

土質定数と地震動強さのばらつきを考慮した盛土の信頼性解析

RELIABILITY ANALYSIS OF EMBANKMENT IN CONSIDERATION OF RANDOMNESS AND UNCERTAINTIES IN SOIL PROPERTIES AND INTENSITY OF GROUND MOTION

北浦 勝*・池本敏和**

By Masaru KITAURA and Toshikazu IKEMOTO

It is important in engineering practice that reliability analysis of embankment must be done considering uncertainties as well as randomness in load and resistance. The present study deals with reliability of embankment when a major earthquake occurs. First, the authors present a seismic reliability analysis of embankment in consideration of randomness and uncertainties of load and resistance using point estimate method. The objective of this paper is to develop the reliability analysis in order to evaluate the failure of embankment due to pore water pressure build-up. Secondly, the influence of randomness and uncertainties in the seismic load and resistance of embankment itself on the damage assessment is also discussed. Finally, the method is applied to the embankment damaged in the past earthquake.

Keywords : reliability analysis, embankment, uncertainty, pore water pressure, randomness

1. ま え が き

盛土などの土構造物にはごく最近まで耐震設計に関する基準が定められていなかった。それゆえ土構造物の設計はほとんどの場合、過去の経験に基づいて実施されてきた。このことは、他の構造物と比較して震災後の復旧に要する費用や時間が比較的少ないことも関与していたものと考えられる。しかしながら1978年の宮城県沖地震では河川堤防をはじめ、道路、鉄道盛土に大きな被害が発生した^{1)~3)}。また1983年の日本海中部地震では河川、護岸堤防や道路、鉄道盛土に被害が生じている^{4)~6)}。1968年の十勝沖地震においては地震前に激しく降り続いた雨の影響もあって、盛土が壊滅的な被害を被っている。このような堤防や盛土の安全性が近年見直されつつある。なぜなら道路、鉄道盛土は都市間あるいは都市内を連結するライフラインの重要な構成要素であり、これらが破壊することによるライフライン網の寸断は社会活動や経済活動に大きな影響を与えるからである。また河川堤防が被災したならば、河床レベルの高い、あるいは流量の多い河川はただちに破堤し、2次災害をもたらす

ことが予想されるからである。

ところで土構造物を対象とした耐震的研究を概観してみると、土岐・三浦の土構造物を有限要素として扱った地震応答解析に関する研究⁷⁾、運輸省港湾技術研究所、建設省土木研究所、当時の国鉄技術研究所などが実施している盛土の地震時応答および変形に関する実験的研究など^{8)~10)}が挙げられる。また地震時の盛土の安全性を多点推定法を用い、逆問題として検討を加えている松尾・浅岡の信頼性手法を導入した研究もある¹¹⁾。現在の日本道路協会による道路土工に関する指針では、地震時の盛土の安定性の検討には円弧すべり面を仮定した震度法による安定計算法が用いられている。同指針によると、設計においては盛土の最小安全率が1.0以上となるような断面とすることが望ましいとされている¹²⁾。

土構造物の強度や入力である地震動は本来統計的性質を有する確率変数である。したがってその確率密度関数の形状を把握しておく必要があるが、たとえ形状が正規分布関数であるとわかっている場合でも、標本数が少ないがゆえに、関数形を規定する平均値や分散を不確定な変数として取り扱わなければならない場合も生じる。

このような観点から本研究は、強度および入力地震動に含まれているばらつき（不確実性）はもとより、標本数が少ないがゆえに生じる、ばらつきを規定する平均値

* 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科
(〒920 金沢市小立野 2-40-20)

** 正会員 金沢大学技官 工学部土木建設工学科 (同上)

などの確率モーメントの統計的不確定性（以下単に不確定性と称す）をも取り込んで、地震時における盛土の信頼性解析手法を開発しようとするものである。なおこのとき、地震時の過剰間隙水圧上昇による盛土自身の有している抵抗強度が低下する現象をモデル化し、解析に組み込んでいる。さらに1964年の新潟地震における最上川流域の河川堤防の被害事例を取り上げ¹³⁾、盛土の破壊確率を算定し、従来の安全率との比較検討も行っている。

2. 点推定法

本解析では標本中に含まれる不確実性や不確定性を考慮に入れた信頼性解析を行う必要がある。一般にこのように複雑な解析においてはモンテカルロ法によって解が求められてきた。しかしこの方法で精度よい解を導き出そうとすると、大型電子計算機を用いても変数の数が多くなるにつれ、演算時間が急激に増加する。この点を改良するために本解析では、Rosenbluthによって開発された点推定法¹⁴⁾を用いる。この方法によれば演算時間が比較的短くても工学的に十分な精度が保証される。点推定法は確率密度関数の形状の定かでない確率変数の数次までのモーメントのみから、その確率変数より成る強度や外力に注目し、構造物の破壊確率を推定する方法である。ここでは点推定法の概略を簡単に説明する。 X なる確率変数を有する関数 $Y=Y(X)$ を考える。 X の確率密度関数は未知であるが、たとえば3次までのモーメントは既知とする。このとき計算の便宜上 X の確率密度関数 $f_X(x)$ は $x=x_1$ と $x=x_2$ なる2点でのみゼロでない値を有し、次式のように表わされると仮定する。

$$f_X(x) = P_1\delta(x-x_1) + P_2\delta(x-x_2) \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 δ は Dirac のデルタ関数、 P_1, P_2 は $x=x_1, x_2$ に対する確率を表わす。式(1)を $-\infty$ から $+\infty$ の範囲で積分すると、

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_X(x)dx = P_1 + P_2 = 1 \dots\dots\dots (2)$$

となる。 X の平均値 \bar{X} 、分散 σ_x^2 、3次モーメント $\sqrt{\beta_1}\sigma_x^3$ を考え ($\sqrt{\beta_1}$ はひずみ度)、分布形が対称形である場合には、 P_1, P_2, x_1, x_2 をそれぞれ P_+, P_-, x_+, x_- と表わすと、 P_+ などは次のようになる。

$$P_+ = P_- = \frac{1}{2} \dots\dots\dots (3)$$

$$x_+ = \bar{X} + \sigma_x \dots\dots\dots (4)$$

$$x_- = \bar{X} - \sigma_x \dots\dots\dots (5)$$

なおここでは $\sqrt{\beta_1}\sigma_x^3=0$ 、すなわち確率密度関数の形状が対称であると仮定しているが、これは強度や外力が3.で述べるように正規分布で近似されることと対応している。

以上のことから、 Y の n 次モーメントは次式となる。

$$\begin{aligned} E[Y^n] &= \int_{-\infty}^{\infty} y^n f_X(x) dx \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} y^n(x) [P_+\delta(x-x_+) + P_-\delta(x-x_-)] dx \\ &= P_+ y^n(x_+) + P_- y^n(x_-) \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

または、

$$= P_+ y_+^n + P_- y_-^n$$

ここに $y_+ = y(x_+)$ 、 $y_- = y(x_-)$ である。ここでは、簡単のために1変数を例に本手法の説明を行ったが、多変数への拡張については4.で若干述べる。

3. 土の強度および入力力のばらつきと地震動強さ

ごく近傍の土をとってきても、その性質を表わす種々の定数は必ずしも一定値ではなく、ばらついている。このことは以前から認められていることである。また、それらの分布形を検討する努力もなされてきた¹⁵⁾⁻¹⁷⁾。文献によると、土の粘着力 c や、内部摩擦角の正接 $\tan \phi$ 、単位体積重量 γ は正規分布で近似できる¹⁸⁾。しかしながら、現地地盤での実際の土質調査においては、その標本数がきわめて僅少であることが多いので、本研究では標本データより得られる平均値や分散が母集団の平均値や分散と異なっている場合もあり得ると考え、両者を区別して取り扱う。また入力地震動強さを統計量としてとらえる。

(1) $c, \tan \phi$ および γ の分布

本研究では土の統計的ばらつきに加え、標本数が少ないがゆえに生ずる標本平均などの不確定性をも盛土の解析に取り入れることを目的の1つにしている。したがって、ここではすでに得られている土の統計的性質を簡単に紹介し、解析にこの成果を用いる。シルト質砂の一面せん断試験の結果、 $c, \tan \phi$ の頻度分布はすべて正規分布で近似できることが明らかにされている。たとえば、文献18)中の土の力学的諸特性は以下のようである。粘着力の平均値 $\bar{c} = 1.40 \text{ tf/m}^2$ [0.0137 MPa]、その変動係数 $V_c = 0.193$ 、内部摩擦角の正接の平均値 $\overline{\tan \phi} = 0.615$ 、変動係数 $V_{\tan \phi} = 0.058$ 、単位体積重量の平均値 $\bar{\gamma} = 1.603 \text{ tf/m}^3$ [15.7 kN/m^3]、変動係数 $V_\gamma = 0.107$ などである。

(2) 標本平均のばらつき

土の数少ない標本から得られる平均値と変動係数と、母集団のそれらとの関係について考える。母平均 μ 、母分散 σ^2 の無限母集団から独立に n 個の標本を抽出すると、標本平均 \bar{X} が求められる。 \bar{X} は確率変数であり、その平均値 \bar{X} は μ に一致し、その分散 $\sigma_{\bar{X}}^2$ は σ^2/n に一致する。したがって現地地盤調査で得られる標本数 n があまり多くない場合を想定して、たとえば4と考えると、(1)でみた粘着力 c の標本平均値 \bar{c} の変動係数 $V_{\bar{c}}$

は0.096、内部摩擦角の正接の平均値 $\overline{\tan \phi}$ の変動係数 $V_{\overline{\tan \phi}}$ は0.029となる。内部摩擦角の変動が小さい理由として、ここで取り扱ったシルト質砂が内部摩擦角に対して比較的類似した力学特性を有していることが考えられる。一般の地盤では、粘着力や内部摩擦角の変動に比較して単位体積重量 γ の変動が小さいことから¹⁸⁾、本研究においては単位体積重量 γ の平均値の変動係数として0.05を考えた。

(3) 地震動強さ

当然のことではあるが、地域によって地震動強さは異なっている。後藤・亀田は震度 V~Ⅵのみの地震を対象として、将来の地震動の最大値の確率分布とそれらの期待値をわが国の全域について求めている¹⁹⁾。地震動の最大値の確率分布の一例を Fig. 1 に示す。これは東京、新潟における再現期間を75年間とした結果を表わしている。ここで示した分布を入力地震動として採用した。

4. 盛土の信頼性解析

盛土の震害事例を検討する場合、その破壊を円弧すべりで近似することが多い。液状化した地盤では盛土が全体的に沈下する被害もみられるものの、円弧すべり破壊よりもその数が少ないことなどから、本文では盛土の破壊機構として円弧すべり面上に起こるすべり破壊のみを考える。

Fig. 2 に示すようにすべり中心 P とすべり半径 r を仮定すると、盛土を n 分割した帯片のすべての土塊に対する安全率 F_s が式(7)のように求まる。このとき地震力を各帯片の重心に作用させず、簡単のために円弧上に作用させた。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i l_i + \gamma_i V_i (\cos \alpha_i - k_h \sin \alpha_i) (1 - U_i) \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \gamma_i V_i (\sin \alpha_i + k_h \cos \alpha_i)} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 c_i : 第 i 帯片の土の粘着力、 l_i : 帯片の長さ、

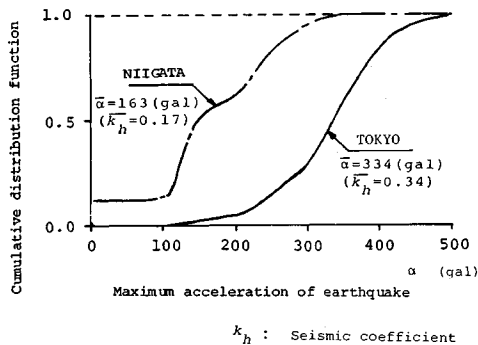


Fig. 1 Cumulative distribution function of maximum acceleration of earthquake during 75 years.

W_i : 土の重さ ($= \gamma_i g V_i$)、 γ_i : 単位体積重量、 V_i : 土の体積、 α_i : 土の底面が水平軸となす角度、 k_h : 水平震度、 U_i : 過剰間隙水圧比、 ϕ_i : 土の内部摩擦角、 r : すべり半径、 x_i, y_i : 重心とすべり中心 P との水平、鉛直距離、ただし $y_i/r = \cos \alpha_i$ 、 $x_i/r = \sin \alpha_i$ とおいた。なお、ここでは n を 4~8 にして予備検討したが、結果に大差がなかったこと、帯片を大きめに設定する方が設計上は一般に安全であり、工学上優れた点を有していることから¹⁸⁾、ここでは $n=4$ とした。また、式(7)中の γ_i については、対象としている帯片、またはその一部が地下水位面より上か下か、地震力に関与している量かどうかによって浮力を差し引かなかつたり、引いたりした値を用いている。実際には破壊する可能性のある円弧は無数に存在し、破壊確率の正確な計算のためにはそれらすべてを考慮する必要がある¹⁸⁾。本研究では、まず土質パラメーターなどが定数である場合の盛土の安定解析から最小安全率を有する円弧を求め、この円弧に対して破壊確率を求めるという方法をとっている。

式(7)の分子、分母がそれぞれすべりに対する強度、外力に相当している。式(7)から明らかなように、強度と外力は共通の変数を含んでおり、したがって厳密には以下の式は成立しない。しかし簡単のために、ここでは式(8)や式(13)が成立するとした。強度や外力を構成する各種変数が確率密度関数を有する確率変数であると考え、盛土の破壊確率は周知のように次式で表わされる。

$$P_f = P(R < S) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^S f_R(r) f_S(s) dr ds \dots \dots \dots (8)$$

ただし、 P_f は盛土の破壊確率、 $f_R(r)$ 、 $f_S(s)$ はそれぞれ強度、外力の確率密度関数である。ところで隣接する帯片同士の c_i など一般に大きな相関を有しているものと考えられるが、これらの関係を忠実に反映させた強度や外力の確率密度関数を知ることは容易でない。そこで、すべての変数は互いに独立であると仮定する。この仮定は、各変数が正の相関を有している場合と比較して、破壊確率が小さくなり、危険側の評価を行っていることになる。一方、強度と外力の独立性を考える場合、震度 k_h に関しては両者の間に負の相関がある。このときには破壊確率 P_f は大きくなり安全側の評価を行っていることになる。したがって、 c_i 同士の独立性と、強度

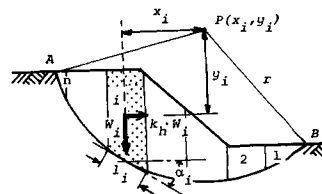


Fig. 2 Stability analysis of embankment.

と外力の独立性をともに仮定した場合、安全側の評価になるのか、それとも逆なのかについては一概にいえない。したがってこのことに関して、ここではこれ以上触れず、今後の検討課題としたい。また、盛土強度および外力を構成する各変数が正規分布であると考えると、強度および外力の確率密度関数も、平均値 (\bar{R}, \bar{S}) と分散 (σ_R^2, σ_S^2) が次式で近似されるような正規分布であると仮定できる。

各統計量を1次近似2次モーメント法によって求めると以下ようになる。

$$\bar{R} = \sum_{i=1}^n \{ \bar{c}_i l_i + \bar{\gamma}_i V_i (\cos \alpha_i - \bar{k}_h \sin \alpha_i) (1 - U_i) \overline{\tan \phi_i} \} \dots \dots \dots (9)$$

$$\bar{S} = \sum_{i=1}^n \{ \bar{\gamma}_i V_i (\sin \alpha_i + \bar{k}_h \cos \alpha_i) \} \dots \dots \dots (10)$$

$$\sigma_R^2 = \sum_{i=1}^n \{ \sigma_{c_i}^2 l_i^2 + V_i^2 (1 - U_i)^2 \cdot [\sigma_{\gamma_i}^2 (\cos \alpha_i - \bar{k}_h \sin \alpha_i)^2 \overline{\tan \phi_i}^2 + \sigma_{\tan \phi_i}^2 \bar{\gamma}_i^2 (\cos \alpha_i - \bar{k}_h \sin \alpha_i)^2 + \sigma_{k_h}^2 \bar{\gamma}_i^2 \overline{\tan \phi_i}^2 \sin^2 \alpha_i] \} \dots \dots \dots (11)$$

$$\sigma_S^2 = \sum_{i=1}^n \{ \sigma_{\gamma_i}^2 V_i^2 (\sin \alpha_i + \bar{k}_h \cos \alpha_i)^2 + \sigma_{k_h}^2 \bar{\gamma}_i^2 V_i^2 \cos^2 \alpha_i \} \dots \dots \dots (12)$$

ある水平震度 k_h に対して盛土の破壊確率 $P_f(k_h)$ は次式で与えられる。

$$P_f(k_h) = \phi \left(\frac{\bar{S} - \bar{R}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right) \dots \dots \dots (13)$$

ここに、

$$\phi(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \dots \dots \dots (14)$$

であり、 μ, σ は変数 x のそれぞれ平均値、標準偏差を表わす。

水平震度 k_h に対する盛土の破壊確率 $P_f(k_h)$ を求める際に、たとえば、変数 c_i の標準偏差 σ_{c_i} のばらつきについても考慮する必要がある。しかし、別途の検討から、標準偏差 σ_{c_i} のばらつきが破壊確率に及ぼす影響は平均値のばらつきよりも小さいことがわかっている。したがって以下においては簡単のためあつて、平均値のばらつきのみを考え、標準偏差のばらつき σ_{c_i} について

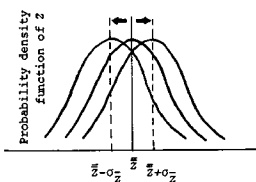


Fig. 3(a) Concept of Point Estimate Method.

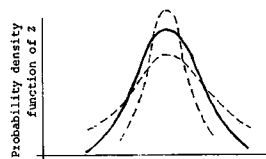


Fig. 3(b) Concept of σ_{c_z} .

は考えない。すなわち盛土強度や外力にかかわっている変数の平均値がばらつくことを考慮した破壊確率を求める。言い換えると本解析法では点推定法を用いるので、確率変数 z の平均値 \bar{z} を取り扱うにあたって平均値の平均値 \bar{z} から平均値の標準偏差 σ_z だけずらす操作を取り込むことになる (Fig. 3(a) 参照)。なお念のために付け加えるが、 z の標準偏差をここでは確定値としている。すなわち Fig. 3(b) に示すように、 z の確率密度関数の主としてすその広がり方にいろいろあるということは考慮せず、ある1つの広がり方に固定している。 P_f が k_h のみならず $\bar{k}_h, \bar{c}_i, \overline{\tan \phi_i}, \bar{\gamma}_i$ の関数であることを考慮すると、次式を得る。

$$P_f = P_f(\bar{c}_1, \overline{\tan \phi_1}, \bar{\gamma}_1, \bar{c}_2, \overline{\tan \phi_2}, \bar{\gamma}_2, \dots, \bar{k}_h, k_h) \dots \dots \dots (15)$$

P_f を1回の地震における盛土の破壊確率とすると、 P_f の m 次モーメント $E[P_f^m]$ は次式のように表わされる。ここで $m=1$ とおくことにより盛土の破壊確率の平均値が、 $m=2$ とおくことにより2乗平均値が求まる。また、これらを用いると破壊確率の標準偏差も求まる。

$$E[P_f^m] = \int_{-\infty}^{\infty} \dots \int_{-\infty}^{\infty} P_f^m(\bar{c}_1, \overline{\tan \phi_1}, \bar{\gamma}_1, \bar{c}_2, \overline{\tan \phi_2}, \bar{\gamma}_2, \dots, \bar{k}_h, k_h) \prod_{i=1}^m [P_{c_i} \delta(\bar{c}_i - \bar{c}_{i-}) + P_{c_i+} \delta(\bar{c}_i - \bar{c}_{i+})] \times [P_{\tan \phi_i} \delta(\overline{\tan \phi_i} - \overline{\tan \phi}_{i-}) + P_{\tan \phi_i+} \delta(\overline{\tan \phi_i} - \overline{\tan \phi}_{i+})] \times [P_{\gamma_i} \delta(\bar{\gamma}_i - \bar{\gamma}_{i-}) + P_{\gamma_i+} \delta(\bar{\gamma}_i - \bar{\gamma}_{i+})] \times [P_{k_h-} \delta(\bar{k}_h - \bar{k}_{h-}) + P_{k_h+} \delta(\bar{k}_h - \bar{k}_{h+})] \times f_{k_h}(\bar{k}_h, k_h) d\bar{c}_1 \dots d\bar{k}_h dk_h \dots \dots \dots (16)$$

ここに、 $f_{k_h}(\bar{k}_h, k_h)$ は3. で述べた一定期間中に発生する最大地震動を震度で評価した場合の確率密度関数である。なお k_h については、他の変数に比して、やや多めのデータがあることから、この変数のみ確率密度関数の形をそのまま式 (16) に組み込んだ。また k_h の平均値 \bar{k}_h のもっている統計的不確定性が式 (16) の結果に及ぼす影響が大きいと予想されるので、 \bar{k}_h のばらつきについてのみ、さらに式 (16) に組み込んである。

5. 数値解析例

標本平均 $\bar{c}_i, \overline{\tan \phi_i}, \bar{\gamma}_i, \bar{k}_h$ の変動係数 $V_{c_i}, V_{\tan \phi_i}, V_{\gamma_i}, V_{k_h}$ と U_i を変数にした場合と、1964年新潟地震の最上川堤防の被災事例を対象にした場合について数値解析を行った。

まず各標本平均の変動係数 V を変数にしたときの解析結果を Table 1 に示す。ここではパラメーターが本来もっているばらつき (V_c などの変動係数として表示) に加えて、統計的推定誤差 (V_e など) も導入し、これ

らが盛土の破壊確率に及ぼす影響について検討する。なお以下の解析においては、 $V_{\bar{c}} = V_{\bar{\gamma}} = \dots = V_{\bar{c}}$ などのようにしている。これは Fig. 4 に示される盛土を対象に、東京における地震動の分布を用いた結果である。Case 1 と Case 2 はそれぞれシルト質砂とシルト質粘性土の盛土を対象とした場合である。各変数の平均値の変動係数や過剰間隙水圧比を Case 1 では 8 通りに、Case 2 では 6 通りに変化させたときの結果を表わす。 \bar{P}_f , σ_{P_f} , V_{P_f} は盛土の破壊確率の平均値、その標準偏差および変動係数を表わす。ここでの目的は各変数の標本平均のばらつきが破壊確率の平均値に及ぼす影響（以下感度と称する）を明らかにすることにある。したがって標本平均の変動係数として、3. において検討した数値、すなわち標本の変動係数の半分なる値を有する場合を No. 2 に、変動係数の値を 1 つだけ標本の変動係数と同じにした場合を No. 3~No. 5 に示す。また各変数の平均値のばらつきをまったく考慮しない結果を No. 1 に示してある。さらに過剰間隙水圧の上昇を考慮に入れた ($U=0.4$) 結果を No. 6 に示す。 U は k_h と相関関係を有しているが、これらの関係が明確にわかっていないことから、ここでは基礎的な検討として U を独立として取り扱った。実際には土の単位体積重量の平均値 $\bar{\gamma}$ と粘着力の平均値 \bar{c} 、内部摩擦角の正接の平均値 $\tan \phi$ 、入力震度の平均値 \bar{k}_h では変動係数の値が異なる。そのような変動係数の組合せとして、Case 1 に No. 7 と No. 8 とを掲げた。

Case 1 の解析結果では各変数の標本平均の変動を考慮していない No. 1 の \bar{P}_f に比べ、考慮した No. 2 の \bar{P}_f は 1.4 倍ほど大きくなっている。また No. 3~No. 5 では、 $V_{\tan \phi}$ の破壊確率の平均値に与える影響が最も大き

く、次に $V_{\bar{c}}$, $V_{\bar{k}_h}$ の順になっている。 $V_{\bar{k}_h}$ が \bar{P}_f に影響を及ぼしていない理由の 1 つとして、 k_h の標本変動係数がもともと大きいため、標本数が少ないことによる統計的不確定性の影響を受けにくい、ということが考えられる。No. 7 と No. 8 とを比較すると、No. 8 の方が $\bar{P}_f = 0.109$ と大きく、また $\sigma_{P_f} = 0.171$ と大きい。これらのことから各変数の不確定性が破壊確率の平均値などに及ぼす影響の小さくないことがわかった。一方、過剰間隙水圧比 U が 0.4 の場合には、 \bar{P}_f が 0.615 になり、盛土の破壊の発生する確率が相当に高くなる。

Case 2 の解析結果からも同様に、過剰間隙水圧比の影響が盛土の破壊に大きく関与していることなどが読み取れる。

そこで過剰間隙水圧比 U と破壊確率の平均値 \bar{P}_f の

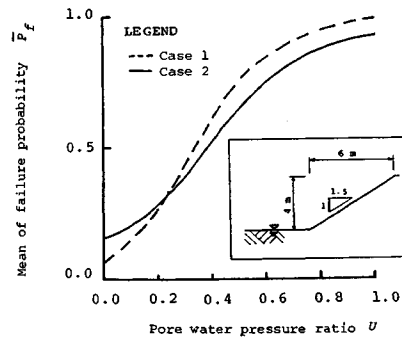


Fig. 4 Relationship between \bar{P}_f and U .

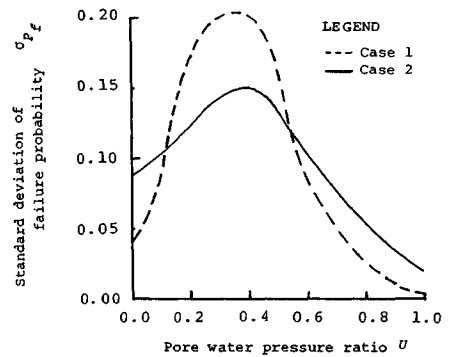


Fig. 5 Relationship between σ_{P_f} and U .

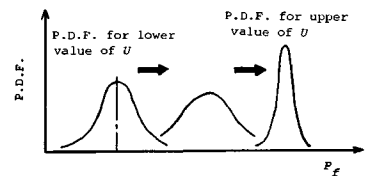


Fig. 6 Change of P. D. F. of failure probability with increasing U .

Table 1 Analytical results.

	No.	$V_{\bar{c}}$	$V_{\bar{\gamma}}$	$V_{\tan \phi}$	$V_{\bar{k}_h}$	U	\bar{P}_f	σ_{P_f}	V_{P_f}
Case 1 $\bar{c} = 1.40 \text{ tf/m}^2$ $V_{\bar{c}} = 0.19$ $\tan \phi = 0.615$ $V_{\tan \phi} = 0.058$ $\bar{\gamma} = 1.603 \text{ tf/m}^3$ $V_{\bar{\gamma}} = 0.107$ $\bar{k}_h = 0.34$ $V_{\bar{k}_h} = 0.21$	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.045	0.0	0.0
	2	0.095	0.050	0.029	0.105	0.0	0.065	0.077	1.185
	3	0.190	0.050	0.029	0.105	0.0	0.074	0.099	1.338
	4	0.095	0.050	0.058	0.105	0.0	0.089	0.127	1.427
	5	0.095	0.050	0.029	0.210	0.0	0.065	0.078	1.200
	6	0.095	0.050	0.029	0.105	0.4	0.615	0.206	0.335
	7	0.190	0.050	0.058	0.105	0.0	0.097	0.146	1.505
	8	0.190	0.050	0.029	0.210	0.0	0.109	0.171	1.569
Case 2 $\bar{c} = 1.20 \text{ tf/m}^2$ $V_{\bar{c}} = 0.30$ $\tan \phi = 0.466$ $V_{\tan \phi} = 0.100$ $\bar{\gamma} = 1.800 \text{ tf/m}^3$ $V_{\bar{\gamma}} = 0.050$ $\bar{k}_h = 0.34$ $V_{\bar{k}_h} = 0.21$	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.155	0.0	0.0
	2	0.150	0.050	0.050	0.105	0.0	0.180	0.090	0.500
	3	0.300	0.050	0.050	0.105	0.0	0.205	0.165	0.805
	4	0.150	0.050	0.100	0.105	0.0	0.183	0.102	0.557
	5	0.150	0.050	0.050	0.210	0.0	0.193	0.085	0.439
	6	0.150	0.050	0.050	0.105	0.4	0.526	0.149	0.283

(1 tf/m² = 9.8 kPa) (1 tf/m³ = 9.8 kN/m³)

関係に注目した結果を Fig. 4 に示す。図では U 以外の数値は No.2 のそれに等しく、また地下水水位は地表面に仮定してある。Case 1, Case 2 の地盤ともに過剰間隙水圧比 U の増加に伴い \bar{P}_f が急激に増加し、過剰間隙水圧比が 0.5 以上になると、増加割合が若干ゆるむものの、すでに \bar{P}_f は 0.65 以上と相当に大きな値となっている。このときの破壊確率の標準偏差 σ_{P_f} の変化を表わしたのが Fig. 5 である。Case 1, Case 2 とともに U の増加に対し、 σ_{P_f} がある U までは増加し、以後減少の傾向がみられる。Case 1 と Case 2 の差異は Fig. 4 にも現われていることであるが、 $\tan \phi$ の大きい Case 1 地盤の方が Case 2 地盤に比較して U に対する変化の程度が大きいことである。ところで破壊確率の標準偏差 σ_{P_f} が最大となるときの U では \bar{P}_f はほぼ 0.5 になっており、 \bar{P}_f が 1.0 近傍では σ_{P_f} が初期値よりも小さくなっている。このことは盛土の破壊の確率密度関数が Fig. 6 のように遷移していることを意味している。すなわち過剰間隙水圧比の増加に伴って破壊確率の平均値 \bar{P}_f が増加し、破壊確率密度の分布が一時的に大きく広がった分布になり、その後 \bar{P}_f が増加するに従い P_f の分布が鋭いピークを有する形状になる。したがって過剰間隙水圧比が上昇するにつれて破壊確率の標準偏差が無視できるほど小さくなり、平均値が重要な意味をもってくる。以上のことから、過剰間隙水圧の上昇が盛土の破壊確率の平均値に大きく効いていること、破壊確率の平均値が小さい領域では、 σ_{P_f} を考慮に入れる必要があり、また破壊確率の平均値が大きい領域では、 σ_{P_f} を特に考慮する

Table 3 Analytical results of the case study (Mogami river, Ohmiya region).

No.	V_c	$V_{\bar{\gamma}}$	$V_{\tan\phi}$	V_{k_h}	$\bar{P}_f (\times 10^{-5})$	$\sigma_{P_f} (\times 10^{-5})$	V_{P_f}
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.036	0.0	0.0
2	0.080	0.050	0.075	0.205	0.259	0.575	2.220
3	0.160	0.050	0.075	0.205	1.290	5.594	4.336
4	0.080	0.050	0.150	0.205	1.289	4.893	3.796
5	0.080	0.050	0.075	0.410	0.643	1.570	2.442

必要がないことなどが明らかとなった。これらのことは、サンプル数が少ない現実の地盤における信頼性解析の今後のアプローチに有益な示唆を与えるものである。

次に実際の震害事例の解析を行った結果について述べる。対象とした事例は 1964 年の新潟地震の最上川、大宮地区の盛土である¹³⁾。解析にあたって、本盛土は延長方向に諸定数の空間的変動が存在し、また標本数が僅少であると考えられる。地下水水位、 N 値の深度分布および被災状況を Fig. 7 に示す。盛土高さ、天端幅、敷幅および平均勾配はそれぞれ 3.2 m, 5.8 m, 18.2 m, 1.9 である。また盛土の土質は砂が約 75%, 粘土が約 25% で構成されている。周辺地盤は沖積層が 35 m 程度の粘性土で構成されており、地下水水位は地表面下 1.6 m, N 値は 2 程度であり、道路橋示方書によれば、地盤種別は第 3 種に属する。また盛土の表面は未舗装であり、実測記録に基づく推定加速度は 150 gal 程度であった。被害状況を概観すると、盛土のり面の崩壊は天端中央部分にまで変状をきたすほどの大きな規模になっており、沈下量が 60~100 cm ほどにも達している (Fig. 7 破線参照)。

解析に用いた諸定数を Table 2 に示す。これらの諸定数を盛土下層の地盤に適用した。諸定数の平均値には現地地盤におけるものを用いたが、分散については松尾らの資料を参考に、平均値がほぼ合致している土の統計データから採用した¹⁸⁾。また地震動の分布には新潟における 75 年間の最大地震加速度の分布 ($\bar{a}=163$ gal) を用い、各変数の平均値のばらつきは Table 2 に示す値を仮定した。

まず感度解析の結果を Table 3 に示す。この結果は $U=0$ とした場合である。本盛土の場合には V_c に対する感度が最も大きく、次いで $V_{\tan\phi}$, V_{k_h} の順となっている。震度の影響が低い理由として、想定した震度分布の平均値が 0.17 (163 gal) とあまり大きくないことが考えられる。破壊確率の平均値 \bar{P}_f とその標準偏差 σ_{P_f} に注目すると、No.2 において $\bar{P}_f=0.259 \times 10^{-5}$, $\sigma_{P_f}=0.575 \times 10^{-5}$ であり、この程度の破壊確率で盛土が破壊に至るとはまず考えられない。

過剰間隙水圧比 U と盛土の破壊確率の平均値 \bar{P}_f との関係を図 8 に示す。ただし U 以外の値については、

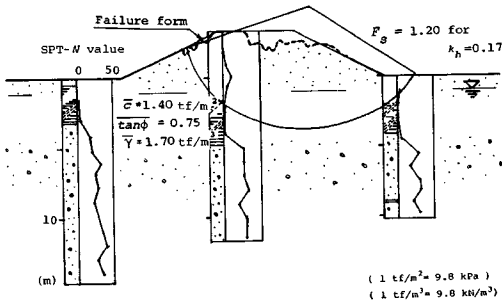
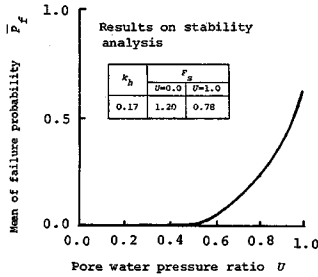


Fig. 7 An example of failure (Mogami river, Ohmiya region).

Table 2 Soil materials used in the analysis for Fig. 7.

x	c	$\tan\phi$	γ	k_h
	tf/m ²		tf/m ³	
\bar{x}	1.400	0.750	1.700	0.170
V_x	0.160	0.150	0.110	0.410
$V_{\bar{x}}$	0.080	0.050	0.075	0.205

(1 tf/m² = 9.8 kPa)
(1 tf/m³ = 9.8 kN/m³)

Fig. 8 Relationship between \bar{P}_f and U .

そのばらつきを No.2 と同じにした。Fig. 8 は Fig. 4 同様、 U の増加に伴って \bar{P}_f が増加する傾向にあることを示している。過剰間隙水圧比 $U=1.0$ のとき、すなわち完全液状化を想定した場合には \bar{P}_f が 0.619 と高く、盛土の破壊の可能性が比較的大である。参考のために Fig. 8 に水平震度 k_h が作用したときの盛土の安全率 F_s (式 (7)) を示す。なお F_s の算定にあたっては、変数のばらつきを無視し、それぞれの平均値を用いている。 $k_h=0.17$ に注目すると $F_s=1.20$ ($U=0.0$)、 $F_s=0.78$ ($U=1.0$) である。以上のことは、過剰間隙水圧の上昇を考慮しなければ実際の被害を解明することが難しい場合のあることを示している。

以上みたように、入力地震動が比較的小さい場合には、変数のばらつきが破壊確率の平均値の結果に及ぼす影響は大きく、 U が破壊確率の平均値に及ぼす影響の大きいことがわかった。ところで U が結果に及ぼす影響が大きいことから、現地地盤を解析的に取り扱い、精度よく過剰間隙水圧の評価を行うことが重要である。

今後多くの震害事例を調査し、以上のような方法で評価される破壊確率の分布と破壊やその程度、あるいは未破壊の盛土との関係を定量的にとらえることが肝要である。またこれらの関係が得られると、将来起こるであろう地震に対して過剰間隙水圧比の評価や、数少ない標本数であっても確率論的に盛土の被害予測ができるものと思われる。

6. 結 論

本論文では、土構造物の地震時信頼性解析として特に盛土を対象構造物に取り上げ、強度や入力が本来有している不確実性と、標本数が不十分なために強度あるいは入力の平均値評価時に含まれる統計的不確実性が、盛土の破壊に及ぼす影響について考察した。また地震時に地盤内に生ずる過剰間隙水圧の上昇現象を盛土の強度低下としてとらえ、本解析法に取り込んだ。さらに実際の震害事例に本解析法を適用し、検討を加えた。

本論文で得られた結果を要約すると以下のものである。

(1) 盛土の抵抗強度および荷重強度のばらつきと標本数が僅少であるために生ずる不確実性、ならびに過剰間隙水圧の上昇を考慮に入れた地震時信頼性解析の方法を提案するとともに、本方法の必要性について論じた。

(2) いくつかの変数の平均値の不確実性を考えると、破壊確率の平均値 \bar{P}_f は大きくなる。このことは多くの変数の不確実性を同時に考慮する必要があることを示している。

(3) 過剰間隙水圧比 U の変化が盛土の \bar{P}_f に与える影響は大きく、 U の増加に伴って \bar{P}_f は急激に増加する。

(4) 破壊確率の低い領域では、各変数の有するばらつきが破壊確率のばらつきに大きく影響を及ぼすが、高い領域では、破壊確率のばらつきに及ぼす影響は小さく、しかも破壊確率の標準偏差は小さくなる。このことは破壊確率の高い領域では破壊確率として平均値だけを考えればよいことを意味している。

(5) 入力地震動が比較的小さい場合には、変数のばらつきが破壊確率の平均値に及ぼす影響は大きく、また U が破壊確率の平均値に及ぼす影響の大きいことがわかった。

今後、盛土強度の不確実性をより詳細に調査し、あるいは地震入力と過剰間隙水圧の評価を的確に把握し得るようになれば、解析結果がより信頼性の高いものとなるであろう。また、多くの事例に適用して本方法を検証することにより、現行の耐震設計において用いるべき諸数値の選択を、より合理的なものとなし得るであろう。

最後に、本研究の盛土の被害事例は建設省土木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る次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：道路盛土の地震被害事例およびその破壊形態に関する調査，土木研究所資料，第 2000 号，1983。
- 2) 宮城県：'78 年宮城県沖地震災害の教訓，pp. 211~221，1980。
- 3) 土木学会東北支部：1978 年宮城県沖地震震害調査報告書，pp. 37~154，1980。
- 4) 建設省土木研究所：1983 年日本海中部地震による道路盛土の被害調査結果，土木研究所資料，第 2177 号，1985。
- 5) 秋田県：日本海中部地震の記録，pp. 76~82，1984。
- 6) 土木学会：1983 年日本海中部地震震害調査報告書，第 4 編，1986。
- 7) 土岐憲三・三浦房紀・小国嘉之：地震時における斜面の安定解析，第 6 回地震工学シンポジウム，pp. 681~688，1982。
- 8) 上部達生・北沢壮介・檜垣典弘：飽和砂地盤の盛土の振動破壊実験と円形すべり安定解析，第 18 回地震工学研究発表会講演概要集，pp. 405~408，1985。
- 9) 佐々木康・松本秀應・近藤益央：盛土の地震時変形量に

- 与える液状化層厚の影響に関する模型振動実験，第18回地震工学研究発表会講演概要集，pp.409~412，1985.
- 10) 上沢 弘：地震の際の軟弱地盤上の盛土の沈下と対策，鉄道技術研究報告，第927号，pp.1~16，1974.
 - 11) Matsuo, M. and Asaoka, A. : Bayesian Calibration of Embankment Safety Under Earthquake Loading, Structural Safety, pp.53~65, 1982.
 - 12) 日本道路協会：道路土工—のり面工・斜面安定工指針，pp.154~160，1986.
 - 13) 建設省土木研究所：土構造物の地震被害事例，土木研究所資料，第1576号，1980.
 - 14) Rosenblueth, E. : Point Estimates for Probability Moments, Proc. of National Science, Vol.72, No.10, pp.3812~3814, 1975.
 - 15) Hooper, J.A. and Butler, F.G. : Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay, Geotechnique, Vol.16, pp.282~304, 1966.
 - 16) Lumb, P. : Safety Factors and the Probability Distribution of Soil Strength, Canadian Geotechnical Journal, Vol.7, No.3, pp.225~242, 1970.
 - 17) Meyerhof, G.G. : Safety Factors in the Soil Mechanics, Canadian Geotechnical Journal, Vol.7, No.4, pp.341~355, 1970.
 - 18) 松尾 稔：地盤工学—信頼性設計の理念と実際—，技報堂出版，pp.55~108，1984.
 - 19) 後藤尚男・亀田弘行：地震時における最大地動の確率論的研究，土木学会論文報告集，第159号，pp.1~12，1968.
 - 20) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田 進：地震時地盤液状化の程度の予測について，土と基礎，Vol.28, No.4, pp.23~29, 1980.

(1988.1.5・受付)