

荷重の空間分布を考慮した FEM 動的変形解析による擁壁安定性の評価

国土防災技術株式会社 ○遊佐直樹, 長谷川陽一, 大野亮一, 寺田秀樹
国土技術政策総合研究所 金澤瑛, 瀧口茂隆, 中谷洋明

1 はじめに

急傾斜地崩壊対策施設における待受け擁壁の設計は、国土交通省告示第三百三十二号に示される式(以降、告示式)による衝撃力を考慮して設計されているものの、崩壊土砂の擁壁への衝突に対して耐力が大きくなっている実態を考慮して、全国の擁壁被災事例を基に経験的に定められた方法が試行されている¹⁾。

既往研究で、内田ら²⁾は、崩壊土砂の衝突に対する擁壁の耐力の見かけ上の増大は、擁壁基礎地盤の変形や崩壊土砂の衝突時に作用荷重が擁壁延長に一樣でないことが要因として考えられることを示すとともに、有限要素法(以降、FEM)による地盤変形解析で、崩壊土砂の衝突による擁壁の被災状況を概ね再現するモデルの有効性を示した。また、長谷川ら³⁾は、平成29年九州北部豪雨の崩壊事例から崩壊地の3次元的な形状により擁壁横断方向に作用する衝撃荷重の分布(以降、荷重の空間分布)を検討し、擁壁1スパン長と崩壊幅、崩壊横断方向形状の関係が検討されている。

そこで、既往研究の方法を基に現在検討可能な事例に対して、FEM 動的変形解析による擁壁の安定性評価を試行し、荷重の空間分布および地盤の塑性変形を考慮した安定性評価を行い現行設計法¹⁾と比較した。

2 検討手法

2.1 地盤変形解析

解析モデルは、内田ら¹⁾のモデルと同様に、崩壊土砂による荷重作用時間を考慮して FEM 動的解析を用いて、地盤と擁壁背面の境界面は擁壁が変位することにより過度の引張応力が作用することを防ぐため、擁壁と地盤は剥離するモデルで解析を実施した。荷重は、0.5秒でピーク荷重となる三角形正弦波形として、擁壁の待受部に等分布荷重として与えた。

2.2 安定判定基準

地盤変形解析では、変形量や回転角が算出できることから、この値を基にした判定基準を検討した。擁壁が転倒する状態を考えると、擁壁の回転変位では前法が鉛直となる前に転倒状態となると考えられるため、前法勾配が鉛直となるまでの角度に対する回転角の割合(ここでは、鉛直回転率と呼ぶ)が10%

程度に達した状態で転倒と判定できるか確認した。なお、10%の回転変位は、前法勾配を代表的な1:0.5とすると回転角で2°程度となる(落石対策便覧では転倒の判定基準を2~3°としている)。

3 安定性評価手法の検討

表-1に示す事例を対象として検討を行った。

3.1 安定性判定方法

事例 No.1 の擁壁の転倒事例を基に判定基準の有効性を確認した。告示式から求まる荷重は135kN/m²で、被災時の擁壁回転角は25°であり、鉛直回転率は94%であった。図-1に荷重-鉛直回転率の関係を示すが、ピーク荷重として135kN/m²が作用した時の鉛直回転率は最終時点で46%と実績と比べて小さいものの、鉛直回転率10%を大きく上回り、転倒の有無の判定の可能性が確認できた。そのため、本検討では、鉛直回転率が10%程度に達した状態を転倒に対する安定基準とすることとした。

3.2 FEM 解析による限界荷重の判定

事例 No.2~4 により限界荷重の検討を行った。設計条件や現地条件から FEM 解析のパラメータが定められていない項目は、一般値を基に設定した。本検討では地盤のせん断弾性係数 G0 の影響が大きく

表-1 検討事例

No.	事例	目的
1	擁壁の転倒事例	安定判定基準の検討 パラメータの検討
2	設計計算事例 ¹⁾	安定性評価手法の検討
3,4	平成29年九州北部豪雨の崩壊事例	

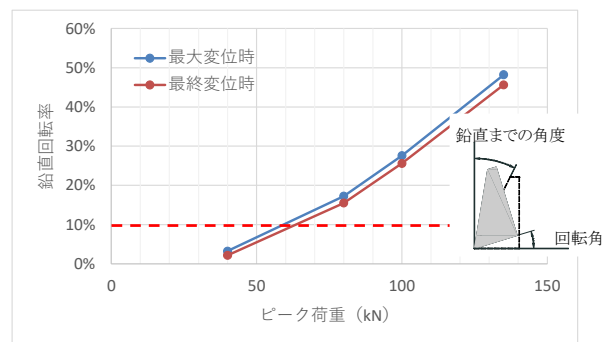


図-1 荷重-回転角の関係(事例 No.1)

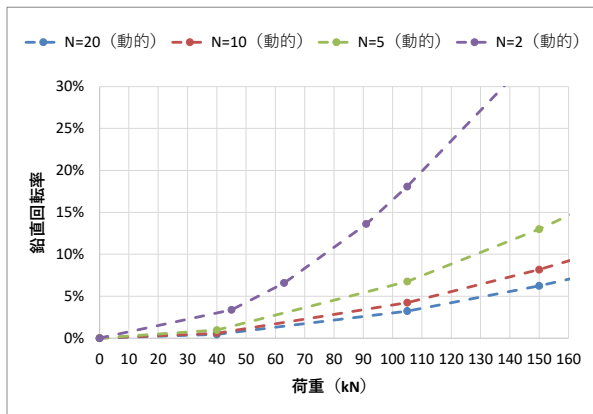


図-2 荷重一回転角の関係 (事例 No.3)

現れたことから、試行により強度を複数パターン変化させた。せん断弾性係数は N 値から換算した値を設定した。また、外力のピーク荷重を変化させて、鉛直回転率が 10%程度となる荷重を内挿補間して限界荷重と判定した。例として、図-2 に事例 No.3 の平成 29 年九州北部豪雨の崩壊事例の解析結果を示す。図より限界荷重は、地盤強度の影響を大きく受けるものの、FEM 解析により限界荷重を算出できた。

3.3 安定性評価の比較

事例 No.2 は、参考文献 1 に示される重力式擁壁の設計計算事例を用いた。擁壁高 4m に対して告示式により求まる移動の力 105kN/m^2 が作用し、転倒に対する安定性で不安定となる事例を対象とした。なお、現行設計法による限界荷重は 46kN/m^2 であった。

事例 No.3, 4 の平成 29 年九州北部豪雨の崩壊事例では、崩壊直下に擁壁が設置されていた事例がなかったため、対象斜面に対して擁壁が設計された状態を仮定して、FEM 解析を実施した。作用外力は、長谷川ら³⁾を基に崩壊高さから最大となる衝撃荷重に対して安定な擁壁規模を現行設計法から決定した。このとき擁壁高は事例 No.3 で 5m, No.4 で 4m となり、現行設計法による限界荷重は、それぞれ 62kN/m^2 , 46kN/m^2 となった。

事例 No.1 の転倒事例の再現結果を参考に、地盤の強度 (せん断弾性係数) に N 値 5 相当の強度を設定し、長谷川ら³⁾による荷重の空間分布を組み合わせた時の擁壁安定性評価の比較を表-2 に示す。表より荷重の空間分布を考慮せず地盤塑性変形のみを考慮した場合は、現行設計法と矛盾しない結果が得られた。事例 No.3, 4 で荷重の空間分布を考慮した場合にも、現行設計法と矛盾しない結果が得られた。現行設計法では待受け擁壁の衝撃荷重に対する耐力が大きくなっていることには様々な要因が含まれているとされているが、荷重の空間分布と地盤の塑性変形を考慮することで、それぞれの要因を個別に考慮した結果が示されたと考えられる。

ただし、地盤のパラメータなど設定方法が十分に定められていない部分があるため、適用に当たっては、再現計算を行ってパラメータの設定を行うなど慎重に適用する必要がある。

4 おわりに

荷重の空間分布や地盤塑性変形を考慮した擁壁の安定性評価と現行設計法評価を比較した結果、以下の結論を得た。

崩壊実績から荷重の空間分布を設定し、FEM 解析のパラメータを試行したところ、両手法の判定結果は、矛盾しない結果となり、待受け擁壁における衝撃力緩和係数を用いた方法の個別要因を裏付ける検討結果が得られた。

今後、土質パラメータの設定方法の確立や地盤塑性変形による擁壁安定性への効果を解明するために、擁壁被災事例に対する再現事例を蓄積が必要と考えられる。

【参考文献】

- 1) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例，2004
- 2) 内田ら：急傾斜地崩壊対策に用いられる待受け式擁壁の安定性，土木技術資料 48-5，2006
- 3) 長谷川ら：待受け式擁壁に作用する崩壊土砂の衝撃荷重の空間分布に関する検討，第 10 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，2020

表-2 擁壁安定性評価の比較 (N 値 5 相当の強度時)

No.	事例	空間分布	塑性変形	移動の力 F_{sm}	①				②				③				④			
					限界荷重	現行設計法			限界荷重	空間分布・FEM解析			限界荷重	空間分布・FEM解析						
					転倒 ($e \leq B/3$)	α	αF_{sm}	判定	FEM	平均荷重係数	空間分布考慮外力	判定	FEM	平均荷重係数	空間分布考慮外力	判定				
2	がけ協の設計計算事例	なし	あり	105	46	0.5	52.5	NG	67	1.00	105	NG	67	1.00	105	NG				
3	H29九州北部豪雨の崩壊事例1 (崩壊幅 > 擁壁幅)	あり	あり	118	62	0.5	58.9	OK	111	0.85	100	OK	111	0.85	100	OK				
4	H29九州北部豪雨の崩壊事例2 (崩壊幅 < 擁壁幅)	あり	あり	91	46	0.5	45.4	OK	67	0.70	63	OK	67	0.70	63	OK				

OK: ① > ②
NG: ① < ②

OK: ③ > ④
NG: ③ < ④