

修正ニューマーク-D法によるため池堤体盛土の
塑性すべり変形量に対する強度低下特性の設定方法の影響

Effect of Strength Reduction Characteristics on Sliding Displacement of Irrigation Small Earth
Dams by Modified Newmark-D Method

○家田 浩之*, 峰野 佳厚*, 吉中 輝彦*, 岩崎 俊樹*

Hiroyuki Ieda, Yoshihiro Mineno, Teruhiko Yoshinaka, Toshiki Iwasaki

1. はじめに

レベル2地震動に対するため池の耐震性能照査では、地震動により生じるため池堤体の強度低下を適切に考慮することが重要であり、修正ニューマーク-D法¹⁾²⁾の適用事例が増えている。修正ニューマーク-D法では、累積損傷度理論に基づいて損傷ひずみを求めるが、地震動の継続時間と振幅によっては損傷ひずみが100%超となる場合がある。一方、室内土質試験で得られるひずみ領域はせいぜい10%程度までである。そのため、それを超えるひずみ領域の強度低下特性については、試験結果からの外挿とせざるを得ない。この外挿区間の強度低下の程度により、塑性すべり解析によるすべり変形量が大きく変わることになるが、この設定は高度なエンジニアリングジャッジによっているのが現状である。修正ニューマーク-D法の適用事例が増える中、ひずみの大きな領域における強度低下曲線の外挿の方法について、ため池の研究や実務に携わる関係者が知恵を合わせて合理的な考え方を整理することは喫緊の課題である。

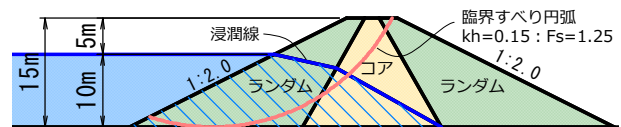


Fig.1 モデルため池の断面図と臨界すべり円弧
Model dam and circular slip surface

Table 1 モデルため池の解析パラメータ
Parameters of model dam

材料区分	飽和重量 kN/m ³	湿潤重量 kN/m ³	内部摩擦角 φ°	粘着力 c kN/m ²
コア	20	21	17	30
ランダム	20	21	17	30

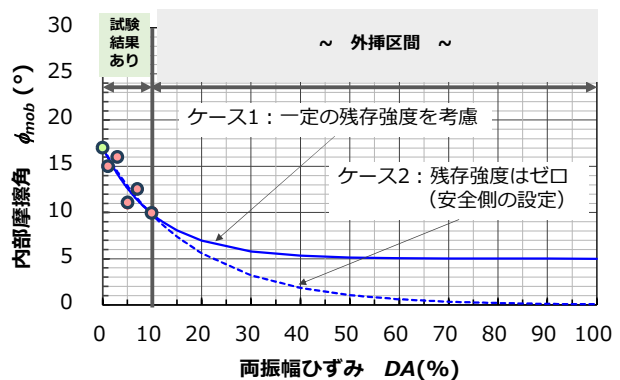
*せん断強度は CUbar 試験により得られた全応力強度

本報では、上記課題に関する議論の材料として、強度低下特性の設定方法が塑性すべり変形量に与える影響に関する試算の事例を示す。

2. モデルため池と強度低下特性の設定

ため池のモデルとして、レベル2地震動の対象となる比較的大規模なため池を想定し、実ため池の例を参考に、設計水平震度 Kh=0.15 (レベル1地震動) に対してすべり安全率 1.2 以上が確保されるようなパラメータを設定した (Fig.1, Table1)。

強度低下特性として、実ため池の堤体材料による「非排水繰返し載荷+単調載荷試験」の結果を用いた。試験データはひずみ 10%までの区間であるため、それよりも大きなひずみ領域の外挿として、一定の残存強度を考慮するケースと残存強度をゼロとするケースを設定した (それぞれケース 1,2) (Fig.2)。



強度低下モデル	実験定数	ケース1	ケース2
$(\phi_{mob})_D = A_1 \cdot \exp[-(D/t_1)^{b_1}] + A_2 \cdot \exp[-(D/t_2)^{b_2}]$ ここに、 $(\phi_{mob})_D$: 低下した見かけの内部摩擦角 (°) $A_1, t_1, d_1, A_2, t_2, d_2$: 実験定数 $A_1 + A_2 = (\phi_{mob})_{D=0} = \phi_0$: 低下前の内部摩擦角 (°)	t1	120.0	18.0
	d1	30.0	1.0
	A2	12.0	0.0
	t2	11.0	1.0
	d2	1.0	1.0

Fig.2 堤体材料の強度低下特性とパラメータ
Strength reduction characteristics and parameters

* 株式会社エイト日本技術開発 Eight Japan Engineering Consultants Inc.

キーワード: 土構造物の地震時挙動 地震工学 数値解析

3. 検討結果

レベル 1 地震動に対する臨界すべり円弧に対して Fig.3 の加速度時刻歴波形を作用させて、修正ニューマーク-D 法による塑性すべり解析を行った。

すべり土塊の累積損傷ひずみは、浸潤線より下部の飽和領域の大部分で 100% となった (Fig.4)。代表的な分割スライスのひずみとせん断強度の時間変化を見ると (Fig.5)、主要動が始まる 5s 以降に急激にひずみが累積し、時刻 8s には累積ひずみが 100% となっている。せん断強度 (内部摩擦角 ϕ) はひずみの累積とともに徐々に低下し、時刻 7s 以降は外挿により設定した強度の範囲 ($\phi < 10^\circ$) となる。時刻 8s には各ケースの強度が底打ちとなり、ケース 2 では時刻 8s 以降の強度ゼロである。

この強度低下に対応してすべり土塊の降伏加速度が低下し、時刻 5s 以降に滑動変位が発生する (Fig.6)。外挿区間の強度低下量の違いによりケース 1 とケース 2 では滑動変位量に大きな差が生じ、最終的な変位量はそれぞれ 660mm、1890mm となった。ため池の許容沈下量は、常時満水位から堤体天端までの高さ等をもとに設定されるが、ケース 1 程度の沈下量であれば耐震性能を有するとの評価になる一方、ケース 2 では耐震性能が不足すると評価される可能性がある。

この例のように、修正ニューマーク-D 法により得られる堤体のすべり変形量は、強度低下特性における外挿区間の設定方法により大きく変わる場合がある。このことは、耐震対策の要否に大きく影響する重要な課題である。

参考文献

- 1) Duttine, A, 龍岡, 堀井, 毛利: ひずみ軟化と非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマーク法による地震時斜面変位推定, 第 48 回地盤工学研究発表会, 2013, pp.1589-1590.
- 2) 上野, 毛利, 田中, 龍岡: 非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に対する締固めの効果, 農業農村工学論文集, 82(6), 2014, pp.383-393.

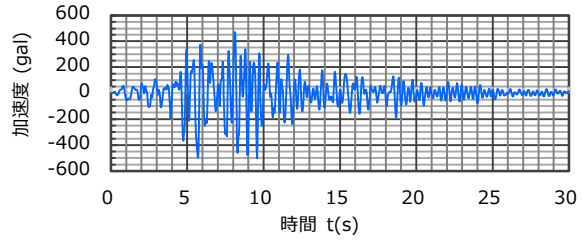


Fig.3 すべり土塊の平均加速度波形
Average acceleration of the sliding mass

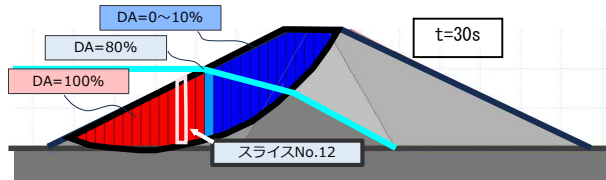


Fig.4 すべり土塊の分割スライスの累積損傷ひずみ
Damage strain in divided slices of the sliding mass

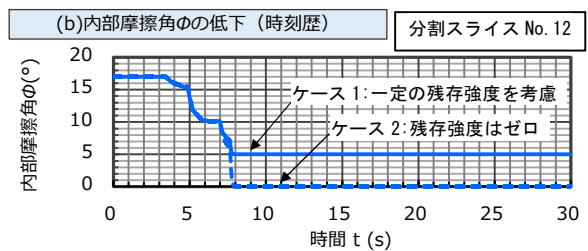
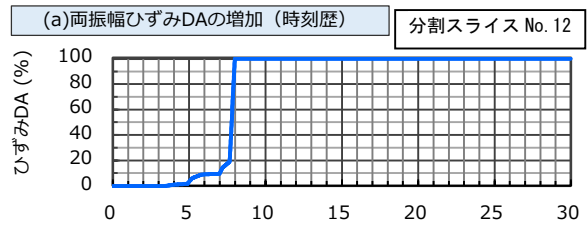


Fig.5 すべり土塊のひずみとせん断強度の時間変化
Changes in strain and shear strength of the sliding mass

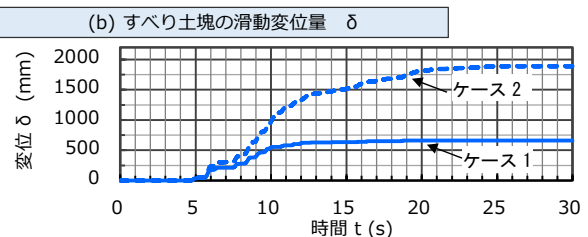
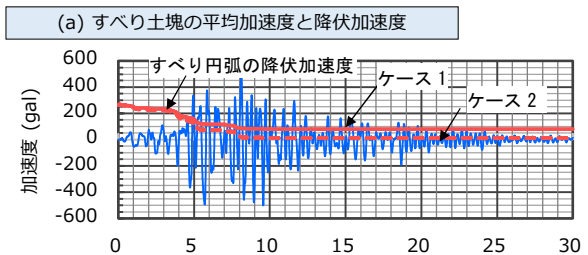


Fig.6 すべり土塊の強度低下をともなう滑動変位量
Relation between sliding displacement and time by decreases in the shear strength