

土構造物の動的特性と地震時安定性評価に関する研究

名古屋大学大学院 学生員 ○ 飯谷 隆
 名古屋大学工学部 正会員 大塚 悟
 名古屋大学工学部 正会員 松尾 稔

1. はじめに

盛土や斜面などの土構造物の地震時安定性の評価は従来、静的震度法によって行なわれてきた。静的震度法は地震加速度履歴の中から構造物に最も危険な加速度に対して、構造物の安定性を評価する方法である。しかし、地震のように加速度の方向やその大きさの変化する場合に、このように一方向の加速度を取り上げて構造物の安定性を評価すると一般に危険側となることが多い。また、静的震度法は(1)最大加速度を用いて構造物に静的荷重(物体力)として作用させたり、(2)地震波の特性や、(3)地盤および土構造物の振動特性を考慮できないなどの問題点があり、得られた安全率の物理的意味は明確でない。

本研究では静的震度法におけるこれらの問題を克服するために、地震波の特性や地盤および土構造物の振動特性を動的解析により評価して、その応力解を基に地盤の安定性を評価する手法を試みた。応力解の時系列に対する土構造物の安定性の評価には shakedown 解析を用いている。

2. 区分線形近似降伏関数と shakedown 解析

応力を外力と弾性的に釣り合う応力と残留応力との和で表し、ある領域内の任意な荷重の繰り返しに対してこの残留応力がある一定値に収束し、構造物の挙動が弾性応答に落ち着くことを shakedown と言う。作用する荷重を図1に示す領域で表すと、Melan の定理(下界定理)は荷重領域 Δ に対する load factor ρ (図1の ρ 倍の荷重領域 Δ 内の任意な繰り返し荷重に対して安定)の最大化問題になる。

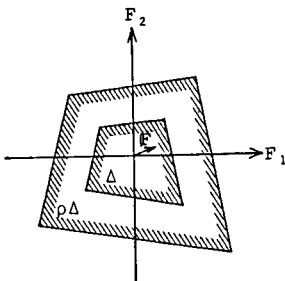


図1 荷重領域

降伏関数に線形不等式を用いると

$$N^T(\alpha\sigma^E(t) + \sigma^R) - K \leq 0 \quad (1)$$

Melan の定理は次の線形計画問題に帰着して簡単に解くことができる。

$$s = \max\{\alpha \mid \alpha M + N^T\sigma^R \leq K, B^T\sigma^R = 0\} \quad (2)$$

ここに、

$$M = \max\{N^T\sigma^E(t) \mid B^T\sigma^E = F, F(t) \in \Delta\} \quad (3)$$

上式の相対問題は Koiter の定理(上界定理)に一致し、得られた解は正解であることが保証される。

極限解析は単一方向の単調載荷に対する安定解析に相当し、shakedown 解析に包含される。

3. 地震の加速度履歴を考慮した土構造物の安定解析

盛土などの土構造物が地震荷重を受けた場合の安定性評価を shakedown 解析に基づいて行なう。shakedown 解析は式(1)に示すように土構造物内の応力分布の時系列を用いて構造物の安定性を評価することから、この応力分布の時系列に地震加速度履歴に対する土構造物の弾性動的解析の応力解を用いることによって、容易に土構造物の安定性を地震加速度履歴に応じて評価することができる(図2)。

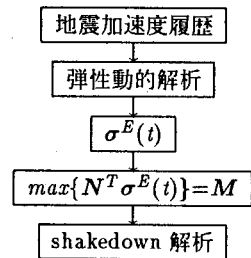


図2 解析のフローチャート

この方法によると、動的解析による土構造物内の応力解の時系列に地震動の特性や地盤および土構造

物の振動特性が反映されることから、これらの要因を土構造物の安定性評価に取り入れることが可能になる。式(2)から得られる load factor s は与えた地震加速度履歴の加速度振幅に対する安全率に相当する(図3)。

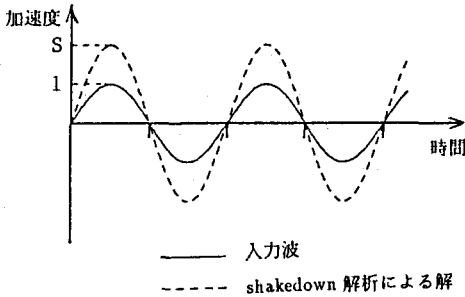


図3 入力波と解の関係

4. 数値解析と考察

図4の盛土を取り上げて水平方向に作用する地震加速度に対して構造物の安定解析を行なう。簡単のために地震波は sin 波とした(図3)。地震荷重は極めて短い時間に作用するものとして、地盤は非排水条件とする。地盤は均質一様として、表1にその土質定数を掲げる。

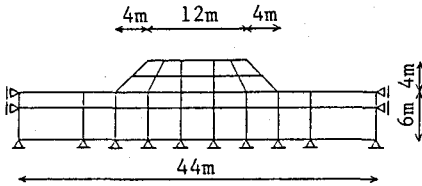


図4 境界条件

表1: 土質定数

ν	=	0.2
E	=	827.45 (kN/m ²)
$(C_u)_{ps}$	=	23.561 (kN/m ²)
γ_d	=	19.6 (kN/m ³)

地震加速度履歴による盛土の安定性の差異を調べるために、図3の地震加速度の周期毎に盛土の安定解析を実施した。最大振幅加速度 $\bar{g} = 0.01g$ 、盛土の減衰定数 $\alpha = 1.0$ (比例減衰モデル)、地震加速度の振動数 $\omega = 5.0$ とした。表2にその結果を示す。地震外力の周期数の増加に伴い盛土の安定性は低下

し、加速度履歴に応じて盛土の安定性が適切に評価されていることが分る。表2では6周期目には安全率がほぼ一定の定常状態に達している。

表2: 解析結果

周期	1	2	3	4	5
load factor	58.25	9.03	3.76	2.59	2.48
	6	7	8	9	10
	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47

次に、振動数 ω および盛土の減衰定数 α を変化させた場合の安全率の差異について表3に示す。動的応答解析では十分な地震作用期間をとるように留意した。表3では、減衰定数 α が大きい場合や振動数 ω が大きいと盛土内部に発生する応力が小さく、したがって安全率が大きい傾向が見られ、地盤や盛土の振動特性および地震荷重に応じて土構造物の地震時の安定性が著しく異なることが分る。

表3: 解析結果

\bar{g}	α	ω	load factor
0.01	0.5	0.5	1.6
		1.0	2.1
		5.0	20.9
		10.0	49.7
0.01	1.0	0.5	2.3
		1.0	3.5
		5.0	24.7
		10.0	33.7
0.01	10.0	0.5	12.2
		1.0	95.6
		5.0	130.4
		10.0	209.0

地盤の振動特性と地震動の振動数が一致すると共振現象が生じる。このときには式(1)の土構造物内の弾性応力が大きくなることから、構造物の安定性は理論的に著しく劣化することに注意する必要がある。

参考文献

(1) M.Z. Cohn and G. Maier(1977): Engineering plasticity by mathematical programming, Proc. of the NATO Advanced Study Institute, Pergamon Press.