4.3 造成盛土

造成地の被害事例として,栗原市築館館下の沢埋め造成 盛土斜面の崩壊および栗原市鶯沢の鶯沢工業高校の盛土崩 壊の2事例について被害の特徴および盛土材料の特性を以 下に示す。

4.3.1 築館館下地区

(1) 斜面崩壊の概要

宮城県北部の栗原市築館町館下地区において,造成盛土 斜面が流動性の土砂崩壊を生じた。写真-4.3.1 および写真 -4.3.2 に被害状況を示す。現場周辺は,栗駒や鬼首などの 火山性屑砕物が堆積した標高50m程度の丘陵地である。崩 壊は,南向きの緩い斜面で発生したが,その傾斜は平均約 13 度程度である。2003年三陸南地震の際には,今回崩壊し た斜面の西側30m地点が傾斜7度にもかかわらず同様の崩 壊形態で大規模に崩壊した^{1),2)}。今回崩壊した盛土斜面は, 2003年の地震被災以降に「土砂災害警戒区域等における土 砂災害防止対策の推進に関する法律」(通称:土砂災害防止 法)の指定を受けていた。

崩壊現場の平面図を図 - 4.3.1 に示す。崩壊土砂量は約 4,000m³,崩壊部の厚さは,約2~4m,幅約45m,長さ約85m である。崩壊土砂は幅約40m,長さ約70mに渡って堆積し た。滑落崖の上端部から流下した土砂末端部までの距離は



写真 - 4.3.1 築館館下地区の崩壊の空撮 (ミヤギエンジニアリング)



写真 - 4.3.2 地震1日後の様子(2008.06.15 海野撮影) (崩壊部分の表面は比較的乾燥している様に見える)

約 155m であり,この間の比高は約 35m 程度である。流下 した土砂は斜面の先にある民家の手前で停止した。

(2) 崩壊現場の状態

()崩壊部の地質的条件

宮城県北部の地質マップによれば、一帯は80~100万年前 の大噴火「鬼首火砕流」の火山灰域に位置している。この 地区では,1970年頃丘陵地を切り崩して畑地造成が行なわ れた¹⁾。当該地点は切り取った土砂で沢部を造成した場所 である。この崩壊した沢埋め盛土斜面は,前述の通り2003 年三陸南地震の被害から同一丘陵地の周辺8箇所の盛土斜 面とともに,農林水産省所管の地すべり防止区域とされ, 地盤調査が実施されている。図 - 4.3.2 は, スウェーデン式 サウンディングとボーリングによる調査結果から作成され た斜面崩壊地点の縦断図である。崩壊した盛土の厚さは最 大で約4mであった。また,崩壊地の崖錘面より下には, 残留した盛土部と有機質シルト層(腐植土)さらにその下 に凝灰岩層がある。有機質シルト層は旧表土に相当する。 盛土部分および有機質シルト層のN値は3以下であり非常 に軟弱である。また,埋立部と地山部はサウンディングに より明瞭に区別できている。地震後の現地調査より,崩壊 土砂は,盛土土砂と一部腐敗臭を伴った有機質シルト(腐 植土)が確認できた。

() 築館地区の地震前における気象条件

地震前の降雨状況を図 - 4.3.3 に示す。気象庁発表の築館 地区のレーダアメダスデータ³⁾によれば,地震発生日 8 日 前に日最大雨量 36.5mm の降雨があったが,その後地震発 生(14日)までの1週間には降雨はなかった。このため, 地下水面より上の盛土の大部分は不飽和状態であったと推 測できる。これは地震発生前に11日間降雨がなかった2003 年の地震の時と状況は類似している。





図 - 4.3.2 斜面崩壊の縦断図(宮城県北部地方振興事務所栗原地域事務所の調査による)

表 - 4.3.1 崩壊土の物理特性													
	試料の	含水比		粒度分布 (%)					現場乾燥密度	現場湿潤密度	飽和度		
	採取方法	w _n (%)	08	礫分	砂分	シルト	粘土	e	$\rho_{d}(g/cm^{3})$	$\rho_t(g/cm^3)$	Sr (%)		
Site A	攪乱			-	-	-	-	1.236	1.138	1.44	54.6		
Site B	不攪乱	26.5	2.549	11.9	54.4	20.3	13.4						
Site C	不攪乱			-	-	-	-	1.556	1.054	1.34	47.1		
Site D	攪乱	27.2	2.693	17.8	52.4	15.6	14.2						
2003 三陸南地震	攪乱 不攪乱	26.1	2.478	17	53	22	8	1.175	1.120	1.46	59.0		





(3) 崩壊土砂の物理的性質

地震のおよそ1カ月半後に崩壊斜面より攪乱/不攪乱試 料を採取し,物理試験を実施した。表-4.3.1 が崩壊斜面残 留部の土砂の物理的性質である。土試料の採取は図-4.3.1 に示す斜面の2箇所(印)により採取した。写真-4.3.3 に試料の採取状況を示す。崩壊盛土残留部分の平均現場乾 燥密度 ρ_dは,1.138g/cm³と1.054g/cm³であり非常に緩い状態 である。図-4.3.4 は, 試料の粒度分布である。 礫分 12%, 砂分 55%, シルト分 20%, 粘土分 13% である。得られた 粒度分布によれば、この土は火山灰質起源の土であること を考慮し,土質分類上は「軽石混じり火山灰質シルト質砂」 である。塑性指数は 11.6 および 18.2 である。土粒子の比重 Gs は低い値を示し, 2.549 である。また, 地震直後の値で はないが,現場含水比wnは,26.5%と27.2%であり,平時

図 - 4.3.4 崩壊土の粒度分布

より砂質土としては高い値であった。これらの性質は,写 真 - 4.3.4 に示す軽石に代表されるように,土粒子自身が非 常に多孔質な特性を持つことに由来する。この性質はしら すに代表される火山起源の土の大きな特徴である。各図表 には,2003年三陸南地震の際に崩壊した斜面の値も示して いる。今回崩壊した斜面と2003年に崩壊した斜面を構成す る土は,現場密度も含め類似しており,起源が等しい土で ある。

(4) 2003 年三陸南地震の崩壊事例との比較

今回の崩壊と 2003 年三陸南地震の際に生じた崩壊を比 較する。表 - 4.3.2 に両崩壊事例の特徴をまとめたものを示 す。2003年時の崩壊の方が今回の崩壊よりも崩壊規模が大 きく,崩壊土量や流下距離が大きい。2003年時の崩壊と今 回の崩壊では,崩壊土砂量が異なる。表中に示す通り崩壊



写真-4.3.3 土試料採取地点の土の様子(地震発生1月半後)



写真 - 4.3.4 礫分中に含まれる軽石

表 - 4.3.2	2003年三陸南地震時の崩壊。	と 2008 年岩手・	・宮城内陸地震の際の崩壊の各諸元の違い	,۱
-----------	-----------------	-------------	---------------------	----

		崩	壊部		t	隹積土碩	少			
	盛土平 均傾斜	崩壊 部幅	崩壊部 長さ	崩壊部 厚さ	流下 距離	流下幅	土量	崩壊 形態	崩壊土 土質	現場含水比
2003年三陸南 地震	7度	40m	80m	3m	120m	50m	8,100 m ³	泥流	軽石混じ	26-56%
2008年岩手宮 城内陸地震	13度	45m	85m	3m	70m	40m	4,000 m ³	型	り火山火 質砂質土	27%(ただし地震直後の 値ではない)





土砂を比較すると 2 倍程度の差がある。図 - 4.3.5 に 2003 年時の崩壊の縦断図を示す。どちらの沢も盛土部の N 値は 10 以下(0~3 程度)であり,この部分が崩壊した。この図 と図 - 4.3.2 を比較すると 2003 年の崩壊前の盛土層厚が今 回の斜面よりも厚く,規模が大きかったためである。

さらに盛土部の含水状態の違いも影響している。すなわち崩壊盛土の含水状態は,地震直後のデータがないため地 震時の正確な含水状態は不明であるが,地震発生翌日の調 査時の写真から判断すると 2003 年の崩壊と比べ含水量は 低い状態にあったと推測できる。 (5) 造成盛土の保水性と流動性の関係

2003年,2008年の2つの地震で規模は異なるものの流下 距離が70m以上となる泥流型の斜面崩壊が生じた。流下距 離が長くなった原因として,盛土材は火山灰起源の砂質土 であり,軽石を多く含み,保水性が高かったことがあげら れる。その結果,造成の過程において,過転圧が生じやす く,十分な締固めを行うことが困難で,盛土が緩かったこ とも素因であったと考えられる。そこで崩壊を免れた盛土 斜面(図-4.3.1の 印のB地点)より不撹乱試料を採取し, 土柱法による保水性試験とフローテーブルを用いたフロー



図 - 4.3.6 土柱法の概要

試験を行い⁴⁾, 盛土斜面の水分状態と流動性の関係を評価 した⁵⁾。

試料は内径 10cm・高さ 10cm の塩化ビニール管を土中に 挿入し,その後試料ごと管を地中より掘り出した。試料の 水分状態を変化させるために,土柱法による保水性試験を 行った。不撹乱試料は 33 個採取したが,それらの試料の湿 潤密度は,1.296~1.614g/cm³ で平均値は 1.454g/cm³,変動 係数は 0.055 であった。また含水比は 21.7~27.3%の範囲に あり,平均値は 25.9%,変動係数は 0.046 であった。図 -4.3.6 に土柱法による保水性試験の概要を示す。図に示すよ うに円柱供試体を約 2m の高さまで積み上げ,底面から水 を吸わせる吸水過程(a),上部より蒸留水を流して排水す る排水過程(b)の,2つの過程の試験を行った。定常状態 にするために吸水過程は約 3 週間,排水過程は蒸留水を供 給後約 1 週間放置した。その後,供試体の質量を測定して 体積含水率を求め,下部水面から供試体中心までの高さと



写真 - 4.3.5 吸水 供試体 (落下回数 170 回)







図 - 4.3.7 保水性試験結果

の関係から水分特性曲線を求めた。その後,JIS R 5201 で規定されているフロー試験に用いるフローテーブルに 試料を載せて,地震動の代わりにテーブルの自由落下に よる衝撃を試料に与え,その時の変形状態を比較した。 試験では,1秒に1回テーブルを落下させ,総落下回数 は180回とした。試験状況はデジタルビデオカメラで2 方向より撮影し,供試体の高さおよび幅を計測した。

土柱法による保水性試験結果を図 - 4.3.7 に示す。なお, データを van Genuchten の曲線⁶⁾で近似した結果についても 同図に示した。排水過程と吸水過程の実験結果は,既存の 実験と同様にヒステリシス挙動を示し,排水過程のデータ が上にプロットされた。

フロー試験の結果を以下に示す。写真 - 4.3.5 は,体積含 水率が高かった試料(吸水過程 供試体)の落下回数 170 回の状況である。一方,写真 - 4.3.6 は体積含水率が低い試 料(吸水過程 供試体)の落下回数 20 回の状況である。写 真 - 4.3.5 の供試体は高さが減少しながら,幅が増加するよ うな流動性の変形挙動を示し,写真 - 4.3.6 の供試体は形状 を保ったまま側方に移動した。

供試体が流動性の変形モードを示したものは,排水(0・ ・,吸水(0)・供試体であり,その時の体積含水率の下 限値は 0.392, 飽和度では 69.0%であった。供試体の形状の



写真 - 4.3.6 吸水 供試体 (落下回数 20 回)



図 - 4.3.9 低体積含水率(0.174~0.279)供試体の変化



図 - 4.3.10 現場の位置図(カシミール 3D に加筆)

変化と落下回数の関係を図 - 4.3.8 および図 - 4.3.9 に示す。 縦軸の値は,高さおよび幅をそれぞれその初期値で除して 正規化した値である。図 - 4.3.8 は体積含水率の値が高かっ た試料(吸水過程〇・,排水過程〇供試体),図-4.3.9は 体積含水率の値が低かった試料(吸水過程 ・・ 供試体) の結果を示した。体積含水率が高い試料は落下回数の増加 とともに高さが減少し,幅が広がる流動性の変形をしてい ることがわかり,体積含水率の値が高いほど流動的な挙動 を示した。また,体積含水率の低い試料は正規化した高さ および幅とも1に近い値で推移しており,試料はその形状 を保ったまま側方に移動したことと対応している。実験結 果をまとめると,流動性の変形を示した体積含水率の範囲 は 0.39~0.49, 飽和度では 69~93% であった。なお室内要 素実験により火山灰質砂質土が繰返しせん断により,不飽 和状態であっても過剰間隙水圧が上昇し,液状化状態にな るメカニズムが示されている ⁷⁾。また,本地点と類似の地 層構成の東側の斜面において地下水位計測が行われ,地震 により 50cm の水位上昇が観測されている⁸⁾。これは,地 震により盛土内部で過剰間隙水圧が発生したことを示す証 拠である。

4.3.2 鶯沢工業高校

(1) 概要

鶯沢工業高校の造成盛土法面が崩壊する被害が生じた。
高校は,栗原市鶯沢南郷新反田(図-4.3.10)にあり,敷地は丘陵地を切盛して造成したものである。切盛の範囲は,
図-4.3.11 に示した新旧の地形図と航空写真より概ね判断できる。1949年と2008年の地形図からは,今回被災した位置も含めて複数の沢が敷地内に沢が南北にのびており,
これらの沢部を埋めて造成が行われたことがわかる。

岩ケ崎地域地質図(1:50000)によれば周囲の地質は,第 三紀鮮新世の小野田層(Od)に相当し,主な岩層は軽石凝 灰角礫岩,火山礫凝灰岩,礫,凝灰質砂,シルト及び亜丹 となっている。そのため敷地内の盛土材料は,地山を切土 した際に発生した火山灰起源の軽石を含んだ砂質土が主体





1949年

1947年





航空写真は国土地理院空中写真より抜粋 図 - 4.3.11 地形改変の変遷

となっている。なお,地震後に敷地内で行ったボーリング 調査においても,盛土の下層にN値が25~50以上の砂質 凝灰岩が確認された。

(2) 被害状況

図 - 4.3.12 に高校の全景と平面図を示す。敷地内の東部



(a) 現場の全景



(b) 現場の平面図 図 - 4.3.12 現場の全景写真と平面図



図 - 4.3.13 東部法面の平面図



図 - 4.3.14 東部法面の断面図



写真 - 4.3.7 東部法面の被害全景写真

法面(図中右下)と北部法面(図中左上)において, 崩壊または変状がみられた。法面の被害に加えて,法面の 背後地盤には亀裂が発生した。以下にこの2つの法面の被 害を説明する。

()東部法面

敷地東部の南側に面した盛土法面が崩壊した。被災状況 の平面図を図 - 4.3.13 に,被害写真を写真 - 4.3.7 に示す。 土砂は約 30m の幅で,約 40m 流下した。また盛土の上部 には崩壊斜面肩より約 15m の範囲まで地表面に亀裂が発



図 - 4.3.15 東部法面の地層断面

達している。流下した土砂は,敷地および南側の道路を乗 り越えて,南側の水田に堆積した。このことから,流化し た土砂には流動性があり,泥流状であったことがうかがえ る。

被災前後の法面の断面図を図 - 4.3.14 に示す。法面は,2 段になっており小段には幅員約 4mの通学路がある。上段 は,高さ 4mの重力式擁壁とその背面に高さ 5m,勾配 1:1.5 の盛土が施工されていた。下段は高さ約 2mのプロック積 み擁壁で,その背面は高さ 2m,勾配 1:1.5の盛土が存在し



図 - 4.3.16 北部法面の平面図





写真 - 4.3.8 北部法面の変状 表 - 4.3.3 十質試験結果

No.	Bo.No.	深度 (m)	工僧区分	(%)	(g/cm^3)	石織	私	<u> </u> 浸 シルト	粘土	e	$\left(\frac{d}{\alpha}\right)^{d}$	$\left(\frac{\sigma}{cm^3}\right)$	S_r	Ip	$c_d(KIN/m^2)$	分類名
1	B-1	2.15~ 2.47	As1	33.7	2.556	12.0	60.5	12.8	<u>ти т</u> 14.7		(g/ciii)	(g/em)	(70)		d ()	礫混じり細粒分 質砂(SF-G)
2	B-1	4.15~ 4.45	As1	34.5	2.602	2.8	52.4	17.0	27.8					23.0		粘土質砂(SCL)
3	B-1	6.75~ 7.75	As1	42.2	2.582	7.6	56.9	15.1	20.4	1.095	1.233	1.752	99.0	24.1	23.1 36.9	礫混じり粘土質 砂(SCH-G)
4	B-1	9.15~ 9.45	As2	28.9	2.637	5.6	78.9	15	5.5							磯混じり細粒分 質砂(SF-G)
5	В-2	1.15~ 1.45	Bn	47.1	2.641	6.1	51.5	9.2	33.2	1.237	1.181	1.738	98.9	54.0		礫混じり粘土質 砂(SCH-G)
6	В-2	4.10~ 4.90	Bn	32.7	2.601	17.0	60.3	9.4	13.3	0.898	1.371	1.818	93.5	22.2		粘土質礫質砂 (SCLG)
7	В-2	11.15~ 11.45	As1	52.4	2.605	8.1	59.1	6.1	26.7							礫混じり細粒分 質砂(SF-G)
8	В-2	15.15~ 15.45	As2	34.3	2.646	6.2	76.4	17	7.4							礫混じり細粒分 質砂(SF-G)
9	В-2	16.15~ 16.45	As2	25.3	2.692	2.0	87.0	11	1.0							細粒分混じり砂 (S-F)
10	В-2	17.15~ 17.45	As2	37.1	2.659	0.3	70.3	8.3	21.1							細粒分質砂(SF)
11	В-3	1.15~ 1.50	As1	27.3	2.627	23.3	49.8	10.1	16.8							細粒分質礫質砂 (SFG)
12	В-3	2.15~ 2.47	As2	41.9	2.669	21.2	21.3	6.8	19.7							細粒分質礫質砂 (SFG)
13	B-4	3.15~ 3.45	Bn	34.9	2.616	24.6	55.2	8.1	12.1							細粒分質礫質砂 (SFG)
14	B-4	5.15~ 5.47	As2	31.9	2.685	21.2	49.2	10.3	19.3							細粒分質礫質砂 (SFG)
	(w:含Z	KEE,	s:土粒·	子の密	度, e:間隙	<u></u> 能,	』:乾炊	桑密度	, t.).	显潤密度	, S _r :飽利	ī度,I _p :塑	性指数	ζ, c _d :	粘着力,	d:内部摩擦角)

た。崩壊の形態は、上段の重力式擁壁が地震の震動により、 滑動して前方に移動したことで、背面の盛土が円弧状にす べりを起こし、擁壁もろとも下方に押し流したものと推定 される。被災後に行った地盤調査結果に基づく被災状況断 面図を図 - 4.3.15 に示す。盛土は、層厚が最大で約 10mの 礫混じり火山灰質砂で標準貫入試験の N 値も 10 以下と緩 い状態にあることがわかった。盛土より下の砂質土(As1 層)も火山灰質砂で N 値が 5 以下の箇所もあり緩いことが 特徴である。また盛土に地下水が貯留して、水圧が作用し ていたことも素因であると考えられる。これは後述する土 質試験結果から、盛土は砂質土としては比較的細粒分が多 い(23~42%)ため、透水性が小さい土であると判断され ること、土の飽和度が 100%に近かった(93~99%)ことと も対応している。

() 北部法面

当該法面は高さ約 3m のブロック積み擁壁とその背面に 高さ 3m, 勾配 1:1.5 の盛土が施工されている。法面周辺の 平面図を図 - 4.3.16 に被害状況写真を写真 - 4.3.8 示す。擁 壁が前方に約2cm移動し,盛土上部の斜面肩より10mの 範囲の地表面に亀裂が発生していた。法面の断面図を図-4.3.17に示す。背面の盛土は,層厚約4mの礫混じり火山 灰質砂でN値は5以下とかなり緩い。盛土の下には旧表土 と思われる粘性土(Ac1層)が約1m堆積している。東部 法面に比べて法面の変状が小さくなった原因は,盛土層厚 が薄かったこと,および後述する土質試験結果にあるよう に東側の盛土と比べて細粒分が少ないために,盛土内に地 下水が溜りにくかったことが原因であると推定される。 (3) 盛土材料の物理・力学特性

敷地内のボーリング孔より採取した土質試料より物理試 験・力学試験が行われた。ボーリング孔は東側法面の法尻 (B-1),背面(B-2),北側法面の法尻(B-3)および背面(B-4) である。実施した試験は土粒子の密度試験,土の含水比試 験,土の粒度試験,土の湿潤密度試験,土の液性限界試験, 塑性限界試験および土の三軸圧縮試験(CD 試験)である。 試験結果の一覧表を表 - 4.3.3 に,東部法面と北部法面の試 料の粒径加積曲線を図 - 4.3.18 および図 - 4.3.19 に示す。表







図 - 4.3.20 保水性試験の実施箇所

山口		現	実験			
	土層	ρ _t	ρ _d	w _n	ρ _s	ρ _d
地点	区分	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)	(g/cm ³)	(g/cm ³)
標準砂(豊浦砂)	-	-	-	1	2.653	1.605
①B-1 G.L 1.5~- 1.7m					2.578	1.360
②B−1 G.L 4.5~- 4.7m	As1	1.752	1.233	42.12	2.684	1.237
③B-2 G.L10.7~-10.9m					2.672	1.235
④B-2 G.L 3.7~- 3.9m					2.642	1.354
⑤B−2 G.L 8.7~- 8.9m	Bn	1.818	1.371	32.68	2.711	1.373
⑥B−1 G.L 0.5~- 0.7m					2.581	1.353
火山灰質砂質土(ゆな)	-	1.695	1.262	36.70	2.564	1.266

表 - 4.3.4 含水比とサクションの関係



図 - 4.3.21 保水性試験装置

および図より盛土および下部の砂質土層は細粒分を多く含んだ砂質土であることがわかる。東部と北部を比較すると 東部の細粒分含有率ならびに粘土分含有量が若干高く,塑 性指数も22~54と高いことが特徴である。また,鶯沢の雨



図 - 4.3.19 粒径加積曲線(北部法面)

量データ(気象庁)によれば,サンプリング実施日(6月 21,22日)の約2週間前(6月6日)からまとまった降雨 がなかった。これに対して東部法面の盛土内の地盤(表中 のNo.4,5)は孔内水位(GL.-7.95m)よりも3m以上高い位 置にあるにもかかわらず,高含水比で飽和度も93%を超え ていた。この原因は,盛土部が集水地形に相当しているこ とに加え,盛土は火山灰質の砂質土で構成され,軽石を含 み保水性が高かったことが原因であると考えられる。 (4) 盛土材料の保水性

被害が大きかった東部法面について地盤の保水特性を調 べた。図 - 4.3.20 に示すように盛土層 (Bn) および沖積砂 層(As1)の6深度について実験を行った。さらに比較のため に,豊浦砂,および2種類の火山灰質砂質土(シラス,ゆな⁸⁾) のデータについても示した。豊浦砂とシラスについてはは既往 の実験結果⁹⁾である。保水性は JGS0151-2000「土の保水性試 験」の加圧板法に準拠し、排水過程について試験を行った。表 - 4.3.4 に試料の密度を示した。試験装置を図 - 4.3.21 に示 す。実験装置はセラミック板付きペデスタル,ビュレット および圧力計より構成される。セラミック板の空気浸入値 (AEV)は 200kPa である。供試体は最適含水比付近にな るように水分調整した後,アクリルパイプ(内径 46mm, 高さ 30mm) に試料を 3 層に分けて入れて所定の乾燥密度 なるように突き棒で突き固めて作成した。その後,供試体 の下部から蒸留水を吸水させながら1日間放置して飽和度 を高めてからペデスタルに設置した。含水比とサクション の関係を図 - 4.3.22 に示す。飽和度とサクションの関係を 図 - 4.3.23 に示す。両図から,どの試料もサクションにし て約 5kP から排水が生じ,約 15kPa で排水が終息し,含水 比と飽和度がほぼ一定になっている。排水が収まったとき の飽和度を比較すると,豊浦砂が最も低く,しらす,鴬沢 土, ゆなの順に大きくなることがわかる。すなわち保水性 もこの順に大きくなっており, 鴬沢土は, 既存の火山灰土 と比べると,細粒分をより多く含むゆなよりは保水性が低 いものの,シラスと同等またはそれ以上の保水性を有して おり,砂質土としては比較的保水性が高い材料であること がわかる。ただし,地盤調査結果では,地下水面よりも3m 以上高い位置で飽和度が90%を超えていたが,その高い飽 和度は、今回の保水性試験結果からは説明ができなかった。 (5) 復旧方法

東側法面は,安全性,経済性および施工性を考慮して, 図-4.3.24 に示すように上段および下段ともにふとんかご 工(鋼製組立網工)が採用され,平成20年度末に竣工にし





た。かごマットは上段では6段、下段では4段としている。 かごマット工を採用した理由は上記に加えて,崩壊した法 面の西側で,かごマットによる擁壁が既に施工されており, 今回の地震において目立った変状がなかったという実績が あったためである(写真 - 4.3.9 参照)。これは,集水地形 であることと盛土材が砂質土としては保水性が高い材料で あるため,盛土内部の地下水がかごマットによりすみやか に排水されていたことが要因であると推察される。

北側法面の復旧は,東側法面と同様にかごマット工を用いる。ただし,図-4.3.25 に示したように変状があったブ



ロック擁壁は撤去をしないで,その前面にかごマットを設置する。これは,ブロック擁壁を撤去すると法面背後の建物に影響が及ぶと判断したためである。東部法面の復旧後の状況を写真-4.3.10 に示す。

(6)まとめ

丘陵地の沢部に火山灰質の砂質土を盛土した法面の擁壁 がすべりを起こし,盛土が流動性の崩壊形態を示した。同 様の盛土材料が関係した被害は,宮城県沖地震の白石市寿 山団地¹¹⁾や2003年三陸南地震の築館町館下(現栗原市) の事例¹⁾にもみられている。これらの地点では盛土材料が



図 - 4.3.24 東部法面の代表復旧断面



写真 - 4.3.9 既存のかごマットによる擁壁



図 - 4.3.25 北部法面の代表復旧断面



写真 - 4.3.10 かごマットによる対策工

火山灰起源の砂質土であること,比較的緩い状態で厚く堆 積していたこと,および高い含水状態であったことが共通 している。火山灰質砂質土では,一般的な砂質土よりも, 保水性が高いことから、盛土内に地下水が溜りやすくなる。 したがって,擁壁を含む盛土法面の安定性を確保するため には,外的安定および内的安定の検討に加えて,盛土の排 水処理を入念に行うことが肝要である。

謝辞:宮城県北部地方振興事務所栗原地域事務所には,館 下地区の資料を提供いただいた。また宮城県教育委員会よ り鴬沢工業高校の調査データを提供いただいた。ここに記 して厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 2003 年三陸南地震および宮城県北部地震災害調査委員会:2003 年三陸南地震・宮城県北部地震災害調査報告書,地盤工学会,2003.
- Ryosuke UZUOKA, Noriaki SENTO, Motoki KAZAMA and Toshiyasu UNNO : Landslides during the earthquakes on May 26 and July 26, 2003 in Miyagi, Soils and Foundations, Vol.45, No.4, pp.149-164, 2005.
- 3) 「 気 象 庁 / 気 象 統 計 情 報 」 < http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php >
- 4) 松元啓輔,森芳信,梅村順:斜面崩壊地から採取した表 層土の水分状態による流動性評価の試み,平成17年度 東北支部技術研究発表会講演概要,pp450-451,2006.
- 5) 仙頭紀明,海野寿康,関 秀一:2008 年岩手・宮城内陸 地震で崩壊した盛土斜面の水分状態と流動性の関係, 土木学会第 64 回年次学術講演会, -158, pp.315-316, 2009.
- 6) 地盤工学会(2004): 不飽和地盤の挙動と評価, pp.35-37.
- 7) 風間基樹・高村浩之・海野寿康・仙頭紀明・渦岡良介:
 不飽和火山灰質砂質土の液状化機構について,土木学 会論文集 C, Vol. 62, No. 2, pp. 546-561, 2006.
- 8)海野寿康,仙頭紀明,日野友則:2008 年岩手宮城内陸 地震における栗原市築館地区の沢埋め造成盛土斜面の 崩壊事例について,第44回地盤工学研究発表会 pp.1447-1448,2009.
- 9) 宮越信,佐々木龍良,園部昭,滑川英紀:火山灰質粘性 土質砂(ゆな)による大規模施工について,土木学会 東北支部技術研究発表会講演概要, -46,pp.375-376, 2009.
- 10) 阿部廣史:不飽和土の力学特性の評価手法に関する実 験的研究,東京大学学位論文,pp.196-201,1999.
- 11) 土木学会東北支部:1978 年 宮城県沖地震調査報告書 pp.445-450, 1980.