

崩壊土砂の衝突に対する待受け式擁壁の変位推定手法の検討

国土技術政策総合研究所
愛媛大学工学部
応用地質株式会社

○内田太郎, 曾我部匡敏, 小山内信智
岡村未対
吉田 望

1 はじめに

急傾斜地崩壊防止工事に用いられる待受け式擁壁は斜面を改変することがないため、斜面の生態系を保全したまま、がけ崩れによる土砂災害の防止、減災をすることができるという利点がある。現状の待受け式擁壁の設計手法は静的な力の釣り合いに基づくものである。すなわち、崩壊土砂が流下し、崩壊土砂が待受け式擁壁に衝突する際の擁壁の安定性、崩壊土砂が衝突時に待受け式擁壁に作用する荷重、擁壁の自重、裏込め土の土圧、擁壁底面の摩擦抵抗の釣り合いで検討する。しかしながら、この方法では、崩壊土砂が衝突時に待受け式擁壁に作用する荷重の作用時間の長短や擁壁基礎地盤の良し悪しを考慮することができない。このため、良好な基礎地盤の上に設置されている待受け式擁壁では、かなり安全側の設計になっている可能性が考えられる。

一方、地盤工学の分野では、地盤の支持力特性を考慮した地盤の変形を解析する手法が提案されてきている(柴田・関口、1995 など)が、急傾斜地崩壊対策を対象とした待受け式擁壁にその適用性は検討されてきていない。そこで、本研究では、組合せ荷重を受ける地盤の変形を考慮し、擁壁の3方向(鉛直、水平、回転)の変位が計算できる数値解析手法のうち、崩土の作用時間(0.1-1秒オーダー)と比較的近い周期(0.1秒オーダー)を持つ地震動に対する擁壁の変位予測に実績のある有限要素法(以下、「FEM」)、マクロエレメント法(以下、「MEM」)の2手法を実際の待受け擁壁に崩壊土砂が衝突した事例に適用し、その有効性を検討した。ここで検討したFEMは土の任意の応力ひずみ関係を考慮でき、複雑な地盤条件にも対応できるが、パラメータの設定や計算は容易ではない。一方MEMは、地盤を剛塑性体と単純化しているが、必要な地盤定数は c と ϕ だけであり、解析も容易である。

2 数値解析手法

2.1 有限要素法(FEM)

本研究では、Yoshida(1993)によって示された手法を用いた。地盤の応力-ひずみ関係は双曲線モデルを用いた。FEMの要素は水平方向、鉛直方向の長さが30~50cmとなるように設定した。地盤と擁壁背面の境界面は、粘性土地盤の場合擁壁が変位することにより過度の引っ張り応力が作用することを防ぐため、擁壁と土の剥離を考慮したケースとしないケースについて計算した。数値積分の積分間隔は0.01秒とした。非線形解析手法には増分間は増分前の接線剛性の線形解析を行い、非線形挙動により発生する不釣合力は次のステップに持ち越すとしたNewton法を用いた。

解析はピーク荷重を静的に加えたケース(静的解析)と荷重の時間変化を考慮した動的解析を実施した。動的解析では、計算の安定性を確保するために、剛性比例型のRayleigh減衰($\alpha=0$ 、 $\beta=0.005$)を用いた。

2.2 マクロエレメント法(MEM)

本研究では、Okamura and Matsuo(2002)により提案された手法を用いた。本手法は、基礎-地盤系をマクロな要素としてとらえ、支持力破壊曲面及び基礎の塑性変位増分方向を与える変位ポテンシャル面を用い、剛な基礎の水平、鉛直、回転変位量を同時に求める手法である。計算では、①地盤は剛完全塑性体(擁壁に作用する外力の合計が支持力破壊曲面内にある場合、変位の増分は0とする)、②擁壁に作用する外力の合計が支持力破壊曲面外にある場合、地盤反力と外力の差に従い擁壁は加速度運動する、③変位増分方向は変位ポテンシャルに直交する、と仮定している。支持力破壊曲面は砂質土に関してはOkamura and Matsuo(2002)、粘性土に関してはOkamura and Tamura(2004)に示されている式を用いた。

3 計算例

3.1 適用事例

本研究では静岡県小坂赤坂地区および鹿児島市常盤地区の事例に適用した。小坂赤坂地区、常盤地区では、斜面下端に高さ3m、2mの待受け式の重力式擁壁がそれぞれ設置されていた。両地区では、がけ崩れが発生し、崩壊土砂が待受け式擁壁に作用した。その結果、小坂赤坂地区では、擁壁が回転変位し、天端で2~3cmの変位が生じた。一方、常盤地区では、崩壊土砂の作用により擁壁が転倒した。

表1 地盤の力学特性と擁壁の緒元

地盤	小坂赤坂		常盤	
	測定値	文献1)	測定値	文献1)
粘着力	70.6kPa	測定値	3.2kPa	測定値
内部摩擦角	4.4°	測定値	36°	測定値
単位体積重量	14.6kN/m ³	測定値	12.5kN/m ³	測定値
弾性波速度	191m/s	道路橋示方書より	100m/s	文献1)より
ポアソン比	0.45		0.45	
擁壁				
高さ	3m	測定値	2m	測定値
天端幅	0.5m	測定値	0.5m	測定値
底板幅	1.8m	測定値	1.5m	測定値
単位体積重量	23kN/m ³	測定値	23kN/m ³	測定値
ヤング係数	2.35×10 ⁷ kN/m ²	道路橋示方書より	2.35×10 ⁷ kN/m ²	道路橋示方書より
ポアソン比	0.15		0.15	
体積弾性係数	1.12×10 ⁷ kN/m ²		1.12×10 ⁷ kN/m ²	

文献1)「日本の特殊土」(土質工学会編、1974出版)

3.2 計算条件

計算に用いる地盤の材料特性に関するパラメータは両地区とも、擁壁前面の既存地盤において採取した土に対する試験結果を用いた(表1)。内部摩擦角、粘着力の測定に当たっては、採取した攪乱試料を、不攪乱試料(100cc)で求めた密度と等しくなるように再構成したサンプルを用いた。また、粘性土地盤の小坂赤坂地区ではUU試験で、砂質地盤の常盤地区ではCD試験により求めた。崩壊土砂が擁壁に作用する荷重は、0.5秒でピーク荷重に達するような三角形分布を仮定した(図1)。

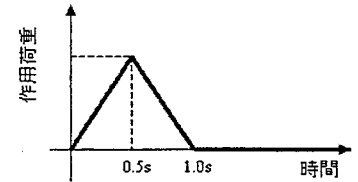


図1 計算に用いた荷重の時間変化

3.3 計算結果

図2、図3には、ピーク荷重と擁壁天端の最大変位量の関係を示した。図に示したように、MEMでは弾性変形を考慮していないため、地盤の塑性変形が生じる荷重までは擁壁の変位は0である。地盤の塑性変形が生じる荷重(小坂赤坂 83kN/m²、常盤 28kN/m²)より大きい範囲では、ピーク荷重の増大に従い、擁壁の変位量が增大した。

FEMでは弾性変形も考慮しているため、荷重が小さい範囲で2cm以下のわずかな変形が生じた。また、この領域では動的解析と静的解析との差は極めて小さかった。また、ピーク荷重がある値(小坂赤坂 100kN/m²、常盤 25kN/m²)を超えると、静的FEMにより求めた変位量が荷重の増大に対して急激に増加し、静的FEMが動的FEMに比べて大きくなる結果が得られた。この静的FEMによる変位が急激に大きくなる荷重はMEMで求めた地盤が破壊状態に達する荷重と概ね等しかった。また、この領域の変位量に関しては、小坂赤坂ではMEM、静的FEM、動的FEMの順に変位量が多くなる傾向が見られた。

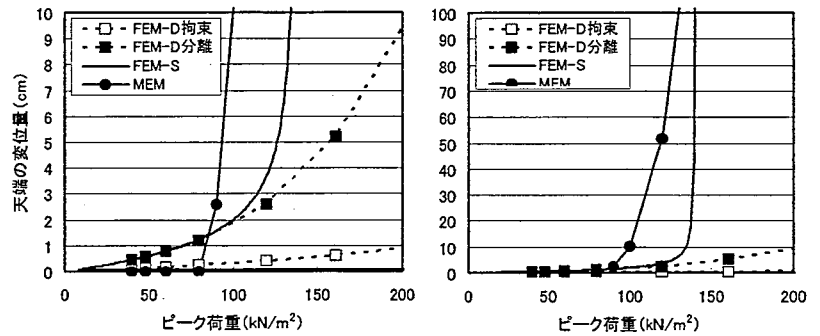


図2 小坂赤坂地区におけるピーク荷重と最大擁壁変位量の関係

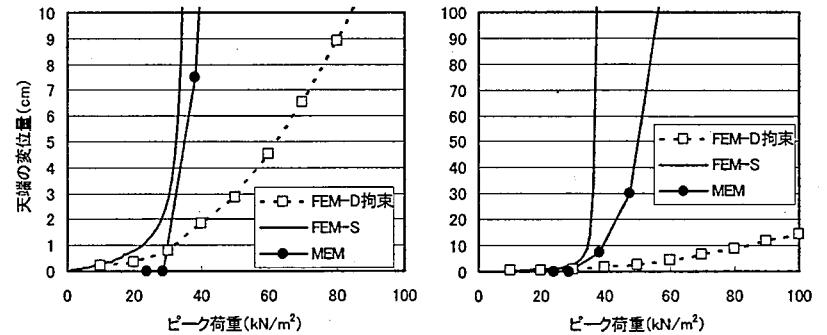


図3 常盤地区におけるピーク荷重と最大擁壁変位量の関係

3.4 実現象との比較

ここで、実現象との比較を目的とし、擁壁に作用した荷重を推定する。ここでは、国土交通省告示第332号に示されている、急傾斜地の崩壊により建築物又はその地上部分に作用すると想定される力の大きさを算出する手法に基づき算出した。算出に用いる最大崩壊深、最大崩壊深の発現箇所と擁壁の比高、斜面勾配、崩壊土砂の内部摩擦角は実測値を用いた。その結果、小坂赤坂では 50.1kN/m²、常盤では 95.4kN/m²となった。小坂赤坂において擁壁は天端で2~3cm変位していたが、FEM(境界分離)で計算した結果はピーク荷重 50.1kN/m²のとき0.8cmであり、概ね一致している。さらに、小坂赤坂においては擁壁前面の基礎地盤に大きな変位は見られず、マクロな地盤の破壊は生じていなかったと考えられ、MEMの結果も実際の現象と矛盾しないと考えられる。一方、常盤では、静的FEM、MEMともピーク荷重 95.4kN/m²では、1m以上の大きな変形が生じるとしており実現象と対応している。ただし、FEMの動的解析結果は変位量12cmとなり、実現象に比べて小さい結果が得られている。

4. 考察とまとめ

FEM、MEMの2手法を実際の待受け式擁壁の被災例に適用した結果、実現象を概ね再現できることがわかった。特に変位量が小さい領域では地盤の応力ひずみ関係を双曲線モデルで近似したFEMで変位量が再現できた。また、変位量大きい範囲では動的FEM解析では、実現象、MEMによる結果、静的FEM解析による結果に比べて、小さく計算された。この原因としては、今回用いた減衰特性に関するパラメータ(β)や有限要素メッシュが大きすぎる等が考えられる。さらに、静的FEM及びMEMを用いた場合、小変位(2cm以下)か大変位(2cm以上)の2区分のいずれかを推定をする目的で用いたとき、結果は解析手法に依存しないことがわかった。

参考文献 柴田徹・関口秀雄(1995)地盤の支持力、鹿島出版会/Yoshida, N.(1993) STADAS, Report Soil Dynamics Group, The University of British Columbia/Okamura, M. Matsuo O.(2002) Soil and Foundation, 42(1), 131-139/Okamura, M. Tamura, K.(2002), Soil and Foundation, 44(4), 53-66