

Ⅲ-A99

ニューマーク法による盛土の地震時滑動変形量に関する試算

(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 舘山 勝
(株) 複合技術研究所 正会員 堀井 克己
東京大学 工学部 フェロー 龍岡 文夫
東京大学 生産技術研究所 正会員 古関 潤一

1. はじめに

盛土に大きな地震慣性力が作用した場合、円弧すべり法で計算される破壊安全率は瞬間的に1を下回ることがありうるが、盛土が十分に延性的であるならばその時点で若干の変形は生じるものの壊滅的な破壊には至らない。そこで盛土耐震設計法としてNewmark法で滑動変位量を算出する方法について提案¹⁾し、試算を実施したので、その結果について報告する。

2. 解析方法

図1にニューマーク法の説明図を示す。解析の詳細については文献¹⁾による。今回の計算では、基本的な入力波形としてJMA神戸NS成分を用い、計算で設定した最大加速度に振幅調整した。土質定数は盛土材の粒度分布から4区分に分類し、現行の設計基準²⁾の値を勘案して表1のように仮定した。ここで盛土表層部とはのり面から2mまでの締固めが十分に出来ない範囲を指す。

3. 試算結果

(1) 最大加速度の影響：図2は最大加速度に対する滑動変位量の感度を示す。従来（土質①②③）¹⁾に加えて土質④を新たに設定したが、粘着力によって降伏震度が大きくなり、一番小さな変形量となった。また加速度が小さくなると指数関数的に滑動変位量が低下し、L1相当の300galでは各土質において0～6cm程度となる。

図3に降伏震度に対するすべり位置を示す。土質①、②、③の砂質土盛土では盛土表層内にとどまり、表層を強化すれば耐震性が上昇することが期待できる。これに対して土質④は盛土内部に及ぶため、対策が必要な場合は大がかりになる。

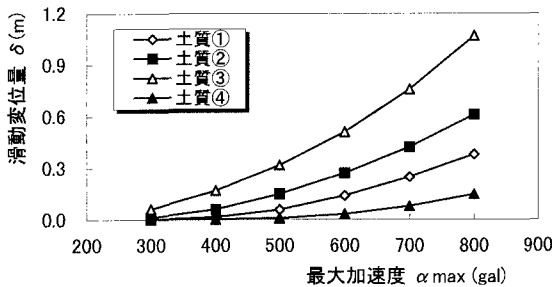
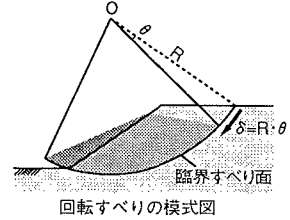


図2 最大加速度による影響



基礎式

すべり土塊のつり合い式はダランベールの原理より、

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{OKH} - M_{RW} - M_{RKH} - M_{RC} - M_{RT} = 0$$

支配方程式

角加速度 $\ddot{\theta} = (K_n - K_y)(M_{OK} + M_{RK})/J$

あるいは、静的Fsを用いて

$\ddot{\theta} = \{K_n \cdot (M_{OK} + M_{RK}) - (F_s - 1) \cdot M_{DW}\}/J$

角速度 $\dot{\theta}_t + \Delta t = \dot{\theta}_t + \frac{1}{2} (\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t}) \Delta t$

角度 $\theta_t + \Delta t = \theta_t + \dot{\theta}_t \Delta t + \frac{1}{6} (2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t}) \Delta t^2$

図1 ニューマーク法の説明図

表1 計算に使用した土質定数

土の種類 (土質区分)	単位体積 重量	盛土表層部 (2m区間)	盛土深部
土質①：粒度配合の良好な砂、 レキ、硬岩ズリ(SM, GW)	1.8 tf/m ³	$\phi = 40^\circ$ $c = 0.3 \text{ tf/m}^2$	$\phi = 45^\circ$ $c = 0.6 \text{ tf/m}^2$
土質②：一般の砂、砂礫(GP, G- M, G-C, G-V, S-M, S-C, GM, GC)	1.7 tf/m ³	$\phi = 35^\circ$ $c = 0.3 \text{ tf/m}^2$	$\phi = 40^\circ$ $c = 0.6 \text{ tf/m}^2$
土質③：粒度配合の悪い砂(① ②以外の砂質土盛土材料)	1.6 tf/m ³	$\phi = 30^\circ$ $c = 0.3 \text{ tf/m}^2$	$\phi = 35^\circ$ $c = 0.6 \text{ tf/m}^2$
土質④：粘性土(細粒分含有率 が50%以上の粘性土盛土材料)	1.6 tf/m ³	$\phi = 15^\circ$ $c = 1.0 \text{ tf/m}^2$	$\phi = 20^\circ$ $c = 2.0 \text{ tf/m}^2$

土質①②③の円弧中心

土質④の円弧中心

(盛土表層部)

(盛土深部)

(地盤部)

図3 降伏震度に対するすべり面

(盛土高さH=6mの場合)

キーワード：盛土，地震時，ニューマーク法，滑動変位量，試算

連絡先：〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38 TEL 0425-73-7261 FAX 0425-73-7248

(2) 盛土高さの影響：図4, 5は盛土高さの影響を示す。盛土高さによる変位量の増加率は小さい。しかしこの解析では高さに応じて盛土の応答加速度が増幅することは無視していることに注意する必要がある。変位率(δ/H)は、土質による差異が大きく、土質④を除いて盛土高が高くなるにつれて小さくなる。

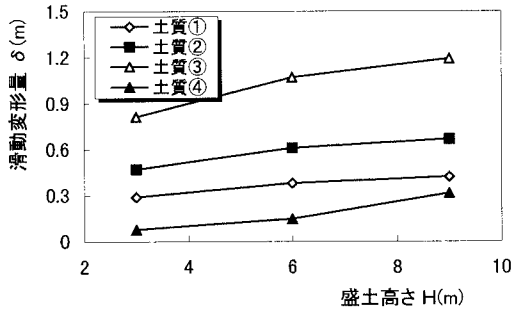


図4 盛土高さ毎の滑動変位量 ($\alpha_{max}=800gal$)

(3) 地震波形の影響：波形の影響を確認するために神戸の水平2成分、釧路の水平2成分、エルセントロのNS成分、神戸波を基盤入力用として適合調整した総研波の5波を加速度調整して使用した。試算条件は盛土の高さを6mとし、土質区分②を用いた。図6(a)は最大加速度が800galのときの滑動変位量であるが、波形によって400~1250mmの間に分布する。図6(b)は神戸のNS成分の負側（観測最大加速度 $\alpha_{max}=818gal$ を外力側にした場合）を基準にして正規化した結果である。基準波の滑動変位量に対する比は0.75~2.1の間に分布し、バラツキが大きい。特に釧路EWが大きいのは変位量算定の対象となる波数が多いためであり、10波以上の波が関与しているが、釧路以外の波で関与するのは、せいぜい5波程度であるためである。

図7は300galの場合の比較であるが、800galと同じ順序とはならない。これは変形量の算定に係る波の数も形も800galと相似ではないためである。

このように、波形による変位量のバラツキには、地震波形の周期特性、継続時間、波形のならびなどが影響するので、今後は計算の精度なども勘案して基準となる波を定める必要がある。

参考文献

- 1) 館山, 堀井, 古関, 龍岡：ニューマーク法による盛土耐震設計法の検討, 第33回地盤工学研究発表会, 1998.7
- 2) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説（抗土圧構造物）, p. 248, 1986.3
- 3) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告特別第4号, pp. 87~93, 1996.4

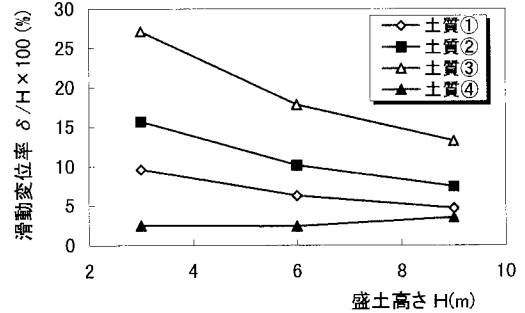
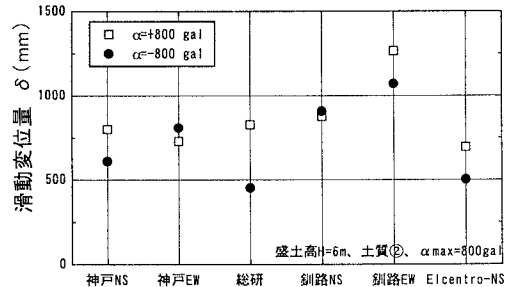
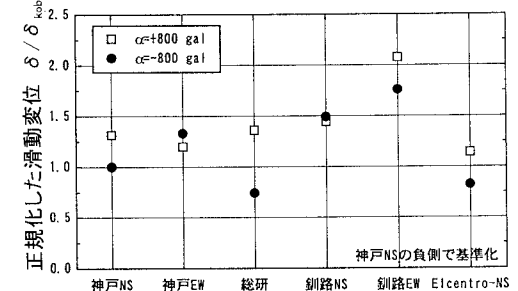


図5 盛土高さ毎の滑動変位率 ($\alpha_{max}=800gal$)



(a) 波形による滑動変位量



(b) 神戸波で基準化した場合

図6 滑動変位の波形による影響
(H=6m, 土質②, $\alpha_{max}=800gal$ の場合)

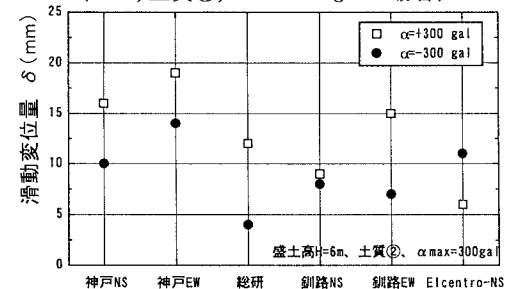


図7 加速度が異なった場合の波形による影響
(H=6m, 土質②, $\alpha_{max}=300gal$ の場合)