

地山補強土工法による盛土耐震補強の設計合理化に関する一考察

地山補強土 鉄道盛土 耐震補強

西日本旅客鉄道株式会社
(株)複合技術研究所

正会員 ○金山 幸司 正会員 山田 孝弘
正会員 小阪 拓哉 鈴木 聡

1. はじめに

盛土の耐震診断や耐震補強設計では、盛土物性を適切に評価することが重要である。しかし、盛土物性は施工の不均一性や材料の不均質性などに起因して、ばらつきが大きい。本論文は、盛土物性の設定法に着目した試計算と、盛土形状や許容沈下量をパラメータとした試計算を行い、その結果から耐震診断や耐震補強設計の方向性について考察した。

2. 盛土物性に着目した試計算

2.1 解析方法

解析方法は、鉄道盛土断面を仮定し、鉄道の設計標準¹⁾に則り、極限解析法による L1 地震時の円弧すべりに対する安定計算と、Newmark 法による L2 地震時の盛土天端における沈下量の照査により行った。そのうえで、表 1 に示す①～③の方法により盛土の物性値を設定することで、設定方法の違いや盛土物性の違いによる滑動変位量の差を比較した。

2.2 解析条件

実際の現場における地盤調査・土質試験結果を使用することから、解析断面は試料のサンプリングを行ったある実盛土を模擬した(図1)。そのボーリング調査により、盛土層は砂礫系の土質であるという結果が得られていた。方法③においてCD試験の他に砂質土の粘着力を評価する方法として、逆計算により見かけの粘着力を求めた²⁾。これは当該盛土が兵庫県南部地震において変形しなかったという被災履歴から、水平震度0.5 (480gal)の条件下で安全率1.0と仮定して行ったものである。仮定した値を表2に示す。また、試計算の過程で単位堆積重量 γ_t が 1kN/m^3 違うことによる滑動変位量の差異は10mm程度であったことから、滑動変位量は粘着力 c と内部摩擦角 ϕ に大きく依存することが確認できた。これによりCase1とCase2を比較することで ϕ による影響度を、Case1とCase3を比較することで粘着力 c による影響度をおよそ求めることができると考えた。

2.3 解析結果

解析結果を表3に示す。円弧すべり解析では、すべてのCaseで安全率を満足した。滑動変位量は土質試験を反映したCase3が最も小さい値となった。このことから、設計用値をそのまま適用するよりは、土質調査を行い、計算に反映させるほうが、より経済的な補強を行える可能性が示唆された。また、本解析の条件下では、内部摩擦角 ϕ の増分 5° よりも粘着力 c の増分 9kN/m^2 の方が影響度が大きい結果となった。

3. 盛土形状等に着目した試計算

3.1 解析方法

解析方法は盛土高さ、のり面勾配、許容沈下量、補強仕様、のり面工低減係数、入力地震波といった物理条件をそれぞれ組み合わせ、前項の試計算と同様、L1, L2 地震時の検討を行った。なお、本検討では破壊形態は盛土本体内のすべり破壊を想定しており、滑動変位量を沈下量とし、「揺すりこみ沈下量」については考慮していない。解析ソフトは「Design-SoilStructure」⁴⁾を用いた。

表 1 物性値の設定方法

Case1	①	地盤調査等を実施せず、基準化された設計用値を用いる
Case2	②	粒度分布から「地盤材料の工学的分類方法」(JGS0051-2000)に基づき土質区分を設定し、基準化された設計用値を用いる
Case3	③	土質試験結果と逆計算に基づく設計用値を設定する

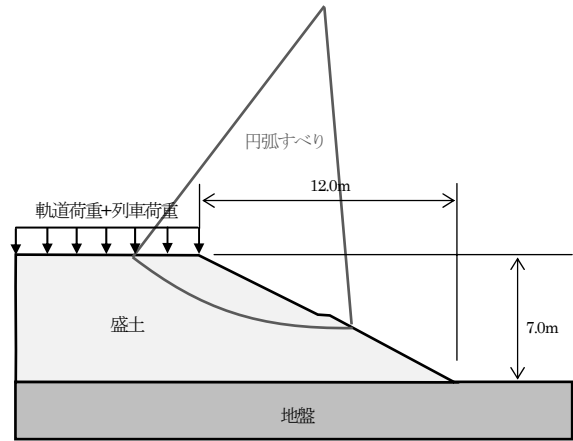


図 1 解析断面

表 2 解析用物性値³⁾

	物性の設定方法	γ_t (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ (度)
Case1	① 基準化された設計用値	17	3	35
Case2	② 粒度分布に基づく設計用値	18	3	40
Case3	③ 土質試験等と逆計算に基づく設計用値	20	12	35

表 3 解析結果

	円弧すべり解析		滑動変位解析	
	安全率	判定	降伏震度	滑動変位量
Case1	1.1	ok	0.24	932mm
Case2	1.3	ok	0.33	573mm
Case3	1.5	ok	0.46	253mm

3.2 解析条件

各条件を表4に示す。盛土高さについては館山⁵⁾の試算から、「7m以上で復旧に長時間を要するとされる沈下量50cmを超える」という結果が読み取れることから、表のように定めた。盛土勾配については、設計資料より1:1.8と1:1.5を定めた。許容沈下量については設計標準²⁾付属資料により200mmと500mmとした。補強材については、鉄道他社でも実績のあるダウアリング工法やネイリング工法といった棒状補強体を想定したものである。土質定数は設計標準²⁾より「土質3」の値を用いた。

3.3 解析結果とノモグラム

図2に無補強時における照査波ごとの滑動変位量を示す。盛土高さが高いほど、また勾配が急なほど滑動変位量が多い結果となった。「7m 1:1.5」と「10m 1:1.8」を比較すると、前者のほうが滑動変位量が大きくなったことから、3m程度の盛土高さの違いよりは、のり面勾配の影響のほうが強いことが確認できた。照査波については、基本的に最大加速度が大きいG2→G3→G4の順で変形量が大きくなる結果となった。G3→G2→G4の順で変形量が大きくなったケースもあったが、これは降伏震度の位置が0.3未満であると、最大加速度の波以外の波が影響するためである。そのため、土質調査等ができない場合や地盤種別が不明である場合には、G2およびG3で検討して安全側となる方で設計する等の配慮が必要となる。

図3にノモグラムの一例を示す。棒グラフは断面(奥行き1m)あたりの補強材の必要本数を、折れ線グラフは補強材1本あたりの必要長さを示している。条件は照査波G2、のり面勾配低減係数 $\mu=0.0$ 、許容沈下量200mmに設定し、計算した結果である。どの盛土形状においても断面(奥行き1.0m)あたりの補強材本数は、大径→中径→小径の順に多くなっているため、施工条件を考慮しなければ、大径補強材を選定するのが最も経済的となる。ただし、施工条件によっては大径補強材の施工が困難で中径補強材を用いる場合があるため、その場所に適した補強材仕様を選定することができるように、それぞれの補強材についてノモグラムを作成することが望ましい。また、実際に補強材を配置するにあたっては、補強材仕様ごとの標準水平ピッチを考慮した配置とする必要がある。こうしたノモグラムを活用することで、概略検討が迅速にできるとともに、より合理的な詳細設計につなげることが可能となる。

4. まとめと今後の課題

今回の試算の結果、Newmark 法による滑動変位量は、盛土物性値の感度が高いことが確認できた。今後、盛土の合理的な耐震診断や耐震設計を行うためには、地盤情報を補完するための簡易な現場試験の併用や、過去の被災履歴や現状のすべり運動状況などから解析的に盛土物性を評価するなど、工学的判断を加味して総合的に盛土物性を評価することが肝要と考える。一方、Newmark 法は簡便な手法ではあるが、盛土の破壊や沈下量を厳密に予測できる手法ではない。つまり、解析結果の沈下量の絶対値を許容沈下量に対して照査する意義は小さく、むしろ多くの盛土断面に対して沈下量を相対的に比較して、弱点部の盛土を効率的に抽出することが重要である。

【参考文献】

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999
- 2) 地すべり災害復旧技術研究会編：災害復旧事業における地すべり対策の手引き，2006.
- 3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物設計，1999
- 4) 鉄道総合技術研究所，富士通エフ・アイ・ピー：土木構造物設計計算システム「Design Soil Structure」Version2，2012
- 5) 館山勝，龍岡丈夫，古関潤一，堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.12，No.4，1998.

表4 解析条件一覧

盛土形状	7m		10m	
	1:1.8	1:1.5	1:1.8	1:1.5
許容沈下量	200mm(耐震性能Ⅱ)		500mm(耐震性能Ⅲ)	
補強材仕様	小径補強材 (ϕ 50~90mm)	中径補強材 (ϕ 170~200mm)	大径補強材 (ϕ 400mm)	
のり面工 (低減係数)	植生工 (0.0)	コンクリート吹付け工 (0.2)	のり砕工 (0.7)	
想定地震動	L1(設計水平震度 $K_h=0.2$)		L2(土構造照査波 G2・G3・G4)	
検討項目	破壊(円弧すべり)		沈下量	
解析手法	極限解析法(剛塑性体)		Newmark 法(剛塑性体)	

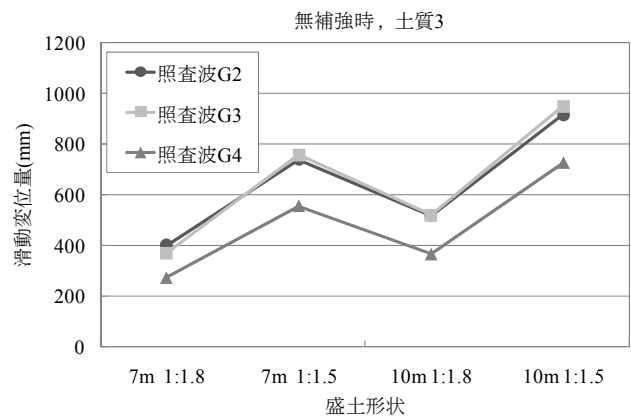


図2 無補強時の滑動変位量

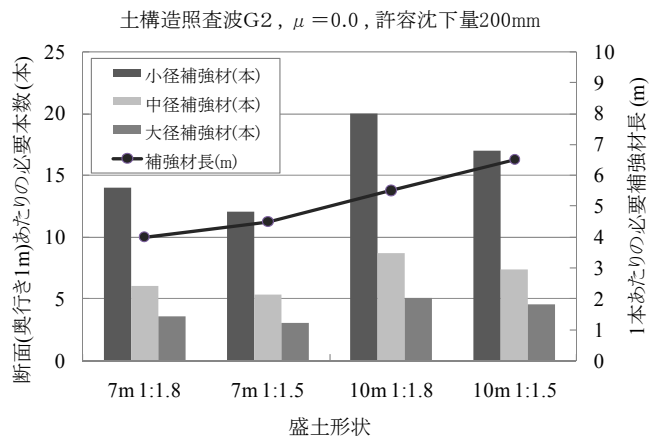


図3 補強材仕様ごとの必要補強量