

石灰岩地帯における地盤改良の事例 ー地域高規格道路 小郡萩道路ー

Case with Soil Stabilization in Limestone Area of Ogori Hagi Road,
Regional High-Standard Highway

芳西孝行 Takayuki HOUNISHI (山口県山口土木建築事務所)
藤重浩雄 Hiroh FUJISHIGE (山口県美祢土木事務所)

軟弱地盤上の既設の道路構造物(橋台および基礎杭)に隣接して高盛土を行う箇所において、橋台設置箇所と同様に厚い軟弱土層が分布していたため、ボーリング調査を実施し、盛土の安定性や沈下量について解析した結果、円弧すべりの発生や盛土基礎地盤の長期的な沈下が予測された。これらの問題への対応として、近接する橋台および基礎杭への影響を低減しつつ、盛土の安定性を高め、供用開始前に沈下を促進させる目的で、変位低減型の深層混合処理工法やサンドドレーン工等を実施し、施工中、施工後の変位量、沈下量を観測した。

本文では、その事例を報告するとともに今後の設計・施工にあたっての課題について考察する。

キーワード：盛土，軟弱地盤，深層混合処理，近接施工 (IGC：E-2, H-1, K-6)

1. はじめに

地域高規格道路「小郡萩道路」は、山口県県央部の山口市小郡(旧小郡町)、日本最大のカルスト台地「秋吉台」がある美祢市、山陰地域の中心都市である萩市を結び、美祢市美東町において中国縦貫自動車道に接続する延長約30kmの路線である。図-1は小郡萩道路の位置図を示したものであるが、このうち同市美東町真名から絵堂に至る約13kmの間については、平成10年12月に地域高規格道路の整備区間に指定され、現在、一般国道490号の道路改築事業として、平成23年開催の山口国体に向け平成22年度末の完成を目標に整備が進められている。

本路線の整備により、山陰地域と県央部との交流促進、空港、新幹線駅等の広域交通拠点との連携強化、広域観光ネットワークの形成といった効果が期待されている。

本路線北側に位置する美祢市美東町碓地区には石灰岩の溶食作用により形成されたポリエと呼ばれる盆地があり、基盤岩である石灰岩の上部に強風化石灰岩や洪積層等の軟弱土層が厚く堆積している。図-2の航空写真は計画地付近を撮影したもので、北側の田圃などの平地がポリエの一部に該当する(丸囲み部分は今回の地盤改良箇所)。

小郡萩道路は、そのポリエ上を概ね南北方向に橋梁形式にて通過するが、山際の既設の橋台に隣接してトンネル管理施設用地としての高盛土を設置する計画となっている。この既設橋台付近には、既存の調査により厚い軟弱土層があることが判明していたため、橋台周辺の地形・地質状況を詳細に調査し盛土の安定性や沈下量について解析した。その結果、円弧すべりの発生や盛土基礎地盤の長期にわた



図-1 小郡萩道路位置図



図-2 計画地付近航空写真

る沈下等が予測された。

これらの問題に対して、既設の道路構造物（橋台および基礎杭）への影響を低減しつつ、供用開始前に沈下を促進させる目的で、変位低減型の深層混合処理工法やサンドドレーン工、サンドマット工等の対策を実施し、施工中、施工後の変位量、沈下量を観測したので、その概要について報告する。

2. 計画地の概要

2.1 地形・地質

計画地にあたる碓地区は、図-3の計画地位置図に示すように鍾乳洞で有名な秋芳洞の約4 km北東に位置し、「秋吉台国定公園」の東端にあたる。秋吉台には石灰岩が雨水で溶食されて出来たドリーネやウパーレと呼ばれる窪地、これらの溶食がさらに進み盆地状になったポリエと呼ばれる特殊な地形が多数存在している。本計画地はカルスト台地の外縁部の赤郷ポリエと呼ばれる窪地と山地(鞍掛山)との境界付近に位置する。

計画地周辺では、図-4の地質図に示すとおり古生代の石灰岩、中・古生代の緑色岩、中生代のひん岩が分布し、これらの上に新生代の洪積層、沖積層、表土および崖錐堆積物が分布している。石灰岩、緑色岩については、堅岩部と強風化した粘土部が混在している。このうち強風化石灰岩、強風化緑色岩、洪積層といった粘性土についてはN値が10未満と軟弱であり、これらが地表から概ね10m～25mの間に厚く堆積している。

また、ポリエ内においては大雨が降ると一時的に帰り水という地下水の逆流現象により地下水位が大きく上昇することもある（工事現場において、降雨後にボーリング調査孔跡から大量の地下水が吹き上げたこともあった）。

2.2 道路計画

道路の基本構造は設計速度80km/hの4車線(車道14.0m, 全幅20.5m)の自動車専用道路であるが、早期に事業効果が得られるよう、暫定2車線(車道7.0m, 全幅10.5m)にて整備が進められている(表-1)。

計画地付近における道路は、図-5の縦断面図に示すとおり南北方向に縦断勾配約3.0%で下りつつ計画地南側に位置する鞍掛山をトンネル形式にて抜け、赤郷ポリエに差し掛かるトンネル坑口付近からは橋梁形式にて河川やポリエ上を通過する計画となっている。

また、橋台西側の山際には図-6に示す範囲に高盛土を行い、トンネル建設中は掘削ブリのストックヤードとして、

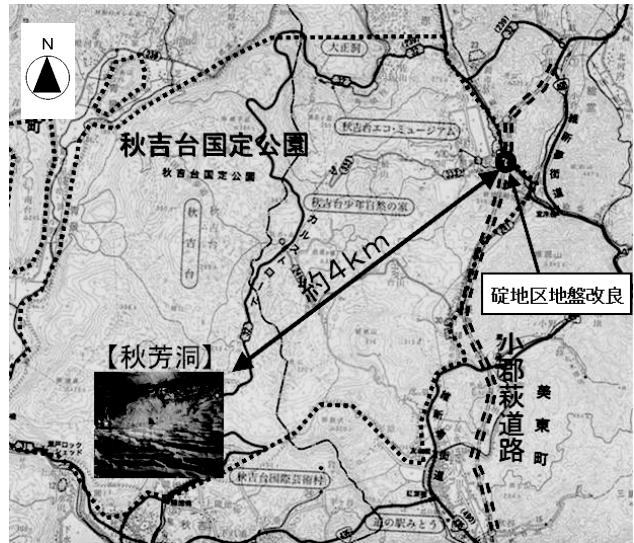


図-3 計画地位置図



図-4 計画地付近地質図

表-1 小郡萩道路の計画概要

事業主体	山口県
路線名	地域高規格道路 小郡萩道路 (一般国道490号)
延長	L=約13 km
幅員	暫定2車線 車道7.0m、全幅10.5m 完成4車線 車道7.0m、全幅20.5m
道路規格	第1種第3級
設計速度	80 km/h
計画交通量	真名～大田間 10,400台/日 大田～絵堂間 12,900台/日 (平成42年、暫定2車線)

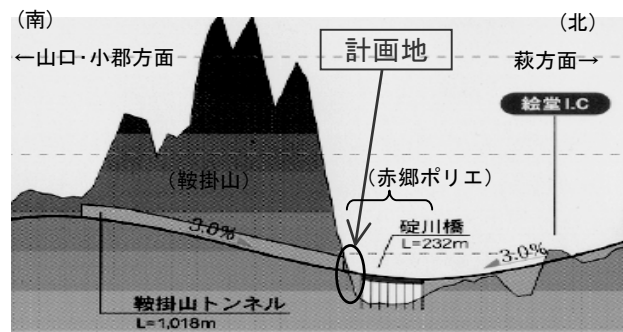


図-5 計画地付近縦断面図

建設完了後にはトンネルの電気室、主水槽、取水槽等の管理施設用地として利用される計画となっている。

3. 設計・施工上の課題

当初の橋梁詳細設計時には、橋台設置箇所のボーリング調査により厚い軟弱土層の存在を確認していたため、文献3)による側方移動の判定を行い、その結果「側方移動のおそれあり(判定値 $I=4.14>1.2$)」となったことを踏まえ、対策として橋台背面に深層混合処理工法(CDM 工法)による地盤改良を適用する設計となっていた(図-7)。

現場においては、この設計に基づき橋梁下部工(橋台およびその基礎杭ならびに背面の地盤改良工事)が橋梁上部工に先立ち施工されていたが、橋台西側の山際に計画されている高盛土においても同様に軟弱地盤が分布、堆積し、円弧すべりの発生や長期間にわたる基礎地盤の沈下の進行が想定された。

このため、ボーリング調査の対象範囲を橋台周辺の高盛土エリアに広げ、複数の解析断面(図-8、断面①~⑦)を対象に側点毎の地質構成(例えばNo2+28においては図-9の地質構成図)および土質定数(表-2)を条件として安定解析、圧密沈下解析を実施したところ、表-3に示すとおり全断面において円弧すべりの最小安全率が計画安全率($F_s=1.2$)を満たさず、表-4に示すように盛土後の沈下量として最大で約93cm(断面②、測点No2+28)、90%圧密までの沈下時間として最大で9168時間(約25年、測点No2+20)が見込まれる結果となった。

道路本体が平成22年度末までに完成予定で、隣接盛土上にはトンネル管理施設である建屋が平成22年度までに建築されることを考慮した場合、盛土全体の沈下時間を早めるとともに、残留沈下量を減少させ沈下による盛土上の建築物への影響を回避する必要がある。一方で、沈下に伴い杭にかかる負の摩擦力による影響を回避する必要もある。

また、沈下が進行した後に地下水位が上昇した場合には、地盤改良済みの杭が壁となり、地下水の排水経路が遮断され盛土内の地下水が想定以上に上昇する可能性があるため、将来的な沈下量を見込んだ上で盛土外への排水経路を確保する必要がある。

さらには、当初設計においては高盛土の土留めにコンクリートブロック積が計画されており、地盤沈下の進行に伴いクラックが発生する可能性があったため、沈下の影響が少ない追従性のある擁壁構造に変更する必要もある。

加えて、石灰岩地帯であり空洞の存在や基盤岩である石灰岩の起伏や著しい地層の変化が想定されるため、可能な限り基盤の分布状況、地層の状況を把握しておく必要もあ

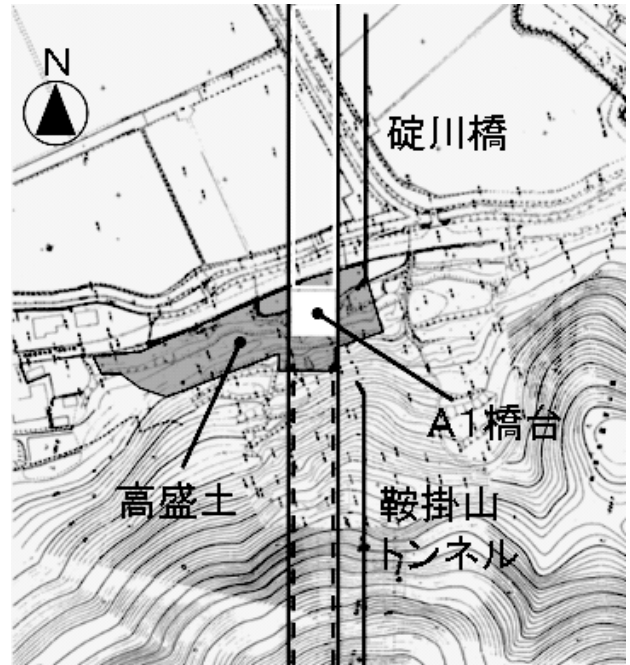
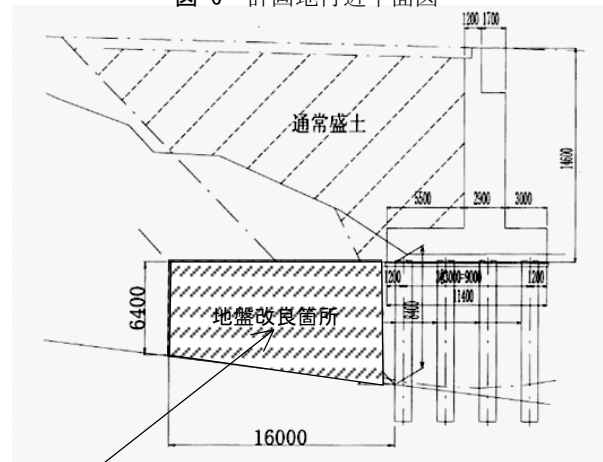


図-6 計画地付近平面図



地盤改良(CDM)
設計基準強度 500kN/m²
改良率 78.5% 改良径 φ1000
改良後円弧すべり安全率 $F_s=1.25$

図-7 橋台背面の地盤改良計画図

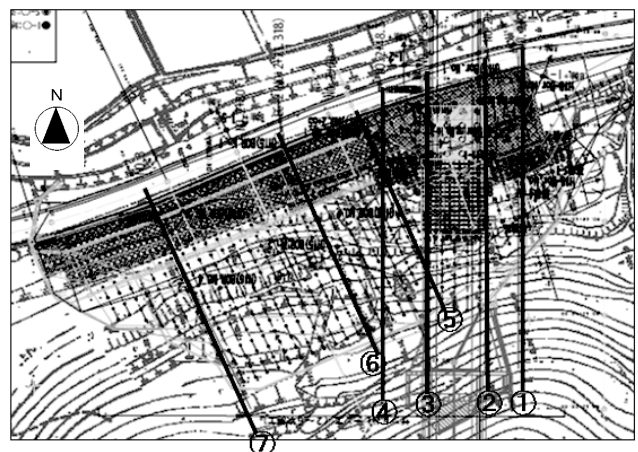


図-8 解析箇所図(丸囲み数字の側点は、それぞれ
①No1+20, ②No1+28, ③No1+38.6, ④No1+48.5,
⑤No2+60, ⑥No2+71.3, ⑦No3 に該当)

る。

以上より、本計画地における設計・施工上の課題は、次のとおり整理される。

- ①高盛土の安定性の確保、②供用開始前における一定の圧密沈下の促進、③近接施工となる既設構造物（橋台および基礎杭）への影響の回避、④盛土内における地下水位上昇時の排水路の確保、⑤ネガティブフリクションによる杭の負担軽減、⑥土留め構造の沈下への追従性確保、⑦石灰岩地帯特有の地形における確実な施工。

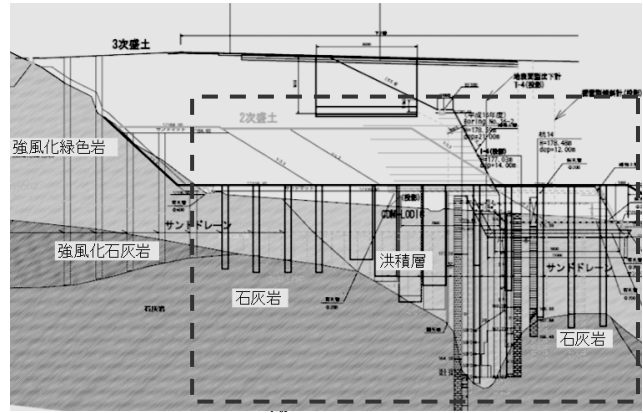


図-9 解析断面の地質構成図 (No2+28)

4. 課題への対応

4.1 特殊地盤への対応

盛土後の安定性確保のため、すべり抵抗を高める工法の中から、不同沈下による影響を最小に抑えることができ、経済性、施工性の面で優れた「固結工法（深層混合処理工法）」を採用することとした。また、事業期間中にはある程度の沈下を許容できるため、深層混合処理工法適用箇所以外については沈下時間を短縮する目的で「バーチカルドレーン工法（サンドドレーン工法）」を採用した。サンドドレーンについては、トンネル坑口部へ沈下等の影響が及ばないように、計算上90%圧密となるまでの時間を 280日（平成19年 4月の地盤改良工事着手から平成20年 1月のトンネル工事本格着手までの約10ヶ月間）と設定した上で打設間隔は2.5m、ドレーン径は50cm とした。

今回施工した地盤改良工事の概要については以下のとおりである。図-10は橋台付近における対策工の横断面図を示す。

延長(L)約50m、施工幅(W)約110m、盛土高(H)約14m、施工期間は平成17～19年度、改良工法は深層混合処理工法(CDM工法、ただし、A1橋台近接地においては変位低減型のCDM-LODIC工法)+サンドドレーン+サンドマット、事業費は約 3億円（盛土工費を含む）。

なお、地盤沈下した場合にも盛土外へ地下水を確実に排水できるよう盛土高 5m毎にサンドマット(H=0.5m)を設置し、盛土後の最大沈下量93cm（計算値）相当の透水層(H=1.0m)を盛土最下段のサンドマット上部に設けるとともに、深層混合処理工背面には暗渠排水工を配置した(図-11)。

さらに、基礎地盤の不陸や空洞が存在すると思われる箇所においては、ボーリング調査を追加し、基礎岩の分布や空洞の状況を詳細に調査した。

4.2 近接施工への対応

地盤改良工事を実施する際、既設の橋台および場所打ち

表-2 解析に使用した土質定数

地層名(記号)	設計N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力C (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
沖積層(Ac)	5	14	31.2	0
表土および崖堆積物(dt)	5	18.8	16.4	3.7
洪積層(Dc)	6	17.1	57.1	3
ひん岩(W3P0)(N値0-10)	7	14.8	48.5	27.3
ひん岩(W2P0)(N値11-20)	12	15.7	58	28.9
ひん岩(W2P0)(N値21-30)	26	17.1	75.1	31.2
ひん岩(W1P0)(N値50以上)	120	19.7	125.2	35.7
緑色岩(Ag)	5	16.6	49.3	10.4
強化石灰岩(Wal)	0	16.8	33.4	0
石灰岩(AI)	50以上	25	1000	30

(注)地下水位以下にある土の単位重量は、表中の値から9を差し引く

表-3 現況盛土の安定解析結果

断面	必要抑止力(最大)* (kN/m)	必要抑止力最大時の 円弧すべり安全率	判定
①No2+20	164.2	1.129	OUT
②No2+28	878.3	0.894	OUT
③No2+38.6	1074.4	0.839	OUT
④No2+48.5	1000.5	0.851	OUT
⑤No2+60	1333.3	0.761	OUT
⑥No2+71.3	1086.9	0.602	OUT
⑦No3	1147.7	0.82	OUT

*計画安全率 $F_s=1.20$ の場合の必要抑止力最大値

表-4 現況盛土の沈下解析結果

断面	盛土平坦部中央		盛土法肩	
	沈下量(cm)	沈下時間(日)	沈下量(cm)	沈下時間(日)
① No2+20	25.8	8744	33.7	9168
② No2+28	56.9	672	92.7	1170
③ No2+38.6	44.5	559	49.5	397
⑤ No2+60	60.6	5731	54.4	3747
⑥ No2+71.3	58.0	6383	75.6	4335
⑦ No3	45.7	3067	52.2	2306

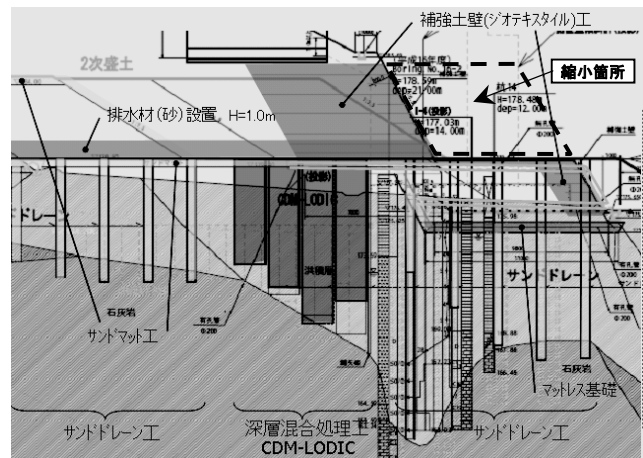


図-10 対策工横断面図(No2+28, 図-9 破線枠内の拡大図)

杭との近接施工となるが、これらへ及ぼす影響を最小限に抑えるため、変位低減型の深層混合処理工法(CDM-LODIC工法)を採用した。本工法は、改良材(セメントスラリー)の投入量に相当する土量を地表面上に排出するものであり、施工時の橋台および基礎杭へ与える側方変位を抑えることが可能である。また、側方変位を面的に抑える目的で場所打ち杭と深層混合処理工法との間には鋼矢板を設置した(図-11)。

4.3 地盤沈下への対応

高盛土の土留めとしては、盛土に伴う沈下への追従性を確保するとともに、トンネル管理施設用地の形状および面積を保つため、盛土補強工法の一つである補強土壁を採用した。

また、ネガティブフリクションによる杭への影響を最小限とするため、橋台付近の補強土壁を山側へ寄せ、補強土壁の範囲を縮小することで橋台周りの盛土荷重を減らすこととした(図-10)。

しかしながら、橋台左右の地盤改良対象外となるエリアにおいては設計上必要な地盤反力が得られないことが判明したため、対策として、近接構造物へ影響を与えずに盛土下の地盤を補強可能である表層処理工法(マットレス工法)を採用した(採用理由については、文献1)に詳述)。

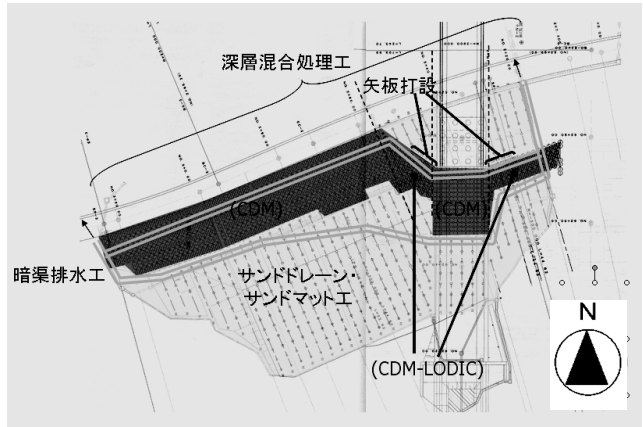


図-11 対策工平面図



図-12 観測位置図

5. 施工中・施工後の経過状況

5.1 観測目的

現地では、平成19年4月から盛土工(1次)に着手し、平成19年6月上旬からサンドドレーン工(1次)に移行、平成19年6月下旬からはCDM-LODIC工、引き続いて盛土(2次)～サンドドレーン工(2次)～マットレス工～補強土壁盛土～盛土(3次)～サンドドレーン工(3次)の順で施工し、平成20年3月下旬までに盛土工を全て完了している。現在はトンネル工事を施工中であり掘削ゾリのストックヤード(仮置き場)として利用している。

盛土の施工に伴い、盛土の変位の把握および沈下の進行・収束の確認(サンドドレーン工による沈下時間短縮効果の確認)、ならびに円弧すべりに対する安定の把握(深層混合処理工による効果の確認)を目的として、図-12に示す位置に地中変位計(挿入式孔内傾斜計)、地表面型沈下計、深層型沈下計を設置し、動態観測を行った。

また、AI橋台の前には、地盤改良工事や盛土工事に伴う橋台の挙動把握を目的として据置型傾斜計を設置した。

さらには、トンネル施工(掘削ゾリの仮置き)に伴う盛土および地山の全体的な変位を把握するため、盛土東側に移

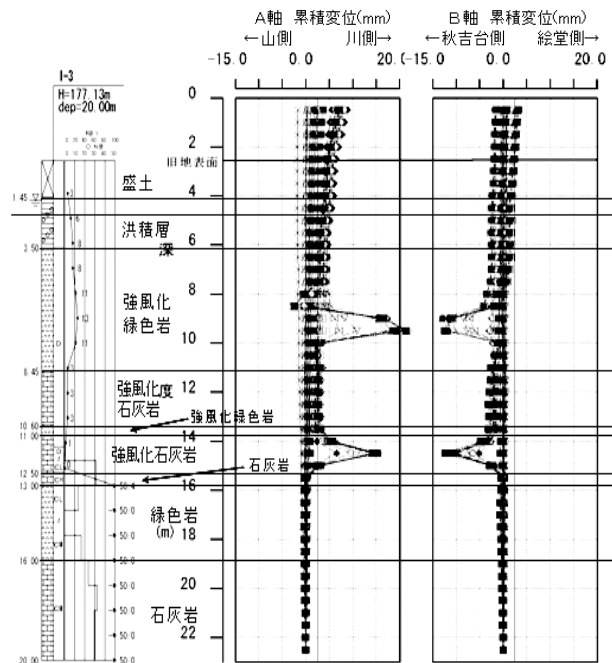


図-13 挿入式孔内傾斜計観測結果(I-3)

動杭を設置した。

5.2 観測結果

現時点（平成21年3月末）における観測結果の概要としては、挿入式孔内傾斜計において一時的な変位が見られた箇所がある（詳細については後述）程度で、その他には、円弧すべりと思われる変動は無かった。沈下については、いずれの地点も現段階では収束した状況にある。

各計器の観測結果は以下のとおりである（文献2）。

(1) 地中変位計(挿入式孔内傾斜計)

全体的に川側への変位があった。それぞれの観測地点での川側への変位（最大値）は次のとおりである。

I-1 において、盛土施工中（平成19年 4月下旬～20年3月上旬）は約1.4mm、施工後（平成20年 3月下旬～平成21年 3月下旬）は約3.2mmであった。同様にI-2 は盛土施工中約7.0mm、施工後約1.4mm、I-3 は盛土施工中約14.0mm、施工後約5.2mm、I-4 は盛土施工中約11.5mm、施工後約3.4mm、I-5 は盛土施工中約5.3mm、施工後約0.8mm、I-6 は、盛土施工中約3.5mm、施工後約1.2mmであった。図-13 に比較的変位の大きいI-3 における観測結果を示す。

観測期間中I-3、I-4、I-6の地表面下において一時的かつ局所的な変位があったが、いずれも動きは収束している。その他に顕著な動きはなく、変位の累積傾向も見られなかった。

(2) 地表面型沈下計

沈下量の計測値（括弧内の数値は計算値）は、T-1 で142(335) mm、T-2 で79(449) mm、T-3 で178(872) mm、T-4 で134(578) mmと全体的に計算値より小さい結果となった。図-14に比較的沈下量の大きいT-3 における観測結果を示す。

(3) 深層型沈下計

沈下量の計測値（括弧内の数値は計算値）は、洪積層上部のS-1 で54(13) mmと計算値より大きく、洪積層下部（強風化石灰岩上部）のS-2 で315(444) mm と計算値より小さい結果となった。

(4) 据置型傾斜計

水平変位（フーチング底面からの傾斜角により算出）に関して、本線縦断方向では川側への変位が最大 3.5mm、本線横断方向では絵堂側への変位が最大 6.5mmであった。図-15 に観測結果を示す。

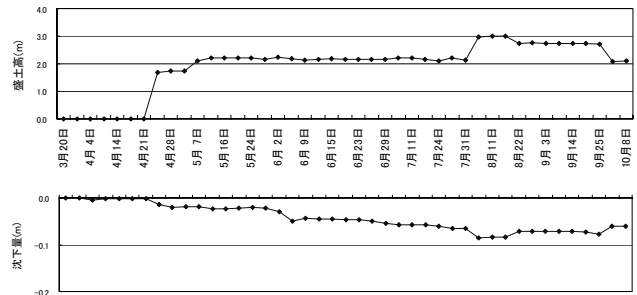
(5) 移動杭

いずれの地点でも、X 方向、Y 方向で数0～9mm、Z 方向（標高）で 0～12mm の動きはあったが、顕著な動きは見られなかった。

5.3 考察

地中変位計(挿入式孔内傾斜計)の観測結果における全体的な変位については、岩盤と土砂のような明瞭な境界でのすべり面を示したのではなく、傾動型の傾向となっていること、同時期における据置型傾斜計および移動杭の観

平成19年3月20日～平成19年10月8日



平成19年12月13日～平成21年3月19日

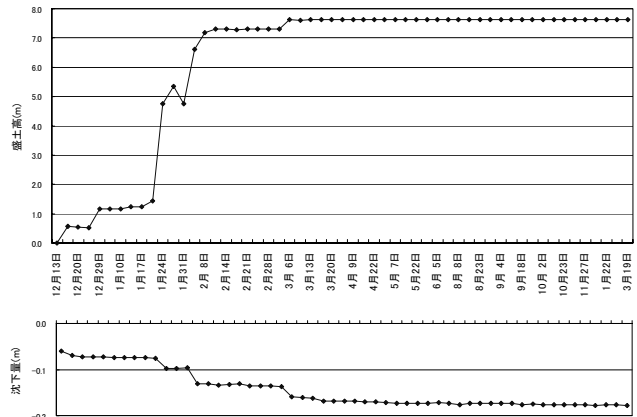
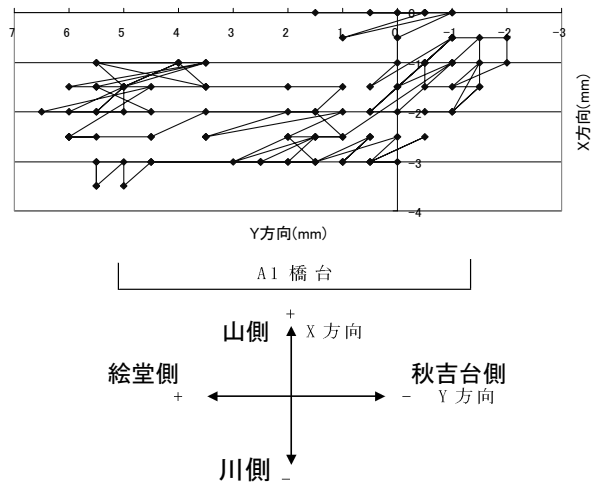


図-14 地表面型沈下計観測結果(T-3)



平成19年12月13日～平成21年3月19日

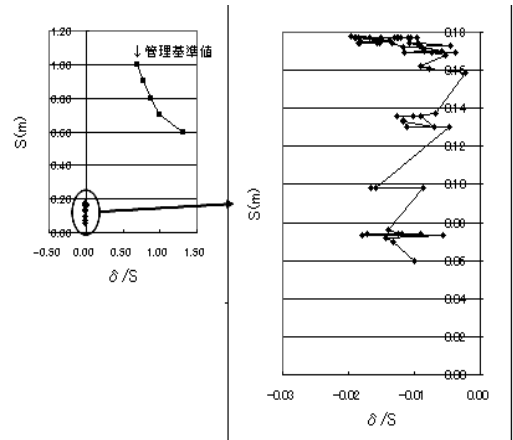


図-16 盛土の安定管理図 (S-δ/S法)

表-5 施設建築物の増加荷重による沈下解析結果

測点	増加荷重(kN/m ²)	10			20			30		
	沈下検討位置	山側	中央	川側	山側	中央	川側	山側	中央	川側
NO.2+60	沈下量の増分(cm)	0.5	0.5	0.6	1.0	1.0	1.2	1.5	1.5	1.8
	90%圧密に対する残留沈下量(cm)	0.05→0.1	0.05→0.1	0.06→0.1	0.1	0.1	0.1	0.15→0.2	0.15→0.2	0.18→0.2
	90%圧密までの沈下時間(日)	27	31	191	27	31	191	15	22	135
NO.2+71.318	沈下量の増分(cm)	1.8	1.5	1.3	3.2	3.2	2.6	4.4	5.5	3.9
	90%圧密に対する残留沈下量(cm)	0.18→0.2	0.15→0.2	0.13→0.1	0.32→0.3	0.32→0.3	0.26→0.3	0.44→0.4	0.55→0.6	0.39→0.4
	90%圧密までの沈下時間(日)	204	217	256	160	179	144	138	107	122
NO.2+80	沈下量の増分(cm)	1.6	1.4	1.5	3.1	3.7	2.9	4.5	6.0	4.7
	90%圧密に対する残留沈下量(cm)	0.16→0.2	0.14→0.1	0.15→0.2	0.31→0.3	0.37→0.4	0.29→0.3	0.45→0.5	0.60→0.6	0.47→0.5
	90%圧密までの沈下時間(日)	33	41	73	27	28	66	19	28	58

・各解析断面において、各建築物の範囲に増加荷重を等分布荷重として加えている。
 ・沈下量の増分は今後の荷重から想定される沈下量で、(各増加荷重に対する沈下量)-(増加荷重0の場合(現況)の沈下量)
 ・90%圧密までの沈下時間は、施設の荷重が加わってからの日数であり、サンドドレーンによる効果を考慮している。

測においても顕著な動きは認められなかったことから、これらの変位は、盛土に伴う土圧の影響を受けていることが原因と考えられる。

I-3, I-4, I-6の地表面下 8~16m付近で局所的に大きい動きを示した原因としては、この位置に軟らかい粘土状を呈しており、孔壁回りの支えとなっていた周囲の土砂が地下水の流れにより移動し、空隙の発生に伴って局所的に屈曲している可能性がある(図-13 参照)。3 箇所とも局所的で発生時期も異なる上、継続性が無かったことから、地盤のすべりに起因するものではないと考えられる。

A1橋台の据置型傾斜計では最大 6.5mmの変位が確認されているが、文献4) P245によると杭径1.2mの場所打ち杭に対する許容水平変位は15mmであり、場所打ち杭への影響はほとんど無かったと考えられる。

なお、移動杭に関しては、移動量としては若干大きいものもあったが、複数地点で一体的に変位している状況がなかったことから、すべりに伴う土塊の動きではないと考えられる。

沈下量については、当初の計算値より小さいケースが多かったが、この理由としては次の 2点が考えられる。

- 1) T-1, T-2についてはサンドマット施工時に、T-3, T-4についてはマットレス施工時に支障となったため、一端沈下板を取り外しマットレス施工後に再設置した。このことにより地表部の地盤が補強された。
- 2) 粘土層については、強風化緑色岩や強風化石灰岩に石灰岩を含む層があるなど粘土層中に一部礫分を含んでおり想定していた程の軟弱層ではなかった。

盛土施工時の安定管理は、「S-δ/S法(松尾・川村の方法、図-16)」を中心に、「S-δ法」、「Δq/Δδ-q法」、「Δδ/Δt-t法」を併用して行った。

その結果、管理基準値を上回る結果(判定×)もあったが、管理基準値を下回る結果(判定○)を示す場合や、Δδ、ΔSが判定なしとなる場合がほとんどであった。判定が×となるのはS-δ法においてΔδの値が大きいことが主な原因でありその他の管理法では基準内に収まること、現象としての継続性が無いことから、安定管理上、問題の無い動きと考えられる。圧密時間については、サンドドレーンの施工により 280日で90%圧密という計算となっていたが、実際は盛土完了後、概ね 1ヶ月で沈下が収束に向かっている。サンドドレーン着手時期(平成19年 6月)から沈下収束時期

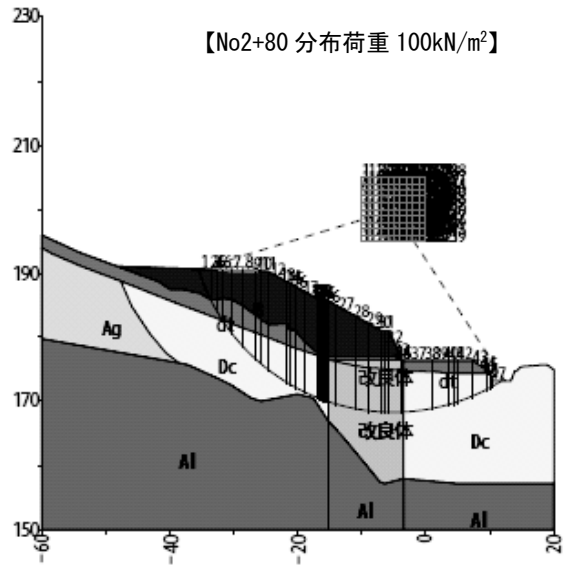


図-17 地盤改良後の安定解析 (No2+80)

(平成20年 4月)までの期間が約10ヶ月(約 300日)であることを考慮すると概ね計算どおりの結果である。

しかしながら、盛土を 3段階に分けて施工しておりサンドドレーンの効果発現も段階的であることや、今回は現盛土荷重下での沈下収束の確認であり、設計段階では施設建築物による等分布荷重として 30kN/m²を盛土上加えた上で計算している点に注意する必要がある。

つまり、今後のトンネル工事による掘削ズリの仮置きや施設建築物工事により、さらに沈下が進行する可能性があることを念頭におく必要がある(施設建築物の建築に伴う沈下については 5.4に詳述)。

以上の観測結果より、現時点では盛土の円弧すべりに相当する顕著な変動は見受けられず、地盤改良工による安定性の向上、沈下の促進効果があったものと考えられる。

5.4 今後の変位・沈下量の予測

トンネル掘削ズリの仮置き終了後、No2+60~No2+80の盛土上には電気室、主水槽、取水槽が設置されることとなっている。このため、地盤改良後に各施設が建築されて上載荷重が増加した場合の盛土の安定度と沈下量について解析を行った(表-5, 図-17)。

施設設置に伴う安定について、各解析断面での安全率を

求めたところ、最も危険側の値としてNo2+80 (図-17, 電気室予定地) で増加荷重 100kN/m^2 の時 $F_s=1.200$ という結果になった。当初より施設建築物の荷重は 30kN/m^2 以下を想定した設計であり十分に余裕はあるが、施設内容が確定した際は、荷重が許容範囲内にあるか確認する必要がある。また、施設設置に伴う沈下量について、各解析断面における増加荷重を 10kN/m^2 , 20kN/m^2 , 30kN/m^2 とした場合の計算結果を表-5 に示す。これらの沈下量については、構造種別および基礎形式によって許容沈下量が異なるため、建築物設計段階において、予測される沈下量が許容沈下量の範囲内であるかを確認する必要がある。

また、今後の施工にあたっては沈下量や変位を定期的に観測し、盛土の安定性や沈下の状況に異常が無いか確認する必要がある。

6. おわりに

上記で述べたとおり、本計画地においては、特殊な軟弱地盤上の高盛土に伴う円弧すべり対策として変位低減型深層混合処理工法(CDM-LODIC)を、沈下対策としてサンドドレーン工法を採用したことにより、盛土全体の安定度を高め、圧密時間を短縮するとともに近接する既設構造物への影響を低減することが出来たと考えられる。

今後も定期的に地盤の変位、沈下状況を観測し、観測データ(地層別、厚さ別の沈下量、変位量)を詳細に分析することで、同様な地盤状況における施設整備の設計・施工の際に活用が可能と考えられる。

今回のような石灰岩分布域の縁端部での工事においては、その地形・地質状況の特異性がゆえに基礎地盤に不陸や空洞が多いなど施工時の不確実性が高く、工事着手後の大幅な設計見直しや調査ボーリングの追加が生じるケースが多い。

このため、石灰岩分布域の窪地境界上に道路構造物を設計するにあたっては、構造物の種類や規模に応じて、軟弱地盤の厚さや分布状況、基盤の分布状況等を事前に調査した上で、精度の高い地形・地質情報のもと道路構造や構造物位置を比較検討するなど、従来よりも一步踏み込んだ事前検討を行うことが望まれる。

特に、空洞や局所的陥没が予想される箇所では基礎工を施工する際は、事前の十分な調査と確実な施工完了確認に加えて、長期的な基礎の安定性の確認や周辺環境へ与える影響の有無を調査するなどの対応が必要となる。

謝辞

本工事の実施にあたっては、石灰岩分布域における地盤改良という特殊な施工事例であることから専門家による技術的支援を受ける目的で、山口県技術アドバイザー制度(土木建築部)を活用しました。

技術アドバイザーとして様々なご指導とご助言を賜りました山口大学大学院理工学研究科松田教授、兵動教授、中田教授に厚くお礼申し上げます。

また、地盤の安定解析について、有用な資料をご提供頂いた宇部建設コンサルタント宗村氏に心より感謝いたします。

なお、本文は、山口地域土質セミナー報告会(社団法人地盤工学会中国支部主催)における成果報告の一環としてとりまとめたものです。

参考文献

- 1) 山口県美祿土木事務所, (株)宇部建設コンサルタント: 平成18年度一般国道490号大田絵堂道路 道路改良工事に伴う測量調査設計業務委託報告書第6工区(美祿郡美東町碓地内), pp1-100, 2006.
- 2) 山口県美祿土木事務所, (株)宇部建設コンサルタント: 平成20年度一般国道490号大田絵堂道路 道路改良工事に伴う調査解析業務委託報告書第55工区(美祿市美東町碓地内), pp7-102, 2009.
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編, pp247-264, 2002.
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編, p245, 1996.

(2009年6月29日 受付)