

図 6.35 Case1 すべり面

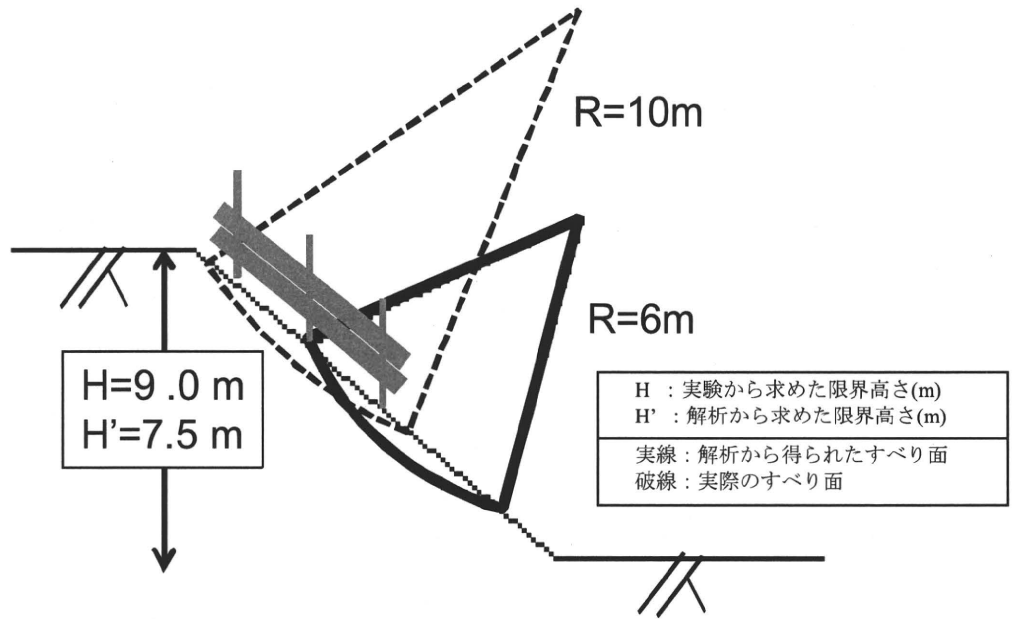


図 6.36 Case 2 すべり面

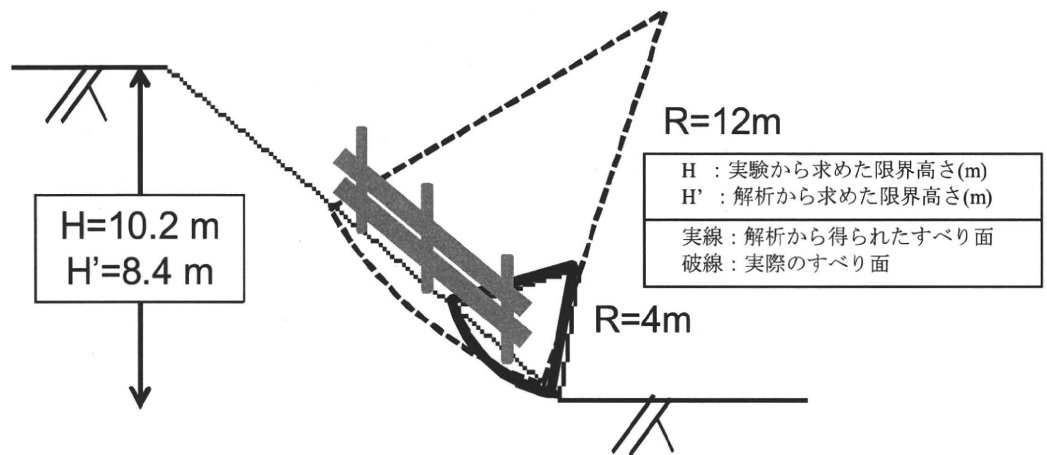


図 6.37 Case 3 すべり面

表 6.3 破壊時加速度まとめ

ケース番号	破壊時重力加速度(G)		
Case1	110		
Case2	30	42	
Case 3	34	57	70

6.5 まとめ

1. 遠心模型実験において、斜面上に設置した付加荷重直下の破壊は、まず、直下にすべり面が発生した後、進行性破壊が発生することで、斜面全体に破壊が及んだ。
2. 修正フェレニウス法で求めた限界高さと、実験で破壊が起こった際の限界高さは、ほぼ一致することが確認された。
3. 斜面上へ付加荷重を作用させることで斜面安全率が低下することが遠心模型実験から観察された
4. 付加荷重の位置が斜面安定性に明らかに影響を与えることが分かった。
5. 付加荷重設置位置に伴う、安全率の低減率が分かる図表を作成し、提案した。

6.6 謝辞

本章の成果は、東京工業大学工学部土木工学科日下部研究室 広地豪氏（現 東京工業大学大学院理工学研究科修士課程1年）の卒業研究の一部である。ここに記して感謝いたします。

6.7 参考文献

1. 中瀬・中ノ堂・日下部: 斜面及び盛土のための安定図表, 技報堂出版, 1981年.

第7章 砂からなる切土斜面の安定性に及ぼす降雨の影響

7.1 はじめに

切土工事および掘削工事はあらゆる建設現場に必要な作業であり、建設規模の大小にかかわらず、多くの建設現場で行われている極めて一般的な建設作業である。しかしながら、切土工事中に多くの斜面崩壊事故が発生しており、毎年多くの作業員が死亡している。伊藤ら¹⁾による1989年から2002年までの統計調査によると、毎年15~20人ほどの作業員が切土作業中の斜面崩壊および落石で亡くなっており、14年間の総死者数は131人にのぼる。一方、切土工事中の労働安全を目的として、労働安全衛生規則第356条・第357条に示されている切土勾配および高さの基準を満たした状態で作業が行われるよう定められている。表-7.1は1989年から2002年まで切土工事中に発生した死亡事故現場の斜面高さおよび勾配をまとめたものである。灰色ハッチ部分は労働安全衛生規則を満たしていないために事故が発生した現場であり、適切に工事が進められていれば避けられた可能性がある。逆に労働安全衛生規則を満たしていたにもかかわらず発生した事故は41件（不明事例を除く）にのぼっており、現行の労働安全衛生規則の見直しが必要であると考えられる。

本研究では、表-7.1に示された事故区分のうち、労働安全衛生規則を満たしていたにもかかわらず15件もの事故が発生している斜面角度60°-75°、斜面高さ2m-5mの断面に着目した。この切土形状を労働安全衛生規則第356条・第357条と照らし合わせると、「その他の地山における75°斜面」または「砂からなる地山の5m未満の斜面」に相当すると考えられ、これらの地質特性、形状を有する切土斜面の安定性について詳細に検討する必要がある。また、多くの切土斜面崩壊が、降雨から3日以内に発生していることが統計調査から分かっている。以上から、本研究では遠心模型実験装置を用いて斜面角60°、高さ5mの砂からなる切土斜面を模擬し、降雨をシミュレートすることにより、切土斜面の安定性に及ぼす降雨の影響を評価した。一方で、床掘り掘削時の切土斜面の崩壊も多数報告されており、床掘りの有無についても検討した。

表-7.1 死亡事故現場における崩壊斜面高さおよび勾配の区分

高さ \ 角度	-60°	60° - 75°	75° - 90°	90° -	不明	計
- 2m	-	1	1	2	-	4
2m - 5m	1	15	8	1	-	25
5m - 10m	8	12	3	3	1	27
10m - 30m	10	16	5	1	1	33
30m - 50m	2	1	-	-	1	4
50m - 30m	1	3	-	-	-	4
不明	8	12	4	1	9	34
計	30	60	21	8	12	131

7.2 遠心模型実験

7.2.1 実験概要

本実験では、斜面勾配 60° 、高さ 5m の切土斜面の安定性に及ぼす降雨の影響を、遠心模型実験装置を用いて評価した。図-7.1 に模型地盤概要図を示したが、降雨後の変形挙動および床掘りの有無に着目しており、床掘りの無い Case1 と床掘りの有る Case2 を行った。実験では遠心加速度 20G に到達後、切土のクリープ変形が概ね収束するまで 10 分間放置したあと、降雨実験を開始した。表-2 に示すとおり、降雨を 2 分間（実物換算で 20 時間）シミュレートした後、7 分間（実物換算で 46.7 時間）放置するスキームを 1 イベントとしている。各ケース、大変形が生じるまでそれぞれ 6 回、4 回の降雨イベントを行っている。実験中は、模型前面に設置したデジタルカメラで模型を撮影し、実験終了後、PIV 手法を用いて斜面の変形を求めている。実験装置および実験手順、使用した試料については以下に示す。

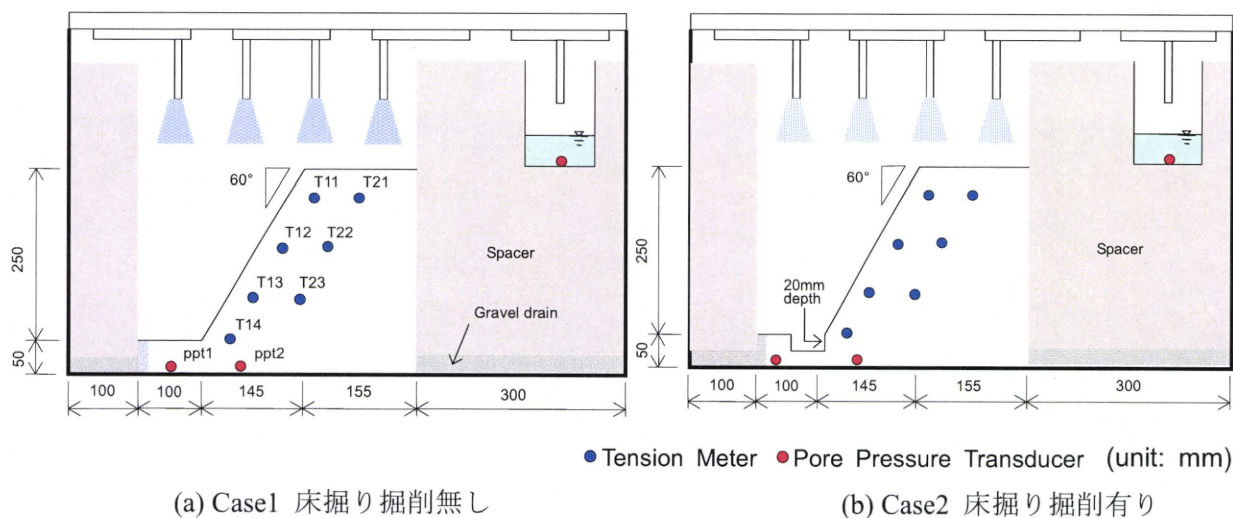


図-7.1 模型地盤概念図

表-7.2 実験ケース

	床掘り	イベント	回数
Case1	無し	3 分間の降雨+7 分間の放置	6 セット
Case2	有り	(実物換算：20 時間の降雨+46.7 時間の放置)	4 セット

7.2.2 実験装置

本実験では、図-7.2 に示す英国ダンディ大学所有のビーム型遠心模型実験装置（有効半径 3m）を使用した。降雨のシミュレーションには、同大学所有の気候変動シミュレーターを用いた（図-7.3）。本装置は噴霧ノズルからの散水による湿潤期と空気注入による乾燥期をシミュレーションすることにより年間を通した気候変動を再現することが出来る。また、容器底部には雨水採取機構を備えており、容器内の水収支を正確にモニタリングできるようになっている。本研究では、噴霧ノズルを用いた散水機能のみを用いて、降雨を再現した。本装置は、3 列に並んだ 12 本の噴射ノズルを通して、地盤に降雨を供給

する。単位時間あたりの降雨量と噴霧ノズル内に作用する水圧は比例関係にあり、ノズル内の水圧を計測することにより、実験中の単位時間あたりの降雨量を計算できる。ノズルに急速に圧力を与えられるようにノズル近くに水供給タンク設置している。この水供給タンクに、遠心模型実験装置外に設置した水供給ポンプからロータリージョイントを通して水を供給し、水供給タンク内を所定の圧力まで上昇させる。その後、供給タンクとノズル間に設置したソレノイドバルブを開くことにより、急速に所定の水圧をノズルに与えることが出来る。この気候変動シミュレーターは、遠心模型実験装置に設置したコンピュータにインストールした Labview を用い、同様に遠心模型実験装置に設置したリレーボックスに DA ボードを介して信号を送ることで、水圧供給用ポンプとソレノイドバルブを制御している。供給タンク等の許容値は約 1,000kPa のため、本実験では供給ポンプの圧力を約 900kPa で使用した。この供給圧力をソレノイドバルブ解放時も常に維持することで、ノズルからの単位時間あたりの降雨は約 6.0mm/hr.(遠心加速度 20G 場での実物換算値)を得ることが出来る。

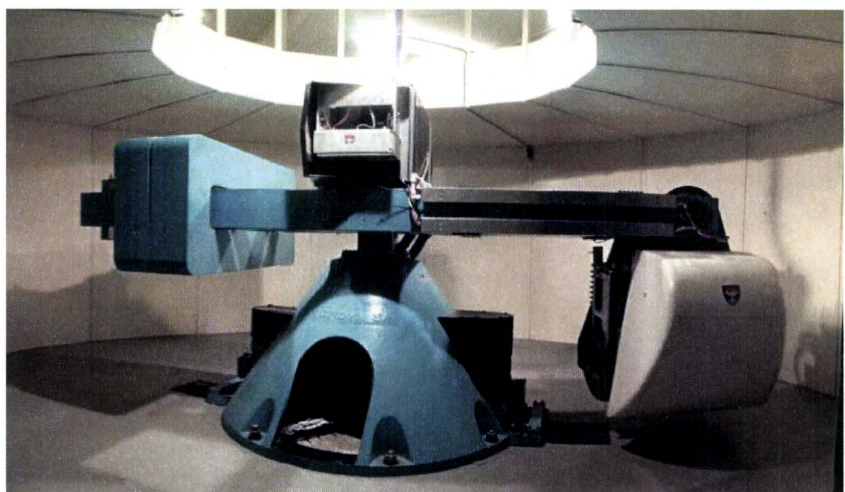


図-7.2 ダンディ大学所有 ビーム型遠心模型実験装置

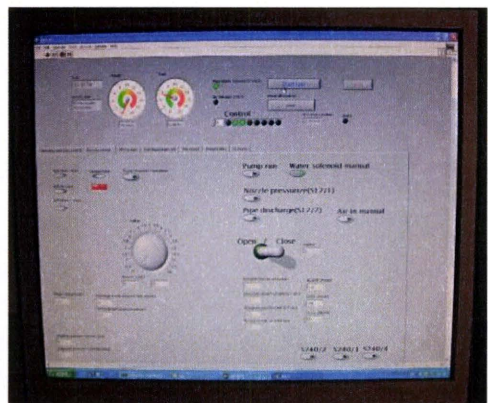
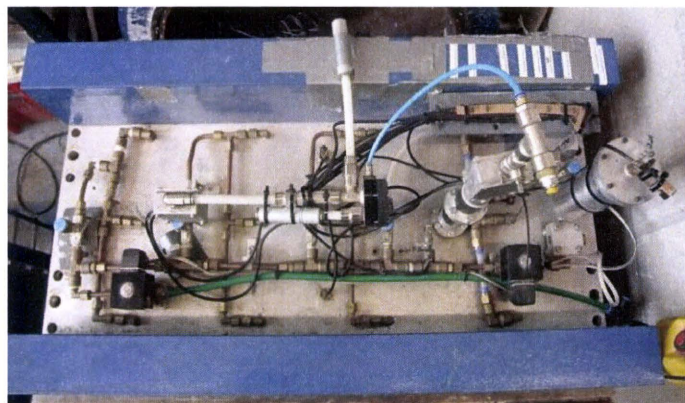


図-7.3 気候変動シミュレーター

7.2.3 模型および実験手順

模型地盤は英国スコットランドのダンディ近郊にある Scottish Crop Research Institute 内の実験フィールドから Bullionfield Soil を採取し、1 週間の乾燥後、1.2mm ふりいでふるい分けした試料を使用した。Bullionfield soil は砂分 71%、シルト分 19%、粘土分 10% で構成されており、アッターベルグ限界は液性限界 LL=33%、塑性限界 PL =25%、IP=8 である。図-7.4 に Bullionfield Soil の締め固め曲線を示したが、最適含水比 17.7% で最大乾燥密度 1.67g/cm^3 を得る。本実験ではこの最適含水比で試料を調整し、乾燥密度 1.40g/cm^3 (締め固め度 84%) となるよう締め固めて模型地盤を作成した。図-7.5 に水分特性曲線を示した。残念ながら、装置の限界から含水比 28% 以下のサクシオンは計測できておらず、本実験で使った状態の試料の正確なサクシオンは不明である。また、強度特性や透水係数についても、別途詳細に検討する必要がある。

模型は幅 800mm、奥行き 500mm、高さ 500mm の剛性容器の背面を取り外し、一旦倒した状態で型枠を設置し、図-7.6 に示すように矩形ランマーで締め固めて作成した。締め固めは所定の乾燥密度 1.40g/cm^3 を得られるよう、締め固めエネルギー 180kJ/m^3 とした。図-7.7 に完成した模型地盤を示す。模型両脇には硬質発砲スチロールで作成したスペーサーを設置することにより降雨面積を減少させ、単位時間あたりの降雨量を増加させた。スペーサー背面下部には排水ドレーンを設置しており、雨水を適切に排水できるようにしている。図-7.1 から分かるように、右側のスペーサー上部にはピーカーを設置し、1 本のノズルを挿入している。このピーカー底に設置した間隙水圧計を設置することで、ピーカー内の水位変化を計測し、総雨量を計測できるようにしている。模型地盤完成後、図-7.8 に示すように実験土槽上部に気候変動シミュレーターを設置し、遠心模型実験装置のプラットフォームに設置した。

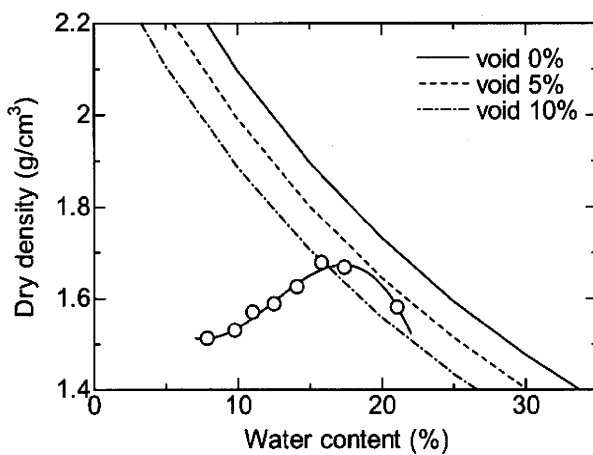


図-7.4 締め固め曲線

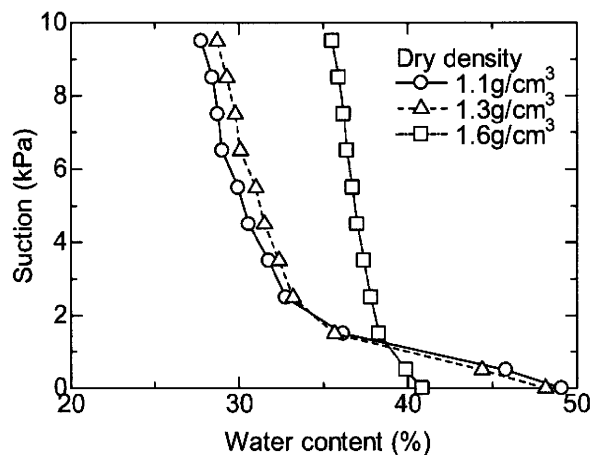


図-7.5 水分特性曲線



図-7.6 模型地盤の締め固め状況

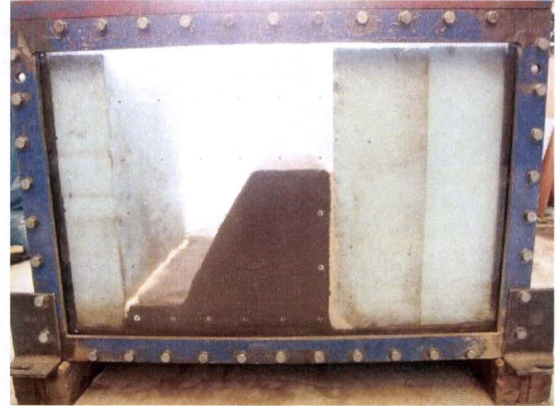


図-7.7 完成後の模型地盤

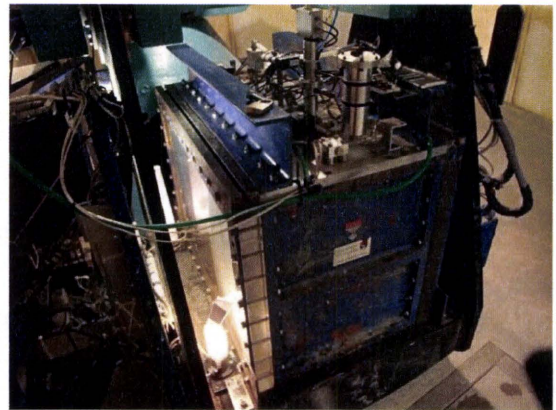
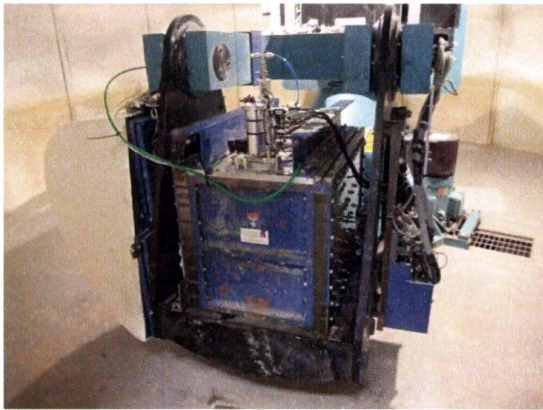


図-7.8 遠心装置への設置状況

7.2.4 PIV を用いた画像解析

本実験では、実験中の模型の画像をデジタルカメラで撮影し、PIV(Particle Image Velocimetry)手法を用いて、模型の変形を求めた。PIV 解析にはオープンソースのソフトウェアである PyPIV を用いた。PyPIV は汎用数値解析ソフトウェア MATLAB ベースのオープンソース PIV プログラム“URAPIV”のクローンであり、オープンソースのプログラミング言語 Python とその無料プラットフォームを用いて構成されている。URAPIV は Iterative continuous window shift technique(Gui and Werely, 2002)を用いてピクセルロッキング現象を除去できるよう改良された PIV プログラムである。図に実験中に撮影した画像と、それを用いた PIV 解析中の様子を示した。模型以外の部分では大きなノイズが見られるが、模型部分の変形は精度良く計測できていることが分かる。

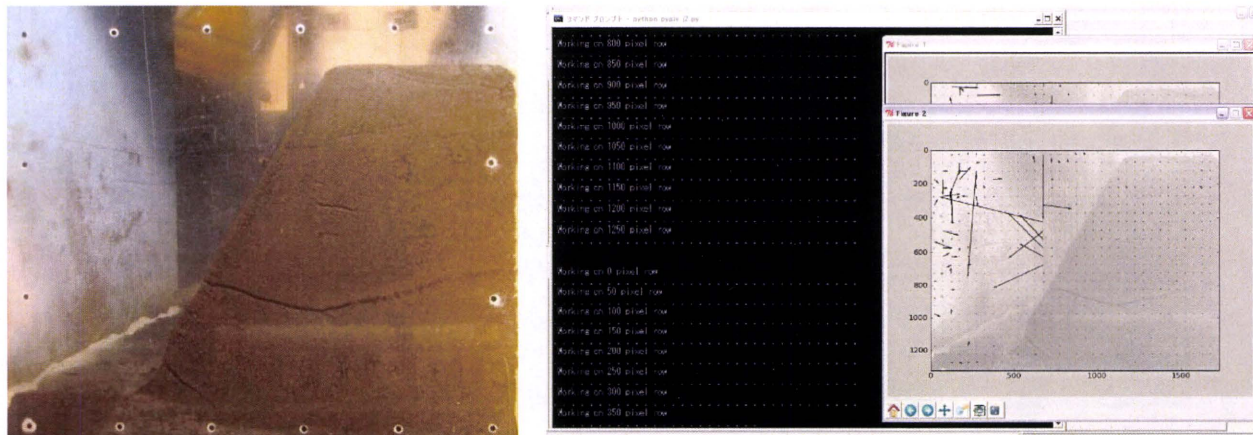


図-7.9 実験から得られたデジタル画像と PyPIV を用いた PIV 解析状況

7.3 実験結果および考察

本稿では、Case 1 の結果及び考察について述べる。また、以降の実験結果は全て実物換算値で示すこととする。図-7.10 に実験終了後の模型地盤の様子を示した。降雨により切土斜面表層部が大きく崩壊していることが分かる。ただし、前背面の亚克力板との摩擦はグリースを塗布することにより軽減させたが、図-7.10 から分かるように完全な平面ひずみ状態は模擬できていなかったため模型前面にそのような大崩壊は見られず、崩壊発生時を正確に推定することは出来なかった。図-7.11 に実験終了後（6回の降雨イベント終了後）に計測した切土模型内の含水比分布を示す。切土上部から下部にかけて徐々に含水比は増加しており、実験中に雨水の浸透が底部にまで達していたことが分かる。崩壊土砂の含水比も30%を超えておらず、地盤が液性限界に達する前に斜面崩壊が発生していたと考えられる。



図-7.10 実験終了後の模型地盤



図-7.11 実験終了後の含水比分布

実験では6回の降雨をシミュレートしたが、ここでは最初の3回の降雨実験における切土斜面の挙動について述べる。図-7.12 にノズルに作用する水圧と総降雨量の時刻歴を示す。各降雨イベントの降雨速度は6.97mm/hr., 7.5mm/hr., 6.142mm/hr.と若干の誤差はあるものの、概ね7.0mm/hr.程度の降水速度を模擬している。これは気象庁の降雨レベルでは弱い雨の部類に該当しており、日常よくある降雨であると考えられる。また、総雨量はそれぞれ92.66mm, 150.5mm, 122.84mmである。上述の通り、模型の平面ひずみ条件を完全に満たすことが出来なかったため、デジタルカメラで撮影した画像から求めた変形は、模型内の変形とは異なることを注意する必要がある。ただし地盤の変形が比較的小さい、最初の3回の降雨イベントでは、その影響もそれほど大きくないと考えられる。PIV解析から求めた実験開始から降雨2回目直後まで変位ベクトル図、および実験開始から降雨3回目直前まで変位ベクトル図(変位は5倍表示)を図-7.13に示す。天端付近はほぼ鉛直に沈下し、斜面表層が水平変位を伴いながら沈下していることが分かる。また2回目の降雨以降、3回目の降雨直前までに大きな変形が生じている。図-7.14に法肩から75mm地点の天端沈下および法尻から100mmの高さでの水平変位の時刻歴を示す。この変位も全てPIVによる画像解析から求めている。水平変位は2回目の降雨終了前の90時間経過した付近から比較的大きな変位を生じ始め、それに少し遅れて天端沈下が急激に増加している。したがって、降雨により切土斜面の表層部が斜め下方にまず変形し、それに伴い天端付近の沈下が卓越する変形モードであると考えられる。また、砂から切土斜面は降雨からある程度の時間をおいて変形が卓越する傾向にあり、降雨終了後も斜面の崩壊に留意する必要がある。

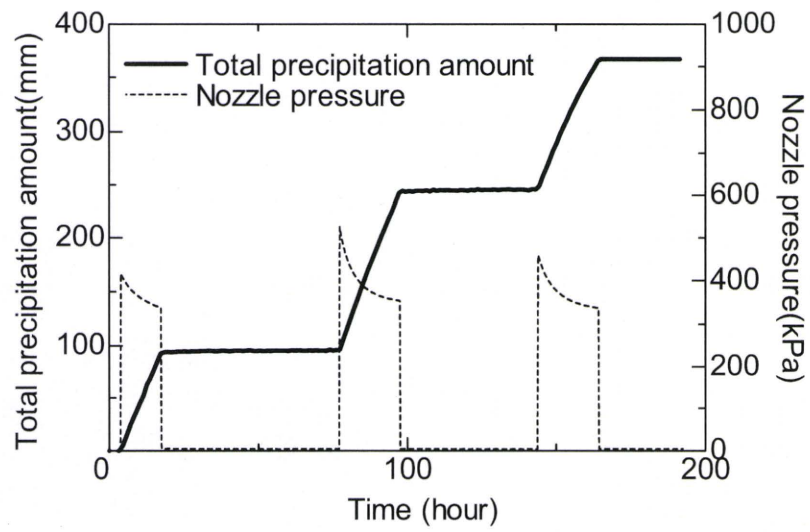
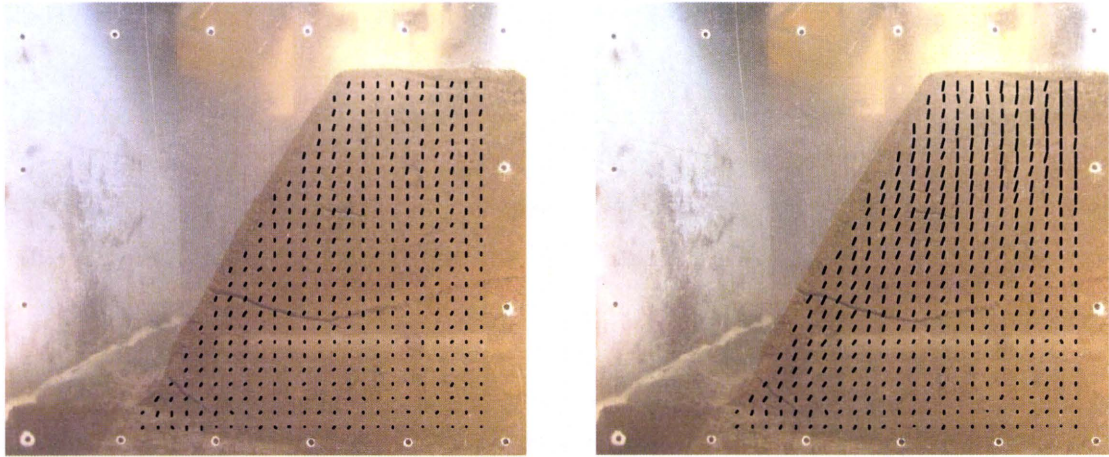


図-7.12 ノズル圧力と総雨量の時刻歴



(a) 2 回目降雨直後 (at 97hours)

(b) 3 回目降雨直前 (at 144hours)

図-7.13 遠心加速度 20G 到達時からの変位ベクトル図

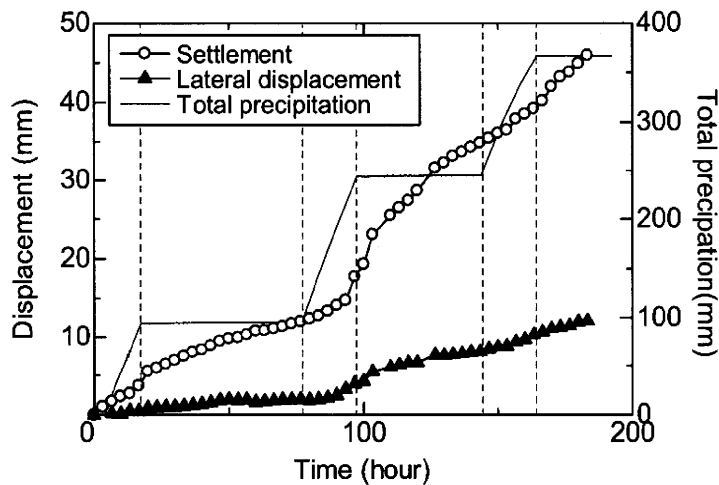


図-7.14 画像解析から求めた鉛直および水平変位時刻歴

7.4 まとめ

本研究では労働安全衛生規則第356条・第357条に示された砂からなる切土の限界形状(斜面勾配 60° ，高さ5m)と同一形状の遠心模型を作成し，降雨による変形挙動を観察した。実験ではPIVによる画像解析を行い，詳細な変形観察を行った。その結果，砂から切土斜面は降雨からある程度の時間において変形が卓越する傾向にあり，切土工事中は降雨終了後の斜面の変形に注意し，崩壊に留意する必要があることを示した。また，切土斜面の変形は斜面近傍の変形が先行し，それに伴って天端の沈下が急激に進行することを明らかにした。したがって，崩壊の予知には斜面の水平変位を計測する必要があると考えられる。

7.5 謝辞

本稿は，労働安全衛生総合研究推進事業日本人研究者派遣事業からのサポートにより，英国スコットランド・ダンディ大学にてDr. Fraser Bransbyの指導の下行った研究成果の一部である。研究遂行にあたりScottish Crop Research InstituteのDr. Glyn Bengough，Dr. Paul Hallettの各氏には，試料の採取および各種土質データの提供，および実験上の様々なアドバイスを頂いた。またダンディ大学博士課程のMr. Peter Hudacsek，Mr. Waqas Ahmed，Ms. Xiaoling Zhangの各氏，およびダンディ大学の技官の方々には多大な協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

7.6 参考文献

1. 伊藤和也，豊澤康男，堀井宣幸，切土掘削工事現場における斜面崩壊による労働災害の調査・分析，労働安全衛生総合研究所特別研究報告，No. 35，pp. 7-18，2007.
2. Gui, L. & Werely, S.T., A correlation-based continuous window-shift technique to reduce the peak-locking effect in digital PIV image evaluation. *Experiments in Fluids* 32, 506-51, 2002..

第8章 降雨による斜面崩壊の前兆現象に関する研究

8.1 はじめに

斜面崩壊は1つの誘因のみによって発生することは少なく、降雨や地震などといったいくつかの誘因が重なって発生することが多い。地震前の降雨が地震時の斜面の安定性を低下させるという報告は多数なされており^{例えば¹⁾}、これに対する検討も多数行われているが^{例えば²⁾}、地震等による斜面の変状が、その後の降雨による斜面の安定性に与える影響については、あまり検討されていない³⁾。ここでは、斜面崩壊の誘因として降雨と地震に着目し、地震等により生じたクラックや変形が、その後の降雨による斜面崩壊に与える影響を、遠心模型実験より検討した結果を報告する。

8.2 実験概要

図-8.1 に実験システムを示す。実験では、崩積土斜面もしくは盛土を想定し、江戸崎砂 ($\rho_s=2.72\text{Mg/m}^3$, $D_{50}=0.26\text{mm}$, $F_C=8.6\%$, $U_C=3.4$, $w_{\text{opt}}=16\%$) を用いて、厚さ 80 mm (実物換算 4 m)、斜面角度 30 度の斜面を作成した。斜面より下は難透水性の岩盤であると想定し、発砲アルミとアルミ板を用いて模擬した。まず湿潤状態の試料を模型土槽に投入し、乾燥密度 $\rho_d = 1.4 \text{ Mg/m}^3$ (締固め度 80%) となるように、層厚 20 mm ごとにベロフラムシリンダーを用いて載荷板を介して静的に締固めた。

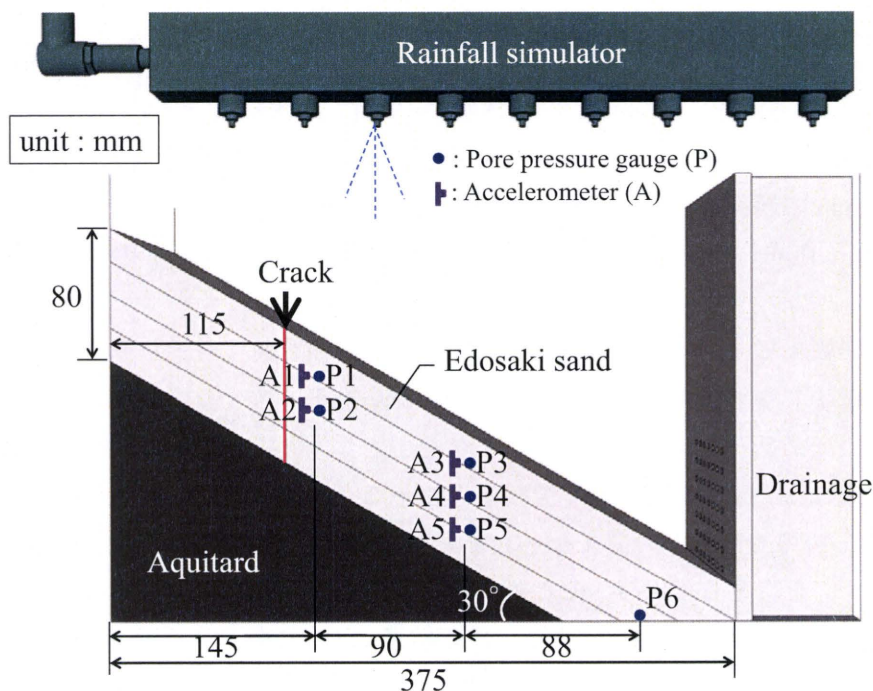


図 5.1 : 実験システム図 (Case 2)

表-8.1 実験条件と崩壊時の総降雨量と降雨継続時間（実物換算値）

実験ケース	地盤条件	初期含水比	崩壊時の総降雨量と降雨継続時間		
			1次	2次	3次
1	地震の影響なし (基本ケース)	13.8 %	615 mm (8.8 hrs)	840 mm (12 hrs)	1150 mm (16 hrs)
2	クラック入り	15.2 %	850 mm (11 hrs)	1150 mm (15 hrs)	
2'	クラック入り	14.3 %	920 mm (12 hrs)		
3	加振による クラック・変形あり	25.6 %	1080 mm (12 hrs)	1150 mm (13 hrs)	

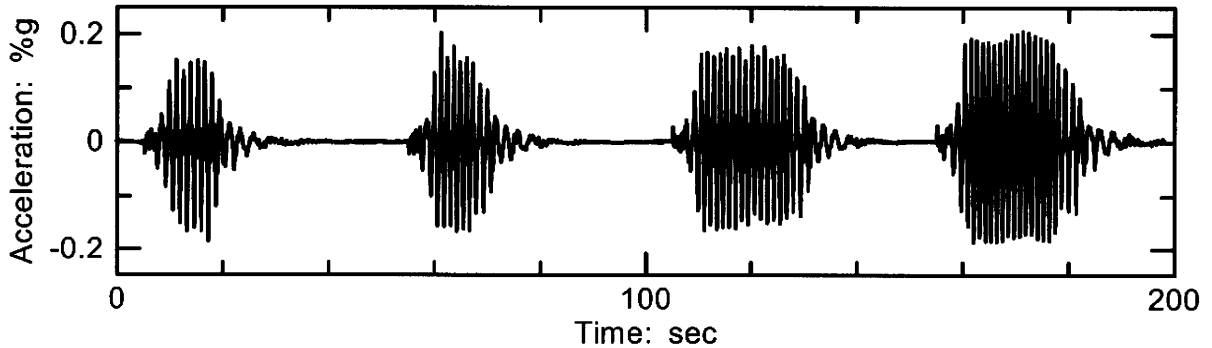


図-8.2 入力地震動（Case 3, 実物換算）

地盤内には、間隙水圧計（P）と加速度計（A）を図-8.1 に示す通りに配置した。加速度計は小さなアクリル板に貼り付け、傾斜計として用いた。これらのセンサーを所定位置に設置しながら、締固めを計4層行い、厚さ80 mmの斜面を完成させた。最後に、雨滴の衝撃を軽減するために、斜面表面にガーゼを張った。このように作成した模型斜面を、遠心模型実験装置に搭載し、50 gの遠心加速度場において、降雨を与えた。

実験条件および崩壊までの総降雨量と降雨継続時間（実物換算値で表示）を表-8.1 に示す。本実験では、降雨以前に地震によるクラックの発生や変形がない基本ケース（Case 1）、地震等、何らかの誘因により降雨前に斜面上にクラックが発生していたことを想定し、図-8.1 に示す位置に予めクラックを入れたケース（Case 2 & 2'）、振動台を用いて加振することで、地震によるクラックや変形を与えたケース（Case 3、入力波は図-8.2 を参照）の計4ケースを実施した。なお、Case 2 では、遠心加速度上昇時（自重増加時）にクラックを安定して保持するため、くさび形の有孔アルミ板（中空）でクラックを模擬した。降雨には、玉手ら⁴⁾ が用いた噴霧器を用い、降雨時間はすべて模型スケールで30 sec、総雨量36 mm（実物換算で21 hrs, 86 mm/hr）とした。また実験中は土槽横に搭載した CCD カメラによって、模型地盤の挙動を側面から観察した。

以下に実験結果を示すが、数値はすべて実物換算値である。

8.3 実験結果および考察

はじめに、降雨以前に地震によるクラックの発生や変形がない基本ケース (Case 1) で観察された、降雨時の地盤内への雨水浸透と斜面崩壊パターンについて示す。図-8.3 に崩壊時のすべり面位置を、図-8.4 に降雨開始後 3.5, 6.9, 10 時間後の地盤内の浸潤面 (間隙水圧が 0 となる面) を示す。降雨が始まると、斜面表面から浸透した雨水と斜面上部から浸透し底部を流れる浸透流によって、浸潤していない中間層を含む 3 つの層が地盤内に形成された (図-8.4(a))。さらに降雨が続くと、斜面底部の浸透流が増し (図-8.4(b))、斜面内にすべり面が形成され表層すべりが生じた (図-8.3 の一番下のすべり面。これを 1 次崩壊とする)。斜面下部が崩壊すると、図-8.3 に示すように続けて上部も連鎖的に崩壊した。これら一連の崩壊メカニズムは、実際の斜面崩壊の現象に類似しており、降雨による斜面崩壊を遠心模型実験で再現することが出来たといえる。

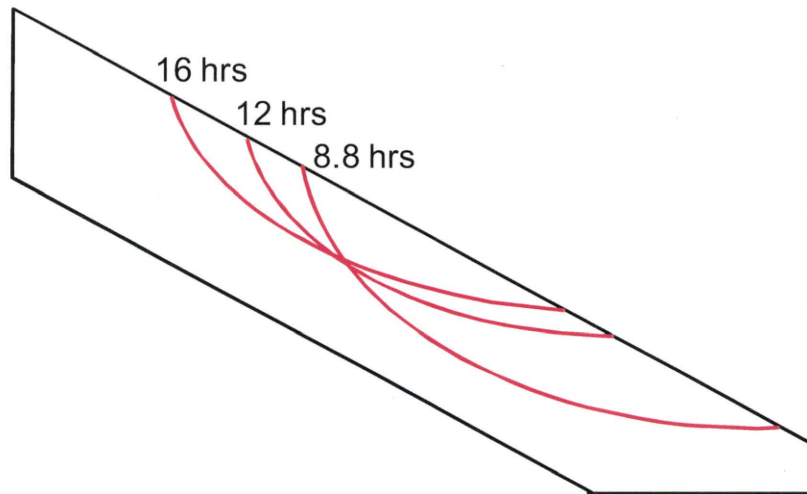
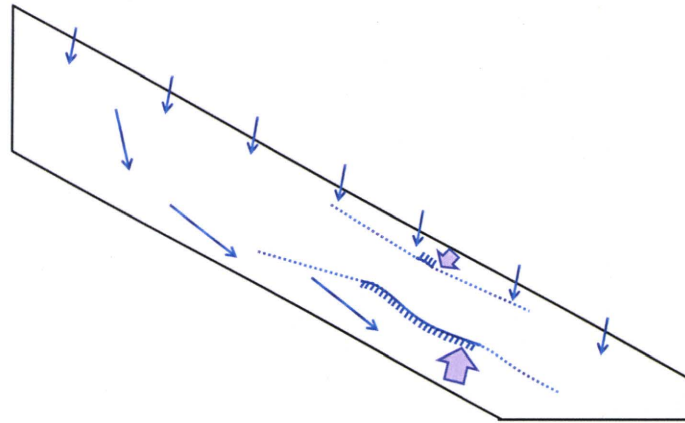
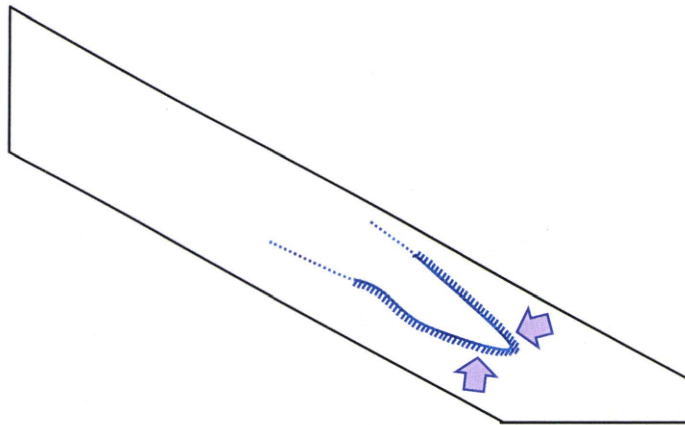


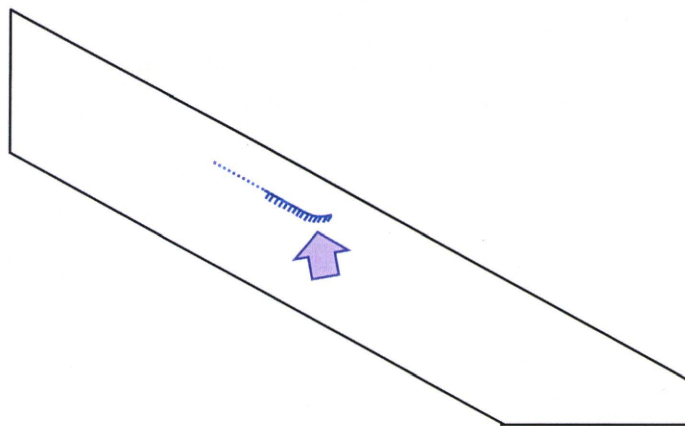
図-8.3 崩壊時のすべり面 (Case 1)



(a) 3.5 hrs (190 mm)



(b) 6.9 hrs (465 mm)



(c) 10 hrs (740 mm)

図-8.4 : 地盤内水面の変動 (Case 1)

次に、降雨以前の地震によって発生したクラックや変形が斜面の崩壊挙動に与える影響について示す。図-8.5は、斜面中央地表面付近の斜面方向変位を、図-8.6には図-8.1に示す3地点(P2, P4, P6)での間隙水圧の総降雨量に対する変化を示す。なお、変位は地表面の沈下を無視して加速度計より得られた傾斜を積分することによって得たものであり、斜面変状のモニタリングに用いられる伸縮計による斜面変動の計測値に相当する。また、これらの図には、崩壊発生時点(1次崩壊発生時点)を矢印で示してある。

1次崩壊発生時点の総降雨量を比較すると、予想に反して、地震の影響がない(クラックなしの) Case 1が最も小さく、次いで人為的にクラックを入れたもの(Cases 2 & 2'), 地震動の付与により斜面にクラックや変形を与えたもの(Case 3)が最も大きいという結果となった(図-8.5)。この理由は後に詳述するが、降雨実験前の斜面の安定性の違いによるものと考えられる。

まず、1次崩壊発生前の間隙水圧応答を見ると、Case 3以外は、それほど大きな差は見られず、ほぼ同じ応答を示していることがわかる。即ち、今回の実験条件下では、深いクラックが1つ入っていたとしても、雨水の浸透には大きな影響がなかったことがわかる。一方、Case 3では、間隙水圧の上昇が他と比べて明らかに遅くなっている。これは、Case 3では初期含水比が他のケースと比べて大きかったため、地震動を与える前の乾燥密度が他と比べて若干小さかったが、(ここでは示していないが)地震動付与時に間隙水圧の上昇が見られなかったことから、加振により乾燥密度が他と比べて大きくなり、斜面の透水係数が低下したためである可能性がある。この影響については、今後再検討する必要がある。

次に、1次崩壊発生時点付近の間隙水圧応答に着目すると、どのケースでも、斜面底部に設置した間隙水圧(P6)の上昇が鈍くなり、12kPa前後の間隙水圧に達したとき、斜面崩壊がはじまっていることがわかる。これは、浸透が進み斜面の法先付近の間隙水圧がある限界値に達したとき、斜面崩壊が発生したことを示している。これは斜面法先付近の有効応力の低下が、斜面の安定性を左右するためであり、今回の実験条件下では、斜面中腹(例えばP2やP4)における間隙水圧の変化は、斜面上方からの浸透が顕著ではなかったことから斜面崩壊と直接関係せず、斜面崩壊検知のための良い指標とはならなかったといえる。

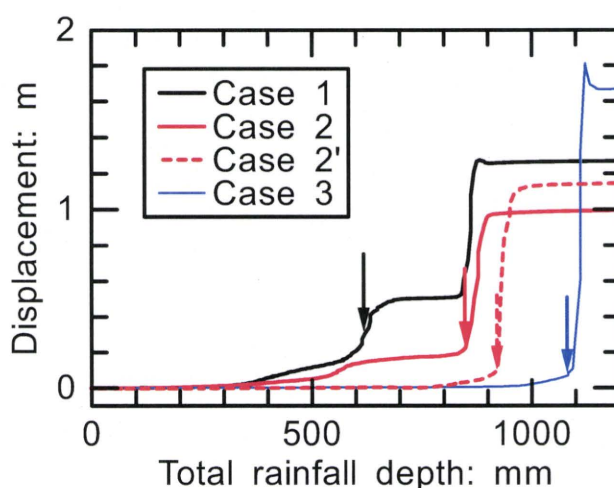


図-8.5 斜面中央地表面付近の斜面方向変位

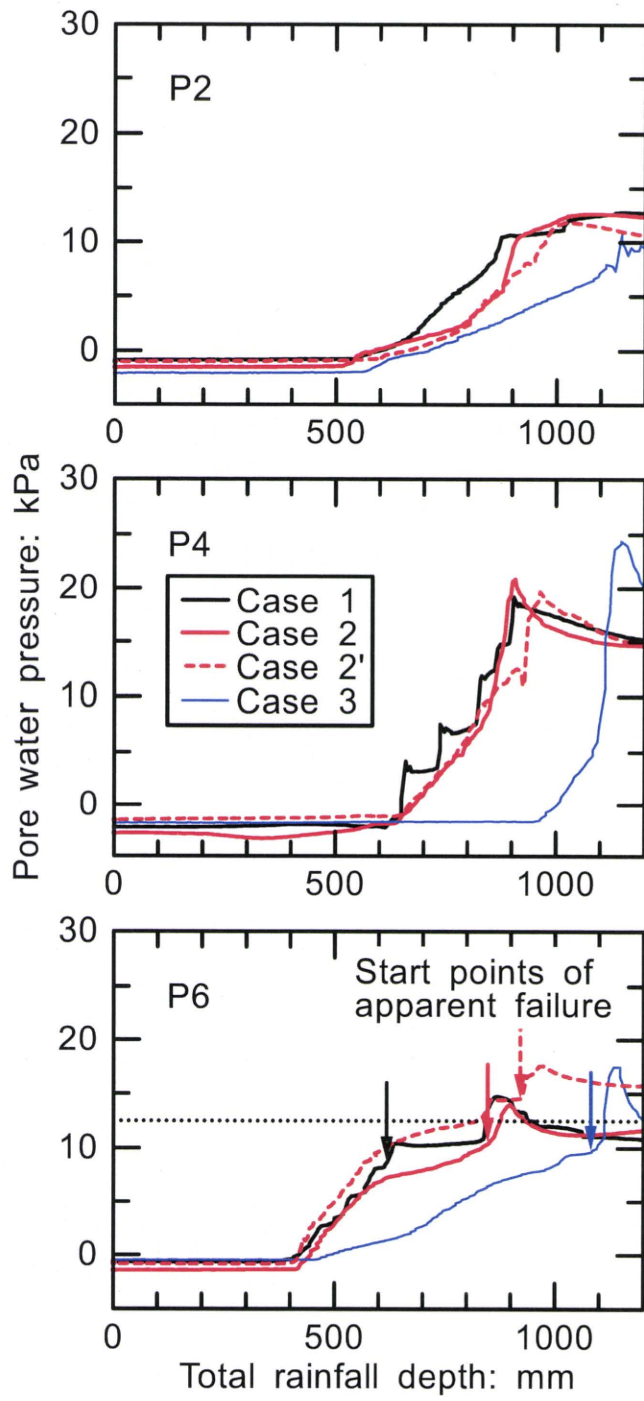


図-8.6 : 間隙水圧の変化 (P2, P4, P6)

斜面中央地表面付近の斜面方向速度と総降雨量の関係を図-8.7 に示す。図には、旧日本道路公団では施工段階と道路維持管理段階の地すべり監視に用いる管理基準値で最も危険度の高い「嚴重警戒・一時避難」の閾値（100 mm/day）も一転鎖線で示してある⁵⁾。1次崩壊発生時点の速度を見ると、地震動の付与により斜面にクラックや変形を与えたもの（Case 3）が最も大きく、次いで人為的にクラックを入れたもの（Cases 2 & 2'）、地震の影響がない（クラックなしの）Case 1 が最も小さいという結果となった。

地震動を付与しなかったケースを比較すると、間隙水圧の上昇過程にほとんど差がなかったにもかかわらず、1次崩壊発生時期や、すべり発生時の崩壊速度に差が現れている。この一因として、斜面の降雨前の応力状態の差が考えられる。今回の検討では、予め斜面にクラックを入れた上で遠心加速度を上昇（自重を増加）させ、所定の遠心加速度に達した後、降雨実験を実施した。このプロセスによって、人為的にクラックを入れたケース（Cases 2 & 2'）では、斜面はクラックを含んだ状態で安定となるよう、遠心加速度上昇中に斜面内で応力の再配分が成された（特に、Case 2'）のに対し、地震の影響がない（クラックなしの）Case 1 では、その再配分が降雨実験中に行われたため、Cases 2 & 2' より小さな総降雨量で小崩壊が発生したと考えられる。Case 1 の2次崩壊発生時と Cases 2 & 2' の1次崩壊発生時の総降雨量がほぼ同じであることは、これを裏付けるものであると考えられる。即ち、今回の検討におけるCase 1 と Cases 2 & 2' の差は、遠心模型実験であるがために発生したと考えられる。

実際に地震動を付与した Case 3 でも同様のこと（降雨前の応力再配分による斜面の安定化）が発生したと考えられる。即ち、地震動の付与によって、斜面にクラックや変形が発生したものの、このプロセスによって斜面はより安定化した（降雨付与前に斜面の変形はほぼ安定していた）ため、他のケースと比べて1次崩壊時の総降雨量が大きくなったと考えられる。また、他のケースのように大崩壊前に小崩壊→安定化のプロセスがなかったことが、Case 3 の1次崩壊時の崩壊速度が大きくなった原因と考えられる。

旧日本道路公団の「嚴重警戒・一時避難」の閾値と比較すると、上記の応力の再配分が主に降雨中に生じたと考えられる Cases 1 & 2 では、早い段階でこの閾値を超えているのに対し、降雨前の斜面変形により安定度が増していたと考えられる1次崩壊時の崩壊速度が大きな Cases 2' & 3 では、崩壊の直前でこの閾値を超えている。図-8.8 に斜面速度と斜面の安定性に強く関係していると考えられる法先付近（P6）の間隙水圧の関係を示す。この図より、前者（Cases 1 & 2）では法先付近の間隙水圧が上昇する前から速度が大きくなっていることが確認でき、今回の実験条件下ではこの閾値はかなり安全側の判断を与えることがわかる。これらの結果より、斜面速度は、計測が比較的容易であり実務的に良く用いられているが、降雨前の斜面の状態によっては斜面の安定性を過小評価する可能性もあるといえる。

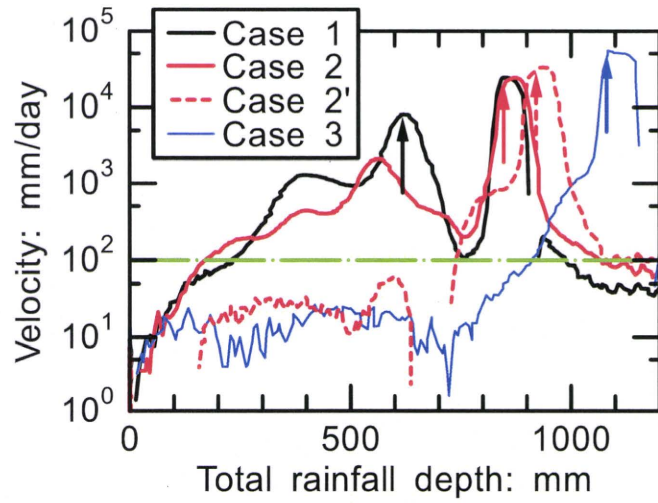


図-8.7 : 斜面中央地表面付近の斜面方向速度の変化

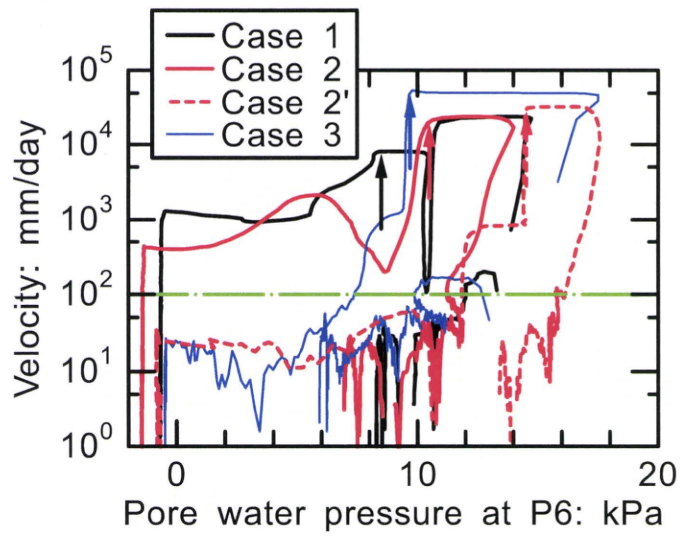


図-8.8 : 斜面中央地表面付近の斜面方向速度と法先付近 (P6) の間隙水圧の関係