

中径棒状補強材を用いた鉄道盛土の耐震補強工事 —京王線仙川～つつじヶ丘間 設計・施工報告— Anti-Seismic Reinforcement of Existing Railway Embankment by Micropiling

村下 富雄*1 國富 和眞*1
Tomio Murashita Kazuma Kunitomi
森田 晃弘*2 内田 竜太郎*3
Akihiro Morita Ryutaro Uchida

要旨

京王電鉄は全国の民間鉄道に先駆けて盛土の耐震補強工事に着手した。工事は仙川駅～つつじヶ丘駅間の延長約 220 m の盛土を対象に設計・施工一括工事として発注され、当社がこの工事を担当した。盛土は高さが 3.0m～7.1m の範囲で変化し、土質は粘性土主体であった。耐震補強工は、工法の適用性、施工性等を考慮して中径棒状補強材工法（自穿孔型ラディッシュアンカー工法）を採用した。補強材の仕様や全体割付けは、補強材の設置間隔・角度および法面内での設置位置を試行錯誤して決定した。また、アンカー頭部の固定には施工環境・周辺環境に配慮して独立受圧板を採用した。補強材の施工は無事に完了し、軌道への影響も無く、所定の引張強度（品質）を確認した。

キーワード：鉄道盛土耐震補強 中径棒状補強材工法 独立受圧板

1. はじめに

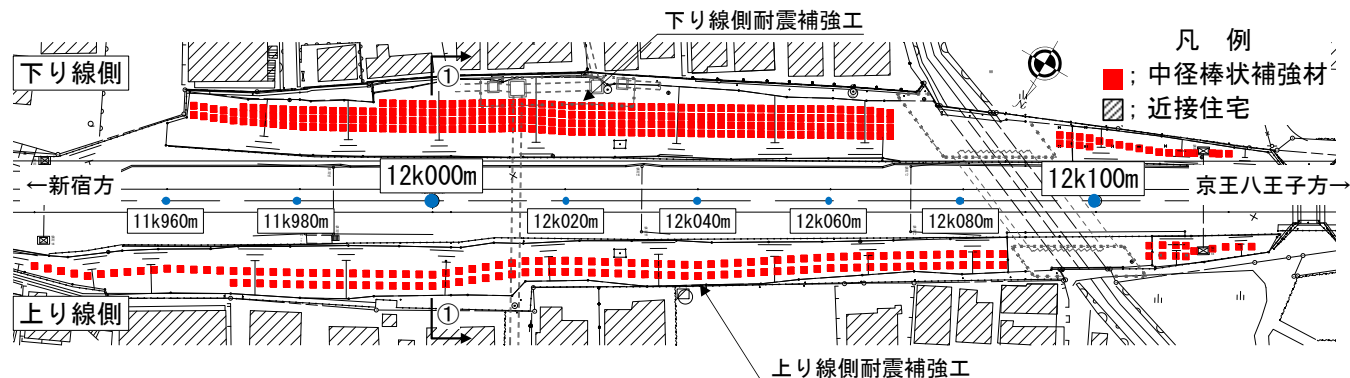
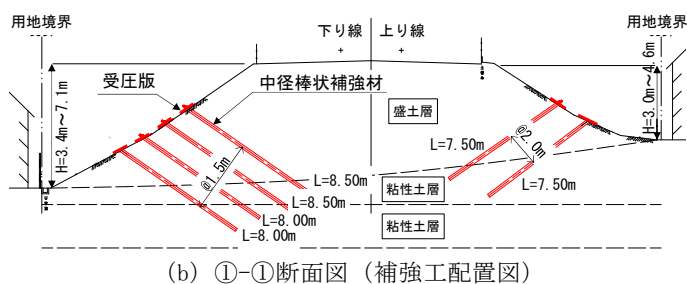
1995 年の兵庫県南部地震における高架橋が倒壊するなどの甚大な地震被害を契機に鉄道の耐震設計基準が見直され、新設構造物は十分な耐震性を考慮した設計が行われている。既設構造物については、高架橋や橋脚などの RC 構造物の耐震補強が計画的に実施され、現在ではほぼ完了している状況であり、既設構造物の補強対象は土構造物に移行し、本格的に着手される時期となっている。

今般、京王電鉄は民間鉄道の先駆けとして盛土構造物の耐震（豪雨対策を含む）補強工事に着手した。工事は、京王本線の仙川駅～つつじヶ丘駅間延長約 220m の盛土を対象に設計・施工一括工事として発注され、当社がこの工事を担当した。本報告では、中径棒状補強材（自穿孔型ラディッシュアンカー）を用いた既設盛土の耐震補強工事における設計および施工について述べる。

図 1 に、耐震補強工事の概要図（平面・断面図）を示す。

【工事概要】

- ・工事名：盛土耐震補強工事（土木）仙川駅～つつじヶ丘駅間
- ・工事概要：法面整形工 2,841m²
盛土補強工（中径棒状補強材工法）3,179m²
受圧板（独立受圧板）設置工 428 枚



*1 土木事業本部 技術部 *2 東京本店 土木部 *3 東京本店 土木営業部

2. 鉄道盛土構造物の耐震補強の現状

兵庫県南部地震（1995年）、新潟中越地震（2004年）では、鉄道盛土構造物にも大きな被害が発生しており、JR各社は、首都圏直下型あるいは海洋型の巨大地震に対する備えとして、既設盛土の様々な耐震補強工事を行っている。

例えば、東海道新幹線の軟弱地盤上の既設盛土区間において、盛土支持地盤の沈下量が15cmを超える恐れのある箇所の耐震補強にシートパイルによる締切り工法を採用している¹⁾。この工法は、盛土法面両側に支持層までシートパイルを打設し頭部をタイロッドで結ぶ工法（図2a）で、盛土や基礎地盤の水平方向の移動を防止する効果が期待できるとしている。

JR 在来線の山手線高田馬場～目白間や中央線御茶ノ水駅付近では、既設盛土の耐震補強に棒状補強材工法を採用している²⁾。この工法は、盛土法面に棒状の引張り補強材を配置して盛土を安定化する工法（図2b）で、地震による盛土の崩壊や変形を抑制する効果が期待できるとしている。棒状補強材の種類は、一般に大径（概ねφ300mm以上）、中径（φ90～300mm）および小径（概ねφ90mm以下）に分類される³⁾。

異なった事例として、JR 在来線の中央線市ヶ谷付近の盛土補強工事がある。ここでは、すべり変状が発生した盛土の補強にシートパイル+グラウンドアンカー工法（図2c）を採用している⁴⁾。シートパイルの壁体を支持層まで根入れし、グラウンドアンカーと一体構造にすることで、盛土の安定化および地震時の変形抑制を図っている。

以上のように既設盛土の耐震補強工法には種々のものが

あり、どの工法も長期間の列車不通の防止や走行安全性の確保等を目的に、地震時の盛土の変形を抑制できる工法として位置付けられている。

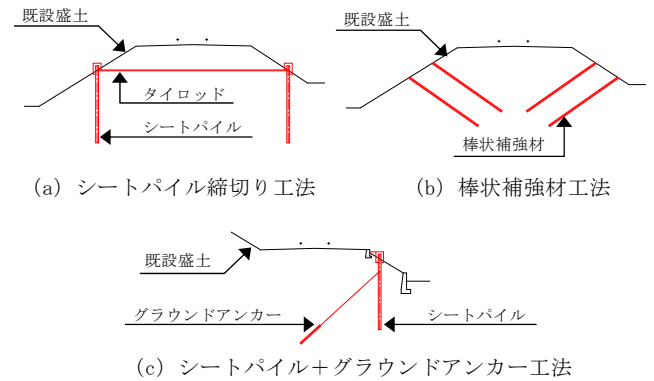


図2 既設盛土の耐震補強工法（イメージ）

3. 地形・地質概要

工事区間の地形および地質縦断を図3に示す。地形、地質上の主な特徴は、次のとおりである。

- ① 縦断方向に盛土高さが変化しており、起点側（新宿方）から、終点側（京王八王子方）に向かって低くなっている。
- ② 盛土法尻の地表面高さは、上り線側が下り線側よりも高くなっている。また、起点側では上り線側のみの盛土（片盛土）の区間がある。
- ③ 起点側から約40m(11k980m)地点を境にして支持地盤の地層構成が異なっている。起点側の地層構成は、ローム層、砂質シルト層、砂礫層、細砂層である。一方、

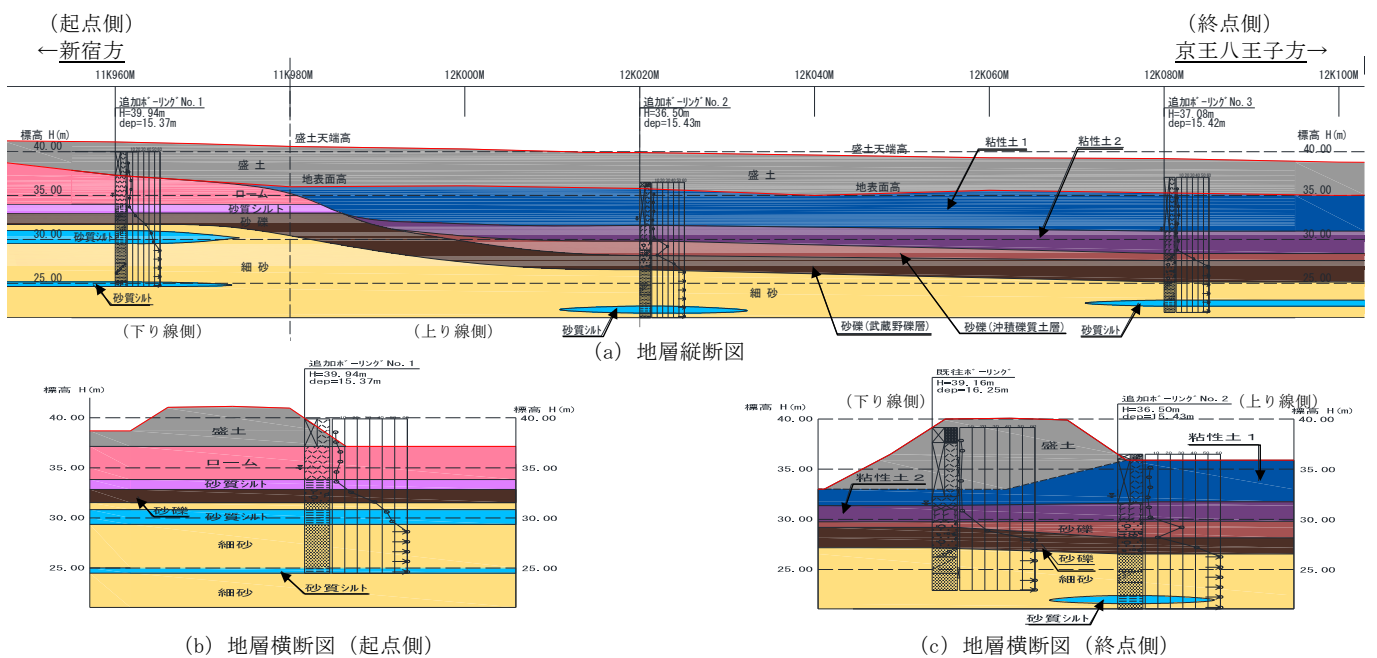


図3 工事区間の地形・地質

終点側は、粘性土1（盛土層と同性状な土質）、粘性土2（腐植土混入）、沖積礫質土層、武蔵野礫層の地層構成となっている。

- ④ 終点側の横断方向の地層は、上り線側が下り線側よりも粘性土1層が厚く堆積している。粘性土2層は深は横断方向に相違はなく、ほぼ水平である。

4. 鉄道盛土構造物の耐震補強工の設計

4.1 設計方針（耐震補強工の設計）

盛土構造物は建設コストが安価であり鉄道延長に占める割合が非常に大きいこと、1箇所に潤沢な対策費をかけることと莫大な事業費が必要になる。耐震補強後の盛土の変形がある程度許容することで対策費を削減し、より多くの既設盛土の補強を実施するのも耐震補強設計の考え方の一つである。

対象区間の現地条件は、盛土区間が延長約220mと比較的短いこと、鉄道用地内に作業スペースを確保できること、比較的容易に補修が行える軌道構造（有道床軌道）であることなどから、L2地震後における盛土の早期復旧が可能であり、長期間の列車不通は防止できると想定される。

このような背景から、当該盛土の耐震補強の設計方針は、L1地震時における盛土の安定確保を基本としている。L2地震時に対しては盛土の変位量の算出を行って、被害程度を予測することに留めた。

4.2 当該盛土の耐震補強範囲の設定（事前検討）

当該盛土は、前述のとおり盛土形状が変化しており、場所により地震時の安定性が異なるため、円弧すべり解析法にて現況盛土の地震時の安定性を距離程断面毎に確認した。

現況盛土の安定計算結果および必要抑止力算出結果を図4に示す。L1地震時の安定性は以下の通りである。

- ① 盛土のほぼ全区間で安定計算の照査値（安全率の逆数）が1.0を上回り、地震時の安定性が確保できない結果になる。
- ② 地震時の安定性の確保に必要な抑止力は、盛土高さに伴って下り線側の方が大きい。また、上下線側とも必要抑止力の大きさは場所によって異なる。

図4より、盛土の補強範囲は上り線側で11k940m～12k120m区間、下り線側で11k960m～12k120m区間とした。

4.3 耐震補強工の設計フロー

上下線側それぞれの代表断面（必要抑止力最大断面）にて適用可能工法の比較検討を行った後、最適工法の設計仕様を図5のフローにて詳細な検討を行った。

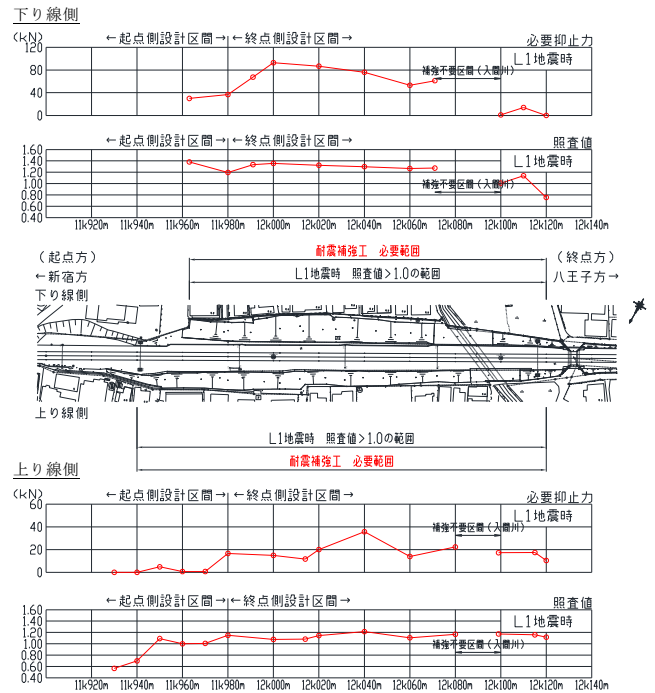


図4 現況盛土の安定照査結果（耐震補強範囲）

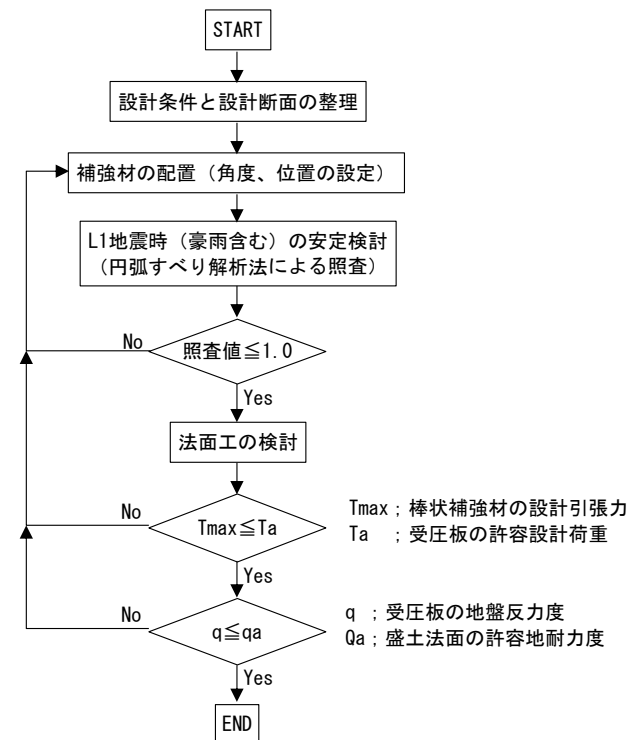


図5 耐震補強工の設計フロー

4.4 耐震補強工法の一次選定

棒状補強材工法、シートパイル締切り工法および遮断壁工法に対して工法比較を行った。グラウンドアンカー工法は、定着層が深く全長が長くなり、経済性で明らかに劣るため比較検討から除外した。

表1に比較検討結果を示す。これより、盛土の耐震補強

工法には、目標の性能が得られ、小型機械により昼間施工が可能であり、経済性でも有利な棒状補強材工法を採用することとした。

4.5 耐震補強工法の二次選定

棒状補強材工法として、自穿孔型ラディッシュアンカー工法（φ200mm）、ハイスベックネイリング工法（φ115mm）および小径棒状補強材工法（φ70mm）の比較検討を行った。なお、大径棒状補強材工法（φ300mm以上）は、大型施工機の搬入が不可能なため、比較から除外した。

比較検討の結果を表2に示す。棒状補強材には、経済性に最も優れ、低騒音・低振動での施工が可能な自穿孔型ラディッシュアンカー工法（φ200mm）を採用した。

4.6 棒状補強材による耐震補強工の設計

設計計算は適用基準³⁾に準拠して図6に示す円弧すべり法により行った。図中の式左辺の分母が抵抗力を、分子が滑動力を示し、盛土の安定が確保できる補強材配置（段数・間隔等）を試行錯誤して配置を決めた。また近年、気象変化に伴う集中豪雨が多いため、L1地震に加えて豪雨に対する盛土の安定検討も同時に行った。L2地震時における補強後の盛土の変位量（滑動変位量）は、適用基準³⁾に準拠して、すべり土塊を剛体と仮定したニューマーク法により求めた。

【計算式】

$$\gamma_i \frac{\sum \{W \sin \alpha + (y/r)K_h W\}}{f_{rs} \sum \{[(W - bu) \cos \alpha - K_h W \sin \alpha] \tan \phi + cL + T_r\}} \leq 1.0$$

ここに、 γ_i : 構造物係数

M_{Rd} : 設計軌道モーメント (kN・m/m)

M_{id} : 設計抵抗モーメント (kN・m/m)

f_{rs} : 円弧すべり抵抗係数

W : スライス重量 (kN/m)

K_h : 水平震度

α : スライス底面の角度 (°)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

L : スライス底面の長さ (m)

r : 円弧の半径 (m)

b : スライス幅 (m)

y : スライス重心と円弧中心間の鉛直距離 (m)

u : 間隙水圧 (kN/m²)

T_r : 対策工による抵抗力 (kN/m)

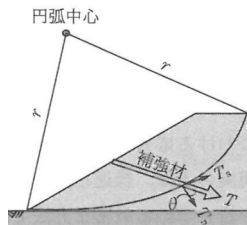


図6 円弧すべりによる耐震補強工の設計

表1 耐震補強工法の比較検討結果（一次選定）

工法名	棒状補強材工法	シートパイル締切り工法	遮断壁工法
概略図			
長所	・ 盛土や支持地盤の比較的浅いすべりに有効 ・ 片切片盛土間に適用可	・ 支持地盤の安定対策として有効 ・ 盛土形状が左右対称の場合に適用可	・ 支持地盤の深いすべりに有効 ・ 片切片盛土間に適用可
短所	・ 支持地盤の深いすべりは適性が低い ・ 礫やガラ等の多量混入や硬質地盤は困難	・ 表層の浅いすべりや深いすべりに対応不可 ・ 良質地盤に根入れする必要あり ・ 片切片盛土間は不適	・ 表層の浅いすべりには対応不可 ・ 偏土圧に対する改良体の安定確保が必要 ・ 排泥処理が必要
施工性	・ 昼間作業可能、長い作業時間確保可能 ・ 小型機械のため狭いヤードで施工可能 ・ 簡易な作業足場で施工可能 ・ 低騒音、低振動であり周辺影響少	・ 夜間作業、又は線閉作業のため短時間作業 ・ 大型クレーンのため広いヤードが必要 ・ 簡易な作業足場で施工可能 ・ 低騒音、低振動であり周辺への影響少	・ 線閉作業、き電停止作業のため短時間作業 ・ 大型クレーンのため広いヤードが必要 ・ 強固な作業足場が必要 ・ 車上プラントによる騒音が懸念
工期	◎ (1.00倍)	△ (2.70倍)	△ (3.90倍)
工費	◎ (1.00倍)	○ (1.04倍)	× (2.81倍)
評価	◎	△	×

表2 耐震補強工法の比較検討結果（二次選定）

工法名	中径棒状補強材工法 (自穿孔型ラディッシュアンカー工法)	中径棒状補強材工法 (ハイスベックネイリング工法)	小径棒状補強材工法 (ロックボルト工法)
概略図			
長所	・ 表層や支持地盤の比較的浅いすべりに有効 ・ 補強材段数が少ない（奥行間隔が広い）	・ 表層や支持地盤の比較的浅いすべりに有効 ・ 礫やガラ等の混入に対応可能	・ 表層や支持地盤の比較的浅いすべりに有効 ・ 礫やガラ等の混入に対応可能
短所	・ 支持地盤の深いすべりは適性が低い ・ 礫やガラ等の多量混入や硬質地盤は不可	・ 支持地盤の深いすべりは適性が低い ・ 補強材の段数が多い（奥行間隔が狭い）	・ 支持地盤の深いすべりは適性が低い ・ 長尺補強材長、反対側補強材と交錯 ・ 補強材の段数が多い（奥行間隔が狭い）
施工性	・ 昼間作業可能、長い作業時間確保可能 ・ 小型機械のため狭いヤードで施工可能 ・ 簡易な作業足場で施工可能 ・ 低騒音、低振動のため周辺影響少	・ 昼間作業可能、長い作業時間確保可能 ・ やや小型機械のためやや広いヤードが必要 ・ 強度のある作業足場が必要 ・ 打撃施工のため、振動・騒音が懸念	・ 昼間作業可能、長い作業時間確保可能 ・ やや小型機械のためやや広いヤードが必要 ・ 強度のある作業足場が必要 ・ 打撃施工のため、振動・騒音が懸念
工期	◎ (1.00倍)	△ (1.27倍)	△ (1.97倍)
工費	◎ (1.00倍)	△ (1.27倍)	○ (1.15倍)
評価	◎	△	○

4.6.1 設計条件（土質定数）

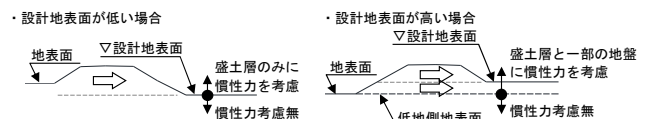
設計の土質定数を表3に示す。土層区分は図3(b)、(c)に基づく。粘性土の強度定数は室内試験の結果から、砂質土の強度定数はN値から設定している。

表3 土質定数一覧

	(a) 起点側			(b) 終点側			
	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	
盛土	13.0	6.3	19.99	盛土	13.0	6.3	19.99
ローム	14.0	100.0	-	粘性土1	13.0	6.3	19.99
砂質シルト	17.0	50.0	-	粘性土2	13.0	46.0	-
砂礫	18.0	-	34.20	砂礫	18.0	-	34.20
細砂	19.0	19.3	39.00	細砂	19.0	19.3	39.00

4.6.2 設計条件（地震時慣性力）

L1地震時の慣性力は、適用基準⁵⁾に準拠して設計水平震度を $K_h=0.2$ とした。慣性力は、盛土部分に作用させるが、法尻の地表面高さが上り線側と下り線側で異なるため、低地側地表面より上の地盤にも作用させることとした(図7)。



(a) 下り線側盛土の慣性力 (b) 上り線側盛土の慣性力

図7 地震時慣性力の作用方法

4.6.3 設計条件 (豪雨による影響)

豪雨による影響は、適用基準³⁾に準拠して降雨浸透による盛土内の飽和度分布を設定し、その飽和度に応じて盛土の単位重量の増加や土質強度の低減を考慮した。盛土内の飽和度分布の設定を図8に、地盤条件の増減の例を表4に示す。

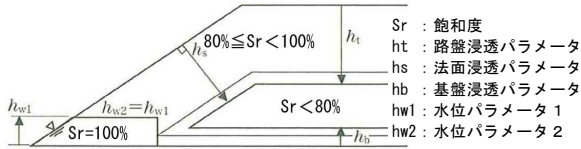


図8 盛土の飽和度の設定

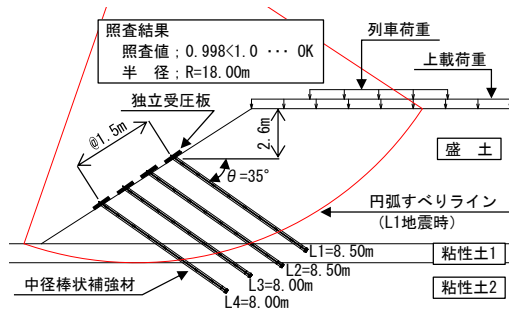
表4 地盤条件の増減例³⁾

土質区分	地盤工学会による工学的分類	盛土深部 (表層部)**								
		常時, 地震時, 降雨 (Sr < 80%)			降雨 (80% ≤ Sr < 100%)			降雨 (Sr = 100%, 水深部)		
		γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (度)	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (度)	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (度)
土質1	G, G-S, GS G-F, G-FS, GS-F* ¹ 硬岩ずり (剝離性弱)	18	6(3)	45(40)	19	3(1.5)	45(40)	20	0(0)	45(40)
土質2	S, S-G, SG* ² S-F, S-FG, SG-F* ³ 硬岩ずり (剝離性强), 軟岩ずり, 脆弱岩ずり* ⁴	17	6(3)	40(35)	17	3(1.5)	40(35)	19	0(0)	40(35)
土質3	GF, GF-S, GFS SF, SF-G, SFG* ⁵	16	6(3)	35(30)	17	3(1.5)	35(30)	18	0(0)	35(30)
土質4	ML, CL, MH, CH OL, OH, OV, Pt, Mk VL, VH1, VH2	14	20(10)	25(20)	15	10(5)	25(20)	16	10(5)	25(20)

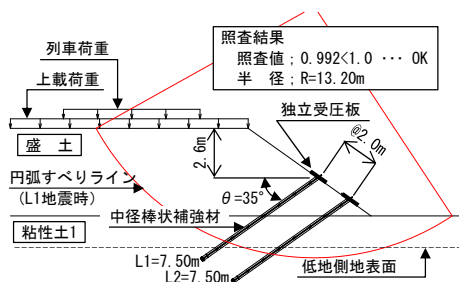
4.7 耐震補強工の検討結果 (棒状補強材の基本仕様)

補強工の詳細検討では、必要抑止力の最大断面にて補強材の基本仕様 (間隔・角度・位置) を決定した。

検討断面での検討結果を図9に示す。補強材の基本仕様は、上り線側で補強材2段 (L=7.5m@2.0m)、下り線側で補強材4段 (L=8.0~8.5m@1.5m) とした。



(a) 下り線側の検討結果



(b) 上り線側の検討結果

図9 棒状補強材の基本仕様

4.7.1 補強材設置角度の検討

棒状補強材の設置角度は、一般に水平面より下向きとなる俯角が 10° ~ 30° の範囲で補強効果が高いとされている⁴⁾⁶⁾。また、施工面からは、法面勾配に直角に打設する方が頭部受圧構造体への定着が容易である。これらを考慮して設置角度 (俯角 30°、35°、40°) と必要な補強材全長 (断面当たり) との関係から最適な角度を決定した。補強材の設置間隔と位置は固定条件とした。

補強材の設置角度と補強材全長との関係を図10に示す。設置角度を俯角 30° にすると補強材全長が長くなり、経済性が劣る結果になった。一方、設置角度を俯角 35°、40° にすると補強効果ならびに補強材全長は同等であるため、補強材の打設の施工性を踏まえて、補強材角度は俯角 35° に設定した。

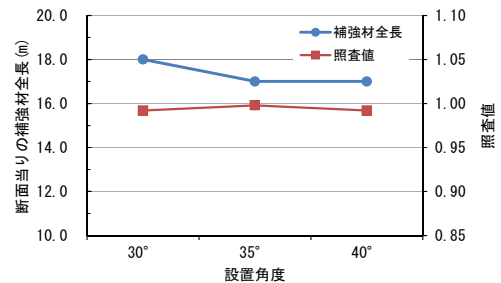


図10 設置角度と補強材全長の関係

4.7.2 補強材設置位置の検討

補強材の設置位置は、図11に示す①法面上方 (最上段補強材を法肩から鉛直 1m 下がりに配置)、②法面中央 (補強材を法面中央付近に配置)、③法面下方 (最上段補強材を法肩から鉛直 2.6m 下がりに配置)、④法面均等 (法面全体に補強材を均等配置) の4ケースを考え、最適な設置位置条件を比較検討した。補強材の設置位置ケース毎に安定検討を行い、同等の補強効果が得られる補強材全長 (断面当たり) を求めて、コストの低い優位な配置条件を抽出した。

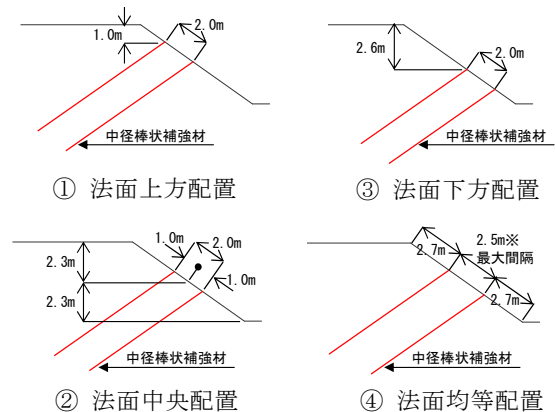


図11 補強材配置条件 (ケース)

補強材設置位置と補強全長との関係を図12に示す。これより、補強材を法面下方に配置させる方が同等の補強効果でコスト低減が図れる結果が得られた。なお、補強工が配置されない法面上方では、地震時の局所的なすべりが発生しないことを安定計算で確認している。

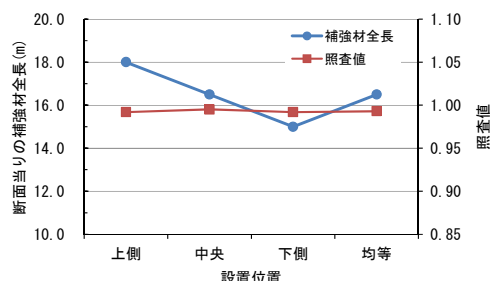


図12 設置位置と補強材全長との関係

4.8 法面工の検討

法面工は、吹付け法枠工を受圧構造に採用する 경우가多いが、資材搬入が困難であるため独立受圧板（グリーンパネル）による受圧構造を採用した（写真1）。

受圧板は、設計引張力に対する耐力や法面の設置地盤の地耐力の検討より安全性を確認して、1mのスクエアタイプ（小型、軽量16.8kg/枚）とした。

法面工は景観に配慮して、地表面を緻密に被覆できる地被植物によるグラウンドカバー工とした。なお、植生被覆の完了までは、雑草発生を抑制する防草シートを設置している。このシートは、地被植物の育成を阻害しない専用の通根性防草シートであり、降雨時の法面侵食も防止できる。



写真1 法面工（グリーンパネルと防草シート）

4.9 L2地震時の盛土変位量について

L2地震時における盛土の鉛直方向の変位量をニューマーク法により求めた結果は、上り線側で約50cm、下り線側で約44cmであり、適用基準⁵⁾では、盛土の変形レベルはレベル3相当となり、応急処置（部分的な再構築程度）で復

旧が可能な被害である。

5. 盛土耐震補強工の施工

5.1 自穿孔型ラディッシュアンカー工法の施工概要

採用した自穿孔型ラディッシュアンカー工法は、先端部が攪拌混合ヘッドになっている自穿孔型中空転造ネジ棒鋼を芯材に用い、原位置攪拌混合で円柱状のソイルセメント改良体（改良径φ20cm）を造成しながら、芯材を引張補強材として残置し、地盤内に棒状補強体を構築する工法である⁷⁾。図13に施工手順を示す。

補強材の打設は上段から進め、1列の施工が完了次第、足場を盛り替えて下段の補強材の施工を行った。補強材打設完了後、法面を整形して独立板形式の受圧板を設置した。

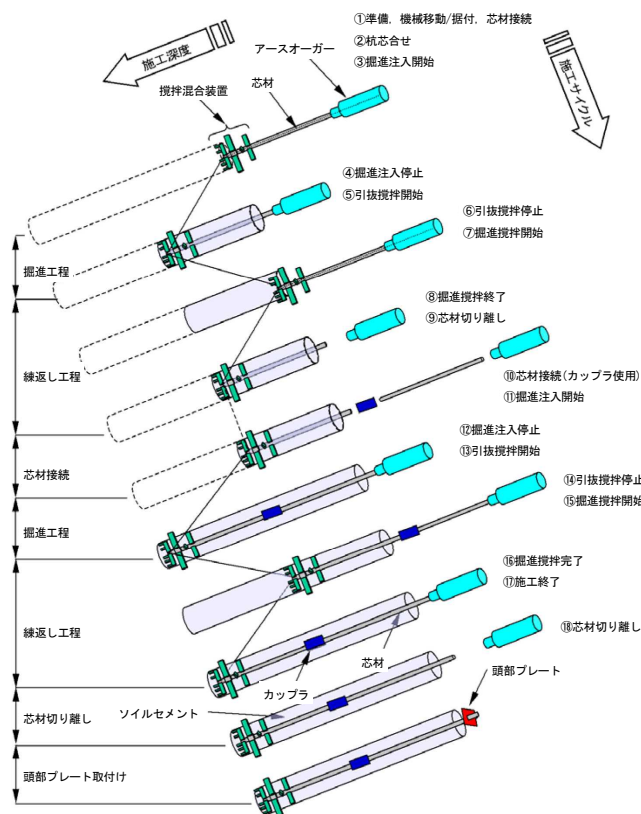


図13 施工手順

5.2 施工上の課題と対策

5.2.1 耐震補強対象地盤に対する工法の適用性

施工機械の能力による適用土質は、粘性土で $N \leq 5$ 、砂質土で $N \leq 10$ である⁷⁾。

地盤は粘性土主体で適用範囲内の土質であったが、打設長が最大実績（8m）より長い箇所があること、レキの混入の可能性のあることから、削孔効率の低下が懸念された。そのため、補強材の施工は標準機械より削孔能力が高い施

工機械（スプリングドリル）を用いて行った。施工の状況から削孔困難になるようなレキ等はなく、施工途中から標準機械（インバータチゼル）に切り替えても削孔が可能であり、棒状補強体を問題なく造成することができた。

また、盛土法面の表層の一部に玉砂利（厚さ 50cm 程度）が存在したが、ボイド管で口元の孔壁を保護して良質土に置き換えることで対処した（写真 2）。



写真 2 表層の玉砂利部の処理

5.2.2 施工による軌道への影響

採用した工法は、原位置攪拌混合により地盤中にソイルセメントを造成することから、周辺への影響が少ないとされているが、列車走行の安全を確保するため、試験施工を行って、軌道への影響を計測した。補強材施工前後で盛土法肩および軌道の鉛直変位の計測結果では、変化が認められず、本施工時においても列車の安全走行を考慮して計測を継続したが、変位量は 1～2mm 程度と微小であり軌道への影響は発生しなかった。

5.3 棒状補強材工の品質

5.3.1 ソイルセメント改良体の品質

盛土下部に存在する粘性土 2 層は、腐植土が混じっており、補強材の先端の一部が当層に到達する。腐植土は、強度発現しにくいいため、粘性土 2 層の土質試料を用いてソイルセメントの配合試験を実施した。なお、必要な現場強度は表 5 を参考に $quf_{28}=1.5N/mm^2$ に設定した。

配合試験では 3 種類の固化材を用い、添加量を変化させて必要強度を満足する仕様を求めた。固化材の添加量と一軸圧縮強度との関係を図 14 に示す。これより、固化材は特殊土用固化材とし、必要な添加量は $450kg/m^3$ に決定した。

5.3.2 棒状補強体の品質

現場引張試験は、ソイルセメント硬化後に本設の中径棒状補強材で実施した。試験時の荷重～変位の関係を表 6 と図 15 に示す。最大試験荷重は設計荷重相当の 45kN であり、この荷重までの荷重～変位関係は直線的で降伏点は現れなかった。また、最大荷重時の残留変位は 0.84mm と微小であ

り、設計上必要な品質（補強効果）は十分確保できていることを確認した。

表 5 現場強度の目安⁸⁾

土質	固化材添加量 (kg/m ³)	現場強度 quf_{28} (N/mm ²)
砂質土	200～300	1.5～4.0
粘土、シルト	250～350	1.0～3.0
関東ローム	250～350	1.0～3.0
有機質土	250～350	0.8～2.0
高有機質土	300～450	0.5～1.5

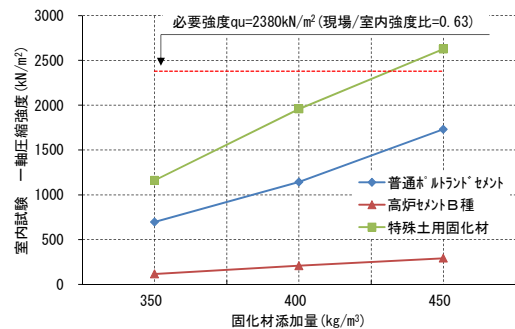


図 14 室内配合試験結果

表 6 引張試験結果（荷重～変位）

試体番号	荷重 T (kN)	芯材変位量		
		変位量 δs (mm)	残留変位量 δsr (mm)	弾性戻り量 δse (mm)
1	5	0.24	—	—
	10	1.13	0.12	1.01
2	15	1.17	—	—
	20	1.21	0.30	0.91
3	25	1.67	—	—
	30	1.85	0.43	1.42
4	35	2.15	—	—
	40	2.29	0.56	1.73
5	40	2.42	—	—
	45	2.68	0.84	1.84

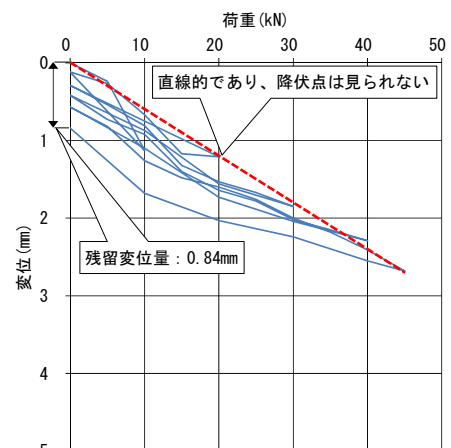


図 15 引張試験結果（荷重～変位）

6. おわりに

本報告では、自穿孔型ラディッシュアンカー工法を適用した鉄道盛土の耐震補強工の設計・施工について紹介した。対象地盤、周辺状況および周辺環境等の施工条件を精査して最適な補強工法を決定し、品質や周辺影響などの問題なく工事を完了することができた。耐震補強を必要とする既設盛土に対し、今後も補強工事が進められていくと予想される。本稿が同類工事の参考になれば幸いである。

最後に、工事の設計・施工に当たり京王電鉄、複合技術研究所の関係各位より多数のご指導、ご鞭撻を頂き、無事施工を完了できたことに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大木基裕：東海道新幹線における土構造物の耐震対策、基礎工、Vol. 39、No. 4、pp. 53-55、2011. 4
- 2) 鈴木延彰：JR 東日本における土構造物の耐震補強について、基礎工、Vol. 41、No. 11、pp. 67-69、2013. 11
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物、丸善出版、2007. 1
- 4) 中村宏、相沢文也：中央線市ヶ谷付近における鉄道盛土のすべり対策、基礎工、Vol. 41、No. 11、pp. 52-55、2013. 11
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、丸善出版、2012. 9
- 6) 地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル、丸善出版、2011. 8
- 7) RRR 工法協会：ラディッシュアンカー工法施工マニュアル、平成 24 年 6 月
- 8) (財) 先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査証明報告書 ラディッシュアンカー（太径棒状補強体）、平成 19 年 11 月