

# 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

## STUDY ON ASEISMICITY OF EARTH STRUCTURES BY INVERSE ANALYSES OF ACTUAL CASES

松 尾 稔\*・板 橋 一 雄\*\*・佐々木 康\*\*\*

By Minoru MATSUO, Kazuo ITABASHI and Yasushi SASAKI

### 1. ま え が き

従来、アースダムやロックフィルダムについては不完全ながらも耐震設計がなされてきたのに対し、河川堤防、道路・鉄道用盛土などの土構造物や斜面に関しては、特殊な場合を除き、耐震設計は実施されていない。これは、①信頼度の高い耐震設計法が確立されていないことに主原因があるが、加えて、②他の土構造物と比べ震災後の復旧に要する費用や時間が一般に少ないこと、③静的安全率を適正に選べば、結果的に地震時の外力にも耐え得ると考えられてきたこと、などがその理由として挙げられよう。しかし、小規模で重要度が比較的低い場合はともかく、周辺環境を含めた重要度の高い多くの大規模構造物に関しては、このような状況は許されなくなってきており、近年、土構造物の耐震設計法および耐震診断法を確立しようという気運が高まりつつある。たとえば、建設省や運輸省では土構造物や係船岸の地震時被害例の調査および各種の動的実験、動的解析などが行われており、さらに日本国有鉄道では、既存盛土の補強工事が試験的に実施されている。

この研究の最終目標は、河川堤防、道路・鉄道用盛土ならびに自然および人工斜面に対する実用性のある耐震設計法と耐震診断法を開発することである。本論文の解析に用いている方法論は、円弧すべり法に震度法を適用したものである。動的解析法による検討の必要性を認識していることはいままでもないが、長期間伝統的に用いられ、それなりの実績を納めている上記方法について検討しないのは不当である。さらに、実務面からいえば、設計法はできるだけ簡単で使いやすい方がよいから、順序としてまず簡単な方法からその有用性の有無を調べる

ことが重要と考える。このような観点から、本論文の目的を具体的に述べると以下のようである。すなわち、①震度法による震度  $k$  の実態を把握すること。そのために、地震時に破壊した盛土を震度法・円弧すべり法により逆解析し、その破壊を説明し得る震度の大きさを調べる。②上記の震度を用いて隣接する非破壊盛土を同じ方法で逆解析し、非破壊という事実を説明できるかどうかを調べる。③このような結果から、震度法・円弧すべり法の精度および工学的な有用性を検討する。以上①、②、③からわかるように、まず、実態を整理し、これを説明し得るような方法論を帰納的に検討していこうというのが、著者らの基本的姿勢である。なお、4. に示すように本研究の主要目標の一つに耐震設計と耐震診断への信頼性理論の適用があるが、紙幅の都合上本論文では触れない。また、同じ震災事例を動的解析した場合の結果についても、別の論文で議論する予定であるので本論文では取り扱わない。

### 2. 土構造物の震災事例

地震による被害は広域にわたり、かつ多種類の構造物に及ぶ。この場合の第一義的な社会的要請は震災復旧であって、震災原因の調査ではない。これは当然のことであるから、各種の被害調査は緊急復旧を目的としたものであり、破壊の原因究明の調査としては不十分にならざるを得ない。この点を実態に基づく地震被害の力学的解明を困難にしている主たる理由である。しかし、このような困難な状況の中で、近年各方面において土構造物の被害実態の調査や分類が精力的に進められてきている。ここでは本研究で必要とする最小限の範囲に限り、参考文献 1) に挙げた資料「土構造物の地震被害例」をもとにして、ごく簡単に整理しておきたい。この資料は、鉄道技術研究所その他の機関による被害調査報告も参考に作成されたものであって、新潟地震、十勝沖地震、大分

\* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部

\*\* 正会員 工修 名古屋大学助手 工学部

\*\*\* 正会員 工修 建設省土木研究所動土質研究室長

地震、宮城県沖地震の4つの地震被害を対象に、平地地盤上の盛土被害 69 例、傾斜地盤上の盛土被害 64 例、合計 133 の震災事例を収集し、検討している。各震災事例について、被害箇所、基礎地盤の状況、盛土の形状および材料、被害の状況などの詳細な項目にわたる調査原票を作成したものである。ただし、前述した理由により力学的な情報、特に地盤に関する情報が少ないのはやむを得ない。これが地盤強度の正確な推定を非常に困難にし、5. の逆解析事例を少なくする主要原因となっているが、それでもなお、多大の参考となる以下の成果が収録されている。

### (1) 被害形態の分類

平地地盤上の盛土の被害形態は 図-1 のように分類されている<sup>2)</sup>。これらの力学的な破壊機構に関し詳しい議論がなされているわけではないが、これまでの調査と

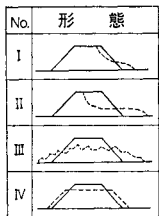


図-1 被害形態の分類<sup>2)</sup>

専門家の意見を総合すると、以下のように考えて大きな誤りはない。すなわち、I型は、盛土内だけの破壊か、あるいは一部基礎地盤内のすべりを伴った破壊の結果であり、II型は、明らかに基礎地盤の破壊に起因している。いずれにしてもI、II型を“すべり破壊”の結果と考えるのは不当ではない。III型は、多くの場合ゆるい砂地盤上の盛土にみられ、砂地盤の液状化の結果であるとするのが一般的見解であるが、堅い地盤上の締固め不十分な砂質土盛土にもこの形態の破壊があるようである。IV型の力学的機構の推測は意見の分かれるところであるが、砂地盤や粘性土地盤上の比較的堅固な盛土にみられることから、液状化に至るほどではなかったけれども砂地盤が即時的に沈下したり、粘性土地盤の一時的な側方流動による沈下の結果と考えるのが妥当のようである。

さて、先に述べた被害 69 事例のうち被害形態が明確であった 62 例について、形態別の頻度を示したものが 図-2 である。この図で、まず注目すべきことはII型が

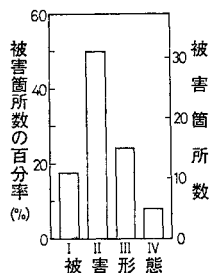


図-2 各被害形態の発生頻度<sup>1)</sup>

特に多く、31例(全体の50%)を占めている点である。これにI型の11例を加えると約70%に達する。震度法の適用の可否は別問題として、このことは少なくとも、破壊機構としてすべり破壊を検討することの正当性を示している。IV型は、一応の盛土形状を保っているのだから、たとえば、河川堤防とし

ては最小限の機能は保持できるものと考えてよく、道路・鉄道用盛土の場合でもその補修は比較的容易である。だからといって、IV型の破壊が生じても仕方がないといっているわけではない。上の理由に加え、この形態の破壊は全体に占める割合がきわめて小さいから、力学的機構がすべり破壊でないことを認識しつつも、すべり破壊手法による検討によって結果的にこの種の破壊を生ぜしめないようにする方向で対処すれば十分と考える。

問題はIII型である。これは事例もかなり多いから決して無視することはできない。これに対し、著者らの基本的な設計思想を簡単に述べると下記のようなものである。まず、液状化についてである。地盤の液状化の力学的機構と設計に関する研究は近年非常に進展した。したがって、新設建造物の建設地点で液状化の可能性があれば、これを生ぜしめないよう地盤改良するのが先決であり、そうしたうえで建設される建造物の耐震設計を考えるべきである。換言すると、地盤の液状化問題は建造物の耐震設計に先行して解決しておくのが正当な設計思想であると考えられる。盛土の締固め不足に関しても考え方は同様である。以上のことから、力学的機構としてすべり破壊を取り上げて耐震問題を検討することは、十分工学的意義を有しているものと考えられる。

### (2) 被害の程度と要因の分析

被害の程度の定量的評価は、単に力学的な側面からだけではなく経済的、社会的影響の面からもなされなければならないから、きわめて難しい問題であり、現在各方面で種々の検討が開始されている段階である。建設省では一つの目安として、道路用盛土に被害が生じた場合の交通機関に与える影響の程度という面から検討を行い、盛土天端全体にわたって重大な被害を受け、車両の通行がほとんど不能な場合を被害ランク  $\alpha$ 、被害の程度はやや軽微で盛土天端の一部分の車両通行が不能の場合を被害ランク  $\beta$ 、一部被害を受けても車両の通行にほとんど影響のない場合を被害ランク  $\gamma$  とランク分けしている<sup>1)</sup>。

次いで、盛土高さや勾配、地盤の  $N$  値を要因に選び、これらの要因と被害ランクの関係を調査している。その結果によると、 $N$  値との相関性がやや認められるものの、盛土断面と被害ランクとの関係は明確ではない<sup>1)</sup>。

以上のことから、たとえ力学的側面のみに限ったとしても、破壊の程度まで立ち入って理論を組み立てるのは現時点では困難であり、まずは破壊・非破壊の2値的観点からアプローチするのが適当と考えられる。

### 3. 安定解析の方法

#### (1) 設計の定義と震度法の基本的思想

本論文の目的に照らせば、設計の定義と震度法の基本的思想に関して考究しておくことが不可欠である。

まず、著者が設計を“不確実性下の決定問題”と定義していることに触れておかなければならない<sup>3)</sup>。ここでいう不確実性とは、設計法自体の有する種々の仮定はもちろん、それにインプットされる係数値の調査・試験法や設計値の採択、その他さまざまな側面に含まれる不確実性である。このような不確実性のもとで最適の決定が下せる方法論がよい設計法とよばれるべきである。すなわち、設計法中の仮定や係数値が実際現象をできるだけ忠実に反映し得ることが理想ではあるが、だからといって、これらすべてが真理である必要性はないのである。たとえば、設計法自体に含まれる種々の仮定が個々には実際現象と合致しなくても、それらが互いに相殺し合って設計法全体としてのハーモニーがとれ、結果的にマクロな実際現象を精度よく表現できることこそ、設計法に要請される最も重要な点である<sup>4)</sup>。このような観点に立ったうえで、震度法の基本的思想を考えてみると以下のようである。

震度法の基本的な考え方は、実際に生じる複雑な運動を簡単な剛体の運動とみなし、構造物の周期特性を考慮せずに、静的な力のつり合いのみで安定性を論ずることである。この場合、作用外力は地震加速度を重力加速度で除した震度に比例すると考えるのであるが、上記の震度法の基本的観点からすれば、採択すべき地震加速度として、時間的に変動する加速度の最大値を用いることは論理的でない。あくまで静的問題に置き換えて考えるのであるから、この基本的概念に見合った適切な地震加速度が採用されなければならない。著者は、ある時間区間内での平均的な地震加速度を代表値とするのが一つの適当な方法と考えている。一方、地盤の強度についても同様のことがいえる。土の動的強度については、数多くの調査、研究が行われている。動的強度の定義は各研究者によって異なるが、いずれにしても、これに影響を与える要因として初期応力状態、作用外力の特性、土自体の特性などが挙げられている。これらはどれをとっても非常に複雑であり、実験室内での土供試体についてさえ、その動的強度の決定の難しさを示している。特に将来の地震とそれによる地盤内各点における地震外力の時刻歴を予測し、それに対応する動的強度を求めることはさらに難しいといわざるを得ない。しかし、震度法を用いる限りにおいては、幸いにしてこれらを考慮する必要

はない。あくまで静的問題に置換して考えようとする震度法の理論の一貫性からすれば、地盤強度も静的強度を基本にするのが妥当と考える。

#### (2) 安定解析の方法

盛土や斜面の耐震解析に震度法を適用するとしても、さらに2つの問題が生ずる。1つは剛体と考えるべき地盤領域の広がりであり、他の1つは付加すべき等価な静的外力すなわち設計震度の大きさである。

剛体と考えるべき領域についてはすべり形状が問題になるが、ここでは、静的安定解析で一般に用いられる円弧すべりを採用し、すべり面に囲まれる領域を剛体と考えることとする。震度法の適用には、大別して2通りの方法が考えられる。1つは物部・岡部の地震時土圧算定法の援用である(図-3(a))。物部・岡部法は、地震時にみかけ上重力の作用方向と大きさが変化すると仮定して、静的なモーメントのつり合いを考える方法である。 $W_i$ を帯片の重量、 $k$ を水平震度、 $k_b$ を鉛直震度、 $c_u$ を粘性土地盤の非排水強度とし、図-3(a)の幾何学的記号を用いれば、地震時安全率  $F_d$  は次式で表わされる。

$$F_d = \frac{r \sum c_u l_i'}{\sum [W_i' (x_i + y_i \tan \beta) \cos \beta]} \dots\dots (1)$$

他の1つは、普通の円弧すべり計算法に地震力を加える方法である。最も自然な考え方は、図-3(a)の場合と同様地震力を各帯片の重心の位置に作用させることであり、このとき地震時安全率  $F_d$  は次式ようになる(図-3(b))。

$$F_d = \frac{r \sum c_u l_i}{\sum [W_i x_i + k W_i y_i - k_b W_i x_i]}$$

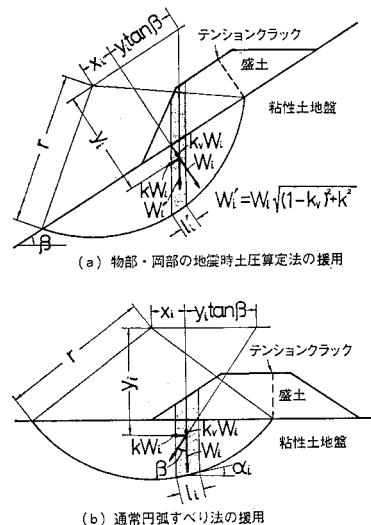


図-3 震度法・円弧すべり法(粘性土地盤上の盛土の場合)

$$= \frac{\sum c u_i l_i}{\sum \left[ W_i \sin \alpha_i + \frac{k}{r} W_i y_i - k_v W_i \sin \alpha_i \right]} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $\tan \beta = k/(1-k_v)$ 、 $\sec \beta = \sqrt{1+\tan^2 \beta}$  であるから、式 (1) の分母は

$$\sum [W_i' (x_i + y_i \tan \beta) \cos \beta] \\ = \sum [W_i x_i + k W_i y_i - k_v W_i \sin \alpha_i] \quad \dots\dots\dots (3)$$

のようになり、結局式 (1) と (2) は同一となる。ところで、帯片の重心の位置  $y_i$  が各帯片において異なるので、一般には簡単のために地震力を重心ではなく円弧上に作用させ、 $(y_i/r) = \cos \alpha_i$  とおいて、

$$F_d = \frac{\sum c u_i l_i}{\sum [W_i \sin \alpha_i + k W_i \cos \alpha_i - k_v W_i \sin \alpha_i]} \quad \dots\dots\dots (4)$$

でもって、地震時安全率  $F_d$  としている。

安定解析法として、式 (2)、(4) のいずれを用いるかについては、その理由とともに後の解析例を通して示すが、結果的には、式 (4) を採用することとなる。

なお、実際の地震時の破壊事例をみると、堤体の長手方向に亀裂が入る場合が多い。このテンションクラックの深さを正確に評価することはきわめて難しいので、図-3 に示すように、堤体底部までテンションクラックが入ったと仮定して、堤体部分は荷重としてのみ取り扱った。ただし、テンションクラックが入らないと仮定した場合および Janbu によるテンションクラックを考慮した場合<sup>3)</sup> の両計算結果を前者と比較しても安全率ならびに逆算震度にはたかだか 2% 前後の差しか生じないことを別途に確かめてある。また、5.(3) の加速度記録の解析に基づき、鉛直震度は水平震度の 1/2 とし、転倒モーメントが増加する方向へ作用させることとする。

設計震度の適切な値の取り方は本論文の主要課題であり、5. で詳述する。ただし加速度波形において、瞬間的にしか発生しない最大加速度  $\alpha_{max}$  を用いて設計震度を  $k = \alpha_{max}/g$  とすることは震度法の基本的思想からみて不当であり、またこのような値を上記の安定解析に適用すれば、ほとんどすべての

土構造物が計算上破壊してしまう結果となり実態と合わないことだけは述べておきたい。

#### 4. 研究全体の流れと本論文の位置付け

いうまでもなく、本論文はこの範囲内だけで完結したものであり、かつ限られた内容であっても、工学的に十分有用性をもつものと信じているが、著者らが意図している耐震研究の全容はかなり広い範囲に及ぶ。そこで研究全体の流れを簡単に示し、その中で本論文の位置付けを明確にしておきたい。

図-4 に研究全体の流れを示す。このフローチャートは大別して 4 つの柱から成る。すなわち、㉔ 地震による破壊事例の収集と解析、㉕ 破壊事例の近傍にありながら、非破壊であった事例の収集と解析、㉖ 地震動記録の収集と解析、そして ㉗ その総合として方法論の正当性の検討および耐震設計・診断への応用、の 4 つである。まず ㉔ 列である。収集した破壊事例について破壊形態を分類し、主として即時沈下によると判断される事例(図-1 の III, IV 型)を除く。すべり破壊が生じた想定される事例を取り上げ、それらの地盤の成層状態、強度係数、盛土形状等を調べ、解析用断面を作成する。そしてこれらに関して震度法・円弧すべり法により“破壊”を説明し得る震度を逆算する。この震度を、破壊事例から逆算するという意味で以後“逆算震度”とよぶ。次に ㉕ 列では、個々の破壊事例の近傍に存在する非破壊事例を収集しておき、同様に解析用断面を決定する。破壊事例と非破壊事例は隣接しているため、両者に作用した震度は等しいと考え、破壊事例から求めた逆算震度を非破壊事例に加え、まったく同様の震度法・円弧すべり

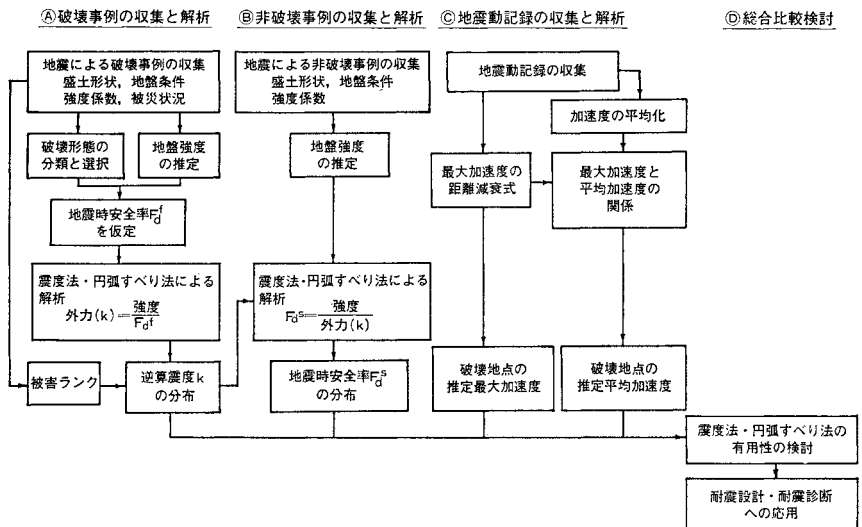


図-4 研究全体の流れ

り法を用いて非破壊事例の地震時安全率を計算する。以上の解析を多くの破壊・非破壊事例に対して実施すれば、破壊事例の逆算震度の分布と非破壊事例の地震時安全率の分布が得られる。前者が設計用震度の有用な情報となり、後者が破壊・非破壊を有意に区別し得る根拠になるのではないかと期待される。また、㉑列では、地震動記録の収集と解析を実施する。主たる目的は、①既存の距離減衰式を用いて破壊事例の存在する位置での最大加速度を推定するとともに、②その地点での平均加速度を算出し(5.参照)、③これらを上記逆算震度と相互比較することによって、震度法・円弧すべり法に用いるべき設計用震度の決定方法を検討する。

本論文では、紙幅の都合上、上述した㉑、㉒列を中心に、これらに加えて㉑列の一部に触れるにとどめるが、上記㉑、㉒、㉑列の成果を総合(㉑列)して、震度法・円弧すべり法の工学的な汎用性を検証し、これによる土構造物の耐震設計および耐震診断法を確立することが最終目標である。そのためには、本論文で取り扱っている地点以外のさらに多くの、条件の異なった土構造物の解析や㉑列のさらに精密な検討も必要と考えている。

5. 河川堤防の地震時安定に関する逆解析

2. で述べたように、詳細な地盤調査が実施されている地震被害事例は非常に少ない。ここでは、収集した地震被害事例の中で、比較的資料の整っている1978年宮城県沖地震の際に被災した吉田川堤防を取り上げ、4. のフローチャートに従って検討する。

(1) 解析用断面のモデル化

宮城県沖地震によって吉田川14km~18km区間の右岸堤防ではかなり大きな被害を受けた。震災後に各震災箇所での堤防の横断測量が実施されているので、これをもとに被害形態や被害ランクを決定した。また、この区間では被災後に多くの地盤調査が実施されており、ボーリング23本、コーン貫入試験71本、一軸圧縮試験約200個が実施されている。これらの資料と、距離標200m間隔ごとに実施されている昭和49年の堤体横断測量の結果を参考にして、解析用の堤体形状および地盤構成をモデル化した。

解析上最も困難な点は地盤強度に関する情報の少なさである。N値、コーン支持力あるいは一軸圧縮強度のいずれか1つしか得られていない場合が多い。しかし、これらを解析に取り入れるように以下のような努力をした。解析対象の地盤は全体的には粘性土地盤といえるが、粘性土層間に薄い砂層をはさむのが普通である。この砂層部分の強度係数は、N値からMeyerhofの提案式で

推定した。ただし、砂層厚自体が非常に小さいので、強度係数の推定誤差が安定解析結果に及ぼす影響が小さいことを、別に確かめた。これに対し、粘性土層の強度の推定は解析上きわめて重要である。問題は粘性土地盤に関する数少ない一軸

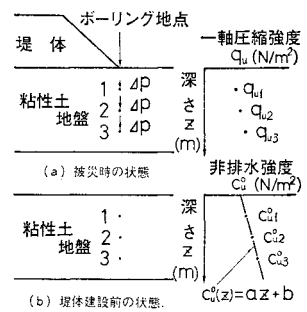


図-5 地盤強度推定法の概念図

圧縮試験の結果から地盤内各位置の強度をできるだけ正確に推定することである。このために以下のような推定法をとった。

概念図-5に示すように、ボーリング調査は一般に破壊地点の堤体法尻部で実施されており、この位置で深さ方向に数箇所一軸圧縮強度が測定されている。解析対象区間の堤防は築堤後十年以上経過しているため、粘性土地盤の圧密は終了していると考えてよい。また、粘性土の圧密強度増加率を0.25と仮定することは従来の研究成果からみて不当ではない。したがって、一軸圧縮強度の測定値  $q_{ui}$  とその点での堤体による圧密圧力  $\Delta p_i$  とから、築堤前の粘性土地盤の非排水強度が次式で求められる。

$$c_{ui}^0 = (q_{ui}/2) - 0.25 \Delta p_i \dots\dots\dots (5)$$

このような操作の結果の一例を図-6に示す。これが、築堤前の粘性土地盤の強度分布であるから、ここに新たに築堤されたとして地盤内各位置での応力増加をOsterberg図で算出し、圧密強度増加率を0.25、圧密度100%として、被災時点における地盤内位置での強度を定めたのである。

上記のようにして、破壊・非破壊事例をモデル化した。解析には吉田川14km~18km区間の粘性土地盤が卓越している箇所を選んだので、その数は破壊事例が16例、各破壊事例に隣接する非破壊事例が19例となった。なお、非破壊部分では、ボーリング調査が行われておらず、そ

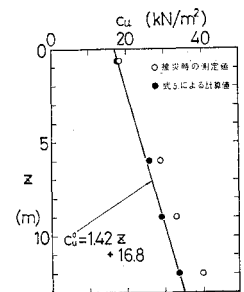


図-6 地盤強度の推定

の地盤強度は、最も近接する破壊地点の初期強度分布  $c_u^0(z)$  と非破壊部分の堤体形状から上記方法を用いて定めた。非破壊部分の堤体形状が隣接の破壊部分のそれと異なるので、圧密による強度増加に差を生ずるから、地震時の地盤強度が両者において異なるのは当然である。

(2) 安定解析法の決定

3. で式 (2), (4) で表わされる安定解析法が考えられることを述べた。紙数の都合で詳しい議論は省略するが、すべての破壊事例について検討したところ、式 (2) の方法を採用することは問題が多いと結論された。主たる理由は、すべり領域の広がり常識では考えられないほどに大きくなってしまふことである。具体例を挙げると、No. 14 の破壊事例では計算上半径が 51 m, No. 15 の破壊事例では半径が 53 m のすべり円弧となつて実状と著しくかけ離れた計算結果が算出される。

このような検討結果をもとに、後の解析においては式 (4) の方法を採用することにした。

(3) 加速度記録の解析

1978 年宮城県沖地震の際には、多くの地点で加速度記録が得られている。土木研究所と港湾技術研究所が管理している強震計の最大加速度に関する距離減衰式が文献 6) に与えられている。それによれば、吉田川 14 km ~ 18 km 地点で推定される最大加速度は約 200 ガルである。3. (1) で述べたように、震度法の基本的思想に従えば、瞬間的な最大加速度は確かに一つの重要な指標ではあつても、これを作用外力の計算に直接用いることは論理的ではない。むしろ“土構造物を破壊に至らしめるある有限時間内に作用した平均的なエネルギー”という観点から地震加速度をながめるべきだと考える。そのための常識的なアプローチは地震加速度の平均化である。平均化の考え方や手法は種々あるが、ここでは二乗平均加速度の移動平均を考えてみる。加速度記録を  $\alpha(t)$  とすると、時刻  $t_1$  から  $(t_1 + d)$  の間の二乗平均加速度は

$$\bar{\alpha} = \sqrt{\frac{1}{d} \int_{t_1}^{t_1+d} \alpha^2(t) dt} \dots\dots\dots (6)$$

で与えられ、 $t_1$  を移動させることにより、その移動平均値が時間の関数  $\bar{\alpha}(t)$  として得られる。このような平均化操作は、加速度記録の時刻歴さえあれば可能であるが、ここに 2 つの問題が生ずる。1 つは平均化時間間隔  $d$  の取り方である。これは元来、土構造物が振動し始めてから破壊に至るまでの時間に深く関連すべきものであろう。他の 1 つは、土構造物の変形や破壊に影響を及ぼさないような微小な加速度までを平均化の際に取り入れるべきかどうかの問題である。これら 2 つの問題点は震度法における地震外力を考えていくうえで今後究明されるべき重要な課題であるが、現段階では、これに関し確信をもって議論できる現場観察や実験的情報はないに等しい。そこで、ここでは平均化時間間隔  $d$  を 3, 5, 10 秒、また平均化のために採択する加速度波の下限值  $\alpha_{min}$  を 0, 10, 30, 50, 70, 90 ガルに変化させ、これら

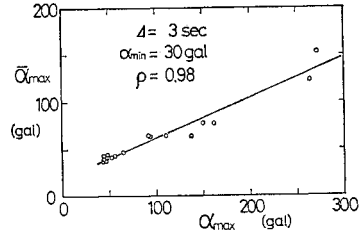


図-7 最大加速度と平均加速度の最大値の関係

の組合せによる試行的検討を行う。ただし、これらの試行計算は単なる演習問題にとどまるのではなく、最大加速度との関連に新しい知見を与えると同時に、後の逆算震度と比較検討することにより、上記の問題への今後のアプローチに有益な示唆を与えるものである。

宮城県沖地震の際に観測された 5 地点における水平 10 成分、ならびに伊豆大島近海地震の際に観測された 3 地点における水平 6 成分の加速度記録が入手できたので、それらについての計算結果の一例を 図-7 に示す。横軸は最大加速度  $\alpha_{max}$ 、縦軸は式 (6) で計算される  $\bar{\alpha}(t)$  の最大値  $\bar{\alpha}_{max}$  であり、両者間に直線的な相関の存在することがわかる。これは、 $d=3$  秒、 $\alpha_{min}=30$  ガルの場合である。図は省略するが、 $d$  および  $\alpha_{min}$  の異なる場合については  $\alpha_{max}$  と  $\bar{\alpha}_{max}$  の関係の切片や傾きは異なるが、同様の直線的相関が得られた。これらの計算結果の一例を表-1 に示す。表から、実測された  $\alpha_{max}$  と計算した  $\bar{\alpha}_{max}$  との相関係数  $\rho$  がきわめて高い値を示すことに注目すべきである。このことは、 $\alpha_{max}$  を震度法の計算に直接用いることは不当であるにしても、 $\alpha_{max}$  が設計における有効な指標になり得ることを示唆している。なお、表の最右列は、解析地点での最大加速度が 200 ガルと想定されたので、これとの対応および後の逆算

表-1 加速度記録の平均化の結果の例

$d$ (s)	$\alpha_{min}$ (gal)	$\rho$	$\alpha_{max}=200$ 時の $\bar{\alpha}_{max}$ (gal)
3	1	0.99	85.5
	10	0.99	90.8
	30	0.98	104.2
	50	0.94	118.2
	70	0.91	130.6
5	90	0.91	141.2
	0	0.99	76.1
	10	0.99	80.5
	30	0.98	98.1
	50	0.93	116.1
10	70	0.90	125.9
	90	0.88	142.4

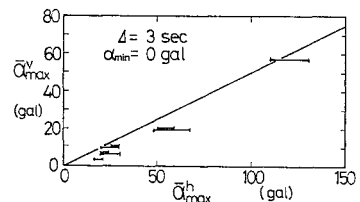


図-8 水平加速度と鉛直加速度の関係

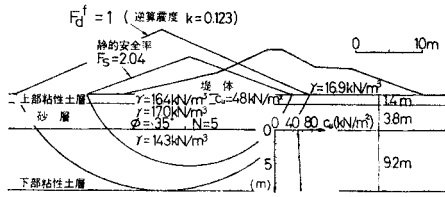


図-9 破壊事例の解析結果の一例 (事例 No. 4)

震度との関連をみるために付け加えたものである。

水平加速度  $\alpha^h$  と鉛直加速度  $\alpha^p$  の関係の一例を図-8に示す。この図は移動平均加速度 ( $d=3$  秒,  $\alpha_{\min}=0$  ガル) の最大値に関するもので、鉛直加速度は水平加速度の約 1/2 となっており、この傾向は他の場合も変わらなかった。これが次に示す逆解析において、水平震度の 1/2 の鉛直震度を考慮した背景となっている。

(4) 逆解析の結果と考察

a) 破壊事例の場合

解析結果の一例を図-9に示す。これは表-2の事例 No. 4の断面図であるが、他の 15 例の断面も地層の成層状態、盛土の形状等ほぼ同様である。この事例の上・下部粘性土層の堤体築堤前の地盤強度は図-6に示したものである。堤体築堤後の推定地盤内強度は位置により異なるので、図には簡単には示し得ないが、参考のために堤体中心部直下の強度を図中に併記し、感覚的理解を容易にしてある。また、地震直前の静的安全率 ( $F_s=2.04$ ) と対応するすべり円弧、および地震時安全率  $F_d^f$  を 1 としたときのすべり円弧と逆算震度 ( $k=0.123$ ) も記入してある。 $F_d^f$  の添字  $f$  は破壊事例の解析を意味する。

逆算震度の具体的な計算方法は以下のようである。まず、震度を種々変えてそれぞれに対応する最小安全率  $F_a$  を式 (4) で計算すると、図-10のような関係が得られる。この図上から  $F_d^f=1.00$  に対応する震度  $k$  およびそのときのすべり円弧が求まる。これが図-9に示したものである。他の破壊事例についても同様の解析を行った。それぞれの破壊事例で断面形状や静的安全率が異なるので、解析結果としての逆算震度は異なってくる。すべての破壊事例についての逆算震度を表-2に

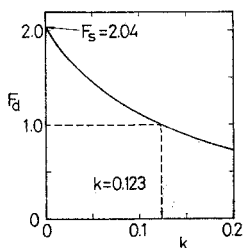


図-10 震度と安全率の関係 (事例 No. 4)

示す。この表には、 $F_d^f=1.00$  以外の場合、すなわち  $F_d^f=1.10, 1.05, 0.95, 0.90$  として同様に計算した逆算震度および観察による被害ランクをも併記してある。 $F_d^f$  をこのように変化させて計算した理由は以下のとおりである。

表-2 破壊事例の逆算震度  $k$  の一覧表

事例 No.	被害ランク	逆算震度 $k$				
		$F_d^f=1.10$	$F_d^f=1.05$	$F_d^f=1.00$	$F_d^f=0.95$	$F_d^f=0.90$
1	$\beta$	0.098	0.108	0.120	0.130	0.145
2	$\beta$	0.175	0.190	0.205	0.218	0.236
3	$\alpha$	0.128	0.134	0.145	0.155	0.176
4	$\alpha$	0.105	0.110	0.123	0.134	0.145
5	$\gamma$	0.111	0.120	0.131	0.140	0.155
6	$\alpha$	0.138	0.150	0.161	0.175	0.195
7	$\alpha$	0.132	0.145	0.152	0.166	0.182
8	$\alpha$	0.120	0.130	0.142	0.151	0.165
9	$\beta$	0.045	0.052	0.060	0.075	0.088
10	$\gamma$	0.090	0.100	0.110	0.120	0.132
11	$\beta$	0.110	0.117	0.126	0.140	0.151
12	$\alpha$	0.087	0.098	0.110	0.120	0.130
13	$\alpha$	0.093	0.105	0.114	0.126	0.138
14	$\gamma$	0.116	0.126	0.138	0.150	0.166
15	$\gamma$	0.090	0.100	0.110	0.120	0.130
16	$\gamma$	0.094	0.105	0.115	0.125	0.137

まず 3.(1) で議論したように、設計法そのものが、すべての現象の真理を的確に反映したものであるわけではないから、その中で規定されている安全率なる係数は、元来、破壊・非破壊を区別するための一指標にすぎない。安全率 1 でもってこの区別ができることが理想ではあるが、設計法に含まれる種々の不現実性のために、必ずしもこの値が 1 にならない場合もあるし、またそうあるべき理由もない。この理由に加えて、地震時の逆解析では、次のような困難さがある。説明の仮定上、いま、 $F=1$  で破壊・非破壊の区別が可能であると仮定しよう。載荷重が漸増していく盛土建設のような静的安定問題においては、地盤強度にその盛土荷重が等しくなったときに破壊が生ずるから、 $F=1$  とおいた逆解析が条件の異なる断面に対しても統一性を有している。これに対し地震時の問題では、破壊したという事実は、安全率が 1 以下であったことを示すにすぎないのであって、静的問題のようにちょうど 1 で破壊したとは限らない。この点に地震時破壊事例の逆解析の難しさと、異なる事例間での避けがたい不整合性が存在するわけであるが、そうであるからといって、いくらの安全率で破壊したと判定する確立された方法は現在のところない。たとえば、建設省による被害ランクとの関連性も検討してみたが、結果的には後に示すように定性的、定量的関係を見出すことはできなかった。

このような問題点の存在を認識したうえで、いかなる安全率値が最も適切に破壊・非破壊を説明し得るかを考究することは、現時点において十分な工学的意味を有するであろう。そこで、 $F_d^f$  を 5 種類に変化させて逆算震度を求めたのである。

さて、表-2 をもとに、逆算震度の度数分布を描いたのが図-11 である。常識的には、被害ランクが上位であればあるほど、地震時安全率が低く、したがって逆算

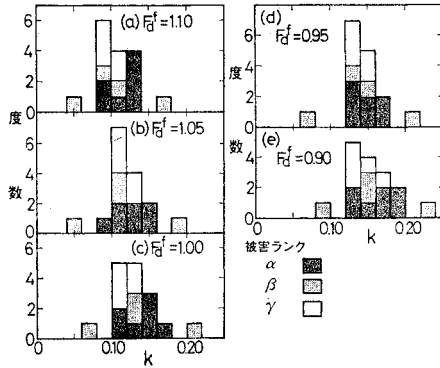


図-11 逆算震度の分布

表-3 各地震時安全率の逆算震度 k の分布特性

$F_d^f$	1.10	1.05	1.00	0.95	0.90
$\bar{k}$	0.108	0.118	0.129	0.140	0.154
$s_k$	0.0285	0.0298	0.0308	0.0310	0.0333
$V_k$	0.263	0.252	0.239	0.221	0.216

震度が小さく算出されるのではないかと予想された。しかし、図-11 からわかるように、被害ランクと逆算震度の大きさとの間には明瞭な関係を見出すことは困難であり、現状では被害ランクを定量的な要因として逆算震度の評価に取り入れることは難しい。ただ、この種のアプローチは耐震設計法の発展にとって重要と考えられるので<sup>8)</sup>、将来、設計法の精密化と同時に、的確な被害ランク付けの研究が必要と思われる。ところで、図をみれば、 $F_d^f$  を小さく設定するほど逆算震度は大きくなるが、分布性状には大差がない。しかし、もう少し詳しく検討するために、これらの平均値  $\bar{k}$ 、標準偏差  $s_k$ 、変動係数  $V_k$  を計算し、まとめたのが表-3 である。 $F_d^f$  を小さく与えるほど、 $\bar{k}$  が大きくなるのは当然であるが、 $s_k$  も大きくなっていく。ただし、 $\bar{k}$  の増大の程度が顕著であるため  $V_k$  はむしろ小さくなってきている。耐震設計や耐震診断において、いかなる  $F_d^f$  値をとるのがよいかは次の非破壊事例の逆解析結果と合わせて検討するが、いずれにしても  $\bar{k}$  がこの地点で予測された  $\alpha_{max}$  に比べてかなり小さくなるという点は注目値する。

b) 非破壊事例の場合

4. で説明したように、破壊事例に隣接しているにもかかわらず、破壊しなかった堤防の安定解析を実施した。すなわち、隣接する破壊事例から逆算された震度を非破壊事例に外力として与え、式(4)を用いて安全率を計算したのである。解析した堤体および算出された地震時安全率  $F_d^s$  (添字 s は非破壊事例の解析を意味する) を、破壊事例の逆算に用いた  $F_d^f$  別に一括してまとめたものを表-4 に示す。なお、表中の事例 No. は先の表-3 中の事例 No. に対応している。たとえば、

表-4 非破壊事例の地震時安全率  $F_d^s$

事例 No.	非破壊事例の地震時安全率 $F_d^s$				
	$F_d^f=1.10$	$F_d^f=1.05$	$F_d^f=1.00$	$F_d^f=0.95$	$F_d^f=0.90$
③-a	1.147	1.125	1.070	1.033	0.982
③-b	1.140	1.114	1.054	1.010	0.960
④-a	1.197	1.120	1.101	1.052	1.000
④-b	1.165	1.124	1.065	1.018	0.962
⑤-a	1.142	1.076	1.019	0.966	0.910
⑤-b	1.064	1.012	0.964	0.920	0.863
⑦-a	1.087	1.050	1.000	0.942	0.886
⑦-b	1.132	1.072	1.021	0.962	0.913
⑩	1.141	1.112	1.048	1.008	0.960
⑪	1.021	0.973	0.950	0.910	0.873
⑫-a	1.063	1.014	0.950	0.915	0.868
⑫-b	1.222	1.165	1.089	1.048	0.991
⑬-a	1.099	1.045	1.000	0.950	0.898
⑬-b	1.128	1.073	1.027	0.975	0.929
⑭-a	0.913	0.880	0.834	0.795	0.746
⑭-b	1.122	1.080	1.024	0.975	0.912
⑮	1.013	0.961	0.908	0.863	0.821
⑯-a	1.014	0.963	0.906	0.861	0.814
⑯-b	1.117	1.073	1.032	0.976	0.913

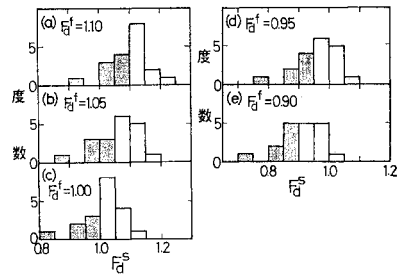


図-12 非破壊堤防の地震時安全率

事例 No. ③-a および ③-b は表-3 の事例 No. 3 に隣接した非破壊堤体であることを意味する。この表に基づいて、 $F_d^s$  の分布を描いたのが図-12 である。 $F_d^f$  を小さくするほど外力として与えられる逆算震度が大きくなるから、当然のこととして、 $F_d^s$  の分布は左側に移行してくる。 $F_d^s$  の分布形状そのものはあまり変わらないが、ここで注意すべきことは、非破壊であったにもかかわらず、これを破壊と誤って判断してしまう確率の大小である。図中の影の部分が判断を誤る場合を示している。たとえば、 $F_d^f=1.10$  を破壊・非破壊の判断基準として採用した場合には、図-12(a)において、 $F_d^s \leq 1.10$  となる場合がこれに相当する。この確率  $P_e$  を  $F_d^f$

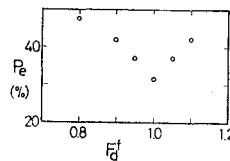


図-13 地震時安全率と判断を誤る確率の関係

に対してプロットしたものが図-13 である。念のために  $F_d^f=0.80$  の場合も記入してある。図から判断を誤る確率が最も小さいのは  $F_d^f=1.00$  とする場合であり、したがって、逆算震度の分布としてもこれに



対応する 図-11(c) を採用するのが妥当と考えられる。小さいといっても 30% もの確率が存在するのではないかという批判を十分予測しつつも、なお、これが実際には非破壊のものを破壊すると判断する意味で工学上安全側の誤りであること、さらに、多くの場合は安全率  $F_d^s > 1$  でもって非破壊を正当に評価し得ることを強調しておきたい。今後、より詳細なデータの蓄積によって破壊・非破壊をさらに精度高く、統計的に有意に区別し得ることが可能になると期待してよいであろう。

なお、図-11(c) の  $F_d^f = 1.00$  に対応する逆算震度の平均値  $\bar{k} = 0.129$  は距離減衰式から推定されるこの地点での最大加速度  $\alpha_{max} \approx 200$  ガルの約 65% である。これが、設計震度としては  $\alpha_{max}$  の数 10 パーセント程度が適当ではないかという、従来から実務家が抱いていた感覚的な経験とほぼ合致している点は興味深い。ちなみに、震度として 0.2 を採用すれば、実際には破壊しなかった堤防がすべて計算上は破壊する結果になってしまうことを付記しておきたい。

## 6. あとがき

本論文は、河川堤防、道路・鉄道用盛土ならびに自然および人工斜面などの土構造物に対する耐震設計法と耐震診断法を開発することを最終目標とした一連の研究の一部である。本論文で行った提案および得られた結論を要約すると次のようである。

(1) 方法論はできる限り簡単であることが望ましいことに加え、従来の伝統的な経験を勘案して、震度法・円弧すべり法の検討の必要性を述べた。

(2) これを受けて、加速度記録の平均化を検討した。試行計算にとどまったきらいはあるが、移動平均加速度の最大値と最大加速度の間には高い相関性が見出され、実際問題への適用に際しては複雑な平均化操作を省略し、最大加速度を用い得る可能性を示した。

(3) 実際事例の逆解析によって、震度法・円弧すべり法で土構造物の破壊・非破壊の大略の判断が可能であることを示した。ただし、逆算震度と現行の被害ランク

との間には明瞭な関係は認められなかった。

(4) 逆算震度の分布の平均値  $\bar{k} = 0.129$  は、距離減衰式から推定される最大加速度 200 ガルの約 65% となった。

当然のこととして、震災時には災害復旧が最優先されるので、地盤や被災程度の調査が不十分な場合が多い。これが本論文で実施したような逆解析を非常に困難にする原因となっている。しかしながら、土構造物の耐震設計と耐震診断法の確立は緊急を要する重要課題であり、今後も破壊・非破壊事例の解析を通じて多方面から考究の努力をしていきたいと考えている。

最後に、本研究の加速度記録が運輸省港湾技術研究所より提供されたことを明記し、ここに深甚なる謝意を表す次第である。また、事例解析の対象として取り上げた吉田川堤防近傍の地盤調査結果は、建設省東北地方建設局北上川下流工事事務所から提供されたものである。あわせて、深甚なる謝意を表す次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所動土質研究室：土構造物の地震被害事例，土木研究所資料第 1576 号，1980 年 3 月。
- 2) 池原武一郎：十勝沖地震による鉄道盛土の被害に関する研究，鉄道技術研究所報告，No. 791，1972 年 1 月。
- 3) 松尾 稔・黒田勝彦・浅岡 顕：土と基礎の情報と施工—情報の価値と利用法，施工技術，Vol. 9，No. 12，pp. 95~101，1976 年 12 月。
- 4) Matsuo, M.: Reliability in Embankment Design, MIT, Department of Civil Engineering Research Report, R 76~33, 1976.
- 5) Janbu, N.: Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters, Harvard Soil Mechanics Series, No. 46, 1954.
- 6) 建設省土木研究所振動研究室：1978 年宮城県沖地震による地域別地震動強度の分布に関する調査報告，土木研究所資料第 1512 号，1979 年 6 月。
- 7) Husid, R.: Gravity Effects on the Earthquake Response of Yielding Structures, Report of Earthquake Research Laboratory, CIT, 1967.
- 8) Matsuo, M. and A. Asaoka: Bayesian Calibration of Embankment Safety under Earthquake Loading, Structural Safety, An International Journal on Integrated Risk Assessment for Constructed Facilities, pp. 53~65, 1982.

(1983.5.11・受付)