

原子力発電所周辺切取り斜面の耐震性評価のための 入力地震動と震度に関する一考察

A CONSIDERATION ON THE RELATION BETWEEN INPUT SEISMIC MOTION AND STATIC SEISMIC COEFFICIENT FOR THE EARTHQUAKE PROOF DESIGN OF CUTTING SLOPE AROUND NUCLEAR POWER PLANT

伊藤 洋*・北原義浩**・平田和太***

By Hiroshi ITO, Yoshihiro KITAHARA and Kazuta HIRATA

When the large cutting slopes are constructed closed to around nuclear power plant, it is important to evaluate the stability of the slopes during the strong earthquake. In the evaluation it may be useful to clarify relationships between the static seismic coefficient and dynamic seismic force corresponded to the basic seismic motion which is specified for designing the nuclear power facilities. To investigate this relation some numerical analyses are conducted in this paper. As the results, it is found that dynamic forces considering the amplified responses of the slopes subjected to the basic seismic motion with a peak acceleration of 500 gal at the toe of the slopes, are approximately equal to static seismic force which generates in the slopes when the seismic coefficient of $K=0.3$ is applied.

1. はじめに

原子力発電所建屋あるいは屋外重要土木構造物に隣接する周辺斜面は、もし、斜面崩壊が生ずればこれら構造物の安全性を脅かすおそれが大きいので、土木構造物としては格段に高い耐震性が要求されている。すなわち、周辺斜面については、原子炉建屋等が耐震分類上 A～As クラスの構造物¹⁾であるという観点から、原子炉建屋等の重要構造物に適用される基準地震動²⁾相当の地震力に対して、その斜面の崩壊が原子炉施設等に波及的影響を及ぼさないことを確認しなければならないものとされている。ところで、現在、最も一般に使われている慣用的な設計法は震度法による円形すべり面法である。この手法により原子力発電所建屋周辺斜面の耐震上の検討をする場合、現行の設計では各サイトで定める基準地震動 (s_1, s_2)¹⁾の最大加速度値を設計用震度と等しいとする考え方がとられている。しかしながら、震度としての地震力は静的であり、その載荷継続時間も無限大と考えているのに対して、実際に作用する地震時の慣性力はそ

の大きさと方向が時々刻々変化する。すなわち、斜面の安定性評価の面からは設計用の震度の値を基準地震動の最大加速度値と等しいとする考えは瞬時的な載荷である地震動とかなり異なる荷重条件を与えているものと想定できる。したがって、今後、高い耐震安定性が要求される土木構造物を合理的な震度法による設計法で行うためには、設計用震度と時刻歴としての地震動の最大加速度値との間の関係を明確にしておく必要がある。

一方、地震動による動的地震力を静的な地震力と関連付けようとする研究はこれまでいくつか報告されている。たとえば、①Makdisi³⁾、Okabe³⁾ら動的解析による最大せん断応力分布から土塊に働く慣性力を求め震度に変換する方法、②Seed⁴⁾、Watanabe⁵⁾らの動的解析による応答加速度分布から仮想すべり面の土塊に作用する慣性力を求め震度に換算する方法、③Seed⁶⁾、Whitman⁷⁾らのランダムな地震動を等価な正弦波の波形の繰り返し回数との対応で評価する方法、④伊藤⁸⁾、野田⁹⁾、松尾¹⁰⁾らの模型実験あるいは地震被害例の逆解析より作用する震度を求める方法、などの研究がある。しかしながら、これらの報告には複雑な地質構造をもつ斜面や地盤の安定性評価と関連付けて地震動と静的地震力としての震度と系統的に比較し、対応づけた例がほとんどない。そこで、本研究は斜面の安定性評価の面から実際の複雑な地

* 正会員 工修 (財)電力中央研究所土木研究所立地部土質基礎研究室 (〒270-11 千葉県我孫子市我孫子 1646)

** 正会員 (財)電力中央研究所調査役 (同上)

*** 正会員 工修 (財)電力中央研究所耐震構造部原子力構造研究室 (同上)

盤構造からなる斜面モデルを用いた静的および動的な解析的な検討を行い、基準地震動相当の強大地震動と等価な震度の関係を明確にし、原子力発電所周辺斜面の地震時安定性を検討するための適切な震度の提案を行ったものである。

2. 検討方法と検討用斜面モデル

(1) 検討方法

本研究では、まず、既存の原子力発電所等の周辺斜面の形状、地盤構造等を参考に実規模大の検討用斜面モデルを作成した。次に、図-1のフロー図に従い、その斜面モデルを用いて原子力発電所構造物の耐震性評価に使用される設計用基準地震動相当の静的・動的な地震力を用いて、すべり面法、静的解析、動的解析により、

- ① 動的解析による斜面内の応答特性の把握
 - ② 動的解析結果による等価な震度および動的すべり安全率の把握
 - ③ 静的な解析による震度の大きさとすべり安全率との関係の把握
 - ④ 同一すべり面における②と③の結果の比較
- などの検討を行う

なお、用いた解析手法は、すべり面法では簡便法（修正 Fellenius 法）と Janbu 法、静的解析では FEM による弾性および非線形弾性解析法¹¹⁾、動的解析の場合には FLUSH 系の解析プログラムによる線形および等価線形解析法である。

(2) 検討用斜面モデルの形状と地盤構造

本研究で用いた斜面は既往の大規模岩盤斜面の地形や

斜面形状、地質構造などを参考にするとともに、以下に示す条件を満足するように作成した軟岩および硬岩からなる斜面である。

- ① 地山形状、すなわち、自然斜面も検討用モデルの範囲に含むこと
- ② 斜面の高さが 100 m 以上で、のり面平均勾配が 1.2 割以上であること

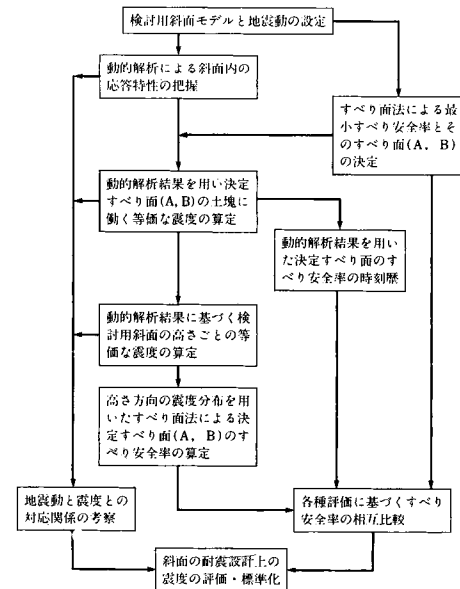


図-1 等価な震度の検討用フロー図

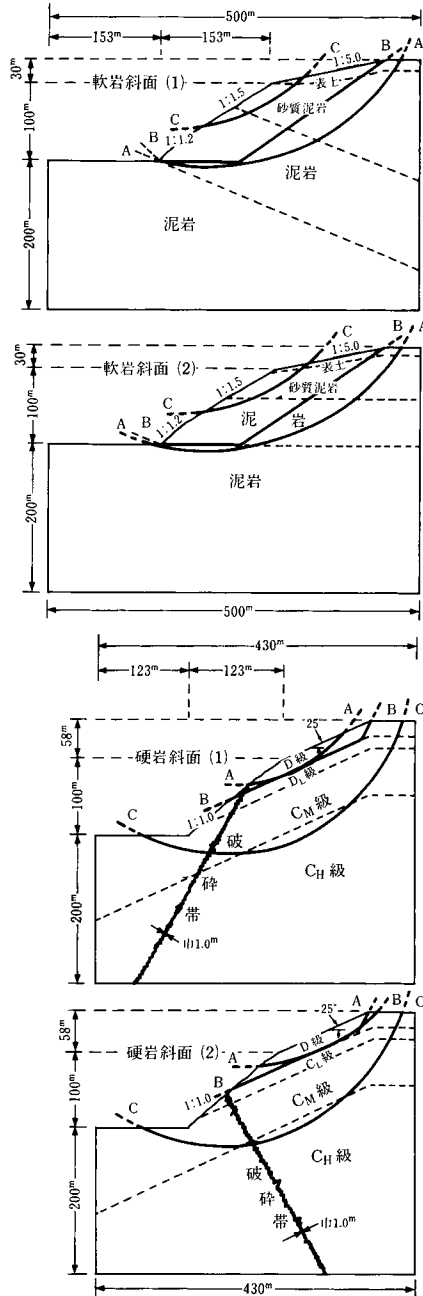


図-2 検討用斜面モデルと検討用すべり面

③ 3~4種類の地盤区分からなり、しかも地盤構造が流れ目、さし目構造となっていること

④ 硬岩の場合、破碎帯等の弱層が存在すること

図-2は作成した検討用モデルの斜面の概要であり、その検討用斜面の対象領域の決定にあたっては後述の境界条件や荷重条件に配慮した。なお、図中のすべり面A, B, Cについては後述する。

(3) 検討用斜面モデルの地盤物性値

図-2の斜面を構成する地盤の諸定数は既往サイトの試験データの収集結果から基本物性を整理し、それらの値から各解析手法ごとに表-1のように定めた。表において、弾性係数、ポアソン比ならびにせん断弾性係数は

表-1 各種安定解析用物性値一覧

モデル	解析法	地盤区分	物性値 単位(t~m~sec)						
			γt	E	ν	c	ϕ	h	
軟岩 斜面	すべり面法	表土	1.8	—	—	12.5	15°	—	
		砂質泥岩	1.9	—	—	35.0	25°	—	
		泥岩	2.3	—	—	75.0	30°	—	
		静的安定 解析法	表土	1.8	27,000	0.35	12.5	15°	—
			砂質泥岩	1.9	85,000	0.35	35.0	25°	—
			泥岩	2.3	370,000	0.25	75.0	30°	—
	動的安定 解析法	表土	1.8	27,000	0.35	12.5	15°	0.10	
		砂質泥岩	1.9	85,000	0.35	35.0	25°	0.05	
		泥岩	2.3	370,000	0.25	75.0	30°	0.05	
	硬岩 斜面	すべり面法	D	2.0	—	—	20.0	20°	—
			Cl	2.1	—	—	100.0	30°	—
			Cm	2.4	—	—	300.0	40°	—
Ch			2.6	—	—	500.0	50°	—	
破碎帯			2.0	—	—	4.0	25°	—	
静的安定 解析法			D	2.0	50,000	0.30	20.0	20°	—
		Cl	2.1	150,000	0.20	100.0	30°	—	
		Cm	2.4	400,000	0.20	300.0	40°	—	
		Ch	2.6	600,000	0.15	500.0	50°	—	
		破碎帯	2.0	20,000	0.40	4.0	25°	—	
		動的安定 解析法	D	2.0	50,000	0.30	20.0	20°	0.10
Cl			2.1	150,000	0.20	100.0	30°	0.05	
Cm			2.4	400,000	0.20	300.0	40°	0.05	
Ch			2.6	600,000	0.15	500.0	50°	0.05	
破碎帯			2.0	20,000	0.40	4.0	25°	0.15	

注：上記静的及び動的安定解析における自重計算では、すべての地盤材料に対して E = 100,000 t/m², $\nu = 0.48$ を用いた。

表-2 地盤の非線形な変形特性の表示式

モデル	解析法	地盤区分	非線形表示式	
			E	ν
軟岩 斜面	静的非線形 FEM	表土	$E = \begin{cases} Ro & (0 \leq Ro \leq 1.0) \\ 1.0 & (Ro > 1.0) \end{cases}$ ここに、 $Ro = \frac{R}{0.295}$	
		砂質泥岩	$E = \begin{cases} Ro & (0 \leq Ro \leq 1.0) \\ 1.0 & (Ro > 1.0) \end{cases}$ ここに、 $Ro = \frac{R}{0.25}$	
		泥岩	$E = \begin{cases} Ro & (0 \leq Ro \leq 1.0) \\ 1.0 & (Ro > 1.0) \end{cases}$ ここに、 $Ro = \frac{R}{0.25}$	
	動的等価 線形 FEM	表土	図-3 参照	
		砂質泥岩	図-3 参照	
		泥岩	—	
硬岩 斜面	静的非線形 FEM	D	$E = \begin{cases} 1.243 Ro & (0 \leq Ro \leq 0.721) \\ 1.0 & (Ro > 0.721) \end{cases}$ ここに、 $Ro = \frac{R}{0.70}$	
		Cl	$E = \begin{cases} Ro / (0.9 Ro + 0.1) & (0 \leq Ro \leq 1.0) \\ 1.0 & (Ro > 1.0) \end{cases}$ ここに、 $Ro = \frac{R}{0.46}$	
		Cm	$E = \begin{cases} 0.410 \log Ro + 0.997 & (0.00372 \leq Ro < 1.0) \\ 1.0 & (Ro \geq 1.0) \end{cases}$ ここに、 $Ro = \frac{R}{0.25}$	
		Ch	$E = \begin{cases} 0.410 \log Ro + 0.997 & (0.00372 \leq Ro < 1.0) \\ 1.0 & (Ro \geq 1.0) \end{cases}$ ここに、 $Ro = \frac{R}{0.25}$	
		破碎帯	$E = \begin{cases} Ro & (0 \leq Ro \leq 1.0) \\ 1.0 & (Ro > 1.0) \end{cases}$ ここに、 $Ro = 0.5$	
		動的等価 線形 FEM	D	図-3 参照
	Cl		—	
	Cm		—	
	Ch		—	
	破碎帯		図-3 参照	

ここに、 $R = 1 / (C \cdot \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \sin \phi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}) / (C \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2})$

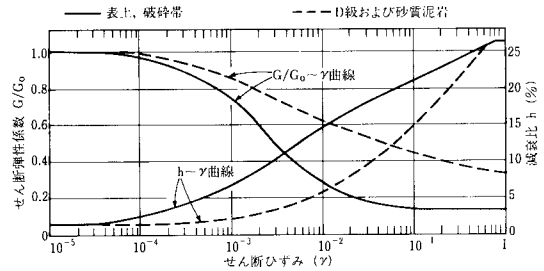


図-3 動的解析における地盤の G/G₀, h~ γ 曲線

弾性波速度から主として評価された値である。また、強度定数、減衰定数は各サイトの原位置試験、静的・動的三軸試験および過去の解析等の実績を参考にして定めた値である。

一方、表土、砂質泥岩、D級岩盤、破碎帯については材料が軟質なことから、応力~ひずみレベルに応じた非線形な変形特性を導入することとした。表-2および図-3は静的および動的な解析に用いた各地盤の変形特性の非線形変化式を示したものである。

3. 検討用地震力と解析条件

(1) 検討用地震力

検討に用いた地震力は解放基盤表面、すなわち、弾性波速度 $V_s = 700$ m/s 以上の岩盤面で与えられる表-3の模擬地震動、TAFT (EW) 波および開北橋 2波の地震動である。中でも模擬地震動 No.6 波形と TAFT (EW) 波形を種々の解析の比較のために用いた。

なお、本研究では検討用地震動の解放基盤表面を斜面のり尻の水平地盤表面に仮定した。それゆえ、解析では検討用地震動の波形を解放基盤表面より解析用基盤面まで引き戻した値を用いることとした。ただし、解析用基盤面の決定にあたっては、モデルの深さのみを変化させた次元重複反射理論による解析を行い、各深さの応答

表-3 安定解析検討用入力地震動

地震波名	最大加速度 (gal)	マグニチュード	備考
TAFT(EW)*	147.00	7.7	検討時に加速度値変化
模擬地震動	No.2	340.13	6.5 直下型 (S ₂)
	No.3	353.36	8.0 遠地型 (S ₂)
	No.4	267.40	7.0 近地型 (S ₁)
	No.5	286.15	8.4 遠地型 (S ₁)
	No.6*	388.37	7.5 近地型 (S ₂)
	No.7	407.10	8.5 遠地型 (S ₂)
	開北橋	TR	286.80
LG		192.59	7.4

(注) *印は斜面の安定性検討に用いた主要な地震動

**軽水路改良標準化耐震設計小委員会「昭和55年度耐震設計の標準化に関する調査報告書」に掲載されている標準用地震動

スペクトル、加速度波形および最大加速度値が深さ方向にはほぼ一定な値となる位置に設定するように配慮した。前述図一2における深さ方向の解析領域は上述の事前検討結果から定めたものである。

一方、すべり面法、静的解析などの静的な検討には一様な震度を地震力として用いた。

(2) 解析手順と境界条件

本研究の斜面の安定性評価におけるFEMによる静的および動的解析は以下の手順により行った。

- ① 斜面形状に応じた自重による初期応力分布の算定
- ② 静的あるいは動的地震力による応力・変形の算定
- ③ すべり安全率等の評価項目の算定

また、検討用斜面モデルにおける解析上の境界条件は次のように取り扱っている。

- ① 側方境界は自重による初期応力の解析の場合、水平方向を固定、上下方向をローラ条件とした。また、地震力が作用する場合には線形および非線形解析ともに水平方向ローラ条件、上下方向を固定条件とした。
- ② 底部境界は自重による初期応力解析時および地震力が作用する場合の解析時とも、完全固定条件とした。

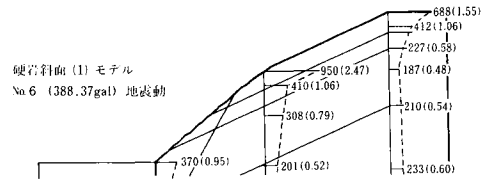
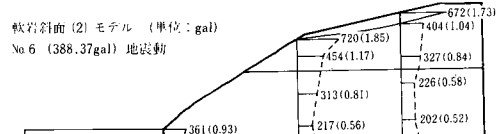
4. 斜面の応答特性と等価な震度の評価

(1) 動的解析による斜面の応答加速度

ここでは前述の軟岩および硬岩斜面モデルを用いて、入力地震動が斜面の高さや地盤構造に応じてどのように変化するかを応答加速度の分布から検討した。

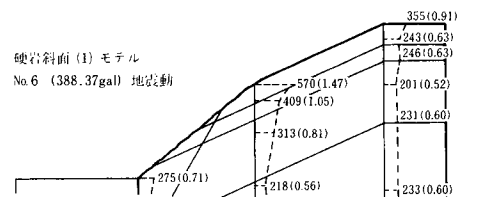
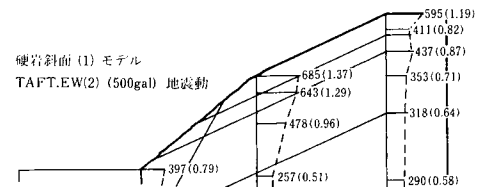
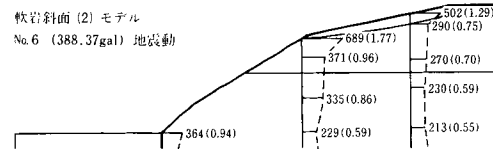
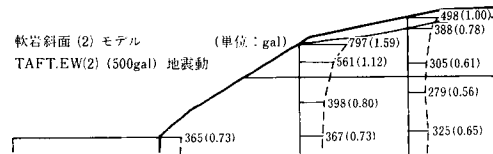
図一4、5は入力地震動としてTAFT(EW)波(最大加速度を500galに引き直した値)および模擬地震動No.6波形(最大加速度388.37gal)を用いた場合の二次元解析より得られた斜面内の応答加速度の最大値の分布を例として示したものである。図一4は線形解析、図一5は地盤材料の非線形な変形特性を考慮した等価線形解析による応答値である。なお、図中の()内の数字は入力地震動の最大加速度値に対する斜面内の各点の最大加速度の応答倍率を示したものである。

今回のモデルでは、軟岩斜面の線形解析の場合、地震動はのり肩以上の自然斜面の表土層で著しく増幅し、その最大加速度の応答倍率は約1.7~2.9の値となっている。同様に硬岩斜面の場合、斜面のり肩以上のD級岩盤表層部で応答倍率は約1.9~2.5程度の値となっているが、D級岩盤を除く斜面内の岩盤の応答倍率は1.3以下と低い。一方、等価線形解析による応答加速度の分布も線形解析の場合と同様の傾向を示している。ただし、その応答倍率の大きさは軟岩、硬岩斜面の場合とも、剛性の低下と減衰効果の増加のため線形解析の結果よりか



()内は入力地震動の最大加速度値に対する各点の最大加速度の応答倍率

図一4 線形解析による斜面内の最大加速度分布



()内は入力地震動の最大加速度値に対する各点の最大加速度の応答倍率

図一5 等価線形解析による斜面内の最大加速度分布

なり小さくなっている。すなわち、軟岩斜面の場合、表土での応答倍率は約1.0~2.0、硬岩斜面のD級岩盤部で約1.0~1.6程度まで低下している。

以上述べたように、斜面内の最大加速度値は斜面を構成する地盤材料ならびに斜面形状により大きく異なるが

入力地震動の最大加速度値より、斜面の高さに応じて増幅している。この値は本検討用モデルの場合、表層の一部を除けば、斜面のり尻の水平地盤表面での入力地震動の最大加速度値の約1.2~1.5倍程度となっている。

したがって、動的地震力を静的地震力として評価するためには、上述した倍率程度を斜面の振動の増幅効果として考慮しなければならないことがわかる。

(2) 等価瞬間加速度、等価震度の定義

上記(1)で述べた地震動による斜面内の応答などを反映した静的地震力を検討するために、本研究では斜面の応答加速度分布を用いて評価される等価瞬間加速度、等価震度の概念を導入した。

等価瞬間加速度とは斜面内に種々の深さのすべり面を仮定し、その仮想すべり面上の土塊に作用する慣性力と等しい力をその土塊に与えるための加速度で表わされ、次式で定義する⁹⁾。

$$\ddot{U} = \sum_{i=1}^n \ddot{u}_i m_i / \sum_{i=1}^n m_i$$

ここで、

- \ddot{U} : 仮想すべり面上の土塊の等価瞬間加速度
- \ddot{u}_i : すべると仮定した土塊内の要素 i の応答加速度
- m_i : すべると仮定した土塊内の要素 i の質量

すなわち、等価瞬間加速度は土塊について時刻歴ごとにも得られる応答加速度の重みつき平均に相当する。

また、等価震度は上述のようにして得られる等価瞬間加速度の時刻歴を重力加速度 (g) で割った値 (等価瞬間震度と定義する) の最大値をもって定義する。

(3) 斜面内の等価震度

表-4はTAFT (EW) 波形と模擬地震動 No.6 波形の地震動を入力した場合の斜面の応答から、図-1に示される仮想すべり面 A, B, C 上の土塊に働く等価震度

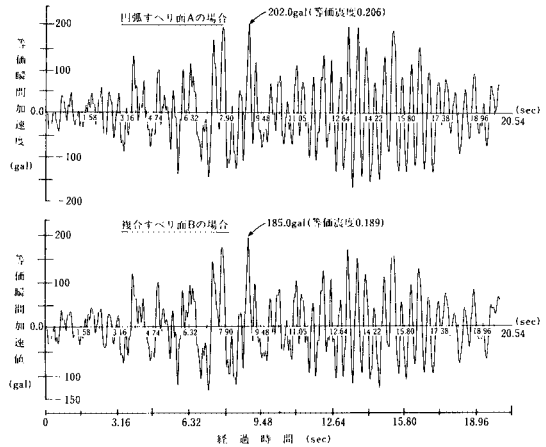


図-6 等価瞬間加速度、等価震度の検討例

の値を示したものである。ここで、仮想すべり面 A, B はすべり面法で得られた最小すべり安全率を示す円弧および複合すべり面である。さらに、図中に示すように最小すべり安全率となる円弧すべり面は軟岩の場合には深く、硬岩の場合には浅いすべり面となっているため、軟岩の場合には浅いすべり面、硬岩の場合には深いすべり面 C を追加し、斜面の代表的なすべり形状に対する震度も評価できるように配慮した。なお、すべり面法で得られる最小すべり安全率を示すすべり面の形状は震度の極端な差がない限り、震度の大きさが違ってても大差のない形状を示すのが普通である。そのため、以下の検討では上述の仮想すべり面 A, B を主な結果の比較の対象として用いることとした。

一方、図-6は等価瞬間加速度の時刻歴ならびに等価震度の一例を示したものである。

これらの結果からわかるように、すべり面法で最小すべり安全率を示すすべり面を対象とした場合、等価震度は入力地震動の最大加速度を単純に震度とした値よりも全体的に低い。ただし、表層近くのすべり面では図-4~5で示したように応答加速度の増幅の影響のため、そこに作用する等価震度が入力地震動の最大加速度の換算値よりも大きい値を示す場合もあることがわかる。

ところで、この等価震度は上述の定義および図-6でもわかるように動的解析により求まる瞬時的な値である。それゆえ、震度法で設定される載荷継続時間が無限大である静的な地震力対応のものとは性格が異なる。

これに対し、ランダム波形の地震動と震度の大きさを加速度振幅とする定常正弦波の地震動とによる両者の加速度の応答スペクトルの比較から、両者が同一のスペクトルとなるためには、ランダム波形の地震動の最大加速度値の40~60%の値を震度として用いればよいという報告もある¹²⁾。また、震害例や実験的な報告等でも瞬間

表-4 仮想すべり面上の等価震度

解析方法	地震力	対象としたすべり面形状	軟岩斜面		硬岩斜面	
			(1)	(2)	(1)	(2)
動的線形 (FEM)	TAFT	円弧 A-A	0.123	0.141	0.281	0.212
	EW (1)	複合 B-B	0.136	0.135	0.232	0.204
		円弧 C-C	0.172	0.194	0.136	0.135
		No. 6	円弧 A-A	0.207	0.261	0.365
	388.37gal	複合 B-B	0.223	0.262	0.302	0.311
		円弧 C-C	0.294	0.356	0.172	0.202
動的等価線形 (FEM)		TAFT	円弧 A-A	0.112	0.165
	EW (1)	複合 B-B	0.125	0.145
		円弧 C-C	0.169	0.112
		No. 6	円弧 A-A	0.211	0.206
	388.37gal	複合 B-B	0.232	0.189
		円弧 C-C	0.358	0.165
TAFT		円弧 A-A	0.258	0.407
	EW (2)	複合 B-B	0.289	0.359
		円弧 C-C	0.400	0.270
500gal						

的な慣性力で構造物が破壊したという報告はほとんどなく、地震波の主要動がある程度継続しなければ被害を受けないこともまたいくつか指摘されている⁶⁾。

以上のような知見から、発生する斜面内の応答加速度は高さによってかなりの増幅が認められるものもあるが、瞬時の最大値である等価震度 (0.112~0.407) の40~60%をとれば、静的な地震力に対応する震度は最大でも約0.24となる。したがって、検討に用いた斜面の規模で、最大加速度500 gal相当までの入力地震動に対しては、斜面の設計用震度として、水平震度0.3程度を設定すれば、斜面の振動の増幅も考慮した十分余裕のある値と判断できる。なお、この値は

① 斜面を構成する地盤の振動特性、斜面形状

② 入力地震動の大きさや周波数特性

などに応じて、若干、異なるものと思われるが、従来の入力地震動の最大加速度を震度法の静的な設計荷重とみなす方法は、その荷重の大きさ、継続時間などから判断してかなり過大な評価をしているものとする。

(4) 斜面内の修正等価震度

次に、動的解析により得られる斜面の高さに応じた地震動と等価な高さ方向の震度、すなわち、修正等価震度の分布を把握するための検討を行った。すなわち、斜面のり尻水平面を基準としたレベルから、高さ20mごとに斜面を水平にスライスし、その20mごとにスライスした土塊に働くおのおのの等価震度を(2)項で述べた算定式を用いて検討した。

図-7は泥岩均質斜面(斜面形状は前述の図-2の軟岩斜面と同じ)を対象とした動的線形解析の結果から得られた斜面高さごとの等価震度の分布を示したものである。

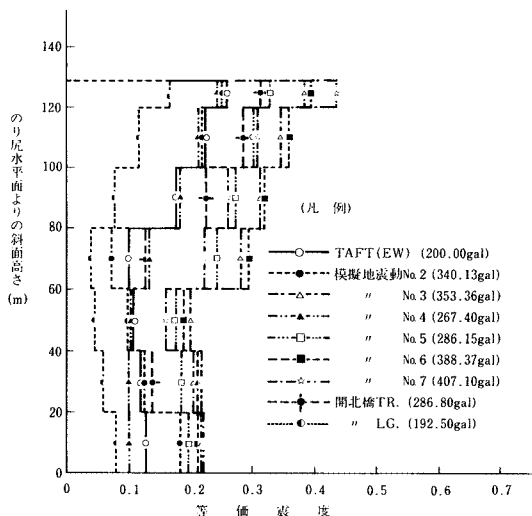


図-7 泥岩均質斜面の各種地震動による修正等価震度

図に示されるように入力地震動の大きさの影響により等価震度の絶対値は各斜面の高さにおいて異なるが、その高さ方向の分布はほとんど同じ傾向を示している。すなわち、いずれの地震動の場合も、斜面のり尻水平面からの高さ20~60mの位置で等価震度の分布は一度低下し、その後は高さに応じて増加している。また、斜面の頂部を除けば、高さ方向の等価震度の大きさは入力地震動の最大加速度値を単純に換算した震度の値よりも小さくなっている。

一方、図-8はTAFT (EW) 波形 (200 gal, 500 gal),

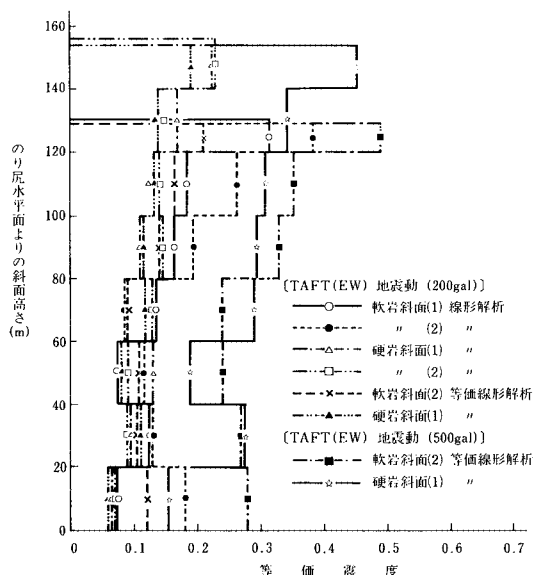


図-8 (a) TAFT (EW) 地震動による修正等価震度

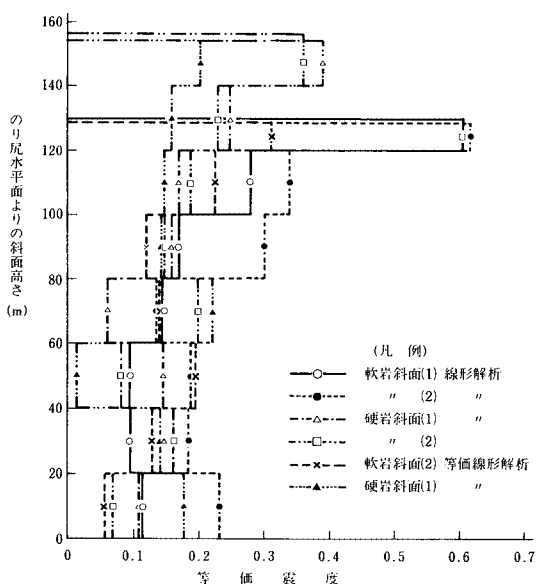


図-8 (b) No. 6地震動による修正等価震度

模擬地震動 No.6 波形 (388.37 gal) を用いて得られた複雑な地盤構造をもつ軟岩斜面・硬岩斜面 (図-2 参照) の高さごとの等価震度の分布である。これらの図から、軟岩・硬岩の斜面のいずれの場合とも入力地震動の違いにより等価震度の値は高さにおいて異なるが、その値の増減する傾向の分布はほぼ同じ傾向を示している。また、図に示されるように線形解析と等価線形解析の両者の結果は、その値の大きさ、分布とも入力地震動の違いおよびモデルの違いに対して顕著な差が現われている。ただし、泥岩均質斜面の場合と同様、斜面の表土層を除けば、斜面内の等価震度は入力地震動の最大加速度値に対応する震度より小さいことがわかる。

なお、図-7, 8 の修正等価震度の分布から、斜面全体に働く平均的な等価震度を高さごとの重みを考慮して入力地震動ごとに求めると、その等価震度の最大値は軟岩斜面 (1), (2) モデル, 硬岩斜面 (1), (2) モデルおよび泥岩均質斜面でおのおの, 0.185, 0.299 (入力地震動の最大加速度 500 gal の場合), 0.284 (同様に最大加速度 500 gal), 0.177 および 0.275 となっている。

以上のように、斜面の修正等価震度の分布は斜面の形状、地盤構造、材料特性に強く影響されることがわかった。さらに、検討用斜面モデルの場合、斜面表層部の極端な加速度の増幅箇所を除き、斜面の高さ方向の等価震度の大きさもまた、震度 0.3 (泥岩均質斜面の場合には 0.37) 程度に包含され、斜面全体に働く一様震度とみなせば、すべての結果が 0.3 以下となる。それゆえ、入力地震動の最大加速度値をそのまま一様分布の設計用震度として用いる従来の設計の考えでは過大に地震荷重を見込むことになることがこれらの震度分布からも確認された。

5. すべり安全率評価による動的地震力と静的地震力の対応関係

ここでは、基準地震動相当の強大地震力が静的地震力としての震度とどのような関係にあるか、動的解析と静的解析のすべり安全率の比較から検討した結果を示す。

なお、鉛直地震力は静的・動的いずれの解析でも震度として与えた。ただし、鉛直震度を水平震度の 1/2 作用させた事前検討の結果、いずれの場合とも鉛直下向きが厳しくなるものの安全率の値に及ぼす影響が小さいことから以下の検討では無視した¹³⁾。

(1) 地震動と震度を用いた安定性評価結果の比較

図-9 は同一検討用すべり面に対して、すべり面法、静的 FEM 解析、動的 FEM 解析によって得られたすべり安全率と地震力の大きさとの関係の軟岩斜面の一例である。図において、動的解析の結果は入力地震動の最大加速度値を単純に重力加速度で割った値 (K_a) と前

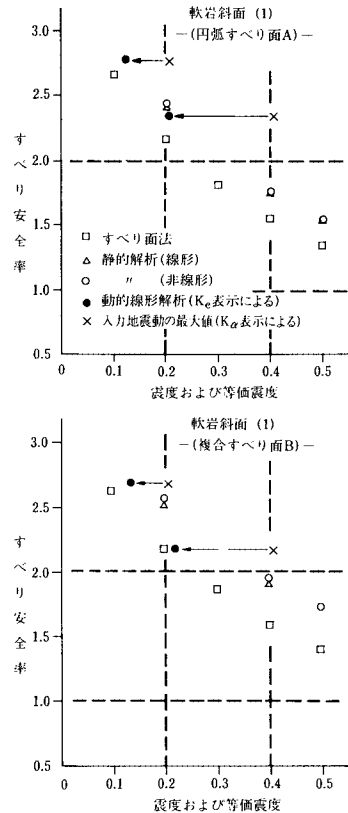


図-9 各種解析手法のすべり安全率と震度の大きさ

述の等価震度による値 (K_a) の二通りの震度で表示されている。ここで、検討用すべり面としては 4.(3) で設定された軟岩斜面のすべり面 A, B である。

この結果より、入力地震動の最大加速度値と震度で比較した場合、各解析法で得られるすべり安全率の大小関係は、(すべり面法) < (静的 FEM 解析) < (動的 FEM 解析) の順になることがわかる。ただし、すべり面の形状や位置により、動的 FEM 解析の結果が静的 FEM 解析の結果とほぼ等しいか若干小さくなる傾向もみられる。

一方、動的 FEM 解析の結果を、すべり面上の土塊に働く等価震度を用いてすべり面法や静的 FEM 解析で得られる結果と比較すると、応答加速度の増幅が著しい硬岩斜面の表層を通るすべり面の場合を除き、両者の解析法で得られる同じすべり面に対してのすべり安全率の値はほぼ等しいことがわかる。なお、他のモデルについての結果の詳細は文献 13) を参照されたい。

以上のことから、すべり面法で用いる震度の大きさを動的解析の地震動の大きさと等しく評価できるような前述の等価震度の概念を用いて適切に設定しさえすれば、地震時の斜面のすべり安定性はすべり面法でも動的すべ

表一五 線形解析による各種震度とすべり安全率

解法	地震力と安全率	すべり面			軟岩斜面(1)			軟岩斜面(2)			硬岩斜面(1)			硬岩斜面(2)					
		A-A			B-B			C-C			A-A			B-B			C-C		
		A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C			
動的解析 等価線形解析	TAFT EW(1) 200gal	等価震度	0.123	0.136	0.172	0.141	0.135	0.194	0.281	0.232	0.136	0.212	0.204	0.135					
	No.6	すべり安全率(SF)	2.76	2.68	4.03	2.86	2.71	3.39	2.26	1.76	8.16	2.32	2.67	7.98					
	388.37gal	すべり安全率(SF)	0.207	0.223	0.294	0.261	0.262	0.356	0.365	0.302	0.172	0.375	0.311	0.202					
すべり面法解析	TAFT EW(1) 200gal	震度 min.	0.071~0.317			0.087~0.385			0.067~0.227			0.071~0.229							
	No.6	すべり安全率(SF)	2.58	2.50	4.12	2.53	2.51	4.76	2.37	1.76	8.01	2.68	1.72	8.64					
	388.37gal	震度 max.	0.095~0.668			0.136~0.617			0.062~0.391			0.067~0.362							
すべり面法解析	KH=0.3	すべり安全率(SF)	1.81	1.83	3.16	1.91	1.91	3.70	1.30	1.40	5.96	1.41	1.39	6.48					

り安定と同様の精度で評価し得るものとする。

(2) 種々の震度とすべり安全率

表一五は図一2の検討用斜面を対象に、以下の三通りの震度の大きさとすべり安全率の関係について示したものである。

- ① 動的解析(線形)によって得られた仮想すべり面上の土塊に働く等価震度とそのすべり面についてのすべり安全率の時刻歴の最小値(SF₃)
- ② 動的解析(線形)によって得られた修正等価震度の分布(前述した図一7, 8を参照)をすべり面法の地震力として与えて求めた仮想すべり面のすべり安全率(SF₂)
- ③ 水平震度K_H=0.3を斜面に一樣に与えた場合の仮想すべり面のすべり安全率(SF₁)

なお、上記③項で用いたK_H=0.3は4.で述べたように、基準地震動相当の強大な地震動に対しての斜面の振動応答も考慮された等価震度のほぼ上限値に相当する値を想定し、設定した値である。

この表より、すべり面法によりK_H=0.3を与えた場合のすべり安全率と他の解析のすべり安全率の比率はNo.6地震動の場合、硬岩斜面(1)モデルの複合すべり面Bを除き、最小すべり安全率を示す円弧または複合すべり面A, Bに対して、(SF₁)/(SF₂)=0.77~0.91, (SF₁)/(SF₃)=0.57~0.88となっている。また、TAFT(EW)波形の地震動(200gal)の場合にはその比率が(SF₁)/(SF₂)=0.60~0.80, (SF₁)/(SF₃)=0.52~0.80となり、入力地震動の最大加速度値が小さいだけ、(SF₂), (SF₃)はNo.6地震動の値より大きくなり、結果的にこの比率も小さくなっている。

なお、動的解析で得られた修正等価震度の分布を地震力として与えて得られるすべり安全率(SF₂)と動的解析のすべり安全率(SF₃)との間には統一的な傾向が認められない。すなわち、斜面形状、地盤構造、斜面の振動応答特性などにより(SF₂)と(SF₃)の大小関係は異なるものと思われる。

同様に、表一六は動的等価線形解析結果を用いて上述の①, ②項に述べたすべり安全率を求め、その値を比較

表一六 等価線形解析による各種震度とすべり安全率

解法	地震力と安全率	すべり面			軟岩斜面(2)			硬岩斜面(1)		
		A-A			B-B			C-C		
		A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C
動的等価線形解析	TAFT EW(1) 200gal	等価震度	0.112	0.125	0.169	0.165	0.145	0.112		
		すべり安全率(SF ₂)	2.86	2.83	3.59	2.62	2.01	8.24		
	TAFT EW(2) 500gal	等価震度	0.258	0.289	0.400	0.407	0.359	0.270		
		すべり安全率(SF ₂)	2.15	2.34	2.71	2.02	1.53	6.43		
	No.6 388.37gal	等価震度	0.211	0.232	0.358	0.206	0.189	0.165		
		すべり安全率(SF ₂)	2.41	2.44	2.86	2.53	1.98	7.65		
すべり面法解析	TAFT EW(1) 200gal	震度 min.~max.	0.092~0.213			0.059~0.191				
		すべり安全率(SF ₂)	2.73	2.68	4.95	2.38	1.78	8.10		
	TAFT EW(2) 500gal	震度 min.~max.	0.241~0.492			0.152~0.455				
		すべり安全率(SF ₂)	2.01	2.02	3.84	1.81	1.33	6.54		
	No.6 388.37gal	震度 min.~max.	0.055~0.311			0.013~0.202				
		すべり安全率(SF ₂)	2.64	2.58	4.63	2.25	1.69	7.39		
すべり面法解析	KH=0.3	すべり安全率(SF ₂)	1.91	1.91	3.70	1.50	1.40	5.96		

したものである。検討に用いたすべり面は表一4で用いたものと同一のものである。

この表より、設定された最小すべり安全率を示す円弧および複合すべり面, A, Bを対象とすると, No.6地震動の場合, すべり安全率の比率は(SF₁)/(SF₂)=0.59~0.80, (SF₁)/(SF₃)=0.66~0.83となる。

さらに, TAFT(EW)地震動(500gal)の場合でも斜面応答の増幅が著しい部分を含む硬岩斜面の一例を除き, (SF₁)/(SF₂)=0.74~0.92, (SF₁)/(SF₃)=0.82~0.95と1.0より小さい値となっている。

なお、表一4と表一5の比較から、動的解析で得られるすべり安全率(SF₂), (SF₃)はいずれの例でも等価線形解析による方が線形解析の結果より大きい値となっている。これは4.(1)で示したように等価線形解析を行うことにより斜面の減衰定数の増加と剛性の低下が反映され、斜面の応答や発生応力が抑制されるためである。

一方、表一7は前述の均質泥岩斜面を対象とした動的解析(線形解析)で得られたすべり安全率(上述①項に対応)とすべり面法によるすべり安全率(上述②, ③項に対応)の結果の比較である。ここで、動的解析に用いた地震動は前述の7波形である。対象としたすべり面のうち、すべり面Aはすべり面法で得られた最小すべり

表一七 泥岩均質斜面の各種震度とすべり安全率(線形解析による)

解法モデル	均質泥岩斜面														
	No.2 (340.13gal)		No.3 (353.26gal)		No.4 (297.46gal)		No.5 (286.15gal)		No.6 (388.37gal)		No.7 (497.10gal)		修正地下R (286.8gal)		
すべり面形状	A-A	C-C	A-A	C-C	A-A	C-C	A-A	C-C	A-A	C-C	A-A	C-C	A-A	C-C	
動的解析(線形)	等価震度	0.158	0.200	0.235	0.284	0.311	0.321	0.208	0.240	0.238	0.330	0.214	0.300	0.151	0.173
	すべり安全率(SF)	3.08	4.12	2.43	3.72	2.95	4.28	2.52	3.96	2.38	3.32	2.41	2.48	2.88	4.12
すべり面法解析	震度 [min.~max.]	0.074		0.202		0.099		0.178		0.190		0.161		0.058	
	すべり安全率(SF)	2.57	5.27	2.10	4.15	2.64	5.00	2.24	4.37	2.10	4.12	2.15	4.34	2.43	4.92
すべり面法解析	KH=0.3	すべり面(A-A)=1.95												すべり面(C-C)=4.94	

安全率を示す円弧であり、すべり面 C は A と比較のために設定した表層すべりを考慮した円弧である。

この表より、 $(SF_1)/(SF_2)=0.63\sim 0.82$ 、 $(SF_1)/(SF_3)=0.73\sim 0.93$ となっている。また、斜面上部で高さごとの修正等価震度の値がすべり面 A、C 上の土塊に対して求めた等価震度の値よりもかなり大きいにもかかわらず、同一すべり面についてのすべり安全率の大小関係は $(SF_2)<(SF_3)$ となっている。すなわち、斜面の応答を平均化したものを震度として一様に与えて安定性を評価する方法は斜面の応答から高さごとに得られる震度分布を与える評価結果より厳しい評価結果を与えることがわかる。

これらの結果から、各すべり安全率の間には以下の関係が認められる。

① すべり面法で得られる最小すべり安全率を示すすべり面を対象とするならば、震度 $K_H=0.3$ を一様に与えた場合のすべり安全率が最も小さい値となる。すなわち、動的解析で求めたすべり面上の土塊に働く等価震度の値が $K_H=0.3$ より大きいものの、表層の仮想すべり面の場合を除き、 $(SF_1)/(SF_2)$ 、 $(SF_1)/(SF_3)$ は 1.0 以下となり、 $K_H=0.3$ を一様に与えた結果の方が厳しい評価となる。

② 同一すべり面であっても、斜面形状、地盤構造、材料特性により (SF_2) と (SF_3) の大小関係は変わり、しかもその傾向は明確でない。ただし、均質斜面の場合のすべり安全率の大小関係は $(SF_2)<(SF_3)$ の傾向を示す。

以上の知見より、最大加速度 500 gal までの入力地震動を対象とした動的解析による安定性評価結果は $K_H=0.3$ を用いた震度法による安定解析結果の範囲に包括されることが明らかとなった。すなわち、水平震度 $K_H=0.3$ は斜面形状、地盤材料の特性などによる斜面の振動の増幅も考慮された十分余裕のある値であり、500 gal 相当の入力地震動に対する設計用の静的地震力の上限値として位置づけることができるものとする。

6. まとめ

本報告では原子力発電所施設等の周辺斜面の安定性評価のための設計用地震動と考えられている基準地震動相当の地震力が静的な震度とどのような関係にあるかを既設サイトの斜面を参考に作成した斜面モデルを用いた解析的なケーススタディーにより、種々の面から検討を行った。以下に得られた主な知見を示す。

(1) 斜面内の地震動は斜面を構成する材料および斜面形状などにより大きく異なり、しかも高さに応じて増幅する。本検討用モデル ($V_s=200$ m/s 以下の表層が薄く、 $V_s=300$ m/s 以上の地盤で斜面高さ 130~150 m、

平均勾配 1.2 割以上) の場合、表層の一部を除けば、最大加速度値は入力地震動の最大加速度値 (斜面のり尻水平面の位置) の約 1.2~1.5 倍程度となる。したがって、動的地震力を静的な地震力として評価する場合には地震動による斜面の振動応答特性の結果が考慮されたものでなければならないことがわかる。

(2) すべり面法で最小すべり安全率を示すすべり面を対象とした場合、動的解析から求めた等価震度は入力地震動の最大加速度値を単純に震度とした値 (0.204~0.510) よりも全体的に低い。しかも瞬間の最大値で定義されている等価震度 (本検討モデルでは 0.112~0.407) に、構造物の安全性への影響度という工学的見地から、仮に文献 11) の研究結果を適用し引き直してみた場合、その震度の値は最大でも約 0.24 と推定することができる。すなわち、従来の入力地震動の最大加速度値を震度法の静的な設計荷重とみなす方法は実際より地震力を過大評価していることがわかる。

(3) 20 m 高さごとに求めた斜面の高さ方向の修正等価震度の分布もまた、斜面表土層の極端な応答加速度の増幅箇所を除き、入力地震動の最大加速度値を単純に換算した震度よりも小さい値となっている。また、等価震度の分布はその絶対値の大きさを除き、入力地震動の特性よりも斜面自体のもつ形状、地盤構造、材料特性などに強く影響されることがわかった。

(4) すべり面上の土塊に働く震度の観点から、すべり面法、静的 FEM 解析、動的 FEM 解析で得られるすべり安全率を比較すると、三者の値はほぼ等しいことがわかった。すなわち、地震動を等価震度のような概念を用いて適切に震度として評価されたものを用いれば、地震時の斜面の安定性はすべり面法でも動的すべり安定と同様の精度で評価できることがわかった。

(5) 斜面のすべり安定性の評価の面から検討した場合、水平震度 $K_H=0.3$ を用いた震度法の検討結果は斜面の振動の増幅も考慮された最大加速度 500 gal 相当の基準地震動 S_2 による結果を包絡し、十分安全側の評価を与えることがわかった。

(6) (1)~(5) で述べた結果から総合的に判断し、原子力発電所周辺斜面の静的な耐震性評価法に用いる地震力としては水平震度 $K_H=0.3$ を採用すればよいものとする。ただし、本研究での斜面モデルに限られていた関係上、この値を適用できる斜面は基準地震動の最大加速度が 500 gal 以下で、表土や崖錐層が薄く、平均勾配 1.2 割以上、高さ 150 m 以下 ($V_s=300$ m/s 以上) のものからなる斜面に限定されよう。

7. あとがき

本研究に関しては等価震度の実証性や実効値としての

大きさの評価など残された問題はあがるが、原子力発電所周辺斜面の耐震性評価に適用すべき震度の大きさと基準地震動との対応関係を把握され、限定はあるものの適切な設計用震度の提案がなされたものと考えられる。

最後に、本研究を遂行するにあたり、終始貴重なご助言を賜った名古屋大学工学部 川本眺万博士、京都大学工学部 小林昭一博士ならびに埼玉大学工学部 渡辺啓行博士に深謝の意を表する次第である。また、当所副所長 桜井彰雄博士、耐震構造部 江刺靖行博士、塩見 哲博士をはじめ、各電力会社の関係各位など、多大なご教示、ご協力を頂いた諸氏に御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 監修・科学技術庁原子力安全局原子力安全調査室：原子力安全委員会安全審査指針集「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針について（昭和56年7月20日），大成出版社，1984年5月。
- 2) Makdisi, F. I. and Seed, H. B. : Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, Proc. ASCE, GT 7, July, 1978.
- 3) Okabe, T., Kishi, K. and Ohtsuki, H. : Evaluation of seismic stability of non-homogeneous soft bed rock, Int. Sym. on Week Rock, Tokyo/Sept., 1981.
- 4) Seed, H. B. and Martin, G. R. : The seismic coefficient in earth dam design, Proc. ASCE, SM 3, May, 1966.
- 5) Watanabe, H., Sato, S. and Murakami, K. : Evaluation of earthquake-induced sliding in rockfill dam, Soil and Foundations, Vol. 24, No. 3, Sept. 1984.
- 6) Seed, H. B. : Consideration in the earthquake design of earth and rockfill dams, Géotechnique, Vol. 29, No. 3, 1979.
- 7) Whitman, R. V. : Effective peak acceleration, 2nd Int. Microzonation Conf., Vol. III, 1978.
- 8) 伊藤 洋・渡辺啓行：原子力発電所大規模斜面の地震時安定性——振動破壊実験の動的応答解析とその一考察——，電力中央研究所報告，研究報告 382022，昭和57年9月。
- 9) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，第14巻，第4号，1975。
- 10) 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，土木学会論文報告集，第353号，Ⅲ-2，1984年12月。
- 11) 伊藤 洋・北原義浩：破碎帯を有する岩盤斜面掘削時の挙動解析と挙動観測に関する検討，電力中央研究所報告，研究報告 381009，昭和56年10月。
- 12) 日本電気協会：電気技術指針，発電電編，変電所等における電気設備の耐震対策指針，JEAG 5003，1980。
- 13) 伊藤 洋・北原義浩・平田和太：原子力発電所周辺斜面の入り地震動と震度の大きさに関する一考察，電力中央研究所報告，研究報告（準備中）

(1985.5.8・受付)