

3. 2 斜面の安定限界の評価

3. 2. 1 サンプルング法を用いた崩壊確率評価

3. 2. 1. 1 評価指標と限界状態

本検討における斜面の安定限界を示す評価指標はすべり安全率とする。あらかじめ想定したすべり線上の滑動力と抵抗力の比で表されるすべり安全率 1.0 が限界状態である。また、すべり安全率 1.0 となるときの入力地震動の振幅レベル（基盤最大加速度 Peak Ground Acceleration : PGA）を限界加速度と称し^{1),2)}、限界加速度最小となる時のすべり線と地表で囲まれる部分を、斜面の安定限界における崩壊領域とする。

3. 2. 1. 2 力の釣合いに基づくすべり安全率評価

現状の原子力サイトにおける基礎地盤及び周辺斜面の安全性評価は、常時応力（自重解析による初期応力など）と動的FEM解析（等価線形化法）から求められた地震時増分応力を重ね合わせた応力状態に対して、想定したすべり線上の抵抗力と滑動力の比によって定義されるすべり安全率（以下、力の釣合いに基づくすべり安全率と称す）で照査されている。

本検討における常時応力はモデル側方を鉛直ローラー境界、モデル下端を固定境界とした自重解析によって算定している。地震時増分応力は、モデル側方をエネルギー伝達境界、モデル下端を粘性境界とし、周波数領域において等価線形化法を用いて算定している。

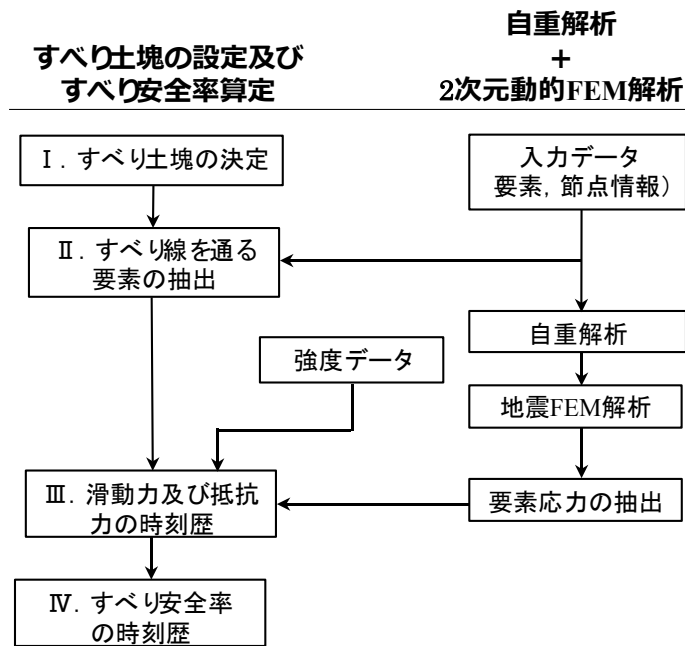
力の釣合いに基づくすべり安全率の算定フローを図3.2.1.2-1に、算定式を(3.2.1-1)式に示す。

$$F_{sf} = \min_t \left| \frac{R_d(t, A_{max}) + R_s}{S_d(t, A_{max}) + S_s} \right| \quad (3.2.1.2-1)$$

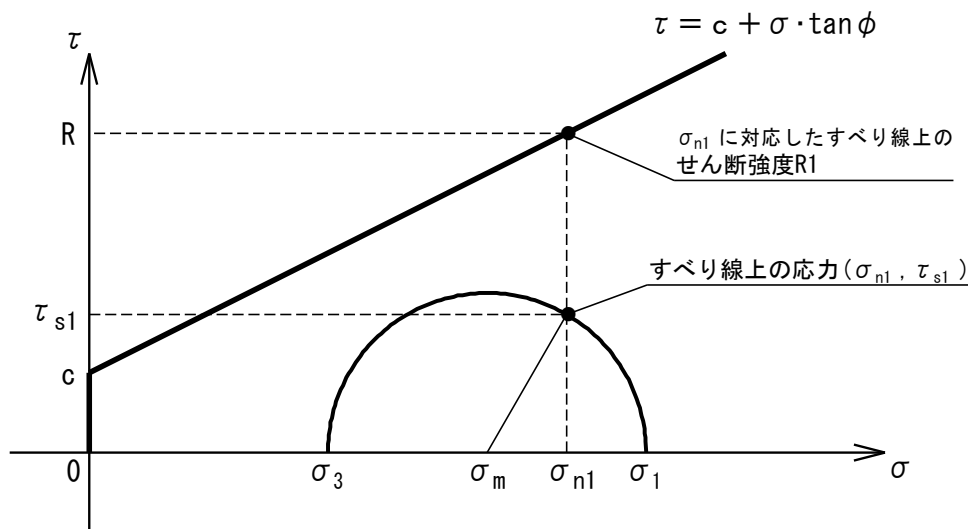
ここに、 A_{max} ：基盤加速度(gal)、 R_s ：常時応力状態における抵抗力、 S_s ：常時応力状態における滑動力、 $R_d(t, A_{max})$ ：最大振幅レベル A_{max} の地震波を入力とした際の時刻 t における抵抗力、 $S_d(t, A_{max})$ ：最大振幅レベル A_{max} の地震波を入力とした際の時刻 t における滑動力、である。

なお、本検討における力の釣合いに基づくすべり安全率の算定に際しては、図3.2.1.2-2及び以下に示すように、有限要素個々の破壊の有無や形態によって適用強度を使い分けている。

- ・ 当該時刻において要素がせん断破壊した場合：残留強度を適用する
- ・ 当該時刻において要素が引張破壊または複合破壊した場合：引張面（最小主応力と直交方向）に作用する直応力 (σ_n) が引張りの場合は強度ゼロとし、圧縮の場合は残留強度を適用する
- ・ 上記の適用強度の判定をステップ毎に行う



(1) 基礎地盤及び周辺斜面の安全性評価における解析フロー



(2) 力の釣合いに基づくすべり安全率算定における抵抗力と滑動力

図3.2.1.2-1 基礎地盤及び周辺斜面の力の釣合いに基づくすべり安全率の算定フロー

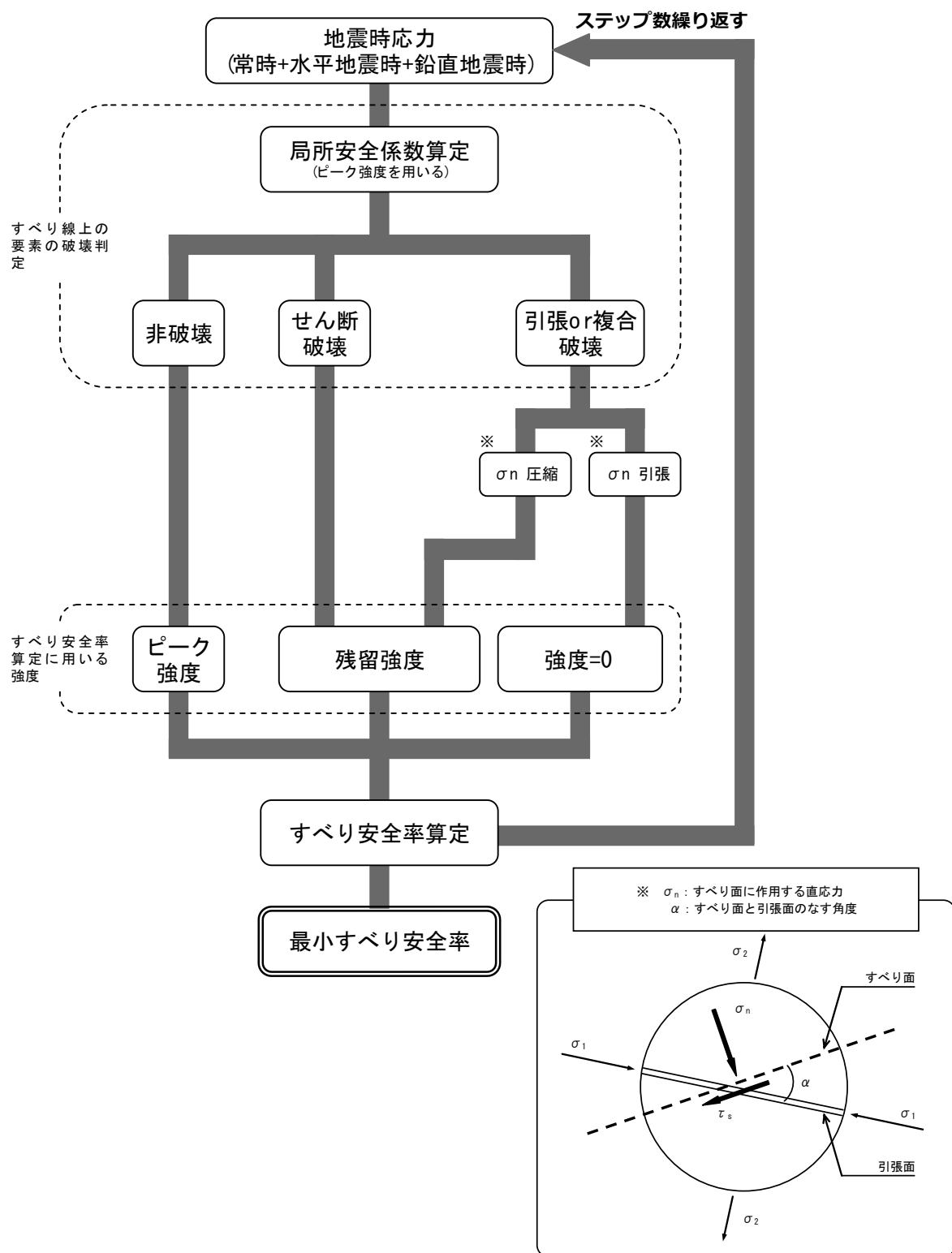


図 3.2.1.2-2 力の釣合いに基づくすべり安全率算定における適用強度の考え方

3. 2. 1. 3 斜面の崩壊領域モデル

(1) 斜面の安定限界を示す崩壊領域

本検討では、図 3.2.1.3-1 に示すように、斜面モデルに円弧すべりをランダムに発生させ、全てのすべり線に対してすべり安全率 F_s を算定している。

斜面の安定限界に対するフラジリティ曲線を求める場合、崩壊領域（すべり土塊範囲、危険なすべり線、などと称する場合もある）の設定は重要な問題である。

すべり安全率 $F_s=1.0$ となるときの入力地震動の振幅レベル（基盤最大加速度 Peak Ground Acceleration : PGA）を限界加速度とすると、この限界加速度が最小となるすべり線が斜面の安定限界を示す崩壊領域と考える。

3 層斜面モデル及び 4 層斜面モデルそれぞれに対して、限界加速度最小となるすべり線を求めると図 3.2.1.3-2 のようになる。限界加速度の算出方法は、参考文献 1) を参照されたい。

3 層斜面モデルの場合、限界加速度は 797Gal、安定限界を示す崩壊領域は CL 級岩盤内である。4 層斜面モデルの場合、限界加速度は 433Gal、安定限界を示す崩壊領域は D 級岩盤内である。

(2) 地震動強度と崩壊領域

一般に、入力地震動の強度レベルが大きくなると崩壊領域も大きくなる傾向にある。そこで、表 3.2.1.3-1 に示す入力地震動の強度レベルに応じた崩壊領域について検討する。入力地震動の設定については、3. 1. 2 を参照されたい。

表 3.2.1.3-1 入力地震動の強度レベル

入力地震動	水平動 最大加速度(Gal)	鉛直動 最大加速度(Gal)
年超過頻度 1.0×10^{-4} 波	412.6	261.6
Ss 相当波	686.7	435.4
年超過頻度 1.0×10^{-5} 波	960.8	609.1
年超過頻度 1.0×10^{-6} 波	1670.4	1059.1

各斜面モデルに円弧すべりをランダムに発生させ、すべり安全率 $F_s \leq 1.0$ となる全すべり線を包含する範囲を崩壊領域とする。

3 層斜面モデルの場合、年超過頻度 1.0×10^{-4} 波及び Ss 相当波を入力した場合は斜面崩壊は生じない。年超過頻度 1.0×10^{-5} 波入力では、図 3.2.1.3-3(1) に示すように、崩壊領域は CL 級岩盤の大部分に至る。年超過頻度 1.0×10^{-6} 波入力では、図 3.2.1.3-3(2) に示すように、深部の CH 級岩盤にまで至る大規模な崩壊領域となる。

4 層斜面モデルの場合、年超過頻度 1.0×10^{-4} 波入力した場合は斜面崩壊は生じない。Ss 相当波入力では、図 3.2.1.3-4(1) に示すように、D 級岩盤のほぼ全域が崩壊領域となる。年超過頻度 1.0×10^{-5} 波入力では、図 3.2.1.3-4(2) に示すように、崩壊領域は D 級及

び CL 級岩盤のほぼ全域が崩壊領域となる．年超過頻度 1.0×10^{-6} 波入力では，図 3.2.1.3-4(3)に示すように，深部の CH 級岩盤にまで至る大規模な崩壊領域となる．

強度レベルの大きな年超過頻度 1.0×10^{-5} 波以上の場合，2 種類の斜面モデルの違いに関わらず崩壊領域は概ね同様となる．

(3) 崩壊体積

後述する到達限界，損傷限界のフラジリティ評価を行う際に必要となる崩壊体積を算出する．

地震動強度と崩壊体積との関係を表 3.2.1.3-2 に示す．崩壊体積は $F_s \leq 1.0$ となる全すべり線を包絡する下端のラインに沿うような球体を仮定して算出した．

表 3.2.1.3-2 地震動強度と崩壊体積

入力地震動	3 層斜面モデル	4 層斜面モデル
限界加速度 地震動 (3 層：水平動 796.6, 鉛直動 505.0) (4 層：水平動 433.0, 鉛直動 274.5)	1,207,000 m ³	128,000 m ³
年超過頻度 1.0×10^{-5} 波 (水平動 960.8Gal, 鉛直動 609.1Gal)	4,892,000 m ³	4,892,000 m ³
年超過頻度 1.0×10^{-6} 波 (水平動 1670.4Gal, 鉛直動 1059.1Gal)	14,712,000 m ³	16,529,000 m ³

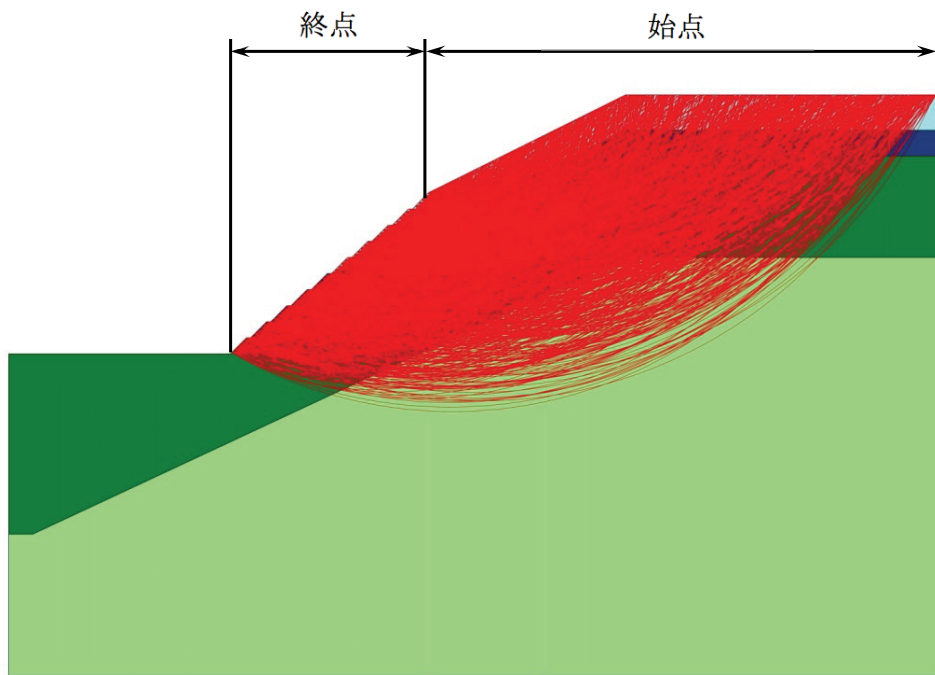


図 3.2.1.3-1(1) 円弧すべり線の発生範囲ケース 1
(始点：法面遷急部～上段フラット部，終点：法尻～法面遷急部)

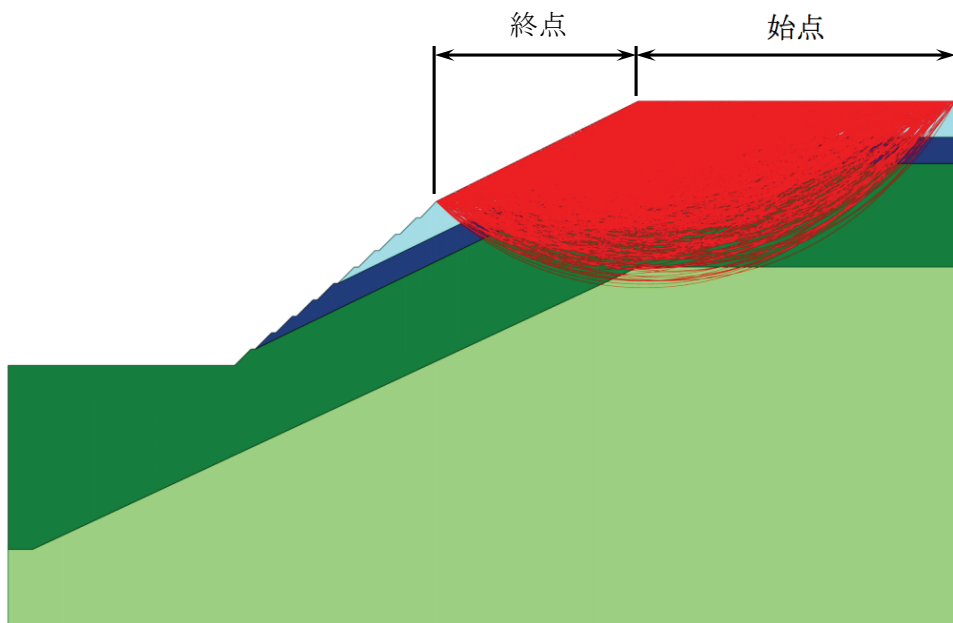
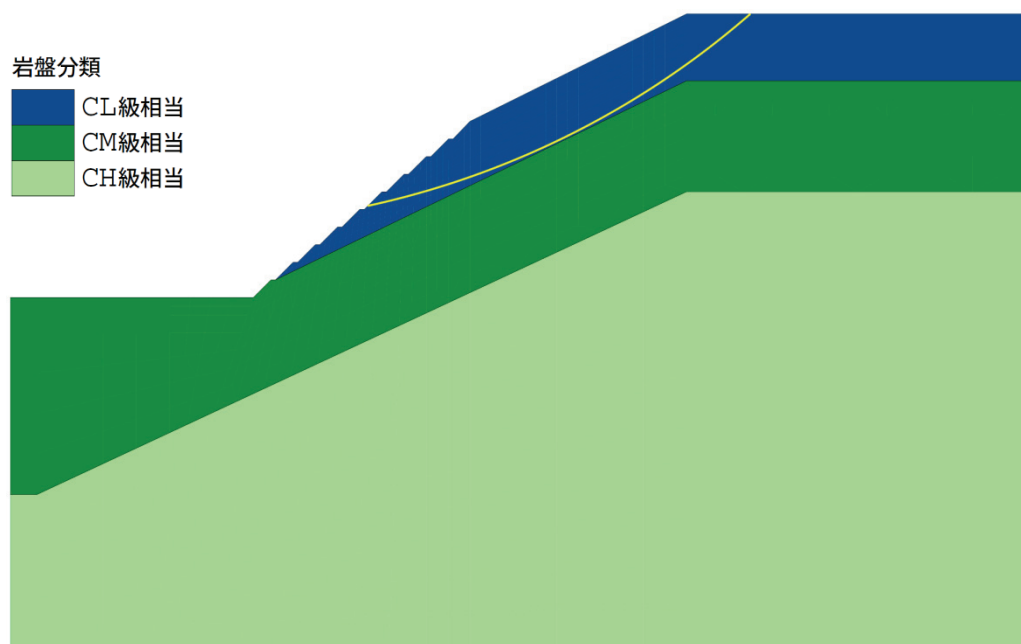
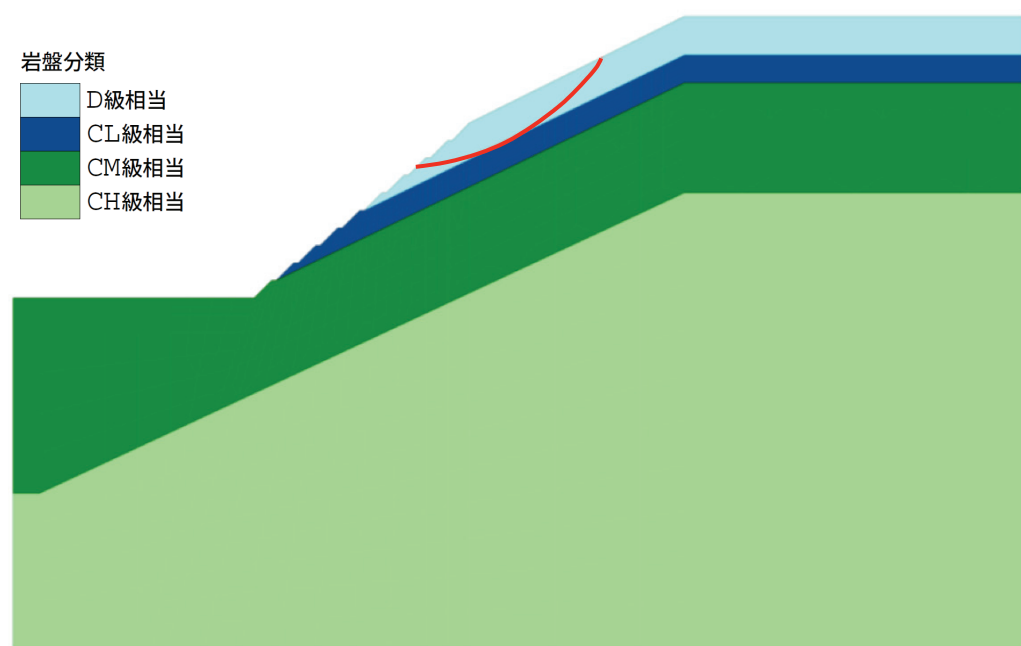


図 3.2.1.3-1(2) 円弧すべり線の発生範囲ケース 2
(始点：上段フラット部，終点：法面遷急部～法肩)



(1) 3層斜面モデル（限界加速度 797Gal）



(2) 4層斜面モデル（限界加速度 433Gal）

図 3.2.1.3-2 限界加速度が最小となるすべり線（斜面の安定限界を示す崩壊領域）

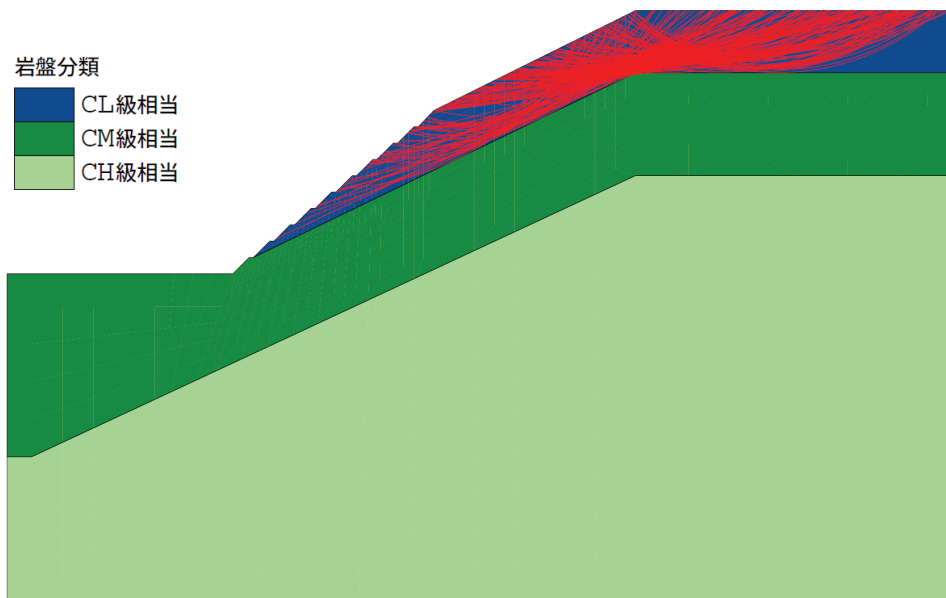


図 3.2.1.3-3(1) 3層斜面モデル，年超過頻度 1.0×10^{-5} 波入力， $F_s \leq 1.0$ のすべり線

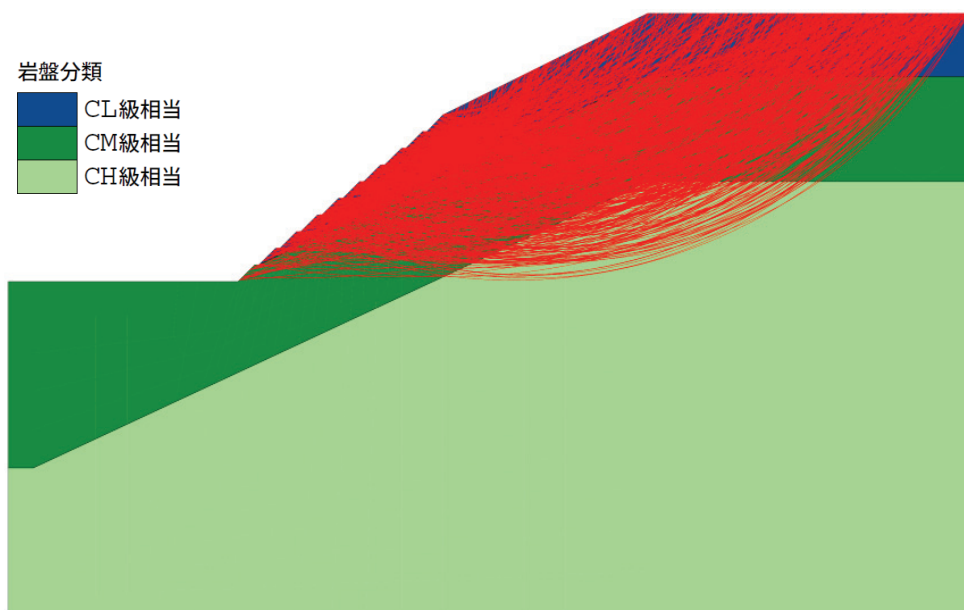


図 3.2.1.3-3(2) 3層斜面モデル，年超過頻度 1.0×10^{-6} 波入力， $F_s \leq 1.0$ のすべり線

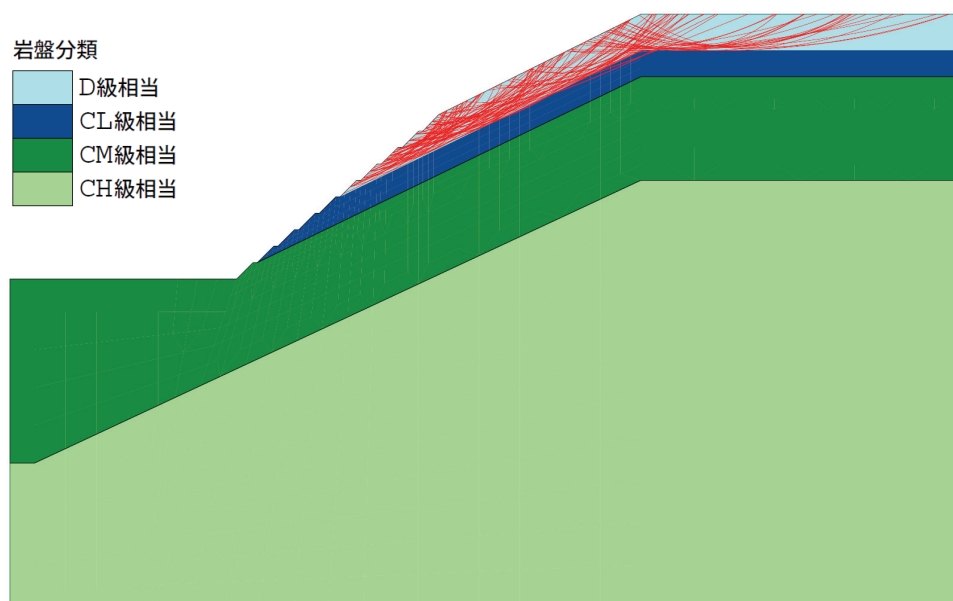


図 3.2.1.3-4(1) 4層斜面モデル, Ss 相当模擬波入力, $F_s \leq 1.0$ のすべり線

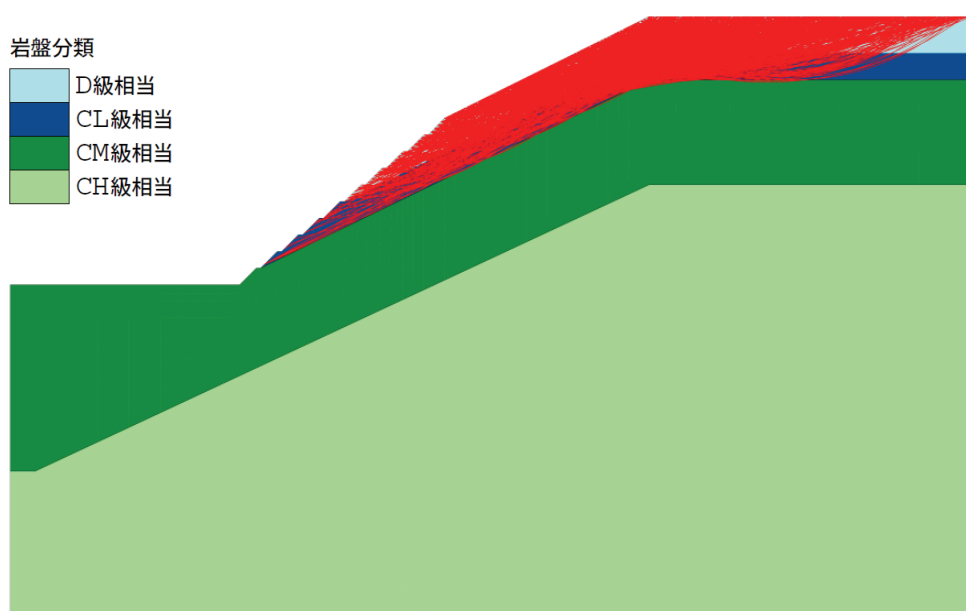


図 3.2.1.3-4(2) 4層斜面モデル, 年超過頻度 1.0×10^{-5} 波入力, $F_s \leq 1.0$ のすべり線

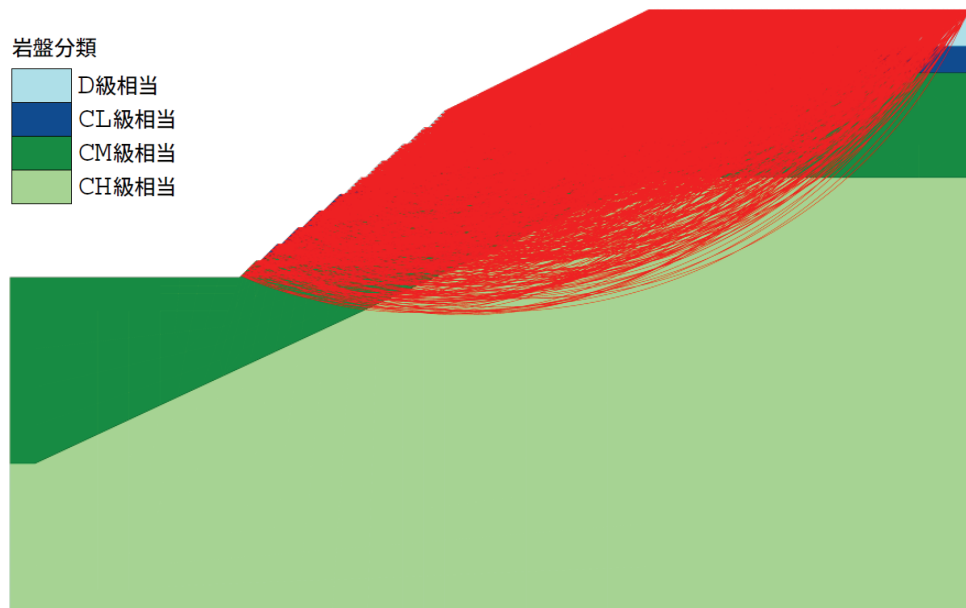


図 3.2.1.3-4(3) 4層斜面モデル，年超過頻度 1.0×10^{-6} 波入力， $F_s \leq 1.0$ のすべり線

3. 2. 1. 4 簡易法による崩壊確率の評価事例

(1) 簡易法の考え方

フラジリティ曲線算出の簡易的方法として2点推定法を用いた。2点推定法は、連続的に表される確率分布を2点の等価な離散分布に置換することで、少ないサンプル数で求めたい確率分布の統計量（平均値，標準偏差）を算出する方法である。

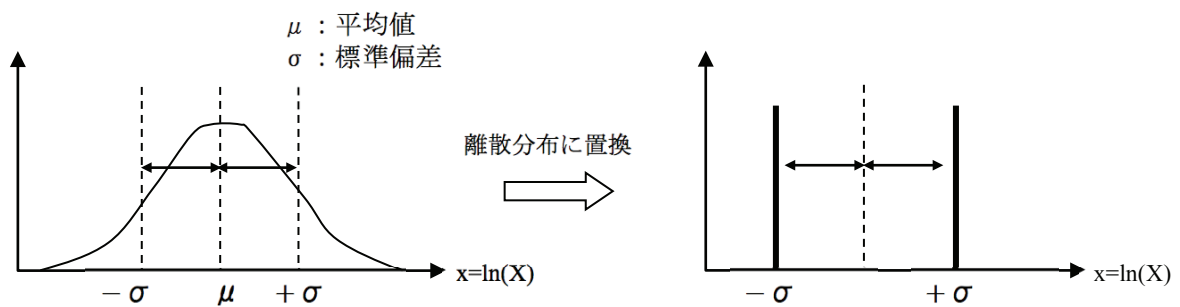


図 3.2.1.4-1 2点推定法概念図

常時応力解析（自重解析，静的弾性解析）では，変形特性は岩級によらず一定（ $E=980\text{MPa}$ ， $\nu=0.49$ ）とし，単位体積重量は岩級区分ごとの値を適用した．地震時増分応力解析は，各岩級それぞれの初期せん断弾性係数 G_0 の中央値で実施している．

すべり安全率算定における不確定物性値は，各岩級の強度（粘着力 C_p ，内部摩擦角 ϕ ，引張強度 σ_t ）である．簡易法である2点推定法では，表 3.2.1.4-1 に示すように，各岩級それぞれの強度定数の中央値（ λ ）±対数標準偏差（ ξ ）の値を用いている．変動係数は全ての地盤物性値で 0.4 としている．

ピークせん断強度の粘着力（ C_p ）と引張強度（ σ_t ）は， $\sigma_t=2/3 \cdot C_p$ の関係を設定している（3. 1. 1. 2（表 3.1.1-1）を参照のこと）ことから両者は連動してばらつく．また，内部摩擦角はピーク強度（ ϕ_p ）と残留強度（ ϕ_r ）の両方で同一値としている．本検討における2点推定法では，粘着力と内部摩擦角の2種類のパラメータが独立であるとし， $2^2=4$ 回の試行解析を実施している．

入力地震動は，最大振幅（PGA）を 100～800Gal に調整したものを 100Gal 刻み，または，500～1200Gal の間を 100Gal 刻みとした．

表 3.2.1.4-1(1) 岩級ごとの強度定数（中央値 λ ）

項目		単位	岩 盤			
			D級相当	CL級相当	CM級相当	CH級相当
ピーク 強度	粘着力 C_p	MPa	0.28	0.46	1.39	1.86
	内部摩擦角 ϕ_p	度	27.9	37.1	41.8	46.4
	引張強度 σ_t	MPa	0.19	0.31	0.93	1.24
残留 強度	粘着力 C_r	MPa	0.00	0.00	0.00	0.00
	内部摩擦角 ϕ_r	度	27.9	37.1	41.8	46.4

表 3.2.1.4-1(2) 岩級ごとの強度定数（ $\lambda - 1\zeta$ ），2点推定法で使用

項目		単位	岩 盤			
			D級相当	CL級相当	CM級相当	CH級相当
ピーク 強度	粘着力 C_p	MPa	0.19	0.32	0.95	1.26
	内部摩擦角 ϕ_p	度	18.9	25.3	28.4	31.6
	引張強度 σ_t	MPa	0.13	0.21	0.63	0.84
残留 強度	粘着力 C_r	MPa	—	—	—	—
	内部摩擦角 ϕ_r	度	18.9	25.3	28.4	31.6

表 3.2.1.4-1(3) 岩級ごとの強度定数（ $\lambda + 1\zeta$ ），2点推定法で使用

項目		単位	岩 盤			
			D級相当	CL級相当	CM級相当	CH級相当
ピーク 強度	粘着力 C_p	MPa	0.41	0.68	2.05	2.73
	内部摩擦角 ϕ_p	度	40.9	54.6	61.4	68.2
	引張強度 σ_t	MPa	0.27	0.45	1.36	1.82
残留 強度	粘着力 C_r	MPa	—	—	—	—
	内部摩擦角 ϕ_r	度	40.9	54.6	61.4	68.2

(2) フラジリティ曲線の評価事例

フラジリティ曲線の算出は、3 層斜面モデル及び 4 層斜面モデルそれぞれの安定限界を示す崩壊領域（限界加速度最小となるすべり線．それぞれ Line031, line041 と称す）に対して実施することを基本とした．

ただし、4 層斜面モデルについては、すべり線形状の違いによるフラジリティ曲線の相違を検討するため、2 種類のすべり線を追加設定した．限界加速度最小となるすべり線 (Line041) は D 級岩盤内のみを通るが、下位の CL 級岩盤を通るすべり線 (Line042)、更に下位の CM 級岩盤をもとおるすべり線 (Line043) である．

●フラジリティ曲線算出の対象とした斜面モデルとすべり線

- ・ 3 層斜面モデル Line031：限界加速度最小となるすべり線（CL 級岩盤のみを通る）
- ・ 4 層斜面モデル Line041：限界加速度最小となるすべり線（D 級岩盤のみを通る）
- ・ 4 層斜面モデル Line042：D 級と CL 級岩盤を 1:1 の割合で通るすべり線
- ・ 4 層斜面モデル Line043：D 級，CL 級，CM 級岩盤を 1:1:1 の割合で通るすべり線

それぞれの斜面モデル・すべり線における地震動レベル(PGA)ごとに求めた $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f を表 3.2.1.4-2～表 3.2.1.4-5 に示す．それぞれの表中におけるすべり安全率(F_s)の平均値，標準偏差，中央値及び対数標準偏差は次のとおりである．

$$\text{すべり安全率の平均値：}\mu_{F_s}=\sum_{i=1}^4 F_{s_i}/4$$

$$\text{標準偏差：}\sigma_{F_s}=\sqrt{\sum_{i=1}^4 \frac{(\mu_{F_s}-F_{s_i})^2}{4}}$$

$$\text{中央値：}F_m=\mu_{F_s}/\sqrt{1+(\sigma_{F_s}/\mu_{F_s})^2}$$

$$\text{対数標準偏差：}\beta_F=\sqrt{\ln\{1+(\sigma_{F_s}/\mu_{F_s})^2\}}$$

簡易法（2 点推定法）によるフラジリティ曲線の評価事例を図 3.2.1.4-1～図 3.2.1.4-4 及び表 3.2.1.4-6 に示す．図中には、対数正規分布を仮定して算出したフラジリティ曲線に加え、Kennedy らの研究³⁾を参照したモデル化誤差（認識論的不確実さ） $\beta_u=0.15$ を加味したコンボジットフラジリティ曲線も併せて示している．

3 層斜面モデル Line031 を対象としたフラジリティ曲線の評価における中央値加速度は 778Gal であった．限界加速度が 797Gal であったことから、やや小さい値となった．4 層斜面モデル Line041 を対象としたフラジリティ曲線の評価における中央値加速度は 507Gal であった．限界加速度が 433Gal であったことから、大きめの値となった．また、4 層斜面モデルにおけるフラジリティ曲線は、崩壊領域が大きくすべり線が深くなるほど、強度の大きい岩盤部を通る割合が増すため、中央値加速度が大きくなっていることがわかる．

表 3.2.1.4-2(1) 3 層斜面, Line031 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(1) PGA=100Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.999
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.660
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	3.525
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	5.117

すべり安全率	平均値	3.575
	標準偏差	1.104
	中央値 : F_m	3.416
	対数標準偏差 : β_F	0.302
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.0023213 %

(2) PGA=200Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.642
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.065
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.980
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	4.303

すべり安全率	平均値	2.997
	標準偏差	0.942
	中央値 : F_m	2.860
	対数標準偏差 : β_F	0.307
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.030805 %

表 3.2.1.4-2(2) 3 層斜面, Line031 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(3) PGA=300Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.413
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.600
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.578
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.701

すべり安全率	平均値	2.573
	標準偏差	0.809
	中央値 : F_m	2.455
	対数標準偏差 : β_F	0.307
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.17290 %

(4) PGA=400Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.167
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.202
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.268
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.239

すべり安全率	平均値	2.219
	標準偏差	0.733
	中央値 : F_m	2.107
	対数標準偏差 : β_F	0.322
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		1.0288 %

表 3.2.1.4-2(3) 3 層斜面, Line031 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(5) PGA=500Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.765
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.872
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.023
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.872

すべり安全率	平均値	1.883
	標準偏差	0.750
	中央値 : F_m	1.750
	対数標準偏差 : β_F	0.384
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		7.2395 %

(6) PGA=600Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.567
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.594
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.824
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.526

すべり安全率	平均値	1.628
	標準偏差	0.702
	中央値 : F_m	1.495
	対数標準偏差 : β_F	0.413
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		16.517 %

表 3.2.1.4-2(4) 3 層斜面, Line031 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(7) PGA=700Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.360
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.169
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.658
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.220

すべり安全率	平均値	1.352
	標準偏差	0.683
	中央値 : F_m	1.207
	対数標準偏差 : β_F	0.477
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		34.672 %

(8) PGA=800Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.293
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	0.789
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.519
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.957

すべり安全率	平均値	1.140
	標準偏差	0.643
	中央値 : F_m	0.993
	対数標準偏差 : β_F	0.525
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		50.568 %

表 3.2.1.4-3(1) 4 層斜面, Line041 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(1) PGA=100Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.233
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.705
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	3.508
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	4.359

すべり安全率	平均値	2.951
	標準偏差	1.152
	中央値 : F_m	2.749
	対数標準偏差 : β_F	0.376
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.36137 %

(2) PGA=200Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.767
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.094
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.837
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.469

すべり安全率	平均値	2.292
	標準偏差	1.006
	中央値 : F_m	2.098
	対数標準偏差 : β_F	0.420
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		3.8704 %

表 3.2.1.4-3(2) 4 層斜面, Line041 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(3) PGA=300Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.406
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.678
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.379
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.868

すべり安全率	平均値	1.833
	標準偏差	0.926
	中央値 : F_m	1.636
	対数標準偏差 : β_F	0.477
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		15.104 %

(4) PGA=400Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.308
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.163
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.013
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.448

すべり安全率	平均値	1.483
	標準偏差	0.821
	中央値 : F_m	1.298
	対数標準偏差 : β_F	0.517
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		30.713 %

表 3.2.1.4-3(3) 4 層斜面, Line041 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(5) PGA=500Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.242
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	0.787
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.753
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.142

すべり安全率	平均値	1.231
	標準偏差	0.755
	中央値 : F_m	1.050
	対数標準偏差 : β_F	0.565
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		46.588 %

(6) PGA=600Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.185
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	0.650
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.151
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.909

すべり安全率	平均値	0.974
	標準偏差	0.639
	中央値 : F_m	0.814
	対数標準偏差 : β_F	0.599
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		63.448 %

表 3.2.1.4-3(4) 4 層斜面, Line041 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(7) PGA=700Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.138
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	0.495
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.778
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.749

すべり安全率	平均値	0.790
	標準偏差	0.598
	中央値 : F_m	0.629
	対数標準偏差 : β_F	0.674
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		75.400 %

(8) PGA=800Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.112
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	0.411
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.619
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.321

すべり安全率	平均値	0.616
	標準偏差	0.445
	中央値 : F_m	0.499
	対数標準偏差 : β_F	0.648
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		85.809 %

表 3.2.1.4-4(1) 4 層斜面, Line042 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(1) PGA=100Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.067
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.697
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	3.857
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	5.321

すべり安全率	平均値	3.736
	標準偏差	1.153
	中央値 : F_m	3.569
	対数標準偏差 : β_F	0.302
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.0012271 %

(2) PGA=200Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.543
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.939
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	3.126
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	4.292

すべり安全率	平均値	2.975
	標準偏差	0.976
	中央値 : F_m	2.827
	対数標準偏差 : β_F	0.320
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.057562 %

表 3.2.1.4-4(2) 4 層斜面, Line042 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(3) PGA=300Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.295
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.465
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.647
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.616

すべり安全率	平均値	2.506
	標準偏差	0.825
	中央値 : F_m	2.380
	対数標準偏差 : β_F	0.321
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.34326 %

(4) PGA=400Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.123
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.128
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.305
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.136

すべり安全率	平均値	2.173
	標準偏差	0.716
	中央値 : F_m	2.064
	対数標準偏差 : β_F	0.321
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		1.1955 %

表 3.2.1.4-4(3) 4 層斜面, Line042 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(5) PGA=500Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.964
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.811
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.047
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.775

すべり安全率	平均値	1.899
	標準偏差	0.646
	中央値 : F_m	1.798
	対数標準偏差 : β_F	0.331
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		3.8117 %

(6) PGA=600Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.688
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.480
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.844
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.491

すべり安全率	平均値	1.626
	標準偏差	0.651
	中央値 : F_m	1.509
	対数標準偏差 : β_F	0.386
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		14.303 %

表 3.2.1.4-4(4) 4 層斜面, Line042 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(7) PGA=700Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.352
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.250
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.691
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.274

すべり安全率	平均値	1.392
	標準偏差	0.702
	中央値 : F_m	1.243
	対数標準偏差 : β_F	0.476
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		32.412 %

(8) PGA=800Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.287
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	0.798
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.423
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.004

すべり安全率	平均値	1.128
	標準偏差	0.646
	中央値 : F_m	0.979
	対数標準偏差 : β_F	0.533
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		51.615 %

表 3.2.1.4-5(1) 4 層斜面, Line043 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(1) PGA=500Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.683
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.064
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	3.068
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	4.388

すべり安全率	平均値	3.051
	標準偏差	0.956
	中央値 : F_m	2.911
	対数標準偏差 : β_F	0.306
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.024148 %

(2) PGA=600Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.485
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.632
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.707
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.874

すべり安全率	平均値	2.674
	標準偏差	0.845
	中央値 : F_m	2.550
	対数標準偏差 : β_F	0.308
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.12038 %

表 3.2.1.4-5(2) 4 層斜面, Line043 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(3) PGA=700Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.199
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.273
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.436
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.493

すべり安全率	平均値	2.350
	標準偏差	0.813
	中央値 : F_m	2.221
	対数標準偏差 : β_F	0.336
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		0.88131 %

(4) PGA=800Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.027
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.920
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.214
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	3.171

すべり安全率	平均値	2.083
	標準偏差	0.765
	中央値 : F_m	1.955
	対数標準偏差 : β_F	0.356
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		2.9804 %

表 3.2.1.4-5(3) 4 層斜面, Line043 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(5) PGA=900Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.934
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.535
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	2.034
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.819

すべり安全率	平均値	1.831
	標準偏差	0.691
	中央値 : F_m	1.713
	対数標準偏差 : β_F	0.365
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		7.0145 %

(6) PGA=1000Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ) $\pm$ 対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.766
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.293
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.877
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.483

すべり安全率	平均値	1.604
	標準偏差	0.641
	中央値 : F_m	1.490
	対数標準偏差 : β_F	0.385
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		15.019 %

表 3.2.1.4-5(4) 4 層斜面, Line043 : 地震動レベル(PGA)ごとの $F_s=1.0$ の非超過確率 P_f

(7) PGA=1100Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.646
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	0.904
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.680
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	2.220

すべり安全率	平均値	1.363
	標準偏差	0.624
	中央値 : F_m	1.239
	対数標準偏差 : β_F	0.437
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		31.187 %

(8) PGA=1200Gal

粘着力と内部摩擦角のばらつきの組合せ 中央値(λ)±対数標準偏差(ζ)		すべり安全率
粘着力	内部摩擦角	
$\lambda - \zeta$	$\lambda - \zeta$	0.555
$\lambda - \zeta$	$\lambda + \zeta$	0.669
$\lambda + \zeta$	$\lambda - \zeta$	1.528
$\lambda + \zeta$	$\lambda + \zeta$	1.933

すべり安全率	平均値	1.171
	標準偏差	0.579
	中央値 : F_m	1.050
	対数標準偏差 : β_F	0.467
$F_s=1.0$ の非超過確率 : $P_f = 1 - \phi \{ \ln(F_m) / \beta_F \}$		45.834 %

表 3.2.1.4-6 簡易法（2 点推定法）によるフラジリティ曲線の評価結果

斜面モデル，すべり線	フラジリティ曲線	
	中央値加速度 A_m	対数標準偏差 β_r
3 層斜面，Line031	778 Gal	0.344
4 層斜面，Line041	507 Gal	0.472
4 層斜面，Line042	791 Gal	0.262
4 層斜面，Line043	1225 Gal	0.207

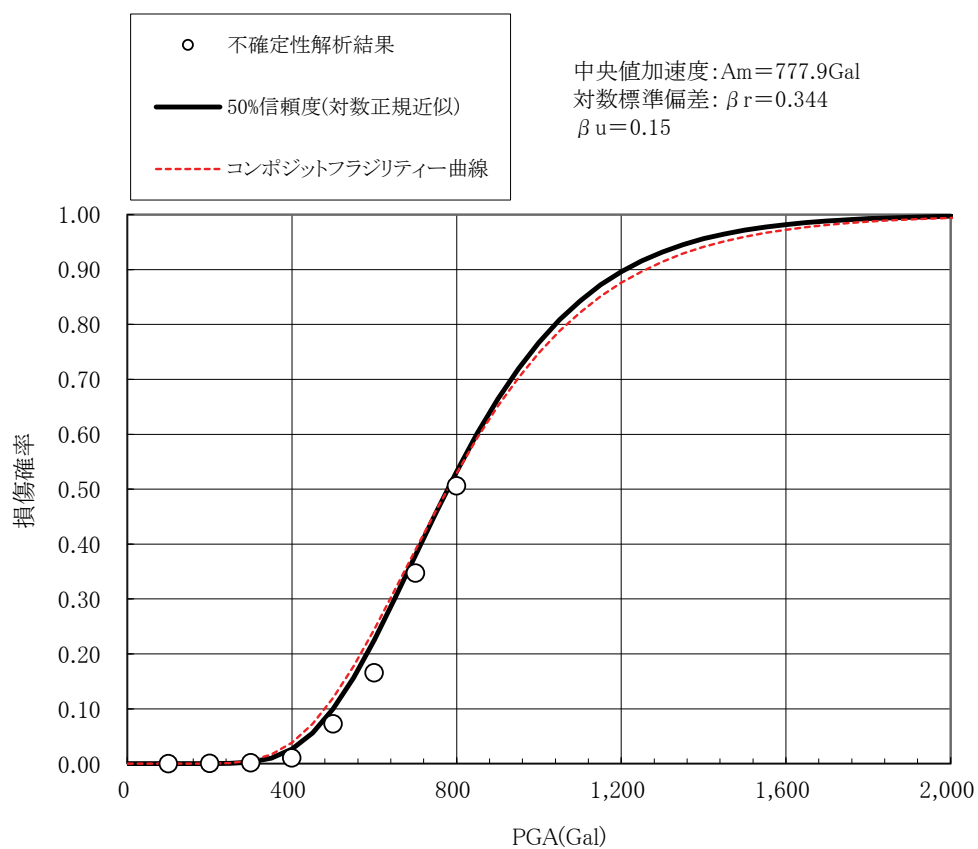
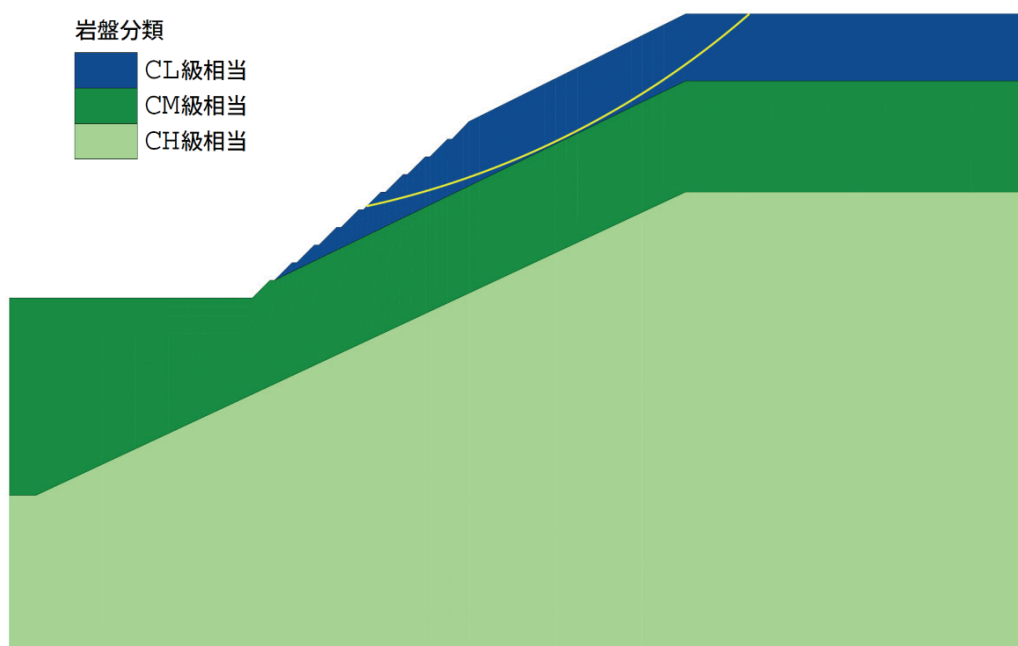


図 3.2.1.4-1 3層斜面モデル, Line031 のフラジリティー曲線 (簡易法)
 (中央値加速度 $A_m = 778 \text{ Gal}$, 対数標準偏差 $\beta_r = 0.344$)

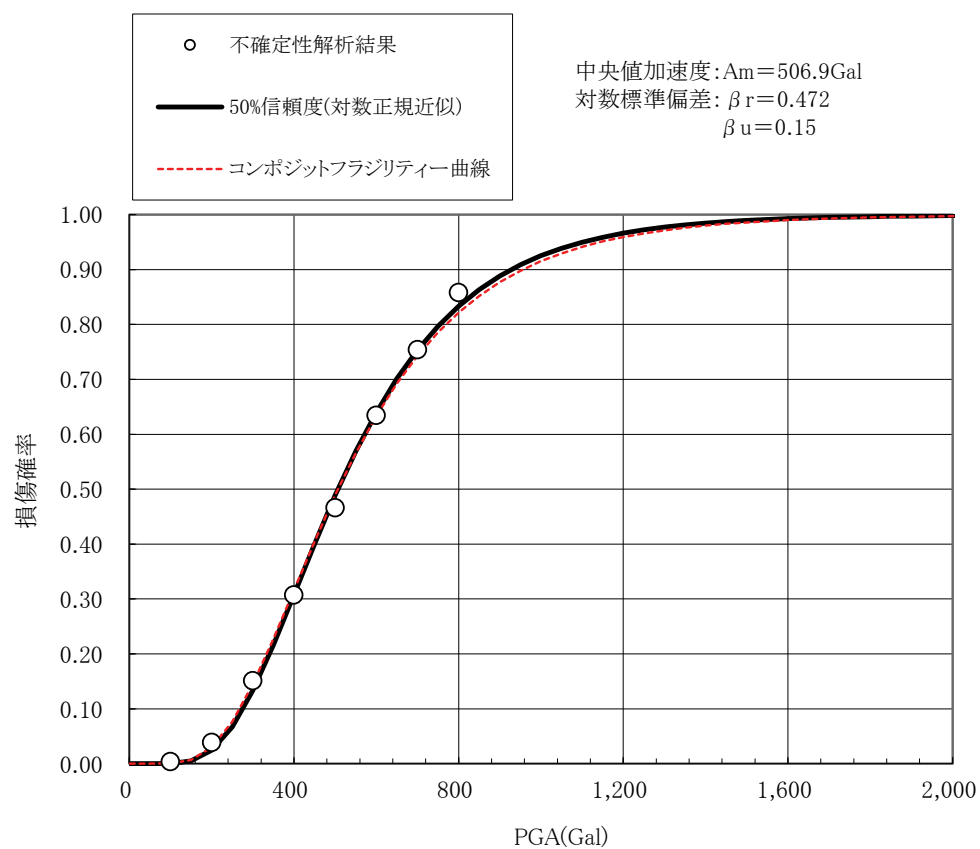
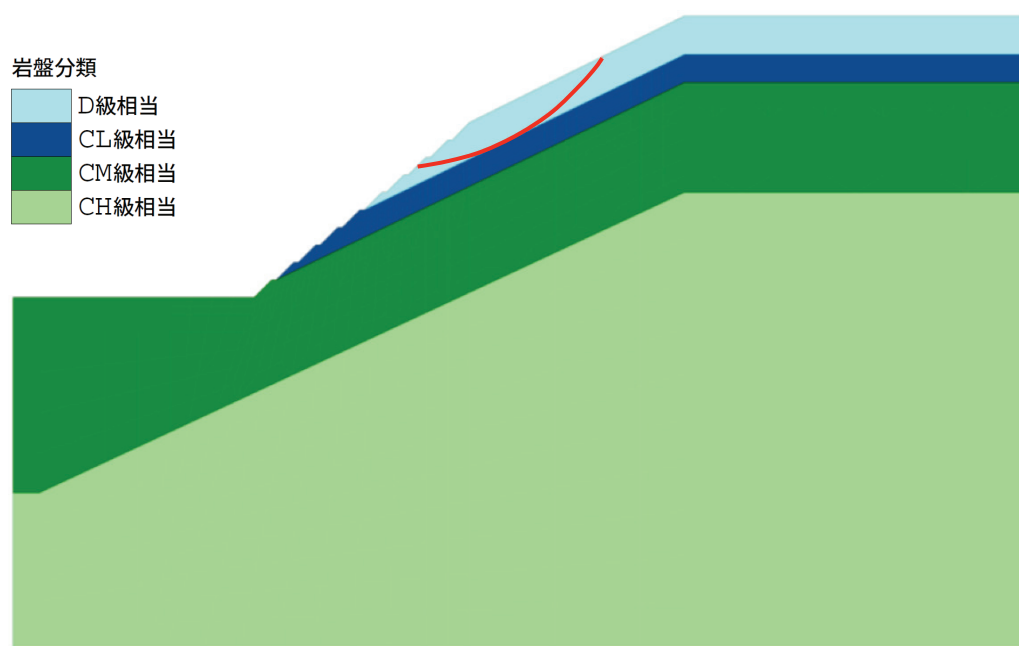


図 3.2.1.4-2 4層斜面モデル, Line041 のフラジリティー曲線 (簡易法)
 (中央値加速度 $A_m=507\text{Gal}$, 対数標準偏差 $\beta_r=0.472$)

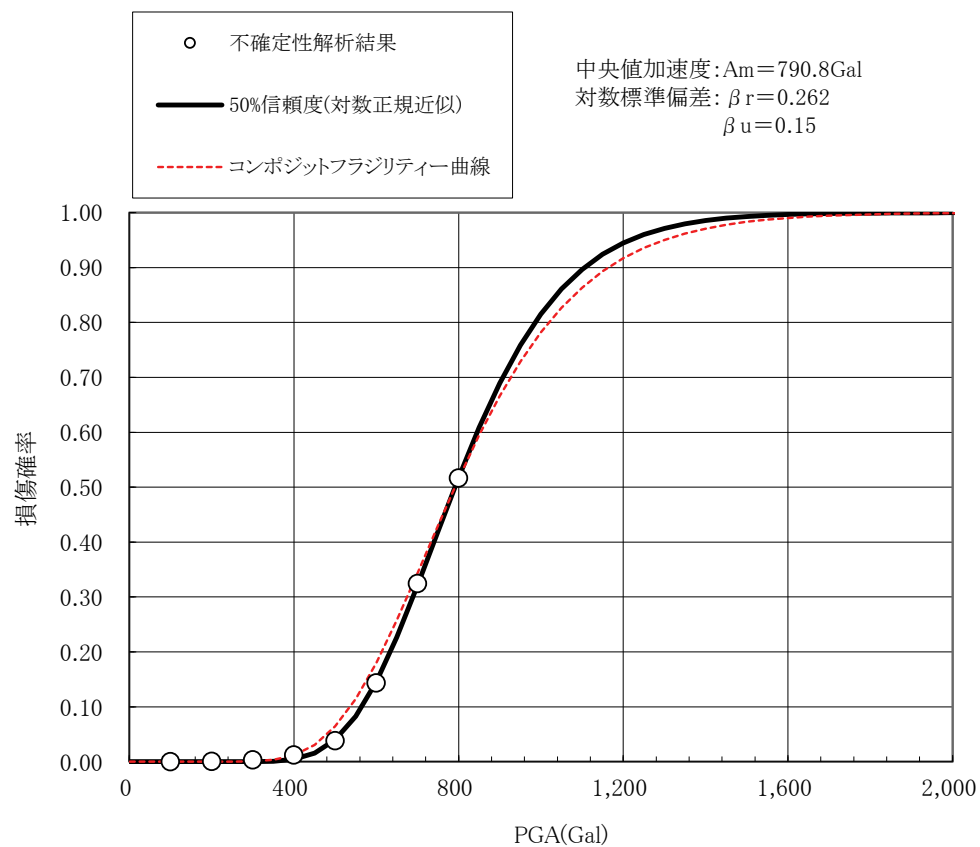
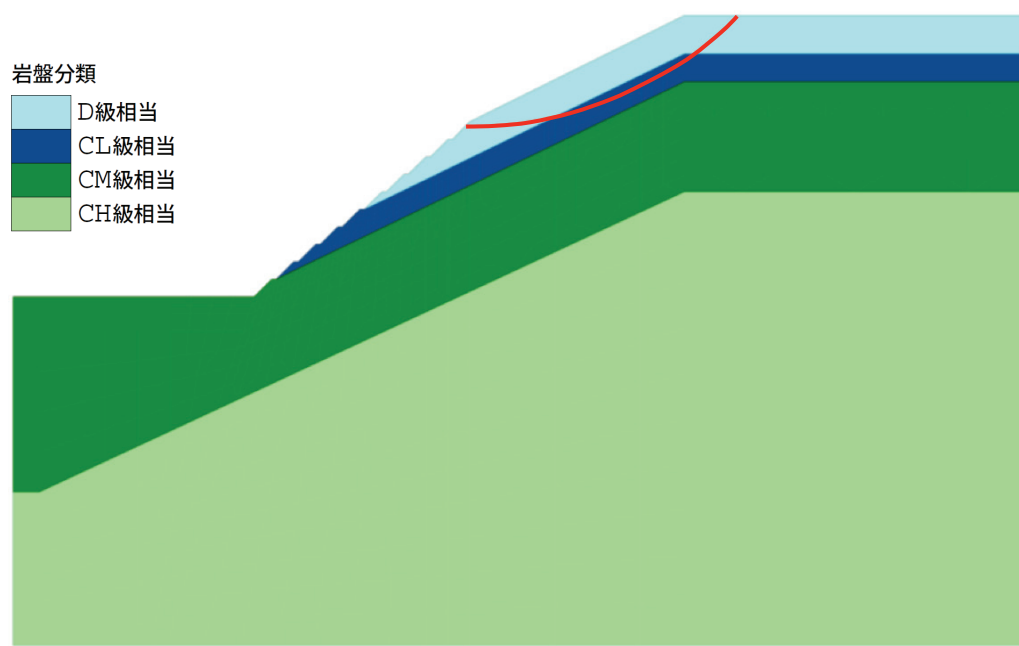


図 3.2.1.4-3 4層斜面モデル, Line042 のフラジリティー曲線 (簡易法)
 (中央値加速度 $A_m = 791 \text{ Gal}$, 対数標準偏差 $\beta_r = 0.262$)

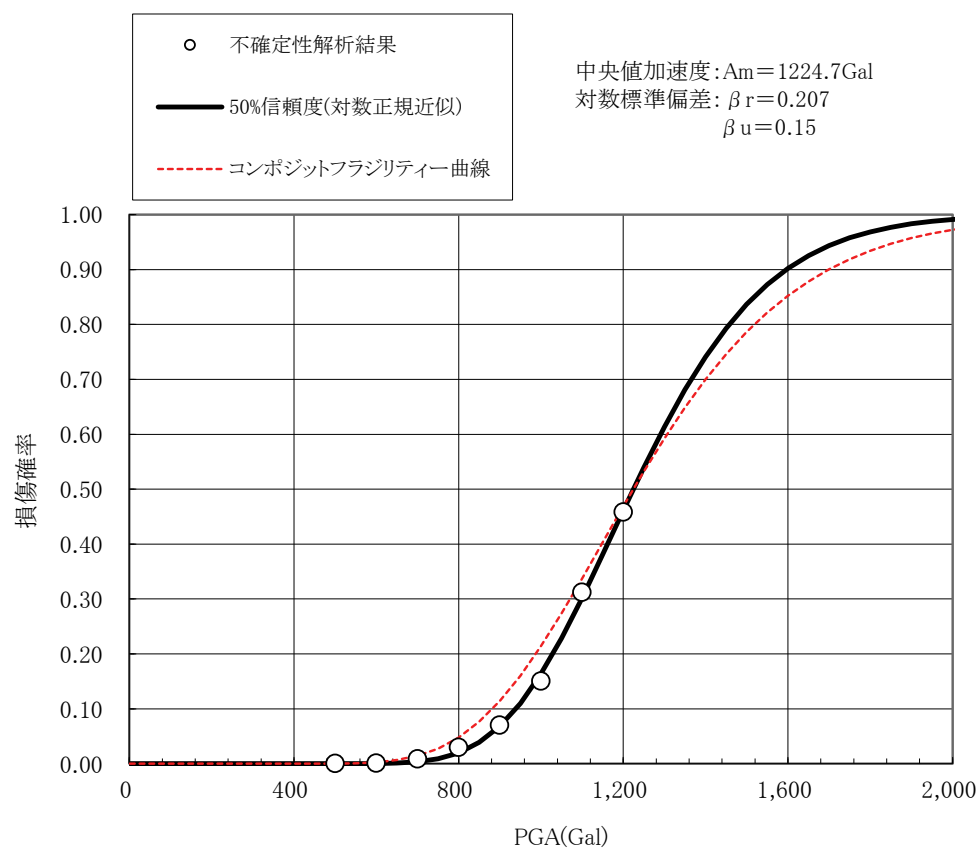
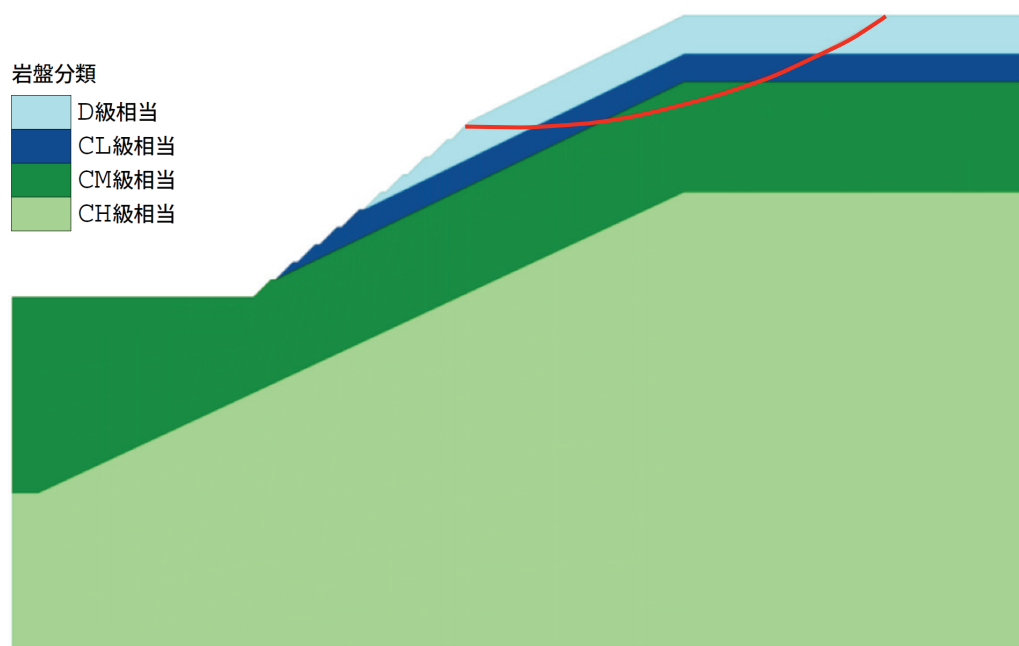


図 3.2.1.4-4 4層斜面モデル, Line043 のフラジリティー曲線 (簡易法)
 (中央値加速度 $A_m = 1225 \text{ Gal}$, 対数標準偏差 $\beta_r = 0.207$)

3. 2. 1. 5 詳細法による崩壊確率の評価事例

(1) 詳細法の考え方

地盤物性値及び入力時振動レベルを種々変化させた動的 FEM 解析ならびにすべり安全率算定をモンテカルロシミュレーション(MCS)にて実施する.

図 3.2.1.5-1 に示すように, 各試行解析においては, せん断ひずみに依存する地盤物性値 (等価線形物性) の収束計算とすべり安全率 $F_s=1.0$ となる地震動レベル (基盤最大加速度 PGA) の探索を同時に行っている.

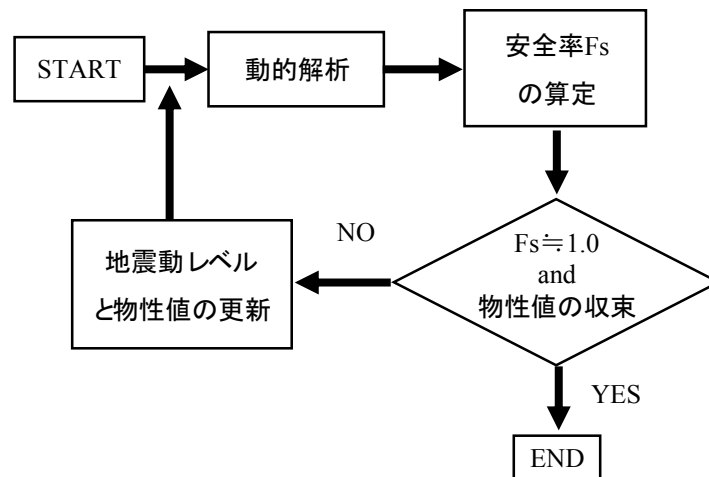


図 3.2.1.5-1 等価線形物性値と限界加速度算定を同時に収束させる方法

モンテカルロシミュレーション(MCS)において, ばらつきを考慮する地盤物性値は, 動的解析 (地震時増分応力算定) 及びすべり安全率算定に関連する物性値とし, 具体的には次のとおりとした.

- ① 初期せん断弾性係数 (G_0)
- ② ピーク強度の粘着力 (C_p) 及び引張強度 (σ_t)
- ③ ピーク強度及び残留強度の内部摩擦角 (ϕ_p, ϕ_r)

常時応力のばらつきは考慮していない (自重解析における静的変形特性 (E, ν) のばらつきは設定していない. 一定値としている).

各地盤物性値の確率分布は対数正規分布を仮定した. ばらつきの幅 (上・下限値) は基本的に $\lambda \pm 3\zeta$ (λ : 中央値, ζ : 対数標準偏差) を考慮した. 地盤物性値の中央値は, 3.1.1.1 (表 3.1.1-1) を参照されたい. 変動係数は, いずれの地盤物性値も 0.40 とした.

同一岩級区分内の粘着力と内部摩擦角は独立とし, 異なる岩級区分間も独立としている. なお, 有限要素ごとに地盤物性値の空間相関を考慮することも考えられるが, 本検討では空間相関を 1.0 と仮定 (同一岩級区分内における各地盤物性値はそれぞれ完全相関と仮定) していることになる.

モンテカルロシミュレーション(MCS)の試行回数は 100 回とし, 確率変数 (ばらつ

きを考慮した岩級区分ごとの各地盤物性値)についてはラテン超方格法によってサンプリングしている。

(2) フラジリティ曲線の評価事例

フラジリティ曲線の算出は、3層斜面モデル及び4層斜面モデルそれぞれの安定限界を示す崩壊領域(限界加速度最小となるすべり線、それぞれ Line031, line041 と称す)に対して実施することを基本とした。

ただし、4層斜面モデルについては、すべり線形状の違いによるフラジリティ曲線の相違を検討するため、2種類のすべり線を追加設定した。限界加速度最小となるすべり線(Line041)はD級岩盤内のみを通るが、下位のCL級岩盤を通るすべり線(Line042)、更に下位のCM級岩盤をもとおるすべり線(Line043)である。

●フラジリティ曲線算出の対象とした斜面モデルとすべり線

- ・3層斜面モデル Line031：限界加速度最小となるすべり線（CL級岩盤のみを通る）
- ・4層斜面モデル Line041：限界加速度最小となるすべり線（D級岩盤のみを通る）
- ・4層斜面モデル Line042：D級とCL級岩盤を1:1の割合で通るすべり線
- ・4層斜面モデル Line043：D級、CL級、CM級岩盤を1:1:1の割合で通るすべり線

詳細法(MCS)によるフラジリティ曲線の評価事例を図3.2.1.4-2～図3.2.1.5-5及び表3.2.1-9に示す。総じて簡易法(2点推定法)による評価結果とほぼ同様である。

3層斜面モデル Line031 を対象としたフラジリティ曲線の評価における中央値加速度は790Galであった。限界加速度が797Galであったことから、ほぼ同じ値となった。4層斜面モデル Line041 を対象としたフラジリティ曲線の評価における中央値加速度は508Galであった。限界加速度が433Galであったことから、大きめの値となった。また、4層斜面モデルにおけるフラジリティ曲線は、崩壊領域が大きくすべり線が深くなるほど、強度の大きい岩盤部を通る割合が増すため、中央値加速度が大きくなっている。

表 3.2.1.5-1 詳細法(MCS)によるフラジリティ曲線の評価結果

斜面モデル, すべり線	フラジリティ曲線	
	中央値加速度 A_m	対数標準偏差 β_r
3層斜面, Line031	790 Gal	0.344
4層斜面, Line041	508 Gal	0.578
4層斜面, Line042	838 Gal	0.275
4層斜面, Line043	1291 Gal	0.209

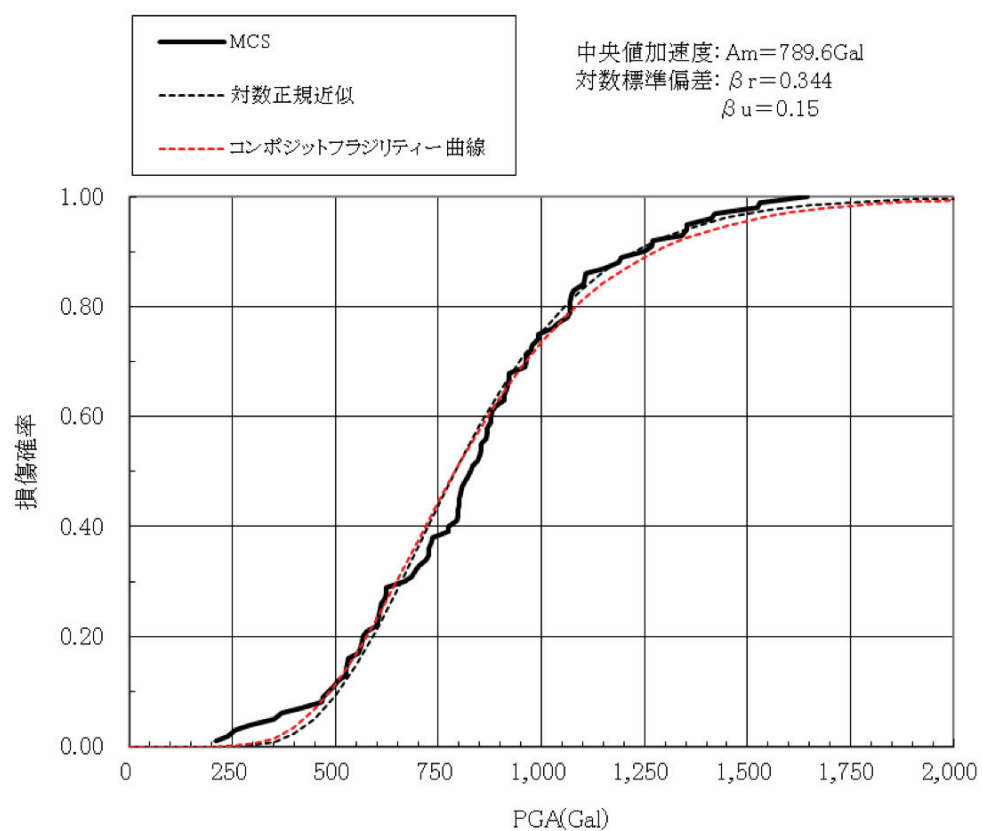
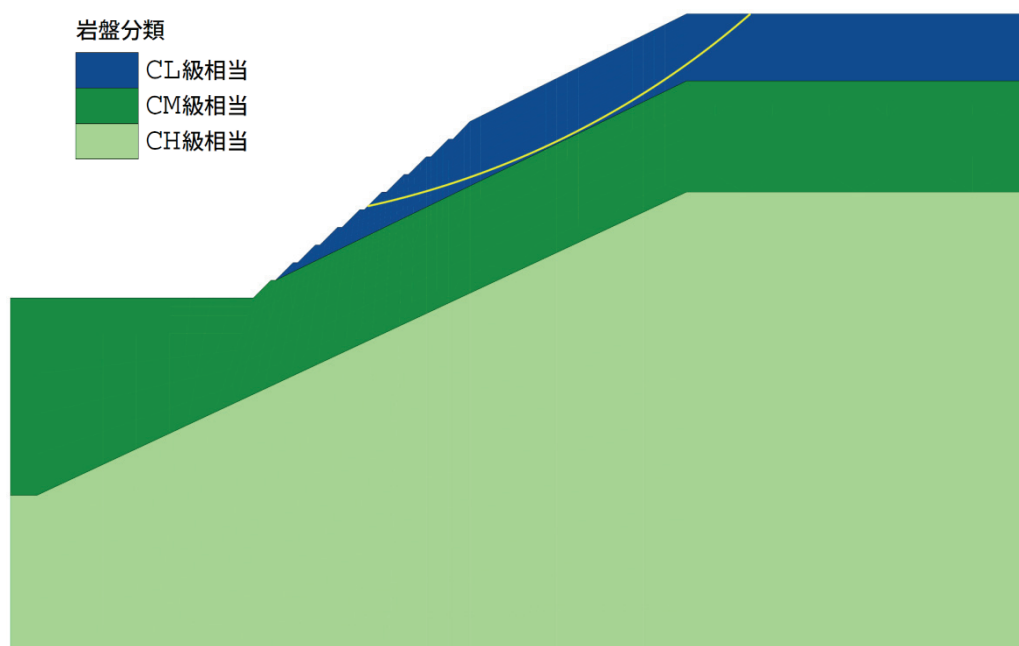


図 3.2.1.5-2 3層斜面モデル, Line031 のフラジリティー曲線 (詳細法)
 (中央値加速度 $A_m=790\text{Gal}$, 対数標準偏差 $\beta_r=0.344$)

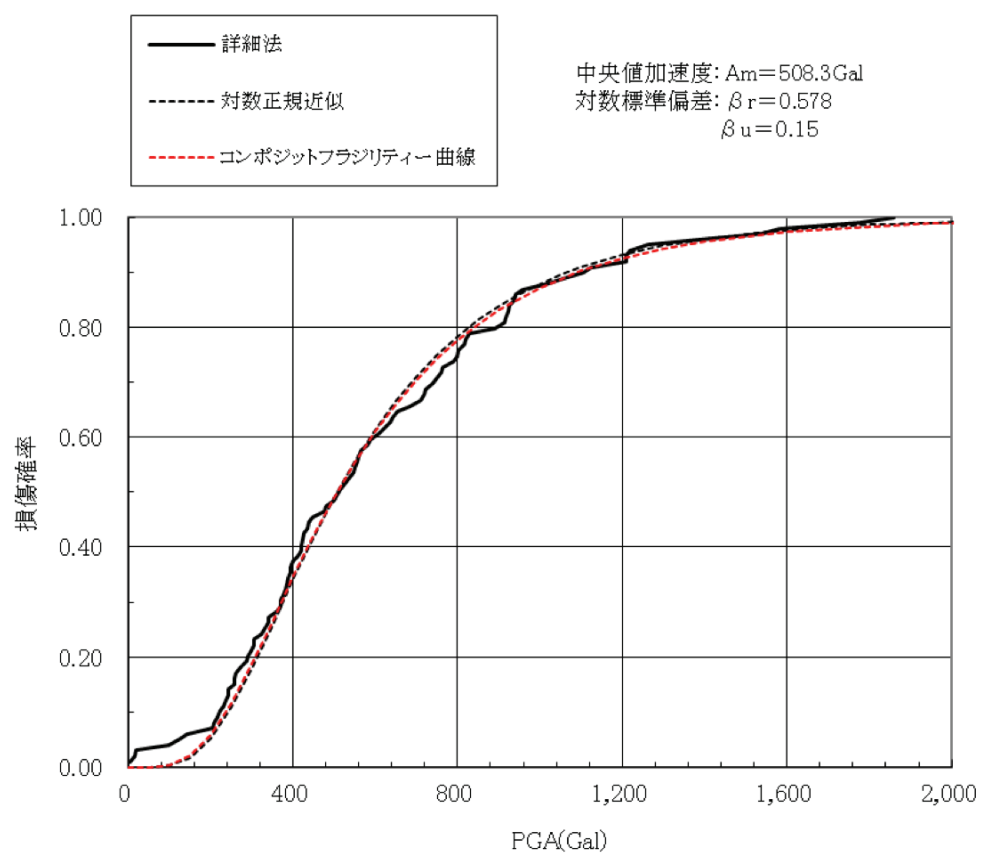
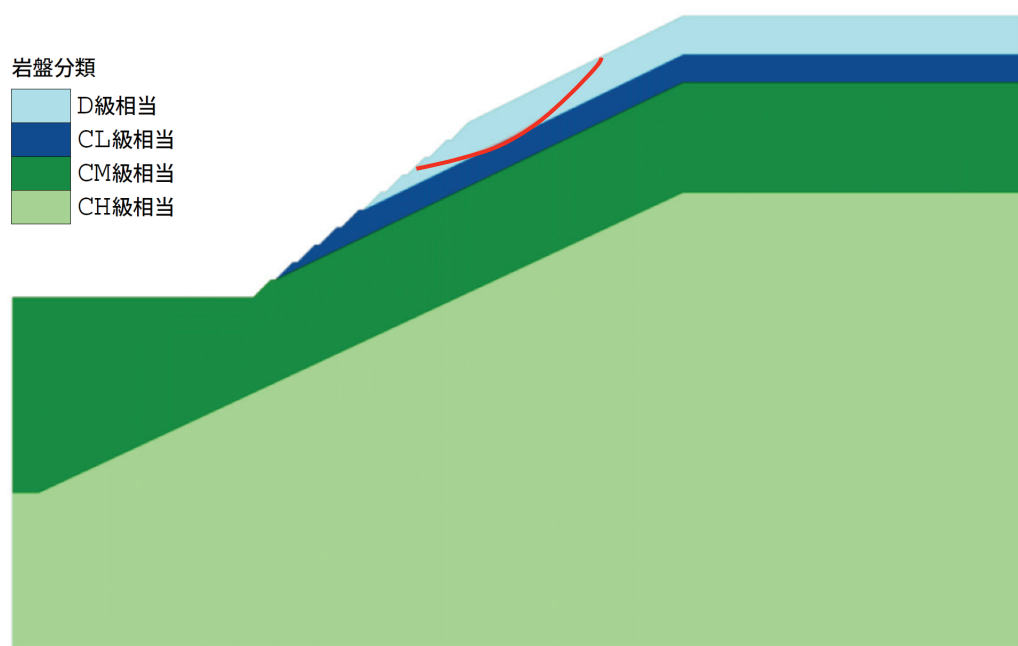


図 3.2.1.5-3 4層斜面モデル, Line041 のフラジリティー曲線 (詳細法)
 (中央値加速度 $A_m=508\text{Gal}$, 対数標準偏差 $\beta_r=0.578$)

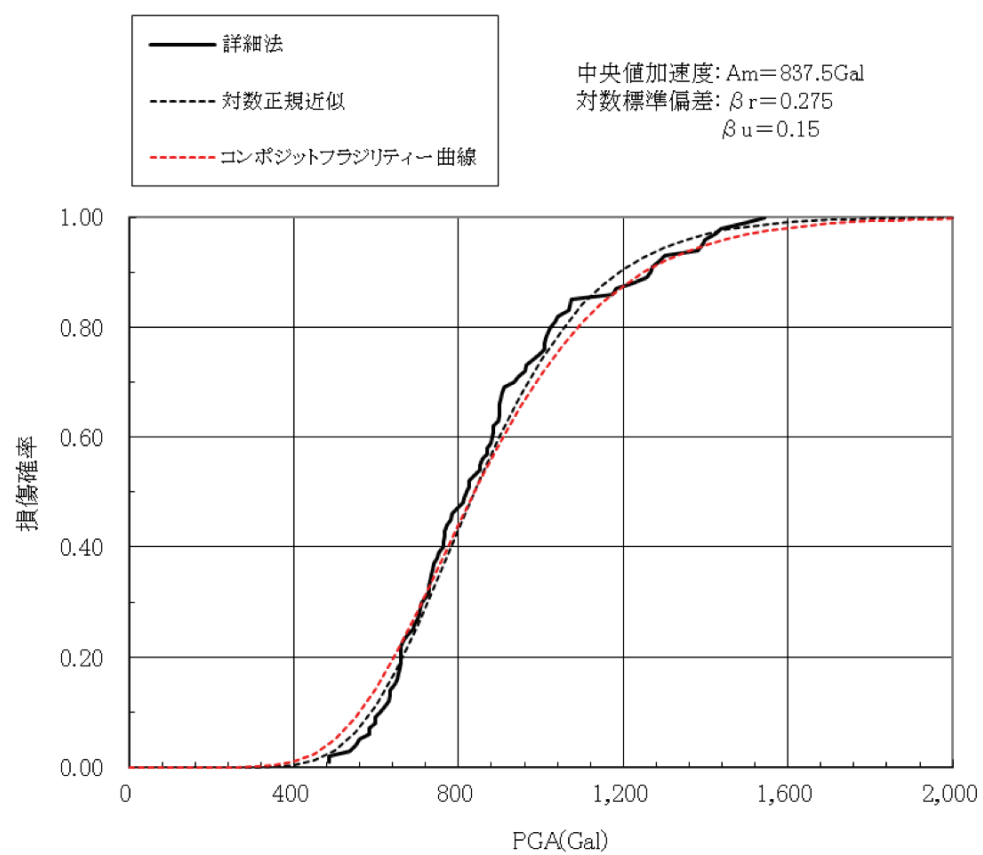
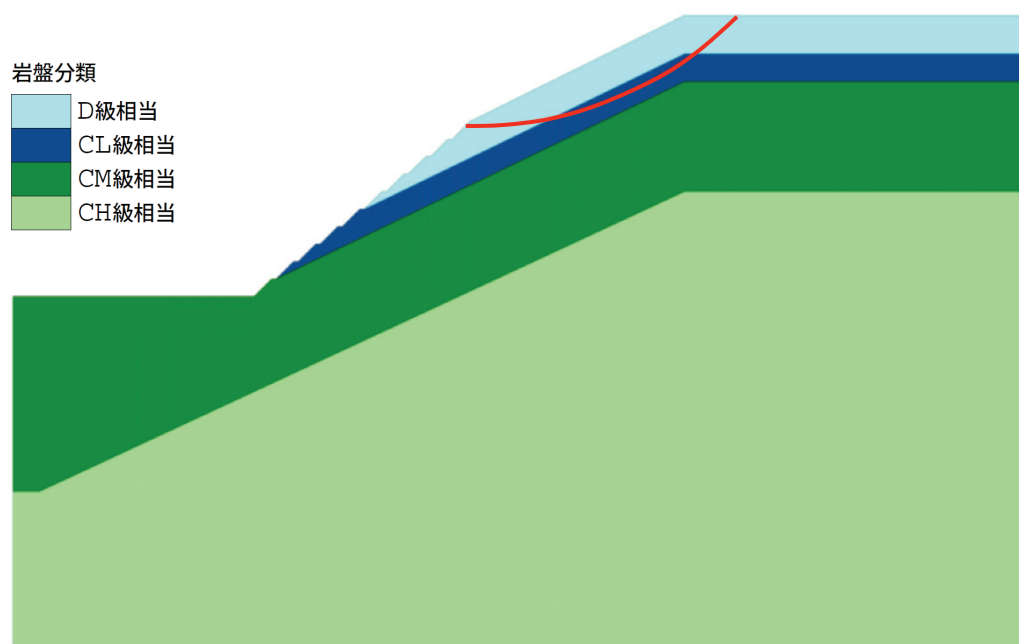


図 3.2.1.5-4 4層斜面モデル, Line042 のフラジリティー曲線 (詳細法)
 (中央値加速度 $A_m = 838 \text{ Gal}$, 対数標準偏差 $\beta_r = 0.275$)

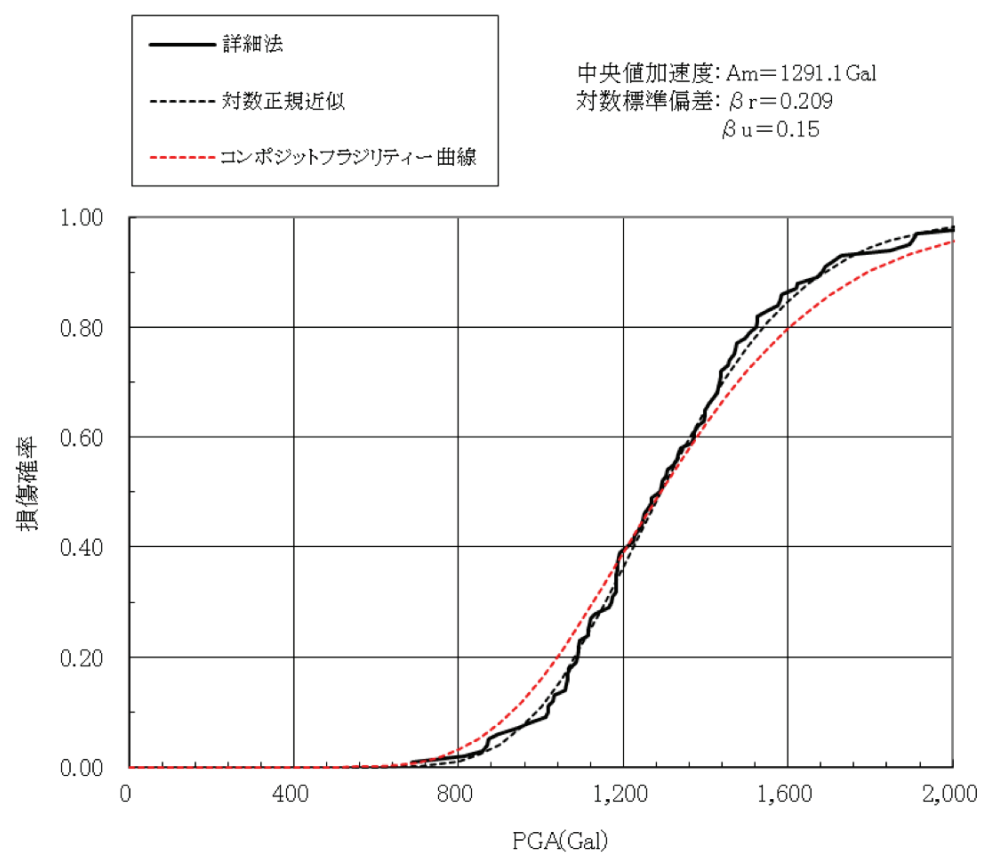
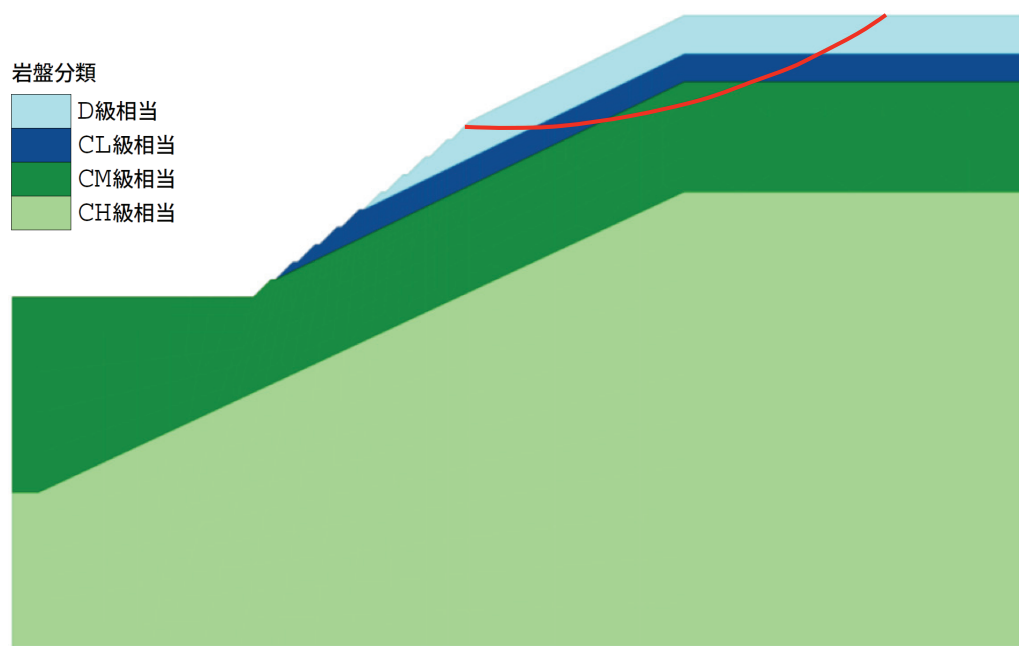


図 3.2.1.5-5 4層斜面モデル, Line043 のフラジリティー曲線 (詳細法)
 (中央値加速度 $A_m=1291 \text{ Gal}$, 対数標準偏差 $\beta_r=0.209$)

3. 2. 1. 6 簡易法及び詳細法による崩壊確率の比較

3 層斜面モデルにおける簡易法と詳細法によるフラジリティ曲線の比較を表 3.2.1.6-1 及び図 3.2.1.6-1 に示す。3 層斜面モデルの場合、すべり線(Line031)は CL 級岩盤内のみを通る。CL 級岩盤は線形材料であることから、詳細法（モンテカルロシミュレーション）での動的解析におけるせん断弾性係数のひずみ依存性 ($G \sim \gamma$ 関係) は考慮されておらず、動的応答は初期せん断弾性係数 G_0 のみに依存する。図 3.2.1.6-5 に示した感度分析結果から、PGA に対する G_0 の感度は小さく、フラジリティ評価において動的応答解析結果はあまり寄与していないことがわかる。線形材料で構成されるモデルにおけるフラジリティ評価への影響は、強度のばらつきを考慮したすべり安全率計算の寄与が卓越的である。簡易法と詳細法によるフラジリティ曲線の相違はほとんど認められない。

4 層斜面モデルにおける簡易法と詳細法によるフラジリティ曲線の比較を表 3.2.1.6-2 及び図 3.2.1.6-2～図 3.2.1.6-4 に示す。4 層斜面モデルすべり線(Line041)は D 級岩盤内のみを通る。D 級岩盤のせん断弾性係数 G はひずみ依存性 ($G \sim \gamma$ 関係) を有するが、図 3.2.1.6-6 に示した感度分析結果からは、PGA に対する G_0 の感度は小さいことがわかる。3 層モデルの場合と同様、フラジリティ曲線の評価に対する強度のばらつきの寄与率が大い。

4 層斜面モデルでは、崩壊領域が大きくなるほど、簡易法と詳細法によるフラジリティ曲線評価の相違が拡大する傾向が認められる。崩壊領域の拡大はすべり線が複数の岩級部を通ることであるが、簡易法では複数の岩級部の強度が中央値に対してプラス側もしくはマイナス側に一律に振れるのに対し、詳細法では複数の岩級部の強度が独立してばらつく。こうした影響が現れたものと考えられる。

表 3.2.1.6-1 簡易法と詳細法による崩壊確率（フラジリティ曲線）の比較

斜面モデル，すべり線	フラジリティ曲線 (中央値加速度 A_m ，対数標準偏差 βr)	
	簡易法	詳細法
3 層斜面，Line031	$A_m = 778 \text{ Gal}$ ， $\beta r = 0.344$	$A_m = 790 \text{ Gal}$ ， $\beta r = 0.344$
4 層斜面，Line041	$A_m = 507 \text{ Gal}$ ， $\beta r = 0.472$	$A_m = 508 \text{ Gal}$ ， $\beta r = 0.578$
4 層斜面，Line042	$A_m = 791 \text{ Gal}$ ， $\beta r = 0.262$	$A_m = 838 \text{ Gal}$ ， $\beta r = 0.275$
4 層斜面，Line043	$A_m = 1225 \text{ Gal}$ ， $\beta r = 0.207$	$A_m = 1291 \text{ Gal}$ ， $\beta r = 0.209$

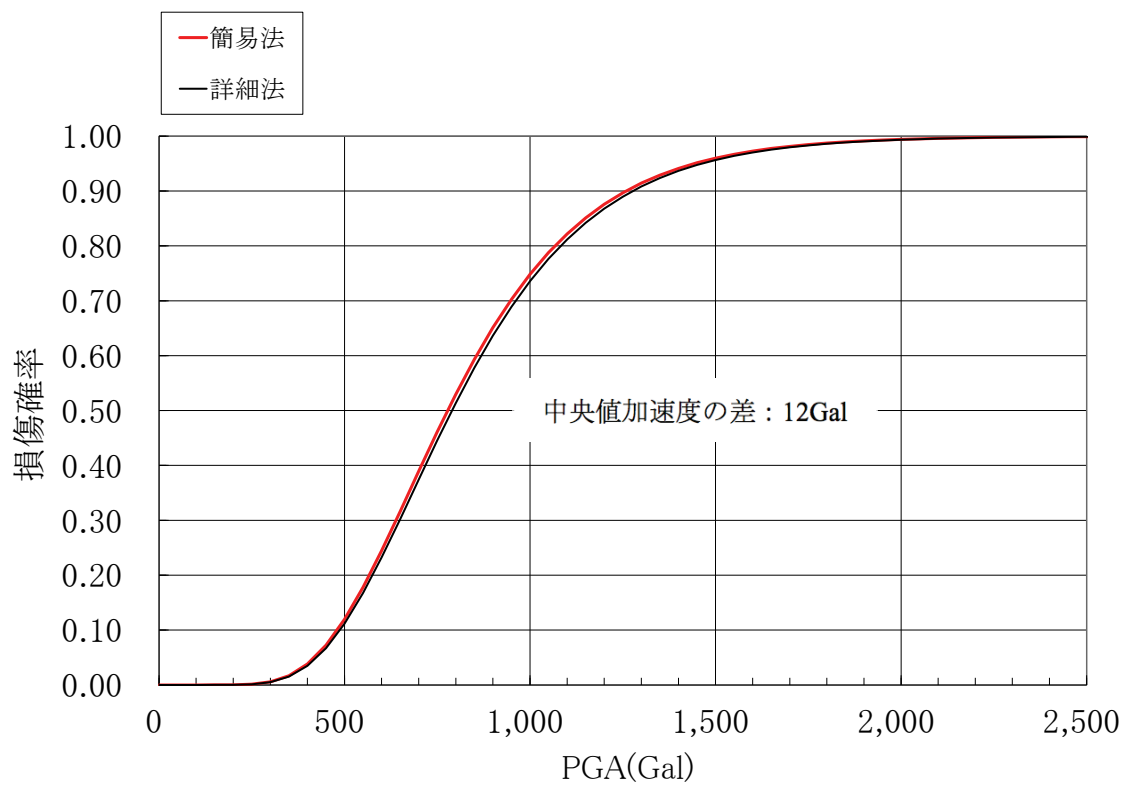


図 3.2.1.6-1 3層斜面モデル，すべり線 Line031

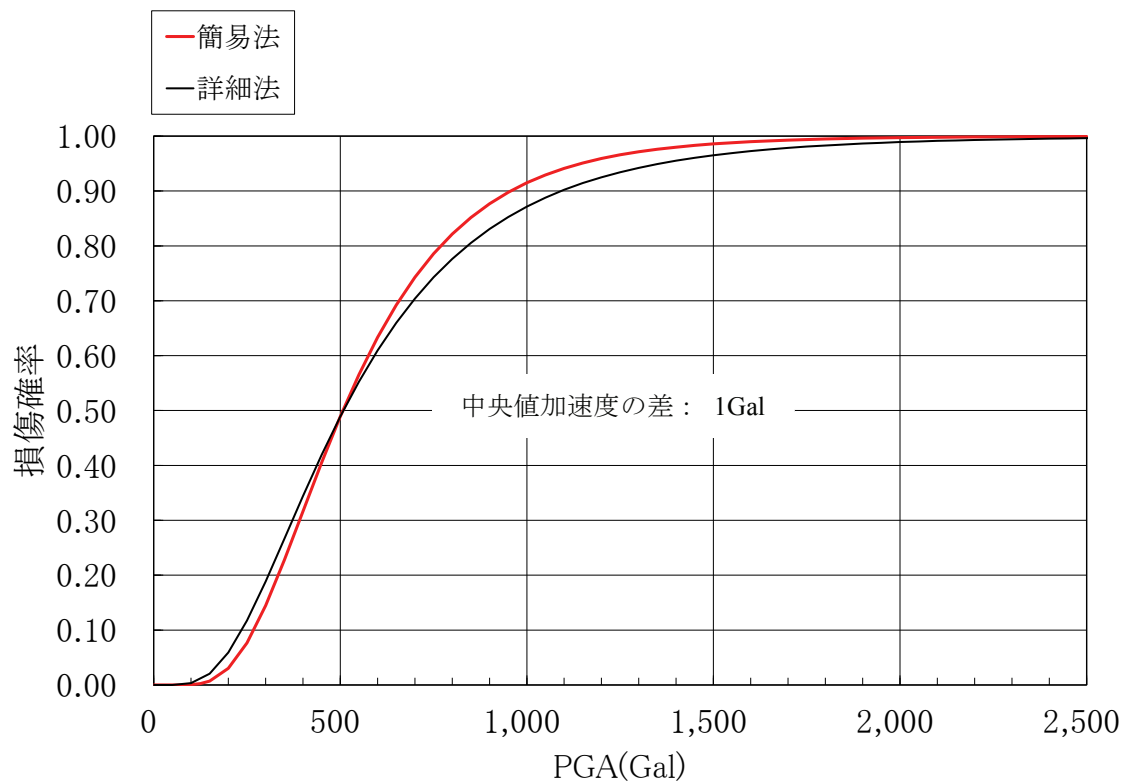


図 3.2.1.6-2 4層斜面モデル，すべり線 Line041

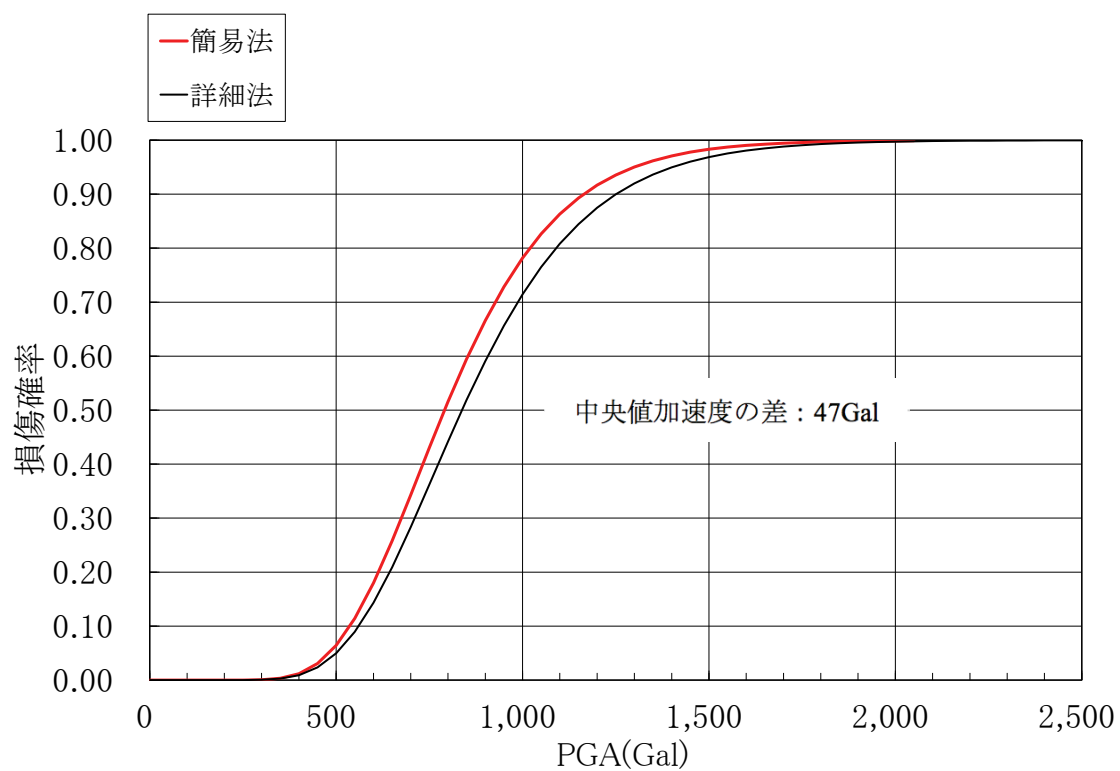


図 3.2.1.6-3 4 層斜面モデル，すべり線 Line042

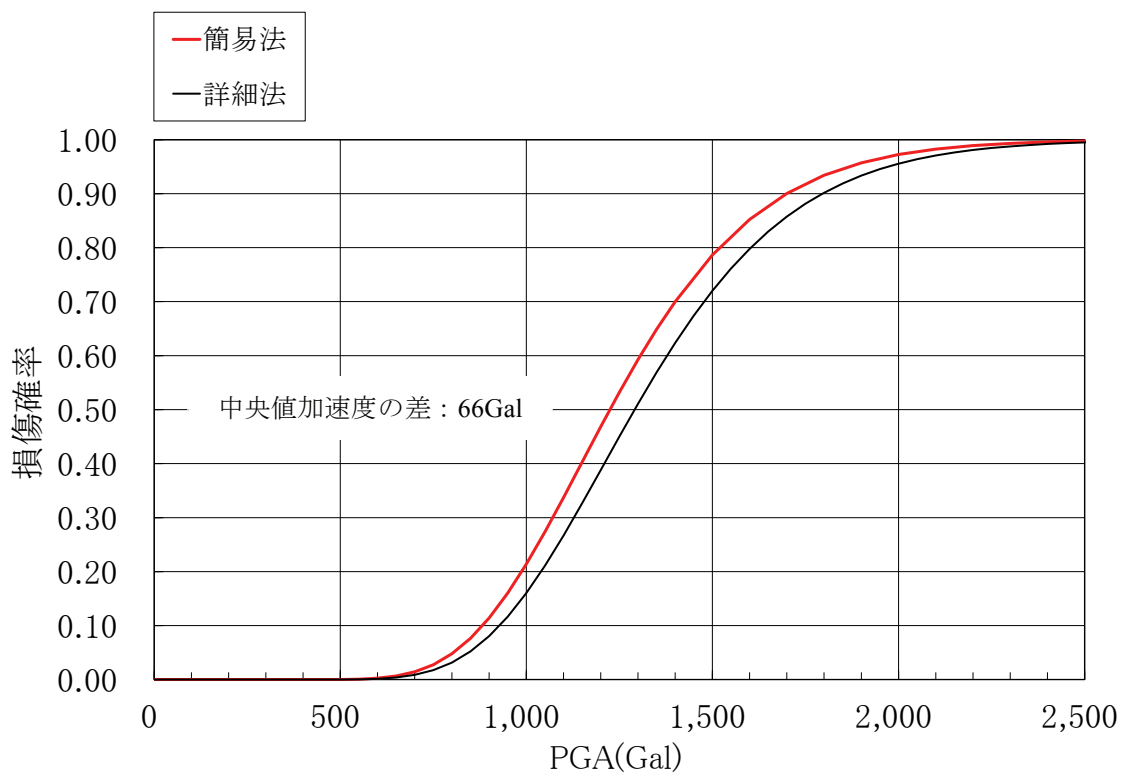


図 3.2.1.6-4 4 層斜面モデル，すべり線 Line043

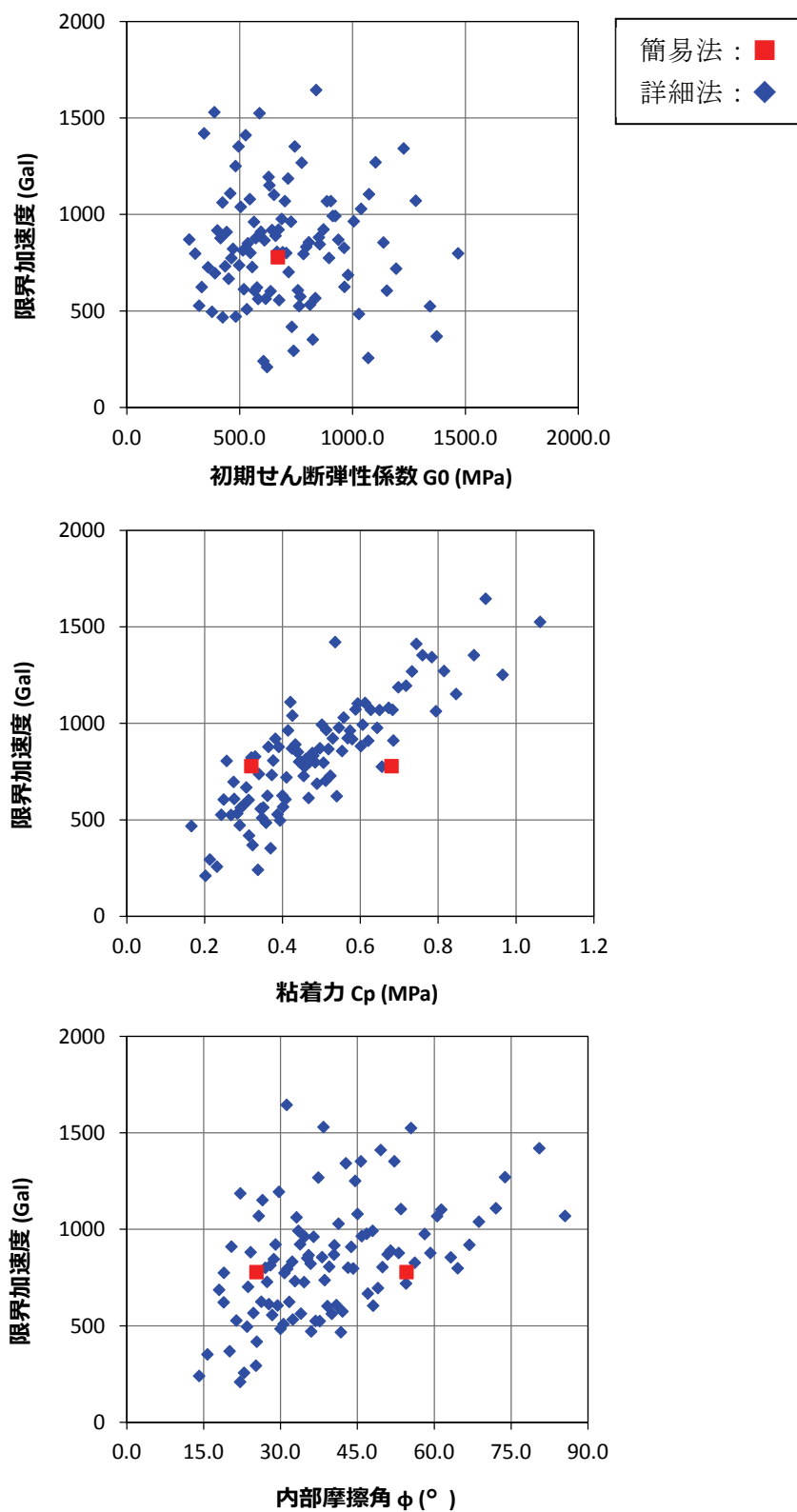


図 3.2.1.6-5 3 層斜面モデルすべり線 Line031, 感度分析結果
(簡易法 : 2 点推定法, 詳細法 : MCS)

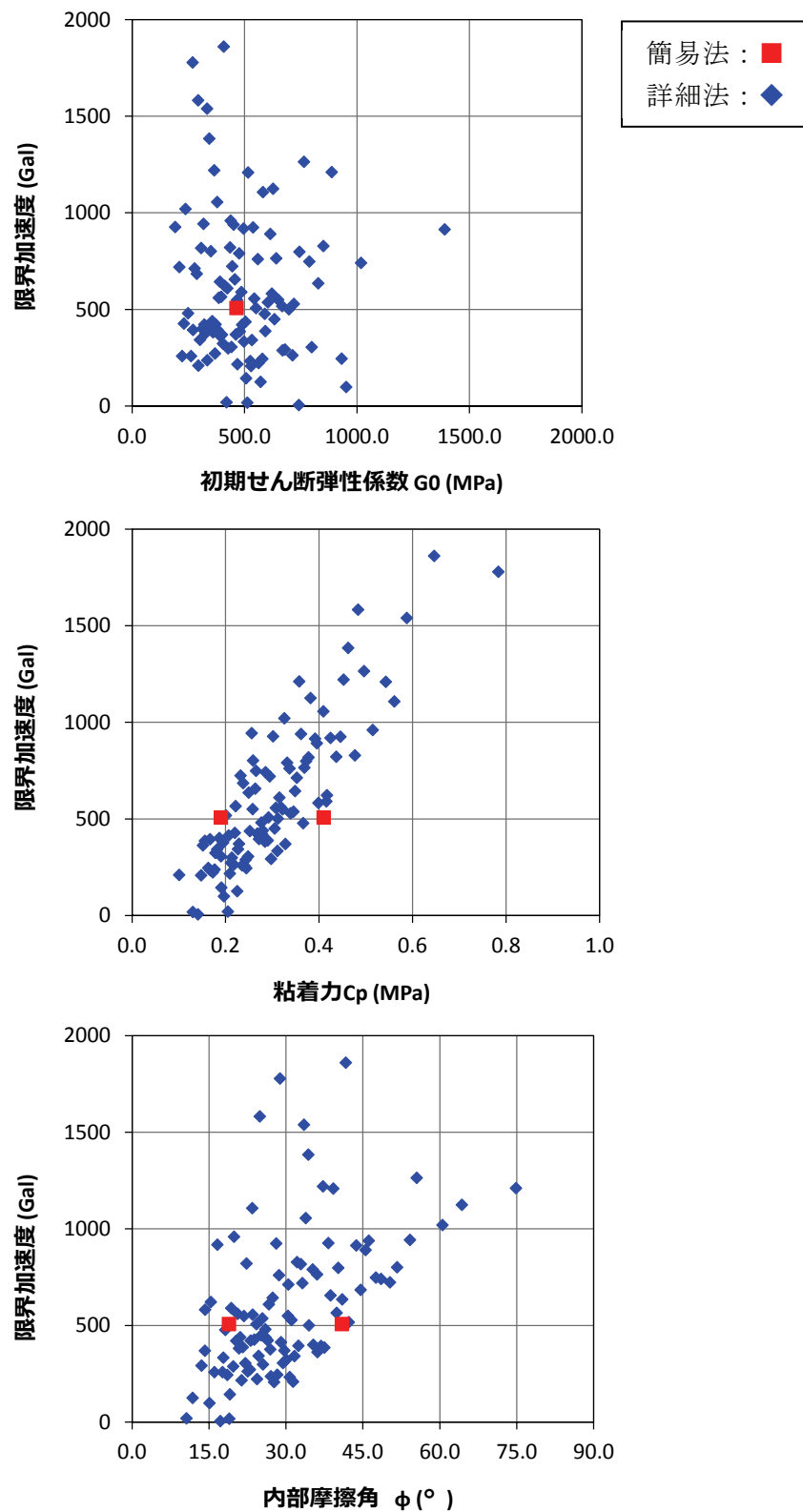


図 3.2.1.6-6 4 層斜面モデルすべり線 Line041, 感度分析結果
(簡易法 : 2 点推定法, 詳細法 : MCS)

3. 2. 1. 7 今後の課題

斜面の安定限界における崩壊領域（限界加速度最小となるすべり線）を対象として簡易法（2点推定法）と詳細法（モンテカルロシミュレーション）によるフラジリティ曲線の評価事例を示した。

- ・ 本評価事例で用いた詳細法は、限界加速度を直接算出する方法であるため、確率分布を仮定する必要が無いこと、また、ひずみ依存物性値の収束計算と限界加速度探索が同時に計算可能であること、から一度のモンテカルロシミュレーションでフラジリティ曲線を表示することが可能である。非線形性を呈する地盤を対象とした信頼性解析の効率化に有効である。
- ・ 本評価事例では、大部分が線形材料から構成される硬岩斜面を対象としたため、簡易法と詳細法の相違が明示されにくい問題設定であった。今後は、軟岩斜面や弱層部を通るすべり線を対象とするなど、非線形材料を対象とした評価を実施するべきと考えられる。
- ・ 今回は固定した地震動の元における評価事例であるが、今後は、入力地震動のばらつきも考慮した評価を実施するべきと考えられる。
- ・ 昨今の設計用基準地震動の増大を鑑みた場合、地震 PRA（フラジリティ曲線評価）における地震応答解析手法についても再考する時期にあるものと考えられる。入力地震動の増大は等価線形解析の適用限界を上回る状況になりつつあり、逐次非線形解析手法などを用いた地震 PRA（フラジリティ曲線評価）手法の構築が望まれる。

【参考文献】

- 1) 吉田郁政，秋吉良樹，北爪貴史：限界加速度を用いた斜面の損傷確率の算定法，土木学会第58回年次学術講演会，pp.425-426，2003.
- 2) 吉田郁政，荒川武久，北爪貴史，大津仁史：斜面の地震時確率的安定性評価に関する研究，土木学会論文集 No.785／Ⅲ-70，pp.27-37，2005.
- 3) R.P.Kennedy and M.K. Ravindra: Seismic Fragilities for Nuclear Power Plant Risk Studies, *Nuclear Engineering and Design*, Vol.79, pp.47-68, 1984.

3.2.2 裕度解析に基づく崩壊確率評価

3.2.2.1 非線形有限要素解析を用いた応力基準に基づく破壊モードの確認

(1) 概要

本節では、別途実施された等価線形化法による解析で用いられた解析メッシュ、入力波形を用いて、ABAQUS による地震応答解析を実施した。

(2) 解析条件

解析に用いたメッシュを図 3.2.2.1-1 に示す。本解析では、図 3.2.2.1-2 に示す 3 種の入力波形を図 3.2.2.1-1 のメッシュの下端に直接入力した（加速度境界）。また側方境界は、左右境界とも、斜面に初期すべりが発生する部位から離れており、すべり破壊領域に与える影響は小さいものと判断し、簡単のため自由境界とした。

岩盤の構成側については、ABAQUS のユーザーサブルーチンとして、図 3.2.2.1-3 に示すモデルを使用した。但し、破壊前の非線形を考慮するのは D 級相当岩盤だけであり、それ以外は破壊前を線形としている。設定した物性パラメータを表 3.2.2.1-1 に示す。等価線形化法とは異なり、自重解析、地震応答解析で初期せん断弾性係数は共通とした。

岩盤の破壊は、時々刻々変化する応力状態を考慮した Mohr-Coulomb の破壊規準により判定し、破壊後は、破壊時の応力に対して一定の比率となるまで強度を低下させた。その比率は表 2.1 中で β として表され、崩壊領域が含まれると想定された D 級相当、CL 級相当に関しては、2 種類の設定で計算した。解析ケース一覧を表 3.2.2.1-2 に示す。

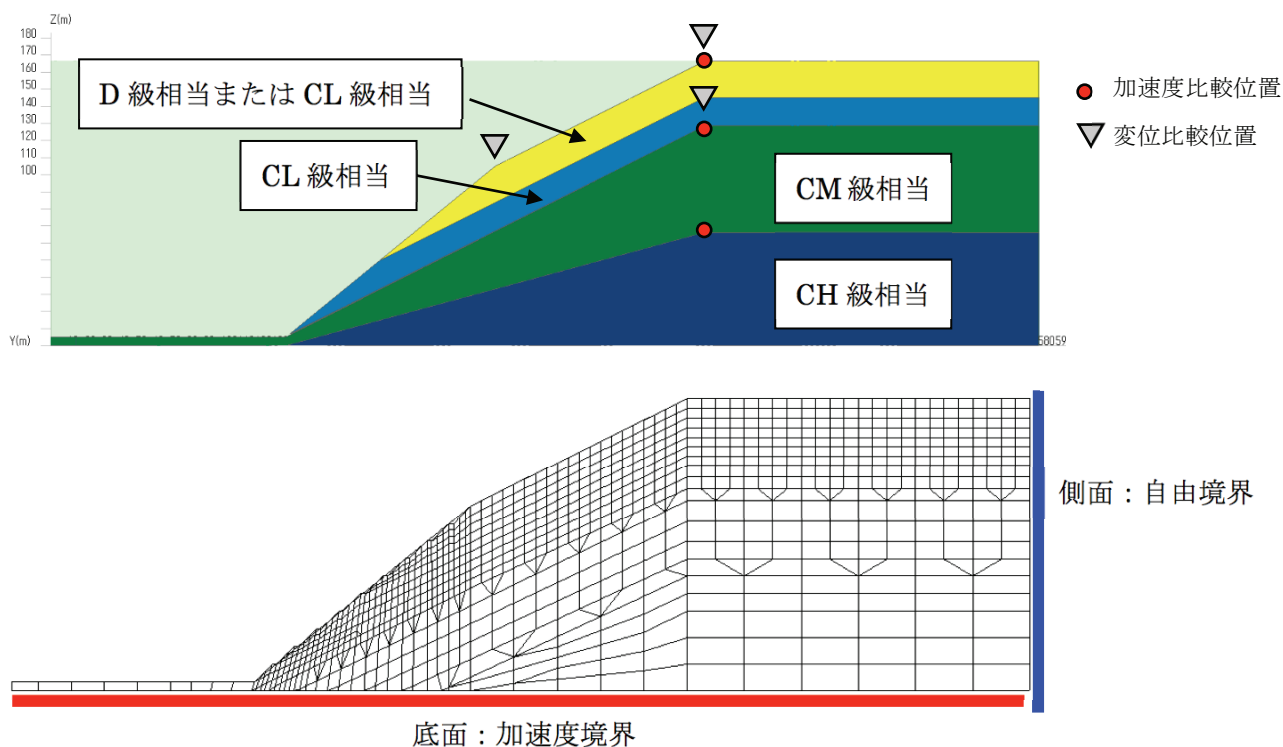
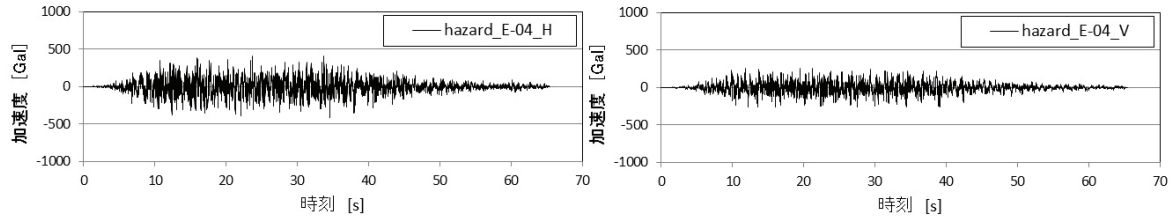
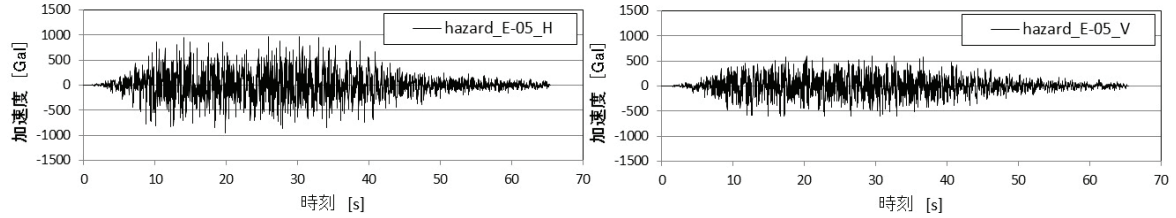


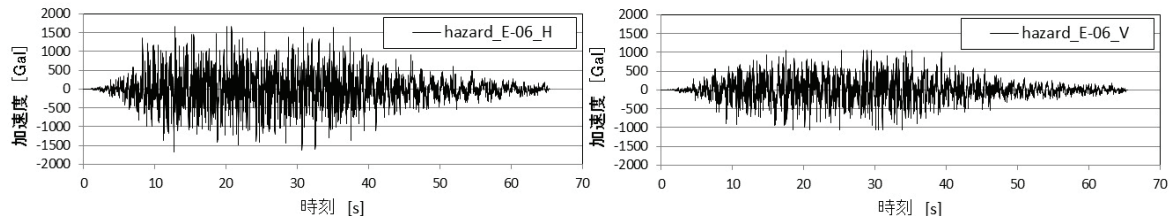
図 3.2.2.1-1 解析モデル概要



(a) 10^{-4} 波



(b) 10^{-5} 波



(c) 10^{-6} 波

図 3.2.2.1-2 入力波形

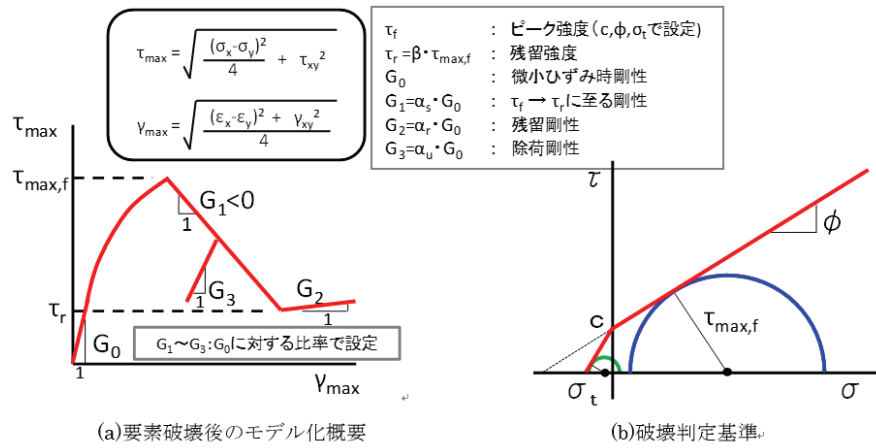


図 1-12 ユーザーサブルーチンの概要

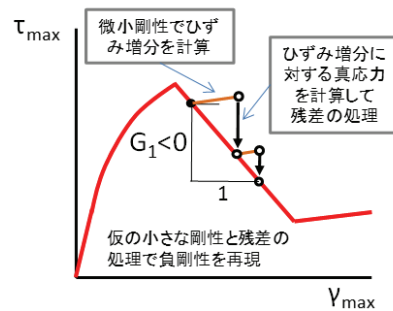


図 3.2.2.1-3 構成関係

表 3.2.2.1-1 解析パラメーター一覧

項目		単位	岩 盤				備考
			D級相当	CL級相当	CM級相当	CH級相当	
単位体積重量(γ)		tf/m ³ (MN/m ³)	2.0 (0.020)	2.0 (0.020)	2.5 (0.025)	2.7 (0.026)	
ピーク強度	粘着力(C_p)	MPa	0.23 [*]	0.46	1.39	1.86	
	内部摩擦角(ϕ_p)	度	23.2 [*]	37.1	41.8	46.4	
	引張強度(σ_t)	MPa	0.16 [*]	0.31	0.93	1.23	2/3 C_p
初期せん断弾性係数(G_0)		MPa	464	669	3900	10213	
動ポアソン比(ν_d)		—	0.43	0.40	0.37	0.35	
$G/G_0 \sim \gamma : \gamma$ (%)		—	$1/(1+4.5\gamma^{0.6})$	線形 (一定)	線形 (一定)	線形 (一定)	
$h \sim \gamma : \gamma$ (%)		%	$11.4\gamma^{0.2}+2.0$	3.0 (一定)	3.0 (一定)	2.0 (一定)	
破壊後強度比 β (ピーク強度 $\times \beta$)		—	0.5/0.1	0.5/0.1	0.7	0.9	
破壊後剛性比 α (初期せん断剛性 $\times \alpha$)		—	0.001	0.001	0.001	0.001	

表 3.2.2.1-2 解析ケース一覧

ケース番号	物性区分	入力波形	備考
Case1-4-a/b	4層区分(D, CL, CM, CH)	10 ⁻⁴ 波	D, CL層の β について a: β =0.5, b: β =0.1
Case1-5-a/b		10 ⁻⁵ 波	
Case1-6-a/b		10 ⁻⁶ 波	
Case2-4-a/b	3層区分(CL, CM, CH)	10 ⁻⁴ 波	CL層の β について a: β =0.5, b: β =0.1
Case2-5-a/b		10 ⁻⁵ 波	
Case2-6-a/b		10 ⁻⁶ 波	

(3) 解析結果

地震応答解析の前段階で実施した自重解析時の応力分布を図3.2.2.1-4および図3.2.2.1-5に示す。Case1とCase2の相違点は、最上層の物性区分がD級相当またはCL級相当であることだけであり、初期応力に与える影響はほとんどないことが確認される。また、この初期応力状態では、全要素が健全であり、破壊した要素は無かった。

図3.2.2.1-6～図3.2.2.1-9に、各ケースの主な時刻歴を示す。変位時刻歴を見ると、 β （残留/ピーク） $=0.5$ の場合は加振とともに徐々に変位が大きくなっているのに対し、 $\beta=0.1$ の場合では、加振数秒後に入力加速度がある程度大きくなった時点で大きな変位が生じ、その後ゆるやかに変位が大きくなっている。後半の緩やかな変位が継続する部分は解析モデルの不具合によるもので、本来であれば、大きな変位が生じた時点でそのまま滑落するものと思われるが、ピークから残留へ応力が低下する過程で、相当数の要素が設定通りに低下しきっていないために滑落が停止した。

図3.2.2.1-10～図3.2.2.1-15には各ケースの破壊要素の分布を示す。図中赤色の要素は、応力判定により破壊と判定された要素であり、その後最大せん断ひずみが5%に達したものを青色としている。したがって、青色の要素が連続している部分にすべり線が発達していると判断できる。図の構成は、各ケースをa($\beta=0.5$)、b($\beta=0.1$)で並べて比較しており、どの時刻の破壊要素図かは、図中の時刻歴に赤丸でしめしている。aの列とbの列の間に点線を引いてある場合は隣り合う両者の時刻は一致せず、破壊線がつながるなど、特徴的なタイミングの破壊要素図をそれぞれ示している。間に点線が無い場合は、隣り合う破壊要素図の時刻は一致している。解析結果をみると、加振入力の大きさや β の値によらず、四層モデルではD級相当層とCL級相当層との間で、三層モデルではCL級相当層とCM級相当層の間にすべり面が形成されており、いずれも表面の相対的に最も弱い層の下部にすべり面が形成されている。なお、 $\beta=0.1$ の結果を見ると、すべり面は、時刻歴で急激な変位が緩やかな変位に転じた時刻よりも前に形成されており、すべり面形成に至るまでは、解析コードの不具合は影響していないことが確認できる。

(4) まとめ

ここで対象とした解析断面では、岩級区分ごとの強度差があり、層境界は流れ盤の方向となっているため、入力加速度の大きさやピーク強度と残留強度の比の大小によらず、すべり面が形成される位置はほぼ同じになっていた。原位置においても、ほとんどの場合、すべり面は弱層や不連続面に支配され、その場合は、破壊後の要素挙動のモデル化の差異は、すべり面形成位置に大きな影響を与えないものと思われる。但し、一様な材料で構成される盛土でピーク強度と残留強度の比が大きな場合などの条件では、別途検討が必要となる可能性がある。

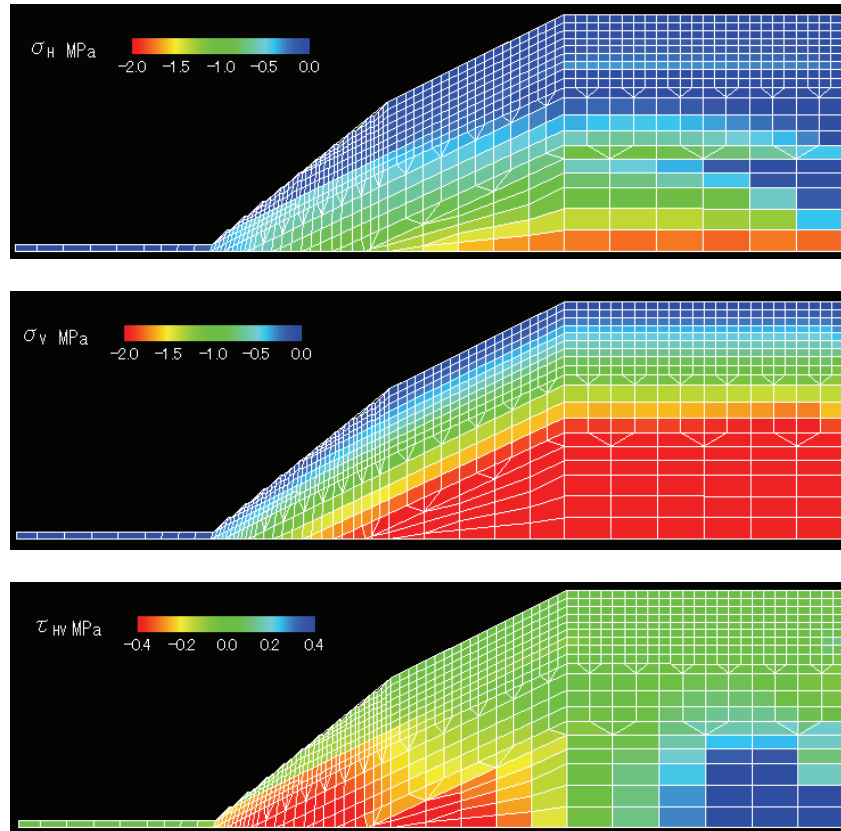


図 3.2.2.1-4 Case1 の初期応力分布（入力波形，破壊後 β によらず自重解析結果は同じ）

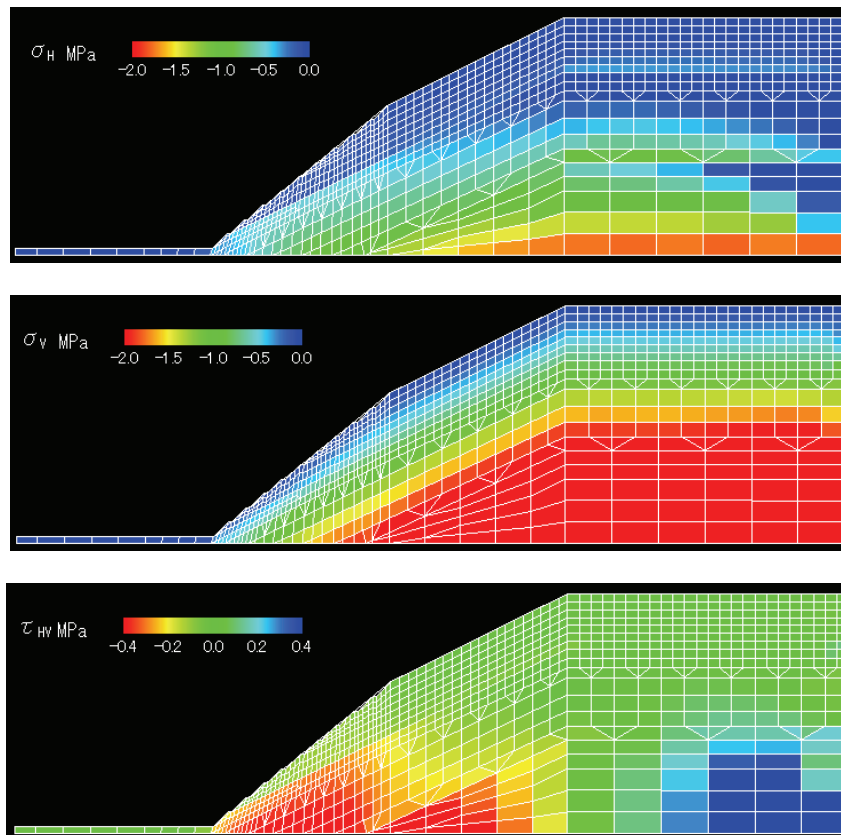
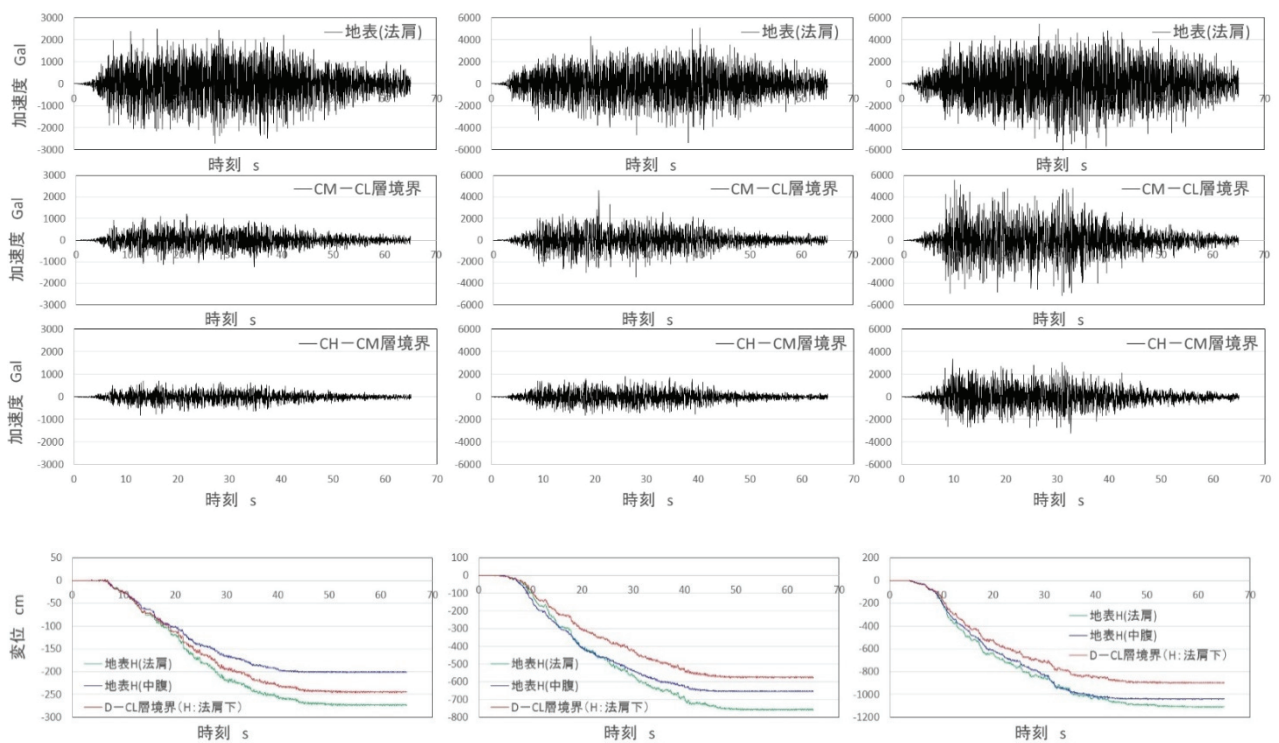
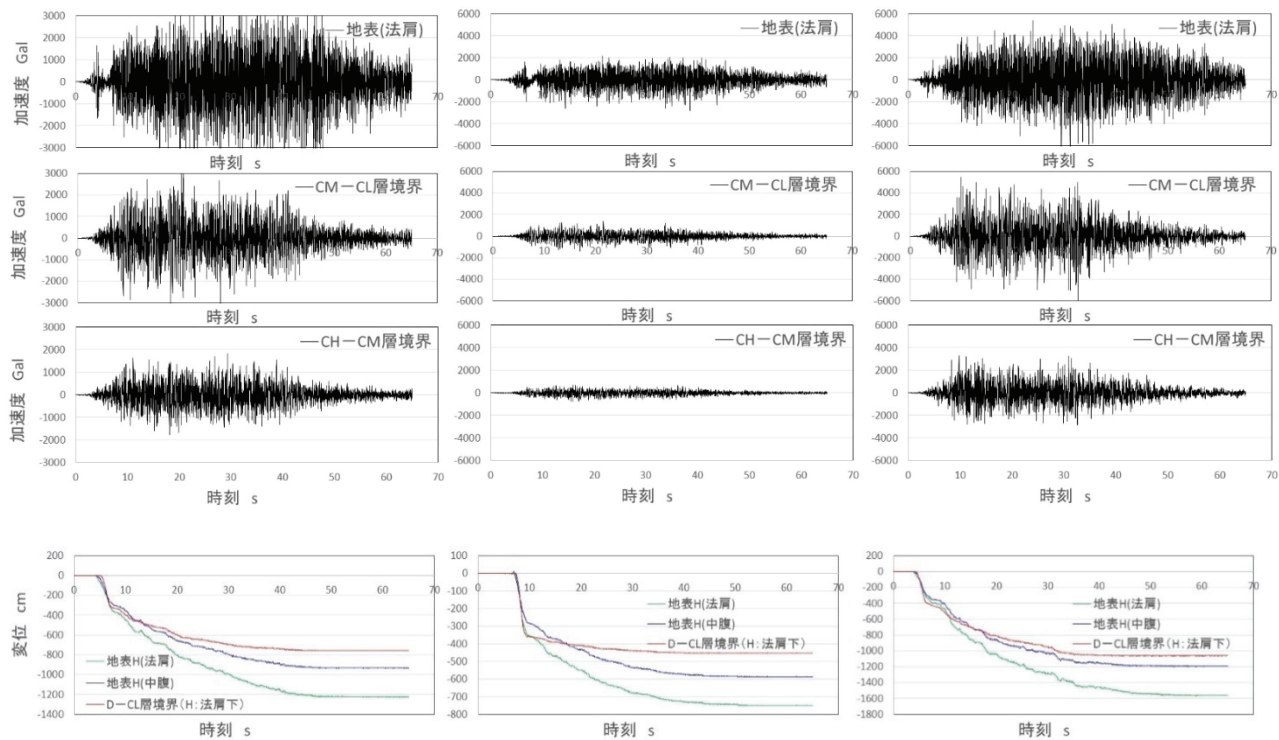


図 3.2.2.1-5 Case2 の初期応力分布（入力波形，破壊後 β によらず自重解析結果は同じ）



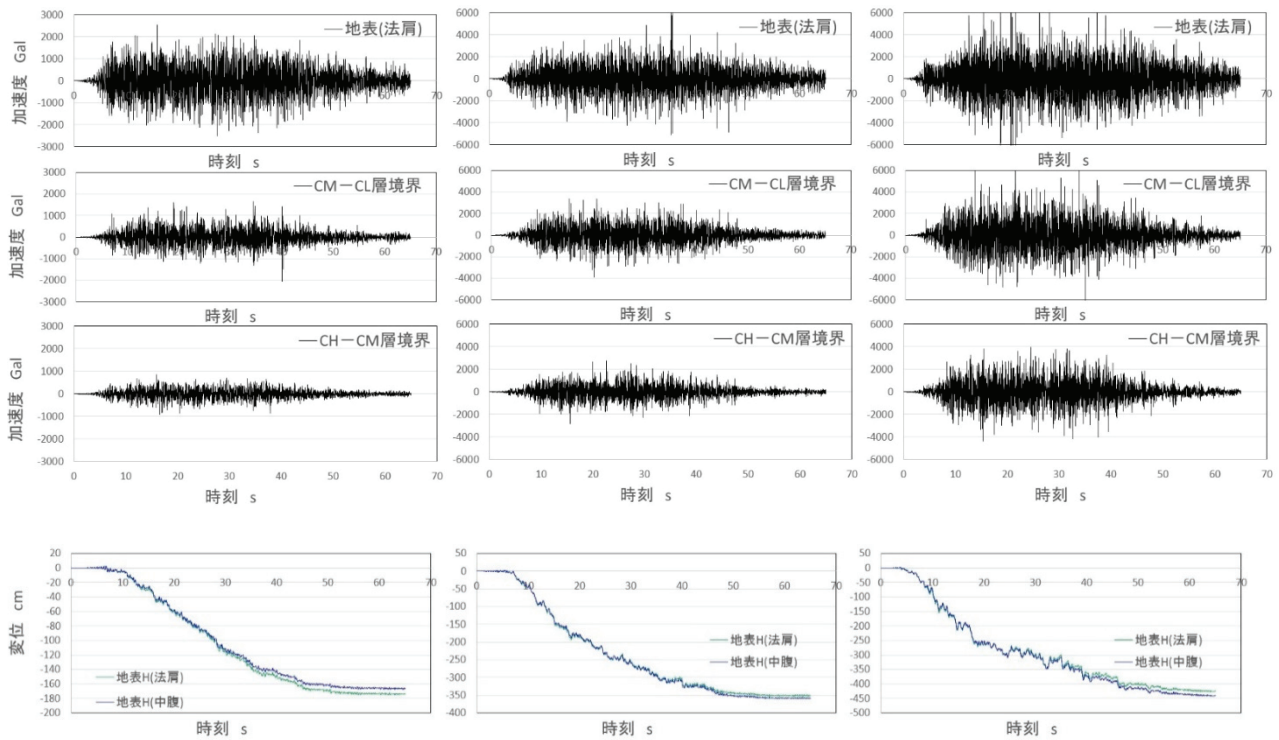
(a) Case1-4-a (10^{-4} 波入力) (b) Case1-5-a (10^{-5} 波入力) (c) Case1-6-a (10^{-6} 波入力)

図 3.2.2.1-6 時刻歴一覧（四層モデル， $\beta=0.5$ ）



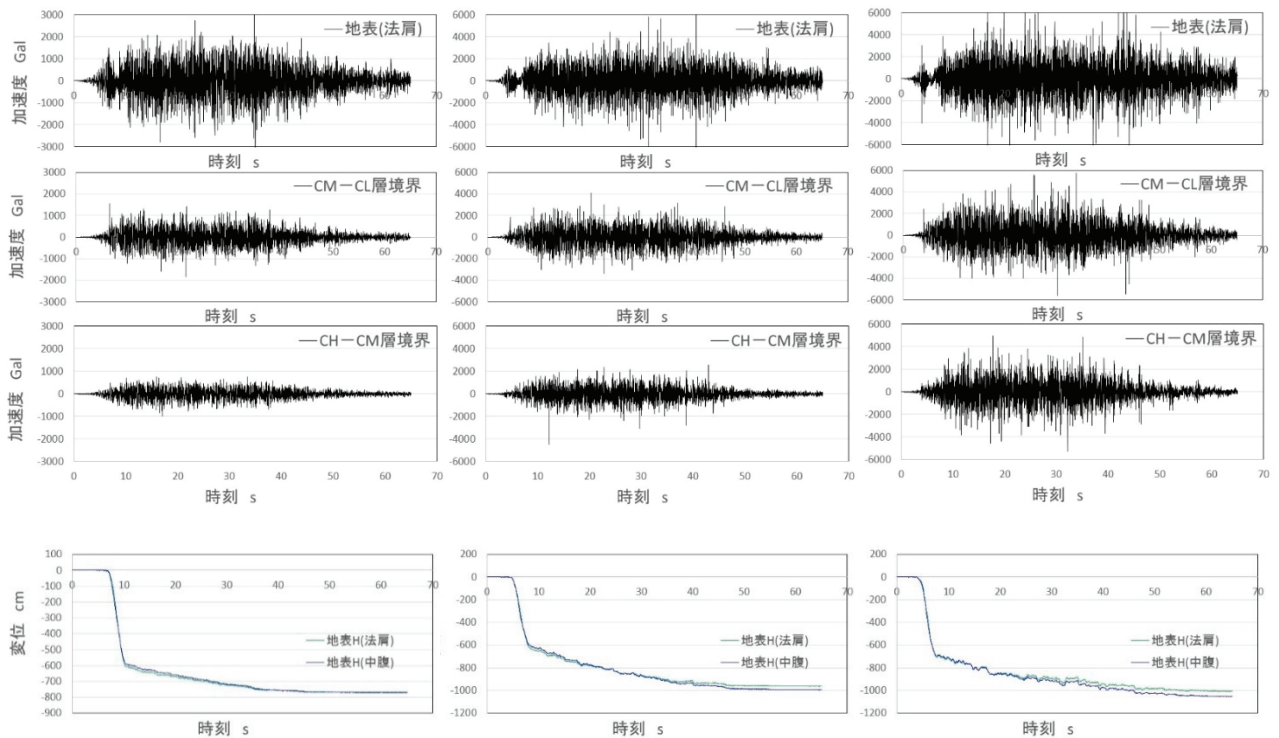
(a) Case1-4-b (10^{-4} 波入力) (b) Case1-5-b (10^{-5} 波入力) (c) Case1-6-b (10^{-6} 波入力)

図 3.2.2.1-7 時刻歴一覧（四層モデル， $\beta=0.1$ ）



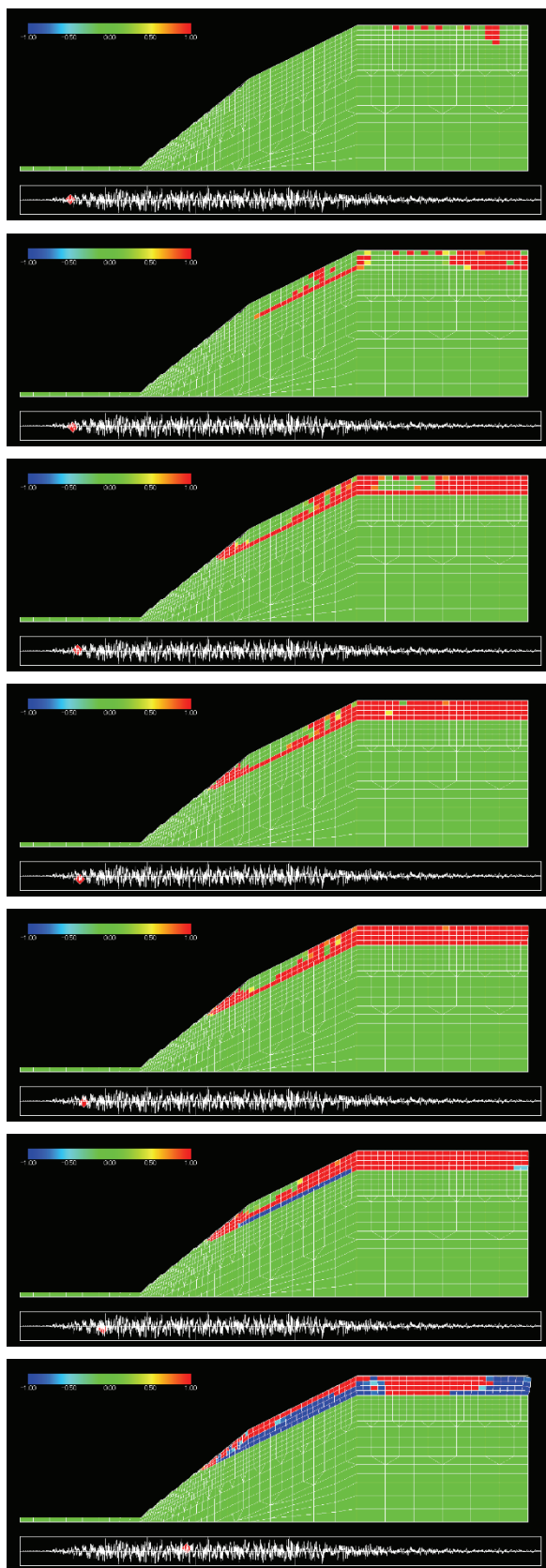
(a) Case2-4-a (10^{-4} 波入力) (b) Case2-5-a (10^{-5} 波入力) (c) Case2-6-a (10^{-6} 波入力)

図 3.2.2.1-8 時刻歴一覧 (三層モデル, $\beta=0.5$)

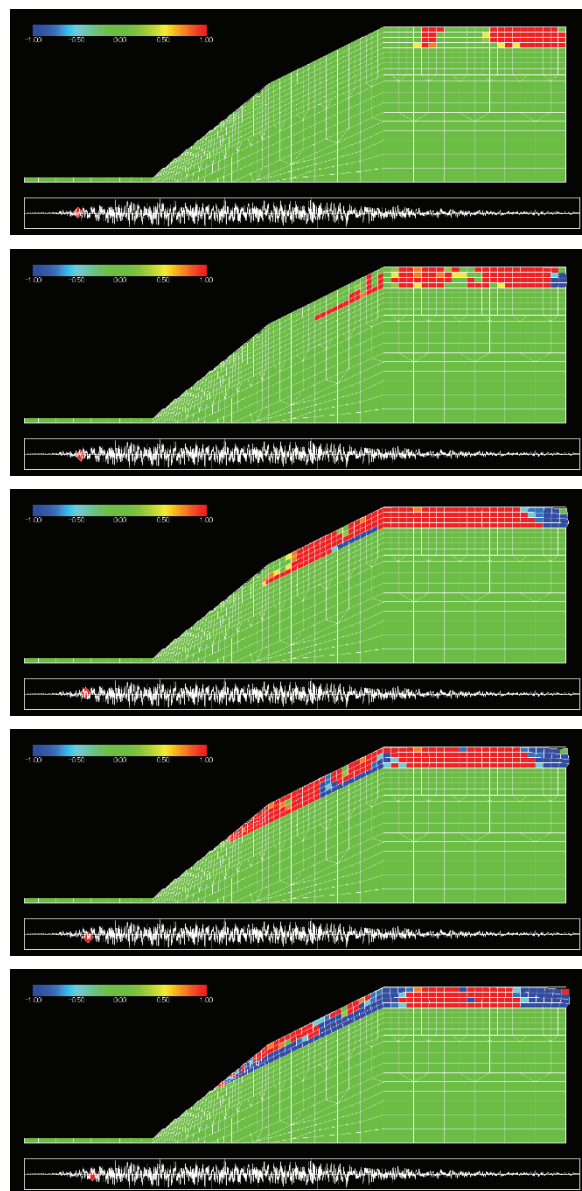


(a) Case2-4-b (10^{-4} 波入力) (b) Case2-5-b (10^{-5} 波入力) (c) Case2-6-b (10^{-6} 波入力)

図 3.2.2.1-9 時刻歴一覧 (三層モデル, $\beta=0.1$)

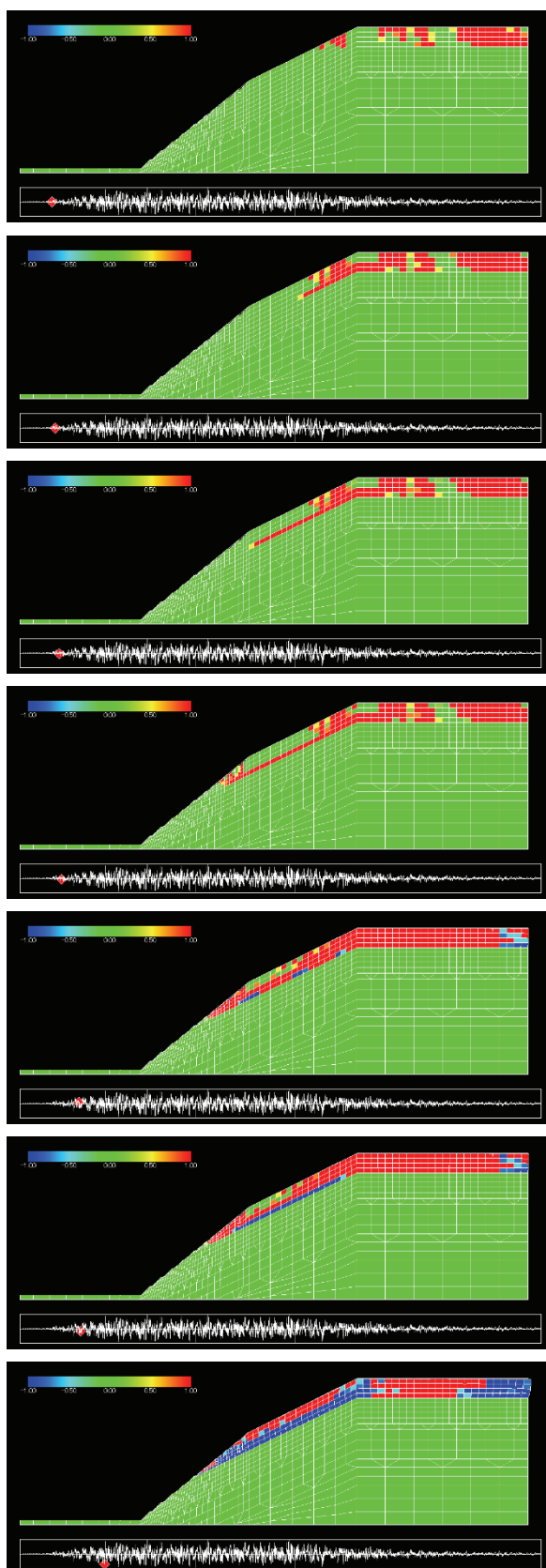


(a) $\beta=0.5$ (D 層, CL 層)

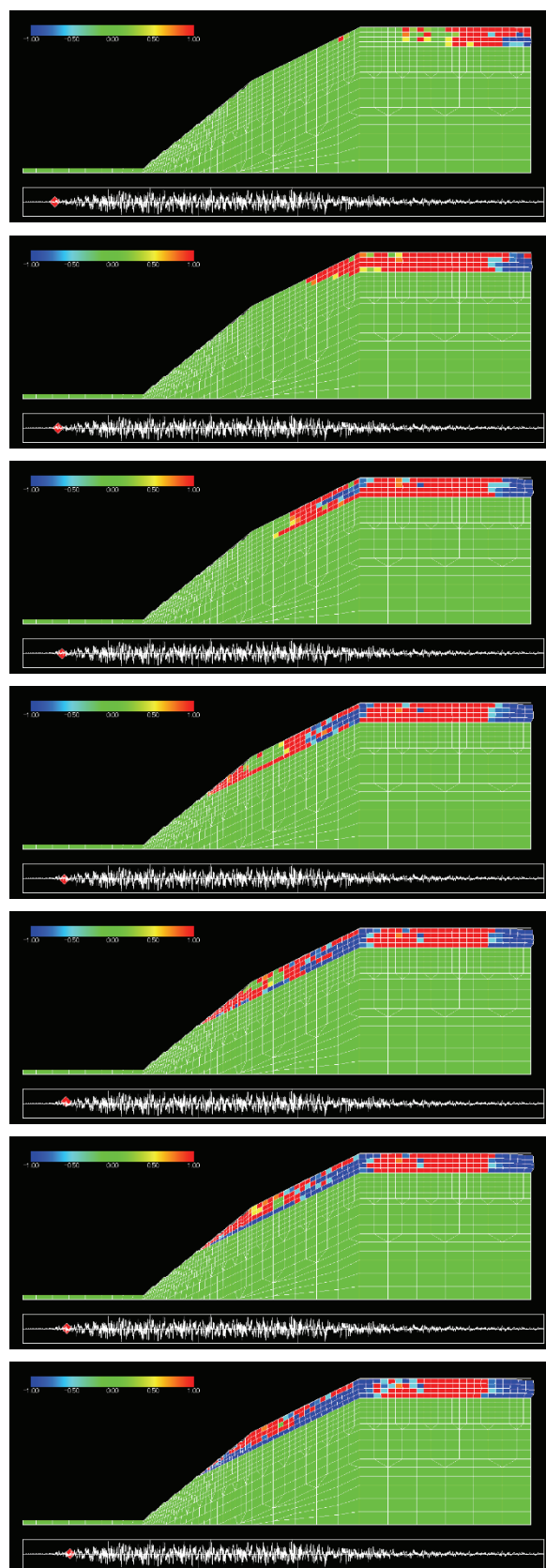


(b) $\beta=0.1$ (D 層, CL 層)

図 3.2.2.1-10 破壊進展 (四層モデル, 10^{-4} 波入力)

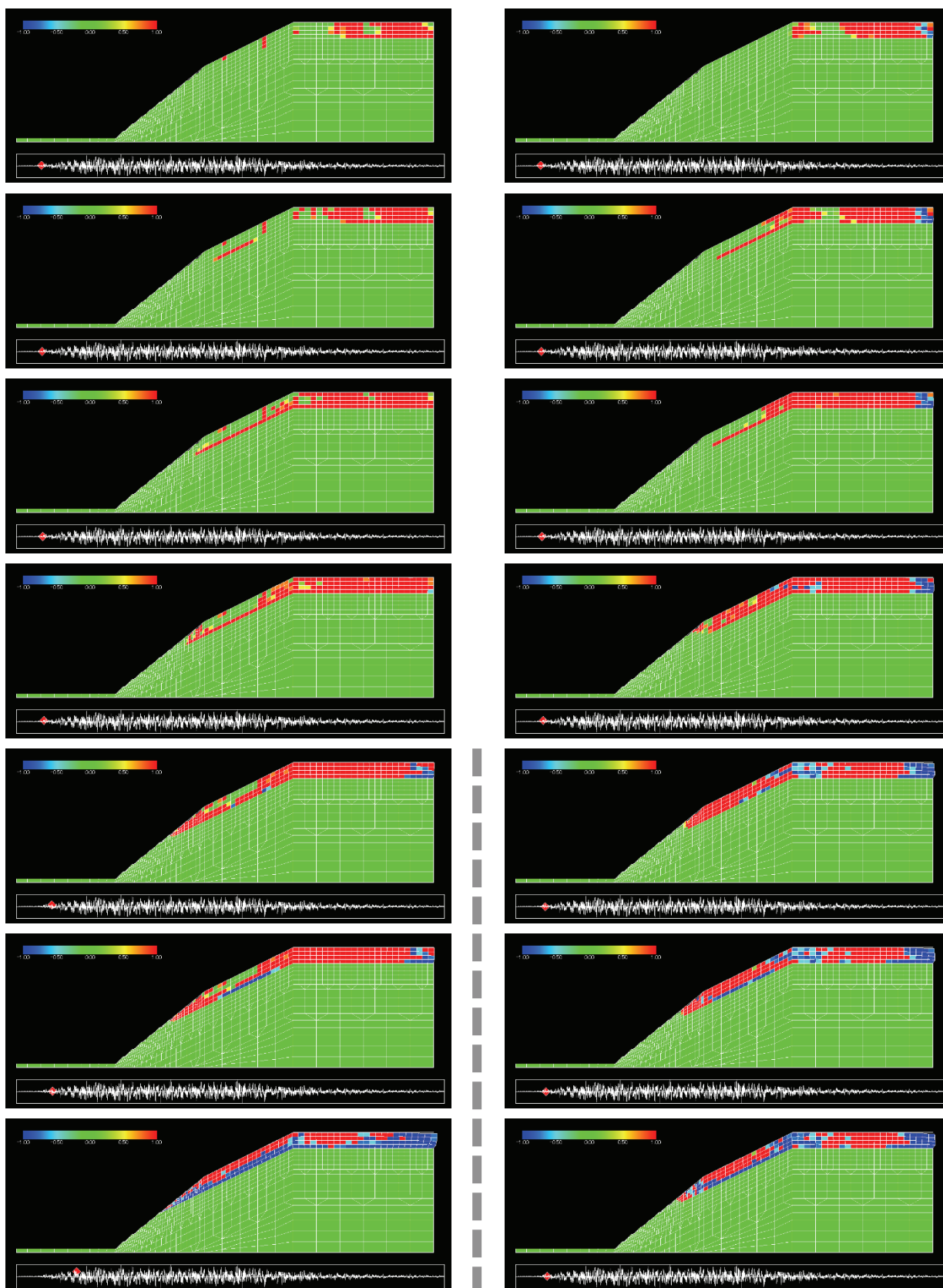


(a) $\beta=0.5$ (D 層, CL 層)



(b) $\beta=0.1$ (D 層, CL 層)

図 3.2.2.1-11 破壊進展 (四層モデル, 10^{-5} 波入力)



(a) $\beta=0.5$ (D 層, CL 層)

(b) $\beta=0.1$ (D 層, CL 層)

図 3.2.2.1-12 破壊進展 (四層モデル, 10^{-6} 波入力)

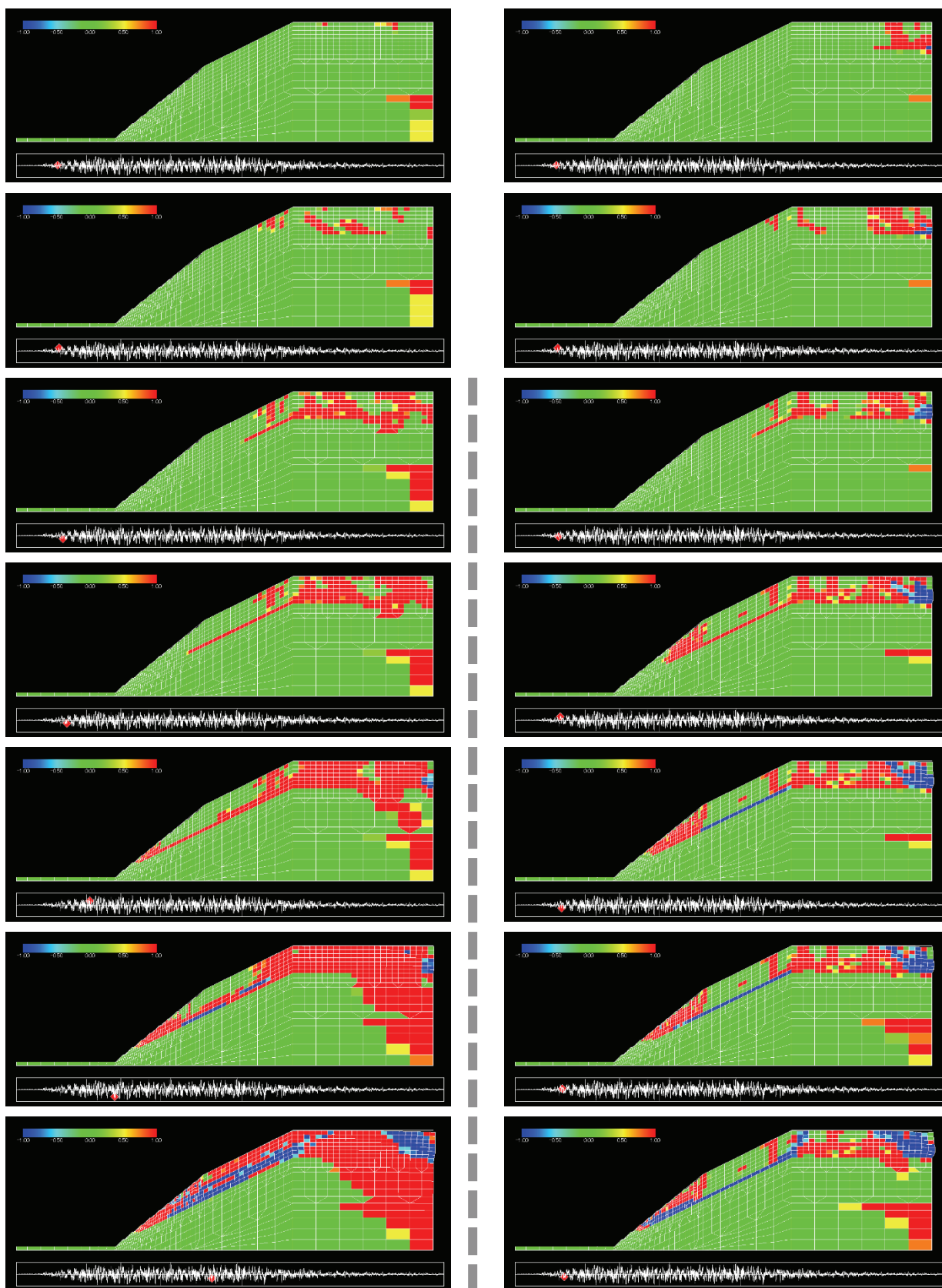
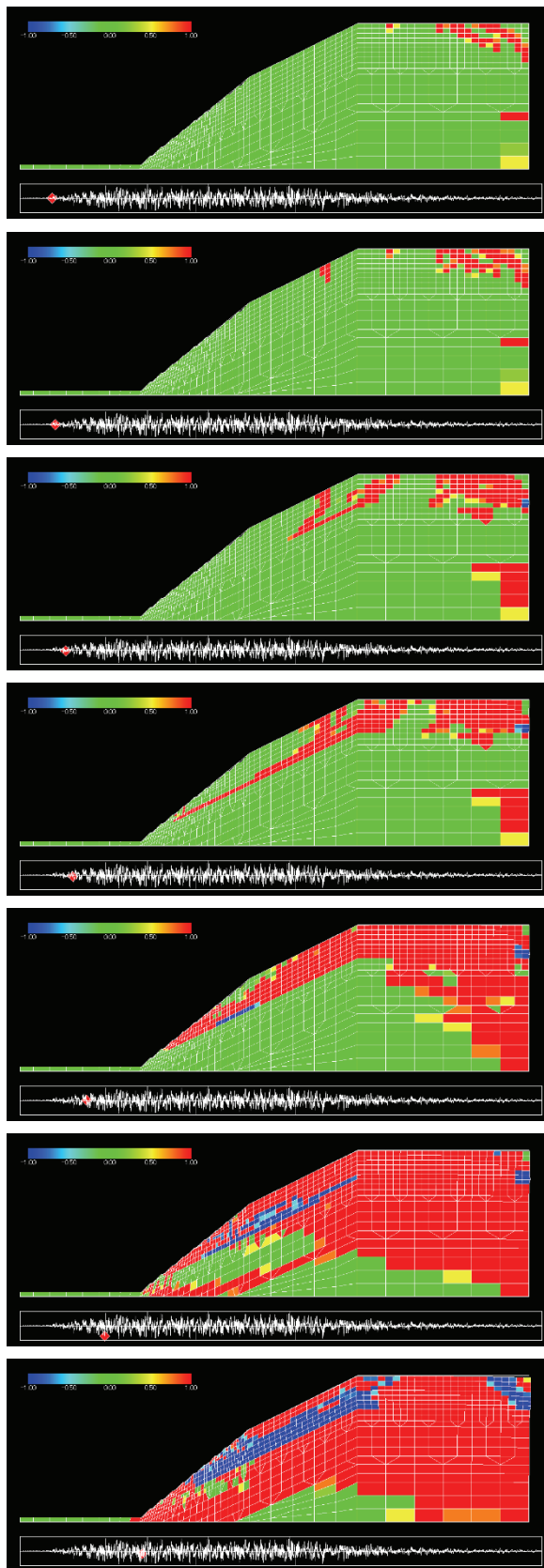
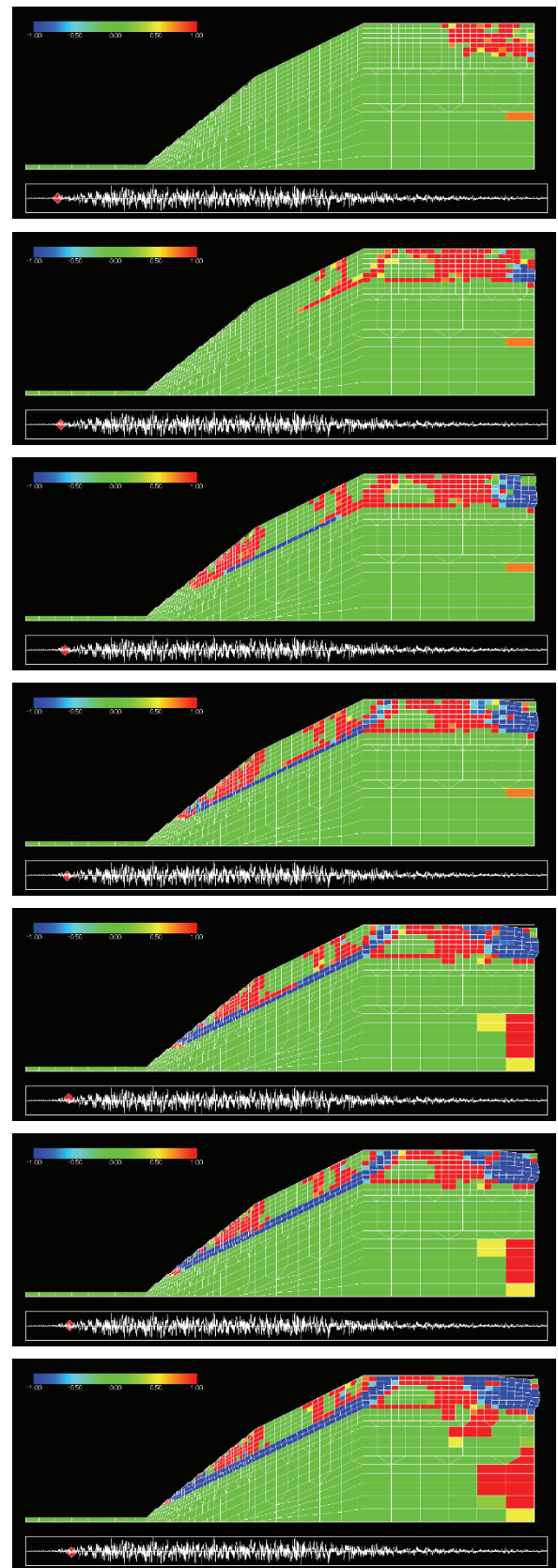


図 3.2.2.1-13 破壊進展 (三層モデル, 10^{-4} 波入力)

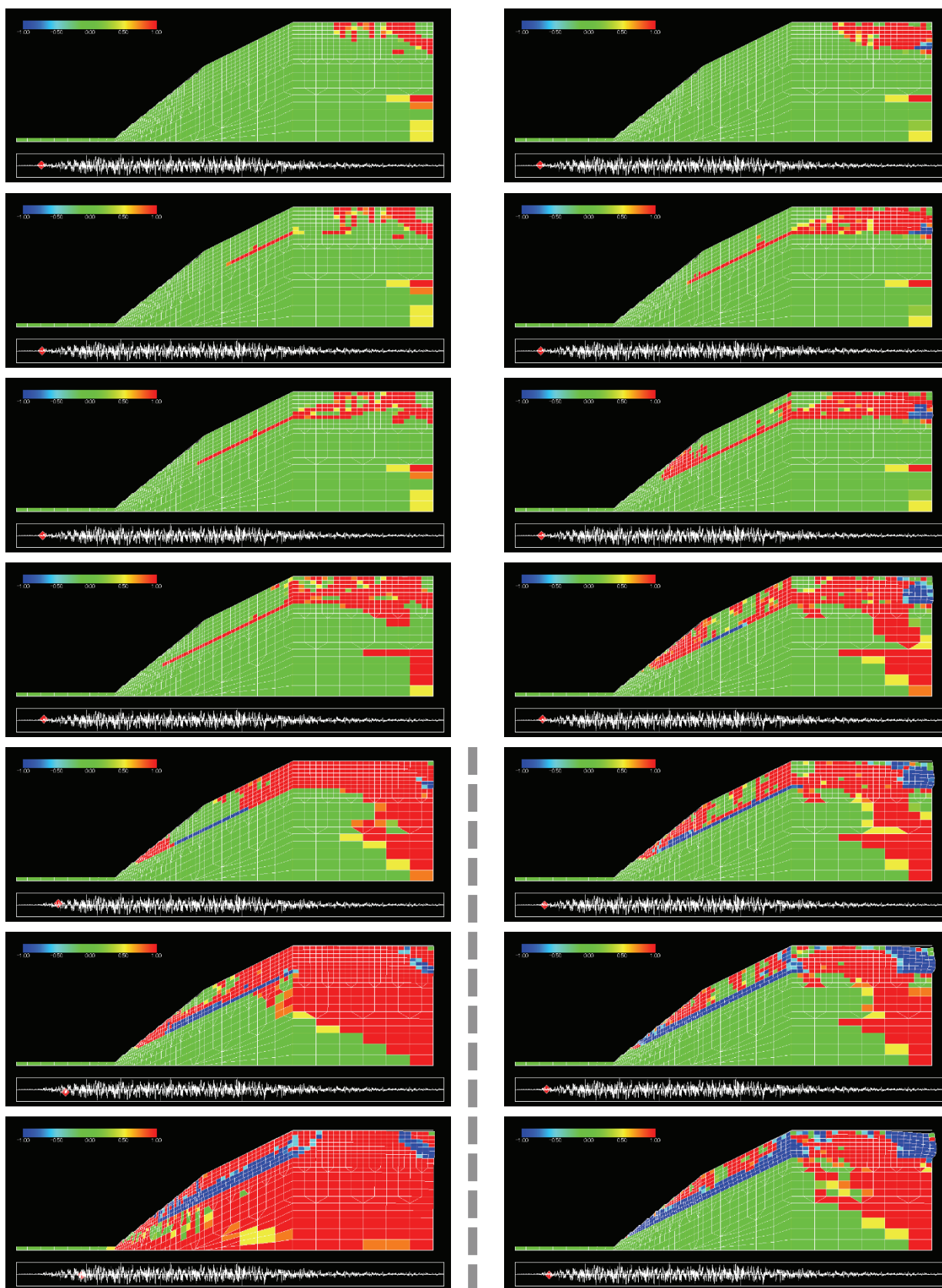


(a) $\beta=0.5$ (D 層, CL 層)



(b) $\beta=0.1$ (D 層, CL 層)

図 3.2.2.1-14 破壊進展 (三層モデル, 10^{-5} 波入力)



(a) $\beta=0.5$ (D 層, CL 層)

(b) $\beta=0.1$ (D 層, CL 層)

図 3.2.2.1-15 破壊進展 (三層モデル, 10^{-6} 波入力)

3. 2. 2 粒子法(MPM)を用いたせん断ひずみ指標に基づく崩壊確率の評価事例

1) はじめに

(旧)JNES は JNES-RE-2013-2037「基礎地盤および斜面の安定性に係る設計・リスクの手引き」にて変形基準に基づく安定限界の評価手法を示した。その手法ではすべり破壊が生じる領域上の土塊の変位を指標としていたため、限界値の設定に課題があった。ここでは、既往の研究で最近着目されている静的な非線形有限要素法によるすべり破壊領域を発生せん断ひずみの変化が大きな領域とする考え方をふまえ、平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費(斜面崩壊に伴う原子力施設への影響評価手法の整備)事業にて提案された地盤の変形指標としてせん断ひずみを用いた手法を用いる。その手法はせん断ひずみ指標としてすべり破壊の可能性のある領域における平均最大せん断ひずみを用い、その変化に基づいてすべり破壊の可能性を評価するというものである。

ここでは、3.1.1 で示した斜面モデルより粒子法(MPM)による解析に用いる解析データを作成し、地盤材料の強度特性に関する平均土標準偏差の 2 つの材料特性に関するモデルについて、3.1.2 で示した 3 つの検討用地震動に対する地震応答解析を実施し、得られる最大せん断ひずみに関する確率モデルより 2 点推定法を用いて、崩壊の限界となる平均最大せん断ひずみを超過する確率として崩壊確率を算出する。3.2 節で評価した斜面の崩壊確率の評価に用いたすべり面とここで得られたすべり面との比較、フラジリティ曲線やリスクなど、手法や限界状態の差異についても分析を行う。

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には、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²⁾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³⁾により方法の具体化、松井ら⁴⁾による斜面補強事例への適用、Griffith ら⁵⁾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⁶⁾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⁷⁾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

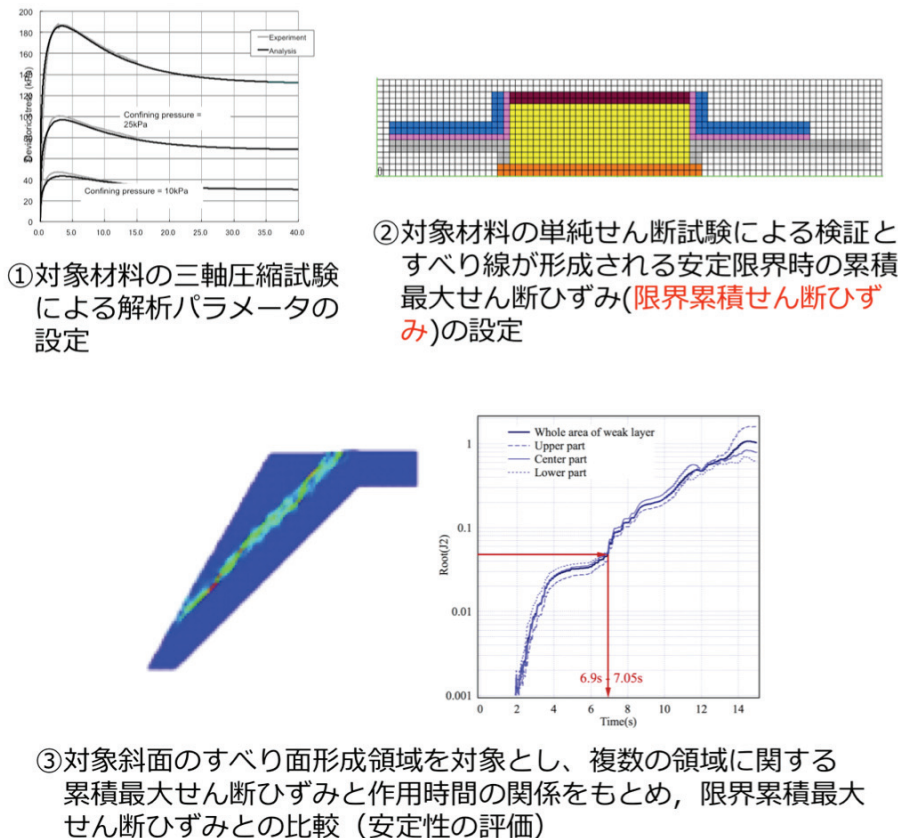


図 3.2.2.2-1 累積最大せん断ひずみ基準に基づく安定限界の評価フロー

イズに依存することはよく知られているが、その方法⁷⁾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。この方法は、地盤の強度を一律に低減するため、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3.2.2.2-1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で対象となる10%のひずみを超え、

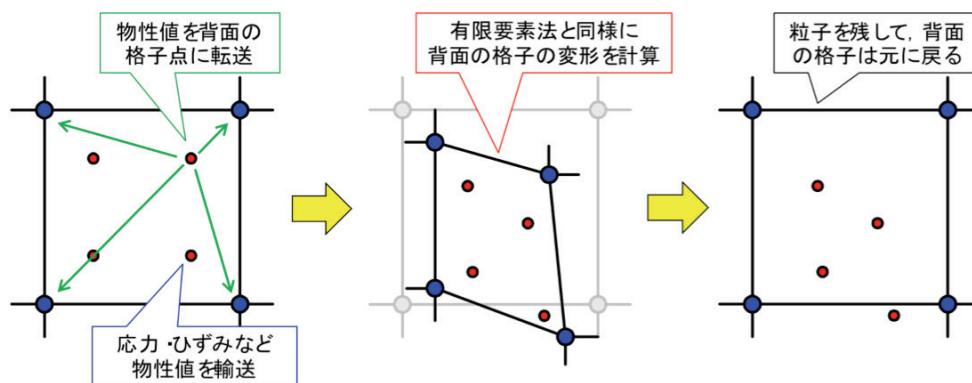


図3.2.2.2-2 MPMにおける計算の流れ

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を行い、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⁸⁾が提案した。アルゴリズムは FLAC⁹⁾と同じ Update-Lagrangian 法と陽解法の組み合わせによる手法であるが、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 3.2.2.2-2 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 $\Delta \epsilon$ 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 $\Delta \epsilon$ から応力増分 $\Delta \sigma$ を計算する。ここで、弾塑性構成則としては浅岡らの 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。

4) 対象とする斜面モデル、材料特性および fragility 評価用地震動

3.1.1で示した検討用斜面モデルのうち4層斜面モデルを対象とし、MPM解析に用いる実規模の斜面モデルを図3.2.2.2-3に示す。図に示すよう高さ160mの斜面であり、最表のD級層から最下のCH級層まで4層構成である。背面格子は水平、鉛直方向とも2mであり、各方向に2個ずつ配置した。

次に各層の強度特性などを表3.2.2.2-1に示す。

fragility評価用地震動は 3.1.2 に示したように想地点における年超過確率が 10^{-4} 、 10^{-5} 、 10^{-6} の一様ハザードスペクトルへの適合地震波を用いた。図 3.2.2.2-4 にその水平成分の加速度時刻歴を示す。

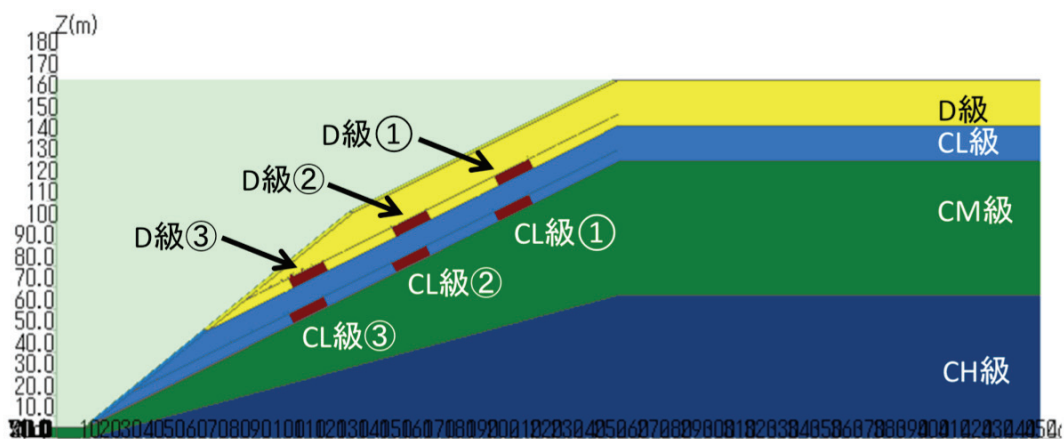
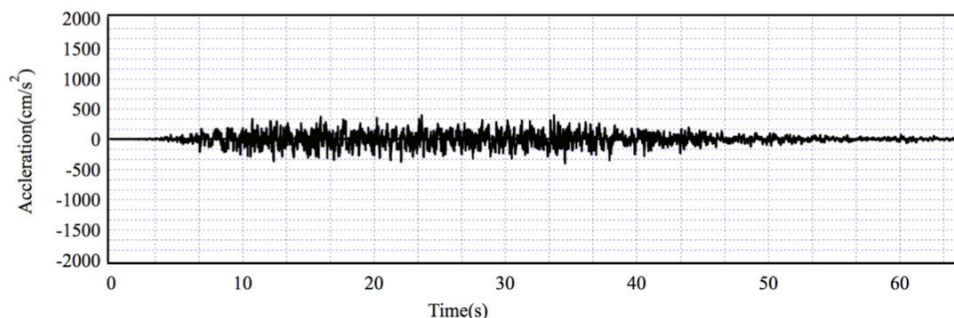


図 3.2.2.2-3 解析モデル

表 3.2.2.2-1 各層の平均強度特性

項目		単位	岩 盤			
			D級相当	CL級相当	CM級相当	CH級相当
ピーク強度	粘着力 C_p	MPa	0.23	0.46	1.39	1.86
	内部摩擦角 ϕ_p	度	23.2	37.1	41.8	46.4
	引張強度 σ_t	MPa	0.16	0.31	0.93	1.23
残留強度	粘着力 C_r	MPa	0.00	0.00	0.00	0.00
	内部摩擦角 ϕ_r	度	23.2	37.1	41.8	46.4
初期せん断弾性係数 G_0		MPa	464	669	3900	10213



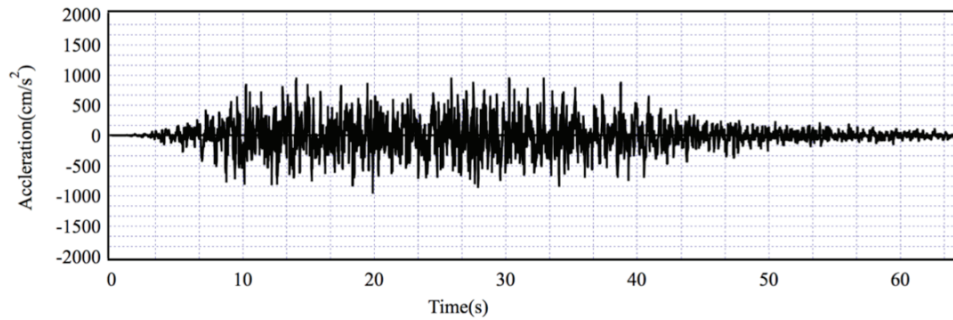
a) 年超過確率 10^{-4}

図 3.2.2.2-4(1) フラジリティ評価用地震動の水平成分加速度時刻録

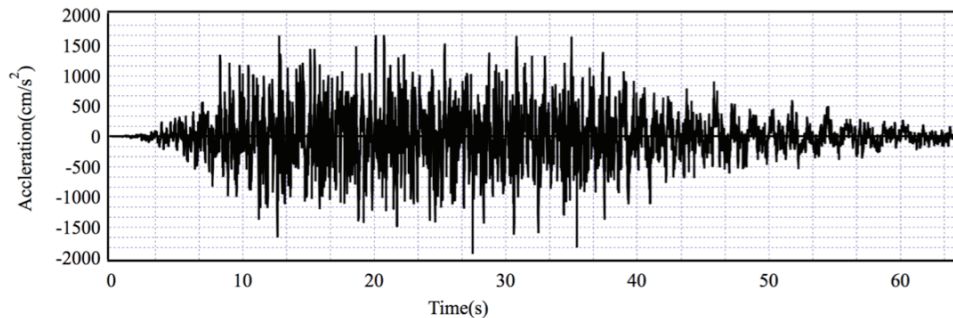
5) 各層の構成モデルと限界最大せん断ひずみの設定

各層の材料特性を表す構成モデルは、三軸圧縮試験などの情報がなく、強度特性のみなので、ドラガー・プラガーモデル(Drucker Prager モデル)を用いた。このモデルではピーク強度以降の応力-ひずみ関係として、強度低下による残留強度特性は考慮していない。各層の平均強度特性に対する解析パラメータはピーク強度に対して設定し、表 3.2.2.2-2 に示す値を用いた。

次に、限界最大せん断ひずみを評価するため、図3.2.2.2-5a)に示す一面せん断試験のモデルを用いた。一面せん断試験における土要素の大きさは、斜面の解析モデルの格子間隔が2.0mであることから、その間隔を基本格子とし、一面せん断試験の幅と高さの比が同じとなるように幅36m、高さ12mを材料部分のモデルとした。強度特性の不確かさは変動係数を0.4とし、表3.2.2.2-1に示したピーク強度の内部摩擦角、粘着力



b) 年超過確率 10^{-5}



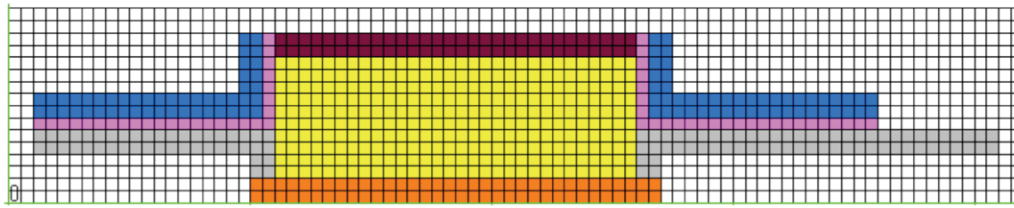
c) 年超過確率 10^{-6}

図 3.2.2.2-4(2) フラジリティ評価用地震動の水平成分加速度時刻録

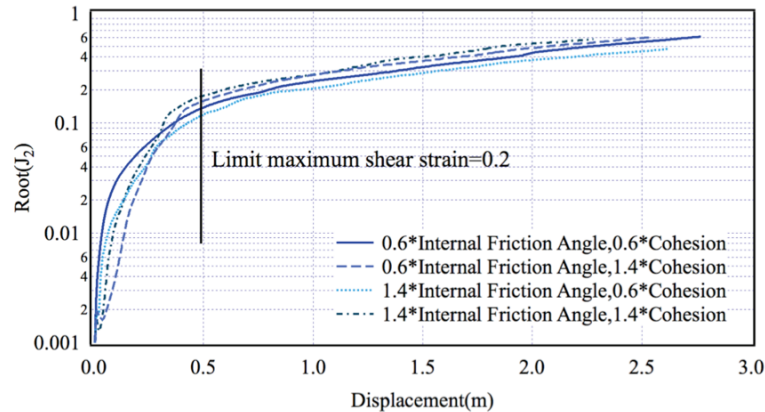
表 3.2.2.2-2 Drucker-Prager モデルのパラメータ

	岩塊			
	D級	CL級	CM級	CH級
弾性係数(kN/m ²)	663500	936500	10686000	27575000
平均主応力(kN/m ²)	56.5	223.2	682.3	2170.8
単位質量(t/m ³)	2.041	2.041	2.551	2.653
ポアソン比	0.43	0.4	0.37	0.35
せん断摩擦角(度)	23.2	37.1	41.8	46.4
粘着力(kN/m ²)	230	460	1390	1860
引張強度(kN/m ²)	160	310	930	1230
レイリー減衰係数 β	0.002	0.002	0.002	0.002

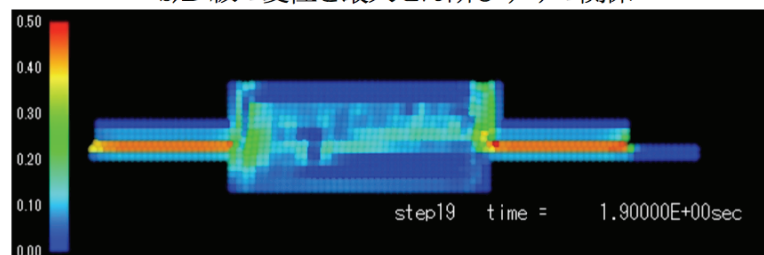
について、1.4倍また0.6倍した4通りの組み合わせについて一面せん断試験のシミュレーションを実施した。ここで、各層の強度特性は完全相関を仮定し、平均強度に対して前層の強度が増加、また低下するとしている。図3.2.2.2-5b) にD級の地盤材料に対する一面せん断試験における上部の変位と地盤モデル中央部の平均最大せん断ひずみとの関係を示す。これより、明確とは言えないが変位0.5mにおける強度特性の異なる4ケースにおける最大せん断ひずみの限界値を、それぞれを包括する0.2として設定する。さらに、変位0.5m時点での最大せん断ひずみの分布を図3.2.2.2-5c)に示す。これより、中央部分に最大せん断ひずみ10～20%のすべり面がほぼ左右に貫通している状況が分かる。次に、CL級の地盤材料に対する一面せん断試験における上部の変位と地盤モデル中央部の平均最大せん断ひずみとの関係を図3.2.2.2-5d)に示す。これより、D級と同様に明確とは言えないが変位0.5mにおける強度特性の異なる4ケースにおける最大せん断ひずみの限界値を、それぞれを包括する0.2として設定する。さらに、変位0.5m時点での最大せん断ひずみの分布を図3.2.2.2-5e)に示す。これより、中央部分に最大せん断ひずみ10～20%のすべり面が



a)一面せん断試験の解析モデル



b)D 級の変位と最大せん断ひずみの関係



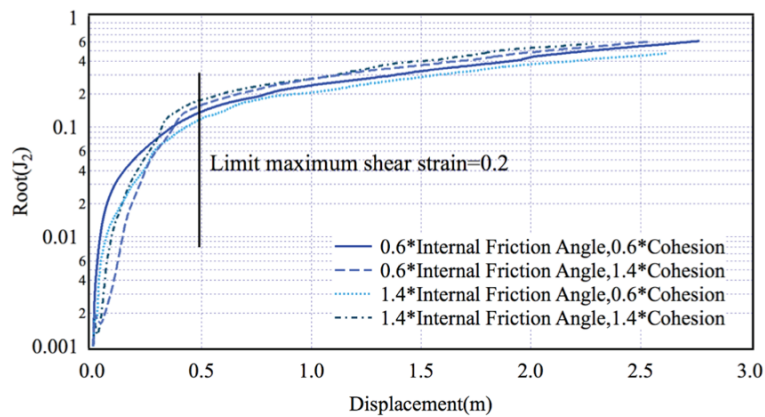
c)D 級(Φ , C : 0.6 倍)の限界最大せん断ひずみ時の最大せん断ひずみ分布
図 3.2.2.2-5(1) 一面せん断試験による D 級, CL 級材料の最大せん断ひずみ

ほぼ左右に貫通している状況が分かる。

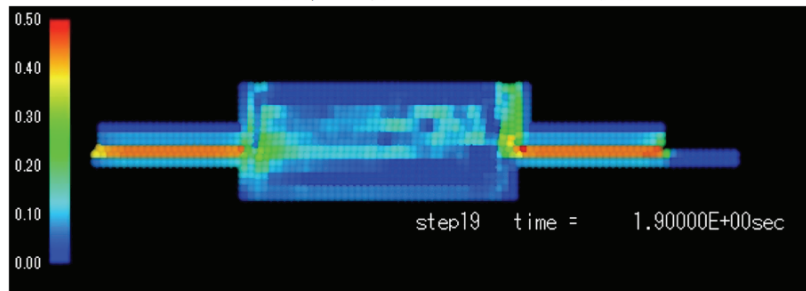
6) 対象斜面の最大せん断ひずみに関する応答性状

ここでは、年超過確率 10^{-4} 、 10^{-5} 、 10^{-6} に対する fragility 評価用地震動について、4種類の強度特性に対する斜面モデルの地震応答解析を実施した結果について示す。解析結果として、図3.2.2.2-3中の解析モデルに示した茶色の6領域内の平均最大せん断ひずみと時間の関係のうち、強度特性として内部摩擦角、粘着力とも平均強度の0.6倍、1.4倍のケースについて、図3.2.2.2-6から図3.2.2.2-8に示す。また、図には、両強度特性について、時刻20秒時点における最大せん断ひずみの空間分布も合わせて示す。ここで、平均最大せん断ひずみの抽出を実施した茶色の6領域は、図に示した最大せん断ひずみの空間分布からも分かるように、せん断ひずみの発生が卓越するD級、CL級内でその下層との境界付近の斜面上部、中部、下部に設け、その領域は図3.2.2.2-5a)の一面せん断試験で用いた領域の半分の大きさと対応している。

ここで、図 3.2.2.2-6 に示した年超過確率 10^{-4} の fragility 評価用地震動に対する解析結果より、内部摩擦角、粘着力とも 0.6 倍のケースでは、D 級層下面ですべりが生じた後に CL 級層下面にも滑落を伴うすべりが発生したが、内部摩擦角が 0.6 倍、粘着力が 1.4 倍のケースでは D 級層下面ですべりが生じるものの、CL 級層下面にはすべりが生じていない。内部摩擦角が 1.4 倍のケースではすべりが発生していない。また、平均強度を用いた解析では、D 級層下面で滑落を伴うすべりが生じるものの、CL 級層下面にはすべりが生

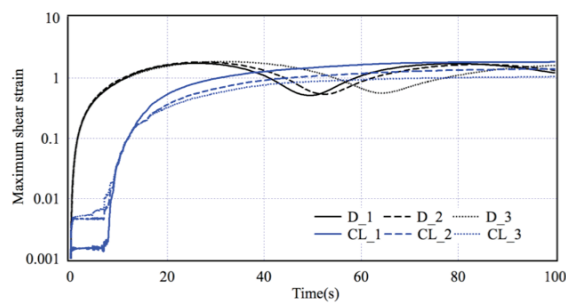


d)CL 級の変位と最大せん断ひずみの関係

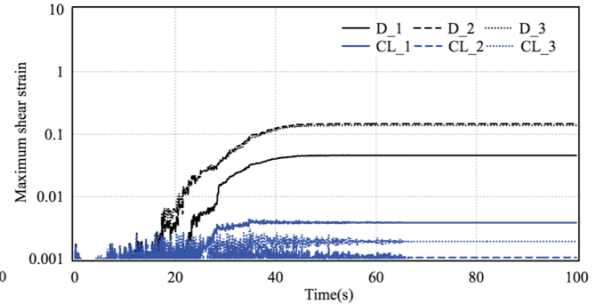


e)CL 級(Φ , C : 0.6 倍)の限界最大せん断ひずみ時の最大せん断ひずみ分布
図 3.2.2.2-5(2) 一面せん断試験による D 級, CL 級材料の最大せん断ひずみ

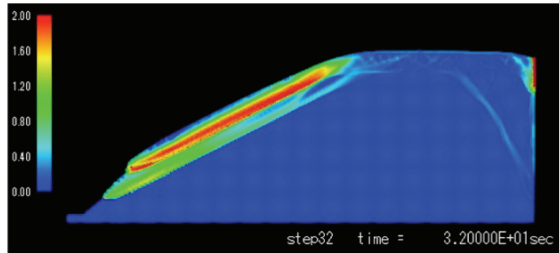
じていない。このことから、この地震動に対する崩壊領域は 3.2.1 で示したように D 級層内で生じると考えられる。また、図 3.2.2.2-7 に示した年超過確率 10^{-5} の fragility 評価用地震動に対する解析結果より、内部摩擦角が 0.6 倍のケースでは、D 級層下面ですべりが生じた後に CL 級層下面にも滑落を伴うすべりが発生し、両層に滑落が生じている。また、内部摩擦角が 1.4 倍のケースでは D, CL 級層下面ですべりが生じるものの、滑落には至っていない。また、平均強度を用いた解析では、D 級層下面で滑落を伴うすべりが生じるものの、CL 級層下面にはすべりが生じている。この解析ではピーク強度以降の強度低下を考慮していないため、すべりの発生後の滑落挙動は適切に評価できていない。このことから、この地震動に対する崩壊領域は 3.2.1 で示したように滑落を伴うすべりは D 級のみならず CL 級層内で生じる可能性も考えられる。最後に、図 3.2.2.2-8 に示した年超過確率 10^{-8} の fragility 評価用地震動に対する解析結果より、内部摩擦角、粘着力とも 0.6 倍のケースでは、年超過確率 10^{-5} の fragility 評価用地震動に対する結果と同様に D 級層下面ですべりが生じた後に CL 級層下面にも滑落を伴うすべりが発生した。内部摩擦角が 1.4 倍のケースでは D 級および CL 級層下面ですべりが生じるものの、滑落を伴う状態とはなっていない。しかし、CL 級層下面すべりが発生していない。この解析ではピーク強度以降の強度低下を考慮していないため、すべりの発生後の滑落挙動は適切に評価できていない。このことから、この地震動に対する崩壊領域は D 級を含む CL 級層下面で生じると考えられる。



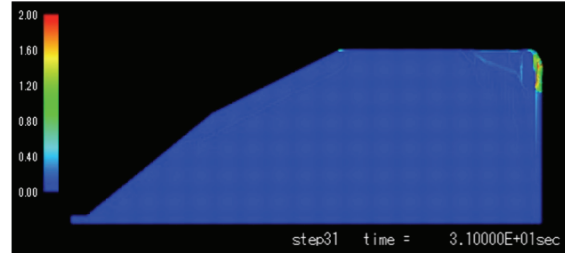
a) 平均最大せん断ひずみと時間(0.6 倍)



b) 平均最大せん断ひずみと時間(1.4 倍)

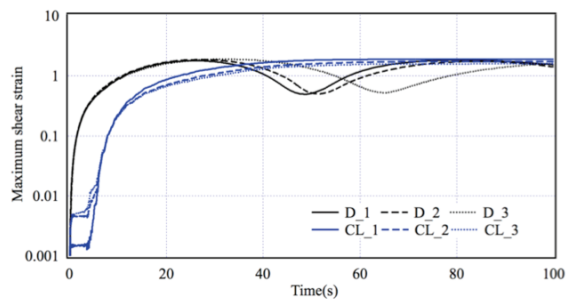


c) 最大せん断ひずみの空間分布(0.6 倍)

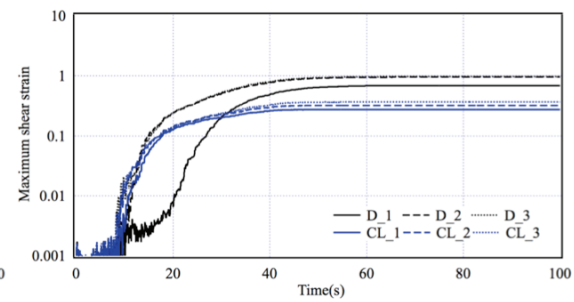


d) 最大せん断ひずみの空間分布(1.4 倍)

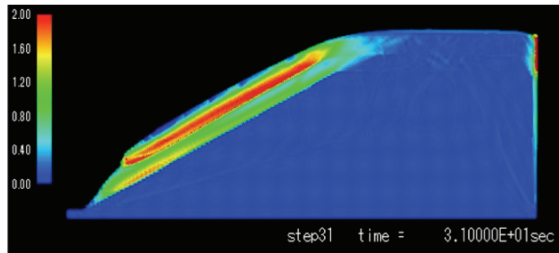
図 3.2.2.2-6 フラジリティ評価用地震動(10⁴)に対する最大せん断ひずみの応答性状



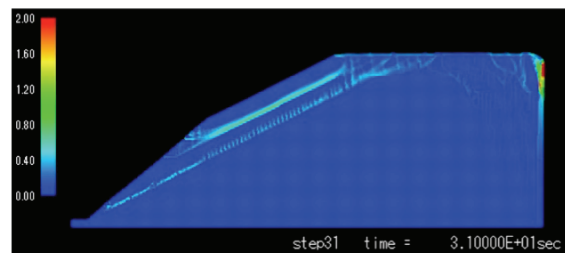
a) 平均最大せん断ひずみと時間(0.6 倍)



b) 平均最大せん断ひずみと時間(1.4 倍)



c) 最大せん断ひずみの空間分布(0.6 倍)



d) 最大せん断ひずみの空間分布(1.4 倍)

図 3.2.2.2-7 フラジリティ評価用地震動(10⁵)に対する最大せん断ひずみの応答性状

7) 4 層斜面モデルの崩壊限界に関するフラジリティ評価

斜面モデルの地震応答解析結果をふまえ、2 点推定法により 3 つの地震動の強さに対する安定限界に対する崩壊確率を求め、3.2.1 で得られた安定限界のフラジリティ曲線、および到達・損傷限界のフラジリティ評価に用いるそれぞれの崩壊領域に対するフラジリティ曲線との比較を行う。

まず、安定限界の評価に用いる性能関数 g は次式のように各領域の応答最大せん断ひずみ $\sqrt{J_2}$ の応答値と限界最大せん断ひずみ γ_{lim} の常用対数の差分として定義する。

$$g = \text{Log}10(\sqrt{J_2}) - \text{Log}10(\gamma_{lim}) \quad (1)$$

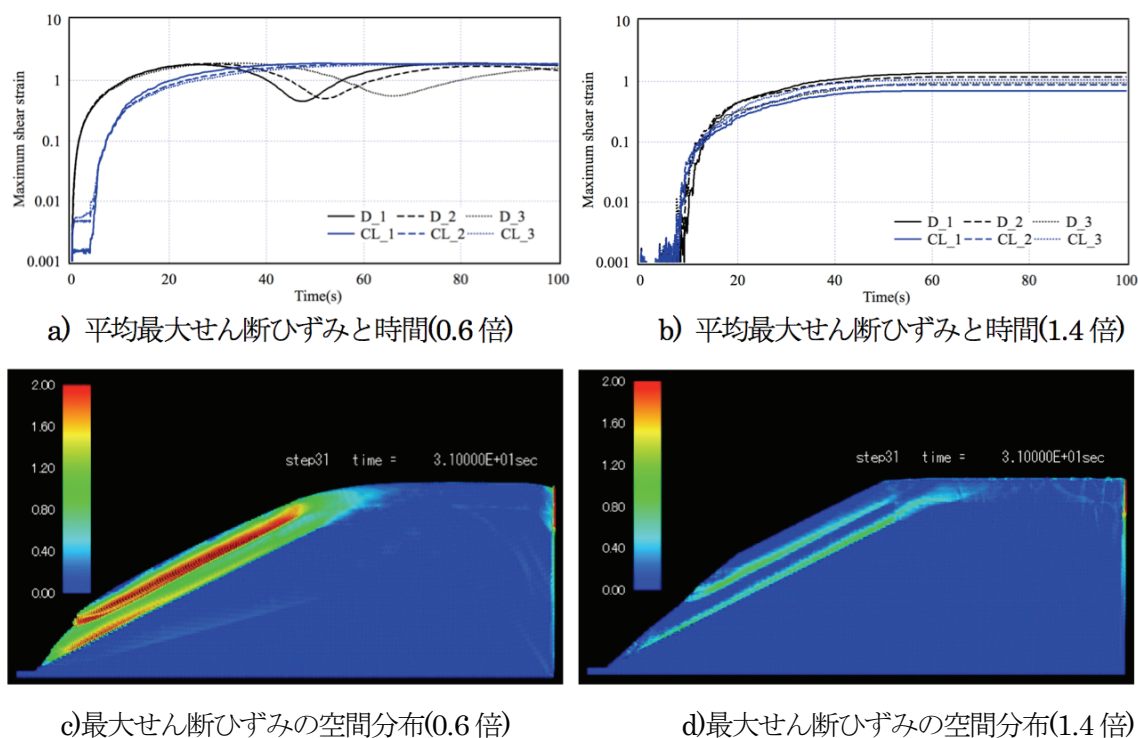


図 3.2.2.2-8 フラジリティ評価用地震動(10^{-6})に対する最大せん断ひずみの応答性状

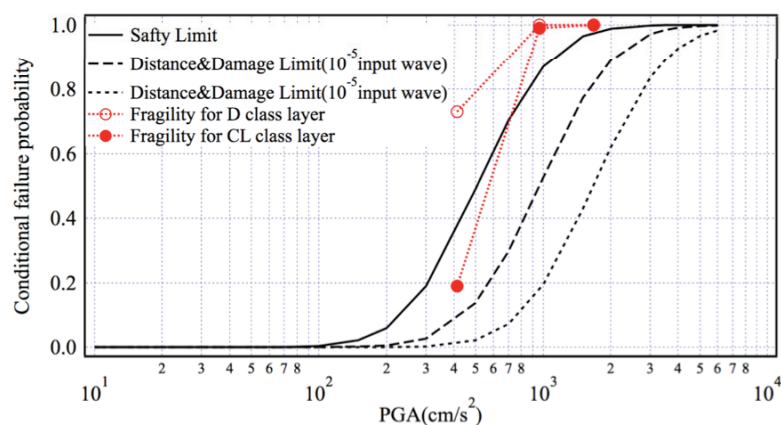


図 3.2.2.2-9 最大せん断ひずみ指標による安定限界のフラジリティ曲線と力の釣り合いによるフラジリティ曲線との比較

ここで、限界最大せん断ひずみはすでに定義したように D 級、CL 級層ともに 0.2 とする。各層の応答最大せん断ひずみは図 3.2.2.2-6～8 に示した各層内の着目領域における最終時刻の値とした。4 つの強度特性の組み合わせについて算出した性能関数の平均値と標準偏差を求め、その平均値と標準偏差を有する正規分布関数が 1 を下回る確率として、崩壊確率を算出した。

ここで 3 つの地震動強さについて算出した D 級層、CL 級層の崩壊確率と、3.2.1 で示した力の釣り合いによる安定限界のフラジリティ曲線、および到達・損傷限界のフラジリティ評価に用いるそれぞれの崩壊領域に対するフラジリティ曲線との比較を図 3.2.2.2-9 に示す。まず、MPM のような非線形応答から崩壊に至る挙動を考慮できる解析による崩壊領域は、力の釣り合いにより得られた領域と異なっている。また、崩壊確率、特に D 級層内の崩壊確率は力の釣り合いに比べてかなり大きな値とな

っている。以上より、最大せん断ひずみ指標を用いた斜面の安定限界の評価法は、崩壊領域の設定などの検証などへは適用できると考えられるが、崩壊確率の評価という観点では幾つかの課題があると考えられる。

ここで用いた最大せん断ひずみに基づく斜面の安定限界の評価手法の課題として、得られている地盤材料の特性が限られている場合の適切な構成モデルの設定や、それとも関連して限界最大せん断ひずみの評価および性能関数の評価などが挙げられる。これらの課題へ対応し、崩壊確率の評価を検証することは、従来の力の釣り合いによる安定性評価法により求めた崩壊確率の妥当性を検証する上でも重要と考えられる。

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) 鶴飼恵三, 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
- 8) Sulsky, D., Zhou, S.J. and Schreyer, H.L.: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics, *Computer Physics Communications*, 87, pp.236-252, 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. 2. 3 今後の課題

ここでは非線形有限要素解析による応力規準と変形による崩壊領域の評価、粒子法(MPM)を用いた崩壊領域、最大せん断ひずみ指標によるフラジリティ評価を実施した。前者では、ピーク強度から残留強度へのポストピークの応力-ひずみを考慮した非線形有限要素解析、後者ではピーク強度から残留強度へのポストピーク挙動は考慮していないものの、非線形からせん断破壊を伴う崩壊に至る挙動の解析ができる粒子法 (MPM) により実施した。

地震時における斜面の安定限界の評価では、崩壊領域の評価がまず重要となる。非線形有限要素解析および粒子法 (MPM) とともに層境界にすべり面が形成されることが示されている。力の釣り合いによる安定限界に対する崩壊領域との差異があり、非線形有限要素解析や粒子法 (MPM) を用いた斜面の安定限界を含む斜面崩壊が施設に及ぼす影響評価の体系の構築が望まれる。

その際、両手法による解析結果に見られる CL 級の層に関する崩壊挙動の差異はポストピーク挙動の評価も関連していると考えられ、その適切なモデル化も重要な課題であると言える。

3. 3 崩壊土塊及び崩壊岩塊の移動評価

3. 3. 1 崩壊土塊の堆積土量の評価

3. 3. 1. 1 簡易 DEM モデル，粒子法 (MPM) による既往の土砂滑落実験の再現解析

1) 簡易 DEM モデルによる再現解析

簡易 DEM モデル^{*}は，すべて球形の要素を用いて，岩塊あるいは岩塊群が斜面を崩落し，底面を転動あるいは滑落する一連の挙動を再現する手法である．この手法は，個々の岩塊の運動を忠実に再現しようとするものではなく，岩塊の到達位置分布や速度分布等の確率統計量あるいは堆積土量等のマクロな指標が実現現象に対応することを目指している．凹凸のある岩塊を球形の岩塊モデルで表すかわりに，岩塊モデルと同じ大きさの球を，斜面や底面に適切に敷き詰めて，見かけの反発が対応するようにその面に凹凸を与える手法である．

a. 平成 26 年度実験に対する検討

ここでは，平成 26 年度に実施された岩塊群に対する崩落実験を対象にシミュレーション検討を行う．落下させる材料として，粒子 B(40mm～80mm)，粒子 A(20mm～30mm)とそれぞれに細粒分を混合したもの，すべてを混合したもの等が用いられた．崩落後の様子を図 3. 3. 1. 1-1 に示す．

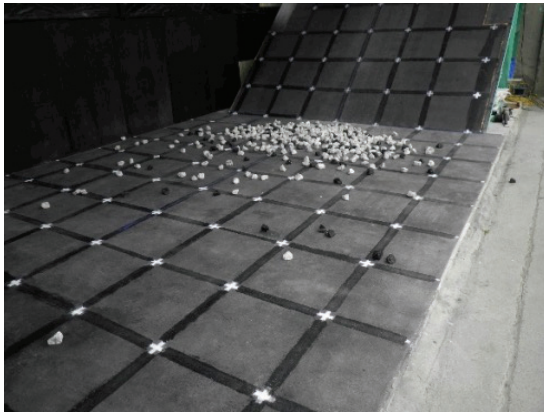
粒径の大きい粒子 B より，小さい粒子 A の方が法先近くに堆積し易い．また，粒子 B の質量比分布に着目した場合，粒子 B 単独よりも細粒分を混合したり，粒子 A と細粒分を混合したりした方が，法先近くに堆積し易く，飛散しにくい様子が見て取れる．このことを図 3. 3. 1. 1-2 に試番 1 と試番 6-2 の粒子 B の質量比(粒子 B の)分布を比較として定量的に示す．簡易 DEM 解析では，この影響について反発係数を用いて表すことができる．

まず，粒子 B のみを用いた試番 1 の実験を再現するためのパラメータを設定する．試験体に用いた岩塊を球に削り出した試料を用いて，反発試験により最大反発係数を求めた．ここでは，試験体が劣化していない段階での反発係数を最大反発係数とみなして 0. 4 3 を用いる．簡易 DEM モデルでは，材料の最大反発係数を用いる必要が或る．解析に用いたパラメータを表 3. 3. 1. 1-1 に示す．

表 3. 3. 1. 1-1 解析パラメータ

要素半径(m)	粒子 B : 0.03
密度(kg/ m ³)	2,600
バネ係数(N/m)	2.0×10^6
反発係数	0.43
摩擦係数(摩擦角)	0.577(30°)

^{*}参考文献 中瀬 仁・曹 国強・田部井 和人・栃木 均・松島 亘志；個別要素法による原子力発電所周辺の地震起因性斜面崩落挙動のモデル化と適用性；土木学会論文集 A1(構造・地震工学),Vol.71,No.4(地震工学論文集第 34 巻),I_476-I_492, 2015.



試番1 :粒子B (40mm ~80mm)



試番10 :粒子A (20mm ~30mm)



試番2 :粒子B40%細粒分60%



試番6-2 :粒子B20%, 粒子A50%,
細粒分30%

図 3. 3. 1. 1-1 岩塊群の実験

試番1 : 粒子B(40mm~80mm)

	2300	2025	1500	900	300	-300	-900	-1500	-2025	-2300
-300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
300	0.0	0.0	0.0	0.9	5.4	6.3	0.3	0.0	0.0	0.0
900	0.0	0.0	0.3	7.1	19.1	17.4	7.8	1.7	0.0	0.0
1500	0.0	0.0	0.9	3.5	4.3	4.5	6.2	1.9	0.0	0.1
2100	0.1	0.4	0.4	1.4	1.1	1.3	1.4	0.6	0.0	0.0
2700	0.0	0.0	0.3	0.5	1.0	0.7	0.2	0.1	0.0	0.0
3300	0.0	0.0	0.1	0.1	0.4	0.2	0.1	0.3	0.3	0.2
3900	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0
4500	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0
5700	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6300	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

試番6-2 : 粒子B20%, 粒子A50%, 細粒分30%

	2300	2025	1500	900	300	-300	-900	-1500	-2025	-2300
-300	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
300	0.0	0.0	0.0	1.6	13.1	20.3	0.0	0.0	0.0	0.0
900	0.0	0.0	1.3	3.1	19.7	12.1	2.1	0.7	0.0	0.0
1500	0.0	0.0	0.0	1.2	4.5	5.8	2.2	0.0	0.0	0.0
2100	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	1.4	0.6	0.7	0.0	0.0
2700	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0	0.8	0.0
3300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3900	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
5700	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

25%~
15%~25%
5%~15%
1%~5%
0%~1%

図 3. 3. 1. 1-1 粒子Bの質量比の分布

実験結果とシミュレーション結果の様子を比較を図 3.3.1.1-3 に、到達位置の定量的な比較を図 3.3.1.1-4 に示す。法先に一定の量の岩塊群が堆積し、残りの岩塊が周辺に飛散している様子は対応している。しかし、シミュレーションは実験に比べて若干法先近くに堆積している。簡易DEM解析では、材料の最大の反発係数を用いる必要が或るが、今回実施した材料試験の試行回数が3回にとどまったので、十分大きな反発係数を探知できなかったものと思われる。

試番 6-2 の配合は、粒子 B20%、粒子 A50%、細粒分 30%である。試番 1 に用いたモデルの初期状態をそのまま用いて、図 3.3.1.1-1 に示した法先近くに粒子 B が堆積し易く、飛散しにくい様子を再現するためには、反発係数を単に小さくすると良い。

反発係数 0.1 としたシミュレーション結果の様子と実験結果を図 3.3.1.1-5 に、到達位置の定量的な比較を図 3.3.1.1-6 に比較する。両者はおおむね対応している。

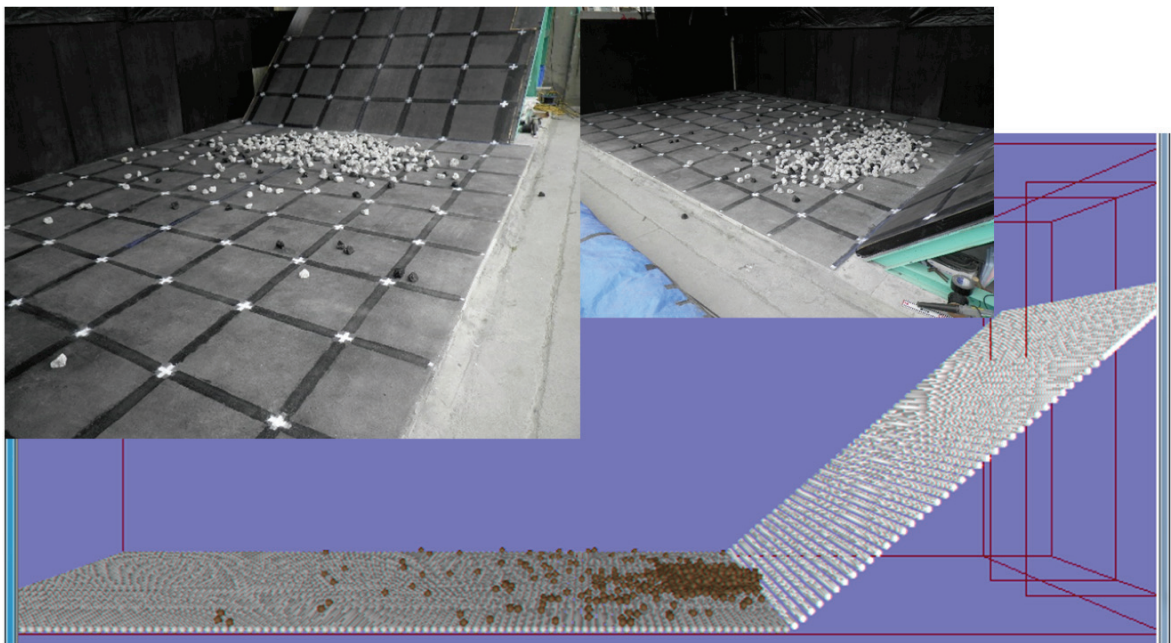


図 3.3.1.1-3 試番 1 に対する再現解析 反発係数 0.43

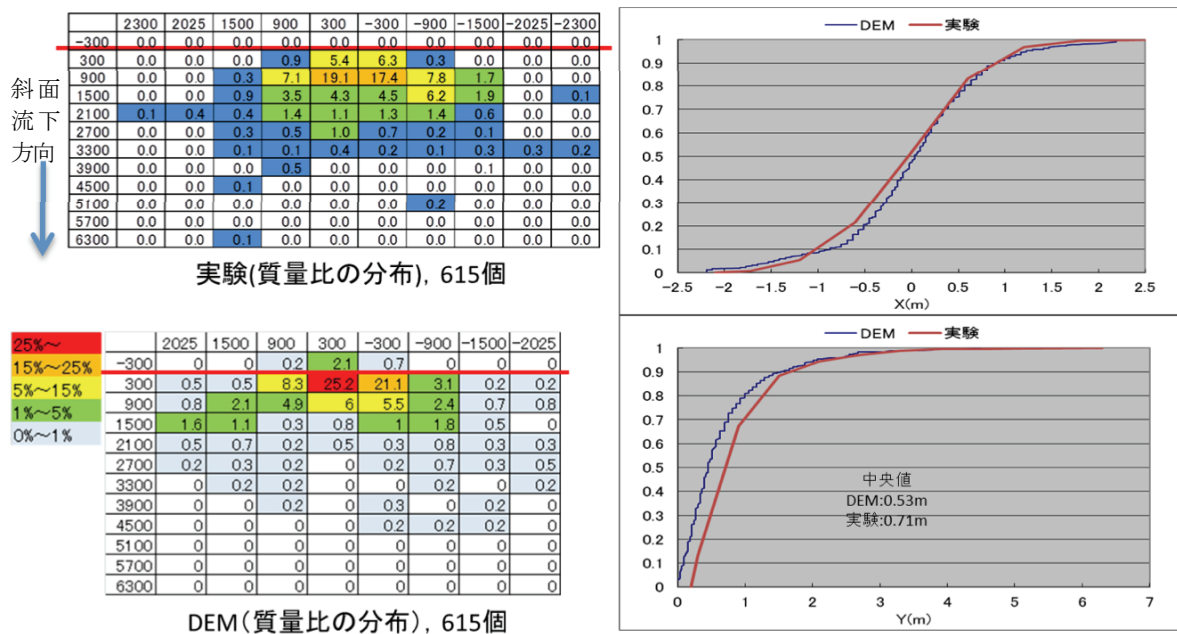


図 3. 3. 1. 1-4 到達位置の比較, Y : 斜面流下方向, X : Yと底面内で直交する方向
質量比分布の赤線は, 法先の位置

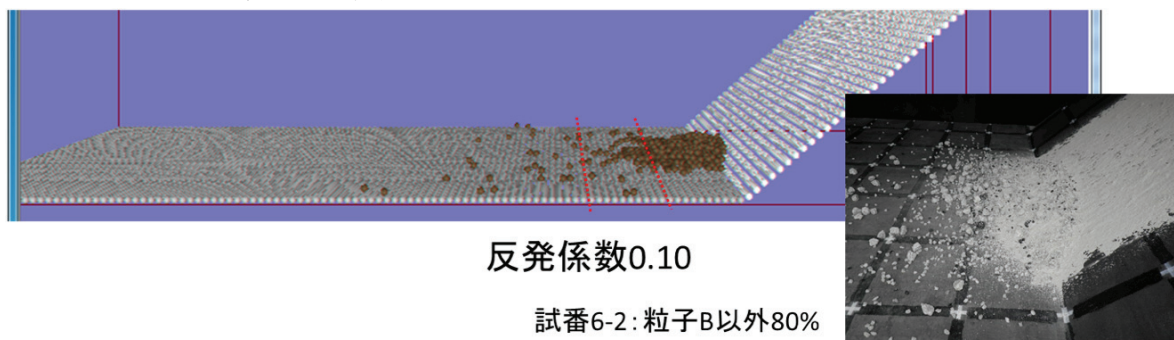


図 3. 3. 1. 1-5 試番 6-2 に対する再現解析 反発係数 0.1

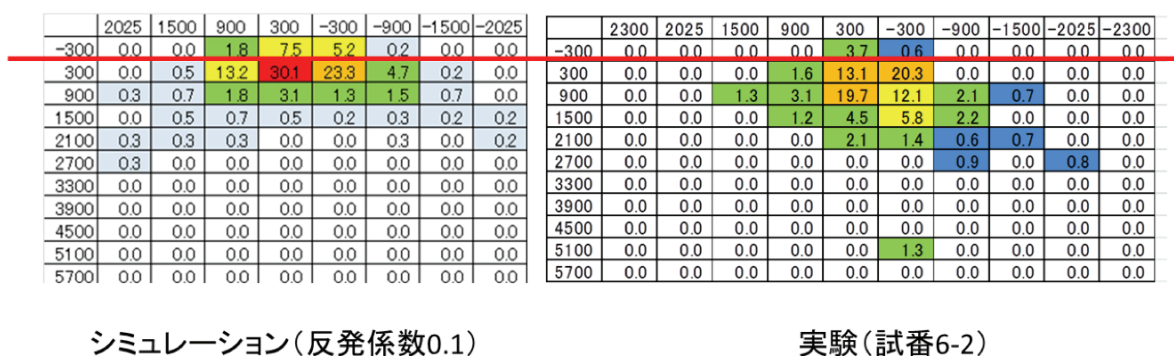


図 3. 3. 1. 1-6 到達位置の比較

b. 平成 25 年度実験に対する検討

図 3.3.1.1-7 に 0.5t の粒度調整砕石 M40（以下砕石）の落下実験を示す。砕石の落下高さは 6.5m 程度である。数百個程度の砕石が先行して個別に転動した後、砕石群の本体が底盤に到達する。先行する砕石は単体として挙動し、複数がピット終端（法先から 8m 程度）に到達し、砕石群の先端の到達位置は法先から 2m 強であった。一定のボリューム以上の粒子群は、一部が本体から分離して単体として挙動し、本体よりも遠方に到達する。一方、大部分はまとまって法先に堆積する。このまとまって堆積する部分を「群」と呼び、その挙動を「群の挙動」と呼ぶことにする。ここでは、主として群の挙動に着目したシミュレーション検討を行う。

図 3.3.1.1-8 に実験に用いた砕石の粒度分布上にシミュレーションに用いた要素の粒子径 2.5cm をプロットした。解析に用いた粒子数は 52,104 個であった。

図 3.3.1.1-9 に摩擦角に関するパラメトリックスタディを示す。反発係数は、前項で検討した結果を参照し 0.1 とした。群先端の距離に関して、材料試験（摩擦係数を計測する試験）結果による動摩擦 23.4° より相当小さい摩擦角である 12° を用いたシミュレーション結果の方が実験の再現性が良かった。

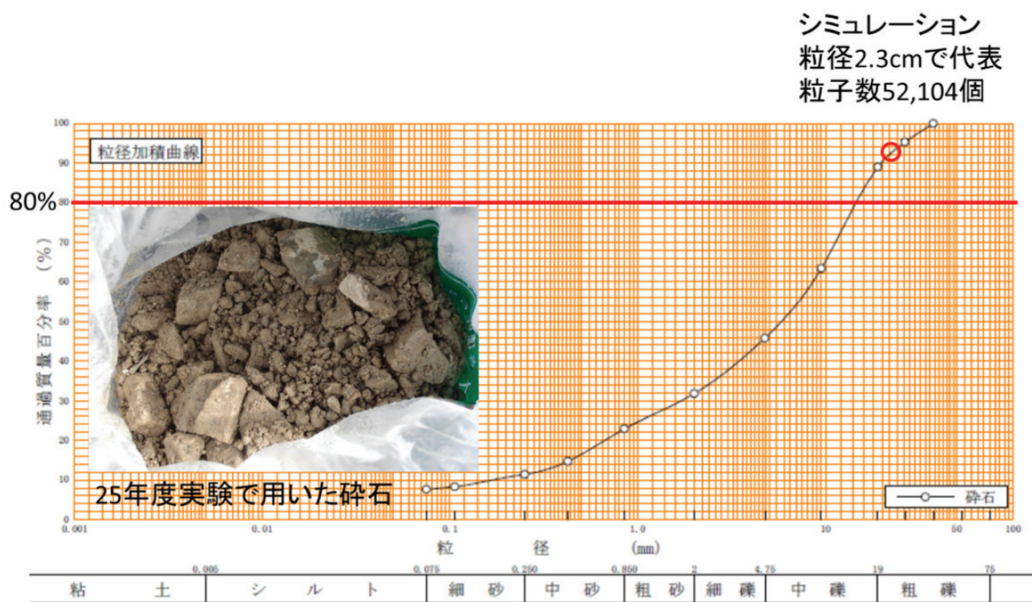
実験と摩擦角である 12° を用いたシミュレーション結果の深度分布の比較を図 3.3.1.1-10 に示す。実験の深度の平均 12.5cm に対して、シミュレーションは対応する範囲で 15cm 程度堆積している。20%程度の誤差はあるが実務的には許容できる範囲で有ろう。

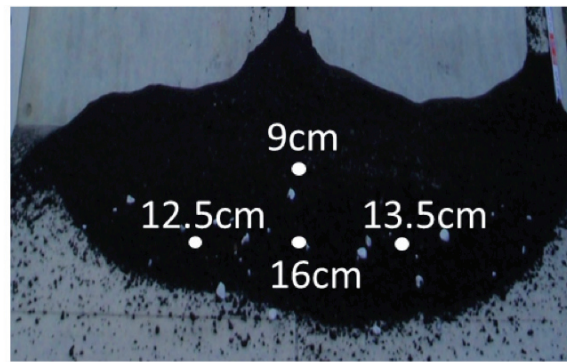
実験では、標点（マーカ）として白い石を初期状態の地表に配置し、試料の運動をモニターした。図 3.3.1.1-11 にそのマーカの軌跡を示す。群先端にあるマーカの代表例として No.7 のマーカの速度の時系列を図 3.3.1.1-12 に示す。底面突入後平坦な部分が有って、その後線形に減少する。同様に、DEM による再現解析におけるマーカの軌跡と代表的な速度の時系列を図 3.3.1.1-13 および図 3.3.1.1-14 にそれぞれ示す。

表 3.3.1.1-2 に底面突入前後の両者の平均的な速度を比較する。実験が DEM を突入前 15%突入後 30%程度上回っているが、計測結果の評価法、標点の選定の仕方等に含まれるばらつきの範囲内であると考えている。両者とも、底面突入時のみかけの反発係数が予想外に大きかった。この理由として、図 3.3.1.1-15 に示すようなメカニズムが考えられる。



図 3.3.1.1-7 砕石の落下実験





実験の深度分布

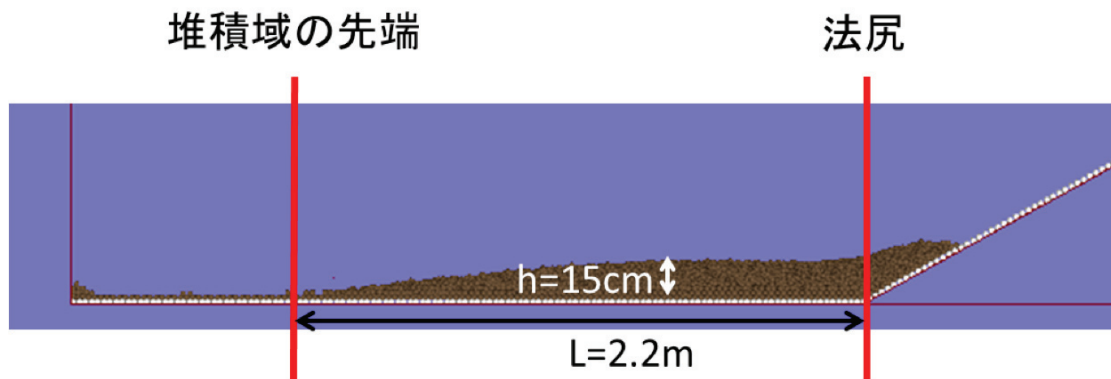


図 3. 3. 1. 1-10 深度分布の比較

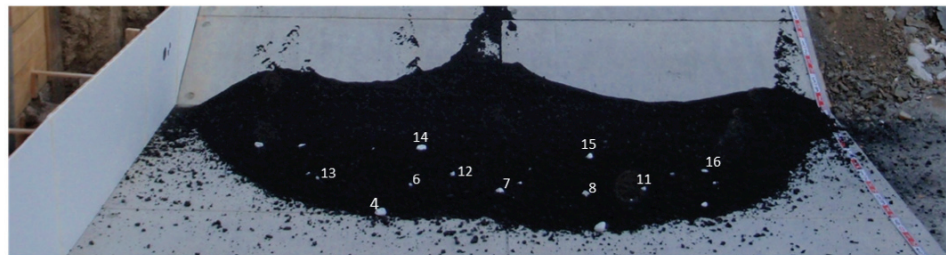
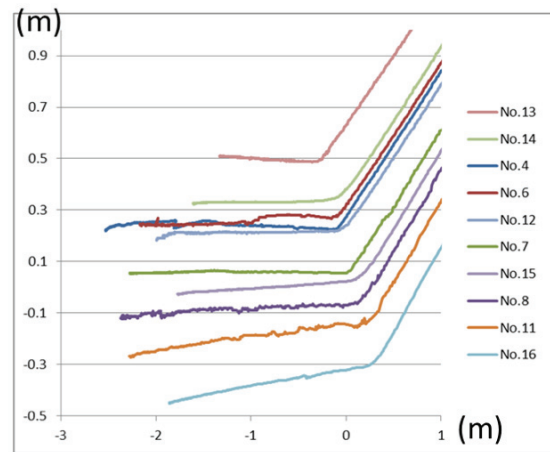
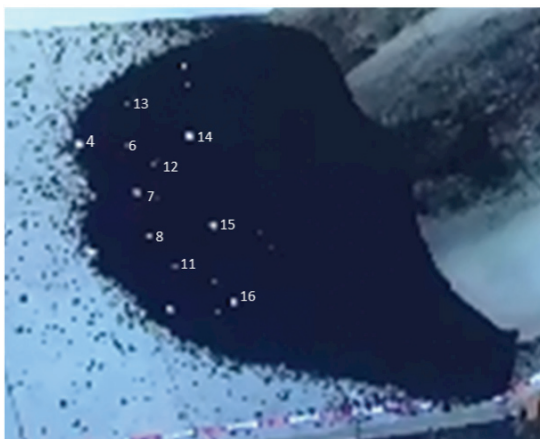


図 3. 3. 1. 1-11 マーカの軌跡（右上図は、ピットの斜め上方から撮影した高速カメラ画像のデジタル値に、一定の縮尺を乗じて表示したもの。Y軸の値には、奥行成分と高さ成分が含まれる）

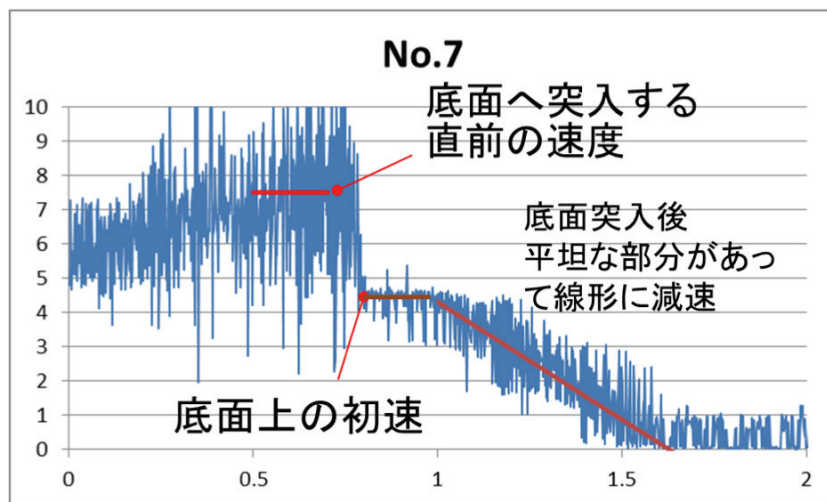


図 3.3.1.1-12 速度($\sqrt{V_x^2 + V_y^2}$)波形の分析

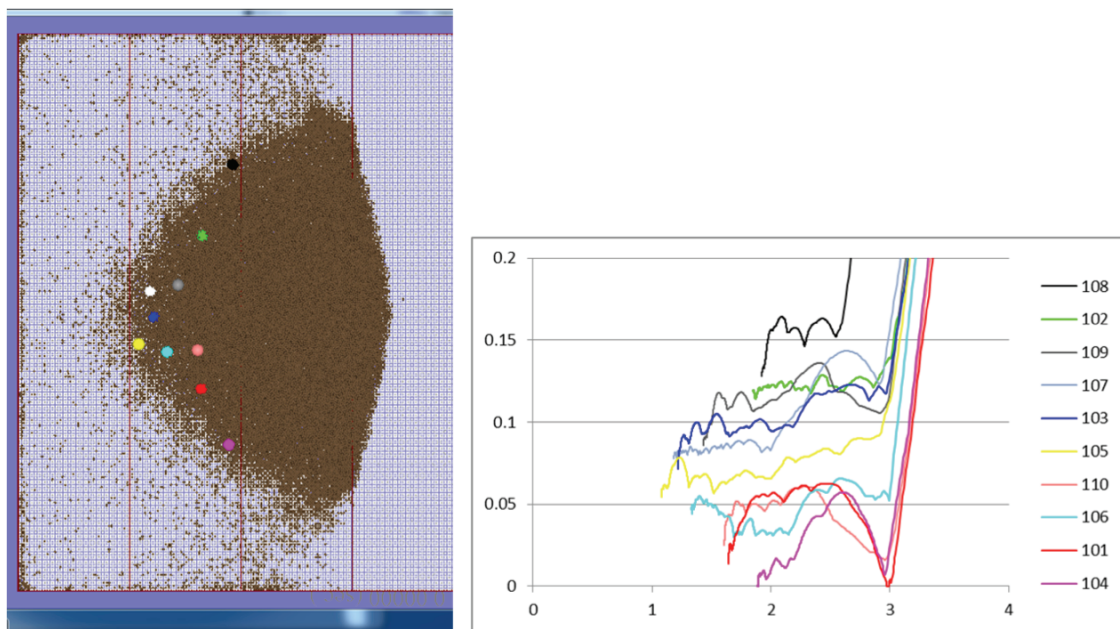


図 3.3.1.1-13 マーカの軌跡 (シミュレーション)

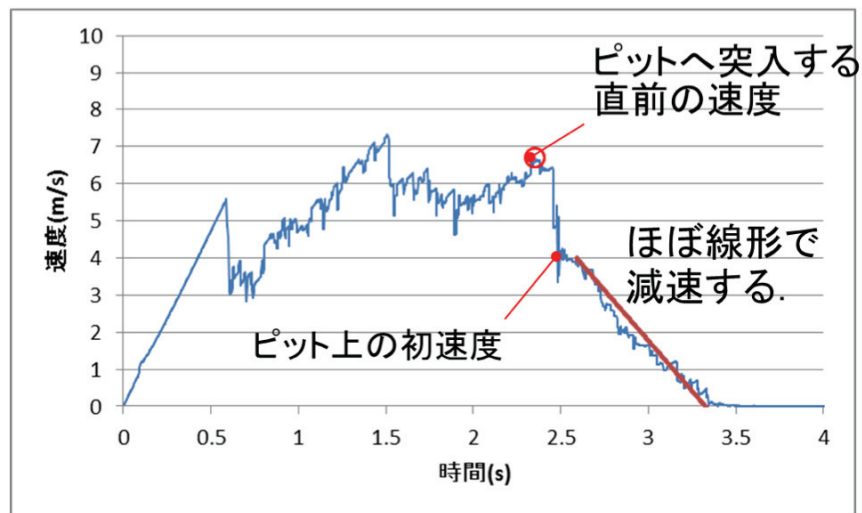


図 3. 3. 1. 1-14 速度波形の分析 (シミュレーション)

表 3. 3. 1. 1-2 マーカの平均的な運動

		実験 $v=(v_x^2+v_z^2)^{0.5}$	DEM $v=(v_x^2+v_y^2+v_z^2)^{0.5}$
ピットへ突入する直前の速度	平均	7.3m/s	6.2m/s*
	分散	1.0m/s	0.8m/s
	変動係数	0.14	0.12
ピット上の初速	平均	4.4m/s	3.2m/s
	分散	0.65m/s	1.5m/s
	変動係数	0.15	0.48
見かけの摩擦角	平均	38.5°	25.0°
	分散	3.8°	8.9°
	変動係数	0.10	0.36

見かけの
反発係数
実験0.6
DEM0.52

*DEM の法先位置での全粒子の平均速度 3.8m/s

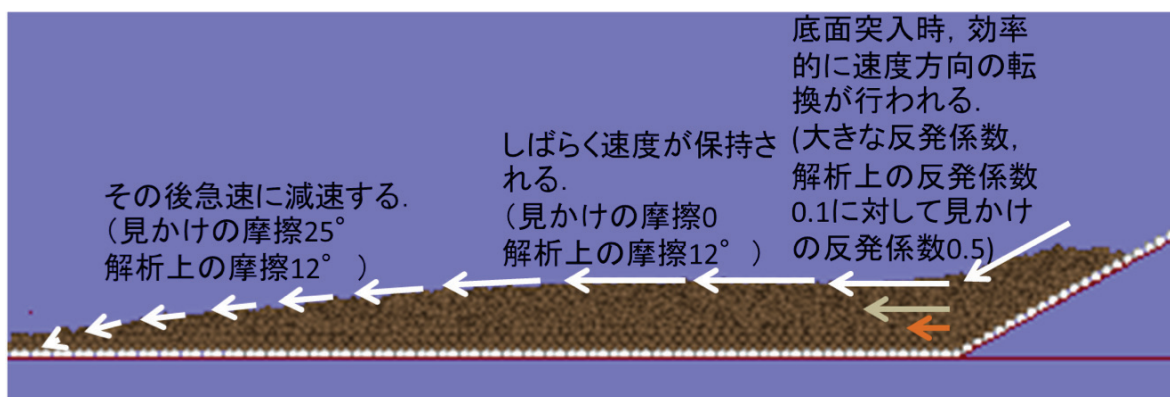


図 3. 3. 1. 1-15 マーカ (先端まで到達する粒子) の運動のイメージ

碎石 1t 落下による衝撃力の再現解析を行った。図 3.3.1.1-16 に解析の様子を、図 3.3.1.1-17 に衝撃力波形の比較（DEM赤線はデータ 100 個の移動平均値）をそれぞれ示す。

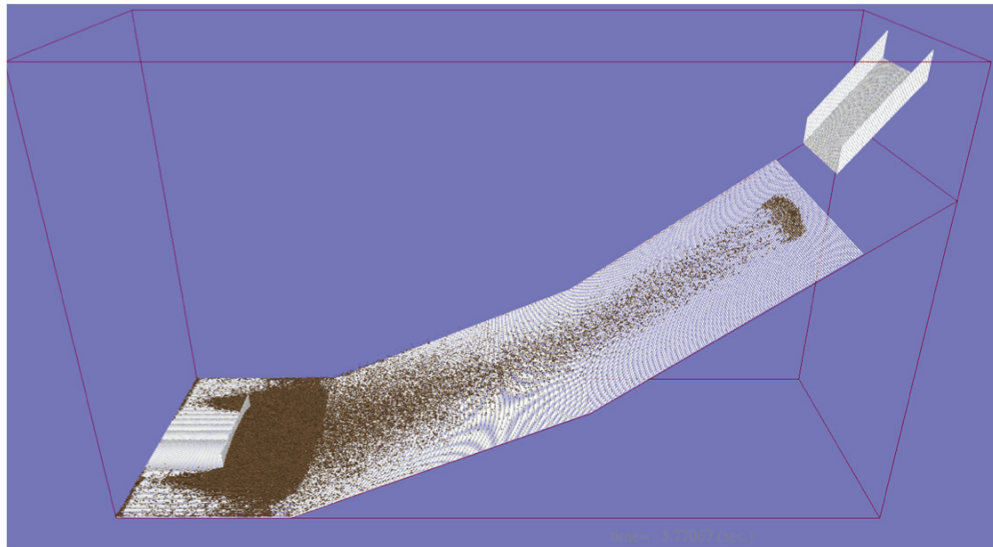


図 3.3.1.1-16 碎石 1t 落下による衝撃力の再現解析

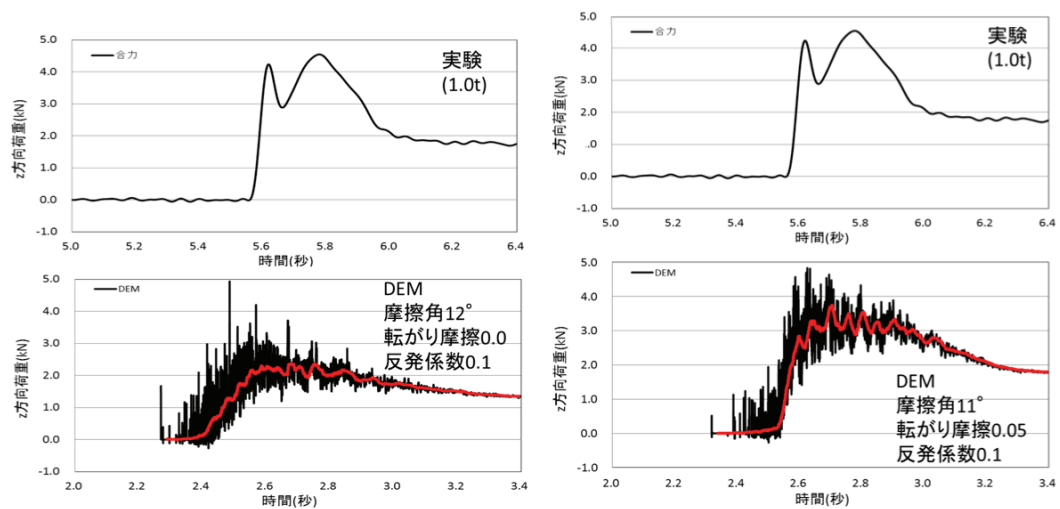


図 3.3.1.1-17 衝撃力波形の比較（DEM赤線はデータ 100 個の移動平均値）

2) 粒子法 (MPM) による既往の土砂滑落実験の再現解析

a) はじめに

ここでは、土砂の滑落による衝撃作用や堆積挙動の把握を行うとともに、粒子法 (MPM) の土砂滑落および土砂衝突解析への適用性を検証することを目的とし、粒子法 (MPM) による既往の大型流路模型を用いた土砂滑落、衝突実験の再現解析を実施した。さらに、既往の自由落下実験の結果を踏まえ、土砂の衝突作用の評価手法について分析を行った。まず、土砂の自由落下実験により、衝撃作用の評価モデルについて検討を実施した。次に、既往の大型流路模型を用いた土砂模型の滑落実験より得られた滑落土砂の堆積状況や衝撃荷重の計測結果の分析を実施した。対象とした大型流路模型は、連続した角度の異なる2種類勾配を有する斜面と床面を有しており、土砂模型には土砂および採石の2種類が用いられている。土砂の滑落挙動は画像解析により計測し、軌跡と速度の変化について分析を行った。また、MPMによる再現解析では、土砂の滑落速度、堆積状況、衝撃荷重の大きさに着目し、解析による再現性を定量的に検証した。

b) 土砂自由落下実験による衝撃作用の分析

これまで、土砂の衝撃荷重を評価するための実験として、自由落下実験や滑落実験が実施されている。自由落下実験より、(1)式、滑落実験より(2)式などが提案されている。

$$P_s = h \cdot W^{0.6} \cdot H^{0.5} \simeq \alpha \cdot m \cdot v \quad (1)$$

$$P = \frac{\gamma}{g} \cdot A \cdot v^2 \quad (2)$$



a) 土のう 4 袋詰め



b) トンパック詰め

写真 3.3.1.1-1 土砂模型の一例

表 3.3.1.1-1 土砂模型

変形拘束モデル		変形非拘束モデル	
重量(kg)	備考	重量(kg)	備考
40	土のう2袋	100	トンパック
80	土のう4袋	160	トンパック内に土のう8袋
120	土のう6袋		

ここで、(1)式は衝撃荷重が土砂を個体と見なした際の運動量との関係し、(2)式は衝撃荷重が流体の運動量と関係していることを示している。

ここでは、滑落した土砂の構造物への衝撃作用を把握する上で、土砂を土のうに詰め拘束した条件、および土砂をトンパックに入れ土砂の変形を大きく拘束しない条件、さらに土のうに詰めた土砂を複数トンパックに入れた条件について、土砂の自由落下実験を実施し、衝撃作用の支配要因について分析を行う。

土砂模型は写真3.3.1.1-1 に示すようにトンパックまたは土のうに詰めたものを用いた。なお、表-1に示すように土砂の変形を拘束したモデルは重さ20kgの土のう1袋を2段、4段、6段と積み上げたモデル、土砂の変形を拘束しないモデルは重さ100kgの土砂をトンパックに入れた状態、さらに土のう袋を写真3.3.1.1-1a)のように拘束せずに8袋をトンパック詰めしたモデルを用いた。

自由落下実験で衝撃荷重を測定する装置は写真3.3.1.1-2に示すように反力体と荷重計からなり、荷重計には衝突荷重計測用の荷重計を用い、反力体は3400mm深のH鋼杭6本を有した2600×1200×1400のRCブロック体であり、1.0MNの静的荷重に対しほとんど変位しないよう設計したものである。荷重計受け面には、60mm厚のコンクリート板(Fc27)を荷重計受け面に敷設した。

自由落下実験では写真3.3.1.1-3に示すように土砂模型をパワーショベルで掘み、反力壁上の荷重計に自由落下させることにより実施した。模型の落下高さは1.0m、3.0mおよび5.0mを基本とし、衝突直前の速度 V (m/s)を式 $V = \sqrt{2gh}$ より求めた。ここで、 g は重力加速度(m/s^2)、 h は落下高さ(m)である。一部ケースについては、模型衝突前後の挙動を高速度カメラで撮影し、画像解析の結果からも衝突速度および衝突荷重の算定を行った。

表3.3.1.1-1に示した各土砂模型モデルについて、衝撃荷重と運動量(momentum)および流体力の運動量(質量流速mass flow rate×速度velocity)との関係を図3.3.1.1-1に示す。ここで、衝撃荷重は荷重計で得られた鉛直方向荷重の最大値、速度は落下高さより算出した値、流体力による運動量は(2)式が次式のように限られた量の土砂が流体的に挙動すると仮定し、次式のように補正係数 β を求めて算定した。

$$P = \beta \cdot m \cdot v^2 = \left(\frac{A \cdot \gamma_t}{m \cdot g} \right) \cdot m \cdot v^2 \quad (3)$$

衝撃荷重との相関性という観点では土砂模型モデルによらず固体としての運動量とよい相関があり、次いで変形非拘束モデルの流体力としての運動量の関係であり、変形拘束を行った土砂模型モデルについては相関係数 0.51 と良い相関を有しているとは言えないことが分かる。また、固体としての運動量の係数は土砂の変形拘束の程度によって大きく異なっているが、土砂の落下による衝撃荷重の評価に際して変形拘束の影響は大きいと考えられるここで、変形非拘束モデルの流体力としての運動量の関係は、運動量の係数が 3.34 であり、概ね流体力の運動量として係数を 1.0 とすることにより保守的な評価が可能と考えられる。

c) 土砂滑落実験による堆積、衝突挙動

i) 大型の斜面流路模型、土砂材料、計測および土砂投入の概要

大型の斜面模型の全体写真を写真3.3.1.1-4に示す。斜面模型は、幅5.0m、長さ5.0mの43°勾配斜面、長さ5.77mの29°勾配斜面および長さ7.5mの平坦部(長さ7.5m)からなり、底面構造は、盛土表面にコンクリート吹付け工を行い、その上にPC板を複数枚敷設した構造である。反

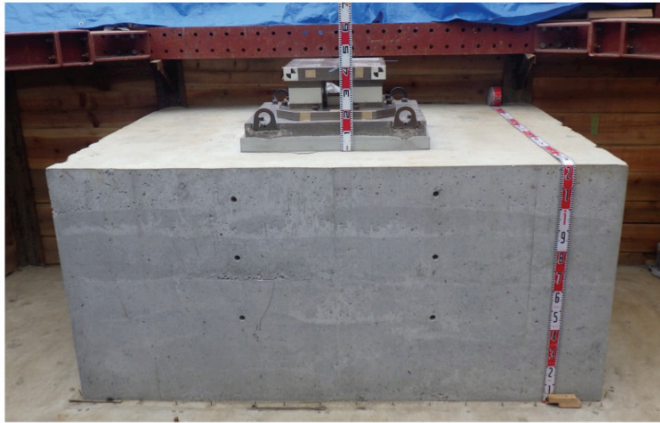


写真 3.3.1.1-2 反力壁と荷重計



写真 3.3.1.1-3 自由落下実験の概要

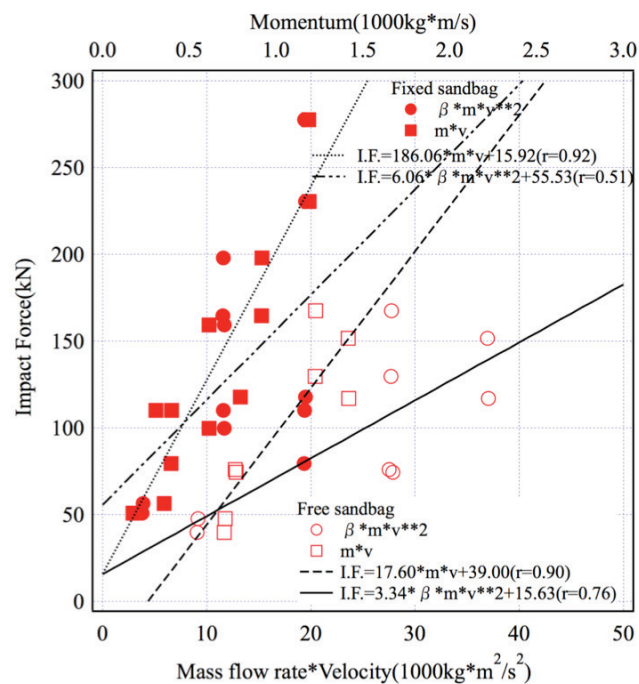


図 3.3.1.1-1 土砂模型モデルに応じた衝撃荷重と運動量の関係

力壁と荷重計を写真3.3.1.1-5 に示す. 反力壁前面には, 土砂滑流動実験の際は受け面0.5m × 0.5m, 容量20kNの荷重計を4個並列に設置した. また, 反力壁背面にはレーザー変位計を3個設置し, 衝突時に反力壁面変位していないことを確認した.

なお, 実験については, 反力壁が無い場合とある場合で実施し, 前者においては, 斜路部から平坦部における土砂の滑落・堆積挙動の分析, 後者においては, 岩塊および土砂が反力壁に衝突した際の衝撃荷重の特性について分析した.

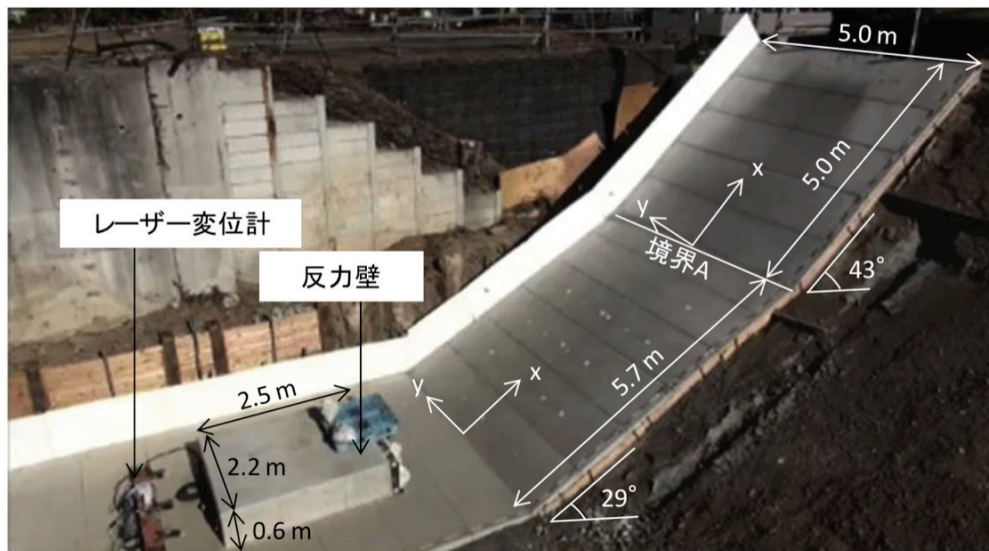


写真3.3.1.1-4 大型流路模型



写真3.3.1.1-5 反力壁と荷重計

土砂模型については、砕石と土砂の2種類の模型を考慮し、砕石については、粒度調整砕石 M40 を、土砂については、粒度調整砕石 M40、稲城産山砂および水を重量比 100:25:10 の割合で混合して製作し、写真 3.3.1.1-6 に示す様に画像解析実施に向け標点用に白色小石を埋設した。砕石や土砂の滑動挙動は、複数台の高速度、高解像度カメラを用いて撮影を行い、三次元的に計測を実施した。

土砂・砕石模型については、トラックの荷台に体積が $0.5 \sim 1.0 \text{ m}^3$ になるように締め固め、写真 3.3.1.1-7 のように荷台を 66° 傾けて投入した。試験前の土砂模型の平均単位体積重量は、重量と体積および締め固めにより管理し、砕石は 18.5 kN/m^3 、混合土は 16.4 kN/m^3 になるよう調整した。なお、これらの値は概ね実斜面における値と対応していると考えられる。



写真 3.3.1.1-6 土砂挙動の計測に用いた標点用に白色小石

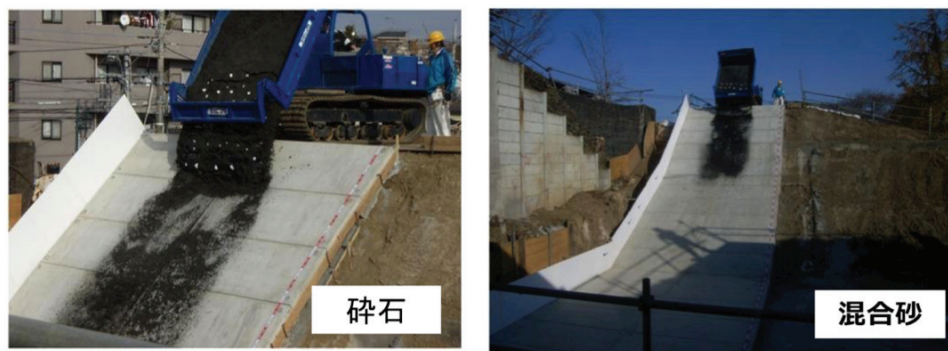


写真 3.3.1.1-7 土砂・碎石模型の大型流路模型への落下状況

ii) 斜面模型と土砂模型の摩擦特性

斜面模型の底面として使用するPCパネルと山砂および碎石との摩擦係数を求めるため、高速カメラによって撮影し画像解析を行うことで、剛体模型の時刻歴変位から剛体模型の滑動距離とその距離を計測した。その計測は1枚のPC板の上に岩塊模型を作成した材料と同一のものを使用して作成した剛体模型を載せた状態で一端を吊り上げ、剛体模型が滑動した時点の角度にて実施した。剛体模型の底面は、岩塊模型と同様にモルタル無地したもの、碎石または土砂をエポキシ樹脂で接着させたものを作成した。静摩擦係数は、滑動開始時の底面の角度より求めた。動摩擦係数は、剛体の滑動による摩擦損失エネルギーに基づいて算出した。

得られた摩擦係数を表 3.3.1.1-2 に示す。動摩擦係数は設計に用いる等価摩擦係数値¹⁾の0.05 から 0.35 より大きい。しかし、参考文献²⁾に示された実験で用いた実斜面の岩塊に対する等価摩擦係数は 0.63～0.78 であり、岩塊模型の動摩擦係数より大きい。

iii) 碎石の滑落实験による堆積挙動の再現解析と解析パラメータの設定

<解析手法および解析モデル>

ここで用いる解析手法のMPMはSulsky^{3), 4)}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、FLAC⁵⁾と同じUpdated-Lagrangian法と陽解法の組み合わせであるが、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手法である。Vermeerら⁶⁾や、阿部ら⁷⁾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

表 3.3.1.1-2 土砂・採石と PC 版との摩擦係数

	coefficient of static friction	coefficient of dynamic friction
Crucsh stone	0.754	0.394
Sand	0.781	0.301

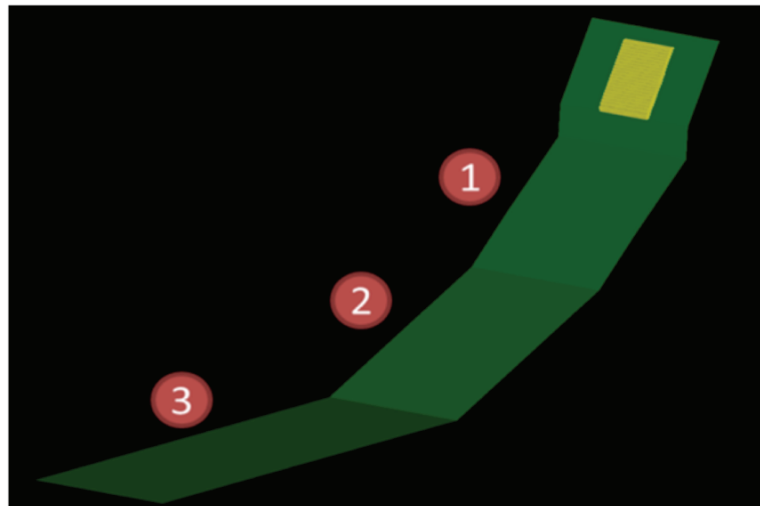


図 3.3.1.1-2 粒子法(MPM)による解析モデル

る. MPMの計算では, 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, まず, 運動方程式を解いている. 次に, 格子点速度からひずみ増分 $\Delta \varepsilon$ 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, 有限要素法のように既存の弾塑性構成モデルを用いてひずみ増分 $\Delta \varepsilon$ から応力増分 $\Delta \sigma$ を計算している.

ここで用いる斜面模型の解析モデルを図3.3.1.1-2に示す. 斜面模型形状, 土砂・砕石模型の初期位置は実験試験条件に基づき設定し, 斜面模型として, 2つの斜面や平坦部は所要の摩擦係数を有する剛な境界としてモデル化した. ここで, 摩擦係数は滑動試験結果を踏まえ, 堆積挙動を再現可能な値として設定するため, パラメータとした. その値は, 動摩擦係数に相当する20度, 動摩擦係数と静止摩擦係数との平均値である30度, 両者の中間値25度の3ケースについて検討を実施した. また, 解析に用いる格子サイズは粒子のサイズとも関係し, 解析精度を支配する重要な因子であり, パラメータとした. ここでは, 堆積挙動を再現可能な値として設定するため, 0.2m, 0.1mおよび0.05mの3ケースについて検討を実施した.

土砂・砕石模型の構成則として弾完全塑性のDrucker-Pragerモデルを用いた. そのパラメータは, 応力ひずみ関係が三軸圧縮試験結果と同等になるように決定し, 表3.3.1.1-3に示す. ここで, 粘着力は低拘束圧下での強度特性を表す特性でもあり, 土砂滑落過程では土粒子がばらばらとなっていることもあり, その値もパラメータとし, 三軸圧縮試験結果による値とその0.1倍の値について検討を実施した.

表 3.3.1.1-3 土砂・碎石の構成モデルに関する基本パラメータ

項目説明	項目名	碎石	土砂
$E=E_0 (\sigma'_m/\sigma'_{m0})^n$ の応力依存の弾性係数(kN/m ²)	E_0	2500	1000
E_0 となる値の平均主応力 (kN/m ²) $\sigma'_{m0}=(\sigma'_x+\sigma'_y+\sigma'_z)/3$	σ'_{m0}	98.0	98.0
応力依存の弾性係数の式の n	n	0.0	0.0
σ'_m の下限値(kN/m ²)	$\sigma'_m(\min)$	0.00185	0.00164
単位質量(t/m ³)	r_0	1.85	1.64
ポアソン比	ν	0.3	0.3
せん断摩擦角(°)	ph	41.5	34.6
塑性ポテンシャル(°)	psic	0.0	0.0
粘着力(kN/m ²)	CC	1.5	2.1
引張強度(kN/m ²)	σ'_t	0.0	0.0
側圧係数 (初期応力状態での $K_0, 0$ の場合= $\nu/(1-\nu)$)	K_0	0.0	0.0
ハードニング係数 H の係数 h $H=h \cdot E_0 (\sigma'_m/\sigma'_{m0})^n$ として評価	h	0.0	0.0
減衰に使用する弾性係数(kN/m ²)	E_c	0.0	0.0
粒子の質量に対するレイリー減衰係数	α_s	0.0	0.0
粒子の剛性に対するレイリー減衰係数	β_s	0.000	0.000
粘着力の下限値	Cmin	0.0	0.0

＜碎石モデルの堆積挙動＞

実験による滑落挙動として、2 つの落下体積について反力壁での衝撃荷重の得られた碎石を対象として、その堆積挙動を粒子法 (MPM) により再現できるパラメータの設定を実施する。解析の再現性は、滑落した碎石の平坦部における堆積状況を実験と解析について比較することにより評価した。堆積状況として、写真 3.3.1.1-8 に示すように平坦部における堆積した碎石の平面状況より、斜面部と平坦部の境界線からの到達位置、縦断状況より斜面部と平坦部の境界線より底面からの堆積深さを求めた。ここで、到達位置は、境界線の中心位置から 50cm 間隔で写真より PC 版の幅を基準としてスケールアップにより求め、堆積到達位置の平面分布として求めた。堆積深さは、最も深い位置について境界線から 20cm 間隔で写真より PC 版の厚さを基準としてスケールアップにより求めた。

まず、平坦部における堆積の平面状況について、解析パラメータのうち底面の摩擦角と粘着力の影響を把握するため、解析により得られた堆積状況 (図 3.3.1.1-3) より平面状況として、到達距離分布の比較を図 3.3.1.1-4a) に示す。この図は、格子幅を検討範囲で最小の 0.05m とした際、底面の摩擦角および粘着力に応じた到達距離と実験値との比較を示している。底面の摩擦角が 30 度で、粘着力が 1.5MPa の結果が最も実験との対応がよく、粘着力が 0.15MPa のケースでは、解析結果が中央位置にて 20～30% 程度、実験より大きな値となっている。次に、底面の摩擦角を 30 度、粘着力 C を 1.5MPa とした際の格子幅に応じた到達距離分布の比較を図 3.3.1.1-4b) に示す。これより、平面状況については、格子幅は 0.1～0.2m の結果が実験と良く一致している。



a)平面状況

b)縦断状況

写真 3.3.1.1-8 碎石の平坦部における堆積状況

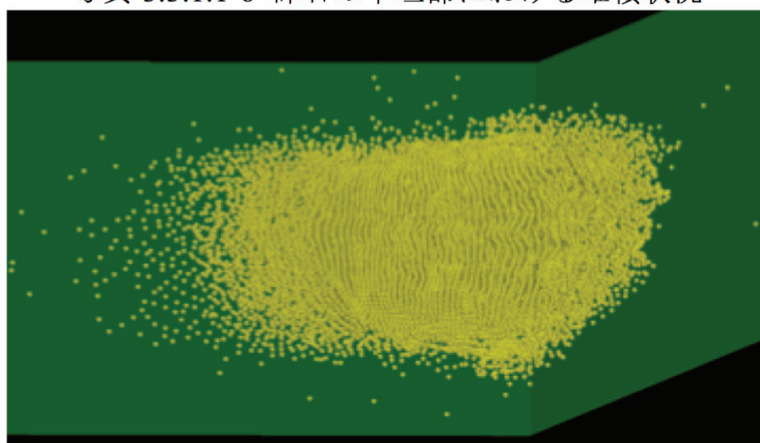
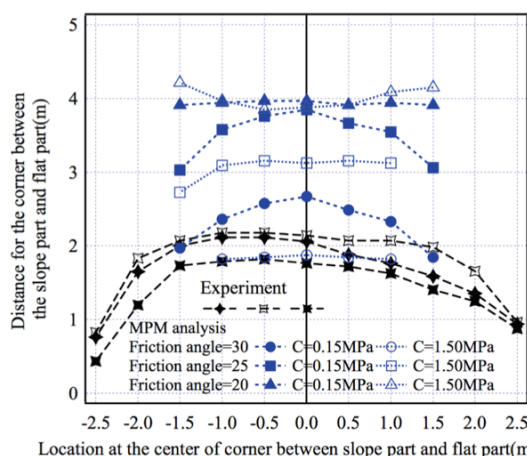


図 3.3.1.1-3 粒子法(MPM)解析による堆積状況

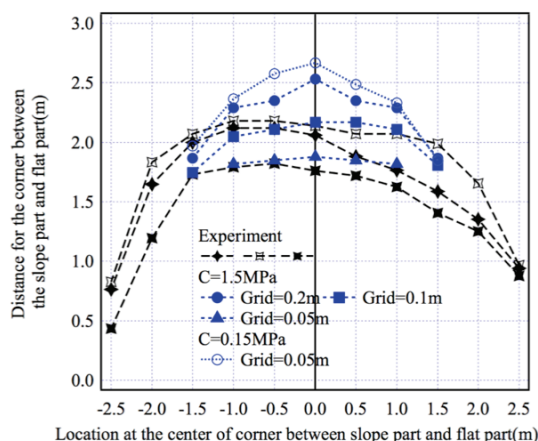
次に、堆積状況のうち、縦断状況として堆積深さの分布に及ぼす解析パラメータのうち底面の摩擦角と粘着力の影響を把握するため、格子幅が0.05mのケースについて図 3.3.1.1-5a) に実験との比較を示す。粘着力が 1.5MPa のケースでは堆積深さが 20cm 以上と厚く、粘着力が 0.15MPa のケースではいずれも境界線付近では 15cm 程度、実験による最大堆積深さを示した 1.0m 位置で実験と同程度であることが分かる。また、底面の摩擦角の影響は、それが大きくなるにつれ、到達距離が小さくなっている。次に、底面の摩擦角を 30 度、粘着力 C を 1.5MPa とした際の格子幅に応じた到達距離分布の比較を図 3.3.1.1-5b)に示す。これより、格子幅の小さい 0.05m のケースは堆積深さが最も小さく、実験値に近い値となっている。

実験による碎石の堆積状況として平面状況の到達距離分布、縦断状況の堆積深さ分布について解析パラメータに応じた再現性について検討を実施した結果、底面の摩擦角は 30 度、格子幅は 0.05m、粘着力は 0.15MPa の際に再現性がよいことが分かった。

iv)粒子法(MPM)による土砂・碎石の滑落解析による衝撃荷重の分析

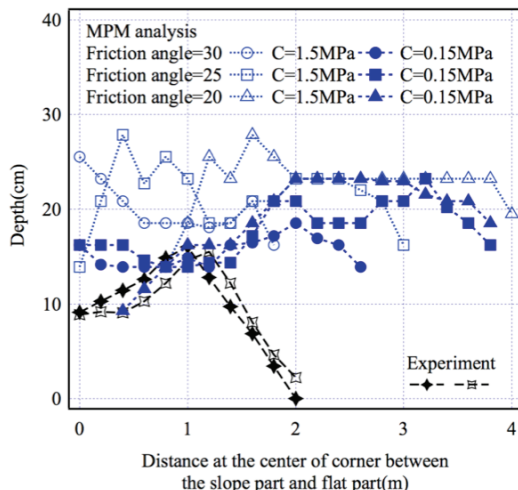


a)底面の摩擦角と粘着力の影響

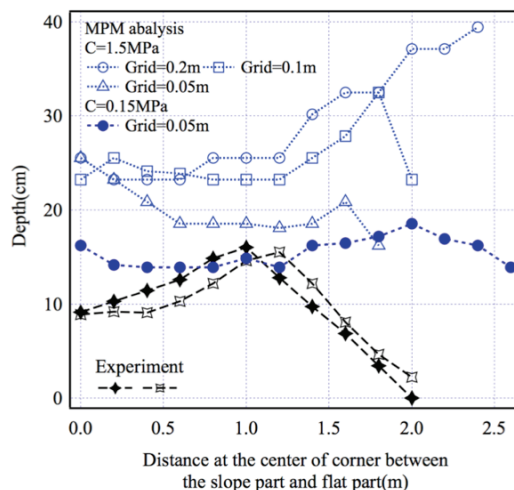


b)格子幅の影響

図 3.3.1.1-4 到達距離分布に及ぼすパラメータの影響



b)底面の摩擦角と粘着力の影響



b)格子幅の影響

図 3.3.1.1-5 堆積深さ分布に及ぼすパラメータの影響

先に得られた解析パラメータを用いて反力壁を有する斜面モデルに対する滑落解析を実施した. ここでは, 砕石(1.0m³)の滑落解析により得られた反力壁における衝突荷重の時刻歴と実験との比較を図3.3.1.1-6に示す. ここでは, 比較のため粘着力が1.5MPaのケースについても示している. あわせて, 解析により得られた6点の粒子の滑落による鉛直位置と速度の変化と水平位置との関係を図3.3.1.1-7に示す. ここで示した速度は水平と鉛直成分の合成値である. また, 滑落時における砕石内の標点位置の動きより画像解析により求めた合成速度値も示している. これより, 先に得られた解析パラメータによる衝撃荷重は実験値の1.5倍程度と比較的よい一致を示しているが, 衝撃荷重の作用時間も1.5倍程度となっている. 比較のための粘着力が1.5MPaのケースでは, 衝撃荷重が実験値の4.0倍程度であるが, 衝撃荷重の形状は良く似ている. 粒子の動きは, トラックより落下した後の最初の急斜面にて速度が増加, 緩勾配斜面にて速度が低下して, 平坦部にて減速したのちに反力壁に衝突していることをしめし, 実験値と比較的よい一致を示している.

v) 衝撃荷重評価に関する考察

ここでは，崩壊土塊の滑落により構造物に衝突した際の衝撃荷重の評価への粒子法(MPM)の

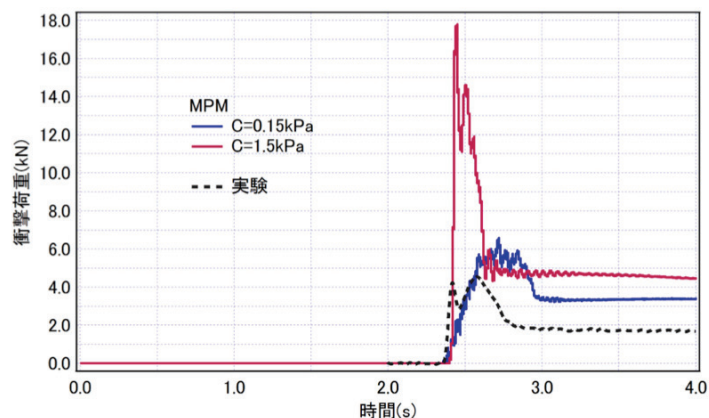


図 3.3.1.1-6 砕石(1.0m³)の滑落解析による衝撃荷重と実験値の比較

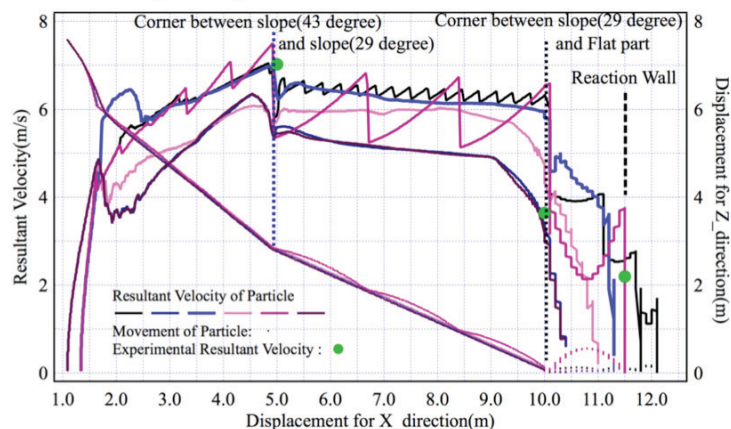


図 3.3.1.1-7 砕石(1.0m³)の滑落解析による粒子の位置，速度変化と実験値の比較

表 3.3.1.1-4 実験，MPM 解析および流体力による衝撃荷重の比較

材料		土砂		砕石	
土量		0.5m³	1.0m³	0.5m³	1.0m³
実験値(最大値;kN)		-	2.35	2.48	4.83
流体力	流体力(kN)	-	1.38(0.59)	4.00(1.61)	5.86(1.21)
	反力壁直前速度(m/s)	-	1.60	2.20*	2.20
	平均深度(m)	-	0.15	0.22	0.32
MPM解析(最大値;kN)		2.84	5.21(2.21)	3.51(1.41)	6.14(1.27)

適用性，さらに流体力による評価手法の適用性について検討を実施する．解析により得られた土砂模型，砕石模型の衝撃荷重と実験値との比較を表 3.3.1.1-4 に示す．ここで，流体力による評価に際して，土砂，砕石の単位堆積重量は初期の値を用いている．

これより，解析では，衝撃荷重を実験値の 1.27～2.21 倍大きな評価を実施している．流体力に

よる評価では、碎石については 1.21～1.61 倍と解析と同様な評価となっているが、土砂については 0.59 倍と過小な評価となっている。このことから、粒子法(MPM)による解析では衝撃荷重を実験値より過大ではない範囲で大きく評価していることが分かる。

vi) まとめと課題

大型の斜面流路模型を用いた碎石および土砂模型の滑動実験による堆積挙動および衝撃作用の評価手法として、粒子法(MPM)の適用性、衝撃作用の評価として碎石の自由落下実験などを踏まえた流体力の評価手法の適用性について検討を実施した。

- ・ 底面との摩擦係数を動摩擦係数より大きめの値を用い、格子幅を小さく設定した斜面モデルを用い、滑落材料の粘着力を小さく設定することにより、粒子法(MPM)による解析到達距離、堆積深さなどの堆積挙動、および滑落挙動を良く再現できる。
- ・ 衝撃荷重は、粒子法(MPM)による解析では衝撃荷重を実験値より過大ではない範囲で大きく評価している。流体力による評価では、必ずしも保守的な評価にならない場合がある。

課題として以下の 3 点を挙げることができる。

- ・ 粒子法(MPM)による解析の実斜面への適用に際して、斜面形状、摩擦係数などの適切な解析パラメータの設定法
- ・ 衝撃荷重の再現性の向上
- ・ 簡便に土砂滑落による衝撃荷重を評価できる流体力によるモデル化において、単位堆積重量や速度の適切な評価

参考文献

- 1) 日本道路協会, 落石対策便覧, 2000.
- 2) 例えば谷口栄一, 森下義, 古賀泰之, 脇坂良夫, 模型斜面上での落石の跳躍軌跡に関する基礎実験, 第 20 回土質工学研究発表会, pp.1421-1424, 1985.
- 3) Sulsky, D., Chen, Z. and Schreyer, H.L.: A particle method for history dependent materials, Computer methods in applied mechanics and engineering, 118, pp.179-196, 1994.
- 4) Sulsky, D., Zhou, S.J. and Schreyer, H.L.: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics, Computer Physics Communications, 87, pp.236-252, 1995.
- 5) Maeda K. and Yuasa T., Performance estimation of countermeasure for falling rock using DEM, Prediction and Symilation for Geohazard Mitigation, IS-KYOTO , pp.193-199, 2009.
- 6) 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.
- 7) 阿部慶太・Johansson Jorgen・小長井一男, MPM を応用した高速長距離土砂流動の運動範囲予測のための数値解析手法, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.193-109, 2007, 1.

3. 3. 1. 2 簡易 DEM モデルによる崩壊土塊の堆積土量と地震ハザードとの関係

1) 簡易 DEM モデルのパラメータ設定

検討に用いるすべり面を図 3. 3. 1. 2-1 に解析の初期状態を図 3. 3. 1. 2-2 に示す. また, 解析パラメータを表 3. 3. 1. 2-1 に示す. 10^{-5} 波の初期状態は, 計算機のメモリの関係上, 解析領域を縮小せざるを得なかった.

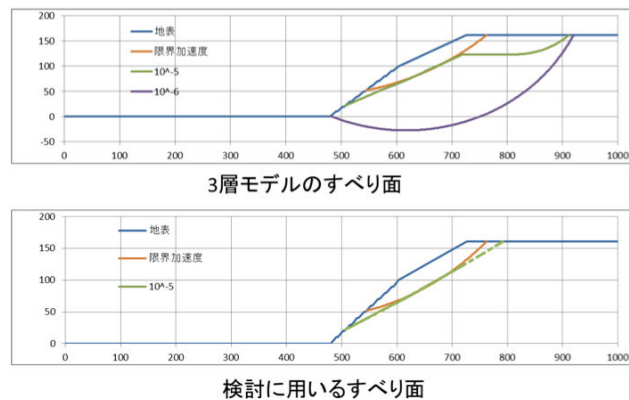
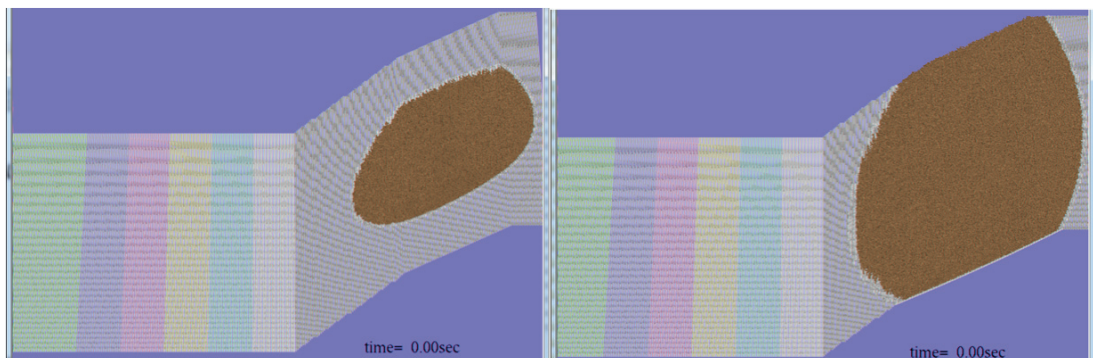


図 3. 3. 1. 2-1 検討に用いるすべり面



限界加速度に対応するすべり面

797gal 粒子数 159,093 個 粒径 2m

10^{-5} 波に対応するすべり面

961gal 粒子数 416,842 個 粒径 2m

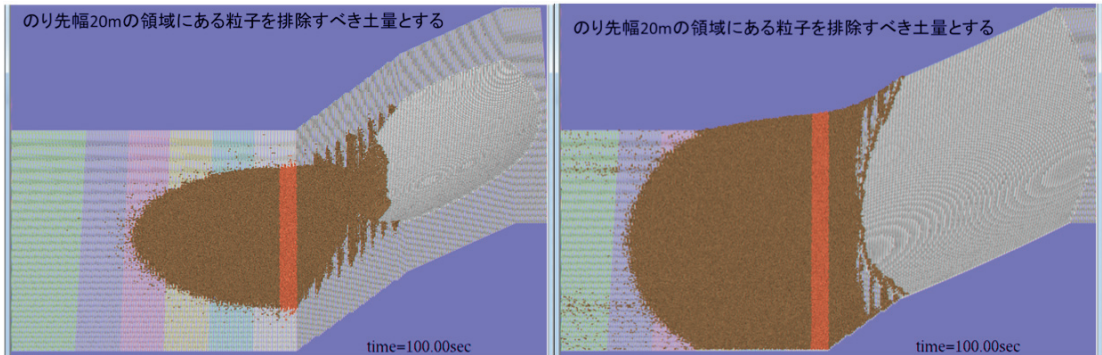
図 3. 3. 1. 2-2 解析の初期状態

表 3. 3. 1. 2-1 解析パラメータ

要素半径(m)	1.0
密度(kg/ m ³)	2,600
バネ係数(N/m)	2.0×10^8
反発係数	斜面とは、0.3 底面とは、0.1
摩擦係数(摩擦角)	0.577(30°)

2) 堆積土量と地震動強さとの関係

堆積土量と地震動強さの関係を図3. 3. 1. 2-3に, 加速度と堆積土量の関係を表3. 3. 1. 2-2に示す.



限界加速度に対応するすべり面
797gal
排除すべき土量 130,000m³
(粒子数 22,885)

10⁻⁵波に対応するすべり面
961gal
排除すべき土量 290,000m³
(粒子数 51,510)

図 3. 3. 1. 2-3 堆積土量と地震動強さの関係

表 3. 3. 1. 2-2 加速度と堆積土量の関係

	加速度	土量
限界加速度に対応するすべり面	797gal	130,000m ³
10 ⁻⁵ 波 に対応するすべり面	961gal	290,000m ³

3) 堆積土量に及ぼすパラメータの影響

堆積土量については、粒子が遠方までパラメータが必ずしも安全側とは限らない。ここでは、3層モデル限界加速度に対応する崩壊土が堆積する効果について、転がり摩擦*をパラメータとして、その影響を調べた。転がり摩擦は、材料のせん断強度を支配するパラメータであり、転がり摩擦が0の場合、内部摩擦角 20° 程度、転がり摩擦が0.05の場合、内部摩擦角おおむね 30° 程度、転がり摩擦が0.1の場合、内部摩擦角おおむね 40° 程度のせん断強度を発揮することが分かっている。

図3.3.1.2-4にシミュレーション結果を示す。のり先にアクセス道路が敷設されていると仮定し、20mの範囲(オレンジの帯)に存在する粒子数から、排出すべき土量を算定した。表3.3.1.2-3に転がり摩擦と堆積土量との関係をそれぞれ示す。本検討では、転がり摩擦0.05のシミュレーション結果の土量が最大となった。崩壊土塊のせん断強度のデータの信頼性が低い場合、このように、転がり摩擦についてパラメトリックスタディを行い、最大土量となる結果を評価値とする方法も一案である。

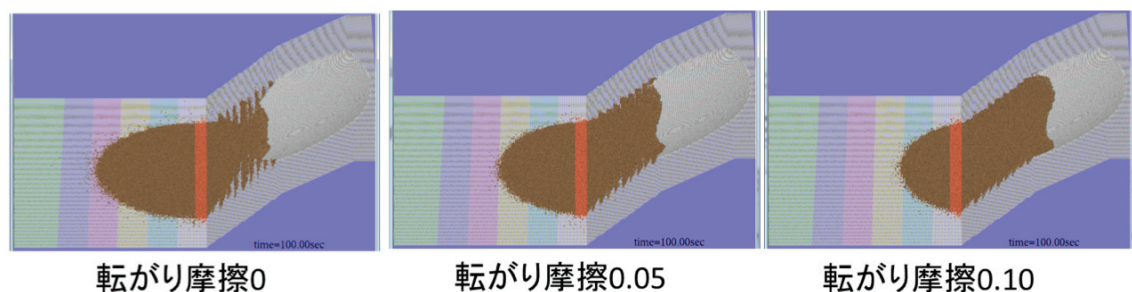


図3.3.1.2-4 転がり摩擦と堆積土量との関係

表3.3.1.2-3 転がり摩擦と堆積土量との関係

転がり摩擦	土量
0.0	130,000m ³
0.05	145,000m ³
0.1	140,000m ³

*参考文献 中瀬 仁・岩本哲也・曹 国強・田部井 和人・阪口 秀・松島 亘志；個別要素法簡易モデルによる地震起因性斜面崩落土の堆積範囲評価法の提案；土木学会論文集 A1(構造・地震工学),Vol.72,No.4(地震工学論文集第35巻),2016.(投稿中)

3. 3. 1. 3 今後の課題

今後の課題を以下に示す.

- 粒子径について

試算では、粒径 2m のモデルを用いたが、粒径 1m のモデルを用いた計算結果と、解に相違がない等の妥当性検討が必要である.

- パラメータ設定

本項では、堆積量評価について検討した. その中で、パラメータの取りうる範囲内でパラスタを行い、評価値が最大となるものを採用することを提案している. 衝突による損傷の試算には、摩擦系パラメータを小さくとる必要があるが、堆積量評価では、必ずしもそのことが安全側になるとは限らないためである.

3. 3. 2 崩壊岩塊の到達確率の評価

3. 3. 2. 1 岩塊サイズの検討

1) はじめに

これまで提案されている岩塊の滑落・転動挙動の予測法は、質点解析とDEMやDDAなどに代表される非質点解析の2つに大別することができる。いずれの方法も岩塊を剛体としてモデル化しており、滑落・転動挙動の解析に際して反発係数が重要なパラメータとなる。その係数は、過去に実施された様々な実験により、経験的に求められている。その係数を合理的に設定することは、斜面から対象施設までの距離に応じて、施設に影響を及ぼす岩塊の大きさなどの感度分析が可能になるとともに、斜面崩壊による岩塊群の滑落・転動挙動をより精度良く予測することが可能となる。

ここでは、まず、岩塊の滑落・転動解析に必要な反発係数を合理的に設定するための基礎的な検討として、数値解析により弾性球体の落下挙動に及ぼす大きさ、剛性の影響について検討を実施した。その結果を踏まえ、岩塊サイズと転動距離の関係について検討を実施した。解析には、弾塑性体として球体のモデル化が可能であり、落下挙動の評価が可能な粒子法のうちMaterial Point Method(MPM)を用いた。解析のモデルパラメータ設定や得られる反発係数の妥当性を確認するため、既往のコンクリート製の球体の落下実験を参照データとして用いた。

2) 弾性体の落下挙動の解析手法

MPMはSulskyにより提案され、Lagrange粒子とバックグラウンド格子からなり、Update-Lagrangian法と陽解法を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球体の落下や跳ね返り挙動を解析できる。図3.3.2.1-1に示すように球体や地面を粒子の集合で表し、粒子で輸送した応力など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。 Δt 毎の過程では、まず格子点速度からひずみ増分 $\Delta \epsilon$ を求め、粒子の位置、物理量を更新し、格子は粒子を残して元に戻り、既存の構成則を用いてひずみ増分 $\Delta \epsilon$ から応力増分 $\Delta \sigma$ を計算する。

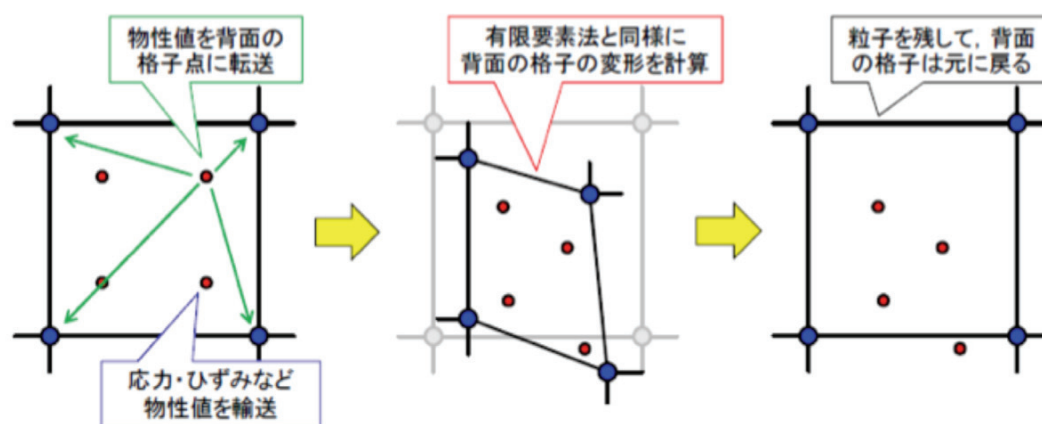


図 3.3.2.1-1 MPMにおける計算の流れ

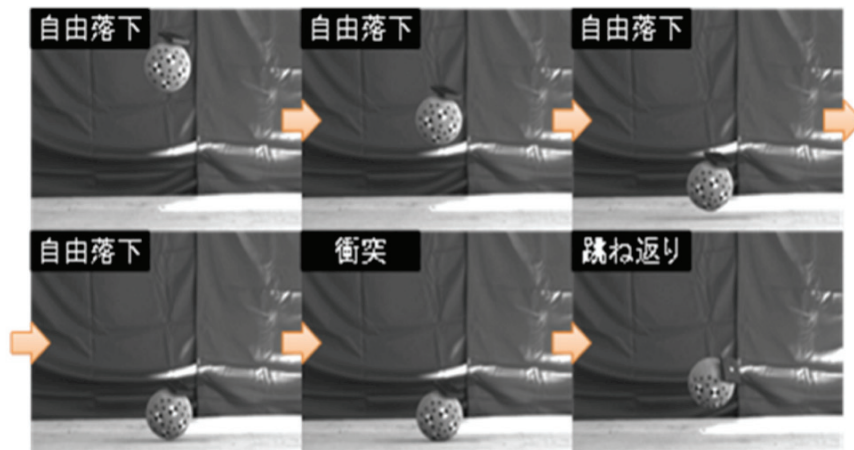


写真 3.3.2.1-1 コンクリート球の自由落下状況

表 3.3.2.1-1 既往の実験による球形の反発係数

模型	サイズ	高さ(m)	跳ね返り係数		
球形岩塊	20cm	0.5	0.440		
		1.0	1回目	0.399	0.343 (平均値)
			2回目	0.287	
		1.5	0.312		
	40cm	0.25	0.120		
		0.5	0.067		
		1.0	1回目	0.096	0.151 (平均値)
			2回目	0.205	
		2.0	0.155		

3) 既往の岩塊落下実験の概要

ここでは、解析モデルの検証に用いる既往の実験概要を以下に示す。実験は写真3.3.2.1-1に示すようにコンクリート製の球体を所用の高さからコンクリート床版にむけて自由落下させることにより実施した。反発係数は、衝突直前の鉛直速度と跳ね返り後の鉛直速度を画像解析により求め、その比として算出した。表3.3.2.1-1に球形岩塊モデルの球体の直径と落下高さに応じた反発係数を示す。これより、反発係数は、直径が大きい方が小さな値となっていることが分かる。また、落下高さの影響については、直径20cmの球体は高さが高くなるにつれ小さくなっているが、40cmについてはその傾向がみられないことが分かる。

4) 球体のモデル化

解析モデルとして、直径20cmの球体モデルを図3.3.2.1-2に示す。ここで、格子間隔は水平、鉛直方向および奥行き方向とも0.01mとした。奥行き方向の幅は1格子間隔とした。また、粒子は各方向の1格子内に2個ずつ配置した。球体の中心高さは、床版の表面から1mとした。また、床版はどちらも横幅30cm、高さ20cm、奥行きは球体モデルが30cmである。

実験との比較のため、まず球体と床版はコンクリート製とし、それぞれを弾性体としてモデルした。それぞれの弾性係数は普通コンクリートの強度が $24(\text{MN}/\text{m}^2)$ に対応する値である $25 \times \text{GN}/\text{m}^2$ とした。また、ポアソン比は、0.200を用いた。単位体積質量を $2.4\text{kN}/\text{m}^3$ とした。

5) 球体モデルの落下速度と反発係数の関係

まず、弾性球体モデルの自由落下挙動を把握するため、球体の中心位置の高さ1mより直径20cmの球体が図3.3.2.1-3に示すように自由落下する際の球体と床の落下方向の速度成分に関する時間変化と反発係数について検討を行う。ここで、球体および床版のヤング係数はコンクリートの0.001倍、また減衰特性を表すRaleigh減衰の β は解析結果が得られる上限の0.001とした。図3.3.2.1-4に球体最下部周辺位置の点における落下方向の速度成分と時間の関係を示す。時間とともに下向き速度が増加し、 4.18m/s に達し、速度が逆向き、つまり反発している。この床版への衝突時の速度はエネルギー釣り合いより求めた速度 4.20m/s ($=\sqrt{2 \times 9.8 \times 0.9}$)とほぼ一致している。また、球体モデルの衝突直前、直後の床版の鉛直速度の時間変化を図3.3.2.1-5に示す。

床版は、球体が衝突すると、球体の貫入により急激に下向き速度が上昇し、その後振動しながら速度が0の状態に戻っている。このことは、球体の衝突により、床版にも運動エネルギーが与えられていることが分かる。次に、反発直後の数ステップに対する上向きの鉛直速度、衝突時の鉛直速度、その比として得られた反発係数の値を表3.3.2.1-2に示す。これより、衝突直後の球体モデルの鉛直速度は変化しているが、概ね0.56となっている。



図 3.3.2.1-3 直径 20cm 球体モデル

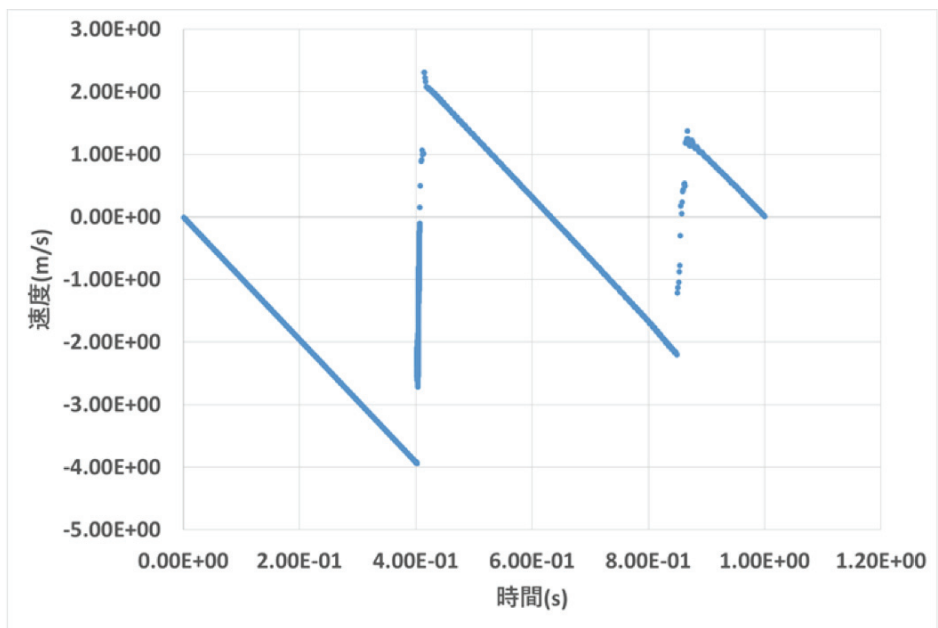


図 3.3.2.2-4 球体の鉛直速度の時間変化

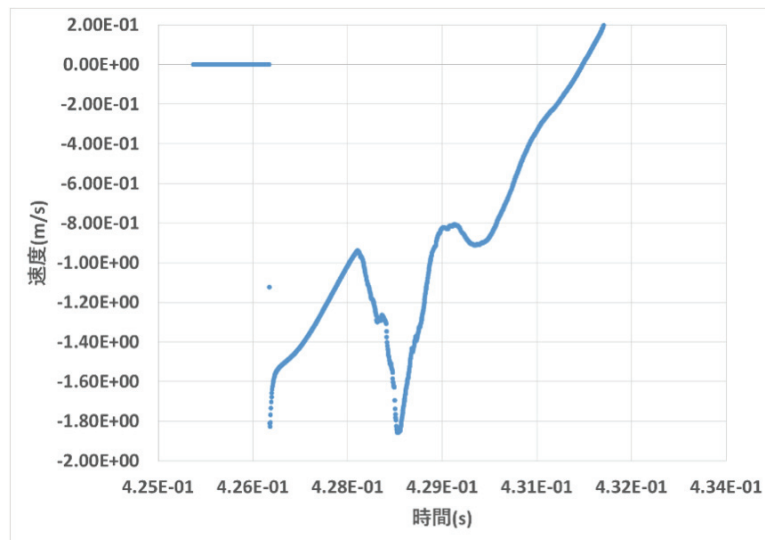


図 3.3.2.1-5 球体モデルの衝突直前，直後の床板の鉛直速度の時間変化

表 3.3.2.1-2 球体の床板への衝突直前，直後の鉛直速度と反発係数の関係

衝突直前の速度	-4.18E+00				
衝突直後の速度	1.13E+00	1.12E+00	2.49E+00	2.38E+00	2.32E+00
反発係数	2.70E-01	2.68E-01	5.96E-01	5.69E-01	5.56E-01

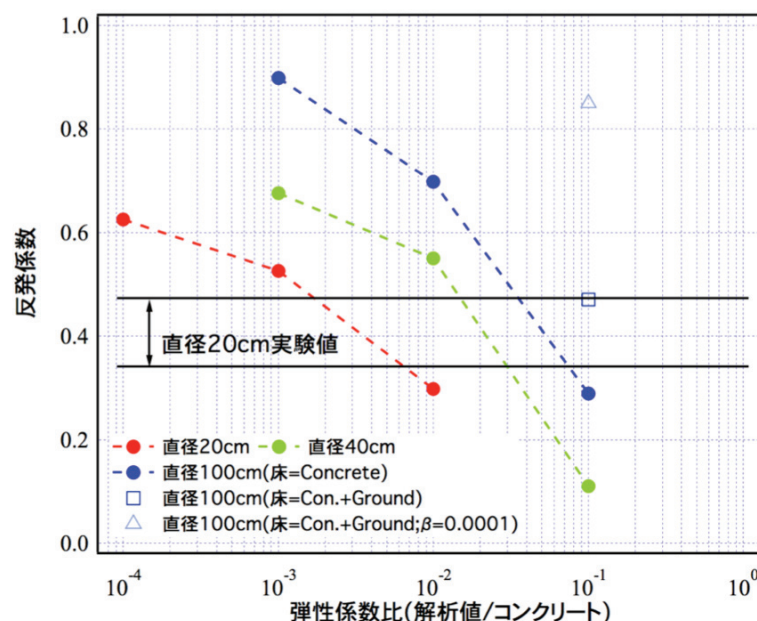


図 3.3.2.1-6 反発係数と球体サイズ，弾性定数比の関係

6) 自由落下解析による反発係数に及ぼす大きさ，弾性係数および落下高さの影響

まず，反発係数に及ぼす球体モデルの大きさ，弾性係数の影響を把握するため，コンクリートの弾性係数を基本としその 0.1 倍から 0.0001 倍の間を 10 倍ずつ球体と床版の弾性係数を変えて図 3.3.2.1-3 のように球体の中心高さを 1.0m とした自由落下解析を実施し，得られた反発係数と球体サイズ，また解析に用いた球体と床版の弾性係数とコンクリートの弾性係数の比(弾性係数比)の関係を図 3.3.2.1-6 に示す．反発係数は球体サイズに依存し，球体が大きくなるにつれ反発係数は大きくなっている．また，弾性係数にも依存し，弾性係数が大きくなるにつれ，反発係数は小さな値となっている．球体直径が 1.0m で弾性係数比が 0.1 のケースでは，反発係数が Rayleigh 減衰を規定する β に依存し，その値が 0.1 倍(=0.0001)となると，弾性反発の係数値 1.0 に近い値に大きく変化している．

次に，反発係数に及ぼす球体モデルの大きさおよび落下高さの影響を把握するため，落下高さを 0.5m から 10m まで変化した自由落下解析を実施し，反発係数と球体サイズ，落下高さに応じた反発係数の関係を図 3.3.2.1-7 に示す．ここで，直径 1.0m，40cm の球体と床版の弾性係数比は 0.01，直径 20cm の球体と床版の弾性係数比は 0.001， β は 0.001 を用いている．直径 1.0m の球体は高さによらず反発係数はほぼ一定となっており，直径 40cm，20cm の球体は高さとともに弾性係数が小さくなっている．

7) 岩塊サイズと到達距離の関係に関する検討

反発係数に及ぼす球体サイズや落下高さ，さらに弾性係数の影響について先に基本的検討を実施した．前者は速度また運動量の影響と関連している．また，減衰の影響については検討不十分であり，それら基本的な事項に関する検討も十分とは言えない．

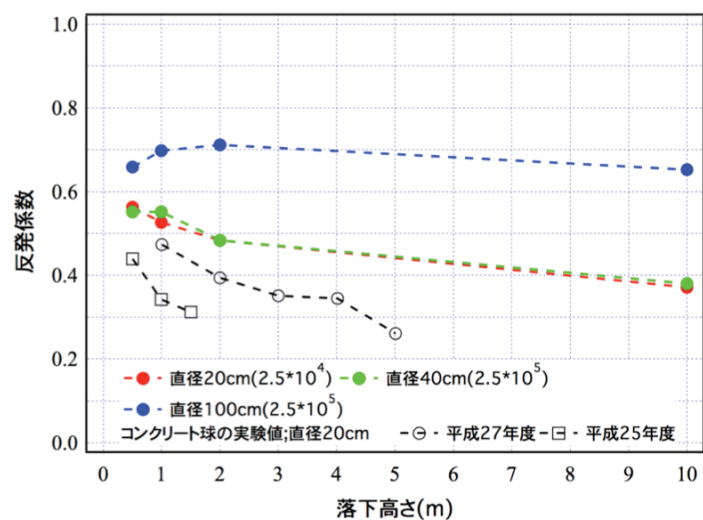


図 3.3.2.1-7 反発係数と落下高さの関係

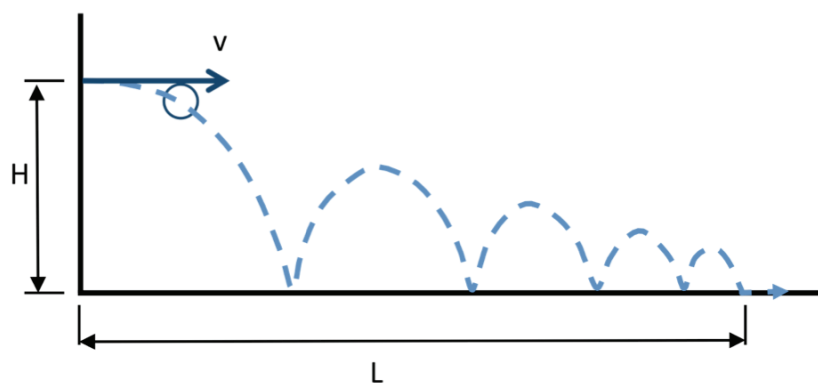
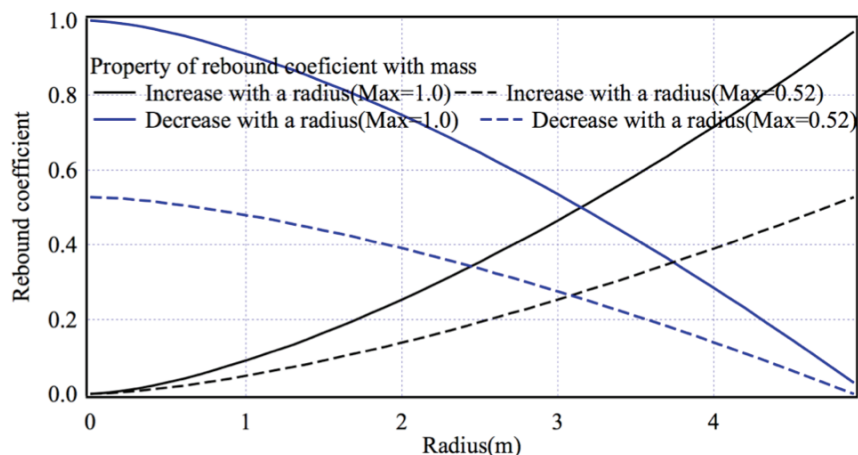


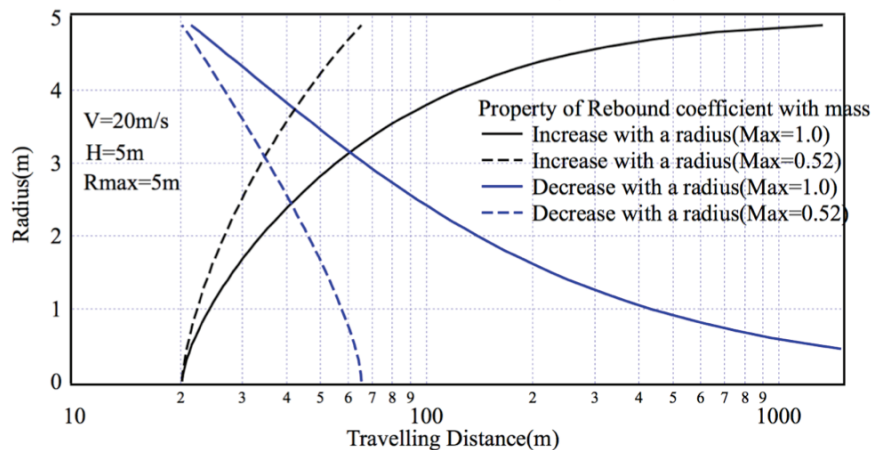
図 3.3.2.1-8 球体の水平射出と転動距離 L の関係のイメージ

ここでは、反発係数が岩塊サイズつまり運動量との関係を仮定して図 3.3.2.1-8 に示すように斜面から平坦部に転動する球体の反発係数と到達距離の関係について考察する。図のようにある高さ H より水平方向初速 v で射出された球体は自由落下し、反発を繰り返して静止する。反発係数を e とすると、到達距離 L と反発係数 e との関係は次式であらわすことができる。

$$L = v \cdot \sqrt{\frac{2H}{g}} \left(\frac{1+e}{1-e} \right) \quad (1)$$



a) 仮定した反発係数と球体の半径との関係



b) 仮定した反発係数による球体半径と到達距離の関係

図 3.3.2.1-9 仮定した反発係数による球体半径と到達距離の関係

ここで、反発係数が半径 r とともに0から1.0まで増加する場合 $e = \sqrt{r/r_0}$ 、0から0.52まで増加する場合 $e = \sqrt{r/r_1}$ 、半径 r とともに1.0から0まで減少する場合 $e = 1 - \sqrt{r/r_0}$ 、0.52から0まで減少する場合 $e = 1 - \sqrt{r/r_1}$ 、について、反発係数と半径 r の関係、その反発係数に応じた半径 r と到達距離 L の関係を図3.3.2.1-9に示す。ここで球体の半径が0から5mとし、最大直径を10とした。最大直径の r_0 は5mと、 r_1 の7.5mとした。反発係数と球形サイズの関係はそれが到達距離に及ぼす影響の検討を行うための仮定である。また、反発係数が球径に依存しない場合、例えば反発係数が0.5の場合には到達距離は60mとなる。球体モデルの到達距離は、球体サイズに依存し、反発係数が球体サイズとともに増加する場合には大きな球体ほど遠くに到達し、反発係数が球体サイズとともに減少する場合には小さな球体ほど遠くに到達する。後述する岩塊の到達ハザード、衝突ハザードの評価に際して、球体サイズつまり運動量が反発係数に及ぼす影響を適切にモデル化することが重要であることが分かる。

8) まとめと課題

斜面崩壊による岩塊転動の影響を評価する上で、斜面と対象施設や設備の位置関係を踏まえ、検討の対象となる岩塊径を岩塊の基本的な転動挙動に基づいたスクリーニングの可能性について検討を実施した。転動挙動の支配因子である反発係数は、岩塊の硬さや大きさなどの材

料特性や、速度などの運動時の特性や両者を合わせて運動量などに関連していると考えられる。

転動挙動の支配因子である反発係数に及ぼす影響因子を明確にし、反発係数との関係を定量化することが今後の課題と考えられる。そのためには、ここで実施した弾性体の反発に関する基礎的検討も重要で、今後以下の検討が必要と考えられる。

- ・ 反発係数に影響を及ぼす因子として、既往の実験に基づく衝突対象の材料特性のみならず、速度や運動量などの衝突物体の運動に関する力学特性を明らかにする必要がある。
- ・ 弾性体の自重落下解析に際して、減衰の影響、また境界条件の影響を除いた検討を実施する。

3.3.2.2 質点解析による到達確率の評価事例

1) 崩壊岩塊の転動挙動のモデル化

落石を質点で表すため微小な凹凸形状による跳ね返り方向の挙動を厳密に表現することはできないが、そのばらつきについて乱数を用いて近似的に表すことを試みる。まず、斜面の任意位置法線ベクトルを $\mathbf{r}_{n0}$ とする。斜面表面や岩塊の微小な凹凸を考慮するため地盤（斜面）の法線ベクトル $\mathbf{r}_{n0}$ にランダムなベクトル $\mathbf{r}_r$ を加え、落石の跳ね返りの方向ベクトル $\mathbf{r}_n$ を以下のように定める。

$$\mathbf{r}_n = \mathbf{r}_{n0} + \mathbf{r}_r \quad (1)$$

ベクトル $\mathbf{r}_r$ は、各成分について独立な一様乱数から算定して方向を定め、そのベクトルの大きさは平均 0、標準偏差 σ_r のガウス分布に従う乱数で与えることとした。つまり、凹凸の大きさは標準偏差 σ_r によって制御されることになる。この標準偏差を凹凸度と呼ぶことにする。本論文における凹凸度とは地盤と岩塊の両方から決まるパラメタであり、地盤に全く凹凸がなく、なおかつ岩塊が真球の場合のみ 0 となることに注意されたい。その場合は、落石の挙動にばらつきは生じず、同じ位置からの落石は全く同じ軌跡となる。

岩塊の地盤面接触直前の速度ベクトルを $\mathbf{v}$ とする。これを地盤面法線方向とそれに直交するベクトル $\mathbf{v}_n, \mathbf{v}_l$ に分ける。

$$\mathbf{v} = \mathbf{v}_n + \mathbf{v}_l \quad (2)$$

ここで、

$$\mathbf{v}_n = (\mathbf{v} \cdot \mathbf{r}_n) \mathbf{r}_n, \quad \mathbf{v}_l = \mathbf{v} - \mathbf{v}_n \quad (3)$$

法線方向とそれに直行する方向の反発係数 c_n, c_l から接触して跳ね返った直後の速度ベクトルを次のように求める。

$$\mathbf{v} = -c_n \mathbf{v}_n + c_l \mathbf{v}_l \quad (4)$$

前回地盤と接触した時刻を t として、次に接触する時刻 t_c を 2 分法で求める。時刻 t から $t + \Delta t$ の間で接触がない場合、時刻 $t + \Delta t$ における岩塊の位置 $\mathbf{u}_{t+\Delta t}$ は次式でもとめることができる。

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \Delta t \mathbf{v}_t + \frac{1}{2} (\Delta t)^2 \mathbf{g} \quad (5)$$

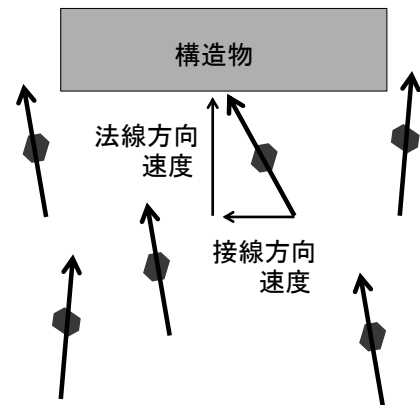
ここで、 $\mathbf{g}$ は重力加速度を表しており、以下の式で与えられる。

$$\mathbf{g}^T = (0, 0, -9.8) \quad (6)$$

式(5)で算定した位置が地盤面より上にあれば、時刻 t 以降、落石は地盤面とまだ接触していないので地盤面の下になるまで $t + n\Delta t$ として n を増加させる。初めて地盤面の下側になる n に対して、時刻 $t + (n-1)\Delta t$ と $t + n\Delta t$ の間で地盤と接触していることになる。これらを接触時刻の下限 t_1 、上限 t_2 として二分法を用いて以下のように新たな接触時刻 t_c を算定する。

- 1) 上記の方法に従い接触時刻の上限 t_2 , 下限 t_1 の初期値を決める.
- 2) 上下限の時刻の平均 t_m に対して式(5)によって位置を計算する.
- 3) 計算された位置が地盤面より上であればそれを新たな下限 $t_1 = t_m$, 地盤面より下であれば上限 $t_2 = t_m$ とする

上下限の差 $t_2 - t_1$ がある一定値 ε 以下になれば終了, そうでなければ 2)へ



上記のアルゴリズムに従い, 3.1.1 で述べた斜面高さ 160m のモデルの法肩から落石の解析を行った. 室内実験より定めた以下の物性値を採用した.

解析条件: 反発係数法線 0.43, 接線 一様分布[0.85,1.05], 凹凸度 0.3

構造物は法尻より 50m 地点, 幅は十分に大きいとする. 衝突速度の超過確率や到達位置の分布を図 3.3.2.2-1 に示す. 到達位置の分布では粒子数が 1000 の場合について示している. 超過確率については落石の数が 1, 100, 1000 個の場合について示した. 超過確率の図では衝突時の法線方向の速度に関する超過確率を対数軸と一般軸で示している. 個数に応じた超過確率は以下の式で算定している.

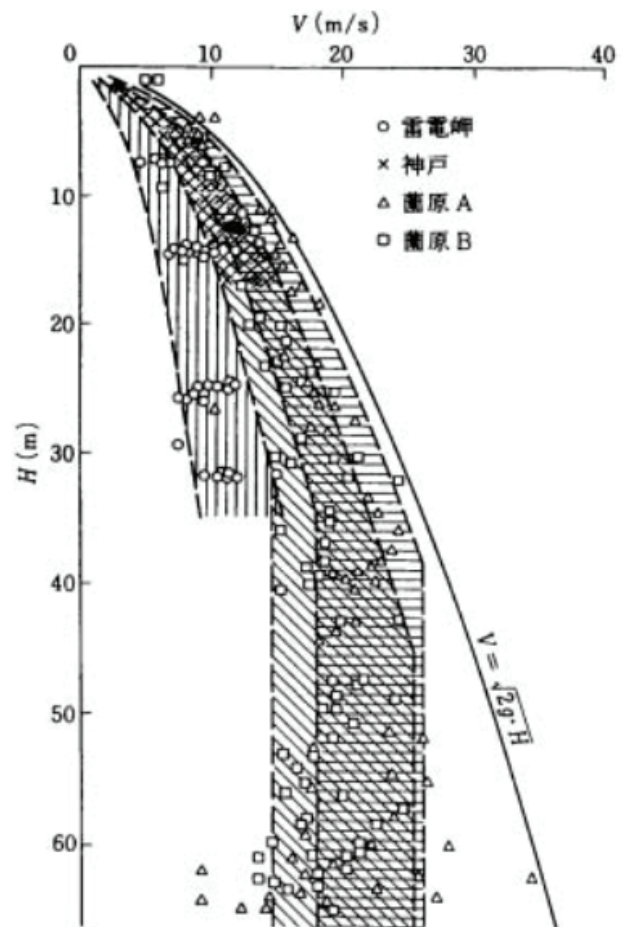
$$P_n(v) = 1 - (1 - P_1(v))^n$$

ここで, n は岩塊の個数を表している. 岩塊の到達確率は $P_n(0)$ に相当する.

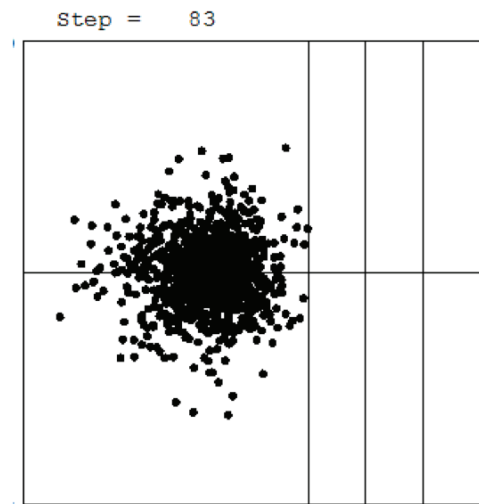
160m の高さから鉛直落下させると

$$V = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.8 \times 160} = 56 \text{ m/s}$$

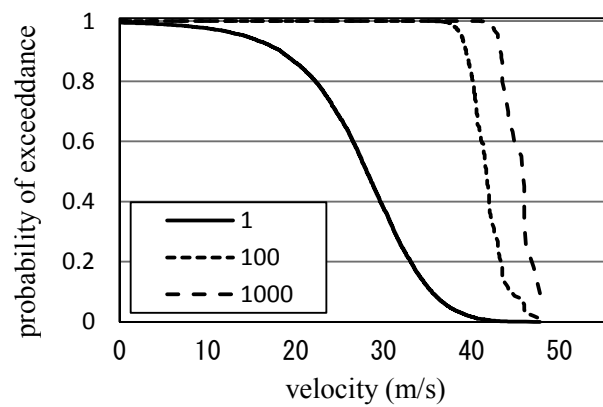
56m/s となり, 約 200km/hour の速度となり, 非現実的な落下速度となる. 落石便覧 (H12, p.11) では多くの既往の現場実験結果を踏まえて右図のような速度の上限関係を示している. 勾配や植生などに依存するとしながらも, 落下高さが 40m 以上になると残存係数は減少, すなわち速度が一定値に収束するとしてい



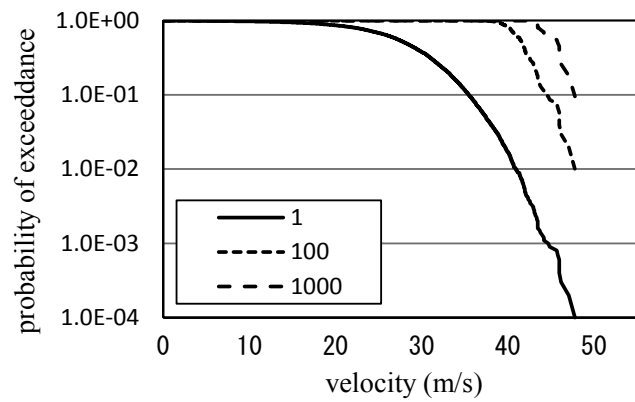
る．そこで，衝突時速度の上限 K を設けた． K を 20, 25, 30m/s としたときの斜面との衝突時の速度分布を図 3.3.2.2-2 に示す．図には点線で落石便覧に示されている落下速度の上限を点線で示している． $K=20\text{m/s}$ とした場合の落石便覧との比較を図 3.3.2.2-3 に示す．やや安全側（大きめ）ではあるが $K=20\text{m/s}$ の時がおおよそ良い関係となっている．上限を考慮した場合の衝突速度の超過確率や到達位置の分布を図 3.3.2.2-4 に示す．当然のことながら上限を設けることで衝突確率，衝突速度は小さくなっている．落石便覧等にも示されている既往の実験結果とも整合する結果となっている．



(1) 到達位置の分布状況



(2) 一般軸で表した超過確率 (50m 地点)



(3) 対数軸で表した超過確率 (50m 地点)

図 3.3.2.2-1 到達位置や超過確率の分布

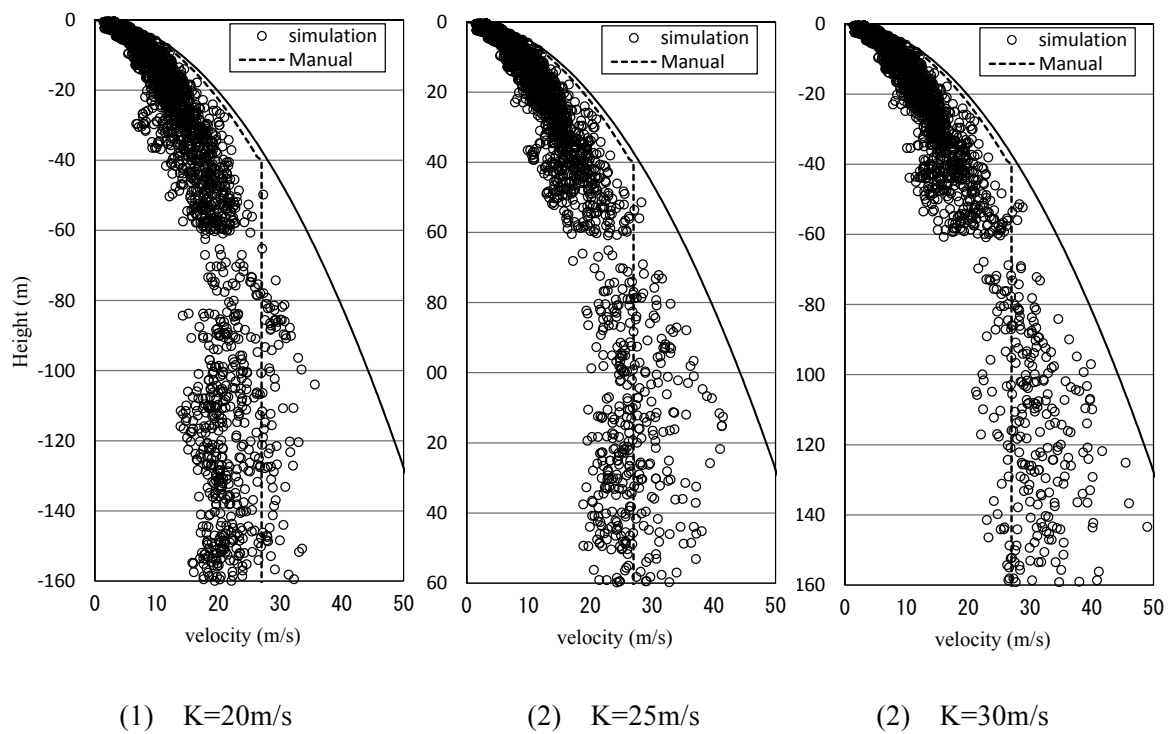
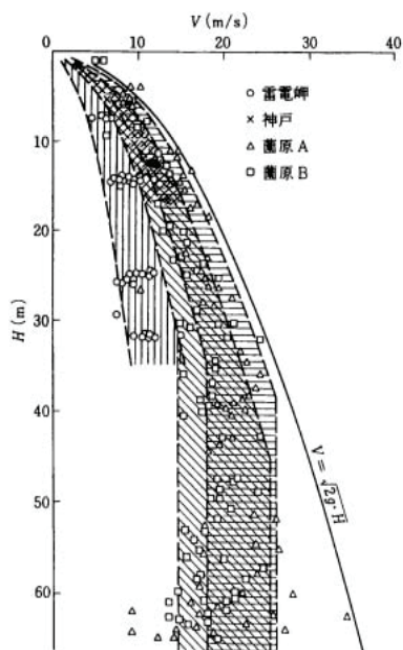
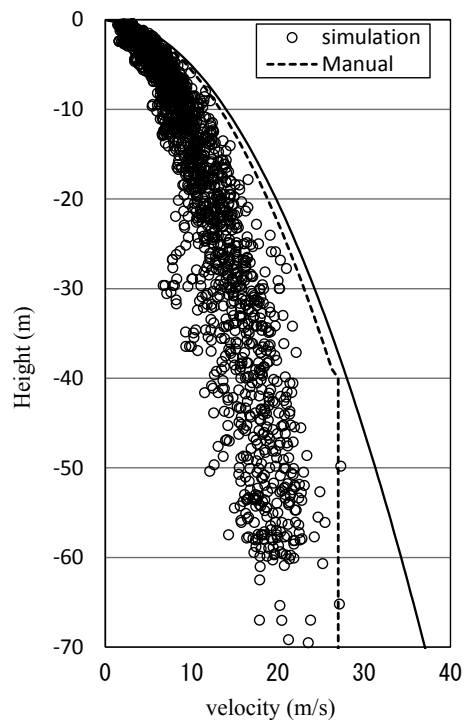


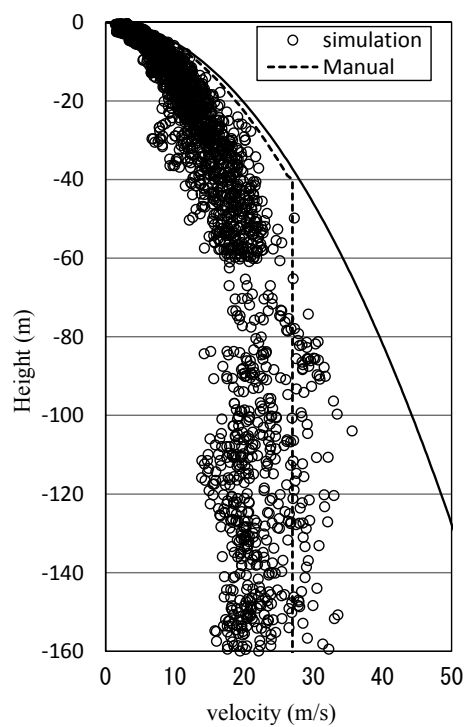
図 3.3.2.2-2 落下高さとの関係，衝突時速度の上限 K



(1) 落石便覧 H12 (0-70m)

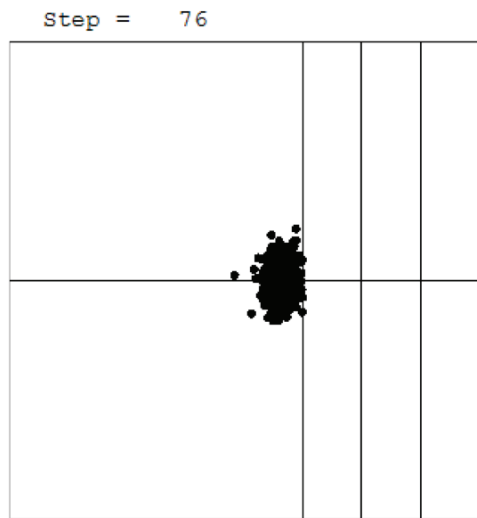


(2) 解析 (0-70m)

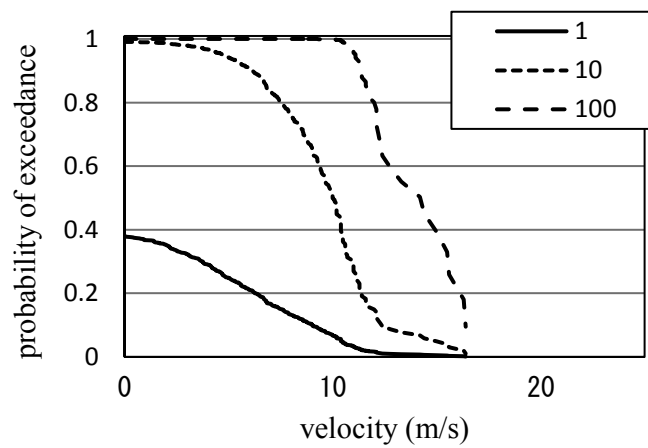


(3) 解析 (0-160m) (図 3.2.2-2(1)の再掲)

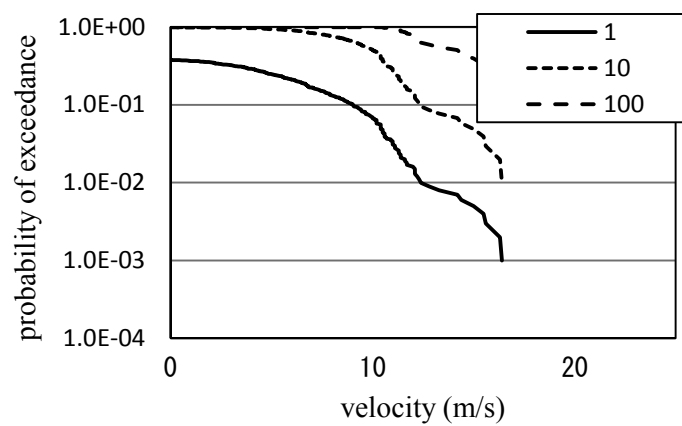
図 3.3.2.2-3 落下高さとの関係、衝突時速度の上限 $K=20\text{m/s}$



(1) 到達位置の分布状況



(2) 一般軸で表した超過確率 (50m 地点)



(3) 対数軸で表した超過確率 (50m 地点)

図 3.3.2.2-4 衝突速度の上限を考慮した場合の到達位置や超過確率の分布

2) 岩塊の到達ハザードの評価

3.1.1 に示した斜面形状を基本形状として A と呼ぶ．形状を変更した B, C については 3) で後述する．斜面形状 A を対象にした到達ハザードの評価例を示す．ここでいう到達ハザードとは対象とする構造物に衝突する際の速度に関する超過確率と定義する．以下の条件で到達ハザードの算定を行った．平地部分と斜面部分を分離して法線反発係数を設定している．

解析条件: 接線反発係数 一様分布[0.85,1.05], 凹凸度 0.3, 速度の上限 $K=20\text{m/s}$

群や細粒分を考慮した法線反発係数: 平地 0.1 斜面 0.43

構造物の位置: 法尻から 50m 100m

1000 個の解析結果を図 3.3.2.2-5 に, 10 万個の解析結果から算定した到達ハザードを図 3.3.2.2-6 に示す．法肩から n 個落とした場合の 50m あるいは 100m 地点を通過するときの速度とその超過確率の関係を示している．500 万個の落石の解析を実施しており, 図中の実線 (岩塊個数 $n=1$) は 50m あるいは 100m 地点の速度に関しての累積分布を示している．岩塊個数が複数の場合は以下の式で計算する．

$$P_n(v) = 1 - (1 - P_1(v))^n$$

$P_n(v)$: n 個の岩塊 (落石) のうち最大速度が基準点で v を超過する確率

$P_1(v)$: 1 個の岩塊 (落石) の速度が基準点で v を超過する確率

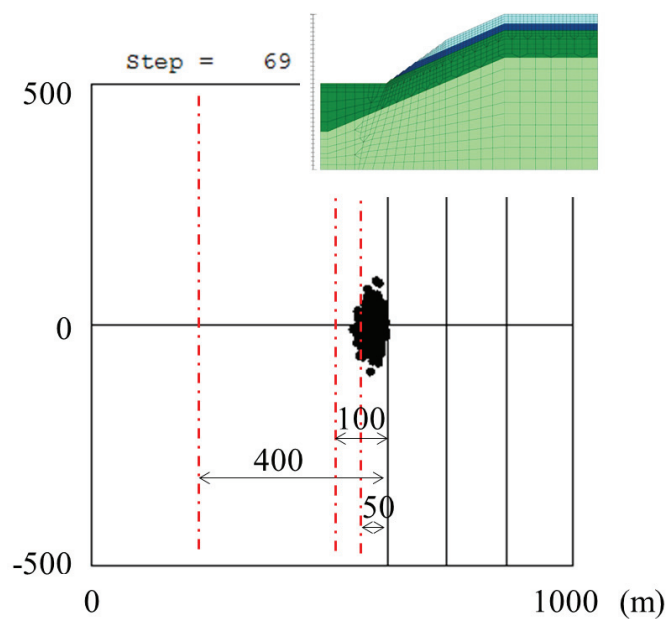
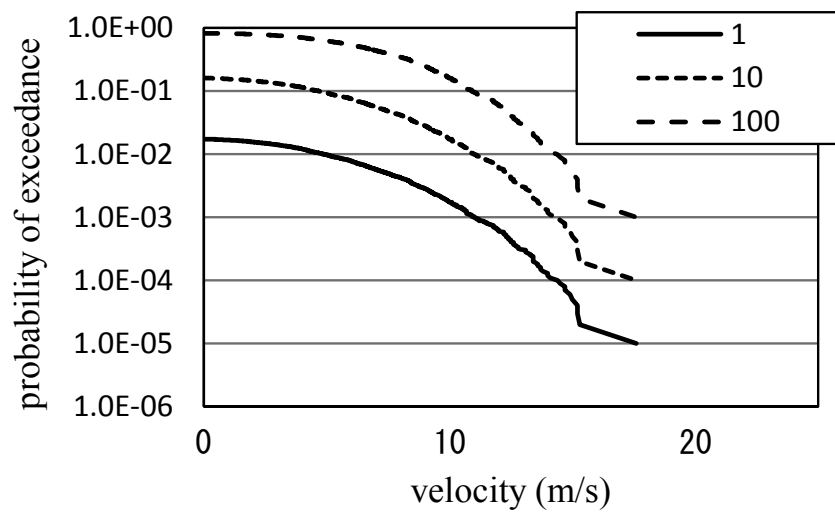
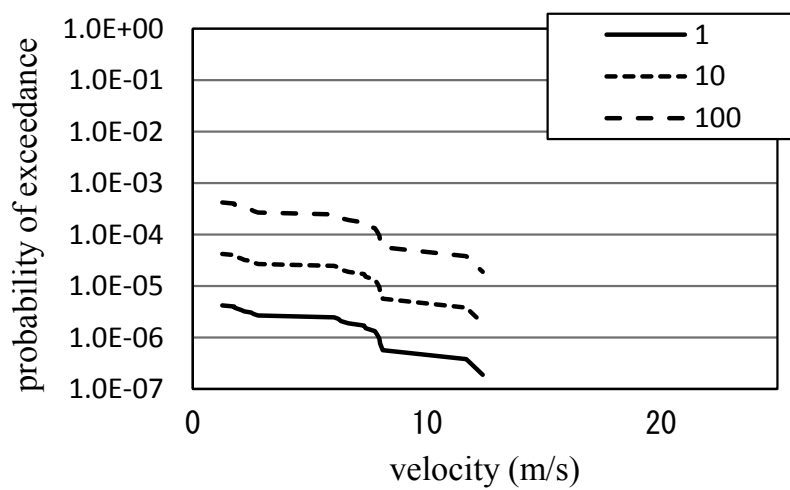


図 3.3.2.2-5 到達位置の分布状況



(1)50m 地点



(2)100m 地点

図 3.3.2.2-6 到達ハザード 基本ケース斜面 A, 落下地点①

3) 落下地点や斜面の地形、段差の影響

前述の斜面形状 A を基本ケースとして形状等の影響評価を行った。検討ケースを以下に列挙する。

(1) 斜面形状：斜面 A の形状を変更した斜面 B1, B2, B3

(2) 小段：斜面 A の一部に小段を設けた斜面 C

(3) 落下地点：斜面 A について落下地点を①②③と変更

解析条件はこれまでと同様に以下のとおりとする。

解析条件：接線反発係数 一様分布[0.85,1.05], 凹凸度 0.3, 速度の上限 $K=20\text{m/s}$

群や細粒分を考慮した法線反発係数：平地 0.1 斜面 0.43

(1) 斜面形状の影響

斜面Aの形状を変更した斜面B1, B2, B3を図3.3.2.2-7に示す。斜面Aについては①の矢印で示した法肩から落下させている。斜面B1については落下地点の斜面の斜度が小さいため、全ての岩塊が斜面の途中で止まるという結果となった。B2とB3斜面についての岩塊到達位置の分布を図3.3.2.2-8に、斜面A, B2, B3の到達ハザードを図3.3.2.2-9に示す。B3が一番衝突確率が大きく（遠くまで到達）、次いでB2, Aという結果となった。勾配などが複雑に関係するため一概に危険な形状を決めることはできない。例えば、反発係数を変更するとこうした順番も変わる。

(2) 小段：斜面 A の一部に小段を設けた斜面 C

図3.3.2.2-10に示すように斜面Aの下部に小段を設け、これを斜面Cと呼ぶことにする。C斜面についての岩塊到達位置の分布を図3.3.2.2-11に、斜面Aとの到達ハザードの比較を図3.3.2.2-12に示す。斜面A（図3.3.2.2-5）に比較して斜面直交方向に大きく散らばっている。また、多くの岩塊が小段のある斜面で止まっている。到達ハザードも斜面Aに比較すると超過確率が1桁程度低下しており小段の効果が非常に大きいことがわかる。ただし、質点解析であるため岩塊の大きさを考慮していないこと、斜面崩壊時にはすぐに小段は崩壊土塊に埋められて初期の小段の効果は期待できないことに注意が必要である。

(3) 落下地点：斜面 A について落下地点

落下地点について図3.3.2.2-7に示した①に加え②③から落下させた場合の影響について検討する。対象斜面はAとする。岩塊到達位置の分布を図3.3.2.2-13に、到達ハザードを図3.3.2.1-14に示す。このように斜面直交方向には斜面上部から落とすほど広がるが斜面到達方向にはほとんど差が生じない。その理由としては速度に関して上限を設けているためと考えられる。そこで、速度に上限を設けずに比較を行った結果の到達位置の分

布を図3.3.2.2-15に，到達ハザードを図3.3.2.2-16に示す．落下位置が高いほど斜面到達方向にも直交方向にも遠くまで到達する結果となっている．現実にはある程度高さになれば上限に達し，到達方向には落下位置の高さの影響はなくなると推察される．

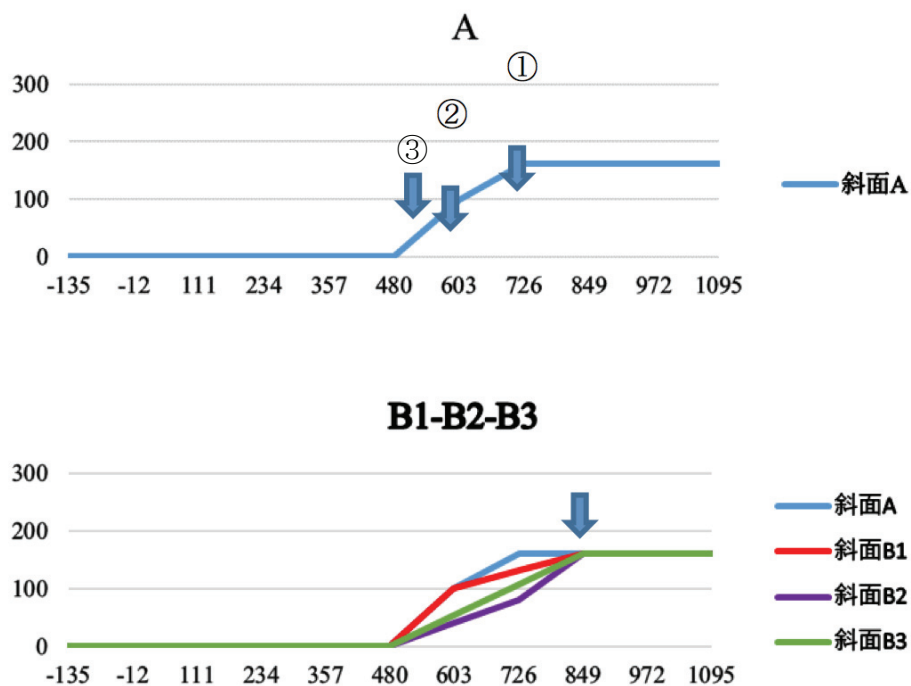
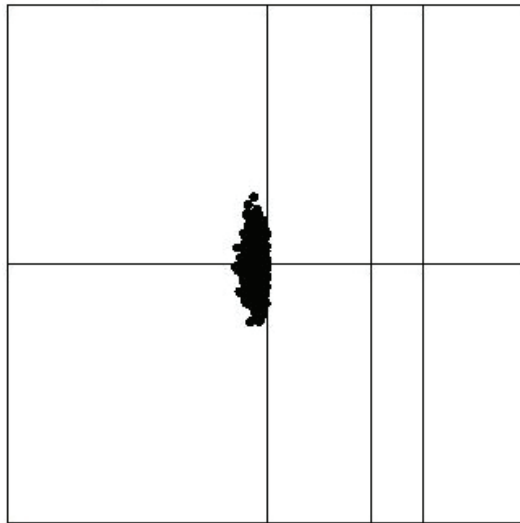


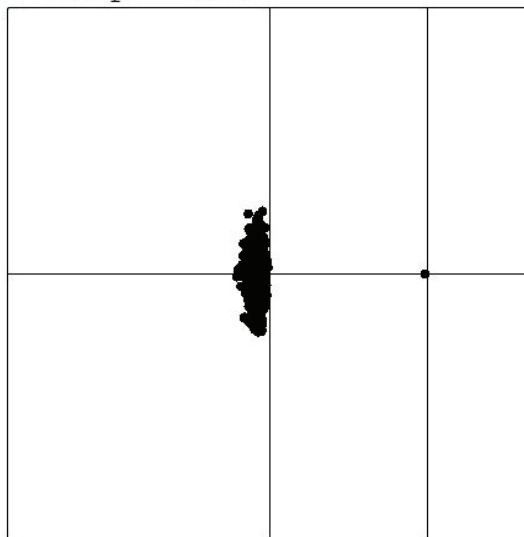
図 3.3.2.2-7 斜面形状 A と斜面形状 B1, B2, B3

Step = 154



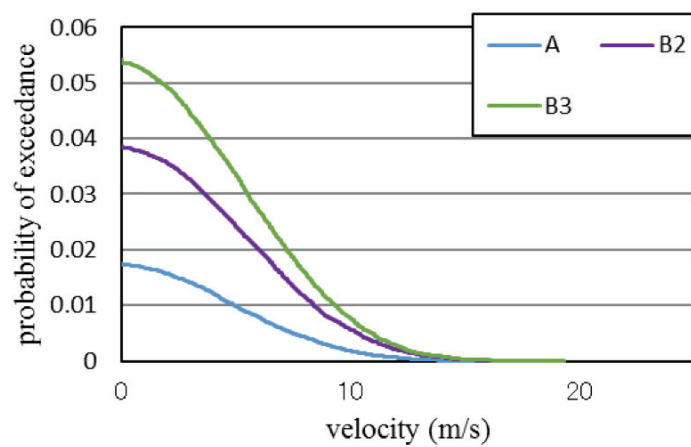
(1) B2 斜面 岩塊到達位置の分布

Step = 100

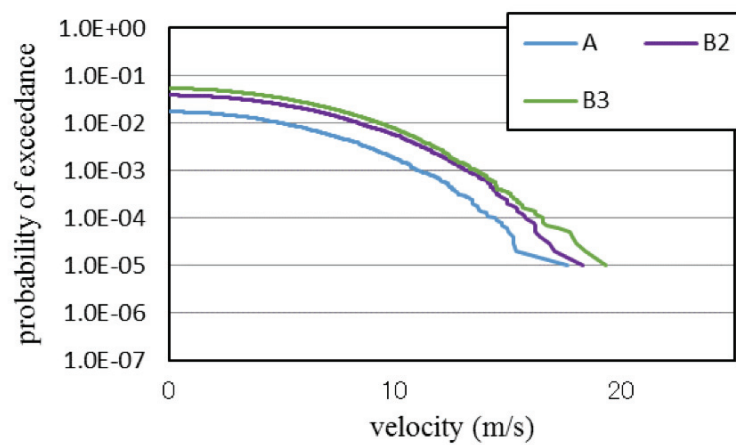


(2) B3 斜面 岩塊到達位置の分布

図 3.3.2.2-8 岩塊到達位置の分布 B2 と B3 斜面



(1) 一般軸で表した超過確率 (50m 地点)



(2) 対数軸で表した超過確率 (50m 地点)

図 3.3.2.2-9 斜面 A, B2, B3 の到達ハザードの比較

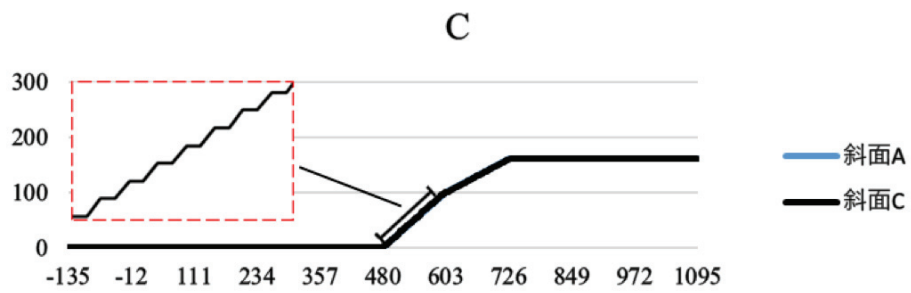


図 3.3.2.2-10 斜面形状 C 斜面形状 A の斜面下部に小段を設定

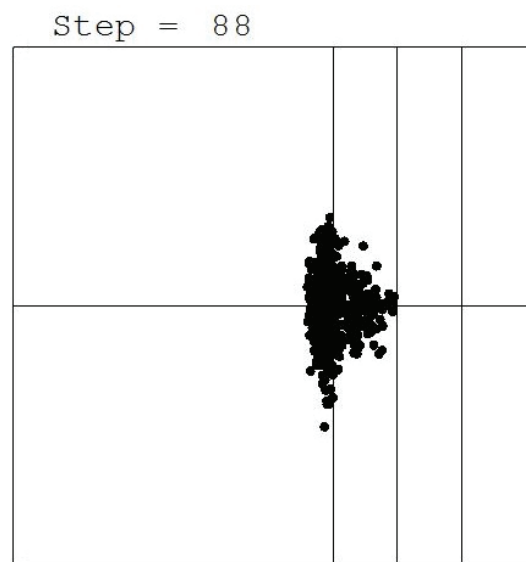
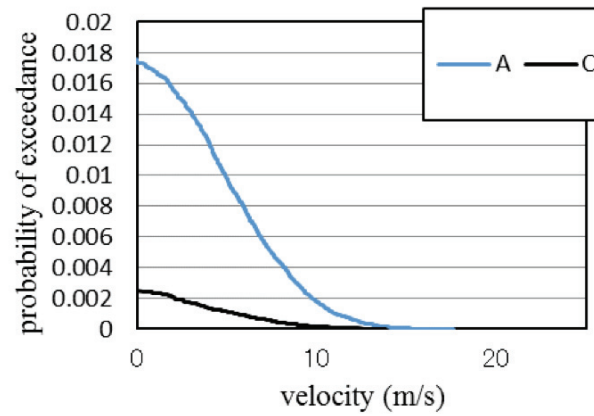
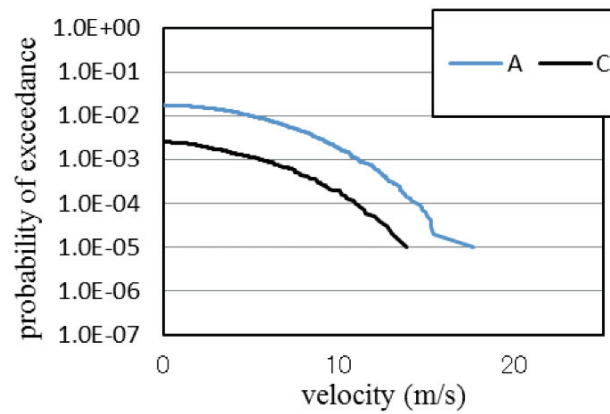


図 3.3.2.2-11 岩塊到達位置の分布 C 斜面



(1) 一般軸で表した超過確率 (50m 地点)



(2)対数軸で表した超過確率 (50m 地点)

図 3.3.2.2-12 斜面 A, C の到達ハザードの比較

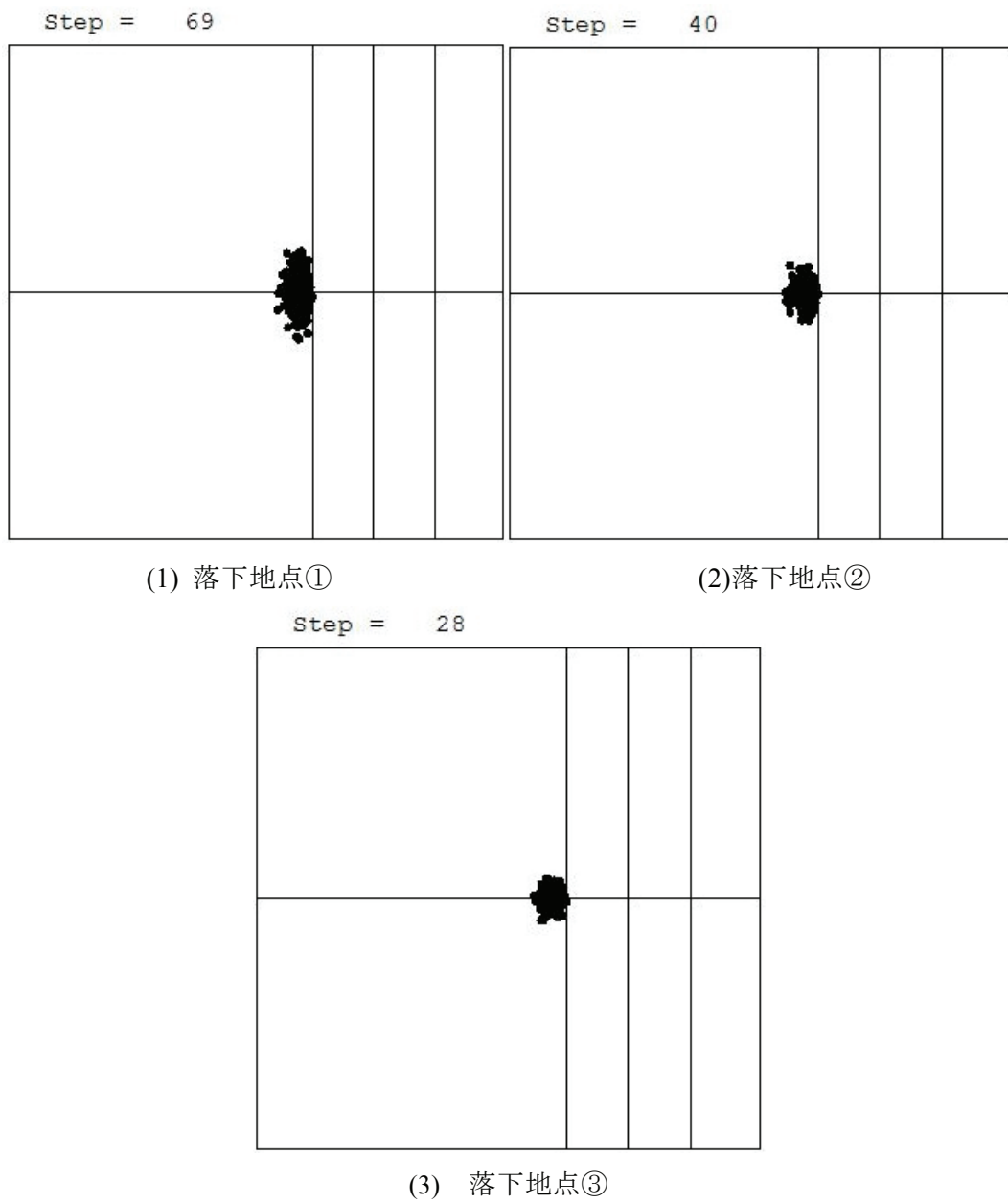
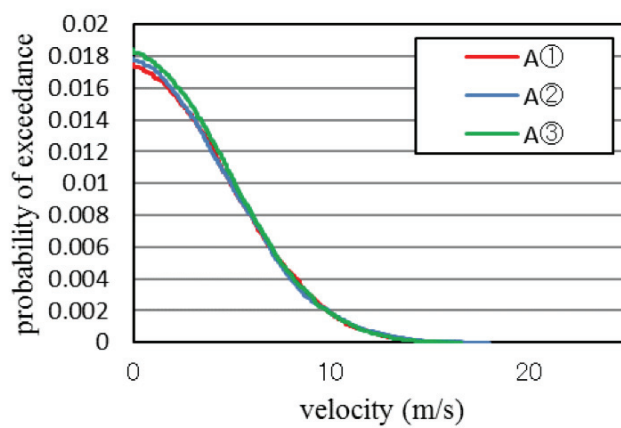
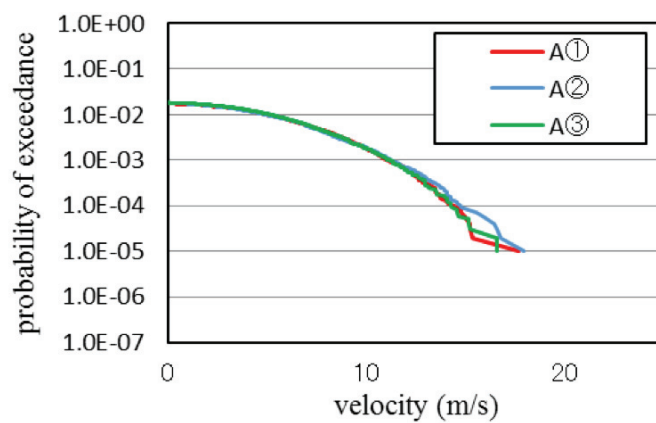


図 3.3.2.2-13 岩塊到達位置の分布 A 斜面 落下地点①②③



(1) 一般軸



(2) 対数軸

図 3.3.2.2-14 到達ハザードの比較 A 斜面 落下地点①②③

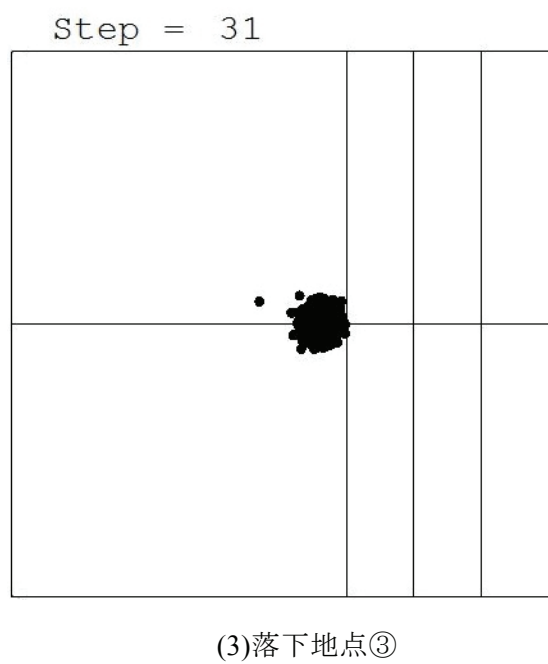
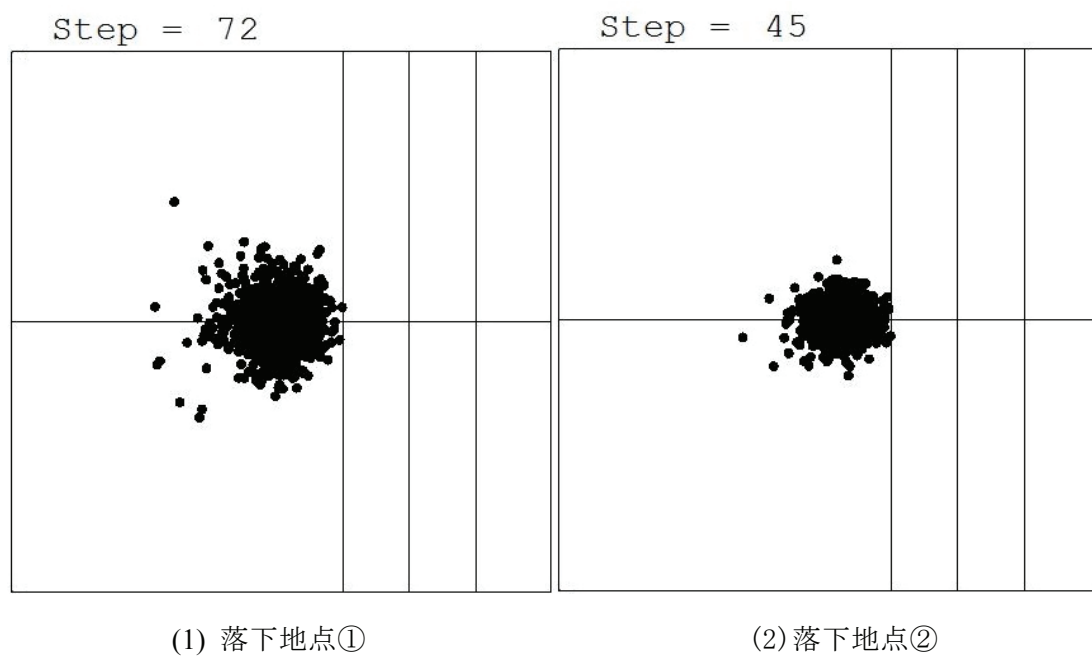
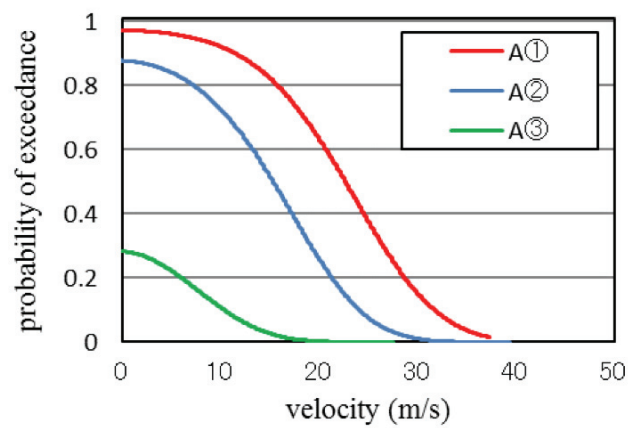
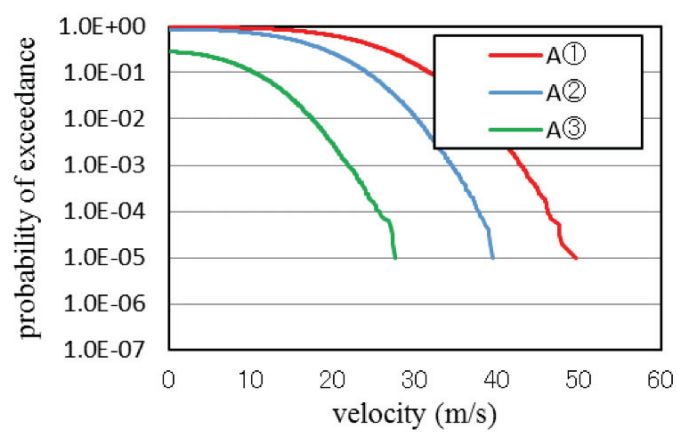


図 3.3.2.2-15 岩塊到達位置の分布 速度の上限なし A 斜面 落下地点①②③



(1) 一般軸



(2) 対数軸

図 3.3.2.2-16 到達ハザードの比較 速度の上限なし A 斜面 落下地点①②③

3. 3. 2. 3 簡易DEMモデルによる到達確率の評価事例

1) 崩壊岩塊の転動挙動のモデル化

図 3. 3. 2. 3-1 に小段の無い解析モデルを，図 3. 3. 2. 3-2 には小段のある解析モデルをそれぞれ示す．また，解析と評価の実施方法を図 3. 3. 2. 3-3 に，解析パラメータを表 3. 3. 2. 3-1 にそれぞれ示す．

図 3. 3. 2. 3-4 は，斜面の反発係数設定のため実施した反発係数のパラメトリックスタディの様子を示す．落石便覧に示された速度限界をほとんど超過しない 0.3 を本解析に用いることとした．また，底面の反発係数は 0.1 とした．第 3. 3. 1. 1 項で述べたように，着目粒径以外の粒子が混合している場合，反発係数を 0.1 としたときの再現性が良好だったことと，速度が 20m を超えると図 3. 3. 2. 3-5 に示すように，反発係数が 0.1 に収束することに依拠している．

さて，簡易DEMモデルにより到達ハザードを求めるためには，図 3. 3. 2. 3-6 に示すように崩壊土塊体積を仮定し，崩壊土塊を構成する粒子個数を求める必要が或る．

図 3. 3. 2. 3-7 に示す 3 層モデル限界加速度に対応するすべり面に対する崩壊土塊に対する，粒径毎に求められた個数を表 3. 3. 2. 3-2 に示す．但し，この数は，最密充填する際に形成される間隙率 0.74 と低減率 30%を用いて算定した．低減率は，崩壊土塊が群として挙動した際法先に堆積する粒子が構造物に到達することがないことを考慮するための係数である．

また，崩壊土塊の粒度分布を考慮する場合，配分する方法の一例を図 3. 3. 2. 3-8 に示す．

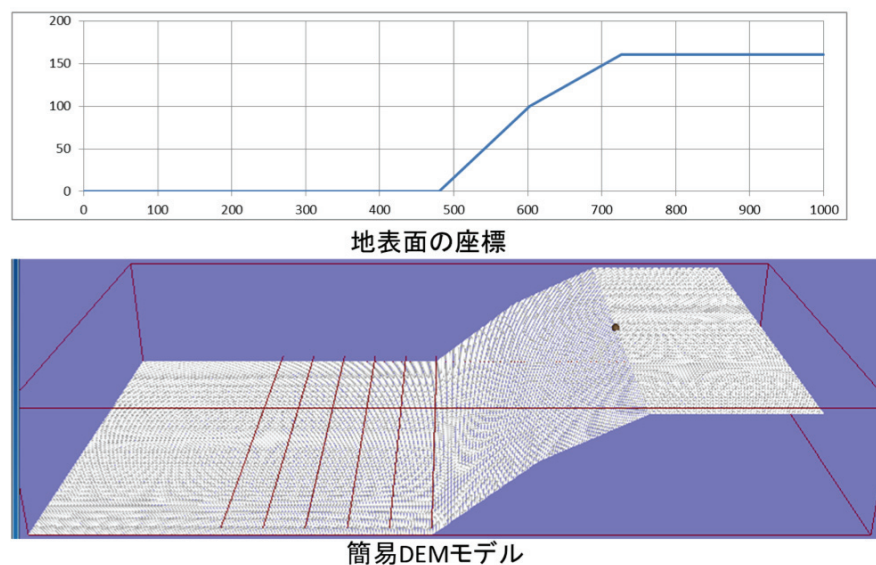
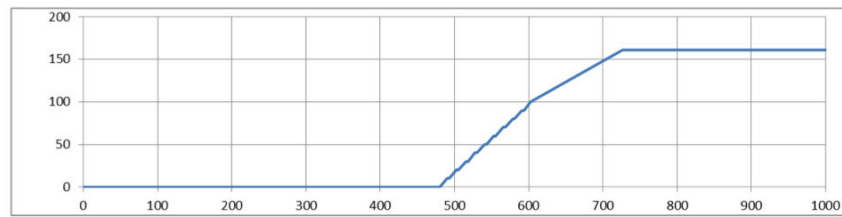
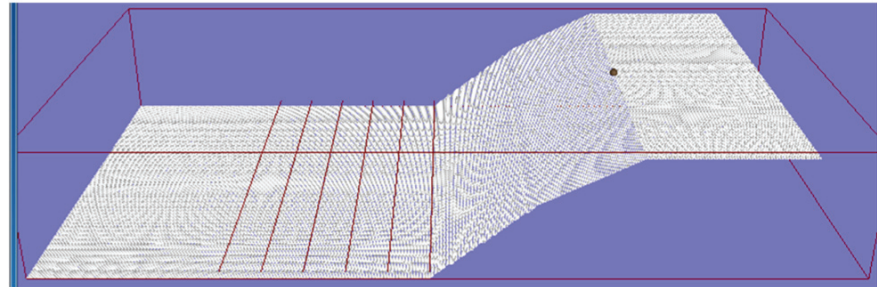


図 3. 3. 2. 3-1 解析モデル（小段無し）

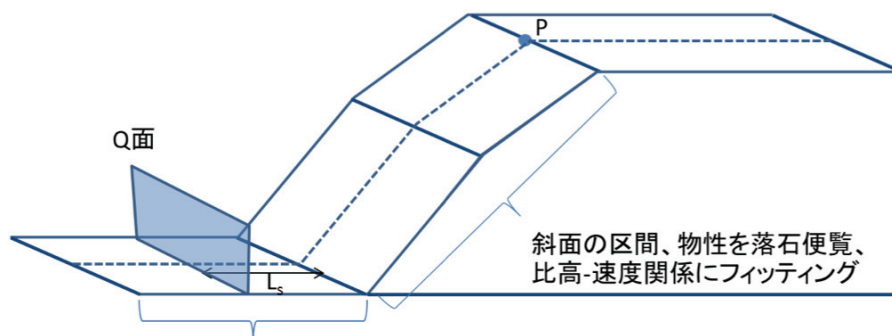


地表面の座標



簡易DEMモデル

図 3. 3. 2. 3-2 解析モデル（小段有り）



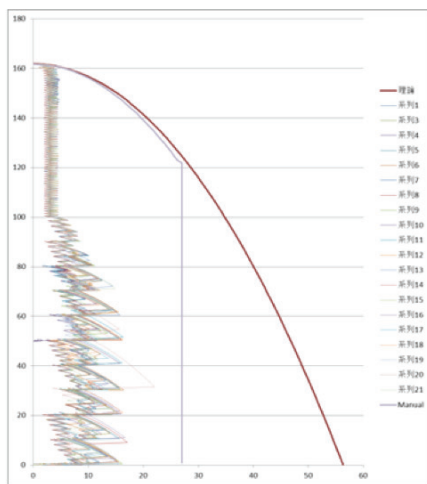
底面は、文献を参考に反発係数0.1

P点から、N回の転動解析を行い、Q面を通過する粒子速度の内、面に垂直な成分をモニターする。衝撃荷重評価幅 B_c は、無限大とする。 L_s は50mとした。

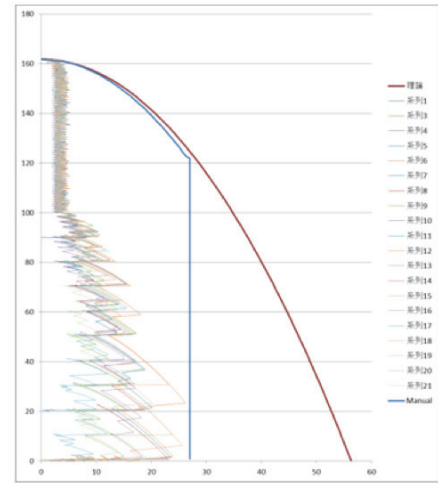
図 3. 3. 2. 3-3 解析と評価の実施方法

表 3. 3. 2. 3-1 解析パラメータ

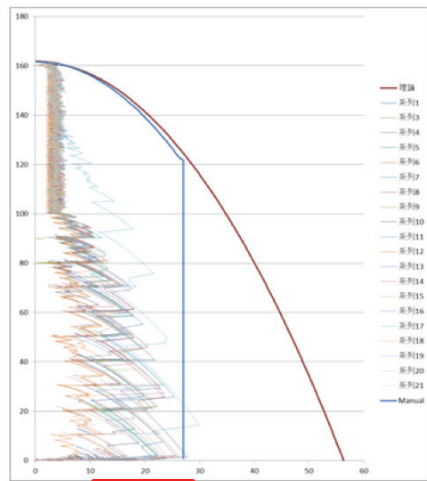
要素半径(m)	1.0
密度(kg/ m ³)	2,600
バネ係数(N/m)	2.0×10^8
反発係数	斜面とは、0.3 底面とは、0.1
摩擦係数(摩擦角)	0.577(30°)



0.1

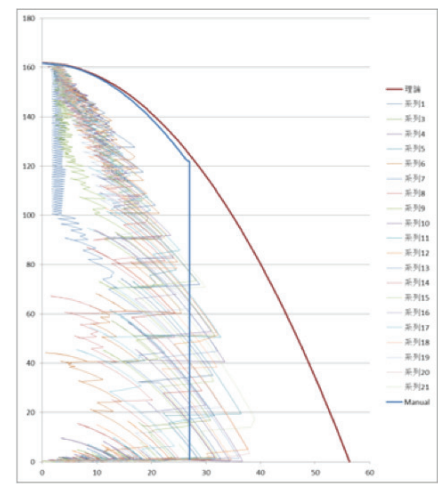


0.2



0.3

採用



0.43

図 3.3.2.3-4 反発係数のパラメトリックスタディ(斜面の反発係数設定のため)

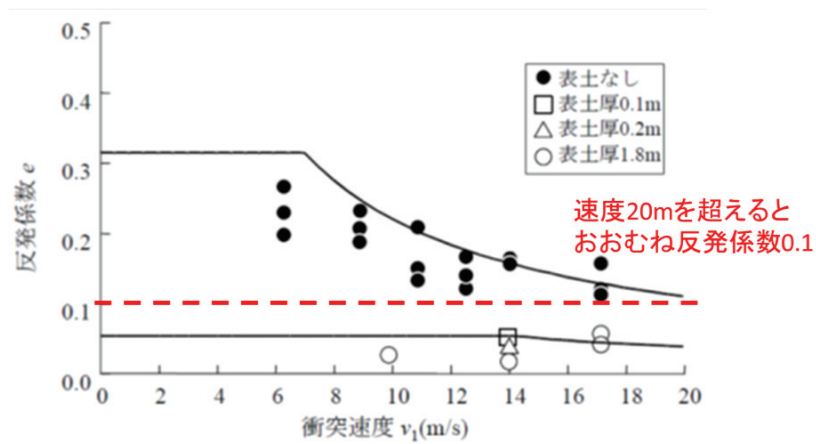


図3.25反発係数と衝突速度の関係

右城 猛, 楠本雅博, 加賀山肇: 岩盤上の表土が落石の跳ね返り速度に及ぼす影響に関する研究, 第6回 地盤と環境に関するシンポジウム講演概要・技術論文集, 地盤工学会四国支部徳島県地盤工学研究会, 2009

図 3. 3. 2. 3-5 底面との反発係数

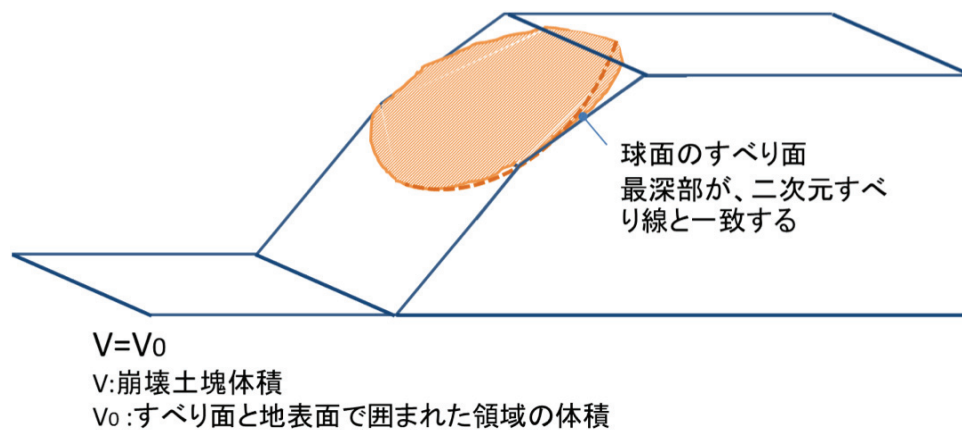


図 3. 3. 2. 3-6 崩壊土塊体積

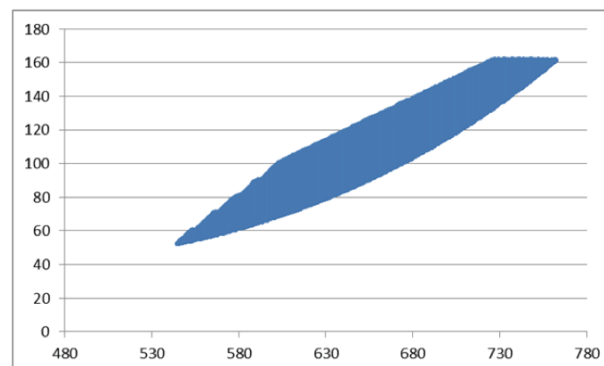


図 3. 3. 2. 3-7 崩壊土塊を求める領域 (3 層モデル限界加速度に対応するすべり面)

表 3. 3. 2. 3-2 粒径と個数（低減率 30%）

粒径	粒子数
8m	1000個
4m	8000個
2m	65000個
1m	510,000個

- 粒径0.5m以上，粒径8mの粒子のみ対象とし，緑色の破線のような粒度分布を仮定する。
- 4m以上の粒子の粒径はすべて8m，2m以上の粒径はすべて4m，1m以上の粒子の粒径はすべて2m，0.5m以上の粒子の粒径はすべて1mで代表させる。
- 設定した粒度分布に割り振る。

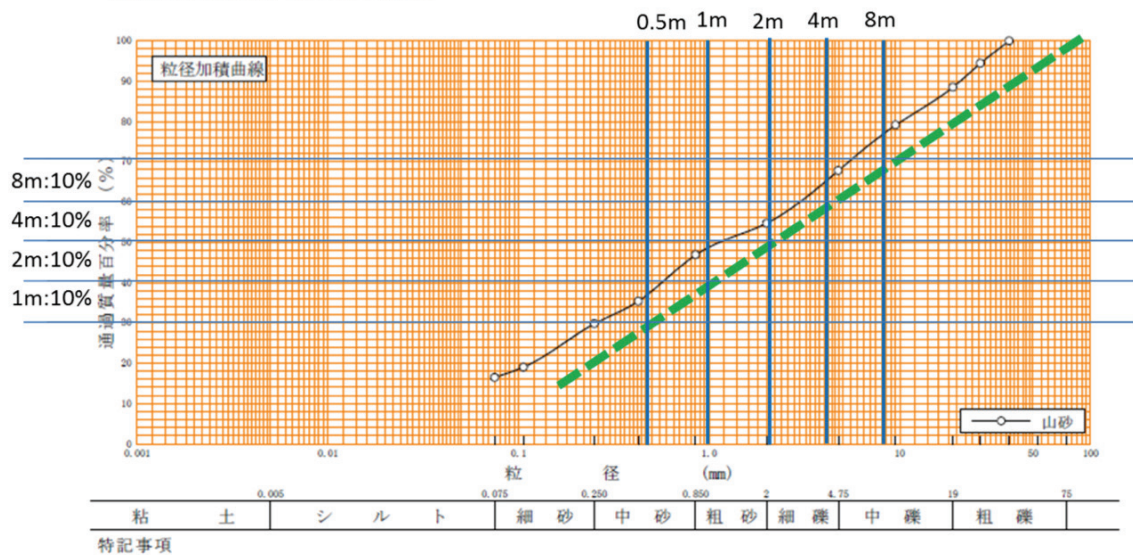


図 3. 3. 2. 3-8 粒度分布の考慮

2) 岩塊の到達ハザード

岩塊の到達ハザードを図 3.3.2.3-9 に岩塊の衝突ハザードを図 3.3.2.3-10 にそれぞれ示す。1 万回のモンテカルロシミュレーション結果によれば、法尻から 50m の到達確率は 85%であった(図 3.3.2.3-9)。

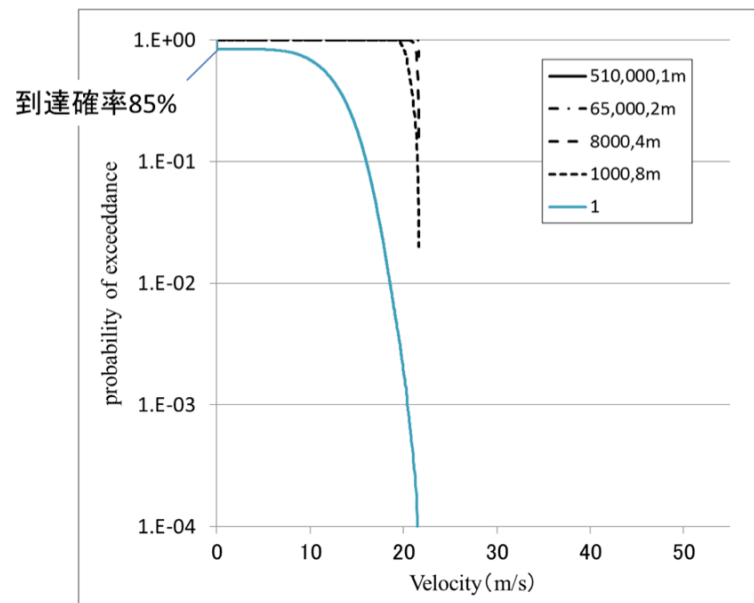


図 3.3.2.3-9 岩塊の到達ハザード

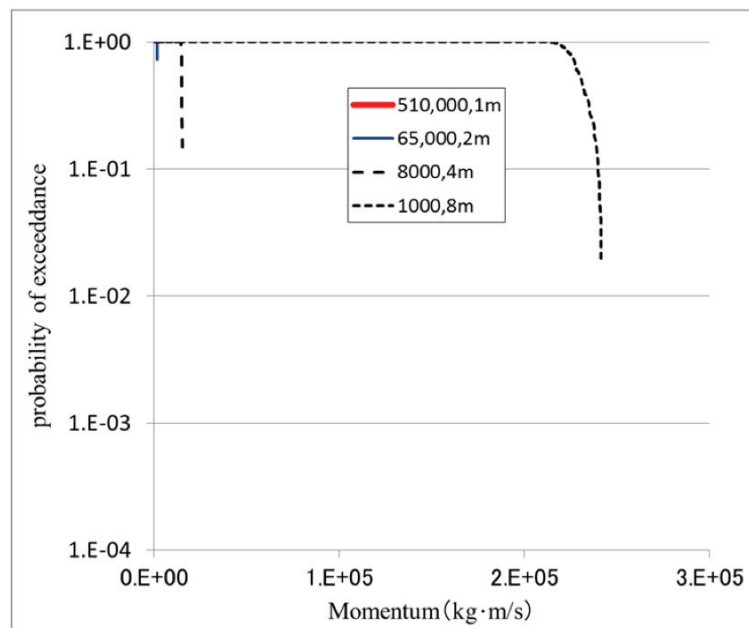


図 3.3.2.3-10 岩塊の衝突ハザード

3) 個および群挙動の比較

岩塊は、単体（個）で落下させた場合と、群で落下させた場合で挙動が異なる。

図 3.3.2.3-11 に、電力中央研究所実験における群の到達位置と個の到達位置の比較を示す。群で落下させた場合、粒子同士の衝突によってエネルギーが消費され、法先に試験体の大部分が堆積し、遠方まで転動する粒子は少ない。これに対して、個で落下させた場合、群の堆積域に相当する領域に留まる試験体は少なく、遠方まで自由に転動する。

図 3.3.2.3-12 の 26 年度実験においても同様である。ただし、まれに、個よりも遠方に到達する試験体も存在した。

図 3.3.2.3-13 に示す、25 年度実験のシミュレーションでは、従来の傾向、つまり個が遠方まで到達することが圧倒的であった。ちなみに、法尻の試験体の平均最大速度は、群が 3.8m/s 個が、5.0m/s であった。

ところが、試計算として行った 3 層モデル限界加速度に対応するすべり面に対する群の到達位置と個の到達位置を比較すると図 3.3.2.3-14 に示すように、従来の関係が逆転する結果で有ることが分かる。これは、崩壊領域の体積が極めて大きいので、図 3.3.2.3-15 に示すような理由で群先端の到達位置が増大するためである。

崩壊領域の小さい 4 層モデルのそれぞれ限界加速度に対応するすべり面（図 3.3.2.3-16）に対する群の到達位置と個の到達位置とを、3 層モデル限界加速度に対応するすべり面に対する群の到達位置と図 3.3.2.3-17 に合わせて比較する。4 層モデル程度であれば、個の到達距離が群に比べて大きいことが分かる。

図 3.3.2.3-18 にそれぞれの到達ハザードを比較する。3 層モデルの到達ハザード（群 159,093 個）が圧倒的に大きい。4 層モデルの 10m/s 以上のハザードが、個のハザード（モンテカルロシミュレーション 1 万回）に漸近する様子が見て取れる。法先に堆積した粒子以外が個として挙動していると考えられるとすれば、法先より遠方にある構造物に対する衝突ハザードを求める際、これに寄与する岩塊個数として、崩壊領域全体の個数から堆積域の個数を割り引いた値を用いてもよいと考えられる。この割引率を本検討では低減係数としている。

参考に、25 年度実験に対するシミュレーション検討における法先から 2.5m 地点の到達ハザードの比較を図 3.3.2.3-19 に示す。

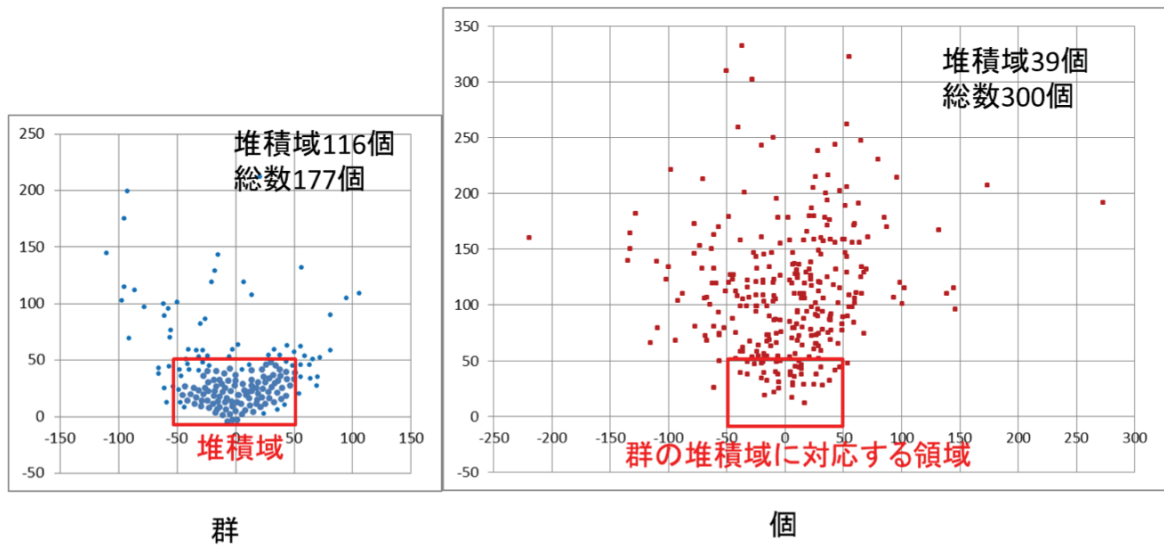


図 3. 3. 2. 3-11 群の到達位置と個の到達位置，電力中央研究所実験*

*参考文献

- ・ 栃木均：地震時崩落岩塊の到達距離に関する影響要因の検討-斜面崩壊を想定した振動台実験と二次元個別要素法解析による影響予測手法の開発，電力中央研究所報告，N08084，2009.
- ・ 栃木均：地震時崩落岩塊の到達距離に及ぼす岩塊の大きさや形状の影響，電力中央研究所報告，N09021，2010.

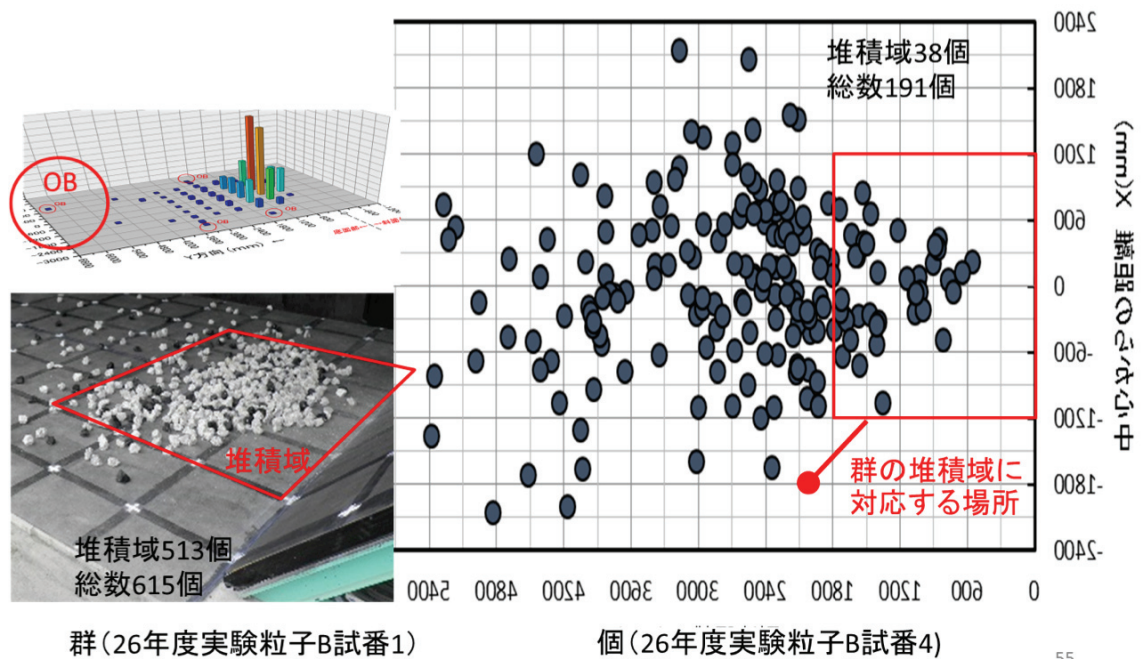


図 3. 3. 2. 3-12 群の到達位置と個の到達位置，26 年度実験

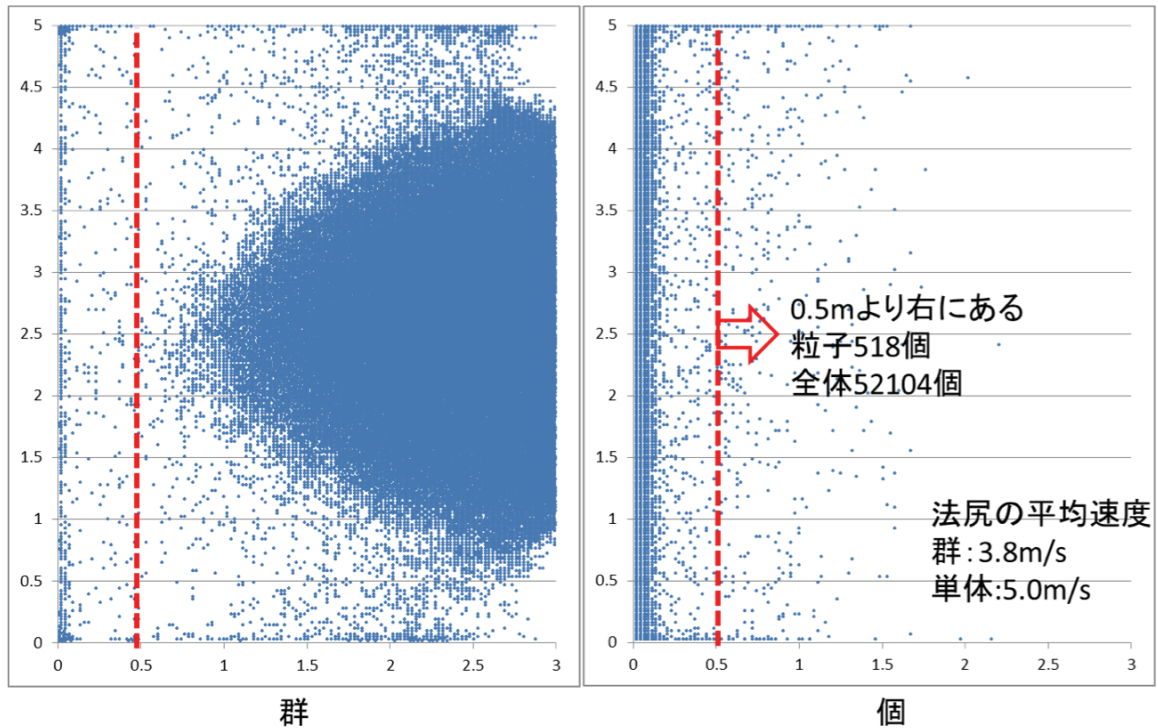
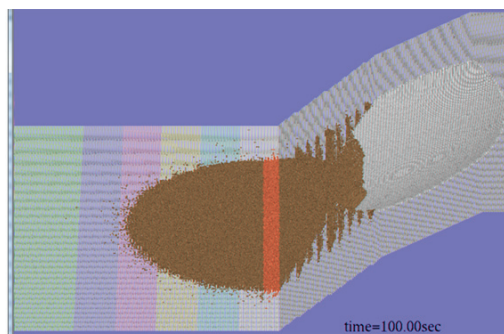


図 3. 3. 2. 3-13 群の到達位置と個の到達位置，25 年度実験のシミュレーション
斜面は右，試験体(粒子)は右から左に流れる.

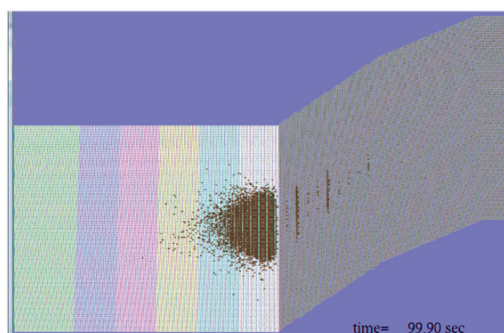
これまでの傾向とは異なり，堆積域の先端の到達距離が大きい



群
159,093個

理由

・崩壊領域の規模が大きい



個
100,000回

図 3. 3. 2. 3-14 群の到達位置と個の到達位置，モデルケースのシミュレーション，3 層モデル限界
加速度に対応するすべり面

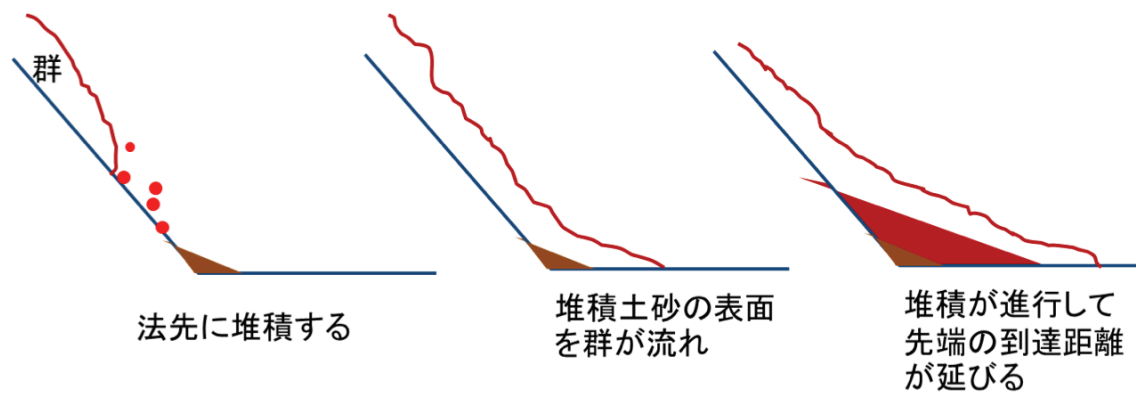


図 3. 3. 2. 3-15 崩壊領域の体積が大きいと群先端の到達位置が大きくなる理由

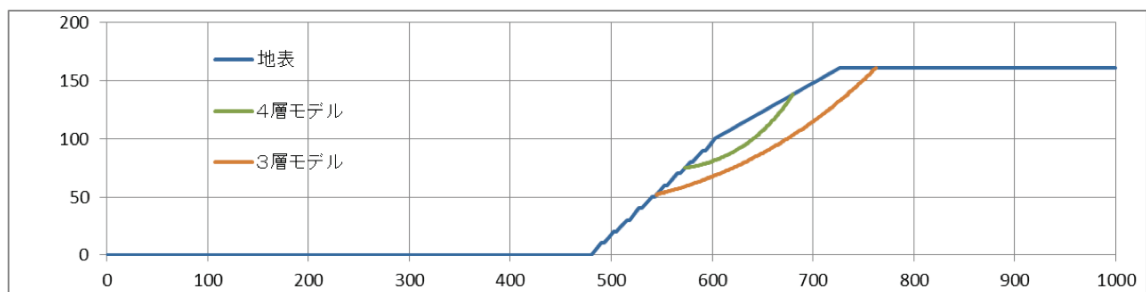


図 3. 3. 2. 3-16 崩壊領域の体積のパラメトリックスタディ,
3層モデルと4層モデルのそれぞれ限界加速度に対応するすべり面

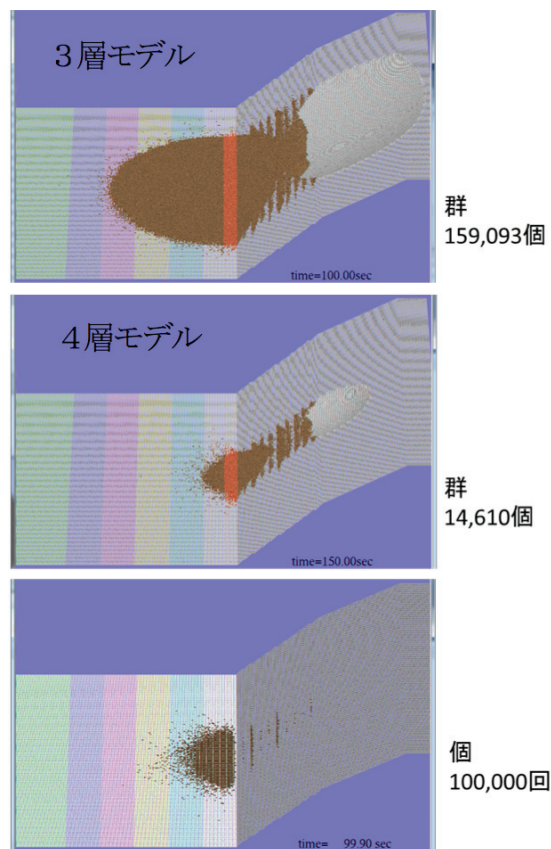


図 3. 3. 2. 3-17 崩壊領域の体積のパラメトリックスタディ

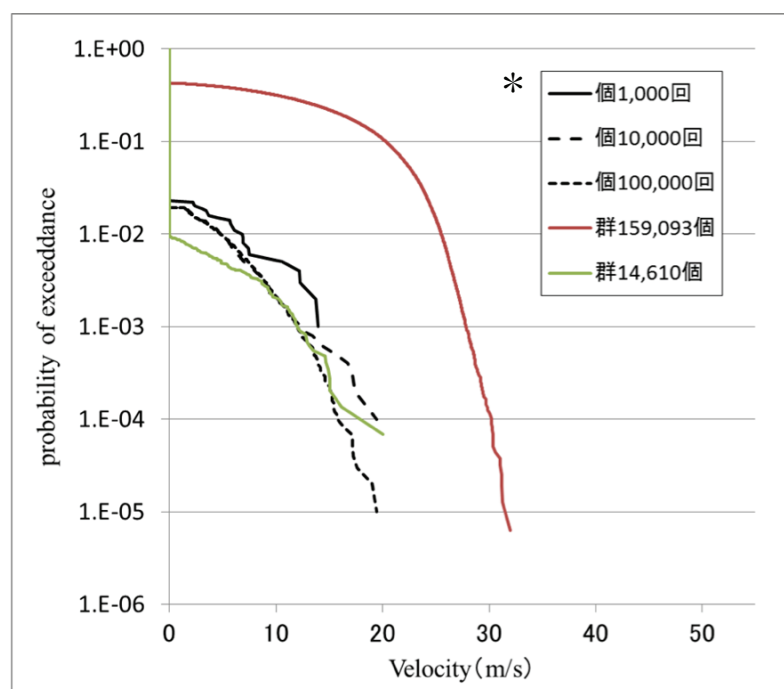


図 3. 3. 2. 3-18 到達ハザードの比較

* 「回」 は, 到達ハザードを求めるためのモンテカルロシミュレーションの試行回数を示す.

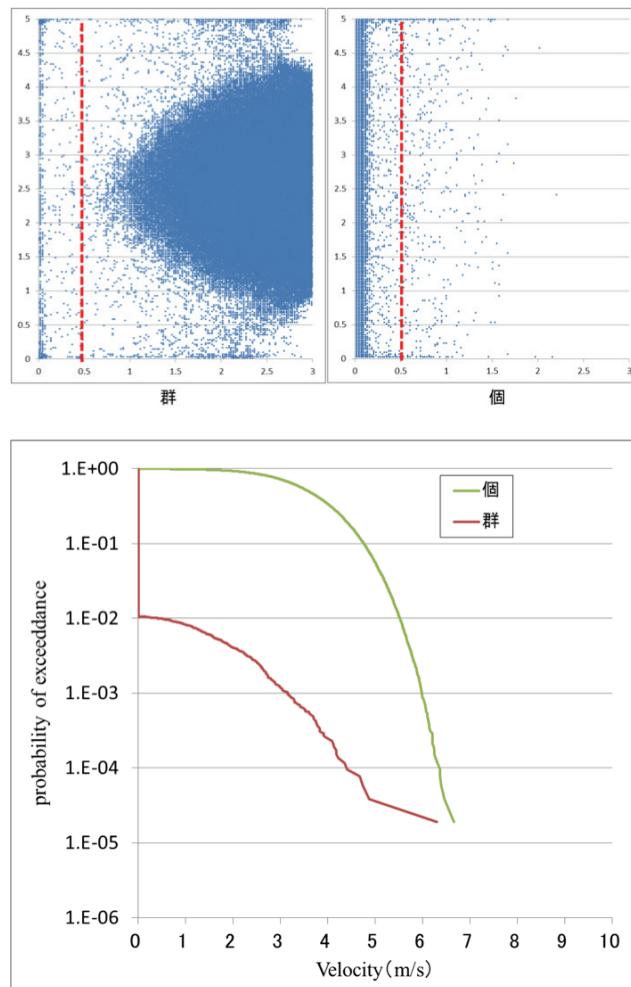


図 3.3.2.3-19 到達ハザードの比較, 25 年度実験に対するシミュレーション検討
(法先から 2.5m 地点)

4) 群挙動による到達確率の試算

図3.3.2.3-20に限界加速度に対応する崩壊土塊と 10^{-5} 波に対する崩壊土塊の群先端の到達位置を示す.

群到達位置の変動係数を0.1と仮定すると例えば, 法尻から200mの距離にある構造物への群の到達確率は, 表3.3.2.3-3と算定できる. 参考として, 図3.3.2.3-21に25年度実験における群先端の到達位置のばらつきを示す.

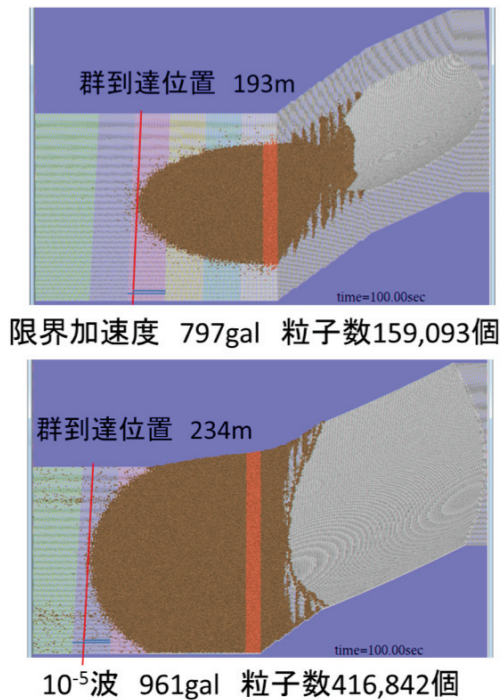


図 3.3.2.3-20 群先端の到達位置

表 3.3.2.3-3 群到達位置と到達確率

	加速度	群到達位置	到達確率
限界加速度	797gal	193m	0.36
10^{-5} 波	961gal	234m	0.93

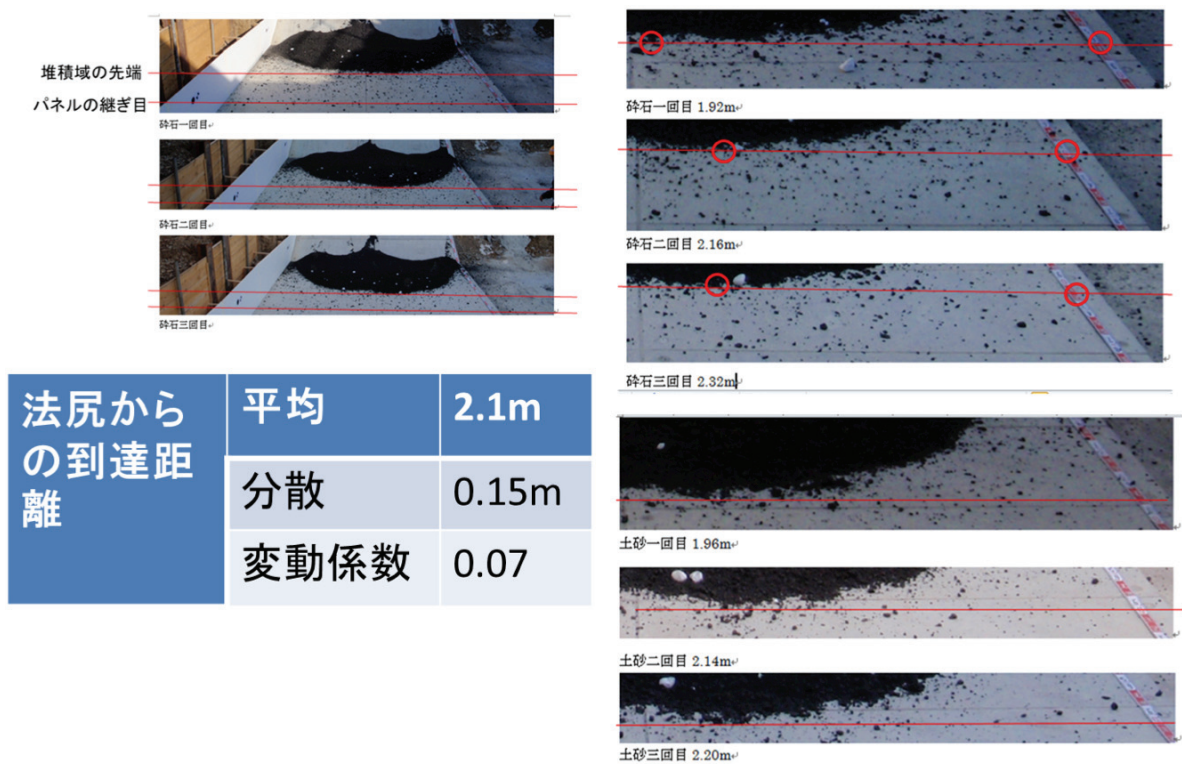


図 3.3.2.3-21 25 年度実験における群先端の到達位置のばらつき

3. 3. 2. 4 今後の課題

○岩塊群の衝突

まず、群到達が確実な地点では、群の作用を考慮する必要がある。

岩塊群の衝突による損傷評価については、今後、様々な事項で検討を深化させる必要がある。

例えば、群の作用を考慮するため速度評価式を用いることが考えられる。図 3.3.2.4-1 に群表層を流れる粒子の運動の特徴を示す。

底面に突入した岩塊の速度が単調に減少することから、法先から群先端到達位置までの速度分布を単純な数式で表すことができる。この式に、底面突入直後の初速を、簡易 DEM 解析等から適切に求めれば、法先から群先端到達位置までの任意の位置の群の速度を算出することができる。

また、構造物に衝突する荷重を MPM 等の粒子法から直接求めることも可能であろう。この場合、ばらつきの与え方が課題である。

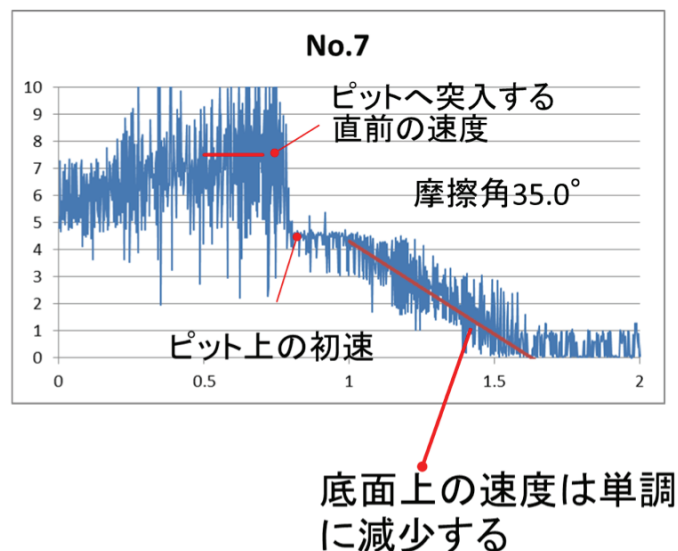


図 3.3.2.4-1 群表層を流れる粒子の運動の特徴

○その他、群、個、共通の課題および適用限界、注意事項

・粒子径の適用限界

岩塊の衝突による損傷の試算では、構造物への影響のない粒径(直径)として1m未満を、反発係数が極めて小さいとして8mより大きい粒径を解析から除外した。

1m未満の岩塊の衝突が構造物に影響があるかどうかについては、構造物毎に考慮する必要がある。構造物の壁厚と、考慮すべき岩塊の最小寸法について整理しておくことが実務的には有効である。

粒径の大きい岩塊の運動の特徴については、実験を含めさらなる検証が必要であり、リスクが無視できない場合には、その評価法、評価手順を構築する必要がある。

・パラメータ設定

本検討を通し、簡易 DEM で用いたパラメータは、乾燥状態または、不飽和状態の試料の斜面落下試験を対象とした再現解析に基づくものである。土石流等、豊富な水を含有する境界条件に適用できるかどうか今後検証が必要である。

・解析事例の蓄積

解析事例を蓄積し、信頼性を高める必要がある。

- ・3次元地形の影響，斜面の物性(表土，植生)

本検討で対象とした斜面は，平面で構成された2次元境界条件であった。3次元地形の影響について検討を進める必要がある。また，平面構成する材料はコンクリートパネルであった。岩塊の衝突による影響を調べるためには安全側と言えるが，精度を上げるため表土であったり植生が有った場合の影響を検討しておく必要がある。

- ・無次元的な整理

質点系解析で用いる幾何学を規定するパラメータ以外の物性パラメータは，反発係数のみであり無次元解析であるといえる。簡易DEMにおいても重要なパラメータは，反発係数であり，その他摩擦係数も無次元量なので，無次元解析である。

- ・斜面高さの限界

取り扱う斜面高さに制限はない。粒子の最大速度については，斜面高さ50mの実験等に基づく落石対策便覧の速度の限界値を参照している。