

盛土地盤に対する実用的な地震応答計算法

松原勝己¹・浦野和彦²

¹正会員 工修 東電設計(株) 技術開発本部 (〒110-0015 東京都台東区東上野 3-3-3)

²正会員 工修 (株) 間組技術研究所 (〒305-0822 茨城県つくば市荻間字西向 515-1)

盛土地盤に対する実用的な地震応答計算法を提案するため、フィルダムなどの耐震検討に用いられている一次元せん断くさび理論を改良し、その数値計算結果を示した。その結果、以下のことが判明した。(1)本報の計算法によれば、盛土の地震応答は入力地震動の他に盛土のせん断波速度、盛土高さおよびせん断くさびの高さに対する盛土高さの比に依存する。(2)数値計算結果によれば、同一勾配であれば盛土高さが大きくなるほど、同一高さであれば盛土勾配が緩くなるほど加速度応答が大きくなる。(3)下方地盤を考慮した検討によれば、等価逸散減衰は、盛土と下方地盤のインピーダンス比とせん断くさびの高さに対する盛土高さの比に依存する。

Key Words: Earth bank, seismic design, earthquake response, one-dimensional, radiation damping

1. まえがき

現在、盛土地盤に対しては、特に重要度の高いものや特殊な構造を有するものを除いて、十分な耐震検討が実施されないのが通例であるが、1995年兵庫県南部地震以後、重要度の高い河川堤防などで液状化時の検討が実施されつつある。また、重要度の高い地中構造物が盛土内に埋設される場合では、盛土地盤の地震時応答が必要になるものと考えられる。

本報では、台形状の盛土地盤に対する地震時加速度や地震時変位を算定するため、フィルダムなどの耐震検討に用いられる一次元せん断くさび理論^{1), 2)}を応用し、その境界条件を修正することにより地震時地盤応答を求める。一次元せん断くさび理論は、三角形断面を有する盛土形状を仮定し、深度方向の一次元的な変位分布によるせん断振動として扱う方法であり、松村^{3), 4)}によって先駆的な研究が行われている。

さらに、本報で提案した地震応答計算法を用いて盛土高さや勾配をパラメータとした地震応答計算結果を示し、定性的な考察を実施した。最後に、盛土下方地盤の影響を簡易的に考慮するために、等価逸散減衰により評価する方法を検討する。下方地盤の影響を等価逸散減衰により評価する方法に関しては、土岐⁵⁾および大町⁶⁾がそれぞれ平行層および三角形断面の盛土に対して減衰の評価式

を導入しており、また、佐藤ら⁷⁾は多層系地盤上の盛土に対する等価逸散減衰を評価する手法を提案している。本報では、これらの方法と同様の考え方を用い、台形断面を有する盛土の下方地盤の影響による等価逸散減衰の評価式を導入した。

2. 解析式の誘導

(1) 減衰のない自由振動解

図-1を参照して、薄片 dz に対する運動方程式が式(1)で表される。

$$\rho \frac{B}{H} dz \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{B}{H} (z + dz) \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz \right) - \frac{B}{H} z \tau \quad (1)$$

ここに、 ρ ：地盤の密度、 u ： x 方向の地盤変位、 τ ：せん断応力、 B ：盛土底面の幅、 H ：盛土をせん断くさびと考えた時の高さ、 H_1 ：せん断くさび頂点から地盤天端までの距離である。式(1)で高次の微小量を無視すれば、式(2)を得る。

$$\rho z \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \tau + z \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (2)$$

せん断応力-せん断ひずみの関係は、式(3)で表される。

$$\tau = G\gamma = G \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3)$$

ここに、 G ：せん断弾性係数、 γ ：せん断ひずみである。

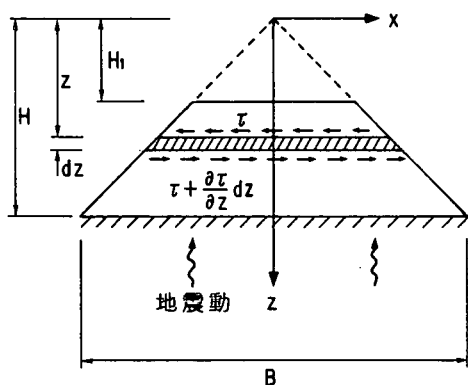


図-1 盛土の解析モデル

式(2)および(3)より、 $G = \rho V_s^2$ (V_s :せん断波速度)を考慮すれば、式(4)が得られる。

$$\frac{1}{V_s^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4)$$

式(4)を盛土天端でのせん断応力がゼロ、盛土底面での変位がゼロの境界条件で解くことにより、式(5)の振動数方程式を得る。

$$J_1(rx_i) \cdot N_0(x_i) - N_1(rx_i) \cdot J_0(x_i) = 0 \quad (5)$$

ここに、 $x_i = \omega_i H / V_s$ および $r = H_1 / H$ (ω_i : i 次の固有円振動数)である。また、 J_n および N_n はそれぞれ n 次のベッセル関数およびノイマン関数である。

さらに、モード形 $\phi_i(z)$ は、式(6)で表される。

$$\begin{aligned} \phi_i(z) &= J_0(x_i z / H) - \frac{J_0(x_i)}{N_0(x_i)} \cdot N_0(x_i z / H) \\ &= J_0(x_i \zeta) - \frac{J_0(x_i)}{N_0(x_i)} \cdot N_0(x_i \zeta) \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 $\zeta = z / H$ である。なお、 $r=0$ のときフィルダムなどの耐震検討に用いられる一次元せん断くさび理論に一致することが確認できる。

(2) 減衰のある強制振動解

減衰を有する場合は、せん断応力-せん断ひずみの関係として、式(3)の代わりに式(7)を用いる。

$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} = G \frac{\partial u}{\partial z} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial z \partial t} \quad (7)$$

ここに、 η : 盛土地盤の減衰係数である。また、 $z=H$ において $u = u_B(t)$ なる変位で振動している

ものとすれば、その点に対する相対変位 $\xi(z, t)$ は、

式(8)で表される。

$$u(z, t) = \xi(z, t) + u_B(t) \quad (8)$$

式(2)、(7)および(8)より、 $\xi(z, t)$ に関する支配方程式が、式(9)で得られる。

$$z \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} - V_s^2 \left(\frac{\partial^2 \xi}{\partial z^2} + \frac{\partial \xi}{\partial z} \right) - \frac{\eta}{\rho} \left(z \frac{\partial^3 \xi}{\partial z^2 \partial t} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial z \partial t} \right) = -z \ddot{u}_B(t) \quad (9)$$

ここに、上付きのドットは時間に関する微分を示す。モード合成法を用いて、 $\xi(z, t)$ を式(10)の形に置く。

$$\xi(z, t) = \sum_j \phi_j(z) \cdot Q_j(t) \quad (10)$$

ここに、 $Q_j(t)$: j 次モードの時間関数、 $\phi_j(z)$:

式(6)で表されるモード形である。

式(10)を(9)に代入し、モード形の直交性を用いると、式(11)を得る。

$$\ddot{Q}_i(t) + 2h\omega_i \dot{Q}_i(t) + \omega_i^2 Q_i(t) = -\mu_i \ddot{u}_B \quad (11)$$

ここに、 h は地盤の減衰定数である。また、 μ_i は i 次の刺激係数であり、式(12)で表される⁸⁾。

$$\mu_i = \frac{\pi N_0(x_i)}{1 - \{\pi / 2 \cdot r x_i N_0(x_i) \phi_i(rH)\}^2} \quad (12)$$

ここで、盛土地盤の一次変形モードのみに着目すれば、式(10)および(11)より、相対変位 $\xi(z, t)$ の時刻歴最大値が、式(13)で得られる。

$$\text{MAX}_t \{\xi(z, t)\} = \mu_1 / (2\pi) \cdot T_1 S_v(\omega_1, h) \cdot \phi_1(z) \quad (13)$$

ここに、 T_1 : 盛土の一次固有周期、 S_v : 盛土底面の地震動 $\ddot{u}_B$ に対する速度応答スペクトルである。

3. 数値計算結果

(1) 本提案法による計算結果

前記の解析式を用いて、表-1 に示すように、盛土高さ h ($h=H-H_1$)、盛土勾配 k (k は 1:k の k を意味する) をパラメータとして盛土地盤の応答計算を実施する。ここで、盛土地盤の底面長さ $B=25\text{m}$ 、せん断波速度 $V_s=100\text{m/s}$ は一定とした。

盛土地盤の固有周期を表-2 に示す。表-2 より、盛土高さ h が大きくなるほど固有周期が大きくな

表-1 検討ケース

ケース パラメタ	ケース 1	ケース 2	ケース 3
盛土勾配 k	1.0	1.5	2.0
盛土高さ h(m) (h=H-H ₁)	2.5, 5.0 7.5, 10.0	2.5, 5.0 7.5	2.5, 5.0

表-2 盛土地盤の固有周期 (単位: 秒)

k \ h	1.0	1.5	2.0	平行層
2.5	0.096	0.093	0.091	0.1
5.0	0.181	0.169	0.153	0.2
7.5	0.253	0.214	-	0.3
10.0	0.305	-	-	0.4

ることがわかる。また、いずれのケースも平行層より固有周期が短くなっている。

次に、盛土地盤底面より地震動を入力させた時の盛土地盤中の最大加速度分布を算定する。盛土地盤の諸元は固有周期の計算と同一の表-1とする。また、入力地震動としては、3種類のL1地震動（I種地盤用：修正開北橋、II種地盤用：修正板島橋、III種地盤用：修正津軽大橋）を用いた⁹⁾。参考までに、L-1地震動の応答スペクトルを図-2に示す。応答加速度の算定はNewmark- β 法による直接積分法により行い、地盤の減衰定数は5%とした。

図-3に盛土地盤中の最大加速度分布の計算例を示す。最大加速度分布の比較より、盛土高さhの増加に伴い盛土天端の最大加速度も増加しているが、I種地盤用地震動では、盛土高さhの違いによる加速度の差があまり見られない。また、同じ盛土高さhであればkが大きい（盛土勾配が緩い）方が加速度の大きい結果となった。

(2)FEM との比較計算

本提案法とFEMによる結果の比較を図-4に示す。FEMの結果は、盛土斜面部で中央部に比べて加速度が小さくなる傾向があるが、中央部の加速度分布は本提案法の結果と良い一致を示している。本提案法は一次モードのみの考慮であるが、この結果から本条件のもとでは、盛土の震動は一次モードの寄与が大きいことがわかる。なお、弾性FEM解析には、二次元動的解析コード7S-IIを用いた。

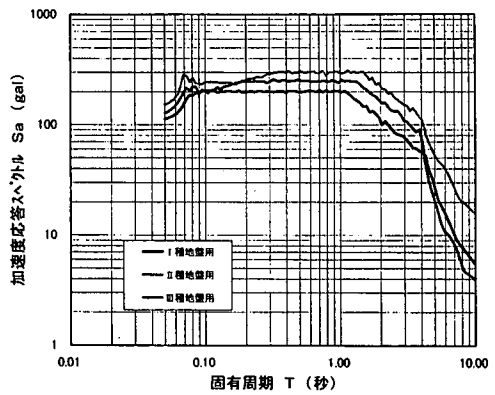


図-2 入力地震動の応答スペクトル

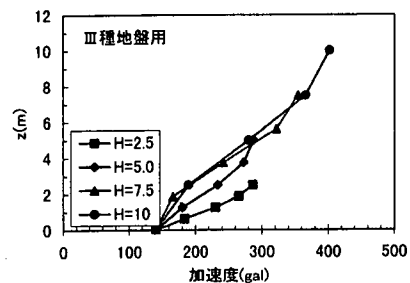
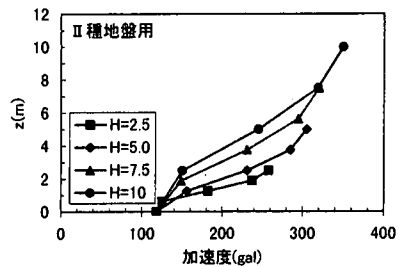
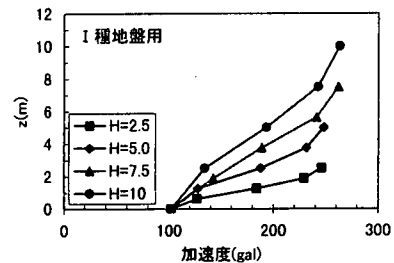
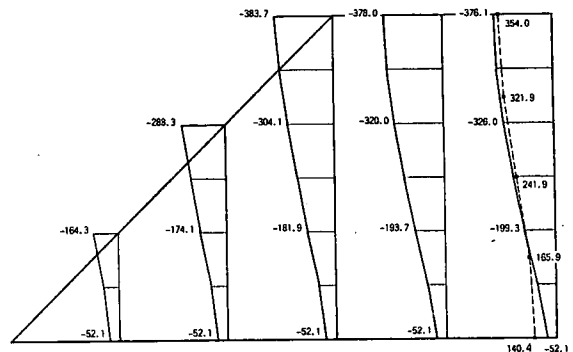


図-3 盛土地盤の加速度分布 (ケース1)



単位: gal 実線: FEM (盛土天端で最大時の同時刻分布)
破線: 本提案法 (最大値分布)

図-4 加速度分布の比較 (ケース1・h=7.5m・III種地盤)

4. 下方地盤の影響による等価逸散減衰

図-5 に示すような盛土・半無限地盤系の地震時変位応答を求め、盛土のみの一次モードに対する振幅と等値することにより等価逸散減衰定数 he_1 を定めた。 he_1 は、式(14)で表される。

$$he_1 = \frac{1}{2} \mu_1 \phi_1(H_1) \frac{\alpha}{\sqrt{\left\{ \frac{\pi}{2} x_1 N_0(x_1) \phi_1(H_1) \right\}^2 - \alpha^2}} \quad (14)$$

ここに、 $\alpha = \rho V_s / (\rho_1 V_{s1})$ (下方地盤に対する盛土のインピーダンス比) である。特に、三角形断面では $r=0$ とし、式(15)を得る。

$$he_1 = \frac{\alpha}{x_1} \frac{1}{\sqrt{1 - \{\alpha J_1(x_1)\}^2}} \quad (15)$$

式(14)を用い、 r をパラメータとした時の he_1 と α の関係を図-6 に示す。図-6 より、インピーダンス比が大きくなる (下方地盤の剛性が盛土に比べて小さくなる) につれて、等価逸散減衰定数が大きくなること、また三角形断面よりも台形断面の盛土の方が等価減衰定数が大きくなることがわかる。さらに、 $r=0$ とした本計算結果は文献⁶⁾の結果とほぼ一致することもわかる。

5. まとめ

本報の検討結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 盛土地盤に対する実用的な地震応答計算法を提案するために、ダムなどの耐震検討に用いられている一次元せん断くさび理論を応用し、境界条件を修正して解析式を導入した。
- (2) 本報の計算法により、盛土高さや盛土勾配をパラメータとした地震応答解析を実施した。その結果、盛土高さの増大に伴い盛土の加速度応答が増大することや同一の盛土高さの場合に勾配の緩い方が加速度応答の増大することが示された。
- (3) 下方地盤の影響を簡易的に取り込む方法として等価逸散減衰による評価を検討し、減衰の評価式を解析的に導入した。本法は、上記の計算法に容易に取り込むことが可能である。

6. あとがき

本報では、盛土の地震応答計算法として、現状で多用されている有限要素法などによらず、盛土

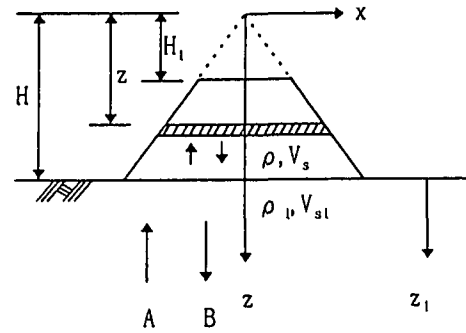


図-5 盛土・半無限地盤系モデル

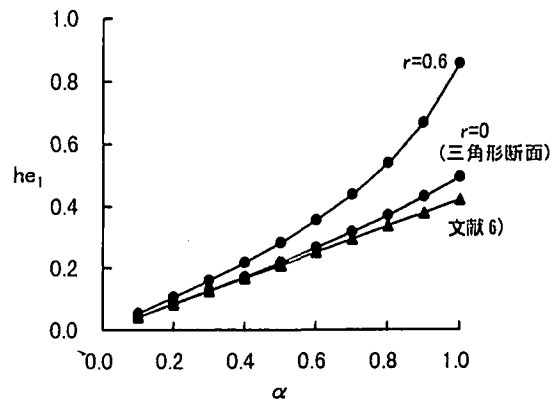


図-6 等価逸散減衰定数

を一自由度系に帰着させる簡便な手法を提案した。これにより、盛土の地震応答の概略を迅速に把握する場合などに活用できると考えられる。今後の課題としては、盛土剛性の深度依存性や地盤の非線形性の取扱いを簡易的に考慮できる方法の開発が望まれる。

参考文献

- 1) S. Okamoto, C. Tamura, K. Kato: Earthquake Response of Fill type Dam, Proc. of 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 461-468, 1970
- 2) 岡本舜三: 耐震工学, オーム社 1971
- 3) 松村孫治: 震動による土堰堤の変形, 土木試験所報告, 第28号 1934
- 4) 土木学会編: 地震応答解析と実例, pp. 263-265, 1973
- 5) 土岐憲三: 構造物の耐震解析, 技報堂出版, 1981
- 6) 大町達夫: フィルダム振動の地下逸散減衰量の算定, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第I部門, 1981
- 7) T. Sato, T. Shibata and Y. Sunasaka: Simplified dynamic analysis of embankments, Proc. 5th Inter. Conf on Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 3, 1985
- 8) 松原勝己, 浦野和彦, 三原正哉: 盛土地盤に対する実用的な地震応答計算法, ハザマ研究年報-1998, 1998
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1990