ることと考えられる。

図-2.24 と図-2.20 を比較すると、円弧すべり面位置と LSFEA-1（積層異方体）弾完全塑性による降伏領域に若干の差があるように見える。実際地盤の崩壊形状は円弧すべり面に近いであろうが、LSFEA-1（積層異方体）弾完全塑性による降伏領域も、各有限要素のすべり面傾斜方向の連続性を見ると、崩壊形状は円弧すべり面に近くなる可能性が強い。実際地盤の斜面崩壊でも、図-2.20 に示すように、すべり面の下部も降伏している可能性が強い。

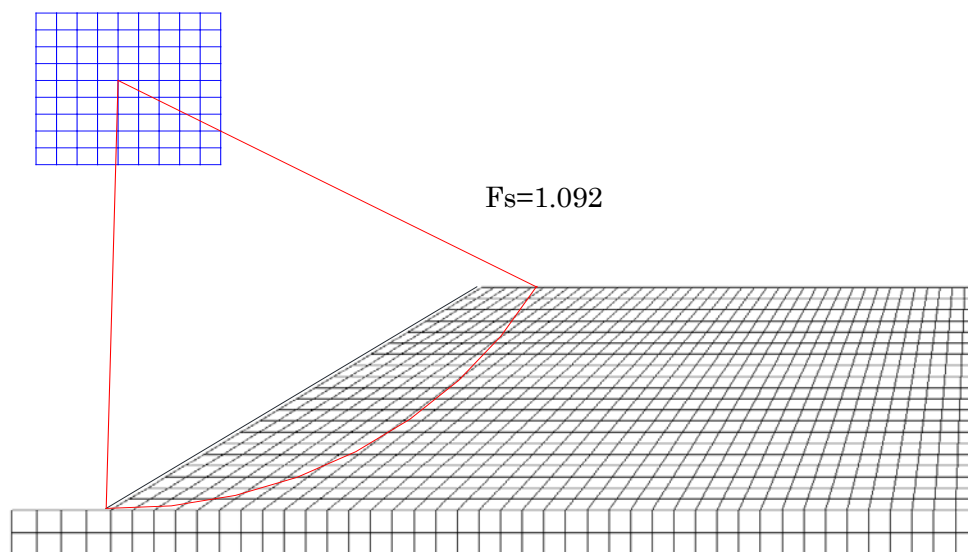


図-2.24 円弧すべり面法（簡易 Bishop 法）による臨界すべり円と安全率

### 3) 水平震度係数を用いた準静的解析

自重と、水平震度係数による慣性力を与えて、全体的な破壊様式が生じる最小の水平震度係数を求めた結果を表-2.3 に示す。

表-2.3 中の各条件における破壊様式（降伏要素の連続）を図-2.25～2.28 に示す。2.3.1 7) で述べたように、LSFEA-1（積層異方体）を用いた場合、水平震度係数を増加させても、図-2.25、2.27 に示すような全体的な破壊様式を得ることができなかった（不定）。

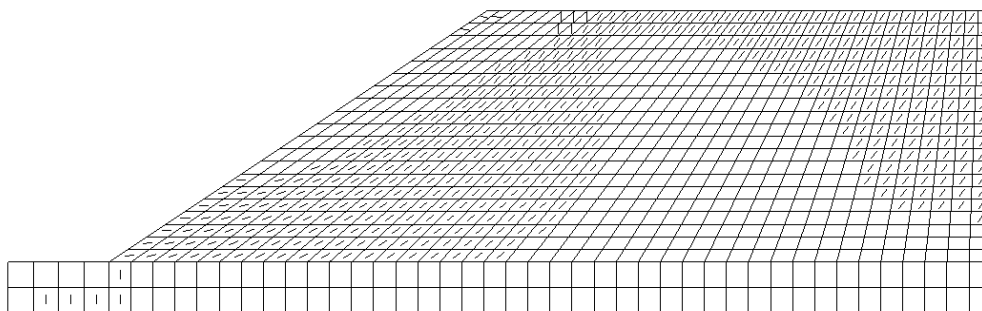


図-2.25 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）

LSFEA-2A（積層異方体）弾塑性、 $k_h=0.09$

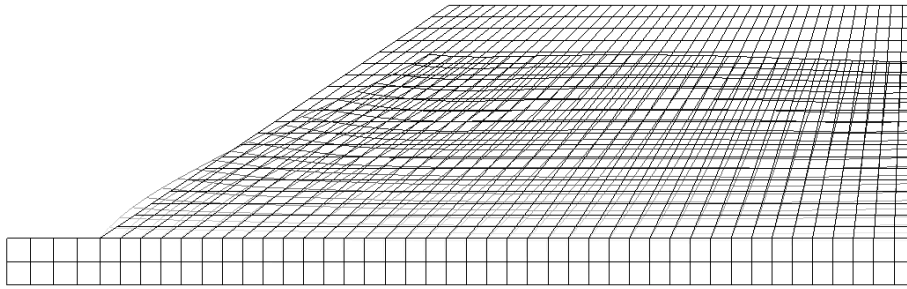


図-2.26 破壊時の変位分布 LSFEA-2A (積層異方体) 弾塑性  
 $k_h=0.09$ 、変位を 5 倍に拡大、自重による変位を含む

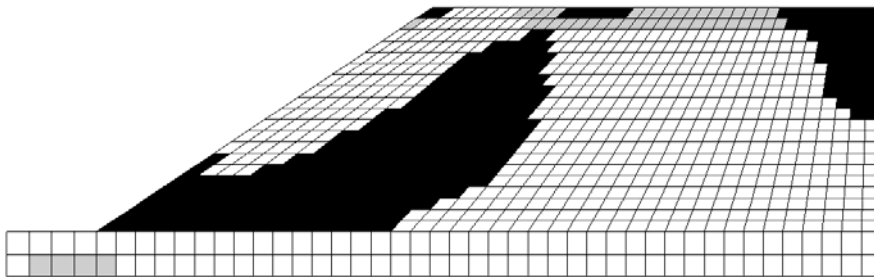


図-2.27 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)  
 LSFEA-2B (等方体) 弾塑性、 $k_h=0.04$

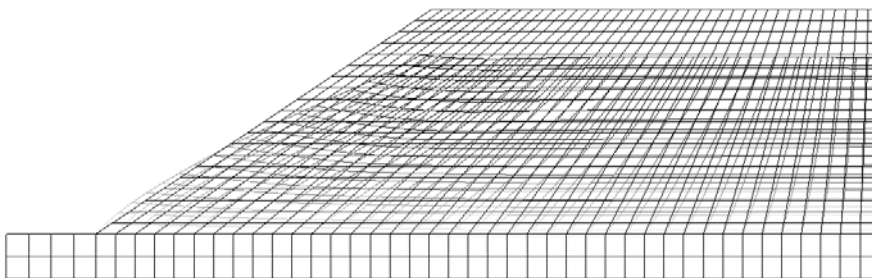


図-2.28 破壊時の変位分布 LSFEA-2 B (等方体) 弾塑性、  
 $k_h=0.04$ 、変位を 5 倍に拡大、自重による変位を含む

### 2.3.3 モデル 2(急勾配斜面)

#### 1) モデル

図-2.29 に示す急勾配の仮想的な斜面を対象とする。斜面の勾配 1 : 0.5、鉛直高さ 20m である。斜面と基礎地盤の物性定数を表-2.5 に示す。引張り強度  $\sigma_T=0$  としている。



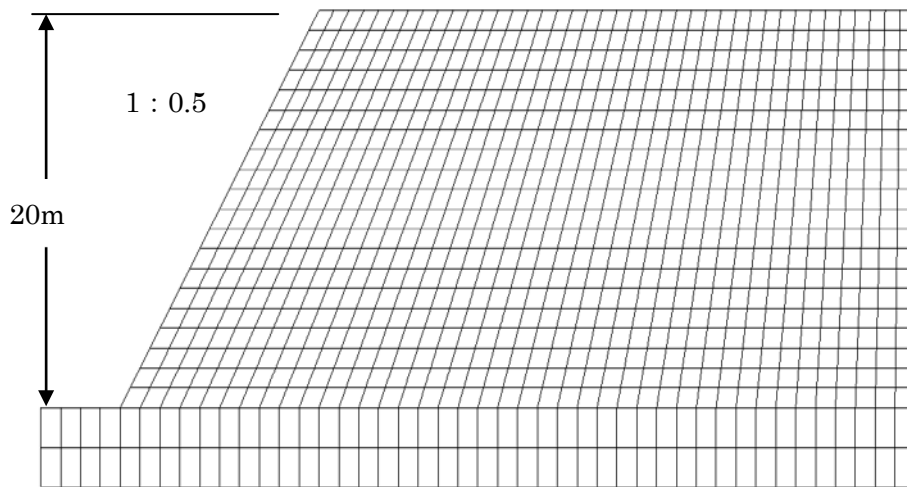


図-2.29 急勾配斜面のモデル

表-2.5 物性定数

	弾性係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\phi$ (°)	ダイレイタンシー角 $\delta$ (°)	引張り強度 $\sigma_T$ (kN/m <sup>2</sup> )
斜面部	3000.0	0.33	17.0	40.0	20.0	0.0	0.0
基礎地盤	20000.0	0.33	18.0	100.0	45.0	0.0	0.0

## 2) 常時の斜面安全率

手法と応力-ひずみ関係の組合せ条件に応じた斜面安全率の数値を表-2.2に示す。各条件における破壊様式（降伏要素の連続）を図-2.30～2.33に示す。応力-ひずみ関係を弾塑性とした場合と弾完全塑性とした場合で安全率の数値は変わるが、破壊様式はほとんど変わらない。

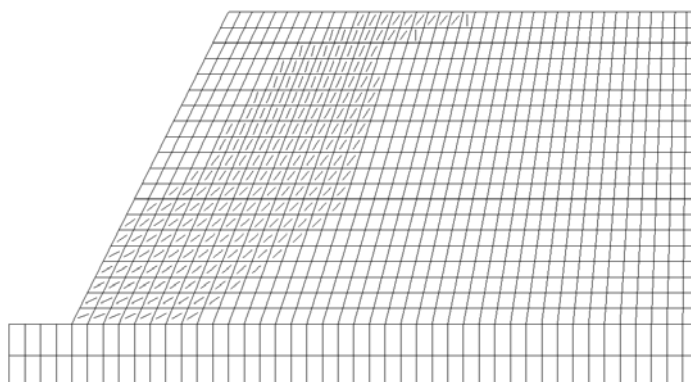


図-2.30 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）  
LSFEA-1（積層異方体）弾完全塑性、 $F_s=1.13$

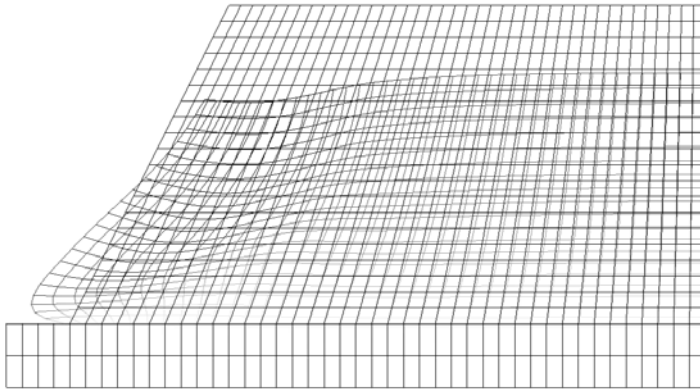


図-2.31 破壊時の変位分布 LSFEA-1 (積層異方体) 弾完全塑性  
 $F_s=1.13$ 、変位を5倍に拡大、自重による変位を含む

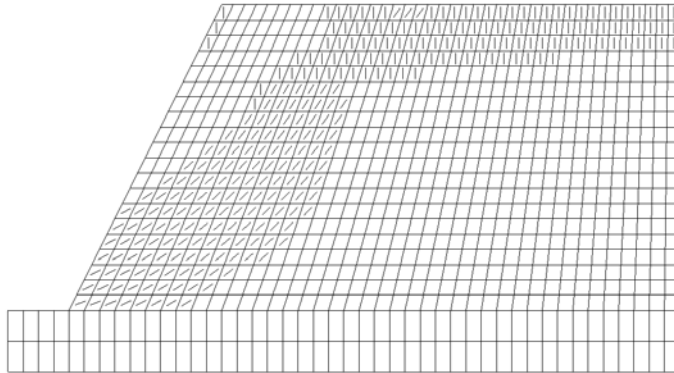


図-2.32 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)  
 LSFEA-2A (積層異方体) 弾塑性、 $F_s=1.13$

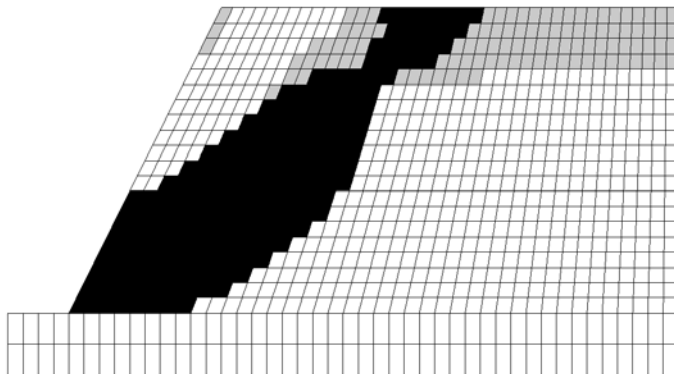


図-2.33 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)  
 LSFEA-2B (等方体) 弾塑性、 $F_s=1.10$

### 3) 水平震度係数を用いた準静的解析

自重と、水平震度係数による慣性力を与えて、全体的な破壊様式が生じる最小の水平震度係数を求めた結果を表-2.3 に示す。

表-2.3 中の各条件における破壊様式（降伏要素の連続）を図-2.34、2.36 に示す。2.3.1 7) で述べたように、LSFEA-1（積層異方体）を用いた場合、水平震度係数を増加させても、図-2.34、2.36 に示すような全体的な破壊様式を得ることができなかった（不定）。

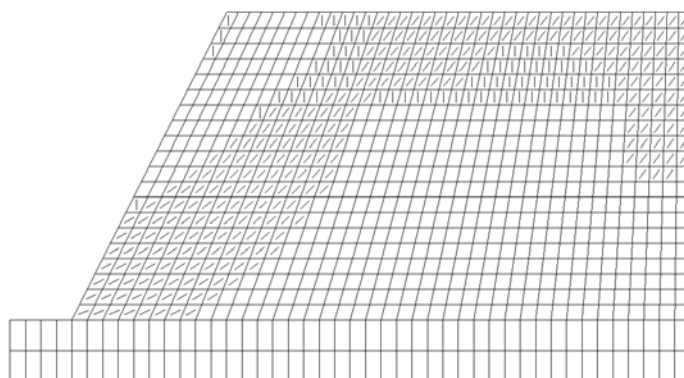


図-2.34 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）  
LSFEA-2A（積層異方体）弾塑性、 $k_h=0.09$

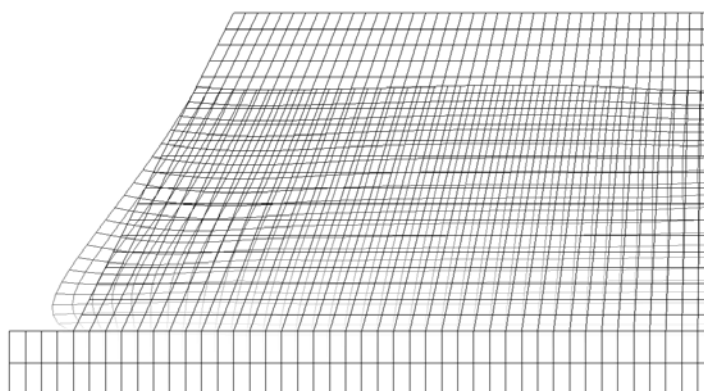


図-2.35 破壊時の変位分布 LSFEA-2A（積層異方体）弾塑性  
 $k_h=0.09$ 、変位を5倍に拡大、自重による変位を含む

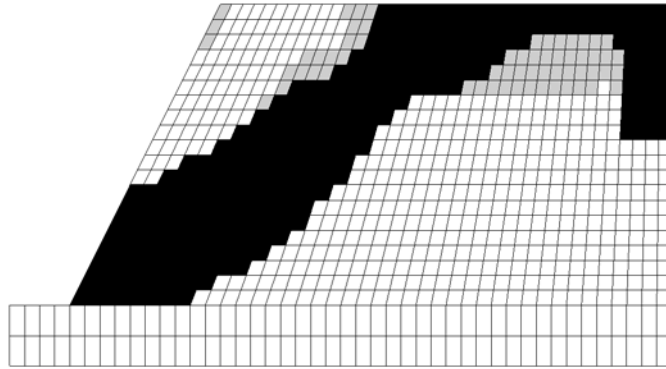


図-2.36 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）  
LSFEA-2B（等方体）弾塑性、 $k_h=0.07$

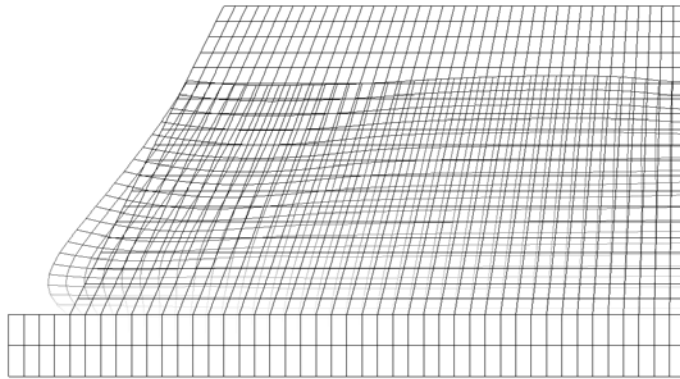


図-2.37 破壊時の変位分布 LSFEA-2 B（等方体）弾塑性、  
 $k_h=0.07$ 、変位を5倍に拡大、自重による変位を含む

### 2.3.4 モデル3(地下水位のある緩勾配斜面)

#### 1) モデル

図-2.38 に示すように、地下水位のある仮想的な盛土斜面を対象とする。モデルは地下水位のあることを除いて、図-2.19 に示す緩勾配の盛土斜面と形状、物性定数ともに同一とする。

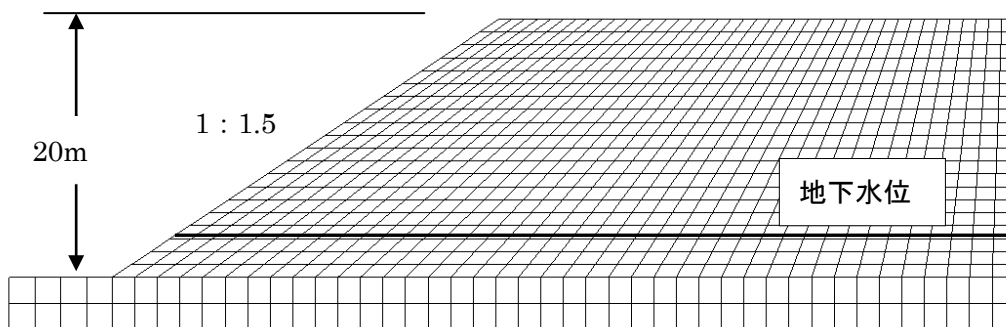


図-2.38 地下水位のある緩勾配斜面のモデル

## 2) 地下水位の評価方法

例えば、地下水位を考慮した Bishop による円弧すべり面法による常時の安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{(1/\sum W_i \sin\alpha_i) \sum \{c_i l_i \cos\alpha_i + (W_i - u_i l_i \cos\alpha_i) \tan\phi_i\}}{\{\cos\alpha_i + (1 + F_s) \sin\alpha_i \tan\phi_i\}} \quad (2.21)$$

ここで、 $F_s$  : 安全率、 $W_i$  : 分割片の重量、 $c$ 、 $\phi$  : Mohr-Coulomb 強度定数、 $u_i$  : 間隙水圧、 $\alpha_i$  : 分割片の底辺の傾角、 $l_i$  : 分割片の底辺の長さ、 $i$  : 分割片の番号である。式(2.21)の分子で間隙水圧  $u_i$  を引くことにより斜面の強度が低下し、安全率が減少することになる。設計実務では、間隙水圧として地下水位による静水圧のみを考慮する場合が多い。せん断に伴う間隙水圧の推定が容易ではないことなどが理由と考えられる。盛土斜面は転圧されていて負のダイレイタンスによる正の間隙水圧が生じる可能性は小さいが、地震荷重による（静水圧以外の）間隙水圧が発生する可能性は考えられ、これらの全てを考慮した土-水練成解析を行うことが今後の課題である。

本資料では、地下水位を考慮する検討の第一段階として、地下水位による静水圧のみを間隙水圧として評価し、式(2.21)の考え方を有限要素解析に拡張して、間隙水圧（静水圧）の影響を次の方法で表す。

- ①地下水による浮力を考慮せずに、常時の自重解析（弾性）を行い、水平方向直応力  $\sigma_{x1}$ 、鉛直方向直応力  $\sigma_{y1}$ 、せん断応力  $\tau_{xy1}$  を求める。
- ②地下水位による浮力を考慮して、常時の自重解析（弾性）を行い、水平方向直応力  $\sigma_{x2}$ 、鉛直方向直応力  $\sigma_{y2}$ 、せん断応力  $\tau_{xy2}$  を求める。
- ③  $\sigma_{x1}$ 、 $\sigma_{y1}$ 、 $\tau_{xy1}$  から  $\sigma_{x2}$ 、 $\sigma_{y2}$ 、 $\tau_{xy2}$  をそれぞれ差し引いた結果を、「みかけの間隙水圧」 $u_x$ 、 $u_y$ 、 $u_{xy}$  とする。
- ④本資料における斜面の静的安定解析、動的応答解析では、地下水による浮力を考慮しない計算を行って全応力を求め、この全応力から「みかけの間隙水圧」 $u_x$ 、 $u_y$ 、

$u_{xy}$ を差し引いた有効応力を用いてせん断強度を求めて、地下水位による斜面の強度低下を表現する。

この方法は、式(2.21)において分母（破壊を起こす作用）では水圧を考慮せず、分子（強度）でのみ水圧による強度低下を考慮する方法と同じ考え方である。この方法は、浮力（静水圧）のみを考慮した有効応力解析と同じ操作を行うことになるが、式(2.21)のように、破壊を起こす作用では水圧を考慮せず、強度の評価においてのみ水圧を考慮するためには、上述の水圧の表現を用いる方法が便利である。なお、 $u_{xy}$ の数值は小さいので、考慮してもしなくても静的安定解析、動的応答解析の結果はほとんど変わらない。

### 3) 常時の斜面安全率

手法と応力-ひずみ関係の組合せ条件に応じた斜面安全率の数值を表-2.2に示す。各条件における破壊様式（降伏要素の連続）を図-2.39～2.42に示す。応力-ひずみ関係を弾塑性とした場合と弾完全塑性とした場合で安全率の数值は変わるが、破壊様式はほとんど変わらない。

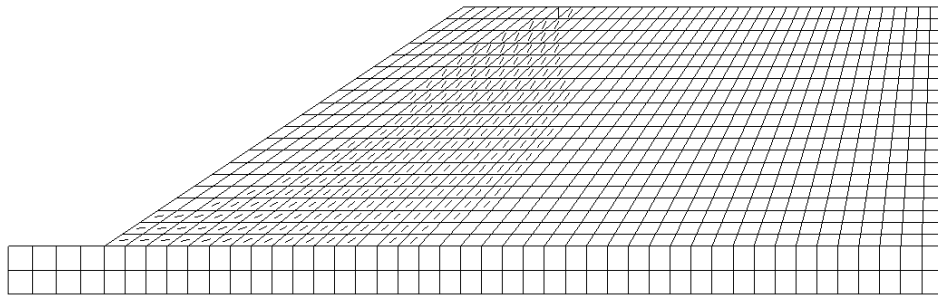


図-2.39 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）

LSFEA-1（積層異方体）弾完全塑性、 $F_s=1.03$

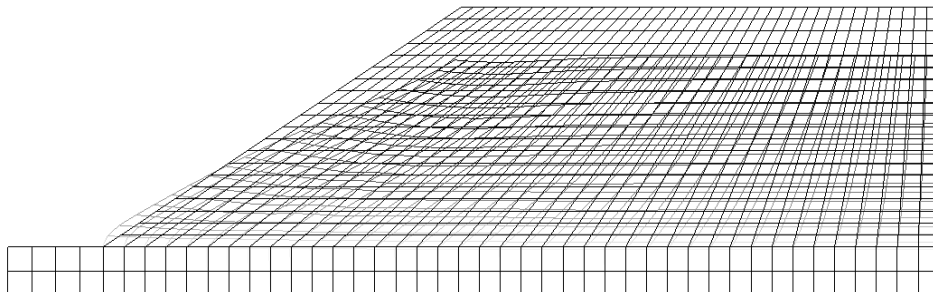


図-2.40 破壊時の変位分布 LSFEA-1（積層異方体）弾完全塑性

$F_s=1.03$ 、変位を5倍に拡大、自重による変位を含む

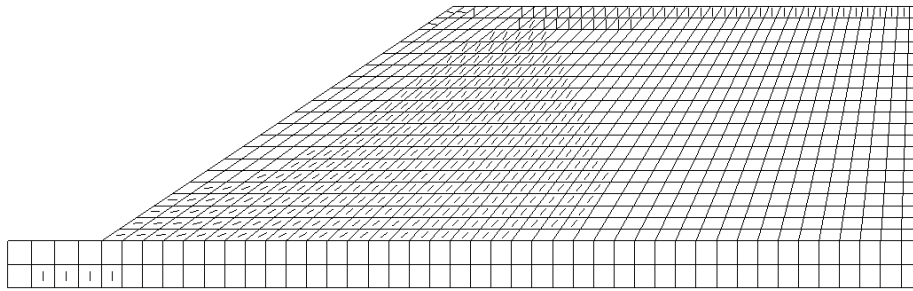


図-2.41 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）  
LSFEA-2A（積層異方体）弾塑性、 $F_s=1.14$

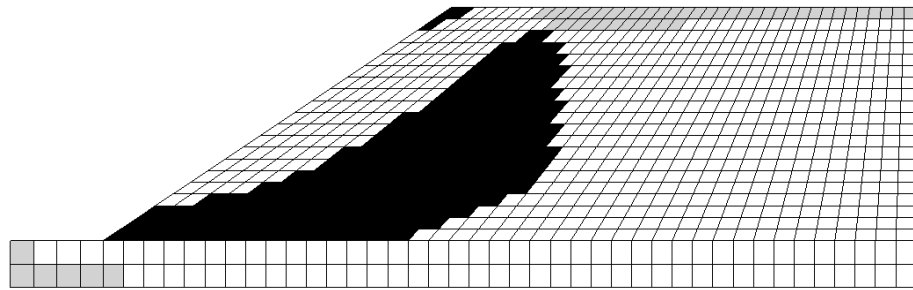


図-2.42 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）  
LSFEA-2B（等方体）弾塑性、 $F_s=1.04$

#### 4) 水平震度係数を用いた準静的解析

自重と、水平震度係数による慣性力を与えて、全体的な破壊様式が生じる最小の水平震度係数を求めた結果を表-2.3 に示す。

表-2.3 中の各条件における破壊様式（降伏要素の連続）を図-2.43、2.45 に示す。LSFEA-1（積層異方体）を用いた場合、水平震度係数を増加させても、図-2.43、2.45 に示すような全体的な破壊様式を得ることができなかった（不定）。

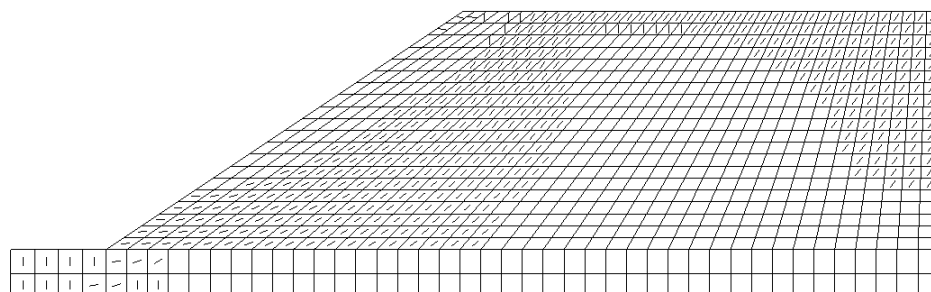


図-2.43 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）  
LSFEA-2A（積層異方体）弾塑性、 $k_h=0.07$

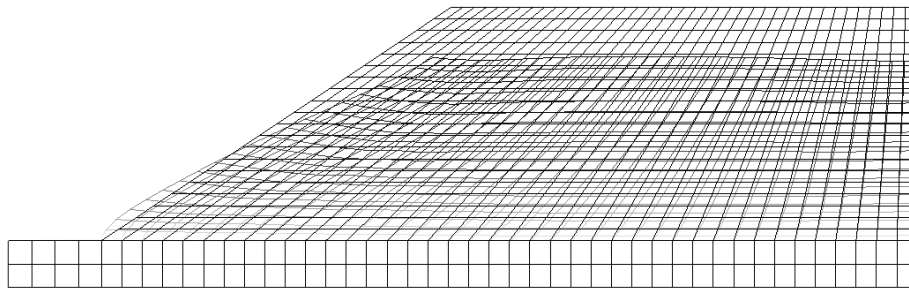


図-2.44 破壊時の変位分布 LSFEA-2A (積層異方体) 弾塑性  
 $k_h=0.07$ 、変位を 5 倍に拡大、自重による変位を含む

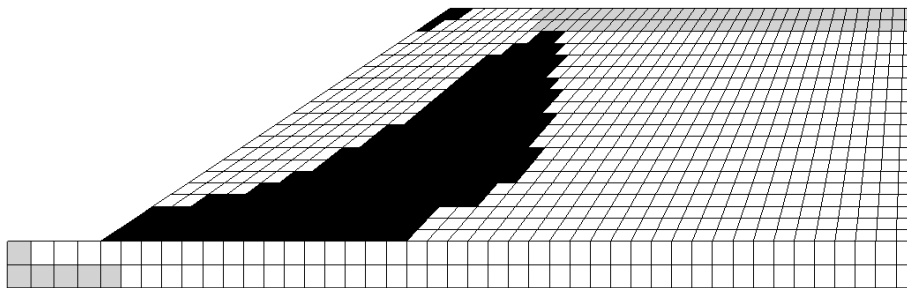


図-2.45 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)  
 LSFEA-2B (等方体) 弾塑性、 $k_h=0.02$

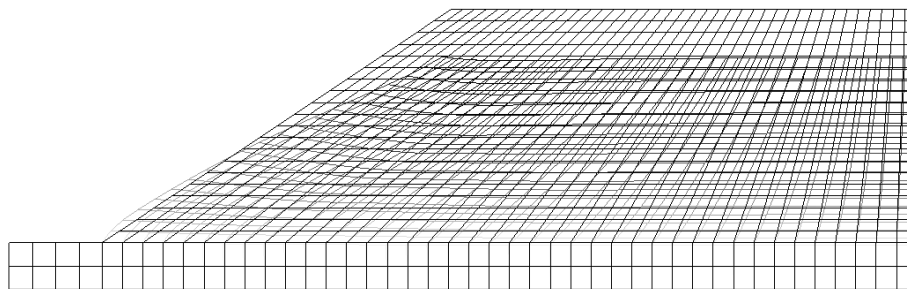


図-2.46 破壊時の変位分布 LSFEA-2B (等方体) 弾塑性、  
 $k_h=0.02$ 、変位を 5 倍に拡大、自重による変位を含む

## 2.4 まとめ

### 1) 常時の安定解析

- ① 表-2.2 に示すように、模型実験、急勾配斜面、緩勾配斜面、地下水位のある斜面を通じて、LSFEA-1 (積層異方体) は応力-ひずみ関係を弾完全塑性とした場合に円弧すべり面法の簡易 Bishop 法と、ほぼ同一の「常時の斜面安全率」を与える。LSFEA-1 (積



層異方体)では応力-ひずみ関係を弾完全塑性とし、引張り強度を直接は考慮していないことで、円弧すべり面法で応力-ひずみ関係を剛完全塑性とし、引張り強度を考慮していないというほぼ同じ仮定に基づくことによると考えられる。LSFEA-1(積層異方体)で応力-ひずみ関係を弾塑性とした場合は、やや過大な斜面安全率を与える。

- ② 表-2.2に示すように、模型実験、急勾配斜面、緩勾配斜面、地下水位のある斜面を通じて、LSFEA-2A(積層異方体)とLSFEA-2B(等方体)は応力-ひずみ関係を弾塑性とした場合に、円弧すべり面法の簡易 Bishop 法と、かなり近い常時の斜面安全率を与える。引張り強度を考慮しないで、LSFEA-2A(積層異方体)とLSFEA-2B(等方体)で応力-ひずみ関係を弾塑性とした場合、円弧すべり面法より大きな斜面安全率を与える傾向があるが、式(2.15)に示すように引張り強度を考慮することにより斜面安全率が低下することで、結果として円弧すべり面法と近い斜面安全率を与えることになる。LSFEA-2A(積層異方体)とLSFEA-2B(等方体)で応力-ひずみ関係を弾完全塑性とした場合、円弧すべり面法より小さな斜面安全率を与えるのは、引張り強度を考慮することの影響と考えられる。
- ③ 模型実験(図-2.10、図-2.12、図-2.13)、急勾配斜面(図-2.30、図-2.32、図-2.33)、緩勾配斜面(図-2.20、図-2.22、図-2.23)、地下水位のある斜面(図-2.39、図-2.41、図-2.42)を通じて、常時の全体的な破壊様式は、LSFEA-1(積層異方体)、LSFEA-2A(積層異方体)、LSFEA-2B(等方体)で大きな違いはない。
- ④ 模型実験、急勾配斜面、緩勾配斜面、地下水位のある斜面を通じて、破壊時(全体的な破壊様式が生じた段階)の変位分布に大きな違いはない。
- ⑤ 地下水位がない場合の結果(図-2.20～図-2.23)と地下水位がある場合の結果(図-2.39～図-2.42)を比較すると、安全率の数値には差があるものの、全体的な破壊様式や変位分布には大きな差がない。
- ⑥ 常時の安定解析では、LSFEA-1(積層異方体)で応力-ひずみ関係を弾完全塑性とする方法、LSFEA-2A(積層異方体)で応力-ひずみ関係を弾完全塑性とする方法、LSFEA-2B(等方体)で応力-ひずみ関係を弾塑性とする方法が円弧すべり面法に近い結果を与える。

## 2) 水平震度係数を用いた準静的安定解析

- ① 表-2.3に示すように、模型実験、急勾配斜面、緩勾配斜面、地下水位のある斜面を通じて、LSFEA-1(積層異方体)は応力-ひずみ関係を弾完全塑性とした場合も弾塑性とした場合も、水平震度係数をいくら大きくしても全体的な破壊様式を得ることはできなかった(不定)。LSFEA-1(積層異方体)では、式(2.12)に示すように、すべり面の直応力が減少しないという不完全な形でしか引張り破壊を評価していない。水平震度係数を与える準静的安定解析では、地盤の引張り破壊を考慮することが、全体的な破壊様式を得るための不可欠の条件である。

地盤の引張り破壊を考慮していない円弧すべり面法で、水平震度係数を用いた準静的安定解析を行う場合は、初めに強制的にすべり面を想定してしまうために、このような問題が生じない。

- ② LSFEA-2A（積層異方体）と LSFEA-2B（等方体）では、式(2.15)に示すように、引張り応力を負担しない条件を完全な形で評価しているため、降伏領域と引張り領域を合わせた形で全体的な破壊様式を表現できる。表-2.3 に示すように、模型実験、急勾配斜面、緩勾配斜面、地下水位のある斜面を通じて、LSFEA-2A（積層異方体）と LSFEA-2B（等方体）は応力-ひずみ関係を弾塑性とした場合に、円弧すべり面法の簡易 Bishop 法と、ある程度近い「破壊時の（安全率を 1 とする）水平震度係数」を得る。ただし、1) ②で述べたように、LSFEA-2A（積層異方体）と LSFEA-2B（等方体）と円弧すべり面法が、ある程度近い結果を与えるのは、応力-ひずみ関係を弾塑性としたことと、引張り強度を考慮したことが相殺された結果なので、両者の結果は十分に近くはない。
- ③ 模型実験（図-2.14、図-2.16、図-2.18）、急勾配斜面（図-2.34、図-2.36）、緩勾配斜面（図-2.25、図-2.27）、地下水位のある斜面（図-2.43、図-2.45）を通じて、常時の全体的な破壊様式は、LSFEA-2A（積層異方体）、LSFEA-2B（等方体）で大きな違いはない。

模型実験（例えば図-2.13 と図-2.18）、急勾配斜面（例えば図-2.33 と図-2.36）、緩勾配斜面（例えば図-2.23 と図-2.27）、地下水位のある斜面（例えば図-2.42 と図-2.45）に示すように、常時における全体的な破壊様式と、水平震度係数を与えたときの全体的な破壊様式は、荷重状態が異なるために違いがある。
- ④ 模型実験（図-2.15、図-2.17）、急勾配斜面（図-2.35、図-2.37）、緩勾配斜面（図-2.26、図-2.28）、地下水位のある斜面（図-2.44、図-2.46）を通じて、破壊時（全体的な破壊様式が生じた段階）の変位分布に大きな違いはない。

常時における破壊時の変位分布と、水平震度係数を与えたときの破壊時の変位分布が大きく異なることは、荷重状態が異なるため当然の結果である。
- ⑤ 地下水位がない場合の結果（図-2.25～図-2.28）と地下水位がある場合の結果（図-2.43～図-2.46）を比較すると、安全率を 1 とする水平震度係数の数値には差があるものの、全体的な破壊様式や変位分布には大きな差がない。
- ⑥ 水平震度係数を与える準静的解析では、LSFEA-2A（積層異方体）で応力-ひずみ関係を弾完全塑性とする方法、LSFEA-2B（等方体）で応力-ひずみ関係を弾塑性とする方法が（本資料で示した方法の中では）適切である。

## 参考文献

- 1) Desai, C. S., Zaman, M. M., Lightner, J. G. and Siriwardane, H. J. : Thin-layer element for interfaces and joints, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 8, pp. 19-43, 1984.
- 2) Mroz, Z. : Deformation and flow of granular materials, Mechanics of Solids (the Rodney Hill

- 60<sup>th</sup> Anniversary Volume), Pergamon Press, Oxford, pp. 119-132, 1980.
- 3) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Elastoplastic solutions of engineering problems 'initial stress', finite element approach, *Int. J. Numer. Methods Eng.*, Vol. 1, pp. 75-100, 1969.
  - 4) Pietruszczak S., Mroz Z.: Finite element analysis of deformation of strain-softening materials, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 17, pp. 327-334,1981
  - 5) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Stress analysis of rock as a 'no tension' material, *Geotechnique*, Vol. 18, pp. 56-66, 1968.
  - 6) Nayak, G. C. and Zienkiewicz, O. C. : Elasto-plastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including strain softening, *Int. J. Numer. Methods*
  - 7) 王 宗建, 荒井 克彦, 竜田 尚希, 山内 章喜, 古川 晋 : 斜面の地震時安定性に関する模型実験と数値解析, *応用力学論文集*, Vol. 10, pp. 363-374, 2007.08
  - 8) 荒井 克彦 : 斜面・土圧・支持力ー変形と剛性を考慮した安定解析ー、2014年3月

## 第3章 動的応答解析(その1)

### 3.1 本章の内容

FEM などを用いた動的応答解析では、全体的な破壊状態の表現が容易ではなく、破壊の問題に直接適用しにくい難点がある。本章では、FEM を用いて、安定解析で想定するような全体的な破壊様式を表現し、このような破壊様式が生じた段階で、その斜面が破壊するとして斜面の地震時安定性を評価する方法を紹介する。本章では動的応答解析手法の一つである DYNA-1 を、第 2 章で示した斜面安定問題の適用例に適用した結果を報告する。DYNA-1 は章末の参考文献 1) で示されている動的応答解析プログラム MIXDYN の一部を修正したものである。DYNA-1 の計算機プログラムの入力方法を本資料の参考資料 1 に示す。FORTRAN コードは末尾の CD に示す。

### 3.2 用いる手法

#### 1) 概要

MIXDYN<sup>1)</sup> は 2 次元の動的弾塑性 FE 解析であり、平面ひずみ、平面応力、軸対称要素を対象とし、関連流れ則に基づく弾塑性応力-ひずみ関係とを用い、動的応答の時間積分法として陰的積分法と陽的積分法を組合せた方法を用いている。本章で示す DYNA-1 は平面ひずみ、トラス、圧縮力を負担しないトラス、はり、インターフェイス要素を対象とし、非関連流れ則に基づく弾塑性応力-ひずみ関係を用い、動的応答の時間積分法として陰的積分法 (Newmark の  $\beta$  法) のみを用いている。また、MIXDYN<sup>1)</sup> は平面ひずみ要素などをアイソパラメトリック要素としているが、DYNA-1 では破壊状態を表現しやすいように、平面ひずみ、インターフェイス要素を定ひずみ要素としていることは、第 2 章で述べた LSAFEA-1、LSAFEA-2A、2B と同じである。

#### 2) 降伏基準

MIXDYN<sup>1)</sup> は Mohr-Coulomb 降伏基準を含む多数の降伏基準を考慮できる形にしている。また、MIXDYN<sup>1)</sup> では Mohr-Coulomb 降伏基準を 3 次元に一般化した次式で用いている。

$$J_1 \sin \phi / 3 + (J_2')^{1/2} (\cos \theta - \sin \theta \sin \phi / \sqrt{3}) = c \cdot \cos \phi \quad (3.1)$$

$$\sin 3\theta = -3\sqrt{3} J_3' / (J_2')^{3/2} / 2$$

ここで、 $c \cdot \phi$  : Mohr-Coulomb 強度定数、 $J_1$  : 応力の 1 次不変量、 $J_2'$ 、 $J_3'$  : 偏差応力の 2 次および 3 次不変量である。式(3.1)では引張り応力を正としている。

DYNA-1 では平面ひずみ要素で式(3.1)の Mohr-Coulomb 降伏基準をそのまま用いている。地盤と構造物のずれを Desai ら<sup>1)</sup> によるインターフェイス要素で表し、インターフェイス要素には Coulomb 降伏基準を適用することも第 2 章で述べた LSFEA-1、

LSFEA-2A、2B と同一である。

### 3) 応力-ひずみ関係

降伏前は線形弾性とし、降伏した後、せん断中に拘束圧  $\sigma_3$  または、せん断面の垂直応力  $\sigma_n$  が増加する場合、**図-2.2** に示すように、応力状態は降伏線上を移動すると仮定することは LSFEA-2B (等方体) と同一である。降伏線上を移動する場合、**図-2.2** に示すような非関連流れ則に従うと仮定する<sup>2)</sup>。**図-2.2** で、Coulomb 材の塑性ポテンシャルは先の式(2.2)で与えられる。Mohr-Coulomb 材について、LSFEA-2B (等方体) では**図-2.3** のようなせん断帯を仮定しないで、通常の弾塑性応力-ひずみ関係を用いる。Mohr-Coulomb 材について塑性ポテンシャルは次式で与えられる。

$$J_1 \sin \delta / 3 + (J_2')^{1/2} (\cos \theta - \sin \theta \sin \delta / \sqrt{3}) - g \cdot \cos \delta = 0 \quad (3.2)$$

$$\sin 3\theta = -3\sqrt{3} J_3' / (J_2')^{3/2} / 2$$

ここで、 $g$  : 流れ則では式 (3.2) の微分形を用いるため、実際には使用されないパラメータである。

### 4) 引張り応力の扱い

地盤は引張り応力を負担しない条件を考慮することが、水平震度係数を用いた準静的解析において、全体的な破壊様式を得るための不可欠の要件であることを第2章で示した。本章の DYNA-1 でも、地盤が引張り応力を負担しない条件を考慮することが、動的応答解析で全体的な破壊様式を得るための不可欠の要件である。地盤が引張り強度  $\sigma_T$  以上の応力を負担しない次式の条件を、第2章と同じ形で用いる

$$\sigma_3 \geq \sigma_T \quad (3.3)$$

### 5) 時間積分法

DYNA-1 では、MIXDYN<sup>1)</sup> で用いている陰的積分法 (Newmark の  $\beta$  法) をそのまま用いている。参考文献 1) から引用しておく。

[M] : 全体質量マトリックス、[C] : 全体減衰マトリックス、[K] : 全体剛性マトリックス、 $\mathbf{d}$  : 変位ベクトル、 $\mathbf{v}$  : 速度ベクトル、 $\mathbf{a}$  : 加速度ベクトル、 $\Delta t$  : 時間ステップ幅 (本資料を通じて  $\Delta t = 0.01$  秒を用いた)、 $\beta \cdot \gamma$  : 定数 ( $\beta = 0.5$ 、 $\gamma = 0.25$  を用いる)、 $n$  : 時間ステップ番号、 $i$  : 反復計算番号とする。

$$[\mathbf{K}^*] = [\mathbf{M}] / (\Delta t^2 \beta) + \gamma [\mathbf{C}] / (\Delta t \cdot \beta) + [\mathbf{K}] \quad (3.4)$$

① 反復計算  $i=0$

② 予測子計算

$$\mathbf{d}_{n+1}^i = \underline{\mathbf{d}}_{n+1} = \mathbf{d}_n + \Delta t \cdot \mathbf{v}_n + \Delta t^2 (1-2\beta) \mathbf{a}_n / 2 \quad (3.5)$$

$$\mathbf{v}_{n+1}^i = \underline{\mathbf{v}}_{n+1} = \mathbf{v}_n + \Delta t (1-\gamma) \mathbf{a}_n \quad (3.6)$$

$$\mathbf{a}_{n+1}^i = [\mathbf{d}_{n+1}^i - \underline{\mathbf{d}}_{n+1}] / (\Delta t^2 \beta) = 0 \quad (3.7)$$

③残差

$$\psi^i = f_{n+1} - [M] \cdot a_{n+1}^i - [C] \cdot v_{n+1}^i - [K] \cdot d_{n+1}^i \quad (3.8)$$

④次式から  $\Delta d^{i+1}$  を求める。

$$[K^*] \cdot \Delta d^i = \psi^i \quad (3.9)$$

⑤修正子計算

$$d_{n+1}^{i+1} = d_{n+1}^i + \Delta d^i \quad (3.10)$$

$$a_{n+1}^{i+1} = [d_{n+1}^{i+1} - \underline{d}_{n+1}] / (\Delta t^2 \beta) \quad (3.11)$$

$$v_{n+1}^{i+1} = \underline{v}_{n+1} + \Delta t \cdot \gamma \cdot a_{n+1}^{i+1} \quad (3.12)$$

⑥ $\Delta d^i$ が収束条件を満たさない場合、 $i \rightarrow i+1$  として、③に戻る。

収束条件を満たした場合、次の時間ステップの計算に移る。

## 6) 物性定数

DYNA-1 を適用するために必要な物性定数は第2章で述べた LSFEA-1、LSFEA-2A、2B と同一で、弾性係数  $E$ 、 $\nu$  : ポアソン比  $\nu$ 、単位体積重量  $\gamma$  (または密度  $\rho$ )、Mohr-Coulomb 強度定数  $c$ 、 $\phi$ 、ダイレイタンシー角  $\delta$  である。動的応答解析を行うためには、これらの他に減衰パラメータが必要になる。DYNA-1 ではレイリー減衰を用い、各有限要素の減衰マトリックス  $[C_E]$  を次式で表す。

$$[C_E] = \alpha [M_E] + \beta [K_E] \quad (3.13)$$

$$\alpha = (1+\lambda) \omega_1 h \quad \beta = (1-\lambda) h / \omega_1$$

$$\omega_1 = 2\pi / \{4\Sigma(H_i / V_{si})\}$$

ここで、 $\alpha$ 、 $\beta$  : レイリー減衰パラメータ、 $[M_E]$  : 要素質量マトリックス、 $[K_E]$  : 要素剛性マトリックス、 $h$  : 減衰定数、 $\lambda$  : 減衰の周波数依存性を調整する係数、 $\omega_1$  : 材料の1次固有振動数、 $H_i$  : 各地層の厚さ、 $V_{si}$  : せん断波速度、 $i$  : 地層の番号である。  $\lambda$  の値は  $0.9 \sim -0.9$  とされているが、本資料では原則として、周波数依存性が最も小さくなる  $\lambda = 0.4$  を用いる。減衰定数  $h$  の推定も困難な課題であるが、本資料では地盤でよく用いられている範囲での最大値  $h = 0.3$  を用いる。

## 7) その他

①MIXDYN<sup>1)</sup>では応力-ひずみ関係の非線形性を増分法ではなく、初期応力法を用いて処理しているため、計算機プログラムで降伏状態の判定や降伏応力の決定に複雑な対処を行っている<sup>1)</sup>。この対処方法は、地震荷重のように単調荷重ではなく、荷重の方向が頻繁に反転する場合に不可欠の方法であり、DYNA-1でも、そのまま用いている。

②本章では、弾完全塑性の応力-ひずみ関係を検討することはしないで、次節の適用例の全てで弾塑性の応力-ひずみ関係を用いている。

### 3.3 適用例

#### 3.3.1 振動模型実験

第2章 2.3.1 で述べた振動模型実験について、DYNA-1 を適用した結果を示す。地盤の物性定数は表-2.1 と同一である。せん断波速度  $V_s = (G/\rho)^{1/2} = (1300 / 1.7)^{1/2} = 28\text{m/s}$ 、 $h = 0.3$  として、式(3.1)から、レイリー減衰パラメータ  $\alpha = 30$ 、 $\beta = 0.0025$  とした ( $G$  : せん断弾性係数、 $\rho$  : 密度)。

2.3.1 4) で述べたように、周波数 3Hz と 7Hz の 2 種類、加速度振幅 200、300、400gal の 3 種類の組合せで計 6 ケースの正弦波を与えた。1 ケースの実験を 5 回行った。鉛直盛土が破壊 (崩落) するまでの経過時間の「実験値」を全 6 ケースについて図-3.1 に示す。破壊までの時間の実験値はかなりばらつくものの、加速度振幅に応じた一応の傾向を示す。

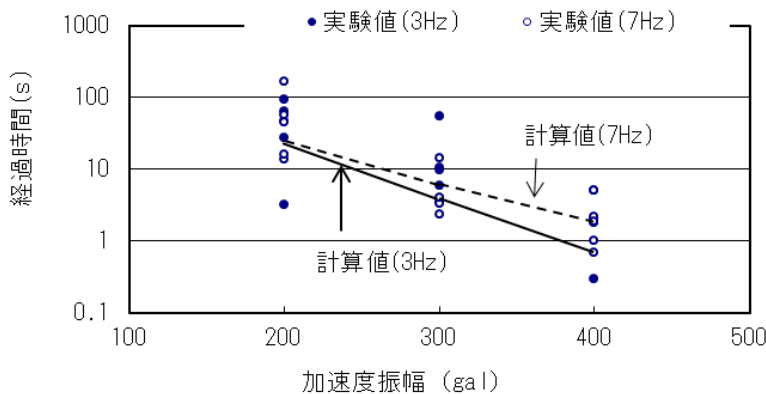


図-3.1 破壊までの経過時間

周波数 3Hz、加速度振幅 400gal として DYNA-1 を適用し、図-2.6 A 点の水平変位を計算した結果を図-3.2 に示す。振動を与える前の初期状態として、自重による初期応力を直接与える方法では計算が不安定となるので、図-3.2 中に示すように、最初の 1 秒間は盛土の自重のみを与えた動的応答解析を行って初期状態を求めた。

図-3.2 中で「破壊」とした時点で、図-3.3 に示すような全体的な破壊様式が初めて生じた。図-3.3 で黒色の要素が降伏を、グレーの要素が引張り状態を表すことは第 2 章と同じである。

準静的解析の全体的破壊様式 図-2.16 と動的応答解析の図-3.3 を比較すると、図-3.3 では引張り領域が図-2.16 より大きくなっている。図-3.4 に、図-3.2 中で「破壊」とし

た時点の変位分布を示す。準静的解析の変位分布 図-2.17 と動的応答解析の図-3.4 を比較すると、図-3.4 で水平変位が図-2.17 より大きくなっており（変位の拡大倍率が異なる）、水平変位の鉛直方向の分布もやや異なっている。上端から下端まで一様な水平震度係数をかける準静的解析と異なり、動的応答解析では、構造物の形状・特性に応じた、より大きな揺れが生じたと考えられる。

振動開始から、図-3.3 に示すような全体的な破壊様式が生じるまでの経過時間を「破壊までの経過時間」の計算値とする。この計算値を周波数や加速度振幅に応じて図-3.1 に示す。

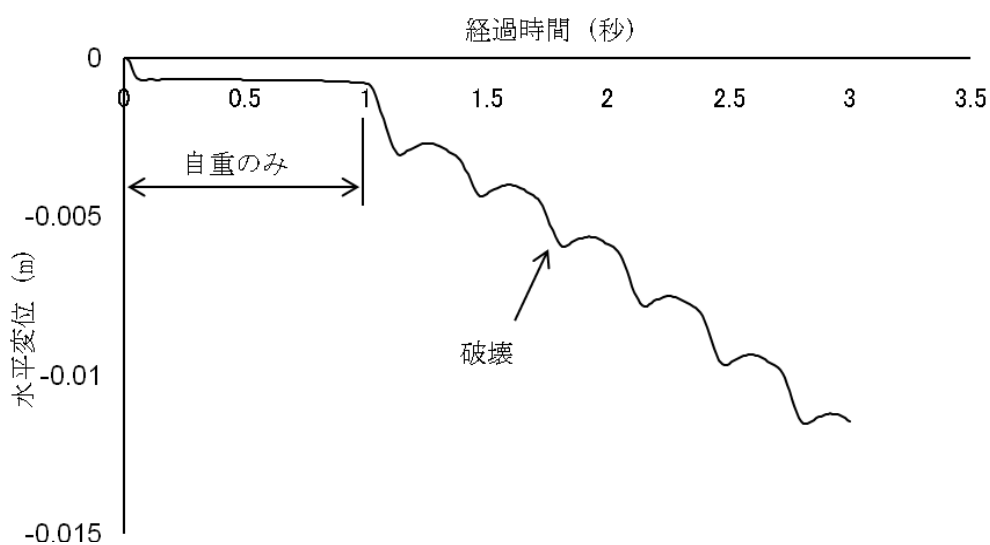


図-3.2 図-2.6 A 点の水平変位の時刻歴 (3Hz、400gal)

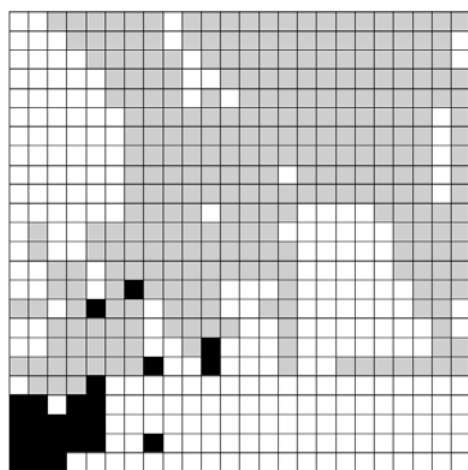


図-3.3 降伏要素と引張り要素の分布  
(全体的な破壊様式) (3Hz、400gal)

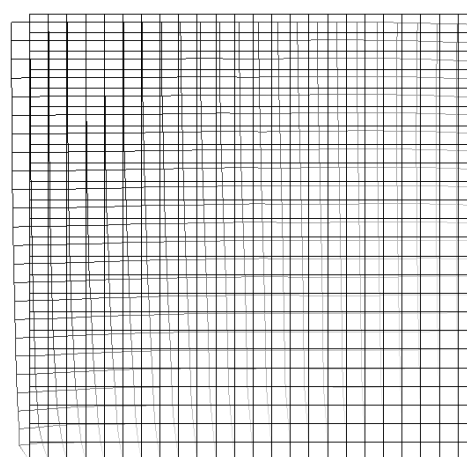


図-3.4 破壊時の変位分布 (3Hz、400gal)  
変位を 5 倍に拡大、自重による  
変位を含む



図-3.5 に、図-2.6 A 点の水平加速度の時刻歴を示す。相対加速度は引張り状態の影響で圧縮側と引張り側で異なるが、相対加速度と入力加速度を加えた加速度は入力加速度とほとんど変わらない。以下の例でも同じであるが、全体的な破壊様式は、図-3.2 に示すように、水平変位が大きくなる段階で生じている。

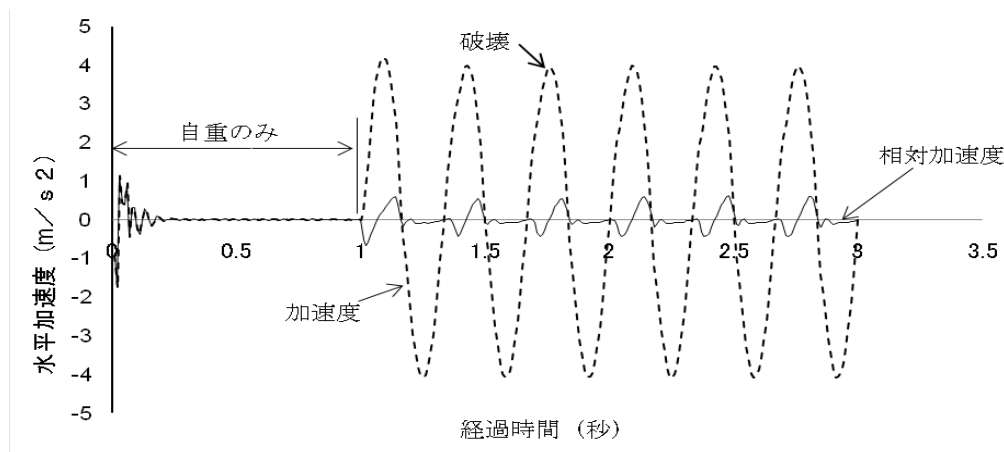


図-3.5 図-2.6 A 点の水平加速度の時刻歴 (3Hz、400gal)

周波数 7Hz、加速度振幅 400gal として同じ操作を行った結果を図-3.6~3.8 に示す。準静的解析の全体的破壊様式 図-2.16 と動的応答解析の図-3.7 を比較すると、3Hz の図-3.3 と同様に、図-3.7 では引張り領域が図-2.16 より大きくなっている。準静的解析の変位分布 図-2.17 と動的応答解析の図-3.8 を比較すると、図-3.8 で水平変位が図-2.17 より大きくなっており (変位の拡大倍率が異なる)、水平変位の鉛直方向の分布もやや異なっている。

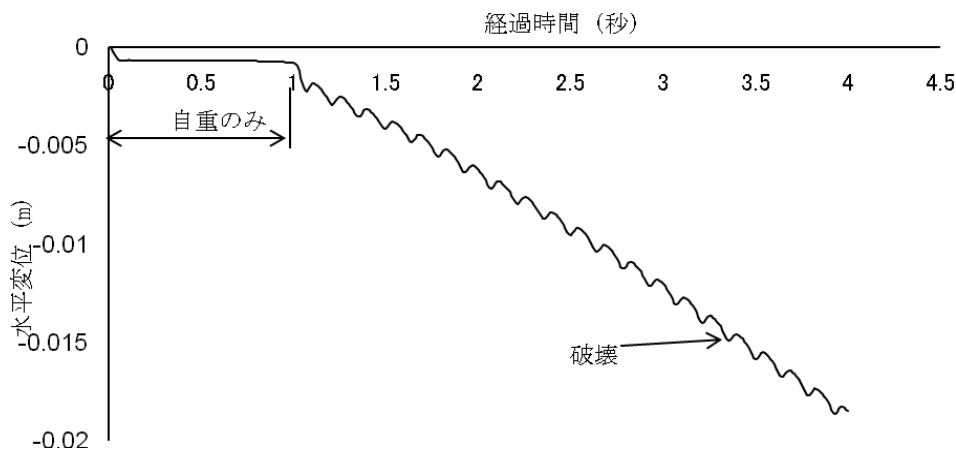


図-3.6 図-2.6 A 点の水平変位の時刻歴 (7Hz、400gal)

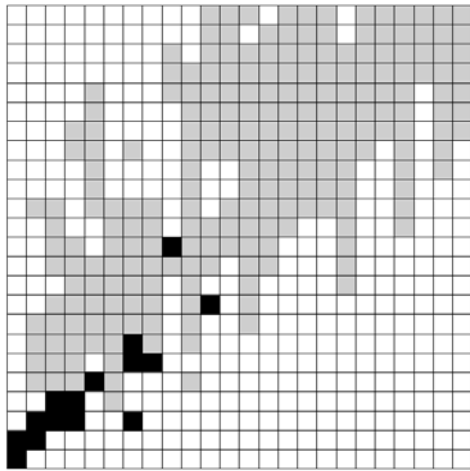


図-3.7 降伏要素と引張り要素の分布  
(全体的な破壊様式) (7Hz、400gal)

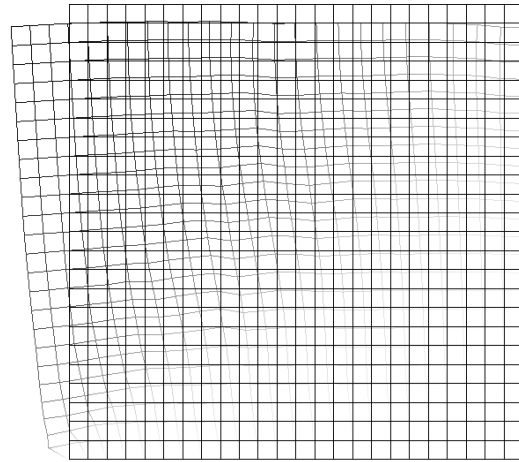


図-3.8 破壊時の変位分布 (7Hz、400gal)  
変位を5倍に拡大、自重による  
変位を含む

図-3.3、図-3.7に示すような全体的な破壊様式が生じた段階で実際には全体的な崩落が生じるはずであるが、図-3.2、図-3.6に示すように、変位が大幅に増加するような現象をFEMで表現することはできず、破壊前と同様な変位を繰り返している。また、図-3.3、図-3.7に示すような全体的な破壊様式が生じた後、短時間の経過で、動的応答解析の計算上では全体的な破壊様式は失われる。全体的な破壊様式が生じて、全体的な崩落が実際に生じるには、ある程度の時間、全体的な破壊様式を維持する必要があるのかもしれない。DYNA-1で全体的な破壊様式が継続する時間は入力加速度の周波数に応じて異なるが、0.03秒程度である。この問題は今後検討する必要がある課題である。本章で述べている方法は、初めて全体的な破壊様式が生じるという意味での「破壊までの経過時間」を求めることにとどまる。

以上に述べた方法で、周波数と加速度振幅に応じた「破壊までの経過時間」の計算値を図-3.1に示す。「破壊までの経過時間」の実験値が大きくばらつくので厳密な比較はできないが、計算値と実験値は傾向的には一致している。3Hzと7Hzを比較すると、7Hzの方が引張り側に水平加速度が作用している時間間隔が3Hzのケースより短いので、全体的な破壊様式が完成しにくく、「破壊までの経過時間」が長くなる傾向がある。

### 3.3.2 モデル1(緩勾配斜面)

図-2.19に示した緩勾配の仮想的な盛土斜面を対象として、DYNA-1を適用する。盛土と基礎地盤の物性定数は表-2.4に示したものと同一である。引張り強度 $\sigma_T=0$ としている点も同じである。ここでは、表-2.4の物性定数を用いて、せん断波速度 $V_s = (G/$

$\rho)^{1/2} = (1130 / 1.7)^{1/2} = 26\text{m/s}$ 、 $h = 0.3$  として、式(3.13)から、レイリー減衰パラメータ  $\alpha = 3.78$ 、 $\beta = 0.02$  とした ( $G$  : せん断弾性係数、 $\rho$  : 密度)。

図-2.19 に示したモデルについて、図-3.9 に示す兵庫県南部地震 (1995) における神戸海洋気象台での加速度時刻歴を与えて DYNA-1 を適用し、図-2.19 法肩の水平変位を計算した結果を図-3.10 に示す。図-3.10 に示す全期間で、全体的な破壊状態に最も近くなるのが、図-3.11 の状態であるが、全体的な破壊様式は完成されていない。

準静的解析の降伏領域 図-2.27 と動的応答解析の図-3.11 を比較すると、図-3.11 では降伏領域が図-2.23 より小さくなっている。

準静的解析では全体的な破壊様式が生じるまで水平震度係数を増加させることになるが、動的応答解析では特定の地震波を入力として与えて、全体的な破壊様式が生じるかどうかを判定することになる。したがって、図-2.19 に示したモデルは、図-3.9 に示す地震波では破壊しないと判定する。

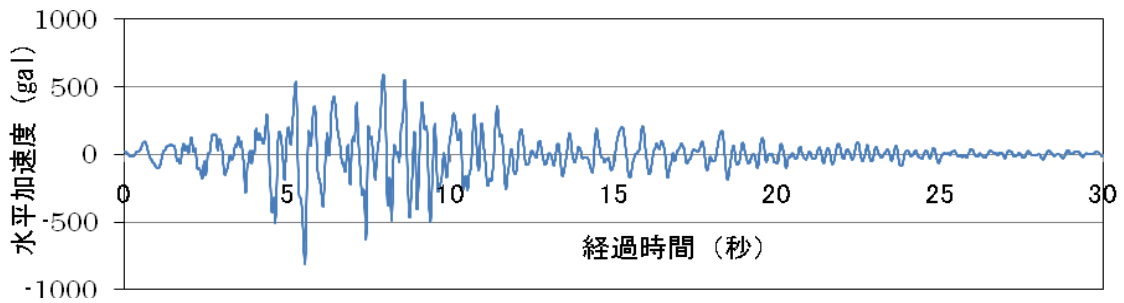


図-3.9 兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での加速度時刻歴

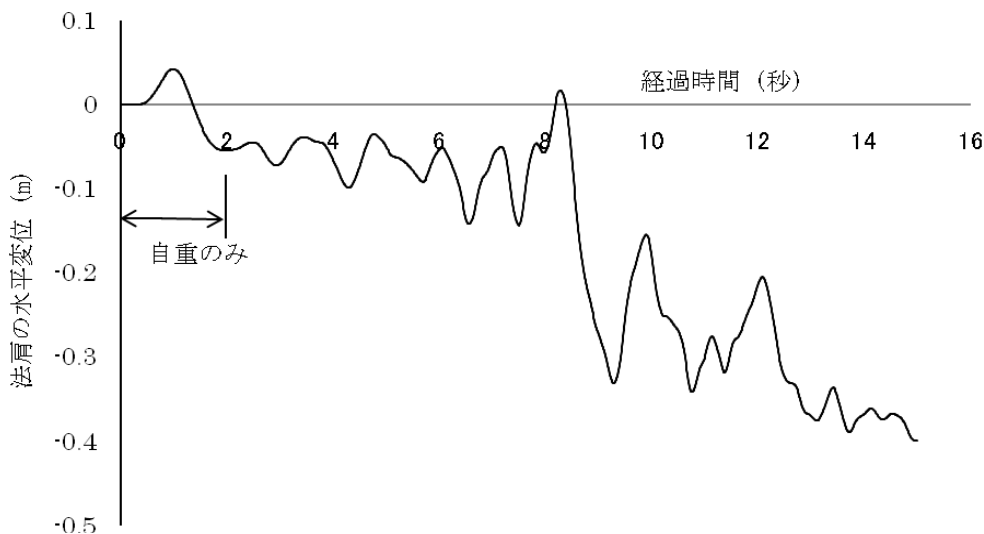


図-3.10 図-2.19 法肩の水平変位の時刻歴

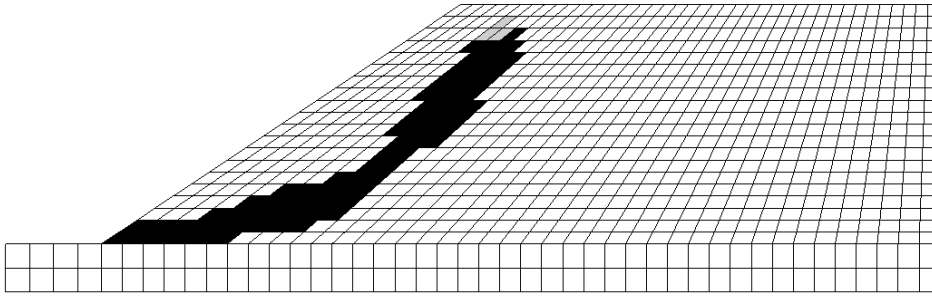


図-3.11 降伏要素と引張り要素の分布

### 3.3.3 モデル 2(急勾配斜面)

図-2.29 に示した緩勾配の仮想的な斜面を対象として、DYNA-1 を適用する。斜面と基礎地盤の物性定数は表-2.5 に示したものと同一である。引張り強度  $\sigma_T = 0$  としている点も同じである。減衰パラメータ  $\alpha$ 、 $\beta$  は 3.3.2 のモデルと同じである。

図-2.29 に示したモデルについて、図-3.9 に示す兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での加速度時刻歴を与えて DYNA-1 を適用し、図-2.29 法肩の水平変位を計算した結果を図-3.12 に示す。図-3.12 で「破壊」と示した時点で、図-3.13 に示す全体的な破壊様式が生じた(振動開始後 6.88 秒後)。このような全体的な破壊様式は振動開始後 7.26 秒後まで継続して生じた。したがって、図-2.29 に示したモデルは、図-3.9 に示す地震波で 6.88 秒後に破壊すると判断する。

図-3.12 を、先に示した緩勾配斜面の変位時刻歴 図-3.10 と比較すると、図-3.12 では斜面前方への塑性的な累積変位が大きくなっている。

図-3.13 に示す全体的な破壊様式時の変位分布を図-3.14 に示す。図-2.29 法肩の水平加速度の時刻歴を図-3.15 に示す。

準静的解析の全体的破壊様式 図-2.36 と動的応答解析の図-3.13 を比較すると、振動模型実験の図-3.3、図-3.7 と同様に、図-3.13 では引張り領域が図-2.36 より大きくなっていて破壊様式が少し異なる。準静的解析の変位分布 図-2.37 と動的応答解析の図-3.14 を比較すると、水平変位には大きな差がないが、水平変位の鉛直方向の分布がやや異なっている(図-3.14 では最大水平変位がやや下側になっている)。

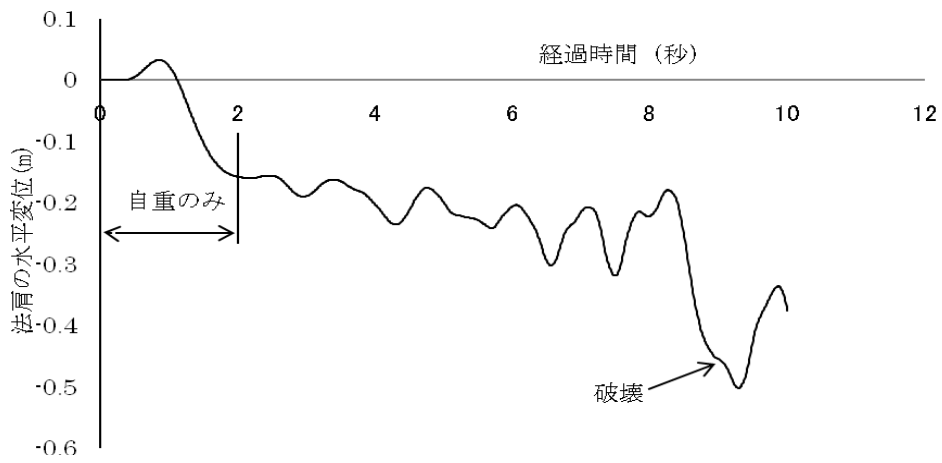


図-3.12 図-2.29 法肩の水平変位の時刻歴

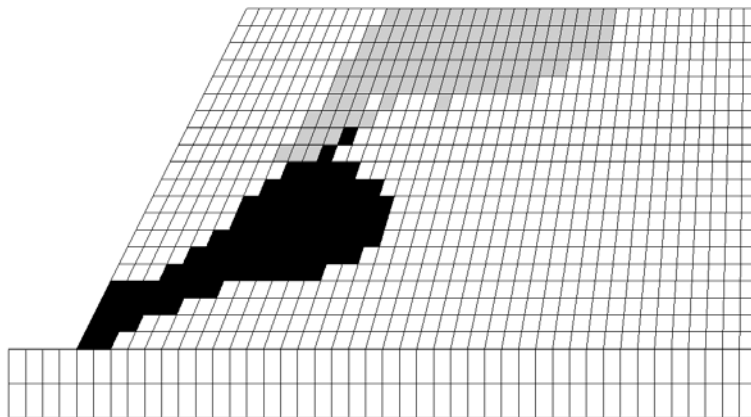


図-3.13 降伏要素と引張り要素の分布（全体的な破壊様式）

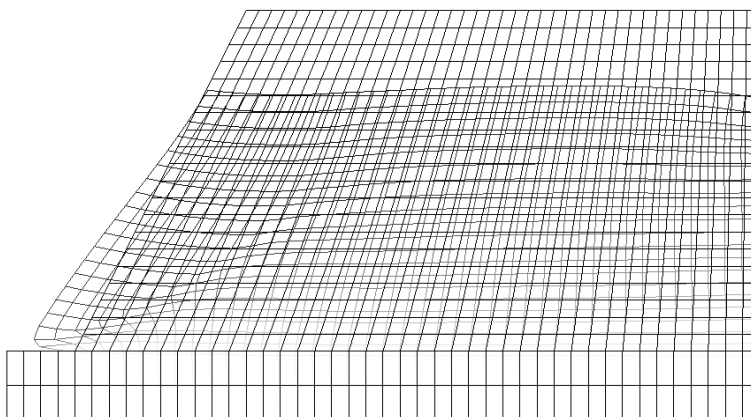


図-3.14 破壊時の変位分布（変位を5倍に拡大、自重による変位を含む）

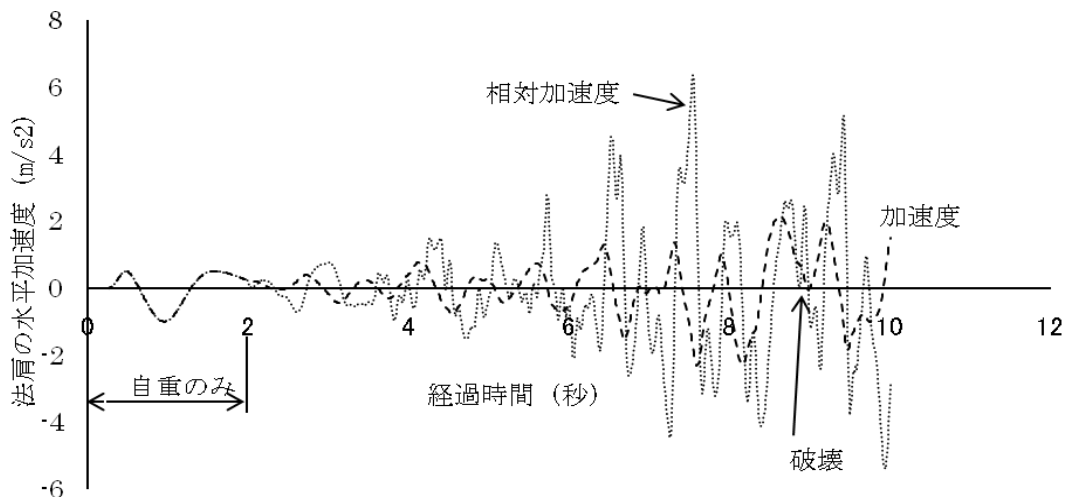


図-3.15 図-2.29 法肩の水平加速度の時刻歴

### 3.3.4 モデル 3(地下水位のある緩勾配斜面)

図-2.38 に示した地下水位のある緩勾配の仮想的な盛土斜面を対象として、DYNA-1 を適用する。モデルは地下水位のあることを除いて、図-2.19 に示す緩勾配の盛土斜面と形状、物性定数ともに同一とする。

盛土と基礎地盤の物性定数は表-2.4 に示したものと同一である。引張り強度  $\sigma_T = 0$  としている点も同じである。減衰パラメータ  $\alpha$ 、 $\beta$  は 3.3.2 のモデルと同じである。

地下水位の影響を厳密に評価するためには、土-水-空気の連成解析が必要である。本資料の目的が実際現象のシミュレーションより、破壊の判定に重点をおくため、ここでは、2.3.4 2) で述べた方法で、常時や準静的解析と同様に静水圧のみで地下水位の影響を評価することを検討する。したがって、振動荷重による間隙水圧の増加や、地盤中の地下水移動は考慮していない。

前節までの適用例では地下水位がないため、自重のみを与えて初期状態を求めた。自重のみを与える最初の時間ステップから間隙水圧を与えると、自重による斜面内の応力が安定しない状態で間隙水圧を引くことになり、実際と異なる降伏履歴を残すことになる。このため、図-3.16 に示すように、最初は間隙水圧を考慮しないで自重のみを与えた動的解析を行い、自重による応力が安定した状態から（振動加速度は与えないで）間隙水圧のみを与えた動的解析を行って初期状態を求めた。

図-2.38 に示したモデルについて、図-3.9 に示す兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での加速度時刻歴を与えて DYNA-1 を適用し、図-2.38 法肩の水平変位を計算した結果を図-3.16 に示す。図-3.16 で「破壊」と示した時点で、図-3.17 に示す全体的な破壊様式が生じた（振動開始後 7.33 秒後）。このような全体的な破壊様式は振動開始後 7.35 秒後まで継続して生じた。したがって、図-2.38 に示したモデルは、図-3.9 に示す地震

波で7.33秒後に破壊すると判断する。

図-3.17 に示す全体的な破壊様式時の変位分布を図-3.18 に示す。図-2.38 法肩の水平加速度の時刻歴を図-3.19 に示す。

準静的解析の全体的破壊様式 図-2.45 と動的応答解析の図-3.17 を比較すると、図-3.17 では降伏領域が図-2.16 より少し狭くなっている。準静的解析の変位分布 図-2.46 と動的応答解析の図-3.18 を比較すると、図-3.18 で水平変位が図-2.46 より大きくなっている。

地下水位がない場合の降伏領域 図-3.11 と比較すると、図-3.17 では、地下水位以下の部分で降伏領域が拡大し、この結果として全体的な破壊様式が形成されやすくなったと推定される。

同一の形状と物性定数をもつ斜面で、地下水位がない場合には、3.3.2 で述べたように全体的な破壊様式は生じなかった。地下水位による静水圧のみを考慮しても、有効応力の低下によるせん断強度減少に起因する地震時の斜面不安定化を、ある程度表現できるようである。

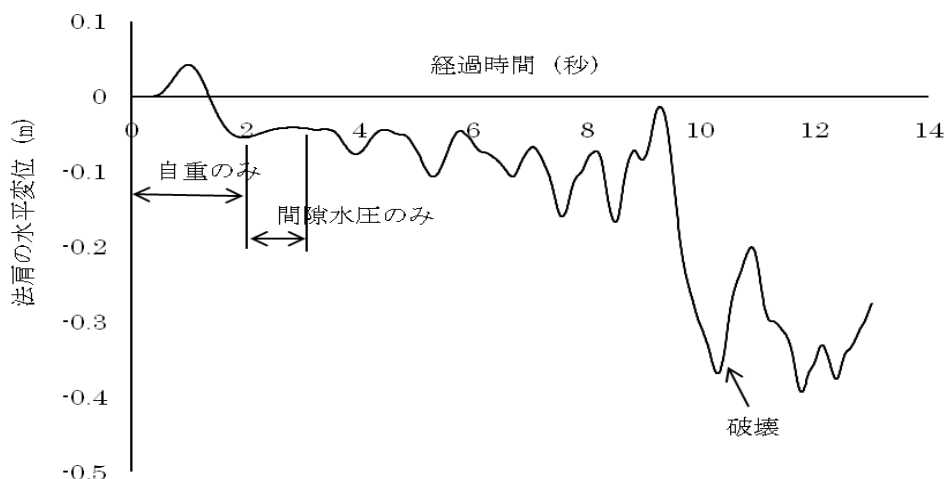


図-3.16 図-2.38 法肩の水平変位の時刻歴

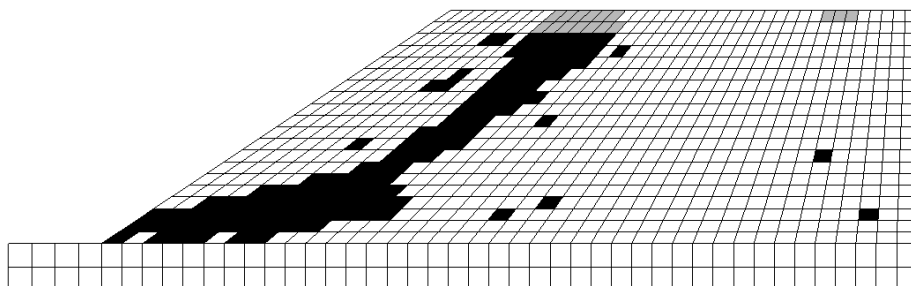


図-3.17 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)

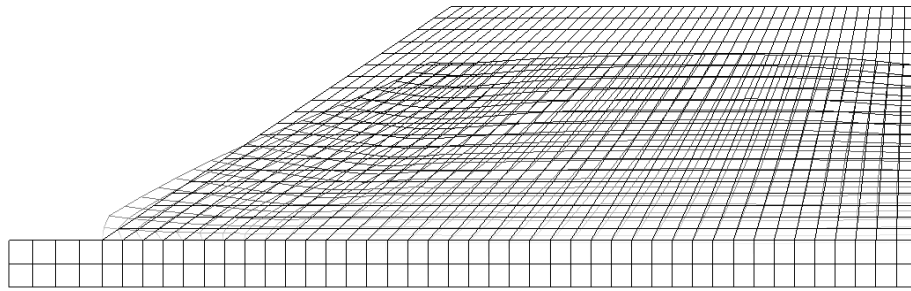


図-3.18 破壊時の変位分布 (変位を5倍に拡大、自重による変位を含む)

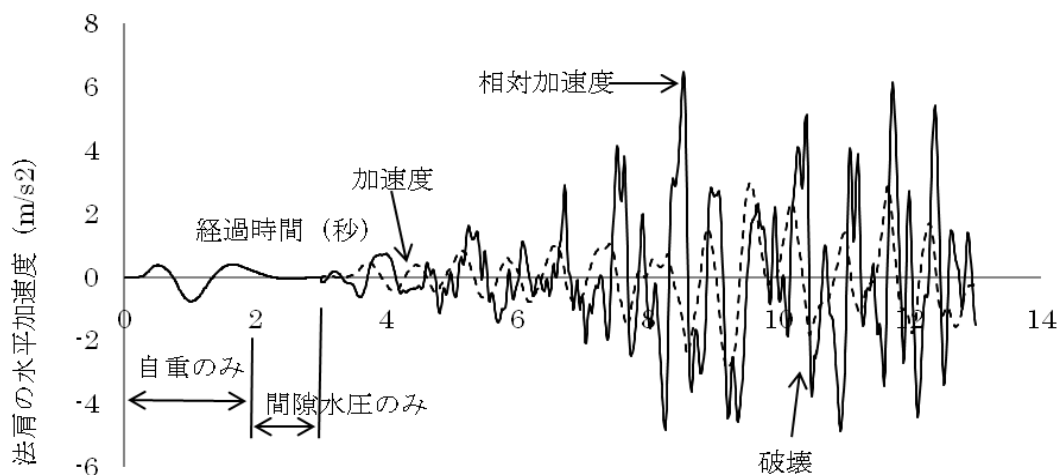


図-3.19 図-2.38 法肩の水平加速度の時刻歴

### 3.4 まとめ

1) 地盤が引張り応力を負担しない条件を考慮することにより、動的応答解析においても、引張り領域と降伏領域を合わせた全体的な破壊様式の発生を表現でき、全体的な破壊様式の発生時点で、その斜面の破壊が生じると判断できるようである。

ただし、全体的な破壊様式が生じた後、短時間の経過で、動的応答解析の計算上では全体的な破壊様式は失われる。全体的な破壊様式が生じて、全体的な崩落が実際に生じるには、ある程度の時間、全体的な破壊様式を継続する必要がある可能性もある。この問題は今後検討が必要な課題である。また、全体的な破壊様式が生じた後、変形が無制限に増加していく現象を表現することも課題となる。

2) 動的応答解析結果は加速度の大きさや周波数により変わるので、第2章で述べた常時の安全率や、慣性力を考慮した準静的解析のように一般的な安定性を表現できず、当然であるが、個別の入力地震加速度に応じた安定性のみを評価している。

3) 振動模型実験における鉛直盛土や、急勾配盛土のように揺れやすい形状の斜面で、



準静的解析と動的応答解析の全体的な破壊様式を比較すると、動的応答解析の全体的な破壊様式では引張り領域が準静的解析の場合より大きくなり、水平変位も動的応答解析で、より大きくなる。上端から下端まで一様な水平震度係数をかける準静的解析と異なり、動的応答解析では、構造物の形状・周波数特性に応じて、より大きな揺れが生じると考えられる。

- 4) 第2章で述べた常時の安全率や、慣性力を考慮した準静的解析におけるのと同じように、静水圧によるせん断強度の低下のみを考慮する方法で、動的応答解析においても地下水位の影響を評価できる。地下水位以下の部分で降伏領域が拡大し、この結果として全体的な破壊様式が形成されやすくなると推定される。
- 5) 動的応答解析では慣性力を考慮した準静的解析より降伏領域が少し狭くなる傾向があり、水平変位は大きくなる傾向がある。
- 6) 地下水位の影響を厳密に評価するためには、土-水-空気の連成解析が必要であるが、本章では、2.3.4 2)で述べた方法で、常時や準静的解析と同様に静水圧のみで地下水位の影響を評価し、有効応力の低下によるせん断強度減少に起因する地震時の斜面不安定化を、ある程度表現できることを示した。
- 7) 慣性力を考慮した準静的解析と動的応答解析の関係を調べることは今後の課題である。

## 参考文献

- 1) D. R. J. Owen and E. Hinton: Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice, Pineridge Press Limited, 1980  
和訳 非線形解析プログラム研究会編：塑性の有限要素法－材料非線形有限要素法、科学技術出版社、1988
- 2) Desai, C. S., Zaman, M. M., Lightner, J. G. and Siriwardane, H. J. : Thin-layer element for interfaces and joints, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 8, pp. 19-43, 1984.
- 3) 王 宗建, 荒井 克彦, 竜田 尚希, 山内 章喜, 古川 晋 : 斜面の地震時安定性に関する模型実験と数値解析, 応用力学論文集, Vol. 10, pp. 363-374, 2007.08
- 4) 王 宗建, 荒井 克彦, 岡島 尚司 : 地下水位を考慮した盛土斜面の地震時安定解析, 応用力学論文集, Vol. 11, pp. 423-434, 2008.08
- 5) 荒井 克彦, 王 宗建, Lu Liang : Model test and numerical analysis of slope stability during earthquake, Proceedings of the International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (IS-Tokyo 2009) , pp. 873-884, 2009.06
- 6) 荒井 克彦, 王 宗建 : 地下水位を考慮した盛土斜面の地震時安定解析, 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジウム発表論文集, pp. 327-334, 2009.10

## 第4章 動的応答解析(その2)

### 4.1 本章の内容

本章では、もう一つの動的応答解析手法である DYNA-2 を第 2 章で示した斜面安定問題の適用例に適用した結果を報告する。DYNA-2 は動的応答解析の手順は第 3 章で示した DYNA-1 と同じであり、応力-ひずみ関係を第 2 章で示した LSFEA-2A(積層異方体)としたものである。DYNA-2 の計算機プログラムの入力方法を本資料の参考資料 1 に示す。FORTRAN コードは末尾の CD に示す。

### 4.2 用いる手法

DYNA-2 が DYNA-1 と異なる点のみを以下に述べる。

- ① 降伏基準は第 2 章で示した式(2.1)、(2.4)を用いる。
- ② 応力-ひずみ関係は第 2 章で示した LSFEA-2A (積層異方体)と同じものを用いる。
- ③ 降伏応力とせん断帯の方向は各時間ステップで計算する。
- ④ 第 2 章 表-2.2、表-2.3 に示したように、LSFEA-2A(積層異方体)では弾完全塑性とした場合に、より安全側の結果が得られるので、本章の適用例の全てで、弾塑性の応力-ひずみ関係を検討しないで、弾完全塑性の応力-ひずみ関係のみを用いている(弾塑性の応力-ひずみ関係を用いても動的応答解析の計算結果に差はほとんどない)。

### 4.3 適用例

#### 4.3.1 振動模型実験

第 2 章 2.3.1 で述べた振動模型実験について、DYNA-2 を適用した結果を示す。

周波数 3Hz、加速度振幅 400gal として DYNA-2 を適用し、図-2.6 A 点の水平変位を計算した結果を図-4.2 に示す。図-4.2 中に示すように、最初の 1 秒間は盛土の自重のみを与えた動的応答解析を行って初期状態を求めることは、図-3.2 と同じである。図-4.2 中で「破壊」とした時点で、図-4.3 に示すような全体的な破壊様式が初めて生じた。図-4.3 中の各有限要素内での斜線の方向が、図-2.3 のせん断帯(すべり面)の方向を示し、かつ、その要素が降伏していることを示す。各有限要素内の鉛直方向の線は、式(2.15)で定義した「引張り要素」である。振動開始から、図-4.3 に示すような全体的な破壊様式が生じるまでの経過時間を「破壊までの経過時間」の計算値とすることは第 3 章と同じである。図-4.4 に、図-4.2 中で「破壊」とした時点の変位分布を示す。

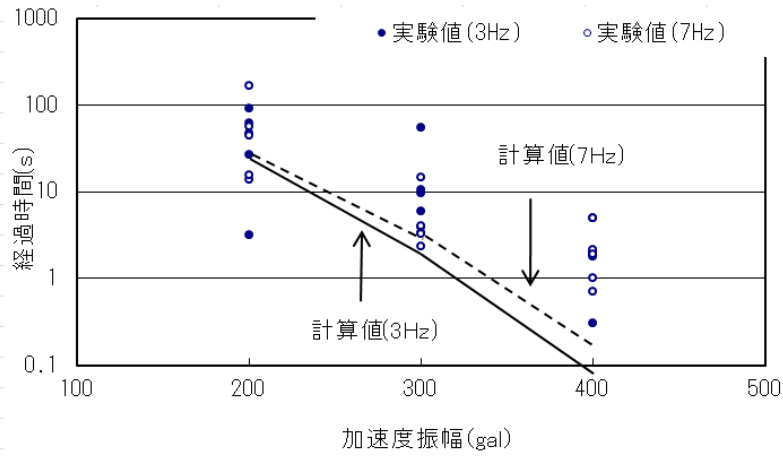


図-4.1 破壊までの経過時間

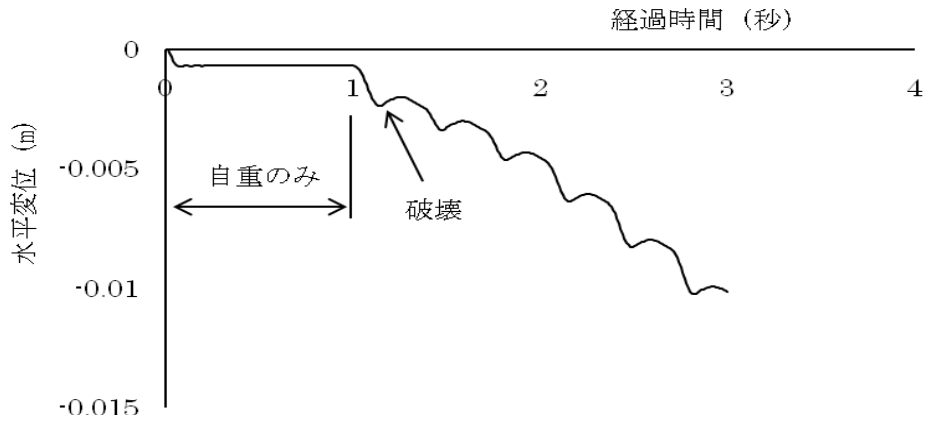


図-4.2 図-2.6 A点の水平変位の時刻歴 (3Hz、400gal)

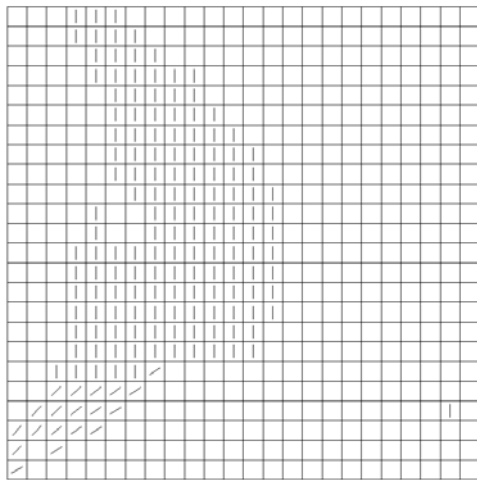


図-4.3 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式) (3Hz、400gal)

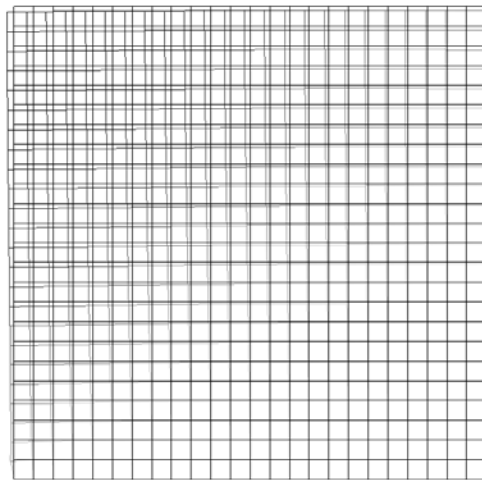


図-4.4 破壊時の変位分布 (3Hz、400gal) 変位を5倍に拡大、自重による変位を含む

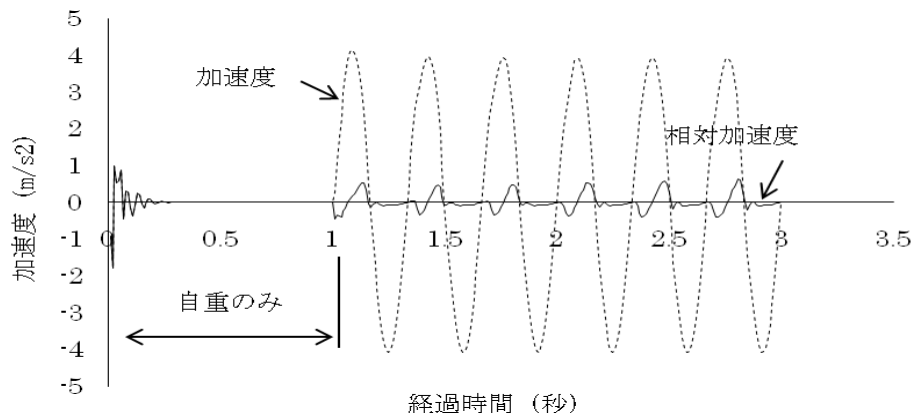


図-4.5 図-2.6 A点の加速度の時刻歴 (3Hz、400gal)

周波数 7Hz、加速度振幅 400gal として同じ操作を行った結果を図-4.6～4.8 に示す。

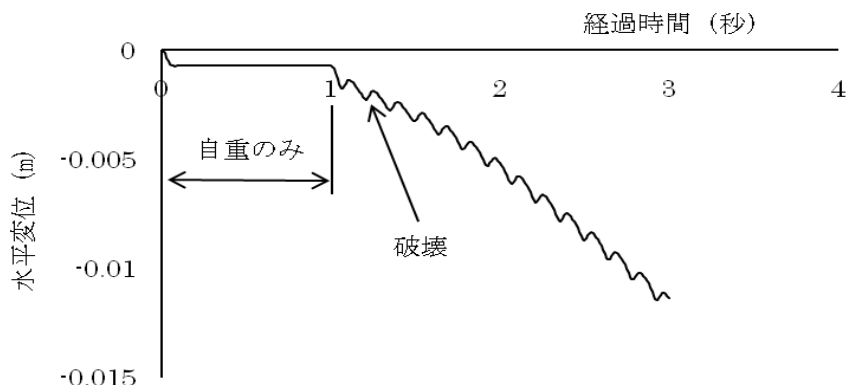


図-4.6 図-2.6 A点の水平変位の時刻歴 (7Hz、400gal)

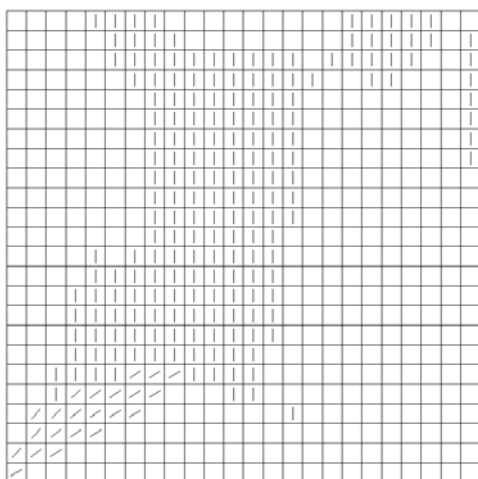


図-4.7 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式) (7Hz、400gal)

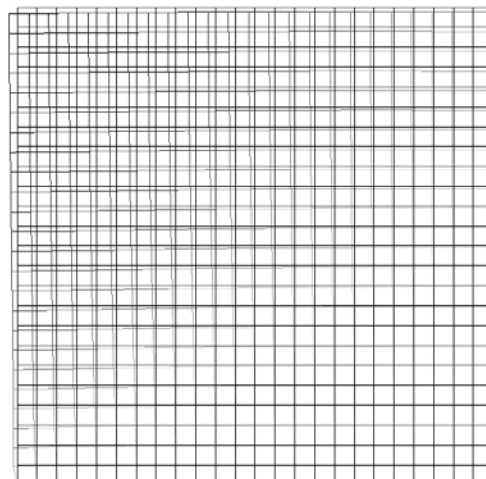


図-4.8 破壊時の変位分布 (7Hz、400gal)  
変位を5倍に拡大、自重による変位を含む

図-4.3、図-4.7に示すような全体的な破壊様式が生じた段階で実際には全体的な崩落が生じるはずであるが、図-4.2、図-4.6に示すように、DYNA-2でも変位が大幅に増加するような現象を表現することはできず、破壊前と同様な変位を繰り返すことはDYNA-1と同様である。

図-4.3、図-4.7に示す全体的な破壊様式は、DYNA-1を用いた場合の図-3.3、図-3.7と少し異なるが、引張り領域が大きいことは似ている。

以上に述べた方法で、周波数と加速度振幅に応じた「破壊までの経過時間」の計算値を図-4.1に示す。「破壊までの経過時間」の計算値は、DYNA-1を用いた場合の図-3.1と傾向的にはほぼ同じであるが、実験値よりかなり小さい。

#### 4.3.2 モデル1(緩勾配斜面)

図-2.19に示した緩勾配の仮想的な盛土斜面を対象として、DYNA-2を適用する。盛土と基礎地盤の物性定数は表-2.4に示したものと同一である。引張り強度 $\sigma_T = 0$ としている点も同じである。レイリー減衰パラメータ $\alpha$ 、 $\beta$ の数値も3.3.2と同一である。

図-2.19に示したモデルについて、図-3.9に示す兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での加速度時刻歴を与えてDYNA-2を適用し、図-2.19法肩の水平変位を計算した結果を図-4.9に示す。図-4.9に示す全期間で全体的な破壊様式に最も近くなるのが、図-4.10の状態であるが、全体的な破壊様式は完成されていない(降伏領域の分布は、DYNA-1を適用した場合図-3.11と近い)。したがって、図-2.19に示したモデルは、図-3.9に示す地震波では破壊しないと判断する。

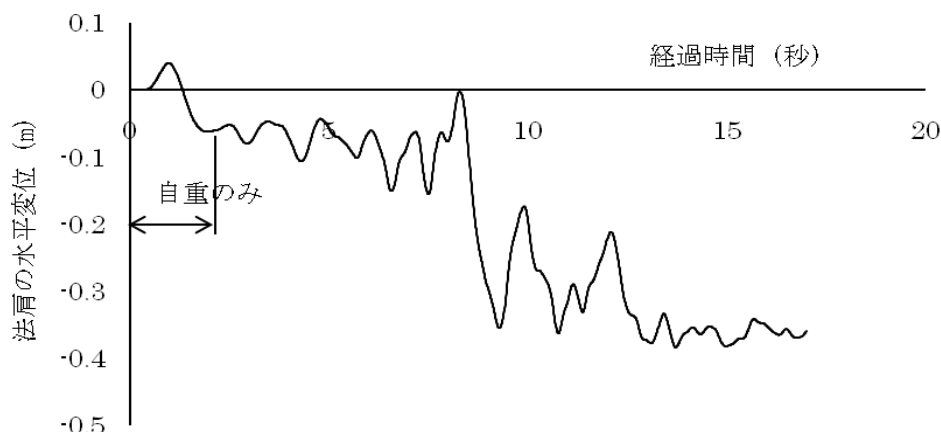


図-4.9 図-2.19 盛土法肩の水平変位の時刻歴

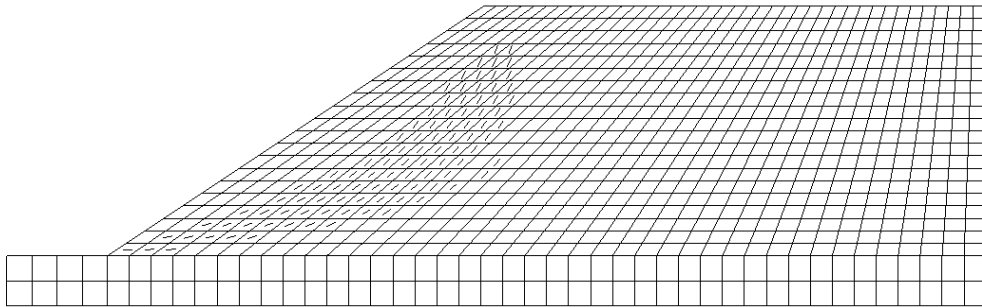


図-4.10 降伏要素と引張り要素の分布

#### 4.3.3 モデル 2(急勾配斜面)

図-2.29 に示した急勾配の仮想的な斜面を対象として、DYNA-2 を適用する。斜面と基礎地盤の物性定数は表-2.5 に示したものと同一である。引張り強度  $\sigma_T = 0$  としている点も同じである。減衰パラメータ  $\alpha$ 、 $\beta$  は 3.3.2 のモデルと同じである。

図-2.29 に示したモデルについて、図-3.9 に示す兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での加速度時刻歴を与えて DYNA-2 を適用し、図-2.29 法肩の水平変位を計算した結果を図-4.11 に示す。図-4.11 で「破壊」と示した時点で、図-4.12 に示す全体的な破壊様式が生じた(振動開始後 6.92 秒後)。このような全体的な破壊様式は振動開始後 7.26 秒後まで継続して生じた。したがって、図-2.29 に示したモデルは、図-3.9 に示す地震波で 6.92 秒後に破壊すると判断する。

図-4.12 に示す全体的な破壊様式時の変位分布を図-4.13 に示す。図-2.29 法肩の水平加速度の時刻歴を図-4.14 に示す。

図-4.11 の水平変位の時刻歴、図-4.14 の水平加速度の時刻歴は、DYNA-1 を適用した場合の図-3.12、図-3.15 に近く、図-4.12 の破壊様式も図-3.13 に近い。図-4.13 の破壊時の変位分布では、DYNA-1 を適用した場合の図-3.14 に比べて、水平変位が最大となる位置がさらに下方になっている。

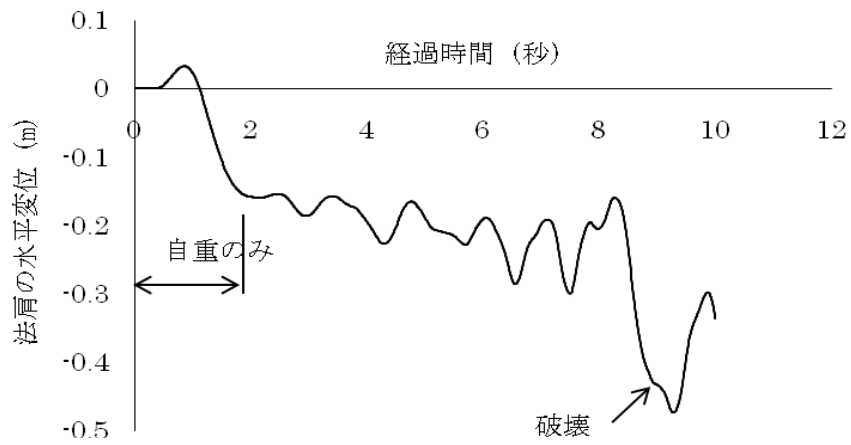


図-4.11 図-2.29 法肩の水平変位の時刻歴

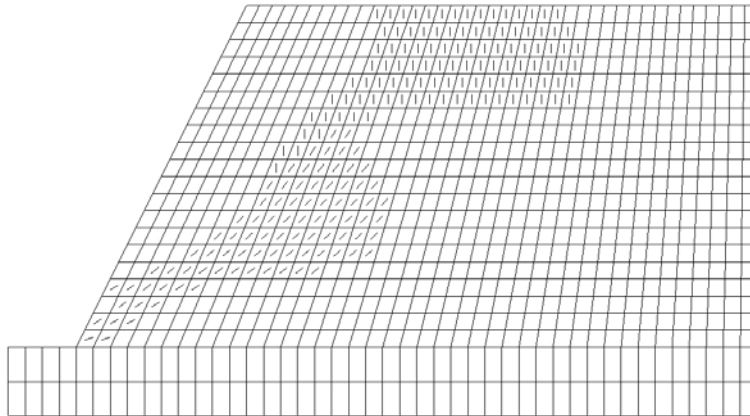


図-4.12 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)

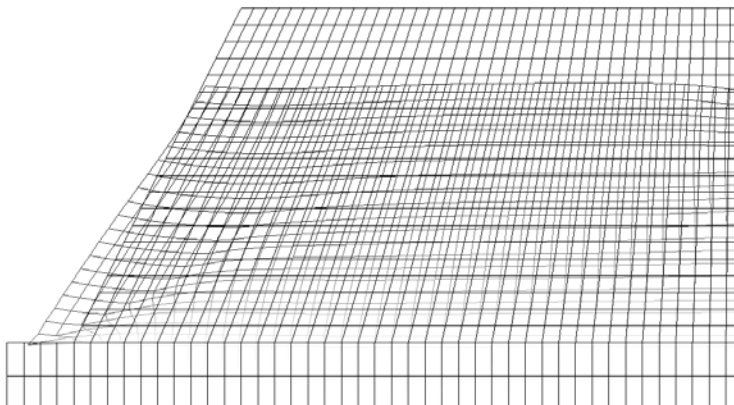


図-4.13 破壊時の変位分布 (変位を5倍に拡大、自重による変位を含む)

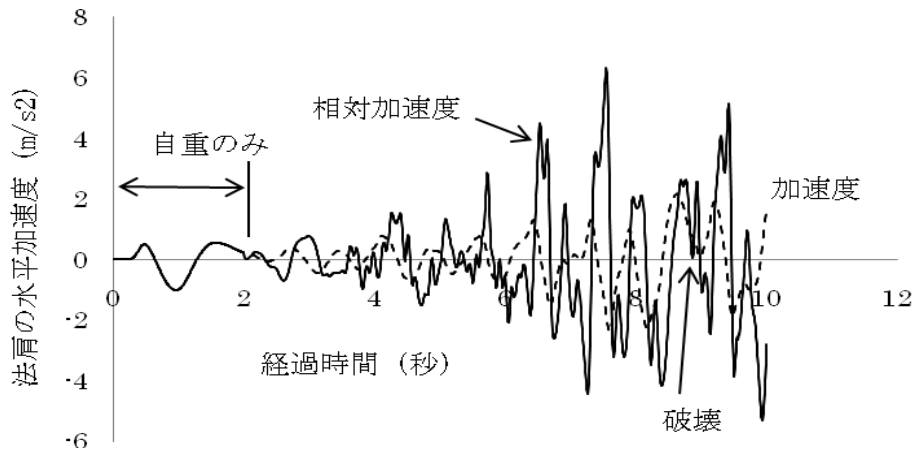


図-4.14 図-2.29 法肩の水平加速度の時刻歴

#### 4.3.4 モデル 3(地下水位のある緩勾配斜面)

図-2.38 に示した地下水位のある緩勾配の仮想的な盛土斜面を対象として、DYNA-2 を適用する。モデルは地下水位のあることを除いて、図-2.19 に示す緩勾配の盛土斜面と形状、物性定数ともに同一とする。引張り強度  $\sigma_T = 0$  としている点も同じである。減衰パラメータ  $\alpha$ 、 $\beta$  は 3.3.2 のモデルと同じである。

地下水位の影響は、2.3.4 2) で述べた方法で、常時や準静的解析と同様に静水圧のみで評価することも、3.3.4 と同じである。

図-2.38 に示したモデルについて、図-3.9 に示す兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での加速度時刻歴を与えて DYNA-2 を適用し、図-2.38 法肩の水平変位を計算した結果を図-4.15 に示す。図-4.15 に「破壊」と示す時点で、図-4.16 に示す、やや不完全な全体的な破壊様式が 1 つの時間ステップ (0.01 秒) のみで生じた。

図-4.15 は DYNA-1 を適用した場合の図-3.16 と差がなく、全体的な破壊様式が生じる時点もほぼ同じである。しかし、DYNA-1 を適用した場合の全体的破壊様式 図-3.17 と異なり、DYNA-2 では全体的破壊様式の形成や継続時間は十分ではなかった。DYNA-1 では降伏後も等方的な応力-ひずみ関係を用いているため、2.3.4 2) で述べたような見かけの間隙水圧の表現方法で間隙水圧の影響を適切に表現できるようなのである。DYNA-2 では降伏後に、極めて異方的 (積層異方体) な応力-ひずみ関係を用いているため、前述の方法では間隙水圧の影響を適切に表現できなかった可能性がある。



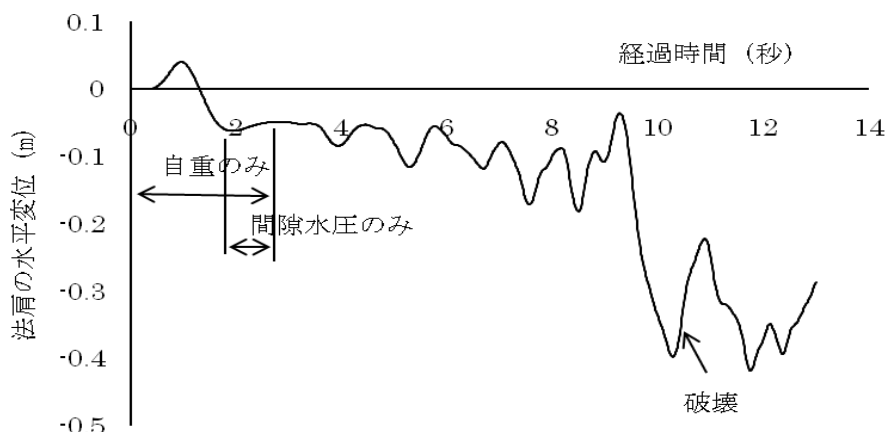


図-4.15 図-2.38 法肩の水平変位の時刻歴

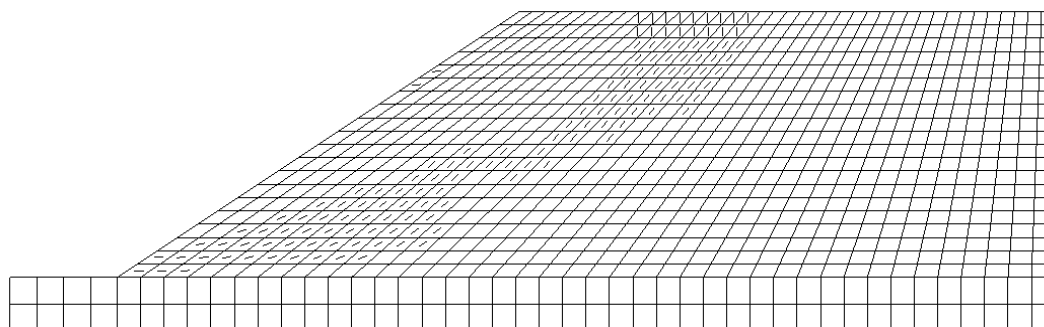


図-4.16 降伏要素と引張り要素の分布

#### 4.4 まとめ

- 1) 間隙水圧を考慮しない場合、DYNA-1 と DYNA-2 は、ほぼ同様な結果を与える。本章では弾完全塑性として DYNA-2 を適用した結果のみを示したが、弾塑性としても大きな差異はない。地震荷重のように载荷の方向が短時間に大きく変化する場合には、応力-ひずみ関係の差異は大きな影響を与えないようである。
- 2) 間隙水圧を考慮する場合、DYNA-2 は DYNA-1 と比べて、全体的な破壊様式を表現しにくいようである。DYNA-2 のように極端な異方性をもつ応力-ひずみ関係を採用する場合は、別の間隙水圧の表現方法を検討する必要がある。

## 第5章 実際地盤への適用例

### 5.1 本章の内容

本章では、第2章、第3章で示した準静的解析手法と動的応答解析手法を2007年能登半島地震における斜面崩壊事例に適用した結果を報告する。

### 5.2 盛土斜面被害の概要

能登半島地震（2007年3月25日、マグニチュード6.9）により、能登有料道路の柳田IC～穴水IC間（48.2km）で大規模な盛土斜面崩壊が11箇所発生した。その中で横田料金所付近の盛土斜面崩壊を対象とする。崩壊後の状況を写真-5.1に示す（高盛土区間で延長約80mにわたり上り車線が崩壊し、一部の崩落土砂は約70m先まで流れ出した）。崩壊の概要を図-5.1に示す。土木学会・地盤工学会調査団の調査報告書に基づく有限要素分割を図-5.2に示す。崩壊前の斜面内地下水位は明らかではないので、図-5.1のB点で崩壊後に計測された地下水位を境界条件とする2次元定常飽和・不飽和浸透流解析（UNSAF）を行い、崩壊前の斜面内の地下水位を推定した。結果を図-5.2中に太線で示す。

崩壊箇所の近辺では、防災科学技術研究所(k-net)の地震観測点ISK006 富来とISK005 穴水の観測記録がある。ISK006 富来地震観測点(震央距離7km)におけるEW方向の最大加速度717gal、NS方向の最大加速度849galで、ISK005 穴水地震観測点(震央距離20km)におけるEW方向の最大加速度473gal、NS方向の最大加速度782galである。崩壊箇所の震央距離が約15km、崩壊方向は概ねEW方向であることから、ISK006 富来地震観測点のEW方向の加速度時刻歴を入力加速度とした(図-5.3)。



写真-5.1 崩壊状況

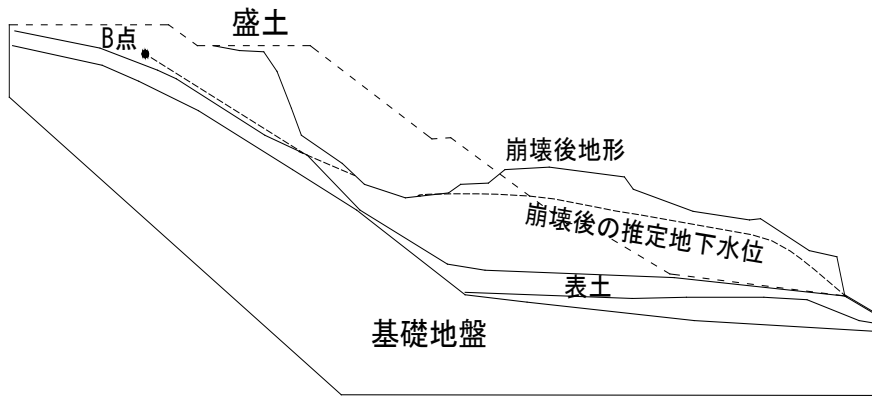


図-5.1 崩壊の概要

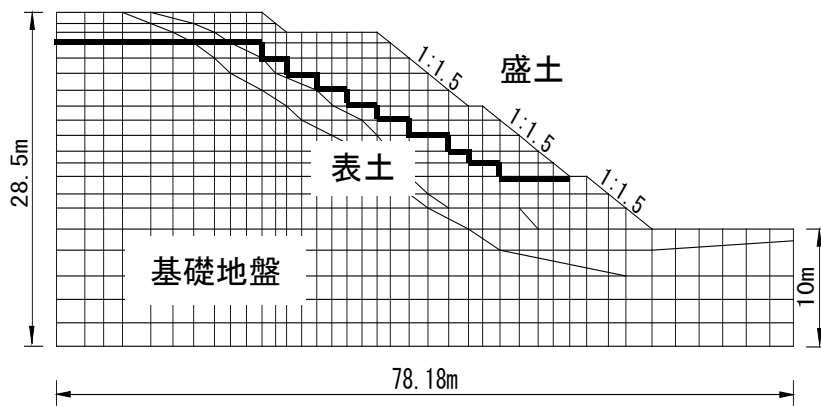


図-5.2 有限要素分割図

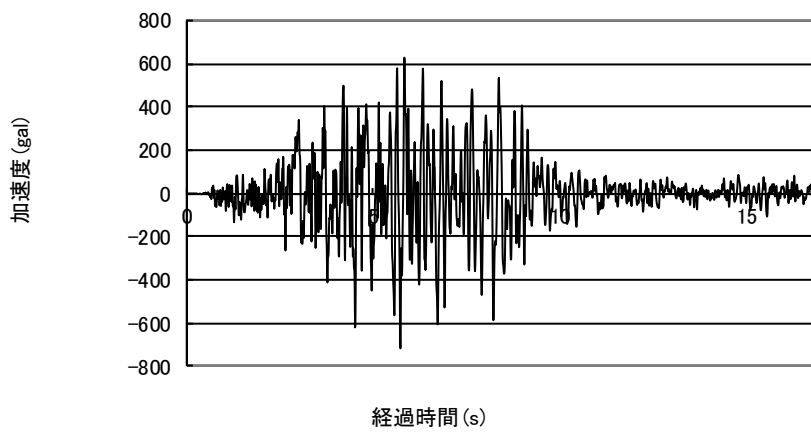


図-5.3 基礎での入力加速度

### 5.3 物性定数

崩壊箇所の周辺の盛土から不攪乱試料を採取して三軸圧縮試験 (CD 試験、拘束圧 9.81、19.62、29.43kPa) を行った。試験結果として露  $\rho_t=1.62\text{g/cm}^3$ 、 $c'=5.5\text{kPa}$ 、 $\phi'=28.5^\circ$  を得た。この強度定数を用いると、上述のように求めた地下水位を静水圧として考慮した円弧すべり面法 (簡易 Bishop 法) による常時の安全率は 0.98 となる。地震では崩壊したが、その前は 25 年以上に渡って安全であったことから、この強度定数は実際より小さいと判断される。そこで、 $\phi'$  の値をそのままとして、上述の条件で円弧すべり面法 (簡易 Bishop 法) による斜面の安全率が 1.05 になるように逆算した  $c'=6.8\text{kPa}$  を計算に用いることとした。

標準貫入試験の  $N$  値から、弾性係数  $E$  とせん断波速度  $V_s$  を次式で推定する。

$$E (\text{kN/m}^2) = 2800 \cdot N \quad (5.1)$$

$$V_s (\text{m/s}) = 80N^{1/3} \quad (5.2)$$

上式から推定した盛土の弾性係数  $E = 12.6\text{MPa}$ 、基礎地盤の  $E = 14\text{MPa}$  となる。盛土の  $V_s = 132\text{m/s}$ 、基礎地盤の  $V_s = 295\text{m/s}$ 、 $h = 0.3$ 、 $\lambda = 0.4$  として減衰定数  $\alpha = 3.78$ 、 $\beta = 0.02$  となる。

### 5.4 計算結果

#### 5.4.1 準静的解析

第2章で述べた LSFEA-2B (等方体) を適用すると、水平震度  $k_h=0.02$  で図-5.4 に示すような全体的な破壊様式が得られる。円弧すべり面法 (簡易 Bishop 法) を適用した結果を図-5.5 に示すが、同じ数値の水平震度で斜面安全率  $F_s=1.0$  となる。図-5.4 に対応する変位分布を図-5.6 に示す。

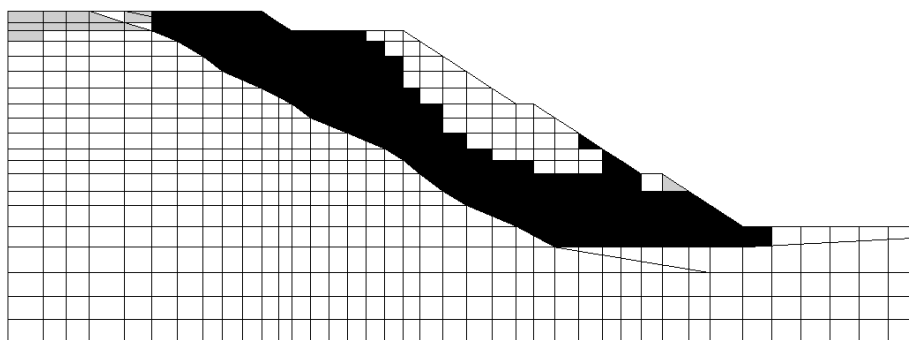


図-5.4 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式) ( $k_h=0.02$ )

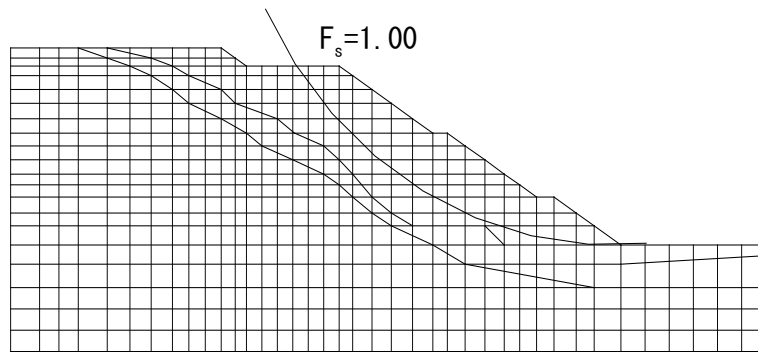


図-5.5 円弧すべり面法（Bishop 法）による結果（ $k_h=0.02$ ）

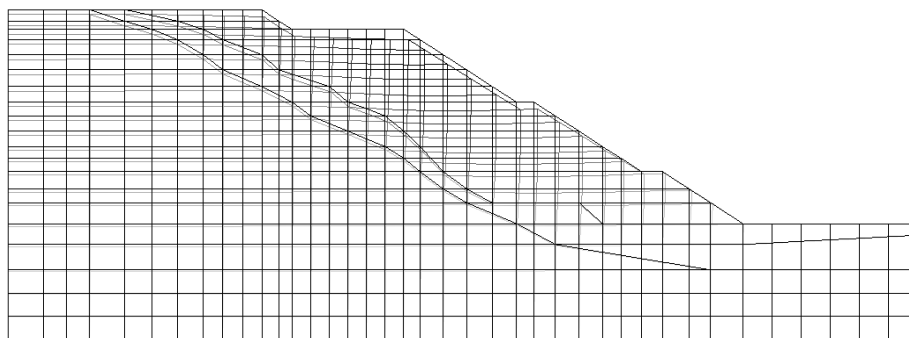


図-5.6 破壊時の変位分布（ $k_h=0.02$ 、変位を 10 倍に拡大、自重による変位を含む）

#### 5.4.2 動的応答解析

図-5.3 に示す加速度時刻歴を与えて DYNA-1 を適用し、盛土法肩の水平変位を計算した結果を図-5.7 に示す。図-5.7 で「破壊」と示した時点で、図-5.8 に示す全体的な破壊様式が生じた（振動開始後 6.25 秒後）。このような全体的な破壊様式は振動開始後 6.29 秒後まで継続して生じた。したがって、図-5.2 に示したモデルは、図-5.3 に示す地震波で 6.25 秒後に破壊すると判断できる。

図-5.8 に示す全体的な破壊様式時の変位分布を図-5.9 に示す。盛土法肩の水平加速度の時刻歴を図-5.10 に示す。

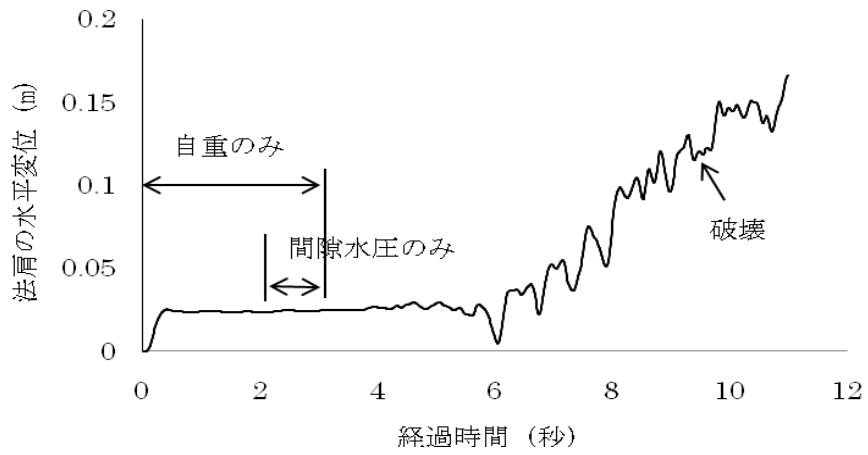


図-5.7 図-5.2 盛土法肩の水平変位の時刻歴

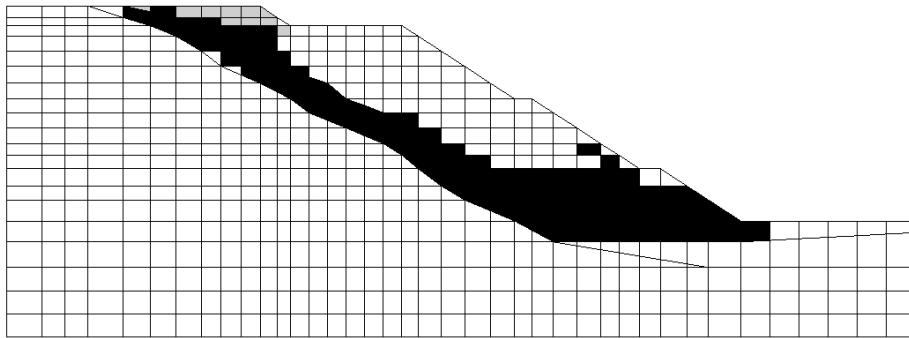


図-5.8 降伏要素と引張り要素の分布 (全体的な破壊様式)

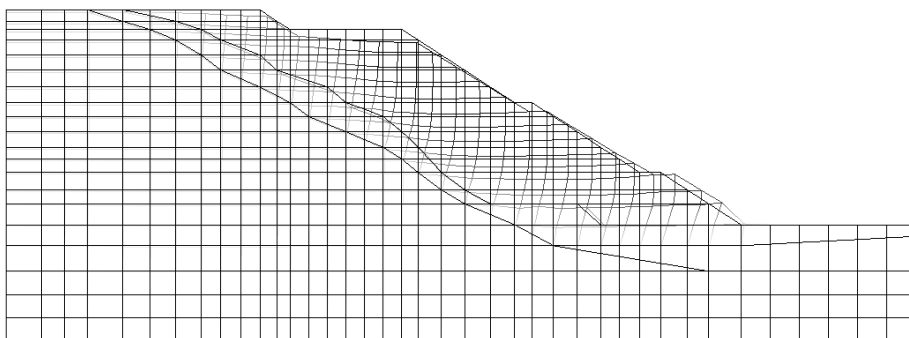


図-5.9 破壊時の変位分布 (変位を5倍に拡大、自重による変位を含む)

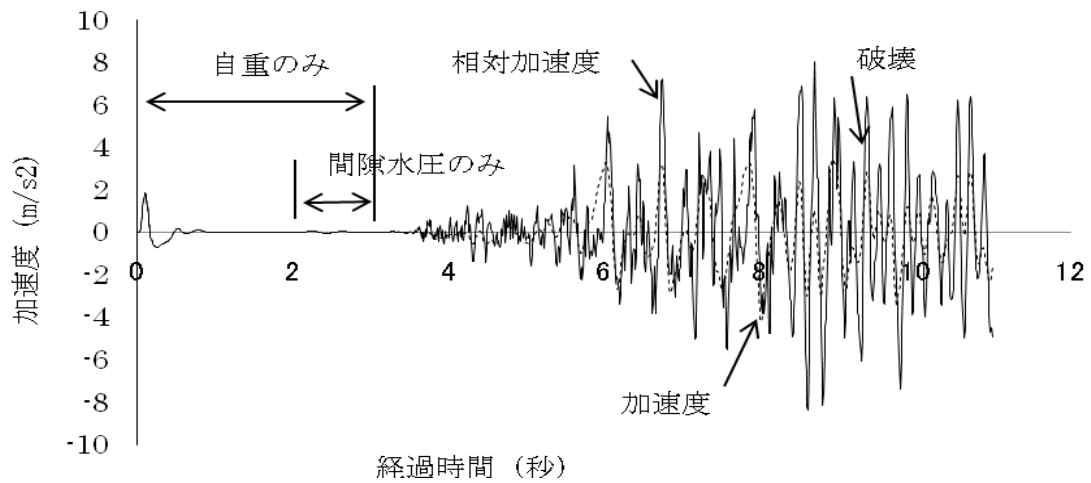


図-5.10 図-5.2 盛土法肩の水平加速度の時刻歴

#### 5. 4 まとめ

- 1) 本資料で述べてきた手法を実際の崩壊事例に適用して、妥当な結果が得られることを示した。
- 2) 第 2 章で述べたように、準静的解析 LSFEA-2B (等方体) と円弧すべり面法 (簡易 Bishop 法) では、同程度の水平震度係数で全体的な破壊様式が得られる。
- 3) 準静的解析 LSFEA-2B (等方体) と動的応答解析 DYNA-1 で、ほぼ同様な全体的破壊様式が得られる。DYNA-1 による破壊時の変位は、LSFEA-2B (等方体) の結果よりかなり大きい。

#### 参考文献

- 1) 土木学会・地盤工学会：能登半島地震被害調査報告書,2007.
- 2) 土木学会：エネルギー施設,動的解析と耐震設計,第 3 巻,技報堂,1989.
- 3) 王 宗建, 荒井 克彦, 岡島 尚司：地下水位を考慮した盛土斜面の地震時安定解析, 応用力学論文集, Vol. 11, pp. 423-434, 2008.08
- 4) 荒井 克彦, 王 宗建：地下水位を考慮した盛土斜面の地震時安定解析, 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジウム発表論文集, pp. 327-334, 2009.10

## 第6章 あとがき

本資料は、地盤や構造物の変形と剛性を考慮した、地震時の斜面安定性の評価方法について述べた。

第2章では、先に報告した資料「斜面・土圧・支持力—変形と剛性を考慮した安定解析」で示した LSFEA-1 と LSFEA-2A、2B を用いて、水平震度係数による慣性力を与える準静的解析について述べた。

第3章では、動的応答解析プログラム MIXDYN.FOR を修正した DYNA-1 を用いて、動的応答解析で全体的な破壊様式を表現する方法を示した。

第4章では、DYNA-1 で、降伏後の応力-ひずみ関係を積層異方体とした DYNA-2 の適用性を検討した。

第5章では、上記の手法の実際地盤への適用例を示した。

これらの計算機プログラムの入力方法を参考資料1に示す。FORTRAN コードは末尾の CD に示す。FORTRAN コードは下記の NPO 福井地域地盤防災研究所の URL からダウンロードすることもできる。

本資料で述べた手法は、設計実務への適用を目指しており、必ずしも、実際地盤の挙動の忠実な再現を目標としたものではないが、この手法により室内模型実験や現場実験の計測結果を実際に近く表現できる場合も多い。

本資料で述べた手法は確立したものではないが、この分野の研究の進展のための一つの基礎資料となることを目標として整理した。本資料とは別の定式化の方法など、改善点が残されている可能性も多く、御指摘・御批判や独自の修正をいただければ幸甚である。実際問題への適用実績も多くはないので、今後さらに適用例を増やして妥当性を検討していく必要がある。本資料が、地盤構造物の設計の合理化や、性能設計の進展の一つのステップとして寄与することを期待したい。

末尾ですが、本資料で述べた手法の開発に、博士論文・修士論文・卒業論文などで貢献していただいた福井大学工学部 建築建設工学科 地盤工学研究室 OB・OG 諸氏、本資料をまとめるうえで御支援をいただいた NPO 福井地域地盤防災研究所メンバーの方々、御指導と御助力をいただいた多数の方々に深く感謝の意を表します。

### 連絡先:

荒井 克彦

福井大学名誉教授

〒910-0004 福井市宝永 2-4-3 北出宝永ビル 3F

NPO 福井地域地盤防災研究所

E-mail : bousai@trad.ocn.ne.jp

URL : <http://jibanbousai.jimdo.com/>



## 参考資料1 入力データの説明

### 1.1 LSFEA-1(積層異方体)

本文 図-2.9 を例として、LSFEA-1 (積層異方体) の入力データを示す。各項目ごとに、図-2.9 の具体的な入力データを示し、その後にデータの意味を述べる。

#### 1) タイトル (1行)

MODEL TEST

#### 2) 全体パラメータ (FORMAT 10I5)

```
625 576 1 0 0 1 1 10
 1 0 1 0
 1 1 1
 1
```

#### 1行目

- ① 節点数 (625)
- ② 要素数 (576)
- ③ 材料の種類数 (1)
- ④ 荷重がかかる節点の数 (0) :
- ⑤ 土圧問題で壁面土圧を計算する要素の数 (0) :
- ⑥ 初期応力セットの数 (1)
- ⑦ 修正初期応力法における反復計算 (1)  
0=反復計算を行わない、1=反復計算を行う
- ⑧ 修正初期応力法における最大反復回数 (10)

#### 2行目

- ⑨ 完全塑性 (1)  
0=完全塑性を考慮しない(弾塑性)、1=Mohr-Coulomb材のみを完全塑性とする、  
2=Mohr-Coulomb材とCoulomb材の両方を完全塑性とする
- ⑩ 降伏応力 $\sigma_A$ を計算するときに、降伏前の応力として何を採用か (0)  
0=後述の8)で入力した初期応力、  
1=各要素で計算された平均応力(Mohr-Coulomb材)または垂直応力(Coulomb材)
- ⑪ プリント (1)  
0=節点データと要素データをプリントしない、1=プリントする
- ⑫ 地下水位 (0)  
0=考慮しない、1=水中単位重量で計算、2=間隙水圧考慮

地下水位を考慮する方法：地下水位を考慮しないで計算した垂直応力（0）と、地下水位以下を水中単位重量で計算した垂直応力（1）の差を見かけの間隙水圧とみなして入力して計算する（2）。

3行目

- ⑬ 荷重ステップ数（1）
- ⑭ 実際に計算する荷重ステップ数（1）
- ⑮ Micro-AVS に出力する荷重ステップ数（1）

4行目

- ⑯ Micro-AVS に出力する荷重ステップ番号（1）

### 3) 節点データ (15, 2F10.0, 3I5)

節点 No.	X 座標	Y 座標	X 固定	Y 固定	回転固定 (固定する場合、1 を入力)
1	0.000	0.600	0	0	0
2	0.025	0.600	0	0	0
3	0.050	0.600	0	0	0
- - - - -					
624	0.575	0.000	1	1	0
625	0.600	0.000	1	1	0

### 4) 要素データ (10I5)

要素 No.	構成節点 (4 個)			要素型	材料 No.	自重	初期応力 No.	せん断帯方向	間隙水圧
1	1	26	27	2	5	1	1	2	0
2	2	27	28	3					
3	3	28	29	4					
- - - - -									
575	598	623	624	599					
576	599	624	625	600					

- ① 要素型 (K2) : 1=トラス (軸力のみ負担)、2=はり (軸力と曲げを負担)、3=ジオテキスタイル (引張り軸力のみ負担)、4=平面ひずみ (弾性)、5=平面ひずみ (弾塑性)、6=インターフェイス
- ② 材料 No. : その有限要素の材料番号
- ③ 自重 : その有限要素の自重の考慮  
0=自重を考慮しない、1=自重を考慮する

- ④ 初期応力 No. : その有限要素の初期応力セット番号
- ⑤ せん断帯方向  
1=第2章 図-2.4 で A-A'方向、2=B-B'方向
- ⑥ 間隙水圧 : その有限要素で間隙水圧を考慮するか  
0=考慮しない、1=考慮する

注) 要素型～間隙水圧の欄に「0」があると、上の行の数値が自動的に入る。

5) 材料定数 (I5, 8F10.0)

材料 No.	特性 1	2	3	4	5	6	7
1	4200.0	0.3	1.0	16.92	5.0	10.0	0.0

特性 1=弾性係数 (K2=1~5)、せん断弾性係数 (K2=6)

2=ポアソン比 (K2=4、5)、断面積 (K2=1~3)、弾性係数 (K2=6)

3=1.0 (K2=4、5)、断面 2 次モーメント (K2=3)、ポアソン比 (K2=6)

4=単位体積重量

5=c (粘着力)

6= $\phi$  (せん断抵抗角)

7= $\delta$  (ダイレイタンシー角)

6) 荷重データ (2I5, F10.3)

節点 No. X-Y 荷重

X-Y : 1=X 方向、2=Y 方向、3=モーメント

注) この例ではデータなし

7) 壁面土圧を計算する要素 (10I5/10F8.0)

インターフェイス要素 No.

各インターフェイス要素の長さ

注) この例ではデータなし

8) 初期応力データ (I5, 3F10.3)

No.	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$
1	0.01	0.01	0.0

9) 水平震度 (F8.3)

0.0

10) その他の定数 (3F10.3)

1.0      0.10      1.08

- ① 変位の計算結果を出力するときの倍数 (1.0)
- ② 拘束圧力変化の判定誤差 (0.10) 注) 通常は使用しない
- ③ せん断強度の安全率  $F_s$  (1.08)

11) 支持力計算用データ (15, F10.3)

節点 No. 最終荷重比

0    0.

- ① 沈下を出力する節点 No. (0)
- ② 6) の荷重の、Terzaghi 解に対応する荷重への比 (0. )

12) 初期変位の入力 (2I5)

0

0=入力しない、1=入力する (「DADISP」ファイルを準備)

13) 等価節点力を計算する節点 No.

0

1.2 LSFEA-2A(積層異方体)、LSFEA-2B(等方体)

本文 図-2.9 を例として、LSFEA-2A (積層異方体)、LSFEA-2B (等方体) の入力データを示す。LSFEA-2A (積層異方体)、LSFEA-2B (等方体) は1つのプログラム LSFEA-2.FOR で計算される。以下の項目を除いて、入力データは LSFEA-1 (積層異方体) と同じである。

2) 全体パラメータ (10I5)

625	576	1	0	0	1	1	300	5
0	0	0	1	1	0			
1	1							

1 行目

①～⑥は LSFEA-1 と同じ

⑦ 初期応力法における反復計算 (1)

0=反復計算を行わない、1=反復計算を行う

⑧ 初期応力法における最大反復回数 (300) :

⑨ 弾塑性過程における計算分割数 (5)

2 行目

⑩ せん断帯の考慮 (0)

0=考慮しない ⇒ LSFEA-2B (等方体)

1=考慮する ⇒ LSFEA-2A (積層異方性体)

⑪ 水平震度 (0)

0=考慮しない、1=考慮する

⑫ 完全塑性 (0)

0=考慮しない (弾塑性)、1=拘束圧力一定で考慮する、2=考慮する (弾完全塑性)

⑬ 流れ則 (1)

0=関連流れ則、1=非関連流れ則

⑭ プリント (1)

0=節点データ・要素データをプリントしない、1=プリントする

⑮ 地下水位 (0)

0=考慮しない、1=水中単位重量で計算、2=間隙水圧を考慮する  
計算方法は LSFEA-1 と同じ

⑯ 荷重ステップ数 (1)

⑰ 実際に計算する荷重ステップ数 (1)

5) 材料定数 (I5, 8F10.0)

材料 No.	特性 1	2	3	4	5	6	7	8
1	4200.0	0.3	1.0	16.92	5.0	10.0	0.0	0.05

特性 1～7 は LSFEA-1 と同じ

8 =  $C_T$  (引張り強度を求める係数)

引張り強度  $\sigma_T$  は一軸圧縮強度に対する比率として次式で求める

$$\sigma_T = 2 \times c \times C_T$$

ここで、 $c$ : 粘着力である

10) その他の定数 (5F10.3)

1.00      0.50      10.0      1.      1.08

- ① 変位の計算結果を出力するときの倍数 (1.00)
- ② 初期応力法における Mohr-Coulomb 材、Coulomb 材の収束判定誤差 (0.50)
- ③ 初期応力法におけるジオテキスタイル材の収束判定誤差 (10.0)
- ④ 拘束圧力変化の判定誤差 (1.) 注) 通常は使用しない
- ⑤ せん断強度の安全率  $F_s$  (1.08)

11) ~13) は LSFEA-1 と同じである

### 1.3 DYNA-1

本文 図-2.9 を例として、DYNA-1 の入力データを示す。各項目ごとに、図-2.9 の具体的な入力データを示し、その後にデータの意味を述べる。

1) タイトル (1 行)

MODEL TEST

2) 全体パラメータ (FORMAT 10I5)

625 576 1 1 0 1 1 0

- ① 節点数 (625)
- ② 要素数 (576)
- ③ 材料数 (1)
- ④ 初期応力のセット数 (1)
- ⑤ 要素ごとの初期応力 (0) : 0=考慮しない、1=考慮する
- ⑥ 流れ則 (0) : 0=関連流れ則、1=非関連流れ則
- ⑦ プリント (1) : 0=節点データ・要素データをプリントしない、1=プリントする
- ⑧ 地下水位 (0) : 0=考慮しない、1=水中単位重量で計算、2=間隙水圧考慮

計算方法は LSFEA-1 と同じ

3) 節点データ (15, 2F10.3, 3I5) 、LSFEA-1 (積層異方体) と同じ

4) 要素データ (7I5)

要素 No.	構成節点 (4)			要素型	材料 No.	初期応力 No.	せん断帯方向	間隙水圧
1	1	26	27	2	5	1	1	2 0
2	2	27	28	3				
3	3	28	29	4				
- - - - -								
575	598	623	624	599				
576	599	624	625	600				

要素型 材料 No. 初期応力 No. せん断帯方向、間隙水圧の意味は手法-1 : LSFEA-1 (積層異方体) と同じ

5) 材料定数 (I2, 9E10.3)

材料 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	4200.0	0.3	1.0	1.692	5.0	10.0	0.0	30.0	0.0025	0.05

1=弾性係数 (K2=1~5)、せん断弾性係数 (K2=6)

2=ポアソン比 (K2=4、5)、断面積 (K2=1~3)、弾性係数 (K2=6)

3=1.0 (K2=4、5)、断面2次モーメント (K2=3)、ポアソン比 (K2=6)

4=密度または単位体積重量

5=c (粘着力)

6=φ (せん断抵抗角)

7=δ (ダイレイタンシー角)

8=レイリー減衰α

9=レイリー減衰β

10=C<sub>T</sub> (引張り強度を求める係数)、LSFEA-2A (積層異方体) と同じ

6) 時間軸のパラメータ (その1、9I5)

300	1	1	1	700	0	2	20	0
-----	---	---	---	-----	---	---	----	---

① 全時間ステップ数 (300)

② 計算結果をプリントする時間ステップの数 (1)

③ 全時間ステップで変位・速度・加速度の計算結果をプリントする節点の数 (1)

④ 全時間ステップで応力・降伏状態・引張り状態の計算結果をプリントする要素の数 (1)

⑤ 加速度時刻歴入力データの全時間ステップ数 (700)

⑥ 加速度時刻歴の入力方法 (0)

0=加速度時刻歴、1=Heaviside のステップ関数、





0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.7495	1.4725	2.1433	2.7382	3.2361	3.6193	3.8743	3.9921	3.9685	3.8042
3.5052	3.0821	2.5497	1.9270	1.2361	0.5013	-0.2512	-0.9947	-1.7031	-2.3511
-2.9159	-3.3773	-3.7191	-3.9291	-4.0000	-3.9292	-3.7191	-3.3773	-2.9159	-2.3512
-1.7031	-0.9948	-0.2512	0.5013	1.2360	1.9270	2.5497	3.0820	3.5052	3.8042

- - - - -

12) 初期応力データ (I2, 4F8.3)

1 0.0 0.0 0.0 0.0

- ① 初期応力のセットの No. (1)
- ② 初期応力  $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$ 、 $\tau_{xy}$ 、 $\sigma_z$  (0.0、0.0、0.0、0.0)

13) 荷重データ (2I5)

0 1

- ① 荷重が作用する節点の数 (0)
- ② 有限要素の自重の考慮 (1)  
0=考慮しない、1=考慮する

1.4 DYNA-2

以下の項目を除いて、入力データはDYNA-1と同じである。

2) 全体パラメータ(10I5)

625 576 1 1 0 1 1 0

- ①~⑤ DYNA-1と同じ
- ⑥ 完全塑性 (0) : 0=弾塑性、1=完全塑性
- ⑦、⑧ DYNA-1と同じ

## 参考資料2 FORTRAN プログラム

### 2. 1 プログラム LSFEA-1.FOR

LSFEA-1 の FORTRAN プログラム LSFEA-1.FOR を CD 中に示す。変数の意味はプログラム中のコメント文で示す。

LSFEA-1.FOR、LSFEA-2.FOR とともに、トラス要素・はり要素・平面ひずみ要素の表現方法は、「戸川隼人：FORTRAN による有限要素法入門、サイエンス社（1974）」に基づく。

本文 図-2.9 の LSFEA1-.FOR 用の入力データを CD 中の DALSF1-1 に示す。

### 2. 2 プログラム LSFEA-2.FOR

LSFEA-2A、2B のプログラム LSFEA-2.FOR を CD 中に示す。変数の意味はプログラム中のコメント文で示す。

本文 図-2.9 の LSFEA-2.FOR 用の入力データを CD 中の DALSF2-2 に示す。

### 2. 3 プログラム DYNA-1.FOR

DYNA-1 のプログラム DYNA-1.FOR を CD 中に示す。変数の意味はプログラム中のコメント文で示す。

DYNA-1.FOR、DYNA-2.FOR とともに、トラス要素・はり要素・平面ひずみ要素の表現方法は、「戸川隼人：FORTRAN による有限要素法入門、サイエンス社（1974）」に基づく。

DYNA-1.FOR、DYNA-2.FOR とともに、動的応答解析の方法は、「D. R. J. Owen and E. Hinton: Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice, Pineridge Press Limited, 1980. 和訳 非線形解析プログラム研究会編：塑性の有限要素法—材料非線形有限要素法、科学技術出版社、1988」に基づく。この文献に、プログラムや入力方法の詳細な説明が与えられている。

本文 図-2.9 の DYNA-1.FOR 用の入力データを CD 中の DADYNA-1 に示す。

### 2. 4 プログラム DYNA-2.FOR

DYNA-2 のプログラム DYNA-2.FOR を CD 中に示す。変数の意味はプログラム中のコメント文で示す。

本文 図-2.9 の DYNA-2.FOR 用の入力データを CD 中の DADYNA-2 に示す。