

地下水位を考慮した盛土斜面の地震時安定解析

Seismic Slope Stability Analysis Considering Ground Water Level

王 宗建*, 荒井 克彦**, 岡島 尚司***

Zongjian WANG, Katsuhiko ARAI, Takashi OKAJIMA

*非会員 教育修 福井大学大学院工学研究科 博士後期課程 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

**フェロー会員 工博 福井大学教授 工学部建築建設工学科 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

***非会員 工博 サンワコン(株) (〒918-8525 福井県福井市花堂北 1-7-25)

Heavy seismic damage tends to occur in embankment slopes in which ground water table is high. The conventional limit equilibrium analysis usually evaluates the effect of ground water by the decrease of shear strength of subsoil due to the hydrostatic pressure. This paper tries to extend the method to finite element analysis, and to estimate seismic slope stability considering ground water level. This paper proposes a numerical procedure in which a seismic slope failure takes place when a cumulative plastic deformation calculated by a dynamic stress-deformation analysis exceeds a critical value of deformation determined by a static stability analysis considering seismic intensity. The proposed procedure is applied to some hypothetical and actual case studies of seismic slope stability under high ground water level. The case studies show the possibility that the procedure gives the realistic evaluation of ground water.

Key Words: ground water level, slope stability, deformation, earthquake resistance, FEM

1. まえがき

2004 年新潟県中越地震や 2007 年能登半島地震における盛土斜面の崩壊事例では、斜面内の地下水位が高かったことが崩壊原因の大きな要因の一つと推定されている^{1), 2)}。現時点では、地震時の斜面安定性を評価する手法が十分には確立しておらず、斜面内の地下水位を考慮して地震時の斜面安定性を評価する方法も確立していない。設計実務では、震度法による静的慣性力を考慮した極限平衡法が用いられることが多い³⁾⁻⁶⁾。この方法で用いる震度の数値は経験的なものであり、実際に作用する加速度時刻歴との関係が必ずしも明確ではない⁷⁾。極限平衡法は斜面の特性を強度定数のみで評価するので、斜面内の加速度分布や、地盤の剛性・固有周期などを考慮しにくい欠点がある。一方、動的応答解析では明確な破壊状態を表現しにくい場合が多い。

極限平衡法で斜面内の地下水位を考慮する場合、想定したすべり面上で静水圧のみによるせん断強度の低下を評価することが多い。このような地下水位の評価方法は、地震時以外の常時の斜面安定性評価で広範に用いられており、地下水位上昇による実際の斜面崩壊を現実によく表現できる場合が多いようである。一方、斜面の動的応答解析で地下水位を考慮する場合、斜面内で地盤の液状化が生じるとする方法が提案されているが^{8), 9)}、盛土斜面の崩壊事例の多くで液状化が生じている証拠は必ずしも明らかではない。本論文では、上述の静水圧のみによ

るせん断強度の低下を評価する極限平衡法の考え方を有限要素解析に拡張し、地下水位がある盛土斜面の地震時安定性を簡便に評価する手法を得ることを目的とする。著者らは先に、加速度振幅や周波数を変えた室内での鉛直盛土の振動実験を行い、振動による破壊時の変位が加速度振幅や周波数によらず一定となる可能性を示した。この実験結果に基づき、震度法に基づく静的安定解析で破壊時の変位を求め、動的変形解析により求めた累積塑性変位が、静的安定解析で求めた破壊時の塑性変位を越したときに斜面崩壊が生じるとする新たな安定性評価手法を提案した¹⁰⁾。本論文では、この安定性評価手法を地下水位の高い盛土斜面に適用する方法を提案し、2004 年新潟県中越地震や 2007 年能登半島地震における盛土斜面の崩壊事例に適用して、その妥当性を検討する。実際の盛土斜面の崩壊例では、地下水位や変形・強度定数などの正確なデータを入手できない場合が多く、実際の崩壊現象を再現するより、地下水の影響の評価を主眼とする適用を行った。

2. 数値解析手法

2.1 安定性評価手法

地盤の非線形応力-ひずみ関係を想定して動的応答解析を行う方法では、変位が時間とともに増加しつづけるだけで、明確な破壊点を見出すことが困難な場合が多い。著者らは先に、鉛直盛土の多数の室内振動実験を行い、

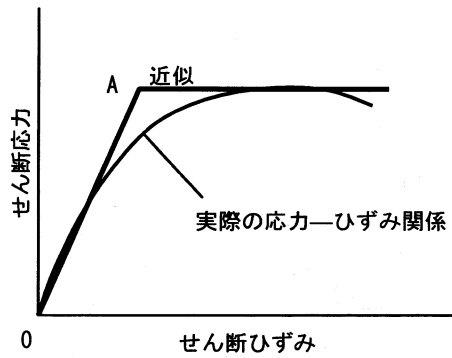


図-1 応力-ひずみ関係 (Coulomb 材)

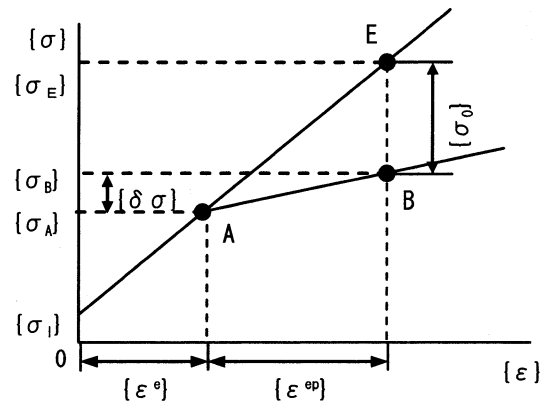


図-3 初期応力法

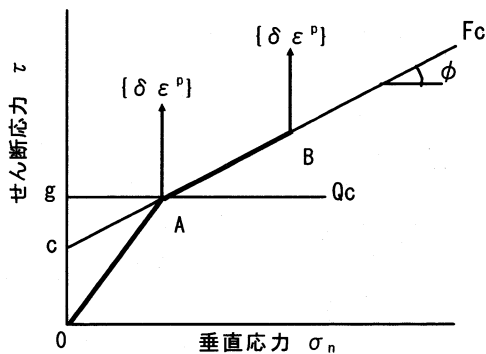


図-2 降伏線上の移動と流れ則 (Coulomb 材)

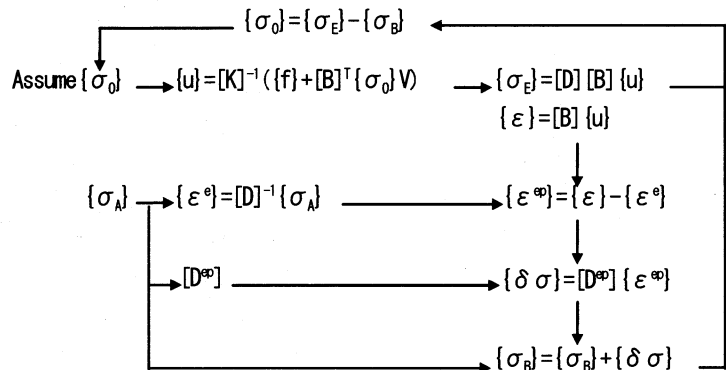


図-4 計算の流れ

振動による破壊時の変位が加速度振幅や周波数によらず一定となる可能性を示した。この実験結果に基づき、震度法に基づく静的安定解析で「破壊時塑性変位」を定義し、動的応答解析により求めた累積塑性変位が、静的安定解析で求めた破壊時塑性変位を越したときに斜面崩壊が生じるとする安定性評価手法を提案した¹⁰⁾。具体的には、振動開始から斜面破壊までの経過時間を求めることになる。この方法により、上述の室内模型実験結果や、地震による実際の斜面破壊例を表現できる可能性を示した。この安定性評価手法では、振動による破壊時塑性変位が加速度振幅や周波数によらず一定となるので、静的安定解析における破壊時塑性変位と同一と仮定している。

2.2 地下水位の評価方法

例えば、地下水を考慮した Bishop による円弧すべり面法は次式で与えられる (震度は考慮していない)。

$$F_s = (1/\Sigma W_i \sin \alpha_i) \Sigma \{c_i l_i \cos \alpha_i + (W_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi_i\} / \{\cos \alpha_i + (1 + F_s) \sin \alpha_i \tan \phi_i\} \quad (1)$$

ここで、 F_s ：安全率、 W_i ：分割片の重量、 c 、 ϕ ：Mohr-Coulomb 強度定数、 u_i ：間隙水圧、 α_i ：分割片の底辺の傾角、 l_i ：分割片の底辺の長さ、 i ：分割片の番号である。上式の分子で間隙水圧 u_i を引くことにより斜面の強度が低下し、安全率が減少することになる。設計実務

では、間隙水圧として地下水による静水圧のみを考慮する場合が多い。せん断に伴う間隙水圧を推定することが容易ではないこと、盛土斜面は十分に転圧されていて負のダイレイタンスによる正の間隙水圧が生じる可能性は小さいので、せん断に伴う間隙水圧を無視してせん断強度を実際より低めに推定することで安全側の設計を行えることが、その理由である。この考え方と、地震時の斜面の振動速度を考慮すると、通常の土質からなる盛土斜面内の地下水移動は無視できるであろうから、間隙水圧として地下水による静水圧のみを考慮して地下水位の影響を評価することは一つの適切な方法と考えられる。本論文では、上述の考え方を有限要素解析に拡張する。地下水位に伴う静水圧の影響を次の方法で表す。地下水による浮力を引かない場合と引いた場合の斜面の自重解析を行ったときの直応力の差をみかけの間隙水圧とし、この間隙水圧を引いた有効応力でせん断強度を求める。より具体的な計算手順は以下のとおりである。①浮力を引かずに、水平震度を考慮しない自重解析を行い、水平方向直応力 σ_{x1} 、鉛直方向直応力 σ_{y1} を求める。②浮力を引いて自重解析を行い、水平方向直応力 σ_{x2} 、鉛直方向直応力 σ_{y2} を求める。③ σ_{x1} 、 σ_{y1} から σ_{x2} 、 σ_{y2} を引いた結果を、水平・鉛直垂直方向の「みかけの間隙水圧」 u_x 、 u_y とする。④斜面の静的安定解析、動的応答解析では、浮力を考慮しない計算を行って応力を求め、この応力から u_x 、 u_y を引いた有効応力からせん断強度を求めて、地下

水による斜面の強度低下を表現する。この方法は、式(1)で分子で浮力による強度低下を考慮し、斜面の破壊を起こす作用を表す分母では浮力を考慮しないのと同じ考え方である。実際の間隙水圧は等方性であることは当然であるが、 u_x 、 u_y は静水圧の水平・鉛直方向有効応力への異方的な影響を表すためのみかけの間隙水圧である。

2.3 静的安定解析の方法

(1) 概要

静的安定解析では、「破壊時塑性変位」を定義することが目的である。極限平衡法では変位の表現が困難であり、非線形応力-ひずみモデルを用いた有限要素解析では破壊の定義が困難なため、静的安定解析でも破壊時塑性変位を求めることは容易ではない。Mohr-Coulomb 降伏基準と初期応力法の組合せにより、降伏要素の分布から比較的容易に破壊状態を定義でき、破壊時変位を求められるので本論文で用いる¹¹⁾。この方法は必要な物性定数が少なく、計算自体も簡便で安定している利点がある。

(2) 降伏基準

盛土に Mohr-Coulomb 降伏基準を適用する。

$$F_M = \{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2\}^{1/2} - \{(\sigma_x + \sigma_y) \sin\phi + 2c \cos\phi\} = 0 \quad (2)$$

ここで、 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} ：xy 座標での応力成分である。式(2)を Coulomb 形式で表すと次式となる。

$$F_C = |\tau| - c - \sigma_n \tan\phi = 0 \quad (3)$$

ここで、 σ_n 、 τ ：垂直応力とせん断応力である。

(3) 応力-ひずみ関係

本論文では、できるだけ基本的な応力-ひずみ関係モデルを用いて実際現象の表現を試みる。拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が一定の場合、図-1に示すように、弾完全塑性体としてモデル化する。A 点で降伏するまでは線形弾性体とする。このモデルは二軸工縮試験または直接せん断試験で得られる応力-ひずみ関係に相当する。完全塑性状態は Cam Clay モデルや関口・太田モデルにおける限界状態に対応すると考える。実地盤におけるように、裏込め施工中の载荷により拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が増加しつづける場合は、図-2に示すように、A 点で降伏した後、降伏線上を移動すると考える。降伏線上を移動する場合、塑性ひずみ増分は図-2に示すような非関連流れ則に従うと仮定する¹²⁾。図-2で、 F_c ：降伏関数、 Q_c ：塑性ポテンシャル、 $\{\delta\epsilon^p\}$ ：塑性ひずみ増分である。Mohr-Coulomb 材と Coulomb 材について塑性ポテンシャルは次式で与えられる。

Mohr-Coulomb：

$$Q_M = \{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2\}^{1/2} - 2g = 0 \quad (4)$$

Coulomb：

$$Q_C = |\tau| - g = 0 \quad (5)$$

ここで、 g ：流れ則では式(4)、(5)の微分形を用いるため、実際には使用されないパラメータである。

また、地盤は引張り応力を負担しないとする。この条件は次に示す初期応力法を用いて簡単に表現される¹³⁾。

(4) 初期応力法

極限平衡法におけるように、盛土の最終状態に注目した安定解析を試みる。Zienkiewicz らによる初期応力法¹⁴⁾を用いると、計算される降伏要素の分布が地盤構造物の最終破壊状況に比較的良好に対応することが分かっている¹¹⁾。図-3に、本論文で用いる応力-ひずみ関係と初期応力法の考え方を示す。縦軸は応力ベクトル、横軸はひずみベクトルである。図中の点 A、B は図-2の点 A、B と対応する。実際の初期応力 $\{\sigma_0\}$ から出発して点 A までは弾性とする。点 A、B 間は弾塑性状態であり、弾性の応力ベクトル $\{\sigma_E\}$ と弾塑性応力ベクトル $\{\sigma_B\}$ の差が初期応力法における初期応力 $\{\sigma_0\}$ となる。図-3に示すように、全荷重を一つの荷重段階で载荷した場合を考える。計算の基本的な流れを図-4に示す。 $\{u\}$ は節点変位ベクトル、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{f\}$ は全荷重ベクトル、 $[B]$ は $\{u\}$ からひずみを計算するマトリックス、 V は要素の体積である。初期応力 $\{\sigma_0\}$ は、図-4の反復ループの計算で決定される。初期応力法の手順を以下に述べる。①初期応力 $\{\sigma_0\}$ の値をゼロと仮定する。②次の a) から e) のステップで初期応力 $\{\sigma_0\}$ を決定する。a) 本来の荷重ベクトル $\{f\}$ と、 $\{\sigma_0\}$ による修正荷重ベクトル $\{f_0^i\}$ の合計を荷重として次の弾性問題を解く。

$$[K]\{u^i\} = \{f\} + \{f_0^i\} \quad (6)$$

ここで、 i ：初期応力法のくり返しのサイクルである。b) 降伏している要素を見つける。c) 降伏した要素で Nayak ら¹⁵⁾の方法で降伏応力 $\{\sigma_A\}$ を決定する。d) c) で決定した $\{\sigma_A\}$ を使って、図-3の $\{\sigma_B\}$ を計算する。e) 初期応力 $\{\sigma_0\}$ を次のように修正する。

$$\{\sigma_0^i\} = \{\sigma_E^i\} - \{\sigma_B^i\} \quad (7)$$

③新しく得られた初期応力を最初の初期応力と置き換えて、差が小さくなるまでくり返す。初期応力法には、外力と等価節点力の残差を荷重として反復計算を行う方法もあるが、本論文におけるように非線形応力-ひずみ関係と、引張り応力を負担しないことの2種類の非線形性を考慮する場合には上述の本来の初期応力法が良い結果を与える。

(5) 破壊時塑性変位の定義

上述の静的安定解析で、水平震度を変えた計算を行っ

て、降伏した有限要素の分布を求める。降伏した要素が連続して全体的な破壊様式が形成された状態を、その斜面の破壊と定義する。この斜面破壊が生じる最小の水平震度を求め、この段階の弾塑性変位で斜面崩壊が生じると考える。同じ水平震度を与えたときの弾性変位を求め（盛土を弾性体として、弾塑性解析と同じ弾性係数を用いる）、破壊時の弾塑性変位から弾性変位を引いた値を「破壊時塑性変位」とする。破壊時塑性変位を定義する節点は、水平塑性変位が最大となる節点とする。その他の節点で破壊時塑性変位を定義しても、破壊までの経過時間はほぼ同じとなることを適用例で示す。また、前述の斜面の破壊の定義は基本的なものであり、特殊な破壊様式が発生するような場合には、破壊の定義をさらに検討する必要がある。しかし、本論文で対象とする地下水位がある盛土斜面では、後述のように、円弧すべり面法による破壊様式とほぼ一致する破壊様式が得られることが多く、客観的な破壊の定義が可能である。円弧すべり面法による計算を並行して行うことが、実務的には有効と考えられる。

地下水位を考慮する場合、地下水による浮力を引いた有効応力を用いてせん断強度を計算する。水平震度は飽和単位体積重量に作用させる。この措置は、式(1)の表現を地震時に拡張した考え方である。

2.4 動的応答解析の方法

(1) 応力-ひずみ関係、時間積分

動的応答解析では、振動による累積塑性変位を求めることが目的である。累積塑性変位が、上述の「破壊時塑性変位」を超えたときに斜面破壊が生じるとし、斜面破壊までの振動継続時間を求めて、地震時の斜面安定性を評価する。地盤の応力-ひずみ関係は静的安定解析と同じであり、降伏まで線形弾性とし、Mohr-Coulomb 降伏基準と簡単な非関連流れ則を用いる。静的安定解析におけるのと同じく、地盤は引張り応力を負担しないとす。運動方程式の直接積分法として、以下に示す Owen ら¹⁶⁾による Newmark の β 法を用いる。

①運動方程式を次式で表す。

$$[M]\{a_{n+1}\} + [C]\{v_{n+1}\} + [K]\{u_{n+1}\} = \{f_{n+1}\} \quad (8)$$

ここで、 $[M]$: 質量マトリックス、 $[C]$: 減衰マトリックス、 $[K]$: 剛性マトリックス、 $\{a_{n+1}\}$: 加速度ベクトル、 $\{v_{n+1}\}$: 速度ベクトル、 $\{u_{n+1}\}$: 変位ベクトル、 $\{f_{n+1}\}$: 荷重ベクトル、 n : 時間ステップである。

② $\{a_{n+1}\}$ 、 $\{v_{n+1}\}$ 、 $\{u_{n+1}\}$ の初期値を設定し、次式の残差力ベクトル $\{\psi\}$ を評価する。

$$\{\psi\} = \{f_{n+1}\} - [M]\{a_{n+1}\} - [C]\{v_{n+1}\} - [K]\{u_{n+1}\} \quad (9)$$

ここで、 r : 反復回数を示す。

③ $\{\psi\}$ に対する修正変位増分ベクトル $\{\Delta u^r\}$ を求める。

$$\{\Delta u^r\} = [K]^{-1} \{\psi\} \quad (10)$$

④ $\{u_{n+1}^{r+1}\}$ 、 $\{a_{n+1}^{r+1}\}$ 、 $\{v_{n+1}^{r+1}\}$ を次式によって修正する。

$$\begin{aligned} \{u_{n+1}^{r+1}\} &= \{u_{n+1}^r\} + \{\Delta u^r\} \\ \{a_{n+1}^{r+1}\} &= (\{u_{n+1}^{r+1}\} - \{u_{n+1}^r\}) / (\Delta t^2 \gamma) \\ \{v_{n+1}^{r+1}\} &= \{v_{n+1}^r\} + \Delta t \delta \{a_{n+1}^{r+1}\} \end{aligned} \quad (11)$$

ここで、 $\gamma=0.25$ と $\delta=0.5$ は積分パラメータである。

⑤ $\{\psi\}$ が収束するまで③、④をくり返す。

上述の計算を行って、累積弾塑性変位を求める。次に地盤を弾性体と仮定した計算を行って弾性変位を求め、累積弾塑性変位との差を累積塑性変位とする。

(2) 地下水位の評価

地下水位を考慮する方法は、式(1)の表現を地震時に拡張した静的安定解析における措置と同じであり、せん断強度の計算には、地下水による浮力を引いた有効応力を用い、加速度は飽和密度に作用させる。

2.5 物性定数

静的安定解析と動的応答解析に共通の物性定数は、地盤の湿潤密度 ρ_t 、弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、Mohr-Coulomb 強度定数 c 、 ϕ であり、同じ数値を用いる。動的応答解析における減衰マトリックス $[C]$ は、Rayleigh 減衰を修正した次式で求める¹⁷⁾。

$$\begin{aligned} [C] &= (1+\lambda) \omega_h [M] + (1-\lambda) h / \omega_i [K] \\ \omega_i &= 2\pi / \{4\Sigma(H_i / V_{si})\} \\ V_s(m/s) &= 80N^{1/3} \end{aligned} \quad (12)$$

ここで、 $[M]$ 、 $[K]$: 式(8)参照、 h : 減衰定数、 λ : 減衰の周波数依存性を調整する係数、 ω_i : 地層の1次固有円振動数、 H_i : 地層の厚さ、 V_{si} : せん断波速度、 i : 地層の番号、 N : 標準貫入試験による N 値である。 N 値から V_s を求める式は「道路橋示方書」で用いられている式である。式(12)から通常の Rayleigh 減衰定数 α 、 β は次式で与えられる。

$$\alpha = (1+\lambda) \omega_h \quad \beta = (1-\lambda) h / \omega_i \quad (13)$$

λ の値は0.9 ~ -0.9とされている。減衰に関する材料の定数を正確に推定することは容易ではないが、本論文では式(13)の β を大きくする値とし、原則として $\lambda=-0.9$ を用いる。減衰定数 h として、本論文では地盤でよく用

表-1 物性定数(仮想モデル)

	盛土	基礎地盤
弾性係数 E (Mpa)	14.0	84.0
粘着力 c' (kPa)	10.0	150.0
せん断抵抗角 ϕ' (°)	30	40
ポアソン比 ν	0.3	0.3
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.7	1.8
減衰定数 h	0.3	0.3

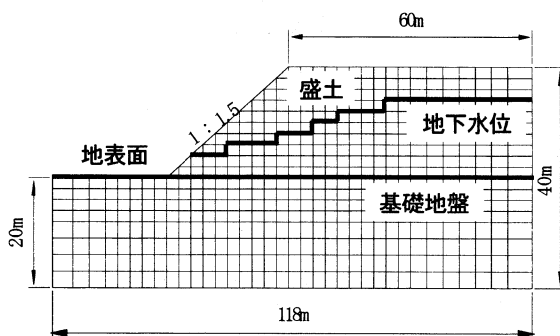
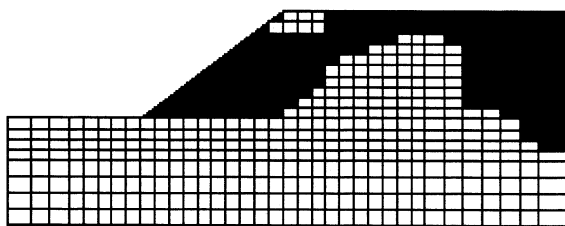
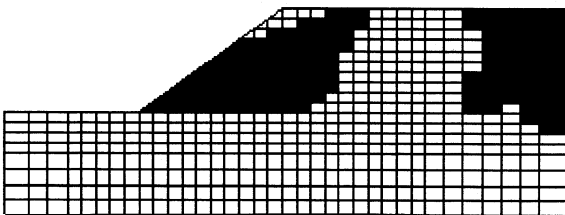


図-5 仮想モデルの要素分割



(a) 地下水位がない場合 ($k_h=0.20$)



(b) 地下水位がある場合 ($k_h=0.14$)

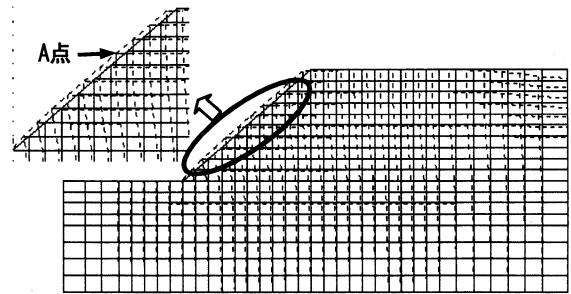
図-6 破壊時の降伏要素分布

いられている範囲での最大の値として $h=0.3$ を用いる。近似的方法として、 ω_i は各地層の平均的な値を用いる。

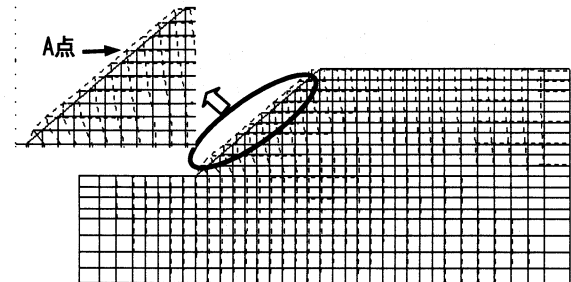
3. 仮想モデル斜面への適用

3.1 モデルと物性定数

図-5 に有限要素分割を示す単純な仮想モデル斜面を対象とする。図に示すように、水平基礎地盤上に均一な

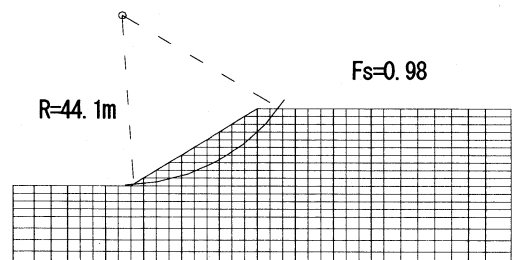


(a) 地下水位がない場合 ($k_h=0.20$)

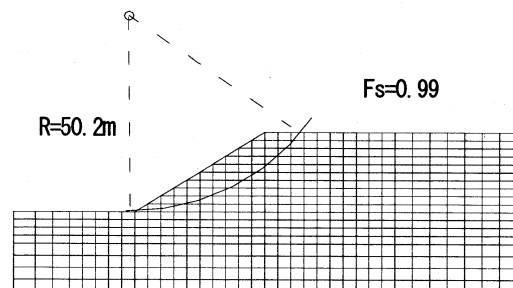


(b) 地下水位がある場合 ($k_h=0.14$)

図-7 破壊時の塑性変位分布



(a) 地下水位がない場合 ($k_h=0.18$)



(b) 地下水位がある場合 ($k_h=0.12$)

図-8 円弧すべり面法による結果

盛土 (勾配 1:1.5, 高さ 20m) を造成する。斜面内に地下水がある場合とない場合の検討を行うこととし、地下水がある場合の水位を図中に太線で示す。物性定数を表-1 に示す。盛土の $V_s=137\text{m/s}$, 基礎地盤の $V_s=249\text{m/s}$, $\omega_i=6.97\text{rad/s}$, $h=0.3$, $\lambda=-0.9$ から減衰定数 $\alpha=0.21$, $\beta=0.082$ を用いる。

3.2 計算結果

(1) 地下水位がない場合

静的安定解析で水平震度 k_h を増加させて計算をくり返したところ、 $k_h=0.2$ で降伏要素が連続して全体的な破

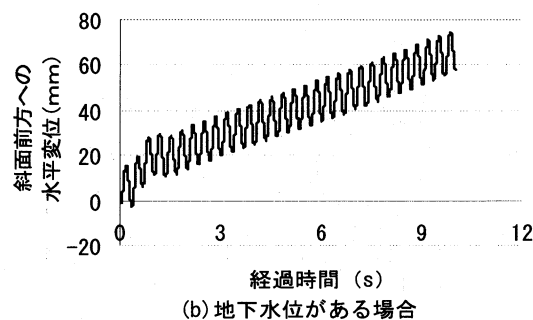
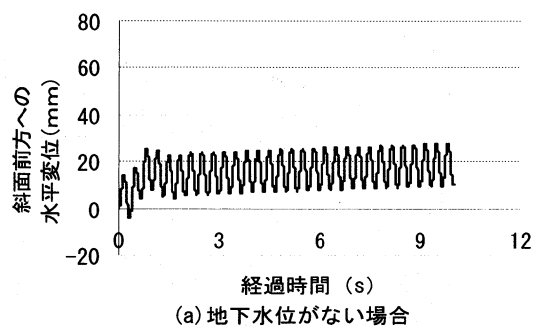


図-9 変位時刻歴(図-7 A点, 3Hz, 400gal)

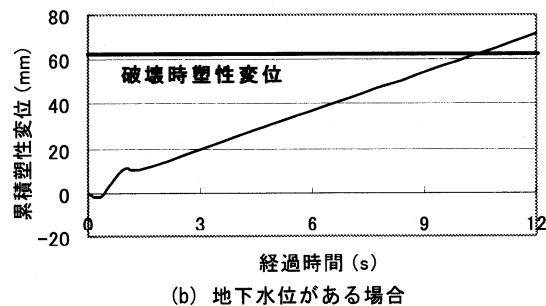
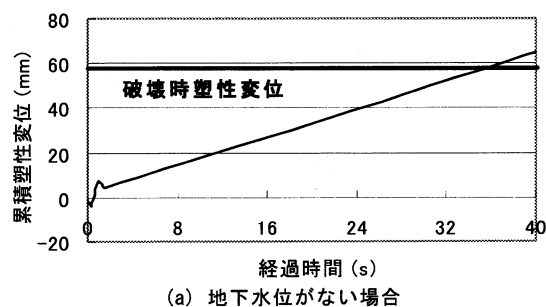


図-10 累積塑性変位(図-7 A点)

壊様式が形成された(図-6(a)). 図-6で右境界付近の降伏領域は右端の水平変位拘束による影響で生じている. 鉛直震度は考慮していない. 地盤を弾性体(弾塑性解析と同じ弾性係数を用いる)としたときの変位を差し引いた, 図-6(a)に対する塑性変位分布を図-7(a)に示す. 図-7(a) A点で斜面前方への水平塑性変位が最大となり, この点で「破壊時塑性変位」とし, その値は58.2mmであった. 参考として, 同じ条件での円弧すべり面法(Bishop法)による結果を図-8(a)に示す. 図-8(a)では, 図-6(a)と比較しやすいように, 有限要素分割図に重ねてすべり円を描いている. 水平震度 k_h と間隙水圧を考慮した Bishop による円弧すべり面法は次式で与えられる.

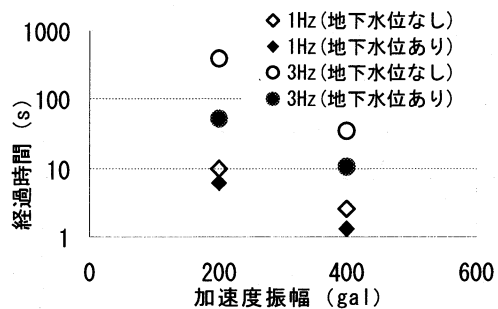


図-11 破壊までの振動経過時間

$$F_s = \Sigma \{ c_i l_i \cos \alpha_i + (W_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi_i \} /$$

$$\{ \cos \alpha_i + (1 + F_s) \sin \alpha_i \tan \phi_i \} \Sigma W_i (\sin \alpha_i + y_i k_h / R) \quad (14)$$

ここで, R : 円弧半径, y_i : 水平慣性力の着力点と円弧中心の鉛直距離である. 図-8(a)で, 図-6(a)とほぼ同じ水平震度で安全率 F_s がほぼ1となっている. 動的応答解析で, 周波数1Hzと3Hz, 加速度振幅200galと400galの組合せで4ケースの正弦波を入力とする. 3Hz, 400galの正弦波を与えたときのA点の変位時刻歴を図-9(a)に示す. 弾性変位の時刻歴を引いた累積塑性変位の時刻歴を図-10(a)に示す. 累積塑性変位は約36秒で破壊時塑性変位を越して破壊が生じることになる. また, 法面上の他の節点について同様に破壊までの経過時間を計算しても大きな差は見られなかった. 本論文では, 水平塑性変位が最大となる点を用いることにする.

(2) 地下水位がある場合

物性定数はすべて, 地下水がない場合と同一とする. 静的安定解析で水平震度 k_h を増加させて計算をくり返したところ, 地下水位がない場合より小さな $k_h=0.14$ で全体的な破壊様式が形成された(図-6(b)). 破壊時塑性変位の分布を図-7(b)に示す. A点での破壊時塑性変位は61.8mmであった. 参考として, 同じ条件での円弧すべり面法(Bishop法)による結果を図-8(b)に示すが, 図-6(b)とほぼ同じ水平震度で破壊する結果を得ている. 動的応答解析で3Hz, 400galの正弦波を与えたときのA点での変位時刻歴を図-9(b)に示す. 弾性変位の時刻歴を引いた累積塑性変位の時刻歴を図-10(b)に示す. 全てのケースの破壊までの経過時間を図-11に示す. 地下水位がある場合は, 地下水位がない場合より短い振動継続時間で斜面破壊に至る結果を得た.

4. 実際斜面への適用例 (その1)

4.1 計算条件

新潟県中越地震(2004年10月23日, マグニチュード6.8)で, 関越自動車道における六日町IC~長岡JCT間で多数の盛土斜面崩壊が発生した¹⁾. その中で崩壊規模の大きい関越自動車道214.5kp(キロポスト)の盛土斜



写真-1 崩壊状況(実際斜面への適用例, その1)

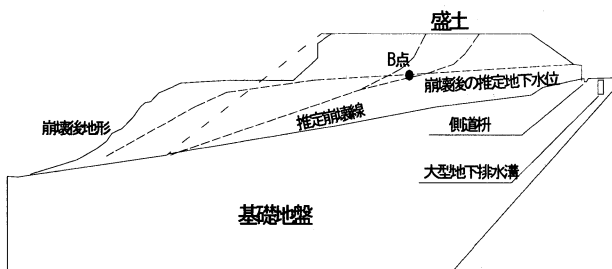


図-12 崩壊の概要(適用例, その1)

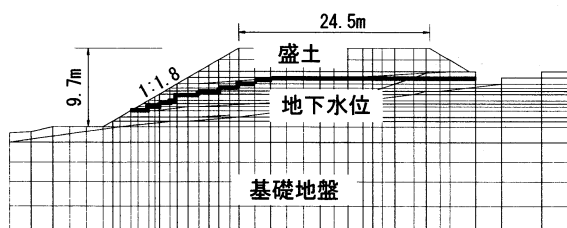


図-13 有限要素分割図(適用例, その1)

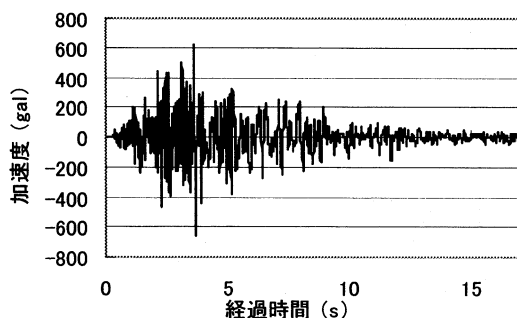
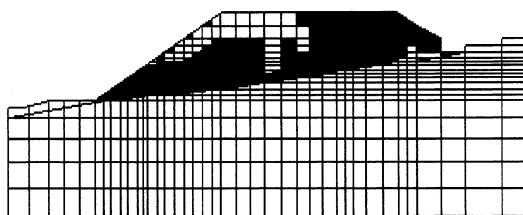
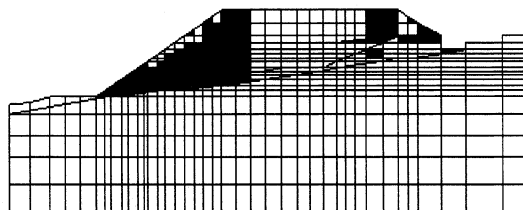


図-14 基盤での入力加速度(適用例, その1)

面崩壊を対象とする。旧日本道路公団北陸支社から提供されたデータに基づく検討を行う。実際の盛土斜面では、盛土の物性定数や地下水位などについて正確なデータが得られない場合が多く、以下の検討は実際の崩壊現象を忠実に再現することは断念し、実際の崩壊例での地下水の影響を評価することに主眼を置くことにした。崩壊後の状況を写真-1に、崩壊の概要を図-12に示す。盛土は、右側の法肩付近を崩壊頂部として左側に大きく崩壊している。図-12の右側側道枒内の地下排水管から通年の湧水があることが示されている。有限要素分割を図-13に

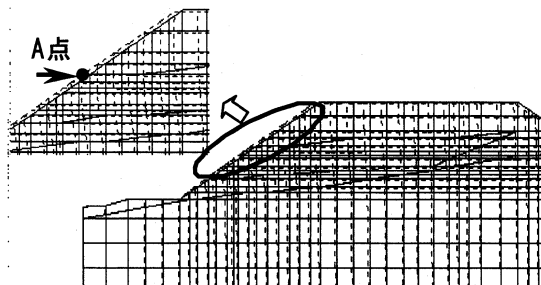


(a) 地下水位がない場合 ($k_h=0.17$)

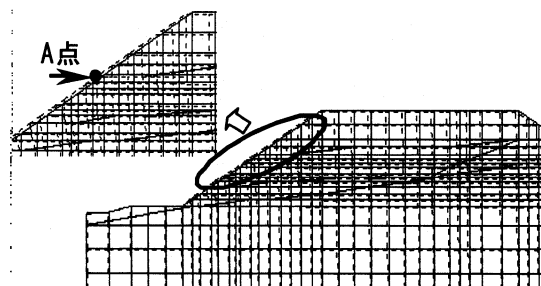


(b) 地下水位がある場合 ($k_h=0.10$)

図-15 破壊時の降伏要素分布(適用例, その1)



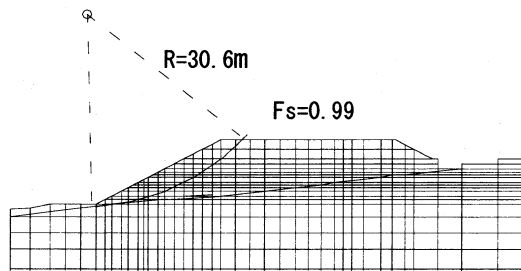
(a) 地下水位がない場合



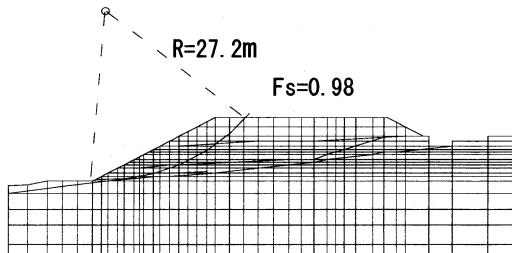
(b) 地下水位がある場合

図-16 破壊時の塑性変位分布(適用例, その1)

示す。斜面崩壊後のボーリング調査により、地下水位は計測されているが、斜面が大きく崩壊したため、崩壊前の斜面内の地下水位との対応は必ずしも明らかではない。そこで、図-12の盛土斜面中央で崩壊後に計測された地下水位(B点)を境界条件とした2次元定常浸透流解析を行い、崩壊前の斜面内の地下水位を推定した。結果を図-13中に太線で示す。基盤での入力加速度の時刻歴を図-14に示す。当該区間での盛土の物性定数は、土粒子密度: 2.65g/cm^3 、礫分: 37%、砂分: 43%、シルト分: 20%、突き固め試験(JIS A1210)による最適含水比: 14.3%、塑性限界: 21.0%、液性限界: 32.6%、湿潤密度 $\rho_r=1.75\text{g/cm}^3$ 、三軸圧縮試験(CD試験)による $c'=3.9\text{kPa}$ 、 $\phi'=28.0^\circ$ である。弾性係数Eは標準貫入試験の平均的なN値から、実務で経験的に用いられている次式で推定した。

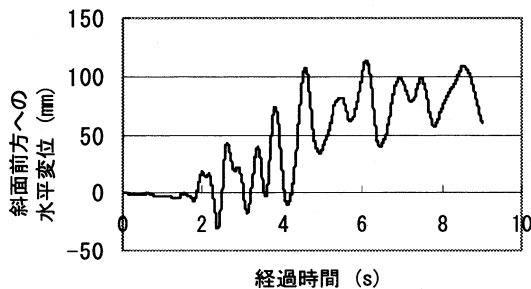


(a) 地下水位がない場合 ($k_h=0.17$)

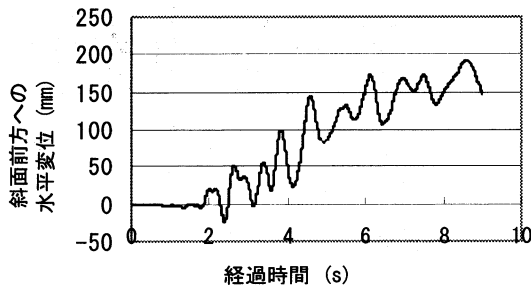


(b) 地下水位がある場合 ($k_h=0.08$)

図-17 円弧すべり面法による結果(適用例, その1)



(a) 地下水位がない場合

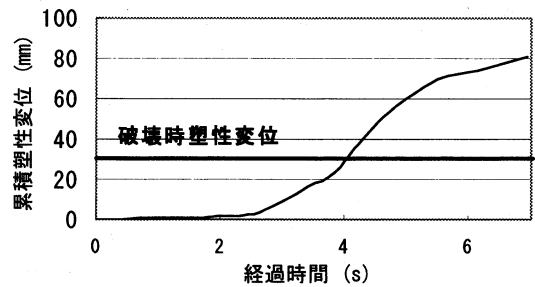


(b) 地下水位がある場合

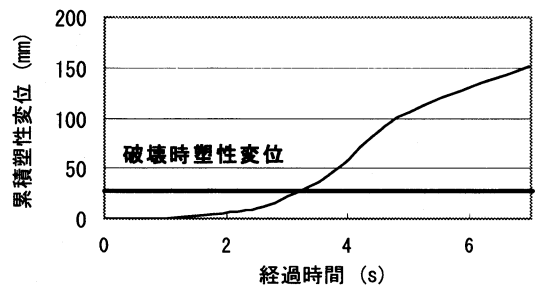
図-18 変位時刻歴(図-16 A 点)

$$E (\text{kPa}) = 2.80 \times 10^3 N \quad (15)$$

この結果, 盛土の弾性係数 $E=11.2 \text{ MPa}$, 基礎地盤の $E=84.0 \text{ MPa}$ となる. 本論文の手法では静的安定解析と動的応答解析で同じ E の値を用いる. 計算される変位の大きさは E に支配される度合が大きく, 同じ E の値を用いることにより破壊時塑性変位による破壊の判定方法は安定している. 上記の強度定数を用いると, 上述のように求めた地下水位を静水圧として考慮した円弧すべり面法 (Bishop 法) による常時の安全率は 1.10 となる. この

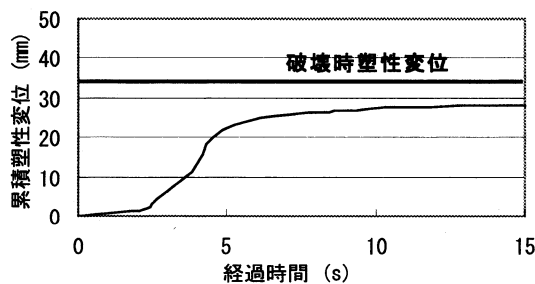


(a) 地下水位がない場合

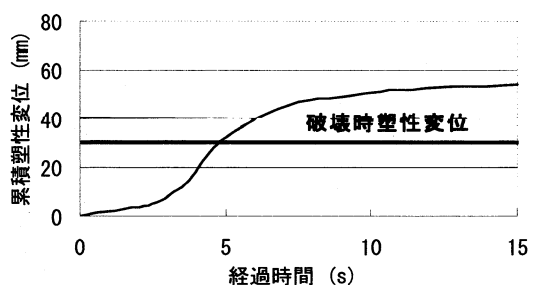


(b) 地下水位がある場合

図-19 累積塑性変位(図-16 A 点, 式(12) $\lambda=-0.9$)



(a) 地下水位がない場合



(b) 地下水位がある場合

図-20 累積塑性変位(図-16 A 点, 式(12) $\lambda=-3$)

区間の盛土は長期に渡って安定であったことから, この強度定数は実際より小さいと判断される. そこで, ϕ の値をそのままとして, 上述の条件で Bishop 法による斜面の安全率 1.20 になるように c' を逆算し, $c' = 5.0 \text{ kPa}$, $\phi' = 28.0^\circ$ を計算に用いることとした. 盛土の $V_s=127 \text{ m/s}$, 基礎地盤の $V_s=249 \text{ m/s}$, $\omega_s=12.72 \text{ rad/s}$, $h=0.3$, $\lambda=-0.9$ から減衰定数 $\alpha=0.382$, $\beta=0.045$ とする.

4.2 計算結果

(1) 地下水位がない場合

3. で述べた仮想モデル斜面におけるのと同じ手順で静的安定解析と動的応答解析を行った。静的安定解析で水平震度 k_h を増加させて計算をくり返したところ、 $k_h=0.17$ で降伏要素が連続して全体的な破壊様式が形成された(図-15(a))。このときの塑性変位分布を図-16(a)に示す。図-16(a) A点で斜面前方への水平塑性変位が最大となり、この点で「破壊時塑性変位」とし、その値は33.4mmであった。参考として、同じ条件での円弧すべり面法(Bishop法)による結果を図-17(a)に示すが、図-15(a)と同じ水平震度で破壊が生じる結果となっている。式(12)の $\lambda=-0.9$ ($\alpha=0.382, \beta=0.045$)として、動的応答解析で上述の入力地震波を与えたときの図-16(a) A点の変位時刻歴を図-18(a)に示す。動的応答解析により求めた累積塑性変位を図-19(a)に示す。累積塑性変位が上述の破壊時塑性変位を越したときに斜面破壊が生じるとして、破壊までの経過時間を求めると、約4秒となる。式(12)の減衰の周波数依存性を調整する係数 λ の数値(すなわち、Rayleigh 減衰定数 α, β)により、変位の時刻歴は大きく変わる。例えば、式(12)の $\lambda=-3$ ($\lambda=-3$ を式(12)に代入すると、 α の値は負になるが、負の値はとりえないので、 $\alpha=0, \beta=0.095$ とする)としたときのA点の累積塑性変位を図-20(a)に示すが、15秒を過ぎても斜面破壊は生じないことになる。したがって、本論文で提案する地震時における斜面安定解析手法の信頼性を高めるには、減衰定数を正確に推定することが重要な課題である。この課題は、本論文の手法を地震による多数の斜面破壊例に適用して、減衰定数の適切な数値を得ることにより解決する必要がある。

(2) 地下水位がある場合

静的安定解析で水平震度 k_h を増加させて計算をくり返したところ、 $k_h=0.10$ で全体的な破壊様式が形成された(図-15(b))。破壊時塑性変位分布を図-16(b)に示し、A点での破壊時塑性変位は30.2mmであった。参考として、同じ条件での円弧すべり面法(Bishop法)による結果を図-17(b)に示すが、やはり、図-15(b)とほぼ同じ水平震度で破壊する結果を得ている。式(12)の $\lambda=-0.9$ ($\alpha=0.382, \beta=0.045$)として、動的応答解析で上述の入力地震波を与えたときの図-16(b) A点の変位時刻歴を図-18(b)に示す。動的応答解析により求めた累積塑性変位を図-19(b)に示す。このときの破壊までの経過時間は3.2秒となる。式(12)の $\lambda=-3$ ($\lambda=-3$ を式(12)に代入すると、 α の値は負になるが、負の値はとりえないので、 $\alpha=0, \beta=0.095$ とする)としたときのA点の累積塑性変位を図-20(b)に示す。このときの破壊までの経過時間は約5秒となる。前述のように地下水位がない場合で、同じ λ を用いたときの値(15秒以上)と大きな差が生じる。どの場合も、地下水位がある場合は、地下水位がない場合より短い振動継続時間で斜面破壊に至る結果を得ているが、破壊までの振動継続時間は減衰定数に依存する度合いが大きい。



写真-2 崩壊状況(実際斜面への適用例, その2)

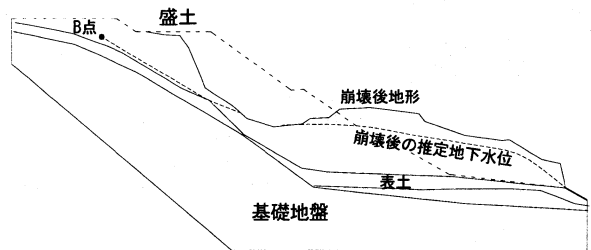


図-21 崩壊の概要(適用例, その2)

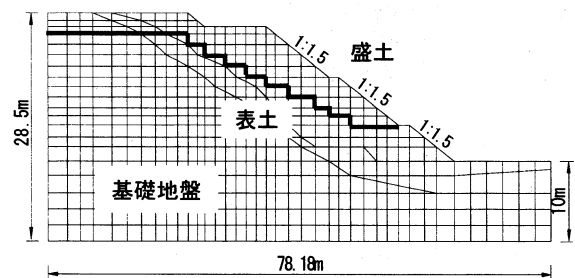


図-22 有限要素分割図(適用例, その2)

5. 実際斜面への適用例 (その2)

5.1 計算条件

能登半島地震(2007年3月25日、マグニチュード6.9)により、能登有料道路の柳田IC〜穴水IC間(48.2km)で大規模な盛土斜面崩壊が11箇所発生した。その中で横田料金所付近の盛土斜面崩壊を対象とする²⁾。4.の適用例と同様に、盛土の物性定数や地下水位について正確なデータが得られないので、崩壊現象を忠実に再現することは断念し、実際の崩壊例での地下水の影響を評価することに主眼を置くことにする。崩壊後の状況を写真-2に示す(高盛土区間で延長約80mにわたり上り車線が崩壊し、一部の崩落土砂は約70m先まで流れ出した)。崩壊の概要を図-21に示す。土木学会・地盤工学会調査団の調査報告書に基づく有限要素分割を図-22に示す。崩壊前の斜面内地下水位は明らかではないが、崩壊後の地下水位は図-21に点線で示すように計測されている。そこで、崩壊前と近いと考えられる図-21 B点での地下水位を与えた2次元定常浸透流解析を行い、崩壊前の斜面内の地下水位を推定した。結果を図-22中に太線で示す。

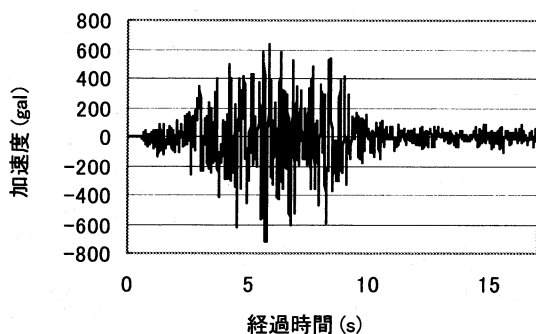
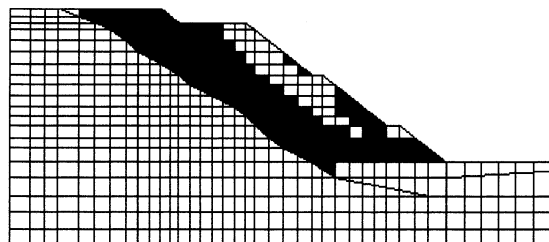
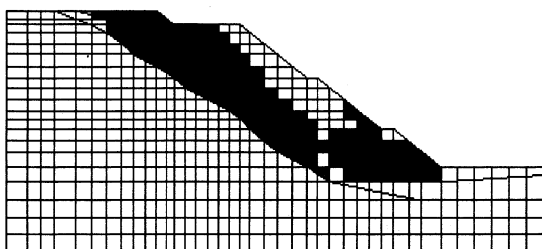


図-23 基盤での入力加速度(適用例, その2)

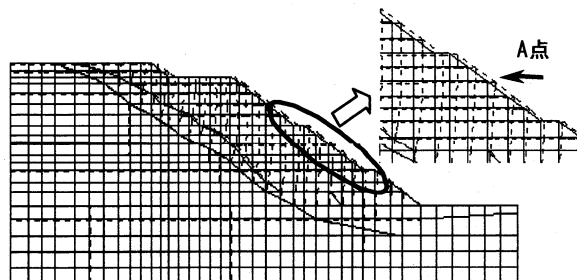


(a) 地下水位がない場合 ($k_h=0.11$)

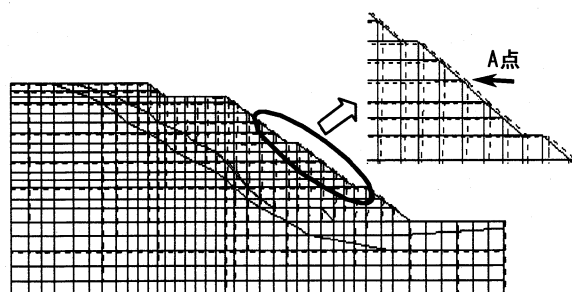


(b) 地下水位がある場合 ($k_h=0.04$)

図-24 破壊時の降伏要素分布(適用例, その2)



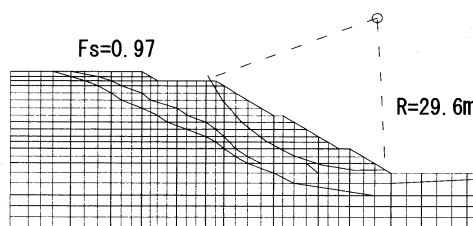
(a) 地下水位がない場合 ($k_h=0.11$)



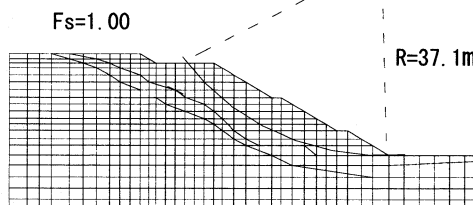
(b) 地下水位がある場合 ($k_h=0.04$)

図-25 破壊時の塑性変位分布(適用例, その2)

崩壊箇所の近辺では、防災科学技術研究所(k-net)の地震観測点 ISK006 富来と ISK005 穴水の観測記録がある。



(a) 地下水位がない場合 ($k_h=0.12$)



(b) 地下水位がある場合 ($k_h=0.02$)

図-26 円弧すべり面法による結果(適用例, その2)

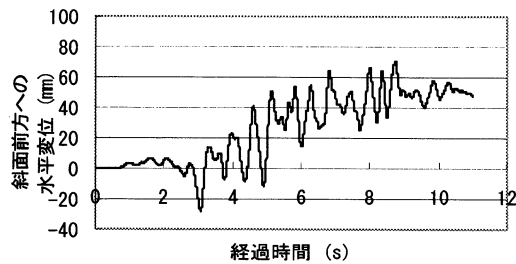
ISK006 富来地震観測点(震央距離 7km)における EW, NS 方向の最大加速度は、それぞれ 717gal, 849gal で、ISK005 穴水地震観測点(震央距離 20km)における EW, NS 方向の最大加速度は、それぞれ 473gal, 782gal である。崩壊箇所の震央距離が約 15km、崩壊方向は概ね EW 方向であることから、ISK006 富来地震観測点の EW 方向の加速度時刻歴を入力加速度とした(図-23)。

崩壊箇所の周辺の盛土から不攪乱試料を採取して三軸圧縮試験(CD試験、拘束圧 9.8, 19.6, 29.4kPa)を行った。試験結果として $\rho_c=1.62g/cm^3$, $c'=5.5kPa$, $\phi'=28.5^\circ$ を得た。この強度定数を用いると、上述のように求めた地下水位を静水圧として考慮した円弧すべり面法(Bishop法)による常時の安全率は 0.98 となる。地震では崩壊したが、その前は 25 年以上に渡って安全であったことから、この強度定数は実際より小さいと判断される。そこで、 ϕ' の値をそのままとして、上述の条件で Bishop 法による斜面の安全率が 1.05 になるように逆算した $c'=6.8kPa$ を計算に用いることとした。式(15)から推定した盛土の弾性係数 $E=12.6MPa$ 、基礎地盤の $E=14.0MPa$ となる。盛土の $V_s=132m/s$ 、基礎地盤の $V_s=295m/s$, $\omega_c=12.02 rad/s$, $h=0.3$, $\lambda=-0.9$ から減衰定数 $\alpha=0.36$, $\beta=0.048$ とする。

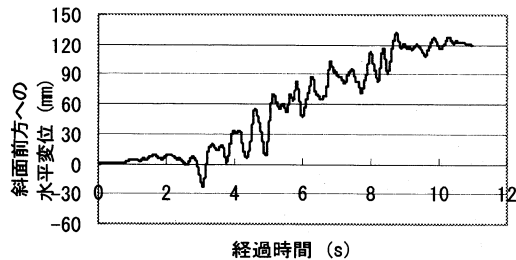
5.2 計算結果

(1) 地下水位がない場合

静的安定解析で水平震度 k_h を増加させて計算をくり返したところ、 $k_h=0.11$ で降伏要素が連続して全体的な破壊様式が形成された(図-24(a))。このときの塑性変位分布を図-25(a)に示す。図-25(a) A 点で斜面前方への水平塑性変位が最大となり、この点で「破壊時塑性変位」とし、その値は 19.1mm であった。参考として、同じ条件での円弧すべり面法(Bishop法)による結果を図-26(a)

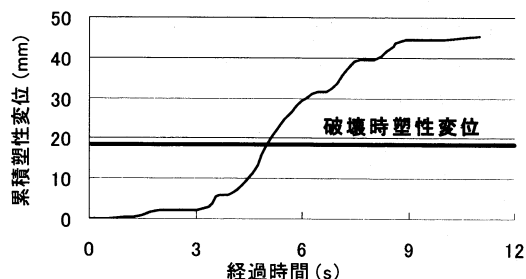


(a) 地下水位がない場合

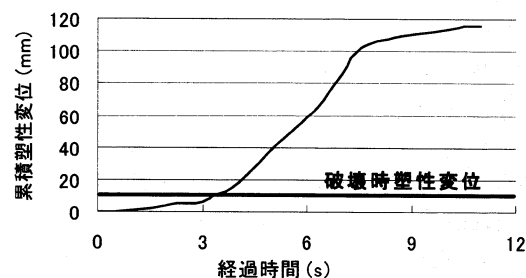


(b) 地下水位がある場合

図-27 変位時刻歴(図-25 A点)



(a) 地下水位がない場合



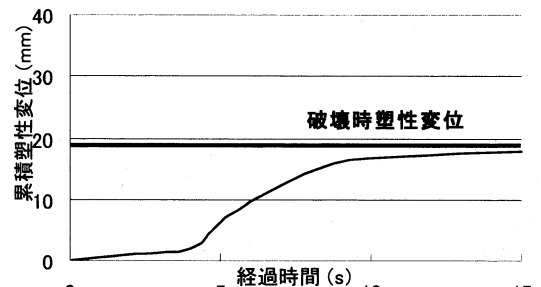
(b) 地下水位がある場合

図-28 累積塑性変位(図-25 A点, 式(12) $\lambda=-0.9$)

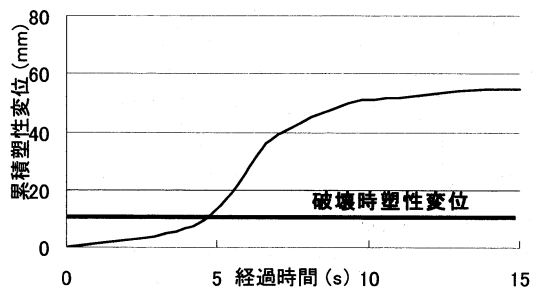
に示すが、図-24(a)とほぼ同じ水平震度で破壊する結果を得ている。式(12)の $\lambda=-0.9$ ($\alpha=0.36, \beta=0.048$)として、動的応答解析で上述の入力地震波を与えたときの図-25(a) A点の変位時刻歴を図-27(a)に示す。動的応答解析により求めた累積塑性変位を図-28(a)に示す。上述の破壊時塑性変位を越したときに斜面破壊が生じるとして、破壊までの経過時間を求めると、約5.2秒となる。式(12)における $\lambda=-3$ ($\lambda=-3$ を式(12)に代入すると、 α の値は負になるが、負の値はとりえないので、 $\alpha=0, \beta=0.095$ とする)としたときのA点の累積塑性変位を図-29(a)に示すが、15秒を経過しても斜面破壊は生じないことになる。

(2) 地下水位がある場合

静的安定解析で水平震度 k_h を増加させて計算をくり



(a) 地下水位がない場合



(b) 地下水位がある場合

図-29 累積塑性変位(図-25 A点, 式(12) $\lambda=-3.0$)

返したところ、 $k_h=0.04$ で全体的な破壊様式が形成された(図-24(b))。破壊時塑性変位分布を図-25(b)に示す。A点での破壊時塑性変位は10.1mmであった。参考として、同じ条件での円弧すべり面法(Bishop法)による結果を図-26(b)に示すが、図-24(b)とほぼ同じ水平震度で破壊する結果を得ている。式(12)の $\lambda=-0.9$ ($\alpha=0.36, \beta=0.048$)として、動的応答解析で上述の入力地震波を与えたときの図-25(b) A点の変位時刻歴を図-27(b)に示す。動的応答解析により求めた累積塑性変位を図-28(b)に示す。このときの破壊までの経過時間は3.4秒となる。式(12)の $\lambda=-3$ ($\lambda=-3$ を式(12)に代入すると、 α の値は負になるが、負の値はとりえないので、 $\alpha=0, \beta=0.095$ とする)としたときのA点の累積塑性変位を図-29(b)に示すが、このときの破壊までの経過時間は4.7秒となり、同じ条件で地下水位がない場合の値(15秒以上)と大きな差が生じる。地下水位がある場合は、地下水位がない場合より早い振動継続時間で斜面破壊に至る結果を得ているが、減衰定数の値が大きいほど、その差は大きくなる。

6. 結論

著者らは先に、加速度振幅や周波数を変えた室内での鉛直盛土の振動実験結果に基づき、震度法に基づく静的安定解析で破壊時の変位を求め、動的変形解析により求めた累積塑性変位が、静的安定解析で求めた破壊時の変位を越したときに斜面崩壊が生じるとする安定性評価手法を提案した¹⁰⁾。本論文では、この安定性評価手法を地下水位の高い盛土斜面に適用する方法を検討した。静的安定解析・動的応答解析でMohr-Coulomb降伏基準と

簡単な非関連流れ則を用い、地盤は引張り応力を負担しないとした。静的安定解析では、震度法に基づく静的慣性力を増加させて、降伏した有限要素が連続して全体的な破壊形式が形成された段階を破壊と定義して、このときの「破壊時塑性変位」を求めた。動的応答解析では観測された加速度時刻歴を入力して、Newmark の β 法による直接積分を行って累積塑性変位を求める。この累積塑性変位が上述の破壊時塑性変位を越すまでの振動経過時間を求め、盛土斜面崩壊までの時間とした。従来の極限平衡法と同じ考え方で、地下水位を静水圧のみによるせん断強度の低下で評価し、静的慣性力・入力加速度は浮力を引かない飽和密度に作用するとする方法を示した。この方法を仮想的盛土斜面、2004 年新潟県中越地震や 2007 年能登半島地震における盛土斜面の崩壊事例に適用して、崩壊事例における地下水位の影響を実際に近く簡便に評価する可能性を示した。実際の盛土斜面の崩壊例では、地下水位や変形・強度定数などの正確なデータを手に入れない場合が多く、実際の崩壊現象を再現するより、地下水の影響の評価を主眼とする適用を行った。

本論文で提案する手法の適用を通じて次のことを示した。

①斜面内の地下水位がある場合、本論文の静的安定解析手法によると、地下水位がない場合より小さな水平震度で斜面破壊が生じる。斜面破壊が生じる水平震度は、どの場合も従来の円弧すべり面法とほぼ一致しており、信頼性があると判断される。

②地下水位の有無により破壊時の水平震度がかなり異なるにもかかわらず、本論文で定義した「破壊時塑性変位」には大きな差はない。

③動的応答解析で計算される累積塑性変位は、地下水位がある場合の方が、ない場合より大きいので、地下水位があるときに、より短い振動継続時間で斜面破壊が生じることになる。

本論文の手法での計算により、破壊までの振動継続時間が長くなる場合、その斜面は実質的に破壊しないことになる。減衰定数の数値により、累積塑性変位の時刻歴はかなり変化するので、本論文で提案する地震時における斜面安定解析手法の信頼性を高めるには、減衰定数を正確に推定することが重要な課題である。

7. あとがき

今後、地下水位がある場合の多数の実際斜面の破壊例に本論文の手法を適用して妥当性を検証する必要がある。動的応答解析における累積塑性変位の大きさは減衰定数に影響される度合いが大きいので、減衰定数を正確に推定することを課題にする。また、本論文の方法により実際の地震加速度時刻歴を静的震度に置き換える目安を得る可能性があり、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 地盤工学会：新潟県中越地震災害調査委員会報告書, 2007.
- 2) 土木学会・地盤工学会：能登半島地震被害調査報告書, 2007.
- 3) 土木学会：地震動・動的物性、動的解析と耐震設計, 第 1 巻, 技報堂, 1989.
- 4) 土木学会：動的解析の方法、動的解析と耐震設計, 第 2 巻, 技報堂, 1989.
- 5) 地盤工学会：地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関する研究委員会報告書, 1999.
- 6) Sarma, S.K.: Seismic stability of earth dams and embankments, *Geotechnique*, Vol. 25, No.4, pp. 743-761, 1975.
- 7) 松尾稔、板橋一雄、佐々木康：実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究、土木学会論文報告集, No. 343, pp. 25-33, 1984.
- 8) Li, Q., Ugai, K. and Gose, S.: Liquefaction analysis by bounding surface plasticity, *Proc. Int. Sym. On Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, pp. 541-546, 1997.
- 9) 松丸貴樹、小島謙一、渡辺健治、館山勝：模型振動実験による水を考慮した盛土の地震時挙動、土構造物の地震時における性能設計と変位量子測に関するシンポジウム発表論文集, pp. 251-256, 2007.
- 10) 王宗建、荒井克彦、竜田尚希、山内章喜、古川晋：斜面の地震時安定性に関する模型実験と数値解析、応用力学論文集, 土木学会, Vol. 10, pp. 363-374, 2007.
- 11) 横田善弘、荒井克彦、齒黒智也、辻慎一郎：変形と剛性を考慮した補強盛土斜面の安定解析、応用力学論文集, 土木学会, Vol. 9, pp. 445-454, 2006.
- 12) Mroz, Z. : Deformation and flow of granular materials, *Mechanics of Solids (the Rodney Hill 60th Anniversary Volume)*, Pergamon Press, Oxford, pp. 119-132, 1980.
- 13) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Stress analysis of rock as a 'no tension' material, *Geotechnique*, Vol. 18, pp. 56-66, 1968.
- 14) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Elastoplastic solutions of engineering problems 'initial stress', finite element approach, *Int. J. Numer. Methods Eng.*, Vol. 1, pp. 75-100, 1969.
- 15) Nayak, G. C. and Zienkiewicz, O. C.: Elasto-plastic stress analysis, A generalization for various constitutive relations including strain softening, *Int. J. Numer. Methods Eng.*, Vol.5, pp. 113-135, 1972.
- 16) Owen, D.R.J. and Hinton, E.: Finite elements in plasticity: theory and practice, Pineridge Press Limited, U.K., 1980.
- 17) 土木学会：エネルギー施設、動的解析と耐震設計, 第 3 巻, 技報堂, 1989.

(2008 年 4 月 14 日受付)