

斜面の地震時安定性に関する模型実験と数値解析

Model Test and Numerical Analysis of Slope Stability during Earthquake

王 宗建*, 荒井 克彦**, 竜田 尚希***, 山内 章喜****, 古川 晋*****

Zongjian WANG, Katsuhiko ARAI, Naoki TATTA, Akiyoshi YAMAUCHI and Susumu FURUKAWA

*非会員 教育修 福井大学大学院工学研究科 博士後期課程 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

**フェロー会員 工博 福井大学教授 工学部建築建設工学科 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

***会員 工修 (株)前田工織 (〒919-0422 福井県坂井市春江町沖布目 38-3)

****非会員 工修 (有)パートナーシップ (〒910-0854 福井市御幸 4-19-25)

*****非会員 工修 (株)森組 (〒541-0045 大阪市中央区道修町 4-5-17)

This paper performs laboratory model tests for simulating the slope failure due to vibration, and indicates that a slope failure during earthquake tends to occur when a cumulative plastic deformation exceeds a certain critical value. Based on the result, this paper proposes a numerical procedure to evaluate the slope stability during earthquake, in which the cumulative plastic deformation is calculated by a dynamic analysis using seismic wave, and in which the critical value of deformation is estimated by a static analysis considering seismic intensity.

Key Words: deformation, earthquake, FEM, laboratory model test, slope stability

1. まえがき

斜面の地震時安定性に関する多数の研究が蓄積されてきたが、安定性の評価手法が現時点では必ずしも確立していない。安定性評価手法は、破壊状態を直接の対象とする安定解析と、地震時の斜面の挙動を表現する動的変形解析に大別される。安定解析としては、震度法による静的慣性力を考慮した極限平衡法が実務で用いられることが多い^{1)~4)}。この方法で用いる震度の数値は経験的なものであり、実際に作用する加速度時刻歴との関係が十分に明確ではない⁵⁾。この方法は斜面の特性を強度定数のみで評価するので、加速度分布や、斜面の剛性・固有周期などの変形特性を考慮しにくく、複雑な地層からなる斜面や、剛性が地盤と大きく異なる補強材を用いた斜面などには適用しにくい。剛塑性理論に基づく安定解析手法も提案されているが、複雑な計算が必要であり、実務に適用するには課題がある⁶⁾。動的変形解析として、等価線形化法²⁾、Newmark 法⁷⁾、弾塑性応力-ひずみ関係などのモデルを用いて時刻歴の直接積分を行う方法⁸⁾や周波数応答解析⁹⁾など多数の手法があるが、斜面の破壊に関する安定性を直接・簡便に評価することが必ずしも容易ではないようである。本論文では、加速度振幅や周波数を変えた室内での鉛直盛土の振動実験を行い、振動による破壊時の変位が斜面固有のものである可能性を示す。鉛直盛土内に補強材を敷設した場合の振動実験も実施する。これらの実験結果に基づき、震度法に基づく静的安定解析で破壊時の変位を求め、動的変形解析により

求めた累積塑性変位が、静的安定解析で求めた破壊時の変位を越したときに斜面崩壊が生じるとする新たな安定性評価手法を検討する。本論文の目的は、地震による破壊後の変位を求めることではなく、破壊が生じる変位を求めて斜面の安定性を評価することである。

2. 室内模型実験

2.1 実験方法

(1) 装置の概要

図-1 に示すように、横枠と底版が鋼製で前後面がアクリル製の土槽 (内寸法: 横長 90cm, 奥行き 30cm, 高さ 70cm) 内に、山砂を用いて横長 60cm, 奥行き 30cm, 高さ 60cm の鉛直面をもつ盛土 (以下、「鉛直盛土」と称する) を作る。室内模型実験では盛土高さを大きくできないので盛土斜面の破壊が生じにくいこと、斜面にすると盛土の締固めを行いにくいことから、破壊が生じやすい鉛直盛土を対象とした。図-1 に示す位置に 2 個の加速度計 (1 個は盛土内, 1 個は振動台基盤面) と、盛土鉛直面の水平変位を計測する非接触式変位計 (ギャップセンサーとターゲット) を取り付ける。補強材を敷く場合は、盛土の高さ 30cm の位置に幅 30cm, 長さ 60cm の補強材を水平に敷設する。補強材には引張り力を計測するためのひずみゲージを盛土前部より 10cm, 35cm の 2 ヶ所に取り付ける。振動台 (鷺宮製作所製) の仕様は加振方向: 水平・鉛直, 振動台: 1.5m×1.5m, 搭載能力: 19.6kN, 支持方式: 静圧軸受け, 転倒モーメント: 14.7kN, 加振力: 水

平±80kN・鉛直±40kN，最大変位振幅：水平±75mm・鉛直±50mm，周波数：0.1～50Hzである。水平・鉛直方向の2台の油圧サーボ型加振機で駆動され，9.8kNの供試体を搭載して，水平で最大1960gal，鉛直で980galの加速度を与えることができる。

(2) 試料

鉛直盛土の材料である山砂の物性は，土粒子の密度：2.40g/cm³(火山灰を含んでいる)，礫分：9.64%，砂分：88.78%，シルト分：1.58%，突き固め試験(JIS A1210)による最適含水比：15.5%，最大乾燥密度：1.74g/cm³である(鉛直盛土をつくる際には最適含水比状態で使用した)。補強材は，寒冷紗と称する樹脂ネットである。補強材にひずみゲージを直接取り付けられないので，図-1に示す位置で補強材を切断してから，OHPシートを挟んで接着し，OHPシートの表裏にひずみゲージを接着して補強材の引張り力を計測する。OHPシートの長さは5cmで両端1cmを補強材と重ねて接着した(OHP部分のみの長さ3cm)。この状態で補強材の引張り試験を行って，205.8kN/mの変形係数を得た。

(3) 鉛直盛土の作成手順

①山砂と土槽の摩擦低減のため，土槽の前後面(アクリル板)にシリコングリースを塗りゴム膜を貼る。②振動時に土槽底板を水平変位固定境界とするために，底板全面に不織布を敷く。③図-1に示すように，盛土前面に空間を与えて鉛直盛土をつくるために，この空間と同じ大きさの鋼製枠(奥行き30cm、高さ70cm、横長30cm)を土槽の空間位置に設置する。この状態で，高さ32cmまで最適含水比状態の山砂を入れ，土槽内部の水平寸法と同じ大きさの鋼板を乗せて，エアシリンダーで圧力29.4kN/m²を10分間かける。④高さ47cmまで山砂を入れ，鋼板と錘(2.1kN/m²)を乗せて5分間圧縮した後で加速度計を設置する。⑤高さ64cmまで山砂を入れ，鋼板を乗せてエアシリンダーで圧力29.4kN/m²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-1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。高さ64cmまで一度に山砂を入れてエアシリンダーで圧縮した場合は，締固め不十分によると推定されるが，鉛直盛土が自立しなかった。上述のように，2段階に分けて圧縮することにより，安定して自立する鉛直盛土を得た。2層に分けて盛土を作成しても，上述の最適含水比状態の山砂は不連続になることはなく，均質な盛土が得られた。図-6～9に示すように，ある程度のばらつきは見られるものの，同じ条件では，ほぼ同じ結果が得られており，実験の再現性は高いと考えられる。補強材を敷設する場合は，上述の32cmまで山砂を入れて圧縮した後に補強材を敷くこと以外の手順は同一である。

(4) 振動実験

周波数3Hzと7Hzの2種類，加速度振幅200，300，400gal

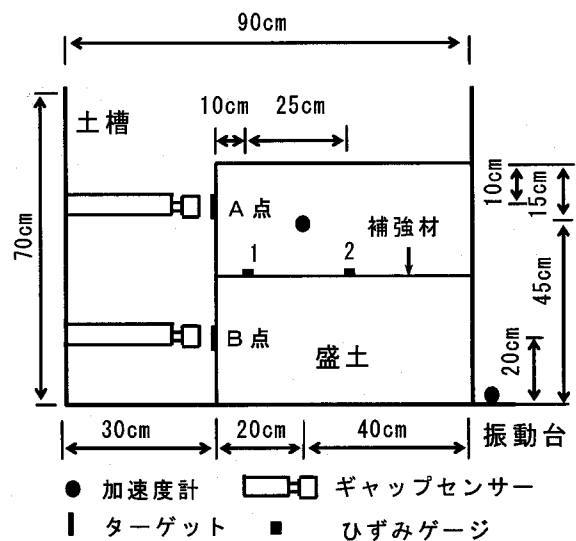


図-1 試験装置

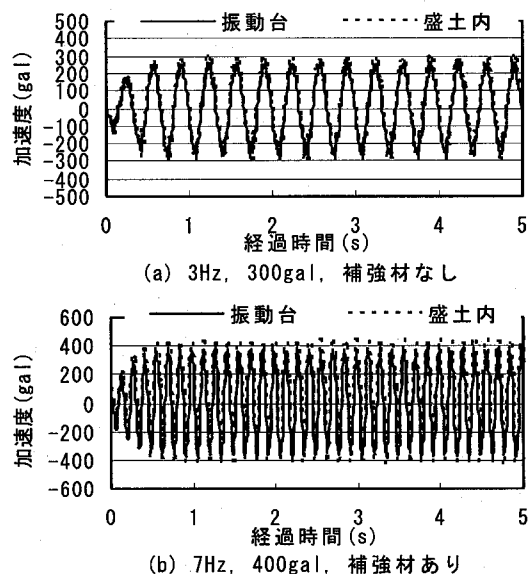


図-2 応答加速度の時刻歴

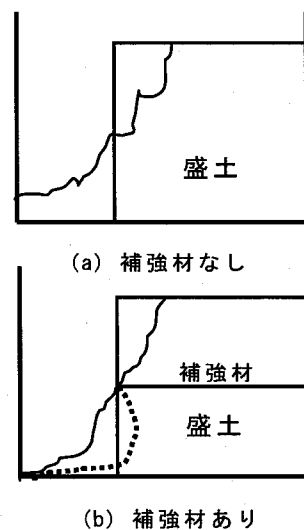
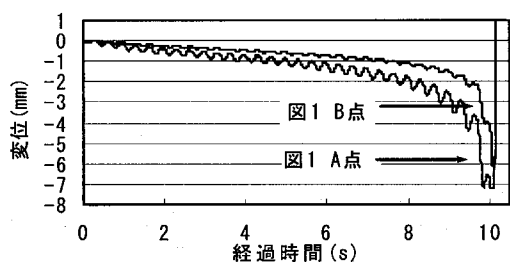
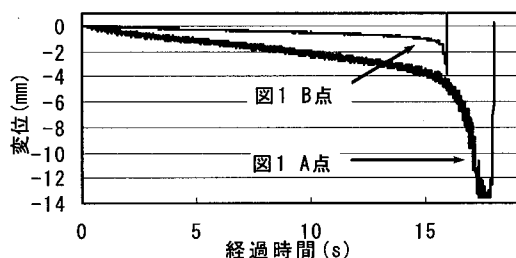


図-3 盛土の破壊状況



(a) 3Hz, 300gal, 補強材なし



(b) 7Hz, 300gal, 補強材あり

図-4 水平変位の時刻歴

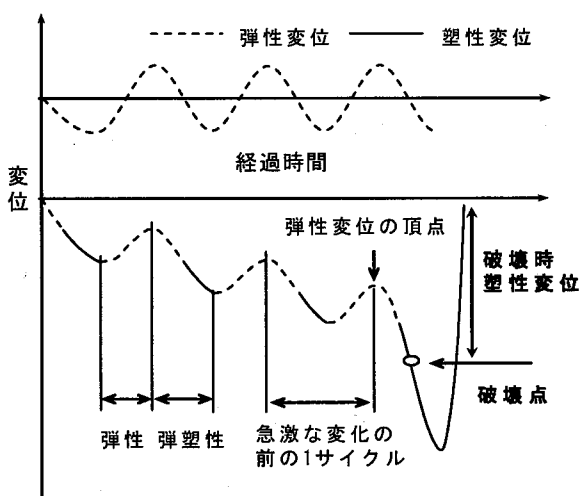
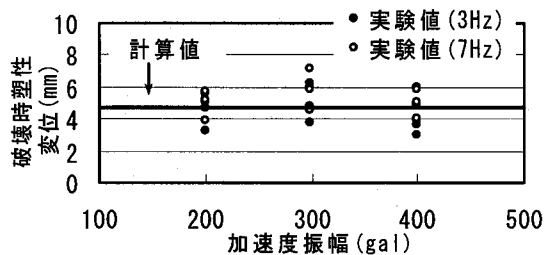
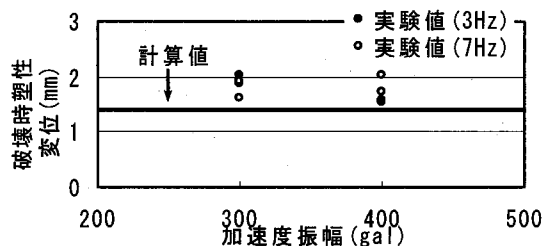


図-5 破壊時の変位の求め方

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。本論文では室内実験そのものを対象とし、相似則は考慮しない。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。振動実験で計測するのは、図-1に示す位置の加速度、盛土鉛直面の水平変位、鉛直盛土の破壊までの振動時間である。加速度は加速度計(容量:1960gal)、水平変位は図-1のギャップセンサー(測定範囲:±7.5mm)、破壊までの時間は盛土が崩壊し始める瞬間を目視してストップウォッチで計測した。ただし、正確な「破壊までの時間」は、図-4に示す時刻歴から決定した。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回まで繰返した(最長で200秒間の振動を与えることになる)。補強材がある場合についても同じ振動実験を行って補強材の引張り力を計測した。

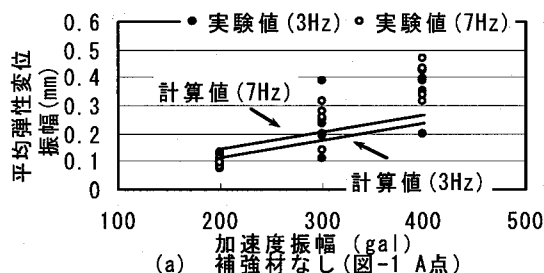


(a) 補強材なし(図-1 A点)

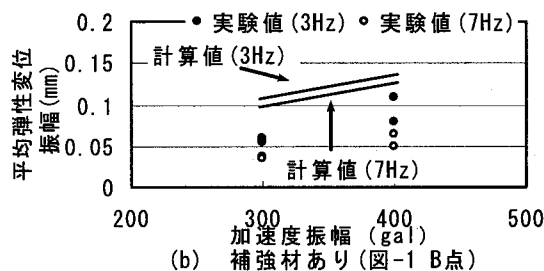


(b) 補強材あり(図-1 B点)

図-6 破壊時塑性変位



(a) 補強材なし(図-1 A点)



(b) 補強材あり(図-1 B点)

図-7 平均弾性変位振幅

2.2 実験結果

(1) 応答加速度

図-1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ため、周波数・加速度振幅の2ケースのみについて応答加速度の時刻歴を図-2に示す。

(2) 鉛直盛土の破壊状況

補強材がない場合の鉛直盛土の破壊状況を図-3(a)に示す。鉛直盛土は上部から下部にかけて一度に崩壊が生じた。前述の鉛直盛土の作製方法から、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。補強材がある場合を図-3(b)に示す。補強材がある場合、補強材敷設位置の下層表面の小規模な破壊(図

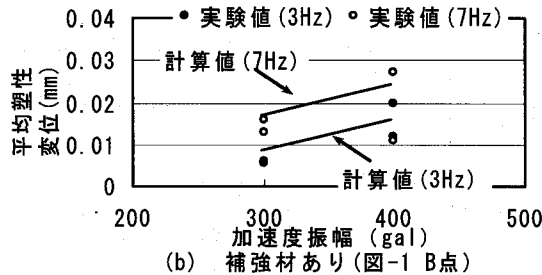
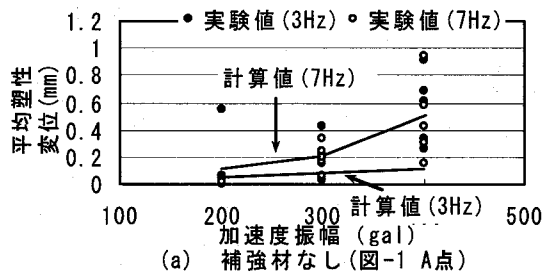


図-8 平均塑性変位

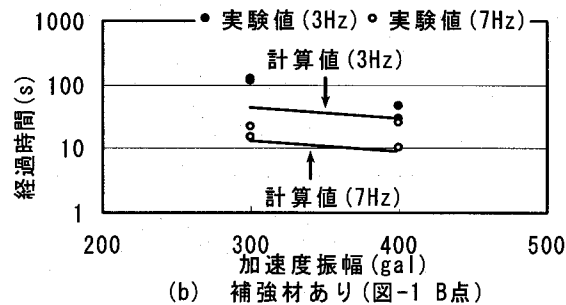
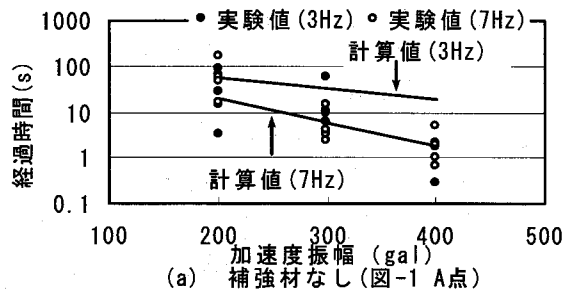


図-9 破壊までの経過時間

-3b 中の点線) が最初に生じ、これに伴って補強材敷設位置の上層が緩んで崩壊する現象がほとんどの実験で見られた。本論文では、補強材敷設位置の下層表面の小規模な破壊が生じた時点で補強した鉛直盛土が破壊したと考える。

(3) 盛土鉛直面の水平変位

破壊するまでの鉛直盛土面の水平変位の時刻歴を周波数・加速度振幅別に図-4に示す。図-5に示すように、鉛直盛土面の前後方への弾性的な変位と、前方(図-1 左側)に変形して回復しない塑性変位が重ね合わさって図-4に示す水平変位が生じていると考える。そこで、盛土が破壊するまでの全ての振動サイクルで、後方(図-1 右側)への変位振幅を平均して「平均弾性変位振幅」を求める。

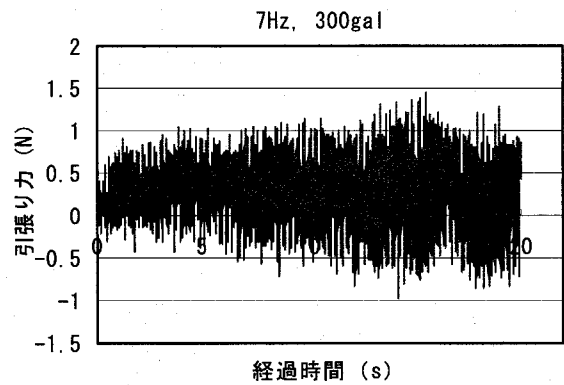


図-10 補強材の引張り力(実験値)

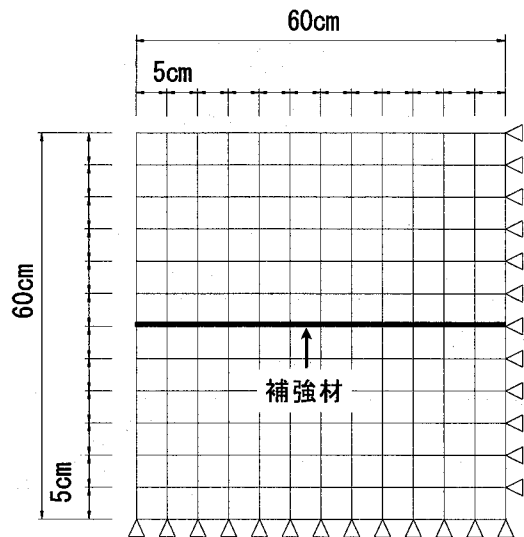


図-11 有限要素分割図

塑性変位を次のように求める。本論文では、後述のように変位を基準として破壊の表現を試みるので、破壊時の変位の明確な定義が必要である。図-4に示すように、破壊時には水平変位が無限に大きくなってしまっているので、破壊時の変位を定義する一つの方法を示す。図-5で、前方への変位が急激に大きくなる直前のサイクルの前方変位に、破壊が生じたと思われるサイクルの後方変位を足し合わせた変位を「破壊時塑性変位」とする。破壊時塑性変位を破壊までの振動サイクル数で除した値を1サイクル当りの「平均塑性変位」とする。

補強材がない場合、図-3(a)で述べたように鉛直盛土の上部から下部にかけて一度に崩壊が生じるので、変位を計測しやすい図-1に示す点A点の水平変位を対象として、上述のように求めた破壊時塑性変位を図-6(a)に示す。ばらつきが見られるものの、今回の実験条件にかざれば、周波数・加速度振幅に関係なく、破壊時塑性変位は3.5mm～7.5mmの範囲にある。補強材がある場合、図-3(b)で述べたように補強材敷設位置下層表面の小規模な破壊が最初に生じ、これに伴って緩んだ補強材敷設位置の上層が

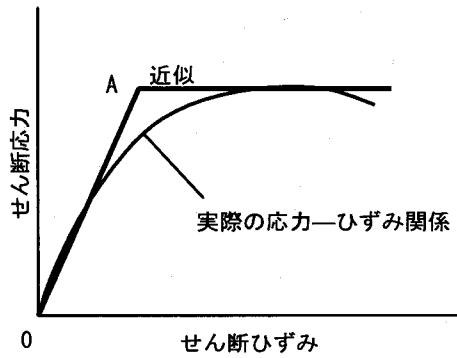


図-12 応力-ひずみ関係 (Coulomb 材)

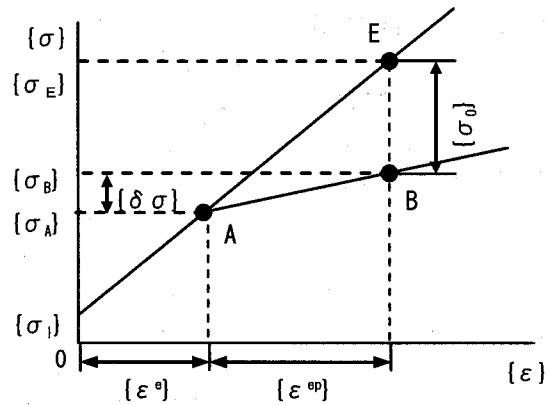


図-14 初期応力法

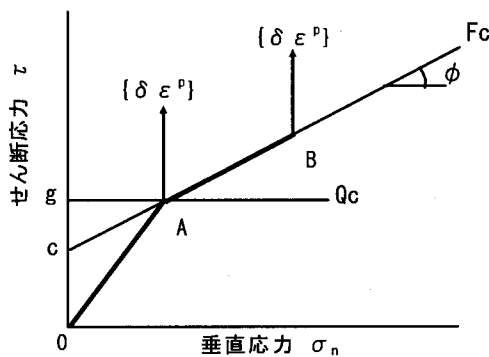


図-13 降伏線上の移動と流れ則 (Coulomb 材)

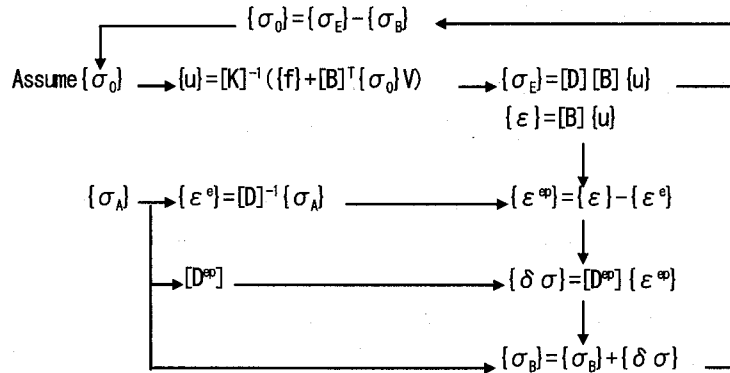


図-15 計算の流れ

崩壊する。補強材敷設位置下層表面が破壊した後の図-1 A 点の水平変位は下層表面の破壊の影響を受けた結果であり、後述の数値解析で表現しにくい現象を含んでいる。そこで、補強材がある場合には、図-1 に示す B 点の水平変位を対象として、上述のように求めた破壊時塑性変位を図-6(b)に示す。図-6 に示す「計算値」は数値解析で求めた数値であり、3. で後述する。図-1 A 点について、補強材がない場合の平均弾性変位振幅を図-7(a)に示すが、加速度振幅が大きくなるにつれて大きくなる。加速度 300gal, 400gal で 7Hz の方が若干大きな値を示すが、大きな差はない。図-1 A 点での補強材がない場合の平均塑性変位(先に定義)を図-8(a)に示すが、加速度振幅に応じて大きくなる。図-1 B 点について、補強材がある場合の平均弾性変位振幅を図-7(b)に、平均塑性変位を図-8(b)に示す。図-6~8 に示す「計算値」についても 3. で後述する。

(4) 破壊までの振動時間

補強材がない場合の、破壊までの振動時間を図-9(a)に示す(目視計測)。加速度振幅が大きくなるにつれて破壊までの振動時間が短くなる。3Hz の場合がやや長い。図-9(b)に示すように、補強材がある場合の、破壊までの振動時間は補強材がない場合より長い。図-9 に示す「計算値」については 3. で後述する。

(5) 補強材の引張り力

補強材の引張り力の計測結果を図-10 に示すが、時間の経過につれて、引っ張り力が少し増加している。鉛直盛土のゆるみによると推定される。

3. 数値解析

3.1 解析に用いた仮定

前述の振動実験における変位の時刻歴をみると、振動により盛土鉛直面前方への変位が累積し、ある程度の方変位が生じたところで急激に変位が増加して破壊に至ることが分かる。急激な前方変位が生じる部分で、前述のように破壊時塑性変位を定義した。図-6 に示したように、加速度振幅や周波数の違いによる破壊時塑性変位に明確な差はなく、ほぼ一定の変位で破壊が生じると考えられる。すなわち、振動による塑性変位が累積し、鉛直盛土固有の破壊時塑性変位に達したときに破壊すると表現できるようである。この結果から、変位に着目した破壊の表現を検討する。例えば、地盤の非線形応力-ひずみ関係を想定して動的応答解析を行なう方法では、変位が時間とともに増加しつづけるだけで、明確な破壊点を見出すことが困難である。そこで、斜面固有の破壊時塑性変位を数量的に表し、累積する塑性変位が斜面固有の破壊時塑性変位を超えた段階で破壊が生じる現象の表現を試みる。動的応答解析で明確な破壊時塑性変位を求める

ことが困難なので、静的安定解析により破壊時塑性変位を定義し、累積塑性変位を動的応答解析で計算する。静的安定解析と動的応答解析における破壊時塑性変位が同一かどうかは明確でないが、2.の実験結果から、振動による破壊時塑性変位が加速度振幅や周波数に影響されない斜面固有のものと推定されるので、静的安定解析における破壊時塑性変位と同一と仮定し、動的応答解析で求める累積塑性変位が、静的安定解析で求めた破壊時塑性変位を超えたときに破壊が生じるとする。この結果として、破壊までの振動時間が求まることになる。前述の鉛直盛土振動実験を対象とする静的安定解析・動的応答解析共通の要素分割を図-11に示す。

3.2 静的安定解析の方法

(1) 概要

静的安定解析では、破壊時の変位を定義することが目的である。極限平衡法では変位の表現が困難であり、非線形応力-ひずみモデルを用いた有限要素解析では破壊の定義が困難なため、静的安定解析でも破壊時塑性変位を求めることは容易ではない。Mohr-Coulomb 降伏基準と初期応力法の組合せにより、降伏要素の分布から比較的容易に破壊状態を定義でき、破壊時変位を求められるので本論文で用いる⁹⁾。この方法は必要な物性定数が少なく、計算自体も簡便で安定している利点がある。

(2) 降伏基準

鉛直盛土に Mohr-Coulomb 降伏基準を適用する。

Mohr-Coulomb :

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

ここで、 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$: 全体座標での応力成分、 c, ϕ : Mohr-Coulomb 強度定数である。本論文では使用していないが、式(1)を Coulomb 形式で表すと次式となる。

Coulomb :

$$F_C = |\tau| - c - \sigma_n \tan \phi = 0 \quad (2)$$

ここで、 σ_n, τ : 垂直応力とせん断応力である。

(3) 応力-ひずみ関係

本論文では、できるだけ基本的な応力-ひずみ関係モデルを用いて実際現象の表現を試みる。拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が一定の場合、図-12に示すように、弾完全塑性体としてモデル化する。A点で降伏するまでは線形弾性体とする。このモデルは三軸圧縮試験または直接せん断試験で得られる応力-ひずみ関係に相当する。完全塑性状態は Cam Clay モデルや関口・太田モ

デルにおける限界状態に対応すると考える。実際地盤におけるように、裏込め施工中の载荷により拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が増加しつづける場合は、図-13に示すように、A点で降伏した後、降伏線上を移動すると考える。降伏線上を移動する場合、塑性ひずみ増分は図-13に示すような非関連流れ則に従うと仮定する¹⁰⁾。図-13で、 F_c : 降伏関数、 Q_c : 塑性ポテンシャル、 $\{\delta \epsilon^p\}$: 塑性ひずみ増分である。Mohr-Coulomb 材と Coulomb 材について塑性ポテンシャルは次式で与えられる。

Mohr-Coulomb :

$$Q_M = \{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2\}^{1/2} - 2g = 0 \quad (3)$$

Coulomb :

$$Q_C = |\tau| - g = 0 \quad (4)$$

ここで、 g : 流れ則では式(3)、(4)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。

次に示す初期応力法を用いて、盛土は引張り応力を、補強材は圧縮応力を負担しないことを表す¹¹⁾。

(4) 初期応力法

極限平衡法におけるように、鉛直盛土の最終状態に注目した安定解析を試みる。Zienkiewicz らによる初期応力法¹²⁾を用いると、計算される降伏要素の分布が地盤構造物の最終破壊状況に比較的よく対応することが分かっている⁹⁾。図-14に、本論文で用いる応力-ひずみ関係と初期応力法の考え方を示す。縦軸は応力ベクトル、横軸はひずみベクトルである。図中の点A、Bは図-13の点A、Bと対応する。実際の初期応力 $\{\sigma_i\}$ から出発して点Aまでは弾性とする。点A、B間は弾塑性状態であり、弾性の応力ベクトル $\{\sigma_E\}$ と弾塑性応力ベクトル $\{\sigma_B\}$ の差が初期応力法における初期応力 $\{\sigma_0\}$ となる。図-14に示すように、全荷重を一つの荷重段階で载荷した場合を考える。計算の基本的な流れを図-15に示す。 $\{u\}$ は節点変位ベクトル、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{f\}$ は全荷重ベクトル、 $[B]$ は $\{u\}$ からひずみを計算するマトリックス、 V は要素の体積である。初期応力 $\{\sigma_0\}$ は、図-15の反復ループの計算で決定される。初期応力法の手順を以下に述べる。①初期応力 $\{\sigma_0\}$ の値をゼロと仮定する。②次のa)からe)のステップで初期応力 $\{\sigma_0\}$ を決定する。a)本来の荷重ベクトル $\{f\}$ と、 $\{\sigma_0\}$ による修正荷重ベクトル $\{f_0\}$ の合計を荷重として次の弾性問題を解く。

$$[K]\{u^i\} = \{f\} + \{f_0^i\} \quad (5)$$

ここで、 i : 初期応力法のくり返しのサイクルである。b)降伏している要素を見つける。c)降伏した要素で Nayak ら¹³⁾の方法で降伏応力 $\{\sigma_A\}$ を決定する。d) c)

で決定した $\{\sigma_A\}$ を使って、図-14の $\{\sigma_B\}$ を計算する。e) 初期応力 $\{\sigma_0\}$ を次のように修正する。

$$\{\sigma_0^i\} = \{\sigma_E^i\} - \{\sigma_B^i\} \quad (6)$$

③新しく得られた初期応力を最初の初期応力と置き換えて、差が小さくなるまでくりかえす。初期応力法には、外力と等価節点力の残差を荷重として反復計算を行う方法もあるが、本論文におけるように非線形応力-ひずみ関係と、引張り応力を負担しないことの2種類の非線形性を考慮する場合には上述の本来の初期応力法が良い結果を与える。

3.3 動的応答解析の方法

動的応答解析では、振動による塑性変位を求めることが目的である。剛性とひずみ、減衰定数とひずみの関係として、図-16に示すHardin-Drnevichモデル¹⁾を採用する。図-16で、 G : ひずみに応じたせん断弾性係数、 G_0 : 微小ひずみでのせん断弾性係数、 $\gamma_f: \tau_f/G_0$ (τ_f はせん断強度)で定義される基準ひずみである。等価線形化法を用いて、変形係数や減衰定数の振動時の変化を近似的に表現し、Newmarkの β 法による直接積分を行う²⁾。具体的にはSmithによる次式を用いた¹⁴⁾。

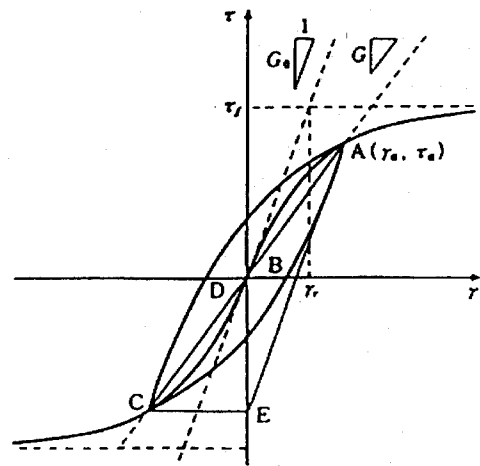


図-16 Hardin-Drnevich モデル

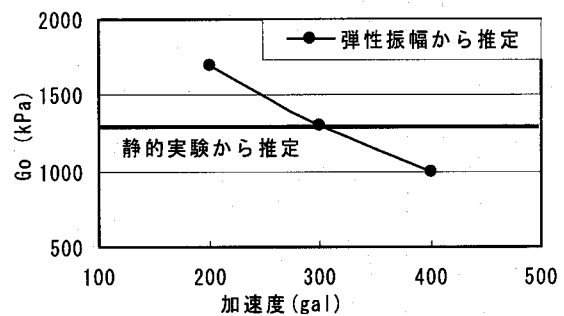


図-17 G_0 の逆算

$$\begin{aligned} & ((\alpha + 1/\theta \Delta t) [M] + (\beta + \theta \Delta t) [K]) r_n \\ &= \theta \Delta t \{F_n\} + (1 - \theta) \Delta t \{F_{n-1}\} + (\alpha + 1/\theta \Delta t) [M] r_{n-1} \\ &+ (1/\theta) [M] \partial r_{n-1} / \partial t + (\beta - (1 - \theta) \Delta t) [K] r_{n-1} \quad (7) \end{aligned}$$

$$\partial r_n / \partial t = (1/\theta \Delta t) (r_n - r_{n-1}) - ((1 - \theta)/\theta) \partial r_{n-1} / \partial t \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \partial^2 r_n / \partial t^2 &= (1/\theta \Delta t) (\partial r_n / \partial t - \partial r_{n-1} / \partial t) \\ &- ((1 - \theta)/\theta) \partial^2 r_{n-1} / \partial t^2 \quad (9) \end{aligned}$$

ここで、 α , β : Rayleigh 減衰定数、 $\theta=0.5$ (Newmarkの β 法の場合)、 Δt : 時間ステップ幅、 t : 時刻、 F_n : 荷重、 r_n : 変位、 n : 時間ステップ、 $[M]$: 質量マトリックスである。 G_0 を用いた弾性計算により弾性変位を求め、等価線形化法による弾塑性変位から引いて塑性変位を求める。

3.4 物性定数の推定

静的安定解析に必要な物性定数は弾性係数 E , Mohr-Coulomb 強度定数 c , ϕ , ポアソン比 ν , 密度 ρ であり、動的応答解析では初期せん断弾性係数 G_0 , 基準ひずみ γ_f , 減衰定数 h , ポアソン比 ν , 密度 ρ である。両解析に共通の物性定数で、地盤の一般的な値として $\nu=0.3$ と仮定し、密度試験より $\rho=1.7 \text{ g/cm}^3$ とした。 E は、後述のように推定した G_0 から弾性論の関係で求めた。両解析で

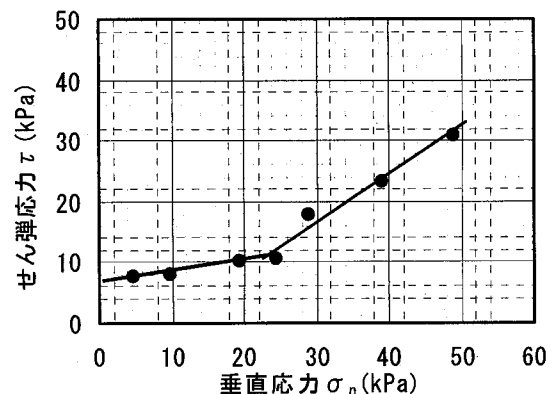


図-18 定圧一面せん断試験結果

共通の変形係数を用いていることになり、動的応答解析で求めた塑性変位と静的安定解析で求めた破壊時塑性変位の比較に一応の根拠を与えることになる。繰返し三軸圧縮試験を行って求めた $G_0=18937 \text{ t/ms}^2$, $h=0.3$, $\gamma_f=0.0011$ である。繰返し三軸圧縮試験結果で h がほぼ一定となること、前述の振動実験を対象とする動的応答解析で h の感度分析を行ったところ、 $h=0.1 \sim 0.3$ の範囲で計算結果にほとんど差がないことを考慮して、 $h=0.3$ で一定とした。繰返し三軸圧縮試験で求めた G_0 で動的応答解析を行うと、弾性・塑性変位振幅が実験値より極端

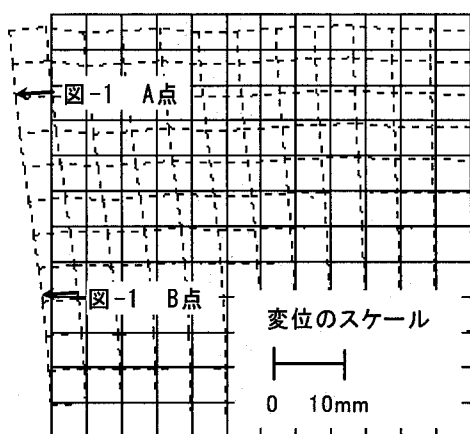


図-19 破壊時塑性変位分布(補強材なし)

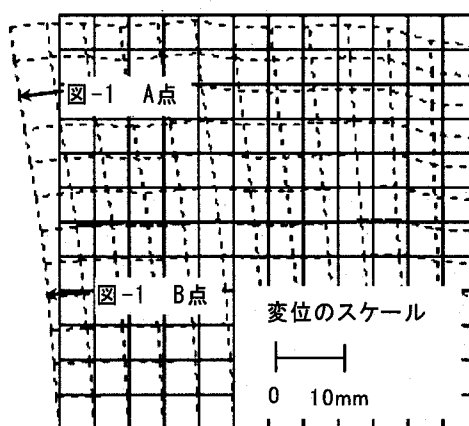


図-21 破壊時塑性変位分布(補強材あり)

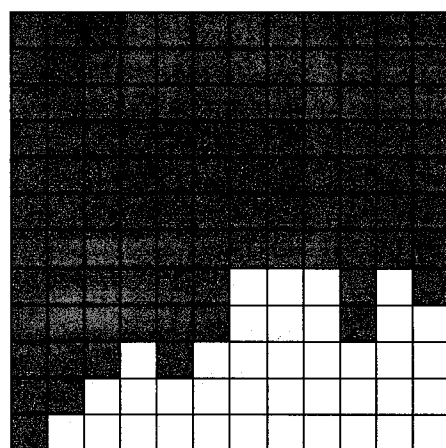


図-20 破壊時降伏要素分布(補強材なし)

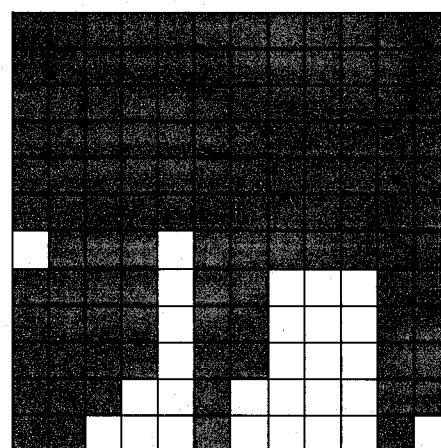


図-22 破壊時降伏要素分布(補強材あり)

に小さくなった。繰返し三軸圧縮試験では圧縮状態での G_0 を求めることになるが、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、三軸圧縮試験による G_0 が過大な数値を与えたと考えられる。 G_0 などを次の方法で推定する。2. の振動実験結果から前述のように平均弾性振幅を求め、弾性応答解析による弾性振幅が実験結果に合うように G_0 を逆算する。逆算した G_0 を図-17 に示すが、振動数より加速度振幅の影響が大きく、加速度振幅に応じて変位の塑性成分が顕著に表れたと考えられる。また、引張り状態での G_0 を求めるための簡易実験を行った。2.1(3) で前述したのと同じ手順で鉛直盛土を土槽内で作製し、図-1 に示す鋼製枠を外した後の盛土鉛直面の水平変位を計測する。計測した変位を弾性変位とみなして、静的な弾性解析で E を逆算した。この E から求めた $G_0=1620\text{kPa}$ となり、動的弾性応答解析から逆算で求めた数値と近くなる。以上の結果から、本論文では、弾性応答解析で逆算した G_0 を用いる。このように求めた G_0 を用いて、等価線形化法により計算した塑性変位振幅と振動実験結果から逆算した $\gamma_r=0.0017$ を動的応答解析で用いる。

振動実験における鉛直盛土と同じ状態として、29.4 k

Pa 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静的安定解析における c 、 ϕ を求めた結果を図-18 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 、 ϕ を用いる ($c=6.87\text{kPa}$ 、 $\phi=10^\circ$)。

3.5 実験結果と数値解析結果の比較

(1) 静的安定解析

本論文の静的安定解析手法では、降伏要素が連続して全体的な破壊様式が形成された段階を破壊と定義する。水平震度を変えた計算を行って全体的な破壊様式が形成される最小の水平震度を求め、この段階で破壊が生じると考える。補強材がない鉛直盛土では、水平震度を 0.27 としたときに上述の破壊が生じた。次に、盛土を弾性体として(弾塑性体としたときと同じ弾性係数を用いて)、水平震度 0.27 を与えたときの弾性変位を求める。弾塑性変位から弾性変位を引いた値を、破壊時塑性変位とする。図-19 に破壊時塑性変位の分布を示す。実験で変位を計測した図-1 A 点での破壊時塑性変位の計算値は 4.78mm であり、図-6(a) で示した破壊時塑性変位の計測値 3.5mm

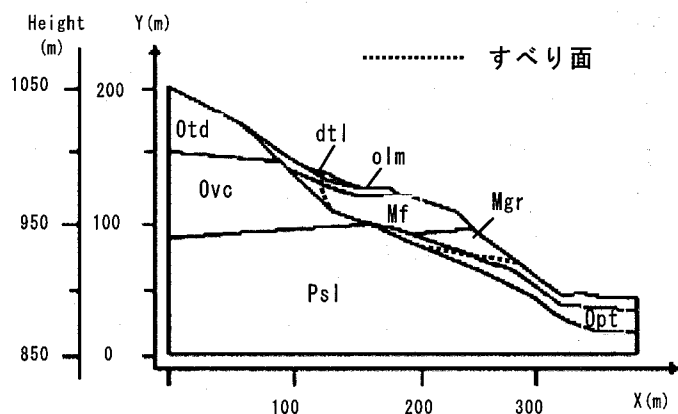


図-23 斜面の地層断面図

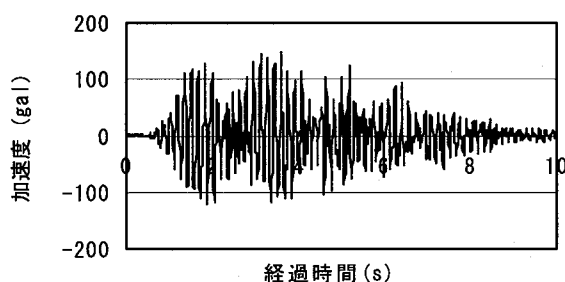


図-24 基盤での加速度時刻歴

～7.5mm にほぼ対応している。2.2 で述べたように、補強材がない場合には A、B 点でほぼ同時に破壊するので、より安定した計測変位が得られる A 点での数値で評価している。図-20 に降伏要素分布を示す。

補強材がある鉛直盛土では、2.2 で述べたように補強材敷設位置の下層表面の小規模な破壊が最初に生じ、これに伴って補強材敷設位置の上層が緩んで崩壊する現象がほとんどの実験で見られた。本論文の静的安定解析手法では慣性力を一つの荷重段階でかける計算を行うため、このような段階的な破壊現象を忠実に再現することが困難なので、数値解析で補強材敷設位置の下層表面の降伏要素が連続した状態を破壊とした。水平震度が 0.50 としたときに、この破壊が生じた。破壊時塑性変位分布、降伏要素分布を図-21、22 に示す。図-1 B 点の破壊時塑性変位の計算値は 1.41mm であり、図-6(b) に示した実験値とほぼ対応している。補強材がない場合は図-3(a) に示すように、鉛直盛土の上部から下部に至るすべり面が見られたが、このような破壊様式が補強材で拘束されることで、補強材がない盛土よりも破壊までの振動時間が長くなると考えられる。

(2) 動的応答解析

補強材がない場合の平均弾性変位振幅、1 サイクル当り平均塑性変位の計算値を図-7(a)、8(a) に示すが、実験値とある程度一致した結果が得られている。塑性変位振

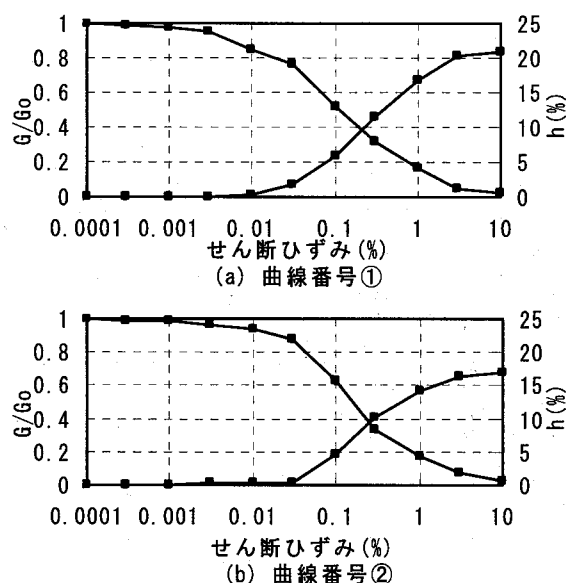


図-25 G/G_0 - γ 、 h - γ 関係

幅と周波数で、静的安定解析で求めた破壊時変位の計算値 4.78mm を割って破壊までの経過時間を計算した結果を図-9(a) に示す。補強材がない場合の破壊までの経過時間の計算値は 3Hz、7Hz とともに計測値と近く、加速度振幅の増加により破壊までの経過時間が短くなる傾向も同じである。7Hz の方が鉛直盛土の固有周波数に近いので、図-8(a) に示す 1 サイクル当りの平均塑性変位が 3Hz よりも大きくなり、破壊までの経過時間が 3Hz よりも短くなっている。補強材がある場合の計算結果を図-7(b)～9(b) に示す。前述の理由で図-1 B 点の変位を対象としており、変位の値が A 点に比べて小さいため誤差の影響が大きくなりやすく実験値と計算値の差が大きくなる場合も見られるが、全体的には計算値は実験値をある程度再現している。補強材がある場合、加速度振幅 200gal では破壊が生じなかった。図-9 に示すように、補強材のない場合に比べて補強材がある場合の、破壊までの経過時間が実験値・計算値ともに長くなっている。補強材が盛土の変形を拘束する効果が振動時により発揮された結果と考えられる。動的応答解析に、簡便な等価線形化法を使用した結果、計算結果は振動実験結果をある程度表現しているといえる。

4. 実際斜面への適用

4.1 崩壊事例の概要³⁾

昭和 59 年 9 月 14 日に発生した長野県西部地震 (マグニチュード 6.8) で、長野県木曽郡王滝村で大規模な斜面崩壊が生じた。図-23 に王滝村松越地区で発生した崩壊斜面の地層断面図を示す。すべり土塊の最大崩壊深さ 35m、幅 150m、長さ 250m、土量 27 万 m^3 である。この斜面は本震の震央から南方へ約 1.5km の地点にあり、図中の標高 970m にある道路では、墓石の転倒率から最大水平

表-1 物性定数³⁾

地質記号	地質名	地質構成	γ_t (kN/m ³)	V_s (m/s)	G_0 (kN/m ³)	h (%)	ν	$G/G_0-h-\gamma$ 曲線番号	粘着力 C (kPa)		内部摩擦角 ϕ (度)
									静的	動的	
dtl	崖錐堆積物	礫まじり粘性土	17.4	140	34323	5	0.49	②	19.6	32.4	35
olm	御岳火山噴出物	火山砕屑物	13.6	160	35304	5	0.49	②	53.9	89.2	20
Mf		泥流堆積物	18.3	230	99047	5	0.49	①	53.9	89.2	20
Mgr		湖成堆積物	砂礫(軽石凝灰岩含む)	18.9	280	151022	5	①	19.6	32.4	35
Opt		火山砕屑物	軽石凝灰岩	14.5	210	58840	5	②	44.1	72.6	21
Otd		火山砕屑物	凝灰角礫岩	25.5	600	931632	5	-	98.1	98.1	45
Ovc		泥流堆積物	火山円礫岩	25.5	620	980665	5	-	98.1	98.1	45
Psi	古成層	粘板岩	26.5	1250	4216860	2	0.3	-	147.1	147.1	45

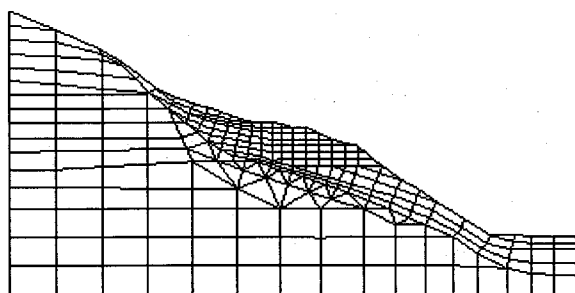
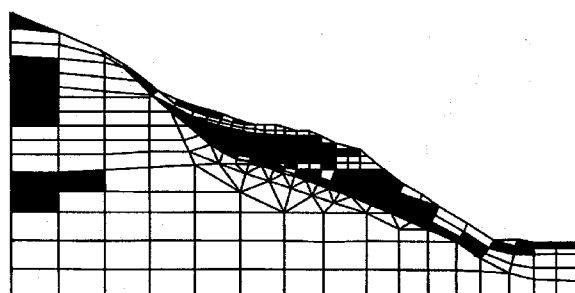
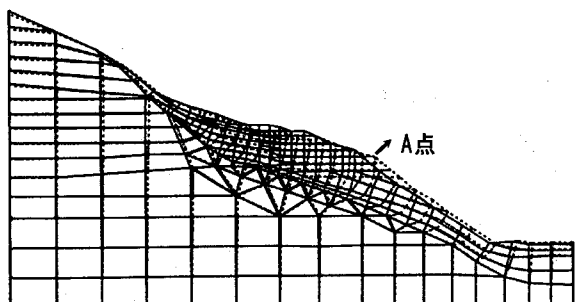


図-26 要素分割図

図-27 降伏要素分布 ($k_h=0.12$)図-28 塑性変位分布 ($k_h=0.12$)

加速度 440gal 程度と推定されている。地震動の開始から約 5 秒後に斜面崩壊の発生が目撃されている。図-23 に示すように、中生層の基岩上に軽石層 (Opt) が堆積した上に滝越湖底層が堆積している。すべり面は図中に破線で示すように、軽石層にほぼ沿う形で生じている。初期のすべり発生後に土石流化して土塊が長距離を移動している。斜面崩壊発生後の調査では地下水の浸出が見られている。

4.2 数値解析結果

(1) 地震波形, 物性定数

松越地区での地震観測が実施されていないため、周辺での観測記録に基づき、墓石の転倒率などを参考にして、長野県西部地震の本震による加速度時刻歴を推定している。推定された地表面上のデータから基盤での加速度時刻歴を図-24 のように推定している。加速度時刻歴の提供は応用地質¹⁵⁾による。各地層の物性定数は土木研究所の報告を基に表-1 のように推定し¹⁶⁾、図-25 に示す $G/G_0-h-\gamma$, $h-\gamma$ 関係を用いている³⁾。

(2) 計算結果

斜面の要素分割を図-26 に示す。前述の静的安定解析で、降伏領域が斜面先から法肩まで、連続して全体的な破壊形式が形成された状態を破壊と定義する。水平震度 k_h を増加させて計算を繰返したところ、 $k_h=0.12$ で破壊した (図-27)。 $k_h=0.12$ での塑性変位分布を図-28 に示す。図-28 の A 点での斜面前方への水平塑性変位が最大となり、この点での破壊時塑性変位を 2.7cm とした。前述の動的応答解析における時間ステップを 0.02 秒とした。入力加速度が不規則波で、平均塑性変位を求められないので、一波ごとに弾塑性振幅から弾性振幅の分を除いて一波ごとの塑性変位を求めた (図-29)。静的安定解析で求めた破壊時塑性変位 2.7cm に到達するまでの、一波ごとに求めた塑性変位の累積を図-30 に示すが、4.78 秒後に斜面が破壊する計算結果は、地震の発生から約 5 秒後に

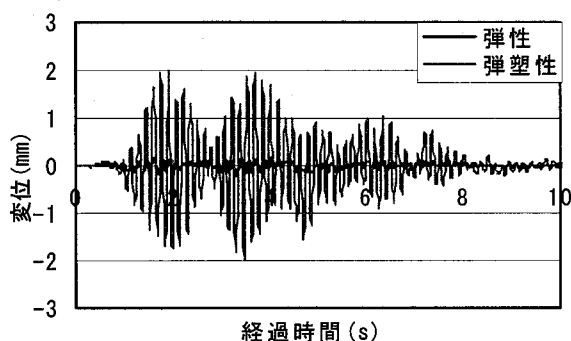


図-29 弾性変位振幅と弾塑性変位振幅

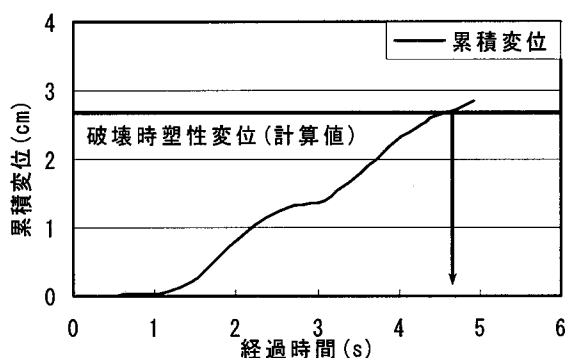


図-30 累積塑性変位

斜面崩壊が目撃されたこととほぼ一致している。この結果は1つのケーススタディに対するものであり、今後多数の実測例で検証していく必要がある。

5. 結論

山砂を用いて鉛直盛土を作成し、周波数3, 7Hz, 加速度200, 300, 400galの組合せの正弦波を与える振動台実験を行った結果、補強材がない斜面では周波数・加速度に関係なく、ほぼ一定の破壊時塑性変位が得られた。補強材がある斜面でも数値は異なるが同様な結論が得られた。この結果から、振動による塑性変位が累積し、その斜面固有の破壊時塑性変位に達したときに崩壊する可能性を示した。通常の弾塑性動的応答解析では斜面破壊の定義が容易ではないので、上述の現象を表現するための一つの数値解析手法を提案した。破壊時塑性変位を、斜面の極限状態での安定性を求めることに適した静的安定解析で求め、累積塑性変位を等価線形化法に基づく直接積分法で求める。静的安定解析により、実験値と近い破壊時塑性変位の計算値を得た。動的応答解析により求めた、破壊までの振動時間は、補強材の有無に関わらず、実験値と近い結果を得た。この手法を実際の斜面崩壊事例に適用して破壊までの振動時間を推定し、目撃情報に近い結果を得た。以上のことから、本論文で提案する手

法により、模型実験や実際の斜面の振動による破壊を、ある程度表現できる可能性を示した。

6. あとがき

今後、地震による多数の実際の斜面の破壊例に本論文の手法を適用して妥当性を検証する必要がある。また、本論文の方法により実際の地震加速度を静的震度に置き換える目安を得る可能性があり、今後の課題としたい。本研究の実施に当たり、科学研究費補助金(1996年、重点領域研究)の支援を得た。

参考文献

- 1) 土木学会：地震動・動的物性、動的解析と耐震設計，第1巻，技報堂，1989。
- 2) 土木学会：動的解析の方法，動的解析と耐震設計，第2巻，技報堂，1989。
- 3) 地盤工学会：地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関する研究委員会報告書，1999。
- 4) Sarma, S.K.: Seismic stability of earth dams and embankments, *Geotechnique*, Vol. 25, No.4, pp. 743-761, 1975.
- 5) 松尾稔、板橋一雄、佐々木康：実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究、土木学会論文報告集, No. 343, pp. 25-33, 1984。
- 6) Ohtsuka, S. and Matsuo, M.: Rigid plastic dynamic deformation analysis of soil structures, *Proc. Of 1st international conference on Earthquake, Geotechnical engineering*, Vol. 2, pp. 1147-1152, 1995.
- 7) Newmark, N.M.: Effect of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol. 15, No.2, pp. 139-160, 1965.
- 8) 鶴飼恵三、井田寿朗、若井明彦：動的弾塑性FEMによる地震時斜面のすべり解析，地すべり，Vol. 32, No. 1, pp. 8-11, 1995。
- 9) 横田善弘、荒井克彦、齒黒智也、辻慎一郎：変形と剛性を考慮した補強盛土斜面の安定解析，応用力学論文集，Vol. 9, pp. 445-454, 2006。
- 10) Mroz, Z. : Deformation and flow of granular materials, *Mechanics of Solids (the Rodney Hill 60th Anniversary Volume)*, Pergamon Press, Oxford, pp. 119-132, 1980.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) Nayak, G. C. and Zienkiewicz, O. C.: Elasto-plastic stress analysis, A generalization for various constitutive relations

- including strain softening, *Int. J. Numer. Methods Eng.*, Vol.5, pp. 113-135, 1972.
- 14) Smith, I. M. (戸川隼人訳) : 有限要素法のプログラミング・構造・流体・地盤への応用, ワイリー・ジャパン, 1984.
- 15) 応用地質(株) : 昭和 59 年(1984 年)長野県西部地震における松越地区崩壊の調査報告, 1986.
- 16) 建設省土木研究所 : 土木研究所報告, 第 182 号, PP. 161-173, 1991.

(2007 年 4 月 12 日受付)