地形地質グループ所有

平成24年度研究発表会

講演論文集

2012年11月1日～11月2日

朱鷺メッセ

一般社団法人 日本応用地質学会

〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台 2-3-14
お茶の水桜井ビル

TEL (03)3259-8232

平成 24 年度研究発表会

講 演 論 文 集

2012 年 11 月 1 日～11 月 2 日

朱鷺メッセ

一般社団法人 **日本応用地質学会**

〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台 2-3-14
お茶の水桜井ビル
TEL (03) 3259-8232

一般社団法人 日本応用地質学会 平成24年度研究発表会

協　賛：一般社団法人全国地質調査業協会連合会
社団法人新潟県地質調査業協会

日　　時　：　平成24年11月1日（木）9：40～17：30
11月2日（金）9：30～16：20

会　　場　：　朱鷺メッセ
新潟市中央区万代島6番1号

費　　用　：　参加登録料3,000円（学生1,000円），講演論文集5,000円（学生2,000円）
（いずれも一般非会員は+1,000円，学生非会員は+500円）

プログラム　：

【第1日】11月1日（木）

日程	時間	第1会場（中会議室301）	第2会場（中会議室302）	ポスターセッション（小会議室305～307）
午前	9：40～10：40	東北地方太平洋沖地震 座長：長田昌彦（1-3）	調査・計測（1） 座長：橋本修一（15-18）	10：00以降 ポスター展示
	10：50～12：10	開会式・特別講演（マリンホール）		
午後	13：10～14：25	ポスターセッションコアタイム		
	14：35～16：05	初生地すべり 座長：土志田正二（4-9）	地質・分類 座長：濱田崇臣（19-24）	（ポスター展示）
	16：15～17：30	深層崩壊 座長：長谷川修一（10-14）	災害時の瓦礫類・廃棄物と応用地質 座長：登坂博行（25-29）	

18:00～　意見交換会およびポスター賞表彰式（ホテル日航新潟）

【第2日】11月2日（金）

日程	時間	第1会場（中会議室301）	第2会場（中会議室302）	ポスターセッション（小会議室305～307）
午前	9：30～10：45	斜面・地すべり（1） 座長：卯田 強（30-34）	環境・地下水 座長：磯野陽子（50-53）	（ポスター展示）
	10：55～12：10	斜面・地すべり（2） 座長：中里裕臣（35-39）	調査・計測（2） 座長：竹村貴人（54-58）	
午後	13：10～14：40	斜面・地すべり（3） 座長：小嶋 智（40-44）	調査・計測（3） 座長：高橋 学（59-64）	15時までに ポスター撤収
	14：50～16：20	斜面・地すべり（4） 座長：鵜沢貴文（45-49）	調査・計測（4） 座長：佐々木靖人（65-70）	

研究発表会プログラム（○印は講演者）

【特別講演】

第１日［11 月１日（木）］マリンホール　11:05～12:10

新潟地域の石油・天然ガス開発と今後の展開 - 探鉱・開発・生産から販売まで -

石油資源開発株式会社　長岡鉱業所　所長　　深澤 光 氏

【口頭発表】

第１日［11 月１日（木）］第１会場

〔東北地方太平洋沖地震　9:40～10:25〕

1　2011 年東北地方太平洋沖地震で生じた地殻変動量の GPS 測位結果と，数値地形画像解析により計測した地表面変位量との比較 1
○向山 栄・本間信一・小林容子・古橋恭子（国際航業）

2　仙台平野周辺における 2011.3.11 津波被害の地形環境依存性とその地形条件を考慮した新潟市地域の津波予測マップ 3
○卯田 強・自然環境科学科災害 GIS チーム（新潟大学）

3　「東北地方太平洋沖地震調査掘削」における応力測定の紹介 5
○林 為人（海洋研究開発機構）・ James MORI（京都大学）・Frederick CHESTER（Texas A&M 大学）・江口暢久・Sean TOCZKO（海洋研究開発機構）・第 343 次研究航海乗船研究者一同

〔初生地すべり　14:35～16:05 〕

4　初生地すべりと地すべりの初生の定義の再検討 7
○長谷川修一（香川大学）・地すべりの初生と評価に関する研究小委員会（第２期）

5　初生地すべりの温床と萌芽 - 主に第三紀層地すべり - 9
○野崎 保（野崎技術士事務所）

6　三郡変成岩地帯での岩盤クリープと地すべり 11
○加藤靖郎（川崎地質）・恒成美裕己・太田孝一・前田清倫（福岡県）

7　岐阜福井県境周辺に発達する山体重力変形地形の分布・特徴・発達過程 13
○小嶋 智・丹羽良太（岐阜大学）・金田平太郎（千葉大学）・永田秀尚（風水土）・池田晃子・中村俊夫（名古屋大学）・大谷具幸（岐阜大学）

8　地質による地すべりの変位率の違い 15
○小坂英輝・鵜沢貴文・稲垣秀輝（環境地質）

9　岩盤ゆるみの類型化 17
○永田秀尚（風水土）

〔深層崩壊　16:15～17:30〕

10　2005 年耳川流域で発生した深層崩壊斜面の内部構造 19
○林 信雄（西日本技術開発）・吉武宏晃（九州電力）・後田弘孝（西日本技術開発）・田中和広（山口大学）

11　台風 12 号によって発生した深層崩壊の地形と内部構造 21
○千木良雅弘・松四雄騎（京都大学）・松澤 真（土木研究所）

12　2011 台風 6 号で発生した高知県の平鍋深層崩壊：滑落崖の構造と移動体の運動 23
○横山俊治・笹原克夫（高知大学）・日浦啓全（元高知大学）・浜口洋介（三共コンクリート）
13　L.P.DEM を活用したマスムーブメントの地形特性解析 - 深層崩壊の多発した十津川流域と中部山岳地帯の断層岩分布域の対比事例 - 25
○神原規也・佐藤丈晴（エイト日本技術開発）
14　地すべり地形分布図を用いた大規模崩壊発生危険度評価手法の開発 27
○土志田正二（防災科学技術研究所）

第 1 日［11 月 1 日（木）］第 2 会場

〔調査・計測（1）　9:40～10:40〕

15　地層処分におけるベースライン把握のための地下水モニタリング技術の実証（その 1）- ベースラインモニタリングの位置付け - 29
○吉村公孝（原子力発電環境整備機構）・石井英一（日本原子力研究開発機構）・村野清一郎（東北電力）・近藤浩文・木方建造（電力中央研究所）
16　地層処分におけるベースライン把握のための地下水モニタリング技術の実証（その 2）- 2011 年度研究の目標設定と結果概要 - 31
○近藤浩文・後藤和幸・富岡祐一（電力中央研究所）・五嶋慶一郎（三菱マテリアルテクノ）・吉村公孝（原子力発電環境整備機構）・沖原光信（清水建設）
17　地層処分におけるベースライン把握のための地下水モニタリング技術の実証（その 3）- 水圧計測データの管理と評価 - 33
○後藤和幸・近藤浩文・富岡祐一（電力中央研究所）・吉村公孝（原子力発電環境整備機構）・沖原光信・山本真哉・髙本尚彦（清水建設）
18　地層処分におけるベースライン把握のための地下水モニタリング技術の実証（その 4）- MP システムのケーシング内外の水圧挙動について - 35
○沖原光信・穂刈利之・髙本尚彦（清水建設）・近藤浩文・後藤和幸（電力中央研究所）・五嶋慶一郎（三菱マテリアルテクノ）・吉村公孝（原子力発電環境整備機構）

〔地質・分類　14:35～16:05〕

19　新潟市における地形改変の歴史が及ぼす津波災害への影響 37
○本間春菜・卯田 強（新潟大学）
20　秋田県中部に分布する水中火山岩の産状と物性値の関係 39
○鈴木 聡（奥山ボーリング）・石山大三（秋田大学）
21　塩ノ平断層による年代未詳礫岩層の累積変位 41
○橋本修一（東北電力）
22　近接する活断層の相互作用：島根県南西部，弥畝山西断層と都茂断層の例 43
○相山光太郎（ダイヤコンサルタント）
23　サロベツ原野における完新世の地下水流動状況変遷 45
○酒井利彰（日本工営，北海道大学）・ 五十嵐敏文（北海道大学）
24　暴露による火山岩ボーリングコアの経年変化とその特徴 47
○岡崎健治・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）

〔災害時の瓦礫類・廃棄物と応用地質　16:15～17:30〕

25　津波災害廃棄物の発生量推定の試み 49
○山中 稔（香川大学）・廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会
26　災害廃棄物の発生状況と仮置き場の状況 51

○陳 友晴（京都大学）・廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会
27　最終処分場の立地状況と被災の可能性 53
○松本謙二（日本環境衛生センター）・廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会
28　放射性物質の拡散と応用地質学的な課題 55
○打木弘一（基礎地盤コンサルタンツ）・廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会
29　放射性物質の遮蔽シートの活用方法について 57
○山内一生（建設工学研究社）・廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会

第2日［11月2日（金）］第1会場

〔斜面・地すべり（1）　9:30～10:45〕

30　中越地震における斜面災害の分析 59
○大塚 悟（長岡技術科学大学）
31　平成16年新潟県中越地震で生じた斜面崩壊と起伏量 61
○黒木貴一（福岡教育大学）・小荒井 衛（国土地理院）・小松原 琢（産業技術総合研究所）・岡谷隆基・中埜貴元（国土地理院）
32　2007年新潟県中越沖地震による斜面崩壊の特徴 63
○神保 啓・藤ノ木幸夫・平野吉彦（キタック）
33　地震時に発生した道路盛土のすべり破壊とその運動様式 65
○江川千洋・若山瑞雄・石附哲也・和田幸永（キタック）・中林隆宏（新潟県長岡地域振興局）
34　2011年信越境北東部地震で発生した天然ダムの経過 67
○赤井静夫・塩野敏昭・小林保夫・赤井理一郎（北信ボーリング）

〔斜面・地すべり（2）　10:55～12:10〕

35　斜面災害事例の履歴分析に基づく北海道の道路斜面災害の実態と特徴 69
○大日向昭彦・日下部祐基・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）
36　旧道道路斜面の崩壊事例の気象条件から見た一考察 71
○宍戸政仁・伊東佳彦・日下部祐基（土木研究所寒地土木研究所）
37　ジオ鉄でめぐる姫川流域の斜面変動 73
○上野将司（応用地質）・藤田勝代（深田地質研究所）・横山俊治（高知大学）
38　斜面表層崩壊の幅と山ひだの幅の関係 75
○佐々木靖人（土木研究所）・ 福田徹也（ニュージェック）
39　断層崖斜面の形状と崩壊パターンに関するモデル実験 77
○山田泰広・中桐寛仁・松岡俊文（京都大学）

〔斜面・地すべり（3）　13:10～14:25〕

40　砂岩泥岩互層のスレーキングによる崖錐の成長速度 79
○高谷精二（南九州大学）
41　岩石の凍結融解による強度劣化の推定法に関する研究 81
○日下部祐基・伊東佳彦・佐藤博知（土木研究所寒地土木研究所）
42　海底地形図判読による日本の沿岸部の巨大崩壊の分布について 83
○伊東佳彦・倉橋稔幸・宍戸政仁（土木研究所寒地土木研究所）
43　ダム建設事例におけるゆるみ岩盤のパターン分類 85
○江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人（土木研究所）
44　FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討 87
○日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人（土木研究所）

〔斜面・地すべり (4)　14:50～16:05〕

45　記載用語としての「地すべり角礫」の提唱 89
○脇坂安彦（土木研究所）
46　孔内カメラを用いた地すべり土塊の内部構造調査と地すべり調査の留意点 91
○森山 豊・山田政典・森木良太・長岡弘晃（応用地質）
47　秋田県南東部山葵沢地域の地すべり発生履歴 93
河野啓幸・滝沢顕吾（電源開発）・上杉公一（開発設計コンサルタント）・○荒井 融（地圏科学研究所）・檀原 徹（京都フィッション・トラック）
48　受け盤型地すべりの解析事例 95
○妹尾洋一・中山雅之・池上 忠・上野将司・山根 誠（応用地質）
49　地すべり斜面における二相流解析手法を用いた降雨浸透流解析について 97
○末永 弘・小早川博亮・田中姿郎・豊田康嗣（電力中央研究所）

第2日 [11月2日 (金)] 第2会場

〔環境・地下水　9:30～10:30〕

50　環境地質マップの取り組み 99
○稲垣秀輝（環境地質）
51　北海道内に分布する火砕堆積物からの自然由来有害物質の溶出 101
○高橋 良・垣原康之（北海道立総合研究機構地質研究所）・原 淳子・駒井 武（産業技術総合研究所）
52　青森県三角岳山地における地下水水質への熱水変質の影響 103
○太田岳洋（鉄道総合技術研究所）・菊地良弘（JX 日鉱日石探開）・下総 大（エヌエス環境）・服部修一（鉄道建設・運輸施設整備支援機構）
53　既設トンネルにおける恒常湧水の水質が及ぼす影響について（予察） 105
○倉橋稔幸・岡崎健治・田本修一・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）

〔調査・計測 (2)　10:55～12:10〕

54　モンモリロナイトを含むダム原石山における材料管理 107
○鶴田亮介・大沼和弘・宇津木慎司（ハザマ）
55　簡易比抵抗計測を用いたダム原石山におけるコンクリート骨材判定 109
○石濱茂崇・高木秀和・北沢俊隆・片山政弘（熊谷組）
56　近赤外分光の土木地質試料への応用 111
○磯野陽子・木村隆行（エイト日本技術開発）・ 中嶋 悟（大阪大学）
57　打音測定による岩塊の安定性評価に関する供試体実験 113
○石原朋和・蒲原章裕・太田岳洋・上半文昭（鉄道総合技術研究所），斎藤秀樹（応用地質）
58　割れ目充填物を用いた過去の津波再来周期の推定法に関する一考察 115
○長田昌彦・松下智昭（埼玉大学）・高橋 学（産業技術総合研究所）

〔調査・計測 (3)　13:10～14:40〕

59　屈折法弾性波探査の改良によるトンネル地山分類の高精度化の試み 117
○赤澤正彦（鉄道建設・運輸施設整備支援機構）・相澤隆生（サンコーコンサルタント）・北原秀介（鉄建建設）
60　削孔振動探査法を用いた切羽前方探査による破砕帯評価事例 119
○山上順民・今井 博・青木智幸（大成建設）・山中義彰（サンコーコンサルタント）・高橋 亨（深田地質研究所）
61　水理地質構造調査のためのボーリング掘削技術の開発（その 12）－水平偏距掘削技術の現地適用－ 121
○木方建造・須永崇之・小淵康義（電力中央研究所）

62　深部結晶質岩における割れ目の地質学的特徴と水理学的特徴 123
〇石橋正祐紀・笹尾英嗣・尾上博則（日本原子力研究開発機構）
63　線状調査結果による岩盤亀裂三次元分布の推定方法とその適用（その2） 125
〇西 琢郎（清水建設）
64　地表ソース型空中電磁探査法の沿岸域への適用性検討：淡路島北西部の例 127
〇伊藤久敏（電力中央研究所）・茂木 透（北海道大学）・城森 明（ネオサイエンス）・結城洋一（応用地質）・佃 十宏・木方建造・海江田秀志・鈴木浩一（電力中央研究所）・Sabry Abd Allah（北海道大学）

〔調査・計測（4）　14:50～16:20〕
65　環境と防災のための海外技術支援（中米ホンジュラスとアフリカモザンビーク） - JSPS・JICA 科学技術研究員派遣事業中間報告 129
〇山岸宏光・中村孝幸（愛媛大学）・八木浩司（山形大学）・佐藤 剛（帝京平成大学）
66　航空レーザ測量データを用いた斜面崩壊発生危険箇所の抽出手法 131
〇長谷川 淳・太田岳洋（鉄道総合技術研究所）・中原 毅・原田政寿（国際航業）
67　山地流域の地形分析による土砂流出特性と植生分布に関する研究 133
〇池見洋明・三谷泰浩（九州大学）
68　自然崖地における侵食量評価の試み 135
〇橋本智雄（中央開発）
69　融雪期地表変位観測のための二重管式GPS 支柱 137
〇中里裕臣（農業・食品産業技術総合研究機構）・寺田 剛（東北農政局）
70　堆積岩中の隣り合う空隙の括れ度について 139
〇高橋 学（産業技術総合研究所）・佐藤 稔（筑波大学）・漆松雪彦（産業技術総合研究所）

【ポスターセッション】

コアタイム　第1日［11月1日（木）］13:10～14:25

〔斜面・地すべり〕
P1　平成22年度の直轄国道斜面災害の特徴 141
〇浅井健一（土木研究所）・林 浩幸（応用地質）・宮本浩二・佐々木靖人（土木研究所）
P2　東北地方太平洋沖地震および余震・誘発地震で発生した福島県内の道路斜面災害 143
〇宮本浩二・浅井健一・ 佐々木靖人（土木研究所）
P3　樹脂固定すべり面標本の観察によるすべり面の地質構造と動態観測結果の比較　- 甚之助谷地すべりの事例 - 145
武士俊也・杉本宏之・〇樽角 晃・中野英樹（土木研究所）・藤田重敬・餅田大輔（北陸地方整備局）・蚊爪康典（応用地質）・細谷健介（日本工営）
P4　樹脂固定すべり面標本の観察による地すべり土塊の鉛直微細構造について - 亀の瀬地すべりの事例 - 147
武士俊也・杉本宏之・樽角 晃・中野英樹（土木研究所）・平松 健・藤本美枝子（近畿地方整備局）・〇小松慎二・杉田 理（応用地質）
P5　岐阜福井県境，冠山北西の二重山稜地形の発達過程 149
〇丹羽良太・小嶋 智（岐阜大学）・金田平太郎（千葉大学）・永田秀尚（風水土）・池田晃子・中村俊夫（名古屋大学）・大谷具幸（岐阜大学）

〔地質・分類〕
P6　広島県西部，五日市断層に伴う断層岩類の微細変形構造解析 151

○多田賢弘・金折裕司（山口大学）
P7　山口県中南部，佐波川構造線の性状と活動性について……153
○久保博成・金折裕司（山口大学）
P8　山口県中西部の活断層の連動性とテクトニクス……155
○植山裕介・金折裕司（山口大学）
P9　北丹後地震（Mj7.3）と震災記念碑……157
○今井利宗（川崎地質）・金折裕司（山口大学）
P10　松島湾周辺の中新統堆積岩に観察される地層の破断の性状……159
○柴崎達也（国土防災技術）
P11　概要調査に向けた断層の水理特性の調査・評価手法に関する検討 - Wildcat 断層の構造と水理特性 - ……161
○田中姿郎・濱田崇臣・上田圭一・伊藤久敏（電力中央研究所）・大西セリア智恵美（米国地質調査所）・佃 十宏（電力中央研究所）・後藤淳一（原子力発電環境整備機構）・唐崎建二（米国ローレンスバークレー国立研究所）・木方建造（電力中央研究所）
P12　段丘対比・編年指標の適用性向上のための段丘礫の風化性状調査……163
○濱田崇臣（電力中央研究所）
P13　徳島平野地下に分布する海成更新統の層序と物性（予報）……165
○西山賢一・庄瀬智大（徳島大学）・川村教一（秋田大学）・磯野陽子（エイト日本技術開発）・田村俊之（ニタコンサルタント）
P14　CCS 実証サイトにおける微小振動観測 - 初期観測結果について - ……167
橋本 励・高岸万紀子（地球環境産業技術研究機構）・楠瀬勤一郎（産業技術総合研究所）・○堀川滋雄（サンコーコンサルタント）・薛 自求（地球環境産業技術研究機構）
P15　井戸止水に関する止水問題について……169
○細矢卓志（中央開発）

〔調査・計測〕
P16　埋蔵環境と屋外環境での石造文化財の風化速度の違い……171
○朽津信明（東京文化財研究所）
P17　タイ王国アユタヤ遺跡における洪水と仏塔土台の塩類風化について……173
○藤井幸泰（深田地質研究所）・渡邉邦夫・河野 聡（埼玉大学）・Bhakapong Bhadrakom・Uruya Weesakul・Nakhorn Poovarodom（Thammasat University）
P18　画像計測法のクラック幅計測への適用……175
○菊地輝行（開発設計コンサルタント）・秦野輝儀（電源開発）
P19　航空レーザ測量データを用いた深層崩壊に関連する微地形分類の標準化に向けた検討の一事例……177
○櫻井由起子・渋谷研一・江藤稚佳子・村上 治・長野英次・鎌倉友隆（朝日航洋）
P20　シールドトンネル施工における福岡層群頁岩の膨張特性……179
○山本浩之・八木芳行・生田 靖（ハザマ）・石田良二（ジェイアール総研エンジニアリング）
P21　不飽和地盤のセメント系材料による改良に関する応用地質学的検討……181
○久野春彦（電力中央研究所）・阿部 聡（茨城大学）・塩竈裕三・小早川博亮（電力中央研究所）
P22　簡易動的コーン貫入試験値と土壌硬度計測定値との相関……183
○渋谷典幸・小俣雅志・檀上裕司・郡谷順英（クレアリア）
P23　定方位・高品質コアリング工法……185
村田誠一（高知地質）・○高野邦夫（地圏防災調査事務所）・大内 学（ダイヤコンサルタント）
P24　天然砥石としての風化泥岩の摩擦機構に関する研究 - 天然砥石の砥粒は石英であるか - ……187
○廣瀬佳苗・竹村貴人（日本大学）
P25　ビーチロックの形成メカニズムに関する考察……189
○檀上 尭・川﨑 了（北海道大学）・畠 俊郎（長野工業専門学校）

〔環境・地下水〕

P26　東京都世田谷区～杉並区における地質条件を反映した地下水面と地下水流動の検討 191
○船引彩子・竹村貴人（日本大学）・濱本昌一郎・小松登志子（埼玉大学）
P27　堆積物の構成元素とその間隙水の水質 - 世田谷区における上総層群での例 - 193
○金木厚憲（日本大学）・竹村貴人・船引彩子・秋葉義彦（日本大学・科学技術振興機構）
P28　地下浅部の温度上昇に伴う地質要素への影響評価 - 上総層群における事例 - 195
○竹村貴人・伊東良晴・藤森裕基・船引彩子（日本大学・科学技術振興機構）
P29　自然電位探査による岩盤の酸化還元状態評価法の開発 197
○窪田健二・猪原芳樹・大山隆弘（電力中央研究所）
P30　ドリル削孔による地下深部の地下水水質調査 199
○奥澤康一・渡邊雅一・飯田高弘（セレス）・大山隆弘・猪原芳樹（電力中央研究所）
P31　地下空洞周辺の掘削影響ゾーンの地化学調査 201
○大山隆弘・猪原芳樹（電力中央研究所）・奥澤康一（セレス）
P32　^{14}C 地下水年代の補正要因についての一検討 203
○富岡祐一・長谷川琢磨・大山隆弘（電力中央研究所）
P33　トンネル坑壁表面で認められる高溶解度結晶（硫酸ナトリウム）について 205
○中田英二・大山隆弘（電力中央研究所）・市原義久（釧路コールマイン）
P34　岩石の有害物質溶出に関する考察（その 9）- 溶出総量評価に関する一考察 - 207
○田本修一・倉橋稔幸・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）・五十嵐敏文（北海道大学）
P35　サーマルレスポンス試験の実施事例 209
○高橋直人・平石朋香・芝宮一郎・渡辺 寛（日さく）
P36　山口大学構内及びその周辺地域における地下水流動 211
○清水優香・田中和広（山口大学）

〔委員会・支部〕

P37　国際リニアコライダー委託研究成果と課題（1），（2） 213
○日本応用地質学会九州支部 ILC ワーキンググループ
P38　応用地形学図における地形工学的な地形表現に関する研究 215
○日本応用地質学会応用地形学研究部会

特別セッション〔九州北部豪雨災害〕

SP1　平成 24 年 7 月九州北部豪雨における斜面崩壊の概要 217
○土志田正二・内山庄一郎・石澤友浩（防災科学技術研究所）・齋藤 仁（東京大学）
SP2　平成 24 年 7 月九州北部豪雨における災害情報と避難行動 219
○佐藤高広・三隅良平・中谷 剛・若月 強・平野洪賓・出世ゆかり・金 東順・磯 敦雄（防災科学技術研究所）

1．2011年東北地方太平洋沖地震で生じた地殻変動量のGPS測位結果と，数値地形画像解析により計測した地表面変位量との比較

Comparison of the results of on-site GPS survey and Digital Geomorphic Image Velocimetry Analysis for measurement of ground displacement caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

○向山　栄，本間信一，小林容子，古橋恭子（国際航業株式会社）
Sakae Mukoyama, Shinichi Homma, Yoko Kobayashi, Kyoko Furuhashi

1．はじめに

筆者らは先行研究において，2時期の高解像度DEMを用いて，画像マッチングの手法を応用し，地表面の変動を面的・定量的，かつ容易に把握する新しい手法（3D-Geomorphic Image Velocimetry Analysis）を開発し（特許第4545219号登録），地すべりや地震によって生じた地表面変位を精度良く計測できることを示した[1]．本研究では，この手法（以下3D-GIV解析と呼ぶ）を平成23年東北地方太平洋沖地震（M9.0）等で地表変位が発生した複数の事例に適用し，他の計測手法による計測結果との比較を試みた．

2．研究の背景

3D-GIV解析による変位量の計測は，画像上の小領域内において形状パターンマッチングを行うものであり，計測限界は画素サイズの約1/10であることが模擬的な実験では確認できる[2]．たとえばグリッドサイズ1mのDEMを用いた解析では，約0.1m以上の変位の検出が期待できる．しかし，実際に2時期の地形データを用いて解析を行う場合には，データ作成法や時期の違いがもたらす品質の相違や，対象範囲内において地殻変動に伴って生じる内部変形などが誤差要因として働く．そこで本研究では，地表面変位量が他の計測手法によって既知であり，かつ変位量の異なる複数の事例を選び，3D-GIV解析による結果との比較を行って，画像上の計測変位と現地で実測された変位を比較すると共に，計測可能な変位の大きさの範囲について実例を用いた検証を行った．

3．調査手法

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震に伴い，日本列島の東部は東側に大きく移動した．変位は牡鹿半島付近では約5.3m，東京付近でも約0.2mが観測されている．本研究では，それぞれ変位量の異なる地方に位置し，地震発生前後の2時期の詳細地形計測モデルが得られていて，かつ電子基準点などの既存の基準点の地震前後の計測結果も得られている地点を選び（図-1），さらに2008年岩手宮城内陸地震による変位の事例[3]も参照して，地表面変位量（水平変位）の観測結果を比較することにより，様々な変位量の帯域における3D-GIV解析の特性の検証を試みた．

4．解析結果

調査対象とした10地点の電子基準点観測などによる水平変位量は，約0.2m～約7mの範囲である（図-2，図-3）．いずれの地点においても，3D-GIV解析で計測した変位量と電子基準点等によって計測された変位量とは良く一致し，その較差はどの地点においても約10cm程度以内であった．また，変位量の全帯域にわたる両者の一致度には高い相関が得られた（図-4）．

5．考察

2時期の航空レーザ計測を行う場合，対象範囲の近傍の電子基準点を計測用基準点とするため，地形データが良好に取得されていれば，地形モデルのもつ位置情報には概ね忠実に変位が反映される．しかし変位量が小さい場合には，2時期のTINモデルやDEMの不一致が変位量計測に及ぼす影響が無視できないことが懸念された．しかし3D-GIV解析は一定の領域内の点群を多数用いた地形的特徴を画像化して追跡し，さらに領域内の変位量を平均化して算出するので，DEMのグリッドサイズ以下の大きさの変位量の計測についても良好な結果を得ることができたと考えられる．

6．結論

2時期の高解像度DEMから作成した地形画像のパターンマッチングにより，地表面の水平変位量を面的に詳細に把握することができる．東北地方太平洋沖地震などによる地盤の水平変位について，電子基準点等の観測結果と比較すると，数10cm～数m以上の帯域においてこれらは良く一致する．この手法を適用することによって，任意の地点で地上観測機器なしに，地表面変位を計測可能であると期待できるので，電子基準点や三角点などの基準点観測を補って，地震時の地殻変動などを高密度に把握できると考えられる．

文献

1）　向山　栄（2011），2時期のDEMを用いた数値地形画像解析により推定した2011年東北地方太平洋沖地震による東京湾岸の液状化発生地域における地表変動，日本

応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，pp45-46.

2) 武田浩志・向山　栄（2010）：画像マッチング法による地すべり移動量計測の精度検証，日本写真測量学会平成 22 年度秋季学術講演会発表論文集，pp.5-8

3) 森　一司・馬場冨士雄・橋本智雄・藤田慶太(2011)：2008 年岩手・宮城内陸地震に伴う荒砥沢ダム右岸の地表変状について，応用地質，Vol.52 No.2，pp.55-61

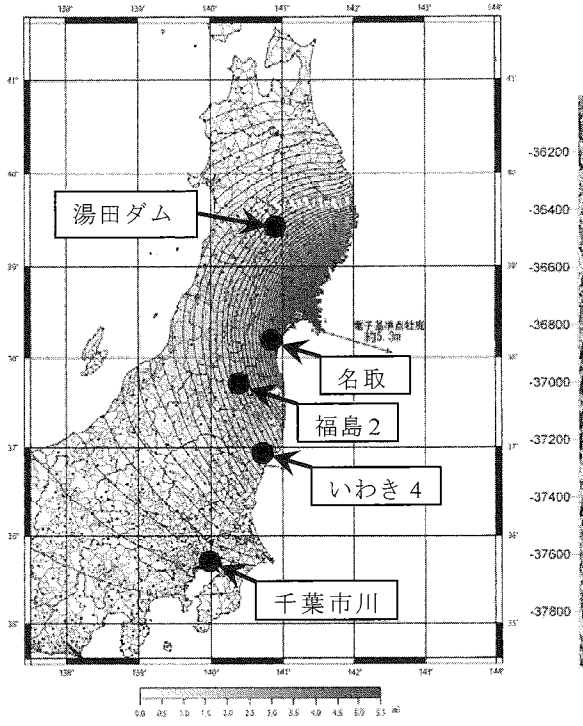


図-1　東北地方太平洋沖地震による地盤の水平変位の大きさの分布と比較対照地点の位置

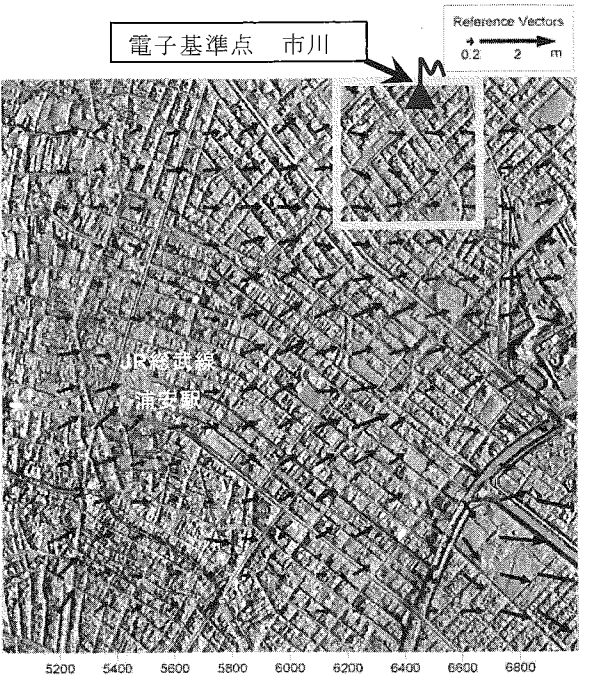


図-2　浦安市（電子基準点千葉市川）付近の地表面変位（枠は平均変位量を求めた領域の範囲）

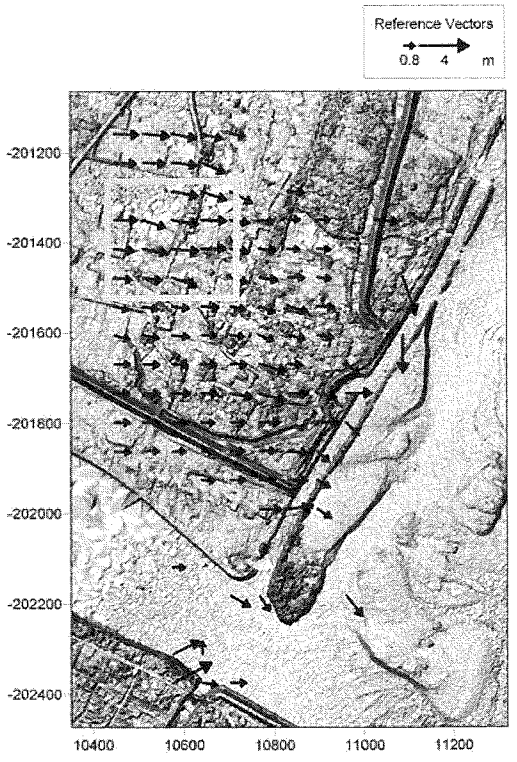


図-3　名取付近の地表面変位（枠は平均変位量を求めた領域の範囲）．電子基準点名取は、図の南西方向約 1km に位置する．

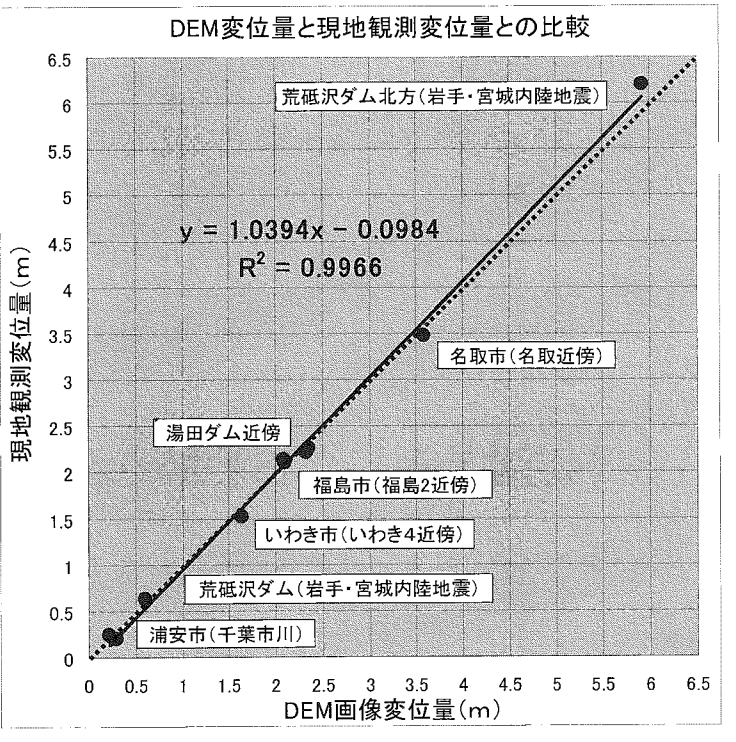


図-4　GPS 等の現地観測による地表変位と、3D-GIV 解析による変位計測との比較．東北地方太平洋沖地震による変位と岩手・宮城内陸地震による変位（荒砥沢ダム付近）を用いた．

2．仙台平野周辺における2011.3.11津波被害の地形環境依存性とその地形条件を考慮した新潟市地域の津波予測マップ

Tunami hazard map of Niigata city based on a geomorphological dependence of the Sendai plane to the Tohoku tunami hazard, March 11, 2011

卯田　強・自然環境科学科災害GISチーム（新潟大学）
Tsuyoshi Uda and Hazard GIS Team of Environmental Science Dept.

1．はじめに

昨年3月11日14時46分に発生した東北地方太平洋沖地震（M9.0）は，想定外の巨大津波を伴い，三陸海岸から仙台~福島浜通り海岸から千葉県に至るまで，甚大な被害を出した．しかし，多くの研究者やマスコミの関心はもっぱら三陸海岸に向けられ，津波の遡上高などが問題として扱われている．一方仙台平野などの海岸平野についての問題は，869年貞観地震津波堆積物が問題になる程度で，詳しい研究はほとんどされていない．

ここでは仙台平野を中心に，津波災害を受けた地域を空中写真判読して102,070戸の被害状況を把握し，新たに判読した地形分類図と国土地理院発行基盤地図情報10mメッシュを用いて地形条件を解析した．これから津波被害と地形環境との関係を見出し，新潟市周辺へ応用して，津波予測のシミュレーションを行った．ここでは以上の結果を述べる．

2．仙台平野の地形的特徴と津波被害

ここでいう仙台平野とは，宮城県石巻～福島県南相馬までの地域を含んだ広義の意味で用いる．仙台平野は，地形的特徴から，北東部の石巻平野，多賀城－名取の仙台平野，岩沼地域の阿武隈川下流域，亘理－山元の海岸平野，新地－南相馬の相馬地域に分かれる．それぞれの地形と津波被害の特徴（図1）は以下の通りである．

1）石巻平野

基本的な地形は北上川の氾濫原と海岸線に平行な5～10列くらいの砂堤からなる．

北上川は1605年（慶長10）の白石宗直に始まる幾たびかの改修を経て，本流は現在登米市柳津で分流し，三陸海岸の追波湾に注いでいるが，石巻から東松島までの地形の骨格は北上川の作った氾濫原である．石巻付近には牡鹿半島へと続く北上山地南部の一端が町のすぐ裏に迫っていることで，前縁の海岸平野の部分は多大な津波被害を受けたが，遡上距離は平均3.5kmに止まっている．

また，東松島には海岸線の近くに航空自衛隊の基地があり，ブルーインパルスのジェット戦闘機などが無残にも津波に押し流されていたことが記憶に新しい．しかしこの基地が広大であるため，一般の民家はこれより内陸側に建てられたものが多く，津波による流出家屋は相対的に少なかった．砂堤は比高がせいぜい1.5mくらいしかなく，津波の遡上にはほとんど役割を果たさなかったとみられる．

2）多賀城―名取の仙台平野

七北田川，広瀬川，名取川などの扇状地と最大3列の海岸砂丘からなる．氾濫原は扇状地と海岸砂丘とのわずかな空間を占めるだけで，三角州は見られない．

津波はほぼ一様に海岸線から3.5km～4kmまで侵入し，扇状地の末端ぐらいで止まった．この．最大遡上距離における標高値は2.5～3.3mであった．海岸砂丘のうち，海岸線沿いのものが一番比高があり，最大3mであるが，まったく何の役目も果たしていない．むしろ高速道路の方が津波の侵入を防いだ．流出家屋は海岸線の砂丘上に立地するものが多く，やや内陸側では流出を免れた家屋が多い．

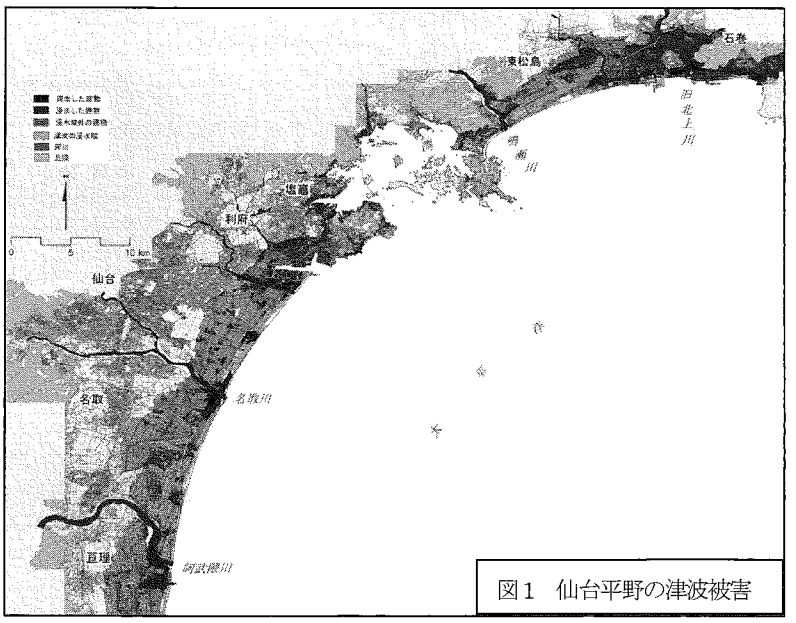


図1　仙台平野の津波被害

3）岩沼の阿武隈川河口付近

阿武隈川は北上した後，この付近で大きく270°近くカーブして太平洋に注ぐ．この付近は阿武隈川の作った氾濫原にあたり，いくつかの自由蛇行のループとその一部が破堤したスプレー型洪水堆積物が見られる．蛇行ループの縁には自然堤防が発達し，洪水堆積物とともに比高3m程度の高さがあり，これが津波の侵入を押しとどめた結果になっている．

4）亘理－山元の海岸平野

第三紀の堆積岩が南北に稜線を作り，東に緩く傾斜する段丘には溺れ谷地形がみられる．この段丘と海岸線の間のわずかな空間に，海側に3列の砂丘と内陸側の海岸低地がある．

津波は段丘の麓まで達していて，海岸平野は完全に津波で水没した．海岸砂丘は海側が最も比高があり，最大3m程度であるが，やはり防潮堤の役割を果たせず，この上に立地する集落のほとんどを完全に流出させてしまっている．

5）新地―南相馬地域

双葉断層の東側に発達する2～3段の段丘と，段丘に深く入り込む溺れ谷状の谷地形が特徴的で，海岸近くまで張り出した段丘間にわずかな面積の谷底平野がある．相馬では細長い砂州が伸びて松川浦などの潟湖を形成している．

津波はこの松川浦を結ぶ松川浦大橋の橋桁ぎりぎりまで迫り，近くの原釜地区は9割ほどの家屋が流出してしまっている．

以上から，仙台平野を襲った津波の特徴は，津波の勢いが巨大なので，海岸線の人工的な防潮堤も防潮林も，また多少の高低差のある地形が天然の要害としても役割を果たさなかったことがいえる．これは河川を遡上する津波も同様で，海岸平野をまっすぐ侵入してきた津波を先回りするように，容易に堤防を越えて堤内地に溢れ出して合流している．

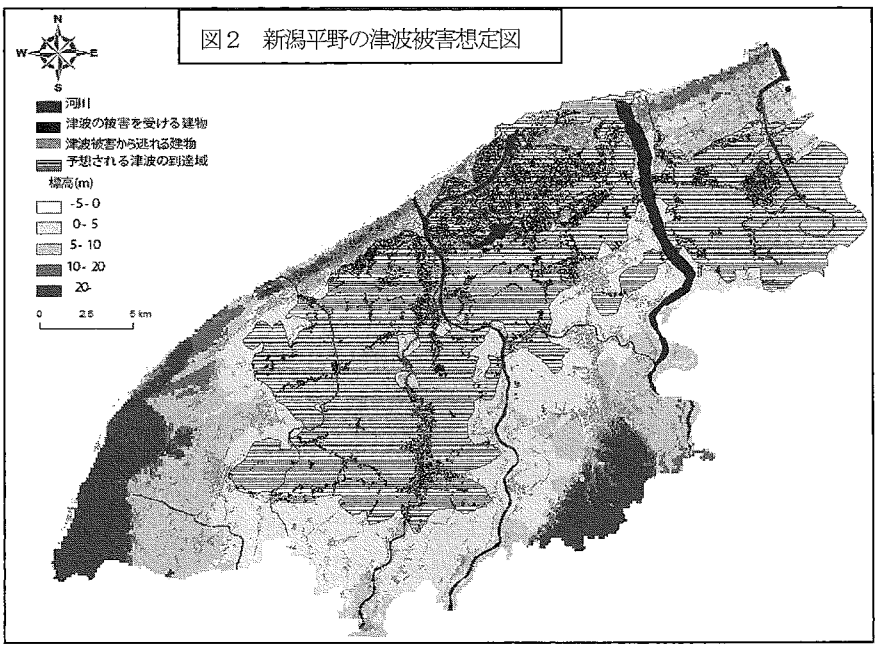


図2　新潟平野の津波被害想定図

	被害者数	人口総数	%	被害建物数	建物総数	%
北区	56,687	78,178	72.5	14,157	25,658	55.2
東区	127,646	139,563	91.5	35,690	45,520	78.4
中央区	162,801	181,182	89.9	47,287	56,636	83.5
江南区	41,176	65,957	62.4	10,267	21,884	46.9
秋葉区	4,845	77,050	6.3	363	25,977	1.4
南区	37,756	48,054	78.6	10,457	15,207	68.8
西区	81,172	160,913	50.4	20,761	51,811	40.1
西蒲区	18,668	42,958	43.5	3,141	21,566	14.6
計	530,751	793,855	66.9	142,123	264,259	53.8

表1　新潟平野の津波被害想定結果

3．新潟平野の津波被害想定マップ

中村（1983）は信濃川地震帯，新潟地震震央，1983年日本海中部地震震央を結んで，ここが北米プレートとユーラシアプレートの境界であることを提案した．その後1993年北海道南西沖地震などが起こり，この説がますます支持されるようになってきた．

これまで日本海で起こった地震はいずれもM7.5程度で，M8以上は記録されたことがない．しかし，もしこのプレート境界が活動すれば，当然巨大地震の活動も否定できないし，それによって引き起こされる巨大津波の襲来も想定外とはいえない．

したがって，3.11と同じ程度の津波が日本海で発生し，新潟に襲来したとしたら，どの程度の災害を蒙ることになるかを推定することも必要であろうと考えられる．

津波被害のシュミレーションはいろいろな方法があり，様々な試みがなされている．ここでは仙台平野で得た特徴を新潟平野に適応する．すなわち，仙台平野では，津波は多少の地形的な凸凹にほとんど左右されずに，平均3.9km，最大5.35kmもの距離を遡上しているが，だいたい3.5mくらいの標高でストップしている．すなわち，遡上距離にかかわらず停止した標高が揃っているので，これが平野を遡上する津波のキーポイントとみることとした．

新潟平野は，仙台平野と異なって，3群10列の海岸砂丘が発達している．中でも新砂丘Ⅲと呼ばれるもっとも海岸沿いのものは低くても10～15mほどの高さがあり，新潟近海で巨大津波が発生したとすると，阿賀野川，信濃川，新川河口に集中して押し寄せる．しかし，新川河口を除いて，河口周辺は低地帯で河道が狭いことがほとんど障害にならない．平野内部に侵入した津波が標高3mまで達したとすると（図2），341.86㎢もの領域が浸水し，約26万軒，53万余人が被害を受ける（表1）．とくに，海岸砂丘があるためそれほど実感がないが，海抜0m以下の地帯が広く存在し，その周辺が中心街となっているため，8割程度の建物と9割の人々が逃げ場を失うだけでなく，いったん浸水すると長期間滞水し，人工的排水以外の復旧策はないだろう．ただし，南～南西部には新幹線の軌道と高速道路があるために津波の浸水域は1/3程度縮小すると見込まれる．

新潟平野が津波で標高3mまで浸水した様子は，1060年（康平3年）に描かれた「後冷泉天皇康平庚子三年謹製 越後絵図（康平図）」とそっくりで，1000年前に現実に起こったことかもしれない．

参考文献

中村一明（1983）日本海東縁新生海溝の可能性．震研彙報58.

3. 「東北地方太平洋沖地震調査掘削」における応力測定の紹介

An introduction of Japan Trench Fast Drilling Project (JFAST) and stress orientation determination

○林　為人(海洋研究開発機構), James MORI（京都大学), Frederick CHESTER (Texas A&M 大学),
江口暢久, Sean TOCZKO (海洋研究開発機構), 第 343 次研究航海乗船研究者一同
Weiren LIN, James MORI, Frederick CHESTER, Nobuhisa EGUCHI, Sean TOCZKO, IODP Expedition 343 Scientists

1. はじめに

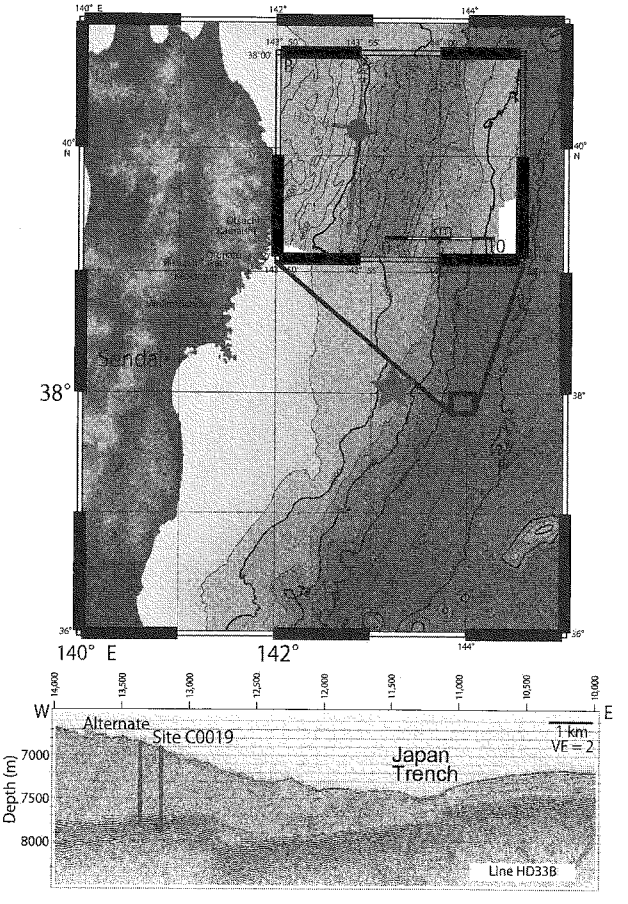
東北日本太平洋沖 Mw9.0 巨大地震の発生をうけて、統合国際深海掘削計画（Integrated Ocean Drilling Program、略称 IODP）は、かつてにない迅速な検討を行い、掘削船「ちきゅう」による緊急掘削調査プロジェクト「東北地方太平洋沖地震調査掘削；Japan Trench Fast Drilling Project (JFAST)」の実施を決定した。この緊急掘削調査は、平成 24 年 4 月 1 日～5 月 24 日と平成 24 年 7 月 5 日～7 月 19 日の 2 回に分けて実施され、震源域における断層掘削（ボーリング）を行った。掘削地点（北緯 37 度 56 分東経 143 度 55 分）は宮城県牡鹿半島東方沖約 200km 沖合の海域（図-1 中の上部拡大図中の●）で、日本海溝までの距離は約 5km であった。水深が約 6890m の海底から、深度約 820m のプレート境界断層を貫通して、850m まで掘削して、チャート層に達した。東日本大震災の大津波をもたらした、滑り量が 50m にも及ぶ震源断層を通過したと考えられる。

2. 東北地方太平洋沖地震調査掘削

本掘削プロジェクトは、1) 地震断層に到達する掘削孔に孔内温度計センサー群を設置して、東北地方太平洋沖地震ですべりを起こした断層で発生した摩擦熱を推定すること、2) 断層帯のコア試料を取得し、断層の構造特性と物理・化学性質を把握することを目的として行った。掘削地点 C0019（震央★から約 93 km）において、3 孔（C0019B、C0019E と C0019D）の掘削に成功した。

このうち、掘削孔C0019Bでは掘削同時検層（Logging-While-Drilling: LWD）により海底下850.5 mbsf（meter below seafloor）までの掘削を行い、孔内の地質状況の把握と断層帯の深度特定を行った。今回用いたLWDツール、GeoVISION によって、比抵抗、自然ガンマ線、孔壁比抵抗イメージの高品質データの取得に成功した。各種検層データの特徴から、本掘削地点の地質層序は、Logging Unit I（0～約168 mbsf）、Unit II（約168～820 mbsf）、Unit III（約820～836 mbsf）、Unit IV（約836～850 mbsf）の 4 ユニットに区分された。DSDP による過去の掘削結果等から、高い自然ガンマ線値（70-100 gAPI）を示す厚さ約15mのLogging Unit III は沈み込む太平洋プレートの最上位地層で、遠洋性粘土質岩層と解釈され、高比抵抗（5～10 ohm-m）のピークを多数含む厚さ約15mのLogging Unit IV はチャート層と解釈された。また、チャート層の下位地層は海洋地殻を構成する玄武岩層である。検層データの物性・構造解釈により、720 mbsf付近と820 mbsf付近の 2 層準において断層帯の存在を推定した。700～720 mbsf付近には負の比抵抗異常値を示す多数の薄層の存在から開口割れ目群が推定され、中でも720 mbsfに発達する厚さ約 1 mの低比抵抗帯が最も顕著な構造である。なお、この掘削同時検層において、科学掘削としては世界最長の総ドリルパイプ長（7,740m、水深 6889.5m、海底下850.5m）を達成した。

掘削孔 C0019E で実施したコアリングでは、海底下 648～844.5 mbsf の区間で、断層を含むコア試料を採取した。720 mbsf 付近でフラクチャーが密に発達する泥岩が回収された。一方、遠洋性粘土岩層の最上部に相当する 820 mbsf 付近では、地層面が急傾斜（上位）か



図－1　JFAST の掘削調査位置図 [1)]

ら緩傾斜（下位）へ変化し、この層準にプレート境界断層が存在すると推定された。掘削孔 C0019E では、820mbsf 付近でプレート境界断層を構成すると考えられる剪断破砕された遠洋性粘土質岩石のコアが回収された [2]。その太平洋プレートと北米プレートの境界断層帯の厚さが 5m以下と判明した。なお、科学掘削における海面下コア試料取得深度（海面下 7734m）の世界記録も樹立した。

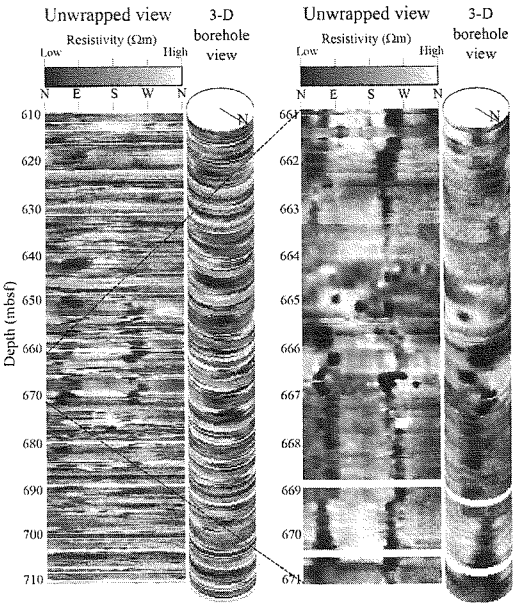
掘削孔 C0019D は、7 月に実施された 2 回目の追加航海において 854.8 mbsf まで掘削した。ケーシングを設置し、その中に温度センサーアレーの設置を成功した。それぞれの温度センサーは、独立したバッテリとデータロガーにより、温度の経時変化をモニタリングする仕組みである。掘削直後の孔内温度場は、掘削による擾乱の影響があるため、孔内温度プロファイルは約半年間に渡ってモニタリングする計画となっている。温度モニタリングデータ回収のために、温度計アレーは平成 24 年度末までに揚収される予定である。

3. 掘削同時検層による水平主応力方向の決定

掘削孔 C0019B において、掘削同時検層（LWD）を実施し、良質な孔壁の比抵抗イメージを取得した（図-2[3]）。掘削する場合、孔壁に応力の集中が発生する。この応力集中は孔壁岩石の耐えられる強度を越した場合、ブレークアウト（Breakout）と呼ばれる圧縮破壊が発生する。応力分布が対称になっているので、孔壁に発生するブレークアウトは対向 2 か所で認められ、かつその方位は必ず最小水平主応力の方位と一致し、最大水平主応力の方位と直交する（90° 異なる）。図-2 中の黒色縦の帯状模様はブレークアルトである。孔壁イメージからこのようなブレークアウトを特定できれば、水平主応力の方向を比較的簡単に決めることができる。

C0019B 孔では比較的多くのブレークアウトを特定することができた。ブレークアウトは物理検層による地層区分の Unit I（0-168 mbsf）と II（168～820 mbsf）に存在したが、Unit III（遠洋性粘土質岩層）と IV（チャート）には認められなかった。合計 200 個以上のブレークアウトを検出することができ、その累積長は全孔長の約 11%に相当する。これらのブレークアウトの方位から、水平主応力の方向を決定した。その最大水平主応力方向の深度分布は浅部（約 50～535 mbsf）と深部（約 535～820 mbsf）で異なる特徴を有することが判明した。

浅部では、特に Unit IIa（約 168～535 mbsf）では、応力の方向が規則性を欠き、“ランダム”の様相を呈した。このような特徴は、既往の沈み込み帯の掘削プロジェクトでは前例がないものであった。深部ではブレークアウトが北東～南西の卓越方向性を有することが分かった。そのことから、深部での水平面内の最大主応力方向は北西～南東であることが分かった。この方向はこの海域の太平洋プレートの沈み込み方向と概ね一致し、また、地震前の掘削（ODP Leg 186, 1999 年）から決定した三陸沖の最大水平主応力方向 [4] とほぼ平行であることが分かった。



図－2　ブレークアウトの一例 [3]

謝　辞

本研究の用いたデータは IODP の提供によるものである。また、筆者らは掘削船「ちきゅう」の乗組員、物理検層チームのご協力に感謝する。

文　献

1) Mori, J., Chester, F. M., Eguchi, N., Toczko, S. (2012): Japan Trench Fast Drilling Project (JFAST), IODP Sci. Prosp., 343. doi:10.2204/iodp.sp.343.2012

2) 海洋研究開発機構（2012）：地球深部探査船「ちきゅう」による統合国際深海掘削計画（IODP）第 343 次研究航海「東北地方太平洋沖地震調査掘削」について、プレスリリース、http://www.jamstec.go.jp/j/about/press_release/20120525_2/

3) Expedition 343 Scientists (2012): Site C0019. In Chester, F., Mori, J., Eguchi, N., Toczko, S.,and the Expedition 343 Scientists, Proc, IODP, 343: Tokyo (Integrated Ocean Drilling Program Management International, Inc.), in press.

4) Lin, W., et al. (2011), Principal horizontal stress orientations prior to the 2011 Mw 9.0 Tohoku-Oki, Japan, earthquake in its source area, *Geophys. Res. Lett.*, 38, L00G10, doi:10.1029/2011GL049097.

4．初生地すべりと地すべりの初生の定義の再検討

Definition of Primary Landslide

○長谷川修一（香川大学）・地すべりの初生と評価に関する研究小委員会（第２期）
Shuichi Hasegawa (Kagawa University), Research Group for Primary Landslides in JSEG

1．はじめに

日本応用地質学会地すべりの初生と評価に関する研究小委員会では，近年問題となっている過去に滑動の履歴のない初生地すべり（渡，2005）[5]について，主に既往事例を収集・整理することにより，①地すべりの初生の認識と定義，②地すべりの運動様式による分類法，③地すべりの運動様式に応じた調査・解析法，④地すべりの現状安定性の評価法に関する調査・研究を行ってきた．これらの研究成果は，平成22年度の応用地質学会シンポジウムにおいて公表した[3]．

しかしながら，「初生地すべり」について，“地すべり面が概ね全面にわたって連結した時点”をもって初生地すべりの発生とする点，「地すべりの初生」について，“初生地すべりに至るまでの現象を幅広くとらえること”で概ねの一致を得たものの，シンポジウムにおける総合討論の結果を含め，初生地すべりに対しては未だ多様な意見および解釈があることが改めて認識された．また，委員会においては，初生地すべりに関する定義および運動様式による分類法の一部については議論を集約することができたが，「地すべりの運動様式に応じた調査・解析法」「地すべりの安定性の評価法」などの課題については，まだ集約の途上である．これら取り組み途上の課題に関しては，最近発生した斜面災害事例の分析も踏まえ，地すべりの前駆現象の運動様式や変形進行過程，初生地すべりの発生メカニズムについて更に研究することにより，その調査解析，評価手法を確立させることが，今後の斜面災害に対する防災上必要不可欠な事項であると考えられる．

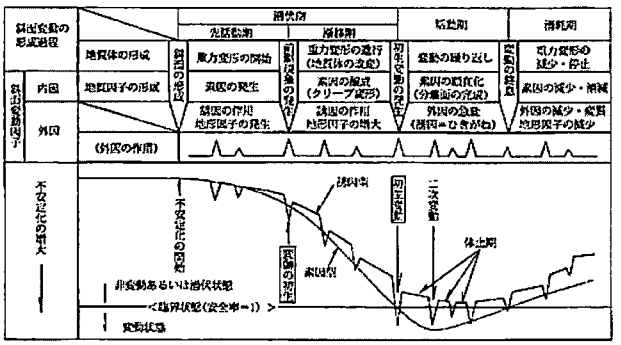
以上を背景として，平成23年度から開始した地すべりの初生と評価に関する研究小委員会(第二期)では，第一期の研究小委員会の成果を十分活用し，事例研究による初生地すべりの現象およびそのメカニズムを明らかにし，その結果に基づき，調査・計測方法を確立し，初生地すべりの安定性の評価法について言及することを具体的目標としている．本報告は，このうち初生地すべりと地すべりの初生の定義の見直しを提案し，諸賢のご批判をいただくことを目的としている．

2．定義の問題点

地すべりの初生と評価に関する研究小委員会では，「初生地すべり」について，“地すべり面が概ね全面にわたって連結した時点”をもって初生地すべりの発生とする点，「地すべりの初生」について，“初生地すべりに至るまでの現象を幅広くとらえること”と定義した（野崎，2011）[4]．

野崎（2011）による斜面変動の潜伏期から消耗期に至る過程を図１に示す．図１の「変動」を「地すべり」に置き換えれば，「初生地すべり」と「地すべりの初生」とで使用される「初生」の示す時期が異なることから，この定義は混乱を招きかねない危惧が提案者からも指摘されている（野崎 2011）．また，地すべりの前駆現象としての斜面の重力変形（岩盤クリープ；千木良，1998）が地すべり（狭義）に発展することもあれば，深層崩壊を繰り返すこともある[1]．従って，斜面の重力変形の発生の認定をもって，「地すべりの初生」とみなすのは誤解を招きかねない．

また，「初生地すべり」について，“地すべり面が概ね全面にわたって連結した時点”をもって初生地すべりの発生とする定義も，概念としては正しいかもしれないが，現実的には実証が難しい．従って，地下の地すべり面の連結を確認しないで，「初生地すべり」を認定できる定義が実務的には望ましい．



注：ここでは斜面変動全体を含むことから大八木の滑動期を傾斜の活動期と同義語として表示した．

図１　斜面変動の潜伏期から消耗期に至る過程(野崎，2011)[4]

3．初生地すべりと地すべりの初生に関する再定義

地すべりの初生と評価に関する研究小委員会（第２期）では，「初生地すべり」「地すべりの初生」の定義を再検討し，斜面構成物質が初めて大変位して地すべり地形を形成した時点を「地すべりの初生」，またその結果誕生した地すべり体を「初生地すべり」と定義することを提案する．この定義によれば，野崎(2011)による図１の「変動の初生」を「斜面の重力変形の開始」ないし「斜面の不安定化の開始」ととらえ，「初生変動」を「初生地すべり」に置き換えることになる．

ここで問題になるのは，①大変位の目安と②地すべり地形の認定をどのように行うかであるが，この点についての結論はでていない．大変位の目安として，稲垣ら（2007）[2]は，歪に相当する地すべりの変位率を提案している．地すべりの変位率は，地すべり地形で計測した移動量X（斜距離）と長さL（斜距離）から，X/Lと定義される（図２）．また，稲垣ら（2007）によれば，四国の中央構造線象の地すべり地形を対象に変位率を計測し，地すべりの前駆現象を示す二重山稜，逆向き低崖が形成された斜面や凸状尾根型斜面の変位率0.5～ 2.5%，地すべり地形として認定可能な凸状台地の変位率は概ね 2.5%以上と報告している（図３）．従って，地すべり初生時の変位率は2.5%程度の可能性があるが，今後異なる地質条件等の地すべり地形を計測して検証する必要がある．

また，地すべり地形についても，航空レーザー計測によって，微地形が正確に把握されるようになった．このため，どの程度の分解能で地すべり地形を認定するか，コンセンサスを得ておく必要がある．

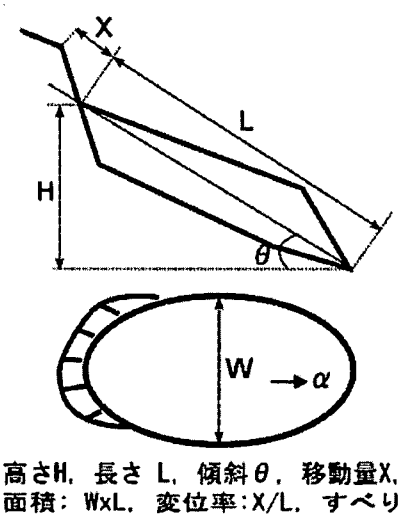


図２　地すべりの変位率の計測方法（稲垣ら，2007）

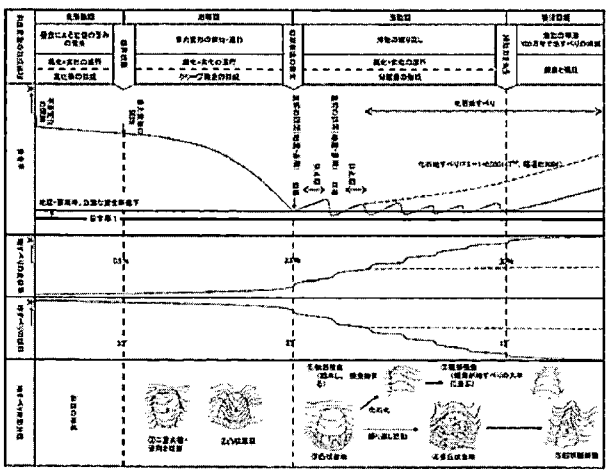


図３　地すべり形成と変位率の概念図（稲垣ら，2007）

なおこの定義によれば，「初生地すべり」は新生児，「地すべりの初生」は新生児の誕生に相当する．また，既往の地すべりの診断は幼児や大人を扱う小児科や内科に対応し，ある程度体系化されている．本委員会の研究領域は地すべりの前駆現象（重力斜面変形）の開始から地すべりの初生(誕生)までの過程となるので，妊娠から出産までを扱う産婦人科に対応する．ただし，斜面は，地形，基盤岩の地質構成，地質構造，風化変質の程度，地下水地形等が多様なため，その過程も多様で、人間と違い診断も複雑なことである。このため、初生地すべりの診断の研究は、産婦人科より獣医に近いと思われる．また，地すべりや重力変形の前兆の認められない斜面が，切土等の人為的な安全率の低下によって，断層や熱水粘土脈等を境にして，一気に滑動し，地すべりが初生することも視野に入れておかなければならない．

４．まとめと今後の課題

斜面構成物質が初めて大変位して地すべり地形を形成した時点，すなわち地すべりの誕生を「地すべりの初生」，またその結果誕生した地すべり体を「初生地すべり」と定義することを提案する．また，①大変位の目安と②地すべり地形の発生の目安として，地すべり初生時の変位率は2.5%程度を想定している．この目安については，今後更に検討する必要がある．

研究委員会の今後の主な検討課題は以下のとおりである．

(1) 地すべりに発展しやすい斜面の地形地質的特徴
（表層崩壊，深層崩壊との分かれ道は何か）
(2) 地すべりの前駆現象と進行状況の評価
（地表と斜面内部の変形構造とすべり面の連続性）
(3) 上記をいかに調査するか（調査法）
(4) 斜面の変位計測と安定性評価
(5) 地すべりに至らぬ段階における安定解析手法
(6) 初生地すべりの評価方法の取りまとめ

文献

1) 千木良雅弘（1998）：岩盤クリープと崩壊，地質学論集，No.50，pp.241-250.
2) 稲垣秀輝・小坂英輝・大久保拓郎（2007）：四国，中央構造線沿いの地すべりの発生と安定化，日本地すべり学会誌，Vol. 44, No. 4，pp.241-247.
3) 一般社団法人日本応用地質学会（2010）：平成22年度特別講演およびシンポジウム予稿集　地すべりの初生と初生地すべりについて，50p.
4) 野崎保（2011）：地すべり因子と地すべり発生プロセス，応用地質，Vol.52，No.5, pp.168-175.
5) 渡正亮（2005）：山腹のゆるみと地すべりの初生について，日本地すべり学会誌，Vol.41, No.5, pp.57-66.

5. 初生地すべりの温床と萌芽　－主に第三紀層地すべり－

Hotbed and sprout of primary landslide －Examples of Tertiary landslide－

○野崎　保（野崎技術士事務所）
Tamotsu Nozaki

1. はじめに

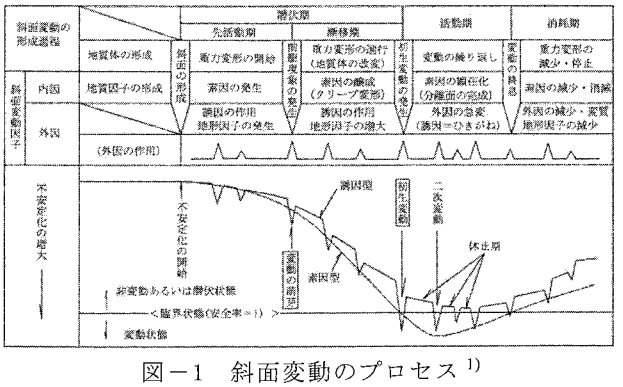
筆者は地すべりの初生と評価に関する研究小委員会（以下委員会とする）における活動の一環として最近本学会誌に初生地すべりの発生プロセスについて論説したが[1]，用語等に若干の問題が残されていた．そこで，ここでは現段階（第２期委員会が継続中）における修正案を示すと共に，主に新第三紀層分布地域における具体例を示すことによって，その考え方を解説するものである．

2. 地すべりの温床

我が国における地すべりの分布には顕著な偏在性が見られ，地質条件に左右されていることは周知のとおりである．すなわち，主にグリーンタフ地域，変成岩地帯あるいは付加帯などが地すべりの**温床**となっている．しかし，筆者は浅く小規模なものは別として初生深層地すべりに関してはその岩質が問題ではなく，むしろ地質構造や第四紀のおける構造運動がより重要な要因であり，初生地すべりをネオテクトニクスの一環として捉えることも大切であると考えている[1]．

3. 地すべりの萌芽と発生プロセス

初生地すべりの発生は，第１期委員会で「すべり面が概ね全面にわたって連結した時点」と定義された．また，筆者は第１期委員会の討論を受けて，地すべり（斜面変動）の潜伏期から消耗期に至る斜面変動の概念を図解した[1]．しかし，その時点では**変動の初生**（前駆現象）と**初生変動**（斜面変動の誕生）とが発生プロセスの異なった段階を示す結果となり，「初生」という用語の意味が両者で異なるという問題が残っていた．そこで，ここでは斜面変動の**初生**を仮に**萌芽**という用語に改め，発生プロセスの概念を図－1 のように改編してみた．

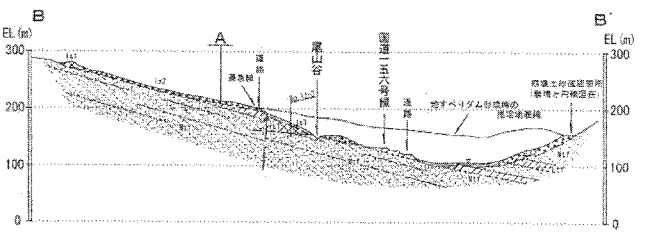


図－1　斜面変動のプロセス[1]

しかし，個々の事例において対象とする斜面が現時点においてどの段階にあるのかということの判定は，仮にその全容が解明されたとしても当事者の経験や知識によって異なったり，判断に迷うケースが生ずるであろう．そこで，ここではおおよその目安としてこれまでの委員会での討論を踏まえ，第三紀層での事例を基に筆者の考え示しておくことにする．

〈事例１〉

図－2は1586年の天正地震によって発生した富山県前山地すべりの縦断面図である．この断面上では移動体がほとんど滑落し，すべり面が露出した状態にある．すべり面下の基盤岩をボアホールスキャナーによって観察したところ，すべり面にほぼ平行した多くのヘアクラックが形成されており，除荷による応力解放に伴うものであると考えられた．すなわち，すべり面下には新たな「緩み岩盤」が形成されており，いずれこのようなヘアクラックが連結すれば，潜在的なすべり面となって次の初生地すべりの条件が整うことになる．しかし，この段階においては，はたしてこうした現象が今後地すべりに発展するかどうか，あるいはすべり面がどの位置に形成されるのかということは決まっていない．したがって，このような割れ目の発生をもって地すべりの萌芽と見なすことはできない．つまり，温床としての条件は整っているが，未だ**先活動期**における現象ということになる．

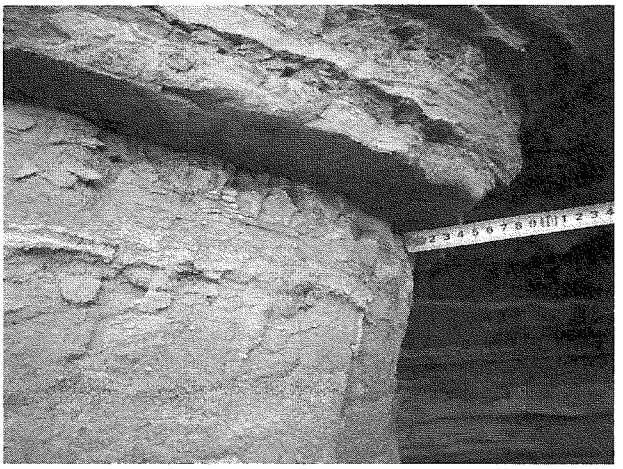


図－2　前山地すべり縦断面図[2]
（Mtf, Ltf：第三紀凝灰岩類，ls：地すべり崩土）

〈事例 2〉

写真－1は2007年新潟県中越沖地震の直後に柏崎市椎谷海岸で観察された層面すべりであり，上盤が 5cm 余りせり出しており，その周辺にも数ヶ所同様な層面すべりが確認された．同様な現象は新潟県中越地震で発生した横渡地すべりの隣接露頭でも観察されており，能登半島地震の際にも震源に近い海岸露頭の数ヶ所で

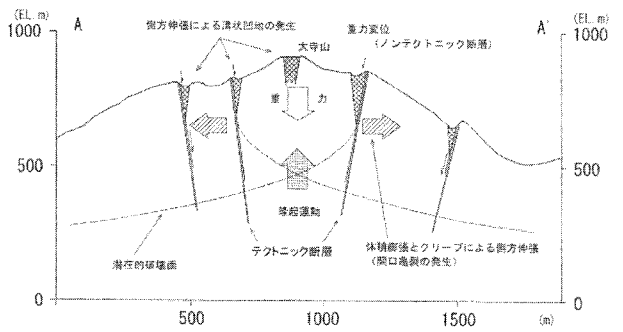
確認された．いずれも変位量はせいぜい 30cm 程度以下であるが，潜在的すべり面の位置がかなり高い確率で特定されたことになる．しかし，まだ全体像は決まっておらず，初生地すべりとして認定できる段階にはない。この現象は今回の地震によって引き起こされた地すべりの前駆現象であり**萌芽**と言って良いであろう．すなわち，現時点は**漸移期**の段階にあり，今後初生地すべりの発生が予測される要注意斜面ということになるであろう．



写真－1　新潟県中越沖地震による層面すべり

〈事例 3〉

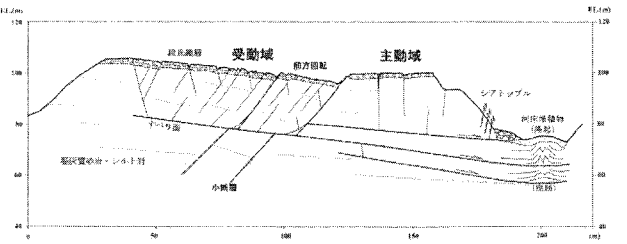
図－3 は富山県庄川水系小牧ダム湛水域左岸稜線部に見られる多重山稜の模式横断図である．詳細なボーリング調査などは行っていないが，これはいわゆるサックングあるいはサギングと呼ばれる現象を示したものであり，周辺には顕著な山向き小崖が複数形成されており，その一部を滑落崖とする大規模な深層崩壊跡があり，かつてはスキー場として利用されていたことがある．こうした多重山稜も初生地すべりの萌芽であり，**漸移期**にあるものと見なすべきであろう．



図－3　庄川中流域左岸多重山稜の発生メカニズム

〈事例 4〉

図－4 は，岩手宮城内陸地震によって落橋した祭畤大橋の模式的断面図である．この図は筆者が当学会調査団の一員として参加した際に，落橋の原因となった初生地すべりのメカニズムの一案として示したものを当委員会としての再調査に基づいて修正したもの [3]である．ここでは詳細なメカニズムについては触れないが，褶曲時に発生した層面断層および応力解放に伴う低角度な割れ目あるいはシーティングジョイントが潜在的なすべり面として存在し，地震発生前にすでに前駆的な変位・変形（地すべりの萌芽）が生じていた，すなわち**漸移期**にあったものと考えている．そして，今回の地震動による強い慣性力が働いて，少なくとも 2 枚以上の潜在的なすべり面を利用して川側に移動し，河床部においては座屈が生じたものであり，この段階において**初生地すべり**に至ったものと推定している．



図－4　祭畤大橋落橋の原因となった初生地すべり発生のメカニズムを示す模式的断面図 [3]

4. まとめ

近年の地震災害によって，初生地すべりに伴う現象の多くが地震動によって生じたものらしいという認識が高まってきているように思われる．地震動も当然ネオテクトニクスに関連する問題であるが，これは地すべりの萌芽あるいは初生を促す誘因としての問題である．一方，初生地すべりの温床という観点からは，褶曲構造に伴う地層の傾斜や断層・割れ目の分布状況などその場の地質形成史が深く関与しており，筆者はその岩質特性よりもむしろ地質構造に重点をおくべきであると考えている．さらに，第四紀の造山運動に伴う山地の隆起や岩盤内の歪みの蓄積そしてその解放といったことが密接に関連しており，そういった観点での取り組みが大切であると考えている．しかしながら，昨今は様々な探査技術や計測手段の発達に伴ってそれのみに重点がおかれる傾向にあり，こうした地形・地質形成史的条件がますます軽視されがちである．若い研究者・技術者の奮起を促したいところである．

文献

1) 野崎保(2011)：地すべり因子と地すべり発生プロセス，応用地質，Vol.52，No.5，pp.168-175.

2) 野崎保・井上裕治（2005）：天正地震と前山地すべりの発生機構，地すべり Vol.42, No.2, pp.13-18.

3) 野崎保・永田秀尚・竹下秀敏(2010)：祭畤大橋の落橋原因となった岩盤地すべりの発生機構，平成22年度研究発表会講演論文集，pp.293-294.

6. 三郡変成岩地帯での岩盤クリープと地すべり

Rock creep and landslide in the Sangun Metamorphic Belt, Fukuoka Prefecture.

○加藤靖郎（川崎地質（株）），恒成美裕己，太田孝一，前田清倫（福岡県）
Yasuo Katoh（Kawasaki Geological Engineering Co., Ltd.），
Miyuki Tsunenari, Koichi Ota, Kiyomichi Maed（Fukuoka Prefecture）

1. はじめに

調査地は，変成岩類が白亜紀花崗岩類のルーフペンダントとして分布している地域であり，接触変成作用により変成年代が不明などの理由で，変成帯の帰属が曖昧な箇所である．今回は従来の考え方に従い，三郡変成岩とする．

地すべり移動体は長さ・幅ともに約 50m であるが，滑落崖の 30m 背後の斜面にも滑落崖が存在する（図-1）．最下部の地すべりブロックの活動が継続することで，上部斜面の地すべりも活発化しつつある状況である．

この地すべり発生には，基盤岩の結晶片岩の重力性変形に伴う割れ目の発達や風化の進行などの素因が主要な役割を果たしていると考えられる．

2. 地質

母岩は泥質片岩，塩基性片岩であり，ボーリングコアで見る限り，貫入形態は規則性に乏しく，母岩と貫入岩の量比はほぼ等しい．図-2 に示すように，地すべり斜面は泥質片岩が優勢に分布しているが，その上下のやや急な斜面では塩基性片岩が分布する．塩基性片岩の方が硬質であり，斜面のクリープ変形に対して抵抗体をなしていると考えられる．

泥質片岩は割れ目の発達が顕著で，薄く片状岩片をなしており，風化も進んでいるため強度が低い．

閃緑岩は割れ目も不明瞭なほど強風化しており，泥質片岩に比べてさらに強度低下が進んでいる．

3. 周辺の地質構造

図-3 の地形図に調査位置を示す．地すべりを起こした斜面は，どちらかといえば尾根地形であり，馬蹄形地形のような地すべりの痕跡は不明瞭だった．またこの図では露頭での片理面構造の変化を示している．全体に受け盤構造である．また調査地より上流では，露頭の片理面が走向約 70°で南傾斜を呈するのに対し，調査地に近づくにつれ片理面傾斜が緩くなり，最も緩い箇所では 28°南落ちとなる．

4. ボーリングコアでの片理面の傾き

地すべり地内のボーリングコアにおいて，深部の新鮮岩では 55°程度の傾きを呈するが，浅部でかつ風化が進んでいるコアほど，片理面傾斜が緩くなり，最も緩い箇所では 5°となる（図-2，図-3）．図-3 は No.1 孔と BV-4 孔における片理面傾斜を深度方向 10 cmごとに測定した結果を現している．No.1 は地すべりより下流に位置した緑色片岩の片理面傾斜であり，50～60°の傾きでほぼ一定している．BV-4 は地すべりの直上斜面に位置した泥質片岩の片理面傾斜であり，浅部ほど傾きが緩くなる傾向を呈する．

地すべり移動体末端の押し出し領域では，一部で回転や擾乱が起きているものの，10～30°山側へ傾いた片理面構造が観察できる．

地すべりが発生しているのは D 級岩盤内である．片理面の傾きが緩くなるほど岩盤強度も低下している状況を表-1 にまとめた．

地盤表層は岩屑層が数 m の厚さで分布する．岩屑層には複数の土壌が挟み込まれていることがあり，薄い表層すべりが繰り返されたことが推定できる．

5. 考察

地すべりは片理面傾斜の緩くなったD級岩盤内で発生している．D級岩盤の形成には割れ目の拡大や開口の進展が寄与しており，片理面傾斜が緩くなる岩盤の重力変形が係わっていると考えられる．特に泥質片岩でその傾向が顕著であり，おそらく薄い表層崩壊を繰り返し発生させていたと考えられる．しかしその一方，斜面を横断して分布する塩基性片岩は割れ目が少なく，硬質な岩質を保っており，重力変形に対する抵抗体となっていた．そのため泥質片岩は劣化部が崩壊せずに保存されていたと考えられる．

そして今回の雨がきっかけとなって厚いD級岩盤層内に地すべりが発生したと考えられる．この地すべり移動体のすべり面は，パイプ歪計の変位深度から推定できるが，ボーリングコアですべり面の特徴がほとんど把握できなかった．おそらく初生すべりであったと考えられる．

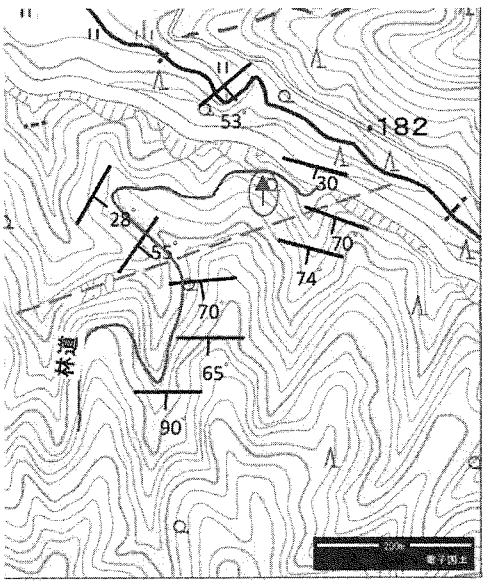
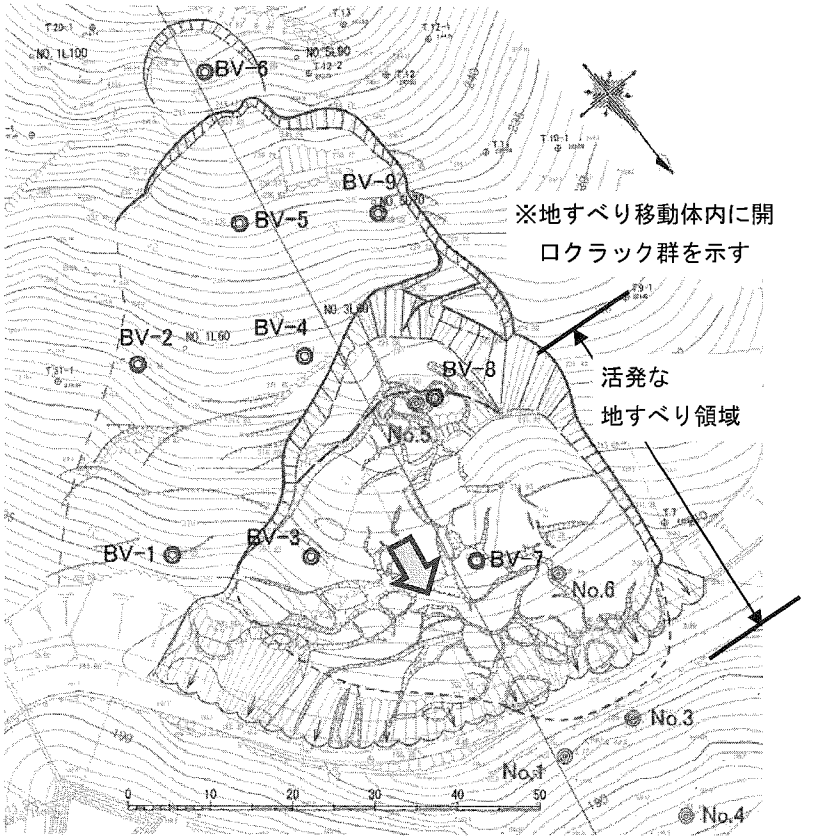


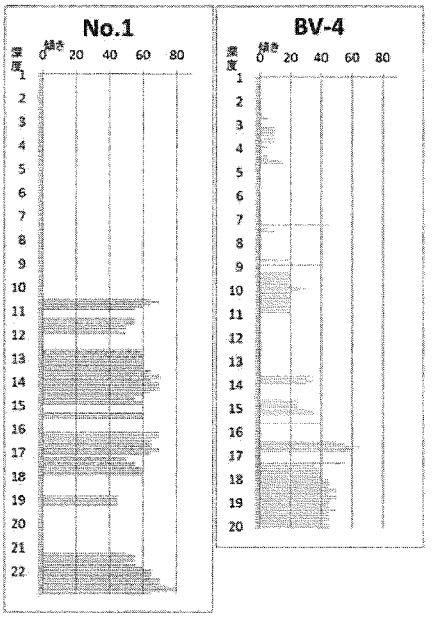
図-3　調査地（赤丸）周辺の地形と片理面構造
緑波線は遷緩線を結んだもの



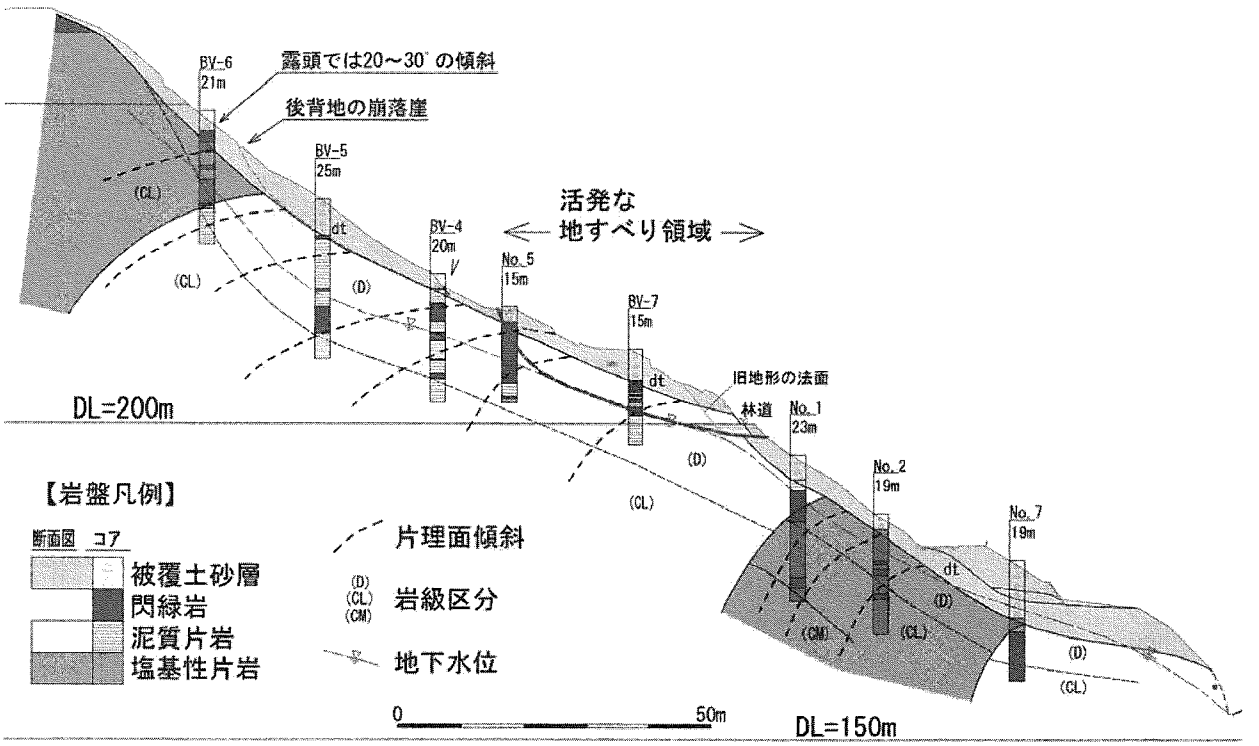
図－1　平面図

表－1　ボーリングコアでの岩級区分と片理面傾斜

岩区分	片理面傾斜
D 級岩盤	5°～40°
CL 級岩盤	40～60°
CM 級岩盤	55° 以上
露頭の新鮮岩	70° 以上



図－4　深度ごとの片理面傾斜



図－2　断面図

7. 岐阜福井県境周辺に発達する山体重力変形地形の分布・特徴・発達過程

Distribution, Characteristics and Development of Sagging Geomorphologies around the Prefecture Boundary between Gifu and Fukui

○ 小嶋 智・丹羽良太（岐阜大学）・金田平太郎（千葉大学）・永田秀尚（風水土）
Satoru Kojima, Ryota Niwa, Heitaro Kaneda, Hidehisa Nagata
池田晃子・中村俊夫（名古屋大学）・大谷具幸（岐阜大学）
Akiko Ikeda, Toshio Nakamura, Tomoyuki Ohtani

1. はじめに

二重山稜あるいは多重山稜，山向小崖などの山体重力変形地形は，標高 3000m 級の日本アルプスだけではなく 1000m 程度の山域にも発達していることが，2 万 5 千分の 1 の地形図や同程度の縮尺の航空写真の判読から知られている [1]．一方，近年の航空レーザー計測技術の発達により，高精細な地形図が利用できるようになり，日本の山岳地域にはこれまで知られていなかった小規模な山体重力変形地形が普遍的かつ高密度に発達することがわかってきた [2]．

筆者らは，岐阜県と福井県の県境稜線周辺の山域を研究対象として山体重力変形地形の分布・特徴・発達過程を調査検討している．本報告では，当該地域における調査結果を主体とし，同様に尾根直下に重力変形地形が認められる三重県熊野市南西部ツエノ峰地域における調査結果についても，その途中経過を報告する．

本研究で利用した航空レーザー計測データは，国土交通省中部地方整備局越美山系砂防事務所より提供して頂いた．ツエノ峰地域の調査に際しては，地権者の（株）水鍬の方々に便宜をはかって頂いた．調査解析の一部は，岐阜大学工学部社会基盤工学科の学生の徳永浩之君，栢本耕一郎君，岩本直也君によって行われた．以上の方々に記して感謝いたします．

2. 調査地域の概要

研究対象地域は，岐阜県と福井県の県境稜線上に位置する能郷白山（1617m）の北方，温見峠から，岐阜県と滋賀県の県境稜線上の八草峠までの標高 1000～1500m 程度の県境稜線周辺の山域である．稜線部分には，新第三紀中新世の能郷白山花崗閃緑岩，同じく中新世の火山岩類，美濃帯のジュラ紀付加コンプレックスが分布する（図－1）．美濃帯の岩石は緑色岩・石灰岩・チャート・砂岩・メランジュなどからなる．石灰岩・チャートは風化侵食に対する抵抗力が大きく，尾根や急崖を作ることが多い．一方，メランジュは，美濃帯構成岩類の様々な大きさ・形態のブロックが泥質基質中に取り込まれた地質体で，基質はせん断変形を被っていることが多いため風化侵食に対する抵抗力が小さい．図－1 の地質図で「砂岩・泥岩・メランジュ」と表現されている地域にも，シート状あるいはブロック状のチャートが含まれている場合がある．

3. GIS による解析結果

二重山稜・山向小崖地形の方位，密度，およびそれらと地質構造との関係を地理情報システム（GIS）を用いて解析した．直線近似した二重山稜は合計で 83 本，総延長 4.0km，山向小崖は 99 本，4.8km であった．

3.1. 山体重力変形地形の方位

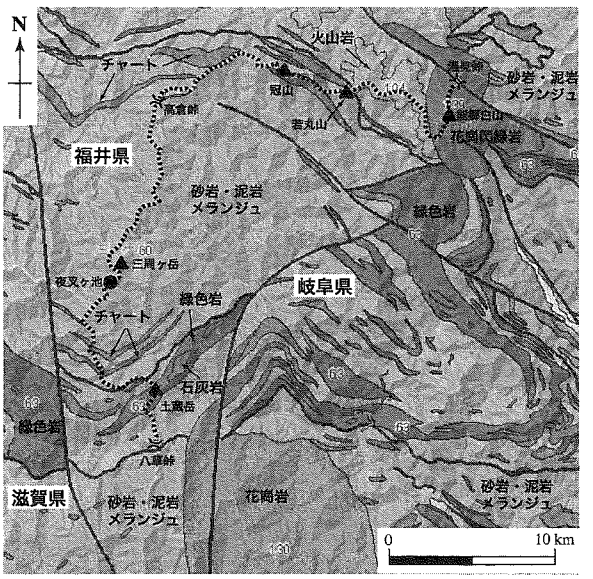
抽出した山体重力変形地形の方位と，そこから最も近い県境稜線の方位の関係を図－2 に示した．二重山稜は大部分が県境稜線と平行に発達する一方で，稜線からやや離れた山腹斜面に発達する山向小崖には，稜線と斜交するものもみられる．

3.2. 山体重力変形地形の密度

県境稜線 600m ごとに山体重力変形地形の長さを合計し，その割合を図－3 に示した．山体重力変形地形は，県境稜線上に均一に分布するのではなく，分布密度に大きなばらつきがある．

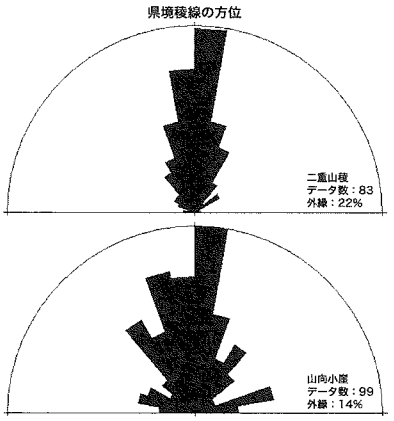
3.3. 山体重力変形地形の密度と地質の関係

図－3 の下端部には，県境稜線のその部分がどのよ



図－1　調査地域周辺の地質図（産業技術総合研究所地質調査総合センター作成の 20 万分の 1 シームレス地質図に加筆）．破線は調査対象の県境稜線を示す．

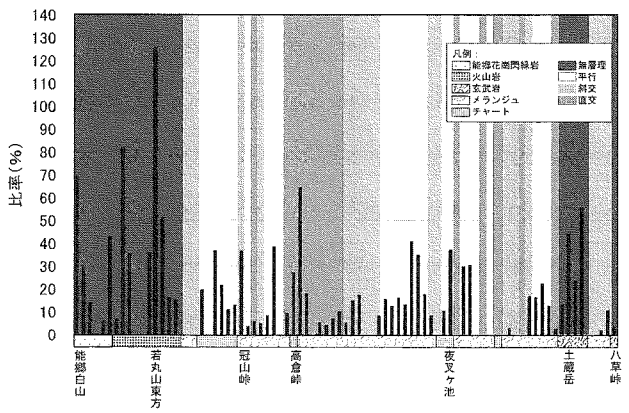
うな地質から成るかを示した．岩相別にみると，山体重力変形地形が最も密に発達するのは若丸山東方に分布する新第三紀火山岩である．変質した新第三紀火山岩，特に日本海側に分布するグリーンタフは地すべりを起こしやすい岩相として知られているが，本地域に分布する新第三紀火山岩も同様な性質を持ち，地すべりの前兆現象としての山体重力変形地形が発達していることが推定される．能郷白山花崗閃緑岩分布地域にも多くの山体重力変形地形が分布する．美濃帯構成岩類のうち，メランジュ，チャートの分布域には多くの山体重力変形地形が認められる場合もあるが，ほとんどない場合もあり，その密度は岩相以外の要因に左右されているように思われる．



図－2　調査地域に分布する山体重力変形地形の伸びの方位．

3.3. 山体重力変形地形の密度と地質構造の関係

美濃帯の岩石のうち，層理面・へき開面の発達するチャート・砂岩・メランジュの走向と県境稜線の延びの方向の関係を，平行（約 0～20 度），斜交（約 20～70 度），直交（約 70～90 度）の 3 つに区分し，山体重力変形地形の密度との関係を考察した（図－3）．同じ岩相であっても層理面と稜線の方向が平行な場合の方が，斜交・直交の場合より山体重力変形地形の発達が著しいことが読み取れる．



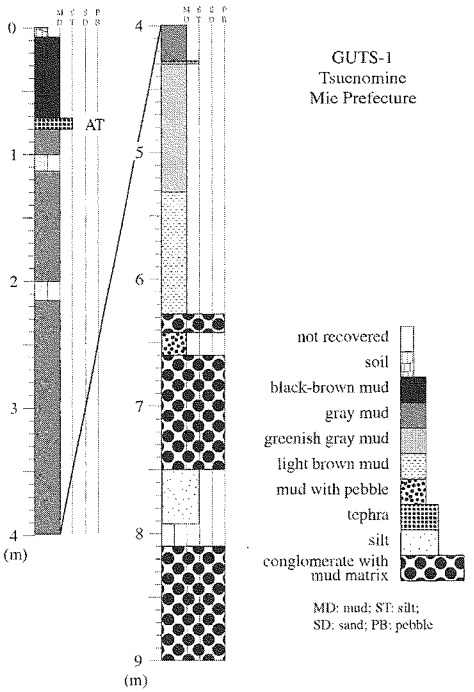
図－3　県境稜線 600m ごとに発達する山体重力変形地形の長さの割合．

4. 冠山北西の二重山稜地形の発達過程

冠山北西の山上凹地を埋める堆積物についてハンドオーガーボーリングを実施し，その発達過程を考察した．その結果，当該地形は約 1 万年前に形成を開始したことが明らかとなった．詳細は本講演論文集の丹羽ほか[3)]を参照されたい．

5. 三重県南部，ツエノ峰地域の山体重力変形地形

調査地域は三重県熊野市南西部に位置するツエノ峰（標高 645m）周辺地域で，周辺には新第三紀中新世の熊野層群に属する砕屑岩類が分布する．ツエノ峰北方の尾根上には，二重山稜地形と山上凹地が埋積されてできた平坦面が認められ，その稜線下方の沢沿いには埋積されたせき止め湖跡と考えられる地形も存在する．山上凹地埋積堆積物が作る平坦面から掘削したボーリング試料から，堆積物は塊状の黄褐色および明～暗灰色粘土層からなり，挟まれるテフラ（AT の純層）から，約 2.6 万年以上前に変形を開始したことが明らかになった（図－4）．



図－4　ツエノ峰凹地堆積物のコア柱状図

文献

1）永田秀尚・坂口　透・小嶋　智（2006）：GIS を用いた不安定斜面分布の地形地質要因解析，応用地質，Vol.46，No.6，pp.320-330.

2）小嶋　智・徳永浩之・大谷具幸（2011）：航空レーザ計測の地質学への応用：山体重力変形地形研究を例として，地盤工学会誌，Vol.60，No.3，pp.59-62.

3）丹羽良太・小嶋　智・金田平太郎・永田秀尚・池田晃子・中村俊夫・大谷具幸（2012）：岐阜福井県境，冠山北西の二重山稜地形の発達過程，本講演論文集.

8. 地質による地すべりの変位率の違い

Relationship between geology and displacement rate of landslides

○小坂英輝（環境地質），鵜沢貴文（同左），稲垣秀輝（同左）
Hideki Kosaka, Takafumi Uzawa, Hideki Inagaki

1. はじめに

斜面が形成されると，そこでは下方へ移動しようとする力が加わり，変形が始まる．本論では，この重力性の変形体が初めてすべり面に囲まれた時を，初生すべりと呼ぶ．トンネルの崩壊事例に基づけば，崩壊（初生すべり）に至る限界歪は，一軸圧縮強度により異なる[1)]．この歪量と強度の関係は，歪量を変位率に，強度を傾斜に考えると，斜面における初生すべりにも当てはまる[1) 2)]．筆者らは，新たにすべりの有無と斜面地形との関係を整理して，斜面での計測事例[2) 3)]に基づき地質による初生すべり時の変位率の違いを示す．なお，変位率と傾斜の測定法は稲垣(2007)[2)]による．

2. 斜面地形の区分

図1は，重力性の変形により形成される地形の特徴，断面形状，周辺の尾根地形との比較から推定される変形体内部の岩盤と土砂との量比，すべり形状とすべりの有無との関係について整理したものである．本論では，すべりの有無による変位率の違いを示すため，以上の整理に基づき，斜面地形をA～Cに区分した．

区分Aは，すべりが発生しているか不明であり地すべと認定できないが，地形は周辺の尾根とほぼ同じで，併進型の地すべりを除けば概ね初生すべりには至っていないと考えられる．区分Bは，頭部の緩斜面がリストリックなすべりにより形成されると考えられ[4)]，末端の地形が周辺の尾根より緩傾斜であることから，頭部から末端まで全体がすべっている．つまり区分Bは地すべりと認定できる．区分Cは区分B頭部の台地が失われ下に凸の断面形状を示すことから，土砂の割合が高く，区分Bから進展した地すべりである．

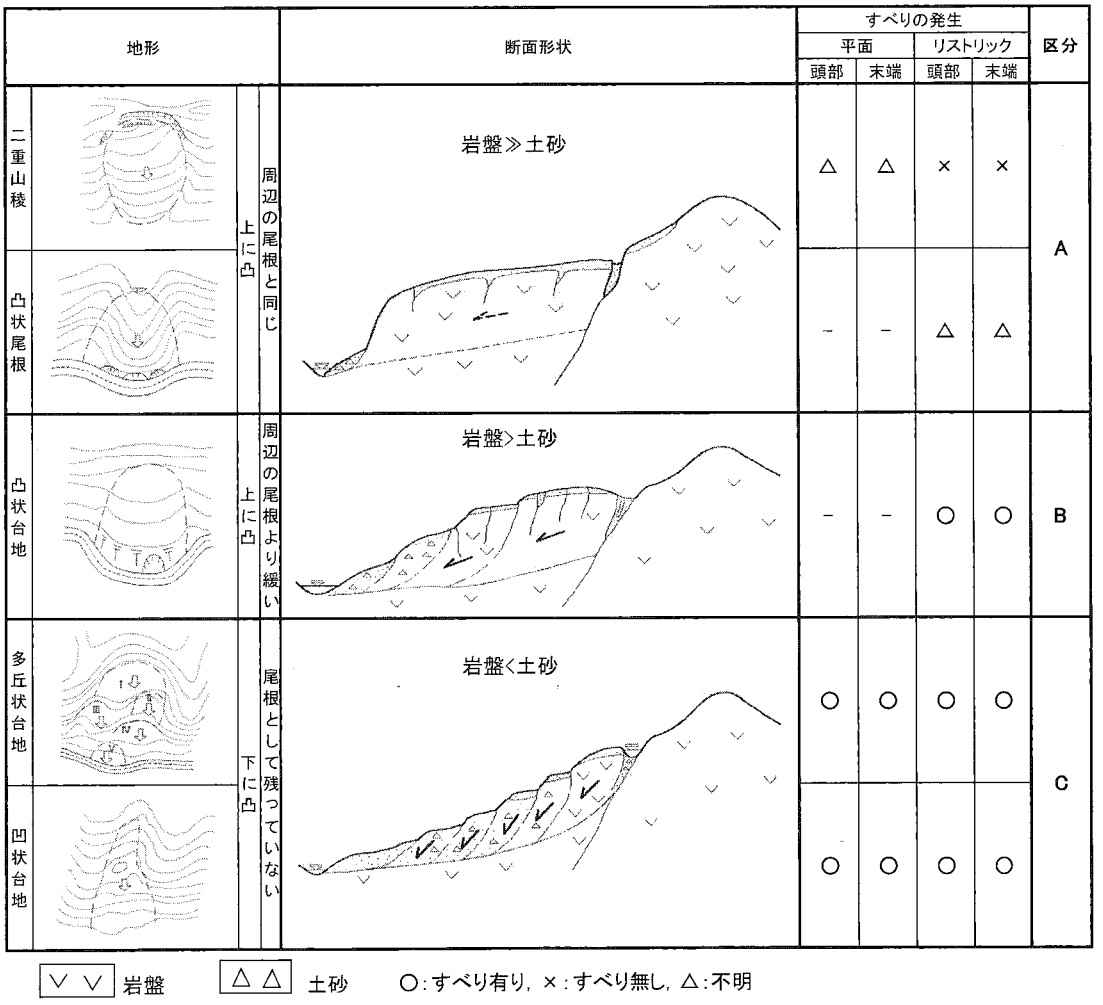


図1．すべりの有無による尾根および地すべり地形の区分

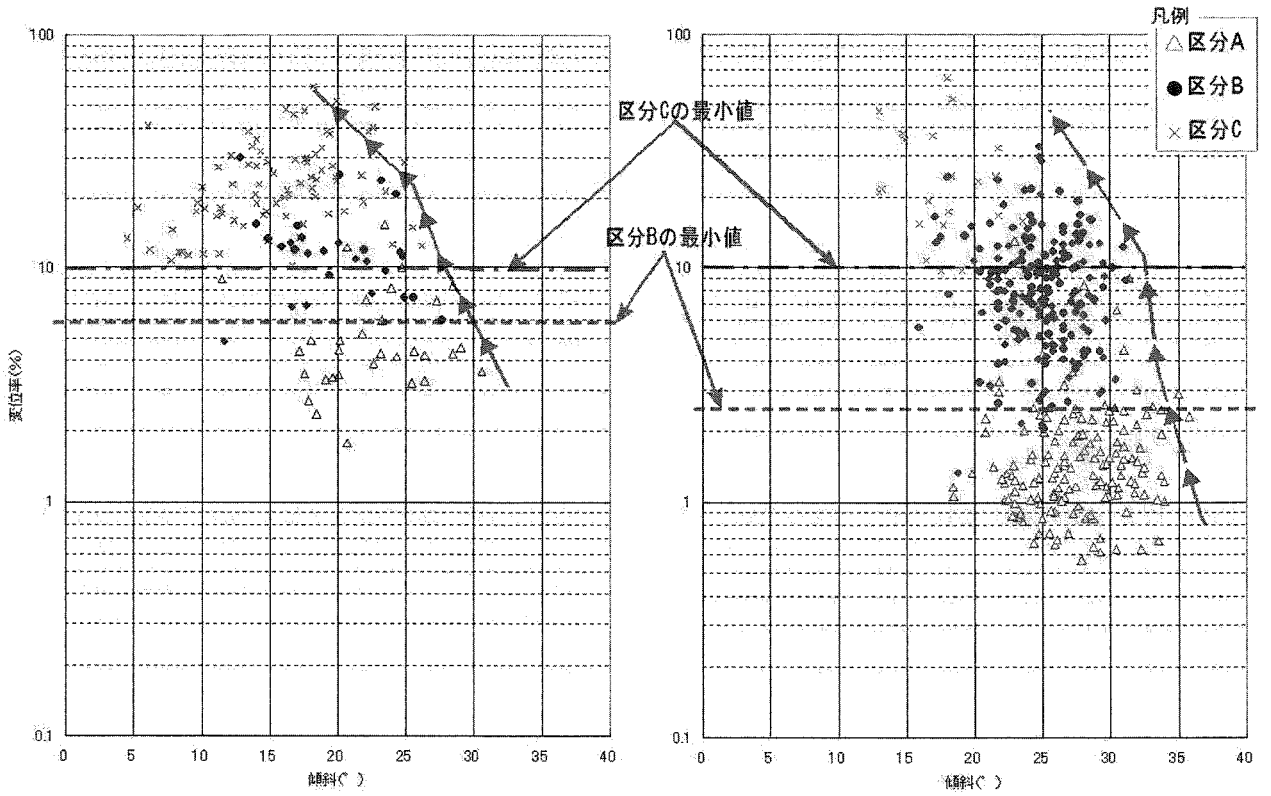


図 2. 変位率－傾斜グラフ （左：新第三系堆積岩地域，右：四国三波川結晶片岩地域）

3. 地質による変位率の違い

図 2 は四国の三波川地域[2]，中越の新第三紀層地域[3]の変位率－傾斜グラフを，図 1 の区分に従って整理したものである．初生すべり前を主とする区分 A の変位率は三波川地域で 0.5～2.5 %，新第三紀層地域で 2～10 %である．初生すべり後と分かる区分 B の変位率の最小値は三波川地域で 2.5 %，新第三紀層で 5%である．区分 C は岩質によらず変位率がおおむね 10%以上である．図 2 の矢印の傾斜は三波川地域よりも新第三紀層地域で小さく，岩質の差を反映している．

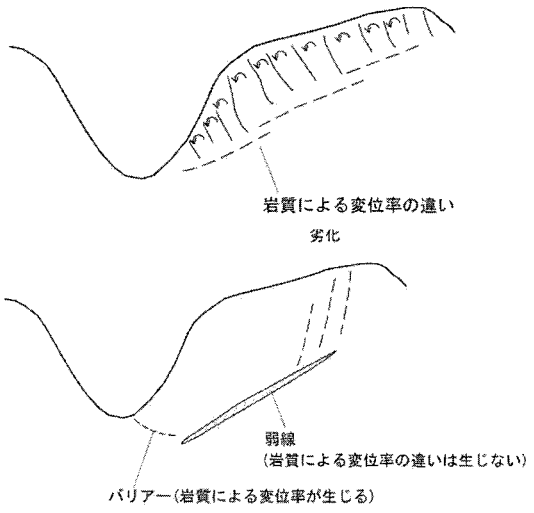


図 3. 地すべりの初生段階における
すべり領域の有無を示す模式図

4. 考察

初生すべり後である区分 B の変位率の最小値が岩石強度の高い三波川地域で小さいことは，初生すべり時の限界歪量が岩質強度の違いに左右されていることを示す．弱線がない変形体では，初生すべり時の限界歪は岩質の差を反映すると考えられる(図 3 上図)．一方，弱線がある変形体では，初生すべり時の変位率が岩質に左右されるためには，変形体の一部に弱線をもたない領域が必要である (図 3 下図)．つまり岩質による変位率が異なる事は地すべりの初生前段階の多くの斜面が非すべり領域を持つことを示唆している．

文献

1) 桜井春輔 (1986) :NATM における現場計測と管理基準値，土と基礎，vol. 34，no. 2，pp. 5-10.
2) 稲垣秀輝・小坂英輝・大久保拓郎(2007)：四国，中央構造線沿いの地すべりの発生と安定化，日本地すべり学会誌，vo. 44，no. 4pp. 37-43.
3) 鵜沢貴文・稲垣秀輝・小坂英輝(2012)：山梨県北部、風化花崗岩における初生地すべりの変位率と内部構造，応用地質学会誌，vol53，No.1，pp. 2-11.
4) 小坂英輝・鵜沢貴文・稲垣秀輝・齋藤華苗 (2010)：バランス断面法の重力変形体への適用―山梨県北部・風化花崗岩の例―，応用地質学会平成 22 年度特別講演およびシンポジウム予稿集，40-45.

9. 岩盤ゆるみの類型化

Classification of loosening of rock mass

永田　秀尚（有限会社風水土）
Hidehisa Nagata

1. はじめに

岩盤ゆるみ（以下「ゆるみ」とする）は「応力の解放などに起因した岩盤の劣化現象」と定義されている[1].

本論は，ゆるみについて，その類型の区分を提案するとともに，ゆるみと風化の関係，ゆるみと地すべりとの関係について述べるものである．以下は本学会に設けられている「地すべりの初生に関する研究委員会」での議論を背景にしているが，あくまで私見である．ゆるみの認定法や調査法，および工学的な対応の詳細については，今後もさらに委員会での議論を経て，あらためて示すものとする．

2. ゆるみの類型化　（図-1）

＜地すべり挙動によるゆるみ＞

岩盤のゆるみは応力解放によってその場で発生したものが多く，上に定義されたように本来的なものであるが，その他の成因によるものもある．ひとつは発生してしまった地すべり移動体でのゆるみである．「ゆるんだからすべった」のか，「すべったからゆるんだ」のかを決めるのは難しいことも多いが，多くの岩盤すべり移動体で発生前にはなかった亀裂の開口が見られる例が報告されている[2),3)].

もう一つは，高速で移動した移動体の衝突によって，ゆるみのなかった地山に生じたゆるみである．2011 年長野県北部地震によって発生した，長野県栄村中条川での地すべりでは，地すべりダムを生じた川の対岸の岩盤が著しくゆるんでいることが確認された．

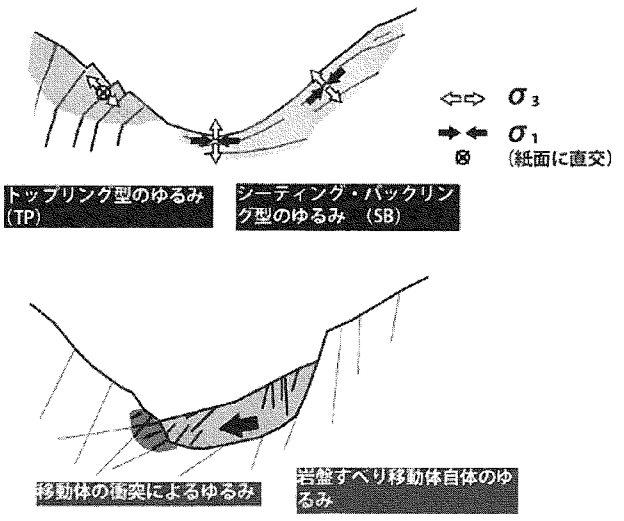


図-1　岩盤ゆるみの類型

＜応力解放によるゆるみ＞

応力解放によるゆるみは，「シーティング・バックリング型（SB)」と「トップリング型（TP)」とに区別できる．割れ目の形成や，既存の割れ目の開口をもたらす最小圧縮主応力 σ_3（ここでは負の値となる）軸の方向が SB 型では斜面に対してほぼ直交，TP 型では斜面傾斜方向となる．また，最大圧縮主応力 σ_1 の方向は，SB 型で斜面傾斜方向にほぼ平行，TP 型では斜面の走向方向にほぼ平行となる．SB 型は塊状岩盤ないし流れ盤斜面での層状岩盤に生じやすい．トンネルなどの地下空洞で発生する「ゆるみ」も基本的に SB 型である．TP 型は鉛直に近い傾斜をもつ層状岩盤で発生しやすい．節理の発達した塊状岩盤でもブロックトップリング[4)]が起きることがある．

なお両者は同じ斜面で共存・併存する例もある．ゆるみのモードが変化することも少なくない．σ_1，σ_2，σ_3 はそれぞれ容易に入れ替わるためであろう．

3. ゆるみと「風化」

風化は物理的なものと化学的なものに区分されるのが一般的である（生物学的な風化を敢えて省く）．既存の割れ目の開口や新しい割れ目の形成といったゆるみの現象は風化の物理的側面といえる．ゆるみによって割れ目が形成されたり開口したりして，風化の化学的反応を起こす面積が増大するので，化学的風化はより深部まで，またより早く進行することができる．化学的風化によって引き起こされる岩石の体積変化，物性変化は，物理的風化をさらに促進するといった相互作用が起きる．

工学的に風化を扱おうとするとき，構成鉱物の変化，その結果としての岩石の脆弱化や物性の変化，色調変化に着目されることが多い．これは主に風化の化学的側面を重視していることになる．岩石の風化はそのまま岩盤の風化ではないが，この点はしばしば混乱している．

実際には，多くの場合岩盤で化学的な風化の進行がゆるみの進行と同じくらいか早く，岩盤の風化は両者がともなったものとして捉えられる．たとえば，割れ目が褐色化を示す区間ではルジオン値が大きく（これは割れ目の開口を示す），割れ目の変色が認められなくなるとルジオン値が 0 に近くなるといった例である．しかし削剥速度が大きく，化学的風化の進行が遅い岩石の場合，一見ほとんど新鮮な岩石であるが割れ目が大きく開口しているといった例も

少なくない．あるいは，新鮮な岩盤を掘削中にシーティングが発生するという事例もある[5]．つまり，化学的風化が追いつかないゆるみ岩盤というものがしばしば存在し，それは実務者を悩ますことになる（図-2）．

4. ゆるみと地すべり

ゆるみ自体は一種の岩盤の重力変形であって地すべり（広義）ではないが，しばしば素因あるいは前兆となる．SB 型のゆるみ岩盤では，ゆるみ領域における岩盤すべりが発生しやすい．すべり面は必ずしもゆるみ領域下限になるわけではなく，萌芽的に生じた破砕部や潜在的な夾在弱層を結ぶように伸張し，最終的に破壊面となるものと考えられる．このため，すべり面より深い位置にまでゆるみ領域が残存する場合がある．TP 型のゆるみ岩盤では浅部で落石やすべりが発生することが多いし，ヒンジ部がすべり面に転化する例も知られている[6]．

4. 今後の課題

未調査の斜面がゆるんでいるかどうかを効率的に把握する方法の検討が必要である．レーザーによる詳細地形の把握[7]や空中電磁探査[8]が有効と思われる．

ゆるみ領域を捉える手段としては物理探査やボアホールにおける割れ目開口度調査，孔内水位観測などがある．さまざまな構造物に対して，ゆるみ岩盤が全く使えないというものでないことは確かである．しかし，どのような指標で評価すべきか，ゆるみ領域の区分はどのように可能かといった問題はまだ検討の段階にあるといえよう．全国どこでも，どのような岩石にでも適用できるような評価や区分はおそらくないだろう．

文献

1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸（2005）:ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案，ダム技術，No.228，p.9-21.
2) 永田秀尚・野崎保（2007）：中山間地における地震斜面災害－2004 年新潟県中越地震報告(Ⅰ)-，p.160-172. 日本地すべり学会.
3) 野崎保・永田秀尚・竹下秀敏（2010）：祭畤大橋の落橋原因となった岩盤地すべりの発生機構，日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会講演論文集，p.293-294.
4) Goodman, R. E. and Bray, J. W. (1976):Toppling of rock slopes, Proc., Speciality Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes, Amer. Soc. of Civil Engineers, 2, p.201-234.
5) 吉井智治・甲口太郎（1981）：魚切ダムにおける基礎岩盤の変状および岩盤の地圧測定について，ダム日本，N0.441，p.5-25.
6) 妹尾正晴（1999）：長大切土のり面の地すべり（ゴルフ場造成地の例），斜面地質学，p.223-225. 日本応用地質学会.
7) 千木良雅弘（2010）：航空レーザー計測によって見えてきた山体重力変形と地すべりの構造，日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会講演論文集，p.107-108.
8) 野々村敦子・長谷川修一・佐々木良・河戸克志・小野田敏・千葉達郎（2012）：地形情報と比抵抗情報を併用して地震によるトップリング崩壊危険斜面を抽出する，深層崩壊の実態，予測，対応，p.90-98. 京大防災研特定研究集会 23C-03.

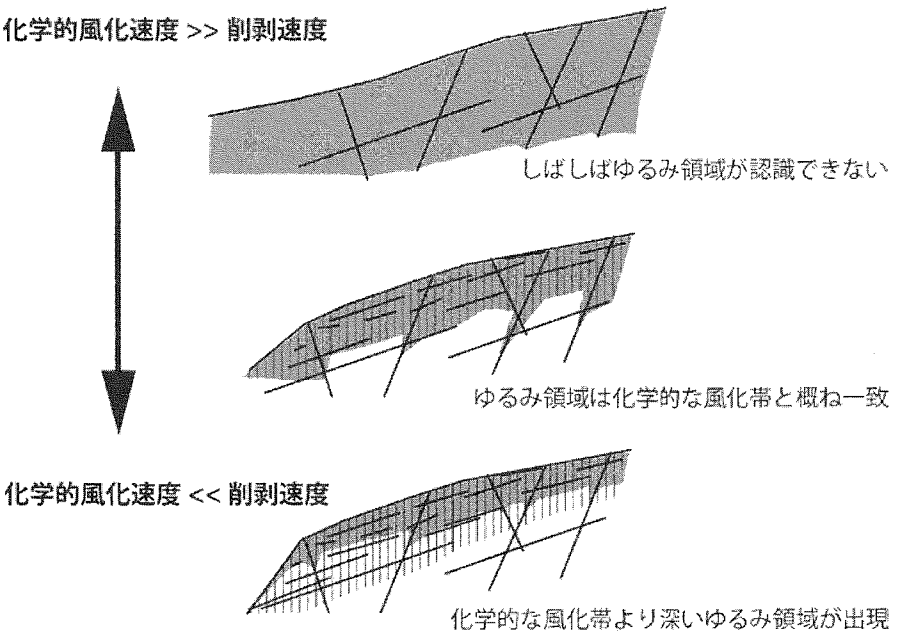


図-2　化学的な風化速度と削剥速度の大小による岩盤状態の模式図

10. 2005 年耳川流域で発生した深層崩壊斜面の内部構造

The internal structure of deep-seated catastrophic landslide which occurred at the Mimikawa river in 2005

○林信雄（西日本技術開発㈱）・吉武宏晃（九州電力㈱）・
後田弘孝（西日本技術開発㈱）・田中和広（山口大学）
Nobuo Hayashi, Hiroaki Yoshitake
Hirotaka Ushiroda, Kazuhiro Tanaka

1. はじめに

2005 年 9 月に襲来した台風 14 号は，西日本各地に猛威をふるい．宮崎県北部山間部では総雨量 1,000 ㎜を超える記録的な大雨をもたらした．この大雨により県北部を流下する耳川流域では，浸水被害や多数の土砂災害が集中的に発生した．耳川水系には 7 つのダムと水力発電所（九州電力㈱）を有しており，九州最大規模の水力電源として重要な役割を果たしている．

本稿は塚原ダム貯水池と山須原調整池で発生した深層崩壊斜面を取り上げ [1]，ボーリング等の詳細調査から判明した深層崩壊斜面の内部構造を報告する．

2. 塚原崩壊斜面の概要

塚原崩壊地は，塚原ダムから上流約 4 ㎞の右岸側に位置し，崩壊規模は幅 170m，斜面長 400m，崩壊厚さ 20m 程度で，崩壊土量は 140 万 m^3 である．なお，今回崩壊した堆積物を新崩壊堆積物と呼ぶ．

地質は中生代白亜紀の四万十層であり，砂岩・泥岩からなる．堆積構造は走向が北東-南西方向で，30～50° 北に傾斜しているため，右岸側は流れ盤となっている．

この崩壊斜面では災害復旧工事に伴い，調査・設計および施工段階において，調査ボーリング 29 孔，切土斜面観察を実施している [1]（写真-1）．

3. 山須原崩壊斜面の概要

山須原斜面は，山須原ダムの約 1 ㎞上流の右岸側に位置し，最大幅 100m，斜面長 220m，崩壊厚さ 10m 程度で崩壊土量は約 9 万 m^3 である．

地質は，新生代古第三紀四万十層であり，砂岩・頁岩からなる．堆積構造は，走向が北東－南西方向で北西へ 30～40° 傾斜しているため，右岸斜面は流れ盤となっている．

この崩壊斜面では災害復旧工事に伴い，調査ボーリング 23 孔，切土斜面観察を実施している [1]（写真-2）．

4. 解析方法

現地調査の結果，両斜面には過去に崩壊した堆積物が存在することが判明した（以下，旧崩壊堆積物）．

旧崩壊堆積物は，粘土～岩塊状のものまで変化に富むことから，ボーリングコアでは粘土～角礫再固結状

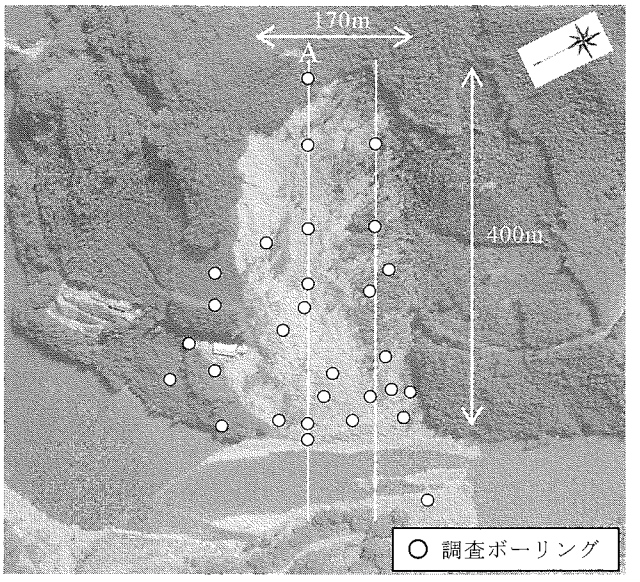


写真-1　塚原斜面全景

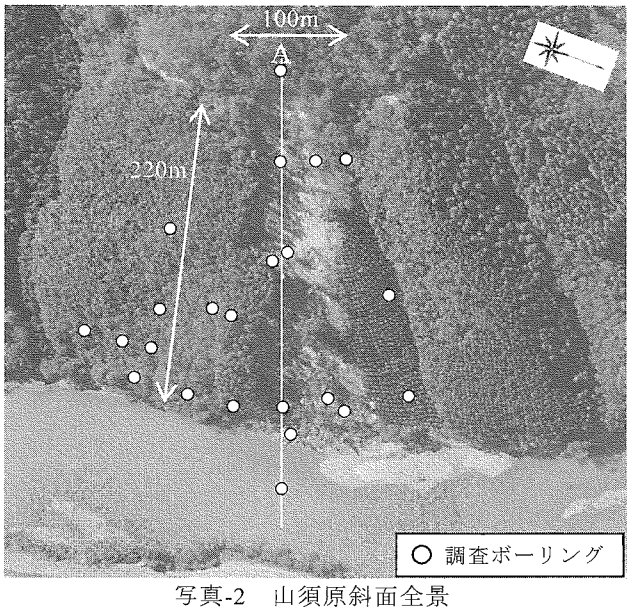


写真-2　山須原斜面全景

③-1，角礫③-2，岩塊～角礫③-3，岩塊③-4 に区分した．また，これらについて移動様式による分類，すなわち，大きく Landcreep～Landslide と Flow～Fall の 2 つに区分した．

これらの細区分結果を基に崩壊区分図を作成し（図-1，2），今回崩壊が発生した斜面の内部構造や水理特性を推定し，崩壊発生機構や地形発達史の解析に役立てることとした．

5. 解析結果

①2005 年の深層崩壊は，塚原・山須原斜面とも，旧崩壊堆積物の中で発生している．

②旧崩壊堆積物の性状は，③-1 層から③-4 層まで複雑に変化するが，土砂移動から見ると，大きく 2 層に分けられ，下層は Landcreep～Landslide の移動であるのに対し，上層は Flow～Fall の移動からなる．

③塚原斜面の崩壊原因は，末端侵食と表層飽和が複合して係わったと考えられる．特に，崩壊地中央を境にして上流側は旧地形を残し，全体が移動しているのに対し，下流側は土石流となって流下している．この違いは，下流側に透水性の低い③-1 層が地下に広がっていることに起因する．

④山須原斜面の崩壊原因は，地下水位が低いことから，表層の飽和が原因と考えられる．

⑤なお，両斜面とも地下水位は岩盤浅部に位置しており，再現解析によると地下水位が大きく上昇した場合は、今回の崩壊よりさらに深い位置で不安定化する．

したがって，今回の崩壊では旧崩壊堆積物内部の構造，すなわち③-1 層などを難透水性とした局所的な表層飽和によって不安定化した可能性が考えられる．

文献

1）九州電力株式会社（2005~2012）：塚原・山須原発電所貯水池内崩壊斜面地質調査資料

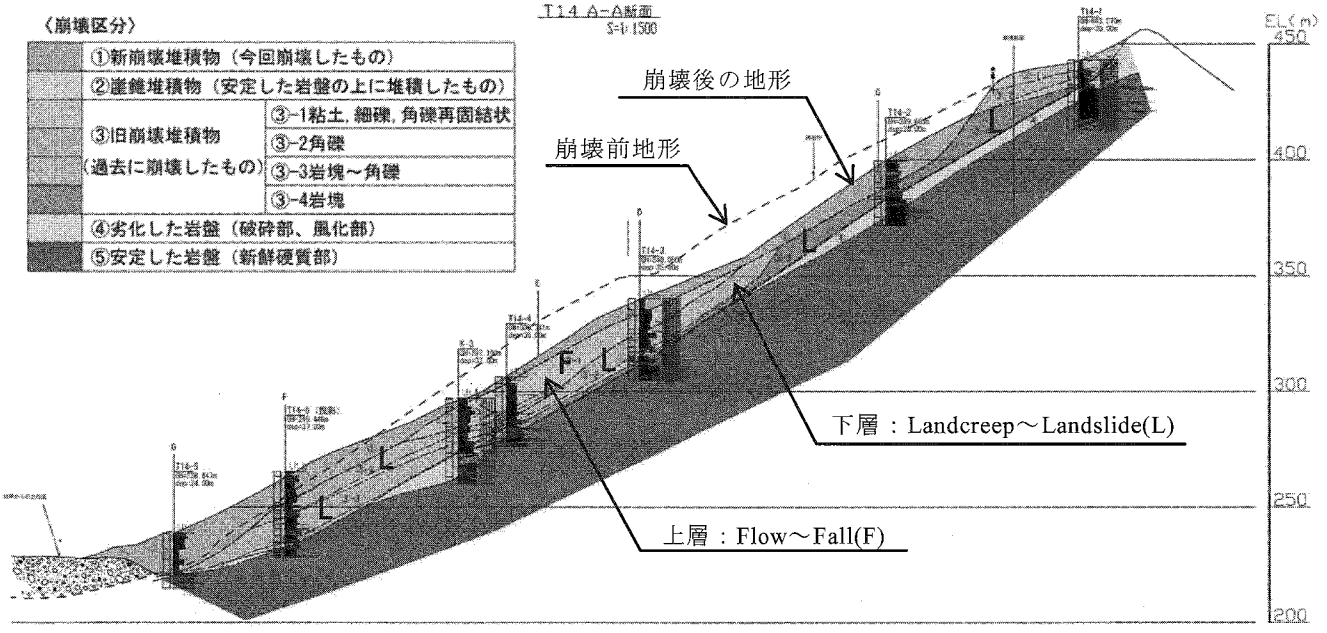


図-1　崩壊区分断面図（塚原）

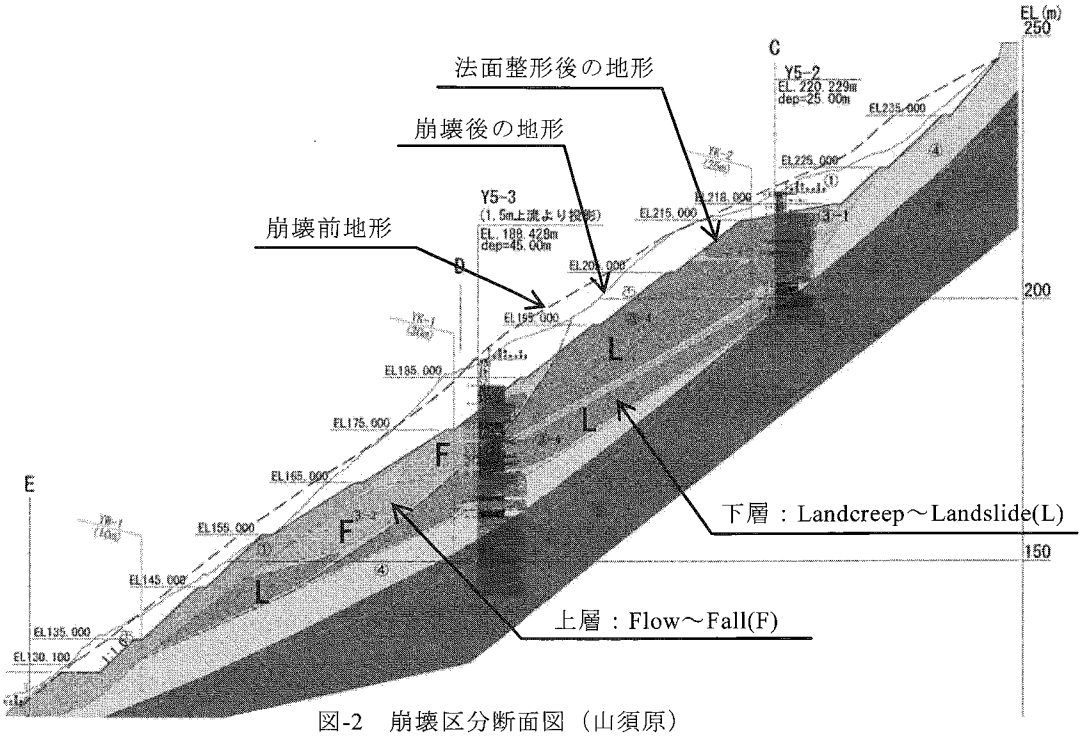


図-2　崩壊区分断面図（山須原）

11. 台風12号によって発生した深層崩壊の地形と内部構造

Topographic features and internal structure of deep-seated landslides induced by typhoon 1112

○千木良雅弘、松四雄騎（京都大学防災研究所）、松澤真(土木研究所)
Masahiro Chigira, Yuki Matsushi, Makoto Matsuzawa

1. 概要

台風12号は，2011年9月2日から5日にかけて西日本を横断し，特に紀伊山地に2000mmを超える降雨をもたらし，主に四万十帯で50以上の深層崩壊を発生した。発生したものの内大規模な14の深層崩壊について，発生前後の1m－DEM解析および空中写真観察，さらに地質調査を行った結果，いずれも発生前に将来冠頂となる位置に重力変形による小崖または線状凹地を伴っていたことがわかった。これらの小崖は，比高2mから50mで，空中写真では極めて注意深く観察して見出されるものが多い。斜面傾斜方向断面で考えると，その水平長と崩壊斜面水平長との比は5～21%であり，これは発生前の斜面変形程度が小さかったことを示している。これらの斜面変形の多くは，楔形不連続面に沿うすべりによるものである。

2. 崩壊発生前の微地形

崩壊発生前後の詳細DEMデータが取得されている9つの崩壊について，傾斜図を作成して，崩壊発生前の地形と崩壊の輪郭とを詳細に比較すると，いずれの深層崩壊もその頭部となる部分に小崖あるいは線状凹地を伴っており，それらが崩壊の輪郭にほぼ沿っていることが明らかとなった(表1)。これらの小崖や線状凹地は斜面が発生前に重力的な変形を受けていたことを示している。これらの中には赤谷や赤谷東，熊野，坪内Cのように空中写真で比較的容易に重力変形地形として認識できるものもあるが，その他のものは空中写真ではよほど注意深くしてようやく認識できる程度のものである。

上記の小崖は，比高2mから50m，傾斜33°から45°であった。斜面の重力による変形は物質の斜面下方への移動によるとすると，斜面の上部に地形的に変形が表れることは自然なことである。ただし，表1に示すように，多くの崩壊で，事前に斜面下部に崩壊がすでに発生していたことが地形的に認められ，これらの斜面では斜面の変形が進んでいたのと同時に，斜面下方から不安定化も進んでいたと理解される。

崩壊発生前後の地形を比較し，崩壊に先だった変形量と斜面全体の大きさとの比，つまり“ヒズミ”を求めた。小崖の傾斜方向の水平長さと崩壊した斜面の水平長さとの比をとると，5～21%であった(図1)。ここで，小崖が複数ある場合には，それらの長さの和をとっている。また，北股の場合には，線状凹地の幅を小崖の水平長さに算入した。崩壊した斜面の傾斜（崩壊後の冠頂と脚部を結んだ線の傾斜）は，27度から34度であった（表1）。

Chigira(2009)は，2005年の台風14号による九州耳川の5つの深層崩壊を調査し，事前の空中写真判読から，これらの崩壊が重力斜面変形のあった斜面に起こったことを明らかにし，それらのヒズミが1から16%にあったと見積もり，この程度のヒズミが降雨による深層崩壊発生の限界ヒズミであると考えた。しかしながら，この結果は空中写真判読結果を基礎にしており，定量的な信頼性は弱かった。つまり，今回の台風12号による深層崩壊群が，発生前の地形に表れたヒズミが明確に捉えられた初めてのものである。ここで得られたヒズミの5から21%は，台風14号による深層崩壊の場合と同等の値である。

3. 地質構造

崩壊の発生した四万十帯の地層および秩父帯の地層は、付加体であり、付加作用時に形成されたと考えられる層理面に平行からやや斜交するせん断面が発達している。このせん断面と、後の断層とが山体の重力変形に大きな役割を果たしている。

前述したように，いずれの崩壊も重力変形斜面に発生したものであり，これらの重力変形は，現地調査によれば，次の3タイプに分けられる。それらは，くさび状分離面に沿うすべり，曲げトップリング，流れ盤の地層の座屈である。

1）くさび状分離面に沿うすべり

このタイプの重力斜面変形は最も多くの崩壊に見られたものであり，顕著に認められたのは，赤谷と長殿の崩壊である。崩壊前後の地形と崩壊後に露出した地質から，赤谷の崩壊の最上部の小崖は，断層沿いおよび面構造沿いのずれとして生じていたことがわかる。

表1に示すように、赤谷の他の11の崩壊でもおそらく同様の地質構造であったと推定される。赤谷の崩壊の場合には，崩壊の両側を限る面が明瞭かつ大規模であり，また，長殿の崩壊でも同様であったが，他の崩壊の場合，くさび状をなす不連続面が複数存在し，複数の楔を形成していたと考えられる。

2）曲げトップリング

このタイプの重力斜面変形は，北股の崩壊で推定されたものである。北股の崩壊では，崩壊斜面上縁に沿って線状凹地が形成されており，崩壊によって，その線状凹地の下方延長に等高線方向の走向で斜面下方に急傾斜する複数の断層が表れた。崩壊の北西縁（右側方崖）では，地層は斜面上方に傾斜していること，また，断層はほぼ層理面に沿っていたことから，崩壊地の斜面構成層は，崩壊前に斜面下方に倒れるように曲げトップリングを生じており，その斜面上縁に引っ張り応力下での線状凹地が形成されていたことが推定される。曲げトップリングは大規模な崩壊に至らない場合もあるが，北股では斜面上方の断層があったために，それがすべり面となり，急激な崩壊が発生したものと考えられる。

3) 流れ盤の地層の座屈

このタイプの重力斜面変形は，大規模なものは熊野（いや）で認められた。熊野の崩壊では，崩壊した地層は砂岩および泥岩主体の泥岩砂岩互層からなり，崩壊斜面下部の右側方でこの互層の逆転構造が認められた。観察できた逆転層には開口割れ目は発達していなかったため，重力変形の前にすでに造構運動に伴った褶曲があった可能性もあるが，それが重力によってさらに進行していたと考えられる。熊野の崩壊は，発生前に斜面下部に緩傾斜斜面が広がっており，この緩斜面が

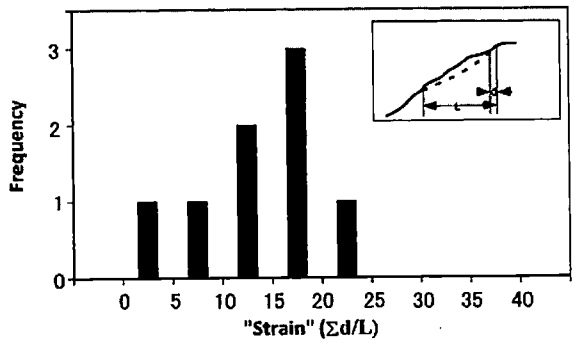


図１　調査した崩壊の“ひずみ”

地層の座屈によって生じたものと推定される。赤谷の崩壊でも，崩壊発生後に露出した岩盤表面（崩壊前の深さ約 40m）で地層の座屈が認められたが，これは地層の小規模な湾曲であり，熊野や台湾の小林村（Tsou et al., 2011）で見られたような地層の横倒し褶曲にまでいたるようなものではなかった。座屈褶曲は、平面に近い滑らかな層理面を持つ地層では形成されやすいが、四万十の付加体のように多くのせん断面が発達する場合には、座屈する前にこれらの面に沿うすべりが発生してしまうために、大規模な座屈構造があまり見られなかったものと考えられる。これは線断面の発達する付加体に特有の性質であろう。

表１　調査した崩壊の一覧

Landslide		1 Akatani	2 Akatani-E	3 Ui (Ooto-Shimizu)	4 Nagatono	5 Tsubonouchi A	6 Tsubonouchi B	7 Tsubonouchi C	8 Kitamata	9 Uguhara	10 Nishitani-bridge	11 Iya	12 Nojiri	13 Kuridaira	14 Fudono
Scale	Landslide area (m^2)	423,700	221,400	132,300	220,700	35,800	41,000	112,900	89,900	246,800	104,300	336,900	266,100	548,500	51,700
	Source area (m^2)	297,900	191,200	50,500	297,900	23,900	35,000	76,000	46,500	122,600	62,500	173,700	134,300	373,600	20,100
	Average depth (m) (Half of maximum depth)	35	25	25	30	12	10	15	15	15	Unknown	35	13	40	10
	Volume (m^3)	8,200,000	2,100,000	930,000	4,100,000	240,000	340,000	1,200,000	880,000	1,600,000		5,200,000	1,600,000	14,000,000	240,000
	Landslide dam	●	Breached	Breached	●	Breached	Breached	Breached	●	Breached	No	●	Breached	●	No
Landform before the events		●	●	●	●	●	●	●Obscure	●	No	●	●	●	●	●
	Arcuate scarplet angle (Horizontal length, d)	35° (35m) 36° (7m)	33° (8m) 36°, (14 m) 39°, 7 m Data not enough	43° (57m)	45° (12m) 45° (17m) 39° (20m) 38° (54m)	41° (25 m)	39° (62 m) 38° (2 m)	39° (45 m)	33° (13 m)	Present (obscure because of poor quality of the DEM)	34° (31 m)	Present but without detailed DEM	Present but without detailed DEM	Present but without detailed DEM	Present but without detailed DEM
	Linear depression	No	No	No	No	No	No	No	● (32 m wide)	No	No	No	No	No	No
	Horizontal slope length (LX/m)	902	990	360	600	195	306	255	312	606	481	610	290	680	200
	Σ d/L (%)	5	–	16	17	13	21	18	14	–	6	–	–	–	–
	Slope angle (line connecting the crown with the footX/°)	34	33	36	34	32	31	30	32	34	31	27	28	31	32
	Slope height (/m)	610	640	260	400	120	180	150	190	410	290	310	150	410	120
	Previous failure at lower part	●	●	●	●	●	●	●	No	●	No	●(Steep slope)	●	●(Steep slope)	No
	Within a large gravitationally deformed slope	No	No	No	No	●	●	●	No	No	No	●	No	No	No
Apparent friction angle (°)		23	23	19	25	23	28	20	20	20	24	19	19	24	17
Equivalent coefficient of friction		0.42	0.42	0.34	0.47	0.42	0.53	0.36	0.36	0.36	0.45	0.34	0.34	0.45	0.31
Geology	Formation	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Takahara Group in the Chichibu Belt	Muro Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Hidakagawa Group in the Shimanto Belt	Otonashi-gawa Group in the Shimanto Belt
	Lithology	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks and debris	Broken formations and mixed rocks	Ss, Ss-Ms altn.	Broken formations and mixed rocks	Broken formations and mixed rocks	Mixed rocks, Ss-Ms alternating beds
	Dip slope of bedding	●	?	●	●	●	●	?	No?	No?	No?	●	●	●	●
	Dip slope of shear surfaces	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	No	●	●	●
	Wedge-shaped discontinuity	●	●?	●	●	●	●	●	?	●	●	No	●?	●	●
	Buckling	●(local)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	●	?	●?	No
	Flexural toppling	No	No	No	No	No	No	No	●	No	No	No	No	No	No
High-resolution DEM	1m-DEM before the events	KKR* FY2009	KKR* FY2009	KKR* FY2009	KKR* FY2009	KKR* FY2009	KKR* FY2009	KKR* FY2009	KKR* FY2009	KKR* FY2009	KKR* FY2005	No	No	No	No
	1m-DEM after the events	Nara Pref. (Gojo office) 7 Sept. 2011	KKR* 23 Sept. 2011	Nara Pref. (Gojo office) 7 Sept. 2011	Nara Pref. (Gojo office) 7 Sept. 2011	Nara Pref. (Gojo office) 7 Sept. 2011	Nara Pref. (Gojo office) 7 Sept. 2011	Nara Pref. (Gojo office) 7 Sept. 2011	KKR* 23 Sept. 2011	Nara Pref. (Gojo office) 7 Sept. 2011	No –	KKR* 7 Sept. 2011	Nara Pref. (Gojo office) 7 Sept. 2011	KKR* 23 Sept. 2011	No –

* KKR: Kinki Regional Development Bureau, Ministry of Land.　●: present　●?:probably present　?: unknown

12. 2011台風6号で発生した高知県の平鍋深層崩壊
：滑落崖の構造と移動体の運動

Deep-seated catastrophic slope movement of Hiranabe, Kochi Prefecture,
and its structure of main scarp and movement of moving body

○横山俊治（高知大学）・笹原克夫（高知大学）・日浦啓全（元高知大学）・浜口洋介（三共コンクリート（株））
Shunji Yokoyama, Katsuo Sasahara, Hiromasa Hiura and Yosuke Hamaguchi

1. はじめに

西南日本外帯の付加体山地は深層崩壊の多発地域である[1]．深層崩壊の移動体は発生域でほぼ完全に破壊され，その大部分が発生域外に移送されてしまう．しかも，崩壊跡の滑落崖は広大で切り立っていて，調査が困難である．しかしできるかぎり露頭に近づき，滑落崖の構造を記載する努力無しには発生時の運動様式や素因を明らかにすることはできないであろう．

本論では，2011年7月19日，台風6号に伴う豪雨によって，高知県東部（安芸郡北川村）の奈半利川支流で発生した平鍋深層崩壊について，滑落崖の構造から発生時の破壊形態と地質素因を，流下痕跡から移送過程の運動を推察した結果を報告する．

2. 平鍋深層崩壊の概要

2011年7月19日，台風6号に伴う豪雨で，高知県東部（安芸郡北川村）では，奈半利川の支流の3か所で深層崩壊が発生した．そのひとつが平鍋深層崩壊である．平鍋深層崩壊は奈半利川の右岸の平鍋集落に流れる支流の右岸に位置する凸型斜面で発生した．平鍋集落は過去に堆積した膨大な土石流堆の上に発達している．この土石流堆は平鍋深層崩壊で土石流が流下した支流の両側にも分布していて，そこでは平坦な地形が形成されている．

平鍋深層崩壊の滑落崖の頂部から発生域の末端までの比高は167mである．移動体は崩壊と同時に分解しながら，支流を渡り，対岸斜面を比高26mの高さまで乗り上げたが，支流に天然ダムが形成されたことを示す堆積物や，倒木や立木への泥の付着は認められない．移動体は一気に流動化し，大部分が奈半利川まで流れ下った．移動体の流動化を引き起こした水は大部分発生域の地中に存在していたもので，移動体は支流を長時間せき止めることなく流下したと推察される．

移送域の中程で流下痕跡から見積もった土石流流下時の洪水位の高さは28mに達する．それより下流では，土石流はほぼそのままの高さで流下し，国道493号を破壊し，奈半利川に流れ込み，奈半利川の河床を横切って対岸に乗り上げ，対岸の樹木を破壊した．その際，小規模な津波が発生し，下流では平鍋ダムを越波し[2]，上流では平鍋吊橋を破損させた．滑落崖の頂部の標高が約710m，土石流が停止した奈半利川の河床の標高が約130m（推定値）で，その間の比高が580m，水平距離が1500mとなって，等価摩擦係数は0.39となる．

土石流堆積物の大部分は奈半利川の河床に堆積したが，一部は発生域から対岸にかけてと，過去の土石流堆がつくる支流沿いの平坦面上に倒木とともに堆積した．発生域の倒木は破損が少なく、枝や葉、樹皮がほとんど無傷で残り、土砂をかぶった様子も認められないが，土石流堆上の倒木は樹皮が剥けてささくれ，岩片が突き刺さっている．

3. 平鍋深層崩壊の発生域の破断面の形態

図-1は発生域の崩壊後の地形および地質分布を示したもので，国土交通省四国地方整備局山地砂防事務所が作成した航空レーザー測量図と，2011年8月24日と10月3日の現地調査で得られたデータによって作成した．崩壊発生前の航空レーザー測量図を解析した笹原ほか（2011）[2]によれば，滑落崖頂部は小規模な平坦面とその直下の急斜面との境界に位置し，急斜面よりも下流にも緩傾斜の斜面がくる．

発生域の破断面はa面からg面の7面に分けることができる．面の組み合わせから、ふたつの移動体の存在が推定できる．ひとつは，a面を右側方崖，b面を左側方崖，c面を底面とする頭部の尖った上部移動体である．いまひとつは，e面を主滑落崖，d面を右側方崖，f面を左側方崖，g面を底面とする下部移動体である．左側方崖の高さは10mほどで，右側方崖はそれよりも低い．g面には移動体の一部が堆積している．

4．平鍋深層崩壊の発生域の地質

基岩の地質は四万十累帯南帯の奈半利川層の砂岩，泥岩である．発生域の破壊面には，移動体が移動と同時にほとんどその場で破壊したことによって形成された断層粘土混じりの崩壊物が付着していたり，表層の崩壊物質で埋まったりして，基岩の地質が見えないところも多いが，やや山差し緩傾斜で発生域を横切る断層ガウジが主滑落崖e面の上端辺りに存在することが

確認された．断層ガウジの層厚は 1m 以上で，一部分岐しているように見える．断層ガウジは泥岩起源と思

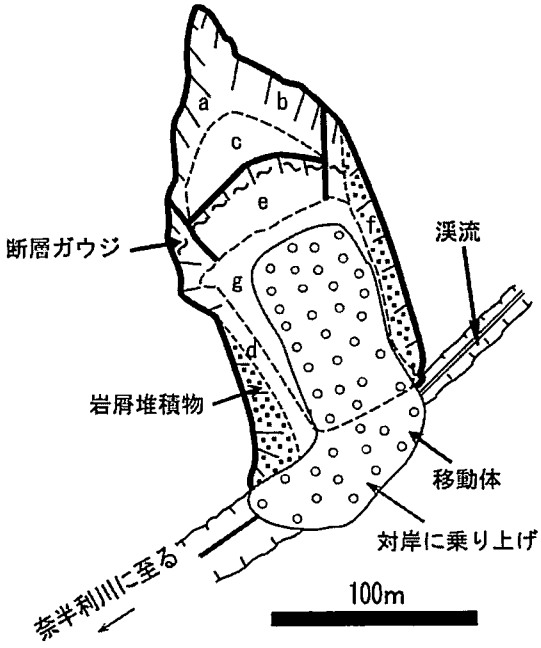


図-1　平鍋深層崩壊の発生域の構造

われる黒色粘土主体で，その中に砂岩の小岩片が含まれたもので，透水性は低い．

上部移動体の左側方崖（b 面）には，双眼鏡による観察だが，北に緩傾斜の砂岩優勢互層が露出する．砂岩層の節理面は開口しているが，岩石は硬質である。一方，右側方崖（a 面）の基岩はほとんど観察できなかった．

下部移動体の左側方崖（f 面）には，北に 50° 以上傾斜した砂岩泥岩互層が一部露出し，それを岩屑堆積物がおおっている．一方，右側方崖（d 面）には基岩が広く露出している．主滑落崖（e 面）の近傍では，崖の下から 9m くらいの高さまで，厚い砂岩層と砂岩泥岩互層が分布し，厚い砂岩層中を走る東北東走向で北に 50° ～80° の傾斜の断層面が広く露出し，断層面上には移動体流下時の削痕が落とし角 20～30° でついている．それらの基岩をおおって，地表まで約 1m の厚さで，岩屑堆積物が露出している．岩屑堆積物は斜面下方に向かって厚くなり，河床付近では層厚 10m くらいになる．

断層ガウジは主滑落崖（e 面）の最上部に発達するは遮水層の働きを十分に果たしているらしく，2011 年 8 月現在でも，断層ガウジの上面から多量の湧水があり，斜面に付着した崩壊物には多数のリルが刻まれた．断層ガウジの直下の基岩は，北に 50° から 80° で傾斜した砂岩泥岩互層からなり，黒色あるいは黄土色の断層ガウジを一部に伴うが，地下水の通路になりうる小断層が多数発達している．主滑落崖をなす基岩の表面（層理を横切る断層面）にはほぼ最大傾斜方向の削痕がついている．

5．崩壊の順序

上述のように，発生域の破壊面の形態からふたつの移動体の存在が推定された．下部移動体の g 面には移動体の一部が残留し，その最上部には倒木が認められる．この倒木には，その上を移動体が乗り越えていった形跡が認められない．このことから，この残留している移動体最上部は上部移動体の一部であり，下部移動体の崩壊が先行したものと判断した．

主滑落崖と右側方崖に残された削痕は下部移動体の運動様式が回転スライドであったことを示している．層理面は高角であるので，緩傾斜である移動体の底面は断層に規制された可能性が高い．

6．崩壊発生と移動体の流動化をもたらした要因

発生時の移動体の流動化は支流の河川水によるものではない．また，崩壊発生場は凸型斜面なので，地表水が集まりやすい条件にはない．地下水を貯留する山体構造が移動体の破壊・流動化の原因になったと考えられる．最も重要な地質素因は断層ガウジの存在である．すなわち，砂岩層の開口した節理から浸透した雨水を断層ガウジが遮水層となって貯留したことが上部移動体の崩壊の原因となり，小断層に沿って集まってきた地下水が断層ガウジに遮水され被圧したことが下部移動体の崩壊の原因となったと推察される．

7．結語

発生域を横切る断層ガウジが遮水層となり，それを境に上部では地下水を貯留し，下部では被圧したために崩壊した．移動体はふたつに分かれ，下部移動体に続いて上部移動体が崩壊した．移動体は崩壊と同時に流動化し，土石流の流下時の洪水位は 28m となった．土石流は奈半利川の河床を横切り対岸に達した．このとき小規模な津波が発生した．

文献

1) 横山俊治(2012)：海溝型巨大地震による四国外帯，付加体山地の初生変形と斜面変動，シンポジウム「東南海・南海地震と土砂災害」，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，砂防学会，pp.192-193.

2) 笹原克夫・桜井亘・加藤仁志・島田徹・小野尚哉(2011)：LiDAR による深層崩壊発生斜面の地形学的検討－平成 23 年台風 6 号により高知県東部に群発した深層崩壊の事例解析－，深層崩壊の実態．予測，対応，京都大学防災研究所特定研究集会 23C-03Vol.50，pp.1-10.

13. L.P.DEMを活用したマスムーブメントの地形特性解析

－深層崩壊の多発した十津川流域と中部山岳地帯の断層岩分布域の対比事例－

○神原　規也,佐藤　丈晴（株式会社エイト日本技術開発）
Noriya　Kamihara,　Takeharu　Sato

1．はじめに

マスムーブメントの発生形態の素因となる地形要素には　①斜面傾斜角、②谷密度（山のきめ細かさ）、③起伏量などが、地質的な要素からは、④基盤地質の固結度、⑤地質構造（流れ盤構造等）、⑥風化程度が代表的なものである。今回、深層崩壊の多発した地域における地形特性について斜面傾斜角、起伏量、谷密度の面から検討を行い、地質状況の大きく異なる中部山岳地帯との対比して、マスムーブメントの地形解析手法に関する予察的な検討を行った。

2．L.P.DEMによる深層崩壊箇所の斜面傾斜角解析

L.P.DEM測量は、微細な表現力によってマスムーブメントなどの地形判読に大きな効果を発揮しているが、各種地形数値解析によってさらに定性的・定量的な表現・評価が可能となる。しかし、マスムーブメント地形判読に当たって傾斜量は定性的な判断にとどまり、傾斜量の表現方法と定量的評価基準が課題である。

神原はマスムーブメント発生域の傾斜角の分類試案[1]を提唱し、深層崩壊については発生メカニズムからその発生域の傾斜角を 35° 未満に設定している。2013 年に十津川流域などで発生した深層崩壊の発生域傾斜角は 27～36° の範囲にあり[2]、この設定の妥当性が検証された。ここで、5m メッシュ DEM を用いた周辺約 2.5km 四方の傾斜量頻度分布から得られる最頻値 38～42° と対比すると、表-1 に示すように発生域は 3～11° 緩くなっている。このことは、深層崩壊に先立ち、重力変形と緩傾斜化が進行していたことを示唆していると考えられる。一方で 1m 前後の滑動を生じたものの、深層崩壊には至らず岩盤クリープにとどまっていると考えられる折立地区等は発生域傾斜角が 42° と周囲の傾斜角の最頻値とほぼ同等となっている。

表-1　深層崩壊箇所の地形量一覧表

地区名		傾斜角(°)		近傍1km四方の地形量	
		発生域	周囲の最頻値	起伏量 (m)	谷密度 (m)
深層崩壊	北股	32(28)	42	284	6925
	宇井清水谷	36	39	558	4350
	赤谷	34	38	573	4625
				420	2900
	樋ノ背山	33(30)	36	469	4250
	長殿	34	38	459	5525
岩盤クリープ	折立	42	42	624	4525
	H17宇井崩壊	44	39	333	3400
	S地区	40	40	457	5500

3．深層崩壊発生箇所周辺の起伏量・谷密度

谷密度とマスムーブメントの関係は、「谷密度が大きくなるにつれて崩壊規模は小さくなり、谷密度が小さくなるにつれて崩壊規模が大きくなる傾向」[3]が得られるとされている。谷を不透水基盤、すなわちマスムーブメントに関する不動地盤として評価すると、この谷がマスムーブメントの境界線となることにより谷密度と斜面崩壊の規模の間に負の相関性が生じていると理解される。ところで、この谷密度は起伏量によっても大きく変化し、一般的に丘陵地で極大値を示し、山地の起伏量の増加に伴い低下してゆく傾向があるとされる[4]。このため谷密度と起伏量を合わせて求め、十津川流域で発生した深層崩壊の形態との関係について検討を行った。

谷密度・起伏量共に過去の検討事例との対比が容易なように、起伏量については、1:25000 地形図による 1km 四方の起伏量を、谷密度についても同様に 1:25000 地形図を用いて、1 次谷以上の谷を作図し 1km 四方内の谷の長さを算出した。1 次谷は用いる地形図の縮尺によって延長が異なってくることが指摘されている。このためこの一部についてさらに 5m メッシュ L.P.地形図による同様な手法で求められた 1 次谷との対比を行ったところ、谷の延長が 1.2～1.5 倍の範囲内に収まるものであった。さらに現地でこの 1 次谷の一部の踏査を行い、L.P.地形図で谷と認識される箇所で少なくとも流水に伴う浸食の痕跡があることが確認された。

後氷期侵食前線の上位に位置すると考えられる風化帯が厚く残る北股地区は、図 1-3、図 1-4 の谷密度頻度分布図のピークが 6000m であるのに対し、深層崩壊の多発した宇井周辺では 4500m と減少し、マスムーブメントの規模が大きくなる傾向を示している。しかしいずれも表層崩壊が多発するとされる谷密度 10000m 以上の地域に比較するとかなり小さく、この一帯の規模の大きなマスムーブメントの形成を示唆している。

一方、図 1-1、図 1-2 の山地の険しさを現す起伏量頻度分布のピークは、北股周辺の 350m に対し、大塔町周辺の平均は 450m で、頻度分布の起伏量の大きな側のすそ野が広い。十津川中流域の折立周辺はこの中間領域となる。これらの点は、北股周辺域は大塔町周辺、折立周辺域に比較し河川による浸食下刻作用が遅滞し、風化帯が厚く残っている地形に対応していると考えられる。北股地区の崩壊土砂は、細粒土、砂分がそれぞれ 25%前後を占め、瓦礫状の礫・玉石が主体となる大塔町周辺の深層崩壊地の崩壊土砂とは大きく異なる。前述の起伏量や谷密度の差は深層崩壊では移動地塊の

風化程度の差として表されていると考えられる。

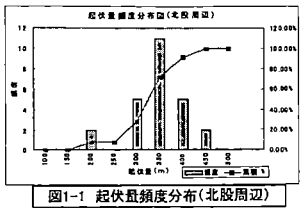


図1-1 起伏量頻度分布(北股周辺)

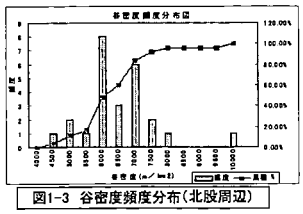


図1-3 谷密度頻度分布(北股周辺)

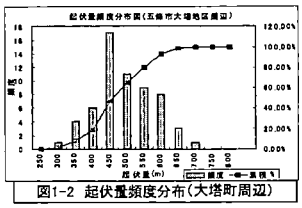


図1-2 起伏量頻度分布(大塔町周辺)

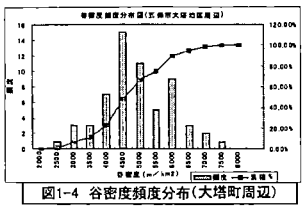


図1-4 谷密度頻度分布(大塔町周辺)

図-1　起伏量・谷密度頻度分布図

4．中部山岳地帯における地形特性との対比

十津川流域同様に旺盛な土砂流出で知られる中部山岳地帯で同様な地形解析結果との対比を試みた。

検討対象域は鮮新世～更新世の段丘堆積層が分布する天竜川に面した丘陵地域から天竜川支流に面した花崗岩類の分布する山岳地域にかけての区域である。

ここでの傾斜頻度分布解析は 1mDEM データから 1m メッシュで直接求められるものだけでなく、3m から 41m のサイズのフィルタリングを行ったデータの対比も試みた。丘陵地域では図 2-1 に示されるように、メッシュサイズを大きくするにしたがって傾斜量の最頻値は 31° から 24° へと大きく変化し、尖度も大きくなっている。一方山岳地域では図 2-2 に示されるように最頻値は 19m メッシュまで 44° 前後と変化は示さず、尖度も大きな値が続き、浸食作用が山体全体に及んでいることに対応していると考えられる。

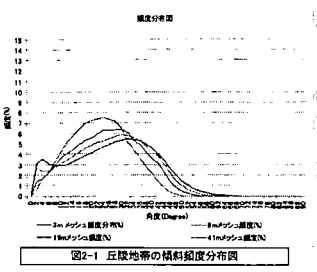


図2-1 丘陵地帯の傾斜頻度分布図

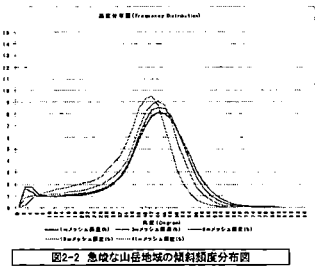


図2-2 急峻な山岳地域の傾斜頻度分布図

図-2　中部山岳地帯　傾斜頻度分布図

一方、丘陵地域の起伏量は平均 130m と一般的な値であるが、山岳地域では平均で 300m と急峻な傾斜量に比較すると、やや小さな値である。谷密度は丘陵地域では 6130m 程度と丘陵地の値としてはやや小さく、浸食作用がまだ滞っていることを示している。山岳地域では平均 6750m 程度とやや大きくなり、谷が細かく分枝している傾向を示している。この谷密度と起伏量の相関関係について、十津川流域の結果も含めて取りまとめたものを図-3 に示している。地域や地質は全く異なるものの、全体的な傾向は浸食の進んだ丘陵地域で谷密度が極大値を示し、起伏量の増加と共に谷密度が低下してゆくという一般的な傾向に合致している。ここで深層崩壊や岩盤クリープは起伏量が 300～400m 程度以上で谷密度 6000m 以下の山岳地帯で発生するという傾向を見せている。

以上のように、傾斜量、起伏量、谷密度等はマスムーブメントの発生形態・規模や移動地塊の風化程度の特徴を示す定量的な指標の一つとして有効であり、L.P.DEM データを活用することによってさらに精度が向上すると考えられる。しかし谷密度は算出方法がまちまちであり、マスムーブメント地形判読に対応する 1 次谷の定義も含めた検討が必要である。

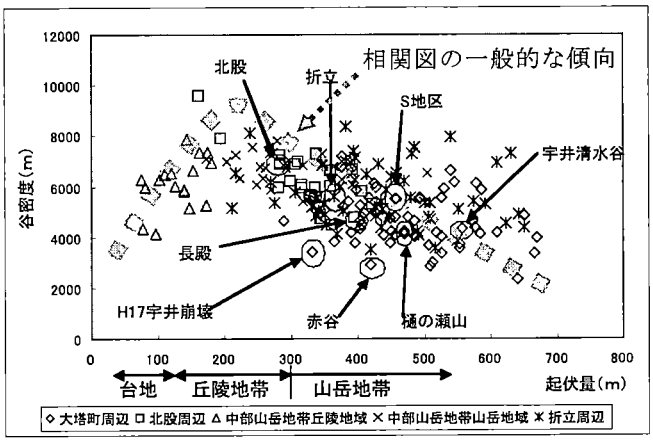


図-3　谷密度-起伏量相関図

5．中部山岳地帯の断層岩の特徴的な浸食作用

ところで、中部山岳地帯の検討対象地域は中央構造線に付随する断層群の分布域で多数の断層露頭が確認されている。断層の大半はカタクレーサイト状に再固結したもので、一見破砕されていない岩盤でも単位体積重量が 2.5g／cm3 を下回ると 1 軸圧縮強度が 20MPa を下回る軟岩領域に低下している。またカタクレーサイト状の断層破砕帯の層厚が数 m～数十 m 以上に達することも多く、断層谷を形成する渓流両岸斜面の断層岩盤が直接ソリフラクションによる浸食を被っている。さらに氷点下 5° ～10° に達する厳冬期には河床を形成している新鮮な岩盤表面に 1 ～2cm の層厚の凍上が生じ、気温の上昇に伴う融解によって河床の岩盤が剥離してゆく特異な現象が生じていた。この地域の激しい浸食下刻作用とこれに起因する地形特性は、断層岩の凍結融解が大きな要因となっていると考えられる。

---

[1] 神原規也（2010）：マスムーブメントに着目した斜面傾斜角分類案, 第 49 回日本地すべり学会研究発表会講演集，ｐｐ1-2

[2] 千木良雅弘　他（2012）：台風 12 号による深層崩壊発生場，深層崩壊の実態、予測、対応，ｐｐ24-34

[3] 長谷川修一　他（2009）：谷密度から斜面崩壊規模を予測する, 日本応用地質学会　平成 21 年度研究発表会　講演論文集　pp17-18

[4] 柳田誠　他（2004）：谷密度と起伏量による丘陵の定義，地学雑誌，113(6)ｐｐ835-847

14. 地すべり地形分布図を用いた大規模崩壊発生危険度評価手法の開発

Development of catastrophic landslide assessment using by Landslide map

土志田正二（防災科学技術研究所）
Shoji Doshida

1. はじめに

(独)防災科学技術研究所(防災科研)から刊行されている地すべり地形分布図[1]は,「地すべりは過去に地すべりが発生した同じ場所や，その周辺地域で発生することが多い」という経験則から，日本全国の地すべり地形の判読結果を示すことで，地すべり災害による被害の軽減を目標としている．

地すべり地形分布図は，基本的に1/40,000の空中写真を用いて，100 m以上の幅を持つ地すべり地形を対象として判読が行われており，2012年現在，本州・四国・九州・北海道西部において350,000箇所以上の地すべりを抽出している．地すべり地形分布図における地すべり地形の判読定義は，滑落崖が形成されていること，地すべり移動体が現存していることの2点であり，そのマスムーブメントの運動形態に関しては考慮していない．よって大規模崩壊(例えば深層崩壊)と呼ばれる現象であっても，地形的に滑落崖や移動体(と認識される堆積部)が形成，現存しているのであれば，地すべり地形分布図では，地すべりとして判読されている．明瞭な堆積部(移動土塊)が現存されていない崩壊の場合には地すべり地形分布図に記載されていない可能性はあるが，大規模崩壊においてはそのような事例が少ないと仮定すると，地すべり地形分布図は大規模崩壊に対する危険度を評価するためにも利用することが可能と想定される．以上のことから，本研究では地すべり地形分布図を用いた大規模崩壊発生危険度評価手法について考案・開発を行った．

2. 地すべり地形分布図と大規模崩壊

2012年台風12号による豪雨災害において，多数の大規模崩壊(深層崩壊)が発生したが，そのなかで水平面投影面積が1万m²を越える崩壊の半数以上が，崩壊発生前に判読された地すべり地形分布図において全域，もしくは一部地域で地すべり地形として判読されていたことが指摘されている[2]．また大規模な崩壊ほど地すべり地形分布図とよく対応することも指摘されていることから，地すべり地形分布図は，大規模崩壊の発生危険度を評価するために利用できる可能性が高いと期待される．本研究では，2012年台風12号により大規模崩壊が多数発生した奈良県十津川流域を対象とし，発生した大規模崩壊と地すべり地形分布図とを比較し，その地形的特徴から地すべり発生危険度の評価法について考察を行う．

3. 研究対象地域

本研究では，奈良県十津川流域の1/ 25000地形図6図幅(伯母子岳，風屋，上垣内，辻堂，猿谷貯水地，南日裏)を研究対象地域(図-1)とした．本地域内では2011年台風12号災害において，22箇所の崩壊が発生している．この22箇所の崩壊のうち，地すべり地形分布図において地すべりと判読されていた地形と重なるものは14箇所であった．また，本研究対象範囲内には1357個の地すべり移動体が分布しており，今回の災害で発生したものと重なる移動体は29箇所であった．

4. 危険度評価図とまとめ

地質を基にした地すべり発生危険度評価図を図-2に示す．これは，20万分の1日本シームレス地質図[3]によって分類された約400種の岩相ごとに，地すべり移動体の面積率を算出して表示したものである．日本全国における平均面積率は5.6 %であり，十津川流域ではほぼ全域で平均以下の値を示すため，相対的には地質的に地すべり発生危険度が高くない地域であることがわかる．このように，地質のみを利用した危険度評価図は大縮尺の危険度評価に用いるのには難しい．

1 km四方における地すべり移動体の面積率を算出した地すべり地形分布を基にした危険度評価図を図-3に示す．2011年台風12号災害において発生した崩壊は，面積率の高い地域において多く発生していることがわかる．これは,「地すべりは過去に地すべりが発生した同じ場所や,その周辺地域で発生することが多い」という経験則が正しいことを示している．このように大縮尺の危険度評価では，地すべり地形分布を利用した危険度評価図が有用である．

以上のことから，地すべり地形分布図は大規模崩壊危険度評価を行うために有用であることが示された．今後は，地すべり移動体個々の危険度評価を行っていきたい．

文献

1) (独)防災科学技術研究所（2012）：地すべり地形分布図データベース, http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/.
2) 土志田正二 (2012)：大規模崩壊発生危険度評価における地すべり地形分布図の可能性，砂防学会誌, Vol. 65, No. 3, ページ未定.
3) (独)産業技術総合研究所 (2009) ：20万分の1シームレス地質図DVD版.

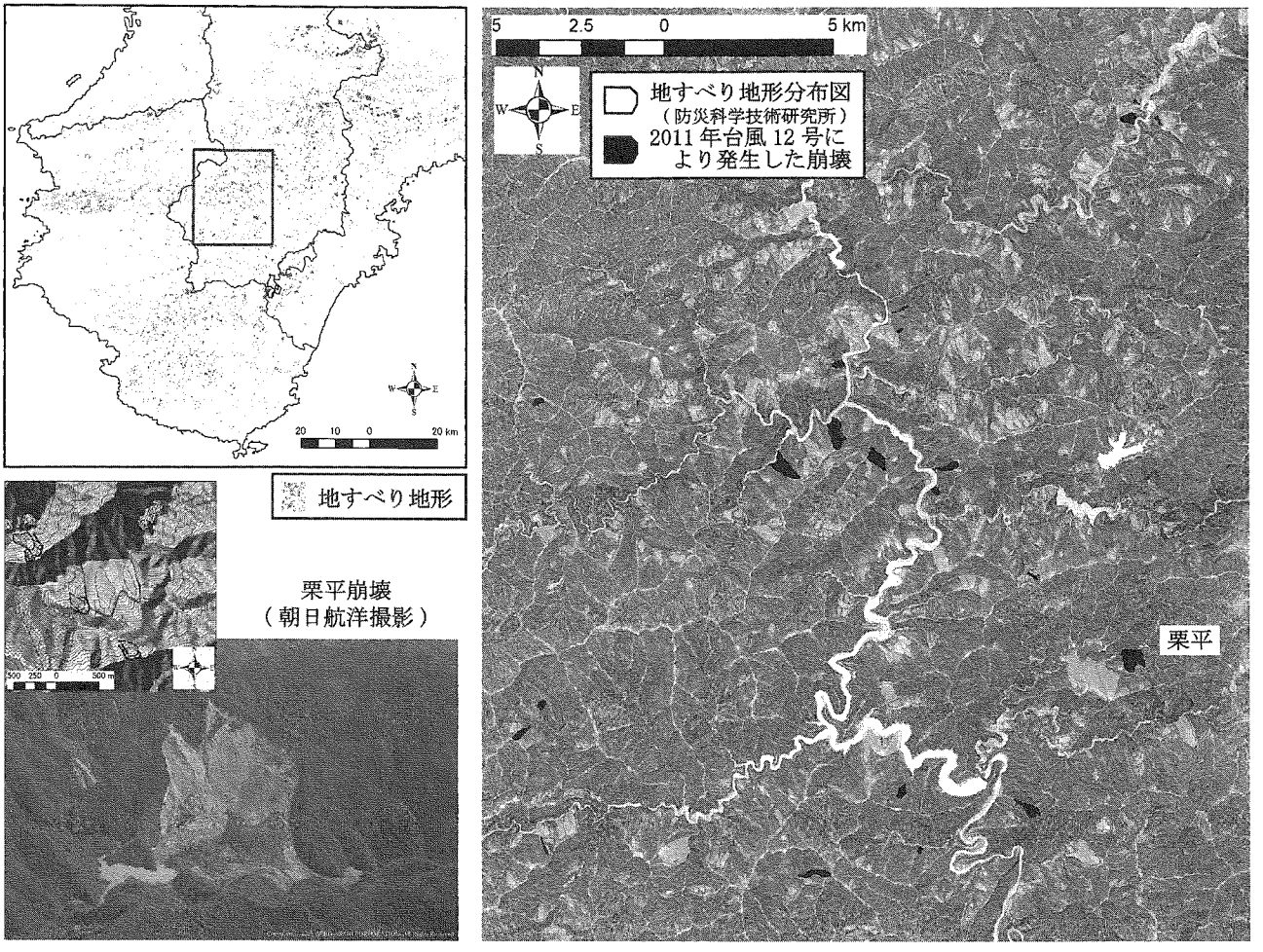


図 -1 地すべり地形分布図と 2011 年台風 12 号により発生した崩壊分布の重ね合わせ（奈良県十津川流域）

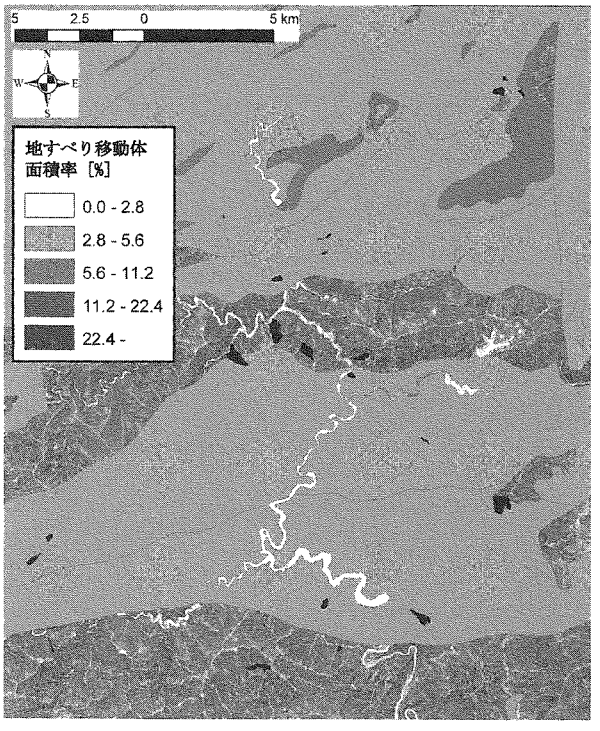


図 -2 地質情報（20 万分の 1 日本シームレス地質図）
を基にした地すべり地形移動体面積率
［日本全国（地すべり地形分布図判読範囲内）平均は 5.6 % ］

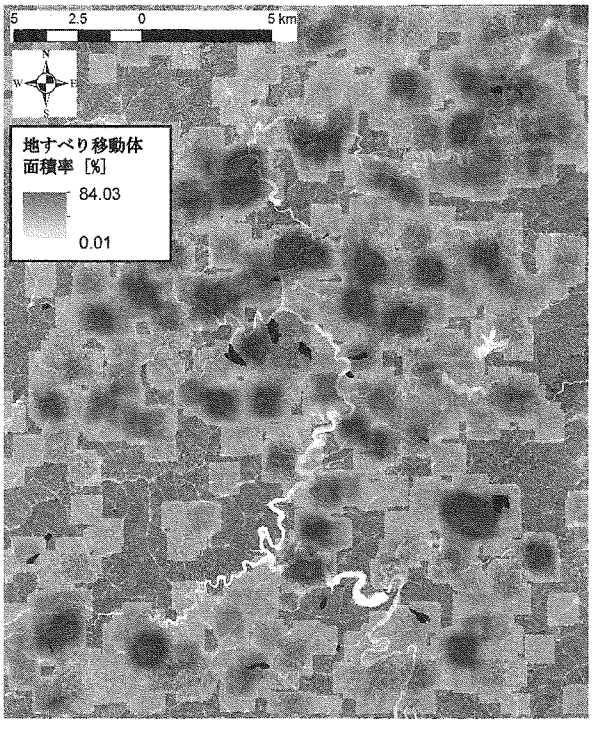


図 -3 地すべり地形移動体分布を基にした
1 km 四方（100 セル）内における
地すべり地形移動体面積率

15. 地層処分におけるベースライン把握のための地下水モニタリング技術の実証（その１）
－ベースラインモニタリングの位置付け－

○　吉村公孝，石井英一※，村野清一郎※※（原子力発電環境整備機構）
近藤浩文，木方建造（電力中央研究所）
（※現：日本原子力研究開発機構，※※現：東北電力）

1. はじめに

特定放射性廃棄物の地層処分事業において，地層処分場とその周辺地域の水理地質特性および地下水流動特性を把握することは，地層処分場の安全評価には不可欠である．処分場選定の段階のうち，精密調査の後半段階での地下調査施設の建設から，処分場の建設・操業・閉鎖と事業の進展に伴い，処分場およびその周辺の地下水環境が変化することが予想される．

このように変動する地下水環境の初期状況をベースラインと定義する．概要調査段階でベースラインを把握しておくことで，処分事業の進展によって生じる擾乱の程度や，閉鎖後の安全性評価の基準となる情報として適用できる．また，概要調査段階では，測定したモニタリングデータを用いて，前段階までの調査結果に基づいて作成した地質環境モデルの妥当性の確認やモデルの更新を行うことができる．

原子力発電環境整備機構と電力中央研究所（以下，電中研）は，概要調査を適確に実施し，その中で品質および信頼性が高い成果を得ることを目的として，2006 年度から電中研横須賀地区の研究所敷地内で共同研究として，概要調査技術の適用性確認を通じた実証研究を実施している．2011 年 3 月から，地下水環境のベースラインを把握することを目的として，既存のボーリング孔（YDP-2）内に設置したマルチパッカーシステム（Schlumberger 社製 Westbay MP55）によって，継続的なモニタリングを実施している[1)]．また，モニタリング装置を介して地下水採取を行い，地下水流動特性および地下水の地化学特性に関する情報を取得している．ここでは，2011 年 3 月から現在までに実施した地下水モニタリングのデータを基に，年間の変動を考慮した初期ベースライン把握について考え方を述べる．

2. ベースラインモニタリング

地下水環境のベースラインとは，精密調査後半以降，地下調査施設や地層処分場の建設などによって地下水環境を擾乱させる活動を実施する前の地下水場の経時変化の状態である．ベースラインの把握は，事業許可申請時およびそれ以降の安全レビュー，閉鎖措置計画の申請，閉鎖措置の確認などにおいて，閉鎖後の長期安全性に関する評価のための基準のひとつとなる．さらに，調査によって得られた地質環境の更なる理解や処分事業に対する社会受容性と信頼性の向上に資することができる．地下水流動場は，地下調査施設あるいは処分場地下施設建設によって変化し，閉鎖後は緩やかにベースラインに近い状態まで回復することが期待される．閉鎖措置の確認の際に，建設前から地下水圧をモニタリングしておくことで，初期状態を参照することができる．

モニタリングの対象は地下水の場合，評価の対象となる領域の地下水流動場（地下水位，水圧分布，動水勾配，涵養量，流出域），地化学特性（溶存酸素，物理化学，主要成分，同位体）等が挙げられる．また，モニタリングデータは，処分場閉鎖後の安全評価シナリオの基礎となる地質環境モデルの妥当性確認などを通じて間接的に安全性を確認するための一助となすものである．また，図１に示したように，処分事業の段階毎にモニタリング目的や役割が変わることが考えられる．このうち，地上からの調査段階のモニタリングでは，処分事業の進展に沿って，地上からの調査段階での閉鎖後長期の安全性評価のための基準となるベースラインを取得する．また，精密調査の後半では，地下調査施設の建設に伴う水圧・水質変化によって，前段階までの調査で評価した地下水流動特性の再評価を行う際の情報を提供する．さらに処分場の建設・操業・閉鎖段階では，閉鎖後長期の安全性担保の見通しと信頼性向上に反映する情報を提供することが考えられる．

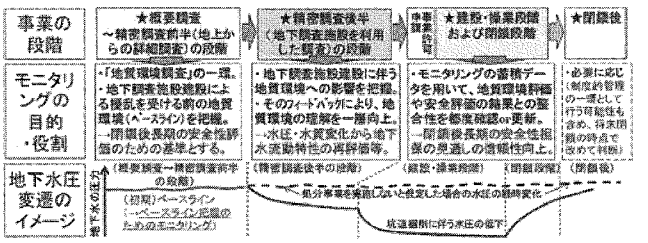


図１　事業の進展に伴う段階的なモニタリングの目的

3. 取得データ

ベースラインを把握するためには，地下水モニタリングでは地下水の間隙水圧および水質を観測する．地下水の間隙水圧は気圧・地球潮汐の影響や降雨量の変化に伴う季節変動を示すことから，できるだけ長期的な連続観測を行い，観測データからこれら変動成分を分離した上で，観測地点のベースラインを把握するこ

とが必要である．しかし実際のモニタリングでは機器トラブルや採水作業などにより，長期的な連続観測が必ずしも容易ではない．

YDP-2 孔では，地上からの GL-217.2m を境に，上位は砂質シルト岩～中粗粒砂岩を主体する三浦層群，下位は破砕状の泥岩を主体とする葉山層群が分布する．このうち三浦層群は 10^{-7}m/秒程度，葉山層群は 10^{-9}m/秒程度の透水係数を示す．

これまでのモニタリングのデータから，気圧と地球潮汐成分を除いたトレンド成分は，季節変動や降雨量との相関性について，三浦層群と葉山層群の透水性の違いを反映することが明らかとなった[2)]．

間隙水の水質は地下施設建設に伴う変動の他に，ボーリング調査で使用する掘削水やケーシングセメントの影響も受ける．従って水質のベースラインを把握するためには，これら個々の影響についても対策が必要となる．三浦層群では採水の際に予備排水後にトレーサ濃度（掘削水，洗浄水の指標）を初期値の約 2%以下に低減できたが，下位層では１ヶ月程度の予備排水後でもトレーサ濃度は初期値の 10%以上の混入率を示し，十分に掘削水・洗浄水を除去することはできなかった．採水試料に対するセメントの影響については，pH と炭素同位体組成に影響が見られたほかは，影響が少ないことが確認できた[2)]．

図２にモニタリング区間のうち，区間 3～区間 6（区間中心深度，GL-93.4m～GL-160.1m）の間隙水圧測定データを示した．このデータからは計測区間間の水圧の導通は認められてないことを確認できた．なお，一部区間では水圧計の異常を示すデータが得られたため，水圧計測用プローブを回収し交換した．設置不良部分に起因するデータ異常ついては，観測値の地球潮汐成分を比較することで抽出した[3)]．

4. 地層処分事業への反映

モニタリング継続中は，モニタリング装置を定期的に校正，更新，最新技術の導入などのメンテナンスを行う．今回は，現場でのメンテナンス作業量を低減させるために，遠隔操作による自動計測データの回収を行った．システムの電源供給は太陽光発電を採用した．処分事業では，概要調査段階から開始するモニタリングの一部は，処分場閉鎖段階まで継続して実施することが考えられる．これに先立ち，本実証ではモニタリング装置の適用性，耐久性を把握し，モニタリングの継続性と校正，更新のタイミングを図る上で，装置の状態を確認する．さらに，異常値が出現した場合に，異常値の検出が適切に行われること，事象の判断と原因究明を実行できる技術者の育成を含め，モニタリング技術の実用性を確認する．

文献

1) 吉村ほか(2011)：日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，No.68

2) 近藤ほか(2012)：日本応用地質学会平成 24 年度研究発表会講演論文集，No.16

3) 後藤ほか(2012)：日本応用地質学会平成 24 年度研究発表会講演論文集，No.17

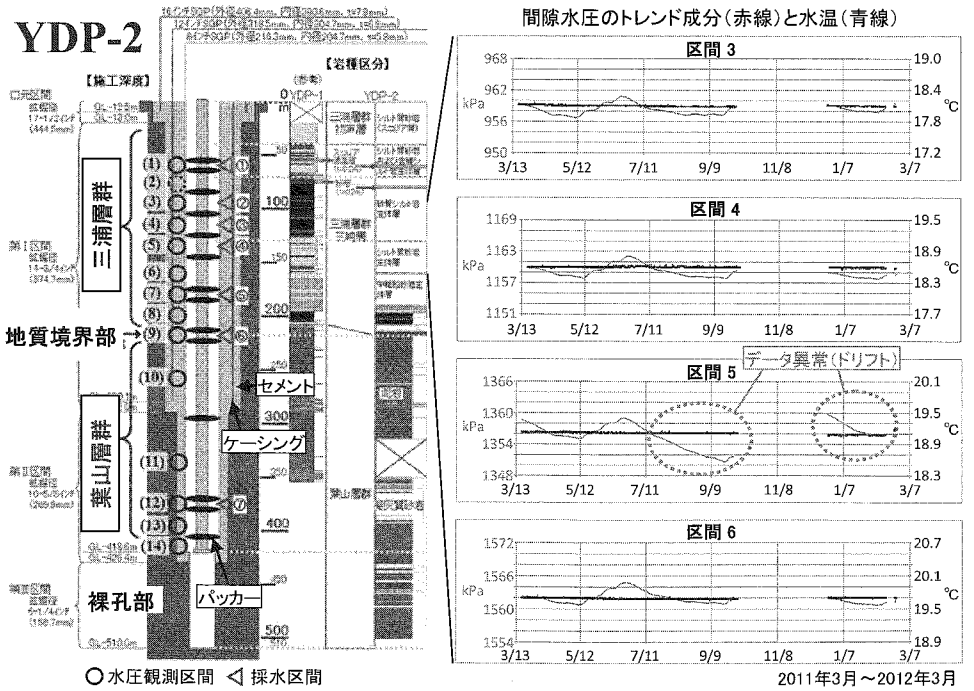


図２　間隙水圧モニタリングデータおよびデータ異常の検出例

16. 地層処分におけるベースライン把握のための地下水モニタリング技術の実証（その 2）

－2011 年度研究の目標設定と結果概要－

○近藤浩文，後藤和幸，富岡祐一（電力中央研究所），五嶋慶一郎（三菱マテリアルテクノ）
吉村公孝（原子力発電環境整備機構），沖原光信（清水建設）

1. はじめに

NUMO・電中研共同研究「実証」では，電中研横須賀地区（新第三紀堆積岩－沿岸環境）を対象に，処分地の選定調査初期段階に必要な地下水モニタリング技術の確認・検証を行うことを目的として，2010 年度に，既設 YDP-2 孔（2008-2009 年度に掘削・調査・試験を終了し残置した孔）に対し，モニタリングデータの品質確保のための各種孔内調査・試験を経て，モニタリング装置（MP55 システム）を設置し，水圧計測を開始した[1]．2011 年度は，同モニタリング装置を介して得られる計測および採水・分析データを用いて，水圧，および水質・同位体に係るベースライン把握のための技術の確認・検証を行った．ここでは，横須賀実証地点を例として，地質環境調査とモニタリングの連携を念頭に，2011 年度研究の目標設定，およびベースラインの把握可能性に関する検証結果について述べる．

2. ベースライン把握のためのモニタリングと 2011 年度「実証」の目標設定

放射性廃棄物の地層処分事業に係るモニタリングでは，取得データに基づき，閉鎖後長期の安全確保の見通しを段階的に確認していくことが求められる．そのために，概要調査～精密調査前半（地上からの詳細調査）の段階に，地下調査施設建設による擾乱を受ける前の地下環境の状態（ベースライン）を把握し，処分事業が与える擾乱の程度や閉鎖後長期の安全性を評価するための基準となる情報を得ておく必要がある[2]．

ベースライン把握のためのモニタリングの計画・実施にあたっては，地下水シナリオを念頭に，地質環境調査とモニタリングの連携を考慮することが重要である．横須賀実証地点では，YDP-2 孔のモニタリング区間の設定にあたり，ボーリング調査時点で取得した情報・データ[3]に基づき，地下水流動系の把握の観点から，地質（岩種区分）・透水性状に応じ水圧計測区間を網羅的に割当てるとともに，水質分布の変化傾向と代表性を考慮した採水区間の設定を行った[1]（図－1）．

(1) 水圧に関するベースライン把握の目標

地下水ポテンシャルを反映した間隙水圧（水理水頭）分布については，本来，季節変動を含めた長期の観測が必要である．間隙水圧については，ボーリング調査時点で，三浦層群／葉山層群の水圧分布の特徴（全水頭分布の違い）が明らかとなった[3]．ただし，測定期間は，調査工程の制約で各区間につき半日～1 日程度（潮汐 1 周期分程度）のみであった．2011 年度は，長期間（予備排水・採水期間の 2 ヶ月半を除く約 1 年間）の水圧計測データに対し，気圧・地球潮汐等の短周期的影響成分と季節変動を伴う水圧のベースラインとを解析により分離し，地質（透水性），深度，降雨量との相関性の観点からデータを整理し，区間毎に固有のデータが取得可能なことを検証することを目指した．

(2) 水質・同位体に関するベースライン把握の目標

三浦層群～葉山層群の水質の漸移的な変化傾向や地下水の起源，年代の違い等については，ボーリング調査時点で既に特徴が明らかにされている[4]．一方，

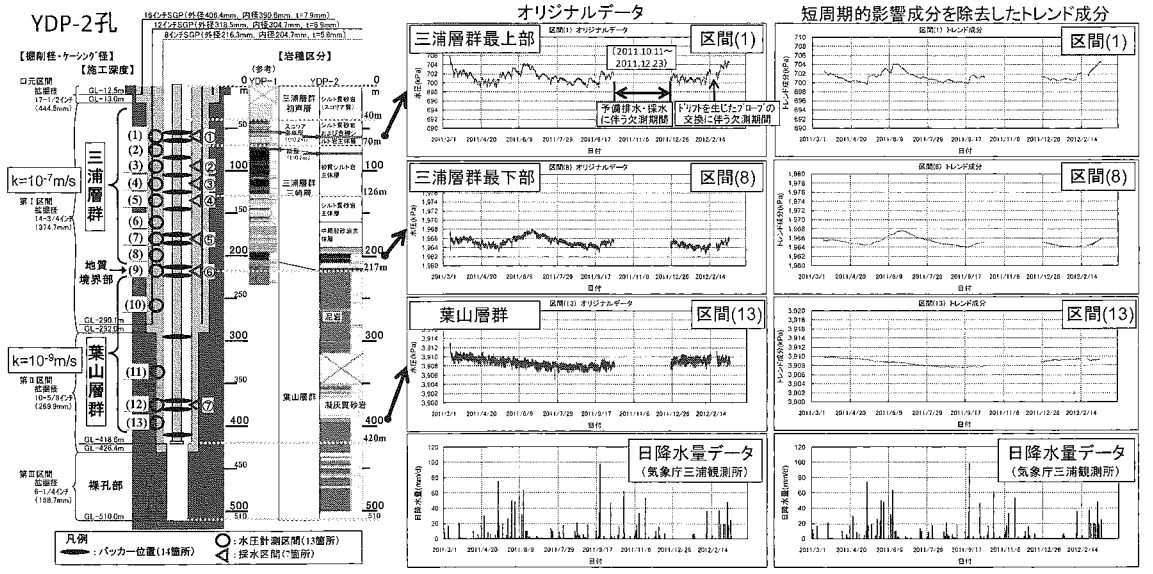


図-1　YDP-2 孔におけるモニタリングの区間設定と水圧計測のデータの代表例（2011.3.16～2012.3.9）

堆積軟岩地域における大深度のボーリング孔では，孔壁保護のためのケーシング・セメンチングが不可欠であり，調査済みのボーリング孔にて（パーフォレーションによる通水孔を介して水を採取し）水質等のモニタリングを継続する場合，ケーシング裏込材由来のセメント影響の評価を行うことは避けられない．2011 年度は，水質分布の代表 3 区間（区間(1)，(7)：三浦層群内，区間(12)：葉山層群内）に対し，予備排水を効率的に行い（電中研が開発したピストンポンプを伴う揚水装置を使用），掘削水・洗浄水の除去挙動を経時的に監視の上，それらの影響が十分低減した採水試料に対し，ボーリング調査時点データ（含近接孔）との比較を通じ，水質・同位体組成に及ぼすセメント影響（ケーシング裏込材由来）の評価を行うことを目指した．

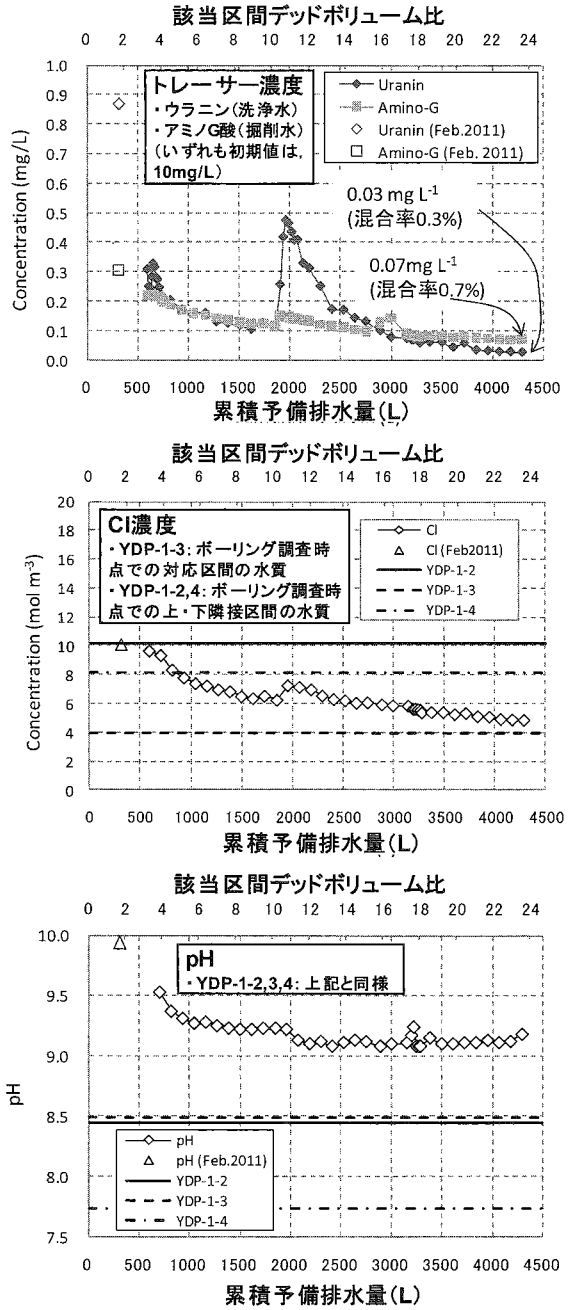


図-2　予備排水に伴うトレーサーおよび水質の経時変化の例（区間(1)）

3. ベースラインの把握可能性に関する検証結果

(1) 水圧のベースラインの把握可能性

水圧の観測データの変動を，気圧・地球潮汐の 2 つの影響成分と，それらを除いたベースラインからなるトレンド成分から構成されるものとして，各変動成分の線形和で示される時系列モデルによりモデル化し（気圧データと理論潮汐を使用），成分分離を行った．その結果，短周期的影響成分（気圧成分，地球潮汐成分の累積値）は深度との相関性をもち，区間毎に固有のデータが取得されていることが示され，プローブの設置の不具合等のデータ異常の検出に有効と判断された．一方，短周期的影響成分を除いたトレンド成分は，季節変動の有無や降雨量との相関性に関し，三浦層群／葉山層群の透水性の違いや三浦層群内の層準の違いを反映していることが明らかとなった（図－１）．

(2) 水質・同位体のベースラインの把握可能性

三浦層群の区間(1)，(7)では，ポンピングポートを介した予備排水により，洗浄水・掘削水の混合率を 2%程度以下に低減させることができた．当該 2 区間の採水試料の水質・同位体組成に対し，ボーリング調査時点での対応箇所のデータとの比較を行った．その結果，主要溶存イオン濃度は，K を除いて有意な違いは認められず，セメント影響は十分小さいと判断された（K が高い理由は，KCl ポリマー泥水の残存またはセメントからの溶出の可能性が考えられる）．pH はセメント影響を受け，明らかに高いと判断された（図－２）．同位体は，炭素同位体（掘削泥水 or セメント影響に起因）を除いて，影響は十分小さいと判断された（表－１）．

表-1　セメント影響に係る定性的な判定結果
（十分な予備排水後の採水試料について）

	主要溶存イオン	pH	δD, δ^{18}O	^{3}H	δ^{13}C, ^{14}C	He
セメント影響（ボーリング調査時点データとの比較）	小（K以外）*	大	小	小	大**	小

＊主要溶存イオンのうちKイオンは、掘削泥水（KCl/ポリマー泥水）の影響が残存していた可能性がある。
＊＊炭素同位体は、掘削泥水の影響（有機ポリマーの分解等），セメント影響等を受けている可能性がある。

4. まとめ

YDP-2 孔における水圧計測データは区間毎の特徴を反映し，解析に基づく成分分離により，季節変動を含むベースラインの把握が可能であることが示された．

ケーシング・セメンチングが行われた調査済みのボーリング孔で水質等のモニタリングを継続する場合，一部の分析・測定項目（pH，K，炭素同位体等）を除けば，ベースラインの扱いが可能と判断される．

文献

1）近藤他（2011）：日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，No.69.
2）NUMO（2010）：NUMO-TR-10-01.
3）近藤他（2011）：電力中央研究所総合報告，N15.
4）長谷川他（2010）：電力中央研究所研究報告，N10008.

17. 地層処分におけるベースライン把握のための地下水モニタリング技術の実証（その3）

－水圧計測データの管理と評価－

○後藤和幸，近藤浩文，富岡祐一（電力中央研究所），吉村公孝（原子力発電環境整備機構），
沖原光信，山本真哉，高本尚彦（清水建設㈱）

1. はじめに

NUMO・電中研共同研究「実証」では，電中研横須賀地区（新第三紀堆積岩－沿岸環境）を対象に，処分地の選定調査初期段階に必要な地下水モニタリング技術の確認・検証を行うことを目的として，2010 年度に，既設 YDP-2 孔（2008-2009 年度に掘削・調査・試験を終了し残置した孔）に対し，モニタリング装置（MP55 システム）を設置し，水圧計測を開始した[1]．

ここでは，同モニタリング装置で得られた計測データから，三浦層群／葉山層群の短周期的影響成分やトレンド成分の特徴を抽出し整理してベースライン把握のための技術の確認と検証を行ったので，その結果について述べる．また，解析により判明したデータ異常を例として，データ管理上の留意点について紹介する．

2. 間隙水圧に影響を与える成分

間隙水圧のベースラインを得るためには，間隙水圧に影響を与える成分を分離する必要がある．また，これらの成分は，観測装置の健全性や場を理解する指標とすることができる．間隙水圧に影響を与える成分は，地球潮汐成分・気圧成分・降雨量・季節変動・地震による変動・外気温・日照・その他（人為的要因，観測装置の故障）などが挙げられる（図-1 参照）．

この内の地球潮汐成分と気圧成分は，環境が変化しない限り固有な値ため，これらのデータを監視すれば装置のトラブル等の早期発見に利用することができる．

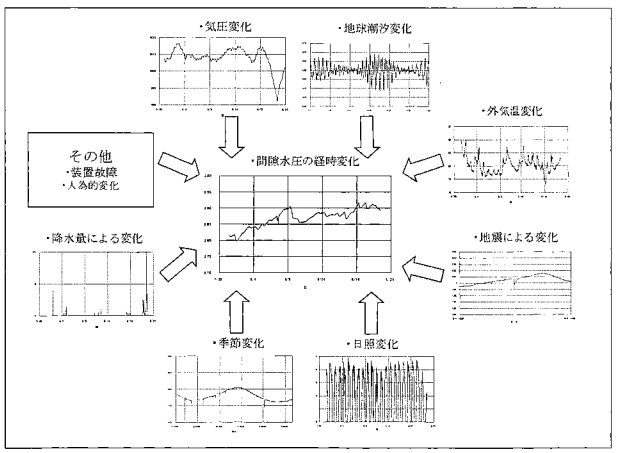


図-1　間隙水圧に影響を与える要因

3. 間隙水圧データの成分分離方法

今回実施した解析は，地表から垂直に掘削したボーリング孔内へ設置した Westbay MP55 システムで計測していることから，外気温や日照のような要因で間隙水圧は変化しないと判断して，図-1 で示す内の地球潮汐成分と気圧成分および図-1 の他に計測機のノイズ成分を分離して季節変動であるトレンド成分を求めることとした．解析手法として，計測された間隙水圧データの変動は，気圧成分，地球潮汐成分とそれらを除いたトレンド成分から構成されると仮定し，各変動成分の線形和で表現される時系列モデルを定義して，状態空間モデルにより影響成分を分離する．

よって，間隙水圧 $y_n(n=1,...,N)$は，気圧成分 P_n，地球潮汐成分 E_n を用いて次の時系列モデル：$y_n = t_n + P_n + E_n + \varepsilon_n$ で表せると仮定した．ここで，ε_n は計測機のノイズや地震時の偶然変動を表わす項で，平均 0，分散 σ^2 の正規白色雑音とする．

気圧影響と地球潮汐の影響は，気圧 p_n と地球潮汐 e_n の時間遅れを考慮し，インパルス応答型のモデル

$$p_n = \sum_{i=0}^{l} ai\, p_{n-i} \quad , \quad E_n = \sum_{i=0}^{m} bi\, e_{n-i}$$

（ai：気圧の影響計数，bi：地球潮汐の影響計数）

で表現できると仮定した．

また，トレンド t_n（n=1,...N)は，ランダムウォークモデル：$t_n = t_{n-1} + \upsilon_n$，$\upsilon_n \sim N(0, \tau^2)$ に従って徐々に変化するものと仮定し分離解析を実施した．また，分離解析に使用する気圧は，孔口で計測したデータを使用し，地球潮汐データは調査地点における理論潮汐変動を別解析で求めてから使用した．

4. 降雨データの影響評価

三浦層群内で降雨の影響と考えられる変動が得られたため，降雨データから遅延日数を含んだ実効雨量[2]を求めて影響評価を実施した．実効雨量は，過去の降雨量の影響を考慮した積算雨量として表すことができる．　$r(t)=r'(t-n_d)$

ここで，tは日時，n_dは遅延日数，r’は次式で示す実効雨量である．

$$r'(t) = r_h(t) + \sum_{k=1}^{n_r} a_k r_h(t-k) \qquad a_k = 2^{-k/T_h}$$

$r_h(t)$は日時 t の時間雨量，n_r は累計日数，a_k は減少係数，T_h は半減期であり，累計日数・半減期・遅延日数は区間毎に決定した．

5. 解析結果

YDP-2 号孔では 13 区間で間隙水圧を計測しており

全ての区間で解析を実施した．図-2 に解析例として区間(1)を示す．この図は左上からオリジナルデータ，地球潮汐成分，ノイズ成分，右上から孔口の気圧データ，気圧成分，分離解析後のトレンド成分を示す．

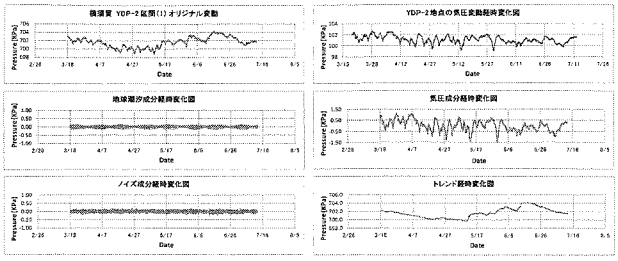


図-2　YDP-2 号孔の区間（１）解析例

間隙水圧の成分分離結果から，図-4 の下図で示すように地盤が持つ特定の変動として，地球潮汐成分は深度が深くなると増加し，逆に気圧成分は減少する傾向が得られた．

YDP-2 号孔の区間(1)は観測深度約 GL-61ｍの三浦層群の上部である．気圧と地球潮汐成分を除去したトレンドデータには，季節変動とは異なる不規則なデータの波が見られている．この波は深度によって減衰しているものの三浦層群内で共通する変動があった．ちなみに三浦層群の下位に出現する葉山層群では観測されていない現象である．この現象は降雨と連動していることが予想されたため，先に示した実効雨量解析と比較することとした．図-3 の上位に実効雨量解析結果とトレンド成分の比較図を下位に降水量を示した．

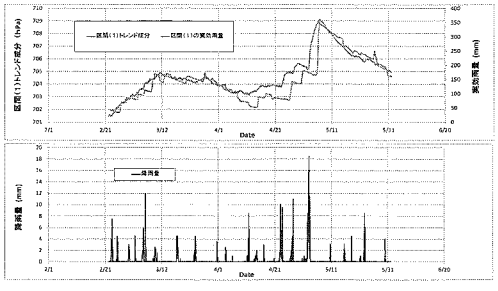


図-3　区間(1)のトレンド成分と区間(1)の実効雨量

各深度の降雨の影響評価として相関係数でまとめたものを表-1 に示す．この表の区間(9)までが三浦層群内で，区間(10)以降が葉山層群内の結果である．

表-1　実効雨量とトレンド成分の相関係数

地下水圧	半減期(h)	累積時間(h)	遅延時間(h)	相関係数
区間(1)	720	720	-4	0.954
区間(3)	720	720	-74	0.857
区間(4)	720	720	-66	0.839
区間(5)	720	720	-74	0.843
区間(6)	720	720	-76	0.821
区間(7)	720	720	-97	0.791
区間(8)	720	720	-110	0.760
区間(9)	720	720	-149	0.639
区間(10)	48	72	0	0.445
区間(11)	720	720	-8	0.652
区間(12)	720	720	0	0.661
区間(13)	24	120	-433	0.138
区間(14)	720	720	-1	0.576

解析期間
2012/2/22
～
2012/5/31

三浦層群は区間(1)で実効雨量と非常に良い相関を示し，深度が増すに従い相関性が減少する結果となった．また，葉山層群では実効雨量との相関性は低く，降雨の影響は三浦層群内のみであることが判明した．

6. 解析により判明した異常値

成分分離解析より地盤が持つ特定の変動を比較することで，装置の不具合等を早期に発見することができる．その例として装置設置直後に設置不良が発生した区間(9)のデータを図-4 に示す．

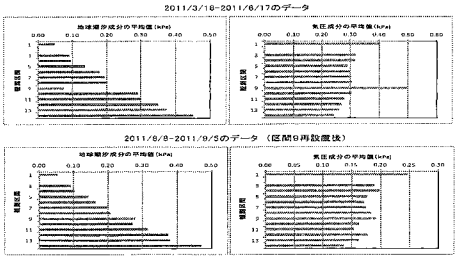


図-4　各深度における地球潮汐，気圧成分の平均値

図-4 の上図で示すように間隙水圧モニタリング装置の設置直後から，区間(9)のみ地球潮汐成分は全体の傾向より小さく，気圧成分は地表の気圧変動の 9 割程度と大きい結果となった．この区間の地質や水理特性からしてもこのような結果に成り得ないことから，設置状況を調べたところモニタリング装置の接続不良が判明した．図-4 の下図は再設置後に他の区間と同様な傾向が得られるようになった結果を示し，図-5 では区間(9)における再設置前後の気圧成分と地球潮汐成分の変化を示す．

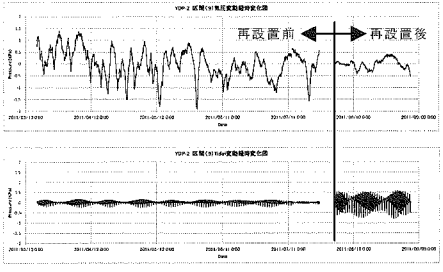


図-5　区間(9)の再設置前後の気圧成分と潮汐成分

7. まとめ

今回実施した間隙水圧のベースライン（トレンド成分）を求める成分分離解析では，分離後の地球潮汐，気圧成分のように地盤が持つ固有の変動量を調べることで，装置のトラブルを発見するのに役立つことが判明した．また，降雨を実効雨量で求めトレンド成分と比較することで，間隙水圧の変動の内で降雨が影響しているか否かを判定することが可能となった．

文献

1)　近藤他（2011）：日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，No.69.

2)　矢野勝太郎(1990)：前期降雨の改良による土石流の警戒・避難基準雨量設定手法の研究．新砂防，43，4，3-13

18. 地層処分におけるベースライン把握のための地下水モニタリング技術の実証（その 4）

－MP システムのケーシング内外の水圧挙動について－

○ 沖原　光信，穂刈　利之，髙本　尚彦（清水建設）
近藤　浩文，後藤　和幸（電力中央研究所）
五嶋慶一郎（三菱マテリアルテクノ）
吉村　公孝（原子力発電環境整備機構）

1. はじめに

NUMO・電中研共同研究「実証」では，電中研横須賀地区（新第三紀堆積岩－沿岸環境）を対象に，処分地の選定調査初期段階に必要な地下水モニタリング技術の確認・検証を行うことを目的として，2010 年度に，既設 YDP-2 孔（2008-2009 年度に掘削・調査・試験を終了し残置した孔）に対し，モニタリングデータの品質確保のための各種孔内調査・試験を経て，モニタリング装置（Schlumberger 製 WESTBAY MP55 システム．以下，MP システム）が設置され，地下水モニタリングが継続して実施されている．ここでは，同モニタリング装置（MP システム内に設置した MOSDAX プローブ）の健全性確認時に計測された，MP ケーシング内外の水圧挙動について紹介し，併せて水圧挙動と地盤の透水性・MP ケーシングの区間長との関係等の考察を行ったので，その結果について述べる．

2. MP システムの概要

MP システムは，図-1 に示すような試錐孔内に定置される MP ケーシング類（プラスチック製が主）と，MP ケーシング内に設置した MOSDAX プローブで構成される．

パッカーで目的の深度・範囲に区画することにより，各区間の地下水の水圧計測および，採水が可能となる．なお，YDP-2 孔においては，パッカーを 14 個設置し，計 13 区間を形成している．表-1 に MP ケーシング挿入前の設計ケーシングログを示す．

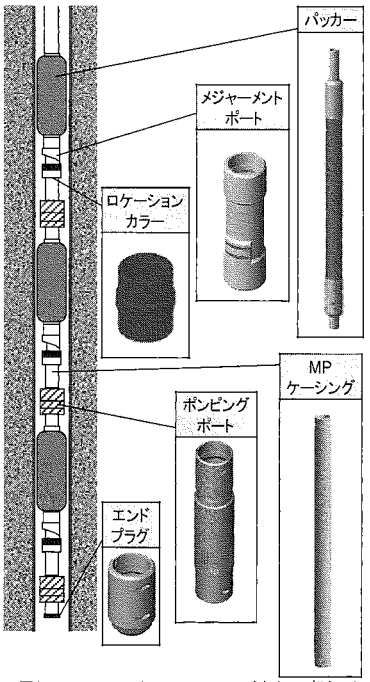


図-1　MP ケーシング類の概要

3. MP ケーシング内外の水圧挙動について

MP システムは，MOSDAX プローブにより水圧・水温の自動連続モニタリングを行っており，数ヶ月から 1 年程度以内の間隔で装置の健全性確認検査を行っている．図-2 には，2011 年 7 月末の健全性確認で実施したポートリーク検査で MP ケーシング内水位を低下させた際の MP ケーシング外の地下水圧の経時変化を示す（代表として，区間(3)，(12)，(13)）．なお，この検査は 2 回実施した（表-2）が，共にポートからのリークは生じておらず，装置の健全性は確認された．しかし，リークしていないにもかかわらず，MP ケーシング内水位を下げた直後に水圧が一時的に低下する現象が計測された（図-2 参照）．この現象を詳細に調べた結果，三浦層群内の全ての計測区間は，孔内水位低下直後に 1kPa 程度地下水圧が低下し，直後に本来の地下水圧に回復する傾向を示した（図-2 の区間(3)参照）．一方，葉山層群の計測区間では，1 回目で 7～8kPa，2 回目で 4kPa 程度地下水圧が低下するまではどの区間も同じであるが，その後の回復時間は，図-2 の区間(12)と区間(13)を例で示すように，区間(12)では約 0.7 時間，区間(13)では約 2 時間と回復時間に差が見られた．

表-1　MP システムのレイアウト

	区間	透水係数※ (m/s)	パッカー長を除いた純区間長 (m)	区間中心位置 GL-(m)	水圧計測 (13ヶ所)	ボトル採水 (7ヶ所)
三浦層群	区間(1)	6.2E-08	6.35	61.08	○	○
	区間(2)	------	16.14	74.22		
	区間(3)	2.9E-08	18.36	93.36	○	○
	区間(4)	8.8E-08	18.36	113.61	○	○
	区間(5)	8.2E-08	18.36	133.86	○	○
	区間(6)	1.6E-07	30.35	160.10	○	
	区間(7)	2.0E-07	6.36	180.35	○	○
	区間(8)	4.1E-08	27.36	199.10	○	
	区間(9)	7.9E-09	6.35	217.84	○	○
葉山層群	区間(10)	3.8E-09	72.36	259.09	○	
	区間(11)	6.0E-10	72.36	333.34	○	
	区間(12)	5.0E-10	6.35	374.58	○	○
	区間(13)	4.0E-10	24.36	391.83	○	
	区間(14)	-----	-----	-----	○	

※2010年度に実施した水圧試験に基づく値[1)]

表-2　MP ケーシング内の水位低下量

回　数	日　時	低下前孔内水位	低下後孔内水位	低下量	相当水圧
1回目	2011/7/25 11:00	0.045m	2.795m	2.750m	27.5kPa
2回目	2011/7/26 14:25	1.445m	2.895m	1.450m	14.5kPa

4. 地下水圧変動の原因について

MP ケーシング内の水位を下げた際に，地下水圧が低下した原因として，MP ケーシングの変形が考えられる．孔内水位の低下に伴い，MP ケーシングの内壁に作用する水圧が低下してケーシングが全体的にほぼ

均等に収縮し，MP ケーシングと孔壁保護ケーシングおよび，パッカーで区切られた範囲の体積が増加するため，一時的に水圧低下が生じたと考えられる．透水性の大きい三浦層群では，保護ケーシングの穿孔部を通じて，地層から地下水が即時に流入するため地下水圧は即座に回復する．一方，透水性の小さい葉山層群では，地層から地下水が流入するのに時間がかかるため，低下した地下水圧が回復するのに時間を要すると考えられる（図-3 に概念図を示す）．

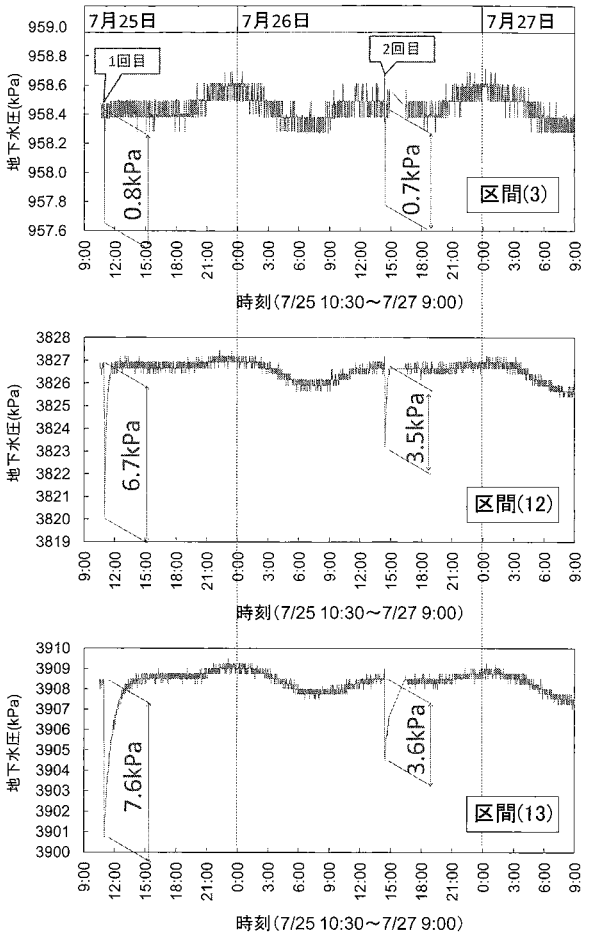


図-2　地下水圧の経時変化（区間(3),(12),(13)）

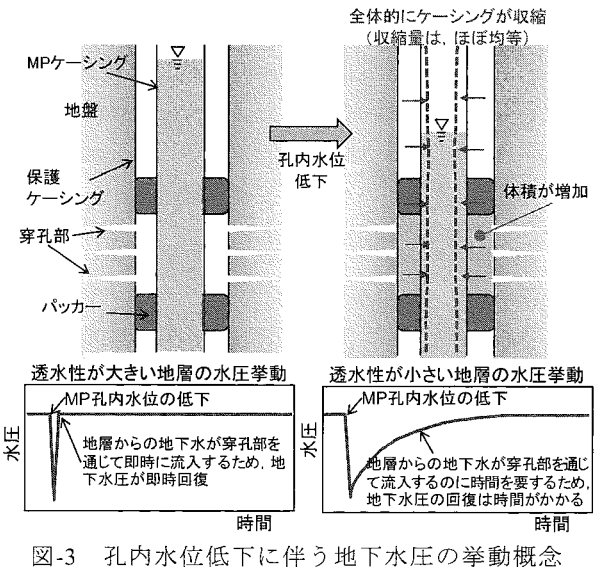


図-3　孔内水位低下に伴う地下水圧の挙動概念

5.　地下水圧低下量の差異について

透水性の異なる三浦層群と葉山層群における MP ケーシング内水位変動の応答差を明らかにするために，地下水圧の低下量を孔内水位の低下量の相当水圧で除した水圧反応率を求めた．図-4 に水圧反応率と深度の関係を示す．図を見ると，反応率の分布は，層ごとに整合性があり，その反応率は，三浦層群は平均 3%，葉山層群は平均 26%と大きく異なり，地層の特性である透水性の違いによる差異が顕著に表れている．

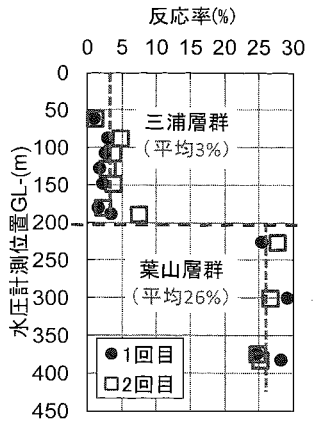


図-4　地下水圧低下量の反応率分布

6.　葉山層群の地下水圧の回復時間の差異について

三浦層群は低下した地下水圧は，即時回復を示したが，葉山層群（区間(10)～(13)）では，回復に時間を要しており，さらに，区間によって，1 時間～3 時間程度の差が見られる．図-5 は，各区間の透水係数[1)]を純区間長で除した値と 1 回目の回復時間との関係を示したものであるが，透水係数が小さく，かつ区間長が長くなると回復時間は伸びる傾向を示している．すなわち，区間長が長くなると MP ケーシングの変形に伴う体積変化量が大きくなるために地下水圧の回復に要する供給水量が多く必要となるが，透水性が小さいために，回復により時間を要していることを示している．

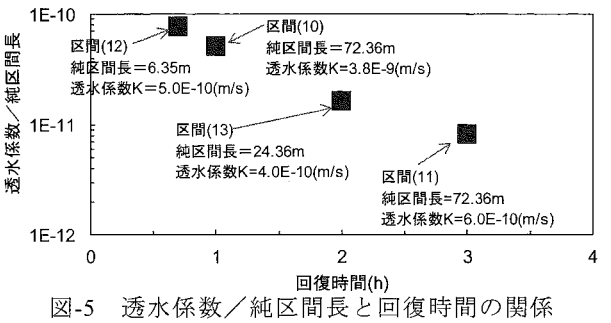


図-5　透水係数／純区間長と回復時間の関係

7. まとめ

モニタリング装置のポートリーク検査による孔内水低下が地下水圧に影響を与えることが確認され，その影響の程度は，地層の透水性および MP ケーシングの区間長に相関性があることが得られ，今後，ポートリーク検査等の健全性確認判定の目安の一つとなると考えられる．

文献

1)後藤ほか(2011):処分地の選定調査初期段階に必要な地下水モニタリング調査技術の実証(その 4)-ケーシング裏込リーク確認のための水圧試験の実施概要-，日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集,No.71

19. 新潟市における地形改変の歴史が及ぼす津波災害への影響

Unfavorable effects on a Tsunami disaster caused by an artificial land modification in Niigata city.

○本間春菜（新潟大学），卯田強（新潟大学）
Haruna Homma, Tsuyoshi Uda

1. はじめに

新潟平野の海岸部には長さ約 70km にも及ぶ砂丘が発達し，3 群 10 列の砂丘列が見られる[1)]．なかでも最も海岸寄りの新砂丘Ⅲ－1 は標高 30m 以上，Ⅲ－2 は標高 10m 以上あった．戦後高度成長の時代に宅地造成などのために砂丘地域の大規模な地形改変が行われ，その結果防砂林・防風林の役割を持つアカマツを主とした緑地が大幅に縮小したばかりか，砂丘そのものも平坦化された．これは特に信濃川～阿賀野川間の新潟市東区で顕著で，新砂丘Ⅲ－1 が 10~15m も削剥され，新砂丘Ⅲ－2 にいたってはすっかり消滅してほぼ海水準に近い状態にある．こうした海岸寄りの砂丘列の削剥は，今後起こりうる地震にともなう津波災害を考えた場合，堅固な天然の要害を除去してしまったという深刻な事態を生み出してしまった．ここではこの実態を明らかにする．

2. 方法

1946 年，1966 年，1973 年，1981 年，1994 年，2009 年の国土地理院発行の空中写真を判読し，それぞれの緑地分布図をベクターデータとして作成し，緑地面積を算出した．緑地は主に公園緑地，自然林，人工林等の樹木からなる．

また，国土地理院発行の「国土基盤地図」（5m メッシュ）および昭和 23 年発行 1/2.5 万地形図「新潟北部」，国土地理院昭和 44 年，昭和 60 年発行 1/2.5 万地形図「新潟北部」の計 4 年分の同一地域における断面線を作成し標高と地形の変化を見た．

3. 緑地の面積変化

この地域の緑地面積は 1946 年に最大で 2,284,260 ㎡，1962 年に 982,405 ㎡，1973 年に 382,601 ㎡と急激に減少を続ける．減少率を見ると 1946～1962 年間で 57%の森林が切り倒されてしまった．1962～1973 年間はやや減少率は小さくなるものの，残った 61%が緑を失った．そして，1946～1973 年間に 1,901,659 ㎡のアカマツの森が消滅した．減少率は実に 83.3%である．この数字だけでもいかに急激な変化であったことかわかる．

この急激な減少の原因は主に新潟空港の整備と高度成長政策に伴う住宅地開発である．1962 年に北東部分に新たに新潟空港滑走路とターミナルビルが完成した．これに伴い北東部分の海岸砂丘上の緑地が消滅した．さらに中央部の緑地の減少は，高度成長政策に伴い東区では多くの工場が建設され，これらに伴う社宅等の造設もまた住宅地開発に拍車をかけた．また，自動車交通が庶民に普及し，道路の整備・拡大が進んだことももう一つの原因であろう．

しかし，1973～1981 年間は緑地面積が 29,897 ㎡増加している．さらに 1981～2009 年間は，ほぼ横ばい状態である．これは一見すると森林伐採が行われなくなり，遅ればせながら自然の保護がされるようになったかのように思える．これは空中写真の判読と現地調査を行ってみると，街路樹の植樹や三角形状の小さな公園が設置されたために緑地が増加したが，その分あいかわらずアカマツなどの森林の伐採が続いており，結果として数字上プラスマイナスゼロになっているのに過ぎない．自然の改変は止まらないのである．

4. 海岸砂丘の削剥

この地域の人工的改変は緑地減少だけではなかった．それは海岸砂丘そのものを大規模に削剥するという状況を作り出していたのである．

前述したように，この地域の海岸砂丘は新砂丘Ⅲ－1，Ⅲ－2 でおよそ 2000 年前から形成しはじめ，500 年ほど前から急激にその高度を増したと考えられている．新砂丘Ⅲ－1 は平均 15～20m，新砂丘Ⅲ－2 は 10～15m の比高を得ている（図 3）．新砂丘Ⅲ－1 は内陸側にあり，5 列の砂丘列からなる．このうち内陸から 3，4，5 列目が高く，砂丘列の頂上は北西－南東方向の風隙のためにかなり凹凸している．一方，新砂丘Ⅲ－2 は海岸側にあり 4 列からなる．このうち内陸側の 2 列が発達し，海岸側の 2 列は比高が低い．

これらの海岸砂丘の縦断面（1－1’，2－2’）および横断面（A-A’，B-B’）を 1935，1969，1985，2011 年の地形図ごとに描いた（図 3）．これらを同じスケールに重ね合わせたものが図 4 である．1-1’は新砂丘Ⅲ－2 のうち海岸から 3 列目の縦断面で，1935 年に標高 10～20m あったものが，2011 年にはすべて削剥されて，ほぼ 0m になっている．すなわち，この砂丘は消滅した．さらに海岸から 1 列目は海岸浸食でなくなり，2 列目は 3 列目と同じく人工的な削剥でやはり消滅している．

縦断面 2-2’は新砂丘Ⅲ－1 の 3，4 列目の中間部分をとってある．この断面線と交わる A-A’，B-B’の交点には，じゅんさい池西池，東池がある．現在はこの周囲だけに小規模にかつての森林を構成していたアカマツがある．縦断面 2-2’を見るとこのじゅんさい池周辺のみが 1935 年の砂丘高度（15～20m）が残されており，それ以外は大規模な削剥を受けて，東西に向かってゆるく傾斜しながら比高 0m になっている．じゅんさい池東池の東側の砂丘は最大で 15m 以上削剥された．

こうした大規模な地形改変が何年に行われたかを特定するために，1969 年と 1985 年の地形図も考慮してみた．その結果，大規模な改変は 1935 年～1969 年の間に行われており，それ以後は残った砂丘の小規模な凹凸を処理しただけであった．

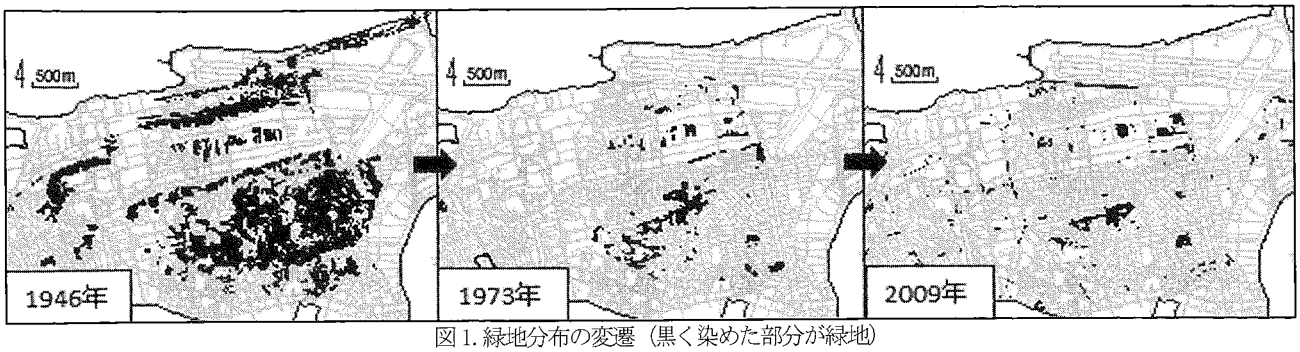


図 1. 緑地分布の変遷（黒く染めた部分が緑地）

表 1. 空中写真から抽出した各年の緑地面積

年	1946	1962	1973	1981	1994	2009
緑地面積(㎡)	2,284,260	982,405	382,601	412,498	410,836	411,151

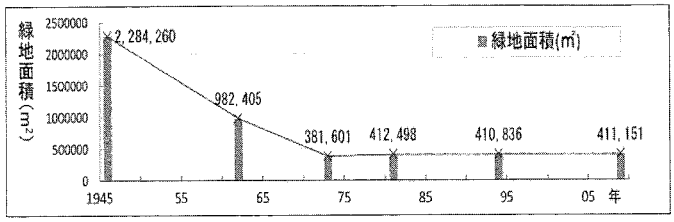


図 2. 緑地面積の経年変化

5. 津波災害への影響

この地域は信濃川と阿賀野川に挟まれた地域で，西側の信濃川河口には新潟港があり，東側の阿賀野川河口には新潟空港があるという交通の要所でもある．

1964 年新潟地震（M7.4）に一番近かった 2 つの河口には波高 2m ほどの津波が到達し，若干の地域が浸水した．この後 1983 年日本海中部（M7.3），1993 年北海道南西沖（M7.1）と日本海東縁構造帯に沿った地震が起こったが，幸い大きな津波被害は出さなかった．しかし今後この海域が，新生海溝（中村，1983）として活動を始めたとしたら，M8 以上の地震も予想されるし，それに伴う巨大津波が発生する可能性も考慮しなければならない．

この場合，海岸砂丘は天然の防潮堤になりうる．とくに新砂丘Ⅲ－2は海岸の前面に5列もあり，10～15m の比高があった．この高さを越えてくる津波は，東日本大震災と同じ規模のものであろうと推定できるが，日本海東縁構造帯の状況と日本海の深さから考えると，もう少し小規模な津波になると予想できる．すなわち，新砂丘Ⅲ－2を削剥しなければ，この地域の津波対策は軽備で済んだであろう．しかし現在ではこの天然の要害が完全に消滅してしまっている．わざわざ津波被害を大きくするような人工的改変であった．今となってはもう元へは戻らない貴重な地形だった．

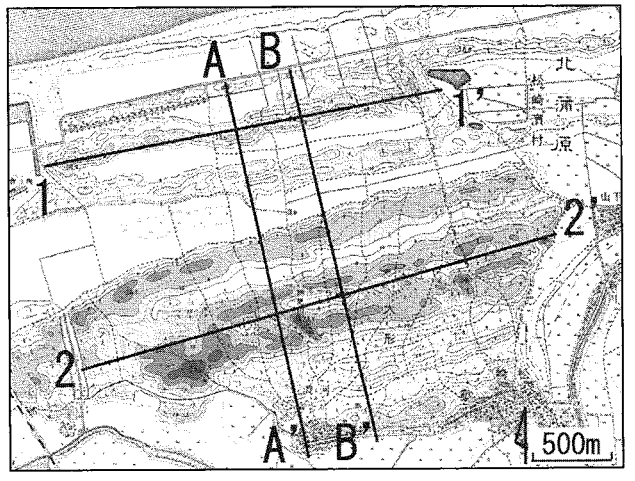


図 3. 昭和 23 年発行地形図における断面図作成地域

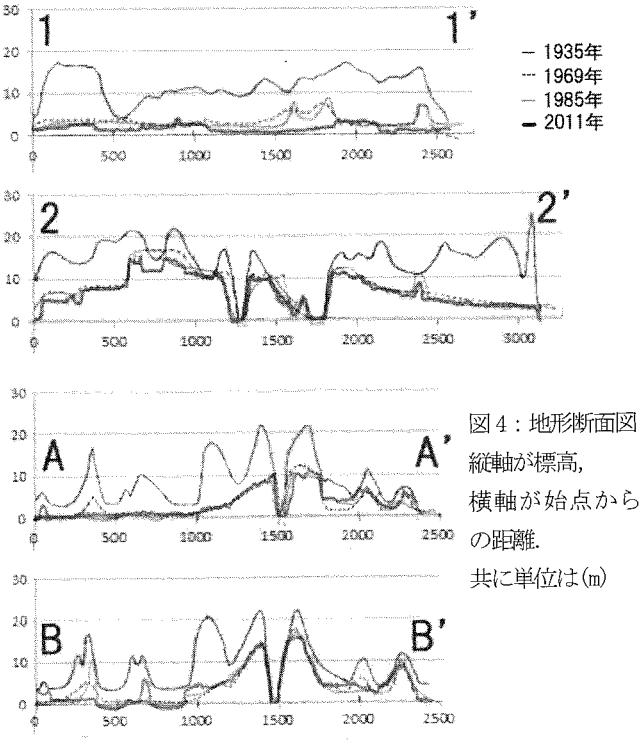


図 4：地形断面図
縦軸が標高，
横軸が始点からの距離．
共に単位は(m)

文献

1）新潟市（2011）：新新潟歴史双書 6　新潟砂丘，p2-8

20. 秋田県中部に分布する水中火山岩の産状と物性値の関係

Relation between mode of occurrence and physical properties of subaquous volcanic rock distributed in middle part of Akita Prefecture.

○鈴木　聡（奥山ボーリング）・石山大三（秋田大学）
Satoshi Suzuki　　Daizo Ishiyama

1. はじめに

水中火山岩は，フィーダーダイク，塊状の溶岩部，ハイアロクラスタイト等，多様な産状を形成する[1]．一般にこれらの各産状と物性値の関係を認識することは応用地質学上重要であり，たとえば1996年に発生した北海道積丹半島豊浜トンネル坑口付近での大規模岩盤崩落の要因の把握では，産状とスメクタイト等についての物性に着目されている（山岸[1]．米田ら[2]など）．

水中火山岩は北海道のみならず新第三紀のグリーンタフ地域に広く分布し，斜面地質やトンネル地質として検討の対象となることが少なくないと予想されるが，産状と物性値について指針等で示されているケースは少なく，合理的な評価に至っていない．

以上を踏まえ，筆者らは秋田県中部において水中火山岩の各産状が把握できる機会を得，各産状と物性値を調査してきた．その中で，フィーダーダイク，枕状溶岩等の塊状部，ハイアロクラスタイトにおいてスメクタイト量は同程度にもかかわらず吸水・乾燥による浸水崩壊度に大きな差異が生じる知見を得た[3]．本稿では，各産状のスメクタイト量と浸水崩壊性について検証するとともに，細孔分布と岩盤の劣化に着目し考察した．

2. 対象とした水中火山岩の概要

2.1 地質

対象地は秋田県中部に位置し，水中火山岩が広く分布していることが報告されている新第三紀中新世の主に玄武岩質安山岩類から構成される俎山火山岩類分布地域である（図-1）[4)5)]．

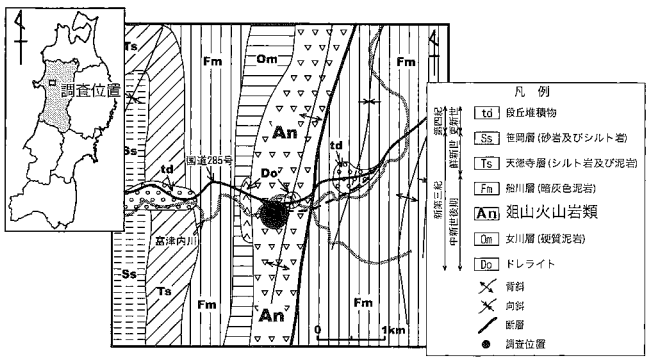
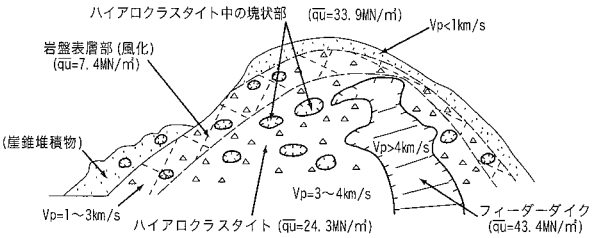


図-1　対象位置及び地質[3]

2.2 産状

本箇所はトンネル地質調査により，水中火山岩を構成する中心の塊状部から周縁部の砕屑岩までの各産状が連続的に確認されており，Vp=4km/s以上を示す塊状コア部は海底火山体中心部を示すフィーダーダイクに，Vp=3～4km/s の塊状コアと角礫状コアの混在部は枕状溶岩等の塊状岩塊とハイアロクラスタイトの混在部に対応すると考えられる（図-2）[3]．



※山岸（1994）p.54の水中火山の形成モデルを参考に作成

図-2　調査地の模式断面図

3. 各産状の物性値について

既往の報告ではスメクタイト量と浸水崩壊度に相関性が低いことが示されたため，本稿では各産状のスメクタイト量と浸水崩壊度について測定し評価した．また，浸水崩壊度と細孔分布の関係についても検討した．

3.1 測定方法

スメクタイトの同定及び量比は，各産状のボーリングコアを破砕した粉末試料について，全岩粉末試料，定方位試料，エチレングリコール飽和処理試料についてX線粉末回折法を用いて測定した．また，細孔分布の測定は，各産状のボーリングコアを破砕し5mm程度の粒径に調整したものを60℃に維持した乾燥器で24時間乾燥後，水銀圧入型のポロシメーターを用いて行った．

3.2 測定結果

各産状のスメクタイトのX線最大ピーク強度と浸水崩壊度の関係を図-3に示した．

浸水崩壊度が最も大きい「D評価」の産状はハイアロクラスタイトであり，スメクタイトのX線ピーク面積が概ね大きい．一方，浸水崩壊度が最も低い「A評価」の産状はフィーダーダイクあるいは枕状溶岩等の塊状部であるが，スメクタイトのX線ピーク面積にはばらつきがある．

浸水崩壊度と細孔分布との関係を図-4に示した．浸水崩壊度の大きいハイアロクラスタイトはフィーダーダイクと比較して累計細孔容積および細孔粒径が100～10000nmと10nm未満の細孔容積が大きい傾向が見られる．

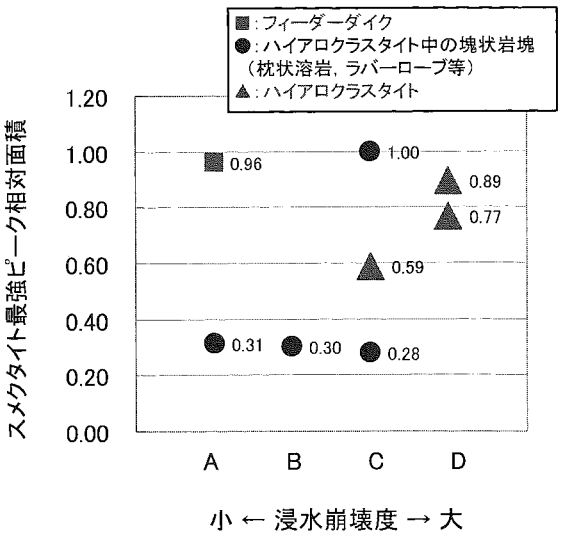


図-3　各産状のスメクタイトのX線強度と浸水崩壊度

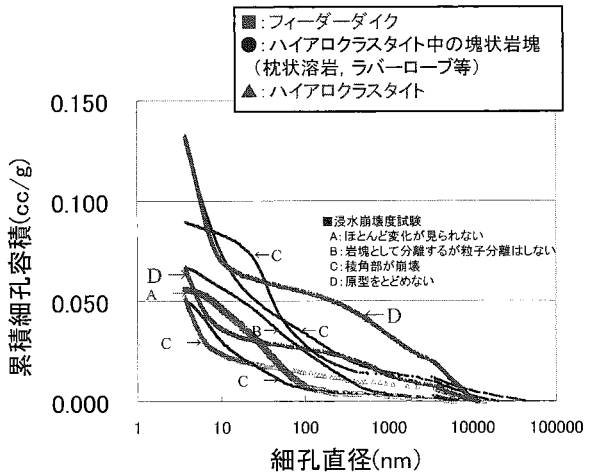


図-4 細孔分布と浸水崩壊度の関係

4. まとめと考察

秋田県中部に分布する水中火山岩には膨張性粘土鉱物であるスメクタイトが広く分布する．しかしながら，浸水崩壊度は水中火山岩中のスメクタイトの含有量だけに規制されず，累積細孔容積量も影響を与える．

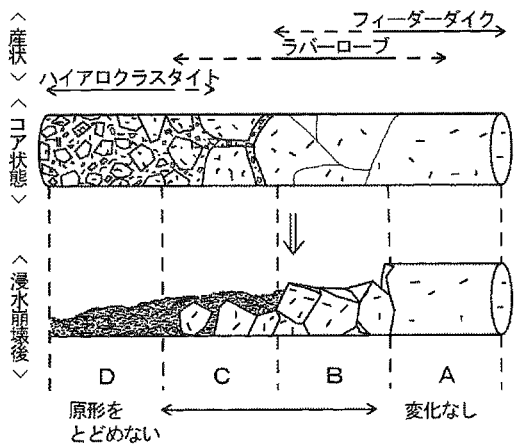


図-5　水中火山岩のコア状態と浸水崩壊状況模式図[3)]

また，浸水崩壊度はハイアロクラスタイト，枕状溶岩等の塊状部，フィーダーダイクの順で小さくなる(図-3，図-5)．すなわち，岩盤の強度低下による斜面の不安定化や地山膨張によるトンネル内空の縮小に影響を与える浸水崩壊度の程度は，スメクタイト量が多く累積細孔容積も大きいハイアロクラスタイトの部分がフィーダーダイクや枕状溶岩等の塊状部に比較して大きい．従って，斜面地質やトンネル地質においては産状の中で特にハイアロクラスタイトの分布や物性について着目し，評価することが重要である．

なお，累積細孔容積に大きな差がないにもかかわら浸水崩壊度に大きな差があるケースが見られた．このことについては細孔径分布の特徴や，分析の細孔径範囲は限定されるものの岩石全体を粉砕・分級した試料を用いるためばらつきの少ない評価が得られるガス吸着量測定による評価等を行い検討を継続する予定である．また，大規模な岩盤崩壊を引き起こした豊浜トンネルの水中火山岩を含む火砕岩では，構成岩片の間隙や割れ目にスメクタイトが充てんしていることを特徴とし，このことが物理的性状変化を促進させる要因としている[6)]．従って，これら岩石中のミクロな分布状態にも注目した評価が必要と考えられる．

5. 謝辞

北海道大学特任教授の米田哲朗先生には豊浜トンネル等の崩壊についてアドバイスをいただいた．また，細孔分布の測定では秋田大学内田隆教授及び院生の小寺貴士氏にお世話になった．また，秋田県秋田地域振興局建設部からは調査資料の提供を快諾いただいた．以上の方々に感謝申し上げます．

引用文献

1) 山岸宏光・染野誠・籾倉克幹（1997）：水中火山岩の応用地質学的分類，日本地質学会学術大会講演要旨，104，p306.
2) 米田哲朗・大河原正文・渡辺隆（1999）：北海道積丹半島豊浜トンネル付近の水冷火砕岩に産するスメクタイト，粘土科学，第39巻第2号，p54.
3) 鈴木聡（2010）：秋田県中部に分布する水中火山岩の岩盤劣化と崩壊形態，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.31-32.
4) 大口健志・佐藤英朗・千葉とき子（1985）：秋田市・俎山火山岩類にみられる水中噴出溶岩，日本火山学会1985年度春季大会講演要旨，50B，p117.
5) 長谷紘和・平山次郎（1970）：5万分の1図幅 五城目地域の地質，地質調査所
6) 米田哲朗・林謙二・ダカールゴメス・柏谷公希・金子勝比古（2002）：北海道積丹半島における火砕岩び特性と岩盤崩壊の要因について，日本地すべり学会誌，Vol.39，No.1，pp.14-21

21. 塩ノ平断層による年代未詳礫岩層の累積変位

Accumulative displacement of age unknown conglomerates by the Shio-no-hira fault

○橋本修一（東北開発コンサルタント,現・東北電力）
Shuichi Hashimoto

1. はじめに

福島県浜通りの地震(2011.4.11・M7.0)で，いわき市西部に出現した地表地震断層沿いに変位・変形を受けた年代未詳の礫岩層が何箇所かで確認された．

同礫岩層は断層露頭の性状観察から，複数回の変位を受けている．また，詳細立体地形斜度図を現地踏査と相互補完的に活用し，地表地震断層及びそれと平行配列する複数の断層と礫岩層の分布が推定できる．

2. 井戸沢断層，塩ノ平断層の概要

4月11日発生の福島県浜通りの地震発生後，震源域のいわき市遠野町綱木から同田人町旅人にかけての10数kmの区間で，最大2m程度の落差を有する西側低下の高角度正断層型の地表地震断層が確認された．

本断層は，活断層として知られた2条の井戸沢断層[1)]のうち西側のトレースにほぼ沿って出現したもので，地質断層としての井戸沢断層[2)]とは別個のものとして，塩ノ平断層[3)]と仮称された．

なお，井戸沢断層(東側のトレース)沿いにも，今回の地震により変位量10cm未満の地表変位が散点的に認められている[4)]．

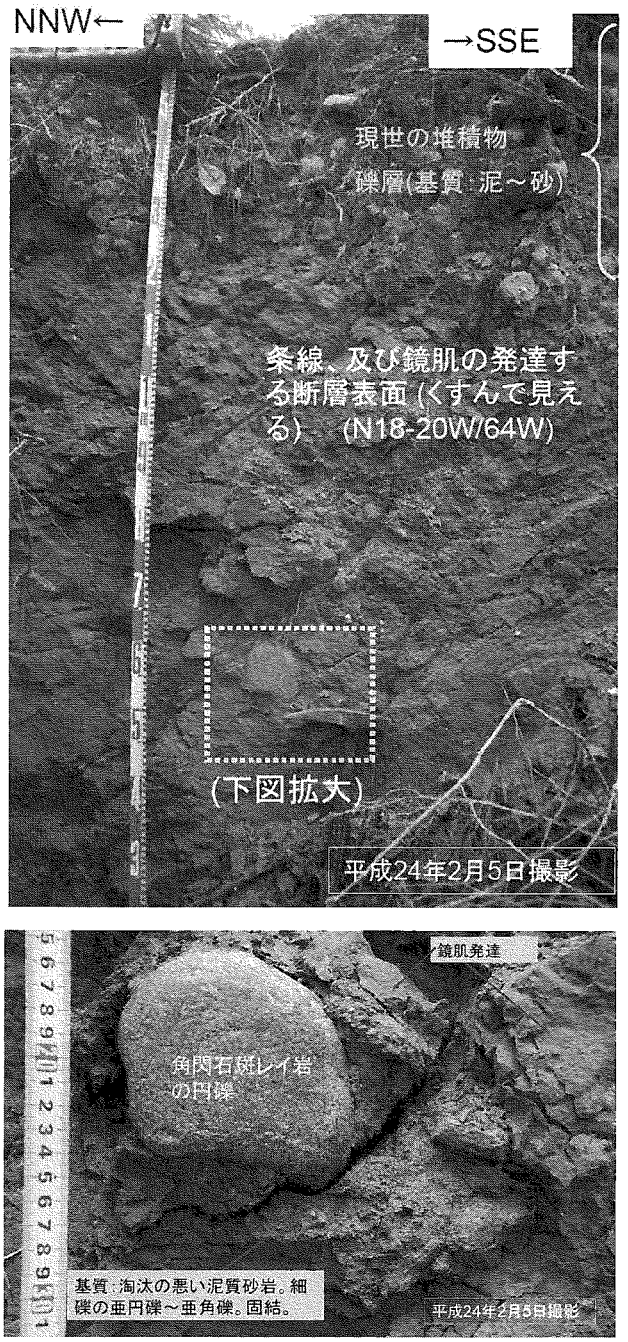
3. 塩ノ平南東の断層露頭およびその付近の地質

塩ノ平集落の南東約250mの東流する沢の右岸側にNNW-SSE走向，西高角度傾斜・西側2m落下の断層露頭が連続している．

周辺一帯は，塩基性岩あるいは泥質・砂質岩を源岩とする御斎所変成岩類からなり，花崗質深成岩類の複合岩体(宮本，田人，鮫川)がそれぞれ断層露頭の北方，南方，西方に分布する．さらに，これら基盤岩類を不整合に覆って新第三系中新統・五安層(砂礫質岩と泥質岩)などが小規模に分布する[2)]．

地震直後の断層面には，周囲の変成岩類とは明らかに異なる新期の礫岩層が張り付くように分布し，表面に明瞭な条線が確認された[5)]．礫岩層の基質は淘汰の悪い泥質砂岩で，まれに花崗質深成岩類の複合岩体起源と思われる花崗岩類～斑レイ岩の円礫を含む．岩相は五安層基底部に類似するが対比は不明である．なお，同様の礫岩層は東大・塩ノ平トレンチ内[3)]及びその近傍でも確認されている．

地震後10ヶ月経た平成24年2月，断層面から厚さ数cm剥落し，径10cmの角閃石斑レイ岩の扁平な円礫が埋め込まれるように配置していた．同円礫の周囲には厚さ10数cmにわたりガウジが高密度に形成され，礫の表面には複数方向の擦痕が認められる(図－1)．



図－1　塩ノ平断層面(剥落後)と円礫

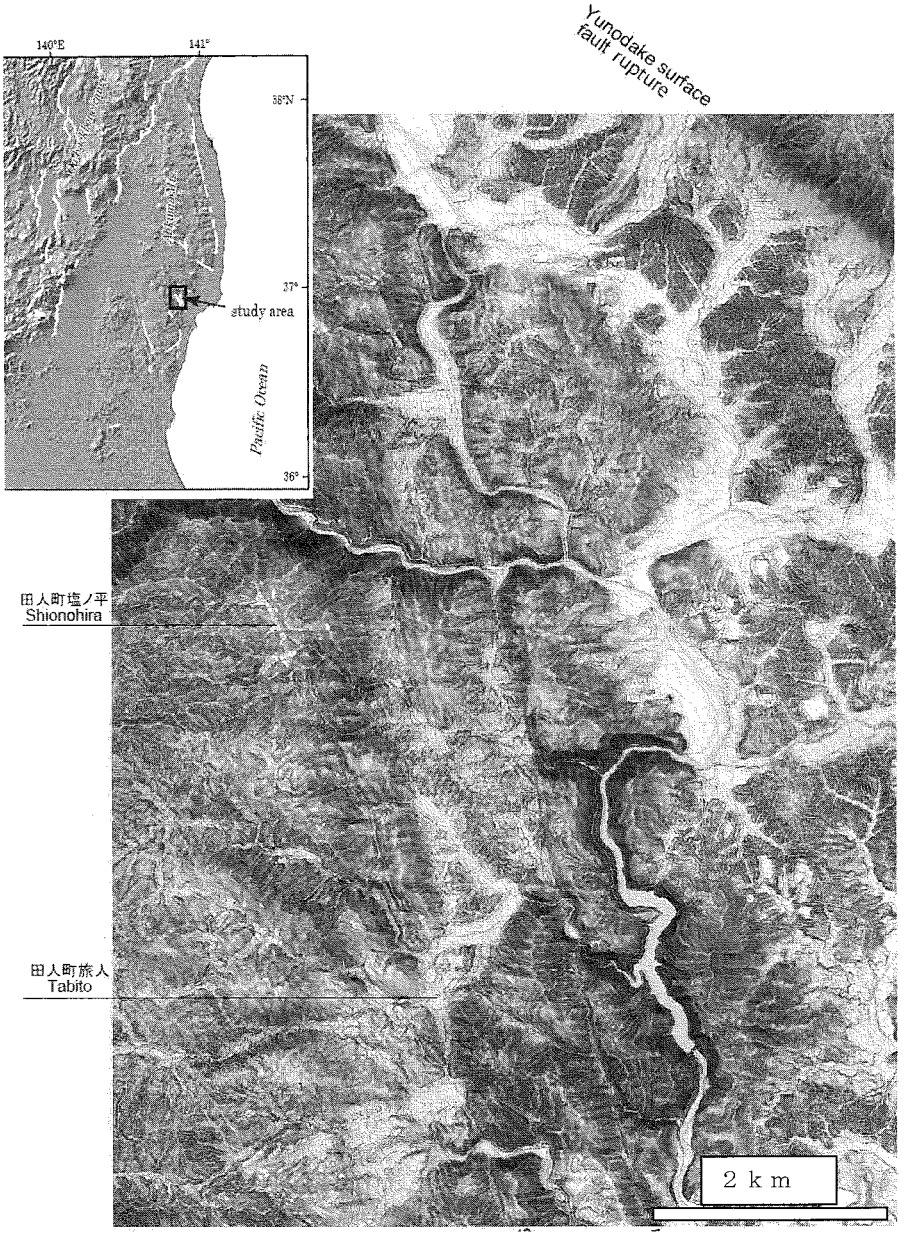
当該礫以外の複数の円礫の扁平面も，当該礫と同様に断層面に平行していることから，礫を含む周囲の礫岩層全体が，礫の回転・再配列を含む複数回にわたる断層活動の影響を受けているものと推定される．

4. 詳細立体地形斜度図の活用例

当地域において，2mDEMに基づく傾斜度図により，今回生じた地震断層の詳細なトレースと微地形が極めて精確に表現された[5]．

今回，２mDEMの立体地形図(図―２)と照し合せて現地調査を行なった結果，上述した礫岩層は，変成岩類からなる山地にあって，やや傾斜度の緩い凹地状の地形にこれら堆積層が分散して分布することを確認できた．また，上記の地形的特徴を有する箇所は，井戸沢断層，塩ノ平断層及び既存地質図には記されていない同方向の断層が示唆されるリニアメントを境に西側に広く分布する傾向にある．

いずれの分布も凹地の東縁を直線的に画されることから断層の存在及び堆積層堆積以降にも累積的な活動があったことを示唆するものである．



図－２　塩ノ平断層及び周辺の詳細立体地形斜度図(文献 5 より)
赤青めがね対応

5. おわりに

礫岩層の年代特定はもちろん，変形履歴についても課題は多く残されている．今回紹介した露頭より標高の高い東大[3]や産総研トレンチ[4]においては，礫岩層の変位量は小さく，せん断面に薄いガウジを伴う程度でしかない．この差は断層活動の不規則性に由来するのかどうか，今後，精度を高めて追跡する必要があろう．

調査地点の特定には，地表踏査との相互補完という意味で詳細立体地図の活用が期待できる．

文献

1) 中田高・今泉俊文編（2002)，活断層詳細デジタルマップ，東京大学出版会

2) 加納博・黒田吉益・宇留野勝敏・濡木輝一・蟹沢聰史・丸山孝彦・梅村隼夫・光川寛・瀬戸延男・大平芳久・佐藤茂・一色直記(1973)竹貫地域の地質，地域地質研究報告(5 万分の 1 地質図幅)，地質調査所

3) 石山達也・佐藤比呂志・伊藤谷生・杉戸信彦・越後智雄・加藤直子・今泉俊文(2011) 2011 年 4 月 11 日の福島県浜通りの地震に伴う地表地震断層について（第２報）http://outreach.eri.u-tokyo.ac.jp/eqvolc/201103_tohoku/fukushimahamadoori/

4) 丸山正・吉見雅行・斎藤英二・斎藤勝(2012)：変動地形・古地震学的検討に基づく 2011 年 4 月 11 日福島県浜通りの地震に関連する断層の活動性，AFERC NEWS No.34，pp.1-9.

5) 黒澤英樹・楮原京子・三輪敦志・佐藤ふみ・今泉俊文・宮内崇裕・橋本修一・中島秀敏・白澤道生・内田淳一(2012)：2011 年 4 月 11 日福島県浜通りの地震に伴う地表地震断層―いわき市田人町塩ノ平における露頭観察とボーリング調査（速報）―，活断層研究，36 号，pp.23-30.

22. 近接する活断層の相互作用：島根県南西部，弥畝山西断層と都茂断層の例

Interaction of two Neighboring Active Faults:
a Case Study of the West Yauneyama and the Tsumo Faults, Southwestern Shimane Prefecture, SW Japan

相山光太郎（株式会社ダイヤコンサルタント）
Kotaro Aiyama

1. はじめに

中国地方西部には，迫田-生雲断層と大原湖-弥畝山西断層系が NE-SW 方向で分布している[1](図-1)．この活断層系の北西部には，弥畝山西断層(全長 40km)と都茂断層(全長 20km)，F1 断層(全長 4km)が分布する．相山・金折[1]は，F1 断層が弥畝山西断層と都茂断層から派生していることを示唆している．

本研究では，リニアメント判読や屈曲率測定を実施し，弥畝山西断層や都茂断層，F1 断層に沿う屈曲沢の屈曲率分布を明らかにする．

2. リニアメントと屈曲率

図-2 に弥畝山西断層と都茂断層，F1 断層に沿うリニアメントと屈曲沢，屈曲率 a 値の分布を示す．屈曲率 a 値(a=D/L)は，沢の屈曲量(D)と断層から上流の沢の長さ(L)から求めた[2]．

2.1 弥畝山西断層

弥畝山西断層にほぼ対応して，波佐から晩越に至る 40km の区間でリニアメントを判読した．これらのリニアメントは主に沢・尾根の右屈曲で構成され，一部は閉塞丘や逆向き断層崖からなる．弥畝山西断層に沿う 49 本の屈曲沢(Loc.1～49)の上流の長さと屈曲量，屈曲率 a 値はそれぞれ，60～2,567m，10～355m，0.02～0.36 である．福塚・金折[3]は弥畝山西断層の北東部 20km を北部セグメントに設定し，セグメントに沿う屈曲沢の屈曲率 a 値と，その平均値をそれぞれ，0.08～0.28 および 0.17 と見積もっている．本研究では，その北部セグメントに沿う屈曲沢の屈曲率 a 値と，その平均値をそれぞれ，0.06～0.36(Loc.1～27)および 0.17 と見積もり，福塚・金折[3]と同様の結果を得た．

弥畝山西断層の北東部で，屈曲率 a 値は Loc.1 から Loc.2 にかけて急増し，Loc.2 から Loc.5 にかけて急減する傾向がある(図-2d)．さらに，屈曲率 a 値は Loc.5 から Loc.8 にかけて急増し，Loc.8 から Loc.17 にかけて緩やかに減少する傾向がある．このことから，Loc.1～5 と Loc.5～17 での屈曲率 a 値の増減の傾向はそれぞれ，0.32(Loc.2)と 0.36(Loc.8)がピークの凸を示すことが分かる．Loc.2 をピークとする凸の北東端の Loc.1 は，弥畝山西断層の走向が NE-SW から ENE-WSW に変化する屈曲部に位置する．さらに，2 つの凸の間に位置する Loc.5 は，弥畝山西断層の走向が ENE-WSW から NNE-SSW に変化する屈曲部の東北東 400m に位置する．Loc.8 をピークとする凸の南西端の Loc.17 周辺では，弥畝山西断層が直線的に分布し，

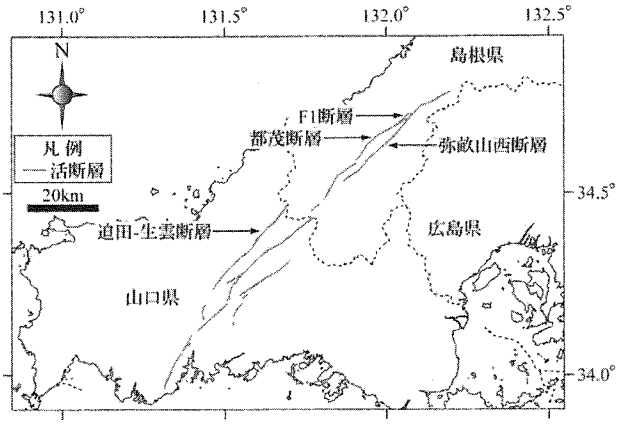


図-1　大原湖-弥畝山西断層系と迫田-生雲断層　相山・金折[1]を一部改変．

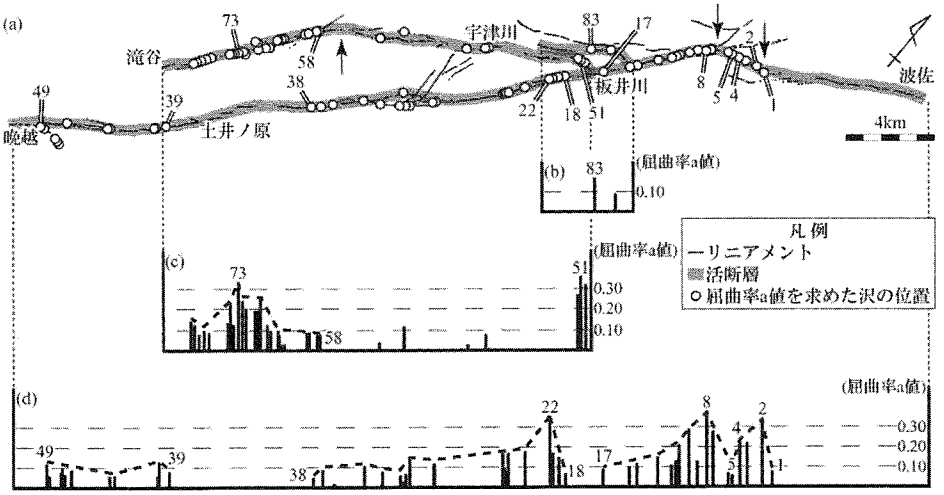


図-2　リニアメントと屈曲沢，屈曲率 a 値の分布　(a)リニアメントと屈曲沢の位置．(b)は F1 断層，(c)は都茂断層，(d)は弥畝山西断層に沿う屈曲率 a 値の分布を示す．図中の数字は屈曲沢の Loc.No である．(a)中の矢印は断層の屈曲部を示す．(b)～(d)では，活断層の方向に沿って屈曲率 a 値をプロットし，屈曲率 a 値の増減の傾向を示すために，参照線として太破線を加筆した．

屈曲部やステップ部などのジョグは存在しない．弥畝山西断層の中部では，屈曲率 a 値が Loc.18 から Loc.22 にかけて急増し，Loc.22 から Loc.38 にかけては緩やかに減少したのち，ほぼ横ばいになる傾向を示すことから，Loc.18～38 での屈曲率 a 値の増減の傾向は，0.34(Loc.22)をピークとする凸を示すことが分かる．Loc.18 の周辺では，弥畝山西断層が直線的に分布し，ジョグは存在しない．弥畝山西断層の南西部では，屈曲率 a 値は Loc.39 から Loc.49 にかけて大きな変化は無く，ほぼ横ばいである．

2.2 都茂断層

都茂断層にほぼ対応して，板井川から滝谷に至る 20km の区間でリニアメントを判読した．これらのリニアメントは主に沢・尾根の右屈曲で構成される．都茂断層に沿う 32 本の屈曲沢(Loc.50～81)の上流の長さと屈曲量，屈曲率 a 値はそれぞれ，87～1,982m，10～152m，0.01～0.37 である．

Loc.1～83 の屈曲率 a 値のうち，都茂断層北東端の屈曲率 a 値(Loc.50～52)はいずれも比較的大きく，Loc.51 の屈曲率 a 値は最大である(図-2c)．都茂断層の南西部では，屈曲率 a 値が Loc.58 から Loc.73 にかけて増加し，Loc.73 から南西の断層末端部に位置する屈曲沢で減少する傾向がある．このことから，Loc.58～81 での屈曲率 a 値の増減の傾向は，0.32(Loc.73)をピークとする凸を示すことが分かる．この凸の北東端に位置する Loc.58 は，都茂断層の走向が NE-SW から NNE-SSW に変化する屈曲部の南南西 1km に位置する．

2.3 F1 断層

F1 断層に対応して，板井川から宇津川に至る 4km の区間でリニアメントを判読した．このリニアメントは沢・尾根の右屈曲や崖，鞍部，直線状谷からなる．リニアメント LG2 の一部を構成する 2 本の屈曲沢(Loc.82 と 83)の上流の長さと屈曲量，屈曲率 a 値はそれぞれ，220～680m，20～118m，0.09～0.17 である．屈曲沢が少ないので，屈曲率 a 値の増減の傾向は確認できなかった．

3. 考察

3.1 活断層の近接部の変位量分布

Muraoka and Kamata[4]は，変位量が断層末端部に向かい減少，または断層末端部で急減することを示している．粟田ほか[5]は，断層のジョグ付近において，断層の変位量が減少することと，ジョグから 1km 以下の短い区間で変位量が急変していることが多いことを示している．さらに後藤[6]は，屈曲率 a 値の変化は断層の平均変位速度の変化を示すことと，断層の変位量分布の累積によって屈曲率 a 値の分布が形成されていることを示唆している．このことから，弥畝山西断層北東部の南西端(Loc.17 付近)と弥畝山西断層中部の北東端(Loc.18 付近)を除き，弥畝山西断層北東部と都茂断層南西部の屈曲率 a 値が断層の屈曲部と断層末端部に向かうにつれ減少する傾向は整合的である．

Loc.18～22 の屈曲率 a 値が南西から北東(Loc.22 から Loc.18)にかけて急減していることから(図-2 参照)，弥畝山西断層中部の右横ずれ変位量は北東端に向かうにつれて急減していることが分かる．Loc.18 は板井川プルアパート[1]の南西端に近接することから，相山・金折[1]でも指摘されているように，弥畝山西断層中部の北東端の変位量はプルアパートの形成・拡大を阻止できるほど大きくない，または 0 である可能性が挙げられる．都茂断層北東端に位置する Loc.50～52 の屈曲率 a 値はいずれも，Loc.18～21 の屈曲率 a 値より大きく，Loc.51 の屈曲率 a 値は Loc.22 より大きい．この Loc.18～22 と Loc.50～52 の屈曲率 a 値の比較も，弥畝山西断層中部の北東端に比べ都茂断層北東端の平均変位速度が大きいため，プルアパートの形成・拡大が阻止されないことを示唆している．

Loc.17 と 18 付近での弥畝山西断層の右横ずれ変位量の減少は，弥畝山西断層中部～南西部と北東部のセグメント区分[1]，または弥畝山西断層，都茂断層および F1 断層の近接部での変位量分配を示唆する．

4. まとめ

本調査で得られた結果を以下にまとめる．

(1)弥畝山西断層，都茂断層および F1 断層に沿う右屈曲沢の屈曲率 a 値はそれぞれ，0.02～0.36，0.01～0.37 および 0.09～0.17 である．

(2)屈曲量調査から，弥畝山西断層中部の北東端の変位量が板井川プルアパートの形成・拡大を阻止できるほど大きくないことや，弥畝山西断層の中部～南西部と北東部がセグメンテーションしていること，3 活断層の近接部で変位量が分配していることを示唆した．

文献

1) 相山光太郎・金折裕司(2012)：隣接する活断層の連動性と変位様式―弥畝山西断層と都茂断層の例―，応用地質，Vol.53，pp.21-30.

2) 松田時彦(1975)：活断層としての石廊崎断層系の評価，1974年伊豆半島沖地震災害調査報告書，pp.121-125.

3) 福塚康三郎・金折裕司(2002)：断層の地形・地質学的特徴と地震活動および重力異常―島根県南西部，弥畝山西断層を例として―，応用地質，Vol.43，pp.226-234.

4) Muraoka, H. and Kamata, H.(1983): Displacement distribution along minor fault traces, *Jour. Struct. Geol.*, Vol.5, pp.483-495.

5) 粟田泰夫・吉岡・敏和・佃　栄吉・Emre Omer・Duman Tamer Y.・Dogan Ahmet (2001)：北アナトリア断層系 1999 年 Izmit 地震に伴う地震断層のセグメント構造，活断層・古地震研究報告，No.1，pp.325-338.

6) 後藤秀昭(1996)：中央構造線活断層系：伊予断層の変位地形，活断層研究，Vol.14，pp.28-38.

23. サロベツ原野における完新世の地下水流動状況変遷

Transition of groundwater-flow in Sarobetsu moor during the Holocene

酒井利彰（日本工営，北海道大学），五十嵐敏文（北海道大学）
Toshiaki Sakai, Tohsifumi Igarashi

1. はじめに

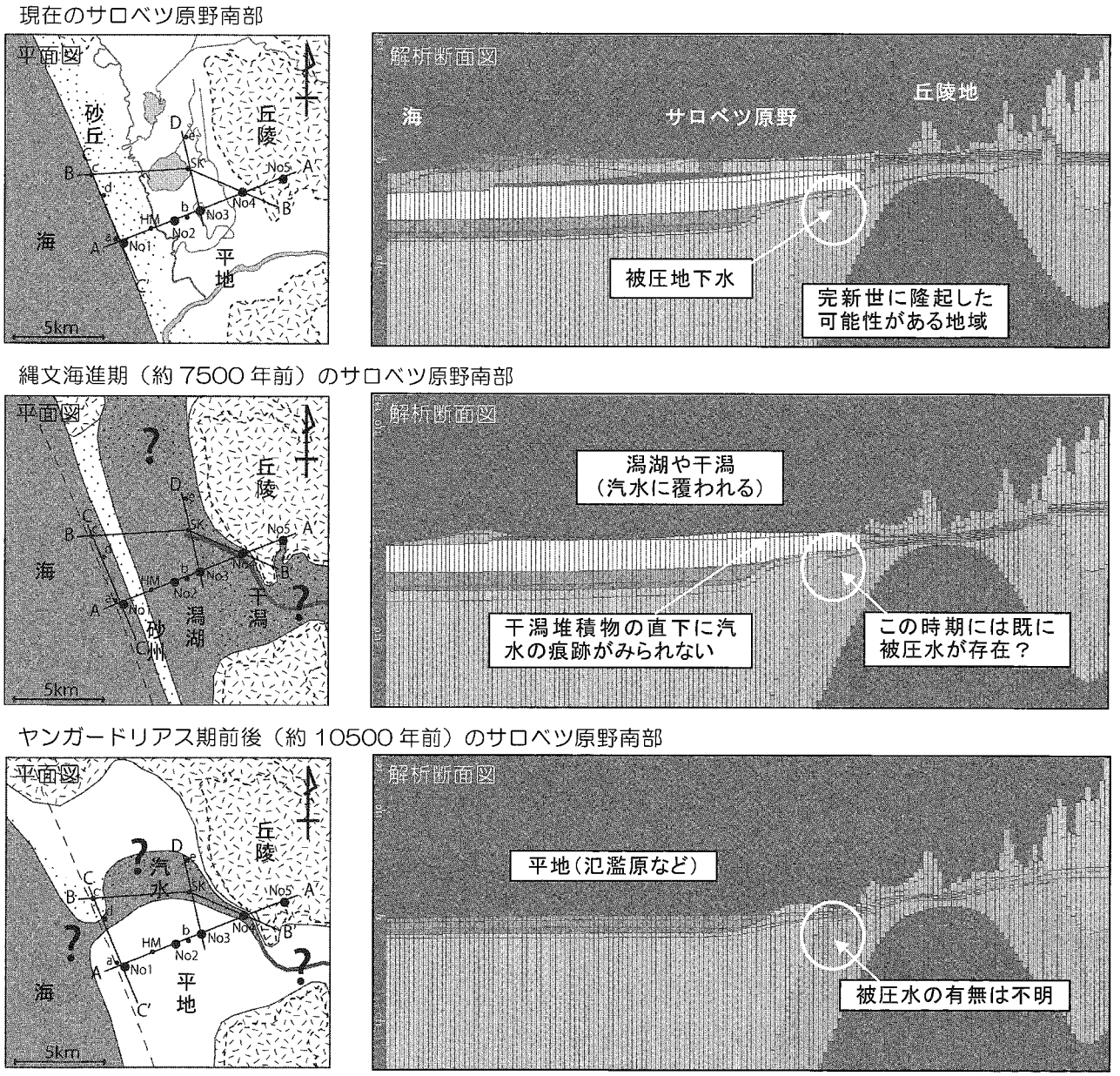
サロベツ原野は北海道北部に位置する沿岸平野である．隣接する山地で放射性廃棄物地層処分の現位置研究が行われており，沿岸平野は広域地下水流動系の流出域に相当するため，その地質・地下水の情報は重要である[1), 2)]．

筆者らはこれまで，サロベツ原野南部における沖積層を主対象とし，水理地質構造と地下水流動の研究を行ってきた．その結果，原野縁辺部の地下には，構造運動との関連が疑われる被圧地下水が存在し，過去数千年間から現在に至るまで，地下水流動に影響を与えていた可能性があることが判明した[3), 4)]．しかしながら，被圧地下水の成因は明らかにされていない．

そこで本研究では，過去の地形・地質・水文環境の変遷と，地下水シミュレーションとを組合せ，被圧地下水の成因や形成時期を探ることを試みる．

2. 検討手法

対象地域において検討に利用する項目は，ボーリングコアの地質，全岩化学組成，堆積年代，および間隙



図－1　復元された完新世におけるサロベツ原野の地形・地質・水文環境

水水質などの定量値のほか，現在の地質構造，水文地質構造，地下水流動系，完新世の堆積環境変遷，および構造運動など，既存の解析検討結果である．

これらを組み合わせて下記のような手順で解析・検討し，過去の水文地質環境を復元する．

①過去の地形や水文環境と，ボーリングコアにおける同時期の層準の全岩化学組成，間隙水の化学組成などとの整合性を検討する．
②復元した地形や水文環境から，当時の地下水流動シミュレーションモデルを作成する．現在と同様の特異な被圧地下水が分布する場合，分布しない場合，分布範囲が異なる場合など，いくつかの条件を仮定してモデル計算を行い，過去の地形地質環境や堆積物と計算結果との整合性を検討する．
③上記の検討結果をもとに，現在の被圧地下水が発生した時期を推定するとともに，地形地質条件の変化や構造運動を考慮し，被圧地下水の成因を検討する．
④その成因をもとに，被圧地下水が発生する以前の状況を推定し，過去の地下水流動状況を復元する．

3. 結果（途中経過）

図-1 に示すように，復元された完新世におけるサロベツ原野の地形・地質・水文環境のうち，代表的な縄文海進期（約 7500 年前）およびヤンガードリアス期直後（約 10000 年前）の解析断面図を作成した．

現在のサロベツ原野南部には，原野東端の地下に，地形のみでは説明できない被圧地下水が存在しており，上向きの地下水流動が卓越している．また，その付近の丘陵地は，構造運動により完新世に隆起した可能性がある[3), 4)]．

さて，縄文海進期のサロベツ原野は海水に覆われていたが，原野東部の丘陵地付近では，その下位の沖積堆積物に海水の浸入を示す化学組成が認められない．いっぽう沿岸部では，海水浸入の痕跡の可能性のある化学組成が認められる．したがって，縄文海進時には既に原野東端部に被圧水が存在し，地下への海水浸入を妨げていた可能性がある．

このとき，縄文海進期の解析断面について，被圧水が分布しない条件でモデル計算を行ったところ，向きは上向きではあるものの，ほとんど 0 に近い動水勾配であった．したがって，被圧水が存在しない条件は，当時の状況と一致しない可能性が高い．

4. おわりに

発表当日は，複数のモデル計算結果による解析検討結果と，ヤンガードリアス期まで遡った検討結果とを報告する．

文献

1) 操上広志・竹内竜史・薮内聡・瀬尾昭治・戸村豪治・柴野一則・原稔・国丸貴紀(2008)：幌延深地層研究計画の地上からの調査研究段階における地下水流動に関する調査研究，土木学会論文集C，Vol.64, No.3, pp.680-695.
2) 伊藤成輝・越谷賢・丸井敦尚(2010)：幌延沿岸域における地下水流動･塩淡境界解析の初期モデル構築，日本地下水学会誌，Vol.52, No.4, pp.381-394.
3) 酒井利彰・井岡聖一郎・五十嵐敏文・石島洋二（2011）:サロベツ原野における沖積層の地質解析，応用地質，Vol.52, No.1, pp.2-13.
4) 酒井利彰・井岡聖一郎・五十嵐敏文（印刷中）：サロベツ原野南部における沖積層の水文地質構造と地下水流動，応用地質．

24. 暴露による火山岩ボーリングコアの経年変化とその特徴

Characteristic of secular distortion in volcanic rock boring core by exposure

○岡﨑健治，伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）
Kenji Okazaki, Yoshihiko Ito

1. はじめに

掘削などにともない地表に出現した岩石・岩盤は，応力解放や雨水や空気との接触により，急速に劣化する．その結果，岩石表面や亀裂部における酸化鉄や石膏の析出，潜在亀裂の顕在化，岩石自体の細片化・粉状化など様々な現象が現れ，土木事業の現場において大きな課題となる．

本調査では，このような岩石の劣化機構を理解するための基礎資料とするため，非変質ならびに熱水変質作用を受けた自破砕溶岩を試料として，屋外での暴露，または屋内保管した岩石について，その含有鉱物の経年的な変化を検討した結果について報告する．

2. 調査概要

本調査では，トンネル施工時の地質調査で実施された先進ボーリングコアを試料とした．試料は，非変質ならびに熱水変質作用を受けた新第三紀の自破砕溶岩である．コア採取箇所の土被り厚さは50～53mであり，地表からの風化の影響は比較的少ないと考えられる．

試料は，掘削直後の新鮮な状態でコア箱に収納して屋外に4年7ヶ月，6年5ヶ月，ならびに掘削直後から屋内で4年7ヶ月保管した岩石とした．屋外では，コア箱を数段積み上げて，ブルーシートで養生した状態で保管した．屋外での保管期間中の温度，湿度および降雨量との関係は今回整理していない．なお屋外では，試料に降雨は直接当たらないが，湿度，水分の影響が大きいのに対し，屋内では比較的これらの影響は少ない．また，屋外では冬期に氷点下となり，凍結融解や凍上などの作用を受ける場合があるのに対し，屋内では概ね0℃以上であるという違いがある．

本調査では，コア観察，X線回折試験，pH試験および硫酸イオン濃度の測定を実施し，鉱物の経年変化について整理した．なお，初期値は，トンネル事業者が地山分類などを目的として実施した試験結果である．

3. 調査結果

3. 1 岩石の劣化状況

写真-1に掘削から6年5ヶ月経過後のコアの状態を示す．劣化状況を検討した試料は，変質部で4箇所（写真中の①②③および⑤），非変質部で2箇所（写真中の④と写真の範囲外で同一と判定される⑥）である．

これまで筆者ら[1)]は，変質の有無に応じて物理強度試験を実施し，一軸圧縮強度は，変質部で15.8～49.6MPa（平均34.4MPa），非変質部で84.1～149.0MPa（平均123.5MPa）と約4倍の違いがあることを整理した．

(1) 変質部

掘削直後では，割れ目の少ない堅硬なコアであったが，6年5ヶ月経過後，割れや破砕が随所で確認でき，膨脹が始まっている．コアの形状は、屋内で保管した②を除いて粉砕状（例えば，写真-1の③の様な状態）であり，掘削直後の一軸圧縮強度が比較的大きくても長期的に劣化することがわかる．色調は，当初，灰色主体であったのが，褐色部や黄白色に変化した．

(2) 非変質部

掘削直後では，同様に割れ目の少ない堅硬なコアであったが，6年5ヶ月経過後，基部と岩塊の境界部で亀裂の顕在化が進んでおり，変質部ほどではないが，劣化が進んでいる．ただし，コアの形状は棒状（写真-1の④の様な状態）である．

3. 2 鉱物の経年変化

表-1にX線回折試験，pH試験および硫酸イオン濃度の測定結果（試験試料は⑦～⑯）を示す．

(1) 変質部

①，③および⑤を比較すると，①→③→⑤と黄鉄鉱が経年的に減少している．また，①で石膏が認められなかったのが，③では確認され，⑤ではそれが増加している．方解石は，①→③では変化は確認できなかったが，⑤で消失し，ジャロサイトが認められるようになっている．このことから，屋外環境において黄鉄鉱と方解石が反応し，石膏（およびジャロサイト）が形成されたと考えられる．なお，①→③→⑤の経過に従って，スメクタイトの量が減少している．

pHは7.4～8.7（試料⑦～⑪）から2.4～6.8（試料⑫～⑰）と酸性側に変化した．また，硫酸イオン濃度は

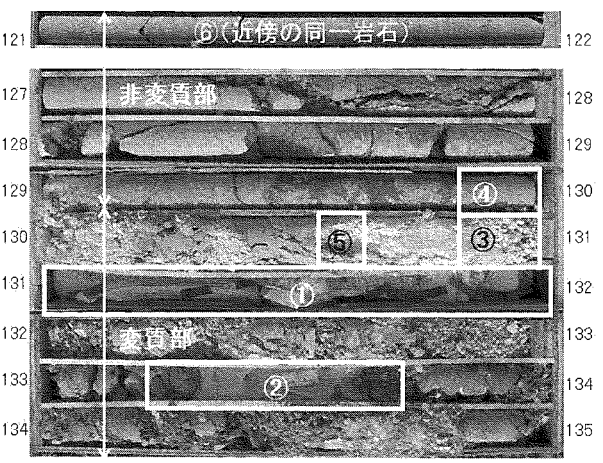


写真-1 掘削から6年5ケ月後のコアの状態

表-1　X線回折試験・pH試験・硫酸イオン濃度の測定結果

分析コア					鉱物													pH	硫酸イオン濃度 (mg/l)
試料名	採取深度	分析時期	コアの形状	変質の有無	Qz	Tri	Pl	Mt	Cri	Cal	Gy	Jar	Fer	Cpt	Lau	Py	Sm		
①	131.0～132.0m	掘削直後	○	変質	＋		△		△	＋					＋	△	◎	－	－
②(屋内)	133.2～133.7m	4年7ヶ月後	○	変質	△		○			◎	－		－	－		＋	△	－	－
③(屋外)	130.9～131.0m	4年7ヶ月後	×	変質	△		△		◎	＋	＋		△	＋		＋	○	－	－
④(屋外)	129.9～130.0m	6年5ヶ月後	○	非変質	△		◎	＋	○								△	－	－
⑤(屋外)	130.55～130.6m	6年5ヶ月後	×	変質			△		○		○	＋	＋			－	△	－	－
⑥	120.0～121.0m	掘削直後	○	非変質		△	○		－	－						－	◎	－	－
⑦	150.0～151.0m	掘削直後	○	変質	◎				○	◎				＋	△	△	◎	8.4	16
⑧	160.0～161.0m	掘削直後	○	変質	○				◎	○				＋	＋	△	◎	8.7	9
⑨	168.0～169.0m	掘削直後	○	変質	△				◎	○				＋	＋	○	◎	7.9	18
⑩	180.0～181.0m	掘削直後	○	変質	△				◎	◎				＋	△	△	◎	7.4	22
⑪	190.0～191.0m	掘削直後	○	変質	△				◎	○				＋	＋	△	◎	8.2	13
⑫(屋外)	153.3m	4年7ヶ月後	×	変質						○	○					＋	○	6.8	1,610
⑬(屋外)	155.4m	4年7ヶ月後	×	変質					△		○	△					△	2.6	2,750
⑭(屋外)	165.2m	4年7ヶ月後	×	変質						△	＋					＋	○	－	－
⑮(屋外)	183.7m	4年7ヶ月後	×	変質	△				○	＋	△	＋		－			＋	3.6	2,430
⑯(屋外)	187.5m	4年7ヶ月後	×	変質					○		○	△		＋			△	2.4	3,660

鉱物名＞ Qz:石英 Tri:トリデマイト Pl:斜長石 Mt:磁鉄鉱 Cri:クリストバライト Cal:方解石 Gy:石膏 Jar:ジャロサイト
Fer:フェリエ沸石 Cpt:斜プチロル沸石 Lau:濁沸石 Py:黄鉄鉱 Sm:スメクタイト
鉱物同定量＞ ◎極多量 ○多量 △中量 ＋少量 －微量　コアの形状＞ ○:棒状 ×:粉砕状

9～22mg/L（試料⑦～⑪）から 1,610～3,660 mg/L（試料⑫～⑰）へと大幅に増加し，とくにジャロサイトが確認される試料で pH が低く，硫酸イオン濃度が高い傾向であった．

以上のことから，経年的に黄鉄鉱の分解が進んだ結果，鉱物の減少や消失が生じることと，ジャロサイトや石膏の二次鉱物が生成することで体積変化が生じ，岩石が劣化することを推定することができた．

ここで，スメクタイトなどの粘土鉱物は，強酸性の環境下でも基本構造は保持されることが報告[2]されている．そのため，スメクタイトを含む場合，経年劣化が進行している岩石についても膨張による変化が生じる場合のあることに留意が必要といえる．

次に，②（屋内）と③（屋外）を比較すると，クリストバライトと沸石類の違いのほか，③では，方解石の減少，石膏とスメクタイトの増加が確認できことから，鉱物の変化（にともなう劣化や膨張）は，酸化だけでは進行しづらく，水や温度の関与が条件になるといえる．なお，屋内で保管していた②のコアは，4年7ヶ月後もその形状に大きな変化は認められなかった．

(2) 非変質部

④と⑥を比較すると，石英，トリデマイト，磁鉄鉱の含有量に違いはあるが，方解石と黄鉄鉱の少ないことが類似している．掘削直後の試料では，スメクタイトを多く含むが，硫酸塩鉱物である石膏やジャロサイトが存在していない．また，方解石や黄鉄鉱が少ない（または存在しない）ことから，長期に暴露しても岩石の劣化や膨張の進行は変質部より遅いと考えられる．

(3) 変質部と非変質部

①と⑥を比較すると，いずれもスメクタイトを大量に含み，経年的にみると，両者ともスメクタイトの含有量は減少している（①→②，⑥→④，③→⑤）．また，6年5ヶ月後のコアも変質部と比較すると劣化の程度は小さい．スメクタイトは膨潤性粘土鉱物として著名であるが，コアが膨張するかどうかについては，岩石の強度や拘束圧にも依存すると考えられる．

4. まとめ

本調査の結果をまとめると次のとおりである．

1) コア観察の結果，屋外で長期暴露したコアは，劣化や膨張が生じており，とくに変質部で顕著であった．
2) X線回折試験の結果，屋外での長期暴露により，経年的に黄鉄鉱の分解が進み，鉱物の減少や消失が生じるとともに，硫酸塩鉱物の二次的な生成によって体積変化が生じ，劣化が進行すると推定された．
3) また，今回試料とした自破砕状溶岩の非変質部は，変質部よりも方解石や黄鉄鉱が少ない（または存在しない）．このことが，長期間暴露（今回の調査期間）しても岩石の劣化や膨張の進行が，変質部よりも遅い理由であると推定された．

5. おわりに

本調査の結果，岩石や岩盤における将来的な劣化や膨張の有無を概略的に予測するためには，従来の評価指標とあわせて，変質の程度や鉱物の組み合わせを加味することが有効である場合のあることが示唆された．今後は，他の岩種についても分析を進めていきたい．

本報告をまとめるにあたり，国土交通省北海道開発局の関係者には，試験結果や調査資料の提供などで，ご協力いただいた．ここに深く感謝致します．

参考文献

1) 岡崎健治・伊東佳彦：掘削後のボーリングコアにおける岩石性状の変化と特徴について，日本応用地質学会北海道支部平成 24 年度研究発表会講演予稿集，vol.32，pp15-18，2012.
2) 疋田貞良・鈴木哲也：化学的風化にともなう岩石の性状の変化とその予測，開発土木研究所月報，No.527，pp17-25，1997.

25. 津波災害廃棄物の発生量推定の試み

Trial of Presumption of Amount of Tsunami Disaster Wastes

○山中　稔（香川大学工学部），廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会
Minoru Yamanaka, JSEG Subcommittee for Study on Geological Investigation/Analysis for Waste Disposal

1．はじめに

東北地方太平洋沖地震では，津波により東北地方の沿岸部で莫大な量の災害廃棄物を発生させた．その災害廃棄物の量は被災地域全体で 3,120 万トンに達し，この内 959 万トンが津波によって巻き上げられて陸地に堆積した津波堆積物が占めている [1]．

被災地では現在も復旧作業が続けられているが，未だに廃棄物の大部分が仮置き場および集積場に残されたままの地域もある．このことから災害廃棄物処理・処分計画の重要性を再認識するとともに，廃棄物管理に関する基本構造を見直す必要があると考えられる．

また，災害廃棄物の発生量の予測は，これらの計画の基礎的な資料となるものであり，各自治体で災害廃棄物の発生量を推計することは，被災地域の迅速な復旧・復興に向けて極めて重要である．

本研究は東北地方太平洋沖地震によって生じた津波による災害廃棄物量を基にして，津波発生時の災害廃棄物の発生量を推定することを目的としている．ここでは，災害廃棄物発生量に影響を及ぼす主な要因と考えられる浸水深及び浸水面積において，災害廃棄物量との関係性と妥当性について報告するものである．

2．災害廃棄物の発生原単位

災害廃棄物の発生量の推定には，過去の災害を踏まえて算出した災害廃棄物発生原単位を用いて，1 棟当たりもしくは単位面積当たりの廃棄物量から求める場合が多い．平山ら [3]は，水害時における住家被害程度を考慮した災害廃棄物の発生原単位として，全壊 12.9 トン/世帯，大規模半壊 9.8 トン/世帯，半壊 6.5 トン/世帯，一部損壊 2.5 トン/世帯，床上浸水 4.6 トン/世帯，床下浸水 0.62 トン/世帯を推定している．さらに平山は，東北地方太平洋沖地震における津波廃棄物発生量を推計する際の発生原単位として，61.9 トン/世帯，113 トン/棟を導いており，仮に 1 世帯当たりの延べ床面面積を 100m^2 とすると，1 世帯を対象とした発生原単位は 0.619 トン/m^2 になるとしている [4]．

また，国土交通省の調査 [5]では，被災建物について，構造別割合は木造が全体の 73%，用途別割合は住居系が全体の 77%となっており，木造住宅が多くの被害を受けていることがわかる．また，RC 造及び鉄骨造の建物は，その建物が再使用困難な損壊が生じる場合は少ない．さらに，浸水深と建物被災状況の関係において，浸水深 2m 前後で被災状況に大きな差があり，浸水深 2m 以下の場合には建物が全壊となる割合が大幅に低下することが分かっている．

3．津波災害廃棄物発生量

図-1 に，浸水深毎における建物被災棟数を示す．浸水深が 2m までは半壊棟数が多く，2.5m～3.0m 以降では全壊の割合が顕著に大きくなっている．このことから，浸水深の深さに応じて全壊と半壊の割合をある想定することができるものと考えられる．

図-2 に，各市町村における浸水域面積と，家屋等からのがれきからなる災害廃棄物や，津波堆積物をも含んだ廃棄物量全体との関係を示す．災害廃棄物量は浸水域にある市街地から発生したものと判断したために，浸水域面積は小さいものの多くの発生量があるとともに，相関係数が 0.85 と高い．一方，災害廃棄物と津波堆積物の全体では，大きな浸水域面積において発生している．このことから，災害廃棄物量の発生においては，災害廃棄物量は用途地域に分けての推定することが必要であると考える．

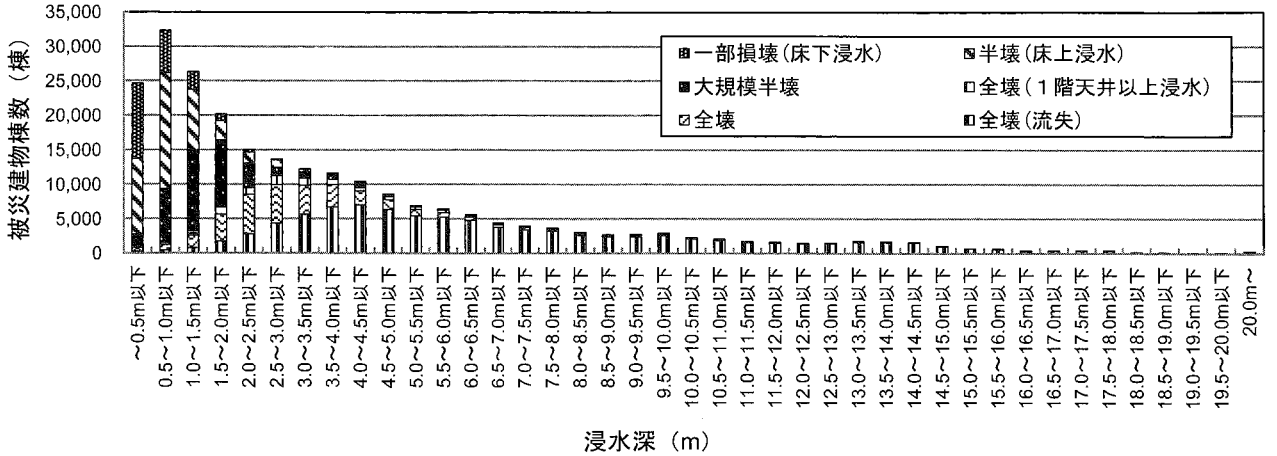


図-1　浸水深毎における被災建物棟数（参考文献 1）をもとに作成）

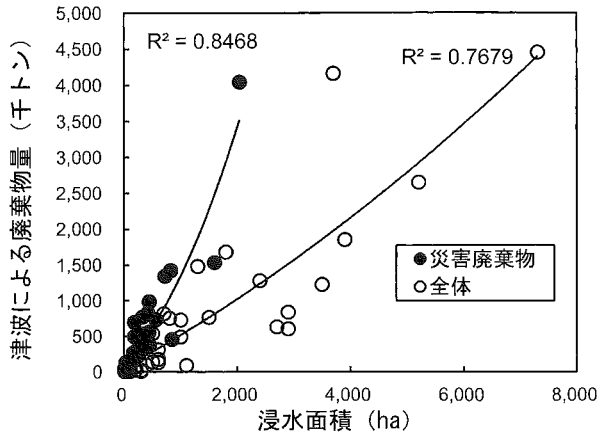


図-2　浸水面積と津波廃棄物量の関係

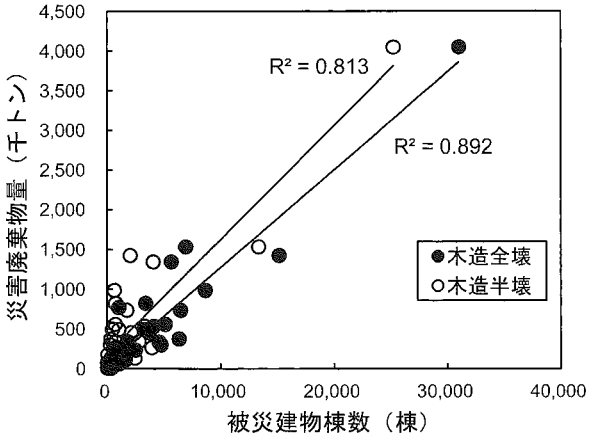


図-3　被災建物棟数と災害廃棄物量の関係

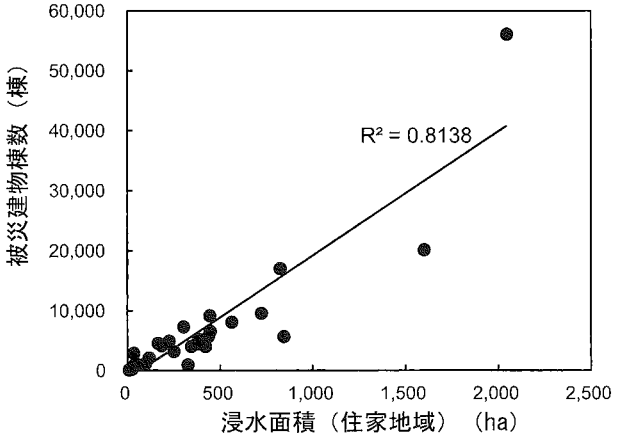


図-4　浸水面積と被災建物棟数の関係

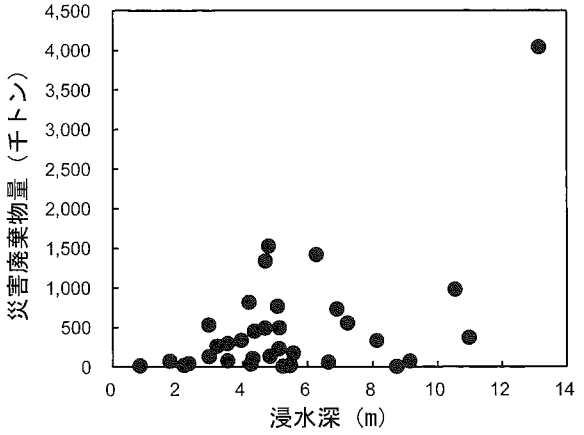


図-5　浸水深と災害廃棄物量の関係

図-3 に，浸水域にかかる木造被災建物棟数と家屋等のがれきからなる災害廃棄物量の関係を示す．全壊棟数および半壊棟数共に，災害廃棄物量と高い相関がある．津波堆積物を除く廃棄物量においては，浸水域にかかる住居系浸水面積と木造家屋全壊・半壊棟数から説明することができると考えられる．

図-4 に，浸水域にかかる住居系浸水面積と木造被災建物棟数の関係を示す．浸水面積が大きくなるにしたがい被災建物棟数との関係にばらつきがあるものの，正の相関がある．これは住居が分布する地域においても，用途地域によって住宅の密度に違いがあるためと考えられる．

図-5 に，浸水深と災害廃棄物量の関係を示す．ここで示す浸水深は各市町村の平均浸水深である．浸水深が大きくなるにしたがい，災害廃棄物量に変動が大きくなっている．これは，浸水深が大きくなるにしたがい浸水面積も大きくなるが，沿岸部の地形的要因によって浸水形態が様々であるためと考えられる．

以上より，災害廃棄物発生量は，浸水域に係る浸水面積や被災棟数，浸水深と深い関係があることがわかった．今後はさらに相関を良くするために，浸水面積を各用途地域において区分することや，浸水深においては沿岸部の地形についても考慮する必要があると考えられる．

4．おわりに

本研究により，津波災害廃棄物発生量は，木造家屋全壊棟数と浸水域にかかる住居系浸水面積において高い相関があることから，津波災害廃棄物発生量の要因となり得ることが確認できた．

浸水面積の予測は，過去の災害等の情報を基にするところが大きい．こうした情報は、応用地質学的な観点から適切に予測することで，災害時の廃棄物の発生量が適切に推定でき，その廃棄物の処理・処分の適切な計画につながるものと考えられる．

参考文献

1) 環境省：東日本大震災に係る災害廃棄物の処理工程表（参考資料），2012.08.07 公表
kouikishori.env.go.jp/news/pdf/20120807_b2.pdf
2) 山中　稔，八村智明：災害廃棄物処理に関する諸問題，地質と調査，pp.34-39，2011.
3) 平山修久，河田恵昭：水害時における行政の初動対応からみた水害廃棄物発生量の推定手法に関する研究，環境システム研究論文集，Vol.33，pp.29-36，2005.
4) 国立環境研究所：災害廃棄物の発生原単位について（第 1 報），震災対応ネットワーク，2011.6.28 公表
5) 国土交通省：東日本大震災の津波被災現状調査結果（第 2 次報告），都市局，2011.10.4 公表

26. 災害廃棄物の発生状況と仮置き場の状況

Generation of Wastes due to The 2011 Tōhoku Earthquake and Tsunami and Their Primary Aggregation

○陳友晴（京都大学），廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会
Youqing Chen, JSEG Subcommittee for Study on Geological Investigation/Analysis for Waste Disposal

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震（東日本大地震）被災地の復旧・復興は，解決の急がれる重大な課題である．そのために求められる第一歩は，地震・津波災害によって発生した災害廃棄物を，速やかにかつ適切に処理することである．しかしながら，これほど大規模の災害となると，その処分についてはある程度の期間を見込まなければならない．これらの廃棄物が処理されるまでまたは処理後の処分場周辺に，地質環境汚染などを引き起こすようなことになると，復旧・復興の足枷となりかねない．

そこで本稿では，震災・津波被害よりおよそ7ヶ月を経過した平成23年10月に，日本応用地質学会・廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会の委員を中心として行った現地調査およびその前後に各委員が行った調査の結果から，主として震災から7ヶ月経た時点における災害廃棄物の発生の状況と仮置き場の現状について報告する．このような調査を継続し，解析することで，環境汚染リスク等を適切に管理し，軽減する一助になるものと考えられる．

また，本稿では調査結果に加えて，廃棄物の処理に専従していない者の視点から廃棄物処理の状況を考察するという観点から，現地調査に同行した学生計5名の見学レポートをもとに，学生の感じた災害廃棄物処理の問題点についても述べることとする．

2. 調査概要

平成23年10月24日～25日の2日間にわたり，宮城県名取市，多賀城市，石巻市，女川町，山元町内にある数カ所の災害廃棄物仮置き場の状況を調査した．両日とも時折小雨が降る曇天であったが，風は強くない状況であった．

3. 調査結果

宮城県内の震災による災害廃棄物は，家屋，車両，農業資機材及びその他構造物等の残骸が一般廃棄物として仮置き場（一次集積場）に運搬されており，混合廃棄物は仮置き場内で木くず，金属くず，ガラスくず，陶器くず及び土砂石等に分別されていた．また，一部地域で主としてグラスファイバー製の小型船舶が沖に打ち上げられたものが見受けられたが，処理という観点からは手つかずの状態であると推察された．

仮置き場内の廃棄物は良く分別されていたが，緊急避難的な用地選定であり，資材調達が困難であったと推察され，敷き鉄板や仮囲いのない施設が少なからず存在した．

仮置き場内に置かれている廃棄物とその状況から，仮置き場に持ち込まれる災害廃棄物は，災害発生後の数カ月間は混合廃棄物が主体であり，半年後は家屋解体などで発生した分別された廃棄物へと変化したものと思われ，調査時点の平成23年10月頃は，主に分別された廃棄物が搬入されているようであった．混合廃棄物は，バックホウによる仕分けや乾式振動篩機及び手選などにより分別され，分別された廃棄物は場内に仮置きされていた．

以下では，場内に立ち入り調査を行った名取市及び多賀城市内の仮置き場の状況について記載する．

3.1 名取市閖上地区仮置き場

閖上地区は，名取川河口周辺に広がっていた住宅地区で津波により壊滅的な被害を受けた．調査時点で，流失・倒壊した建物や災害廃棄物はほとんど撤去され，一部にコンクリート基礎が残るものの更地となっていた．閖上地区の仮置き場は，名取川河口右岸の沖積低地を利用しており，横に長い配置であるが，進入口として被害を免れたコンクリート橋を用いており，搬入がよく管理され，場内は整備されていた．場内もしくは周辺地域において分別作業を行っていた（図1）．

地面には，一部に木片チップが敷設されていたが，止水シートなどの浸透水対策はみられなかった．ただ，海浜周辺ということもあり，浸出水のたまり水は認められなかった．若干の臭いがあったが，海岸に近いということもあり，気になる程度ではなかった．

図1 閖上地区仮置き場全景：災害廃棄物の山積と分別作業を行う多くの重機が稼働している（平成23年10月24日撮影）

3.2 名取市下田地区仮置き場

下田地区は，広浦内陸側の八間堀の隣接地の沖積低地であり，仮置き場は，海岸（閖上浜）からおよそ 1.5km の水田地区内に開設された比較的狭い区画であるが，もともと残土受け入れ地で周囲の水田に対して高台になっている場所であった．廃棄物は基本的に発生現場等で分別されてから搬入しているようであったが，一部混載ゴミ，一般ゴミも受け入れているようで，場内の一画で乾式振動篩機及び人力により混合廃棄物の分別を行っていた．

地面は，基本的に土砂か瓦礫敷きであり，遮水シート等は視察した時点で認められなかったが，外周は上手に目隠し工が施されおり，周辺環境に配慮している様子がうかがえた．

3.3 多賀城市宮内地区仮置き場

宮内地区は，前述の名取市内の地区ほど被災状況が壊滅的ではなく，周辺にいくらかの建物が残っている状況であった．仮置き場は，仙台塩釜港の北側およそ 1km の沖積低地内で，津波で破壊された自動車教習所の跡地である．

幹線道路沿いであること，また周辺地区の被災状況とも相まって，初期の無分別の混載ゴミが場内の大部分を占めていた．混合廃棄物からは，蒸気が立ち昇っていたが，悪臭，火災対策であるゴミの掘り返し作業が行われていた．また市街地が近いこともあり，家屋解体の際に発生したものと推察される分別された木の残骸が運び込まれ仮置きされていた．

場内の一部に汚水が滞水していた．地面は基本的に裸地か粉砕した瓦を敷いており，運搬経路では鉄板が敷設されていた．なお，自動車教習所跡地ということもあり，場内のほとんどがアスファルト敷であると推察される．外周はフェンスにより目隠し工が施されていた．

4. 学生の感じた震災廃棄物処理

ここでは，廃棄物の処理に専従していない者の視点から廃棄物処理の状況を考察するため，現地調査に同行した学生（東京大学学部４回から修士２回生）計５名の見学レポートから，災害廃棄物処理の問題点について述べることとする．

すべての学生が，処理を必要とする廃棄物の量が膨大であることを強く実感したようであった．すでに報道等で，いわゆる仮置き場の廃棄物の山を目にすることも多かったようであるが，実際に現地に立ち，その量を体感すると，映像で感じるのとはまた違った感覚が得られたようであった．処理すべき量，処理のプロセス，処理をする場所，処理にかかる時間，どれをとっても大きな不安を抱かせるもののようであった．これは，学生でなくとも普段集積された廃棄物を目にしない者にとっては，素直な反応であるように感じた．

つぎに，多くの学生が感じたのが，処理のスピードの速さであったようである．実働１ヶ月強で調査を行った地域の仮置き場の多くのところで，いくつかのほぼ完全に分別が完了した廃棄物の山積がみられたことに，驚いたようであった．そして，なによりもそれらの作業で用いられている種々の重機に目を引かれたようであった．リサイクルに供するため廃棄物を分別する種々の重機が実際の現場で稼働しているところは，通常ではあまり目にすることはなく，多種の分別用重機が同時に稼働しなければならないのは，災害廃棄物処理に特有の状況であると考えられる．このような点を見学できたことは，大変有意義であったと思われます．また，仮置き場内外で実際に処理作業をしている作業員の方々に，大変感銘を受けたようであった．膨大な処理を待つ廃棄物の山，刻々と搬入されてくる廃棄物，どれをとっても気の遠くなるような作業にもかかわらず，黙々と作業をこなす姿に，感銘を受けることは何らおかしなことではないと思われます．

このように，学生の印象はどちらかというと目視される廃棄物の量や実際に動きのある重機や作業員の活動に目がいっているようであった．ただ，そのような状況の中でも，仮置き状態の廃棄物の保管状況，仮置き場およびその周辺の地質状況などにも気を配ったようであった．周辺地域の地下の状況を推察するのはなかなか難しかったようであるが，仮置き場での廃棄物の保管状況が悪いと，地質環境汚染を引き起こす可能性をはらんでいることは十分に理解できたようで，そのような視点から地下の状況や地下水の問題などに考えが及んだようである．今回調査で訪れた仮置き場は，かなりよく管理がされているところであると推察されるが，その見学の中から，環境汚染や災害時における廃棄物仮置き場の決定プロセスなどについて思いを巡らすことができたことは，実際の現場を見学したからこそであって，学生にとっては大変有意義であったと考えられた．

5. まとめ

平成 23 年 10 月 24 日～25 日の２日間にわたり，宮城県内にある数カ所の災害廃棄物仮置き場の状況を調査した．県内の震災による災害廃棄物は，家屋，車両，農業資機材及びその他構造物等の残骸が一般廃棄物として仮置き場に運搬されており，多くの混合廃棄物は仮置き場内ですでに分別が始まっていた．仮置き場内の状況から，仮置き場に持ち込まれる災害廃棄物は，災害発生後の数カ月間は混合廃棄物が主体であり，その後は家屋解体などで発生した分別された廃棄物へと変化したものと考えられ，調査時点では，主に分別された廃棄物が搬入されていた．発生する廃棄物の状況は，その地区の被災状況によって大きな違いが認められた．

謝辞　逼迫した状況の中，委員会による調査についてご配慮をいただきました各自治体，関連機関の皆様に，ここに記して御礼申し上げます．

27. 最終処分場の立地状況と被災の可能性

Location and Disaster Potential of Waste Disposal Site

○松本謙二（日本環境衛生センター），廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会
Kenji Matsumoto, JSEG Subcommittee for Study on Geological Investigation/Analysis for Waste Disposal

1. はじめに

昨年3月11日の東日本大震災による津波被害については，多方面で報道され被害の甚大さが知られている．

一方，地震による被害の実態については，あまり知られていない．宮城県の一般廃棄物最終処分場(以下，処分場という．)の立地状況を見ると，新第三紀中新世～鮮新世の堆積岩は固結度が低く岩盤を露出した場合には，スレーキングやスウェリングによる岩盤の劣化が生じる地域に立地している最終処分場が多い．このような地域の処分場は，基礎地質としての遮水機能は優れている反面，地震に伴う，すべりや崩壊により被災する可能性も考えられたが，報告された事例は少ない．

ここでは，宮城県内の処分場(2カ所)の現地視察結果を基に処分場の立地する地形・基礎地質状況を整理し，そのことについて論じる．

2. 宮城県内の処分場の立地状況

宮城県内には，33カ所の処分場が立地している[1)]．

この33カ所の内，埋立処分を終了している処分場が5ヵ所で，残りの28カ所は供用中である．また，各処分場の埋立場所とは「山間地」と記載されている．平地や水面(海面含む)を埋立場所とする処分場は無いこととなる．33カ所の処分場の立地場所とカ所数の内訳を下図(図-1)に示す．

図-1の立地場所を確認できるように図-2に宮城県地域マップを示す．仙台市以南に立地する処分場は8カ所であり，その内の2カ所は，仙台市南側で流れの向きを東側へと転じている阿武隈川の右岸側の低山地に位置している．

当該低山地一帯の基盤地質は，中新統の堆積岩類や火山岩類である．現地視察した2カ所の処分場は，堆積岩類分布域であった．

処分場は，本体(貯留堰堤と埋立地)と浸出液処理施設からなり，建設工事に際しては，貯留堰堤部の基礎掘削及び埋立地遮水工基礎掘削とやや規模の大きな地形改変が伴う．特に，埋立地遮水工基礎掘削は，廃棄物埋立時の汚水浸透漏洩防止のために敷設される表面遮水工(合成ゴムや合成繊維製の遮水シートが多い)工事として施工され平滑なのり面部と底盤部が造成される．造成対象が堅硬緻密な岩盤の場合は掘削整形や不陸整正して遮水シート等を敷設するにはやや難易度が上がるため風化軟質化した基盤岩が分布する場所に処分場を建設している例が多いように見受けられる。

現地視察した処分場は泥岩類分布地で遮水工基礎としての遮水性能や遮水工施工性に有利なことから選定され，廃棄物を埋立処分する“器”としての埋立地を完成させている．

上記のようなやや規模の大きな地形改変を伴う造成工事を経て供用中の処分場は設置され廃棄物の受け入れから埋立地内での埋立が安全に行われている．

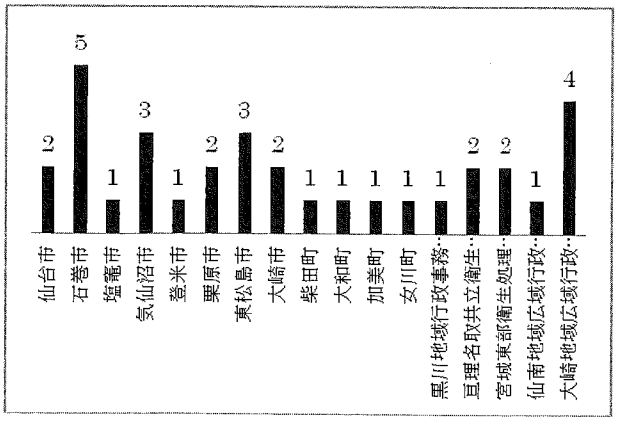


図-1　処分場立地場所とカ所数

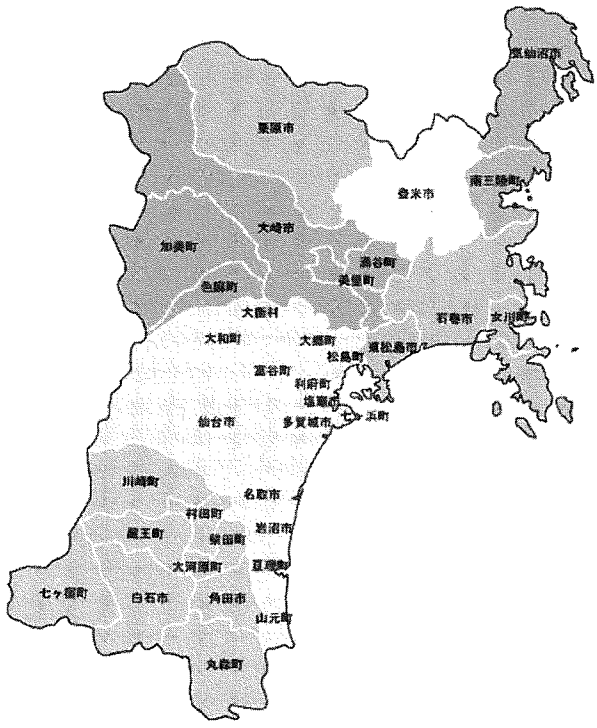


図-2　宮城県地域マップ（宮城県 2009,公表資料）

3. 処分場の被災の可能性

処分場の被災の可能性は，処分場本体(埋立てられた廃棄物盛土含む)，浸出水処理施設と付帯設備(搬入道路や調整池他)についてそれぞれ考えられる．

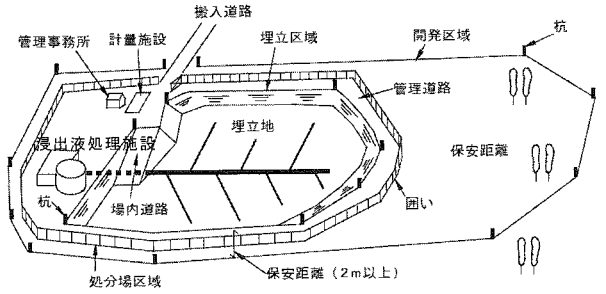


図-2　処分場概要図 [2)]

図-2に一般的な処分場の配置と概要の例を参考として図示する．

ここでは，現地視察した2カ所の処分場を例に報告する．

(1)処分場埋立地の基礎地盤(岩盤)は被災していない

立地場所は，2カ所とも低山地の頂上部付近に位置している．基礎地質は，泥岩優勢な堆積岩類である．

埋立地は，舟底形に造成され廃棄物が埋立処分されている．底面及びのり面には表面遮水工として遮水シートが敷設されている．

貯留堰堤は，土堰堤を採用しており下流側のり勾配は1：2.0程度である．

埋立地の外周に設置されている管理用道路のり面には風化した泥岩が露頭しているが緑化保護工が施工され浸食防止が図られている．露頭した泥岩には，局所的ではあるが，スレーキング現象が認められる．

一方，埋立地内の遮水シートが敷設されたのり面部は，当然のことではあるが，基盤岩である泥岩は露頭しておらず遮水シートで被覆されている．のり面部から底盤部へ連続して遮水シートが敷設されており，泥岩の曝露はなく，表面水浸透などの乾湿繰り返しによって生じるスレーキングは確認できなかった．また，立地場所が低山地頂上部付近であり地山地下水位も処分場位置よりも低い標高に分布している可能性もあるためスウェリング(膨潤)も発生し難い水理構造であることが考えられる．

以上のように埋立地の基礎は，すべり崩壊の素因となる地質分布ではあるが，地震以外の誘因を抑制できたことによって被災することがなかったものと思料される．

(2)埋立られた廃棄物盛土も被災していない

図-3に一般的な処分場の概要図を示す．埋立地内に処分される廃棄物は，“器”として造成された基盤面から上面へ盛上げられるケースは少ない．埋立構造は，準好気性埋立構造であり，廃棄物中に浸透した雨水等は速やかに場外へ排水される構造となっている．また，遮水シート下面の基礎地盤(岩盤)中の地下水等も場外へ排水する構造となっている．現地視察した2カ所を含め25カ所がこのような準好気性埋立構造であった．

準好気性埋立構造により管理された廃棄物盛土は，廃棄物中の浸透水(保有水)は滞留することなく排水されるため間隙水圧の上昇を抑制する構造であると言える．つまり，地震には強い構造体である．

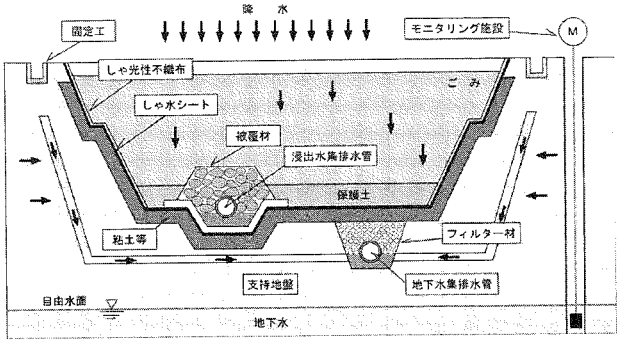


図-3　処分場の準好気性埋立構造概要図 [3)]

4. おわりに

今回視察した宮城県内の処分場は，地すべり崩壊の素因を有する基礎地質分布域に立地してはいるが，被災はしていない．また，廃棄物埋立盛土自体および形成されるのり面にも被災の痕跡は認められなかった．

処分場は，法令指針に準拠した技術書[4)]に基づき計画・設計され竣工し維持管理されている．今回の視察カ所もこれらの技術書に準拠した処分場であり，埋立構造も準好気性埋立構造である．

処分場の立地状況からは被災の可能性が指摘されるが，適正な維持管理がなされていることから，東日本大震災による地震動に際しても処分場は安全が保たれていると言える．

文献

1)環境省(2012)：環境省廃棄物処理技術情報，平成24年度一般廃棄物処理実態調査結果．

2)鳥取県(2009)：最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針，p6.

3)最終処分場技術システム研究会(LS研)編(2000.8)：日本の最終処分場2000，環境産業新聞社．

4)(社)全国都市清掃会議編(2010)：廃棄物最終処分場の計画・設計・管理要領　2010改訂版．

28. 放射性物質の拡散と応用地質学的な課題

Problems of Engineering Geology on the scattering of Radioactive materials

○打木弘一(基礎地盤コンサルタンツ㈱), 廃棄物処分における地質環境調査・解析手法に関する研究小委員会
Koichi Utsugi, JSEG Subcommittee for Study on Geological Investigation / Analysis for Waste Disposal

1．はじめに

福島第一原発の事故は，福島県をはじめ広範囲の地域に放射性物質を飛散・拡散させた．飛散・拡散した放射性物質は，粒径や形状により付着・吸着・浸透し，移動・堆積形態が異なるものと考えられる．除染後の効果が除染対象物や除染方法によって異なることや同一の場での除染後の継時的な放射線量の変化などは，放射性物質の粒径や形状と除染対象物表面の粗度に起因するものと考えられる．放射性物質は，飛翔や雨水により再移動しているものと考えられ，表流水・地下水・河川等の流れを含め流域全体の地表物及び地層状態を総合的に捉えて検討しなければ，除染した個所が再び高濃度箇所になる場合や新たなホットスポットの出現が懸念され，人を含めた生態系に影響するものと考える．放射性物質の拡散について応用地質学的な観点から課題を検討し報告する．

2．放射性物質の発生と拡散

福島第一原子力発電所の事故での放射性物質の発生機構は，十分な調査ができない状態にあると思われ，断片的に公表された情報しかない．

これまでに公表された情報では，少なくとも炉心溶融及び水素爆発が発生している．

原子力発電所では，燃料となるウランの核分裂により，さまざまな放射性物質が生成され，半減期の長い物質は，ほとんど減らずに核燃料棒内に蓄積されている．これまでの公表情報では，この核燃料の過熱により原子炉内の燃料集合体が融解し，炉心設備が溶融し現在では溶融物は冷却した状態にあるものと考えられている．

燃料集合体及び炉心設備の溶融物は，溶融時には流動性のある溶岩状態で，水等の含有物により気体が発生し溶融物は発泡構造を持つものと推定される．

この状態では，岩塊，砂礫状，紛体状，イオン状と様々な大きさの放射性物質が発生し，原子炉内に形成されていたものと推定される．また放射性物質の形状は，溶融状態が冷却すれば，表面の滑らかな限石や球形の宇宙塵と同じような形状になり，冷却中に物理的なカが加われば粉砕した角礫状となるものと考えられ，冷却の場が水中か空気中か，圧力状態によりさまざまな大きさ，形状の放射性物質が発生するものと考えられる．

水素爆発は，燃料棒を覆うジルコニウム合金と水蒸気との高温の場での反応により，水素が発生し原子炉建屋内に充満して，空気中の爆発限界(約4～75%)を超え，なんらかの発火もしくは着火要因に発生したものと考えられる．

原子炉建屋の水素爆発では，原子炉建屋内の設備，粉じん，空気中に充満していた放射性物質が建屋外に放出され，瓦礫に付着していた放射性物質は，火山弾のごとく原子炉建屋敷地周辺に落下し，細粒物に付着した放射性物質は，火山灰のごとく原子炉建屋周辺地域に降り注ぎ堆積したものと考えられる．また放射性物質及び放射性物質が付着した粉じん以下の微粒子は，空気中に滞留しエアロゾル(aerosol)となり東日本にのみならず地球全域に拡散した．

一般的にエアロゾル粒子の粒径は、nmのオーダから100μm程度で，大気環境に関する分野では，微小粒子状物質のうち粒径が0.1μm以下の粒子は超微小粒子(Ultrafineparticles)とされている．

大気中にエアロゾルとして拡散した単体あるいは微細粒子に付着した放射性物質は，大気中を移動するとともに，雨水及び粉じんとして地表部に降り注ぎ，地上部での再移動、河川，湖沼及び海域等の水域にコロイドとして移動し，底質に堆積しているものと考える．放射性物質は，分子あるいはその集合体として移動している場合と微細粒子に付着・捕獲・含有して移動する場合，さらに微細粒子がより大きな物質に付着・捕獲・含有して移動する場合が考えられる．

一般的に微細粒子の付着には，ファンデルワース力による物理吸着と共有結合による化学吸着があり，物理吸着は比較的に弱く脱着しやすく，化学的吸着は強固であり脱着しにくい．

3．放射性物質の除染事業の結果

内閣府で行った平成23年度「除染技術実証試験事業」の結果概要によると，道路等の超高圧水による放射性物質の除染率は，約100Mpa以上の洗浄により90%以上であった．また圧縮エアを使って水と研磨剤の混合スラリー液を高速で噴射するウェットブラストでは，1㎡あたり約150秒で放射性物質の60～70%を除去できた．木質がれき等の高圧水洗浄では，放射性物質の約94%を除去できた．放射性物質を含む水処理では，ゼオライト及びフェロシアン化鉄による超高圧水洗浄で十分低減可能と評価された．．

これらの除染技術は,水処理以外は放射性物質の物理

的な吸着を超高圧水等で脱着するような方法で除染率からみると一定の効果があることが検証できたと考えられるが,除染できなかった放射性物質は，どこに吸着・捕獲・含有されているのか課題がある.

また内閣府原子力被災者生活支援チーム・環境省・日本原子力研究開発機構が行った除染モデル実証事業等の成果報告会の資料によると，家屋の屋根のふき取りによる表面汚染密度の低減率は約72%，畑・庭・広場などの表層土壌除去・客土・草刈り等では空間線量率の低減率が約55～71%，森林では伐採・勇定・除草・落ち葉かきを行なっても空間線量率の低減率は28%であった.

この除染モデル事業では,除染の方法はほとんど人海戦術であったが空間線量率が年間1 mSvの基準以下にすることが困難な場所があることがわかった.

これは除去できなかった放射性物質は，どのような大きさ・形状でどのような形態で物質に付着しているのか判然としないため，力任せの除染では限界があることを示している.

4．付着物表面の微細構造

物質表面形状は，粗さ・うねり及び多孔質などがあり，微細な表面形状により放射性物質は，付着・捕獲の状態が異なるものと考える.

表面粗さは，JISBO601(1994)及びJISBOO31(1994)により工業製品では,算術平均粗さ(Ra)，最大高さ(Ry)，十点平均粗さ(Rz)，凹凸の平均間隔(Sm)，局部山頂の平均間隔(S)及び負荷長さ率(tp)のそれぞれの算術平均値で定義されている.

放射性物質を含む微細粒子が物質表面に物理吸着した場合は，表面粗さによって吸着・脱着の仕方が異なるものと考えられる．よって表面粗さの定義を参考に自然物及び人工物を測定し，放射性物質を含む物質がどのような状態で付着・捕獲・含有しているのかを観察・測定・実験し，対象物の除染方法を研究することが重要であると考える.

5．応用地質学的な課題

自然界に拡散してしまった放射性物質は，放射性物質単独ではなく,他の微細粒子等の物質に付着・捕獲・含有して，土壌への吸着，地下水による地層内での吸着・移動，河川・海流による移動・堆積，生物捕獲・濃縮等により最終的には海域に蓄積されるものと考える.

放射性物質が地下に移動した場合には，主に地上で生活する人類にとって地中は放射線を遮断する.

一方、放射性物質が地下水に入った場合は，飲用水に混入すると高濃度では人体に有害となる.

除染作業により発生した放射性物質を含んだ土壌や廃棄物は，遮断型構造の処分場に埋設し管理しようとしている，万が一，処分場の遮断機能が損なわれた場合は,地下へ放射性物質が拡散することになる.

周辺住民の安心・安全を確保するためには，万が一の事故に対しても，地下での放射性物質の移動経路，化学吸着する場としての地層の評価，帯水層の研究，詳細な地下水の流向・流速などを含めた処分場の適地選定等について，これまでに蓄積してきた応用地質学の研究成果や開発事業に伴う調査結果等をもとに,より精度のよい研究を進め，成果を社会にどう生かしていくのかが課題である.

また自然界に拡散した放射性物質がどこにどのように固定・濃縮される場の予測と，その場が人類の生活に影響しないようするためにはどうしたらよいかが課題である.

応用地質学は，地質学を基本に日本の社会情勢に伴い，鉱山地質，土木地質から環境地質へと社会の要請にこたえてきた.

また環境地質の分野でも，地下水汚染から地層汚染(土壌汚染含む)及び埋設廃棄物問題へと社会への対応が拡大してきた．現在は東日本大震災及び福島第一原子力発電所事故により，新たに放射性物質の拡散防止への対応が求められている．応用地質学として放射性物質の拡散問題にどう取り組んでいくのかが新たな課題である.

課題解決に向けて，放射性物質とは何か，どんな大きさで，どんな形状か，どんな微細粒子に付着して，どんな移動経路でどこに蓄積されるのかを検討するために地中での放射性物質を観察・測定し，データを蓄積・整理して研究成果を公表することが必要と考える.

文献

1) 千葉核医学技術研究会HP：原子炉内で生成される放射性物質の種類
http://cnmt.umin.jp/public/earthquake/product_ri.pdf

2) 桝本和義：放射性物質の種類と特徴,
http://www.mhlw.go.jp/stf/shingi/2r9852000001eaf3-att/2r9852000001eakO.pdf

3) 中央環境審議会大気環境部会(平成21年9月)：微小粒子状物質環境基準専門委員会報告，1-1

4) 内閣府原子力被災者生活支援チーム(平成24年3月)：平成23年度「除染技術実証試験事業」の結果概要
http://josen.env.go.jp/material/link/pdf/20120501_02.pdf

5) 内閣府原子力被災者生活支援チーム・環境省・日本原子力研究開発機構(平成24年3月):除染モデル事業等の成果報告
http://www.jaea.go.jp/fukushima/deconO4/keO3.pdf

29. 放射性物質の遮蔽シートの活用方法について

Shielding Liner fro radioactive substance

○ 山内一生（㈱建設工学研究社）
廃棄物処分における地質環境調査小委員会
Kazuo Yamauchi

1. はじめに

この度の震災で排出された放射性物質を含む廃棄物は、その扱いに感心が寄せられている．
あの事故以来一定の基準以下であれば、管理型最終処分場に廃棄することも可能とされているが、一般的に人々に容易に理解を得られず苦慮していることが事実である．更に放射性物質を含む廃棄物の処理に至る前の段階である収集運搬段階であっても、その方法に不安をぬぐうことは出来ない．

このことから、遮蔽シート研究会を立ち上げて、遮蔽性能を有する素材研究をおこない、一定の成果があったことから、その結果を報告する。

2. 放射線の遮蔽

放射線は一般的に「アルファ（α）線」「ベータ（β）線」「ガンマ（γ）線」「エックス（X）線」「中性子線」に大別されます．「セシウム（Ｃｓ）」は、「ガンマ（γ）線」に含まれます．
これ等の放射線は、以下の図に示すように透過能力に大きな差があります．

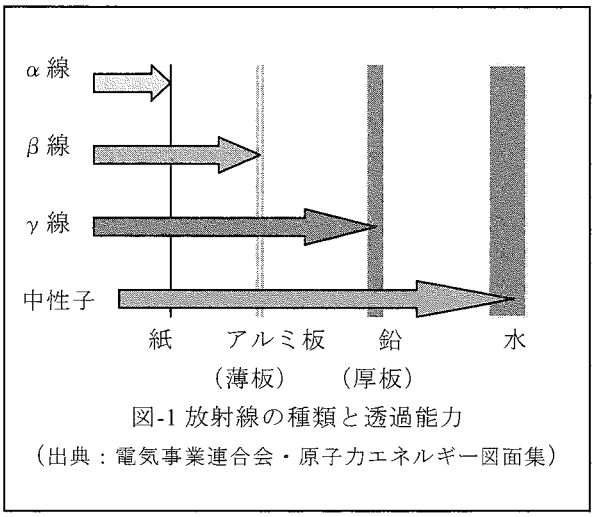


図-1 放射線の種類と透過能力
（出典：電気事業連合会・原子力エネルギー図面集）

この図のように線種により透過能力に大きな差があり、現在考えられているセシウム（Cs）はガンマー崩壊によりγ線を放出す．

3. γ線の遮蔽

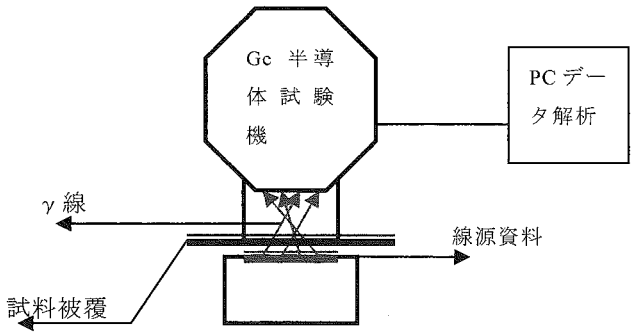
当研究会では、γ線の遮蔽を目指し、素材の研究と現場での使用用途を考え、粉体タングステンを樹脂シートに練混み、その性能試験を実施した．環境汚染や人体への影響に配慮し、タングステンにたどり着いた．

γ線は電磁波と同じ性質を持ち、質量の高い物質と衝突することで熱エネルギーに変換され、そのエネルギーを失う．なるべく重い物質でシート状に加工することで遮蔽素材を開発を目指した．

粉体タングステンをエラストマー樹脂に練り込みシート状に加工する技術は在来存在し、比重が 10 程度のシートが作られ、音響製品や携帯電話に使用されていた．この製品を比重・厚みなどを変えて複数製作し、遮蔽能力の実験を行った。

4. タングステンライナーの性能試験と結果

実験は、九州大学に設備してある線源資料を使用してGe半導体試験機において線源測定を1,000秒間測定し、Cs137 の既存線量を測定．その後、試験資料により被覆し同じく 1,000 秒間測定した。
試験試料は、比重・厚み・粉体タングステン粒度別に資料を作成しそれぞれ実験を行った。（図－2 参照）

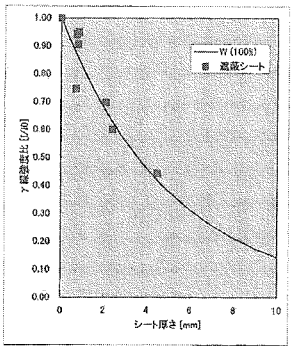


図－2 実験方法

遮蔽シートのγ線遮蔽性能とタングステンの比較

W (100%) 厚さ [mm]	γ線強度比 [I/I0]
0	1.00
0.2	0.96
0.4	0.93
0.6	0.89
0.8	0.86
1	0.82
1.2	0.79
1.4	0.76
1.6	0.73
1.8	0.71
2	0.68
2.2	0.65
2.4	0.63
2.6	0.60
2.8	0.58
3	0.56
3.2	0.54
3.4	0.52
3.6	0.50
3.8	0.48
4	0.46
4.2	0.44
4.4	0.43
4.6	0.41
4.8	0.39
5	0.38
6	0.31
7	0.26
8	0.21
9	0.17
10	0.14

遮蔽シート γ線測定試料	厚さ [mm]	γ線強度比 [I/I0]	誤差
標準線源	0	1.000	0.009
A	0.78	0.905	0.008
D	0.73	0.941	0.008
DEF	2.08	0.697	0.007
ABC	2.41	0.600	0.006
ABCDEF	4.49	0.443	0.005
F	0.7	0.746	0.007
C	0.83	0.948	0.008



図－3 実験結果

実験の結果標準線源のγ線量は試料Aの厚さ0.78mm・密度9.2の物で、8.7%の線量削減効果があり、3枚重ねにすると、29～39%の削減効果があった。その後更に実験を重ね、比重10のタングステンシートによる遮蔽効果は、t＝1mm 当り、10%となり、概ね鉛板と同等の性能を有している事が得られた。
また、重ね合わせて使用することで、放射線透過率は以下の式が成り立つこが判明している。

透過率＝0.9^n

但し、n＝重ね合わせ枚数

例：5枚重ねで使用した場合線量は$0.9^5 \fallingdotseq 0.59$となり、線量は約40%削減する。

5. 遮蔽シートの特徴と改良

性能的に評価できる結果が出たが、エラストマ樹脂シートは、一定の柔軟性はあるが、耐引裂強度が不足し、折り曲げの繰り返しで破断する。また、紫外線劣化に配慮されていない等の欠点が存在する。

これに配慮して、従来の管理型最終処分場で使用されているしゃ水シートによるラッピング加工を施して、使用条件の拡大を計り、製品化されたものが、放射線遮蔽シートである。

6. 使用方法の考察

現在、序線作業等に伴う廃棄物は、一次仮置き場へ集積し、3年程度で中間貯蔵施設の整備後そこへ移動する計画となっている。

一次仮置、中間貯蔵施設における作業を考えた時、放射線を放出する廃棄物を一時的には露出状態で作業を行う可能性がある。
即ち、作業員の暴露は避けられない状況が起こる。
これは、即日覆土を行うとしても、注意が必要であるが、当該遮蔽シートの特性として数m^2の単位で製作し、一枚当り重量も数十kgであり、人力で運べることと、小単位毎に被覆できること、等の特徴を生かして、覆土を施工するまでの時間も、暴露量が削減できる可能性がある。

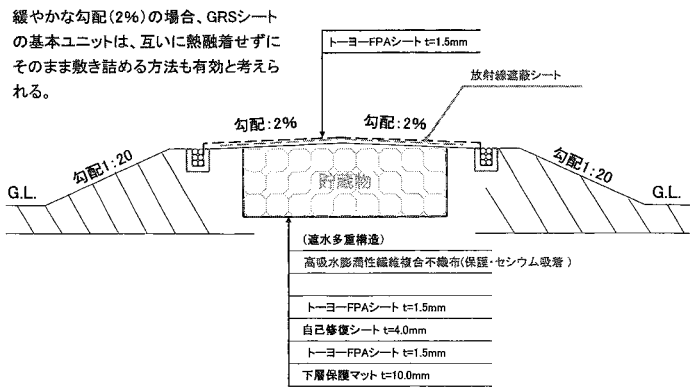
また、一次仮置きの施設で土質系覆土材による遮蔽を実施した場合、覆土材まで中間貯蔵施設へ搬入する必要が生じる可能性があり、中間貯蔵施設の拡大が懸念されるが、この遮蔽シートは、その心配がない。

また、当遮蔽シートの特徴として、使用後用途がなくなった場合、再度、キルン炉において樹脂分の焼却をおこなえば、粉体タングステンの回収が可能で、そのまま、原料として、販売も可能である。

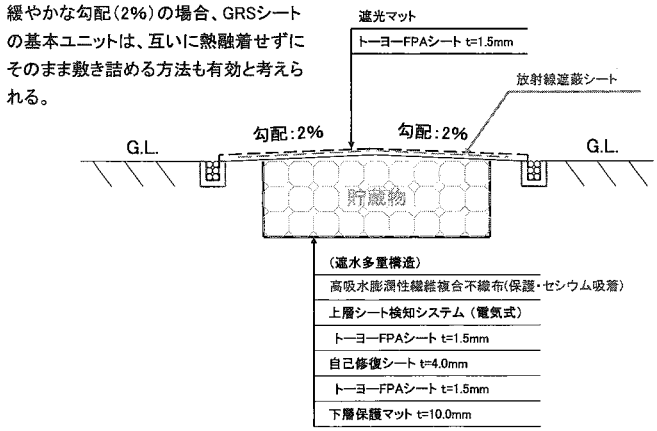
レアメタルであるタングステンは高価な資材であり、機械加工などに必要不可欠な資源である。一時的にこの様な使用方法を行っても、将来資源として、再利用可能なもので、一時的な遮蔽材に使用し、中間貯蔵施設の容量削減にもたらす効果は有益とかんがえる。

7. 使用例図集

仮置き場



中間貯蔵施設



文献

1) 遮蔽シート研究会パンフレット

30. 中越地震における斜面災害の分析

GIS based analysis of slope disaster in 2004 Mid-Niigata Prefecture Earthquake

○大塚　悟（長岡技術科学大学）
Satoru Ohtsuka, Nagaoka University of Technology

1. はじめに

2004 年に発生した新潟県中越地震（以降，中越地震と記載する）では大規模な斜面災害が発生[1]した．被災地域は活褶曲地帯であり，浸食作用を受けて流れ盤，受け盤の斜面構造を形成している．地域は全国有数の地すべり地域であり，地すべり地形が高度に発達してせん断破壊された地すべり移動土塊が分布している．

地すべりは地震による被害は比較的に軽微と考えられていた．しかし，斜面災害は甚大で地すべり地形を含む広域で多数の斜面災害が生じた．地震動による砂岩の強度低下や地層傾斜による流れ盤構造の影響が指摘されるが，広域の被害特性は把握されていない．近年の自然災害では行政機関による高密な基盤情報，調査情報が利用可能であることから，地理情報システム（GIS）を用いて斜面災害の分析を実施した．

2. 斜面災害の基盤情報

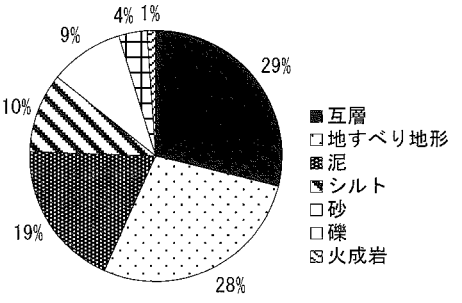
(独)防災科学研究所は中越地震による斜面災害の抽出，整理[2]を実施している．**表－1** は表層崩壊と深層崩壊の発生状況である．表層崩壊は深度 1m 以内の崩壊であり，深層崩壊と崩壊件数に大きな差違があるが，崩壊面積ではほぼ同様の被害である．同データの分析に，国土地理院による標高（10mDEM），地質，水部の電子地図，(独)防災科学研究所による全国地すべり地形分布図データベースを用いた（**図－1** は対象地域の地質構成）．斜面の属性は崩壊斜面内の平均属性により評価する．斜面の崩壊発生率は同じ属性を有する斜面の面積を求めて，崩壊割合により算出した．また震源を断層面として捉えて崩壊斜面までの距離を求めた．斜面までの距離は断層面からの最短距離[3]も考慮したが，崩壊斜面との相関を調べて，最終的に震源を通る断層の走向から崩壊斜面の重心までの距離を用いた．

3. 斜面災害特性の分析

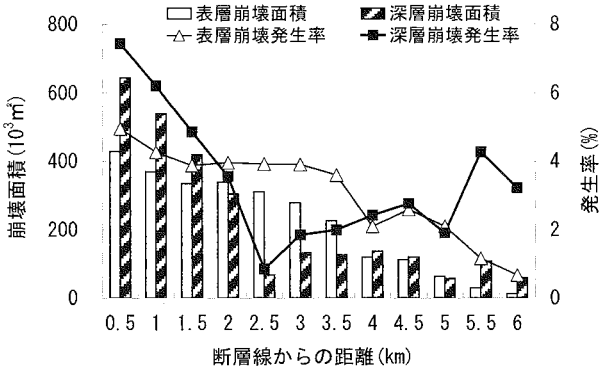
図－2 に断層線からの距離と崩壊斜面の関係を示す．表層崩壊の発生率は断層からの距離により単調減少するが，深層崩壊は巨視的に減少するものの 3km 以降に崩壊率が一部増加する傾向が見られる．この傾向は深層崩壊が地形や地質の影響を強く受けるのに対して，表層斜面は地形や地質の影響を受け難いことによる．**図－3** に深層崩壊の地質種別を震源断層線からの距離ごとに示す．距離 5.5km で崩壊発生率の高いのは泥岩砂岩互層地盤での崩壊の多いことを示している．

表－1　崩壊規模別のデータ内訳

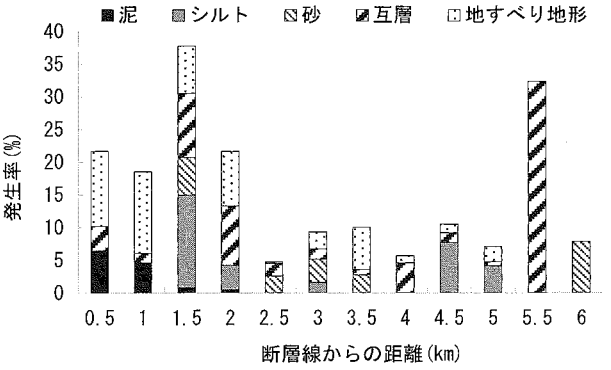
	件数	全崩壊面(m²)	平均崩壊面(m²)
表層	4,504	2,620,819	582
深層	141	2,710,406	19,222



図－1　対象地域の地質構成



図－2　震源断層線からの距離と斜面崩壊



図－3　深層崩壊の地質種別

図－4 に斜面傾斜角度と斜面崩壊の関係を示す．崩壊発生率は表層崩壊が急傾斜ほど崩壊発生率の高い一方で，深層崩壊は斜面傾斜角度が 30°で最も発生率の高

い結果となった．深層崩壊が比較的緩斜面で発生率の高いことは地すべり地形と相関の高いことが推察される．図－5 に地質と斜面崩壊の関係を示す．崩壊発生率では表層崩壊では礫岩・安山岩を除外すると地質による崩壊発生率の差違は小さく，ほぼ一定値である．他方，深層崩壊では地すべり地形での発生率がやや高いが，礫岩・安山岩を除外すると地質による崩壊発生率の差違は小さく，泥岩でも崩壊発生率の比較的高い結果となった．図－6 に水部（河川）からの距離と斜面崩壊の関係を示す．深層崩壊は崩壊発生率が距離による減少傾向が顕著に見られるのに対して，表層崩壊は減少傾向があるものの，直ぐにある発生率に漸近する結果となった．表層崩壊は発生機構から水部との相関が小さいと言える．

4. 地層傾斜と崩壊発生率の分析

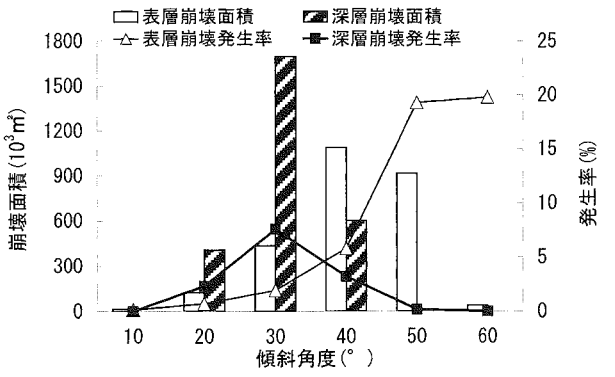
斜面崩壊は地形や地質構造の影響が大きいと思われる．本報告では地質図より地層の走向傾斜を読み取り，重み付き平均による内挿により斜面の地層傾斜を求める．精度は用いたデータの的中率により推測方法の是非を検討したが，594 地点の走向傾斜情報に対して的中率は 0.97 であった．図－7 に崩壊斜面と斜面の地層傾斜による構造との関係を示す．斜面の構造は流れ盤，受け盤，横盤および地すべり地形による分類を行った．表層崩壊の場合に崩壊発生率は斜面構造によらずにほぼ一定の発生率が得られた．一方，深層崩壊の場合に崩壊面積は地すべり地形で最も大きく，横盤で最も小さくなった．流れ盤と受け盤では予想に反して崩壊面積に差違が見られない結果となった．

5. まとめ

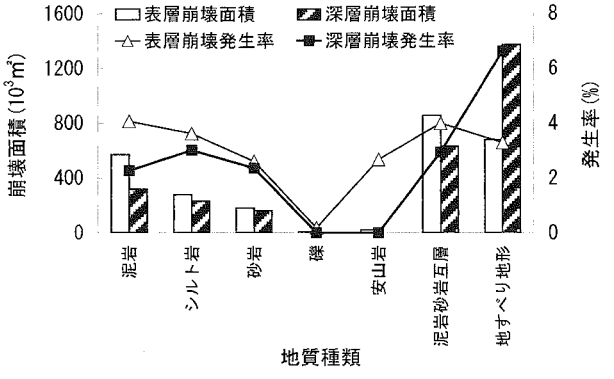
中越地震の斜面災害の分析より，表層崩壊および深層崩壊の斜面属性との相関について分析した．表層崩壊は地質によらずに断層からの距離と斜面傾斜角度により崩壊発生率が規定されるのに対して，深層崩壊は地形・地質の影響を受ける．しかし，地層傾斜による構造の影響は比較的小さい結果が得られた．

文献

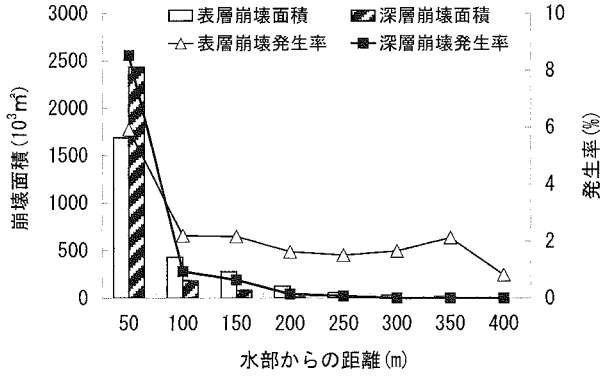
1) (社)日本地すべり学会（2007）：中山間地における地震斜面災害－2004 年新潟県中越地震報告(1)－．
2) (独)防災科学研究所（2008）： 2004 年新潟県中越地震による斜面変動分布図，防災科学技術研究所研究資料，第 317 号．
3) 翠川三郎ら(2003)：地震動強さの距離減衰式にみられるバラツキに関する基礎的分析，日本地震工学会論文集，3 巻，1 号．
4) 山田健人ほか（2012）：中越地震における地震地すべりの発生要因分析と危険度評価，第 47 回地盤工学研究発表会，1653-1654．



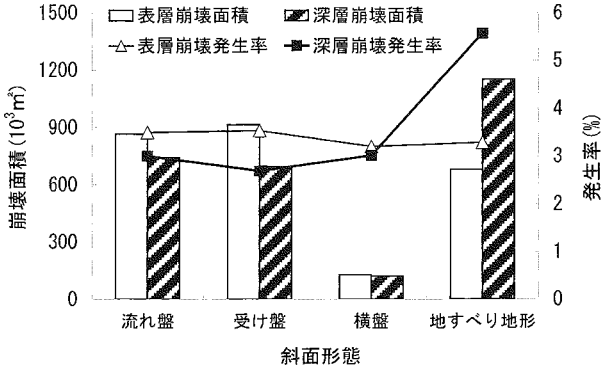
図－4　斜面傾斜角度と斜面崩壊



図－5　地質と斜面崩壊の関係



図－6　水部からの距離と斜面崩壊



図－7　斜面形態と崩壊の関係

謝辞：研究の実施に当たり，キタック(株)の平野吉彦氏にデータを提供頂いた．ここに謝意を表します．

31. 平成16年新潟県中越地震で生じた斜面崩壊と起伏量

Slope failures induced by the Mid Niigata Prefecture Earthquake in 2004 and their relief energy

○黒木貴一(福岡教育大学), 小荒井 衛(国土地理院), 小松原琢(産総研), 岡谷隆基(国土地理院), 中埜貴元(国土地理院)
Takahito Kuroki, Mamoru KOARAI, Taku KOMATSUBARA, Takaki OKATANI and Takayuki NAKANO

1. はじめに

平成 16 年新潟県中越地震では，活褶曲の存在する東山丘陵の東西両翼に様々な規模の多くの斜面崩壊が集中した．これらは，流れ盤斜面に発生しやすい地すべりと受け盤斜面に発生しやすい表層崩壊に整理できることが示され [1]，傾斜量，傾斜方位，縦断的凸度，下端勾配などの地形量，地質，震央距離などの総合的な評価からも斜面崩壊の発生要因が検討された [2),3)など]．地震による斜面崩壊は凸地形で特徴的に多い [4)]とされるが，中越地域では岩橋ほか(2008)[2)]が小規模の表層崩壊に対して，ハスバートルほか (2009)[3)]が大規模の地すべりに対して，同様の傾向を見出している．一方，航空レーザー計測結果により，地盤変動と地震被害との関連性が指摘され [5)]，また判読した斜面微地形から地形発達過程での斜面変動の意味が検討されてきた [6)]．したがって当該地域の凸地形に着目しかつ地形発達を考慮した斜面崩壊，特に大規模な地すべりの発生条件に関し検討課題が残されている．そこで本研究では，様々な起伏量を 10mDEM から求め，地形発達過程を踏まえた地震に伴う斜面崩壊の意味を考察した．

2. 調査方法

1) 研究対象地域

新潟県中央部の東山丘陵南部の約 400km^2 を選定した(図-1)．

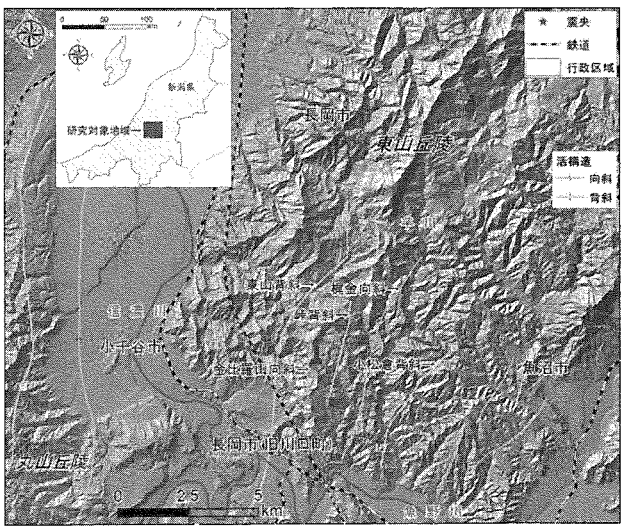


図-1 研究対象地域

2) 斜面崩壊地の選定

斜面崩壊地は，国土地理院が作成した災害状況図(国土地理院，2005)[7)]に記載された地すべり，地震で生じた斜面崩壊地(大)及び斜面崩壊地(小)を対象とした．

3) 起伏量計算

起伏量は，基盤地図情報の 10m メッシュ(標高)データ(10mDEM)から GIS で機械的に計算可能な単位面積(0.01～1km^2)内の最高点と最低点の標高差による起伏量 1，最小集水面積を 0.04～0.25km^2 とする接峰面および接谷面モデルの標高差による起伏量 2 を求めた．また比較のために斜面崩壊地(大)の崩壊壁と土塊の重心における標高差(地すべりの比高)による起伏量 3 を求めた．

4) 解析方法

各起伏量を比較し，また各分布図に活構造，水系，地震による斜面崩壊地を重ね合わせ，斜面崩壊地の起伏量の分布特徴，活構造や流域との位置関係を把握する．特に起伏量 1 に関し，地震による斜面崩壊地について，震央からの距離と断層モデル [8)]の走向に平行な線からの距離に対する起伏量の特徴を見る．

3. 起伏量分布と斜面崩壊地

1) 起伏量 1 及び 2 と起伏量 3

起伏量を自然分類 8 区分で表示し，起伏量 1 及び 2 の各分布図を起伏量 3 の分布図と比較した．その結果，起伏量 1 では単位面積 1km^2 の分布図が，起伏量 2 では最小集水面積 0.25km^2 の分布図が，起伏量 3 のものと近似した．また起伏量 1 は起伏量 2 よりも起伏量 3 の分布図に似ており，起伏量 1 の高い場所に地震による斜面崩壊地(大)の分布がよく重なっている．したがって，起伏量 1(単位面積 1km^2)の分布図は地すべりの比高の程度ばかりでなく地震による斜面崩壊地(大)の生じやすい場所も同時に示すと考えられる．

2) 起伏量 1 と斜面崩壊地(大)

図-2 は起伏量 1(単位面積 1km^2)の分布図に斜面崩壊地(大)，活褶曲軸，4km^2 以上の流域を重ね合わせた．これより斜面崩壊地(大)の位置は，背斜軸と向斜軸の間に多く分布するように見え，また各流域で見ると，その上流部に集中することが読み取れる．

3) 起伏量 1 と地震との関係

起伏量 1(単位面積 1km^2)に関し，震央からの距離に対する地震による斜面崩壊地(大及び小)の起伏量及び 500m 間隔のランダム点の起伏量を散布図とした(図-3)．両者を比較して見ると，斜面崩壊はある起伏量(約 60m)よりも高い場所に生じたこと，震央からの距離は

約 11km 以内に集中し，この傾向は斜面崩壊地(大)でより明瞭であること，震央からの距離が離れるにつれて起伏量のより小さな場所で生じにくくなること，が分かった．

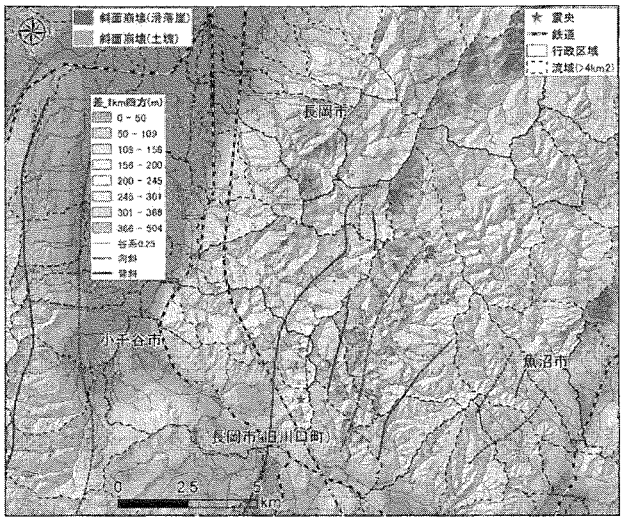


図-2 起伏量 1(単位面積 1km^2)の分布

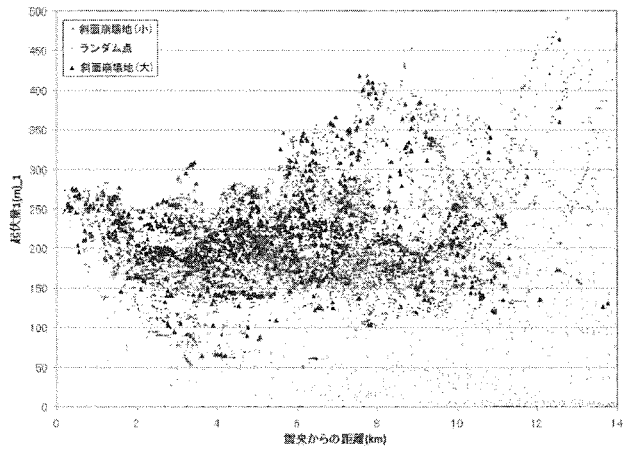


図-3 震央からの距離と斜面崩壊地の起伏量

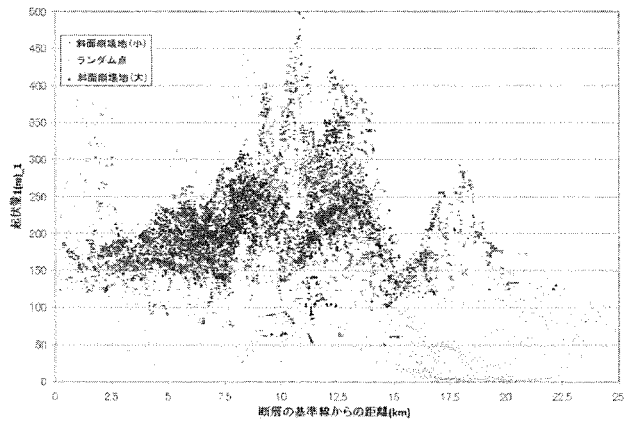


図-4 断層モデルの走向に平行な線からの距離と斜面崩壊地の起伏量

起伏量 1 に関し，断層モデルの走向に平行な線からの距離に対する地震による斜面崩壊地(大及び小)の起伏量を，500m 間隔のランダム点の起伏量と比較して見ると(図-4)，斜面崩壊は，ある起伏量よりも高い場所に生じたこと，斜面崩壊の発生の最小起伏量は約 10km を最小とし，基準線からの距離による正と負の相関が認められること，斜面崩壊地(大)は距離による集中域があり，それらは向斜軸と背斜軸の間に多いこと，が分かった．

4. まとめ

1)斜面崩壊地(大)は，地すべりの比高が高まる場所で生じやすいが，起伏量を計算する単位面積または最小集水面積が広い場合に当該地域が高い起伏量となる分布図を表示しやすい．また最小集水面積よりも単位面積当たりで求めた起伏量の高い場所に斜面崩壊地(大)の分布が良く重なる．

2)斜面崩壊は，背斜軸と向斜軸の間でかつ流域の上流部という起伏量がより大きい地形条件を持つ場所で生じやすい．

3)斜面崩壊は，震央からの距離が約 11km 以内に集中し生じたが，ある起伏量よりも高い場所に生じる傾向と，震央からの距離が離れると起伏量のより小さな場所で生じにくくなる傾向が認められた．

4)斜面崩壊地は断層モデルの走向に平行な線からの距離に対し 3)と同様の傾向に加え，特に斜面崩壊地(大)は背斜軸と向斜軸の間に集中する傾向が認められた．.

5)本研究では様々な起伏量と斜面崩壊などの地形条件とのオーバーレイ解析から，地震による斜面崩壊の素因に河川侵食と活褶曲が，誘因には地震動のある可能性を示した．

謝辞 本研究は平成 24 年度科学研究費補助金(No.22500994)による研究課題「活褶曲地帯における地震に伴う斜面変動と地形発達過程に関する研究(研究代表者：小荒井衛)」の一部として実施した．ここに記して謝意を表します．

文献 1)千木良雅弘(2005)：2004 年新潟県中越地震における斜面災害の地質・地形的特徴．応用地質，46(3)，115-124．2)岩橋純子・山岸宏光・神谷泉・佐藤浩(2008)：2004 年 7 月新潟豪雨と 10 月新潟県中越地震による斜面崩壊の判別分析．Landslides，45(1)，1-12．3)ハスバートル・村中亮太・丸山清輝・花岡正明(2009)：新潟県中越地震による地すべりの発生条件の検討．Landslides，45(6)，16-22．4)国土地理院地理調査部(1979)：1978 年伊豆大島近海地震災害調査報告書，地盤災害と土地条件．56p．5)小長井一男・池田隆明・高津茂樹・藤田智弘(2007)：科学技術の目で見る地盤の動き．活褶曲地帯における防災シンポジウム，2004 年新潟県中越地震被害の科学的調査，今後の課題・対策への提言，講演概要集，土木学会，4-14．6)小松原琢・黒木貴一・小荒井衛・岡谷隆基・中埜貴元(2012)：2004 年中越地震時の地すべりと山地斜面の発達過程．2011 年春季学術大会日本地理学会発表要旨集，81，p170．7)国土地理院(2005)：平成 16 年新潟県中越地震 1:25,000 災害状況図「山古志」．国土地理院技術資料，D/1-No.451．8)国土地理院(2004)：平成 16 年(2004 年)新潟県中越地震に伴う地殻変動(第 3 報)．http://www.gsi.go.jp/WNEW/PRESS-RELEASE/2004-1024-3.html(2012 年 4 月 2 日閲覧)

32. 2007年新潟県中越沖地震による斜面崩壊の特徴

Characteristics of slope collapse by the Niigataken Chuetsu-oki Earthquake in 2007

○神保 啓, 藤ノ木幸夫, 平野吉彦(株式会社 キタック)
Akira Jinbo, Yukio Fujinoki, Yoshihiko Hirano

1. はじめに

2007年7月16日に新潟県上中越沖を震源とするマグニチュード6.8の地震が発生した. この地震により, 柏崎市周辺で最大震度6強を記録し, 砂丘地帯・丘陵部・山地部においては崩壊・地すべり等の土砂災害が多数発生した. 近年地震が多発していることを考慮すると, 地震による斜面災害の発生を事前に予測し, 対策をすることが重要であるが, 事前に危険斜面を抽出することが大きな課題である. 本発表は, 地震後の空中写真判読結果および土砂災害発生状況等をもとに統計処理を行い, 地震に弱く, 斜面崩壊を発生しやすい地形地質条件を抽出したものである. また, 斜面対策を実施している個所においては, 対策工の被災状況から, 地震に強い対策工の抽出を行ったものである.

2. 柏崎地域の地質状況

2.1 丘陵・山地部の地質

丘陵部は新第三紀中新世～第四紀更新世にかけて堆積した堆積岩類から構成されている. 山地部は安山岩溶岩や火砕岩類から構成されている.

2.2 柏崎平野の地質

(1) 第四紀更新世の地層

川沿いや海岸沿いには段丘が形成され, かつての河床部や海岸に堆積していた砂・礫・泥が段丘堆積層として高所に分布する. また, 海岸には現在の砂丘堆積層よりも固結している古砂丘堆積層が分布する.

(2) 第四紀更新世後期～完新世の地層

現在の海岸沿いには砂丘層し, 低地には鵜川・鯖石川・別山川により運搬された砂・泥からなる沖積層が分布する.

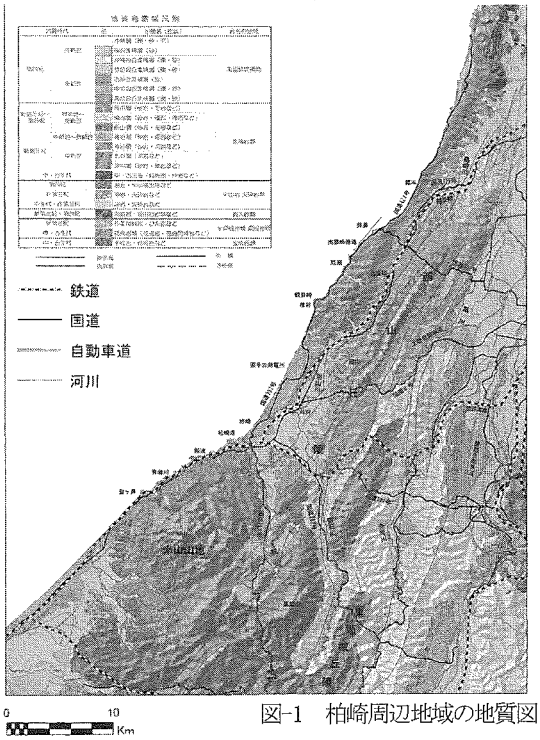


図-1 柏崎周辺地域の地質図

3. 土砂災害発生状況

3.1 崩壊・地すべり・亀裂発生箇所の抽出方法

図-2 に地震による崩壊・地すべり・亀裂発生箇所の分布図を示す. 崩壊・地すべり箇所は, 中越地震後に撮影された空中写真を判読して抽出した. さらに, 地震発生直後に実施された急傾斜地・土石流・地すべり危険箇所の緊急点検結果およびその他現地調査した崩壊・地すべり・亀裂発生箇所を追加した.

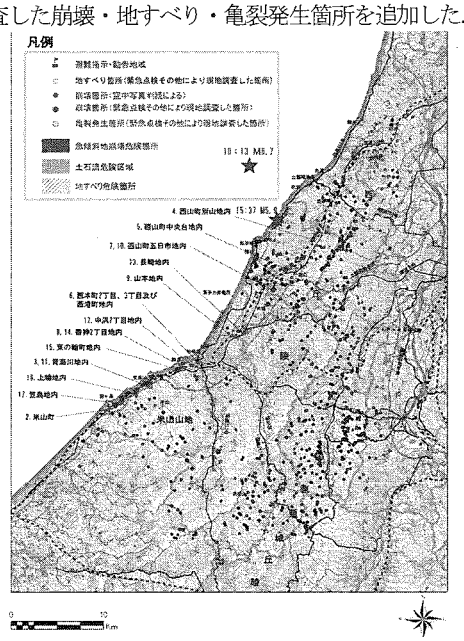


図-2 地震による崩壊・地すべり・亀裂発生箇所の分布図

3.2 崩壊・地すべり・亀裂発生箇所の地域差

地震で発生した斜面変動は崩壊が多かった. 崩壊・地すべりの箇所は, 西山丘陵・米山山地に広く点在する. とくに集中した箇所は, 西山丘陵の尾根筋, 観音岬や米山山地海岸沿いの海食崖であり, 周囲よりも地形勾配が急な箇所に相当する. また, 渋海川左岸側の丘陵部にも崩壊が集中した地域が見られるが, この地域は「中越地震」と「中越沖地震」で震度6がオーバーラップした地域である(図-3).

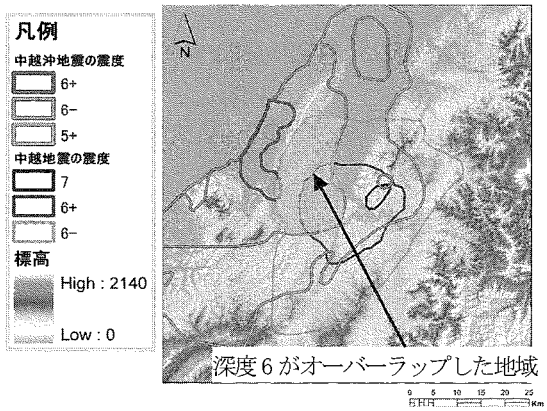


図-3 中越沖地震・中越地震の本震による深度分布図
(気象庁発表震度分布図を簡略化して図示)

4. 地震に弱かった箇所の地形・地質の抽出

(1) 地形・地質の区分

地形の区分は，斜面の平面形状と縦断形状に着目し，図-4 に示す区分で行い，地質の区分は，図-1 に示す区分でおこなった．

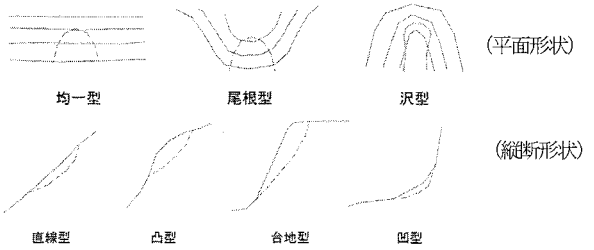


図-4 地形の区分

(2) 崩壊発生箇所の規模

図-5 に崩壊厚と崩壊土砂量のグラフを示す．崩壊の規模は土砂量1000m³以下が多く，崩壊厚は0.5～3mが大部分で表層崩壊が圧倒的に多い．

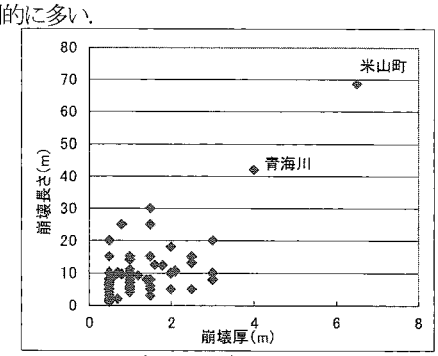


図-5 崩壊厚と崩壊土砂量の関係

(3) 変状発生箇所・変状非発生箇所の斜面勾配の比較

図-6 に変状発生箇所と非発生箇所の斜面勾配の比較を示す．勾配区分で見ると，30° 以上の斜面では，約 50%程度が崩壊や亀裂発生の斜面になっており，70° 以上の斜面になるとほぼ 100%が崩壊や亀裂発生の斜面になっている．

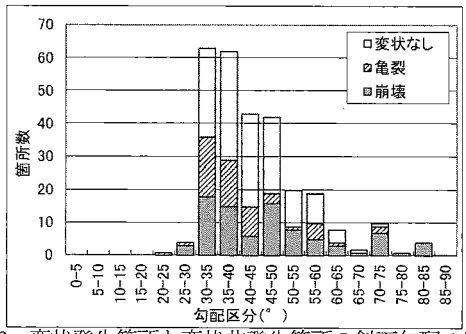


図-6 変状発生箇所と変状非発生箇所の斜面勾配の比較

(4) 変状発生箇所の斜面平面形状・縦断形状の比較

図-7 に変状発生箇所の斜面平面形状を示す．同図に示したように変状発生箇所は，均一型と尾根型が多い．さらに，図-8 に示した斜面縦断形状をみると凸型および台地型が圧倒的に多い．

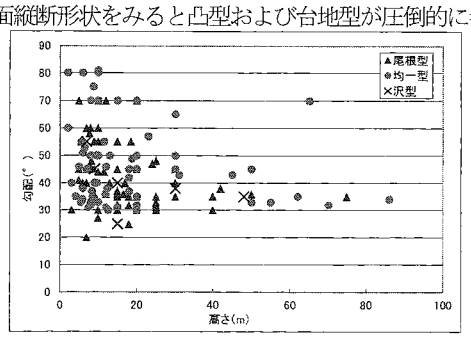


図-7 変状発生箇所の斜面平面形状の比較

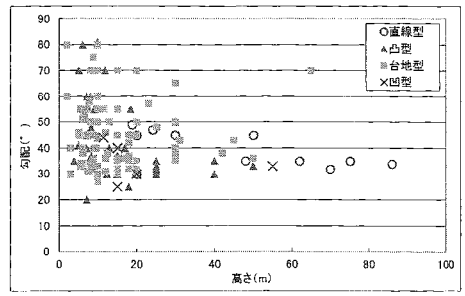


図-8 変状発生箇所の斜面縦断形状の比較

(5) 変状発生箇所の地質の比較

変状発生箇所は，新砂丘・古砂丘・段丘堆積層などの未固結堆積物，椎谷層・西山層・魚沼層・灰爪層などの堆積岩類に発生しており，地層による偏在性は認められなかった．堆積岩に発生した崩壊は，土砂状になった強風化部に発生した表層崩壊が多かったため，崩壊発生に関する地質的な相違はなかったものと考えられる．

5. 地震に強かった対策工

新潟県中越沖地震ではブロック積擁壁が被災している個所が多く，老朽化したモルタル吹付工や，プレキャスト枠工にも被災が認められた．一方，例として写真-1 に示したように，アンカー工や吹付法枠工，重力式擁壁(もたれ式擁壁)を施工した斜面は被災していないか，被災の程度が軽微であり，地震に強い対策工であることが確認された．

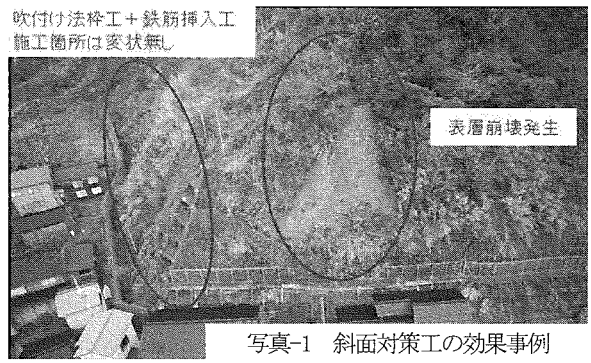


写真-1 斜面対策工の効果事例

6. まとめ

1) 斜面変動は圧倒的に崩壊が多い．斜面変動が集中した箇所は，西山丘陵の尾根筋や海食崖で周囲よりも地形勾配が急な箇所であった．また，「中越地震」と「中越沖地震」で震度6がオーバーラップした地域で崩壊が多く発生した傾向が認められた．

2) 崩壊厚さ3m以下，崩壊土量1000m³以下が大部分を占め，浅い崩壊が多い傾向が確認された．

3) 緊急点検およびその他調査した斜面のうち，30° 以上の斜面では約 50%で崩壊・亀裂が発生しており，70° 以上の斜面ではほとんどが崩壊・亀裂が発生していた．

4) 崩壊・亀裂発生個所の地質別偏在性は認められない．

5) 地震時における振動は，尾根や凸部で増幅されることが中越地震後の各種論文で発表されており，今回の中越沖地震でも尾根型・凸型・台地型の斜面で崩壊や亀裂が発生しやすい傾向がわかった．

6) アンカー工や吹付法枠工，重力式擁壁(もたれ式擁壁)を施工した斜面は被災していないか，被災の程度が軽微であり，地震に強い対策工であることが確認された．

33. 地震時に発生した道路盛土のすべり破壊とその運動様式

Sliding destruction of road embankments during earthquakes and type of movement

○江川千洋，若山瑞雄，石附哲也，和田幸永（株式会社 キタック）
中林隆宏（新潟県長岡地域振興局 与板維持管理事務所）
Chihiro Egawa，Mitsuo Wakayama，Tetsuya Isiduki，Yukinaga Wada，Takahiro Nakabayashi

1. はじめに

地震時おける盛土のすべり破壊については多くの事例が存在するが，すべり破壊の運動様式[1)]について詳細に検討された事例は少ないのが現状である．すべり破壊の運動様式は，すべり面位置，発生機構，対策工法について検討する際に欠かすことのできない情報の一つであるが，一般にはボーリング調査と現位置試験等により，運動様式について深く検討がなされないまま復旧が行われることもある．本発表では，地表踏査によって，ある程度のレベルですべり破壊の運動様式が特定できることを示すとともに，サウンディング及び土質試験等の簡易な補足調査によって，裏付けを行った事例について紹介する．

2. 道路盛土の概要

本発表で紹介する道路盛土は，人工河川である郷本川の堤防にあたり，地震によってすべり破壊を起こした．道路盛土（堤防）は，高さ 7m，法勾配 1:3.0，天端幅 14m で，近傍のボーリング結果より有機質粘性土もしくは魚沼層シルト岩上に構築されていると考えられる（図-1）．

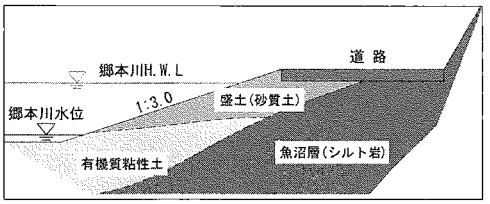


図-1 道路盛土と想定地盤図

本盛土で発生したすべり破壊は，道路路肩付近を滑落崖とし，移動土塊の幅約 25m，延長約 23m で，末端部は郷本川へと押し出している（図-2）．

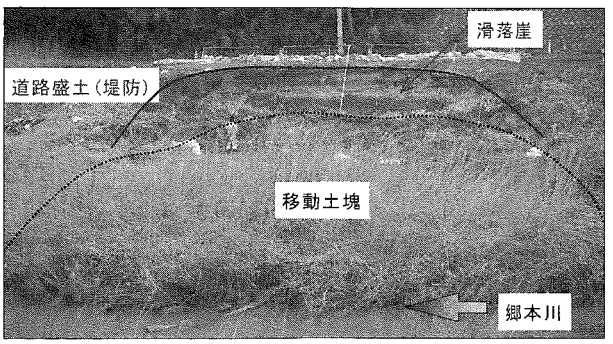


図-2 道路盛土のすべり破壊状況図

3. 地表踏査による運動様式の把握

地表踏査により，地質分布，変形構造，湧水状況等について把握した（図-3）．この結果，本すべり破壊は以下の特徴を有していることが明らかとなった．

① 盛土は 2 層構造で，表層 1m 程度（上部層）は砂礫を主体とする比較的締まった地質であるのに対し，盛土下部層は粒径の揃った砂である．
② 滑落崖は 1:0.5 と急斜面を形成し，一部オーバーハングしている箇所がある．
③ 移動土塊は盛土材である砂礫と砂で構成され，砂は高含水の状態で分布する．
④ 移動土塊には噴砂の跡が認められる．
⑤ 移動土塊頭部には階段状の段差地形が複数形成され，移動土塊中腹部から末端部にかけては，横断方向に帯状の陥没地形が形成されている．

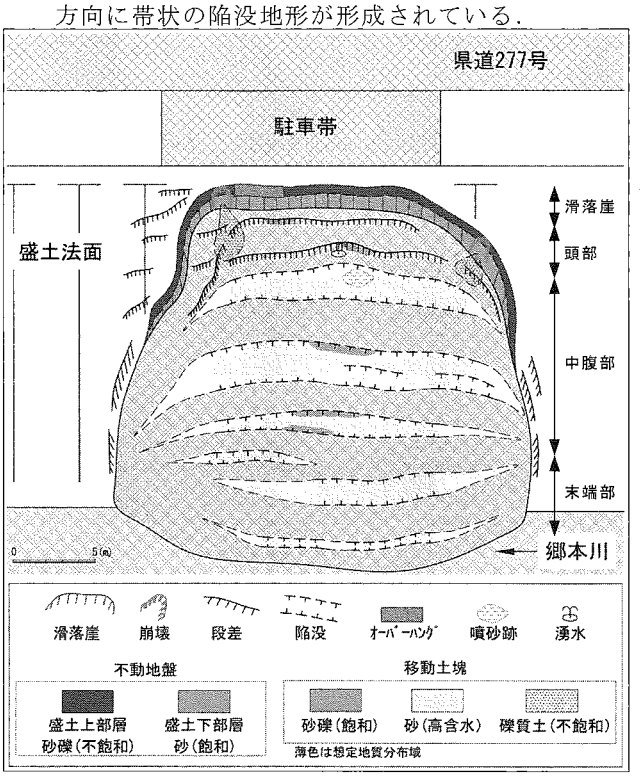


図-3 地質及び変形構造平面図

移動土塊の地質は，おもに盛土上部層の砂礫で構成され，帯状に分布する陥没箇所には高含水の砂が露出する．また，一部に噴砂の跡が認められることから，すべり破壊後に液状化を起こしたものと判断される．

移動土塊頭部には，複数の段差が形成されている．通常の円弧すべりの場合，頭部の回転運動を反映して，段差に認められる旧地表面が山側へ傾動するのが一般的であるが[2)]，本すべりでは旧地表面の山側への傾動は認められず，ほぼ滑落崖に沿って平行に移動している（図-4）．また，滑落崖にはオーバーハングが認められ，その一部は崩壊している．これらのことから，本

すべりの頭部は，引張応力場にあったと判断される．

移動土塊中腹部から末端部にかけては，陥没が認められ，盛土下部層を構成していたと考えられる砂が露出している．通常の円弧すべりの場合，末端部ではすべり面が抜け上がるため圧縮応力場となり，隆起や衝上断層のような変状地形が形成されるのが一般的である[2]．本すべりでは，横断方向に連続する幅 1m 以上の陥没が帯状に形成されており（図-3，4），中腹部から末端部にかけて引張応力場にあったと判断される．

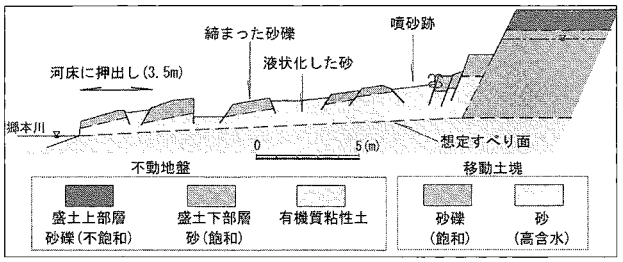


図-4 主側線における地質及び変形構造図

以上より，本すべり破壊の運動様式は，盛土の液状化とそれに伴う側方流動によって発生した可能性が高いと考えられるが，これを裏付ける根拠として，すべり面形状や盛土下部層の液状化のし易さに対する検証が必要である．これらのデータを得る目的で，スウェーデン式サウンディング及び粒度試験を実施した．

4. 補足調査の結果

スウェーデン式サウンディングは，主測線上において約 5m 間隔で 5 箇所実施した．地質を直接確認したものは限られるが，各地質による貫入抵抗の違いは明瞭であり（表-1），この結果をもとに想定地質断面図を作成した（図-5）．

表-1 試験結果一覧表

位置	地層	地質	貫入抵抗	平均換算N値
道路路肩	盛土上部層	砂礫	貫入不能	-
	盛土下部層	砂	Nsw=0～20 (上部70cm, Nsw=200)	2.6
	魚沼層	シルト	Nsw=50以上	7.8
すべり内部	移動土塊	砂及び礫	Wsw=0.3kN以下	0.6
	低地堆積層	有機質粘性土	Wsw=0.5～1.0kN (一部Wsw=0.5kN以下)	1.6 (1.1)
	魚沼層	シルト	Nsw=30以上	5.2

ゴシック：地表踏査より試験結果と地層との対比が可能なもの

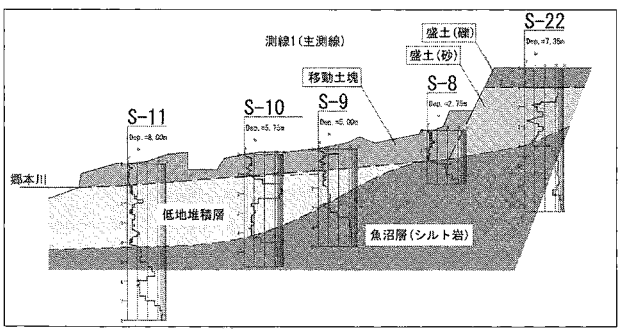


図-5 主側線における想定地質断面図

サウンディング結果より，本すべり破壊は以下の特徴を有していることが明らかとなった．

① 換算 N 値 0.6 の非常に軟弱な地質の層厚は 1m 程度であり，その基底は直線的である．

② 低地堆積層の分布は滑落崖付近で途切れる．

粒度試験は，盛土下部層の液状化に対する特性を把握するために実施した．試験結果を表-2 に示す．

表-2 試験結果一覧表

採取地点		滑落崖（盛土下部層の砂）				移動土塊（砂）	
		1	2	3	4	5	6
砂分	%	95.3	89.3	98.8	76.6	95.5	68.7
細粒分含有率	%	3.7	5.5	0.6	23.4	4.3	31.3
50%粒径	mm	0.270	0.254	0.276	0.305	0.265	0.224
10%粒径	mm	0.140	0.128	0.160	0.003	0.138	0.001
均等係数		2.16	2.27	1.91	132	2.16	206
分類名		分級された砂	細粒分礫混じり砂	分級された砂	細粒分質砂	分級された砂	細粒分質砂

すべての試料で，道路橋示方書[3]の液状化判定の目安である Fc≦35%，D_{50}≦10mm，D_{10}≦1mm となる．また，均等係数の小さい砂として粒度に対する液状化の可能性[4]について判定を行うと，「特に液状化の可能性あり」の範囲内に位置し，盛土下部層は液状化し易い特性を有していると判断される．

5. 調査結果に対する考察

盛土下部層が液状化し易いことは判明したが，液状化を起こすには，盛土下部層が水で飽和していなければならない．地表踏査時に，滑落崖の盛土下部層が飽和していたことは確実であるが，地形的には尾根部であり基盤岩である魚沼層は浅い深度で露出することから，山側斜面からの表流水や地下水が盛土内に供給される可能性は低い．一方で，近傍のボーリング調査結果には，低地堆積層中の地下水が被圧しているとの記載がある．これらのことから，低地堆積層中の被圧地下水が盛土内へ浸透していた可能性が考えられる．この考えに基づけば，低地堆積物の分布が途切れる位置と滑落崖の位置がほぼ同じであることの説明もつきやすい(図-5)．

換算 N 値 0.6 の地質は，S-11→S-10→S-9→S-8→S-22 とほぼ直線となる(図-5)．このラインは，すべり面（移動土塊底面）もしくは盛土底面(旧地表面)であると考えられるが，どちらの場合でも，このラインが直線的であることに変わりはなく，円弧すべりは起きていないといえる．

結果として，地表踏査によって想定された本すべり破壊の運動様式（液状化による側方流動）は，補足調査によって裏付けが取れたと結論付けられるとともに，詳細な地表踏査結果に基づいてすべり破壊の運動様式を推定することが可能であることを示すことができたと考えられる．

引用文献

1) （社）日本地すべり学会（2004）：地すべり-地形地質的認識と用語，318p.

2) （社）地すべり対策技術協会（1985）：地すべり-その解析と防止工(上巻)，165p.

3) （社）日本道路協会(2012)：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説，318p.

4) 山崎浩之・善功企・小池二三勝(1998)：粒度・N 値法による液状化の予測・判定に関する考察，港湾技研資料 No.914.

34. 2011 年信越境北東部地震で発生した天然ダムの経過

Observation of Landslide Dam after the 2011 northeast border of Nagano・Niigata prefecture Earthquake

○赤井静夫，塩野敏昭，小林保夫，赤井理一郎(㈱北信ボーリング)

ShizuoAkai,ToshiakiShiono,YasuoKobayashi,RiichirouAkai(HBC)

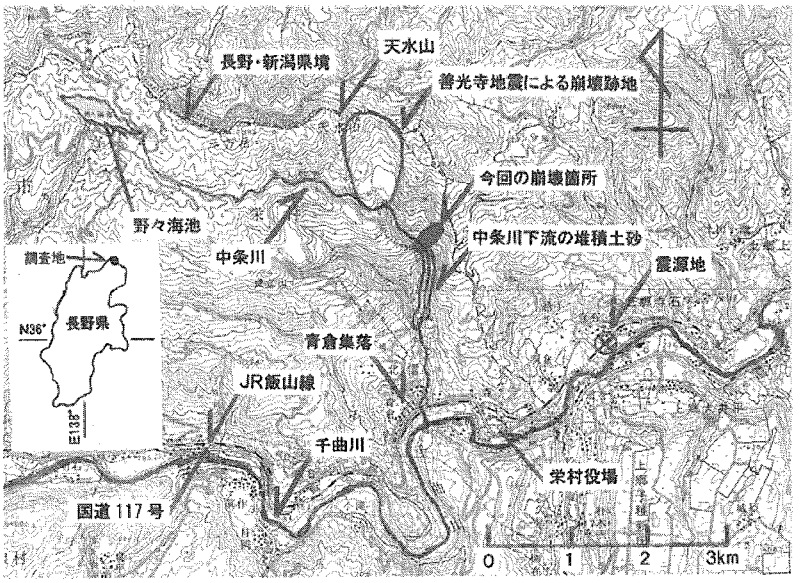
1. まえがき

2011 年 3 月 12 日に長野・新潟県境の北東部付近を震源（深さ 8km）とする M6.7（最大震度 6 強）の地震が発生した．余震分布より推定される震源断層は東南東に約 35 度で傾斜する逆断層である[1]．この地震による被害範囲は北北東－南南西方向の楕円形（長軸 32.0km，短軸 18.5km）をなしている事が赤井ほかにより確認されている[2]．

中条川中流左岸では約 200 万 m^3 に達する大崩壊が発生し，崩壊地直下流に高さ約 70m の天然ダムが形成された．筆者らは，崩壊当日から現在（2011 年 9 月中旬）まで，天然ダムの状況を継続的に観察した．その結果を報告する．

2. 大崩壊地付近の地質

中条川流域を構成する地層は，「松之山温泉地域の地質」[3] によると，新生代第三紀鮮新世～第四紀更新世前期に堆積した魚沼層の火山砕屑岩を主とし安山岩溶岩を挟み，地層は東南東方向（河川の下流方向）に約 20 度傾斜している．



図－1．調 査 地 案 内 図

3. 天然ダム形成から現在までの経過

①崩壊直後の状況

約 200 万 m^3 の大崩壊が発生し崩壊地直下流に高さ約 70m の天然ダムを形成した（写真－1）．天然ダム形成当日の天然ダム下流の河床は全くドライな状態であった．翌朝には天然ダム浸透水による流水が認められる様になり（写真－2），中条川下流の河床はウエットな状態に変化した．

②3 月中旬から 3 月下旬

融雪の最盛期に入り，上流からの河川流量はかなり増加した．河川水が天然ダムを越流する事は無かったが，天然ダム下流面は各所で表層崩壊が頻発し（写真－3），天然ダム浸透水による浸潤線の急上昇が推定された．

③3 月下旬から 4 月下旬

天然ダム下流面左岸上部に大きなパイピングホールが形成され，大量の浸透水が湧出した（写真－4・5）．時間の経過と共に，その上部斜面が徐々に崩壊した（地下におけるパイピングホールの拡大と陥没と推定される）．

④4 月下旬から 6 月上旬

6 月上旬には，天然ダム下流面左岸のパイピングホール上部は大きく崩壊し，天然ダム左岸を貯水が越流する様になった（写真－6・7）．河川流量は徐々に減少し，崩壊は少なくなった．

⑤6 月上旬から 9 月上旬

天然ダム左岸天端を河川水が越流する状態が継続しているが，天然ダム天端および下流面の地形は殆んど変化していない．7 月頃から天然ダム越流部の開削が着手され，9 月上旬に天然ダム越流部開削工事はほぼ完了した（写真－8）．

4. 天然ダムの今後の推移

天然ダムの代表的な 2 地点において採取した試料の粒度分析を実施した結果よると，粘土・シルト分 18～20%，砂分 24～38%，礫分 48～56%である．堤体内の動水勾配を考慮するとパイピングが進行し易い土砂が多く含まれる事を示している．今後は，パイピングに伴う堤体の沈下・陥没・移動・クラック発生等を注意深く監視する必要がある．

引用文献

1) 独立行政法人防災科学技術研究所：
www/hinet.bosai.go.jp/topics/n- nagano110312

2) 赤井静夫ほか（2011）：2011 年信越境北東部地震における被害分布，日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，p27～28

3) 竹内圭史ほか（2000）：松之山温泉地域の地質，地質調査所

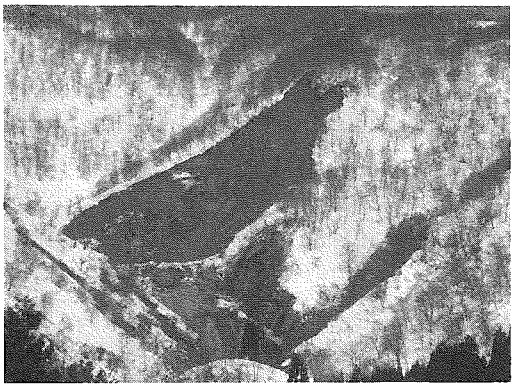


写真-1. 3 月 12 日, 大崩壊地とV字谷を埋塞する天然ダム

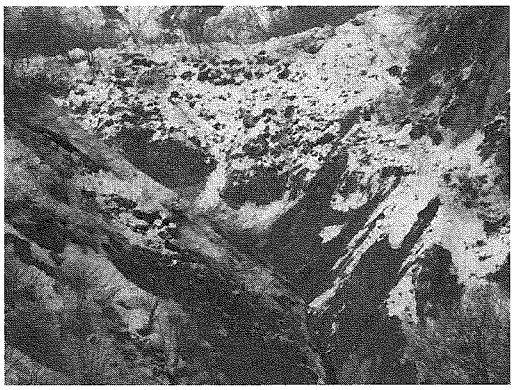


写真-2. 3 月 19 日, 堤体浸透水による表流水が流れ始める

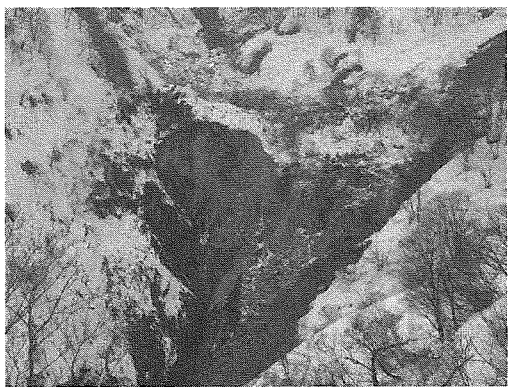


写真-3. 3 月 30 日, 下流面は各所で崩壊し, 下流面は後退する

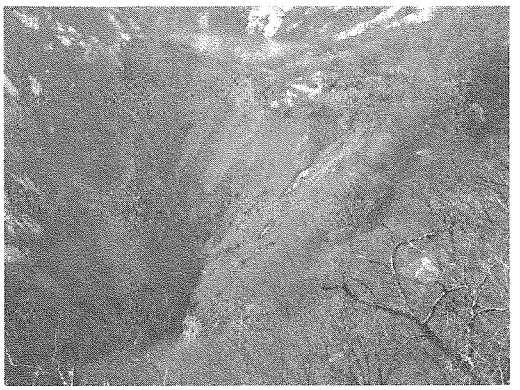


写真-4. 4 月 27 日, 堤体下流面左岸上部にパイピングホールが発生

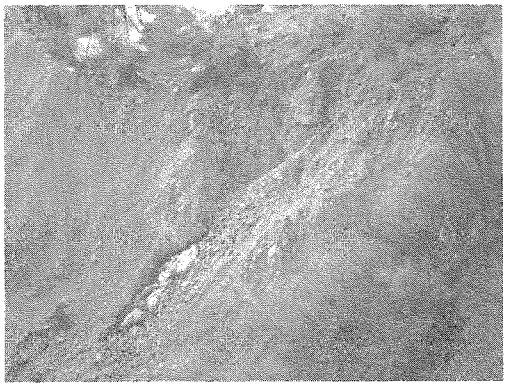


写真-5. 4 月 27 日, パイピングホールからの湧水, 湧水後に再浸透する

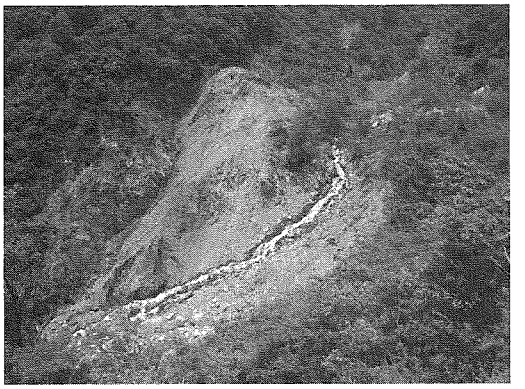


写真-6. 6 月 7 日, パイピングホール上部崩壊, 河川水が左岸を越流

写真-7. 6 月 7 日, 天然ダム天端の越流状況と上流の湛水状況

写真-8. 9 月 10 日, 堤体越流部拡幅後, 写真上方に湛水池が見える

35. 斜面災害事例の履歴分析に基づく北海道の道路斜面災害の実態と特徴

The Reality and Feature of Road Slope Disaster in Hokkaido Based on Case Analysis of Slope Disasters

○大日向昭彦，日下部祐基，伊東佳彦（土木研究所 寒地土木研究所）
Akihiko Obinata, Yuki Kusakabe, Yoshihiko Ito

1. はじめに

道路斜面災害の防災・減災のためには，過去の災害事例を分析し，災害発生の素因・誘因等を適確に把握することが重要である．しかし，過去の事例分析は比較的発生規模が大きい事例のみを扱っているものが多く，必ずしも道路斜面災害の全貌を明らかにしていない．

筆者らは，北海道において過去発生した道路斜面災害事例について，通行規制に至らぬような小規模な事例も含め収集し検討を行っている[1) 2)]．

本稿では，2011 年度までに収集した北海道の道路斜面災害の実態と特徴の分析結果を報告する．

2. 分析方法

斜面災害事例は，比較的詳細な調査結果が得られる資料として道路防災点検業務等の受注コンサルタントが対応した災害レポート（国土交通省北海道開発局から提供）と詳細な調査結果が公表されている既往文献（国道以外含む）を合わせ，496 事例（うち文献 40 事例）を収集した．これらの事例について，災害発生箇所，災害発生時期，災害発生誘因，災害発生箇所の地形・地質について分析を行った．分析は事例数が多い落石（194 事例），崩壊（178 事例），岩盤崩壊（52 事例）を取り上げて行った．

3. 結果と考察

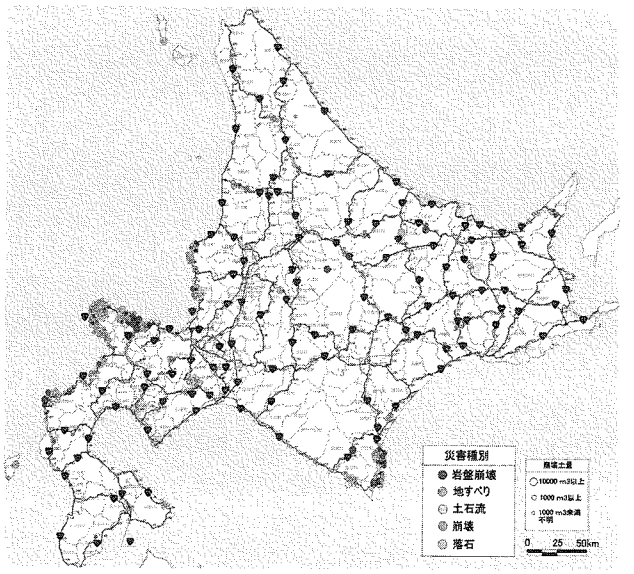
3. 1 災害発生箇所

災害事例の履歴分布を図－1 に示す．落石は海岸部や山岳部の急崖・急斜面を擁する地域で履歴が確認され，国道 229 号の積丹半島～島牧村，国道 336 号の様似町～広尾町等で発生履歴が多い．崩壊は，北海道内において比較的年間降水量が多い小樽，札幌，帯広，室蘭，旭川管内で発生履歴が多い．中でも国道 229 号の積丹半島や国道 336 号の襟裳岬東岸で発生履歴が集中している．岩盤崩壊は，斜度 60° 以上の急峻な海食崖が形成されている地域で発生履歴が多い．

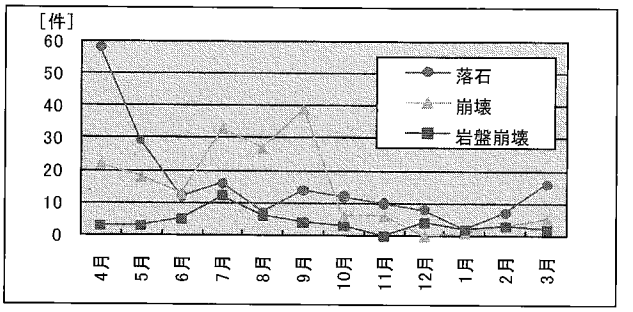
3. 2 災害発生時期

災害種別に月別災害発生件数を整理した（図－2）．

落石は，他の月と比較して 4～5 月に事例数が多い．北海道ではこの時期に気温が 0℃以上に上昇し，根雪の融解が急激に進む．この融解水により斜面上の転石や露岩部の浮石が不安定化するとともに，春先のため植生の繁殖がまだなく地山との摩擦が相対的に小さい．



図－1　道路斜面災害の履歴分布[3)]
（1981 年度～2011 年度）



図－2　月別災害発生件数[3)]

このため，不安定化した落石が下方まで移動することが多く，事例数が多いものと思われる．

崩壊は，7～9 月の夏期と 4～5 月の春先にかけて事例数が多い．これは，北海道では 7～9 月にかけて降雨量が多く降雨水により，4～5 月は根雪の融雪水により，過度の水分が地山中に供給され，地山がゆるみ土のせん断強度が低下することで崩壊に至る事例が多くなっているためと考えられる．

岩盤崩壊は 7 月にやや事例数が多い．これは 1993 年 7 月の北海道南西沖地震の影響により発生した 8 事例が含まれているためで，これを除けば年間を通じほぼ平均的に発生している．このことから，落石や崩壊と比較して，融雪・降雨の影響が少ないことが伺える．

以上の結果から，災害種毎に発生ピーク時期や誘因が異なっており，このことを考慮して斜面対策を行うことが重要である．

3．3 災害発生誘因

災害発生誘因を災害種毎に整理した（表－1）．落石は，降雨44件，融雪29件，経年変化20件，凍結融解19件，動物の接触18件と多岐にわたる．崩壊は，降雨が112件と突出して多く，次に融雪26件，人為的なもの9件，地震7件と続く．崩壊は落石と比較して降雨を中心に発生誘因が限られている．

岩盤崩壊は，降雨10件，地震10件，凍結融解8件，融雪5件，経年変化4件となっており，落石同様発生誘因が多岐にわたる．また，落石や崩壊と比較して地震を誘因とする事例が多い．

3．4 災害発生箇所の地形

災害発生箇所で認められた地形を災害種毎に整理した（表－2）．なお，1事例当たり該当する地形が複数ある場合は複数選択している．落石は明瞭な遷急線や集水型斜面といった浸食性の地形，崖錐地形や崩壊跡地といった崩壊性の地形で多く認められた．崩壊の発生箇所で多く認められた地形は，明瞭な遷急線，集水型斜面，崖錐地形，崩壊跡地と続き，落石の発生箇所で多く認められた地形と傾向が類似している．岩盤崩壊はオーバーハングや尾根先端部といった凸型地形でその発生が多く認められた．以上の結果から，落石や崩壊は浸食性の地形や崩壊性の地形で発生比率が高く，岩盤崩壊は凸型地形で発生比率が高い傾向にあることがわかった．

3．5 災害発生箇所の地質

災害発生箇所の地質を調査するため，災害種毎に各地質での単位延長当たりの災害発生率を算出した（表－3）．災害発生率は，基盤地質図（5万分の1地質図レベル）[4]と国道分布を照らし合わせ各地質での国道延長を測定し，国道延長1,000km/年当たりの災害発生件数を算出した．なお，集計期間は収集事例数が増加した1998年度以降の14年間とした(岩盤崩壊は1992年度以降の20年間)．どの災害種においても，先新第三系変成岩主体地域での発生率が最も高く，次に新第三系～第四系火山岩･火砕岩地域での災害発生率が高い結果となった．先新第三系変成岩が多く分布する地域として襟裳岬東岸部の日高変成岩類（ホルンフェルス）分布地域が挙げられる．構造運動や陸化後の浸食･風化作用により多くの亀裂が発達した海食崖が形成されており，剥離した崩壊物により急崖直下の道路に影響を及ぼすことが多い．新第三系～第四系火山岩･火砕岩は，増毛町～せたな町の日本海沿岸に広く分布する．潜在的な亀裂を含む水冷破砕岩が陸化後，浸食･風化作用を受け，多くの亀裂を含んだ比高差の大きい海食崖が形成されている．このよう地質状況を反映して斜面災害の発生が多い．

表－1　災害発生誘因

誘因	落石		崩壊		岩盤崩壊	
	[件数]	[比率]	[件数]	[比率]	[件数]	[比率]
降雨	44	22.7	112	62.9	10	19.2
融雪	29	14.9	26	14.6	5	9.6
経年変化	20	10.3	4	2.2	4	7.7
凍結融解	19	9.8	1	0.6	8	15.4
地震	2	1.0	7	3.9	10	19.2
動物の接触	18	9.3	0	－	0	－
人為的なもの	3	1.5	9	5.1	1	1.9
強風	7	3.6	1	0.6	0	－
その他	10	5.2	0	－	0	－
不明	42	21.6	18	10.1	14	26.9
全体	194	100	178	100	52	100

表－2　災害発生箇所の地形

地形	落石		崩壊		岩盤崩壊	
	[件数]	[比率]	[件数]	[比率]	[件数]	[比率]
明瞭な遷急線	61	26.2	63	30.9	22	20.8
集水型斜面	54	23.2	56	27.5	10	9.4
崖錐地形	37	15.9	37	18.1	10	9.4
崩壊跡地	29	12.4	16	7.8	8	7.5
尾根先端部	16	6.9	13	6.4	21	19.8
オーバーハング	13	5.6	11	5.4	23	21.7
突出露岩部	12	5.2	2	1.0	8	7.5
台地裾部	3	1.3	3	1.5	1	0.9
脚部侵食	3	1.3	1	0.5	2	1.9
土石流跡地	4	1.7	1	0.5	1	0.9
地すべり跡地	1	0.4	1	0.5	0	－

表－3　災害発生箇所の地質

地質	国道延長(km)	落石		崩壊		岩盤崩壊	
		件数(件)	発生率(件/1000km/年)	件数(件)	発生率(件/1000km/年)	件数(件)	発生率(件/1000km/年)
第四系砂･礫･粘土	2618.5	2	0.05	3	0.08	0	－
第四系火山灰	557.4	0	－	7	0.90	0	－
新第三系～第四系火山岩･火砕岩	1045.2	89	6.08	56	3.83	24	1.15
新第三系～第四系堆積岩類	1321.5	48	2.59	53	2.86	5	0.19
先新第三系火成岩主体	141.5	0	－	0	－	1	0.35
先新第三系堆積岩主体	603.8	22	2.60	17	2.01	2	0.17
先新第三系変成岩主体	93.1	10	7.67	5	3.84	7	3.76
不明	－	23	－	28	－	6	－
全体	6381.0	194	2.17	169	1.89	45	0.35

4．謝辞

本論文をまとめるにあたり，斜面災害の資料収集などで国土交通省北海道開発局関係各位には多大なご協力をいただいた．ここに深くお礼を申し上げます．

文献

1）伊東佳彦，阿南修司，日外勝仁，高橋幸継（2010）：北海道における国道沿いの斜面災害履歴の分析結果について，日本応用地質学会平成22年度研究発表会論文集，pp.101-102.

2）伊東佳彦，阿南修司，日外勝仁，倉橋稔幸，大日向昭彦（2011）：北海道における斜面災害履歴と通行規制記録の分析，日本応用地質学会平成23年度研究発表会論文集，pp.15-16.

3）寒地土木研究所月報No.712投稿中（2012）：北海道の国道斜面災害の履歴分析結果について

4）国土交通省北海道開発局（2004）：北海道における岩盤斜面対策工マニュアル，pp.2-6.

36. 旧道道路斜面の崩壊事例の気象条件から見た一考察

A consideration from weather condition of collapse case with old road slope

○宍戸政仁，伊東佳彦，日下部祐基（土木研究所寒地土木研究所）
Masahito Shishido, Yoshihiko Ito, Yuki Kusakabe

1. はじめに

筆者らは，数年間にわたり北海道内の延べ 15 地区の旧道道路斜面を調査した結果について整理し，地形・地質毎の変状の特徴や発生源箇所の分布，対策工の効果検証や通行止め時の経済損失などの整理を行い，斜面点検時の着目点や対策工の効果などについて示してきた [1)]．

本報告では，旧道調査を比較的長い期間実施している北海道積丹半島の 2 地区において時系列的な変状履歴と気象条件との関連について考察した．

2. 旧道調査箇所の近年の気象と変状件数

近年，全国的に記録的な豪雨が続いているが，旧道調査の対象箇所である北海道も同様である．表－1に積丹半島の旧道調査箇所近傍のアメダス極値（日雨量，時間雨量）を示す．特に最近 2 年間では，極値を更新するような豪雨が観測されている．

この地域で比較的長期にわたり旧道調査を継続している積丹半島の滝の澗地区と神岬地区を対象に気象条件と斜面変状の関係について考察する．

図－1に調査地と気象観測点の位置を示す．調査地の地質は，いずれも新第三紀中新世～鮮新世の水冷破砕岩であるが，滝の澗は堆積構造が明瞭な層状水冷破砕岩であり，神岬は会場の凝灰角礫岩からなる．また，気象データは，それぞれの調査地に最も近い観測点として，北海道開発局が設置する道路テレメータで得られたデータを利用している．

それぞれの調査地で過去 4～5 年間に確認された変状件数と変状区分および夏期（5～10 月）の降水量を図－2に示す．両地区に共通して見られる傾向としては，H22，H23 に，それ以前には確認されていない土砂流出や表層崩壊が確認されている．この時の夏期の降水量は 900mm 以上であり，大量の降雨があった年には，土砂流出または表層崩壊が発生している可能性がある．土砂流出や表層崩壊について言えば，降水量との相関があると考えられる．落石に関しては降水量との明瞭な相関は見られない．ただし，例年に比べ H23 の落石件数が少ないが，通常であれば個々に落石としてカウントされる不安定な転石・浮石等が，豪雨により一気に流下し，土砂流出として確認されている可能性が考えられる．

両地区の変状件数と最大積雪深（図－3）や凍結指数などの関係についても変状種別毎に整理したが，特に明瞭な関係を確認することが出来なかった．

3. 変状発生箇所の特徴

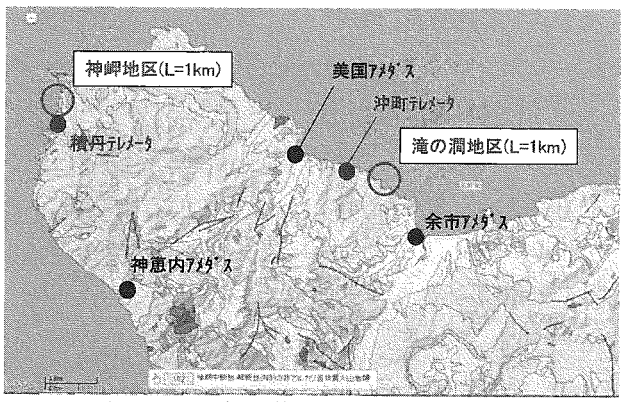
調査地のどのような場所でどのような変状が確認されているかを，変状履歴分布図として整理した．図－4に滝の澗地区，図－5に神岬地区の分布図を示す．

表－1 積丹半島のアメダス極値

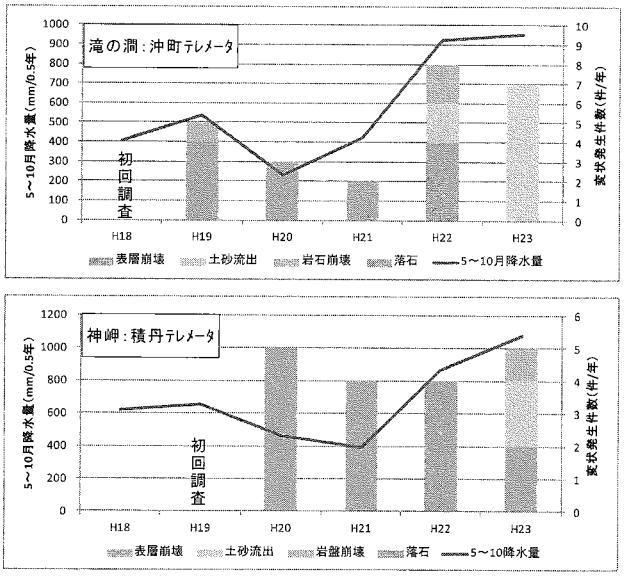
日雨量	1位	2位	3位	4位	5位	6位
美国	177 2011/9/2	166 1998/9/16	165 2010/7/29	156 2001/9/10	124 1981/8/23	122.5 2011/8/14
余市	148.5 2011/9/2	146.5 2010/7/29	132 1997/8/5	127 1998/9/16	116 1981/8/23	107 1981/9/4
神恵内	171 2010/7/29	135 2011/9/2	122 1998/5/2	102 2011/7/14	101 2005/8/3	95 2006/10/8

時間雨量	1位	2位	3位	4位	5位	6位
美国	43 2010/8/8	42.5 2010/8/23	42 2001/8/27	39 2005/8/3	36.5 2011/8/14	34 1989/7/19
余市	41.5 2010/8/7	40 2007/8/2	34 1997/8/5	30.5 2010/7/29	30 2004/8/21	29 2011/10/12
神恵内	39.5 2011/7/14	37 1994/8/12	36 2004/8/16	34 2010/7/29	33.5 2010/8/7	31 2007/8/2

※網掛は過去 2 年間に更新された極値
（黄：H22，緑：H23）



図－1 調査地（観測点）の位置と地質
（産業技術総合研究所 地質調査総合センター
20 万分の1シームレス地質図に加筆）

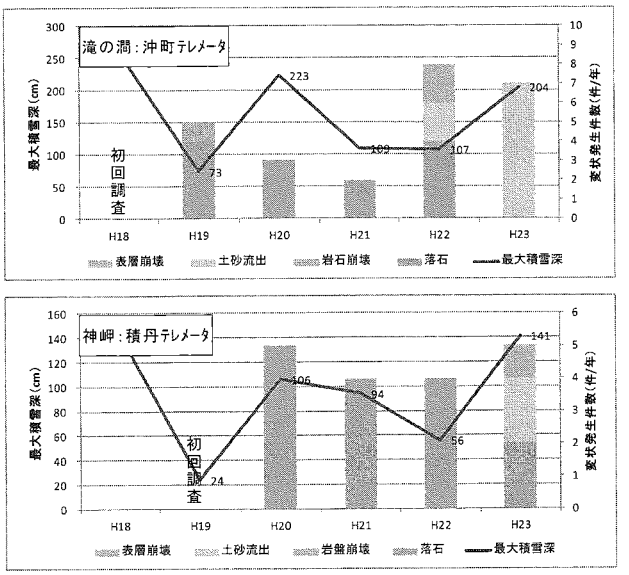


図－2 夏期（5～10 月）降雨量と変状発生件数

H22, H23 に滝の澗地区で発生した土砂流出は，斜面からの湧水が広く分布する崩壊跡地で多く発生していることが分かる．一方，神岬地区では，侵食前線と呼ぶべき崩壊跡地の下流部で土砂流出が発生しているが，その箇所数は滝の澗に比べ少ない．また湧水個所が 1 箇所と少ないことが特徴である．湧水箇所の数が大幅に異なる理由には，両者の地質構造の違いがあると考えられる．滝の澗地区は，層理面に沿って地下水が流下し湧水となっていると考えられ，冬季にはそれが氷柱となる．それに対し神岬地区は，明瞭な層理構造は確認出来ない．

4. まとめ

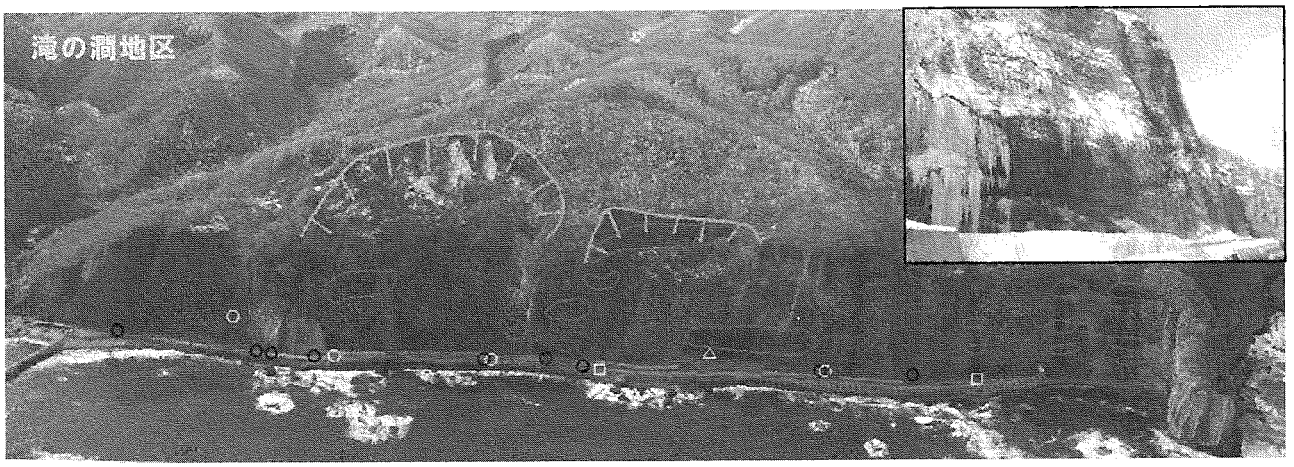
北海道の積丹半島に位置し，類似の時代・地質および気象条件である滝の澗，神岬の 2 地区において旧道道路の斜面変状の発生状況ついて経年的に調査し整理した結果，土砂流出と表層崩壊に関しては降雨量との相関が認められた．また，斜面変状の履歴分布からは，一般に，急峻な岩盤斜面が連続している地域では，落石や岩石崩壊に注意が向きがちであるが，層状構造の岩盤が分布する箇所や，湧水・氷柱などが多く見られるといった条件の箇所では，豪雨時の土砂流出などの災害にも十分な注意が必要であると考えられる．



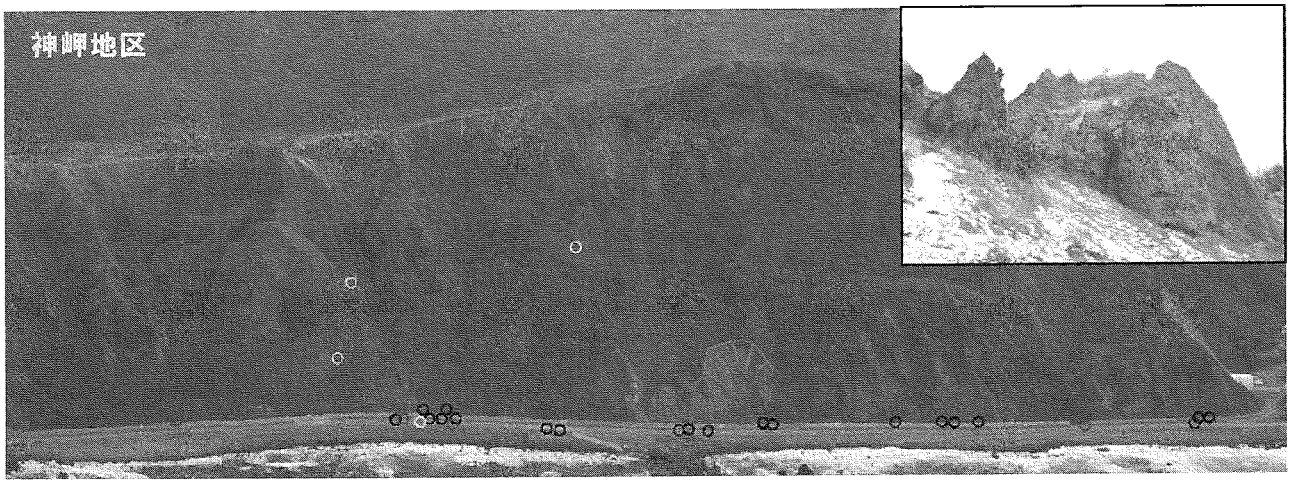
図－3 最大積雪深と変状発生件数

文献

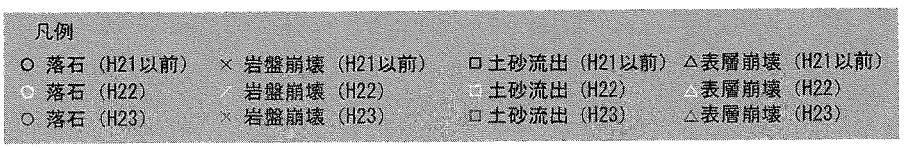
1) 日外ほか(2010)：旧道道路斜面における変状発生状況について(その 3)，平成 22 年度応用地質学会講演集，No.65

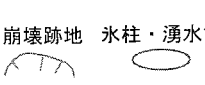


図－4 滝の澗地区の変状履歴分布図



図－5 神岬地区の変状履歴分布図





37. ジオ鉄でめぐる姫川流域の斜面変動

Geo-Tetsu tour of slope movement landforms along the valley of the Hime River

○上野将司（応用地質株式会社），藤田勝代（公益財団法人深田地質研究所），横山俊治（高知大学）
Shoji Ueno(OYO Corporation),Masayo Fujita(Fukada Geological Institute),Shunji Yokoyama(Kochi Univ.)

1. はじめに

日本列島を東西に分断するフォッサマグナの西縁を走るJR大糸線は，松本を起点に北アルプス，仁科三湖を展望し，姫川の美しい渓谷沿いに日本海を目指す．この風光明媚な景観は，しばしば大規模な斜面変動に伴って形成された地形がつくっている．仁科三湖の木崎湖は扇状地によって，青木湖[1)]は姫川左岸（西）側山地の崩壊によって，谷を閉塞してできた天然ダム湖である．青木湖のすぐ北に続く神城地区の平坦な水田地帯も，扇状地が谷を閉塞してできた古神城湖を土砂が埋め立てた低湿地である．また，周辺に展開するスキー場の多くは地すべりなど斜面変動で形成された地形を利用している．姫川の峡谷部には，岩戸山の崩壊[2)]，立山の地すべり，稗田山の崩壊[3)]，真那板山の崩壊[3)]など，かつて姫川をせき止めた崩壊地が並ぶ．また緩斜面を形成する蛇紋岩分布域はヒスイの産地として有名であるが，地すべり地帯でもある．列車の車窓には素晴らしい山岳景観，森の中の湖，姫川の渓谷美が展開するが，その形成には多くの天変地異ともいうべき斜面変動が関わっている．

2. 姫川流域の斜面変動

姫川は，流域面積 722km^2，本川延長約 60km，平均勾配 1/70～1/80 の急流河川であり，地すべりや崩壊によるせき止め履歴が多数ある．規模の大きなものは表－1に示すとおりである．このほか，昭和14年4月の風張山の崩壊（白馬大池・千国駅間），昭和46年7月の小土山地すべり（南小谷駅）といった比較的小規模なせき止めがあるが，いずれも短期間で決壊している．せき止め湖が消滅した原因は，せき止め部の決壊が主体であり，特殊な例として転流や埋積がある．

表－1の栂池岩屑流については次項で述べることとして，特記事項として平川・松川扇状地の形成で谷が閉塞されて出来た古神城湖がある．現在は南北 3km，東西 0.5～1km の範囲が平坦な水田（南神城・神城駅間）であり，ボーリング調査によって厚さ30m以上の軟弱地盤（N値10以下の腐植土，粘土，砂）が確認されている．かつては現在の木崎湖のような景観であったと考えられる．

また，稗田山の崩壊土砂が姫川に流出して堆積した来馬河原（北小谷駅）の地下には，下流の真那板山崩壊で形成された天然ダム湖の堆積物が厚さ 20m 程度で分布することがボーリング調査によって確認されている．

以上のほかに，典型的な地すべり地形を示す立山地すべり（中土駅），蛇紋岩地すべり末端を列車が通過する大網地すべり（平岩・小滝駅間），ボトルネック型地すべりの青抜け地すべり（小滝・根知駅間）などが車窓に展開する．

3. 栂池岩屑流について（図－1，図－2）

長野県小谷村の栂池高原スキー場は，標高差 900m，滑走距離 3000m の大規模スキー場である．このスキー場の大半が傾斜 10～25 度の岩屑流上に位置する．岩屑流の頭部は，標高 1900m の栂池自然園の南東側，落差 50～100m の滑落崖で囲まれる幅 1.5km，斜面長 2.0km の緩斜面である．ここから発生した岩屑流は，南東方向に 5～6km 流下し，南北に延びる浅間山丘陵に衝突し堆積したものと考えられ，丘陵西側の栂池から落倉にかけての標高約 800m の平坦面を形成する．岩屑流の流下斜面には凹凸の微地形や流山が認められる．

地質については，岩屑流発生域の北側尾根には板状節理の発達する第四紀の安山岩溶岩が分布し，南側尾根には古生層の頁岩・砂岩・緑色岩等が分布する．岩屑流はこれら基盤岩の角礫（径 0.1～数 m）と，細礫・砂・粘土の基質からなる淘汰の悪い礫層である．

岩屑流上部の標高 1350～1550m の斜面では地すべり変動が認められ，調査と排水対策が行われており，礫層の厚さは 60m[4)]となっている．岩屑流の末端では礫層は約 100m の層厚を有する．このことから，岩屑流の末端にはかつての姫川の谷間（旧姫川流路）が存在したものと考える．岩屑流によって旧姫川はせき止められ，上流域には天然ダム湖が形成され，湖からの越流水は東側山地の低所から流出して現在の姫川流路が形成され，転流するに至ったものと思われる．

4. まとめ

JR大糸線は，青木湖北側の分水界から糸魚川駅に至る区間では姫川沿いのルートをとる．本文でとりあげた斜面変動がつくる地形は一瞬しか見えないものもあるが，すべて車窓から確認することができる。

平成7年7月豪雨による姫川流域の激甚災害で，JR大糸線は存続の危機に陥るほどの被害を受けた．姫川の狭隘な渓谷を走るJR大糸線には斜面災害，豪雨災害，豪雪災害との闘いの歴史が秘められている．姫川の渓谷美を楽しみながらダイナミックな大自然に触れ

る鉄道旅行がジオ鉄である．ジオ鉄マップや地形図を片手に JR 大糸線のジオ鉄の旅をお楽しみいただきたい．

文献

1) 多　里英・公文富士夫・小林舞子・酒井潤一（2000）：長野県北部，青木湖の成因と周辺の最上部第四紀層，第四紀研究，Vol.39，No.1，pp.1-13.

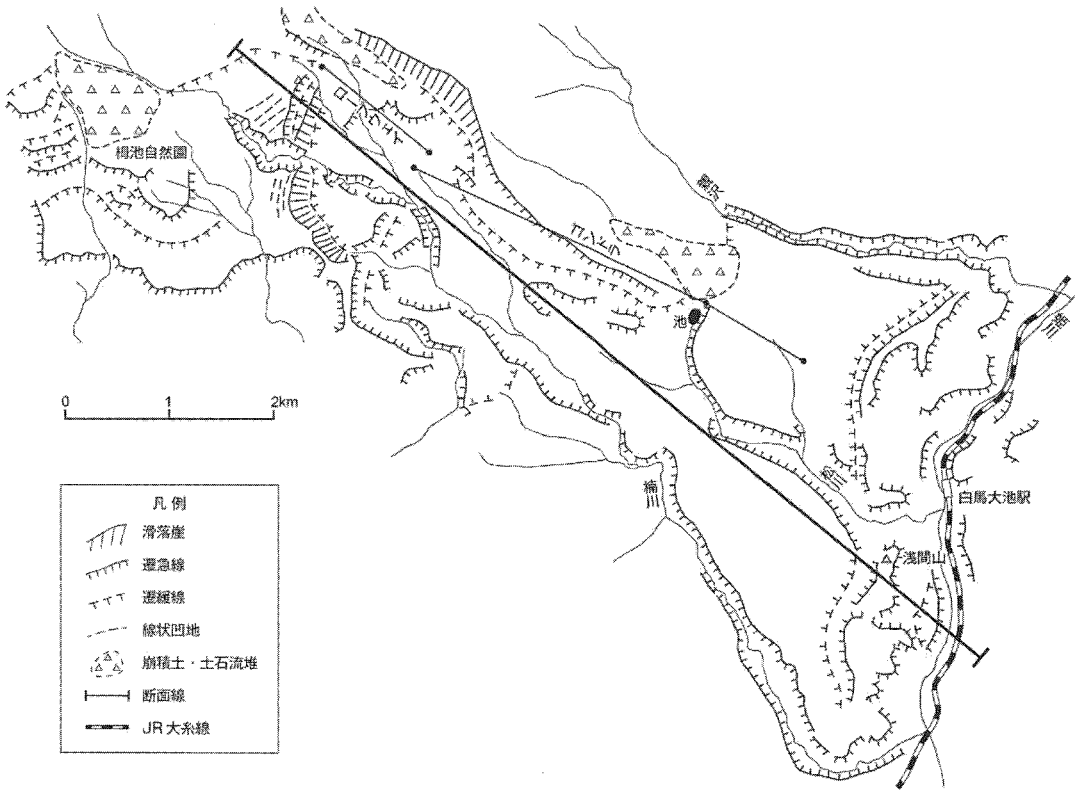
2) 鈴木比奈子・苅谷愛彦・井上公夫(2009)：正徳 4 年(1714)信州小谷地震における岩戸山崩壊とそれによる塞き止め湖の浸水範囲，第 48 回日本地すべり学会研究発表会，pp.63-64.

3) 田畑茂清・水山高久・井上公夫(2002)：天然ダムと災害，古今書院，pp.8-41.

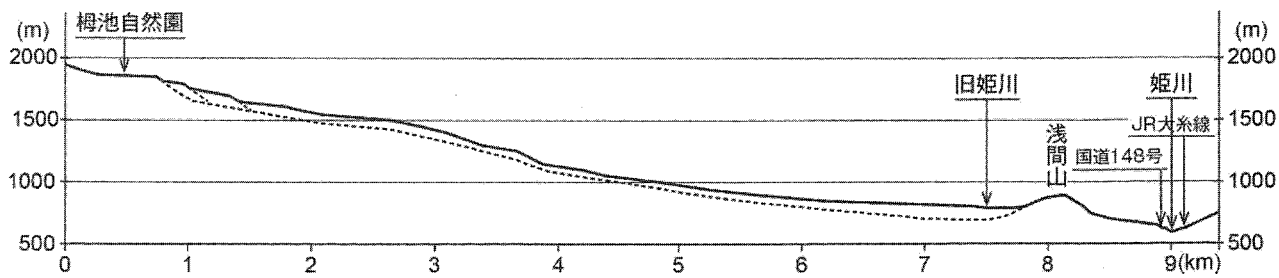
4) 矢口大輔(2005)：栂池地すべりの概要と対策，第 44 回日本地すべり学会研究発表会，pp.105-106.

表－1　姫川流域の主な天然ダム湖の形成

天然ダム形成原因	発生時期	消滅原因	記事
青木湖崩壊	3万年前		青木湖残存（水深58m）
平川・松川扇状地	1万年前？	埋積	砂泥層厚30m以上（古神城湖）
栂池岩屑流	更新世末？	姫川東側山地への転流	古白馬湖の形成
岩戸山崩壊	1714年4月(地震)	決壊（3日後）	
稗田山崩壊	1911年8月(降雨)	決壊（4日後）	新小谷橋で砂礫堆積厚13m
真那板山崩壊	1502年1月(地震)	決壊（数10年後）	新小谷橋で砂泥堆積厚20m



図－1　栂池岩屑流の地形判読図



図－2　栂池岩屑流の地形断面図

38. 斜面表層崩壊の幅と山ひだの幅の関係

Relationship between the width of shallow landslide and that of valley

○佐々木靖人（(独）土木研究所）,福田徹也（㈱ニュージェック）
Yasuhito Sasaki (Public Works Research Institute), Tetsuya Fukuda (NEWJEC Inc.)

1. はじめに

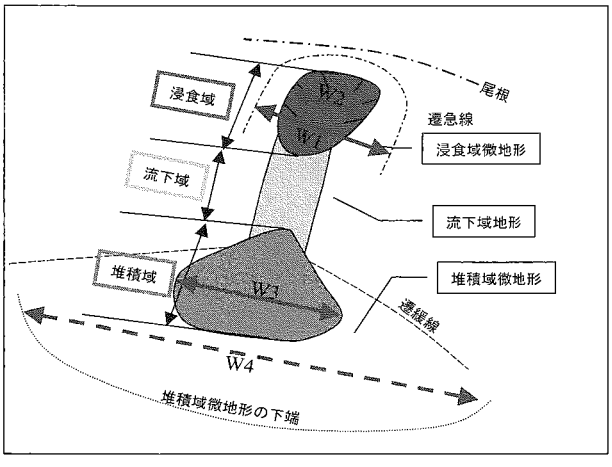
降雨や地震により斜面表層崩壊が発生したいくつかの地域において崩壊幅と山ひだ（谷）の幅の関係を比較した結果，相関性が見られたので報告する．

2. 調査方法および調査範囲

調査地域は表－１のとおりである．調査方法は，空中写真判読を用いて図－１のように崩壊発生源付近（浸食部）の最大崩壊幅 W2 とその部分の最小山ひだ幅（谷幅）W1 を計測した．計測できる最小崩壊幅・山ひだ幅は空中写真の縮尺や植生の状況により異なり，幅 5～10m 以上が計測された．崩壊が表層崩壊か基岩を含む崩壊かは区別できないが，その規模から多くは表層崩壊ないし浅い基岩崩壊と考えられる．

表－１　調査対象災害と利用した空中写真

調査地	災害名称(誘因)	災害発生日	撮影日(縮尺)	箇所数
鹿児島　思川	鹿児島豪雨災害(降雨)	H5.8.	H5.8.8 (1/12,000)	264
鹿児島　竜ヶ水	鹿児島豪雨災害(降雨)	H5.8.	H5.8.8 (1/12,000)	60
熊本　一ノ宮	熊本土砂災害(降雨)	H2.7	H2.7.5 (1/8,000)	85
広島　廿日市	広島災害(降雨)	H11.6	H11.7.5 (1/8,000)	60
静岡　下田	下田市災害(降雨)	H3.9	H3.9.12 (1/8,000)	42
鹿児島　出水	鹿児島県北西部地震(地震)	H9.3	H9.4.24-5.9 (1/12,000)	132
東京　神津島	神津島地震災害(地震)	H12.7	H12.7.9 (1/15,000)	371

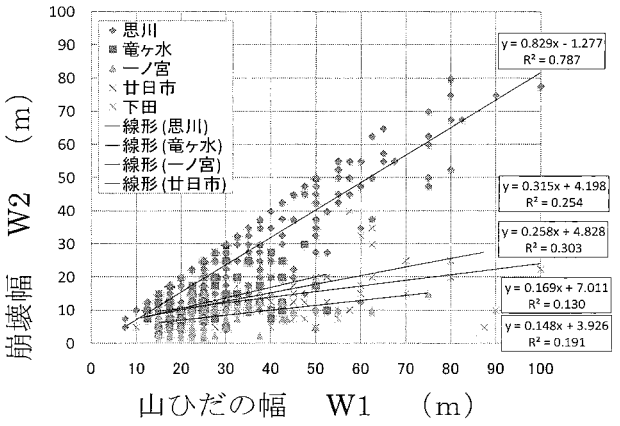


図－１　計測方法（本報告ではW1 とW2 を利用）

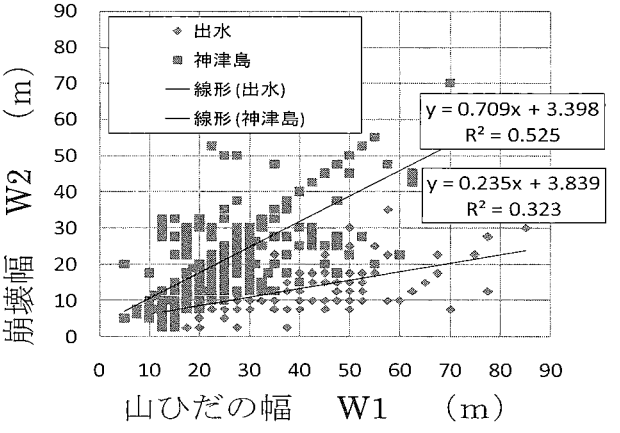
3. 調査結果

降雨による崩壊幅と山ひだの関係を図－２に，地震による崩壊幅と山ひだの関係を図－３にしめす．

両図の通り，崩壊幅と山ひだの幅の間には，ばらつきはあるものの正の相関性が認められる．この理由として，谷・尾根の存在やそれに規制される土層分布が崩壊面発達においてバリアとなり，崩壊幅の制約が生じるものと思われる．地震時の表層崩壊の一部は尾根部で発生し，崩壊幅が谷幅を超えるものも認められるが，この場合もさらに隣の谷を越えて発生するものは少なく，崩壊幅は山ひだ幅によって制約を受けている．



図－２　降雨による崩壊幅と山ひだの幅の関係



図－３　地震による崩壊幅と山ひだの幅の関係

直線近似式によると多くの地域で＋3～7m 程度の Y 切片（最小崩壊幅？）があるようだが，簡略な指標として崩壊幅／山ひだ幅比（W2/W1）を算出したところ（表-2），シラスの火砕流台地崖や海食崖が発達する鹿児島県思川や神津島では 0.8 前後なのに対し，沢や谷が発達した山地地域では 0.26～0.36 前後である．また，谷の発達がこれらの中間的な地域と考えられる鹿児島県の竜ヶ水では 0.451 と両者の中間的な値である．以上より，平均的な崩壊幅は谷の発達度と山ひだの幅により予測可能である．崩壊幅と崩壊土量の関連性は既

往研究から分かるため，崩壊土量を推定することも可能である．本手法は崩壊土量や表層崩壊起源の土石流の土量の推定において有効であり，妥当な対策規模の設定につながると考えられる．

3. 考察

崩壊幅と山ひだ幅に相関性が生じる原因を考察する．表－３は，筑波山北部の山地において地形判読と土層深測定を行い，谷頭斜面の規模毎に特徴を整理した例である．これによると山腹斜面から谷頭斜面の萌芽が形成されるのは湧水箇所の崩壊からであり，このとき山ひだ幅＝崩壊幅である．しかしその後谷頭斜面が発達すると，表土の集積場である谷頭凹地が発達し，谷頭斜面内部は左右岸と谷頭凹地に三分される．土層分布もこれに規制され，結果的に崩壊もこの地形場に制約を受ける．このため，発達した谷頭斜面での崩壊幅/山ひだ幅比は 0.3 程度になっている．既往研究[1]で地形（等高線）のフラクタル次元と崩壊幅－個数のフラクタル次元に相関性が認められているが，その原因はこのような崩壊幅と山ひだの幅の相関性に起因すると考えられる．

また，近似直線で Y 切片（最小崩壊幅？）が認められたが，これは谷頭斜面の萌芽となる山腹斜面湧水箇所での小崩壊に相当するものである．崩壊幅と崩壊深には相関性があり，表層崩壊の場合，安全率が１以下となる土層深は粘着力と強く関連するので，近似直線の Y 切片は表土の粘着力に関連する可能性がある．同様に，近似式の傾き（ないし崩壊幅/山ひだ幅比）は内部摩擦角等と関連する可能性があるが，その過程は不明な点も多く詳細については今後検討が必要である．

4. まとめ

谷の発達程度と山ひだの幅から，平均的な崩壊幅・崩壊規模を推定する手法を考案した．本手法は崩壊規模の推定や対策規模の設定において有効である．

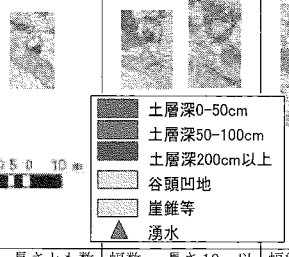
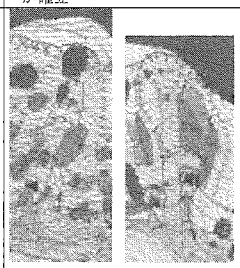
参考文献

1）佐々木靖人・阿部昌彦・平野勇(1991)：斜面崩壊の規模と発生数に関するフラクタル,応用地質,Vol.32, No.3, pp.99-109.

表－２　計測結果のまとめ

調査地	誘因	崩壊幅/谷幅比（近似直線の傾き、Y切片）	決定係数（近似直線の決定係数）	地質（時代）	主な地形
神津島(東京)	地震	0.827 (0.710, 3.398)	0.509 (0.526)	火砕流、溶岩（更新世）	火砕流台地、溶岩台地、海蝕崖
思川(鹿児島)	降雨	0.799 (0.829, -1.277)	0.786 (0.788)	火砕流（更新世）	火砕流台地
竜ヶ水(鹿児島)	降雨	0.451 (0.316, 4.199)	0.202 (0.254)	凝灰岩ほか（更新世）	海蝕崖(カルデラ壁)
廿日市(広島)	降雨	0.365 (0.258, 4.829)	0.240 (0.304)	花崗岩（中生代）	山地斜面
出水(鹿児島)	地震	0.323 (0.235, 3.839)	0.272 (0.324)	砂岩頁岩（中生代）	山地斜面
下田(静岡)	降雨	0.310 (0.170, 7.012)	0.018 (0.138)	火山岩・凝灰岩（新第三紀）	山地斜面
一ノ宮(熊本)	降雨	0.265 (0.149, 3.926)	0.057 (0.192)	溶結凝灰岩（更新世）	山地斜面(カルデラ壁)

表－３　山地斜面の観察から推定される谷頭斜面の発達過程と崩壊場の関係（筑波山北方の花崗岩地域の例）

発達段階		1（発生期）	2（幼年期）	3（少年期）	4（青年期）	5（壮年期）
概要		湧水地付近の浸食により谷頭斜面の萌芽が形成	湧水地上部の小崩壊により凹地形が上方に拡大	大きな崩壊や多くの崩壊が複合して発生し、凹地形が上方ならびに側部に盛んに拡大	渓流が形成され、谷頭凹地や側壁斜面の崩壊により生じた土砂が排出される谷頭斜面特有の構造が確立	頭部が尾根付近に到達し側部への拡大が主体となる。谷頭凹地には広い側壁からの土砂が集積し排出がやや停滞。
代表形状（右図のサイズは全て同じ縮尺）						
地形	サイズ	幅、長さとも数m（斜面最下部）	幅数m・長さ10m以上（斜面下半部）	幅約10m以上、長さ数10m（谷底から尾根までの約半分）	幅20～30m以上、長さ数10m以上（谷底から尾根までの2/3程度）	幅40～50m以上、長さ約100m以上（頭部は尾根部付近に到達）
	輪郭	半ロート型	馬蹄型（崩壊跡地状）	馬蹄型（崩壊跡地状）	ダイヤ型	ボトル型
	遷急線	１段（輪郭）のみ	２段（湧水直上にも）	２～３段（崩壊地に依存）	２～３段（湧水地上、谷頭凹地下など）	３段（湧水地上、谷頭凹地下など）
	谷頭凹地	なし	あり（幅広）	あり（縦横同程度）	あり（縦長）	あり（縦長）
	側壁斜面	谷底急斜面との区別なし	あるが谷頭凹地より狭い	あるが谷頭凹地より狭い	谷頭凹地と同程度の幅を持つ急斜面	谷頭凹地よりも広い幅を持つ急斜面
	渓流	なし（湿潤な低角斜面のみ）	なし～降雨時に渓流化？	なし～降雨時に渓流化？	幅2～3m以下の恒常的な小渓流	恒常的な渓流（幅数m以上）
	極微地形	湧水上の表土のオーバーハング	小崩壊	複数の崩壊による階段状の極微地形	谷頭凹地や側壁斜面での複数の崩壊による階段状の極微地形	谷頭凹地に波状微地形（凹地堆積物のクリープ）、谷頭凹地直下や側壁で小崩壊
崩壊（括弧内はその地形発達上の意味）		遷急線部分の表土の小崩落（半ロート型地形全体の拡大を示す）	谷頭斜面輪郭部での小崩落（（谷頭斜面全体の拡大を示す）	谷頭斜面内および輪郭部での複数の崩壊（谷頭斜面全体の拡大を示す）	谷頭上端での崩壊（谷頭の上部発達を示す）、および側壁斜面での崩壊顕著（側壁斜面の側部への拡大を示す）	側壁部での小崩壊（側壁斜面の側部への拡大を示す）、および谷頭凹地下端での崩壊（谷頭凹地内堆積物の緩やかな浸食を示す）
土層		浅い？	全体に浅い(0～100cm程度)	崩壊跡に依存して浅い部分と深い部分がある	側部で薄く、谷頭凹地でやや厚い（1～2m）特徴的な土層分布が形成	側部で薄く、谷頭凹地は厚い（3～4m）

39. 断層崖斜面の形状と崩壊パターンに関するモデル実験

Analogue experiments of fault scarp geometry and patterns of slop failures

○山田泰広（京都大学），中桐寛仁（同），松岡俊文（同）
Yasuhiro Yamada, Hiroto Nakagiri, Toshifumi Matsuoka

1. はじめに

斜面崩壊は，種々の素因により不安定化した斜面が降雨や地震動などを誘因として発生する自然現象である．本研究では，斜面崩壊の地質的な素因の一つとして逆断層活動に注目し，断層活動に伴って形成される断層崖斜面の形状とそこで観察される斜面崩壊パターンとの関係を,アナログモデル実験によって検討した．

2. 調査手法

本研究では，アナログモデル実験により斜面を再現し，実験過程を記録した画像をデジタル画像相関法(Digital image correlation, DIC 法)によって処理することで詳細な運動像と歪像の解析を行った．

2.1. アナログモデル実験

アナログモデル実験では，Hubbert[1)]の相似律で規定される条件に基づいた実験を行うことで，現象を物理的等価に縮小・再現することが可能である．最近の詳細な物性試験に基づく検討[2)]によって，砂やガラスビーズなどの乾燥粒状体を実験材料として用いることで，地質構造とその時系列変化を数時間程度・数 m スケールに縮小して再現・観察できることが確認されている．

本実験で使用した装置は，側面が透明アクリル製，それ以外の部材はジュラルミン製の箱状で，両側の壁が可動式である(図 1)．箱の初期サイズは，長さ 1m，奥行き 30cm，高さ 25cm である．まず十分剛性の高い部材で作成した基盤とそれを被覆する堆積層（乾燥豊浦砂）を地質モデルとして設定した．砂層の初期厚さは 6cm で，空中落下法を用いて敷設した．基盤中にあらかじめ存在させておいた逆断層（傾斜角 30 度）に強制変位を与え，この断層変位が砂層中に伝播し，モデル表面に達した際に形成された斜面（断層崖）をモデルの上方と側方からそれぞれ観察した(図 1)．なお，今回の実験では変形を準静的とし，逆断層変位以外の影響が生じないように工夫した．

2.2. デジタル画像相関法(DIC 法)

DIC 法では，ある時刻と次時刻に取得されたデジタル画像の輝度値パターンに対して共分散関数を用いて相関性を計算することで，画像上の対象物の変位場とその時系列変化を解析することが可能である(図 2)．この手法は流体挙動を解析する目的で使用されてきたが，固体変形に関する解析へも応用範囲が拡大している[3)]．

本実験では，モデル上方から 2 台，側方から 1 台，計 3 台のデジタルカメラを用いて実験過程を一定時間間隔で撮影した．この画像を解析することで，モデル表面に発達する斜面の 3 次元形状と斜面上に発生する崩壊の形態と発達過程，さらに断層活動との関連について詳細に観察した．

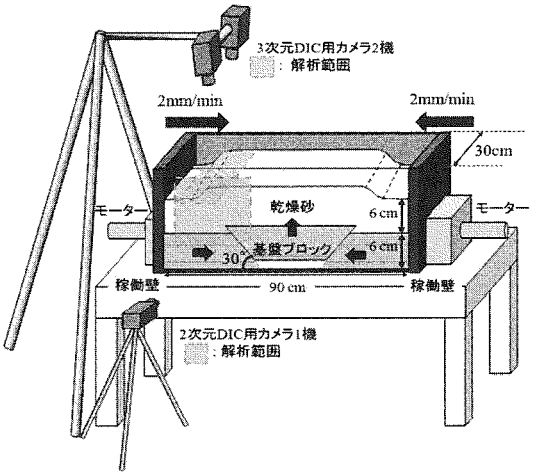


図 1　実験装置

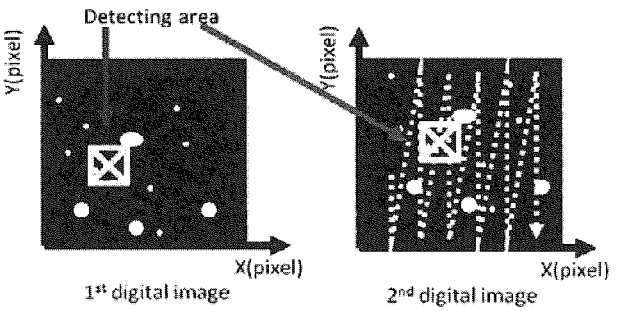


図 2　画像相関法の概念図

3. 結果と議論

実験結果を画像解析した結果，砂層中に形成された断層面の断面形態は浅部で緩傾斜化する「上に凸」の曲面形状を示すこと，この断層がモデル表面に形成させた斜面上で頻繁な崩壊現象が観察されること，一般にこの断層は斜面の下半部から下端部でモデル表面に達することなどが観察された（図 3）．この崩壊は，斜面下半部で高頻度に発生する小規模崩壊と斜面上端部で低頻度に発生する大規模崩壊の 2 種類に分類可能である（図 4）．

図３　側面から見たモデル実験結果

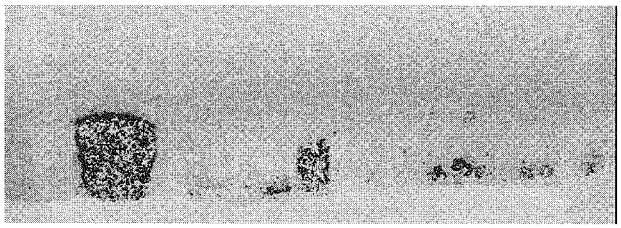


図４　大規模斜面崩壊（左側）と小規模崩壊（右側）

崩壊の場所と規模を詳細に解析した結果，小規模崩壊が連続した後に大規模崩壊へ進展する現象が観察された．小規模崩壊は断層活動によって直接的に引き起こされるせん断変形に伴うものと考えられるが，この斜面下半部での頻繁な崩壊によって斜面上半部が不安定化することで，斜面全体を覆う大規模崩壊が誘発されると考えられる[4]．また，斜面崩壊はその規模に係わらず一般に側方へ移動する傾向が認められた．この原因は，斜面崩壊の発生によってその両側が不安定化し，すぐ近傍で次の斜面崩壊が引き起こされるためであろう．なお断層が上に凸の曲面形状を持つ場合には，この断層変位に伴って上盤に小規模な伸張応力場が発生する[5]ことから，この応力場に伴う微小正断層が大規模崩壊の頂部位置を規定している可能性がある．

また，モデル上方から撮影した画像ペアを用いてモデル表面の三次元起伏を計測し，斜面傾斜角を計算した結果，斜面の下端部と上端部に急傾斜部が存在することが分かった（図5）．下端部のものは断層変位に伴う急傾斜化であり，実験の当初から顕著である．一方，上端部のものは大規模崩壊の頂部に相当し，ある程度断層が変位した後に顕在化することが読み取れた．

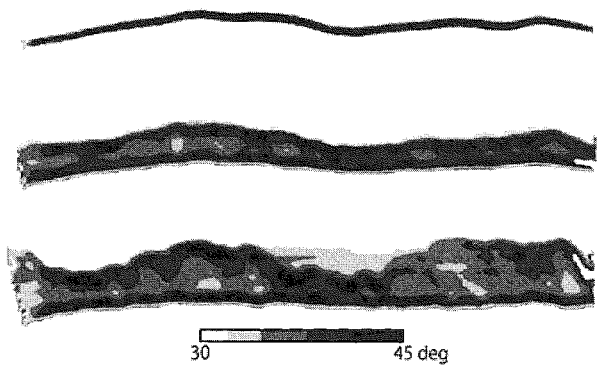


図５　斜面の成長過程における傾斜角分布

今回の実験では奥行き方向に一様に強制変位を断層に与えているが，崩壊現象は斜面に均一に発生するわけではなく，連鎖反応的な崩壊発生や，大規模崩壊の前兆的な小規模崩壊などが観察された．このことから，斜面崩壊堆積物は複雑な三次元分布を持つ可能性が予想され，単一露頭や単一ボーリング調査などでの観察からは正確な崩壊現象の履歴を評価できない可能性を示唆している．

本検討では，断層変位による斜面の高傾斜化に伴う崩壊現象が再現された．これは崩壊メカニズムの検討としては単純なものであるが，様々なパターンが観察できた点は興味深い．今回は実験材料を完全乾燥状態で実施したことから，間隙流体が単一である海底地すべり現象への応用が可能であるが，内部摩擦や水中密度，間隙流体の圧力や粘性などの点で実際の海底堆積物とは条件が異なる点に注意が必要である．

4. まとめ

単純なモデル実験の結果，斜面崩壊には断層活動に伴う小規模崩壊とそれによって励起される大規模崩壊の２種類が存在すること，大規模崩壊の形成場所には規則性が認められること，斜面の微細地形から断層の位置や活動性などを推定できることなどが明らかになった．これらを用いることにより，大規模斜面崩壊の危険性を評価できる可能性が示唆される．

文献

1) Hubbert, M.K. (1937): Theory of Scale Models as Applied to the Study of Geologic Structures, Bulletin of the geological society of America, 48, pp.1459-1520.

2) Lohrmann, J., et al. (2003): The impact of analogue material properties on the geometry, kinematics, and dynamics of convergent sand wedges, Journal of Structural Geology, v. 25, no. 10, pp. 1691–1711.

3) Adam, J., et al. (2005): Shear localisation and strain distribution during tectonic faulting—new insights from granular-flow experiments and high-resolution optical image correlation techniques, Journal of Structural Geology, v. 27, pp. 283–301.

4) Yamada, Y., et al. (2010): Submarine landslides at subduction margins: Insights from physical models. Tectonophysics, 484, pp. 156-167.

5) Yamada, Y., McClay, K. (2004): 3-D Analog Modeling of Inversion Thrust Structures. In: McClay, K.R. (Ed.), Thrust Tectonics and Hydrocarbon Systems. AAPG Memoir, 82, pp.276-301.

40.砂岩泥岩互層のスレーキングによる崖錐の成長速度

Grouwn up Speed of a Talus by Slaking at Sandstone Mudstone Cliff in Miyazaki Group

高谷精二(南九州大学)

Seiji TAKAYA

キーワード：スレーキング、砂岩泥岩互層、宮崎層群

Keywor:Slaking Sandstone Mudstone MiyazakiGrupe

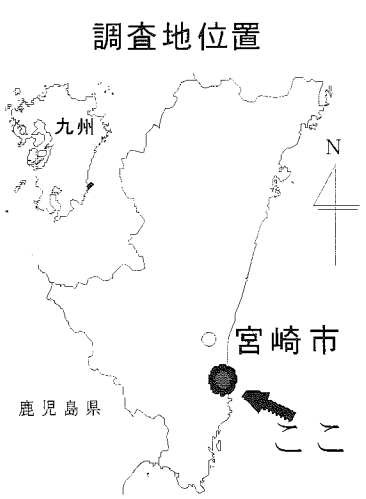
はじめに

崖錐は斜面の表面にできる、植物が生育する場所である。傾斜が緩いので人の活動が最初に入る場所でもある。このため、道路、線路、宅地が造られるが未固結なため、地すべりを起こすことがある。外国では三角形の地形として、地形学の分野で扱われているが、日本では温暖なため樹木に覆われその地形は把握されていないし、その形成過程はわかっていない。

宮崎県では 2004 年の台風 23 号によって大きな災害があったが、その中の一つに旧サボテンハーブ園の南側で大きな地すべり性崩壊があった。この地すべりによって高さ約 70m の崖が形成されたが、崖は砂岩泥岩互層のため、泥岩がスレーキングを起こし、崖の下部に崖錐が形成された。崖錐の形成過程を観察しているが、その経過報告である。

調査場所

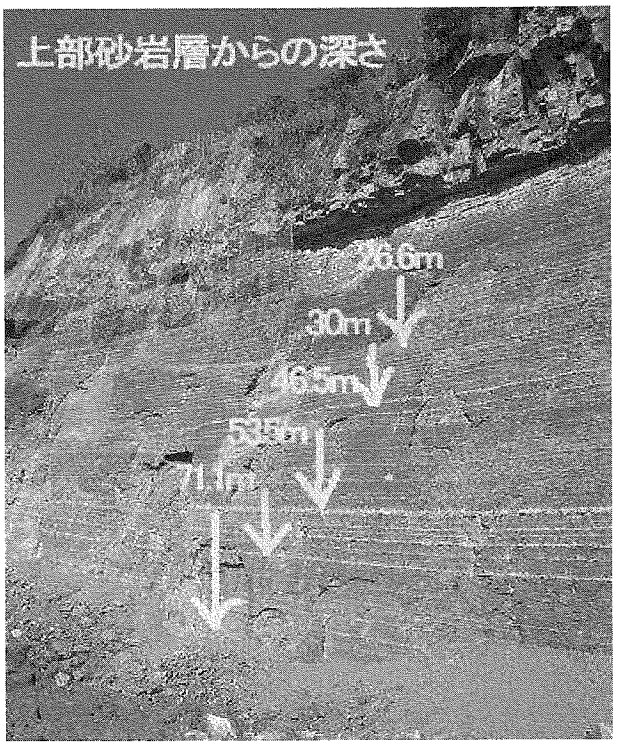
宮崎市から南へ約 1 時間の旧サボテンハーブ園の南側である(図－１)。宮崎層群が海側(東側)へ約 10 度で傾斜している。走向はほぼ南北である。地層の傾斜に沿って滑った。



図－１　調査地位置

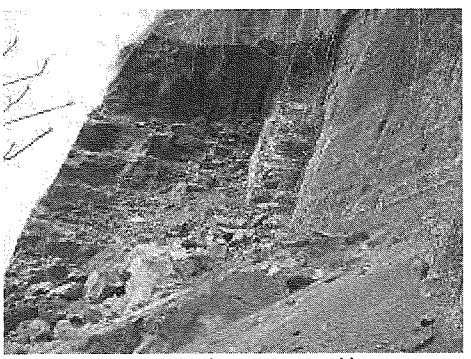
地すべりと崖錐の形成

調査地は 2004 年に南九州を襲った台風 23 号によって地すべりを起こした後、翌年の台風 14 号でも再度地すべりがあった。地すべり後、高さ約 70m のほぼ垂直な崖が形成されたが、崖には最上部に厚さ約 15m の砂岩層があり、下位には砂岩泥岩互層が出現した(写真－１)。砂岩泥岩互層の各々の層厚は、10 ～ 30cm である。



写真－１　調査対象の崖

砂岩泥岩互層の崖は、泥岩のスレーキングにより崩壊が始まった。これは薄い泥岩層がスレーキングによって崩壊すると、泥岩の上位に



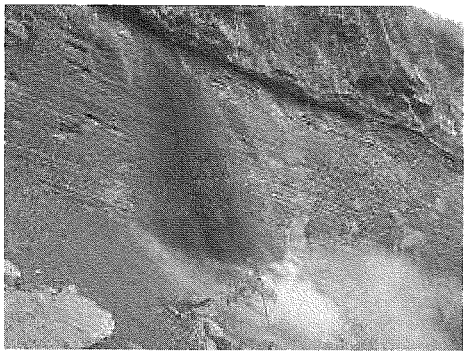
写真－２　幅３ｍの節理

ある砂岩が落下し、全体的な崩壊へと拡がるという過程を繰り返した。これとは別に砂泥互層の内部にある節理が、開口して崩壊するタイプも見られた(写真－２)。したがって調査対象とした砂泥互層の崩壊タイプは、スレーキングと節理崩壊によるといえる。

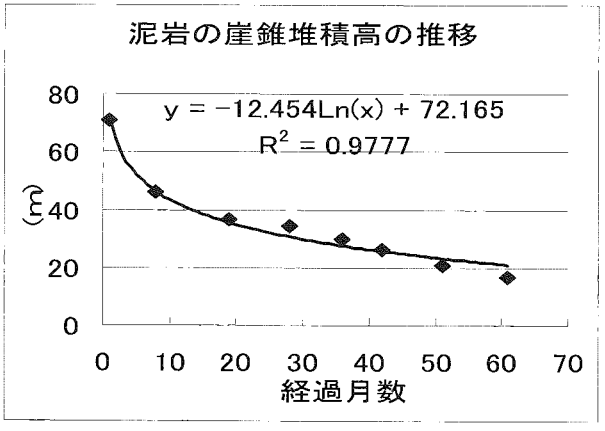
崩壊の種類と厚さ

崩壊の種類	厚さ
レーキング	数 cm ～ 2,30cm
節理崩壊	２～３ｍ

砂泥互層の崩土は下部に堆積し崖錐を形成し始めた。その形成過程は、スレーキングにより、層厚数cmから2，30cmの砂泥互層が崩壊し、下部の支えがなくなると上部の砂岩層が崩壊するという過程を繰り返した。その厚さは2，30cmで、崖は１回につき2，30cm後退していった。このように、厚さ2，30cmと、２～３ｍの厚さの砂泥互層が崩壊しながら崖全体が後退をしていった。



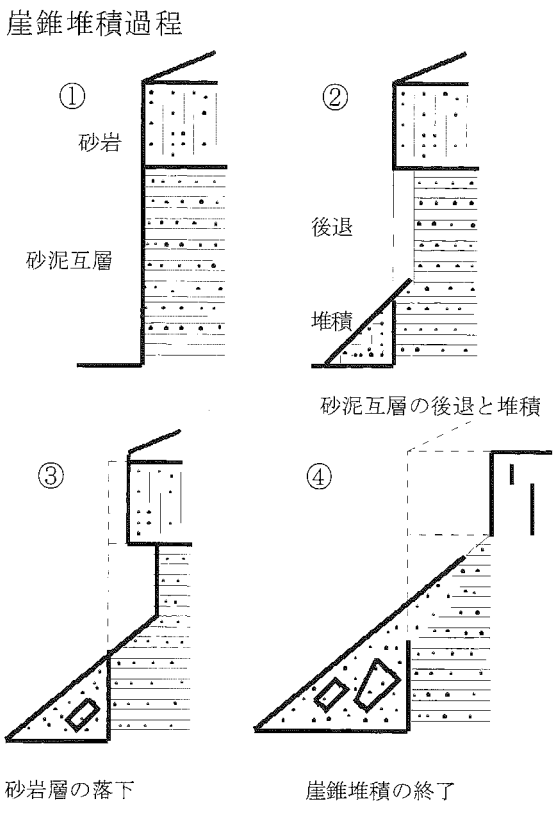
写真－３　砂泥互層の崩壊



図－２　崖錐高さの推移

上位の厚い砂岩層には、縦方向に亀裂が入り節理状を呈していたが、下位の砂泥互層がなくなると長さ数ｍの長柱状塊となり落下した。したがって形成された崖錐層中には、砂岩の岩塊が 混入している。

この崖には上部に厚さ約 15m の砂岩層があり、下部は砂泥互層によって構成されている。砂泥互層の砂岩層は10～20cm　泥岩層は 30 ～ 50cm であるが、スレーキングはこの砂泥互層に生じ崖の後退が起こっている。砂泥互層の崩壊物は下部に堆積し、崖錐を構成している。　このため崖の後退速度を観測し、自然条件下でのスレーキングの速度を測定した。



図－２　崖錐の形成過程

写真－４　最近の状態

参考文献

(1) 高谷精二(2011)砂岩泥岩互層の風化に伴う諸現象---宮崎層群砂泥互層---　平成 23 年度研究発表会、応用地質学会(札幌)

41. 岩石の凍結融解による強度劣化の推定法に関する研究

A Study on Presumption Method of Strength Deterioration by Freezing and Thawing of Rock

○日下部祐基，伊東佳彦，佐藤博知（土木研究所　寒地土木研究所）
Yuki Kusakabe, Yoshihiko Ito, Hirotomo Sato

1. はじめに

積雪寒冷地の軟岩からなる岩切法面では、施工時は新鮮で堅固な岩盤であっても、長年の凍結融解などによる経年劣化により、法面崩壊を引き起こす場合がある。しかしながら、劣化現象の予測手法などは、確立されていないのが現状である。本研究は、岩盤の経年劣化の評価方法を確立することを目的としている。ここでは、岩石の室内試験結果を基に考案した凍結融解による強度劣化推定法[1)]を紹介するとともに、現地観測結果を用いて適用性を検討したので報告する．

2. 強度劣化推定法の検討

2.1 試験概要

試料の岩種は，堆積岩類 12，火山岩類 4，火山砕屑岩類 4 の計 20 試料である．試験では対象岩石の凍結融解による物理力学特性値の変化を求めるため，凍結融解を繰り返した後の比重吸水試験，超音波伝播試験，および一軸圧縮試験を実施した[2)]．

供試体の作成は JIS M 0301 に準拠した．供試体のサイズは，直径約 50mm，長さ約 100mm であり，数量は 1 試料複数本用意した．凍結融解の温度条件は，コンクリートの凍結融解試験に準じて，供試体中心温度（制御用コンクリートダミー供試体の中心温度）で-18℃～+5℃になるように設定し，1 日約 8 サイクル（以下，サイクルの単位を c と記す．）とし，凍結融解サイクルを最大 300c とした．

2.3 考案した強度劣化推定法

図-1 に，全試料の凍結融解サイクルと任意凍結融解サイクル c 後の一軸圧縮強さ qu_c と初期一軸圧縮強さ qu_0 との比を圧縮強さ比 $s_c(=qu_c/\ qu_0)$との関係を示す．対数軸の凍結融解サイクルに対して圧縮強さ比は，直線的に減少する傾向を示す試料が見られる．

考案した強度劣化推定法は、強度劣化の指標とした圧縮強さ比係数を、代表的な物理力学特性値との相関式を用いて算出するものである。圧縮強さ比係数 sf とは，岩石の強度劣化を定量化する指標として考えたもので，圧縮強さ比と凍結融解サイクル c との回帰計算により自然対数の指数で表した．回帰計算には，縦軸切片を 1.0 に固定（0c の圧縮強さ比は 1.0 になる．）した指数近似曲線を用いた．回帰計算による圧縮強さ比を s とすると以下の関係式になる．

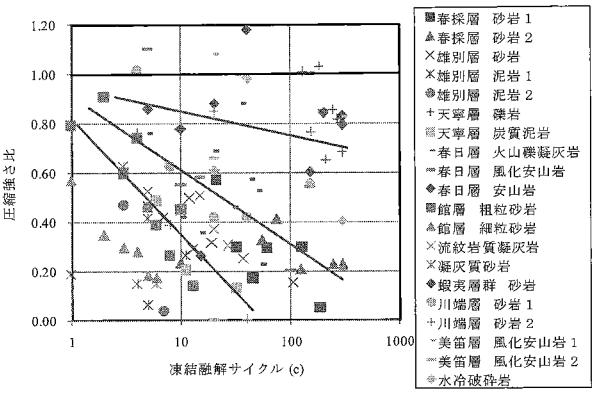


図-1　全試料の凍結融解サイクルと圧縮強さ比の関係

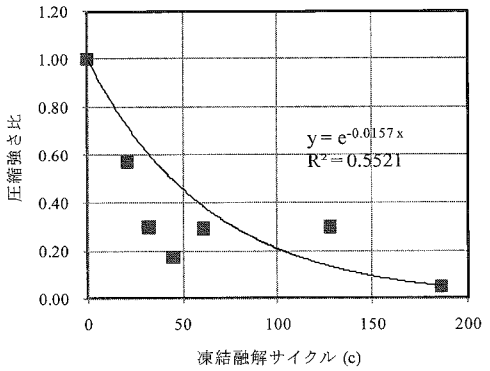


図-2　凍結融解サイクルと圧縮強さ比の関係（圧縮強さ比係数を求めた 1 例）

$$s = \exp(sf \cdot c) \qquad (1)$$

ここに，s：圧縮強さ比（任意凍結融解サイクルc後の一軸圧縮強さqu_cと初期一軸圧縮強さqu_0との比$(=qu_c/\ qu_0)$），c：凍結融解サイクル

圧縮強さ比係数の算出例を図-2 に示す．縦軸切片を 1.0 に固定すると，圧縮強さ比係数 sf= -0.0157 が得られる．この係数が小さくなるほど（絶対値は大きくなるほど）強度低下が大きいことを示す．

代表的な物理力学特性値としては、吸水率と一軸圧縮強さを用いた．相関式は重回帰計算により求めるが，計算に用いる特性値および指標を平均値（圧縮強さ比係数の平均値 A=-0.1，吸水率の平均値 C=10%，一軸圧縮強さの平均値 D=25MN/m^2）で除して正規化した．これは回帰計算から求められる係数の位を同程度にするためである．得られた式は以下の通りである．

表-1　現地観測結果（釧路町）

一軸圧縮試験実施年度	春採層　砂岩			雄別層　砂岩		
	凍結融解サイクル（累計）	一軸圧縮強さ q_u (MPa)	圧縮強さ比	凍結融解サイクル（累計）	一軸圧縮強さ q_u (MPa)	圧縮強さ比
2002	0	35.06	1.00			
2003	4	27.93	0.80			
2004	15	27.15	0.77			
2005	19	34.53	0.98	0	9.39	1.00
2006	24	24.10	0.69	12	10.26	1.09
2008	31	29.70	0.85	38	7.94	0.85
2010	66	12.50	0.36	40	3.63	0.39

$$\left(\frac{sf}{A}\right)=0.19\left(\frac{ab}{C}\right)^{1.03}\left(\frac{qu}{D}\right)^{-0.91} \quad R^2=0.691 \qquad (2)$$

ここに，sf：圧縮強さ比係数，ab：吸水率（%），qu：一軸圧縮強さ(MN/m^2)，A：定数(-0.1)，C：定数(10%)，D：定数(25MN/m^2)

3.　推定式の現地観測による検証

3.1　現地観測概要

試験対象岩石は，北海道釧路町に分布する古第三紀の春採層砂岩と雄別層砂岩である．現地観測では，現地岩石の凍結融解サイクルを求めるために，各岩石が分布する岩盤を平坦にしてボーリングを行い，その孔内に地中温度計を深度方向に数点設置して30分間隔の自動観測を行った．また，現地岩石の凍結融解後の強度劣化を求めるために，越冬後に各観測孔近隣でコアを採取して一軸圧縮試験を実施した．観測は，春採層砂岩は2002年から2010年まで，雄別層砂岩は2005年から2010年まで実施した．

3.2　試験結果と考察

表-1に現地観測結果を示す．各岩石の凍結融解サイクルは，各深度の観測温度がプラスからマイナスに変化した回数を計数し，岩盤表面より深度70cmまでの観測点の平均値を用いた．これは，強度劣化を求めるための現地コア採取深度が70cm以浅としたことに合わせたものである．

図-2, 3に各岩石の現地観測と推定法の検討で行った室内試験の結果，および強度劣化推定法による予測値の凍結融解サイクルと圧縮強さ比の関係を示す．

図-2の春採層砂岩では，現地観測値は室内試験と予測値とも類似して減少傾向を示している．

図-3の雄別層砂岩では，現地観測結果は初期の凍結融解サイクルで圧縮強さ比が1.0以上を示し，室内試験結果や予測値と異なった傾向を示している．これは，対象岩盤の岩石強度のバラツキが影響したものと考えられる．

これらのことから，岩石の凍結融解による強度劣化推定法は，岩石強度にバラツキがある岩盤では難しいが，ある程度均質な岩盤では強度劣化を予測できることが推察される．

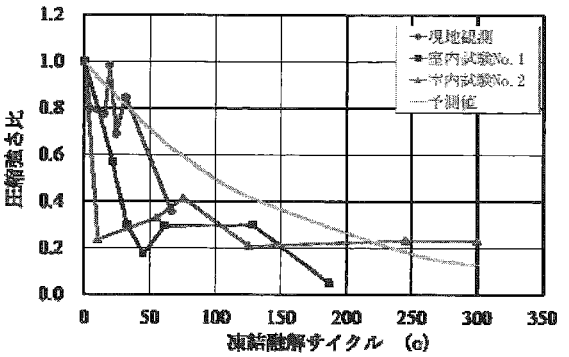


図-2　凍結融解回数累計と圧縮強さ比
（春採層砂岩）

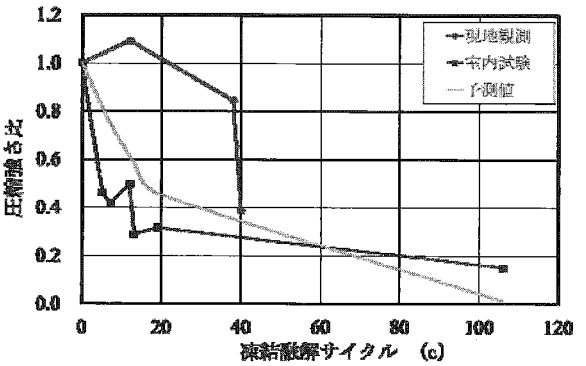


図-3　凍結融解回数累計と圧縮強さ比
（雄別層砂岩）

4.　まとめと今後の課題

1）吸水率と一軸圧縮強さを用いて，強度劣化の指標とした圧縮強さ比係数を推定する式を示した．

2）ある程度均質な岩盤では，岩石の凍結融解による強度劣化推定法は，現地観測結果と類似した傾向を示した．

3）不均質な岩盤では，現地岩盤の強度劣化を推定法で予測することが難しい．

参考文献

1) 伊東佳彦，日下部祐基，阿南修司：凍結融解による岩石劣化の評価法についての研究，（社）地盤工学会，第45回地盤工学研究，pp.437～438，2010

2) 日下部祐基，伊東佳彦，岡﨑健治，高橋克也：岩盤風化を伴う道路路床の合否判定法に関する研究，開発土木研究所月報，No.601，pp35～39，2003

42. 海底地形図判読による日本の沿岸部の巨大崩壊の分布について

Distribution of huge landslide by analyzing bathymetric charts along the coastline of Japan

○伊東佳彦，倉橋稔幸，宍戸政仁（(独)土木研究所寒地土木研究所）
Yoshihiko Ito, Masahito Kurahashi, Masahito Shishido

1. はじめに

斜面災害の最たるものは，大量の土塊が急激に水域に流入することによる津波災害である．日本では歴史的事例として，北海道駒ヶ岳(1640,死者 700 余)，渡島大島(1741,死者 2000 余)，および雲仙眉山(1792,死者 15,000 余)の 3 例が知られている．津波被害の記録はないが，奥尻島神威山の巨大崩壊(1724)もこれらに準ずる例である．山体崩壊，巨大地すべり等に代表される巨大な斜面崩壊（以下では巨大崩壊と呼ぶ）については，陸上，海底地すべりなど様々な検討が行われているが，陸域から水域にまたがる水際の巨大崩壊に着目して網羅的に検討した例はわずか(例えば 1)である．

今回，筆者らは，日本の海岸域に分布する巨大崩壊の可能性のある地形を海底地形図から読み取り，分布を把握し検討を行ったので以下に報告する．

2. 調査方法

歴史時代の巨大崩壊箇所の海底地形を参考に，巨大崩壊の可能性のある地形を抽出した．使用したのは海上保安庁が刊行している 5 万分の 1 の海底地形図である．平成 24 年 3 月現在，202 枚が刊行されており，概ね日本全国をカバーしている．

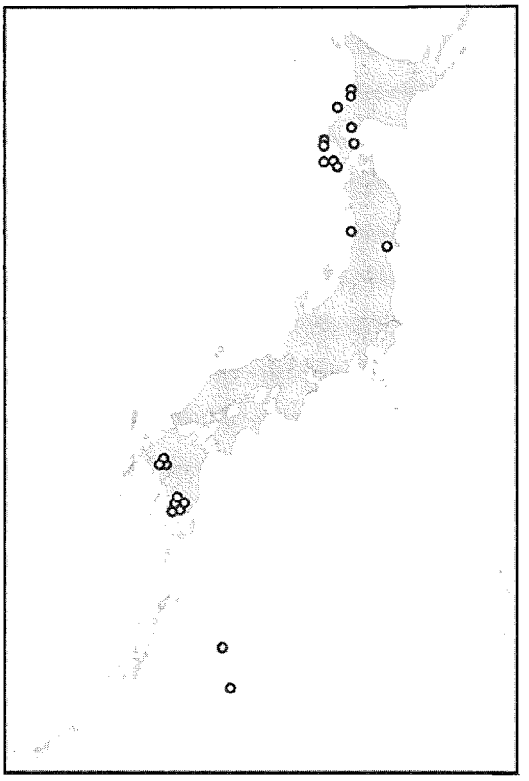
抽出の対象としたのは，陸域と海域にまたがる規模 1km^2 以上の巨大崩壊に起因すると考えられる地形である．規模は，拾い出しの都合上，崩壊箇所および流下範囲の両方を含んでいる．最終氷河期以降の海水準上昇が 130m程度と考えられるため，地形の一部が水深 130m以浅に分布する海底下の巨大崩壊地形は抽出することとし，それ以深のものは純然たる海底地すべりとして抽出から除外した．

3. 調査結果

3.1. 類型

判読結果と分布を，それぞれ表-1 と図-1 に示す．伊東ほか(2012)等 3)による 19 例に，橘湾および桜島南西の 2 例と長谷川ほか(2008)の松島湾を加えた 22 例を抽出した．有珠山善光寺，鳥海山象潟および松島湾は，海底地形図ではなく既存文献等に基づく抽出である．形状と現在の水面との位置関係から，以下の 4 類型に分けた．

①離れ山が多数あるタイプ(崩壊地形が陸上にも分布)
②同上（崩壊地形の全てが水面下），
③大きな高まりが 1 つあるタイプ（崩壊地形が陸上にも分布）
④同上（崩壊地形の全てが水面下）



図－1 日本の沿岸部の巨大崩壊地形の分布

表中の明瞭度は，崩壊地形の確からしさを便宜的に 3 段階に分類（A が確実，B がほぼ確実，C はやや不確実）したものである．A が 15 例，B が 4 例，C が 2 例（未区分 1 例）である．諸兄の御批判を仰ぎたい．

3.2. 分布，地質

分布を見ると，北海道は本島の 5 例と離島の 5 例を合わせて 10 例であり，北海道駒ヶ岳と有珠山善光寺を除く 8 例が日本海側に位置している．歴史的事例以外では，雄冬岬や積丹半島の沼前等が代表的である．

本州では，鳥海山象潟と松島湾の 2 例を確認した．四国では分布を確認していない．九州には 8 例があり，このうち 4 例は鹿児島湾内，2 例は有明海と，内湾に多い．2 例はフィリピン海上の石灰岩からなる島嶼である．海底地形図が一部未刊行であるが，これらの分布傾向は大きくは変わらないと考える．

地質は，活火山の斜面が 12 例と多数を占めるほか，雄冬や奥尻島など新第三紀～第四紀の火山岩・火砕岩斜面が 5 例，石灰岩・堆積岩等が 3 例である．鹿児島湾の 3 例の地質は不明である．

4. まとめと今後に向けて

今回，日本の沿岸部に分布する巨大崩壊地形を，5万分の1の海底地形図の読み取り等で予察的に22例抽出した．これらの分布を見ると，北海道と吸収に多く，本州～四国では少ないなど，分布にかなり偏りがあることが確認された．また，活火山の斜面だけでなく，それより古い火山岩・火砕岩の斜面や石灰岩からなる島の斜面等でも，巨大崩壊地形が認められた．

今回抽出した水際の巨大崩壊地形は，その形成年代や移動速度など不明なものが多く，津波発生の有無については歴史的事例を除き不明であり，地形の明瞭度についても諸兄の批判を仰ぐ必要がある．

しかし，特に海岸線が内湾を形成している地域等では，より精密な検討を行っておくのが望ましい．また，有珠山や象潟の沖合や島の水没伝説のある大分や伊勢湾など巨大崩壊との関連を伺わせる地域については，海底地形図を整備し，より詳細な検討が行われることを期待したい．

参考文献

1) 日本地すべり学会編：地すべり-地形地質的認識と用語-(2004), pp.318.

2) 伊東佳彦(2012)：海底地形図判読による巨大崩壊の検討，日本地すべり学会第51回研究発表会, No.3-22.

3) ITO Yoshihiko, SHISHIDO Masahito, KURAHASHI Toshiyuki (2012), Study on tsunami-causing huge landslide in Japan, 34th International Geological Congress (IGC), #1516.

4) 長谷川修一，野々村敦子，山中稔(2008)：日本三景松島は巨大地すべりによって形成された，日本応用地質学会平成20年度研究発表会講演論文集，No.67.

5) 井口隆(2006)：日本の第四紀火山で生じた山体崩壊・岩屑なだれの特徴-発生状況・規模と運動形態・崩壊地形・流動体積状況・発生原因について-，日本地すべり学会誌，Vol.42, No.5(169), pp.29-40.

6) 山岸宏光(1993)：北海道における巨大崩壊，地下資源調査所報告第65号，P85-96.

7) 地すべり学会北海道支部(1999)：北海道の地すべり’99.

8) 田近淳，岡村俊邦(2010)：大規模地すべり地形の発達:積丹半島沼前地すべりの例，日本地すべり学会誌，Vol.47, No.2(194), pp.15-21.

9) 日本火山学会(編)：空中写真による日本の火山地形，東京大学出版会, PP.206,1984

10) 加藤万太郎(1978)：B.P.2600年の鳥海山大爆発と象潟泥流について，地質学会要旨集, 271.

表-1 日本における水域に接する巨大崩壊一覧表

番号	名称	発生年代(年前)	規模			類型	明瞭度	地質	津波	文献
			距離 L Km	落差 H (km)	H/L					
1	北海道駒ヶ岳	1640 AD.	11.5	1.0	0.087	①	A	活火山	有	5)
2	奥尻島神威山	1724 AD.	3.5	0.6	0.17	③	A	新第三紀火砕岩類		6), 7)
3	渡島大島	1741 AD.	13.5	2.5	0.19	②	A	活火山	有	5)
4	雲仙眉山	1792 AD.	6.0	0.7	0.12	①	A	活火山	有	5)
5	雄冬岬		7.3	0.88	0.12	①	A	第四紀火砕岩		
6	雄冬岬南		1.8	0.35	0.19	①	A	新第三紀～第四紀火砕岩		
7	積丹半島沼前		2.2	0.41	0.19	③	A	新第三紀火砕岩		8)
8	奥尻島磯谷崎南		2.6	0.37	0.14	③	B	新第三紀熔岩類		
9	有珠山善光寺	7K～8K	6	0.5	0.083	①	A	活火山		5)
10	松前小島大ヒヤク島北		12	1.3	0.11	②	A	活火山		
11	松前小島弁天ノ島北		12	1.3	0.11	②	A	活火山		
12	鳥海山象潟	2,600 ～ 2,700	25.0	2.2	0.088	①	A	活火山		5), 9), 10)
13	雲仙七面山		6.5	0.86	0.132	①	A	活火山		5)
14	鹿児島湾垂水新城沖		4.5	0.18	0.04	④	B	?		
15	鹿児島湾鹿屋港沖		7.5	0.21	0.028	④	B	?		
16	鹿児島湾魚見港沖		7.3	0.21	0.028	④	B	?		
17	開聞岳	1,000 ～ 4,000	24+	0.38+	0.016	①	A	活火山		5), 9)
18	北大東島北		12	3.0	0.25	②	A	石灰岩		
19	沖大東島北		10+	2.5+	0.25	②	A	石灰岩		
20	桜島南西		10	1	0.1	①	C	活火山		
21	長崎橘湾前ノ島		3	0.05	0.017	①	C	新第三紀～第四紀火砕岩		
22	松島湾		10+	0.2+	0.02	①	－	新第三紀堆積岩		4)

注1) 距離L,落差Hは，崩壊地形が海底地形図範囲外にも分布し，より大きい可能性がある場合は＋で表示．H/Lは便宜的に＋を除いた値で算出．

注2) 類型：①離れ山が多数あるタイプ(崩壊地形が陸上にも分布)，②同左（崩壊地形の全てが水面下），③大きな高まりが1つあるタイプ（崩壊地形が陸上にも分布），④同上（崩壊地形の全てが水面下），

注3) 明瞭度：A：確実，B：ほぼ確実，C：その他

43. ダム建設事例におけるゆるみ岩盤のパターン分類

Classification of the release rock in a dam construction example

○江口貴弘（土木研究所），日外勝仁（土木研究所），佐々木靖人（土木研究所）
Takahiro Eguchi, Katsuhito Agui, Yasuhito Sasaki

1. はじめに

ゆるみ岩盤とは，風化や応力解放などの影響で，亀裂の開口や流入粘土の充填といった現象等が発生し，岩盤としての状態は保っているものの変形しやすい状態となったものである[1]．ダム調査ではゆるみ岩盤がある場合，一般の基礎岩盤調査と比較してボーリングや横坑などの調査量が増加する傾向があり，対策工を実施することでさらに調査や施工数量が増加することになる．

本研究では，ダム建設におけるゆるみ岩盤の調査・設計の効率化に資するため，ゆるみ岩盤調査の事例からゆるみのメカニズムを整理し，調査の考え方を観点としたゆるみパターンの分類を試みた．

2. 事例の選定と分類の考え方

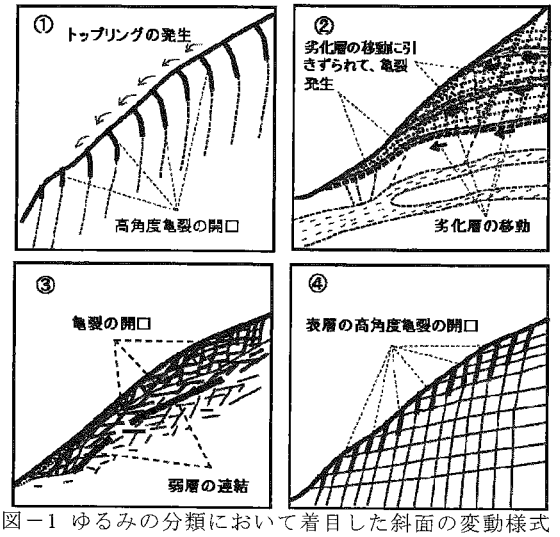
今回の検討にあたっては，ダムのゆるみに関係する資料をもとに，47 事例の斜面について分析を行った．

ゆるみの分類は，まず，岩盤における亀裂の開口原因である斜面の変動様式の違いに基づいて分類を行い，①トップリング，②層面沿いのすべり変形，③応力解放によるマスとしての変形，④変形の少ない亀裂の開口主体，⑤地すべりによる亀裂の開口の 5 区分とした（図-1 に示す）．なお，今回収集した事例の中には，これらの変動様式が複合的に見られるものが 7 例存在する（基盤岩が花崗岩類で，高角度の亀裂が倒れ込みトップリング変形を起こしているが，河床付近では応力解放によるシーティングジョイントが発達している事例等）．今回の分析ではそのような事例については個別に調査解析が必要であると考えられるため，以降の分類は行っていない．

さらに各変動様式について，調査・対策に影響を与える観点から，a)亀裂が開口し対策等が必要な「ゆるみ域」と亀裂の開口していない構造物基礎として健全な「非ゆるみ域」を分ける境界部，b)ゆるみ域内におけるゆるみの性状と分布の特徴に着目し，それぞれの成因や特徴に基づく分類を行った（図-2，3 に示す）．

3. 分類結果

①のタイプでは 12 例の内，「ゆるみ域」と「非ゆるみ域」を区別する境界部が形成される事例が 3 例あり，その形成過程によって 2 つのパターンに分けられた．境界部が形成されない事例については，地質の違いによってゆるみの程度が変わるものが 1 例みられたが，残りの大半の事例は，ゆるみの程度が地質や地質構造とは関係がないものであった．



図－1 ゆるみの分類において着目した斜面の変動様式

（図-1 の解説）

①トップリング：地質構造や卓越した亀裂系が高角度で分布し，これらが川側へ倒れ込むように変形し，亀裂の開口等の現象がみられるもの．

②層面沿いのすべり変形：断層や地層面等が低角度流れ盤で分布し，その層ですべり変形が発生し，上盤に亀裂の開口等がみられるもの．

③応力解放によるマスとしての変形：斜面の地質構造上は，トップリングやすべり変形の元となる構造は見られないが，河谷による応力解放によって深部まで亀裂の開口や岩片・岩塊の微小移動や変形がみられる現象．

④変形の少ない亀裂の開口主体：①～③には当てはまらない，主に表層部や特定の地質・地質構造沿いに高角度亀裂が開口するもの．

⑤地すべり（図省略）：地すべりの移動により，地すべり土塊内あるいは地すべり周辺で岩盤の亀裂が開口するもの．

②のタイプでは 6 例の内，くさび変形が 1 例，低角度断層沿いのすべり変形が 1 例であった．断層が原因でないすべり変形 4 例については，風化により劣化した低角度層あるいは周囲の地層に対して相対的に弱い低角度層が原因となっていた．現時点では，この層がゆるみ域と非ゆるみ域の境界を形成するほど広範囲のもの 2 例と，部分的な変形しか見られないもの 2 例に区分した．

③のタイプは 8 例あり，詳細に確認すると，ゆるみ域の中で，変形程度の違いを表す境界として，弱層が連結している事例が 5 例みられた．

弱層の連結とは，明瞭な一つの面を形成しているのではなく，元の不連続面や新たに開口・流入粘土が充填した個所をつなぎながら，ゆるみ域内のある程度の範囲で連続したものである．事例ではこの連結した弱層より前面（川側）の方がよりゆるみが強いという傾向がみられ，ゆるみ域内におけるゆるみ程度の区分を

行う上で手がかりになる現象であると考えられる．

④のタイプは，10 例のうち，特定の地質や高角度断層沿いの開口が計 2 例，表層の層理面沿いの開口が 1 例，地質や地質構造によらない表層亀裂の開口が 7 例であった．

⑤のタイプは，ゆるみが地すべり土塊外に存在したものが 1 例，地すべり土塊内のみが 3 例であった．

4. 分類結果に基づく調査についての考え方

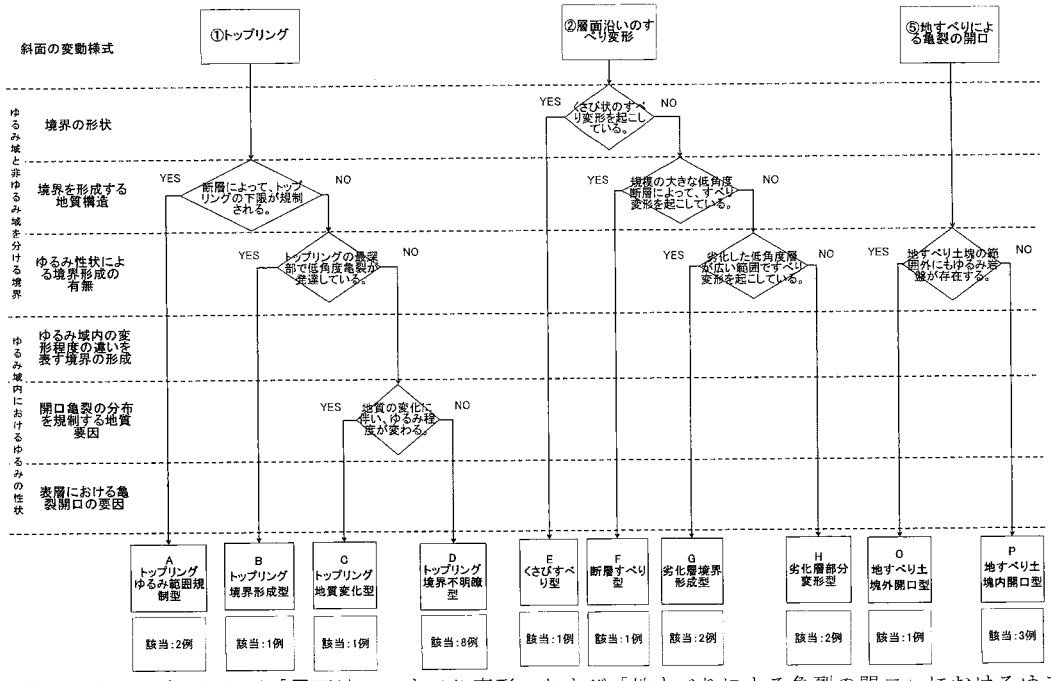
このように分類したパターンにおいて，調査の考え方をまとめたものを表-1 に示す．

調査の早い段階で，ゆるみ域と非ゆるみ域の境界が確認されれば，調査や対策工の範囲を想定しやすくなる（区分記号(1)，(2)）．さらに，境界がある場合は，ゆるみ域の中でゆるみの程度が弱くても，境界部でゆるみが強いため，対策工の設計上はゆるみ全域を対象とする例が多い（区分記号(6)）．

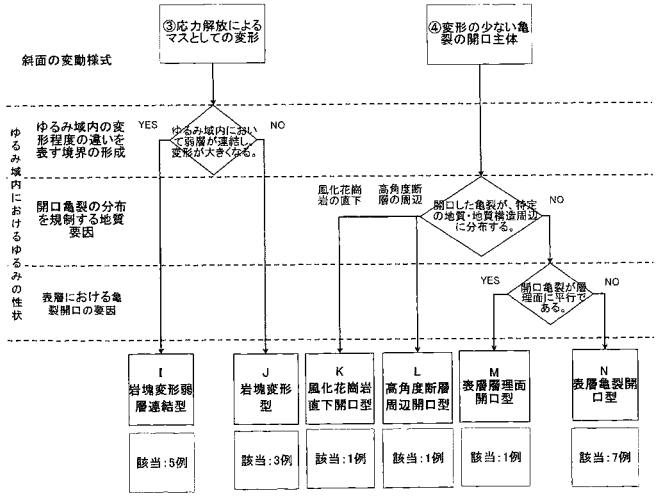
ゆるみの境界が不明瞭なもの（区分記号(3)）は，ゆるみ域内におけるゆるみの性状や分布によっては，構造物の詳細設計が変わることがある（ゆるみの程度が弱くその断面におけるダム高が非常に低い場合，掘削除去せずに基礎として使用する等）．そのため，さらにゆるみ域内におけるゆるみの程度とその分布を調査することが必要となる．その際ゆるみの程度に影響を与えている地質や地質構造の存在を確認することで，ゆるみの分布推定や設計が合理的になる場合がある（区分記号(4)）．ゆるみの程度と地質や地質構造に関連が乏しい場合はゆるみの程度とその分布を丹念に確認し，必要に応じゆるみのゾーン分けを行う必要がある（区分記号(5)）．

文献

1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案，ダム技術，No.228，pp.1-13,2005.



図－2 「トップリング」および「層面沿いのすべり変形」および「地すべりによる亀裂の開口」におけるゆるみの分類



図－3 「応力解放によるマスとしての変形」および「変形の少ない亀裂の開口主体」におけるゆるみの分類

表－1 ゆるみパターンにおける調査の考え方

ゆるみの範囲(境界)に関する調査

区分記号	該当パターン	境界部の有無	調査方針
(1)	A, B, E F, G	地質構造等で、ゆるみと非ゆるみの境界がはっきりしている.	ゆるみ域と非ゆるみ域の境界となっている地質構造等を確認する.
(2)	P	すべり面がゆるみと非ゆるみの境界となっている.	すべり面を確認する.
(3)	C, D, H, I J, K, L, M N, O	ゆるみと非ゆるみの境界をはっきり分ける地質構造等は見られない.	ゆるみの性状を確認し，非ゆるみの分布を確認することで境界を設定する.

ゆるみ域内のゆるみ程度の分布に関する調査

区分記号	該当パターン	ゆるみの程度と地質・地質構造	調査方針
(4)	C, I, K, L	ゆるみの程度に影響を与えている地質や地質構造がある.	ゆるみの程度に影響を与えている地質や地質構造等を確認し，ゆるみの詳細なゾーン分けを行う.
(5)	D, H, J M, N, O	ゆるみの程度に影響を与えている地質や地質構造はない.	ゆるみ域内におけるゆるみの性状や分布を確認し，必要に応じゆるみのゾーン分けを詳細に行う.
(6)	A, B, E F, G, P	ゆるみの程度に影響を与えている地質や地質構造はないが，ゆるみと非ゆるみを分ける境界がはっきりしている.	ゆるみ域内におけるゆるみの性状を大まかに確認する必要はあるが，ゆるみの詳細なゾーン分けについては必要性は低い.

44. FEM 解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討

Study on Numerical Analysis Models of Loosening Process in Loosen Rock Mass by Finite Element Method

○日外勝仁（土木研究所），江口貴弘（土木研究所），佐々木靖人（土木研究所）
Katsuhito Agui, Takahiro Eguchi, Yasuhito Sasaki

1. はじめに

岩盤の中には，応力解放などによって開口亀裂が発達して岩盤が変形しやすくなり，もともとの岩盤の諸性質が大きく損なわれた領域がしばしば存在する．このような岩盤は「ゆるみ岩盤」として取り扱われ，「応力解放・重力作用・風化作用等に起因した変形・体積増加・密度減少などにより，亀裂の発生・開口・ずれなどを生じ，岩盤の状態を保ちつつも全体として変形しやすくかつ非弾性的性質が大きくなった状態」と定義[1]されている．このような複雑・多様な力学性状を示すゆるみ岩盤に対し，地質調査によりゆるみ状況を正確に把握し，ゆるみの成因とその進行メカニズムを踏まえた定量的な安定性評価手法の確立が望まれている．

本研究では，数値解析によるゆるみ岩盤の安定性評価手法の開発を目的に，連続体解析である有限要素法（FEM）によるゆるみ岩盤の解析モデル化方法について検討を行うこととした．本稿では，トップリング型のゆるみ現象[2]をとりあげ，ゆるみの進行に応じた段階的な解析ステップを設定し，岩盤の強度物性値や亀裂を模したジョイントの物性値を適宜変化させることで，ゆるみ進行現象の数値解析的再現を試みた．

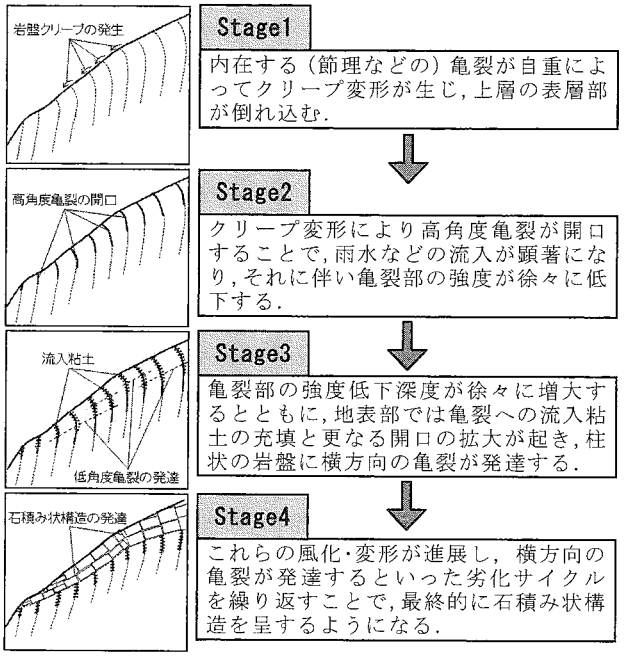
2. トップリング型ゆるみ進行パターンと解析モデル

自重による岩盤クリープ現象によるトップリング型のゆるみ進行過程（図-1）を数値解析で表現するための解析モデルメッシュを図-2 に，使用物性値を表-1，表-2 に示す．基となる岩盤を等価連続体で，組成段階からの節理などを縦ジョイントで構成し，また，高角度亀裂の開口を縦ジョイント物性値の低下で，亀裂を含む層の強度低下を岩盤物性値の低下で表現することで，ゆるみの進行を段階的に再現するモデルとした．

上位岩盤中の高角度亀裂の開口と風化等による上部岩盤の強度低下が，上層から下層へと段階的に進行していく過程のモデル化表現として，まずは亀裂の開口，その次に岩盤強度の低下の順に発生するものとし，その強度低下範囲がより下層まで進行するとともに，その劣化程度も徐々に大きくなる段階的なモデルとした．

3. 解析ステップ設定にいたる検討及び結果考察

本研究での最大の目標は，クリープ型のゆるみ進行過程の再現性の高い解析条件（解析モデル化方法）を試行錯誤により探し求めることである．最良となった解析ステップの例を図-3 に，その時の変位と塑性ひずみの解析結果を図-4 に示すとともに，その解析条件へと至った検討考察をもって本稿のまとめとする．

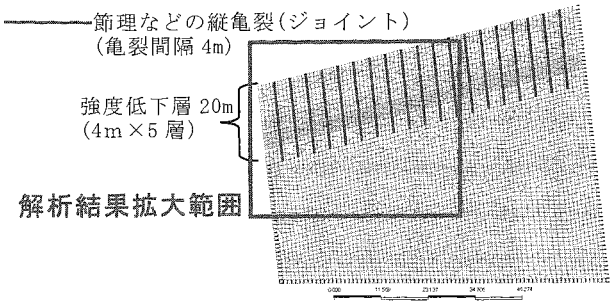


図－1　ゆるみ進行パターン（トップリング型）

亀裂の劣化のみが進行するとしたケースでは，亀裂の開口は発生するが塑性ひずみは確認できず，また，岩盤の劣化のみが進行するとしたケースでは，表層から近い範囲にのみ塑性ひずみが発生した．これらのことから，「ゆるみの拡大」を検討するには，亀裂の強度だけでなく岩盤自体の強度低下を考慮する必要があると考えた．また，ゆるみの進展を表すために，図-3 に示すように解析ステップをできるだけ細かくするとともに，亀裂や岩盤の強度低下を一度に起こすのではなく，変化範囲と程度の両方を段階的に拡大させることで，現実的な風化・劣化の進行を表現することを試みた．

強度劣化をモデル化した解析を行う場合，定数低減を段階的に行った方が変化の累積が顕著に現れる傾向があった．その理由として，極端な定数低減を行うとジョイント部や塑性域の拡大により荷重伝達が行われ難いことが考えられる．段階的に定数を低減することで変化の累積が適切に表現される傾向が認められた．

縦ジョイントで分断されたブロックでは自重により変形と開口が生じている（図-4）．この状態がクリープ変形であると思われる．岩盤の強度を低下させることで，ブロックの斜め横方向に塑性ひずみが発生する．この状態は，縦ブロックにせん断破壊が生じていることを表現している．縦ブロックの強度劣化が進行すると横方向の破壊面が生じ，積み石状のブロックへと状態変化すると推察できる．



図－2　モデルメッシュ図（トップリング型）

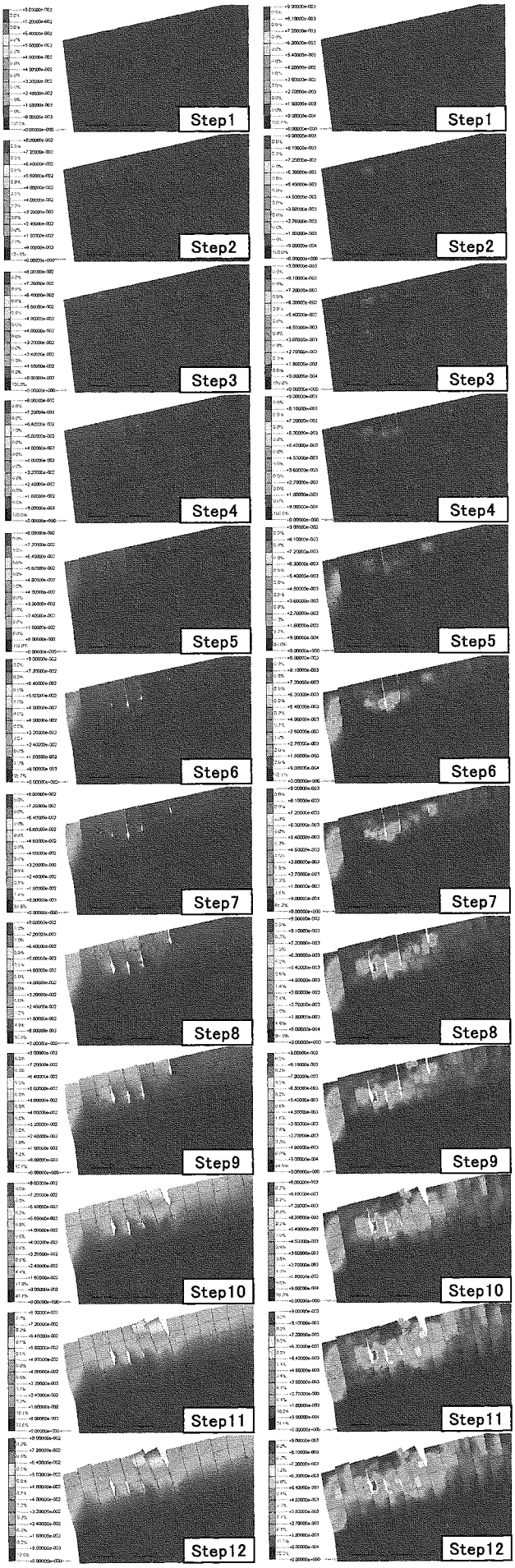
表－1　岩盤物性値（トップリング型）

名称	物性値							
	ポアソン比 νs	ヤング率 Es(kN/m²)	せん断弾性係数 G(kN/m²)	単位体積重量 γ(kN/m³)	粘着力 C(kN/m²)	内部摩擦角 φ(°)	引張強度 σt(kN/m²)	線膨張係数 α(1/℃)
岩盤200	0	1,400,000	0	18	350	40	200	0.000001
岩盤100	0	700,000	0	18	150	40	100	0.000001
岩盤50	0	140,000	0	18	35	30	50	0.000001

表－2　ジョイント物性値（トップリング型）

名称	節直方向剛性率 Kn (kN/m³)	せん断方向剛性率 Ks (kN/m³)	開口最大量 Vmc(m)	引張強度 σt (kN/m²)	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角 φ(°)	せん断破壊時の応力分配係数 FACT	一軸圧縮強度 qu (kN/m²)	最大強度に対する残留強度の比 Bo	ダイレタンシー角 Io(°)	Ur-εpの関係係数 M
ジョイント100	17,500,000	6,481,481	0.04	100	0	40	0	1,000	0	20	0
ジョイント50	3,500,000	1,296,296	0.04	50	0	30	0	500	0	20	0
ジョイント25	1,750,000	648,148	0.04	25	0	20	0	250	0	20	0

図－3　解析の流れ（トップリング型）



図－4　解析結果拡大図（左図:変位，右図:塑性ひずみ）

文献

1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸(2005)：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案，ダム技術，No. 228，pp. 9-21，ダム技術センター.

2) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人(2012)：ダム建設事例におけるゆるみ岩盤のパターン分類，平成24年度日本応用地質学会研究発表会(投稿予定).

45. 記載用語としての「地すべり角礫」の提唱

Propasal of "Landslide Breccia" as a Geological Description Term

○脇坂安彦（土木研究所）
Yasuhiko Wakizaka

1. はじめに

地すべりを現象ではなく物体，地質体としてとらえる場合の用語には,包括的な用語として地すべり土塊，地すべり移動体，地すべり体，地すべり堆積物などがある．また，地すべり現象と物体双方を型ごとに表現する用語として岩盤地すべり，風化岩地すべり，崩積土地すべり，粘質土地すべりがある[1]．地すべり（移動）体内部の地質状況を表現する用語としては，すべり面に関してすべり面粘土，地すべり粘土があるのみである．すべり面に関する用語以外がなかったのは，従来，特にボーリングコアでは地すべり移動体の乱さない状態での試料採取が困難であり，地すべり（移動）体内の細部の地質状況が不詳であったことが一因として考えられる．なお，田近[2]は地すべり堆積物の構成物質の記載・解析の方法として，地すべり堆積相を提案している．

最近，筆者らは，地すべり移動体内で行われた高品質ボーリングのコア観察を行い，断層角礫と明瞭に識別される地すべり特有の破砕岩が存在することを報告してきた[3),4),5),6)]．この地すべり特有の破砕岩の中で角礫状を呈するものを地質記載用語として「地すべり角礫」とすることを提案する．

2. 地すべりに特徴的な破砕岩

脇坂ほか[6)]は，四万十帯に分布する一つの地すべりを例に地すべり特有の破砕岩（盤）を特徴的な割れ目の多い岩盤と角礫岩・粘土質岩に区分した．これらの特徴の概要を脇坂ほか[6)]にしたがって記述すると次の通りである．

2.1 特徴的な割れ目の多い岩盤

層理面と斜交する鉛直方向に近い破断面が鋸歯状などの不規則な割れ目が認められる．これはその方向性および破断面の形状から引張割れ目と思われる．また，この割れ目を細粒の角礫が充填していることがある．このような割れ目を充填する細粒物には，割れ目形成時に生成したと思われる細粒角礫と上部から充填したと思われるものとがある．

2.2 角礫岩および粘土質岩

①破砕岩の中に相対的に粒径が粗い破砕岩片と細粒の基質から構成される角礫岩が認められる．この角礫岩の見かけは断層角礫に類似している．角礫岩の角礫の粒径，角礫と基質の量比には様々なものがある．角礫の粒径および角礫と基質との量比は，破砕の程度を表していると考えられる．

②角礫岩および粘土質岩には，断層起源の断層角礫および断層ガウジの場合とは異なり，面構造は全く認められず，無構造であることが，断層岩との大きな違いである．

③角礫岩の角礫と基質の粒径との間には，断層起源の破砕岩に比べ不連続がある．すなわち，かなり細粒の基質の中に基質の粒径よりもはるかに大きな角礫が存在している．

2.3 特徴的な割れ目の多い岩盤および角礫岩・粘土質岩の分類

脇坂ほか[6)]は上述の地すべり特有の割れ目の多い岩盤および角礫岩・粘土質岩を角礫の中央粒径と量比などから次のように分類した．

Cr1a：単なる鉛直に近い方向の割れ目である．破断面が鋸歯状であり，開口していることから引張割れ目である．

Cr1b：鉛直に近い引張割れ目中に細粒の角礫や砂状物質が充填しているもの．

Cr2：無構造な角礫岩である．基質の量は 30%未満，角礫の中央粒径は 15mm 以上あり，礫支持である．

Cr3：無構造な角礫岩である．基質の量は 30～60%，角礫の中央粒径は 5～15mm であり，礫径が小さくなり，基質量が増加すると礫支持から基質支持となる．

Cr4：無構造な角礫岩である．基質の量は 60%以上，角礫の中央粒径は 2～5mm であり，基質支持である．すべり面を形成している場合がある．

Cl：礫分をほとんど含まない砂～粘土である．すべり面を形成している場合がある．

以上の分類は九州の四万十帯の一地すべりの事例を基にしているが，この事例以外の四万十帯（砂岩），秩父帯（チャート，砂岩，粘板岩），周防帯（結晶片岩），新第三系（火山砕屑岩，砂岩，泥岩）にも適用でき，また，断層角礫との識別も可能であることから，無構造な角礫岩は地すべり（移動）体の地質学的認定指標になるものである[5)]．

3. 地すべり起源以外の角礫岩の記載用語

地すべり起源以外の角礫岩（breccia）には，Glossary of Geology[7)]によると，sedimentary breccia (talus breccia), igneous breccia (volcanic breccia, intrusion breccia), intraclastic breccia, collapse breccia (solution breccia), fault breccias がある．これらのうち，細分類されてい

表－1　火砕岩および未固結断層岩の分類

1) 火砕岩

火砕岩片		固結岩の名称
粒径	量比	
＞64mm	＞75%	Pyroclastic breccia(火山角礫岩)
	＞25%	Tuff-breccia(凝灰角礫岩)
2-64mm	＞25%	Lapillistone(ラピリストーン) Lapilli-tuff (火山礫凝灰岩)
＜2mm	＞75%	Tuff(凝灰岩)

Fisher[8]およびSchmid[9]による．

2) 未固結断層岩

無構造	面状
Fault breccia（断層角礫） 肉眼で見える岩片＞体積の30%	Foliated fault breccia（面状断層角礫）
Fault gouge（断層ガウジ） 肉眼で見える岩片＜体積の30%	Foliated fault gouge（面状断層ガウジ）

McClay[10]による．

るのは，火砕岩であるvolcanic breccia（火山角礫岩）および，断層岩であるfault breccia(断層角礫)である．火砕岩および未固結断層岩の分類は表－1 の通りである．

4. 地質記載用語としての「地すべり角礫」などの提案

地すべり以外の角礫（岩）には，表－1 のような分類がなされ，記載用語が定められている．他方，地すべり起源の無構造な角礫（岩）には，今のところ記載用語が定められていない．そこで，地すべり起源であることが明確な無構造な角礫岩（Cr2～Cr4）を総称して，すなわち中央粒径 2mm 以上の角礫が 20wt%以上含まれているものを「地すべり角礫（岩）(landslide breccia)」と呼ぶことを提案する．あわせて，地すべり移動体内に存在する鉛直に近い方向の引張割れ目のうち，内部に細角礫を伴うもの（Cr1b）を「地すべり性割れ目（tension crack due to landslide)」と呼ぶことを提案する．「地すべり角礫（岩)」と「地すべり性割れ目」は，それぞれ田近[2]の破砕岩相と岩屑土相にあたるものと考えられる．なお，既述の分類の Cl に該当するもののうち，すべり面を形成しているものが，従来の地すべり粘土，すべり面粘土である．

なお，「地すべり角礫（岩)」および「地すべり性割れ目」は，角礫（岩）および割れ目が地すべり起源であることが明確な場合にのみ用いる用語とすべきである．無構造な角礫岩の成因が不明な場合には，地盤工学会基準(JGS 0051-2009)の礫質土の分類のうち,「礫」を「角礫」に置き換えた用語を用いる．

5. 地すべり角礫（岩）と崖錐堆積物・崩積土との関係

地すべり角礫（岩）と類似した斜面を形成する角礫に崖錐堆積物および崩積土がある．一般に崖錐堆積物は急斜面から落下した岩屑が斜面基部に円錐形に堆積したものである．田近[11]によれば，地すべり移動体の岩屑状堆積物は基盤の層序を保存しているのに対し，崖錐堆積物では層序を保存していないことが異なるとされている．今村[12]は広義の崖錐堆積物に地すべり（移動）体を含めている．崩積土は，高浜[13]によると「地すべりや崩壊によって形成された不淘汰な角礫を主体とした乱堆積物」，丸山[14]によると「砕屑物が主として重力により崩落堆積してできたものを母材とする土壌」である．これらのように崖錐堆積物と崩積土は明瞭には区別されていないようである．

高浜[13]は崩積土の成因に地すべりをあげ，今村[12]は広義の崖錐堆積物に地すべり（移動）体を含めている．渡・酒井[1]は地すべりの型として崩積土地すべりをあげ,「風化岩型がさらに漸移したものもあるが，崖錐状の堆積物の場合等は，此が初生的ものとなる」として，二つの型に細分している．風化岩地すべりから進行して形成された崩積土は,「地すべり角礫」と成因は同じであり，区別する必要はない．一方，崖錐状の堆積物（地すべり以外の成因の崩積土も含むと思われる）が地すべりを形成する場合には，その地すべりを構成する角礫，すなわち崖錐堆積物または崩積土は,「地すべり角礫」とは区別すべきである．区別するのは困難であると思われるが，基盤岩との角礫の礫種の比較，角礫の三次元的な分布および地形を指標すべきであろう．

文献

1) 渡・酒井(1975)土木研究所資料，No.1003.
2) 田近(1995)地下資源調査所報告，No.67.
3) 脇坂・上妻・綿谷・豊口(2009) 平成 21 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会.
4) 脇坂(2010)平成 22 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会.
5) 脇坂(2010)第 5 回土砂災害に関するシンポジウム論文集.
6) 脇坂・上妻・綿谷・豊口(2012)応用地質，Vol.52.
7) Neuendorf et al. (2005) *Glossary of Geology*. 5th ed.
8) Fisher (1966) *Earth Sci. Rev.* Vol. 1,
9) Schmid (1981) *Geology*, Vol.9.
10) McClay (1987) *The Mapping of Geological Structures*.
11) 田近(2004)地すべり　地形地質的認識と用語.
12) 今村(2012)地形工学入門　地形の見方・考え方
13) 高浜(1996)地学事典.
14) 丸山(1981)地形学辞典.

46. 孔内カメラを用いた地すべり土塊の内部構造調査と地すべり調査の留意点

Internal structure investigation of the landslide using borehole camera and the important matter of landslide investigation

○森山 豊，山田政典，森木良太，長岡弘晃 （応用地質株式会社）
Yutaka Moriyama, Masanori Yamada, Ryouta Moriki, Hiroaki Nagaoka (OYO Corporation)

1. はじめに

地すべりの長期的な安定度を評価するためには，地すべりがどのような過程を経て現在の地形，地質条件を有するに至ったかを把握することが重要であり，その情報は地すべり近傍の基盤地質，地すべりの形態，および移動土塊の性状に記録されている．

本論では，一般に孔壁の不安定化のために行われることが少ないボアホールカメラ観察による移動土塊の連続観察を行う方法を紹介し，解析結果より地すべりの内部構造を推定する方法を示す．そして，地すべりの地質構造を把握する上での留意点を述べる．

2. 地すべりでのボアホールカメラ観察の必要性

近年のコア採取技術の進歩により，地すべり土塊に特徴的な破砕構造が明らかとなり，これらを利用した詳細なコア観察によりすべり面の認定が行われている（脇坂ほか[1]）．しかし，地すべりのハイマート（かつての位置や発生場）を想定するためには，基盤地質の構造（走向・傾斜）と移動土塊の内部構造（構成物の配置，走向・傾斜等）の定量的な把握が必要であり，露頭で得られる情報のみでの想定は難しい．よって，高品質孔でボアホールカメラ観察を行い，移動域から不動域の連続する地質構造を把握する必要がある．

3. 地すべりでのボアホールカメラ連続画像の取得

筆者らは，下記の取り組みにより，高品質コアとの対比が可能なボアホールカメラ観察による連続画像を取得している．

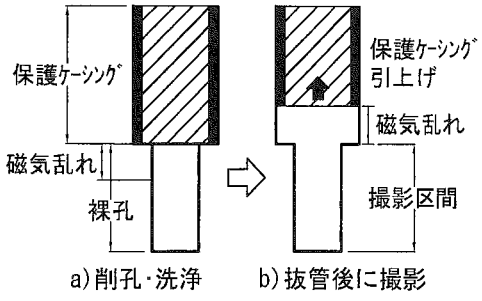


図-1 孔内カメラ観察概要図

①掘削には孔径 86mm の高品質工法（LWLP 工法：低送水量低給圧工法）を用い，孔壁の乱れを最小限とする．

②孔壁の劣化状況に応じて，ケーシングを挿入し，観察区間を細分化する．また，ロッド等を用い撮影区間を入念に洗浄する（図－1a）．

③孔曲りの低減のため孔底まで挿入したケーシングを磁気乱れの縮減のため撮影毎に若干引上げ，連続画像を取得する（図－1b）．

4. 地すべりの内部構造の推定方法

1) 面構造の判読

連続して採取した孔壁展開画像より専用ソフトを用い，片理面，地質境界面，断層面，想定されるすべり面等の面構造（走向・傾斜）を判読する．判読に際しては，高品質コアとの対比を十分行い，深度補正を正確に行う．

2) 深度－面構造図の作成

Tadpole（オタマジャクシ）解析図を作成し，片理面，地質境界等の面構造の深度変化を図示する．図－2 の例では，深度 19.1m で片理面の構造が明瞭に変化しており，高品質コアとの対比により，この変化点に位置する礫混じり粘土をすべり面と決定した．

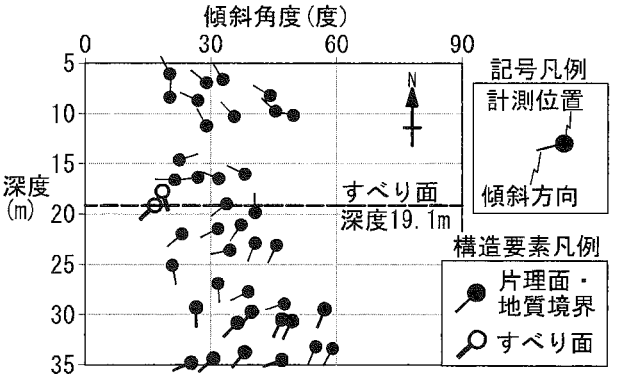


図-2 タドポール解析図

一方，硬質・塊状な岩相の分布域では，片理面等の面構造は発達しない．このような場合，図－3 に示す累積開口量図（割れ目の開口量を孔底より累積した解析図）を作成し，高品質コアと対比することにより，すべり面深度を認定することが可能である．図－3 では，深度 45.9m より開口量が大きくなるが，コアで明瞭なすべり面は認められない．よって，この深度を緩み域の下限と評価した．

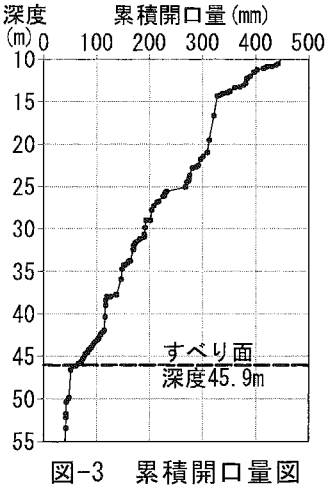


図-3 累積開口量図

3）ステレオ投影図の作成

深度－面構造図で想定したすべり面深度を境に移動土塊と基盤岩に分けてステレオ投影図を作成し，各ボーリング地点での移動土塊の大局的な構造を把握する．また，基盤岩分布域ですべり面の構造と整合的な断層等の弱面の構造を把握し，地すべりの形成素因を推定する．

図－4 では地質構造の差異が視覚的に理解でき，移動土塊は受け盤構造を示すのに対し，基盤岩は流れ盤構造を示す．なお，すべり面の構造は片理面の構造と整合的な断層に規制されていた．

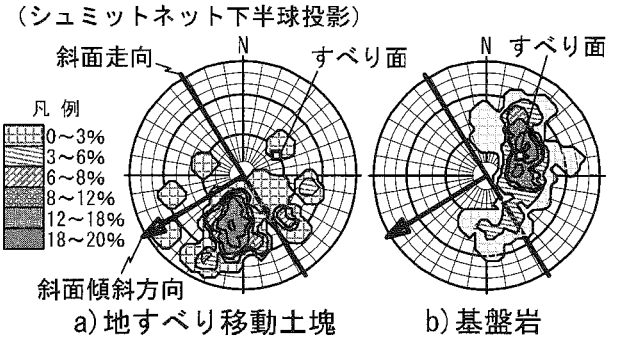


図-4　ステレオ投影図

4）解析結果の断面図への反映

断面図に入力する柱状図に断面方向での偽傾斜を併記し（図－5），すべり面，地質境界等の実測データに基づく作図境界を直接断面図に記載し，孔間の情報を地表踏査等で補完しながら移動土塊の内部構造を明記し，地すべりのハイマートの想定が可能な地質断面図を作成する（図－6）．

移動土塊の内部構造から，地すべりのハイマートを明らかにすることで，地すべりの発生場，素因，発生時期，移動距離，大局的な変位速度等を想定することが可能となり，地すべりの長期的な安定度の評価が可能となる．

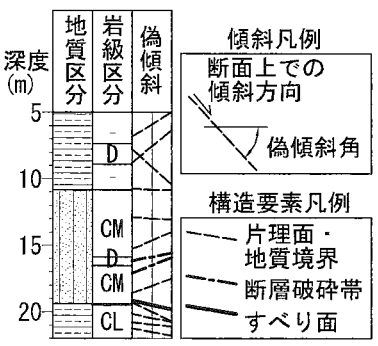


図-5　柱状図への併記

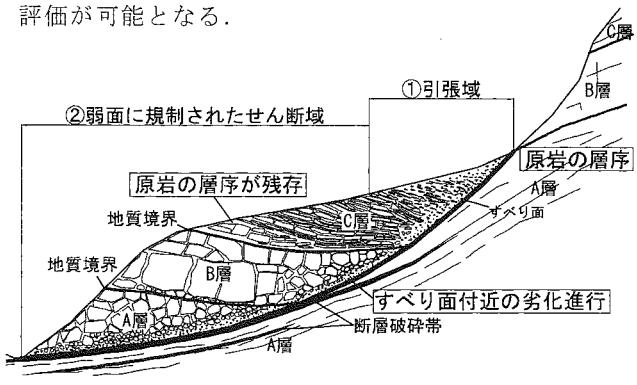


図-6　地すべりの模式図

5．地すべりの地質構造を把握する上での留意点

地すべりのモデル化のためには，地形，地質，動態観測等の情報を関連付けた検討が必要であり，検討には精度の高い定量的データが用いられるべきである．今後の留意点を以下に示す．

1）地形情報の精度向上

現況の地すべり地形は，変動の累積により形成されたものである．この累積から現地形の形成過程を解読するためには，広域の変状地形の正確な把握が必要である．このためには，航空レーザー測量の数値データを用いた 25cm～50cm コンター図等を使用し，位置情報の精度を向上する必要がある．

2）十分な範囲の現地踏査の実施

地すべり土塊のせん断域では，すべり面付近は細粒化・角礫岩化が進行するが，その上位は原岩の層序を残し，比較的乱れが小さい場合が多い（図－6②）．このことから，せん断域の移動土塊がかつて位置していたブロック背後斜面の地質層序，地質構造の把握が重要であり，この情報よりすべり面を形成する弱面の形成要因，構造を推定する取り組みが重要である．よって，地すべりの形成素因の連続域を地表地質で推定することが可能な十分な範囲の現地踏査が必要である．

3）基盤地質から移動土塊の連続データの取得

すべり面の認定は，基盤地質に伏在する断層と斜面変動により形成される無構造な角礫岩を判別する必要がある（脇坂ほか[1]）．このためには，移動域から不動域の高品質コアを採取すると共に，ボアホールカメラを併用し，面構造の変化，すべり面の構造および割れ目の開口量の変化等の連続的な地盤情報が必要である．

4）変位区間のコア性状の把握

高品質ボーリング孔で孔内傾斜計観測を実施し（土木研究所ほか[2]），変位区間のコア性状を把握し，既存資料に展開するなど，地すべり変動の素因とその空間分布を検討する必要がある．

6．おわりに

高い精度の定量的な情報を用い，地すべりをモデル化する取り組みを進め，現在一般に行われている安定検討のどの部分に斜面の安定に関する余裕が組み込まれているのかを明らかとする必要がある．今後，より経済的で安全・確実な対策工を計画するためには，個々の地すべりの理解を深め，地盤条件の実態を反映した安定検討へ転換していく取り組みが重要である．

文献

1）脇坂安彦・上妻睦男・綿谷博之・豊口佳之(2012)：地すべり移動体を特徴づける破砕岩，応用地質，第52巻，231-247頁

2）(独)土木研究所ほか(2010)：挿入式孔内傾斜計 計測マニュアル，理工図書(株)

47. 秋田県南東部山葵沢地域の地すべり発生履歴

Landslide Chronology in the Wasabizawa Area, Southeastern Akita Prefecture

河野啓幸・滝沢顕吾（電源開発株式会社），上杉公一（株式会社開発設計コンサルタント），
○荒井 融（地圏科学研究所），檀原 徹（株式会社京都フィッション・トラック）
Yoshiyuki Kawano, Kengo Takizawa, Koichi Uesugi, Toru Arai, Tohru Danhara

1. はじめに

山間部に立地する施設を保全する観点から，地すべり等の分布と形成年代を把握し，過去の斜面変動の履歴を解明することは，斜面災害のリスクを適切に評価する上で重要な基礎情報となる．

秋田県南東部の山葵沢地域は有望な地熱開発地域であるとともに，防災科学技術研究所の「地すべり地形分布図データベース」[1]により多数の地すべり地形が抽出されている．この地域における過去の地すべりの発生履歴を把握するため，空中写真判読により詳細な地すべりブロックの抽出を行い，各ブロックの地すべり堆積物の被覆層から得られたテフラと ^{14}C 年代値 (AMS 法) から，地すべりの形成時期・形成過程を検討した．

2. 調査の手順

調査は①～③の手順で実施した．

① 空中写真判読による地すべりブロックの識別と新旧区分，および周辺山地の平坦面（侵食小起伏面）の分布から推定される不動地塊の抽出．

② 地表踏査・ボーリング調査によるすべり面・地すべり堆積物の確認と，被覆層からの年代試料採取．

③ 被覆層中のテフラと ^{14}C 年代値にもとづく地すべり形成時期・形成過程の検討．

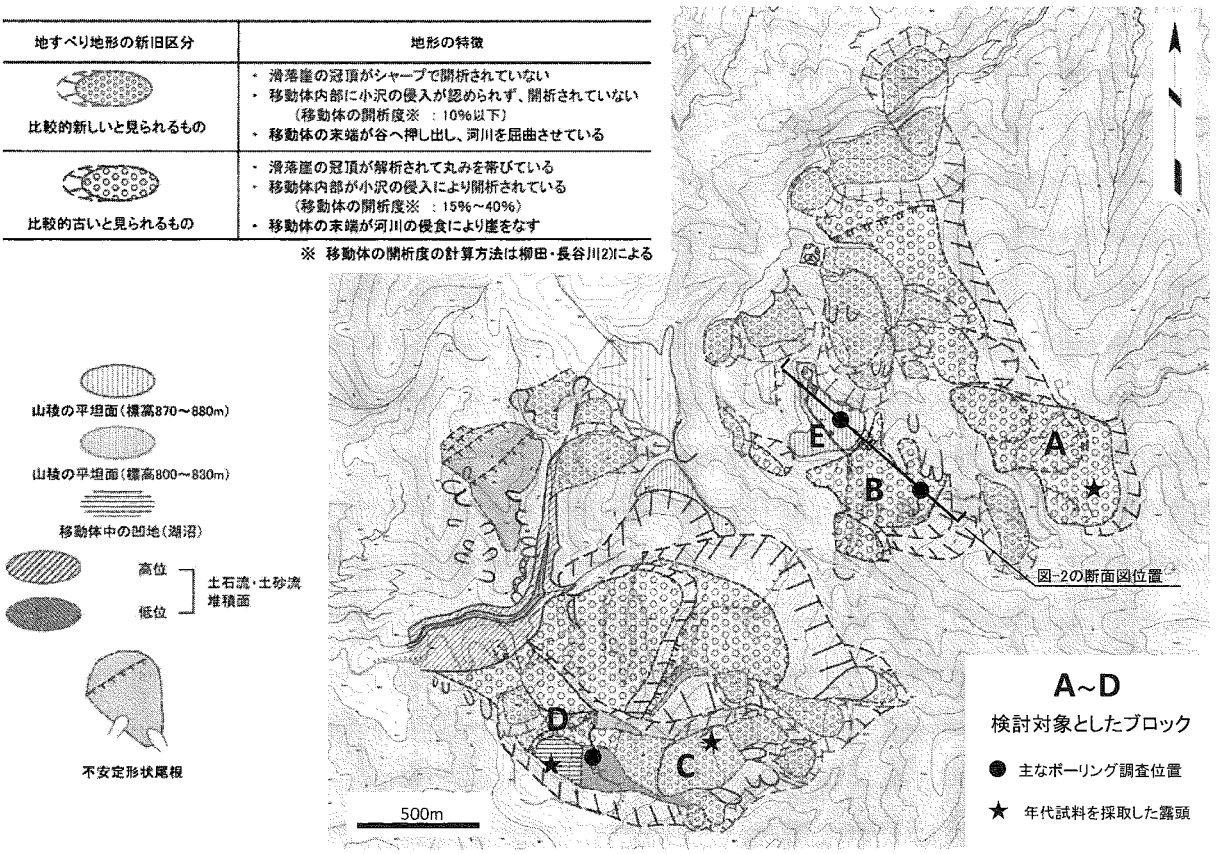
3. 空中写真判読

判読結果を図－1に示す．

地すべり地形の判読に際しては，移動体および滑落崖の侵食・開析状況から，地すべりブロックを新旧2ランクに区分した．また調査地は第四紀の火山地帯であり，溶岩流などが平坦面を形成する組織地形が存在することから，その高度分布を把握することにより，不動と推定される地塊を抽出した．

地すべり地形の新旧区分	地形の特徴
比較的新しいと見られるもの	・滑落崖の冠頂がシャープで開析されていない ・移動体内部に小沢の侵入が認められず、開析されていない （移動体の開析度※ ：10%以下） ・移動体の末端が谷へ押し出し、河川を屈曲させている
比較的古いと見られるもの	・滑落崖の冠頂が解析されて丸みを帯びている ・移動体内部が小沢の侵入により開析されている （移動体の開析度※ ：15%～40%） ・移動体の末端が河川の侵食により崖をなす

※ 移動体の開析度の計算方法は柳田・長谷川[2]による



図－1 地すべり地形の新旧区分（左上）と空中写真判読結果

4. 地表踏査・ボーリング調査

地熱開発地域に近接する4つの地すべりブロック(A～D)を対象として地表踏査・ボーリング調査を実施した．いずれのブロックにおいても，露頭またはボーリングコ

アから，地すべり堆積物の被覆層中にテフラまたは腐植土層が確認された (図 - 1)．これらの被覆層は主に移動体中に形成された凹地を埋積した堆積物である．

判読により比較的古いと推定されたブロックのうち，A ブロックでは樹林の傾倒を伴う山向き小崖が確認され，再活動中と判断された．

一方，空中写真判読により頂部に平坦面が存在し，不動地塊と推定された尾根（図 - 1 の E）では，周辺の谷底のレベルまでボーリングを削孔したが，連続コアにおいてすべり面が存在していない（図 - 2）．

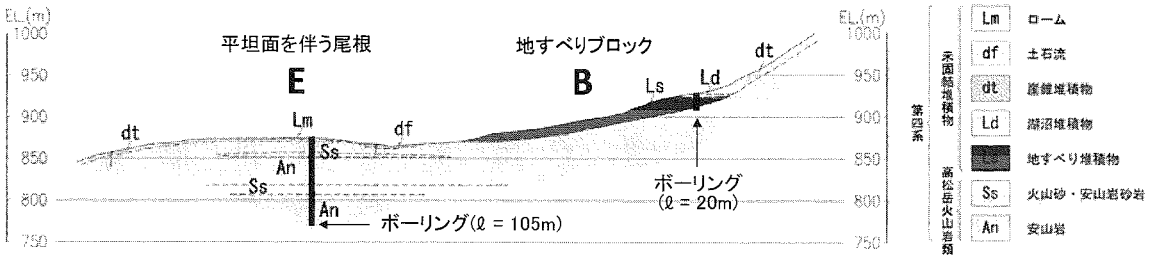


図 - 2　不動地塊と推定された尾根のボーリング調査による推定地質断面図

5. 被覆層の年代値による地すべり形成過程の検討

テフラと腐植土層の ^{14}C 年代値を図 - 3 に整理した．

判読から比較的古いと推定した地すべりブロックにおける被覆層では，A ブロックから鳴子潟沼上原テフラ (Nr-KU;10-20ka)，B ブロックから 32,350±140yrBP，D ブロックから 7,750±30yrBP の ^{14}C 年代がそれぞれ得られ，これらは 1 万年オーダーないしそれ以前の形成年代を示している．

一方，判読から比較的新しいと推定した C ブロックでは，地すべり堆積物直上の腐植土層から 779-968calAD の年代が得られ，千年オーダーの形成年代を示している．

C ブロックの下方斜面に位置する D ブロックの一部は薄い土砂流堆積物に覆われており，直下の腐植土層に十和田 a テフラ (To-a;915AD) を挟在することから，土砂流の流下時期は C ブロックの形成時期にほぼ一致する．

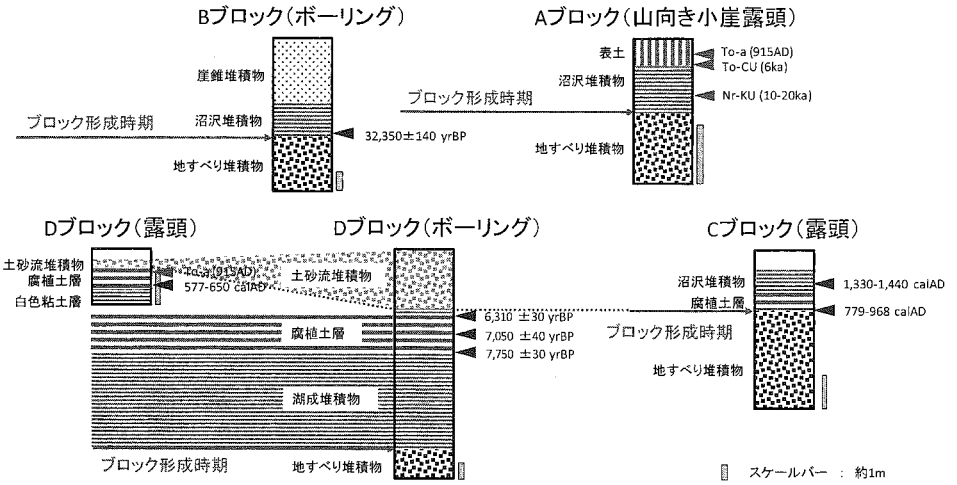


図 - 3　各ブロックの地すべり堆積物と被覆層の模式柱状図（テフラと腐植土層の ^{14}C 年代）

6. まとめ

以上の調査により山葵沢地域の地すべり地形の詳細な発生履歴が明らかとなったことから，1 千年オーダーと 1 万年オーダーの斜面変動の履歴を持つ領域を区分することができた．

最近年代測定を併用した斜面変動の履歴調査が各地で進められているが，一般にテフラ等の年代指標が得られないことも多い．本調査の教訓から，履歴調査における地形判読では，地すべりブロックの抽出とともに，以下の諸点が重要と考えられる．

① 地すべり移動体の開析度 [2] や滑落崖の開析状況などから，形成時期について概略的区分を行う．

② 地すべり地形の周辺に分布する平坦面（侵食小起伏面）・段丘面等を，斜面変動の変位・年代基準として広く抽出する．

③ 年代試料を得るために，リッジや凹地などの詳細な地すべり内部地形を抽出する．

文献

1) 清水文健・大八木規夫・井口隆(1998)：地すべり地形分布図　第 1 集「新庄・酒田」，防災科学技術研究所．

2) 柳田誠・長谷川修一(2000)：地すべり地形の年齢－地すべり地形の形成から消失するまでの時間－，日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.591-594.

48. 受け盤型地すべりの解析事例

An analytical case of opposite dip type landslide

○妹尾洋一，中山雅之，池上忠，上野将司，山根誠（応用地質）
Youichi Seo, Masayuki Nakayama, Tadashi Ikegami, Makoto Yamane, Shoji Ueno

1. はじめに

山間部で融雪期に地すべりが発生し，移動土塊の一部が国道に流下，さらに河川を一時的に閉塞した．調査の結果，本地すべりは，受け盤型の地質構造で発生し，頭部に地下水を貯留しやすい構造を持つことが分かった．本報告では，本地すべりの発生機構について考察を行った．

2. 対象地の概況

1) 地すべり発生状況

北信越地方の山間部で3月に，河岸斜面において地すべりが発生した（写真－1）．移動土塊の一部は崩壊し，崩壊土砂が道路のトンネル終点側坑口部のスノーシェッドから道路へ流入し，道路は通行止めとなった．また，河川に流下した崩壊土砂は，河川を一時的に閉塞し，護岸工が破損した．なお，対象地では過去に夏季の集中豪雨により頭部滑落崖・側方崖および小亀裂が発生しており，今回はこの部分が拡大した．

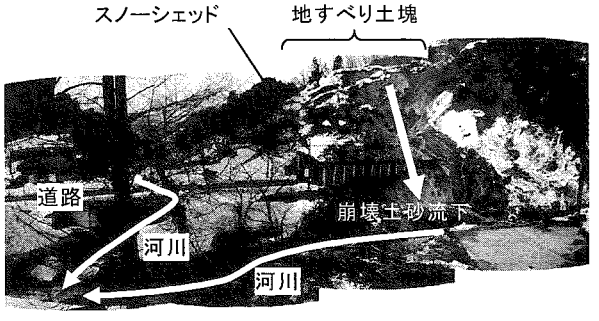
2) 発生時の気象状況

対象地の3月のアメダスデータでは，地すべり発生日の10日前から，最高気温が5℃以上となる暖かい日が続いた．積雪深も10日前の101cmから，発生日は58cmまで低下し，急激に融雪が進んだ．この間の降雨は無かった．

3) 対象地の地形・地質

対象地は二つの河川の合流点に面した北西向き斜面で，地すべり頭部と河川との比高差は約100mである．

基盤の地質は，新第三紀鮮新世の砂岩・泥岩等が分布する[1]．対象地は背斜軸の東翼部に位置し，地質構造は北北東走向，50～60度の東傾斜で，対象斜面に対し受け盤型である[1]．対象地を直接通過する断層の記載は無い[1]．また，この地質の範囲では地すべり地が数多く分布する[1]．



写真－1　対象地の状況写真

3. 調査の結果

1) 地表踏査結果

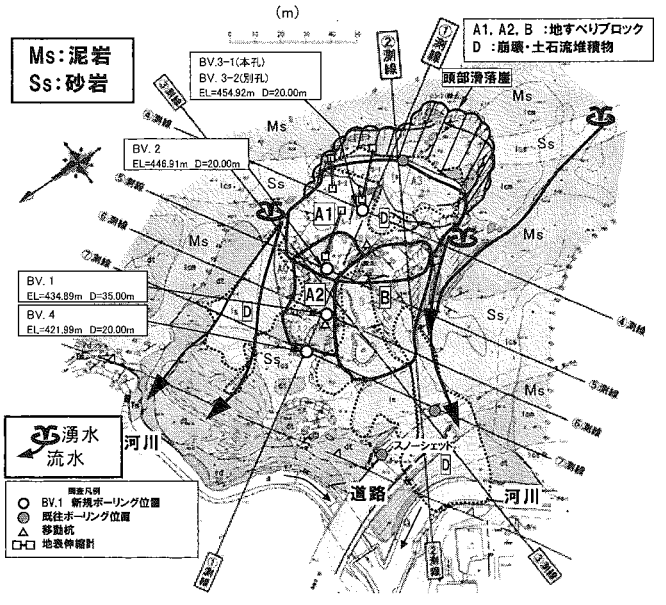
図－1に対象地の平面図を示す．斜面は砂岩と泥岩の互層からなり，斜面に対し受け盤構造である．地すべりは両側を谷に挟まれた，平均傾斜35度の凸形斜面で発生している．谷では沢水が流れている．

斜面上部では，過去に発生し，今回拡大した滑落崖の下位にA1ブロックが位置し，緩傾斜面を形成している．A1ブロックの下部は急傾斜面となり，A2ブロックとBブロックに分化して，それぞれ崩壊が発生している．西側のBブロックで発生した崩壊土砂は，沢沿いに流下して国道を横切り，河床まで到達している．

2) ボーリング調査および地下水調査結果

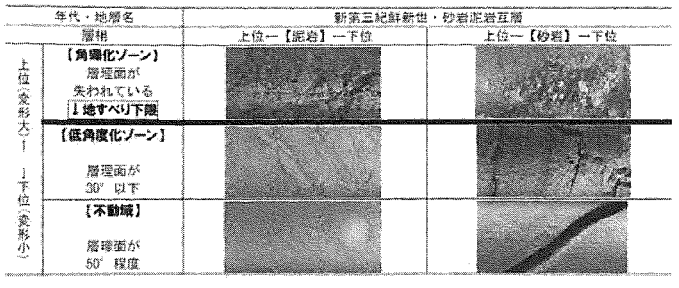
ボーリング調査を行った結果，地質は新第三紀鮮新世の砂岩と泥岩の互層であった．また，地質構造の変形に着目して観察した結果，BV.1，BV.2，BV.3-1のコアは上位層から，変形が進み層理面が失われた「角礫化ゾーン」，層理面傾斜が地すべり変位等によって30度以下になった「低角度化ゾーン」，層理面傾斜が50度程度の「不動域」に区分した(表－1)．斜面最下部のBV.4のコアは全て不動域に区分した．この区分において，角礫化ゾーンの下限をすべり面と判断した．

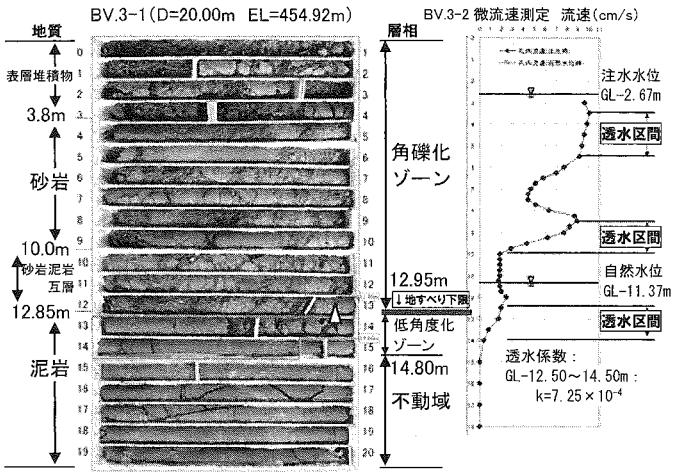
地下水の透水層を把握するため，BV.2，BV.3-2で行った地下水調査（微流速測定）では，角礫化ゾーンおよび低角度化ゾーンで，流速の大きく変化する透水区間が認められた(図－2)．



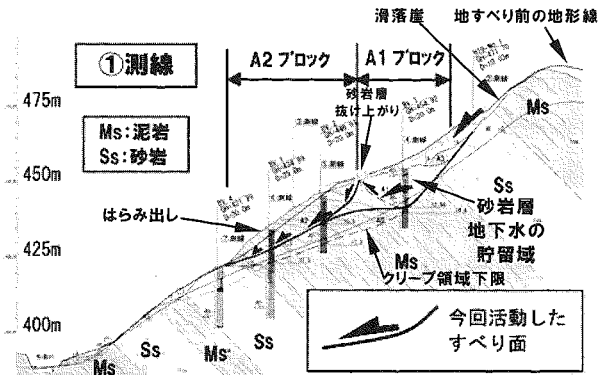
図－1　対象地の平面図

表－1　ボーリングコア状況

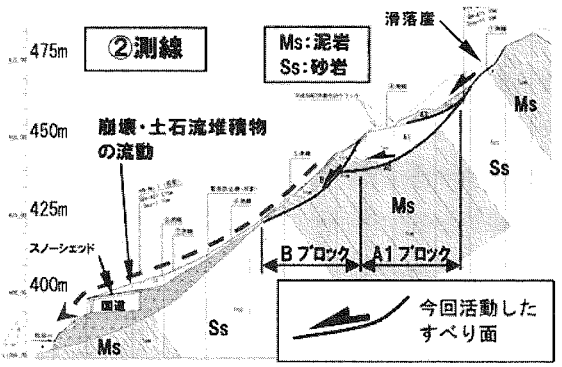




図－2　コア状況と微流速測定結果（A1 ブロック）



図－3　①測線　地質断面図



図－4　②測線　地質断面図

4. 地すべり機構解析

1) 地すべり発生の過程

対象地の地質は形成年代が比較的新しく，層理面が高角度の受け盤構造であるため，下方への傾倒が進行し，初期的な斜面変動（岩盤クリープ）が元々生じていた．急傾斜面で表層の緩みが進行し，上位ほど大きな変形，軟質化が生じたと考えられる（表－1）．

図－3 に①測線の地質断面図を示す．頭部 A1 ブロックは，クリープ領域上位で変形が進んだ角礫化ゾーンの下限をすべり面として回転的に移動し，滑落崖と緩傾斜面を形成した．ブロック末端部では，砂岩と泥岩の地層境界において受け盤の構造を反映し，上位の砂岩層が地表に抜け上がった（痕跡を現地で確認した）．

A1 ブロックの活動により下部の A2 ブロックが押し出された．A2 ブロック末端部では，下位の砂岩層（不動層）が抵抗体となり，すべりによる移動は小さいが，その分，斜面の前方への地形的なはらみ出しが生じた．

図－4 に②測線の地質断面図を示す．A1 ブロックに押し出された A2 ブロックは，斜面沿いに滑落して B ブロックに分化した．A2 ブロックと B ブロックは急傾斜面をなしており，クリープ領域で崩壊し，崩壊土砂は水を含んで土石流化し，国道や河川に流下した．

2) 地すべり発生の要因

前述のように，過去の豪雨で初期の地すべり（頭部 A1 ブロックの原形）が発生し，斜面は不安定化していた．そして当年 3 月，気温の上昇に伴い融雪が進行し，多量の融雪水が頭部 A1 ブロックに供給された．その時 A1 ブロックでは，受け盤構造の砂岩層におけるクリープ領域が，透水性の高い地下水の貯留域となった．その結果，クリープ領域の間隙水圧が上昇し，上位の角礫化したゾーンで不安定化して，地すべりが発生したと考えられる．

3) 復旧対策工と現況の地すべりの活動性

当地すべりは，受け盤型の地質構造を反映し，頭部 A1 ブロックの砂岩層における地下水の貯留域が，地すべり活動に影響している．したがって，この位置の地下水排除工が，最も効果的かつ経済的であると判断し，A1 ブロックに集水井工を計画した．また，急傾斜面で不安定な A2 ブロック，B ブロックについては抑止工を計画した．

集水井工および抑止工の完成後の動態観測において，地すべりの変位は認められていないことから，地すべりの復旧対策工は効果を発揮していると考えられる．

5. おわりに

当地すべりは，受け盤型の地質構造を反映し，層理面が下方に傾倒する岩盤クリープが進行し軟質化していた．気温上昇により融雪水が多量供給された時に，斜面上部の砂岩層における岩盤クリープ領域が，地下水の貯留域となって不安定化し，地すべりが発生した．

文献

1) 柳沢幸夫・金子隆之・赤羽貞幸・栗田泰夫・釜井俊孝・土谷信之（2001）：飯山地域の地質，地域地質研究報告，5 万分の 1 地質図幅，地質調査所，pp.25～32，pp.101.

49 地すべり斜面における二相流解析手法を用いた降雨浸透流解析について

A rainfall infiltration analysis in the slope using two-phase flow numerical simulation

○末永弘，小早川博亮，田中姿郎，豊田康嗣（電力中央研究所）
Hiroshi SUENAGA, Kiroaki KOBAYAKAWA, Shiro TANAKA, and Yasushi TOYODA

1. はじめに

近年，地球環境の変化に伴う異常気象により，豪雨の発生する頻度や地域が増大しており，これに対応して斜面の崩壊現象も頻発している．従って，斜面にある構造物を維持管理するためには，斜面の崩壊を予測する手法を確立することが必要である．

斜面崩壊を発生させる要因の一つとして，降雨浸透に伴う地盤内の間隙水圧，飽和率の上昇による自重の増加ならびにすべり面上の見かけの強度低下が考えられる[1),2)]．このため，斜面における降雨浸透現象を的確に表現することは，斜面崩壊の危険性を評価する上で重要な項目であると考えられる．

そこで，本研究では，降雨浸透流を評価するために気液二相流解析を行い，現場への適用性を検討した[3)]．

2. 解析方法の概要

解析には，汎用岩盤内気液二相流解析コードTOUGH2[4)]を用いた．解析に用いたメッシュを**図 - 1**に示す．対象とした現場の斜面は宮崎県耳川流域にあり[5)]，地表から数 m～20m 程度の厚さで崖錐堆積物が堆積し，下位には旧崩壊堆積物と呼ばれる，過去に地すべりや崩壊によって形成された堆積物が堆積している．この斜面の各地質要素に対して，現場で測定された透水係数，現場から採取されたコアを用いて測定された二相流特性を与え，降雨浸透流を評価するための解析を実施した．

初期条件を決定するため，当該地域の年間降水量をもとに地下浸透量を推定し，定常状態になるまで解析を実施し，測定された地下水位を再現するような岩盤の透水係数を与えた．この結果を**図 - 2**に示す．

次に，**表 - 1**に解析における初期・境界条件を示す．境界条件は，地表面は固定圧力境界，上流および下方境界は不透過境界，下流は流出境界とした．また，降雨条件は，昨年の台風 15 号における降雨パターンを入力した（**図 - 3**）．

3. 解析結果

解析結果として，降雨浸透初期および，降雨浸透開始から 69，159 時間後における地盤内の飽和率の分布を**図 - 4**に示す．この図を見ると，崖錐堆積物，旧崩壊堆積物内においては，降雨によって飽和率が上昇していくことが分かる．崖錐堆積物では，0.4 程度であった飽和率が 0.5 程度まで上昇している．一方，岩盤内においてはほとんど飽和率の上昇が見られないものの，岩盤と崖錐堆積物の境界においては，上部（標高 320m 付近）から降雨が浸透することにより飽和率が上昇していることが分かる．

図 - 5に，解析結果に基づく体積含水率と実測値を比較した結果を示す．この結果から，浅い深度（GL-1～3m）では降雨イベントごとに応じて体積含水率が変動していること，中深度である GL-10m では個々の降雨イベントに対応せず緩やかに体積含水率が上昇すること，深い深度（GL-25～30m）では降雨によらずほぼ一定の体積含水率となること，について，解析結果は測定結果と一致した傾向となっており，解析手法の適用性が示されたものと考えられる．

謝辞

研究の実施にあたり，実験現場を提供頂き，解析結果とりまとめの際助言頂いた，九州電力株式会社ならびに西日本技術開発株式会社の皆様，解析の実施に協力頂いた株式会社電力計算センターの皆様，室内試験の実施に協力頂いた株式会社セレス皆様に謝意を表明する．

引用文献

1) 平松ほか，新砂防，1990.
2) 笹原，地すべり，1997.
3) 末永ほか，電力中央研究所報告，2012.
4) Pruess et al., LBNL Report LBNL-43134, 1999.
5) 吉武ほか，日本応用地質学会平成 23 年度講演論文集，2011.

表 - 1: 降雨浸透流解析の初期・境界条件

	条件
初期条件	
圧力分布	初期条件計算結果に基づく
飽和率分布	初期条件計算結果に基づく
境界条件	
地表面	固定圧力境界（大気圧）
上流側面	不透過境界
下方境界	不透過境界
下流側面	流出境界

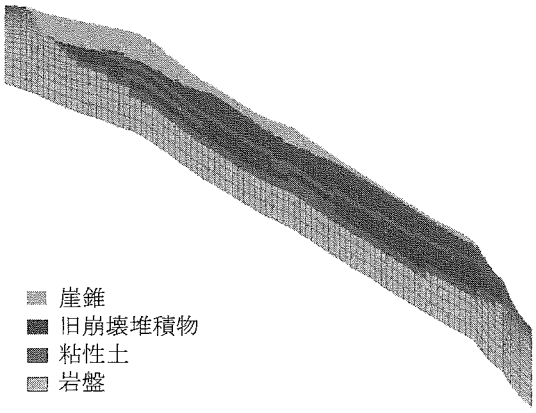


図 - 1: 解析に用いたメッシュ図

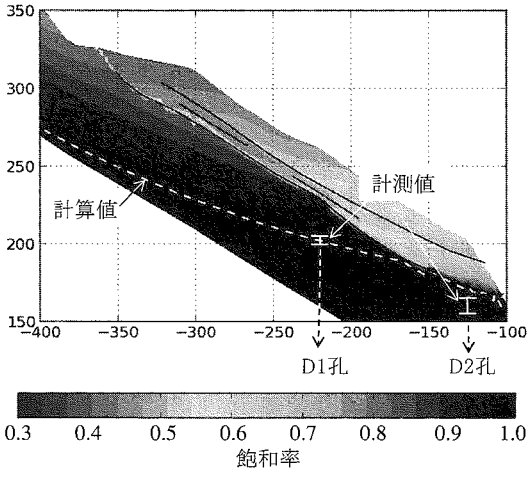


図 - 2: 初期条件計算結果（地下水位の計算値と計測値の関係）

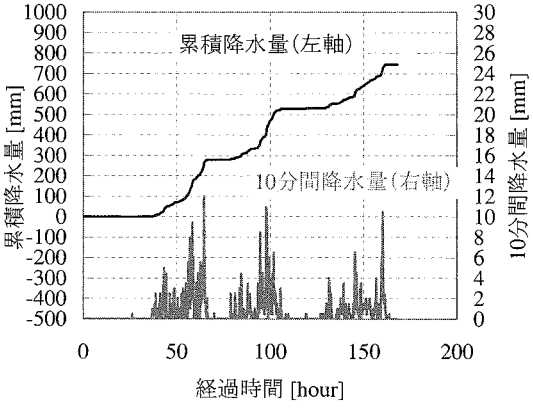


図 - 3: 降雨条件（2011 年台風 15 号）

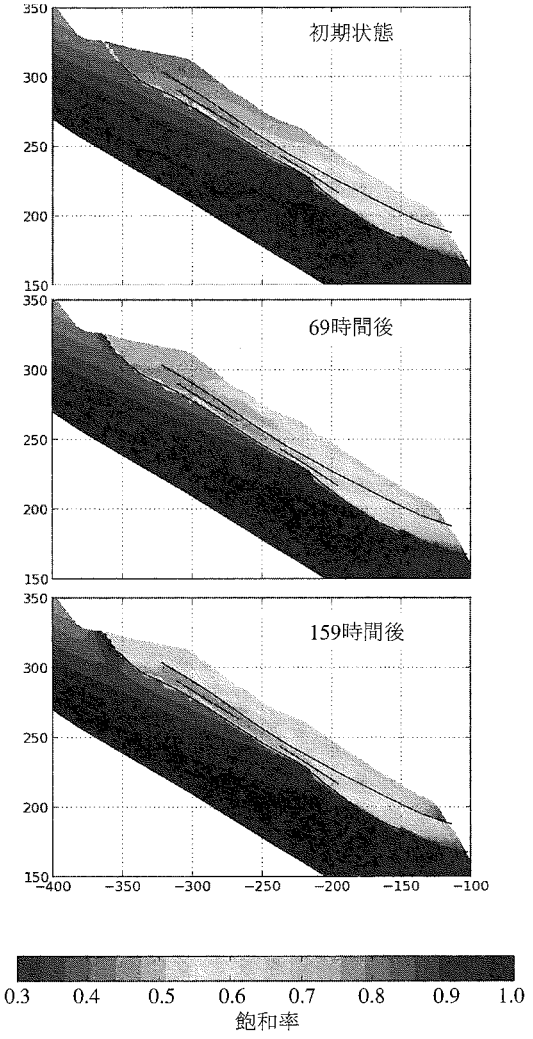


図 - 4: 地盤内における飽和率の時間変化

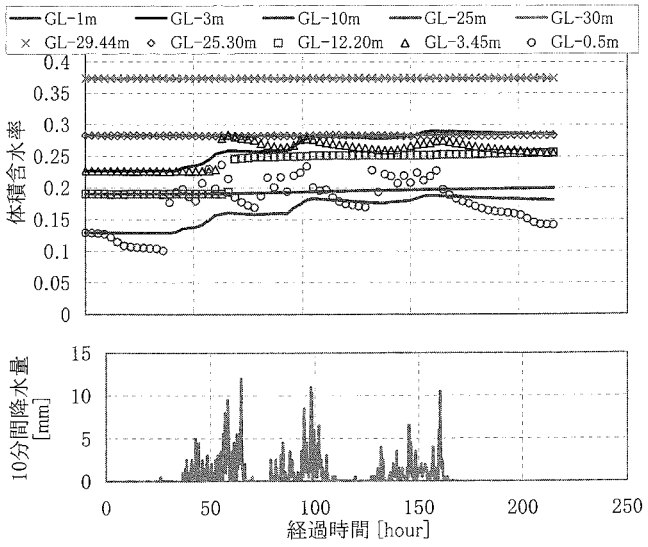


図 - 5: 体積含水率に関する測定値（点）と解析結果（実線）の比較

50. 環境地質マップの取り組み

Efforts to environmental geology map

○稲垣秀輝(株式会社環境地質)
Hideki Inagaki

1. はじめに

環境地質学の分野は広く，いろいろな地質と環境に関連した事象を扱っている．また，人を中心として環境や地質にどのように係わっていくべきかを論じる視点が重要である．近年，自然災害が増加し，しかも甚大化していることが大きな問題になっている．これらの自然災害やそれに係わる環境変化から人を守っていくも環境地質の大きなテーマである．地質や地盤に係わる環境の保全に関しても，関心は高まるばかりで，地盤汚染や地下水汚染の問題を始め，多くの相談が市民から寄せられている．これらを解決するのも環境地質のテーマである．また，ジオパークや地質百選のように地質のすばらしいところを積極的に説明する必要性も高まりつつある.今回,これらのテーマをまとめ，環境地質マップを作る取り組みを始めた．これらの成果を，市民へのアウトリーチの考え方などを交えながら報告する．

2. 環境地質研究部会

現在，日本応用地質学会では環境地質研究部会が新設され 16 名のメンバーがその研究を始めたばかりである．対象と考えている項目については，以下のとおりである．

①地質汚染（地盤汚染・地下水汚染を中心に自然由来・放射能などを含む）
②廃棄物管理と地質（災害廃棄物を含む）
③エネルギー問題（自然エネルギーなど）
④地球環境問題（地球温暖化・生物多様性・土壌劣化・砂漠化など）
⑤資源と地質（水資源・鉱物資源・都市鉱山など）
⑥開発と環境保全（公害・環境アセス・地盤の熱問題）
⑦維持管理と地質
⑧人間・生活環境と地質
⑨防災と環境保全の共生
⑩応用地生態
⑪その他環境地質学に関すること

また，活動内容としては，以下のことを考えている．

①研究部会は 2～3 か月に 1 回の頻度で開催する
②研究部会での話題提供とＷＧ部会の活動
③現地巡検
④講習会や市民セミナーの開催．特に，環境地質は市民に近い分野であり，広く市民にアウトリーチする
⑤学会誌での講座掲載，シンポの主催や本執筆

これらの活動は，緒に就いたばかりであり，多くの学会会員や市民のみなさんの意見を聞きながら進めていく必要性を感じている．

3. 環境地質マップ

地殻の変動帯に属し，脆弱な地盤が多い我が国では多様な自然災害が発生する[1]．このため，市民がわかりやすく自然災害の危険箇所を理解することは難しい[2]．ここでは，市民に関心の深い自然災害についてその危険性をテーマとして環境地質マップにまとめてみた．地質を知り，地質と付き合うことは，地震国に生きる市民にとって，大変切実な課題である．環境地質技術者が，市民の住む地域の状態や一帯の地盤が抱える問題点，あるいは市民が旅先や故郷で遭遇しうる自然災害の危険性をわかりやすく指摘していく努力が重要である（図 3.1-3.2，表 3-1 参照）．

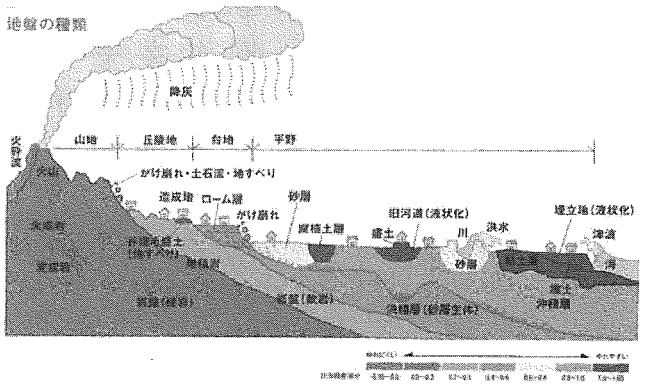


図3.1 日本の地形地質と災害[3]

表3.1 日本の地形と地盤災害[3]

危険度別・地形の種類と特徴

安全 地盤が安定していて揺れにくい。液状化の心配はほぼない	山地 比較的硬く古く、地盤も安定した地盤。	丘陵地 おもに海や湖沼や、小山（丘）の続く地形。被害できた、よく締まった地盤	台地 地盤できた、よく締まった地盤。水はけがよく、比較的平坦かつ地盤特性が良好で災害の心配もない		
比較的安全 地盤は良好で比較的揺れにくい。液状化の危険も少ない	扇状地 山間部を流れる渓流河川が運び地盤できた、良好な地盤	古砂丘 砂盤できた、よく締まった地盤。砂丘より古代が古いので硬い	微高地 河底からの高度差が大きいため水はけがよい。締まった砂地盤	自然堤防 比較的締まった砂地盤からできている。こちらも水はけがよい	
比較的危険 地盤が軟弱で比較的揺れやすい。液状化の懸念がある	砂州 流水によって形成される砂盤できた軟弱な地盤	砂丘 海岸や大河の沿岸などに形成、砂盤できた軟弱な地盤	窪地 地下に形成される凹状地の地盤地。やや軟弱な地盤（砂地盤を含む）	後背低地 盛土できた、軟弱な地盤。一般面より水や低い地盤による	三角州 河口付近に砂泥が堆積、地盤と軟土などが主体の軟弱地盤
危険 地盤が軟弱で揺れやすく、液状化の危険が大きい	旧河道 過去の河川跡、揺れやすく軟弱な砂層が堆積	後背湿地 長期間冠水している地盤、地下水が高い	埋立地 海岸を人工的に陸上でつくった人工地盤で軟弱	おぼれ谷 海に流れ込む陸地の谷、軟弱砂泥、軟弱土が多い	沖積低地 新しい年代が若く軟弱な砂泥が堆積している	地すべり 傾斜地で一部地盤がずれている場所

また，地盤災害調査は，地盤調査の中でも比較的新しい調査を含むため，未だしっかりとした基準化ができていない．したがって，一般化された調査法を示す

ことが難しく，個々の事例を示しながら調査法を解説することになる．ここに，地盤災害調査の問題点があるが，逆に考えると，地盤災害調査は個々の技術者の技術力や経験によるところが多く，新しい技術や調査手法が開発される余地が多い，大変楽しみな分野ともいえる．これらについても環境地質技術者の市民へのアウトリーチが必要である．今後，これらに地質環境に関する汚染や記念物などの事項を入れていきたい．

図3.2 県別危険マップ[3)]

4. 市民へのアウトリーチ

私は，環境地質という会社を立ち上げて 21 年になる．当初，社会資本の整備や国土開発に関する業務が多かったが，最近市民からの相談が増えてきている．専門性の高い環境地質学をどのように市民に伝えていくか，本来は市民にも近いはずのこの学問分野の市民へアウトリーチのあり方のついて少し提案してみたい．

相談内容は様々であるが，地質に係わる防災の問い合わせや，地質環境の相談が多い．また，弁護士や一級建築士からの地質に関係した訴訟の相談も増えてきている（図 4.1 参照）．ここでは，公的機関での統計も出ていないので，1 中小企業の内容で申し訳ないが，これらの案件をまとめて環境地質学に対する市民の需要や問題意識をまとめてみる．概して，困ったときの相談である．もちろん古くは天然記念物や最近のジオパーク・地質百選などの地質を積極的に利用する需要も多いと思われるが，これらについては，他の機関にお任せしたい．

1991－2012 年の間に地質の診断については，106 件の問い合わせがあった．このうち①防災に関する診断は 86 件で多く，②環境に関する診断は 20 件とやや少ない．年代別に見てみると図 4.1 に示したように，2000 年以降から多くなってきている．図 4.2 によると，市民の地質診断の防災項目を見てみると崖・よう壁の診断が最も多く，次いで地盤沈下，盛土と続いている．環境項目では，汚染，植生，水辺の順となっている．

地質の訴訟については，16 件の問い合わせがあった．このうち③防災に関する訴訟は 15 件で多く，④環境に関する訴訟は 1 件のみであった．特に，2010 年以降の依頼が多い．項目別に見ても地質診断と同じ傾向があり，防災に関する訴訟が多い．その中でも多いのは，崖・よう壁，地盤沈下，盛土，水辺の順になっている．地質環境に関する訴訟は水辺に関する 1 件のみである．やはり，安全に係わる不安は裁判をしてまで頑張ってみる市民の姿勢が伺える．

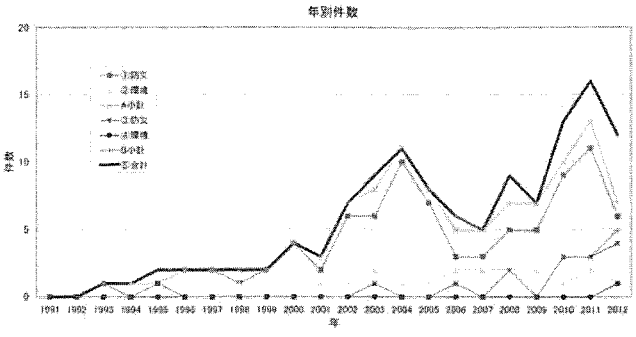


図4.1 市民からの相談

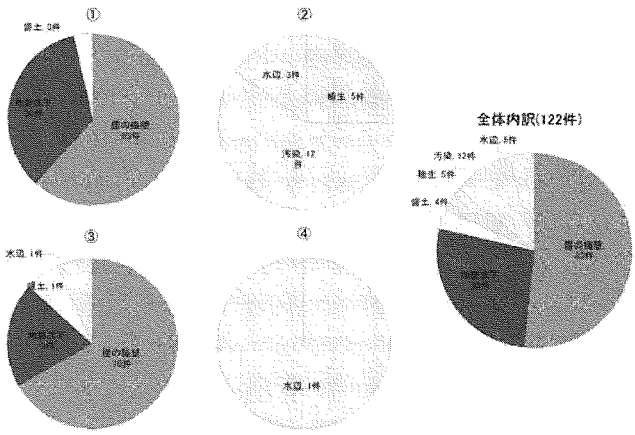


図 4.2 項目別割合

5. まとめ

環境地質学の技術者は，理学と工学の橋渡しで様々な地質に関する業務を担っている．しかし，実際には市民に向き合う機会は少なく，専門的な知識を広く一般に知ってもらってはいない．たとえば，日本の脆弱な国土の状況や地殻変動の活動性や自然災害を起こしやすい気象条件などである[4)]．このため，環境地質学に係わる知識をわかりやすく市民に伝える努力が必要と感じている．

今後，いろいろな機会に多くの意見をいただき，さらに実用性のあるものにしていきたい．

参考文献

1) 地盤工学におけるリスクマネジメント委員会：講座「地盤工学におけるリスクマネジメント」，地盤工学会誌，**vol.59,no.7-12,2011**

2) 稲垣秀輝（2001）：暮らしとその安全のための応用地質，応用地質，vol. 42, no5, pp. 314-318.

3) 稲垣秀輝（2012）：最新 47 都道府県危険度マップ，エクスナレッジムック，175 p．

4) 稲垣秀輝他（2012）：地震に負けない地盤がわかる本，エクスナレッジムック，126 p．

51. 北海道内に分布する火砕堆積物からの自然由来有害物質の溶出

Leaching of toxic elements from pyroclastic deposits in Hokkaido

○高橋　良・垣原康之（北海道立総合研究機構　地質研究所）
原　淳子・駒井　武（産業技術総合研究所）
Ryo Takahashi, Yasuyuki Kakihara, Junko Hara, Takeshi Komai

1. はじめに

岩石や堆積物から砒素（As）や鉛（Pb）といった自然由来有害物質が溶出する場合，土木工事などにおいて大きな障害になる．したがって，対象地域における地層からのそれらの溶出特性が事前にわかれば，工事を効率的に進めることが可能になる．現在，北海道立総合研究機構地質研究所では自然由来有害物質に関する効率的な調査および評価を行うために，北海道内の地質や地形のタイプ区分を行い，その上で有害物質の存在状況や溶出傾向との関係を解明し，モデル化することに取り組んでいる．本発表では，その調査の一環として北海道内の火砕堆積物からの自然由来有害物質の溶出について検討した結果を報告する．

2. 北海道内の火砕堆積物

北海道内の支笏・クッタラ・洞爺地域や，十勝地域，阿寒・屈斜路・摩周地域などにはカルデラ形成噴火に伴う大規模火砕流堆積物などが広く分布している．また，北海道内には有珠山や北海道駒ヶ岳などの成層火山も多数存在し，カルデラ火山と比較して小規模ではあるが，その周辺にも火砕堆積物が分布している．これらの火砕堆積物全体の面積は，北海道全体の 10 %以上を占めており，しばしば人口密集地の表層や地下浅部に分布している．また，表層土壌の母材となっている場合も多い．したがって火砕堆積物から有害物質が多量に溶出する場合，産業活動に伴う土地改変において障害となる可能性がある．

これまで，火砕堆積物からの自然由来有害物質の溶出についての報告は少ないが，支笏火砕流堆積物から基準値を超過した As が溶出する事例が認められている（原ほか，2010）．

3. 手法

本調査では西南北海道地域を対象として，堆積物のタイプ（火砕流堆積物，降下火砕物など）や，噴火規模，溶結度（非溶結，弱～強溶結）などに基づいて試料採取を行った．また，火砕物の二次堆積物や，クロボク，ロームも採取した．試料総数は 49 試料である．

As と Pb の全岩含有量は微粉砕した試料を酸で全融解させ，ICP-MS を用いて検量線法で分析した．溶出試験は公定法（平成 15 年環境省告示第 18 号）に準じて，以下の手法で行った．風乾後，試料を 2 mm 以下に粉砕した．一部の試料については微粉砕も行った．これらの粉砕した試料 3 g と純水 30 mL を遠沈管に採取し，振とう機を用いて 6 時間振とうした．その溶出液を 0.45 μm のメンブレンフィルターで濾過し，分析試料とした．この分析試料を ICP-MS を用いて検量線法で分析した．また，溶出試験後の溶出液の pH を測定した．

4. 分析結果

4.1 溶出量・溶出液の pH

火砕堆積物やロームからの As や Pb の溶出量は，ほとんどの試料で基準値（0.01 mg/L：環境省告示第 18 号の溶出試験による）より低い（図 1）．しかし，降下火砕物やロームでまれに基準値を超過する試料が認められ，As と Pb の溶出量の最大値はそれぞれ 0.038 mg/L と 0.023 mg/L である．As と Pb 以外では基準値を超える溶出値を示す自然由来有害物質は認められない．Al

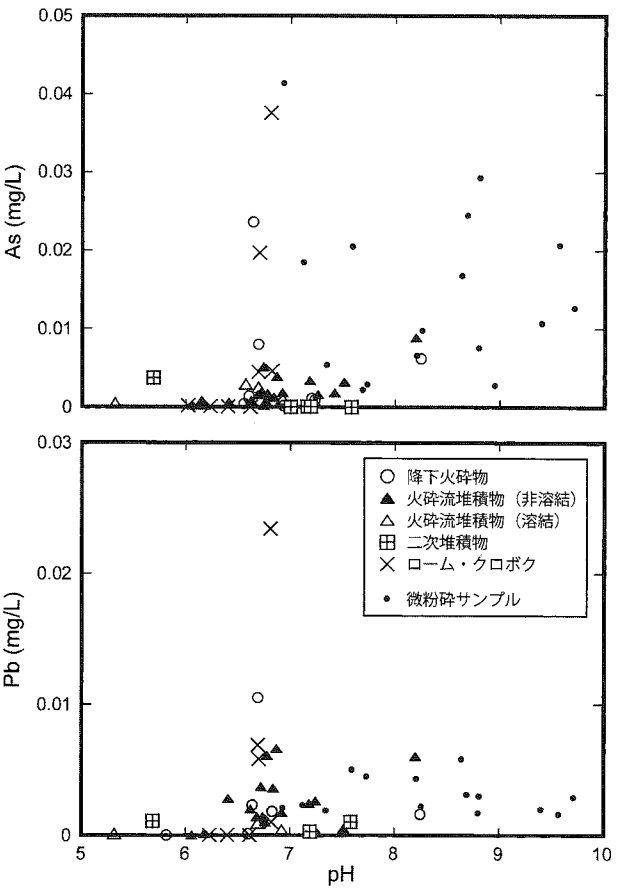


図 1 ：溶出液の pH と As・Pb 溶出量の関係

や Fe の溶出量と As 溶出量には顕著な相関はないが，Pb 溶出量とは正の相関が認められる．溶出液の pH は 5.3～8.3 で，中性付近の試料が多い．

一方，試料を微粉砕して溶出試験を行った場合，溶出液の pH は高くなる傾向があり，最大値は 9.7 である（図１）．そして，それに伴って高い As 溶出量を示す試料が増え，微粉砕した試料の半分以上で基準値を超える．Pb の溶出量には大きな増加は認められない．

4.2 全岩 As・Pb 含有量

As と Pb の全岩含有量はほとんどの試料で 10 mg/kg 以下で，それぞれ 1.9～24.2 mg/kg と 2.3～18.2 mg/kg である．溶出量と比較すると，As と Pb の全岩含有量が高い試料ほど，それらの元素の溶出量が高い傾向が認められる．

5. 火砕堆積物において溶出量が高くなる地質条件

溶出試験を行った結果，一般に火砕堆積物からの As や Pb などの溶出量は小さいことがわかった．しかし，一部の試料では高い溶出量を示す．そこで As を例に，溶出量が高くなる原因やその危険性のある地質条件について検討する．

As の溶出量と全岩含有量には正の相関があることから，火砕堆積物に As が付加される過程を考える必要がある．本調査で As 溶出量が高い試料が採取された露頭は限られており，その地質条件にはいくつかの共通点が認められた（図２）．まず，ローム層や溶結火砕流堆積物などの難透水層が存在すること，そしてその上部にカルデラ形成噴火に伴う火砕流堆積物のような厚い火砕堆積物が存在することである．このような場合，ローム層や，難透水層の直上の火砕堆積物で溶出量が高くなる結果となった．

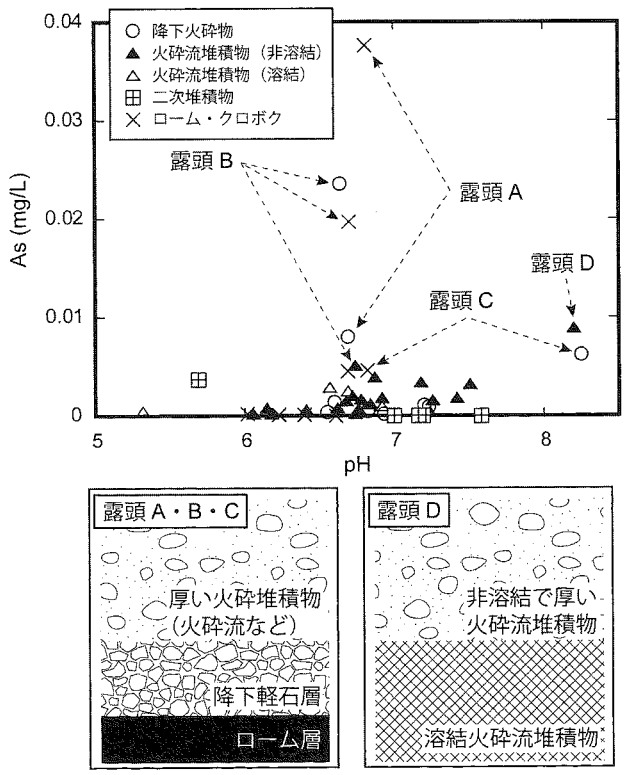


図２：As 溶出量が高くなる地質条件

一般に火砕堆積物は As 含有量が小さく，溶出量も小さい．しかし，火砕堆積物中を浸透した地下水や雨水などが，微細な火山灰に収着されている微量の As を取り込み，地下へ運ぶことが考えられる．このとき，カルデラ噴火に伴う火砕流堆積物のように非常に厚層であれば，浸透中により多くの As を取り込む可能性がある．そして，難透水層であるローム層に達すると，ローム層の上面や，その直上の非常に透水性の良い降下軽石層に浸透水が停滞し，取り込んだ As などを付加することが考えられる（図２の露頭 A・B・C）．また難透水層が溶結した火砕流堆積物の場合も同様に，直上の非溶結相に浸透水が停滞し，As を付加することが考えられる（図２の露頭 D）．それによって，全岩含有量が増加し，溶出量も大きくなった可能性が考えられる．

なお，露頭 A の As 溶出量の高いローム層と降下火砕物の試料は，Pb 溶出量が基準値を超える試料と一致しており，Pb についても As と同じことが起こっている可能性がある．

6. 微粉砕による溶出量への影響

2 mm 以下に粉砕した試料では溶出量が低くても，微粉砕することで As 溶出量が基準値を超える場合が多数認められた（図１）．どの場合も微粉砕した試料で溶出試験を行った方が溶出液の pH が高くなった．このことから，吸着態の As が pH の上昇に伴って溶出した可能性が考えられる．

今後は，火砕堆積物を微粉砕することによって溶出液の pH が上昇する原因を含めて，As 溶出量が高くなる過程について，より詳細に検討する必要がある．

7. おわりに

本調査では，北海道内に広く分布する火砕堆積物からの自然由来有害物質の溶出について検討した．その結果，一般に火砕堆積物からの As や Pb などの溶出量は小さいことがわかった．しかし，特定の条件が重なることによって溶出量が高くなることがわかった．また，火砕堆積物を微粉砕すると溶出液の pH が上昇し，As 溶出量が高くなることがわかった．

文　献

原　淳子・垣原康之・川辺能成・井本由香利・駒井　武（2010）：北海道長流川流域における鉱床・熱水変質帯と重金属類の流出に関する調査．応用地質，51，31-42．

52. 青森県三角岳山地における地下水水質への熱水変質の影響

Hydrothermal alteration influence to the groundwater quality at the Sankaku-dake Mountains in Aomori prefecture

○太田岳洋（鉄道総研），菊地良弘（JX日鉱日石探開），下総大（エヌエス環境），服部修一（鉄道・運輸機構）
Takehiro Ohta, Yoshihiro Kikuchi, Dai Shimofusa, Shuichi Hattori

1. はじめに

近年，環境問題として地下水汚染の問題がクローズアップされる中，土壌汚染対策法の改正により自然由来の有害物質による地下水への影響について社会的な関心が高まっている．例えば，金属鉱山の坑内水や浸透水が強い酸性や高い重金属濃度を示すことが知られている[1]．また，広域的な地下水のヒ素汚染については帯水層の地質に依存することが指摘されている[2]．

地下水水質は帯水層で生じる化学反応で変化し，化学的平衡状態に達する．そのため，地下水水質は帯水層を形成する地質の影響を受ける．例えば，六甲山地の地下水は花崗閃緑岩と花崗岩の分布域で水質が異なり，花崗閃緑岩地域の地下水は花崗岩地域の地下水に比べてCaとMgの濃度が高い[3]．佐々木は花崗岩中の地下水は浅部で弱酸性－中性のCa･Na-HCO3型，深部で弱アルカリ性のNa-HCO3型を示し，この水質変化が方解石の沈殿とスメクタイトのイオン交換反応に起因すると述べた[4]．関ほかは八溝山地周辺の湧水について水質と地質の関係を整理し，変成岩では黄鉄鉱の酸化で生じた硫酸による斜長石と緑泥石の分解，堆積岩では黄鉄鉱の酸化で生じた硫酸による斜長石の分解と方解石の溶解，花崗岩とデイサイトでは炭酸による斜長石の分解が水質形成の主な反応であると述べた[5]．

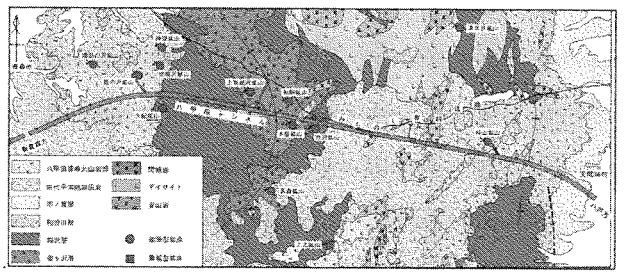
鉱山周辺には硫化鉱物からなる鉱脈が分布し，鉱脈に接した地下水の酸性化や重金属の濃集が予想される．しかし，鉱脈を生成する熱水変質作用により生じた変質鉱物の組合せと地下水水質との関係や変質作用による地下水の影響範囲は明確ではない．また，熱水変質作用と続成変質作用の地下水水質への影響の相違も明らかではない．青森県中部の三角岳山地には小規模な鉱脈鉱床が多数分布し，本山地を掘削した東北新幹線八甲田トンネルでは鉱脈鉱床の生成に関与した熱水変質作用の影響を受けた酸性地下水や高濃度の重金属を含有する地下水の湧出が懸念された．

本報告では，八甲田トンネル掘削時に採取された地下水の水質と岩石中の変質鉱物組合せの空間分布の比較から，三角岳山地における地下水水質への熱水変質と続成変質の影響を検討する．

2. 三角岳山地の地質概要

三角岳山地の地質図を八甲田トンネルの位置とともに図－1に示す．当該山地の地質は，下位から新第三系下部中新統の金ヶ沢層，中部中新統の四沢層，和田川層，鮮新統の市ノ渡層，これらに貫入する火成岩類，および新第三系と貫入岩類を覆う第四系の八甲田火山の火砕流堆積物からなる．金ヶ沢層は主に安山岩質溶岩と火砕岩，泥岩からなる．四沢層は泥岩，安山岩質溶岩および火砕岩，デイサイト，玄武岩質溶岩および火砕岩からなる．和田川層は玄武岩質溶岩，泥岩，凝灰角礫岩，凝灰岩，デイサイト，安山岩からなる．市ノ渡層は主に砂岩，凝灰岩からなる．

また，当該山地には上北鉱山をはじめとする旧鉱山が数多く分布する（図－1）．地下水を採取した八甲田トンネルから3km以内に分布する旧鉱山は大盛鉱山など11鉱山であり，そのほとんどが黄鉄鉱，黄銅鉱，閃亜鉛鉱を主な鉱石鉱物とする鉱脈鉱床で，おもに金ヶ沢層，四沢層，和田川層分布域にある．



図－1　三角岳山地周辺の地質と鉱床の分布

3. 三角岳山地における各地層の地下水水質の特徴

八甲田トンネルに分布する各地層から採取した地下水の水質については，すでに報告している[6]．概要は以下のとおりである．

市ノ渡層中の地下水は$Ca\text{-}HCO_3$型を示し，pHは7.5～8.5である．和田川層では岩種ごとに水質が異なり，玄武岩ではCa-SO4型，凝灰角礫岩ではCa-HCO3型を示す．pHは7.5~9.0である．四沢層の地下水はSO4に卓越し，いずれの岩種でもCa-SO4型が多く，pHは8.0~9.0を示す．金ヶ沢層では凝灰岩，凝灰角礫岩ともにCa-HCO3型からCa-SO4型で，pHは8.0~9.0である．貫入岩中の地下水はCa-SO4型からCa-HCO3型を示し，一部にNa-SO4型がみられる．pHは8.0~9.5である．

4. 変質鉱物組合せと地下水水質

八甲田トンネル掘削時に切羽あるいは先進ボーリングコアから採取した580試料についてX線回折試験を行った．また，地下水試料は切羽および先進ボーリングから1,006試料採取し，水質を分析した．

図－2(a)に変質鉱物組合せの分布を示す．X 線回折試験における各鉱物の回折強度を定性的に 4 段階区分し，トンネル延長方向における回折強度分布を 20 試料の近接平均として示した．等間隔の試料採取ではないため，画一的な試料数の近接平均は正確な鉱物組合せを表してはいないが，図－2 のスケールにおける鉱物組合せを大局的に見ることができる．

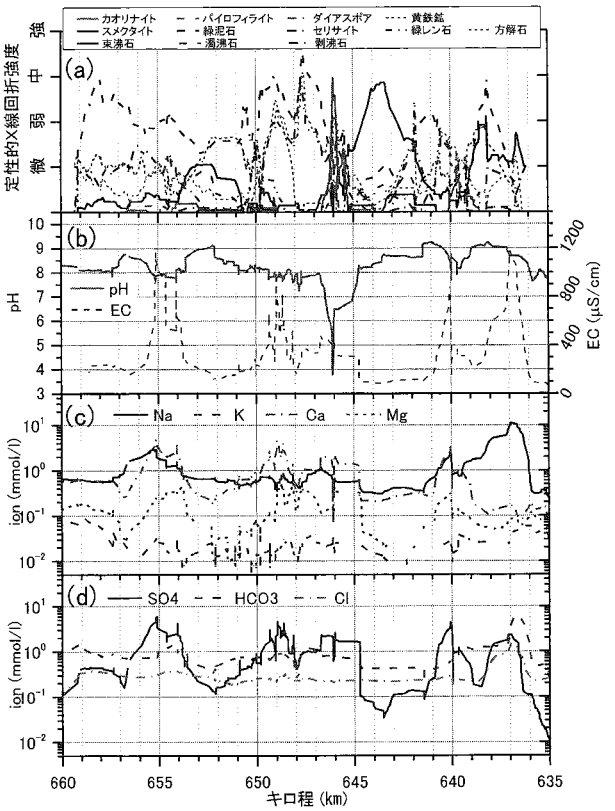
636~639km では緑泥石，スメクタイトが卓越し，641～645km はスメクタイトに富み，沸石を含む．646km から終点(青森)方は全体的に緑泥石が卓越し，646～650km にはセリサイト，651～654km にはスメクタイト，濁沸石，654km から終点方にはセリサイト，方解石が含まれる．これらの範囲は中性変質鉱物に卓越し，一部にアルカリ性変質鉱物の沸石族を含むことから，続成変質作用が卓越していると考えられる．639～640km や 645～646km は特徴的にカオリナイトやパイロフィライトなどの酸性変質鉱物に富んでおり，熱水変質作用の影響を強く受けている．また，640～641km，642km 付近，646～650km，653～656km，658～659km の範囲は黄鉄鉱を多く含む．当該地域の鉱脈鉱床は黄鉄鉱に卓越することから，これらの範囲では続成変質作用が主であるが，鉱脈鉱床を形成するような熱水変質作用の影響も受けていると推定される．

地下水の水質についても変質鉱物と同様に 10 試料の近接平均をとり，大局的な水質分布を把握した（図－2(b)～(d)）．続成変質作用が卓越する範囲の地下水の pH は 8.0～9.0 で，電気伝導率は 100～300 μS/cm を示す．続成変質を受けた範囲でも黄鉄鉱を多く含み熱水変質が影響した箇所では，400 μS/cm 以上の電気伝導率を示し，特に方解石が黄鉄鉱と同程度含まれる 640～641km，648～650km，655km 付近では 800 μS/cm 以上を示す．一方，強い酸性変質を受けている 645～646km の地下水は pH4.0 と強い酸性を示し，酸性変質鉱物を含む 639～640km でも周囲より低い pH を示す．

地下水中の陽イオンは Na，Ca に富み，次いで Mg が多く，K 濃度は低い．方解石と黄鉄鉱が同程度含まれる箇所では，Ca，Mg の濃度が周囲よりも高い．640～641km，655km 付近では Na も高い濃度を示す．沸石族を含み中性からアルカリ性変質の特徴を有する範囲では Na，Ca，Mg 濃度がやや低く，Mg でその傾向は顕著である．また，陰イオンで顕著な濃度変化が見られるのは SO4 のみである．SO4 は酸性変質鉱物の分布範囲や続成変質帯でも黄鉄鉱を含む箇所で高い濃度を示す．一方，中性からアルカリ性変質の範囲の地下水では低い SO4 濃度を示す．

以上のことから，黄鉄鉱を含む鉱脈を形成するような熱水変質を受けた箇所の地下水は，高いイオン濃度を示す．特に酸性変質鉱物に富む強い熱水変質を受けた場合は，変質過程で各元素の溶脱が生じるため，そこの地下水はやや低いイオン濃度を示すが，pH も低く酸性を呈する．一方，続成変質作用でも沸石族が生成するアルカリ変質を受けると，地下水のイオン濃度は低く，沸石へのイオンの吸着が推定される．

また，熱水変質の影響を受けた地下水の分布は，熱水変質により生成された鉱物の分布範囲にほぼ限られている．このことから，三角岳山地のような硬岩地山の割れ目に分布する地下水水質は，帯水層の鉱物組合せに依存し，広域的な流動にともなう地下水の混合による化学的な均質化は生じていないと考えられる．



図－2　変質鉱物組合せと地下水水質の空間分布

文献

1) 久保田喜裕（2003）：鉱山廃水と公鉱害・現代の環境汚染，資源環境地質学，資源地質学会，pp.363-368.
2) 島田允堯（2003）：ヒ素に汚染された地下水，資源環境地質学，資源地質学会，pp.369-372.
3) 笠間太郎・鶴巻道二（1971）：六甲山地のトンネル湧水状況とその水質，応用地質，Vol.12，pp.16-28.
4) 佐々木宗建（2004）：花崗岩地域の地下水の地化学的特徴，地質調査研究報告，Vol.55，No.11/12，pp439-446.
5) 関陽児・金井豊・上岡晃・月岡勝宏・濱崎聡志・金沢康夫・中島輝允（1999）：採石場の湧水からみた地質と地下水質との関係－八溝山地周辺の例－，地質調査所月報，Vol,50, No.11, pp.683-697.
6) 下総大・太田岳洋・服部修一（2003）：新第三紀層中の地下水の水質と地質の関係－八甲田トンネルにおける測定例－，平成 15 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp. 445-448.

53. 既設トンネルにおける恒常湧水の水質が及ぼす影響について（予察）

Preliminary Research on Groundwater Quality of Tunnel Drainage

○倉橋稔幸，岡崎健治，田本修一，伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）
Toshiyuki Kurahashi, Kenji Okazaki, Shuichi Tamoto, Yoshihiko Ito

1. はじめに

トンネルからの湧水は，工事中には汚濁水対策として，汚濁水処理設備による浄化および中和処理がなされ，河川法・水質汚濁防止法・環境基本法等の法令に定められた排水基準を満足するように排水されている．これはトンネルからの排水路が河川に接続されている場合には水質汚濁防止法の公共水域として取り扱われるからである．ゆえに，工事後の恒常湧水の排水は環境基本法に基づく水質汚濁に係る環境基準の適用を受けることになる．しかしながら，既設トンネルの恒常湧水が環境基準を越える水質を示すことがある．例えば国道 39 号の武華トンネルの排水は pH10.5 程度のアルカリ性を示すため，排水を自然流下させながら大気中の二酸化炭素と反応させ中和処理している[1)2)]．また，国道 17 号の三国トンネルでは完成後間もなく始まった漏水と，加えて酸度の高い水質(pH3 程度)の湧水が覆工コンクリートを酸食し，コンクリートの劣化から剥離や欠落を引き起こし，防水工や覆工を厚くするなどの対策がなされた[3)]．

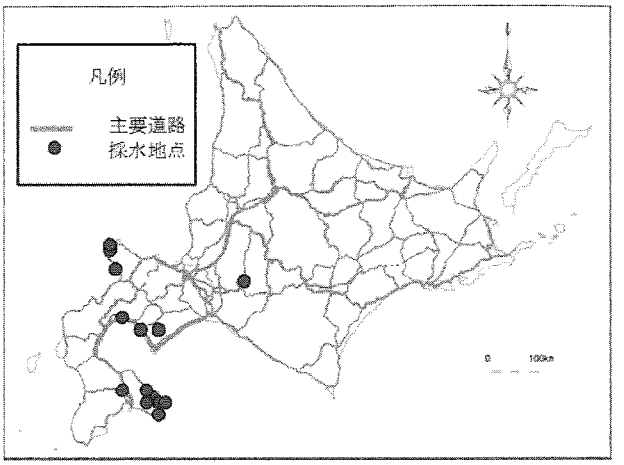
しかし，既設トンネルの恒常湧水については，維持管理段階において水質調査がなされることも少なく，その排水の実態についても不明な点が多い．ゆえに恒常湧水が環境基準を超える水質であっても特段に処理や対策がなされないままに排水されていることが多いと思われる．大島・藤原(1998)は特に酸性水が施設管理のうえで支障を生じさせる可能性のあることを指摘している[4)]．

そこで本報告では，既設トンネルの維持管理に及ぼす影響を予察することを目的として，北海道内の国道等の既設トンネルにおける恒常湧水を採水し，pH・電気伝導度等の水質調査を実施した．

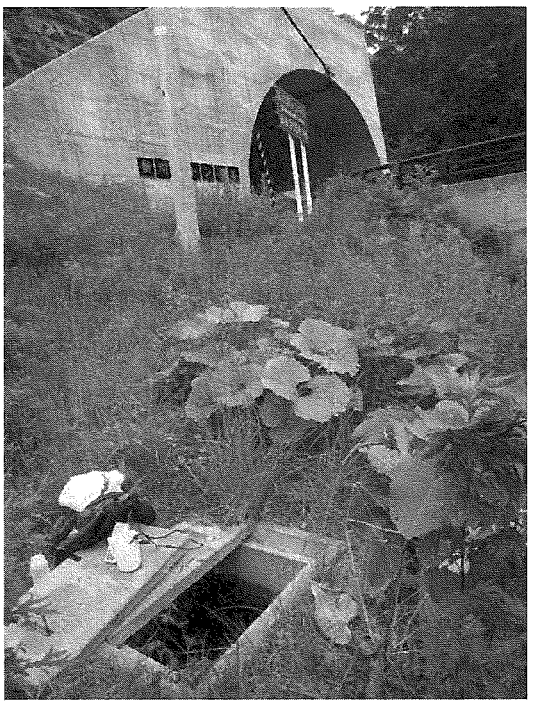
2. 水質調査

北海道における国道等の既設の 14 トンネルにおいて，2012 年 5 月から 7 月にかけて抗口の集水枡等からトンネルの恒常湧水を採水した（図－1，写真－1）．

水質調査は現地および実験室においておこない，水温，pH，電気伝導度(EC)，酸化還元電位(ORP)，溶存酸素濃度(DO)を計測した．計測機器には米国 In-situ 社製の Troll9000 および東亜ディーケーケー社製の pH 電極（GST2729C）を用いた．



図－1　採水位置図



写真－1　トンネル抗口の集水枡からの採水状況

3. 結果と考察

水質調査の結果を表－1に示す．このうち，pH は 3.7～8.7 を示した．これらを環境基準に照らし合わせると，F, G, I, J の 4 本のトンネルで環境基準の pH を逸脱していた．F のトンネルでは pH がアルカリ性を示し，G，I，J のトンネルで酸性を示した．中でも G と I のトンネルでは，排水路でコンクリートの溶食が認められたものの，トンネル内部に顕著な変状は認められなかった．また，J トンネルは，原田(1989)によると

工事中に pH2.0 の酸性水が報告されており[5]，完成から約 24 年が経過した現在でも酸性水が排水され続けている．トンネルの全区間にわたり流紋岩が硫化鉄・硫黄等の鉱染を伴う変質作用を受け，酸性水を恒常的に湧出させていると考えられている．

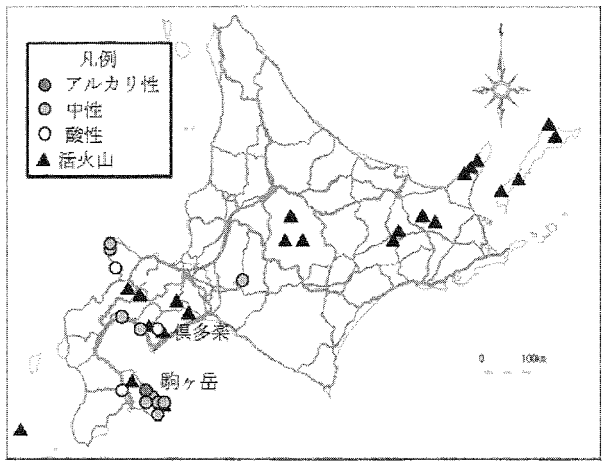
今回の調査では，先に述べた三国トンネルの事例のように覆工に空洞や劣化等の顕著な変状は認められなかったものの，一部のトンネルでは排水路のコンクリートに酸食が認められた．ただし，恒常湧水は坑口で採水されていることから，全区間で平均化されているほか，降水や融雪のように地表水等の影響を受け季節変動する．局所的には酸度の高い区間があることも想定され，そのような区間では酸食がより顕著に進行し覆工の背部のコンクリートには空洞や劣化などがあることも予想される．

また，図－２に示すように，酸性水を排出していたトンネルが位置するのは周囲に駒ヶ岳や倶多楽等の活火山が分布する火山岩地域である．酸性水の地下水は，活火山から数 km～20km 以内にその多くが分布することが報告されている[6]．北海道内には 31 の活火山があり，潜在的には多くのトンネルが酸性水にさらされていると予想される．

表－１　水質調査結果一覧

*水質汚濁防止法に基づく環境基準の pH は AA から C 類型で 6.5 以上 8.5 以下とされている．表中の網掛け部分は環境基準を逸脱した水質を示す．ここでは，環境基準内の pH を中性とし，逸脱する水質を相対的に酸性・アルカリ性に分類した．

トンネル	pH	ORP (mV)	EC (μS/cm)	DO (μg/L)	分類*
A	6.8	204	642.9	10,695	中性
B	7.0	219	432.4	3,262	中性
C	7.9	170	291	2,955	中性
D	7.2	243	423.6	2,670	中性
E	7.6	227	171.3	2,295	中性
F	8.7	187	3453	2,215	アルカリ性
G	3.7	584	11,844	1,753	酸性
H	8.0	-	-	-	中性
I	6.1	240	151	-	酸性
J	4.3	335	139.9	-	酸性
K	8.2	230	279.6	-	中性
L	8.3	217	256.8	-	中性
M	8.2	204	633.6	-	中性
N	8.2	165	438.8	-	中性



図－２　pH と活火山の分布図

4. まとめと今後の課題

北海道内の国道等の既設トンネルにおける恒常湧水を水質分析した結果，１４本のうち，４本のトンネルで水質汚濁防止法に基づく環境基準の pH を逸脱することが分かった．そのうち，３本のトンネルでは酸性の水質を示し，一部では酸食が認められた．酸性水の地下水は活火山周辺に分布することが報告されており，潜在的には多くのトンネルが酸性水にさらされていると予想される．

今後は，より広範囲に水質分析をおこない，既設トンネルの恒常湧水の実態を把握するとともに，水質がトンネル構造物や周辺環境への影響を明らかにする予定である．

文献

1) 青木卓也・五十嵐敏文・飯尾佳浩（2009）：アルカリ性トンネル排水の性状と自然浄化作用による中和過程，応用地質，Vol.50，No.5，pp.273-279.

2) 加我直孝・青木卓也・土田和宏（2009）：大気中二酸化炭素の溶解によるアルカリ性トンネル排水の中和法，北海道開発技術研究発表会，http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/gijyutu/giken/h20_pre_intra/pdf_files_h20/ecocon/EC-3.pdf.

3) 鈴木道雄・諏訪義雄（1971）：三国トンネルにおける巻き立てコンクリートの侵食とその対策，道路とコンクリート，No.13，pp.15-22.

4) 大島洋志・藤原幹之（1998）：トンネル掘削に伴う地下水への影響評価，地下水技術，Vol.40，No.8，pp.1-13.

5) 原田勇雄（1989）：4.北海道の主要プロジェクトに関する土質・基礎の問題，5.オロフレトンネルの設計施工－鉱化変質帯のトンネル施工例，土と基礎，Vol.37，No.9，pp.101-104.

6) 浅森浩一・石丸恒存・岩月輝希（2009）：日本列島における火山周辺の酸性地下水分布，サイクル機構技報，No.15，pp.103-111.

54. モンモリロナイトを含むダム原石山における材料管理

The Quality Control and Quantity Evaluation in the Dam Quarry Contained Montmorillonite

○鶴田　亮介，大沼　和弘，宇津木慎司（㈱ハザマ）
Ryosuke TSURUTA, Kazuhiro ONUMA, and Shinji UTSUKI

1. はじめに

コンクリートに骨材として利用される岩石は，物理的および化学的に安定であり，コンクリートに有害でないことが必要とされる[1]．このため，玄武岩などの火山岩や花崗岩などの深成岩，砂岩などの堆積岩のうち，所要の規格を満足するものが骨材原石として利用されている．しかし，コンクリートダムにおいて，地質的に良好な原石山開発が困難となる場合があり，低品質な原石の骨材への利用が避けられず，種々の項目による詳細な品質管理が行なわれている事例もある[2]．

このような事例の一つに，安山岩や玄武岩などの火山岩が自己変質や熱水変質などの変質作用を受け，造岩鉱物の一部が粘土鉱物化する場合がある．このうち，モンモリロナイトを含有する骨材を用いるとダムコンクリートの凝結速度が速まることから，コンクリート骨材として低品質となることが知られている[3]．このモンモリロナイトの許容含有率を定める基準はないものの，10%程度を管理基準とする例が多いとされる[4]．

本報告は，モンモリロナイトを含有する玄武岩が分布するコンクリートダム原石山において，掘削時に地質技術者による確実な地山判定および材料区分を実施するとともに，モンモリロナイト含有量の測定結果から分別採取した事例を報告する．

2. 検討を実施した原石山の地質状況および材料区分

検討を実施した原石山の開発にあたっては，ボーリングなどによる地質調査とともに，骨材試験やコンクリートの配合試験などを実施し，当該地点に分布する新第三紀中新世の玄武岩を原石として利用することとしている．この玄武岩は，一軸圧縮強度が 100MPa 以上と非常に堅硬である．ただし，海中でマグマが貫入・噴出したものと考えられ，岩体が冷却するに伴い，揮発性ガスが岩体中に捕獲されるとともに，冷却節理の発生，節理沿いの熱水の進入により，モンモリロナイトを伴う変質部が形成されている．

ダム調査時において，玄武岩に含まれるモンモリロナイト含有量は，その岩相により異なることが把握されたため，玄武岩を骨材原石に利用するにあたっては，岩相に着目した材料区分を行なった．この区分は，肉眼観察状況より N 材，Mg-G 材，Mg-B 材に区分し，区分ごとに比重，吸水率およびモンモリロナイト含有量について調査を行っており，**表-1** に示すような特徴が整理されている．

このうち，N 材，Mg-G 材は，既往の指針に準じた骨材に求められる比重および吸水率を満足し，骨材利用が可能と判断された．ただし， Mg-B 材は，絶乾比重が 2.38～2.55g/cm^3 と比較的小さく，吸水率が 3.4～7.2%と比較的大きい値を示すともに，モンモリロナイト含有量が 10～40%となり，注意が必要と考えられた．

3. 材料判別方法

3.1 全体概要

コンクリートの品質は，一般に，硬化後の強度発現により確認され，施工途中については，JIS などにおいて品質管理項目が定められている．骨材については，粗骨材および細骨材において，比重，吸水率のほか，すりへり耐性などの材質試験項目が定められているが，原石の規定は特に定められていない．原石山の地質構造が比較的単純な場合は骨材製品の品質のばらつきも少ない．しかしながら，当ダムの原石山においては，玄武岩の原石を３種に材料区分したことから，適切に材料区分を実施しないと，製造された粗骨材および細骨材に不良材料が混入し，コンクリートの品質が低下することが懸念された．

このため，原石山において地質技術者による掘削部の材料区分を行なうとともに，原石のモンモリロナイト含有量の測定を実施することにより，材料判別を実施した．コンクリート骨材の管理フローを**図-1** に示す．

表-1　玄武岩の材料区分

材料区分	肉眼観察状況	岩体中での発達位置	上段：表乾比重 下段：絶乾比重 (g/cm^3)	吸水率 (%)	モンモリロナイト含有量（wt%）
N	細粒緻密で，肉眼で黒色部が認められない．破断面は滑らかになる	急冷相よりは内側で岩体の縁辺部 ↑ ↓ 岩体の芯部	2.80～2.83 (2.74～2.81)	0.7～2.0	ほとんど含有しない
Mg-G	鉱物結晶が肉眼で認められ，特に黒色のパッチが認められるものコアの概観は優白色		2.65～2.85 (2.55～2.82)	0.8～4.4	10%程度
Mg-B	鉱物結晶がはっきりとし，黒色のパッチが多く認められ，コアの概観は優黒色．破断面は凹凸が大きく露頭で角が取れている		2.55～2.64 (2.38～2.55)	3.4～7.2	10～40%

この原石山では，表土処理完了後，標高差 8m 毎にベンチ状に掘削し，発破により原石を採取している．材料区分は，ベンチ上面に地質観察を行う測線を設定し，岩盤清掃後，地質技術者が目視観察を実施し，岩種（岩相）および岩盤等級の判定を行なった．ここで，目視による誤差発生を防止することを目的に，シュミットロックハンマーおよび色彩色差計を用いた測定を行い，目視による材料区分の参考とした．

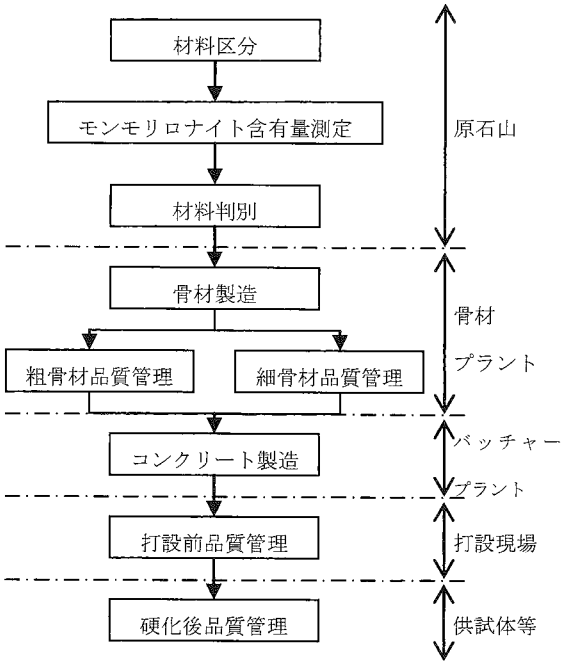


図-1　コンクリート骨材の管理フロー

3.2 モンモリロナイト含有量測定結果

モンモリロナイト含有量は，X 線回折装置（㈱リガク製：Mini Flex Ⅱ）を用いて測定した．実際の測定に際しては，発破孔の削孔時に採取した岩粉を，振動ミルにより 74μm 以下に細粒化したものを試料とした．そして，事前に標準試料から検量線を作成し，測定した回折強度との比較により，同一孔より得られた 3 試料の平均値を当該地点のモンモリロナイト含有量とした．材料区分別のモンモリロナイト含有量測定結果を**表-2** および**図-2** に示す．

事前の調査（**表-1**）において，N 材はモンモリロナイトをほとんど含まないと想定していたが，実際の含有量は 5.7%（平均値）であることが判明した．また，Mg-G 材のモンモリロナイト含有量は 12.9%（平均値）と事前に想定した値（10%）よりもやや高いとともに，Mg-B 材のモンモリロナイト含有量は 18.1%（平均値）となった．

これに対し，原石の採取にあたり，地質技術者による材料区分判定結果より Mg-B 材を廃棄するとともに，N 材および Mg-G 材についてはモンモリロナイト含有量の管理基準値をもとに原石としての利用の可否を判定した．具体的には，骨材のモンモリロナイト含有量の適性評価が配合試験などにより検討され，その結果

表-2　材質別のモンモリロナイト含有量

材質	測定数	平均値（%）	標準偏差（%）
N	254	5.7	2.6
Mg-G	195	12.9	5.5
Mg-B	16	18.1	6.9

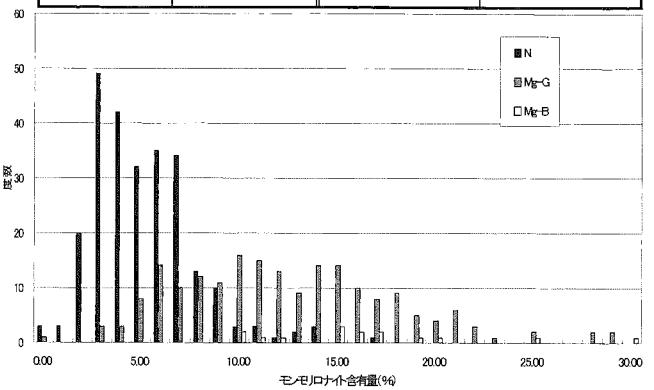


図-2　材料区分別のモンモリロナイト含有量度数分布

をもとにモンモリロナイト含有量 0～10%骨材と 10～15%骨材を 9:1 の比率で混合している．これに対して，当ダムの骨材製造ラインは 2 系統を有しており，異なるモンモリロナイト含有量の骨材の分別生産を可能にしている．

4. おわりに

検討を実施しているダムは平成 28 年度の竣工を目指し，現在，ダムコンクリートを打設中である．

当該原石山に分布する玄武岩はモンモリロナイトを含むが，原石採取時の材料判別とその結果に準じた分別採取，分別製造により，骨材およびコンクリートの所要の品質を確保しながら施工を進捗させている．また，独自に開発した材料管理システムを用いて，判別結果をデータベース化し，材料区分別のモンモリロナイト含有量の実績を把握することにより，地質状況を考慮した賦存量管理に活用することができた．

今後の施工においても，上述した手法を用いて，地質技術者による材料判別結果とモンモリロナイト含有量測定結果より確実な骨材の分別採取，分別製造を行うとともに，これらの検討結果を考慮した賦存量管理を行うことにより，地質状況に応じた最適なダム原石山における材料管理を実施していく所存である．

参考文献

1）日本規格協会：コンクリート用砕石及び砕砂，JIS-A5005，2009
2）芦田仁作，山辺辰男，左近重信：岩石の色彩数値化による地質評価と骨材管理，ダム技術，No.121，55-68，2007
3）脇坂安彦，市川慧，藤原靖，宇治公隆，林順三，三谷哲，前田照信，佐々木肇：モンモリロナイト族鉱物含有骨材を使用したコンクリートの凝結特性，応用地質，34（5），209-222，2007
4）土木学会：コンクリート標準示方書ダムコンクリート編，2007

55. 簡易比抵抗計測を用いたダム原石山におけるコンクリート骨材判定

Judgment of the concrete aggregate using a simple measurement of specific electrical resistance in the quarry of dam

○石濱茂崇，高木秀和，北沢俊隆，片山政弘（株式会社熊谷組）
Shigetaka Ishihama, Hidekazu Takagi, Toshitaka Kitazawa, Masahiro Katayama

1. はじめに

一般に，比抵抗を用いた地山評価は，ダムやトンネル，のり面掘削における調査など，様々な場面で用いられている．特に，ダム原石山におけるコンクリート骨材判定は，コンクリート打設と並行して原石掘削を行うという特性上，迅速な判断が求められ，これまでに密度や吸水率などを迅速かつ簡易に求める方法が実施されている．

本研究では，ダム原石山のコンクリート骨材に対し，迅速な測定が可能な簡易比抵抗計測を実施し，骨材の材料判定区分としての適用性を確認すると共に，地山で実施された比抵抗調査結果との対比を行った．

2. 調査概要

本調査の対象地は，新第三紀の火山岩類が分布する地域で，原石掘削の対象となる地質は，安山岩溶岩であり，溶岩の周辺には自破砕化した箇所が伴われている．

対象地の骨材は，規格値を満たし良好な性状を示すB材と一部で規格値を満たさず品質にばらつきがあるC材，材料として適さないD材に分けられている．B材はB1・B2・B3に細区分され，C材はCⅠa・CⅠb・CⅡに細区分されている．

また，既往調査で密度および吸水率が求められており，吸水率はB材が2%未満，C材が概ね3%以上であり，両者の間での差異が認められている．比抵抗値は吸水率と関連性が高いと考えられることから，簡易比抵抗計測においても同様の差異が生じることが期待される．

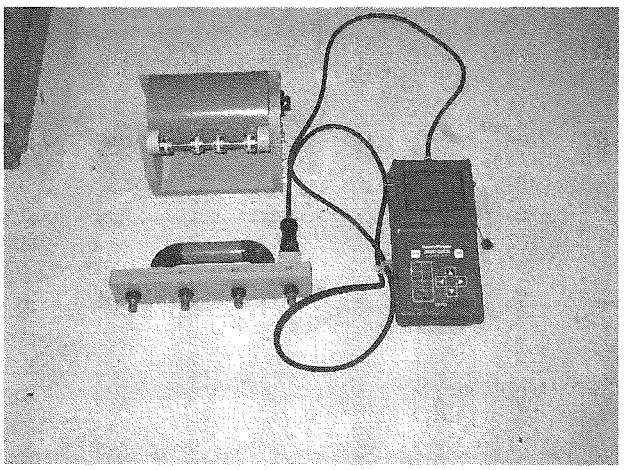
表－1　各材料の特徴

B材	安山岩の溶岩部 硬さはハンマー強打で割れる程度以上 割れ目間隔は概ね10cm以上 一部で割れ目沿いに粘土が厚く介在し，劣化している
CⅠa材	安山岩溶岩の赤色化部 硬さはハンマー軽打で割れる程度 密度・吸水率は規格値の境界付近でばらつきがある 赤色化が進んだものほど低品質
CⅠb材	安山岩溶岩の多孔質，空隙質部 硬さはハンマー軽打で割れる程度 密度・吸水率は規格値の境界付近でばらつきがある
CⅡ材	安山岩溶岩周縁の自破砕質部 硬さは硬質部と軟質部が混在する 密度・吸水率・耐久性において規格値を満足しない

簡易比抵抗計測は，規格値を満たすB材は一括して扱い，B材，CⅠa材，CⅠb材，CⅡ材の各材料に対して実施した．各材料の特徴を表－1に示す．

簡易比抵抗計測器を写真－1に，簡易比抵抗計測状況を写真－2に示す．

計測方法は，1個の試料について，3～4箇所の面ごとに簡易比抵抗計測器をあてて比抵抗値を求めた．試料はϕ＝15～40cm程度のものを用い，各試料の湿潤程度を一定にするために霧吹きで噴霧後に実施した．計測時間は，1試料あたり5～10分程度である．



写真－1　簡易比抵抗計測器

写真－2　簡易比抵抗計測状況

3. 調査結果

3-1. 材料ごとの比抵抗値

実施した簡易比抵抗計測の一覧を表－2に示す．

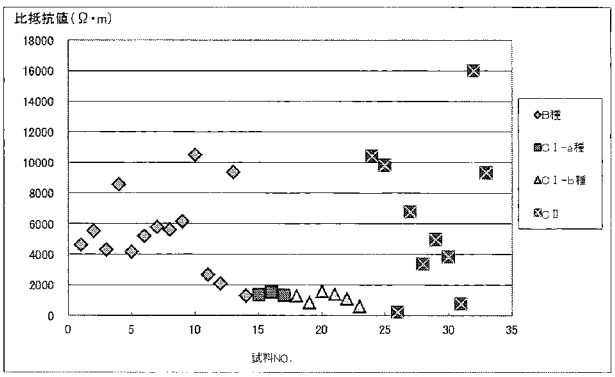
B材は全般に高比抵抗の値を示し，一部を除いて平

均値が 4000Ω・m 以上となる．平均値が 4000Ω・m を下回る試料は，いずれも酸化面での計測が含まれる．

C 材は，CⅠa 材および CⅠb 材は，比較的低比抵抗値を示し，いずれも平均値が 2000Ω・m 未満の値を示し，B 材とは測定値の差異が認められる．一方，CⅡ材は，平均値が 16000～200Ω・m の値を示しばらつきが大きく，一部は高比抵抗値を示すことから，B 材との顕著な差異は認められなかった（図－1）．

表－2　測定結果一覧（太字は酸化面での測定）

NO.	材料種	測定値（Ω・m）				平均値
1	B材	4634	3397	5889		4640
2	B材	5060	9011	2577		5549
3	B材	4614	4875	3462		4317
4	B材	8739	8935	8039		8571
5	B材	5485	2090	4923		4166
6	B材	5179	5107	5305		5197
7	B材	6036	5822	5500		5786
8	B材	4417	6160	6287		5621
9	B材	6191	6134	6087		6137
10	B材	14632	11000	5862		10498
11	B材	2552	2838	4533	778	2675
12	B材	**1605**	**1447**	3206		2086
13	B材	7739	8954	11404		9366
14	B材	**1425**	**1615**	**832**		1291
15	CⅠa材	1378	1484	1239		1367
16	CⅠa材	1710	1654	1323		1562
17	CⅠa材	1572	1555	884		1337
18	CⅠb材	924	1501	1477		1301
19	CⅠb材	255	1081	1259		865
20	CⅠb材	1651	1659	1512		1607
21	CⅠb材	1450	1439	1366		1418
22	CⅠb材	749	1936	676		1120
23	CⅠb材	440	429	983		617
24	CⅡ材	4620	13119	13466		10402
25	CⅡ材	7570	10824	11012		9802
26	CⅡ材	214	98	396		236
27	CⅡ材	6688	6781	6875		6781
28	CⅡ材	4703	2607	2803		3371
29	CⅡ材	5060	4936	4903		4966
30	CⅡ材	4182	4279	3014		3825
31	CⅡ材	868	713	700		760
32	CⅡ材	12731	12437	22827		15998
33	CⅡ材	9188	9501	9298		9329



図－1　試料ごとの比抵抗値のグラフ

3-2. 地山の比抵抗値との比較

調査地において実施されていた地山の比抵抗値は，B 材において 2000～600Ω・m であり，C 材において 600～200Ω・m であった．地山においても相対的に B 材が高比抵抗値を示している．それぞれの材料ごとの地山の比抵抗値と簡易比抵抗値とを比較すると，全般に簡易比抵抗計測の方が高比抵抗値を示す結果が得られた．

4. 考察

計測の結果，CⅠa 材と CⅠb 材と B 材との間では，比抵抗値に測定値の差異がみられたが，CⅡ材と B 材との間では，顕著な差異がみられなかった．CⅡ材が自破砕安山岩で，性質の異なる溶岩部（高比抵抗値部）と凝灰質部（低比抵抗値部）から構成されているため，今回計測した試料のサイズでは，溶岩部を計測している場合と凝灰質部を計測している場合があり，比抵抗値が幅広い値を示しているものと考えられる．

これに対して，CⅠa 材や CⅠb 材は，赤色化した安山岩や多孔質の安山岩であり，いずれも安山岩の低品質部で，吸水率が高く比較的均質である．よって，比抵抗値は安定した値を示し，B 材と比較すると低比抵抗値を示したものと考えられる．

以上の結果から，B 材と CⅠa 材・CⅠb 材との間においては，比抵抗値の差異が認められることから，簡易比抵抗計測は，コンクリート骨材の材料判定指標として有効と考えられる．一方，不均質な性状を示す CⅡ材においては，比抵抗値がばらつくことから，簡易比抵抗値を材料判定指標とするには課題が残る．このように，簡易比抵抗値には，地質により適するものと適さないものとがあり，その適用性は事前に判断する必要がある．今回の計測結果からは，吸水率と比抵抗値に関連があると考えられ，判定は区分を試みる材料に吸水率の差があることが前提となり，かつ CⅡ材のようなばらつきが生じるものが対象となる場合は，その不均質性を考慮した試験方法を検討する必要がある．

また，B 材においては，酸化面にて比較的低比抵抗値を示すデータが得られた．これは，酸化面には風化によって低比抵抗の鉱物（粘土鉱物など）が生成されているためと考えられる．

地山の比抵抗値と簡易比抵抗値との間に同じ材料で計測値の差が認められた原因は，地山内部での風化の程度や割れ目の密度や付随する粘土，地下水の飽和度，計測対象のスケールの差など様々な要因が考えられるが，現時点では判然としない．

5. まとめ

- 簡易比抵抗計測は，B 材と CⅠa 材・CⅠb 材との間においては，測定値の差異が認められ，材料判定指標として有効である．
- 不均質な性状の CⅡ材では，計測値がばらつき，簡易比抵抗値を材料判定指標とするには課題が残る．
- 簡易比抵抗値は地質により適用性の高いものと低いものがあり，事前に適用性を判断する必要がある．
- 地山の比抵抗値と簡易比抵抗値との間には計測値の差があるため，絶対値を用いた比較は困難であり，相対的な比抵抗値の変化に着目すべきと考えられる．

56. 近赤外分光の土木地質試料への応用

Study of near-infrared diffuse reflectance spectroscopy for engineering geological materials

○磯野陽子，木村隆行（エイト日本技術開発），中嶋　悟（大阪大学）

Isono Yoco　Kimura Takayuki　Nakashima Satoru

1. はじめに

近赤外分光は，800～2500nm 付近の波長領域の光の吸収・反射を扱う分光法である．透過性の良い光を用いることから，非破壊・その場分析が可能で，近年特に，食品・医療・化学物質の分野でその利用研究が進んでいる．土木地質分野では，リモートセンシング技術で広域的な植生・岩相・地質構造の把握に利用されている．土木地質材料への適用例は，中嶋他（1996）[1]や磯野他（2011）[2]があるが，その事例は少ない．

今回，この近赤外分光を岩石試験を行った試料に実施する機会を得た．その結果，得られたスペクトルの吸収帯面積と岩石の強度特性の間に，関連性が認められたのでここで報告する．

2. 近赤外スペクトル

近赤外領域において観測される吸収帯の多くは，O-H・C-H・N-H といった，水素原子が関与する官能基の伸縮・変角振動の倍音あるいは結合音を主とする．表-1 に今後分析対象となる土木地質試料に関与すると想定される，吸収帯の波長（波数）とその帰属を示す．

例えば，1400-1470nm 付近の吸収は全ての形態の水の OH 基伸縮振動の倍音に相当する．一方，1880-2000nm 付近の吸収は，OH 伸縮振動と H_2O の変角振動の結合音であることから，H_2O 分子状態の水すなわち吸着水や層状ケイ酸塩鉱物の層間水に対応すると想定される．2080-2190nm 付近，2260-2340nm 付近は，OH 伸縮運動と Si- OH あるいは X- OH の変角振動との結合音であることから，水酸基（OH 基）を有する鉱物の吸収帯と考えられる．土木地質試料であれば，角閃石類，蛇紋石，雲母類，緑泥石，その他粘土鉱物等などが相当する．

3. 測定試料

トンネル設計のために実施されたボーリングコアより得られた古第三紀の花崗岩類試料について，岩石物性試験を行った．その結果を表-2 に示す．この一軸圧縮試験後の供試体を用い，近赤外分光測定を行った．

表-2　岩石物性試験結果

試料No.	圧縮強度 (MN/m^2)	P波(m/s)	S波(m/s)
1	141.6	4710	2640
2	140.9	4990	2760
3	106.6	4010	2230
4	102.6	4510	2430
5	119	5070	2710
6	156.1	5050	2860
7	118.2	4620	2600
8	96.5	4420	2360

4. 近赤外分光測定方法

近赤外分光器（NIR256）一式を写真-1 に示す．一軸圧縮試験後の岩石供試体に直接プローブをあて，反射スペクトルを取得する．プローブからの光の照射反射部の直径は約 2mm である．花崗岩は鉱物粒子が大きいことから，今回は無作為に選んだ 10 粒子の黒雲母・斜長石・石英各鉱物の反射スペクトルを測定した．

得られる反射スペクトルは，アルミナ粉体での反射スペクトルに対する相対反射率で，その反射率を拡散反射測定を定量化するクベルカ・ムンクの式で吸光度に変換し，吸収スペクトルとする．各吸収帯に直線のベースラインを引き，吸収帯の面積を求め岩石物性値との関連性を検討した．

5. 測定結果と解析

No.7 供試体の黒雲母 10 粒子分と No.5 供試体の斜長石 10 粒子分の吸収スペクトルを図-1 に示す．これより確認された吸収帯は，1400・1900nm 付近の水の吸収帯と 2200-2400nm 間の水酸基を有する鉱物の吸収帯

表-1　近赤外領域の吸収帯の波長とその帰属

波長(nm)	波数(cm^{-1})	帰属
1020-1070	9800-9345	二価鉄Fe^{2+} のd電子の配位子場分裂による吸収
1400-1470	7140-6800	OH 伸縮振動(3600-3400 cm^{-1})の倍音
1880-2000	5320-5000	OH 伸縮振動(3600-3400 cm^{-1})+H2O変角振動(1630cm^{-1})の結合音
2080-2190	4800-4570	OH 伸縮振動(3600-3400 cm^{-1})+Si-OH変角振動(960cm^{-1})の結合音
2100	4762	デンプン(炭水化物)の吸収帯
2180	4587	タンパク質の吸収帯
2260-2340	4425-4270	OH 伸縮振動(3600-3400 cm^{-1})+X-OH変角振動(880cm^{-1})の結合音 脂肪族CH 伸縮振動(2960-2850 cm^{-1})+CH変角振動(1450cm^{-1})の結合音
2305	4338	脂質の吸収帯
2345	4264	

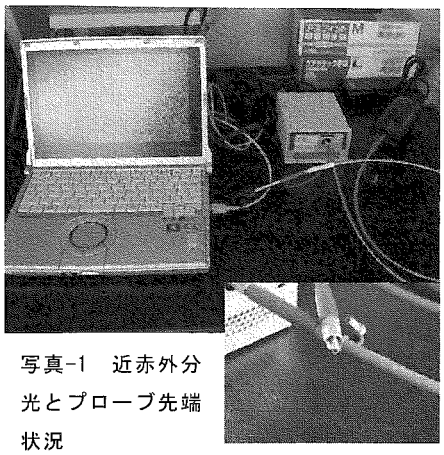


写真-1　近赤外分光とプローブ先端状況

である．これら吸収帯面積の供試体毎の平均と，岩石物性値の関係を検討した結果の一部を図-2に示す．これによると，黒雲母の水の吸収帯面積と岩石物性値の間，斜長石の水酸基を有する鉱物の吸収帯面積と圧縮強度の間に，負の相関が認められた．

6. まとめ

黒雲母の近赤外分光測定の結果，層間水や吸着水を多く有する黒雲母をもつ供試体ほど，強度特性が悪いことが示された．黒雲母から水の吸収帯が確認されるということは，黒雲母自身の風化・変質が進行している結果と推測される．斜長石は構造上，水酸基を有さないが，鏡下観察より表面が粘土鉱物に交代していることが確認された．従って今回の結果は，この粘土鉱物のスペクトルも測定している可能性が高い．ここでも，風化変質が進行し粘土鉱物に置換されている斜長石を多く含む供試体の強度が，低いことが示されている．

以上，近赤外分光により鉱物レベルの風化・変質状況の定量化および，強度特性の間接的把握の可能性が示された．本測定は，プローブ先端を測定対象にあてるだけでデータが得られる非破壊測定法であり，測定時間も1秒足らずと，きわめて短時間で反射スペクトルの収集が可能である．吸収帯の帰属を吟味する必要はあるが，今後も引き続き新たなツールとして，土木地質試料への利用を検討していきたい．

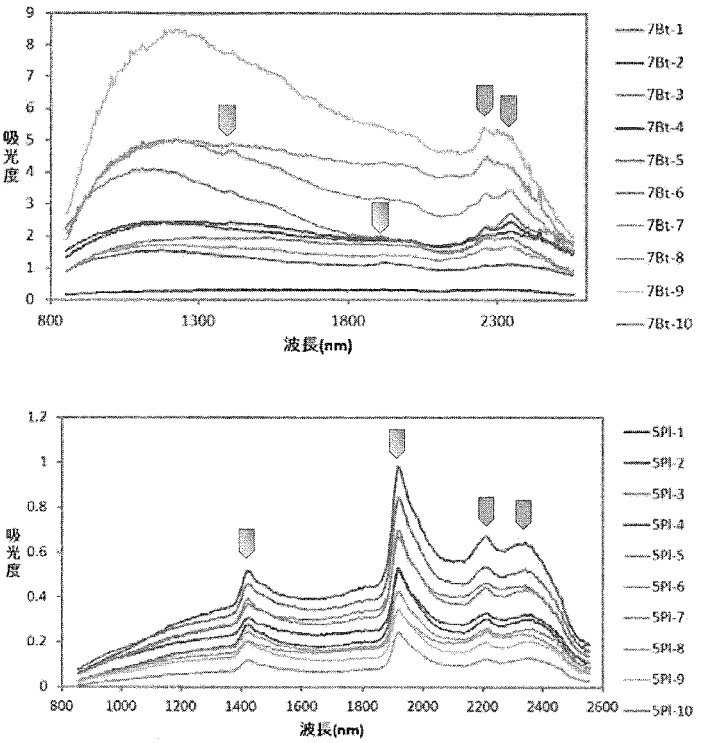


図-1　上：No.7黒雲母の近赤外スペクトル
下：No.5斜長石の近赤外スペクトル

文献

1) 中嶋　悟・黒木紀子・斉藤典之・多田隆治・高山英男・大倉　力：可視・近赤外フィールドジオセンサーの開発，月刊地球，18, 223-230 (1996)

2) 磯野陽子・木村隆行・中嶋　悟：土木地質試料への可視および近赤外分光分析の利用，第46回地盤工学研究発表会発表講演集，149-150 (2011)

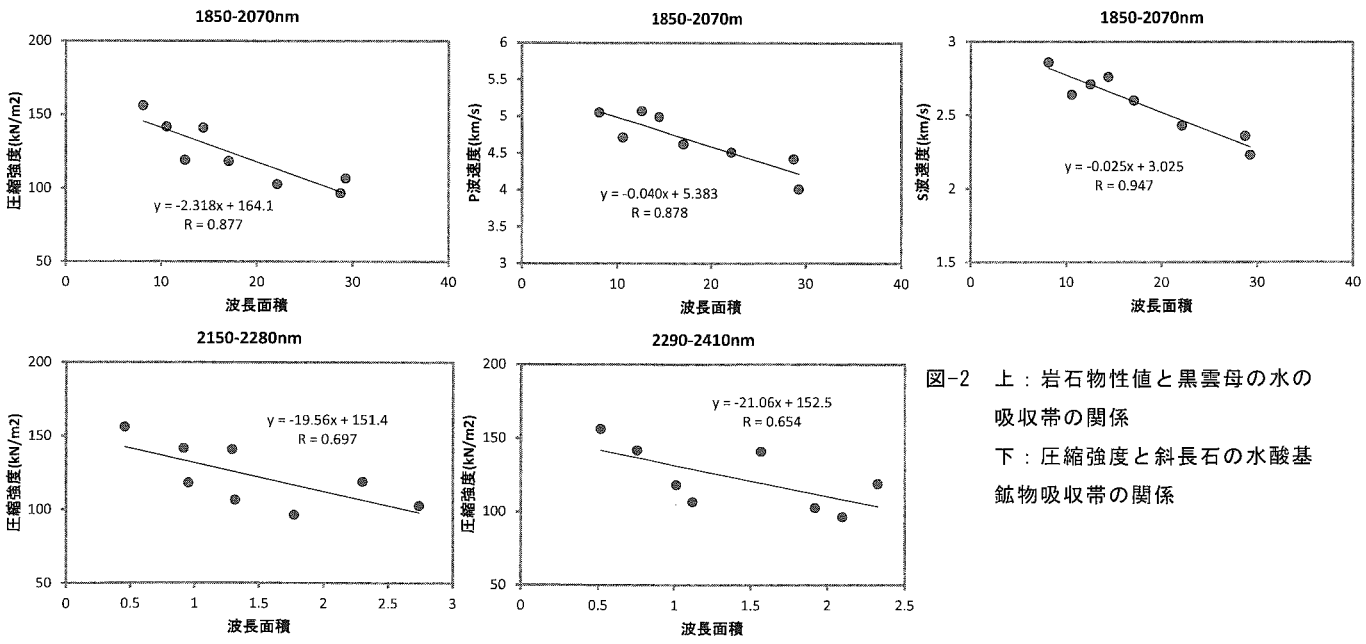


図-2　上：岩石物性値と黒雲母の水の吸収帯の関係
下：圧縮強度と斜長石の水酸基鉱物吸収帯の関係

57. 打音測定による岩塊の安定性評価に関する供試体実験

Specimen test on stability evaluation by the hammering test of rock blocks on slopes

○石原朋和，蒲原章裕，太田岳洋，上半文昭（鉄道総合技術研究所），斎藤秀樹（応用地質株式会社）
Tomokazu Ishihara, Akihiro Kamohara, Takehiro Ohta, Fumiaki uehan, Hideki Saito

1. はじめに

落石はその発生の誘因が明瞭ではないことから，発生箇所や発生時期を予測することが困難な災害である．落石災害を防止するために，鉄道事業者等では定期的な検査が実施されているが，その内容は専門家による定性的な評価を主体としているのが現状である．このことから，現場技術者が簡易かつ定量的に落石の危険性を評価できる手法の確立が求められている．既往の研究では，岩石ハンマーなどによる打撃音に基づく定性的な評価方法の定量化に関する検討が打音測定により行われ，打音測定から得られる卓越周波数やその振幅から岩塊の安定性が推定できる可能性が報告されている[1]．本報告では，岩盤と岩塊を模擬した供試体を対象に打音測定を行い，岩盤と岩塊との付着面積・打撃箇所の違いが打音測定結果に与える影響と打音測定と振動測定との比較検討を行った結果を報告する．

2. 供試体実験

2. 1 打音測定

打音測定では，打撃装置で対象物を一定力で打撃したときの打撃音の音圧波形をフーリエ解析して得られる最大振幅と最大振幅を示すときの卓越周波数を用いて岩塊の定量的な安定性評価に関する検討が行われている[1]．そこでは安定岩塊にくらべて不安定な岩塊ほど卓越周波数が低く，振幅が大きくなることが示されている．

2. 2 実験条件

実験に使用した模擬供試体を図1に示す．安定したコンクリート台座は岩盤を模擬し，コンクリートブロックは岩盤斜面中の岩塊を模擬している．両者はハイストーン（石膏）で接着されており，接着部分の長さを変化させることで，付着面積が小さくなり岩塊が不安定になる状態を模擬している．接着長は全面接着の場合の0.3mから0.03mまでの12パターンを設定した．打音測定はコンクリートブロックを対象に図2に示す①～⑦の7箇所で実施した．また，打音測定と並行してUドップラー測定による振動測定（以降，振動測定と称する）を実施した．

2. 3 実験結果および考察

(1) 付着面積・打撃箇所の違いが打音測定結果に与える影響

打撃箇所①～⑦の測定結果を図2に示す．打撃箇所④，⑤は接着長が短くなると卓越周波数が低下する傾向が認められる．打撃箇所⑥，⑦は接着長と卓越周波数の関係に1kHz以下の中で隔たりがある．打撃箇所①，②，③は1kHz以下と3kHz以上での隔たりがある．しかしながら，音圧スペクトルをみると（図3），打撃箇所①，②，③，⑥，⑦でも1kHz以下に打撃箇所④，⑤の卓越周波数に相当するピークがみられ，接着部分の減少に伴い低下する傾向が認められる（図3，4）．これよりピークの大きさは異なるものの打撃箇所によらず接着長の相違に対応するピーク周波数の変化が得られると考えられる．このときの接着長と振幅の関係をみると，全体的には接着長の減少に伴い振幅が大きくなる傾向がみられるが，接着長が0.1m以下では振幅が小さくなる等，値のバラつきも認められる（図4）．この振幅のバラつきは，測定ごとに打撃部の打撃面への当たり方や打撃箇所とマイクの距離が若干異なることで生じている可能性が考えられる．

(2) 打音測定結果と振動測定結果の比較

振動測定結果と打撃箇所①の打音測定結果を比較した結果，振動測定により得られる振動の卓越周波数と同様の周波数で音圧スペクトルのピークが認められる（図5）．また，そのピークの周波数は接着長が0.3mのとき500～600Hz，接着長が0.1～0.25mのとき300～500Hz，接着長が0.1m未満のとき300Hz以下を示し，付着面積が小さいほど周波数が低い傾向がある（図5）．これらのことから，打音測定から得られる音圧スペクトルの0～600Hzの範囲に認められるピークには，対象物の振動を表す情報が含まれている可能性がある．

3. まとめ

岩盤と岩塊を模擬した供試体を対象とした打音測定から，以下のことが明らかとなった．

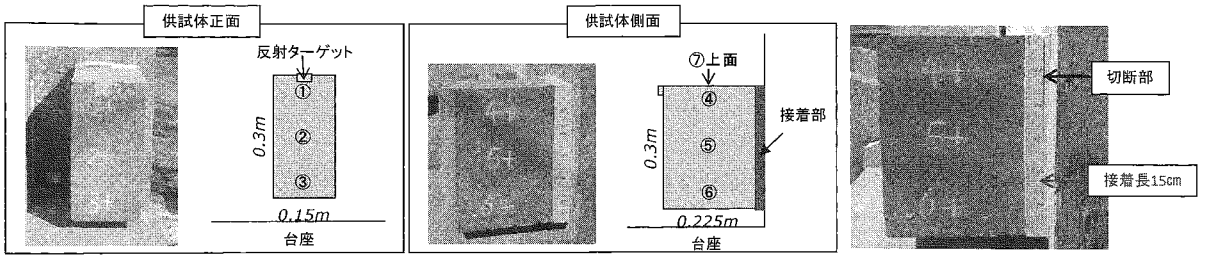
(1) 打音測定により得られた音圧スペクトルには，打撃箇所によらず接着長の相違に対応するピークが認められ，接着長の減少に伴いそのピークの周波数が低下することがわかった．

(2) 音圧スペクトルの0～600Hzの範囲には振動の卓越周波数と同様の周波数にピークがみられ，このピークには対象物の振動を表す情報が含まれる可能性がある．

なお，本研究は，鉄道・運輸機構「運輸分野の基礎的研究推進制度」により実施したものである．

文献

1) 川越健・石原朋和・浦越拓野・太田岳洋（2011）：岩盤斜面における岩塊の安定性に関する評価手法，鉄道総研報告，Vol.25，No.7，pp.31-36.



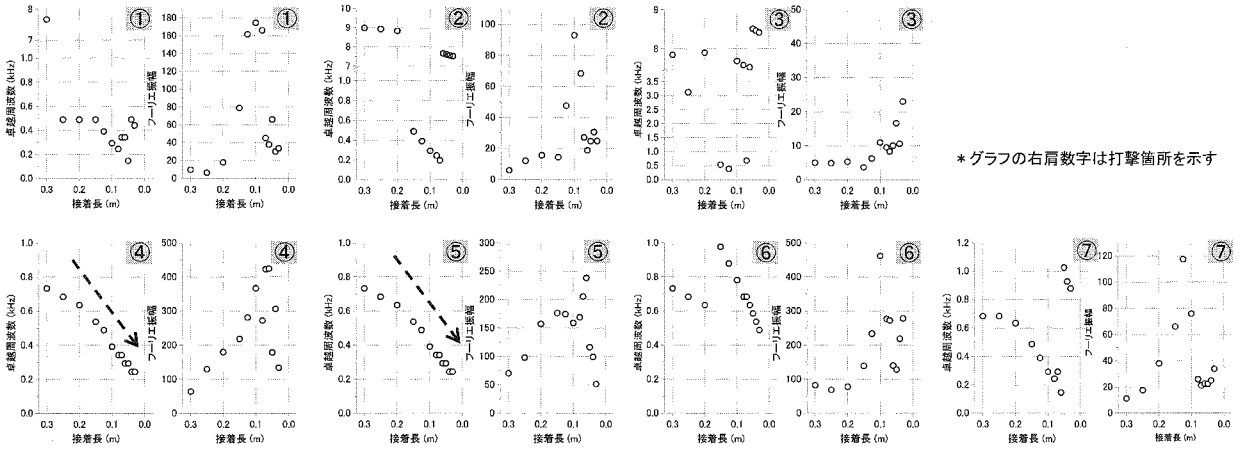
接着長0.15mの例

①～⑦：打音測定による打撃箇所　**反射ターゲット**：振動測定箇所（Uドップラー）

供試体：コンクリート（Vp=3680m/sec）　**接着剤**：ハイストーン（石膏）

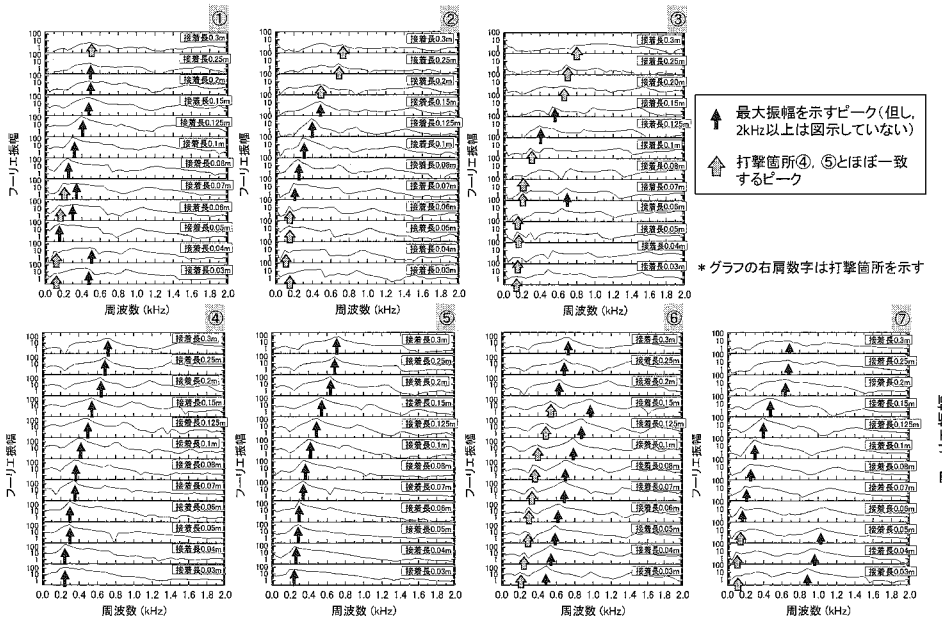
接着長：0.3, 0.25, 0.20, 0.15, 0.125, 0.1, 0.08, 0.07, 0.06, 0.05, 0.04, 0.03mの12パターン

図１　模擬供試体および実験条件

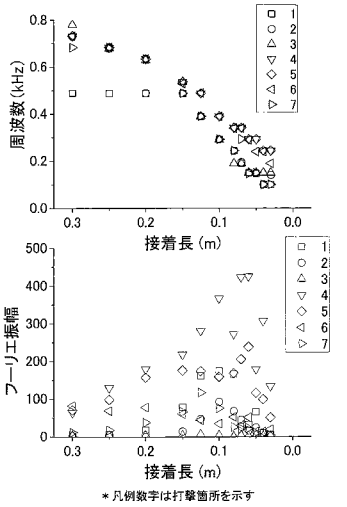


＊グラフの右肩数字は打撃箇所を示す

図２　打撃箇所ごとの接着長と卓越周波数，フーリエ振幅の関係



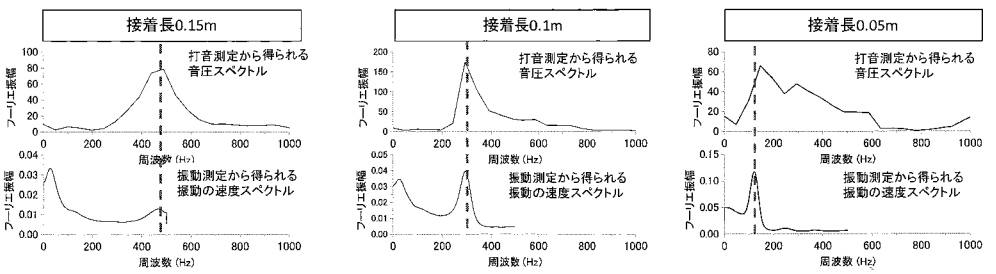
＊グラフの右肩数字は打撃箇所を示す



＊凡例数字は打撃箇所を示す

図３　打撃箇所ごとの音圧スペクトル（0～2kHz）

図４　接着長の相違に対応するピークの周波数とフーリエ振幅



＊振動測定結果でみられる低周波成分（25Hz付近のピーク）は入力振動波形のスペクトルを示す

図５　打音測定結果と振動測定結果の比較

58. 割れ目充填物を用いた過去の津波再来周期の推定法に関する一考察

Possibility for estimation of repeat intervals in past tsunamis using fracture fillings in rock

○長田 昌彦 (埼玉大学), 松下 智昭 (埼玉大学大学院), 高橋 学 (産総研)
Masahiko Osada, Tomoaki Matsushita, Manabu Takahashi

1. はじめに

現在，過去の津波再来周期を求めるためには，古文書の調査や津波堆積物の調査などが行われている．古文書の数は限られており，今後多くの情報が出てくるとは考えにくい．津波堆積物の調査では，侵食などにより証拠そのものが喪失してしまっている可能性が高く，情報が蓄積されにくいと考えられる．特に，先史以前の情報が少なく，また地域的な偏りがあり，駿河湾沿岸や九州沿岸については津波堆積物のデータがほとんど得られていないと言われている[1)]．

我々は，これまで屋久島を研究対象として，花崗岩および堆積岩中の割れ目充填物について調べてきた[2)-4)]．2011 年 3 月に実施した屋久島での現地踏査において，潮干帯より上位に位置する堆積岩の開口割れ目充填物中に，数 mm 径の礫層と泥層が交互に繰り返す層状構造が見出された．この層状構造の姿勢は，割れ目壁面の方向とは斜交するが，それらの交線方向はほぼ水平であった．このような割れ目充填物中の層状構造は，通常では考えられない堆積構造であり，一つの可能性として津波のようなハイ・エネルギーをもった現象によるものであることが推察された．そこで本研究では，この割れ目を対象として，地球科学的な手法を適用して，その成因を考察することを目的とした．

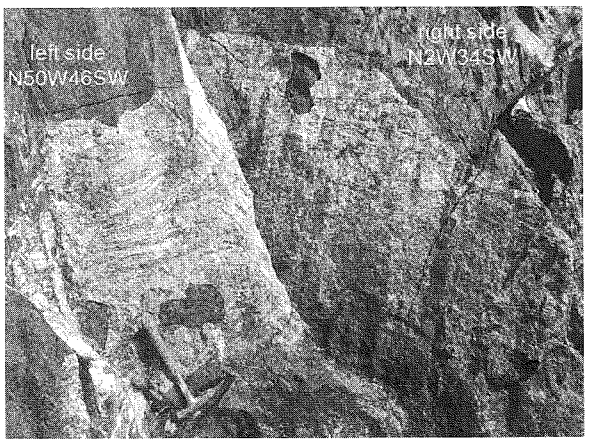
2. 対象とした割れ目の性状

対象とした割れ目は，鹿児島県熊毛郡屋久島町尾之間の谷崎鼻付近にある．露頭の全体像を図-1 に示す．この割れ目充填物は，楔形の岩盤ブロックが滑落したことによって，現在このような形状で観察されたものである．露頭の高さは海面から 3m 程度にあり，写真下部の赤褐色部分には，時折波浪のしぶきがかかる位置にある．写真に向かって左面の割れ目の走向傾斜は N50° W46° SW，右面は N2° W34° W である．左面には交線方向がほぼ水平な層状構造が観察されるが，右面では明瞭ではない．白色に見える部分の壁面に沿った長さは約 1m である．母岩は四万十帯の黒色な泥質岩である．

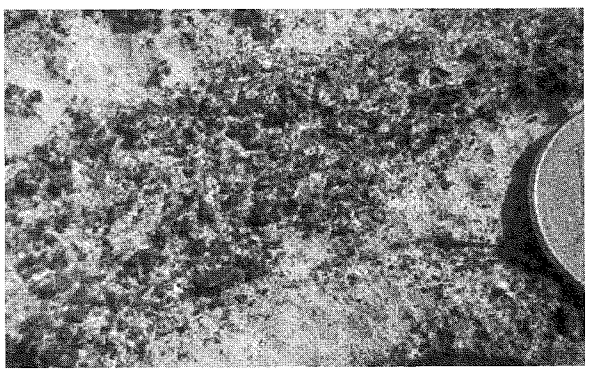
図-2 に層状構造の近接写真を示す．黒色の層は主に母岩である泥質岩の破砕物とみられる岩片が多く，最大長径で約 5mm の亜円礫である．厚さは約 2cm である．亜円礫であることは，波浪により研磨されたことを示しており，決して割れ目周辺の岩片が単に崩れて割れ目内に移動したものではないことを強く示唆している．またそれらが滑落前（少なくとも標高 3m プラス壁面の高さ 1m で，標高 4m 以上となる位置）の岩盤割れ目内へもたらされるためには，エネルギーの大きな波が作用しなければならないことを示している．

3. 検討方法

今回の調査では，図-1 左側の割れ目上に記憶されている層状構造は貴重であると考え，右側の割れ目充填物より高度の異なる位置からサンプリングした．このように単一の割れ目内から採取したサンプルに対し，岩石薄片観察を通して充填物質およびそれらの内部構造を把握するとともに，XRD による化学分析および AMS による炭素同位体年代測定を実施した．



図–1 対象とした割れ目充填物の露頭



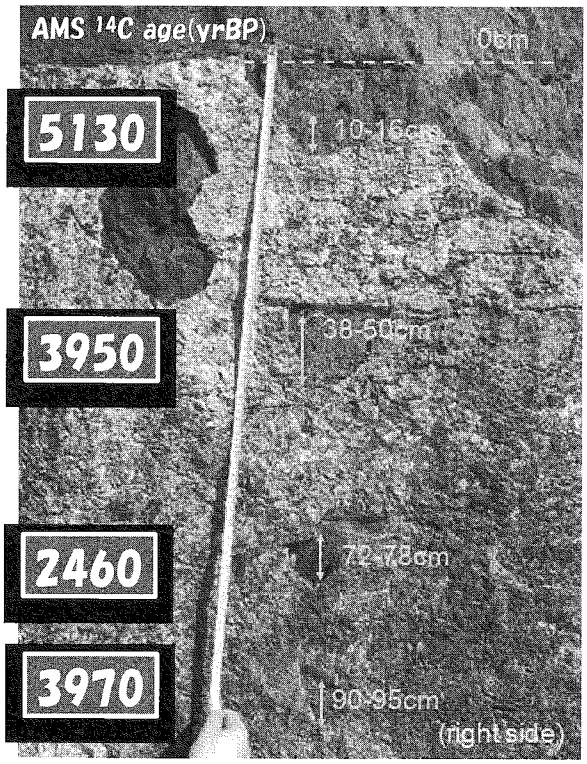
図–2 層状構造の近接写真．スケール：百円玉

4. 結果

XRD 測定結果より，これまでの成果[2)-4)]と同様に，Mg カルサイトを主成分とする炭酸塩鉱物からなること，また薄片観察より堆積岩の岩片や花崗岩由来の鉱物，さらに生物の遺骸を含むことがわかった．ただし，最深部のサンプルからは，他のサンプルには見られないアラゴナイトが確認されている．

一方，サンプル切断面の観察より，右側の割れ目充填物の層状構造は割れ目面にほぼ平行であり，左側の割れ目充填物の巨視的な層状構造とは異なっていることがわかった．また薄片観察した限りでは，**図-2** に見られるような数 mm 程度の礫は多くは観察されなかった．

図-3 に，各サンプリング位置における年代測定結果を示す．全体としては，単一の割れ目であるにも関わらず，2,460〜5,130 年前という 2,670 年の幅をもつ値が示されたことは驚きである．しかし，深度に伴う年代値の系統的な変化は示していない．



図–3 サンプリング位置と年代測定結果

5. 考察

(1) 層状構造の姿勢の違いについて

今回年代測定した割れ目は 34° 傾斜しているのに対して，水平な層状構造を示す割れ目は 46° と若干大きい．開いた割れ目上部から砕屑物が割れ目の中を移動する際の安息角がこれらの角度の間にあったと考えると，層状構造の姿勢の違いを説明できる．

(2) 深度方向への年代値の変化について

上述した層状構造を考慮すると，割れ目への充填は下部壁面から上位に向かって，新しい層が形成されたと考えるのが自然である．今回の年代測定ではこのようなサンプル内部の層状構造を考慮せずに，異なる年代に形成されたと考えられる複数層を混合して年代測定をしてしまったために，高さ方向に系統的な関係を見出せていないと考えられる．今後，水平な層状構造を示す単一層内の試料について年代測定を試みる予定である．

(3) 充填物の堆積場について

図-1 の層状構造をよく観察すると，一部浅海性の堆積物によく見られる斜交層理状の構造が見られる．これについては今後の課題でもあるが，充填時に割れ目内に比較的速い流速が生じた可能性，あるいは割れ目幅の不均質性が影響している可能性が指摘される．

6. まとめと今後の方向性

本研究で得られた成果を列挙すると，次の通りである．

1) 対象とした単一割れ目内の充填物は，少なくとも 2,670 年をかけて形成されたものであることが明らかとなった．
2) 割れ目充填物の充填プロセスを考察するためには，割れ目の走向・傾斜にも十分配慮する必要がある．

田畑や湖沼などの現存する津波堆積物の数と比較して，海岸線付近の岩盤には普遍的に割れ目が存在しているため，仮にこのような割れ目充填物が津波によるものであることが判明し，その調査手法が確立できたならば，炭素同位体年代決定の精度で，津波が生じた再来周期を推定でき，今後の津波防災対策にとって非常に有意義な情報を提供するものと考えられる．

引用文献

1) 小松原 純子，藤原 治，鎌滝 孝信：南海・駿河および相模トラフ沿岸域における津波堆積物，歴史地震，Vol.21, pp.93-109, 2006. 2) Mathushita, T., Osada, M. & Takahashi, M.: Characteristics and ages of rock fractures filled with carbonates in the vicinity of uplifted corals, US Rock Mechanics / Gemechanics Symposium, ARMA11-338, 2011. 3) 長田 昌彦，松下 智昭，須永 俊之：屋久島花崗岩中のカルサイト充填割れ目の微視構造から類推されるその充填環境，日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集, pp.201-202, 2011. 4) Mathushita, T., Osada, M. & Takahashi, M.: AMS ^{14}C ages and petrological features for solidified fractures with carbonates in granite at coastal outcrops of Yakushima Island, Japan, Environmental Earth Sciences, DOI 10.1007/s12665-012-1761-5, 2012.

59. 屈折法弾性波探査の改良によるトンネル地山分類の高精度化の試み

Trial for High Accuracy of Tunnel Ground Classification by Improved Seismic Refraction Survey

○赤澤正彦（鉄道・運輸機構），相澤隆生（サンコーコンサルタント），北原秀介（鉄建建設）
Masahiko Akasawa, Takao Aizawa,, Shusuke Kitahara

1. はじめに

山岳トンネルの事前地質調査段階においては，当初設計支保パターン選定のために屈折法弾性波探査を実施し，地山のＰ波速度構造を求めることが一般的となっている．

屈折法弾性波探査は，1950年代半ばにはすでに簡便で優れた層構造解析法（萩原の方法，通称ハギトリ法）が確立され，トンネルをはじめとする地下構造物の建設に伴う調査として多用されてきたが，近年は公共事業の縮小等もあり，実施件数は減少し続けている．

また，解析にあたり，データの読み取りなどは基本的に手作業で行われているため，解析する技術者により結果の精度にバラツキが生じている．さらに，探査の実施件数が減少していることから技術者が十分なノウハウを身につける機会も減っている状況にある．

一方，トンネル掘削において，当初設計時から大幅に支保をランクアップさせることはそれだけ建設コストの増大を伴うこととなる．当初設計段階でできるだけ適切な支保パターンを選定することができれば，大幅な設計変更を伴わずに済むことから，建設コストの増額を抑制することが可能となる．

そこで，屈折法弾性波探査の解析精度の向上と作業内容の標準化を図るため，山岳トンネル調査における屈折法弾性波探査法の改良に取り組んできた．

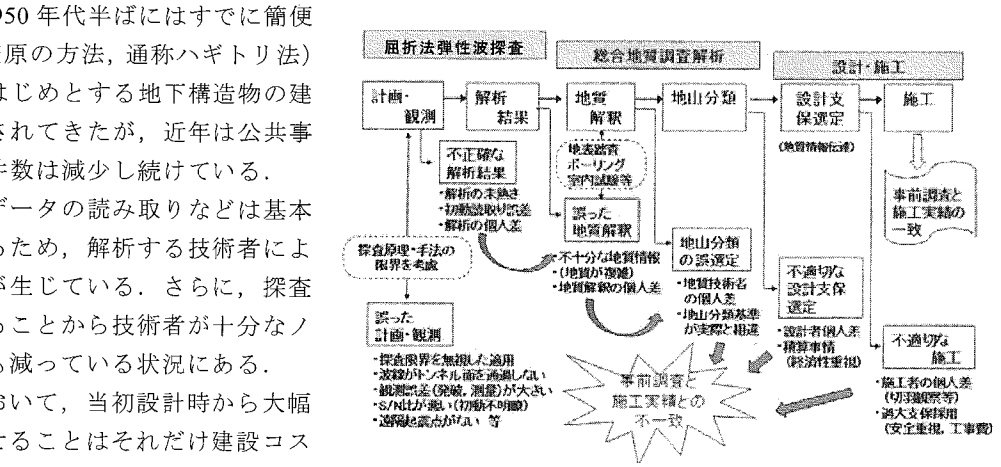
2. 弾性波探査法改良に向けた取り組みの内容

弾性波探査法の見直しにあたり，まずは過去のトンネル施工実績データやトンネル地山評価方法に関する既往文献の分析を行った．赤澤ほか[1]は，トンネル施工実績データにおける岩種別の弾性波速度平均値に着目した場合，支保パターンとの相関性はあるが，全体の傾向としては弾性波速度に基づいた支保よりも施工実績の支保のほうが重い支保が採用される傾向があることを報告している．

このような傾向が生じる要因として、図－1 に示したとおり，探査，解析，設計・施工の各段階においてさまざまな問題点を抱えていることが認められた[2]．

特に，計画・観測においては，「弾性波探査の計画・調査・解析などの実施方法に問題がある場合がある」．解析結果に関しては，「技術を習熟する機会が著しく少ない中で技術の習得および熟練化を図る機会が少ない」．地質解釈時には，「簡便に過去の事例を調べることができなかったり，調査結果同士を簡単に対比できなかったりしている」，などの問題点がある．

そこで，これらの問題点を解決するために，①弾性波探査マニュアルの作成，②弾性波探査解析ソフトウェアの開発，③解釈補助ソフトウェアおよびデータベースの開発を行った．



図－1　事前地質調査と施工実績との一致，不一致

3. 弾性波探査マニュアルの検討

これまで公刊されている弾性波探査に関する手引き書として，物理探査学会の「物理探査適用の手引き（とくに土木分野への利用）」[3]や「新版物理探査適用の手引き－土木物理探査マニュアル 2008－」[4]などが挙げられるが，それらはダムや基礎構造物などの調査も含まれており，必ずしもトンネルに特化した内容ではない．したがって，今回は対象をトンネルに絞り，トンネル弾性波探査に適した調査法を検討するとともに，実施方法の標準化を試みた．

その中で特に課題となったのは複数存在する解析法の位置付けである．弾性波探査においては，現在，層構造解析法とトモグラフィ解析法の２種類の解析法が普及しているが，両者の位置付けや使い分けの条件はこれまで明確ではなく，解析技術者によってどちらを採用するかは任意であった．解析法によって得意・不得意な解析の前提条件を考慮せずにいずれか一方のみを採用することは，解析結果の信頼性を損なうことにもなる．

財津・相澤[5]は，19 種類の速度層モデルを用いて層構造解析とトモグラフィ解析の比較を行い，各モデルにおけるそれぞれの解析法の適・不適を評価している．これを踏まえ，それぞれの手法には長所・短所があることから，双方の利点を生かすために層構造解析とト

モグラフィ解析の両者を必ず実施し，結果の比較検討を行うことを標準として位置付けている．

4. 弾性波解析ソフトウェアの解析例

弾性波解析ソフトウェアの主な機能については，赤澤ほか[6]にて概要を報告した．前章にて記したマニュアルの内容に合わせ，本ソフトウェアは層構造解析とトモグラフィ解析の両解析法に対応させている．従来のソフトウェアでも両解析法に対応したものがあるが，本ソフトウェアは層構造解析の結果をトモグラフィ解析の初期速度構造モデルとして使用することができ，これが大きな特徴の１つとなっている．

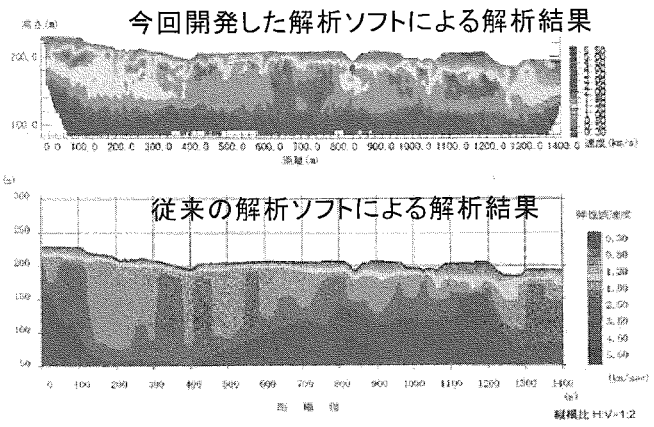
今回，本ソフトウェアと従来のソフトウェア（SeisImager/2D，応用リソースマネージメント株式会社）を比較するために，両者の解析結果を比較した．図－2 に新たなソフトウェアと従来のソフトウェアの解析結果を示す．

解析結果を比較したところ，大局的な速度分布に違いは認められないが，細部については解析セルの設定の違いなど，解析パラメータの違いによる差異が認められた．

今回の解析に使用したデータの基盤速度は 1.5km/s 前後であるため，従来のソフトウェアの解析結果における 1.5km/s の速度（図の黄色と黄緑色の境界線）に着目すると，若干の凹凸はあるものの，基本的に表層部の地形に沿って水平方向に連続して分布する．一方，本ソフトウェアにおいて同速度の部分は，より垂直方向の凹凸が強調され，縦方向に低速度層が伸びるように分布している．この違いは，解析時に使用している水平方向のスムージングパラメータが影響しているものと考えられる．

また，細部の速度変化については，本ソフトウェアでは細かなまだら模様で表現されているが，従来のソフトウェアでは速度コンター線が箱形のような形状で表現されている．

なお，施工実績と対比した実際の解析精度については，これから検証する段階である．



図－2　解析ソフトウェアの解析結果の比較

5. 解釈補助ソフトウェアとデータベースの活用

トンネル地山分類作業を補助するツールとして，男性波探査結果を登録するデータベースと，それに連動した解釈補助ソフトウェアを作成した．

過去のトンネル施工実績を集積したトンネル（地山分類）データベース，物理探査結果を集積した物理探査結果（断面図）データベースの２つを活用することで，地山分類を行う際の参考になると考えている．

トンネルデータベースは，過去に鉄道・運輸機構（旧鉄道公団を含む）が建設した鉄道トンネルにおける地山等級区分，岩種分類，弾性波速度，土被り，土質・岩石名ごとの集計・分析作業が可能である．

物理探査データベースは，解釈補助ソフトウェアと連動し，データの図化や図上での物理量データ抽出，複数データのクロスプロット，テキストデータ出力などが可能である．出力したデータは Excel 等の表計算ソフトウェアに読み込ませることもできる．

6. おわりに

今回実施したこれらの取り組みは，今後の山岳トンネル地質調査を行うにあたり大いに役立つものと考えている．これらの成果を踏まえ，整備新幹線の新規着工区間等の新線建設プロジェクトにおいて，より適切なトンネル工事の発注に努めていきたい．

文献

1) 赤澤正彦・杉本芳博・相澤隆生・橋本励・北原秀介（2010）：山岳トンネルにおける弾性波速度探査結果と実績支保パターンの対比，一般社団法人日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会講演論文集，pp.15-16.

2) 相澤隆生・橋本励・赤澤正彦・トンネル物理探査研究委員会（2010）：トンネル弾性波探査の高度化に関する検討（その１）－既往文献調査と再解析事例－，社団法人物理探査学会第 122 回学術講演会論文集，pp.123-126.

3) 物理探査学会物理探査要領作成委員会（2000）：物理探査適用の手引き（とくに土木分野への利用），物理探査学会，311p.

4) 社団法人物理探査学会標準化検討委員会（2008）：新版物理探査適用の手引き－土木物理探査マニュアル 2008－，社団法人物理探査学会，539p.

5) 財津敏郎・相澤隆生（2010）：屈折法弾性波探査における速度構造モデルと走時曲線，物理探査，Vol.63，No.4，pp.371-384.

6) 赤澤正彦・相澤隆生・三木茂・斎藤秀樹・北原秀介（2011）：合理的な設計支保パターン選定のための屈折法弾性波探査ソフトウェアの開発，一般社団法人日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，pp.107-108.

60. 削孔振動探査法を用いた切羽前方探査による破砕帯評価事例

Case study on fracture zone evaluation by the survey ahead of tunnel face with the use of drilling vibration data

○山上順民・今井　博・青木智幸（大成建設）・山中義彰（サンコーコンサルタント）・高橋　亨（深田地質研究所）
Masahito Yamagami, Hiroshi Imai, Tomoyuki Aoki, Yoshiaki Yamanaka, Toru Takahashi

1. はじめに

これまでトンネルの事前調査では，主に地表からの屈折法による弾性波探査が行われ，ここで得られた弾性波速度に合わせてトンネル支保設計が行われてきた．この屈折法は，土被りが大きくなるに従い，探査精度が下がるため，探査には限界があった．切羽周辺の情報を捉える上では，切羽からの前方探査が有効であると考えられるが，これまでの切羽前方探査では，支保設計に役立つ物性情報を得るには至っていない．本報告では，支保設計で用いられる切羽前方の弾性波速度の分布を評価する新たな探査法を開発し，探査区間に破砕帯が位置するサイトで実証実験を行ったので，その結果を述べる．

2. 従来の削孔探査の問題点

山岳トンネルにおける切羽前方探査手法の一つとして，削孔探査が行われてきた．削孔探査は，削孔時の機械データから，単位体積あたりの岩盤を削孔するのに要する穿孔エネルギー（J/m^3）を求め，この値により岩盤評価を行うものである．DRISS(DRIlling Survey System)などの削孔探査は，切羽前方の水抜きボーリングと兼用できるので便利であるが，評価対象の切羽面と比較すると局所的なデータとなることや，得られるエネルギー値と既存の岩盤分類との対応をとるのが難しいことが課題となっている．

3. TSWD

削孔中に発生する振動を利用し，岩盤分類との相関性がある岩盤中の弾性波速度分布を求める手法として，石油資源探査で使用されている Seismic While Drilling（以下 SWD と呼ぶ）がある．SWD の原理は，以下の通りである．ドリルビットから生じる振動（図-1 の直接波）を，地上の掘削マシンに取り付けたパイロットセンサーと，マシンと離れた地表部の受振センサーで受振する．次に，図-1 において，受振波の波形処理（相互相関による 2 つの波形の類似性から Tr を求める）と受振位置に関する補正（T1 を考慮する）により，掘削ビットから生じた振動が地表受振点に到達する時間（T2）を求める．この処理を削孔深度毎に行うと，掘削ビットと受振点間の距離は既知であるので，削孔区間の弾性波速度分布を求めることができる．この原理をトンネルに適用し，新たに開発した探査法が，TSWD（Tunnel Seismic While Drilling，以下 TSWD と呼ぶ）である．TSWD の切羽前方探査法としての有効性を確認することを目的として，実証実験を行った．

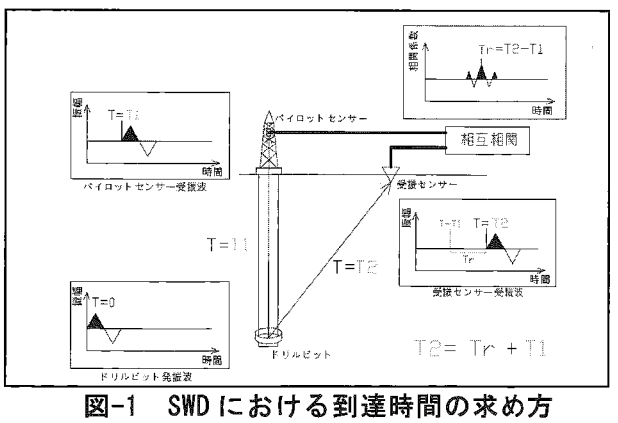


図-1　SWD における到達時間の求め方

4. 実証実験

4−1　実験サイトの概要

実験を実施したのは，滋賀県北部の道路トンネルで，幅約 9m，延長約 1800m，最大土被り約 200m である．地質は，中生代の美濃—丹波帯の頁岩を主体とした混在岩であり，亀裂が多いのが特徴である．

4−2　実験方法

TSWD を実施したレイアウトを図-3 に示す．削孔機は，ドリルジャンボを使用した．受振器は，ノイズ源

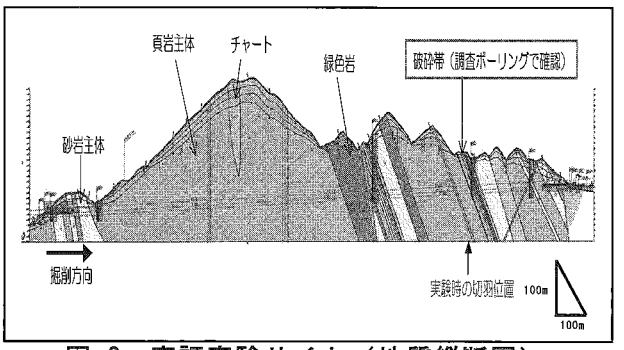


図-2　実証実験サイト（地質縦断図）

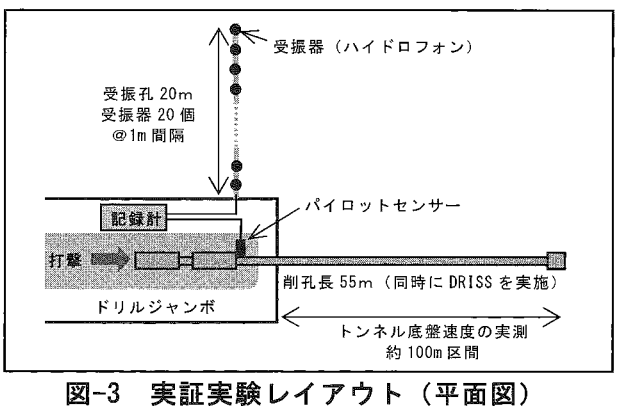


図-3　実証実験レイアウト（平面図）

となる坑内の機械などの影響を減らすために，切羽の左側壁に長さ 20mの孔を設け，この中に受振器を 1m 間隔で設置した．削孔長（＝探査区間）は 55mとし，データは 1m削孔毎に波形処理を行った．削孔中には同時に DRISS を実施した．本探査の妥当性を検証するために，掘削中の各種データ（切羽観察ほか），掘削後の路盤での弾性波速度の実測結果と比較した．

4－3　実験結果

図-4 に実験結果の一覧図を示す．①~⑥が探査後の事後調査結果，⑦と⑧が DRISS と TSWD による事前調査結果である．地質平面図の通り，切羽距離 28～45m に岩級低下部として破砕帯が認められた．TSWD は，地表からのノイズの影響が最も少なかった受振孔最深部（深度 20m）で得られたデータを用い解析を行った．ただし，切羽距離 0～18m，28～31m，44～49m，52～54m の区間は，ノイズの影響が大きく解析が不能となった．

5．考察

図-4 の地質平面図における岩級低下部の出現状況から，探査区間を 5 つのゾーンに区分した．このゾーンと事後調査，事前調査の結果の関係を表-1 に示す．

ゾーン 2~4 は，事後調査の結果，ゾーン 1 とゾーン 5 と比較して，切羽評価点が高く（不良地山を示す），屈折法による弾性波速度が遅く，最終変位量が大きいこと，また，湧水箇所や湧水量が多いことから，湧水を伴う破砕帯であると評価した．この事後調査結果と，TSWD の事前調査結果を比較すると，ゾーン 2 は 4.6km/s と弾性波速度が速いが（ノイズによる解析不能区間が原因と推定），切羽全体に岩級低下部が分布するゾーン 3 やゾーン 4 に関しては，3.3km/s という遅い速度を示す結果が得られた．このように，TSWD の破砕帯の評価手法としての有効性を確認することができた．DRISS の結果は，変動が大きく破砕帯との相関は確認できなかったが，掘削箇所の局所的な情報を示すと考えられ，今後，相互補完できる評価法を検討したい．

おわりに

今後は，屈折法の適用ができない，大きな土被りのトンネルでの支保設計に適用できるように，S/N 比の向上による探査精度向上と探査距離の長距離化を目指したい．本実験は，椿坂トンネルを使用させていただいた．ここに記して，感謝の意を表します．

文献

1）芦田譲（1997）：用語解説 SWD，物理探査，第 50 巻，第 3 号，252~259.

2）山上順民，今井博，青木智幸，友野雄士，三谷一貴（2012）：SWD（Seismic While Drilling）によるトンネル切羽前方探査，土木学会第 67 回年次講演概要集.

3）山上順民，今井博，青木智幸（2012）：削孔振動探査法による切羽前方探査法の開発，第 22 回トンネル工学研究発表会（投稿中）．

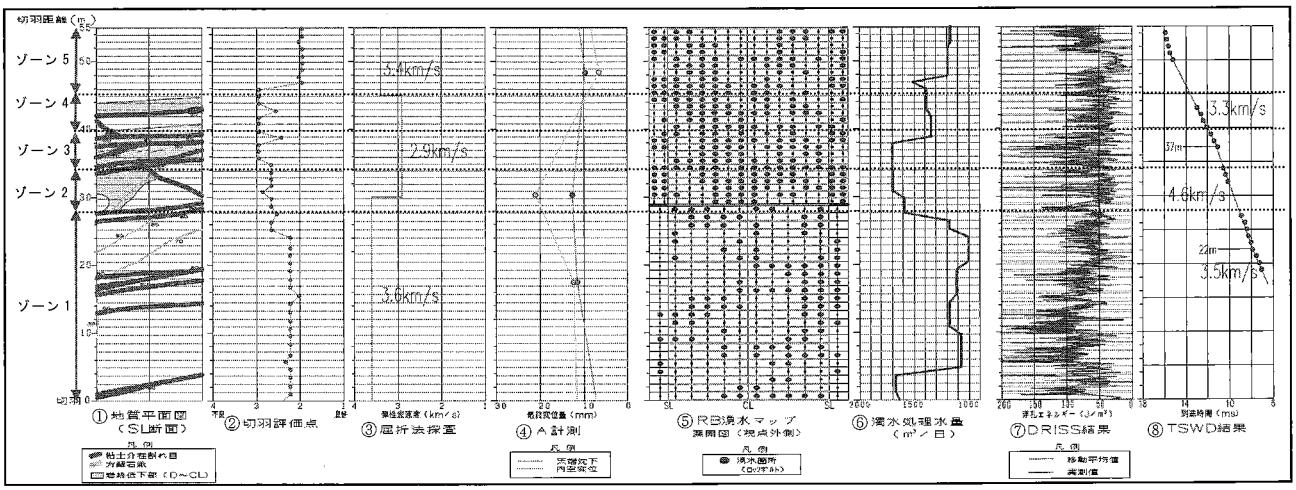


図-4　実証実験結果一覧図

表-1　実証実験結果一覧表

	①地質平面図 岩級低下部	②切羽評価点 高＝不良，低＝良好	③屈折法探査 (km/s)	④A 計測 最終変位量	⑤RB 湧水 出現率	⑥濁水処理水量 (m^3/日)	⑦DRISS (J/m^3)	⑧TSWD (km/s)
ゾーン 1 0～28m	なし	2.3	3.6	天端：11.5mm 内空：12.3mm	39%	1,000～1,200	50～130	3.5～4.6
ゾーン 2 28～34m	切羽左半分に分布	2.6	2.9	天端：12.6mm 内空：21.1mm	63%	1,600～1,700	40～120	(4.6)
ゾーン 3 34～40m	切羽全体に分布	2.9	2.9	天端：未計測 内空：未計測	67%	1,300～1,700	40～125	3.3～(4.6)
ゾーン 4 40～45m	一部区間で切羽全体に分布	2.9	2.9	天端：未計測 内空：未計測	55%	1,300～1,400	35～85	3.3
ゾーン 5 45～55m	なし	1.9	3.4	天端：9.6mm 内空：6.5mm	50%	1,100～1,500	25～90	(3.3)～

61. 水理地質構造調査のためのボーリング掘削技術の開発(その 12)

－水平偏距掘削技術の現地適用－

Development of drilling technique for the hydro-geological survey (Part XII)
-Application of deviated drilling technology-

○木方建造，須永崇之，小淵康義（電力中央研究所）
Kenzo Kiho, Takayuki Sunaga and Yasuyoshi Obuchi

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物処分場の候補地選定の第 2 段階である概要調査段階では，地表からの各種調査と数少ないボーリング調査により，地域の地質環境特性を評価することが求められている．電力中央研究所では平成 12 年度から掘削方向を制御することが可能でコア掘削ができるコントロールボーリング掘削技術および孔内での各種調査技術の開発に着手した．

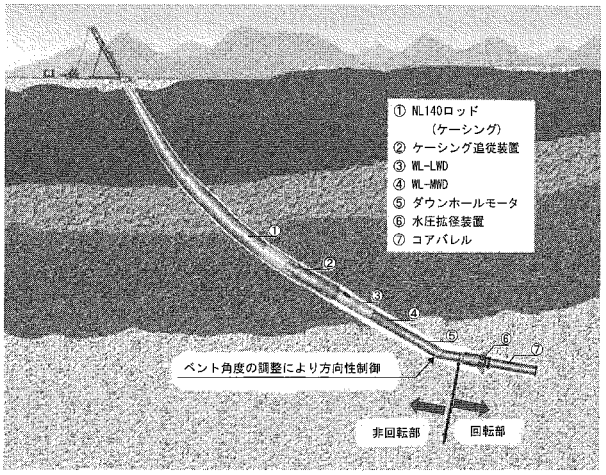
これまでに，本システムの開発状況やシステムの概要，現地での掘削，調査実績などを報告してきた(例えば木方ほか，2009)．ここでは，水平掘削に達した時点において実施した，水平偏距掘削に関する技術開発とその技術の現地適用に関して報告する．

なお，本研究は平成 12～23 年度経済産業省資源エネルギー庁委託事業「ボーリング技術高度化開発」として実施したものである．また，現地適用性検討は日本原子力研究開発機構（JAEA）幌延深地層研究センターとの共同研究の一部として実施した．

2. 掘削の手順

コントロールボーリングシステムは概略①掘削した孔壁を保孔するためのケーシングパイプ(以下 CP)，②掘削や先端探知を行うためのダウンホールツールス，③ダウンホールツールスを上げ下げするためのワイヤラインから構成される（図－1）．

ダウンホールツールスは下部よりコア採取のためのコアビットおよびコアバレル，拡径のためのウィングビット，掘削の動力のためのダウンホールモータ（DHM），先端の位置や掘削情報を得るための WL-MWD (Wire Line - Measurement While Drilling)，孔底における地質情報を得るための WL-LWD (Wire Line - Logging While Drilling)より構成される．



図－1　コントロールボーリングによる掘削概念

掘削時のダウンホールツールスはラッチシステムによりケーシングシュー（ケーシング先端）に固定される．CP 内に圧入された泥水は WL-LWD および WL-MWD の内部を通過し DHM に回転力を与え，さらに一部がコアビットに供給される．これらの泥水は孔壁と CP の隙間（アニュラス）から地表に戻る．

DHM には 0～3°程度軸を傾斜させることのできるベントサブが併設されており，この組み合わせによってビットをある方向に傾斜させたまま掘削することが可能となる．常時 WL-MWD により傾斜角と方位角を計測し，掘削深度と合わせることにより孔跡を計算することができ，方位のコントロールが可能となる．

コアバレルにコアが充填した時点で，コアを回収するためにダウンホールツールスをワイヤラインにより引き上げる．孔井が最終的に水平孔になるため，押し込み力を伝達することが可能になるように泥水の圧入によりダウンホールツールスを押し込むことが出来るポンプ-インシステムを採用した．またダウンホールツールからの情報の伝送，ダウンホールツールスへの電力の供給のために，ワイヤライン内部に電源線や光ファイバーなどが内蔵される．

採取されたコアの状況や WL-LWD の情報をもとに孔底の裸孔部において各種の測定が必要と判断された際には，掘削編成に変えて，各種の試験，測定用の編成をワイヤラインにより降下させて，調査を実施する．試験，測定項目は，透水試験，現位置地下水採取，孔内載荷試験，孔内応力測定である．このうち透水，採水は 1 つの編成での調査が可能であり，イメージング装置を併設することにより，孔内状況を確認することが可能なシステムとなっている．

これらの試験結果，さらには採取されたコアによる各種の測定，分析などの結果から，地質，水理，地化学，物理，力学特性，応力などの地質環境特性を総合的に評価することが可能となる．

本システムにより掘削された孔井は，全深度にわたってケーシングが設置されるが，掘削後の孔井を有効活用して長期間に亘り水圧，水質などのモニタリングが可能となるよう，裸孔の観測区間を作成してスタンドパイプ方式の孔内モニタリングシステムを設置する（木方ほか，2009）．

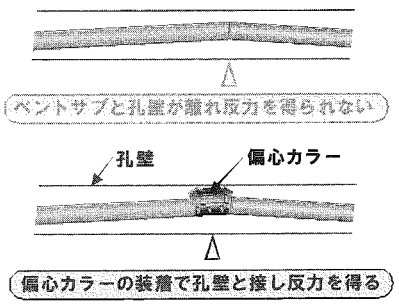
3. 水平偏距掘削技術の開発と現地適用

北海道幌延町に分布する新第三紀の堆積岩および大曲断層を対象として，2005 年度に反射法地震探査により断層の分布性状を推定したうえで，掘削孔跡および掘削候補個所を選定し，2006 年度より HCD-3 の掘削を開始した．孔口から掘削長 200m までは傾斜 35° 沿角のノンコア掘削，200m より増角率 1°～1.27°/10m のコントロールコアリング掘削を 740m まで実施し水平に達した．740m より掘削長 1000m までは水平を維持したコアリング掘削を実施した．特に掘削長 800m 以深では水平を維持し 0.5 °/10m の西偏距掘削を試みた．初年度である 2009 年度は，主要な掘削編成を用いて掘削した．水平を維持し西に偏距させるために，ベントサブの傾斜方向を工夫して掘削したものの，計画通りの孔跡を描くことができなかった．通常，DHM のベントサブが給圧力により孔壁に接触して反力を得て孔井を曲げるが，今回はベントサブの反力を得る部分が上方を向いて重力と相反して孔壁に接触しなかった可能性が高いと判断された．

（1）工場試験と技術開発

2010 年度には，地上において掘削ツールスの孔井内配置状態を模擬した環境を作成し，装置のベンディングや各装置の向いている方向を確認した．その結果，掘削環境下ではベントサブ付近で一番変位が大きく孔壁に近づくが孔壁と非接触で反力が得られていないことが判明した．

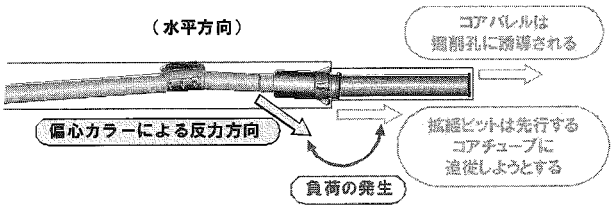
この結果を受けて，最も変位の大きいベントサブ付近に孔壁と接触可能な偏心カラーを取り付けることとした．内径 110mm のケーシングパイプを通過可能であることなどを考慮し，偏心カラーを試作し，地上試験により偏心カラーを装着した掘削装置の偏心状況を確認し，目標孔跡を描くための，ベントサブの傾斜方向や偏心カラー取り付け角度を確認した（図－2）．



図－2　地上試験によるベントサブの状態確認

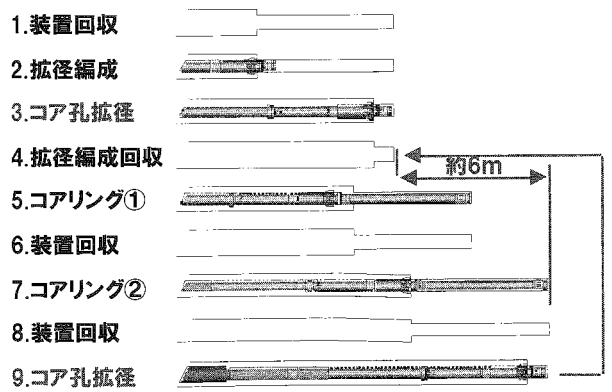
（2）現地への適用

地上試験の結果を受けて，2010 年度は掘削長 900m～950m 区間で，偏心カラーを装着した掘削ツールスでコントロール掘削を実施した．しかしながら，計画通り偏距できず，かつトルクの上昇が認められた．この原因として，偏心カラーによる反力により偏心させようとする営力が働くものの，コアバレルが当初方向付けされた掘削孔に誘導されるため，期待通りの偏距ができないと結論付けられた．また，コアバレルに偏心力が働きコアバレルと孔壁に摩擦が生じてトルクが上昇するものと考えられた（図－3）．



図－3　偏心カラーによる偏心掘削状況

このため図－4 に示すように，コアリング 2 回ごとにノンコアの拡孔を実施し，コアバレルを直進誘導しないような掘削手順を用いて，当初設定した偏距掘削を実施した．この掘削手順に変更することにより，計画通りの孔跡を描くこと，100%のコア回収率を達成することができた．



図－4　修正された掘削手順

文献

1）木方建造ほか（2009）：コントロールボーリングによる掘削・調査技術の開発（フェーズ 2）－掘削・調査システムの高度化と断層への適用，電力中央研究所 総合報告，N03.

62. 深部結晶質岩における割れ目の地質学的特徴と水理学的特徴

Geological feature and permeability of fractures in a deep crystalline rock

○石橋正祐紀，笹尾英嗣，尾上博則（日本原子力研究開発機構）
Masayuki Ishibashi, Eiji Sasao and Hironori Onoe (Japan Atomic Energy Agency)

1. はじめに

日本原子力研究開発機構が進める超深地層研究所計画では，「深部地質環境の調査・解析・評価技術の基盤の整備」を目標の1つとして定めており，地下水などの流動経路となる透水性割れ目に関する調査手法の検討を進めている．この一環として，筆者らは，岐阜県瑞浪市に建設中の瑞浪超深地層研究所の研究坑道（図-1）において，結晶質岩（土岐花崗岩）を対象に透水性割れ目とその地質学的特徴について検討している．この中で，石橋ほか（2012）[1]は，深度300m水平坑道（坑道延長約100m）での調査結果から，坑道掘削前に実施された湧水抑制対策（プレグラウチング）により注入されたグラウト材料(普通ポルトランドセメント)が充填した割れ目を「主たる透水性割れ目（Major Flow-path Fracture; Major FF)」，グラウトは充填されていないが少量の湧水を伴う割れ目を「付属的な透水性割れ目（Minor Flow-path Fracture; Minor FF)」）に区分し，透水性割れ目と割れ目充填物の種類や割れ目周辺母岩の変質に関係があることを示した．

本研究では，石橋ほか（2012）[1]を発展させ，深度300m水平坑道の透水性割れ目とその走向傾斜との関係を検討し，さらに，同深度で掘削した，水理試験を行ったボーリング調査結果を用いて割れ目の地質学的特徴と水理学的特徴（透水性）の関係を検討した．

2．調査内容

超深地層研究所計画では，2 本の立坑（主立坑と換気立坑）と深度 100m ごとの水平坑道群を建設しつつ，坑道の壁面地質調査や坑道からボーリング調査を行っている．本研究では，深度 300m 水平坑道の壁面地質調査と坑道から水平に掘削したボーリング調査（掘削長約 110m）（図-1）の結果を用いた．

深度 300m 水平坑道の壁面地質調査では，坑道底面から 1.2m の高さに設定したスキャンラインと交差する割れ目の走向傾斜，割れ目充填物の有無などを記載した．ボーリング調査では，コア観察，BTV（ボアホールテレビ）観察および水理試験を行った．データ取得方法は，まず BTV 観察から割れ目の走向傾斜を計測し，その割れ目について，コアの肉眼観察で，割れ目充填物の有無と種類および割れ目周辺母岩の変質（以下，母岩の変質）を記載した．母岩の変質については，花崗岩中の長石と黒雲母について，鉱物粒子の一部が変質するものを弱変質，50%以上変質するものを中変質，粒子全体が変質するものを強変質と区分し記載した．また，水理試験として，割れ目の密度や母岩の変質の有無などに基づいて，約 2～20m の試験区間を設定した．なお，ボーリング調査結果（表-2，3）については，割れ目密度（本/m）で示す．

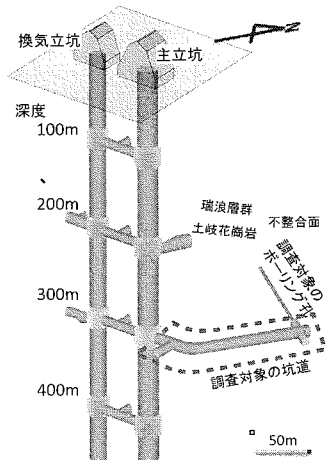


図-1 瑞浪超深地層研究所の研究坑道レイアウトと調査対象範囲

3. 結果

壁面地質調査結果については，Major FF，Minor FF，およびその他の割れ目の区分と走向傾斜の関係を整理した（表-1）．その結果，透水性割れ目（Major FF と Minor FF）は高角度傾斜で，EW または NE 走向の割れ目が卓越する．一方，その他の割れ目でも高角度傾斜のものが卓越するが，透水性割れ目にはほとんど認められない中～低角度傾斜のものも認められた（表-1）．

次に，ボーリング調査の結果を示す（表-2）．水理試験の結果，透水係数は，10^{-6}～10^{-11}m/s のオーダーであった．割れ目の走向傾斜は，NS～NW 走向および NE 走向高角度傾斜の割れ目が卓越し，高角度傾斜の割れ目が卓越する区間では，透水性が低い．これは，壁面地質調査結果と異なる結果である．母岩の変質について，中～強変質を被る割れ目が多いほど透水係数が低い傾向がある．また，割れ目の充填率（割れ目表面の充填される面積の割合）について，透水性が低い区間では 90%以上充填される割れ目が多く認められた．割れ目の充填物は，固結した白色または淡～暗緑色の充填物が認められた．これら充填物の薄片観察の結果，白色の充填物は方解石，淡～暗緑色の充填物は絹雲母または，石英や長石の岩片を充填する緑泥石であった．その他に，未固結の主に絹雲母からなる充填物も認められた．このうち，透水性が低い区間では淡～暗緑色

表-1 壁面地質調査結果（割れ目の走向傾斜：単位は本数で，括弧内はその割合）

		割れ目の走向傾斜								
		低角度	NS走向		NE走向		NW走向		EW走向	
			高角度	中角度	高角度	中角度	高角度	中角度	高角度	中角度
Major FF	118 (100.0%)	2 (1.7%)	9 (7.6%)	2 (1.7%)	25 (21.2%)	2 (1.7%)	26 (22.0%)	2 (1.7%)	36 (30.5%)	2 (1.7%)
Minor FF	73 (100.0%)	4 (5.5%)	13 (17.8%)	1 (1.4%)	6 (8.2%)	1 (1.4%)	19 (26.0%)	1 (1.4%)	24 (32.9%)	1 (1.4%)
その他	353 (100.0%)	32 (9.1%)	61 (17.3%)	14 (4.0%)	45 (12.7%)	14 (4.0%)	74 (21.0%)	14 (4.0%)	85 (24.1%)	14 (4.0%)

低角度：0～30°，中角度：30～60°，高角度：60～90°

の鉱物で充填される割れ目が多く認められた．

4. 割れ目の地質学的特徴と透水性

深度 300m 水平坑道の掘削前には，プレグラウチングが実施されており，その前にルジオン試験が行われている[2]．ルジオン試験の結果，Major FF が分布する範囲では 20Lu（1Lu は，透水係数で 1.4×10^{-7}m/s 程度）を越えている．また，プレグラウチングにより坑道周辺の透水性は 2.5×10^{-7}m/s（約 2Lu）以下に改良されており[2]，プレグラウチング後も湧水が認められた Minor FF は 2.5×10^{-7}m/s 以下の透水性を有する割れ目であると考えられる．この結果をボーリング調査に適用し，2.5×10^{-7}m/s よりも透水性が高い区間を「高透水区間」，それ以下の区間を「低透水区間」として，割れ目の地質学的特徴と透水性について考察する．

割れ目の走向傾斜では，高透水区間では高角度傾斜が卓越するものの中角度～低角度傾斜の割れ目も認められるが，低透水区間ではほぼ全てが高角度傾斜であり，表-1 に示した水平坑道の観察結果とは整合しない結果が得られた．母岩の変質については，高透水区間では未～弱変質を被る割れ目が区間の 50%以上を占めるのに対し，低透水区間では母岩が中～強変質を被る割れ目が多く認められ，水平坑道の観察結果[1]と整合する結果となった．また，割れ目の充填率に着目すると，高透水区間では充填物ない割れ目が区間の 50%以上で認められるが，低透水区間では割れ目が 90%以上充填される割れ目が多い．割れ目充填物の種類を見ると，低透水区間では淡～暗緑色の充填物が占める割合が相対的に高い．また，割れ目表面が 90%以上充填されている割れ目のほとんどで母岩が変質を被る．

これらの結果と壁面地質調査で把握した透水性割れ目の性状区分[1]（図-2）に着目すると，高透水区間では母岩の変質を伴わない割れ目（タイプ I）が卓越する．一方，低透水区間では母岩の変質を伴う割れ目（タイプ II）が卓越し，壁面地質調査結果と整合的であった（表-3）．しかし，割れ目の充填物の種類については，壁面地質調査結果と整合しない結果も得られた．その原因は，水理試験区間ごとの透水性が区間中の透水性の高い割れ目の分布に支配されると考えられることから，透水性の低い割れ目が卓越する区間に，透水性の高い割れ目が混在した結果，透水性が高く評価されていると考えられる．

5. まとめ

坑道壁面地質観察に基づく割れ目の特徴とボーリング調査の結果を対比することで，割れ目の地質学的特徴とその透水性について検討を行った．その結果，割れ目充填物の種類と割れ目周辺母岩の変質の有無に着目することで，割れ目の透水性を定性的に評価できる可能性が示唆された．今後は，図-2 に示した割れ目の性状区分ごとの透水性を把握できる水理試験を実施し，割れ目の性状区分の妥当性を確認していく予定である．

文献

1）石橋ほか（2012），地球惑星連合大会要旨集，SCG61-P02

2）見掛ほか（2010），日本原子力研究開発機構，JAEA Technology 2010-026.

表-2 ボーリング調査結果（水理試験区間ごとの割れ目密度とその割合）

	透水係数	全割れ目密度(本/m)	母岩の変質を被る割れ目密度(本/m)				割れ目充填率ごとの割れ目密度(本/m)					割れ目充填物の種類ごとの割れ目密度(本/m)						割れ目の走向傾斜ごとの割れ目密度(本/m)							
	K(m/sec)		未	弱	中	強	未充填	10%未満充填	10～50%充填	50～90%充填	90%以上充填	白色	緑色	未固結	白色&緑色	緑色&未固結	白色&未固結	低角	NS 高角	NS 中角	NE 高角	NE 中角	NW 高角	NW 中角	EW 高角	EW 中角
低透水区間	9.19E-11	2.8	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.3 (12.5%)	2.4 (87.5%)	0.3 (12.5%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	2.4 (87.5%)	0.7 (28.6%)	1.7 (71.4%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (12.5%)	0.3 (0.0%)	1.4 (50.0%)	0.0 (0.0%)	1.0 (37.5%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)
	6.44E-10	3.0	0.4 (11.8%)	1.0 (32.4%)	0.8 (26.5%)	0.9 (29.4%)	0.7 (23.5%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	2.3 (76.5%)	0.4 (19.2%)	1.4 (61.5%)	0.0 (0.0%)	0.4 (15.4%)	0.1 (3.8%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1.2 (38.2%)	0.0 (0.0%)	1.3 (44.1%)	0.0 (0.0%)	0.4 (14.7%)	0.0 (0.0%)	0.1 (2.9%)	0.0 (0.0%)
	7.71E-10	1.5	0.8 (54.8%)	0.4 (29.0%)	0.0 (0.0%)	0.1 (9.7%)	0.5 (35.5%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (3.2%)	0.9 (61.3%)	0.4 (45.0%)	0.1 (10.0%)	0.2 (20.0%)	0.2 (20.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (5.0%)	0.0 (0.0%)	0.4 (25.8%)	0.0 (0.0%)	0.8 (54.8%)	0.0 (0.0%)	0.2 (16.1%)	0.0 (3.2%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)
	1.53E-09	5.2	1.3 (25.0%)	0.9 (16.7%)	0.4 (8.3%)	2.6 (50.0%)	1.7 (33.3%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	3.5 (66.7%)	0.9 (25.0%)	1.3 (37.5%)	0.4 (12.5%)	0.4 (12.5%)	0.4 (12.5%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1.3 (25.0%)	0.0 (0.0%)	1.7 (33.3%)	0.0 (0.0%)	1.3 (25.0%)	0.0 (0.0%)	0.9 (16.7%)	0.0 (0.0%)
	1.10E-07	1.7	0.7 (39.1%)	1.1 (60.9%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.7 (39.1%)	0.1 (4.3%)	0.0 (0.0%)	0.3 (17.4%)	0.7 (39.1%)	0.6 (67.1%)	0.2 (14.3%)	0.1 (7.1%)	0.2 (21.4%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.9 (52.2%)	0.1 (4.3%)	0.6 (34.8%)	0.0 (0.0%)	0.2 (8.7%)	0.0 (0.0%)
高透水区間	1.42E-06	2.1	2.1 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1.2 (55.6%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.5 (22.2%)	0.5 (22.2%)	0.7 (75.0%)	0.0 (0.0%)	0.2 (25.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.9 (44.4%)	0.2 (11.1%)	0.2 (11.1%)	0.2 (11.1%)	0.0 (0.0%)	0.2 (11.1%)	0.2 (11.1%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)
	2.47E-06	2.6	0.4 (14.0%)	1.3 (51.2%)	0.3 (11.6%)	0.6 (23.3%)	1.5 (58.1%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.2 (7.0%)	0.9 (34.9%)	0.4 (33.3%)	0.5 (44.4%)	0.1 (5.6%)	0.1 (11.1%)	0.1 (5.6%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.9 (34.9%)	0.0 (0.0%)	1.0 (39.5%)	0.1 (4.7%)	0.5 (20.9%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)
	2.84E-06	4.1	0.7 (17.6%)	2.7 (64.7%)	0.2 (5.9%)	0.5 (11.8%)	2.8 (67.6%)	0.0 (0.0%)	0.1 (2.9%)	0.0 (0.0%)	1.2 (29.4%)	0.2 (18.2%)	0.7 (54.5%)	0.2 (18.2%)	0.1 (9.1%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1.2 (29.4%)	0.1 (2.9%)	1.6 (38.2%)	0.5 (11.8%)	0.5 (11.8%)	0.0 (0.0%)	0.2 (5.9%)	0.0 (0.0%)
	4.02E-06	2.1	2.1 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1.9 (88.9%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.2 (11.1%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.2 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.2 (11.1%)	0.0 (0.0%)	1.6 (77.8%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.2 (11.1%)	0.0 (0.0%)

表-3 割れ目の性状区分と透水性

	透水係数	割れ目性状区分ごとの割れ目密度(本/m)				
	K(m/sec)	I-1	I-2	I-3	II-1	II-2
低透水区間	9.19E-11	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.7 (28.6%)	1.7 (71.4%)
	6.44E-10	0.4 (15.4%)	0.2 (7.7%)	0.2 (7.7%)	0.3 (11.5%)	1.3 (57.7%)
	7.71E-10	0.4 (45.0%)	0.2 (25.0%)	0.2 (20.0%)	0.0 (0.0%)	0.1 (10.0%)
	1.53E-09	0.9 (25.0%)	0.4 (12.5%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	2.2 (62.5%)
	1.10E-07	0.6 (57.1%)	0.2 (21.4%)	0.2 (21.4%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)
高透水区間	1.42E-06	0.7 (75.0%)	0.0 (0.0%)	0.2 (25.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)
	2.47E-06	0.4 (33.3%)	0.1 (11.1%)	0.4 (38.9%)	0.0 (0.0%)	0.2 (16.7%)
	2.84E-06	0.2 (18.2%)	0.1 (9.1%)	0.7 (54.5%)	0.0 (0.0%)	0.2 (18.2%)
	4.02E-06	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.2 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)

括弧内は区間あたりの割合を示し，各区間の最も割合が高いものを着色して示す．

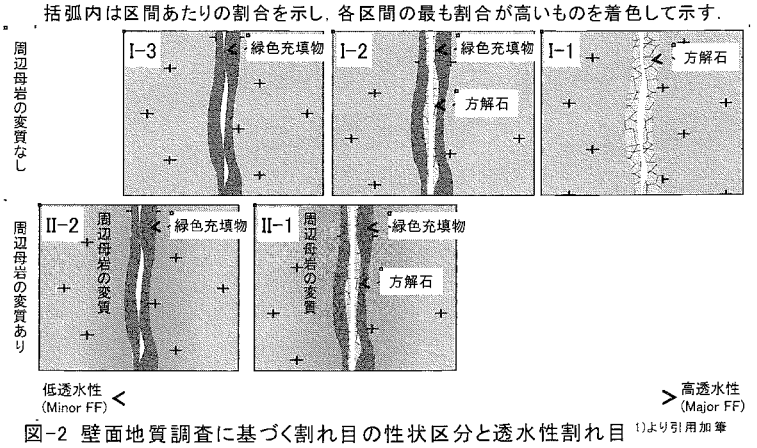


図-2 壁面地質調査に基づく割れ目の性状区分と透水性割れ目 [1]より引用加筆

63. 線状調査結果による岩盤亀裂三次元分布の推定方法とその適用（その２）

An estimation method about the 3-dimensional distribution of bedrock fractures using the scan-line investigation.

○西　琢郎（清水建設）
Takuro Nishi

1. はじめに

岩盤中に分布する亀裂の状態を事前に把握することは，トンネルや岩盤空洞の安定性をはじめ，掘削時の湧水発生に対する評価としても極めて重要である．筆者は以前，ボーリングや調査坑道などの線状調査記録から３次元的に分布する岩盤亀裂の分布状況（方向性･頻度）をパソコンを用いて推定する方法を提案し，実岩盤において適用した結果を報告した[1]．今回，同一の場所において深度，方向性が異なる線状調査記録が得られたので，このデータを用い提案手法の検証を行った結果を報告する．

2. 亀裂分布状況推定方法および追加データ概要

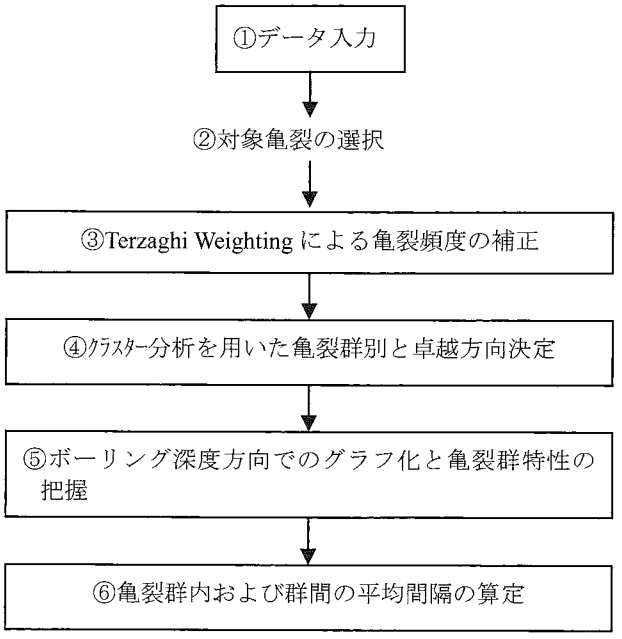
1）推定方法の概要

亀裂分布推定方法については既報告[1]で述べているが，その概略を以下に示す．

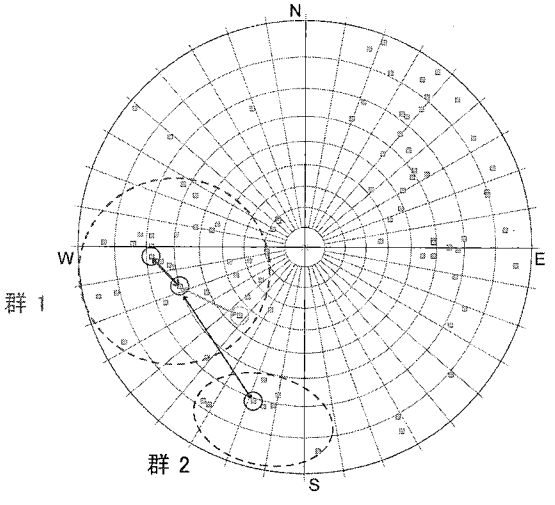
推定は図－1 に示す次の６ステップにて行う．すなわち，①ボーリング孔壁や調査坑道壁面に現れる亀裂の性状データ（亀裂面の走向・傾斜，亀裂開口幅，他）の入力，②亀裂規模による対象データの選別，③調査線と亀裂のなす角に基づく亀裂頻度の補正，④統計的手法による亀裂群の識別，⑤調査線上における亀裂群の分布状況の図示，⑥図示結果から亀裂群内での補正後頻度や群間の平均間隔の算定である．亀裂には微細なヘアクラックから厚さ 10 数 cm 以上にわたる断層など様々な規模ものがあるが，ボーリング記録では開口やずれが認められるもの，坑壁記録では長さ１ｍ程度以上のものを対象とする（②）．亀裂の出現頻度は，調査線と亀裂のなす角に基づいて出現頻度に重みをかける Terzaghi Weighting[2] を適用する（③）．亀裂群を識別する統計的手法としては，ステレオネット上の亀裂面の極同士の距離を測度としたクラスター分析を用いる（④，図－2）．亀裂の出現位置を調査線沿いにプロットし，亀裂群が繰り返し出現する等の空間的分布状況や亀裂群内・群間の平均間隔を把握する（⑤⑥）．

2）適用データ

上記手法を用いて３次元分布の推定を行なったのは，鉱山跡地における素堀り坑道壁面で観察された亀裂と，坑道内からほぼ直交する向きに掘削された２本のボーリングにおいてボアホールスキャナにより観察された亀裂である．今回新たに入手したデータは，前回のものと深度・方向が異なっており，それらの一覧を表－１に示す（坑道１，Borl が既報告データ）．



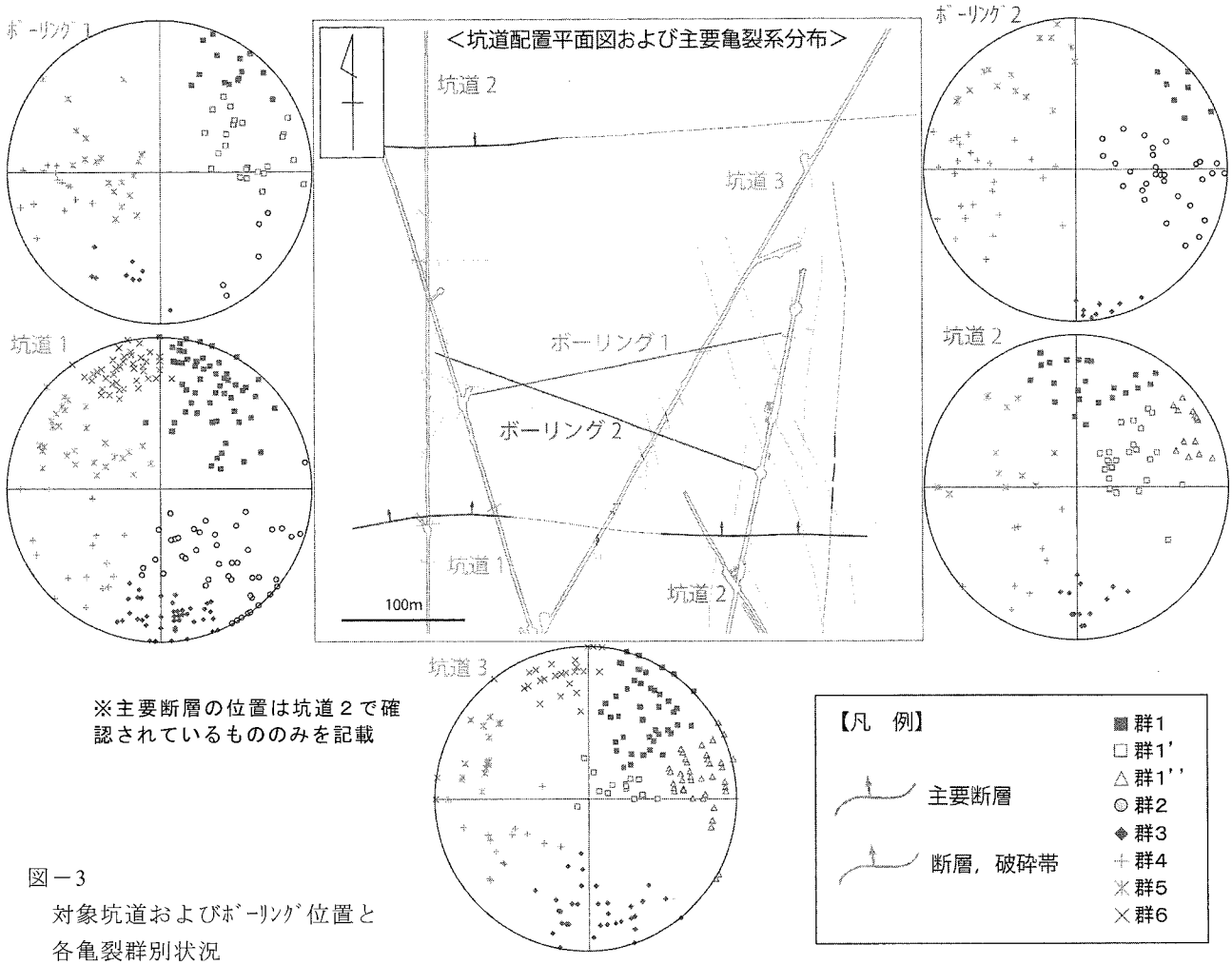
図－1　亀裂推定方法の手順



図－2　クラスター分析を用いた亀裂の群別例

表－1　調査データ諸元

調査地点	調査線延長(m)	深度(EL.m)	調査線の向き	対象亀裂数
坑道1	272	413	N17°W	248
坑道2(a)	602	483	NS	97
坑道2(b)	396	483	N12°E	
坑道3	608	543	N30°E	230
Bor1	250	413	N79°E	87
Bor2	285	483	N80°W	88



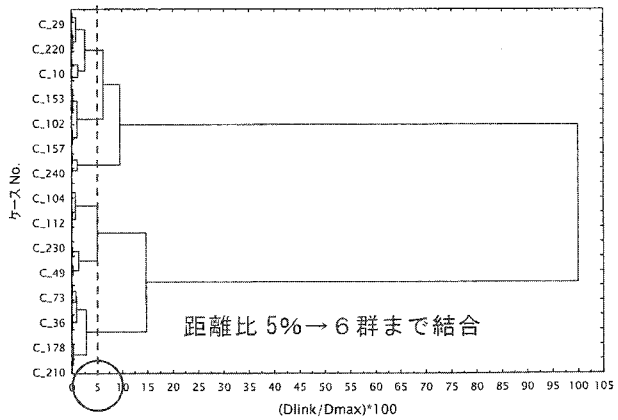
図－3
対象坑道およびﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ位置と
各亀裂群別状況

3. 適用結果と結果の検証

図－3 に各調査坑道およびボーリングの平面位置と，それぞれで観察された亀裂のステレオプロットおよび群別結果を示す．

亀裂群の識別において，クラスターの数を何個にすれば群のまとまり傾向がよく表われるかついては，定まったルールがあるわけではない．今回のデータでは対象とする亀裂数が各地点によって３倍程度ばらついており，単にデータの結合距離に閾値を設けて群別基準とするのではデータ数の影響を受ける可能性がある．そこで，今回は個々の結合距離を全データでの最大距離で基準化し，結合距離が 5%以上となる最大のクラスター数によって群別を行なうこととした（図－4）．

亀裂群は地点によって卓越方向に若干の相違があるが，全体的に見ればほぼ同等な群別になっていると見られる．より細かく群別がなされた地点においても，細分化されたクラスターの上位のクラスターで括れば他の地点と同じ群別範囲に入り，本手法によって対象地域の亀裂群方向性に関する大枠が把握できるものと考えられる．またボーリング結果では，掘削断面積が小さいため，掘削方向に平行な亀裂はどうしても補足しきれない傾向が明らかである．ボーリングのみの調査の場合，少なくとも２以上の掘削方向を持つデータで方向性を議論すべきものと考えられる．今後はさらに鉛直方向のデータも加味した検証を重ね，手法の改善を図る予定である．



図－4　クラスター分析結果の一例

文献

1) 西琢郎（2010）：線状調査結果による岩盤亀裂三次元分布の推定方法とその適用，日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会講演論文, p.81.
2) Terzaghi, R.D. (1965) : Geotechnique, vol.15, p.287.

64. 地表ソース型空中電磁探査法の沿岸域への適用性検討:淡路島北西部の例

Applicability of a grounded source airborne electromagnetic method to coastal areas: Northwestern Awaji Island case

○伊藤久敏（電力中央研究所），茂木　透（北海道大学），城森　明（ネオサイエンス），結城洋一（応用地質），
佃　十宏・木方建造・海江田秀志・鈴木浩一（電力中央研究所），Sabry Abd Allah（北海道大学）
Hisatoshi Ito, Toru Mogi, Akira Jomori, Youichi Yuuki, Kazuhiro Tsukuda,
Kenzo Kiho, Hideshi Kaieda, Koichi Suzuki, Sabry Abd Allah

1. はじめに

沿岸域は人口の最も集中した場所であるとともに，地震，津波などの自然災害により甚大な被害を受け易い場所でもあるため，沿岸域の地下の地質を把握することは重要である．また，高レベル放射性廃棄物地層処分に関しても沿岸域の地質・水質を把握することが重要とされている．しかしながら，沿岸域，特に，陸域と海域の両方を対象に地下を探査できる手法は限られている．

空中物理探査は沿岸域を探査可能な手法であり，そのうち空中電磁探査により地下の比抵抗構造が得られる．従来型の空中電磁探査法は，送信機と受信機の両方を航空機やヘリコプターに搭載しており，空中から送信された電磁波は，海での減衰が大きい等のため，海底下の地下構造探査に適した方法とは言い難い．一方，我々の開発した，地上ソース型空中電磁探査法（GREATEM）[1]は，地上で送信し，空中で受信するタイプであるため，原理的に，海域においても，より深くまで探査可能である．前回の報告では，堆積軟岩の分布する九十九里浜にて GREATEM を適用し，地下300～350m 程度までの比抵抗構造が得られたことを報告した [2]．今回，主として花崗岩が分布する淡路島北西部において GREATEM を適用し，同法の沿岸域の適用性に関して，さらなる知見が得られたことを報告する．

2. 調査地域（淡路島北西部）の概要

調査地域（図-1）の陸側は北東－南西方向に直線的に延びる標高 200～300m 程度の山地および山地と海岸の間に狭小に分布する標高 80m 以下の丘陵・台地・低地からなっている．山地と丘陵の境界には活断層である野島断層が存在する．野島断層は，南東側に高角度に傾斜し，逆断層センスで活動したために，山地側が隆起し，現在の地形が形成されている．海底面の地形は，調査地域北部では，沖合 500m 付近から傾斜が急になり水深 20m 以上になるが，調査地域南部では沖合 1km 付近までは徐々に水深が増し，沖合 1km では水深 10m 程度である．

調査地域の地質（図-1）は野島断層を境に，南東側の山地では主に白亜紀の花崗岩類からなり，一部で神戸層群（中新世）がこれを覆っている．野島断層の北西側の丘陵・台地には，神戸層群とその上位の大阪層群（主として更新世）が分布し，低地には沖積層が分布する．

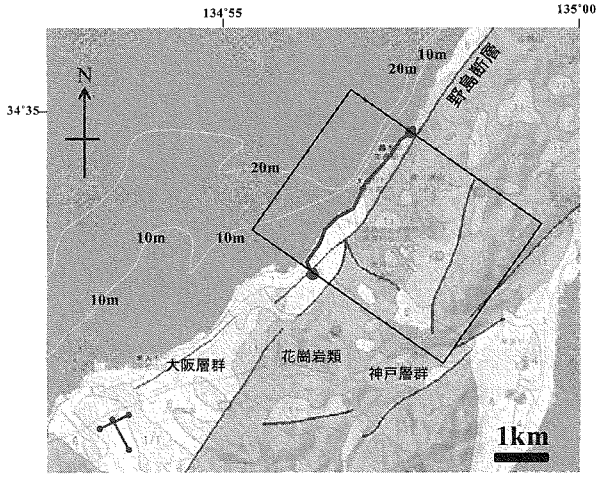


図-1　調査地域（淡路島北西部）の地質と調査範囲
赤線は送信源（長さ 3.5km）の位置．青色十字は CSAMT 法の送信源．四角の枠は図-2 の枠と同一の範囲を示す．

3. 地表ソース型空中電磁探査

空中電磁探査は図-2 に示す範囲・測線で実施した．調査地の地形や人工構造物の制約により，海岸沿いに送信ケーブルを敷設した．空中電磁探査は，2011 年 8 月 10 日の午前と午後に各 1 回実施した．午前中の第 1 回測定飛行では通常の飛行速度（時速約 60km）で 11 測線（A～K 測線）実施し，午後の第 2 回測定飛行では，低速度（時速約 38km）で 1 測線（午前の J 測線に沿う測線，すなわち J2 測線）を飛行した．測線間隔は南側で 200m，北側で 400m とした．沖合 3km 程度までデータ取得を行ったが，解析可能なデータが得られたのは，通常速度の飛行では沖合 1000m 程度まで，低速度飛行では沖合 1500m 程度であった（図-3）．また，I 測線の一部の区間とほぼ重なる区間で，受信機を地上に設置し，地上での電磁探査（TDEM 法：測点数 13，測点間隔約 50m，スタッキング回数 200）も実施した．得られた信号（過渡応答曲線）に対し，水平多層構造（海側 10 層，陸側 8 層）を仮定し，1 次元逆解析による解析を行った．

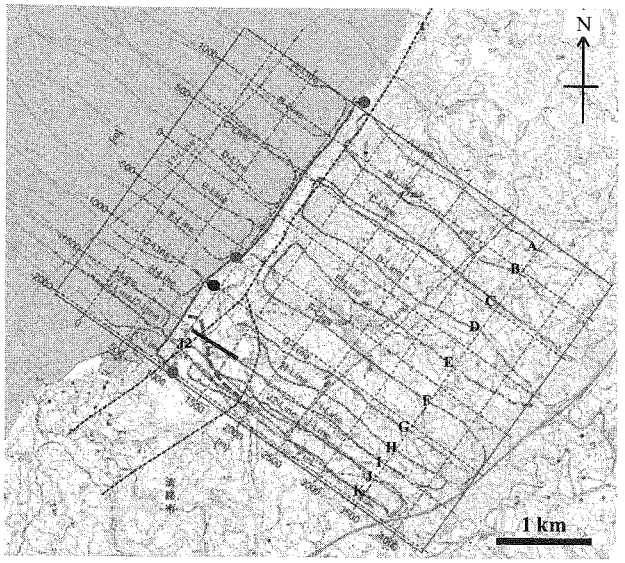


図-2　調査測線
黒色の実線は地上での TDEM 法探査測線．青色の破線は CSAMT 法の探査測線．黒色の点線は野島断層．

4. 調査結果と考察

図-3 にほぼ同じ測線を時速 60km で飛行した場合と時速 38km で飛行した場合の比抵抗断面を示す．両図とも比抵抗の分布はほぼ同じであり，再現性の高い結果が得られた．陸側では，深度 1000m まで解析できており，九十九里浜での可探深度（300～350m）に比べ，陸側の比抵抗が高いため，大幅に深くまで探査できたと判断される．海側では，時速 60km の飛行時の可探深度は，九十九里浜と同様であったが，時速 38km の低速度で飛行することにより，可探深度は 500m 程度にまで向上した．さらに，時速 60km では，沖合 1000m 程度まで探査可能であったが，時速 38km では，沖合 1500m 付近まで探査できており，低速度飛行により，より遠くまで探査できることが分かった．

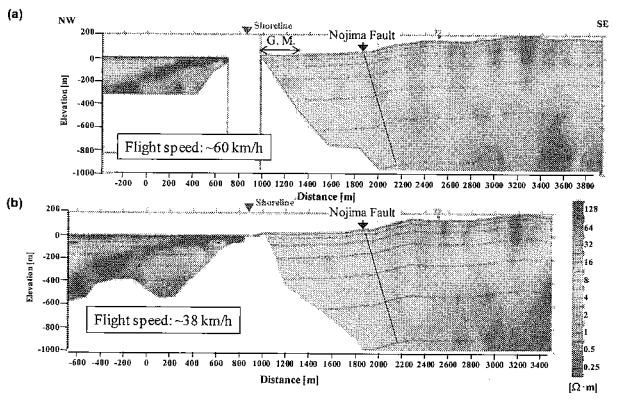


図-3　GREATEM による比抵抗断面図
(a) 60km/h 飛行時（J 測線）．G.M.：地上での TDEM 法探査結果を示した区間．(b) 38km/h 飛行時（J2 測線）．

図 3(a)には地上での電磁探査（TDEM 法）を実施した範囲では地上での探査結果を示した．この結果と図-3(b)に示す空中での電磁探査結果はほぼ一致している．このことは，空中での TDEM 法では，ヘリの揺れに起因するノイズ等の制約があるが，それらが良好に除去されていることを示している．

図-4 は，平成 9 年度に実施した，CSAMT 法による比抵抗断面である．なお，この CSAMT 法の結果は，坑井での電気探査結果等とも整合し，信頼性は高い．この結果を GREATEM による結果と比較すると，GREATEM では，CSAMT 法に比べ相対的に低い比抵抗値を示すが，野島断層の南東側が北西側に比べ，比抵抗が高い傾向が見られ，不明瞭ではあるが，南東側に高角度で傾斜する野島断層を捉えていると判断される．

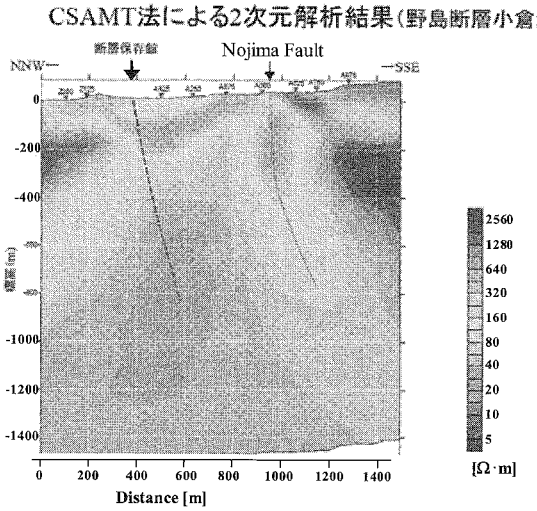


図-4　CSAMT 法による比抵抗断面図

5. まとめ

淡路島北西部に GREATEM を適用した結果，低速度で飛行することにより，海側で深度 500m 程度まで探査が可能であることが分かった．また，陸側では，CSAMT 法に比べ全体的に低い比抵抗構造が得られたが，比抵抗構造の境界として，野島断層を捉えることが出来た．

文献

1) Mogi, T., Tanaka, Y., Kusunoki, K., Morikawa, T., and Jomori, N. (1998): Development of Grounded Electrical Source Airborne Transient EM (GREATEM), Expl. Geophys., 29, 61-64.

2) 伊藤久敏・茂木　透・城森　明・結城洋一・佃　十宏・木方建造・海江田秀志・鈴木浩一・Sabry Abd Allah （2011）：地表ソース型空中電磁探査法の沿岸域への適用性検討-九十九里浜の例-，日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，103-104.

65. 環境と防災のための海外技術支援(中米ホンジュラスとアフリカモザンビーク) - JSPS・JICA 科学技術研究員派遣事業中間報告

Environment and Disaster Prevention Oversea Technical Support for Honduras and Mozanbique (JSPS-JICA Project Preliminary Report)

○山岸宏光(愛媛大学)・中村孝幸(愛媛大学)・八木浩司(山形大学)、佐藤剛(帝京平成大学)
Hromitsu Yamagishi, Takayuki Nakamura, Hiroshi Yagi and Go Sato

1. はじめに

講演者の山岸は、2010年から,2件のJSPS-JICAの科学技術専門家派遣プロジェクトに参加することになった。一つは、1998年のハリケーンミッチ以来、土砂災害が多発している中米ホンジュラスである(図 1)。 とくに、首都テグシガルパは地すべりが多く、いまでもときどき動いているため、JICA の別のプロジェクトで対策工事も実施されている。今回のプロジェクトはハードでなく、地すべり危険度調査のできる人材育成が主なテーマで、最近設立された総合工科大学(UPI)への派遣により技術指導することである。

二つ目は、気候変動にともなう海岸侵食のインパクト要因をさぐるためにアフリカモザンビーク国ベイラ海岸にある同国環境省の研究センターへの派遣である。

2.テグシガルパ市首都圏における地滑りに焦点を当てた災害地質学研究

ホンジュラス国(図 1) は、1998 年のハリケーンミッチによる大災害以来、頻繁に地すべりなどの土砂災害に襲われていて、首都テグシガルパは火山性堆積岩からなる盆地にあり、日本の八幡平に類似して大規模な地すべり地形が多い(図 2, 図 3)。

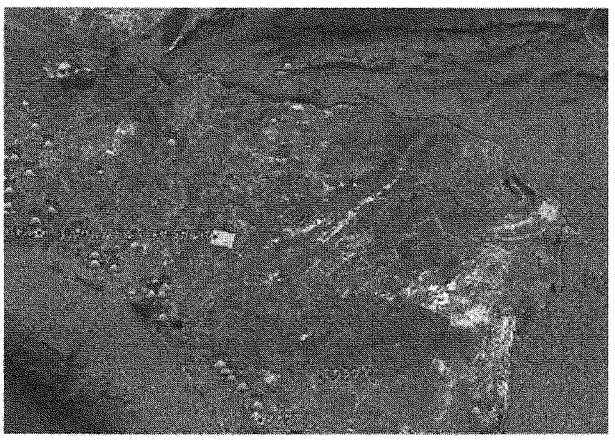


図 1 ホンジュラス・テグシガルパ市の位置図 (Google Earth △印は活火山)

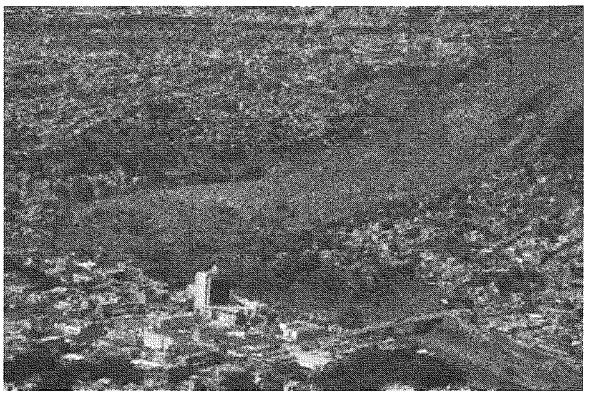


図 2. テグシガルパ市北西部のベリンチェ地すべり。

そこで、これらの災害に関する地質・地形情報の不足及び、リスク評価の能力不足のため、最近、設立された総合工科大学(UPI)とホンジュラス地質協会(IGH)をベースとして、本プロジェクトがスタートした JICA_JSPS のジョイントプロジェクトである。防災地質学という観点から現地と共同研究を行うことで、地すべり判読や危険度判定についての技術を移転して、地滑りの類型化及びメカニズムを把握しうる技術者を育成することである。具体的には、1)セミナーや講義で、地すべり地形の写真判読法の普及・指導、2) 実体鏡を JICA から贈呈し、それを用いて、地すべり地形の空中写真判読のトレーニングを実施すること、3) 最終的には GIS を活用して、テグシガルパ周辺の地すべり危険度判定を AHP 法などで実施できる技術者を養成する。幸い、UPI の PC 室の 25 台の PC には ARCINFO10 がインストールされていることから、GIS で地質図や地すべり地形分布図(図 3)を作成して、紙ベースの空中写真判読と ASTER_GDM(30m_DEM)から等高線を発生(図 4)させて PC 上の判読と併せて実施する予定。

2012 年の予定は、9 月に八木・佐藤が、同年 10 月には山岸が派遣される予定である。なお、UPI は 2012 年 1 月に ICL に加盟し、アジアやヨーロッパに比べて手薄な中南米地域地すべり会議の確立に向けて、2013 年 3 月に MID_AMERICA LANDSLDE CONFERENCE を計画している。

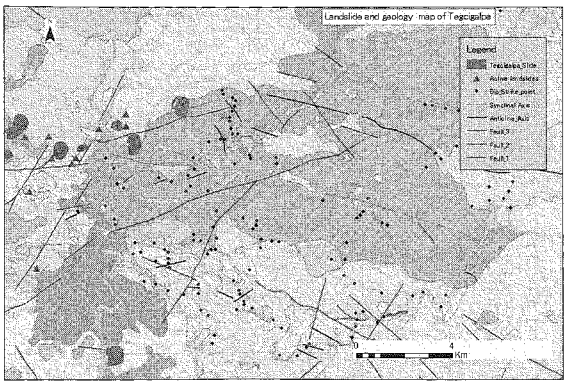


図 3 テグシガルパ周辺の地質図と地すべり分布(GIS で作成)

図 4 テグシガルパ周辺の 30m_DEM 等高線で、多くの地すべり地形が判読される(円内など)。

3 .モザンビーク:気候変動に伴う沿岸域のリスク軽減ーGIS データベースグループの活動ー

本プロジェクトは，同じく JSPS-JICA のジョイントプロジェクトで、アフリカ東南部のモザンビーク（図 5）のベイラ海岸の海岸侵食がテーマである。

図 5　アフリカモザンビークのベイラとシャイシャイを示す Google Earth 画像

相手機関は CDS(Sustainable Development Center)で、日本の環境省にあたる機関である。具体的には、(1)海岸データベースの構築，(2) 侵食メカニズムの定性的解明，(3)モザンビークの沿岸管理者の能力開発を主目的としている．山岸はこのテーマ遂行のための GIS データベース構築の支援を担当した。

2012 年 3 月 20-30 日の期間派遣された。1）海岸調査グループ(海洋工学が専門の中村准教授が指導）と、2）GIS グループ（山岸が指導）に別れて作業を実施した。1）のグループは、ベイラの大潮の海岸線を GPS で測定し、同時に砂のサンプリングを実施した。2）GIS グループは首都マプトから北方の XaiXai（シャイシャイ：図 5）で、室内作業を実施した。目的は、海岸に関するデータベースの効率的構築のために陸上の地形図、地質図、土地利用図、土地被覆図、空中写真、衛星画像を収集して、デジタル化や GIS 技術の研修・習得である。

GIS 作業には関係機関から 6 名が集まったが、専門は地形・地理の方が主で、土地利用や焼き畑の研究している研究者が多く、海域の研究者は 1 名のみであった。3 月 20 日から 23 日までの 4 日間、XaiXai の CDS のオフィスで作業を実施した。内容はこれまで収集された地形データ（図 6）、地質図や海図（図 7）などのデータの解析法、Google Earth をプラットフォームとしての活用する方法、地形データ（ASTER_GDM; 30m_DEM）の利用法の実習を実施した。

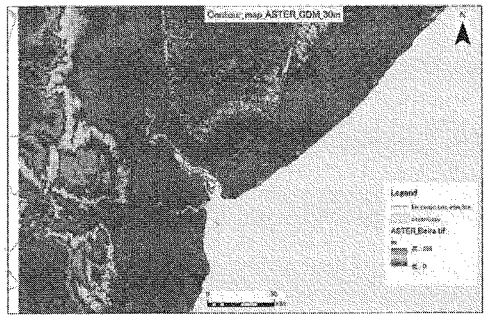


図 6　Beira 海岸周辺の陸上地形データ(ASTER_GDM から作成)

図 7 ベイラ海岸周辺の陸域地質図と海底等深線図

この事業の期限は 2012 年 9 月には、その最終年にあたりこの問題や関連する機関があつまり、セミナーを開催した。

66. 航空レーザ測量データを用いた斜面崩壊発生危険箇所の抽出手法

Assessment of the Incidence of Landslides Using LiDAR Data

○長谷川 淳，太田岳洋（鉄道総合技術研究所），中原 毅，原田政寿（国際航業）
Atsushi Hasegawa, Takehiro Ohta, Tsuyoshi Nakahara, Masatoshi Harada

1. はじめに

近年，鉄道沿線では鉄道用地外を発生源とする斜面崩壊が多く発生している．しかし，特に山間線区では鉄道に隣接する自然斜面の数が多く，これらを逐一調査・評価するためには膨大な時間と労力を要する．このため，線路近傍だけではなく，沿線の広範囲にわたり斜面崩壊の発生が懸念される箇所を迅速に抽出し評価する技術の確立が望まれている．

一方，近年のリモートセンシング技術の発達により，人工衛星や航空機に搭載されたセンサを用いて，地表面に関する情報を高分解能かつ高精度に取得することが可能になってきた．これらの技術は広範囲を一度に観測できるという利点があり，また得られたデータを解析することで地表面の状況を定量的かつ客観的に評価することが可能である[1, 2]．

そこで，リモートセンシング技術のひとつである航空レーザ測量により作成した数値標高モデル（DEM）と数値表層モデル（DSM）を用いて斜面崩壊の要因となる地形や植生などの条件を数値化し，斜面崩壊の発生が懸念される箇所を抽出する手法について検討した．

2. 対象地区

本検討では，ひとつの地区内で地質が比較的均質で，かつ他地区と地質が重複しないよう 4 地区を選定した。各地区の地形・地質などの概要を表-1 に示す。

表-1　対象地域

対象地区	面積 (km^2)	地　質	地　形	植　生
D地区	25	火成岩（凝灰岩類）	低山地 U字谷を形成 渓床勾配:緩	林業がさかん 針葉樹優勢 伐採地多い
N地区	25	火成岩（花崗岩類）	急峻な山地 V字谷を形成 渓床勾配:急	針広混交林と針葉樹が優勢
T地区	34	堆積岩（砂岩・頁岩）	低山地～丘陵地 U字谷を形成 渓床勾配:緩	常緑広葉樹が優勢
S地区	28	変成岩（片岩）	急峻な山地 V字谷を形成 渓床勾配:急	針葉樹と広葉樹が優勢

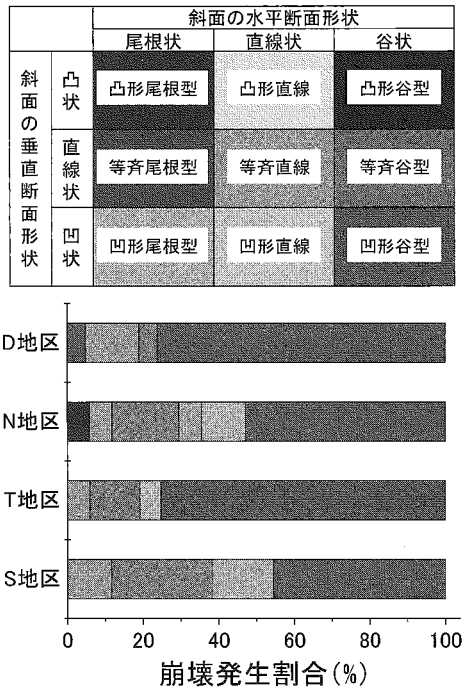


図-1　斜面型区分（上図）と斜面型ごとの崩壊発生割合（下図）

3. 斜面崩壊の発生に寄与する地形・植生条件

斜面崩壊の発生に寄与する要因としては，地形，地質，植生，地下水，人工改変などが考えられるが，このうち地質や地下水に関する情報を航空レーザ測量データから得ることは困難である．そこで，地形と植生に着目し，斜面崩壊箇所に特徴的な地形・植生条件を明らかにするため，空中写真判読，現地踏査，航空レーザ測量データの解析を行った．ここで対象とした斜面崩壊は，D 地区：21 箇所，N 地区：15 箇所，T 地区：421 箇所，S 地区：68 箇所で，いずれも降雨にともなう表層崩壊である．

（1）地形条件

空中写真判読と現地踏査の結果，斜面崩壊の要因となる各地区に共通の地形条件として，斜面の傾斜と斜面の形状が挙げられることが分かった．そこで，DEM から作成した傾斜量図と等高線図を用いて，崩壊地の斜面の傾斜と，崩壊地が位置する斜面の斜面型[3]につ

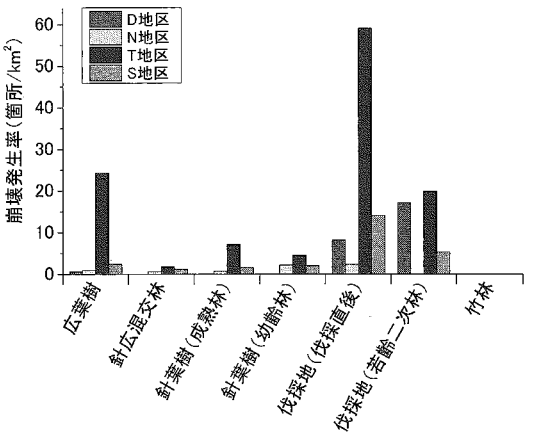


図-2　植生区分ごとの崩壊発生率

いて検討した．その結果，斜面の傾斜が 30 度以上で，凹形谷型斜面などのいわゆる集水地形で多くの崩壊が発生していることが分かった（図-1）．

（2）植生条件

各地区の植生を，広葉樹，針広混交林，針葉樹（成熟林），針葉樹（幼齢林），伐採地（伐採直後），伐採地（若齢二次林），竹林，に区分し，斜面崩壊の発生に寄与する植生条件を検討した．各植生区分 1km^2 あたりの崩壊箇所数（以下，崩壊発生率と称する）をみると，伐採地（伐採直後）で崩壊発生率が非常に高いほか，地区によっては伐採地（若齢二次林）や針葉樹（幼齢林）でも崩壊発生率が高くなる傾向がみられる（図-2）．よってこれらの植生区分が斜面崩壊の要因のひとつであると考えられる．

4. DEM と DSM による斜面崩壊の要因の数値化

斜面崩壊の要因であると考えられる地形条件のうち，斜面の傾斜については DEM から算出できる傾斜量で数値化することが可能である．そこで斜面型の区分手法について検討した．図-1 に示した斜面型は斜面の水平断面の凹凸と垂直断面の凹凸を組み合わせで区分したものである．そこで DEM から算出できる地形量のうち，平面曲率と縦断曲率[4]を用い，これらを組み合わせて斜面型を区分した（図-3）．

また，植生条件について，斜面崩壊の発生に寄与していると考えられる伐採地（伐採直後）や伐採地（若齢二次林）は，針葉樹（成熟林）や広葉樹などに比べ樹高が低い．そこで，DSM から DEM を減算することで得られる樹高に関するデータである数値樹冠モデル（DCM）を用いて植生を区分した（図-4）．なお樹高分布および崩壊発生率（図-2）が類似している①広葉樹・針広混交林・針葉樹（成熟林）・竹林と，②伐採地（若齢二次林）・針葉樹（幼齢林）は，それぞれ同じグループとして取り扱った．

5. 斜面崩壊発生危険箇所の抽出

前章で DEM と DSM を用いて斜面崩壊の要因を区分した結果は数値として扱うことができる．そこで崩壊地と崩壊地以外の斜面のそれぞれについて斜面崩壊の要因の値を抽出し，崩壊地を判別するための各要因の寄与度を統計的手法により求め，斜面崩壊発生危険箇所を抽出する手法を開発した（図-5）．なお抽出結果については現地踏査による検証を行い，概ね妥当な結果が得られていることを確認した．

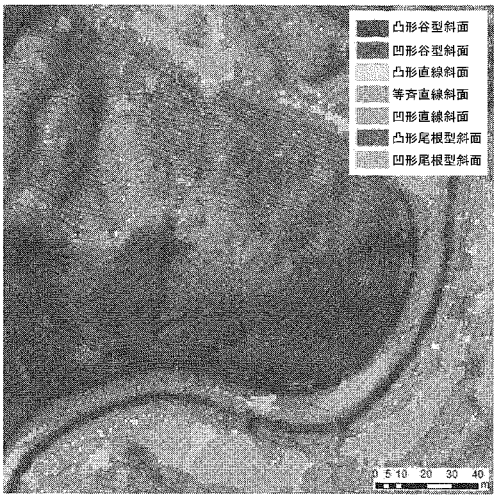


図-3　斜面型の区分結果

6. まとめ

地形条件と植生条件のみからでも斜面崩壊の発生危険箇所をある程度抽出可能であり，本手法は広域を概略的に調査する際などに有効であると考える．

なお，本研究は国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した．

文献

1）財団法人資源・環境観測解析センター：資源・環境リモートセンシング実用シリーズ④，2004.
2）財団法人資源・環境観測解析センター：資源・環境リモートセンシング実用シリーズ⑤，2005.
3）鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門　第1巻　読図の基礎，古今書院，1977.
4）Peter A. Burrough and Rachael A. McDonnell : Principles of Geographical Information Systems, OXFORD UNIVERSITY PRESS, 1998.

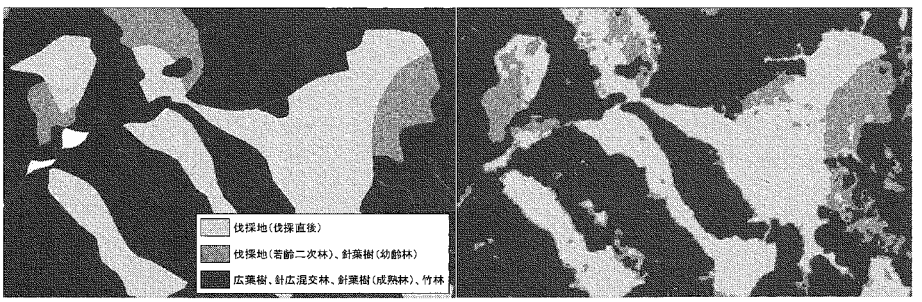


図-4　空中写真判読等による植生区分（左図）と DCM による植生区分（右図）

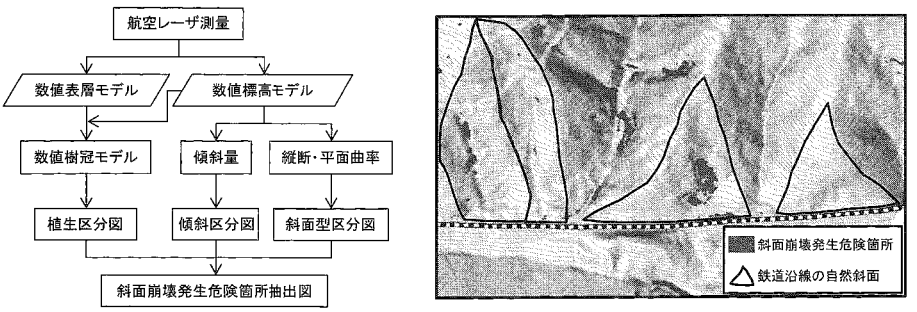


図-5　斜面崩壊発生危険箇所の抽出フロー（左図）と抽出結果（右図）

67. 山地流域の地形分析による土砂流出特性と植生分布に関する研究

Characterization of sediment discharge and vegetation cover in mountainous catchments by geomorphic analysis

○池見洋明，三谷泰浩（九州大学）
Hiro Ikemi, Yasuhiro Mitani

1. はじめに

流域の総合的な土砂管理では，その上流域の問題として，山地・山麓部の土砂災害や荒廃山地からの土砂による河床上昇などがあげられている．また，この問題に対して，流域源頭部での土砂生産や山地流域からの土砂移動の評価・予測が求められている．そのためには，基本として，山地流域で生じている斜面のマスムーブメントや河川による浸食・運搬・堆積といった地形プロセスを時・空間的に把握する必要がある．

本研究では，山地流域に対して，地形プロセスをベースとした地形分析を行い，土砂流出特性について予察的な検討を行った．具体的には，地形プロセスの数値モデルを用いて，デジタル標高モデル（DEM）から各地形パラメータを逆解析で求めた．次に，求めたパラメータに対して，航空機レーザ測量データを用いた植生分析，土層発達シミュレーション，現地での水文調査の各結果と比較検討した．

2. 対象地域およびデータ

本研究の対象地域は，主に福岡県宇美町周辺の中生代花崗岩類が分布する領域としたが，水文データとの比較においては，脊振地域の同時代の花崗岩類分布域も対象とした．

地形分析に用いたデータは，全国的に入手可能な国土地理院の基盤地図情報 10mDEM を基本とした．また，分析結果の評価には，福岡県砂防課より提供を受けた航空機レーザ測量データおよび 2011 年の ILC 脊振地域地質踏査で得た水質・流量データを使用した．

地形分析の分析単位には 1/25,000 地形図に描かれている河川合流点を集水点とした流域界を使用した．これにより，宇美町周辺の花崗岩分布域はおよそ 600 個程度の流域に区分されている．また，背振地域は，流量観測地点を集水点とした流域界を使用した．

3. 分析方法

(1) プロセスモデルによる地形分析

近年，地形の進化・形成プロセスの解明の手法として，数値シミュレーションによる研究が行われている．これまで様々なプロセスモデルが提案されているが、本研究では，Perron et al.(2009)[1]の提案するモデルに浸食の抵抗を示すパラメータ E を加えた次の(1)式を使用した．

$$\frac{\delta z}{\delta t} = U + k_d \nabla^2 z - k_c (A^m \nabla z - E) \qquad (1)$$

ここで，z は標高，t は時間，U は隆起量，∇z は地形の勾配，$\nabla^2 z$ は地形のラプラシアン，A は集水面積を示し，k_d, k_c, m は定数である．また右辺の 2 項目は斜面のプロセス，3 項目は流水による浸食プロセスを示している．なお，本研究では，DEM から各地形パラメータをフィッティングによる逆解析により求めるため，地形の勾配と集水面積の関係を示す以下の(2)式に変形して用いた．この式の導出は基本的に Perron et al. (2009)[1]と同様である．

$$\frac{\nabla z}{\nabla^2 z - \nabla^2 z_{ht}} = \frac{k_d}{k_c} \left(A^m - \frac{E}{\nabla z}\right)^{-1} \qquad (2)$$

ここで$\nabla^2 z_{ht}$は尾根のラプラシアンである．また本研究での逆解析では左辺の項を$E/\nabla z \approx E'$ と定数に仮定してフィッティングを行った．

(2) 土層発達シミュレーション

崩積土の発達シミュレーションでは，土層厚さ変化を求めて土砂移動と地形パラメータの関係を検討する．使用した土層発達の物理モデルは土層の生成とクリープによる次式である．

$$\frac{\delta h}{\delta t} = k_d \nabla^2 z + P_0 e^{-nh} \qquad (3)$$

h は土の厚さである．P_0, n は定数である．このモデル式は(1)式の斜面のプロセスの項に土層生成の項[2]を加えたものであり，流水による浸食は考慮していない．また，土層発達モデルの各パラメータは，対象地域の値が不明のため Heimsath et al.(1999)[2]の値をそのまま使用した．なおシミュレーションは有限差分法により 100 年ステップの 60 回を行い，それぞれ 10m グリッドで土砂が移動しなくなるまで計算した．

(3) LIDAR データによる植生分析

LIDAR データによる植生被覆モデルでは，(1)分析単位とする 10m グリッド内の植生の樹高や樹種は同じ，(2)グリッド内の LIDAR データは，地表高と樹高の 2 種類と仮定した．そして，この時の地表高さは LIDAR データの高さの最小値 E_g，地表高さ＋樹高を最大値 E_t とし，次式(4)にて植生被覆率 R_{vc} を定義した．

$$R_{vc} = (E_{mean} - E_g)/(E_t - E_g) \qquad (4)$$

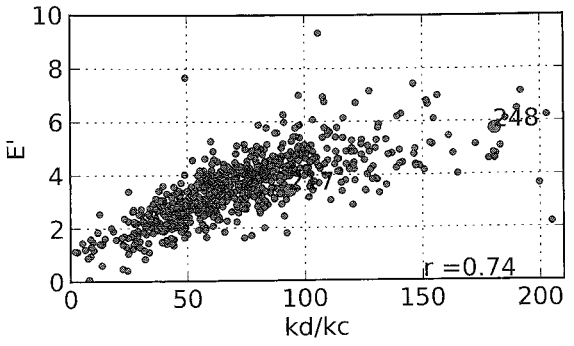


図-1 k_d/k_c と E'の関係

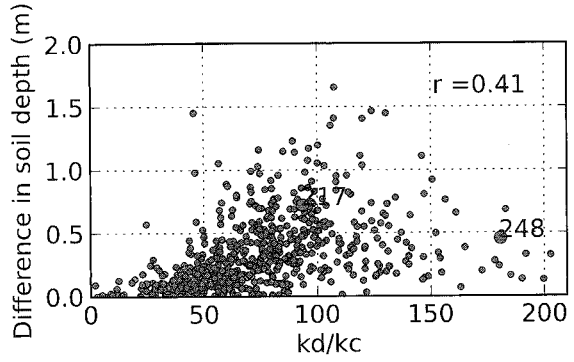


図-2 k_d/k_c と土層厚さの差の関係

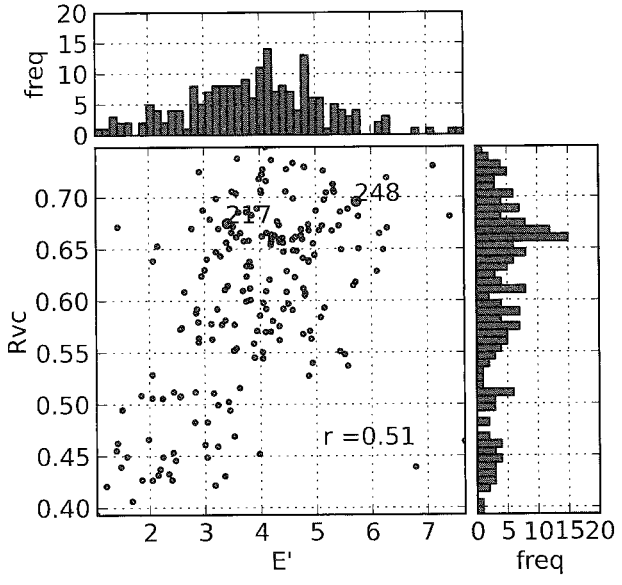


図-3 E'と R_{vc}の関係の散布図と頻度分布

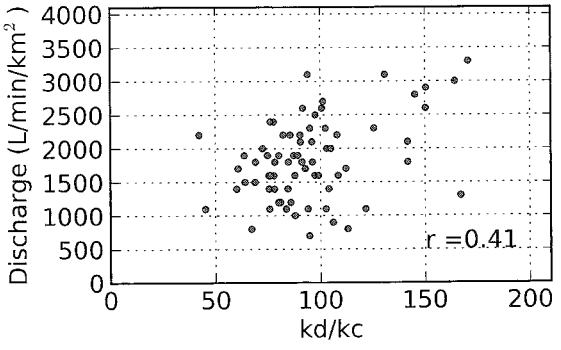


図-4 k_d/k_c と比流量の関係

E_{mean}は高さデータの平均値である．なお計算前に補正を行い LIDAR データの地形勾配によるバラツキは取り除いた．

(4) 流量観測

脊振地域では，2011 年 ILC 地質踏査において，渓流および河川の水質・流量計測を行った．その結果から，花崗岩類が分布する流域について，11～12 月に計測された流量の値と同流域の地形パラメータとの比較を行う．なお流量は河川の状況に応じ，容器法，流速法，塩分希釈法でそれぞれ計測されたものである．

4. 結果および考察

図-1 は地形分析から求めた k_d/k_c と E'の関係を示している．両者には正の相関が確認できるが，k_d/k_c の増加とともに E'の分布幅は広がる傾向にある．この分布から，対象地域の上流域が，少なくとも２つのタイプで構成していると考えられる．なお各図の赤丸に数字は同じ流域を示す．

図-2 は，k_d/k_c と流域の上流部と下流部での土層厚さの平均の差の関係を示す．k_d/k_c が 100 程度までは概ね正の相関が確認できるが，その値をピークとして，それ以降は，k_d/k_c の増加とともに土層厚さの多様性が小さくなる傾向を示している．

E'と R_{vc}の関係の散布図と頻度分布を図-3 に示す．なお R_{vc}には，プロセスモデルにおいて，土砂移動プロセスが遷移すると考えられる尾根付近の R_{vc}の平均値を用いる．頻度分布から E'値は幅広い分布を示しているが，R_{vc}には３つの分布が確認できる．R_{vc}が 0.5 よりも小さい流域は，ほぼ人為的な地形改変が確認できる流域なので，それを除いても，概ね正の相関が確認でき，植生が多いほど E'が大きくなる傾向を示す．

図-4 は k_d/k_c と比流量の関係を示す．概ね正の相関が確認できる．これと土層厚さの多様性を比較すると，多様性が小さいほど比流量が大きくなる傾向を示す．また，水質から比流量が大きい流域では導電率が小さくなる傾向も確認できている．

以上の結果を比較検討すると，本研究で提案する地形分析手法は，現在，流域で起きている地形プロセスを概ね反映しており，今後，山地流域における土砂流出特性を把握する手段として有効であると判断できる．

文献

1) J. T. Perron, J. W. Kirchner, W. E. Dietrich: Formation of evenly spaced ridges and valleys, *Nature*, 460(23), 502-505, 2009.

2) A. M. Meimsath, W. E. Dietrich, K. Nishiixumi, R. C. Finkel: Cosmogenic nuclides, topography, and the spatial variation of soil depth, *Geomorphology*, 27, 151-172, 1999.

68. 自然崖地における侵食量評価の試み

The trial of the amount evaluation of erosion in a natural cliff

○橋本 智雄（中央開発㈱）
Tomoo Hashimoto
(Chuo Kaihatsu Corporation)

1. はじめに

宮城県内の市街地を流下する河川の渓流河岸（自然崖地）では，侵食・崩落が継続的に発生し対策が急務とされていた．

これに対し，自然崖地の現況及び侵食・崩壊の機構を把握するために調査・測量（3D レーザー測量・地表踏査・ボーリング・ボアホールカメラ等）と，危険度検討・評価を行った．

また，同河川では東北地方太平洋沖地震及びその余震により，各所で崩壊・崩落が発生したことから，緊急に再調査を実施し崩壊機構や危険度の再評価を行った結果についてもあわせて報告する．

なお，本報告でいう自然崖地は，渓流河岸に形成された崖地のことを指すものとする．

2. 自然崖地の崩壊パターン

対象河川における崖地の崩壊は，新第三系の塊状の凝灰岩や地層内に挟まれる亜炭層の有無など，分布する地質や地形毎に異なる可能性が考えられた．そのため，流域内の自然河岸（延長約 7ｋｍ)で地表踏査を実施し，現地の災害履歴を踏まえて「地層毎の崩壊パターン(図 2-1)」を 12 に区分した．

本報告では，比較的規模の大きい崩壊が懸念される崩壊パターンⅠ・Ⅵ・Ⅷを対象とした調査結果について報告する．

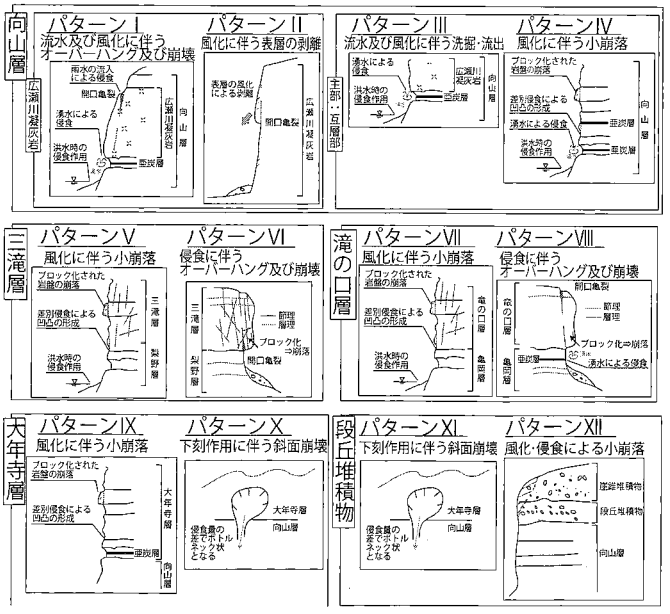


図 2-1　想定される崩壊パターン一覧

3. 調査の結果

3-1. 調査ボーリング・ボアホールカメラ

崩壊の発生機構を把握する目的で，比較的大規模な崩壊（パターンⅠ・Ⅵ・Ⅷ）が懸念される自然崖地の上面から，斜めボーリング及びボアホールカメラ（2 箇所)を実施して崖地背面の地盤状況の確認を行った．

その結果，侵食によりオーバーハングが進行した崖面(CASE-1：近年の崩壊履歴なし)では，凝灰岩中に 2~3ｍ間隔に高角度の弱面(酸化汚染有)の分布が確認され，亜炭層を挟む地層境界部の差別侵食と高角度の弱面によって，崩壊が発生する可能性が示唆された．

この弱面は，高温の火砕流が冷却する際に形成された節理と考えられる(河床部の露岩状況と概ね一致)．

一方，数年前のブロック崩壊(奥行き 2m 程度)箇所(CASE-2)では，亀裂・酸化が少なく，調査結果に違いがみられた．これは，図 3-1 に示すとおり，ブロック崩壊発生サイクルの進行程度によって生じた差であると推察される．

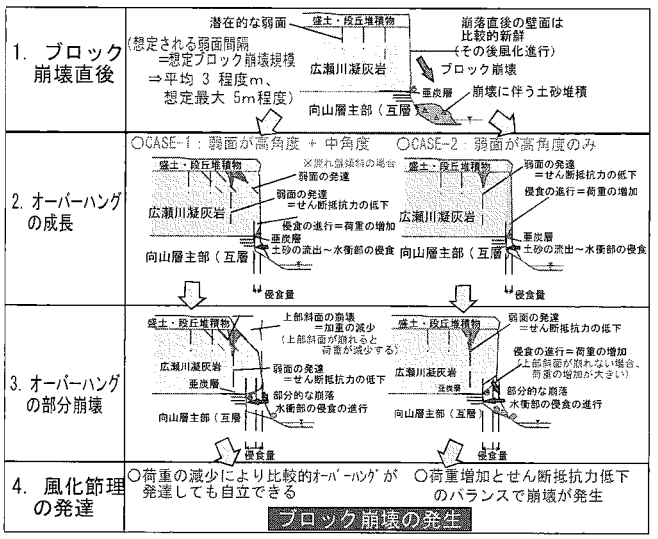
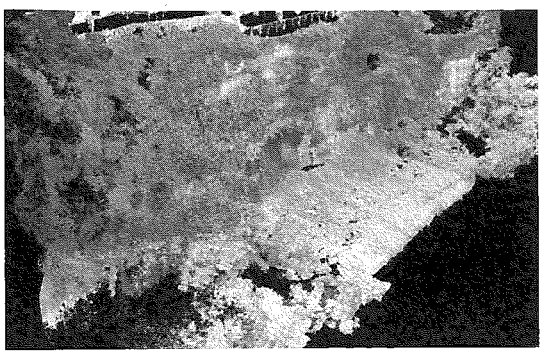


図 3-1　想定されるブロック崩壊の進行メカニズム

3-2. 3D レーザースキャナー

現地調査の結果，自然崖地の崩壊は局所的なものが多く，侵食速度も短期間で把握することは困難と判断され，モニタリング調査の必要性が指摘された．

これに対し，「3D レーザースキャナー」による壁面の測量を代表地区において実施し，崖地の現況把握及びモニタリングの適用性や頻度等について検討を行った(図 3-2)．



使用機材：ニコントリンブル社製 GX3D
図 3-2　3D レーザースキャナー計測例

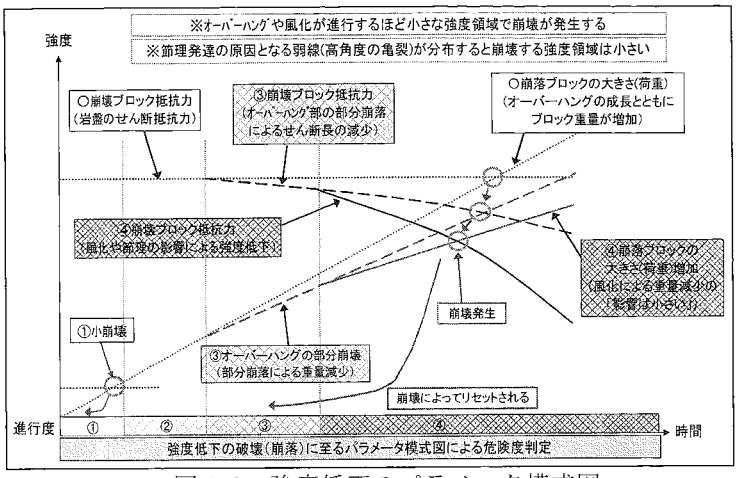


図 4-2　強度低下のパラメータ模式図

4. 危険度の評価

危険度評価は，まず「崩壊危険度」について検証し，その後「災害発生」の視点で評価要素を追加し，「災害危険度」についても評価している．なお，崩壊危険度・災害危険度の定義は以下のとおりである．

崩壊危険度：崩壊の危険性についての指標
(崩れ易さ(規模・機構)と進行度・頻度による評価)

災害危険度：崩壊危険度+保全対象との関係
(社会要素+位置要素を加味)

※ここでいう災害は，人命に関わる崩壊を指す

○崩壊危険度評価

崩壊危険度は崖地上部の保全対象毎に，①法肩・壁面・水際の崩壊パターン(図 2-1)，②壁面侵食の進行度(図 4-1)，③水際部の侵食状況，④崩壊履歴，⑤地層の強度特性，⑥斜面の傾斜の各要素の評価点を加減し 4 段階(A~D)で評価した．

なお，崩壊の進行度(壁面部・水際部)を判定する際に用いるパラメータ模式図を図 4-2 に示す．

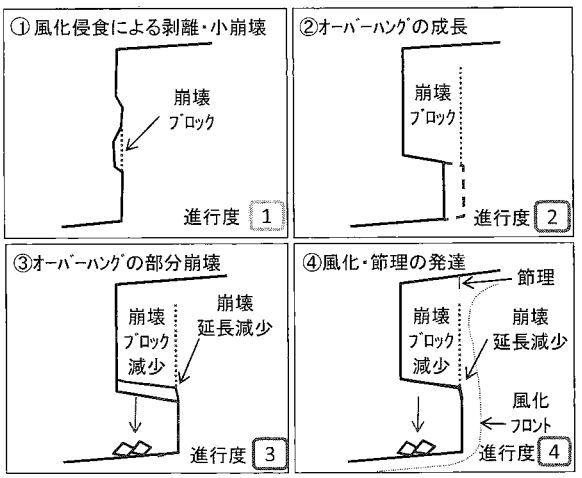


図 4-1　壁面侵食の進行度区分

○災害危険度評価

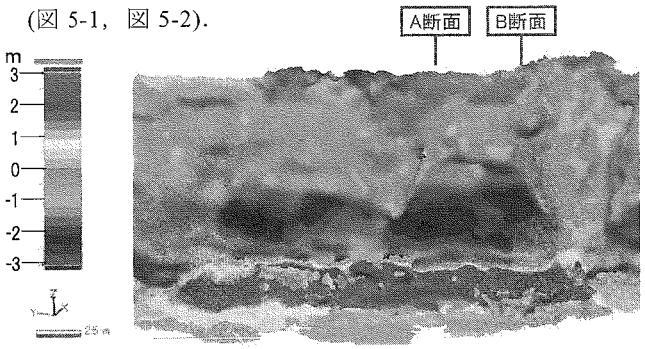
災害危険度は，崩壊危険度に保全対象の社会的重要性，壁面・法肩からの離隔による重み付けを加え，同じく 4 段階(A~D)で評価した．

その際，離隔の評価区分は，調査ボーリング結果や過去の崩壊履歴を勘案して壁面から 3m，法肩から 1m を最小のしきい値として設定している．

5. 地震後の再評価

対象河川では，東北地方太平洋沖地震及びその余震に伴い，各所で崩壊・崩落が発生したことから，緊急的に現地調査及び 3D レーザースキャナーによる再計測を実施し，崩壊機構や危険度の再評価を行った．

その結果，比較的規模の大きいブロック崩壊は，概ね崩壊危険度の高い(A・B)箇所で発生しており，発生規模も最大奥行き 2~3m であったことが確認された(図 5-1，図 5-2)．



※赤系色：堆積した部分　※白黒印刷時は濃色部が崩落・堆積部
青系色：崩壊により落下

図 5-1　3D レーザースキャナー変位量解析図

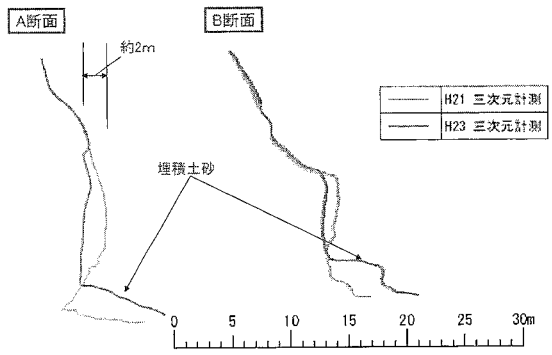


図 5-2　崩壊箇所の比較断面図(崩壊前後)

6. まとめ

地震後の再調査により，想定した自然崖地の危険度評価の妥当性を検証することができ，将来的なソフト対策を検討する上でも有益な結果が得られたと考える．

今後は，この様な評価手法を応用し，地域・流域毎に異なる崖地の崩壊・侵食傾向の評価への適用についても検討していきたい．

69. 融雪期地表変位観測のための二重管式 GPS 支柱

Double tube type GPS Pillar for surface displacement monitoring in snowmelt period

○中里裕臣（農研機構），寺田　剛（東北農政局）
Hiroomi Nakazato, Takeshi Terada

1. はじめに

多雪地帯における GPS に よる地すべり地表変位の連続観測では，積雪に対し十分な支柱高を確保する必要があるが，積雪のクリープに伴う横圧等により見かけの変位が生じるなどの 問題があった．そこで，積雪に接する外管と，受信器を支え直接積雪に触れない内管からなる二重管式支柱と，測位点は地表の標点として支柱の傾動による見かけの変位を補正できる構造の GPS 観測点を山形県鶴岡市の七五三掛地区に設置し，冬期の地表変位連続観測を試みた．本発表では冬期の観測結果と 地中変位観測結果との比較に基づき，本手法の有効性を報告する．

2. 二重管式 GPS 支柱

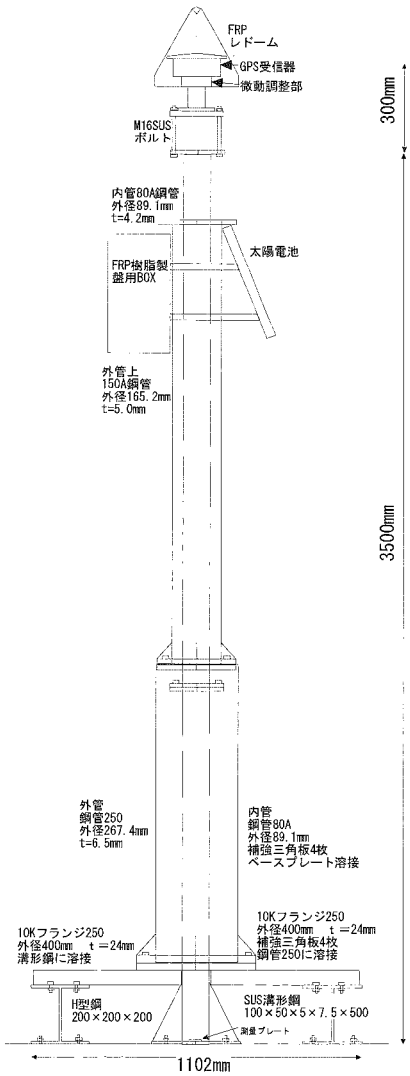


図１　二重管式 GPS 支柱外観図

今回試作した二重管式 GPS 支柱は，3m の 80A 鋼管を内管として，この上部に GPS 受信器を設置し，この内管を 150A 鋼管及び 250A 鋼管からなる外管で保護する構造である（図１）．内管上面とレドームは水平粗調整を兼ねたボルトで接続し，レドーム内には微動調整部を備えており，GPS 受信器はベースプレート上の標点上に致心され，地すべり活動により支柱全体に傾動が生じても，補正が可能な構造（中里ほか，2008）としている．なお、内管，外管ともに，輸送を考慮して分割した構造とした．

内管と外管の基礎はそれぞれ分離し，外管は底部に溶接した溝形鋼と H 鋼を介して基礎に載せており、外管が雪圧等の応力を受けた場合でもその影響が内管に及び難いようにしている（図２）．

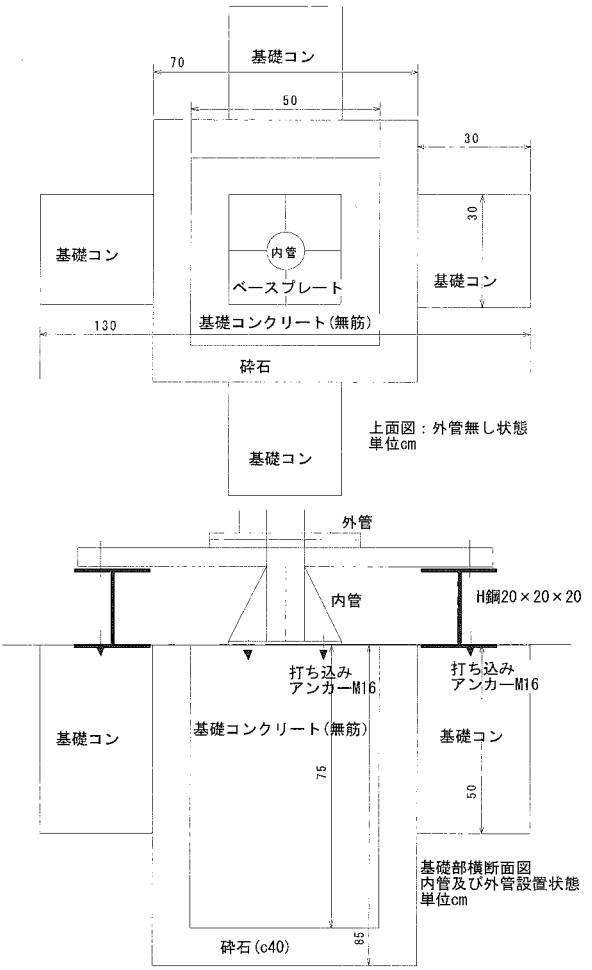


図２　基礎部上面図及び断面図

3. 観測結果

試験地は山形県鶴岡市七五三掛地すべりの D ブロック末端部の GPS10 地点である（図３）．GPS 基準点は GPS10 地点の南南西 756m で基準点に対する GPS10 地点の標高差は+59m である．GPS10 地点では太陽電池を電源とし，古野電気製一周波型受信器 MG21 を用いて，携帯電話回線により 6 時間毎にデータを回収し，基準点データは東北農政局庄内あさひ農地保全事業所

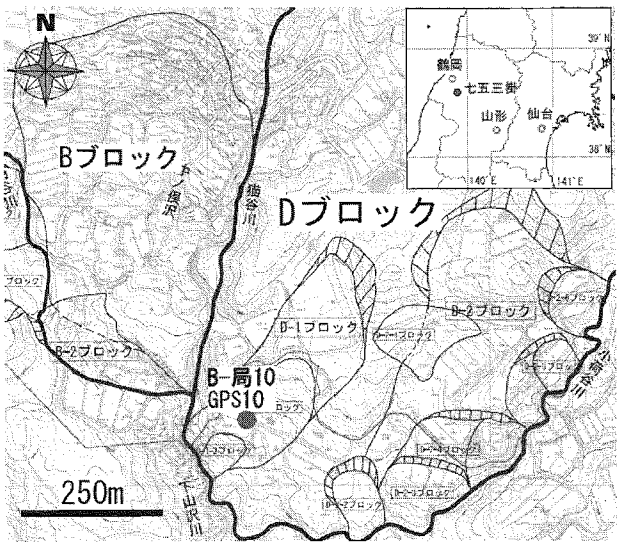


図３　観測点位置図

による斜面ネット GPS 観測網より提供を受けている．GPS10 地点の GPS 観測は 2010 年 4 月 15 日に測量用三脚を支柱として開始したが，これまで積雪期間は欠側としていた．二重管式支柱による観測は 2011 年 12 月 18 日に開始した．

図 4 は 2010 年 4 月 15 日を初期値とする 2011 年 12 月 1 日～8 月 23 日までの GPS10 地点観測結果である．1-2 月に大きく変動しているのは，GPS 受信器が積雪に埋没したときの影響である．水平成分を見ると，4 月 15 日から 5 月 9 日にかけて 15mm 程度南西への動きが認められる．GPS10 地点では深度 26.7m の強風化泥岩と基岩の凝灰角礫岩の境界にすべり面が想定され，深度 22-27m 間を計測区間とする孔内型地中変位計観測が行われている（中里ほか，2012）．地中変位計では 4 月 19 日から 5 月 7 日にかけて 2mm の変位が観測されており，地中と地表でほぼ同期した変位がとらえられた（図５）．近傍の積雪深観測点では 4 月 12 日に 2m であった積雪が 5 月 2 日にほぼ 0m になっており（図５），GPS10 で観測された変位は融雪に対応した D ブロックの動きと考えられる．南西方向への変位は D ブロック全体の移動方向と調和しており，支柱傾動による GPS 受信器の致心誤差も認められなかったことから，二重管式支柱により，積雪や融雪の影響を受けず，地表変位が観測できたと評価している．なお，上下成分では 6 月以降 10mm 程度の沈下傾向が認められる．酒田特別地域気象観測所の気象データを用いて基線解析において気象補正（中里ほか，2008）を行うと、沈下傾向が低減されるため（図６），これは基準点との標高差 59m に起因する対流圏遅延による見かけの変位と考えられる．

4. おわりに

多雪地帯での地すべり観測で重要な融雪期の地表変位を GPS によって求めるための二重管式支柱を考案し，冬期運用結果からその有効性を示した．今回は積雪への埋没が生じたが，受信器位置を高くするには内管の径を大きくして剛性を増す必要がある．

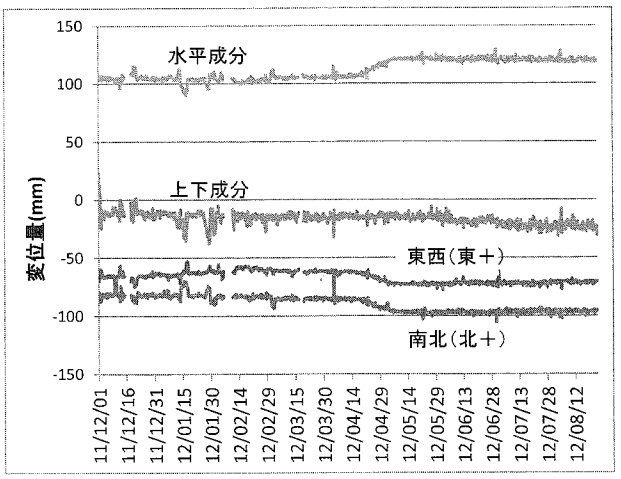


図４　GPS10 地点地表変位量観測結果
（10.4.15 初期値）

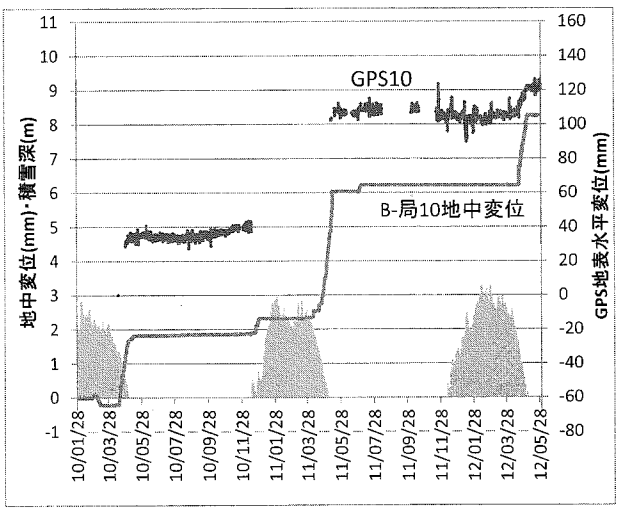


図５　地表変位・地中変位比較

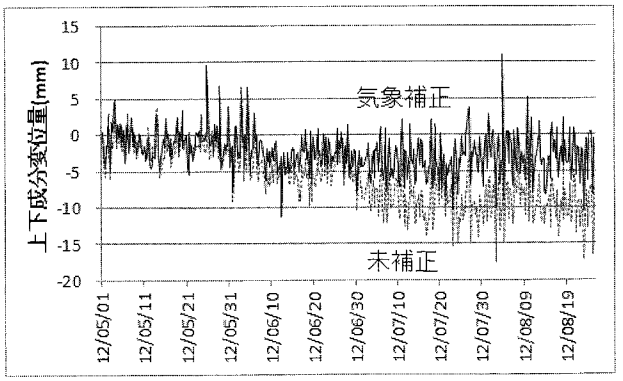


図６　上下成分の気象補正

文献

1）中里裕臣ほか（2008）：GPS による地すべり移動量観測における留意点，日本地すべり学会誌，Vol.44, No.6, pp.393-399.

2）中里裕臣ほか(2012)：ワイヤレスセンサによる大規模地すべり挙動監視－孔内型地中変位計の特性－，第 51 回日本地すべり学会研究発表会講演集．

70. 堆積岩中の隣り合う空隙の括れ度について

Winding Degree of Neighboring Void Space in Sedimentary Rock

○高橋学(産総研), 佐藤　稔(筑波大), 漆松　雪彦(産総研)
○Manabu Takahashi, Minoru Sato, Yukihiko Urushimatsu

1.はじめに

岩石中の空隙の量, 空隙率や空隙サイズ分布は水銀ポロシメータやガス吸着装置で評価できる. しかしながら, 空隙の幾何学は 3 次元位置情報を含め CT を用いた構造解析以外では評価できない. 今回, マイクロフォーカス X 線 CT を用いて取得した画像から, 空隙の隣り合うサイズの変化, すなわち括れ度を評価した. 堆積岩, 特に数種の砂岩で差異があるかどうかの検討を行った.

2. 各岩石の 2 次元 CT 画像の特徴と 3DMA の定義について

より小さな空隙構造を有する砕屑性砂岩として白浜砂岩を選び, Berea 砂岩の 2 次元 CT 画像の比較を図-1 に示した.

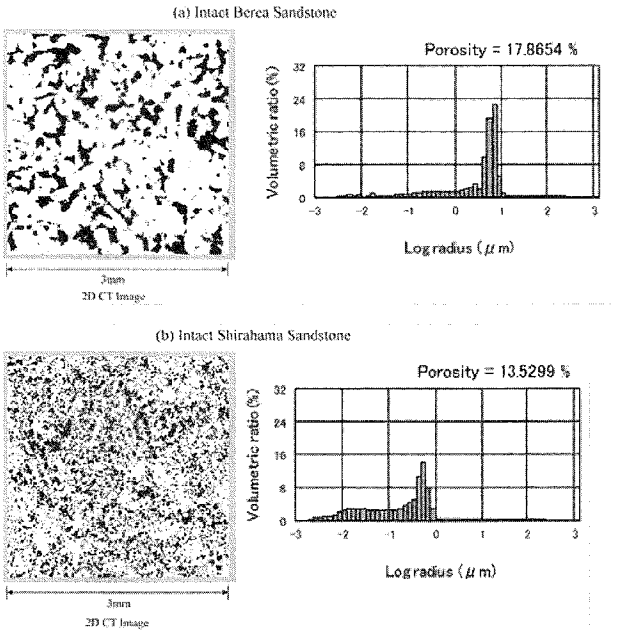


図 - 1 2 次元 CT 画像および空隙サイズ分布

同じ 3mmサイズの画像であり, 明瞭な差が確認できる. 空隙サイズ分布と合わせて検討することによって, 砕屑性砂岩の空隙の特徴を視覚的に確認することができる. すなわち, ベレア砂岩に比べ, 来待砂岩では大きな空隙が少なく, そして小さな空隙が卓越していることがわかる. このことは水銀圧入式ポロシメータの空隙サイズ分布からも容易に認められる特徴である.

図 -2 は 3DMA (3 Dimensional Medial Axis)[1),2),3),4)]で定義する多孔質媒体の 2 次元概念図であり, 粒子間距離が最小となる区間とそれよりも長い区間が存在する場合を仮定している.

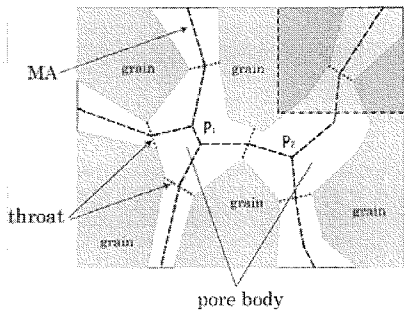


図-2 空隙中心軸の 2 次元概念図

この最短となる区間をスロート, そしてスロートとスロートに囲まれてスロートよりも長い区間をポアと定義する. ポアは複数の粒子に囲まれることになり, たとえば, ポア P1 は 4 個の粒子にそしてポア P2 は 3 個の粒子に囲まれており, それぞれ配位数を 4 および 3 と定義することになる. このように空隙中心軸は球であればその中心を通り, スロートであれば円柱の回転中心軸を示すことになる. したがって, 3 次元空間上の位置に, そして各ポア・スロートの有効半径に応じた色を割り当てることによって空隙の 3 次元ネットワーク構造を示すことが可能となる. これらの情報から, tortuosity, shortest path, number of connecting path などの情報が評価できる.

3. 隣り合う空隙のサイズ比（くびれ度）に関して

空隙の連結性を考える場合, 連結する長さや torutuosity 以外に, もうひとつ大事な要素として隣り合う空隙の大きさの比に基づいた検討も必要と思われる. すなわち, 空隙内を移動する流体の流れ易さは, 空隙の太さや曲がり具合, すなわちここで評価しようとしているくびれ具合も大きく影響すると考えられるからである. Tortuosity は基本的には距離の比であるのに対して, ここで定義するくびれ度は以下の簡単な有効半径の比として定義することができる（図-3 参照）.

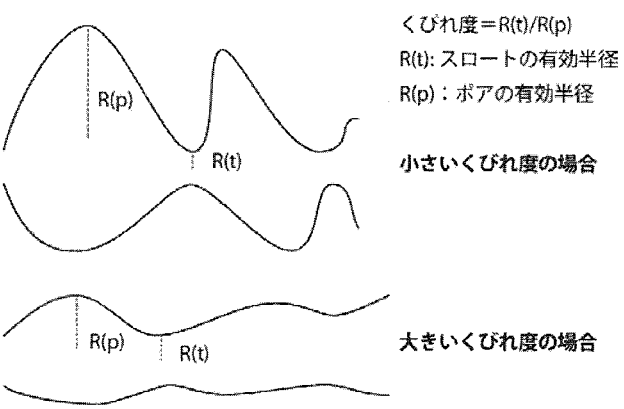


図 - 3　くびれ度の定義

くびれ度が小さいとポアにより小さなスロートが接続している場合を，そしてくびれ度が大きい場合にはポアとほぼ同一のスロートが接続している状況を示している．図-4 に示すように来待砂岩，白浜砂岩と Berea 砂岩で異なる結果となった．

同図から明らかなように，砕屑性砂岩である来待・白浜の両砂岩は Berea 砂岩に比べ，くびれ度 0.8 以下の締める割合が大きい，すなわちくびれの度合いが小さい，隣り合う空隙同士の有効半径が大きく異なることを示している．これはバルクの透水係数の絶対値の比較からも明らかで，白浜砂岩・来待砂岩はμダルシーオーダー（10^{-9}m/sec），Berea 砂岩はミリダルシーオーダーであることと大きな相関を有していると考えられる．数値シミュレーションを実施する際には，理想的にはこのようなくびれ度を考慮しなければならない．このような括れ度の違いは，水銀圧入式ポロシメータにおける載荷速度による空隙サイズ分布，特により小さな空隙サイズの量に影響を及ぼす可能性があり，今後検討する必要がある．

4．まとめ

μフォーカスＸ線ＣＴを用いて白浜砂岩・来待砂岩・Berea 砂岩の 3mm ボクセルデータを用いて構造解析を実施した．画像処理結果から，隣り合う空隙のサイズをねじれ度として定義し，今回用いた 3 つの砂岩に適用した結果から白浜・来待砂岩とベレア砂岩でくびれ度分布，特にくびれ度が小さい部分に差異があることが分かった．今後，空隙サイズ分布との関係を議論する必要がある．

文献

1) 高橋学・竹村貴人・加藤昌治(2004): マイクロフォーカス X 線 CT を用いた拘束圧下における岩石の構造観察について，応用地質，Vol.45, No.4, pp.192-196.
2) 高橋学・藤野翔・竹村貴人・道口陽子(2007): マイクロフォーカス X 線 CT を用いた拘束圧および間隙水圧変化による岩石の変形挙動観察について，応用地質，Vol.48, No.5, pp.253-257.
3) TAKAHASHI, M., TAKEMURA, T., LIN, W. and URUSHIMATSU, Y.(2008): Microscopic visualization of rocks by micro X-ray CT under confining and pore water pressures, Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, Vol.27, No.12, pp.2455-2462.
4) 高橋学・加藤昌治・漆松雪彦・朴赫(2009): 多孔質媒体の 3 次元空隙幾何情報の抽出とベレア砂岩の静水圧依存性への適用，応用地質，Vol.50, No.5, pp.280-288.

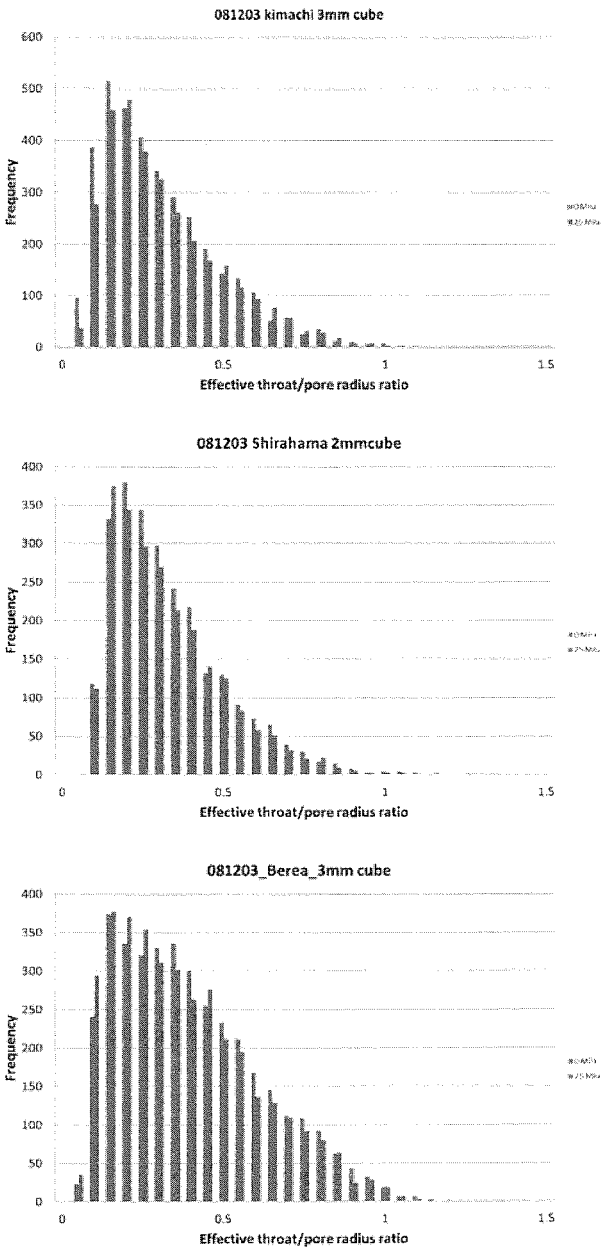


図 - 4　大気圧下および拘束圧下におけるくびれ度分布．上から来待砂岩，白浜砂岩，ベレア砂岩

P1. 平成22年度の直轄国道斜面災害の特徴

Features of Slope Disasters in 2010 FY on National Roads under direct control of Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism

○浅井健一（(独)土木研究所），林浩幸（応用地質(株)），宮本浩二（(独)土木研究所），佐々木靖人（(独)土木研究所）
Ken-ichi ASAI, Hiroyuki HAYASHI, Koji MIYAMOTO, Yasuhito SASAKI

1. はじめに

道路斜面防災は道路ネットワークの信頼性向上のために重要であり，そのためには発生しうる災害現象を科学的に予測し，戦略的に対応する必要がある．その際に基本となるのは過去の災害の蓄積と分析であることから，国土交通省と土木研究所が協力し，体系的・継続的な道路斜面災害事例の蓄積・分析と防災事業への活用の取り組みを平成20年度から始めている．本報告はその一環として，平成22年度に発生した直轄国道斜面災害の事例を収集・分析した結果を報告するものである．

2. 災害の特徴

2.1 全体的特徴

収集した平成22年度の直轄国道斜面災害は41事例であり，平成20年度[1]および21年度[2]に比べて多い。その内訳は切土のり面崩壊・変状14，自然斜面崩壊８，岩盤崩壊２，土石流５，路肩・盛土崩壊10，橋梁基礎洗掘１，落石１である（切土のり面と自然斜面の両方にまたがるものは主要な部分を占める方としている）．ここで橋梁基礎洗掘１を道路斜面災害に含めているのは，アーチ橋のアーチ部基礎の下方斜面が河岸の浸食により崩壊したケースである．発生時期は４～５月（９件），７～10月（28件），１月～２月（２件），３月（２件，東北地方太平洋沖地震による）に分かれている．７～10月は台風や前線による豪雨を誘因とするものが多い．一方，他の時期のものは豪雨によるものも含まれているものの，無降雨または少雨での事例が多く，融雪の影響を受けているものも比較的多い．なお，事前通行規制区間内では12件発生したが，規制実施中が７件，規制実施前が５件であった．発生土量は1000m^{3}以下が71%(29件)，2000m^{3}以下まで含めると83%（34件），それ以上のものが17%（７件）あり，平成20～21年度に比べてやや大きい傾向にある．

災害発生時の連続雨量と最大時間雨量の関係について，平成20～21年度の事例も含めて整理したものを図－１に示す（東北地方太平洋沖地震による２件を除く）．これらの災害の雨量の領域は，中間的なものもあるが概ね次のグループに便宜的に分けられる．

①豪雨（連続雨量が250mm程度以上で，最大時間雨量も30～100mm以上と比較的多い．）

②多雨（①ほどではないが連続雨量が100～250mm程度，最大時間雨量も20～50mm程度と比較的多い．）

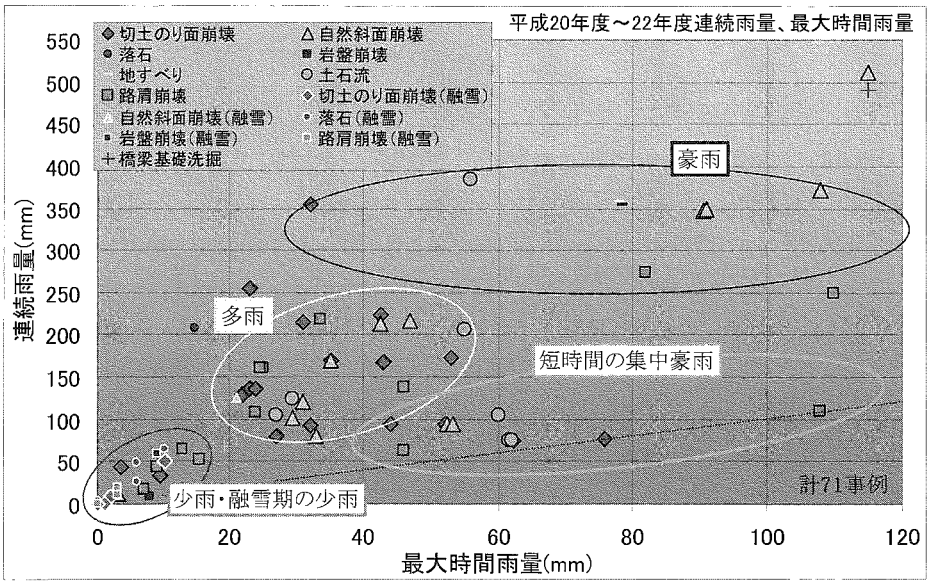
③短時間の集中豪雨（連続雨量は100mm程度以下であるが，最大時間雨量も50～100mm程度と多く，降雨が短時間（１～２時間程度）に集中している．）

④少雨（連続雨量50mm程度以下で，最大時間雨量も20mm程度以下と比較的少ない．融雪期の少雨・無降雨のものも含まれる．）

2.2 個別事例の特徴

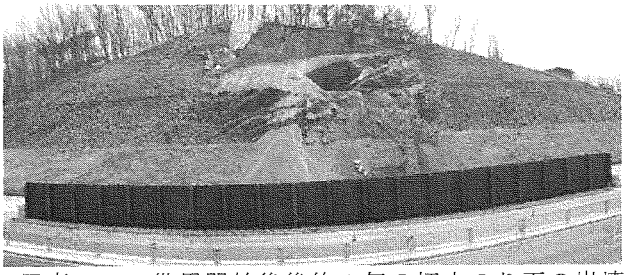
平成22年度の災害の個別事例の特徴としては，以下のようなものが挙げられる（複数に該当する箇所もあるので合計数は41に一致しない）．

①災害前に変状や災害履歴があった（または想定され

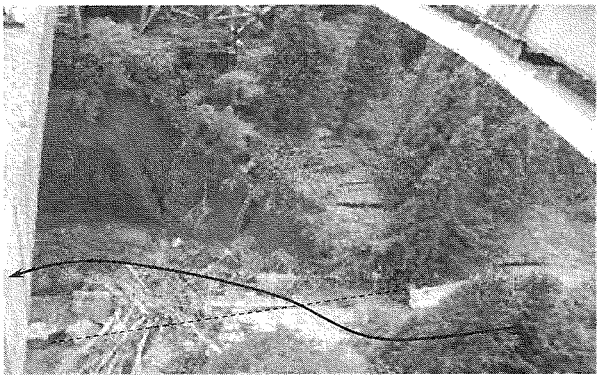


図－１　平成20～22年度直轄国道斜面災害（71事例）における連続雨量と最大時間雨量の関係

豪雨：連続雨量250mm程度以上
多雨：連続雨量100～250mm程度
短時間の集中豪雨：時間雨量50～100mm程度で連続雨量100m程度以下
少雨：連続雨量50mm程度以下



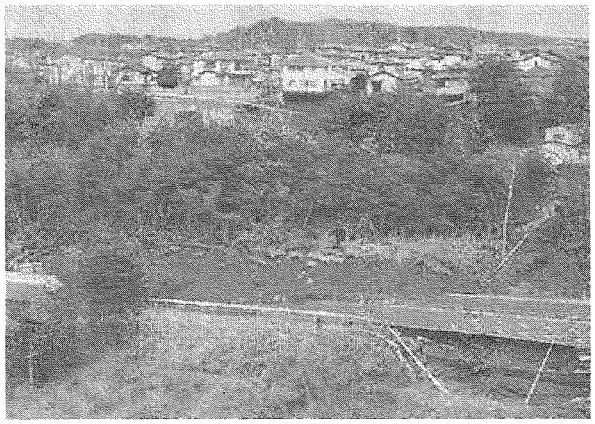
写真－１　供用開始後後約１年の切土のり面の崩壊事例（管轄事務所提供）
少雨（連続雨量 44.5mm，最大時間雨量 3.5mm）で発生，地山は風化が進行



写真－２　河岸浸食による橋梁基礎の下方斜面の崩壊事例（管轄事務所提供）
豪雨（連続雨量 491mm，最大時間雨量 115mm）で発生，アーチ橋基礎下方の斜面が基礎まであと５m付近まで崩壊
点線：もとの河岸（推定）
矢印線：災害時の河川の流れ（推定）

る）箇所の崩壊（切土のり面崩壊６件，自然斜面崩壊７件，岩盤崩壊２件）
②建設時代の古い急勾配の切土のり面の崩壊（２件）
③完成後数年～10 年の比較的新しい切土のり面の崩壊・変状（３件）（写真－１）
④無降雨あるいは少雨での岩盤崩壊（２件）
⑤小規模な集水地形による崩壊・土砂流出（切土のり面崩壊３件，自然斜面崩壊４件，土石流２件）
⑥砂防堰堤が満砂となり土砂流出（土石流３件）
⑦暗渠閉塞による崩壊（路肩崩壊３件）
⑧道路・水路等の集水による崩壊（路肩崩壊５件）
⑨河川の増水による攻撃斜面側の浸食で崩壊（路肩崩壊１件，橋梁基礎洗掘１件）（写真－２）
⑩ロックネットの隙間からの落石（１件）
⑪緩んだ凸型斜面の大規模な崩壊（東北地方太平洋沖地震１件）
⑫谷埋め盛土の大規模な崩壊（東北地方太平洋沖地震１件）（写真－３）

これらのうち，①～⑤，⑦，⑧については平成 20～21 年度の災害などでも見られた要注意な災害形態である．また，⑥は砂防堰堤の堆砂状況も含めて点検が必要であり，状況によっては堆積土砂の撤去（管理者への要請）が必要であることを示している．⑨は道路下方斜面に対する適切な点検・対策の必要性を示している．⑩は対策工の状態が適切であるかどうかについても注意して点検する必要があることを示している．



写真－３　東北地方太平洋沖地震による谷埋め盛土の崩壊事例（管轄事務所提供）
住宅地の盛土が崩壊し国道を閉塞

なお、東北地方太平洋沖地震での災害のうち，特に⑫については自治体管理道路や宅地等でも谷埋め盛土の崩壊や変状が発生していることから，要注意箇所として抽出する必要がある．

３．まとめと防災上の留意点

平成 22 年度の直轄国道斜面災害の事例を収集し，災害の特徴を分析した．その結果から防災上の留意点をまとめると以下のとおりとなる．

・災害前に変状や災害履歴がある箇所の再被災，小規模な集水地形による崩壊・土砂流出，暗渠の閉塞や道路・水路等の集水による崩壊などは平成 20～21 年度の災害などでも見られており，災害弱点箇所として適切に点検し被災原因の究明と対策の検討が必要である．
・建設時代の新しい切土のり面の崩壊は平成 20～21 年度の災害でも見られているが，軟質な地山が残存している部分での崩壊が多く，工事記録等による地山状況の確認とのり面勾配の変更など適切な対策の検討が必要である．
・河川の増水による道路下方斜面の浸食・崩壊は特に攻撃斜面に相当する場合には水位の想定と護岸等の対策が適切であるかどうか検討が必要である．
・谷埋め盛土の変状・崩壊は東北地方太平洋沖地震だけでなく過去の地震でも見られており，道路に影響が及ぶ可能性のあるものは要注意箇所として抽出する必要がある．

文献

1）浅井健一・林浩幸・佐々木靖人（2009）：平成 20 年度の直轄国道斜面災害の特徴，日本応用地質学会平成 21 年度研究発表会講演論文集，pp127-128.
2）浅井健一・林浩幸・佐々木靖人（2011）：平成 21 年度の直轄国道斜面災害の特徴，日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，pp145-146.

P2. 東北地方太平洋沖地震および余震・誘発地震で発生した福島県内の道路斜面災害

Slope Disasters on Roads Occurred in Fukushima Prefecture Caused by The 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and its Induced Earthquake

○宮本浩二，浅井健一，佐々木靖人（(独) 土木研究所）
Koji MIYAMOTO, Ken-ichi ASAI, Yasuhito SASAKIi

1. はじめに

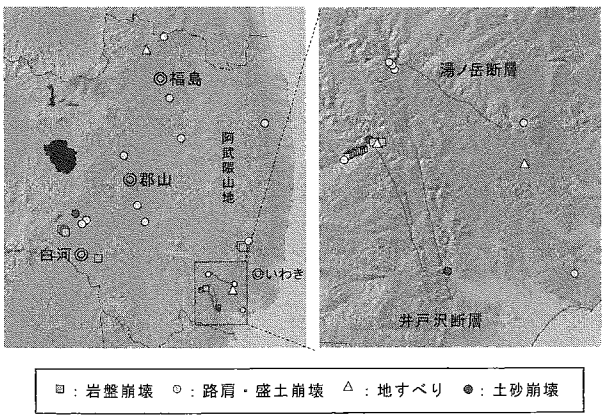
平成 21 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震(M9.0)および同年 4 月 11 日に発生した福島県浜通り地震（M7.1）は，福島県内をはじめ東日本各地に斜面災害をもたらした [1]．本稿では福島県内の県管理道路を対象にこれらの地震による道路斜面災害の事例を収集・分析し，災害の特徴について考察を行った．

2. 道路斜面災害の特徴

2.1 災害箇所数と分布

災害査定資料や災害調査報告書等をもとに県管理の道路斜面災害の事例を収集した結果，計 39 事例が確認された（ただし，福島第一原子力発電所事故に伴う規制区域内は除く）．道路斜面災害箇所の位置写真を図－1 に示す．39 事例のうち，東北地方太平洋沖地震（以下，3.11 地震）に起因する災害は 14 事例，福島県浜通り地震（以下，4.11 地震）による災害は 25 事例である．

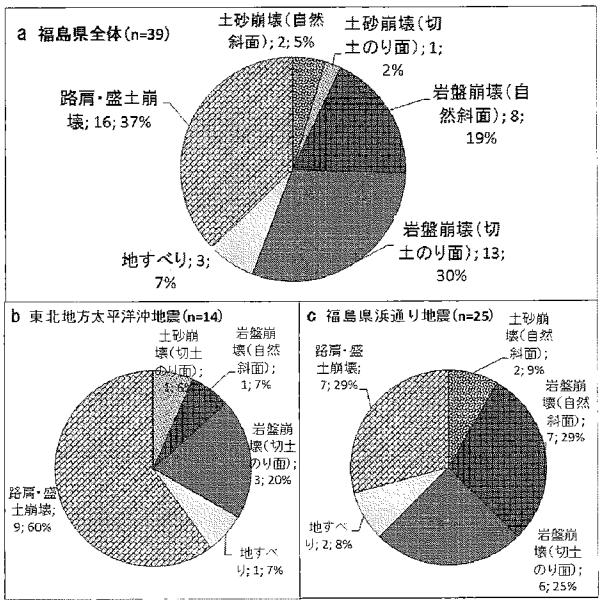
3.11 地震による災害箇所は，強震動に見舞われた中通り地域の盆地周辺の丘陵や山間地に散在しており，阿武隈山地周辺では災害箇所はごくわずかである．一方，4.11 地震では，地表地震断層である井戸沢断層，湯ノ岳断層（ともに正断層型）[1] の近傍もしくは延長部に災害箇所が集中している．



図－1　福島県内の県管理の道路斜面災害位置写真

2.2 災害形態

39 事例の災害形態を分類した結果を写真-2 に示す．災害形態は，岩盤崩壊が 21 件(49%)と最も多く，次いで路肩・盛土崩壊が 16 件(37%)となっている（図－2a）．このうち，3.11 地震では，路肩・盛土崩壊が最も多いのに対し（図－2b），4.11 地震では，岩盤崩壊が最も多く(図－2c)，両地震では災害形態の傾向がやや異なる．地すべりと土砂崩壊はいずれも福島県内で 3 件のみ発生している．



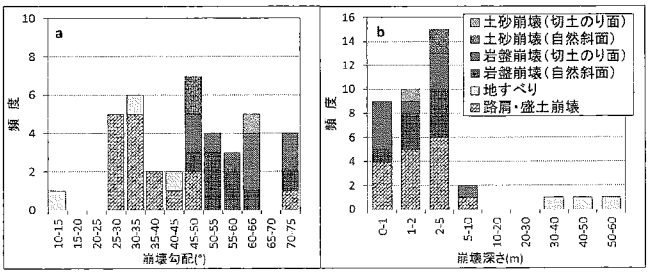
図－2　道路斜面災害の形態

3. 道路斜面災害の特徴

災害事例から得られた道路斜面災害の特徴を災害形態毎にまとめ，以下に示す．

3.1 岩盤崩壊

岩盤崩壊は，傾斜 45° 以上の急斜面で発生しており(図－3a)，崩壊深さは 5m 以下が主体である（図－3b）．

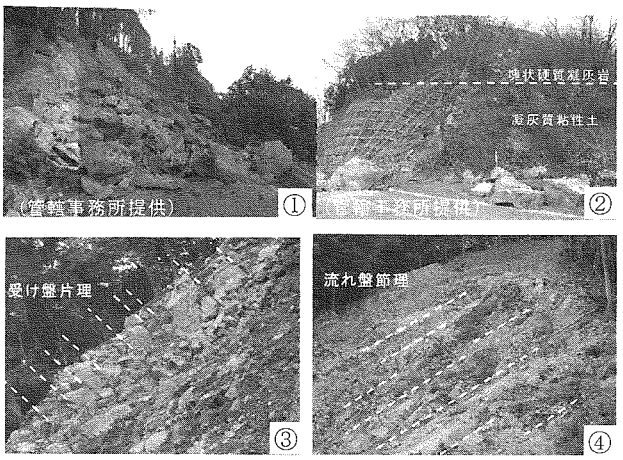


※崩壊勾配：崩壊頭部と斜面末端を結んだ角度

図－3　道路斜面災害箇所の崩壊勾配と深さ

岩盤崩壊のほとんどは尾根地形で発生しており，遷急線付近を発生源とするものが多い．また，崩壊箇所の斜面表層はゆるみとみられる開口亀裂が発達しており，以下の①～④に示すような岩盤性状の特徴が認められた（写真－1）．

①更新世火山の風化凝灰岩のブロック崩壊
②キャップロック構造の硬質凝灰岩のブロック崩壊
③受け盤片理の結晶片岩のトップリング崩壊
④流れ盤節理の花崗閃緑岩のすべり崩壊



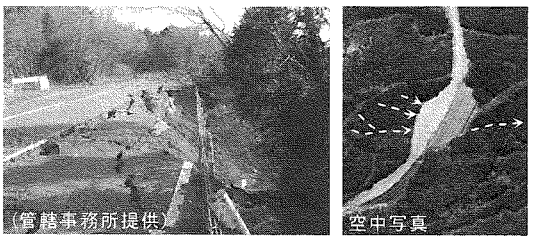
写真－1　岩盤崩壊の特徴的な事例

3.2 路肩・盛土崩壊

路肩・盛土崩壊はほとんどが山地部，丘陵地等の傾斜地盛土で発生しており，空中写判読や現地調査から崩壊箇所では以下の特徴を示すことが確認された．

①谷埋めの盛土
②谷頭および谷壁斜面上の盛土
③背後に谷地形を擁する山麓緩斜面上の盛土

被災程度は全般に路面の亀裂や路肩の沈下等，比較的軽微なものが多く，盛土が完全に崩壊し，流出した事例は16事例中2例のみであり，いずれも①の谷埋め盛土で発生している（写真－2）．上記①～③に示す条件の盛土では，背後地山から浸透水が供給されやすく，盛土内の含水状況が高かった可能性が高い．



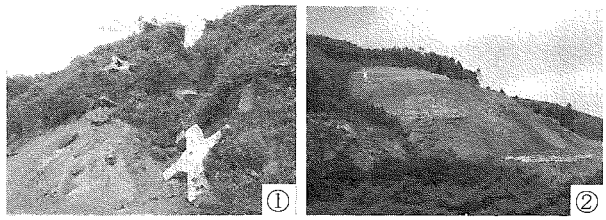
写真－2　谷埋め盛土の崩壊事例（①の事例）

3.3 地すべり

地すべりの災害事例は3件であり，いずれも崩壊深さが30m以上（図－3），発生土砂量5万m³以上と規模の大きなものである．これら地震による地すべりの発生形態として，以下に示す特徴が認められた．

①低角度流れ盤の層面断層に起因する並進型の地すべり（上釜戸地すべり）
②地すべり地末端部での地すべり（才鉢地すべり，国道399号飯坂町の地すべり）

このうち，①の上釜戸地すべりと②の才鉢地すべりは4.11地震で発生したもので（写真－3），上釜戸地すべりは湯ノ岳断層，才鉢地すべりは井戸沢断層の延長方向付近にそれぞれ位置している[1]．



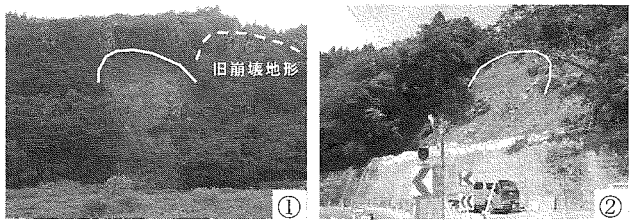
写真－3　地すべりの事例（①：上釜戸，②：才鉢）

3.4 土砂崩壊

土砂崩壊（3事例）では以下の特徴が認められた．

①旧崩壊地形に隣接する斜面での土砂崩壊
②地すべり土塊末端での土砂崩壊
③吹付切土のり面上に残存した旧谷頭部の土砂崩壊

上記の①，②は井戸沢断層のごく近傍に位置するもので，もともと斜面表層の不安定化が進行していたと考えられる（写真－4）．上記の③は吹付切土のり面上に凹状に残存していた旧谷頭部の強風化層が3.11地震により崩壊したものと考えられる．



写真－4　土砂崩壊の事例

4.まとめ

福島県内の道路斜面災害の事例収集・分析の結果，災害形態は岩盤崩壊と盛土・路肩崩壊が卓越することが確認された．岩盤崩壊は急斜面の尾根部に集中して発生しており，路肩・盛土崩壊は，谷埋め盛土をはじめ，盛土背後から浸透水が供給されやすい条件で災害が発生している．このような特徴は，平成16年新潟県中越地震[2),3)]や平成20年岩手・宮城内陸地震[4)]をはじめ，過去の事例と共通している．ただし，地震による道路斜面災害の発生形態は，地形地質条件や地震動特性等で異なることから，本事例を含め，地震による道路斜面災害の事例の収集・分析を重ねて教訓としてまとめ，今後の道路防災対策に反映させることが必要である．

文献

1) 国土技術政策総合研究所・土木研究所（2011）：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，土木研究所資料，第4202号．
2) 八木ほか(2005)：2004年新潟県中越地震にともなう地すべり・崩壊分布－その特徴と詳細判読事例－，応用地質，Vol.46，No.3，pp.145-152.
3) 大塚(2006)；土構造物の被害，新潟県中越地震被害報告書，長岡技術科学大学，pp.15-32.
4) 林・浅井・佐々木(2009)；平成20年岩手・宮城内陸地震における道路斜面災害の特徴，日本応用地質学会平成21年度研究発表会講演論文集，pp.125-126.

P3. 樹脂固定すべり面標本の観察によるすべり面の地質構造と動態観測結果の比較－甚之助谷地すべりの事例－

Comparison of geological structure of a slip surface and dynamic state observations by observation of a resin fixing specimen of slip surface : a case study from the Jinnosuketani Landslide

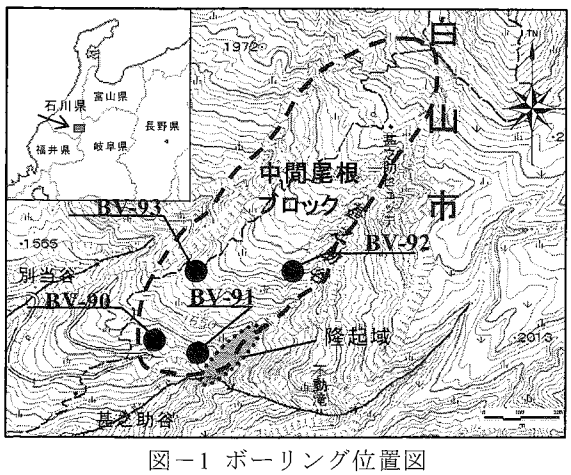
武士俊也，杉本宏之，○樽角晃，中野英樹（土木研究所）
藤田重敬，餅田大輔（北陸地方整備局金沢河川国道事務所）
蚊爪康典（応用地質株式会社），細谷健介（日本工営株式会社）
Toshiya Takeshi, Hiroyuki Sugimoto, Akira Tarukado, Hideki Nakano,
Shigenori Fujita, Daisuke Mochiden, Yasunori Katsume, Kensuke Hosoya

1. はじめに

地すべりの機構解析や対策工の計画において，すべり面の情報は重要である．従来，地すべり地においては連続的なコアを採取することが難しかったが，近年，高品質なコアを採取するボーリング技術によって，すべり面等の連続的なコアを採取することが可能となってきている．これらを詳細に観察するためには，コア表面の観察にとどまらず，コアを半割にして内部を観察することが効果的である．本報告では，石川県南部の甚之助谷地すべりにおける中間尾根ブロック中央から末端部で採取した4孔のコアから作製した樹脂固定法によるすべり面標本[1]を用いた観察と動態観測結果との関係について報告する．

2. 地形地質概説

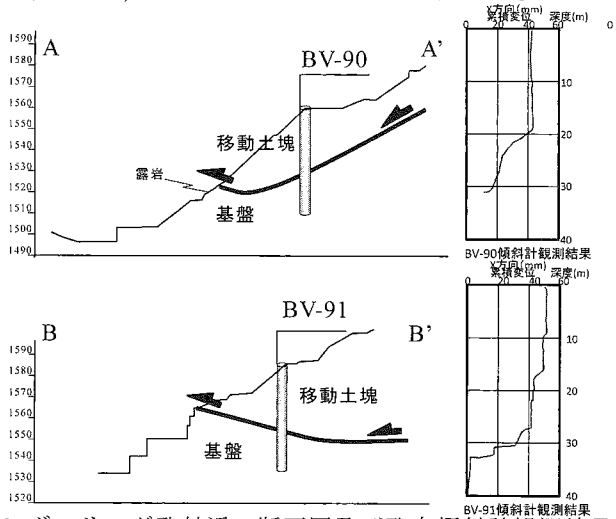
対象地周辺は，御前峰(標高2,702m)を頂点とする急峻な山地で，V字型の深い渓谷が刻まれている．甚之助谷はこのような渓谷の一つで，石川県手取川の最上流部，標高1,400～2,000mに位置する全長約2km，流域面積約0.7km^{2}の荒廃渓流である．甚之助谷地すべりにおいて最大の地すべり地形をなす中間尾根ブロックは，別当谷，甚之助谷に挟まれた幅約300m，延長1km以上の尾根地形をなす．基盤岩は砂岩および砂岩頁岩互層からなる白亜紀の手取層群で，層理面は南～南東傾斜である．



図－1 ボーリング位置図

3. 動態観測結果

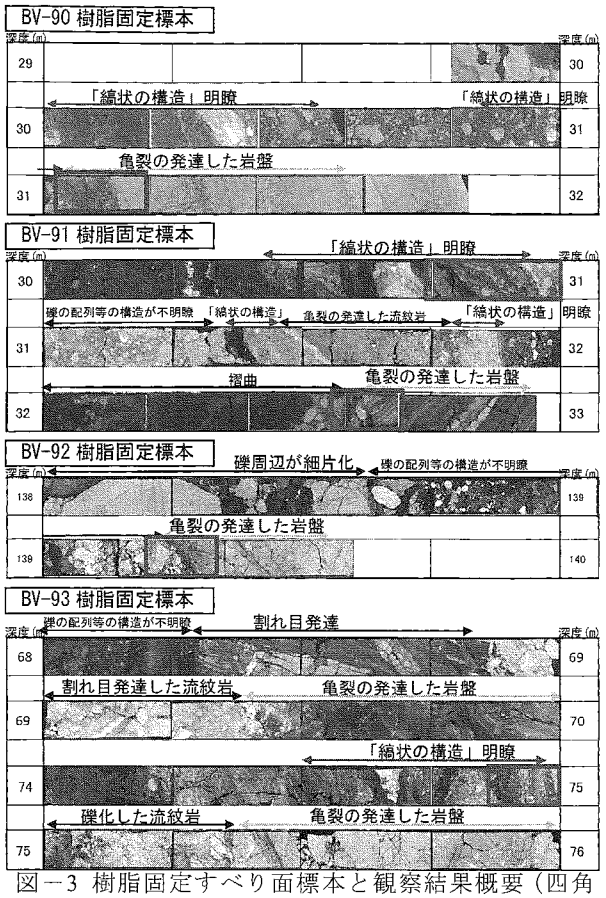
地表のGPS観測では，全ての観測地点で中間尾根ブロックの長軸方向にほぼ平行な水平変位が観測されている[2]．H21年10月～H22年10月間の変位は，地すべり頭部付近では150mm/年程度の変位，中腹から末端にかけては100mm/年程度となっている．鉛直変位は多くの地点で沈下が観測されているが，甚之助谷の地すべり末端部では隆起が観測されている．H22年10月～H23年6月間の孔内傾斜計では，BV-90孔は深度31mで挿入不能となり，BV-91孔では深度31m及び深度33m付近に比較的大きなせん断変位が確認された．なお，BV-92,BV-93孔はデータがまだとれていない．



図－2 ボーリング孔付近の断面図及び孔内傾斜計観測結果

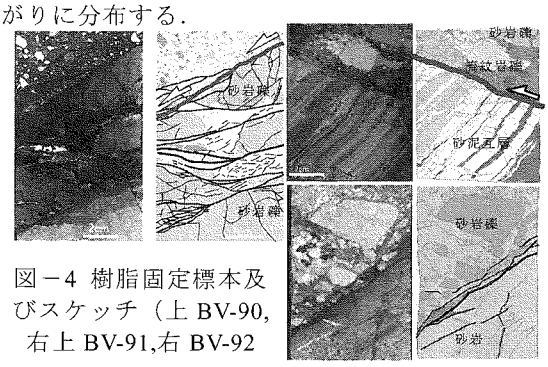
4. 樹脂固定すべり面標本の観察結果

樹脂固定すべり面標本は，図－3に示す範囲を4孔のボーリングコアを用いて作製した．すべり面周辺の各標本では，すべり面を挟んで上位には，礫の岩種，粒径，長軸の向き，色調に違いによる「縞状の構造」が認められる部分や逆に礫の配列等が認められない部分や亀裂の発達した岩盤等が観察された．また，すべり面の下位には，すべり面と斜交する小亀裂が密に発達したダメージゾーンが観察され，その亀裂はさらに下位に行くにつれて少なくなっていく様子が観察された．これらの特徴的な様子を以下に示す．



図－3 樹脂固定すべり面標本と観察結果概要（四角で囲われた範囲は、図－4~6 の位置を示す）

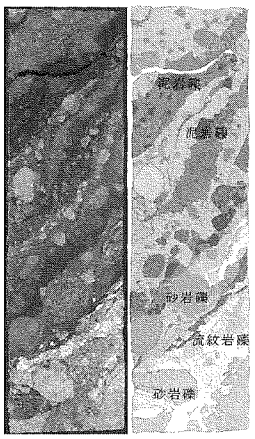
図－4 の BV-90 孔深度 31m の主すべり面は，連続性がよく，傾斜は約 25° で順傾斜である．基盤の細粒砂岩には，主すべり面と平行または低角度に斜交する剪断面がみられる．図－4 の BV-91 孔深度 33m 付近では，主すべり面は約 20° の逆傾斜である．基盤の砂岩泥岩互層には主すべり面に斜交した剪断面がみられる [2]．また，すべり面直上の移動体には，流紋岩礫が含まれ，礫の周囲にはさらに破砕され細かくなった礫がたなびくように分布する．図-4 の BV-92 孔の亀裂の発達した岩盤の上面には，連続性の良い剪断面が発達し，さらにこの上位には礫の配列等の構造が不明瞭の部分が分布するなど BV-90,91 のすべり面周辺と似た構造が見られる．また，図-5 の BV-91 深度 31m 付近では，流紋岩，砂岩，泥岩が各々の同種の礫を含むゾーンとして分布し，それぞれの礫とさらに破砕され細粒となった礫が数珠つなぎのように連なりながら引き伸ばされ右上がりに分布する．



図－4 樹脂固定標本及びスケッチ（上 BV-90，右上 BV-91,右 BV-92

次に，既往調査結果から地すべり移動体に相当する BV-93 孔深度 75m 付近にて，樹脂固定標本を地すべり移動方向とこれに直行する方向の 2 方向で観察した．

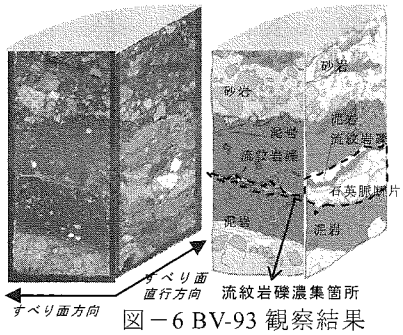
図-6 のすべり面方向での切断面では，泥岩に挟まれた流紋岩は，細礫を含みながら幅数 mm の薄層として観察されるが，これに直行する方向で切断した面での流紋岩を含む層は，幅数 cm と膨らみ，レンズ状となる．



図－5 BV-91 観察結果

5．変位区間の地質構造（脆性破壊と延性変形）

孔内傾斜計により変位が観測される BV-90 深度 31m 付近の基盤岩には，剪断面が発達し，変位に伴って基盤岩に脆性的な破壊が生じたことが認められた．BV-91 孔の変位が観測された最下端の深度 33m 付近の基盤には，BV-90 と同様に亀裂が発達した脆性的な破壊が認められるが，すべり面直上には，同種の細片を伴う礫が引き伸ばされたような延性的な変形が認められた．また，地すべり土塊中の深度 31m の変位区間には，同種の細片を伴う礫が引き伸ばされた変形組織が折り重なって，「縞状の構造」を形成していると考えられた．つまり，地すべり変位により延性的に変形したことで，この区間には，「縞状の構造」が形成されたと考えられた．



図－6 BV-93 観察結果

6．まとめ

樹脂固定すべり面標本の観察では，主にコアの外周を見る通常のコア観察と比較して，肉眼による詳細な観察が可能であった．微細な破砕構造や「縞状の構造」などが明瞭に読み取れた．また，これらの観察から変位区間と地質構造の対比ができた．

今後も検討事例を増やすとともに，更なる考察を進めたい．

文献

1) 武士俊也ほか：樹脂固定法によるすべり面標本作製マニュアル（案），土木研究所資料 4227 号，2012.
2) 武士ほか（2011）：ボーリングコアの研磨片の観察によるすべり面の基盤の剪断構造について，日本地すべり学会第 50 回研究発表会
3) 狩野謙一・村田明広(1998)：構造地質学．朝倉書店，298p.

P4. 樹脂固定すべり面標本の観察による地すべり土塊の鉛直微細構造について

－亀の瀬地すべりの事例－

Observation of vertical microstructure of landslide mass by resin fixing specimen of slip surface
: a case study from the Kamenose Landslide

武士俊也，杉本宏之，樽角晃，中野英樹（独立行政法人土木研究所）
平松健，藤本美枝子（近畿地方整備局大和川河川事務所）
○小松慎二，杉田理（応用地質株式会社）
Toshiya Takeshi, Hiroyuki Sugimoto, Akira Tarukado, Hideki Nakano
Takeshi Hiramatsu, Mieko Fujimoto, Shinji Komatsu, Osamu Sugita

1. はじめに

近年のボーリング技術の向上は，地すべり地の破砕帯状の岩盤や地すべり粘土などに対しても高品質なコアの採取を可能にしている．しかし，従来通りのボーリングコア表面における観察では，ボーリングコア表面の乱れや，観察面が曲面であることなどから，必ずしも十分に情報を引き出せていない場合があると考えられる．

これを解決する方法として，近年注目されているのが樹脂固定すべり面標本の観察である．樹脂固定すべり面標本は，透明樹脂によって固化したボーリングコアを半割にし，切断面を研磨した標本で，コア内部のすべり面や地すべり土塊の詳細な観察を可能にすることができる[1]．

本報告では，亀の瀬地すべりから採取したコアを用いて作製した樹脂固定サンプルにより地すべり土塊の鉛直微細構造の観察を行った事例を報告する．

2. 亀の瀬地すべりの概要

亀の瀬地すべりは大阪府と奈良県境に位置する幅約1km 長さ約 1.1km，最大深さ約 70m，推定移動土塊量 1,500 万 m^3 の大規模な地すべりである（図－1，2）．

亀の瀬地すべりは，記録が残されているもので，明治 36 年，昭和 6～8 年，昭和 42 年に大規模な地すべりが発生しており，昭和 7 年には 30m，昭和 42 年には 26m の水平変位が記録されている．

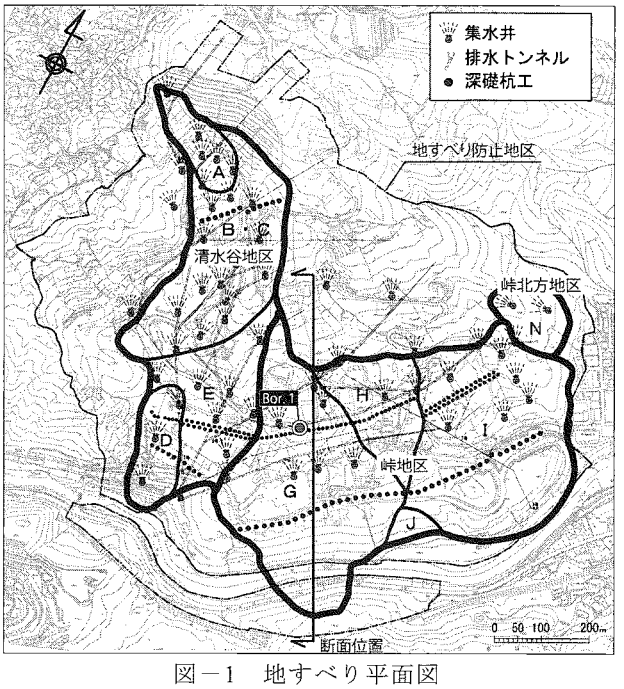
地質は，新生代新第三紀の堆積岩類を主体とする原川累層，溶岩と薄い堆積岩からなる定ヶ城累層よりなる．

本報告の調査地である峠地区では，下位より定ヶ城累層の旧期ドロコロ溶岩，亀の瀬礫層，新期ドロコロ溶岩が分布しており，亀の瀬礫層と新期ドロコロ溶岩の境界付近にすべり面が形成されている．

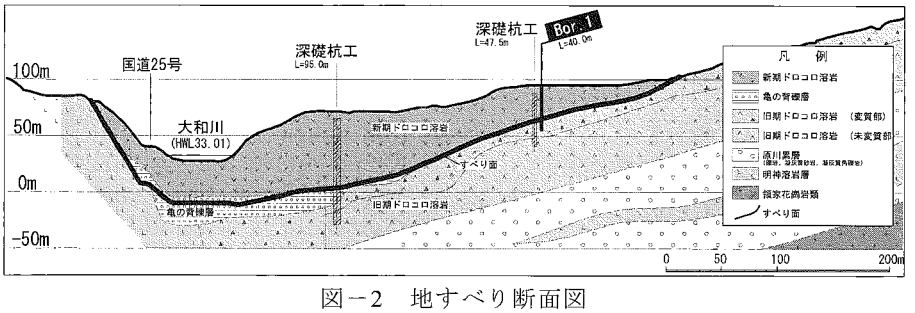
3. 樹脂固定標本観察結果

樹脂固定標本は，図－1 の Bor.1 地点において，すべり面を挟んだ12m 区間の孔径 86mm コアを対象に作製した．コアの切断方向は，コア観察によりすべり面などの面構造を確認した上で，最大傾斜方向に直交する方向で切断した．図－3 に樹脂固定標本のスキャン画像と観察結果を示す．

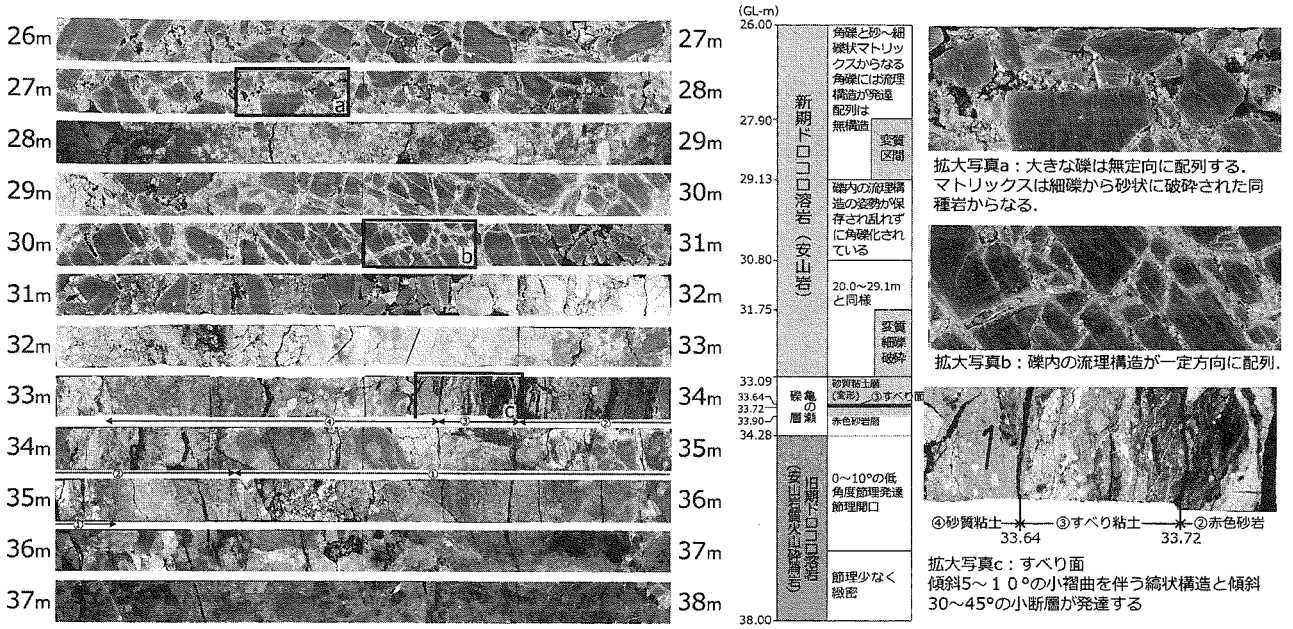
新期ドロコロ溶岩（移動土塊）は，φ10～100mm の角礫と礫間を充填する細礫～砂状の破砕部からなる．この区間では，礫内の初生的な流理構造の姿勢が保存され乱れずに角礫化がおきている区間と，礫ごとに流



図－1　地すべり平面図



図－2　地すべり断面図



図－3　樹脂固定標本のスキャン画像と観察結果

理構造の姿勢が異なる区間に分類される．両者の境界部では礫内の流里構造の傾斜方向が徐々に変化していることが観察される．

亀の瀬礫層は下位より①基底礫層（下位旧期ドロコロ溶岩（火山砕屑岩）との境界は不明瞭），②赤色砂岩層，③縞状の暗灰色粘土層（拡大写真 c），④安山岩，花崗岩の円摩礫を含む砂質粘土層で構成されている．

③では，粒径，岩種（安山岩や花崗岩），風化度の異なる礫が数 mm～数 cm のバンドをなし，微褶曲したり小断層により変形した構造，礫が摩耗されたり引き延ばされた構造が観察される．

②上面では傾斜 30° 程度の雁行状に配列された不明瞭な縞状構造が観察される．④では，ところどころで弱い縞状構造を呈するものの全般に無構造である．

Bor.1 地点では主すべり面は③で，②上面と④は地すべり活動により変形した区間の一部と考えられる．この地点では、③の破砕粘土区間で繰り返し地すべり変形していると考えられる．

4. 地下水位との対比

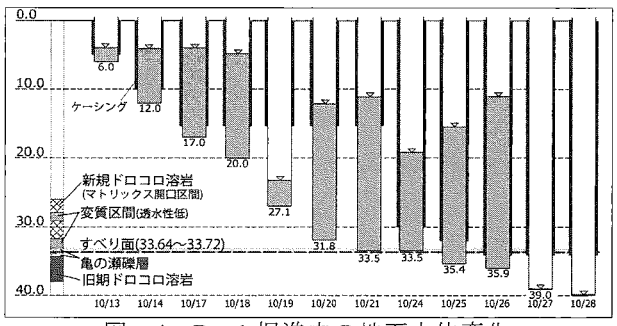
主すべり面の②と変形区間③は，透水性の低い粘性土よりなり，この面に作用する間隙水圧が地すべりの安定性に大きく寄与している．そこで，Bor.1 掘進中の地下水位変化と樹脂固定標本の観察結果を対比した．

亀の瀬地すべりの水文地質構造はｉ）地すべり土塊中の自由地下水，ii）すべり面に作用する地下水，iii）基盤岩中の割れ目に賦存する裂カ水の 3 つに分類される [2)]．ii は土塊内の地下水やすべり面頭部の開口亀裂の地下水と連続している．iii は恒常的な地下水ですべり面よりかなり標高の低いところに賦存している．

図－4 に Bor.1 の掘進深度，ケーシング，翌朝地下水位の観測結果を示す．ｉ自由地下水区間では，地下水位が大きく変動することから複数の帯水区間があると考えられる．

透水性の低い粘土層が分布する③と④下位には，粘土上部層よりも高い水頭を有することが確認された（10/26）．また，旧期ドロコロ溶岩の上部開口節理区間は高い水頭を有するものの，35.9m以深で地下水位が抜けている（10/27，10/28）．

以上より，ii すべり面に作用する地下水は，すべり粘土下位の②赤色砂岩層（粗粒砂）および①基底礫層～旧期ドロコロ溶岩上部開口節理区間に賦存しすべり面に作用していると考えられる．



図－4　Bor.1 掘進中の地下水位変化

5. まとめ

樹脂固定標本による観察では，これまでのコア観察では確認が困難な礫内の節理の方向，破砕構造，粒径，粘土の縞状構造等が読み取れた．また，これらの微細構造から地下水の賦存状況を推定することができた．

今後も，このような手法による事例を蓄積することにより，すべり面認定の高度化と地すべり機構の解析に役立てたい．

文献

1）武士ほか（2012）：樹脂固定法によるすべり面標本作製マニュアル（案），土木研究所資料第 4227 号

2）田中ほか（2003）：亀の瀬地すべりにおける排水トンネルの水文地質的位置付け，日本地すべり学会誌，vol40，No.3，pp.224-232

P5. 岐阜福井県境，冠山北西の二重山稜地形の発達過程

Development of double ridges in the northwest of Mt.Kanmuriyama on the boundary between Gifu and Fukui Prefecture

○丹羽良太，小嶋智（岐阜大学），金田平太郎（千葉大学），永田秀尚（風水土）
Ryota Niwa, Satoru Kojima, Heitaro Kaneda, Hidehisa Nagata,
池田晃子，中村俊夫（名古屋大学），大谷具幸（岐阜大学）
Akiko Ikeda, Toshio Nakamura, Tomoyuki Ohtani

1. はじめに

岐阜福井県境に位置する越美山系の稜線付近には，2万5千分の1の地形図からでは判読できない山体重力変形地形が多数発達している．これらの地形は，航空レーザー測量により得られた1mメッシュDEMデータから作成された詳細な地形図を用いることによって判読が可能となった[1]．これらの内の1つである冠山北西の二重山稜に伴う凹地を埋める堆積物をハンドオーガーボーリングにより掘削し，堆積物の特徴とそれに含まれる木片やテフラの年代値から凹地の発達過程について考察した．

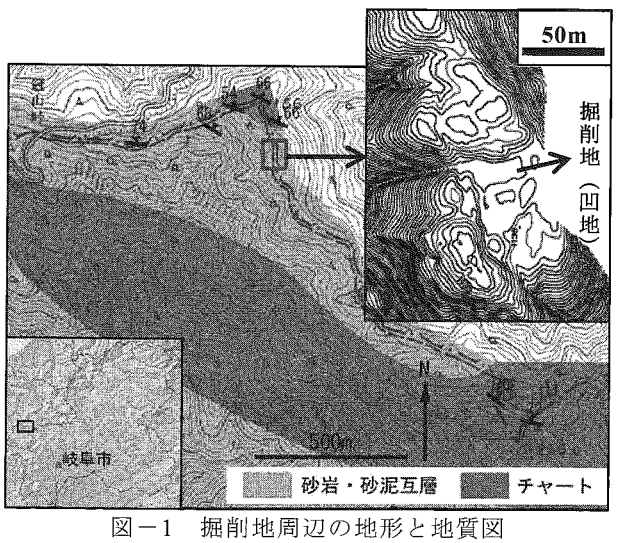
2. 掘削地概要

掘削地周辺の地質図及び等高線間隔 1m の地形図を図－1 に示す．掘削地周辺には美濃帯のジュラ紀付加体の構成岩類である砂岩・砂泥互層，チャートが分布する．掘削地の基盤岩は砂岩であり，層理面は北東方向に傾斜している．掘削地である凹地は冠山北西約2km，標高 1131m に位置する．この凹地は東側と西側を南北に伸びる稜線に挟まれ，東西方向に 24m，南北方向に 12m にわたって平坦面が広がっている．この凹地平坦面において，稜線とほぼ直交し，凹地の伸びの方向と平行になるように4つの孔を掘削し，コアを採取した．

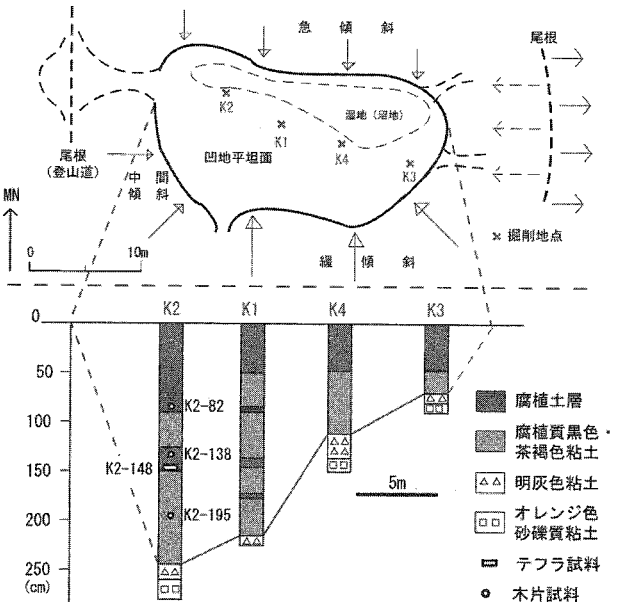
3. 掘削結果

掘削地点の平面図と断面図を図－2 に示す．4つの孔を掘削し，西側から 280cm，225cm，150cm，100cm コアを得た．4 本のコアの堆積物は上位から順に腐植土層，腐植土層を挟む黒色・茶褐色粘土層，明灰色粘土層，オレンジ色砂礫質粘土層となっている．腐植土層と黒色・茶褐色粘土層には全体的に植物片が豊富に含まれており，K2 コアの深度 148cm からはテフラの層も確認できる．明灰色粘土層以深には肉眼で確認できる大きさの植物片は含まれていない．さらに，K1 コアの深度 215～225cm から採取した明灰色粘土を樹脂で固め，薄片を作成し偏光顕微鏡で観察したところ，黒色・茶褐色粘土層と明灰色粘土層の境界付近には微小な植物片が含まれているが，それより深い部分にはほとんど含まれていないことが分かった．最下位層に当たるオレンジ色の粘土層には砂礫が含まれている．この砂礫が基盤岩である砂岩に由来するものと考えると，この層のすぐ下に堆積物・基盤境界が存在すると推定される．

以上の調査結果から，凹地の断面形状は非対称となっており，西側に向かって堆積物の層厚が厚くなっていることが明らかとなった．また，各堆積物層は西に傾斜した旧地表面に沿って連続している（図－2）．これらの堆積物の堆積様式から，この地点では西側が低下するような回転性の地すべりが発達したと推定できる．



図－1　掘削地周辺の地形と地質図



図－2　掘削地の平面図及び断面図

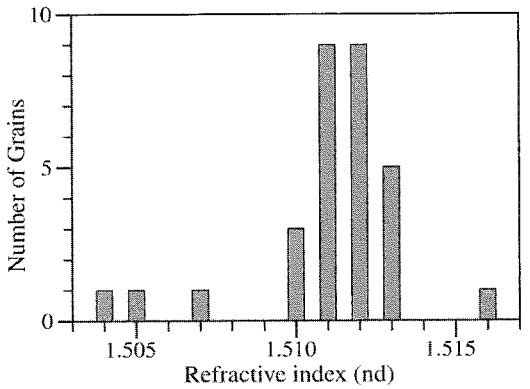
4. 年代測定結果

年代値測定用の試料は K2 コアから採取した．木片については深度 82cm，138cm，195cm から採取した 3 試料について放射性炭素年代測定を行い，堆積年代を推定した．テフラについては深度 148cm から採取した 1 試料について火山ガラスの屈折率を測定し，その特徴から降灰年代の推定を行った．

木片の放射性炭素年代測定の結果を表－1 に示す．得られた年代値に暦年補正を施した結果，上位から 1234-1060，6191-5996，7731-7931calBP という年代値が得られた．火山ガラスの屈折率の測定結果を図－3 に示す．採取したテフラ試料は火山ガラスの純層である．この火山ガラス 30 粒子について屈折率を測定したところ 26 粒子が屈折率 1.510-1.513 に集中していることが分かった．このことから，この火山ガラスは屈折率 1.508-1.516 の特徴をもつ鬼界アカホヤ火山灰(K-Ah)に対比され，その降灰年代は 7300 年前である [2]．

表－1　木片の ^{14}C 年代測定結果

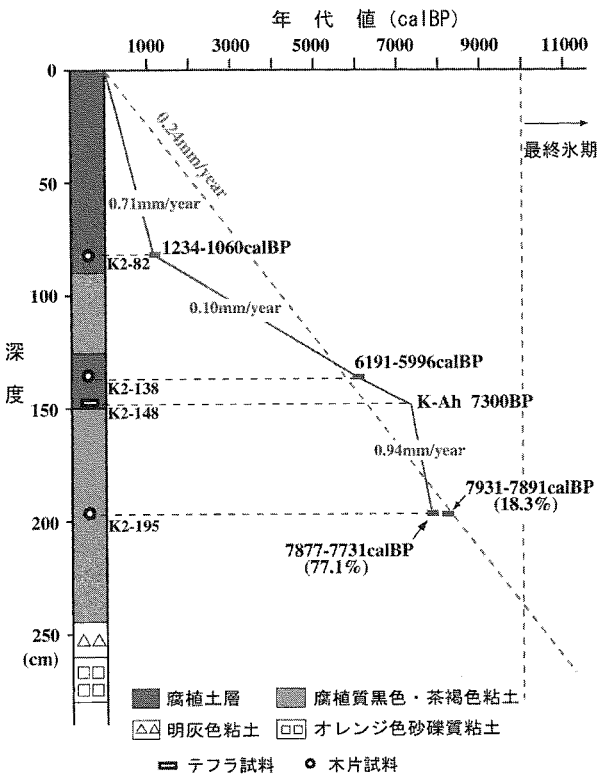
木片試料	年代値（BP）	暦年補正値（calBP）
K2-82	1210±25	1234-1060
K2-138	5320±30	6191-5996
K2-195	6990±30	7877-7731（77.1%） 7931-7891（18.3%）



図－3　火山ガラスの屈折率測定結果

5. 地形の発達過程

木片・テフラの年代分析結果と K2 コアの深度の関係を図－4 にプロットした．堆積速度は，深度 0～82cm は 0.71mm/year，深度 82cm～148cm は 0.10mm/year，深度 148～195cm は 0.94mm/year となる．さらに，テフラ・木片の深度と年代値を直線で近似すると平均堆積速度は 0.24mm/year となる．この堆積速度を深度 200cm 以深に外挿すると，この地形の形成は約 11000 年前に開始したと推定できる．また，この推定によると明灰色粘土層以深は最終氷期に形成されたことになる．このことは，明灰色粘土層以深には植物片がほとんど含まれていないこととも調和的である．この山体重力変形地形は，最終氷期の末期に気候が温暖となり融氷による地下水位の上昇等によって山体の不安定性が増大したことにより形成が始まったものと推定される．



図－4　凹地内堆積物の堆積速度

6. まとめ及び今後の予定

冠山北西の二重稜線に伴う凹地を埋めた堆積物の特徴と木片・テフラの年代値から，この山体重力変形地形は回転性の地すべりによって形成され，最終氷期の末期に変形が開始したことが明らかとなった．

今後は他のコアの堆積物の年代を明らかにし，凹地がどのように埋積されていったのかを明らかにする必要がある．また，周辺地域に発達する他の山体重力変形地形についても発達過程を明らかにする必要がある．

参考文献

1) 小嶋　智，徳永浩之，大谷具幸（2012）：わかって使うレーザ計測 7．事例その 3：航空レーザ計測の地質学への応用-山体重力変形地形研究を例として-．地盤工学会誌，vol.60, no.3, pp.59-62.

2) 町田洋，新井房夫（2003）：新編火山灰アトラス[日本列島とその周辺]，東京大学出版会，pp.60-61

P6. 広島県西部，五日市断層に伴う断層岩類の微細変形構造解析

Microstructural Analysis of Fault-Related Rocks Accompanying the Itsukaichi Fault, Western Hiroshima Prefecture, SW Japan

○多田賢弘，金折裕司（山口大学）
Yoshihiro Tada , Yuji Kanaori

1. はじめに

五日市断層は，広島市安佐北区から廿日市市に至るNNE-SSW 方向に延びる全長約 20km の活断層である(図-1)．中田・今泉 [3] によって変動地形学的な調査が行われ，詳細なリニアメントの位置が示されている．広島市 [4] は五日市断層中央部の野登呂地域でのトレンチ調査結果に基づいて，単位鉛直変位量約 20cm，水平変位量約 50cm として，五日市断層の最新活動時期は 7 世紀以後 12 世紀以前であることを報告した．

本研究では，五日市断層を対象として，断層沿いの変動地形などの地形データと断層露頭の観察を行った．特に，広島県佐伯区野登呂で幅約 13m のフォリエーティッドカタクレーサイトからウルトラカタクレーサイトへ漸移的に変化する露頭を発見した．ここでは，その露頭の断層岩の性状と五日市断層の運動方向の関係を詳しく記載する．

2. リニアメントと変動地形

図-2 には，空中写真を用いて判読したリニアメントの位置を示す．五日市断層と収束する鷹巣山断層にほぼ対応して，久地から河内に至る約 20km の区間に，NNE-SSW～NE-SW 方向のリニアメントが断続的に認められる．リニアメントに伴う変動地形は南落ちの崖，直線谷，沢や尾根の系統的な右横ずれ屈曲である．

調査地域北東端の飯室より北方は，リニアメントとそれに伴う変動地形は不明瞭である．リニアメントは，久地で五日市断層と鷹巣山断層の 2 本に分かれる．五日市断層のリニアメントは，SSW 方向へ断続的に伸び，奥畑でステップする．その後，野登呂付近では雁行状に配列する．藤の木団地付近では並走する 2 本のリニアメントが SSW 方向へ伸びる．河内より南方は，宅地化のため原地形を残していない．鷹巣山断層のリニアメントは，久地から SW 方向へ断続的に伸びる．

3. 断層露頭

リニアメントに沿って実施した地表踏査の結果，断層露頭を 1 か所で確認した(図-2)．この露頭は広島市佐伯区野登呂の藤川を流れる河床に位置し，黒雲母花崗岩中に幅約 13m にわたって断層岩が露出する．断層面の走向・傾斜は N76° E・80° N である．

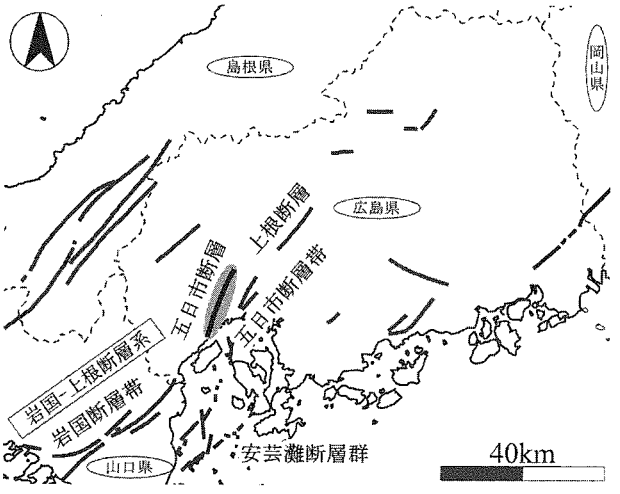


図-1. 広島県とその周辺の主要な断層の分布．断層の位置は，金折・遠田 [1] および活断層研究会 [2] に基づく．網掛けは調査対象地域を示す．

断層露頭に見られる断層岩は，プロトカタクレーサイト(P-cat)，カタクレーサイト(Cat)，ウルトラカタクレーサイト(U-cat)，フォリエーティッドカタクレーサイト(F-cat)から構成され，漸移的に変化する(図-3)．

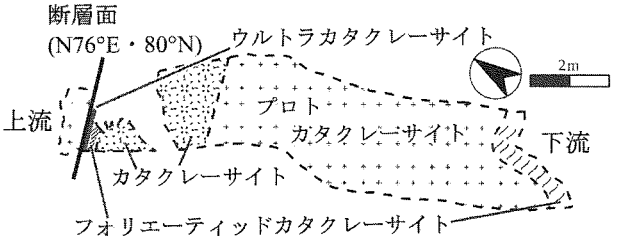


図-3. 断層露頭のスケッチ．波線はフォリエーションを示す．フォリエーティッドカタクレーサイトの波線は，漸移的境界を示す．白抜きは被覆層を示す．

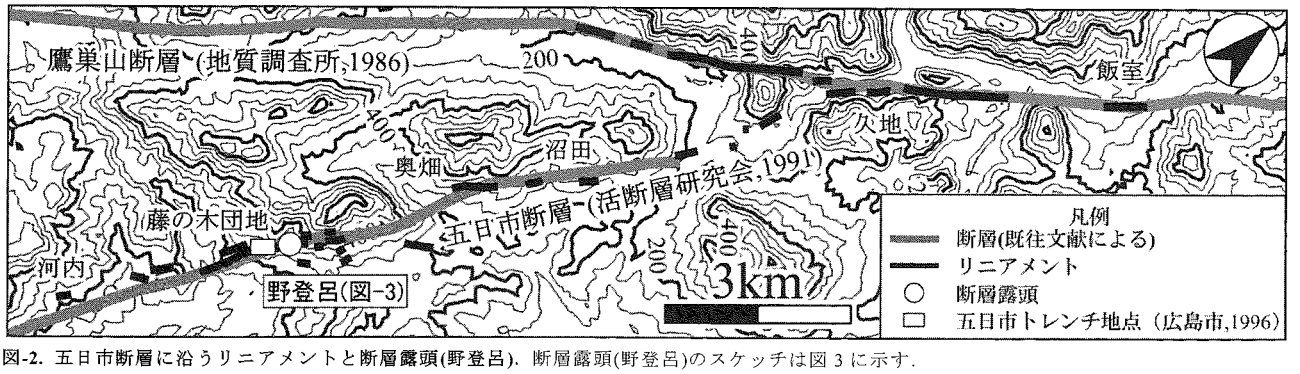


図-2. 五日市断層に沿うリニアメントと断層露頭(野登呂)．断層露頭(野登呂)のスケッチは図 3 に示す．

図-4. フォリエーティッドカタクレーサイトの定方位試料に発達する左横ずれセンスを示す S-C 構造．X 方向は剪断方向，Z 方向は剪断面の法線をそれぞれ示す．

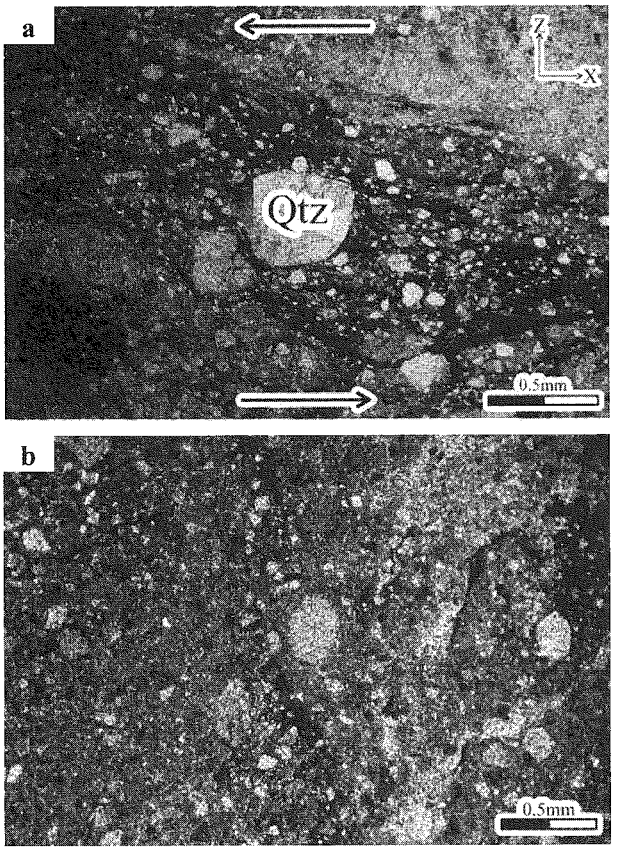


図-5. 断層岩の鏡下写真．(a)フォリエーティッドカタクレーサイト．X 方向は剪断方向，Z 方向は剪断面の法線をそれぞれ示す．上下の矢印は剪断方向を示す．Qtz は石英のポーフィロクラストを示す．(b)ウルトラカタクレーサイト．石英の一部が溶融し，輪郭が丸くなった形状を示す．

複合面構造と鉱物の変形様式を確認するために，定方位試料を採取し，肉眼および顕微鏡観察を行った．

肉眼で観察される F-cat の複合面構造は，白色を呈するフォリエーションが剪断帯に沿って発達している．このフォリエーションの形状から中央部は，S 面，両側は C 面に相当する，左横ずれセンスを示す S-C 構造が認められる(図-4)．

F-cat 中の鏡下観察では，ポーフィロクラストのまわりに鉱物の粉砕粒子によって回転しない粒子の周囲に形成される非対称な流動組織(σ組織)が認められる(図-5.a)．その他，石英・長石の粉砕による細粒化と黒雲母の塑性変形の共存，石英の波動消光，カリ長石のシンセティックな微小破断が観察された．

4. 考察

4.1 断層岩の形成場

花崗岩の鉱物レベルでの変形様式は，主として温度に依存することが知られている [5]．変形様式に着目すると，石英と長石が脆性破壊をする領域は約 400℃以下である．黒雲母が塑性変形をする領域は約 250℃以上である．石英と長石が脆性変形を示す領域には，さらに黒雲母の変形様式が脆性的であるか塑性的であるかによって，形成温度を考えることができる．また，葉状構造および S-C 構造は脆性領域の深部ないし脆性 - 塑性転移領域で形成される．

ここでのカタクレーサイトに認められるフォリエーションの形成や，塑性変形した黒雲母と脆性破壊した石英・長石が同時に産出する事実は，このカタクレーサイトが 250-400℃の温度条件の脆性 - 塑性転移領域で形成されたことを示唆する [6]．

4.2 運動センスのインバージョン

野登呂露頭において採取した試料の観察より，左ずれのセンスを示す変形構造が認められた．これを左横ずれ断層の形成に伴う剪断組織での P-フォリエーションとすると，この断層は左横ずれ運動を示唆する．

一方，空中写真を用いて判読された断層に沿う NNE-SSW～NE-SW 方向のリニアメントに伴う変動地形は，右横ずれ運動を示す．

したがって，五日市断層は形成時に，左横ずれ運動で活動していたことが推定され，第四紀になって右横ずれへと運動センスがインバージョン (反転) したと推定される．

5. まとめ

五日市断層に沿って発見した断層露頭での証拠から，断層岩の形成場は脆性 - 塑性転移領域である．五日市断層は過去に，左横ずれ運動から第四紀になって右横ずれへと運動センスがインバージョンしたと推定される．

引用文献

1) 金折裕司・遠田晋次，2007：中国地方西部に認められるプレート内山口-出雲地震帯の成因と地震活動．25，4，507-523.

2) 活断層研究会，1991：新編日本の活断層-分布図と資料．東京大学出版会，437-440.

3) 中田 高・今泉俊文，2002：活断層詳細デジタルマップ．東京大学出版，DVD-ROM2 枚.

4) 広島市，1996：五日市断層・己斐断層及び広島西縁断層に関する調査報告．http://www.hp1093.jishin.go.jp/HiroshimaCity2fm.htm (活断層報告書).

5) Tullis,J and Yund,R.A., 1977: Experimental deformation of dry Westerly granite. J. Geophys. Res., 82, 5705-5718.

6) 小坂和夫，1986：カコウ岩質の塑性変形と微小破壊．唐戸俊一郎・鳥海光弘編，固体と地球のレオロジー，287-298．東海大学出版会，東京.

P7. 山口県中南部，佐波川構造線の性状と活動性について

Characteristics and Activity of the Sabagawa Tectonic Line in Central-Southern Yamaguchi Prefecture

○久保博成，金折裕司（山口大学）
Hiroaki Kubo, Yuji Kanaori

1. はじめに

佐波川構造線は，山口県中部から南部にかけて NE－SW 方向に延びる全長 40km の断層である(図-1)．この構造線を挟んで北西側には，白亜紀後期花崗岩類が広がる [1]．一方，南西側には防府花崗岩とともに周防変成岩類，宮野層が分布する [1]．また佐波川構造線の北東部には中生代火山岩類を主とする周南層群が発達している [2]．佐波川構造線をはさんで，これらの地質の左ずれオフセットが確認できる．

構造線北東部の桃木－深谷においては，地形的に佐波川構造線の通過位置が明瞭である．しかし，山口市上市から南西の防府市新開作にかけては，一級河川の佐波川にそって完新統が分布しているため，地形的特徴からは活断層の正確な分布は不明であった．また，断層の活動年代など，活動性も明らかでない．

本研究では，佐波川流域周辺を対象として地形図および空中写真の判読を行い，変動地形やリニアメントをもとに,佐波川構造線の性状と分布を明らかにする．さらに現地調査を行い，佐波川構造線の活動の時期，規模や運動方向に関するデータから，活断層の可能性について議論する．

ここでは，調査地域北東部を三谷地域，南部を防府地域とよぶ．

2. リニアメント判読

三谷地域: リニアメントは,NE－SW 方向が卓越し，この方向は佐波川構造線に整合的である．断層鞍部，尾根・沢の屈曲，三角末端面そして閉塞丘といった活断層地形からなる．屈曲や閉塞丘のずれは右横ずれを示している．

防府地域： リニアメントは NE－SW 方向が卓越し，これは佐波川構造線の方向に整合的である．遷緩線，地滑り地形から構成される．

3. 断層露頭

三谷地域において 3 ヶ所，防府地域において 1 ヶ所の断層露頭を確認した．三谷地域では 3 ヶ所の露頭のうち桃木断層露頭と，防府地域の西浦断層露頭について以下に説明する．

3.1 桃木断層露頭～三谷地域～

この断層露頭は，三谷地域北東部の三谷川河床の床面に現れている．流紋岩質凝灰岩を原岩としており，露頭の周辺は,断層の方向に沿って 40m にわたり著しく破砕している．断層面の走向・傾斜は N48°E・76°N であり，断層ガウジに接している．断層ガウジの幅は 1～25cm と変化に富み，露頭の上部ではガウジが消滅する．断層ガウジには複合面構造がみられる(図-2)．これを Logan et al.[3] に対応させると右ずれの特徴を示す R_1 面と P 面が確認できる．

断層ガウジより北西側にはカタクレーサイトが分布する．

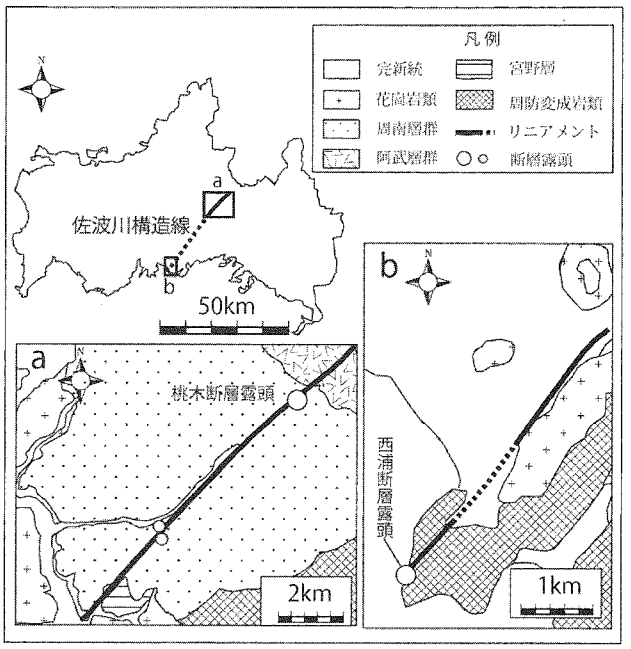


図-1　山口県中南部，佐波川構造線と調査地域
a 三谷地域　b 防府地域

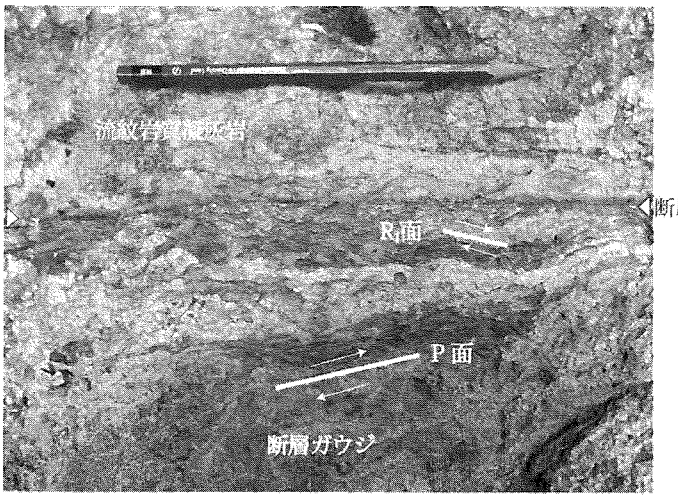


図-2　桃木断層露頭の断層ガウジ中の複合面構造
R 面と P 面の剪断が確認できる．

3.2 西浦断層露頭～防府地域～

この断層露頭は，判読したリニアメントの先端部に位置しており，断層面の走向もN40°E前後で佐波川構造線の方向に一致する．断層露頭周辺には，主に周防変成岩類の結晶片岩，貫入した安山岩が分布する．断層面に沿ってガウジは認められないが，カタクレーサイトとプロセスゾーンなどの断層影響帯が，長さ約50mにわたって分布している(図-3)．カタクレーサイト中には複合面構造がみとめられる(図-4)．左ずれに伴うR_1面とP面が明瞭に確認できる[3]．

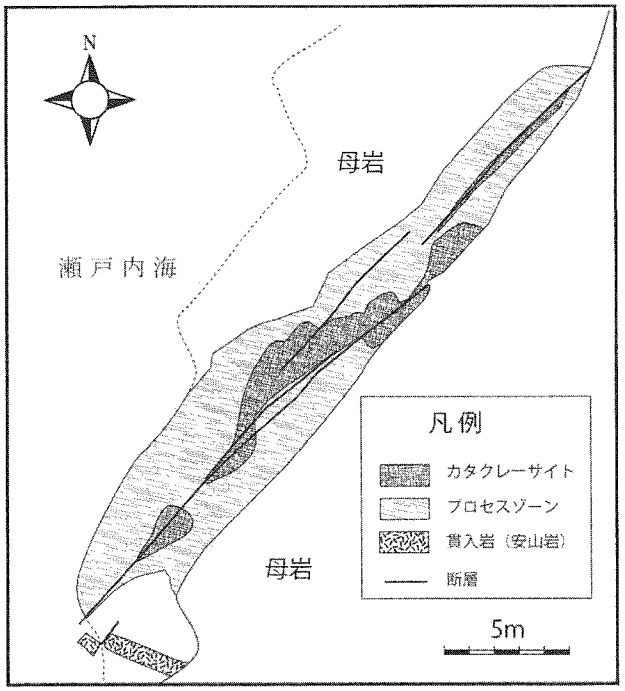


図-3　西浦断層露頭の全体スケッチ

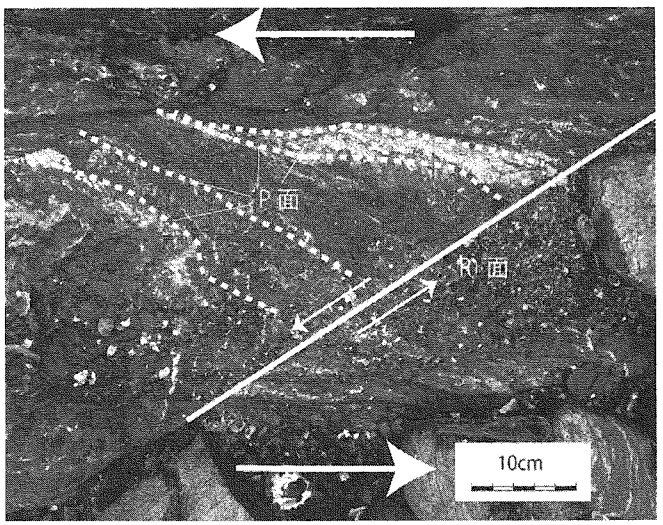


図-4　西浦断層露頭中のカタクレーサイトの複合面構造
左横ずれセンスを示すR_1面とP面が確認できる．

4. 考察

4.1 佐波川構造線の運動センス

三谷地域の桃木断層露頭でみられた断層ガウジの変形構造には，右横ずれ運動のP面とR_1面が観察される．また，リニアメントに沿った尾根の屈曲も右横ずれを示す．一方で，防府地域の西浦断層露頭でみられたカタクレーサイトの変形構造は左横ずれの複合面構造を示していることがわかった．

これらのことから佐波川構造線の北東部(三谷地域)では右横ずれセンスを示すのに対して，南部(防府地域)では左横ずれセンスであることがわかる．

4.2 佐波川構造線の活動史

中国地方西部はかつて南北圧縮応力場の影響におかれ，後期鮮新世以降に東西圧縮応力に転換した[4]．NE－SW方向の断層は，南北圧縮によって左横ずれ，東西圧縮によって右横ずれ運動を起こしやすい．佐波川構造線は，鮮新世以前に南北圧縮応力場によって左横ずれ断層として形成されたと考えられる．

西浦断層露頭に現れた左横ずれセンスの変形構造は，構造線形成時の左横ずれ運動の証拠である．一方，三谷地域ではリニアメントに尾根の右屈曲，断層露頭に右横ずれセンスの複合面構造が確認できることから，鮮新世後期以降の東西圧縮応力場の下で，佐波川構造線は再活動したと考えられる．

これらのことから，佐波川構造線は北東部と南部はそれぞれ異なる運動学的セグメントで区分できる．

文献

1) 山本慎一・今岡照喜・金丸龍夫・田結庄良昭（2006）：山口県中南部白亜紀防府花崗岩バソリスの岩石学的特徴と帯磁率異方性：貫入・定置機構の解明に向けて．地球科学，Vol.60，pp.415-429.

2) 猪木幸男・村上允英・大久保雅弘（1987）：日本の地質7「中国地方」，共立出版株式会社，290p.

3) Logan, J. M., Higgs, N. C. and Freedman, M.（1981）: Laboratory studies on natural gouge from the U. S. Geological Survey Dry Lake Valley No.1 Well, San Andreas fault zone, in Mechanical behavior of crustal rocks. *The Handin volume, AGU Geophys, Mono.*, No.24, pp.121-134.

4) Itoh, Y., Tsutsumi, H., Yamamoto, H., and Arato, H.（2002）: Active right-lateral strike-slip fault zone along the southern margin of the Japan Sea. *Tectonophysics*, Vol.351, pp.301-314.

P8. 山口県中西部の活断層の連動性とテクトニクス

Propagation and tectonics of active faults in the central-western Yamaguchi Prefecture

○植山裕介，金折裕司（山口大学）

Yusuke Ueyama, Yuji Kanaori

1. はじめに

中国地方西部の活断層の分布を図-1 に示す．本研究では，山口県中西部に発達する NE-SW 方向の渋木断層とその南西延長方向に延びる御幣司断層を研究対象とする．この地域周辺には，それらに共役な NW-SE 方向の江良断層と菊川断層が分布する．

植山・金折[1]は，御幣司断層(全長 4km)と江良断層(全長 13km)に挟まれるように分布する新第三系堆積盆地(西市盆地)形成と，これらの断層運動との関連性を明らかにした．

渋木断層は，大津郡三隅町から豊田町豊田湖付近に延びる長さ 15km，確実度Ⅱの右横ずれ活断層である[2]．また，渋木断層は長門構造帯と秋吉帯，関門層群の境界地域を通過する[3]．大嶋[4]は渋木断層を対象として，リニアメント判読を行うとともに，断層露頭を 4 か所で確認しているが，断層ガウジ，せん断面，変形構造についての詳細な記載はない．

本研究では，御幣司断層から渋木断層にいたる地域を対象として，リニアメント判読および現地調査を行い，これら一連の断層の性状を明らかにする．さらに，断層運動シミュレーション[5]によって，断層間の運動学的関係を解明する．

2. リニアメントと変位地形

空中写真を用いて，渋木断層に沿って NE-SW 方向で雁行状に配列するリニアメントを判読した．これらのリニアメントは全体的に連続性が乏しい．リニアメントの北端部と南端部では，断層鞍部や沢の屈曲などの明瞭な断層変位地形を確認した．

渋木断層の位置[2]は，リニアメントの北端部と南端部では一致していない．リニアメントの北端部では，断層変位地形の連続性が乏しい．リニアメントの中央部では，断層鞍部や沢の右屈曲，三角末端面などの断層変位地形を確認した．南端部では沢の屈曲の連続性が非常に良く，上流の長さと沢の屈曲量に相関が認められる．北端部では変位量が小さく，南端部に向かうほど大きくなる．このことからも，渋木断層と長門構造帯と秋吉帯の境界をなす地質断層，御幣司断層の連続性が示唆される．

活断層研究会[2]に示された渋木断層と今回確認したリニアメントの南端部は走向と位置を異にする．御幣司断層に沿っては，NNE-SSW 方向の不明瞭なリニアメントが認められる．

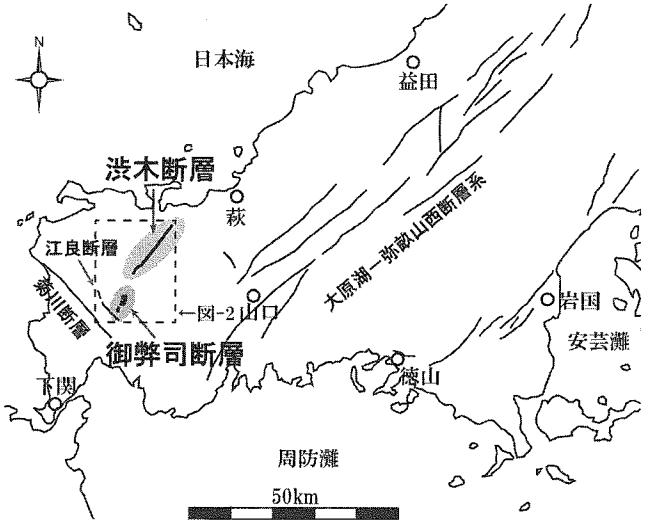


図-1　中国地方西部の活断層の分布
山口県中西部の活断層を調査対象とした．

3. 地質断層

調査地域の地質図[3]を見ると，渋木断層と御弊司断層の間を通過する地質断層が認められる．これらの断層の関係を解明するため，地質調査を行った．

渋木断層から南西に延び関門層群を切る地質断層は，不明瞭である．この地質断層に沿って断層面，断層破砕帯など断層の存在を示すものは確認できなかったが，一部の断層通過付近で貫入岩が認められた．

ここから，さらに南西に延び御弊司断層に至る地質断層は、美祢層群もしくは秋吉層群と長門構造帯の境界付近を通過する[3]．この地域では，4 か所の断層破砕帯が確認できた．断層破砕帯の位置は，既存のデータ[3]に示された，地質断層に沿ってはおらず，関門層群，美祢層群，秋吉帯，長門構造帯の中を通過する．

4. 断層露頭の概要

これまで，渋木断層の南西部では断層露頭が確認されていなかったが，渋木断層中央部で 1 か所の断層露頭(ここでは大ヶ迫露頭と呼ぶ)を確認した．

一方，御弊司断層に沿っては 2 か所で断層露頭(御弊司断層 A，B)を確認した．渋木断層に沿って確認された大ヶ迫露頭を示す．以下にこれらの断層露頭の性状を述べる．

大ヶ迫露頭：断層ガウジは確認できず，カタクレーサイトのみが確認できた．母岩は凝灰岩(関門層群)であった．断層面の走向・傾斜は、N35°E70°E であり，リニアメントとも整合的である．また，凝灰岩の岩塊が断層面を境に，右横ずれの変位を確認することができた．

御幣司露頭 A：断層ガウジは確認されないが，断層両側の母岩（北東側の石英安山岩，南西側の美祢層群）がカタクレーサイト中で入り交ざっている．断層面の走向・傾斜は NE48°E30°W を示している．この断層が美祢層群と後期中生代貫入岩類との地質境界になっており，美祢層群の南に分布する西市にも影響を与えている．

御幣司露頭 B：石英斑岩を母岩とするカタクレーサイトと断層ガウジを確認した．断層面の走向・傾斜は EW84° S を示している．

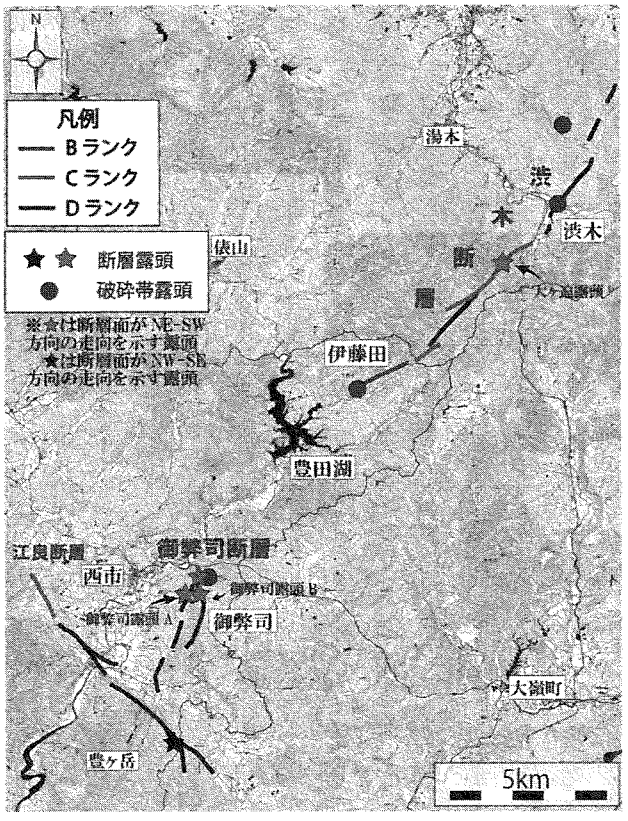


図-2　断層と断層露頭の位置図

5. 断層運動シミュレーション

二次元有限要素法 [5]を用いて、渋木断層を起震断層とした場合に破壊が起きた場合の伝播経路を検討した．

解析範囲は 15×40km，メッシュのサイズを 200m×200m，節点数は 15,411 個，要素数 15,205 個とした．岩盤の S 波速度 3,500m/s とし，プロセスゾーンの S 波速度 1,500m/s に設定した．各ケースの起震断層とレシーバ断層を構成するジョイント要素の応力降下量 5.0MPa に等しくなるように初期応力を与えた．さらに，応力降下量を 8.0MPa，10.0MPa に設定した場合についてもシミュレーションを行った．

シミュレーションの結果，渋木断層で破壊が発生した場合，南西側の地質断層が連動して破壊を起こすが，御弊司断層までは連動しない．また，渋木断層を起震断層として御弊司断層との連動性を解析したケースも，御弊司断層へ破壊が伝播しないことが分かった．これら 2 パターンのシミュレーションはどちらも変位量が最大値 62.6cm であった（図-3）．

6. 考察

野外調査の結果から，渋木断層と御弊司断層，それらの断層間を通過する地質断層は，ほぼ同様な走向を示す．

変位量は，1 つの断層において断層の中央で最大値を示し，両端に向かうにつれ値が小さくなる [6]．これに対して，渋木断層の変位量は，南西端に向かって徐々に大きくなる．このことは渋木断層から，南西方向に連続することを示唆する．

断層運動シミュレーションの結果からは，渋木断層を起震断層とした場合，南西延長上の地質断層には破壊の伝播が確認され，2 つの断層が連動することがわかる．

渋木断層と地質断層は同一なセグメントに属するが，御弊司断層には破壊が伝播しなかったため，これとは異なるセグメントと考えられる．

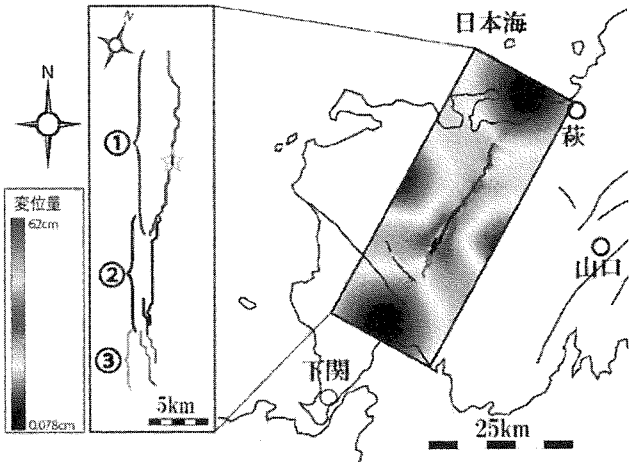


図-3　断層運動シミュレーションによる応力伝播図
①　渋木断層　②地質断層　③御弊司断層

引用文献

1) 植山裕介・金折裕司(2011):山口県の活断層とテクトニクス，日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，183-184.

2) 活断層研究会編(1991):新日本の活断層-分布と資料.東京大学出版，437p.

3) 産業技術総合研究所(2003)：シームレス.541，25-31.

4) 大嶋章浩(1998)山口大学大学院理工学研究科地球科学専攻修士論文：山口県北部に発達する渋木断層の特徴とその危険度評価，66p.

5) Toki, T. and Miura, F. (1985): Simulation of a fault rupture mechanism by a two-dimensional finite element method. Journal of Physics of the Earth, Vol.33, pp.485-511.

6) 村田明広，1990：上韮生川断層の左横すべり変位量の側方変化と転位モデル.地学雑誌，99，370-381.

P9. 北丹後地震(Mj7.3)と震災記念碑

The Mj=7.3 Kita-Tango earthquake of 1927 and the earthquake-disaster monuments in the Tango Peninsula, Southwest Japan

○今井利宗(川崎地質株式会社), 金折裕司(山口大学)
Toshimune Imai, Yuji Kanaori

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震(Mw9.0)は，死者・行方不明者 18,716 人(平成 24 年 8 月 15 日現在)という甚大な被害をもたらした．特に東北地方沿岸部では，この地震で誘発された津波による爪痕が大きく残された．

津波被害に関連した報道の中で“津波記念碑”が注目された．岩手県宮古市姉吉地区の大津浪記念碑には，『高き住居は児孫の和楽　想へ惨禍の大津浪　此処より下に家建てるな　明治二十九年にも昭和八年にも津浪は此処まで来て　部落は全滅し生存者僅かに前に二人後に四人のみ　幾歳経るとも要心あれ』と刻まれている．この教訓は後世に受け継がれ，東北地方太平洋沖地震による津波被害軽減に役立ったとされる．

京都府北西部の丹後半島では，1927 年北丹後地震(Mj7.3)が発生し，死者・行方不明者は 2,925 人であった．今井・金折[1)2)]は，この地震に関連した活断層を対象として地表踏査を実施した．その踏査中に活断層に沿った地域で，北丹後地震に関連した震災記念碑や慰霊塔が建立されていることを知った．これらの震災記念碑や慰霊塔には，上記の“大津浪記念碑”と同様に震災の概要および教訓が刻まれている．しかしながら，北丹後地震から 85 年経った今，その存在は忘れられてきているように感じられるとともに，全ての記念碑や慰霊塔の碑文と位置を記載した資料はない．震災記念碑と慰霊塔に刻まれた碑文は，北丹後地震の記憶を後世に伝えるだけではなく，地域防災の啓発にも大変有効的であると考える．

本研究では，北丹後地震(Mj7.3)に関連した震災記念碑の所在を既存の文献および現地調査から明らかにし，それに刻まれた碑文を解読する．それらを編集して資料集として纏め上げる．

2. 北丹後地震の地震断層と被害域

図 1 に北丹後地震のときに地表に出現した郷村断層および山田断層の位置と家屋の倒壊率を示す．郷村断層は，京丹後市網野町から大宮町にかけて NNW-SSE 方向に 18km の区間で出現した．一方，山田断層は，与謝野町岩滝から岩屋まで NE-SW 方向で 7km の区間に現れた．

北丹後地震で最も家屋の倒壊率が高かった地域は，京丹後市の峰山地区，網野地区，与謝野町の山田地区であり，いずれも 75%以上の値を示す．これらの地域

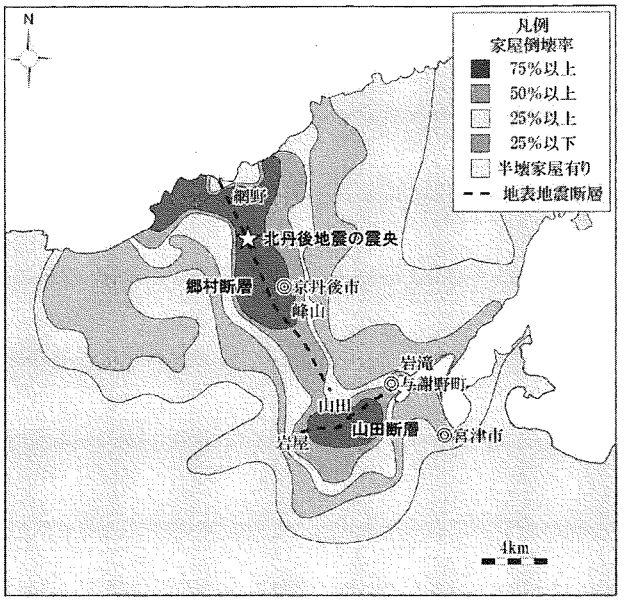


図 1　北丹後地震の地表地震断層位置と家屋倒壊率の分布　地表地震断層位置は岡田・松田[3)]，家屋倒壊率は京都府[4)]を参考にした．

は地震断層に最も近接した地域である．倒壊率 25%以上の地域は，郷村断層の東西 10km 以内および山田断層から南北 7km 以内の幅で帯状に広がる．倒壊率 25%以下の地域は両断層の中央部から円状を呈しており，径は郷村断層で約 15km，山田断層で約 8km である．

3. 北丹後地震の震災記念碑と慰霊塔

後述するように，震災記念碑や慰霊塔は家屋の倒壊率が 50%以上の地域に点在している．これらの震災記念碑と慰霊塔には，建立されている場所とそこに刻まれた碑文に違いがみられる．震災記念碑は，主に地域の集会場や神社に建立されており，地震の概要および教訓が刻まれている．それに対して，震災供養塔は仏閣および学校に建立されており，地震の概要と犠牲者の名前が刻まれている．

図 2 には一例として，網野町郷地区にある震災記念碑を示す．網野町郷では顕著な地震断層が現れたことから，郷村断層の名前の由来になるほど被害の大きかった集落の一つである．震災記念碑は高さ 180cm，横幅 150cm，奥行 30cm である．この碑の裏面には，次の碑文が刻まれている．

『昭和二年三月七日午后六時廿七分突如起ッタ丹後大震災ハ其震央近畿一体ニ亙リ其被害丹後四郡ニ及

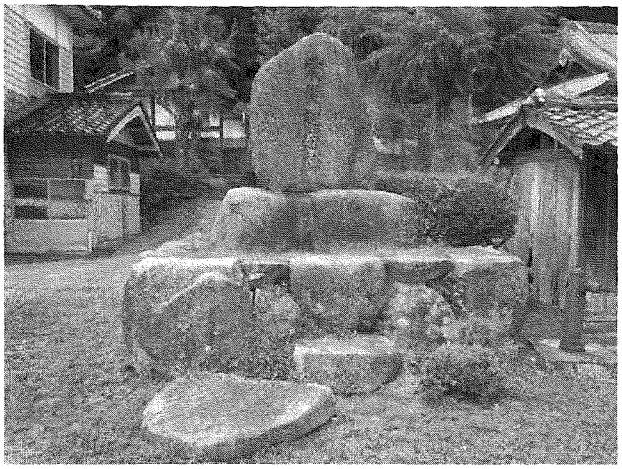


図 2　北丹後地震の震災記念碑　京丹後市郷

ブ当地方有史以来ノ大惨禍デアッタ　山ハ崩レ綿ハ埋レ地ハ裂ケ屋ハ倒レ火災ノ猛威之ニ乗ジ三千ノ生霊ト七千余ノ住家ヲ奪イ一家団欒ノ楽シミヲ一瞬ニ阿鼻叫喚ノ巷ト化シタ　就中震源地タル郷区ハ垂直変位〇九五米水平変位三．一五米ノ断層ガ赤ス如ク其被害最モ激甚ヲ極メ山野田畑道路ノ別ナク亀裂断層陥没転差崩潰等ヲ生ジ総戸数一五五戸中僅カニ半潰二戸ヲ除キ凡ベテガ全潰シ三六戸ガ全焼シタ　尚即死者六三重軽傷者百四十五ノ犠牲ヲ出シ三尺余ノ積雪ノ上ニ坐シテ寒雨ニ濡レ飢ト寒サニサラサレテ親子兄弟夫婦姉妹互ニ相求メテ泣キ叫ブ相ハ追憶スルダニ慄然タラザルヲ得ナイ　茲ニ吻心両面ニワタル國ヲ挙ゲテノ救援ト海外カラノ厚キ同情トニ対シ衷心ヨリ感謝シツツ惨禍ノ概要ヲ記シテ後世回顧ノ資トスル』.

与謝野町下山田にある震災供養塔には地震の概要と 140 人もの犠牲者の名前が刻まれている．

北丹後地震の起きた 3 月 7 日には毎年，いくつかの震災記念碑や慰霊塔の前では慰霊祭が行われ，犠牲者が追悼されている．

4. 北丹後地震と震災記念碑

4. 1　地震断層と震災記念碑の分布

震災記念碑および慰霊塔は，丹後半島に位置する市町村が発行している史誌(例えば，岩滝町 [5])などで一部紹介されている．これら既存の資料に記載されている碑以外にも，複数の碑が蒲田 [6]によって確認されており，本研究では 100 か所あまりの寺社を巡り，そのうち 40 か所で震災記念碑および慰霊塔を確認した．図 3 には，確認された記念碑および慰霊塔と地震断層の位置を示す．震災記念碑や慰霊塔は，北丹後地震の地震断層に沿った地域に建立されている．郷村断層北部では，断層から東西に 6km 離れた地域においても震災慰霊塔が確認された．山田断層南西部では，断層から南に 3km 離れた地域で震災慰霊塔が確認された．

4. 2　地震防災と震災記念碑

震災記念碑には，北丹後地震による被害と地震への教訓が刻まれている．震災慰霊塔には，犠牲者の名前が刻まれており，地震の悲惨さを克明に今に伝えている．40 か所の石碑に刻まれた教訓や記録を記載し，記念碑や慰霊塔の写真とともに掲載した小冊子『震災記念碑　後世に残された北丹後地震の記録』(全 62p)を作成した．石碑の位置は，ロードマップ上に正確にプロットし，地図を見ながら全箇所が確認できるように配慮した．解読した文章から地震の悲惨さが生々しく伝わってくることから，解説文はつけていない．

小冊子は，京丹後市と与謝野町にある 9 か所の図書館で閲覧できる．この小冊子が北丹後地震を後世に語り継ぎ，さらに地域防災や地震災害の軽減につながることを期待したい．

5. 引用文献

1) 今井利宗・金折裕司(2010)：1927 年北丹後地震(Mj7.3)-郷村断層と山田断層のテクトニクス-，日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会講演論文集，211-212.

2) 今井利宗・金折裕司(2011)：丹後半島，山田断層の非活動部における地震危険度評価，日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，181-182.

3) 岡田篤正・松田時彦(1997)：1927 年北丹後地震の地震断層，活断層研究，16，95-135.

4) 京都府(1928)：奥丹後震災誌，648p.

5) 京都府岩滝町(1994)：岩滝町史，723p.

6) 蒲田文雄(2006)：昭和二年北丹後地震，古今書院，215p.

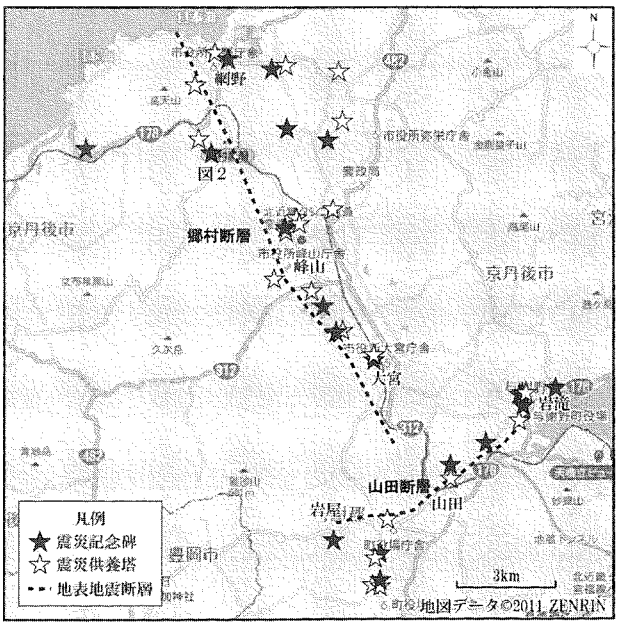


図 3　震災記念碑と地表地震断層の位置

P10. 松島湾周辺の中新統堆積岩に観察される地層の破断の性状

Rupture structures observed on Miocene sedimentary rocks around Matsushima Bay area

○柴崎達也（国土防災技術）
Tatsuya Shibasaki

1. はじめに

松島湾の地形の成り立ちに巨大地すべりの発生が関与し，湾内・湾沖の島々が地すべりによる流れ山であるとする説が，長谷川ら[1]により提唱されている．2011年東北地方太平洋沖地震では，松島湾の島々で海食を受けた斜面の岩盤崩壊が多発したが，長谷川ら[2]はこれらの崩壊の素因として過去の地すべりによる潜在的な岩盤の割れ目や緩みが影響を与えたとの見解を述べている．

筆者は18年前の1994年，大学3年生の野外調査実習として松島地域の一部の地質図を検討する機会があり，中新統松島湾層群の分布域において小断層の発達した岩盤露頭を多数確認した．長谷川ら[1]が指摘している地すべり想定域にそれらの露頭が位置することから，地層の破断の成因に地すべりが関与した可能性も気になり，当時観察した露頭の再観察を行った．結論としては，観察した小断層群は堆積した中新世の時代のもので，長谷川らの巨大地すべり説との関係は薄いと考えているが，地盤の破壊・変形様式等を理解する上で有益な露頭が多いと再認識するに至った．本発表ではその露頭状況を報告する．

2. 松島湾層群に発達する小断層

中新統の松島湾層群は，三畳系の利府層と白亜系の利府花崗岩類を不整合に多い，下位から塩釜層，佐浦町層，網尻層，松島層および大塚層に区分されている[3]．今回報告する露頭箇所は，松島湾奥の高城川河口域周辺に集中し，主に松島層・大塚層が分布する．松島層は珪長質凝灰岩を主体とする海成層で，大塚層は主に珪藻質泥岩からなる．松島湾層群は，「面なし断層の宝庫である」との垣見[4]の紹介もあるように，小断層が発達することで知られている．小断層に切られた地層が広域的にブロック化しており，河口域周辺には，NNW-SSE方向とENE-WSW方向の断層系（高城川断層群）やNNW-SSE方向とNNE-SSW方向の断層系（古浦断層群）が推定されている[3]．これらの小断層は，松島湾層群堆積後（約15Ma）の隆起運動に伴い形成されたと推定されており，上位の志田層群は浅海化に伴う砂質堆積物が主体で小断層の発達は乏しい[5]．

3. 小断層の性状

小断層を観察した露頭の位置（Loc.1～9）と，断層面の走向傾斜を図-1に示す．以下に世界測地系（WGS84）での位置情報とともに，代表露頭の状況を概説する．

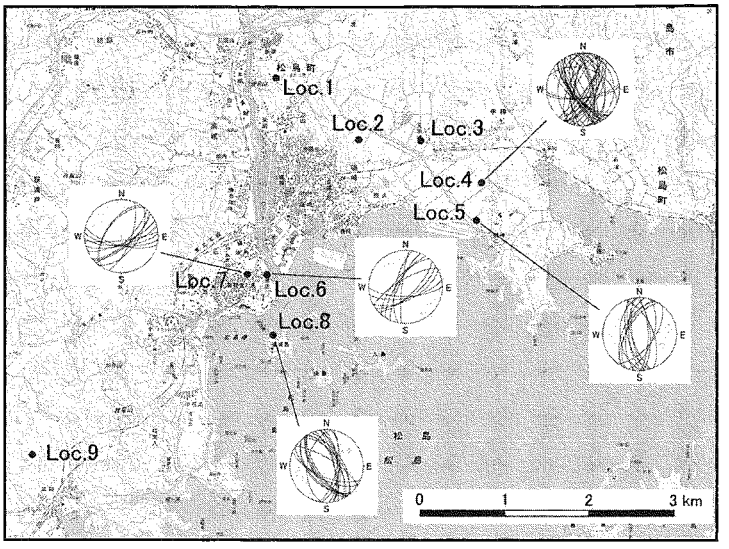
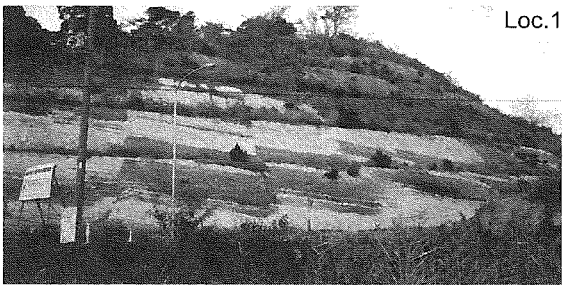


図-1 小断層を確認した松島湾奥の露頭の位置

＜**Loc.1**＞（位置：38.3947011, 141.070708）

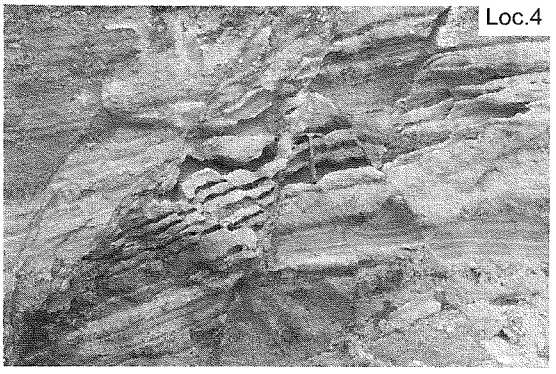


松島運動公園入口の切土法面の写真（1994年11月筆者撮影）．無数の小断層に切られた地塊が全体的に将棋倒し状に傾動し，半地溝状の構造をなす．断層面の走向は見掛けの計測でほぼN-S方向であった．現在は緑化されて植生が繁茂し，露頭状況の観察はできない．

＜**Loc.2**＞（位置：38.3883564, 141.0816943）

水田地帯に小さな島として残る岩体の露頭．断層面の上盤側の地塊の滑落に伴い地層が撹乱し，断層面近くのシルト塊が引き延ばされた変形構造が観察できる．

＜**Loc.4**＞（位置：38.3836827, 141.0976105）



複雑に切り合う小断層群．

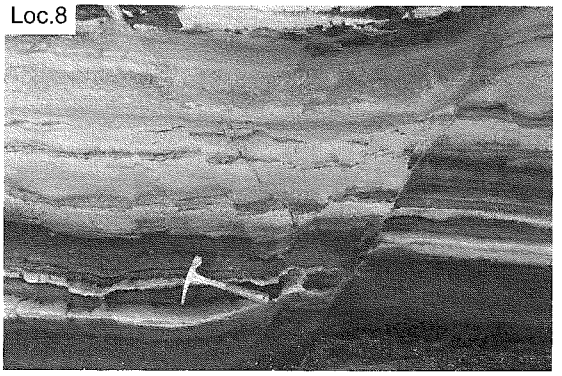
＜**Loc.5**＞（位置：38.3799128, 141.0973048）

教科書的な共役な小断層群．

＜**Loc.6**＞（位置：38.374143, 141.0698497）

地溝・地塁状の破断が認められる岩盤露頭．

＜**Loc.8**＞（位置：38.3675778, 141.0702949）



福浦島の北側の湾にみられる露頭．地溝部に共役な小断層群が発達する．主断層面の側にはアンティセティック断層が発達し，特定層のステップ状の変形がみられる．

＜**Loc.9**＞（位置：38.3553964, 141.0377919）

利府町赤沼の採石場の大規模な切り取り面．利府層を不整合に覆う松島湾層群を観察できる．不整合面より上位の地層が小断層により切られ，地塊がブロック化している．

4．露頭の意義

松島湾周辺に分布する中新統松島湾層群には，正断層センスのずれを有する小断層が発達する．地層の破断の性状を詳細に観察できる露頭が数多く残されている．多くは癒着した面なし断層であり，中新世における造構運動に起因したもので，未固結の状態にある海底下の地層が地震などによって伸長場で破壊・変形したイベントを記録していると考えられる．

観察した地層の破断性状は，粘土や砂を用いたスケールモデル実験でみられるような土の破断の構造を連想させ，層すべり型地すべりの頭部陥没帯の内部構造や移動体の変形構造などとも類似している．応用地質学的な側面からも地盤防災の技術者が参考にできる部分も多く一見の価値があると思われる．現在松島ではジオパークに向けた活動も始まっており，露頭へのアクセスも比較的容易であることから，観光・教育資源としても活用が期待できる．

謝辞：本発表にあたり，東北大学理学部地球惑星物質科学科より，1994 年度三年夏期野外実習レポートを閲覧させて頂いた．掛川武教授には資料閲覧に際し便宜を図って頂いた．記して感謝申し上げます．

参考・引用文献

1) 長谷川修一・野々村敦子・山中稔・Ranjan Kumar Dahal・澤田臣啓（2008）：日本三景松島は巨大地すべりによって形成された．平成 20 年日本応用地質学会研究発表会講演論文集, pp.135-136
2) 長谷川修一・Ranjan Kumar Dahal・野々村敦子（2012）：松島巨大地すべり説による東北地方太平洋沖地震における松島湾における津波被害軽減と岩盤崩壊多発の説明．第 47 回地盤工学研究発表会, pp.1667-1668
3) 石井武政・柳沢幸夫・山口昇一・寒川旭・松野久也（1982）：松島地域の地質．地域地質研究報告（5 万分の 1 図幅），地質調査所，121p
4) 垣見俊弘（1965）：断層と割れ目を測る．地質ニュース，No.133，pp.44-54
5) 柳沢幸夫・秋葉文雄（1999）：松島地域の中新世珪藻化石層序の再検討．地質調査所月報, Vol.50, No.7, pp.431-448

P11. 概要調査に向けた断層の水理特性の調査・評価手法に関する検討

—Wildcat 断層の構造と水理特性—

Development of Hydrologic Characterization Technology of Fault Zone for Preliminary Investigations:
Structure and hydrologic characterization of the Wildcat fault

○田中姿郎，濱田崇臣，上田圭一，伊藤久敏（電力中央研究所），大西セリア智恵美（米国地質調査所）
佃　十宏（電力中央研究所），後藤淳一（原子力発電環境整備機構）
唐崎建二（米国ローレンスバークレー国立研究所），木方建造（電力中央研究所）
Shiro Tanaka, Takaomi Hamada, Keiichi Ueta, Hisatoshi Ito (CRIEPI), Celia Tiemi Onishi (USGS),
Kazuhiro Tsukuda (CRIEPI), Junichi Goto (NUMO), Kenji Karasaki (LBNL), Kenzo Kiho (CRIEPI)

1. はじめに

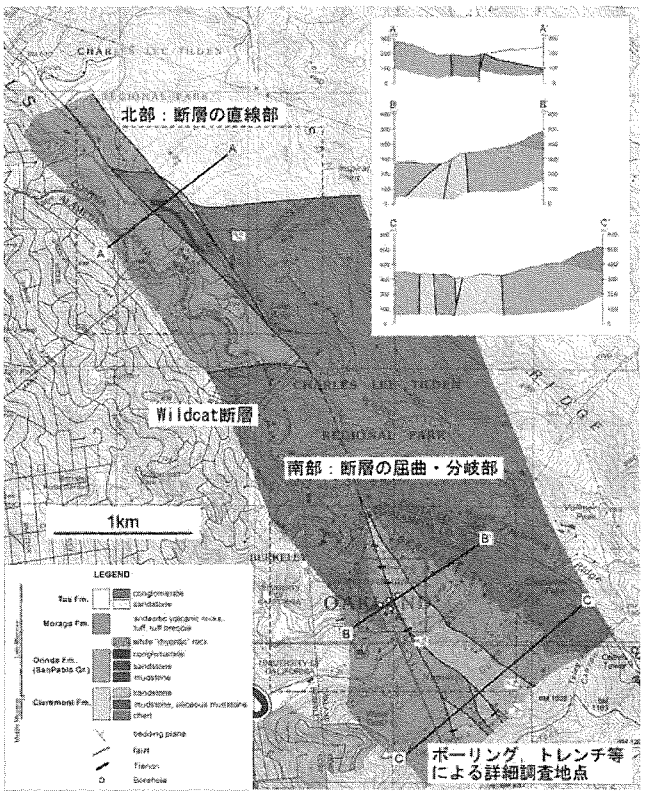
高レベル放射性廃棄物処分の概要調査段階において，断層の水理特性を合理的・効率的に把握・推定するための体系的な調査・評価手法の開発が，原子力発電環境整備機構（NUMO）とローレンスバークレー国立研究所（LBNL）と共同で進められてきた．著者らは，断層の地質特性と水理特性を関連付ける断層のタイプ分類法の机上検討と，Wildcat 断層を対象とした現地調査を実施してきた[例えば[1],[2]]．本論では，地表調査とボーリング調査に基づき推定した断層の構造と水理特性について報告する．なお，本研究は原子力発電環境整備機構における「断層の水理特性の調査・評価手法に関する検討」の中で実施した．

2. 調査地域の地質概要

調査対象である Wildcat 断層は，米国カリフォルニア州に分布する北西—南東走向，長さ約 20km の右横ずれ断層である．現地調査に先立ち空中写真判読と断層のタイプ分類を行い，主要な調査地域となった LBNL 周辺は，断層の屈曲部（ジョグ部）に区分され，透水異方性が低いことが予想された[2]．調査地域には主に，砂岩・泥岩・チャートからなる中部中新世の Claremont 層，砂岩・泥岩（シルト岩）・礫岩からなる後期中新世の Orinda 層と San Pablo 層群（同時異相），これらを被覆し火山角礫岩から構成される後期中新世の Moraga 層が分布している（図—1）．これまでの報告では Wildcat 断層は Claremont 層と Orinda 層/San Pablo 層群の境界をなす断層とされており，Moraga 層では Wildcat 断層による変位は確認されていない．

3. 調査結果

空中写真判読，地表調査とトレンチ調査から推定した断層分布を跨ぐ様に鉛直井を 3 孔（西側：WF-1，2，東側：WF-3），断層を西から東に貫通する様に傾斜井を 2 孔（WF-4，5）掘削し，Fa～Fd の 4 つの主要な断層帯を確認した．これらの断層は南東に向かって分岐



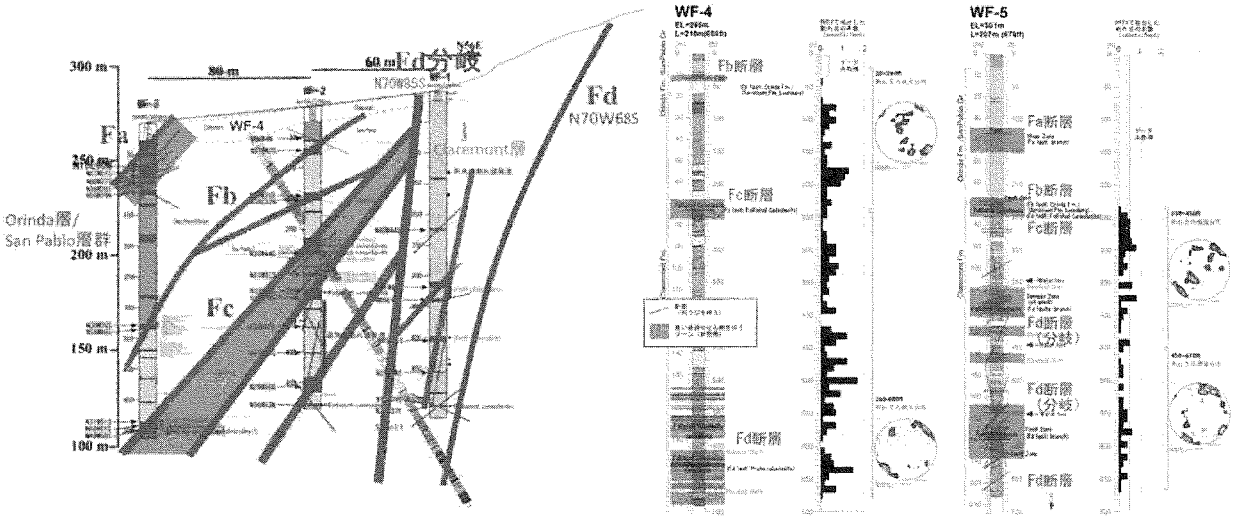
図—1　Wildcat 断層周辺の地質構造．

する構造を呈する．このうち Fd 断層を，その破砕規模と性状から Wildcat 断層の主断層と判断した．各ボーリング孔で確認した主な断層の分布を図—2 に示す．

以下に，各断層の性状と予想される透水性を示す．

Fa 断層：Orinda 層/San Pablo 層群のシルト岩中に発達する断層であり，East Canyon 断層に対比される．幅広い剪断帯により特徴づけられる．断層周辺は開口割れ目が少なく，低透水と考えられる．

Fb 断層：Orinda 層/San Pablo 層群と Claremont 層の境界をなす低角～中角の断層であり破砕の程度は弱い．Orinda 層/San Pablo 層群側では幅広いせん断帯を伴う．WF-2 孔では境界に火成岩を伴うため関係



図—2 東西断面における断層の分布(左)とWF-4孔とWF-5孔の不連続面の対比(右).

は不明瞭であるが，Orinda層/San Pablo層群の下底部に礫岩を伴うことから，不整合的な関係の可能性もある．WF-5孔ではFc断層に収斂すると考えられる．

Fc断層：断層主部において固結した断層ガウジの発達，葉片状カタクレーサイトの発達を伴う断層であり周辺の破砕幅も広い．破砕の様式と固結の程度から後述するFd断層より破砕は弱く，延性的な破砕をしており，活動時期も古い断層と考えられる．WF-2, 3孔では，Claremont層中に鱗片状劈開発達したOrinda層の細粒砂岩とSan Pablo層群の礫岩を狭在しており，比較的軟質なOrinda層/San Pablo層群が断層運動により延性的に変形しながら取り込まれたことが示唆される．またClaremont層中に白色の凝灰岩質火成岩の貫入を伴い周囲に接触変成作用を受けた黒色の泥岩を伴う．断層周辺は割れ目密度が高く，断層帯沿いに地下水が流動しやすいと考えられる．

Fd断層：WF-4孔下部で確認された厚い断層ガウジを伴う断層であり，プロトカタクレーサイト，葉片状カタクレーサイトが発達する．本調査で確認した断層のうち最も破砕規模の大きい断層であり，Wildcat断層の主断層と判断される．WF-5では角礫化を伴うカタクレーサイトは出現せずWF-4と比較して破砕の程度が弱いことから，WF-5孔はFd断層の主部には到達しておらず分岐断層をとらえている可能性がある（図—2）．断層帯及び隣接する高角度節理帯に沿って，地下水が流動しやすいと考えられる

4. 断層の構造と水理特性

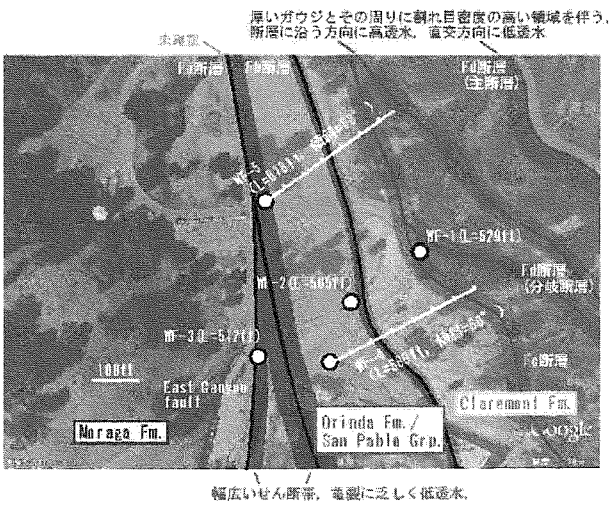
断層の分類と対比から断層の構造を，そして水理試験の結果から断層周辺の水理特性を推定した(図—3)．

なお，断層の構造と水理特性については複数の概念モデルが提案されているが，ここではそのうちの一つを示す．このモデルでは，Fc断層・Fd断層にガウジが発達し，その周辺に割れ目密度の高いゾーンが存在することから，断層帯に沿った地下水流動が卓越している（高い異方性を示す）と考えられる．

引用文献

[1]：後藤ほか（2012）断層の水理特性の調査・評価手法に関する検討：現地調査による実証と高度化，日本地球惑星科学連合 2012年度連合大会, SCG61-P03.

[2]：田中ほか（2010）概要調査に向けた断層の水理特性の調査・評価手法に関する検討：(2) 断層のタイプ分類に基づく検討，平成 22 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，p.221.



図—3 断層の水理特性の概念図．断層は地表での分布を示す．断層沿いの赤色ハッチが高透水ゾーン．

P12. 段丘対比・編年指標の適用性向上のための段丘礫の風化性状調査

Research for weathering characteristics of gravel terrace to improve applicability of index for terrace correlation and chronology

濱田崇臣（電力中央研究所）
Takaomi Hamada

1. はじめに

段丘礫層は，クサリ礫の存在の記載などに見られるように，一般に，古い段丘のものほどの風化が進んでいる．近年では，礫の風化程度を有効間隙率や風化皮膜厚を用いて定量的に示すことにより，年代指標としての有効性が示されてきている [1, 2]．指標火山灰の情報，地形層序による対比・編年が難しい条件の地域では，有効な対比指標となると考えられる．しかし，定量的な指標として扱う上で，調査・分析での留意事項や適用の制限条件については，不明な点が多く残されている．そこで，段丘礫の風化パターンの違い，風化程度の強弱とそのばらつきを調査し，留意事項や適用の制限条件を整理した．

2. 調査の対象と項目

主要な調査対象地域は，火山灰層序の年代情報が充実し，信頼性の高い段丘対比・編年がなされている [3, 4] 新潟県中越地域とした．対象地域に分布する段丘礫層の野外露頭および段丘礫層を貫いて掘削した1本のボーリング試料から得られた段丘礫について，礫径，有効間隙率の測定，半割切断面の観察による岩種区分，風化皮膜厚の計測を行った．また，礫の切断面で，長軸に沿って測色計（コニカミノルタ製 分光測色計 CM-600d）による L*a*b*表色系の測色データを取得し，観察結果に客観性を持たせた．

中越地域の段丘礫は，安山岩を主として火成岩の割合が多く，礫の岩種に偏りがある [4, 5]．そこで，堆積岩礫を多く含む和歌山県熊野川流域，徳島県那賀川流域，高知県物部川流域，宮崎平野地域に分布する段丘の礫の観察も併せて行い，岩種による風化パターンの違いを確認した．

3. 段丘礫の風化性状を左右する条件

(1) 礫の岩種

礫の岩種によって，風化のパターンが異なる傾向がある．中越地域に多い安山岩礫は，明瞭な風化皮膜を形成しているが（図-1a），和歌山県熊野川流域などの砂岩礫では，風化皮膜はやや不明瞭なものが多く（図-1b），風化皮膜を持たず中心部までほぼ均質，均一に風化しているものも見られ，多様な風化パターンのものが混在する．花崗岩，花崗閃緑岩などは，中心部までほぼ均質に風化するパターンを示すものが多いが，一部の礫では不明瞭な風化皮膜を形成しているものも見られる．

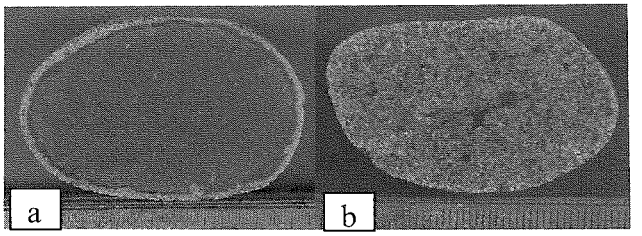


図-1 異なる風化パターンを示す段丘礫の切断面
a: 中越地域の安山岩礫，b: 熊野川流域の砂岩礫

(2) 礫径

中越地域の安山岩を対象とした検討の結果，同時代の段丘礫同士では，礫径が小さいものの方が，有効間隙率が大きい傾向がある．安山岩礫は風化皮膜を持っていることから，礫径が小さいものほど全体の体積に占める風化部分の割合が大きくなるためと考えられる．しかし，風化皮膜厚がわずかでも有効間隙率が大きい値を示す礫も存在することから（図-2），有効間隙率の増加のすべてが風化皮膜によって賄われているのではないと考えられる．

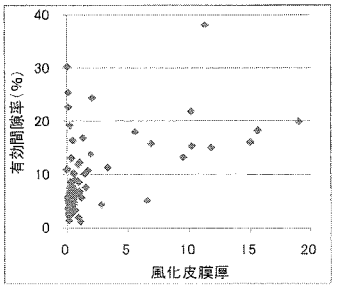


図-2 中越地域津南地区の安山岩礫の風化皮膜厚と有効間隙率の関係

(3) 地表からの深度

中越地域のボーリング試料の安山岩礫を対象に風化皮膜厚，有効間隙率を検討した結果，孔口から深度5m 付近を境として，礫層上部において風化程度が強い傾向が認められる（図-3）．礫層浅部では，風化皮膜が厚く，有効間隙率が大きい礫が含まれるが，礫層深部と同程度の風化程度の弱い礫も存在する．

中越地域の野外露頭から採取した礫試料でも，ボーリング試料と同じ形成年代を示す段丘のものは，ボーリングの礫層上部と同程度のばらつきをもつ．また，露頭の礫に見られるばらつきは，同時代の段丘では南

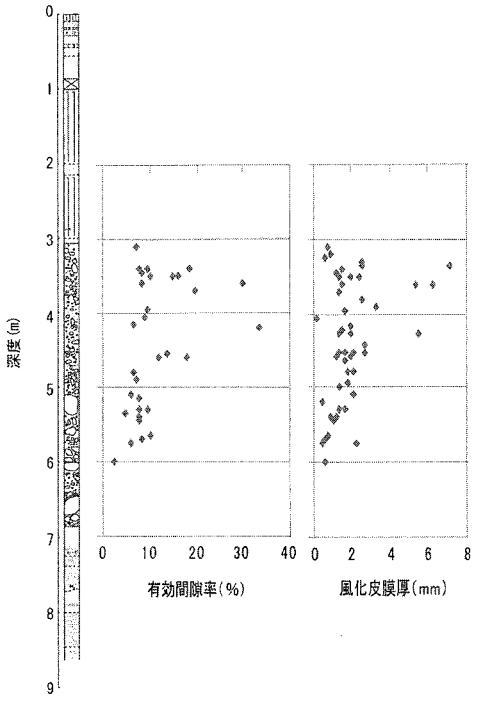


図-3 中越地域山本山段丘の安山岩礫の風化皮膜厚と有効間隙率

西部の津南地区を除き，個々の露頭同士でほぼ同じ幅をもつ．野外露頭の礫試料の採取は，礫層の最上部付近のほぼ同一の深度に限定していることから，段丘礫層は，地表に近い浅部において風化が進み，その風化作用は空間的に不均一に進行していると考えられる．

一方で，中越地域南西部の津南地区の段丘は，被覆層が厚いため，北東部に比べて部礫層の風化程度が弱い傾向にある．津南地区では被覆層の厚さが，MIS6の段丘（約14万年前）で3.5～4m，MIS8の段丘（約25万年前）では7.5mであり[5]，ボーリングで地表から約5mの深度を境にして，風化程度が異なるのと同様に，地表からの深度のため，風化作用が抑制されていると考えられる．

4. 風化性状を考慮した段丘対比指標の適用法

段丘礫の風化程度を対比・編年の指標として扱うには，上述の通り，礫の岩種，礫径，地表面からの深度等に影響があり，これらを考慮した調査・評価が必要と考えられる．

まず，岩種については，対象地域の段丘礫の中から，風化パターンが共通する同一の種類のものを選ぶことが重要になる．例えば，砂岩礫のように，異なる風化パターンが混在する岩種では，風化皮膜の有無，風化が進行した際の脱色，変色の範囲や色彩が異なっているため，風化程度の定量的に評価することが難しい．その点，安山岩は，比較的明瞭な風化皮膜を形成するため，指標として適している．

礫径を揃えることは，有効間隙率を用いて風化程度を評価する上で必要である．一方で，礫層内に風化程度のばらつきが存在することから，試料数を増やす必要がある．ボーリング試料で得た風化程度のばらつきをみると，一つの露頭あたり最低でも10個，できれば20個程度以上が望ましい．また，試料の観察・採取深度を礫層表層部に限定する必要性もある．段丘礫層の平均的な露頭の規模を1m四方程度と考え，その中で試料数を稼ぐとすれば，礫径10cm程度の礫を観察・採取するのが現実的と考えられる．

岩種，礫径の統一，観察・試料採取深度の限定を行ったうえでも，とくに，古い段丘では風化が強い礫と弱い礫が混在し，データのばらつきが残る．このようなデータは，ボーリング試料の分析結果から，強い風化を示すデータの方を該当する段丘を代表する風化程度と解釈する必要がある．

また，地表面からの深度の影響を考えれば，極端に被覆層の厚い段丘のデータについては，段丘の年代に対応した風化程度になっていない可能性があることを注意すべきである．中越地域では，地表からの深度5m程度が境となっていると考えられ，目安にすることができる．

5. まとめ

以上のように，段丘礫の風化程度を対比・編年の指標として扱う上では，岩種を区別し，礫径や調査・採取した深度を考慮した上で，評価することが重要と考えられる．これらの条件を揃えた上で，なお残るばらつきの成因については，現時点では，詳細は不明である．今後，これらをばらつきの成因を明らかにすることにより，段丘対比・編年指標としての信頼性と精度を高めることができるものと考える．

引用文献

1) 濱田崇臣・幡谷竜太（2009）段丘堆積物の風化に基づく段丘の対比・編年の信頼性向上，電力中央研究所報告，N08063，33p.
2) 濱田崇臣・幡谷竜太（2011）河成段丘を用いた内陸部隆起量評価手法の適用性の検討，N10050，28p.
3) 幡谷竜太・柳田誠・山本真哉・佐藤賢・古澤明(2006) 新潟県魚沼丘陵北部の河成段丘の層序．応用地質，47，140-151.
4) 早津賢二・新井房夫（1981）信濃川中流域におけるテフラ層と段丘形成年代，地質学雑誌，7，791-805.
5) 島津光夫・立石雅昭（1993），苗場山地域の地質．地域地質研究報告（5万分の1地質図幅），90p，地質調査所.

P13　徳島平野地下に分布する海成更新統の層序と物性（予報）

Stratigraphy and soil properties of Pleistocene marine sediment in the Tokushima Plain, Japan

○西山賢一（徳島大学）・庄瀬智大（徳島大学・院）・川村教一（秋田大学）・磯野陽子（エイト日本技術開発）・田村俊之（ニタコンサルタント株式会社）

Ken-ichi NISHIYAMA, Tomohiro SHOSE, Norihito KAWAMURA, Yoko ISONO and Toshiyuki TAMURA

1．はじめに

中央構造線活断層系の南側を流れる吉野川の河口域に広がる徳島平野では，沖積層の下位に，主に礫質堆積物からなる更新統（北島層）が分布することが知られていた[1]．この更新統は，中央構造線活断層系に隣接した鳴門市板東（徳島平野の北縁）では，沖積面から－500m以深にまで分布しており，着岩していない[2]．このことから，徳島平野の地下には，吉野川中流域に分布する土柱層や，近畿地方に広く分布する大阪層群に相当する厚い更新統が伏在していると考えられる．

今回筆者らは，この更新統から貝化石を含む海成層を複数枚見出した．この海成層の層序と年代を把握するため，ボーリングコアの層相観察，炭質物・貝化石の年代測定，火山ガラスの屈折率測定を行った．また，堆積環境を把握するため，堆積物のCNS元素分析，pH・EC試験，色彩測定を行い，海成・非海成層の土質特性の把握を試みたので報告する．

2．ボーリングコアの層相と対比

観察したオールコアボーリングは6本，一部の試料のみを観察・採取したコアが6本であり，このほか，四国地盤情報データベースをはじめとする多数のボーリング柱状図を参考とした．特に，徳島市東部では，TP－50m以深まで掘削したボーリングコアが複数観察できた．吉野川北岸河口にあたる徳島市川内から，勝浦川河口にあたる徳島市津田に至る，徳島市東部を南北方向に通る地質断面図を図-1に示す．－40m付近までが沖積層であり，それより深部が北島層とみなされる．沖積層の海成層の基底は，東（紀伊水道側）および北（中央構造線活断層系側）に向かって低下する傾向が認められる．－45～－70m付近には，貝化石をしばしば含む厚さ10m程度のシルト層が，その下位にあたる－70～－80m付近にも，同様に貝化石を含む厚さ10m弱のシルト層が，それぞれ分布しており，いずれも北または東に向かって深くなる．この両者は海成層と見なされる．さらに深部の－90m付近にも，厚さ5m程度のシルト層が分布するが，これからは貝化石を見出していない．

徳島市南東部の津田付近では，－90～－100m付近で基盤の三波川変成岩に着岩しているが，吉野川河口以北では着岩したコアは存在しなかった．吉野川以北で最も深いボーリングは，鳴門市大津で掘削された－150mで，沖積層より下位にある貝殻片を含む海成層が－110～－120m付近に1層のみ見出された．

3．テフラの抽出・屈折率測定結果

ボーリングコアからは，火山ガラスの屈折率測定に基づき，下位から，AT（29 cal ka BP），SUk（三瓶浮布，21～22 ka），K-Ah（7.3 cal ka BP）の3枚のテフラが同定された．ATは鳴門市撫養（－39.2m），板野町犬伏（－19.2m），板野町川端（－22.8m）の3地点，SUkは板野町川端（－16.8m）と徳島市かちどき橋（－27.2m）の2地点，K-Ahは，板野町犬伏（－5.9m）と徳島市かちどき橋（－18.2m）の2地点である（値はいずれもTP）．従来，徳島平野で分布が知られていたK-Ahに加え，その下位からATも確認されるとともに，両者の間にSUkが含まれることが新たに確認された．

4．炭質物・貝化石の ^{14}C年代測定結果

徳島市かちどき橋コアのTP－27.2m付近から採取された炭質物（腐植）の^{14}C年代（暦年）は11,160～10,720 cal yrs BPとなった．この腐植層の直下からSUkが見出されている．SUkの年代は20～21 kaとされているが[3]，今回の結果からすると，従来の推定よりも若くなる可能性がある．一方，TP－45.6mのシルト層から採取した貝殻片の^{14}C年代は44,000 yrs BP以前となった．このことから，北島層の上部に挟在する海成層は，おそらく最終間氷期（酸素同位体ステージ5e）の海進堆積物と考えられ，大阪層群の海成粘土層Ma12に対比可能と考えられる．さらに下位の－70～－80m付近に挟在する海成層は，酸素同位体ステージ7の海進堆積物である可能性がある．

5．堆積物のCNS元素分析・pH・EC・色彩測定

更新～完新統の堆積環境を推定するため，堆積物の実体顕微鏡観察とともに，堆積物のCNS元素分析ならびにpH・EC・色彩測定を行った．

実体顕微鏡観察によれば，海成層では，しばしば石膏の結晶が析出していることが確認された．堆積物のTOC（全有機炭素）は，海成層～汽水成層で0.5～0.7%と高く，非海成層では0.2%

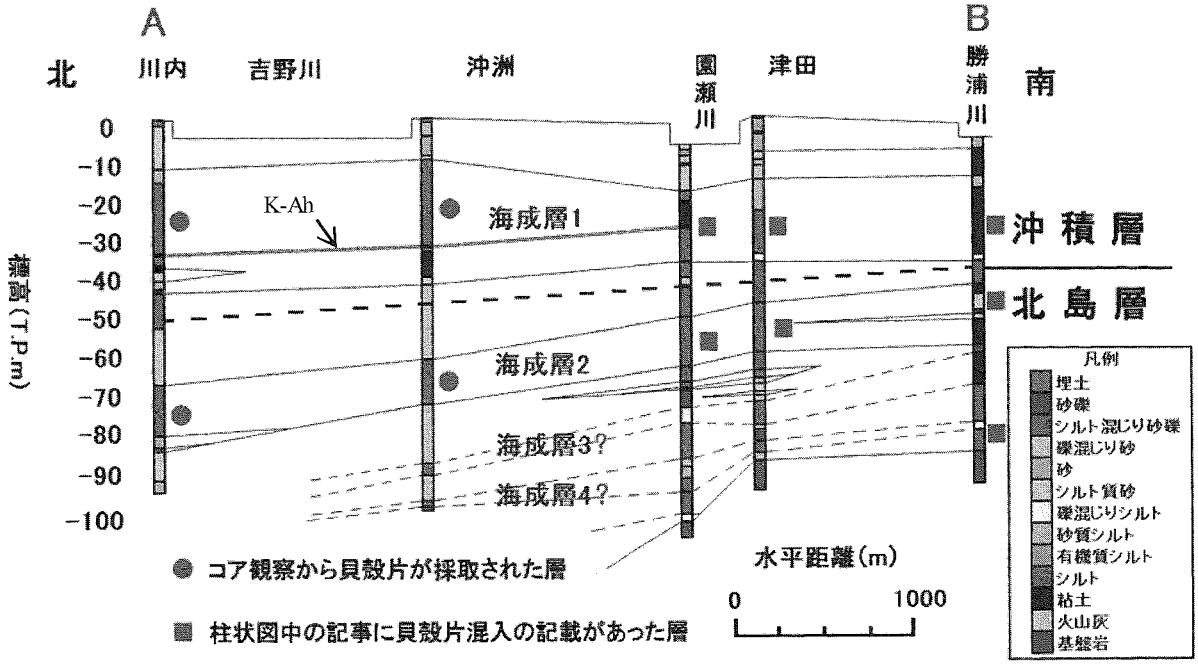


図1　徳島平野東部における地質断面（南北断面）

以下と低い．堆積物のTS（全硫黄）は，貝殻片を混入する海成層および汽水成層では0.3～0.6%と高く，非海成層では0.1%以下と低いことから，海成層には黄鉄鉱などの硫化鉱物が相対的に多く含まれていることが示唆される．pHは，海成層～汽水成層で3.5～6.5程度とやや低く，非海成層で6.2～7.8程度とやや高くなったことから，海成層では，初生的に含まれる黄鉄鉱などの硫化鉱物の酸化分解に伴う硫酸の生成がpH低下の原因と考えられる．堆積物の色彩値は，非海成層でa*，b*値が高く，海成層より褐色化が進行している．このように，これらの指標値は，海成・非海成で明瞭な差が認められることが多く，堆積環境を示す指標として有用であることが確認された．色彩値は，一軸圧縮強度・圧縮指数・塑性指数といった地盤工学的指標値とある程度の相関を持つことから，色彩値を用いた地盤物性の推定が可能となる[4),5)]．

6．平野地下における海進堆積物の分布形態と沈降速度

ボーリング資料に基づく海進堆積物の平野地下における分布形態を検討する．徳島市かちどき橋でTP－45m付近に存在する最終間氷期と思われる海進堆積物は，沖積層の基底標高と同様に，東（紀伊水道側）および北（中央構造線活断層系側）に向かって低下する．吉野川北岸の徳島市川内では，海成層の挟在標高が－70～－80mと深くなっている．さらに北，鳴門南断層の南に隣接した鳴門市大津のボーリングで－110～－120m付近に見出された海成層が，最終間氷期の海進堆積物であるとすると，過去12万年間における徳島平野北部の沈降量が100mを超え，沈降速度が1m/1,000年にも達することになる．これに関して，鳴門南断層付近で掘削された複数のボーリング資料の解析結果では，完新世における鳴門南断層の上下方向の平均変位速度が1.2mm/yrと見積もられている[6)]．今回得られた見積もりは，1mm/yrに達する沈降速度が，完新世にとどまらず，最終間氷期まで連続する可能性を示唆する．

徳島平野では，中央構造線活断層系・板野断層のすぐ南で掘削された深度507mのボーリング（板東観測井）において着岩せず，孔底まで厚い礫質堆積物からなることが知られている[2)]．このことは，中央構造線活断層系の活動に伴い，北側の和泉層群の山地が隆起し，南側の徳島平野側が顕著に沈降してきたことを反映すると考えられる．今回得られたボーリング資料に基づく最終間氷期の海進堆積物の分布形態・深度は，徳島平野を埋積する厚い第四系の層序・年代の解明とともに，徳島平野と中央構造線のテクトニクスを検討する上で貴重な資料といえる．また，最終間氷期の海進堆積物より下位にも海進堆積物が含まれることから，テフラや生層序に基づく層序・年代の確定を進める予定である．

参考文献：

1) Kawamura, N. (2006) Revised chronostratigraphy of the late Quaternary, Tokushima Plain, Southwest Japan. Jour. Geoscience, Osaka City Univ., 49, 103-117.

2) 佃　栄吉・佐藤　努（1996）徳島県鳴門市板東観測井周辺の地下構造．第11回地質調査所研究講演会資料，90-93.

3) 町田　洋・新井房夫（2003）新編　火山灰アトラス．東京大学出版会，336p.

4) 磯野陽子・木村隆行（2005）色彩測定による堆積環境と土質特性の評価．日本応用地質学会平成17年研究発表会発表論文集，161-164.

5) 西山賢一・木村隆行・磯野陽子・井上　弦（2011）色彩計を用いた岩石・土壌の色彩測定法．応用地質，52，62-71.

6) 中西利典・竹村恵二・岡田篤正・森野道夫・林田　明（2002）ボーリング試料高密度連続分析に基づく徳島平野における中央構造線活断層系の活動．地学雑誌，111，66-80.

P14. CCS 実証サイトにおける微小振動観測－初期観測結果について－

Microseismic monitoring at CCS demonstration sites - Introduction of initial data results -

橋本励，高岸万紀子（RITE），楠瀬勤一郎（AIST），
○堀川滋雄（サンコーコンサルタント㈱），薛自求（RITE）
Tsutomu Hashimoto, Makiko Takagishi, Kin-ichiro Kusunose, Shigeo Horikawa, Ziqiu Xue

1 はじめに

CO_2 地中貯留によって微小振動が発生する可能性が懸念されている。CO_2 圧入によって生じる微小振動は，海外事例を踏まえると発生してもごく微小なものと想定されるものの，社会的受容性の観点からもサイトにおいて微小振動を連続的にモニタリングすることが重要である。RITE では，ローレンスバークレー国立研究所（LBNL）およびテキサス地質研究所（BEG）と連携・協力して，平成 22 年度から CO_2 圧入時の微小振動に関する調査研究を進めている。微小振動を長期観測し，CO_2 圧入と微小振動との関連性（微小振動の有無，規模，分布状況）について調査研究するとともに，本サイトで得られた知見をもとに，将来わが国における CCS 実証試験や CCS 実用化時に必要な微小振動観測手法について検討･構築することを目的としている。

平成 22 年度には米国内 CCS 実証サイトのひとつであるミシシッピ州の Cranfield 油田を微小振動観測サイトとして決定し，昨年度は微小振動計の設置作業ならびに数ヶ月間データを取得した。

本発表では観測サイトにおける微小振動計の設置状況の紹介と，取得した初期データの結果について報告する。

2 微小振動計の設置作業

微小振動観測網の構築に際しては，事前に現地調査を行い，微小振動計の設置地点を検討した後に，微小振動計システム設置工事を行った。

2.1 微小振動計の配置

微小振動観測の対象は，CO_2 圧入に伴って生じる可能性のある微小振動と，自然地震である。微小振動は，CO_2 の圧入井周辺に発生する張力型の破壊と CO_2 プリューム内において既存の割れ目断層に沿ったせん断型の破壊が想定される。また，本域の自然地震は USGS などの既存地震観測網が非常に粗いために見落とされている可能性がある。これらの微小振動および自然地震を検知できるように，観測網は微小振動計 6 台を用いてサイト全体を半径 3km の円状アレイで取り囲むように配置した（図 1）。微小振動計は，地表ノイズを避けるために地下 300ft に設置した。

2.2 微小振動計埋設孔の掘削と設置作業

埋設孔の掘削作業と微小振動計の設置作業は以下の手順で実施した。

①掘削地点に掘削リグを搬入・設置。泥水用ピットを掘削。ブレードビットにより孔径 φ7inch（約 17cm）の孔を約 300ft ノンコア掘削。

②掘削中は約 30m 毎に孔曲り測定を実施。

③API 規格 4-1/2inch のケーシング(炭素鋼管)を孔底から地表部まで挿入。ケーシング管内でも傾斜角測定を行い，3° 以内であることを確認。

④ダミーの微小振動計を孔底まで降下させ，微小振動計が孔底まで正常に挿入されることを確認。

⑤地層とケーシングの隙間を埋めるために，クラス A セメント（API 規格）を用いてプライマリセメンティング（二栓式）を実施。

⑥固定したケーシング管内にダミーゾンデを降下させ，管内の安全を確認後に微小振動計を挿入。

⑦動作確認・方位設定後，セメンテーションにより固定。

⑧地上設備としてデータ収録装置を納めたキャビネット，太陽光パネル，GPS アンテナを設置。

⑨微小振動計の信号ケーブルと地上機器とを接続。安全のために地上機器を保護フェンスで取り囲み，台風・強風対策として地表部分にアンカーを取った荷紐で観測キャビネットを固定。

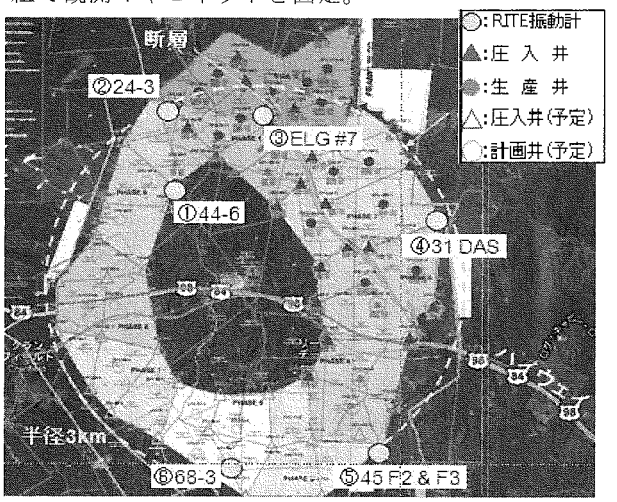


図 1 CCS 実証サイトにおける微小振動計配置図

3 実証試験サイトにおける微小振動観測結果

地上設備完了時点の 2011 年 12 月 8 日から観測を開始した。観測方法は，イベントトリガ方式ではなく連続観測方式を採用している。本報告では，7 月 19 日までの観測記録における処理・解析結果について示す。

3.1 ノイズ状況

サイトにおける主な人工ノイズ源は，サイト内を走行する作業車両等やサイトを東西に横断するハイウェイの走行車両などが考えられる。しかし日中と夜間の

平均ノイズレベルを対比すると，いずれの観測点とも日中は 0.18～0.26mkine，夜間は 0.16～0.21mkine で，ノイズレベルに大きな差はなく，微小振動計を地中に設置した効果が認められる。

3.2 周波数特性とハイパスフィルタ

各観測点の雑微動区間の波形記録からスペクトル図を作成し，サイトの周波数特性について検討を行った（図 3.1 参照）。各観測点において日中・夜間ともほぼ同様に 2 つのピークが存在するスペクトル形状を示している。ひとつめは 0.1～0.2Hz 付近に位置する大きなピークであり，周波数領域から海洋波浪に起因する脈動と考えられる。ふたつめは 10Hz よりも少し低周波側に小さなピーク（6～8Hz 程度）が確認でき，サイトの地盤（地質）の固有周波数と考えられる。

観測記録に含まれるノイズを軽減することを目的として，観測記録に対して 4 次のバターワース型フィルタを施した。フィルタの通過周波数は 0.5Hz のハイパスフィルタを用いた（図 3.1）。ハイパスフィルタ処理後の波形記録例を図 3.2 に示す。フィルタ処理後の平均ノイズレベルは約 10～20μ kine（約 10 分の 1）に下がっており，気象庁や防災科学技術研究所の微小地震観測点の雑音レベルと同等になった。これら諸機関が配備している微小地震観測網の検知能力を参照すると，本サイトの観測網では貯留層に震源を持つ M=0 ないし-1 程度のイベントまで検知することが期待できるものと考えられる。

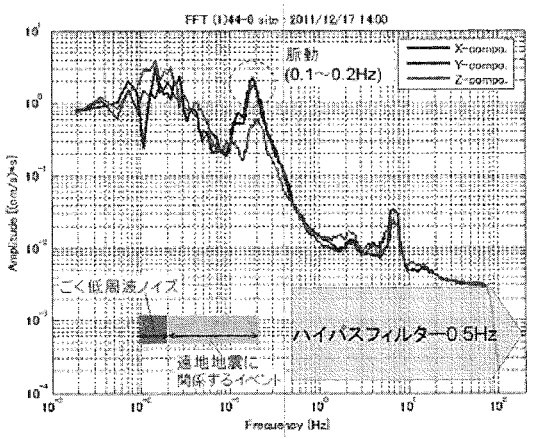
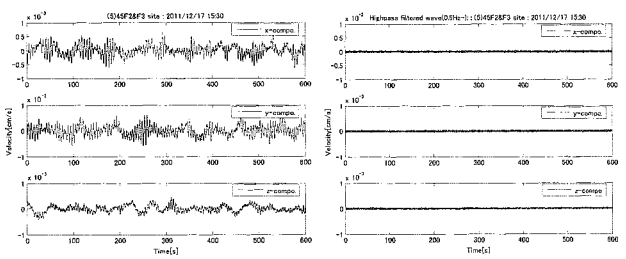


図 3.1 雑微動区間のスペクトル（44-6 地点，日中）



フィルタ処理前　　フィルタ処理後

図 3.2 ハイパスフィルタの効果

3.4 イベント抽出結果

イベント抽出作業は，どのような波形がサイトで観測されるのかを慎重に吟味・分類することを目的に，目視および自動処理を併用した。イベント抽出の方法は，複数の観測点でほぼ同時刻に同形状の波形が認められた場合にイベントとして抽出した。これまでに，遠地地震（図 3.3），雷ノイズ（図 3.4），人工ノイズ等が観測されており，遠地地震については，カリフォルニア湾で発生した M=4.6 の地震，スマトラ島沖で発生した M=7.2 の地震，フォークランド諸島南部（南極海）で発生した M=6.0 の地震等を含めて約 50 イベント確認できた。一方で，CO_2 圧入に伴って発生したと考えられる微小振動は観測されていない。

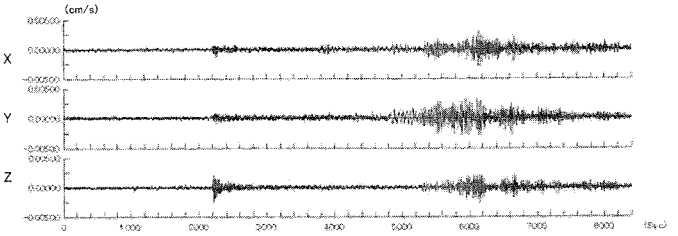


図 3.3 スマトラ島沖地震（2012 年 1 月 10 日,M=7.2, 震源の深さ 20.5km）の波形記録（①44-6 地点）

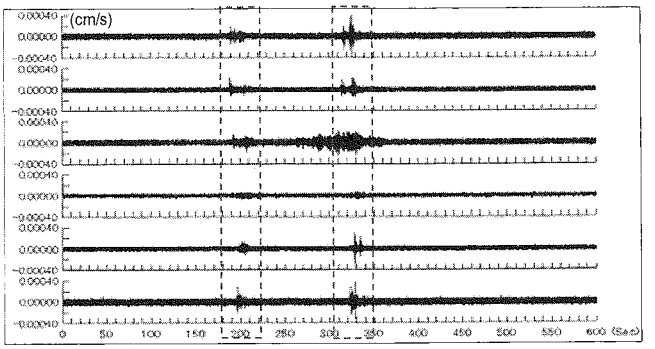


図 3.4 雷ノイズを伴う波形の例（各観測点の z 成分）

4 今後の展開

今のところ，ノイズレベルは小さく抑えられているものの，狙っている CO2 圧入に伴う微小振動イベントの信号レベルも小さいものと考えられる。今後、微小振動が観測されれば，そのシグナルをもとにフィルタ等を最適化し，検知精度の向上と自動化を図っていく必要がある。微小振動が観測されない場合には，地下から地表に至る減衰の影響を検討するとともに，条件が整えばごく小さな微小振動の発生の有無を確認するために，CO2 圧入層近くの深さに地震計を設置して観測を行うことも必要と考えられる。

将来的に CCS サイトで微小振動をモニタリングする際には，サイトの貯留層の①間隙圧，②地殻応力，③貯留層およびキャップロックの塑性変形特性などを予め調査しておくことで，より総合的な観点から微小振動の評価が可能となると考えられる。

5 謝辞

本プロジェクトは，経済産業省からの委託により実施した平成 23 年度「二酸化炭素回収・貯蔵安全性評価技術開発事業」の一部をとりまとめたものです。

P15. 井戸止水に関する止水問題について

About the leakage problem about well installation

○細矢卓志（中央開発（株））
Takashi Hosoya

1. はじめに

1 孔のボーリング孔で複数の試験を行う場合，孔内が複雑になることから止水の問題が生じる場合がある．

本発表では，沈下計，温度センサーなどから立ちあがった多数のケーブルが孔内に存在している場合の止水方法の問題点を明らかにする．

2. 井戸設置の仕様

本調査では，深さ 50～60m，孔径φ125～145 ㎜程度のボーリング孔を掘削し，VP75（外径 89 ㎜）の塩ビ管を設置した．塩ビ管にはスクリーンを 2 深度（上部，下部），温度センサーを概ね 5m ごと，沈下計 2 深度を設置した．なお，沈下計，温度センサーは塩ビ管の外側に設置しており，それらから連続するケーブルは塩ビ管とボーリング孔壁の間を通り地上に引き込む構造になっている．結果的に，塩ビ管とボーリング孔壁の間を通るケーブルは非常に多く入り乱れており，スクリーン部における止水が難しい構造となっている．

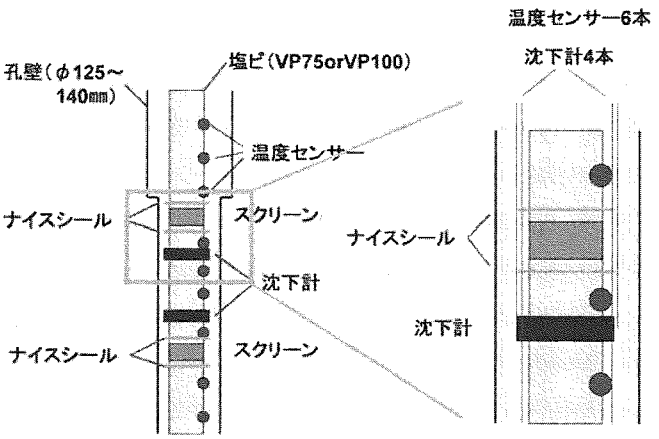


図-1　井戸設置の概要図

3. 井戸設置における止水方法の問題点

通常，井戸における止水の方法としてベントナイトペレット（水に触れると膨潤性を発揮するペレット）を投入するか，ナイスシール（吸水膨張性のゴム）を塩ビに巻きつけるか 2 つの方法しかない．ベントナイトペレットはφ10 ㎜弱の粒状の形態を示しているため，孔壁の形状には影響されず，止水性にすぐれるが，計画深度に設置することに難がある．一方，ナイスシールは予め塩ビ管に設置して（巻きつけて）建て込むため，計画深度に設置するという意味では優れているが，孔壁の状況に影響を受けるため，止水性に難がある．特に，ナイスシールは，孔壁と塩ビ管の間隔（幅）に応じて巻く枚数を調整するが，孔壁に凹凸があったり，実際の孔径が掘削径と異なる場合は止水できないというリスクを伴う（表 3-1）．止水にこのどちらの方法を選ぶかは状況に応じて選択するのが実情である．

ベントナイトペレットを写真 3-1 に，ナイスシール部におけるケーブルの設置状況と，膨張前後の状況をそれぞれ写真 3-2，写真 3-3 に示す．

表 3-1 ベントナイトペレットとナイスシールの対比

ベントナイトP	止水性高い ↓ ピンポイントでの止水難
ナイスシール	定深度での止水可能 ↓ 孔壁の影響受けやすい

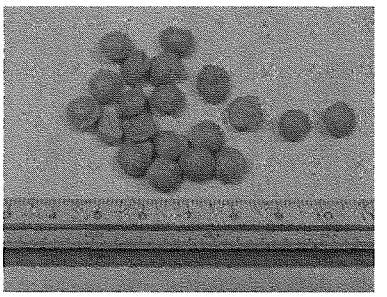


写真 3-1　ベントナイトペレット

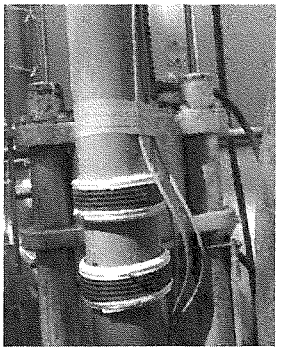


写真 3-2　設置状況

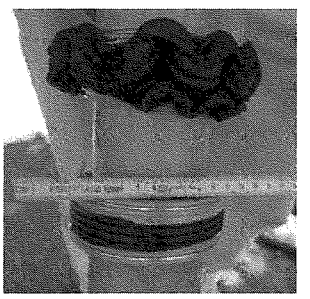


写真 3-3　膨張状況

5. 井戸設置結果と止水失敗事例

本報告では，止水に失敗した事例を取り上げる．武蔵野台地上で行ったA，B孔は，数m離れた位置関係で地質構成もほぼ同じである．しかしながら，全く同じ仕様で行ったにもかかわらず，井戸設置及びパッカー設置後に水位を確認したところ，一方（A孔）のボーリング孔の上部礫層部において止水が効いていないことが判明した．A孔，B孔の掘削状況及び止水結果を表5-1に示す．

表5-1　2孔の掘削状況の対比表

孔名	サンプリング方法	掘削時間	ベントナイトの使用	孔径	ナイスシールの厚さ	ケーブル固定法	止水結果
A孔	一部のみコアリング（無酸素）	短	×	φ125㎜	(D型1+E型2) 10.5㎜	束状に固定	×
B孔	ALLコア	長	×	φ125㎜	(D型1+E型2) 10.5㎜	四方八方に固定	○

5-1　A，B孔の地質構成

A，B孔が位置する地盤の地質は，上総層群の砂～シルト岩を主体とし，上部に段丘礫層とローム層が分布している（図5-1）．締りの良い砂～シルト岩を主体としているため，全体的に孔壁の維持は比較的容易である．井戸設置は上総層群中の2枚の礫層を対象にしている．

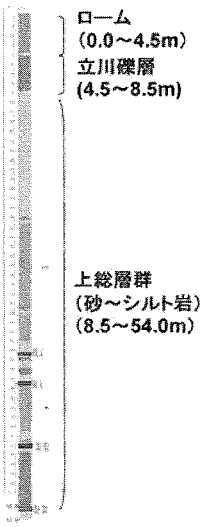


図5-1　A，B孔の地質柱状図

5-2　設置井戸の深度

GL--38m，49mを中心とした礫層部にスクリーンを設置する必要があった．本孔では，深度が深いこと，ケーブルが複雑に分布することから両礫層上下2箇所にナイスシールを設置した．この場合，上部礫層部のケーブル数は，沈下計ケーブル2本，温度センサーケーブル3本の5本であった．

5-3　失敗の原因

A，B，2孔は近接しており，地質の違いは考えられないこと，掘削時間は異なるものの，掘削方法による影響とは考えられないことから，止水の差異の原因を井戸設置する際の問題と考えた．設置した際の2孔の違いは唯一ケーブルの固定の仕方である．A孔ではケーブルは束にしてしっかりまとめて固定をした．一方，B孔のではケーブルをまとめず四方八方に散らばった状態で塩ビ管に固定している．つまり，A孔では，きちんとまとめたが故にナイスシールが膨張しても隙間ができやすい状況であったと考えられる（図5-2）．

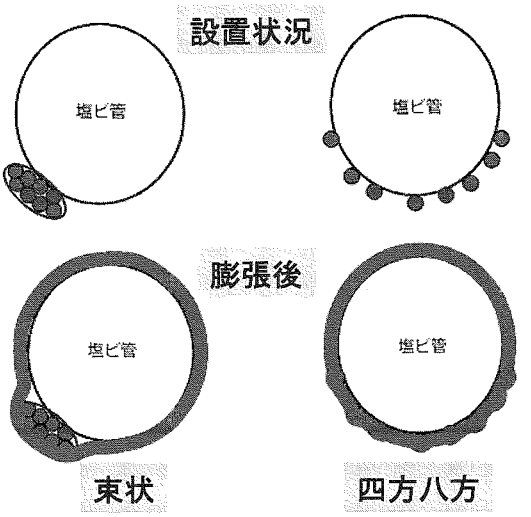


図5-2　ナイスシール膨張時のイメージ

5-4　止水対策

この失敗以降，井戸設置の際，ケーブルを一箇所にまとめず四方八方に散らばった状態で塩ビ管に固定する方針とした．また，止水性を高めるためにナイスシールの設置をスクリーンの上下側に各2箇所から4箇所に変更した．

5-5　再設置の結果

今回，止水に失敗したA,B孔隣接部において再掘削をおこない，再度同様の仕様で井戸設置を行った．この際，ケーブルが四方八方に散らばった状態でナイスシールを設置し，ナイスシールの設置箇所を増やしたところ，結果的に止水の問題は生じなかった．

6. まとめ

一つの孔でいくつもの試験を行う場合，孔内のケーブルが増え，ナイスシールでの止水に頼らざるを得ない．しかしながら，ナイスシールを利用した場合，ケーブル部を完全に止水できるのかという問題が生じる．

一つの孔でいくつもの試験を行わないことが，止水のリスクを減らす最大の要因となるが，いくつもの試験をする必要性が生じた場合は，ケーブルをばらして止水すれば厚さ5㎜程度の凹凸であれば止水できることが明らかになった．

P16. 埋蔵環境と屋外環境での石造文化財の風化速度の違い

Difference in weathering rate of stone cultural property, between buried condition and outside condition.

○朽津信明（東京文化財研究所）
Nobuaki Kuchitsu

1. はじめに

製作年代の特定可能な石造文化財表面の風化状況に着目することから，岩石の風化速度を定量的に議論することが可能となる．このような観点から本学会では，同年代同様式の石造五輪塔の風化状況に基づき岩種ごとに風化速度を比較したり[1)]，同材質・同年代の石造五輪塔の置かれてきた環境の違いに着目して環境ごとに風化速度の違いを比較して報告してきた[2)]．今回は，土中から発掘によってごく近年に出土した五輪塔に着目することにより，埋蔵環境における岩石の風化速度について検討し，これを通常の屋外環境で風化を受けてきた同材質・同年代の五輪塔の風化状況と比較することから，風化速度の違いについて議論する．

2. 調査対象

埋蔵環境での風化速度を議論するためには，石材が加工されて初めて曝された新たな表面が，あまり期間を置かずに地下に埋設されて近年まで至った事例を取り上げる必要がある．このような条件が満たされている石造文化財のうち，特にこれまで風化速度を発表してきている事例[1, 2)]との対比を可能とするために，石造五輪塔で該当する事例を調査対象とした．

2.1. 石灰岩の例

岡山市のすくも山遺跡[3)]では，中世に造られたと見られる石造五輪塔が出土している．石材は「コゴメ石」と呼ばれる，この地域で特徴的に見られる結晶質石灰岩．出土状況から，近世以前のどこかの段階以降の比較的長期間，地下水面より上の土壌中に存在し，1997 年の発掘調査で出土して，以後屋内環境で保存されてきている．五輪塔の角や稜線は明瞭に確認され，表面に生物繁茂は見られない（図 1 左）．比較対象としては，中世に造られて以降，現在に至るまで継続して屋外に存在し続けたと判断される，岡山市の大谷五輪塔が，同材質で様式・規模が近い五輪塔であり，侵蝕が進み，表面は微生物で覆われている（図 1 右）．

図 1. すくも遺跡出土五輪塔（左）と屋外五輪塔（右）

2.2 . 砂岩の例

岩出市の根来寺遺跡では，和泉砂岩製の一石五輪塔が多数出土しているが，遺跡の状況から 1579 年頃に人為的に地面が掘り込まれ，それまで屋外にあった五輪塔が意図的に埋められたと考えられている[4)]．このため，例えば 1574 年銘を持つものは，数年程度地表に曝された後，1995 年に発掘で発見されるまでの 420 年程度は，地下水面より上の土壌中に存在し，その後屋内環境で今日まで伝えられてきたと判断される．五輪塔の角や稜線は明瞭に確認され，表面に生物繁茂は見られず，また金や朱による装飾が明瞭に残存する部分がある．比較対象としては，現在の根来寺近傍に，同材質で様式・規模が近い一石五輪塔が多数存在するが，いずれも侵蝕が進み，表面は微生物で覆われ，彩色や銘などは確認できないものが殆どである．

2.3 . 安山岩の例

熊谷市の立野遺跡では，榛名系と見られる角閃石安山岩製の五輪塔が出土しているが，遺跡の状況から 15 世紀後半頃に人為的に地面が掘り込まれ，それまで屋外にあった五輪塔が意図的に埋められたと考えられている[5)]．出土五輪塔はその後 2005 年に発掘で発見されるまでの 530 年程度は，地下水面より上の土壌中に存在し，その後屋内環境で今日まで伝えられてきたと判断される．五輪塔の角や稜線は明瞭に確認され，表面に生物繁茂は見られず，墨によるかと思われる装飾が明瞭に残存する部分がある（図 2 左）．比較対象としては，熊谷市の全昌寺に，1459 年に造られて以降，現在に至るまで継続して屋外に存在し続けたと判断される同材質で様式・規模が近い五輪塔があり，侵蝕が進み，表面は微生物で覆われている（図 2 右）．

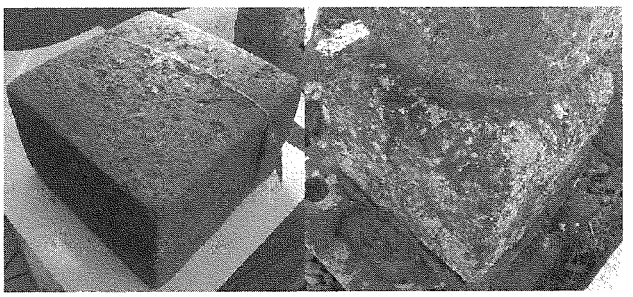


図 2. 立野遺跡出土五輪塔（左）と屋外五輪塔（右）

2.4 . 凝灰質岩の例

昨年の本学会で既に報告している[2)]ように，松江市の谷ノ奥遺跡[6)]から出土した来待石（凝灰質砂岩）製五輪塔（埋蔵期間は不明ながら，共存遺物などから，中世～近世以後，比

較的長期間にわたって継続して埋蔵環境にあったと推測される）では，ほぼ同期間継続して地上にあり続けたと判断される近傍の五輪塔（大野次郎左衛門墓）よりも風化量は有意に小さい．

2.5．シルト岩の例

氷見市の藪田薬師中世墓遺跡[7]では，藪田石と呼ばれるシルト岩製の，中世に造られたと見られる石造五輪塔が出土している．出土状況から，もともと洞穴内で風雨に曝されることなく存在していたものが，後のどこかの時点で埋没し，以後は地下水面より上の土壌中に存在し，1984年の発掘調査で出土して以後屋内環境で保存されてきている．五輪塔の角や稜線は明瞭に確認され，表面に生物繁茂などの汚れは全く見られない．比較対象としては，中世に造られて以降，現在に至るまで継続して屋外に存在し続けたと判断される，氷見市の阿尾城跡五輪塔が，同材質で様式・規模が近い五輪塔であり，侵蝕が進み，表面には汚れが付着している．

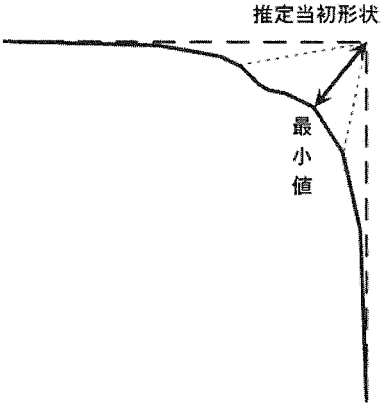


図3．断面形状に基づく風化量の実測

3．計測方法と結果

それぞれの出土五輪塔及び比較五輪塔について，現在の風化状況を計測した．侵蝕量は，過去の報告[1, 2]に倣い，五輪塔地輪上面の稜線部及び角における欠損量で計測した（図3）．また，可能な対象では，上面の平坦面で，なるべく生物や埃などの付着がなく，当初石材表面（に近い状態）が残存すると判断される箇所をエコーチップ硬度試験器により各20回連打し，得られた計測値の中で大きい方から3つの平均値（L_{max}値）[8]を，その対象における硬度値とした．さらに可能なものでは，一つの計測対象の中で，目視により石材本来の色に最も近い（汚れの付着が少ない）と判断される箇所の色と，生物や汚れの付着などにより石材本来の色から最もかけ離れた状態にあると判断される箇所の色とを，それぞれ分光測色計（ミノルタ CG-420C）により計測し，a*値（またはL*値）の差の絶対値を求めた．

結果を表1に示す．侵蝕量は，いずれの計測でも出土五輪塔の方が有意に小さく，また硬度値でも同程度または出土五輪塔の方が大きな値が得られ，色彩値の差も出土五輪塔で小さかった．

3．考察

今回計測を行った範囲では，いずれの岩質でも地下水面より上の埋蔵環境では，通常の地表面上に比べて，風化が軽減される傾向がはっきりと認められる．これには，風雨による物理的侵蝕が埋蔵環境下ではほぼ防がれることが一因として関係していると考えられる．硬度でも，埋蔵環境の方が値が大きい場合があり，そうした場合には化学的溶脱も軽減されている可能性があるが，違いが明瞭でない場合もあり，埋土の性質など，より細かい議論が必要となる可能性が考えられる．汚れの沈着や装飾の残存状態については，光（紫外線を含む）の影響が埋蔵環境ではほぼなくなることが大きく関係していると思われ，埋蔵環境の方が圧倒的に当初状態を保持しやすいと考えられる．昨年報告してある[2]ように屋内環境が岩石風化軽減には有利であるが，そこまでではなく，また埋土の性質によってその程度が異なる可能性も予想されるとは言え，概して屋外環境に比べれば，埋蔵環境は風化を軽減する効果があると考えられる．

引用文献

1）朽津信明（2010）石造五輪塔で見る岩種による風化速度の違い，日本応用地質学会平成22年度研究発表会講演論文集, 193-194.

2）朽津信明（2011）風化環境の違いによる石造文化財の風化速度の違い，日本応用地質学会平成23年度研究発表会講演論文集, 185-186.

3)岡山市教育委員会（1998）すくも山遺跡.

4)和歌山県文化財センター（1997）根来寺坊院跡.

5)熊谷市立江南文化財センター（2011）立野遺跡.

6)八雲村教育委員会（2002）谷ノ奥遺跡

7)氷見市教育委員会他（1985）富山県氷見市藪田中世墓発掘調査報告書.

8) 青木久・松倉公憲（2004）地形, 25, 267

石材	環境	試料	風化年数	稜線侵蝕量	角侵蝕量	硬度値	Δa(L)*値
石灰岩（コゴメ石）	埋蔵環境	すくも山遺跡出土五輪塔	500年程度？	5mm	9 mm	590	1.19
	屋外	大谷五輪塔	650年程度？	14 mm	29 mm	458	5.26
和泉砂岩	埋蔵環境	根来寺出土五輪塔	420年程度	1 mm	2 mm	776	0.98
	埋蔵環境	根来寺出土五輪塔	420年程度	1 mm	1 mm	712	0.80
	屋外	根来寺五輪塔	430年程度	2 mm	5 mm	451	6.03
	屋外	根来寺五輪塔	430年程度	2 mm	16 mm	575	2.39
角閃石安山岩（檪名系）	埋蔵環境	立野遺跡出土五輪塔	530年程度	1 mm		716	0.06
	屋外	全昌寺五輪塔	553年	6 mm		634	2.95
凝灰質砂岩（来待石）	埋蔵環境	谷ノ奥遺跡出土五輪塔 a)	500年程度？	2 mm		645	
	屋外	大野次郎左衛門墓 a)	400年程度？	26 mm		651	
シルト岩（藪田石）	埋蔵環境	藪田五輪塔	500年程度	2 mm		686	2.22 b)
	屋外	阿尾城跡五輪塔	500年程度	7 mm		608	23.22 b)

表1．調査対象と結果一覧（a）：文献[2]より，b)：ΔL*値）

P17. タイ王国アユタヤ遺跡における洪水と仏塔土台の塩類風化について

Salt weathering on base of stupa and flooding in Ayutthaya historic park Thailand, 2011

○藤井幸泰（公益財団法人深田地質研究所），渡邉邦夫（埼玉大学 地圏科学研究センター）
河野　聡（埼玉大学大学院理工学研究科）
Bhakapong Bhadrakom・Uruya Weesakul・Nakhorn Poovarodom （Thammasat University）
FUJII Yukiyasu, WATANABE Kunio, KAWANO Satoshi

1. はじめに

世界遺産はその内容によって，文化遺産・自然遺産・複合遺産の3種に大別される．応用地質学といえば，まずは自然遺産との結びつきを思い浮かべる．世界遺産条約には顕著な普遍的価値を有する文化遺産などの保護も目的と謳われている。文化遺産の保護にあたっては，風化や劣化を含んだ遺産の変形状況を把握することが第一に必要である．その地域の風土や，利用されている素材の種類によって，劣化形態が異なるため，これらの解明は極めて重要であり，応用地質学分野に求められる期待も大きい．

アユタヤ王朝は1351年に建国後，400年以上タイの王都として発展した．アユタヤはバンコクの北部約70 kmに存在し，チャオプラヤー川とその支流に囲まれている．水路は外敵を防ぐ堀と同時に船の通り路となり，港湾都市として交易・外交が栄えた．さらにアユタヤからバンコクに至る地域は海抜3m以下の低地となっており[1]，この水路は度重なる洪水の原因になった．王都の平和と芸術の繁栄を示すように，煌びやかな王宮や大小の仏塔が設けられたアユタヤであったが，1767年に陥落してビルマ軍によって破壊をうけた．

現在，アユタヤでは塩類風化が問題になっている[2]．また地盤となる地質は沖積層であり，不安定で地下水面も高い．雨期と乾期における季節変動が，遺跡に及ぼす影響の把握を目的に，写真測量を用いた調査・計測を2011年4月から実施している．2011年の夏～秋にかけてアユタヤ地域では大洪水が起こり，アユタヤの遺跡群も1～2mほどの浸水を被った．この洪水が原因と考えられる塩類風化について報告する．さらに塩類風化による変化について，写真測量を用いた定量的把握の試みについても報告する

2. アユタヤ遺跡における洪水と塩類風化

2011年7月からチャオプラヤー川流域で発生した洪水は，アユタヤ地域に大きな被害をもたらし，およそ5ヶ月継続した．ここで紹介するアユタヤの遺跡群も1～2mほどの浸水を被った．写真-1は2012年1月に現地調査を行った際の写真であり，左の人が指し示す位置まで水位が上昇したことが，棒や壁面上での泥の跡から推測できる．写真-1はWat Yai Chaimongkhonの入口で撮影された写真であり．およそ1mの浸水があった．Wat Yai Chaimongkhonにはアユタヤで最も高い70mの仏塔が存在する．そしてそれ以外にも数十mの高さの複数の仏塔が境内に分布する．そのうち入り口付近の25mの高さの仏塔（写真-1の左奥の仏塔）については，洪水後に傾斜がわずかに増加した報告がされている[3]．その隣の仏塔基礎の写真が写真-2である．この仏塔は上部が崩壊して存在しない．写真-2上でも約1mの浸水跡が確認できるが，こちらは水が引いた際の蒸発により，塩類析出で表面が白くなっている．

写真-1　Wat Yai Chaimongkhon入口の洪水跡

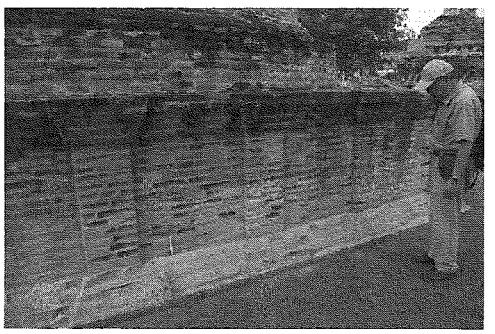


写真-2　Wat Yai Chaimongkhon境内の仏塔基礎

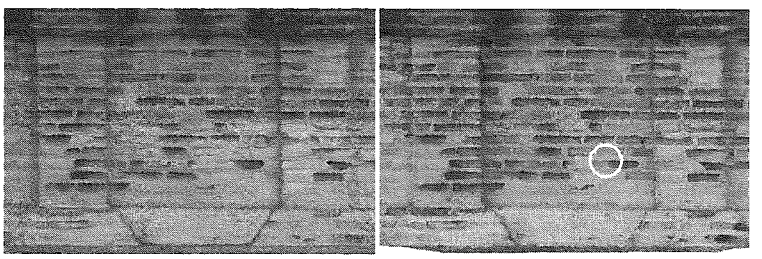


図-1　仏塔基礎の2012年1月（左）と7月（右）の状態

図-1 は写真-2 の仏塔基礎の 2012 年 1 月（左）と同年 7 月（右）の様子を示した図である．7 月の方が析出した塩類が減少している．これは雨水によって溶出したと思われる部分もあるが，表面剥離で侵食が進んだ部分もいくつか確認できる（例：図中の白丸）．

3. 写真測量による変化抽出の試み

上記のような変化を定量的に捉えることを目的に，写真測量による三次元化および 1 月と 7 月の比較を行った．写真測量は写真上で対象物の計測を行う技術である．カメラを用いて立体写真を撮影するのだが，それだけでは絶対的な大きさや座標を決めることが出来ない．そこで標定点と呼ばれる目印を設置して立体写真に写しこみ，標定点の位置をトータルステーションなどの機器で測量を行う．今回のようなモニタリングが目的の場合，通常は移動しない基準点を設置するのであるが，世界遺産の構造物に釘などの基準点を打ち込むのは困難である．そこでシールの標定点を設置し，測量と立体写真の撮影後に標定点をはがした．標定点から左右写真のカメラ位置と撮影方向を計算することをバンドル計算というが，この計算時の二乗平均平方根誤差は 0.3mm 程度となった．

2012 年 1 月および 7 月それぞれの仏塔基礎の表面を三次元化し，それぞれの表面の位置を合わせ，その差を取ったものを図-2 に示す．図-1 の白丸部と同じ部分を図-2 にも示す．塩類風化による剥離を捉えることには失敗している．図-2 で変化が出ている部分は，主に段差の大きい部分である．

4. 考察

図-3 は図-2 上の白四角部分の三次元モデルの 2012 年 1 月と 7 月の比較である．どちらも TIN（Triangle Irregular Network）で構成されている．しかしながら左右で形状が異なることがみてとれる．

左中央部の窪みであるが（白波線丸記），左の 2012 年 1 月のほうでは窪みの中まで三次元ポイントが形成されているが，右の 7 月の方では窪みの中にポイントが形成されず，1 月と 7 月では最大 5cm 程度の差が出ている．これは窪みの深さとほぼ一致する．また図-1 からもわかるように，1 月と 7 月では太陽の方向が異なり，影のできている部分も異なる．このような写真の違いにより，三次元モデルの形成に微妙な影響を与え，これらの差が特に高さの変わる段差部分で顕著な差となって図-2 に現れたと考えられる．

5. まとめ

2011 年のタイの大洪水による，アユタヤ遺跡内の仏塔の基礎における壁面上の塩類析出を観察し（2012 年 1 月），塩類風化による剥離も観察することができた（2012 年 7 月）．1×2m 程度の範囲に写真測量を適用し，1 月と 7 月の壁面変化を捉えようと試みたが，写真の光源方向の違いなどにより三次元モデルが微妙に異なり，特に段差などでの差が大きく出てしまった．

文献

1) 大津康宏（2012）：バンコク地下鉄駅部における洪水対策，土と基礎，No.60，No.3，pp. 30-33.

2) Kuchitsu, N., Ishizaki, T., Nishiura, T. (1999) : Salt weathering of the brick monuments in Ayutthaya, Thailand, Engineering Geology 55, Vol.55, pp. 91-99.

3) 藤井幸泰・渡邉邦夫・Uruya Weesakul・Nakhorn Poovarodom・Bhakapong Bhadrakom・河野　聡（2012）：写真測量による 2011 年タイ王国アユタヤ洪水前後の仏塔の変化について，第 47 回地盤工学研究発表会.

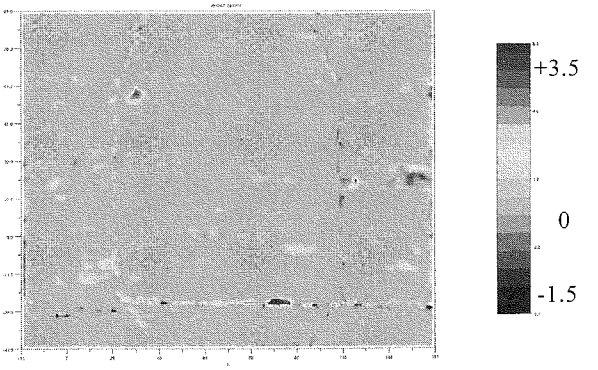


図-2　仏塔基礎の 2012 年 1 月と 7 月の差

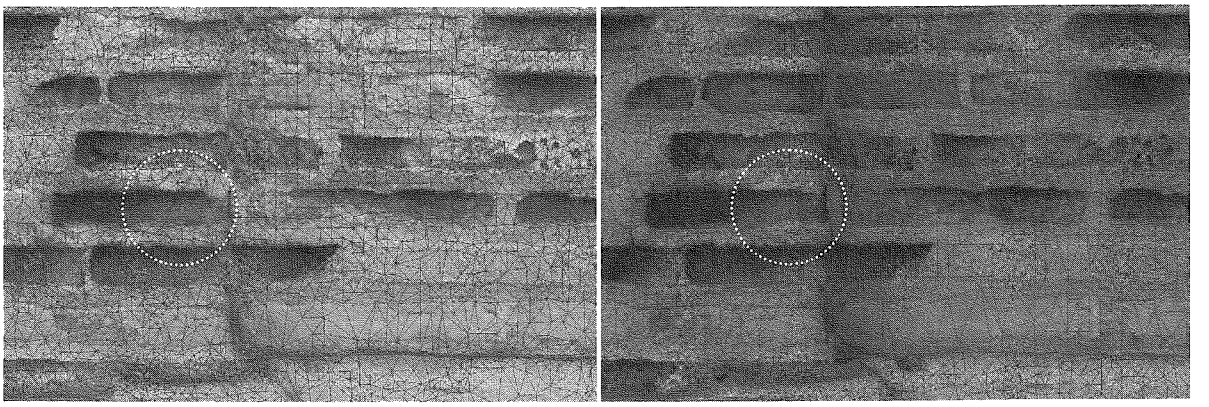


図-3　仏塔基礎の三次元モデルの比較．2012 年 1 月（左）と 7 月（右）

P18 画像計測法のクラック幅計測への適用

Application of digital photogrammetric measurement for width of the crack

○ 菊地 輝行（株式会社開発設計コンサルタント）
秦野 輝儀（電源開発株式会社）
Teruyuki KIKUCHI, Teruyoshi HATANO

1．はじめに

我が国では，数多くの土木構造物が1960年代の高度経済成長期に建設され，現在建設後50年が経過し老朽化が進行している．また，地震や台風などの自然災害も頻発し，これら構造物の安全性を把握することが重要な課題となっている．トンネルや橋梁などのコンクリート構造物の日常点検の際，表面に発生したクラックの幅，長さや本数といった情報は，構造物の安全性を評価する上で重要な項目の一つである[1]．しかし，クラック幅の計測は，現状としてノギス等を用いた直接目視，クラックゲージ等の設置で済まされる場合がほとんどであり，これらの手法の計測精度は，点検者の経験に基づくため，客観的な評価が困難であり，スケッチ図等のアナログデータは，データの管理が困難であるなどの問題点を抱えている[2]．これらの背景を踏まえ，本研究では，デジタル画像を用いてクラック幅の変位を計測する手法を開発したのでその成果を報告する．

2．画像計測法の原理について

画像計測法は，単写真測量の一種であり，任意の撮影位置により得られた1枚のデジタル画像を用いて計測を行う．利点は，専門知識及び人的労力を必要としない市販されたデジタルカメラによる写真撮影によって計測が可能であるため，技術の導入が容易かつコストを低く抑えられる[3]ことである．

図-1に示すように，クラックの両側に基準尺としてガラスビース製の反射材を用いたターゲット（以下反射ターゲット）を2枚貼り付ける．任意の撮影位置から，ターゲットを写し込むようクラックを1枚撮影し，得られた画像上の反射ターゲットの座標を計算することで，クラックの二方向の変位（開く方向とずれる方向）を計測する．

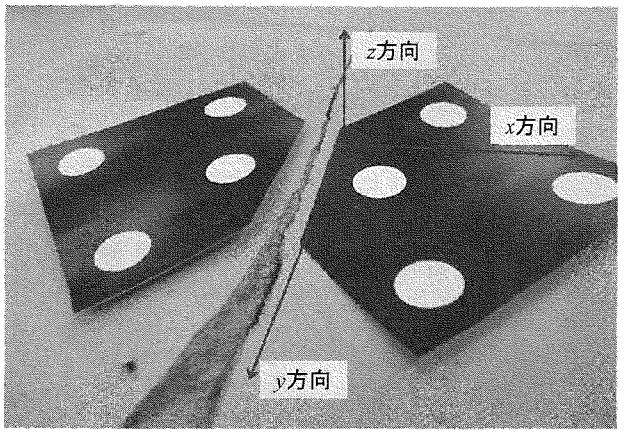


図-1 反射ターゲット

3．研究の流れ

本研究のフローを**図-2**に示した．一般に写真計測では，カメラと対象物の距離や撮影の角度など様々な要因が精度にかかわる．そこで室内と野外において強制変位試験を実施し，撮影距離が1m以内であれば，1000万画素クラスのデジタルカメラを用いて，0.02mm程度の変位を検出すること，また反射ターゲットに正対した位置から60度角度がついた位置からの計測でも，計測精度の低下は0.05mm以下であることを確認[4]した．

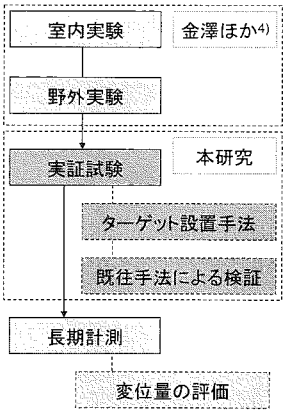


図-2 研究フロー

本研究の目的は，実際の構造物の維持管理に適用可能かを見極める実証試験として，現地で長期間の変位計測を行い，反射ターゲット設置手法と，異なる時期での計測について検証を行い，計測システム全体の信頼性の向上を図るものである．

4．調査地点と反射ターゲット設置

調査地点は，三波川変成岩に属する結晶片岩の分布域で約30年前に発生した地すべり跡地に施工された水抜き坑である．この水抜き坑には，多くのクラックが認められノギスを用いた計測により年0～5mmの変位が確認されている．しかし，多くのクラックは計測されておらず，主要な30箇所のクラックを選び反射ターゲットを設置し，2ヶ月ごとの写真計測を実施した．

反射ターゲットの設置は，長期計測に耐えうるものとするため壁面にアンカーの打設を行い，ねじ加工した反射ターゲットをビス止めした．反射ターゲットの向きは，2 枚が同一平面となるように設置した．全体で 30 個の反射ターゲットを設置し，50mm レンズ搭載の 1210 万画素のデジタルカメラを用いて，平成 23 年 1 月から平成 24 年 1 月までの 6 回画像を撮影した．**図-3** に計測点である反射ターゲットの設置概要を示す．

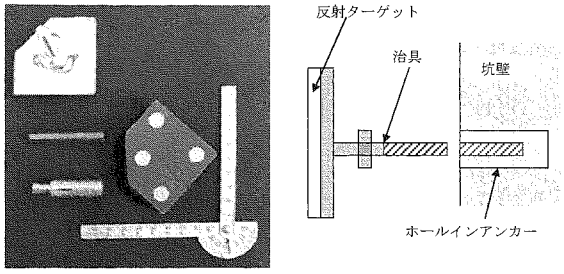


図-3 治具一式と反射ターゲットの設置概要図

5．計測結果

（1）反射ターゲット設置状況

反射ターゲット設置は，1年経過後もゆるみなく設置できていることを確認した.反射ターゲット本体は，一部湧水成分が付着して表面が白濁した反射ターゲットがあり，撮影した写真が不明瞭となるものが1箇所確認でき，今後表面処理の必要性を検討するなど課題が確認できた.

（2）計測結果

撮影した画像は，㈱つくばソフトウェアエンジニアリングより作成された解析ソフト PhotoStation21 により解析を行ない，反射ターゲットの二次元座標および2点間距離を求めた．各撮影時（5枚撮影）の2点間距離の標準偏差を示す計測精度は，平均で σ =0.03mm であり，30箇所すべてが σ <0.1mm となり，精度よく計測できた．**図-4** に示すように，計測精度は，変位量に関係しないことが確認でき，変位が進むにつれて精度が悪くなる傾向もないことが判明した．

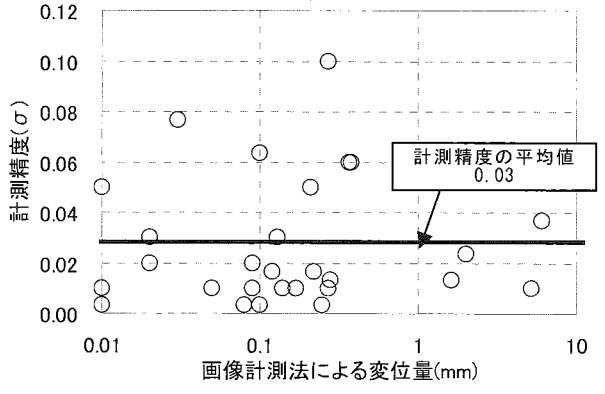


図-4 変位量と計測精度の相関図

本研究では，得られた変位量を検証するために，同時期に実施した別の手法による計測結果との比較を行った．この計測は半年間実施し，その結果を**図-5** の反射ターゲットによる2点間距離の変位量と，ノギス（読取目盛0.01mm）による変位量を示した．

この結果，両計測結果は類似した値を示しており，本研究による計測結果は，既往の計測値と整合していると考える．

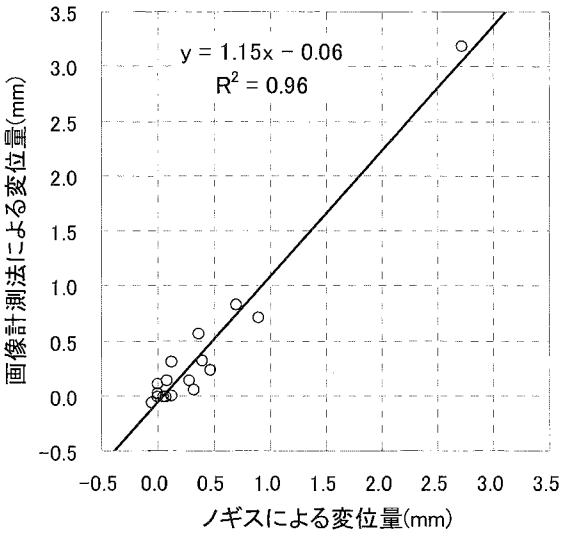


図-5 異なる計測法による変位量

6．結　論

本研究においては，画像計測法を活用し，水抜き坑内のクラックに生じた変位を精度よく計測し，定量化されたデータを継続的に蓄積することが可能となり，変位検出を確実に行なえる準備が整った．ただし今回は計測開始後経過時間が1年と短いため，今後も現地の計測を継続し，クラックと変位量の検証を行う．これにより変状箇所の時間変化を精度よく把握することが可能となり，構造物の維持管理手法の一つとしての発展が期待できる．

参　考　文　献

1）社団法人日本写真測量学会．デジタル写真測量の理論と実践．2004．p.34-43.

2）秋本圭一；服部進；大西有三；三浦悟．画像計測法のトンネル内空形状計測への応用．土木学会論文集．687．2001．p.289-301.

3）Fraser, C.S. :High Accuracy Ground Surface Displacement Monitoring. Photogrammetric Record, Vol.14, No.81, pp505-521, 1993

4）金澤彬；西山哲；矢野隆夫；菊地輝行．構造物の維持管理のためのクラック幅の画像計測手法の研究．第41回岩盤力学に関するシンポジウム講演集．2012.

P19. 航空レーザ測量データを用いた深層崩壊に関連する微地形分類の標準化に向けた検討の一事例

Study on standardization of landform classifications by using LiDAR data related to deep-seated landslide

○櫻井由起子，渋谷研一，江藤稚佳子，村上　治，長野英次，鎌倉友隆（朝日航洋株式会社）
Yukiko Sakurai, Kenichi Shibuya, Chikako Eto, Osamu Murakami, Eiji Nagano, Tomotaka Kamakura

1. はじめに

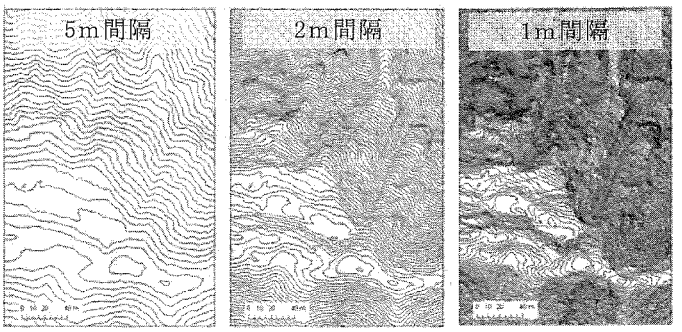
従来，斜面防災のための基礎資料となる微地形分類図は空中写真判読によって作成されてきた．近年では，高密度な地形データが得られることに加え，樹木下の微地形を捉えられること，移写による誤差が生じないことから，航空レーザ測量データ（以下，レーザデータ）を用いた陰影図や細密等高線図などを活用した分類手法へ移行しつつある．しかし，その際の分類手法や判読基準には必ずしも明確に整理された標準的なものはないのが現状である．図面の加工の仕方によっては見え方が大きく異なり，誤分類や判読者の個人差にも繋がりかねない．また，レーザデータから作成する図面は微細であるがゆえに，微地形を過剰に分類しがちである．

ここでは，レーザデータを用いた微地形分類の事例を示し，とくに深層崩壊に関連する微地形についての標準的な判読基図の作成方法と判読基準を提案する．また，今回分類した各微地形について，レーザデータから各種の地形指標を算出し，定量的な特徴も検討した．

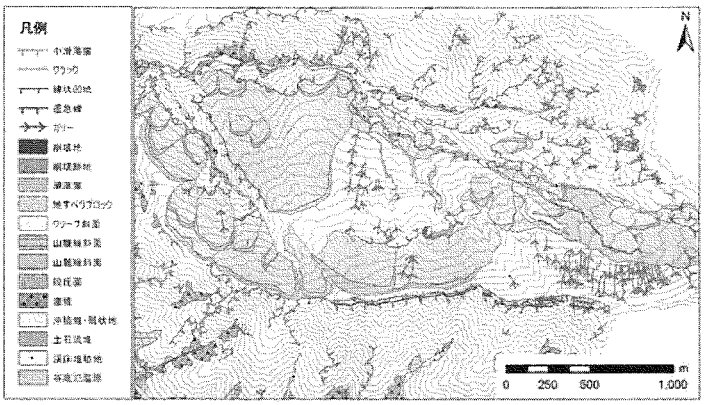
2. 判読基図の検討

レーザデータの各種加工表現図については向山ほか（2012）[1] などで多数紹介されているが，最も一般的な等高線図を判読基図とした．今回は 1m^2 あたり 2.5 点以上の密度で計測されたレーザデータを用いて 5m，2m，1m 間隔の等高線図を作成し，判読にとって最適な間隔を比較検討した（図－1）．等高線間隔が 5m では崩壊跡地や傾斜変換線のエッジ部分がほとんど見えない．2m ではエッジ部分が見えてくるが，深層崩壊の前兆地形の一つである小崖は判読しにくい．1m になるとエッジや小崖などの微地形がよく見える．そこで，基図に使用する等高線は 1m 間隔とした．判読縮尺は 1/5,000 とし，最小判読単位は原則図上 4mm×4mm 以上とした．

クラック地形やガリー等は等高線では判読しにくいことがある．そこで，判読補助図として陰影図の活用を検討した．その際，斜め光源では強調の程度に濃淡があり，定量的な地形を読み取ることが難しい部分が出てくるが，一方の垂直光源では，全体に濃淡は淡くなりがちであるが，ガリーやクラックなどの分布幅が定量的に読み取りやすい．判読補助図には垂直光源で作成した陰影図を用いた．



図－1　等高線図の比較



図－2　微地形分類図の例（等高線は 5m 間隔で表示）

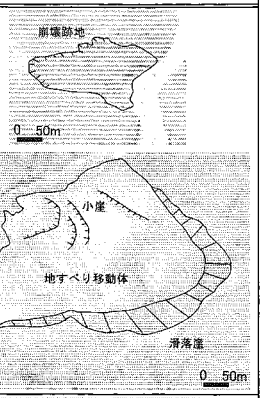
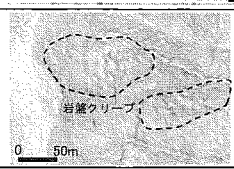
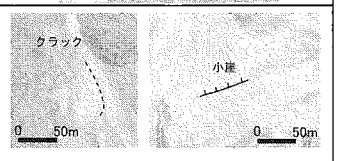
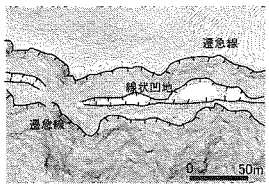
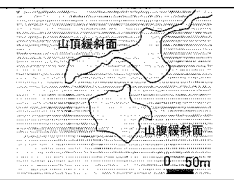
3. 深層崩壊に関連しうる微地形要素とその判読基準

図－2 に今回作成した微地形分類図の例を示す．ここで分類した微地形のうち，深層崩壊に関連しうるものを抽出し，判読事例とともに判読基準を表－1 に整理した．これらの微地形は「深層崩壊の発生のおそれのある渓流抽出マニュアル（案）」[2] で判読対象とされているものを全て網羅しており，土砂生産の痕跡を示す地形，土砂生産の兆候を示す地形および堆積地形に大別できる．深層崩壊の発生危険度を評価する際には，異なる評価方法が必要になると考えられる．

4. 各微地形の地形指標解析

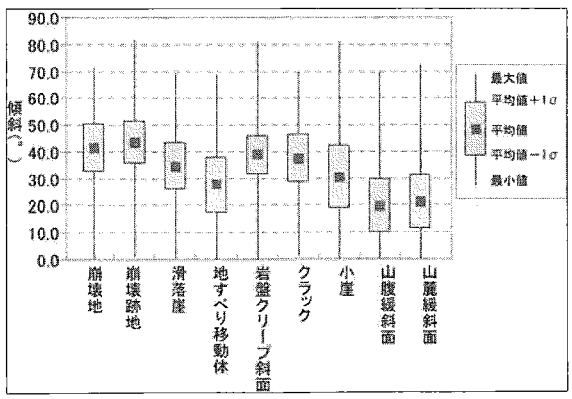
分類した微地形の定量的な特徴を検討するために，

表－1　深層崩壊に関連しうる微地形要素と判読基準

区分	地形要素名称	特徴	土砂移動との関連	細密等高線図の判読基準	判読事例（等高線間隔はいずれも1m）
土砂生産の痕跡を示す地形	崩壊地	崩壊により裸地となっている箇所。小規模な崩壊の場合、形状はスプーン型や半月状のものが多く認められるが、筋状に崩壊しているところもある。大規模な崩壊の場合、基盤岩盤に及び、明瞭な凹地形が認められる。	主要な土砂生産源である。密に分布する区域は土砂生産の活発な区域と考えられる。	細密等高線図では輪郭の鋭い凹地形として認められる。遷急線に食い込んだ凹地の上部も抽出する。崩壊跡地との区別には、空中写真で裸地であるかどうかを確認する必要がある。	
	崩壊跡地	古い崩壊地の痕跡で、植生は回復しているかあるいは回復途上にある場合が多い。	過去の土砂生産源である。密に分布する区域は、土砂生産の潜在的危険度が高い区域である。	崩壊地と同様だが、空中写真では植生が回復しつつあるか回復済みである点が異なる。	
	滑落崖	地すべり地は、上部の滑落崖と下部の地すべり移動体からなる。滑落崖は馬蹄形を示す。地すべり移動体は頭部の陥没，平坦地，池（凹地），末端部の押し出しなどの形態が認められることが多い。	地すべり移動体は不安定な土塊で、直接河道に押し出しているものは活動度が高く、河川の側刻により侵食され、土砂生産源となる可能性が高い。脚部を侵食前線により切られているものは近年活動していないが、末端部の侵食による不安定化に伴い急に活動を再開する可能性がある。河道付近の地すべり地が活動すると河道を閉塞する可能性がある。	地すべり移動体の上部に隣接し、馬蹄形を呈する遷急線として認識できる。	
	地すべり移動体			滑落崖の下部に隣接し、周囲の斜面に比べて相対的に傾斜が緩く、地表面は不規則な凹凸が認められる場合が多い。	
土砂生産の兆候を示す地形	岩盤クリープ	周囲斜面と異なり、地表面に小規模な起伏が見られる。地すべり地形とは異なり、頭部滑落崖や側背後亀裂などの地すべり地形を特徴付けるような明瞭な微地形要素は認められない場合が多く、二重（多重）山稜・小崖地形や円弧状クラックの近傍で判読されることが多い。	地すべりや深層崩壊が発生する可能性がある。特に内部や縁辺部にクラックが分布するものや、リニアメントに接しているものはその可能性が高い。	周囲の斜面と異なり、等高線の平面形状が規則的な凹凸を示す。	
	クラック	地すべり地の内部や周囲に認められる亀裂または段差地形で、弧状を呈することが多い。引張応力が支配的となる地すべり発生源付近では主に移動方向と直行する方向に発達する。小崖はクラックに比べて段差の比高が大きく、連続性がよい。	地すべり地周辺、特に上方に分布する場合、その地すべり地が活動する危険性が高いことを示している。クリープ斜面の上部や内部に分布する場合、深層崩壊が発生する危険度が高いことを示している。	比高0～1m程度で弧状を呈す段差地形。斜面下部側へ張り出した等高線の一部がわずかに斜面上部側へ引っ込んだ平面形状で判読できる。	
	小崖			直線状または弧状の段差地形で、比高が数mあって連続性のよいものを抽出する。等高線間隔が局所的に狭くなっている。	
	線状凹地	稜線と稜線の間に直線状に分布する窪地。山地斜面で生じる岩盤クリープ現象の進行や重力性断層による変位に伴って地表地形に現れる。	地すべりや深層崩壊が発生する可能性がある。	谷向きおよび山向きの直線的な小崖が向い合わせとなったセットとして認められる。	
	遷急線	一般に谷壁中腹にあって谷底を囲むように続いている。崩壊地や地すべり地の崩落崖や滑落崖には明瞭な遷急線が形成されている。また、尾根や谷の配置とは無関係に遷急線が連なることもある。	一部が円弧状を呈す箇所の多くは崩壊源頭部であり、土砂生産の最前線にあたる。	上下斜面の勾配差よりも傾斜変換部の鋭さに注目し、明瞭なもののみを抽出する。一連斜面に複数段あっても構わない。滑落崖頂部や崩壊跡地頂部など他の凡例の界線と一致する箇所は抽出しない。	
堆積地形	山頂緩斜面	古い時代に侵食によって形成された平坦面が、その後の隆起や河道の下刻作用に伴って山地の稜線部に残存しているもので、縁辺は遷急線で囲まれる。	一般に縁辺部で崩壊、地すべり、クリープが発生しやすい。侵食されると土砂生産源となる。	周囲の斜面と比べ、相対的に等高線間隔が大きく（傾斜が緩く）、その分布が山頂部に位置する。	
	山麓緩斜面	山麓部の主に谷沿いに見られる。山地からの土砂が供給され、谷沿いに流出して堆積したものである。現在では土砂供給の減少により侵食され段丘化している場合が多い。	一般に未固結堆積物からなるため、侵食されると土砂生産源となる。	周囲の斜面と比べ、相対的に等高線間隔が大きく（傾斜が緩く）、その分布が山麓部に位置する。	

分類した各微地形領域の傾斜，起伏量，高度分散量，ラプラシアン，平面曲率，縦断曲率，地上開度，地下開度の8つの地形指標をレーザデータ（1mメッシュ）から算出し，統計的な解析を行った．ただし，クラックと小崖についてはラインデータであるため，5m のバッファ領域を計算対象とした．なお，解析に用いた微地形分類結果は約 30km^2 で，複数人の判読者にて行ったものである．

図－3 はある判読者の分類した微地形要素ごとに集計した傾斜についての統計値の一例である．崩壊地および崩壊跡地は 40～45°，滑落崖では約 30～35°，地すべり移動体は 25～30°，岩盤クリープ斜面では 35～40° に集中し，岩盤クリープ斜面は，崩壊地と地すべり地の中間的な傾斜をもつことが明らかになった．また，異なる判読者が分類した地区での地形指標の比較，および地形指標を算出する際のウィンドウサイズの検討を行った．それらの結果についてはポスター発表にて報告する．



図－3　各微地形要素の傾斜

文献

1）向山栄ほか（2012）：わかって使うレーザ計測　5 斜面防災を目的とした応用技術と活用事例，地盤工学会誌，Vol.60，No.1，pp.52-60.

2）田村圭司ほか（2008）：深層崩壊の発生のおそれのある渓流抽出マニュアル（案），土木研究所資料，No.4115，p.21.

P20. シールドトンネル施工における福岡層群頁岩の膨張特性

Characteristics of squeezing rocks of Fukuoka group in shield tunnel construction

○山本浩之，八木芳行，生田靖（ハザマ），石田良二（ジェイアール総研エンジニアリング）
Hiroyuki Yamamoto, Yoshiyuki Yagi, Yasushi Ikuta and Ryoji Ishida

1. 概要

福岡市発注の箱崎 9 号幹線築造工事は，延長 L=1,282.1m の下水道（仕上り内径 ϕ=3,250mm）を構築する工事であり，地表面下約 17m を泥土圧シールド工法で施工している．平成 24 年 2 月末時点で TD.650m 付近まで掘削が完了しているが，福岡層群頁岩の泥寧化した掘削土砂によるチャンバー内の閉塞やスクリューコンベアからの噴発が頻繁に発生している．

そこで今回，施工性を低下させている主な原因と考えられる頁岩の地質特性を調べた．その結果，頁岩は膨張性粘土鉱物を多量に含有しているため，掘削により細片化した頁岩がスレーキングと膨潤により土砂化し，さらに大量湧水（海水）と添加材（高分子材，気泡材）が混ざり合い“凝集（フロック）化”や“混在せず分離・沈殿化”現象が発生することなどが明らかになったのでここに報告する．

2. 掘削対象の地質状況（図－１参照）

当工事の地盤は，既往の地質調査により上位より GL-10m 付近まで完新世粘性土～砂質土，GL-10m 付近まで更新世砂礫層，それ以深より基盤岩である古第三紀層福岡層群の頁岩，砂岩，礫岩が分布している．掘削対象の福岡層群は，ビット交換時にシールドのチャンバーを開け切羽を目視観察した結果より，N80° E/20° S 傾向の同斜構造を呈しており，追加調査ボーリング結果などを踏まえて地質縦断図を見直した．

3. 各種試験結果

頁岩は破砕されると泥寧化しやすく閉塞という特殊な現象が発生していることから，膨張性粘土鉱物の含有量や性質を特定するスレーキング試験，X線回折，スメクタイトの定量試験，吸水膨張率・膨張圧試験，粘性試験を実施した．

（１）スレーキング試験結果

未風化の頁岩 2，砂岩 2，風化した頁岩 1 の合計 5 試料で実施した．その結果，未風化の砂岩，風化した頁岩ではスレーキング性は認められなかったが，未風化の頁岩は 2 試料ともスレーキングによる劣化を示した．さらに，そのうちの 1 試料はスレーキング指数 4 を示し，浸水直後より試料が崩れはじめ，1～2 時間でほぼ完全に砂～泥状化する“崩壊型のスレーキング性”を有していることが判明した．

（２）X 線回折結果（表－１参照）

X 線回折（不定方位，定方位，エチレングリコール処理）により頁岩，砂岩の吸水膨張性粘土鉱物（スメクタイト）の有無を分析した．表－1 より，頁岩において，多量のスメクタイトを含有することが判明した．

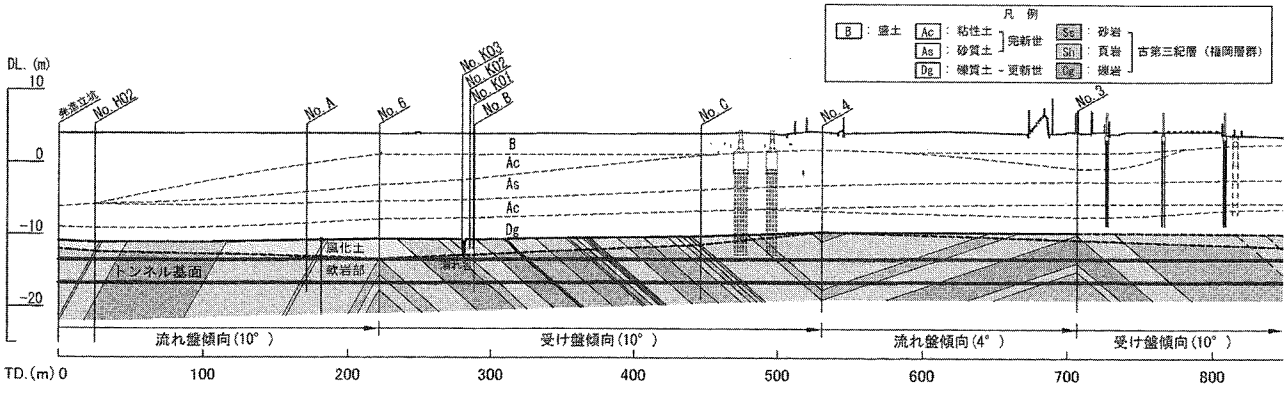
（３）スメクタイトの定量結果（図－２参照）

試験方法は鉄道技術研究報告[1]に準拠し，粉末 X 線回折によるスメクタイトの定量を行った．図－２より，未風化の頁岩のスメクタイト含有量は，30～42%を示し，これはベントナイト原石（スメクタイト含有量が少ないもの）に相当する程度であり，通常の岩石では高含有量に属することが明らかになった．

（４）吸水膨張圧・膨張率試験結果（図－３参照）

未風化の頁岩は，スメクタイトを多量に含むことが確認されたことから，チャンバー内の固結・閉塞の原因と考えられる吸水（水道水，海水）による体積変化（膨潤）による圧力および膨張率を測定した．

図－３に示す試験結果より，未風化の頁岩は海水で 498kN/m^2、水道水で 733kN/m^2 程度の吸水による膨張圧を示すことが確認された．また，未風化の頁岩は海水で 27%，水道水で 40%以上の吸水膨張率を示すことが確認された．特に海水の場合，水道水と比較して膨



図－１　見直したトンネル地質縦断図（TD.0～800m 区間）

張率は小さいものの、60分程度でほぼピークに達しており，急激に反応することが示された．このことは，実際のチャンバー内に取りこまれた時間を想定し 10分とした場合，水道水では約 2%であるのに対し，海水では14%と急激な膨張の反応があることがわかる．

（5）粘性試験結果（表－2，3参照）

チャンバー内に掘削土砂を塑性流動化し，排出しやすくするために添加している添加材（高分子と気泡）の頁岩への影響を把握するため，円筒形粘度計（ビスコテスター）を使用して粘性試験を行った．

表－2に示す試験結果（高分子材）では，海水（一部水道水）は，多くの状態で混在せず分離・沈降化もしくは凝集（フロック）化し，高分子材による塑性流動化の効果が期待できない結果となった．

次に表－3に示す試験結果（気泡材）では，水道水は攪拌すると気泡材による泡が多く発生し，その泡の中で頁岩の土砂がうまく絡み合い塑性流動化が確認された．これに対し海水は，攪拌したことにより泡は発生するが，頁岩が混在せず分離・沈降化し，分離した上層の泡のみを攪拌する状態となり，高分子材と同様に，塑性流動化の効果が期待できない結果となった．

4. まとめ

本工事において，施工性を低下させている原因を把握することを目的に，古第三紀福岡層群の頁岩に対して各種試験を実施した．

その結果，膨張性粘土鉱物を多量に含み，さらに短時間に 2～4 割の体積膨張する特性が主なチャンバー内の閉塞の原因と推定された．また，大量の湧水（海水）が，添加材注入効果を低下させ“凝集（フロック）化”や“混在せず分離・沈殿化”による粘土化や再固結化を助長させ，チャンバーのスリット部やスクリューコンベアの刃先などに切削された頁岩が付着し，排出しにくい状態としていることが推定された．

文献

1) 桜井他：膨潤性粘土鉱物の簡易定量法の研究，鉄道技術研究報告，No.1312（施設編第 574 号），1986.

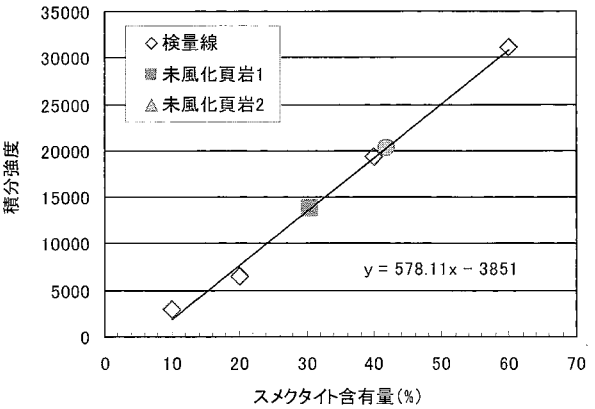
表－1　X線回析結果（組成鉱物一覧表）

試料名		組成鉱物						
		Qz	Fl	Mi	Ch	Sm	Ze	Oth
頁岩	風化	◎	○	▼	－	○	△	－
	未風化 1	◎	△	－	△	◎	○	－
	未風化 2	○	△	－	△	◎	○	－
砂岩	未風化	◎	○	▼	△	▼	▼	－

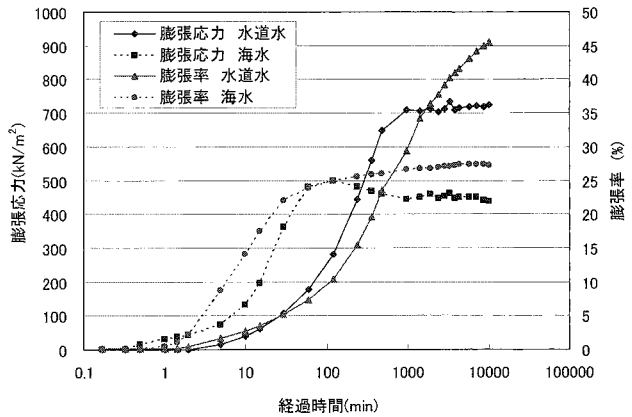
相対的な量の目安
◎：多い
○：中位
△：少ない
▼：僅か

凡　例

Qz:石英	Sm:スメクタイト
Fl:長石類	Ze:沸石類
Mi:雲母粘土鉱物	oth:その他
Ch:緑泥石	



図－2　スメクタイトの定量試験結果



図－3　吸水膨張圧・膨張率試験結果

表－2　粘性試験結果（高分子材）

No	湧水量 (l/min)	高分子希釈量 (%)	測定結果			
			水道水		海水	
			目視観察	粘性抵抗 (mPa·s)	目視観察	粘性抵抗 (mPa·s)
①	200	0.4	○	2,000	△	400
②		0.6	○	1,000	○	750
③		0.8	△	400	×	2,500
④	300	0.4	○	1,200	△	150
⑤		0.6	○	1,500	△	220
⑥		0.8	○	1,000	×	1,250
⑦	500	0.4	×	測定不可	×	測定不可
⑧		0.6	×	測定不可	×	測定不可
⑨		0.8	×	測定不可	×	測定不可

○：塑性流動化，△：混在せず分離・沈殿化，×：凝集(フロック)化

表－3　粘性試験結果（気泡材）

No	湧水量 (l/min)	気泡注入量 (%)	測定結果			
			水道水		海水	
			目視観察	粘性抵抗 (mPa·s)	目視観察	粘性抵抗 (mPa·s)
①	200	10	○	2,400	△	1,100
②		20	--	---	△	1,900
③		30	○	2,700	○	2,700
④	300	10	△	2,000	△	1,400
⑤		20	--	---	△	1,600
⑥		30	○	2,500	○	2,300
⑦	500	10	△	1,900	△	1,500
⑧		20	--	---	△	1,900
⑨		30	○	2,400	△	2,000

○：塑性流動化，△：混在せず分離・沈殿化，×：凝集(フロック)化

P21. 不飽和地盤のセメント系材料による改良に関する応用地質学的検討

Engineering geological study on cement grouting of unconsolidated ground

○久野春彦（電力中央研究所）・阿部聡（茨城大学大学院）・塩竈裕三・小早川博亮（電力中央研究所）

Haruhiko Kuno,Satoshi Abe, Yuzo Shiogama ,Hiroaki Kobayakawa

1. はじめに

未固結な地盤の陥没とは，第四紀に基盤の上に堆積した未固結堆積物が，何らかの原因により他所に移動し，未固結堆積物中に空洞が生じる現象の総称である．未固結堆積物の下に広がる基盤には，様々な用途の構造物や資源採掘のための坑道など人工的な空間が存在し，この事象はその空間の存在と密接に関係している．例えば陥没現象の多くは，基盤中の人工的な空洞の天盤が，掘削時の地盤の緩みに長い年月の風化・荷重による劣化などが加わることにより崩壊し，その岩盤の上部を覆う未固結堆積物が引き込まれる，いわゆる浅所陥没と呼ばれる基盤の崩壊に伴い短時間に生じる現象である．この事象は規模の大きい陥没穴が生じることや広範囲に広がることから，社会的な問題として取り上げられることが多い．よってこれまでに発生した多くの陥没事象は，地盤内の人工的な空間の損傷に原因を求め，その空間の埋め戻しにより恒久的な対策を実施したと考えてきた．しかしながら近年，未固結地盤の陥没現象のなかに，浅所陥没では説明できないような事例が存在することが明らかになった．この現象は著者らのこれまでの研究により，地盤内に生じたパイプ（水みち，細粒粒子が抜けた疎の領域）を通して地下深部のなんらかの空間に向かって，表層の土質材料中の細粒粒子が流出する，いわゆるパイピング現象が要因であることを示してきた[1]．

またその後の調査・検討により，基盤と未固結堆積物の境界付近に無普請で掘削されたトンネルなどにおいて，地表まで到達しないような地盤の崩落（坑壁崩壊）が生じ，その崩落により，上載層に弛みが生じ，その場所の地表に近い部分において，地下の小規模な空間と空洞として連続しないような小規模な陥没穴が生じているような現象が発生しているということが明らかになった．これは，起因となるものは掘削された人工的な空間で生じた地盤崩壊ということになるが，現象としては浅所陥没のように地表までその崩壊の範囲が到達しておらず，弛んだ堆積物中に生じた亀裂を通して，地下深所に地表付近の細粒粒子が流下したことにより生じたものと推察され，浅所陥没とパイピング現象の複合した形での陥没と考えられる．

このようなパイピングを主因とする，あるいは崩落とパイピングの複合タイプの陥没の場合には，未固結堆積物中に生じている水みちを閉塞して細粒粒子が流下しないようにするための対策工が必要である．地盤改良方法としては，恒久的に水みちを閉塞すると同時に地盤の強度を保障する必要があることから，通常セメント系材料による地盤改良が実施される．そのため不飽和地盤中の水みち（パイプ，疎の領域）の改良において，改良範囲のモニタリング技術やグラウト施工による地盤の性状変化を的確に掌握する方法を見出すことが重要である．その一つの方法として，見かけ比抵抗の変化率を用いることにより地盤改良モニタリングが可能であることを報告[2]した．本論では，電気比抵抗の変化と充填率，充填率と材料の強度や透水性の関係を室内試験により明らかにし，地盤改良効果を考慮したモニタリングの可能性について考察する．

2. 薬液固結土供試体の作製

本検討で対象とした地域の地盤は，渓流から流出した土砂が扇状地状に堆積した扇状地堆積物あるいは土石流堆積物からなる．実際の現場で採取した土質材料の粒度分布を図-1 に示す．これらは，JGS0051-2009「地盤材料の工学的分類方法」[4]によると，細粒分まじり砂質礫と砂質細粒土に分類される．

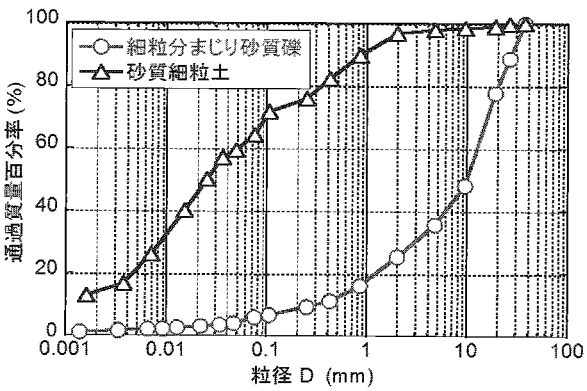


図-1　対象地盤の粒度分布[1),3)]

室内試験における供試体作製は，粒度分布に着目した模擬材料を用いる方法[5)]で実施した．なお本研究の供試体作製方法は室内試験の制約から，現地での条件と異なっている．応用地質学的検討をする上で考慮すべき点は①現地から採取された試料は，供試体作製上の制約から巨礫より粒径の大きい土粒子は中礫として扱ったこと，②模擬材料を用いた供試体作製においては，粒度分布と乾燥密度により供試体の構成を管理しており，使用した骨材と実際に現地で採取された土質材料とは必ずしも同一の素材ではないこと，③同様に供試体は気乾状態の模擬試料を用いており，充填率 0%での含水比は 1.0%となっていること，④室内試験では

グラウトの充填率と各種物理的性質を比較することが目的で，浸透による充填ではなく規定された量を模擬材料に混ぜて作製する方法をとったことなどである．

なお土質材料の基本的な性質や使用した薬液などについての詳細はここでは割愛する．

3. 室内試験による改良効果の検討

一軸圧縮試験は，JIS A 1216:2009 の土の一軸圧縮試験方法の規定[6]を参考に，直径 10cm，高さ 15cm に成形した円柱形供試体に圧縮ひずみ速度は 1%/min として，連続的に圧縮を加える試験を実施した．一軸圧縮試験を実施するにあたり，薬液充填率 20%以下の供試体は自立しなかったことから，薬液充填率 20%における一軸圧縮強さを 0kPa とした．なお，薬液のみの一軸圧縮強さは約 670kPa であった．図-2 に一軸圧縮強さと薬液充填率の関係を示す．

変水位透水試験は，JIS A 1218:2009 の土の透水試験方法で規定[4]に則り，透水円筒内で供試体を作製し，24 時間湿空養生した後に供試体を飽和させ，試験を実施した．図-3 に透水係数と薬液充填率の関係を示す．

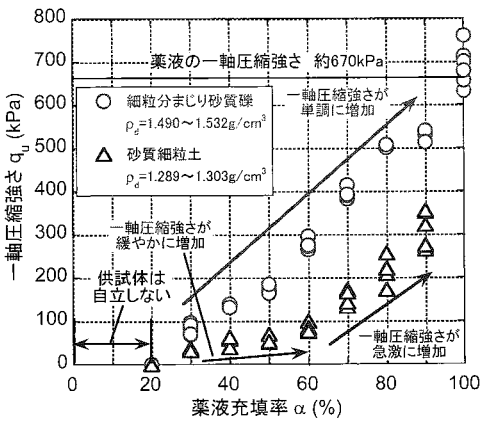


図-2　一軸圧縮強さと薬液充填率の関係

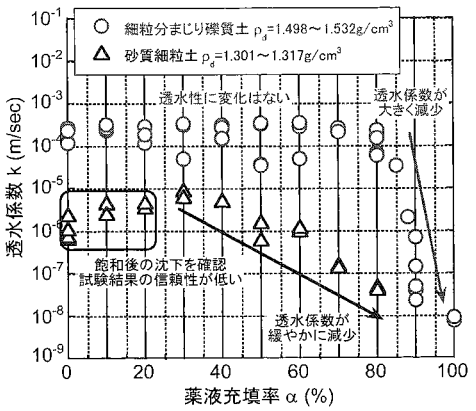


図-3　透水係数と薬液充填率の関係

図-4 に電気比抵抗と薬液充填率の関係を示す．これらの図 2～4 の一軸圧縮強さ，透水係数と薬液充填率の関係および薬液充填率と電気比抵抗との関係から，電気比抵抗の変化により模擬地盤材料がどのように改良されたかを評価することが可能となった．

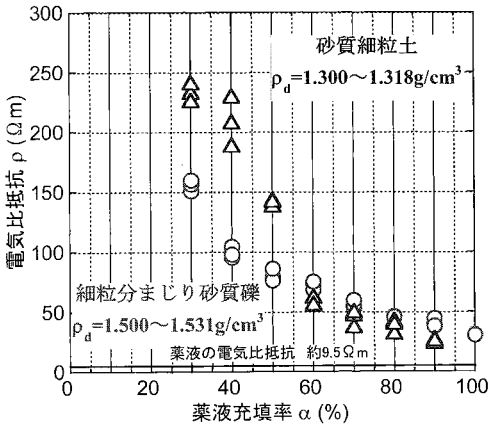


図-4　薬液充填率と電気比抵抗の関係

4. 議論

供試体の作製方法の項に述べたように，図 2～4 は，実際の地盤の状態とはやや異なっている．比抵抗の変化による改良効果のモニタリングという点では，薬液の充填方法による差が大きいと考える．すなわち，室内試験での均等な充填と，たとえば実地盤で局所的に脈状浸透する場合とでは，同じ充填率でも現れる比抵抗の変化が異なることが推測される．

一方で，実際の計測においても地盤が改良された領域では見かけ比抵抗変化率が 50%程度に達する事実が確認されており，試験条件の違いによる改良効果の定量評価には課題を残すものの，見かけ比抵抗変化率のモニタリングによって，改良範囲を抽出すると同時に，地盤の性状変化を評価しうると考えられる．

文献

1) 久野春彦，小早川博亮，塩竈裕三，末永弘：未固結地盤の陥没メカニズムの検証，地盤工学会誌，Vol.57 No.9, pp.10-13, 2009.

2) 久野春彦，小早川博亮，塩竈裕三：不飽和陥没地盤の改良工事モニタリングに関する応用地質学的検討，応用地質学会，平成 23 年度研究発表会講演論文集,p.229-230

3) 小早川博亮，塩竈裕三，久野春彦：セメント注入による地盤改良における充填率と電気比抵抗の関係，第 46 回地盤工学研究発表会(CD-ROM), pp.833-844, 2011.

4) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 - 二分冊の 1-, pp.53-80, pp.97-103, pp.115-136, pp.449-461, 2009.

5) 阿部聡，小峯秀雄，村上哲：セメント系薬液注入により改良された地盤の一軸圧縮強さおよび透水係数に基づく改良効果の評価と電気比抵抗との関係，第 10 回地盤改良シンポジウム（投稿中），2012.

6) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 - 二分冊の 2-, pp.541-551, 2009.

P22. 簡易動的コーン貫入試験値と土壌硬度計測定値との相関

Correlation between Portable dynamic cone penetration test and Soil hardness test

○渋谷典幸，小俣雅志，檀上裕司，郡谷順英（(株)クレアリア）
Noriyuki Shibuya, Masashi Omata, Yushi Danjo, Yorihide Koriya

1. はじめに

軟弱地盤分布地域では，ボーリング調査の補完として簡易動的コーン貫入試験が多く実施されており，試験によって得られた地盤の貫入抵抗によって，土層分布の推定に用いられている．

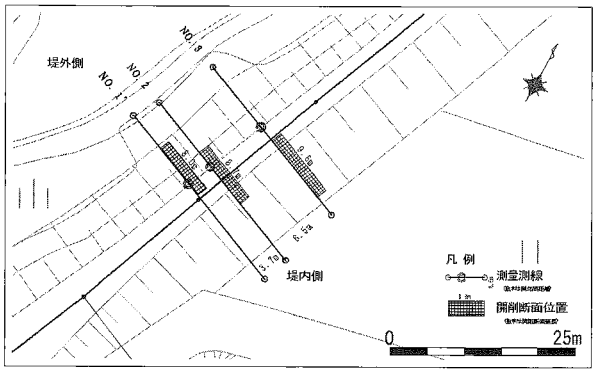
一方，土壌硬度計は農業土木分野において根系の発達具合の推定に使用されてきたものであるが，近年，堤防開削時の緩み具合の把握などに応用されつつある．

本論では，堤防の開削調査における両者の計測事例を紹介し，盛土の管理段階における，簡易動的コーン貫入試験を用いた土質の緩み具合把握の可能性について報告する．調査は，一級河川天竜川水系天竜川の左岸二線堤部で実施した．

2. 調査の手順

調査は河川堤防の堤体表面から土研式簡易動的コーン貫入試験を実施した後，堤体を開削し，山中式土壌硬度計による硬度測定を行った．

堤体開削は，堤体の安定性を考慮し，図－1 に示す堤内側（No.3），天端（No.2），堤外側（No.1'）を別測線で調査し，全てを合成して一つの断面形状とした．



図－1　調査断面位置

3. 土質構成

堤体開削断面の下流面合成図を図－2 に示す．

堤体直下の沖積層は，シルト～砂質シルトからなる Ac 層と，*N*d 値が高く砂～砂礫からなるものと考えられる扇状地堆積物で構成されている．

堤体土質は，堤内最下部の B1 層，主要部を占める B2 層，天端嵩上げを示す B3 層，堤内側腹付けを示す B4 層，堤外側腹付けを示す B5 層，表のり肩の凹部を埋めるようにして分布する B6 層からなる．

4. 試験結果

4.1 簡易動的コーン貫入試験結果

簡易動的コーン貫入試験は，堤体表面から堤内側 3 箇所，天端 3 箇所，堤外側 3 箇所の計 9 箇所実施した．

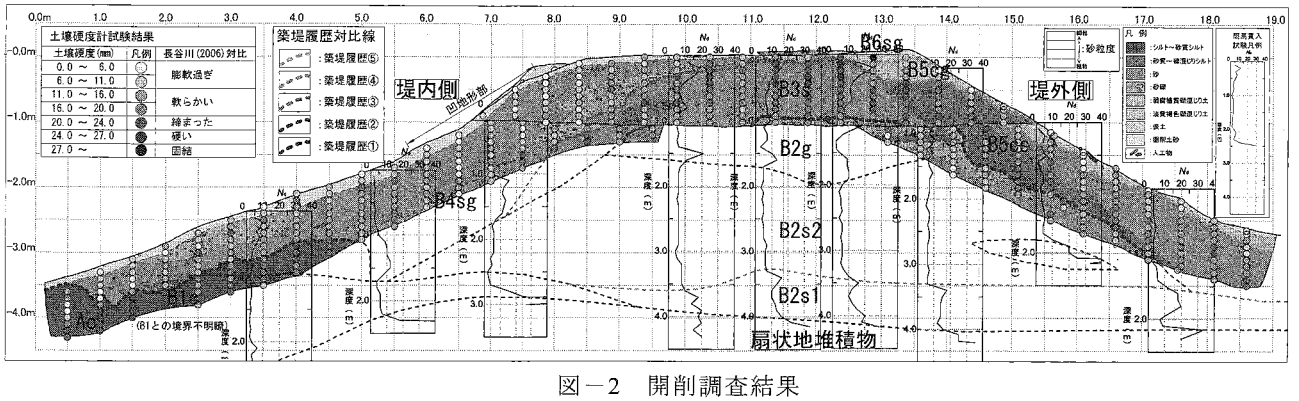
調査結果は，礫を含む土質において *N*d 値が比較的高く出る傾向がある反面，シルト～砂質シルトにおいては *N*d 値が低く出る結果となった（図－2）．

4.2 土壌硬度計測定結果

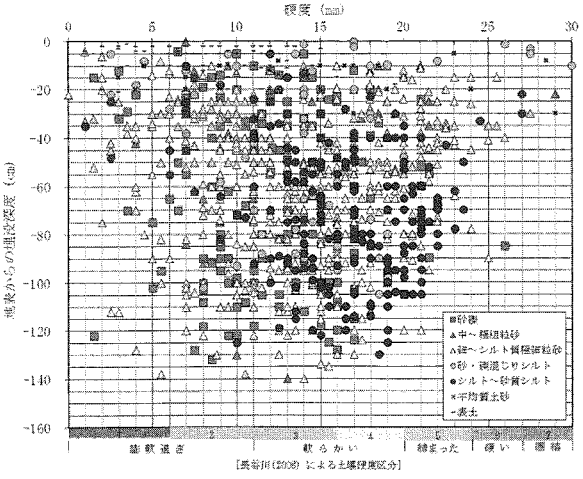
土壌硬度計測定は，堤体開削断面において，上下流面合わせて堤内側 428 点，天端 307 点，堤外側 362 点の計 1097 点を実施した．

試験結果は，貫入量（mm）と細分化した長谷川（2006）[1]の指標を用いて取りまとめを行った（図－3）．

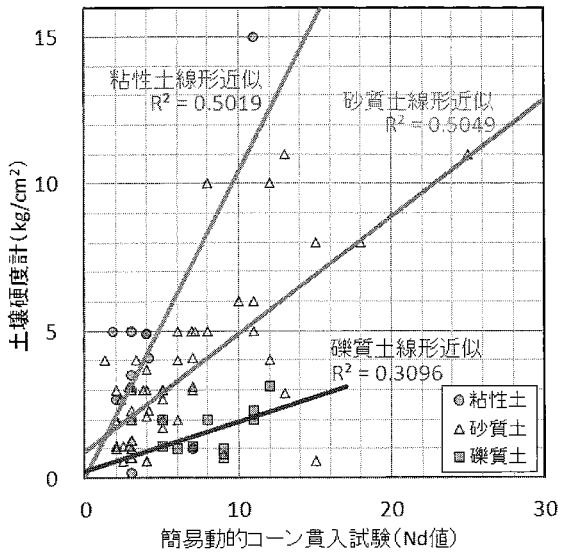
その結果，貫入量は，粒径が小さくなると増大する傾向となった．ただし，同じ土層かつ同じ土質内においても，測定値に変化がみられた．土壌硬度の低い箇所は堤内側上～中部の凹地形部周辺に顕著であることと，天端直下において深度方向に土壌硬度が低下することが特徴的である（図－2）．



図－2　開削調査結果



図－3　土質毎の土壌硬度測定結果



図－4　土壌硬度－*Nd* 値相関

5. 試験結果の考察

5.1 土壌硬度計による緩み具合の把握

土壌硬度計測定値の取りまとめの結果，同じ土層内かつ同じ土質内においても測定値に変化が見られ，土壌硬度の低い箇所が一定の範囲内に分布することが分かった．同時期に盛り立てられた堤防では，築堤時の締め固め方は均一であり，土質及び土層が同じであれば，同一の土壌硬度を示すはずである．ところが，開削面で計測した土壌硬度は異なる値を示していることから，この差は緩みの状態（緩み具合）を示しているものと考えられる．したがって，今回の調査では，土壌硬度計を用いることで，堤体の緩み具合を把握することができた．

5.2 土壌硬度及び *Nd* 値の比較検討方法

土壌硬度計では 2 つの計測値（貫入量及び貫入抵抗値）が得られる．このうち，貫入量（mm）は接地するコーンの断面積が変化するため，1mm 毎の硬度の変化量が一定ではない．一方，貫入抵抗値（kg/cm^2）の変化量は一定となっている．簡易動的コーン貫入試験は，最初の 5cm 分を除き，*Nd* 値の変化量が一定である．したがって，土壌硬度と *Nd* 値を比較検討する際は，貫入抵抗値（kg/cm^2）を用いることとした．

5.3 土壌硬度及び *Nd* 値の比較検討結果

土壌硬度と *Nd* 値の相関図を図－4 に示す．各試験値は，簡易動的コーン貫入試験位置に最も近い位置の土壌硬度測定結果を選定し，表層部の乱れの影響がある箇所と礫あたりの可能性がある箇所を除外した．

検討の結果，簡易動的コーン貫入試験により得られた *Nd* 値と，堤体開削断面にて実施した土壌硬度測定結果の間には，土質毎に一定の正の相関性を認識することができた．土質毎の相関式と決定係数（R^2）を以下に示す．

粘性土：土壌硬度= 1.0386 *Nd* + 0.0351　(R^2 = 0.5019)

砂質土：土壌硬度= 0.3984 *Nd* + 0.9280　(R^2 = 0.5049)

礫質土：土壌硬度= 0.1671 *Nd* + 0.2429　(R^2 = 0.3096)

5.4 土質の緩み具合把握の可能性

土壌硬度と *Nd* 値には，土質を区分することによって，一定の正の相関性を認識することができた．土壌硬度の差は土質の緩み具合を示すので，簡易動的コーン貫入試験を使用することにより，間接的に緩み具合を把握することができる．

しかし，簡易動的コーン貫入試験は試料の採取ができないため，土質の緩み具合を把握する場合には，土質構成が判明している場所で調査を実施する必要がある．例えば，堤防の詳細点検箇所などでは，土質分布が把握されているため，管理段階で簡易動的コーン貫入試験を実施することは，堤体土質の緩み具合を判断するのに効率的な方法となり得る．

6. まとめ

本論では，中山式土壌硬度計による土壌硬度と土研式簡易動的コーン貫入試験による *Nd* 値が，土質区分毎に相関があることを明らかとした．この相関を利用することにより，土質構成が判明している場所では，簡易動的コーン貫入試験によって土質の緩み具合を把握可能であることを示した．今後は，他地点のデータを含めて，更にデータを増やすことによる相関式の精度向上と，緩み発生の判断基準の検討が必要である．

謝　辞

本論を作成するにあたり，国土交通省中部地方整備局浜松河川国道事務所の折原正人調査第一課長，芥川哲調査第一課水防企画係長には，現地での有益な御討論を頂くとともに，貴重な調査資料の公表を御快諾頂いた．ここに厚く御礼申し上げる．

文　献

1）長谷川秀三（2006）：根系深さの推定方法，日緑工誌，Vol.31，No.3，pp.346-351.

P23. 定方位・高品質コアリング工法

村田　誠一（㈱高知地質）・高野　邦夫○（地圏防災調査事務所）・大内　学（㈱ダイヤコンサルタント）

1．はじめに

調査ボーリングは，地質性状，不連続面の傾斜等の地質情報の取得を主目的として行われることから，コアの流失，撹乱が少ないほどより正確な地質状況を把握することが可能となる。このため，高品質コアのサンプリング技術は近年著しく進歩している。一方で，現状のボーリング技術ではコア自体の方位が不明であることから，層理，断層等の地質不連続面の走向，傾斜を把握する必要がある場合には，一般にボアホールスキャナーが併用されている。しかし，掘進中にケーシングを挿入しなければならない場合や細粒分による孔内水の濁りを容易に除去できない断層破砕部等の脆弱な地質区間ではボアホールスキャナーを適用することができないために，正確な地質情報を得ることができないという課題があった。

ここに紹介する「ＦＩＡＸコアリング工法」は，ボーリングコアを定方位で高品質な状態で採取できることから，ボーリングコア自体から様々な地質不連続面の方位を測定可能とするものである。

本工法は，実証試験を約 10 箇所で行い，定方位コアをサンプリングするとともに，その方位をボアホールスキャナーにより検証し,確実に定方位コアが採取できることが確認している。

2．高品質・定方位コアリング

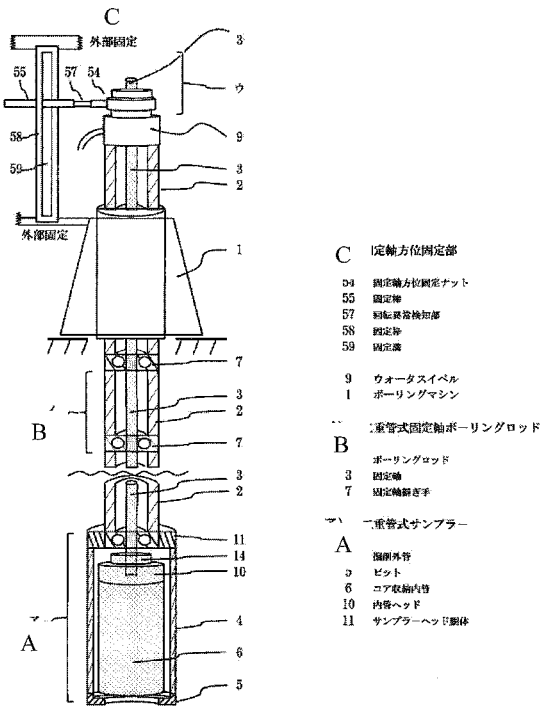
一般に高品質コアを採取する目的でダブルコアバーレルが用いられているが，コアを収納する内管がベアリングによる自在回転構造となっているため，硬軟の急変箇所等で回転切削する外管と内管が供回りを生じることがあり，コアが回転して変形する等のトラブルがしばしば発生している。また，これまでの技術においては､掘進時にコアバーレル内管の供回りを防止し，コアを定方位でサンプリングする方法として，①内管の回転履歴と捩じれを検出する方法，②サンプリング直前に方位マーキングあるいは方位検出を行う方法等の様々な手法が考案されているが，いずれの手法も深度数 10m クラスの岩盤の連続コアリングでは実用化に至っていないのが現状であった。

株式会社高知地質が開発した「ＦＩＡＸコアリング工法」は，コアバーレル内管を一定方位に制止させることにより乱れのない定方位コアを採取するものである。本工法は独自に考案した「二重管式固定軸ロッド」及び「固定軸ダブルコアバーレル」によって，これらの内管を定方位に固定してサンプリングを行うため，定方位のコアを採取できるだけではなく，外管との供回りによるコアの品質低下も防止することができるため，断層粘土や地すべりのすべり面粘土等の脆弱部を不撹乱状態でサンプリングすることを可能としたものである。

3. ＦＩＡＸコアリング工法（特許第 4609783）

本工法は，汎用ボーリングマシンを改良し，二重管式固定軸ロッド及び固定軸ダブルコアバーレルにより定方位コアのサンプリングを行うものである(図－１)。

以下にＦＩＡＸ工法の特徴について述べる。



●二重管ロッドの内管(B-3)を地上で自在な方位に固定（C）するとともにコアバーレル内管(A-6)と連結，一体化する。

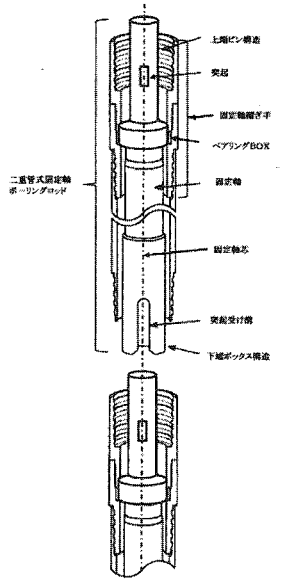
●二重管ロッド外管(B-2)及びコアバーレルの外管(A-4)を回転させてもコアバーレル内管(A-6)が定方位に固定された状態に保たれているため，定方位のサンプリングが可能である。

図-1　FIAX コアリング工法概要図

(1) 二重管式固定軸ロッド

ロッドを二重管とし，外管が回転しても内管は固定された状態を保つ装置である。供回り力による内管の捩れを抑制するため大口径で高強度の固定軸部材を選

定し、複数連結されている固定軸が同一芯となるよう精密加工を施した。孔長 100m で 5° 以内の方位誤差を目標として開発した装置である（図－２）。



【固定軸の構造】

●固定軸の上下端をピン・ボックスとしており、外管のねじ連結と同時に固定軸も連結される。

図-2　二重管式固定軸ロッド概要図

(2) 固定軸ダブルコアバーレル

コアを採取・収納するダブルコアバーレルの内管を二重管式固定軸ロッドの内管と連結し，コアバーレル外管が回転した状態でも内管は固定された状態を保つ構造とした。

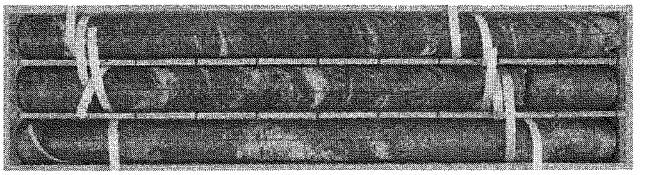
(3) 定方位コア採取法の原理

本工法は任意の方向に固定された二重管ロッド内管とダブルコアバーレル内管を連結（同軸一体化）しているため，掘進中にロッド外管及びコアバーレル外管を回転させても，ロッド内管及びコアバーレル内管が回転しない構造となっており，コアを回転させることなくサンプリングすることを可能とした。さらに，ロッド内管を地上で任意の方位（北）に固定し，コアバーレル内管中の収納ビニールチューブの青線を地上で固定した任意の方向（北）に合わせることにより，任意の方向（北）のコアを採取することを可能とした（図－３）。

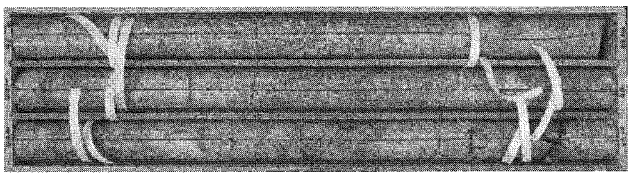
(4) 課　題

現段階では本工法はボーリング孔径 86mm に限定されている。小孔径とする場合には装置部材の小型化による強度低下が課題となり、大孔径とする場合や適用深度をさらに深くする場合には装置部材の大型化，高強度化が課題となる。

現在、孔径 116mm に対応できる装置を開発中であり,今後もニーズに応じて多様な孔径を開発する計画である。



①　泥質片岩及び破砕部



②　風化花崗岩及びひん岩

●収納ビニールチューブの青線が北を示す

図-3　定方位・高品質コアの事例

4．まとめ

ＦＩＡＸコアリング工法により得られた高品質・定方位コアは，極めて乱れが少ないことから，地質状況を詳細に観察することができる。また，コアから様々な地質不連続面の方向を測定できるため，従来の汎用ボーリングでは実現が困難であった以下のような利用法が考えられる。

① ３孔以上のボーリングを必要とする層理面，地質境界，断層，節理，片理，変質脈等の地質不連続面の走向・傾斜，条線の方向等を１孔のみで測定可能

② 断層粘土，すべり面粘土等の脆弱な地質区間のコアを不撹乱状態でサンプリングできるため，三軸圧縮試験等の力学試験試料として使用可能

③ コアの方位が明確であるため古地磁気測定試料として使用可能

地山の亀裂の開口幅が問題となる地点にはボアホールスキャナーが優れるが，孔壁崩壊や孔内水を清浄にすることが困難な泥質岩の硬軟繰り返す断層破砕部や脆弱な地すべり移動層直下のすべり面等のボアホールスキャナーが適用困難な区間の不連続面の方向を把握するためには「ＦＩＡＸコアリング工法」は非常に有効である。

以上に述べた「ＦＩＡＸコアリング工法」の特性は，地質調査の高精度化，コスト縮減に少なからず寄与するものと考えられる。

文　献

(社)全国地質調査業協会連合会（2003）ボーリングポケットブック第４版　オーム社

P24. 天然砥石としての風化泥岩の摩擦機構に関する研究

- 天然砥石の砥粒は石英であるか -

A Study on Friction Mechanism of Weathered Mudstone as Natural Whetstone: Is Abrasive Grain of Natural Whetstone Quartz?

○廣瀬佳苗（日本大学・院），竹村貴人（日本大学文理学部）
Kanae Hirose, Takato Takemura

1. はじめに

刃物を研ぐ石を砥石という．世界各地で産出する天然砥石は，古くから人類の文化を支えてきた．種々の刃物の製造工程には砥石による研磨の作業が不可欠であり，衰えた刃物の切れ味をよみがえらせることができるのも砥石である．しかし，天然砥石は有限資源であり，日本の砥石山は次々と閉山している．現在では，安価で品質と供給の安定した人工の合成砥石が広く出回るようになった．

砥石はその密度や構造により粗砥（形状創成），中砥（形状仕上げ），仕上げ砥（表面仕上げ）に大別され，それぞれ砥粒，砥粒を繋ぎ合わせる結合剤，空隙から成る．天然砥石の仕上げ砥を特に合砥と呼び，微小な粘土粒子から構成され、異方性を持つ層状構造（竹村ほか，2009）をしている．

刃物の研ぎ師は，粗砥や中砥は合成砥石で十分に代用が可能になってきたが，未だ研磨の仕上げだけは天然砥石でなければできないという．また，砥粒は石英であると考えられているが，明らかにはされていない．天然砥石と合成砥石を比較することで合砥の特徴を明らかにすることを目的とする．

2. 調査方法

研究材料には，現在でも採掘が続いており，優れた研磨性能の名声はいまだに変わることのない（京都天然砥石組合編，2003）とされる京都の天然砥石（丹波帯砥石型珪質泥岩（Imoto, 1984））と，家庭用に市販されている合成砥石の仕上げ砥を用いた．被加工材には数種類の金属丸棒を用い，同様の条件で研磨したものと研磨していないものを用意する．

まず，走査型電子顕微鏡（SEM：Scanning Electron Microscope）により，被加工材表面，砥石表面，研ぎ汁を乾燥させた粉末を観察する．

次に，エネルギー分散型 X 線分光法（EDX Energy Dispersive X-ray Spectroscopy）により，被加工材の定性，定量分析，点分析，元素マッピング，重複，砥石と研ぎ汁の定性，定量分析を行う．

元素マップ（面分析）とは，試料表面上を電子線走査したところから発生検出されたX線を二次元的に表示したものをいい，予め対象のマップ像を赤（R），緑（G），青（B）に選択することで三元素の RGB 重複画像を表示することを重複という．定性，定量分析は未知試料の濃度計算に用いられ，質量%で表示される．

また，XRD（X - ray diffraction）により天然砥石の粉末を，液体クロマトグラフィーにより砥石の粉末と研ぎ汁を乾燥させた粉末を分析した．

3. 結果

天然砥石は O，Al，Si，K，Fe などの元素で構成され，石英やイラントーモンモリモナイト，NO_3 が含まれ，秩序立った積層構造をしている（図 1）．合成砥石は O，Na，Al，Si，Ca，Ti などの元素や NO_3，SO_4 で構成され，等方的な構造をしている．

砥石や研ぎ汁の元素マップは導電性コーティングを施しても明瞭に写らなかったが，天然砥石の薄板の形に沿って Si が分布していることが窺える（図 2）．IMG は元素マッピングと同時に撮った SEM 画像であり，白に近いほど濃度が高い．

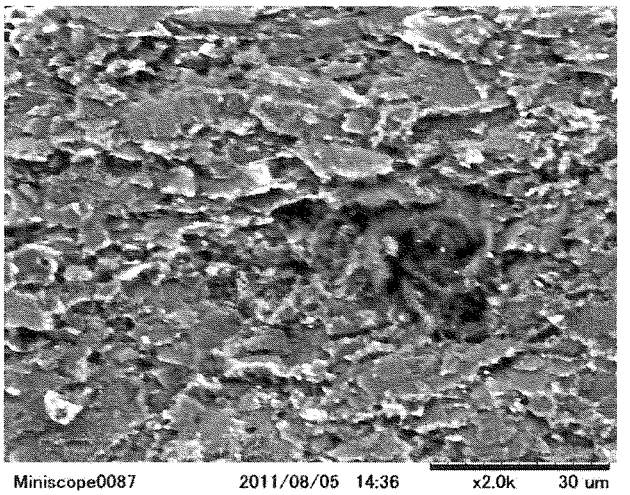


図 1　SEM 画像（天然砥石）

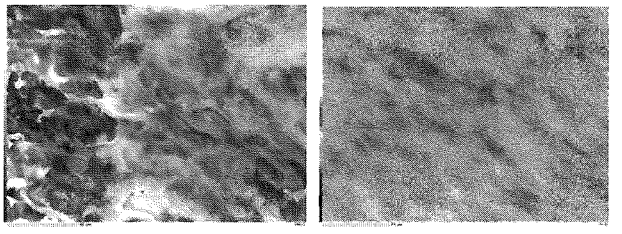


図 2　元素マップ（天然砥石）（左：IMG 右：Si）

EDXの測定により，研ぎ汁の大部分は砥石の成分で構成され，少量の被加工材の成分が混ざることや，研磨した被加工材表面に砥粒が残ることなどがわかった．

天然砥石の研ぎ汁は砥石の積層構造を思わせる薄板状の物質が多く見られ，研ぎ汁に混ざったあとも強い繋がりを保っているようである（図2左）．それに対して合成砥石の研ぎ汁には毛が生えたような微小な粒子が目立った（図2右）．極小な粒子は角張った粒子の周りに付着しているように見受けられる．砥石の成分が散逸したと考えられる．

天然砥石で研磨した被加工材表面には条痕が多く，合成砥石で研磨した被加工材表面からはがさがさと荒れた印象を受ける（図4）．研磨するごとに，表面は均一で緻密な傷で覆われ，凸部分が削り取られる．また，被加工材は均一ではなく，ある元素による2～7μm程度の固まりが存在する．偏りのある被加工材の構成成分は，研磨により表面の均一化を図ることができる．

図5は，Siを赤，IMGを緑，Oを青に設定した重複の画像である．赤と青は重なるとマゼンダになる．このとき，緑は被加工材表面，マゼンダは砥石の構成成分である石英の可能性が高い．合成砥石には石英でなく，それに似た組成の成分があると推定されるが，SiやOによる固まりが砥石の成分であることは違いない．図5では被加工材の凹部に残るマゼンダの粒子のある箇所を○印で囲った．

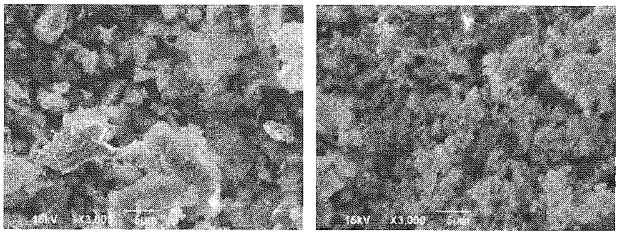


図3　SEM画像（真鍮の研ぎ汁）（左：天然　右：合成）

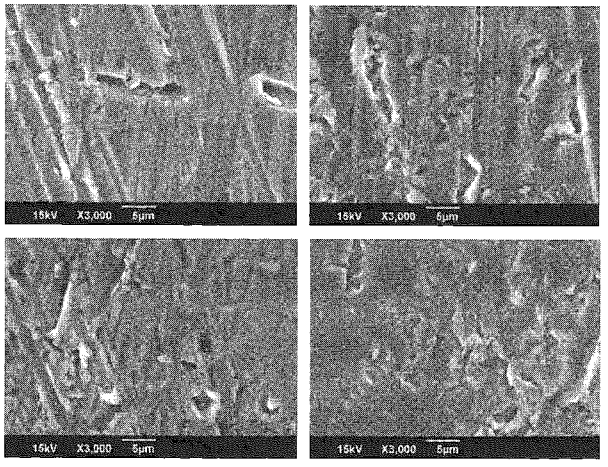


図4　SEM画像（被加工材）
（左上：アルミニウム合金，天然砥石で研磨
右上：アルミニウム合金，合成砥石
左下：真鍮，天然砥石　右下：真鍮，合成砥石）

研磨した被加工材表面には若干の砥粒（0.5～3μmのSiO_2の粒子やそれぞれAl，Ca，Tiなどにより構成される粒子）が残るが，大概は研ぎ汁へ移行する．主に凹部やその輪郭となる壁の部分に残留するが，天然砥石の研磨によりできた条痕には残らない傾向にある．

以上により，研磨跡の凹部には砥粒と見られる粒子，特に天然砥石で研磨した場合はナノ石英が残ること，天然砥石で研磨した被加工材表面には条痕が多く，その条痕には砥粒があまり見られないことがわかった．

文献

Imoto,N., 1984, Late Paleozoic and Mesozoic Cherts in the Tamba Belt, Southwest Japan part 2. Bull. Kyoto Univ., Education, no.65, 15-71.

京都天然砥石組合編（2003）『京都天然砥石の魅力』（改訂・三版）記念誌

竹村貴人，斉藤奈美子，池野順一，高橋学（2009）『応用地質学的な視点から見た天然砥石の特徴とその産業技術への展開』日本応用地質学会 第50巻 第3号 pp.160-164

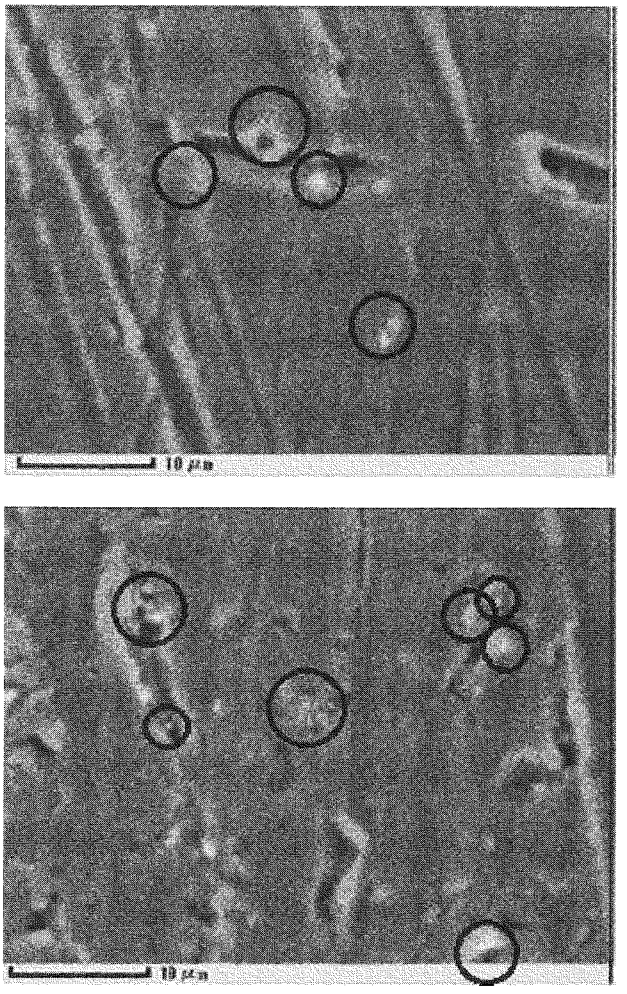


図5　重複（被加工材）
（上：天然砥石で研磨　下：合成砥石で研磨）

P25. ビーチロックの形成メカニズムに関する考察

Understanding Formation Mechanisms of Beachrocks

○檀上尭，川﨑了（北海道大学），畠俊郎（長野工業専門学校）

Takashi Danjo, Satoru Kawasaki, Toshiro Hata

1. はじめに

筆者らは，海岸侵食や島の水没危機への対策として，沿岸域で適用可能な人工岩盤の開発を進めており，そのモデルとしてビーチロックに注目している．地学事典(2007)に記載されているビーチロックの定義は，「砂浜の潮間帯に生ずる非常に新しい固結した石灰質岩．（中略）セメント物質は石灰質・鉄分，非セメント物質は粒度・質に関係なくあらゆるものを含む．」となっている．ビーチロックは，形成年代が数十年から数千年程度と，砂岩や泥岩などの堆積岩に比べて短期間で固結するため，筆者らが考える人工岩盤のモデルに適している．

本報告では，人工岩盤を作製するうえで重要な情報となるビーチロックの形成メカニズムについて考察することを目的として，以下の試験を実施した．

2. 試験方法

調査地点は，沖縄県名護市済井出（地点N，写真－1）と石川県輪島市渋田町（地点W，写真－2）の2か所を対象とし，以下の試験・分析を実施した．

2.1 針貫入試験

両地点のビーチロックに対して，軟岩ペネトロ計（丸東製作所製，SH-70）により現場試験を実施した．測定値から針貫入勾配を求め，本装置の取扱説明書に記載されている針貫入勾配と一軸圧縮強さの相関図より，一軸圧縮強さを算出した．

2.2 元素分析

両地点における固結の程度の異なるビーチロックおよび未固結堆積物の試料を室内に持ち帰り，蛍光X線分析装置（リガク社製，EDXL300，以下XRF）を用いて元素分析を行なった．また，セメント物質の微視的な観察と元素分析を行なうため，走査型電子顕微鏡SEM（島津製作所製，SUPERSCAN SS-550）とエネルギー分散型X線分析装置（島津製作所，SE DX-500，以下EDX）により試験した．

写真－1　地点Nのビーチロック

写真－2　地点Wのビーチロック（上部は陸側，下部は海側）

2.3 鉱物分析

上記2.2と同じ試料に対して，X線回折装置（リガク社製，MultiFlex 2kW）により鉱物分析を行なった．

3. 結果および考察

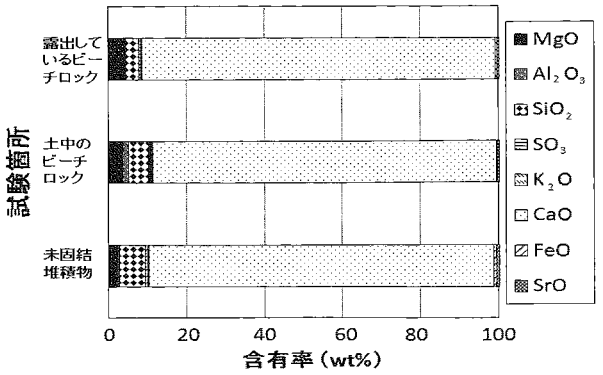
両地点のビーチロックとしては，海側で露出している状態のものと陸側で土中に埋まっている状態のものが見られた．これら2つの状態のビーチロック（露出しているビーチロックと土中のビーチロック）とビーチロック周辺の未固結堆積物を対象に行なった試験結果は，次のとおりである．

3.1 針貫入試験

針貫入試験の結果は，表－1のとおりである．表－1より，針貫入勾配から換算した一軸圧縮強さ q_u は，地点Wより地点Nの方が大きいことがわかる．また，両地点に共通して，露出しているビーチロックは土中のビーチロックよりも q_u が大きい．これは，Vousdoukas, M. I. et al.[1]の「海側で露出しているビーチロックよりも陸側で土中に埋まっているビーチロックの方が固化の程度が低い」という報告と調和的である．

表－1　針貫入勾配から換算した一軸圧縮強さ q_u の平均値と標準偏差

状態	地点N (MPa)	地点W (MPa)
露出しているビーチロック	22.1 ± 8.1（測定箇所15点）	2.0 ±0.6（試験箇所17点）
土中のビーチロック	3.4 ± 2.2（測定箇所5点）	0.9 ±0.4（試験箇所13点）



図－1　XRF による地点 N の各試料の元素含有率

3.2 元素分析

まず地点 N について，XRF による露出しているビーチロック，土中のビーチロック，未固結堆積物の各試料の測定結果を，図－1 に示す．同図より，露出しているビーチロック，土中のビーチロック，未固結堆積物の順に MgO の占める割合が大きい傾向が見られた．

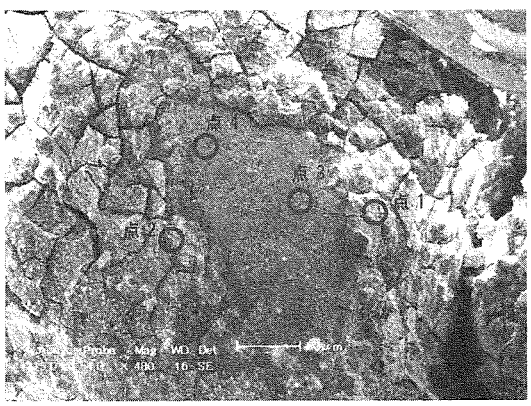
次に，地点 W について，露出しているビーチロックの試料表面の SEM 画像の一例を図－2 に示す．また，同図中の 4 点（丸印）についての EDX による点分析の結果を図－3 に示す．図－2 より，膜状のセメント物質が砂粒子を覆っている．これは，小笠原らの報告[2]と同様である．また，図－2 の中心部は，セメント物質が剥がれている部分であると推察される．さらに，図－3 より，セメント物質である点 1 および点 2 は，砂粒子である点 3 および点 4 に比べ，Al_2O_3 の含有率が大きい．

3.3 鉱物分析

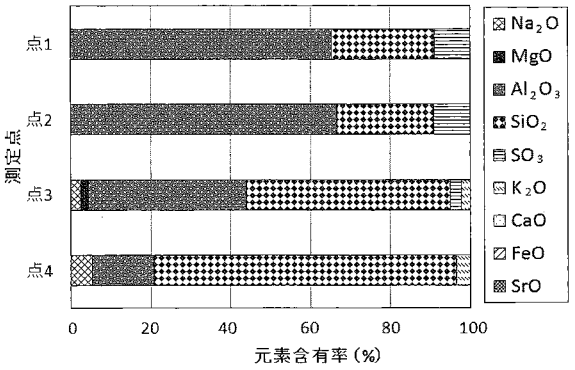
紙面の都合上，XRD の結果は割愛するが，露出しているビーチロック，土中のビーチロック，未固結堆積物の含有鉱物は，固結の程度によらず，地点ごとに共通していた．すなわち，地点 N では magnesian calcite, aragonite, quartz, 地点 W では quartz, albite, calcite, montmorillonite にピークが見られた．

3.4 形成メカニズムに関する考察

地点 N について，SEM および EDX の分析結果[3]よりビーチロックのセメント物質は主に CaO と MgO で構



図－2　地点 W の露出しているビーチロックの SEM 画像（図中のスケールバーの長さは 50 μm.）



図－3　図－2 中の点 1～4 についての EDX による元素含有率

成されている．また，XRD の結果より，Mg を含むビーチロックの含有鉱物は magnesian calcite のみであるため，セメント物質は magnesian calcite であると推定される．このセメント物質が析出するメカニズムについて考えると，まず太陽光の影響で海水が蒸発し，次に蒸発に伴って magnesian calcite の溶解度が低下し，その後，セメント物質である magnesian calcite が潮間帯の未固結堆積物中で析出すると，ビーチロックが形成されると推察される．

一方，地点 W について，前述 3.2 の EDX による分析結果より，ビーチロックのセメント物質の主成分は Al 化合物と推定される．このセメント物質が析出するメカニズムについて考えると，地点 W には Al^{3+}濃度が 15 ppm と海水に比べてとても高い濃度の湧水が存在しており，この湧水と海水が潮間帯で混合すると，湧水の pH が上昇して Al^{3+}が $Al(OH)_3$ として析出し，砂粒同士が接着され，ビーチロックが形成されると考えられる．

4. まとめ

地点 N および W のビーチロックのセメント物質は，それぞれ magnesian calcite および $Al(OH)_3$ であり，太陽光の影響および海水と湧水の混合によってセメント物質が析出し，ビーチロックが形成されると推察される．

参考文献

1) Vousdoukas, M. I., Velegrakis, A. F., Plomaritis, T. A. (2007) : Beachrock occurrence, characteristics, formation mechanisms and impacts, *Earth-Science Reviews* , Vol.85, pp. 23-46.

2) 小笠原 洋・吉冨健一・次重克敏 (2004) : 能登半島，輪島市曽々木海岸のビーチロック，日本応用地質学会中国四国支部平成 16 年度研究発表会，pp.31-34.

3) 檀上　尭 (2012) : ビーチロックの力学特性に関する基礎的研究，北海道大学大学院工学院環境循環システム専攻平成 23 年度修士論文，76p.

P26. 東京都世田谷区～杉並区における地質条件を反映した地下水面と地下水流動の検討

Groundwater surface and groundwater flow estimated from the lithology in the Setagaya and Suginami district, Tokyo, central Japan

船引彩子（日本大学工学部）・竹村貴人（日本大学文理学部）・濱本昌一郎（埼玉大学大学院理工学研究科）
小松登志子（埼玉大学大学院理工学研究科）
Ayako Funabiki, Takato Takemura, Shoichiro Hamamoto, and Toshiko Komatsu

1. はじめに

東日本大震災及に伴う原発事故以降，再生可能エネルギーである地中熱を利用したヒートポンプの導入が各自治体，企業などで促進されつつある．しかし実際にヒートポンプを導入した場合の地下の熱汚染や地下水流動への影響については不明な点が多く，今後の大きな課題となっている．本研究は，ボーリング資料から作成した三次元地質モデルや地下水情報を利用し，首都圏での地中熱利用に伴う影響を事前評価した結果を報告するものである．

2. 対象地域および研究手法

関東平野西部には武蔵野台地に代表される更新世後期以降の段丘地形が広がる．本研究では下末吉面の淀橋台地西端（稲子ほか，1978）で掘削されたCRE-NUCHS-1 コア（船引ほか，2011）を中心とした東西 5000m×南北 5000m の範囲でボーリング資料を収集し，熱汚染の影響が予想される地下 20～30m の範囲で，関東ローム・段丘礫層および上総層群の分布域を明らかにした(図 1, 2). 使用したボーリング資料は 200 本余りである．すべてのデータは GIS ソフト ArcGIS を用い，処理を行った．

地下水面は，ボーリング掘削時の孔内水位をGISソフトのArcGISを用いてプロットし，逆距離荷重補間法（IDW: inverse distance weighted interpolation）を用いて半径100 m 以内の最も近い4 点から標高値を内挿してラスタに変換し，データを補完して100m メッシュの数値標高モデル（DEM: Digital Elevation Model）を地下水面として作成した．

さらに岩相を考慮して平均熱伝導率を求め，地下水位から求めた地下水の流向・流速について検討した．平均熱伝導率の算出法は，礫，砂，シルト，粘土等のそれぞれの熱伝導率の逆数を，礫，砂，シルト，粘土等のそれぞれの層の厚さで掛け算して，それらを合計したものをコアの長さで割り算し，出てきた数値を逆数とした．すなわち層の厚さを La,Lb,・・・、熱伝導率を ka,kb,・・・とすると，

平均熱伝導率=(La+Lb+・・・)/{(La/ka)+(Lb/kb)+・・・}

となる．ただし，表土は計算に入れてない．それぞれの熱伝導率は（Gale, 2004）を参考に以下の数値で計算した（単位：W・m/m2・k）．腐植土は粘土，土丹はシルトの熱伝導率を代用した(図 3).

礫・砂	0.77
シルト	1.67
粘土	1.11
ローム	0.91
地下水面下の礫・砂	2.50
地下水面下のシルト・粘土	1.67

また，Arc GISのダルシーフロー解析機能と孔内水位から得られた地下水面データを用い，帯水層の分布やその中での地下水流速を求めた(図4)．水頭勾配をΔh，礫の厚さをb，間隙率をn，透水率をTとすると，浸透流速V=TΔh/bnとなる．

計算に用いた平均透水係数は以下のとおりである．

礫	10^2	
砂	10^5	
シルト，ローム，土丹	10^8	
粘土，腐植土	10^{11}	(単位：m/s)

有効間隙率は以下の値を用いた．

礫・砂	0.2
シルト・ローム・土丹	0.1
粘土・腐植土	0.05

3. 結果と考察

地質

研究対象地一帯の地質は，関東ローム層の下位に段丘礫層が分布し，層厚は一般に 2～5m である．礫層の下位，深さ 30～40m の範囲には，東京層や中期更新世に堆積した海成層を主体とする上総層群が分布し，2～3 枚の礫層を伴っている．この礫層中，最上部の礫層が東京礫層で段丘礫層と直接接している箇所もある．

段丘礫層は比較的連続性の良い砂礫層からなり，主に神田川・北沢川・烏山川の流路沿いに厚く集中している．また下末吉面の中央部では段丘礫層の分布が見られず，上総層群や下末吉層とみられる砂層やシルト層を直接ローム層が覆っている．

神田川，善福寺川，北沢川，烏山川等の低地部には、粘性土・腐植土層を主体とした層厚数メートルの軟弱

な沖積層が分布する．

地下水面の検討

ボーリング資料の孔内水位から得られた地下水面の傾斜は，全体的に地形と調和的で西高東低を示し，地下水は東に流下していることを示唆している．ほぼ全ての地点で地下水位は段丘礫層よりも上位のローム層中に位置している．地質構造から判断すると停滞性の地下水であり宙水の可能性も示唆されるが，世田谷区・杉並区が発行している地下水面図の深度とも調和的であり，対象地域の被圧地下水と宙水の区別がつきにくくなっていることを示している．

熱伝導率及び地下水流速

平均熱伝導率を計算した結果，段丘礫層の集中する地域では特に熱伝導率が高く，地下水流速（浸透速度）も速い傾向が見られた．このことから，当地域においては礫層の厚さを地中熱利用の適地選定を考慮する条件のひとつとすることができる．

今後は CRE-NUCHS-1 コアを中心に地下熱物性と地下水流動のモニタリングを行い，ボーリング資料を使った熱物性評価手法の開発をする予定である．

謝辞：本研究は，科学技術振興事業団「JST」の戦略的基礎研究推進事業「CREST」における研究領域「持続可能な水利用を実現する革新的な技術とシステム」の研究課題「地圏熱エネルギー利用を考慮した地下水管理手法の開発」の支援により行った．

文献：引用文献

船引ほか（2011）東京都世田谷区で掘削されたボーリングコア CRE-NUCHS-1 の堆積相と堆積
物性．日本地質学会 2011 年大会要旨集．
Gale, I.（2004）GSHP Site Characterization. Carbon Trust research, development and demonstration projects, 2002-08-026-4-3, Final project, report.
羽鳥(2004)武蔵野扇状地の地形発達．地学団体研究会．
稲子ほか（1978）日本大学文理学部自然科学研究所研究紀要，13，31－42．
小森ほか（2000）日本大学文理学部自然科学研究所研究紀要，35，115－124．
中山・川合（2009）平成 21．都土木技術支援・人材育成センター年報，253－258．

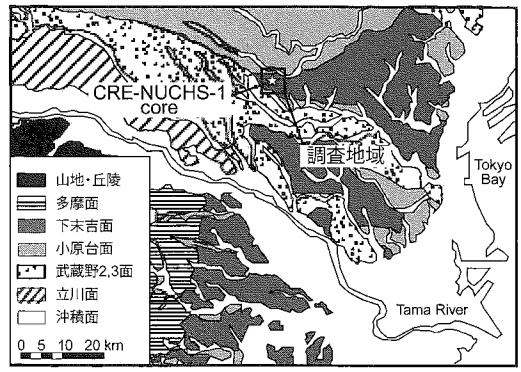


図 1. 調査地域位置図

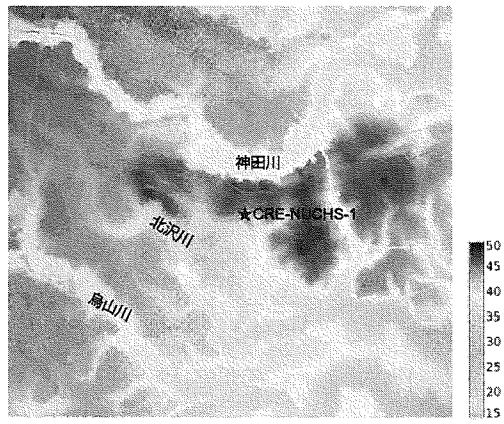


図 2 調査地域の標高図(m)

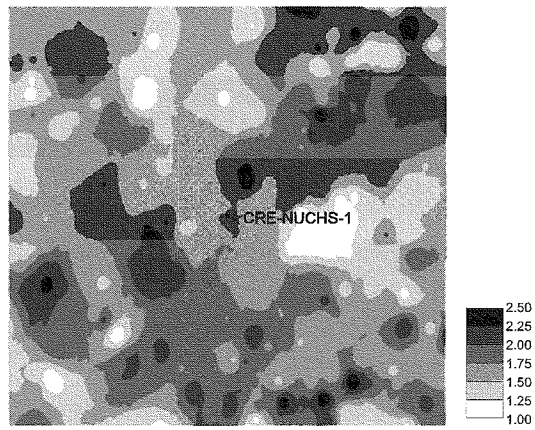


図 3 調査地域の平均熱伝導率(W/m・K)

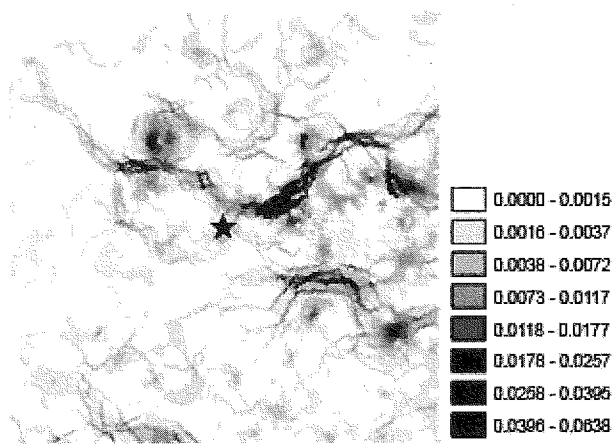


図 4 調査地域の地下水流速(m/S)

P27. 堆積物の構成元素とその間隙水の水質

—世田谷区における上総層群での例—

The elemental concentration and water quality of pore water -a case of Kazusa group in Setagaya -

○金木厚憲（日本大学・院）・竹村貴人・船引彩子・秋葉義彦（日本大学・科学技術振興機構）

Atsunori Kaneki, Takato Takemura, Ayako Funabiki, Yoshihiko Akiba

1. はじめに

堆積物の構成元素は堆積環境によって異なる．間隙水は常に堆積物に接しているため，堆積物を構成する元素の影響を受けていると考えられる．従って間隙水の水質もまた堆積環境ごとに異なる．では，間隙水に影響を与える堆積物中の元素は何であるか．上総層群での地下水の利用によって起こりえる問題を知るため，上総層群に含まれている元素とその間隙水の水質の関係性を知ることが本研究の目的である．

2. ボーリングコア概要

本研究では，東京都世田谷区桜上水にて採掘されたボーリングコア CRE-NUCHS-1 と CRE-NUCHS-2 を分析に用いた．両ボーリングコアは標高約 41m，武蔵野段丘下末吉面に位置する．

・ユニット１（深度0－8.75m）

火山灰質ロームや泥炭層からなる．細粒で含水比が高い．

・ユニット２（深度8.75－12.70m）

直径2～5cm程度の円～亜円礫に富む砂礫層からなる．

・ユニット３（深度12.70－80.00m）

第三紀鮮新世～第四紀更新世の上総層群からなる．全体的に青灰色で下位よりシルト～細粒砂から中粒砂へと明瞭な上方粗粒化を示し，上位ほど淘汰が悪い．全体的に植物片などの有機物や軽石が多い．一部は固結して凝灰質砂岩となっている．深度46～77mの範囲には貝殻片や貝化石を多く含み，生痕も見られる（船引ほか，2011）．

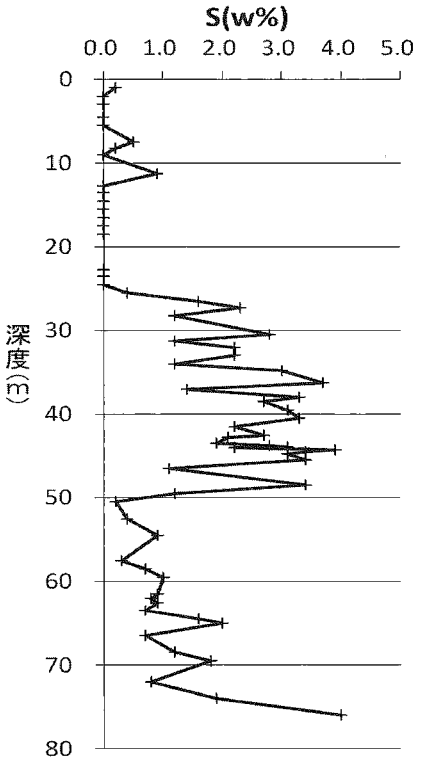
3. 研究方法

本研究では，堆積物の構成元素と間隙水・懸濁液の水質を分析してその結果を比較・評価を行った．

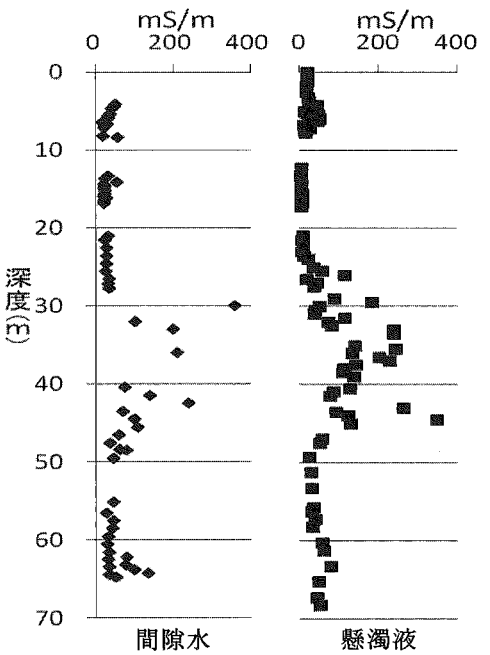
堆積物を構成している元素は試料を十分に乾燥させて密になるよう測定用ケースに詰めて蛍光X線分析装置（堀場製作所　MESA330）を使用して分析した．

懸濁液は pH 測定用には堆積物に乾燥重量の 2.5 倍，電気伝導度測定用には 5 倍の超純水を加えて振倒機（毎分 120 回 1 時間）にかけて作成した．間隙水は堆積物を遠沈管に入れて遠心分離機（毎分 3000 回転 10 分）にかけて絞り出した．間隙水と懸濁液の pH，電気伝導度を測定し，イオンクロマトグラフ（島津製作所 Prominence UFLC）を使用して水質の分析を行い，滴定法により pH4.3 アルカリ度を分析し，HCO_3^-へ換算した．

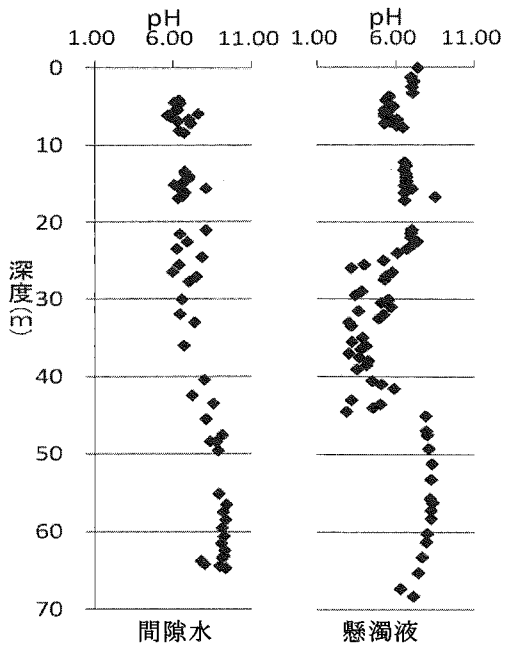
4. 分析結果



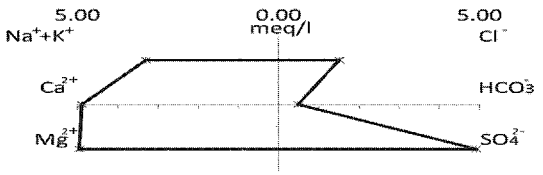
図－1　元素分析結果（硫黄）



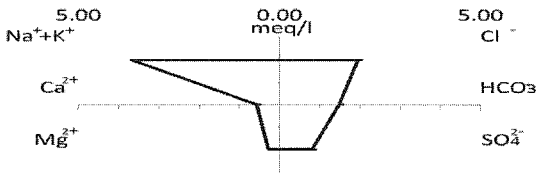
図－2　電気伝導度測定結果



図－3　pH 測定結果



図－4　間隙水の水質分析結果　44.25－44.50m



図－5　間隙水の水質分析結果　56.50－56.80m

図－1 に堆積物の硫黄の含有率（質量比）を示す．深度 0～25mまでは 1.0%未満であったが深度 25～48m 区間で他の深度と比べて高い値を示した．

図－2，3 にそれぞれ間隙水・懸濁液の電気伝導度，pH を示す．間隙水の電気伝導度は深度 0～30m区間ではほとんどが 20～30mS/m 前後の値であったが，深度 30～48m区間では他の深度と比べて高い値を示した．また，間隙水の pH は深度 0～30m区間では pH 約 5～7 の弱酸性～中性を示し，深度 30m以深から徐々に高くなり，深度 43m 以深では pH8～10 の弱アルカリ性を示した．懸濁液の電気伝導度は間隙水よりも高い値を示し，懸濁液の pH は深度 26～42m 区間では pH3～5 と酸性を示し，深度 46m以深で pH8～9 と弱アルカリ性を示した．

図－4，5 に間隙水の水質分析結果を示す．堆積物の硫黄の含有率が高い深度の間隙水は Ca^{2+}，Mg^{2+}，SO_4^{2-} の濃度が高くなる傾向が確認できた．また，間隙水の pH が弱アルカリ性を示す深度では硫黄の含有率が高い深度を除いて Ca^{2+}，Mg^{2+}，SO_4^{2-}の濃度は低く，HCO_3^- の濃度が高くなる傾向が確認できた．前者の例として深度 44.25～44.50m を図－4 に，後者の例として深度 56.50～56.80m を図－5 にヘキサダイアグラムを示す．

5.　考察

深度 30～48m 区間では間隙水の電気伝導度が高く，堆積物の硫黄の含有率が高いことが分かった．また，深度 26～42m の懸濁液では pH3～5 の酸性を示した．以上のことから硫黄の含有率が高い深度には硫化鉄または黄鉄鉱が多く含まれていると考えられる．

深度 30～48m の間隙水の pH は懸濁液の pH と比べて高い値を示しており，これは還元環境で硫化鉄または黄鉄鉱が間隙水とあまり反応せず，硫酸が少ないためであると考えられる．酸化環境のもとでは硫化鉄または黄鉄鉱と間隙水の反応が進んで硫酸を生成し，pH を酸性にシフトすると考えられる．水質が酸性にシフトすると重金属類の溶出量が増加する例が確認されている(八戸ほか,2010)．上総層群の酸化環境への変化に伴い，重金属汚染などの環境リスクが増大すると考えられる．

深度 47m 以深では pH が 9 以上とアルカリ性の間隙水が多く，懸濁液においても pH が高い．間隙水の水質は硫黄の含有率が高い深度を除いて Ca^{2+}，Mg^{2+}，SO_4^{2-}の濃度は低く，HCO_3^-の濃度が高い．深度 46～77m 区間では貝殻片や貝化石が多く含まれており，貝殻の主成分である炭酸カルシウムの溶出によって pH がアルカリ性にシフトしていると考えられる．貝殻片や貝化石の有無，その溶けやすさが間隙水，懸濁液の水質に影響を与えていると考えられる．

6.　まとめ

本研究で上総層群の間隙水の電気伝導度を高く・pH を酸性にシフトする主な要因は堆積物に含まれている硫化鉄・黄鉄鉱との反応による硫酸であり，pH をアルカリ性にシフトする主な要因は貝殻の溶出であることが確認できた．重金属類の溶出量値は pH が低いほど増加する例が確認されている．貝殻片の多く含まれる深度の pH が間隙水，懸濁液ともに高いことから貝殻は重金属類の溶出の抑制に期待できる．

堆積物と間隙水の関係をさらに知るため，より多くのボーリングコアの分析をする必要がある．今後は地下環境の変化を想定した実験を行い，地下水の水質変化を観察する予定である．

文献

船引 彩子ほか(2011)：東京都世田谷区で採掘されたボーリングコアCRE-NUCHS-1の堆積相と堆積物性，日本第四紀学会2011年大会予稿集

八戸 昭一ほか(2010)：埼玉県平野部の自然地層中に含まれる重金属類とその特性について，地形，32(3)，347-348

P28. 地下浅部の温度上昇に伴う地質要素への影響評価

- 上総層群における事例 -

Evaluation of the effect of temperature rise in shallow zone on geological properties –A case of Kazusa grope -

○竹村貴人・伊東良晴・藤森裕基・船引彩子（日本大学文理学部・科学技術振興機構）
Takato Takemura, Yoshiharu Ito, Hiroki Fujimori, Ayako Funabiki

1. はじめに

近年，都市部での精密な地下水温測定の結果から地中温度も上昇しつつある事が各都市において報告されている（例えば宮腰ほか(2010)）．このような温度上昇は地下１００m以浅の浅部においては，日射量の問題に加えて，各種の人為的な要因が強く影響していると考えられる．特に都市部では，ヒートアイランド現象の進行による地表への熱流量の増加や大規模な地中熱利用施設や地下鉄，地下街などが地下浅部への排熱源となっていると考えられる．

このような地下浅部の熱をパラメータとした地質環境に関する知見は不十分であり，地圏空間への放熱は，地圏環境からみれば新しいタイプの汚染（熱汚染）という見方もでき，地下水汚染の一つと定義することもできる．例えば，地圏における熱環境の変化は，微生物活動や，揮発性有機化合物・重金属類などの有害化学物質の土壌水への溶解や揮発など，その挙動に大きく影響を及ぼし，二次被害としての新たな土壌・地下水・微生物汚染を拡大させる可能性がある．このようなリスクを低減させるためには，地質環境と熱の連成現象を的確に評価する必要があり，熱汚染の影響が小さいことを確認した上で，地圏空間への放熱を行うべきであろう．このような問題を解決するため，著者らのグループは，(独)科学技術振興機構の戦略的創造推進事業(CREST)の研究領域「持続的な水利用を実現する革新的な技術とシステム」での研究課題名「地圏熱エネルギー利用を考慮した地下水管理手法の開発」において，地質要素・地圏熱特性・地下水の相互作用の評価法の確立を行うため，ボーリングコアと観測井を使った研究を行っている．本稿では，同プロジェクトで掘削した東京都世田谷地域でのボーリングコアを使った地圏環境と熱に関する特性評価の報告を行い，地下浅部の温度上昇が与える影響評価について予察を行う．

2. 実験方法および結果

本研究で用いたコアは東京都世田谷区桜上水にて掘削されたCRE-NUCHS1,2であり，その地質構成は船引ほか(2011)に示されている．コア採取後に設置された観測井では地下温度の測定を行っており，図１に2012年８月の温度分布を示す．本研究では，コア試料を用いて熱物性として，室温環境下での熱伝導率，熱容量の測定をおこなった．熱伝導率の測定は，ボックス型とプローブ型の異なる測定方法にて行った．熱伝導率

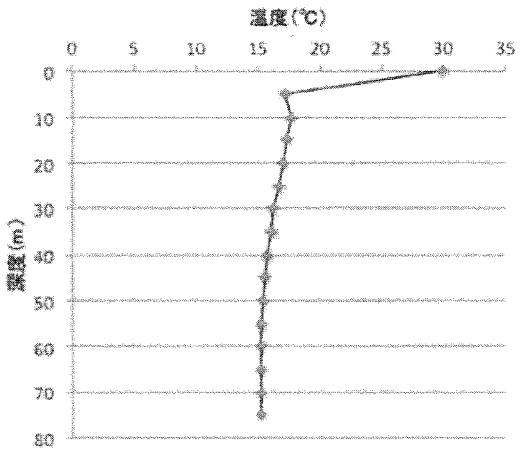


図１　地下温度の深度プロファイル

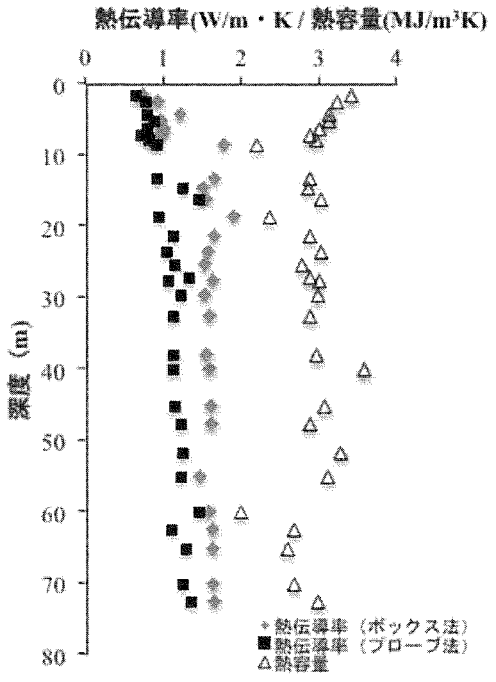


図２　熱物性の深度プロファイル

の測定は，ボックス型では（株）京都電子工業のQTM-500により，プローブ型ではDecagon社のKD2proにより行った．ここで，プローブ型の測定では熱伝導率と同時に熱容量の測定値が得られる(図２)．ここで，得られる熱容量は容積比熱であり，その単位はJ/(m^3·K)である．熱伝導率は帯磁率（船引ほか，2011）との関係を見ると，正の相関をもっており（図３），

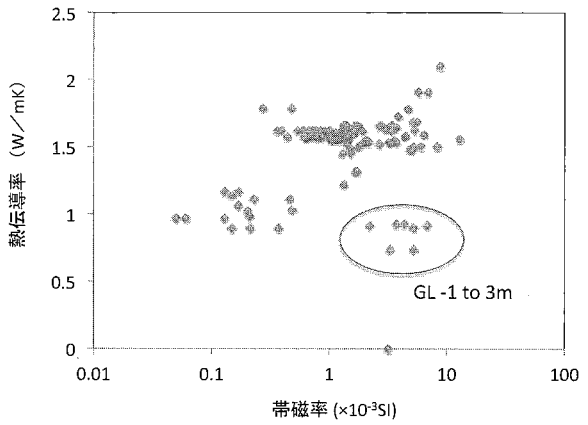


図３　熱伝導率と磁性鉱物の関係．図中の○はローム層

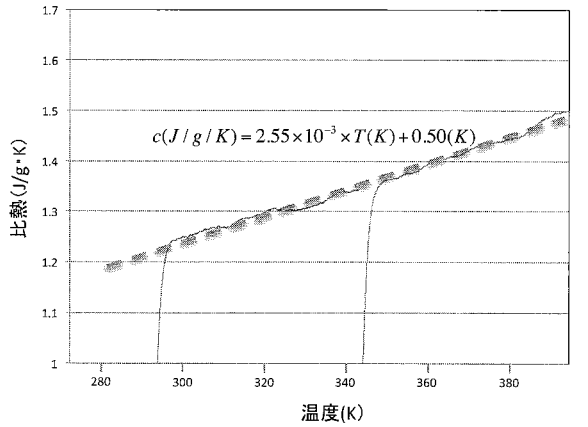


図４　比熱容量の温度依存性（温度の単位は摂氏）

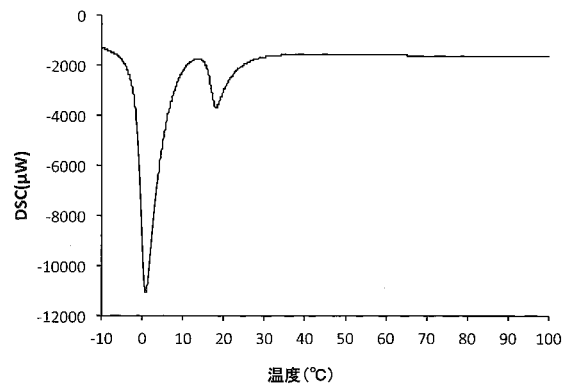


図５　深度４０ｍコア試料のDSC曲線

含水比の影響を受けることが知られているが，磁性鉱物の存在も影響を受けていることがわかる．図中の丸でかこっているデータは地表面下１－３ｍの試料であり，不飽和領域の盛り土もしくはロームであることより，低い胃熱伝導率となっている．また，ボックス法とニードル法により得られる熱伝導率の差は，より深部のコア試料の方が大きくなっている．これは，本試料が更新統の砂質土であることより，ニードルの刺さり方の問題等があると考えられる．この事については多田井ほか（2009）でも指摘されている．

本研究では，熱容量は前述の方法の他，示差走査熱量計（DSC）を用いた測定も行い，比熱容量の温度依存曲線を求めた．ここで，得られる比熱容量は単位質量あたりであり，その単位はJ/(g·K)である．図４にはDSCにより測定した比熱容量の温度依存性を示す．測定は空容器，比熱容量既知試料、比熱容量未知試料について等速昇温時のベースラインのシフト量から求めた．ここで，図４に用いた土試料は深度４４ｍから採取した砂質土であり，110℃乾燥させた試料を用いている．比熱容量は温度0℃の状態で水が4.217 J/(g·K)，ガラスが0.670 J/(g·K)であることを考えると，試料には110℃で乾燥しきれなかった水が付着していた可能性があるが，他試料でも同様の温度依存性が見られた．従って，この温度依存性は土試料の固体部の性質であり，水が加わるとその，水自身の温度依存性も加わり，より大きな温度依存が見られると考えられる．また，熱拡散率の温度依存性も同様に見られることが一般的に知られていることより，熱伝導率に関しても当然ながら温度依存性が見られるであろう．

また，温度上昇に伴う，土試料の構成物に化学的な変化が現れるかを確認するため，DSC 試験を行った．図５はその結果の一つである．図中の曲線は下に凸で吸熱反応を示しており，０℃付近では氷の融解が見られている．次に温度上昇のプロセスで２０℃付近で何らかの反応が起こっているが，これについての原因は不明であるが何らか反応が起こっているもと考えられる．

3. おわりに

常温近辺での地質構成材料の温度依存性について，今後，さらなるデータの蓄積を行い，化学的（熱力学）なアプーチでの解明を進めていく予定である．

引用文献

船引ほか船引 彩子(2010)：東京都世田谷区で採掘されたボーリングコア CRE-NUCHS-1 の堆積相と堆積物性，日本第四紀学会予稿集．

多田井ほか（2009）掘削試料の非定常細線加熱法による熱伝導率測定の高精度化に向けた実験，JAMSTEC Rep. Res. Dev., 9, 1–14.

P29. 自然電位探査による岩盤の酸化還元状態評価法の開発

Development of an investigation method for redox condition by self potential (SP) method

○窪田健二，猪原芳樹，大山隆弘（電力中央研究所）
Kenji Kubota, Yoshiki Inohara, Takahiro Oyama

1. はじめに

低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分において，施設周辺における岩盤の酸化還元環境は，人工バリア材料や埋設した廃棄体に含まれる金属の腐食特性，天然バリアの放射性核種の吸着特性に影響することから，地下岩盤の酸化還元環境の現在の状態，さらには将来の変化を評価することが重要である．

本研究では，物理探査法（自然電位探査）を用いて酸化還元状態の分布を評価できる可能性に着目し，青森県六ヶ所村の日本原燃(株)敷地内の調査坑道内に認められる酸化フロント周辺において自然電位探査を行い，評価法の適用性について検討した．

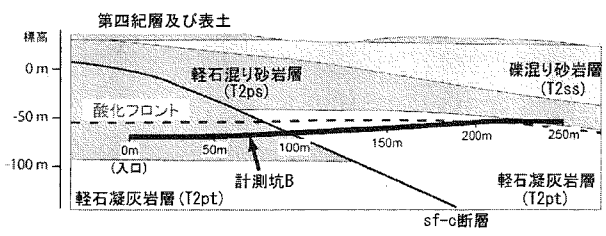
2. 調査領域の概要

調査領域の地質断面図[1]を図－1に示す．調査領域には，新第三紀の火山砕屑岩類が緩く傾斜して分布している[2]．調査を実施した計測坑 B は，標高約-70～-50m に位置しており，TD.（計測坑 B 入口からの距離）200m 付近においては，岩石の色が下位から上位に向かって灰色から褐色に変化する境界が認められる．これは，地表からの風化作用により褐色に変化したためと考えられており，この境界を酸化フロントと呼んでいる[2]．本研究では，この酸化フロント付近を含む領域において調査した．

3. 自然電位の測定

自然電位は，非分極電極（Pb-$PbCl_2$）を 4.8m（支保工 4 本分）おきに移動させながら，デジタルテスタを用いて測定していった[3]．基準点は TD. 9m の位置に設置し，測定は往路（入口から奥），復路（奥から入口）のそれぞれで実施した．

自然電位分布を図－2 に示す．なお，計測坑 B において実施した水質(pH)の測定結果[4]も合わせて示す．測定の結果（図－2 上），TD.約 130m から TD.約 200m に位置する酸化フロントに向かって，自然電位に約 100mV の急激な減少が見られ，その後酸化側に入るとその変化がほとんどなくなった．なお，往復測定による差は 15mV ほどの箇所も見られたが，概ね 5mV 以下と小さかった．



図－1　調査領域の地質断面図[1]

4. 考察

(1) 自然電位の変化要因

酸化還元に起因する自然電位の変化要因として，鉱体電位[5]が知られている．調査地域には黄鉄鉱が存在しており，酸化フロントの形成に重要な役割となっているが，その含有量は硫黄として 0.1～0.15%程度と少ない[2]．従って，鉱体電位に起因する自然電位の変化はほとんどないと考えられる．

また，流体の流動に伴い，界面導電現象により電位差が生じることが知られており，流動電位と言われている[6]．発生する流動電位の大きさは，以下の式（1）で表される．

$$-\nabla\phi = C\nabla P = \frac{\varepsilon\zeta}{\eta\sigma}\nabla P \qquad (1)$$

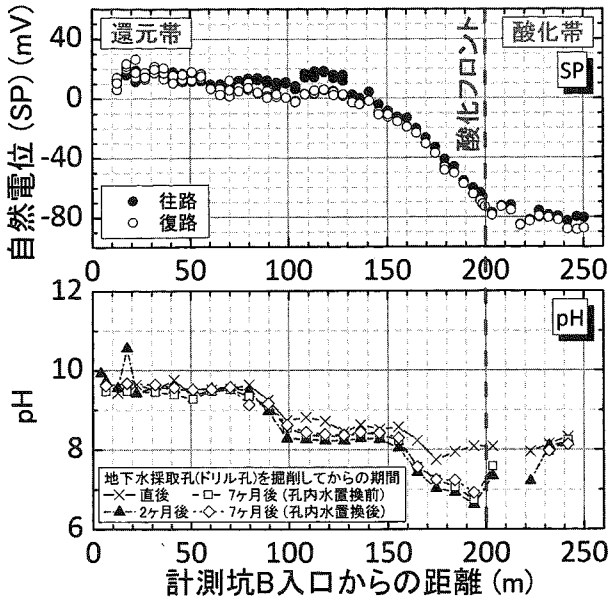
ここで，ϕ は流動電位，ε は水の誘電率，ζ はゼータ電位，η は水の粘性率，σ は水の電気伝導度，P は水の圧力である．また，C は流動電位係数（カップリング係数）と呼ばれている．式（1）のように，圧力差が生じる場合に流動電位は発生し，さらにカップリング係数が変化すれば，流動電位の大きさも変化する．

(2) 標高との比較

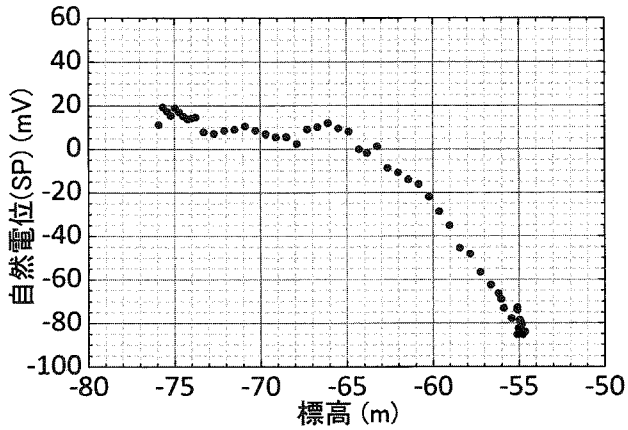
流動電位の発生要因の一つとして，標高の違いによることが知られている．計測坑 B においても約 20m の標高差があるため，標高と自然電位との関係をプロットした（図－3）．図より，標高が高くなるに従い自然電位は低下している．また，酸化フロントを含む標高-62m 以浅における傾き（-11.0mV/m）は，標高-68m 以深（-1.4mV/m）に対して大きい．傾きは一般的に-1～-0.1mV/m の範囲と言われており[7]，酸化フロント付近における傾きは非常に大きい．これは，還元帯では標高に起因する自然電位変化が主要因である一方，酸化フロントに近づくと，標高以外の要因に伴う自然電位の変化が主要因になってくることが示唆される．

(3) pH との比較

図－2 より，地下水の pH は，入口から酸化フロントに向かって徐々に低下していた．酸化フロント付近における pH の低下は，黄鉄鉱の酸化により生じた水素イオンが，下位の岩石中に浸透したためと考えられて



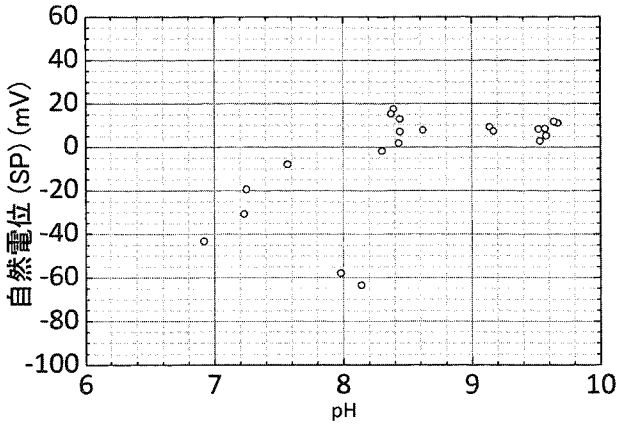
図－2　計測坑 B における自然電位（上）及び地下水の pH（下）の分布



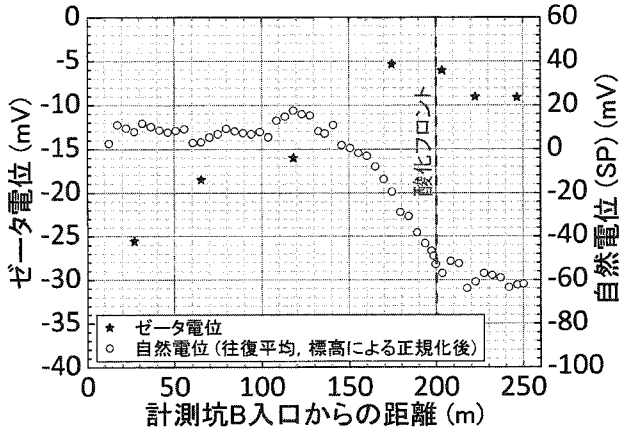
図－3　標高と自然電位との関係

いる[2]．pH と自然電位の変化傾向は類似しており，同一の支保内で取得した pH と自然電位の関係をプロットすると（図－4），酸化フロント付近を含む pH が 9 より小さい領域に関して，正の相関が認められた．

地下水の pH を決定づける要因の一つとして，ゼータ電位が知られている[8]．式（1）のように，ゼータ電位はカップリング係数を決定づけるパラメータの一つである．これは，流動電位に起因した自然電位が生じている環境下において，ゼータ電位が変化していれば，周辺部とは異なる自然電位の異常帯として検出されると考えられる．そして，pH の測定からその傾向を把握できる可能性がある．そこで，計測坑 B の坑壁から岩石試料を採取し，ゼータ電位を測定した[3]．図－5 に測定したゼータ電位を示す．なお，比較のため，自然電位の分布も合わせて示す．図より，還元帯に位置する試料のゼータ電位は-15mV 以下の値を示すが，酸化フロントに近づくと約-5mV にまで変化した．また，ゼータ電位が変化する領域は，自然電位及び pH が変



図－4　岩盤の自然電位と地下水の pH との関係（自然電位（往復平均）は，標高に起因すると考えられる影響（-1.4mV/m）を除いた後の値[3]である）



図－5　採取試料のゼータ電位及び自然電位の分布

化する領域と一致した．このように，カップリング係数のパラメータに含まれるゼータ電位の変化に伴い，自然電位が変化していることが明らかとなった．

以上より，酸化還元状態の変化に応じて自然電位も変化すること，酸化還元状態を評価する手法として，自然電位探査が適用できる可能性が示された．また，自然電位とともに pH を測定し，両者のデータを比較することで，酸化還元状態をより詳細に評価できることが示された．

文献

1) 日本原燃（2006）：低レベル放射性廃棄物の次期埋設に関する本格調査の結果について，33p.
2) 大山ほか（2007）：電力中央研究所報告，N07001.
3) 窪田ほか（2012）：電力中央研究所報告，N11017.
4) 奥澤ほか（2010）：応用地質学会平成 22 年度研究発表会，P72.
5) Sato and Mooney（1960）：Geophysics, 25, 226-249.
6) Ishido and Mizutani（1981）：J. Geophys. Res., 86, 1763-1775.
7) 石戸ほか（1997）：地熱，34，1-19.
8) Guichet et al.（2006）：Geophys. J. Int., 166, 445-460.

P30. ドリル削孔による地下深部の地下水水質調査

Geochemical investigation of groundwater seepage into drilled holes

○奥澤康一, 渡邊雅一, 飯田高弘（(株) セレス）, 大山隆弘, 猪原芳樹（電力中央研究所）
Koichi Okuzawa, Masakazu Watanabe, Takahiro Iida, Takahiro Oyama and Yoshiki Inohara

1. はじめに

低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分では，核種移行の遅延効果に影響を与える地下岩盤の地化学環境についての調査技術，特に処分場空洞周辺の酸化還元状態の評価法の開発が重要な課題となっている[1].

地下岩盤の地化学環境を詳細にかつ効率的に把握する方法としてドリル削孔式水質測定法を用いた調査が，青森県六ヶ所村の日本原燃(株)の敷地内の坑道において行われてきた[2], [3]. 特にこれまでの調査で酸化フロントの周辺での pH 変化の重要性が明らかになっており，その変化を詳細に調査する方法の開発が必要とされている.

本研究では，ドリル孔を使って岩盤中の地下水の pH を高密度に測定する方法について，使用する電極や孔の状態に関して検討し，その適用性について報告する.

2. 調査個所の地質概要

調査は青森県六ヶ所村の日本原燃(株)敷地内の EL-70～-50m付近に位置する計測坑Bで実施した[1,2,3,4]. 調査地には，新第三紀の火山砕屑岩類が緩く傾斜して分布しており，坑道には軽石凝灰岩層と軽石混り砂岩層が分布している. 風化に伴い形成された酸化フロントが坑口から 200m 付近に位置し，それよりも奥側の岩石は褐色化している. この酸化フロントを挟んで湧水の pH が変化することが明らかになっている[2].

3. 調査方法

1)ドリル孔式水質調査法

ドリル削孔式水質測定法は，坑道壁面にロックドリルを用いて斜め下向きの孔を掘削し，孔の口元まで満たされた湧出水の pH 等をポータブルセンサー用いて測定する手法である(図-1). これまでの調査で，坑壁から深さ 30 cm の孔を用いた測定により，pH を安定して測定できること(図-1；③)，85 cm の孔を掘削して，孔口にパッカーをセットして閉塞区間からの湧水を取り出して，フローセルを用いて測定することにより，酸化還元電位や溶存酸素などの地下水水質の調査方法として有効であることが明らかになっている(図-1：④)[3].

2)10cm のドリル孔の調査

本研究ではより簡易に多数の箇所で pH を測定するための方法として，坑壁にドリルを用いて水平方向に深さ約 10 cm，直径 1.6 cm 程度の孔を空け，その中に電極を挿入して pH を測定する方法を検討した(図-2). 孔の深さは、調査時点で坑壁面から深さ約 3cm まで坑道掘削後の酸化の影響を受けて褐色しており、その奥の岩盤からの湧水に接するように 10cm とした。

使用した pH 電極はガラス電極 2 種（(A)電極が細く長いロング ToupH 電極と(B)先端の検出部が平面となっているフラット型 pH 複合電極，(C)半導体式のフラット ISFET pH 電極，（D）微小複合プラスチック pH 電極である(表-1). (D)は先端部分の直径が約 1mm の電極であり，岩盤に直接接すると先端が損傷するために，先端部の周囲にさやを取り付け，電極先端部に力が加わりにくいように加工した．また，(B)と(C)については，孔内の水をスポイトで採取し，電極面に滴下して測定する手法についても検討した．測定の際には，パッカーを設置した 85 cm 孔および深さ 30 cm 孔の湧出水，坑道壁面を流れる水（坑壁水；スポイトで採水）も同時に測定し，10 cm 孔の水質測定結果の妥当性を検討した(図-1).

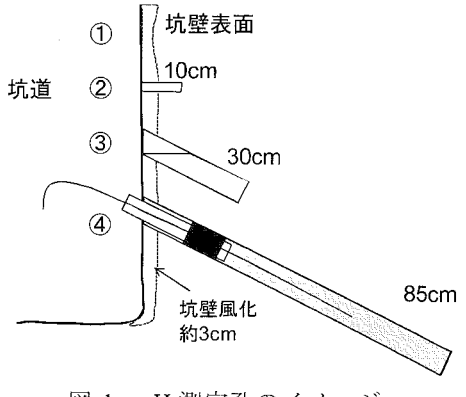


図-1　pH 測定孔のイメージ

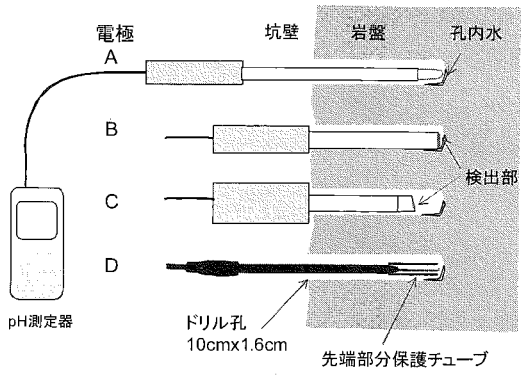


図-2　測定に使用した pH 電極

4.調査結果と考察

1)電極の適用性

(A)ガラス電極(ロング)は，繰り返し測定で比較的安定した値を示したが，これは孔内水と電極の検出部の接触面積が広いためであると考えられる．(B) ガラス電極(フラット)は，孔内に水が多く接触が良好な場合に安定した値を示した．(C)ISFET pH 電極は，測定結果が安定しなかった．電極が水に接して値が安定するまでの時間は数 10 秒と短いが，電極の先端部が斜めにカットされていること，電極の先端部の長さが約 8 cm と短いため，孔の内壁での水との接触状態が安定しなかったためであると考えられる．(D)微小複合プラスチック pH 電極は，標準液で校正した直後は正しい値を示したが，数回の測定で値の変動が見られ，測定値が安定しなくなった．これは，電極の先端部が坑壁に接触して状態が変化した可能性が考えられる．スポイト採水で(B)ガラス電極(フラット)および(C)ISFET pH 電極の表面に滴水した測定(それぞれ Bs,Cs)では，比較的安定した測定が可能であった．特に ISFET pH 電極は微量の水で測定可能であった．以上の結果をまとめたのが表-1 である．このように，孔内の孔壁の水とよい接触状態が得られる測定方法で，安定した pH の測定値が得られた．

2)孔の深さと水質

10 cm 孔の pH 測定において安定的に結果が得られた(A)ガラス電極（ロングタイプ）の結果と，孔の深さが異なる湧出水の pH 測定結果の比較検討を行った。パッカーを設置し，坑壁水の混入がない 85 cm 孔の水質を基準とすると，30 cm 孔は一部を除きほぼ同じ水質を示した．10 cm 孔は，85cm 孔の pH に対し、TD 100～150 m 付近ではやや低めに，TD 170～200 m 付近ではやや高めの値を示した．坑壁水の水質は，pH 7.5～8.0 付近でほぼ一定であり，10 cm 孔の水は，孔が水平ではあるものの，孔内の地下水と坑壁水が混合したものである可能性が考えられる．特に，TD 170～200 m 付近では坑壁水と 85 cm 孔の水質の違いが大きい．これは，この付近に分布する凝灰岩の透水性が低く孔からの湧水が少ないことに対応している可能性が考えられる．このため，岩盤からの湧水量を考慮して，孔の設置を行うことが重要であると考えられる．

5.まとめ

ドリル孔を使って岩盤中の地下水の pH を高密度に測定する方法について，使用する電極や孔の状態による影響の検討を行った．深さ 10 cm の水平孔による測定では，孔内の孔壁の水とよい接触状態が得られる測定方法で pH を安定的に測定することができたものの，坑道壁面を流れる水の影響が大きいことが明らかとなった．

引用文献

1) 猪原芳樹 他（2010）：地下深部の酸化還元環境調査技術の検討，応用地質学会平成 22 年度研究発表会，28.

2) 大山隆弘 他（2007）：地下岩盤の地化学環境調査・評価技術の開発―六ヶ所サイト試験空洞周辺岩盤の酸化還元状態と将来予測―，電力中央研究所研究報告，N07001.

3) 大山隆弘 他（2011）：堆積岩の風化により生じた酸化還元境界の原位置調査，応用地質学会平成 23 年度研究発表会，P14.

4) 窪田健二 他(2012)：自然電位探査による岩盤の酸化還元状態評価法の開発，応用地質学会平成 24 年度研究発表会，P29.

表-1　10 cm 孔における pH 電極の適用性

記号	pH 電 極	10cm 孔への適用性	備 考
A	堀場製作所製 ガラスロング ToupH電極 (9680-10D)	○	水との接触面が広く指示値は安定した場合が多い。水量が少ない場合は接触不良。
B	堀場製作所製 ガラスフラット形 pH複合電極 (6261-10C)	△	水量が少ないと接触不良。
Bs	同上 +スポイト採水	△	やや不安定。
C	堀場製作所製 ISFET pH電極 (0040-10D)	△	電極の先端部が短かく、孔奥に届きにくい。
Cs	同上 +スポイト採水	○	微量で測定可能。
D	Innovative Instruments製 微小複合プラスチックpH電極 (AMANI-1000)	×	電極先端部が直径1mm程度で、耐久性が小さいため、先端部に保護チューブを付けて使用した。

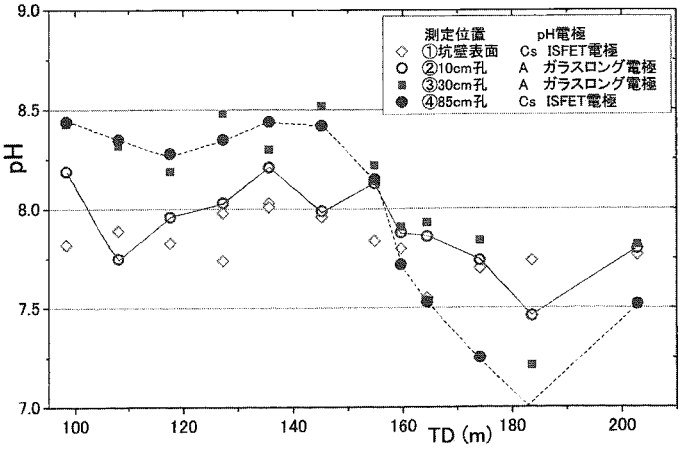


図-3　孔の深さと pH 測定結果の関係

P31. 地下空洞周辺の掘削影響ゾーンの地化学調査

Investigation of geochemical condition of excavation damaged zone around a cavern.

○大山隆弘，猪原芳樹（電力中央研究所）奥澤康一（(株）セレス）
Takahiro Oyama, Yoshiki Inohara and Koichi Okuzawa

1. はじめに

地下空洞掘削に伴い空洞の周辺岩盤には，割れ目が生じ岩盤の透水性などに変化が生じる掘削損傷領域（Excavation Damaged Zone, EDZ）と呼ばれる領域が形成されることがある．この EDZ の生成に伴い空洞周辺の地化学環境にも変化が生じる可能性があるが研究事例は少ない．

本研究では，大規模空洞掘削に伴う空洞周辺の地化学状態について，空洞内から掘削されたボーリング孔を利用して調査した結果について報告する．

2. 調査個所の地質と試験空洞の概要

調査は青森県六ヶ所村の日本原燃(株)敷地内の EL-80m 付近に位置する試験空洞 [1]で実施した(図-1)．調査地には，新第三紀の火山砕屑岩類の鷹架層が緩く傾斜して分布しており，試験空洞周辺にはその内の軽石凝灰岩層が分布している．風化に伴い形成された酸化フロントは試験空洞の上部約 20m に位置しており，この酸化フロントよりも深部は還元状態にあると考えられている [2]．試験空洞は直径約 18m で 2004～2005 年に機械掘削された．側壁や床面には吹き付けコンクリート(厚さ 30cm)と，H 型鋼製支保工が施工されている．空洞内から削孔されたボーリング孔の BTV 調査により，空洞床面で 2m まで，側壁部で 0.4m までの範囲に坑壁にほぼ平行な方向の開口割れ目が観察されている [1]．

3. 調査方法

調査は，試験空洞掘削後 4～6 年経過した 2009～2011 年に実施した [3]．調査には，試験空洞側壁の No.4 孔と床面の No.5 孔を用いた(図-2)．No.4 孔(長さ 7.5m，口径 86mm)は水平から 15 度下向の傾斜孔で，パッカーで区切られた 3 区間の湧水を採水した．No.5 孔(長さ 10m，口径 76mm)は鉛直孔で，パッカーが 1m 間隔に 5 箇所に設置されており，その間の 5 区間の湧水を採水した．採水は，パッカーで区切られたそれぞれの区間から孔口まで設置されたチューブからの自然湧水を利用した．

湧水量はメスシリンダーで測定し，採水区間 1m あたりの値に換算した．原位置での水質測定には，ポータブルタイプ測定器を用い，酸化還元電位(Eh)，溶存酸素(DO)は，小型アクリル製フローセルを用い値が安定するまで 10～30 分待って測定した．pH，電気伝導度(EC)は，採水した瓶に電極を挿入して測定した．No.4 孔のチューブ終端は連続測定装置 [3]に接続されており大気に対して常時開放状態であった．No.5 孔では，約 1 年に 1 回，計 3 回の水質測定を行った．この孔のチューブ終端は，測定時以外は閉塞していた．各区間の水はポリエチレン瓶に採取し室内分析に用いた．室内分析では主要陽イオンは ICP-AES により，主要陰イオンは，IC を用い分析した．TIC は炭素分析装置で測定した．

4. 測定結果

1)原位置調査

図-3 に No.4，5 孔の主要な水質や水量について深度方向の変化を示した．点線は 3 回の平均値を示した．

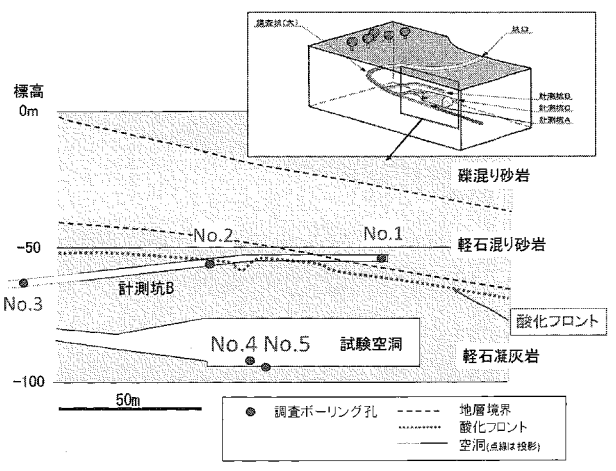


図-1　試験空洞周辺の地質断面図

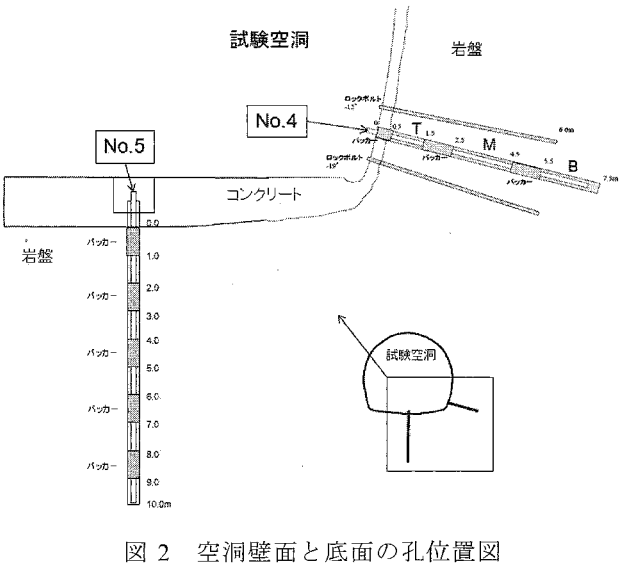


図 2　空洞壁面と底面の孔位置図

また，空洞から離れた位置の軽石凝灰岩層中の地下水の代表値として，計測坑 B の No.3 孔(図-1)での同時期の測定値の平均値を破線で示した．

No.4,5 孔での測定結果は，一部を除きそれぞれ繰り返し測定でほぼ安定した値を示した．各区間の湧水量は，No.4 孔では区間によらずほぼ一定の値を示し，No.3 孔の湧水量と概ね同じ量であった．No.5 孔では，深部は 30mL/min 程度であったが，3.5m 区間で 10～20mL/min に減少し，表層の 1.5m 区間で 70ml/min と大きな値を示した．

Eh は，No.4,5 孔では一部を除き約-100mV を示した．No.5 孔の初回の測定では Eh は＋の値を示したが，これは測定セル内の水置換が十分でなく安定状態に達していなかったと考えられる．DO は，いずれの区間もほぼ 0mg/L を示した．

pH は，いずれも 9 前後の値を示し，No.3 孔の約 8.3 に比較し大きい値を示した．No.5 孔の 1.5m 区間は，9.5 と大きい値を示した．EC は No.3 孔の約 14.6mS/m に比較して，No.4,5 孔では 15～17mS/m とやや大きな値を示し，No.4 孔は，表層に向かってやや低下する傾向が，No.5 孔では，表層に向かってやや上昇する傾向が見られた．

2)室内水質分析

No.4，No.5 孔の水質は，No.3 孔に比較して Ca^{2+}が 4～5 倍，Mg^{2+}が 1/10～1/5 の値を示したが，その他の成分は概ね似たイオン濃度を示した．深さ方向の変化では，No.4 孔では，孔の深部に向かって Ca^{2+}，Cl^{-}がやや増加の傾向が，No.5 では K^{+}，Ca^{2+}，Si^{4+}，SO_4^{2-}の減少が認められ，これらは，EC の変化の傾向に対応していた．

5. 空洞周辺の地化学環境

1)緩み領域の影響

空洞の床面では，No.5 孔の表層 1～2m の区間で見られたように，深部に比較して湧水量が大きい値を示した．これは空洞掘削に伴う岩盤の緩み領域の割れ目からの湧水によると考えられる．この深度は掘削時の割れ目調査で得られた床面での割れ目分布範囲(2m まで)や，No.5 孔での透水性試験により判明した高透水ゾーンの深度(2m まで)[1]と対応する．3.5m 区間で湧水が減少するのは，割れ目がこの区間以深で減少するためと考えられる．No.4 孔ではこのような湧水量の変化は明瞭でなかった．側壁部の BTV 観察調査では開口割れ目が壁面表層 0.4m までに限られており，顕著な開口割れ目が少ない[1]ためと考えられる．

No.5 孔では表層の区間から，Eh は-100mV で，DO はほぼ 0mg/L を示し，水質からは空洞のコンクリート吹き付けの背面の力学的緩みが発生している領域であっても還元環境が保たれていると考えられた．これは，空洞のコンクリート吹き付けにより，地下水の飽和状態が保たれ，岩盤への酸素の供給が限られていることによると考えられる．

2)坑壁のコンクリート影響

No.5 孔の表層 1～2m の区間で pH がそれ以深よりも大きい値を示したのは，坑壁の吹き付けコンクリートなどの溶解の影響と考えられる．調査した全区間で No.3 孔に比較して pH と Ca^{2+}濃度が大きい原因は，オリジナルな地層の水質の違いの影響が考えられ，今後検討を進める．

6. まとめ

岩盤の掘削影響領域の地化学特性を明らかにするためボーリング孔を用いて pH や Eh 等を測定した結果，空洞周辺の床面近傍の緩み領域では，やや pH の上昇が認められたが，還元状態が保たれていることが推定された．

引用文献

1)佐々木泰 他(2009)：低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分に関する検討状況，Journal of MMIJ 125, 347-357

2)大山隆弘 他（2007）：地下岩盤の地化学環境調査・評価技術の開発，電力中央研究所研究報告，N07001, p.22.

3)大山隆弘 他（2012）：地下岩盤の地化学環境調査・評価技術の開発(3)，電力中央研究所研究報告，N11043，p.24

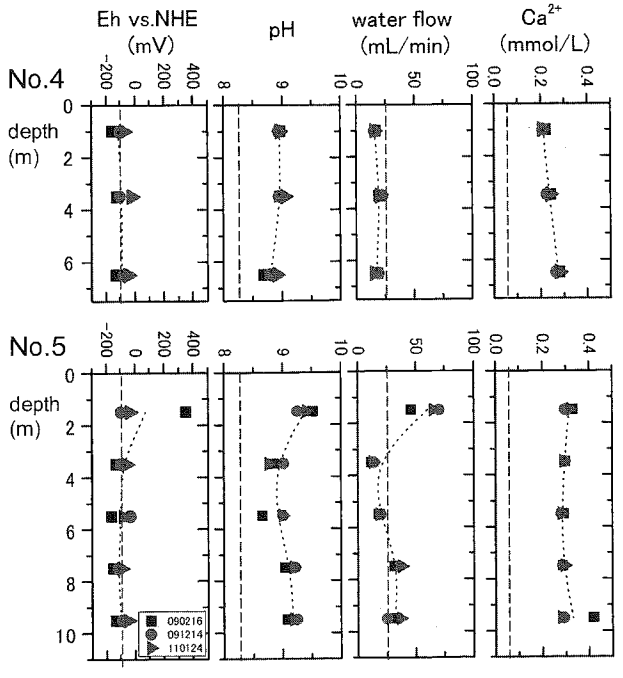


図-3　各項の水質と水量の測定結果
シンボルは 3 回の測定値を、点線はその平均値を、破線は空洞から離れた位置の No.3 孔の値を示す。

P32. ^{14}C 地下水年代の補正要因についての一検討

A study of the correction factors of ^{14}C groundwater dating

○富岡祐一，長谷川琢磨，大山隆弘（電力中央研究所）
Yuichi Tomioka, Takuma Hasegawa, Takahiro Oyama

1. はじめに

地下水の流向・流速を評価する方法の一つとして地下水年代測定法がある．地下水年代測定とは，地下水に溶存している物質を用いて，地下水が涵養されてから採水地点に至るまでの滞留時間を求める手法である．

数万年程度の地下水年代を求める手法として地下水溶存無機炭素に含まれる ^{14}C を用いた ^{14}C 年代法がある．地下水が涵養されたときの ^{14}C の濃度(A_0 pMC)，採取した地下水の ^{14}C 濃度(A pMC)と ^{14}C の半減期(5730 年)から式-1 を用いて年代(τ 年)を算出できる．

$$\tau = \frac{5730}{\ln 2} \ln\left(\frac{A_0}{A}\right) \qquad \text{式-1}$$

一般に，地下水溶存無機炭素は帯水層中で貝化石($CaCO_3$)の溶解により生成する無機炭素の影響を受けて ^{14}C 濃度が減少し，年代が見かけ上，古く算出されるため，年代の算出には補正計算が必要となる．貝化石は特有の安定同位体比($\delta^{13}C$~0‰)を持つため，補正計算では地下水溶存炭素の $\delta^{13}C$ の変化を利用して ^{14}C の受けた地化学変化を見積もる場合が多い．また，貝化石だけではなく，溶存有機物(CH_2O)の分解や起源の異なる地下水の混合を受けて，地下水溶存無機炭素の ^{14}C や $\delta^{13}C$ は変化するため，年代の算出には様々な補正計算がなされる [1]．

本発表では，新第三紀の堆積岩地域を対象として，^{14}C 地下水年代にかかわる種々の補正要因について検討した結果を報告する．

2. 水理地質条件，水質

調査対象とした地下水は青森県六ヶ所村にある日本原燃(株)敷地内のボーリング孔や坑内で採取されたものである．対象地域は西側から南側を汽水湖である尾駮沼，東側から北側にかけて中央沢に囲まれた南側台地に位置する約 1.5km 四方の範囲である(図-1)．

周辺の地質は新第三紀の堆積岩類が広く分布しており，下位より鷹架層下部層の泥岩層，中部層の粗粒砂岩層，軽石凝灰岩層，軽石混り砂岩層，礫混り砂岩層の一連の地層が分布し，その上を第四紀層が覆っている [2]．これらのうち粗粒砂岩層，泥岩層には貝化石が多く見られる．敷地周辺の地下水流動場は南側台地上に涵養された水が尾駮沼および中央沢へと流出している．透水係数は下部層では 10^{-8}～10^{-9}m/s，中部層は 10^{-6}～10^{-8}m/s である．水質は浅部で Na-HCO_3 型，深部(概ね標高-300m 以深)では Na-Cl 型である．深部の地下水は化石海水で，明瞭な地下水流動が見られない領域である [3-4]．

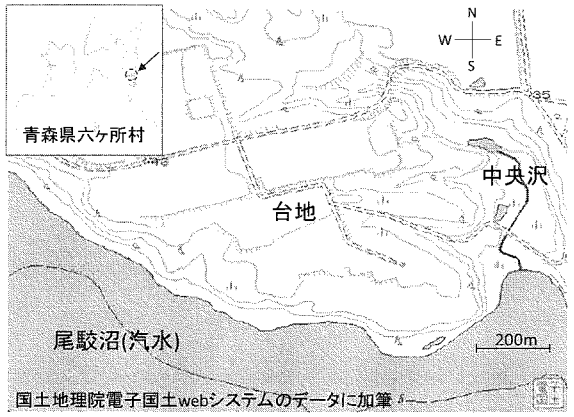


図-1　調査対象地域

3. 地下水の同位体組成と補正要因の検討

地下水中の溶存無機炭素濃度と炭素同位体の関係を図-2，3 に示す．図中には，最も浅い箇所から採取された地下水の炭素同位体(^{14}C=108.7pMC，$\delta^{13}C$ = -23.3‰)と台地浅部の溶存無機炭素の平均値(0.69 mmol dm^{-3})を初期値とし，それに対して貝化石(^{14}C：0pMC，$\delta^{13}C$：0‰と仮定)由来の溶存無機炭素が混合したときの混合線を示している．

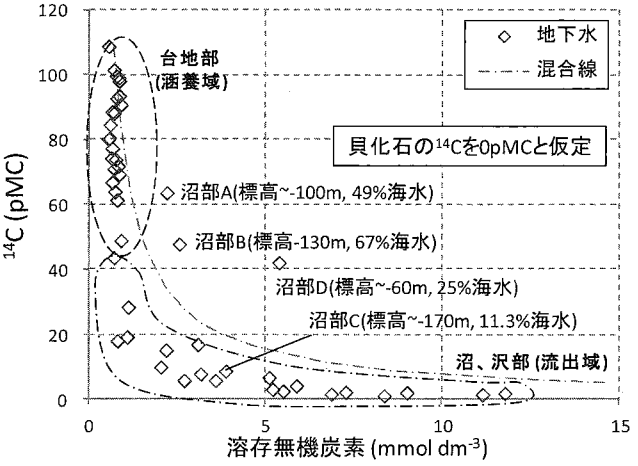


図-2　溶存無機炭素濃度と ^{14}C の関係

地下水の各点は概ね混合線沿いにプロットされることから，本地域の地下水は貝化石溶解の影響を受けて ^{14}C が減少し，溶存無機炭素が増加していることが分かる．多くの点が混合線上ではなく，混合線の下側にプロットされるのは，^{14}C が貝化石による希釈によって減少しているだけではなく，年代を経たことによっても減少しているためである。また，涵養域である

台地部から流出域である沼，沢部に向かって ^{14}C が減少し，溶存無機炭素が増加することが分かる．一方で，尾駮沼の下部地盤で採水された地下水の一部が ^{14}C の混合線の右側にプロットされる(図-2)．混合線の上側にプロットされる場合は涵養された地下水に対して混合した溶存無機炭素が ^{14}C を含むと解釈できる．混合線の右側にプロットされる 3 点は塩分濃度が比較的高いことから，^{14}C が検出される程度の比較的新しい海水か，化石海水(^{14}C=0)に対して新しい淡水地下水が混合したものと推察される．

図-3 においては図-2 と同様に尾駮沼の下部地盤から採水された点が混合線の右側にプロットされる．ほか数点についても，混合線の右側にプロットされる点がある．$\delta^{13}C$ が混合線の右側にプロットされる場合，涵養された地下水に対して混合した溶存無機炭素は貝化石に比べて低い $\delta^{13}C$ 値を持つと解釈できる．たとえば，$\delta^{13}C$ の比較的低い淡水地下水の混合や，地下水溶存有機物($\delta^{13}C$ ~-25‰)が分解して生成した無機炭素が混合した可能性が考えられる．

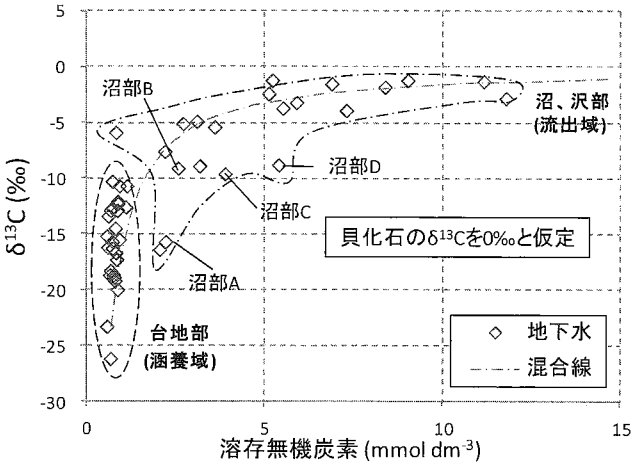


図-3　溶存無機炭素濃度と $\delta^{13}C$ の関係

台地部の比較的浅い箇所の $\delta^{13}C$ は広い範囲(-25~-10‰程度)に分布し，混合線と比較しても溶存無機炭素の増加と $\delta^{13}C$ の変化は明瞭ではない(図-3)．^{14}C と $\delta^{13}C$ の関係を図-4 に示す．図中には，最も浅い箇所から採取された地下水の炭素同位体(^{14}C=108.7pMC，$\delta^{13}C$ = -23.3‰)を初期値とし，それに対して貝化石(^{14}C：0pMC，$\delta^{13}C$：0‰と仮定)由来の溶存無機炭素が混合したときの混合線を示している．^{14}C は貝化石の溶解による希釈に加えて，放射壊変によっても減少することから，プロットは混合線上もしくは混合線の下にプロットされるはずである。しかしながら，台地浅部の値は混合線の上側にプロットされるものが見られる。$\delta^{13}C$ が混合線に従わず，広い範囲に分布するのは，涵養時の同位体分別の様式が異なるなど，貝化石の溶解とは別の理由によるものと考えられる．

4. まとめ

図-5 に本検討のまとめを示す．$\delta^{13}C$，^{14}C，溶存無機炭素濃度の関係から，本地域の炭素同位体は貝化石溶解の影響を受けて変化することが示唆された．また，一部には溶存有機物の溶解によって生成する溶存無機炭素の影響や，^{14}C を含む程度の古さの海水が混合している影響があると考えられた．また，図-4 に示したとおり，台地浅部において $\delta^{13}C$，^{14}C の値は涵養時の同位体分別によると考えられる挙動が見られた．以上が本地域の ^{14}C 地下水年代を求める際の補正検討候補として考えられる．

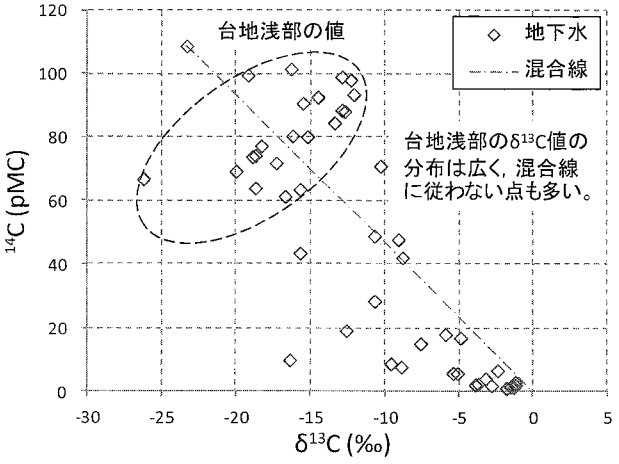


図-4　$\delta^{13}C$ と ^{14}C の関係

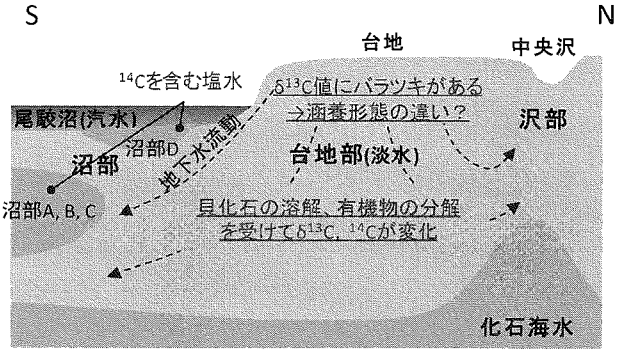


図-5　補正要因検討結果の概念図

文献

1) 富岡祐一・長谷川琢磨・大山隆弘（2010）：地化学環境を考慮した ^{14}C 地下水年代補正方法の検討－六ヶ所サイトにおける水質形成機構の解明と地下水年代評価－，電力中央研究所研究報告，N10005.

2) 石田裕樹・鶴旨　純・中島雅之・本田眞（2005）：鷹架層の透水・間隙特性，日本地下水学会 2005 年度秋季講演会講演要旨，pp.34-39.

3) 鶴旨　純・矢島一昭・亀谷泰久・蒲池孝夫・白石知成・富岡祐一（2008）：安定同位体比等を用いた地下水流動解析モデルの確証，日本地下水学会 2008 年度秋季講演会講演要旨，pp.38-43.

4) 馬原保典・河西基・垣内弘幸・五十嵐敏文・佐伯明義（1996）：地球化学的手法を用いた地下水流動調査法の提案－六ヶ所サイトにおける地下水流動特性の把握－，電力中央研究所研究報告，U95044.

P33. トンネル坑壁表面で認められる高溶解度結晶（硫酸ナトリウム）について

The High Solibility Cryistals (Sodium Surfate Minerals) on the surface of Tunnel Wall

○中田　英二・大山　隆弘（電力中央研究所）・市原義久（釧路コールマイン）
○Eiji Nakata, Takahiro Ooyama (CRIEPI), Yoshihisa Ichihara (KCM)

1. はじめに

海外ではコンクリートや遺跡壁面が硫酸塩鉱物により剥離、劣化する事例が報告されている[1]。日本の堆積岩トンネル坑内でも硫酸塩鉱物は認められる。現時点で日本では硫酸塩鉱物による坑壁の劣化事例は報告されていない。しかしながら長期間坑道を利用する場合、硫酸塩鉱物の晶出が坑壁の安定性に与える影響を知る必要がある。このため坑壁に認められる白色針状の結晶について生成条件に関する調査を実施した。

対象とする硫酸塩鉱物は、Thenardite（テナーダイト；Na_2SO_4）と Mirabilite（ミラビライト；$Na_2SO_4 \cdot 10H_2O$）と呼ばれる硫酸ナトリウムである。これらの結晶は数～十数 MPa の結晶成長圧を有し、構造物劣化を引き起こすと考えられている[2]。また高い溶解度（19g/100g）を持ち簡単に水に溶解する。ただしこれらの鉱物に毒性は無く、溶解しても若干 pH が高くなる他には化学的な影響は考えられない。

中田・千木良（2009）[3]は台湾にて乾燥により間隙水が表層に吸い上げられ、表層で塩濃度が上昇、塩濃度が減少したゾーンで急速スレーキングにより表層崩壊が起きていることを報告している。これらの例と比較しながら掘削空洞周辺の安定性に与える影響の予測を試みる。

2. 調査地点地質

調査は北海道幌延町に建設中の深地層研究センター坑道と、釧路市の釧路炭鉱坑内で実施した。前者は（独）日本原子力研究開発機構（JAEA）によって建設が進められている。現在、地表から深度 350 m までの鮮新統～中新統が掘削されている。上部 250 m までは無層理で塊状な珪藻質泥岩（間隙率 60%）が分布し、250 m 以深からは珪質泥岩（間隙率 30%）が分布する。地下研究施設の坑道坑壁は NATM で施工され、唯一定常的に岩盤を観察できる窓が 140 m、および 250 m の連絡坑道に設置されている。

一方、釧路炭鉱では釧路コールマイン（株）（KCM）が現在も沿岸から 2 km の海底下（海面下 300 m）までの石炭の採掘をおこなっている。坑内水は海岸から 6 km 付近で海水相当の塩分濃度まで増加する（中田ほか,2006)[4]。開発は古第三系の基底礫岩から上部約 100 m までの粗粒/細粒砂岩互層（間隙率 10～15%）、および厚さ 1 m 前後の石炭層を対象としておこなわれている。動水勾配がほとんど無く、坑壁からの地下水の染み出しはほとんど無い。

3. 試料

深地層研究センターでは岩盤観察用の窓に晶出する白色針状鉱物を採取した。窓は常時大気に曝されている。試料は坑壁表面に晶出した鉱物をカッターで削りながら、乾燥しないように広口の PET 容器に採取した。

一方、KCM 坑内では入気坑道の沿岸 1.5 km 地点で採取した。坑内では白色針状結晶が坑道底盤を埋め尽くし、3 cm～5 cm 厚の結晶層が認められる。結晶は息を吹きかけると舞い上がる。水を噴霧すると直ちに消失することから溶解度が非常に大きいことがわかる。採取は手で触れないように結晶を広口の PET 容器にすくい取った。両者とも輸送により容器中で互いに接触を繰り返し、繊維状となった。

4. 調査

調査は試料採取、深地層研究センター坑壁では温度と湿度計測（約 1 年）、KCM では研究坑道（長さ 40 m）で強制乾燥試験にて坑内の温度と湿度計測をおこなった。また室内では温湿度コントロール下で X 線回折測定（XRD）、ビーカーでの結晶の溶解実験をおこなった。温度、湿度センサーはハイグロクロン（KN ラボラトリーズ製）である。XRD 測定は PW3040（パナリティカル製）に温度 10℃～60℃、相対湿度 10%～90%で測定ができる温湿度チャンバー（NPW1208 型 HMD)を取り付けた。測定には未粉砕試料を用い、採取したその日のうちに分析した。また、温湿度コントロール下での分析は、所定の条件で 1 時間～半日養生した後に開始した。

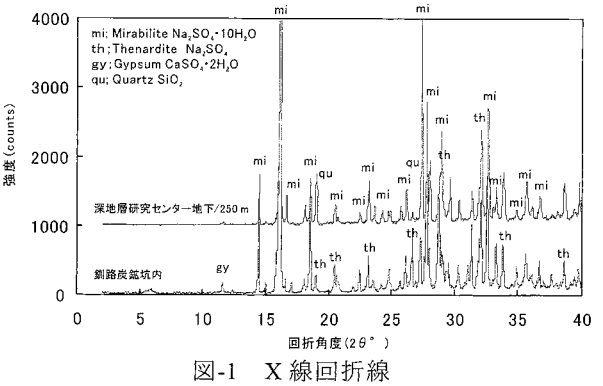


図-1　X 線回折線

5. Mirabilite および、Thenardite の生成

白色鉱物は Mirabilite と僅かに Thenardite からなる（図-1)。深地層研究センターで採取した鉱物は、温度16℃、湿度 11%雰囲気では、すべて Thenardite に変化した。この間の養生時間は 1 時間であり、Mirabilite から Thenardite への鉱物変化が早いことがわかる。続いて湿度 99%（試料表面に水が認められる状態）で 9 時間後の測定で、ふたたび Mirabilite が認められた。この後、36℃、90%で Thenardite と Mirabilite の生成が確認された。これらの鉱物は湿乾の繰り返しですばやく可逆的に変化を繰り返すことがわかる。

他方、釧路炭鉱の Mirabilite は 60℃、20 分間の乾燥ですべて Thenardite に変化した。Mirabilite は 40℃、湿度 90%下で約 10 時間後に Thenardite に変わり、その後は雰囲気を変えても顕著な Mirabilite の生成は確認できていない。

6. 坑内雰囲気による硫酸塩鉱物の変化

図-2 に深地層研究センター地下 140 m 坑内の坑壁温度、湿度と、硫酸ナトリウムの安定領域を示した。坑内への通気は夏に高温、多湿となり、冬に低温、乾燥する。一年間の雰囲気変化において Mirabilite、Thenardite、これらの鉱物が溶解する安定領域を横切ることがわかる。Mirabilite の密度 1.46 g/cm^3 の針状結晶を作り、Thenardite の密度は 2.66 g/cm^3 である。さらにこれらは夏場に溶解する。密度変化は大きいが、現在坑壁剥離等の劣化は認められない。

同様の雰囲気変化は釧路炭鉱の海底下坑内でも確認され、坑内へ流れ込む入気雰囲気では冬期に Thenardite が晶出する。夏には釧路でも気温が 25℃に達する日が数日あるため、これらの鉱物は溶解すると考えられる。特に KCM 坑壁直近は空気の循環が少なく、坑壁周辺の湿度が高い状態で保たれる傾向があり、坑壁極近傍は冬でもほとんど Mirabilite が安定な領域に入る。

硫酸塩鉱物の平衡条件は

$Na_2SO_4 + 10H_2O \rightarrow 2Na^+ + SO_4^{2-} + 10H_2O$ で、

チャージバランスは $Na^+ + H^+ = HSO_4^- + 2SO_4^{2-} + OH^-$ で、

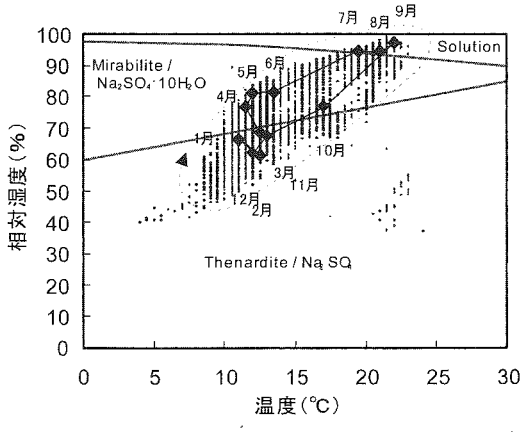


図-2　坑内雰囲気と硫酸ナトリウムの安定領域

硫酸ナトリウムが溶解すると、HSO_4^- の生成にともない水が解離し pH は若干高くなることがわかる。天然試料をビーカーでは溶解させても pH は 7 付近を示す。

この溶液を自然乾燥させた場合、溶液は Mirabilite の平衡状態に近づく。140 m 坑内水の組成(Na^+; 2450 ppm、SO_4^{2-}; 57 ppm)から乾燥により Mirabilite を晶出させるためには、Na^+、SO_4^{2-}は約 50 倍の濃縮なければならない（図-3)。湧水が少なく、透水係数も小さい坑内では、通気により坑壁表面が乾燥、間隙水濃度が上昇したために、Mirabilite が急速に成長したと考えられる。

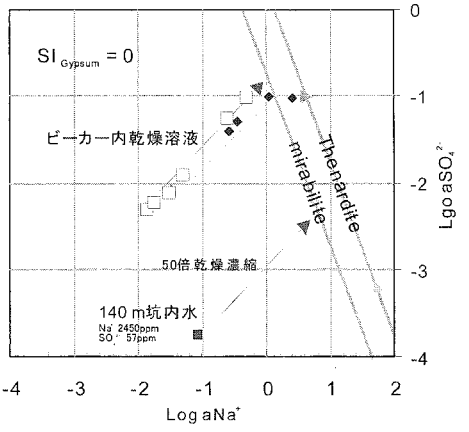


図-3　硫酸ナトリウム生成条件

このような溶液組成の表層での濃集は強烈に乾燥する夏季に台湾で認められる。高温の台湾では硫酸塩鉱物の晶出は報告されていない。一方、寒冷地の深地層研究センターや釧路炭鉱では、通気による乾燥がイオンの濃集を誘引する。岩盤内部まで乾燥により不飽和領域が広がると結晶成長による劣化が始まると考えられる。坑壁の長期安定性のためには通気で乾燥と湧水をバランスさせ、鉱物変化が生じさせない工夫も必要と推察される。

(独)日本原子力研究開発機構の水野崇氏には試料採取に便宜を図っていただいた。お礼申し上げます。

文献

1) D.Camuffo, C. Amore, A. Bergonzini, P. Brimblecombe (2010):Thenardite - Mirabilite cycles in historical buildings. 9th Indoor Air Quality meeting Chalon - sur - Saone, France (ppt on www).

2) Steiger, M., Asmussen, S., 2008. Crystallization of sodium sulfate phases in porous materials: The phase diagram Na_2SO_4–H_2O and the generation of stress. Geochimica et Cosmochimica Acta 72, 4291-4306.

3) 中田英二・千木良雅弘（2009）：バットランド斜面における侵食プロセスに関する地化学的検討,地学雑, 118, 511-532.

4) 中田英二・小野雅弘・市原義久・飯島幸夫（2006）：地下水水質と堆積岩の急速スレーキング特性の関係,資源地質, 56, 133-144.

P34. 岩石の有害物質溶出に関する考察（その９）
―溶出総量評価に関する一考察―
Leaching characteristics of heavy metals in excavated mucks (Part 9)

○田本修一，倉橋稔幸，伊東佳彦（寒地土木研究所），五十嵐敏文（北海道大学）
Shuichi Tamoto, Toshiyuki Kurahashi, Yoshihiko Ito, Toshifumi Igarashi

1. はじめに

本報では，岩石ずりからの合理的な重金属類溶出源評価法の構築を目的として，北海道内各地で採取した岩石ずり試料を用いて連続溶出試験および逐次抽出試験を行い，岩石ずり中の重金属類の溶出総量の評価に関して検討した．今回，過年度に報告した連続溶出試験結果[1]に新たに追加した 2 試料の試験結果と逐次抽出試験結果より求めたヒ素（As）の抽出量について，比較検討した結果を報告する．

2. 調査の手順

2.1 試　料

試験に用いた試料は，北海道内のトンネル建設現場および既存道路沿いの露頭から採取した岩石試料 9 試料である．底質調査法による As 等の全含有量試験結果および pH 試験結果を表－1 に示す．全含有量試験結果より As については，LT4 が最も多く含有している．

試験前処理として，各試料を風乾後，ジョークラッシャーを用いて粉砕し，2mm ふるいを通過したものを連続溶出試験に供した．また，メノウ乳鉢を用いて微粉砕し，150μm ふるいを通過したものを逐次抽出試験に供した．

2.2 連続溶出試験

連続溶出試験は，溶媒に蒸留水および脱気した蒸留水を用いた環境庁告示第 46 号の付表で示される方法を準用した溶出試験を，試験後の残渣を用いて複数回実施するものである．脱気水は，窒素ガスを充填した簡易グローブボックス内で蒸留水に 1 時間窒素バブリングを行い作製した．試験の溶出回数は，As が基準値以下，ないしは最大値を示したあと減少傾向を示すまで行った．試料により異なるが，最大で 10 回溶出試験を行った．各試験後溶液の水質分析には ICP-MS を用い，pH はガラス電極法により測定した．

表－１　各試料の含有量等試験結果

項目 / 試料名	ヒ素 mg/kg	鉄 %	カルシウム %	総硫黄 S%	含水率 %	強熱減量 %	pH(H_2O)	pH(H_2O_2)
溶結凝灰岩 (WT)	3.0	1.22	0.353	0.014	0.4	0.5	9.6	7.2
火山礫凝灰岩2 (LT2)	55.7	3.33	2.62	2.69	9.8	8.3	2.4	1.9
火山礫凝灰岩4 (LT4)	112	23.3	0.0014	28.2	7.9	28.6	1.6	1.2
ワッケ質中粒砂岩 (WS)	11.9	1.68	0.641	0.068	0.1	0.9	10	8.8
粘板岩 (SL)	19.8	3.86	1.83	0.175	0.8	2.4	9.4	8.3
泥岩1 (MS1)	16.9	3.62	0.693	0.681	3.6	4.3	9.5	2.9
泥岩2 (MS2)	9.2	3.6	1.44	0.293	6.1	3.5	11.1	6.1
泥岩3 (MS3)	18.3	3.86	2.02	0.33	2.8	5.8		8.4
泥岩4 (MS4)	8.4	4.29	1.22	0.074	3.2	4.3	11.1	9.6

2.3 逐次抽出試験

逐次抽出試験では，イオン交換態，炭酸塩態，鉄・マンガン酸化物態，有機態及び硫化物態，難溶性鉱物態の 5 形態の抽出処理を行った[2]．各抽出処理方法を表－２に示す．また，抽出後の検液の分析では ICP-MS を用いた．

表－２　抽出処理方法

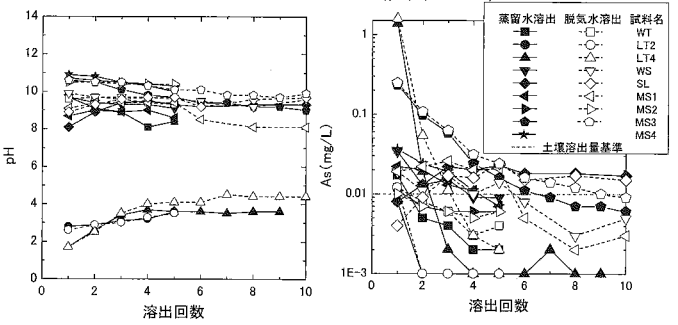
抽出段階	抽出溶媒	試験条件（振とう・温度）	液／固比	重金属類の存在形態
step1	1mol/l リン酸二水素ナトリウム	密閉、常温（23±2℃）、1h振とう（200rpm）	20ml/1g	吸着態（イオン交換態）
step2	1mol/l 酢酸ナトリウム	密閉、常温（23±2℃）、5h振とう（200rpm）	20ml/残渣	炭酸塩態
step3	0.04mol/l 塩酸ヒドロキシルアミン、25% 酢酸	開放、5h加熱（85±2℃）、手動撹拌	20ml/残渣	鉄・マンガン酸化物態
step4	0.02mol/l 硝酸、30% 過酸化水素水、step3混合液	開放、5h加熱（85±2℃）、30min振とう（200rpm）	30ml/残渣	有機物態
step5	20ml濃硝酸	開放、1h煮沸、振とう操作なし	20ml/残渣	難溶性鉱物態

3. 試験結果と考察

3.1 連続溶出試験

溶出回数と pH，As 溶出量との関係を図－１に示す．同図において定量下限値未満のものは，便宜上，定量下限値としてプロットした．以下，溶媒に蒸留水を用いた連続溶出試験結果を「蒸留水溶出」，溶媒に脱気水を用いた連続溶出試験結果を「脱気水溶出」と称する．

pH は，蒸留水・脱気水溶出ともに 4.5 以下の酸性または 8 以上のアルカリ性を示し，すべての試料で As が溶出しやすい環境[3]であった．pH は，SL を除き溶出回数が増加するほどアルカリ性のものは低下する傾向を示し，酸性のものは高くなる傾向を示す．



（１）pH　　（２）As

図－１　溶出回数と pH，As 溶出量の関係

As は，前報[1]と同様に蒸留水・脱気水溶出の SL および脱気水溶出の MS1 を除き 1 回目の溶出で最大値を示し，その後減少する傾向を示す．一方，SL は，蒸留水・脱気水溶出ともに 5 回目の溶出で最大値を示し，その後，10 回目まで一定濃度に推移，ないしは，徐々に減少傾向を示す．脱気水溶出の MS1 では，3 回目の溶出で最大値を示し，その後，減少傾向を示す．これらの溶出傾向については，今後の検討課題とするが，掘削ずりにおける処理の要否判定，およびその取扱におい

て，徐々に溶出量が増大するような傾向を示すものについては，留意が必要である．

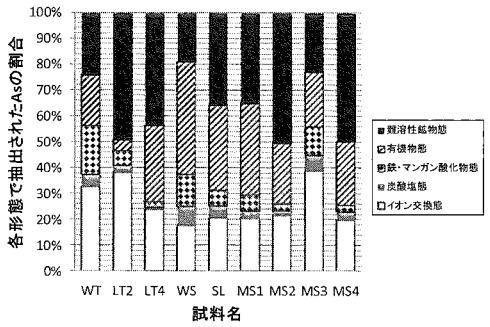
3.2 逐次抽出試験

Asの逐次抽出試験結果および連続溶出試験において基準値超過分のAs累積溶出量を表－3に示す．また，試料毎の各形態で抽出されたAsの割合を図－2に示す．なお，表－3に示すLT2のAs累積溶出量は，溶出量基準値を超過していないため，便宜上，溶出回数1回目の溶出量とした．

逐次抽出試験を行ったすべての試料で各形態のAsが検出された．図－2より，イオン交換態は17.9～39.0%，炭酸塩態は0.8～7.4%，鉄・マンガン酸化物態は2.1～18.9%，有機物態／硫化物態は4.4～43.2%および難溶性鉱物態は19.2～50.2%であった．表－1および表－3より，As累積溶出量の全含有量に対する割合は，蒸留水溶出で0.13～19%，脱気水溶出で0.20～23%であり，各試料によってその割合が異なった．また，累積溶出量の最も少ないLT2に着目すると，前報[1)]ではAsおよびAsを含む硫化物の存在形態の違いによるものと報告したが，水に溶けやすいイオン交換態の抽出量がLT4と比較してもほぼ同程度であることから，酸性環境下で硫酸カルシウム（石膏）の析出とこれにともなうAsの共沈・吸着によって溶出量が減少したと考えられる．これは，表－1に示す総硫黄含有量とカルシウム含有量のLT4との大小関係および前報[1)]におけるLT2とLT4の硫酸イオンとカルシウムの溶出傾向から推察される．

表－3　逐次抽出試験結果および累積溶出量

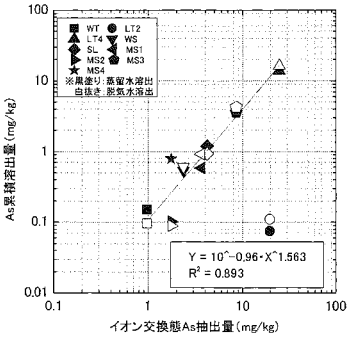
試料名		WT	LT2	LT4	WS	SL	MS1	MS2	MS3	MS4
As抽出量（mg/kg）	イオン交換態	0.978	19.7	25.0	2.38	4.20	3.66	1.75	8.61	1.76
	炭酸塩態	0.14	1.41	0.867	0.980	0.956	0.541	0.149	1.34	0.29
	鉄・マンガン酸化物態	0.563	2.94	2.21	1.64	1.23	1.09	0.222	2.44	0.232
	有機物態	0.580	2.29	30.7	5.74	6.61	6.24	1.87	4.59	2.15
	難溶性鉱物態	0.717	25.2	45.3	2.55	7.25	6.21	4.02	5.09	4.38
As抽出量合計（mg/kg）		2.98	51.5	104	13.3	20.2	17.7	8.01	22.1	8.81
As累積溶出量（mg/kg）	蒸留水溶出	0.151	0.0744	13.8	0.541	1.20	0.585	0.102	3.568	0.781
	脱気水溶出	0.0961	0.11	16.1	0.611	0.937	0.917	0.0892	4.25	
Asイオン交換態抽出量に対するAs累積溶出量の割合（%）	蒸留水溶出	15	0.38	55	23	28	16	5.8	41	44
	脱気水溶出	10	0.56	64	26	22	25	5.1	49	



図－2　試料毎の各形態で抽出されたAsの割合

3.3 イオン交換態抽出量と累積溶出量との関係

基準値を超過するAs累積溶出量は，pHが酸性を示すLT4においても，脱気水溶出でイオン交換態抽出量の64%であることから，連続溶出試験の初期段階は酸化生成物の溶脱現象を再現していることが考えられる．酸化生成物に起因する成分であるイオン交換態抽出量と累積溶出量との関係を図－3に示す．イオン交換態抽出量と累積溶出量との関係は，LT2を除けば相関性が高く，基準値を超過したAsの累積溶出量とイオン交換態抽出量の割合は，蒸留水溶出で5.8～51%，脱気水溶出で5.1～64%であった．このことから，イオン交換態抽出量を求めることにより，基準値を超過するAsの累積溶出量，すなわち溶出総量評価の目安となると考えられる．ただし，累積溶出量が最も少ないLT2のように，硫酸カルシウムの影響により溶出量が小さく，過大評価となる可能性もある．



図－3　Asのイオン交換態抽出量と累積溶出量との関係

4. まとめ

岩石試料を対象とした連続溶出試験および逐次抽出試験を行った結果，以下のことが明らかとなった．

(1) 本試験におけるAsの溶出傾向は，蒸留水・脱気水溶出ともに溶出初回に最大値を示し，溶出回数の経過とともに減少するものと，徐々に増加し最大値を示した後，減少するものがあった．

(2) 累積溶出量の最も少ないLT2は，水に溶けやすいイオン交換態の抽出量がLT4と同程度であったことから，酸性環境下で硫酸カルシウムの析出とこれにともなうAsの共沈・吸着が起こっているものと考えられた．

(3) Asの累積溶出量とイオン交換態抽出量の関係を整理した結果，イオン交換態抽出量を求めることにより，連続溶出試験において基準値を超過するAsの累積溶出量，すなわちAsの溶出総量の目安となることがわかった．

今後は，データの蓄積を行い，精度の高い重金属類の溶出源評価法の構築に向けて検討を進めていきたい．

参考文献

1）田本修一，伊東佳彦，倉橋稔幸，阿南修司，五十嵐敏文：岩石の有害物質溶出に関する考察（その8）－水質組成と溶出源評価に関する検討－，（社）日本応用地質学会平成23年度研究発表会講演論文集，pp.159-160，2011.

2）丸茂克美，江橋俊臣，氏家亨：日本各地の土壌中の重金属含有量と鉛同位体組成，資源地質，第53巻，第2号，pp.125-146，2003.

3）鈴木哲也，竹花大介，榊原正幸，板谷利久：重金属を含有する掘削土砂の処理判定と対策，土と基礎，第52巻，第9号，pp.13-15，2004.

P35. サーマルレスポンス試験の実施事例

Implementation of the thermal response test

○高橋 直人，平石 朋香，芝宮 一郎，渡辺 寛（株式会社 日さく）
○Naoto Takahashi, Tomoka Hiraishi, Ichiro Shibamiya, Hiroshi Watanabe (Nissaku Co.,Ltd.)

1. はじめに

近年，再生可能なエネルギー活用のひとつとして，地中熱の利用が注目されています。地中熱の利用，特に採熱井の設置にあたり，事前に地盤の熱伝導率などの特性を把握することで，より適切な採熱井の深度および本数について検討することができます。

サーマル・レスポンス・テスト（以下 TRT）とは，井戸内にポリエチレン製 U チューブを挿入し，U チューブ内に一定の熱量を与えた水を循環させ，その循環水温度の時間変化を測定し，地層の熱伝導率の算出を行うものです[1]。TRT の最終目的は，算出された熱伝導率の値をもとに，地中熱交換器の利用規模に応じた施設の基本設計（地中熱交換井の深度・数量‥）を行うことです。

平成 23 年 10 月より，当社埼玉工場敷地内井戸（深度 40m）にて，TRT を実施しています。今回の実験では，井戸内に挿入する U チューブの条件を変えて計 3 回実施しましたので，その結果について紹介させていただきます。

2. 調査の手順

TRT は，埼玉県鴻巣市内の当社工場敷地内の既設井戸(井戸管径 150mm，深度 40m)を用いて，以下の 3 条件にて実施しました。

①シングル管（井戸内に U チューブ 1 セット分にのみ水を通す）
②ダブル管（U チューブ 2 セット分に循環水を通す）
③ダブル管+遮熱材（往管と復管の間に遮熱剤を入れ、熱のショートカットを防ぐ）

試験方法は，井戸内に U チューブを挿入し，内部に加温した水を循環させます。その際の注入・還元水の温度および注入量を計測・解析するものです。また，熱電対センサーにて井戸内の地下水温を深度別に計測し，加熱水注入にともなう深度別の地下水温の変化を計測・解析しました。

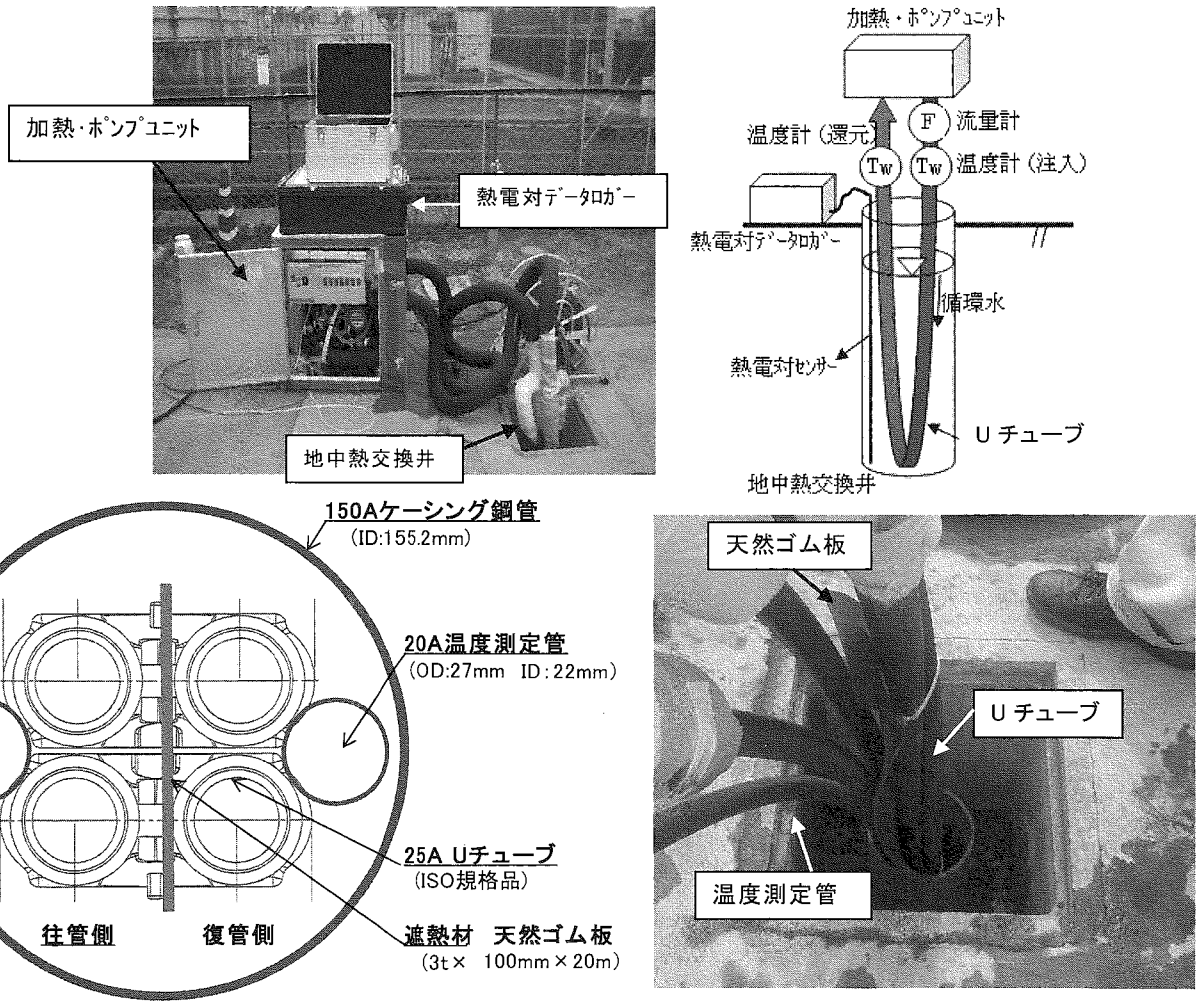


図-1 サーマルレスポンス試験装置の構成と実施状況

3. 調査結果

TRT のデータは，循環水の水温(往き温度，還り温度)と循環流量，外気温の 4 つのデータの時系列で表されます。ここでは，加熱時データを用いた作図法，加温停止後の回復時データを用いた作図法の 2 種類の手法[2)]で有効熱伝導率の算出を行いました。

TRT 実施中に，孔内温度の垂直変化を熱電対や光ファイバー温度計で測定し，深度毎の有効熱伝導率を求める方法については，藤井ほか（2002）によりすでに提案されています[1)]。TRT 実施時に熱電対計測を行うことで，地下水の流れの有無などについても把握することができます。測定した結果は，横軸に時間軸を，縦軸に深度をとり，温度の変化を暖色～寒色で示すグラフを作成することで表現できます(図-2)。

また，深度別のデータを用いて上記の解析を行えば，深度ごとの見掛熱伝導率を算出することもできます。

4. 考　察

表-1 に，今回の解析により得られた見掛熱伝導率の一覧を示します。井戸の見掛熱伝導率は，表-2[3)]に示すような一般的な砂礫層の下位～砂層の上位に相当する値が得られました。また，深度別の見掛熱伝導率は深度 32m でもっとも高い値をとりました(図-2)。

この結果から，シングル U チューブ，ダブル U チューブ，ダブル U チューブ+遮熱板のような条件の違いにより，井戸の見掛熱伝導率が異なることがわかります。U チューブを井戸内に複数設置し，かつ往管と復管の間を遮熱板で遮ることで，同じ井戸でも見掛熱伝導率を向上させることができるものと考えられました。

表-1　今回の見掛熱伝導率λの算出結果（W/m･℃）

解析方法	①ｼﾝｸﾞﾙ	②ﾀﾞﾌﾞﾙ	③ﾀﾞﾌﾞﾙ+遮熱板
加熱時データを用いた作図法	1.64	2.06	2.43
加熱停止後データを用いた作図法	1.86	1.95	2.02

表-2　一般的な土壌･岩盤の有効熱伝導率

岩　相	有効熱伝導率（W/m･℃）	
	飽和	不飽和
砂礫	2.0	
砂	1.53	1.19
シルト	1.44	1.44
粘土	1.27	0.92
火山灰	1.18	0.90
泥炭	1.22	0.88
ローム層	1.00	0.72
花崗岩	3.5	

出典：空気調和･衛生工学便覧(1981),建築設計資料集成(1960),渡辺要編「建築計画原論Ⅱ」(1965), ASHRAE Handbook Fundamentals(1985)など.

5. おわりに

TRT により井戸の見掛熱伝導率を求めるという作業は，揚水試験により井戸の適正揚水量や透水係数を求める作業に似ています。ただし，両者の大きな違いとして，「井戸の見掛熱伝導率」とは地盤条件や井戸仕様で決まる固有の定数ではなく，加熱量や循環流量などの条件により変化する相対的なものであるということがあげられます。

現在地中熱システムの普及にあたって，採熱井の掘削費用が大きなコスト増となり普及のための障害のひとつとなっています。本実験の結果から，同じ仕様の井戸でも最大限に見掛熱伝導率を向上させ，最適な地中熱システムの提案に寄与できるものと考えています。

参考文献

1)藤井光・秋林智(2002)：大地結合ヒートポンプシステム熱交換井における温度応答試験解析．資源と素材, Vol.118, 75-80.

2)藤井光・駒庭義人(2011)：サーマルレスポンス試験の原理と解析法，地下水学会誌，第 53 巻，第 4 号，p391-400.

3)北海道大学地中熱利用システム工学講座(2007)：地中熱ヒートポンプシステム, p1-167.

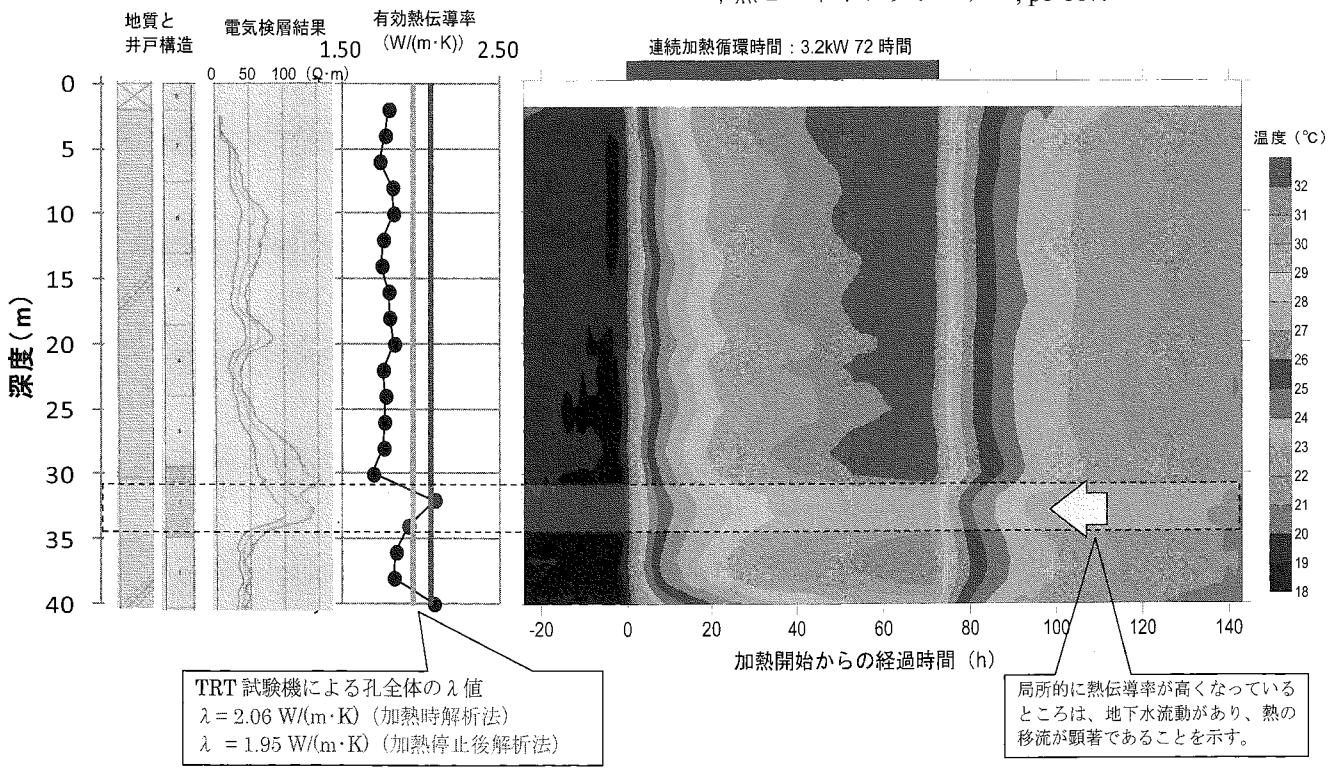


図-2　サーマルレスポンス試験の実施結果表示例

P.36　山口大学構内及びその周辺地域における地下水流動

Groundwater flow in the campus of the Yamaguchi University and its surrounding area

○清水 優香，田中 和広(山口大学理工学研究科)

Yuka Shimizu, Kazuhiro Tanaka

1. はじめに

水は私たちの生活において必要不可欠であるため，日常時においても非常時においても確実かつ安定的に確保する必要がある．平成 21 年の中国・九州北部豪雨では山口市の約 3 万 2800 世帯の水道が数日間断水し，多くの人が不便を強いられた．このような緊急事態においては地下水の利用は重要である．地下水を利用するための計画・立案の際には詳細な地下水調査を行う必要がある．

調査地域である山口大学周辺は周囲を山で囲まれた西に開けた盆地で，1969 年大学移転以前は棚田が広がっていたこと，大学構内に縄文時代から弥生時代の河川跡が存在すること [1]から周囲の水が集まりやすい地域と考えられる．

本研究では，山口大学構内とその周辺地域における地質・地質構造及び地下水調査から，詳細な地下水流動を解明し，水資源確保のための地下水調査・計画・立案に利用に資することを目的とする．

2. 地形・地質概要

調査地域である山口大学及び周辺地域は，北部を姫山(199.0m)，南東部を今山(284.9m)，南部を高倉山(380.9m)に囲まれ，西に開けた盆地地形を示す(図-1)．

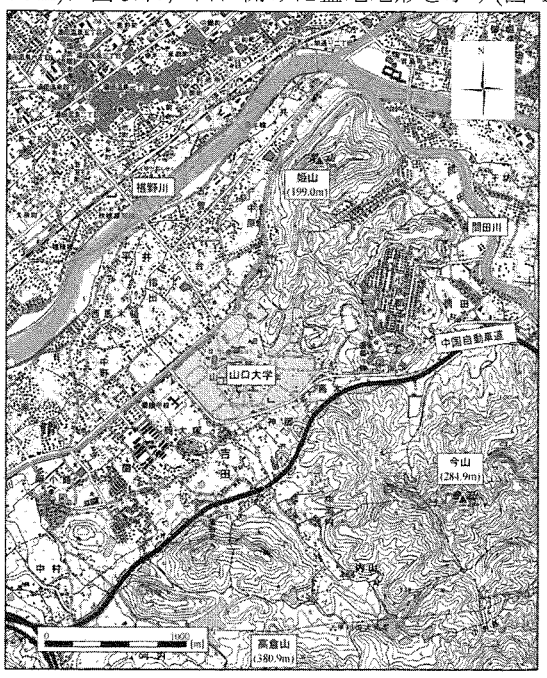


図-1　調査地域地形図

山口盆地周辺地域には，周防変成岩が広く分布し，その上位を白亜紀の関門層群と周南層群が不整合に覆う [2]．調査地域の基盤岩は主に周防変成岩の泥質片岩からなり，緻密で片理構造が卓越している．姫山山頂部においては周南層群に属する溶結凝灰岩が基盤岩を不整合に覆って分布する．泥質片岩の上位には砂・礫・シルトからなる厚さ 0~40m の未固結の第四紀堆積物が分布し，一部において段丘地形を形成している [3]．

既存のボーリングデータの解析より大学構内の基盤面標高は北東から西方へ緩やかに低下しており，旧河川跡と基盤面に見られる谷地形がほぼ一致する．地表の起伏は基盤面の形状に整合的である．

3. 結果と考察

3.1　地下水流動

ボーリング調査の地下水位データを用いて，大学構内の地下水面等高線図を作成した．地下水位は全て堆積物中に存在し，基盤面と同じく東から西へ低下傾向にある．地下水面上での動水勾配は約 0.05 であり，基盤面の勾配と同じである．大学の南部地域においては南東から北西にかけて地下水面が低下し，動水勾配は斜面部で約 0.02，谷部で約 0.06 となっている．このことから，大学構内及びその周辺地域の地下水は，山地で涵養後，旧地形に支配され流下，合流を繰り返し，大きく西側へと流動している．地下水面等高線感覚によれば，その流速は斜面部では速く谷部では遅い可能性がある．なお，大学構内において降雨時には扇状地の末端部では一時的に大量の湧水が観測される．

3.2　地化学特性(一般水質・酸素水素同位体)

地下水の水質は主に $Ca(HCO_3)_2$ 型からなり，一部 NaCl 型が認められ，これらは浅層地下水の特徴を示す．天水試料の酸素水素同位体分析の結果から天水線を作成したところ，すべての地下水が天水線上にプロットされ，調査地域の地下水は天水起源であると考えられる(図-2)．また，天水では採取した月によって δ 値が季節変化を示すのに対し，地下水の δ 値は変化しない．なお，山口大学と姫山で採取した天水の δD，δ^{18} を比較した結果，高度差約 180m において，高度効果を認めた．$Ca(HCO_3)_2$ 型の地下水の内，掘削深度が岩盤

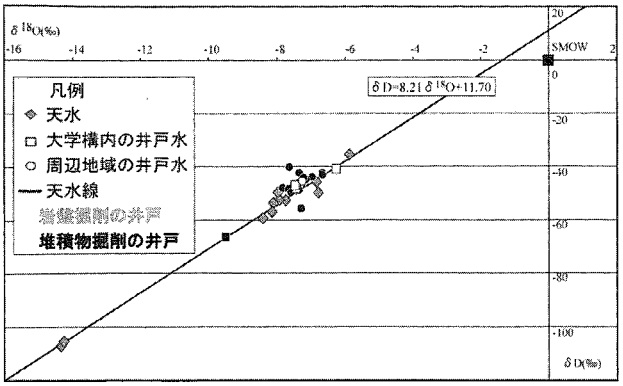


図-2　天水・井戸水のデルタダイアグラム

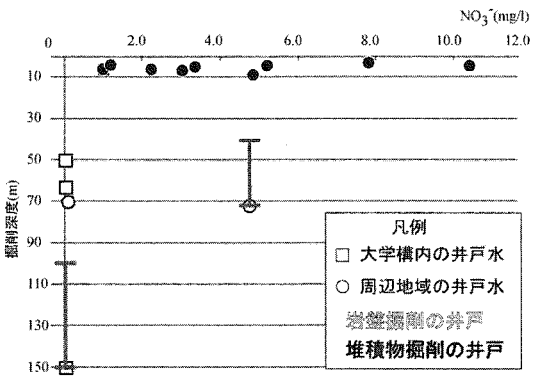


図-3　硝酸イオン(NO_3^-)と掘削深度の関係

まで達している井戸の地下水は Na^+の値が大きく水岩石反応が進んでおり，また窒素酸化物(NO_3^-)がほとんど含まれておらず，検出限界以下である．これに対して，一部の堆積物掘削の井戸水には水質基準値を下回るものの，窒素酸化物(NO_3^-)が含まれていることから，地表からの人工汚染の影響が示唆される(図-3).

3.3　水理地質構造

岩盤掘削の井戸と堆積物掘削の井戸での水位の連続観測を行った結果，前者は降雨と水位のピークのずれが約 36 時間，後者では約 8~10 時間であった。岩盤の透水係数は揚水試験の結果から 5.76×10^{-7}(m/sec)が求まっており，堆積物(砂礫)では一般的な値として 1.0×10^{-5}(m/sec)[4]と推定すると，両者は約2桁程度異なる．このことから岩盤を流動する地下水と堆積物を流動する地下水とは異なる挙動を示すことが予想される．これらの地下水は基盤岩の起伏の影響を受けて流動するが，堆積物の地下水は基盤岩上位の堆積物中を流動するため，地表からの影響を大きく受けている．一方，岩盤地下水は基盤岩内を流動するため，地表からの地下水浸透の影響は少ないが揚水量は前者に比べ少ないものと考えられる．

4. まとめ

山地で涵養した地下水は，堆積物中を基盤面の形状に支配され，埋没谷に向かい流動する．地下水位の等高線間隔が狭いほどより急な流れが推測できる(図-4).

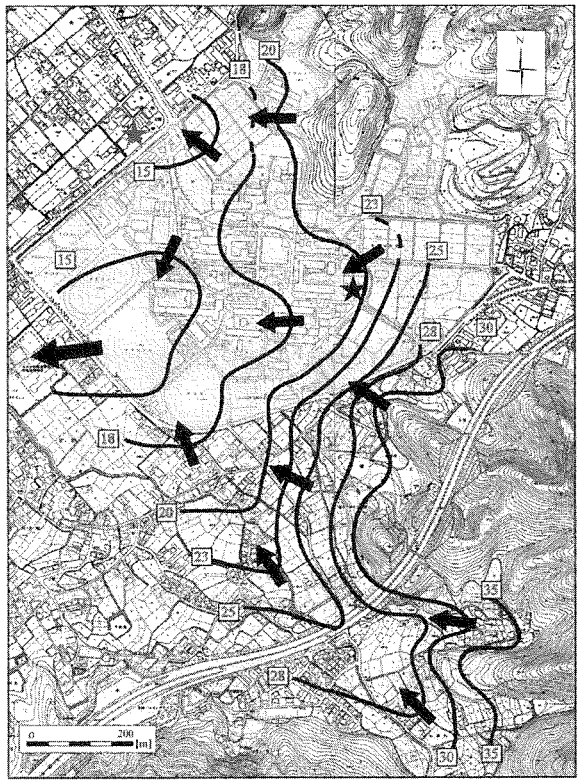


図-4　調査地域の地下水位の等高線分布と流動方向
星印：扇状地末端部地下水湧出箇所

扇状地末端部では地下水位が上昇することで斜面での湧出がおこる．降雨に対する地下水位の応答の違いや透水係数の違いにより堆積物中の地下水と岩盤中の地下水は異なる地下水流動特性を示すことが考えられる．堆積物中の地下水は，透水性が高いため多くの流量を持つが，逆に，地表における人工汚染などの影響を受けやすい．一方，岩盤地下水は，透水性が低いため流量も少ないが，地表からの影響はほとんどなく安定した水質と水位を保つことが出来る．このため，良質な地下水を継続的に確保するためには，岩盤地下水を対象として破砕帯など，地下水が貯留している割れ目の発達した場所を，物理探査などにより特定する必要がある．

引用文献

1) 山口大学埋蔵文化財資料館，1998：学内発掘の 20 年の歩み．山口大学埋蔵文化財資料館，33p.

2) 武田賢治・今岡照喜，1999：山口地域の白亜紀環状岩脈とコールドロン．地質学論集，**53**，199-219.

3) 松尾征二，1992：平川地区の地理的・地質的環境．「山口市内遺跡詳細分布調査平川地区」，山口市埋蔵文化財調査報告，**41**，1-10.

4) 梅田浩司・柳澤孝一・米田茂夫，1995：日本の地盤を対象とした透水係数データベースの作成．地下水学会誌，**37**，69-77.

P37. 国際リニアコライダー委託研究成果と課題(1), (2)

Consigned Study of geological survey in the International Linear Collider candidate site (1),(2)

日本応用地質学会九州支部 ILC ワーキンググループ
ILC Working Group of JSEG, Kyushu Branch

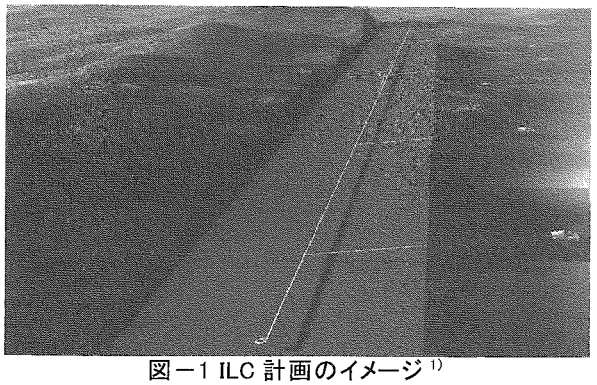
1. はじめに

今年7月初旬，理論物理学の分野でその発見が待ち望まれていたヒッグス粒子がほぼ確認されたという大きなニュースが世界中を駆けめぐった．この“世紀の大発見”を成し遂げたのは，スイス・レマン湖畔の地下に設置された欧州共同原子核研究機構（CERN）の大型ハドロン衝突型加速器（LHC）である．

国際リニアコライダー（ILC）構想は，LHC よりさらに高性能の衝突型加速器を世界中のただ一箇所に建設しようとする計画で，宇宙創成の謎に迫る現代科学の一大プロジェクトである．その実験施設は，最大延長 50km に及ぶ直線のトンネルを地下に建設し，その中に加速器や観測機器を設置するものである(**図－1**)．現在日本も積極的に ILC の誘致を目指しており，現時点で東北南部の北上山地と九州北部の脊振山地が有力な候補地とされている．

応用地質学会九州支部は，一昨年度より ILC 構想に関連して脊振地域における各種地質関連資料の収集や取りまとめ等に協力してきたが，平成 23 年度には日本応用地質学会への正式な委託研究として，福岡・佐賀県より受託した「脊振地域地質調査検討業務」の実務を担当した．本研究の実施に際しては，支部内に「ILC 調査検討ワーキンググループ（ILC/WG)」を設置し，支部会員を多数動員して現地調査等を行ってきた．

本報告では，それらの成果の一部をポスターセッションで紹介するとともに，一般社団法人となった本学会が初めて取り組んだ委託研究の経験を通して得た，今後の課題についても述べる．



図－1 ILC 計画のイメージ [1)]

2. 委託研究の内容と基本方針

日本における ILC 構想の地質的な立地条件は，塊状・均質で深部まで安定した岩盤が見込める花崗岩体が対象となっている．脊振地域は概ねこの条件を満たしているが，最大延長 50km のルートのうち，西端の約 6km 間は古第三紀層の分布域に入る．本研究では，これらの地質体の広域的調査に対して，まず「貫入（または堆積）－構造運動－変質・風化作用」など“初性的性状と劣化プロセスの確立”という応用地質学の原点を追求することを基本的な方針とした．本研究で実施した調査項目は，上記の方針を踏まえ，長大山岳トンネル（ILC 暫定ルート）の事前調査に必要な項目として，九州支部が両県に提案したものである．

委託研究の具体的な調査・検討の主眼は次の通りであり，応用地質学において最も基本的かつ重要な手法を中心にするものとした．

- 既往資料の活用（ダム，トンネル，温泉等）
- 空中写真判読（地形要素，線状模様の抽出）
- 地質踏査－岩相，断層（破砕帯）の現地確認，劣化過程の認識と岩盤性状との関係
- 水文観測－地下水流動の基本概念
- 上記を総合した脊振地域の地質構造発達史
- 成果を検証するための方法論
- オプションルートの概略選定（追加検討項目）

3. 委託研究の成果

今回の成果の概要は，次の通りである．

(1)花崗岩類，古第三紀層の地質概要

脊振山地の花崗岩類については，既往文献等で岩相上の特徴から数種の岩体に区分されていたが，今回の踏査では各岩体同士の明瞭な境界や貫入関係を確認できなかった．このことは，各岩体が境界付近で漸移的に変化する現象や形成年代が互いに重複・錯綜していることなどから見て，それぞれが別のマグマから個別に形成されたものではなく，巨大なマグマ溜まりからさまざまな冷却過程を経て，各岩相が形成されたことを示すものと考えられる．このことから，今回の研究では脊振山地の花崗岩類について，「脊振バソリス」という概念を考えている．ただし，岩相毎に風化特性等がやや異なることから，地質図および断面図上では既往の岩体名でおよその分布を図示した．

古第三紀層は，全体として西側に緩く傾斜する地層群よりなり，砂岩層を主体とすることが判明した．また，かつて採掘されていた石炭層が挟在されるため，既往資料から採掘跡の分布を検討した．

(2)線状模様の抽出と断層の性状判定

空中写真の判読は，約 1/15,000 のカラー空中写真を用いて，数人のメンバーでクロスチェックしながら実施し，ILC 暫定ルートに交差または近接する線状模様を計 81 条抽出した．判読に際し，線状模様を認定する地形要素の区分と判定基準は，主として土木研究所資料（2003）に依った．

抽出した線状模様は，その長さや地形要素の数・明瞭度等によって次の 3 段階に評価した．

- a－連続する直線谷や明瞭な地形境界，鞍部列等よりなり，想定破砕幅が 50m 以上（3 条）．
- b－比較的明瞭な直線谷，鞍部列等よりなる．想定破砕幅は 30m 程度（21 条）．
- c－短い直線谷と鞍部列の組合せよりなる．想定破砕幅は 10m 以下（57 条）．

上記の線状模様のうち，a 判定のすべてと b，c 判定の一部について，地質踏査により断層分布と破砕帯規模の確認を行った．その結果，a 判定のうち 2 条（小笠木峠断層，板屋峠断層）が幅 35～60m の破砕帯を有すること，花崗岩類と古第三紀層の境界を画す畑島断層はカタクレーサイト化した固結断層よりなることが確認できた．また b，c 判定の線状模様については，いずれも破砕帯の規模が判読時の想定より実際は小さいものであることが判明した．

なお今回の踏査範囲では，いずれの断層にも第四紀層の変位や地表面の変状など，活断層である証拠を見出すことはできなかった．

(3)変質・風化作用と岩盤性状

花崗岩類に対して土木地質上でしばしば問題となる変質作用については，断裂系との関係を地質踏査で吟味した．脊振地域の花崗岩類には，岩体境界や内部に広がりを持った変質ゾーンが全く認められず，N-S 系や N-E 系の破砕帯に沿って変質部が脈状に分布するのみであった．このことは，脊振山地内にマグマ性の熱水変質作用（グライゼン化）による金属鉱床がほとんど存在しないことからも裏付けられる．

また，風化作用は隆起原面が広く展開する脊振山地の中央部でマサが厚さ 30m 以上に達するものの，それらを開析する河川沿いには新鮮・硬質な岩盤が多く確認された．一方，古第三紀層については割れ目の少ない塊状砂岩を主体としており，風化帯も薄く，全般に良好な岩盤状況が認められた．

以上のような状況から，ILC 脊振サイトでは花崗岩中の一部に存在する断層破砕帯や変質割れ目等を除けば，深部には安定した健岩（CH～B 級岩盤）が広く分布することが想定できた．

(4)地下水流動機構と湧水量の想定

今回の研究では，トンネル掘削に伴う湧水量の概算予測のために暫定ルート沿いにモデル流域を設定し，水文観測を行った．しかし結果として，風化帯を流動する浅層地下水の特性は把握できたものの，当初の目的とした断層を介する深部の地下水流動機構を解析するための有意なデータを得ることはできなかった．今後は，断層分布や破砕帯性状を考慮した観測網を設定し，水文地質構造と併せて深層の地下水流動をさらに検討したい．

ILC 暫定ルートにおける湧水量予測は，九州新幹線筑紫トンネルの断層分布と掘削時の湧水実績をもとに，今回想定した断層分布と性状から概算を実施した．その結果，暫定ルートでは現段階で約 0.8 t／min／km 程度の湧水量が見込まれた．今回の調査結果から見ると，ILC 暫定ルートの水理性状は一般に低温，低透水性であり，湧水量の多い箇所は限定的と想定される．

4. 委託研究を通しての感想および今後に向けて

今回の委託研究業務の大きな特徴として，次のことが挙げられる．

①机上の検討を主体とした学術的研究ではなく，広範な地域の現地調査を伴う研究業務であること．
②国際的プロジェクトに関与するものであること．
③委託者は県であるが，研究業務の検討はすべて大学および高エネルギー加速器研究機構（KEK）と連携協力して行ったこと．

300km^2 に及ぶ広大な地域の地質踏査と水文観測を実施するには多くのマンパワーが必要であった．今回は九州支部の会員に呼びかけ，企業の技術者を中心に約 25 名の参加者を得た．各自の手持ち業務との調整が困難であったため，週末（金～日）に 10 次にわたる合宿方式によって現地調査を行った．その結果，短期間で完了し多大な地質情報を得たことに対し，KEK から高い評価と信頼を得ることができた．

災害時における緊急調査の場合でも同様であるが，応用地質学会に最も期待されていることはフィールドを見て判断できる集団としての専門技術力であり，多様な考えを持つ研究者・技術者が結集して議論を深めることは技術の深化，会員の研鑽に役立つと考える．もちろん現地調査の実務を伴う委託研究に対応できるのも本学会の強みである．

今回は九州支部としても初めての経験であったが，脊振サイトの視察に訪れた国内外の物理学者との意見交換や KEK における数回の報告会では，目的を共有する科学と技術についての真剣な議論に参画した．平成 24 年度も国の予算による委託研究として継続することになったが，学会としてさらに高度な情報を提供するとともに，広く外に向けて応用地質学をアピールすることによって，学会の活性化に努めたい．

引用文献

1) KEK（2011）；ILC 加速器（パンフレット資料）

P38　応用地形学図における地形工学的な地形表現に関する研究

○日本応用地質学会応用地形学研究部会

1. はじめに

大規模構造物の建設や防災対策事業の初期段階では地形図の読図と空中写真の判読を行い、現地踏査を加えることにより、地形形成過程や地質状況を明らかにし、種々の問題点と解決策を見通すことが重要である。近年精緻な地形情報の取得技術とその表現技術の向上と普及に伴い、精度の高い地形図に基づくより精度の高い応用地形学図の作成や地形工学的な利用への期待が高まっている。

応用地形学研究部会では、山地・丘陵・低地を対象に、これら精緻な地形図もふくめて地形図の縮尺に応じた地形発達史の視点に基づく応用地形学図の試作と凡例集の検討している。

2. 対象地形と検討手法

本研究の対象として，日本の地形を代表する山地・丘陵・低地を選定した。対象地域の主たる地形を構成する小地形や微地形を区分することにより、それぞれの地形種の関連性と形成過程などを検討する。その場の主たる地形形成要素と現在時点の土地利用状況などから判断し、地形災害や土木工事の課題を抽出することを目的としている。

1）選定地域

① 山地：中越地域（軟岩山地）
② 丘陵地：仙台市西方近郊丘陵
③ 低地：荒川下流低地

2）検討手法（審議中）

① 広域的な地形図（1/25000）の読図により、対象地域の特徴を示す地形とそれらの組み合わせや配置関係などを読み取る。
② より詳細な地形図（ＬＰ図）や空中写真に基づきそれら地形種を特徴づける微地形要素なども抽出し、全体的な地形分類図を作成する。（凡例作成、抽出すべき微地形要素など）
③ 想定される地形変化の規模や速さに評価基準を設定し、危険度評価図などとして地形工学的に表現する。

3. 判読事例

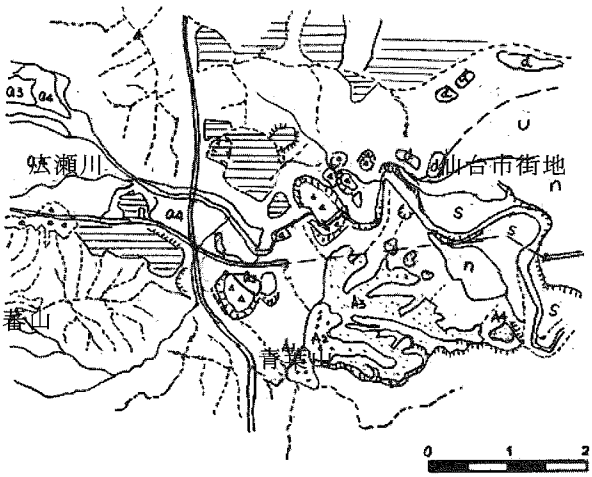
現在試作中の丘陵地区の判読事例を示す。

図１は、仙台市西方近郊地域の 1/25000 地形図から作成した地形分類図である。

本地域は、仙台市を流れる広瀬川が中心市街地西方で狭窄部をなして丘陵地を削り込み、再び広い段丘がひろがる低地帯に流れ出すところに位置する。東北道が縦貫し、それに直行する東西道路が交差する交通の要所となっているところである。

この東北道を挟んで西側には、山頂がそろった丘陵性山地とこれに挟まれ広瀬川沿いに形成されたやや幅の広い河成段丘が配置している。一方、東側は広瀬川の南に頂部にいくつかの段丘面を有する台地(青葉山)があり、急峻な峡谷が東から入り込んでいる。また、広瀬川の北には緩やかな丘陵地があるが、大規模な造成が進んでいる地域（横線表示）である。南北の二つの丘陵地の狭窄部を蛇行した広瀬川が流れ、その攻撃斜面部には、明瞭な地すべり地形が複数見られる。

図２は本地域の詳細地形データに基づくＬＰ図を標高段彩図にしたものである。より詳細な地形分類をするための課題図である。



図－１対象地域の地形分類図（1/25000）

図－２詳細地形データによる課題図（ＬＰ）

詳細地形図でみると青葉山を削り込む水系が西側と東側でかなり異なっていることが認められる。また、丘陵地の造成地の切土・盛土の様子などもよく見えてくる。段丘崖や滑落崖の形や地すべり土塊の分化の様子なども判読できる。狭窄部のため対比がうまくつかなかった段丘の対比もつけられそうである。

図-3にこの詳細地形図に基づき作成した地形分類図試作版を示す。主要道路および鉄道などは書き込みしている。抽出すべき主たる地形要素として面的地形・線状地形、人工地形などに着目した。面的要素としては、段丘・地すべり土塊・崖錐・麓屑斜面などを抽出している。線状地形としては、遷急線、遷緩線、地すべり滑落崖、段丘崖、小水系、尾根などが抽出できる。また、放れ山地すべり周辺では滑落崖に小規模な鞍部・段差なども読み取れる。

人工地形としては、切土斜面、盛土、切盛混合斜面などが抽出できる。折立団地周辺は、蕃山の麓屑斜面のほぼ全域を造成したところで、北側末端の東西道路沿いではかなり高い盛土になっている。放山北西側の霊園造成地も階段状の切土と下部斜面の盛土区域が比較的明瞭に判読できる。ここでは、放山地すべり滑落崖背後の微妙な尾根地形と深い谷をぬって鉄道が通っている。今後、抽出した微地形などに起因した自然災害の危険度などの評価を行う予定である。

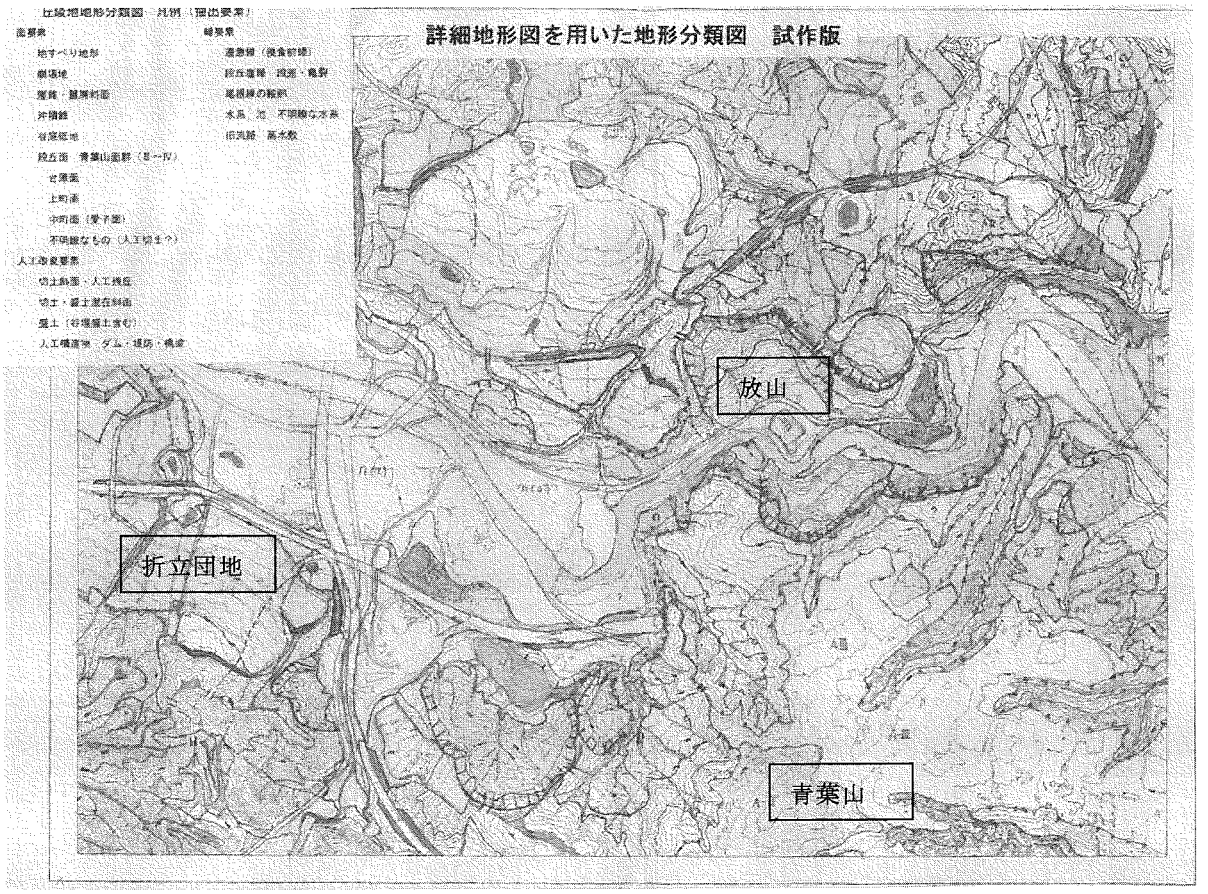
4.今後の課題

精緻な地形図の整備が全国におよび、それを利用して山地の深層崩壊の解明や、低地の氾濫予測などへの貢献が求められている。

当研究部会では、中越地域の地すべりが卓越する山地での地すべりの分化に着目した地形発達について研究している。山地の判読事例として硬岩が分布する紀伊山地を加え、硬岩山地における微地形の抽出などを通して深層崩壊などがとらえられないか新たに検討しようとしている。(山地ワーキング)

また低地に関しては、荒川下流地域を対象に精度の高いＤＥＭを用いて各種の地形工学的表現による低地の危険度評価の研究を行ってきた。新たに低地の代表として海岸平野を加え、土地利用の変遷などを考慮した応用地形学図の作成を試みようとしている。(低地ワーキング)

当研究部会では、地形図の精度に応じた地形判読の凡例の整備を通じて、より精度の高い地形判読手法への研究成果を、学会誌などを通じて示していきたい。



図－3 詳細地形図に基づく地形分類図（試作版）

平成24年7月九州北部豪雨における斜面崩壊の概要

Features and distribution of landslides triggered by heavy rainfall in the northern part of Kyushu in July 2012

○土志田正二，内山庄一郎，石澤友浩(防災科学技術研究所)，齋藤仁（東京大学)
Shoji Doshida, Shoichiro Uchiyama, Tomohiro Ishizawa (NIED), Hitoshi Saito (The University of Tokyo)

1. 平成24年7月九州北部豪雨の概要

平成24年7月11日から14日にかけて，本州付近に停滞した梅雨前線に向かって南から非常に湿った空気が流れ込み，九州北部を中心に大雨となった(気象庁命名：平成24年7月九州北部豪雨)．熊本県阿蘇市阿蘇乙姫では，7月11日0時から14日24時までに観測された最大1時間降水量が108.0mm，期間降水量が816.5mmに達した．これにともない多数の斜面崩壊，洪水被害が発生した．本稿では，豪雨に伴い発生した斜面崩壊の分布と特徴についてその概要を紹介する．

2. 斜面崩壊調査の概要

平成24年8月20日（月）～23日（木）に斜面崩壊を対象とした現地調査を実施した．調査対象とした地域は，斜面崩壊が多発した阿蘇谷（熊本県阿蘇市周辺）および福岡県八女市星野村周辺である．

阿蘇谷では，阿蘇カルデラ内壁の北東部（中通，手野，坂梨），および阿蘇中央火口丘群北斜面（仙酔峡，根子岳）に集中的に斜面崩壊が発生していることが確認された（Fig. 1）．本地域で発生した崩壊の多くは，深さ1m未満の表層崩壊であった．また，カルデラ内壁の北西部地域（三久保折戸）では，崩壊深2～3m程度の浅層崩壊も見られた．対象地域では，1990年7月や2001年6月にも豪雨による斜面崩壊が多発している（例えば，防災科研，1991，主要災害調査報告；宮縁ほか，2004，地形）．今回の表層崩壊の発生状況も，これら過去の事例と調和的である可能性が示唆される．

一方，福岡県八女市星野村周辺地域では，阿蘇谷に多発した表層崩壊と比較すると発生数は少ない．しかし，個々の規模が大きく，崩壊深が深い（5m以上）と推定される斜面崩壊が多い傾向がみられた．また河川による斜面削剥，擁壁破壊が多いことも確認された（Fig. 2）．防災科学技術研究所の地すべり地形分布図[http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/]における地すべり地形の分布状況を見ると，阿蘇谷では地すべり地形は少なく，星野村周辺では地すべり地形は密集している．このことから，星野村周辺が地すべりなどの規模の大きい斜面崩壊が起こりやすい条件下にあると推定できる．

次に，阿蘇谷および星野村周辺地域で発生した個々の斜面災害について，写真および概要を紹介する．なお，本稿における斜面崩壊分布図および写真は，調査対象地域内の代表的な斜面崩壊を抽出したものであり，全ての斜面崩壊を網羅したものでは無い．

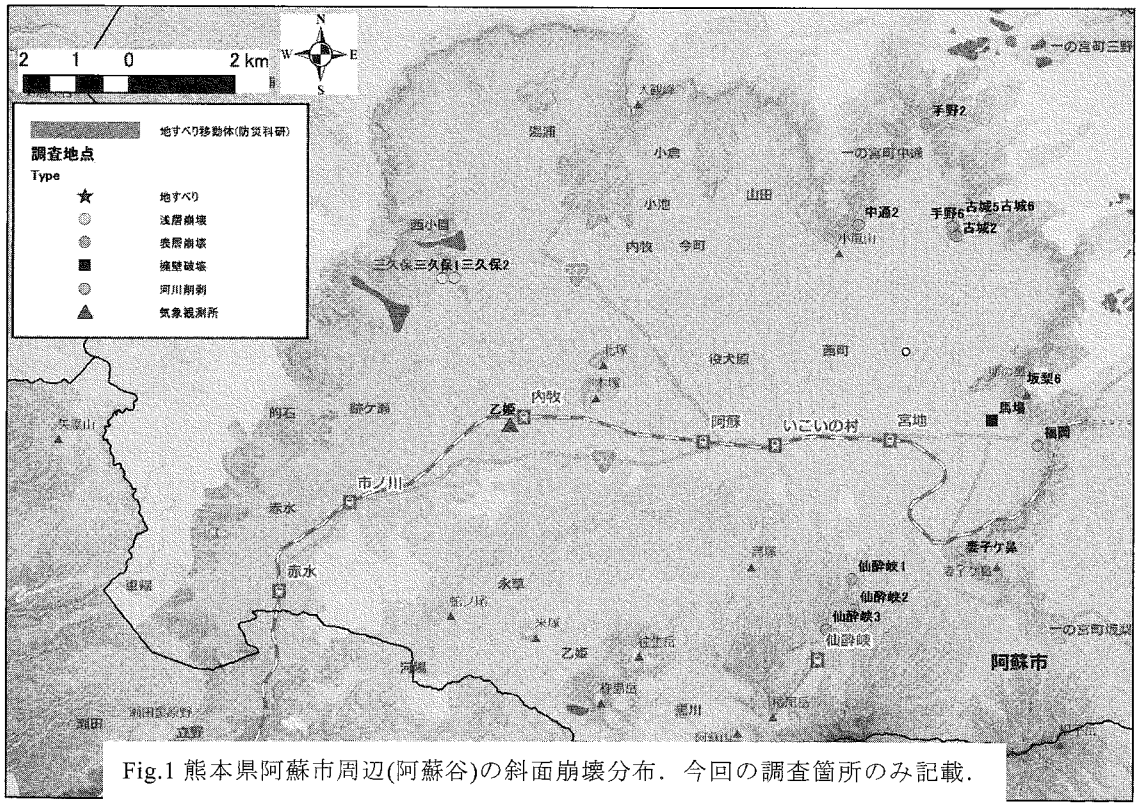


Fig.1 熊本県阿蘇市周辺(阿蘇谷)の斜面崩壊分布．今回の調査箇所のみ記載．

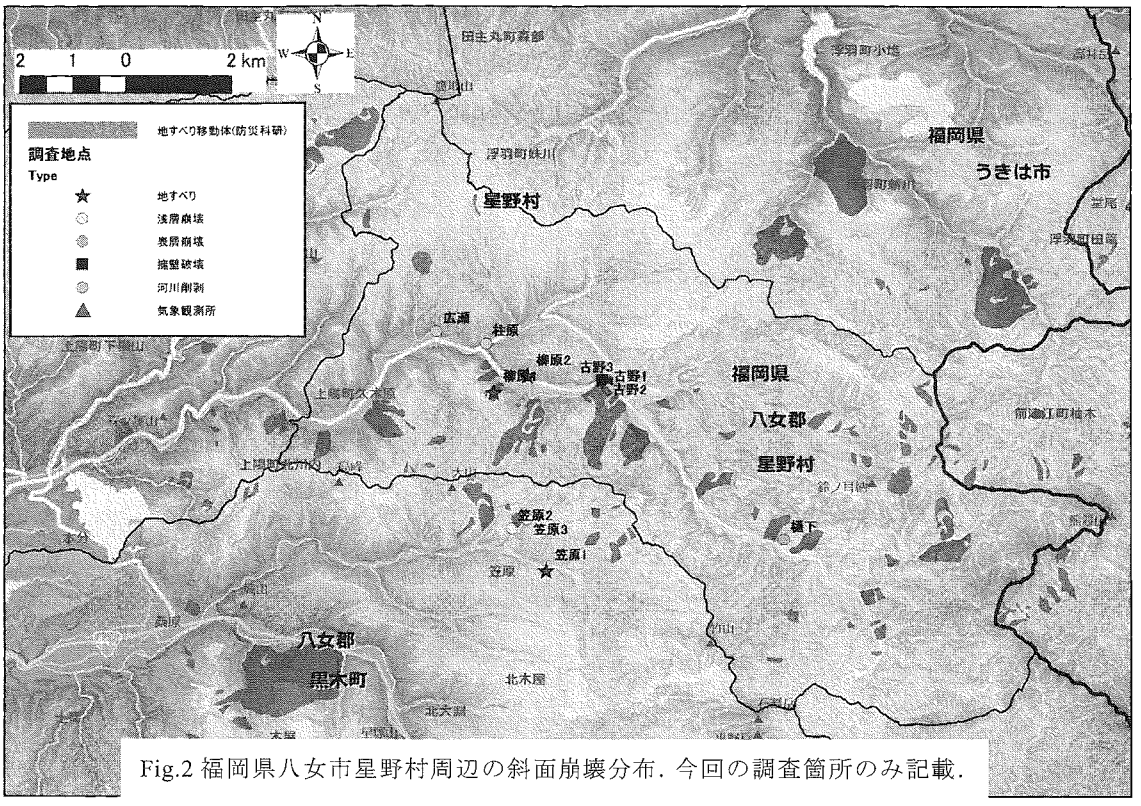


Fig.2 福岡県八女市星野村周辺の斜面崩壊分布．今回の調査箇所のみ記載．

3. 阿蘇谷（熊本県阿蘇市周辺）の斜面崩壊

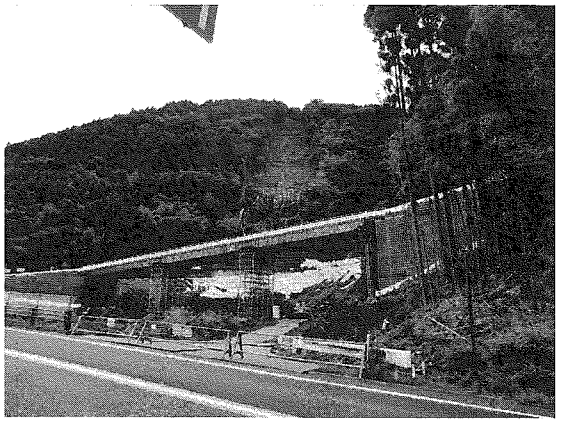


Photo.1 坂梨．尾根近傍から発生した表層崩壊．斜面中腹に多量の湧水が見られる．崩壊末端部から崩壊頭部までの比高は 144m，湧水は比高 70mの地点より流出．

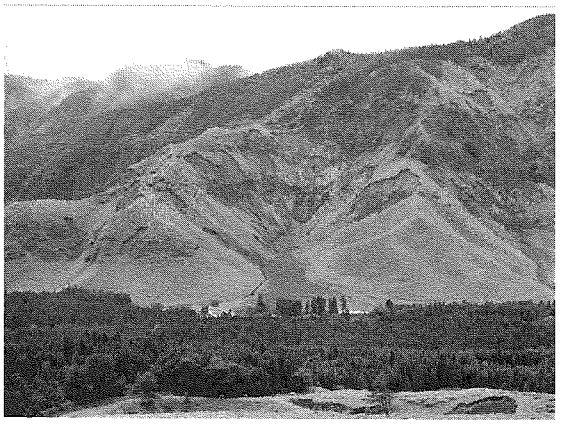


Photo.2 妻子ヶ鼻．阿蘇谷で発生した今回の斜面崩壊の中で，明瞭な沖積錐を形成している数少ない地域．1つの流域に多数の表層崩壊が発生している．

4. 福岡県八女市星野村周辺の斜面崩壊

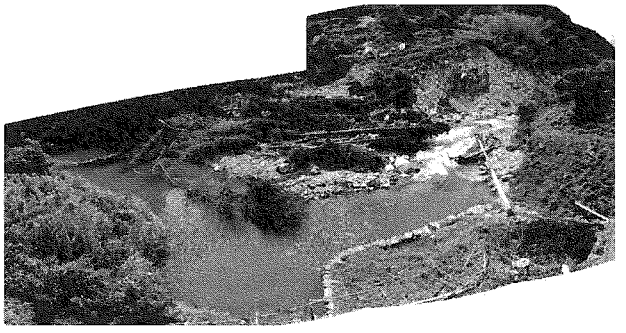


Photo.3 柳原 1 の末端部．幅 150m 以上の大規模な地すべり．倒木の向きなどから移動体は 4，5 個のブロックに分かれて動いたものと推定される．写真の末端部では稼動閉塞が生じたが，現在は排水が進んでいる．

Photo.4 柳原 2．元地形が崖地形のため浅い崩壊に見えるが，道路が円弧型に滑っていることから地すべり的な崩壊と推定される．

平成24年7月九州北部豪雨における災害情報と避難行動

The disaster information and evacuation actions on the northern part of Kyushu in July 2012

○佐藤高広，三隅良平，中谷 剛，若月 強，平野洪賓，出世ゆかり，金 東順，磯 敦雄（防災科学技術研究所）
Takahiro Sato , Ryohei Misumi, Tsuyoshi Nakatani, Tsuyoshi Wakatsuki, Kohin Hirano, Yukari Shusse,
Dong-Soon Kim, Atsuo Iso (NIED)

1. はじめに

2012年7月12日梅雨前線の南下に伴って、熊本県や福岡県などで記録的な豪雨が発生し、広い範囲で洪水や土砂災害が発生した。激甚災害に指定されたこの平成24年九州北部豪雨について、防災科学技術研究所では、7月22日から24日にかけて熊本市北区龍田地区の浸水被害、阿蘇市の土砂災害および福岡県柳川市の浸水被害を対象に現地調査およびヒアリング調査を実施した。本稿では阿蘇市における土砂災害時の情報伝達過程、及び避難行動についてその概要を報告する.

2. 2012年7月12日前後の豪雨

この豪雨は、梅雨前線に沿って日本海を進む低気圧から南東に伸びる前線で発生した。7月11日から12日にかけて前線は南下し、降雨分布もそれと共に南下したが、熊本県北部の阿蘇山付近では特に12日の午前0時から9時頃にかけて降雨の強い領域が停滞した。また、12日6時から13時頃にかけては、熊本県南部で強い降水が停滞した.

図1に、7月11日午前9時から12日15時までの積算雨量を示した。これをみると、阿蘇付近では500 mm以上の雨量があったことがわかる。

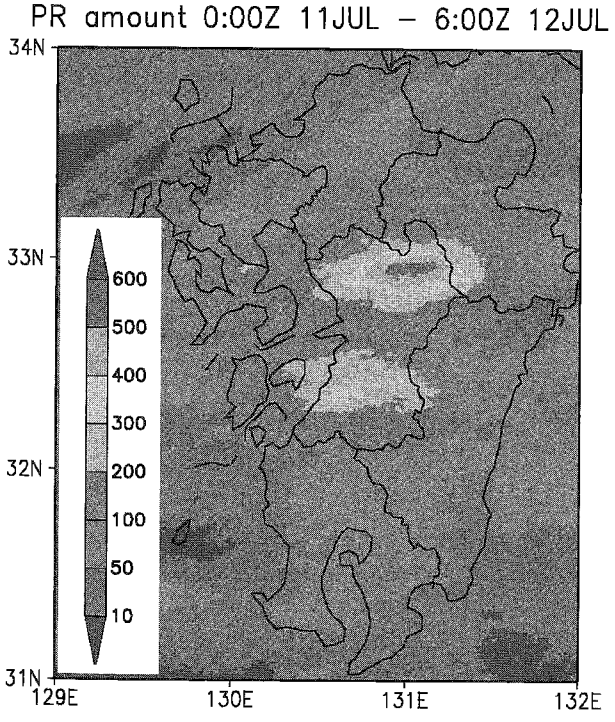


図1 2012年7月11日9時から12日15時までの積算雨量分布
（単位はmm：国土交通省の解析雨量を使用）

3. 熊本県阿蘇市における土砂災害ヒアリング調査

2012年（平成24年）7月23日（月）に熊本県阿蘇市において，土砂災害発生時における住民の防災意識ついてのヒアリング調査を実施した．調査対象地域は，阿蘇市一の宮町手野，三野，北坂梨，中坂梨，坂梨地区である（図2）．調査対象地域では，斜面崩壊による土砂災害で15名が亡くなり，1名が依然行方不明となっている（総務省消防庁資料より）.

ヒアリング調査は，当該地区に居住する住民を対象に行い，男性8名，女性9名の計17名から回答を得た．回答者の年齢別構成を図3に示した．調査項目は，「前日（7月11日）の段階で，豪雨を予想していたか」，「過去の災害を知っているか」，今回の災害についての事前準備について，「豪雨に対する備えはしていたか」，「災害時の避難場所は知っているか」の4点とした．
なお，聞き取り者数と回答数が異なる設問もある.

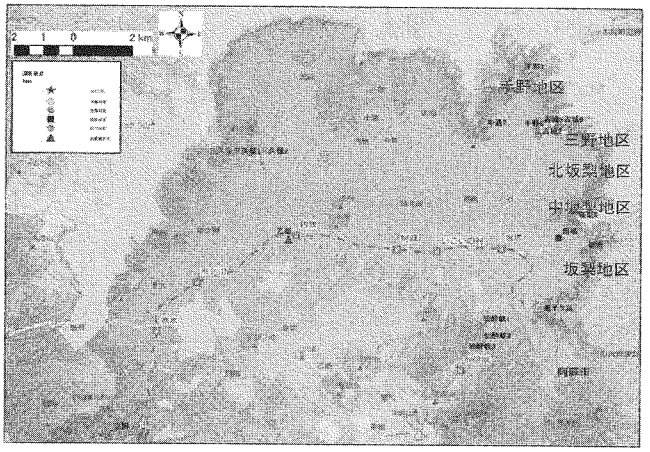


図2 熊本県阿蘇市ヒアリング調査対象地域

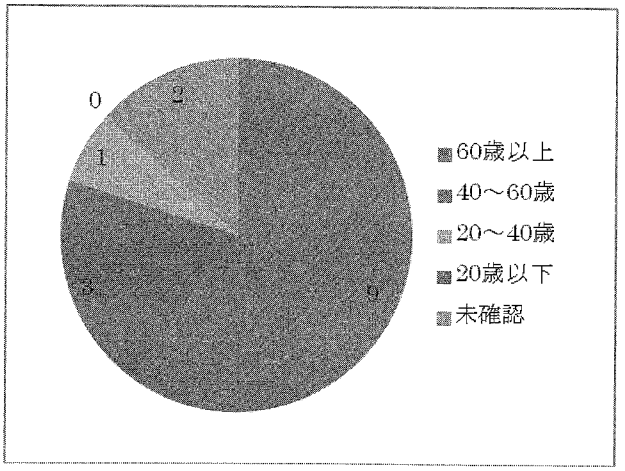


図3 回答者年齢別構成

4. ヒアリング調査結果

阿蘇市における調査結果を表１に示す．「前日（7月11日）の段階で，豪雨を予想していたか」との質問では，16名中15名が“予想していなかった”と回答した．これは，前日の段階で大雨になることが予報されていなかったことや，最も雨が強くなったのが深夜であったことなどが関連していると考えられる。

「過去の災害を知っているか」との質問では，“知っている”と回答した住民が16名中11名おり，平成２年の災害について認知している住民が多かった．

「豪雨に対する備えはしていたか」，「災害時の避難場所は知っているか」との質問の結果については，“備えをしていなかった”と回答した住民７名いたが，“備えをしていた”と回答した住民も１名いた．避難場所については，非常に高い認知率であった．

5. 熊本県阿蘇市における災害情報伝達と避難行動

災害情報の伝達には様々な方法があるが，調査を行った阿蘇市で，気象情報や災害情報（避難勧告や避難指示を含む）を，どのような手段で入手していたかについてヒアリングを行った．その結果を図４に示した．気象情報や災害情報の収集手段は多岐にわたるが，全体的にテレビやラジオといった公共放送から情報を得ていた住民が多かった．阿蘇市では深夜にもかかわらず，消防団が警戒広報を行っており，この広報活動から情報を得たという住民もみられた．また阿蘇市役所は，午前４時に避難指示を発令しており，早い段階で避難指示が発令されていた．そこで，住民の避難行動についてもヒアリングを行った．図５にその結果を示した。避難行動をとった住民は７名であった．しかしながら，“避難できなかった”と回答した住民がおり，土砂災害により道路が寸断されたり，避難所までの道路が冠水したりといった状況であったことが推測できる．

“避難しなかった”と回答した住民は，「今，避難すると危険が伴う」と判断し，自宅にとどまったという回答があり，避難するにもできない状態であったことが窺えた．表２は住民に対し，被災状況を聞き取りした結果である．その結果，斜面崩壊や土石流による家屋被害に遭った住民が14名，ビニールハウスと農作物被害に遭った住民が１名いた．なお，ビニールハウス及び農作物被害についても，土砂災害によって流出した土砂によって発生した被害であった．さらに，住民に災害発生時刻をヒアリングしたところ，早朝であり，詳細な時間は把握できていなかったが，7月12日の５時から６時と回答した住民が多数であった．なお、災害発生時刻とは，居住している建物が浸水や破損等の被害を受け始めた時刻と定義した．

表１　阿蘇市における防災意識ヒアリング調査結果

ヒアリング対象	豪雨を予想していた	豪雨を予想していなかった	過去の災害を知っている	過去の災害を知らない	備えをしていた	備えをしていなかった	避難場所を知っている	避難場所を知らなかった
阿蘇市	1	15	11	1	1	7	12	0

表２　ヒアリング対象住民の被災状況と災害発生時刻

	阿　蘇　市
主な被害	崩壊・土石流による家屋被害・・・１４ 農作物被害・・・１
災害発生時刻	7/12　5:00～6:00

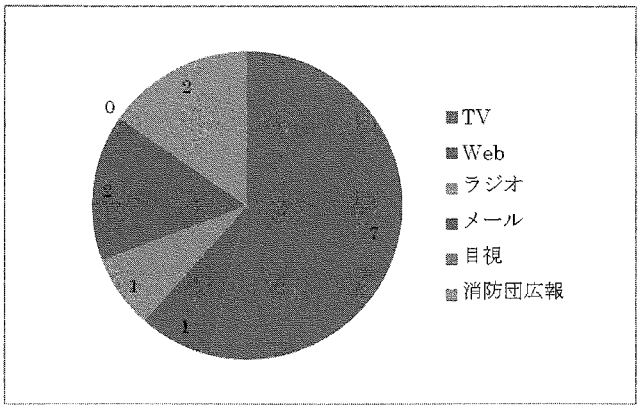


図４　阿蘇市における情報収集手段

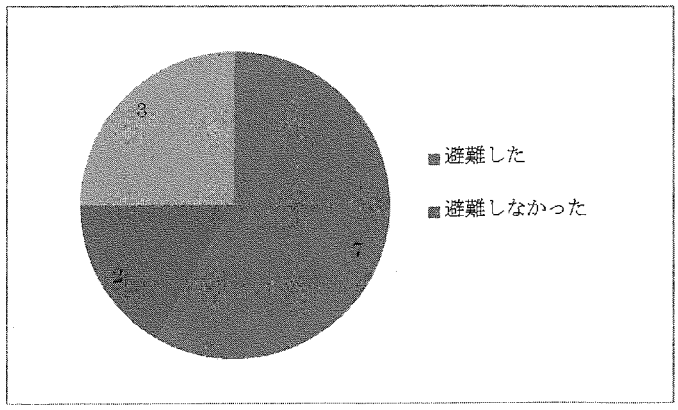


図５　阿蘇市における避難行動

平成 24 年度研究発表会 講演論文集

平成 24 年 11 月 1 日 発行

編集発行　**一般社団法人 日本応用地質学会**
東京都千代田区神田駿河台 2-3-14　お茶の水桜井ビル
TEL　03-3259-8232　FAX　03-3259-8233

印　　刷　**株式会社　土木工学社**
東京都新宿区岩戸町 16　メイジャー神楽坂
TEL　03-3267-2888

ご注意　当該出版物の内容を複写したり，他の出版物へ転載するような場合は，
必ず日本応用地質学会の許可を得てください．

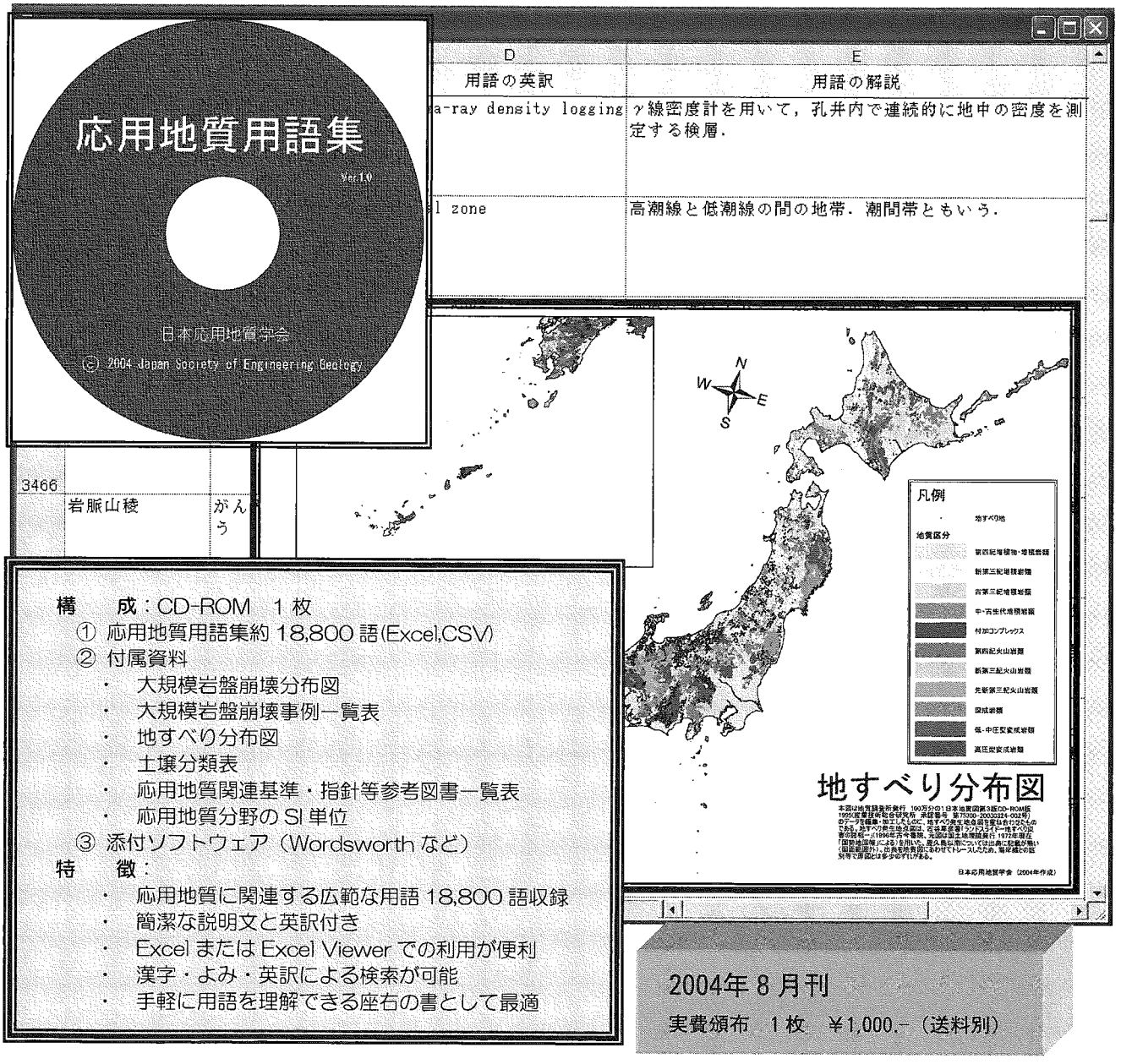
応用地質用語集（CD-ROM） Ver.1.0

応用地質に関する用語約 18,800 語（簡単な用語解説と英訳）を収録。地形、地質、調査、試験計測、設計、施工、環境、防災、土壌、土質、水文など収録分野は多岐にわたります。

ごあいさつ

本書は応用地質に関係の深い用語を選択し、用語の英訳と 50 文字程度の解説を加えるというユニークな用語辞典を目指しました。応用地質に関わる先端の技術者集団が、その知識を結集して作成したものです。本書が応用地質に携わる多くの関係者にとって必携の座右の書となることを祈念いたします。

日本応用地質学会会長



構　成：CD-ROM　1 枚

① 応用地質用語集約 18,800 語(Excel,CSV)

② 付属資料

- 大規模岩盤崩壊分布図
- 大規模岩盤崩壊事例一覧表
- 地すべり分布図
- 土壌分類表
- 応用地質関連基準・指針等参考図書一覧表
- 応用地質分野の SI 単位

③ 添付ソフトウェア（Wordsworth など）

特　徴：

- 応用地質に関連する広範な用語 18,800 語収録
- 簡潔な説明文と英訳付き
- Excel または Excel Viewer での利用が便利
- 漢字・よみ・英訳による検索が可能
- 手軽に用語を理解できる座右の書として最適

2004年 8 月刊

実費頒布　1 枚　￥1,000.-（送料別）

〔申し込み方法〕

1. 注文部数等の必要事項を記入の上、FAX または E-mail でお申込み下さい。

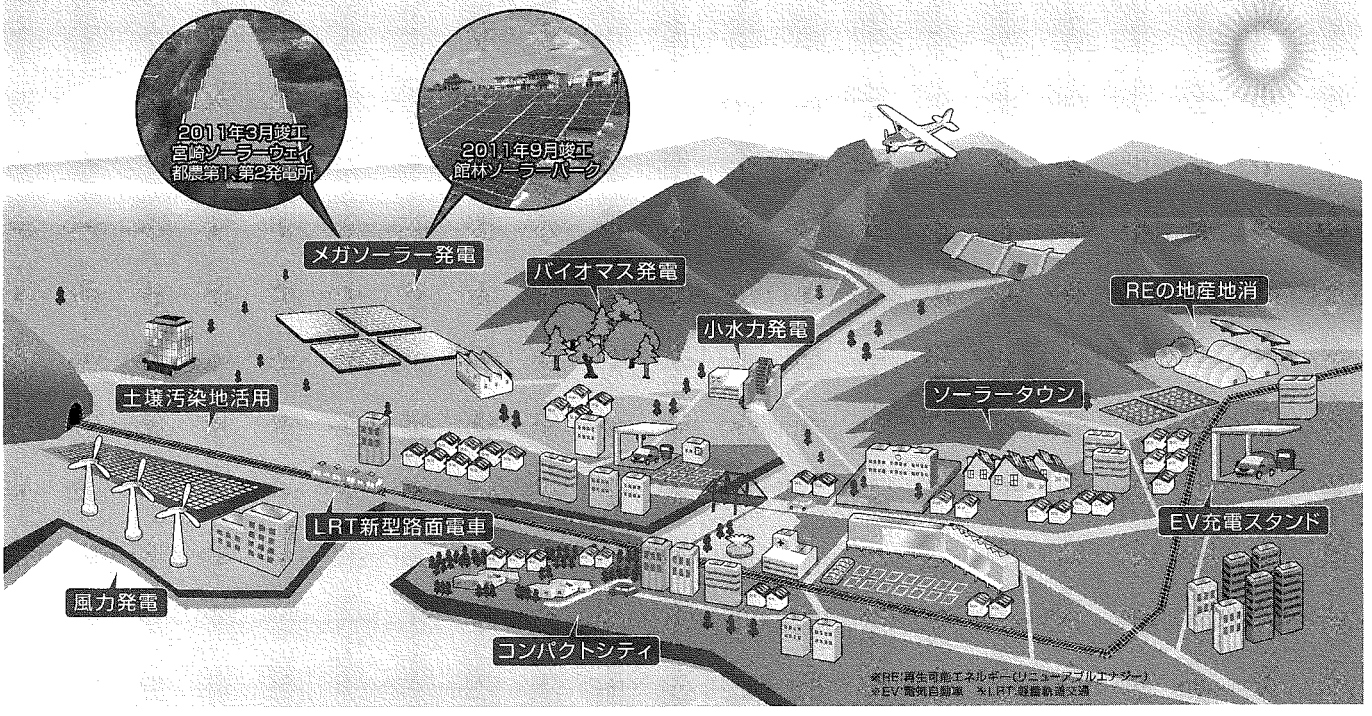
日本応用地質学会　FAX:03－3259－8233　E-mail : office@jseg.or.jp

2. 問い合せ先:

〒101-0062　東京都千代田区神田駿河台 2-3-14　日本応用地質学会事務局　TEL : 03－3259－8232

国際航業は、空間情報のフロントランナーとして「グリーン・コミュニティ −持続可能な社会−」創りを先導します

最先端の空間情報技術を活用し、国土保全、防災・災害復興、行政支援などの社会インフラの整備・構築や民間ビジネスの業務効率化を実現します。



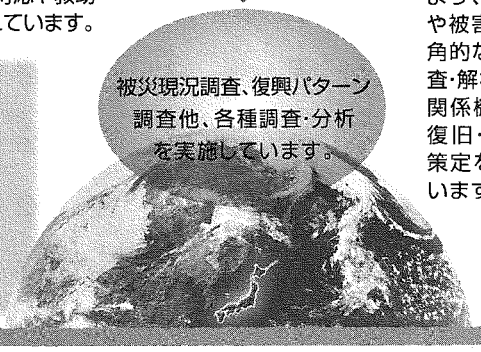
災害に強いまちづくり

空や宇宙から自然災害を俯瞰的に観測

空からの視点を活かした、平常時のモニタリングと災害時の迅速な状況把握、および関係機関への情報提供は、災害発生時の初動対応や救助・救援体制の配置計画等に役立てられています。

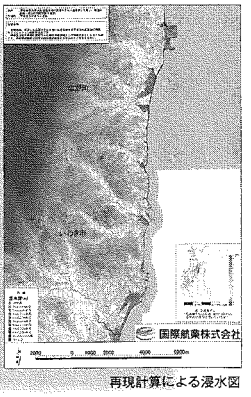
衛星画像や3D航空データによる現況把握

被災現況調査、復興パターン調査他、各種調査・分析を実施しています。



多角的な視野で調査・分析

GISを駆使した空間情報技術により、被害範囲や被害状況を多角的な視野で調査・解析。
関係機関による復旧・復興計画策定を支援しています。



再現計算による浸水図

国際航業株式会社
http://www.kkc.co.jp/

東京事業所 〒183-0057 東京都府中市晴見町2-24-1
Tel 042-307-7200