

重の傾斜 $\tan\theta$ が大きい領域については支持力係数を示していない。これは、この領域は、地盤の鉛直支持力が極限に達し破壊するような荷重状態とはならないことを示すものである。したがって、この領域の極限支持力は、支持力係数を零として算出するものとする。なお、極限支持力の算定にあたって、支持力係数の寸法効果に関する補正係数を考慮することに伴ない、せん断抵抗角 $\phi = 45^\circ$ までの支持力係数を適用してよいものとする。

N_c : 図-解 10.3.1 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。

$$\tan\theta = \frac{H_B}{V} \dots\dots\dots \text{(解 10.3.2)}$$

ここに、

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

H_B : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

N_q : 図-解 10.3.2 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。ただし、 ϕ と $\tan\theta$ の組合せによっては、 N_q の値が θ_g 線の上側 (I の領域) で見い出せない場合がある。この場合には、 θ_g の線の下側 (II の領域) を用いる。しかし、荷重の傾斜 $\tan\theta$ は、地盤の抵抗を示す上載荷重 q と粘着力 c との比 q/c よりも大きくはなり得ないので、 $\tan\theta$ が q/c よりも小さい領域にのみ適用できるものである。

N_γ : 図-解 10.3.3 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan\theta$ から求められる。

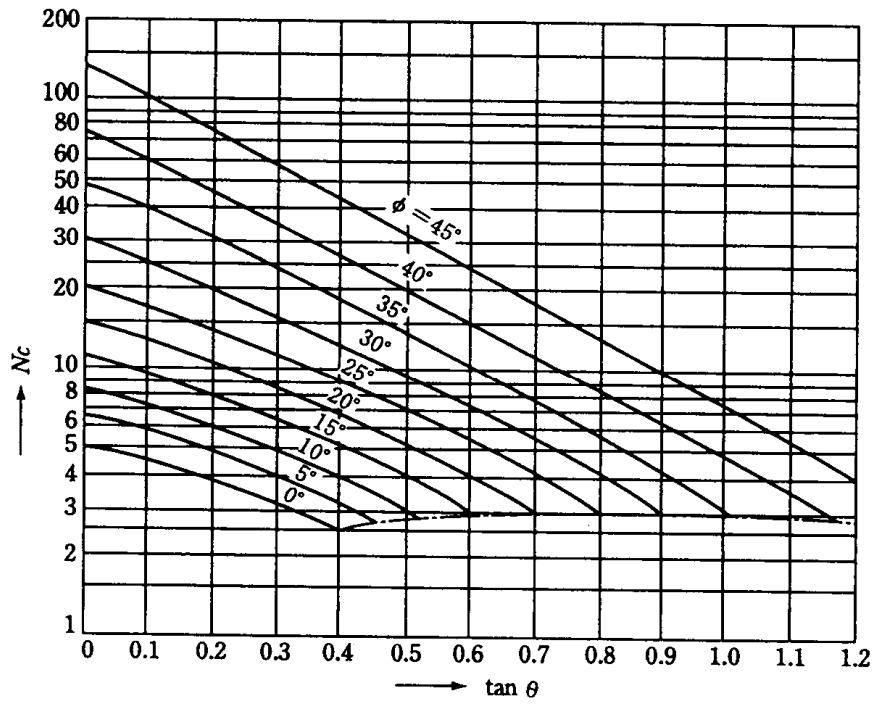


図-解 10.3.1 支持力係数 N_c を求めるグラフ

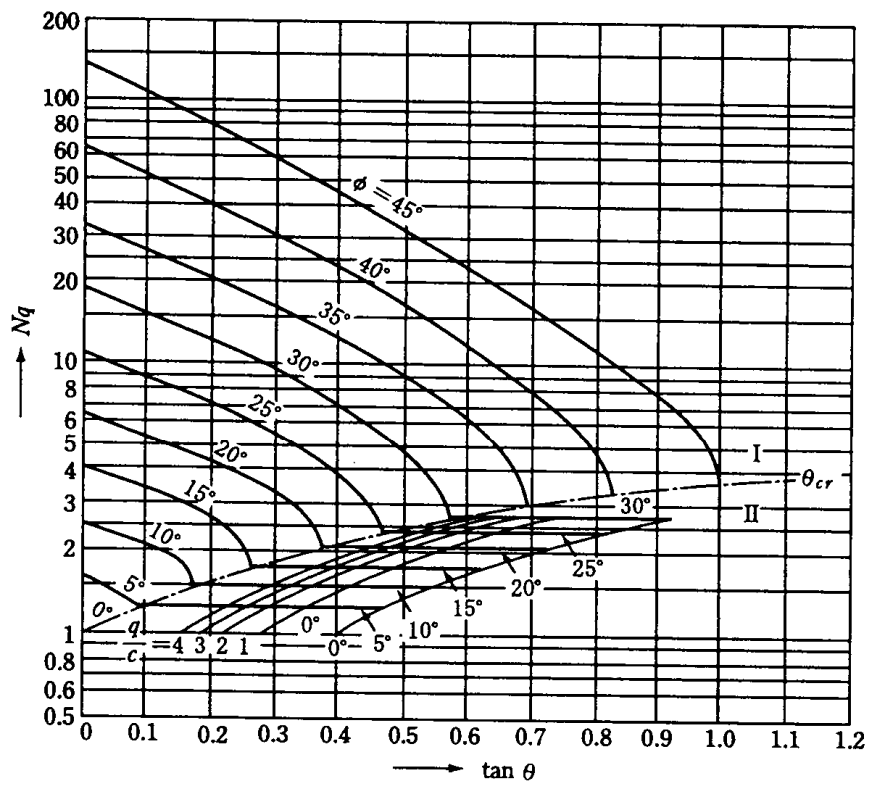


図-解 10.3.2 支持力係数 N_q を求めるグラフ

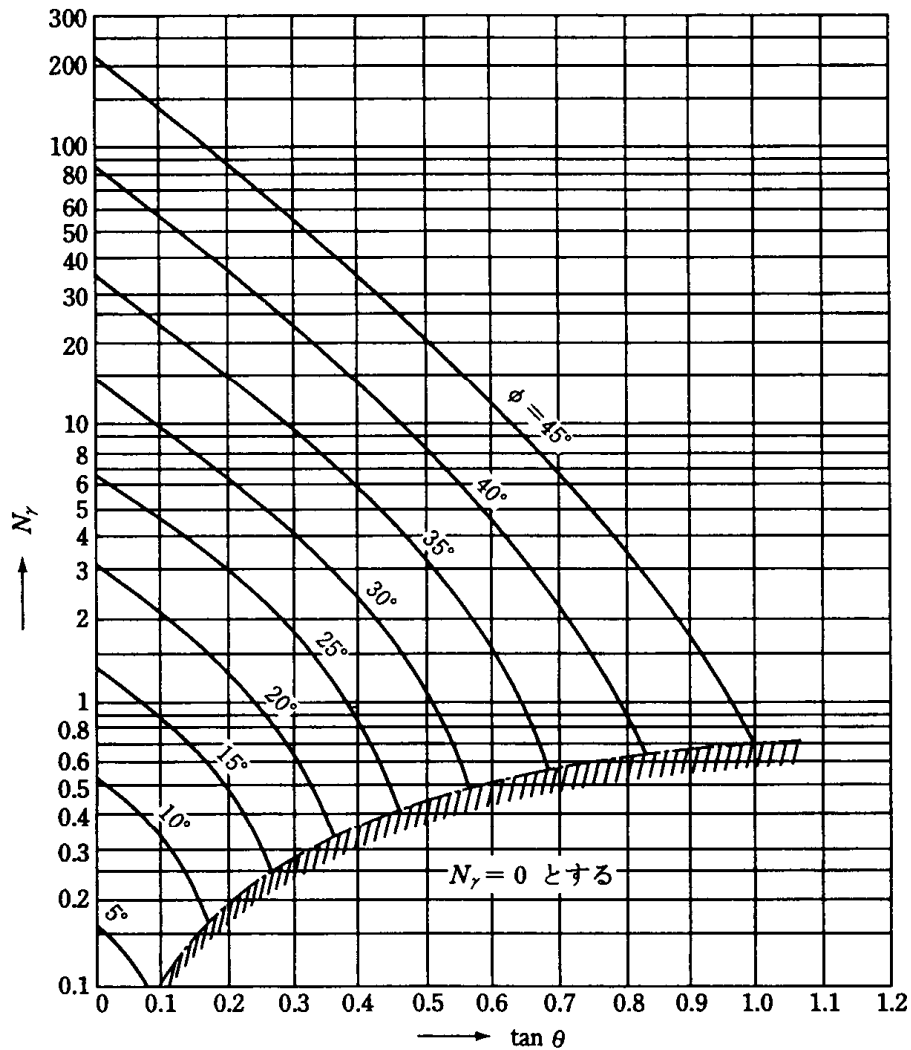


図-解 10.3.3 支持力係数 N_r を求めるグラフ

v) 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

支持力係数の寸法効果は、式(解 10.3.3) で求められる補正係数を支持力係数に乗じることによって考慮するものとした。ここで、式(10.3.1)において、支持力係数 N_c 及び N_q がかかる項には寸法の次元を持つ定数が含まれていないが、いずれの支持力係数も地盤のせん断抵抗角 ϕ の関数であり、基礎幅に比例してすべり線の長さが増加し、そのすべり線上で発現する ϕ の値が異なることから寸法効果が生じるものである。

$$\left. \begin{aligned} S_c &= (c^*)^k \\ S_q &= (q^*)^o \\ S_r &= (B^*)^\mu \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 10.3.3)$$

ここに,

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で, $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ としてよい。

c^* : $c^* = c/c_0$, ただし, $1 \leq c^* \leq 10$

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

c_0 : 10 (kN/m²)

q^* : $q^* = q/q_0$, ただし, $1 \leq q^* \leq 10$

q : 上載荷重 (kN/m²)

q_0 : 10 (kN/m²)

B^* : $B^* = B_e/B_0$, ただし, $1 \leq B^*$

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

B_0 : 1.0 (m)

式 (解 10.3.3) に示す支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c, S_q 及び S_γ の算出にあたって, ここでは, $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ を採用することにした。

なお, 式 (解 10.3.3) において, c^*, q^* 及び B^* の値がそれぞれの範囲外となる場合には, その下限値もしくは上限値を適用して, S_c, S_q 及び S_γ を求めるものとする。

v) 有効載荷面積

偏心荷重を受ける基礎の地盤が破壊状態に達したときには, 地盤反力度分布はもはや三角形ではなく, ある幅に長方形分布すると考えてよい。本規定では, 荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅を考え, 極限状態ではこの部分に荷重が一樣に有効に働くとする Meyerhof の考え方に準拠した。

① 偏心が 1 方向の場合

有効載荷面積は, 図-解 10.3.4 の斜線の部分とする。このときの有効載荷幅は, 式 (解 10.3.4) で求める。

$$B_e = B - 2e_B \dots\dots\dots (解 10.3.4)$$

ここに,

B_e : 基礎の有効載荷幅 (m)

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m) で, $e_B = M_B/V$

M_B : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

② 偏心が 2 方向の場合

有効載荷面積は図-解 10.3.5 の斜線の部分とする。このときの有効載荷幅は式 (解 10.3.5) で求める。

$$\left. \begin{aligned} B_e &= B - 2e_B \\ D_e &= D - 2e_D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解 } 10.3.5)$$

ここに、

- B_e, D_e : 基礎の有効載荷幅 (m)
- B, D : 基礎幅 (m)
- e_B, e_D : 荷重の偏心量 (m) で, $e_B = M_B / V$, $e_D = M_D / V$
- M_B, M_D : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

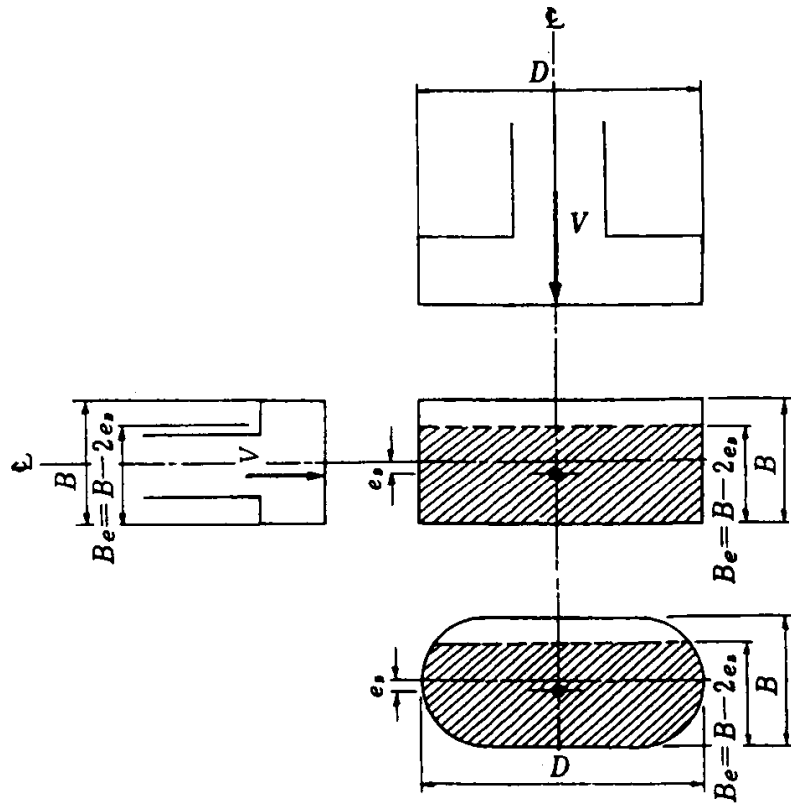


図-解 10.3.4 有効載荷面積 (偏心が 1 方向の場合)

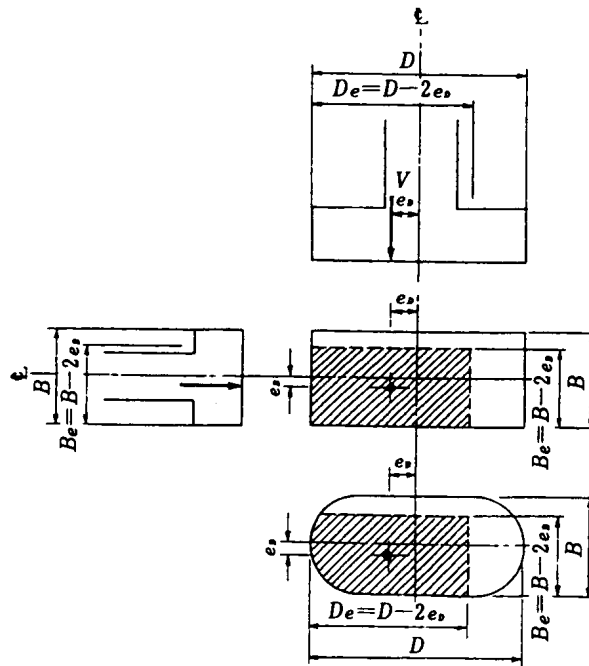


図-解 10.3.5 有効荷面積 (偏心が2方向の場合)

- 3) 荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力を平板荷試験により求める場合には、偏心傾斜及び寸法効果を考慮していない平板荷試験の結果をそのまま用いることができない。このため、本規定では、土質試験の結果や過去の経験から推定して求めた粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を平板荷試験の結果に当てはめて確認し、これによって確認した c 、 ϕ を用いて式 (10.3.1) に従って支持力計算を行うものとした。

c 、 ϕ の確認は式 (解 10.3.6) による。

$$Q_u = \frac{\pi B^2}{4} (1.3 c N_c S_c + 0.3 B \gamma_1 N_\gamma S_\gamma) \dots\dots\dots \text{(解 10.3.6)}$$

ここに、

Q_u : 平板荷試験によって求めた極限支持力 (kN)。極限支持力を求めることが困難な場合には、降伏支持力を求め、これの 1.5 倍を極限支持力としてよい。

B : 荷板直径 (m)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 地盤の単位重量 (kN/m³)

N_c, N_γ : 鉛直荷重に対する支持力係数

S_c, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

載荷試験結果から c, ϕ を確認する場合、たとえば砂質土では、はじめに土質試験結果や既往の資料から適当な c を仮定し、これに対する ϕ を求める。また粘性土では、はじめに ϕ を仮定し、これに対する c を求める。いずれの場合にも、0.3m 程度の小さな載荷板による載荷試験結果の場合には、粘着力の効果が卓越するため、粘着力の設定には注意が必要である。

平板載荷試験は、一般にテストピット内で行う。この場合、図-解 10.3.6 に示すように上載荷重の影響がはならないように載荷板外縁がテストピットの内壁から少なくとも次の値だけ離れていなければならない。

- ① 粘性土に対して $D_t \geq 1.5B$
- ② ゆるい砂に対して $D_t \geq 2.5B$
- ③ 締まった砂に対して $D_t \geq 4B$

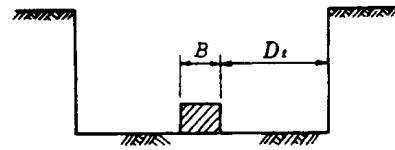


図-解 10.3.6 試験位置

第3節 逆算によるすべり面のせん断強度の求め方

「道路土工 - のり面工・斜面安定工指針 (社)日本道路協会 平成11年3月」より抜粋

(2) 安定計算

(i) 基本的な考え方

安定計算は、地すべりブロックの主測線上で設定したすべり面を対象として簡便法に基づいて、地すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割して、式(3-24)を用いて行う(図3-108参照)。

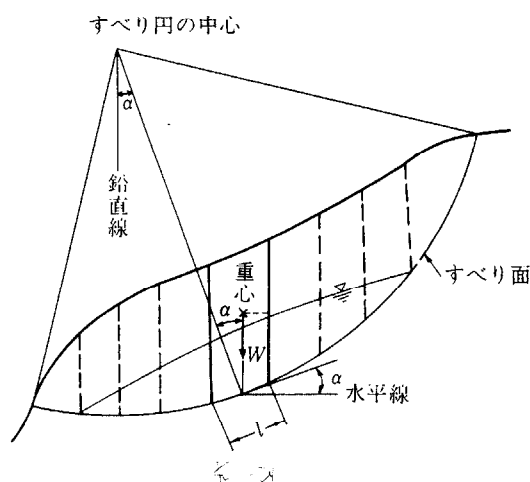


図3-108 地すべり安定計算に用いるスライス分割の例

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \dots\dots\dots (3-24)$$

ここに F_s : 安全率

c : 粘着力 (kN/m^2 (tf/m^2))

ϕ : せん断抵抗角 (度)

l : 各分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

u : 間げき水圧 (kN/m^2 (tf/m^2))

b : 分割片の幅 (m)

W : 分割片の重量 (kN/m (tf/m))

α : 分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)

これ以外にも複合すべり面法やヤンプ法等のいくつかの解析法が存在する³¹⁾。「付録1. 地すべり対策の検討例」にヤンプ法による解析事例を示す。

(ii) 地すべり土塊の湿潤密度

一般の地すべりでは、土塊の湿潤単位体積重量を $\gamma_1=18\text{kN/m}^3$ (1.8tf/m^3)として計算する。しかし、火山灰を起源とするロームやしらす、粘土はこれより小さい密度を有し、硬質な岩層からなる地盤はこれよりも大きい。そこで、可能な限り現場において湿潤単位体積重量の測定を行うことが望ましい。

(iii) すべり面のせん断強度

すべり面のせん断強度を決定する方法には、逆算法と土質試験による方法の2つの方法があるが、一般には以下のような逆算法が用いられる。

① 現在活動中の地すべりの場合

すべり面深度をできる限り正確に推定し、式(3-24)を用い、安全率 $F_s=0.95\sim 1.0$ の範囲設定で地すべり面の平均的な強度定数 c 、 ϕ を求める。0.95~1.0の安全率の選択は、地すべり運動の程度に応じて行う。設定した安全率に対して、 $c=0$ とにおいて $\tan \phi$ を、 $\tan \phi=0$ とにおいて c を求め、図3-109に示すような $c-\tan \phi$ 関係図から、 c 、 ϕ を決定する。

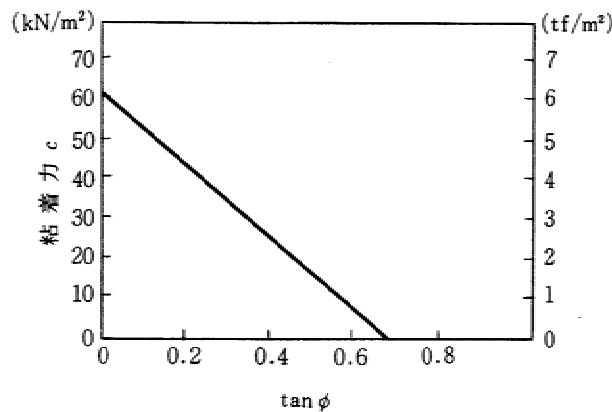


図3-109 地すべり面形状をもとに逆算法で求めた $c-\tan \phi$ 関係図の例

同図の $c-\tan \phi$ 直線から、 c 、 $\tan \phi$ を決定する場合、表 3-21 に示す大略の経験値から c を仮定して、他方の $\tan \phi$ を決定することができる。

表 3-21 c の経験値

すべり面の平均鉛直層厚 (m)	粘着力 c kN/m ² (tf/m ²)
5	5 (0.5)
10	10 (1.0)
15	15 (1.5)
20	20 (2.0)
25	25 (2.5)

また、 ϕ を仮定して c を決定することもできるがその場合表3-22を参考とするとよい。この表は、全国各地の道路土木に伴う切土によって発生した風化岩の地すべり例から、逆算法によって求めた c 、 ϕ を示したものである。なお、 ϕ の値は、すべり面勾配が急なほど大きな値を示すことも明らかとなった。そのような ϕ の傾向は今後の安定計算に用いる強度の設定に参考となるものである。

表3-22 風化岩のすべり面強さの範囲

風化岩の種類		事例数	粘着力 c (kN/m ²)	(tf/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)
変成岩		6	0~2 (1)	0~0.2	20~28 (26)
火成岩		8	0 (0)	0	23~36 (29)
堆積岩	古生層	7	0~4 (0)	0~0.4	23~32 (29)
	中生層	6	0~10 (5)	0~1.0	21~26 (24)
	古第三紀層	4	0~20 (7)	0~2.0	20~25 (23)
	新第三紀層	32	0~25 (20)	0~2.5	12~22 (12.5)

() は平均値を示す。

② 現在活動していない地すべりの場合

現状の安全率を、「2-3-7 地すべりの調査」の中の「表2-13 地すべりの型分類」に述べられている平均的な安全率の項を参考にして、各地すべりの型の範囲で設定し、式(3-24)を用いた逆算法により、地すべり面の平均的な c 、 ϕ を求める。その他に土質試験結果を参考にして安定計算を行う。

想定されるすべり面(旧すべり面)において採取した乱さない試料(すべり面試料も含む)について、圧密非排水(間げき水圧測定)条件の三軸圧縮試験、または圧密排水条件の一面せん断試験(繰返し)等を行い、すべり面の強度定数 c' 、 ϕ' または c_d 、 ϕ_d を定める。

すべり面付近の乱さない試料採取が困難な場合には、すべり面付近の母岩についてのスラリーまたはプレカット試料を作り、上述の試験と同様な方法で求めた強度定数を参考として、すべり面強さを決定する。

〔参 考〕

地すべり斜面の安定計算に用いるすべり面の設計強さ定数を，地形，地質，地すべり履歴，地すべりの活動量等を考慮して参表3-16の室内土質試験より決定する手法も提案されている。また，現在活動していない風化岩すべりについては現状の安全率を $F_s = 1.05 \sim 1.15$ の範囲で設定する考え方がある。

(iv) 計画安全率

地すべり対策の施工後，地すべり地の安定に必要なとされる安全率を計画安全率と呼ぶ。これは，道路建設後に必要とする安全率のことであり，それは，その地すべりによって生じる被害の大きさや，経済性等を考慮して決定するもので，通常1.05～1.2の範囲の安全率を適用する。

表2-13 地すべり の 型 分 類

特徴	岩盤地すべり ①	風化岩地すべり ②	崩積土すべり ③	粘質土すべり ④
平面形	馬蹄形、角形	馬蹄形、角形	馬蹄形、角形、沢形、ボトルネック	沢形、ボトルネック
微地形	凸状尾根地形	凸状台地形 単丘状凹状台地形	多丘状凹状台地形	凹状緩地形
すべり面形	椅子型、舟型	椅子型、舟型	階段状、層状	階段状、層状
主な土塊の性質(頭部)	岩盤または弱風化岩	風化岩 (亀裂が多い)	礫混じり土砂	巨礫または礫混じり土砂
主な土塊の性質(末端部)	風化岩	巨礫混じり土砂	礫混じり土砂、一部粘土化	粘土または礫混じり粘土
運動速度	2cm/日以上	1~2cm/日程度	0.5~1cm/日	0.5cm/日以下
運動の継続性	短時間、突発的	ある程度断続的(数十~数百年に一度)	断続的(5~20年に1回程度)	断続的(1~5年に1回程度)
すべり面の形状	平面すべり(椅子型)	平面すべり(頭部と末端がやや凹状)	凹弧と直線状、末端が流動化	頭部が凹弧状だが大部分は流動状
プロック化	大抵1プロック	末端、側面に2次的地すべり	頭部がいくつかに分類され2~3プロックになる。	全体に多くのプロックに分かれ、相互に関連しあって運動
予知の難易	非常に困難、綿密な調査と精査を必要とする。	1/3,000~1/5,000地形図で予知できるものとし、空中写真の利用も可能	1/5,000~1/10,000地形図で確認できる。地元での聞き取りも有用	地元での聞き取りによって予知できるし、非常に容易に確認できる。
一般的な斜面形	一般に台地部があるが不明瞭である。凸型斜面に多く、鞍部から発生する。	明瞭な段落ち、帯状の陥没地と台地を有す。大きく見れば凹型だが、主要部は凸形	滑着崖を形成し、その下に沼、湿地等の凹地あり、頭部に幾つかの残丘あり、凹形斜面に多い	頭部に不明瞭な台地を残し大部分は一般的な緩斜面、沢状の斜面である。
平均的な安全率	大抵の場合 $F_s > 1.10$ 、一時的にある程度の切土、盛土も可能	$F_s = 1.05 \sim 1.10$ 、一時的には5%程度の安全率を低下させる事は可能	$F_s = 1.03 \sim 1.05$ 、一時的には3%程度安全率を悪化させても安定している。	切土、盛土は不可能、少量の土工でも運動を再発する。
主要な対策工	深層地下水排除、土塊除去、抑土工	深層地下水排除、土塊除去、地表水排除、抑土工	頭部での深層地下水排除、地表水排除、渓流工	頭部での集水井工、末端での浅層地下水、地表水排除、渓流工
対策工の効果	即効的で完全安定化可能	即効的であるが、異常象時に再発の恐れがある。	対策工施工後1~3年を要す、末端部の安定化が困難	運動性で対策工施工後数年を要し、完全な安定化は困難
主な原因	大規模な土工、斜面の一部の水没、地震、強雨	集中豪雨、異常な融雪や河岸決壊、地震、中規模な土工その他	異常な豪雨、融雪、台風、集中豪雨、土工等	豪雨、融雪、河川浸食、積雪、小規模な土工
主な地質と構造	断層、破碎帯の影響を受けるものが多い。	断層、破碎帯の影響を受けるものが多い。	結晶片岩地帯、新第三紀層に広く分布する。断層、破碎帯の影響あり。	新第三紀層に最も多く、破碎帯等の構造線沿いにも一部見られる。

①~④：参表1-1(d)参照

第4節 N値およびC・ - 考え方と利用法

「N値およびC・ - 考え方と利用法 (社)土質工学会 平成4年8月25日」より抜粋

4.2 土質とN値

同じN値であっても、土質により工学的性質が非常に異なることに注意する必要がある。これを定性的に示すと図-4.1のようになる。粘性土層ではN値が小さくても良好な地盤であるのに対し、砂、礫と粒径が大きくなるにしたがって、N値が大きくなると良好な地盤とは言えなくなる。

例えば、N値5~10の地盤は、粘性土層では地耐力 20tf/m^2 以上の良好な地盤であるのに対し、砂層は最も緩い状態の堆積土で、地震時に液状化を生じる可能性の大きい地盤である。また、礫層では、風化を受け粘土化して腐れ礫になっている等、特種な場合を除き自然堆積土には存在しない。この点が十分理解されないまま使われている所に、実用面でのN値の大きな問題点がある。なお、一部に土質によるN値の工学的意味の違いを、土性の評価に導入している例がある。

例えば、道路橋仕方書・同解説や国鉄建造物設計標準解説には粘土層と砂質土層で、表-4.1のよう

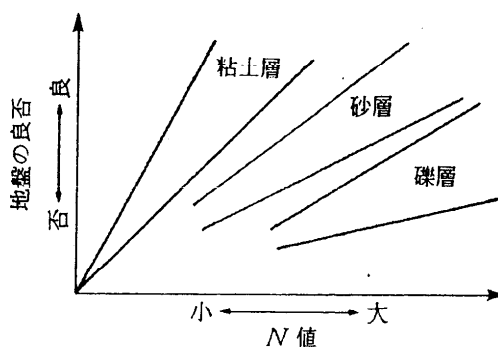


図-4.1 N値と地盤の良否

表-4.1 粘性土と砂質土でのN値による取扱の相違^{1) 2)}

土質	粘性土層	砂質土層
土性		
地震基盤面	N値 25 以上	N値 50 以上
せん断波速度 (m/s)	$V_s = 100 N^{1/3}$ ($1 \leq N \leq 25$)	$V_s = 80 N^{1/3}$ ($1 \leq N \leq 50$)
摩 擦 力 打ち込み杭	$f_s = N$ (≤ 15)	$f_s = 0.2 N$ (≤ 10)
$f_s(\text{tf/m}^2)$ 場所打ち杭	$f_s = N$ (≤ 15)	$f_s = 0.5 N$ (≤ 20)
良質な支持層 (直接基礎)	N値 $\geq 20^*$	N値 ≥ 30

* 粘性土層が基礎底面下 3 m かつ基礎巾 $\times 0.5$ 以上深い位置にある時はN値 ≥ 8 の粘性土を良質な支持層とする。

を分類している。ASCE（米国土木学会）の浅い基礎設計指針分科会（案）では、 N 値の適用範囲を砂地盤と限定した上で、砂層と細・中礫混じり砂の取り扱いを図-4.2のように区別している。この図は、有効上載圧の影響（3章参照）を考慮するようになっているが、細・中礫が混じった砂層は、同じ相対密度（かつ同じ上載圧）の純粹の砂の1.5倍の N 値となることを示している。

筆者は多くの文献や経験をもとに、 N 値から許容地耐力(q_a)を、次のように判断しても大きな誤りはないと考えている。

$$\text{礫層} \quad q_a = N / 2 \quad (\text{tf/m}^2) \quad (4.1)$$

$$\text{砂層} \quad q_a = N \quad (\text{tf/m}^2) \quad (4.2)$$

$$\text{粘土層} \quad q_a = 2.5 N \quad (\text{tf/m}^2) \quad (4.3)$$