第Ⅲ部門

水平強化体領域による道路盛土の水平耐力向上効果に関する解析的研究

大阪大学大学院 学生員 〇谷村 浩輔 江川 祐輔 大阪大学大学院 正会員 常田 賢一 小田 和広

1. はじめに

2004 年新潟県中越地震では、多数の道路盛土が被害を被り、交通手段としての道路機能が失われた.その結果、数多 くの集落が孤立することとなり、緊急対応だけでなく、復旧・復興においても障害となった.新潟県中越地方だけでな く, 道路が重要なライフラインでありながらそれらがネットワークとして整備されていない地域は数多い.このような地 域では、地震時においても道路機能を劣化させることはあっても、喪失させることはあってはならない.ところで、近年 の緊縮財政下においては盛土そのものの耐震性を向上させるよりも、盛土の劣化を許容しつつ車道部の道路機能を確保 することが有効である.筆者らは、そのための工法原理を既にいくつか提案している^{1),2),3)}.本研究では、盛土中に水平 強化領域を設置することによる盛土の水平耐力の向上効果について数値解析によって検討する.

2. 数値解析の概要

本研究では、筆者らが提案している弾塑性有限要素法に基づく極限解析法を用いた適用した⁴⁾. 図-1 は解析モデルと 境界条件を示している.本モデルは、盛土の動的安定挙動に関する遠心模型実験 5に基づいている.但し、遠心模型その ものを対象とするのではなく、そのプロトタイプを対象とした.そのため、盛土の高さは 9m、天端幅は 6m、および底面

の幅は19.5m となった. 境界条件に関して、モデルの左側では水平 方向のみ拘束し、盛土底面では水平と鉛直の両方向を拘束している. 図-1 中の茶色部分は強化した領域を示している. 強化した領域は 弾性体としてモデル化した. 強化体の弾性係数は盛土本体の 100 倍 とした. 表-1 は解析パラメータを示している. 盛土本体の c と o については、無補強盛土に対する遠心模型実験で得られたすべり破 壊モードを適切に再現するものを用いた⁴.

解析では、まず、初期状態を決定するために自重解析を行った. その後、盛土内に水平方向に一様な加速度応答パターン加えた、そ

して, 盛土全体の変位を制御しながら水平加速度を増加 させることにより盛土の限界水平震度と最終的な変形形 状を得た⁴⁾. なお、本解析手法により、 盛土の動的安定挙 動に関する遠心模型実験における終局変形状態を再現で きることがわかっている4).

本研究では, 強化領域の設置位置および長さを変動パ ラメータとして選んだ.ここで,強化領域の設置位置と

単位(cm)

図-1 解析モデルと境界条件

表-1 解析パラメータ

	γ_t	E ₀	ν	с	ϕ
盛土本体	16	2.50×10^{4}	0.333	7.3	36.3
強化体	16	2.50×10^{6}	0.333		

 $\gamma_{t}(kN/m^{3})$:湿潤単位体積重量 $E_{0}(kN/m^{2})$:弾性係数

ν:ポアソン比 c(kN/m²):粘着力 φ(deg):内部摩擦角 長さはそれぞれ図-1における x と x'の値によって表現する.表-2 は解析ケースを示している.x については 3 パターン, また, それぞれのパターン毎に x'を変動させた. ここで Case- H₁-L₃, Case-H₂-L₆ および Case-H₃-L₉では, 水平強化領域を

3. 解析結果

盛土の法面に到達させた.

図-2 は限界震度(Kb)と強化領域の長さの関係を示している. 但し, x が 720cm のシリーズのみを選んでいる. 強化領域 の長さが長くなるほど Khが増大しており、水平耐力の向上が図られている. 但し、Case-H3-L7までは Kh はあまり増加し ないが、Case-H₃-L₈になるとK_hは急増している. ただし, Case-H₃-L₈からCase-H₃-L₉におけるK_hの増加はCase-H₃-L₇ から Case-H₃-L₈における変化よりも大きくない.

Kousuke TANIMURA, Kazuhiro ODA, Kenichi TOKIDA, Yusuke EGAWA

図-3, -4, -5, -6 は、それぞれ Case-0, Case-H₃-L₇, Case-H₃-L₈, Case-H₃-L₉にお ける最終段階でのせん断ひずみ分布を示している.図-4 では、すべり線は盛 土天端にまで到達しているものの、図-3に比べ、その位置はのり肩方向に多 少移動している. また, すべり線は強化領域の端を通過していることから, 強 化領域により位置が変化したと考えられる.図-5 では、すべり線は強化領域 によりその進展が阻まれ、のり先から強化領域に到る部分と強化領域の端か ら天端に向かう部分の2つに分かれている.図-6では、のり先からのすべり 線は強化領域で遮断され、それより上にはすべり線が存在しない. ここで、 図-2 において, Case-H₃-L₇から Case-H₃-L₈において K_hが急増している ことを考慮すれば、強化領域によってすべり破壊の進展が阻害された ためであると考えられる. 図-7 および図-8 は Case- H_1 - L_3 および Case-H₂-L₆における最終段階でのせん断ひずみ分布を示している. 図-7 と 図-8 のいずれも、強化領域と天端の間ですべり線が生じており、その 到達位置は Case-0 とほぼ等しい. したがってこれらのケースでは強 化領域によるすべり線の制御ができていない. したがって強化領域は 盛土の上部に設置しないと効果がないことが示唆される.

4. まとめ

本論文の主な知見をまとめれば 以下の通りである. ①のり先から のびるすべり線を遮断するように 強化領域を設置すれば盛土の水平 耐力は向上する. ②強化領域は盛 土の上部に設置する必要がある.

今後は, 盛土を強化した際の盛 土内の加速度応答パターンをシミ ュレーション解析を通じて求め, 耐震性向上効果に及ぼす盛土強化 の影響をより詳細に検討するとと もに,実用の工法についても研究 図-5 最終段階でのせん断ひずみ(Case-H₃-L₈) を進めていきたい.

謝辞

本研究では、国土交通省道路局「道 路政策の質の向上に資する技術研 究開発」の研究助成を得て実施さ れたものである.



図-3 最終段階でのせん断ひずみ(Case-0)





図-7 最終段階でのせん断ひずみ(Case-H1-La)

表-2 解析ケース

Case-0	強化前ケース
Case-H ₁ -L ₁	x=360cm, x' =840cm
Case-H ₁ -L ₂	x=360cm, x'=1128cm
Case-H ₁ -L ₃	x=360cm, x' =1410cm
Case-H ₂ -L ₄	x=540cm, x'=684cm
Case-H ₂ -L ₅	x=540cm, x' =912cm
Case-H ₂ -L ₆	x=540cm, x' =1140cm
Case-H ₃ -L ₇	x=720cm, x' =522cm
Case-H ₃ -L ₈	x=720cm, x'=696cm
Case-H ₃ -L ₉	x=720cm, x' =870cm



図-2 限界震度と強化領域の長さの関係(x=720cm)



図-4 最終段階でのせん断ひずみ(Case-H₃-L₇)



図-6 最終段階でのせん断ひずみ(Case-H₃-L₉)



図-8 最終段階でのせん断ひずみ(Case-H2-L6)

参考文献

1)谷村他,2006,弾塑性極限解析による道路盛土の地震時安定に関する研究,第 12 回日本地震工学シンポジウム,pp.734-737, 2)江川他,2006,道路盛土の地震時すべり安定性・沈下特性の評価およびすべり破壊制御に関する検討,第 12 回日本 地震工学シンポジウム,pp.582-585,3)谷村他,2006,弾塑性極限解析による道路盛土の耐震性向上効果に及ぼす天端補強・ 強化の影響,第42回地盤工学研究発表会(投稿中).4)谷村他,2006,道路盛土の地震時性能評価に対する弾塑性極限解析 手法の適用性,第 41 回地盤工学研究発表会,pp1279-1280,5)吉野他,2006,道路盛土の滑り破壊に関する模型実験,第 41 回地 盤工学研究発表会,pp2087-2088