

地震外力を考慮した斜面崩壊に関する実験的研究

高橋 保・中川 一・里深好文・北 勝利*・吉田義則・辰己正人**

*東海大学工学部

**京都大学大学院工学研究科

要 旨

土中を流れる浸透流が地震時の斜面崩壊にどのような影響を与えるのかを明らかにすることを目的として、浸透流を有する斜面模型に種々の地震外力を与える実験を行った。土中の加速度、間隙水圧、および斜面の変形に関するデータを計測することにより、土中の間隙水圧の変化と崩壊発生との関係を検討している。

キーワード：斜面崩壊、浸透流、地震外力、間隙水圧、斜面安定解析

1 緒 論

我が国は国土の多くが山地で、面積の狭い平野部に人口が集中しているが、近年になって、人間生活の活動領域が山地部にまで進むようになった。これに伴ってそれらの多くの地域で地すべりや斜面崩壊、または土石流といった土砂災害が顕在化し、現在も発生の危険性を多分にはらんでいる。

平成7年1月17日の兵庫県南部地震は、都市直下型の地震であったが、阪神間が山地と海に挟まれた狭い地域ということもあり、土砂災害が数多く発生し、西宮市仁川地区の地すべりでは土量が11～12万m³と地すべりとしてはそれほど規模は大きくなかったものの、11戸、34人が死亡する大災害となった(佐々, 1996)。

また、山腹崩壊が特に高密度で起こった地域の一つである六甲山系住吉川流域では、土中水分が少なかったこともあり、幸いにも2次災害には至らなかった。これは、平成6年が近年まれにみる渇水年であり、また、冬場の降雨の少ない時期が重なっていたこともあって、地下水位が低かったことによると考えられ、もしも、水分を十分に含んだ状態で崩壊が起こっていれば、土石流化して流出していた可能性が高いと考えられている(高橋・里深, 1996)。今後ますます山地部の開発が進み、都市部が拡大するに伴い、上記のような災害は都市災害的な色合いを強めていくことであろう。こういった観点から、地震による斜面崩壊の発生メカニズムを解明することは、防災上非常に重要であると考えられる。

本研究では、地震時に地下水面を持つ土中の浸透流が、斜面崩壊にどのような影響を与えるかを明らかにするため、浸透流を有する斜面模型に種々の地震外力を与え、土中の間隙水圧の変化と崩壊発生との関係を検討する。

2 従来の研究

2.1 概説

斜面崩壊が大規模に起こり得るような比較的大きな地震は、最近の日本では1995年に起こった兵庫県南部地震や1984年の長野県西部地震など数例が報告されている程度である。また、危険を伴うため斜面崩壊を現場で計測するといったことも殆ど不可能に近い。そのため、斜面崩壊がおこった後の調査をもとにその発生原因を究明しているのが現状であり、崩壊発生メカニズムに関しては種々のモデルが考案されているが不明な点が多い。

崩壊の発生要因には地形的なものや地盤の構成要素、過去の発生履歴、あるいは気象学的なものなどさまざまなものがあり、これまでいろいろな方面から多くの研究がなされているが、ここでは力学的な方面からアプローチしている理論について整理する。

2.2 斜面安定解析

斜面安定解析にはいくつかの方法がある。円弧すべりを仮定した全応力に基づく斜面の安定解析としては、 $\phi=0$ 解析法があり、また、有効応力に基づくものとしては、 c, ϕ 解析法がある。さらに、それを非円弧すべりに拡張したものとしてJanbuの非円弧すべり面法がある。

ここに挙げたものは、まず、考えられるすべり面を仮定し、その時の安全率を求めるものである。考えられる全てのすべり面に対し、安全率の計算を行い、安全率が最小となるものを危険すべり面とするものである。

斜面崩壊による災害の防止・軽減のためには、崩壊前の斜面の条件が与えられたときに、崩壊の発生位置、

規模等を予測することが重要であると考えられる。上述の解析法によってこれを行おうとすると、予め、考え得るすべり面をすべて想定した上で、安全率が最小となるすべり面を見つけだす必要があり、かなりの困難が予想される。

沖村は簡易貫入試験により潜在的に存在する崩土層の分布を求めることにより、仮定するすべり面の数を大幅に減らし、比較的容易に斜面崩壊発生位置を予知できる方法を提案している(沖村, 1983)。

一方、簡便に安定解析を行う方法としては、無限長斜面の安定解析がある。この無限長斜面の安定解析に地震外力と地下水位を考慮したものについて紹介する。Fig.1に示すような無限長斜面を考える。ここで、斜面に垂直方向の表土の堆積厚さを D 、同図の底面をすべり面と仮定し、すべり面から地下水面までの高さを H 、斜面勾配を θ とすると、すべり面上の土塊に働く外力 τ は、

$$\tau = g \sin \theta [D(1-\lambda)\sigma + \{(D-H)S + H\}\lambda\rho] \quad (1)$$

と表される。ここに、 g : 重力加速度、 λ : 空隙率、 σ : 土砂の単位体積重量、 S : 地下水面上の土砂の飽和度、 ρ : 水の密度である。

抵抗力 τ_c は、土砂の内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C を用いて、

$$\tau_c = g \cos \theta \{ (D-H)(1-\lambda)\sigma + (D-H)S\lambda\rho + H(1-\lambda)(\sigma - \rho) \} \tan \phi + C \quad (2)$$

と表され、この時の崩壊に関する静的な安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\tau_c}{\tau} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \frac{D(1-\lambda)\sigma + (D-H)S\lambda\rho - H(1-\lambda)\rho}{D(1-\lambda)\sigma + \{(D-H)S + H\}\lambda\rho} + \frac{C}{[D(1-\lambda)\sigma + \{(D-H)S + H\}\lambda\rho]g \sin \theta} \quad (3)$$

となる。ここで、水平な地震動を考慮するものとし、その加速度を α とすると、最小の安全率は斜面流下方向に地震加速度が作用した時に生じるので、その時の土塊に作用する加速度の大きさと方向はそれぞれ次のように変化する。

$$\begin{aligned} |g| &\rightarrow \sqrt{g^2 + \alpha^2} \\ \theta &\rightarrow \theta + \theta' \quad \left(\theta' = \tan^{-1} \frac{\alpha}{g} \right) \end{aligned}$$

このような加速度が作用する場での安全率を F_d とする、

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan(\theta + \theta')} \cdot \frac{D(1-\lambda)\sigma + (D-H)S\lambda\rho - H(1-\lambda)\rho}{D(1-\lambda)\sigma + \{(D-H)S + H\}\lambda\rho} + \frac{C}{[D(1-\lambda)\sigma + \{(D-H)S + H\}\lambda\rho] \cdot \sqrt{\alpha^2 + g^2} \cdot \sin(\theta + \theta')} \quad (4)$$

となる。この方法は兵庫県南部地震の住吉川流域の斜面安定解析に用いられているが、その地点における実際の地震動がどの程度であったか不明であることや土質定数の不確定さや無限長斜面での静的な安定解析には限界があるために、明確な結論は出されていない。

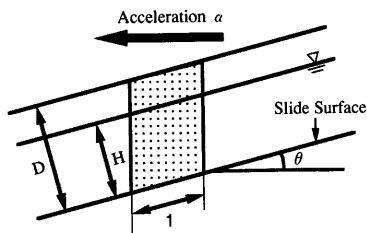


Fig.1 Schematic of planar failure in infinite slope

3 地震外力を考慮した斜面崩壊の実験

3.1 実験装置

実験で使用した振動台の正式名称は「水理構造物3次元強振動実験装置」であり、兵庫県南部地震における水理構造物の被災を契機として、京都大学防災研究所・災害観測実験研究センター宇治川水理実験所に設置されたものである。本装置はFig.2に示すように10m四方のコンクリート製の水槽底面に、直径3.5mの振動テーブルが設けられており、水深1.5mまでの湛水条件で、最大積載荷重10tまでの加振が可能となっている。振動台の性能曲線をFig.3に示す。

加振方向は3軸方向の並進運動と、さらにその各軸周りの回転運動の計6自由度を有し、さらに、振動を変位、速度、加速度のいずれでも制御できるようになっており、水が存在する場において3次元的な振動を供試体に与えられるようになっている。なお、振動台の諸元をTable 1に示す。

また、振動テーブルと水槽との隙間はFig.2に示すような合成樹脂製のシールによって塞がれている。

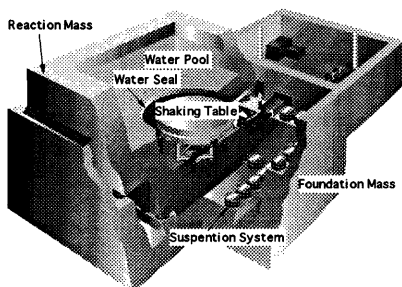


Fig.2 Schematic of Under Water Seismic Table

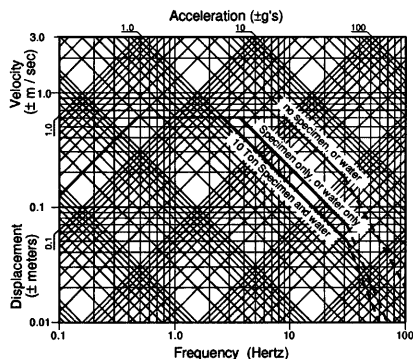


Fig.3 Performance envelope (Horizontal)

これは、加振時にシール部が引き起こす流れの影響を抑制することを目的としており、振動台内部に空気を強制的に送り込んで加圧し、シール部を持ち上げる方式を採用している。

振動台の制御・データ収録は3台のパソコンで行われている。1台は振動台本体を制御するためのもので、単独で使うことにより振動のマニュアル制御が可能となっている。また、残りの2台はそれぞれ、地震波形の作成用とデータ収録用である。データは最大32チャンネル、周期は10000Hzで収録できる。この3台のパソコンを用いることによって、所定の地震波形を与えた場合の供試体、振動台の時間的な応答をオートマチックに制御し、データを収録できる。また、これらのパソコンはWindowsNTベースのアプリケーションで動作しているため、面倒なコマンドの入力やプログラムを組むといった作業などが不要であり、誰でも比

較的簡便・容易に使える仕様になっている。

Table 1 System Specification

1. Seismic Table
Table Size: 3.5m diameter
Table Motion: 6 degrees of freedom (Longitudinal, Lateral, Vertical, Roll, Pitch, and Yaw)
Maximum Specimen Mass: 10 tons
Maximum OTM: 10 ton-m
Force Rating: ± 17 Tonf (continuous) ± 52 Tonf (single)
Maximum Displacement: ± 20 cm (x, y, z)
Maximum Velocity: ± 60 cm/sec for x axis ± 60 cm/sec for y axis ± 37 cm/sec for z axis
Maximum Acceleration: ± 1 g's for x, y, z axes (with 10 ton specimen)
Operating Frequency: 0 to 20Hz (full performance) 0 to 100Hz (limited performance)
Waveform: sine curve, triangle, square, arbitrary waveform (random wave, seismic wave)
Data Acquisition: 32ch, 10KHz (Max)
2. Foundation
Mass Type: reaction type
Mass Weight: (Reaction Mass) 1400 ton (Foundation) 2100 ton
Mass Size: (Reaction Mass) 12x12x5.3 m (Foundation) 14x14x8.5 m (Water Pool) 10x10x2.5 m
Suspension System: 73 cm diameter x 44 pieces (natural frequency: 1.2Hz)
Damping System: oil damper (40 pieces)
Rising Height: 20 mm

今回の実験では Fig.4 に示すような長さ 400cm、幅 50cm、深さ 50cm、勾配 20° の鋼製矩形断面水路を振動台上に固定した。この水路は、水路上流端・下流端を棧と金網で仕切ることにより、水の供給・排水量が調節できるようになっている。水路の一方の側面は強化ガラス製で、土層の変形の様子などを側方から観察できる構造になっている。

土層内の地下水位の変化を見るために、強化ガラス面の内側には長さ 50cm の透明のビニール製のチューブを張り付けている。このチューブ内への土砂の侵入を防ぐため、チューブの両端を開放し、水路床に近い方の端に金網を張り付けた。このチューブを水路長に対して等間隔に計 4ヶ所設置した。

3.2 斜面の崩壊に関する実験

実験で用いた砂の粒径を決定するに際し、次のような点が問題になった。1つは粒径を小さくすると不飽和浸透流の水深が大きくなり、浸透流の水位にばらつ

きが生じる点、もう 1つは同じく粒径を小さくした時、浸透流速が小さいために、条件の設定に時間がかかるという点である。大きな過剰間隙水圧が発生するような場を作るには出来るだけ小さい粒径を採用することが望ましかったが、両方の条件を満たす粒径の値が不明であったため、本実験では 4 号砂（非粘性の土砂で、平均粒径 0.82mm、粒子密度 2.65g/cm^3 ）を用いることにした。この砂を 690kg 準備し、水路内の土層厚が 30cm になるように均一に締め固めながら敷き詰めた。この方法は、平均的な砂の空隙率が実験の度に著しく変わることなく、しかも簡便に空隙率を求められることを狙ったものである。砂層を造っていく過程で、水路のほぼ中央の地点に深さ方向に 0cm（底面）15cm（中層）30cm（表面付近）の 3ヶ所に、加速度計を埋設した。感知方向は斜面流下方向とした。また、間隙水圧計も加速度計とほぼ同じ断面に、深さ方向に底面から 0cm、10cm、20cm の 3ヶ所に、互いに設置したことによる影響が出ない程度に離して設置し、感知面をガラス面と平行になるように向け、浸透流による影響が出ないように配慮した。

前述の地下水位を計測するためのチューブを配置した位置に底面から土層表面まで、ガラス面に沿って青色に着色した砂（平均粒径 4mm 程度）をトレーサーとして挿入した。

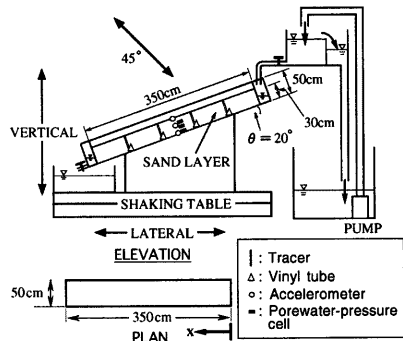


Fig.4 Experimental flume and direction of shaking

浸透流がある場合の実験ケースでは、水路上流から水を供給し、土層内で所定の水深が得られるように流

入量、排水量を調節し、定常状態になったとみなせたときに加振し、加振中も水を供給し続けた。得られた浸透流の水深の平均をとることにより、各実験ケースでの水深の代表値とした。

実験ケースを Table 2 に示す。実験条件としては、浸透流の水深と加振方向である。入力波形はサインカーブで 15 秒間与えた。(前後 2.5 秒間は安全のためにテーパーをかけた)。振幅を 1mm、3mm、5mm、7mm、10mm、15mm、20mm と順に大きくして与え、斜面が崩壊したと判断できた時点でそのケースの実験を終了した。なお、今回の実験では、周波数を実物と模型斜面との振動モードを合わせるために次のような相似律より、4Hz とした。今回の実験では、実物斜面のごく表層の層厚 H_p が 2m 程度の部分を考えている。ここでのせん断弾性波速度 V_{sp} は 100m/s 程度と考えられる。また、想定した地震は兵庫県南部地震であり、このときの卓越周波数 f_p は 1Hz であった(釜江、1996)。この実物の基準となる周波数を f_{op} とすると、

$$f_{op} = \frac{V_{sp}}{H_p} = 50\text{Hz} \quad (5)$$

となり、

$$\frac{f_p}{f_{op}} = \frac{f_M}{f_{OM}} = 0.02 \quad (6)$$

となる。ここに、 f_M ：模型の卓越周波数、 f_{OM} ：模型の基準となる周波数である。

また、模型のせん断弾性波速度および模型の層厚をそれぞれ V_{SM} 、 H_M とすると

$$f_{OM} = \frac{V_{SM}}{H_M} \quad (7)$$

とおけるが、一般に、せん断弾性波速度がせん断剛性率の 1/2 乗に、またせん断剛性率が地盤にかかる垂直応力の 1/2 乗に比例する。そこで、垂直応力は層厚に比例すると考えると、

$$V_{SM} = \left(\frac{H_M}{H_p} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot V_{sp} \approx 60 \text{ m/s}$$

となる。よって式(7)より

$$f_{OM} \approx 200\text{Hz} \text{ となり、式(6)から } f_M = 4\text{Hz} \text{ となる。}$$

振幅を変えて再加振するまでの時間は数分程度で、斜面崩壊の発生が認められるまでは、斜面を形成し直さずに実験を続けた。実験の様子を水路上流の側方、

水路下流の側方、斜面表面全体、斜面表面中央部の 4 ヶ所に設置した VHS ビデオカメラで収録した。計測された加速度と間隙水圧(水頭)の一例を Fig.5 に示す。

Table 2 Experimental condition

Run No.	Direction	h(cm)	Sand condition
L-1	lateral	0	dry sand
L-2	lateral	0	wet sand
L-3	lateral	5	wet sand
L-4	lateral	10	wet sand
L-5	lateral	15	wet sand
L-6	lateral	25	wet sand
V-1	vertical	0	wet sand
V-2	vertical	15	wet sand
VL-1	45 °	15	wet sand

h : subsurface water depth

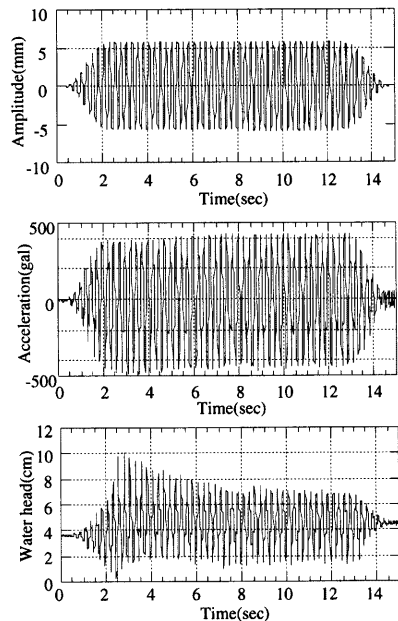


Fig.5 Example of obtained data about displacement, acceleration, and porewater pressure

4 実験結果と考察

4.1 砂層中の深さと加速度の関係

砂層中の $z=0$ 、15、30cm における加速度と与えた振幅の関係を Fig.6 に示す。なお、加速度は平均的な正

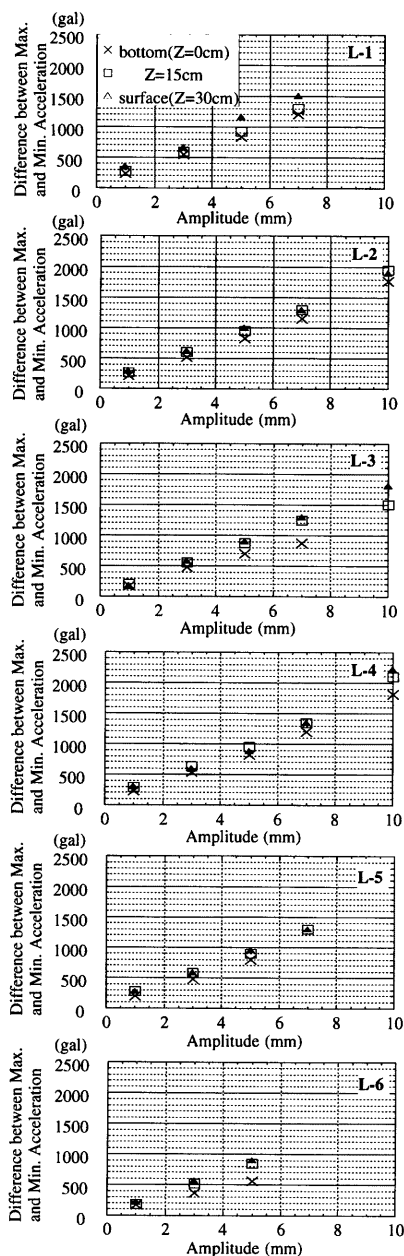


Fig.6 Relationship between subsurface water depth and acceleration

負のピークの差を取っている。同図から、当然のことながら両者はほぼ比例関係にあることがわかる。底面 ($z=0$) の加速度は他の2点に対して、常に小さい値を取っている。このことは、堅い地層から軟らかい地層に地震波が入力されるとその振動が増幅されることから、与えられた振動が剛な水路底を介し、砂層内を深いところから浅いところへ伝播する間に増幅されていることを意味していると考えられる。ただし、中層と表面付近では、両者の間に有意な差は認められない。

4.2 間隙水圧と加速度・水深の関係

間隙水圧の変化は大きく分けて、2種類の性質を示す。1つは加振の変位と対応して変化するものであり、もう1つは、加振中の比較的長い時間(数十周期分)で徐々に変動していくものである。まずは前者の方について考察する。Fig.7は間隙水圧の平均的な極大値と極小値の差を水頭差で表し、それと加速度との関係を示したものである。なお、加速度としては水路底面 ($z=0$ cm) での加速度を対象としている。同図より、加振前の時点ですでに湛水した状態であれば、加速度が増加すると、間隙水圧の変動幅が大きくなるということと、水深が大きい方が間隙水圧の変動の幅が大きいということがわかる。ただし、正常に計測できた点が非常に少なく、定量的な関係を認めるには至っていない。また、加振前には湛水していなくても、ある程度の加速度が加われば、間隙水圧が変動している。これは、浸透流の地下水面が振動中に数 cm から 10cm 程度、上昇したためである。

次に加振前と加振後の間隙水圧の変化を Fig.8 に示す。同図より、湛水時においては、加振前と加振後の間隙水圧の差は加速度と正の相関関係にあることがわかる。これは、加振されるとその強度に応じて、間隙水圧が上昇するということを意味している。これに関しては、加振時の振幅をさらに変化させた実験を行って定量的な関係を把握する必要がある。なお、湛水していない場合では、間隙水圧の差は見られなかった。

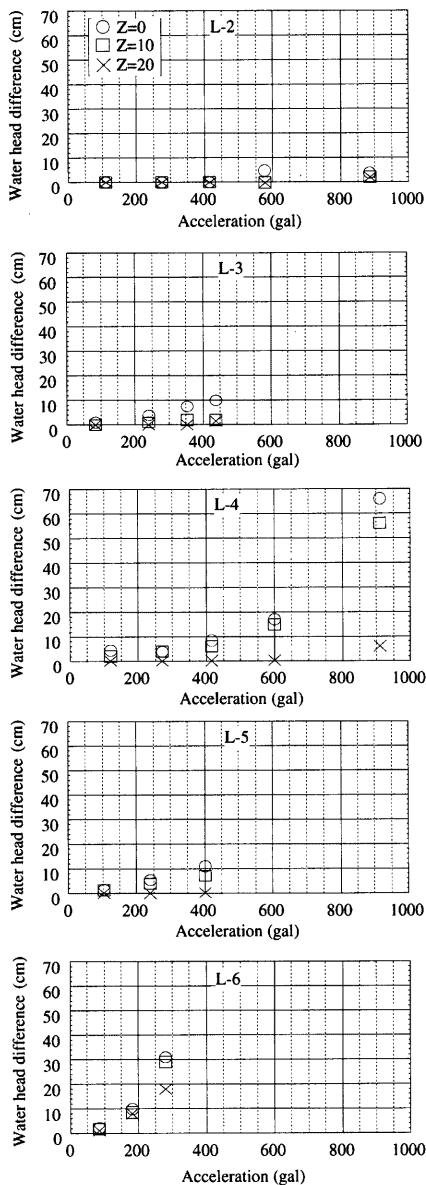


Fig.7 Relationship between the head of the porewater pressure and the slope-directional acceleration during shaking

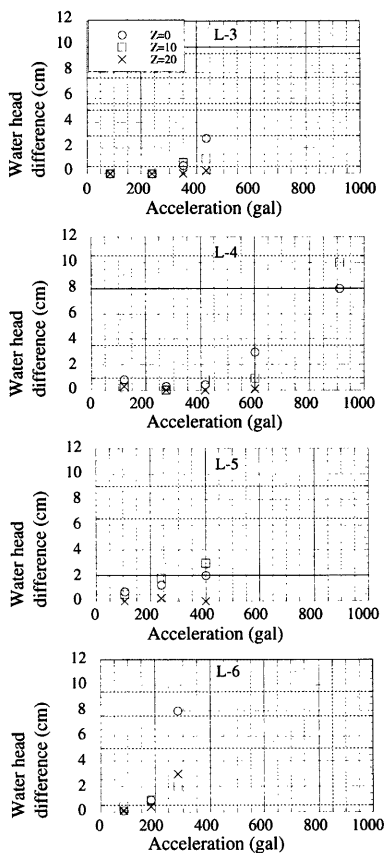


Fig.8 Relationship between the head of the porewater pressure and the slope-directional acceleration after shaking

4.3 斜面の変形に関する考察

砂層を加振すると、その内部で変形が起こる。それを明示するために、側方から記録したビデオ画像の解析から得られた各振幅での加振終了時におけるトレーサーの位置を Fig.9 に示す。同図より、底面付近、地下水面より少し上層、表層部の3箇所ですべりが発生していることがわかる。また、下流端に一番近い地点のトレーサーはほとんど変形していない。これは、下流端を固定壁としたことの、その影響と考えられる。

次に、水位と崩壊の関係について述べる。深さ方向のある範囲(数〜十数 cm)にわたって、緩やかにせん

断を受けた部分と、明らかに滑った（ここでは深さ方向 1cm 程度の間に、斜面方向に大きな変位を起こした場合をいう）と考えられる位置の関係を Fig.10 に示す。

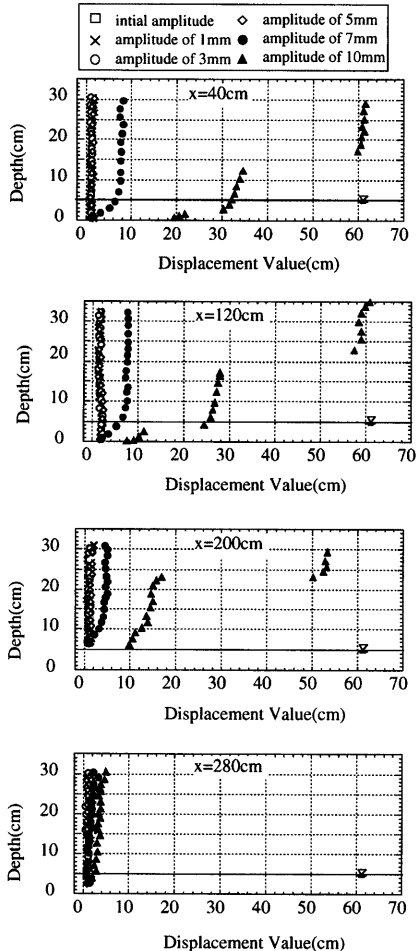


Fig.9 Vertical distributions of the displacement

一般に緩やかにせん断を受ける場合と明らかにすべる場合の違いは受ける外力の大きさに起因する。つまり、弱い外力を受けた場合、その外力によるエネルギーはせん断変形で消費される。しかし、外力が強くなると、せん断変形だけでは消費しきれずに、すべり破壊を起

こしてエネルギーを消費する。同図において、崩壊の形態が類似している地下水位 10cm 以下のケースと地下水位 15cm 以上のケースとを比較すると、10cm 以下のケースでは、せん断を受けた厚さとすべりが発生した個数は地下水位が高くなると増大する傾向にある。これは、水深が深くなると水平方向に地震外力を受けた場合に、せん断抵抗力が低下するためと考えられる。一方、15cm 以上のケースでは、上記のようなせん断抵抗力の低下とともに、緩やかにせん断を受ける部分が大きくなり、ある外力を受けた場合に全体的に流動することによって、そのエネルギーを消散させていっていると考えられるが、データが少ないのでデータを追加して更なる検討を要する。

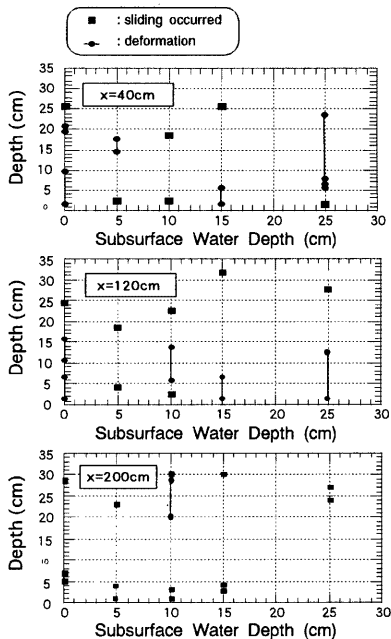


Fig.10 Relationship between the subsurface water depth and the occurrence position of the sliding or deformation

4.4 理論との比較

ここでは、従来の研究でも述べたような無限長斜面を仮定して、地震外力を受けた場合の斜面崩壊に対する安全率と実験で得られた結果とを比較検討してみる。Fig.11 は式(4)と実験結果とを比較したものである。なお、実験値はビデオ画像をもとに、少しでも滑ったと判定されたケースであり、斜面に作用した加速度として、底面での加速度の変動幅の1/2とした。理論値は $\theta=20^\circ$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $D=30\text{cm}$ 、 $\lambda=0.51$ 、 $\sigma=2.65\text{g/cm}^3$ 、 $\rho=1.0\text{g/cm}^3$ 、 $g=980\text{cm/s}^2$ とし、簡単のために $C=0$ 、 $S=0$ として求めている。

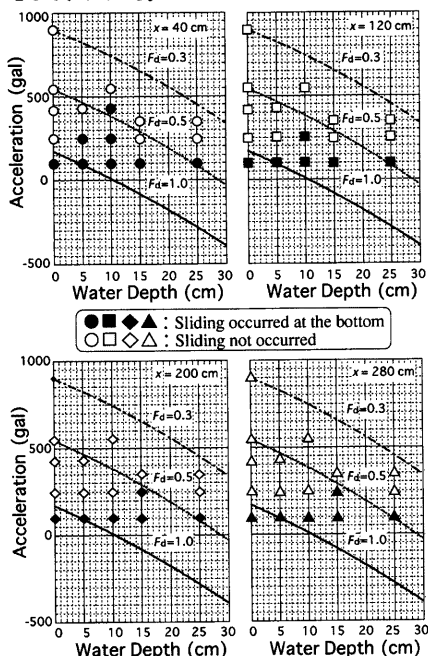


Fig.11 Comparison between experimental and calculated results about occurrence of sliding

同図より、安全率が1付近では実験ではすべりを起こさず、安全率が0.5付近で実験値との一致が見られた。この原因として砂の粘着力を考慮しなかったことが考えられるが、安全率が1になるような粘着力を計算すると、 $C=10\text{kg/cm}^2$ 程度にする必要があった。しかし、ほとんどのケースで底面には浸透流が存在しているた

め、粘着力の効果を期待することができない。無限長斜面を用いた本解析では、周波数の効果が考慮されていないため、このことが実験結果と合わない原因の一つと考えられる。

4.5 本実験の崩壊現象の解明

ここでは、実験で生じた崩壊の原因について考察する。各ケースごとに様々な崩壊の様子が観察されたが、その中で崩壊の機構が同じと思われるL-2、L-3、L-4のケースについて考察する。まず、水路の上流側の側方と水路の下流側の側方に設置したビデオ画像より、砂層の移動が水路のどの位置で発生したかを調べた。

Fig.12(a)に示すように水路が下流側から初期位置に移動しているとき（つまり図のB→Cの移動時）に、砂層の移動現象が見られた。また、それ以外の場所では、全く砂層の移動が生じなかった。ここで、変位と加速度、間隙水圧の計測結果を拡大したものをFig.12(b)(c)に示す。なお、この図は、L-3（地下水位5cm）のケースの振幅が5mmのときで、Fig.12(b)(c)のA、B、CはFig.12(a)に対応し、それぞれの位置に達した時間を示している。Fig.12(c)は底面付近と中層、表層における加速度と間隙水圧の変化をそれぞれ示したものである。ただし、中層、表層における加速度と間隙水圧の差はその計測深さに若干の相違がある。同図より、底面付近と中層では加速度と間隙水圧の変化はほぼ逆位相になっている。これに対して、一番上の図すなわち、表層付近と考えられる地点の変動は逆に同位相になっていることがわかる。この違いは、底面では灌水している状態、中層では不飽和浸透層あるいは地下水位の上昇のために灌水している状態と考えられるが、表層付近では、明らかに乾燥砂に近い状態になっていることによると考えられる。すなわち、表層付近での間隙水圧は、水圧ではなく、空気圧もしくは封入したシリコンオイルが受けている加速度による圧力を計っていると考えられる。したがって、表層付近は除外して、底面付近および中層について考察する。

この2つの図で特徴的な点は、前述の逆位相になっている点と、そのピークが微妙にずれている点である。

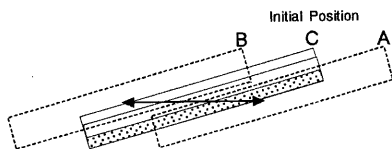


Fig.12(a) Variation of the channel position

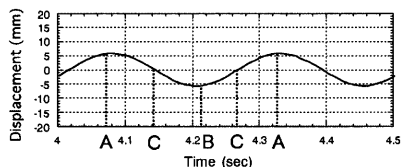


Fig.12(b) Relationship between time and displacement of the channel

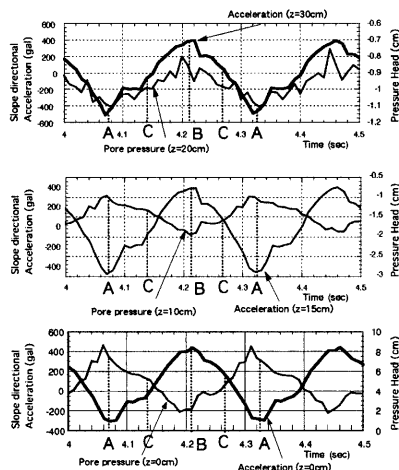


Fig.12(c) Temporal change of the porewater pressure and the acceleration

さらにその微妙なずれは時間的に見ると、間隙水圧のピークが現れた後に、加速度のピークが来ていることである。これを Fig.12(a) の A、B、C を使って説明すると、上流側から下流側に変位していく過程(A→C→B)では、Fig.12(c)に示すように間隙水圧が低下し、加速度は上昇する。そして、下流側(B)に到達する前に間隙

水圧はピークを迎え、下流側(B)に到達したときには上昇を始めている。その時点で、加速度は極大値をとる。また、下流側から上流側へ変位している過程(B→C→A)では、間隙水圧は上昇し続け、上流側(A)に到達する少し手前で、上昇のピークを迎え、上流側(A)に到達したときには減少を始めている。その時点で加速度の方は極小値をとることになる。

また、振動が砂層内の深いところから浅いところへ伝播する際に、加速度を増幅させる事も考え合わせると、以下のような解釈が可能となろう。

Fig.12(d)のような簡単なモデルを考えてみる。なお、図中の A、B、C は Fig.12(a) と対応している。まず A→B の場合を考えてみる。前述したように表層に近い方が加速度が大きくなるということは、周期的な運動の中では表層に近い方が底面に近い場合に比べて、変位や速度が大きくなることを意味する。このため、2つの砂粒子が互いに離れていく傾向にあり、砂粒子間の空隙が増大する。その結果、砂粒子の骨格応力が低下すると考えられ、極端な場合、骨格応力が消滅するケースも考えられる。このような粒子間の空隙の増大によって、骨格応力の減少が間隙水圧の増加に寄与するよりも空隙の増大による圧力の解放の影響が大きいため、間隙水圧が低下すると考えられる。ところが、その空隙の増大にも限界があり、そのために下流側(B)へ到達する前に間隙水圧の低下が止まる。このとき、間隙水圧は低下し、有効応力も減少していると考えられる。そして低下した間隙水圧が空隙の増大速度の低下によって、中立の状態へ戻ろうとして、上昇を始め。これらの事によって砂層自体の強度が低下すると考えられる。

同様に B→A への移動過程でも、前述の説明とは逆に、砂粒子間の骨格応力が増加する方向に現象が進んでいく。そのため、空隙の減少による間隙水圧の増加の割合が骨格応力の形成による間隙水圧の低下よりも大きくなるために全体としては間隙水圧は増加するものと考えられる。そして、砂粒子が最密充填に近い形になると、空隙の減少速度が鈍り、間隙水圧の上面への逸散過程が卓越することになり、間隙水圧が減少し

始めると考えられる。

以上のことから、B→A の場合では間隙水圧は増大するが、それ以上に骨格応力が強くなっていると考えられる。この結果、一番砂層の強度が弱くなった B→C の時に砂層の移動が起こったと考えられる。こうした行程が 4Hz の周期で繰り返されているが、数十周期にわたる長い時間スケールで見ると、間隙水圧は Fig.5 の結果のように平均的には上昇をしている。これは、1 回の行程で、完全に元の状態に戻るのではなく、一部には砂粒子を間隙水圧で支えたままであり、その支える割合が時間とともに増大していく傾向にあるからであると考えられる。このことが、加振中には平均的な砂層の強度が時間とともに低下していき、加振直後には移動しなかった砂層が加振途中で、移動を始める原因であると考えられる。

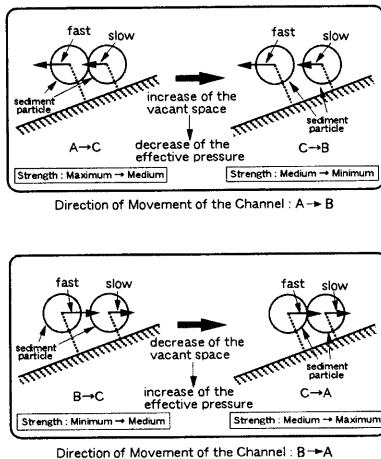


Fig.12(d) Schematic of the change of the effective pressure due to seismic force

5 結論

本研究では、地震外力が作用した際の斜面崩壊の発生メカニズムを明らかにすることを目的として、斜面崩壊と加速度、間隙水圧の関係を中心に模型実験を行

い、検討を行った。得られた成果、問題点、今後の課題を以下に挙げて、結論とする。

- ・すべり面は、底面付近、地下水面より少し上の部分、表層の3カ所で発生し、それ以外の部分はなめらかな変形もしくは、剛体のような挙動を示した。特に不飽和浸透層では、剛体的挙動が顕著に見られた。
- ・無限長斜面を仮定した安定解析を行った。安全率が1となっても実験では斜面崩壊は発生せず、安全率が0.5程度の時に実験値がほぼ説明された。この原因としては、理論では無限長斜面を仮定していること、地震外力のような繰り返しの力を考慮していないことなどが考えられるが、すべり面が複数発生するような場への本モデルの適応性にも限界があるものと思われる。
- ・砂層の中を伝播する地震外力は表層に行くほど増大する傾向を示し、これが表層での流動が生じる原因であると考えられた。

・本研究では底面でのすべりを仮定した解析を行ったが実験で生じたような複数箇所でのすべりをどの様に解析すればよいか、今後さらなる検討が必要である。

- ・実験ケースが少なく、振幅の変化を大まかに取ったために、明確な崩壊時の加速度を特定するまでには至らなかった。また、振動時間も短く、斜面の挙動の時間変化を十分、観察することができなかった。さらに、類似の崩壊形態を示す実験結果も少なかったために、崩壊のメカニズムを明らかにしうる定量的な評価が十分にできず、現象の確認にとどまる結果になった。
- ・粒径が大きすぎた事もあり、砂層の液状化は再現できなかった。

・地盤形成の仕方や計測器の設置方法にも実験上困難が伴い、得られたデータの信頼性の低い実験ケースも生じた。

今後、これらの問題点を解決し、さらに砂層の粒径の影響や与える振動周波数が斜面崩壊に及ぼす効果を考えていく必要がある。そして、それらをふまえた上で複数のすべり面を考慮した崩壊現象を説明しうる斜面崩壊モデルを構築していく予定である。

本研究は文部省科学研究費基盤研究A(2)(地震時山地崩壊分布の予測と二次災害の防御に関する研究, 研究代表者京都大学防災研究所 高橋 保, 課題番号08558041)の補助を受けて行われたものであり, 関係各位には記して深謝する。最後に、本研究を進める上で資料整理等に御協力いただいた京都大学大学院工学研究科修士課程1年緒方正隆氏に心から感謝いたします。

- 沖村 孝(1983):土木学会論文報告集;山腹表層崩壊発生位置の予知に関する一研究,pp113-pp120.
- 釜江克広(1996):京都大学防災研究所、阪神・淡路大震災－防災研究への取り組み－,pp10.
- 佐々恭二(1996):京都大学防災研究所、阪神・淡路大震災－防災研究への取り組み－,pp172-pp226.
- 高橋 保・里深好文(1996):京都大学防災研究所、阪神・淡路大震災－防災研究への取り組み－,pp350-pp359.

An Experimental Study on the Slope Failure under the Seismic Force

Tamotsu TAKAHASHI, Hajime NAKAGAWA, Yoshifumi SATOFUKA,
Katsutoshi KITA*, Yoshinori YOSHIDA and Masato TATSUMI**

* Faculty of Engineering , Tokai University

** Graduate school of Engineering , Kyoto University

Synopsis

In order to clarify the effects of the seepage flow on the slope failure due to earthquake, physical experiments were done by using shaking table under the several conditions of seismic force, depth of seepage water, shaking direction and so on. The relationships between pore pressure and the occurrence of slope failure are discussed from experimental data.

Keyword:slope failure; seepage flow; seismic force; slope stability analysis; porewater pressure