3. 進行型崩壊形態における影響評価

3.1 斜面崩壊時の変位量に関する評価

3.1.1 有限要素法を用いた斜面崩壊時の変位量に関する評価

3.1.1.1 はじめに

従来,斜面の安定性の評価は,地震応答解析を実施したとしても,力の釣り合いを基本としたすべり面の設定と安全率,さらにすべり面における変位量評価などにより実施されてきた.しかし,力の釣り合いのみでは,瞬間的に不安定になるのみで,変状がほとんど生じないケースについても,その斜面が危険であると判断することになるため,地震動が増大すると,ほとんどすべての岩盤斜面が NG と判定されたり,不合理な地中深くの想定すべり面が NG と判定されることになる.一方,ニューマーク法などのすべり面における変位量の評価は,剛体を仮定していることの限界があり,万能ではない.設計用地震動を超える地震動に対する備えを要求される近年の情勢も鑑みると,斜面の変形を考慮可能な,新たな評価フローの構築が期待されており,JNES-RE-2013-2037において,図 3.1.1.1に示す,斜面の変形を 陽に考慮した評価フローが提案された.

新たな評価フローでは、従来の評価フローを踏襲した上で、想定すべり面ならび に斜面の性状に合わせて、斜面の変形までを考慮可能なフローとなっている.すな わち、従来の評価部分は、比較的簡易かつ安定的に評価が可能である利点を生かし、 安全な斜面(すべり面)と地震時に大きな変状を生じる"可能性"がある斜面とを 分けるスクリーニング的な位置付けとする.その上で、地震時に大きな変状を生じ る可能性があると判定された場合には、より詳細な検討の段階に進む.そこでは、 まず、力の安定が一瞬でも損なわれると、重力の作用により継続的に変形が進行し 崩落する斜面ないしすべり面と、力の安定が一瞬損なわれた後でも、地震力の作用 無しでは継続的に変形は進行しない斜面ないしすべり面とに分けた上で、後者のよ うに、変形の進行が相対的に穏やかであることが保証された場合のみ、変形による 評価で最終的な安定性を判断するフローとなっている.

但し、その評価フローの考案に当たっては、比較的均質材料である砂質土または それにセメントや粘土などを添加して若干の粘着力を持たせた材料を用いた模型実 験と、そのシミュレーションを中心とした数値解析的検討が実施されているだけで あり、一般の斜面への適用性を網羅的に検証したものではない.

一般の斜面を念頭に置いた場合,その材料条件,境界条件などは地点ごとに千差 万別であり,それぞれが複雑に影響し合うため,それらすべてを考慮した真の地震 応答値(=変形量, etc.)を求めることは不可能である.そのため,解析手法の良否 は安全側の評価が可能であるかという観点から判断されるべきであり,それを容易 にするためには,材料の基本的な応答を再現することが可能な構成式を用いた上で, 設定した種々の材料定数と解析結果の関係が分かり易いことが必要である.

そこで、昨年度までの検討においては、モデル化すべき特性を、破壊前の非線形 性(いわゆる G-γ関係で表されるせん断応力~せん断ひずみ関係の非線形性)と破 壊後の残留強度と定め、図 3.1.1-2 に示す簡易な構成式を用いた検討を行ってきた. このモデルでは、FEM 要素の応答が、c、φで定める要素強度に達すると、その後、 その要素は残留強度相当しか抵抗を発揮できないため、変形と共に徐々に残留強度 まで応力が低下するものとした.その際、モデル化を容易にするために、想定破壊 面の方向によらず、強度は等方的に低下するものとした.

しかし,実験の観察によれば,砂質土のような粘着力の小さな材料であっても, 全体的なすべり面が形成されるまでに,局所的な不連続部分が生じ,FEM 要素に当 てはめた 1 メッシュ分相当の大きさにおいても,要素挙動に大きな異方性の生じる ことが示唆された.そのような局所的な不連続面が生じる状態までも通常の連続体 的 FEM 解析で評価することの是非はひとまず横に置くものとすれば,破壊後の異 方性が,全体的な安定性の評価にどのような影響を与えるのか確認する必要がある.

本報告では、まず破壊後の異方性を考慮したモデルを紹介し、それを用いて模型 実験の数値シミュレーションを行い、模型実験結果ならびに破壊後に等方的に強度 が低下するモデルによる数値解析結果と比較する.その結果を踏まえ、実斜面スケ ールの応答解析により斜面崩壊時の変位量について考察する.



図 3.1.1.1 JNES-RE-2013-2037 で提案されている原子力周辺斜面の 耐震性検討フロー



3.1.1.2 異方性を考慮した構成則

構成則の概要

ここでは、図 3.1.1.2 に示す等方的に強度を低下させるモデル(等方弾性体の剛 性マトリクスを応力増分~ひずみ増分の関係に適用し、図 3.1.1.2 (b)に示す破壊判 定基準で要素が破壊したと判定された後、せん断剛性を図 3.1.1.2 (a)のように低下 させる)の簡便性を損なわず、局所的な破壊面が形成された後の異方性が考慮され た、図 3.1.1.2 に示すモデルを用いた.

このモデルでは、まず破壊判定までは図 3.1.1.2 の等方的な強度低下モデルと完 全に同一であり、破壊判定後のみ図 3.1.1.3 のルールが適用される.また、構成則 は不変量で定義されておらず、座標系に依存するが、その座標系は、Mohr-Coulomb の破壊基準で規定される共役な 2 つの破壊面の内、予め指定した角度に近い方を X 軸とする 2 次元の直交座標系を用いる.座標系選択の概念図を図 3.1.1.4 に示す.



図 3.1.1.3 破壊後の異方性を考慮した構成則の概要



図 3.1.1.4 破壊判定と破壊面選択(座標変換)ルールの概要

2) 破壊面角度の分布とその影響

前述の破壊面による局所座標系の導入は, Mohr-Coulomb の破壊基準による定義で は共役な 2 つの破壊面が存在するため,恣意的な選択を伴う.すなわち,破壊応力 面がどのような方向となるか自体は,地震応答解析時の要素応力に依存するため恣 意性はないが,共役な破壊応力面からの二者択一に関してのみ恣意性が生じる.こ こで採用した破壊後の異方性を考慮したモデルでは,破壊後はせん断面に沿った強 度・剛性のみ低下するものとしているため、その選択が結果にある程度影響を与え ることは避けえない.

そのため、ここでは後述の模型実験の数値シミュレーションに使用した解析モデルを用いて、図 3.1.1.5 に示す各方向を破壊面採用のガイド基準とした場合の破壊 進展の様子を観察し、その影響について把握した。

解析モデルについての詳細(寸法,物性パラメータ,入力波形,etc.)は後述する.以下は,模型実験で破壊を生じたレベルの正弦波加振によって実際に採用された局所座標系の角度の分布と,その時の破壊進展の様子ならびに地表面変位の時刻 歴を確認したものである.

図 3.1.1.6 に,要素番号を横軸に,採用された X 軸が水平面となす角度(破壊面 角度)を縦軸とした,各ケースのガイド方向により実際に採用された破壊面の角度 を示す.ここで,要素番号は,左下隅の要素から,左→右,下→上の順に昇順で番 号付されており,縦軸の角度は解析に用いた全体座標系の X 軸(水平,右向き正) から反時計回りを正,時計回りを負とした角度である.

図 3.1.1.6 の各図は,比較のため,ケース1とそれがいのケースとを比較する形 で示している.これらの図を見ると,全てのケースがそれぞれ異なる結果となって おり,共役な破壊面から二者択一で局所座標系を選択する際は,ベクトルで指定し たガイド方向の影響が明瞭に現れている.すなわち,1ケースだけ斜面勾配と逆方向 にガイドを設定したケース3のみ負側の破壊面が局所座標として多く採用されてい ること,最も緩勾配であるケース5では,局所座標系として負側の低角度の破壊面 が選択されていることなどが観察される.

各ケ・	ースのガイド方向	は下記のベクトル	で指定
[ケース1・	(-1 -1)	
	ケース 2 :	(0, -1)	
	ケース 3 :	(0.5, -1)	
	ケース 4 :	(-0.5, -1)	
	ケース 5 :	(-2.7, -1)	/

図 3.1.1.5 破壊面採用のガイド方向例



図 3.1.1.6 採用された破壊面角度の分布

図 3.1.1.7 や図 3.1.1.8 では、これらの局所座標系の選択が、大局的な応答にど のように影響したかを示すものである.まず図 3.1.1.7 に示す破壊(図中の赤色の 要素)進展の様子は、細かく見るとそれぞれ異なっているものの、左下向きのケー ス1、ケース4、ケース5 については、破壊の進展のタイミングに多少ずれが生じて いるものの、破壊要素の分布は概ね一致している.それに対して、鉛直下方のケー ス2、斜面勾配と逆向きのケース3は、初期に点在する破壊要素の位置は他のケース と概ね一致するが、その後の破壊進展は、他のケースでは横に破壊が拡大するより も、上方から下方へ先に破壊が進展していくのに対してケース2とケース3では、 やや水平方向への破壊の拡大が先に進む傾向にあり、弱層下部の最終的な破壊要素 の分布も異なっている.

一方,図 3.1.1.8 の時刻歴を見ると,残留値の大きさはそれぞれのケースで異な るものの,一波あたりの振動変位自体は,各ケースで概ね同程度となっている.但 し,ケース3の残留変位は,水平変位については他のケースと同方向であるものの, 鉛直変位は他のケースと異なり,鉛直上方に残留する不自然な変位となっている.

これらの傾向を踏まえると, 共役な 2 つの破壊面から二者択一で破壊後の局所座標系を選択する場合は, 斜面の勾配に合わせて選択すれば, 定量的な若干の差はあ

るもののそれほど大きな影響は生じないが,斜面の勾配と逆方向を選択するなど極端なケースでは,その結果に大きな影響が生じる可能性がある.これは,いわゆる 流れ目の斜面とさし目の斜面を検討しているものと考えれば,理解が容易である.

したがって、今回の模型実験のように、破壊する方向や範囲が確定しており、潜 在的な亀裂などの無い比較的均質な材料で構成されている条件では、斜面方向に合 わせて局所座標系を選択しておけば、それほど大きな影響は無いものと考えられる.



図 3.1.1.7(1) 各ケースの破壊進展の様相



図 3.1.1.7(2) 各ケースの破壊進展の様相



図 3.1.1.8 各ケースの法肩地表面変位の時刻歴

3.1.1.3. 模型実験の数値シミュレーション

1) 解析モデル

模型振動台実験の数値シミュレーションの対象は、下記の5ケースとした.

Case10(中型,表層あり,弱層勾配 35 度)

Case11 (中型, 表層なし, 弱層勾配 35 度)

Case27(小型, 表層あり, 弱層勾配 45 度, 材料 2 種 [上 A, 下 B])

Case28(小型, 表層あり, 弱層勾配 45 度, 材料 2 種 [上 B, 下 A])

Case29(小型,表層あり,弱層勾配 35 度,材料 2 種 [上 A,下 B])

実験の模型断面図と解析メッシュを図 3.1.1.9 に示す.また加振に用いた入力波 形を図 3.1.1.10に示す.いずれも弱層にすべり線が発生した際の加振の波形である. 本来であれば,その加振段階での模型斜面の応答は,それまでの段階加振の影響を 受けているため,それまでの全加振を入力した上で図 3.1.1.10の波形を入力すべき ではあるが,ここでの目的が解析手法の特徴を示すだけであり,模型応答の完全な 再現を目指すものではないため,一部のケースを除き図 3.1.1.10の波形を単独で入 力した.

解析に用いた地盤物性は,基本的に表 3.1.1.1 を目標に設定したが,破壊を考慮 した非線形動的応答解析を実施する場合には,少なくとも c, o で規定される強度に 到達可能な応力~ひずみ関係であることを,メッシュごとに満足している必要があ り(図 3.1.1.11 参照),適宜図 3.1.1.12~図 3.1.1.14 に示す既往の物性試験の結果 も参照してパラメータを設定した.







図 3.1.1.9(2) 解析対象とした模型実験と解析メッシュ



(a) Case10: 試番 06 正弦波 5Hz350Ga1

(b)Case11:試番 10 正弦波 5Hz400Gal



(c)Case27:試番 07 正弦波 5Hz700Gal

(d)Case28: 試番 06 正弦波 5Hz600Gal



(e)Case29:試番 06 正弦波 5Hz600Gal図 3.1.1.10 加振入力に用いた実験波形

表 3.1.1.1 材料物性值

(a)Case10, Case11

		弱扇	去層	岩盤層 (※)
密度 (kg/	(m ³)	1767	3000	1890
ポアソンは	t.	0, 213	0, 305	0.255
ビーク時	内部摩擦角(*)	39.5	0.0	57.3
	粘着力 (kPa)	2, 9	107.4	280, 5
 授留時	内部摩擦角(゜)	36.3	28.4	53.4
	粘着力 (ldPa)	1, 7	34.4	5.4
初期せん	所聞时生(MPa)	61.0	31.3	3174, 2
ヤング卓 (MPa)		147, 9	81.6	7967.1
Vp (n/s)		186	102	1296
Vs (m/s)		112	S4	743

※) 岩盤層は図4.1.3のLDT = のものを使用

(b)Case27

構成材料		C (kPa)	ϕ (deg.)
弱層上	材料 A	4.0	44.7
弱層下	材料 B	5.5	34.9

	密度(kN/m ³)	ピーク強度		残留強度	
層名		粘着力	内部摩擦角	粘着力	内部摩擦角
		c (kPa)	φ(deg.)	c (kPa)	φ(deg.)
表層	30.0	107.4	0.0	34.4	28.4
基盤層	20.0	280.5	57.4	5.4	53.4

(c)Case28

構成材料		C (kPa)	ϕ (deg.)
弱層上	材料 B	5.5	34.9
弱層下	材料 A	4.0	44.7

(d)Case29

構成材料		C (kPa)	φ (deg.)
弱層上	材料 A	4.0	44.7
弱層下	材料 B	5.5	34.9

適切なひずみ範囲で破壊に達しないことを避けるため に,

 ①材料区分ごとの応力~ひずみ関係の設定範囲と解析 要素ごとの拘束圧を考慮した強度範囲を調整する.
②せん断ひずみでも破壊を定義する.



図 3.1.1.11 物性設定における破壊判定における拘束圧依存性と非線形変形特性の関係





図 3.1.1.14 表層の物性試験結果

2) 自重解析

地震応答解析に先立って,自重解析が必要になる.ここで,解析コードの特性上, 完成したモデルに対して,重力加速度9.8m/s2を与えると,図3.1.1.15に示すよう に,初期応力から破壊が生じてしまい,その際の土圧係数K0は,図3.1.1.16のよ うに著しく小さな値であった.ここで,解析モデルの弱層のポアソン比は,実験で 得られた値を使用していたが,そのポアソン比を変えて計算すると,ポアソン比を 0.45と大きくした場合に若干初期の破壊状況は他より改善されていたものの,いず れのポアソン比でも,地震入力を与える前にある程度の破壊領域が形成されてしま う状況であった.

そこで、ここでの計算においては、全体系のつり合いにおける自重そのものは変 えないが、破壊判定や非線形の低下した剛性を求める際の応力は、実際の応力値を 補正して用いるものとした.すなわち、自重計算で得られた鉛直応力に対して、パ ラメータとして設定した K₀に調整した水平応力を計算し、破壊判定や非線形剛性は、 その補正した応力値に対して判定・更新するものとした.なお、このような補正は、 全体系のつり合いに対しては剛性を介しての間接的な影響しか与えないものの、構 成式の目的に照らすと本来は好ましくないものであり、極力影響を小さくするため、 便宜的に初期の破壊要素が十分少なくなる最低限の値として、基本的に K₀=0.2 に固 定して補正した.以降の計算では、特に断りの無い限り、このように破壊判定用・ 剛性更新用の仮想応力は、初期 K₀=0.2 として計算されている.



(a) 自重による破壊要素の分布(b) K₀値の分布図 3.1.1.15 Case10 モデルにおける自重解析結果



(a)Case10



(b) Case11 図 3.1.1.16 ポアソン比と自重による局所破壊分布の関係

3) 破壊時加振ケースのシミュレーション

各ケースの解析結果時刻歴を図 3.1.1.17~図 3.1.1.21 に示す. 各図は, 模型の代 表的なポイントの加速度,変位について,実験結果,等方モデルの結果,異方モデ ルの結果を示したものである.また,図 3.1.1.22~図 3.1.1.26 は,対応する解析結 果の要素破壊の進展を示している.図中の赤色の要素が応力的に破壊と判定された 要素であり,その後変形が進行してせん断ひずみが 5%以上になったものを青色に着 色している.

各ケースの図を見ると、実験結果と比べて、数値解析結果では、加速度の応答に はそれほど差は生じていないが、変位はいずれも小さな値となっている.また解析 結果の変位は、いずれも加振終了とともに停止しており、滑落した実験結果とは異 なる.

解析パラメータの設定において,残留強度は三軸試験などの要素試験結果を参考 に設定していた.図 3.1.1.22~図 3.1.1.26の破壊状況を見ると、いずれのケースも 赤色の破壊要素はすべり面状に連続しており、自重に対して残留強度が小さければ、 継続的に変位が進行するはずである.そこで、Case27~Case29 について、等方モデ ルのみ、残留強度を実験結果よりも小さな値に設定して解析を実行した結果を図 3.1.1.27、図 3.1.1.28 に示す.

図 3.1.1.28 の時刻歴を見ると、加速度時刻歴は残留強度が実験値である場合とほ ぼ変化はないものの、変位時刻歴は、加振入力に反応して振動しつつも、それとは 無関係に明らかに重力の作用による残留変位が生じている.したがって、滑落現象 について実験を再現する場合は、残留強度の設定が重要である.

ところで、等方モデルと異方モデルの解析結果同士を比較すると、要素破壊の範 囲は異方モデルがやや大きくなっているものの、破壊面が必ずしも大局的なすべり 面と一致しないため、破壊面の方向のせん断に対してのみ強度・剛性を低下させる 異方モデルでは、その後の変形の進展はそれほど進行しない.それに対して、応力 判定による破壊の進展は遅いものの、等方的に強度・剛性を低下させるモデルでは、 すべり面に沿って変形が集中し、残留強度が十分小さければ、すべり面に沿って自 重で滑落することになる.また、斜面勾配に沿って上方から下方へ要素破壊が進展 する傾向など、大局的な破壊の様相は等方モデルと異方モデルとで大差ないため、 等方モデルの方が安全側に斜面の安定性を評価できる可能性がある.



(a) 加速度時刻歴(実験結果)













(e)加速度時刻歴(解析結果:異方モデル)図 3.1.1.17(1) Case10の時刻歴



























⁽c)加速度時刻歴(解析結果:等方モデル)図 3.1.1.19(1) Case27の時刻歴

























(a)加速度時刻歴(実験結果)図 3.1.1.21(1) Case29の時刻歴



(b)変位時刻歴(実験結果)









(f)変位時刻歴(解析結果:異方モデル)図 33.1.1.21(2) Case29の時刻歴



図 3.1.1.22 Case10の要素破壊の進展



図 3.1.1.23 Casel1の要素破壊の進展



図 3.1.1.24 Case27の要素破壊の進展



図 3.1.1.27 小さな残留強度に設定した場合の Case27~Case29 の要素破壊の進展



(a) 加速度時刻歷 (Case27)



(b)変位時刻歴(Cas27)







(d) 変位時刻歷 (Case 28)



(e)加速度時刻歷 (Case29)

図 3.1.1.28(1) 残留強度を小さくした場合の等方モデルによる Case27~Case29 の時刻歴



(f)変位時刻歴 (Case29)

図 3.1.1.28(2) 残留強度を小さくした場合の等方モデルによる Case27~Case29 の時刻歴

3.1.1.4. 変位量に関する評価

1) 解析モデル

図 3.1.1.1 の斜面安定性評価フローの成立のためには、地震応答による斜面の応答変位は勿論のこと、安定の限界を判断する変形量の照査基準値を設定する必要がある.JNES-RE-2013-2037 においては、照査基準値の例として、模型実験結果を元に、 すべり変位をすべり線長さで除した値を提案している.

そこで、このような照査基準値設定の方法も参考に、数値解析結果を用いて、破 壊前後の変形の状態と滑落に至る限界値について検討した.

ここで用いた解析モデルは、Case10の形状を元に、その高さを20mと実物スケー ルに近づけ、物性の区分により弱層の厚さを3パターンとした図3.1.1.29に示す3 モデルである.解析パラメータは表1-1(1)に示すCas10のものを用い、20mモデル の拘束圧レベルで破壊が生じるように、G-γ関係はCase10のものを基本に、小さな 模型の場合と同じひずみの大きさで当該拘束圧にて破壊が生じるように拡大して用 いた.入力波形は、実物としては非現実的ではあるが、簡単のためCase10の解析で 使用した図3.1.1.30に示す正弦波を用いた.



図 3.1.1.29 解析モデル

(Case10を基本に高さ 20m に拡大し,弱層を 3 パターンとした)



図 3.1.1.30 入力波形

2) 変位量による評価

図 3.1.1.31~図 3.1.1.33 に各ケースの加速度,速度,変位の時刻歴を示す.いず れのケースも滑落が生じているため,表層の加速度は正弦波から乱れ,変位の時刻 歴は一方向に残留値を生じている.ここで,速度の時刻歴において,仮に水平およ び鉛直の速度のピークが正の値まで到達しなくなる時点を滑落の限界と判定すれば, 弱層 1 と弱層 2 の場合は 2 波完了時(t=0.54sの正のピーク後),弱層 3 の場合は 3 波完了時(t=0.74sの正のピーク後)の変位が限界変位となる.その時の正規化層間 変位は,図 3.1.1.34 によれば,弱層 1 で 0.003,弱層 2 で 0.005,弱層 3 で 0.006 であった.弱層 1 と弱層 3 とでは,すべり線長さは同じで,厚さが約 3 倍程度異な り弱層 3 の方が薄いため,層間変位をすべり線 "厚さ"で除した平均せん断ひずみ を考えると,弱層 3 の限界せん断ひずみは,弱層 1 に対して約 6 倍程度大きくなる. 弱層に用いた材料は同じものであり,材料としてピーク強度となるせん断ひずみの 大きさは各モデルで同じであるが,図 3.1.1.35 に示すように,速度時刻歴で判断し た滑落限界における破壊要素の分布は各ケースで大きく異なっており(赤色:ピー ク超え,青色:せん断ひずみ 5%以上),その分布の相違がすべりの限界変位に相違と なっている.

したがって、この結果を見る限り、材料の特性から一意的に滑落の限界値を決め ることは困難であり、数値解析等を活用し、想定すべり面付近のひずみ分布などを 考慮して限界変位を設定する必要がある。今回の結果は、仮にこの速度による滑落 限界に関する判定基準が正しいものとすれば、模型実験で得られた 0.002 以上とい う値と整合していた。この結果は、たまたま整合したものであるか、何らかの関係 性があるのか、現時点の少ない検討結果では不明であるが、各種パラスタを実施す ることで、数値解析を用いた詳細な検討による限界値の設定を行わない場合の最小 のすべり限界変位を設定できる可能性について示唆している。









(c)変位時刻歴

図 3.1.1.31 モデル:弱層 1 の加速度・速度・変位時刻歴



(a)加速度時刻歴図 3.1.1.32(1) モデル:弱層2 の加速度・速度・変位時刻歴







(c)変位時刻歴

図 3.1.1.32(2) モデル:弱層 2 の加速度・速度・変位時刻歴





(b)速度時刻歴



(c)変位時刻歴図 3.1.1.33 モデル:弱層3 の加速度・速度・変位時刻歴



(a)モデル:弱層1



1-30Ch te-

(b)モデル:弱層2



(c)モデル:弱層3 図3.1.1.34 各弱層モデルの正規化層間変位



図 3.1.1.35 各弱層モデルの要素破壊の進展

3.1.1.5.まとめ

岩盤・地盤の破壊後の要素挙動を簡易に再現する構成式が導入された FEM 解析コードを用いて、模型実験の数値シミュレーションならびに実物相当のモデルによる 試計算を行い、下記の知見が得られた.

- ・模型実験の数値シミュレーションにおいて、三軸試験等により得られた残留強 度を設定した場合、要素破壊によりすべり面が形成された後の継続した土塊の 変位を再現することはできなかった.
- ・残留強度を非常に小さく設定した場合,解析手法としては,加振終了後の継続的なすべり変位を表現することが可能であった.その際,加速度応答にはほとんど影響を与えず,変位のみが大きく変化した.
- ・破壊後の強度・剛性の低下特性の影響について、等方モデルと異方モデルの解 析結果同士を比較すると、要素破壊の範囲は異方モデルがやや大きくなってい るものの、破壊面が必ずしも大局的なすべり面と一致しないため、破壊面の方 向のせん断に対してのみ強度・剛性を低下させる異方モデルでは、その後の変 形の進展はそれほど進行しない、それに対して、応力判定による破壊の進展は 遅いものの、等方的に強度・剛性を低下させるモデルでは、すべり面に沿って 変形が集中し、残留強度が十分小さければ、すべり面に沿って自重で滑落した。

- ・斜面勾配に沿って上方から下方へ要素破壊が進展する傾向など、大局的な破壊の様相は等方モデルと異方モデルとで大差ないため、等方モデルの方が安全側に斜面の安定性を評価できる可能性がある。
- ・実物相当のモデルによる試計算の結果を見る限り、材料の特性から一意的に滑 落の限界値を決めることは困難であり、数値解析等を活用し、想定すべり面付 近のひずみ分布などを考慮して限界変位を設定する必要がある。
- ・仮にここで用いた速度による滑落限界に関する判定基準が正しいものとすれば, 試計算でえられた実物相当のモデルの限界変位は,過去に実施された模型実験 で得られた 0.002 以上という値と整合していた.
- この結果は、たまたま整合したものであるか、何らかの関係性があるのか、現時点の少ない検討結果では不明であるが、各種パラスタを実施することで、数値解析を用いた詳細な検討による限界値の設定を行わない場合の最小のすべり限界変位を設定できる可能性について示唆している。

3.1.2 粒子法(MPM)を用いた斜面崩壊時の変位量に関する評価

3.1.2.1 新しい変形指標に基づく斜面安定性評価の考え方

(1) 斜面の安定限界の考え方とその背景

地震時における斜面の安定性評価は、これまで想定されるすべり面上での作用力と抵抗力の釣 り合により得られるすべり安全率と過去の経験に基づくその限界値との比較により実施されて きた. 1995 年兵庫県南部地震以降、1G を上まわるような強震動を観測する地震が多く発生し、 斜面内のすべり安全率が一瞬でも限界値を超える可能性が多くなり、すべり安全率が限界値を下 回る状態が斜面の崩壊に至る状態、つまり斜面の不安定化に対応していることを確認することが 必要となった.

JNES は原子力発電施設の 2006 年に行われた耐震基準の改定で示された地震随伴事象として 想定される施設の周辺斜面の崩壊等によっても、原子炉施設の安全機能に重大な影響を与えない ことを確認するため、平成 22 年度より斜面の安定性評価手法の見直しを実施するため、大きさ やモデルの異なる斜面模型の振動実験を実施してきた.その斜面模型の中で、すべり破壊の生じ る位置を限定した斜面模型に対する一連の実験より、すべり面の傾斜角、言い換えれば常時のす べり安全率の大きさに応じてせん断破壊が生じた後の不安定化の状態が異なっていることが明 らかとなった.ここで、せん断破壊に至る状態として、すべり破壊領域が局在し始め、それが連 なりすべり面を形成し、その面上の土塊が動き始める状態と定義を行うことができた.このすべ り破壊後、不安定化するものの加振とともに変位するものの、終了後に安定化する進行破壊モー ド、不安定化によりすべり面上の土塊がすべり面に沿って滑落する滑落モードとその中間モード に分けられることが分かった.

ここでは、斜面の不安定化に至るせん断破壊が生じる状態を安定限界とし、その状態を評価す る手法を以下に提案する

(2) 変形指標に基づく斜面の安定限界の考え方

自然斜面や造成斜面が安定性を損ない不安定化する限界状態の評価として、地盤内に著しく変 形の増大したすべり破壊位置における作用せん断応力が地盤のせん断抵抗応力に到達している ことを評価する安定解析法が用いられてきた.その安定解析法は、仮定したすべり面上での作用 力と抵抗力の釣り合いによりすべり面の設定やすべり破壊の可能性を評価できるという計算法 の簡便さや地盤構造のモデル化の簡便さを有しているため、従来から用いられている.すべり破 壊の可能性については、すべり面位置における作用せん断力と抵抗せん断力の比であるすべり安 全率の大きさを過去の経験に基づいて設定された限界安全率との比較により行われている.この 限界状態の評価の考え方は斜面内での地震応答としてすべり面の生成位置や形成過程と対応し ていないため、限界安全率を下回る状態に対する安定性の評価が困難となる.また、すべりが発 生すると考えられる臨界すべり面を同定するためは、斜面内に作用する地震時のせん断応力の推 定が必要となり、疑似静的に作用震度の分布から推定する方法やより現実的な地震時の挙動とし



せん断ひずみとの比較(安定性の評価)

図-3.1.2.1 累積最大せん断ひずみ基準に基づく安定限界の評価フロー

て動的解析により得られる応答せん断応力を利用する方法なども提案されている.非線形の動的 解析の利用においても,解析より得られる応答応力のみが利用され,ひずみなどの特性は直接配 慮されていないため,地震時に発達するすべり面の位置を適切に評価できない可能性も有してい る.

一方,非線形の有限要素解析を活用し、斜面の静的な安定性評価を行う試みも 1975 年に Zeikiewize ら¹¹によりせん断強度低減法という考え方が示され以来,鵜飼²¹により方法の具体化, 松井ら³¹による斜面補強事例への適用, Griffith ら⁴¹による力の釣り合いによる安定解析との比較 事例などが示され、その有用性を明らかとなっている.最近,地震時に発生するすべり面を推定 する方法の一つとして,実験によるせん断ひずみ発達領域が評価可能であるとの指摘⁵¹もあり、着 目されている.この方法は、地盤の強度を一様に低減していく過程でせん断ひずみの発達する領 域をすべり面とし、強度低下により解析が困難となる状態における強度よりすべり安全率を評価 し、極限解析法との関係も小林ら⁶¹により明確となっている.一般に、せん断ひずみの発達領域 におけるひずみの絶対値は、有限要素法の要素サイズに依存することはよく知られているが、そ の方法⁷⁰ではせん断ひずみ増分が最大となる位置、つまりせん断ひずみの絶対値に依存しない値 により、すべり面位置を設定しているため、要素サイズの影響は大きくないという特徴を有して いる.ここ方法は、地盤の強度を一様に低減するため、動的応答などの非一様挙動への適用は疑 似静的な作用に限定されるという課題を有している.また、有限要素法は非線形から破壊に至る 過程を適切に評価できないことから, MPM のような粒子法の適用と動的応答の適切な配慮が必要不可欠と考えられる.

ここでは、斜面の地震時破壊の指標として、地盤内の最大せん断ひずみの変化として累積最大 せん断ひずみの変化に着目したすべり破壊の可能性の評価方法を提案する. その提案フローを図 3.1.2.1 に示す.

まず,累積最大せん断ひずみの変化に基づいてすべり破壊の可能性を評価するためには、その 限界値の設定を行う必要がある.すべり破壊の発生する状態は、前述のようにある領域にて連な るすべり面が形成され、そのすべり面上の土塊が移動し始める状態と定義する.その状態変化時 の累積最大せん断ひずみを限界値として評価する.その評価には、粒子法(MPM)を用いる.まず、 対象とする地盤材料の応力-ひずみ関係を規定する弾塑性構成モデルを選定し、そのモデルパラメ ータを設定する.ここでは、弾塑性構成モデルとして浅岡モデルを選択する.モデルパラメータ の設定は、材料試験や三軸圧縮試験により得られた強度特性、さらに応力—ひずみ関係との適応 性を踏まえて実施する.次に、累積最大せん断ひずみの限界値の設定は地盤材料のすべり破壊に よる強度特性の評価に用いる単純せん断試験を実施し、地盤要素の弾塑性構成モデルを用いた粒 子法(MPM)によりその単純せん断挙動のシミュレーション結果を踏まえて設定する.この単純せ ん断挙動では、三軸圧縮試験のシミュレーションに対象となる10%のひずみを超え、せん断破壊 が生じる状態における解析モデルの適用性の検証が行い、せん断破壊領域において解析により得 られる累積最大せん断ひずみの限界値を設定する.

最後に、粒子法(MPM)を用いた対象斜面の地震応答解析を実施し、せん断ひずみが大きく、 すべり面を形成する可能性のある領域内に複数の平均累積最大せん断ひずみの評価要素を設定 し、要素内での平均累積最大せん断ひずみと単純せん断試験に基づいて設定した限界値との比較 によりすべり破壊の評価を行う.

(3) MPM の概要

MPM は Lagrange 粒子と バックグラウンド格子からな る Particles in cell 法の一種 であり Sulsky ら[®]が提案した。 アルゴリズムは FLAC[®]と同 じ Update-Lagrangian 法と 陽解法の組み合わせによる手



図-3.1.2.2 MPMにおける計算の流れ

法であるが、粒子を用いるため FLAC 以上に大変形後の挙動を解析できる. 図-3.1.2.2 に MPM の計算の流れを示す。土を粒子の集合で表し粒子で輸送した応力等の物理量を一定時間刻み Δt 毎にバックグラウンド格子の格子点に内挿関数で集約し運動方程式を解く. 格子点速度からひず み増分 Δe を求め粒子の位置、物理量を更新し格子は粒子を残し元に戻り、弾性則また既存の弾 塑性構成則を用いてひずみ増分 Δe から応力増分 Δo を計算する. ここで、弾塑性構成則としては


a)Case10

b)Case12 写真 3.1.2.1 最終破壊状態

浅岡らの SYS Cam-clay モデル ¹⁰⁾を用いている. このモデルは構造劣化による塑性圧縮と過圧密 解消による塑性膨張を考慮できるため, 地盤材料の応力-ひずみ関係に見られる強度低下過程を表 現することができる.

3.1.2.2 一様弱層を有する斜面模型の振動実験結果への適用

(1)対象とする斜面モデル

JNES が実施した斜面模型の振動実験のうち、ここで不安定限界の評価とした2つの中型斜面 模型の形状を図・3.1.2.3 に示す. 2 つの斜面模型は表層, 弱層および基盤層の3 層構造で構成さ れ、弱層は均一の材料で構成されているが、弱層の勾配が35 度と45 度と異なっている. 35 度 の斜面模型は高さが2.0m、45 度の斜面模型は高さが2.6m となっている. 弱層は硅砂6号100 に対してベントナイト1、水10の重量比となるように作成した. 表層は加振中に破壊せず、重く するため、磁砂鉄100、ベントナイト10、水15 の重量比となるように作成した. 基盤層はセメ ント安定処理した粒度調整砕石を十分に締め固めることにより作成し、アンカーにより土層に固 定した.

加振は、勾配 35 度の実験では正弦波、勾配 45 度の実験では不規則波を用いた.正弦波の加振 は 5Hz の波を 10 波、100Gal から 100Gal 毎に振幅を増大して行い、不規則波の加振は新潟県 中越地震の際に東京電力柏崎刈羽原子力発電所内で観測された地震観測記録を用い 100Gal から

Parameter	Value	
Commencian index 1	Min value	0.01
Compression index λ	Max value	0.15
Reference value of y	0.0002	
G 11: · 1	Min value	0.001
Swelling index κ	Max value	0.14
Reference value of y	γ_p for $\kappa \gamma_{\kappa}$	0.01
Critical state cons	stant M	1.37
Specific volume at a	2.085	
p = 98.1 kPa on M		
Poisson's rat	0.214	
Degradation parameter of stru	0.01	
Degradation parameter of	Min value	0.001
overconsolidated state m	Max value	10
Reference value of γ	0.001	
Evolution index of rotation	5	
Limit of rotational ha	1.35	
Reciprocal of degree of	0.3	

表 3.1.2.1 三軸圧縮試験で設定したパラメーター覧

100Gal 毎に振幅を増大して行った. この差異に起因し,勾配が 45 度の斜面模型は写真 3.1.2.1 に示す様に 200Gal 加振時の 2 回目に弱層の上部から下部までに繋がるすべり線が形成された後 に滑落が生じた. また,勾配が 30 度の斜面模型は 2 回目の 300Gal 加振時に前述と同様のすべ り線が形成された後,加振ともに写真 3.1.2.1 に示す様にすべり面上の表層を含む土塊がすべり 面上移動するものの,滑落には至っていない. このように不安定化により一気に滑落するケース と,不安定化の後に再安定化するケースである.

MPM による解析では、表層および基盤層は弾性材料としてモデル化し、弱層は浅岡モデルを 構成関係とする弾塑性モデルとしてモデル化する.

(2) 三軸圧縮試験によるモデルパラメータの設定

ここでは、浅岡モデルにより弱層の応力ひずみ関係のモデル化するために、パラメータの設定 を行う.その設定はCD条件下で実施した拘束圧10kPa,15kPaおよび20kPaに対する偏差応力-軸ひ ずみ関係とのフィッティングによりパラメータの特性を踏まえ思考錯誤的に行った.設定したパ ラメータを表3.1.2.1、その設定したパラメータによるシミュレーションより得られた三軸圧縮試 験の偏差応力-軸ひずみ関係と実験により得られた関係との比較を図-3.1.2.3に示す.図に示すよう に、3つの拘束圧に対して、ピーク強度に至る過程から強度低下過程を良く再現していることが 分かる.

(2) 単純せん断試験のシミュレーションによる対象地盤材料の滑り線形成過程の評価と

評価基準値の設定

ここでは、三軸圧縮試験の実験による応力・ひずみ関係を踏まえて設定した弾塑性構成モデルで



図-3.1.2.3 設定したパラメータによるシミュレーションより得られた 三軸圧縮試験の偏差応力・軸ひずみ関係と実験により得られた関係



図 3.1.2.4 単純せん断試験のシミュレーションモデル

ある浅岡モデルを用いた単純せん断試験のシミュレーションにより,対象材料に対する累積最大 せん断ひずみの限界値を設定する.

単純せん断試験装置において地盤材料は直径 3cm,高さ 1cm のリング内に設置し、リング上 部を所定の鉛直応力を作用した上で、一定のひずみ速度で水平に変位させる際の抵抗力より求め た平均せん断面(リングの面積)上のせん断応力と上部リングの変位の関係として得られる.ここ では、図-3.1.2.4 に示す 10 倍の断面形状を有する幅 30cm,高さ 10cm および奥行き 3cm のモデ ルにて平面ひずみ条件下でせん断応力-変位関係を求める.せん断応力は上部リング(図中の青)と 下部リング(図中のグレー)の境界から上に 5cm の地盤材料区間の平均せん断応力として求めた.

図 3.1.2.5 に拘束圧 10kPa に対して解析により得られたせん断応力・変位関係,および実験によ り得られた関係との比較を示す.ここで,解析は実験の 10 倍の形状にて実施したため,実験を 解析と同一スケールの試験装置で実施したとして相似則に基づき変位を 10 倍した.図に示すよ うに,実験では材料と装置のなじみなどによる変位の遅れ,残留強度の差異はあるもものピーク 応力以降の挙動はよく整合している.次に,せん断応力の算出区間について,累積最大せん断ひ ずみの平均値と時間の関係,あわせてせん断応力と時間の関係を図・3.1.2.6 に示す.さらに,三 軸圧縮試験における最大軸差応力時の軸ひずみ(2%)に対応するせん断ひずみ(3%=1.5*2%)を累 積最大せん断ひずみ見なし,そのせん断ひずみの発生時刻からせん断応力の最大値の時刻までの 単純せん断リング内のせん断ひずみの分布を図 3.2.1.6 に示す.これより,累積最大せん断ひず みが 3%の時刻でせん断応力の増加率は変化し,せん断応力は最大せん断応力に向かって緩やか



図 3.1.2.6 単純せん断リング内のせん断ひずみ分布の時間変化

に増加している.その際,上下リング境界周辺におけるせん断ひずみは数%から10%を超える値に変化している.累積最大せん断ひずみもその状態にて変化しており,ここでは、せん断応力が最大値の累積最大せん断ひずみ値(7%)と三軸圧縮試験による最大偏差応力時の相当最大せん断ひずみとする.

(3) 評価基準値に基づく斜面模型の安定性評価

ここでは得られた累積最大せん断ひずみに基づいて,図 3.1.2.3 に示した 2 つの MPM による 斜面モデルの安定についての評価を行う.そのため,図 3.1.2.3 に示した 2 つの斜面モデルの弱 層の中に,平均累積最大せん断ひずみの算出位置を弱層上部,中部及び下部の 3 箇所に設けた.



a)弱層勾配 35 度 b)弱層勾配 45 度 図 3.1.2.8 各ケースにおける平均累積最大せん断ひずみが限界値に到達した時刻周辺 での最大せん断ひずみの分布

それぞれの位置における平均累積最大せん断ひずみと時間の関係を図 3.1.2.7 に示す.

図 3.1.2.7 より、平均累積最大せん断ひずみがその限界値に到達した時刻は、両斜面モデルと もせん断破壊が生じた時刻と概ね対応している.その状態における最大せん断ひずみの分布を図 3.1.2.8 に示す.これより、平均累積最大せん断ひずみの評価対象領域内でその値が限界値に到達 した状態で、その領域内の最大せん断ひずみは20%弱に到達し、その大きさのひずみが弱層上部 から下部に連なって生じていることが分かる.

(4) MPM による斜面模型の変形量評価

斜面のせん断破壊の生じた弱層 45 度の斜面模型について、せん断破壊後のすべり土塊の変位 量の MPM による評価精度を検討するため、土塊の法肩部の鉛直変位について 200Gal 加振2回 目の実験値と解析値の比較を図 3.1.2.9 に示す. 図に示すように、実験ではせん断破壊が生じた 直後に滑落が生じているが、解析ではすべり破壊が実験と同じ時間に生じているものの、直後の 滑落には至っていないものの、加振とともに大きな変位が生じ滑落に至っている.



図 3.1.2.9 弱層勾配 45 度の法肩部における鉛直変位に対する時間変化の比較

3.1.2.3 2つの異種材料で構成される弱層を有する斜面模型の振動実験結果への適用 (1)対象とする斜面モデル

JNES が実施した斜面模型の振動実験のうち,ここで不安定限界の評価とした2つの中型斜面 模型の形状を図・3.1.2.10に示す.2つの斜面模型は表層,弱層および基盤層の3層構造で構成さ れ,弱層は表3.1.2.2で用いた材料(材料A)に加え,ピーク強度と残留強度との比の大きな材料(材 料B)の2つの材料で構成されている.弱層の勾配は35度と45度の2ケースとした.35度の斜 面模型は高さが2.0m,45度の斜面模型は高さが2.6mとなっている.弱層材料のうち材料A(湿 潤密度1.767g/cm³)は前述のように硅砂6号100に対してベントナイト1,水10の重量比とな るように作成し,材料B(湿潤密度2.340g/cm³)は硅砂8号30に対してスチールグリッド70, 消石灰1および水2の重量比となるように作成した.弱層が45度の斜面模型では、材料Bが下 側、材料Aが上側とその逆のケース,35度の斜面模型では材料Bが下側、材料Aが上側の斜面 模型について実施した.表層(湿潤密度2.00g/cm³)は加振中に破壊せず、重くするため、磁砂 鉄100、ベントナイト10、水15の重量比となるように作成した.基盤層はセメント安定処理し た粒度調整砕石を十分に締め固めることにより作成し、アンカーにより土層に固定した.

加振は,正弦波を用い,5Hzの波を10波,100Galから100Gal毎に振幅を増大して行った. 弱層勾配が45度の斜面模型のうち,材料Aが上側の模型は写真3.1.2.2に示す様に600Gal加振時に離散的なせん断亀裂は生じ,700Gal加振時の滑落に至った.材料Bが上側の斜面模型は 500Gal加振時に離散的なせん断亀裂は生じ,600Gal加振時の滑落に至った.弱層勾配が35度 の斜面模型は500Gal加振時に離散的なせん断亀裂は生じ,600Gal加振時に加振とともに徐々 に土塊の変位が生じる進行破壊のケースである.

MPM による解析では、表層および基盤層は弾性材料としてモデル化し、弱層は浅岡モデルを 構成関係とする弾塑性モデルとしてモデル化する.





a)弱層勾配 45 度 b)弱層勾配 35 度 図·3.1.2.10 一様弱層を有する斜面模型



a)傾斜 45(A上,B下)

b) 傾斜 45(B上,A下) 写真 3.1.2.2 最終破壊状態

c) 傾斜 35(A 上,B 下)

(2) 三軸圧縮試験によるモデルパラメータの設定

ここでは、浅岡モデルにより弱層の応力ひずみ関係のモデル化するために、パラメータの設定 を行う. その設定は CD 条件下で実施した拘束圧 10kPa, 15kPa および 20kPa に対する偏差応 力・軸ひずみ関係とのフィッティングによりパラメータの特性を踏まえ思考錯誤的に行った. 設定 したパラメータを表 3.1.2.2, その設定したパラメータによるシミュレーションより得られた三軸 圧縮試験の偏差応力・軸ひずみ関係と実験により得られた関係との比較を図・3.1.2.11 に示す. 図 に示すように、3 つの拘束圧に対して、ピーク強度に至る過程から強度低下過程を良く再現して いることが分かる.

(2)単純せん断試験のシミュレーションによる対象地盤材料の滑り線形成過程の評価と 評価基準値の設定

材料Aについては既に累積最大せん断ひずみの限界値が5%であることを求めた.ここでは、 材料Bについて三軸圧縮試験の実験による応力・ひずみ関係を踏まえて設定した弾塑性構成モデ ルである浅岡モデルを用いた単純せん断試験のシミュレーションにより、累積最大せん断ひずみ の限界値を設定する.

既に, 直径 3cm, 高さ 1cm の単純せん断試験装置によるせん断応力_変位関係と, 図-3.1.2.4

Parameter	Value	
	Min value	0.005
Compression index λ	Max value	0.01
Reference value of γ_i	0.0002	
0 11: : 1	Min value	0.0005
Swelling index κ	Max value	0.09
Reference value of γ_{i}	, for $\kappa \gamma_{\kappa}$	0.01
Critical state const	1.37	
Specific volume at q	2.005	
p = 98.1 kPa on N	2.085	
Poisson's rati	0.214	
Degradation parameter of struc	0.01	
Degradation parameter of	Min value	0.001
overconsolidated state m	Max value	10
Reference value of γ_p	0.001	
Evolution index of rotation	al hardening b _r	10
Limit of rotational har	1.35	
Reciprocal of degree of s	0.4	

表 3.1.2.2 三軸圧縮試験で設定したパラメーター覧



図-3.1.2.11 設定したパラメータによるシミュレーションより得られた 三軸圧縮試験の偏差応力・軸ひずみ関係と実験により得られた関係

に示した幅 30cm,高さ 10cm および奥行き 3cm のモデルにて平面ひずみ条件下でのせん断応力 ・変位関係との対応は得られていることから,材料 B についても同様の方法で平均せん断応力を 求めた.この,平均せん断応力の算出区間について,累積最大せん断ひずみの平均値と時間の関 係,あわせてせん断応力と時間の関係を図・3.1.2.12 に示す.さらに,三軸圧縮試験における最大 軸差応力時の軸ひずみ(2%)に対応するせん断ひずみ(1.5%=1.5*1%)を累積最大せん断ひずみ見 なし,そのせん断ひずみの発生時刻からせん断応力の最大値の時刻までの単純せん断リング内の せん断ひずみの分布を図 3.2.1.13 に示す.これより,累積最大せん断ひずみが 1.5%の時刻でせ ん断応力の増加率は変化し,せん断応力は最大せん断応力に向かって緩やかに増加している.そ の際,上下リング境界周辺におけるせん断ひずみは数%から 10%を超える値に変化している.累



図 3.1.2.12 最大せん断ひずみ-せん断応力-時間関係に基づく 累積最大せん断ひずみの設定



図 3.1.2.13 単純せん断リング内のせん断ひずみ分布の時間変化

積最大せん断ひずみもその状態にて変化しており、ここでは、せん断応力が最大値の累積最大せん断ひずみ値(6%)と三軸圧縮試験による最大偏差応力時の相当最大せん断ひずみ(1.5%)の間の 3%を累積最大せん断ひずみとする.

(3) 評価基準値に基づく斜面模型の安定性評価

ここでは得られた累積最大せん断ひずみに基づいて、図 3.1.2.10 に示した 2 つの MPM による 斜面モデルの安定についての評価を行う. そのため、図 3.1.2.10 に示した 2 つの斜面モデルの弱



層の中に、平均累積最大せん断ひずみの算出位置を弱層の材料の異なる上部及び下部にそれぞれ 3 箇所に設けた. それぞれの材料位置における平均累積最大せん断ひずみと時間の関係を図 3.1.2.14 に示す. その状態における最大せん断ひずみの分布を図 3.1.2.15 に示す.

図 3.1.2.14, 15 より, 弱層勾配 45 度の場合, 材料特性に応じた平均累積最大せん断ひずみが その限界値に到達した時刻は, 上部の材料Aにおけるひずみの増大が先に生じるものの, 下部の 材料Bと下部の材料A内の平均累積最大せん断ひずみがそれぞれの限界値にほぼ同時に到達し, 弱層全体にすべり面が連なり, せん断破壊に至った. その後の 600Gal 加振に際して, 平均累積



図 3.1.2.16 法肩部における鉛直変位に対する時間変化の比較

最大せん断ひずみが加振とともに増減し、崩壊に至っていないことが分かる. 700Gal 加振により、平均累積最大せん断ひずみが増減せず、急激に増加し、滑落に至っていることが分かる. 弱層勾配 35 度の場合、材料特性に応じた平均累積最大せん断ひずみがその限界値に到達した時刻は、上部の材料 A におけるひずみの増大し限界値に到達したものの、下部の材料 B の平均累積 最大せん断ひずみが限界値に遅れて到達し、すべり面が弱層全体に連なりせん断破壊に至るものの、加振とともに平均累積最大せん断ひずみが増減し、加振とともにすべり面上の土塊が変位している進行破壊モードであることが分かる.

(4) MPM による斜面模型の変形量評価

弱層勾配 45 度,35 度の斜面模型について、せん断破壊後のすべり土塊の変位量の MPM による評価精度を検討するため、土塊の法肩部の鉛直変位について実験値と解析値の比較を図 3.1.2.16 に示す.比較は、45 度勾配については滑落の生じた 700Gal 加振時、35 度勾配について

進行型の変形が生じた 600Gal 加振時を対象とした. 45 度勾配のケースでは,変位の発生時刻が 実験より早く生じているが,鉛直変位の勾配などの傾向は良く一致している. また,35 度勾配の ケースでは,鉛直変位の発生時刻やその増加傾向が実験と解析は良く一致していることが分かる.

参考文献

- 1) Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C. and Lewis, R. W., Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics, Geotechnique, Vol.25, No.4, pp.671-689, 1975
- 2) 鵜飼恵三, 弾塑性FEMによる斜面の全体安全率計算法, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2, pp.190-195, 1989
- 3) Tamotsu Matsui and Ka-Ching San, finite slope stability analysis by shear strength reduction technique, Soil and Foundations, Vol.32, No.1, pp.59-70, 1992
- 4) Griffiths, D. V. & Lane, P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements ,Geotechnique, Vol.49, No. 3, 387-403, 1989
- 5) 末広俊夫,金子岳夫,北爪貴史,模型振動実験による斜面の地震時安定性評価に関する研究, Vol.353,電力土木, pp.9-15, 2011
- 6) 小林俊一, 西木祐輔, 下南貴史, 松本樹典, せん断強度低減法の数理的性質に関する検討, 応 用力学論文集, Vol.13, pp.401-409, 2010
- 7) 若井明彦, 蔡飛, 講座 地すべり解析における有限要素解析の利用 (第4回) 地すべり, Vol.40, No.3, pp.250-255, 2003
- Sulsky, D., Zhou, S.J. and Schreyer, H.L.: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics, Computer Physics Communications, 87, pp236-252, 1995.
- 9) Cundall, P. and Board, M. : A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems, Numerical Methods in Geomechanics (Innsbruck 1988), pp.2101-2108, 1988.
- 10) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.

3.2 斜面対策工の耐震補強効果の検証

3.2.1. アンカーエにより補強された斜面模型の振動実験による補強効果の検証

3.2.1.1 はじめに

1995年兵庫県南部地震では、1946年福井地震以来震度7を観測した強震動により、自 然斜面や盛土などの斜面を有する土構造物を含む多くの社会基盤施設が被災した.斜面 周辺の構造物、また斜面を含む構造物自体の重要度などに応じ、耐震対策を実施するこ とが必要な斜面が増大している.斜面の耐震対策技術として、防食などの維持管理技術 の進歩や、敷地の制約などにも対応が可能なアンカー工を用いる事例¹⁾が増加している.

一方,アンカー工による斜面の補強設計には,道路土工指針の中ののり面工・斜面安 定工指針²⁾などが用いられている.その考え方は,円形すべり面法などの力に釣り合い による斜面の安定性評価法を用い,安定性に必要な安全率を確保するための補強材の配 置に応じた必要分担力を求めるという方法である.地震時における評価法が明確に示さ れておらず,地盤工学会で示しているグランドアンカー設計・施工基準³⁾による地震時 における補強材の極限引張り力の低減率を援用している.これまで,グランドアンカー の地震時挙動は,地震観測⁴⁾や遠心振動実験⁵⁾などにより斜面上部の加速度応答の大き なところでアンカー張力などの応答も大きくなることが明らかにされているが,アンカ ーの破断を含む限界状態に至る挙動は明らかとなっていない.2009年岩手・宮城内陸地 震や2011年東北地方太平洋沖地震では,ダムサイトや高速道路に設けたアンカー工の破 断事例⁶⁷⁾が報告されている.これらのことから,アンカー工により補強された斜面の地 震時安定性の評価手法を確立するために,補強斜面の崩壊機構を明らかにし,補強効果 を検証するための実験を実施することが急務と考えられる.

あわせて、対策工による補強効果を評価するための手法として、応答性状の評価手法 と崩壊に至る限界状態に至る挙動を評価できる手法の構築も急務と考えられる.前者に ついては、有限要素法を用いた手法の適用性が検討されている⁸⁾.後者の手法として、 最近、弾塑性応答から破壊後の大変形挙動をシームレスに評価できる粒子法と呼ばれる 手法が提案されている.その粒子法のうち MPM^{9,10)}は、Sulsky¹¹⁾により提案され、Lagrange 粒子とバックグラウンド格子からなる Particles in cell 法の一種であり、FLAC¹²⁾と同じ Update-Lagrangian 法と陽解法を組み合わせているが、粒子を用いるため FLAC 以上に大 変形後の挙動を解析できる手法である.Vermeer ら¹³⁾や、Andersen ら¹⁴⁾により斜面崩壊 などの地盤工学問題への適用が行われてきた手法である.阿部ら¹⁵⁾は浅岡ら¹⁶⁾の構成モ デルを MPM に導入し、1G 場での斜面模型の振動実験との比較により、その適用性を示 している.

ここでは,既往のアンカー工により補強され,崩壊に至った斜面模型を含む振動実験の結果¹⁷⁾¹⁸⁾を基に,斜面や補強工の応答性状を分析し、補強効果を検証するために必要な崩壊機構を明らかにする.さらに,補強効果を検証するための手法として,大変形か



図 3.2.1 補強した小型,中型斜面模型の形状



図 3.2.2 中型斜面模型における計測状況 a)斜面におけるアンカー支圧版配置 b)アンカー定着部 (図中の赤丸は増幅特性の評価に用いた計測器位置) 図 3.2.3 中型斜面模型におけるアンカー工の 設置状況

ら崩壊に至る挙動への MPM の適用性を示す.実験として,小型,中型斜面模型を対象 とした 1G 場での振動実験や遠心振動実験が実施されている.ここでは小型,中型斜面 模型の実験を対象とする.

3.2.1.2 補強効果の検証に用いる既往の斜面模型の振動台実験の概要

まず、アンカー工で補強した小型斜面模型、中型斜面模型の形状を図 3.2.1 に示す.同 ーの形状および地盤構成を有する無補強の小型斜面模型,中型斜面模型の実験も実施し ている.小型斜面模型は、高さ 1.15m、幅 1.5m の形状を有し、アンカー定着部のセメン ト改良礫層の基盤層と一般部および右側の補強斜面部で構成されている.セメント改良 礫層は、加振中に崩壊に至らないように礫 100 に対してセメント4、水7の重量比で配 合した.一般部と補強斜面部は硅砂 6 号 100 に対してベントナイト3、水 10 の重量比と なるように作成した.補強斜面部は,低強度のジオネットを 10cm 間隔で敷設した.ア ンカーは高さ方向に3 段、奥行き方向に2 列配置し、表面の 10cm 角の支圧版、基盤層



に張力計を介して定着されている. アンカー工の耐力は定着部周辺地盤のせん断破壊を 考慮した 450N/本である. 中型斜面模型は高さ 2.6m,幅 2.0mの形状を有し、表層、45 度の傾斜を有する弱層および基盤層の3層構造である.弱層は硅砂 6 号 100 に対してベ ントナイト1,水10 の重量比となるように作成した.表層は加振中に破壊せず、重くす るため、磁砂鉄 100、ベントナイト 10、水15 の重量比となるように作成した.基盤層は 小型斜面模型と同様である.アンカー工は図 3.2.2 に示す様に高さ方向に 7 段、奥行き方 向に 5 列配置し、表面は 10cm角の支圧版、基盤層内に張力計を介して定着した.アン カー工の引張り強度は 600N/本となるように設定した.計測の例として中型斜面模型に おける斜面内の加速度計測、のり面および頂部における水平、鉛直変位計測位置を図 3.2.3 に示す.また、小型、中型斜面模型の単位体積重量および三軸圧縮試験(CD条件) で得られたピーク強度の特性を表 3.2.1、3.2.2 に示す.

加振条件として,小型斜面模型は図 3.2.4 a)に示すように 5Hz の正弦波を 10 波, 100Gal から 100Gal 毎に振幅を増大し,加振した.中型斜面模型では,図 3.2.4 b)に示すように 新潟県中越地震の際に東京電力柏崎刈羽原子力発電所内で観測された地震観測記録を用 い 100Gal から 100Gal 毎に振幅を増大し,900Gal まで加振した後,加振限界となる 950Gal まで加振した.弱層下部にて一部崩壊したものの,完全崩壊には至らなかったため,5Hz の正弦波を 10 波で 600Gal から 700Gal まで加振し,崩壊に至った.

小型斜面模型は無補強斜面が 600Gal にて崩壊,補強斜面は写真 3.2.1 に示す様に 900Gal に対して崩壊に至らなかった.中型斜面模型は無補強斜面が 200Gal で崩壊,補強 斜面は 950Gal の加振に対して崩壊に至らず,正弦波加振の 700Gal にて写真 3.2.1 に示す 様に 700Gal にて崩壊した.安定解析による降伏震度などと比較すると,小型の無補強斜 面の降伏震度は 0.6 と実験と同定度であるが,すべり面は実験によるすべり面より深い 位置となった.また,補強斜面の降伏震度は 1.3 であった.中型の無補強斜面の降伏震



度は 0.15 と実験より小さく,補強斜面の降伏震度は 0.7 であった.無補強,補強斜面の 降伏震度やその限界状態はその評価も含めて再検討が必要である.

3.2.1.3 実験結果に基づく補強効果の分析

(1)斜面の応答性状

まず,斜面の応答性状として,小型斜面模型および中型斜面模型の法肩下に設置された加速計より得られた各深さの水平成分の最大加速度に関する増幅率を図 3.2.5 に示す. 中型斜面模型については図 3.2.2 の赤丸位置の加速度計で得られた値を用いた ここで, 増幅率は振動台位置で測定された加速度の水平成分最大値を基準とした値である.無補 強斜面では,崩壊の生じた加速度振幅の入力に対して,表層で大きな増幅率となってい



図 3.2.7 法肩と振動台位置との伝達関数 a)法面の水平方向の残留変位 b)天端鉛直方向の残留変位 図 3.2.8 補強された中型斜面模型の加振レベルに応じた残留変 位の変化

る.中型斜面模型では、最初の最大加速度振幅 200Gal の入力時に弱層内の 1500mm に て大きな加速度が発生している.これは、離散的なすべり線が発生したためと考えられ る.また、補強斜面についてみると、小型斜面模型では 800Gal,中型斜面模型では 800Gal から表層部分で顕著に増幅率が増加している.次に、中型斜面模型に着目し、増幅率の 深度分布の比較に用いた位置における増幅の大きくない 600Gal,顕著な増幅が認められ る 900Gal について,加速度波形の主要部分の比較を図 3.2.6 に示す.600Gal においては、 3.05 秒, 3.25 秒付近に見られる波形振幅の変化や増大を示す箇所が数カ所認められる. 900Gal においては、600Gal にて波形振幅の変化や増大を示す箇所が数カ所認められる. 900Gal においては、600Gal にて波形振幅の変化や増大の見られた箇所も含み波形振幅の 増大や、3.25 秒付近に認められる弱層の非線形の影響による最大値の出現時刻の遅れな ども認められる.次に、中型斜面模型の周波数応答性状として、600Gal 加振および 900Gal 加振について振動台位置に対する法肩部分の水平加速度成分のフーリエスペクトル比を 求め図 3.2.7 に示す. 600Gal 加振では、21Hz 近傍にて応答が増大しているが、900Gal 加振に対しては 6Hz から 10Hz においても若干の増幅が認められ、主要な増幅も 17 から 20Hz 周辺にて増大している.弱層の非線形化による影響が顕著に現れている.

次に,崩壊に至った中型斜面模型に着目し,加振振幅に応じた斜面における残留水平 変位の変化,天端位置の残留鉛直の変化を図 3.2.8 に示す.これより,天端の鉛直方向残 留変位は,700Galの加振より表層部分の残留鉛直変位が 0.1mm を超え,基盤層側の弱 層より大きくなっている.斜面においては 800Galの加振において基盤層から 1000mm 位 置より上部にて,残留水平変位が 0.1mm を超え,下部より増大している.



(2) アンカーエの応答性状

まず,アンカー工の応答性状として,加振レベルに応じたアンカー工の一本当たり張 力の加振前の静的張力と加振時の最大張力を図 3.2.9 に示す.ここで,アンカー張力は最 上段を1段目とし最下段までの最大値および加振前の静的な値を入力振幅に応じて示し ている.アンカー張力についてみると,静的張力が小型斜面模型では最上段で 800Gal, 中型斜面模型も最上段から3番目までが 800Gal から低下し始めてから,加振時の最大ア ンカー張力が増加している.その静的なアンカー張力の低下により斜面法肩周辺の加速



図 3.2.12 補強した中型斜面模型のせん断ひずみ分布

度応答も大きくなっている.後述する中型斜面模型の側面に設けた 5cm 間隔の標点の動 きより求めたせん断ひずみの分布より,弱層の上部にて大きな値(最大 3.5%程度)となっ ている.このことから,この静的なアンカー張力の低下はその周辺地盤の変形によるア ンカーの緩みにより生じ,その結果,地盤応答の増大によりアンカー張力が増大し,引 き抜けが生じて崩壊したものと考えられる.

次に,崩壊に至った中型斜面模型に着目し,振動台位置の加振加速度と斜面最上段中 央部の時刻歴およびフーリエスペクトルの比較を加振振幅 600Gal,900Gal について図 3.2.10 示す.比較的大きな入力波の振幅の変化とアンカー張力の振幅は対応している. 加振レベル 600Gal に対しては入力波の 4Hz,8Hz,900Gal に対しては入力波の 4Hz,8Hz のみならずより高周波数においても,アンカー張力のスペクトルは入力波のスペクトル が大きな周波数にて大きな値となっている.

(3) 補強斜面の崩壊挙動に関する考察

まず,無補強の斜面模型が崩壊した 200Gal 加振の 2 回目崩壊直前,およびその前の 1 回目加振時に最大せん断ひずみの発生した時刻における斜面側面のせん断ひずみ空間分 布を図 3.2.11 に示す.また,図 3.2.10 に示した補強斜面のアンカー張力が大きな値を示 している加振時刻近傍でのせん断ひずみ空間分布分布を加振加速度 700Gal から 900Gal について,図 3.2.12 に示す.ここで,せん断ひずみは縦横 5cm の正方形の 4 角にある標



図 3.2.15 補強斜面の 3 次元モデル

点の動きを画像解析より求め、有限要素法の変位よりせん断ひずみを算出する方法より 算出した.得られたせん断ひずみは4つの標点で構成される正方形の中心点の値とし、 標点内のせん断ひずみの空間分布を求めた.

図に示すように無補強の斜面模型では、弱層の中部より上でせん断ひずみが増大し、 崩壊に至った.補強斜面においても、加振加速度700Galでは、弱層内にせん断ひずみの 大きな領域が離散的に生じているが、800Gal加振時には弱層下部の上の方から天端まで せん断ひずみ大きな領域が形成されていることが分かる.このようなせん断ひずみの発 達過程は無補強と同様である.また、この弱層上部が緩むことにより、静的張力が減少 し、一方で、弱層と表層部の振動が増大することにより、最大アンカー張力も増大した と考えられる.

3.2.1.4 MPM シミュレーションによる中型斜面模型の補強効果の分析

(1) MPM の概要

MPM は Lagrange 粒子とバックグラウンド格子からなり, Update-Lagrangian 法と陽解 法の組み合わせによるアルゴリズムを用いており、粒子を用いるために大変形後の挙動 を解析できる.図3.2.14にMPMの計算の流れを示す.土を粒子の集合で表し粒子で輸 送した応力等の物理量を一定時間刻み *Δt* 毎にバックグラウンド格子の格子点に内挿関 数で集約し運動方程式を解く.格子点速度からひずみ増分Δεを求め粒子の位置,物理量 を更新し格子は粒子を残し元に戻り,既存の弾塑性構成則を用いてひずみ増分Δεから応 力増分Δσを計算する.

また,MPM では,幾つかのアルゴリズムが提案されているが,解析上の安定性やエ ネルギー保存を向上できる Nairm¹⁶による USAVG (Update Stess Averaged) アルゴリズ ムを用いた阿部¹⁷による提案手法を用いた.さらに,MPM は,陽解法であることから 時間刻みには注意が必要で安定性が確保できる時間刻み(Δt=10⁻⁵)を用いた.合わせて, MPM は Lagrange 粒子がバックグラウンド格子を通過する際に生じるノイズについても 留意する必要があるが,阿部らは前述のアルゴリズムによる MPM を本研究と同じよう にひずみレベルの大きな斜面模型の振動実験に適用¹⁸⁾¹⁹しており,そのアルゴリズムは 適用できると考えられる.

(2) 解析モデルおよび入力

解析モデルは図 3.2.15 に示すようにアンカー体とその周辺地盤の相互作用の影響を 考慮できるように幅 0.5m の 3 次元モデルを用いた.背面格子は水平 2 方向および鉛直方 向とも 0.1m 間隔にモデル化し,粒子は水平,鉛直方向とも 2 個ずつ配置した.地盤構造 は表層,弱層および基盤層の 3 層で構成し,各層の構成モデルとして,表層はドラガー プラガー型の弾完全塑性モデル,弱層は浅岡モデル,基盤層は弾性体モデルを用いた. アンカーについては弾性体モデルでモデル化した.さらに,アンカー周辺については, 粒子密度を他の部分に対して 16 倍し,アンカー断面積をその定着に用いた M10 ボルトと 同定度(0.0079m2)となるようにできるだけ細くモデル化した.また,アンカーの補強効 果は引き抜け効果と張力導入による周辺地盤への締め付け効果の 2 つである.そこで, アンカー張力を導入しない引き抜け効果のみを考慮したケースとアンカー張力を導入し, 引き抜け効果のみなら締め付け効果を考慮したケースについて解析を実施した.アンカ ー張力は静的アンカー張力を 340N とし,その力に見合う加速度をアンカーに常時作用す ることに考慮した.

各層の構成モデルに用いたモデルパラメータのうち,表層および基盤層については表 3.2.3に示す値を用いた.弱層については,表 3.2.4に示す CD 条件下で得られた強度特 性を踏まえ,図に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力と軸ひずみの関係にフィッ トするパラメータの設定を行った.

	表層	基盤層				
ヤング係数	8.2×10 ⁴ (kPa)	1.0×10 ⁴ (kPa)				
ポアソン比	0.214	0.333				
内部摩擦角	0.0(deg)	-				
粘着力	107.0(kPa)	-				
ダイレイタンシー角	0.0(deg)	_				
引張強度	10.7(kPa)	-				

表 3.2.3 表層、基盤層に用いた解析パラメータ

層名 密度 (kN/m ³)	应由	Ŀ°ー	・ク強度	残留強度		
	粘着力	内部摩擦角	粘着力	内部摩擦角		
		c (kPa)	ϕ (deg.)	c (kPa)	ϕ (deg.)	
弱層	18.0	2.9	39.5	1.7	36.3	

表 3.2.4 弱層材料の強度特性





図 3.2.16 弱層の三軸圧縮試験のシミュレーション結果

図 3.2.17 解析に用いた入力波

MPM 解析に用いる入力波は図 3.2.17 に示す不規則波加振により残留変位が生じている 700Gal, 800Gal, 900Gal および 950Gal の振幅の不規則波を用いた.

(3)実験のシミュレーション

まず,解析により得られた最大せん断ひずみの空間分布のうち各加振レベルで振幅の 大きな入力時間の分布について,引き抜け効果のみを考慮したケースと,締め付け効果



g)引き抜け効果(29.3s) h) 引き抜け効果+締め付け効果(29.3s) 図 3.2.18 引き抜けおよび締め付け効果の考慮に応じた最大せん断ひずみの分布の比較

も合わせて考慮したケースの比較を図 3.2.18 に示す.これより,引き抜け効果のみでは, 加振振幅の増大に伴い弱層全体の非線形化が進行し,せん断ひずみが増大するもののア ンカーの引っ張り抵抗力により弱層上の土塊が保持されていることが分かる.一方,締





図 3.2.20 弱層内に生じる応力変化に及ぼす締め付け効果の影響の比較

め付け効果考慮したケースでは、弱層内でアンカー工が設置されている領域でせん断ひ ずみの増加が抑えられていることが分かる.締め付け効果が持続するとの仮定を設けた め地盤のゆるみによる締め付け効果の低下などを考慮していないため,950Gal 加振時に もアンカー周辺におけるせん断ひずみの発生は抑えられていることが分かる.

次に、2 つの効果に応じた表層のり面位置における水平及び鉛直変位の比較を図 3.2.19 に示す. これより,図 3.2.18 で示したように、締め付け効果を考慮していない ケースでは、弱層の非線形化により表層は水平(のり面の外側方向)および鉛直変位が加 振とともに増大していることが分かる.

最後に,弱層内における等価せん断応力J₂と平均拘束圧I1の関係を図3.2.20に示す. これより,引き抜け効果のみのケースでは非線形化により強度低下が生じ,締め付け効 果を考慮したケースでは拘束圧が一定に保たれ,強度低下が生じていないことが分かる.

3.2.1.5 あとがき

アンカー工による補強斜面の崩壊機構について、小型、中型斜面模型を1G場での振動実験に基づいて明らかにした.

崩壊に至るせん断ひずみの発達過程についてみると、無補強の斜面模型では、弱層の 中部より上でせん断ひずみが増大し、崩壊に至った、補強斜面においても、加振加速度 700Galにて、無補強と同様に弱層上部にせん断ひずみの大きな領域が離散的に生じ、 800Gal加振時に弱層天端から下部までせん断ひずみ大きな領域が形成されていること が分かる.このようなせん断ひずみの発達過程は無補強と同様である.

補強斜面の崩壊は,弱層上部の非線形化により,地盤が緩み静的張力が減少したこと により,弱層と表層部の振動増大をもたらし,アンカーの引張り応答の増大により最大 アンカー張力も増大し,破断強度に達したものと考えられる.

また,MPMにより,アンカー工の補強効果として,引き抜け効果のみならず締め付け 効果の影響が大きいこと,さらにMPMにより補強から崩壊に至る挙動を再現可能である ことが明らかとなった.

参考文献

1) 鈴木延彰, JR 東日本における土構造物の耐震補強について, 基礎工, Vol.41, No.11, pp.67-69, 2013

2) 日本道路協会編,道路土工-のり面・斜面安定工指針,2009

3) (公社)地盤工学会,グランドアンカー設計・施工基準,同解説 JGS4101-2012,2012
4) 伊藤武志,横山真至,太田親,山本彰,藤原宗一,岩手・宮城内陸地震によるグランドアンカーの被害について.土木学会第64回年次学術講演会,III-64, pp.127-128,2009
5) 関茂和,東北地方太平洋沖地震で被災したグランドアンカー法面の復旧事例,基礎工, Vol.41, No.11, pp.56-58,2013

6) 門間敬一,千田容嗣,小島伸一,アンカー工を施工した急傾斜地における地震時挙動の計測結果,土木技術資料, Vol.42, No.1, pp.58-61, 2000

7)太田敬一,伊藤桂一,倉岡千郎,竹家宏治,動的遠心載荷模型実験による地震時のアンカーの振動特性の検討,土木学会 63 回年次学術講演会,pp.101-102,2008
8)山本彰,鳥居原誠,グランドアンカーの耐震対策に関する研究,土木学会論文集,No.736,III-63, pp.153-166,1993

9) K. Abe, J. Izawa, H. Nakamura, T. Kawai and S. Nakamura, Analytical study of seismic slope behavior in a large-scale shaking table model test using FEM and MPM, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013

- 10) K. Abe, M. Shinoda, K. Watanabe, T. Sanagawa, S. Nakajima, S. Nakamura, T. Kawai, M. Murata and H. Nakamura, Numerical simulation of landslides after slope failure using MPM with SYS Cam-clay model in shaking table tests, 12WCEE, 2012
- 11) Sulsky, D., Zhou, S.J. and Schreyer, H.L.: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics, Computer Physics Communications, 87, pp236-252, 1995.
- 12) Cundall, P. and Board, M. : A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems, Numerical Methods in Geomechanics (Innsbruck 1988), pp.2101-2108, 1988.
- 13) Vermmer, P. A., Beuth, L. and Benz T., A quasi-static method for Large deformation problems in geomechanics, The 12th IACMAG, I-6 Octorber, Goa India, pp.53-63,2008
- S. Anderson and L. Anderson, Modelling of landslides with material-point method, Computer Geoscience, 2009
- 15) K. Abe, J. Izawa, H. Nakamura, T. Kawai and S. Nakamura, Analytical study of seismic slope behavior in a large-scale shaking table model test using FEM and MPM, Proc. of 18th international Conference on soil mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 1407-1410, 2013
- 16) A. Asaoka, M. Nakano and T. Noda, Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000
- 17) 篠田昌弘,中島進,中村英孝,村田雅明,河井正,中村晋,アンカーと抑止杭で補強した斜 面の振動台実験,第47回地盤工学研究発表会,2012,
- 18) 中島進,阿部慶太,渡邊健治,篠田昌弘,中村英孝,村田雅明,中村晋,河井正,アンカー 対策された大型斜面模型の振動台実験,第48回地盤工学研究発表会,2013

3.2.2 抑止杭により補強された斜面模型の振動実験による補強効果の検証

3.2.2.1. はじめに

ここでは、地震時における抑止杭による斜面対策の補強効果を検証するために実施された既往の実験結果を基に、補強効果の検証に必要な基礎的検討として斜面の応答特性や補強工の挙動変形特性を明らかにする.

3.2.2.2 補強効果の検証に用いる既往の斜面模型の振動台実験の概要

既往の実験では、無補強、抑止杭の小型斜面模型による実験が実施されている. ここでは、図 3.2.21 に示す高さ 1.15m,幅 1.5mの小型斜面模型による実験を対象と する.図には抑止杭により補強され斜面模型を示している。無補強の模型は同じ形 状の斜面模型であり、この形状は応答を考慮したものとなっている。斜面模型は、 セメント改良土で製作した基盤部に風化層を模擬した一般部と補強土部で構成され ている。また、補強効果を定量的に評価することを目的として、杭模型には曲げモ ーメントを計測するためのひずみゲージを設置した.



図 3.2.21 既往の斜面模型実験のうち小型斜面模型の形状



a)無補強斜面(600Gal) b)抑止杭による補強斜面(800Gal) 写真 3.2.2 無補強,補強斜面の崩壊状況



加振に用いた入力波は、5Hzの正弦波 10 波とし 100gal から段階的に増加させた. 無補強の斜面の崩壊時加振加速度は 600gal であるが,抑止杭の斜面は 800gal で杭背 面の斜面崩壊が生じた.

3.2.2.3 実験結果に基づく補強効果の分析

振動台位置で測定された加速度を基準として,その上で測定された加速度の増幅率を 図 3.2.22 に示す. 無対策斜面が崩壊した加振加速度 600gal で見てみると,高さ 1000mm 地点で大きく増幅しているが,抑止杭工斜面はそれほど増幅していないことが分かる. これらのことから,対策工によって斜面上部に補強効果が現れていることがわかる.

図 3.2.23 に杭模型に設置したひずみゲージから曲げモーメントを測定したものを示す. 曲げモーメントが上部になるほど小さくなっていることが分かる.

3.2.2.4 有限要素解析による補強効果の検証

ここでは,鉄道総研が開発した非線形構成則である GHE-S モデルが使用できる 2 次元 または 3 次元非線形動的解析プログラムを用いた解析結果を踏まえ,検討を実施した.

1) 解析モデル

無補強斜面模型および補強斜面模型の有限要素モデルを図 3.2.2.24 に示す.メッシュ 分割は 2.5 cm~5 cm を目安に行った.減衰特性は,解析の安定を目的として,剛性比例減 衰(係数=0.001)で設定した.境界条件は,実験条件を考慮し,モデル底面を固定境界と した.地盤材料については,要素試験結果を用いることを基本とし,パラメータのうち 要素試験から得られる値はその値を用いた.表 3.2.5 に要素試験により得られた地盤物 性値を示す.なお,弱層材料に関しては,拘束圧依存性が見られるため、せん断弾性係 数 G_0 と基準ひずみ γ_r の拘束圧の影響を補正して使用した.

本検討では、地盤に非線形性を考慮する.非線形特性を表現する構成則としては、より広いひずみ領域において試験結果を再現可能な GHE-S モデルを用いて検討することとした.また,主応力の回転を考慮できる多重せん断ばねモデルを適用している.なお、 土のう部分および基盤については,塑性変形を生じない線形弾性体として評価を行なった.





b) 抑止杭による補強斜面の解析モデル

図 3.2.24(2) 解析モデル

表 3.2.5 地盤の物性値

地層	土質	ポアソン比	ヤング率	せん断 弾性係数	単位体積 重量	S波速度	粘着力	内部 摩擦角
		νd	E (kN/m.2)	GO (kN/m.2)	γ (kN/m.3)	Vs (m.∕s)	C (kN /m 2)	ф (deg)
1	弱層	0.214	38031	15663	17.3	94	2.9	39.5
2	弱層 補強)	0.214	38031	15663	17.3	94	2.9	39.5
3	土のう	0.214	38031	15663	17.3	94	2.9	39.5
4	基盤	0.333	2507060	940383	18.5	706	280.5	57.3

※ 表に記載の弱層の値は層中心相当の拘束圧下(5.19kN/m²)での値として記載。

杭補強については、杭間の土のすり抜けなどを考えると2次元でモデル化する際に、 複雑な相互作用を考える必要がある.また,上手く相互作用をモデル化できたとしても、 ひずみの発達は杭において完全に分断されることとなり、2次元でのモデル化は困難で あると言える.そこで、杭補強モデルの解析モデル作成においては3次元有限要素法モ デルを用いることとした.

杭ははり要素でモデル化を行い,地盤と杭の相互作用は共有節点により表現している. また,杭の物性値については表 3.2.6 に示した値を用いる.

ポアソン比	ヤング率	せん断 弾性係数	単位体積 重量	外径	厚さ	断面積	断面2次 モーメント	ねじり 定数
()	E (1) (m 2)	G	γ	ϕ	t (mm)	A (m 2)	I (m d)	J (math)
(-)	(KN / III Z)	(KNI/111Z)	(KIN / III 3)			(II Z)	(114)	(114)
0.35	1.0094E+8	3.7385E+7	83.0	20.0	1.5	8.7179E-5	3.7542E-9	7.5083E-9

表 3.2.6 杭の物性値

入力波では,実験で用いた加振レベルを約 100gal 毎に段階的に上げて載荷を行った波 を用いた.入力波は 5Hz の正弦波を 10 波であり,無補強,補強斜面への入力波を以下に 示す.



図 3.2.25 無補強斜面への入力波形



図 3.2.26 補強斜面への入力波形

2)解析結果

着目点において、補強斜面について杭の動的な応答が顕著に表れた 500Gal 加振時 の解析により得られた無補強斜面および補強斜面における応答加速度波形と観測波 形の比較を図 3.2.27,斜面内に生じた最大せん断ひずみの空間を図 3.2.28 に示す. 加速度波形は補強,無補強斜面とも解析と実験とが良く一致している.また,杭周辺地 盤のせん断ひずみが大きくなっているものの,杭背後地盤の応答せん断ひずみは無補強 斜面の 6 から 7 割程度に抑えられていることが分かる.





図 3.2.28 最大せん断ひずみ(ymax)の空間分布(12.61sec)

3.2.2.5 MPM による補強効果の検証

1)解析モデル

無補強および補強斜面の解析モデルのうち補強斜面の解析モデルを図 3.2.2.29 に示 す. 地盤材料のモデル化として,構成則は,弱層と補強材部についてはともに浅岡モデ ル(上・下負荷面モデル)を適用し,後者については粘着力を 20kPa とした. 土のう部は ドラガープラガー型の弾完全塑性モデル、基盤層は弾性体モデルとした. 入力波は崩壊 時(最大入力加速度振幅 600gal)のものを用いた.



2)解析結果

加振終了後の無補強斜面の崩壊状況と、補強斜面の補強効果について、変形、せん断 ひずみの分布を図 3.2.30 に示す.図より、斜面のすべり破壊は実験より深い位置に生じ 異なっているものの、杭により実験と同様に杭の前面と上部で崩壊が生じ補強効果の定 性的な評価は出来ていると考えられる.



a) 無補強斜面の変形, せん断ひずみ分布(3.00 秒経過時)図 3.2.30(1) 斜面の変形, せん断ひずみ分布



b)補強斜面の変形, せん断ひずみ分布(3.00 秒経過時)図 3.2.30(2) 斜面の変形, せん断ひずみ分布

4. あとがき

本事業では、斜面崩壊に伴う原子炉施設への影響評価手法を整備するため、地震時における斜面の崩壊形態の違いに着目した検討を実施した.対象とする斜面の崩壊形態は「滑落型崩壊形態」と「進行型崩壊形態」に大別され、前者については以下の4項目について整備や評価手法の構築を実施した.

- (1)斜面崩壊に係る解析手法の整備
- (2)崩壊土塊の到達位置の特性評価
- (3)崩壊土塊の衝突速度の評価
- (4)崩壊土塊の堆積土量の評価
- 後者については、以下の2項目についての評価と検証を実施した.
 - (5) 斜面崩壊時の変位量に関する評価
 - (6)斜面対策工の耐震補強効果の検証

それらの検討で得られた結果のまとめを以下に示す.

(1) 斜面崩壊に係わる解析手法の整備

GMM による衝突確率評価と、質点解析による直接的な衝突確率評価について示 した. 10 万粒子の質点解析を真として、数百個の到達位置分布に基づく GMM によ る衝突確率算定の精度について検討したところ、実際に確率的危険度評価へ適用す るにはまだ解決すべき問題も多い.実際の地形では落石の中心座標を決めるのも容 易ではない.また、確率的危険度評価を実施するには単に衝突確率だけでなく、衝 突の衝撃に関する評価も必要となる.そこで、質点解析から直接的に衝突速度に関 する超過確率を算定する方法を示した.このように数十万、百万の解析結果から直 接的に評価する方が好ましい.

(2) 崩壊土塊の到達位置の特性評価

乱数を用いた質点解析の実験結果の再現性について検討を行った. 法線方向と接 線方向の反発係数の値を別々に設定したところ,反発係数(法線 0.4,接線 0.95),凹 凸度 0.30 とすると全体的な再現性が比較的良好な結果が得られた. さらなる詳細な モデル化は単なるフィッティングだけではなく,実験データの反発係数の分析など 詳細な検討に基づいて決めることが好ましい.

簡易 DEM の実験結果の再現性について検討を行った結果,勾配の緩急による差 異を顕著には再現できなかった.今後,粒子間の反発係数を現在より高く設定する 等のもう一段の調整の必要があることが分かった.

以上のように, 簡易 DEM や質点解析の精度向上のため, 実験などによる十分な 精度確認が重要である.

(3) 崩壊土塊の衝突速度の評価

実験,DEMおよび一質点モデルについて,岩塊を単独で落下させた時の速度と残存距離との関係を整理した.実験において,見かけの摩擦係数~最終水平移動距離(Lmax),見かけの摩擦係数~フィッティング後の初速関係に一定の相関が認められるという興味深い結果が得られたが,DEM、質点モデルではこの傾向が認められない.また,見かけの摩擦係数の平均値は,質点モデルで0.27,DEM で0.18,実験では0.16であり,質点モデルは回転を考慮していないため大きな値となっていると考えられる.

(4) 崩壊土塊の堆積土量の評価に関する検討

簡易 DEM モデルを用いることにより,反発係数によって堆積状態をある程度コント ロールすることができることが分かったが,実験における細粒分含有率 60%の結果の ような斜面上に大量の土砂が堆積するような状態を再現するためには、別のコント ロールパラメータとして「転がり摩擦」の導入が必要であることが分かった.

(5) 斜面崩壊時の変位量に関する評価

そのうち有限要素法を用いた検討では,岩盤・地盤の破壊後の要素挙動を簡易に 再現する構成式を導入し, FEM 解析コードを用いて斜面模型の振動実験の数値シミ ュレーションならびに実物相当のモデルによる試計算を実施した.下記の知見が得 られた.

- ・模型実験の数値シミュレーションにおいて、三軸試験等により得られた残留強度 を設定した場合、要素破壊によりすべり面が形成された後の継続した土塊の変位 を再現することはできなかった.残留強度を非常に小さく設定した場合、加振終 了後の継続的なすべり変位を表現することが可能であった.
- ・斜面勾配に沿って上方から下方へ要素破壊が進展する傾向など、大局的な破壊の 様相は等方モデルと異方モデルとで大差ないため、等方モデルの方が安全側に斜 面の安定性を評価できる可能性がある。
- ・実物相当のモデルによる試計算の結果を見る限り、材料の特性から一意的に滑落の限界値を決めることは困難であり、数値解析等を活用し、想定すべり面付近のひずみ分布などを考慮して限界変位を設定する必要がある。

粒子法(MPM)を用いた検討では,斜面の地震時破壊の指標として,地盤内の最大せん断ひずみの変化として累積最大せん断ひずみの変化に着目したすべり破壊の可能 性を MPM に基づいて評価する方法を提案し,既往の斜面模型の振動実験結果へ適 用し,その有用性を検証した.提案手法は以下の通りである.

- i)累積最大せん断ひずみの変化に基づいた限界値の設定
- ・累積最大せん断ひずみの限界値は、地盤材料の単純せん断試験を実施し、浅岡モ
デルを用いた粒子法(MPM)によりその単純せん断挙動のシミュレーションを踏 まえ,せん断破壊が生じる状態に現れる累積最大せん断ひずみの変化点を限界値 として設定する.

- ii) i)で設定された解析パラメータを用いた粒子法 (MPM) により対象斜面の地震 応答解析の実施
- iii)解析結果よりせん断ひずみが大きく、すべり面を形成する可能性のある領域内に 複数の領域を設定し、各領域の累積最大せん断ひずみと限界値との比較によりす べり破壊の発生について検討

(6)斜面対策工の耐震補強効果の検証

アンカー工による補強斜面の崩壊機構について、小型、中型斜面模型を 1G 場での振動実験および MPM 解析に基づいて以下のことを明らかにした.

- i)崩壊に至るせん断ひずみの発達過程についてみると,無補強の斜面模型では,弱 層の中部より上でせん断ひずみが増大し,崩壊に至った.補強斜面においても,加 振加速度700Galにて,無補強と同様に弱層上部にせん断ひずみの大きな領域が離 散的に生じ,800Gal加振時に弱層天端から下部までせん断ひずみ大きな領域が形 成されていることが分かる.このようなせん断ひずみの発達過程は無補強と同様で ある.
- ii)補強斜面の崩壊は,弱層上部の非線形化により,地盤が緩み静的張力が減少したことにより,弱層と表層部の振動増大をもたらし、アンカーの引張り応答の増大により最大アンカー張力も増大し,破断強度に達したものと考えられる.
- iii)MPMにより、アンカー工の補強効果として、引き抜け効果のみならず締め付け効果の影響が大きいこと、さらに MPM により補強から崩壊に至る挙動を再現可能であることが明らかとなった