

もたれ式土留め壁の耐震性評価法に基づく試計算

キーワード 土留め壁
耐震設計
試設計

複合技術研究所 正会員 小椋千夏
複合技術研究所 正会員 堀井克己
鉄道総合技術研究所 国際会員 小島謙一
鉄道総合技術研究所 国際会員 館山 勝

1.はじめに

本論文は、新たに検討した土留め壁の耐震評価手法¹⁾にもとづいて、既設の土留め壁の耐震性評価と耐震対策の検討を実施し、提案した検討方法の妥当性について評価を行ったものである。計算内容は、(1)レベル1地震動に対する安定性能照査(2)レベル1地震動に対して所要降伏震度を満たす耐震対策の検討(3)レベル2地震動に対する変形性能照査(4)レベル2地震動に対して所要の変形性能を満たす耐震対策の検討である。

2.検討条件

対象とした構造物は、壁高5m、壁面勾配1:0.3の一般的なもたれ式土留め壁とした。土留め壁の断面図と土質定数を図1に示す。土質定数は、レベル1検討時は $\phi=40^\circ$ 、レベル2検討時は $\phi_{peak}=50^\circ$ 、 $\phi_{res}=40^\circ$ を用い、地盤種別はG3を想定した。レベル1地震動での安定性能照査における所要降伏震度は $k_{y,req}=0.2$ とし、レベル2地震動に対する耐震性能は変形レベル3(応急処置で復旧が可能な被害)とした(ここでは、残留沈下量0.5m以下と仮定した)。

3.レベル1地震動に対する安定計算

(1)安定性能照査

図2に水平震度と安全率の関係を示す。この関係から、臨界すべり面($F_s=1.0$ となるときのすべり面)での降伏震度を求めた。滑動に対する降伏震度は $k_y=0.203$ となり、設定した所要降伏震度より大きく、レベル1地震動に対する要求は満たしている。しかし、転倒に対する降伏震度は $k_y=0.013$ となり、所要降伏震度を大幅に下回った。したがって、レベル1地震動に対する耐震性能を確保するには、耐震対策が必要となった。

(2)耐震対策工の検討

耐震対策は、所要降伏震度を満足していない転倒モードについて検討した。耐震対策工としては、棒状補強材を用いることとし、所要降伏震度を満たすために必要な補強材長などの条件について検討した。計算では便宜的に、所要降伏震度に等しい水平震度 $k_h=0.2$ を作用させたときの、転倒安全率が $F_s=1.0$ となるような対策工を求めることとした。本検討においては、次の条件を仮定した。設置位置は、施工性を考慮して壁頂部のみとする。補強材は、直径150mm、奥行き間隔は3.0mとする。補強材設置角度は、設置角度による補強効果が最も期待できる 20° とする。²⁾³⁾補強材破断強度は100kN/本とする(鉄筋D22程度)。以上の条件を用いて、所要の降伏震度を満たす補強材長を検討した。現場の状況によっては、ここに示す k_h をパラメータとして適切な対策工を求めることとなる。

補強材長を変化させた計算の結果、補強材長が4.0mのときに、転倒安全率は $F_s=1.03$ となり、レベル1地震動に対する必要補強材長は4.0mとなった。図3に補強材の配置断面図を示す。図中に示すすべり面は、本検討を行った転倒の降伏震度 $k_y=0.013$ のときのものである。

4.レベル2地震動に対する変形計算

レベル2地震動に対する変形計算は、Newmark法と等体積法による方法を用いた。Newmark法の計算では、 ϕ_{peak} を用いて臨界すべり面を決定し、その臨界すべり面に対して土の強度を残留強度(ϕ_{res})に変え、変形計算を行った。また、入力地震波は、G3地盤用の土構造用修正波(総研適合波)を使用した(最大加速度 $7.79m/s^2$)。

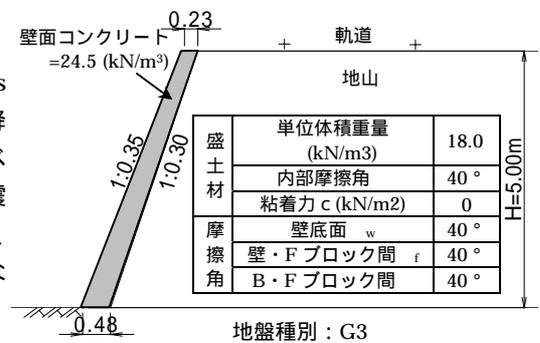


図1 土留め壁断面図

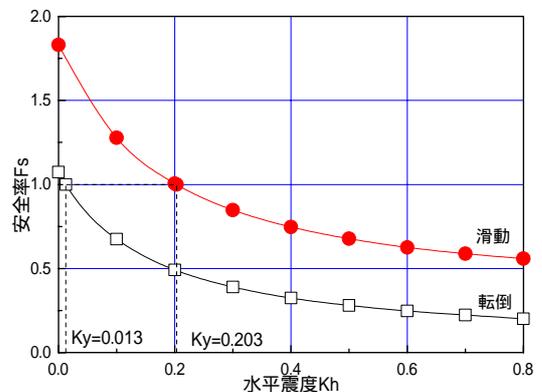


図2 水平震度と安全率の関係

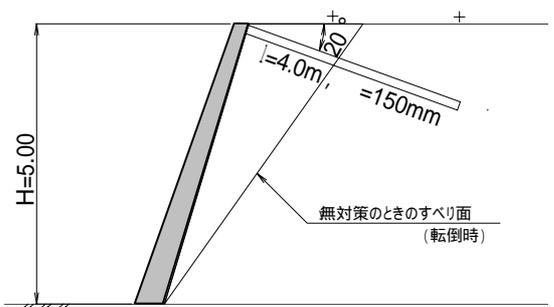


図3 補強材配置図(レベル1対策)

Case Study of Leaning Type Retaining Wall Based on Aseismic Design ; Chinatsu OGURA (Integrated Geotechnology Institute Ltd.), Katsumi HORII(Integrated Geotechnology Institute Ltd.), Kenichi KOJIMA , Masaru TATEYAMA (Railway Technical Research Institute)

図3で決定した対策工に対してレベル2地震動に対する耐震性能を照査した結果、背面土の残留沈下量が2.5mとなり、レベル1地震動における耐震性能を満たす耐震対策工では、レベル2地震動における耐震性能を満たさないことが分かった。そのため、耐震対策工を再検討を行った。

まず、レベル1地震動における対策工において、補強材径をパラメータとして検討を行った。しかし、補強材径を現在、太径として用いられている400mmとしたが、変形性能を満足しなかった。そのため、補強材数を上下2段とし、検討を行うこととした。図4に補強材の直径と残留沈下量の関係を示す。その結果から、補強材径 = 400mm、補強材段数上下2段のときにおいても、残留沈下量が0.52mとなり、レベル2地震動における耐震性能を満足しなかった。そこで、この条件を用いて補強材長を変化させ、耐震対策工の検討を行った。補強材径400mm、長さ4.5m、2段配置のときの、転倒における残留水平変形計算(Newmark法)の結果を図5に示す。残留水平変位は0.24mである。Newmark法による計算は、加振に伴う累積変形を追うことができ、これにより変形の要因となる地震波についても評価することができる。例えば、図5の変形図を見ると、12秒付近の地震波のみで大部分の変形が発生していることが把握できる。

Newmark法で得られた残留水平変位量を用いて、等体積法により残留沈下量を求めた。図6に補強材長と降伏震度の関係を、図7に補強材長と残留沈下量の関係を示す。補強材直径は400mm、補強材長は4.5m、2段配置のとき、残留沈下量0.36mとなり、今回仮定した所要変形量以内となり、変形レベル3を満す結果となった。図8にレベル2地震動における耐震補強対策の断面図、および臨界すべり面を示す。また、沈下の影響範囲を臨界すべり面から定め、滑動、転倒モードのそれぞれの沈下量を重ね合わせることで求めた背面地山の残留沈下分布を図9に示す。

一般的には、土留め壁は根入れがあることが多い。しかし、本検討においては安全側の解を得るため考慮しなかった。したがって、根入れによる滑動変形が抑制される場合には、残留沈下量は本試計算結果よりも小さく考えられる。

5.まとめ

本試計算結果より、もたれ式土留め壁の耐震評価手法の妥当性、耐震対策工の目安を得ることができた。今後は本評価手法に基づき、壁高、土質定数、地盤種別などの異なる条件の計算を行って、土留め壁の合理的な耐震対策工を検討していく予定である。

<参考文献> 1)堀井,小島,館山:もたれ式土留め壁の耐震性評価法:第37回地盤工学研究発表会,2002.

2)館山,龍岡,岸田,浦川,田村:棒状補強材の補強効果に関する考察:第28回土質工学研究発表会,1993. 3)岸田,館山,浦川,小島:棒状補強材の補強効果補正を考慮した安定計算:土木学会第48回年次学術講演会,1993.

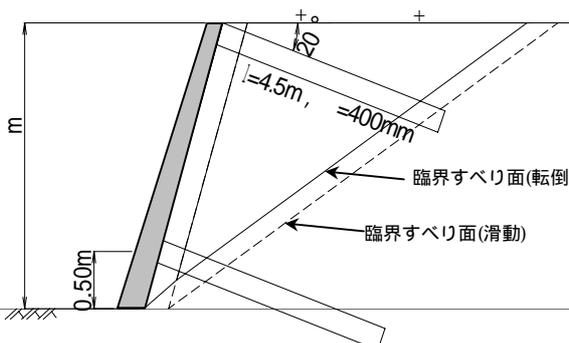


図8 補強材配置図(レベル2対策)

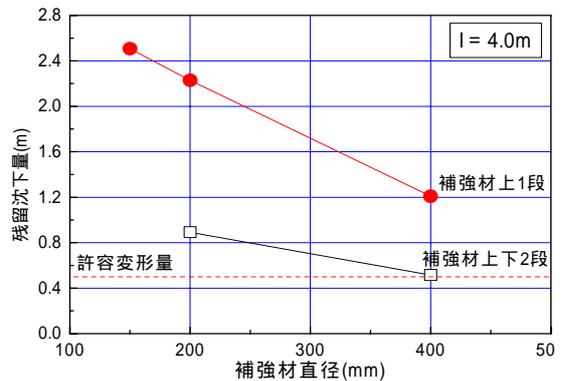


図4 補強材直径と残留沈下量の関係

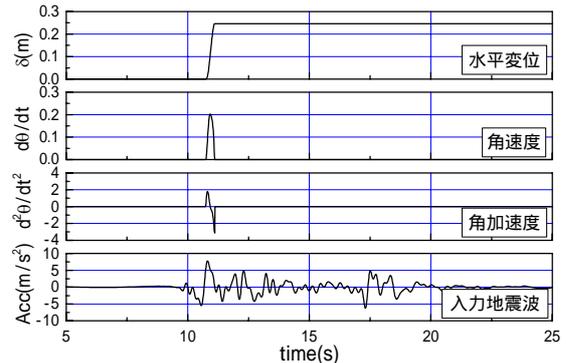


図5 Newmark法による水平変位計算結果(転倒) (l=4.5m, φ=400mm,二段配置)

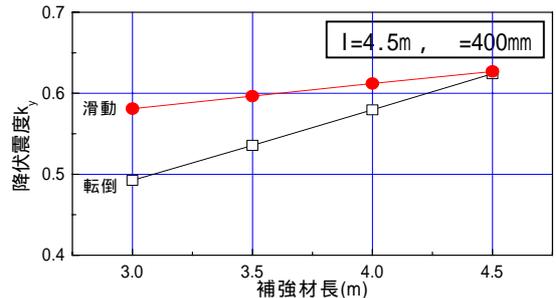


図6 補強材長と降伏震度の関係

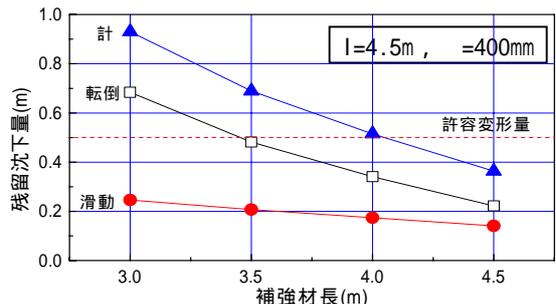


図7 補強材長と残留沈下量の関係

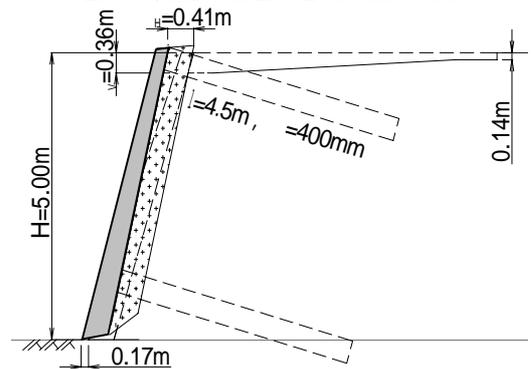


図9 残留沈下量の分布図(レベル2対策)