地山補強土工法による切土のり面の施工

西　真幸[1]・赤塚光洋[2]・岩井隆志[3]・橘内　明[3]

1 正会員　工修　日本鉄道建設公団　関東支社(110-0014　東京都台東区北上野 1-10-14)
2 正会員　戸田建設株式会社　土木工事技術部（104-8388　東京都中央区京橋 1-7-1）
3 戸田建設株式会社　関東支店(336-0011 埼玉県さいたま市高砂 2-6-5)

本工事は、地山補強土工法によって切土勾配 1:0.35 の急斜面を掘削し、鉄道路盤を構築するものであり、掘削深度は最大 14m である.地山補強土工法は、吹付コンクリートとロックボルトによって地山のすべり破壊に対して安定を図る工法で,近年,のり面の急勾配化による経済性の向上や掘削土低減による環境配慮の観点から施工実績が多くなっている.掘削深度10mを超える地山補強土工法の施工実績がほとんどないため,施工に際してはのり面の変状に留意し,自動計測による動態観測を含め安全性に十分な配慮をした.

本稿は,地山補強土工法の施工概要および動態観測の結果と考察を報告するとともに,地山の変位が大きく斜面の安定確保が困難となった箇所で採用した補助対策工法について述べる.

キーワード：地山補強土工法,鉄道路盤，計測管理

１．はじめに

本工事は,東京都秋葉原と茨城県つくばを結ぶ高速鉄道新設工事（つくばエクスプレス）であり,当該工区は秋葉原起点 46k260m～47k030m の延長 770m 区間で,そのうちの 560m が地山補強土工法による切土区間である.

掘削深度は,H＝4.0m～14.0m で,のり面勾配は 1:0.35 である.原地盤は自然水位が高く,掘削地盤はＮ値が 10～20 の緩い細砂層が主体であり,湧水による砂質土のり面の崩壊防止やロックボルトの孔壁自立を確保するため,ディープウェルによる地下水位低下工法を併用した.

２．地質概要

施工箇所の地盤は,**図-1** に示すように,地表部がローム(Lm)および凝灰質粘土(tc)からなる粘性土層で,その下位はＮ値が 10～20 の比較的緩い砂質土層（Ds3）が主体を成す.床付け付近は硬い洪積シルト層(Dc3)であり,その下にＮ値＞50 を呈する洪積砂質土層(Ds4)が堆積する.自然水位は約 GL-2.0m と高く,Ds4 層は水頭約 8m の被圧滞水層である.

Ds3 層の圧密排水(CD)三軸圧縮試験の結果および粒径加積曲線をそれぞれ**図-2**,**図-3** に示す.Ds3 層は均等係数 U＝1.83 と,非常に粒径のそろった細砂であり,雨水や地下水の浸食によって崩壊が生じやすい地層と想定された.

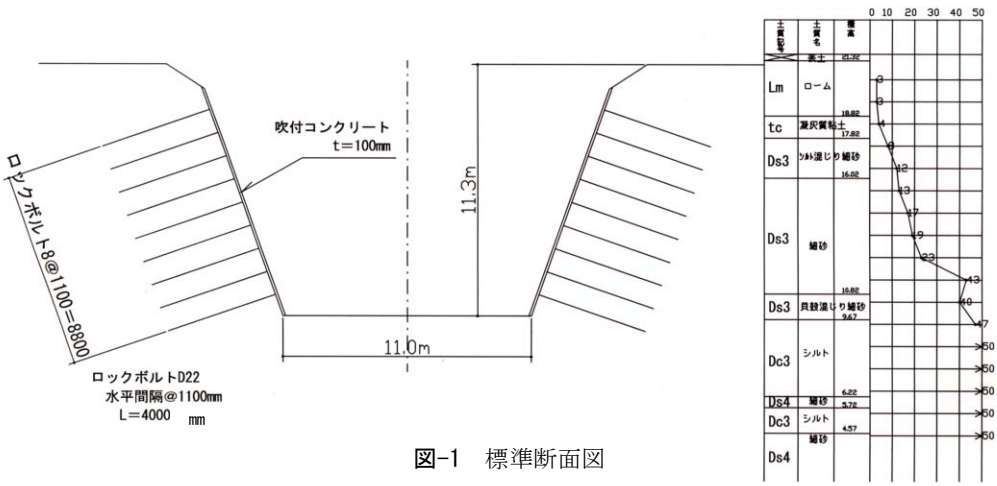


図-1　標準断面図

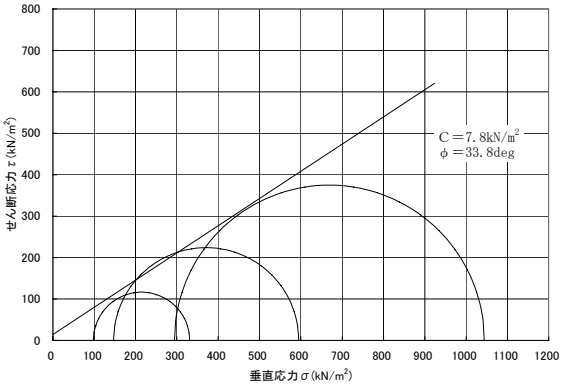


図-2　Ds3 層の三軸圧縮試験結果

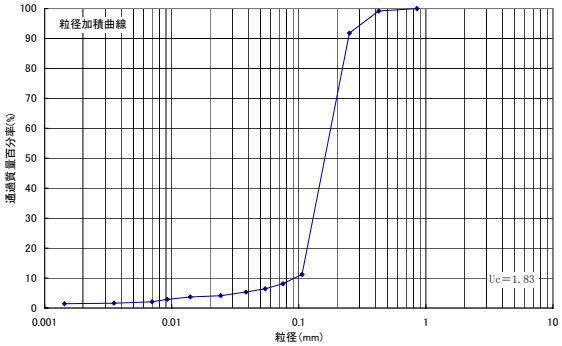


図-3　Ds3 層の粒径加積曲線

３．地山補強土工法の概要

地山補強土工法は,切土のり面に打設した棒状補強材によってのり面全体の安定性を高める構造であり,一般に棒状補強材,補強材頭部,壁体部によって構成される.また,棒状補強材はその径によって,小径（5～10cm）,中径（10～30cm）および大径（30～40cm）に分類される[1].

今回の地山補強土工法は,仮設土留壁としての適用であり,のり面保護工（吹付けコンクリート）と小径棒状補強材（ロックボルト＋定着材）の組合せである(**図-4** 参照).

地山補強土工法の施工手順を**図-5** に示す.１ステップの掘削深度は約 1.0m で,掘削,吹付コンクリート,ロックボルト打設の手順を最終掘削まで繰り返し,掘削床付けを完了する.小径棒状補強材は,セメントミルクなどの定着材を用いて,引張り芯材を地山に全面定着させる.

地山補強土工法の施工状況を**写真-1**,**写真-2** に示す.

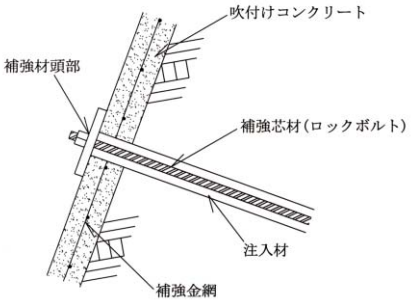


図-4　地山補強土工法詳細図

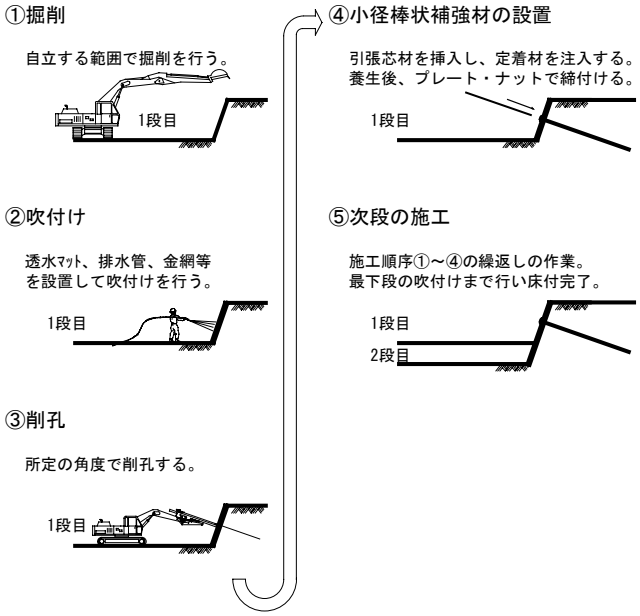


図-5　地山補強土工法の施工手順

写真-1　ロックボルト削孔状況

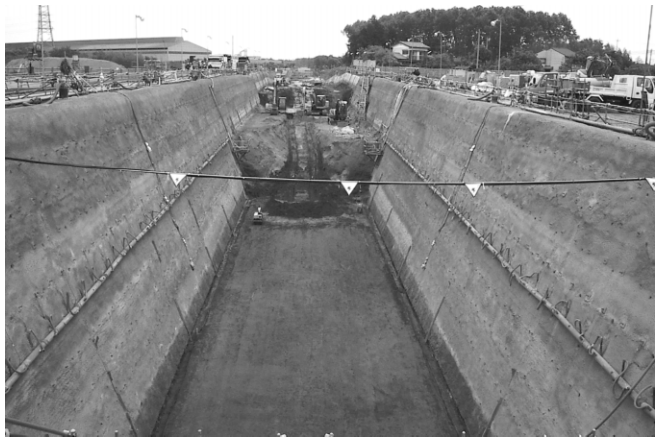


写真-2　掘削床付け完了状況

４．仮設土留壁としての地山補強土工法の設計

仮設土留壁としての地山補強土の設計において，原地盤の安定計算は円弧すべり法によって行うことを基本としている[1)]．

代表的な断面の安定計算の結果を，以下に示す．

原地盤の円弧すべりに対する最小安全率は Fs＝0.983 である（**図-6** 参照）．

一方，補強材の引張抵抗力を考慮した場合の円弧すべりの最小安全率はFs＝1.286 である(**図-7** 参照)．この場合，深い位置の補強材ほど不動土塊への定着長が長く，大きな引張抵抗力を期待する設計となっている．

このように，地山補強土工法は，地山の変形・滑動に対して補強材の引張抵抗力を期待しているため，補強材の地山との定着確認および芯材の軸力確認は重要な施工管理項目のひとつである．

なお，円弧すべり解析時において，地下水位は掘削面まで低下しているものと仮定した．

５．地下水位低下工法の併用について

本工事においては，Ds3 層の自然地下水位および Ds4 層の被圧地下水位に起因して，次のような施工上の問題点が懸念された．

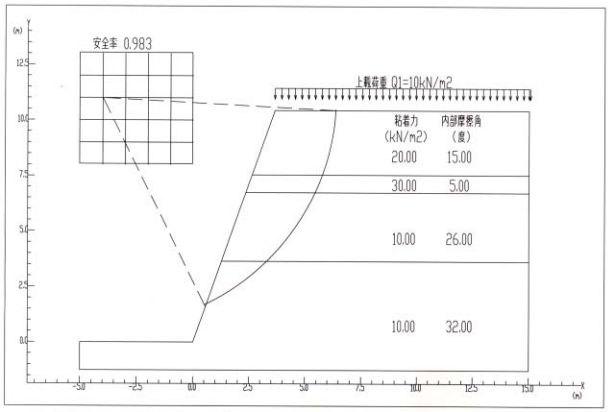


図-6　安定解析図（原地盤）

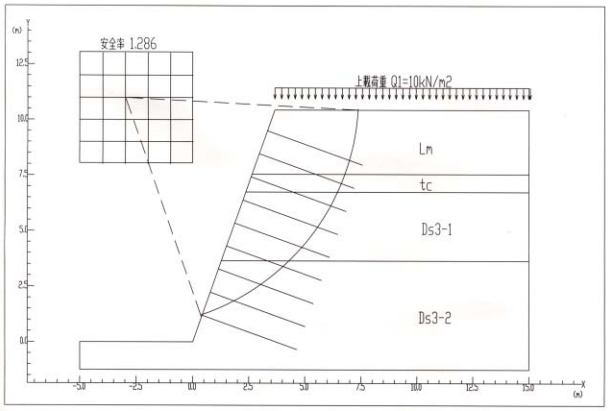


図-7　安定解析図（補強地盤）

①自然地下水位が高いことから，湧水による切土のり面(Ds-3)の崩壊が予想される．

②洪積砂層(Ds-4)の被圧水によって，掘削床付け地盤（Dc-3）の盤ぶくれが想定される．

③地下水位が高いことから棒状補強材（ロックボルト）の削孔壁が自立しない可能性がある．

上記の対策として，ディープウェルによる地下水位低下工法を採用し，観測井によって所定の地下水低下を確認するものとした．

６．計測計画

計測は，施工中の安全確保，地山補強土工法の妥当性確認および周辺地盤への影響を評価するため，**表-1** に示す項目を実施した．

自動計測機器の設置位置を**図-8** に示す．

表-1　計測項目一覧表

計測項目	測定方法
①観察調査	目視，触手による観察
②のり肩部の変位	観測杭による水準測量・水平，鉛直変位
③のり面の変位	観測鋲による水準測量・水平，鉛直変位
④補強材の引抜耐力	油圧ジャッキによる引抜き試験
⑤地中水平変位	地中に設置した孔内傾斜計による測定
⑥補強芯材の軸力	ロックボルトに取付けたひずみ計による測定
⑦地下水位の変化	Ds3，Ds4 層に観測井を設置し水位測定器により計測
⑧周辺地盤の変位	観測杭による水準測量・鉛直変位

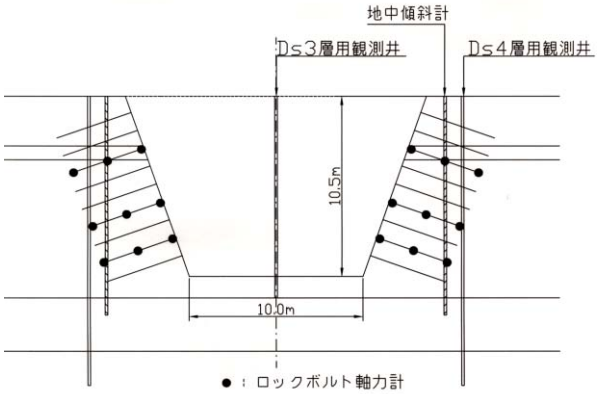


図-8　計測機器設置断面図

のり肩部の水平変位に関しては,「補強土留め壁設計・施工の手引き」[1)]を参考に,当該工事で先行的に掘削床付けが完了した区間（延長 40m,以下先行区間と称す.）の計測結果を考慮し,**表-2** に示すような管理基準値を設けて計測管理を実施した.

表-2　のり肩水平変位の計測管理基準

管理段階	管理項目	管理基準値	対処方法
一次管理段階	せん断ひずみ ε (%)	0.2≦ ε <0.3	通常の計測を継続する。 注意深く、上部のり面の観察を行う。
	ひずみ速度 v(%/min)	0.03×10^{-4}≦v<0.05×10^{-4}	
二次管理段階	せん断ひずみ ε (%)	0.3≦ ε <0.4	計測頻度を増し、変位の急増に伴って退避できる体制をとる。 特に、のり面の亀裂やはらみ出し等の変状観察を行う。 変形を抑制するため、余掘り量の低減や施工サイクル（掘削＋吹付け＋ロックボルト）を見直し、可能な限り短いサイクルでのり面を補強する。 ひずみが限界値を超えそうな場合は、補強材の増打ちや打設径の見直しを行う。
	ひずみ速度 v(%/min)	0.05×10^{-4}≦v<0.09×10^{-4}	
限界段階	せん断ひずみ ε (%)	0.4< ε	せん断ひずみが限界値を超えた段階で、施工を中止し、ひずみ速度を１時間単位で計測、算出する。 ひずみ速度が限界値を超えた場合は、直ちに掘削土を埋め戻し、変形を抑制する。 復旧に際して、補助対策工法を実施する。
	ひずみ速度 v(%/min)	0.45×10^{-4}≦v	

ε ＝δ/H（δ：のり肩水平変位量、H：掘削深度）
v＝ε/t（t：経過時間）

7．計測結果と考察

(1)のり肩水平変位および地中水平変位の計測結果

代表的断面における,のり肩水平変位および地中水平変位の計測結果を**図-9**,**図-10** に示す.

のり肩の水平変位は掘削進行に対応して漸次増加し,4 次掘削時点で大きく変化している（**図-9**,**図-10** 中の**ポイント①**）.これは,上部粘性土層と砂質土層の層境界の掘削が原因と推定できる.

ポイント②の時点は 5 次掘削完了後であり,この時点から最終掘削まで,のり肩の水平変位が,ほぼ一定の速度で増加していることが判る.

のり肩のせん断ひずみ ε（ε ＝δ/H, δ：のり肩水平変位,H：掘削深度）の変位速度 v は,図中に示すように,v＝0.05×10^{-4}%/min であり,これは,**図-10** の深度方向の変位分布からも 5 次掘削以降の掘削層の主体である Ds3 層の変位速度を表しているものと考えられる.

ひずみ速度 v＝0.05×10^{-4}%/min は今回施工管理基準として設定した一次管理基準の上限値であり,砂質土地盤における地山の安定性を評価する上での,ひとつの目安になると考える.

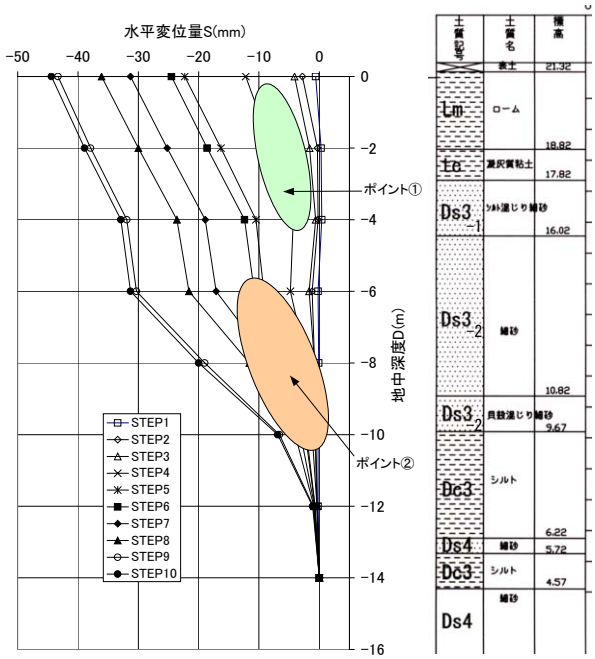


図-10　各掘削ステップにおける地中水平変位

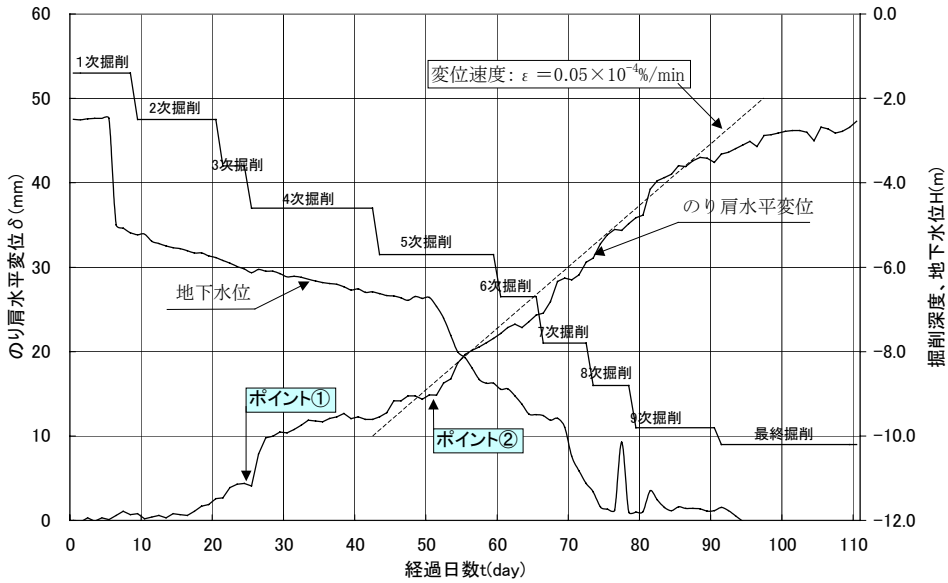


図-9　のり肩水平変位の経時変化図

(2) ロックボルトの軸力計測結果

ロックボルトの軸力測定は3段目,6段目,8段目で実施し,軸力計は軸方向に 3 箇所設置した(**図-8**　参照).

各ロックボルトの最大軸力の経時変化を**図-11** に,また,掘削に伴うロックボルト軸力の軸方向の変化を**図-12** に示す.

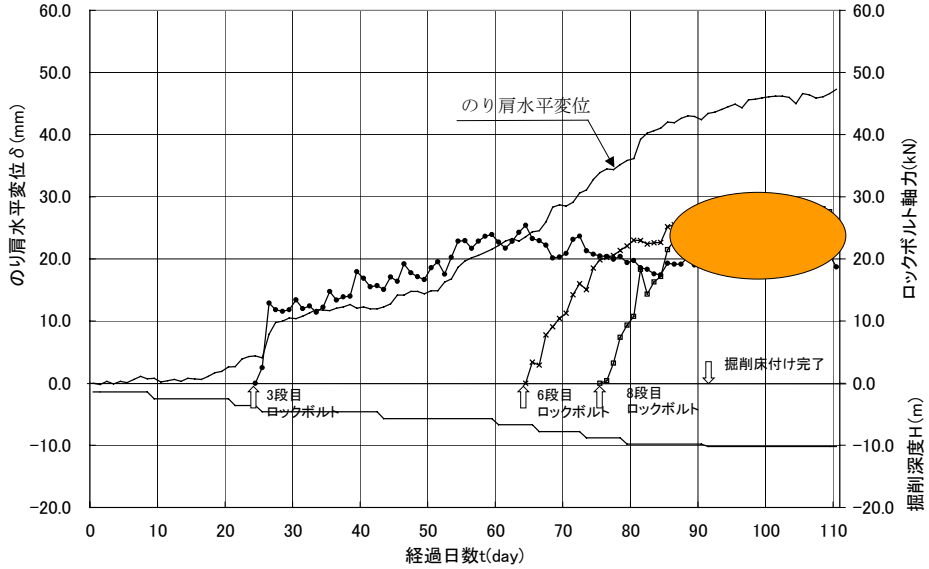
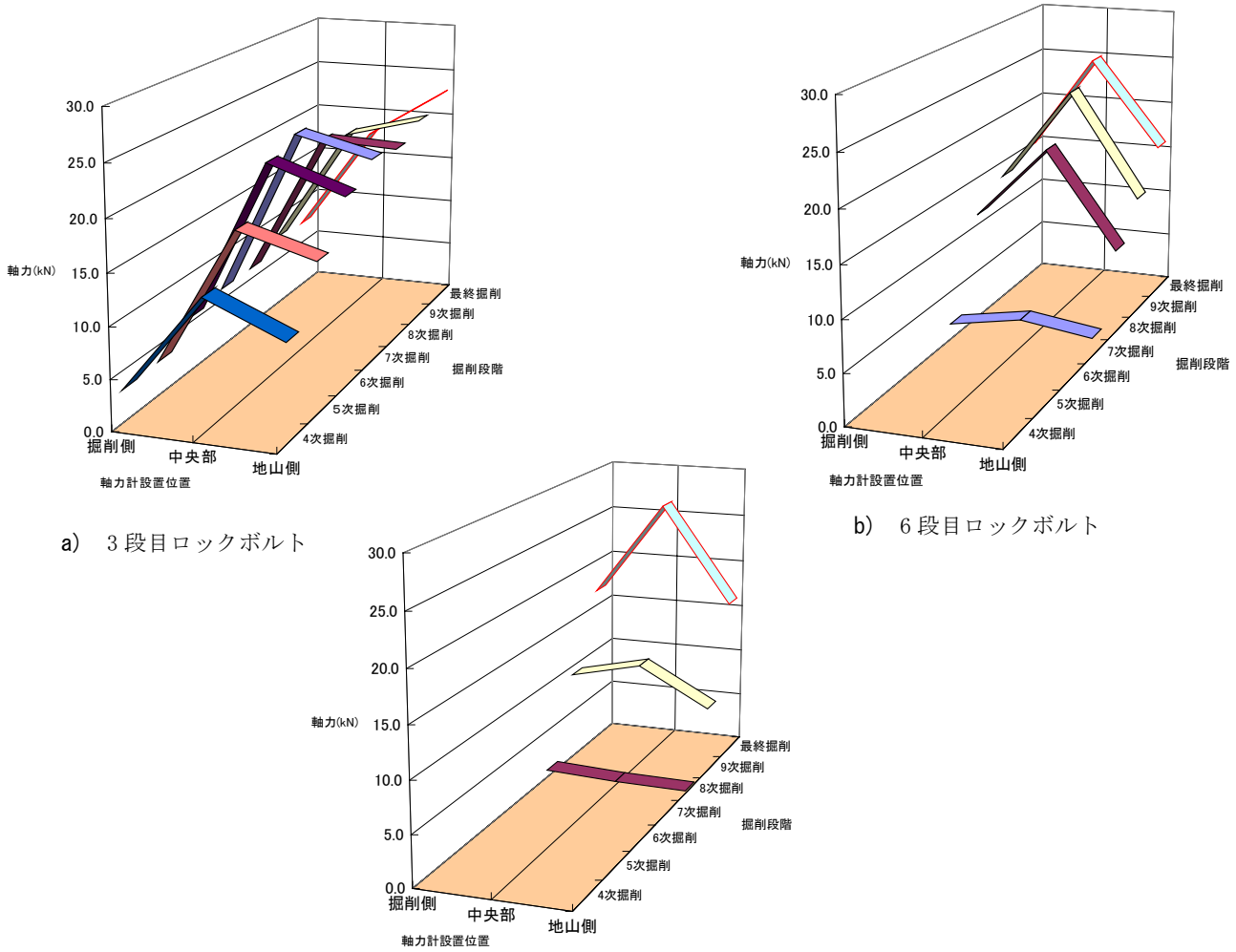


図-11　掘削に伴うロックボルトの最大軸力経時変化図



a)　3 段目ロックボルト

b)　6 段目ロックボルト

C)　8 段目ロックボルト

図-12　ロックボルト軸力の軸方向変化図

図-11 より,ロックボルトは打設後の次段階掘削で軸力の 50%以上が導入され,その後ほぼ一定値に収束することが判る.また,各段 20～30kN の範囲で軸力が導入されており,深い位置のロックボルトの軸力が大きい.このことは,円弧すべり計算において,深い位置の補強材の引張抵抗力の負担率を大きくした設計の妥当性を示すものと考える.

ここで,**図-12** において最も浅い3段目のロックボルトの軸力に着目する.軸力の最大値が掘削の進行に伴ってボルト中央部から地山側に移動している.

ロックボルトの軸力は,**図-13** に示すように移動土塊と不動土塊のすべり面付近で最大となると想定される.掘削が進行すると地山のゆるみが地山背面に拡大し,それに伴って,軸力の最大値を示す位置が地山側に移動したものと推定できる.

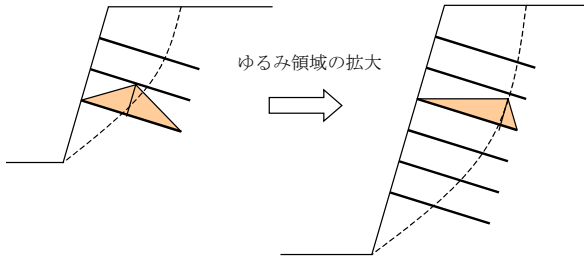


図-13 ゆるみ領域の拡大による軸力分布の変化

８．FEM 解析による限界変形量の推定

先行区間(延長 L＝40m,掘削深度 h＝10.4m)の計測データに基き,地盤定数を FEM による逆解析で求め,のり面勾配 1:0.35 の切土斜面に崩壊が生じるのり肩のせん断ひずみ ε を推定し,管理基準値の妥当性について検証した.

(1)FEM 弾塑性解析による地盤定数の逆解析

先行区間を解析モデルとして,地中水平変位の計測データから地盤の弾性係数を FEM による逆解析手法で求めた.

解析モデルを**図-14** に示し,地盤および補強部材の物性値を**表-4**,**表-5** に示す.

図-10 に示したように、Ds3-2 層の変形が全体の変位量に大きく影響していることから,Ds3-2 層の弾性係数を逆解析するものとした.

Ds3-2 層の弾性係数を E＝10500kN/m^2 とした場合、地中水平変位の解析値と実測値がほぼ一致する結果となった.(**図-15** 参照)

また,本解析における、地盤内応力の解析結果を**図-16** に示す.部分的に塑性状態を呈するが,地山補強の効果によってのり面深部に至る塑性域の拡がりはみせておらず,すべり破壊に対して安定した状態と考えられる.

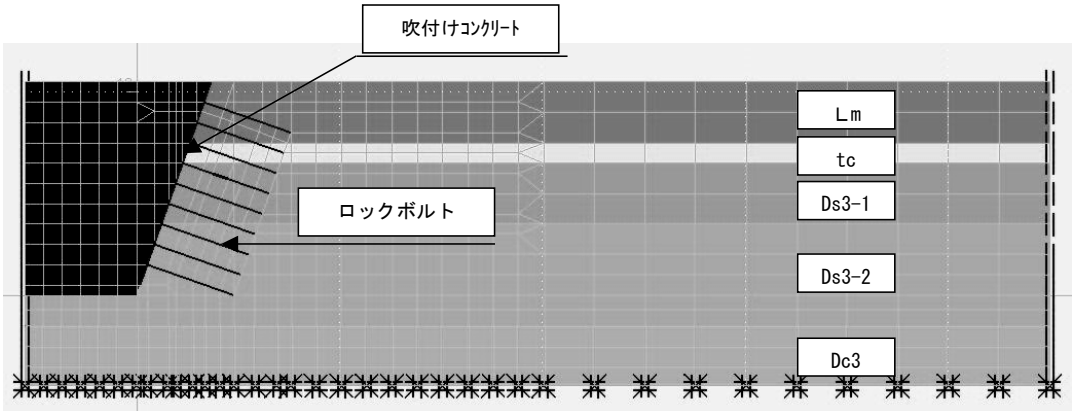


図-14 FEM 解析モデル

表-4 地盤の解析定数

土質	弾性係数 E (kN/m^2)	ポアソン比 (ν)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角 φ (度)	単位体積重量 γ (kN/m^3)
Lm	3500※1	0.45	20.0	15	12.8
tc	8000※1	0.45	30.0	15	15.0
Ds3-1	7000※2	0.35	10.0	26	17.7
Ds3-2	**7000～17500**	0.35	10.0	32	18.1
Dc3	128000※1	0.4	168.0	25	16.5

※1：室内土質試験結果より
※2：E＝7N で推定

表-5 補強部材の解析定数

梁部材	弾性係数 E (kN/m^2)	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ I (m^4)	断面積 (m^2)	単位体積重量 γ (kN/m^3)
吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ	2.35×10^7	8.3×10^{-5}	0.10	23.0
ロックボルト	2.35×10^7※3	8.7×10^{-7}	0.0033	23.0

※3：グラウト材の断面定数

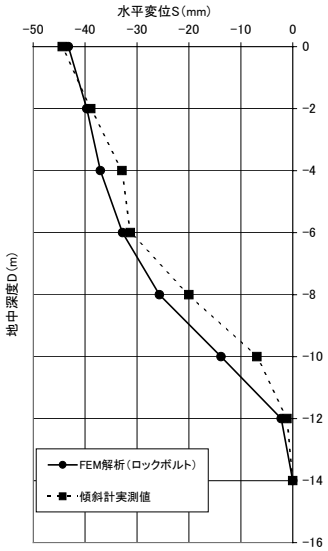


図-15　FEMによる逆解析の結果

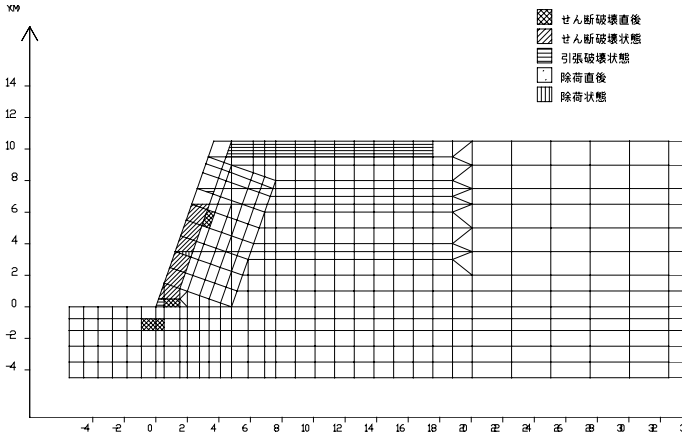


図-16　塑性域の推定(地山補強あり)

(2) 無補強モデルによる限界水平ひずみの推定

前述の逆解析で求めた地盤物性値で,地山補強材を考慮しない「無補強モデル」を設定し,切土地山が崩壊に至る場合の,限界水平ひずみ ε を推定した.

地山の崩壊は,掘削に伴って地盤内に拡大する塑性域(せん断破壊)の状態から判断するものとした.

掘削深度とせん断ひずみの関係を**図-17** に,各掘削深度における塑性域図を**図-18** に示す.

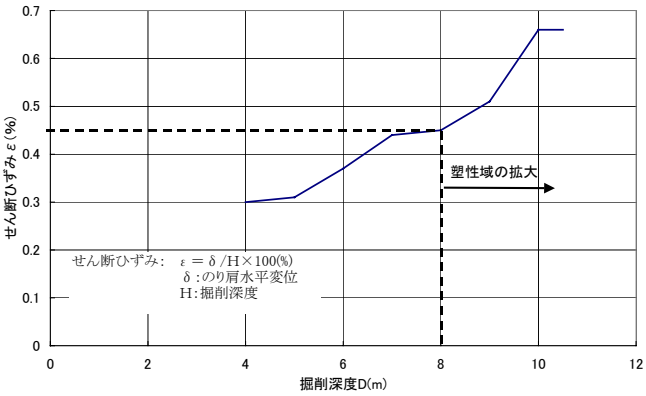


図-17　掘削深度とせん断ひずみの関係

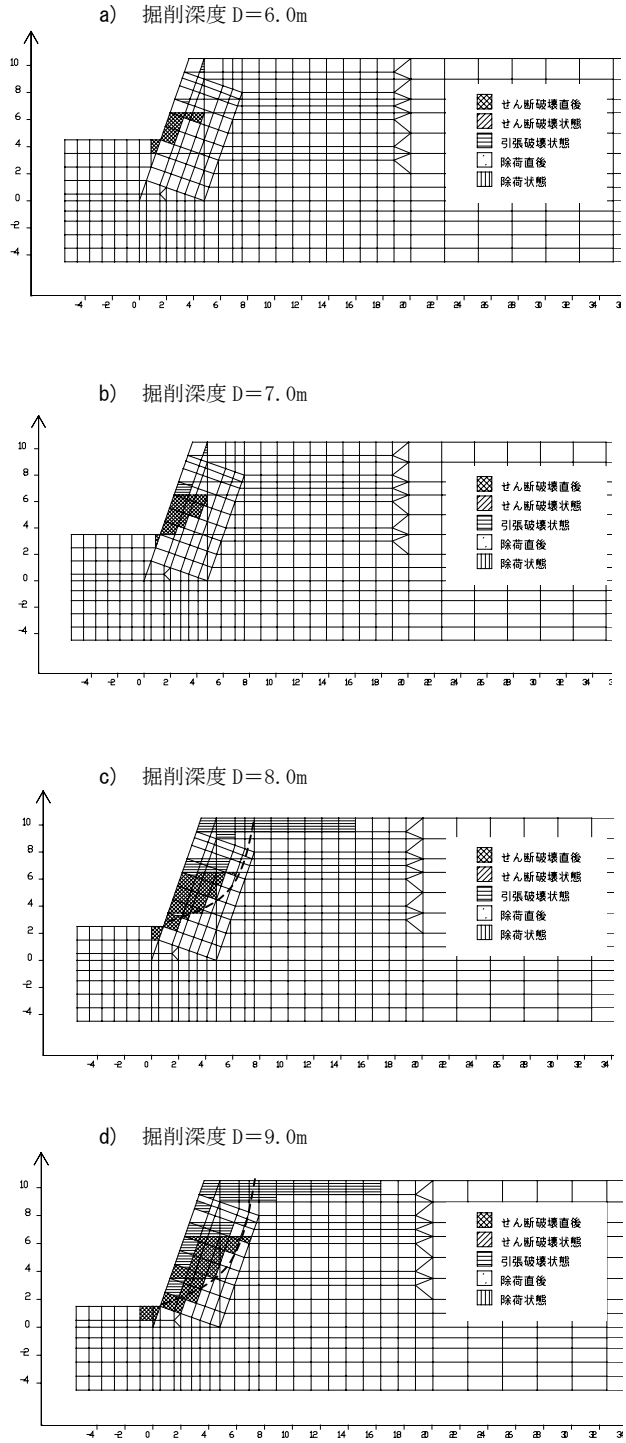


図-18　各掘削深度における塑性域図(無補強)

掘削深度Dと水平せん断ひずみ ε は,**図-17** に示すように,掘削に伴ってせん断ひずみが比例的に増加する関係にある.

一方,**図-18** の塑性域図から,掘削深度が D＝8.0m を超えると塑性域が拡大して円弧状の崩壊に至ることが想定され,その時の水平せん断ひずみは,**図-17** より ε＝0.45%である.地山が崩壊に至るせん断ひずみの限界を ε＝0.45%とすると,当該工事において,せん断ひずみの管理限界値として設定した ε＝0.4%は(**表-2** 中の管理基準値参照),妥当な値であったと考える.

９．補助対策工法の併用と効果について

先行区間は、のり面および地表面にクラックなどの変状はみとめられず,周辺地盤への影響もほとんどなく掘削床付けを完了した.

残り区間の一部（延長 90m）における 8 次掘削段階(深度 9.0m,最終掘削深度 11.4m)で,のり肩水平ひずみ ε が管理限界値を超え,ひずみ速度 v が限界値に近づいた(**図-19** 参照).さらに,のり肩背後約 8m の地点に地表面クラックが観測されたため,応急対策として押え盛土(盛土高さ h＝2.0m)を実施した.

押え盛土によって変位は収束したが,掘削再開による斜面の安定を確保するため,補助対策工法の検討を行った.

地中変位および地表面クラックの状況から土塊のすべり面はロックボルトの背面と推定され,引張補強材としては長尺なものが必要であった.

また,抑止杭によるすべり抵抗力の補強や排土工法によるすべり土塊の荷重低減なども併せて検討したが,施工能率,経済性および施工制約条件から長尺引張補強材であるグラウンドアンカー工法が妥当であると判断した.

グラウンドアンカーは押え盛土上で打設し(**図-20** 参照),H 型鋼による腹起こし材を設置して掘削を再開した.のり肩水平変位および地中変位にほとんど変化はなく,最終掘削を完了した.

１０.まとめ

前述のように,一部の区間でグラウンドアンカーによる補助対策工法を採用したが,延長 560m の地山補強土工法による切土掘削を無事完了した.

本工法は,当該地質のような固結度が低く,また,侵食による崩壊が生じやすい均質な細砂地盤に適用する場合,地下水が完全に掘削面以下に低下している必要がある.特に,ロックボルトの孔壁は地下水が完全に低下した状態でないと孔壁の自立を確保することが困難な状況であった.

今後,類似工事の実施に際しては,地質や地下水の状況および周辺環境の調査を十分に行い,地下水低下工法を併用する場合は,確実に水位低下の図れる工法を採用するとともに,周辺環境への影響を慎重に検討する必要があると考える.

参考文献

1) 日本鉄道建設公団：補強土留め壁設計・施工の手引き,2001.

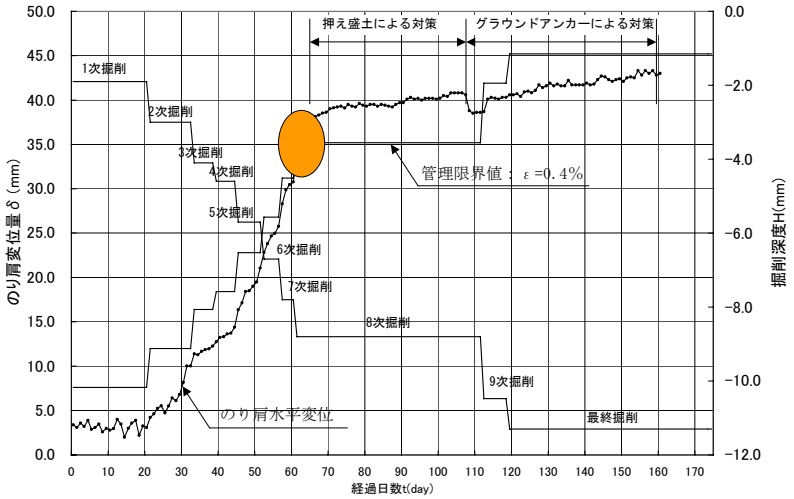


図-19　補助対策区間ののり肩水平変位

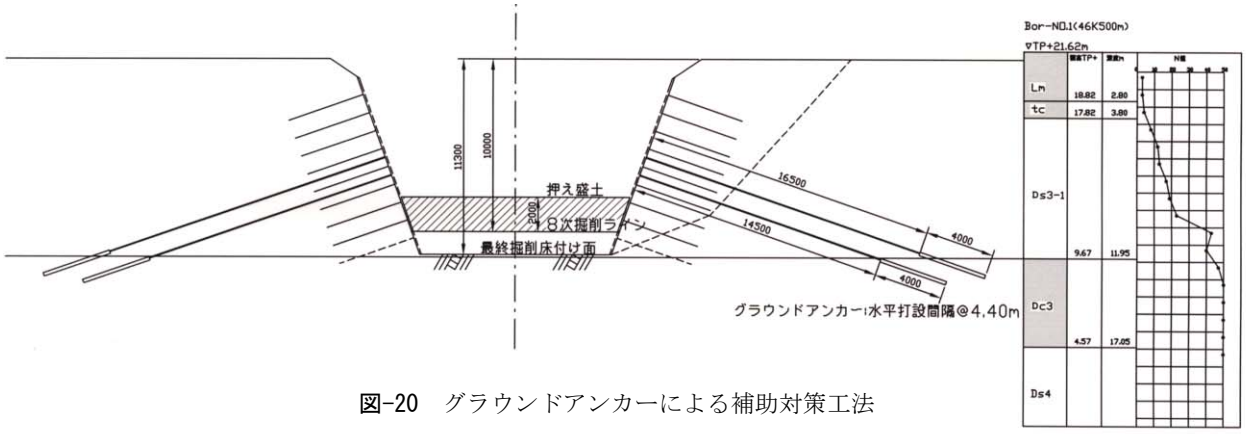


図-20　グラウンドアンカーによる補助対策工法