

添 付 資 料

添付資料は、条文および解説に補足するもので、その内容を検討する場合の参考となる資料をまとめたものである。各添付資料は、本指針（案）の以下の段階に対応している。

- ①計画段階 ・・・添付資料-1,2
- ②調査段階 ・・・添付資料-3～6
- ③設計段階 ・・・添付資料-6～21
- ④施工段階 ・・・添付資料-22
- ⑤維持・管理段階・・・添付資料-24

なお、添付資料にある表現（**2.2.1 危険地区の評価** 等）は、本文の章・節・項を表している。

添付資料目次

添付資料-1	山腹崩壊危険地区調査による事例.....	添付 1-1
添付資料-2	本対策工の適用除外範囲について.....	添付 2-1
添付資料-3	本対策工が対象とする崩壊形態.....	添付 3-1
添付資料-4	モデル地区における調査事例.....	添付 4-1
添付資料-5	原位置引抜き試験例.....	添付 5-1
添付資料-6	潜在崩土層の設定方法.....	添付 6-1
添付資料-7	多平面安定解析手法のブロック分割方法.....	添付 7-1
添付資料-8	解析手法による危険箇所の違いについて.....	添付 8-1
添付資料-9	現状安全率と計画安全率の考え方.....	添付 9-1
添付資料-10	常時の必要抑止力の算定方法について.....	添付 10-1
添付資料-11	ロックボルトの設計引張力について.....	添付 11-1
添付資料-12	許容値について.....	添付 12-1
添付資料-13	設計水平震度の設定について.....	添付 13-1
添付資料-14	耐震設計範囲について.....	添付 14-1
添付資料-15	地形効果震度法について.....	添付 15-1
添付資料-16	せん断変形予測式(直接変形算出法)について.....	添付 16-1
添付資料-17	すべり変形量予測式(すべり変形算出法)について.....	添付 17-1
添付資料-18	設計例（単層構造）.....	添付 18-1
添付資料-19	設計例（二層構造）.....	添付 19-1
添付資料-20	補助工法の採択に関しての直下の考え方について.....	添付 20-1
添付資料-21	動的解析の事例.....	添付 21-1
添付資料-22	振動台実験の概要.....	添付 22-1
添付資料-23	施工例.....	添付 23-1
添付資料-24	モニタリングについて.....	添付 24-1

添付資料-1 山腹崩壊危険地区調査による事例

1. 概要

当資料は、2.2.1 危険地区の評価における山腹崩壊危険地区の評価方法である「山地災害危険地区調査要領、山腹崩壊危険地区、平成18年7月、林野庁」に基づき、モデル地区（神戸市須磨区高倉山）の危険度点数算出例を示したものである。

2. 山腹崩壊危険度点数の算出例

2.1 自然条件調査

縮尺5千分の1の地形図に、一方向が傾斜の主方向に平行するメッシュ線を2cm間隔に引き、調査対象範囲が概ね2分の1以上含まれるメッシュについてメッシュ毎に調査した。

(1) 地質、地況、林況調査

地形図、地質図、ヘリコプターによる空中探査結果（六甲山系での調査資料）等の既往資料を基に地質、地況、林況の調査を行った。地質、地況、林況は、表1に示す区分に対応してメッシュ毎に点数化した。

表1 地質、地形および林況による山腹崩壊危険度点数表

調査項目	単位	区分	地 質						
			第1類	第2類	第3類	第4類	第5類	第6類	
1	傾斜 (等高線 本数)	%	0~30(3以下)	0	0	0	0	0	0
			31~50(4~5)	14	28	28	28	37	14
			51~70(6~7)	43	85	62	71	77	43
			71~90(8~9)	71	85	74	85	85	71
			91~(10以上)	85	71	85	71	71	85
2	縦断面形		凹形	28	28	28	14	14	28
			平滑	14	14	6	9	0	14
			複合	9	0	0	0	28	0
			凸形	0	14	14	28	6	0
3	横断面形	度	~150	14	28	28	28	28	28
			151~210	28	14	0	28	9	0
4	土層深	m	211~	0	0	14	0	0	6
			0.5m以下	0	0	0	0	0	0
			0.5~1.0m以下	9	6	6	6	6	9
			1.0~2.0m以下	14	14	14	14	14	14
			2.0m超	28	28	28	28	28	28
5	樹種		N	6	43	14	43	43	14
			L・NL	0	0	0	0	0	43
			その他	43	28	43	28	14	0
6	齢級		~2	28	71	71	62	57	71
			~4	0	71	57	71	71	48
			~8	23	11	11	14	28	14
			9~10	28	0	0	0	14	0
			11以上	71	14	6	0	0	14

注1 地質の区分は次による。

第1類 第四紀堆積物（シラス、火山堆積物、その他第四紀堆積物）

第2類 新第三紀層の堆積岩

第3類 古第三紀以前の堆積岩（古第三紀層、中生層、古生層）

第4類 火山岩（流紋岩、石英粗面岩、安山岩、玄武岩及びそれらの溶岩）

第5類 半深成岩・深成岩（花崗斑岩、石英斑岩、玢岩、輝緑岩、花崗岩、閃緑岩、斑輝岩等）

第6類 変成岩（動力及び接触変成岩、片岩類、蛇紋岩等）

2 第1類の傾斜について、メッシュ内に急崖がある場合は、等高線本数にかかわらず本数を10以上とする。

3 樹種の区分は次による。

N : 針葉樹の混交歩合が75パーセント以上

L・NL : 針葉樹の混交歩合が25パーセント未満及び広葉樹
ただし、竹林はL・NLに含めるものとする。

4 竹林の齢級はメッシュ内又はその周辺の他の樹種の齢級とする。

5 無立木の齢級は、1齢級とする。

(a) 地質調査

地質図、ヘリコプターによる空中探査結果などの既往資料により調査した。

(b) 傾斜

地形図等を基に調査する。メッシュ内接円に入る等高線の本数により傾斜を読み取った。

(c) 縦断面形

メッシュ毎の縦断面形が、凹形、平滑、複合、凸形であるか判断した。

(d) 横断面形

地形図等を基に調査する。メッシュ中心点（または付近）を通る等高線が内接円に交わる2点を結んだ2直線の山麓側の角度を計測した。

(e) 土層深

土層深は、以下の既往資料を参考とした。

①土壌図、既往調査結果（ボーリング、簡易貫入試験など）

②崩壊事例

(f) 荒廃状況

山腹崩壊の有無を現地で調査した。

(g) 林況状況

現地状況から推定した。

(2) 地震調査

地震による山腹崩壊危険度の調査を行い、表 2 に示す区分に対応してメッシュ毎に点数化した。

表 2 地震による山腹崩壊危険度点数表

調査項目	単位	区分	点数
震央又は活断層からの距離	km	5km 未満	9
		5km 以上 10km 未満	5
		10km 以上	1
斜面傾斜 (等高線本数)	%	0~40 (0~4)	0
		41~60 (5~6)	1
		61~80 (7~8)	4
		81 以上 (9 以上)	8
斜面横断面形	度	0~150	2
		151~270	3
		271 以上	0
斜面長	m	0~100	5
		101~200	4
		201~300	2
		301 以上	0
メッシュの斜面位置	%	0~30	3
		31~50	0
		51 以上	3
斜面の状況		火山性(噴出岩)の地質 オーバーハングが有る 表面に転石・浮石が多い 風化・変質・亀裂が発達した岩	3
		風化・変質した岩 亀裂の発達した岩	2
		土砂・粘質土	1
		上記以外	1
			1
土層深	m	0.5 以上	4
		0.5 未満	1

注1 1の(1)の(ウ)のa~d及びfについては、調査項目「震央又は活断層からの距離」を5km未満として採点する。

2 活断層の位置は、東京大学出版協会発行「日本の活断層」(1995年4月15日発行)に記載されているもの及びその他その存在が確認されているものとし、計測はこれを5千分の1の地図に移記したものをを用いる。

(a) 震央または活断層からの距離

「日本の活断層」(東京大学出版協会、1995年4月発行)に示された断層を対象とした。モデル地区では、須磨断層を震源断層とした。

(b) 斜面傾斜・斜面横断面形・土層深

斜面傾斜・斜面横断面形・土層深は、前述の「地質・地況・林況調査」と同様とした。

(c) 斜面長

メッシュ中心から上方および下方にそれぞれ最大傾斜の方向線を描き、それぞれが上部地形の変換点または下部地形の変換点と交わるまでの水平距離とした。

(d) 斜面位置

斜面上における、下部変換点からのメッシュの位置とした。

(e) 斜面の状況

地質図、既往調査結果から山腹斜面の地質、風化の状況とした。

2. 2 調査結果表および危険度ランク分け

対象地区に対して 100m メッシュ毎に山腹崩壊危険度点数{表 3 (a)}を算定し、その中の最高点を対象地区の山腹崩壊危険度点数とした。

対象地区の危険度のランクは、山腹崩壊危険度{表 3 (a)}と被災危険度{表 3 (b)}の組み合わせにより判定した{表 3 (c)}。

表 3 対象地区の危険度ランクの判定表

(a)山腹崩壊危険度判定表

危険度	危険度点数が最高点のメッシュの点数
a ₁	180点以上
b ₁	140点以上180点未満
c ₁	100点以上140点未満

(b)被災危険度判定表

危険度	公共施設等の種類及び数量
a ₂	公用若しくは公共用施設(道路を除く。)又は10戸以上の人家がある場合
b ₂	5戸以上10戸未満の人家がある場合
c ₂	5戸未満の人家又は道路がある場合

(c)山腹崩壊危険地区の危険度点数

危険度	危険度点数
A	a ₁ -a ₂ 、a ₁ -b ₂ 、b ₁ -a ₂
B	a ₁ -c ₂ 、b ₁ -b ₂ 、c ₁ -a ₂
C	b ₁ -c ₂ 、c ₁ -c ₂ 、c ₁ -b ₂

2. 3 山腹崩壊危険度ランク判定例

モデル地区での危険度判定例を図 1 に示す。検討したメッシュは、調査対象範囲がおおむね 2 分の 1 以上含まれる 6 メッシュとした。すべてのメッシュで 100 点以上（表 4 中、赤枠内の点数）となる。当地区の斜面下方には、保全対象である道路や民家が斜面高の 5 倍以内に多くあることから、被災危険度は a2 と判断した。表 5 に示すように、山腹崩壊危険度 (b1) と被災危険度 (a2) を組み合わせると、モデル地区の危険度判定は A に分類される。

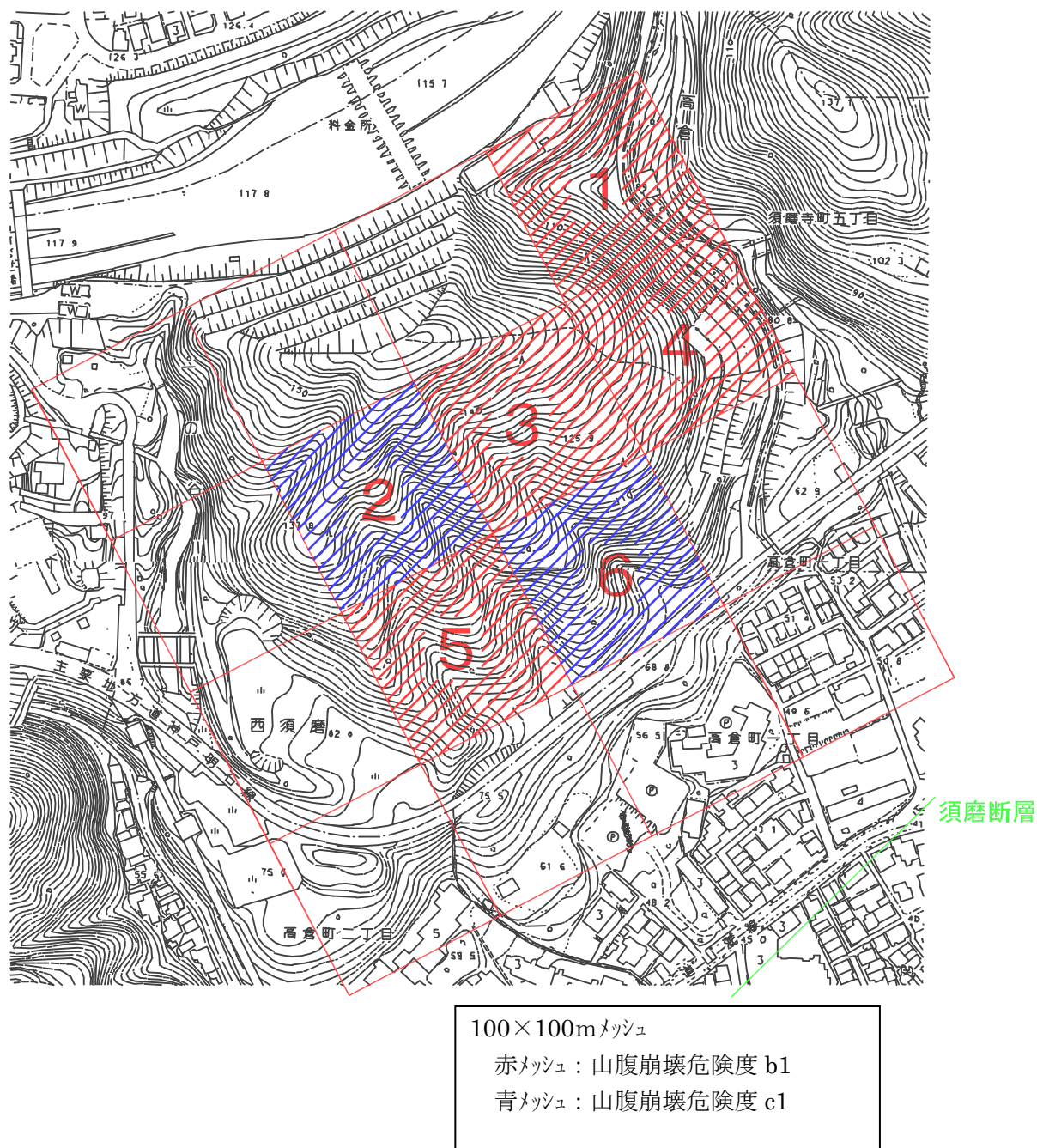


図 1 山腹崩壊危険度ランク判定例（1：2,500 の地形図を利用）

表 4 モデル地区（神戸市須磨区高倉山）の危険度点数結果例（メッシュ毎）

		メッシュNo.					
		1	2	3	4	5	6
地質		第5種					
地況	傾斜	48%(37)	50%(37)	56%(77)	58%(77)	38%(37)	48%(37)
	縦断面形	凹形(14)	平滑(0)	平滑(0)	凹形(14)	凹形(14)	凹形(14)
	横断面形	100° (28)	160° (9)	170° (9)	220° (0)	100° (28)	210° (0)
	土層深	1.0~2.0m以下(14)					
林況	樹種	広葉樹が多い(0)					
	齢級	六甲山系の樹木は概ね若い(28)					
①地況・林況 点数計		121	88	128	133	121	93
地震	活断層からの距離	5km未満(9)					
	斜面傾斜	48%(1)	50%(1)	56%(1)	58%(1)	38%(0)	48%(1)
	斜面横断面形	100° (2)	160° (3)	170° (3)	220° (3)	100° (2)	210° (3)
	斜面長	150m(4)	150m(4)	130m(4)	150m(4)	150m(4)	60m(5)
	メッシュの斜面位置	10%(3)	90%(3)	40%(0)	10%(3)	35%(0)	60%(3)
	斜面の状況	強風化花崗岩(3)					
	土層深	0.5m以上(4)					
	②地震点数計		26	27	24	27	22
危険度点数(①+②)		147	115	152	160	143	121
山腹崩壊危険度判定		b1	c1	b1	b1	b1	c1
被災危険度判定		a2					
山腹崩壊危険地区の危険度判定		A	B	A	A	A	B

※1 現地は強風化花崗岩のため第5種に分類した。

※2 ()内は点数を表す。

※3 赤枠はメッシュ毎の危険度点数を示す。

表 5 モデル地区（神戸市須磨区高倉山）の危険度判定例

	メッシュ番号	点数計	補正点数			合計	山腹崩壊危険度	被災危険度	危険地区の危険度判定
			崩壊地有り	地震	落石				
危険地区の判定(最高点メッシュ)	4	133	0	27	0	160	a ₁ Ⓓ c ₁	Ⓐ ₂ b ₂ c ₂	Ⓐ B C

※4 地震及び落石による崩壊は確認されていないためーとした

添付資料-2 本対策工の適用除外範囲について

1. 概要

当資料は、2.2.2 現地状況の机上検討で示している適用除外範囲について、考え方を記述したものである。

2. 適用除外範囲

(1) 谷型斜面における適用除外範囲について

図 2 に示す谷型斜面については、本対策工の適用除外範囲を設定する。谷地形の定義を図 3 に示す。谷地形は集水地形となるため、表層土の流出等が懸念され本対策工の効果が低下することが考えられる。このため、図 4 に示す溪床侵食部（溪岸の侵食状況、露岩や植生状況により判断する）は適用外とする。ただし、谷壁斜面については適用範囲とする。

意味	最大傾斜の方向（落水線の方向）の変化状態				
	水平断面形（等高線の平面形）による斜面分類				
	分類	尾根型斜面 (r)	直線斜面 (s)	谷型斜面 (v)	
最大傾斜の大きさ（等高線距離）の変化状態	垂直断面形による斜面分類	凸形斜面 (X)			
		凸形尾根型斜面 (Xr)	凸形直線斜面 (Xs)	凸形谷型斜面 (Xv)	
		等斉斜面 (R)			
		等斉尾根型斜面 (Rr)	等斉直線斜面 (Rs)	等斉谷型斜面 (Rv)	
		凹形斜面 (V)			
		凹形尾根型斜面 (Vr)	凹形直線斜面 (Vs)	凹形谷型斜面 (Vv)	

図 2 山腹斜面型模式図¹⁾

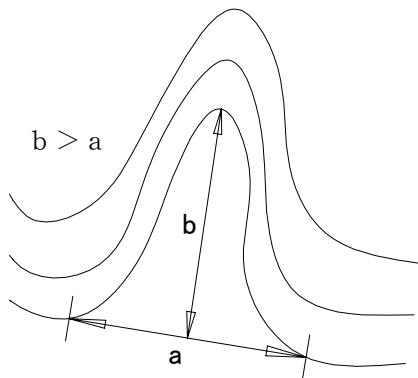


図 3 谷地形の定義

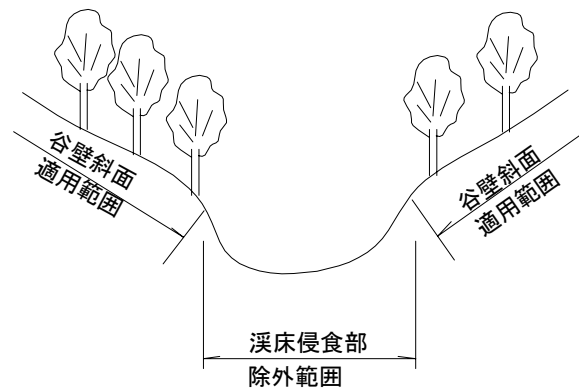


図 4 適用除外範囲（溪床侵食部）

1) 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門,古今書院,第1巻,p.122,1997.

(2)表面流出部（0次谷）における適用除外範囲について

表面流出部（0次谷）は、降雨によりガリーや地中流路が発生する。このため、土は不安定となり土塊状にならなくなり、本対策工の効果が低下すると考えられることから、当面、0次谷（1次谷流域のうち、明瞭な1次水流の上流端から上方の谷型斜面）についても適用外とする。以下に、0次谷について示す。

①0次谷の定義

1次谷流域のうち、明瞭な1次水流の上流端から上方の谷型斜面を0次谷とよび、その流域を0次谷流域と呼ぶ（図5参照）。

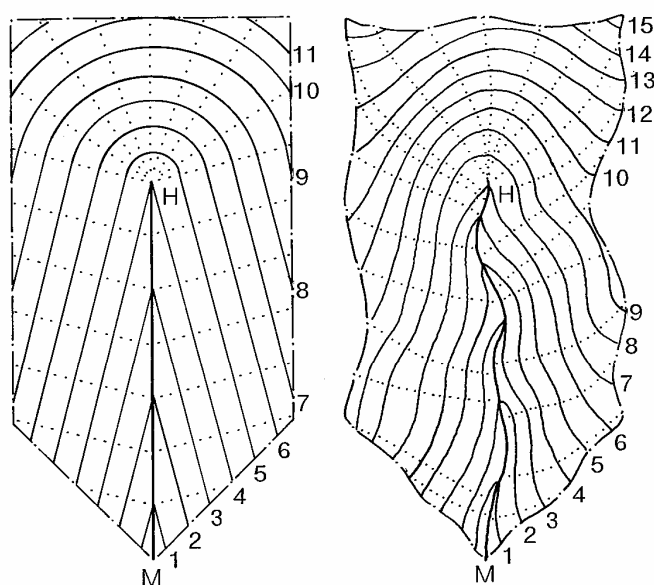


図 13.1.3 谷頭に等斉谷型斜面，両岸に等斉直線斜面をもつ単純な谷（左）と実際の1次谷（右）の模式図（村田，1930，の着想に基づいて描画）HとMは1次の谷線の上流端と下流端，点線は落水線をそれぞれ示す。

図 5 1次谷模型図²⁾

②0次谷の特質

（表面流出）

0次谷斜面では落水線が下方に至るほど収れんすることから、斜面の下方に至るほど、降雨時には表面流出から集中流に変化して、ガリーの発達を促す。

（地下水）

0次谷の流域の下方に至るほど、地下水も集中し、無数の孔隙からモグラ孔のようなパイプとよばれる地中流路（不定形断面であるが、径数cm～10数cm）を形成する。

（崩落）

パイプを通じて地中の細粒物質が排出されるので表土層が不安定となり、豪雨時に斜面が崩落しやすくなる。

²⁾ 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門，古今書院，第3巻，p.690，1997.

添付資料-3 本対策工が対象とする崩壊形態

1. 概要

当資料は、3.2.2 対策工の適用性判定の適用性判定条件の一つである崩壊形態について記述したものである。本対策工が対象とする崩壊形態は、表層崩壊型である。

2. 崩壊形態

崩壊形態の種類としては、図 6 に示したタイプが考えられるが、本対策工の対象とする崩壊形態は、A 表層滑落（移動量小）と B 表層滑落（移動量大）の表層崩壊型である。

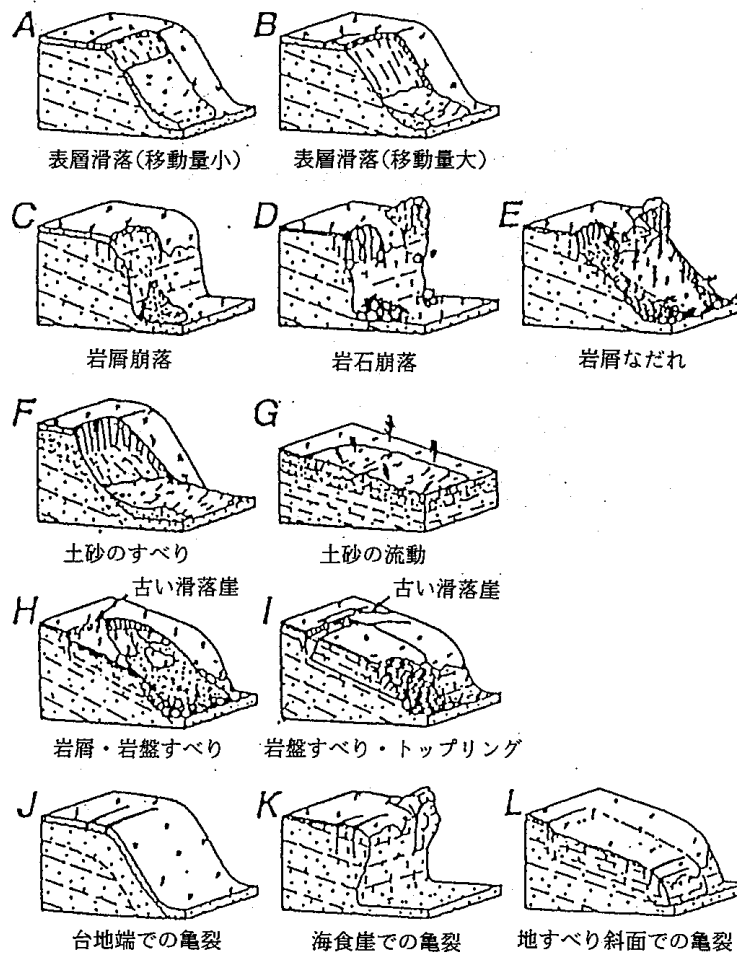


図 6 崩壊のタイプと亀裂発生パターン³⁾

³⁾ 伊藤陽司：1994年北海道東方沖地震による地すべり・崩壊の特徴,地盤工学会北海道支部,技術報告書,第36号,pp.1~6,1996.

添付資料-4 モデル地区における調査事例

1. 概要

当資料は、3.3.2 簡易貫入試験（一次調査）と 3.3.3 潜在崩土層厚分布の把握についてモデル地区での調査事例を示し、3.4.6 地盤定数設定のための詳細調査についてモデル地区の調査・試験結果を記述したものである。また、4.2 常時設計の考え方である飽和度と粘着力の関係について試験結果をまとめたものである。モデル地区は、神戸市須磨区高倉山（以下、高倉山地区とする）と姫路市安富町安志（以下、安志地区とする）の2箇所である。

2. 潜在崩土層厚分布の把握について

モデル地区（高倉山地区、安志地区）で得られた試験結果について以下に示す。

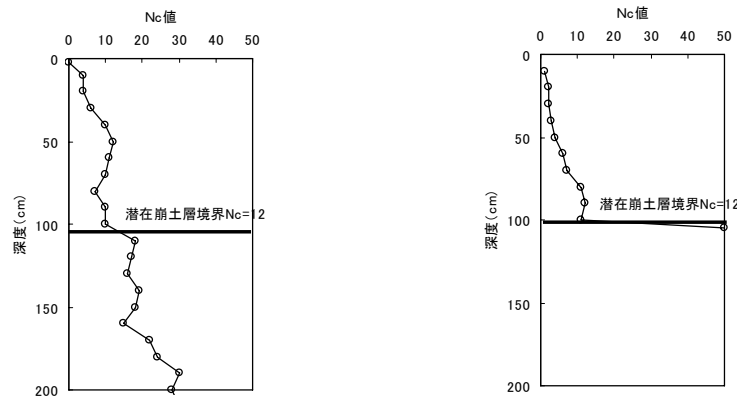
2.1 簡易貫入試験による潜在崩土層の評価について

簡易貫入試験は、自然斜面に薄く分布する潜在崩土層を把握することを目的として実施する。簡易貫入試験の実施位置は、対象地区の平面的な潜在崩土層の分布を把握する一次調査で水平 10m 間隔（格子状）、設計に用いる測線での二次調査で水平 2.5m 間隔を標準とする。ただし、地形の起伏状態によって標準間隔が困難な場合は、測定間隔を変更することができる。

潜在崩土層の設定方法は、添付資料-6 に示す方法で設定する。潜在崩土層の定義⁴⁾は、六甲山系のマサ土で $N_c=12$ 以下であることが示されている。また、兵庫県での崩壊地での調査（添付資料-6）でも $N_c=12$ 以下であることが示されている。

モデル地区における調査結果を図 7 に示す。モデル地区の表土は、高倉山地区でマサ土、安志地区で粘土質砂礫である。ここで高倉山地区（マサ土）では、深度方向に漸増する傾向にあり、地表に近いほど風化の度合いが強く強度が小さいことを示している。一方、安志地区（粘土質砂礫）では、 N_c 値が急増する結果となり、 $N_c>50$ の岩盤の上に潜在崩土層があることを示している。本指針の設計では、このような N_c 値の深度分布から、単層構造と二層構造に分類し、それぞれに地震時の変形量の算出法を定めている。

簡易貫入試験実施深度は、潜在崩土層を十分に把握できる深度として、 $N_c=30$ 以上を 30cm 確認、貫入不能（ $N_c>50$ ）となる場合またはロックボルトの施工能力を考慮して 3m 程度まで確認する必要がある。



(a)高倉山地区での試験結果例

(b)安志地区での試験結果例

図 7 Nc 値の深度分布

⁴⁾ 沖村孝：花崗岩自然斜面の表土層分布特性,土質工学会シンポジウム発表論文集,pp.111-116,1988.

2. 2 簡易貫入試験による潜在崩土層厚の分布の把握について

潜在崩土層分布を把握するため、簡易貫入試験の実施位置を 10m ピッチ（水平）を目安として、図 8 に示すように格子状に計画した。対象地区のブロック分けは尾根筋を境界として行った。潜在崩土層厚（鉛直方向の層厚）の分布は、図 9 に示すように各ブロックの斜面下部が比較的厚い傾向を示した。

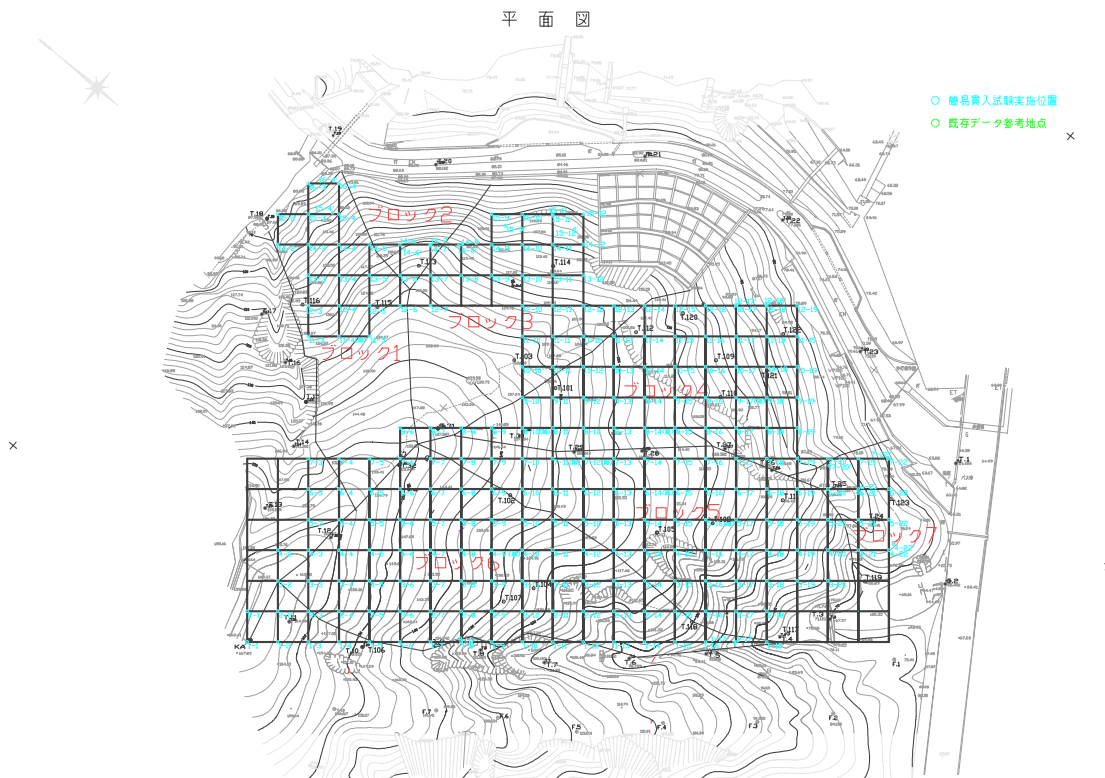


図 8 簡易貫入試験位置（水平 10m ピッチ：高倉山地区）

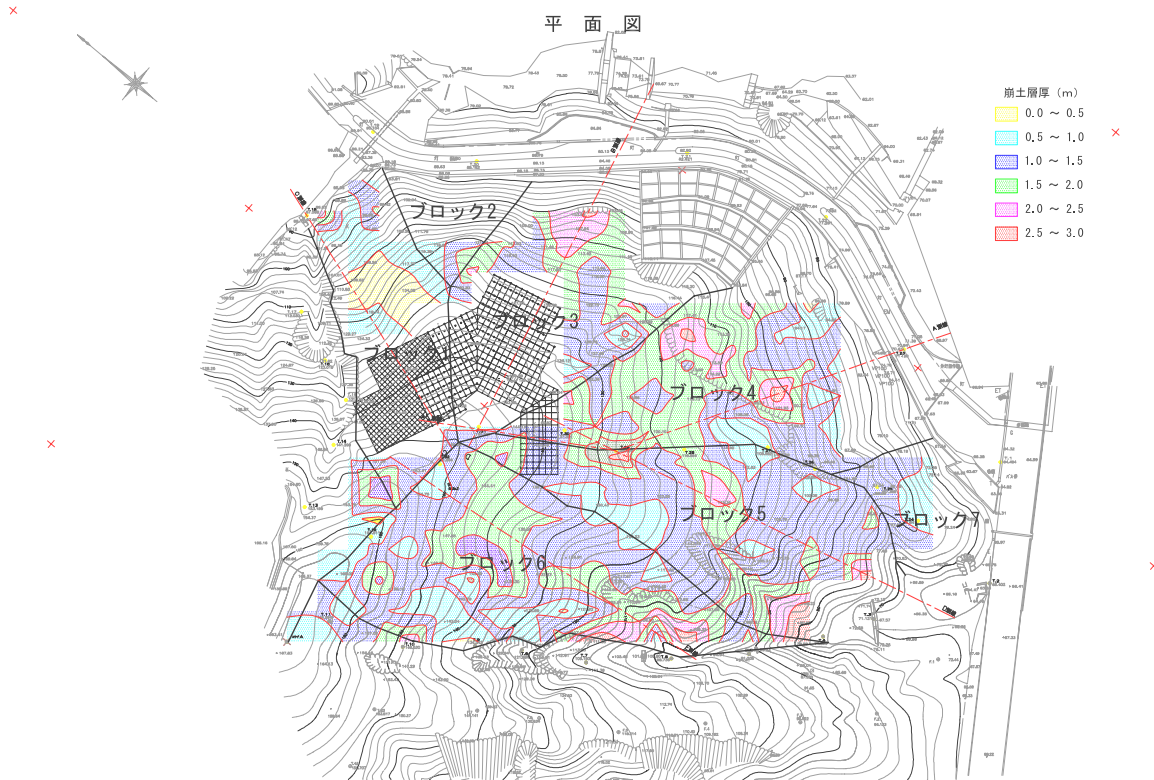


図 9 潜在崩土層分布の調査結果（高倉山地区）

2. 3 測線の設定について

測線の設定は、図 10 に示すように尾根筋および谷筋を結ぶ線(最急勾配)を基本とし、崩土層分布を調査した結果から潜在崩土層が比較的厚く堆積している地点を通るように設定した。

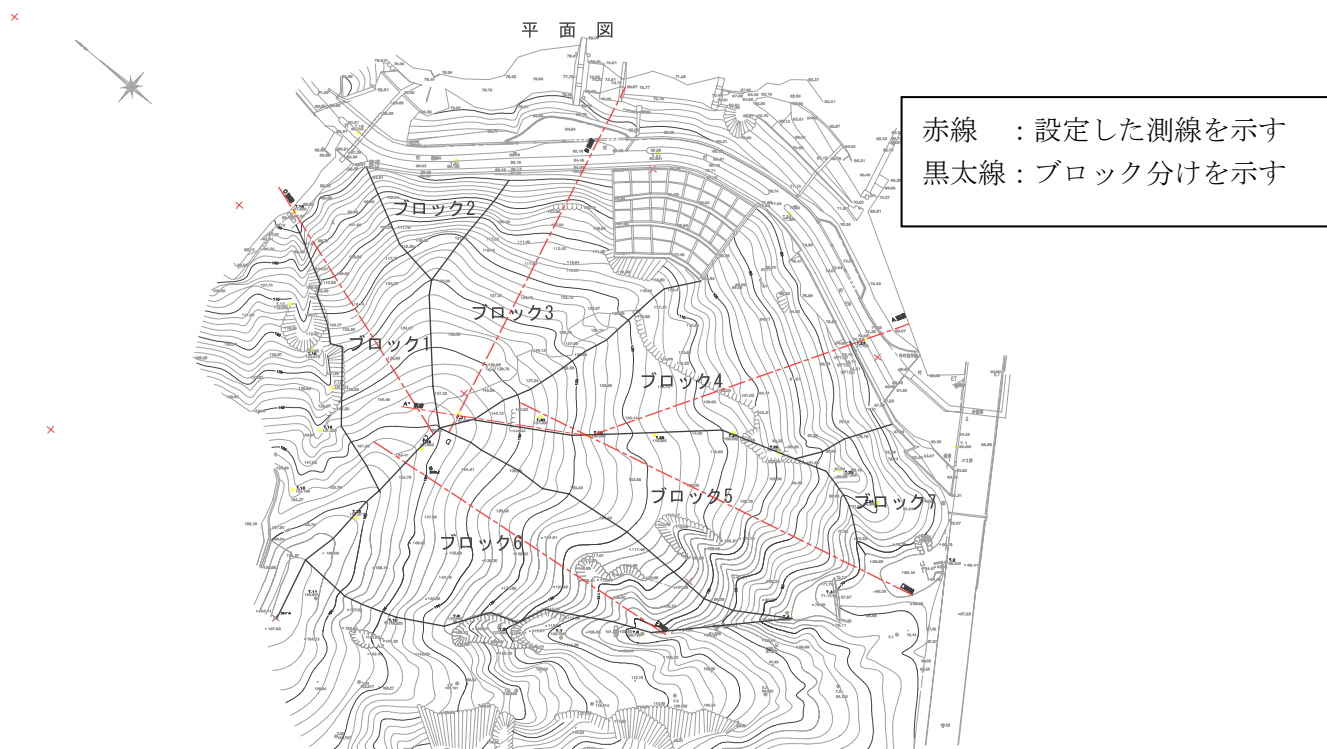


図 10 対象地区のブロック分けおよび測線の設定 (高倉山地区)

3. 地盤定数の評価について

設計に必要な定数値は、表 6に示した試験方法等で評価することができる。これらの試験で得られたモデル地区（高倉山地区、安志地区）の地盤定数を表 7に示す。また、表 8に示すように花崗岩地域において各種の地盤調査が実施されており、このように文献等に示される地盤定数も考慮に入れて、設計に用いる地盤定数は総合的に評価する必要がある。

表 6に示した試験を実施するには不攪乱試料の採取が必要であるが、不攪乱試料の採取が困難である場合が考えられることや、経済性や効率性の理由などから、簡易的な地盤定数の評価方法が望まれる。このため、現地調査のうち比較的容易に実施できる簡易貫入試験のNc値から、地盤定数を評価する簡易手法を検討した。Nc値からの推定の留意点および問題点を表 9にまとめる。ただし、Nc値と地盤定数の相関はバラツキがあり、試験データを蓄積し検討する必要がある。このため、地盤定数とNc値との相関が確立するまでは、本対策工を適用する地区では室内実験を実施する必要がある。また、詳細な設計手法である動的解析を実施する場合は、表 6の試験を実施する必要がある。

次頁以降に、モデル地区で得られた試験結果を示す。

表 6 設計に必要な定数値

設計に必要な地盤定数	主な試験方法
単位体積重量 γ_t	湿潤密度試験
粘着力C	三軸圧縮試験
内部摩擦角 ϕ	三軸圧縮試験
せん断弾性係数 G_0	PS検層
せん断弾性係数のひずみ依存性 G/G_0	繰り返し三軸試験

表 7 モデル地区での地盤定数

	高倉山地区	安志地区
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	15.2	15.2
粘着力c (kN/m ²)	10	17.6
内部摩擦角 ϕ (°)	30	30
せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	26000	22300
せん断弾性係数のひずみ依存性 G/G_0	G/G ₀ 曲線は図15に示す	

表 8 花崗岩地域におけるせん断強度調査事例⁵⁾

	H(cm)	γ_d (tf/m ³)	C(tf/m ²)	ϕ (deg)	τ' (tf/m ²)
青山	95	1.50	0.5~1.0	30	1.40~1.90
	95	1.44	—	—	1.60
六甲	60~100	1.30~1.40	0.45	19.4	0.76~1.02
呉	80	1.50	0.50	30~35	1.36

⁵⁾ 沖村孝・田中茂：表土層崩壊の斜面安定解析法に関する研究,建設工学研究所報告,vol23,pp231-245,1981.

表 9 地盤定数推定における留意点および問題点

設計に必要な地盤定数値	Nc値からの推定方法	
	Nc値との相関	留意点および問題点
単位体積重量 γ_t	乾燥密度 $\rho_d = 1.19 + 0.15 \times \ln(Nc)$	砂岩地帯では異なる関係式がある。設定する含水比で γ_t が異なる。
粘着力C	マサ土 : 10 kN/m^2 粘土質砂礫 : 15 kN/m^2	Nc値との関係の他に、含水状態で粘着力が大きく変化するため、Nc値との相関が困難となっている。
内部摩擦角 ϕ	$\phi = 6.1 \times \ln(Nc) + 18.1$ または、 $\phi = 30^\circ$ とする	含水状態による変化は小さいが、Nc値の相関にはバラツキが見られる。
せん断弾性係数 G_0	S波速度とNc値との相関から G_0 を設定する $V_s = (50 \sim 100) \times Nc^{1/3}$	V_s を設定する場合、N値から求める方法もあわせて総合的に判断する必要がある。
せん断弾性係数のひずみ依存性 G/G_0	モデル地区の試験結果を参考とする	4地区の G/G_0 曲線を提案している。どの曲線を採用するか検討が必要。

3. 1 土の単位体積重量 γ と N_c 値の関係について

モデル地区で実施した室内試験結果と、簡易貫入試験から得られた N_c 値との関係を図 11 に示す。図中には、花崗岩地域での沖村⁶⁾の試験結果、逢坂ら⁷⁾が示した関係式（沖村の試験結果を含む）、また砂岩地域での平松ら⁸⁾が示した関係式を示す。

モデル地区での試験結果は、逢坂らの示した関係式と同様の傾向を示した。これより、設計に用いる土の単位体積重量 γ の設定は、 N_c 値と乾燥密度 ρ_d の関係から推定する方法、あるいは対象地区での試験値を採用することが望まれる。乾燥密度から単位体積重量 γ を設定する場合、含水比の設定が必要であるが、含水比は時期により変化するため、その設定には注意が必要である。

(設計に用いる関係式)

$$\rho_d = 1.19 + 0.15 \times \ln(N_c)$$

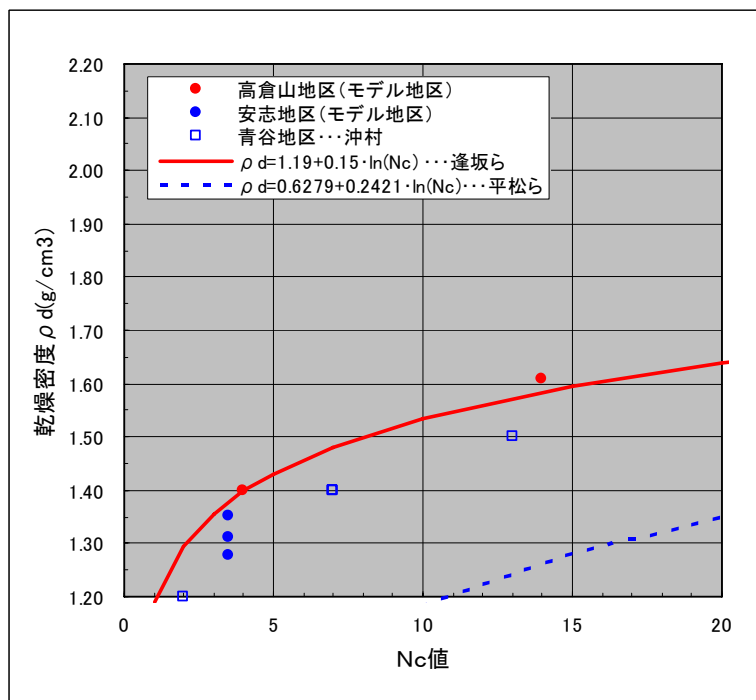


図 11 N_c 値と乾燥密度の関係

6) 沖村孝：花崗岩自然斜面の表土層分布特性,土質工学会シンポジウム発表論文集,pp.111-116,1988.

7) 逢坂興宏・田村毅・窪田順平・塚本良則：花崗岩斜面における土層構造の発達過程に関する研究,砂防学会誌,Vol.45,pp.3-12,1992.

8) 平松晋也・尾藤顕哉：斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定法に関する一考察,砂防学会誌,Vol.54,pp.12-21,2001.

3. 2 粘着力 c と N_c 値の関係について

土の強度を示す粘着力 c の設定は、安定計算で必要となる。

モデル地区で実施した室内試験結果（三軸 CD 試験）と簡易貫入試験から得られた N_c 値の関係を図 12 に示す。図中には、花崗岩地域での沖村⁹⁾の試験結果、小川¹⁰⁾が示した関係式、また砂岩地域での平松ら¹¹⁾が示した試験結果を示す。

高倉山地区（モデル地区）での試験結果は、小川の示した関係式や砂岩地域での試験結果から比較的大きな値を示し、沖村の試験結果（青谷）に比較的近い値を示した。安志地区（モデル地区）の試験結果は、 N_c 値が小さいにもかかわらず、粘着力 c が比較的大きな値を示した。これは、粘土分を多く含むためと考えられる。高倉山地区と青谷のマサ土での試験結果のみで関係式を導くと、以下の関係式が得られる。

$$c = 10.9 \times \ln(N_c) - 7.0$$

設計に用いる定数値は、試験試料の含水状態で粘着力 c がばらつくと考えられることと、粘着力 c と N_c 値との関係にばらつきがあることから、設計に用いる粘着力 c は以下の一定値、あるいは対象地区での試験値を採用することが望まれる。

（設計に用いる定数値）

- N_c 値 ≤ 12 （潜在崩土層） : $c=10\text{kN/m}^2$ （マサ土）、 $c=15\text{kN/m}^2$ （粘土質砂礫）
- N_c 値 > 12 : $c=25\text{kN/m}^2$

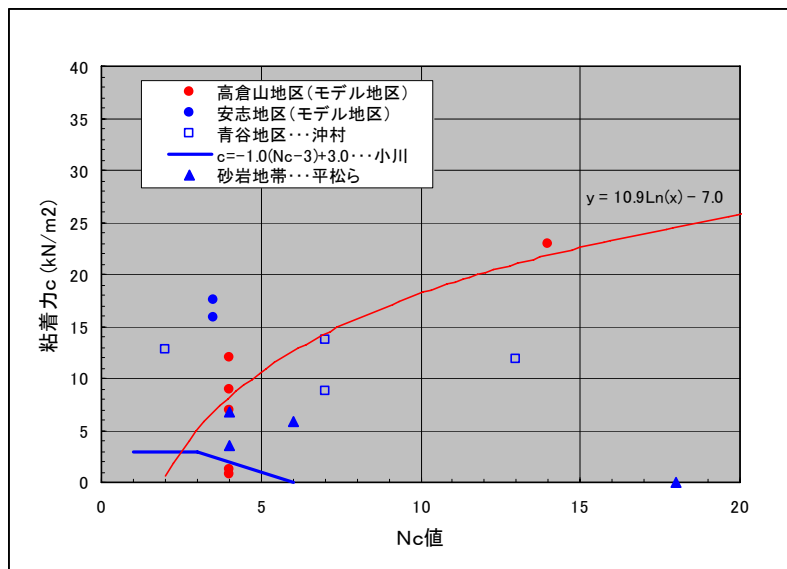


図 12 N_c 値と粘着力の関係

9) 沖村孝：花崗岩自然斜面の表土層分布特性,土質工学会シンポジウム発表論文集,pp.111-116,1988.

10) 小川紀一郎：山地斜面における表土層の構造特性と水分変動過程に関する研究,北海道大学農学部演習林研究報告,第 54 号,1997.

11) 平松晋也・尾藤顕哉：斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定法に関する一考察,砂防学会誌,Vol.54,pp.12-21,2001.

3. 3 内部摩擦角 ϕ と N_c 値の関係について

モデル地区で実施した室内試験結果（三軸 CD 試験）と簡易貫入試験から得られた N_c 値の関係を 図 13 に示す。図中には、花崗岩地域での沖村¹²⁾の試験結果、小川¹³⁾が示した関係式、また砂岩地域での平松ら¹⁴⁾が示した試験結果を示す。

モデル地区での試験結果は、小川の示した関係式から比較的小さな値を示し、沖村の試験結果（青谷）と平松らの試験結果に比較的近い値を示した。モデル地区と沖村、平松らの試験結果から関係式を導くと、以下の関係式が得られる。また、設計に用いる内部摩擦角 ϕ は、 N_c 値との関係式または一定値を採用するか、あるいは対象地区での試験値を採用することが望まれる。

（設計に用いる関係式または定数値）

$$\phi = 6.1 \times \ln(N_c) + 18.1$$

または、 $\phi = 30^\circ$ （試験値の平均的な値）

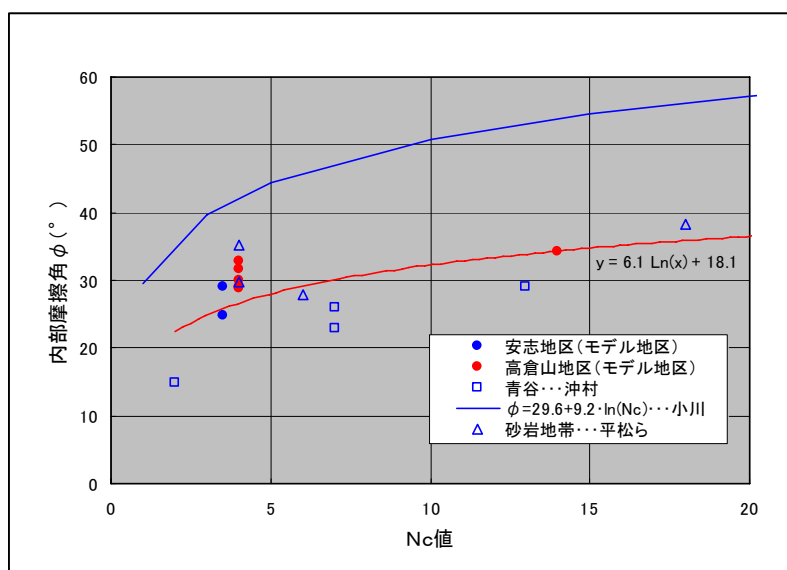


図 13 N_c 値と内部摩擦角の関係

12) 沖村孝：花崗岩自然斜面の表土層分布特性,土質工学会シンポジウム発表論文集,pp.111-116,1988.

13) 小川紀一郎：山地斜面における表土層の構造特性と水分変動過程に関する研究,北海道大学農学部演習林研究報告,第 54 号,1997.

14) 平松晋也・尾藤頭哉：斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定法に関する一考察,砂防学会誌,Vol.54,pp.12-21,2001.

3. 4 初期せん断弾性係数 G_0 の設定について

土の初期せん断弾性係数 G_0 の設定は、地震時の変形量計算に必要となる。

地震時の変形特性を表すせん断弾性係数 G はひずみに依存する。このひずみ依存性は、室内での変形特性を求めるための繰返し三軸試験で得られるが、初期の微小なひずみでのせん断弾性係数 G_0 は、拘束圧等の問題から精度が落ちるため、原位置試験で得られる PS 検層から下記の式を使って設定しても良い。

表層部での PS 検層結果を表 10 に示す。深度 0~2m の表層で考えると、 $V_s=80\sim130(m/s)$ となっている。表層部のせん断弾性係数 G_0 は、PS 検層から得られるせん断波速度 V_s の平均値から、以下の式を用いて推定した。

(PS 検層からの変形特性 G_0 の推定式)

$$G_0 = \rho \times V_s^2$$

ここで、

ρ : 密度 (g/cm^3)

V_s : S 波速度 (m/s)

表 10 表層部の PS 検層結果 (モデル地区試験例)

Goの評価:表層部のPS検層結果								
		ポアソン比 $\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]}$				せん断弾性係数 $G = \rho V_s^2$ 変形係数 $E = 2(1+\nu)G$		
試験位置		深度	ρ (g/cm^3)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	ν	G_0 (kN/m^2)	E (kN/m^2)
高倉山地区 (マサ土)	H13 No.7	0~2m	1.55	130	300	0.384	26195	72508
	H12 No.3	0~3m	1.55	150	400	0.418	34875	98906
	H12 No.4	0~3m	1.55	100	230	0.383	15500	42873
	H12 No.5	0~1.5m	1.55	120	250	0.350	22320	60264
	H12 No.6	0~5m	1.55	120	250	0.350	22320	60264
	H11 No.1	0~3m	1.55	210	550	0.415	68355	193445
安志地区 (粘土質砂礫)	H11 No.2	0~4m	1.55	190	450	0.392	55955	155779
	No.2	0~1.0m	1.55	80	230	0.431	9920	28391
	No.3	0~1.5m	1.55	100	230	0.383	15500	42873
	No.4	0~1.5m	1.55	120	300	0.405	22320	62719

* G_0 の計算は $\rho = 1.55(g/cm^3)$ として計算

S 波速度は P S 検層から設定する方法の他に、標準貫入試験から得られる N 値と S 波速度は以下の関係があることが知られている¹⁵⁾。

粘性土 : $V_s = 100 \times N^{1/3}$ ($1 \leq N \leq 25$)

砂質土 : $V_s = 80 \times N^{1/3}$ ($1 \leq N \leq 50$)

また、図 14 に示す簡易貫入試験 N_c 値と S 波測度の関係は、高倉山地区 (マサ土) で砂質土、安志地区 (粘土質砂礫) で粘性土の関係に近くなっている。このことから、以下の関係式で得られる S 波速度から初期せん断弾性係数 G_0 を推定することが考えられる。

(N_c と V_s の関係式)

$$V_s = (50 \sim 100) \times N_c^{1/3}$$

15) 社団法人日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, p.43, 1996.

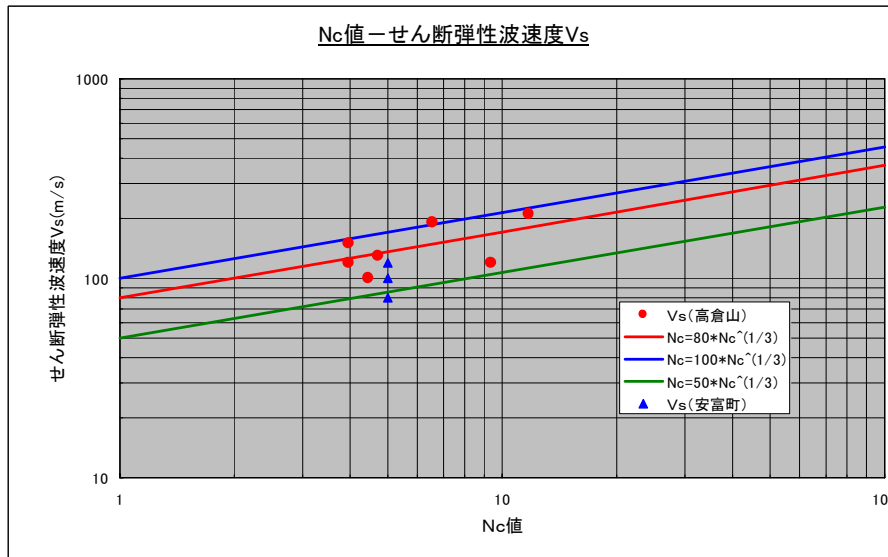


図 14 Nc 値と S 波速度の関係

3. せん断剛性率のひずみ依存性($G/G_0 - \gamma$)の設定について

せん断剛性率のひずみ依存性は、変形特性を求める繰返し三軸試験から設定する。試験結果は、せん断剛性率のひずみ依存性を示すために G/G_0 の変化で整理する。

設計に用いる曲線は、兵庫県で実施した試験データ（地質の異なる4地区）をもとに作成したフィット曲線（図 15 および表 11）を採用するか、あるいは対象地区での試験を実施することが望まれる。これ以外の地質等で参考とするデータがない場合は試験を実施することが必要である。

フィット曲線： $G/G_0 = 1 / (1 + b \gamma^c)$

ここで、

b 、 c ：係数

γ ：ひずみ

（設計に用いる曲線の例）

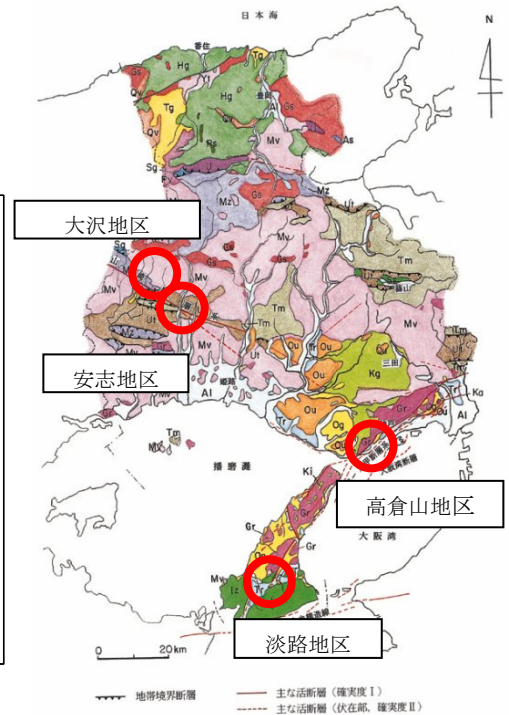
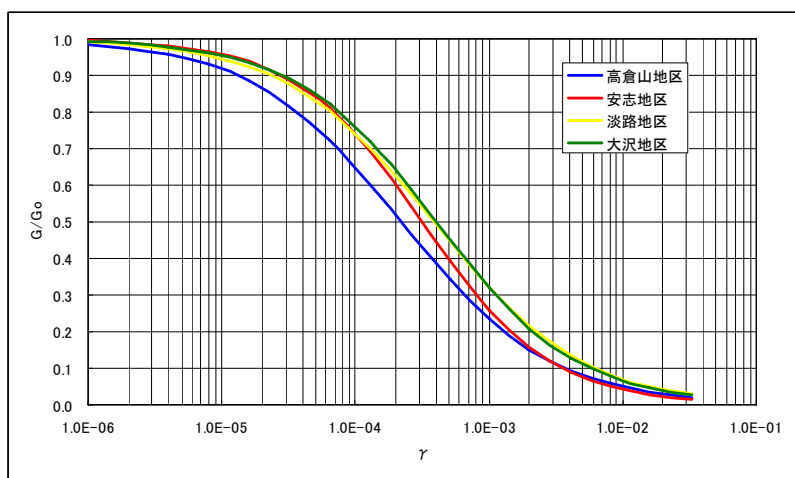


図 15 せん断剛性率のひずみ依存性（モデル地区試験例）

表 11 フィット曲線一覧表

係数	高倉山地区	安志地区	淡路地区	大沢地区
b	702.35447	1525.96595	495.05298	656.41188
c	0.77773	0.90934	0.78907	0.8297
対象地区の地質	花崗岩	砂岩・頁岩	堆積岩	火山岩

γ	G/G ₀			
	高倉山地区	安志地区	淡路地区	大沢地区
1.00E-06	0.985	0.995	0.991	0.993
2.00E-06	0.975	0.990	0.984	0.988
4.00E-06	0.957	0.982	0.973	0.979
8.00E-06	0.929	0.966	0.955	0.963
1.60E-05	0.884	0.938	0.925	0.936
3.20E-05	0.817	0.889	0.877	0.891
6.40E-05	0.722	0.810	0.805	0.821
1.30E-04	0.600	0.691	0.702	0.719
2.60E-04	0.466	0.544	0.577	0.590
5.10E-04	0.341	0.393	0.445	0.451
1.00E-03	0.235	0.259	0.320	0.320
2.00E-03	0.152	0.157	0.214	0.209
4.10E-03	0.093	0.089	0.134	0.127
8.20E-03	0.056	0.049	0.082	0.076
1.60E-02	0.034	0.027	0.050	0.045
3.30E-02	0.020	0.014	0.029	0.025

4. 飽和度と強度定数（ c 、 ϕ ）の関係

モデル地区の土を対象に飽和度を变化させた三軸試験結果を図 16 と図 17 に示す。これより、飽和度が高くなると、粘着力 c と内部摩擦角は変化することが確認された。飽和度による変化は、粘着力 c の変化が内部摩擦角 ϕ の変化に比べて大きくなっている。

本対策工の安定解析において、現状安全率を 1.0 とし強度定数を逆算する場合は、粘着力 c を逆算する方法とした。

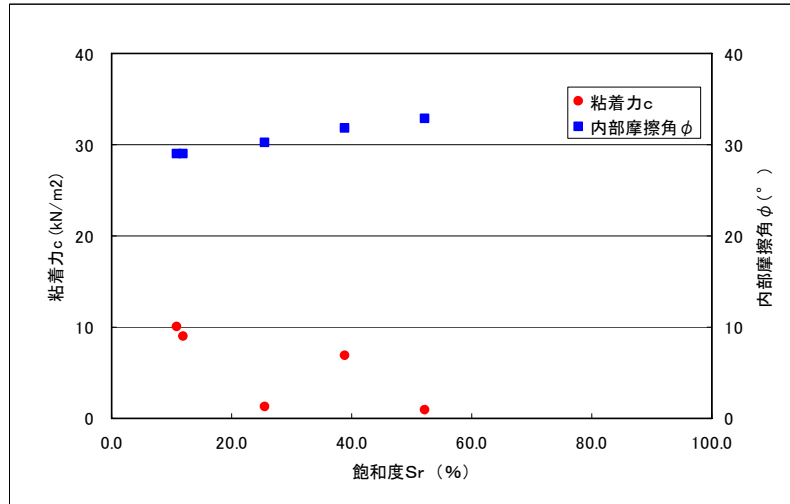


図 16 飽和度と強度定数（ c 、 ϕ ）の関係（高倉山地区）

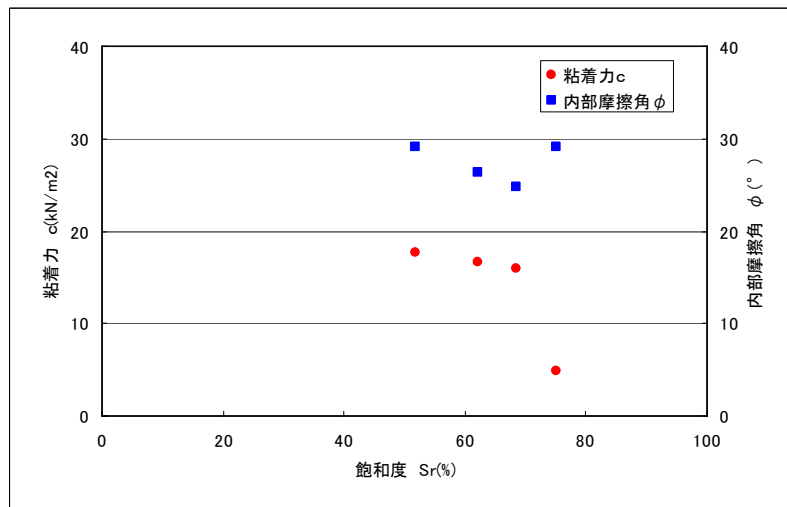


図 17 飽和度と強度定数（ c 、 ϕ ）の関係（安志地区）

添付資料-5 原位置引抜き試験例

5. 概要

当資料は、**3.4.9 原位置引抜き試験**に関して、モデル地区（神戸市須磨区高倉山、姫路市安富町安志）で実施した引抜き試験例と試験方法について記述したものである。

6. 原位置引抜き試験の概要

(1)地盤条件

原位置引抜き試験は、試験前に実施した簡易貫入試験により潜在崩土層（ N_c 値で 12 以下となる土）を対象として実施した。約 20cm 堆積している表土は試験の対象外とした。モデル地区の地盤条件を図 18 に示す。

本試験例は、移動層での試験を対象とした試験である。

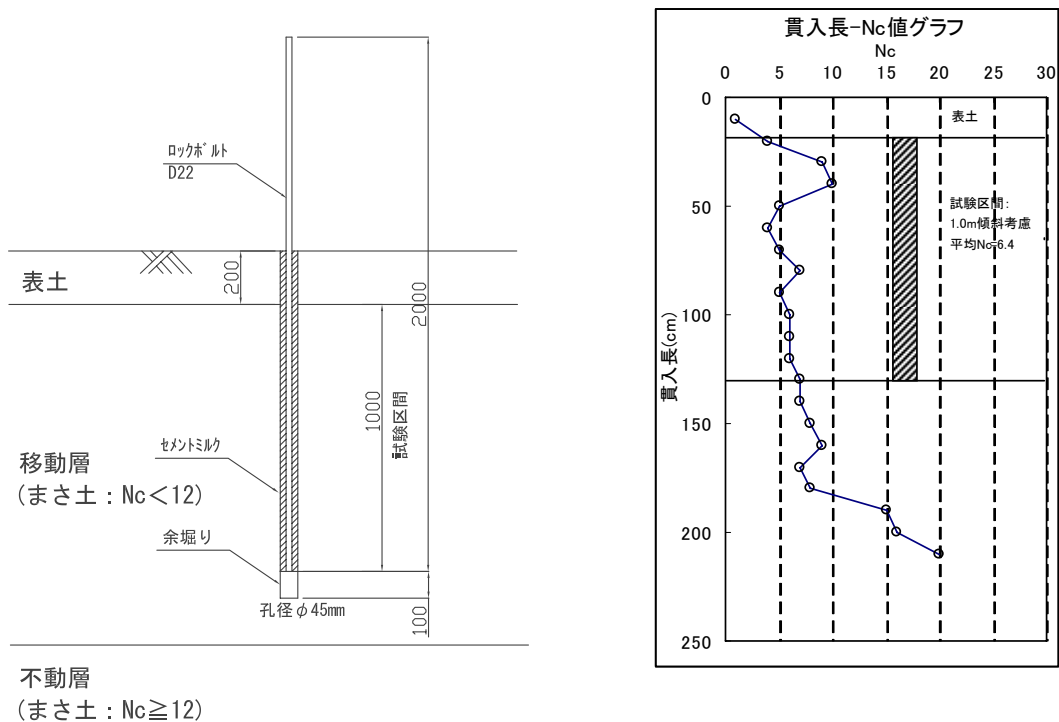


図 18 試験地区の地盤条件（神戸市須磨区高倉山）

(2)試験用鉄筋の設置概要

レグドリルを用いて孔径 45mm で削孔した。注入材は、重量比 $W/C=50\%$ のセメントミルクを作成し、孔内に注入した。鉄筋（D22）を挿入し、潜在崩土層に 1 m 定着させた。なお、本例の削孔径 45mm で実施し、試験と施工を実施した。

モデル地区（神戸市須磨区高倉山）での試験例は他の試験結果の比較等の理由から定着長を 1m としたが、通常の引抜き試験ではを潜在崩土層の全層定着で実施することが望ましい。ここで、削孔は本施工と同様にレグドリルを使うことが望ましいが、調査段階でレグドリルを使用することが経済的でない場合、孔壁が保てるかを確認の上で他の方法（例えばハンドオーガ）の適用を検討する。

(3)引抜き装置について

引抜き試験は、センターホールジャッキを用いて実施することが一般的であり、モデル地区でもこの方法（図 19）とした。試験では、引抜く鉄筋と注入材からなる試験体を押しえ込まないように注意が必要である。また、試験では引抜き力と引抜き量を把握する必要があり、反力を取る場所が大きく動かないことが望ましく、反力の取り方に注意が必要である。

モデル地区では、反力装置に反力盤を用いる方法とした。反力盤は地盤が破壊し大きく沈下しないような面積とした。また、図 19 に示すように、試験体上部に荷重が掛からないように反力盤を設置した。

試験時の変形量は、ロックボルトの引抜き量と反力板の沈下量を計測した。

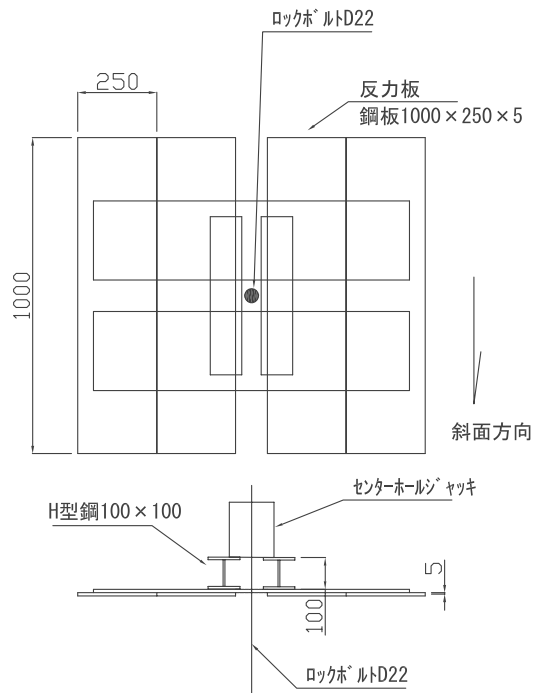


図 19 引抜き装置の概要

(4)試験方法

試験方法は、切土補強土工法設計・施工指針¹⁶⁾を参考に、以下のように実施した。

①最大試験荷重は、想定される地山と注入材の周面摩擦抵抗 τ_p から設定する。

(最大試験荷重設定例)

$\tau_p=100$ (kN/m²) と想定、試験区間 $L=1$ m、孔径=45mm とした場合、引張り荷重 P は

$$P=100 \times 0.045 \times \pi \times 1.0=14.1 \text{ (kN)}$$

最大試験荷重 P_{max} は、引張り荷重 P の 2 倍相当とする。

$$P_{max}=P \times 2= 28.2 \approx 30 \text{ (kN)}$$

②载荷サイクルは、単サイクルで最大試験荷重まで载荷する。

③载荷方法は、ジャッキの精度等を考慮して、最大試験荷重の 1/10～1/20 程度で設定する。モデル

¹⁶⁾ 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針,2002.

地区で実施した引抜き試験では、各段階の増加荷重の刻みを 2.0kN とした場合に、荷重-変位曲線の降伏点が明確となった。

各段階の荷重保持時間は 5 分とし、載荷速度については 1.0kN/10sec 程度を目安とした。

④計測項目は載荷荷重、試験時間、ロックボルト変位、反力装置変位の 4 項目を計測する。

⑤荷重-変位量曲線の関係図 (図 20) で整理し、これにより極限引抜き力 (Pmax) を求める。求めた極限引抜き力から地盤と注入材の極限周面摩擦抵抗力を逆算する。

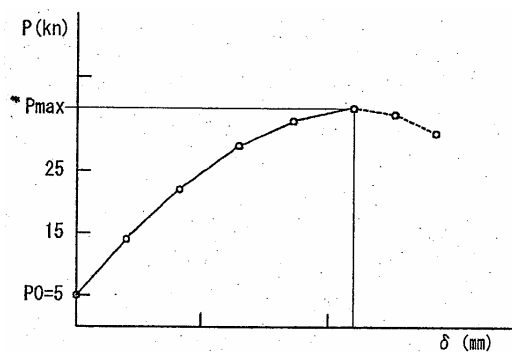


図 20 荷重-変位曲線(引抜試験)

(5)試験結果例 (神戸市須磨区高倉山)

モデル地区での試験結果例を以下に示す。

- ・ 試験区間平均 Nc 値=6.4
- ・ 試験区間長 L=1m
- ・ 孔径 D=45(mm)
- ・ 引抜き荷重 P=15.7 (kN)
- ・ 換算周面摩擦抵抗 $\tau_p = P / \pi DL = 111$ (kN/m²)

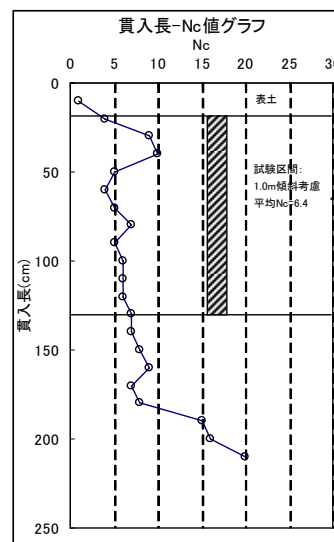
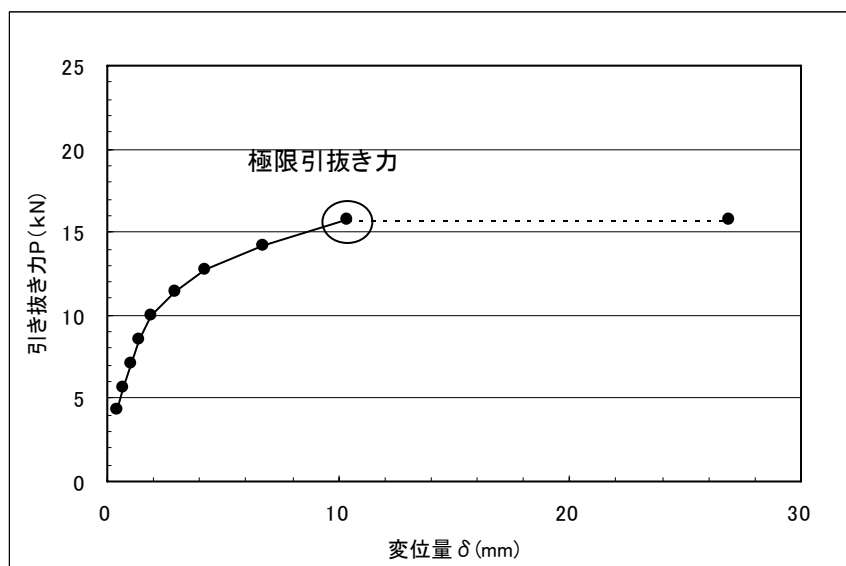


図 21 試験結果例 (神戸市須磨区高倉山)

(6) 試験結果例 (姫路市安富町安志)

モデル地区での試験結果例を以下に示す。

- ・ 試験区間平均 N_c 値 = 5.6
- ・ 試験区間長 $L = 0.5\text{m}$
- ・ 孔径 $D = 50(\text{mm})$
- ・ 引抜き荷重 $P = 8.5 (\text{kN})$
- ・ 換算周面摩擦抵抗 $\tau_p = P / \pi DL = 108 (\text{kN}/\text{m}^2)$

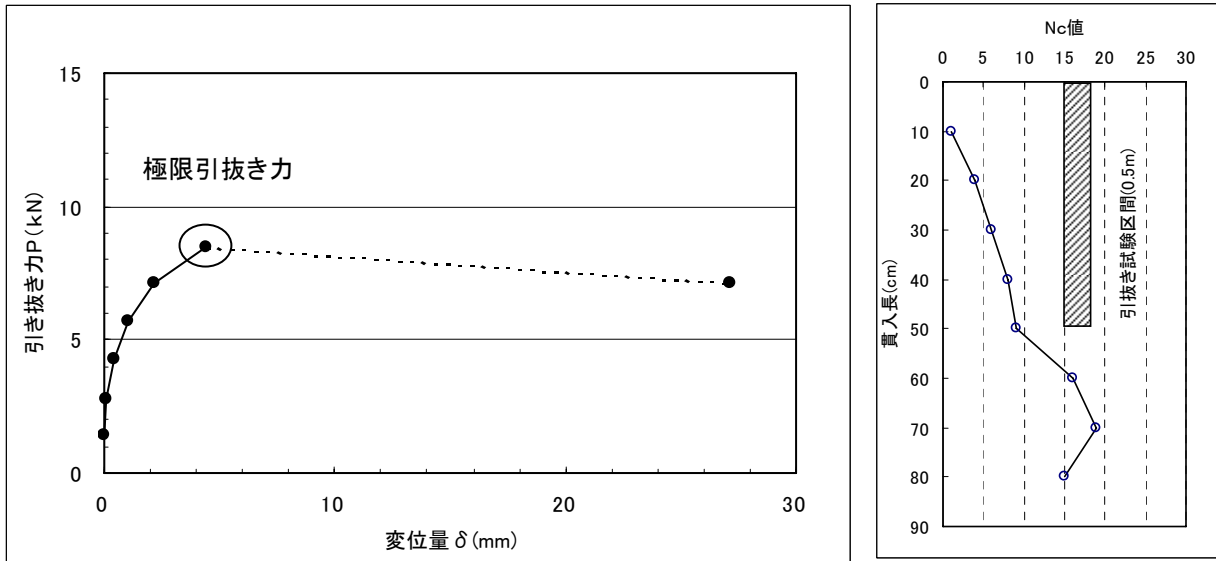


図 22 試験結果例 (姫路市安富町安志)

添付資料-6 潜在崩土層の設定方法

7. 概要

当資料は、3.3.3 潜在崩土層厚の把握における潜在崩土層の評価に関する一般的な潜在崩土層の設定方法ならびに、4.3.8 地層構造の判定に関する事項も含め兵庫県内で潜在崩土層を設定した事例について記述したものである。

8. 一般的な潜在崩壊土層の設定方法

潜在崩土層の N_c 値は、沖村ら¹⁷⁾の風化花崗岩斜面の崩壊発生深さに関する研究において 12 と設定されている。また、小山内ら¹⁸⁾は、平成 15 年、16 年に発生した第三紀～四紀の砂岩、泥岩の崩壊地の現地調査結果と過去の研究事例から表層崩壊のすべり面の N_c 値は 10 程度のことが多く、ほとんどが 5～20 の範囲であると報告している(表 12)。

このような文献等を参考に一般的な潜在崩土層を設定する方法として図 23 に示す方法を提案する。

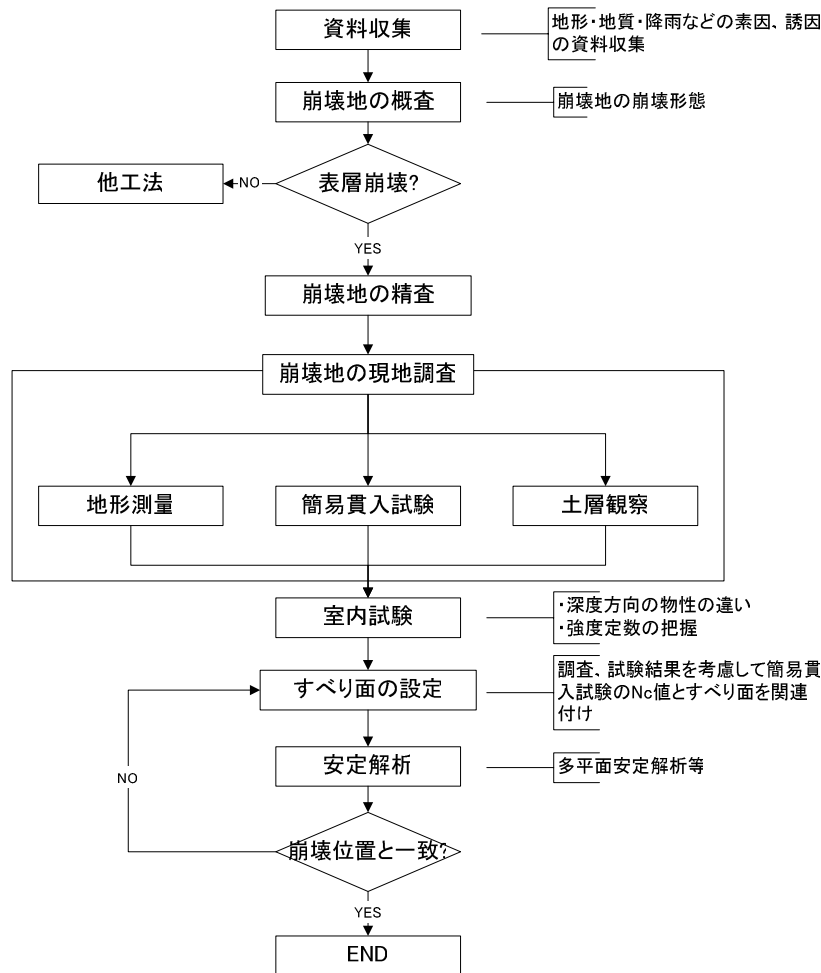


図 23 一般的な潜在崩土層の設定の流れ

17)沖村孝・田中茂：一試験地における風化花こう岩斜面の崩壊発生深さに関する研究,新砂防, 116,pp.7-16,1980.

18)小山内信智・内田太郎・曾我部匡敏・寺田秀樹・近藤浩一：簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究,国土技術政策総合研究所資料,2005.

表 12 すべり面、地下水位発生面の Nc 値 18)に一部加筆

対象	Nc 値	根拠	地質	参考文献
すべり面				
	12	崩壊地周辺の貫入試験結果、土壌断面観察、物理性の考察から導出	花崗岩	沖村・田中(1980)
	10	Nc 値の急変点が滑り面になるとし、導出	新第三紀層	遠藤ら(1989)
	10	土壌断面等の観察から B 層下面が滑り面になるとし、土壌断面観察と貫入試験結果を対比させ導出	中生代堆積岩	水山・小菅(1993)
	14	土壌断面等の観察から B 層下面が滑り面になるとし、土壌断面観察と貫入試験結果を対比させ導出	花崗岩	水山・小菅(1993)
	10	崩壊地周辺の貫入試験結果	斑レイ岩	平松ら(1998)
	2~50*	崩壊地周辺の貫入試験結果	火砕流堆積物	稲垣(1999)
	10	崩壊地周辺の貫入試験結果	花崗岩	稲垣(2000)
	9	Nc 値と土壌の物理性に関する関係式と浸透計算、斜面安定計算から算出	砂岩	平松ら(2001)
	10	崩壊地周辺の貫入試験結果	砂岩	市川、松倉(2001)
	5~10	崩壊地周辺の貫入試験結果	花崗岩	松倉ら(2002)
	5~10	崩壊地周辺の貫入試験結果	片麻岩	松倉ら(2002)
地下水面発生箇所				
	20	土壌断面観察と貫入試験の結果を対比させ導出	礫層と泥岩の互層	太田(1988)
	5~10	Nc 値と土壌の物理性に関する関係式と浸透計算から算出	花崗岩	小川(1996)
	5~10	貫入試験結果と地下水位観測結果を対比	花崗岩類	Shanley et al. (2003)

*Nc 値が 2 から 50 まで急変し、その 2 から 50 に急変する部位をすべり面としたと考えられる

9. 兵庫県における潜在崩土層の設定事例

振動台実験（添付資料-22）は、六甲山系のマサ土と山崎断層周辺に分布する超丹波帯の粘性土を対象に実施した。それぞれの現地斜面で実施した簡易貫入試験の N_c 値プロファイルが異なることから、模型実験の地盤条件を変え実験を行った結果、地盤条件によって地震時の変形挙動がおおきく異なることが明らかになった。これを受けて、簡易貫入試験のプロファイルの分類を取り入れ崩壊メカニズムに応じた設計手法を適用することとした。以下に簡易貫入試験のプロファイル分類、崩壊事例解析結果について示した。

9. 1 簡易貫入試験のプロファイル分類

奥西ら¹⁹⁾は、愛知県小原村地区を対象に簡易貫入試験を実施し、図 24 に示す簡易貫入試験の N_c 値のプロファイルを定義した。

この N_c 値のプロファイル分類を用いて、兵庫県で実施した調査結果を整理した。兵庫県で現地調査を実施した概略位置と概略表層地質を図 25 に示す。

表 13 に潜在崩土層 N_c 値のプロファイル分類を示した。マサ土のモデル地区(神戸市須磨区高倉山)では、B 型が全体の 60%程度を占めることがわかる。マサ土以外で現地調査を行った堆積岩および火山岩類では、 N_c 値のプロファイルは C 型が多く、60%程度を占めることがわかる。

以上の調査事例から、マサ土のような A,B 型が支配的な場合と堆積岩、火山岩類で確認した C 型が支配的な場合とに分けることができ、この結果を模型実験の条件に当てはめると A,B 型が支配的な場合は、マサ土の模型実験結果に基づく単層構造の設計手法、C 型が支配的な場合は、超丹波帯の粘性土で行った二層構造の設計手法を用いることが妥当であると判断した。なお、簡易貫入試験の深度分布が複雑な D 型は地層構造の判断が困難であるため、すべりひずみとせん断ひずみの両基準を適用する二層構造として取り扱うこととした。このため、 N_c 値のプロファイル上は、便宜的に C 型として取り扱う。

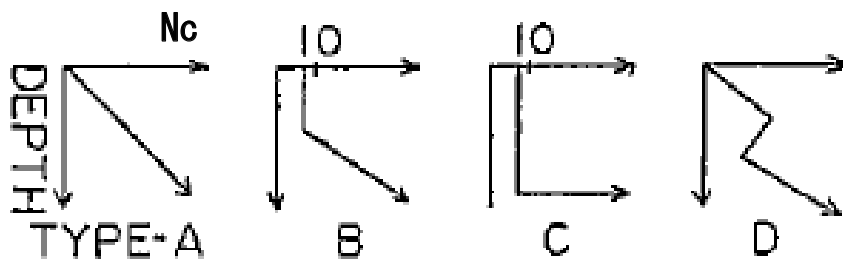
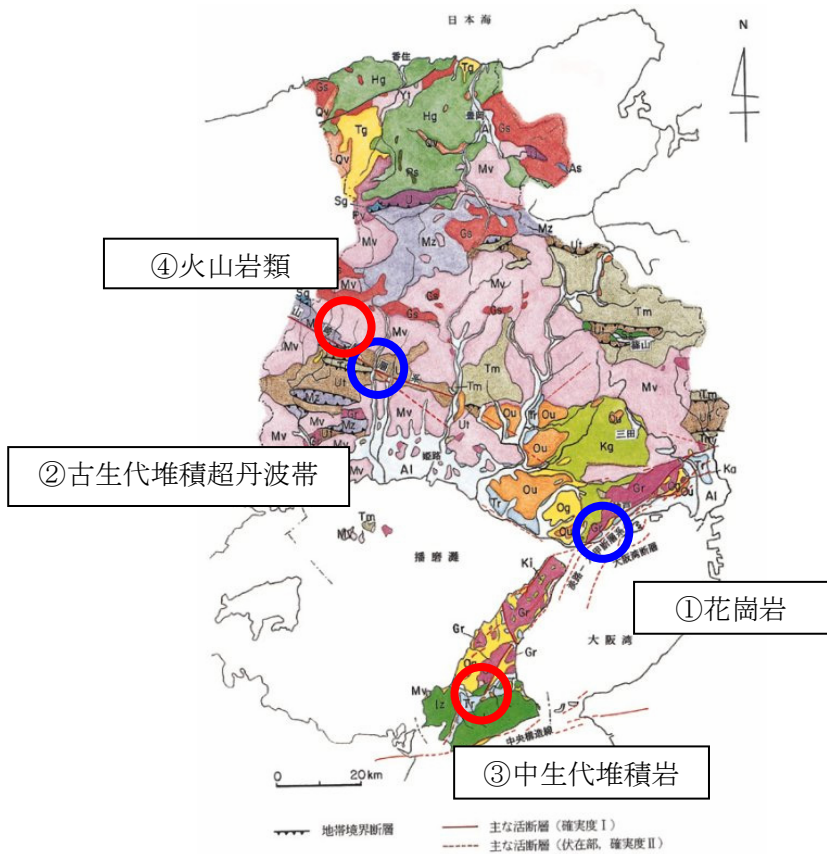


図 24 N_c 値のプロファイル分類¹⁹⁾

¹⁹⁾奥西一夫、飯田智之：愛知県小原村周辺の山崩れについて(1)-斜面形、土層構造と山崩れについて-、京都大学防災研究所年報,第 21 号 B-1,pp.297-311,1978.



年代 (百万年)	地質時代	主な地質・岩体 (但馬) (丹波・播磨) (六甲周辺) (淡路島・沼島)	主な地史
0.01	沖積世	沖積層	六甲変動の発生 大阪層群の形成と六甲山地・淡路島の隆起。六甲断層系、山崎断層の活動 (日本海側では、断続的な火山活動)
1.7	更新世	第四紀火山岩類 鮮新世火山岩類	大阪層群
	新第四紀	高松丘陵層 (Th) 上部亜層群 中部亜層群 下部亜層群	
0.1	鮮新世	照来層群 徳島層群 ひんがし	日本海側の火山活動 但馬地域をはじめ日本海一円に火山活動が発生 (瀬戸内側には、第1瀬戸内海が形成)
	中新世	北但馬層群 甲山安山岩 岩屋黒層	
24	古第三紀	(山陰帯) 花崗岩類 花崗岩類 和泉層群	[内陸地域に堆積盆地が形成]
65	白亜紀	花崗岩類 和泉層群 花崗岩類 花崗岩・変成岩類	大規模な火成活動 激しい火山活動による酸性火山岩類 (流紋岩類) の形成と花崗岩類の貫入 (三波川層の上昇に伴う中央構造線の形成)
143	中生代	丹波帯 丹波帯 丹波帯	ジュラ紀付加体の形成 海洋プレートの沈み込みに伴う付加体の形成と変成作用。
212	ジュラ紀	丹波帯 丹波帯 丹波帯	
247	三畳紀	丹波帯 丹波帯 丹波帯	
299	ペルム紀	丹波帯 丹波帯 丹波帯	ペルム紀付加体の形成 海洋プレートの沈み込みに伴う付加体の形成と高圧変成作用。
387	石炭紀	丹波帯 丹波帯 丹波帯	
416	デボン紀	丹波帯 丹波帯 丹波帯	
446	シルル紀	丹波帯 丹波帯 丹波帯	
509	オースロニウム紀	丹波帯 丹波帯 丹波帯	[東アジア大陸縁辺地域における海洋性地殻の形成]
575	オースロニウム紀	丹波帯 丹波帯 丹波帯	

図 25 兵庫県の地質と調査地²⁰⁾に一部加筆

²⁰⁾兵庫県 HP: http://web.pref.hyogo.jp/sabou/hyogo_sabou/sugata/hyogo_sabou_sugata_chishit.html

表 13 表層土質の特徴

表層地質	①花崗岩(マサ土)		②古生代_超丹波帯 (砂岩・頁岩互層)		
地区名	高倉山地区	安志地区	段地区	皆河地区	段その2地区
代表的な簡易貫入試験					
Nc値プロファイル分類					
表層地質	③中生代_和泉層群 (礫岩・泥岩)		④火山岩類_生野層群 (流紋岩質凝灰岩および同質火砕岩類)		
地区名	倭文長田地区	大沢地区			
代表的な簡易貫入試験					
Nc値プロファイル分類					

9. 2 潜在崩土層の設定例

(1) マサ土の事例

六甲山系のマサ土の潜在崩土層は、沖村ら²¹⁾の論文では N_c 値を 12 に設定している。このことから、マサ土の潜在崩土層の設定は、 $N_c < 12$ に設定した。

以下に参考とした文献の概要を示す。沖村らは、兵庫県神戸市灘区青谷地区を対象に土壌観察、簡易貫入試験結果をもとに潜在崩土層を $N_c < 12$ とし、多平面安定解析から崩壊した位置の予知ができることを示した。

表 14 区分された土層と物理的特性の関係²¹⁾

土層名	肉眼観察	崩壊速度係数 V_p (m/s)	比抵抗 ρ (Ω -m)	透水性指数 Z (L/cm \cdot min)	簡易貫入試験		換土杖 D_t (cm)	乾燥密度 γ_d (g/cm 3)	間隙比 e	三軸圧縮試験		平均厚 (cm)								
					神式 (N_{10})	土研式 (N_{10})				σ_c (kg/cm 2)	c (kg/cm 2)									
I	A	350	102	0.33	0~2	0~3	1.20以下 1.40 1.40 1.50	1.10以上 1.10 0.70 0.70	1.20以下 1.40 1.40 1.50	1.10以上 1.10 0.70 0.70	15 23 26 29	0.13 0.14 0.09 0.12	10							
II	B		46	0.011	2~7	3~7														
III	B~C		20	0.0004	7~13	7~25														
IV	C				13以上	25~50														
V	D		貫入不能																	
VI																				

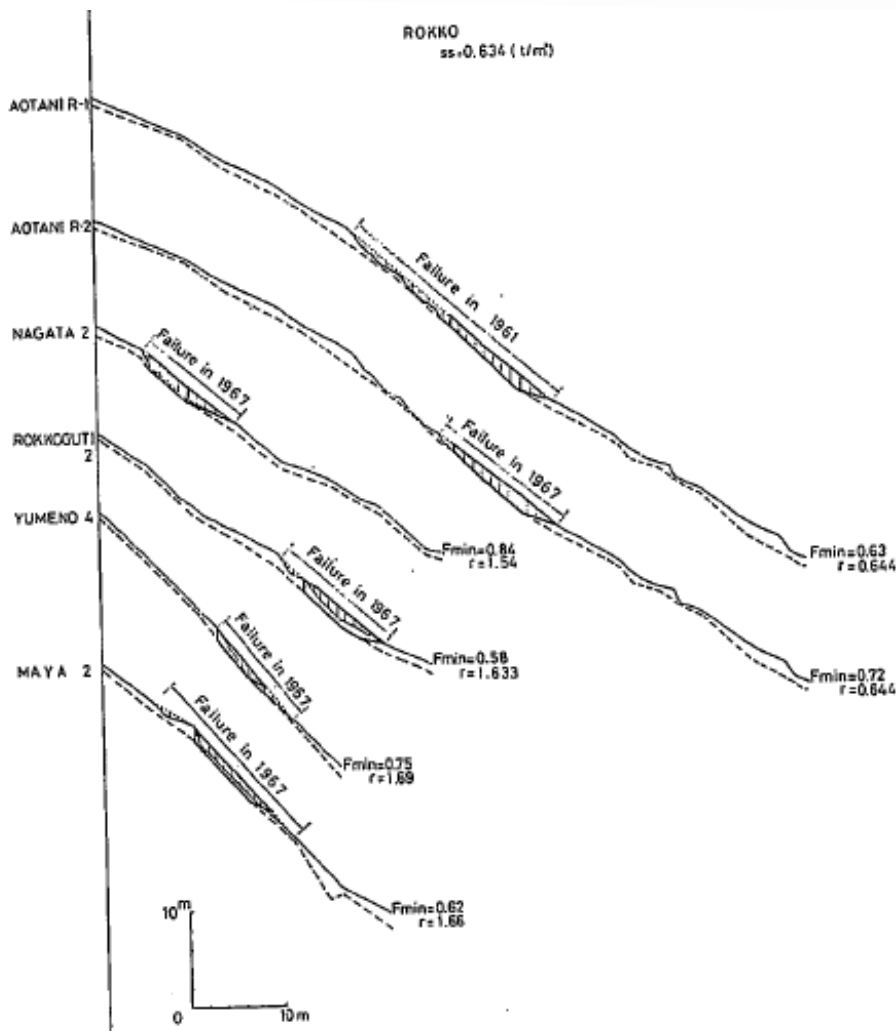


図 26 危険すべり面の位置²¹⁾

²¹⁾沖村孝・田中茂：一試験地における風化花こう岩斜面の崩壊発生深さに関する研究,新砂防, 116,pp.7-16,1980.

(2) マサ土以外の事例

マサ土以外で現地調査を行った堆積岩、火山岩類では N_c 値のプロファイルは表 13 に示したように C 型が多く、その変曲点を見てみると $N_c=10$ 程度である。そこでマサ土と同じ $N_c < 12$ を潜在崩土層と考えて、多平面安定解析を実施し、危険位置と崩壊位置との比較を行い、危険箇所と崩壊位置が同じであるか確認した。

危険箇所の比較は、 $N_c < 12$ を潜在すべり面と考えて、ブロックを分割し多平面安定解析(図 27)を実施した。

多平面安定解析で得られた危険箇所と実際に崩壊した箇所との比較結果を表 15 に示す。

この結果、実際に崩壊した位置とはほぼ同じ位置が危険箇所として特定されている。以上のことから C 型が多く分布する斜面でも、その潜在崩壊土層の N_c 値は 12 以下に設定した。

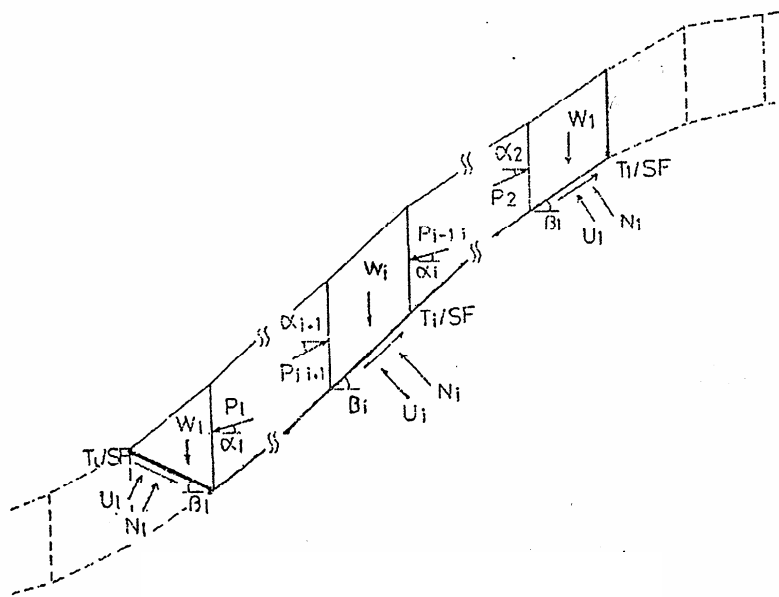
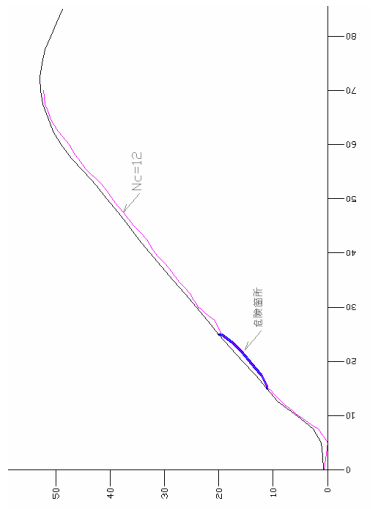
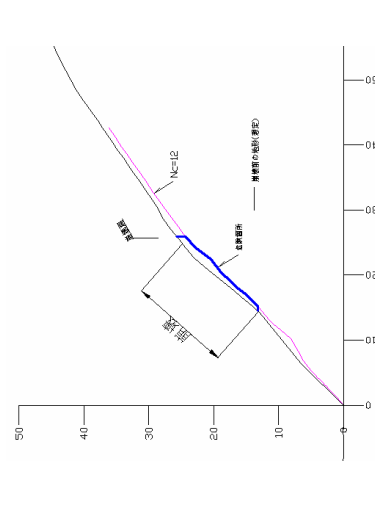
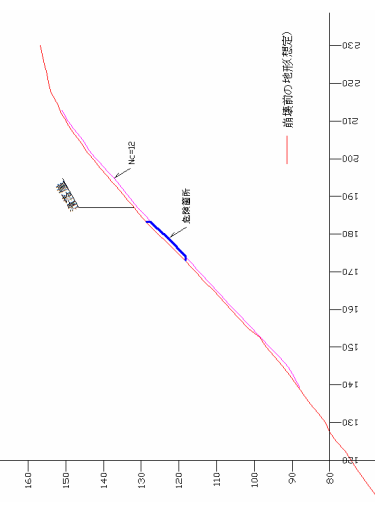
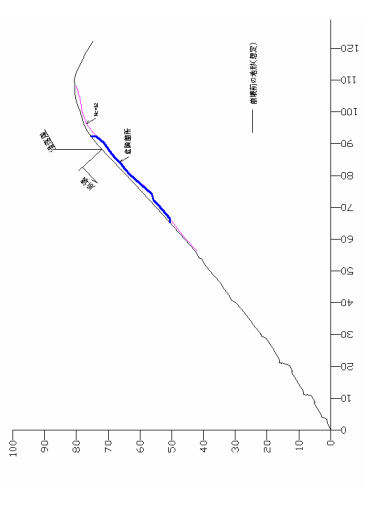
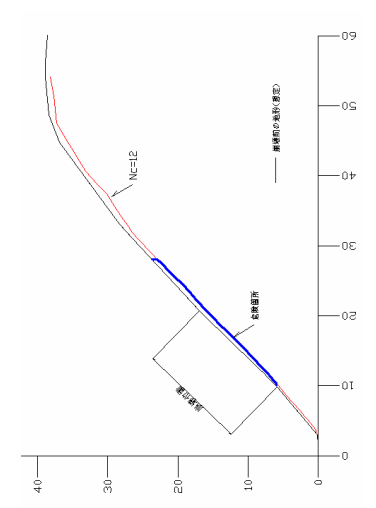
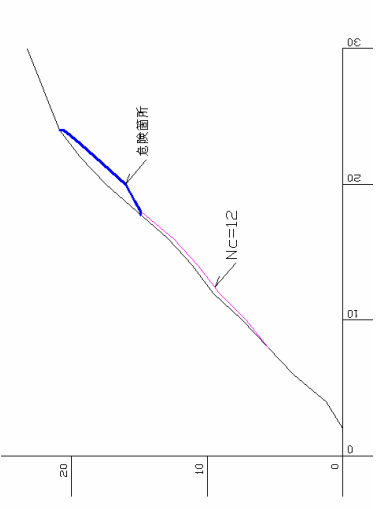


図 27 多平面安定解析のモデル 21)

表 15 危険箇所の比較

地区名	安志地区(堆積岩：超丹波帯)	段地区(堆積岩：超丹波帯)	皆河地区(堆積岩：超丹波帯)
常時の危険箇所			
地区名	段その2地区(堆積岩：超丹波帯)	倭文長田地区(堆積岩：和泉層群)	大沢地区(流紋岩：生野層群)
常時の危険箇所			

添付資料-7 多平面安定解析手法のブロック分割方法

1. 概要

当資料は、**4.2.2 危険箇所の特定（常時）**、**4.3.6 危険箇所の特定（地震時）**における多平面安定解析のブロック分割方法について注意点を記述したものである。

2. 多平面安定解析手法のブロック分割方法

斜面の危険箇所抽出に用いる多平面安定解析手法は、すべり面の予測が可能な自然斜面の表層崩壊の危険箇所を抽出する方法である。本手法は、終点ブロックの設定によっては得られる安全率に差が生ずるため、終点ブロックのすべり面（破線）が可能な限り水平になるように設定する。終点ブロックのすべり面が水平に設定できない場合は、水平から±10度以内で設定する。

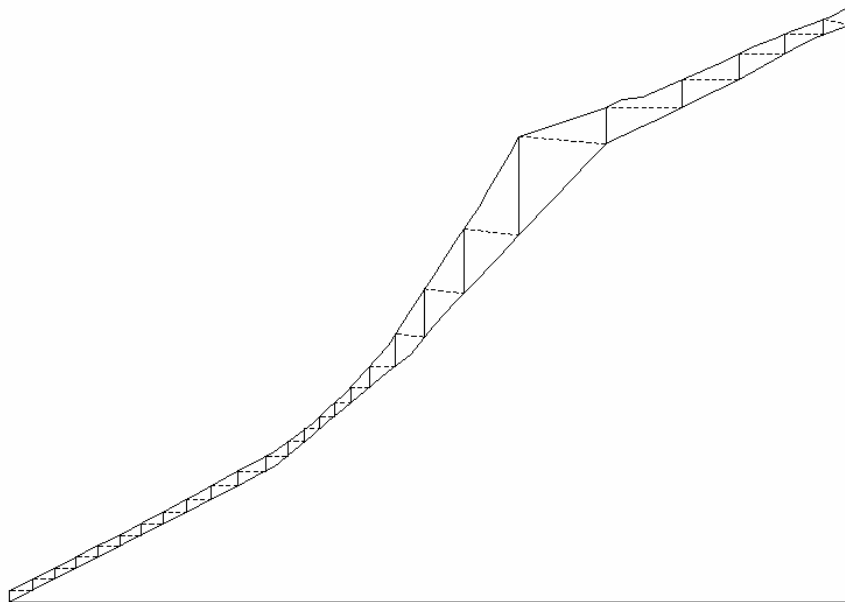


図 28 多平面安定解析のブロック分割方法(例)

添付資料-8 解析手法による危険箇所の違いについて

1. 概要

当資料は、**4.2.2 危険箇所の特定（常時）**に関して、多平面安定解析で求められる危険箇所と一般的に用いられている円弧すべり法によって求められる危険箇所の比較を行ったものである。その結果、両手法ともほぼ同様の危険箇所が特定されることを確認した。

2. 多平面安定解析と円弧すべりの危険箇所の比較

従来の円弧すべり法で求められる対策範囲(計画安全率 1.20 以下)と多平面安定解析で得られる危険箇所(計画安全率 1.20 以下)を比較した結果、計画安全率 1.20 以下となる円弧すべりの方が多平面安定解析から広い範囲となるが、おおよそ同じ位置が危険箇所となることがわかる。他の斜面に対しても同様の検討を実施した結果、ほぼ同様の傾向になることがわかった。

以上、解析手法は異なるが、おおよそ同じ箇所が対策範囲となることを確認した。

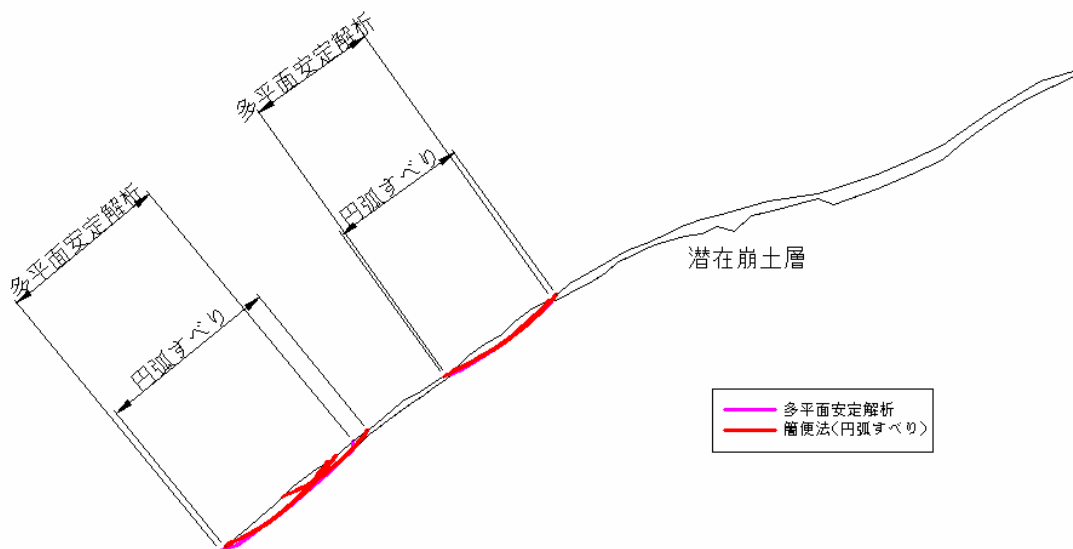


図 29 それぞれの計算によって得られた対策範囲の比較

添付資料-9 現状安全率と計画安全率の考え方

1. 概要

当資料は、**4.2.1 地盤定数の設定（常時）**、**4.2.7 対策工の適用性判断（常時）**に関する現状安全率ならびに計画安全率について、他の機関の基準を調査したものである。この結果から、本指針における現状安全率 1.00、計画安全率 1.20 を標準とした。

2. 現状安全率と計画安全率の整理

現状安全率と計画安全率について、林野庁、国土交通省、兵庫県農林水産局治山課、兵庫県土木局砂防課の基準などを調べ整理した一覧表を表 16 に示す。

この結果から、変状していない場合の現況安全率を 1.00、計画安全率を 1.20 にしている例が多い。よって、本指針においても現状安全率 1.00、計画安全率 1.20 を標準とした。

表 16 各機関の現況安全率と計画安全率の考え方

基準	林野庁 治山技術基準 解説 総則・山地治山編 平成 11 年 7 月	国土交通省 河川砂防技術基準(案)同解説書 計画編 平成 9 年 10 月	兵庫県農林水産局治山課 地山補強土工法設計・施工指針(案) 平成 11 年 10 月	兵庫県土木局防課 土木技術管理規程集 平成 7 年 9 月
現況安全率	<p>総則・山地治山編には、安定度の評価に関する記述なし。</p> <p>(参考) 治山技術基準解説地すべり防止編平成 15 年 5 月 4 章 5-4 土質パラメータの設定 【参考】 地すべり滑動と安全率の関係付けは、本来、臨界安全率 $F=1.0$ の状態だけが可能である。しかしながら、現地条件によっては、観測期間中に地すべり滑動を捉えられない場合 ($F>1.0$)、また逆に地すべりが活発に滑動し、停止期を捉えられない場合 ($F<1.0$) があり、こうした状況では現況安全率を確定させる得ない。 このような場合、地すべりの活動状況に応じて $0.95\sim 1.0$ の間で現況安全率の推定値が用いられている。</p>	<p>1.7 斜面の安定 (省略) 【解説】 崩壊要因は、地表面侵食・合水による土層の強度低下と重量増・間隙水圧の上昇等さまざまであり、これらの作用がどのように処理されるか、また、的確な設計により、崩壊防止工事の安定度が決まる。 斜面対策の必要抑止力については、<u>現況の安全率(F_{sp})を以下のように設定し、計画安全率を乗じて求める。</u> ①斜面に異常・変状や崩壊の兆候が見られる場合 $F_{sn}=0.95$ ②ただちに崩壊に結びつくような兆候が見られない場合 $F_{sn}=1.00$</p>	<p>3.3 地盤定数 地盤定数は、①地盤調査を行ったうえで求める方法、②近傍の崩壊事例から逆算法により求める方法等、により総合的に検討し決定することを原則とする。 【解説】 地盤の複雑さや不確実性から、調査・試験結果のみで地盤定数を決定するのは難しいため、崩壊規模の設定と同様に実際の崩壊事例等を併せて検討し総合的に決定するものとし、<u>逆算法に用いる地山の現況安全率は $F_s=1.00$ を標準とし、その崩壊形態から円弧すべり法または、直線すべり法などの、逆算法によって求めることを原則とする。</u></p>	<p>4-7-2 土質強度定数の算定 (1)概説 強度定数の算定方法は、室内または、原位置で強度試験を行う場合と、他の方法によって推定する場合をも含めて考える。(省略)本県においては、強度定数の算定を逆算法による $c \cdot \tan \phi$ 図と、原位置試験、物理探査の結果等をもとに算定している例が多い。 (2)計算方法 (省略) ②現況の安全率 斜面に異常、変状や崩壊の兆候が見られる場合 $F_s=0.95$ 直ちに崩壊に結びつくような兆候が見られない場合 $F_s=1.0$</p>
計画安全率	<p>総則・山地治山編には、すべり計算等に対する計画安全率に関する記述なし。</p> <p>(参考) 治山技術基準解説地すべり防止編平成 15 年 5 月 4 章 1-2 計画規模及び目標安全率 1 目標安全率 目標安全率は $1.1\sim 1.2$ を標準とする。</p>	<p>1.7 斜面の安定 自然斜面は、地形・地質・土質等が複雑であるため、その安定性の検討は計算により難しい場合が多いが、崩壊の型が滑落型であり滑り面の推定が可能で、かつ土質強度及び間隙水の状態を把握できる場合は、安定計算を行い安全性の検討を行うものとする。この場合に用いる計算式および計算方法は地すべりの場合に準じるものとし、<u>計画安全率は 1.2 以上を標準とするものとする。</u> 【解説】 (省略)</p>	<p>4.4 安全率、許容地山の計画安全率は、次を標準とする。 $F_{sp} \geq 1.20$ 【解説】 計画安全率については、1.25 や 1.50 等を採用している他所管事例もあるが、「治山必修・地すべり防止編」に記載の通り、$1.10\sim 1.20$ の範囲で決定することを標準としており、「補強材の多少の差形を許すことにより、大きな斜面崩壊を抑える」という考え方の工種でもあることから安全側を採用することとし、1.20 以上を標準とした。</p>	<p>4-8-8 擁壁の作用土圧 3.曲線すべり土塊による土圧 (1)すべり面および土質定数が地盤調査等により精度よく決定できる場合には、それらの諸定数を用いよう設置時の断面で計画安全率 F_{sp} とする。なお F_{sp} については構造物の重要度あるいは将来予想される崩壊原因の大小を考慮したうえで、$F_{sp}=1.2\sim 1.5$ の範囲で定める。 尚、本県の急傾斜事業では $F_{sp}=1.5$ を標準とする。(平成 7 年 9 月)※ ※最近では、$F_{sp}=1.2$ を標準としている。</p>

添付資料-10 常時の必要抑止力の算定方法について

1. 概要

当資料は、4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力に関して、多平面安定解析から求めた危険箇所において、必要抑止力を算定するために簡便法に移行する手順について記述したものである。

2. 多平面安定解析の危険箇所を簡便法にする手順

円弧すべり法や直線すべり法は、計画安全率を満足する必要抑止力をすべり力とすべり抵抗力の比から設定している。一方多平面安定解析手法は、必要抑止力を直接算出することはできない。そのため、多平面安定解析で得られた危険箇所について従来から用いられている簡便法を用いて必要抑止力を算出する方法を以下に示す。

- ① 多平面安定解析を実施し、最小安全率を示す危険箇所を特定する。
- ② 特定した危険箇所を対象に斜面上部を円弧形状とした複合すべり面形状とし、簡便法によるすべり安定解析を実施し、現況安全率を算出する。
- ③ 簡便法により得られた現況安全率が 1.00 とならない場合には、現況安全率を 1.00 とし、地盤の粘着力を逆算する。
- ④ 簡便法で得られた粘着力を用いて再度多平面安定解析を実施し、危険箇所を特定する。
- ⑤ ①と④で得られた危険箇所を比較し、両者が同等となるまで①から④の手順を繰り返す。

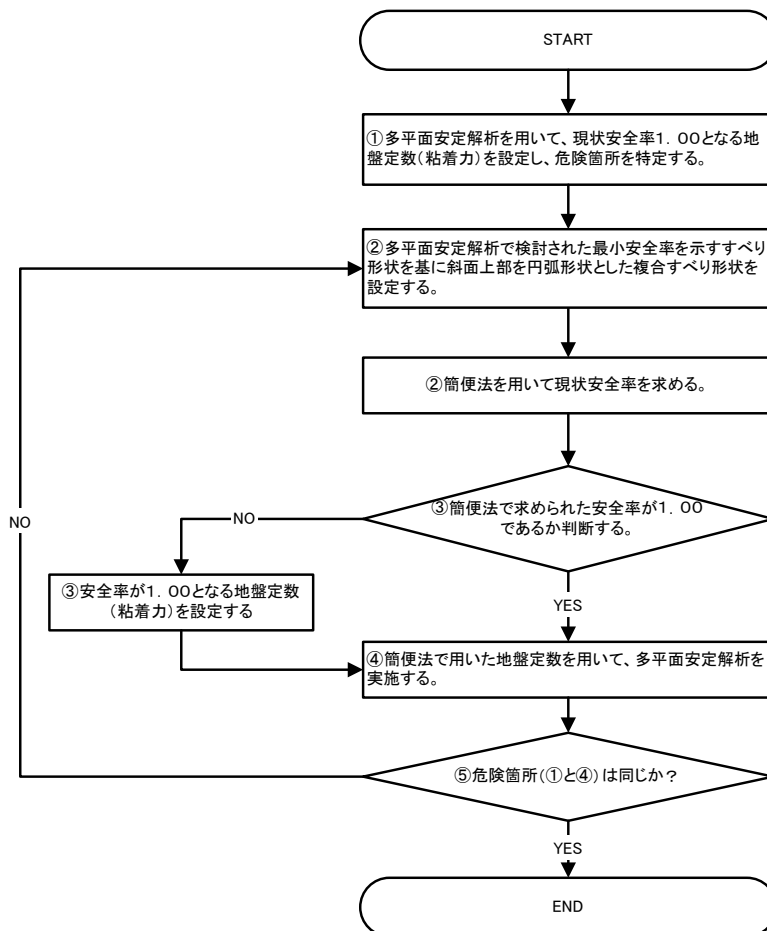


図 30 多平面安定解析を用いた常時危険箇所の抽出手順

(2) 多平面安定解析手法と簡便法のすべり形状の設定について

多平面安定解析で得られた危険箇所を複合すべり形状に置き換える場合、上部を円弧形状としたすべり形状とすることとした。その理由は、多平面安定解析のすべり形状をいくつかの複合すべり形状に近似させて必要抑止力を比較した結果、最大抑止力が最も大きく計算されるすべり形状は、上部を円弧形状とした場合であったことから、上部を円弧としたすべり形状とすれば安全側の設計が行われると考えたためである。

(3) 簡便法の上部円弧すべり形状の設定方法について

上部の円弧すべり形状は、崩壊事例²²⁾を考慮し、上端のすべり線を垂直から 20 度傾いた地点に設定し、その点を補間する円弧を設定することを標準とする。

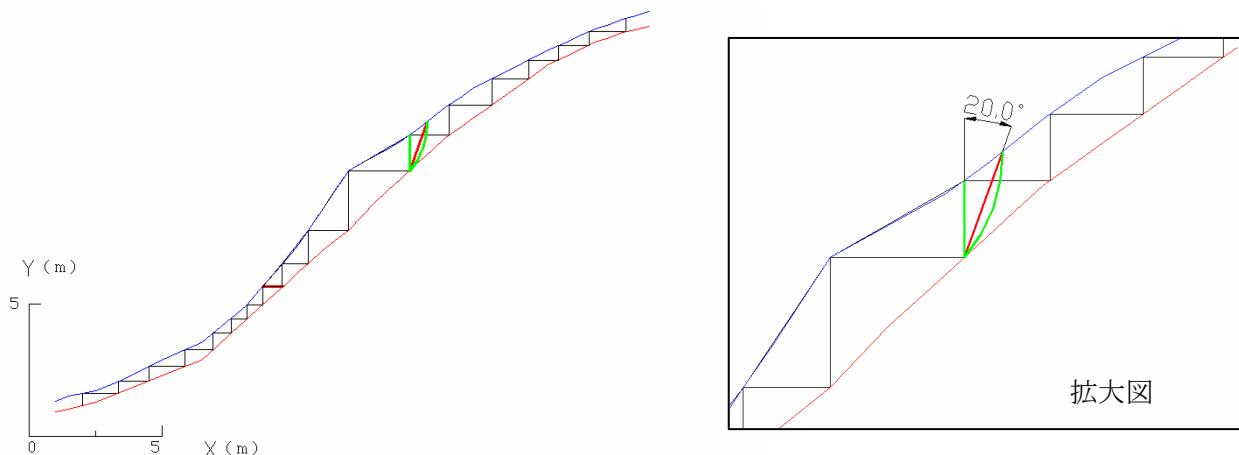


図 31 上部すべり形状(例)

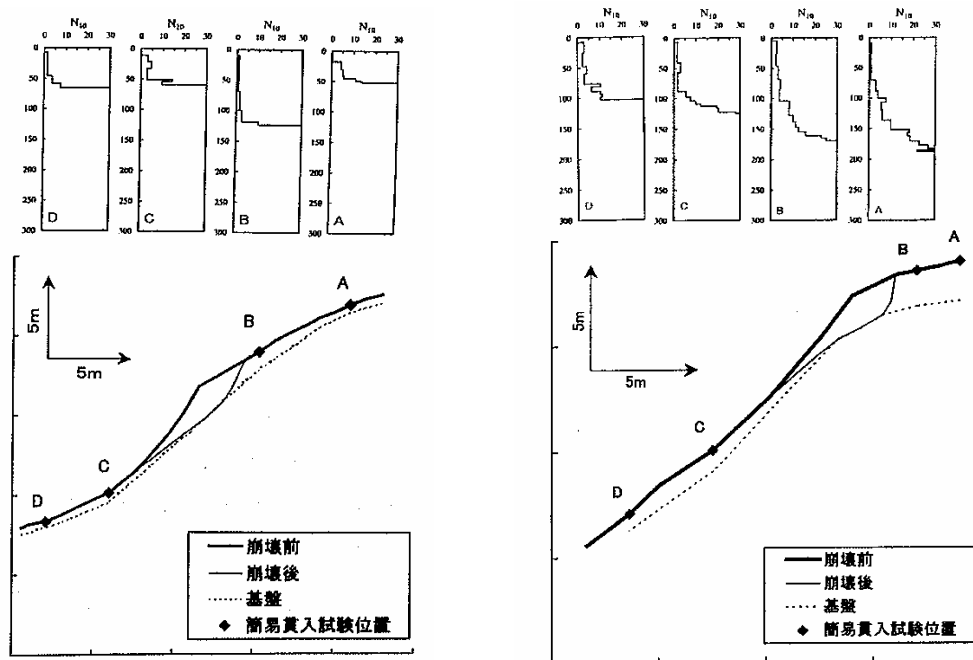


図 32 崩壊事例²²⁾

22) 鳥居宣之・沖村孝・永井久徳：地震動が表土層に与えた影響について(その 2),建設工学研究所論文集,第 42-B 号,pp.129-143,2000.

添付資料-11 ロックボルトの設計引張力について

1. 概要

当資料は、4.2.6 対策工を考慮した安全率におけるロックボルトの設計引張力に関して、変形許容型のり面工低減係数の設定について記述したものである。

2. ロックボルト引張力の算定

本工法のロックボルトの設計引張力は、JH 指針²³⁾に準じた考え方を適用し、以下の方法で算定する。

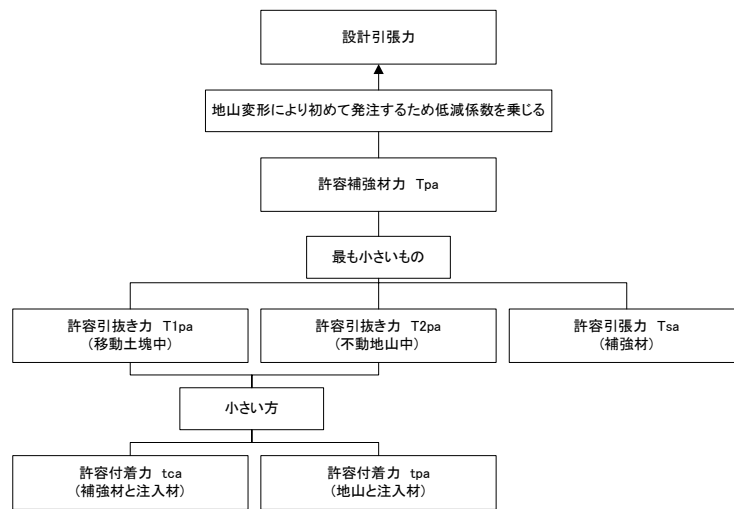


図 33 設計引張力の設定

ロックボルトの許容補強材力 T_{pa} は、以下の 3 つの中で最も小さいものとする。

- ・ 移動土塊から受ける引抜き抵抗力 : T_{1pa} (kN/本)
- ・ 不動地山から受ける引抜き抵抗力 : T_{2pa} (kN/本)
- ・ ロックボルトの許容引張力 : T_{sa} (kN/本)

$$T_{pa} = \min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}] \quad (\text{kN/本})$$

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a$$

$$t_a = \min[t_{pa}, \tau_{ca}]$$

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa}$$

$$\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

ここで、

t_a : 許容付着力 (kN/m)

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m²)

τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

D : 削孔径 (m)

F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率

τ_{ca} : ロックボルトと注入材の許容付着力 (kN/m²)

²³⁾ 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針, p.39, 2002.

τ_c : ロックボルトと注入材の許容付着応力 (kN/m²)

d : ロックボルト径 (m)

L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{1pa} = \{1/(1-\mu)\} \cdot L_1 \cdot \tau_a$$

ここで、

μ : のり面工低減係数

L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

ここで、

σ_{sa} : ロックボルトの許容引張応力度 (kN/m²)

A_s : ロックボルトの断面積 (m²)

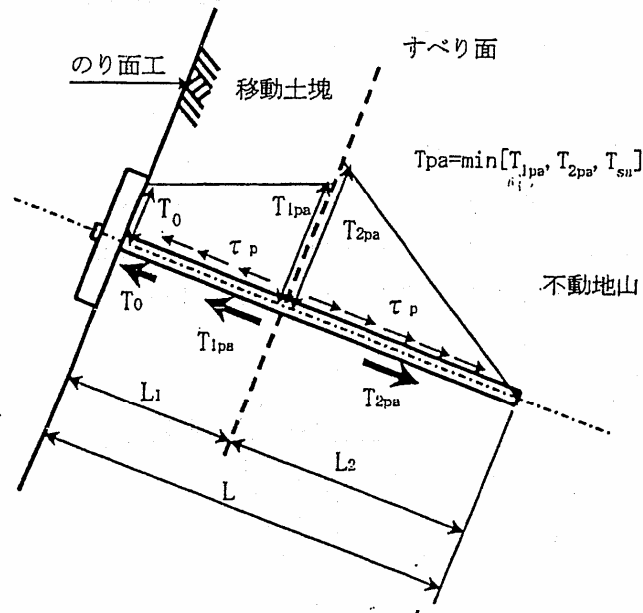


図 34 補強材の引張耐力²⁴⁾

移動土塊から受ける引抜き抵抗 T_{1pa} を算出するためには、本対策工の標準配置を考慮したのり面工低減係数 μ を設定する必要があるが、対策工効果確認実験結果 (3. 変形許容型のり面工低減係数 μ' について 参照) を考慮して $\mu'=0.7$ とした。なお、今回提案するのり面工低減係数は、従来より変形を許容しているため、新たに変形許容型のり面工低減係数 μ' と定義した。

極限周面摩擦抵抗は、現地での引抜き試験を実施し設定するが、引抜き試験の方法については、添付資料-5 に詳細を示す。

3. 変形許容型のり面工低減係数 μ' について

3.1 実験の目的

斜面の土塊の滑動時において、のり面工（支圧板とロープネット）は補強材（ロックボルト）と一体となって補強効果を発揮すると考えられる。対策工効果確認実験は、自然斜面を対象としたロープネット・ロックボルト併用工法（以下、本対策工とする）において、のり面工の補強効果を確認することを目的として実施した。

3.2 実験方法

本実験は、土槽内に対策工を施した移動層材料を模擬し、その土槽を上昇させ、その時の荷重、変位量、ロックボルト軸力やロープネット張力を計測した。実験装置の概要を図 35 に示す。対象とした土は、マサ土と山崎断層周辺に分布する粘土質砂礫（以下、粘性土とよぶ）である。実験材料は振動台実験（**添付資料-22** 参照）と同様に 1/10 スケールの寸法で実施した。ロックボルトは、不動層に固定されていると仮定し、土槽底部に固定させた。

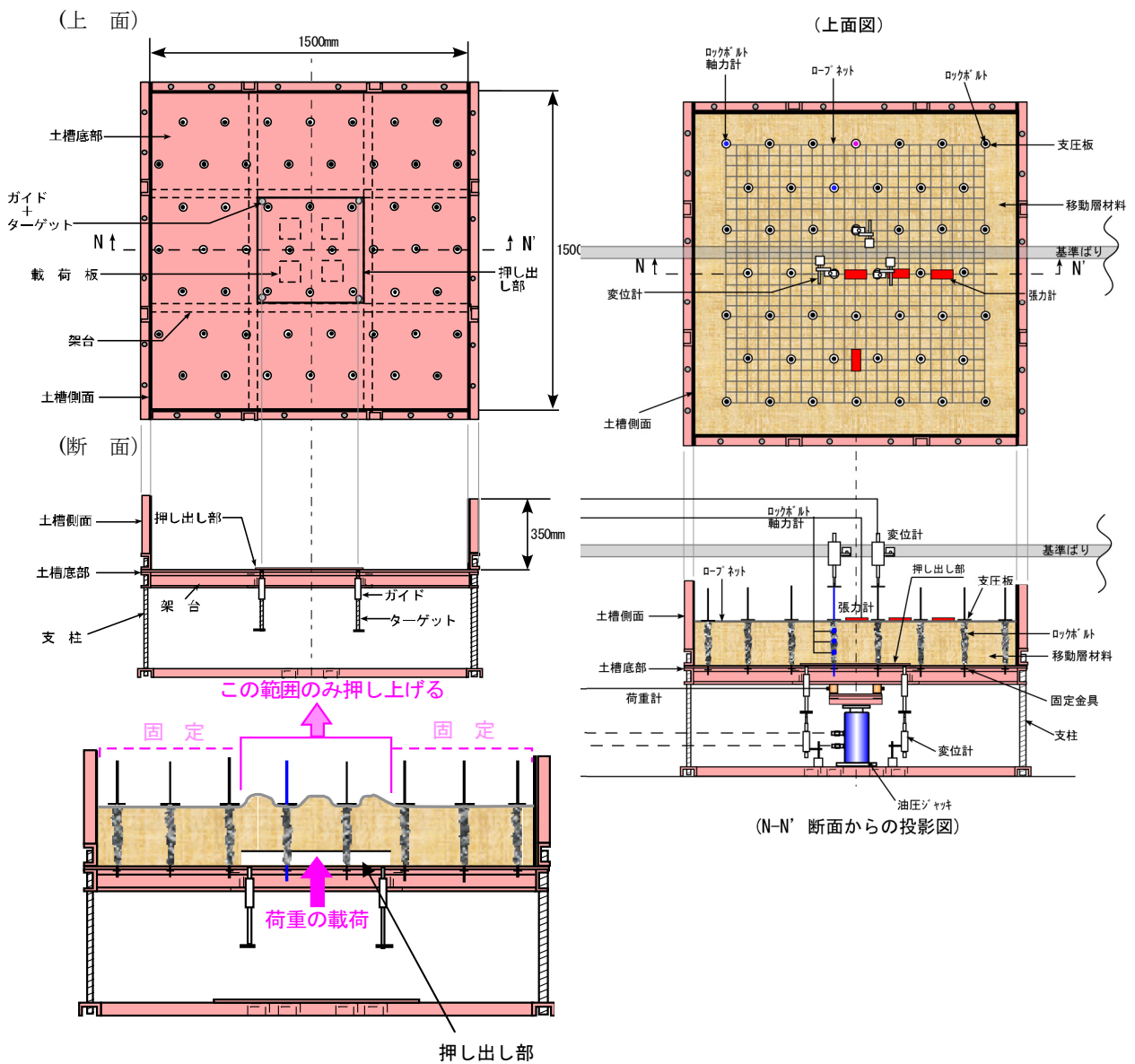


図 35 実験装置の概要

3. 3 実験結果

(1)土塊の上昇変位と荷重

実験は、表 17 に示す内容で実施した。土塊の上昇変位と荷重の計測結果を図 36 と図 37 に示す。ロープネット（ロックボルト+支圧板+ロープネット：赤線）の実験ケースが、他の実験ケースに比べて、土塊の上昇変位に対する荷重が非常に大きくなっている。特に、上昇変位量が大きくなるとその差が顕著である。これは、土塊が対策工から抜け出そう（土塊の上昇変位が大きくなる）とする時にロープネットの引き留め効果およびロープネット内に土塊を保持する効果が発揮され、土塊の上昇変位に伴い対策効果が大きくなっているためと考えられる。

表 17 実験内容

移動層 材料名	移動層材料 の地盤定数	対策工名	対策工の内容		
			ロックボルト	支圧板	ロープネット
マ サ 土	湿潤密度=1.6g/cm ³ 含水比=10%	対策工なし			
		ロックボルト	●		
		ロープネット	●	●	●
粘 性 土	湿潤密度=1.3g/cm ³ 含水比=20%	対策工なし			
		ロックボルト	●		
		ロープネット	●	●	●

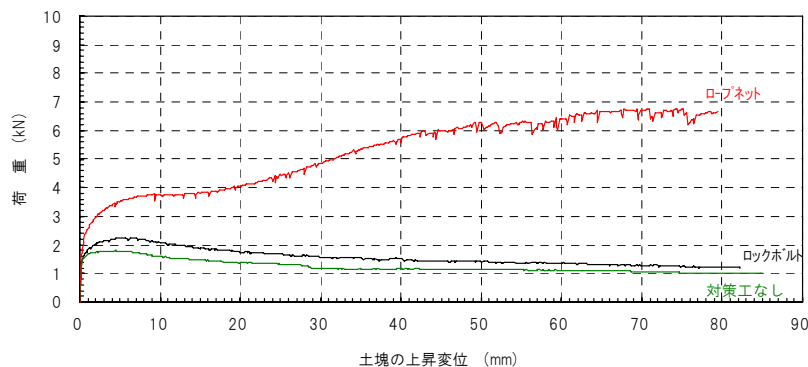


図 36 土塊の上昇変位と荷重の関係（マサ土の場合）

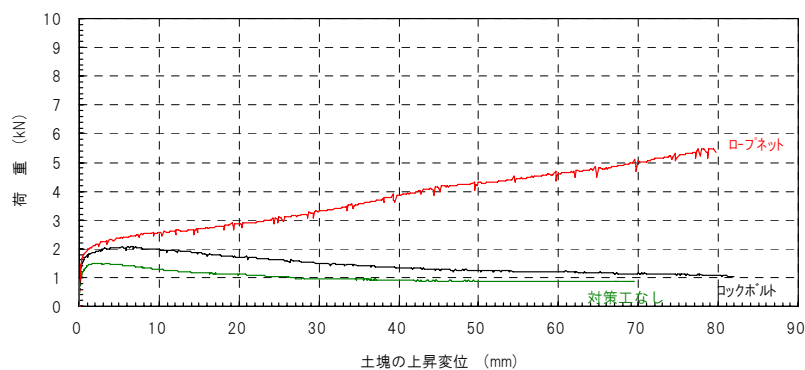


図 37 土塊の上昇変位と荷重の関係（粘性土の場合）

(備 考)

- ・ 荷重は、4つの荷重計の出力の合計値である。
- ・ 土塊の上昇変位は、押し出し部の上昇変位を計測した4つの変位計の出力の平均値である

(2)土塊の抜け出しの評価

対策工の効果は図 36 と図 37 に示すように、土塊の抜け出しに伴い発揮され、上昇変位量が大きくなっても対策工の効果が発揮されている。このため、どの時点で抜け出したかを評価する必要がある。抜け出しの評価は、対策の効果が比較的小さいと思われる粘性土の場合で検討した。表面の状況とロープネット張力の計測結果から、土塊を 35mm 上昇させた時点で土塊の抜け出しが発生したとし、対策工の効果について検討した。

(a)表面の状況

35mm 上昇した場合の表面の状況を写真 1 に示す。この時点で、部分的な抜け出しが見られた。

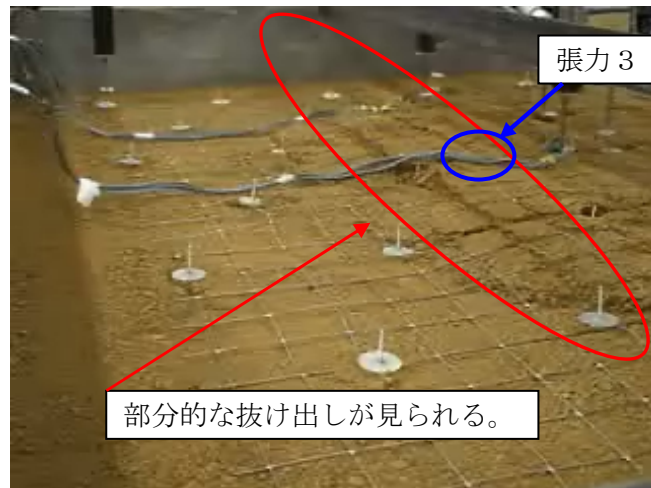


写真 1 表面の状況 (35mm 上昇、粘性土)

(b)ロープネット張力の計測結果

ロープネット張力の計測結果を図 38 に示す。この張力 3 の計測位置は、上昇土塊の境界付近である。計測結果から、35mm 上昇を超えた時点で張力に大きな低下が見られた。この低下は、土塊が部分的に抜け始めていると考えられる。

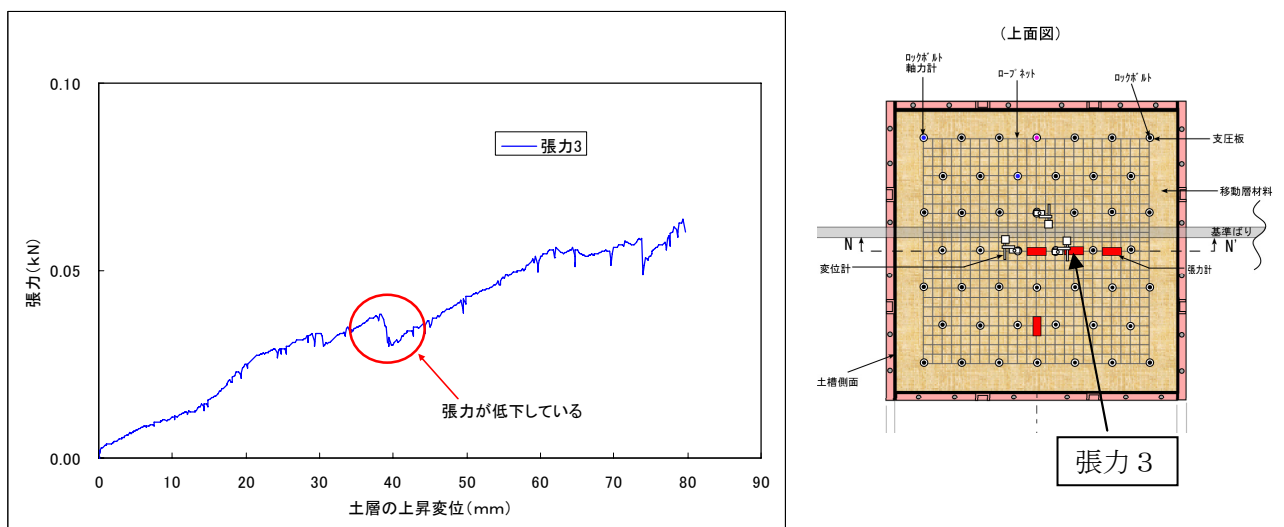


図 38 ロープネット張力の計測結果 (張力 3)

3. 4 対策工の評価

対策工の評価は、以下に示す 2 種類の方法で検討した。

- ① 評価方法 1 : 見掛けの抵抗力割り増し量での評価方法
- ② 評価方法 2 : ロックボルト軸力による評価方法 (JH 指針を参考とした)

(1) 評価方法 1

移動土塊が抜け出そうとするときにロックボルトに働く抵抗力は、土と注入材の周面摩擦抵抗 (図 39) である。ここで、支圧板とロープネットの抵抗力 (図 40) が、土と注入材の周面摩擦抵抗と比較してどれくらいあるか、押し上げ荷重を用いて見掛けの抵抗力割り増し量 α を以下の式で算出した。

$$\alpha = \frac{(\text{ロックボルト+支圧板+ロープネットの場合の荷重}) - (\text{対策工なしの場合の最大荷重})}{(\text{ロックボルトの場合の最大荷重}) - (\text{対策工なしの場合の最大荷重})} \quad (3.4.1)$$

また、換算のり面工低減係数 μ は、以下の式で算出した。

$$T_{pa} = 1 / (1 - \mu) \times C \quad \dots \dots \dots \text{JH 指針における引張り抵抗力算出式}$$

ここで、 μ : のり面工低減係数
 C : 移動層での付着力

$$\mu = 1 - C / T_{pa} \quad (3.4.2)$$

ここで、
 $C = (\text{ロックボルトの場合の最大荷重}) - (\text{対策工なしの場合の最大荷重})$

$$T_{pa} = (\text{ロックボルト+支圧板+ロープネットの場合の荷重}) - (\text{対策工なしの場合の最大荷重})$$

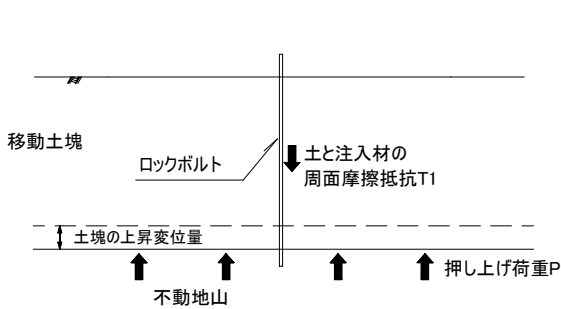


図 39 ロックボルトのみ

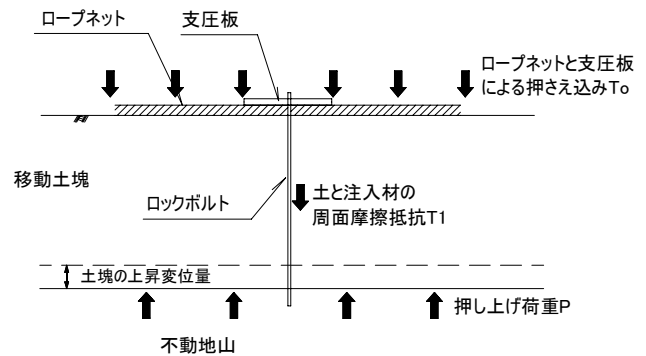


図 40 ロックボルト+支圧板+ロープネット

実験結果一覧表を表 18 に、結果図を図 41、図 42 に示す。土の抜き出し時の変位量 35mm で評価すると、マサ土で $\alpha=7.9$ ($\mu'=0.87$)、粘性土で $\alpha=3.6$ ($\mu'=0.72$) となる。ここで、従来ののり面工低減係数はピーク値周辺での評価であると解釈すると今回提案するのり面工低減係数はさらに変形を許容しているため、新たに変形許容型のり面工低減係数 μ' と定義した。

表 18 割り増し量 α と換算のり面工低減係数

材料	土層の上昇変位量(mm)	見掛けの抵抗力 割り増し量 α	変形許容型のり面工 低減係数	備考
マサ土	35	7.9	0.87	ロープネット拔出し時の上昇変位量
粘性土	35	3.6	0.72	ロープネット拔出し時の上昇変位量

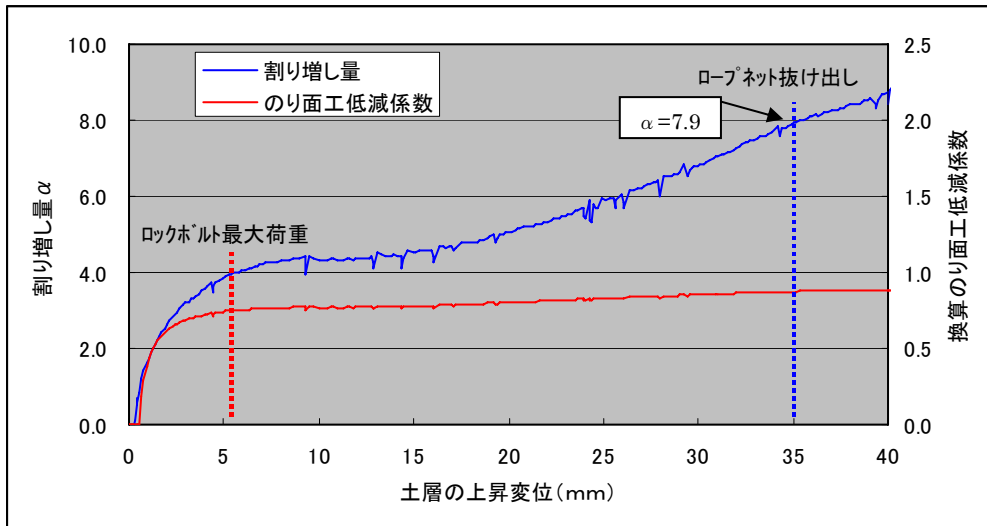


図 41 実験結果 (マサ土)

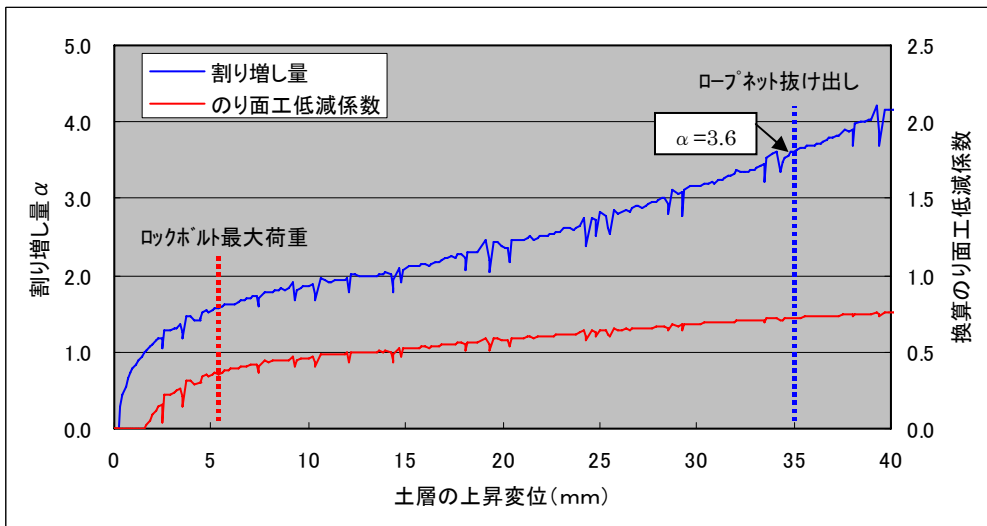


図 42 実験結果 (粘性土)

(2)評価方法 2

ロックボルト軸力は 3 深度（地表付近、中心、下端付近）で計測した。JH 指針に示される方法により、地表付近の軸力と最大軸力を用いてのり面工低減係数を算定した。結果図を、図 44 と図 45 に示す。変形許容型のり面工低減係数は、ロックボルト最大荷重時と土の抜出し時の変位量 35mm で評価すると、マサ土と粘性土で 0.9 以上となる。

$$\mu = T_o / T_{max}$$

T_o : 地表面付近の引張り力 (kN/本)

T_{max} : 最大引張り力 (kN/本)

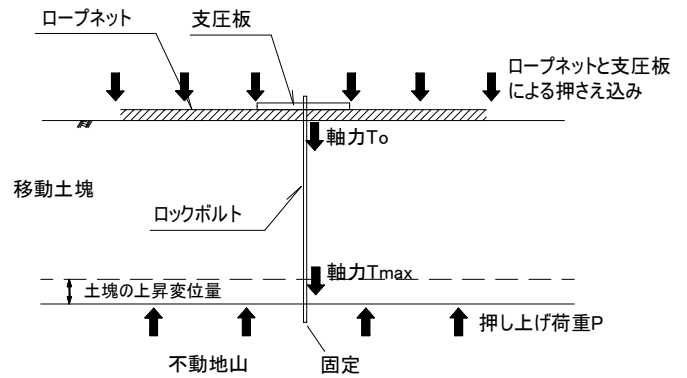


図 43 軸力計測

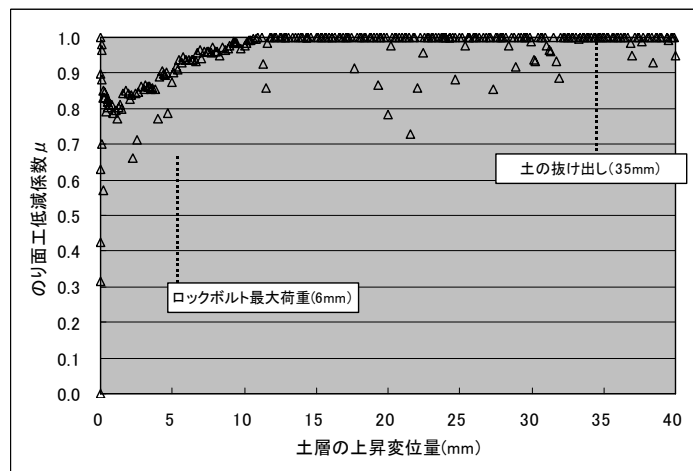


図 44 結果図 (マサ土)

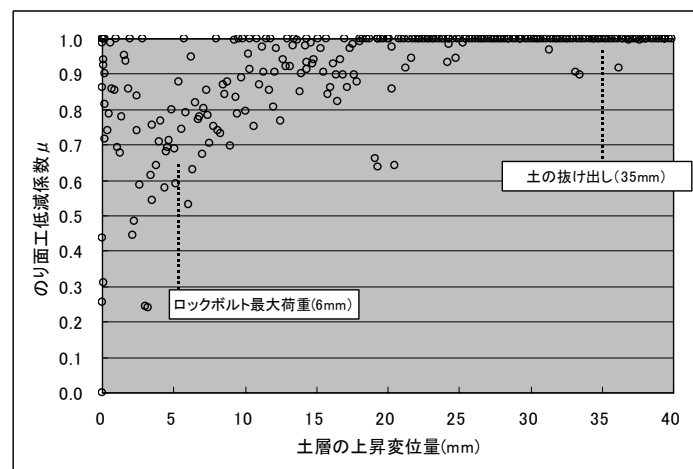


図 45 結果図 (粘性土)

3. 5 対策工効果のまとめ

評価方法1と評価方法2による計算結果を表19に示す。これより、変形許容型のり面工低減係数は0.72~0.9となった。また、八坂らの実験結果²⁴⁾から求めたのり面工低減係数は0.6~0.7（せん断変位量30mm以下）となっており、評価した変位量が違うことを考慮すると、今回の評価方法1または2とほぼ同じ結果となっていると考えられる。

表 19 割り増し量 α と換算のり面工低減係数

評価方法		材料	土層の変位量 (mm)	見掛けの抵抗力 割り増し量 α	変形許容型 のり面工低減係数
対策工効果 確認実験	評価1	マサ土	35 ^{※1}	7.9	0.87
		粘性土		3.6	0.72
	評価2	マサ土		—	0.9
		粘性土		—	0.9
八坂らの実験結果 ²⁴⁾		豊浦硅砂	~30 ^{※3}	—	0.6~0.7
		粘性土		—	0.6~0.7

※1：土層の上昇変位量35mmは本実験における土が抜け出す時点を示す。

※2：土層のせん断変位量(mm)

(常時設計への適用案)

本実験から、ロープネットからの土の抜け出し現象は、ロックボルトの効果が最大（周面摩擦抵抗が最大）となる変位量よりも大きな変位量であった。これは、ロックボルト、ロープネットおよび支圧板の組合せによる柔軟な構造により、ある程度の変位量でも対策工の効果が発揮されるためと考えられる。ロープネットは地山を押さえつけ、土塊をロープネット内に保持する効果を持ち、支圧板はロックボルトの付着効果を高め引張り補強を増やす働きがあると考えられる。

本実験では、35mm変形時までロープネットの効果が十分認められ、変形許容型のり面工低減係数は $\mu'=0.72\sim 0.9$ と考えられる。したがって、設計に用いる変形許容型のり面工低減係数は、安全側を考慮して $\mu'=0.7$ を適用する。

²⁴⁾矢坂健太・楠見晴重・寺岡克己・国分幸二：自然環境を保全した斜面安定工法の補強機構に及ぼす地盤特性による影響,第41回地盤工学研究発表会,1107,2006.

添付資料-12 許容値について

1. 概要

当資料は、4.2.6 対策工を考慮した安全率(常時)、4.3.12 判定基準に関して、材料(ロックボルト、ネット) ならびに変形量の許容値と他の基準に用いられている変形量について記述したものである。

2. 材料に関する許容値

材料に関する許容値については、次の考え方を原則とする。

(1) ロックボルトの許容引張応力度

ロックボルトの許容引張応力度は、「道路橋示方書・同解説」に準じることとし、ロックボルトに亜鉛メッキ等の腐食防護処置を行うことを前提として、表 20 の値を原則とする。

表 20 鉄筋の許容引張り応力度 σ_{sa} (N/mm²)

鉄筋の種類	SD345
許容引張応力度	200

(2) 注入材と地山との極限周面摩擦抵抗

注入材と地山との極限周面摩擦抵抗は、引抜き試験を行って決定することを原則とする。引抜き試験が実施できない場合、既存資料、文献から設定することもできる。表 21 に日本道路公団に記載されている極限周面摩擦抵抗の推定値を参考に示す。

表 21 極限周面摩擦抵抗の推定値²⁵⁾

地盤の種類		極限周面摩擦抵抗 τ_p N/mm ² (kN/m ²)	
岩 盤	硬 岩	1.20 (1,200)	
	軟 岩	0.80 (800)	
	風化岩	0.48 (480)	
	土 丹	0.48 (480)	
砂 礫	N 値	10	0.08 (80)
		20	0.14 (140)
		30	0.20 (200)
		40	0.28 (280)
		50	0.36 (360)
砂	N 値	10	0.08 (80)
		20	0.14 (140)
		30	0.18 (180)
		40	0.23 (230)
		50	0.24 (240)
粘 性 土		$0.8 \times C$ (800 × C)	

²⁵⁾ 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針,p.39,2002.

(3) 極限周面摩擦抵抗の安全率

極限周面摩擦抵抗の安全率は、次を原則とする。

$$F_{sa}=2.0$$

日本道路公団(切土・補強土工法設計・施工要領)に準じプレストレスとして常時緊張力を与えないこと等を勘案して、アンカー工と比較して低い値を設定することとした。

(4) ロックボルトと注入材の間の許容付着応力

ロックボルトと注入材の間の許容付着応力は、「道路橋示方書・同解説」に準じることとし、表 22 の値を原則とする。

表 22 注入材と異形鉄筋の許容付着応力度 $t_c(N/mm^2)$

注入材の基準強度	24	27	30
許容付着応力	1.6	1.7	1.8

(5) ロープネットの破断強度

ロープネットの破断強度は、使用する材料の試験結果を用いることを原則とする。

3. 変形に関する許容値

本対策工の地震時設計では、地震時の変形量で本対策工の適用性を判定する設計法を採用し、その判定基準は、せん断ひずみ 5%未満およびすべりひずみ 10%未満を原則としている。この判定基準は、振動台実験の結果(添付資料—22)から設定しており、自然斜面において亀裂は発生するものの、大きな崩壊には至らない状態を想定した基準である。

このように、本指針の設計法では、地震時の変形量を用いた新しい設計法を導入していることから、他の基準に示される設計の考え方についても以下に示すような資料を収集・整理し、その妥当性を検証した。その結果、本対策斜面における地震時の許容変形量と斜面の破壊状態との関係が、港湾構造物の耐震性照査による損傷程度Ⅲ（損傷が激しく崩壊に近い状態ではあるが、崩壊には至っていない状態：正規化水平変位 5～10%）と著しく類似しており、対策斜面の破壊状態を定義する基準値としては妥当と判断した。

3. 1 耐震設計ガイドライン(案)

土木構造物の耐震基準等に関する提言以降各機関の基準等の改定が進められ、土木学会から耐震設計ガイドライン(案)²⁶⁾も提案された。その中から土構造物である盛土構造物、港湾構造物の耐震性能、照査方法を以下に抜粋した。

(1) 盛土構造物の耐震性能の照査

盛土の耐震性能の照査は安定および変形について照査するものとする。

(a) 変形レベル 1 の照査法

表 23 応答値の設定方法と所要安全率(レベル 1 地震時)

設計震度の設定方法	設計水平震度 K_h	所要の安全率 F_a
地震応答計算などで PGA を求めて算出した場合	$K_h = k_{s,q} \cdot PGA / G$ ここに、 $k_{s,q}=1, G=980\text{gal}$	1.0 (1.1)
一義的に定めた設計震度を用いる場合	$K_h = \nu_a \cdot Kh = 0.20 \nu_a$ ここに、 ν_a : 地域別係数	1.1 (1.2)

記事：() 内は構造物系のり面工を用いた場合の所要安全率
 $k_{s,q}$: 想定最大地表面加速度 (gal)

(b) 変形レベル 2 以上の照査方法

表 24 盛土の被害程度と沈下量の目安

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	沈下量 20cm 未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下量 20cm 以上 50cm 未満
4	復旧に長期間を有する被害	沈下量 50cm 以上

表 25 橋台部の被害程度と沈下量の目安

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	橋台背面の沈下差 10cm 未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下差 10cm 以上 30cm 未満
4	復旧に長期間を有する被害	沈下差 30cm 以上

²⁶⁾土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)-耐震基準作成のための手引き一,2001.

(2) 港湾構造物の耐震性能照査

港湾構造物の耐震性能は、設定された許容損傷程度を反映した工学的パラメータ（例えば残留変位、残留応力など）について照査するものとする。

(a) 重力式岸壁の場合

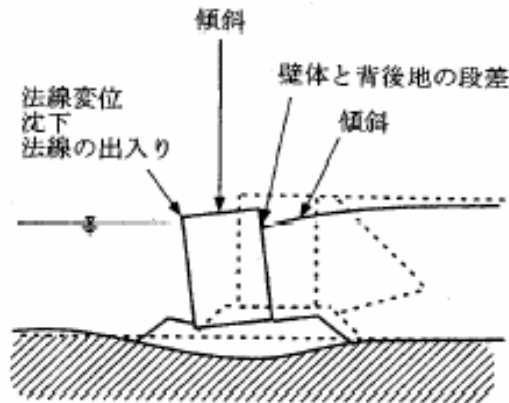


図 46 重力式岸壁の照査項目

表 26 許容損傷程度の目安

許容損傷程度	損傷程度 I	損傷程度 II	損傷程度 III	損傷程度 IV
正規化水平変位(d/H)	1.5%以下	1.5~5%	5~10%	10%以上
海側への傾斜角	3度以下	3~5度	5~8度	8度以上
エプロンとケーソンの段差	0.03~0.1m 以下	—	—	—
エプロンの沈下	0.3~0.7m 以下	—	—	—

(b) 矢板岸壁の場合

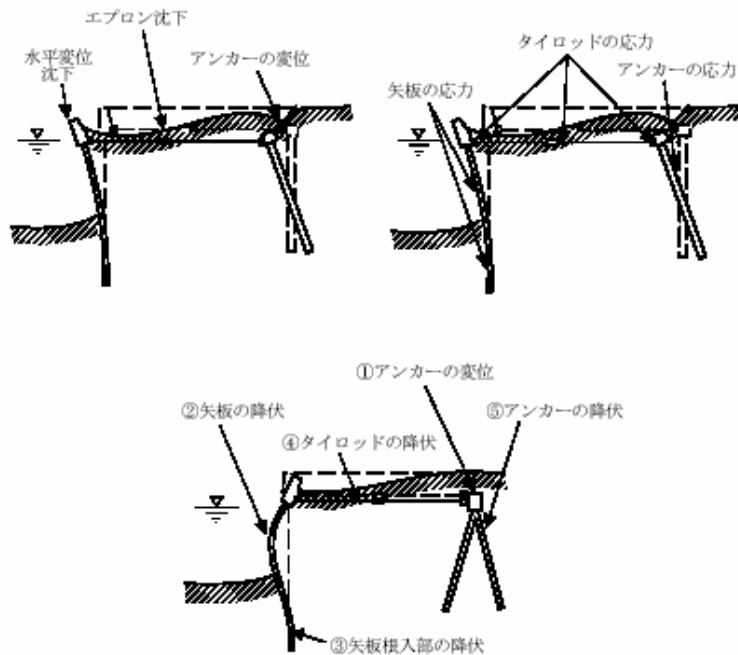


図 47 矢板岸壁の照査項目

表 27 矢板岸壁の許容損傷程度

許容損傷程度			損傷程度 I	損傷程度 II	損傷程度 III	損傷程度 IV
残留変位	矢板 エブロン	正規化水平変位(d/H) 海側への傾斜角 段差	1.5%以下 3度以下 0.03~0.1m 以下	—	—	—
最大応答	矢板	根入上部	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性 (許容塑性率内)	塑性
		根入部	弾性	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性
	タイロッド		弾性	弾性	塑性	塑性
	アンカー		弾性	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性

3. 2 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計 H11.10 鉄道総合技術研究所
 鉄道基準²⁷⁾の地震時変形量について、以下に抜粋した。

・護岸の移動量

$$Dg = \alpha \times 10^{-2} \times H$$

ここに、 Dg : 護岸移動量(m)

H : 護岸の高さ(m)

α : 変形率(%)

表 28 護岸形式と変形率の関係

構造形式	地震動	地盤条件		変形率 (%)
重力式護岸	L1 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土		5~10
		護岸背後および基礎地盤が緩い砂質土		10~20
重力式護岸	L2 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土		10~20
		護岸背後および基礎地盤が緩い砂質土		20~40
矢板式護岸	L1 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は堅固な地盤 控え工周辺は緩い砂質土	5~15 15~25
		護岸背後・控え工周辺・基礎地盤がいずれも緩い砂質土		25~50
	L2 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は堅固な地盤 控え工周辺は緩い砂質土	15~20 25~40
		護岸背後・控え工周辺・基礎地盤がいずれも緩い砂質土		50~75

27) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計,1999.

3. 3 水道施設耐震工法指針・解説 1997.3 日本水道協会

水道施設基準²⁸⁾の地震時変形量について、以下に抜粋した。

- ・護岸近傍域および背後地盤における地盤のひずみ

表 29 護岸形式と変形率の関係

	引張	圧縮
護岸近傍域	1.2～2.0%	—
埋立地背後地盤河川流域地盤	1.0～1.5%	1.0～1.5%

3. 4 下水道施設の耐震対策指針と解説 1997.8 日本水道協会

下水道施設基準²⁹⁾の地震時変形量について、以下に抜粋した。

- ・護岸近傍(護岸から 100m 以内)における液状化地盤の永久ひずみ(引張)は 1.5%とする。
- ・護岸線から 100m 以上離れた液状化地盤の永久ひずみ(引張)は 1.2%とする。

3. 5 高圧ガス設備等耐震設計指針レベル 2 耐震性能評価 1999.9 高圧ガス保安協会

高圧ガス施設基準³⁰⁾の地震時変形量について、以下に抜粋した。

- ・護岸移動量の推定

$$\Delta = Fd \times 10^{-2} \times Hw$$

ここに、 Δ : 護岸の水平移動距離(m)

Hw : 護岸の高さ

Fd : 変形率(%)

表 30 護岸形式と変形率の関係

重力式		矢板式		
	変形率(%)	液状化の範囲		変形率(%)
護岸背後のみ液状化	15.0	護岸背後のみ 液状化	控工周辺は非液状化	20.0
			控工周辺も液状化	40.0
護岸背後および基礎地盤が液状化	30.0	護岸背後および基礎地盤、控工周辺すべてが液状化		75.0

28) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説,1997.

29) 日本水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説 1997.

30) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針レベル 2 耐震性能評価,1999.

添付資料-13 設計水平震度の設定について

1. 概要

当資料は、**4.3.4 設計水平震度の設定**に関して、設計対象地点における最大地震動の設定とその地震動を設計に考慮するために設計水平震度に換算する方法について検討の結果、最大水平加速度は Joyner&Boore (J&B) の距離減衰式を採用し、得られた最大水平加速度を 0.65 倍し、重力加速度で除したものを設計水平震度とする。

2. 設計地点における最大地震動の設定

設計対象地点における最大地震動の設定方法にはいくつか方法があるが、比較的単純に最大水平加速度を求める方法として距離減衰式がある。数ある減衰式の中で、断層付近で加速度が大きく計算されること(図 48)、また江尻ら³¹⁾によって兵庫県南部地震の観測加速度とよく一致している J&B の距離減衰式³²⁾を用いることとした。

$$\log A = -1.02 + 0.249M_w - \log r - 0.00255r$$

$$r = (D^2 + 7.3^2)^{1/2}$$

ここで、 A : 最大水平加速度(G)

M_w : モーメントマグニチュード

D : 地表面投影最短距離(km)

計算された加速度は、岩盤、洪積層での値である。

参考までに、基盤加速度を対象とした距離減衰式の中から、J&Bと安中ら³³⁾の距離減衰式により算出した最大水平加速度の比較を図 48に示す。

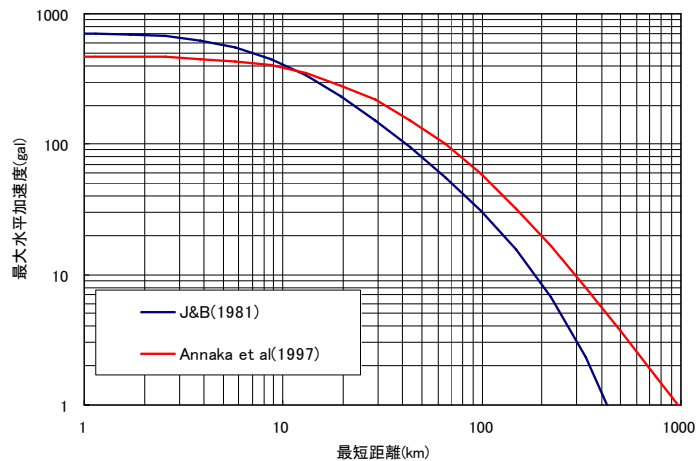


図 48 距離減衰式の比較

³¹⁾ J Ejiri, Y Goto and K Toki: Peak Ground Motion Characteristics of 1995 Kobe Earthquake and an Extracted Simple Evaluation Method, 12WCEE, 2000.

³²⁾ Joyner, W.B. and Boore, D.B.: Peak horizontal acceleration and velocity from strong motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 71, pp. 2011-2038, 1981.

³³⁾ 安中正・山崎文雄・片平冬樹: 気象庁 87 型強震記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案, 第 24 回地震工学研究発表会論文集, pp. 161-164, 1997.

3. 設計水平震度の設定

耐震設計に用いる設計水平震度は、前述の J&B の距離減衰式から算出した最大水平加速度の 0.65 倍とした。

J&B の距離減衰式で得られた最大加速度は、ランダム波のピーク値であり、この値をそのまま震度に用いるのではなく、ランダム波を等価な震度に変換することとした。

地震波の最大加速度と正弦波の最大加速度の意味は、図 49 に示すようにランダム波の一部が大きな値を示すのが地震波の最大値であり、正弦波は定常的に同一加速度をもつ。その影響は、面積比で考えても正弦波の方が大きい。そこで、等価線形解析に用いる有効ひずみの考え方、すなわち「不規則な地震応答の最大振幅を調和振動の振幅に換算する係数として良く用いられている値、0.65」³⁴⁾を参考に、設計水平震度は最大水平加速度の 0.65 倍とした。

多平面安定解析、直接変形算出法を用いて兵庫県南部地震で崩壊した斜面と非崩壊斜面を対象に限界震度を求め、J&B の距離減衰式で推定した最大加速度と比較した結果、最大加速度の 0.65 倍を重力加速度で除した値で崩壊・非崩壊が区分されることを確認した(図 51)。また振動台実験結果でも加速度波形の違いによる崩壊時の加速度レベルの違いから実地震波を正弦波に換算する比率は 0.60 倍程度であった(表 31)。以上のことから実地震波の最大加速度を 0.65 倍とし設計震度³⁵⁾に換算することとした。

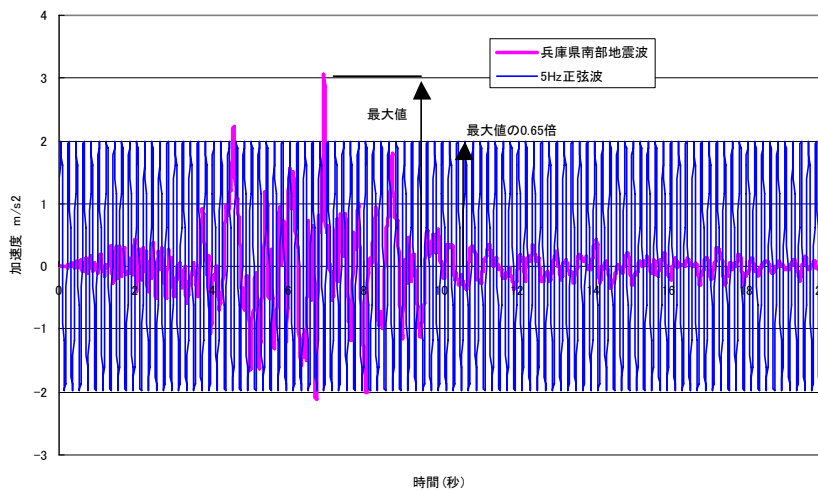


図 49 ランダム波と正弦波の違い

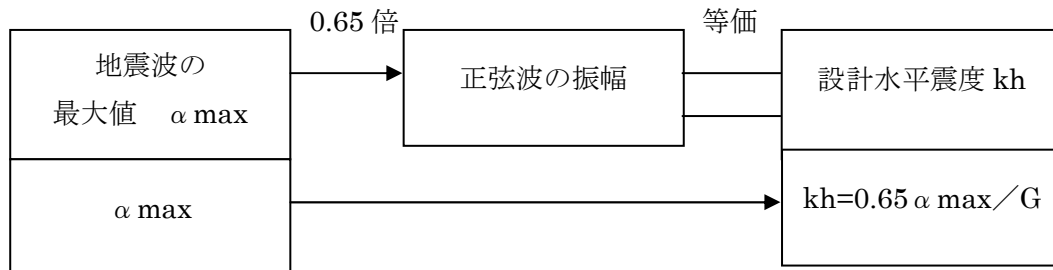


図 50 最大加速度と設計震度の考え方

³⁴⁾ 社団法人地盤工学会：地盤・基礎構造物の耐震設計,p.59,2001.

³⁵⁾ 沖村孝・村上晴茂・金子哲郎・荒木繁幸・木村裕之・鏡原聖史：自然斜面を対象にした地震時の斜面安定検討方法,第39回地盤工学研究発表会,991,2004.

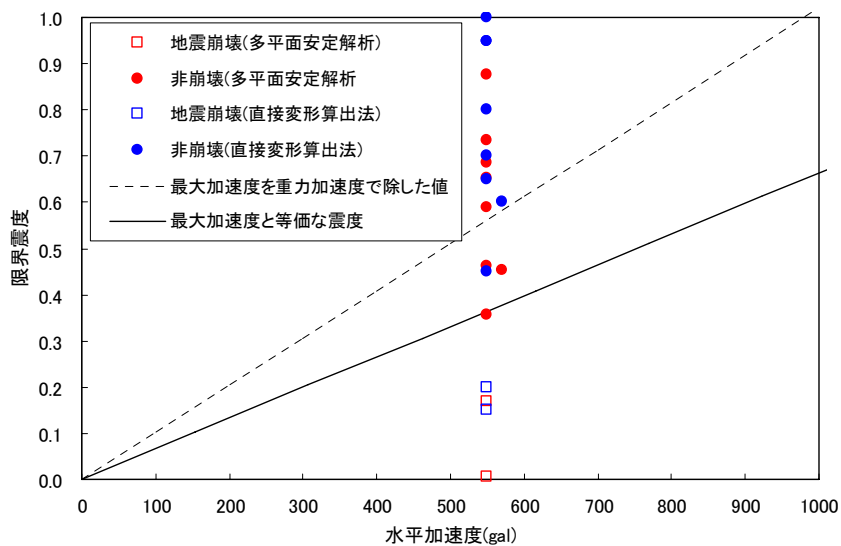


図 51 想定加速度と限界震度(多平面安定解析・直接変形算出法)

表 31 H12 年度振動台実験結果による加速度波形の違い

比較ケース	加速度レベル(gal)		
	亀裂発生	局所破壊	全体破壊
CASE3 (正弦波)	400	600	650
CASE14 (実地震波)	650	1000	1150
加速度レベルの比率	0.62	0.60	0.56

添付資料-14 耐震設計範囲について

1. 概要

当資料は、**4.3.2 地震時設計の必要性判断**に関して、林野庁の要領や振動台模型実験の結果、過去の崩壊事例を整理し、活断層から15km以内の範囲では地震時の設計を実施することとした。

2. 耐震設計範囲の設定

過去の被災地震の資料から地震規模は違うが、断層からの距離がおよそ15km以内で山腹崩壊が発生していることが明らかになった。これらから断層からの距離15kmをひとつの目安と考えた。

さらに、平成18年7月に林野庁の山地災害危険地区調査要領³⁶⁾が改訂されたが、この中で、地震による山腹崩壊危険度の評価は、活断層から15km以内の地域で行うこととなっている。

兵庫県の想定断層、想定規模と断層からの距離15kmでJ&B式から求められる最大水平加速度は300gal(図52参照)であり、この加速度はマサ土の模型実験の無対策斜面の局所破壊が発生した最低の加速度と一致する。

以上、林野庁の要領や崩壊事例を参考に、断層からの距離15kmで耐震設計範囲を規定し運用する。兵庫県の想定断層からの距離15kmの範囲を図53に示す。

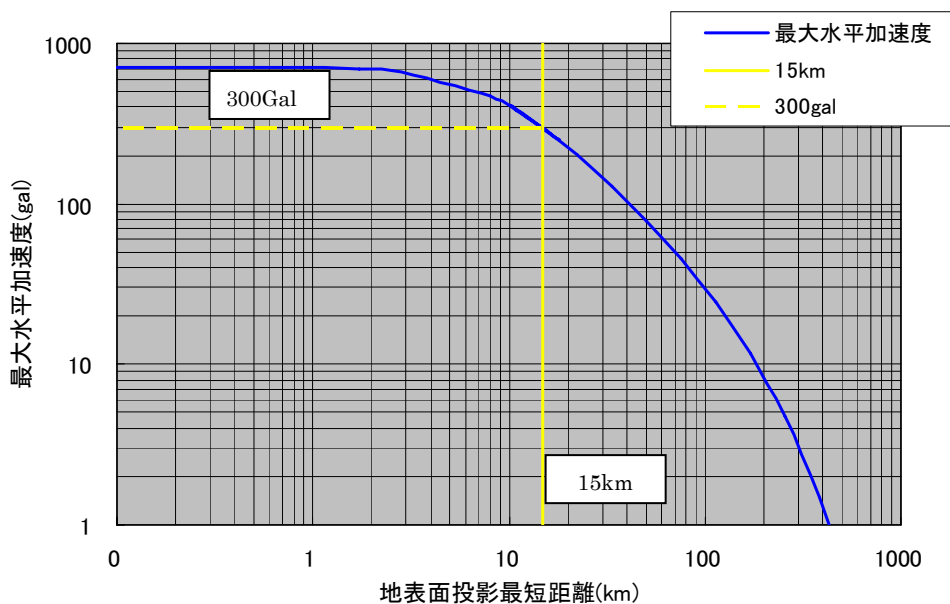


図 52 地表面投影平面距離と最大水平加速度との関係(Mj=7.7)

³⁶⁾林野庁：山地災害危険地区調査要領,2006.

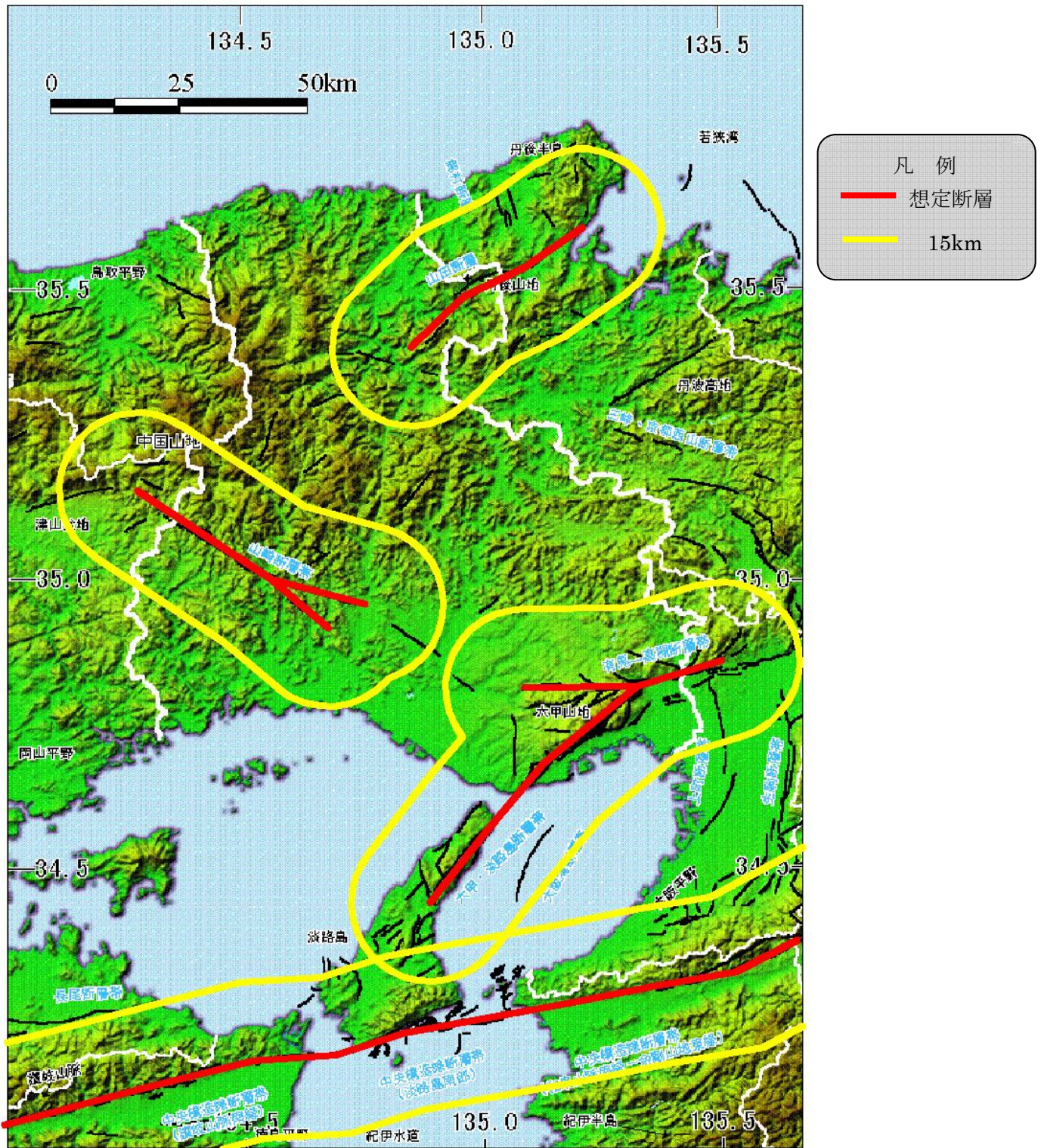


図 53 耐震設計範囲イメージ³⁷⁾に一部加筆

³⁷⁾地震調査委員会：日本の地震活動—被害地震から見た地域別の特徴—<追補版>,1999.
添付 14-2

2. 1 林野庁の要領

林野庁の山地災害危険地区調査要領³⁸⁾の抜粋を以下に示す。

- (ウ) 次に掲げる地区において、地震により山腹崩壊が発生するおそれがある地区の市町村
 - a 大規模地震対策特別措置法（昭和53年法律第73号）第3条第1項の規定に基づく地震防災対策強化地域
 - b 東南海・南海地震に係る地震防災対策推進に関する特別措置法（平成14年法律第92号）第3条第1項の東南海・東海地震対策推進地域の市町村
 - c 日本海溝・千島海溝周辺型地震に係る地震防災対策の推進に関する特別措置法（平成16年法律第27号）第3条第1項の地域の日本海溝・千島海溝周辺型地震防災対策推進地域の市町村
 - d 地震防災対策特別措置法（平成7年法律第111号）に基づく地震調査推進本部の地震調査委員会で公表した「全国を概観した地震動予測地図」による今後30年以内に震度6弱の揺れに見舞われる可能性の確率が高い地域（3.0%以上）
 - e 活断層から15キロメートル以内の地域
 - f 過去発生した地震により、公共施設等に大規模な被害が発生した市町村
- (エ) 落石が発生するおそれがある地区
- (オ) 過去の災害の様態、学識経験者等の意見、地元の住民等からの聴き取りにより災害のおそれがあると判定された地区
- イ 山腹工施工地区であって、公共施設等を直接保全するもの

³⁸⁾林野庁：山地災害危険地区調査要領,2006

2. 2 振動台実験の結果

平成 10 年度～平成 12 年度まで実施したマサ土斜面の振動台模型実験結果から無対策斜面の局所破壊の加速度を図 54 に示す。また無対策斜面の実験条件を表 32 に示す。

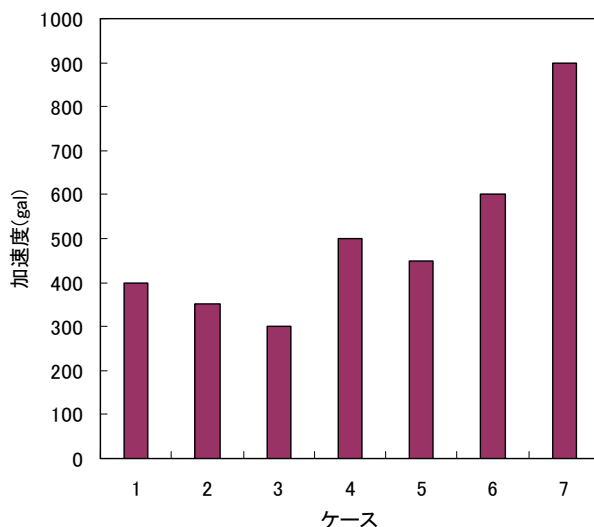


図 54 無対策斜面(マサ土)の局所破壊時の加速度

表 32 無対策斜面の実験条件一覧

ケース	加振方法		湿潤密度 (g/cm ³)	備考*
1	2Hz 正弦波	ステップ	1.6	H10-CASE1
2	5Hz 正弦波	ステップ	1.6	H10-CASE6
3	10Hz 正弦波	ステップ	1.6	H10-CASE3
4	5Hz 正弦波	ステップ	1.7	H10-CASE11
5	5Hz 正弦波	ステップ	1.6	H11-CASE7
6	5Hz 正弦波	1 回	1.6	H12-CASE7
7	ランダム波	ステップ	1.6	H12-CASE14

※備考欄の H10-case1 は実施年度と実験ケースを示している。

加振方法、地盤の密度等の違いにより局所破壊の加速度レベルにばらつきがあるが、局所破壊の加速度レベルの最低値は 300gal である。

2. 3 過去の被害地震

(1) 兵庫県南部地震

(a) 崩壊地分布状況など

1995年1月17日に、兵庫県南部でM7.3の地震が発生した。それらの地震と山腹崩壊との研究から次のような知見が得られた³⁹⁾。

- 山腹崩壊は、断層から平行な分布状態で幅約2km以内で出現している。
- 全体的に小規模で、急斜面での発生が多い。
- 平行型斜面や一部尾根型斜面で崩壊がみられ、崩壊発生位置は遷急点付近が多い。

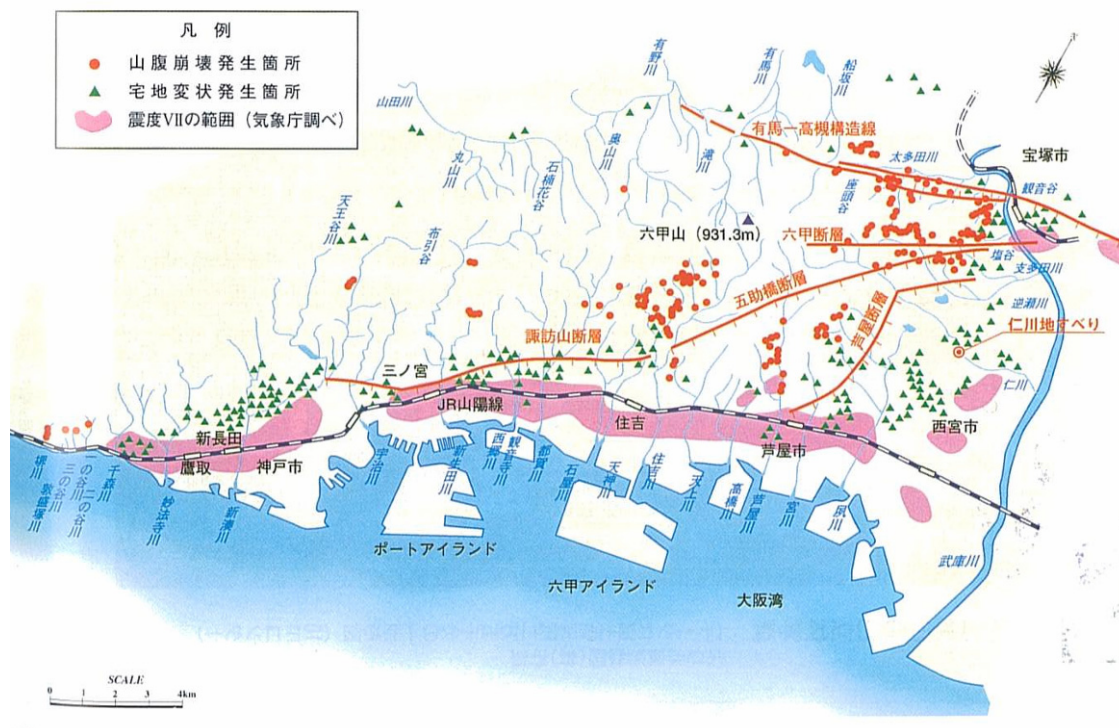


図 55 兵庫県南部地震時による六甲山系の主な山腹崩壊箇所および宅地変状箇所³⁹⁾

(b) 文献からの考察

マサ土の比較的規模の小さい山腹崩壊が急傾斜で遷急線付近に多く発生した。また、その崩壊位置の分布は、断層からおおよそ15km以内で出現している。

³⁹⁾沖村孝：六甲山地における山腹斜面の崩壊,兵庫県南部地震地震と地形災害(日本地形学連合編),古今書院,pp.110-126,1996.

(2) 北丹後地震

(a) 崩壊地分布状況など

1927年3月7日に、京都府北部の北丹後地方で発生したM7.3の地震により山腹崩壊が発生した。その地震と山腹崩壊との研究から次のような知見が得られた⁴⁰。

- 崩壊面積率は震央からの距離よりも地表に現れた地震断層からの距離との相関が強い。
- 地震断層からの距離が15kmを越えると崩壊面積率はほぼ0%となり、地震断層からの距離が約5km付近では崩壊面積率は約1%であった。
- 崩壊面積率と地質および起伏量との相関はほとんど認められなかった。
- 地震による家屋の被害についても地震断層からの距離と相関が強い。
- 地震による崩壊面積率の算定のパラメータとしては地震断層からの距離を用いることが有力と考えられる。

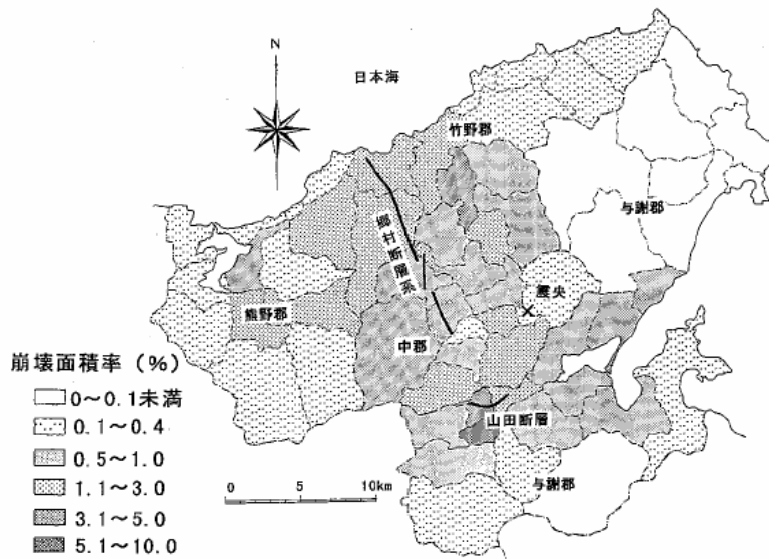


図 56 北丹後地震による崩壊面積率分布⁴⁰

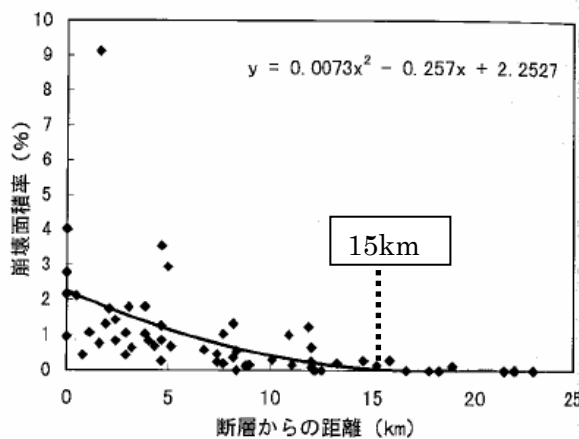


図 57 断層からの距離と崩壊面積率⁴⁰ (断層から15kmを加筆)

⁴⁰中村浩之・土屋智・井上公夫・石川芳治：地震砂防,pp.70-76,2000.

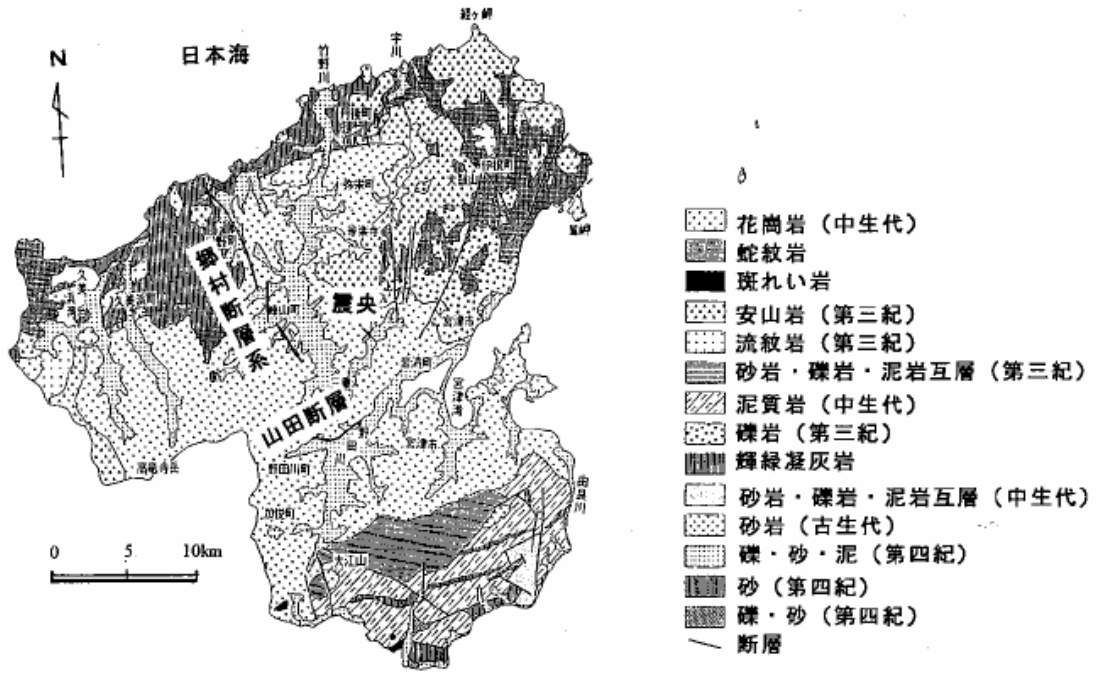


図 58 丹後半島の表層地質図⁴⁰⁾

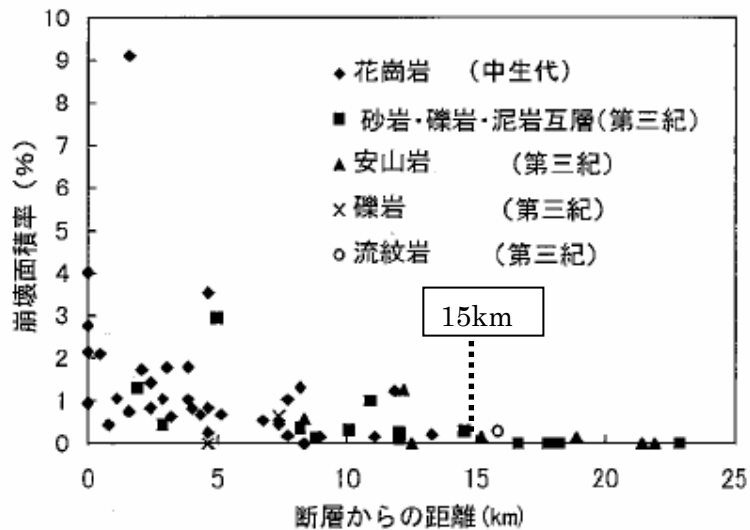


図 59 地質ごとの崩壊面積率⁴⁰⁾ (断層から 15km を加筆)

(b) 文献からの考察

崩壊形態や崩壊規模等の詳細な情報がないため、砂質土、粘性土、単層構造、二層構造の表層崩壊との関係を明らかにすることはできないが、花崗岩をはじめ第三紀の礫岩、砂岩・礫岩・泥岩互層、安山岩、流紋岩の地質で崩壊が発生していることがわかる。またその崩壊位置は断層から 15km でほぼ 0%の崩壊面積率となることがわかる。ただし、本報告の断層からの距離のとり方は、断層と各町村の面積の図心までの距離としている。

(3) 鹿児島県北西部地震

(a) 崩壊地分布状況など

1997年3月26日に、鹿児島県北西部でM6.5の地震が発生した。さらに同年5月13日に前回の震源地近くでM6.3の地震が発生した。それらの地震と山腹崩壊との研究から次のような知見が得られた⁴¹⁾。

- 1997年3月の地震断層と斜面崩壊地の分布から断層から約8km以内の範囲に全崩壊地の90%が含まれる(図62参照)。
- 崩壊地個数は調査区域を広く占める堆積岩類区域で最も多く、次いで花崗岩類区域である。しかし、崩壊地密度を求めると、5月の地震後において花崗岩類区域30.2個/km²、堆積岩類区域7.6個/km²となり、花崗岩斜面で崩壊が多発している(表33参照)。
- 花崗岩類区域の崩壊の大部分は風化花崗岩からなる自然斜面の表層崩壊と道路切取斜面の法肩の崩壊である。堆積岩類区域の崩壊形態は、道路切取斜面の法肩の崩壊や落石が多数を占めるが、急傾斜の自然斜面での表層崩壊も見られる。

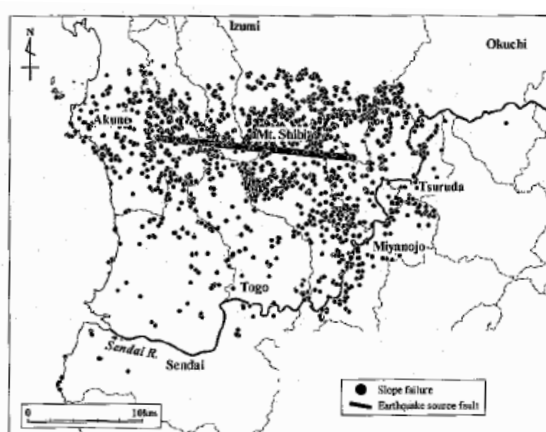


図 60 3月の地震の震源断層と斜面崩壊地の分布⁴¹⁾

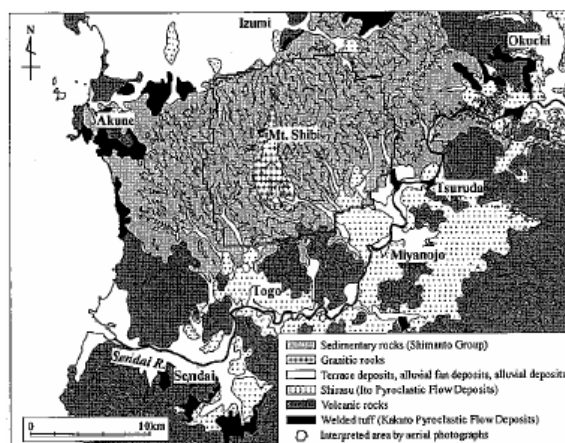


図 61 調査区域の地形・地質⁴¹⁾

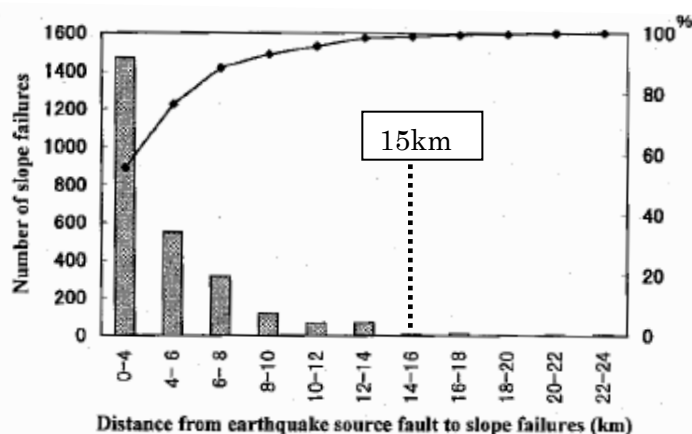


図 62 震源断層から斜面崩壊地までの距離の頻度分布⁴¹⁾ (断層から15kmを加筆)

⁴¹⁾地頭園隆・下川悦郎・松本舞恵・寺本行芳：1997年鹿児島県北西部地震による斜面崩壊の分布と地形的特性,砂防学会誌,Vol.1,pp.38-45,1998.

表 33 地質区分ごとの崩壊地個数⁴⁾

Geological division	Area km ²	Before earthquake		After earthquake on March 26, 1997		After earthquake on May 13, 1997	
		Number	Density*	Number	Density	Number	Density
Sedimentary rocks	172.91	384	2.2	943	5.5	1322	7.6
Granitic rocks	17.01	81	4.8	323	19.0	513	30.2
Terrace deposits	9.27	5	0.5	21	2.3	31	3.3
Shirasu	4.70	1	0.2	13	2.8	30	6.4
Volcanic rocks	1.33	0	0.0	0	0.0	0	0.0
Welded tuff	0.09	0	0.0	0	0.0	0	0.0
Total	205.31	471	2.3	1300	6.3	1896	9.2

* Number of slope failures per 1km²

Sedimentary rocks : 四万十層群

Granitic rock : 花崗岩

Terrace deposits : 段丘堆積物

Shirasu : シラス

Volcanic rocks : 火山岩

Welded tuff : 溶結凝灰岩

(b) 文献からの考察

鹿児島県北西部地震によって発生した崩壊は、花崗岩、堆積岩の基岩とする地質での表層崩壊であった。堆積岩類の物性が砂質土、粘性土であるのか、構造が単層構造、二層構造であるのか、その詳細は明らかではないが、中生代の堆積岩においても表層崩壊が発生していることが明らかになった。

図 62 から断層から 14km 以内でその崩壊のほとんどが発生している。

(4) 2004年新潟県中越地震

(a) 崩壊地分布状況など

2004年10月23日に新潟県中越地方を震源とする地震(Mj=6.8)が発生した。その地震によって発生した崩壊の特徴を取りまとめた報告⁴²⁾⁴³⁾の中から崩壊規模、崩壊地の分布に関する項目を抜粋し、以下に示す。

- 国土地理院が発表した災害図の中では、表層崩壊の個数が多く、大きな崩壊までは至っていないが開口した滑落崖が多く発生している。このため、今後の地震後の豪雨や雪解け時の崩壊拡大に備える必要がある。影響面積から見ると、当然ながら地すべり崩壊が圧倒的に大きく、流れ盤での大量の土塊を巻き込んだすべりに対応しているものと思われる。
- 今回の斜面崩壊では、本震の震央距離が10kmから外側では崩壊発生個数、崩壊発生密度(1km²あたりの崩壊影響面積)ともに急激に低下する傾向を示す。
- 地質別に見ると、崩壊個数では魚沼層が第一位、影響面積では川口層が第一位であるが、他の地層も時代の新旧によらず多く含まれている。このような活褶曲地帯では、地層が揉まれ、風化の影響も大きく、古い時代の地層ほど大きな強度を持つとの一般的傾向が当てはまらないものと推定される。
- 崩壊斜面の最大勾配で見ると、20°～40°での崩壊個数が多いが、40°以上でも多くの崩壊が起きている。崩壊面積で考えれば20°～30°の斜面崩壊と10°～20°が多く、この二つで大半を占めており、比較的緩勾配の流れ盤で大規模な崩壊が起きていることに対応していると思われる。また、個数・面積ともに10°以下の斜面の割合は極めて少ない。
- 堆積面の受盤・流盤の影響を見ると、崩壊個数は受盤の方が流盤より多いが、影響面積では逆転しており、受盤の方が大きな崩壊につながり易いことを示唆している。
- 震央距離における崩壊パターンごとの件数をみると、震央からの距離が2～8kmの範囲において大規模崩壊である地すべり崩壊の割合が比較的多い。ただし、全体的に崩壊パターンによる明確な傾向はそれほど見られなかった。

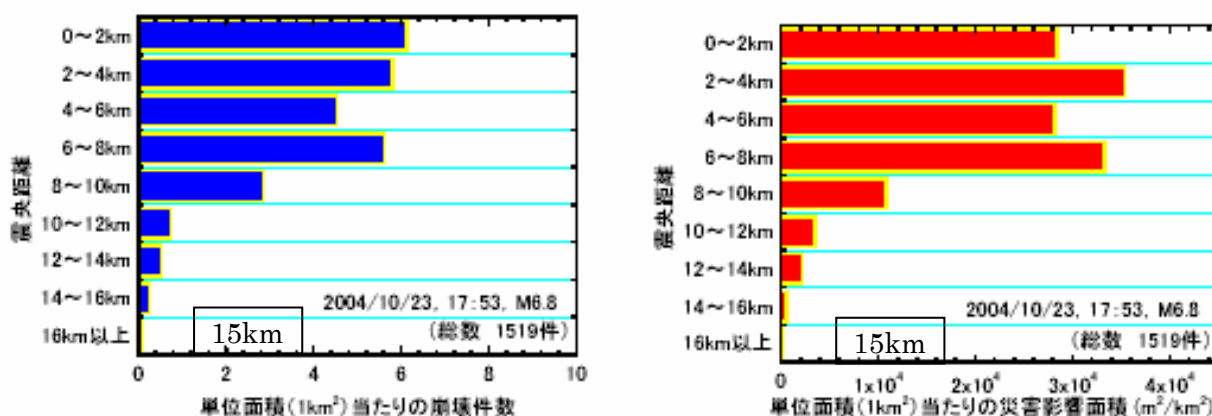


図 63 本震の震央距離と1km²当たりの崩壊個数(左)と崩壊影響面積(右)の関係⁴²⁾

42) 社団法人土木学会新潟県中越地震被害調査特別委員会：平成16新潟県中越地震被害調査報告書, 2006.

43) 國生剛治・石澤友浩・吉川陽：新潟県中越地震における斜面崩壊の影響因子についての検討, 第40回地盤工学研究発表会, 1069, 2005.

(b) 文献からの考察

中越地震では、地層年代の新旧に関係なく多く崩壊しており、このような活褶曲地帯では、地層が揉まれ、風化の影響も大きい事例であり、砂質土、粘性土、単層構造、二層構造の違いについての議論は難しい。しかしながら、地震前の台風等による降雨の影響があった地盤において震央から 16km 以内で崩壊のほとんどが発生していることがわかる。なお、本報告は震央からの距離であるため、断層からの距離と異なる。

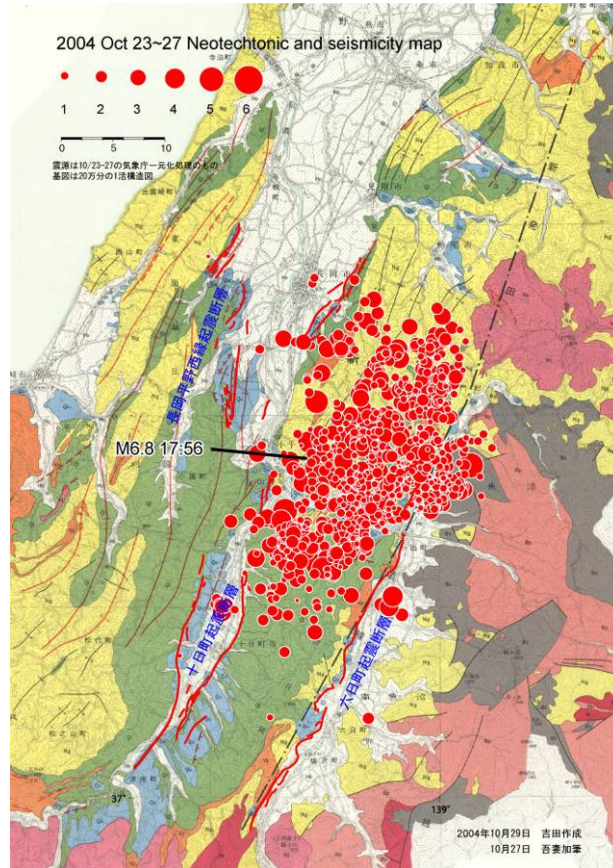


図 64 表層地質と震源域⁴⁴⁾

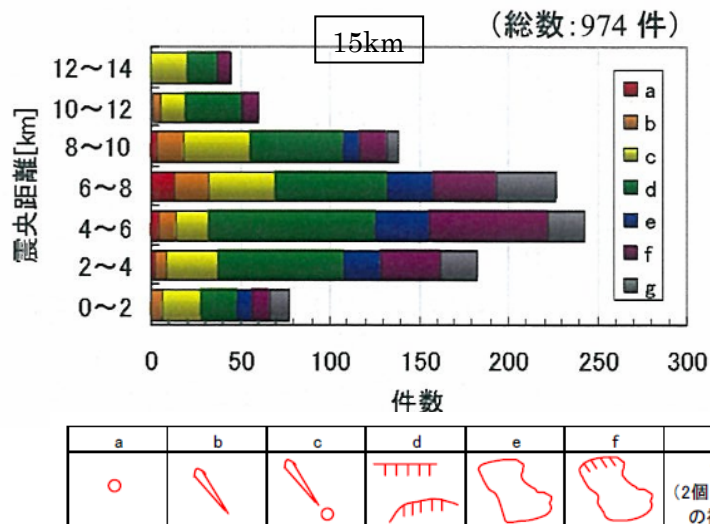


図 65 震央距離と崩壊発生件数⁴⁹⁾

44)独立行政法人産業技術総合研究所活断層研究センター：
<http://unit.aist.go.jp/actfault/niigata/map.html>

添付資料-15 地形効果震度法について

1. 概要

当資料は、**4.3.6 危険箇所の特定(地震時)**に関して取り入れている地形効果震度法について記述したものである。本手法は、地形による加速度の増幅とそれを考慮した安定計算から設定した。

2. 地形効果

一般に尾根部で地震の加速度が増幅する⁴⁵⁾⁴⁶⁾ことが知られている。この現象を評価するために二次元と三次元の地震応答解析を実施し加速度の応答倍率について検討した。

2.1 二次元地震応答解析

いくつかのモデル斜面を用いて二次元地震応答解析を実施した。その結果、比高差 100m 程度の斜面の場合、ばらつきはあるものの比高が大きくなると加速度応答が増加する傾向があることが確認できた(図 66)。

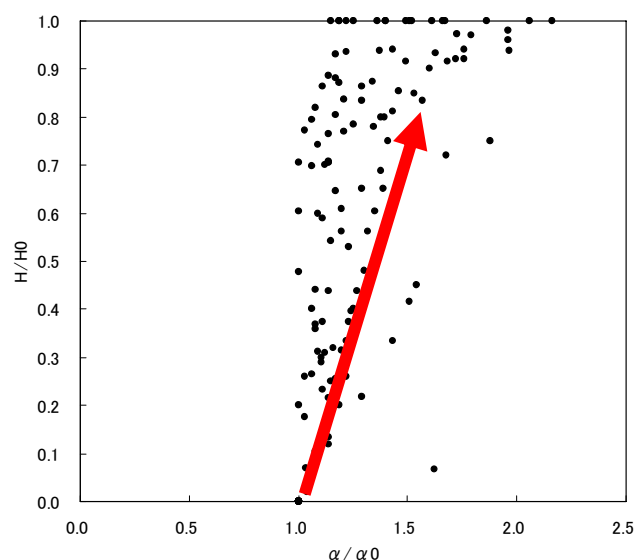


図 66 二次元地震応答解析による検討結果

⁴⁵⁾山口伊佐夫・川邊洋：地震による山地災害の特性,新砂防,125号,p.3-15,1982

⁴⁶⁾落合博貴・北原曜・三森利昭：平成7年兵庫県南部地震による山地崩壊,新砂防,Vol48,No.6p.41-45,1995.

2. 2 三次元地震応答解析

三次元での地形効果を把握するために、地震応答解析を実施した結果、二次元地震応答解析と同様に比高が大きくなると加速度応答が増加する傾向があることが確認できた（図 67、図 68）。

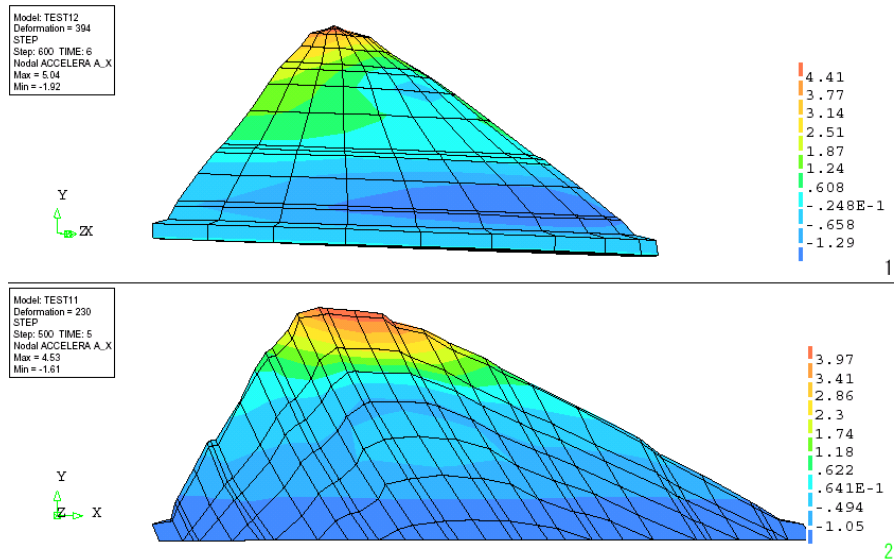


図 67 解析モデルと加速度分布（上：三次元モデル、下：二次元モデル、単位： m/s^2 ）

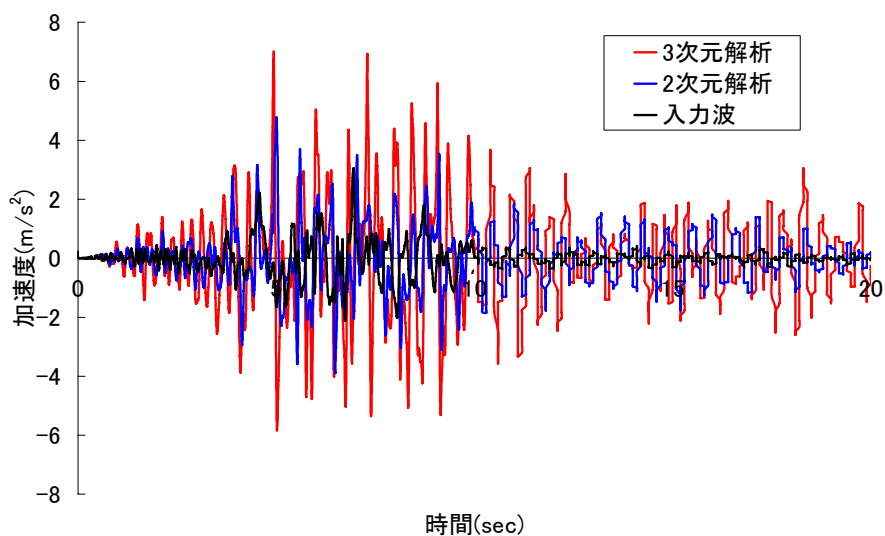


図 68 応答加速度の比較

2. 3 比高 100m 未満の斜面に対して

尾根部での地震時応答特性に関する他の研究では、尾根中腹から稜線にかけて 1.6～2 倍の応答倍率と報告している⁴⁷⁾。文献および二次元、三次元の地震応答解析の結果を踏まえて、設計水平震度を比高に応じて最大 2 倍まで変化させることとした。

47) 加納誠二・佐々木康・木村紋子・阿地崇弘・秦吉弥：2001 年芸予地震時の尾根部の応答特性に関する検討,土と基礎,vol.51,No.11.Ser.No.550, P.26-28,2003.

2. 4 比高 100m 以上の斜面に対して

比高が 100m 以上となる場合は、波の伝わる性質から一律に増幅するわけではなく、頂上では自由端を形成するため波が反射し、増幅作用が発生する。したがって、頂上で地形効果が最大となり下に向かって小さくなる。また波長を考えた場合、基盤の V_s (せん断波速度) を 400m/s 程度と仮定すれば、1 波長は 400m 以下と想定される。斜面が 100m を越えた場合、一つの波が作用すると斜面の伝わる範囲で増幅する部分と逆位相 (反対方向に向かう動き) が生ずることになり一律に増幅するわけでは無くなる(図 69 参照)。以上の関係から比高 100m 以上となる場合は、上端から 100m の高さで 2 倍に増幅させることを標準とした (4.3.6 危険箇所の特定(地震時) 図 4.3.5 参照)。

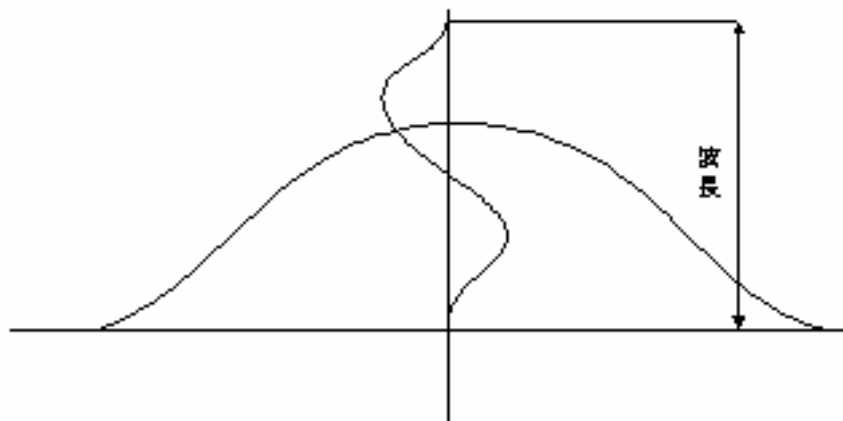


図 69 山の高度と波長の関係

添付資料-16 せん断変形予測式(直接変形算出法)について

1. 概要

当資料は、4.3.9 地震時の変形量(単層構造)に関して、振動台模型実験をもとに地震時のせん断変形を予測する直接変形算出法の考え方、式の導出、計算の手順を示すとともに、検討の過程で判明した、表 34 に示す課題と対応策について記述したものである

表 34 直接変形算出法に関する課題と対応策

対象	課題	対応策	当資料の項目
模型実験	模型実験結果の変位量の再現性 (模型実験結果より変形量が小さくなる)	一体化していた土塊が、亀裂発生に伴ってブロック化されることにより、個々のブロックが上部ブロックから受ける外力を考慮	3.1 対策工荷重分担率
現場斜面	現場斜面の変位量の再現性 (斜面傾斜が急になるほど変形量が小さくなる)	実斜面が持つ初期応力状態(初期せん断応力)を評価	3.2 初期せん断応力
	現場斜面で発現する局所破壊時のロープネット張力が不明	模型実験と数値解析結果を基に、せん断ひずみとロープネット張力の関係の近似曲線から評価	3.3 局所破壊時のロープネット張力

2. 直接変形算出法

2.1 直接変形算出法の考え方

単層構造の振動台実験結果から地震時の対策工の効果は、次のように考えられた。ロックボルトは、地盤に変形が顕著に発生しない小規模な地震力がかかる段階に軸力 T_{RB} (引張り力) による引き止め効果を発揮する。ロープネットは、地盤変形が進み塑性変形が発生するような大規模な地震力がかかる段階において斜面上方に吊り上げる効果 T_{RN} (引張り力) を発揮する。地震力が大きくなるに従って、ロックボルトとロープネットの効果が発生し、それらに囲まれた地盤が圧縮力を受けながら、力の三角形が閉じる形でバランスする。つまり、変形が進むとともに地盤の強度を引き出すこととなる(図 70)。最終的に斜面全体が崩壊するような場合は、ロープネットが崩壊する土砂を待ち受けるような効果を発揮する。この考え方で、局所破壊までの変形量を算出する手法(直接変形算出法)⁴⁸⁾を提案した。

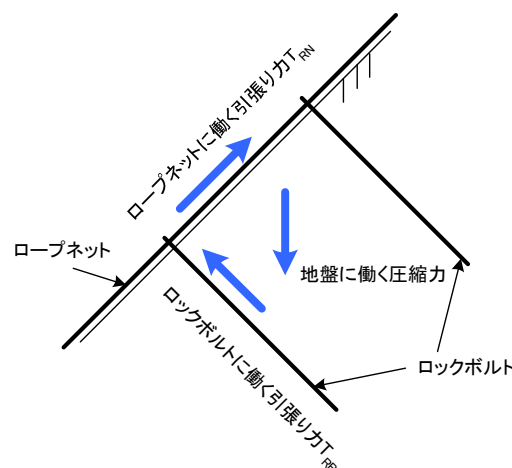


図 70 対策工メカニズム

48) 村上晴茂・金子哲朗・木村裕之・鏡原聖史：地震時斜面安定のためのロックボルト・ロープネット併用工法に関する変形量を基にした設計法の提案,第 37 回地盤工学研究発表会,1051,2002.

2. 2 直接変形算出法の導出

直接変形算出法は、図 70 における投影面で見ても、土をロックボルト（断面積 A_s ）によって囲まれた長方形のブロックとして考え、土は仕事量の釣り合いを保ちながら、平行四辺形の形にせん断変形するとしている（図 71）。

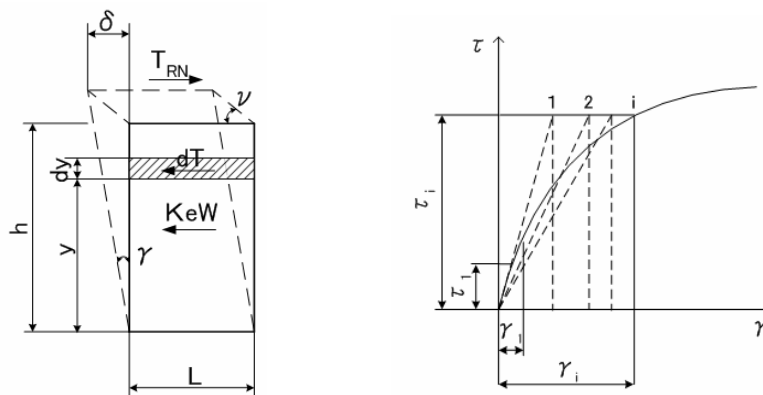


図 71 モデル図

外力仕事量 W_E は外力 × 変位より式(1)で求める。

$$W_E = \int_0^h \gamma \cdot y \cdot dT - T_{RN} \cdot \gamma \cdot h = \frac{1}{2} \cdot k_e \cdot W \cdot \gamma \cdot h - T_{RN} \cdot \gamma \cdot h \quad \text{式(1)}$$

内力仕事量は、土のせん断およびロックボルトの伸びを考慮し、体積変形にかかる仕事量を無視する。土微小要素の内力仕事量を土ブロック全体にわたって積分することにより、せん断内力仕事量を求めることができる。土ブロック内の各部分においてせん断弾性係数 G とせん断ひずみ γ が一定として、土ブロック全体のせん断内力仕事量とロックボルトの伸びによる仕事量から内力仕事 W_I は式(2)のようになる。ここでロックボルトが周囲土塊と同様に变形すると仮定し、伸びひずみ ϵ を土のせん断変位から算出することができる。

$$W_I = \frac{1}{2} G \cdot \gamma^2 \cdot B \cdot L \cdot h + \frac{1}{2} E \cdot A_s \cdot h \cdot \left(\frac{1}{4} \gamma^4 + \tan \nu \cdot \gamma^3 + \tan^2 \nu \cdot \gamma^2 \right) \quad \text{式(2)}$$

以上より、外力仕事量と内力仕事量を等値として、せん断ひずみ γ について式(3)を得る。

$$\gamma^3 + 4 \tan \nu \cdot \gamma^2 + \left[\frac{4GBL}{E_{RB} A_s} + 4 \tan^2 \nu \right] \cdot \gamma - \frac{(4k_e W - 8T_{RN})}{E_{RB} A_s} = 0 \quad \text{式(3)}$$

ここで、 L はロックボルトの配置間隔、 B はブロックの奥行き、 h は潜在崩土層厚さ、 ν はダイレタンシー角、 E_{RB} はロックボルトのヤング係数、 A_s はロックボルト断面積、 W は土ブロックの重量、 k_e は斜面方向の震度を示す。

本式は、地震力は重力と一緒に外力として作用し、土の要素がせん断変形すると同時に、外力による仕事量と等価な内力のひずみエネルギーが発生すると考えた。

2. 3 計算の手順

直接変形算出法の計算の手順について説明する。本手法は、式(3)で示したように外力仕事と内力仕事釣り合うようにせん断ひずみを算定する。また土の特性としてせん断弾性係数は、せん断ひずみによって低下することが一般的に知られており、その性質を考慮してせん断ひずみの増加に応じてせん断弾性係数を変化させる。この収束計算は式(3)にせん断弾性係数を代入して繰り返し計算をすることで、せん断弾性係数 G の非線形性を表し、最終的に収束したせん断ひずみの値を用いる。

計算過程は、次のとおりである。また、ある水平震度が作用した場合の繰り返し計算例を図 72 に示す。

- ① 式(3)のせん断弾性係数 G に初期せん断弾性係数 G_0 を代入しせん断ひずみを計算する。
- ② 計算したせん断ひずみ γ からせん断ひずみとせん断剛性率の関係をj用いせん断弾性係数 G を新たに求め式(3)に代入しせん断ひずみを計算する。
- ③ $n-1$ 回目のせん断ひずみと n 回目のせん断ひずみの差が 0.00001 となるまで②の計算を繰り返す。

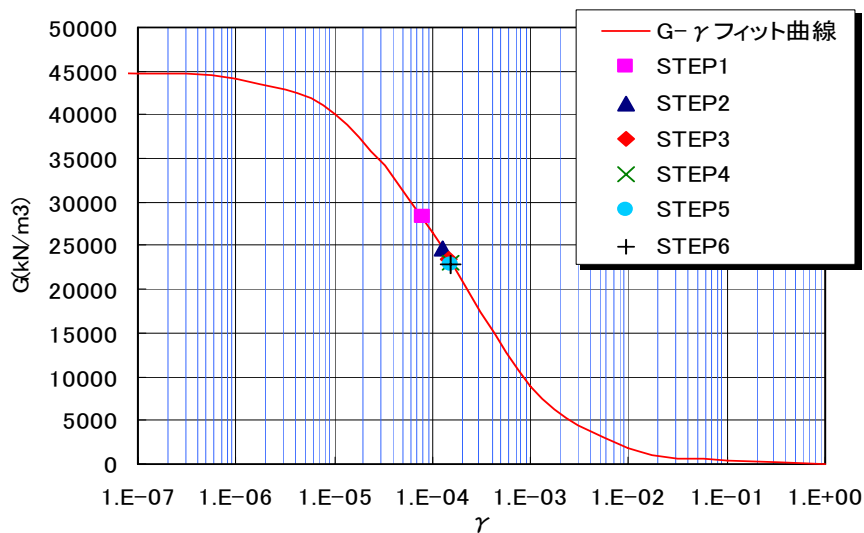


図 72 計算過程(例)

この計算過程は、計算震度ごとに行う。最終的な水平震度とせん断変形量の関係は、各計算震度ごとの収束したせん断ひずみを累積することによって得られる。

3. 直接変形算出法のパラメータについて

直接変形算出法のパラメータは、模型実験および現地斜面の変形量の再現性を高めるため、以下の検討を実施し設定した。

3. 1 対策工荷重分担率

本手法の式(3)は、亀裂発生までの外力に対するせん断変形は精度よく再現できるが、亀裂以降増加する変形量についての再現性が低い結果となった。模型実験では、亀裂発生以降土ブロック単独での挙動ではなく、周辺土ブロックとの分離など土ブロック間相互の影響が顕著に認められたため、その影響を対策工荷重分担率として評価した。この対策工荷重分担率の考え方について以下に示す。なお、対策工荷重分担率は、付属の計算プログラムの中で内部計算している。

(1)対策工荷重分担率の考え方

亀裂発生時点から局所破壊まで地山の拘束作用が順次減少するが、それに伴って、土ブロックの自重による作用が順次増加する。この自重作用を対策工荷重分担率 η として考慮する。亀裂発生までは、斜面方向の水平震度 k_e に式(4)を用いるが、亀裂発生以降式(5)に示すように亀裂発生時を0とし、局所破壊時に1となる対策工荷重分担率 η を考慮する。なお、対策工荷重分担率の考慮は、模型実験のネット張力が亀裂発生から局所破壊にかけて線形的に増加していた現象を参考にし、線形的に作用させることとした。

($\gamma < 1\%$: 亀裂発生まで)

$$k_e = kh \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \cdot kh \cdot \sin \alpha \quad \text{式(4)}$$

($1\% \leq \gamma \leq 5\%$: 亀裂発生から局所破壊)

$$k_e = kh \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \cdot kh \cdot \sin \alpha + \eta \cdot \sin \alpha \quad \text{式(5)}$$

ここで、 kh は水平震度、 α は斜面勾配、 η は対策工荷重分担率を示す。

以上の考え方を模型実験に適用した例を図73に示す。図に示したように模型実験の結果とよい一致を示すことがわかる。なおここで、亀裂発生、局所破壊は斜面の変形状態を定義したものである(添付資料-22 参照)。設計では局所破壊までを対象に適用判定を行う。

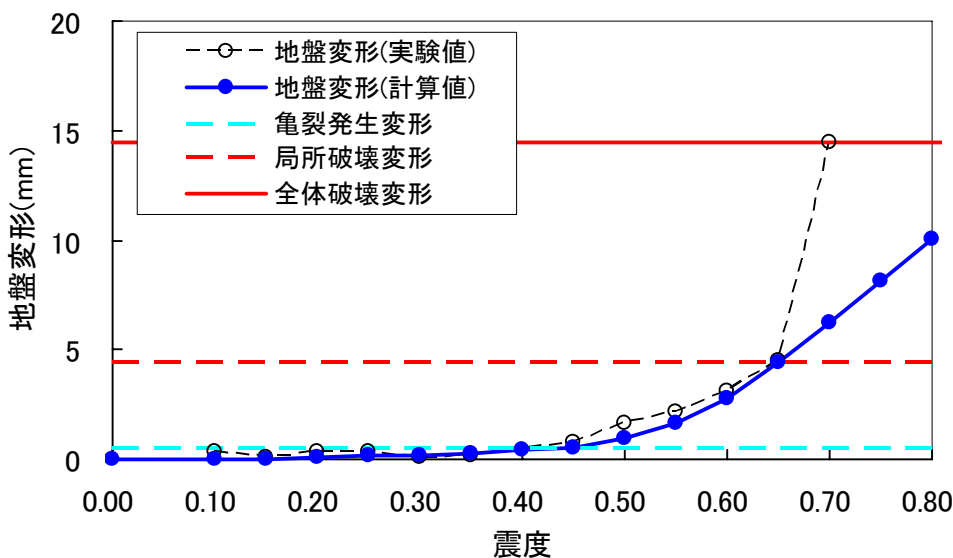


図 73 計測結果と計算結果の変形量の比較(H12CASE3)

(2)局所破壊時の震度の設定方法

本手法では、対策工の荷重分担率を考慮する際に、局所破壊時の震度を設定する必要がある。これまで、局所破壊となる震度を試行錯誤的に求めて設定してきたが、この場合設計者により結果がばらつくことが懸念されるため、せん断における応力-ひずみ関係の双曲線近似⁴⁹⁾を参考にし、次の考え方で求める。なお、以下の計算は、付属の計算プログラムの中で内部計算している。

・ステップ 1

直接変形算出法（式(3)）から亀裂発生までの変形（せん断ひずみ 1%）と震度 k_e ($k_e = khcr \cdot \cos \alpha + 1/2 \cdot khcr \cdot \sin \alpha$) の関係を求める。ここで、 $khcr$ はせん断ひずみが 1% に達した時点の震度とする。本ステップにより図 74 に示す A 点が求まる。

・ステップ 2

亀裂発生時の震度 $khcr$ (A 点) をもとに線形仮定した極限值における震度 $khult$ を亀裂発生ひずみと基準ひずみ γ_{ref} を用いて線形比例から推定する。ここで、 $khult$ は極限值における震度とする。これにより A と B を結ぶ直線が描ける。本ステップにより図 74 に示す B 点が求まる。

$$khcr : khult = 0.01 : \gamma_{ref} \tag{式(6)}$$

ここで、基準ひずみ γ_{ref} は、一般的には 5% を用いる例が多いが、模型実験の変形量がすでに明らかであるので、基準ひずみを試行錯誤的に求め、模型実験結果と良い一致をする 2.5% を基準ひずみとした。

・ステップ 3

極限值に漸近する双曲線関数 $y = \frac{1}{\frac{1}{x} + 1}$ を設定する。ここで、 $x = \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}$ 、 $y = \frac{kh}{khult}$ とする。

本ステップにより、図 74 に示す非線形カーブが描ける。

・ステップ 4

ステップ 2 では線形比例によって極限值 $khult$ を推定したが、実際の挙動は非線形状態になるのでステップ 3 の非線形カーブ(双曲線関数)を用いて、局所破壊ひずみ(5%、C 点)に相当する局所破壊震度を求める。

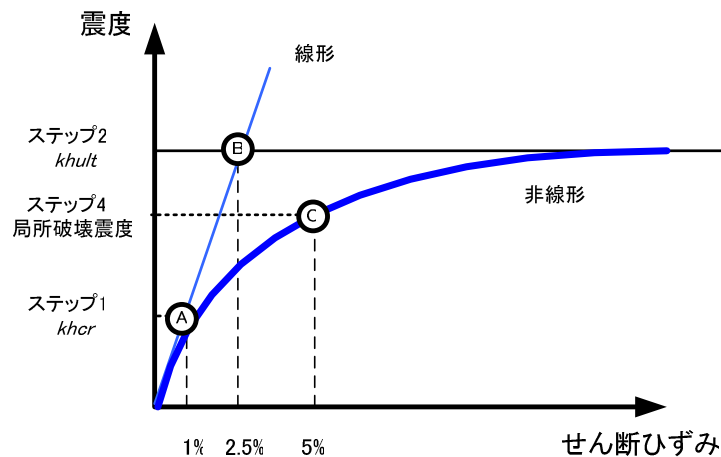


図 74 双曲線からの近似方法

⁴⁹⁾社団法人地盤工学会：土の強さと地盤の破壊入門,入門シリーズ 13,pp.76-pp.82,2001.

3. 2 初期せん断応力について

本手法の特徴を把握する目的で、本式の入力パラメータ（たとえば潜在崩土層厚 h など）を変化させて算出されるせん断ひずみへの影響を検討（感度分析^{50）}：添付 16-8 参照）した。その中で斜面傾斜に関する感度分析を実施した結果を図 75 に示す。図の横軸は $\delta X/X$ を示し 0 から 1 に近づくほど傾斜が急になることを示す。また縦軸は $\delta Y/Y$ を示し、0 から 1 に近づくほど変形量が大きくなることを意味している。斜面傾斜が急なほど変形量が小さくなるという結果（図 75 の赤線）となり一般的な傾向とは異なることとなった。これは本来実斜面が持つ初期応力状態(初期せん断応力)を考慮せずに計算したためと考えられ、斜面傾斜に応じた初期せん断応力を式(7)で評価することとした。斜面の初期応力状態を考慮することによって、図 75 の青線のように急な斜面ほど変形量が大きくなるという結果となる。

初期せん断応力は、式(7)を用いて潜在崩土層厚、斜面傾斜に起因する自重として計算し、式(3)の k_e に代入し、収束して得られたせん断ひずみを初期せん断ひずみとした。なお、この初期せん断応力は、付属の計算プログラムの中では自重解析で考慮している。

$$k_e = \eta \cdot \sin \alpha \tag{7}$$

ここで、対策工荷重分担率 $\eta=1$ とした。

表 35 斜面傾斜に関する感度分析の条件（赤枠内が中央値）

case	単位体積重量 γ t(kN/m ³)	潜在崩土層厚 h (m)	設計水平震度 kh	内部摩擦角 ϕ (°)	斜面傾斜 α (°)	初期せん断剛性 G_0 (MN/m ²)
1	15	1.0	0.5	30	35	33.0
2	15	1.0	0.5	30	40	33.0
3	15	1.0	0.5	30	45	33.0
4	15	1.0	0.5	30	50	33.0
5	15	1.0	0.5	30	55	33.0

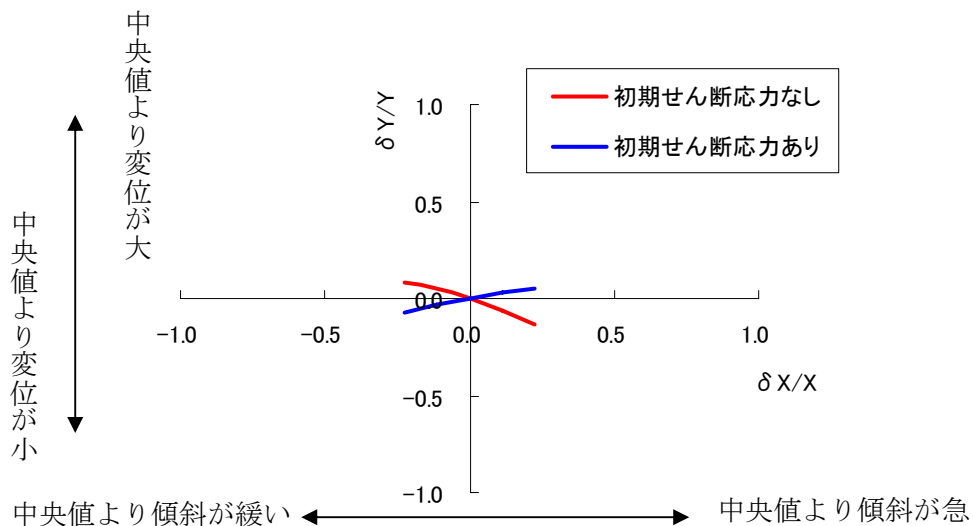


図 75 斜面傾斜に関する感度分析の結果(中央値 CASE3)

⁵⁰⁾Simons,D.B.,Li,M.M.and Ward,T.J.: Mapping of potential landslide areas in terms of slope stability, USDA Forest Service Rocky Mountain Forest and Range Experiment Station, pp.13-26,1978.

3. 3 局所破壊時のロープネット張力

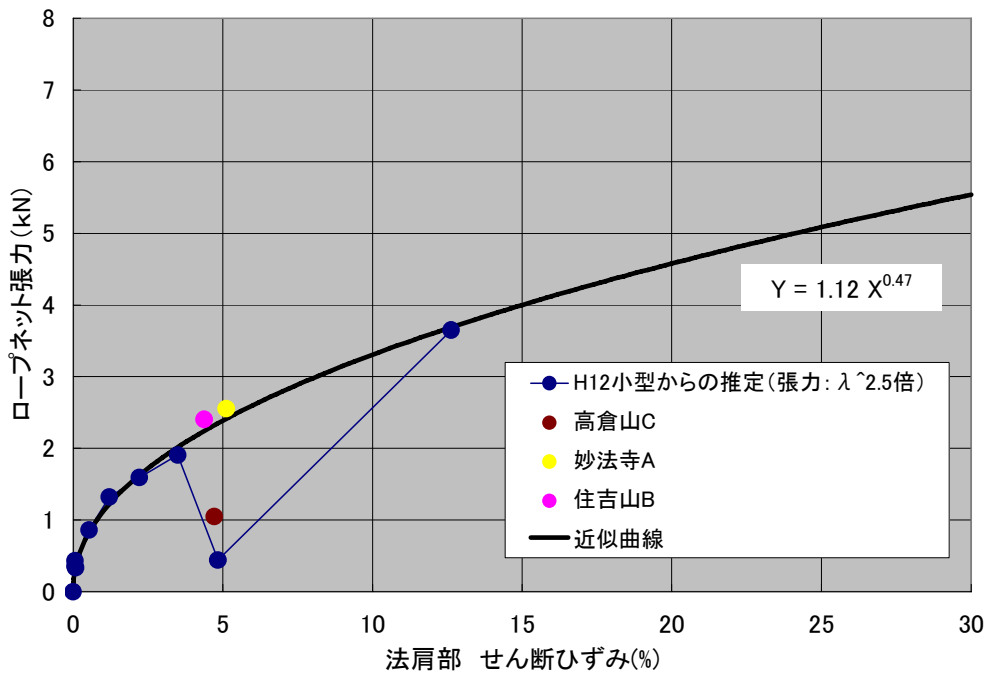
式(3)では、ロープネット張力を入力し計算することになる。模型実験の中でロープネット張力は、変形に応じて働くことが明らかになっているが、現在、地震による地盤変形とロープネット張力の確認ができていないため、模型実験結果から相似則を用いて推定することとした。図 76 に、小型模型実験結果から相似率を用いて現地サイズでのせん断ひずみとロープネット張力の関係を推定した結果を示す。

せん断ひずみとロープネット張力の関係は式(8)の関係となる。

$$Y = 1.12 X^{0.47} \tag{8}$$

ここに、 X : 地盤のせん断ひずみ量 (%)、 Y : ロープネット張力 (kN)

設計では、模型実験の結果を参照して亀裂発生時にはロープネット張力が 0kN で、局所破壊時に最大となるロープネット張力を作用させることとした。式(3)に考慮する際には、対策工荷重分担率に応じて $T_{RN} = \eta \cdot T_{RN\text{-局所}}$ で算出する。ここで T_{RN} は計算震度時に作用するロープネット張力、 $T_{RN\text{-局所}}$ は局所破壊時のロープネット張力(せん断ひずみ 5%時のロープネット張力を式(8)を用いて算出)を示す。なお、これらの計算は、付属の計算プログラムの中で内部計算している。



※高倉山C、妙法寺A、住吉山Bは、動的解析の結果を示す。

図 76 現地サイズの推定結果

【参考：感度分析の概要】

- 変位に影響を及ぼす多数のパラメータのうち、今着目しているひとつのパラメータを除き、残りのパラメータは値が変化しないものとする。
- 着目しているパラメータの値 (X) が、その中央値 (Xc) からある値だけ離れている時、その中央値との差の割合 $[(X-Xc) / Xc]$ と、パラメータの中央値 Xc を用いて得られた変位の中央値 (δ) と値 X により得られる変位との差の割合 $[(\delta - \delta c) / \delta c]$ を求める。
- X の値を多数変化させることにより得られた $(X-Xc) / Xc$ と $(\delta - \delta c) / \delta c$ を図上にプロットし、これを滑らかな曲線で結び、この曲線を $(X-Xc) / Xc$ と $(\delta - \delta c) / \delta c$ の関数 $[(\delta - \delta c) / \delta c] = f [(X-Xc) / Xc]$ とする。
- このときの関数 f の全体的な傾きの様子を感度分析する。
- $[X - Xc] / Xc$ 、 $(\delta - \delta c) / \delta c$ についてはパーセント表示するものとし、たとえば $(X - Xc) / Xc$ においては $X=0$ の時に-100%、 $X=2Xc$ の時に+100% で表すものとする。
- $(X-Xc) / Xc$ 、 $(\delta - \delta c) / \delta c$ についてはそれぞれ $\Delta X / X$ 、 $\Delta \delta / \delta$ の形で表すものとする。

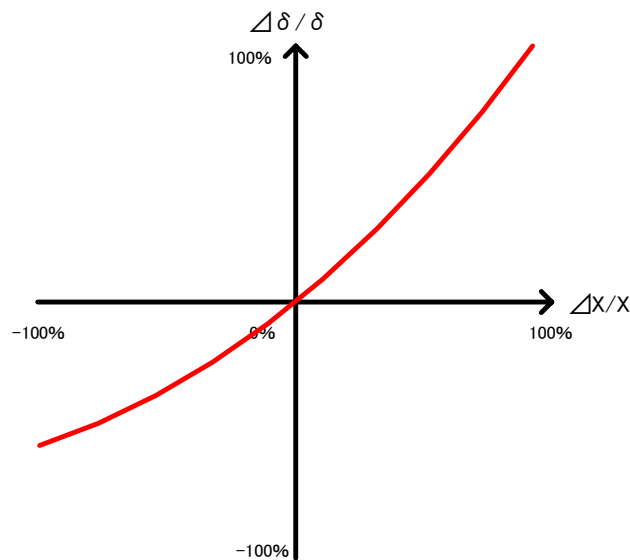


図 77 感度分析の概念図

添付資料-17 すべり変形量予測式(すべり変形算出法)について

1. 概要

当資料は、**4.3.10 地震時の変形量(二層構造)**に関して、振動台模型実験をもとに地震時のすべり変形を予測するすべり変形算出法の考え方、すべり変形量と相対安全率の整理、適用例について記述したものである。

2. すべり変形算出法

2.1 すべり変形量の考え方

これまでの二層構造の振動台実験結果から地震時の対策工の効果は、次のように考えられる。土塊はすべり面に沿って滑動する。ロックボルト、ロープネットは、地盤変形に応じて変形抑制効果を発揮する。この滑動量を予測する手法として、すべり変形算出法を提案した。

従来、地震時のすべり変形量の計算手法として、Newmark 法⁵¹⁾が知られている。この方法では、地震時の加速度によって摩擦力を上回るせん断力が生じ、土塊が剛体として斜面に沿ってすべり出すものと考えている。摩擦力を上回る加速度を2回積分することですべり変形量を求め、加速度が減少して摩擦抵抗より下回ると摩擦力によって土塊が止まりはじめて、すべり変形量が減少するが、加速度が増加すると再びすべり出す。この方法は摩擦と加速度との関係から、簡便に土塊のすべり変形量を求めることができるので、現在でも多少の改良を加え指針⁵²⁾などや研究⁵³⁾などに取り入れられている。

斜面がすべり変形する場合、すべり面において局所化が進み、せん断帯が生じ粒子の破碎や回転などの様々な土の破壊現象が集中するものと考えられる。本振動台模型実験においてもすべり面より上の土は土塊を保ちながら滑動することが観察された。このような剛体移動を仮定した Newmark 法は合理的な面を持つが、摩擦力を上回らない限りすべり出すことはなく、すべり面の安全率 1 を下回ってすべり出すことになり、規則的な波で行った実験で得られた計測値のように、入力加速度が低い段階からすべり変形量が計測され、さらに大きな入力加速度の加振を繰り返す過程で、すべり変形量が累積し漸増している現象を説明できない。

そこで、Newmark 法とは別に、盛土の変形量を推定する方法として藤井ら⁵⁴⁾が提案した安全率と変形量に関連付けた考え方を参考にして、本振動台模型実験結果から図 78 に示すようなメカニズムが考えられた。無対策斜面の場合は、ある外力まで土のせん断抵抗によってすべり変形を抑制するが、その外力を超えるとすべり変形が増加し、限界のすべり変形量に達すると崩壊する。これに対して、対策斜面は、すべり変形開始後の外力によるすべり変形に追随し、すべり変形を抑制する効果が発揮され、限界のすべり変形量に達するまで外力に抵抗し、安定性を保つというものである。

以上のことから、亀裂発生以降(従来の安全率 1.0 以下)のすべり変形量と安全率(せん断抵抗とせん断力との比)以降、従来の安全率の概念と区別するため、計算上の変形を伴う安全率を相対安全率と呼ぶ)を用いて地震時のすべり変形量を予測する手法を提案した。

⁵¹⁾Newmark ,N.M. : Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique,Vol.15,no.2,pp.139-159,1965.

⁵²⁾鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,1999.

⁵³⁾佐藤信光・曾田英揮・大家充弘：ひずみ軟化特性と粒径効果を考慮した修正 Newmark 法によるフィルダムのすべり変形解析,ダム技術,No.227,pp95-103,2005.

⁵⁴⁾藤井照久・福田賢二郎・大中英輝・兵動正幸：変形を考慮した盛土の耐震評価方法,土と基礎,No50,pp.10-12,2002.

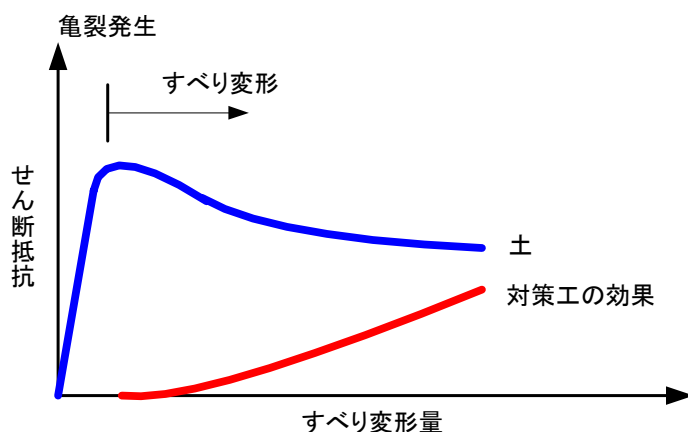


図 78 対策工補強メカニズム

2. 2 すべり変形量と相対安全率の整理

振動台模型実験から地震時のすべり変形予測式を提案するため、無対策斜面(H17CASE3)の相対安全率を求め、変形量(すべりひずみ：変形量を移動層厚で除したもの)との関係を表すことから始めた。相対安全率を求める計算には、多平面安定解析⁵⁵⁾を用いた。多平面安定解析は、すべり線を想定し移動層に相当する土塊をブロックで分割して、力の釣り合いで安全率を求める計算である。計算に必要なブロック形状条件は、図 79 に示すように模型実験斜面の形状(図中黒線)をもとにブロック分割(図中青線)に示すようにモデル化した。次に外力の条件として、振動台模型実験の加速度計の計測で天端部分の応答倍率が 2 倍程度(H17CASE3 入力加速度 0.5G、天端応答加速度 1.0G)となっていたことから、振動台の入力地震動が斜面の比高に比例して増幅する地形効果震度⁵⁶⁾を取り入れた。次に計算に用いた地盤定数は室内試験を基にし、無対策斜面が移動を開始した亀裂発生時の入力加速度 0.3G の状態を相対安全率 1.0 と仮定して逆算法により求めた。すべり変形開始(亀裂発生以降)の土のせん断強度は、本実験と同様の材料で締固めた静的実験(添付資料-11 参照)を参考にひずみによる強度低下を考慮し表 36 のように設定した。また単純化のため亀裂発生から局所破壊まで線形的に減少するものとした。

すべり変形量は各加振段階の正面変形量として振動台模型実験で計測しているのので、そのすべり変形量(すべりひずみ)と各加振段階で求めた相対安全率を関係付けた(図 80)。その関係から相対安全率を変数とする近似曲線式(1)が求められた。

$$\gamma_s = A \cdot Fsr^B \quad \text{式(1)}$$

ここで、 γ_s はすべりひずみ、 Fsr は相対安全率、 A 、 B は係数でそれぞれ 0.016 と-1.7 である。

$$\delta_s = \gamma_s \cdot h \quad \text{式(2)}$$

ここで、 δ_s はすべり変形量、 h は移動層厚。

⁵⁵⁾沖村孝・西勝：潜在崩土層分布を利用した表層崩壊発生位置に関する研究，新砂防,124 号,pp.9-18,1982.

⁵⁶⁾沖村孝・村上晴茂・金子哲郎・荒木繁幸・木村裕之・鏡原聖史：自然斜面を対象にした地震時の斜面安定検討方法,第 39 回地盤工学研究発表会,991,2004.

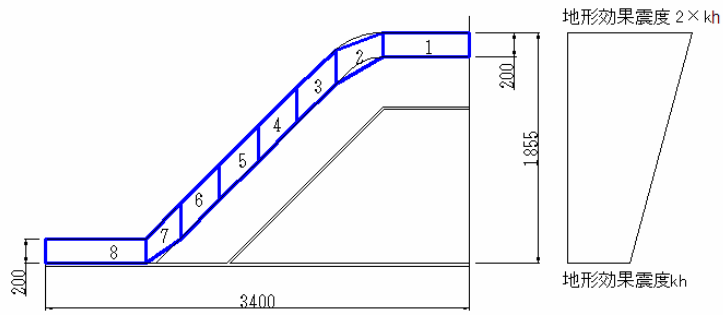


図 79 振動台模型実験の多平面安定解析モデル

表 36 土のせん断強度の設定(無対策斜面 H17CASE3)

	土のせん断強度(kN/m ²)	備考
亀裂発生まで	3.56	入力加速度 0.3G まで
局所破壊まで	2.67	入力加速度 0.5G まで

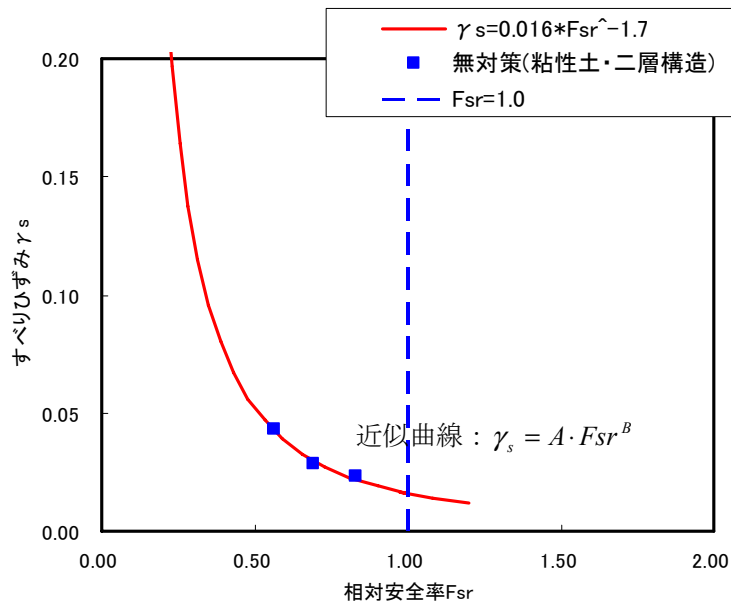


図 80 相対安全率とすべり変形量(すべりひずみ)の関係

2. 3 すべり変形量の予測式の対策斜面の適用例

無対策斜面で整理した近似曲線を用いて、対策斜面の変形量が予測できるか検討を行った。

対策工によるせん断抵抗の増分を相対安全率に反映させる手法として、一般的に用いられている切土補強土設計・施工指針⁵⁷⁾に従い計測軸力をすべり面抵抗力として考慮した。対策工により増加するせん断抵抗力 S は、1 本当りのロックボルト軸力 T を用いて式(3)で表される。引張補強のモデルは、図 81 に示すとおりである。なお、支圧板やロープネットの表面工の変形抑制効果はロックボルトの軸力増加として考慮されていると考え、別途すべり抵抗力としては考慮していない。

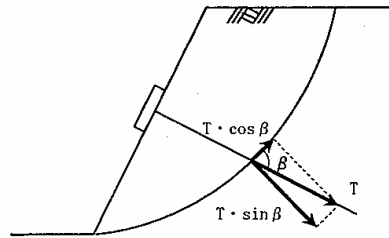


図 81 引張補強のモデル

$$S = T \cdot \cos \beta + T \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi \quad \text{式(3)}$$

ここで、 S は 1 本当りのせん断抵抗力(kN/本)、 T は 1 本当りのボルト軸力(kN/本)、 β は補強材とすべり面とのなす角度($^{\circ}$)、 ϕ は土の内部摩擦角($^{\circ}$)である。

式(3)を用いて実際に計測したボルト軸力(上下最大値の平均)をせん断抵抗の増分、計算ではボルトの本数とすべり面長さから見かけの粘着力を算定し図 82 に示す値を考慮した。次に各入力加速度ごとに土のせん断強度と見かけの粘着力を考慮した対策斜面の相対安全率を求め、式(1)から計算したすべり変形量と振動台模型実験で計測した正面地盤変形量を比較すると、図 83 のようになり、良い一致を示した。ここで、土のせん断強度は、無対策斜面の亀裂発生から対策斜面の局所破壊まで線形的に減少させた。

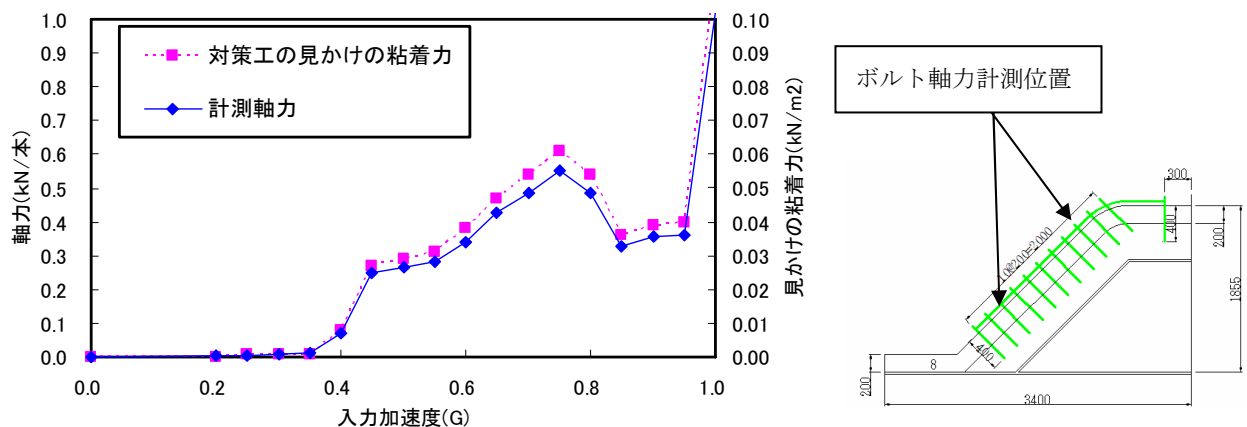


図 82 入力加速度と計測軸力、見かけの粘着力の関係(H17CASE4)

同様の整理を対策の間隔が異なる実験ケース(H17CASE5,6)に適用し、すべりひずみと相対安全率の関係に整理した。この結果、他の配置に関しても同様の結果となった。

57) 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針,2002.

このことは対策工の有無に関わらず、すべり変形量はすべり面上の相対安全率の大きさにのみ関係づけられることを意味している。別の言い方をすれば、相対安全率を求めることですべり変形量を算出することができ、対策工がある場合はせん断抵抗の増分を考慮して相対安全率を計算することにより、対策斜面のすべり変形量が求まる。

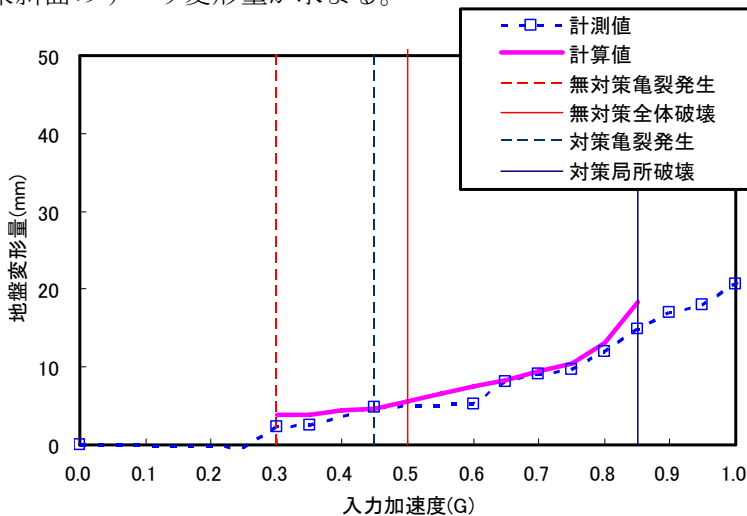


図 83 対策斜面の計測地盤変形量と計算変形量との比較(H17CASE4)

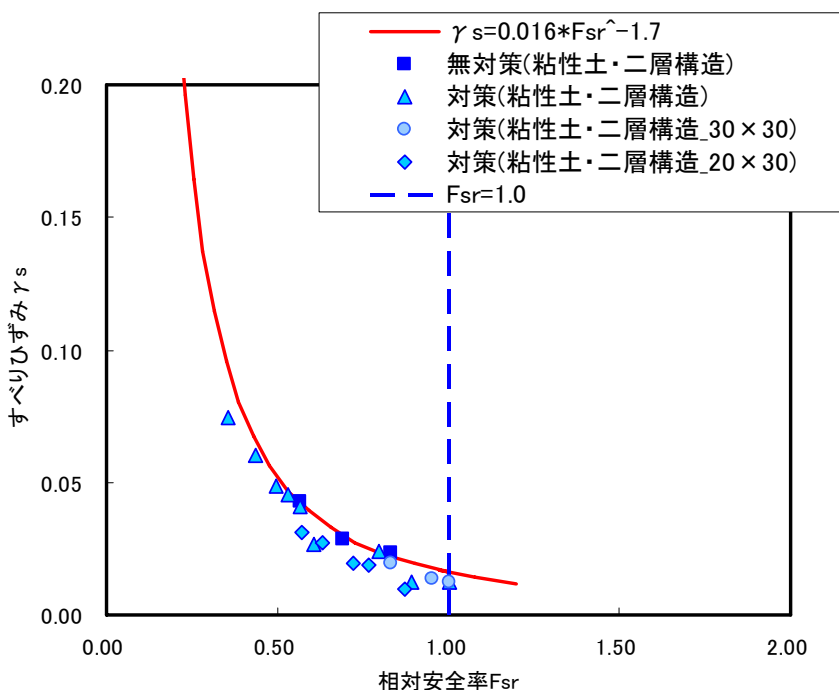


図 84 すべりひずみと相対安全率の関係

なお、現場の実設計では、滑動時のせん断強度を求めることは非常に困難であることから、現状安全率 1.0 時のすべり面のせん断抵抗を残留的なせん断強度とみなし、対策工の効果は、ネットも含めて常時の引張補強効果として考慮するものとした。

今後、異なる土質や応力状態あるいは現場と室内試験の違いなど、様々な条件下で普遍的に上記のような関係が言えるかどうか検討の余地がある。