

滑動量を指標とした有効地震加速度の一評価手法について

AN EVALUATION METHOD OF EFFECTIVE EARTHQUAKE ACCELERATION BASED ON SLIP DISPLACEMENTS

栃木 均*・平田和太**

By Hitoshi TOCHIGI and Kazuta HIRATA

In assessing the seismic stability of slopes and breakwaters, the evaluation of the seismic force to them is one of the most important factors. The object of this research is to establish evaluation method of seismic coefficient that is used in the estimate of seismic stability of slopes and breakwaters. Numerical analysis is conducted by computing the displacement of a sliding mass in the slope using a simple model of a rigid block on a slope. And the general relationship between the displacement of the sliding mass and input earthquake motion is obtained using several models of slopes and breakwaters with different cohesive resistance. In this report, the evaluation method of the effective value of earthquake motion is proposed in which the slip displacement of sliding mass is taken as an index.

Keywords: slip displacement, sliding block, effective value, reducing factor, seismic coefficient

1. はじめに

斜面および防波堤・防波護岸等の耐震安定性の検討においては、重要度の高い構造物に対しては動的手法による安定解析が行われているが、現行の設計の基本は、震度法に基づく静的手法による耐震安定性の検討に基礎を置くものである。

静的手法による耐震安定性の検討においては、材料の強度定数の評価とならんで、地震力をどのように評価するかという点が重要な項目であると言える。静的検討で用いる地震力は、現行の設計では、対象構造物に対して震度を設定し、それに構造物の重量を乗じることによって定められているが、そこで用いられる震度の設定法としては大別して2種の方法に分類できる。1つは、当該地点の地域特性に基づく地域別震度に地盤種別、構造物の重要度に応じた係数を乗じて定める方法であり、もう1つは、当該地点での設計用地震動を考慮して震度を定める方法である。これらの震度の設定法については、通常の構造物に対しては、前者の方法に依ることが多いが、対象構造物の大型化とその重要度の増大に伴い、原子力関連の土木施設等においては、構造物の振動特性、増幅

特性等をより高い精度で考慮し得る後者の方法に依ることが多い。

このような場合において、通常、用いられている方法は、加速度波の最大値を基に震度を定める方法である。実設計においても、慣用的に、加速度波の最大値を重力加速度で除して震度とすることがあるが、この場合、震度の値として大きめの値が設定される傾向にあることが問題となっている。例えば、震度の設定に用いる加速度波に短周期のスパイク状のピークが含まれている場合には、構造物の安定には影響を及ぼさないピーク値をそのまま震度として評価することになり、震度の値を過大に評価することになると考えられる。震度の適正な評価を行うためには、何らかの手法により地震加速度の有効値の評価を行い、地震加速度の有効値を震度として評価する必要があるものと考えられる。本研究は、斜面、防波堤・護岸等の地震時すべり安定性の検討に用いる静的地震力の合理的な評価を行うことを目的として、静的地震力の設定に必要な地震加速度の有効値の評価法についての検討を行ったものである。

地震加速度の有効値の評価法に関しては、クリッピング、スムージング、最小二乗法による方法等^{1)~3)}、地震加速度のスペクトル強度を指標とする方法がいくつか提案されているが、ここでは、構造物が破壊に至るときの

* 正会員 (財)電力中央研究所 耐震研究室

** 正会員 (財)電力中央研究所 免震研究室

極限状態をも考慮し得る手法についての検討を行うものとする。近年、動的解析によって土塊の滑動量を計算し、それによって地盤の安定性を評価する方法が各種提案されている。これは地震の被害事例調査やそれらの逆解析を通して、土塊の滑動が即地盤の崩壊には結びつかないこと^{4)~9)}が明らかにされたためであり、振動台による模型実験、詳細なFEM解析等によっても検証されている^{10),11)}。このような観点から、本研究では、すべり土塊の滑動量を指標とした地震加速度の“強さ”の評価を行い、地震力の設定に用いる有効値の評価を行うものとする。

地震による滑動量の評価に関しては、すべり土塊を傾斜平面上の剛なブロックでモデル化することにより滑動解析を行った。これにより、地震加速度の卓越周期とすべり線上の材料の強度定数およびすべり線の傾斜角により、滑動量の無次元化を行い、無次元化した滑動量から有効値を求める設計曲線の誘導を行っている。この設計曲線を用いて、実地震加速度および2種の模擬地震加速度について、有効値の評価を行った例について報告する。

2. 剛体ブロックモデルを用いた滑動解析の方法

地震時における土塊の滑動量を評価し得る手法としては、ジョイント要素を用いる方法^{12)~14)}、個別要素法等^{15),16)}があるが、ここでは、モデルの形状、地震加速度等に関するパラメーターサーバイを数多く実施するため、すべり土塊を傾斜平面上に置かれた剛なブロックでモデル化し、土塊の滑動量を評価した。この手法は、ブロックの底面に生じるせん断力が土塊の摩擦抵抗を越えたときに滑動が起きるとするものであり、N. M. Newmark¹⁷⁾、A. G. Franklin¹⁸⁾、H. B. Seed¹⁹⁾および藤野、佐々木²⁰⁾らによって斜面の滑動量を評価する手法として用いられてきた。本研究では、これらの文献において取扱われていなかった粘着力の項をも考慮し、剛体ブロックモデルの適用性をより一般的な問題へと拡張した。

(1) ブロックの運動方程式

傾斜角 θ の平面上に質量 M のブロックが載っているものとする (図-1)。ブロックに作用する力は斜面からの垂直抗力 N 、斜面方向のせん断力 F および重力 Mg であり、防波堤・護岸等の水中構造物を対象とする場合には、水の影響として浮力 f と動水圧を考慮する。ブロックの斜面に対する接線方向および法線方向の相対変位をそれぞれ x, y とすれば、斜面に水平方向および上下方向の加速度 $\ddot{X}_G(t), \ddot{Y}_G(t)$ を与えたときのブロックの運動方程式は次のように表わされる。

$$\begin{cases} (M + M_a)(\ddot{x} + \ddot{x}_G) = (Mg - f) \sin \theta - F \dots\dots\dots (1) \\ M(\ddot{y} + \ddot{y}_G) = N - (Mg - f) \cos \theta \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

ここで、動水圧は、付加質量 M_a を用いて評価されるも

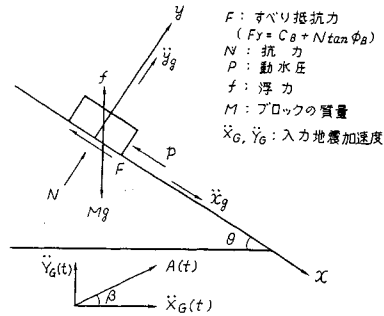


図-1 すべり土塊をモデル化した剛体ブロックモデル

のとした²¹⁾。また、 \ddot{x}_G, \ddot{y}_G はそれぞれ斜面の接線方向および法線方向の加速度成分であり、次式で与えられる。

$$\begin{cases} \ddot{x}_G = \ddot{X}_G \cos \theta - \ddot{Y}_G \sin \theta \dots\dots\dots (3) \\ \ddot{y}_G = \ddot{X}_G \sin \theta + \ddot{Y}_G \cos \theta \dots\dots\dots (4) \end{cases}$$

ブロックが斜面と一体となって動くとき (sticked mode)、ブロックの斜面に対する相対加速度 \ddot{x}, \ddot{y} はゼロである。ブロックの滑動は、せん断力 $|F|$ が、粘着力 C_B と摩擦係数 $\mu (= \tan \phi_B)$ によって定められるせん断強度を越えたとき、すなわち、次の条件式を満足したときに起こる。

$$|F| \geq F_y, \quad F_y = C_B + N \tan \phi_B \dots\dots\dots (5)$$

$$F = (Mg - f) \sin \theta - (M + M_a) \ddot{x}_G \dots\dots\dots (6)$$

$$N = (Mg - f) \cos \theta + M \ddot{y}_G \geq 0 \dots\dots\dots (7)$$

滑動の向きは、 $F > 0$ のときは斜面を滑り下り、 $F < 0$ のときは滑り上がる向きとなる。

ブロックの滑動時には、せん断力 F として、せん断強度 F_y に等しい力が作用する。運動方程式 (1) において $F = \pm F_y$ と置き、ブロックの相対加速度 \ddot{x} を積分することによって滑動変位 (斜面に対する相対変位) が求められる。そして、ブロックの滑動は斜面に対する相対速度がゼロとなるまで継続する。

(2) 降伏加速度

滑動の始まる条件式 (5)~(7) からはブロックが滑り下りるときの最小の加速度が導かれる。以下、これを降伏加速度 A_y と呼ぶことにする。(5) 式に (3), (4), (6), (7) 式を代入して整理することにより、降伏加速度は次式となる。

$$A_y = \frac{C_B / Mg \cdot \cos \phi_B + (1 - f / Mg) \sin (\phi_B - \theta)}{\cos (\phi_B - \theta - \beta) + M_a / M \cos (\theta + \beta) \cos \phi_B} \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 β は加速度の作用方向を示している ($\tan \beta = \ddot{Y}_G / \ddot{X}_G$, 図-1)。降伏加速度を用いて、滑動時のブロックの斜面に対する相対加速度を表わすと次式となり、 $\ddot{Y}_G(t) = 0$ の場合は滑動変位の計算が容易になる。

$$\ddot{x} = \frac{\cos (\phi_B - \theta - \beta) + M_a / M \cos (\theta + \beta) \cos \phi_B}{(1 + M_a / M) \cos \phi_B}$$

$$\cdot |A(t) - A_d| \dots \dots \dots (9)$$

3. 剛体ブロックへのモデル化手法の検討

(1) 検討モデル

検討の対象としたモデルは、斜面および防波堤・護岸モデルの計4種である。図-2にはそれらの解析モデルを、表-1には解析モデルの物性値を示す。

a) 斜面モデル

斜面モデルは、弱層を有する岩盤斜面であり、弱層に沿ったすべり破壊について検討するためのモデルである。モデルの設定においては、実際の岩盤斜面と同様の特徴を持たせるため、剛性を深さ方向に増加させた。

b) 防波堤・護岸モデル

防波堤・護岸モデルは、水深18mの海底岩盤上に建設する条件を設定して作成した。これらのうち防波堤モデルについては、ケーソン堤および傾斜堤の2種のモデルを作成した。図中には仮想すべり線の位置が示されているが、これらのモデルはケーソンの滑動ならびに捨石部分のすべり破壊を想定したものである。護岸モデルとしては、ケーソン堤の護岸を設定した。仮想すべり線は埋め立て地盤のすべり破壊を想定して設定した。

解析に用いた物性値に関しては、ケーソンの密度を2.0t/m³、消波ブロックの間隙率を50%とし、捨石部分の剛性については、地震観測等の結果を参考にして、図-2(b)のケーソン堤の固有振動数が4Hz程度となるように初期剛性G₀を設定した。ここで動水圧の影響は付加質量として評価している。消波ブロックの剛性についても、同様に、傾斜堤(同図(c))の固有振動数が4Hz程度となるように設定したが、その際、捨石部分の剛性はケーソン堤の場合と同一とした。動的応答解析においては、材料の非線形性を考慮し、捨石部分の破壊

時のひずみ領域(10⁻²程度)における剛性を表現する目的で上記の初期剛性G₀を1/5に低下させた値を用いた²²⁾。

(2) モデル化の方法

斜面、防波堤・護岸の滑動解析を行うに際して、すべ

表-1 解析モデルの物性値

(a) 斜面モデルの物性値

層区分	V _s (m/s)	ρ _v (g/cm ³)	ν (-)	h (%)	c (kgf/cm ²)	φ (deg.)
第一層	500	2.0	0.4	5	-	-
第二層	1300	2.3	0.36	3	-	-
第三層	1500	2.4	0.35	3	-	-
第四層	1800	2.5	0.33	3	-	-
弱層	200	2.0	0.4	10	0.4	20

(b) 防波堤・護岸モデルの物性値

*捨石、消波工の間隙率は0.67, 1.0とした。

分類	ρ _v (g/cm ³)	G ₀ (kgf/cm ²)	ν (-)	h (%)	c (kgf/cm ²)	φ (deg.)
上部工	2.3	85700	0.167	2	-	-
ケーソン	2.0	85700	0.167	2	-	-
捨石	1.7	2375	0.40	20	0	35
消波工	1.2	1900	0.45	20	0	45
被覆工	2.2	1900	0.4	5	0	40
埋立土	2.0	735	0.35	10	0	30
基礎地盤	2.1	3700	0.25	3	-	-

(c) 異種材料間の強度定数

分類	c (kgf/cm ²)	φ (deg.)
ケーソンと捨石	0	30
消波工と岩盤	0	27
被覆工と岩盤	0	27

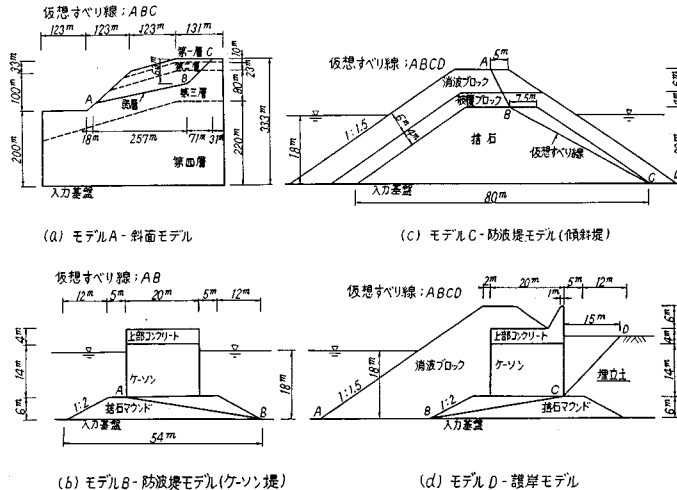


図-2 検討に用いた解析モデル

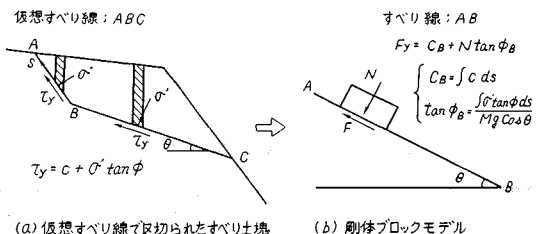


図-3 剛体ブロックモデルによるすべり土塊のモデル化

り土塊の剛体ブロックへのモデル化は以下のようにして行った(図-3)。

i) ブロックの質量 M は、すべり線 で区切られる滑動領域(土塊)の全質量(水中にある場合には飽和質量)とする。

ii) ブロックを支持する傾斜面は、すべり線を構成する面の中から代表的な面を選定する(すべり線の傾斜角を θ とする)。

iii) ブロックの底面と傾斜面との間の粘着力の合力 C_B は、斜面のすべり線上の各点における粘着応力すべり線の全長にわたって積分した合粘着力とする。

iv) ブロックの底面と傾斜面との間の摩擦係数 μ は、斜面のすべり線上の各点における降伏せん断応力の垂直応力に關与する成分 ($\sigma' \tan \phi$) をすべり線の全長にわたって積分することにより合摩擦力を求め、その合摩擦力とブロックの重量の斜面直角成分 $Mg \cos \theta$ との比とする。

以下には、剛体ブロックモデルの強度定数 C_B 、 ϕ_B の評価式を示す。

$$C_B = \int c ds \dots\dots\dots (10)$$

$$\tan \phi_B = \frac{\int (\sigma - u) \tan \phi ds}{Mg \cos \theta} \dots\dots\dots (11)$$

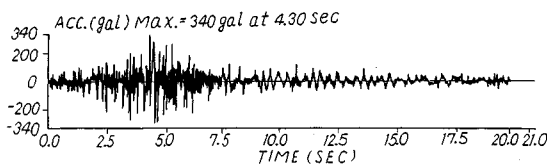
ここで、 c 、 ϕ はすべり線上の材料の強度定数であり、 σ 、 u はすべり線における初期応力と間隙水圧である。表-2には斜面および防波堤・護岸モデルを上で述べた方法により剛体ブロックにモデル化した結果を示す。

(3) 検討に用いた地震波

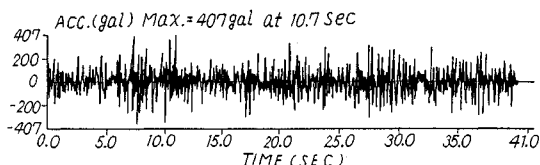
検討に用いた地震波は、模擬地震加速度 No.2 波(最大加速度 340 gal, 直下型, $M=6.5$ を想定), No.7 波(同 407 gal, 遠地型, $M=8.5$ を想定)および実地震加速度 Taft 波(同 147 gal, $M=7.7$) の3波である。図-4にそれらの波形を示すが、模擬地震加速度の作成方法等については文献(23)による。剛体ブロックモデルへの入力地震加速度は、解析モデルの増幅特性を考慮するため、すべり土塊の平均加速度波とし、FEMによる動的応答解析を行って算定した。動的応答解析では、境界条件として底面粘性境界、側方伝達境界を設定し、

表-2 剛体ブロックモデルの諸定数

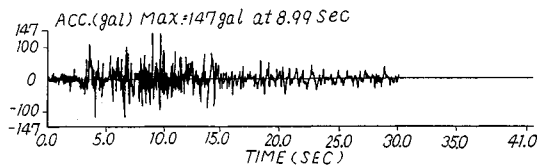
解析対象	ブロックの質量 M (ton)	付加質量 M_a (ton)	傾斜角 θ (deg.)	合粘着力 C_B (tonf)	内部摩擦角 ϕ_B (deg.)
モデルA	35200	-	12.2	1420	19.9
モデルB	902	168	9.2	0	33.6
モデルC	639	-	28.1	0	37.8
モデルD	2320	-	9.2	0	32.3



(a) 模擬地震加速度 No.2 波



(b) 模擬地震加速度 No.7 波



(c) 実地震加速度 Taft NS 波

図-4 検討に用いた地震波

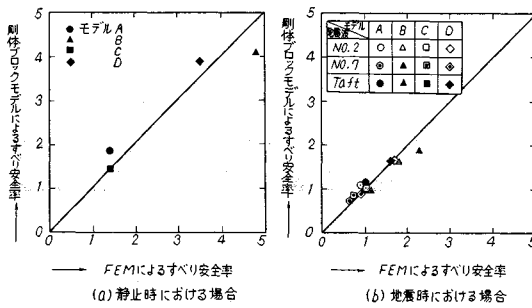
検討用の地震加速度を図-2に示した入力基盤に入力した。平均加速度波の算定は次式による⁽²⁴⁾。

$$A_{ave}(t) = \frac{\int \int_s \rho(x, y) \cdot a(x, y, t) dx dy}{\int \int_s \rho(x, y) dx dy} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $A_{ave}(t)$:平均加速度波、 $\rho(x, y)$:地盤の密度、 $a(x, y, t)$:土塊内の加速度波、 s :土塊全体の領域、である。

(4) すべり安全率によるモデル化手法の検証

剛体ブロックモデルにより滑動解析を行うに当たってモデル化手法の妥当性についての検討を行った。検討方法は、斜面モデルおよび防波堤・護岸モデルに定めた仮想すべり線について、FEMにより静止時および地震時におけるすべり安全率を求め、剛体ブロックモデルによる結果と比較するものである。すべり安全率は、FEM解析では、すべり線上の材料のせん断強度の総和と静止時および地震時にすべり線に生じるせん断応力の総和との比とした。剛体ブロックモデルでは、(5)、(6)式に示したせん断強度 F_y とせん断力 F の比としたが、安全率が1.0を下まわった場合も比較するため、ブロック



図一5 すべり安全率によるモデル化手法の検証

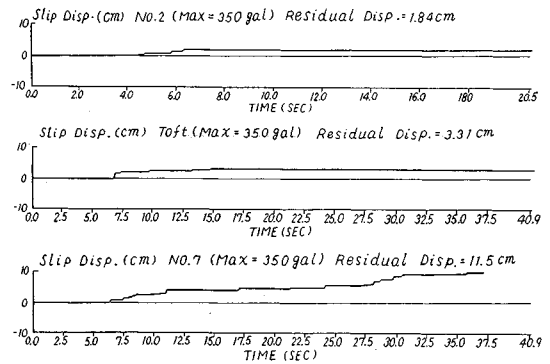
は滑動しないものとした。検討に用いた地震加速度とその入力方法、FEM 解析での境界条件および剛体ブロックモデルへの入力地震加速度等に関しては、前項で述べた通りであり、解析に用いた物性値は、FEM 解析では表一1の値を、剛体ブロックモデルによる解析では表一2の値を用いた。

図一5には、剛体ブロックモデルによるすべり安全率とFEMによるすべり安全率の比較を示す。同図によれば、剛体ブロックモデルを用いて算出したすべり安全率は、静止時および地震時の場合とも、全ケースにおいてFEMによる結果とほぼ等しい値となることがわかる。これらの結果は、本モデル化手法に基づく剛体ブロックモデルが、静止時および地震時の場合とも、すべり線に発生する応力状態あるいは力関係を十分な精度をもって表現できることを示すものであり、これによって、すべり線を一本の直線で近似して得られた(10)、(11)式による強度定数の評価の妥当性が示されたと言える。そして、このことは、本剛体ブロックモデルによって評価された降伏加速度が妥当であることを示している。

4. 滑動量を指標とした地震加速度の有効値の評価

(1) 滑動解析の結果

図一6には、模擬地震加速度 No.2 波、No.7 波および実地震加速度 Taft 波についての剛体ブロックモデルによる滑動解析の結果を示す。同図は、斜面モデルについての解析例であるが、すべり線が傾斜している場合には重力の影響が大きいため、上向きの滑動は起きていない。他のモデルについても同様である。これらの結果によれば、地震によって引き起こされる土塊の滑動は、地震加速度に含まれる一つ一つの波(パルス)によって小規模な滑動が断続的に起こり、それらの微小な滑動量が累積した結果大きな変位となることがわかる。そして、これらの結果は3種の地震加速度とも最大値を等しくした場合の結果であるが、パルスによって滑動量が累積していく過程も地震加速度の種類によって異なり、No.2



図一6 剛体ブロックモデルによって求めた土塊の滑動変位(斜面モデル)

波に対しては比較的短い時間領域に土塊の滑動が集中して起きているのに対し、No.7波に対しては、これとは対照的に、地震加速度の継続時間全体に渡って滑動が起きている。これらのことは、地震によって生じる滑動量が地震加速度の大きさや周波数特性のみならず、すべり線の滑動抵抗力を越えるような大きな波(パルス)の発生回数と作用時間にも関係することを示すものであると考えられる。このような、パルスの発生頻度あるいは作用回数(パルス数)および作用時間と滑動量の関係については、(3)のところで地震加速度をパルスにモデル化することにより滑動量の評価を試みることにする。

(2) 滑動量評価と滑動量の定式化

剛体ブロックモデルによる滑動解析の結果によれば、地震によって土塊がすべり出したとしても、1回の滑動で大きな変位が生じることはなく、時間と共に滑動量が徐々に累積し、その結果、崩壊に至るものと考えられる。このことは、滑動が起きたとしても、土塊の移動量がごく小さなものであるならば、斜面あるいは防波堤・護岸が崩壊するまでには、まだ余裕度が残されていることを示していると考えられる。ここでは、斜面および防波堤・護岸モデルに設定した仮想すべり線上の土塊が、どの程度の地震力にまで耐えられるか、すべり土塊の滑動量を指標とした耐力の検討を行った。検討方法は、剛体ブロックモデルへの入力地震加速度の振幅を段階的に増大させていくことにより土塊を滑らせ、加速度の大きさによる滑動量の変化を調べるものである。滑動解析における剛体ブロックモデルの諸定数としては表一2に示した値を用い、剛体ブロックモデルの入力地震加速度は(12)式による平均加速度波とした。地震波は、模擬地震加速度 No.2 波、No.7 波および実地震加速度 Taft 波である。

図一7には入力加速度の振幅を段階的に増大させていったときの滑動量(残留変位)の変化を示す。図中には滑動量のプロット点について回帰分析による定式化を行った結果も実線で示した。回帰分析に用いた関数式は

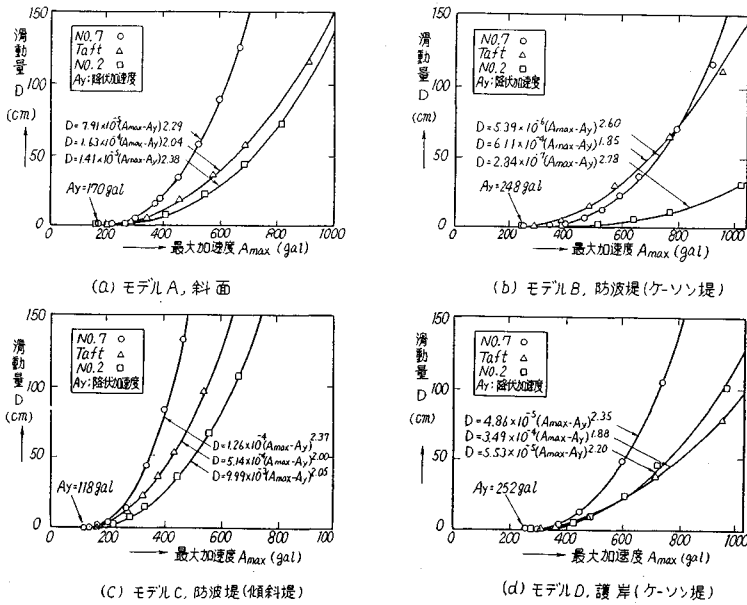


図-7 地震加速度の最大値と滑動量の関係

次式である。

$$D = \xi (A_{max} - A_y)^\gamma \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 D ：土塊の滑動量 (cm)， A_{max} ：最大加速度 (gal)， A_y ：降伏加速度 (gal)， ξ ， γ ：定数である。

同図によれば、どのモデルにどの地震加速度を入力した場合とも、地震加速度の最大値が、降伏加速度 ((8)式) を越えると滑動が起きるが、滑動量が急激に増大することはなく、降伏加速度の近傍では滑動量は小さいと言える。このことは、すべり線の抵抗力を越えるような大きな地震力が作用し、土塊に滑動が起きたとしても、それがただちに対象構造物の崩壊にはつながらないことを示している。斜面および防波堤・護岸等に対して、仮に、周辺構造物に影響が及ばないほどのわずかの滑動量を許容するのであるならば、その滑動量に相当する加速度レベルまで、地震に対する耐力を有していると評価することができるものと考えられる。

次節では、すべり土塊の滑動量を簡略的に評価し得る方法として、加速度を断続したパルスにモデル化して滑動量を評価する方法について述べる。

(3) パルス波による滑動量評価

N. M. Newmark は地震動の加速度波を矩形の加速度パルスとして扱い、それが繰返し作用する場合について、斜面のすべり土塊の滑動量の評価を行っている。その後 S. K. Sarma は矩形パルスに加えて三角形および正弦波パルスに対する理論解の誘導を行っている²⁵⁾。ここでは、彼らと同様な手法により地震による滑動量の評価を行う。

図-8 は地震加速度に含まれる一つの波をモデル化した種々のパルスを示している。これらのパルスを入力加速度としたときの剛体ブロックモデルによる滑動量は (9) 式に示した相対加速度を積分することによって求められる。積分の結果は次の通りである。

矩形パルスの場合

$$\eta = \frac{1}{8} \left(1 - \frac{A_y}{A_m}\right) / \left(\frac{A_y}{A_m}\right)^2 \dots\dots\dots (14)$$

三角形パルスの場合

$$\eta = \frac{1}{96} \left[4 \left(1 - \frac{A_y}{A_m}\right) \left(1 - \lambda \frac{A_y}{A_m}\right) - \left[1 - \lambda \left(\frac{A_y}{A_m}\right)^2 \right]^2 \right] / \left(\frac{A_y}{A_m}\right)^2$$

$$\left(0 \leq \frac{A_y}{A_m} \leq \frac{1 - \sqrt{1 - \lambda}}{\lambda} \right)$$

$$= \frac{1}{24} \left(1 - \frac{A_y}{A_m}\right)^3 (2 + 2\sqrt{1 - \lambda} - \lambda) / \left(\frac{A_y}{A_m}\right)$$

$$\left(\frac{1 - \sqrt{1 - \lambda}}{\lambda} \leq \frac{A_y}{A_m} \leq 1 \right) \dots\dots\dots (15)$$

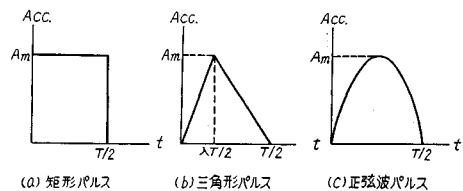


図-8 地震波をモデル化した種々のパルス

正弦波パルスの場合

$$\eta = \frac{1}{8\pi^2} \left(\frac{A_y}{A_m} - \sin q \right)^2 / \left(\frac{A_y}{A_m} \right)^2$$

$$\left(0.725 \leq \frac{A_y}{A_m} \leq 1 \right)$$

$$= \frac{1}{4\pi^2} \left(\frac{A_y}{A_m} + \beta - \pi + \cos^2 \frac{\beta}{2} \cot \frac{\beta}{2} \right) / \left(\frac{A_y}{A_m} \right)$$

$$\left(0 \leq \frac{A_y}{A_m} \leq 0.725 \right) \dots \dots (16)$$

$$q = \beta + (\cos \beta - \cos q) / \left(\frac{A_y}{A_m} \right)$$

$$\sin \beta = A_y / A_m$$

ここに、 η は無次元化された滑動量であり次式である。

$$\eta = \frac{D}{gT^2} / \left[\frac{C_B \cos \phi_B + (Mg - f) \sin(\phi_B - \theta)}{(M + M_a)g \cos \phi_B} \right]$$

.....(17)

ただし、 D ：滑動量、 g ：重力加速度、 $T/2$ ：パルスの継続時間、 M ：ブロックの質量、 M_a ：付加質量、 f ：浮力、 θ ：すべり線の傾斜角、 C_B ：合粘着力 ((10) 式)、 ϕ_B ：内部摩擦角 ((11) 式)、 A_m ：パルスの振幅、である。これらの結果は、パルスの継続時間 $T/2$ およびすべり線上の材料の強度定数 C_B 、 ϕ_B により無次元化された滑動量 η が、パルスの振幅と降伏加速度の比 A_y/A_m によって表わされることを示しており、これらの結果を用いて地震時におけるすべり土塊の滑動量を評価することができるものと考えられる。

図-9は、剛体ブロックモデルへの入力地震波とした土塊の平均加速度波を n 個の断続したパルスにモデル化して求めた滑動量と、時刻歴波から直接求めた滑動量の比較を行ったものであり、対象は斜面モデルである。同図において、実線は (14)~(17) 式を図化したもので

あり、パルス数 n を 1, 2, 5, 10, 20 とした例である。プロット点は、剛体ブロックモデルを用いて時刻歴波形から直接求めた滑動量であり、図-7(a) に示した模擬地震加速度 No.2 波の結果である。平均加速度波のパルスへのモデル化においては、振幅と継続時間の等しい n 個のパルスが断続して作用するものとした。ここで、パルスの振幅 A_m としては最大加速度 A_{max} を、パルスの継続時間としては卓越周期の 1/2 を用いている。パルス数 n については、降伏加速度 A_y を越える波の数を有効パルス数として用いたが、降伏加速度を越える波のうち、その超過分が最大加速度の超過分の 20% に満たない波については有効パルス数に含めないものとした。図中では、平均加速度波の最大値と降伏加速度の比 (A_y/A_{max}) を 3/4, 1/2, 1/4 とした 3 ケースにおいて、有効パルス数 n をカウントして求めた滑動量をプロットし、それらを連ねた線(破線)をもってパルスによる解とした。

同図によれば、パルスによる解は、いずれの場合とも、平均加速度波から直接求めた滑動量のプロット点を下まわることなく、加速度比 A_y/A_{max} の減少と共にほぼ直線的に増加することがわかる。パルスの形状が及ぼす影響としては、矩形パルスおよび正弦波パルスではやや過大評価する傾向にあり、三角形パルスを用いることにより充分安全側の評価が可能であると言える。なお、ここでは、No.2 波についての結果を示したが、他の地震波についても同様の結果が得られている²⁶⁾。

以上の検討により、地震加速度に含まれる有効なパルス数を適切に評価すれば、三角形パルスを用いることにより、地震加速度の大きさと周波数特性およびすべり線上の材料の強度定数から、滑動量を評価できることが示されたと言える。

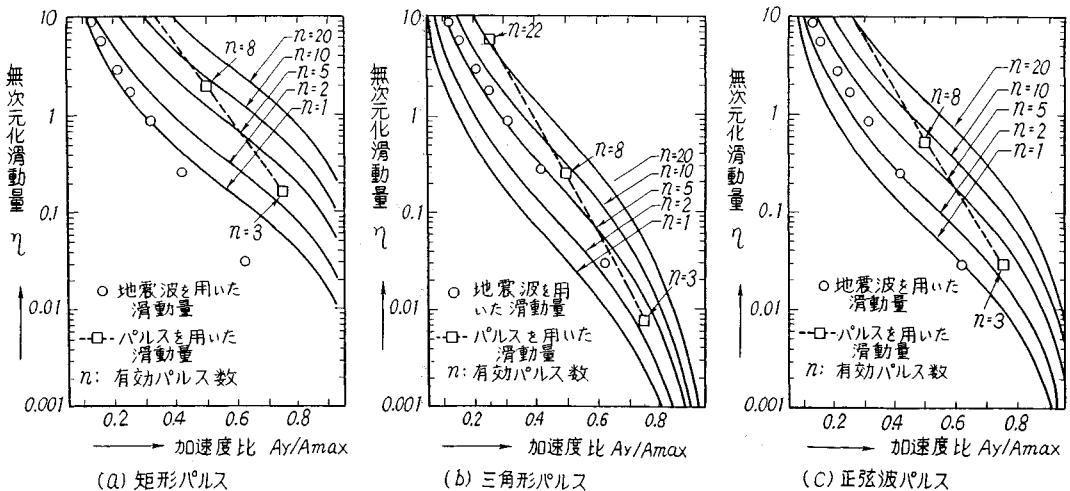


図-9 地震波をパルスにモデル化して求めた滑動量

(4) 地震加速度の有効値の評価

地震加速度の有効値の評価を行い、震度を設定することは、時間と共に不規則に変動する動的な地震力を等価な静的地震力に置換して安定・不安定を論じようとするに他ならない。ここで“等価な静的地震力”という表現については、何を尺度として等価とするかという点が問題となるが、この点についての議論を始める前に、地震力を不規則に変動する動的な荷重として作用させた場合と、地震力を震度に基づく静的な荷重として作用させた場合との比較を行ってみる。

図-10は地震力を動的に作用させた場合と静的に作用させた場合において震度、あるいは、地震加速度の最大値と滑動量の関係を示したものである。地震力を動的に作用させた場合(同図(a))においては、(2)の解析例にも示したように、地震加速度の最大値 A_{max} が降伏加速度 A_y を越えると滑動が起きるがその滑動量は有限でありただちに大きな破壊につながることはないと言える。どの段階をもって破壊とするかは、滑動量に限界値等を設けることによって判定し得るものと考えられる。地震による滑動量を許容し得るのであるならば、地震力を動的に作用させた場合には、破壊に至るときの加速度 A_f は、降伏加速度 A_y を上まわる値となると言える。一方、地震力を静的に作用させた場合(同図(b))においては、震度が降伏値 k_y に達した時点で滑動量は無限大となり破壊に至ると考えられる。滑動量を考慮し得ない静的な系においては、震度の降伏値 k_y と破壊に至るときの震度(破壊震度 k_f)とは同一の値となるのである。時間と共に変動する動的な地震力を一つの静的地震力に変換しようとする場合には、破壊に至るときの荷重レベル(加速度レベル)に違いが生じてくると言える。これに対処する一つの方法としては、地震力を動的に作用させた場合の破壊荷重(ここでは破壊加速度 A_f を指標に選ぶ)と、地震力を静的に作用させた場合の破壊荷重(ここでは破壊震度 k_f を指標に選ぶ)とが等価となるまで、地震加速度の最大値を重力加速度で除して得られる震度を低減することが考えられる。すなわち、

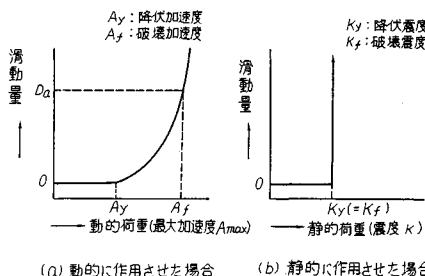


図-10 地震力を動的に作用させた場合と静的に作用させた場合の破壊の概念図

震度 k を、地震加速度の最大値 A_{max} を重力加速度 g で除した値 A_{max}/g に低減率 α を乗じた形でつぎのように表わす。

$$K = \alpha \frac{A_{max}}{g} \dots\dots\dots(18)$$

低減率 α については、上式において、地震加速度の最大値 A_{max} が破壊加速度 A_f に達したときに震度 k が破壊震度 k_f に等しくなるよう定めると、静的な場合には破壊震度 k_f は降伏震度 $k_y (= A_y/g)$ に等しくなることを考慮することにより、次の低減率を得る。

$$\alpha = \frac{A_y}{A_f} \dots\dots\dots(19)$$

上式における降伏加速度 A_y の設定については(8)式を用いればよい。破壊加速度 A_f の設定については、ここでは、滑動量に許容値 D_a を設定して、その許容滑動量に等しい滑動量を生じさせる地震加速度の最大値を破壊加速度 A_f と定めることにする。滑動量の許容値については、対象構造物の重要度、機能、周辺構造物への影響等、種々の要因について慎重に検討を行った上で決定すべきであると考えるが、図-11は低減率 α が許容滑動量 D_a の設定値によってどのように変動するか調べるため、許容滑動量 D_a を0から150 cmまで連続的に変化させて(19)式により低減率を求め、土塊の平均加速度波に対して有効値の評価を行ったものである。ここで、同図(a),(b)は、許容滑動量 D_a に応じた破壊加速度 A_f の評価において、地震加速度をパルスにモデル化して求めた加速度レベルと滑動量の関係を用いた場合であり、図-12にはその評価例を示す。図-11(a),(b)は図-7および(13)式の結果を用いて破壊加速度 A_f を評価した場合であり、パルスを用いた簡略的な評価法の精度をみるためここに示した。図-11において、滑動量を許容しないときの低減率 α は1.0であるが、ごくわずかの滑動量を許容することによって低減率は急激に減少し、以降ならだかに低下して一定値に漸近していく傾向を示している。これらの結果は、すべり安定解析の重要な一要因である破壊時の荷重レベルを等価とするという観点から、動的に変動する地震加速度を静的な震度として評価すると、等価な震度の値は地震加速度の最大値よりもかなり小さな値となることを示しており、これによってすべり安定解析に用いる震度を合理的に評価することができると考えられる。また同図(a),(a')および(b),(b')の比較から地震加速度をパルスにモデル化したことによる誤差は小さく、三角形パルスによる解((15)式)を用いて容易に低減率を評価できることが示されたと言える。

図-13には、上で述べた手法に基づく震度の評価フローを示し、以下にその手順を記す。

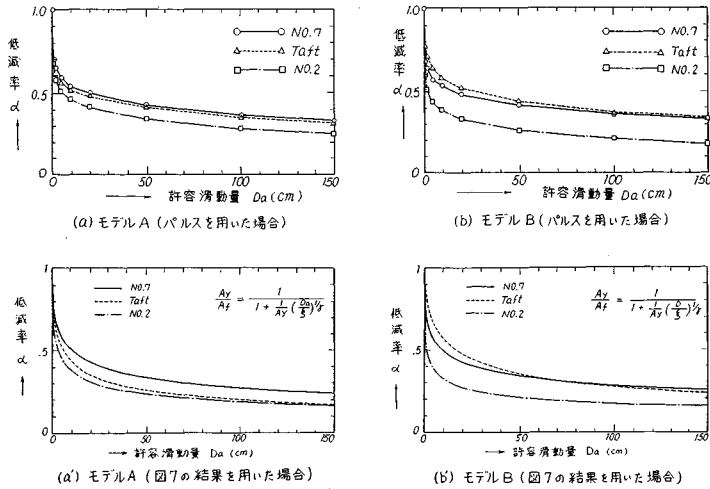


図-11 許容滑動量の低減率に及ぼす影響

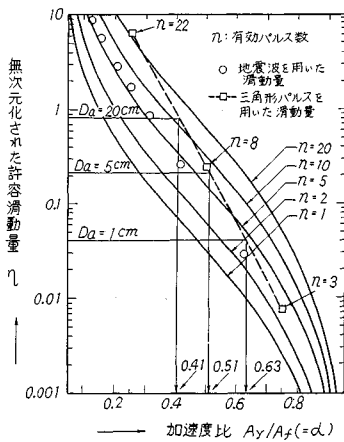


図-12 許容滑動量に基づく破壊加速度の評価例 (斜面モデル, 模擬地震加速度 No. 2 波)

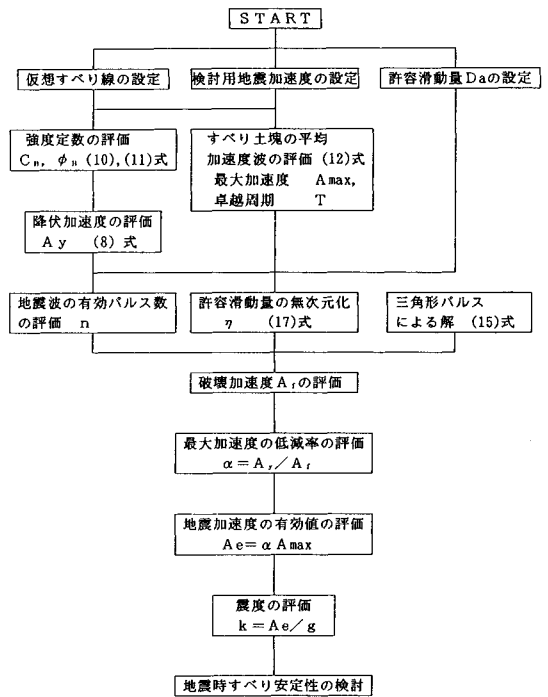


図-13 本手法による震度の評価フロー

i) 設定した仮想すべり線と検討用地震加速度を用いてすべり土塊の平均加速度波の評価を行う (12) 式。

ii) 構造物の重要度, 機能, 周辺構造物に及ぼす影響等を考慮して, すべり土塊の滑動量に許容値 D_a を設定する。

iii) 地震力を動的に作用させた場合の破壊荷重を, 許容滑動量 D_a に等しい滑動量を生じさせる加速度レベルによって評価し, これを破壊加速度 A_r とする。破壊加速度の評価においては, 地震加速度を三角形パルスにモデル化して得られた滑動量曲線 ((15) 式) と有効パルス数から, 無次元化滑動量と加速度の関係 (図-12 の破線) を求め, それを用いる。

iv) iii) で求めた破壊加速度 A_r と, 地震力を静的に作用させた場合の安定限界と考えられる降伏震度 k_y とが 1 対 1 に対応するように最大加速度の低減率 α を求

める ((19) 式, 図-10)。

v) i) で定めたすべり土塊の平均加速度波の最大値 A_{max} に低減率 α を乗じて地震加速度の有効値 A_e とする。

vi) 地震加速度の有効値を震度として評価する。

5. まとめ

本研究では, 斜面および防波堤・護岸等の地震時すべり安定性の検討に用いる地震力の一評価法として, 地震

によるすべり土塊の滑動量を指標とすることにより、地震加速度の有効値を震度として評価することを試みた。

本評価法は、地震力を動的に作用させた場合の破壊荷重を、構造物の重要度、機能、周辺構造物への影響等に応じた許容滑動量を生じさせる加速度レベルによって評価し、これと、地震力を静的に作用させた場合の安定限界と考えられる降伏震度とが等価となるように、地震加速度の有効値を定め、それを震度として評価するものである(図—12, 13)。本手法によれば、ごくわずかの滑動量を許容することによって、地震加速度の有効値の急激な低下が示され(図—11)、これにより、地震加速度の最大値を大幅に低減した値を震度として評価し得ることが示されたと言える。

今後、模型実験の結果等との比較を行い、滑動量評価手法の高精度化を図ると共に、他構造物への適用を図ることによって本評価法の一般化を行い、実設計への適用性を深めていく考えである。

参 考 文 献

- 1) 渡部 丹, 藤堂正喜: 設計用模擬地震動に関する研究—その1, 模擬地震動の既往の数学モデルと地震動の最大値, 日本建築学会論文集, 第303号, 昭和56年5月。
- 2) 大沢順彦: 地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, pp.140~145, 1977。
- 3) 土岐憲三: 構造物の耐震解析, 土木学会新体系土木工学11, 技報堂出版, pp.122~123, 1982。
- 4) 長橋純雄, 小林啓美: 構造物の破壊作用を対象とした地震動の強さの評価, 日本建築学会論文集, 第160号, 昭和44年6月。
- 5) 伯野元彦, 森川 修: 地震加速度と構造物破壊の関係についての一つのシミュレーション, 土木学会論文集, 第344号, I-1, 1984年4月。
- 6) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. : Effects of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. 2nd WCEE, 1960.
- 7) 野田節男, 上部達生: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技研報告 第14巻第4号, 1975。
- 8) 松尾 稔, 板橋一雄, 佐々木康: 実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究, 土木学会論文集第343号, 1984年3月。
- 9) 松尾 稔, 板橋一雄: 斜面および土構造物の耐震性評価に関する研究, 土木学会論文集, 第352号, III-2, 1984年12月。
- 10) Goodman, R. E. and Seed, H. B. : Earthquake-Induced Displacements in Sand Embankments, Proc. ASCE, SM2, Mar., 1966.
- 11) 渡辺啓行, 馬場恭平, 平田和太: フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 電力中央研究所報告, No. 381020, 昭和56年12月。
- 12) Goodman, R. E. : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, SM3, May, 1968.
- 13) 土岐憲三, 佐藤忠信, 三浦房紀: 強震時における地盤と構造物の間の剝離と滑動, 土木学会論文集 第302号, 1980年10月。
- 14) 渡辺啓行, 栃木 均: すべり剝離を伴う基礎・地盤の動的相互作用に関する模型振動実験と数値シミュレーション, 土木学会論文集 第368号, 1986年4月。
- 15) Cundall, P. A. and Hart, R. D. : Development of Generalized 2-D and 3-D Distinct Element Programs for Modeling Jointed Rock, Miscellaneous Paper SL-85-1, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Jan., 1985.
- 16) Lemons, J., Hart, R. and Lorig, L. : Dynamic Analysis of Discontinua Using the Distinct Element Method, Proc. 6th, International Congress on Rock Mechanics, Montreal, 1987, pp.1079~1084.
- 17) Newmark, N. M. : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique 15, No.2, 1965.
- 18) Franklin, A. G. and Chang, F. K. : Permanent Displacements of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis, Miscellaneous Paper S-71-17, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Nov., 1977.
- 19) Seed, H. B. and Goodman, R. E. : Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils, Proc. ASCE, SM6, Nov., 1964.
- 20) 藤野陽三, 佐々木有三, 伯野元彦: 地震動による物体のすべりについて, 地震研究所彙報, 第53巻, 昭和53年4月。
- 21) Westergaard, H. M. : Water Pressures on Dams during Earthquakes, Trans. ASCE 98, 1933.
- 22) 田中幸久, 西 好一, 工藤康二, 国生剛治: 護岸基礎捨石マウンドの沈下予測(その2)—捨石マウンド材料の繰り返しせん断特性—, 電力中央研究所報告, No. 384031, 昭和60年6月。
- 23) 土木学会原子力土木委員会: 「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書, 昭和60年8月。
- 24) Seed, H. B. and Martin, G. R. : The Seismic Coefficient in Earth Dam Design, Proc. ASCE, SM3, May, 1966.
- 25) Sarma, S. K. : Seismic Stability of Earth Dams and Embankments, Geotechnique 25, No.4, 1975.
- 26) 栃木 均, 平田和太, 塩尻弘雄: 滑動量を指標とした地震加速度の有効値の一評価手法について, 電力中央研究所報告, U89022, 平成元年9月。

(1990.6.12受付)