

第 4 回検討委員会〈資料〉

法面崩壊の原因と対策工法について

令和 2 年 7 月豪雨に伴う轟峡
法面崩壊等再発防止検討委員会

令和 3 年 1 月 26 日

第 4 回検討委員会

法面崩壊の原因と対策工法について

1. 崩壊発生機構

崩壊発生機構としては下記の2ケースが想定されるが、説明欄に示す理由によって本地区の崩壊発生はCASE-2によるものであると結論づけられる。

すなわち、青雲荘下の擁壁が先に崩壊し、その崩壊堆積物による荷重の増加によって、青雲荘直下の斜面が2次崩壊したものである。

CASE	発生機構	断面図	説明
CASE-1	青雲荘下の擁壁より下の斜面が先に崩壊し、それによって擁壁の安定が損なわれた場合		<p>◎矛盾点 斜面崩壊が先に発生したのであれば、その崩壊による堆積物が、上段平地付近に多量に堆積するはずであるが、崩壊翌日の写真によると、すべりの末端直下の上段平地には少量の転石以外には堆積物はなく、市の職員が立っている様子が認められる。以上のことから、斜面崩壊が先に発生した可能性はないと判断される。</p> <p>写真①(上段平地)</p> <p>写真②(上段平地の擁壁)</p> <p>被災翌日の上段平地の状況</p>
CASE-2	青雲荘下の擁壁が先に崩壊し、その崩壊堆積物による荷重の増加により斜面崩壊が発生した場合		<p>◎崩壊原因の検討結果 令和2年7月豪雨は過去最大級であり、これに伴う後背斜面からの多量の浸透水により、地下水が地表面近くまで上昇した。地表面近くは、「地下水の流入口」とも呼ぶべき地質構造となっており、ここから浸透した地下水が青雲荘下の擁壁に作用し、擁壁基礎地盤の支持力が低下する等の複合要因によって、令和2年7月25日に擁壁の崩壊が発生した。崩壊した擁壁の堆積物による荷重増加によって下位斜面が不安定化し、数日後に斜面崩壊が発生した。</p> <p>写真③(擁壁崩壊直後の堆積物)</p> <p>写真④(擁壁崩壊直後の堆積物)</p> <p>崩壊直後の斜面内への堆積状況</p>

図-1 崩壊機構の推測

以下に、青雲荘下の擁壁が崩壊した原因及びその崩壊堆積物の荷重増加によって、青雲荘直下の斜面に2次崩壊が発生した理由について述べる。

2. 青雲荘下の擁壁崩壊原因

① 過去最大級の豪雨の発生

雨量データが公表されている気象庁諫早観測所の過去約45年間の月間降雨量によると、崩壊が発生した令和2年7月の月間降雨量は1982年の長崎大水害を上回り、過去最大の降雨量であった。

② 豪雨による擁壁背面への地下水の流入

調査結果に基づいた、本地区の豪雨時の地下水流動経路図を図-2に示している。これによると、

- 1) 被災地背後に分布する広大な安山岩の節理面は 10° 程度の勾配で北東方向に傾斜しているため、豪雨時の後背地からの地下浸透水は、概ね被災地の方向に向かって流下してくる。
- 2) 流下してきた地下水は、「透水性の高い」上位安山岩の節理や亀裂面に沿って下方に流下するが、その一部は「中位の透水性」である上位凝灰角礫岩の中の風化境界面等を通して横方向にも浸透し、縁辺部では湧水となって出現する。
- 3) 平常時には、後背地からの地下水供給が少なく、かつ「透水性の高い」上位安山岩が広がっているため、地下水位は低い位置にとどまっている。
- 4) しかし、豪雨時には後背地からの地下水が継続的に供給されるため、上位安山岩や上位凝灰角礫岩中の地下水は次第に上昇する。この時、図-2の赤丸印で示す付近まで地下水が上昇すると、盛土（人工土）の中に流入することになるが、ここに分布している下位崩積土は「透水性が低い」ため、流入した地下水が上昇して、擁壁背面に水頭差による圧力として作用することになる。
- 5) 前述したように、令和2年7月豪雨は長崎大水害を上回る過去最大級の豪雨であったため、亀裂に富む安山岩という透水性地盤といえども、後背地からの多量の浸透水を排出することができず、地下水位が上昇し、青雲荘付近に存在している「地下水の流入口」ともいえるべき地質構造とも相まって、擁壁背面に浸透した地下水の水頭差による圧力が作用したものと判断される。

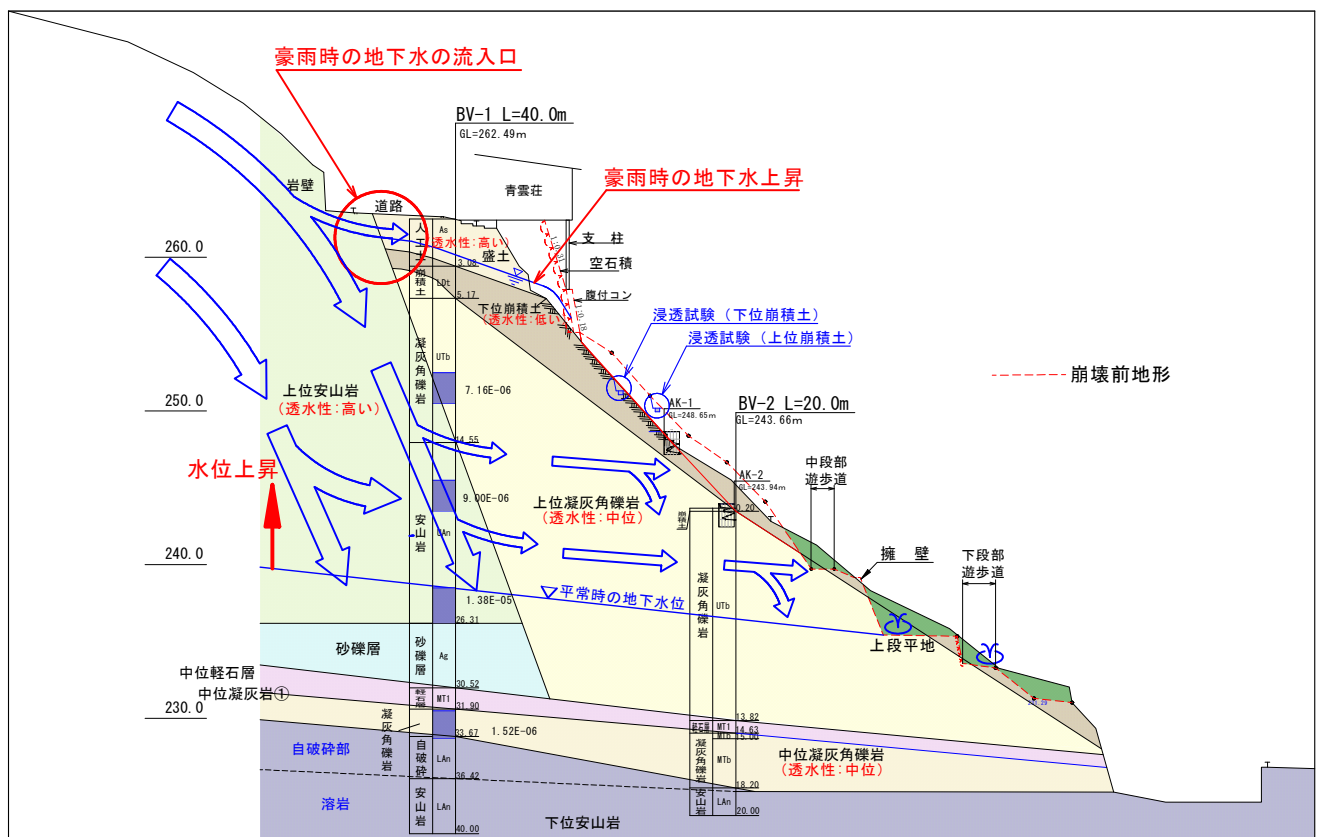


図-2 豪雨時の地下水流動経路図

③ 豪雨時の地下水の流入による擁壁の崩壊

- 1) 豪雨時に擁壁背面に浸透してきた地下水による水位上昇高さの試算結果は、約 44 c m となった。
- 2) この約 44 c m の水頭差による圧力が作用した場合の擁壁の安定計算結果を表-1 に示している。

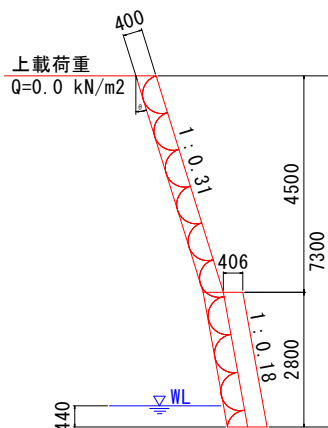


表-1 擁壁の安定計算結果

平常時(水位無し hw=0.0m)の場合	安全率		判定
滑動に対する安全率 $F_{ss} = \mu W/H$	1.005	>1.000	
転倒に対する安全率 $F_{st} = M_x/M_y$	1.061	>1.000	
豪雨時(水位高 hw=0.44m)の場合	安全率		判定
滑動に対する安全率 $F_{ss} = \mu W/H$	0.989	<1.000	滑動する
転倒に対する安全率 $F_{st} = M_x/M_y$	1.060	>1.000	

- 3) 上表によると、平常時（水位無し）の場合の滑動に対する安全率は $F_{ss}=1.005$ であり、現在の技術基準に定められている 1.5 を大きく下回っていたこと、及び当該擁壁には元々亀裂が発生していたことから判断すると、崩壊前は極限に近い状態であらうじて自立していたものと考えられる。
- 4) 一方、令和 2 年 7 月豪雨時には擁壁背面の地下水位が約 44 c m 上昇したと想定されるので、豪雨時の滑動に対する安全率は $F_{ss}=0.989$ (1.000 以下) となって、滑動に対する安定が損なわれた。
- 5) また、当該地区の崩積土の含水比と土質強度の関係によると、含水比が増加するにつれて強度が低下することから、豪雨時には地盤の含水比が増加して地盤支持力が低下したものと考えられる。
- 6) 以上のことから、当該擁壁は豪雨時に擁壁背面に浸透した地下水の水頭差による圧力によって安定が低下したこと、及び含水比増加によって擁壁基礎地盤支持力が低下する等の複合要因によって突発的に崩壊したものと判断される。

④ 豪雨時期と擁壁崩壊発生日のタイムラグについて

令和 2 年 7 月豪雨が最も激しかったのは 7/6～7/10 間であるが、崩壊は 7/25 に発生しており 19 日程度の時間遅れがある。これは、次のような理由によるものと考えられる。

- 1) 一般に、豪雨時に地表面を流下する表面水の流速は速いので、当該地区においても後背山地からの表面水は数分～数 10 分以内に、青雲荘付近まで到達したと考えられる。
- 2) 一方、地下に浸透した浸透水は、多孔質材料と呼ばれる土砂や亀裂のある岩盤中を流下するため、その流速は、表面水に比べると格段に遅いことが知られている。

3) 今回の擁壁崩壊の誘因は、浸透水の流入による圧力の作用と考えられ、崩壊地の透水特性に基づき 19 日程度の時間を要したものと推定される。

3. 青雲荘下の斜面の 2 次崩壊の原因

青雲荘下の擁壁崩壊直後の断面図を図-3 に示し、崩壊前後の斜面の安全率の推移を表-2 に示している。

表-2 擁壁崩壊前後の斜面安全率の推移

	崩壊前後の安全率の比較				土質定数	
	崩壊前 F0	崩壊直後 F1 (崩壊堆積物载荷)	低下量 $\Delta F = F_0 - F_1$	低下率(%) $\Delta F = \Delta F / F_0$	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 Φ°
地下水位	無し	無し	-	-	(実測値)	(基準値)
安全率	1.272	0.894	0.378	29.7	10.67	25.0

擁壁が崩壊する前の地形に対する安全率を算定すると、 $F_0 = 1.272 > 1.000$ となり、斜面は安定を保っているが、擁壁の崩壊堆積物による重量が斜面に作用した場合の安全率は、 $F_1 = 0.894 < 1.000$ まで低下するので、斜面は急激に不安定化して崩壊したものと判断される。

なお、擁壁が崩壊してから 2 次崩壊が遅れて発生したのは、崩壊堆積物の载荷重による斜面のクリープ的挙動が原因として考えられる。

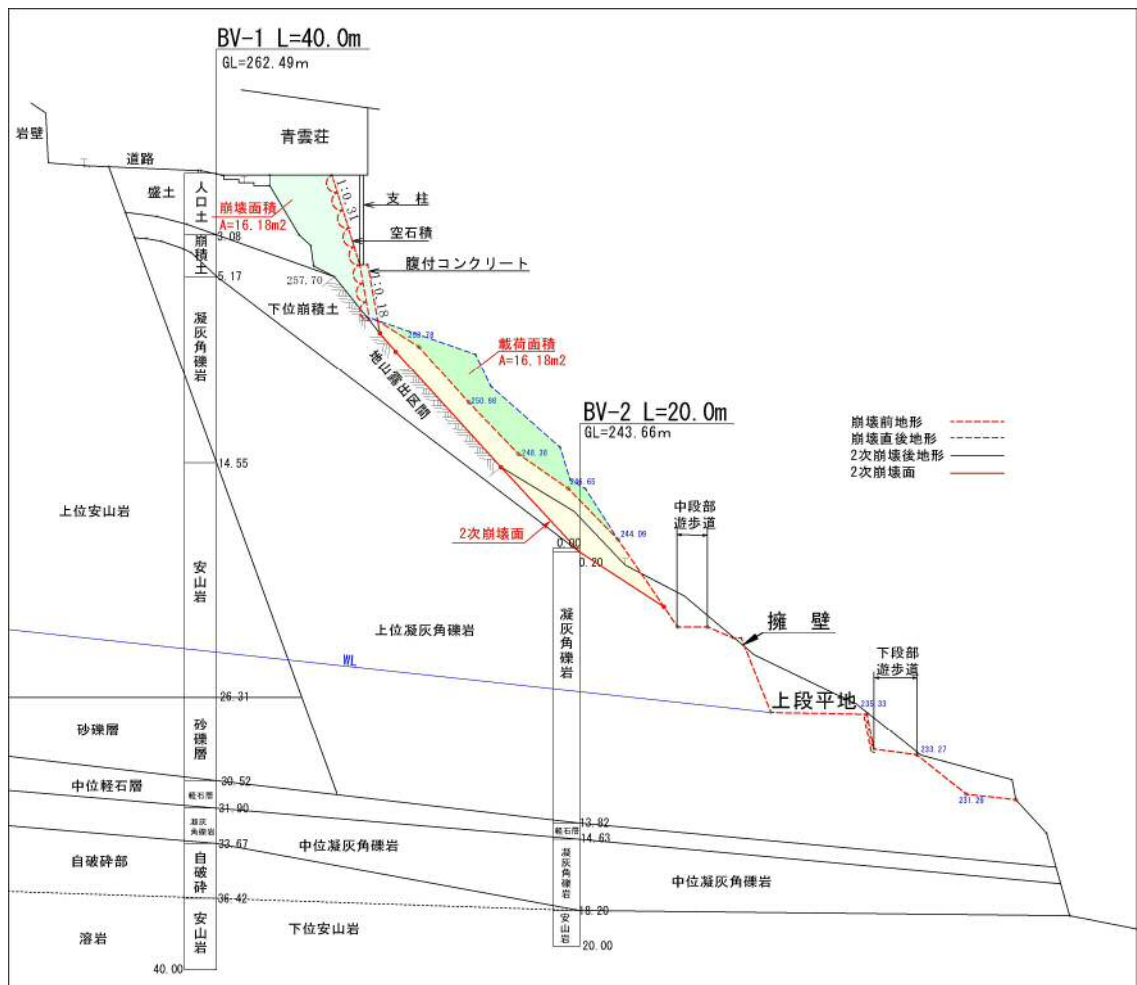


図-3 擁壁崩壊直後の断面図

4. 崩壊地の対策工法について

- ① 崩壊地内の2次崩壊の末端部は、中段部遊歩道付近までで留まっており、これより下の斜面内には崩壊物が堆積しているのみであり、かつ岩盤が浅いので新たな崩壊は発生しないと考えられる。従って、中段部遊歩道より下の斜面は「崩土除去工」のみで良いと判断される。
- ② 一方、青雲荘下の斜面に残存する下位崩積土は、地下水位の低い状態においては、直ちに崩壊することはないと考えられるが、集中的な豪雨時の水位上昇によって崩壊が発生する可能性があるため、補強土工併用の現場吹付法砕工等の検討が必要である。
- ③ 水位が低い状態（現況 LWL と記す）の安全率を 1.000 としたときに、豪雨時の対策工後（対策後 HWL と記す）の計画安全率が 1.200 以上となるような工法の例を図-4 に示している。

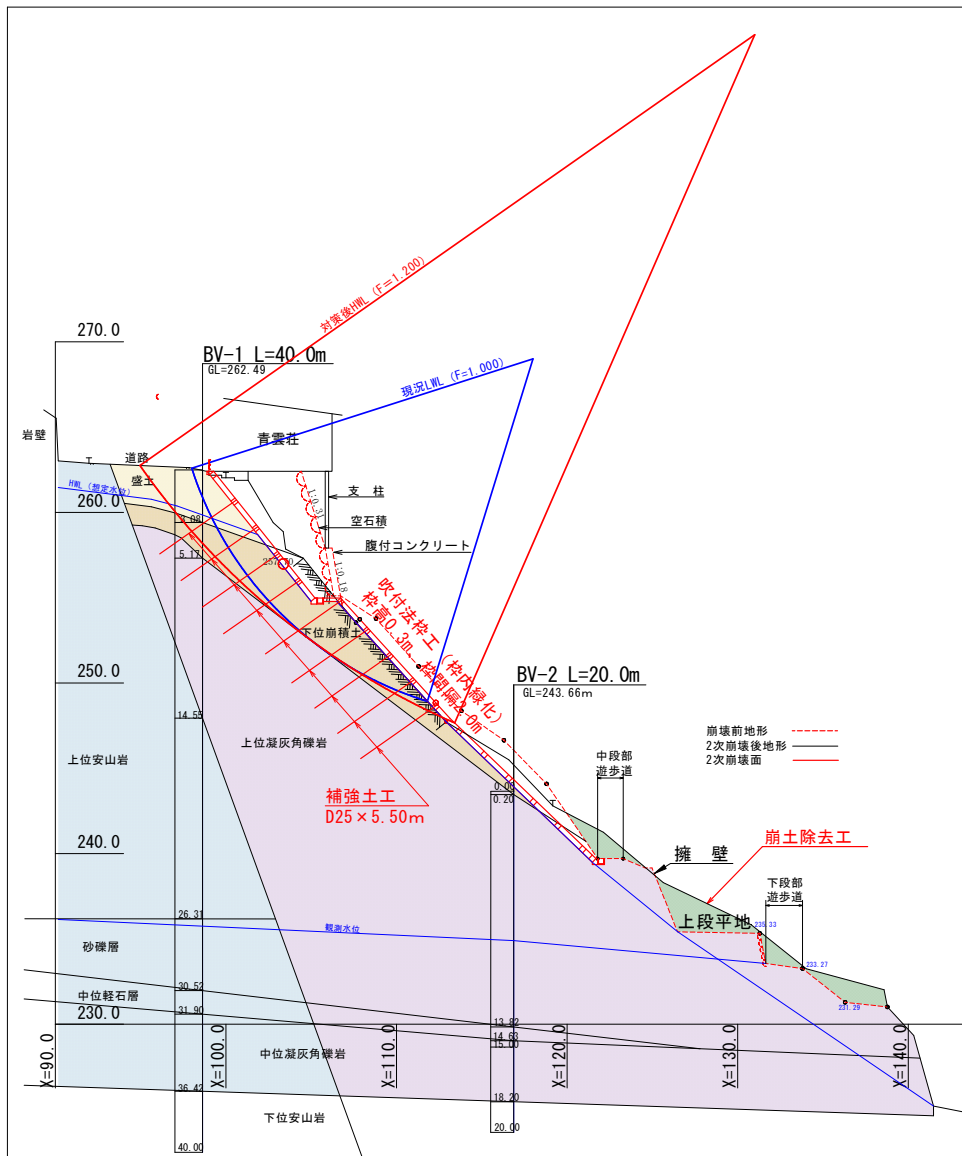


図-4 崩壊地の対策工法例

5. 周辺斜面のモニタリングと対策について

- ① 崩壊地南西側の張り出し形状となっている第1駐車場下の斜面には、厚さ10mを超える崩積土が分布している。また、周辺の斜面勾配は一様で35°程度であることから、現状ではほぼ安定を保っており、また現在までに崩壊した履歴は確認されていないので、直ちに対策が必要ではないが、当地区は景勝地であり多数の観光客が訪れる場所であることから、変状現象の早期発見のためのモニタリングを行い、必要に応じて適切な対策の検討が必要である。

- ② 不安定と判定される浮石が崩壊地周辺に点在していることが確認されている。当地区の場合には、景勝地であることを考慮すると防護施設は景観上好ましくないこと、また浮石の数が限定されているので静的破砕材などを用いた除去工等の検討が必要である。