

地震時斜面安定解析に用いる土の強度に関する考察

Consideration on Soil Strength for Seismic Slope Stability Analysis

こ が やす ゆき
古 賀 泰 之*まつ お
松 尾おさむ
修**

1. ま え が き

地震動を受け被害を生ずる可能性のある、あるいは現実被害を生じた斜面や盛土の安定性を検討する手法には様々なものがあるが、最も簡便で古くから用いられている方法は、常時の安定検討にも用いられるすべり面安定解析に地震力の影響を震度として取り入れた方法（以下では震度法すべり面解析法と呼ぶ）である。

この方法においても、土の動的特性、特に動的強度（動的荷重下の土の強度）を考慮することの重要性は、近年において広く認識されてきており、個々の事例を対象とした研究においてのみばかりではなく、既に我が国のいくつかの実務のための設計指針等にも記述がなされている。

このように、土の動的強度は、研究面・実務面である程度の成果がありながらも、具体的な形・用法には、種々のものが提案されている。言い換えれば、各々の動的強度の適用性については未だ十分明らかではないと考えられる。

この報文では、まず、既往の研究や指針等に見られる斜面・盛土の地震時安定解析に用いられる土の強度の種類およびそれらが基づく仮定条件等について整理して述べる。次いで、1983年日本海中部地震において、地盤の液状化現象によって被災したと考えられる河川堤防の3断面について、先に整理した様々な土の強度の内、現在までのところ我が国において多用されている3つの強度（静的強度、有効応力強度、全応力強度）を用いた安定解析を行い、被災実態との比較から、地震時安定解析に対して合理的と思われる強度（この場合、全応力強度）を選び出す。

2. 既往の研究や指針等において地震時斜面安定解析に用いる土の強度

2.1 地震による斜面・盛土の破壊

我が国においては、地震後に斜面や盛土の変状・崩壊を多く見ることがある。地震とこのような崩壊現象の関係は様々な観点から考察することができるが、地震動と崩壊の生じた時期の関連から見ると、以下のような3つの場合に分類される。

1) 地震動中に崩壊が生ずる。

2) 地震動が終了した後に、比較的短い時間内に崩壊が生ずる。

3) 地震動の終了後、長時間経過後に崩壊が生ずる。

1)は、最も普通に地震による崩壊と呼ばれるものであり、最も多く生ずる。

2)と3)は次のように区別される。

2)は、地震動が納まり、荷重が地震前の状態に戻った後、降雨等の外的条件の変化がないにもかかわらず、しばらく後に崩壊が生ずるものである。この場合の崩壊メカニズムとしては、地震後に盛土および地盤の強度が時間とともに減少することが必須であり、既往の事例の多くでは、地震動中に地盤や盛土中に発生した過剰間隙水圧の分布が時間の経過とともに変化した結果、全体としてより安定度の低い状態に至って崩壊が生じたものと考えられる。このような例も、広義には地震による崩壊例と呼ぶことができる。

3)は、2)よりも時間スケールが長く、地震によって比較的軽微な変状（亀裂等）を受けた斜面が、その後の降雨等によって多くの崩壊を生ずるようなものである。このような例は、地震が誘因となっているが、通常、地震による崩壊とは見なされない。

したがって、上記の1)および2)が、地震による崩壊と言えるであろう。さらに、1)は地震中の崩壊、2)は地震後の崩壊とすることができる。

このように分ける意味は、後述するように、安定解析に用いる荷重や土の強度が異なったものとなることにある。

2.2 地震による斜面・盛土の安定解析方法

斜面・盛土の安定解析には、極限平衡法に基づくすべり面安定解析法が多用される。

地震を対象としたすべり面安定解析においては、通常地震動の影響を時間的に変動するものとしてではなく、震度を用いて静的な力として考慮する。このようにすると、種々の常時の斜面安定計算法を少し拡張することにより地震時安定計算法が導かれる。

2.3 地震時安定解析に用いる土の強度

2.1で述べたように、地震による斜面崩壊には、地震中の崩壊と地震後の崩壊とがある。

一般に安定解析に用いる土の強度は、対象とする荷重条件に対応したパターンで供試体に載荷を行い、破壊に至る時の応力として求めるから、このことを上記の地震中お

*建設省 土木研究所 室長

**建設省 土木研究所 主任研究員

よび地震後の崩壊とに適用して考えれば、次のようになる。

地震中の崩壊：この場合、自重に起因する静的応力 σ_s は一定とし、地震時慣性力による動的応力振幅 σ_a の大きさを何段階かに変えたときに破壊ひずみ ϵ_f に達するときの σ_a の値から強度 σ_f を定める。このときの载荷パターンは、後に図-1(b)に示す。

地震後の崩壊：地震後に作用する荷重は、基本的には地震前から存在する静的な自重に戻るから、個々の要素について独立に考えれば、地震動が終了した時点で破壊していなければその後には破壊することはあり得ず、現実生じた地震後の斜面崩壊は、地震中および後に生ずるクリープ等による斜面内の応力の再配分ないしは間隙水圧の伝播による強度分布の変化といった全体系の中での現象としてとらえなければならない。しかし、この場合にも、基準となる土の強度として、自重および地震動による静的および動的応力 σ_s , σ_a を受けた後に静的荷重が作用したときに破壊ひずみ ϵ_f に達する残留強度 σ_f を考えることができる。このことは、後に図-1(c)のような载荷パターンで模式的に示される。

この後者の考え方は、以下のようにして、地震中の崩壊に対する強度としても用いることができる。

地震中の崩壊を検討するときに、土に N 回まで動的応力が载荷された状態を考える。このときに、次の $N+1$ 回目の動的応力载荷がなされるとして、 N 回まで载荷された土に残留する強度を求めておくと、両者の応力($N+1$ 回目の動的応力)およびこの強度を比較することにより安全率

表-1 対象とする崩壊ごとの载荷パターン

地震中の崩壊	载荷パターン	図-1(b)または図-1(c)
地震後の崩壊	载荷パターン	図-1(c)

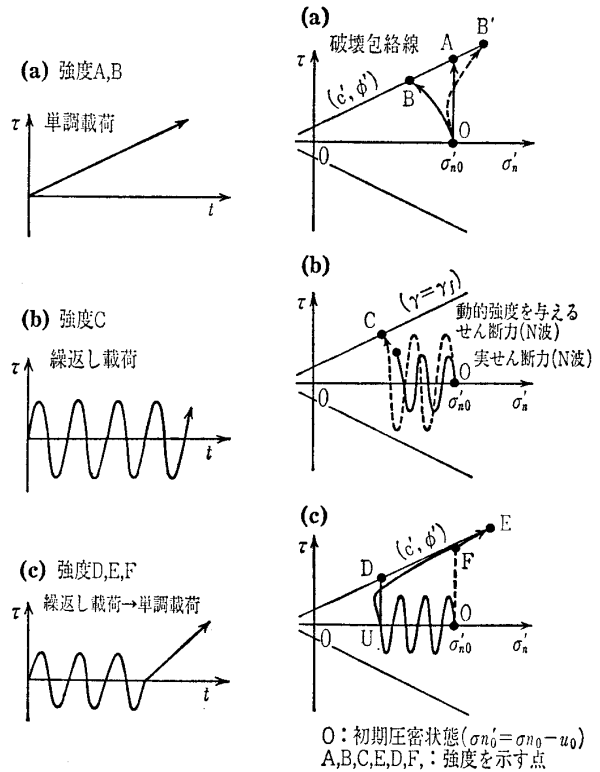


図-1 载荷パターン 図-2 各種の応力経路および強度

を求めることもできる。これらのことをまとめると、表-1のようになる。

以下に、両者の方法を念頭において地震時安定解析(2.1で述べた地震中の崩壊および地震後の崩壊を対象とする)に用いられるいくつかの土の強度をまとめると表-2のようである。ここで、対象とする土は飽和土で、地震時にはほぼ非排水と見なせる程度の透水性を有するものとしている。また、同表を補足説明するために、図-1に各強度に対して想定される作用外力の载荷パターンを、図-2にそ

表-2 強度の分類

分類	強度基準	排水条件	载荷パターン	応力経路および強度	強度の発現される時期	対応すべき外力条件	出典
静的強度 (単調载荷)	単調载荷において発揮される最大強度	排水	a	A	地震時(透水性が高いときのみ)	自重+地震力	ダム設計基準(1978) 新耐震設計法(1977)
		非排水	a	B	地震時(衝撃的な地震力が作用するとき)	自重+地震力	ダム設計基準(1978) 新耐震設計法(1977)
動的強度 (繰返し载荷)	繰返し载荷中に生ずるひずみの大きさの基準値に対する応力過程の最大値	非排水	b	C	地震時	自重+地震力	Seed (1966) 石原(1976)
	繰返し载荷を受けた後にどの程度の静的強度を有するか	不完全排水*) (繰返し载荷時の間隙水圧維持)	c	D	地震中の各時点および地震後(直後)	自重+地震力 自重のみ	鉄道技研 (1971) 土研 (1973) 宅地造成工(1978) 捨石鉱さい(1980)
		非排水*)	c	E	地震中の各時点および地震後(直後)	自重+地震力 自重のみ	Castro (1976) Seed (1979) 東京都(1979)
		完全排水*) (静水圧に戻る)	c	F	地震後(長時間経過後)	自重のみ	Seed (1979)*)
備考		*)地震時はすべて非排水と考える。	図-1	図-2			*)地震力なし

それぞれの強度発現に至る応力経路を示す。

表—2では、6種類の強度を静的強度と動的強度に大別している。

静的強度は図—1(a)に示したように、単調載荷時に発揮される強度であり、地震時安定に対して本来の動的強度に対する近似値として用いられる。

動的強度は図—1(b)または(c)のように、荷重が繰返的に作用することを想定している。これらは、上述したように、それぞれ地震中の崩壊および地震後の崩壊に対して用いられる。ただし、図(c)の動的強度は、上述したように、地震中の崩壊のためにも用いられる。実際に、表—2中の載荷パターンがcで対応すべき外力条件が自重+地震力となっているものは、地震中の崩壊に対してその強度が用いられることを示している。

表—2における6種類の強度の内、盛土の地震時安定解析において実用的に多く用いられている3つの強度(強度A, C, D)の特徴は以下のようなものである。

図—3は、これら3つの強度の差が著しいと考えられる飽和した砂($c'=0$)を想定し、地震外力の繰返し回数と強度の関係を表し、それぞれの強度の特徴を示したものである。この場合、各々の強度 τ_f は次式で表される。

$$\text{強度A: } \tau_f = \sigma_{no}' \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots(1)$$

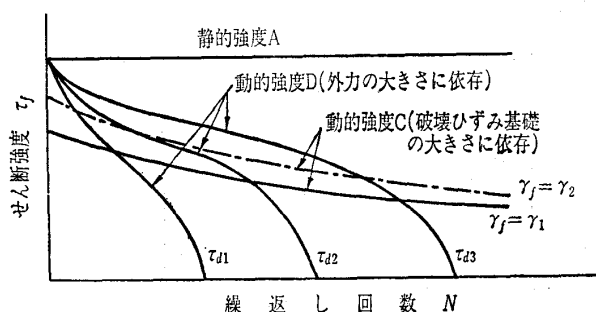
$$\text{強度C: } \tau_f = \sigma_{no}' \cdot \tan \phi_D = \sigma_{no}' \cdot R_l(N) \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\begin{aligned} \text{強度D: } \tau_f &= (\sigma_{no}' - u_e) \cdot \tan \phi' \\ &= \sigma_{no}' \cdot (1 - u_e / \sigma_{no}') \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots(3) \end{aligned}$$

ここに、 σ_{no}' : 初期有効圧密圧力、 ϕ' : 静的せん断抵抗角、 ϕ_D : 動的せん断抵抗角、 $R_l(N)$: 液状化強度比、 u_e : 繰返し荷重により発生する過剰間隙水圧。

強度Aは外力に依存しない一定の値である。強度Cは地震外力の等価繰返し回数 N_{eq} および破壊ひずみ基準 γ_f を与えれば決まる。強度Dは地震外力 τ_a および繰返し回数 N_{eq} に依存する性質のものであること等が同図より分かる。

なお、上述した動的強度の内、強度Cは、強度の定義に間隙水圧が直接的に含まれないので、全応力強度と呼ぶことができる。強度Dは、図—2で示したように、繰返し載荷後の静的載荷に対して想定される様々な排水条件の内、繰返し載荷直後に残留する間隙水圧がそのまま保たれるとする特殊な排水条件における地震後強度であることにも留意すべきである。このことは、例えば、静的な浸透を伴う



図—3 各種強度の比較

斜面安定解析において、対象時点の浸透水圧 u を用いて、せん断強度 τ_f を

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots(4)$$

で与えるのと同形であり、有効応力強度と呼ぶことができる。この場合に、現在の間隙水圧状態から破壊を生ずるせん断応力に伴う間隙水圧変化は考慮しないのが通常の方法であり、したがって、この方法は、本来の有効応力強度ではなく擬似有効応力強度と呼ぶべきものである。

2.4 震度(外力)と強度の組合わせ

全応力強度の場合、図—2(b)に示したように、作用外力と強度を求めるための荷重の波形は同じであるが、一応両者の作用過程は別個のものであり、安全率を求めるための比較は、両過程ともそれぞれを代表する値として、例えば、両過程の最大値をとって考える。

一方、有効応力強度の場合、図—2(c)に示したように、強度は地震動に対応する作用外力を加えた後に、静的荷重を加えるものであり、外力と強度の比較のための強度設定には、図—4を参照して以下の4種のものが考えられる。この場合、外力・強度ともせん断応力で考えると同時に一般に初期せん断応力が存在することを考慮している。

(a) 最大せん断応力時の間隙水圧を用いる(τ_{f1})。

(b) 繰返しせん断終了時の間隙水圧を用いる(τ_{f2})。

(c) 最小せん断応力時の間隙水圧を用いる(τ_{f3})。

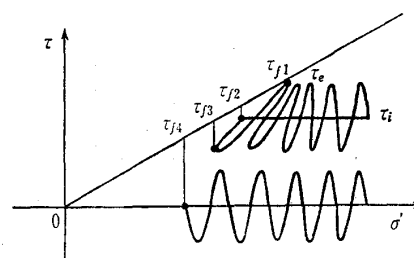
(d) 初期せん断を無視した繰返しせん断による間隙水圧を用いる(τ_{f4})。

応力レベルで見た安全率 F_s は、それぞれの強度 τ_{fi} と最大せん断応力 τ_e から

$$F_s = \frac{\tau_{fi}}{\tau_e} \quad \dots\dots\dots(5)$$

と定義される。(a)は、真の有効応力強度と言うべきもので、常に $F_s > 1$ である。(b)および(c)は、せん断応力作用時点と間隙水圧考慮時点が異なり、擬似有効応力強度であり、 $F_s < 1$ となり得る。(d)は、繰返し載荷に対する変形特性における初期せん断の影響を無視した最も簡略なものであり、この場合にも $F_s < 1$ となり得る。

外力と抵抗の関係を厳密に考えていくと、外力は抵抗以上のものが作用し得ないから、 $F_s < 1$ となり得ない。しかし、従来の安全率法は、 F_s が1を下回る程度が破壊の程度に結びつくという考え方に基づくものであり、便宜的な



図—4 初期せん断がある場合の有効応力経路と強度のとり方

指標として、前述の(b)(c)(d)の強度が用いられる。

なお、我が国の各種技術指針等においては、水平地盤の液状化については、全応力強度が用いられ、斜面安定解析については、表—2に示したように、有効応力強度（上述の(d)の方法）が用いられている。

Seed（シード）¹⁾ や石原²⁾ は、斜面安定解析にも全応力強度を用いることを提案している。

3. 被災盛土の事例解析

この事例解析においては、1983年日本海中部地震において地盤の液状化により被害を受けた中で、ある程度詳細な地盤調査結果のある河川堤防について、前章に述べた各種の強度を適用した安定計算を行うことにより、それぞれの強度の適用性を考察する。

3.1 被災河川堤防の概況

1983年日本海中部地震においては、多くの場所で液状化が生じ、河川堤防や道路盛土等の盛土構造物に被害を生じた。中でも八郎潟干拓堤防は全長約 100 km の内、70% の区間で何らかの被害を生じた。被害の多くは、地盤の液状化に基づくものであると考えられた。大局的には、被害の大小の地区を区分することができるが、細かく見れば各地点の盛土・地盤・地震動条件を反映して比較的狭い区間においてもかなり性状が異なったものとなっている場合があった。

ここで取り上げた正面堤(堤防の区間名)の3地点は100 m ずつ離れた計 200m の区間内に位置したが、図—5に示すようなかなり異なった天端沈下が生じたと報告されている。

3.2 土質調査・試験

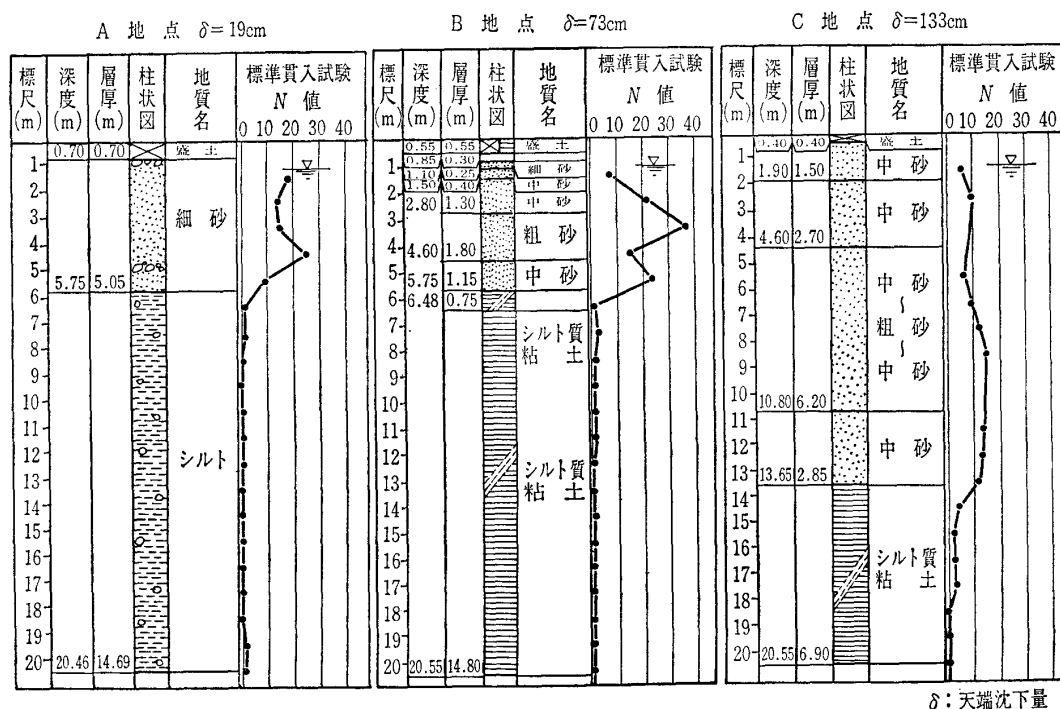
この3地点では、地震後に表—3に示すような土質調査・試験が行われた。表中の振動式貫入試験は建設省土木研究所において砂質地盤の液状化強度の原位置調査法として開発されたものである⁴⁾。不攪乱試料について通常の液状化強度および累積ひずみ基準に基づいた動的強度を求めるために、それぞれ等方圧密供試体および異方圧密供試体について繰返し三軸圧縮試験が行われた。図—5に各地点の概略の土質柱状図を示す。

後述するような動的強度を用いた安定計算においては、いくつかの初期せん断応力状態（三軸で言えば圧密応力比を変えた異方圧密状態）での動的強度が必要となる。今回の現地調査による不攪乱試料の採取個数は十分ではなく、動的強度に及ぼす初期せん断応力の影響を幅広く把握することは困難であったので、そのために、粒度分布特性が比

表—3 土質調査・試験の実施状況（八郎潟）

地 点	秋田港*	A	B	C
標準貫入試験(深度, m)	50.0m	24.4m	20.6m	30.5m 40.5m 35.5m 20.6m
ダッチコーン試験(延長, 本数)	—	—	—	32.2m × 1本 19.0m × " 33.0m × "
振動式貫入試験(延長, 本数)	—	8.9m	12.0m	12.0m
ラムサウンディング(延長, 本数)	—	—	—	30.0m × 3本
PS 検層	18m	—	—	43m
動的土質試験				
共振ねじり試験(供試体数)	—	—	—	1
繰返し三軸試験(")	—	—	—	10
{ 等方圧密	—	—	—	10
{ 異方圧密	—	4	7	8

*本解析で利用した地震動記録の観測地点である³⁾。



δ: 天端沈下量

図—5 解析対象箇所の概要

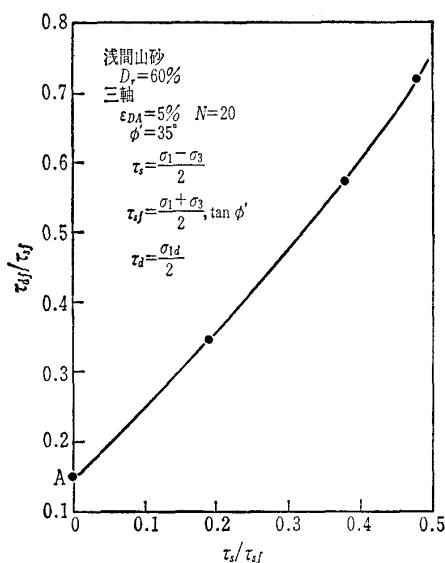


図-6 動的強度に及ぼす初期せん断応力の影響

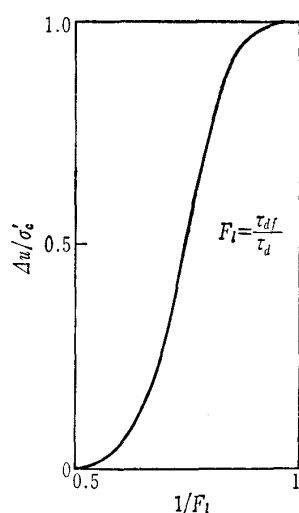


図-7 間隙水圧発生特性

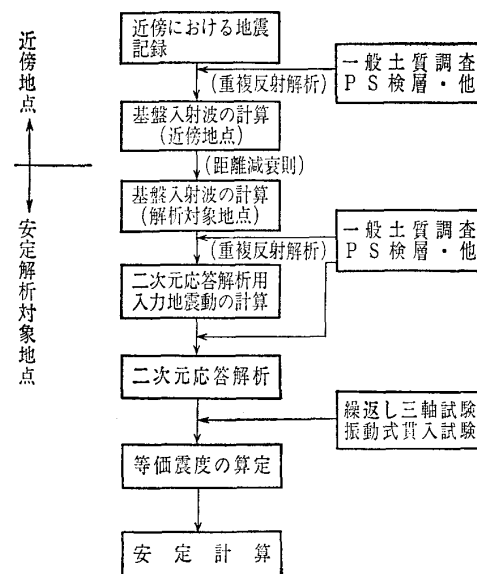


図-8 解析入力地震動の算定とその利用

較的似た他の砂の再構成供試体の試験結果から得られた図-6のような関係を用いた。ここに、 τ_s ：初期せん断応力， τ_{sf} ：静的せん断強度， τ_{df} ：動的せん断強度（繰返し回数 $N=20$ で軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ を破壊基準とする）。同図中の点Aは、初期せん断応力の作用しない状態での液化強度を表すが、各地点における液化強度がこの値と異なる場合には、この関係曲線を上下に移動して液化強度が一致するようにしてこの特性から動的強度を求め安定計算に用いた。

有効応力強度を求めるために必要な過剰間隙水圧発生特性は等方圧密供試体の繰返し三軸試験結果を整理して図-7のように表される。ここに、 F_l は液化抵抗率であり、動的せん断強度比 R と地震時せん断応力比 L の比 R/L として求められる⁵⁾。

3.3 安定解析

1) 動的応答解析および震度

安定解析のための震度は図-8に示す手順に従って求めた。ここで、水平地盤の重複反射解析には等価線型剛性を用いるプログラム SHAKE を用いた。堤体の動的応答解析には土の非線型履歴特性を逐次解析をする二次元 FEM 解析プログラム SADAP⁶⁾ を用いた。

このようにして求めた堤体部の地震応答加速度波形が想定すべり面に沿うせん断応力波形と等しいと仮定して、ひずみ基準による土の動的強度と累積損傷度理論⁷⁾とを組み合わせで次式で表される等価係数 c_r を求めた。

$$k_h = c_r \times a_{\max} / g \quad \text{.....(6)}$$

ここに、 k_h ：等価震度， $a_{\max}$ ：堤体の最大応答加速度。

この c_r は等価化のための繰返し回数 N_{eq} に依存するが、 $N_{eq}=20$ とした場合、各地点において以下の値が得られた。

A地点： $c_r=0.678$

B地点： $c_r=0.689$

C地点： $c_r=0.689$

2) 安定計算

地盤内に円弧すべりを、盛土には全高引張り亀裂を考慮した次式の修正フェレニウス法を用いた。

$$F_s = \frac{R \sum \{c' \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi'\}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W y)} \quad \text{.....(7)}$$

$$= \frac{R \sum \tau_{fl}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W y)} \quad \text{.....(8)}$$

ここに、 c' ：土の粘着力， ϕ' ：せん断抵抗角， u ：間隙水圧， τ_f ：せん断強度，他の記号については図-9を参照。

以下の3種類のせん断強度を用いて4ケースの安定計算を行った。

(a) 静的強度：ケース S_1 。 $c'=0.1 \text{ tf/m}^2$ ， $\phi'=35^\circ$ を式(7)に代入。

(b) 有効応力強度：ケース S_2 ， S_2' 。応答計算より求めた最大応答加速度から、地盤中のせん断応力比 L を求め、地盤の液化強度 R との比から液化抵抗率 F_l を求め、図-7より過剰間隙水圧 u_e を求め式(7)に代入。この u_e が地震動中に発生するとして u_e と k_h を同時に考慮するケースを S_2 ， u_e が地震動終了時点で発生するとして k_h を u_e と同時に考慮せず u_e のみを考慮

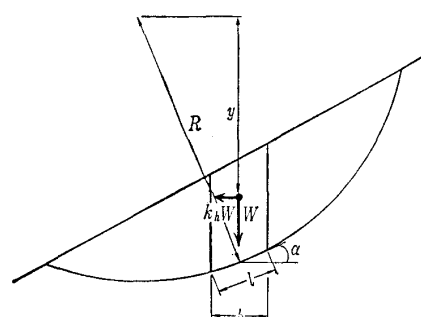
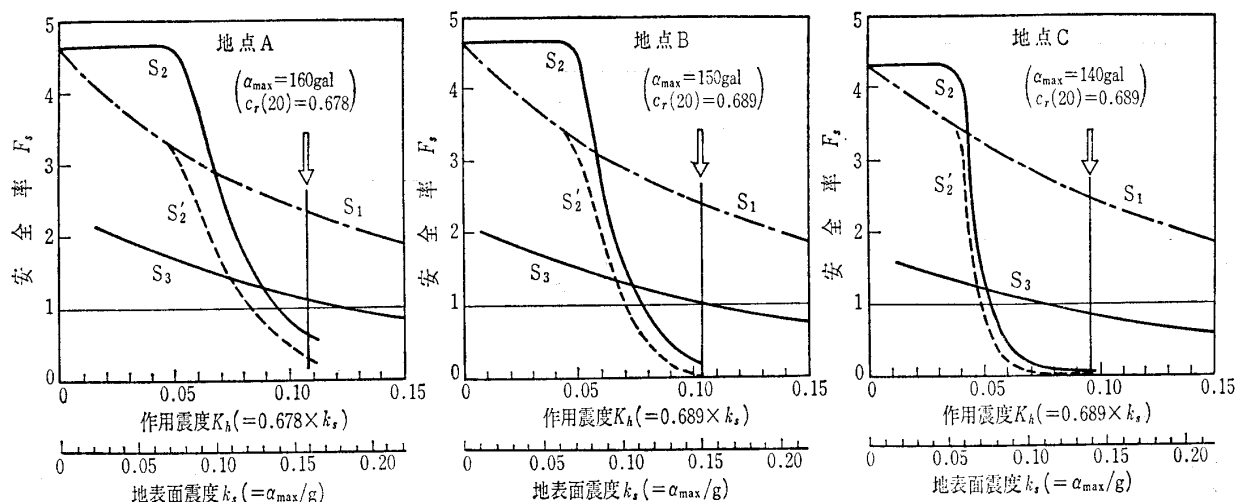


図-9 地震時斜面安定解析におけるすべり面



図—10 震度と安全率の関係

するケースを S_2' とした。

(c) 全応力強度：ケース S_3 。石原の方法²⁾に従った。すなわち、地震時に想定する円弧すべり面に沿う平均的な初期せん断応力状態を常時のすべり安全率から求める。この初期せん断応力状態から図—6を用いて動的せん断強度を求める。

3) 安定計算結果および考察

図—10に震度と安全率の関係を示す。

この図から安全率 F_s は用いた強度に大きく依存することが分かる。ケース S_2 , S_2' の場合、 k_h がある限界を越えると急激に F_s が低下する。これは、過剰間隙水圧が液状化抵抗係数 F_l に対して非常に鋭敏であることを反映している。

ケース S_1 , S_3 の場合、 F_s は k_h のみに依存し、両ケースにおける F_s の差は両ケースにおける強度の差によるものである。

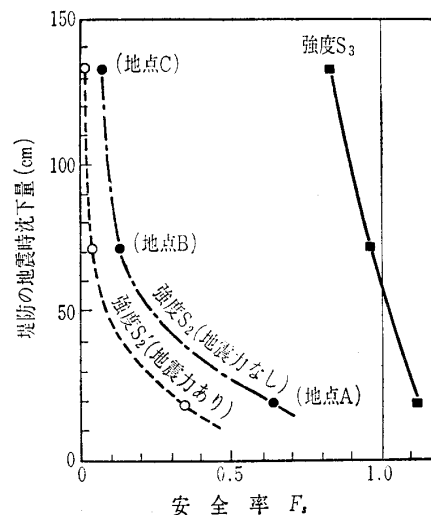
同図には、先に推定された震度も示されている。強度 S_1 の場合、 F_s は1よりはるかに大きく、各盛土が被害を受けたという事実を説明できない。

図—11に、ケース S_2 , S_2' , S_3 について安全率と天端沈下量の関係を示す。どの場合も、 F_s が小さいところで沈下量が大きく、その限りにおいては合理的である。しかし、 S_2 , S_2' のケースの場合、 F_s は非常に小さく、これらの堤防の近傍の堤防に余り被害を生じていない箇所もあったことを考慮すると、少なくとも1.0をもって安定・不安定の限界値とすることはできないように思われる。

一方、 S_3 の場合、若干の被害が生じたところで $F_s \approx 1.2$ であり、かつ、沈下量が大きいところでも F_s は極端には低下しない。沈下量と F_s の関係は相対的に合理的なものと考えられる。

4. ま と め

盛土・斜面の地震に対する安定解析に用いる土の動的強度として多用されている3つの強度、すなわち、静的強度、



図—11 安全率と被災度の関係

繰返し载荷によって生ずる過剰間隙水圧に基づく有効応力表示の動的強度、繰返し载荷によって生ずる累積ひずみに基づく全応力表示の動的強度を現実地震時に被災した盛土に対する震度法すべり面解析法に適用したところ、全応力による動的強度が被災事実とよく合致した。

参 考 文 献

- 1) Seed, H.B.: A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams, Jour. of SMFD, Proc. ASCE, Vol.92, No. SM1, pp.13~41, 1966.
- 2) 石原研而：土構造物の耐震設計法の現状と問題点，土と基礎，Vol.28, No.8, pp.3~8, 1980.
- 3) 倉田栄一・福原哲夫・野田節男：昭和58年日本海中部地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No.458, 1983.
- 4) 佐々木康・古賀泰之・伊藤良弘・小笠原久：新しく開発した振動式貫入試験機，土木技術資料，25-2, pp.9~14, 1983.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.16~20, 1980.
- 6) 古賀泰之・佐々木康・小笠原久・館山 悟：土構造物の地震時応答解析プログラム：SADAP，土木技術資料，25-3, pp.33~38, 1983.
- 7) 例えば，吉見吉昭：砂地盤の液状化，技報堂，pp.51~56, 1980.

(原稿受理 1988.1.17)