

資 料 編

1. 川崎市の地形・地質概要

(1) 川崎市の地形・地質

1) 地 形

川崎市の地形は、市西部の丘陵地・中央部の段丘面の発達する台地、及び多摩川をはじめとする河川沿いの沖積低地の三つに区分できる（図 1.2参照）。

丘陵地及び台地では、市の東部へ向かって順次高度の低い新しい段丘面が発達しており、段丘面にのる関東ローム層との関係は図 1.1に示すとおりである。三つの各地形面の区分名、標高、分布域の概要を表 1.1に示す。

このうち川崎市では、多摩Ⅰ面、多摩Ⅱ面、下末吉面、武蔵野面が卓越する。

表 1.1 川崎市の地形の概要

地形分類	地形区分	標高(m)	分布域
丘陵地	多摩Ⅰ面	90~130	西部の麻生区一体
	多摩Ⅱ面	70~120	
台地	下末吉面	50~80	宮前区東部 ~高津区
	武蔵野面	40~60	
沖積層低地	沖積面	10~20	多摩川流域

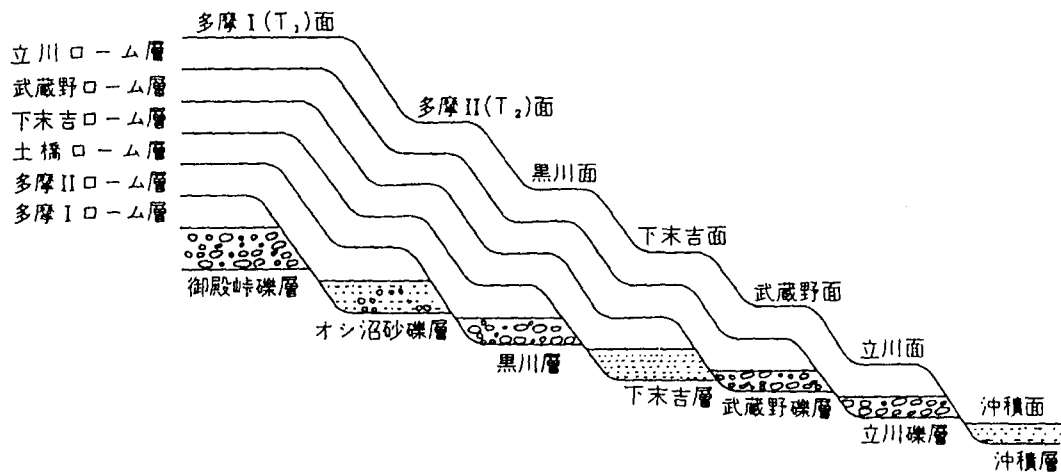


図 1.1 関東ローム層と段丘との関係

2) 地質

川崎市の地質は、基盤の鮮新世～前期更新世の上総層群の泥岩（土丹）及び砂層、中～後期更新世のローム層、完新世の沖積層より構成されている。

地質と地形は密接な関係にあり、市西部の丘陵地は主に泥岩・砂層より成り、台地ではこれらの基盤上に厚くロームが堆積している。地質層序表を表 1.2に、代表的な地質断面図を図 1.3に示す。

表 1.2 地質層序表と地形面の対比

年代	地質時代	標準地層区分		地形面区分と地質層序						
		風成層	水成層	立川面 (Tc面)	武蔵野面 (M面)	下末吉面 (S面)	黒川面 (K面)	多摩Ⅱ面 (T ₂ 面)	多摩Ⅰ面 (T ₁ 面)	
1万年前 3万年前 5万年前 13万年前 90万年前	第四紀	完新世	—	沖積層 (A)	(沖積平野の堆積物)					
		更新世後期	立川ローム層 (TcLm)	立川礫層 (Tc)	立川礫層	立川ローム層				
			武蔵野ローム層 (MLm)	武蔵野礫層 (M)	武蔵野礫層	武蔵野ローム層				
		更新世中期	下末吉ローム層 (SLm)	下末吉層 (S)	下末吉層	下末吉ローム層				
	土橋ローム層 (TsLm)		相模層群	黒川層 (K)	黒川層	土橋ローム層				
	多摩Ⅱローム層 (T ₂ Lm)			鶴見層 (Tsu)	鶴見層	多摩Ⅱローム層				
	多摩Ⅰローム層 (T ₁ Lm)			おし沼砂礫層 (O)	おし沼砂礫層	御殿峠礫層				
				御殿峠礫層	御殿峠礫層					
	更新世前期 — 鮮新世 — 中新世	上総層群		—	南多摩層	高津互層 (Tk)	王禅寺互層 (Oz)			
			飯室泥岩層 (Im)							
生田砂層 (Ik)			柿生泥岩層 (Km)							
稲城砂層 (Ig)										
連光寺互層 (Rk)			鶴川互層 (Ta)							
平山砂層 (Hr)										
大矢部泥岩層 (Oy)										
中新世	—	三浦層群								

既存のボーリング調査資料等から、各層の工学的特性は、ほぼ表 1.3のようにまとめられる。

表 1.3 地層別土質特性

地層	N 値	地質区分	単位体積重量 (gf/cm^3)	一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	粘着力 c (kgf/cm^2)	内部摩擦角 ϕ (度)
ローム	10以下	粘性土	1.30~1.45	0.5~2.5	0.2~0.6	5~17
基盤	砂層(浅い部分)	砂質土	1.80~1.95	~5.0	0.1~0.5	30~35
	泥岩	軟岩	1.80~1.95	10~40	0.5~2.0	35~40

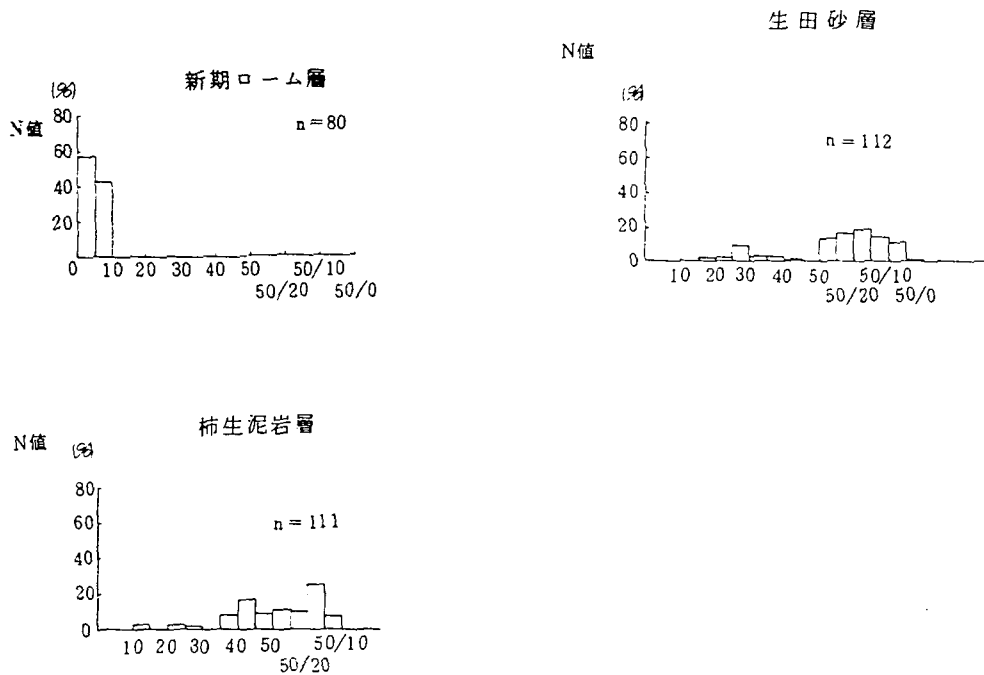


図 1.4 台地丘陵地の N 値の頻度

したがって、建築物の基礎としては、N 値10以下の軟質な土砂（粘性土）、N 値10~30程度の中程度の締まり具合の土砂（砂質土）、そして軟岩の3つに明瞭に区分できる。このことは、強度や地耐力の面で大きな意味をもつものといえる。

(2) 斜面の地質構成による分類及び表層崩壊に関して

1) パターン分類

川崎市の斜面を構成する地質パターンは、(1)で述べた地形・地質の特徴から、図 1.5に示すように分類される。

各パターンの大よその分布状況は、地形・地質の分布状況及び現地調査結果から図 1.6のように示すことができる。

主に基盤の泥岩（土丹）・砂層より成る斜面は市西部の丘陵地に、主にロームより成る斜面は台地に、基盤とロームより成る斜面は主に台地の周縁部に分布している。

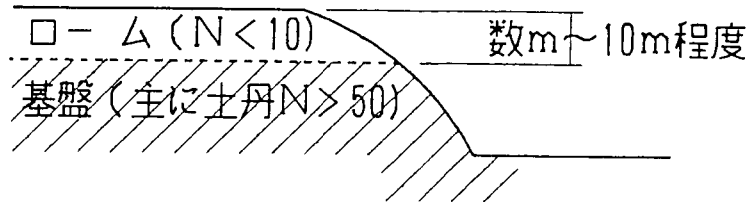
2) 表層崩壊に関して

図 1.6に過去の（昭和23年以降）表層崩壊の分布を示す。

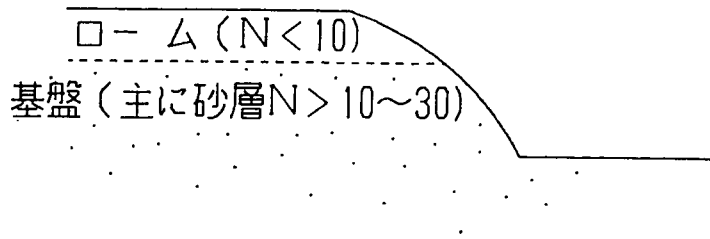
表層崩壊の多発地域は、市西部の麻生区南部及び多摩川南岸沿いの台地周縁部である。麻生区南部は基盤の土丹層よりなる斜面地が分布している。麻生区南部で崩壊が多いのは、土丹層が風化に対する抵抗力が強いために、急斜地（自然崖）を形成しやすい性質をもつことに関係していると思われる。

多摩川沿いの台地周縁部では、多摩川による浸食によって急崖地が形成されたものと考えられる。

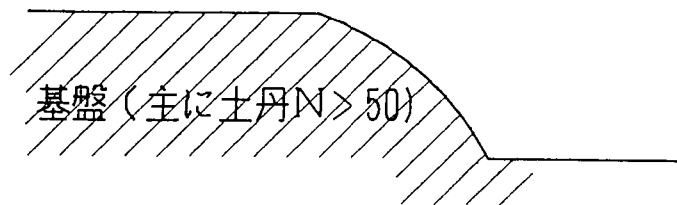
①



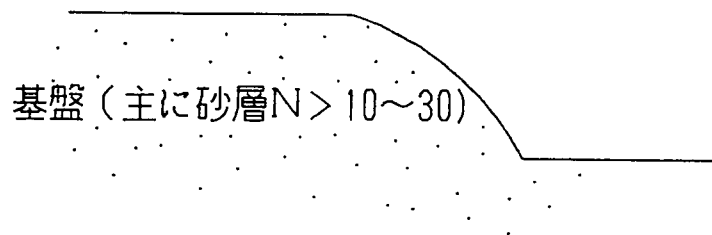
②



③



④



⑤

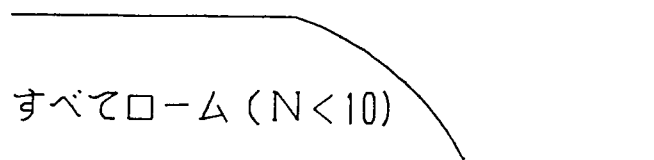


図 1.5 斜面地の地質パターン

(3) 調査斜面と調査結果

1) 調査箇所

本報告書は、表 1.4に示すように市内の斜面地を62箇所調査し、その結果をまとめたものである。

調査斜面の地質パターン・斜面分類（自然斜面・人工斜面・自然+人工斜面）別の箇所数は表 1.4のとおりである。

表 1.4 現地調査斜面箇所数

地質パターン \ 斜面分類	斜面分類			小 計
	自然斜面	人工斜面	自然+人工斜面	
①ローム+泥岩（土丹）	4	7	9	20
②ローム+砂層	2	0	1	3
③泥岩（土丹）	3	5	10	18
④砂 層	1	1	2	4
⑤ロ ー ム	1	6	10	17
小 計	11	19	32	合計62

(4) 川崎市の斜面地の特徴

1) 傾斜

傾斜（勾配）の頻度を図 1.7及び図 1.8に示す。

調査した斜面地は、20～40° 程度の勾配のものが多い（図 1.7）。斜面分類別では、自然斜面に10～40° の斜面と50～80° の急斜面（自然崖）の2種類がみられた（図 1.8）。これらの急斜面地は地質パターン別では、泥岩（土丹）ないしローム+泥岩（土丹）より成るものに多く見られた。

2) 斜面高

斜面高は5～20mのものが多く見られる（図 1.7）。地質パターン別では、ロームより成る斜面は、やや高さの低いものがみられた。（図 1.9）。

3) 斜面の異常危険性

崩壊跡のある斜面が11ヵ所（62ヵ所中）見られたが、これらはいずれも表層崩壊である。湧水の確認は5ヵ所のみであった。斜面安定工の施工されている人工斜面での異常は少なく、全体として安定していると思われる。（表 1.5）斜面の形状・方向・表面状況は、表 1.6の通りである。また、地表水については、やや集まりやすい凹状斜面がしばしばみられる。

4) 崩壊ヵ所の特徴

崩壊履歴のある、斜面地の特徴を表 1.7及び表 1.8に示す。また、崩壊履歴のある斜面の斜度・高さの特徴を図1.10に示す。崩壊履歴のある斜面の高さは、むしろ低いものに多く、勾配の急な自然斜面（崖）に多発している。崩壊履歴のある斜面地の特徴は、以下のようなものがあげられる。

- ① 勾配が急である（50° 以上のものが多い）
- ② オーバーハングが見られる
- ③ 凹状斜面が多い
- ④ 裸斜面地（自然崖）の様相を呈するものがある
- ⑤ 地表水が、斜面の表面部に集まりやすい地形を示す

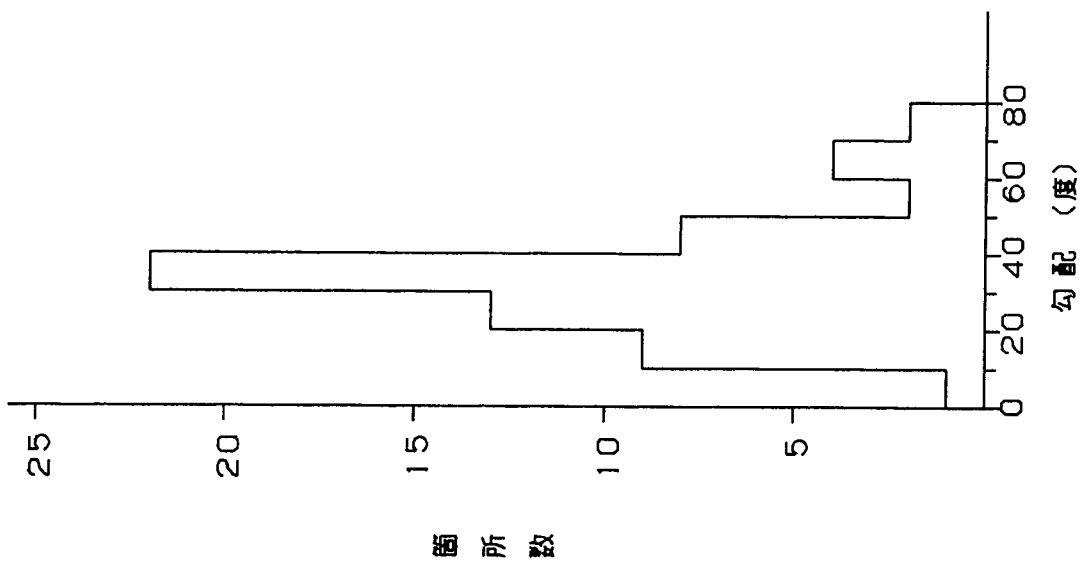
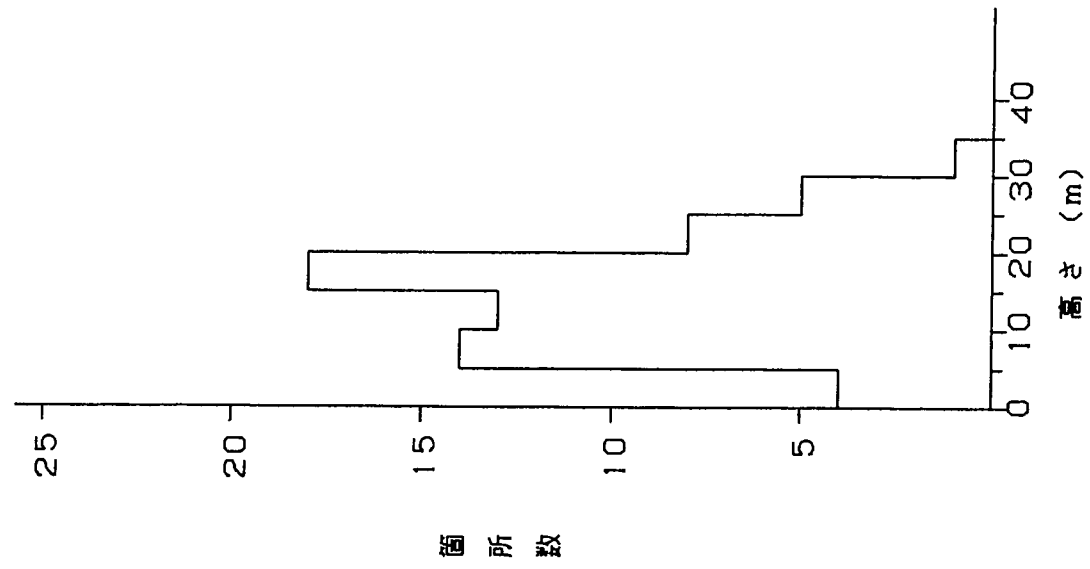


図 1.7 斜面の形状 (その1)

斜面分類別

地質パターン別

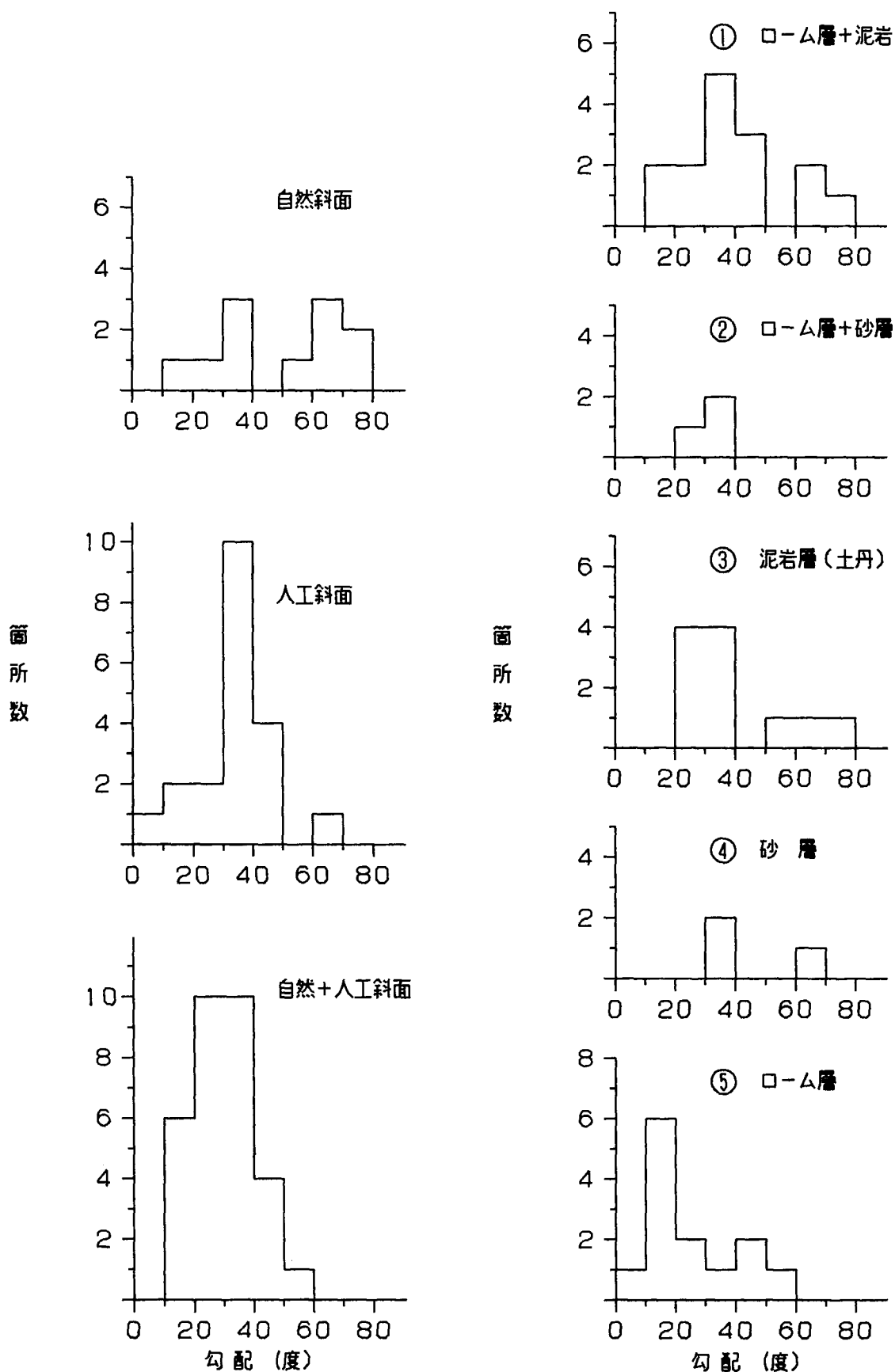


図 1.8 斜面の形状 (その 2)

斜面分類別

地質パターン別

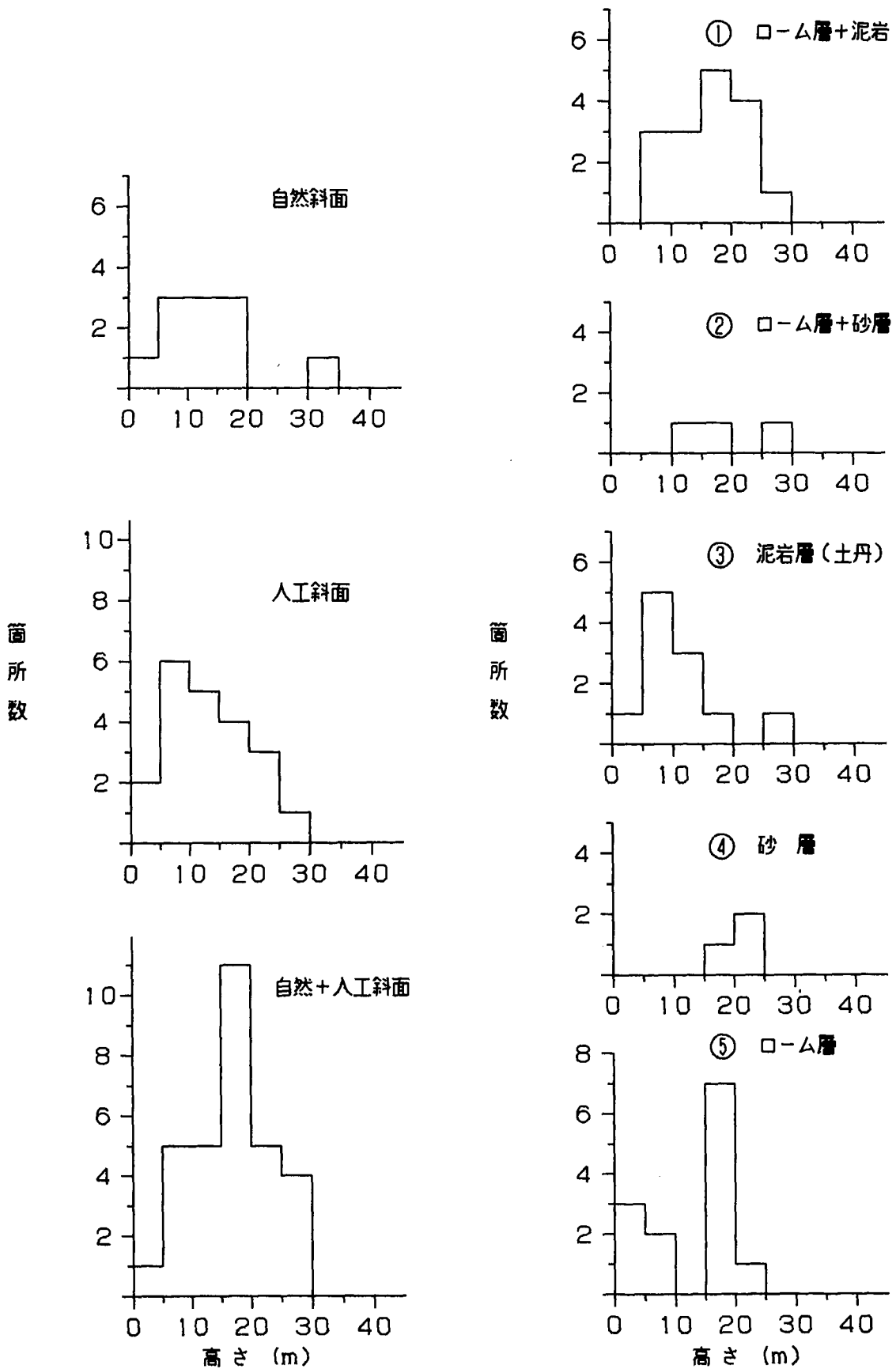


図 1.9 斜面の形状 (その3)

図 1.10 斜面の形状と崩壊履歴の関係

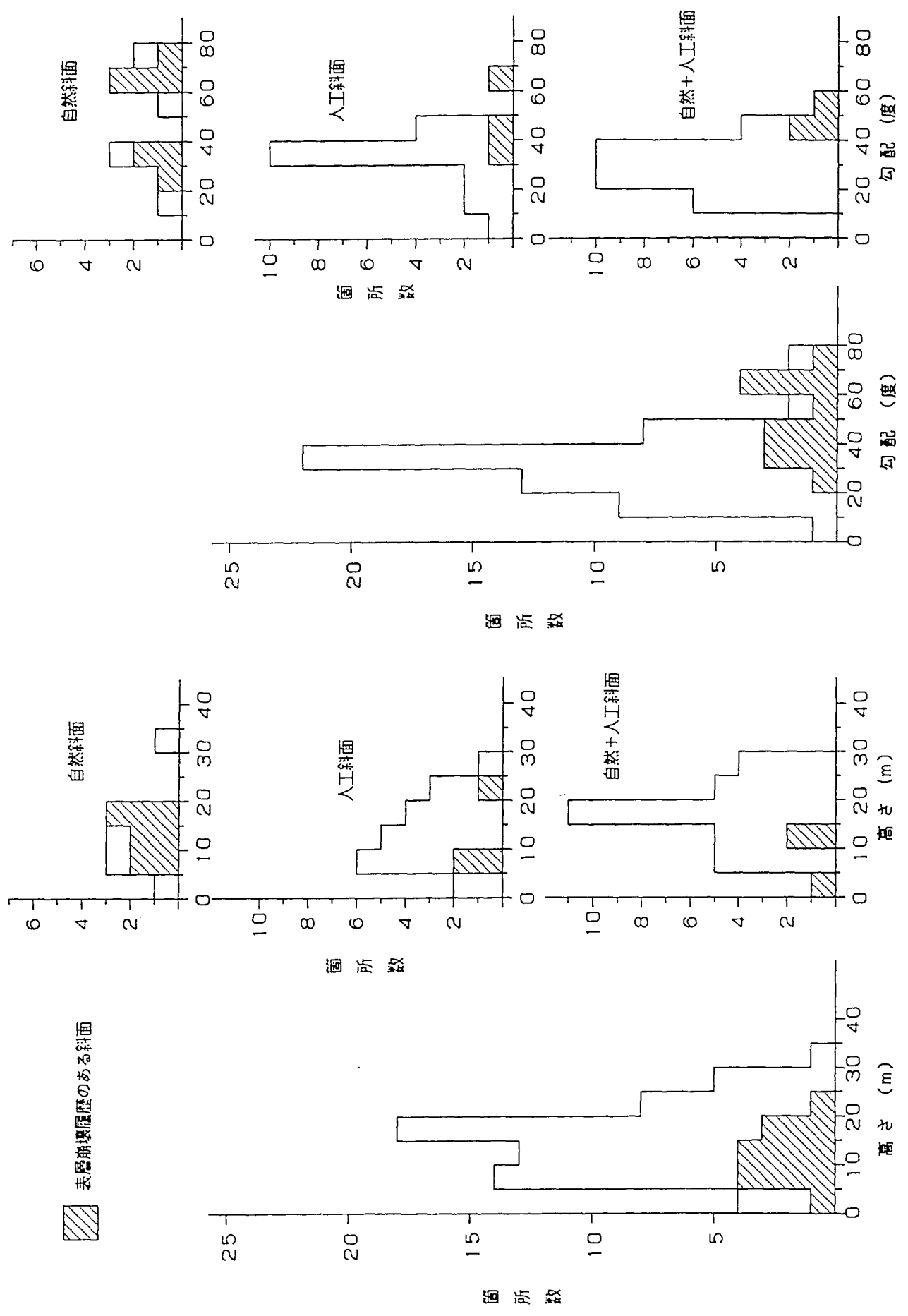


表 1.5 斜面形状調査結果（その1）

調査番号	調査項目	箇所数				
		自然斜面	人工斜面	自然+人工斜面	小計	
1	斜面高	図 1.7・1.9 参照				
2	斜面勾配	図 1.7・1.8 参照				
3	オーバーハング	有	4	0	2	6
		無	7	19	30	56
4	表土の厚さ	0 m	1	0	0	1
		0< 1m	6	4	10	20
		1≤ 2m	2	9	8	19
		不詳	2	6	14	22
5	湧水	有	3	0	2	5
		無	8	19	30	57
6	崩壊履歴	有	6	1	4	11
		無	5	18	28	51
7	斜面の異常変状	有	1	0	0	1
		無	10	20	31	61
8	斜面安定工の異常	有	0	0	0	0
		無	8	17	29	54
		疑工	3	3	2	8
9	斜面安定工による 斜面の安定度	良好	4	15	28	41
		不良	3	4	4	11
		危険	1	0	0	1
		疑工	3	3	2	8
10	家屋等に被害を与 えた落石崩壊	有	0	0	0	0
		無	11	19	32	62
11	斜面上の有害行為	有	0	0	0	0
		無	11	19	32	62

表 1.6 斜面形状調査結果 (その2)

調査番号	調査項目		箇所数				
			自然斜面	人工斜面	自然+人工斜面	小計	
12	斜面形状	凹	4	2	9	15	
		凸	2	6	7	15	
		平行	4	11	14	29	
		凹凸	1	0	2	3	
13	斜面方向	東	3	2	5	10	
		西	3	4	8	15	
		南	4	6	9	19	
		北	1	7	10	18	
14	斜面状況	樹木	3	7	21	31	
		草地	5	9	8	23	
		田畑	0	0	0	0	
		裸地	3	3	2	8	
15	崩壊跡 (表 1.7参照)	有	7	1	4	12	
		無	4	18	28	50	
16	ゆるみ転石 浮石	有	0	0	0	0	
		無	11	19	32	62	
17	同上処理	必要なし					
18	地表水	上部	非常に集まりやすい	1	0	1	2
			集まりやすい	1	0	0	1
			集まりにくい	9	19	31	59
		表面	非常に集まりやすい	1	0	0	1
			集まりやすい	6	6	15	27
			集まりにくい	4	13	17	34
19	崖上の排水施設	無	6	4	5	15	
		不完全	1	1	1	3	
		おおむね良	4	18	20	42	
		施工中	0	0	2	2	

表 1.7 崩壊跡の規模

斜面番号	3	6	12	22	44	46	54	55	56	59	60
幅 (m)	20	8	10	5	2	10	5	2	10	50	1
長さ (m)	15	10	10	10	1	4	3	1	20	15	1
高さ (厚さ) (m)	12	10	1~2	1	0.3	1	1	1	2	5~10	0.5

表 1.8 崩壊履歴のある斜面の特徴

斜面地番号	地質パターン	斜面度 (度)	斜面高 (m)	オーバーハング	湧水	斜面形状			斜面状況				斜面方向			地表水			表土の厚さ (m)			
						凹	凸	平行	凹凸	樹木	草地	裸地	東	西	南	北	上部	集まりやすい		非常に集まりやすい	集まりやすい	集まりやすい
6	①ローム+泥岩 (土丹)	70	20	○			○				○	○	○								○	0
12	"	70~80	10	○			○															0.5
44	"	50	8				○															1
59	"	70	15	○																		0.5
54	②ローム+砂層	35	20				○															0.5
55	"	40	15				○															0.5
22		50	15				○															0.5
3	③泥岩 (土丹)	50	12				○															0.5
60	"	70	8	○	○																	0.5
56	④砂層	70	20	○																		1~2
46	⑤ローム	60	4	○																		0.5

2. 斜面地建築物検討事例

2-1. 建物及び地盤の概要

用 途：共同住宅

規 模：6 F

構 造：RC造

基 礎：直接基礎（ベタ基礎）

建築面積： 300m² (12.5m×24.0m)

建物重量：2712tf

奥行 1 m 当り 113.0tf (9.04tf/m²)

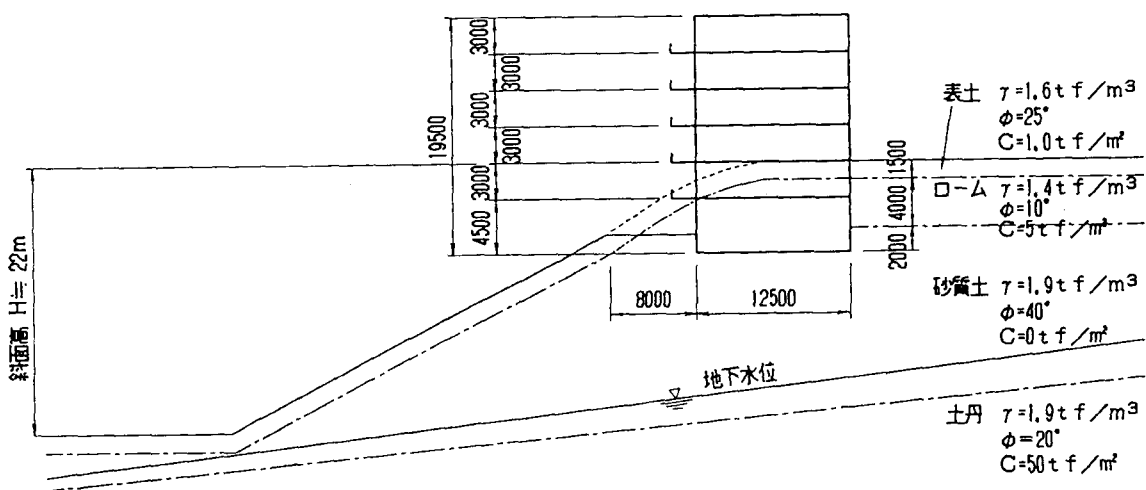


図-1 地盤と建物計画の概要図

2-2. 技術指針の適用の可否

本事例の仮定条件

(1) 斜面高さ： $H = 22\text{m}$

(2) 斜面勾配： $\theta = 30^\circ$

(3) 斜面における建築物の位置：『斜面の途中に位置する建築物』

以上の条件を技術指針 1.2(1), 1.2(3), 1.3の規定に照らし合わせると、本事例は本技術指針の適用を受ける建築物である。

2-3. 調査

1) 事前調査

(1) 既往資料及び現地踏査

既往資料等から本敷地の地質構成は、図-1のとおりとする。

(2) 斜面地の安全度評価

技術指針の表 3.2.1斜面地安全度判定表を指針 3.2.3 [解説] 従い、記入した結果を表-1に示す。

斜面地の分類は自然斜面とする。

表-1 斜面地安全度判定表

要因	項目	自然斜面	人工斜面	
地形要因	高さ (22 m)	5 m未満	0	0
		5 m以上10m未満		1
		10m以上20m未満	1	3
		20m以上30m未満	○ 3	5
		30m以上	7	7
	斜面勾配 (30°)	30° 未満	0	0
		30° 以上45° 未満	○ 1	1
		45° 以上60° 未満	2	2
		60° 以上	3	3
	オーバーハング	有	3	3
無		○ 0	0	
表面形状	降雨時地表水が集まりやすい斜面	○ 1	X	
降雨時地表水が集まりにくい斜面	0			
地質・土質要因	表土の厚さ (1.5m)	0 m以上1.0 m未満	0	0
		1.0 m以上2.0 m未満	○ 1	1
	湧水	有	1	1
		無	○ 0	0
		地盤の状況 ※ ※	パターン1 (ローム+土丹)	2
パターン2 (ローム+基盤の砂層)	○ 6		6	
パターン3 (土丹のみ)	0		0	
パターン4 (基盤の砂層のみ)	8		8	
パターン5 (ロームのみ)	3		3	
環境要因	当該斜面及び周辺の崩壊履歴	有	3	3
		無	○ 0	0
	植生	裸地	2	X
草地または植生の状況が疎	○ 1			
植生の状況が密	0			
管理要因	斜面崩壊防止 対策工	なし	X	3
		不十分である		2
		十分施工されている		-3
	構造物の異常変状	あり	X	3
		なし		0
		斜面上の有害行為		あり
	なし		0	
合計		13点		
安全度ランク	I	9点以下		
	II	10~14点		
	III	15点以上		
		II		

※ 基盤の砂層とは、稲城砂層を想定する。

(3) 斜面安定に関する検討事項の整理

表-1より、斜面地の安全度は「ランクⅡ」と判定され必要となる斜面安定検討は以下のとおりである。この検討事項は「3.2.4安全度評価とその利用」に示されている。

① すべりに対して

技術指針 表3.2.5 に従い、すべり安定検討の実施は以下のとおりとなる。

表 3.2.5 安全度ランクとすべり安定検討の実施

検 討 条 件		判 定 結 果			盛 土 ランクⅣ	備 考
		ランクⅠ	ランクⅡ	ランクⅢ		
す	斜面上(直接)	現況、残地斜面	×	○	○	
		建物荷重を考慮	○	○	○	簡易安定図表での検討も可能とする。
		施 工 時	-	-	-	施工時荷重が大きい場合は検討を要する。
す	斜面上(抗)	現況、残地斜面	×	○	○	
		建物荷重を考慮	-	-	-	5.1.5.4の規定(安定勾配以深、良質な支持層へ根入れ)によらない場合は検討を要する。
		施 工 時	-	-	-	施工時荷重が大きい場合は検討を要する。
べ	斜面途中(直接)	現況、残地斜面	×	⊙	○	
		建物荷重を考慮	○	⊙	○	斜面全体の安定検討も含む
		施 工 時	○	⊙	○	
り	斜面途中(抗)	現況、残地斜面	×	○	○	
		斜面全体の安定	○	○	○	建物荷重の考慮については下段のとおり
		建物荷重を考慮	-	-	-	5.1.5.4の規定(安定勾配以深、良質な支持層へ根入れ)によらない場合は検討を要する。
		施 工 時	○	○	○	
斜 面 下		現況、残地斜面	×	○	○	凡例;○ 要検討
		施 工 時	○	○	○	× 不要

以上より、斜面の安定に関して詳細な検討が必要であると判断される。

② 崩壊(表層崩壊)に対して

指針 表3.2.1 に従い地盤調査(本調査)にて、詳細な現地踏査やサウンディング等の調査を実施した上で、崩壊に対する検討を行う。

2) 本調査

(1) 調査箇所数

本建築物の建築面積は、300㎡であり、指針 表3.3.1 から3本以上実施することが望ましい。ただし、実施する調査ボーリング本数は、現地状況や既往資料の内容にも左右されるため、場合に応じて対応することとなる。

(2) 調査深度

技術指針 表3.3.2，図3.3.3 にボーリングの調査深度が示されている。これに基づき本事例においては、斜面の上，途中，下でボーリング調査を行い、のり下の土丹層まで調査する。

(3) 調査項目

技術指針 表3.3.5 に基づき、調査項目は以下のように設定する。

① ボーリング調査

土質構成の把握とN値測定，地下水位測定を行う。

② サウンディング

本事例の斜面は砂斜面であり、表土も1.5m程度存在する。また斜面の安全度は「ランクⅡ」であることから、斜面の表層崩壊に対する判断資料とするために、サウンディング調査を実施する。

③ 物理試験

サンプリングを行い、物理試験を実施する。

④ 力学試験

不攪乱資料を採取し一軸，三軸圧縮試験（ローム，土丹の強度確認）を実施する。

2-4. 斜面地建築物及び斜面の検討事項

技術指針 2.4, 表2.4.3 及び表2.4.6 より、地質調査、建築計画を踏まえて当該建築物の検討事項は次のとおりとする。

- (a) 基礎の根入れ
- (b) 斜面安定
- (c) 鉛直支持力
- (d) 水平支持力
- (e) 土圧水圧
- (f) 基礎の安定（転倒）

2-5. 建築物の検討

建築物の設計に係わる具体的な事項は、技術指針「第5章 建築物の計画と設計」にまとめられている。

1) 基礎の根入れ

技術指針 表5.1.1 より、砂質地質における斜面の安定勾配は $\theta = 30^\circ$ であり、ほぼ現況の斜面勾配と一致するため、基礎の根入れは図-1に示す建築物の計画で満足する。

2) 偏土圧、水圧及び建物の地震時作用力の算定

(1) 偏土圧（建物奥行1m当り）

①常時

- ・偏土圧作用高 $H = 7.5\text{m}$
 簡便のため土の平均単位体積重量 γ_{mean} を用いて算定する。
- ・ $P_1 = K_a \cdot w$
 $= 0.5 \times 1.0 = 0.5 \text{ tf/m}^2$
- ・ $P_2 = K_a \cdot (\gamma_{\text{mean}} \cdot H + w)$
 $= 0.5 \times (1.57 \times 7.5 + 1.0)$
 $= 6.4 \text{ tf/m}^2$

土の平均単位体積重量

$$\gamma_{\text{mean}} = \frac{1.6 \times 1.5 + 1.4 \times 4.0 + 1.9 \times 2.0}{1.5 + 4.0 + 2.0}$$

$$= 1.57 \text{ tf/m}^3$$

②地震時

設計水平震度 $K_h = 0.2$

$$\theta_0 = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0.2 = 11.3^\circ$$

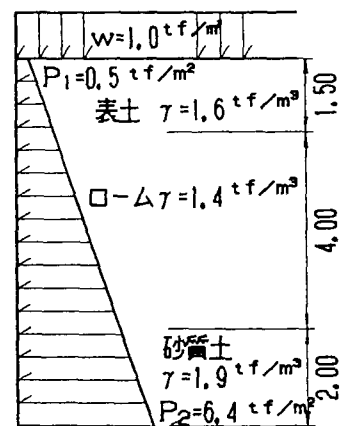


図-2 常時の土圧分布

各土層における主働土圧係数

表土 $\phi = 25^\circ$ $c = 1.0 \text{ tf/m}^2$

$$K_{EA1} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos (\theta + \theta_0 + \delta) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2 (25^\circ - 11.3^\circ + 0)}{\cos 11.3^\circ \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 + 11.3^\circ + 0) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(25^\circ + 0) \cdot \sin(25^\circ - 0 - 11.3^\circ)}{\cos(0 + 11.3^\circ + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.56$$

同様に K_{EA} を求めると

ローム $\phi = 10^\circ$, $c = 5.0 \text{ tf/m}^2$, $K_{EA2} = 1.04$

砂 $\phi = 40^\circ$ $c = 0 \text{ tf/m}^2$, $K_{EA3} = 0.33$

地震時主働土圧の算定

$$P_{Ea} = \gamma \cdot X \cdot K_{EA} - 2C \sqrt{K_{EA}} + W' K_{EA}$$

表土

$$P_{Ea1} = -2 \times 1.0 \times \sqrt{0.56} + 1.0 \times 0.56 = -0.94 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{Ea2} = 1.6 \times 1.5 \times 0.56 - 0.94 = 0.40 \text{ tf/m}^2$$

ローム

$$P_{Ea2'} = 1.6 \times 1.5 \times 1.00 - 2 \times 5.0 \times \sqrt{1.00} + 1.0 \times 1.00 = -6.60 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{Ea3} = 1.4 \times 4.00 \times 1.00 - 6.60 = -1.00 \text{ tf/m}^2$$

砂

$$P_{Ea3'} = (1.6 \times 1.5 + 1.4 \times 4.0) \times 0.33 + 1.0 \times 0.33 = 2.97 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{Ea4} = 1.9 \times 2.00 \times 0.33 + 2.97 = 4.22 \text{ tf/m}^2$$

表土の上部およびローム層は粘着力による自立高さによって土圧が負（現実には土圧が作用しない）となる。

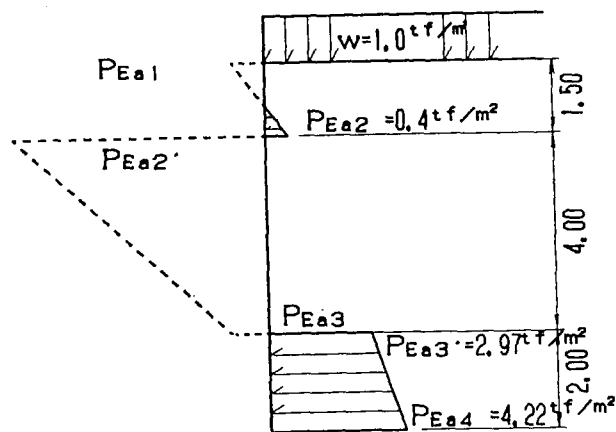


図-3 地震時の土圧分布

地震時の土圧に関しては、先述した「5.3.1 設計の基本」に従って考えると以下のように結論される。

すなわち、地震時土圧（図-3）は常時土圧（図-2）より小さくなるため、以後の検討は常時土圧を設計土圧として採用する。

(2) 水圧

地質調査結果から水圧は作用しないものとする。ただし、降雨時の水圧を除去するために排水施設は適切に整備するものとする。

(3) 建物の地震時作用力

$$Q_i = C_i \cdot \Sigma W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

$$Z = 1.0$$

$$C_o = 0.2$$

$$h = 19.5\text{m}$$

$$\text{固有周期 } T = 0.02 \text{ h}$$

$$= 0.02 \times 19.5 = 0.39^{\text{sec}}$$

$$T_c = 0.6\text{sec} \text{ (第2種地盤)}$$

$$\therefore R_t = 1.0$$

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{a_i}} - a_i \right) \times \frac{2T}{1+3T}$$

階	重量 W_i (tf/m)	ΣW_i (tf/m)	$a_i = \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W}$ ※ ΣW	A_i	C_i	Q_i (tf/m)	ΔQ_i (tf/m)	H_i (m)	$M = \Delta Q_i \cdot H_i$ (tf·m/m)
R階	7.0	7.0	0.069	2.344	0.469	3.28	3.28	19.5	64.0
6階	15.0	22.0	0.218	1.691	0.338	7.44	4.16	16.5	68.6
5階	15.0	37.0	0.366	1.463	0.293	10.84	3.40	13.5	45.9
4階	15.0	52.0	0.515	1.316	0.263	13.68	2.84	10.5	29.8
3階	16.0	68.0	0.693	1.196	0.239	16.25	2.57	7.5	19.3
2階	16.0	84.0	0.832	1.095	0.219	18.40	2.15	4.5	9.7
1階	17.0	101.0	1.000	1.000	0.200	20.20	1.80	1.5	2.7
基礎	12.0	—	—	—	0.100	—	1.20	0.5	0.6
計	113.0	—	—	—	—	—	21.4	—	240.6

※ ΣW は基礎の重量を含まない値 $113.0 - 12.0 = 101.0\text{tf/m}$

3) 直接基礎の検討

(1) 斜面の影響を受ける鉛直支持力の検討.

表層土及び土被り D_r は安全上無視して考える。

荷重の傾斜が考慮でき、かつ図表の整備されている道路公団の方法を用いて検討する。なお、詳細については「日本道路公団・設計要領第2集・4-4 斜面上の直接基礎」を参照のこと。

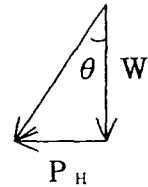
① 長期の許容支持力度の検討

$$\text{偏土圧による水平力} \quad P_{H1} = 0.5 \times 7.5 = 3.8 \text{tf}$$

$$P_{H2} = 1/2 \times (6.4 - 0.5) \times 7.5 = 22.1 \text{tf}$$

$$P_H = 25.9 \text{tf}$$

$$\text{荷重傾斜角} \quad \tan \theta = \frac{P_H}{W} = \frac{25.9}{113.0} = 0.23$$



水平地盤における極限支持力度 q_u

$$q_u = \beta' \cdot \frac{\gamma B'}{2} \cdot N_r = 1.0 \times \frac{1.9 \times 11.26}{2} \times 33 = 353.0 \text{tf/m}^2$$

$$\beta' = 1.0$$

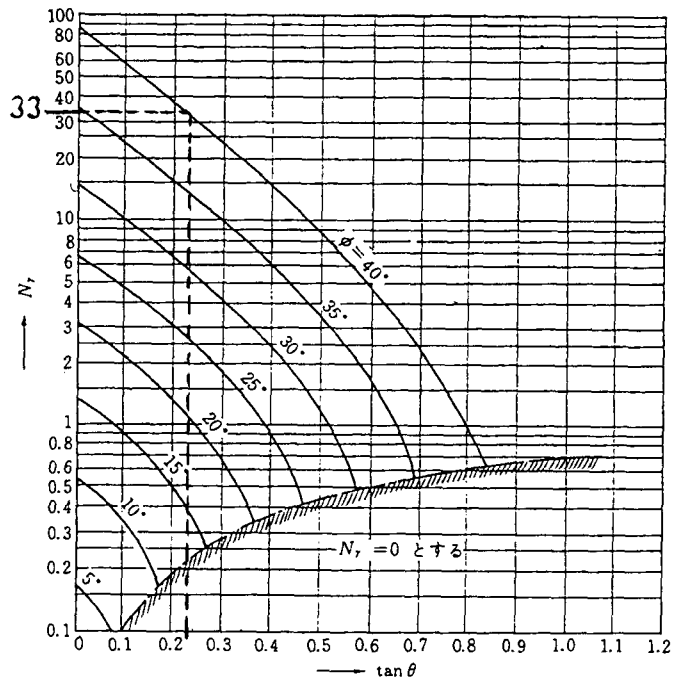
$$\gamma = 1.9 \text{tf/m}^3$$

$$B' = B - 2e = 12.5 - 2 \times 0.62 = 11.26 \text{m}$$

$$e = 0.62 \text{m} \quad (\text{(3) 転倒に対する安定の項を参照})$$

$$N_r = 33$$

$$\phi = 40^\circ$$



支持力係数 N_r を求めるグラフ

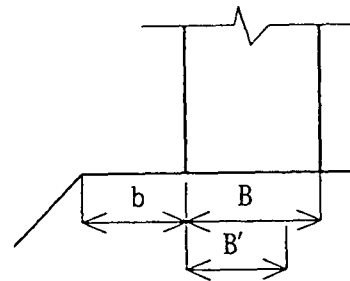
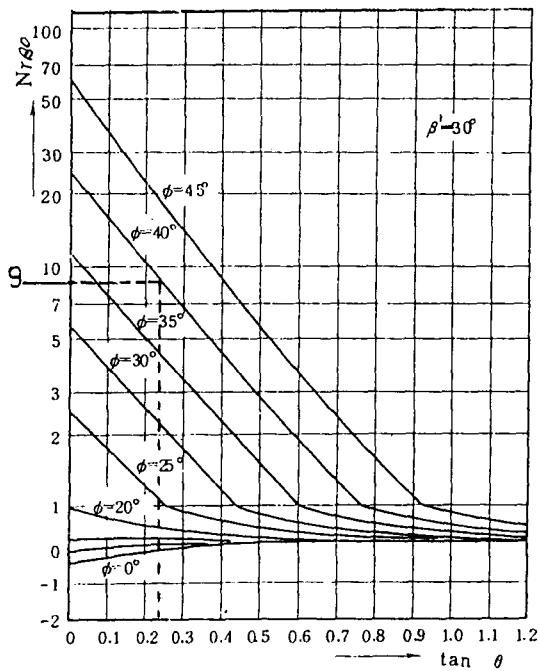
(引用：道路橋示方書・同解説 下部工編)

基礎端がのり肩 ($b = 0$) に位置する場合の極限支持力度 $q_{u\beta 0}$

$$q_{u\beta 0} = \frac{r \cdot B'}{2} N_{r\beta 0} = \frac{1.9 \times 11.26}{2} \times 9 = 96.3 \text{ tf/m}^2$$

$$N_{r\beta 0} = 9$$

$$\phi = 40^\circ$$



B' : 有効載荷幅 ($=B-2e$)

(引用：日本道路公団・設計要領第二集)

斜面の影響を受ける極限支持力度 $q_{u\beta}$

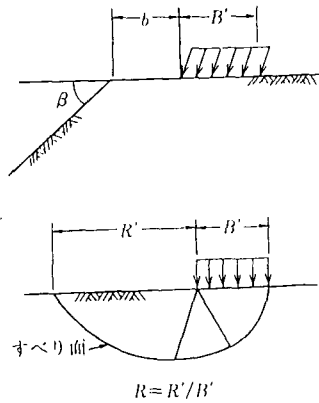
$$q_{u\beta} = \frac{q_{u\beta} - q_{u\beta 0}}{R} \cdot \frac{b}{B'} + q_{u\beta 0}$$

$$= \frac{353.0 - 96.3}{7.8} \times \frac{8.0}{11.26} + 96.3 = 119.7 \text{ tf/m}^2$$

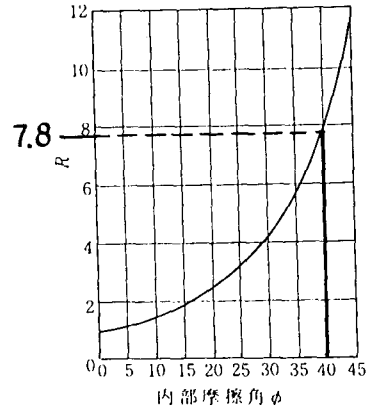
b ; 安全上に配慮し表土を無視して考える。 $b = 8.0\text{m}$

R ; 水平地盤におけるすべり面端と荷重端との距離と有効載荷幅との比

$$R = 7.8$$



Rの求め方



Rを求めるグラフ

したがって、長期許容支持力度 $q_{a\beta}$ は以下のようなになる。

$$q_{a\beta} = 1/3 \quad q_{u\beta} = 1/3 \times 119.7 = 39.9 \text{ tf/m}^2$$

接地圧の算定

$$\text{偏心率} \quad \frac{e}{B} = \frac{0.62}{12.5} = 0.050 < 1/6$$

接地圧係数 α は

$$\alpha = 1 + 6 \frac{e}{B} = 1.300$$

故に最大接地圧 σ_{\max} は

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{W}{A} \cdot \alpha \\ &= \frac{113.0}{12.5} \times 1.300 = 11.8 \text{ tf/m}^2 < q_{a\beta} = 39.9 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

OK

② 短期の許容支持力度の検討

偏土圧による水平力 $P_{H1} = 25.9 \text{ tf}$

建物の地震時水平力 $P_{H2} = 21.4 \text{ tf}$

$$\text{荷重傾斜角 } \tan \theta = \frac{P_H}{W} = \frac{25.9 + 21.4}{113.0} = 0.42$$

水平地盤における極限支持力度 q_u

$$q_u = \beta' \cdot \frac{\gamma B'}{2} \cdot N_r = 1.0 \times \frac{1.9 \times 7.02}{2} \times 14 = 93.4 \text{ tf/m}^2$$

$$\beta' = 1.0$$

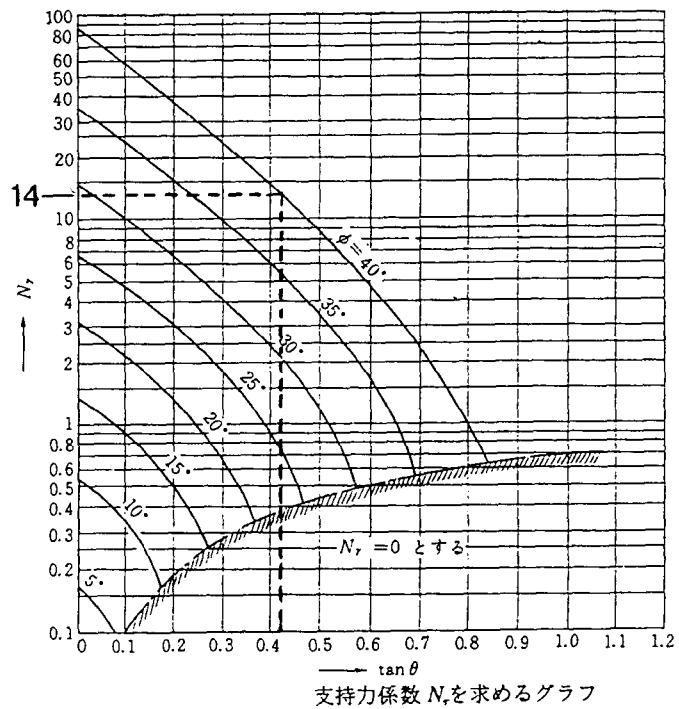
$$\gamma = 1.9 \text{ tf/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 12.5 - 2 \times 2.74 = 7.02$$

$$e = 2.74 \text{ m ((3) 転倒に対する安定の項を参照)}$$

$$N_r = 14$$

$$\phi = 40^\circ$$



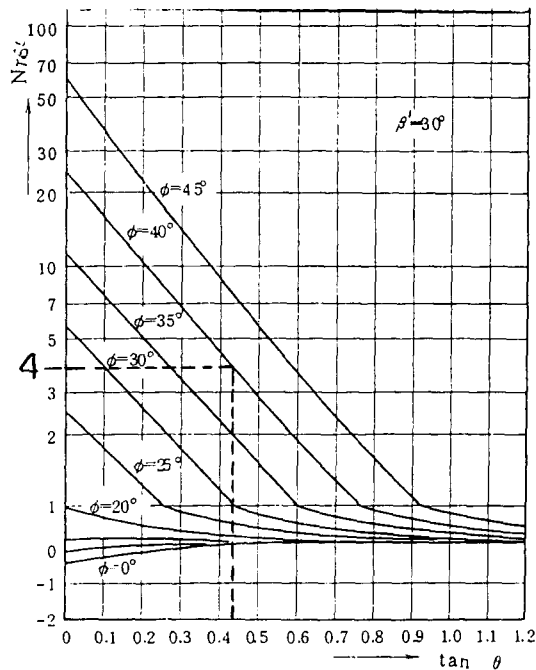
(引用：道路橋示方書・同解説 下部工編)

基礎端がのり肩 ($b = 0$) での極限支持力度 $q_{u\beta 0}$

$$q_{u\beta 0} = \frac{r \cdot B}{2} N_{r\beta 0} = \frac{1.9 \times 7.02}{2} \times 4 = 26.7 \text{ tf/m}^2$$

$$N_{r\beta 0} = 4$$

$$\phi = 40^\circ$$



(引用：日本道路公団・設計要領第二集)

斜面の影響を受ける極限支持力度 $q_{u\beta}$

$$q_{u\beta} = \frac{q_{u\beta} - q_{u\beta 0}}{R} \cdot \frac{b}{B} + q_{u\beta 0}$$

$$(R = 7.8)$$

$$= \frac{93.4 - 26.7}{7.8} \times \frac{8.0}{7.02} + 26.7 = 36.4 \text{ tf/m}^2$$

したがって、短期許容支持力度 $q_{a\beta}$

$$q_{a\beta} = 2/3 q_{u\beta} = 2/3 \times 36.4 = 24.3 \text{ tf/m}^2$$

接地圧の算定

$$\text{偏心率 } \frac{e}{B} = \frac{2.74}{12.5} = 0.219 > 1/6$$

接地圧係数 α は

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{2}{3 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{l} \right)} = \frac{2}{3 \left(\frac{1}{2} - \frac{2.74}{12.5} \right)} \\ &= 2.374 \end{aligned}$$

故に最大接地圧 σ_{\max} は

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{W}{A} \cdot \alpha \\ &= \frac{113.0}{12.5} \times 2.374 = 21.5 \text{tf/m}^2 < q_{a\beta} = 24.3 \text{tf/m}^2 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

(注)

本事例では、長期許容支持力度 ($q_{a\beta} = 39.9 \text{tf/m}^2$) に比べ、短期許容支持力度 ($q_{a\beta}' = 24.3 \text{tf/m}^2$) が小さな値となっている。これは、短期では地震による建物水平力が加算されることによって、荷重の傾斜角 ($\tan \theta$) と偏心量 (e) が大きくなっているためであり、その影響をうけて許容支持力度が小さな値となっている

(2) 滑動の検討

① 長期の安定

建物に作用する水平力 (土圧) $P = 25.9 \text{tf}$

滑動抵抗力 $R_H = W \cdot \mu$

$$= 113.0 \times 0.55 = 62.2 \text{tf}$$

滑動に対する安全率 F

$$F = \frac{R_H}{P} = \frac{62.2}{25.9} = 2.1 > F_a = 1.5 \quad \text{OK}$$

② 短期の安定

建物に作用する水平力 (土圧 + 建物の地震時水平力)

$$P' = 25.9 + 21.4 = 47.3 \text{tf}$$

滑動に対する安全率 F

$$F = \frac{R_H}{P'} = \frac{62.2}{47.3} = 1.3 > F_a = 1.2 \quad \text{OK}$$

(3) 転倒に対する検討

① 長期の検討

$$\begin{aligned} \text{偏土圧による水平力 } P_{H1} &= 0.5 \times 7.5 &= 3.8 \text{tf} \\ P_{H2} &= 1/2 \times (6.4 - 0.5) \times 7.5 &= 22.1 \text{tf} \\ P_H &= 25.9 \text{tf} \end{aligned}$$

偏土圧による転倒モーメント

$$\begin{aligned} M_{a1} &= 1/2 \times 7.5 \times 3.8 + 1/3 \times 7.5 \times 22.1 \\ &= 69.5 \text{tf}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

建物荷重 $W = 113.0 \text{tf}$ (建物奥行き 1 m 当り)

基礎の図心からの偏心距離 e は

$$e = \frac{M_{a1}}{W} = \frac{69.5}{113.0} = 0.62 \text{ m} < \frac{B}{6} = 2.08 \text{ m} \quad \text{OK}$$

② 短期の検討

偏土圧による転倒モーメント $M_{a1} = 69.5 \text{tf}\cdot\text{m}$

建物の地震時水平力による転倒モーメント $M_{a2} = 240.6 \text{tf}\cdot\text{m}$

転倒モーメント $\Sigma M_a = 69.5 + 240.6 = 310.1 \text{tf}\cdot\text{m}$

基礎の図心からの偏心距離 e は

$$e = \frac{\Sigma M_a}{W} = \frac{310.1}{113.0} = 2.74 \text{ m} < \frac{B}{3} = 4.17 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2-6. 斜面の検討

1) 深いすべりに対する検討

深いすべりの検討方法は技術指針「5.2 斜面の安定」に記載されているが、支持層がロームである場合については、技術指針「図 3.2.6 斜面の簡易安定図表」を用いて検討することも可能である。本事例は、支持層が砂質土であるため簡易安定図表を用いることなく検討を進める。

(1) 現況・残地斜面の検討

建物前面に残された斜面について検討する。本事例のような砂斜面に関する安定は、技術指針「5.2.3 安定の検討」の解説に次のように示されている。

『砂地盤におけるすべり形状は、表層付近を直線形状で崩壊することが理論的に指摘されており、実際のすべり面もそれに類似している。

砂地盤の斜面安定は、解析によって十分な結果を得ることが難しいため表 5.1.1に示す斜面の安定勾配を目安とするのがよい。』

建物下方の残地斜面の地質は砂質土であり安定勾配 $\theta = 30^\circ$ とほぼ同一勾配の斜面であること、及び地質調査結果から特に不安定要因はなかった。以上より安定した斜面であると判断できる。

(2) 建物荷重を考慮した斜面安定

建物荷重を考慮した安定計算をフェレニウス法を用いて行う。なお、解析は全応力法とする。また、想定すべり円は建物荷重を包括する範囲で設定する。

検討結果、すべり安全率は $F_s = 2.175$ となり必要安全率 1.5 を満足する。また、最小安全率を示す臨界円のすべり線形状から斜面全体の安定、施工時の安定も問題ないと判断できる。

① 計算式

全応力法による

$$F_s = \frac{R \cdot \Sigma (C \cdot l + W' \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{R \cdot \Sigma W \cdot \sin \alpha + M_p + M_q}$$

ここに、

W ; 各分割片におけるすべり面の土砂および水の重量

ただし、水位面以下の土塊については飽和重量を用いる

W' ; 各分割片におけるすべり面の土砂重量

ただし、水位面以下の土塊については水中重量を用いる

M_p ; 集中荷重による滑動モーメント

M_q ; 分布荷重による滑動モーメント

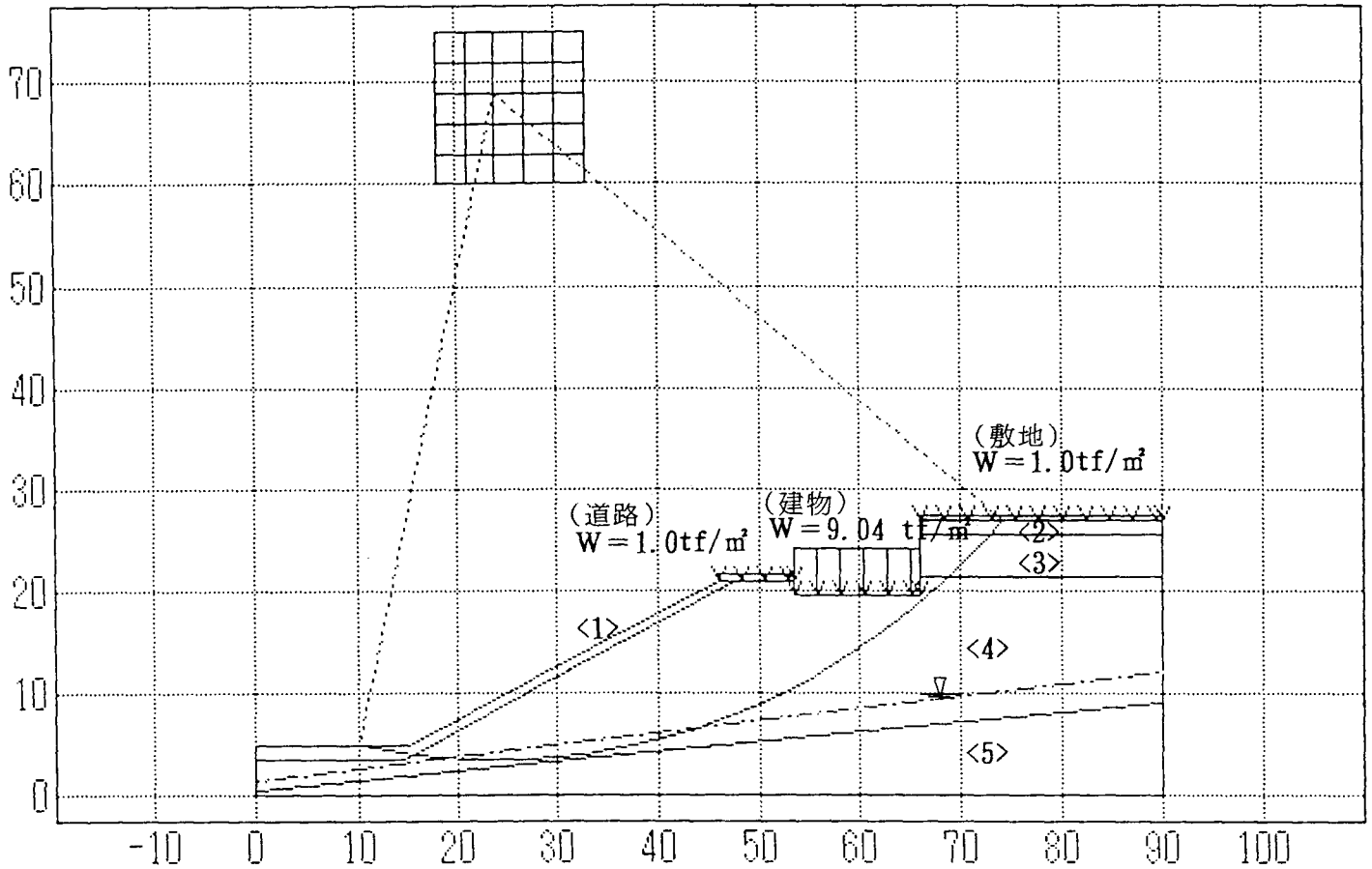
② 物性値

地層ブロック 番号	湿潤単重 $\gamma_{s1}(\text{tf/m}^3)$	飽和単重 $\gamma_{s2}(\text{tf/m}^3)$	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 $C(\text{tf/m}^2)$
< 1 >	1.600	1.700	25.0	1.00
< 2 >	1.600	1.700	25.0	1.00
< 3 >	1.400	1.500	10.0	5.00
< 4 >	1.900	2.000	40.0	0.00
< 5 >	1.900	2.000	20.0	50.00

```

*****
*
*  假定すべり円  X = 24.00m      安全率 Fs = 2.175
*
*                    Y = 69.00m    抵抗モーメント = 45,677.5tf·m
*
*                    R = 65.50m    滑動モーメント = 21,005.5tf·m
*
*****

```



《安全率一覧表》

Y / X	18.00	21.00	24.00	27.00	30.00	33.00
75.00	-----	2.184	2.222	2.309	2.387	2.454
72.00	-----	3.113	2.216	2.259	2.362	2.411
69.00	-----	-----	2.175	2.245	2.332	2.415
66.00	-----	-----	3.360	2.243	2.348	2.391
63.00	-----	-----	3.326	2.210	2.268	2.376
60.00	-----	-----	-----	2.187	2.289	2.383

2) 表層崩壊に対する検討

本対象斜面の場合、基盤の砂層自体の安定はおおむね安全であると判断されたが、表土が層厚1.0m～1.5m堆積しており、この崩壊が懸念される。技術指針「5.2.1 設計の基本」の解説(4)に示されているように信頼性のある検討を安定計算を基に行うことが難しいことから、現地踏査や地質調査を詳細に実施し表土の崩壊についてその安定性の判断を総合的に行うこととする。

調査項目として、以下のものが考えられる。

- ① 斜面の植生の状態
- ② 表層の土性、分布および厚さ
- ③ 基盤層との境界面の勾配
- ④ 境界面での降雨時の浸透水の浸み出しの有無
- ⑤ 周辺斜面の崩壊履歴

本事例では、表層が1.0～1.5 mの厚さに分布していること、植生が疎な状態であることを勘案して、斜面安定工の検討を実施することとする。

2-7. 斜面の安定工法と維持管理

1) 斜面の安定工

本事例のような安定勾配に近い砂斜面では、植生工により法面の安定を図るのが一般である。技術指針「4.1 斜面安定工の選定」の解説に以下のように示されている。

『① 植生の育成に適した斜面勾配

斜面勾配が軟岩、粘性土で1:1.2、砂、砂質土で1:1.5より緩い範囲にあれば、通常の場合は植生工のみで斜面の浸透や表層崩壊をある程度防止できると考えてよい。斜面勾配がこれより急になると、植生工のみでは斜面安定を保つことは困難になり、のり枠などの併用が必要になる。さらに、斜面勾配が急になって1:0.8よりも急になると、のり枠工の併用でも斜面浸食や表層崩壊を防止することが困難になるので、植生工以外の斜面保護工を検討しなければならない。』

2) 排水計画

排水計画は、①のり面の表面排水、②のり面の地下排水、③水平排水層、④流末施設に関して行う必要がある。

これらの詳細に関しては、技術指針「4.1 斜面安定工の選定」の解説に紹介されている。

3) 斜面の維持管理

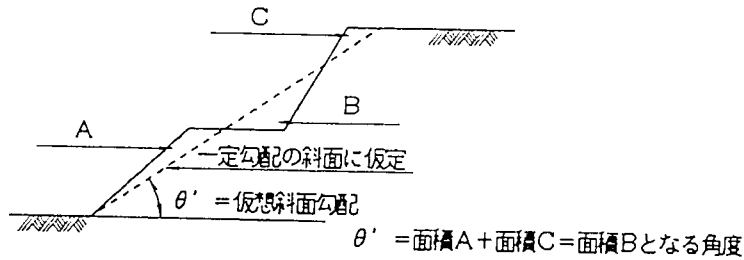
建物完成後の維持管理に関しては、技術指針「4.2 斜面の維持管理」に規定されている。

また、建物完成時の斜面に対し有害な影響を与えることのないように、人為的な行為に関しても規定を加えている。このようなことは、技術指針「4.3 斜面の安定に影響を与える行為」に規定されている。

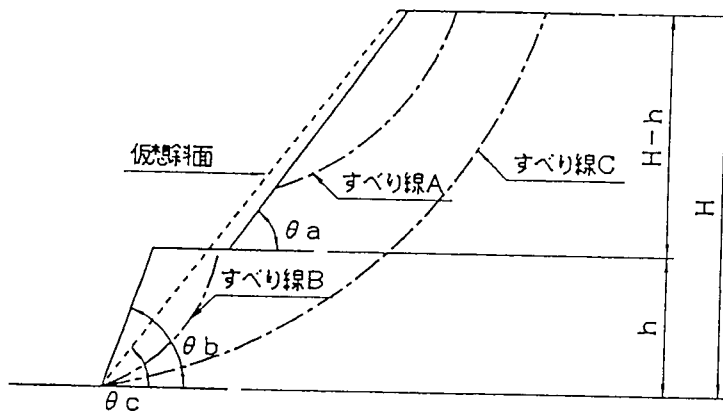
3. 斜面の途中に建つ場合の簡易安定図表の利用に関して

斜面の途中にある平地を利用して建築物を建てる場合の簡易安定図表の利用は、図 3.2.6 斜面の簡易安定図表を以下のような要領で利用することが可能である。

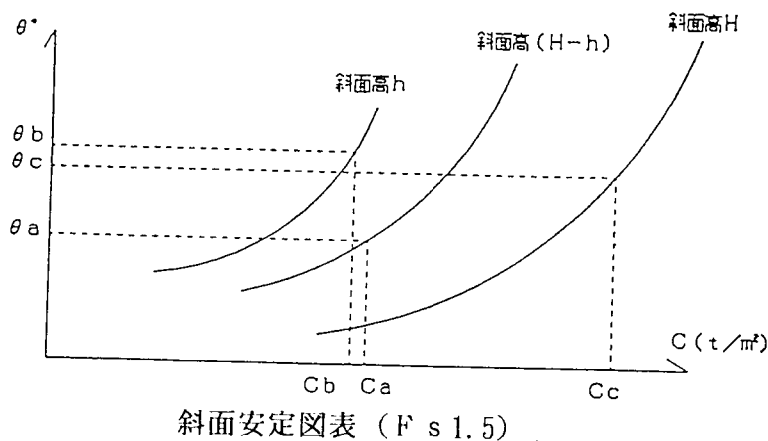
- ① 平地のある斜面を一定な勾配の斜面に仮定する。この場合、仮想斜面勾配線によって分割される原地形の面積が等しくなる角度を仮定する。



- ② 図に示すように斜面高さ h を考えたすべり、斜面高さ $(H - h)$ を考えたすべり、斜面高さを H としたすべりの3つのすべりに関して安定の照査を行う必要がある。



- ③ ②で選定した3つの斜面に対して安定図表で必要な粘着力をそれぞれ求める。図の例では、必要な粘着力のうち最大のもの (C_c) が地盤の粘着以下である場合には、斜面は安定であると判断する。



斜面地建築物安全性評価手法策定委員会

委員長	榎 並 昭	日本大学理工学部建築学科教授
委員	安 江 朝 光	(財)砂防・地すべり技術センター理事
	山 田 邦 光	建設基礎エンジニアリング(株)代表取締役社長
	中 村 康 一	清水建設(株) 設計本部構造設計部 1 部課長
	浜 塚 政 治	(株)フジタ 技術研究所 建築研究部 基礎構造グループ・グループリーダー
	茶 谷 文 雄	(株)大林組 技術研究所土質基礎研究室主任研究員
	中 西 章	大成建設(株) 技術開発部開発推進室副課長
	石 渡 隆太郎	川崎市建築局指導部部長
	黒 岩 清 忠	川崎市建築局指導部審査課課長
	斎 藤 茂 夫	川崎市建築局建築部学校建築課課長 (前 川崎市中原区役所区民部建築課課長)
	加 藤 栄 一	川崎市麻生区役所区民部建築課課長

斜面地建築物安全性評価手法作業部会

- | | |
|---------|---|
| 中 村 康 一 | 清水建設(株) 設計本部構造設計部 1 部課長 |
| 浜 塚 政 治 | (株)フジタ 技術研究所 建築研究部
基礎構造グループ・グループリーダー |
| 茶 谷 文 雄 | (株)大林組 技術研究所土質基礎研究室主任研究員 |
| 中 西 章 | 大成建設(株) 技術開発部開発推進室副課長 |
| 勝 又 孝 始 | 川崎市建築局指導部審査課主査 |
| 橋 爪 聖 佳 | 川崎市高津区役所区民部建築課主任 |
| 内 野 俊 之 | 川崎市建築局指導部審査課 |
| 榛 沢 芳 寛 | 川崎市建築局指導部審査課 |
| 上 野 次 男 | パシフィックコンサルタンツ株式会社
首都圏事業本部構造部 |
| 田 中 慎 一 | パシフィックコンサルタンツ株式会社
首都圏事業本部構造部 |
| 千 葉 淳 | パシフィックコンサルタンツ株式会社
開発推進事業本部情報技術部 |
| 五十嵐 義 美 | パシフィックコンサルタンツ株式会社
首都圏事業本部地質部 |
| 船 山 淳 | パシフィックコンサルタンツ株式会社
首都圏事業本部地質部 |

川崎市斜面地建築物技術指針

不許
複製

平成5年5月発行

監修 川崎市建築局

発行 (社)神奈川県建築士会川崎支部

川崎市川崎区宮本町7番地5
(川崎建設会館内)

電話 044(244)5156(代)
