

土 木 研 究 所 報 告

第 176 号

土構造物の地震時永久変形量の予測.....谷口栄一

昭 和 62 年 12 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1987年 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土構造物の地震時永久変形量の予測

谷口 栄一 *

Prediction of Earthquake - induced Permanent Deformation of Earth Structures

by Dr. Eiichi Taniguchi

要 旨 :

新しく開発した土構造物の地震時永久変形量を予測する手法について述べている。ここで述べている手法では室内土質試験より求められる土の動的応力・永久歪関係を用いており、簡易手法と有限要素法の2種類の方法がある。

盛土の振動台実験に有限要素法による予測手法を適用した結果、繰返し荷重による盛土の沈下量について解析結果と実験値が比較的良好に一致した。また既設のアースダムおよび計画中の東京湾横断道路の人工島の地震時永久変形量の予測に上記の手法を適用し、妥当な結果が得られた例を紹介している。

キーワード：土構造物，地震，変形，有限要素法，室内土質試験

Synopsis :

Two new prediction methods are described in this paper for predicting earthquake - induced permanent deformations of earth structures ; one is a simplified method and the other is a finite element method. The methods employ a dynamic stress vs. permanent strain relationship of soil which is determined from laboratory soil tests.

The prediction method which uses a finite element method was applied to shaking table tests on embankments, and the calculated value of permanent settlement of embankment due to cyclic loadings well agreed with measured value. The methods were successfully applied for predicting earthquake - induced deformation of an existing earth dam in the United States and an artificial island of Trans Tokyo Bay Highway.

Key Words : soil structure, earthquake, deformation, finite element method, laboratory soil test

* 建設省土木研究所 機械施工部 動土質研究室主任研究員，工博（現 企画部企画課長）

目 次

1. まえがき	(3)
2. 土構造物の地震時永久変形量に関する従来の研究	(3)
3. 土構造物の地震時永久変形予測に関する基本的事項	(5)
3.1 土構造物の地震時永久変形量の計算の必要性	(5)
3.2 繰返し荷重に対する土の累積変形特性	(5)
4. 解析手法	(6)
4.1 簡易手法	(6)
4.2 有限要素法	(8)
5. 振動台実験との比較	(11)
5.1 振動台実験の概要	(11)
5.2 解析方法	(12)
5.3 解析結果	(13)
5.4 まとめ	(18)
6. アースダムに対する適用例	(18)
6.1 概説	(18)
6.2 解析対象	(18)
6.3 解析方法	(19)
6.4 解析結果	(22)
6.5 まとめ	(25)
7. 東京湾横断道路の人工島に対する適用例	(26)
7.1 概説	(26)
7.2 解析対象	(26)
7.3 解析方法	(26)
7.4 解析結果	(32)
7.5 まとめ	(35)
8. 結 論	(36)
9. 今後の課題	(36)
謝 辞	(36)
参考文献	(37)
〔付録1〕土構造物の天端の加速度の簡易計算方法	(38)
〔付録2〕ランダム波から等価正弦波への変換	(39)
〔付録3〕式(7・1)の誘導	(41)

1. まえがき

道路盛土、アースダム、海上人工島等の土構造物の耐震設計を行う場合、一般に震度法による円弧すべりを仮定した安定解析を行うことが多い。この解析手法では土の塑性平衡状態での力のつり合いを考えているので、安全率が低い場合には当然ある程度の土の塑性変形が発生することを前提としているが、土構造物の変形量自体は計算できない。一方、土構造物の機能の面に関連して、地震時に土構造物がどのくらい沈下するかということが重要な問題となる。例えばアースダムでは地震時の天端の沈下量が大いいと貯水池の水がダムを越流する可能性がある。また海上人工島においても地震時の天端の沈下量が大いいと人工島が海中に没する可能性がある。このような現実の問題を解決するために、土構造物の地震時永久変形量を予測する手法を開発することが重要となる。なお地震時永久変形量とはある地震時に土構造物に発生する変形量で地震後も残っている変形量のことを指す。なお地震は何回も発生するかも知れないが、ここでは1回の地震のみを対象として考えている。

ここでは土構造物の地震時永久変形量の簡易予測手法および有限要素法を用いた予測手法を提案したい。これらの手法は室内における土の繰返し試験より得られる土の動的応力・永久歪関係を用いて土構造物の地震時永久変形量を予測する方法であり、静的な初期せん断応力の影響も考慮している。また盛土の振動台実験と計算結果との比較並びに米国の既設のアースダム、東京湾横断道路の人工島に適用した例についても述べる。

2. 土構造物の地震時永久変形量に関する従来の研究

土構造物の地震時永久変形量の予測手法についてはこれまでに何人かの研究者によって提案されており、それらを大きく分けると2つのグループに分けられる。1つはNewmarkのブロックのすべりモデルを用いる方法であり、他の1つは土質試験より求めた土の応力・歪関係を用いる方法である。それぞれの方法について以下に説明を加える。

①ブロックのすべりモデルを用いる方法

この方法はNewmark¹⁾が提案した方法である。図-2・1に示すように平板上にブロックがあり、ブロックと平板の間に摩擦があると仮定すると、平板からブロックに伝えられるせん断力には上限がある。従って平板が水平方向に運動する時に平板からブロックに伝達される加速度にも上限値が存在し、その値を $N \cdot g$ (N : ある数値, g : 重力加速度) とすると、平板の加速度 $A \cdot g$ が $N \cdot g$ よりも大きいときには平板とブロックの間にすべりが生じる。このすべりによって平板とブロックの間に相対的な永久変位が生じるというのがNewmarkの方法の基本的な考え方である。たとえば図-2・2に示すように平板に大きさが $A \cdot g$ の矩形のパルスの加速度が作用し、 $A \cdot g > N \cdot g$ である場合には平板とブロックの間に図-2・2に示すように速度差が生じ、平板の加速度が0になって平板の速度が一定になった後も、ブロックは速度が増大し、平板の速度に追いついた後は平板と同一速度で運動する。このときの平板とブロックの相対変位量は図-2・2の斜線で示す部分で与えられ、一般に変位の上限值 Δ_m は次式で与えられる。

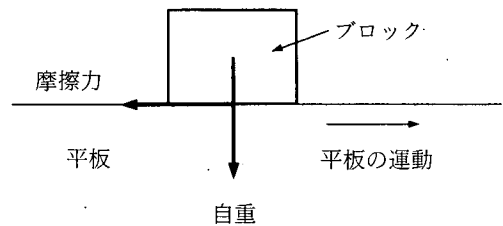


図-2・1 ブロックのすべりモデル
(平板が水平な場合)

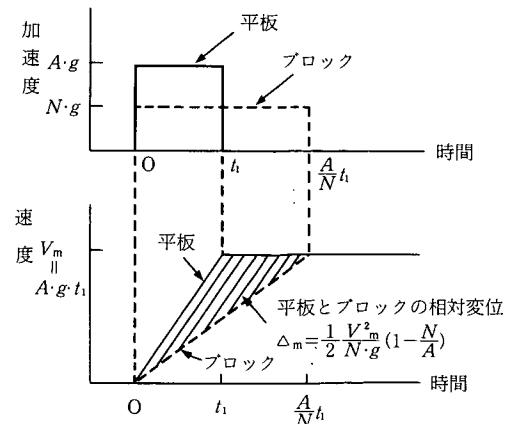


図-2・2 平板とブロックの加速度、速度、相対変位

$$\Delta_m = \frac{1}{2} \frac{V_m^2}{N \cdot g} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに V_m : 速度の最大値

次に平板が傾いている場合には (図-2.3) ブロックのすべりは下り方向しか生じない。このような場合の変位の上限値は

$$\Delta_m = \frac{1}{2} \frac{V_m^2}{N \cdot g} \frac{A}{N} \left(\frac{N}{A} < 0.5\right) \dots\dots\dots (2.2)$$

あるいは

$$\Delta_m = \frac{1}{2} \frac{V_m^2}{N \cdot g} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \frac{N}{A} \left(\frac{N}{A} \geq 0.5\right) \dots\dots\dots (2.3)$$

で与えられる。このような Newmark のモデルの特徴はある一定値以上の力が加わった時に初めて変形が生じるような剛塑性的な荷重・変形モデルを考えていることである。

Newmark は式 (2.2), (2.3) による変形の推定量がロックフィルダムの模型振動実験の結果とよく一致したと報告している。しかしその後 Franklin, Chang²⁾ は数多くの地震記録を用いて Newmark の方法を検討した結果, 式 (2.1)~(2.3) は安全側の変形量を与えるが, 必ずしも上限値を与えないことを明らかにしている。また Reséndiz 等³⁾ はロックフィルダムの実際の地震時の天端の沈下量と Newmark の方法による推定沈下量を比較し, Newmark の方法による推定沈下量は 0 になるが, 実際には 13cm の沈下量があったことを報告している。Kutter⁴⁾ はカオリン粘土を用いたアースダム模型の動的遠心力載荷実験結果と比較した結果, Newmark の方法によるダムの天端の沈下量の推定値が実験値よりかなり小さくなったと述べている。

Newmark の方法ではすべりが生じるまでは土構造物は剛体としての挙動をすると仮定しているが, Makdisi, Seed⁵⁾ はこの仮定を用いるかわりに土の非線型性を考慮した土構造物の地震応答解析を行い, その後は New-

mark の考え方をを用いて地震時沈下量を計算する手法を提案している。

Sarma⁶⁾ は Newmark の方法においてブロックの持ち得る限界加速度が地震の最大加速度の半分より大きい場合には, 矩形パルスを用いるよりも, 振幅が最大加速度に等しく, 継続時間が卓越周期の半分に等しいような三角形パルスを用いる方がよいことを示している。

渡辺, 馬場⁷⁾ は Newmark の方法とフィルダムの動的応答解析を組合せて, すべり円弧上の土魂の永久変形量を推定する方法を提案している。

②土質試験より求めた土の応力・永久歪関係を用いる方法

Lee⁸⁾ は土が初期せん断応力の存在する状態において繰返し荷重を受けると大きな永久変形を生じる現象に着目し, 室内土質試験結果に基づいて土構造物の地震時永久変形量を算定する手法を提案した。図-2.4 は繰返し荷重を受けた時の土の応力・歪関係を模式的に示している。土構造物内の土の要素の応力状態が重力の作用によって図-2.4 の A 点の位置にあると仮定し, 地震力によって B 点に移動したとすると, 地震後にこの土の要素に生ずる永久せん断歪 γ^* は次式で表わされる。

$$\gamma^* = \frac{\tau_i}{G^*} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$G^* = \frac{1}{\frac{1}{G_i} + \frac{1}{G_p}} \dots\dots\dots (2.5)$$

Lee は繰返し三軸試験を行って, 永久せん断歪 γ^* を繰返しせん断応力 τ_d および繰返し回数 N の関数として表わした。このような土の応力・永久歪関係を有限要素解析に導入し, 5 つのフィルダムを対象として地震時永久変形量を計算した結果, 計算値と実測値がかなりよく一致する場合もあるが, ダムにクラックが入った

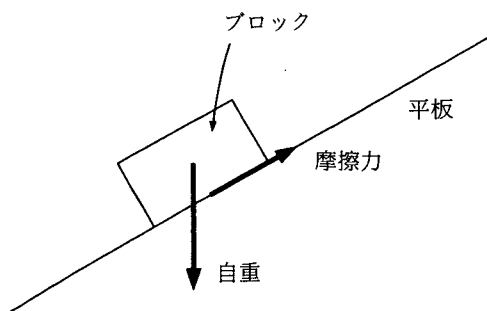


図-2.3 ブロックのすべりモデル
(平板が傾いている場合)

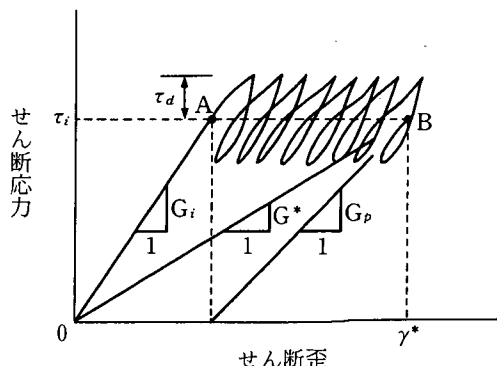


図-2.4 土の応力・歪関係の模式図

り、大きくせん断を受けたり、大きく流れた場合にはこの方法では永久歪を取り扱えないと Lee は述べている。

Serff, Seed 等⁹⁾は Lee と同じ方法を1971年の地震におけるサンフェルナンドダムの地震時沈下量の解析に適用し、計算値と実測値を比較している。

松尾、佐々木等¹⁰⁾は Lee と同じ方法をしらすを用いた盛土の振動台実験の解析に適用し、盛土の沈下量の計算値と実験値を比較している。

桑野、石原等¹¹⁾は原位置の動的応力を中空ねじり試験機を用いて再現し、その結果を用いてアースダムの地震時永久変形量の計算を行っている。

以下の節で提案する方法は基本的には②土質試験より求めた応力・永久歪関係を用いる方法に分類されるものであるが、土の動的応力・永久歪関係の表現方法および有限要素解析において永久歪を求める際に繰返し計算を行う等の点で Lee の方法とは異っている¹²⁾¹³⁾。

3. 土構造物の地震時永久変形予測に関する基本的事項

3.1 土構造物の地震時永久変形量の計算の必要性

土構造物の耐震設計においては一般に力のつり合いに基づいて計算したすべりの安全率が所定の安全率より大きくなるようにする。しかしこのような安定性の検討だけでは不十分であり、地震時永久変形量が許容変形量以下になるかどうかを検討することが必要である。その理由として次の3項目を挙げることができる。

- ① 土構造物の設計においては、地震力を考慮する場合も考慮しない場合も一般に極限設計を行っており、ある程度の変形を許す設計になっている。
- ② 土構造物の中および直下の基礎地盤中には常に静的なせん断応力が作用しており、初期の静的せん断応力が作用している土に地震のような繰返し荷重が作用すると、土の変形が増大する性質がある。
- ③ 土構造物に対する地震の影響の中で最も破局的なものは土構造物本体あるいは基礎地盤の液状化であるが、これから新設する土構造物においては液状化を起さない材料を選定し、締固めを十分にを行い、必要であれば基礎地盤の液状化対策を行う

ことによって液状化を防ぐことは可能である。ところが液状化を防ぐことができたとしても、地震時にどのくらいの変形が生じるかということは常に重要な問題として残っている。

まず①の項目について考えてみる。土構造物の設計に用いる土の強度としては、鋼やコンクリートのような弾性範囲内の許容応力を探るのではなく、一般に応力のピーク値あるいは歪が10～15%という大きい歪の領域における応力を探ることが多い。従って土構造物の設計は弾性設計ではなく、ある程度の塑性変形を許容する極限設計となっている。従ってその塑性変形がどのくらいの大きさになるかを検討する必要がある。

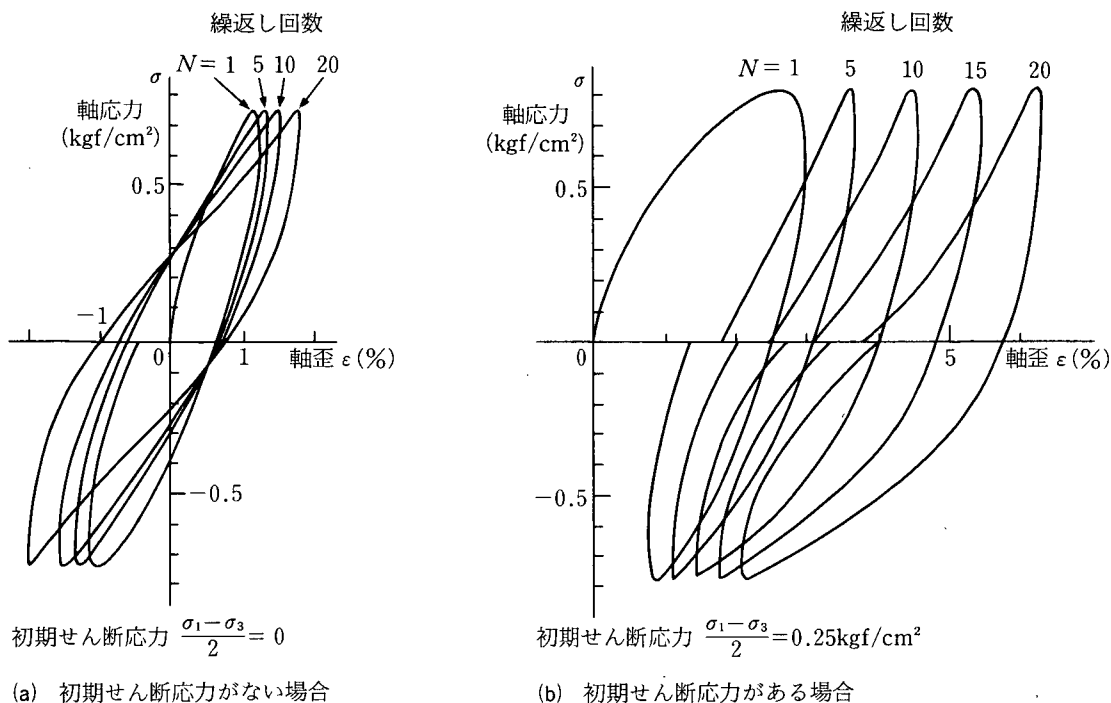
②の項目については次節で詳しく述べる。

③の液状化の問題について考えてみると、現在の技術力をもってすれば、地震時の土構造物本体および基礎地盤の液状化を防ぐことは可能である。一般に液状化を防ぐ方法として地盤改良を行ったり、良質の材料をよく締固めて土構造物を築造する等の方法が用いられる。このような方法を用いた場合にも、土が液体状になって流れ去るような状態になることは防止できるが、土構造物の変形を完全に弾性範囲内の微小変形に抑えることは困難である。従ってその変形量がどの程度になるかを推定することが必要になる。

3.2 繰返し荷重に対する土の累積変形特性

繰返しせん断応力が作用した場合に土は徐々に変形するが、その変形の大きさは静的な初期せん断応力の有無によって大きく変化する。図-3・1は繰返し三軸試験機を用いて粘土に繰返しせん断応力を作用させた場合の累積変形特性の一例を示している¹⁴⁾。図より明らかなように静的な初期せん断応力が作用していない図-3・1(a)の場合には応力・歪のヒステリシスループは原点を中心とする楕円形のような形を描き、繰返し回数の増加と共にヒステリシスループの軸の勾配(すなわち弾性係数)は減少するが、繰返し荷重によって大きな歪が累積することはない。これに対し静的な初期せん断応力が作用している図-3・1(b)の場合には繰返し回数の増加と共にヒステリシスループの軸の勾配が減少すると同時に大きな歪が累積している。即ち静的な初期せん断応力がある場合のみ、繰返しせん断によって大きな歪が累積し、繰返し載荷終了後に永久歪が残ることをこの図は示している。

図-3・1は粘土についての例であるが、砂についても同様な結果が得られている。


図-3-1 粘土の繰返し三軸試験¹¹⁾

4. 解析手法

4.1 簡易手法

ここで述べる土構造物の地震時永久変形量の予測に関する手法は室内土質試験により求められる土の動的応力・永久歪関係を用いる方法である。

図-4-1に簡易手法のフローチャートを示す。以下に図-4-1の各ステップ毎に説明を加える。

〔深さ方向の加速度分布の計算〕

まず与えられた加速度応答スペクトルを用いて土構造物の各点における最大加速度を計算するために、土構造物をせん断スライス法によりモデル化する。せん断スライス法では土構造物を水平なスライスに分割し、せん断変形のみを考慮し、せん断変形はそれぞれの水平なスライスで一定であると仮定している。次に土構造物の固有振動数を考慮してスペクトル解析を行う⁵⁾¹⁵⁾。具体的な計算方法を〔付録1〕に示す。なおこの計算過程では土のせん断弾性係数の歪依存性を考慮するために、線型計算を繰返して計算された歪が仮定した歪と一致するようにしている。

〔平均震度の計算〕

次に土構造物中に作用するせん断応力を求めるために次のような計算を行う。まず土構造物内に、あるすべり面を仮定し、そのすべり面上の土塊に作用する平均震度 k_{ave} を次式から計算する。(図-4-2参照)

$$k_{ave} = \frac{\sum \alpha \cdot a_i \cdot S_i}{g \cdot S} \dots \dots \dots (4.1)$$

ここに S : 図-4-2に示すすべり面上の土塊の断面積

α : 最大加速度を等価加速度に変換するための係数

a_i : 図-4-2に示すスライスに作用する最大加速度

S_i : 図-4-2に示すスライスの断面積

g : 重力加速度

なお平均震度の計算課程において設定するすべり円の個数は通常3～5個である。このすべり円の設定法として特に決ったものはないが、1つの方法として次

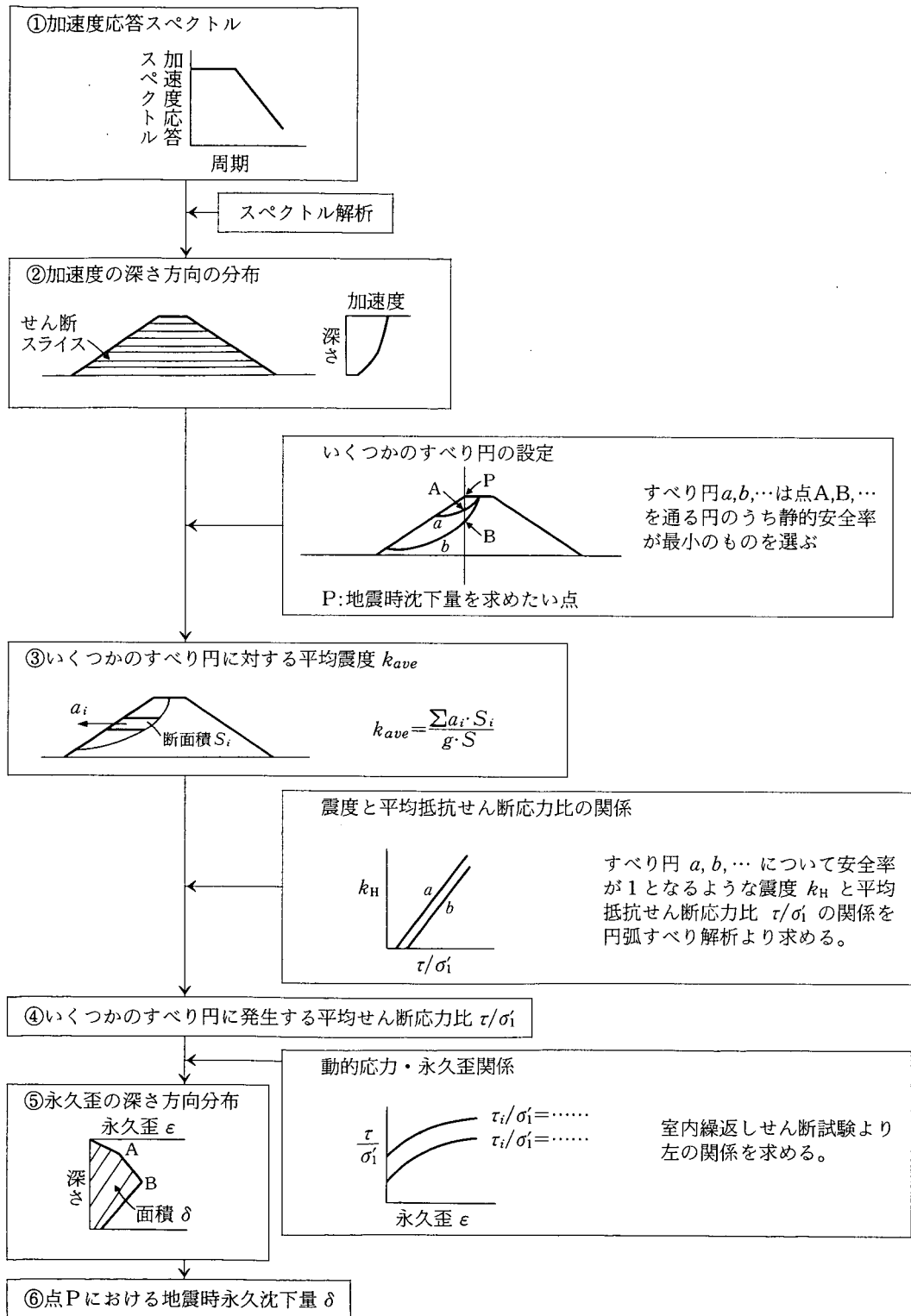


図-4・1 簡易手法による土構造物の地震時永久変形量の予測手法のフローチャート

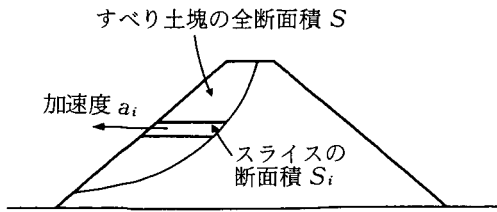


図-4.2 平均震度の求め方

のような方法を用いることができる。即ち図-4.1の「いくつかのすべり円の設定」に示すように、地震時沈下量を求めたい点Pを通る鉛直線上に永久歪を求める点A, B, …を適切な間隔で設定し、点A, B, …を通るすべり円のうち静的安全率が最小となるものを選び出す。

〔土構造物内に発生する平均せん断応力比の計算〕

あらかじめそのすべり面について、震度法による円弧すべり解析を行い、安全率が1となるような震度とすべり面に沿って発生する抵抗せん断応力の平均値の関係を求めておく。具体的には例えば地震時の円弧すべり法による安全率 F_s は次式で表わされる。(図-4.3参照)

$$F_s = \frac{r \cdot \tau \cdot L}{\sum (r \cdot W \cdot \sin \theta + h \cdot k_h \cdot W)} \quad \dots\dots (4.2)$$

ここに r : すべり円の半径

τ : すべりの円に沿って発生する抵抗せん断応力の平均値

L : すべり円の長さ

W : 分割片の重量

θ : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角

h : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離

k_h : 水平震度

式 (4.2) において $F_s = 1$ とおくと

$$\tau = \frac{\sum (r \cdot W \cdot \sin \theta + h \cdot k_h \cdot W)}{r \cdot L} \quad \dots\dots (4.3)$$

となり、すべり円に沿って発生する抵抗せん断応力の平均値 τ と水平震度 k_h の関係が求まる。次にこの関係を用いて、式 (4.1) を用いて計算される平均震度が作用した時にそのすべり面に沿って発生する抵抗せん断応力の平均値を計算する。今図-4.1の「いくつかのすべり円の設定」に示したすべり円 a を考えているとす

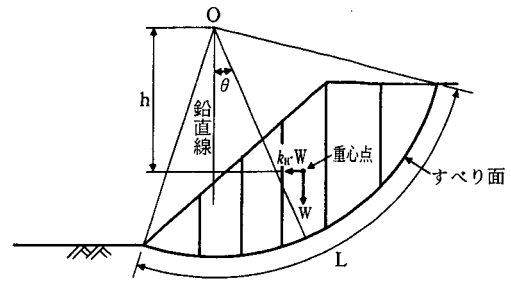


図-4.3 円弧すべり面を仮定した安定計算法

る。上記のように計算されたすべり円 a に沿って発生する抵抗せん断応力の平均値を、その平均震度が作用した時に点Aのすべり円の接線方向に働くせん断応力と見なす。なおこの計算で安全率が1の場合を採用する理由は、土構造物に永久変形が発生するような状態では、すべり面上の土塊がすべり出していると考えられるためである。

〔永久歪の計算〕

次に室内繰返しせん断試験により動的応力・永久歪関係を求めておき、上で求めた平均せん断応力に対応する永久歪を計算する。

〔地震時永久沈下量の計算〕

計算した永久歪を深さ方向に積分して地震時の永久変形量を求める。なおここでの歪の積分は近似的なものであり、具体的な計算法は7.4.1を参照されたい。

4.2 有限要素法

図-4.4に有限要素法による土構造物の地震時永久変形量の予測手法のフローチャートを示す。以下に図-4.4の各ステップ毎に説明を加える。

〔土構造物中の加速度の計算〕

まず与えられた入力地震動の加速度の時系列を用いて土構造物中の応答加速度の時系列を求める。この過程では2次元の動的応答解析用の電算プログラム“SADAP”¹⁶⁾あるいは“QUAD-4”¹⁷⁾等を用いることができる。“SADAP”は土木研究所で開発したプログラムであり、土の非線型ヒステリシスループをHardin-DrnevichモデルあるいはRamberg-Osgoodモデルで表現し、時間領域における直接積分法による解析を行うことができる。“QUAD-4”はカリフォルニア大学バークレー校で開発されたプログラムであり、等価線型化法を用いており、せん断弾性係数および減衰比の歪依存性を入力できるようになっている。“SADAP”も“QUAD-4”もいずれも有限要素法を用いている。

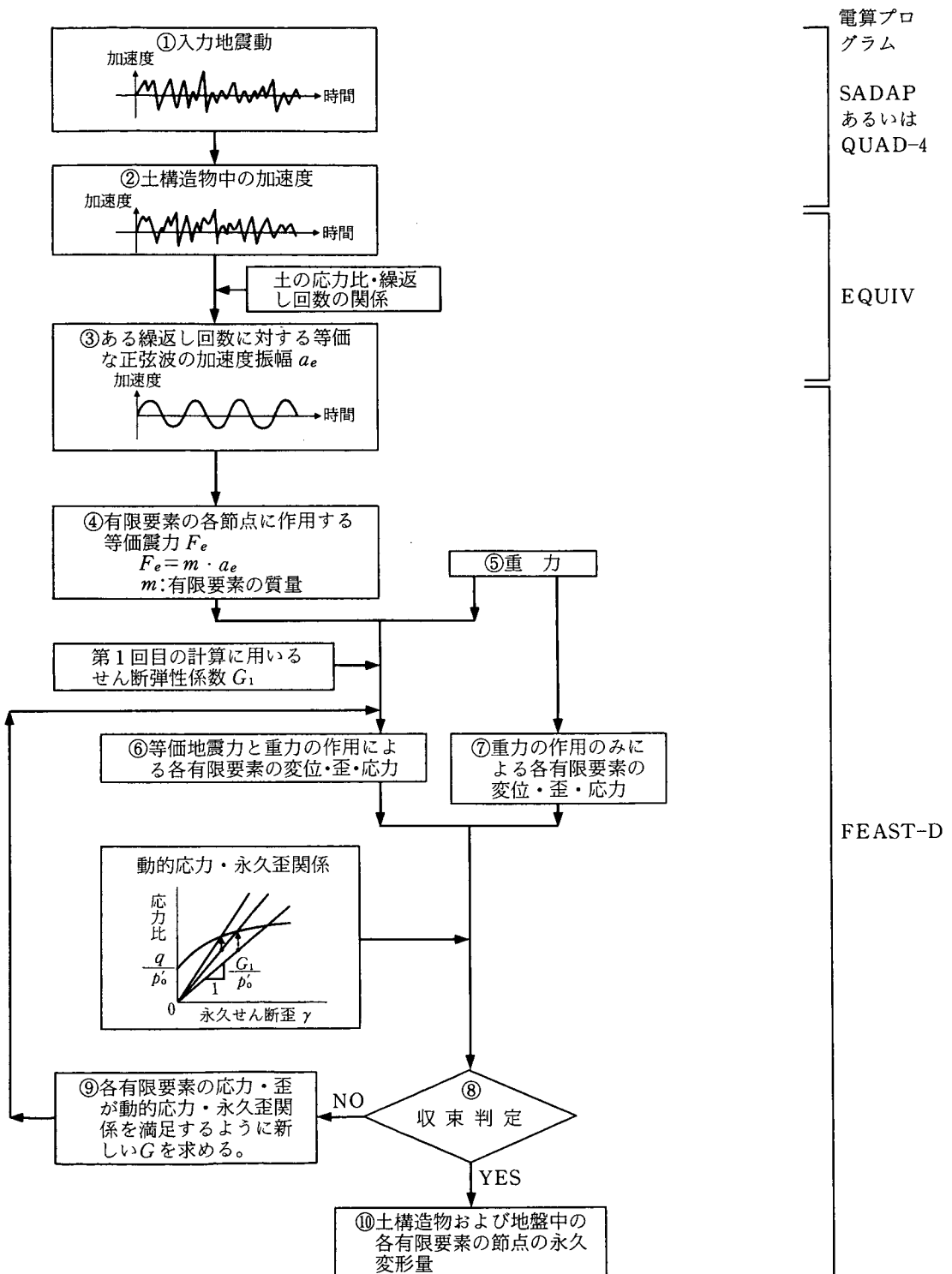


図-4・4 有限要素法による土構造物の地震時永久変形量の予測手法のフローチャート

〔等価な正弦波の加速度の計算〕

この過程ではランダムに変動する土構造物の応答加速度を等価な正弦波に変換する。変換には筆者が作成した電算プログラム“EQUIV”を用いることができる。この過程の詳細を〔付録2〕に示す。等価な正弦波に変換する場合、Annaki, Lee¹⁸⁾の異積損傷度の概念を用いており、本来は加速度と繰返し回数の関係が必要であるが、それを求めることが困難であるので、ここでは室内土質試験より求まる土の繰返しせん断応力比 τ_d/σ'_0 (τ_d : 繰返しせん断応力, σ'_0 : 有効拘束圧) と繰返し回数 N の関係を代りに用いている。

〔等価地震力の計算〕

上記の過程で求めたある繰返し回数の対する等価な正弦波の加速度振幅 a_e に各有限要素の質量 m を乗じて等価な地震力 F_e を計算する。

$$F_e = m \cdot a_e \dots \dots \dots (4.4)$$

この等価地震力は有限要素に作用するものであるが、それを有限要素の各節点に振り分けて静的に載荷する。地震力は図-4・5に示すように右方向と左方向に載荷し、それぞれの場合に計算した永久変形量を最後に加え合わせる。このように右方向と左方向に等価地震力を作用させる理由は次のように考えられる。すなわち単一の斜面の変形を考えるとときには一方向のみに等価地震力を作用させるのが妥当であり、2つの斜面をもつ盛土の場合にはこの考えを延長して、右方向に地震力が作用したときの盛土の変形と左方向に地震力が作用したときの盛土の変形を加え合わせるのが適切であると考えているためである。

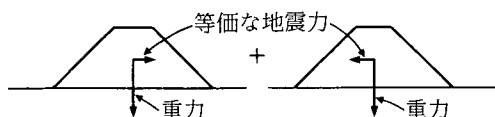


図-4・5 FEAST-D解析における等価な地震力の作用のさせ方

〔重力の作用のみによる土構造物の変位・歪・応力の計算〕

この過程では地震力が作用する前の常時の土構造物の変位・歪・応力を計算する。

〔重力と等価地震力が作用したときの土構造物の変位・歪・応力の計算〕

この過程では重力と等価地震力が作用した場合の土構造物の変位・歪・応力を計算する。計算には電算プログラム“FEAST-D”を用いることができる。この電算プログラムは静的2次元有限要素解析プログラムで

あり、もとの電算プログラム“FEAST-1”をマサチューセッツ工科大学の Marr 博士と筆者が土構造物の地震時変形解析に用いるために改造したものである。主な改造点は後述する土の動的応力・永久歪関係を用いた繰返し計算ができるようにしたことである。

〔土構造物の永久変形量の計算〕

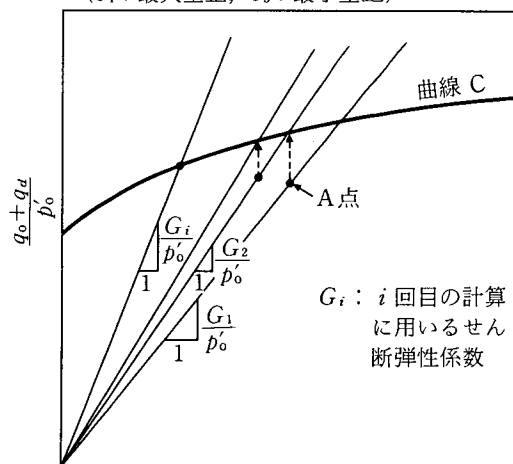
“FEAST-D”を用いた解析においてはこの過程が最も重要である。図-3・1に示したように初期せん断応力がない場合には繰返しせん断応力によって歪はほとんど蓄積しないが、初期せん断応力がある場合には繰返し載荷と共に歪が蓄積し、載荷後に永久歪が残留する。図-4・6はこのような土の動的応力・永久歪関係を模式的に表わしたものであり、“FEAST-D”を用いた解析においては各有限要素の応力と歪が図-4・6の曲線Cで表わされる動的応力・永久歪関係を満足するまで繰返し計算を行う。具体的に“FEAST-D”の中では第1回目の計算では図-4・6に示すようにせん断弾性係数 G_1 を用いて計算を行う。その結果得られた応力・歪が図-4・6のA点になったとすると、A点は曲線C上になので、第2回目の計算では図-4・6の G_2 を用いて計算する。このような計算を繰返し最終的に計算された応力・歪が曲線C上に来るようにする。繰返し計算が終了するための条件として“FEAST-D”では次の条件を用いている。

$$p'_0 = \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)_{static}$$

$$q_0 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_{static}, \quad q_d = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_{dynamic}$$

$$\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 = 1.5\varepsilon_1$$

(ε_1 : 最大主歪, ε_3 : 最小主歪)



永久せん断歪 γ

図-4・6 土の動的応力・永久歪関係の模式図

$$\frac{1}{3M} \sum_{i=1}^M \left(\left| \frac{\sigma_{xi, n} - \sigma_{xi, n-1}}{\sigma_{xi, n}} \right| + \left| \frac{\sigma_{yi, n} - \sigma_{yi, n-1}}{\sigma_{yi, n}} \right| + \left| \frac{\tau_{xyi, n} - \tau_{xyi, n-1}}{\tau_{xyi, n}} \right| \right) \leq 0.01 \dots \dots (4.5)$$

(全ての要素に対して)

$$\left. \begin{aligned} \left| \frac{\sigma_{xi, n} - \sigma_{xi, n-1}}{\sigma_{xi, n}} \right| &\leq 0.05 \\ \left| \frac{\sigma_{yi, n} - \sigma_{yi, n-1}}{\sigma_{yi, n}} \right| &\leq 0.05 \\ \left| \frac{\tau_{xyi, n} - \tau_{xyi, n-1}}{\tau_{xyi, n}} \right| &\leq 0.05 \end{aligned} \right\} \dots \dots (4.6)$$

ここに M : 要素数

$\sigma_{xi, n}, \sigma_{yi, n}$: 第 n 回目の計算における要素番号 i の要素の x 方向, y 方向の垂直応力

$\tau_{xyi, n}$: 第 n 回の計算における要素番号 i の要素のせん断応力

それぞれの有限要素で初期せん断応力比 q_0/p_0' ($q_0 = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, $p_0' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$; σ_1' : 最大有効主応力, σ_3' : 最小有効主応力) が異っているが, FEAST-D では図4・7に示すように, 初期せん断応力比 q_0/p_0' が変わっても動的応力・永久歪関係を表わす曲線の形は変わらないと仮定して, 曲線Cを縦軸方向に平行移動した形で用いている。この仮定があらゆる土についてあらゆる応力条件の下で成立するかどうかは今後の研究に

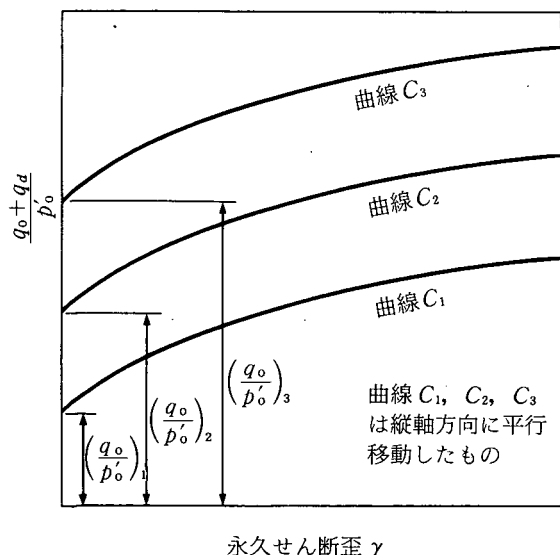


図4・7 動的応力・永久歪関係に対する初期せん断応力比の影響の取り扱い方

待たねばならないが, 本報告で取り扱う浅間山砂 (5.「振動台実験との比較」および7.「東京湾横断道路の人工島に対する適用例」参照) およびアースダムを構成する土 (6.「アースダムに対する適用例」参照) についてはこの仮定を用いても工学的に十分な精度の計算値が得られると判断した。(後述の図5・2および図6・8参照) また飽和粘土¹⁹⁾およびオタワ砂²⁰⁾についても極端に大きな初期せん断応力作用させない限りはこの仮定が成立すると考えられる。

5. 振動台実験との比較

5.1 振動台実験の概要

図5・1に示すような2種類の模型を長さ8 m, 高さ2 m, 奥行1 mの鋼製土槽中に設置して振動台実験を行った²¹⁾²²⁾。実験に用いた振動台は建設省土木研究所のダム耐震実験室に設置されている4 m×4 mの振動台である。模型は千葉県の浅間山(せんげんやま)より採取した砂を用いて作成した。この砂の比重は2.72, 平均粒径 D_{50} は0.28mm, 均等係数 U_c は2.91である。空气中で自然乾燥させた浅間山砂を地盤部においては30 cmの厚さにまき出し, 盛土部においては25cmの厚さにまき出して足踏により締固め, その後模型の下部より注水してほぼ飽和した地盤を作成した。模型1の相対密度は地盤部が52%, 盛土部が49%, 模型2の相対密度は地盤部が52%, 盛土部が56%であった。模型2には鉄筋コンクリート製の半地下式の掘割道路模型が設置されている。模型地盤および盛土中には17個の加速度計と40個の間隙水圧計を設置して加速度と間隙水圧を測定した。さらに模型の側面に着色した砂を用いて格子状の線を描き, 加振後の模型の変状を調べた。

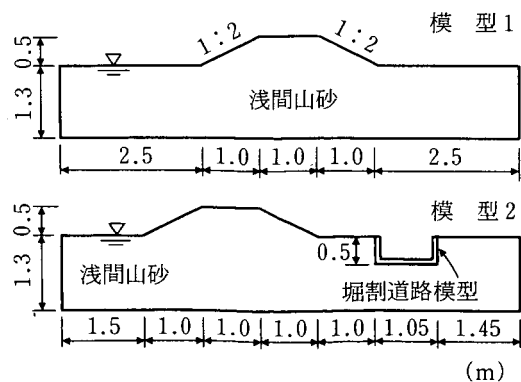


図5・1 振動台実験に用いた模型

表-5・1 “SADAP” による応答解析に用いた土質定数

土 質 定 数		盛 土	地 盤	掘割道路模型 (鉄筋コンクリート)
単位体積重量 γ_t (tf/m ³)		1.68	1.94	2.83
粘 着 力 C' (tf/m ²)		0	0	—
内部摩擦角 ϕ' (度)		36.6	36.6	—
静止土圧係数 K_0		0.5	0.5	—
ポアッソン比	静 的	0.3	0.3	0.167
	動 的	0.49	0.49	0.167
せん断弾性係数 $G_0 = \alpha \cdot \sigma_m^n$ を 決定する係数	$\alpha ((\text{tf/m}^2)^{1-n})$	2,400	2,400	1,160,000
	n	0.5	0.5	0

G_0 : 微小歪領域におけるせん断弾性係数 (tf/m²)

σ_m : 平均主応力 (tf/m²)

模型の加振方向は水平のみとし、振動数2Hzの正弦波を用いて20秒間加振した。模型1では台加速度が154gal、模型2では台加速度が150galの場合を解析対象とした。なお模型1については154galの加速度による加振の前に58gal、115galの加速度で2Hz、20秒間の加振を行っており、その結果、盛土の天端が約3cm沈下している。模型2については150galの加速度による加振の前に58gal、108galの加速度で2Hz、20秒間の加振を行っており、その結果、盛土の天端が約2cm沈下している。

5.2 解析方法

解析には4.2で述べた有限要素法による方法を適用し、電算プログラム“SADAP”および“FEAST-D”を用いた。表-5・1に“SADAP”による応答解析に用いた土質定数を示す。“SADAP”による応答解析では加振中の間隙水圧の発生は考慮しないで全応力解析を行った。その理由は、繰返し荷重によって発生する過剰間隙水圧によるせん断弾性係数の低下およびそれに伴う歪の増加は図-4・6に示した土の動的応力・永久歪関係の中で考慮されていると考えているためである。

“FEAST-D”による解析において用いる浅間山砂の動的応力・永久歪関係は東京大学生産技術研究所土質工学研究室で行われた浅間山砂(相対密度60%)の繰返しねじり試験結果²³⁾を用いて求めた。図-5・2にこのようにして求めた動的応力・永久歪関係を示す。この動的応力・永久歪関係を次式で近似した。

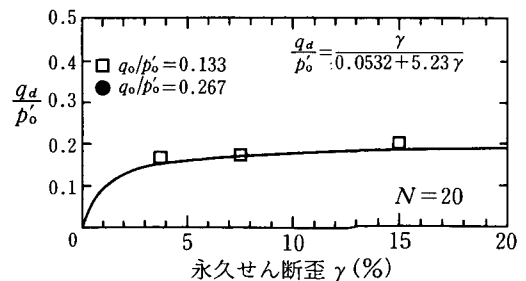
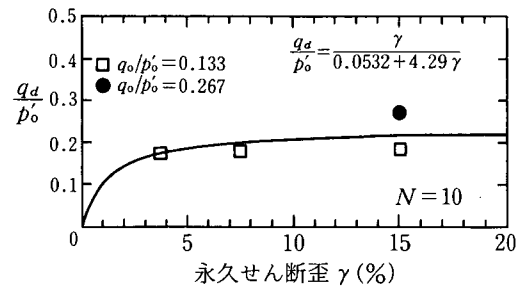
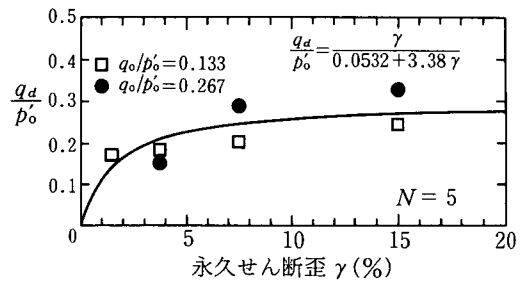


図-5・2 動的応力・永久歪関係(浅間山砂)

$$\frac{q}{p_0'} = \frac{\gamma}{a + b\gamma} + \frac{q_0}{p_0'} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに $q = q_0 + q_d$
 $q_0 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ static : 初期最大せん断応力
 $q_d = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ dynamic : 繰返し最大せん断応力
 $p_0' = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)$ static : 初期平均有効主応力
 σ_1 : 最大主応力
 σ_1' : 最大有効主応力
 σ_3 : 最小主応力
 σ_3' : 最小有効主応力
 γ : せん断歪
 a, b : 定数

図-5・2に示したデータは初期せん断応力比 $q_0/p_0' = 0.133, 0.267$ の2種類のものがあり、同一の永久歪に対する q_d/p_0' の変動は17~33%である。図-5・2のデータはこのように若干のバラツキをもっているが、データの数が少く、 q_0/p_0' の変化に応じて式(5・1)の曲線を決めることは困難であるので、1本の曲線で近似することとした。具体的には最小自乗法により式(5・1)の a, b を決定した。外力の繰返し回数が増加すると動的応力・永久歪関係は変化するので、ここでは繰返し回数 $N = 5, 10, 20$ の場合の定数 a, b を表-5・2に示すように決定した。

表-5・2 動的応力・永久歪関係の定数 a, b (浅間山砂, 相対密度60%)

繰返し回数 N	a	b
5	0.0532	3.38
10	0.0532	4.29
20	0.0532	5.23

今回の振動台実験は正弦波で加振しているので“SADAP”による解析で計算した応答加速度も正弦波となる。従ってこの場合には“EQUIV”による等価化の過程は必要でなくなり、水平方向の正弦波加速度振幅を式(4・2)により等価な水平地震力に変換し、有限要素の各節点に载荷した。

5.3 解析結果

図-5・3は“SADAP”を用いた解析により得られた模型盛土および地盤中の加速度の入力加速度に対する倍率と振動台実験による加速度の倍率を比較したものである。ここで用いた“SADAP”による解析では全応力解析を行っているため、加速度応答倍率は加振開始後10秒間にほとんど変化していない。一方振動台実験においては時間の経過とともに模型地盤中の間隙水圧が上昇し、模型地盤が軟化するために加速度が減少する傾向

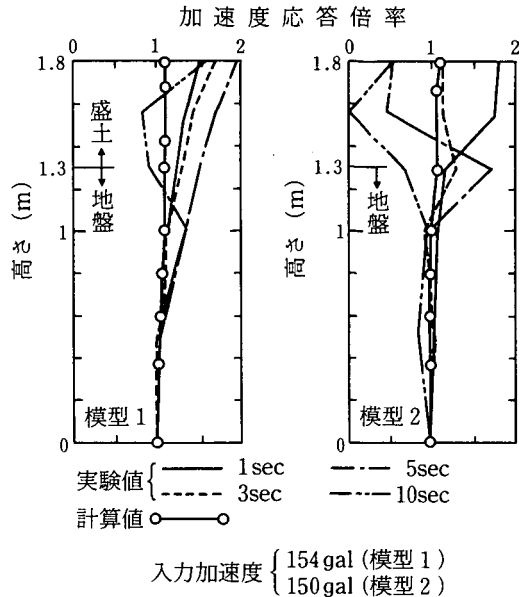


図-5・3 加速度応答倍率の実験値と計算値の比較

が見られる。盛土天端の加速度応答倍率の計算値と実験値を比較すると、加振1秒後では模型1の場合に実験値の方が計算値より48%大きく、模型2の場合に実験値の方が計算値より73%大きくなっている。その後加速度応答倍率の実験値はピークに達した後に減少し、模型1の場合に加振開始より14秒後以降、模型2の場合には加振開始より3秒後以降は実験値の方が計算値より小さくなる。

このように加速度の実験値と計算値に差が見られるのは計算を全応力解析で行っているためである。全応力解析ではなく、間隙水圧を考慮した有効応力解析を行えば実験値をよりよく説明できるようになると思われるが、現在のところ2次元の動的解析を有効応力に基づいて精度よく行えるプログラムが完成していない。従ってここでは全応力解析の結果得られる加速度を“FEAST-D”による解析の入力として用いることとした。なお“FEAST-D”による解析では室内土質試験より求められる動的応力・永久歪関係を用いており、この関係の中に間隙水圧の上昇に伴うせん断弾性係数の低下および歪の増大という効果が反映されていると考えている。

図-5・4に盛土天端の沈下量の計算値と実験値の比較を示す。計算値は加振後2.5秒、5秒、10秒後(繰返し回数 N それぞれ5回、10回、20回)の値が示されており、実験値は振動台実験において差動トランス型の変

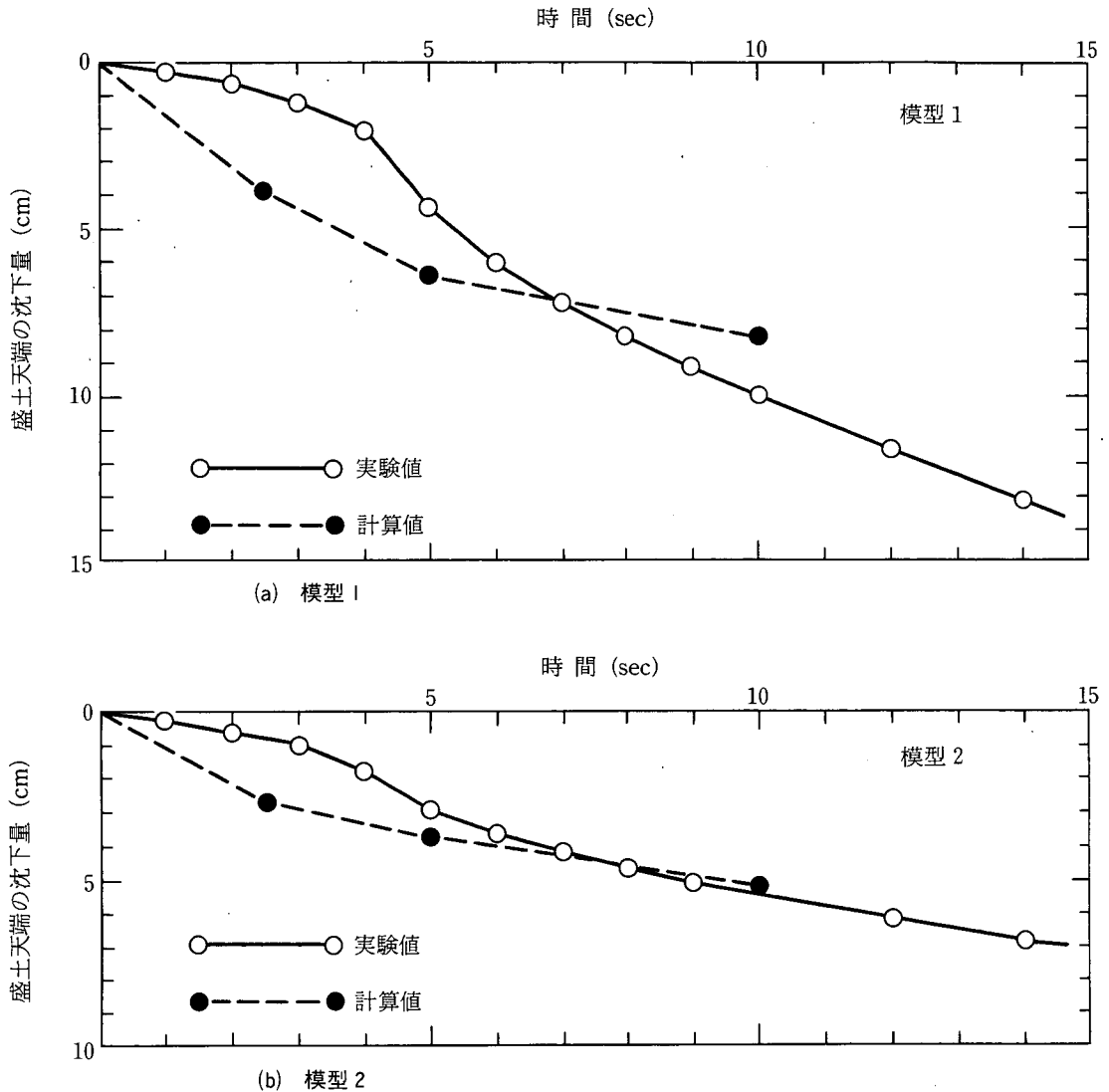


図-5・4 繰返し荷重による盛土天端の沈下量の実験値と計算値の比較

位計により測定した値である。図-5・4によると模型1においても模型2においても盛土天端の沈下量の計算値と実験値はかなりよく一致している。前述のように間隙水圧の上昇に伴う加速度の減少を解析ではうまく表現できていなかったのに、最終的な天端の沈下量について計算値と実験値がかなり一致した原因としては、永久変形量を求めるための“FEAST-D”解析においては室内せん断試験より求めた動的応力・永久歪関係を用いていることが考えられる。即ち“SADAP”による解析では間隙水圧の上昇に伴うせん断弾性係数の低下およびそれによって生じるせん断応力や加速度の低下現象

は考慮していないが、その現象は室内せん断試験より求めた動的応力・永久歪関係の中に現われている。従って“SADAP”と“FEAST-D”を合わせた全体の解析結果として求められた永久変形量は実験値に近いものになったと考えられる。

今回用いた解析では土のせん断変形による沈下のみを取り扱っており、土中の間隙水の排水による沈下は考慮していないが、計算対象とした加振後10秒間以内においては模型地盤全体の間隙水圧がまだ最大値に達していない状態であり、浅間山砂の透水係数は 10^{-2} cm/sec程度であり大きくないので、排水による沈下の影

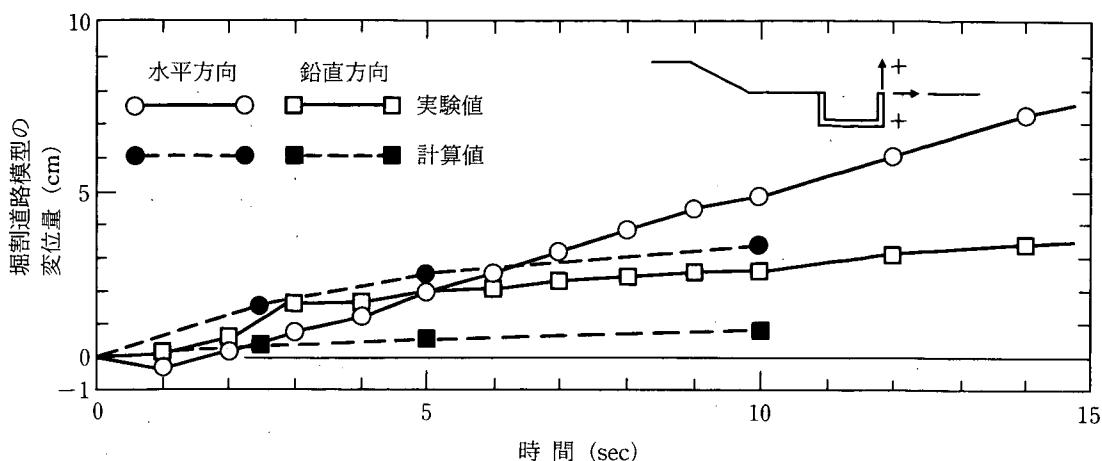


図-5.5 繰返し荷重による掘割道路模型の変位量

響は少ないものと考えられる。もし浅間山砂のかわりに礫を用いて地盤を作成し、透水係数が1 cm/sec程度であれば当然排水の影響を考える必要がある。

図-5.5は模型2の掘割道路模型の水平方向および鉛直方向の変位に関する計算値と実験値の比較を示している。図-5.5によると掘割道路模型の水平方向の変位については計算値と実験値はかなりよく一致しているが、鉛直方向の変位については計算値の方が実験値より小さくなっている。この理由は実験では模型地盤中の間隙水圧の上昇に伴う揚圧力の増大によって掘割道路模型が浮上っているが、有限要素解析では掘割道路模型と模型地盤を連続体として取り扱っているためにこのような現象がうまく表現できていないためであると考えられる。

図-5.6は解析により得られた加振10秒後の模型1、模型2の変位図を、図-5.7、写真5.1は実験における加振10秒後の模型1、模型2の側面の着色砂による格子状の線の移動を示している。なお実測値の変形には事前に行った2回の加振(模型1では58gal, 115gal, 模型2では58gal, 108gal)による変形も含まれているが、図-5.7に示されるようにその変形はわずかである。模型の変形の様子を比較してみると、計算結果においても実験結果においても盛土が沈下して模型地盤が水平方向に移動しているという点では共通の変形パターンが見られる。もう少し詳しく見ると、実験では盛土の天端にクラックが入っているが、解析ではクラックが入るということを表現できていないために盛土の水平変形量が模型地盤の水平変形量より小さくなっている。

図-5.8は模型1、2における繰返し回数が5回のと

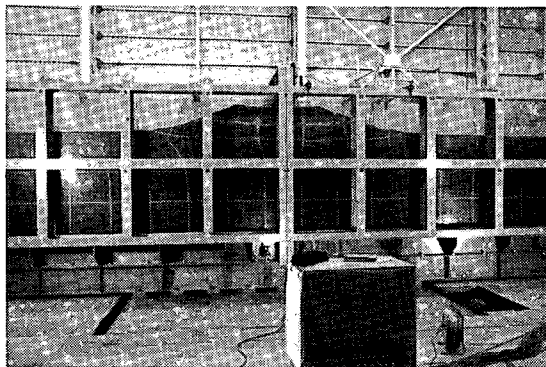


写真-5.1(a) 繰返し荷重による模型の変形 (模型1, 加振後10秒後)

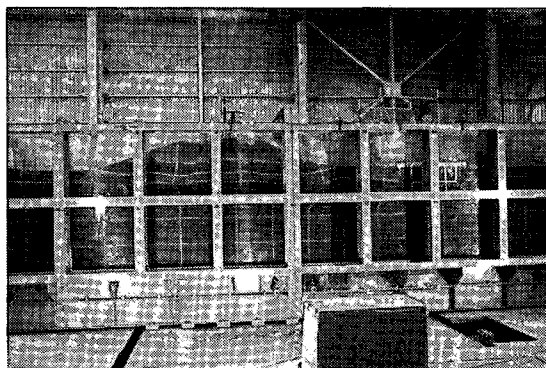


写真-5.1(b) 繰返し荷重による模型の変形 (模型2, 加振後10秒後)

きの鉛直歪の分布を示している。盛土直下の模型地盤内では2～3%の圧縮歪が発生しており、盛土から少し離れた模型地盤の上層部では引張歪が発生している。

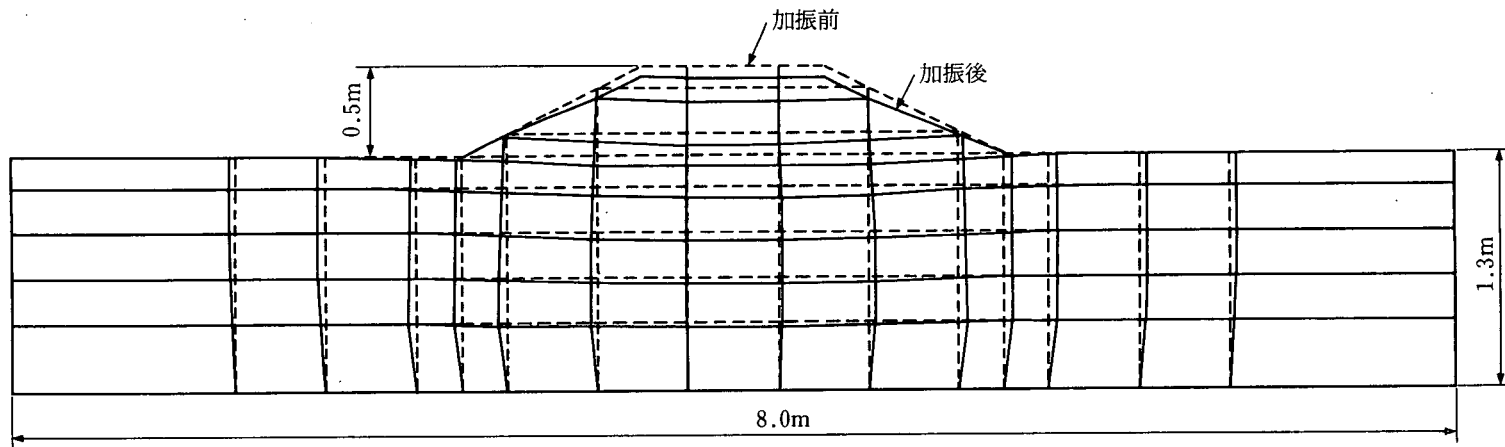


図-5.6(a) 繰返し荷重による盛土の変形の計算値(模型1, 加振後10秒後, $N=20$)

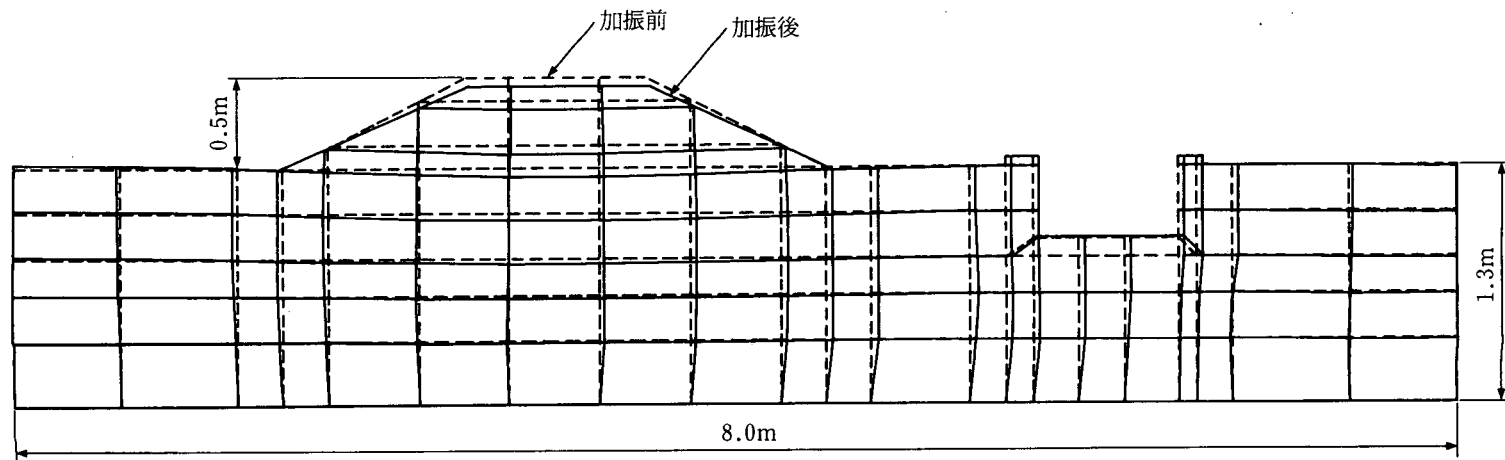


図-5.6(b) 繰返し荷重による盛土の変形の計算値(模型2, 加振後10秒後, $N=20$)

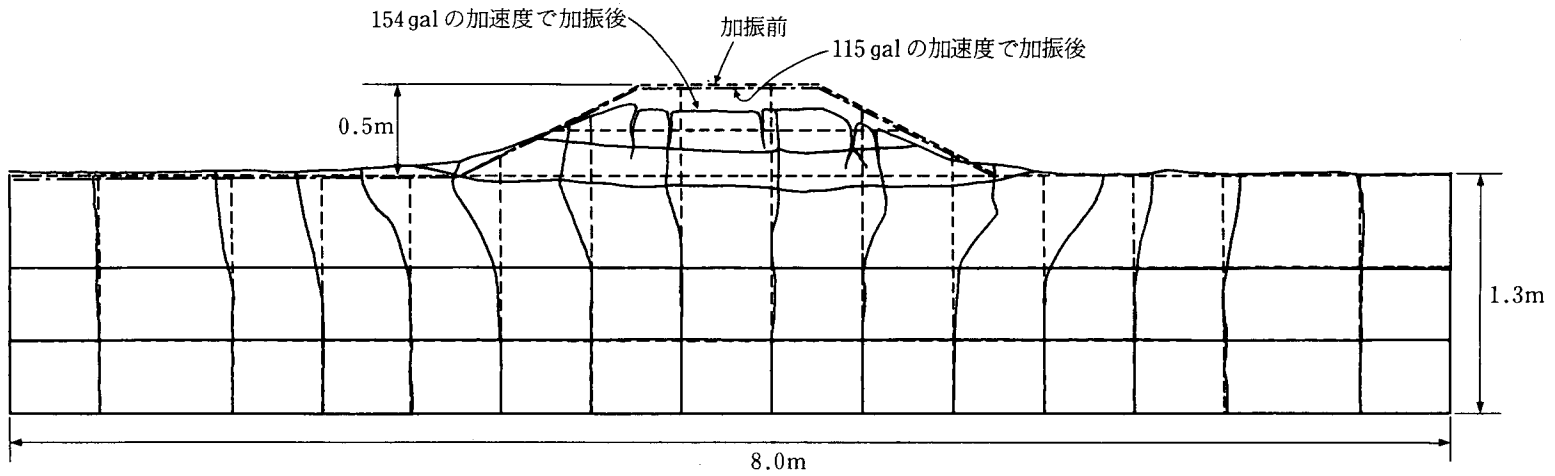


図-5・7(a) 繰返し荷重による盛土の変形の実測値(模型1, 加振後10秒後, $N=20$)

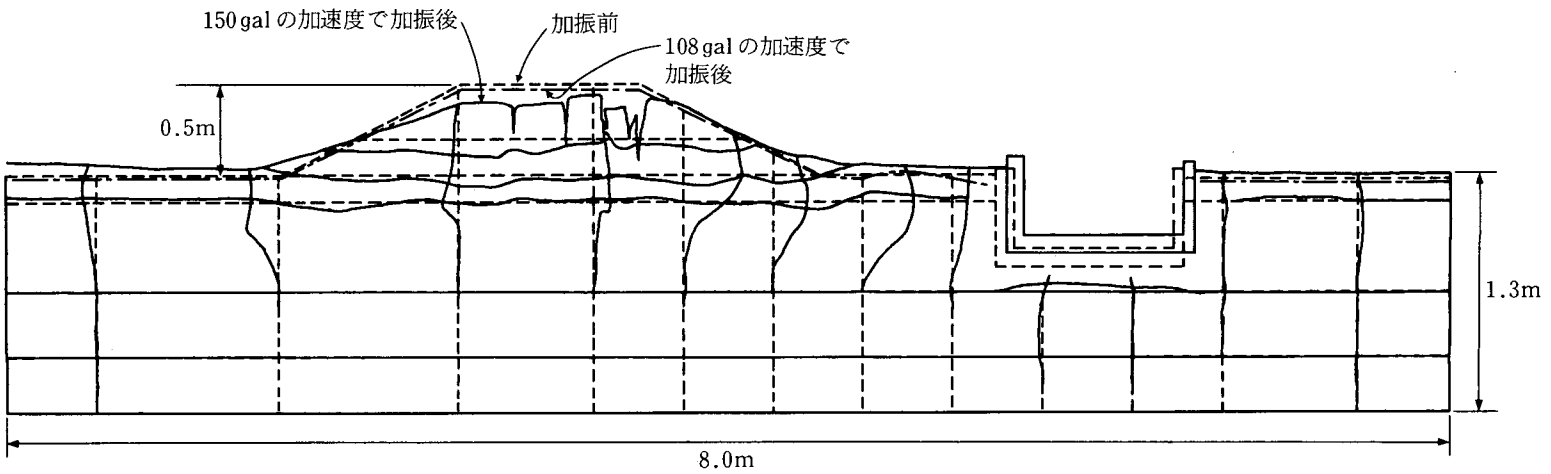


図-5・7(b) 繰返し荷重による盛土の変形の実測値(模型2, 加振後10秒後, $N=20$)

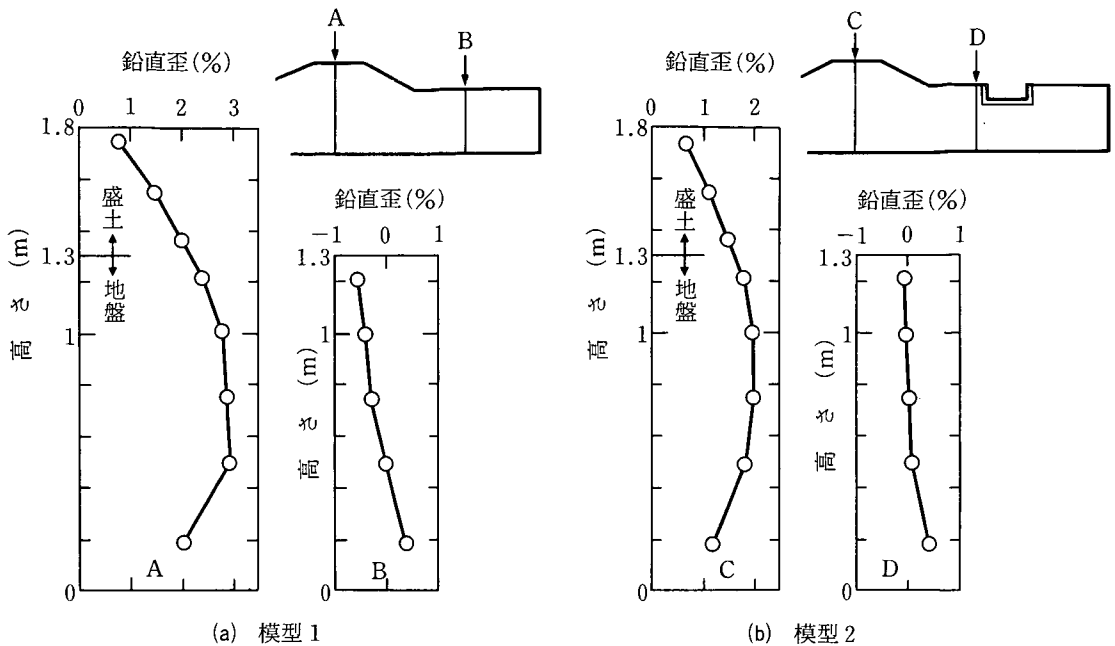


図-5-8 鉛直歪の計算値

5.4 まとめ

“SADAP”および“FEAST-D”を用いた解析と振動台実験を比較した結果、繰返し荷重による盛土の沈下量については計算値と実験値が比較的よい一致を示した。ただし盛土先端に発生するクラックや掘割道路側面と地盤との間のすべり等については解析では表現できていない。

6. アースダムに対する適用例

6.1 概説

4.「解析手法」において簡易手法および有限要素法による土構造物の地震時永久変形量の予測手法を述べたが、この2つの方法を実際のアースダムに適用して解析を行った⁽¹⁾⁽¹²⁾。解析の目的はここで提案している方法を実際のアースダムに適用した場合にほぼ妥当な答が得られるかどうかを確認し、2つの方法で得られるアースダムの地震時永久変形量がどのくらい一致しているかを把握することである。

6.2 解析対象

解析対象としたアースダムは米国ニューハンプシャ

ー州に実在するダムである。このアースダムは高さが35.1mであり、ハイドロリック工法⁽¹³⁾により建設された。図-6・1にこのアースダムの最大断面を示す。ダムの断面は図-6・1に示すように3つの部分に大別することができる。図-6・2はアースダムを構成する土の粒径加積曲線を示しており、広い範囲の粒径の土が混っている。表-6・1にアースダムを構成する土の物理特性を示す。

アースダムより採取した不攪乱試料を用いて静的三軸試験および繰返し三軸試験が Geotechnical Engineers Inc.によって行われた。繰返し三軸試験は初期のせん断応力が存在する状態で行われた。その時の有効応力比 $\sigma_{1c}'/\sigma_{3c}' = 2$ ($\sigma_{1c}' = 2.63 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{3c}' = 1.31 \text{ kgf/cm}^2$ および $\sigma_{1c}' = 1.20 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{3c}' = 0.60 \text{ kgf/cm}^2$, σ_{1c}' : 有効拘束軸応力, σ_{3c}' : 有効拘束側方応力) であった。図-6・3に図-6・1の②の部分より採取した土の静的三軸試験結果の一例を示す。この図によると静的な単調載荷によって有効応力経路は右上に向っており、これはせん断によって膨張しようとする土の正のダイレイタンスーを表わしている。またこの図は軸歪の増大と共に軸差応力も単調に増大していることを示している。図-6・1の①の部分から採取した試料についても同様な試験結

注) ダムの法尻付近に土を盛り、水のジェットによってその土をダム中心部に輸送し盛り立てる工法。

表-6・1 土の物理定数

ダムの 部分 ^{注)}	湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	内部摩擦角 ϕ (degree)	塑性指数 PI (%)	合 水 比 w (%)	比 重 G_s
①	2.00~2.16	35	0~1	25.6~26.4	—
②	2.00	30	—	11.9~17.4	2.72~2.76
③	2.00	35	—	—	—

注) 図-6・1参照

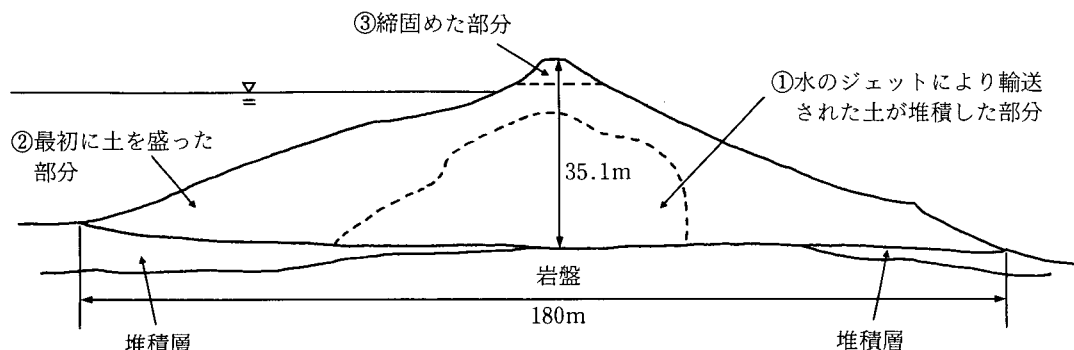
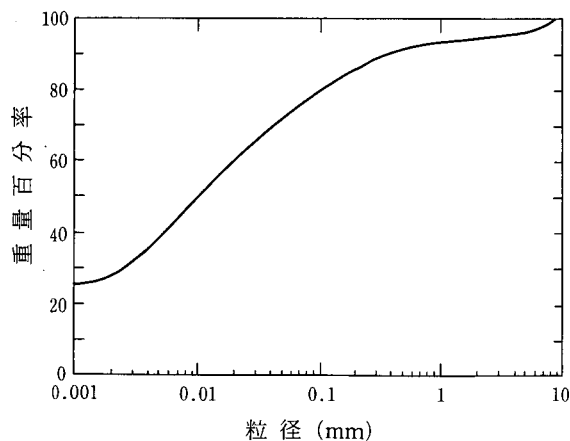


図-6・1 解析対象としたアースダムの断面

図-6・2 アースダムを構成する土の粒径加積曲線
(図-6・1の②の部分より採取した試料,
Geotechnical Engineers Inc. による)

果が得られたので、このアースダムを構成する土はせん断によって膨張しようとする性質をもっていることが判った。

図-6・4は図-6・1の②の部分より採取した不攪乱試料を用いて、繰返し応力一定の条件で行った繰返し三軸

試験の結果を示している。繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_{3c}'$ (σ_d : 繰返し軸応力) は0.45であり、振動数は0.5Hzであった。なお一般に繰返し荷重の振動数が土の応力・歪関係に与える影響は少ないことが知られている。図-6.4によると繰返し荷重によって永久歪が蓄積していることが判る。間隙水圧も繰返し荷重によって蓄積しているが、繰返し回数50回においても間隙水圧は有効拘束側方応力 σ_{3c}' の60%に過ぎない。このときは軸歪は既に5%を越えている。

6.3 解析方法

解析には4.「解析手法」で述べた簡易手法および有限要素法による予測手法を用いた。有限要素解析においては電算プログラム“QUAD-4”、“EQUIV”、“FEAST-D”を用いた。また簡易手法による解析では“QUAD-4”、“EQUIV”による地震応答解析により得られた等価地震力をアースダムに作用させて、永久変形解析のみを簡易手法によって行い、有限要素解析の結果と比較した。従って図-4・1に示した簡易手法のフローチャートにおいて「スペクトル解析」の替りに“QUAD-4”による解析を行ったことになり、フローチャートの「② 加速度の深さ方向の分布」以降の部分について有限要

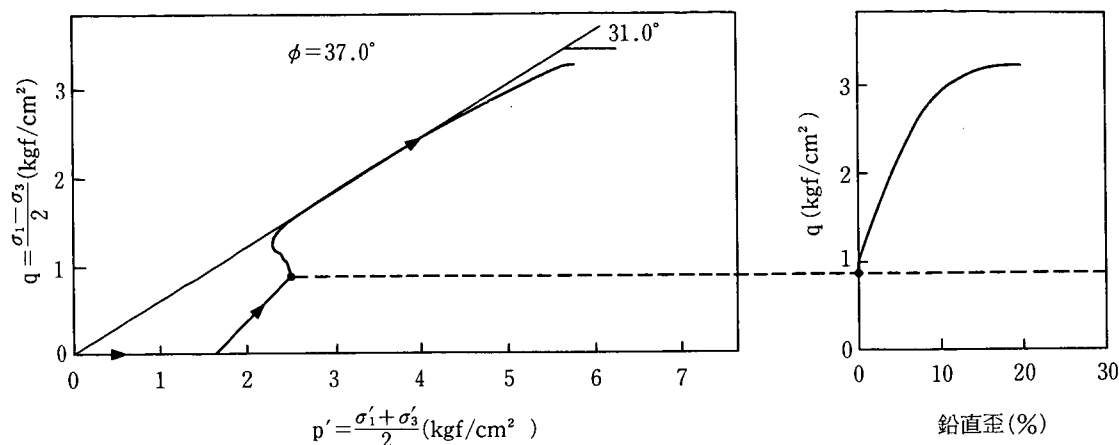


図-6-3 静的三軸試験結果の例(図-6-1の②の部分より
採取した試料, 異方圧密, 非排水, Geotechnical
Engineers Inc. による)

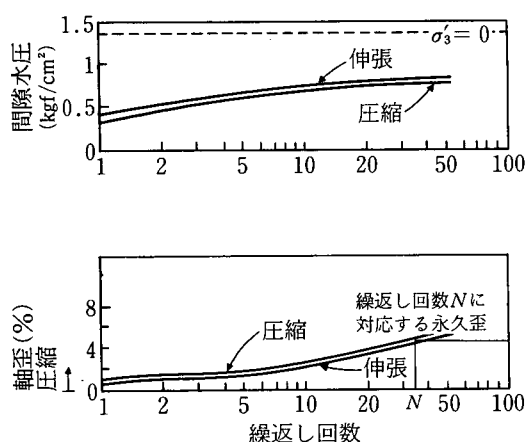


図-6-4 繰返し三軸試験結果の例(図-6-1の②の部分
より採取した試料, 非排水, Geotechnical
Engineers Inc. による)

素解析と比較を行ったことになる。また加速度の堤体内分布としては“QUAD-4”を用いた解析により求めたものと、図-6-5に示すような Makdisi と Seed⁵⁾ がせん断スライス法を用いて求めた平均的な曲線 (図-6-5の点線) の2種類のものを用いている。

図-6-6に“QUAD-4”による地震応答解析に用いた入力地震波の加速度波形を示す。この地震波形は1952年7月21日に米国で発生したカリフォルニア・カーン郡地震のときにタフト・リンカーン・スクール・トンネルで記録された加速度記録のうちの S69E 成分である。(以下ではタフト地震波と称する。)実際に記録された

$\ddot{u}_{max}$: 堤体天端の加速度の最大値
 k_{max} : 深さ y の位置のすべり土塊に作用する
平均加速度の最大値

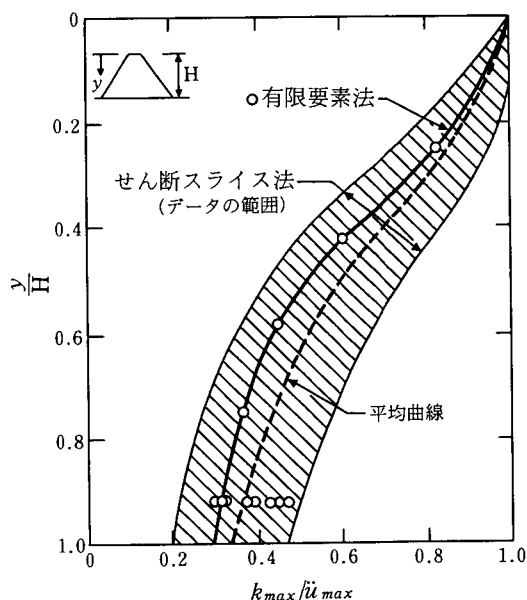


図-6-5 堤体内の加速度分布(Makdisi, Seed⁵⁾
による)

ピーク加速度は175.9galであるが、これを100galに下げて“QUAD-4”への入力とした。また解析には図-6-5の最初の16秒間の記録を用いた。入力波形の時間ピッチは0.02秒である。図-6-7に示すような有限要素モデ

ルを設定し、地震波を基盤より入力して水平に加振した。なお図-6・7の有限要素モデルの要素数は48であり、節点数は“QUAD-4”の場合が56，“FEAST-D”の場合が68である。“FEAST-D”で節点数が増えた理由は、“FEAST-D”では三角要素が使えないので図-6・6の斜

面の三角形要素の1辺にもう1つずつ節点を追加したためである。

有限要素解析に用いた土質定数を表-6・2に示す。各要素に作用する鉛直有効応力は貯水池からの定常浸透流を考慮して計算した。

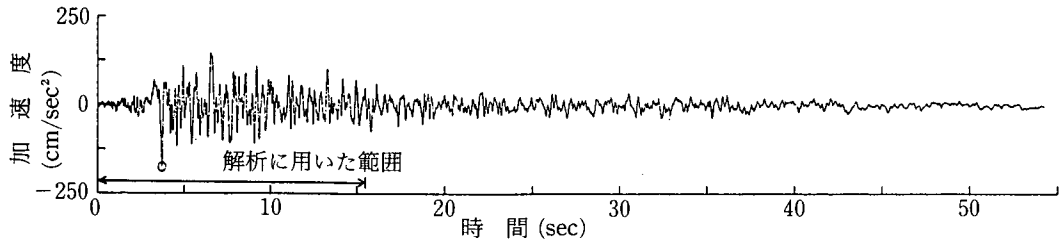


図-6・6 解析に用いた入力地震波

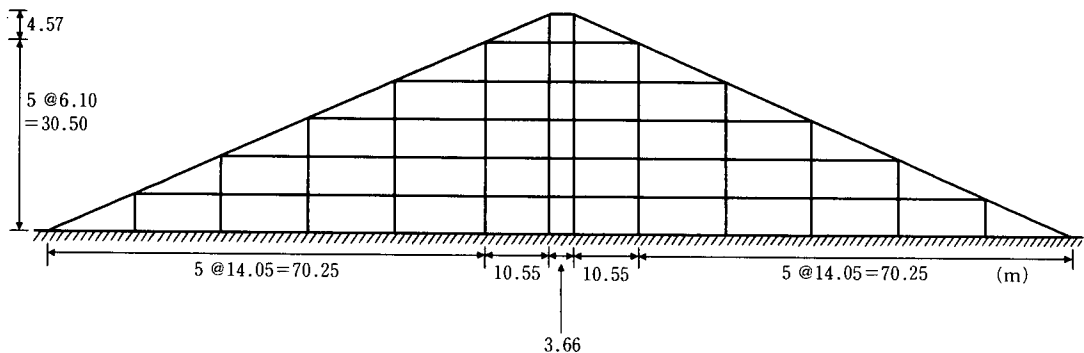


図-6・7 “QUAD-4” および “FEAST-D” による解析に用いた有限要素

表-6・2 有限要素解析に用いた土質定数

電算プログラム	土 質 定 数
QUAD-4	$\rho_t = 2.08 \text{ t/m}^3$ (全要素) $\nu = 0.4$ (全要素) $G_{max} = 22.1 K (\sigma'_m)^{0.5}$ G_{max} と σ'_m は kgf/cm^2 $K = 50$ $\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v$ ($K_0 = 0.5$)
FEAST-D	$\rho_t = 2.08 \text{ t/m}^3$ (全要素) $E = 1,300 \text{ kgf/cm}^2$ (全要素) $\nu = 0.4$ (全要素) $a = 0.025$ $b = 2.4$ 第1回目のイテレイションの $G = 5/a \text{ kgf/cm}^2$

ρ_t = 混潤密度

ν = ポアッソン比

G_{max} = 最大せん断弾性係数

σ'_v = 鉛直有効応力

E = ヤング率

a, b = 定数

図-6・8に繰返し三軸試験より求めた動的応力・永久歪関係を示す。この試験には解析対象としたアースダムより採取した不攪乱試料を用いた。なお図-6・8の中の1つの点が1つの試験に対応している。試験結果は式(5・1)で表わされる曲線によって近似することができる。この試験データに最も良く適合するように定数 a 、 b を最小自乗法により求めると、 $a=0.025$ 、 $b=2.4$ となる。

6.4 解析結果

図-6.9に“QUAD-4”を用いた解析により得られたアースダム天端の加速度応答波形を、図-6・10、図-6・11に堤体中の加速度の分布を示す。図-6・10によるとアースダムの天端では加速度のピーク値が入力加速度のピーク値の約2.9倍に増幅されている。図-6・10の中の白丸は電算プログラム“EQUIV”を用いて不規則に変動する加速度を繰返し回数が5回の等価な加速度に変換したものである。なお理論的には繰返し回数をいくらに設定しても、その回数に対応した等価加速度が得られるので、永久変形量の結果には影響を与えないはずである。ただあまりにも非常識な回数を設定しないように、ここでは次のようにして $N=5$ を決めた。即ち図-6・5に示すように、地震波から得られるランダムに変動するせん断応力波形を最大値の0.65倍の振幅をもつ等価正弦波に変換したときの回数とマグニチュードの関係が得られている²⁴⁾。今地震のマグニチュードを6～6.5と想定して図-6・12の平均曲線を用いると繰返し

回数は約5となる。図-6・10、図-6・11に示されるように加速度の値は堤体内の水平面内でほぼ一定の値であるので、図-6・10の(b)線上で得られた等価加速度を代表値として、次の“FEAST-D”を用いた解析の入力とした。

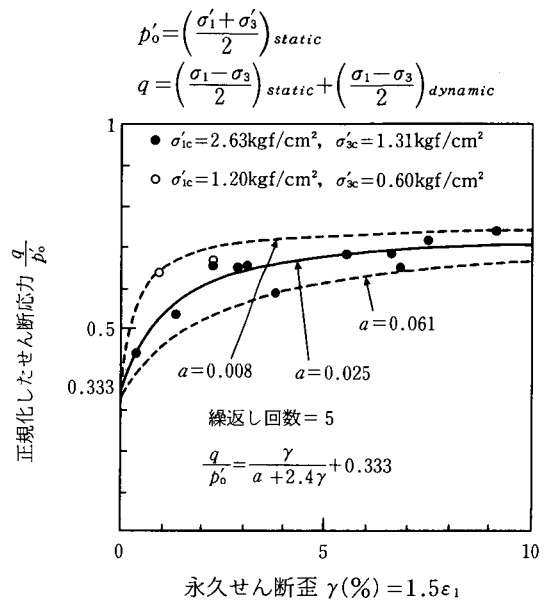


図-6・8 繰返し三軸試験より求めた動的応力・永久歪関係 (Geotechnical Engineers Inc. による)

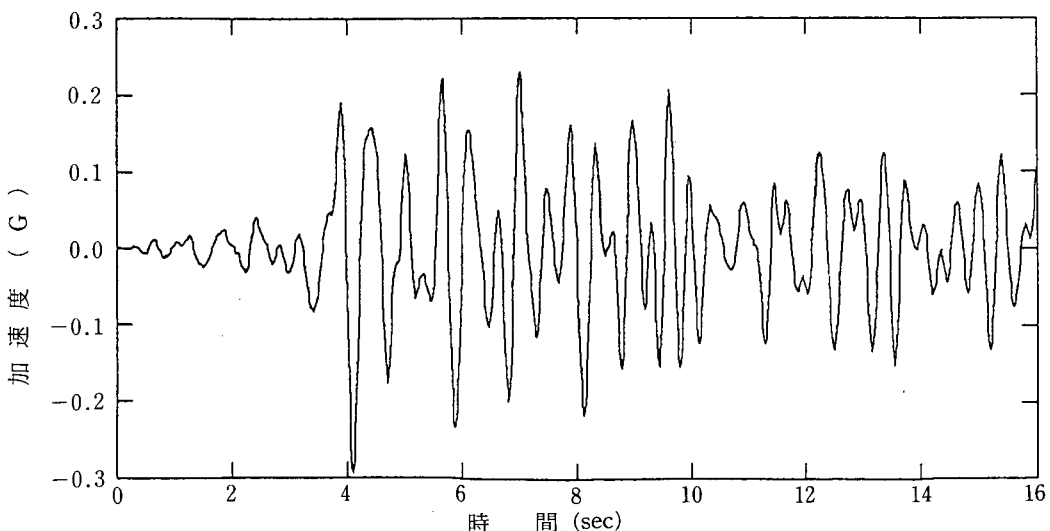


図-6・9 アースダム天端の水平加速度波形

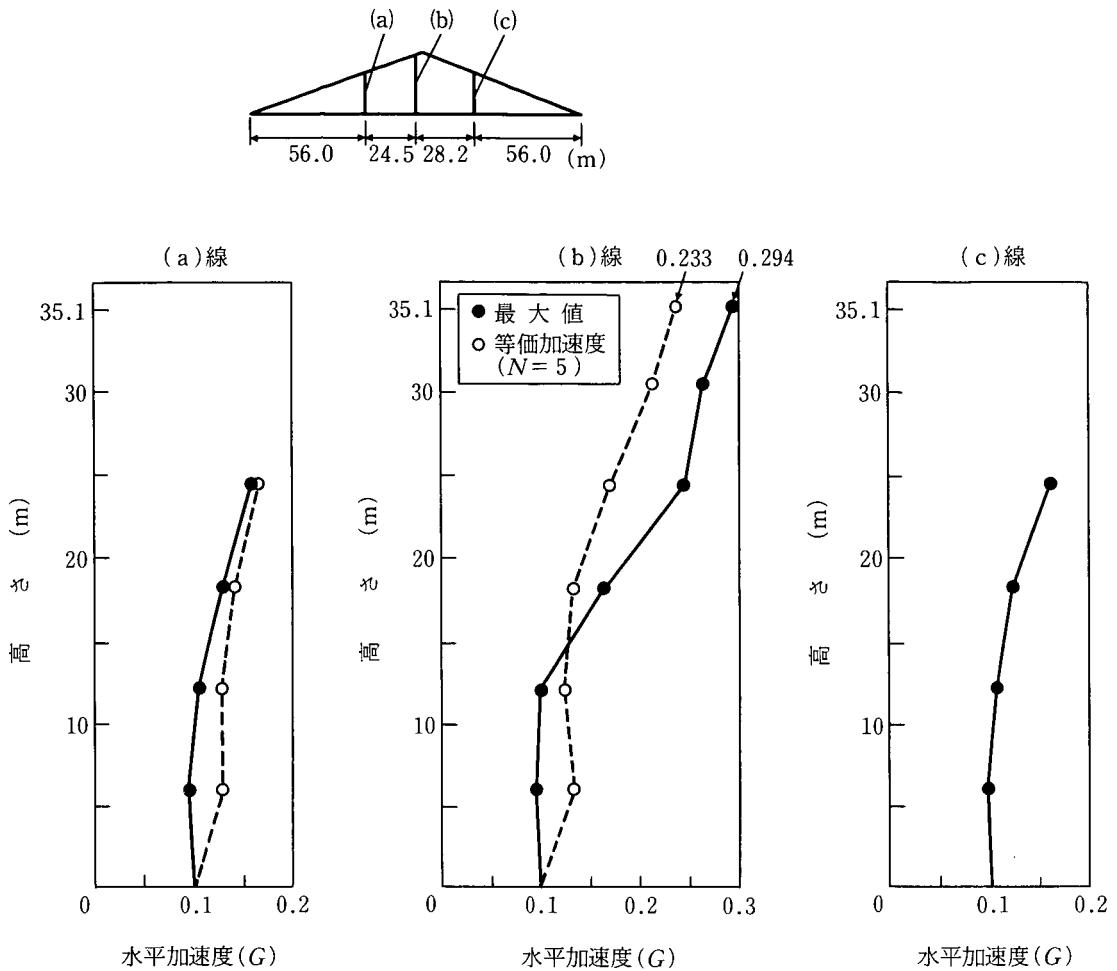


図-6・10 “QUAD-4”および“EQUIV”を用いた解析により求めた水平加速度と高さの関係
(タフト地震波, 入力加速度のピーク値=100gal)

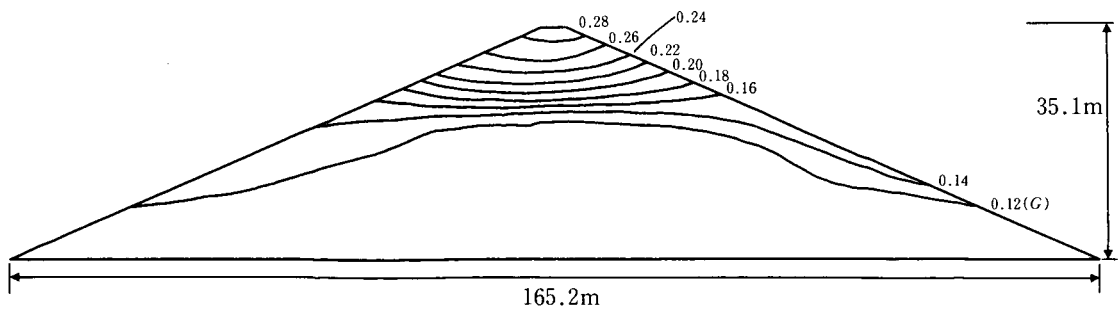


図-6・11 “QUAD-4”を用いた解析により求めた最大水平加速度の分布(タフト地震波, 入力加速度のピーク値=100gal)

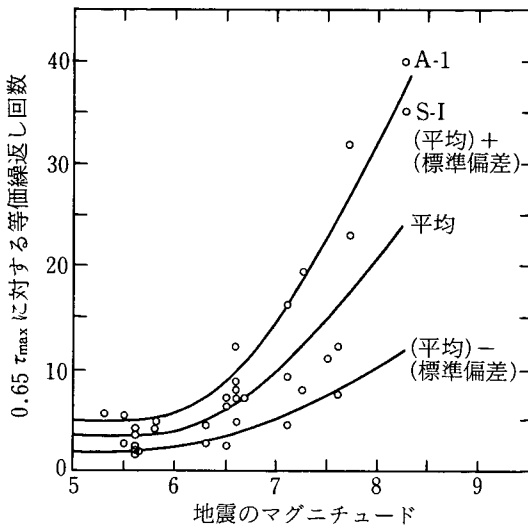


図-6.12 地震のマグニチュードと等価繰返し回数 (Seed²⁴⁾による)

“FEAST-D”を用いた解析においてアースダムに作用させた外力は重力、貯水池からの水圧、地震力である。地震力は“QUAD-4”および“EQUIV”を用いた解析により得られた等価加速度に各有限要素の質量を掛けて等価な地震力を計算し、右方向および左方向に作用させて変位を計算して最後に両者を加えて最終変位とした(図-6.13)。堤体内の応力はこれら3つの外力によって発生する全応力から定常浸透流による間隙水圧を引いて有効応力を計算している。

図-6.14はこのようにして得られたアースダムの変形の様子を示しており、天端の沈下量は20.4cmである。図6.13(a)および(b)のケースにおけるアースダム天端の沈下量はそれぞれ9.3cmおよび11.1cmであり、この2つの沈下量を合計したものが図-6.14に示す20.4cmになっている。また図-6.14によるとアースダムの水平変位はダムの中心線に関してはほぼ対称になっている。

表-6.3に簡易手法と有限要素法により求めたアースダム天端の地震時沈下量を比較したものを示す。表-6.3によると両者の値は比較的よく一致している。この表

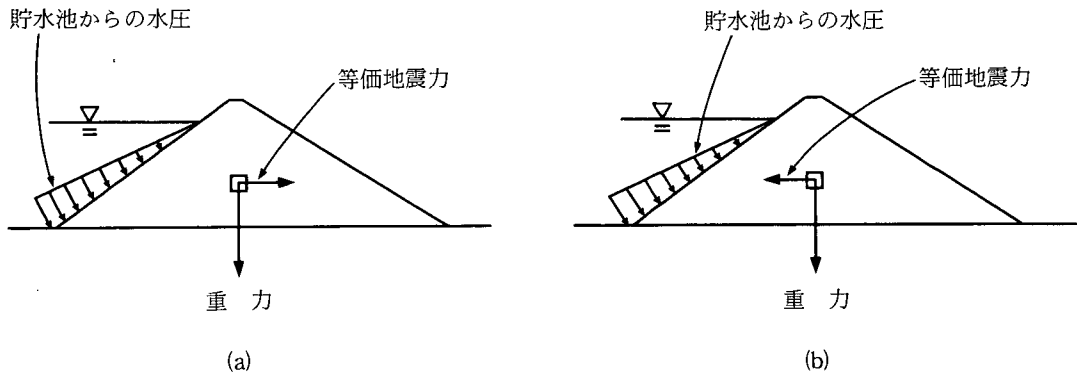


図-6.13 アースダムに作用させた力

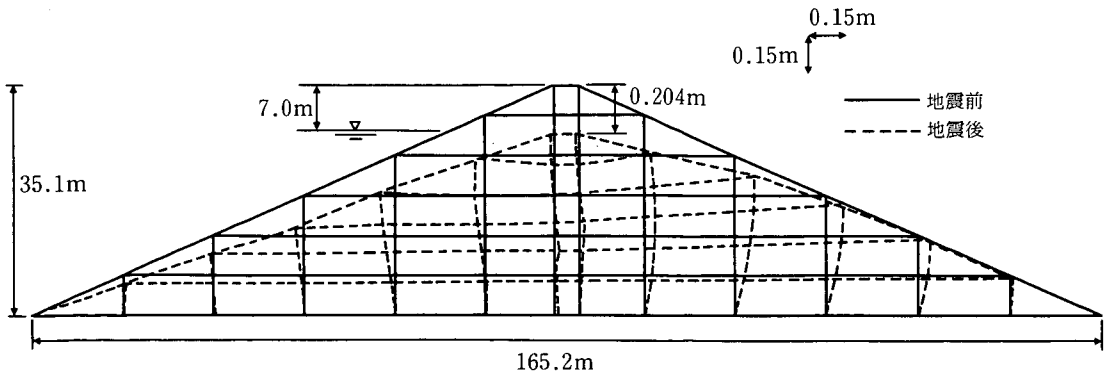


図-6.14 有限要素法により計算したアースダムの地震時変形量

に示した簡易手法の計算ではアースダムの天端の加速度を“QUAD-4”を用いた解析により計算している。また6.3「解析方法」で述べたように堤体内の加速度分布としては2種類の方法を用いている。

図-4・1の簡易手法のフローチャートにおける「震度と平均抵抗せん断応力比の関係」を求めたものが図-6・15に示されており、今回の計算では図-6・15に示される関係を用いた。図-6・15の震度と応力比の関係は図中のすべり線に対して安全率が1になるような条件で計算したものである。

図-6・16はアースダムの中心線上における鉛直歪の分布を示しており、簡易手法の結果と有限要素法による結果は比較的よく一致している。なお表-6・3の簡易手法によるアースダム天端の沈下量は図-6・16の鉛直歪を積分したものである。

6.5 まとめ

既設のアースダムの地震時永久変形量を簡易手法および有限要素法により求めた。その結果、両手法によるアースダムの天端の永久沈下量は比較的よく一致し

表-6・3 簡易手法および有限要素解析によるアースダムの天端の沈下量の比較

No.	変形解析	入力地震	応答解析	天端の加速度 (G)	加速度の堤体内分布	天端の沈下量 (cm)
1	簡易手法	タフト地震波 (ピーク加速度=100gal)	QUAD-4 解析	0.233	QUAD-4解析の結果	23.8
2	簡易手法	タフト地震波 (ピーク加速度=100gal)	QUAD-4 解析	0.233	Makdisi-Seed ⁵⁾ の提案曲線	15.8
3	有限要素法	タフト地震波 (ピーク加速度=100gal)	QUAD-4 解析	0.233	QUAD-4解析の結果	20.4

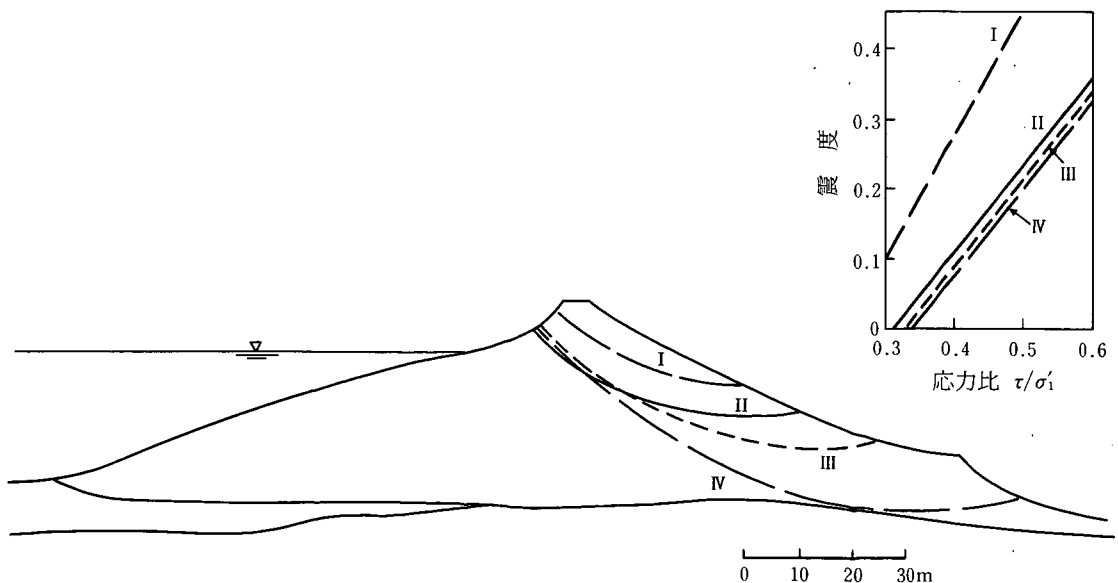


図-6・15 円弧すべり解析より計算した震度と応力比の関係

注) No 1, No 2 ではあるすべり線を仮定して鉛直歪を計算しているが、その鉛直歪はすべり線とアースダムの中心線との交点の位置における値であると考えて図中にプロットしている。

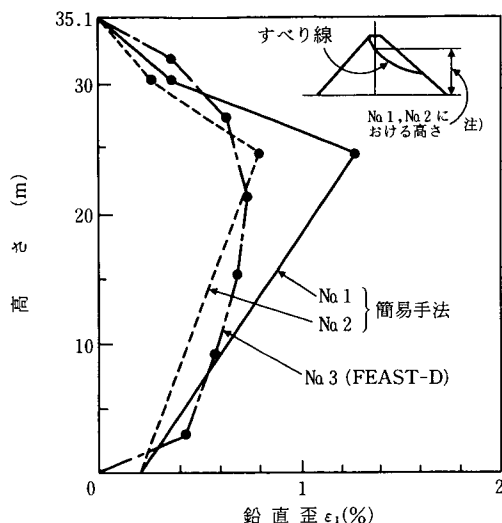


図-6-16 アースダムの中心線上における鉛直歪の分布

た。なおこの場合の簡易手法においてはアースダム天端の応答加速度は有限要素法により求めているので、永久変形解析の部分について簡易手法と有限要素法の結果を比較したことになる。

7. 東京湾横断道路の人工島に対する適用例

7.1 概説

現在計画中の東京湾横断道路は東京湾を横断して川崎と木更津を結ぶ約15kmの道路である。この道路はトンネルと橋梁から成り、トンネルと橋梁の結合およびトンネルの換気のために2つの人工島が計画されている²⁵⁾。昭和60年度に川崎側の人工島については鉄骨構造物式人工島として計画がとりまとめられたが、ここでは盛土形式の人工島に前述の地震時永久変形解析を適用した例を紹介する²⁶⁾。

この人工島の耐震設計においては、震度法による円弧すべりを仮定した安定の検討が行われている。しかし、このような重要な巨大な土構造物に対してはそれ

だけでは不十分であり、実際の地震時に人工島の天端が海中に没してしまうような大変形が発生するのかどうかという点を含めて地震時の永久変形量がどのくらいになるかについても検討が必要となる。このような観点から人工島の地震時永久変形量の予測が行われた。

7.2 解析対象

図-7-1に解析対象とした川崎側人工島の横断面図を示す。この人工島は厚さ28mの軟弱な沖積粘土地盤上に築造される高さ33mの山砂およびロック材の盛土であり²⁷⁾、天端幅が100m、長さが500mである。沖積粘土地盤はサンドコンパクションパイル工法により改良し、山砂盛土は鋼管セルによって囲われている。

7.3 解析方法

解析には4.「解析方法」で述べた簡易手法および有限要素法による予測手法を用いた。簡易手法による解析では海底より上のセルを山砂と考え、海底より下のセルを粘土と考えた。有限要素解析においては電算プログラム“SADAP”、“EQUIV”、“FEAST-D”を用いた。図-7-2に有限要素解析に用いた要素モデルを示す。

“SADAP”による地震応答解析には節点数414、要素数374のモデル(図-7-2(a))を用いた。“FEAST-D”による永久変形量の解析では図-7-2(b)に示すモデル(節点数280、要素数238(うちジョイント要素32))を用いた。また“FEAST-D”による解析ではセルと土の間にジョイント要素を入れてセルと土のすべりを表現した。

図-7-3に簡易手法の解析に用いた加速度応答スペクトルを示す。また図-7-4に有限要素法の解析に用いた入力地震動を示す。この入力地震動は1968年十勝沖地震の時に八戸港で記録された水平NS成分の波形を基に、加速度応答スペクトルが図-7-3の周期が1～3秒の部分に一致するようにしたものである²⁷⁾。なお人工島の固有周期が約2秒であるので周期が1～3秒の領域で一致させるようにした。

表-7-1に地震応答解析に用いた土質定数を示す。原地盤の土質定数はボーリングにより得られた不攪乱試料を用いた土質試験により求めたものである。なお表-7-1(b)の有限要素法の場合の値は山砂盛土の直下の土層のものであり、ロック材盛土の直下および盛土のない部分では上載圧が異なるので、上載圧を考慮して

注) ここで述べる解析のうち有限要素解析では昭和56年までの土質調査結果を用いているので沖積層の厚さが27m、盛土高さが34mとしている。昭和58年までの土質調査の結果、沖積層の厚さが28m、盛土高さが33mとなった。

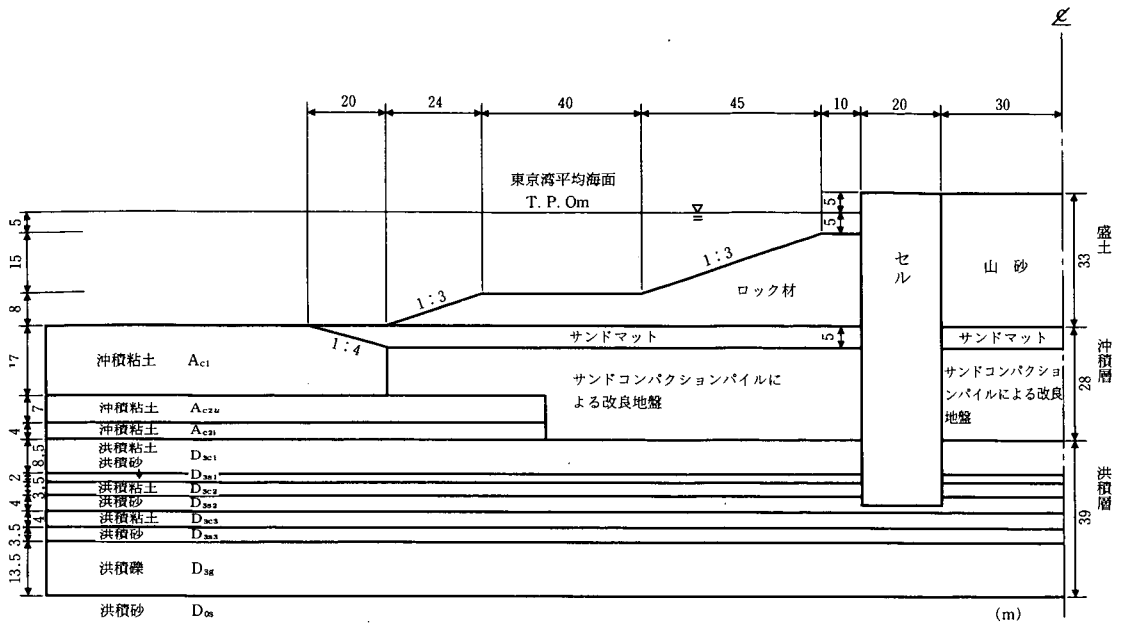


図-7・1 解析対象とした人工島の断面

表-7・1とは若干異なる値を用いている。またセルの剛性の評価は非常にむずかしいので、有限要素解析においてセルの剛性はパラメーターとし、深さ方向の平均値で $9.9 \times 10^4 \text{tf/m}^2$, $9.6 \times 10^4 \text{tf/m}^2$, $6.7 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ の3つのケースについて解析を行った。なおセルの中詰め土の剛性および継手の剛性を用いてそれぞれの断面積の比率を考慮してセル全体の剛性を計算すると $5.9 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ になる。

有限要素法による地震時永久変形解析においては、4.2「有限要素法」で述べたようにランダムに変動する応答加速度を等価な正弦法に変換しなければならない。そのときの変換計算に必要な土質定数を求めるために、沖積粘土を用いた繰返し三軸試験および浅間山砂を用

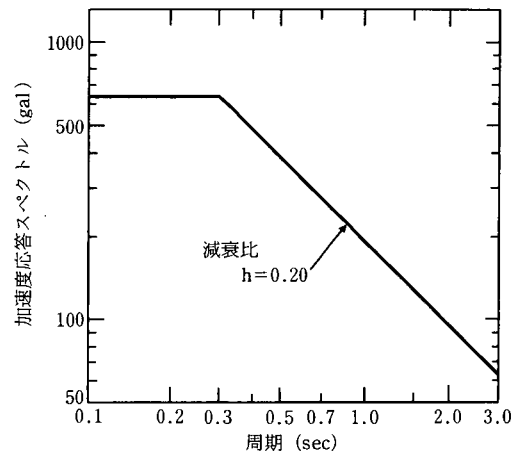


図-7・3 簡易手法による解析に用いた加速度応答スペクトル

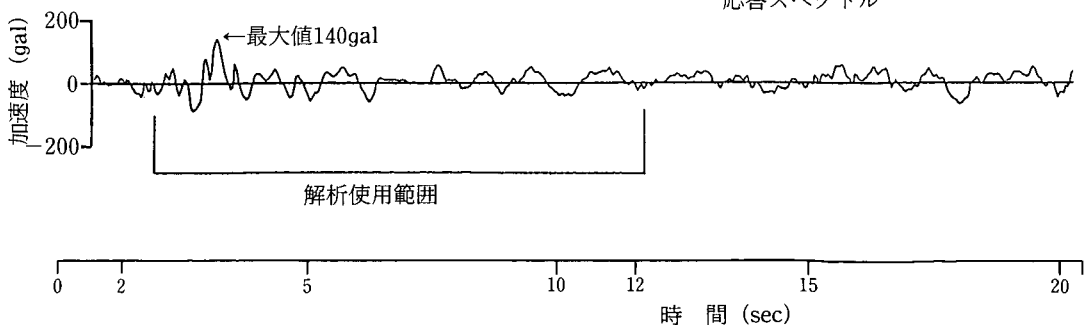
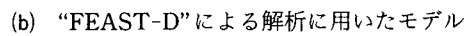
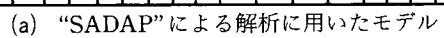


図-7・4 有限要素解析に用いた入力地震動



((b)のモデルは(a)のモデルの一部である。)

図-7.2 有限要素解析に用いたモデル

表-7・1 地震応答解析に用いた土質定数

(a) 簡易手法

	単位体積重量 γ_s (tf/m ³)	せん断弾性係数 G (tf/m ²)
盛 土	1.97	5,809
地 盤	1.79	3,580

(b) 有限要素法

土 質 名		単位体積重量 γ_s (tf/m ³)	粘 着 力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	$r=10^{-6}$ におけるせん断弾性係数 G_o (tf/m ²)	動的ポアソン比 ν_d	大歪におけるせん断弾性係数 $G=k\sigma^n$	
								n
山 砂 ロ ッ ク 材 サ ン ド マ ッ ト		2.0	1.5	35	14,490	0.49	8,160	0
		2.0	0	40	12,380	0.49	5,980	0
		2.0	3.5	35	16,400	0.49	10,230	0
沖 積 粘 土	A _{c1}	1.36	1.8	0	1,120	0.49	760	0
	A _{c2u}	1.66	7.8	0	3,900	0.49	1,640	0
	A _{c2l}	1.74	13.2	0	3,010	0.49	1,000	0
サンドコン パクション パ イ ル	A _{c1}	1.41	15.9	0	9,860	0.49	4,380	0
	A _{c2u}	1.69	13.1	0	7,590	0.49	2,890	0
	A _{c2l}	1.76	19.2	0	4,950	0.49	1,400	0
洪 積 粘 土	D _{3c1}	1.69	13.5	0	8,390	0.49	4,160	0
	D _{3s1} +D _{3c2}	1.77	19.6	0	19,490	0.49	13,700	0
	D _{3s2} +D _{3s3}	1.79	22.5	0	26,410	0.49	19,050	0
	D _{3s3} +D _{3g}	2.10	0	45	54,910	0.49	49,350	0
セ ル		1.58~2.0	100	0	4,950~26,410	0.49	4,110~24,720	0

すべての土層について静止土圧係数 $K_0=0.5$

いた繰返しねじり試験の結果より繰返し応力比 q_d/p_0' と繰返し回数の対数 $\log N$ の関係を求めた。その一例を図-7・5に示す。図-7・5の q_d/p_0' と $\log N$ の関係を直線で表わしたときの勾配 C_1 ([付録2]参照) を求めて一覧表にしたものを表-7・2に示す。このようにして求めた C_1 の平均値を用いて等価正弦波への変換計算を行った。なおロック材についてはデータが得られなかったので浅間山砂の C_1 の値を用いた。

図-7・6に簡易手法による地震時永久変形解析に用いた動的応力・永久歪関係を示す。図-7・6(a)は締固めた浅間山砂を用いた繰返しねじり試験により求めた結果²²⁾であり、図-7・6(b)は原地盤より採取した不攪乱沖積粘土を用いた繰返し三軸試験より求めた結果²⁸⁾である。なお簡易手法による解析を行った時点ではロック材の土質試験が行われていなかったため山砂の動的応力・永久歪関係をロック材にも適用した。またサンドコンパ

クションパイル工法による改良地盤については粘性土の動的応力・永久歪関係を適用した。

簡易手法を用いた場合は繰返し回数 $N=5, 10$ 回の2通りについて永久変形量の計算を行っている。この繰返し回数をどのくらいにすればよいかを以下に考察する。今考えている東京湾横断道路の人工島においてマグニチュードが約8の地震を想定しているとする、図-6・12を用いて繰返し回数は平均で20回、(平均)±(標準偏差)を考えると、10~30回となる。ただしこの回数は最大せん断応力(あるいは最大加速度)の0.65倍の振幅の等価正弦波に変換した場合の回数である。即ち式(4.1)の $\alpha=0.65$ に相当する。ところが今ここでやっている簡易手法による計算では最大加速度をそのまま用いており、式(4.1)の $\alpha=1$ である。従って $\alpha=0.65$ に対応する $N=10\sim30$ 回を $\alpha=1$ の場合に変換すると何回になるかを考えてみる。〔付録2〕の次式を用い

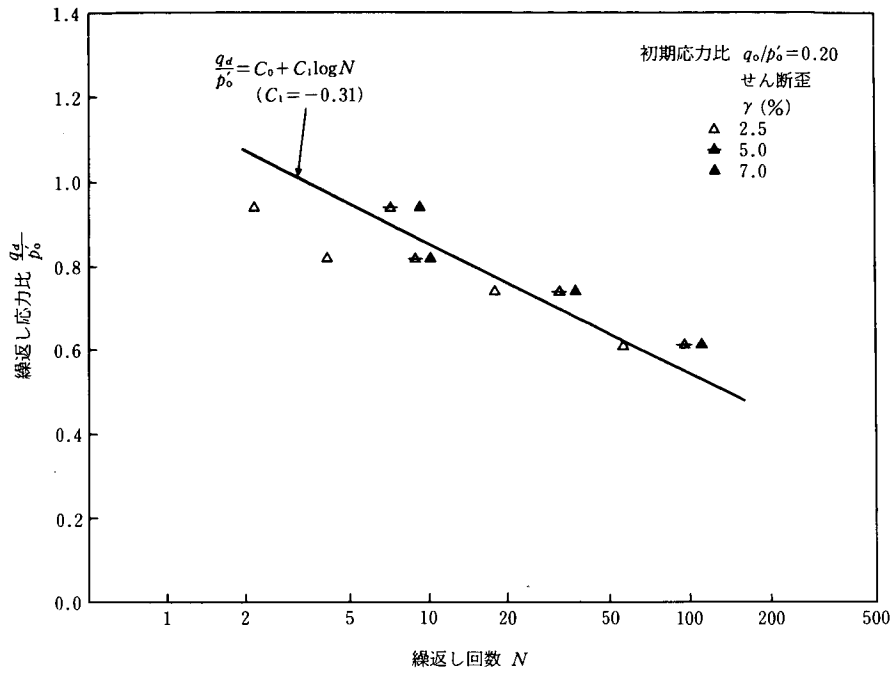


図-7.5(a) 繰返し応力比と繰返し回数の関係(沖積粘土)

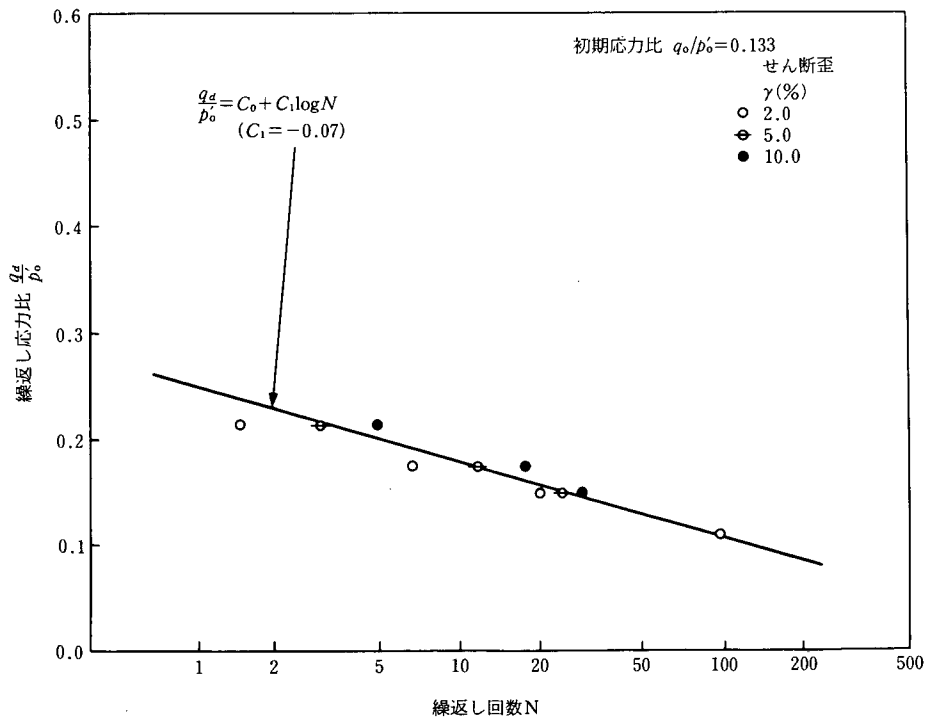
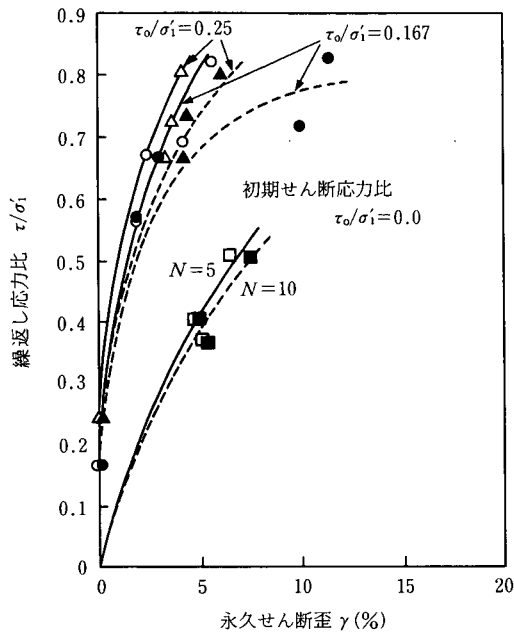


図-7.5(b) 繰返し応力比と繰返し回数の関係(浅間山砂)

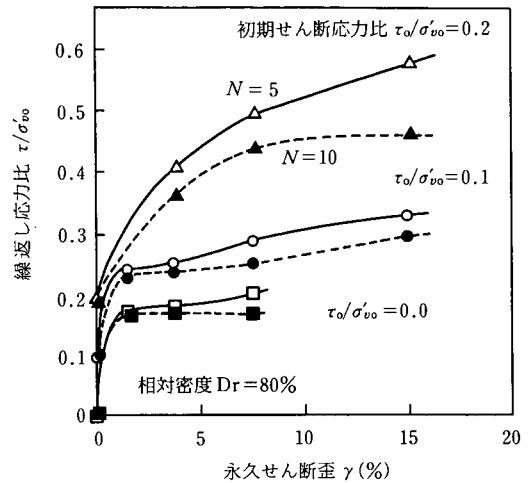
表-7.2 定数 C_1 の一覧表

土質名	初期せん断応力比 $\frac{q_0}{p'_0}$	C_1	C_1 の平均値
沖積粘土	0.20	-0.31	-0.365
	0.33	-0.42	
浅間山砂	0.133	-0.07	-0.130
	0.267	-0.16	
	0.333	-0.16	

C_1 : 繰返し応力比 q_a/p'_0 と繰返し回数の対数 $\log N$ の関係を直線で表わしたときの勾配



(a) 沖積粘土



(b) 浅間山砂

図-7.6 動的応力・永久歪関係

て等価変換を行う。

$$A = C_0 + C_1 \log N \quad \text{付 (2.1)}$$

A : 加速度比 ($= a/g$, a : 加速度, g : 重力加速度)

C_0, C_1 : 定数

N : 繰返し回数

今浅間山砂の $C_1 = -0.13$ (表-7.2) であり, 人工島に作用する最大加速度比 $A = 0.17$ (表-7.4) である。従って, $A = 0.17 \times 0.65$, $N = 10$ を付式 (2.1) に代入して C_0 を計算すると, $C_0 = 0.241$ となる。次に $C_0 = 0.241$, $C_1 = -0.13$, $A = 0.17$ を代入すると $N = 3.5$ となる。即ち $A = 0.17 \times 0.65$ の正弦波が 10 回繰返すのと, $A = 0.17$ の正弦波が 3.5 回繰返すのが等価であるということになる。同様に $N = 30$ の場合を計算すると, $C_0 = 0.303$ となる。

り $A = 0.17 \times 0.65$ の正弦波が 30 回繰返すのと $A = 0.17$ の正弦波が 10.5 回繰返すのが等価という結果になる^{*)}。従ってここで考えている簡易手法において最大加速度を用いる場合 (即ち式 (4.1) の $\alpha = 1$) の等価繰返し回数 N は 3.5~10.5 回となり, $N = 5$ 回と 10 回について計算しておけばほぼよいことになる。

有限要素法による地震時永久変形解析においては図-7.6 に示すような動的応力・永久歪関係を式 (5.1) により近似して解析に用いた。表-7.3 に近似式 (5.1) の定数 a, b の値を示す。ロック材については想定される

注) ちなみに $N = 20$ 回の場合は $C_0 = 0.28$ となり, $A = 0.17 \times 0.65$ の正弦波が 20 回繰返すのと $A = 0.17$ の正弦波が 7.0 回繰返すのが等価となる。

表-7.3 動的応力・永久歪関係における定数 a , b

繰返し回数	$N=5$		$N=10$	
定数 土質名	a	b	a	b
山 砂	3.021	3.235	3.957	3.311
粘 性 土	2.055	0.803	2.200	0.945
ロック材	1.557	0.642	—	—

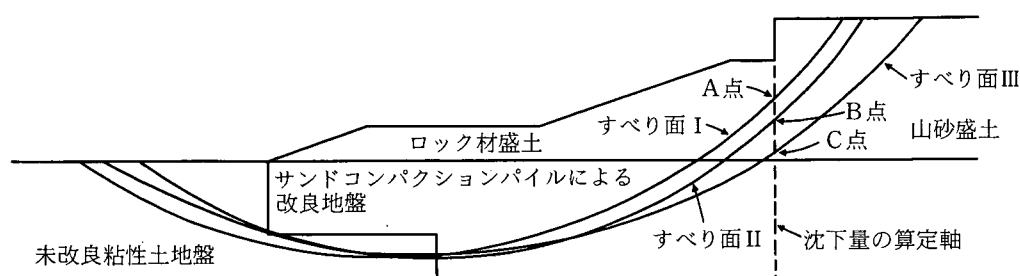


図-7.8 簡易手法による解析に用いたすべり面

ロック材と相似的粒径をもつ碎石を用いた大型繰返し三軸試験より求めた。表-7.3には繰返し回数 $N=5$ と10の場合が示されている。有限要素解析においては $N=5$ の場合について解析を行った。有限要素解析においては6.4「解析結果」でも述べたように、計算された加速度の時系列を等価な正弦波に変換しているの、理論的には繰返し回数をいくらに設定しても、その回数に対応した等価加速度が計算されるので永久変形量については同じ結果を与えることになる。今回の場合はロック材についての定数が $N=5$ の場合にのみ得られていたので、 $N=5$ で解析を行った。

7.4 解析結果

7.4.1 簡易手法による解析結果

図-7.7にスペクトル解析により計算した人工島の山砂盛土部の応答加速度の最大値を示す。計算された最大水平加速度は山砂盛土部で160~200gal、原地盤部で100~160galとなった。図-7.7には有限要素法による解析結果も同時に示されている。簡易手法と有限要素法による解析結果の比較については7.4.2「有限要素法による解析結果」で述べる。

図-7.8に簡易手法による解析に用いたすべり面を示す。このすべり面は図-7.8に示す沈下量の算定軸を適切な位置で横切ると共に静的安全率が最小となるように設定した。

表-7.4 すべり面上の土塊に作用する平均震度

すべり面	応答加速度の平均値 (gal)	平均震度 k_{ave}
I	164	0.17
II	166	0.17
III	167	0.17

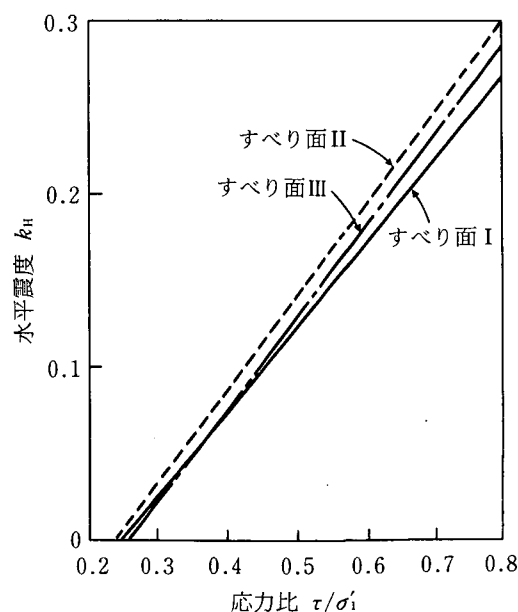


図-7.9 水平震度と応力比の関係

表-7・4に式(4・1)により計算した各すべり面上の土塊に作用する平均震度を示す。

図-7・9は図-7・8に示す各すべり面について円弧すべり解析を行い、安全率が1になるときの水平震度とそ

のすべり面上に発生する抵抗せん断応力比の平均値の関係を求めた結果を示している。

表-7・4に示した平均震度から図-7・9の関係を用いてすべり面に沿って発生する抵抗せん断応力比を求めた。

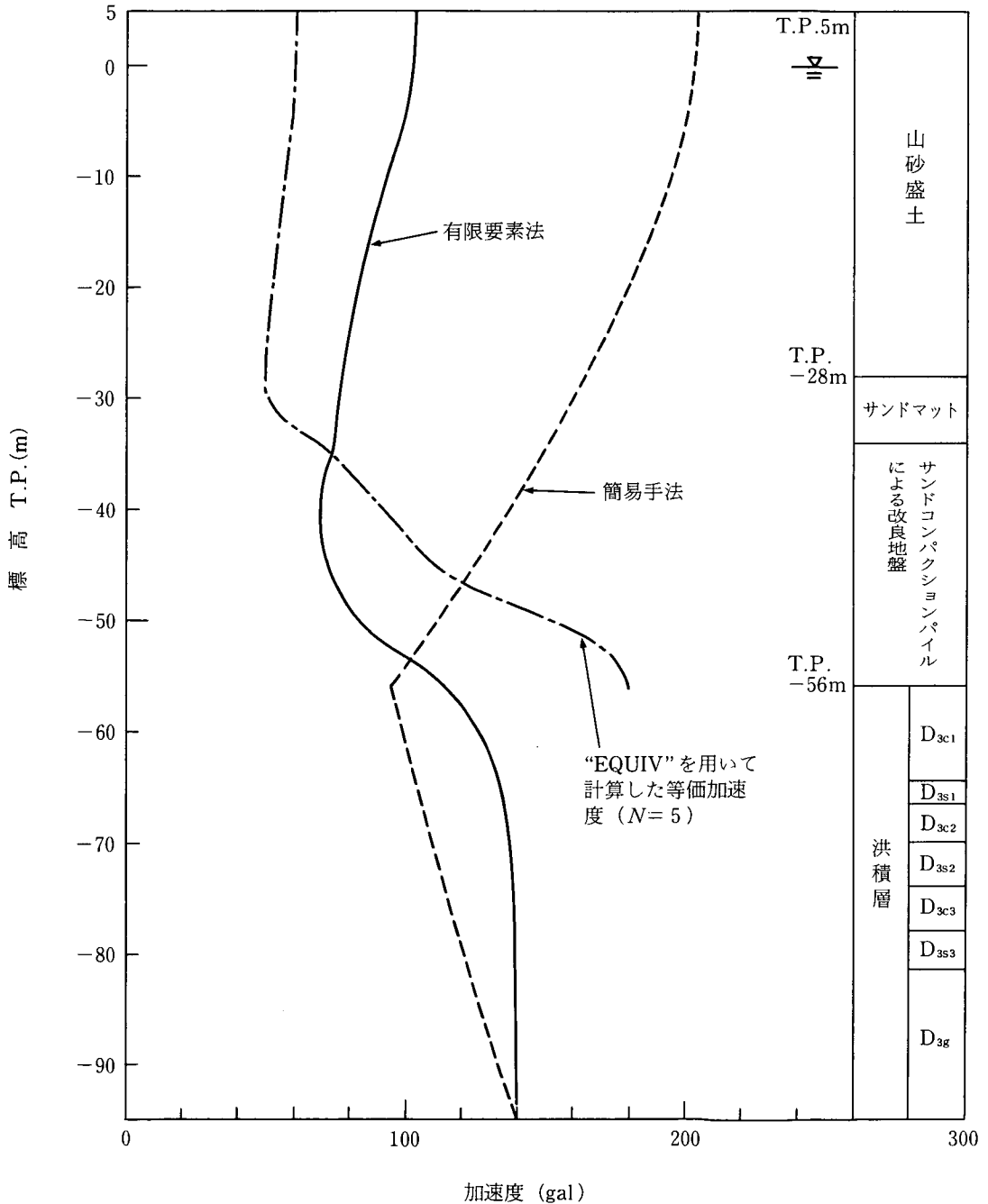


図-7・7 人工島の山砂盛土部の応答加速度の最大値

そしてこの抵抗せん断応力比が、その平均震度の地震力が作用した時にすべり面に発生するせん断応力比に等しいと考える。さらにこのせん断応力比の値から図-7・6に示した動的応力・永久歪関係を用いて永久せん断歪を求めた。そしてせん断歪を次式を用いて近似的に鉛直歪に変換した。((付録3) 参照)

$$\epsilon_v = \frac{\gamma}{1+\nu} \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

ここに ϵ_v : 鉛直歪

γ : せん断歪

ν : ポアッソン比 (非排水状態を想定して 0.5とする)

このようにして求めた鉛直歪の深さ方向の分布を表-7・5および図-7・10に示す。なお図-7・10中のA点、B点、C点は図-7・8のA点、B点、C点と対応しており、例えばすべり面Iに対して求められた鉛直歪を代表点としてA点の鉛直歪であると考えて図-7・10ではA点の深さの位置にプロットしている。今回の解析では図-7・6に示すように盛土部と地盤部で異った動的応力・永久歪関係が得られているので、あるすべり面に作用する平均的な繰返し応力に対する永久せん断歪を盛土部と地盤部で別個に計算し、式(7.1)を用いて鉛直歪に変換した。このようにして求めた盛土部と地盤部の鉛直歪をすべり面の円弧の盛土部と地盤部の長さの比で配分して表-7・5に示す最終の鉛直歪とした。この鉛直歪を深さ方向に次式を用いて積分し、人工島の地震時永久沈下量 δ を計算した。

$$\delta = \int_{z_1}^{z_2} \epsilon_v dz \quad \dots\dots\dots (7.2)$$

ここに δ : 盛土の永久沈下量

z : 標高

z_1 : 沈下計算の対象となる層の底面の標高

z_2 : 盛土天端の標高

ここでは沖積粘土層の底面までを沈下計算の対象とした。その結果、表-7・6に示すように繰返し回数 $N=5$ 回の場合の人工島の地震時永久沈下量が39cm、 $N=10$ 回の場合のそれが49cmとなり、盛土高に対してそれぞれ1.2%、1.5%の沈下量となる。

7.4.2 有限要素法による解析結果

図-7・7に有限要素解析により求めた山砂盛土部の応答加速度の最大値の深さ方向分布を示す。この結果によると洪積粘土層内の上部の D_{3c1} 層およびサンドコンパクションパイルで改良した沖積粘土層においてかなり加速度が小さくなっている。この理由はこれらの層の大歪領域におけるせん断弾性係数がその下の洪積粘土層のせん断弾性係数の1/3以下であり、これらの層は

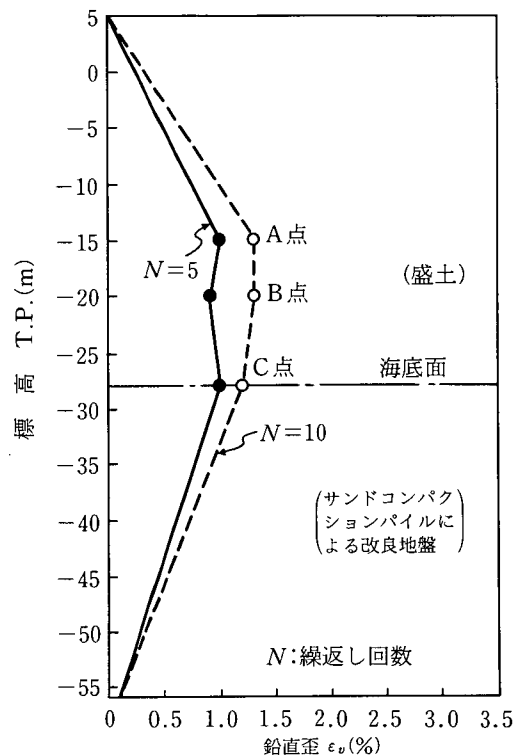


図-7・10 鉛直歪の分布

表-7・5 鉛直歪の算定

すべり面	初期せん断応力比 τ_i/σ_1'	動的応力比 τ_{max}/σ_1'	$N=5$ (回)			$N=10$ (回)		
			盛土部 $\epsilon_{ve}(\%)$	地盤部 $\epsilon_{vg}(\%)$	$\epsilon_v(\%)$	盛土部 $\epsilon_{ve}(\%)$	地盤部 $\epsilon_{vg}(\%)$	$\epsilon_v(\%)$
I	0.243	0.40	2.7	0.4	1.0	3.6	0.4	1.3
II	0.237	0.37	2.3	0.3	0.9	3.6	0.4	1.3
III	0.252	0.39	2.5	0.4	1.0	3.2	0.3	1.2

下の層に比べると軟らかく変形しやすいが、加速度はあまり大きく増幅されないためであると考えられる。図-7・7には同時に簡易手法のスペクトル解析によって求めた加速度が示されている。スペクトル解析によって求めた加速度はサンドコンパクションパイルによる改良地盤より上では単調に増幅しており、有限要素解析の結果とかなり異っている。これはスペクトル解析では地盤を1つの層として取り扱っており、有限要素解析におけるように個々の層構成を考慮していないためであると考えられる。

また図-7・7には有限要素解析により得られた加速度を“EQUIV”を用いて等価加速度に変換した値も示されている。

図-7・11に有限要素解析により求めた人工島の地震時永久変形図を示す。図-7・7に示した等価加速度に有限要素の質量を乗じて等価地震力を求め、それを有限要素の各節点に図-4・4に示すように左方向、右方向に作用させて繰返し計算を行って得られたものが図-7・11である。なお図-7・11に示した結果はセルの剛性が平均で $9.9 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ （深さ方向に $1.1 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ から $8.6 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ まで変化する）の場合のものであり、その時の山砂盛土天端の沈下量が21cmになっている。セルの剛性の平均値が $9.6 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ 、 $6.7 \times 10^6 \text{tf/m}^2$ と大きくなった場合の山砂盛土天端の地震時沈下量はそれぞれ6.7cm、1.9cmと小さくなった。7.3「解析方法」で述べたように、セルの中詰め土の剛性および継手の剛性を用いてセル全体の剛性を計算すると $5.9 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ になる。

従ってセルの剛性を平均で $9.9 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ （ $1.1 \times 10^4 \sim 8.6 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ ）とした場合が、上の3つの計算ケースの中では $5.9 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ に最も近いので最も確からしい沈下量を与えると考えることができる。

図-7・12はセルの剛性の平均値が $9.9 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ のときの鉛直歪の深さ方向の分布を示している。

7.5 まとめ

東京湾横断道路の人工島について簡易手法および有限要素法による地震時永久変形量の解析を行った結果、山砂盛土の天端の沈下量は、簡易手法によると繰返し回数 $N=5$ 回のときに39cm、 $N=10$ 回のときに49cmとなった。また有限要素法によると21cmとなった。いずれの場合も人工島天端の海面からの高さ5mに比べるとかなり小さい値である。ここで用いた解析手法は入力波形や土質定数の設定等についていろいろな仮定や近似を含んでおり、当然解析結果にもいくらかの誤差が含まれている。誤差が何%であるかを定量的に示すことはむずかしいが、解析により求めた沈下量は人工島天端の海面からの高さより1桁小さい値となっているので、人工島が想定した地震によって海中に没する可能性はかなり低いと思われる。

有限要素法による盛土天端の沈下量が簡易手法の値より小さくなったが、その主な理由は有限要素法における地震応答解析では地盤を細く層に分けて取り扱ったことが応答に反映して応答加速度が簡易手法に比べて小さくなったためであると考えられる。

表-7・6 簡易手法により計算した人工島の地震時永久沈下量と盛土高さに対する比

繰返し回数 N	5	10
沈下量 $\delta(\text{m})$	0.39	0.49
盛土高さ(33.0m)に対する比(%)	1.2	1.5

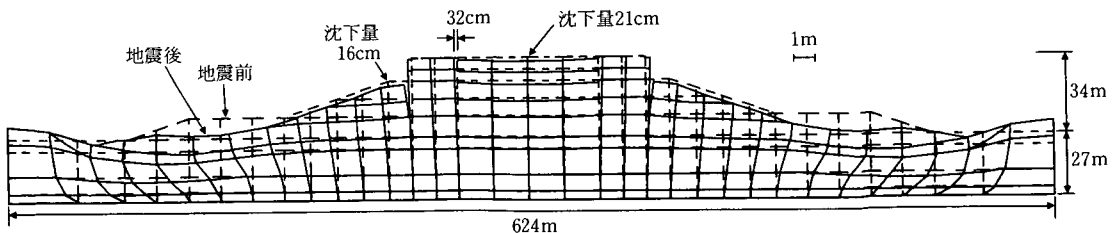


図-7・11 有限要素法による人工島の地震時永久変形(繰返し回数 $N=5$ 回, セルの剛性の平均値 $=9.9 \times 10^4 \text{tf/m}^2$)

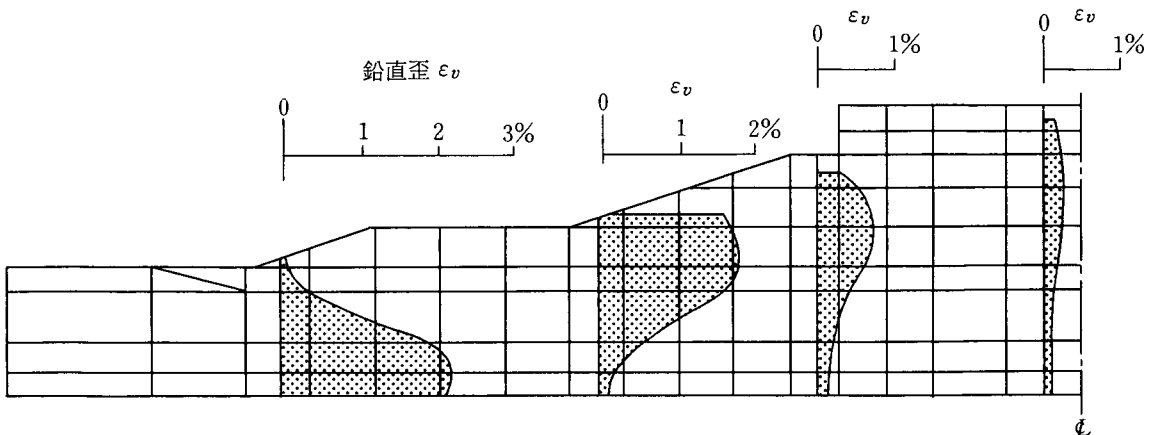


図-7・12 鉛直歪 ε_v の深さ方向分布（繰返し回数 $N = 5$ 回，セルの剛性の平均値 $= 9.9 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ ）

8. 結論

土に初期せん断応力が作用している状態に繰返し荷重が作用すると大きなせん断変形が生じることがある。このような現象を室内土質試験より求められる動的応力・永久歪関係を用いて表現し，簡易手法および有限要素法によって土構造物の地震時永久変形量を予測する手法について述べた。有限要素法による方法を盛土の振動台実験に適用して解析結果と実験結果を比較した結果，盛土天端の沈下量について比較的よい一致が見られた。ただし盛土天端に発生するクラック等についてはこの解析手法では表現できなかった。

また既存のアースダムについて簡易手法および有限要素法を適用して，アースダムの地震時永久変形量の解析を行った結果，両方法によるアースダム天端の沈下量は比較的近い値となった。なおこの場合の簡易手法においてはアースダム天端の応答加速度は有限要素法により求めているので，永久変形解析の部分について簡易手法と有限要素法の結果を比較したことになり，簡易手法による永久変形解析は妥当なものであると考えられる。

さらに東京湾横断道路に計画中の盛土式人工島に対して前述の簡易手法および有限要素法を適用して，地震時永久変形量の予測解析を行った。その結果，両方法共に十分実際の土構造物の耐震設計に用いることができ，土構造物の地震時挙動を推定する場合に有力な手段であることが明らかになった。

9. 今後の課題

ここに述べた方法は土構造物の地震時永久変形量を求めるための近似的な方法である。すなわち繰返し荷重による土の大変形時の挙動を推定するために，室内における繰返しせん断試験より求められる土の動的応力・永久歪関係を用いて，地震力を静的な力に置き換えた解析を行っている。しかし今後は繰返し荷重による土の累積変形特性を動的解析に組み込んだ厳密な解析法を開発する必要がある。そのためには繰返し荷重を受けた時の土の応力・歪関係を厳密に表現できる構成式を見出すことが重要であり，さらに有限要素法に代って大変形時の挙動を正確に表現できるような解析法を開発することが望まれる。

謝 辞

本研究を実施するに当って御指導頂いた建設省土木研究所の佐々木康振動研究室長，古賀泰之動土質研究室長，並びに実験，解析において多大の御協力を頂いた同研究所動土質研究室の小笠原久，森下義の両氏に深く感謝の意を表する。

またここで述べた手法の開発は筆者が米国マサチューセッツ工科大学 (M.I.T.) に留学中に行ったものであり，そこで御指導頂いた R.V. Whitman 教授および W. A. Marr 博士に深く感謝の意を表する。

東京湾横断道路の人工島に対してこの手法を適用し

た解析は高速道路調査会の人工島構造検査委員会（委員長：久野悟郎中央大学教授）において審議されたものであり、有益な御意見を頂いた委員各位に対して深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) Newmark, N.M.(1965) "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-173
- 2) Franklin, A.G. and Chang, F.K.(1977) "Earthquake Resistance of Earth and Rock-fill Dams: Permanent Displacement of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis," *Miscellaneous Paper S-71-17 Report 5*, U.S. Army Engineer Waterways Experimental Station
- 3) Reséndiz, D., Romo, M.P. and Moreno, E. (1982) "El Infiernillo and La Villita Dams: Seismic Behavior," *Proc. ASCE*, Vol.108, No.GT1, pp. 109-131
- 4) Kutter, B.L. (1982) "Centrifugal Modeling of the Response of Clay Embankments to Earthquakes," *Ph D thesis*, Cambridge Univ.
- 5) Makdisi, F.I. and Seed, H.B. (1977) "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments," *EERC Report No.77-19*, Univ. of California, Berkeley
- 6) Sarma, S.K. (1975) "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments," *Geotechnique*, Vol. 25, No.4, pp.743-761
- 7) 渡辺啓行, 馬場恭平(1981) "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," *大ダム*, No.97 pp.25-38
- 8) Lee, K.L. (1974) "Earthquake Induced Permanent Deformations of Embankments," *Report for National Science Foundation*, No. NSF-RA-E-75-273
- 9) Serff, N., Seed, H.B., Makdisi, F.I. and Chang, C. Y. (1976) "Earthquake Induced Deformations of Earth Dams," *EERC Report No.76-4*, University of California, Berkeley
- 10) 松尾修, 佐々木康, 唐沢安秋 (1983) "地震による盛土の沈下量の計算", 第38回土木学会年次学術講演会, 第III部門, pp.347-348
- 11) 桑野二郎, 石原研而, 李宏徹, 矢飼稔之(1984) "地震によるアースダムの残留変形予測," 第19回土質工学研究発表会, pp.691-692
- 12) Taniguchi, E., Whitman, R.V. and Marr, W.A. (1983) "Prediction of Earthquake-Induced Deformation of Earth Dams," *Soils and Foundations*, Vol.23, No.4 pp.126-132
- 13) 谷口栄一(1983) "土構造物の地震時変形量の予測," *土木技術資料* Vol. 25, No.5, pp.27-32
- 14) 佐々木康, 谷口栄一, 唐沢安秋, 森本克則(1981) "飽和粘土の動的強度に関する繰返し三軸試験" 第16回土質工学研究発表会, pp.665-668
- 15) 柳沢栄司(1981) "振動時における堤防と地盤の動的相互作用と逸散減衰" *土と基礎*, Vol.29, No.9, pp.11-18
- 16) 古賀泰之, 佐々木康, 小笠原久, 館山悟(1983) "土構造物の地震時応答解析プログラム: SADAP" *土木技術資料* Vol.25, No.3, pp.33-38
- 17) Idriss, I.M., Lysmer, J., Hwang, R. and Seed, H. B.(1973) "QUAD-4: A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures," *University of California, Berkeley, EERC Report 73-16*
- 18) Annaki, M. and Lee, K.L. (1977) "Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.103, No. GT6, pp.549-564
- 19) 石原研而(1976) "土質力学の基礎" 鹿島出版会, p.224
- 20) Vaid, Y.P., Chen, J.C. (1983) "Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction," *Soils and Foundations*, Vol.23, No.1, pp.47-60
- 21) Taniguchi, E., Morishita, T. and Horii, (1985) "Permanent Deformation of Embankments Due to Cyclic Loadings," *Proc. of the 2nd International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp.5-63-5-72
- 22) 谷口栄一, 森下義(1985) "土構造物の地震時変形量の予測手法に関する検討" *土木技術資料* Vol.27, No.1, pp.3-8

- 23) 東京大学生産技術研究所土質工学研究室(1981)
“盛土材料砂の動的特性に関する実験的研究”
- 24) Seed, H.B. (1979) “Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes,” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105, No.GT2, pp. 201-255
- 25) 大石嗣雄, 龍岡文夫(1985) “東京湾横断道路における人工島の土質工学的諸問題”土と基礎, Vol.34, No.1, pp.19-25
- 26) 谷口栄一, 真鍋進(1985) “東京湾横断道路における人工島の地震時永久変形量の予測”土と基礎, Vol.34, No.1, pp.27-33
- 27) 荒川直士, 川島一彦, 相沢興(1984) “応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形”土木技術資料, Vol.26, No.7, pp.46-51
- 28) 日本道路公団東京第一建設局(1984) “昭和58年度東京湾横断道路土質調査(その4)報告書”

〔付録1〕土構造物の天端の加速度の簡易計算方法^(注)

付図1・1(a)に示すような土構造物の天端の加速度をスペクトル解析により求める。この土構造物は均質で紙面直角方向に無限に続いていると仮定する。最大せん断弾性係数 G_{max} は次式で表わされる。

$$G_{max} = \rho \cdot V_{max}^2 \dots\dots\dots \text{付 (1.1)}$$

ρ : 土構造物を構成する土の密度

V_{max} : 土構造物を構成する土のS波速度

まず第1回目の計算では任意のせん断弾性係数 G を決め、 G/G_{max} を決める。付図1・1(b)に示すような図を用いて G/G_{max} に対応するせん断歪と減衰比 λ を決める。

せん断スライス理論による土構造物の任意の高さの点の加速度は次式で表わされる。

$$\ddot{u}(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_0\left(\beta_n \frac{y}{h}\right)}{\beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \cdot \omega_n \cdot V_n(t) \dots\dots\dots \text{付 (1.2)}$$

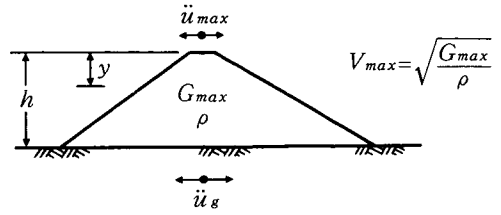
ここに J_0, J_1 : 次数0および1の第1種 Bessel 函数

β_n : 振動数方程式 $J_0(\omega_n h \sqrt{\rho/G}) = 0$ の零値

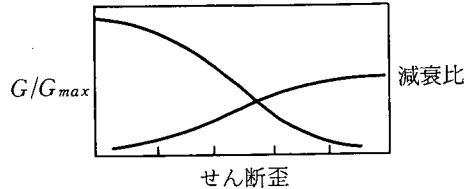
$\omega_n = \beta_n \cdot V_s / h$, ここに $V_s = \sqrt{G/\rho}$

: n 次モードの固有振動数

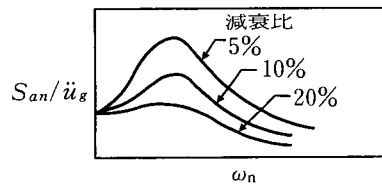
V_n は Duhammel の積分で次式で表わされる。



(a) 均質な土構造物



(b) 土のせん断弾性係数および減衰比の歪依存性



(c) 加速度応答スペクトル

付図1・1 土構造物の天端の加速度の最大値の計算 (Makdisi, Seed⁵⁾ による)

$$V_n(t) = \int_0^t \ddot{u}_g e^{-\lambda_n \omega_n (t-\tau)} \sin [\omega_{dn}(t-\tau)] d\tau \dots\dots \text{付 (1.3)}$$

ここに $\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1 - \lambda_n^2} \approx \omega_n$ (λ_n が小さいとき)

λ_n : 限界減衰比

従って

$$\ddot{u}(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(y) \cdot \omega_n \cdot V_n(t) \dots\dots\dots \text{付 (1.4)}$$

$$\text{ここに } \phi_n(y) = \frac{2J_0\left(\beta_n \frac{y}{h}\right)}{\beta_n J_1(\beta_n)}$$

となる。

もし最初の3つのモードだけを考えると、 $\beta_1 = 2.4$, $\beta_2 = 5.52$, $\beta_3 = 8.65$ となり、固有振動数は次式で表わされる。

注) ここに述べたことは文献5)の付録を翻訳したものである。

$$\left. \begin{aligned} \omega_1 &= 2.4 V_s/h \\ \omega_2 &= 5.52 V_s/h \\ \omega_3 &= 8.65 V_s/h \end{aligned} \right\} \text{付 (1.5)}$$

土構造物の天端では $y=0$ であるから、

$$\left. \begin{aligned} \phi_1(0) &= 1.6 \\ \phi_2(0) &= 1.06 \\ \phi_3(0) &= 0.86 \end{aligned} \right\} \text{付 (1.6)}$$

となる。従って土構造物の天端の加速度は

$$\ddot{u}_n(0, t) = \phi_n(0) \cdot \omega_n \cdot V_n(t) \cdots \cdots \text{付 (1.7)}$$

で表わされる。またそれぞれのモードの天端の加速度の最大値は

$$\ddot{u}_{n \max} = \phi_n(0) \cdot \omega_n \cdot S_{vn} \cdots \cdots \text{付 (1.8)}$$

ここに S_{vn} : スペクトル速度

で表わされる。もし λ_n が小さければスペクトル加速度 S_{an} は $S_{an} \approx \omega_n S_{vn}$ となるので、

$$\ddot{u}_{n \max} = \phi_n(0) \cdot S_{an} \cdots \cdots \text{付 (1.9)}$$

となる。

それで最初の 3 つのモードに対する天端の加速度は

$$\left. \begin{aligned} \ddot{u}_{1 \max} &= \phi_1(0) S_{a1} = 1.6 S_{a1} \\ \ddot{u}_{2 \max} &= \phi_2(0) S_{a2} = 1.06 S_{a2} \\ \ddot{u}_{3 \max} &= \phi_3(0) S_{a3} = 0.86 S_{a3} \end{aligned} \right\} \text{付 (1.10)}$$

となる。それぞれのモードの加速度の最大値は異なった時刻に発生するので、それぞれの自乗平均をとったものを近似的に天端の加速度の最大値であると考えたと、

$$\ddot{u}_{\max} = \left[\sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n \max})^2 \right]^{1/2} \cdots \cdots \text{付 (1.11)}$$

となる。

従ってまず最初に V_s と λ を決めると、付式 (1.5) を用いて最初の 3 次までの固有振動数が求まる。これを付図-1.1(c)に用いてスペクトル加速度が求まり、付式 (1.10) (1.11) を用いて天端の加速度の最大値を計算できる。

次に詳細は省略するが⁵⁾次式より求まる等価平均せん断歪 $(\gamma_{ave})_{eq}$ を計算する。

$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 \cdot 0.3 \cdot \frac{h}{V_s^2} \cdot S_{a1} \cdots \cdots \text{付 (1.12)}$$

この等価平均せん断歪を付図-1.1(b)に適用して新しい G と λ を決め、2 回目の計算を行う。このようにして何回か計算を行い、収束するまで計算を行う。

〔付録 2〕 ランダム波から等価正弦波への変換

付図-2.1 に示すようなランダムに変動する加速度比の波形を等価な正弦波的に変動する加速度比の波形に

変換することを考える。ここで付図-2.1(a)のランダム波と(b)の正弦波が等価という意味は、(a)のランダム波が土要素に作用した時に与える変形あるいは歪が(b)の正弦波が同じ土要素に作用した時に与える変形あるいは歪と同じであるということを指す。ここで述べる方法は電算プログラム“EQUIV”としてプログラム化されている。

ここで述べる方法においては付図-2.2 に示すような加速度比 A と繰返し回数 N の間に次式で表わされるような直線的な関係があると仮定している。

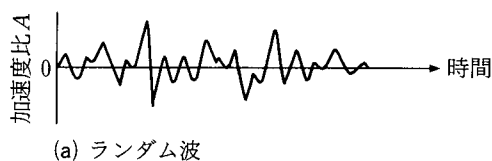
$$A = C_0 + C_1 \log N \cdots \cdots \text{付 (2.1)}$$

ここに A : 加速度比 $(= \frac{a}{g}, a$: 加速度 (cm/sec²), g : 重力加速度 (cm/sec²))

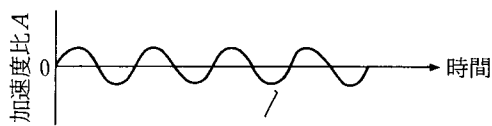
C_0, C_1 : 定数

N : 繰返し回数

また付図-2.2 の直線の勾配 C_1 はせん断によって変らないと仮定する。



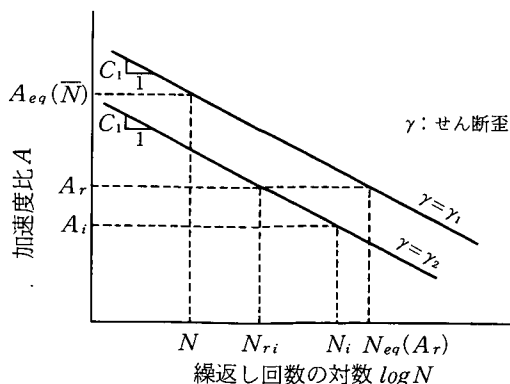
(a) ランダム波



(b) 等価正弦波

$$A = \frac{a}{g} \quad (a : \text{加速度}, g : \text{重力加速度})$$

付図-2.1 ランダム波と等価正弦波



付図-2.2 加速度比と繰返し回数の対数の関係

付図-2・3に示すようにまず加速度比のランダム波形をいくつかのレベルに分割し、加速度比レベル A_i に対応するピークの数 N_i' を読む。ピークが2つで繰返し回数1回と数えるので繰返し回数は $N_i = N_i' / 2$ となる。付図-2・2に示すように加速度比レベル A_i のものが N_i 個存在することと加速度比レベル A_r のものが N_r 個存在することが等価であるとする、次のような関係が成立する。

$$\begin{cases} A_r = C_0 + C_1 \log N_r & \text{付 (2.2)} \\ A_i = C_0 + C_1 \log N_i & \text{付 (2.3)} \end{cases}$$

付式 (2.2) から付式 (2.3) を減ずる。

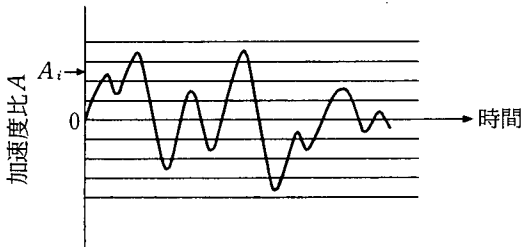
$$A_r - A_i = C_1 (\log N_r - \log N_i)$$

$$A_r - A_i = C_1 \log \frac{N_r}{N_i}$$

$$\frac{N_r}{N_i} = 10^{(A_r - A_i)/C_1}$$

$$N_r = N_i \cdot 10^{(A_r - A_i)/C_1} \quad \text{付 (1.4)}$$

任意の加速度比レベル A_i について付式 (1.4) が成立するからこれを全ての加速度比レベルについて加えると、



付図-2・3 ランダム波の分割

ある加速度比 A_i が与えられた時の等価な回数 $N_{eq}(A_r)$ は、

$$N_{eq}(A_r) = \sum N_{ri}$$

$$N_{eq}(A_r) = \sum N_i \cdot 10^{(A_r - A_i)/C_1} \quad \text{付 (2.5)}$$

となる。

またある繰返し回数 $\bar{N}$ が与えられたときの等価な加速度比 $A_{eq}(\bar{N})$ は次式で表わされる。

$$A_{eq}(\bar{N}) = C_0' + C_1 \log \bar{N} \quad \text{付 (2.6)}$$

$$A_r = C_0' + C_1 \log N_{eq}(A_r) \quad \text{付 (2.7)}$$

付式 (2.6) から付式 (2.7) を減じる。

$$A_{eq}(\bar{N}) - A_r = C_1 \{\log \bar{N} - \log N_{eq}(A_r)\}$$

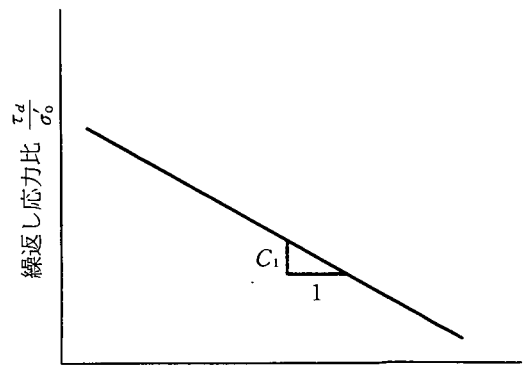
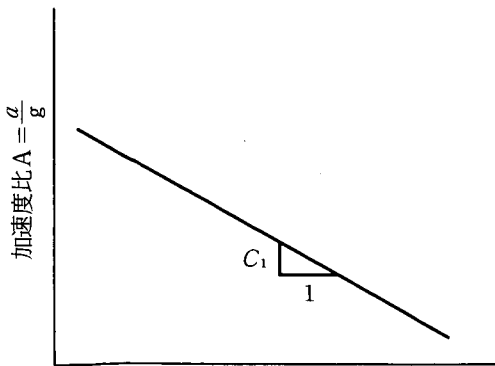
$$A_{eq}(\bar{N}) = A_r + C_1 \{\log \bar{N} - \log N_{eq}(A_r)\} \quad \text{付 (2.8)}$$

付式 (2.5) を付式 (2.8) に代入する。

$$A_{eq}(\bar{N}) = A_r + C_1 \{\log \bar{N} - \log \sum N_i \cdot 10^{(A_r - A_i)/C_1}\} \quad \text{付 (2.9)}$$

付式 (2.9) を用いてある繰返し回数 $\bar{N}$ に対応する等価な正弦波の振幅 $A_{eq}(\bar{N})$ を求めることができる。なお付式 (2.9) 中の A_r としては任意の加速度比を代入することができる。

実際の問題においては付図-2・2のような加速度比と繰返し回数の関係を得ることは難しいので、繰返し三軸試験等から求められるせん断応力比 τ_d/σ_0' (τ_d : 繰返しせん断応力, σ_0' : 初期有効拘束圧) と繰返し回数の関係を準用する。即ち付図-2・4において両者の勾配 C_1 は同じであると仮定する。



繰返し回数の対数 $\log N$

繰返し回数の対数 $\log N$

付図-2・4 加速度比あるいは繰返し応力比と繰返し回数の対数の関係

〔付録3〕 式(7・1)の誘導

付図-3・1のモールの歪円を参照して一般に次式が成立する。

$$\frac{\gamma_{max}}{2} = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_3}{2} \dots\dots\dots \text{付 (3・1)}$$

ここに γ_{max} : 最大せん断歪

ϵ_1 : 最大主歪

ϵ_3 : 最小主歪

従って

$$\gamma_{max} = \epsilon_1 - \epsilon_3 \dots\dots\dots \text{付 (3・2)}$$

となる。

$$\epsilon_3 = -\nu \cdot \epsilon_1 \dots\dots\dots \text{付 (3・3)}$$

ここに ν : ポアッソン比

であるから、付式(3・3)を付式(3・2)に代入すると、

$$\gamma_{max} = \epsilon_1 + \nu \epsilon_1$$

$$\gamma_{max} = (1 + \nu) \epsilon_1$$

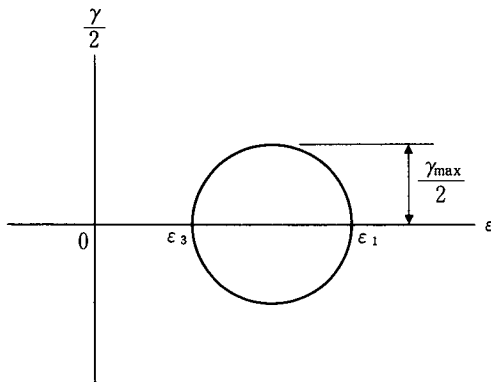
$$\epsilon_1 = \frac{\gamma_{max}}{1 + \nu} \dots\dots\dots \text{付 (3・4)}$$

となる。

もし鉛直歪 $\epsilon_v \doteq \epsilon_1$ の場合には

$$\epsilon_v \doteq \frac{\gamma_{max}}{1 + \nu} \dots\dots\dots \text{付 (3・5)}$$

となる。



付図-3・1 モールの歪円

土構造物の地震時永久変形の予測

土木研究所報告
第176号 1987年12月

谷口栄一

要 旨：

新しく開発した土構造物の地震時永久変形量を予測する手法について述べている。ここで述べている手法では室内土質試験より求められる土の動的応力・永久歪関係を用いており、簡易手法と有限要素法の2種類の方法がある。

盛土の振動台実験に有限要素法による予測手法を適用した結果、繰返し荷重による盛土の沈下量について解析結果と実験値が比較的よく一致した。また既設のアースダムおよび計画中の東京湾横断道路の人工島の地震時永久変形量の予測に上記の手法を適用し、妥当な結果が得られた例を紹介している。

キーワード：土構造物，地震，変形，有限要素法，室内土質試験

**Prediction of Earthquake - induced Permanent
Deformation of Earth Structures**

Report of PWRI
Vol. 176 Dec. 1987

by **Eiichi Taniguchi**

Synopsis :

Two new prediction methods are described in this paper for predicting earthquake - induced permanent deformations of earth structures ; one is a simplified method and the other is a finite element method. The methods employ a dynamic stress vs. permanent strain relationship of soil which is determined from laboratory soil tests.

The prediction method which uses a finite element method was applied to shaking table tests on embankments, and the calculated value of permanent settlement of embankment due to cyclic loadings well agreed with measured value. The methods were successfully applied for predicting earthquake - induced deformation of an existing earth dam in the United States and an artificial island of Trans Tokyo Bay Highway.

Key Words : soil structure, earthquake, deformation, finite element method, laboratory soil test

土木研究所報告第176号

昭和62年12月1日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県つくば市大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 株式会社 東 神 堂
東京都千代田区神田司町2-14
電話 03 (252) 7611

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ、許可を
得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 176, Dec. 1987

CONTENTS

Prediction of Earthquake - induced Permanent

Deformation of Earth Structures Eiichi Taniguchi
