

# 地震時の斜面の安定性に及ぼす3次元効果

鶯飼恵三<sup>1</sup>・井田寿朗<sup>2</sup>・若井明彦<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 群馬大学教授 工学部建設工学科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

<sup>2</sup>群馬大学技官 工学部建設工学科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

<sup>3</sup>学生会員 工修 群馬大学大学院博士後期課程学生 工学部建設工学科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

地震時の斜面の安定性に及ぼす3次元効果(特に側方拘束効果)を明確にすることを目的として、動的弾塑性FEMによる解析を行った。均質な単純斜面に対して正弦波と2種類の実地震波を入力させ検討を行った。本研究により、地震時の斜面は滑動することにより加速度増幅率を低下させること、斜面に及ぼす側方拘束の影響は静的な問題より動的な問題における方が大きいこと、などが示された。

*Key Words* : slope stability, earthquake resistant, deformation, finite element method, slip surface.

## 1. まえがき

地震時の斜面の安定性は通常震度法によって評価されることが多い。震度法は計算の方法が簡単であり、地震時における斜面の相対的な安定性を評価できるので、しばしば用いられる。しかし、震度法では地震力を静的な力に置き換えて斜面に作用させるので地震動の繰り返しや増幅のような重要な特性を表現できない。このような理由から筆者ら<sup>1)</sup>は、動的弾塑性FEMにもとづいて地震時の斜面の安定性を評価する方法を提案し、2次元斜面の変形・破壊現象に対して、地震動の繰り返しや増幅特性を直接考慮しうることを示した。また動的弾塑性FEMを用いることにより、地震時の斜面のすべり変位量を評価しうることを指摘し、斜面の1次固有周期より大きな入力周期に対しては、極限平衡法にもとづいて地震時斜面のすべり変位量を評価する手法であるNewmark法<sup>2)</sup>から計算されるすべり変位量とほぼ一致することを計算結果から示した<sup>1)</sup>。

本報告では、高さ $H=10$  mの斜面を対象にして、2次元解析結果と同じ斜面で側方が拘束される場合の3次元解析結果とを比較することにより、地震時の斜面の安定性に及ぼす3次元効果を明確にすることを目的とする。これまで斜面の静的な安定解析において2次元と3次元の比較が数多くなされてきたが、地震時の比較はほとんどなされていない。地震時の斜面の安定性は、斜面の変形特性、より具体的には増幅特性に直接関係するため、3次元効果は静的な場合に比べてかなり大きくなると予想される。なお本研究では入力波として主に正弦波を用いたが、それらの結果が実地震波に対して成り立つかどうか確認するために、2つの実地震波(修正開北

橋記録及び兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の記録)を入力波とした場合の計算結果も示した。

地震力を近似的に静的な力に置き換えて斜面の破壊やすべり変位量を評価する研究は数多くなされてきたが、斜面の増幅特性と土の塑性変形を同時に考慮した解析的研究は非常に少ない。GriffithsとPrevost<sup>3)</sup>は粘土コアを持つフィルダムの2次元、3次元動的解析を行った。解析に用いた構成則は多面塑性(multi-surface plasticity)モデルであり、土の塑性履歴を考慮している。ダム軸に直角な水平方向の加速度波形とスペクトル特性は解析と実測とで良く一致したとしているが、残留変形に関する記載は無い。WoodwardとGriffiths<sup>4)</sup>は、より簡便な構成則、すなわち弾完全塑性モデルとRayleigh減衰を用いても、同様な結果が得られることを示した。土岐ら<sup>5)</sup>は、地盤の塑性変形を考慮できる新しい2次元動的解析法を提案した。土を弾完全塑性体と仮定し、土要素の境界にジョイント要素を配置することにより、斜面のすべり変位量を評価している。

なお本研究の方法と結果は、地震の繰り返し振動により斜面内の間隙水圧が上昇し、それが斜面のすべりの直接的原因になるような問題(たとえば液状化に起因する斜面崩壊)には適用できないので留意されたい。

## 2. 解析の方法

### (1) 運動方程式

解析の方法は弾完全塑性FEMである。2次元と3次元の解析を行った。有限要素として、2次元では8節点4辺形アイソパラメトリック要素を、3次元では20節点6面体アイソパラメトリック要素を用いた。通常の有

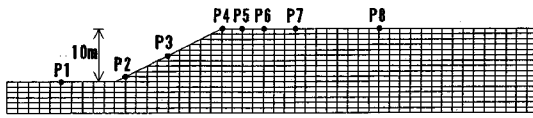


図-1 解析の対象とした斜面と2次元解析用のメッシュ分割

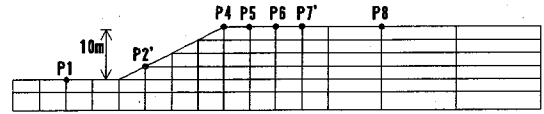


図-2 3次元解析用の粗いメッシュ分割

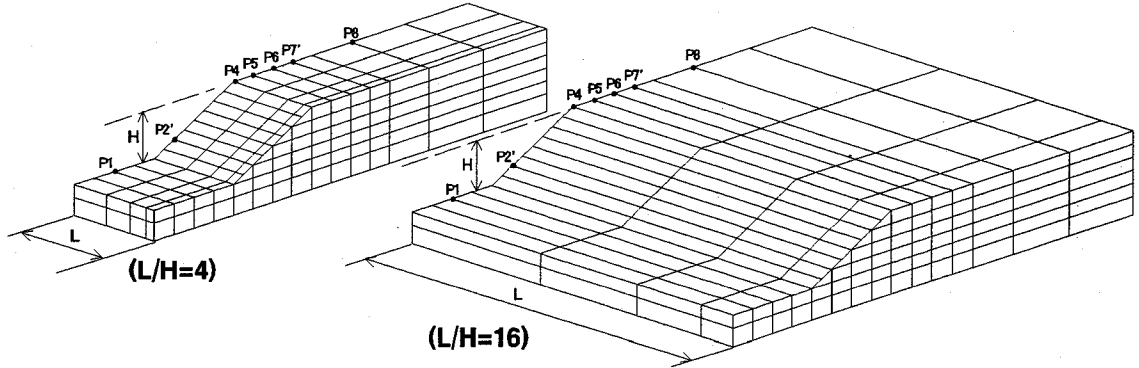


図-3 3次元メッシュ分割図(対称のため片側半分のみ示した)

限要素法の定式化に従うと、斜面の運動方程式は次のように離散化表示される。

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + p(u) = -[M]\ddot{U} \quad (1)$$

ここで、 $[M]$ 、 $[C]$ は質量及び粘性係数マトリクスである。 $\ddot{u}$ 、 $\dot{u}$ 、 $u$ は節点の相対加速度、速度、変位ベクトルであり、 $\ddot{U}$ は基礎の絶対加速度である。 $p(u)$ は地盤の剛性にもとづいて発揮される節点力ベクトルであり、弾性体の場合には

$$p(u) = [K]u \quad (\text{弾性体の場合}) \quad (2)$$

と表される。 $[K]$ は剛性マトリクスである。本研究では地盤の粘性減衰を次のような Rayleigh 減衰によって表示することにした。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3)$$

なお、本研究の計算では、簡単のために  $\alpha = 0$  と仮定した。 $\alpha$ 、 $\beta$ は系の応答特性に強く影響を与えるためパラメータの選択には十分な配慮が必要である。

## (2) 構成則

地盤は弾完全塑性体とし、降伏条件(破壊条件)として Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルとして Drucker-Prager 式を満たすとした。これらの3次元表示式は文献<sup>6)</sup>を参照されたい。以上の仮定によれば、均一な地盤の土質定数は、ヤング率  $E$ 、ポアソン比  $\nu$ 、粘着力  $c$ 、摩擦角  $\phi$ 、ダイレイタンシー角  $\psi$ 、単位体積重量  $\gamma$  及び Rayleigh 減衰の定数  $\alpha$ 、 $\beta$  の8つのパラメータによって表現されることになる。

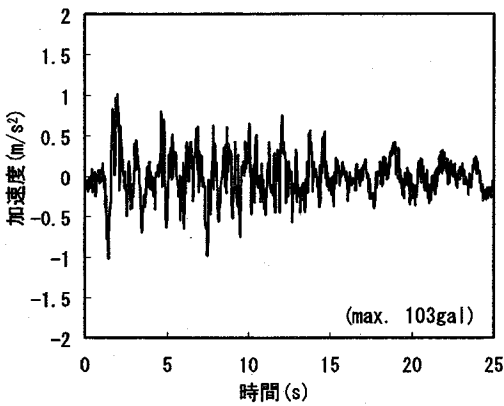
## (3) 本解析法の適用範囲

筆者は以前<sup>2)</sup>、前述の Newmark 法が適用できないケースとして、(1)明確なすべり面が生じないケース、つまり斜面全体が変形を起こすケースや、基礎地盤の沈下や側方流動により斜面が変形するケース、および(2)地震時に斜面に作用する慣性力が直接すべり変位を起こさないケース、つまり斜面内の土の液状化により斜面の変位が生じるケース、の2つを上げた。本論文で提案する弾塑性 FEMにより斜面のすべり変位量を評価する方法は、Newmark 法より適用範囲が広く、上記(1)のテーマに対しても適用可能である。ただし、繰り返しの振動により土の強度が低下するなど、土性が著しく変化する場合には本方法は適用できない。また、依然として上記(2)のケースには適用が不可能である。これらの問題への適用性については今後の課題としたい。

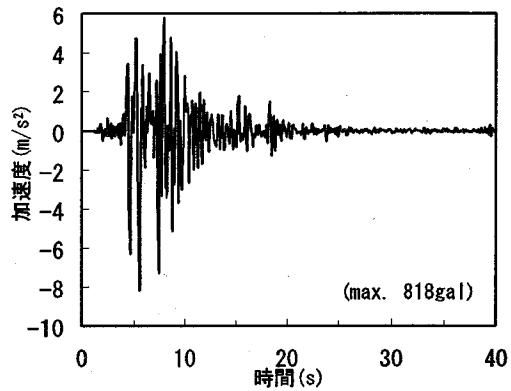
## 3. 解析の対象とした斜面

### (1) 斜面の諸元と土質定数

解析の対象とした斜面の断面は2次元、3次元ともに同じで、図-1に示されるような均質単純斜面であり、高さ  $H=10\text{m}$ 、勾配  $1:2$  である。地盤の土質定数は次のようである。粘着力  $c=20\text{kN/m}^2$ 、摩擦角  $\phi=10^\circ$ 、ダイレイタンシー角  $\psi=10^\circ$ 、単位体積重量  $\gamma=16\text{kN/m}^3$ 、ヤング率  $E=40000\text{kN/m}^2$ 、ポアソン比  $\nu=0.4$  であり、Rayleigh 減衰定数は  $\alpha=0$ 、 $\beta=0.02$  とした。なお、図-1で斜面の左と右の平地部の1次固有周期は金井の式



(a) 修正開北橋記録(宮城県沖地震)



(b) 神戸海洋気象台観測波(兵庫県南部地震)

図-4 実地震波形(水平加速度記録)

$4H/V_s$  ( $V_s$ : S波速度)によれば、各々0.26秒、0.68秒になる。

## (2) メッシュ分割

2次元解析で用いたメッシュ分割図-1に示す通りである。3次元解析では図-2のような粗いメッシュを用いた。これは、図-1のような細かいメッシュ分割を用いることは筆者らが所有している計算機の容量と計算速度から困難なためである。なお本研究で示される2次元解析結果の範囲内では粗いメッシュ分割(図-2)を用いても細かいメッシュ分割(図-1)の場合とほぼ同一の結果が得られることを確認した。

3次元解析は、側方拘束の半幅Lと斜面高さHの比L/Hを4、16とした2ケースについて実施した。各ケースの3次元メッシュ分割図を図-3に示す。図-3において、底面と手前の側面部を固定境界とした。また、前面と後面は滑らかな境界とした。なお、図-2と図-3において、点P1、P4、P5、P6とP8は断面内で正確に同じ位置にあり、点P2とP2'、点P7とP7'はほぼ同じ位置にある。

## (3) 入力波

入力波は主に正弦波を想定し、図-1の底面と両側面から水平動を入力させた。正弦波の加速度振幅は主に200galとした。また、図-4(a)、(b)に示す実地震波形を入力波とした場合の解析も行った。

## 4. 2次元解析の結果

### (1) 斜面の静的安全率

図-1に示す斜面の静的安全率を簡便法(Fellenius法)により計算したところ、1.38となった。また、筆者の一

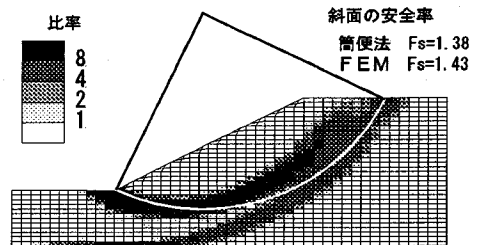


図-5 簡便法によるすべり面と静的弾塑性FEMによる破壊直前の最大せん断ひずみ分布( $K_H = 0$ )

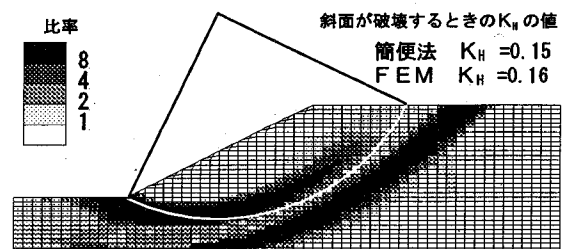


図-6 簡便法によるすべり面と静的弾塑性FEMによる破壊直前の最大せん断ひずみ分布( $K_H$ が水平方向に一樣に作用する場合)

人が提案しているせん断強度低減FEM<sup>7)</sup>(以下、SSR-FEMと呼ぶ)を用いると1.43となり、簡便法とほぼ同じ値になった。一般に精度が劣るが広く用いられている簡便法とFEMとが、どの程度一致するか、ここではあえて比較している。簡便法によるすべり面の位置とSSRFEMによる斜面崩壊直前の最大せん断ひずみ $\gamma$ の分

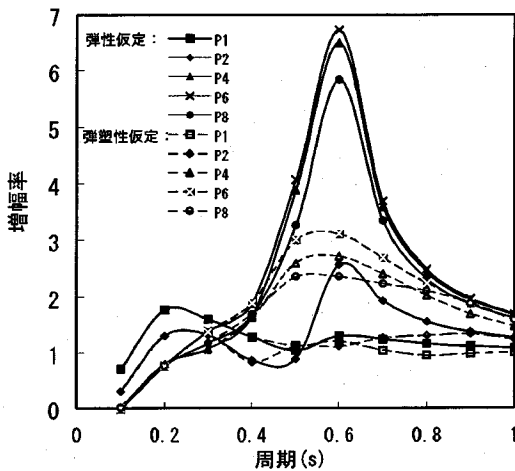


図-7 応答加速度の増幅率と周期との関係 (2次元, 入力加速度 200gal)

布 (大きさの比率で表した) を図-5 に示す。

次に同じ斜面に、一樣な水平地震力を静的に加えて破壊するときの水平震度係数を計算した。この結果、簡便法では0.15、SSRFEMでは0.16となり、ほぼ同じ値になった。このときのすべり面位置と $\gamma$ の分布を図-6に示す。 $\gamma$ の値の大きな箇所が図-5より右方に移動しているのがわかる。

### (2) 斜面の応答加速度の増幅率

図-7に入力波の加速度振幅=200galである時の、斜面表面各点の加速度の増幅率を破線で示す。周期を0.1~1.0秒まで変化させた。この図より固有周期は各点で異なり、左下方の点P1、P2では約0.2秒、右上方の点P4、P8では約0.6秒である。これらは、おおむね前述の金井の式で計算された値に近い。図-7の実線は地盤を弾性体と仮定した場合の増幅率である。固有周期の値は弾塑性仮定の場合とほぼ同じであるが、点P4とP8の増幅率が固有周期付近で弾塑性仮定の場合の2倍程度になっているのが特徴である。

また、1次固有周期付近では斜面肩の点P4の応答加速度が最大であるが、2次固有周期付近では、斜面下の点P1で最大となるのがわかる。

### (3) 斜面の応答加速度と応答水平変位の時刻歴

図-8は入力波の周期が0.75秒のときの入力加速度 (振幅 200gal) と、点P1~P4の応答加速度の時刻歴を示す。10波目 (継続時間7.5秒) まで示した。加速度がプラスのとき慣性力は図-1の左方に作用する。図中には、図-6に示すすべり円弧内の平均加速度も示した。平均加速度は円弧内の各節点の応答加速度を質量に関し

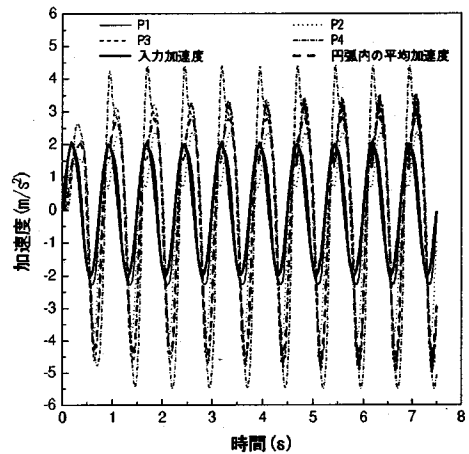


図-8 入力加速度と応答加速度 (周期=0.75s)

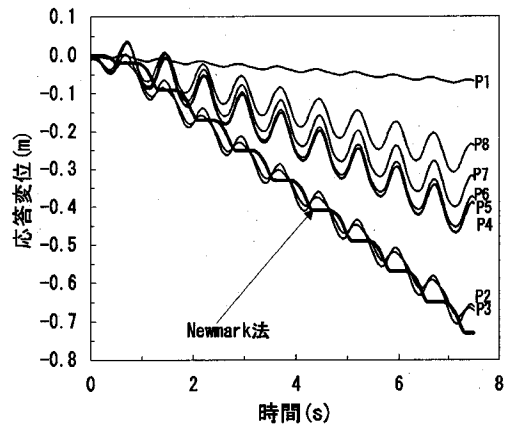


図-9 応答水平変位 (周期=0.75s)

て重み付き平均をとることで算出した。図-8より斜面肩の点P4で応答加速度は特に増幅されること、斜面の一部が左方にすべることにより応答加速度は小さくなることがわかる。図-9は点P1~P8の応答変位 (正確には基盤に対する相対水平変位) の時刻歴である。振動しながら左方にすべって行く様子が描かれている。図-9の中に、図-6のすべり円と図-8の平均加速度を用いてNewmark法によって計算した回転すべり変位量<sup>1)</sup>を示す。動的弾塑性FEMの結果と良く合っているのがわかる。図-10は周期=0.75秒として、入力加速度の振幅を50~200galまで変化させたときの10波目の最大応答変位を、動的弾塑性FEM (点P3) とNewmark法とで比較したものである。両方法による結果は良く一致しているのがわかる。

図-11は実地震波 (図-4(a)) に対する応答水平変位

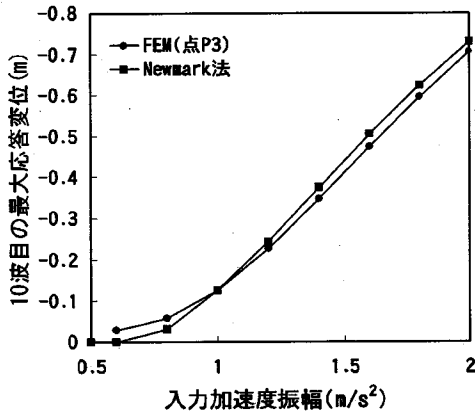


図-10 点 P3 における 10 波目の最大応答水平変位と入力加速度振幅との関係 (FEM と Newmark 法との比較, 周期 = 0.75s)

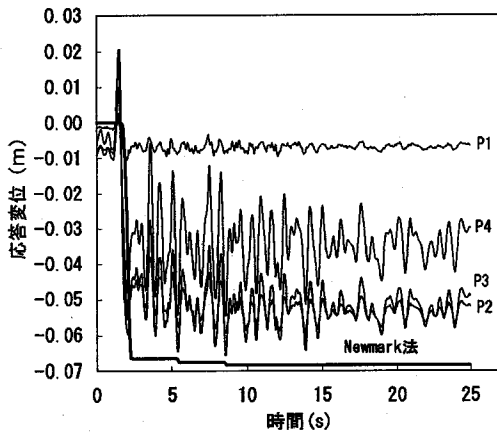


図-11 実地震波 (図-4(a)) に対する応答水平変位

の時刻歴である。点 P2, P3 の変位は Newmark 法による計算結果と良く一致している。特に、振動開始後 2 秒前後で入力波が最大となり (図-4(a)), ここで残留変位量が一度に生じたことがわかる。

#### (4) 10 波目における最大応答水平変位と周期の関係

図-12 に、入力波の加速度振幅 = 200gal であるときの、10 波目における最大応答水平変位と周期との関係を示す。図-7 と比べればわかるように斜面付近の応答加速度が大きい周期のところで応答水平変位も大きくなっている。また、地盤を弾性体と仮定したときの応答変位量は弾塑性体と仮定したときのものに比べはるかに小さいことがわかる。このことは斜面の塑性変形を考慮

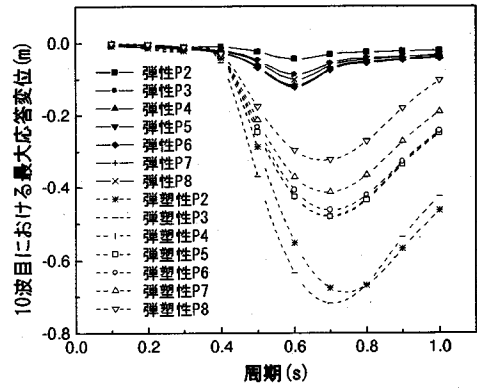
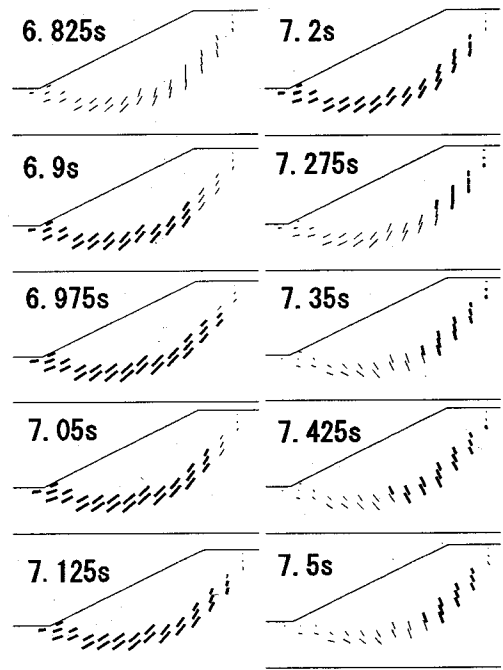


図-12 10 波目における最大応答水平変位と周期の関係 (2 次元, 入力加速度 200gal)



主応力の方向と大きさ  
 — : 強度安全率 = 1 ~ 1.05  
 - - - : " " 1.05 ~

図-13 すべり面付近の最大主応力の方向と強度安全率の変化 (10 波目)

した動的解析が必要であることを示している。

#### (5) すべり面上の主応力方向と強度安全率の変化

図-5 に示したすべり面付近の最大主応力の大きさと

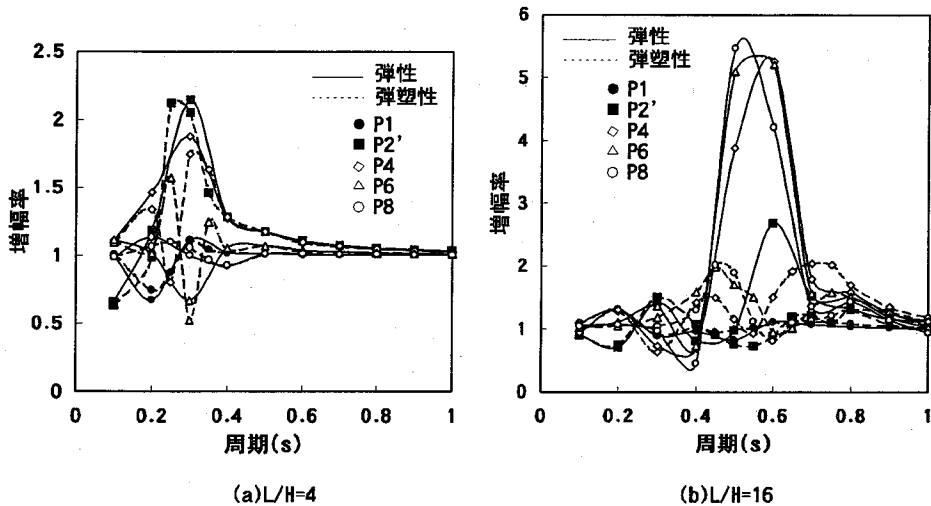


図-14 応答加速度の増幅率と周期の関係 (3次元, 入力加速度 200gal)

方向及び強度安全率(せん断強度とモビライズされているせん断応力との比)の時間変化を示したのが図-13である。10波目の6.825秒から7.5秒の間の変化を示した。図-13より1周期の間に主応力の方向は $90^\circ$ 回転することがわかる。また6.975~7.2秒(図-9参照)の間ですべり面上の大部分の要素の強度安全率はほぼ1であり、この時間内で斜面にすべりが生じていることが判断される。このときの最大主応力の方向は左下方(もしくは右上方)であるので、すべり変位量を計算するときに必要な強度定数は、このような主応力方向で載荷した土要素の土質試験から求めれば良いことがわかる。ただし、繰り返しの繰り返しにより強度定数が変化する場合には、本計算法はこのままでは適用できない点に留意する必要がある。

## 5. 3次元解析の結果及び2次元解析結果との比較

### (1) 斜面の静的安全率

図-2と図-3に示す側方を拘束された斜面の静的安全率をSSRFEMにより計算した。その結果、3次元安全率は2.04(L/H=4), 1.45(L/H=16)となり、2次元安全率よりそれぞれ0.61(約43%), 0.02(約1.4%)大きくなった。また水平震度0.35(L/H=4), 0.165(L/H=16)を作用させると斜面は破壊に至ることがわかった。これより破壊幅が小さいL/H=4の場合には3次元安全率がかなり大きくなること、破壊幅が大きいL/H=16の場合には、斜面の3次元安全率は2次元安全率とほぼ等しく、また斜面を崩壊させる水平震度も3次元

と2次元でほぼ同一になることがわかった。

### (2) 斜面の応答加速度の増幅率

図-14(a)(L/H=4), (b)(L/H=16)に入力波の加速度振幅=200galであるときの、斜面中央断面の表面各点での応答加速度の増幅率を示す。L/H=4のケース(図-14(a))では、2次元のケース(図-7)よりも全体的に増幅率がかなり小さく、応答加速度に及ぼす側方(3次元)拘束の効果が明瞭に見られる。またL/H=4のケースでは斜面上の点P2'とP4の応答加速度の卓越周期が0.3秒を示している。しかし、このとき斜面右上方の点での増幅率は1もしくはそれ以下であり小さい。L/H=16のケース(図-14(b))では、L/H=4のケース(図-14(a))よりも高周波部分で応答加速度が大きく増幅されている。特に、0.45秒の周期のとき2次元のケースより大きな応答加速度を示している。これは通常の2次元的な振動に加え、それに直角な方向に伝わる波の影響も加わったためと思われる。このように拘束幅が斜面高さに比べてかなり大きいL/H=16のケースでも、中央断面で側方拘束の影響が見られることは、動的問題において斜面の3次元性を考慮することが重要であることを示唆している。

図-14(a)と(b)を比較すれば明瞭であるが、側方拘束効果により、斜面の応答加速度の特性が大きく変化するのがわかる。

### (3) 斜面の応答加速度と応答水平変位

図-15(a)はL/H=4のケースで、 $T=0.3$ 秒のときの応答加速度の時刻歴を示す。斜面上の点P2', P4では

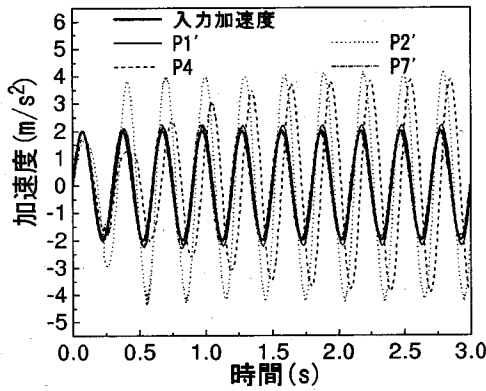


図-15(a) 入力加速度と応答加速度 (L/H=4, 周期=0.3s)

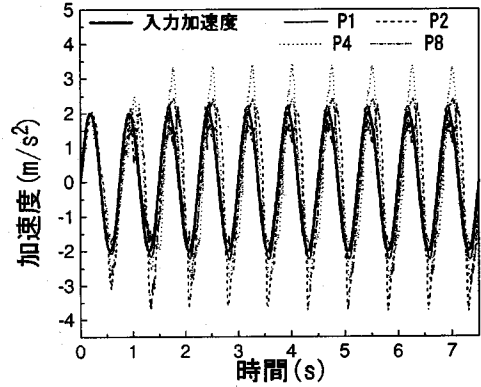


図-16(a) 入力加速度と応答加速度 (L/H=16, 周期=0.75s)

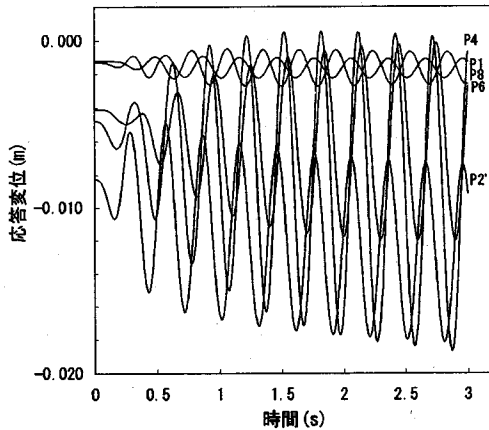


図-15(b) 応答水平変位 (L/H=4, 周期=0.3s)

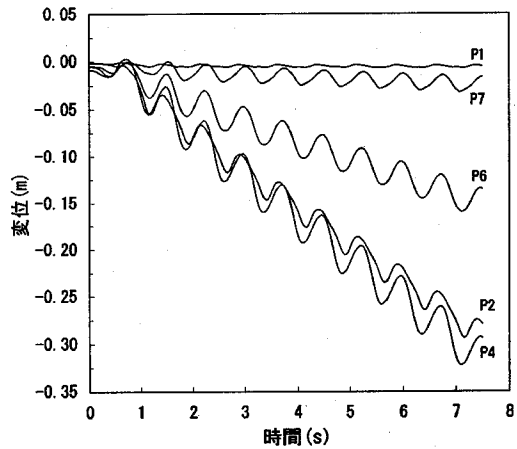


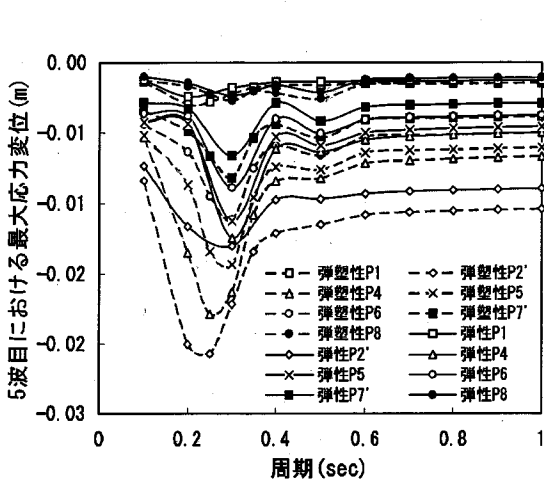
図-16(b) 応答水平変位 (L/H=16, 周期=0.75s)

400gal近い振動をしており、図-8の2次元の場合(ただし=0.75秒)とほぼ同じ最大応答加速度を示している。しかし、斜面右上方の点P7'では入力加速度とほぼ同じ200galの振動しかしておらず、加速度の増幅作用は斜面付近に限定されているのがわかる。図-15(b)は同じケースでの応答変位の時刻歴である。10波目の最大変位は斜面肩の点P4で1.8cm程度であり、図-9の2次元の場合(ただし=0.75秒)の1/20以下で大変小さい。このように側方拘束効果により、応答変位は非常に小さくなるのがわかる。

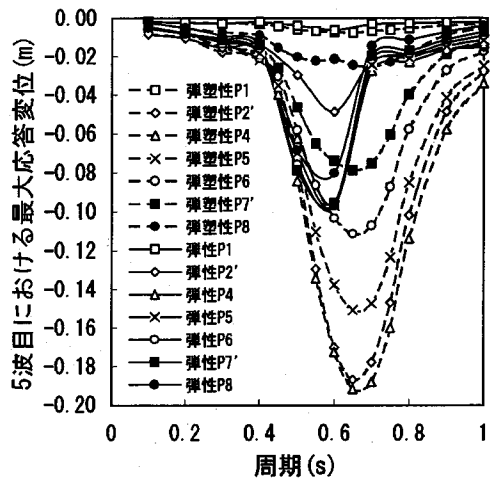
図-16(a), (b)は、L/H=16のケースで、T=0.75秒のときの応答加速度と応答水平変位の時刻歴である。2次元のケース(図-8と9)と比べると、応答加速度は小さく、応答変位は約半分になっている。このように拘束幅2Lが斜面の高さの32倍であっても、すべり変位に及ぼす側方拘束の影響は大きいことがわかる。ただし、このことは、ここで扱ったモデルケースに対するも

のであり、一般的に言えるかどうかは今後検討する余地がある。

図-17(a), (b)は5波目における最大応答水平変位と周期の関係を示す。L/H=4と16の場合の結果である。L/H=4の場合(図-17(a))には、0.2秒付近の周期で応答変位のピークが現れるが、その値は最大でも2cmと小さく、側方拘束効果が大きいと言える。L/H=16の場合(図-17(b))には、弾塑性応答のピークは0.6秒付近、弾性応答のピークは0.65秒付近で生じている。2次元の場合(図-12)と比べると、弾塑性応答は、ほぼ同じ形状と大きさの曲線を示しているが、弾塑性応答は2次元の1/3程度になっている。図-12が10波目のものであることを考慮しても、やはりL/H=16の場合には側方拘束効果が現れていると言えよう。また2次元の場合には、弾塑性応答変位のピーク値は0.7秒付近



(a) L/H=4



(b) L/H=16

図-17 5波目における最大応答水平変位と周期の関係

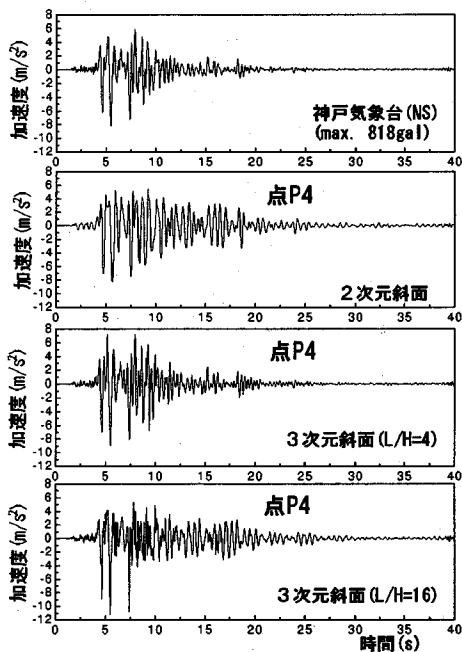


図-18(a) 神戸海洋気象台観測波に対する点P4の応答加速度

で生じており、L/H=16の場合より周期が長くなっている。

#### (4) 実地震波に対する応答

兵庫県南部地震における神戸海洋気象台観測波 (NS成分) に対する2次元及び3次元斜面の応答加速度と応答

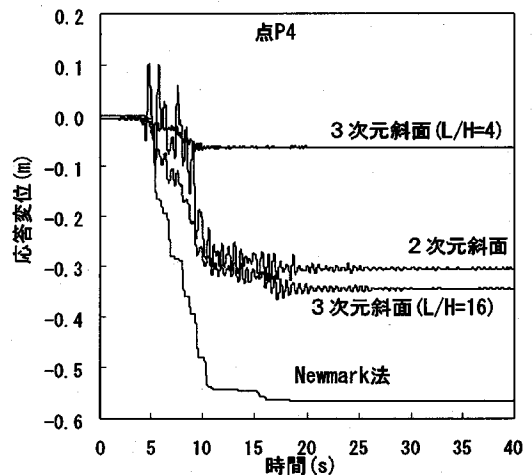


図-18(b) 神戸海洋気象台観測波に対する点P4の応答水平変位

水平変位の時刻歴を図-18(a), (b)に示す。いずれも点P4 (図-1, 図-3)の応答波形である。図-18(a)より2次元斜面と拘束幅の小さい3次元斜面 (L/H=4)の最大応答加速度は入力波とほとんど変わらず、増幅されていないが、拘束幅の大きい3次元斜面 (L/H=16)では40%程度の増幅が見られる。点P4の応答水平変位は、拘束幅の小さい3次元斜面 (L/H=4)では2次元斜面と比べるとかなり小さい (図-18(b))。しかし、拘束幅の大きい3次元斜面 (L/H=16)では予想に反して最終変位量は2次元斜面より大きい。この理由は、前述



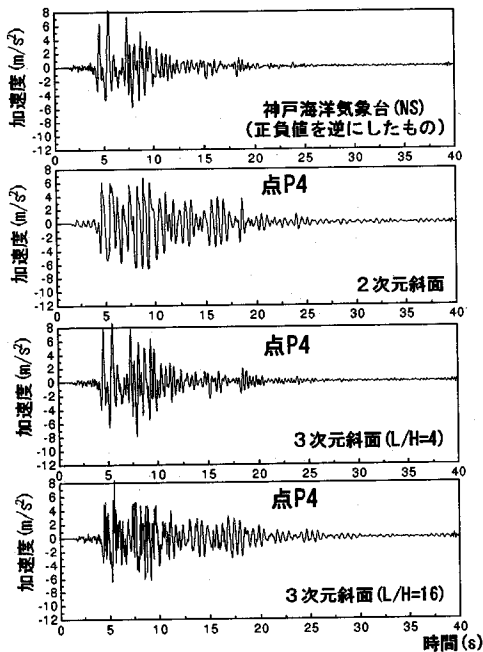


図-19(a) 神戸海洋気象台観測波(正負値を逆にしたもの)に対する点P4の応答加速度

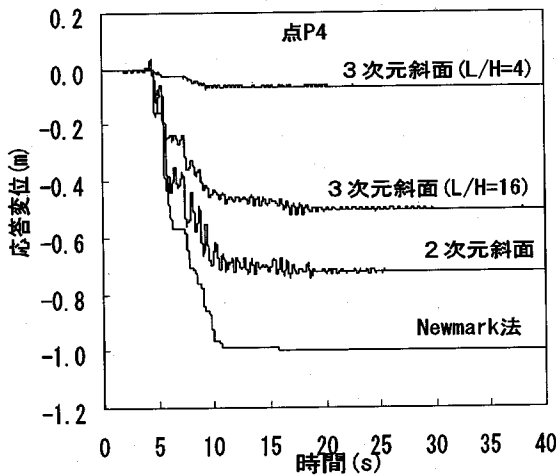


図-19(b) 神戸海洋気象台観測波(正負値を逆にしたもの)に対する点P4の応答水平変位

のように前者の応答加速度が局部的ではあるが40%程度増幅されていること、及び2次元斜面の場合4秒から7秒の間で逆方向への動きが見られるため、その分だけ最終変位量が小さくなってしまいうためであると思われる。

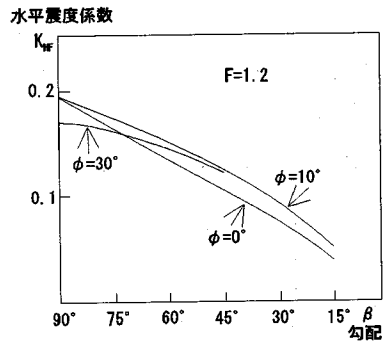


図-20 静的安全率が1.2の均質単純斜面を滑動させるのに必要な震度係数

図-19(a), (b)は、図-18(a)の観測波の正負値を逆にして入力した場合の応答加速度と応答水平変位の時刻歴である。この場合には応答加速度の増幅は見られない。図-19(b)からわかるように応答水平変位は、2次元斜面の場合の方が3次元斜面(L/H=4と16)の場合より大きくなっている。また、応答水平変位は図-19(b)の方が図-18(b)より大きく、特に2次元の場合には2倍程度になっている。このように斜面の応答解析では入力地震波の正負を逆にすることで、相当異なった結果が得られることがわかる。なお、図-18(b)と図-19(b)に、2次元斜面に対するNewmark法による計算結果を示した。いずれの図も、Newmark法の方が、動的弾塑性FEMより大きな変位を与えている。

## 6. 斜面の耐震設計における本研究の位置付け

安定計算を行って斜面を設計する場合、通常地震力は考慮せず静的安全率を1.2程度にとることが多い。均質単純斜面を対象にして静的安全率が1.2の斜面を滑動(破壊)させるには、どの程度の震度係数が必要になるか簡便分割法により計算してみた。結果を図-20に示す。縦軸が斜面を滑動させるのに必要な震度係数 $K_{HF}$ 、横軸が斜面の勾配である。図-20より $K_{HF}$ の値は摩擦角 $\phi$ にあまり関係せず、勾配 $\beta$ が小さくなると $K_{HF}$ も小さくなることわかる。また、図-20より、静的安全率が1.2の斜面は構造物の標準設計震度である0.2より小さな値で滑動してしまうことがわかる。いずれにせよ、斜面に耐震設計を適用する場合には、斜面の静的安全率を現在以上に上昇させねばならないのは明白である。本研究で示したように、地震時の斜面は滑動することにより加速度増幅率を低下させ、また滑動によるすべり面上の強度低下が顕著でない場合には、小さなす

べり変位を生じたのち地震後に安定化してしまう傾向が強い。このような場合には、震度法によって斜面の耐震設計をすることは、過剰設計につながるおそれが十分ある。従って震度法の代わりにすべり変位量に基づく耐震設計法を用いることが考えられるのである。このような新しい設計法を考慮するための基礎研究として、本研究は位置付けられる。適切な構成則の選択により、すべり変位量の予測の精度は更に向上すると考えられる。

## 7. 結論

高さ10mの均質な単純斜面を対象にして、動的FEM解析を行った。地盤は弾完全塑性体と仮定し、2次元斜面と、拘束幅を2種類に変えた3次元斜面に対して応答解析を行った。入力波は正弦波と実地震波である。

### (1) 2次元斜面の動的FEM解析結果からの結論

1. 入力波として実地震波を用いた場合、また斜面の1次固有周期より大きな一定周期の正弦加速度を入力させた場合、動的弾塑性FEMにより計算される斜面のすべり変位量はNewmark法により計算されるものとほぼ一致する。
2. 振動中の斜面にすべりが生じる時点でのすべり面上の主応力方向はほぼ一定である。
3. 正弦波の振幅を一定にして周期を変化させ、斜面を弾性体もしくは弾完全塑性体と仮定して応答計算を行った。その結果応答加速度は地盤を弾性体と仮定した方が大きくなったが、応答水平変位は地盤を弾完全塑性体と仮定した方がはるかに大きくなった。これはすべり変位量(残留変形量もしくは塑性変形量)が大きく生じたためである。

### (2) 2次元斜面と3次元斜面の動的FEM解析結果の比較

1. 入力波が正弦波であるとき一般に、側方拘束幅が小さくなるほど応答加速度、応答水平変位ともに小さくなる。特に応答水平変位は拘束幅の影響を大きく受け、拘束幅が大きいため斜面の静的3次元安全率が2次元安全率とほぼ同じである斜面であっても、

応答変位量が2次元の場合の半分程度になる場合があることが示された。

2. 正弦波の振幅を一定のまま、周期を変化させて得られる応答加速度と応答変位のピーク値とその時の周期は拘束幅が小さくなるほど小さくなる。
3. 入力波が実地震波の場合、側方拘束が斜面の応答加速度と応答水平変位に及ぼす影響は正弦波の場合とほぼ同様である。しかし拘束幅が大きい場合には、より大きくなる場合がある。実地震波の加速度波形の正負値を逆にして斜面応答解析を行うと、正と負の場合で相当異なった挙動を示すことがある。
4. 一般に斜面に及ぼす側方拘束の影響は静的な問題より動的な問題における方が大きいと言える。
5. 2次元3次元に拘わらず、一般に地震時の斜面は滑動することにより加速度増幅率を低下させる。

## 参考文献

- 1) 鵜飼恵三, 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.
- 2) 鵜飼恵三: 地震時に生じる斜面のすべり変位量の解析, 土質工学会論文報告集, Vol.27, No.1, pp.136-146, 1987.
- 3) Griffiths, D.V. and Prevost, J.N.: Two- and three-dimensional dynamic finite element analyses of the Long Valley Dam, *Geotechnique*, Vol.38, No.3, pp.367-388, 1988.
- 4) Woodward, P.K. and Griffiths, D.V.: Non-linear dynamic analysis of the Long Valley Dam, *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Balkema, pp.1005-1010, 1994.
- 5) Toki, K., Miura, F. and Oguni, Y.: Dynamic slope stability analyses with a non-linear finite element method, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.13, pp.151-171, 1985.
- 6) 鵜飼恵三, 萩原敏行, 井田寿朗: モデル化された切土斜面の3次元安定解析と留意点, 地すべり, Vol.29, No.4, pp.18-24, 1993.
- 7) 鵜飼恵三: 安定解析におけるせん断強度低減法の有用性, 土と基礎, Vol.38, No.1, pp.67-72, 1990.

(1995.10.20 受付)

## 3D EFFECTS ON THE STABILITY OF SLOPES DURING EARTHQUAKES

Keizo UGAI, Hisao IDA and Akihiko WAKAI

The dynamic elasto-plastic FEM is applied to analyse the difference of the behaviors of 2D and 3D slopes (end effects) during earthquakes. Simple homogeneous slopes are assumed to be subject to various simulated sine waves and two real earthquake motions. It is shown that the response of acceleration of slopes during earthquakes is reduced due to sliding, and the end effect gives much more influence on the slope stability in the dynamic case than in the static case.