地形地質グループ所有

平成23年度研究発表会

講演論文集

2011年10月27日～10月28日

札幌市教育文化会館

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 23 年度研究発表会

講 演 論 文 集

2011 年 10 月 27 日～10 月 28 日

札幌市教育文化会館

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23年度研究発表会

協　賛：(社)全国地質調査業協会連合会
北海道地質調査業協会

日　　時　：　平成23年10月27日（木）9：30～17：40
10月28日（金）9：30～16：35

会　　場　：　札幌市教育文化会館
札幌市中央区北1条西13丁目

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】10月27日（木）

日程	時間	第1会場（講堂）	第2会場（研修室305）	ポスターセッション（研修室301）
午前	9：30～10：45	斜面・地すべり（1） 座長：中里裕臣（1-5）	地質・分類（1） 座長：伊藤久敏（11-15）	ポスター展示 10：00～
	10：55～12：10	斜面・地すべり（2） 座長：黒木貴一（6-10）	地質・分類（2） 座長：岡崎健治（16-19）	
午後	13：00～14：00	ポスターセッションコアタイム（研修室301）		
	14：10～15：25	開会式・特別講演（小ホール）		
	15：35～16：35 16：40～17：40	特別セッション　東日本大震災（小ホール） 座長：中筋章人（20-27）		

18:00　意見交換会およびポスター賞表彰式

【第2日】10月28日（金）

日程	時間	第1会場（講堂）	第2会場（研修室305）	ポスターセッション（研修室301）
午前	9：30～10：45	斜面・地すべり（3） 座長：下河敏彦（28-32）	調査・計測（1） 座長：土志田正二（50-54）	ポスター展示 ～15：00
	10：55～12：10	斜面・地すべり（4） 座長：廣瀬 亘（33-37）	調査・計測（2） 座長：上野 光（55-59）	
午後	13：10～14：40	環境・地下水（1） 座長：阿南修司（38-43）	調査・計測（3） 座長：堀川滋雄（60-65）	
	14：50～16：35	環境・地下水（2） 座長：田本修一（44-49）	調査・計測（4） 座長：長田昌彦（66-72）	

研究発表会プログラム（○印は講演者）

【口頭発表】

第1日［10月27日（木）］第1会場

〔斜面・地すべり（1）　9:30～10:45〕

1　熱水変質帯地すべりの地質的特徴　- 東部北海道新第三紀陸上火山地域の例 -
○前田寛之・河野勝宣・菅谷拓人・中野裕美子・桧垣駿介（北見工業大学）……1
2　蛇紋岩の風化作用による膨張現象　- 変状の引き金としての相転移
○加藤孝幸・米島真由子（アースサイエンス）・岡崎健治・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）……3
3　付加体を原岩とする地すべりの構造と単位体積重量
○堀川耕輔・山田政典・一色弘充・森山 豊・久保美和・竹澤悠人（応用地質）……5
4　西南日本外帯における隆起 - 侵食 - 斜面の不安定化
平石成美（深田地質研究所）・○千木良雅弘・松四雄騎・ツォウ チンイン（京都大学防災研究所）……7
5　「北海道地すべり地形デジタルマップ」の発刊にあたって
○山岸宏光（愛媛大学）・土志田正二（防災科学技術研究所）・石丸 聡（北海道立総合研究機構）・小池明夫（ドーコン）・ピミエント エドガー（島根県庁）……9

〔斜面・地すべり（2）　10:55～12:10〕

6　風化劣化が著しい地山における既設法面の変状原因調査
○山本茂雄（中央開発）……11
7　旧道道路斜面の崩壊事例から得られる斜面調査の着目点
○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）……13
8　北海道における斜面災害履歴と通行規制記録の分析
○伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）・阿南修司（土木研究所）・高橋幸継（釧路開発建設部）・倉橋稔幸・大日向昭彦（土木研究所寒地土木研究所）……15
9　岩盤斜面崩壊事例分析に基づく崩壊形態と崩壊分離面の関係
○日外勝仁（土木研究所）・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）・佐々木靖人（土木研究所）……17
10　岩盤崩落の遠心力模型実験とFEM解析
○日下部祐基・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）・三浦均也（豊橋技術科学大学）・吉田 力（ダイヤコンサルタント）……19

第1日［10月27日（木）］第2会場

〔地質・分類（1）　9:30～10:45〕

11　日本における二酸化炭素地中貯留の地質学的課題に関する一考察
○平松晋一・大岡政雄・竹島淳也・下山みを・瀬口真理子・東 宏幸・亀谷裕志・小西千里・池田誠一（応用地質）……21
12　複合面構造に着目した低角度断層の連続性評価（ダム基礎岩盤における低角度小断層の事例）
玉田晶久（兵庫県西播磨県民局光都土木事務所）・○山脇真二・川合功一・梶山敦司（建設技術研究所）……23
13　地震地すべりの背後に見られたノンテクトニック断層
○野崎 保（アーキジオ）……25
14　2011年信越境北東部地震における被害分布
○赤井静夫・塩野敏昭・小林保夫・赤井理一郎（北信ボーリング）……27

15　我が国の花崗岩類の化学組成と鉱物組成の化学量論的検討
○荒井 融（地圏科学研究所） 29

〔地質・分類 (2)　10:55～11:55〕

16　北海道北部，函岳のアイヌ伝説（地震）の地形・地質的な背景
○田近 淳・大津 直・石丸 聡・川上源太郎・垣原康之（北海道立総合研究機構）・雨宮和夫（防災地質工業）
..... 31
17　地盤ボーリングデータベースによる石狩低地下の沖積層分布
○廣瀬 亘・川上源太郎・大津 直（北海道立総合研究機構）・木村克己（産業技術総合研究所） 33
18　北海道新幹線のトンネル施工と今後の課題について
○上野 光・赤澤正彦（鉄道・運輸機構） 35
19　地質リスクを考慮した山岳トンネルの建設コスト評価の試み
○須山泰宏・白鷺 卓・栗原啓丞・山本拓治（鹿島建設技術研究所） 37

第 1 日［10 月 27 日（木)］小ホール

〔特別セッション　東日本大震災　15:35～17:40〕

20　東北地方太平洋沖地震における土砂災害発生エリアに関する考察
○土志田正二・井口 隆・内山庄一郎（防災科学技術研究所） 39
21　東日本太平洋沖地震に誘発された地震断層に伴う斜面災害の特徴
○稲垣秀輝（環境地質） 41
22　平成 23 年東北地方太平洋沖地震による道路斜面災害の特徴
○佐々木靖人・浅井健一・林 浩幸・加藤俊二・藪 雅行（土木研究所） 43
23　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
○向山 栄（国際航業） 45
24　2011 年東北地方太平洋沖地震による液状化発生地点の地形・地質的特徴　- 千葉県稲毛海岸平野の調査事例 -
○下河敏彦・稲垣秀輝（環境地質） 47
25　平成 23 年（2011）東北地方太平洋沖地震（M9.0）による仙台市などの谷埋め盛土の被害調査
○塩野敏昭・赤井静夫・小林保夫・赤井理一郎（北信ボーリング） 49
26　長野県北部を震源とする地震で発生した，小規模崩壊が発生させた長距離重力移動現象
○山崎新太郎（北見工業大学） 51
27　北海道厚真町での 2011 年東北地方太平洋沖地震津波による氾濫現象と堆積物
○太田勝一（地質環境調査）・乾 哲也（厚真町教育委員会）・最終間氷期勉強会 53

第 2 日［10 月 28 日（金)］第 1 会場

〔斜面・地すべり (3)　9:30～10:45〕

28　（欠）
29　1982 年長崎豪雨による斜面崩壊地の土地条件変化
○黒木貴一（福岡教育大学）・磯 望（西南学院大学）・後藤健介（長崎大学）・黒田圭介・宗 建郎（西南学院大学） 55
30　土層検査棒を活用した斜面の表層土砂流出防止工法の提案
○鵜沢貴文・稲垣秀輝（環境地質） 57
31　急勾配斜面における表層地下水流路と降雨時の土壌水分挙動
○仲矢順子・深川良一・酒匂一成（立命館大学） 59
32　精密三次元写真計測の山留め擁壁の変状監視への適用

○菊地輝行（開発設計コンサルタント）・秦野輝儀（電源開発）・上杉公一（開発設計コンサルタント） 61

〔斜面・地すべり（4）　10:55～12:10〕

33　砂岩泥岩互層の風化に伴う諸現象　―宮崎層群砂泥互層―
○高谷精二（南九州大学）・野尻正太（晃和コンサルタント）・鈴木恵三（南九州大学） 63

34　地すべり移動量観測における VRS-GPS の適用性
○中里裕臣（農研機構）・樺元淳一・大森有晃（中国四国農政局） 65

35　地盤の透水特性を考慮した地すべり安定解析
○河又久雄・新妻重明（開発工営社） 67

36　2011 年長野県北部の地震で発生した雪上滑走型岩盤すべり
○永田秀尚（風水土） 69

37　貯水池地すべりの地質学的認定指標としての破砕度区分
○脇坂安彦（土木研究所） 71

〔環境・地下水（1）　13:10～14:40〕

38　海面最終処分場の底面遮水層への投入廃棄物の影響
○磯部有作（地層科学研究所）・ 松本謙二・大野博之・永岡修一・八村智明（日本環境衛生センター）・飛田靖之・富田洋平（愛知臨海環境整備センター）・登坂博行（東京大学大学院） 73

39　海面最終処分場の廃棄物層内の水質浄化の処理機能に関する検討
○細野賢一（地層科学研究所）・大野博之・永岡修一・八村智明・宮原哲也・松本謙二（日本環境衛生センター）・飛田靖之・富田洋平（愛知臨海環境整備センター） 75

40　室内試験による地盤内油移行挙動の評価
○末永 弘・野原慎太郎・井野場誠治（電力中央研究所） 77

41　北海道北部サロベツ原野における沖積層の地質と地下水流動系
○酒井利彰（日本工営）・五十嵐敏文（北海道大学大学院） 79

42　KuniJiban の地盤情報を用いた建設工事における地下水影響評価への適用可能性について
○倉橋稔幸・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）・佐々木靖人（土木研究所） 81

43　旧幌別硫黄鉱山における坑内水流量の事前予測に関する検討
○遠藤祐司（北海道立総合研究機構） 83

〔環境・地下水（2）　14:50～16:20〕

44　熱力学シミュレーションから見た溶出量試験
○太田岳洋（鉄道総合技術研究所）・丸茂克美（産業技術総合研究所）・熱田真一（大成基礎設計） 85

45　新潟県松之山地域における高濃度 Na-Cl 型地下水の分布
○渡辺征稔・田中和広（山口大学） 87

46　（欠）

47　ドリル削孔による還元環境調査手法の検討
○猪原芳樹・大山隆弘・窪田健二（電力中央研究所）・奥澤康一（セレス） 89

48　山梨県北部風化花崗岩山地での斜面崩壊の特徴と植生回復を考慮した地域防災
○瀬崎章太郎・鵜沢貴文・稲垣秀輝（環境地質）・小坂和夫（日本大学） 91

49　河川堤防周辺での漏水被災に関する河川堤防と基礎地盤との相互作用
○品川俊介（土木研究所）・中川清森（地圏総合コンサルタント）・佐々木靖人（土木研究所） 93

第 2 日［10 月 28 日（金）］第 2 会場

〔調査・計測（1）　9:30～10:45〕

50　高分解能衛星画像を用いた災害ハザード要因抽出に関する検討
○長谷川 淳・太田岳洋（鉄道総合技術研究所）・大神昭徳（国際航業） 95

51　航空レーザー測量によって得られる地形曲率に基づく土層厚の空間分布の経験的推定　- 京都市北東部の花崗岩流域を例として -
○外山 真（京都大学）・松四雄騎・千木良雅弘（京都大学防災研究所）……97
52　沿岸域堆積軟岩地点での地表物理探査データの複合解析　- 二粒子モデルを用いた弾性波速度と比抵抗の組み合わせ解釈 -
○鈴木浩一・近藤浩文（電力中央研究所）・吉村公孝（原子力発電環境整備機構）・安藤 誠・東 宏幸（応用地質）……99
53　SAR（合成開口レーダー）によるフィルダム外部変形計測の試み
○岩崎智治・本田謙一・虫明成生（国際航業）・佐藤弘行・小堀俊秀・山口嘉一（土木研究所）……101
54　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 -
○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）……103

〔調査・計測（2）　10:55～12:10〕
55　3次元地形モデルを活用した斜面崩壊地のトンネル調査事例
○地主卓弥（ジェイアール東海コンサルタンツ）・佐野 淳（東海旅客鉄道）・林 勇次（国際航業）……105
56　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
○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）・三木 茂（基礎地盤コンサルタンツ）・斎藤秀樹（応用地質）・北原秀介（鉄建建設）……107
57　膨張性泥岩地山のトンネル掘削における施工管理方法の一例
○山本浩之・宇津木慎司・八島明生・池内 聡・諏訪勝彦（間組）……109
58　3次元計測を用いたトンネル切羽における不連続面の抽出方法
○石濱茂崇・片山政弘・手塚 仁・青木宏一（熊谷組）……111
59　トンネル掘削時の振動を利用した前方探査手法の研究
○西 琢郎・若林成樹・中谷篤史（清水建設）……113

〔調査・計測（3）　13:10～14:40〕
60　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11）　- モニタリング装置の概要と設置方法 -
○木方建造・小淵康義・宮川公雄・須永崇之（電力中央研究所）・松村修治（熊谷組）……115
61　最近のボアホールカメラの性能　- ボアホールスキャナーと前方視カメラの比較 -
○長谷川貴志（東建ジオテック）・安富宏和（日本物理探鑛）・川上 哲（中央開発）・八野祐二（基礎地盤コンサルタンツ）・田中政司（国際航業）……117
62　光学式（ODS）と超音波式（USS）ボアホールスキャナの比較
○田中政司（国際航業）・安富宏和（日本物理探鑛）・川上 哲（中央開発）・萩原育夫（サンコーコンサルタント）……119
63　分光測色計・画像処理技術による泥質分含有量の判定方法
○桑原 徹（大林組技術研究所）・玉田信二（大林組）・木野田君公（坑井データサービス）・今野浩二（北海道開発局）……121
64　節理密度ダイアグラムを用いた最適なグラウチング注入孔設定手法の検討
○宇津木慎司（間組）・水戸義忠（京都大学）……123
65　携帯型真空ポンプによる有機質土の含水比測定法
○戸邉勇人（トベ技術士事務所）……125

〔調査・計測（4）　14:50～16:35〕
66　来待砂岩の3次元空隙分布と透水係数および比貯留率における静水圧・軸圧による変化について
○高橋 学（産業技術総合研究所）・加藤昌治（北海道大学）・高橋直樹（三井住友建設）・藤井幸泰（深田地質研究所）・朴 赫（産業技術総合研究所）・竹村貴人（日本大学）……127
67　粒状体挙動解析コード（PFC3D）を用いた堆積岩の力学異方性モデリングと透水シミュレーション

○朴 赫（産業技術総合研究所）・Grzegorz Smolnik（Silesian University of Technology）・高橋 学（産業技術総合研究所）・竹村貴人（日本大学）・竹野直人・竹田幹郎（産業技術総合研究所） 129
68 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１） - 目的および実施概要 -
○吉村公孝・土 宏之・村元茂則・石井英一（原子力発電環境整備機構）・近藤浩文・木方建造・五嶋慶一郎（電力中央研究所） 131
69 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２） - モニタリング装置設置のための孔内調査・試験の手法・手順 -
○近藤浩文・木方建造・五嶋慶一郎（電力中央研究所）・冨田一夫（東電設計）・村元茂則・吉村公孝・石井英一（原子力発電環境整備機構） 133
70 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３） - 孔内洗浄とケーシング穿孔後の孔壁確認の実施概要 -
○五嶋慶一郎・近藤浩文（電力中央研究所）・冨田一夫（東電設計）・村元茂則・吉村公孝・石井英一（原子力発電環境整備機構）・沖原光信（清水建設） 135
71 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 -
○後藤和幸・五嶋慶一郎・近藤浩文（電力中央研究所）・ 冨田一夫（東電設計）・村元茂則・吉村公孝・石井英一 （原子力発電環境整備機構）・沖原光信（清水建設） 137
72 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５） - モニタリング装置の設置に係る技術上の留意事項 -
○沖原光信・堀田政國・穂刈利之（清水建設）・村元茂則・吉村公孝・石井英一（原子力発電環境整備機構）・近藤浩文・五嶋慶一郎（電力中央研究所）・冨田一夫（東電設計） 139

【ポスターセッション】

コアタイム　第１日［10月27日（木）］13:00～14:00

〔斜面・地すべり〕

P1 エチオピア国アバイ渓谷地すべりに対する日本の斜面災害調査・解析技術の貢献
○桑野 健・市川建介・塚本 哲（国際航業）・中川淳史（国際協力機構エチオピア事務所） 141
P2 土砂災害ハザード評価を目的とした斜面変動の時・空間分布に関する研究
○池見洋明・三谷泰浩・Ibrahim Djamaluddin・Jia Ning（九州大学） 143
P3 平成21年度の直轄国道斜面災害の特徴
○浅井健一・林 浩幸・佐々木靖人（土木研究所） 145
P4 岩盤クリープ斜面を対象とした初生地すべりの変動計測
○阿部大志・本間宏樹・石田孝司・武士俊也（土木研究所）・徳永 博・平山拓哉（日本工営） 147
P5 平成22年10月奄美豪雨における道路斜面災害の特徴
○林 浩幸・浅井健一・佐々木靖人（土木研究所） 149
P6 降雨に伴う斜面崩壊予測に向けた検討 - 耳川流域の斜面災害と降雨浸透特性の把握への取り組み -
吉武宏晃（九州電力）・○田中姿郎・豊田康嗣・末永 弘・小早川博亮・澤田昌孝（電力中央研究所）・大石博之（西日本技術開発） 151

〔環境・地下水〕

P7 インドUP州における地下水砒素汚染の調査と対策
○伊藤健一・矢野靖典・瀬崎満弘・塩盛弘一郎・横田 漠（宮崎大学） 153
P8 石狩川下流域で掘削された沖積層ボーリングコアの砒素・鉛の含有量と溶出量
○高橋 良・野呂田 晋・垣原康之・遠藤祐司（北海道立総合研究機構） 155
P9 沖積堆積物における砒素の分布 - 北海道石狩低地帯における一例 -

○野呂田 晋・遠藤祐司・垣原康之・高橋 良（北海道立総合研究機構）・原 淳子・駒井 武（産業技術総合研究所）……157
P10　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－
○田本修一・伊東佳彦・倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）・阿南修司（土木研究所）・五十嵐敏文（北海道大学大学院）……159
P11　岩石の長期曝露試験による重金属等の溶出特性
○安元和己・品川俊介・佐々木靖人（土木研究所）……161
P12　神通川水系中～下流域における底質中重金属類の形態と運搬コロイドの検討
○原 淳子・川辺能成（産業技術総合研究所）……163
P13　ステップバッチ試験による岩石溶出特性に関する検討
○石原朋和（鉄道総合技術研究所）・浦越拓野（東日本旅客鉄道）・太田岳洋（鉄道総合技術研究所）……165
P14　堆積岩の風化により生じた酸化還元境界の原位置調査
○大山隆弘・猪原芳樹（電力中央研究所）・奥澤康一（セレス）……167
P15　北海道の河川流域の水文特性とその分類
○長岡大輔（レアックス）……169
P16　山口県萩市羽賀台の地質と広域的地下水流動
○早川健太郎・田中和広（山口大学）……171
P17　高レベル放射性廃棄物処分場を対象とした天然現象による地質環境への影響評価のうち、火山・熱水活動による影響評価の手法　－特にシナリオ構築及びそのリスク論的考え方に基づく区分について－
○注連本英典・柴田雅博・前川恵輔（日本原子力研究開発機構）・川村 淳（三菱マテリアルテクノ）……173

〔地質・分類〕

P18　山口県中北部，迫田－生雲断層南西部に沿う活断層と野戸呂プルアパート盆地
○相山光太郎・金折裕司（山口大学）……175
P19　断層プロセスゾーンを考慮した断層運動シミュレーションによる活断層の連動性－中国地方西部を例に－
○山口祐貴子・金折裕司（山口大学）……177
P20　山口県中南部，佐波川構造線の性状　～活断層の可能性～
○久保博成・金折裕司（山口大学）……179
P21　丹後半島，山田断層の非活動部における地震危険度評価
○今井利宗・金折裕司（山口大学）……181
P22　山口県中西部の活断層とテクトニクス
○植山裕介・金折裕司（山口大学）……183
P23　風化環境の違いによる石造文化財の風化速度の違い
○朽津信明（東京文化財研究所）……185
P24　遺跡をとりまく古環境の復元への地質学の果たす役割　－北海道後志利別川下流部，斜里平野東部および白滝盆地の事例から－
○岡 孝雄（アースサイエンス）……187
P25　史跡・福井洞窟に露出する新第三系砂岩の風化プロセス
○西山賢一（徳島大学）・長岡信治（長崎大学）・柳田裕三（佐世保市）……189
P26　応用地質学のための小学生向け教材作成の試み
○緒方信一（中央開発）……191
P27　トンネル切羽画像のフラクタル解析による地質評価
○宇田川義夫（フジタ）……193
P28　岩石試料における肉眼観察スケールから超マイクロスケールまでの孔隙観察
○山崎新太郎・井上真澄（北見工業大学）……195
P29　石英の熱ルミネセンス・カラーイメージ(TLCI）から推定した河川堆積物の起源
○浅田実加・小林那嗣・渡辺恭平・卯田 強（新潟大学）……197
P30　帯磁率からみた上総層群海底扇状地堆積物の物質供給と運搬様式

○杉山直也（開発設計コンサルタント）・宮田雄一郎（山口大学）……199
P31　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
○長田昌彦・松下智昭（埼玉大学）・須永俊之（元埼玉大学）……201
P32　CCS実証サイトにおける微小振動観測手法に関する検討1　- 米国SECARB周辺を対象とした現地地質調査と実証試験サイトの選定 -
橋本 励（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）・○近藤はるか・堀川滋雄・新沼岩保（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）……203
P33　CCS実証サイトにおける微小振動観測手法に関する検討2　- 観測ネットワークの構築計画と国内CCSサイトへの展開 -
橋本 励（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・近藤はるか・新沼岩保（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）……205

〔調査・計測〕
P34　流動地下水探査法による渡良瀬川堤防の基盤漏水探査に関する研究
○原澤剛史・松本健作（群馬大学）・竹内篤雄（自然地下水調査研究所）・内堀寿美男（渡良瀬川河川事務所）・矢澤正人（数理設計研究所）・林 久夫（ジオックスコンサルタント）……207
P35　堆砂供給源のFP法蛍光X線分析による迅速推定と支流寄与度
○飯田友章・加藤孝幸（アースサイエンス）・植田和幸（広目舎）・水野直弥（建設技術研究所）・小俣雅志（クレアリア）……209
P36　熱赤外線影像法を用いた湧水箇所の検討　- 鹿児島県南大隅町根占山本地区の深層崩壊斜面を例として -
○福塚康三郎（八千代エンジニヤリング）・池上浩平（大和探査技術）・上木崎涼一（鹿児島県大隅地域振興局）……211
P37　同期立体写真撮影システムの開発と室内水路実験への適用，高速移動体の三次元計測を目指して
○藤井幸泰（深田地質研究所）・堀 伸三郎（防災技術）……213
P38　未固結 - 半固結堆積物に形成される断層の破壊様式に関する研究
○佐藤 稔（筑波大学）・竹村貴人（日本大学）・高橋 学（産業技術総合研究所）……215
P39　洞窟遺跡の保存のための岩体挙動のモニタリング調査とその結果の考察　- 北海道余市町国指定史跡フゴッペ洞窟の場合 -
○安田 匡（田宮設計事務所）・ 山岸宏光（愛媛大学防災情報研究センター）……217
P40　東京都世田谷区で掘削した更新統ボーリングコアの熱・水理特性と地質要素
○竹村貴人・船引彩子（日本大学）・小松登志子・濱本昌一郎（埼玉大学）・斉藤広隆（東京農工大学）・大西純一（埼玉大学）……219
P41　ワイヤーライン工法によるコア採取技術の高度化と掘削がコア内部に及ぼす影響の評価
○越谷 賢・丸井敦尚（産業技術総合研究所）・吉岡正光・萩原育夫（サンコーコンサルタント）・北村昭博（アーストラストエンジニアリング）……221
P42　孔壁観察を用いた地質・水理構造の調査
○森口安宏（川崎地質）・田島克洋（BDMサービス）・山下大輔（中央開発）・川久保昌平（川崎地質）……223
P43　北海道における国道トンネルの地山分類に関する検討例
○岡崎健治・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）……225
P44　地上型3Dレーザスキャナを用いた落石不安定斜面モニタリング調査
○小野尚哉（国際航業）・中瀬理至・高柳 剛（西日本旅客鉄道）・吉田経夫（レールテック）……227
P45　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
○久野春彦・小早川博亮・塩竈裕三（電力中央研究所）……229

〔特別セッション　東日本大震災〕
P46　2011年東北地方太平洋沖地震（M9.0）に伴う津波被害と海岸地形との関係
○五十里和也・卯田 強・災害GISグループ（新潟大学）……231
P47　東北地方太平洋沖地震に関連する地表地震断層の現地調査報告

○黒澤英樹・佐藤ふみ・三輪敦志・阿部恒平・渡邊貴央（応用地質）……233
P48　福島県浜通りの地震（M7.0）に伴う地表地震断層
○小俣雅志・郡谷順英（クレアリア）・遠田晋次・堤 浩之（京都大学）・森 良樹（クレアリア）……235
P49　平成23年4月11日福島県いわき市の地震による地表地震断層
○阿南修司・脇坂安彦・佐々木靖人・品川俊介・日外勝仁・安元和己・江口貴弘（土木研究所）……237
P50　災害廃棄物の現状とその適正な処理・処分に向けて
○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……239
P51　東北地方太平洋沖地震における災害廃棄物の現状
○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……241

1.　熱水変質帯地すべりの地質的特徴

－東部北海道新第三紀陸上火山地域の例－

Geological Characteristics of Hydrothermal Alteration Zone Landslides:
Examples from Neogene Terrestrial Volcanic Region in Eastern Hokkaido, Japan

○前田寛之・河野勝宣・菅谷拓人・中野裕美子・桧垣駿介（北見工業大学）
Hiroyuki Maeda, Masanori Kohno, Hiroto Sugaya, Yumiko Nakano and Shunsuke Higaki

1. はじめに

熱水変質帯地すべりは地質時代および歴史時代の火山－熱水系によって形成された熱水変質帯で発生する地すべりのことである[1-4]．熱水変質帯地すべりは，四国における中央構造線に沿う熱水性スメクタイト帯やスメクタイトを含む混合層鉱物帯の地すべり[5),6)]のように，硬岩中に局所的に形成された粘土化帯においても発生しているが，一般的にグリーンタフ地域や新第三紀陸上火山地域における火砕岩や砕屑岩が続成変質作用と熱水変質作用を重複して受けた，広域的に分布する軟岩で多発している．

演者らは，東部北海道新第三紀陸上火山地域において，主として遠軽町生田原地域および弟子屈町奥春別地域にみられる熱水変質帯地すべりの特徴に関する長年にわたる検討の結果，上部中新統火砕岩や砕屑岩分布域における大小様々な規模の熱水変質帯地すべりの発生は，膨潤性粘土鉱物を含む熱水変質帯，流れ盤構造，キャップロック構造などに規制されていることが明らかになったので報告する．

2. 地質と地すべりとの関係

2.1 遠軽町生田原地域

北海道オホーツク総合振興局紋別郡遠軽町生田原市街地東部に隣接する山腹から山麓には，滑落崖の高さ約 80 m，幅約 800 m，全長約 1,800 m の古期大規模地すべり地形がみられる．この古期大規模地すべり移動体脚部の標高 180～245 m の斜面において，幅 800 m，奥行き 150 m の 10.85 ha の範囲が生田原南地すべり防止区域（以下，「防止区域」と記す.）に指定された．この防止区域には，五つの地すべりと二つの崩壊がみられ，古期中規模地すべりの生田原神社地すべりや，最近の小規模地すべりの生田原野球場地すべりなどがある[4)]．

本地域の地質は，主に新第三系上部中新統生田原層および矢矧層，第四系更新統山麓緩斜面堆積物，河成段丘堆積物および地すべり堆積物，完新統沖積扇状地堆積物，土石流堆積物および沖積層と，後期中新世および前期鮮新世貫入岩類からなる．地すべり基岩は主に生田原層火砕岩や砕屑岩であり，これらは，まず，熱水変質作用によって珪化または粘土化して白色熱水変質岩となり，次に，風化作用によって熱水変質岩中の，主にパイライト（黄鉄鉱）がゲーサイト（針鉄鉱）化して黄褐色風化岩となっている．それゆえ，地すべり移動体は，主に基岩起源の熱水変質岩，風化・熱水変質岩（熱水変質作用および風化作用を重複して受けた変質石），岩屑，土砂などからなるが，特に後二者にはシリカシンターや脈石英などもよくみられる．

生田原層の地質構造は NNW－SSE 方向の褶曲軸を持つ背斜構造および向斜構造で特徴づけられ，古期大規模地すべりと基岩の走向・傾斜との関係はその地すべり移動体頭部～胴部では流れ盤，胴部～脚部では受け盤の構造であるので，防止区域の中規模および小規模地すべりでは 10° 程度の受け盤の構造である[4)]．

本地域は，後期中新世から前期更新世にかけて，陸上火山－熱水活動が大規模に生じ，後期中新世と前期鮮新世～前期更新世の大きく二回の北ノ王浅熱水性金銀鉱化作用に伴う熱水変質作用を重複して受けている．一回目に当たる北ノ王化石熱水系前期ステージ熱水変質作用は広域変質帯のスメクタイトーゼオライト帯と，これを切って発達する脈際中性帯のカリ長石帯，イライト帯およびイライト／スメクタイト混合層鉱物帯とによって，また，二回目に当たる北ノ王化石熱水系後期ステージ熱水変質作用は脈際酸性帯のディッカイト帯，カオリナイト帯およびハロイサイト帯によって特徴づけられ，地すべり地形は膨潤性粘土鉱物を含む熱水変質帯の中に分布している[4)]．

2.2 弟子屈町奥春別地域

北海道釧路総合振興局川上郡弟子屈町奥春別における黄壁沢中流域およびシケレベンベツ川上流域の地すべりをそれぞれ黄壁沢地すべりおよびシケレベンベツ川地すべりと仮称する．

本地域の地質は主に新第三系，第四系および新第三紀貫入岩類から構成される．新第三系上部中新統～第四系下部更新統は，下位から上位へ，上部中新統オテシカウシナイ層，ハナクシベ層およびシケレペ層，上部鮮新統志計礼辺山溶岩と，下部更新統シケレペンペツ層および弟子屈火山外輪山溶岩からなる[3)]．

黄壁沢地すべりの基岩（シケレペ層）は，走向が NNW-SSE，傾斜が 7° E であり，流れ盤の構造を示す．一方，シケレベンベツ川地すべりの基岩（ハナクシベ

層）の地質構造は，ENE-WSW 方向の褶曲軸を持つ向斜構造が発達し，傾斜が移動体頭部～胴部では 10° SE，その脚部ではほぼ水平～5° NW を示し，全体として流れ盤の構造を示す．また，この地すべりは，移動体のハナクシベ層熱水変質軟岩の上位に滑落崖を構成する硬岩の安山岩質弟子屈火山外輪山溶岩が載るキャップロック構造にも支配されている．

本地域は，新第三紀中新世中期から現在まで，主に陸上火山活動の場であり，主に前期鮮新世～前期更新世の火山ー熱水系によって形成された志計礼辺山酸性熱水変質帯のほか，中性帯やアルカリ性帯も広く発達し，地すべり地形は膨潤性粘土鉱物を含む熱水変質帯の中に分布している [3]．黄壁沢地すべりは，滑落崖の高さ約 45m，移動体の幅約 350 m，全長約 410 m の規模を持ち，移動体の斜面勾配が約 10～20° である．この地すべり地形は，凸状台地型地形の大きく，二つのユニットからなる．シケレベンベツ川地すべりは，滑落崖の高さ約 55m，移動体頭部～胴部の幅約 450 m，その脚部の幅約 175 m，全長約 595 m の規模を持ち，移動体の斜面勾配が約 10～25° である．この地すべり地形も，凸状台地型地形の大きく，二つのユニットからなる．黄壁沢地すべりの基岩は，シケレペ層粗粒凝灰岩および凝灰質中粒砂岩からなり，熱水変質作用および風化作用を受けている．ここで，凸状台地型地形は青年型地すべり地形とも呼ばれ，従来，移動体構成物質に基づくと，風化岩地すべりに分類されてきたが，熱水変質作用を受けた場合には，風化・熱水変質岩地すべりに分類される．それゆえ，黄壁沢地すべりは，移動体が主に風化・熱水変質岩からなり，その岩屑および土砂や表土を伴うので，移動体構成物質に基づくと，風化・熱水変質岩地すべりに分類できる．シケレベンベツ川地すべりの基岩は，ハナクシベ層細粒凝灰岩，泥岩および火山礫凝灰岩からなる．前述のように，この地すべりも，凸状台地型地形を示すので，移動体構成物質に基づくと，風化・熱水変質岩地すべりに分類できる．

3. おわりに

東部北海道新第三紀陸上火山地域における代表的な三つの古期大規模地すべり地域においてみられる熱水変質帯地すべりの地質的特徴は次のとおりである．

(1) 生田原南地すべり地域の古期大規模地すべりおよびその脚部の生田原南地すべり防止区域の中規模および小規模地すべりは，移動体構成物質に基づくと，それぞれ熱水変質岩地すべりと，岩屑地すべりおよび土砂地すべりである．これらの地すべりは，前期ステージ広域変質帯のスメクタイトークリノタイロライト亜帯と，前期ステージ脈際中性帯のカリ長石帯，イライト帯およびイライト／スメクタイト混合層鉱物帯において発生し，カリ長石帯やイライト帯においてもイライト／スメクタイト混合層鉱物やスメクタイトが特徴的に確認されることから，膨潤性粘土鉱物を含む熱水変質帯と密接な関係を持つと考えられる．

(2) 黄壁沢地すべりおよびシケレベンベツ川地すべりは，いずれも，膨潤性粘土鉱物のスメクタイトを含む熱水変質岩をすべり面として運動したと考えられ，移動体構成物質に基づくと，風化・熱水変質岩地すべりに分類される．

(3) 黄壁沢地すべりは，基岩の堆積構造を切って発達する熱水性スメクタイト帯とスメクタイトを含むモルデナイト帯との境界にほぼ直交する方向に，同斜構造の流れ盤構造に規制されて運動したと考えられる．

(4) シケレベンベツ川地すべりは，基岩の堆積構造を切って発達する熱水性スメクタイト帯とスメクタイトを含むローモンタイト帯との境界にほぼ直交する方向に，全体として向斜構造における流れ盤構造と，キャップロック構造に規制されて運動したと考えられる．

(5) 熱水変質帯地すべりの危険度は膨潤性粘土鉱物を含む熱水変質帯，流れ盤構造，キャップロック構造などに基づいて評価しうると考えられる．

文献

1) 前田寛之（1996）：地すべりの地形，地質および変質特性－北海道紋別郡生田原町東部地域の例－，地すべり，Vol.33，No.1，pp.1-8.

2) 前田寛之（2002）：地すべりと変質帯（その１）－地すべりと熱水変質帯との関係－，地すべり技術，Vol.29，No.1，pp.29-37.

3) Maeda, H., Sasaki, T., Furuta, K., Takashima, K., Umemura, A. and Kohno, M. (2008): What is a hydrothermal alteration zone landslide? The relationship between ancient landslides and point load strength of hydrothermal alteration zone rocks in Hokkaido, Japan. Proceedings of The First World Landslide Forum, Global Promotion Committee of The International Programme on Landslides (IPL), pp.389- 392.

4) 前田寛之・納谷　宏・植松　聡・河野勝宣（2011）：熱水変質帯地すべりの地質的特徴－北海道生田原南地すべり地域の例－，日本地すべり学会誌（地すべり），Vol.48，No.3，pp.15-22.

5) Hasegawa, S., Yoshida, Y., Akagi, W, Tamura, E. and Kanbara, D. (2006): Rock mass characterization for tunnelling by the geological history of hydrothermal alteration and landsliding, IAEG2006 Paper number 580, pp.1-13.

6) 田村栄治・長谷川修一・渡辺弘樹・宮田和幸・矢田部龍一・内田純二（2007）：中央構造線沿いの熱水変質に起因する地すべり，日本地すべり学会誌（地すべり），Vol.44，No.4，pp.18-32.

2. 蛇紋岩の風化作用による膨張現象－変状の引き金としての相転移

Expansion of serpentinite caused by weathering –phase transition as a trigger of some slope movements

○加藤孝幸，米島真由子（アースサイエンス㈱）
岡崎健治，伊東佳彦（(独）土木研究所寒地土木研究所）
Takayuki Katoh, Mayuko Yonejima, Kenji Okazaki, Yoshihiko Ito

1．はじめに

蛇紋岩はスメクタイトの生成しにくい岩石であり，蛇紋岩を構成する蛇紋石やブルーサイトは吸水膨張するわけではないことが良く知られている．しかし，蛇紋岩トンネルなど現場の経験から“蛇紋岩の膨張”は広く信じられてきた．これは蛇紋岩の塑性変形し易い性質のため，地山強度を超える応力が発生し易く，地山が塑性化し，押し出してくるための，見掛け上の膨張現象と理解されている．しかし，この大局的理解に加えて，風化作用にさられた蛇紋岩は実際に著しく膨張する場合があり，地すべり,崩壊など地表面現象の“引き金”として重要な役割を果すことがあり得ることが判明したので以下に報告する．

2．蛇紋岩にスメクタイトが生成しにくい理由

1）蛇紋石を交代してサポーナイト（Fe，Mg が多いスメクタイト）ができるためには H_2O がほとんど加わらず，Si が付加し，Mg が減少するような，交代作用を伴う低温熱水変質～風化作用が必要である．また，ブルーサイトがサポーナイトに変るのは著しく困難で，H_2O の著しい減少と Si の著しい付加が必要である．

しかし，蛇紋岩地帯では Mg^{2+}，Ca^{2+}，HCO_3^-イオンが豊富で，Si（H_4SiO_4）に乏しい地下水・表流水が支配的であるので,サポーナイトはできにくい(図1,図2)．

2）これに対してパイロオーライト，コーリンガイト，ハイドロマグネサイトなどは Mg や CO_2 に富む鉱物で，蛇紋石やブルーサイトよりも結晶水に富んでいる．すなわち，これらは HCO_3^-を溶存する地下水や CO_2 を含む湿潤な大気の下で形成され易い鉱物であると言える（図1・図2)．

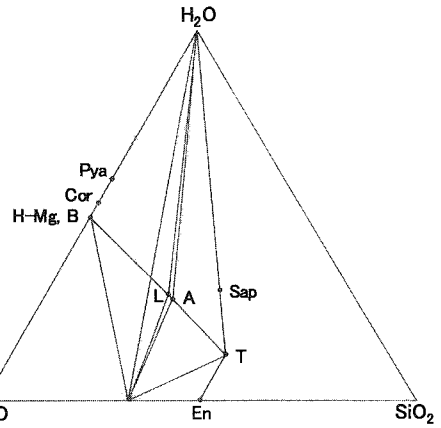


図1 蛇紋岩関連鉱物の H_2O–MgO–SiO_2 図上の位置（モル比）

Fo:ﾌｫﾙｽﾃﾗｲﾄ(ｶﾝﾗﾝ石) En:ｴﾝｽﾀﾀｲﾄ(斜方輝石)
A:ｱﾝﾁｺﾞﾗｲﾄ L:ﾘｻﾞﾙﾀﾞｲﾄ(およびｸﾘｿﾀｲﾙ) B:ﾌﾞﾙｰｻｲﾄ
T:滑石 Pya:ﾊﾟｲﾛｵｰﾗｲﾄ Cor:ｺｰﾘﾝｶﾞｲﾄ H-Mg:ﾊｲﾄﾞﾛﾏｸﾞﾈｻｲﾄ
Sap:ｻﾎﾟｰﾅｲﾄ （注：蛇紋石はｱﾝﾁｺﾞﾗｲﾄ，ﾘｻﾞﾙﾀﾞｲﾄ，ｸﾘｿﾀｲﾙに区別される）

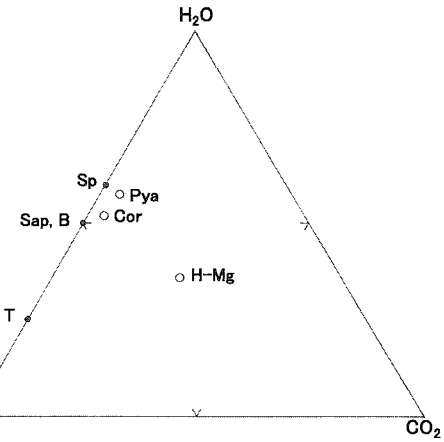


図2 蛇紋岩の風化鉱物等の H_2O–MgO–CO_2 図上の位置（モル比）

Pya:ﾊﾟｲﾛｵｰﾗｲﾄ Cor:ｺｰﾘﾝｶﾞｲﾄ H-Mg:ﾊｲﾄﾞﾛﾏｸﾞﾈｻｲﾄ
B:ﾌﾞﾙｰｻｲﾄ Sp:蛇紋石 T:滑石 Sap:ｻﾎﾟｰﾅｲﾄ

3．蛇紋岩の風化鉱物～低温熱水変質鉱物

蛇紋岩中の蛇紋石・ブルーサイトなどが地表付近において風化作用や低温熱水変質作用を受けると，ショグレナイト族やハイドロタルサイト族の鉱物を生じる．これらの属にはそれぞれ3種，計6種の鉱物が知られている[1]が，とくにパイロオーライト〔$Mg_6Fe_2(OH)_{16}\cdot CO_3\,4H_2O$〕がよく出現する．例えば神居古潭帯の蛇紋岩体の表面は褐色（黄褐色～淡褐色）に風化することが多いが，その多くはパイロオーライトである．次いで蛇紋岩の風化殻に多い鉱物は赤褐色～褐色（ストロー色）のコーリンガイト[$Mg_{10}Fe_2^3$〔$(OH)_{24}\cdot$｜CO_3〕・$2H_2O$]である．

4．蛇紋岩膨張の事例

北海道日高町の岩内岳かんらん岩体南側の塊状蛇紋岩体で2004～2005年に行われた深度100mのボーリング[2]のコア3本を掘削1～3ヶ月後に観察したところ，ブルーサイトなどからなる脈状部が著しく突出していた（写真1)．著しいものではコアが粉体化し，コア箱の仕切を押し拡げていた．この突出部を観察したところ，突出部はとくに複合蛇紋石バンド（図3・図4）の

一部をなす低温～常温沈澱性の「蛇紋石＋ブルーサイト」脈[3]であることがわかった．

複合蛇紋石バンドの中心部は蛇紋岩体が上昇・定置する過程で生成した応力解放割れ目に，Mg に富む地下水が浸透した結果，微細でしばしば結晶度の低い蛇紋石（～デュエライト）やブルーサイトが沈澱したものである．この部分は物理的に弱いうえに，風化作用も受け易く，選択的に膨張すると考えられる．

5．相転移（～相変化）に伴う体積増加

風化作用に伴う体積変化は鉱物が相転移・相変化を起す前後の鉱物の密度変化（表 1）を比較することで見積ることができる．これによると蛇紋石（クリソタイル：2.5g/cm^3）とブルーサイト（2.39g/cm^3）が 1：1 の複合蛇紋石脈がパイロオーライトに変わると，体積は 1.15 倍，すなわち 15%増加する．ブルーサイトのみの脈がパイロオーライトに変わると，13%増加する．蛇紋石のみの脈であれば 18%の増加となる．

6．まとめ

蛇紋岩の風化鉱物であるパイロオーライトを主とする褐色鉱物は蛇紋岩の風化面一般のほか，蛇紋岩地すべりのすべり面，剥離しつつある塊状蛇紋岩の節理面などでよく観察される．これらには近年明らかになってきたことであるが，蛇紋岩化作用（下限温度 40～50℃）停止後の低温～常温下で沈澱した蛇紋石やブルーサイトがしばしば介在している[5]．今回，これらの蛇紋石やブルーサイトがパイロオーライトに相変化・相転移することで体積膨張を起すことを示した．これが，蛇紋岩体における地すべりや崩壊の引き金となり得ることを示した．

引用文献

1) Frondel（1941）：Constitution and Polymorphism of the pyroaurite and sjogrenite groups. *Amer. Min.*, 26, 295-315.

2) 二ノ宮淳・水落幸広・加藤孝幸・岡本征雄・矢島達哉（2007）：蛇紋岩体の地化学環境を利用した CO_2 固定研究．粘土科学，46，28-32.

3) 加藤孝幸・水落幸広・二ノ宮淳・岡本征雄（2007）：複合蛇紋石バンドと偽メッシュ組織の形成－蛇紋岩体崩壊の素因．日本地質学会 第 114 年学術大会，演旨，p148.

4) 牧野和孝（1998）：「鉱物資源百科事典」．日刊工業新聞社，1390pp.

5) 加藤孝幸・水落幸広・二ノ宮淳・斎藤晃生（2004）：「白色蛇紋石」の常温・常圧下における沈澱．日本地質学会 第 111 年学術大会，演旨，p143.



写真 1 膨張･凸出する低温沈澱性の蛇紋石－ブルーサイト脈

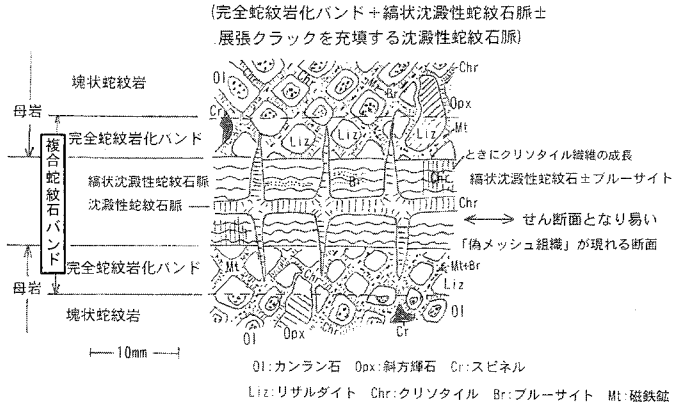


図 3 複合蛇紋石バンドの概念図[3]

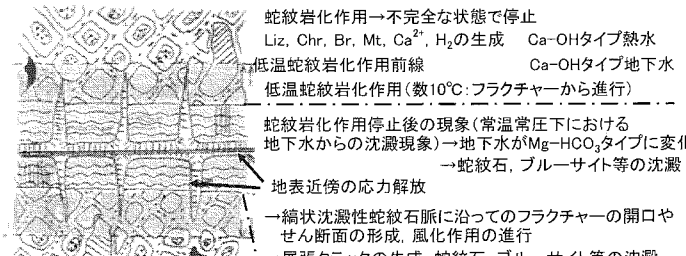


図 4 複合蛇紋石バンドの解釈

表 1 蛇紋岩関連物の密度

鉱物名		晶系	化学式	密度 (g/cm^3)
蛇紋石	ｱﾝﾁｺﾞﾗｲﾄ※ (antigorite)	単斜晶系	$(Mg,Fe)_3[Si_2O_5](OH)_4$	2.6
	ｸﾘｿﾀｲﾙ (chrysotile)	単斜晶系		2.5
	ﾘｻﾞﾙﾀﾞｲﾄ (lizardite)	単斜晶系		2.5
ブルーサイト (brucite)		六方晶系	$(Mg,Fe)(OH)_2$	2.39
パイロオーライト (pyroaurite)		六方晶系	$(Mg_6Fe_2(OH)_{16}CO_3 \cdot 4H_2O$	2.12

（密度データは牧野[4]による）

アンチゴライトは実際は図 1 に示すように，他の蛇紋石より若干 H_2O に乏しく，SiO_2 に富む．

3. 付加体を原岩とする地すべりの構造と単位体積重量

Structures and the specific weight of rocks originated from accretionary complex.

○堀川耕輔，山田政典，一色弘充，森山　豊，久保美和，竹澤悠人（応用地質株式会社）
Kousuke Horikawa, Masanori Yamada, Hiromitsu Isshiki, Yutaka Moriyama,
Miwa Kubo, Yujin Takezawa (OYO Corporation.)

1. はじめに

地すべり土塊の単位体積重量は，地すべりの安定を評価する上で計測値を用いることが望ましいとされている[1]．しかし，実測値を用いて安定検討が行われることは少なく，一般に文献による値（γ=18kN／m^3）を用いることが多い[2]．これは，地すべり土塊を代表する試料採取が難しいこと，およびその三次元のモデル化が難しいことによる．

本論では，既存の掘削ツールの改良工法（ＬＷＬＰ工法：低送水量低給圧工法）により採取した高品質コアを用い，地すべり地の地質・性状区分別の単位体積重量の計測結果を報告する．また，付加体の初生構造に着目した物性値のモデル化について提案する．

2. 計測方法

単位体積重量は（湿潤状態と仮定），コア清掃，地質・コア性状等の記載後，最小表示 10ｇのデジタル台ばかりにより 3m毎のコア箱重量を計測し，コア径より算出したコア体積で除することで求めた．なお，不動域の新鮮な棒状コアを用い，原岩の岩相別の単位体積重量を求めることで，性状区分別の単位体積重量の減少率を求めた．

3. 計測結果

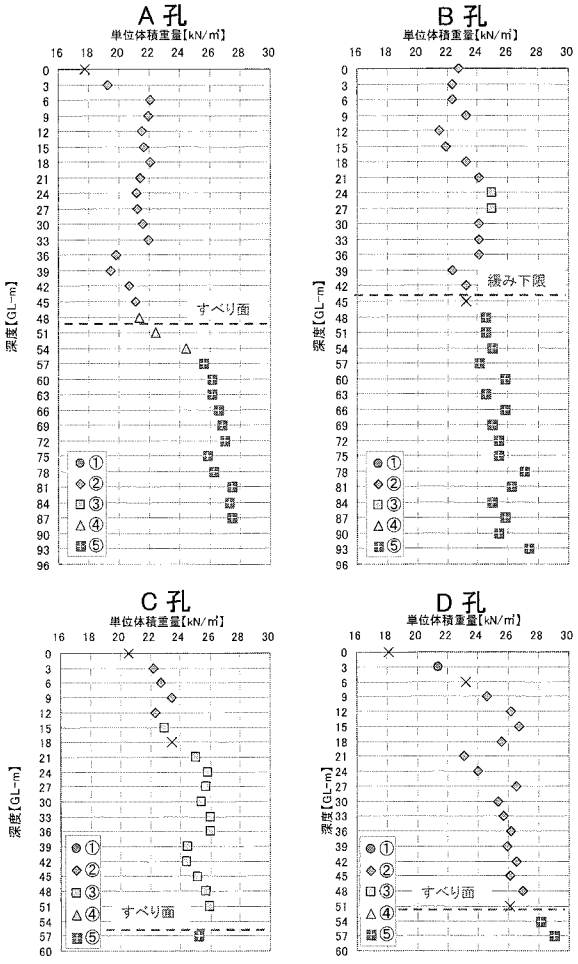
地質毎の測定値と性状区分を図－１に示した．本稿では，基盤地質と地すべり土塊の地質構成が概ね同じとなる下記の地質構成での計測値を示した．

Ａ孔：秩父帯のチャート等を含む混在岩
Ｂ孔：秩父帯の陸源性堆積物である砂岩，泥岩
Ｃ孔：三波川帯の泥質片岩
Ｄ孔：三波川帯の塩基性片岩

代表的なコア性状区分を図－２に示し，区分毎の単位体積重量の値，平均値，および不動域の原岩の単位体積重量からの減少率を表－１に示した．性状区分は下記のように考えたが，①～④の移動域の平均単位体積重量は，γ=23.4～25.8kN/m^3 となっており，一般値であるγ=18kN／m^{3}より大きい．

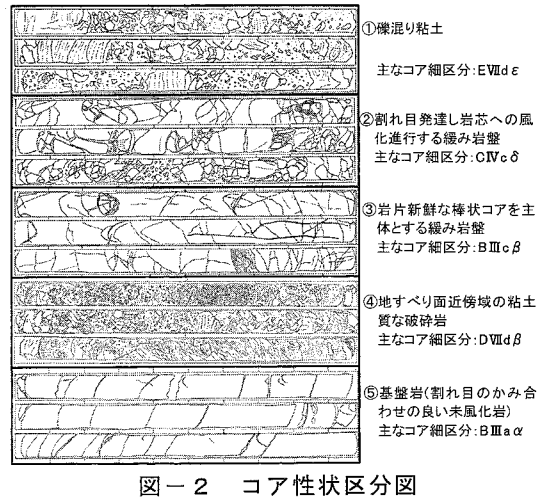
①：礫混じり粘土
②：割れ目発達し岩芯への風化進行する緩み岩盤
③：岩片新鮮な棒状コアを主体とする緩み岩盤
④：地すべり面近傍域の粘土質な破砕岩
⑤：新鮮岩（割れ目のかみ合わせの良い未風化岩）

計測値は地表からの風化・緩みの影響より，深部ほど大きくなる．また，不明瞭ながら不動域と移動域の単位体積重量には相関が認められる（表-1）．



※図中×印…評価外

図－１ 単位体積重量の測定値



図－２　コア性状区分図

表－１　単位体積重量と性状区分

性状区分＼地質区分		A	B	C	D
①	値の幅				21.4 ~ 21.4
	平均 kN/m³				21.4
	減少率(%)				27.5
②	値の幅	19.3 ~ 22.1	21.5 ~ 24.1	22.2 ~ 23.4	23.1 ~ 26.9
	平均 kN/m³	21.1	23.0	22.6	25.7
	減少率(%)	22.9	12.1	14.2	12.9
③	値の幅		24.9 ~ 24.9	22.9 ~ 26.0	
	平均 kN/m³		24.9	25.2	
	減少率(%)		4.8	4.5	
④	値の幅	21.3 ~ 24.4			
	平均 kN/m³	22.7			
	減少率(%)	17.0			
⑤	値の幅	25.6 ~ 27.5	24.1 ~ 27.4	25.2 ~ 25.2	28.1 ~ 29.0
	平均 kN/m³	26.6	25.4	25.2	28.6
	減少率(%)	3.0	3.0	4.5	3.1
移動土塊平均 kN/m³		23.4	24.4	24.6	25.8
原岩(ピース) kN/m³		27.4	26.2	26.4	29.5

※減少率=(性状区分別の単位体積重量の平均)÷(原岩の単位体積重量)×100

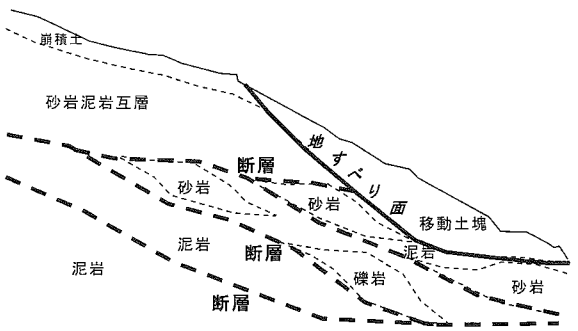
5. 地すべりの単位体積重量のモデル化

限られたデータからの推定ではあるが，コア性状区分①～⑤と単位体積重量の原岩からの減少率には概ね下記の関係がある．よって，新鮮な原岩（ピース）の単位体積重量を求めることができれば，一般に柱状図に記載されるJACICのボーリングコアの細区分[3]との関係よりボーリング位置での地すべり土塊の性状別の単位体積重量，地すべり土塊の平均単位体積重量等を想定することが可能となる．

①：EⅦdε　単位体積重量の原岩からの減少率 27%
②：CⅣcδ　単位体積重量の原岩からの減少率 12%
③：BⅢcβ　単位体積重量の原岩からの減少率 4%
④：DⅦdβ　単位体積重量の原岩からの減少率 17%
⑤：BⅢaα　単位体積重量の原岩からの減少率 3%

6. 付加体構造に着目した物性値の三次元モデル化

前章では，単位体積重量とコア性状区分の関連付けを試みたが，付加体を原岩とする地すべりでは，地表からの風化・緩みの影響に加えて，片理面や断層などの初生構造がコア性状や単位体積重量に影響すると考えられる．よって，物性値の三次元への展開には，初生構造の空間分布の把握が重要である．筆者らは，丹念な地表踏査により，付加体に特徴的な覆瓦状構造を三次元的に復元できた経験がある（図－３）．

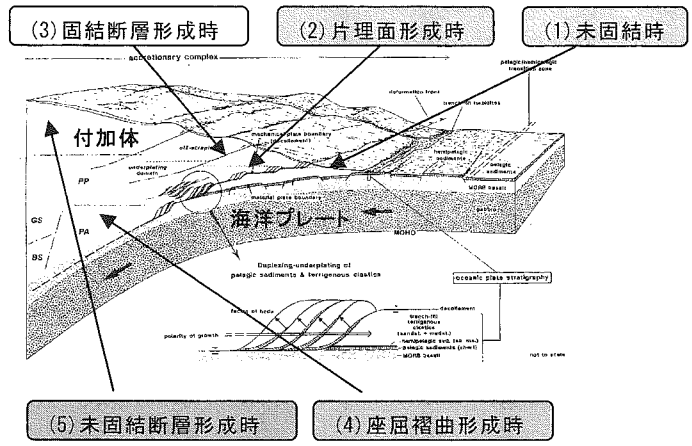


図－３　覆瓦状構造が復元された模式地質断面図

また，高品質ボーリングコアの観察を行った結果，付加体の一般的な成因論[4]において形成場が異なる以下の初生構造が読み取れることが判明した（図－４）．

(1) 未固結時の構造（泥注入，膨縮構造など）
(2) 片理面形成時の構造（非対称ブーダン，σ組織，複合面構造など）
(3) 固結断層形成時の構造（カタクレーサイト，引きずり褶曲など）
(4) 座屈褶曲形成時の構造（座屈褶曲，キンクバンド，褶曲軸面劈開など）
(5) 未固結断層形成時の構造（断層ガウジ，複合面構造など）

地すべり面は，これらの初生構造に規制されて形成されるが，浅い地すべりは，(2) と地表から進行する風化，緩み等の影響を強く受け，深い地すべりは，(3) ～ (5) の複合した弱面の影響を受ける場合が多い．



図－４　付加体の一般的な成因論[4]における構造形成場

7. おわりに

今後，高品質ボーリングの実施と，付加体の地質分布に着目した地表踏査により，コア性状や単位体積重量に影響する初生構造の空間的な把握が可能となり，地すべり対策工の設計・施工に必要となる物性値の三次元モデル化が可能になるものと期待される．よって，早期に高品質な地質調査により得られる情報の解析技術を進化させ，安定計算等の地盤評価に積極的に用いる取り組みが必要である．

文献

1) 日本道路協会（2009）：道路土工　切土工・斜面安定工指針 p.399.
2) 藤田壽雄，板垣治（1977）：地すべり実態統計.土木研究所資料第1204号
3) 日本建設情報総合センター（1999）：ボーリング柱状図作成要領（案）
4) Matsuda, I. and Isozaki, Y. (1991): Well-documented travel history of Mesozoic pelagic chert in Japan: From remote ocean to subduction zone: ***Tectonics,*** Vol.10, No.2, pp.475-499.

4. 西南日本外帯における隆起―侵食―斜面の不安定化

Upheaval, river erosion, and slope destabilization in the Outer Belt of the Southwest Japan

平石成美（深田地質研究所）、○千木良雅弘、松四雄騎、ツォウ・チンイン（京都大学防災研究所）
Narumi Hiraishi, Masahiro Chigira, Yuki Matsushi, Ching-Ying Tsou

1. はじめに

従来、河川の侵食運搬過程の地形学的研究と斜面でのマスムーブメント過程の研究とはあまり関連付けて研究されてこなかったが、これらを結び付けることによって斜面崩壊の広域的評価が可能になってきた。その先駆的研究は上野・田村（1992）であり、彼らは阿讃山地で古い地形面が河川の下刻によって侵食され、新たな侵食領域の縁が斜面の傾斜変換線となり、その上方の斜面が不安定化したことを報告した。彼らの図示したような“河川の遷急点の後退”は、近年多く報告され、また、岩盤山地の侵食に重要な役割を果たすことがわかってきた（Crosby and Whipple, 2006；Reinhardt et al., 2007；Korup and Schlunegger, 2007；平石・千木良、2011）。

西南日本外帯は典型的な付加体であり、また、そこでは隆起速度も速いと推定され、それらに関連して今まで多くの大規模崩壊が発生してきた。これは、中部山岳、紀伊山地、四国山地、九州山地に共通する特徴である。しかしながら、今まで、これらの地域で時間軸を入れた長期的な斜面発達や崩壊の発生場についての研究はほとんどなされていない。筆者らは、これらの内、紀伊山地の十津川支流中原川において、明瞭な遷急点の後退と、それに伴う谷中谷の形成、斜面の不安定化と重力変形とが認められることを報告した（平石・千木良、2011）。本報告では、それと同様の古地形面の削剥、遷急点の後退、山体の重力変形が、十津川最上流の天川流域でも広く認められることを述べ、それが ^{10}Be 年代によれば過去数万年間の隆起と密接に関係していることを予察的に報告する。

2．調査地の概要

調査地は、紀伊山地中央部の十津川上流の天川流域、および紀ノ川水系吉野川上流域である（図―1）。調査地は、白亜紀の付加体からなる四万十帯とジュラ紀の付加体からなる秩父帯である。十津川の最上流部では中新世の花崗岩類が四万十帯および秩父帯の地層に貫入しており、これらが接触変成によってホルンフェルス化し、著しく硬質になっている。天川流域では、山地の標高は 600m から 1900m である。紀伊山地には、大台ケ原山や高野山など、古い小起伏面が古くから知られているが、それらの形成年代や形成後の侵食履歴は全く明らかになっていない。

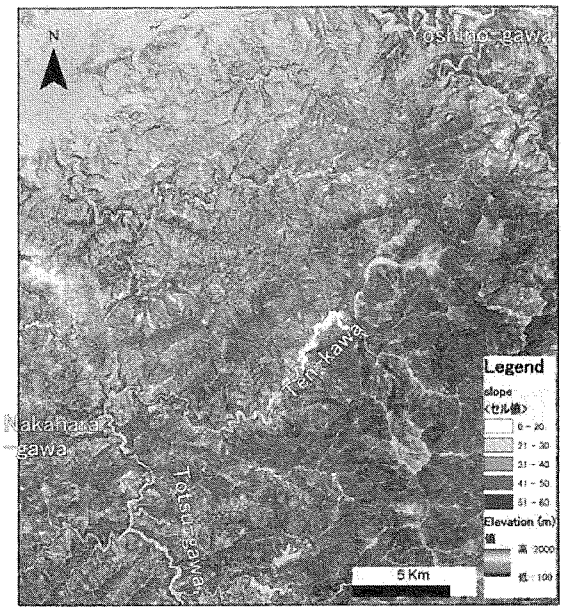
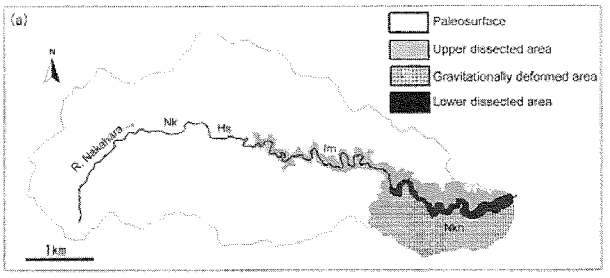


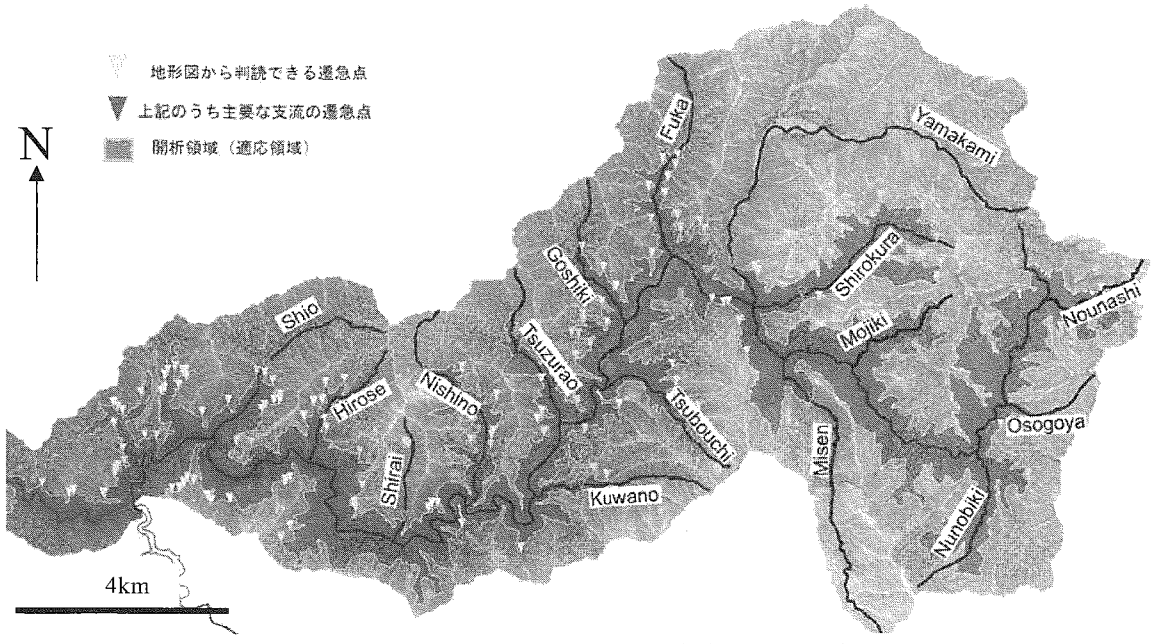
図-1　紀伊山地中央部の地形表現図（傾斜角を白黒、標高をレインボーカラーで表して重ね合わせた）



図－2　十津川支流中原川流域の古地形面、上位開析領域、下位開析領域の分布

3．中原川の遷急点と周辺斜面の遷急線

図－2 に中原川で認められた古地形面と、上位解析領域、下位解析領域とを示す。ここで上位解析領域と下位解析領域とは、両者ともに古地形面を下刻する中原川によって形成された谷中谷の斜面であり、それらの縁は重力変形斜面を除いて遷急線となっている。これらの遷急線はそれぞれ遷急点の下流から上流への通過によって形成されたものであると推定される（平石・千木良、2011）。また、この遷急点の上流への移動によって下部切断された古地形面領域の斜面は不安定となり、特に流れ盤斜面では重力斜面変形が生じた。



図－3　天川流域で認められる主要支流の遷急点と開析領域

4．十津川最上流部（天川）流域の地形

天川本流には、中原川に認められたような明瞭な遷急点はないが、その支流には極めて明瞭な遷急点が数多く認められる（図－3）。また、それらと対応するような遷急線が断続的に認められ、それらよりも下位は古地形面の新たな下刻によって形成された開析領域であり、言い換えれば下刻に適応した斜面である。これらの古地形面と遷急線は中原川流域で認められたものに相当する。また、防災科学技術研究所の地すべり地形分布図と筆者らの予察的な空中写真観察によれば、天川流域にも多くの重力斜面変形が認められ、それらは遷急点の上流伝搬と遷急線の形成に伴って形成されたものである。

上記の支流の遷急点よりも高標高部の河川は古地形面上の河川の残存であり、それらの縦断面を下流側に滑らかに延長すると、古地形面を流れていた旧天川を復元することができる。それは、現在の河川よりも約150m 高い。また、これは天川沿いに認められる最も高い段丘に一致するようである。天川本流沿いで山上川との合流点近傍の虻峠近くには現在の河床から130m の高さに段丘があり、その最上部のわずかに残存する段丘面から採取した花崗岩とチャートの礫はいずれも約 28ka の ^{10}Be 年代を示した。段丘礫層の厚さは未確定であるが、おそらく 10m はないものと考えられる。28ka がこの段丘の離水年代として、この期間に130m の厚さの岩盤が下刻されたとすると、約 5mm/y の侵食速度が得られる。この速度は、Burbank et al. (1996)がヒマラヤの岩盤段丘の ^{10}Be 年代から得た下刻速度 2-12mm/y とほぼ同等の値であり、著しく速いと言える。

5．吉野川流域の山体斜面変形

紀ノ川水系上流の吉野川流域では、山体の重力変形、さらにそれが進んだ地すべりが発生しており、ダム湛水に関連して問題となっている。この流域でも、吉野川の支流には明瞭な遷急点群が認められ、また、本流沿いにも斜面の遷急線が断続的ながら認められる。まだ予察的な段階ではあるが、上記のことは、吉野川流域でも十津川流域と同様の現象が起こってきたことを示唆している。

6．山地の隆起－侵食―斜面の不安定化

山地が隆起し、急速な下刻を受けると、それに伴って谷壁斜面の応力状態は変化していく。下刻速度と応力変化速度、さらには斜面内部のひずみ速度とはお互いに関連していると考えられるが、そのような研究は全くなされていない。

十津川流域では、2004 年の宇井の崩壊を始めとして、現在の谷壁斜面で比較的大規模な岩盤崩壊が多く発生してきた。これは、河川の下刻に対応して岩盤が変形し、最終的に崩壊したものである。仮に下刻速度が緩慢であれば、谷壁斜面内の岩盤は表層から徐々に風化し、風化物の物性に応じた傾斜の斜面を形成する、つまり、下刻に適応することが可能であると考えられる。一方で、下刻速度が周辺斜面の風化速度に比べて著しく速いと、斜面内部の岩盤の風化と風化物の削剥が下刻に追随できず、強風化していない岩盤が重力によって不安定化し、変形し、最終的に大きな岩塊の状態で崩壊するものと考えられる。

5.「北海道地すべり地形デジタルマップ」の発刊にあたって

Publication of "Hokkaido Landslide Digital Map"

○山岸宏光（愛媛大学），土志田正二（防災科学技術研究所）、石丸　聡（北海道地質研究所）、小池明夫（ドーコン）、ピミエント　エドガー（島根県庁）

Hiromitsu Yamagishi, Shoji Doshida, Satoshi Ishimaru, Akio Koike and Edgar Pimiento

1. はじめに

最近の IT 技術の進展にともない、地図表現技術は，数値地図となり、それらがインターネットで配信されるようになってきた。こうしたことを背景として、斜面災害研究にも世界的に広く GIS 技術が使われるようになり、"GIS　Landslide"の研究分野も一分野を構成するまでになってきた。つまり、GIS を使って、地すべり地形や地震・豪雨による同時多発的に発生する崩壊のデータベース化などのさまざま解析や分析によって、ハザードマップを作成する研究は世界的に多くなっている。

2. 本書出版の背景と意義

本書の編集者の山岸は、1993 年に北大出版会（当時の北大図書刊行会）から、5 万分の 1 地すべり地形分布図「北海道地すべり地形－分布図とその解説－」を発行し、その 3 年後に、「北海道の地すべり地形データベース」を同じく北大出版会から発刊した(山岸ほか, 1996)。しかし、当時はまだ、GIS ソフトはまだ十分普及してらず、データベースの扱いも Visual basic で専門的に扱っていて、一般な扱いが困難であった。

しかし、最近では、数値化された様々な地図データが多く配信され、斜面災害分野でも、地すべり地形分布図などの GIS 化が進んでいて、本州以南については、防災科学技術研究所（NIED:http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/jisuberi/jisuberi_mini/login.asp)が、2000 年ころから従来の地すべり地形分布図を GIS 用ファイルとして無料で発信してきた。また、最近では、産業総研地質調査総合センターから 20 万分の 1 シームレス地質図を配信するようになった(Geo_DB：http://riodb02.ibase.aist.go.jp/db084/)。また、地形標高データについても、国土地理院が基盤地図情報として 10m DEM などが無償で配信するようになった。したがって、地すべり地形デジタルマップを地質や地形との関連で GIS 上での解析が容易になってきたといえる。

さて、本書と付属の DVD の元になっている「北海道の地すべり地形-分布図とその解説-」は、5 万分の 1 地すべり地形分布図(270 枚)と 20 万分の 1 地すべり地形分布図(27 枚)からなっていて、それぞれの地すべり地形には番号がふられ、その後に発行された「北海道の地すべり地形のデータベース」は、個々の地すべり地形ごとの最高点標高、幅、長さ、面積、森林区分、地すべり指定地、地質コードなどが、北海道の地すべり地形一覧表（EXCEL）として収納されている。最近では、Google Earth などの画像データ、GPS の普及、GIS ソフト、関連統計ソフトの普及、DEM(数値標高モデル)や地質図（Geo_DB など）、活断層や地震データなどの関連する地形・地質データなどの数値情報と連動させて、本書と付録の DVD を活用すればさまざまな処理が可能である。

3.本書の構成

内容は以下の 4 章からなる。

1 章　DVD の内容(図 1)と GIS データの作成法とユーザーマニュアル、2 章　北海道地すべり地形デジタルマップの地質特性解析（図 2)。付録として、そのデータを使用しての GIS(ARCVIEW9.3.1)による解析法を解説した（図 3)、3 章　北海道地すべり地形デジタルマップを用いた地形特性解析（図 4,　5)、 4 章　北海道のすべり活動度評価を行うためのデータベース作成の取り組み（図 6, 7, 8)。付録としての DVD には、5 万分の 1 ベースの地すべり地形分布図（shp 形式)、20 万分の 1 地すべり地形分布図（pdf 形式）および地すべり防止指定地（shp 形式ポイントデータ)。

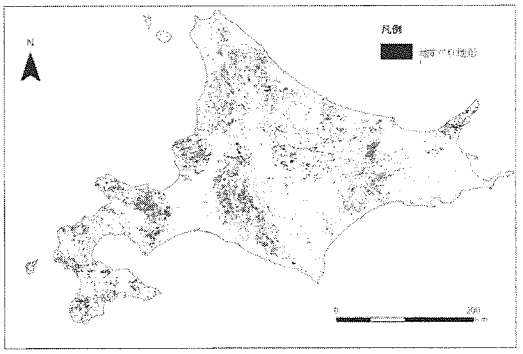


図 1 北海道の地すべり地形分布図

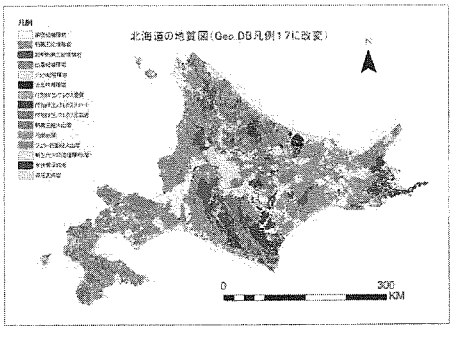


図 2　Geo_DB による北海道の地質図

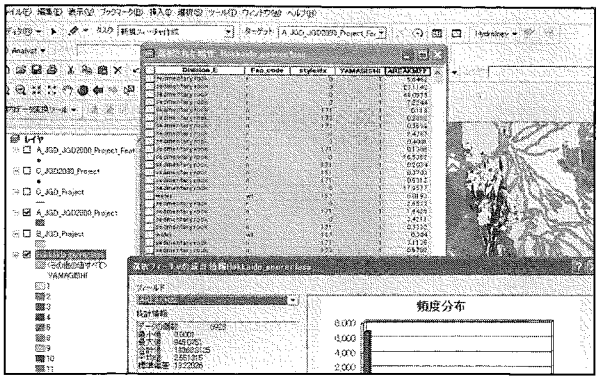


図 3 北海道の地すべり地形と地質の関連性の GIS 解析例

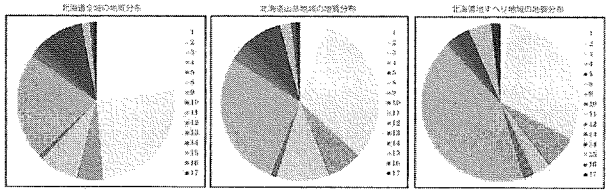


図.3-6 北海道の地質面積分布率
(左) 北海道全域, (中央)北海道山岳地域, (右) 地すべり地域全域

図 4 北海道の地すべり地形の地質ごとの面積分布率

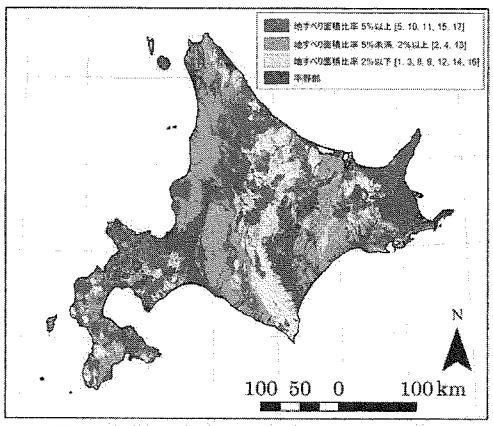


図.3-8 地質分類に基づく地すべり発生危険度評価(4段階)
赤色地域が最も危険性が高く, 橙色, 黄色, 青色と続く

図 5 GIS による北海道の地質分類から見た地すべり発生危険度評価マップ

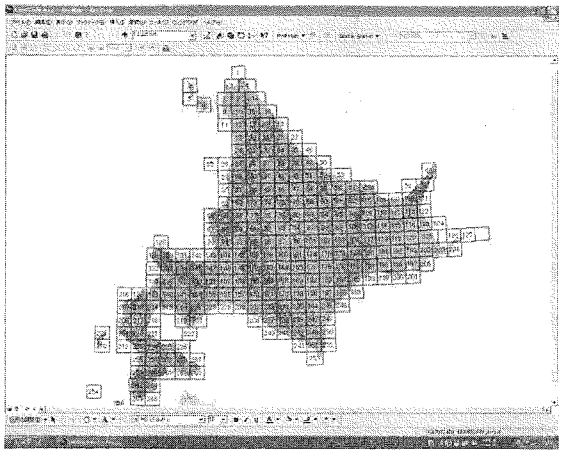


図 6 北海道の地すべり地形データマップ索引図

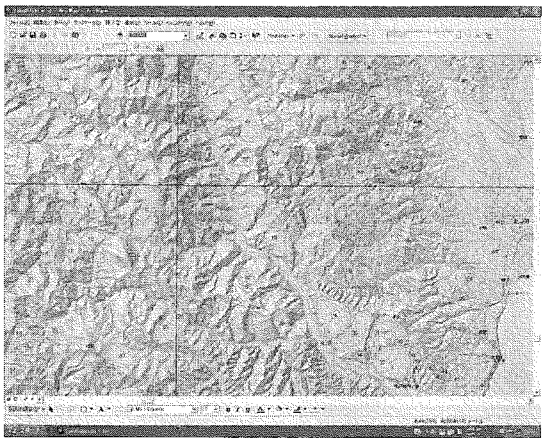


図 7 5 万分の 1 ベースの北海道地すべり地形分布図の一例

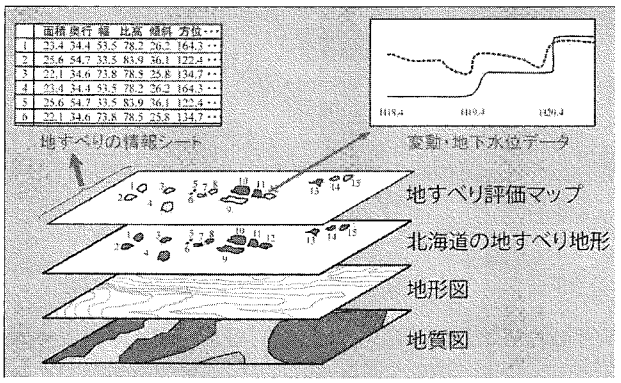


図 8 GIS による地すべり地形危険度評価マップの作成

文献

1) 山岸宏光 (1993): 北海道の地すべり地形—分布図と資料—.北海道大学図書刊行会、392p.

2) 山岸宏光・川村信人・伊藤陽司・堀俊和・福岡浩編 (1996) :北海道の地すべり地形データベース (+CD-ROM) . 北海道大学図書刊行会, 344p.

3) 北海道地すべり地形データマップ http://webgis.gsh.hro.or.jp/Landslide/default.aspx?DataMap=Landslide. 北海道地質研究所。

6. 風化劣化が著しい地山における既設法面の変状原因調査

Investigation of the cause deformation in significant slope wearthering

○山本茂雄（中央開発株式会社）
Shigeo Yamamoto

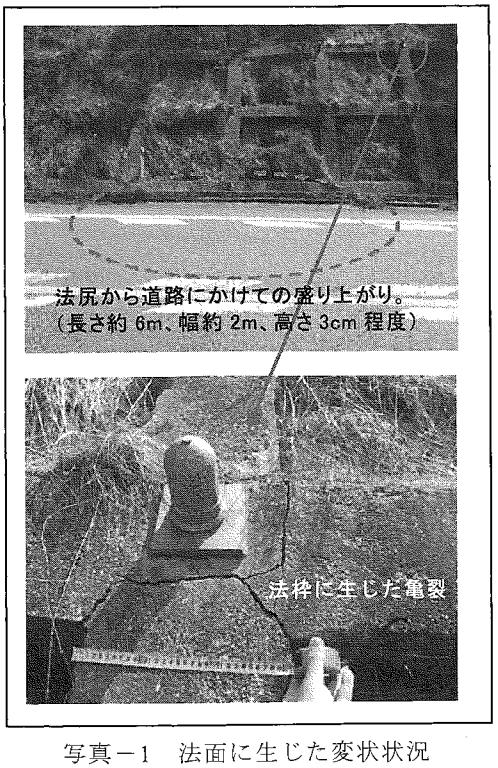
1. はじめに

我が国は地形地質的にみて，豪雨，洪水，地震，火山噴火などの自然災害を極めて受けやすい地理的な場所に位置する．このため，自然災害を軽減するための社会資本が整備され，その結果，国民の安全・安心が守られてきた。しかしながら、現在これらの社会資本は，一定のレベルで整備されている一方で，各種構造物の老朽化に伴う機能低下が顕在化し，維持管理分野への投資が急速に拡大すると予測されている．

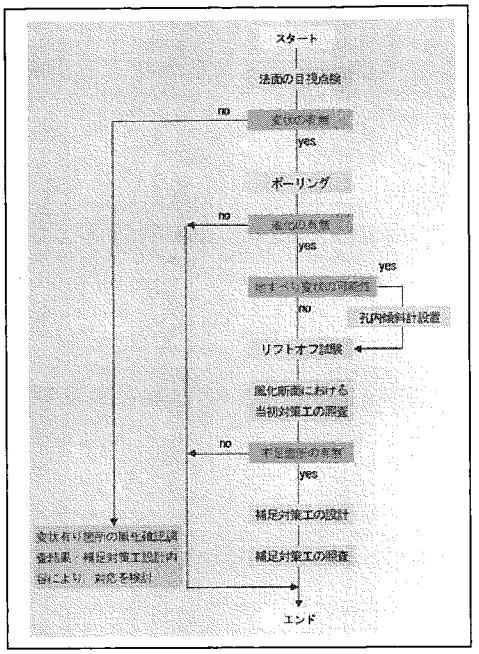
このような背景から，本論文では既設のアンカー付法枠工における変状調査・及び対策工検討結果の事例を示し，今後の道路管理手法について考察する．

2. 調査の経緯・方針

本業務は,アンカー付法枠工を施工して 5 年が経過した法面において，道路面の隆起や法枠にクラックが発生した事例である（写真-1 参照）．地質は風化劣化が進行しやすい変質安山岩であり，法枠背面の地耐力低下並びにアンカー定着層の劣化による地すべりの発生が予想された．そこで，本業務では，現地踏査（目視点検），調査ボーリングによる風化進行程度の把握，及びアンカーのリフトオフ試験を実施し，これらの結果を基に対策工を検討した（図-2 参照）．



写真－1　法面に生じた変状状況



図－2　調査方針フロー

3. 調査結果

3-1 変質安山岩の特徴

調査地は，九州地方の北部に位置し，新生代新第三紀中新世～漸新世の安山岩類で構成される山地である．この安山岩類は熱水変質作用を受け白色粘土化しており，盤ぶくれや脆弱化による地すべり性崩壊の発生等，土木地質的に問題となる岩盤である．

当道路計画路線においても，過去の地すべり発生をうかがわせる滑落崖，遷急線，及び斜面下部の押し出し等が多数確認されており，切土箇所においてはアンカー付法枠工が施工されている．今回変状が確認された法面においては，法枠の表層から白色粘土化した変質安山岩の流出が確認された（写真-3 参照）．



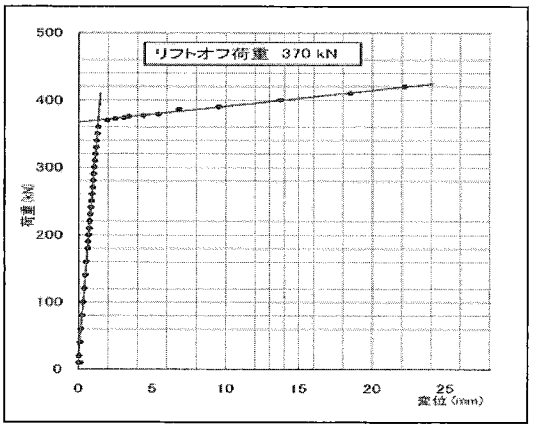
写真－2　白色粘土化した変質安山岩

3-2 リフトオフ試験結果

当初施工時，アンカーはN値 50 以上の DH 級～CL

級岩に定着させていたが，地表部の変状原因が風化劣化の進行による深層すべりによるものであれば，現在のアンカーが機能していない可能性がある．そこで，リフトオフ試験により，現況アンカーの機能確認と定着層の評価を行った．

アンカーの有効緊張力は定着時の初期緊張力から経時的に変化していくのが一般的である．リフトオフ試験は打設されたアンカーを再度載荷し，荷重と変位の関係から現在の残存緊張力(リフトオフ荷重)を求めるものである。また，リフトオフ後の荷重－変位量の関係から，現在のアンカーの機能状態を判定した．リフトオフ試験を実施したアンカー（計10箇所）は，リフトオフ荷重が設計アンカー力より小さくリフトオフ後の荷重－変位量曲線も直線を示していること，試験中に急激な荷重変動や変位量の急増などが認められなかったことから，アンカーの機能は正常であり，定着層までの風化劣化は進行していない．すなわち，深層すべりは発生していないと判断した．



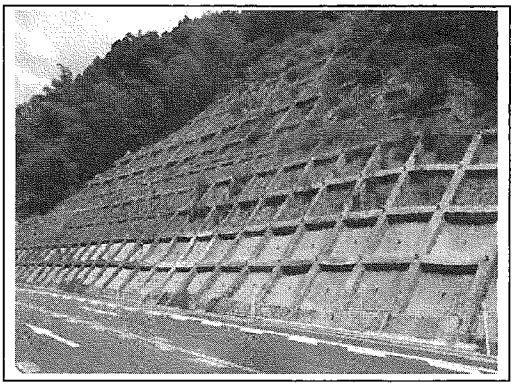
図－2　リフトオフ試験の結果例

3-3 設計時断面と現況断面の比較

調査ボーリングは，地山全体の風化進行程度の把握を目的とし，当初設計断面と比較するために標準断面上で実施した．その結果，斜面上部では大きな変化が認められなかった。しかし，斜面下部では，法面掘削時は表層部より DH 級岩が露出していたが，現在は表層から深度 2m 程度まで DL 級岩へ劣化していることが判明した（図-3 参照）．

4 変状原因及び対策工の検討

調査結果から，法枠のクラックや道路面の隆起といった変状原因は，地山の劣化による表層すべりの発生と推定した．また，地山劣化（表層すべり発生）の誘因は地表水であると判断した．すなわち，法面背後は沢地形であり地表水が絶えず流入する状況であることから，もともと軟質な変質安山岩が水の作用により，加速度的に粘土化が進行したものと考えられる．また，斜面下部には長さ 3m の鉄筋挿入工が施工されているが，これが機能していないことが判明したため，対策工は鉄筋補強土工の増し打ち（長さ 5m）と風化進行抑制を目的とした地表水流入防止工の整備とした．



写真－3　対策後の法面状況

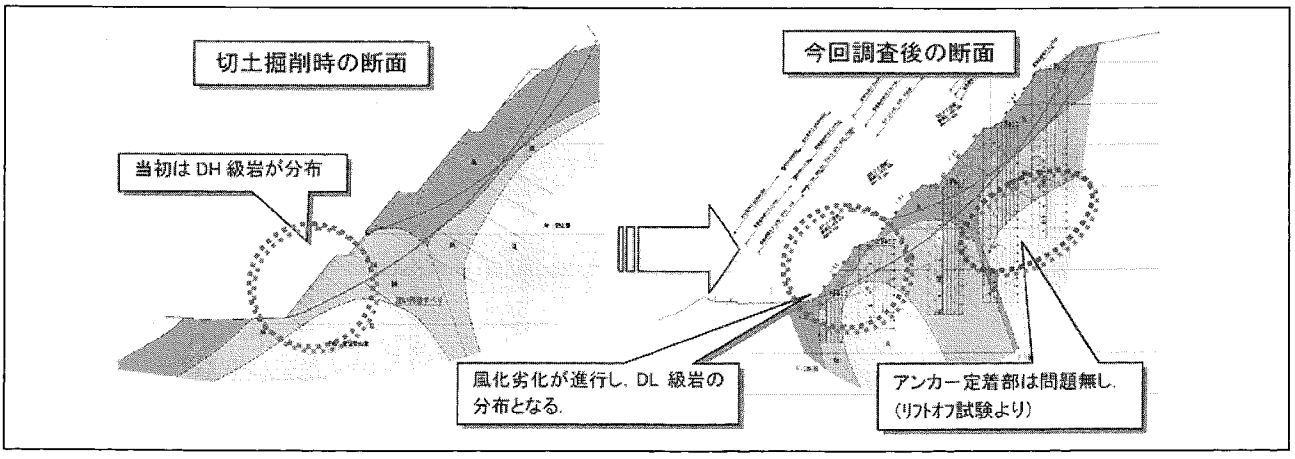
5 まとめ

今回の変質安山岩のような土木地質的に問題となる地質に対しては，長期的に風化の進行を完全に止めることは不可能である．そこで，全面改修となる前に定期的（5 年程度）に調査・試験で変状をとらえ，その結果に応じて安価な対策工を実施していく維持管理体制をとることが望まれる．

また，社会資本の維持管理は喫緊の課題であり，地質技術者として，維持管理用の簡易・低コストの調査や試験の開発及びそれらを利用した管理システムの構築により，維持管理技術の一翼を担っていきたい．

文献

1）社）地盤工学会(2000)：地盤工学会基準―グランドアンカー設計・施工基準,同解説―



図－3　設計断面と現況断面の比較

7. 旧道道路斜面の崩壊事例から得られる斜面調査の着目点

Attention point of slope investigation from collapse cases at old road slopes

○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

供用中の道路斜面では災害要因となるような不安定な浮石は事前に除去してしまうが，維持管理を行っていない旧道の調査は斜面変状の実態を知ることが出来るため重要である[1)]．また，広域にわたる道路斜面において，どのような地形・地質条件の斜面で，どの程度の割合・頻度で変状が発生しているかを確認することは，点検・調査を行うにあたり重要である．

本論文は，現在供用されていない旧道道路斜面において詳細な調査を実施することで，落石や崩壊等の斜面変状の発生状況を把握し，変状のデータを蓄積するとともに，3 次元地形モデル上にそのデータを付加し，その地域の地形，地質状況ごとの特徴的な崩壊形態や頻度，傾向を検討することで，今後の斜面調査を行う上での着目点を抽出することを目的としている．

2. 検討方法

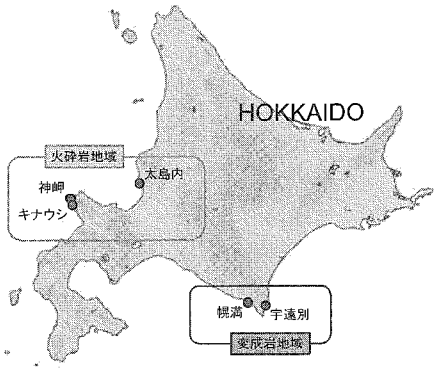
北海道内の 15 地区の旧道道路斜面において 5 年間にわたり変状調査を行った．この 15 地区の中で，比較的頻繁に落石や岩石崩壊が発生している神岬，キナウシ，太島内，幌満，宇遠別の 5 地区（図－1）において，変状の発生位置や地形・地質条件を 3 次元的に把握するために，3 次元地形モデルを構築した．地形モデルは，既存の航空レーザープロファイラーで取得された地形データの他，既存の地形データの無い箇所については，ラジコンヘリコプターにより約 150m～200m 高度での正面写真を撮影し，モデル端部に設置・観測した対空（対地）標識により座標を付与して図化を行った（図－2）．さらに，現地調査結果を基に各地形モデルにおいて地形・地質を分類し地形モデルの表面積での検討を行った．

2.1. 地形区分

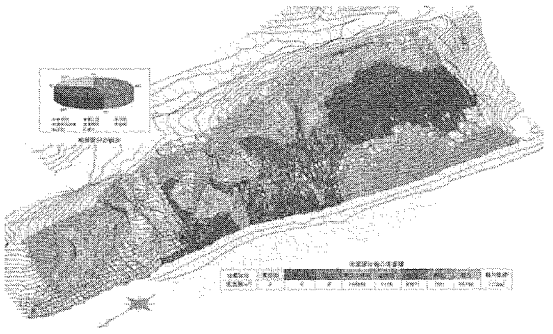
道路防災点検の手引き（豪雨・豪雪等）[2)]を参考に，急崖（斜面勾配が 60～90° ），オーバーハング（斜面勾配が 90° 以上），脚部浸食（斜面脚部に認められるオーバーハング），崖錐地形（山腹斜面下部のゆるい自然斜面），その他（崖錐堆積物から構成されていない斜面勾配 60° 以下の緩斜面）に分類した．

2.2. 地質区分

日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会報告書[3)]を参考に，対象地区に分布する変成岩（堆積岩起源の泥質片麻岩や片状ホルンフェルス），貫入岩，溶岩，火砕岩（水冷破砕岩，火山角礫岩など），堆積岩，



図－1 調査対象箇所



図－2 地形モデルの例（神岬地区）

崖錐（砂，礫などからなり緩斜面を形成するもの），表土（植生等に被覆されているものなど）に分類した．

3. 変状発生件数の傾向

3.1. 地形区分と変状発生件数

図－3に各地形区分と変状発生件数を示した．急崖での変状が多く，落石がほとんどを占めている．次いでオーバーハング，崖錐地形と続く．表層崩壊に関しては主に急崖で発生している．

3.2. 地質区分と変状発生件数

図－4に各地質区分と変状発生件数を示した．対象地域の地質分布による偏りはあるが，火砕岩での変状が多く，落石がほとんどを占めている．次いで変成岩では岩石崩壊の割合が高くなっている．

3.3. 各区分の表面積と変状発生件数

上記の各区分と変状発生件数の関係では，各区分の調査面積が異なっているため，同一条件の比較になっていないと考えられる．そこで，旧道部変状調査により確認された変状の発生箇所を集計し，各地区の地形モデルの地形・地質区分の表面積に対する変状の発生件数を算出した．

表－1に各地形区分の表面積と，図－5に各地形区

分表面積 1km^2 あたりに換算した変状発生件数を示す．図表より，脚部浸食が 11,663 件/km^2 と他の地形区分と大差をつけているが，変状の発生は 1 件であり表面積の小さいことが原因であると考えられる．

変状発生件数では，急崖部での変状が非常に多かったが，表面積あたりの件数では岩石崩壊・落石ともにオーバーハング部が最も多くなっている．オーバーハング部は特に着目すべきであることを再確認できる．これらの地形は変状発生の着目点として設定されている事が多いが，落石・土砂流出に関しては急崖地形からの発生割合が高く，これらの変状の発生源として着目する必要があると考えられる．

表－２に各地質区分の表面積と図－６に各地質区分表面積 1km^2 あたりに換算した変状件数を示す．

貫入岩および堆積岩部における変状発生件数が 1,000 件/km^2 前後と多くなっているが，他の地質区分と比較して表面積が小さい（1～2%）ためと考えられる．これらを除くと，圧倒的に火砕岩での変状が多く，そのほとんどは落石となっている．また，ほぼ全ての種別の変状が確認されるため，露岩部に関しては調査・点検時に着目点として設定する必要があると言える．火砕岩に次いで多かった変成岩での変状件数は，単位面積あたりでは意外と低く，崖錐での変状が多くなっている．さらに表層崩壊や土砂流出の発生割合は他の地質区分よりも高くなっているため，点検・調査時には崖錐堆積物の分布箇所が集水地形となっているかどうかや，流水の有無等を確認する必要があると考えられる．

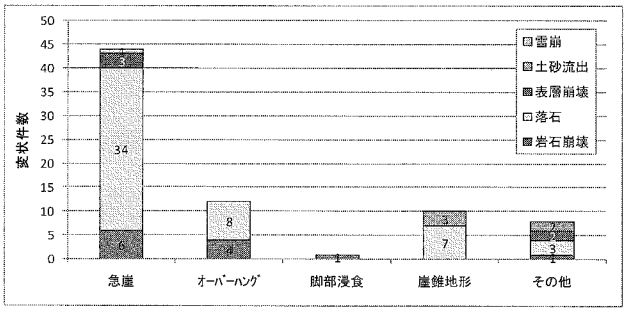
4. まとめと今後の予定

旧道の変状調査と地形モデルの作成を行い，変状の発生件数と地形区分および地質区分との比較を行った．その結果として，斜面の単位表面積あたりの変状発生件数により，地形・地質区分との特徴的な傾向が示唆された一例を示した．従来，道路延長あたりの変状件数といった集計が行われている例はあるが，このように地形，地質区分ごとの表面積での検討を行うことで，より効率的な調査・点検の着目点の抽出に寄与できると考えられる．

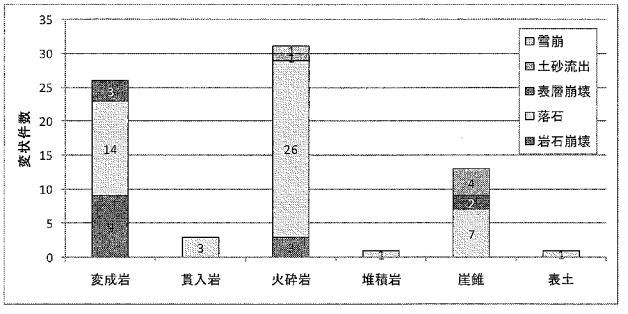
今後は，より細かい地形・地質区分での検討や降雨，融雪量などの気象条件との対比，その他の地区で同様の調査を行い，斜面変状のデータを蓄積していく予定である．

文献

1) 日外勝仁・伊東佳彦（2009）：旧道道路斜面における変状発生状況について（その２），日本応用地質学会 21 年度研究発表会講演論文集，pp.53-54.
2) 道路防災点検の手引き編集委員会（2008）：道路防災点検の手引き
3) 北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会（2000）：同報告書



図－３ 地形区分ごとの変状発生件数



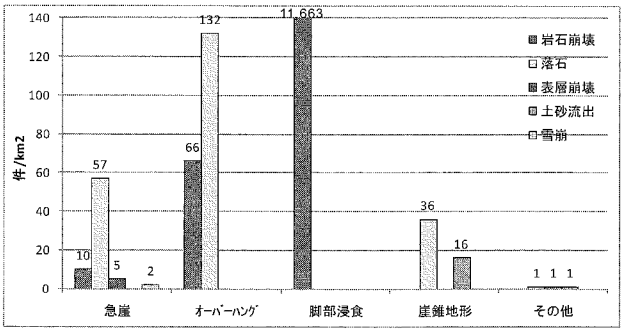
図－４ 地質区分ごとの変状発生件数

表－１ 地形区分ごとの表面積

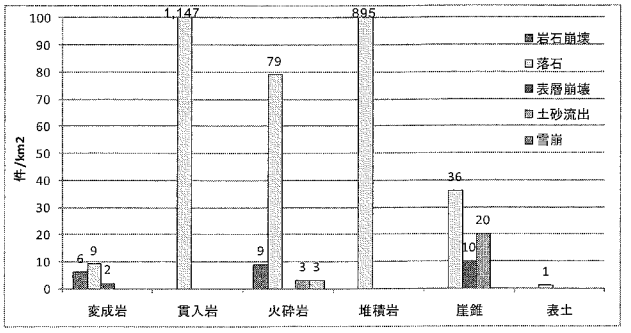
地区名	急崖	オーバーハング	脚部浸食	崖錐地形	その他	計
神岬	75,613	38,465		94,730	103,816	312,624
キナウシ	104,134	11,038		22,392	40,280	177,843
太島内	68,559	5,590		39,862	274,199	388,209
幌満	93,158	5,462	86	9,757	114,427	222,890
宇遠別	259,739			26,434	2,066,993	2,353,166
計m2	601,203	60,554	86	193,175	2,599,714	3,454,732
計km2	0.60	0.06	0.00009	0.19	2.60	3.45

表－２ 地質区分ごとの表面積

地区名	変成岩	貫入岩	火砕岩	堆積岩	崖錐	表土	計
神岬			144,240	1,118	93,077	66,198	304,633
キナウシ			95,200		22,903	60,309	178,412
太島内		2,616	88,363		39,528	257,362	387,869
幌満	106,354				10,433	109,120	225,907
宇遠別	1,430,081				31,162	892,531	2,353,774
計m2	1,536,435	2,616	327,803	1,118	197,103	1,385,520	3,450,595
計km2	1.54	0.0026	0.33	0.0011	0.20	1.39	3.45



図－５ 地形区分 1km^2 あたりの変状発生件数



図－６ 地質区分 1km^2 あたりの変状発生件数

8．北海道における斜面災害履歴と通行規制記録の分析

Analysis of Slope Failure Records along National Highway in Hokkaido

○伊東佳彦（(独)土木研究所寒地土木研究所），阿南修司（(独)土木研究所），高橋幸継（釧路開発建設部），倉橋稔幸，大日向昭彦（(独)土木研究所寒地土木研究所）
Yoshihiko Ito, Shuji Anan, Yukitsugu Takahashi, Toshiyuki Kurahashi, Akihiko Obinata

1. はじめに

斜面崩壊は，それが比較的大規模あるいは被害が顕著であれば文献等に記録が保存されるが，小規模なものは記録に残りにくい．しかし，このような小規模な斜面崩壊の記録は地域の崩壊特性を知る上で重要な知見である．筆者らは，北海道における斜面災害やその国道における通行規制記録との関係を検討してきた[1),2)]が，今回，北海道で近年発生した斜面崩壊履歴を可能な限り小規模なものまで収集・整理し地質や誘因との関係を整理したので，以下に報告する．

2. 調査方法

北海道内で発生した斜面崩壊履歴について,以下のいずれかに該当するものを収集整理した．

(1) 国道における防災カルテ点検業務等の受注コンサルタントが現地対応したもの

(2) 文献等で諸元が確認できるもの

3. 結果と考察

3.1 崩壊履歴

収集した斜面崩壊履歴総数は 425 件である．発生年度別の斜面崩壊履歴を**表－１**に示す．(1)の記録を整理できた 1998 年以降は落石や崩壊を中心とする小規模な崩壊まで把握できているが，1997 年以前の記録では小規模崩壊は把握できていない．また，2004 年度頃から件数が増加傾向にあるが，これは記録や報告の密度が高くなったためであり崩壊が増加したためではない（山真典，私信）．小規模崩壊が中心となる落石(178)と崩壊(139)は合計 317 件（全体の約 75%）を占める。(1)の記録が充実する 1998 年度以降に限ると，377 件中 310 件(落石 178, 崩壊 132)と 82%を占める。文献のみによる斜面調査の精度の限界が分かる．

斜面崩壊履歴の分布を**図－１**に示す．履歴が多いのは積丹半島や増毛町～石狩市，岩内～寿都～島牧村等の日本海沿岸や支笏湖東岸（火砕岩・火山岩），えりも東海岸（ホルンフェルス）である．また，音威子府村，苫前町，恵山周辺等にも履歴の集中地域がある．

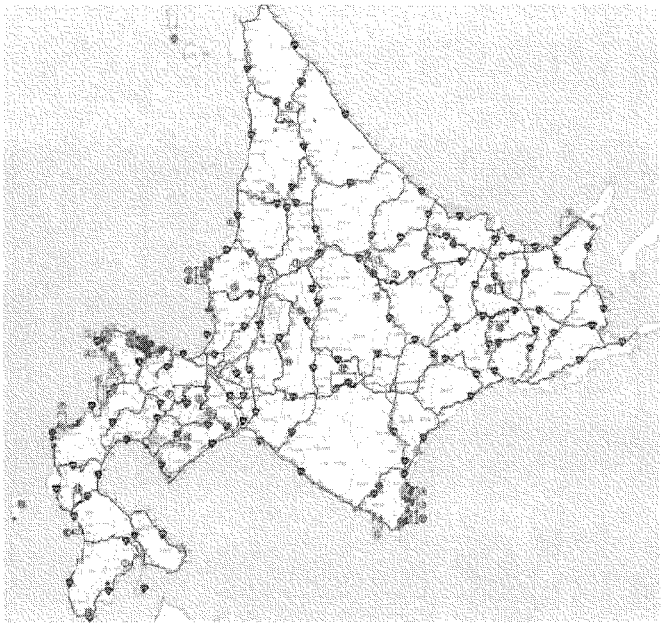
表－２に地質別にみた崩壊履歴を示す．落石，崩壊等の小規模崩壊は，第四系の砂･礫・粘土地帯に多く，新第三･第四系の熔岩･火砕岩地帯がこれに次ぐことが分かる．岩盤崩壊は，新第三・第四系の熔岩･火砕岩地帯で最も多く，北海道の代表的な岩盤崩壊地帯が日本海沿岸の火砕岩地域であることを再確認した格好である．ただ，変成岩地帯（えりも等のホルンフェルス地帯）より新第三・第四系の堆積岩地帯での岩盤崩壊が多い結果となっており，今後の分析が必要である．

図－２に月別の斜面崩壊件数を示す．落石（転石・浮石とも）は融雪期で最多となっている．これに対し

表－１　発生年度別の斜面崩壊の種別

	落石	崩壊	岩盤崩壊	地すべり	土石流	合計
～1990	0	4	5	16	0	25
～1997	0	3	16	4	0	23
1998	10	6	2	1	0	19
1999	13	11	2	0	0	26
2000	7	4	2	0	0	13
2001	3	2	2	0	0	7
2002	9	1	1	0	0	12
2003	6	8	2	0	1	16
2004	19	7	2	0	0	28
2005	18	18	2	0	0	38
2006	15	14	3	0	0	34
2007	22	17	1	0	2	40
2008	23	9	5	0	0	39
2009	23	13	3	0	2	43
2010	10	20	0	1	4	60
不詳	0	2	0	0	29	31
合計	178	139	48	22	38	425

注)「地すべり」の活動期間が複数年に及ぶ場合は，発生または活動開始時を記録した．「不詳」は，発生または開始の時期について年単位では特定できないものを示す．



図－１　斜面崩壊履歴の分布

崩壊は，融雪期にも多いが，夏～秋の豪雨期に最多となっており，落石との崩壊機構の差によるものと考えられる.岩盤崩壊は，7月に多い結果となっているが，これは 1993 年7月の北海道南西沖地震による7件が影響しているためで，その影響を除くと，落石や崩壊のように顕著な変動は認められない.

表－3に誘因別にみた崩壊履歴を示す．誘因は降雨が最も多いが，積雪寒冷地特有の条件である融雪，凍結融解がこれに続いている．地震は今回の調査範囲では 19 件で，全体の約 4.5%である．表で注目されるのは経年変化，大型動物，および人為であり，今後はこのような誘因を意識した斜面防災も必要となってくると考えられる.

3.2 崩壊履歴と通行規制

斜面崩壊と通行規制との間には次の関係が考えられる.

① 通行規制を実施中に斜面崩壊が発生.

② 通行規制を実施したが斜面崩壊は発生せず.

③ 通行規制を実施しなかったが，斜面崩壊が発生し通行規制を実施.

④ 通行規制を実施しなかったが斜面崩壊が発生した．しかし，(崩壊規模が小さい等の理由で）通行規制は実施しなかった.

①は予測が的中した理想的な場合であり，③は「見逃し」に該当する．②はいわゆる「オオカミ少年」に該当する．通行規制が必要なのは①および③の場合である（以下「要規制崩壊」と呼ぶ).

要規制崩壊 35 件の崩壊タイプの関係を**表－4**に示す.事前に通行規制を実施できたのは8件で，8/35=23%が「的中」したこととなる．崩壊タイプ別に見ると，崩壊が 23 件と最も多く，うち7件で通行規制を実施している．落石 6 件と岩盤崩壊 4 件では全て「見逃し」であるのと比較すると崩壊の的中率は 7/23=30%と，相対的に高いと言える．これは崩壊の誘因として降雨が多いことと関連している．降雨による的中率の精度向上に加え、降雨以外の誘因における的中率の精度向上が重要であると考えられる.

4. 謝辞

本論文をまとめるに当たり，北海道開発局の関係各位には資料等を提供していただいた．ここに深く感謝の意を表します.

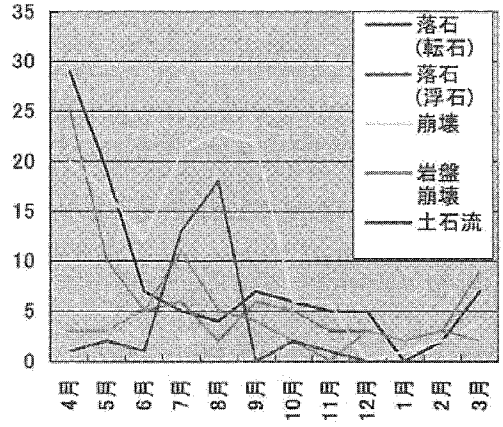
参考文献

1) 伊東佳彦，阿南修司，日外勝仁，高橋幸継：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, 2010.

2) 高橋幸継，伊東佳彦，阿南修司：北海道における斜面崩壊等の事例分析結果について，第 54 回(平成 22 年度)北海道開発局技術研究発表会，2011.

表－2　地質別の崩壊履歴

		落石	崩壊	岩盤崩壊	地すべり	土石流	合計
第四系	火山灰	3	7	0	0	1	11
	砂･礫･粘土	78	43	0	2	5	128
新第三・～第四系	溶岩･火砕岩	55	27	19	2	1	104
	堆積岩	11	19	13	11	0	54
先新第三系	堆積岩	11	11	2	7	0	31
	火山岩	0	0	3	0	0	3
	変成岩	6	2	6	0	1	14
不明		14	30	5	0	30	79
合計		178	139	48	22	38	425



図－2　月別，崩壊種別の発生件数

表－3　誘因

	落石	崩壊	岩盤崩壊	地すべり	土石流	合計
降雨	38	78	8	5	37	166
融雪	28	23	5	1	0	57
凍結融解	16	1	8	0	0	25
経年変化	16	3	4	1	0	24
地震	1	7	9	2	0	19
大型動物	18	0	0	0	0	18
人為	10	5	1	1	0	17
強風	7	1	0	0	0	8
その他	3	3	0	0	0	6
不明	41	18	13	12	1	85
合計	178	139	48	22	38	425
比率%	41.8	32.7	11.3	5.2	8.9	100

表—4 要規制崩壊の崩壊タイプ

区分	タイプ①：通行規制中に発生	タイプ③：災害発生で通行規制	合計
落石	0	6	6
崩壊	7	16	23
岩盤崩壊	0	4	4
地すべり	0	0	0
土石流	1	1	2
合計	8	27	35

9. 岩盤斜面崩壊事例分析に基づく崩壊形態と崩壊分離面の関係

Relationship between Collapse Form and Separation Plane by Analyzing Past Rock Slope Failures

○日外勝仁（土木研究所），伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所），佐々木靖人（土木研究所）
Katsuhito Agui, Yosihiko Ito, Yasuhito Sasaki

1. はじめに

崩壊した状況がある程度明らかとなっている既往の岩盤崩壊事例ごとの崩壊要因や崩壊形態の整理から、崩壊して初めて明らかとなる分離面の組合せパターンと崩壊形態の関係について分析を試みた．また，分離面の中でも特に崩壊の最終段階で破壊される最終分離面に注目し，崩壊形態の推定可能性について検討するとともに，崩壊事例における最終分離面の傾向についてとりまとめた．

2. 崩壊形態と分離面の関係

収集分析した岩盤崩壊事例は，崩壊規模が 100m^3 以上あり，文献等[1)~21)]によって崩壊原因や崩壊機構の推定が可能な 54 事例とした．これら事例について，崩壊の運動像を表す模式図[22)]として，図-1 に示す分離面で区切られた三次元モデルとして整理した．

斜面形状は，斜面側方の状態により，側方拘束型の壁状斜面(Controlled)と側方非拘束型の岩塔状斜面(*N*on-controled)に大別した．また，分離面については，背面(*B*ack-plane)，側面(*S*ide-plane)，頭部(*U*pper-plane)，底面（*L*ower-plane）の 4 種類とし，崩壊岩体を形成する分離面の組合せで表現した．側面は拘束型斜面における側方分離面である．頭部と底面は背面との組合せでのみ存在し，背面と高角交差するやや緩傾斜の分離面について，交差位置により頭部と底面に区分した．

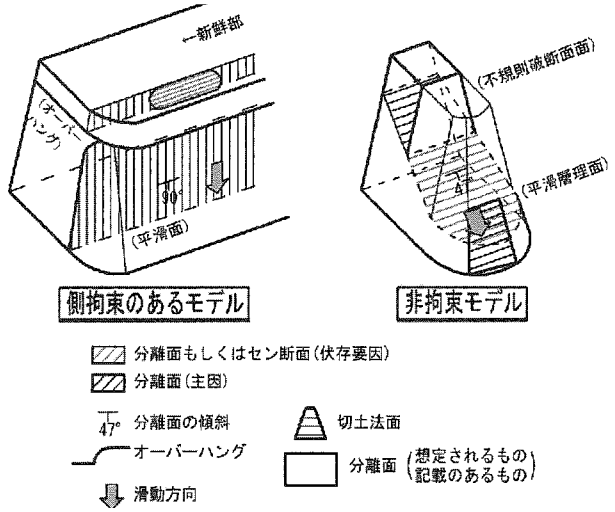
分離面状況が明らかな 51 事例について，崩壊形態と分離面組合せ及び最終分離面位置の関係を表-1 に示す．

拘束型斜面では分離面組合せは BS・BSU・BSL の 3 種類からなる．BS の最終分離面は(B)が 3/4 を占め，残り 1/4 が(S)である．BSU では最終分離面が(B)が 1/3，(U)が 2/3 である．この場合は(S)が最終分離面となる事例はない．事例数の少ない BSL は(L)が最終分離面である．

非拘束型斜面では分離面組合せは B・BU・BL の 3 種類で，それぞれ(B)，(U)，(L)がその時の最終分離面となっていた．

斜面形状・岩体分離面の組合せ・最終分離面・崩壊形態からなる崩壊系統樹を図-2 に示す．該当する項目を追っていくことで，最終的に予測される崩壊形態に到達する．項目ごとに相対比率（=発生確率）を示しており，崩壊形態は 51 例中の構成比率である．幹や枝の太さは構成比率を示す．

分離面情報を含む崩壊事例の蓄積が進み，斜面形状と分離面が明確な場合であれば，可能性のある崩壊形態や最終分離面の発生個所などをある程度想定可能となり，調査点検時の着目点を示す基礎資料となりうる．

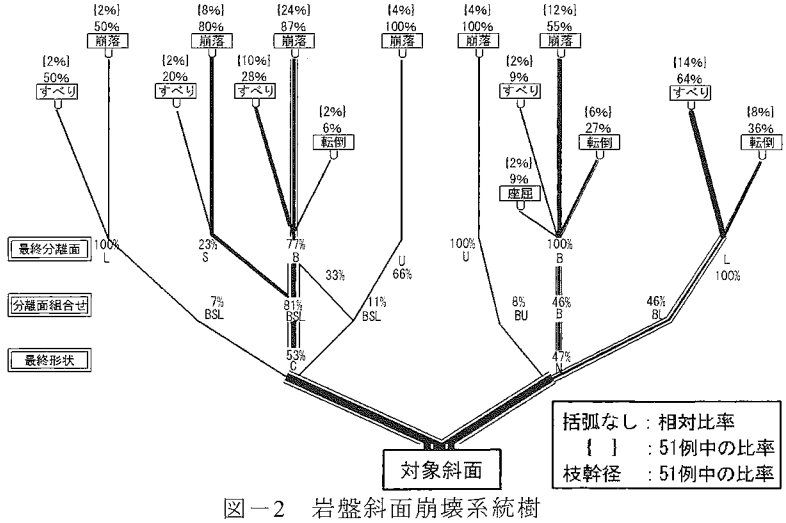


図－1　崩壊形態模式図作成例[22)]

表－1　崩壊形態と分離面組合せ（事例数）

拘束型斜面(C)		最終分離面の位置							
		(B)			(S)		(U)	(L)	
崩壊形態		崩落	転倒	滑動	崩落	滑動	崩落	崩落	滑動
分離面組合せ	BS	12	1	4	4	1			
	BSU			1			2		
	BSL							1	1

非拘束型斜面(N)		最終分離面の位置						
		(B)				(U)	(L)	
崩壊形態		崩落	転倒	座屈	滑動	崩落	転倒	滑動
分離面組合せ	B	6	3	1	1			
	BU					2		
	BL						4	7



図－2　岩盤斜面崩壊系統樹

3. 最終分離面について

主にせん断によって最終分離面が形成され，応力分布のアンバランスが崩壊の主因と考えられる事例は約4割（22/54）を占めた．それ以外の素因的な要因により最終分離面が発生した32事例について，その性状と構造について，崩壊事例を示しつつ以下に考察する．

(1)最終分離面の性状区分

分離面の性状区分として，地層境界，節理と，それ以外の分離面については，平滑か否かの4区分とした．

地層境界（10例）……地質の不連続面が劣化しすべりもしくは破断による崩落転倒を生じたタイプの崩壊である．崩壊形式はすべり型が多いが，規模を特定することは難しく，最終崩壊面を絞り込むためにはボーリングなどによる詳細調査が必要である．

節理（7例）……[越前海岸][17]以外は多数の柱状節理が発達する斜面であり，[大天狗][20]以外は全てオーバーハングを伴う．最終分離面の位置は全て背面で，構造は急立と流れ盤とがある．これらの崩壊はオーバーハングと多数の柱状節理の分布から崩壊することは予測されるが，どの節理が破壊されるかの特定が難しいタイプである．

平滑分離面（褐色化3例，新鮮6例）……最終分離面の位置は背面・底面・側面と多様であり，[狩場][21]や[川下][6]のように背面のどの部分が破壊するかに調査の主眼がおかれるもの（図-3 参照）や，[北陽][8]や[鷹ノ巣 C][21]のように底面でのすべり破壊面を予測した詳細調査が必要なものがあり，後者では，豪雨や地震等の崩壊を促す短期的なトリガーの評価も必要となる．

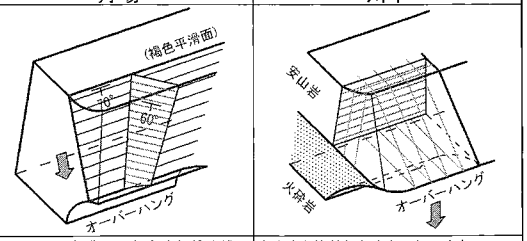
非平滑面（2例;[オネナイ B][21]，[増毛][20]）……数は少ないが，事前に崩壊範囲や最終分離面と特定することが難しい[増毛][20]のような崩壊を予測するためには，落ち残り等の出尾根状となる地形的な原因や，落石の発生などの前兆現象を評価することが重要である．

(2)最終分離面の構造

最終分離面の構造は，その傾斜により流れ盤，受け盤，急立，水平の4つに区分した．

受け盤（3例）……事例は少ないが，素因に亀裂に関連する内容が多く，亀裂の風化劣化及びそれを助長する凍結融解などの把握が重要となる．

流れ盤（18例）……比率は高いが，応力的なアンバランスから崩壊規模等を特定出来ないこの種の崩壊では，中長期的な進行性要素を評価して崩壊のメカニズムを構築する必要がある．その際，最も注目すべき分離面は流れ盤構造のものとする必要がある．また，すべり面となった亀裂には白色脈や粘土挟在が認められている．流れ盤で重要な着目点にキャップロック構造と切土があり，斜面バランスの変化を評価する必要性が指摘される．落石を前兆現象として指摘された事例は全てこの区分に含まれる．



	狩場	川下
主因	褐色化した岩盤背面の急立流れ盤分離面	安山岩と軟質な火砕岩の組み合わせ
伏在要因	これに斜交する褐色化した側方の流れ盤分離面	脚部火砕岩の風化による斜面の後退・オーバーハング
崩壊要因（誘因）	①片側側方岩盤の浸食・欠如	①岩盤の化学的物理的風化
	②流れ盤の分離面と斜面斜交の分離面	（硫酸形成、細片化、脆弱化、亀裂伸張、浸食）
	③背面・側面の強度低下	②小崩壊による脚部のノッチ化
	↑ 崩壊部下部の浸食	③地下水浸透の間隙水圧上昇で上部岩盤亀裂伸張
	④地震動	④斜面クリープで火砕岩頭部に荷重集中

図－3　崩壊形態模式図例

急立（9例）……急立な分離面は，斜面と平行で事前把握自体が困難であるか，複数の分離面から最終的に破断するものを抽出することが困難であるなどするため，崩壊の予測が難しいことが多い．岩盤強度の不足を指摘する事例が多く，特に基部の脆弱層に着目した事例が多い．ほとんどの事例でオーバーハングもしくは脚部浸食が崩壊要因として挙げられている．

水平（1例）……崩落岩体の頭部が水平にせん断して発生している[オネナイ A][21]の1例のみであった．

4. おわりに

まだ起きていない岩盤崩壊の形態を予測する基礎情報として，分離面の組合せからなる分離面モデルと最終分離面に着目した整理を行った．どういった分離面の組合せにより，どのような崩壊形態が起こりうるのかを事前に把握でき，かつ，最終的に破壊する分離面箇所を推察することが可能となれば，岩盤斜面の安定度評価の精度向上につながるとともに，また，そのための調査ポイントの絞り込みにも役立つと考えられる．

文献

1) 室町忠彦ほか(1976)：国鉄沿線における斜面災害の実態(1)，鉄道技術研究報告，No.1012，pp.35-40.
2) 北海道開発庁北海道開発局札幌開発建設部(1982)：一般国道231号浜益郡浜益村雄冬地内雄冬岬トンネル崩壊性地すべり調査報告書.
3) 鈴木哲也ほか(2001)：溶結凝灰岩における地下水流動と崩壊，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.235-238.
4) 豊浜トンネル崩落事故調査委員会(1996)：同報告書.
5) 第2白糸トンネル崩落事故調査委員会(1998)：同報告書.
6) 日外勝仁ほか(2005)：浜益村川下斜面における崩壊と地質，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.45.
7) 一般国道5号小樽市忍路地区斜面対策検討会(2007)：同報告書.
8) 一般国道333号北陽土砂崩落調査委員会(2002)：同報告書.
9) 一般国道336号えりも町斜面崩壊調査委員会(2004)：同報告書.
10) 伊藤彰彦(1987)：帰雲山大崩壊，新砂防，Vol.40，No.4.
11) 網木亮介(1988)：名立崩れ，新砂防，Vol.40，No.5.
12) 山内修（1985）：ナンノ崩壊，新砂防，Vol.38，No.4.
13) 井良沢道也(1986)：大西山の大崩壊，新砂防，Vol.39，No.1.
14) 土隆一(1972)：第四紀地殻変動から見た静岡・大崩海岸の山崩れ災害，土隆一先生記念論文集静岡の地球科学.
15) 渡正亮ほか(1977)：真名川ダムの原石山切取法面崩壊の特性，地すべり，Vol.13，No.4.
16) 森野亮宏ほか(1984)：国鉄沿線における斜面災害の実態(2)，鉄道技術研究報告，No.1262.
17) 平野昌繁ほか(1990)：1989年越前海岸落石災害における岩盤崩落過程の考察，京都大学防災研究所年報第33号B-1，pp.219-236.
18) 渡辺正幸ほか(1992)：国道158号猿なぎ洞門の岩盤崩壊について，土木技術資料，34巻5号.
19) 日本地質学会・日本応用地質学会関西支部合同調査団(2007)：奈良県国道169号法面崩壊調査報告.
20) 一般国道231号増毛道路検討委員会(2009)：同報告書.
21) 北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会(2000)：同報告書.
22) 日外勝仁ほか(2010)：岩盤斜面の既往崩壊事例分析による崩壊原因の整理と崩壊形態のモデル化，土木学会第39回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，pp.299-304.

10. 岩盤崩落の遠心力模型実験と FEM 解析

Centrifugal model test of rock slope failure and the FEM analysis

○日下部祐基，伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）
三浦均也（豊橋技術科学大学），吉田力（(株)ダイヤコンサルタント）
Yuki Kusakabe, Yoshihiko Ito, Kin-ya Miura, Chikara Yoshida

1. はじめに

我が国では，地すべりや岩盤崩壊などの斜面災害が毎年多数発生しており，土木構造物に多大な被害をもたらし，時には人的被害を伴う重大事故も生じている．本研究では，大規模岩盤崩落のメカニズム解明や危険度評価を目的として，一連の遠心力模型実験[1)]を実施している．ここでは，岩盤崩落の遠心力模型実験で観察された破壊に伴う亀裂の進展についてFEMによる逆解析を試みたので，その結果を報告する．

2. 遠心力模型実験と解析モデル

遠心力模型実験は，模型縮尺を解析モデルの 1/70 として供試体を作成した．供試体には既存背面亀裂として所定長さの塩ビ板を片面に剥離剤を塗布して埋め込み，その先端より発生することが予想される新たな進展亀裂の挙動を観測するためにひずみゲージ 10 点（単軸ゲージ 1 枚，二軸ゲージ 9 枚）を貼付した．

模型供試体の材料は，予め配合決定したモルタルを用いた．モルタル配合に用いた目標強度は，遠心力載荷装置の最大遠心加速度 100G 以下で模型供試体が崩落する強度を想定して一軸圧縮強さ qu=1.80MN/m^2 とし，配合試験の結果から材料配合比をセメント C：砂 S：カオリン粘土 N=1:4:1，水セメント比 W/C=2.5 とした．実験後，岩盤模型の供試体からコア試料を採取して一軸圧縮試験，および圧裂引張試験を実施して力学特性を求めた．

解析モデルは，図-1 に示すように 2 次元岩盤崩落モデルとした．解析に用いた岩盤定数は，遠心力模型実験後のコア試料の試験結果を用いて算出した．表-1 に解析に用いた岩盤定数を示す．FEM 解析では，岩盤を弾塑性体として解析した．

3. 実験結果と FEM 解析

3.1 遠心力模型実験[2)3)]結果

実験結果を表-2 に示す．また，図-2 に供試体破壊時の CCD カメラ画像を示す．実験の観察では，以下の事項が確認された．

- 背面亀裂先端より亀裂が伸長し突出部が破壊した．
- 供試体内部の引張ひずみが増大した．
- 破壊は，一瞬である．
- 破壊面は，引き剥がされたように壊れており，滑った痕跡はない．
- 破壊面は，オワン型の形状を示す．

また、特に注目されることとして，供試体の破壊は局所的な破壊が上端から下端にかけて連続して発生しており，「破壊の連鎖」が生じていると考えられた（以下，この現象を連鎖破壊と呼ぶ）．

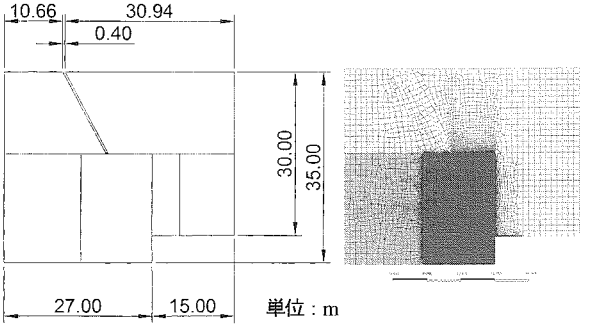


図-1 解析モデルの寸法図およびメッシュ図

表-1 解析に用いた岩盤定数

ポアソン比 ν	ヤング率 E(MN/m^2)	単位体積重量 γ_s(MN/m^2)
0.35	1420	0.018

粘着力 c (MN/m^2)	内部摩擦角 φ(°)	引張強度 σ_s(MN/m^2)
0.35	41.0	0.2

表-2 遠心力模型実験結果

崩落加速度 $n_f(G)$	岩盤模型の引張強度 σ_t (MN/m^2)	岩盤模型の単位体積重量 γ_t (MN/m^2)	岩盤模型の一軸圧縮強さ qu (MN/m^2)
15.0	0.20	0.018	1.61

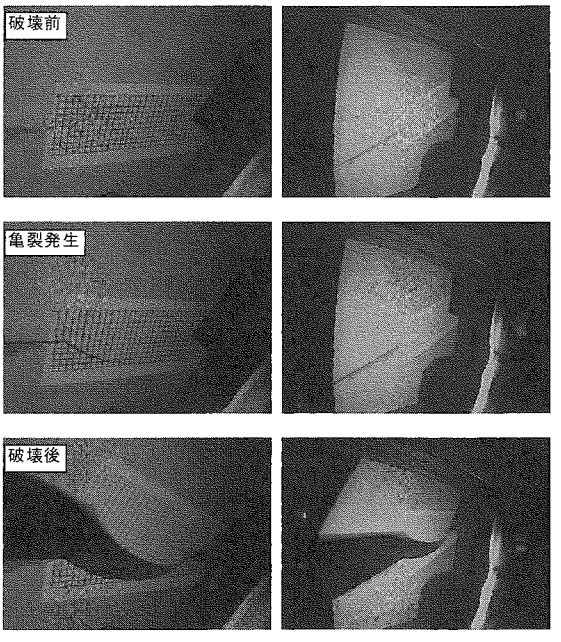


図-2 供試体破壊状況画像

また，図-3 に示すように遠心力実験による実際の破壊部位が，解析による安全度評価で想定された部位と異なる様相を示した．このような結果に至った要因としては，FEM 解析が静的な解析であることから，破壊の進行を表現していないことが推測された．静的解析であるために，破壊が生じる寸前の状態を表現しており破壊進行時の状況とは異なる状況を示していることが考えられた．

3.2 FEM 解析結果

FEM 解析で破壊の進行の表現を試みた．解析では，破壊のトリガーとなる初期破壊を数値解析で評価することが必要である．ここでは実験観察の結果から初期破壊として引張破壊に注目し FEM 解析を行った．さらに「連鎖破壊」を考慮して，最初の解析で引張破壊箇所から最も応力が作用していると考えられるメッシュを除去し，次の解析を実施するステップ解析を行った．このような解析の繰返しによって，連鎖破壊の表現を試みた．

実験の供試体は，1/70 で作成されているが，数値解析では，実寸の寸法に戻して検討を行った．遠心力模型実験では，15G 載荷時に破壊が生じたため，この載荷を実寸に変換して，15/70=0.214G として自重載荷した弾塑性解析を行った．結果として 8 次破壊までのステップ解析となった．

図-4 に各ステップの引張破壊範囲の解析結果を示す．実験の観察では，岩盤内部での破壊は突出岩体上部から亀裂が下方にオワン型の形状で進展していた．この状態に近い状況を数値解析で表現することができ，供試体に生じた引張破壊が一気に拡大する様子を解析でも表現することが可能であることが示唆された．また，解析から破壊のトリガーは引張応力である可能性が高いことが推察された．

この結果は，実験時の破壊形態を FEM 解析で表現（再現）することができたことから，岩盤斜面評価としての FEM 解析の弱点を補完する方法の概念が見つけられたと考える．

4. まとめ

岩盤崩落の解析では，連続体とした岩盤に局部破壊が生じていない間は，静的な応力状態を示すと考えられる．しかし，内部応力が許容値を超えると破壊は動的な状態となり，連続体内部の応力状態は，形状変化に連動して瞬時に変化しながら，連鎖破壊が生じることになると推測される．このような破壊形態を FEM 解析により表現することができた．

参考文献

1)日下部祐基，三浦均也，伊東佳彦，表真也：極限平衡解析による岩盤斜面の簡易安定度評価法の適用と検証事例，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol. 67，No. 2，pp.228-239，2011.

2)日下部祐基，伊東佳彦，阿南修司，三浦均也：岩盤斜面の安定度評価に関する FEM 解析と遠心力模型実験の比較，平成 22 年度土木学会北海道支部論文報告集，C-7，2011.2.

3)日下部祐基，伊東佳彦，阿南修司，三浦均也：岩盤斜面の安定度評価に関する FEM 解析と遠心力模型実験，第 46 回地盤工学研究発表会論文集，pp.1889-1890，2011.7.

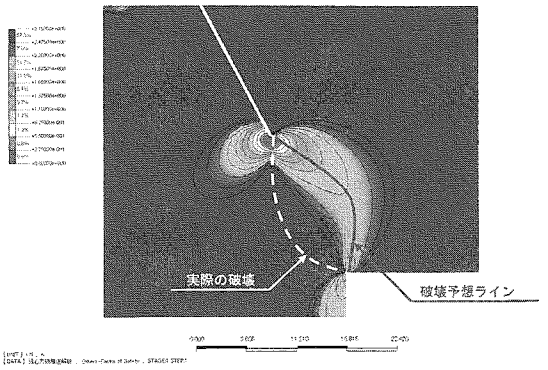


図-3 亀裂進展ライン

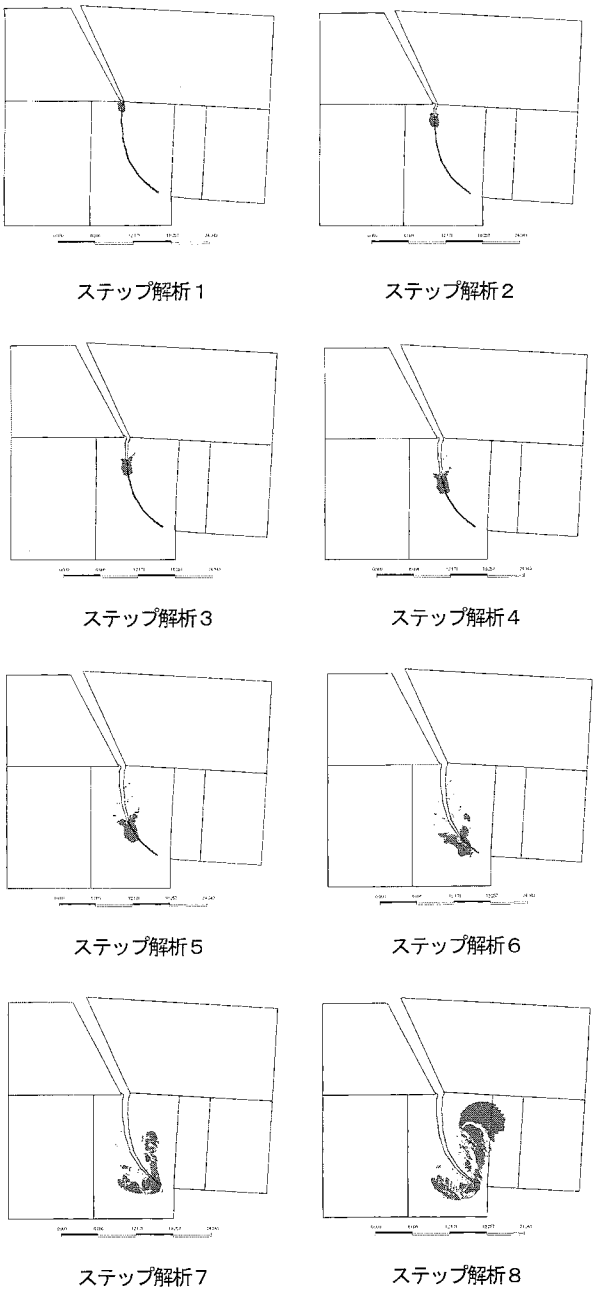


図-4 FEM ステップ解析結果（引張破壊範囲図）

11. 日本における二酸化炭素地中貯留の地質学的課題に関する一考察

A study for geological problems of CO_2 geological Storage in Japan

○平松晋一（応用地質株式会社），大岡政雄（同），竹島淳也（同），下山みを（同），瀬口真理子（同）
東宏幸（同），亀谷裕志（同），小西千里（同），池田誠一（同）

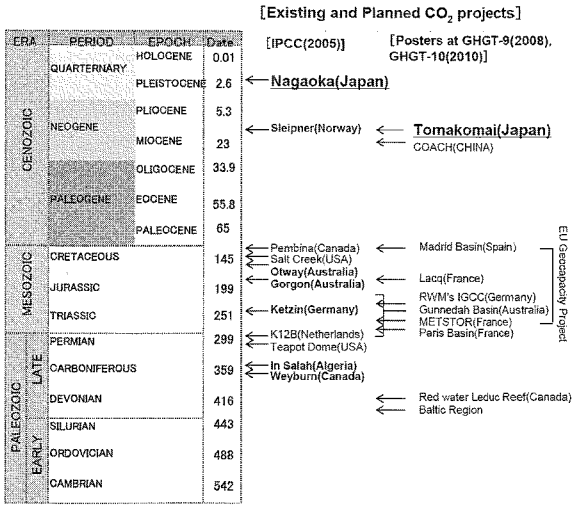
1．日本の CCS における地質学的課題

近年，地球温暖化対策技術のひとつである二酸化炭素地中貯留（CCS：Carbon Dioxide Capture and Storage）技術の実用化に向けた取り組みが世界各国で行なわれている．CCS は，火力発電所等の大規模排出源から分離回収した大量の CO_2 を地下深部塩水層に貯留し，封じ込めるものであり，その成否は貯留対象地点の地質特性に大きく依存している．

図―1は，各国の CCS プロジェクトについて，貯留層の地質年代に着目して整理したものである．これによると，海外のプロジェクトでは，ほとんどが中生代から古生代にかけての古い時代の地層を貯留層としている．これに対し，日本の長岡プロジェクトでは第四系更新統，苫小牧の実証試験では新第三系を貯留層としており，海外に比べはるかに若い時代の地層が貯留対象になっている．

この違いは，日本列島の基本的な地質構造の特異性に起因するものである．すなわち，日本列島は太平洋プレートやフィリピン海プレートが潜り込むサブダクションゾーンのフロントに位置しており地質構造が複雑で断層や褶曲構造が発達している．このため，日本において CO_2 の貯留層として適するような連続した地質構造を求めると，新第三紀以降の比較的新しい時代の堆積盆に限られる．

このように，日本においては海外に比べ，より新しい時代の軟質な地層に CO_2 を貯留することになることから，次に示すような水理特性や力学特性などに関する日本特有の地質学的課題が存在すると考えられる．



図―1　主要な CCS プロジェクトにおける CO_2 貯留層の年代比較

① 遮蔽層が軟質であることによる CO_2 圧入時の力学的安定性の問題．
② 遮蔽層が高孔隙率であることによる CO_2 圧入後のシール能力の問題．
③ 貯留層が不均質であることによる CO_2 挙動の不確実性の問題．

これらの地質学的課題は，日本の CCS プロジェクトで見込まれる貯留可能量の評価に大きく影響してくるばかりでなく，貯留した CO_2 の漏洩リスクなど，CCS プロジェクトの安全性にかかわる．筆者らは，これらの課題に対処するため，次のような研究を進めている．

a）軟質な遮蔽層の力学的安定性（強度・変形）
b）軟質な遮蔽層のシール能力（エントリー圧力）
c）サイスミックインバージョン及びロックフィジックスを用いた貯留層のモデリング

本論文ではこれらの成果の一部を紹介する．

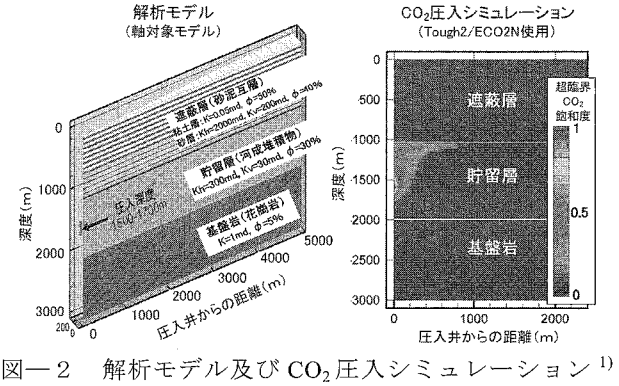
2．遮蔽層の力学的安定性の検討

固結度の低い更新世から鮮新世の堆積層からなり，地盤データが豊富な大阪湾を対象として，簡易な地質モデルを作成し，CO_2 圧入による地盤の変形量及び破壊の可能性について検討を行った．

ここでは，CO_2 圧入シミュレーションにより地盤内の CO_2 分布と圧力上昇量を求め，その圧力分布を入力荷重として水－応力連成解析を実施して遮蔽層内に発生する応力と変形量を算出し，検討に資した．

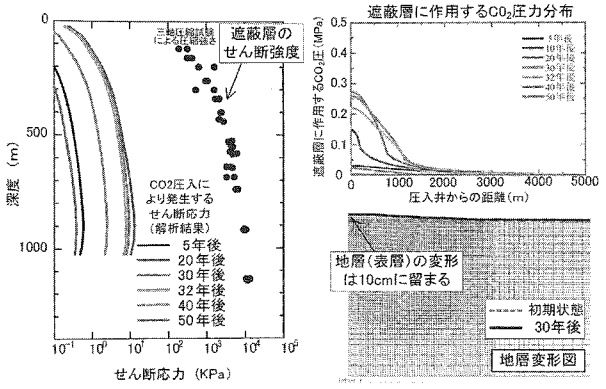
図―2に解析モデルと CO_2 圧入シミュレーション結果を，図―3に CO_2 圧入によって発生したせん断応力と地盤強度との比較及び地盤変形量などを示す．

この解析結果では，CO_2 圧入によって発生するせん断応力は遮蔽層のせん断強度の 1/100 以下であり，遮蔽層の強度は十分確保されていると考えられる．一方，地表の変形は最大 10cm 程度であるものの，今後詳細



図―2　解析モデル及び CO_2 圧入シミュレーション[1)]

な地質モデルや条件で検討すべき対象と考えられる．



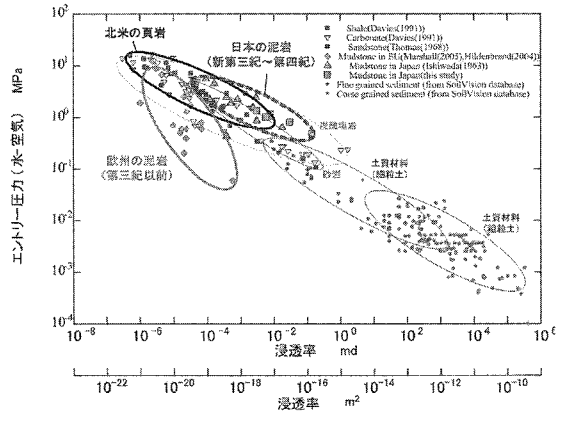
図―３　CO_2圧入による遮蔽層のせん断応力と変形 [1)]

３．遮蔽層の CO_2 シール能力の検討

CO_2 のシール能力を評価するためには，遮蔽層へ CO_2 が浸入するための最小の圧力（エントリー圧）を知る必要がある．しかしながら，国内の堆積盆を形成する新第三紀～第四紀の粘土・泥岩のエントリー圧に関する知見の蓄積は進んでいない．

よって，筆者らは，粘土・泥岩のエントリー圧の発生メカニズムや評価法について検討を進めるとともに [1)2)]，実験や国内外の文献調査により粘土・泥岩のエントリー圧に関するデータの蓄積を進めている [2)]．

図－４は，岩石から土質材料までの広範囲の地盤材料に関するエントリー圧と浸透率との関係をプロットしたものである．日本の第三紀～第四紀の泥岩のエントリー圧は 0.5～5MPa で，日本の若い時代の地層でも高いエントリー圧が期待できるものと考えられる．



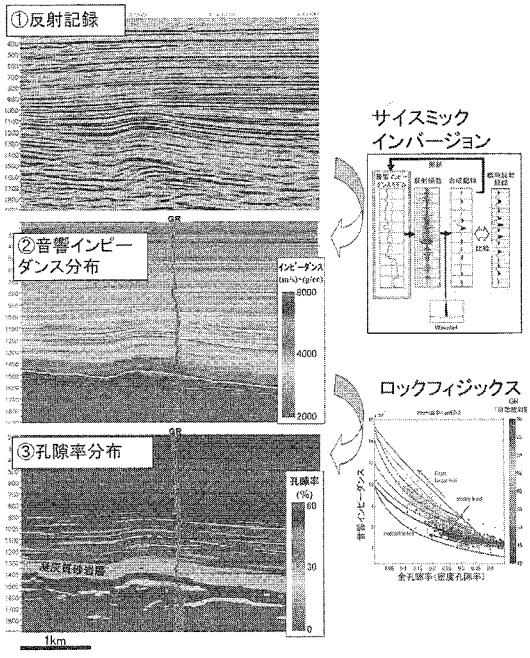
図―４　エントリー圧力と浸透率との関係 [2)]

４．貯留層のモデリング

CO_2 貯留可能量の算出や貯留層の性能評価にとって重要なパラメータの一つとして孔隙率がある．そこで，反射法地震探査の波形記録を用いたサイスミックインバージョンにより音響インピーダンス分布を求め，さらに検層結果から得られた孔隙率と音響インピーダンスの関係を用いて，貯留層の孔隙率分布を求める手法を検討した（図―５）．なお，孔隙率分布は，ロックフィジックスモデルを適用して砂質岩と泥質岩のトレンドを求め，砂質岩のみ評価する処理を施してある．

検討対象とした地域では，更新世～鮮新世の地層が深度約 2000m まで分布し，深度 1500m 付近の凝灰質砂岩が貯留層の候補となっている．図―５③では，孔隙率約 30%，厚さ約 150m の凝灰質砂岩が数 km に渡って連続的に分布しており，貯留層として大変有望であると判断できる．

以上の評価手法は，貯留層の評価にとって重要な孔隙率で可視化できることから，貯留層の適否の判断やモデリングに対して大変有効であることが分かる．



図―５　サイスミックインバージョン結果

５．おわりに

本稿にて紹介した日本の CCS における地質学的課題に対する検討は，数地点でのケーススタディあるいは限られたデータや条件での結果である．今後，多様な地層や条件に関する検討を進め，知見やデータを蓄積していくとともに，評価技術の課題や留意点も合わせて整理していく必要がある．

また，日本の CCS の実用化に向けて，これらの地質学的課題の研究成果を実務で有効に活用するため，既存の日本の貯留層データベース [3)]にこれらの新たな知見を反映させて更新していくことも重要と考えられる．

文献

1) 財団法人地球環境産業技術研究機構（2009）：大規模排出源近傍の軟質地盤における帯水層貯留の遮蔽層安全性検討

2) 独立行政法人新エネルギー・産業技術総合開発機構（2010）：大規模排出源近傍の CO_2 地中貯留リスク評価のための基礎データ収集

3) 財団法人地球環境産業技術研究機構（2008）：二酸化炭素地中貯留技術開発，平成 19 年度成果報告書

12. 複合面構造に着目した低角度断層の連続性評価

Evaluation of continuity of the low angle slips by the composite planar fabric

(ダム基礎岩盤における低角度小断層の事例)

玉田晶久（兵庫県 西播磨県民局 光都土木事務所）
○ 山脇真二, 川合功一, 梶山敦司（株式会社 建設技術研究所）
Akihisa Tamada, Shinji Yamawaki, Kouichi Kawai, Atsushi Kajiyama

1. はじめに

ダム基礎岩盤に低角度弱層が分布する場合, その分布位置, 連続長や挟在物質によっては, 堤体の安定性に影響を与える可能性がある.

一方, ダムサイト地質調査の主体となるボーリング調査において, 高品位ボーリングやボアホールテレビ観察が実施されていない場合, 弱層の分布や連続性を適切に判定することは難しい.

本報告では, 堤高 60m 級ダムの基礎岩盤中に分布し, 連続性が十分に把握できない低角度弱層について, 連続性を評価する新たな手法として, 弱層に認められる複合面構造と弱層の延長との関係から評価を行った結果を報告する.

2. 課題点と調査目的

調査地の地質は, 古生代二畳紀の夜久野複合岩類の変斑レイ岩を主体とする. 本岩は硬質な塊状岩盤であるが, 幅 3cm 以下の小規模な低角度弱層が 30 条程度分布する.

これらの弱層の連続性については, 弱層の幅と長さ等の関係による検討が行われていたが, 従来工法ボーリングのみでは十分に評価できていなかった.

調査地に分布する弱層にはリーデルせん断による複合面構造が発達しており, 弱層と複合面構造とには関連性が認められる. したがって, 弱層は断層であり, その連続長は複合面構造から推定できると判断した.

本調査は, 低角度弱層の連続性について, 複合面構造を用いた新たな手法により判定し、堤体への影響を評価することを目的として実施した.

3. 調査の手順

本調査・検討の手順を図 3.1 に示す.

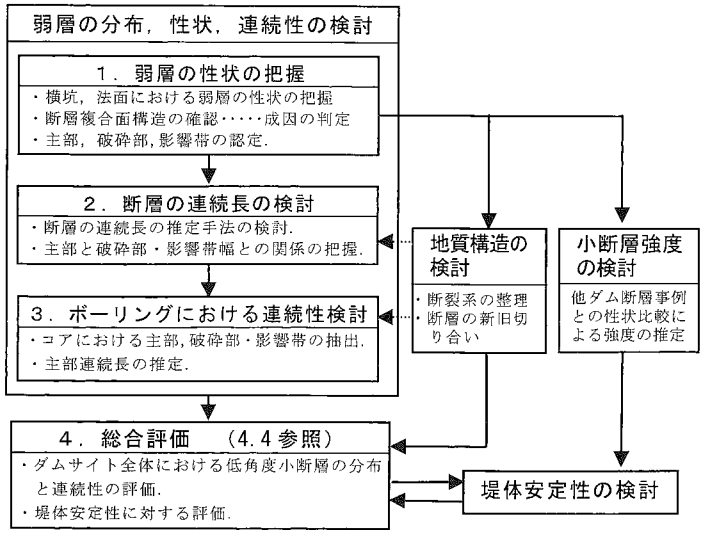


図 3.1 調査・検討の流れ図

低角度弱層の連続性検討は, 以下の手順で実施した.

① 横坑(7 坑)及び長大法面（約 5,000m²）にて弱層の性状を把握し, 成因(断層)を明らかにするとともに, 連続性検討に関わる主部, 影響帯等を抽出した.

横坑では端部を確認できる断層が限られることから, 法面もダム敷と同一の断裂系であることを確認した上で調査対象とした. また, 同一応力場での形成された中～高角度小断層も調査対象とし, データ信頼度の向上を図った.

② 断層主部の延長と, 複合面構造における主部, 破砕部, 影響帯の幅, 構成物質, 傾斜角等との関係を用いて, 連続長の評価手法を検討した.

③ 横坑や法面の情報をボーリング(48 孔)へと展開し, ボーリングコアにおける断層主部, 影響帯等を抽出した上で、②で把握した主部の連続長と影響帯等との関係を用いて連続長を推定した.

④ 上記の結果と, 地質構造や断層強度の検討結果を総合し, 低角度小断層の連続性と堤体への影響の評価を行った(4.4 参照）.

4. 調査結果

4.1 低角度弱層の性状の把握

(1) 弱層の成因と断層複合面構造

低角度弱層は, 横坑や法面における観察の結果, 鏡肌や条線を有し, 変位が確認され, リーデルせん断におけるR1 面, P面, Y面等の複合面構造が認められることから, 断層（低角度断層）であると判定した.

R1 面, P面は, 断層主部の周辺に分布するせん断面であり, 挟在物は確認されない。Y面は, 断層の成長 によってR1 面, P面等がせん断方向に連続して形成されたものであり, 形態的に長く, 挟在物を有しており, 断層主部をなしている.

脇坂 2)は, 重力ダム設計上, 低角度断層の連続性に関しては, Y面方向の連続性が重要としている.

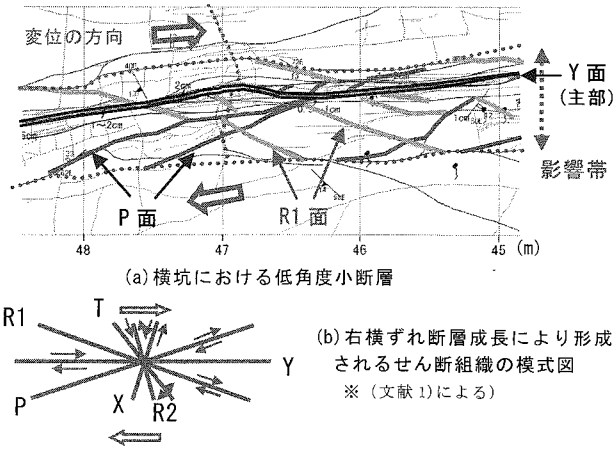


図 4.1 低角度小断層の複合面構造

(2) 低角度断層の主部,破砕部,影響帯

低角度断層に発達する複合面構造と断層主部とには関連性が確認されたことから,それらの関係から断層の連続性を推定できる可能性があると判断し,相関を検討するために以下に示す断層構造を抽出した.抽出時には,主部の端部状況や影響帯の膨縮も考慮した.

・主部:挟在物(表 4.1)を有する弱部。 鏡肌等のせん断面を有し,傾斜 40° 以下(低角度).

・破砕部:主部の周辺において,割れ目が密に発達している範囲(割れ目間隔 1 cm程度以下).

・影響帯:P面,R1面等の剪断面が分布する範囲.割れ目頻度は周囲より高い.

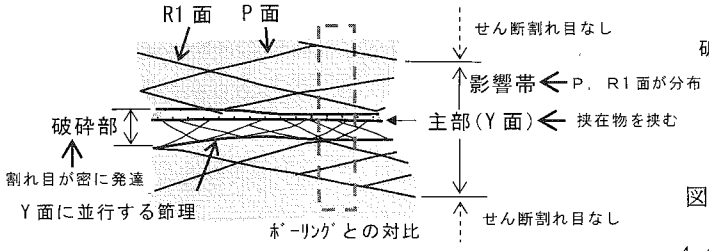


図 4.2 横坑・法面における主部,破砕部,影響帯

表 4.1 断層主部の性状(挟在物)区分

区 分	a (粘土)	b (砂質シルト)	c (細礫状部)
挟在物概要図	軟質な粘土～シルト	砂分を伴うシルト	細礫状～砂状化しシルトを混入

4.2 断層の連続長の検討

小断層主部(小規模断層であるため,以下では小断層と呼称)と影響帯,破砕部等との関係を検討した.

検討の結果,主部の延長と影響帯及び破砕部の幅には相関があることが判明した(図 4.3, 4.4).主部の延長 5m以下と短い小断層は、影響帯幅 15cm 以下、破砕部幅 5cm 以下を示している.

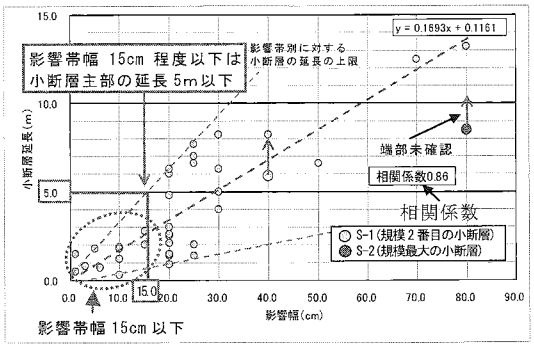


図 4.3 影響帯幅と小断層延長の相関図

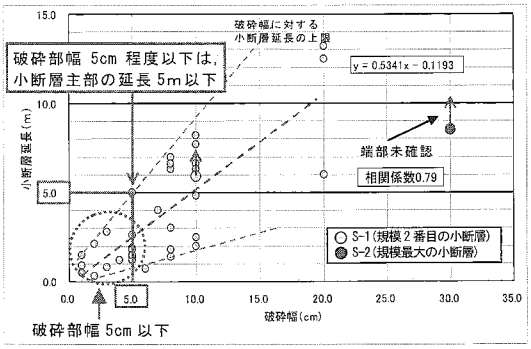


図 4.4 破砕部幅と小断層延長の相関図

4.3 ボーリングにおける連続性検討

ボーリングコアにおいて,横坑や法面で得られた小断層の特徴をもとに,主部,影響帯,破砕部を抽出した.

主部は,挟在物箇所に加えて,細粒分の流出を考慮して,かみ合わせ不良箇所も抽出した.

抽出した主部および影響帯について,4.2 に示した関係を用いて連続長を推定した.連続長の判定指標は,コア不良による影響を受けにくく,主部延長と相関係数がより高い影響帯を優先した.

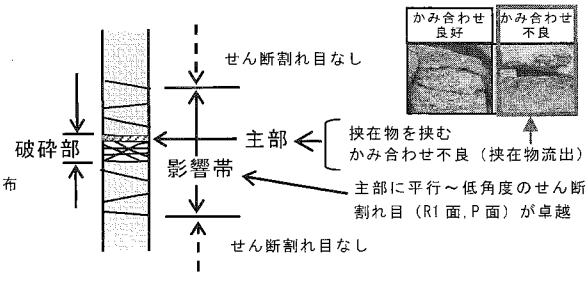


図 4.5 ボーリングにおける主部,破砕部,影響帯

4.4 総合評価

全ての低角度小断層について,図 4.6 の手順で総合評価を行った.

①では本調査で得られた主部延長と影響帯幅等との関係から,延長 5m以下の短い小断層は堤体の安定性に影響しない(安定性を別途確認)と評価して棄却した.

残りの小断層については,②岩脈や他の断層による不連続,③堤体との位置関係による影響の有無,④安定計算による検討を行い,堤体の安定性に影響する低角度小断層は存在しないことを確認した.

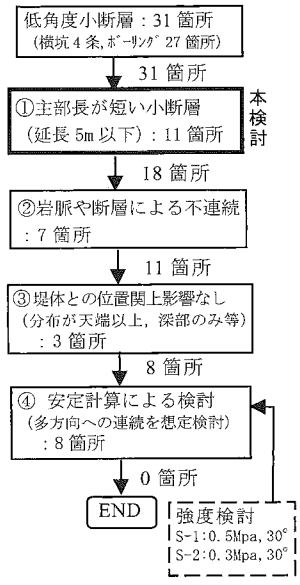


図 4.6 総合評価の流れ図

5. おわりに

本調査では,従来工法ボーリングのみでは把握できない低角度小断層の連続性について,断層の複合面構造を用いた手法を用いることにより,客観的な評価を行うことができた.

本調査の手法は,類似した地質および断層において,連続性や強度を推定する有効な手法になる可能性があると考える.

独立行政法人土木研究所脇坂地質監には,本調査・検討を進めるに当り大変御世話になりました。また,静岡大学 林教授には現地にて御指導頂きました。ここに深く感謝致します.

文 献

1) 狩野謙一・村田明広(1998):構造地質学,朝倉書店 298P.

2) 脇坂安彦(2010):形成過程を考慮した断層の滑動面としての評価, 日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会論文集 PP.9-10

13. 地震地すべりの背後に見られたノンテクトニック断層

Nontectonic Faults found behind the Earthquake-induced Landslide

野崎　保（㈱アーキジオ 東京）
Tamotsu Nozaki

1. はじめに

Lettis *et al.*(1998)[1] は，「ノンテクトニック断層は地盤の変形を起こすものの，大きな地震や地盤振動を生じない，すなわち非起震性である．その物理特性はテクトニック断層に似ているが，それを引き起こす力と生じうる災害の観点において異なるものである．ノンテクトニック断層は主に斜面変動・融解・蒸発岩の移動・火山活動・堆積物の圧密・除荷による応力解放によって生ずる．」と記述している．

2007 年中越沖地震によって発生した米山町聖ヶ鼻の地すべり斜面背後において，切土施工中に見事な断層が観察された．この断層は新しい地表変状を伴っておらず，今回の地震に伴って発生したものでないことは明らかであるが，その露頭性状はテクトニック断層となんら変わらない．しかし，おそらく過去の初生的な斜面変動に伴うものであり，ここではその特徴とノンテクトニック断層とする根拠について報告する．

2. 断層の性状・配置

地質状況の記載は，すでに概況を報告済み[2]でありここでは省略するが，地すべりを生じた地層は新第三紀中新世後期の砂岩泥岩互層である．詳細は近いうちに日本地すべり学会地震地すべりプロジェクト委員会による報告書に掲載される予定である．

写真-1 は図-1 に示した地質図の中央からやや上部にかけての切土施工中に観察された断層露頭である．写真からも明らかなように，この断層は右落ちの正断層であり，上下盤共にほとんど乱れのない砂岩泥岩互層である．断層の破砕幅は 40～50cm であり，南西側に高角度で傾斜している．



写真-1　北側から南東方向に撮影した断層露頭

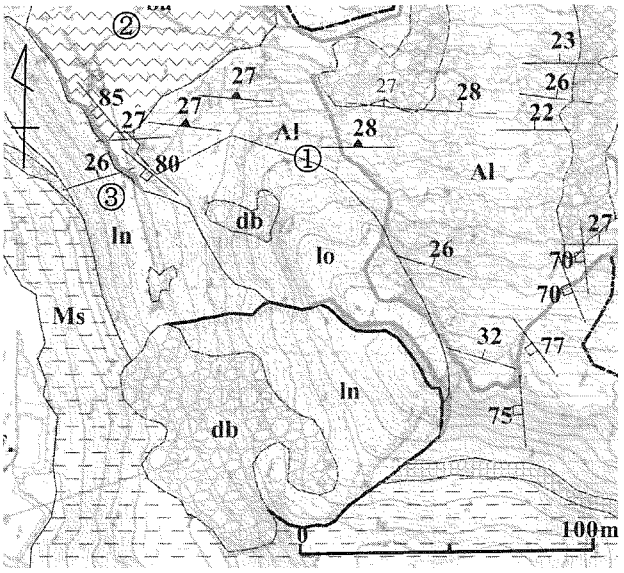


図-1　聖ヶ鼻受け盤地すべり付近の表層地質

ln：新規地震地すべり移動層，db：崩壊土砂，lo：旧期移動層，Al：砂岩泥岩互層，Mn：泥岩層，　③：写真撮影位置

一方，写真-2 は被災直後の状況を北側から南方に向かって撮影したものである．写真の中央上部の植生で被われた箇所が写真-1 の切土箇所である．この断層は，その走向から写真中の自動車の位置あたりに延びていくはずである．しかしながら，周辺は全面露頭であり，小断層すら認められない状況である．また，写真-3 は，図-1 の左上部（写真-2 の右端）にある道路脇の露頭である．この露頭は一部小崩壊し多少緩みが生じてはいるものの，一見しっかりした岩盤露頭のように見える．しかし，図-2 のスケッチ図に示すように，2 本の小断層があり，中央部を残して両側が落ちているように見える．しかしながら，実際には左側の岩盤のみが不動の基盤岩であり，中央の岩塊を含めて右側の岩盤は移動岩体である．

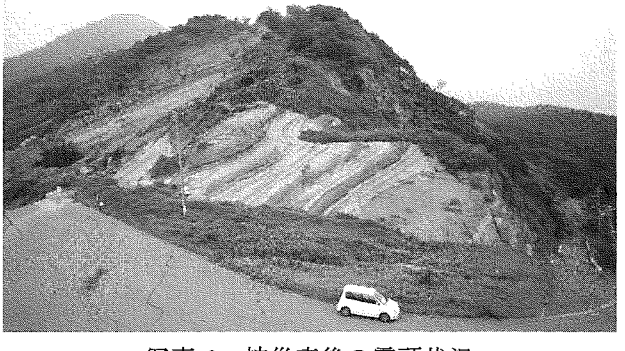


写真-2　被災直後の露頭状況

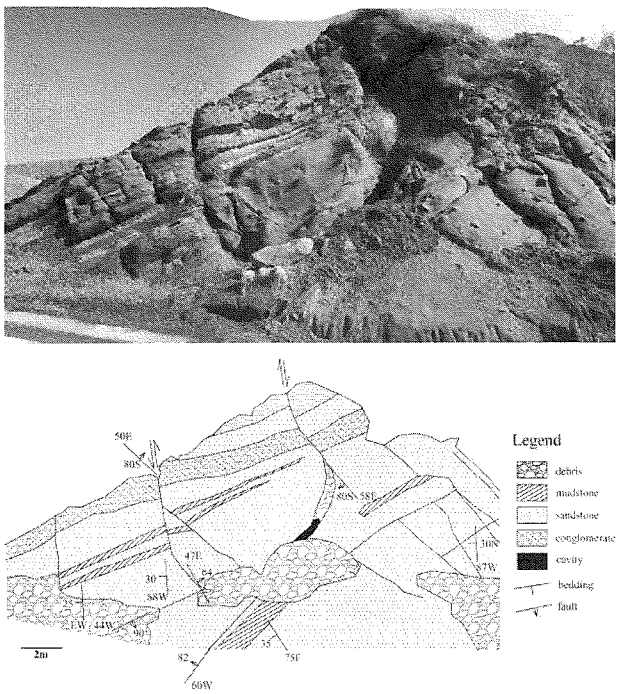


写真-3，図-2　岩盤露頭とスケッチ図

さらに，図-3 は図-1 下部に示した受け盤斜面での地震地すべり（ln）の対策として施工された切土斜面のスケッチ図である．ボーリング調査等によって確認された地震地すべりによる崩土は完全に排除されている．しかし，ここでも切土斜面の上部には概ね南北走向で西傾斜の高角度な正断層が認められた．また，その下方には厚い破砕帯があり，破砕帯下面には層理面に沿った北傾斜の断層も確認している．

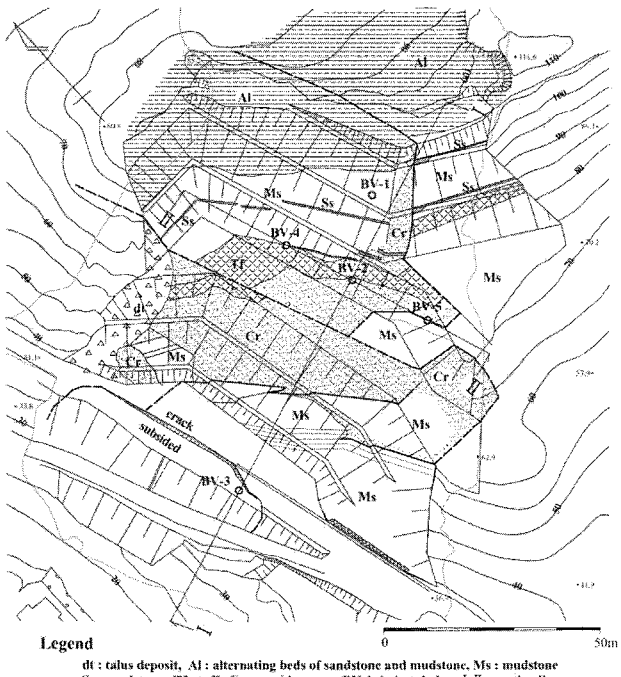


図-3　受け盤地すべり排土施工後のスケッチ図

3．考察

写真-1 に示した断層の上下盤は，ともに乱れのない整然とした地層であり，露頭観察のみではテクトニック断層との識別は困難である．しかしながら，その北西側延長部は切土施工前に砂岩泥岩互層の見事な露頭が見られた箇所であり（写真-2），断層がないのは確実である．また，南東側延長上も層理面に沿った流れ盤の岩盤崩壊が生じ，広く層理面が露出したが，高角度な割れ目はあるものの断層変位は認めらない．したがって，この断層は横方向に直線的に延びるものではないことは確実である．一方，受け盤地すべりの排土による切り土法面上部で確認された断層は落差 10m 近い正断層で，西に傾斜する高角度な断層であるが，層理面沿いの断層と交差する部分で弧状を描き緩くなる傾向が見られる．また，この断層の走向はほぼ南北方向であり，露頭での追跡はできなかったが，北側で前述の断層に連続するものであることは確実である．さらに写真-3（図-2）に示した露頭の状況も加味すると，この断層は明らかに過去の岩盤変移（図-1 の lo 部分）によって形成されたものであり，その直接の原因は今回のような地震動によるものである可能性が高いが，基本的には斜面変動によるものであって，ノンテクトニック断層と認定すべきものである．

なお，この岩盤変移は，褶曲時に形成された層面断層と高角度な割れ目を利用して発生したものであり，地質構造上は受け盤というよりは走向盤である．このために北側側部の岩体に抑制されて大きくは変移できず，今回も風化の進んだ部分が局所的に崩壊したものと考えられる．また，この斜面の海寄り直下には JR のトンネルが横断しており，自然斜面の状態よりは地下水位が大きく低下していることも全面的な崩壊を抑制する一助になっていると考えられる．

4．おわりに

今回のケースは比較的露頭条件や解析条件に恵まれたほうであるが，一般にはノンテクトニック断層と言っても露頭規模では起震性のテクトニックな断層との識別は容易ではないことが多い．したがって，Lettis *et al.*[1]が述べているように，テクトニック断層とノンテクトニック断層を識別する決定的な判定法などはほとんどないと考えるべきであり，断層の発生する場の地質構造や地質状況および断層の規模・形態・再動性・変移量・平面断面形状・方向性などその断層の持つ様々な属性を詳細に把握し，すべてを統合した解析が求められる．

文献

1）Lettis *et al* (1998): Is a fault by any other name? Differentiating tectonic from nontectonic faults. *Proc.8th Int. IAEG Congress*. pp.609-627.

2）日本応用地質学会新潟県中越沖地震現地調査団 (2007)：2007 年 7 月新潟県中越沖地震の災害緊急調査報告．応用地質，Vol.48, No.4, pp.192-202.

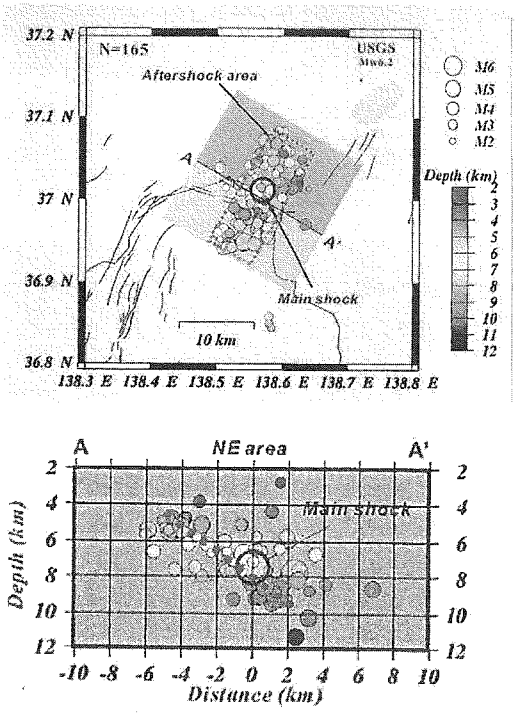
14. 2011 年信越境北東部地震における被害分布

Damage distribution by 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. はじめに

2011 年 3 月 12 日早朝(東北地方太平洋沖地震の約 12 時間後)に新潟県津南町上郷付近を震源（深さ約 8km）とするM6.7（最大震度 6 強）の地震が発生した．余震は図－1 に示した様に北北東－南南西方向に帯状分布し，北西－南東方向の押しによる逆断層タイプの地震 [1] であった．



図－1. 信越境北東部地震の余震分布 [1]

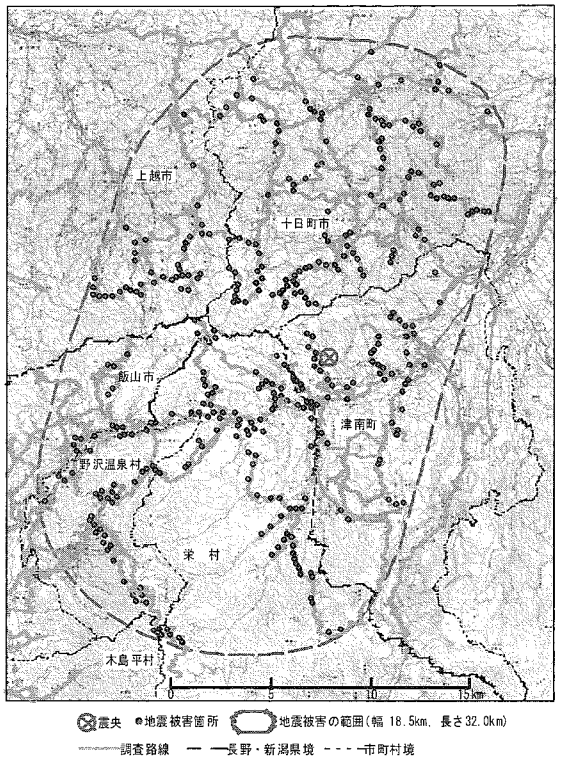
地震に伴い，長野県栄村青倉の中条川左岸で大崩壊（崩壊規模は数 10 万～100 万 m^3）が発生し，崩壊地直下流のV字谷を埋塞して高さ約 70mの天然ダムが形成された．千曲川沿いの栄村・森・青倉・横倉・平滝集落等にかなりの被害が発生したが，被害はさらに広域に分布するとの情報を得て調査を開始した．

2. 調査方法

調査の目的は，個々の地震被害を詳細に記載するのではなく，地震被害の範囲を把握する事に主眼を置いた．調査対象は土木構造物の被害および斜面災害を主とし，建築物の被害の一部を含めた．地震直後は積雪で山地内の調査は実施出来なかったので，5 月の融雪後に捕捉調査を実施した．

3. 調査結果

地震被害の全容（529 箇所）は，図－2 の様に幅 18.5km，長さ 32.0km の楕円形分布となる．被害が長野・新潟県に跨っているので地震名を「信越境北東部地震」，被害範囲を「地震被害の帯」と名付けた．余震分布と被害分布を重ね合わせると，帯状分布の方向は一致するが，被害分布の方が北西方向に広がっている事が分かる．逆断層型の地震においては，断層の上盤側の揺れが大きくなる上盤効果 [2] によるものと推定される．



図－2. 信越境北東部地震による地震被害の帯(赤井原図)

3－1. 分布が限定される被害

(1)構造物自体が偏在：スキー場は 5 箇所あり，4 箇所は長野・新潟県境付近の山地内に存在し，何れもリフトや駅舎等に比較的軽微な被害が発生した．野沢温泉上ノ平スキー場は「地震被害の帯」の南西端に位置し，大きな被害を受けた．アースダムは長野・新潟県境の山地高標高部に存在する 3 箇所において，堤体のクラックや沈下現象等の軽微な被害が確認された．

(2)特殊な地層の分布：液状化現象は，震央近傍の千曲川沿いの栄村森・青倉・横倉・平滝の液状化し易い砂層分布域の段丘地形部にのみ確認された．

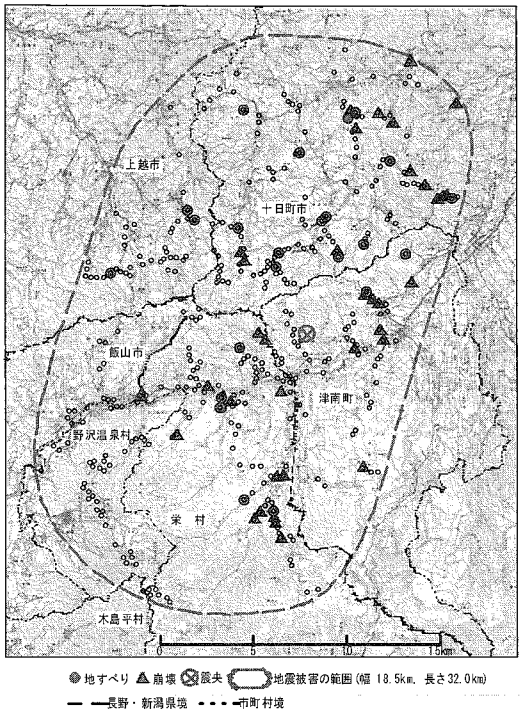
(3)大きく揺れた箇所：坑口付近の施工目地のズレ等が，震央近傍の国道 117 号青倉トンネル・横倉トンネルおよび横倉雪洞（旧国道 117 号）で確認された．橋桁の移動や橋脚の剪断等の顕著な被害も，震央近傍の国道 117 号の 2 箇所で確認された．

3－2. 広範囲に分布する被害

(1)道路面の変状：道路面変状（321 箇所，被害全体の 61%）は，切り盛り境界部での数 cm～10cm 程度の水平・垂直移動が主体であり，「地震被害の帯」の範囲にほぼ一致している．

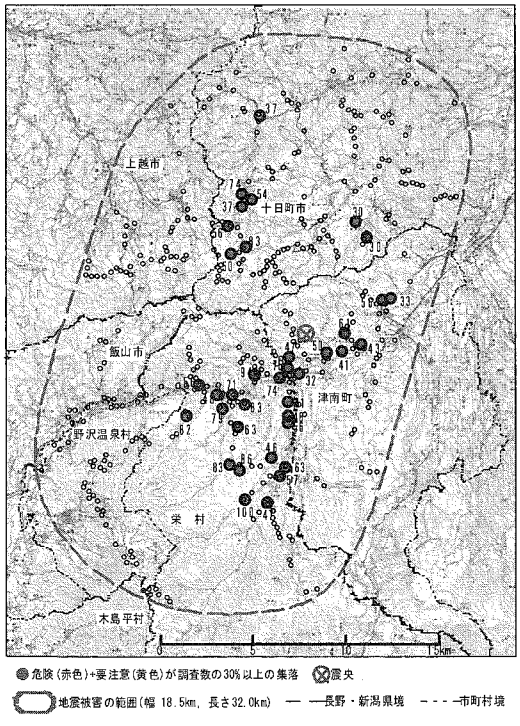
(2)地滑り・崩壊：地滑り・崩壊発生箇所（67 箇所，被害全体の 13%）は図－3 に示した様に，「地震被害の帯」の範囲にほぼ一

致している.



図－3. 地滑り・崩壊発生箇所(赤井原図)

(3)建物被害：市町村が実施した震災建築物応急危険度判定調査結果（栄村・十日町市・津南町のみ）による，「危険・赤色」＋「要注意・黄色」が調査数の 30%以上の集落を図－４に示した（基本データーは各市町村の公表資料による）．被害を受けた集落の分布は「地震被害の帯」とほぼ一致している．



図－4. 建物被害分布図(赤井原図)

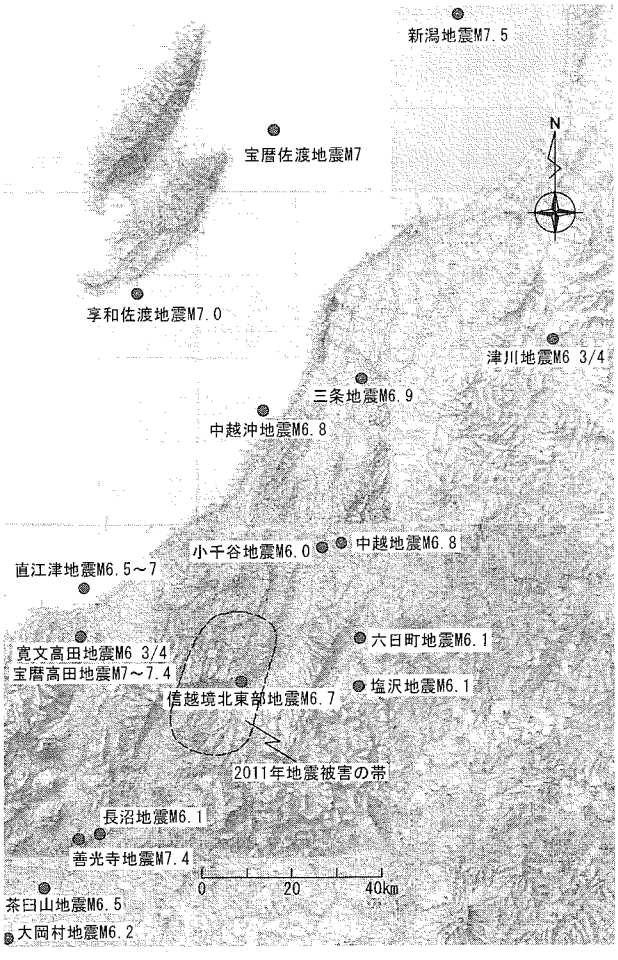
(4)橋台背面盛り土部の沈下：橋台背面盛り土部の沈下や沈下に伴う翼壁の損傷（29 箇所，被害全体の５%）であり，「地震被害の帯」の範囲にほぼ一致している．

(5)擁壁の被害：擁壁の被害（17 箇所，被害全体の３%）は千曲川沿いの国道 117 号に比較的目立つが，「地震被害の帯」範囲にほぼ一致している．

4. まとめ

今回の調査により確認された被害箇所は計 529 箇所である．スキー場・アースダム・トンネル・液状化・橋梁（顕著な被害）の被害箇所は限られた範囲であるが，擁壁・地滑り・崩壊・橋梁・建物・道路面変状の被害箇所は「地震被害の帯」の範囲に分散しており，気象庁の震度階級解説表や酒井等（2006）[3] を参考にすると，「地震被害の帯」の範囲では震度５強～震度６弱の揺れ（１部では震度６強）が発生したものと推定される．

長野県北部～新潟県中部の既往地震の震央と「地震被害の帯」を図－５に示した．「地震被害の帯」は信濃川地震帯 [4] の地震発生の空白部を埋める地震であり，今後は信濃川地震帯における地震活動が注目される．



図－5. 既往地震と「地震被害の帯」(赤井原図)

5. 謝　辞

関係市町村および㈱野沢温泉には資料の提供や調査の便宜で大変御世話になった．記して感謝の意を表する．

(引用文献)

1) www/hinet.bosgi.go.jp/topics/n-nagano110312
2) 気象庁：地震火山月報（防災編），2007 年３月号，p46
3) 酒井久和・他：新潟県中越地震における強震動と道路被害の関係，構造工学論文集，vol.52A，土木学会，2006，p６
4) 日本の地質４中部地方Ⅰ，共立出版，1993，p221

15. 我が国の花崗岩類の化学組成と鉱物組成の化学量論的検討

Stoichiometric Study on Chemical and Modal Compositions of Granitic Rocks, in Japan

○ 荒井　融　（地圏科学研究所）
Toru Arai

1. はじめに

花崗岩類の岩石学的研究において，1990 年代以降，その成因をめぐって微量元素を始め全岩化学組成が扱われることが多く，モード組成の記載は少なくなった．しかし花崗岩類の力学特性や風化・変質特性を扱う応用地質学の分野では，鉱物の種類と量比が重要な意味を持っている．

高レベル放射性廃棄物の地下処分施設周辺では，セメント系材料から浸出する高アルカリ溶液などとの反応により岩石・鉱物が変質し，各種移行抑制機能が変化する可能性が指摘されている．ここで反応に関与する鉱物とその量比は，我が国の地質環境を適切に反映する必要があることから，花崗岩類を例として，鉱物・化学組成モデルの設定を試みた．

2. 検討の考え方

我が国の白亜紀～古第三紀花崗岩類の主要成分の平均化学組成は，ARAMAKI *et al.*[1]により，Differentiation Index (D.I.)を指標として表現されている．この平均化学組成は，Fe_2O_3/FeO 重量比(0.4～0.5)から，概ね ISHIHARA[2] による磁鉄鉱系列とチタン鉄鉱系列の中間的な系列とみなされる．

一方，我が国の花崗岩類の鉱物組成と化学組成の関係は，A-C-F 系[3]を用いて近似的に表現される．花崗岩系列を考慮して設定された各鉱物の化学組成をこの系に投影することにより，平均化学組成からモード組成を化学量論的に導くことができる．

3. 白亜紀～古第三紀花崗岩類の鉱物組成の特徴

文献から花崗岩類の鉱物組合せ（モード組成の知られた約 400 点）を整理すると，主要鉱物として石英・斜長石・カリ長石・白雲母・黒雲母・普通角閃石・単斜輝石が挙げられる．また白雲母―普通角閃石，白雲母―単斜輝石は共存しない．IUGS 火成岩分類図では，有色鉱物として白雲母を含む岩石と黒雲母のみを含む岩石は主に花崗岩の領域に示され，普通角閃石や単斜輝石を含む岩石は主に花崗閃緑岩～トーナル岩～石英閃緑岩の領域に示される（図 3）．

石英・斜長石・カリ長石を含む岩石の全岩化学組成を A-C-F 図に投影して主要鉱物の化学組成と比較すると，下記①～③から，主要鉱物の共生関係と全岩化学組成の間には，A-C-F 系下における化学量論的関係が近似的に成立していると判断される（図 1(A)）．

① 白雲母を含む岩石の全岩化学組成は，白雲母―灰長石―黒雲母の共生を示す領域内に図示される．

② 普通角閃石を含む岩石の全岩化学組成は，ほぼ灰長石―普通角閃石―黒雲母の共生を示す領域内に図示される．

③ 斜長石―黒雲母の共存により，白雲母―普通角閃石または単斜輝石が共存しないことが説明される．

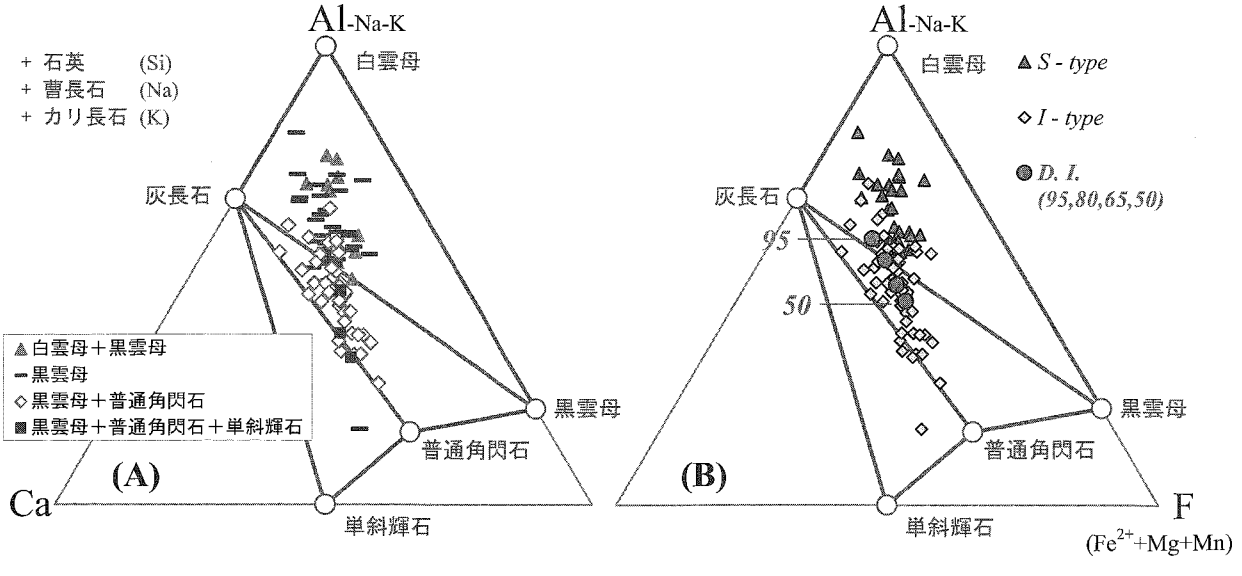


図 1 鉱物の化学組成と全岩化学組成の A-C-F 図への投影
(A) 鉱物組合せ別の投影，(B) 花崗岩系列の指標[4]（Mol.Al_2O_3/ (Na_2O+K_2O+CaO)）と分化作用(D.I.)の関係

4. D.I.の変化に対応するモード組成の計算

ARAMAKI *et al.*[1]によるD.I.=50～95に対応した全岩化学組成（SiO_2, TiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3, FeO, MgO, MnO, CaO, Na_2O, K_2O の10成分）から，以下の手順でモード組成を導いた．なお原著ではD.I.と各成分の重量が直線近似されているが，厳密には非線形とみられる成分も多いことから，目視による補正を行った．

① CIPW ノルム計算と同様に各酸化物の分子比を求め，TiO_2 をチタン鉄鉱，Fe_2O_3 を磁鉄鉱に優先的に配分し，残るFeOとMgO, MnOの分子比を合計してRO（A-C-F系のFに相当）とする．

② 石英・灰長石・曹長石・カリ長石・黒雲母に加え，白雲母または普通角閃石の分子比を未知数とし，SiO_2, Al_2O_3, RO, CaO, Na_2O, K_2O の6成分の分子比を定数項とした連立方程式の解を求め，各鉱物の分子比とする．ここで斜長石は幅広い固溶体組成を有することから，端成分（灰長石と曹長石）を独立した鉱物として扱う必要がある．

③ 各D.I.値に対応する二つの解のうち，全鉱物の分子比が正となる解を採用する．

④ 灰長石と曹長石の分子比から斜長石の組成を得る．

⑤ 各鉱物の分子比と格子定数から体積比を得る．

5. 検討結果

得られたモデルの平均化学組成は，D.I.=50-55 がトーナル岩，D.I.=60-80 が花崗閃緑岩，D.I.=85-95 が花崗岩に分類される．D.I.≦75 で普通角閃石，D.I.≧80 では少量の白雲母が共存し，我が国の花崗岩類の主要鉱物の共生関係と整合する(図2, 図3).

なおCHAPPELL・WHITE[4]による花崗岩系列の指標（Mol.Al_2O_3/(Na_2O+K_2O+CaO)とCIPW norm corundum）を適用すると，モデルの花崗岩類の分化傾向は，ややS-typeに近いI-typeの傾向を示す（図1(B)）．

文献

1) ARAMAKI, S., HIRAYAMA, K. and NOZAWA, T. (1972): Chemical composition of Japanese granites, part 2. Variation trends and average composition of 1200 analyses. *Jour. Geol. Soc. Japan*, 78, pp.39-49.

2) ISHIHARA, S. (1977): The magnetite-series and ilmenite-series granitic rocks, *Mining Geol.*, 27, pp.293-305.

3) 都城秋穂(1965): 変成岩と変成帯，岩波書店，458p.

4) CHAPPELL, B. W. and WHITE, A. J. R. (2001): Two contrasting granite types: 25 years later, *Australian Jour. Earth Sciences*, 48, pp.489-499.

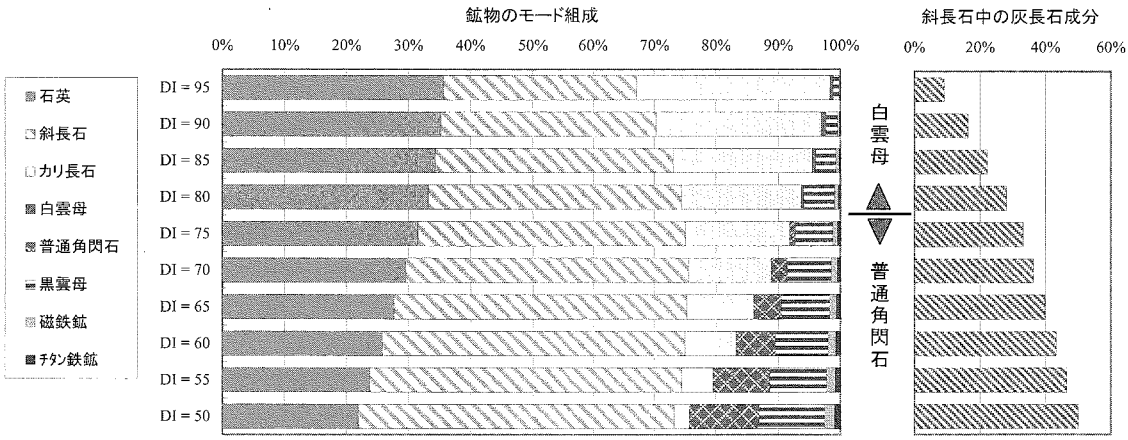


図2 我が国の花崗岩類のモード組成モデル

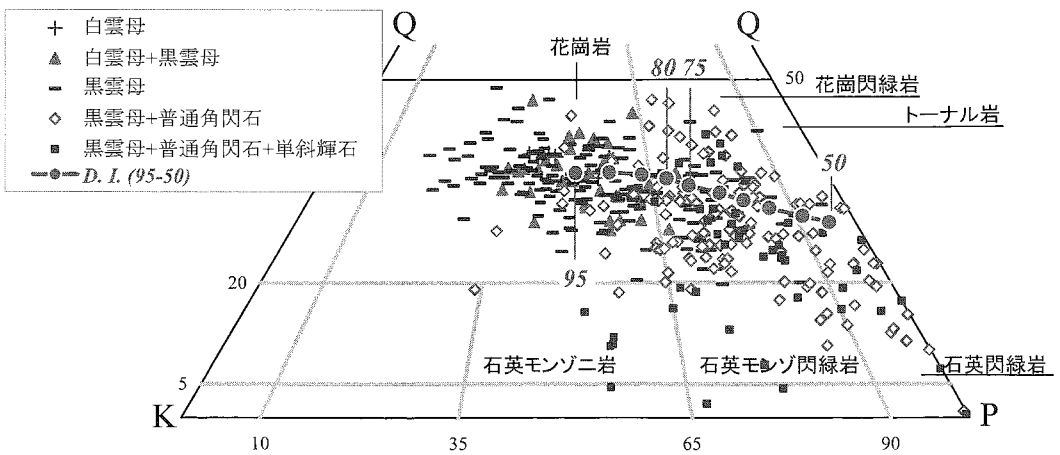


図3 モード組成モデルのIUGS火成岩分類図への図示

16. 北海道北部,函岳のアイヌ伝説（地震）の地形･地質的な背景

Geological background of Ainu oral tradition on earthquake in Mt. Hakodake. northern Hokkaido

○田近淳・大津直・石丸聡・川上源太郎・垣原康之
（北海道立総合研究機構），雨宮和夫（防災地質工業）
Jun Tajika, Sunao Ohtsu, Satoshi Ishimaru, Gentaro Kawakami,
Yasuyuki Kakihara and Kazuo Amemiya

1. はじめに

先住民族であるアイヌの人々は各地に様々な言い伝えを残している．最近，高清水[1)]や新里ほか[2)]は，アイヌ口碑伝説に登場する津波や地震の話の内容や分布が，地震や津波の実態や地理的分布と整合的であることを示し，これらの伝説がアイヌ文化期（11～19 世紀）におけるアイヌの被災体験を反映している可能性が大きいことを示した．これは，史料の少ない北海道内陸の地震履歴の把握にとって重要な指摘である．

更科源蔵の「北海道伝説集」「アイヌ伝説集」には北海道北部，上川地方の函岳の地震伝説が記録されている[3) 4)]．函岳のある北見山地北部は顕著な地震活動は知られておらず[5)]，函岳自体も中新世の安山岩溶岩からなる古い火山であり[6)]，火山性の地震活動も考えにくい．そこで，伝説の地一帯の空中写真判読を行うとともに,既存地質資料の収集を行った.その結果，函岳の山麓には活断層（音威子府断層帯[7)]）および活断層の可能性のある地質断層（ペペケナイ断層：新称）が分布することがわかった（図-1）．

この報告では伝説から推定できる地震と，この地域に分布する活断層の特徴をのべ，この伝説の背景となった被災体験が，これらの活断層の活動による地震によるものである可能性を指摘する．

2. 函岳の伝説とその解釈

「北海道伝説集」による函岳の地震伝説は以下のとおりである。

美深町と北見枝幸の境に千百米級の函岳という山がある。函を重ねたような岩が頂上にあるので名付けられたのであるが，アイヌもシュポペロシキ（中略）といって，昔，この山の麓のシュマロップにアイヌ部落があったが，ある夜，急に函岳が物凄い音をたててゆり動いたので，古老がこれはこの山が神の罰で海の底に沈むのだろうと言ったので，村人は大騒ぎをして避難をはじめた。

ところが，この部落に年老いた母と二人で暮らしていた一人の若者があって，ちょうどそのとき他の国に品物を持って交易に出かけていて不在中であったが，あとでこの騒ぎを聞きつけて母親の安否を気づかいながら，大事なものをしまってある函を背負って大急ぎで帰って来てみると，山はますます荒れ狂い，探す母親の姿はどこにも見出すことができなかった。若者はなおもあたりをくまなく捜し求めたが，ついに母の姿を発見することができず，失意の若者の姿もまもなく見えなくなってしまった。(後略)

函岳の西麓にあたるシュマロップというアイヌ集落の話である。1/2.5 万地形図「恩根内」には美深町の北部、音威子府村との境の近く、天塩川の右岸に「島呂布」と「シュマロップ川」の地名があり、このあたりを舞台とした伝説と考えられる。

山が物凄い音をたててゆり動いたのは，地震として解釈できる．浅い内陸地震では震源域の近くでしばしば音が聞こえることがある[8)]．これはそのようなものかもしれない．物凄い音は島呂布で聞いたものとすると函岳の方向(東北東方向)から聞こえたはずである．村人は避難し、他国に出かけた者が噂を聞いて戻ってくる間も荒れ狂って続いていたということから，単発の地震や遠地の地震ではなく，長期間続いた局地的な群発地震だったのかもしれない．

3. 函岳西麓の地形地質概要

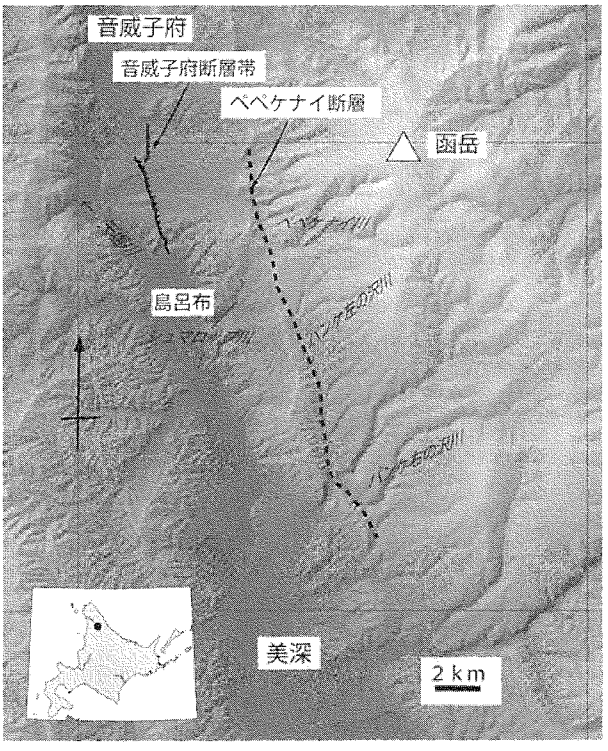


図-1　函岳とその西麓，美深盆地のレリーフ

伝説の舞台である函岳（1,129m）は，北海道中央部の北見山地の北部に位置し，かつて「平坦溶岩」と呼ばれた中新世火山岩類（12Ma~12.1Ma）からなるなだらかな頂部緩斜面をもつ．この地域は垣原（1999）[6]により詳しく調査されており，それによれば中新世火山岩類は，西側（美深盆地側）に主に分布する浅海~河川成の恩根内層と指交関係にある．西側山麓は美深盆地にあたり，天塩川に沿う沖積低地が広がるが，音威子府に近い北部では扇状地性の河成段丘が発達し天塩川まで広がる．この段丘面は，概ね上位からⅠ~Ⅳ面に区分できる．

北部の天塩川に沿って段丘面を切るNNW-SSEの活断層（音威子府断層帯）が分布している．また，恩根内層と中新世火山岩類の分布域の境界付近には，ペペケナイ川とパンケ左の沢川にそって15 kmを超えるNNW-SSE方向のリニアメントがみられ，西側隆起の逆断層と考えられる（ペペケナイ断層：新称）．

4. 音威子府断層帯とペペケナイ断層

音威子府断層帯は，東の函岳から流下し西側の天塩川に合流するパンケサックル川やペペケナイ川の下流に形成した扇状地性の河成面を変形させる．西側隆起の低断層崖または撓曲崖で，走向はNNW-SSE，北側でN方向に分岐する．中田・今泉（2002）[7]によれば延長は6kmである．断層帯の南端から2.2kmに島呂布が位置する．

断層は，不明瞭ながら段丘を累積的に変形させているように見える．変形は最も古いⅠ面で15m前後，Ⅱ面で数 m 変位しているようであるがⅢ面では変位は見られない．かりにⅠ，Ⅱ面の年代を10万年，2万年程度とすると活動度はB級下位のオーダーである．

一方，ペペケナイ断層（新称）は地形的には，函岳から西に徐々に高度低下してゆく斜面中腹の「リニアメント」として認識される．リニアメントは，西流するペペケナイ川のNNW方向への屈曲とその延長の谷，その南のパンケ左の沢川がつくるSSE方向の谷，パンケ右の沢川がつくるNNW方向の直線的な沢の連続で約15kmの長さが認識される．ペペケナイ川とパンケ左の沢川の間の山地では，リニアメントは大きな流れ盤タイプの地すべりの直線的な滑落崖（NNW-SSE）に対応する．これらの谷と，地すべり地の間の尾根は，西側が高い逆向きの崖，あるいは斜面の高度不連続として認識される．なお，沢沿いの沖積面の変形は確認していない．

垣原（1999）[6]は，パンケ左の沢流域と西側山麓側にあたる美深パンケの沢川で，西に緩やかに傾斜する下位より函岳溶岩・凝灰角礫岩・凝灰岩・泥岩の一連の層序がリニアメントを挟んで繰り返していること，NNW-SSE　65°　EまたはWの小断層が特に西側に発達すること，などからこのリニアメントに対応した西側隆起の断層の存在を推定した．さらに上述の層序セットを鍵層として変位量を求め，垂直80mとしている．

一方，リニアメントのすぐ西側にあたるペペケナイ川左岸のペペケナイ地すべり[9]では，対策工事の際に基盤を掘削したところ，亜炭を含む恩根内層がほぼ直立していることがわかった．すなわち，恩根内層はこの部分で*N*字型に折れ曲がっていることが推定される．この断層は西側から東へ高角で伸し上げた逆断層である可能性が大きい．

5. まとめと考察

以上まとめると次のとおりである．1）函岳のアイヌ伝説の内容は，浅い内陸地震，それも期間のある群発地震として解釈できる．2）舞台となった地域の北には西側隆起の活断層，音威子府断層帯が，また東の函岳の方向にはペペケナイ断層と呼ぶリニアメント15kmが分布しており，これらに関連した内陸地震が発生しうる．3）現在のこの地域の地震の活動度は小さいが，アイヌ文化期のある時期のこのような地震活動を背景として口碑となった可能性がある．

ペペケナイ断層は，美深（名寄）盆地の東縁の盆地と山地の境界に位置する．変位基準となる第四紀の地形面や堆積物が分布しないので活断層とは断定できないが，北海道中央凹地帯の形成に伴う高角正断層が，第四紀のごく最近になって，東西圧縮の応力場で西側隆起の逆断層として活動した可能性もある．このような例は2008年岩手宮城内陸地震などでも指摘されており[10]．今後詳細な検討が必要である．

文献

1）高清水康博（2005）：北海道における津波に関するアイヌの口碑伝説と記録，歴史地震，No.20，pp.183-199.

2）新里忠史・重野聖史・高清水康博（2006）：北海道における地震に関するアイヌの口碑伝説と歴史記録，歴史地震，No.21，pp.121-126.

3）更科源三（1955）：北海道伝説集アイヌ編，楡書房，279p.

4）更科源三（1963）：アイヌ民話集，きた書房，279p.

5）地震調査研究推進本部地震調査委員会（2009）：日本の地震活動-被害地震から見た地域別の特徴（第2版）496p.

6）垣原康之（1999）：北海道北部美深町函岳地域の新第三紀火山岩類の層序．地質学雑誌，Vol.105，pp.13－24

7）中田　高・今泉俊文（2002）：活断層詳細デジタルマップ（DVD2枚＋付図），東京大学出版会.

8）田近　淳・広田知保（1996）：1995年5月23日北海道空知地方で発生した地震：被害分布の概要とその構造地質的背景，地下資源調査所報告，No.67,pp.147-155.

9）雨宮和夫（1993）ペペケナイ地すべり．北海道の地すべり地形-分布図とその解説，pp.38-39，北大図書刊行会.

10)佐藤比呂志（2009）：内陸地震の震源断層をいかに捉えるか，科学，Vol.72，No.2，pp.199-205

17. 地盤ボーリングデータベースによる石狩低地下の沖積層分布

Distribution of Chuseki-so in the Ishikari Lowland by Borehole Database

○廣瀬　亘・川上源太郎・大津　直（道総研地質研究所）・木村克己（産総研地質情報研究部門）
○Wataru Hirose, Gentaro Kawakami, Sunao Ohtsu (GSH, HRO), and Katsumi Kimura (GSJ, AIST)

1. はじめに

石狩低地は北海道最大の人口集中域である．この地域はまた日本でも有数の広大な沖積層分布域だが，その３次元構造は明らかではなく，強震動予測や浅部地盤評価のうえで問題となっていた．

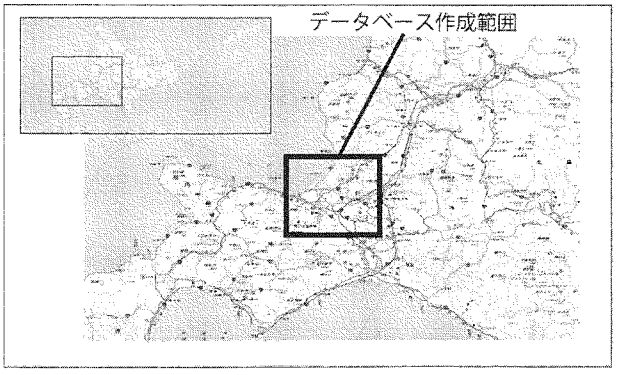
本発表では，既存の地盤ボーリングデータをデータベース化し，それに基づき作成した石狩平野北東部の３次元沖積層モデルの解析結果を報告する．なお，本研究は文部科学省の科学技術振興調整費（統合化地下構造データベースの構築）に関連し実施された．

2. データベースの特徴

本データベースは，北海道庁などが実施した約15,000 本のボーリングデータから構成される(廣瀬，2009)．基礎地盤コンサルタンツ株式会社製ソフトウェア「柱状 Base Win」にて BOR ファイル化し，同社製「Cals コンバータ」により XML ファイルへ変換した．既存の電子データとの互換性を保つため，DTD2.10 準拠にて XML 化している．

既存の地盤ボーリングを電子化する際に問題となるものとして，孔口標高値がある．データベース化にあたり，原則として登録する全ての孔井について，国土地理院地形図（最新の地形図および旧版地形図），近接する三角点および標高点との比較，DEM データとの比較により孔口標高値の再検討を行った．結果として標高値を修正したファイル数は全体の 50%を超え，修正前との差は数 m～120m に及んだ．

一方，紙資料を電子化する際には，元資料で使用されている土質名が標準的な土質名と異なる場合，XML 化の段階で土質コードが空欄になる，誤変換されるなど多くの問題が発生する．このため，データ入力過程で土質名など標記の統一を図った．修正前の土質名については地質記事欄の先頭に明記することで元資料再現性を担保した．標記の修正を行ったファイルは全体の 30%弱である．



図－1　データベース作成範囲

また，記事情報を収録したことも本データベースの特徴である．これにより，記事中に記載されている粒度変化，生痕・貝化石の有無や礫種など地層形成過程の解析に欠かせない情報をデータベース上で参照・検索することが可能になった．例えば，土質名や記事に「泥炭」という言葉が含まれる資料は，沖積層が厚さ 30m 以上発達するような場所や沖積層分布域の内陸縁辺部に多く出現する．一方で「貝」という語を含む資料は，縄文海進前後に海域・汽水域となった範囲に広く散らばる．これらの情報は，地層対比のうえで有効な判断根拠となる．また鋭敏粘土や埋没廃棄物などの地質リスクについても，記事情報があることにより事前に状況を把握することが可能となる．

3. データベースでの処理手法

ボーリングデータは，産総研・防災科研が開発した「ボーリングデータ処理システム」により地質断面図を作成，層序対比を行った．作成した断面図は東西方向 99 本，南北方向 70 本である．札幌市中心部以外ではボーリングデータ数が著しく減少することを考慮し，断面図へのデータ反映範囲は中心線からそれぞれ 250～300m とした．地層境界の決定には，並行して実施した地質層序ボーリングコアの解析結果(川上ほか，2010 など) を反映させている．なお，「ボーリングデータ処理システム」は産総研・防災科技研のサイト「ジオステーション」においてすでに公開されている．

石狩平野では，関東地方など国内の他の地域とくらべボーリング調査件数，研究例は多くなく，沖積層基底の判定において不確定要素が大きくなるがちである．本研究では沖積層基底の境界として便宜的に，１)N 値 10 以下の軟弱層の下位にある砂礫層ないし礫混じり砂の上面，２)Spfl など更新世後期の火山灰層・ローム層・火山灰質シルト～粘土層の上面，３)N 値が急上昇する砂層の上面，として取り扱った．以上の手続きにより，石狩低地北西部の沖積層の構造について，その全貌が明らかと成ってきた．

4. 沖積層基底面の分布および形状

沖積層基底面の水平分布から，埋没地形はいくつかの

タイプに分けられる．

1）中～大規模河川による埋没谷

現在の石狩川・夕張川周辺で周囲の埋没地形面を深く下刻しチャネル状地形をなすことから，最終氷期に形成された開析谷とみなせる．

古石狩川の埋没河谷位置は，現在と大きく異なる．埋没谷は中流域（月形町～当別町）では現在より西寄り，樺戸山地西縁に沿って南西方向に流れている．そして当別町市街地付近では現在より北寄りを流れつつ西へ流路を変え，当別町太美西方で現在の流路と合流し石狩湾に注ぐ．夕張川・千歳川との合流部も現在より北寄りの当別町付近にあったと考えられる．合流部付近は，チャネル状～盆状の深い凹地となっており，沖積層基底は最大で深度 50m 以上に達する．一方，凹地の西側出口ではチャネル底深度は 30～40m 程度と浅くなっている．

石狩川は支笏火砕流の噴出(4 万年前) 以前には石狩平野を南流し太平洋に注いでおり，火砕流の堆積により流路を西へ変え石狩湾に注ぐようになったとされてきたが，それを示唆する埋没地形は認められない．

2）海岸段丘ないし河成段丘面，扇状地面

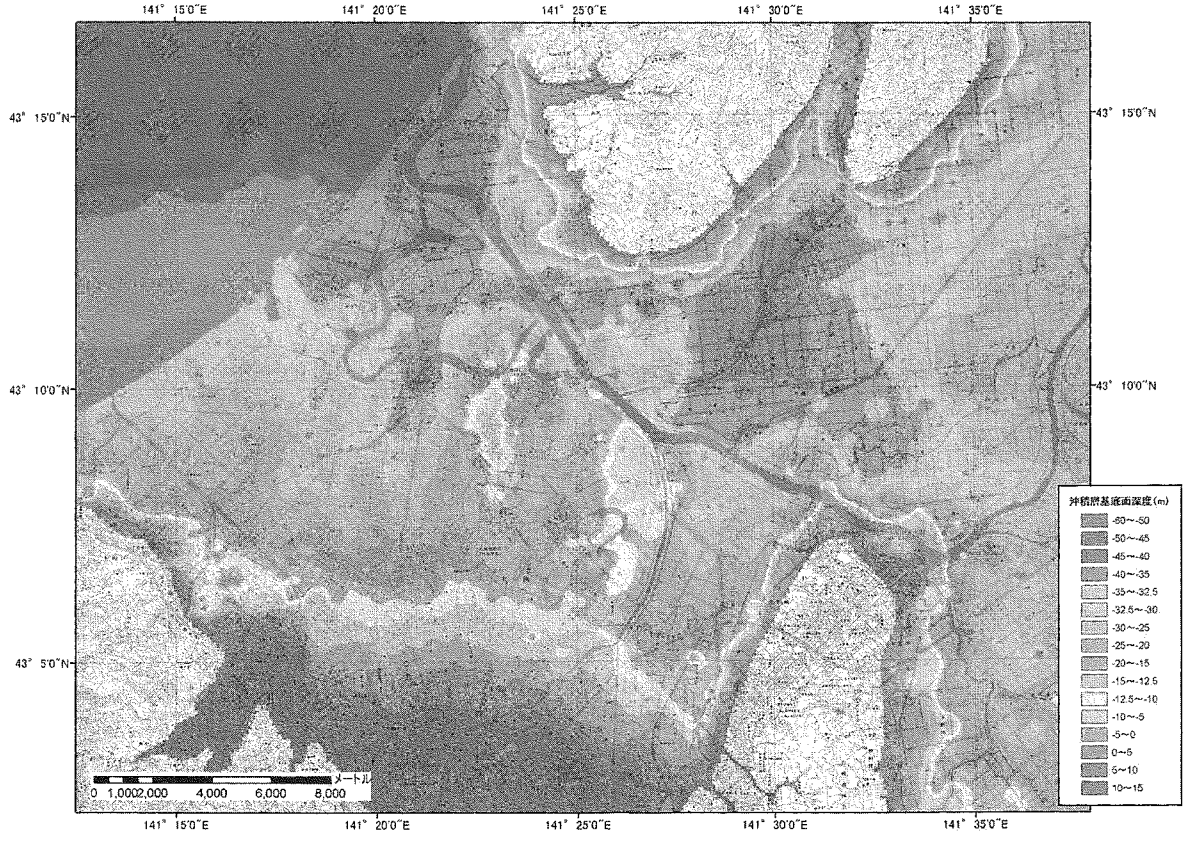
河川および現在の海岸沿いに広く認められ，平坦かつゆるやかに石狩湾および石狩川に向けて高度を下げることから，埋没海岸段丘・河成段丘と見なせる．

石狩湾沿岸では，４段に区分される最終氷期段丘が報告されていた(松下，1979)が，．断面解析からは２段の海成段丘が認識されるのみである．いずれも Toya, Spfl テフラを挟在し，深度 20～30m の下位の面(石狩湾新港～石狩市花川～札幌市手稲山口付近) は Stage5 に，より開析の進んだ上位の面(札幌市の手稲山口～富丘，星置付近) は Stage7 か 9 に対比可能である．河成段丘は石狩川・発寒川・夕張川の埋没谷にそって分布する．扇状地成の砂礫～礫混じり砂層を主とし，Spfl テフラ（一部で Toya テフラ) を挟在する．

更新世最末期～完新世の扇状地は豊平川・発寒川の中下流域に発達する．豊平川のものは，最終氷期～完新世初頭の扇状地面(平岸面) ，完新世前期～現在の扇状地面（札幌面）に区分される

5. 埋没変動地形

低地下の伏在新第三系に変位を与えている茨戸背斜，月寒背斜，野幌背斜(野幌撓曲帯～当別断層)，西札幌背斜の位置では，地表面には隆起・傾動が特に認められないにも係わらず，Spfl の上面の沖積層基底面の高度は数 m～20m も相対的に高くなっており，地震性隆起地形が埋没したものと見なせる．これは地殻変動が完新世に及ぶ可能性を示唆するものであり，地震防災上の見地からも極めて重要な情報となる．



図－2　石狩低地北西部の沖積層基底面分布

18. 北海道新幹線のトンネル施工と今後の課題について

A Report of the Hokkaido Shinkansen Project

○上野　光，赤澤正彦（鉄道・運輸機構）
Hikaru Ueno and Masahiko Akasawa

はじめに

青森市～札幌市を結ぶ北海道新幹線は，昭和 48 年に整備計画が決定された．「新青森・新函館」間の新幹線工事の総延長は 149km，そのうち新設区間は約 66km（全体の約 45%）を占め，本州側 8ｋｍと北海道側 16km の約 24km がトンネル区間（新設区間の約 35%）である（図 1）．平成１７年５月に「新青森・新函館」間を着工，平成２７年度末の完成を目指して現在施工を進めている．

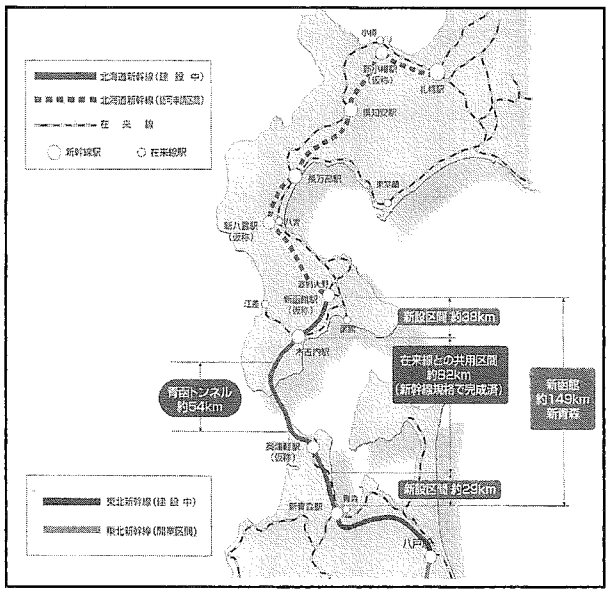


図１　北海道新幹線のルート

１．新幹線ルートの地質概要

ルートの地質を本州･北海道に分けて以下に述べる．

（本州側）

新第三紀鮮新世の主に細粒砂岩よりなり砂岩礫岩互層を挟在する蟹田層が分布し，下位より砂川部層，瀬辺地部層，蓬田部層に細区分される．地層面の走向は NW～N で SE～E へ緩く傾斜する．全般的に堆積性軟岩の地山であるが，層序的に下位から上位に向かい固結性がより低くなる傾向を示す．

（北海道側）

新第三紀中新世後期～鮮新世の主に砂岩，シルト岩，泥岩およびそれらの互層よりなり，凝灰岩層を挟在する地層で，下位より八雲層（木古内層，厚沢層下部），黒松内層（厚沢層下部，館層）に区分される主に堆積性軟岩の地山である．南北方向の褶曲軸をもつ褶曲がみられ，地層面は EW～NS 走向で 10～40° で E ないし W に傾斜する．

２．新幹線トンネルの施工

（本州側）

青森側より下記の 6 トンネル(総延長約 8km)があり，舘下，舘沢 T を除く 4 トンネルで施工を進めている．

- 阿弥陀 T：L=190m（山岳工法）
- 津軽蓬田 T：L=6,190m（SENS 工法）
- 第１，第２外黒山 T：L=145m，590m（山岳工法）
- 舘下，舘沢 T：L=460m，590m（山岳工法）

（北海道側）

青函トンネル出口より 6 トンネル（総延長約 16km）があり，新茂辺地 T を除いたトンネルすべてが既に貫通した．

- 札苅 T：L=1,220m（山岳工法）
- 泉沢 T：L=1,390m（山岳工法）
- 渡島当別 T：L=8,080m（山岳工法）
- 新茂辺地 T：L=3,185m（山岳工法）
- 万太郎 T：L=505m（山岳工法）

３．津軽蓬田トンネルの SENS 工法について

北海道新幹線津軽蓬田トンネル付近の蟹田層は固結不良で少量の湧水で脆弱化する地山であり（図 2），山岳工法で過去に施工された津軽海峡線大平トンネルや津軽トンネルでは計 65 回の切羽崩壊や流出が発生した．そこで今回は同様の地山条件であった東北新幹線三本木原トンネルで実績を上げた SENS 工法を採用した．

採用された **SENS**（**S**hield **E**xtruded **C**oncrete **L**ining **N**ATM **S**ystem）とは，密閉型シールドによりトンネルを掘削し切羽の安定を図り，掘進と併行してシールドテール部でコンクリートを打設し加圧して施工する覆工によって地山を保持しながらトンネルを構築するシステムである．掘削後の観察や計測の結果から一次支保の場所打ちライニングの健全性を確認した後に，荷重を担保しない化粧巻きとして二次覆工を構築することでトンネルを完成させる．すなわち掘削時の切羽安定性をシールド工法（写真 1），早期併合を場所打ちライニング（**ECL** 工法：写真 2），覆工に **NATM** 工法とそれぞれの思想を採用した複合システムである．

施工は現在まで順調に推移しており，平均進行は 150m/月，最大進行 337.5m/月を記録した．本年 6 月に中間立坑に到達し，中間整備を終え再発進した．

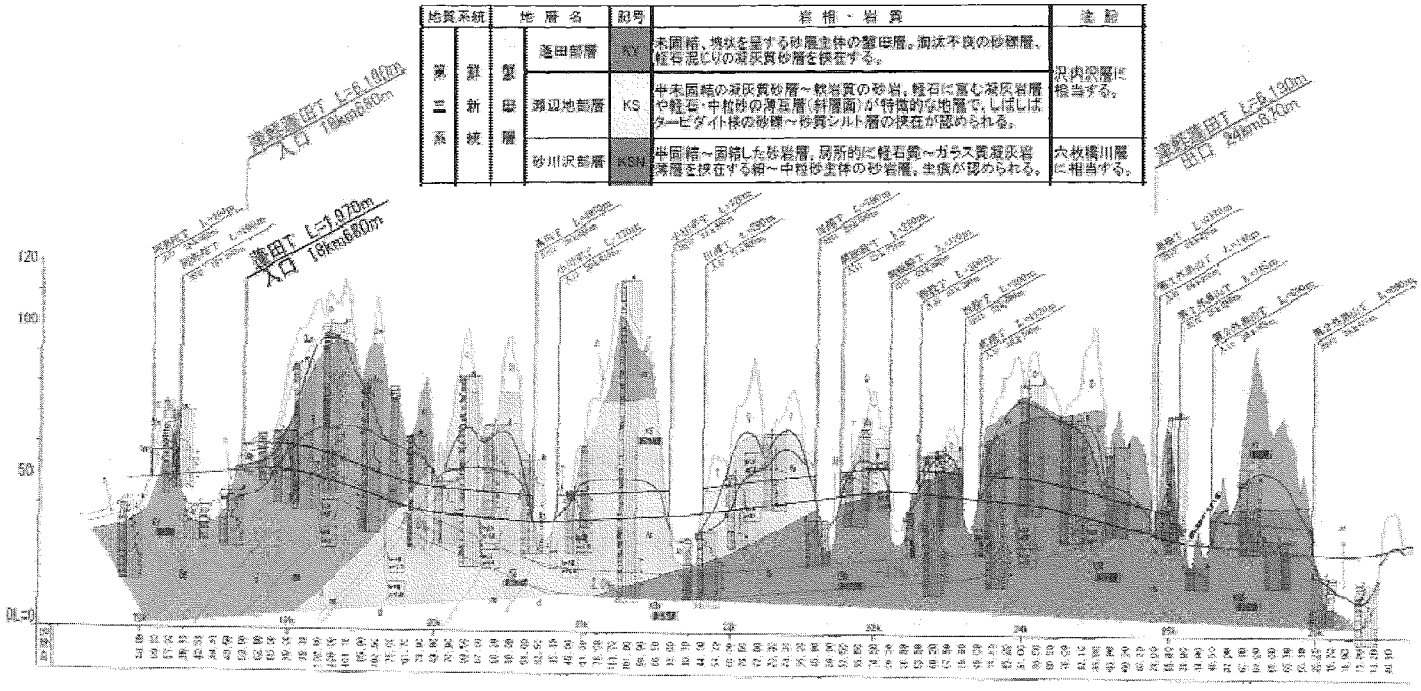


図 2　津軽蓬田トンネルの想定地質縦断図（津軽蓬田トンネルと複数トンネルよりなる旧ルート）

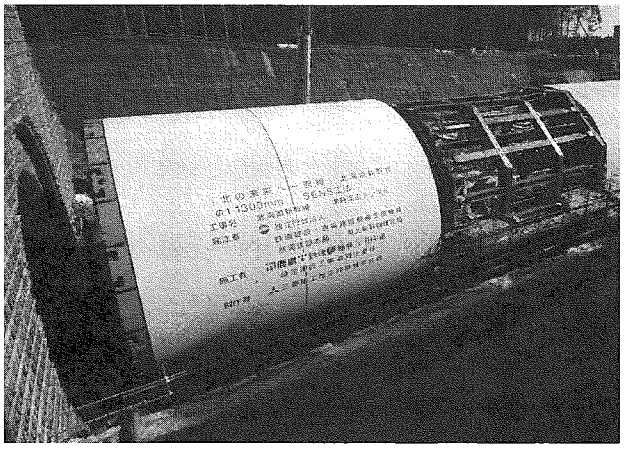


写真 1　発信直前の SENS（シールド部）

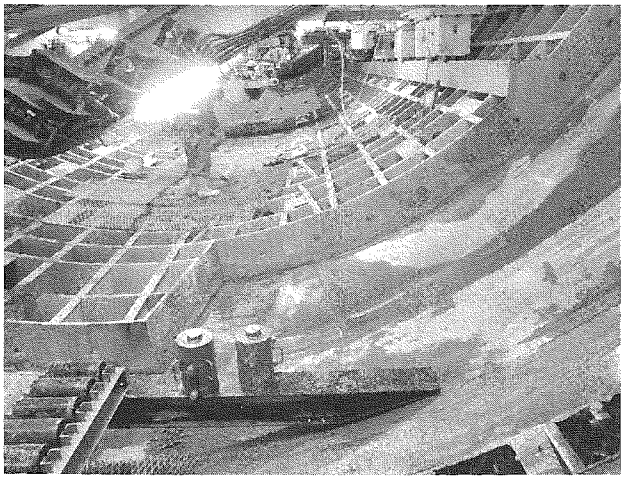


写真 2　場所打ちライニング施工状況

4.未認可区間（新函館～札幌）のトンネルについて

未認可の新函館～札幌間は約 211km，3 駅（八雲，長万部，倶知安），20 トンネルを計画しており，全線の 75%をトンネルが占める．ルートには，新第三系の堆積岩類や火成岩類を中心とし，一部に第四紀の火山岩や噴出物が分布する．

トンネルでは，約 20km の桧山トンネルを筆頭に，手稲トンネル，後志トンネル，内浦トンネル，二ツ森トンネルおよび昆布トンネルなど，10km 以上の 6 トンネルを計画している．

おわりに

「新青森・新函館」間の北海道新幹線は，現在約 50%の進捗であり，平成 27 年度末の完成を目指して順調に施工を進めており，完成に向けて鋭意努力の毎日である．

一方，「新函館・札幌」間の未認可区間に関しては調査および計画を現在実施している．調査結果によれば，ルート上には未固結堆積物，脆弱地山，膨張性地山，地下水および鉱化変質岩等が分布するなど施工には多く課題が予想される．これらに対して青森～函館間の北海道新幹線の経験はもとより，新幹線工事（東北，上越，北陸および九州新幹線）やその他の鉄道工事で培った貴重な経験とそれらで育んだ技術を十二分に活用し対処すると共に，地元の方々ならびに関係各機関のご協力のもと，今後の新幹線計画の実現にまい進する所存である．

19. 地質リスクを考慮した山岳トンネルの建設コスト評価の試み

Evaluation of mountain tunnel construction costs taking into account the geological risks

○須山泰宏，白鷺　卓，栗原啓丞，山本拓治（鹿島建設㈱技術研究所）
Yasuhiro Suyama, Suguru Shirasagi, Keisuke Kurihara, Takuji Yamamoto

1. はじめに

山岳トンネルの建設では事前設計と施工実績における地山評価に違いが生じ，建設コストが増大するケースが見られる．このような建設コストの増大の可能性を予測するためには，事前に地質リスクを把握しておくことが重要となる．

そこで，本研究では地質に係わる不確実性の評価手法を取り込み，山岳トンネルの建設コストのリスク評価手法に関する検討を行ったので，その結果を報告する．

2. 地質リスク評価に適用する不確実性評価手法

山岳トンネルの建設コストの変動（支保パターンの変更や補助工法の追加など）は，施工時の観察・計測による地山条件の見直しにより生じる．設計と施工との乖離が生じる主な原因は，事前設計段階での地質調査の不足や解釈の不備である．一般に，事前設計段階では，地表地質踏査や，弾性波探査，ボーリング調査などが実施されるが，地表地質踏査に基づき構築される地質図類はあくまでも一つの解釈図であり，当然，他の解釈もありえる．また，弾性波探査はトンネル全体の探査が可能であるが，低速度帯が狭在する場合には解析が不正確になるなど課題も多い．更に評価結果があくまでも速度分布であるため，湧水の状況等の判断は，別途調査が必要となる．ボーリング調査は，地下の地質を直接観察でき，最も確実な調査法であるが，あくまでも限られた数の「点・線」の情報であり，その外挿結果には多くの不確実性が残存する．

地質リスクを評価するためには，上記の地質調査に付随する不確実性を評価できる手法を取り込む必要がある．そのため，本研究では高レベル放射性廃棄物地層処分の分野で提案されている不確実性評価手法[1)]を山岳トンネル分野に活用した．

一般に不確実性要因にはランダムな性質による不確実性（variability）と，予測を行うものの知識不足に伴う不確実性（uncertainty）がある[2)]．このような分類が重要となる理由は，「variability が事象自体の属性であり，本来の頻度に基づく確率の概念に基づきこの要素を確率論的に取り扱うことに異論がないのに対して，uncertainty は予測を行う側の属性（知識の不足）にあり，頻度に基づく確率の概念をそのまま適用することはできない.」ことにある．今回活用した不確実性評価手法は，uncertainty をファジー理論的な考え方を用い表現し，2 段階モンテカルロシミュレーションを適用することにより，両不確実性を取り込むことができるものである．本研究ではこの考え方を用いて，地質に係わる不確実性による建設コストのリスク（超過確率）の評価を試みることとした（図-1）．不確実性を取り込むためには，地質図に記載されなかった解釈なども地質の専門家から引き出す必要があるが，本不確実性評価手法を適用すれば確信の程度という概念を用いることにより，「確信の程度が高く考慮すべき範囲」に加え，「可能性が低いが完全に否定できない範囲」を取り込むことができるため，専門家が地質図を作成する過程で棄却した概念までも表現することが可能となる．

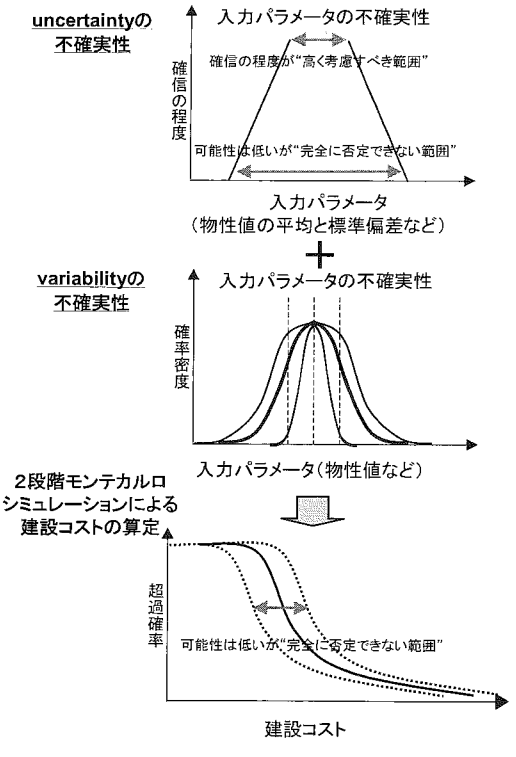


図-1　variability と uncertainty の不確実性評価

3. 山岳トンネルの事前設計と施工実績の違い

本研究では事前設計の現状を再確認するとともに，地質リスク評価の試検討に資する情報を得るため，補助工法の追加を行っていない花崗岩サイトを対象に，実際の事前設計と施工実績の違いを整理した．

先ず，5 本のトンネル（総延長約 8,500m）において，事前設計の岩盤等級と施工実績の違いについて整理した結果を図-2 に，各トンネル（B～CII の範囲）におい

て全長での整合割合（全体の割合として設計が一致しているか否か）と個別の整合割合（m 単位で設計が一致したか否か）の整理結果を表-1 に示す．

図-2 より，今回対象としたトンネルでは比較的新鮮で堅硬と判断された箇所 B がすべて，CI や CII に見直されており，逆に全体的に強い風化・変質を受けていると判断された箇所 DI や DII の多くが CII に見直されている．前者は調査技術の限界や施工条件などが要因であり，後者は地質および工学的解釈の不備が要因であると考えられる．

また，表-1 より全長での整合割合は平均約 50%であり，対象トンネルの建設コストの半分は見直し対象となっている．更に，個々の整合割合は主に 20～30%と事前設計段階における地山評価の精度が低いことが分かった．

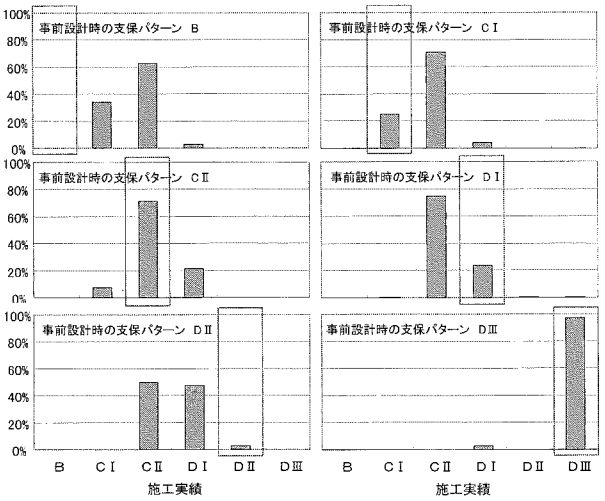


図-2　花崗岩に掘削されたトンネルにおける事前設計と施工実績の違い

表-1　花崗岩に掘削されたトンネルにおける事前設計と施工実績の整合割合

名称	全長での整合割合	個々の整合割合
トンネルA	73.5%	54.9%
トンネルB	39.7%	29.2%
トンネルC	25.7%	18.7%
トンネルD	60.1%	29.8%
トンネルE	52.5%	23.1%

4. リスク評価の試検討

今回整理した事前設計と施工実績の違いを離散確率分布と仮定した上で，図-1 に示す手順で建設コストのリスク評価の試検討を実施した．本試検討においては，uncertainty で表現する不確実性の一例として 3. で整理した結果を用いた．今回対象としたトンネルは，表-1 に示すトンネルのうち，最も整合割合が高いトンネル A の土被りが 100m 以上の区間 380m（地山等級 B，CI，CII）である．地山等級からのコストの算定は，既往の検討成果[3]で示されている m 当りの単価を用いた．

図-3 にトンネル A における試検討結果の例を示す．建設コストは設計時コスト，施工時コスト，期待値の順になっており，リスクカーブは設計時コストと施工時コストよりも高額側に位置づけられた．

それぞれの原因を整理すると，下記のようになる．

- 設計時，地山等級 B と判断した箇所が，CI に見直されたため，設計時コストよりも施工時コストが増加した．しかし，地山等級 CI，CII と判断された箇所は見直しが少なかったため，その影響は少ない．
- 今回適用した離散確率分布は設計時の地山等級 B に加え，CI も施工時に悪い方向に見直されている．その影響を受け，リスクカーブは設計時コストに加え，施工時コストよりも高額側の結果（高額側の不確実性の範囲を示すもの）となった．

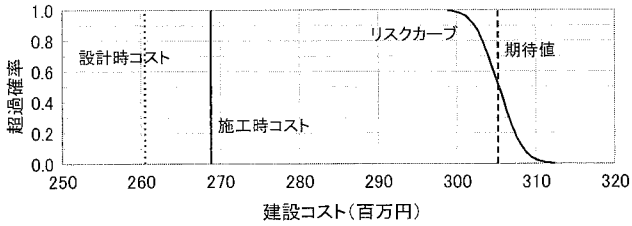


図-3　トンネル A（土被りが 100m 以上の区間）での超過確率

5. 今後の検討の方向性

今回の試検討結果から，uncertainty を表現する適切な確率密度分布の範囲（高額側に加え，低額側の不確実性の範囲を示すもの）を抽出できれば，建設コストのリスク評価が可能となる．しかしながら，事前設計段階でより施工時コストに近いリスクカーブの範囲を評価するためには，調査対象を増やし，地質的特徴や調査内容（量および質）に応じて結果を整理し，地質学的解釈を踏まえた形で uncertainty を表現する確率密度分布（確信の程度が高く考慮すべき範囲から，可能性は低いが完全に否定できない範囲）を抽出できる知見を今後整備していく必要がある．

更に，施工の進展に伴い，評価したリスクカーブの範囲（不確実性の幅）を低減できるように，調査手法に関する検討も必要であると考えている．

参考文献

1) 柳澤孝一ほか：地質環境特性を対象とした不確実性解析の方法論 －東濃地域を対象とした適用性検討－，地下水学会誌，第 48 巻，第 3 号，pp.149-167，2006.

2) European Commission : Review on development of methodologies for modeling with uncertainty and variability: Munvar project. EUR16174EN, 1995.

3) 酒井悠ほか：地盤リスク解析手法を用いた山岳トンネル地質調査の価値評価に関する研究，土木学会論文集 F Vol.65 No.3, 299-312, 2009.7.

20. 東北地方太平洋沖地震における土砂災害発生エリアに関する考察

A study on landslides in the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

○土志田正二，井口隆，内山庄一郎（防災科学技術研究所）
Shoji Doshida, Takashi Inokuchi, Shoichiro Uchiyama (NIED)

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(M9.0)では，地震動による都市部の被害，津波による沿岸部の被害のみならず，山間部・人工地盤地域などにおいて多数の土砂災害が発生した．しかし大規模な土砂災害の多くは，震源に近い太平洋沖沿岸部では無く，福島県白河市などの内陸部において報告されている．このような海溝型地震による土砂災害の発生エリアの偏向の原因について，地形，地質，地震動の最大加速度，先行降雨などと比較することで考察した．また 3 月 11 日以降に発生した地震のうち，土砂災害が多発した，3 月 12 日に発生した長野県北部栄村を震源とする地震(M6.6)，及び 4 月 11 日に発生した福島県いわき市を震源とする地震(M7.1)，2 つの直下型地震とも比較を行うことで，東北地方太平洋沖地震における土砂災害発生エリアの特徴についても考察を行った．

2. 土砂災害リストの作成

本研究を行う上で，最も重要となるデータは，土砂災害の発生場所のデータである．東北地方太平洋沖地震は，被災地域が広範囲であるため，土砂災害情報の収集は非常に困難であった．防災科学技術研究所では，土砂災害関係の研究者・技術者有志により提供して頂いた土砂災害情報を統合することで，東北地方太平洋沖地震土砂災害リストの作成・公開 [1] を行っている(図-1)．また現地踏査を行うことにより，作成した土砂災害リストの確認，及びリストの更新も行っている．

3. 各種データとの比較

東日本太平洋沖地震で発生した土砂災害発生位置と，地すべり地形分布図 [2] を重ね合わせたものを図-2 に示す．地すべり地形の分布を確認すると，震源に近い北上山地，阿武隈高地においては地すべりはほとんど分布していない．今回の地震で発生した土砂災害も，この地域において報告されている事例は少なく，本地域は地質または地質構造により，土砂災害の発生し難い地域であると想定される．

東日本太平洋沖地震で発生した土砂災害発生位置と，地震動の最大加速度 [3] を重ね合わせたものを図-3 に示す．最大加速度データは観測点の配置間隔から 5km メッシュで補間している．図-3 を見ると，福島県白河市・栃木県那須烏山市など，内陸部かつ山間部において加速度の大きい地域に土砂災害が多発していることが確認できる．両地域で発生した土砂災害位置の最大加速度を調べたところ，最小で 400gal 程度であり，今回の海溝型地震による土砂災害発生の閾値は 400gal 程度だったと想定される．一方，4 月 11 日に発生した福島県いわき市の地震では，断層近傍において 200gal 程度でも土砂災害の発生が確認されている．

東日本太平洋沖地震で発生した土砂災害発生位置と，震災発生前の 3 日間先行雨量のデータ [4] を重ね合わせた(図-4)．降雨データは，気象庁の解析雨量データを用いており，データの解像度は 1km 四方である．千木良(2011，速報) [5] においても局所的なデータを基に議論されているが，広域的に見ても震災発生前の太平洋側においての先行降雨量は 10 mm 以下とほとんど確認されず，これが土砂災害が地震の規模に比べて少なかった原因の一端を担っていると想定される．一方，3 月 12 日に発生した長野県北部栄村を震源とする地震においては，40 mm 程度の 3 日間先行降雨量が確認されており，直下型地震かつ先行降雨量が多かったことが，土砂災害が局所的に多かった原因だと想定される．

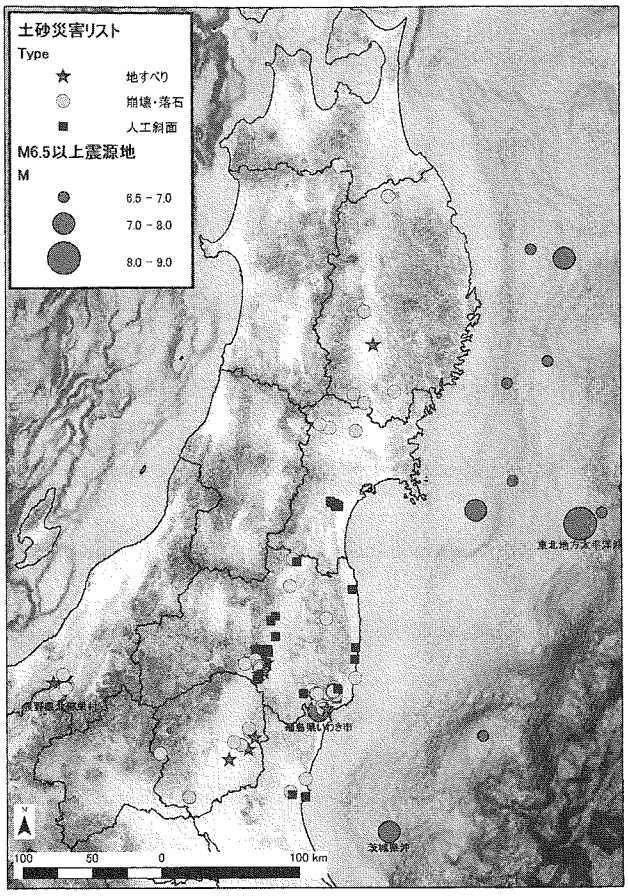
4. まとめ

東日本太平洋沖地震で，地震の規模に比べて土砂災害の報告が少ない理由は，震源に近い太平洋側の地質・地質構造が地すべりなどの土砂災害が発生し難い特性を持っていたこと，先行降雨が少なかったことが原因と想定される．一方，土砂災害が集中的に報告されている内陸部は，周囲に比べて地震の最大加速度が大きいことが，その原因と想定される．今後はこれらのデータを基に，東南海地震などにおける土砂災害発生危険箇所の推定等を行う必要が求められる．

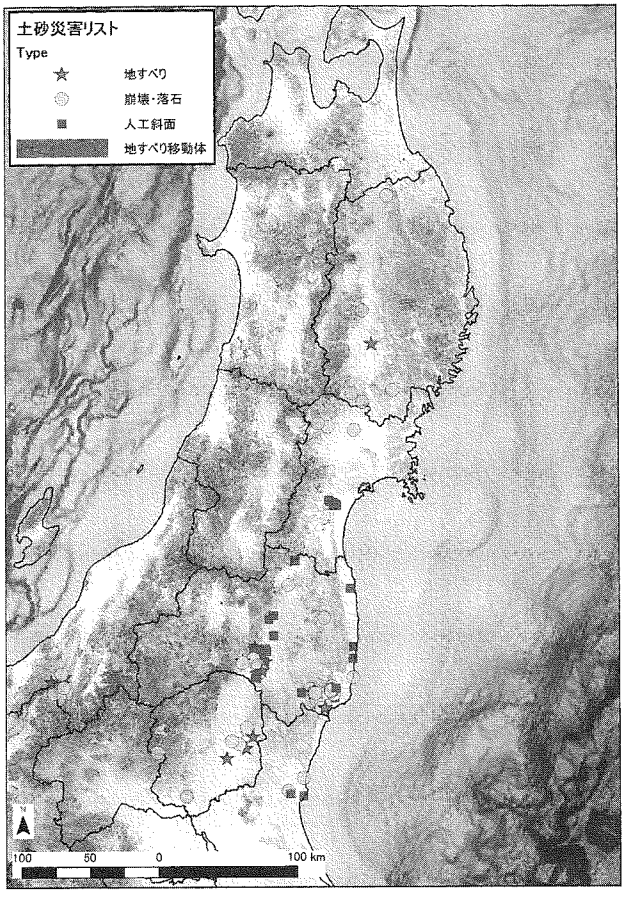
文献

1) 防災科学技術研究所(2011)：土砂災害リストの作成 [http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/disaster/tohokukantoeq2011-w02/tohokukantoeq2011-w02.html]
2) 防災科学技術研究所(2011)：地すべり地形分布図データベース[http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/]
3) 防災科学技術研究所(2011)：強震ネットワーク K-net [http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/]
4) 気象庁（1995）：レーダー・アメダス解析雨量の解析手法と精度，測候時報， 62.6，pp279-339.
5) 千木良雅弘（2011）：2011 年東北関東大震災に先立つ降雨と山地災害について 2011 年 3 月 16 日速報)

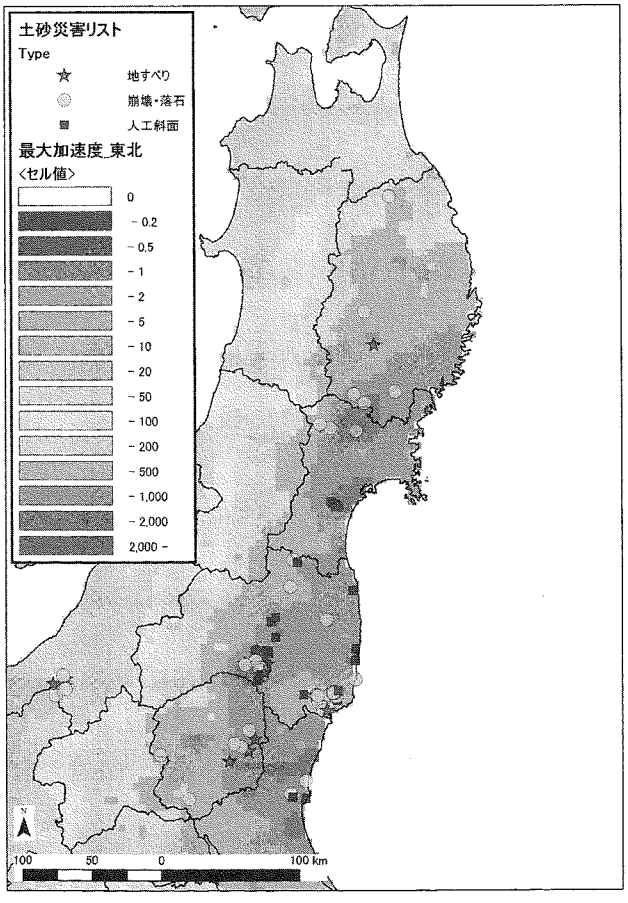
[http://www.slope.dpri.kyoto-u.ac.jp/mountain.htm]



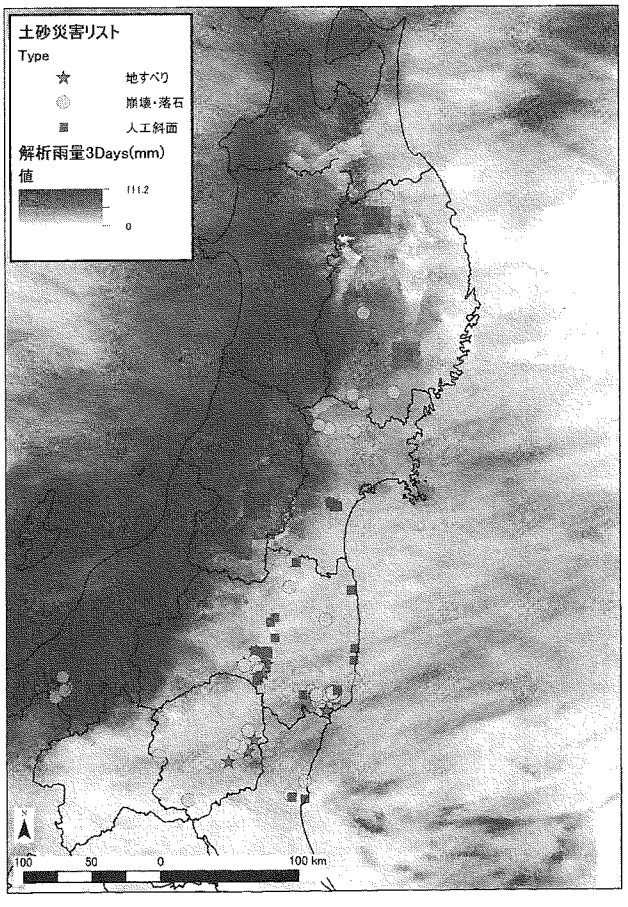
図－1　震源地(M6.5 以上)と土砂災害位置



図－2　地すべり地形分布と土砂災害位置



図－3　最大加速度(gal)と土砂災害位置



図－4　3 日間先行降雨量(mm)と土砂災害位置

21. 東日本太平洋沖地震に誘発された地震断層に伴う斜面災害の特徴

Feature of slope disaster due to the active faults induced to Higashinihontaiheiyouoki earthquake

○稲垣秀輝(株式会社環境地質)
Hideki Inagaki

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本太平洋沖地震は,規模が大きく，その後長野県北部やいわき市近郊などで誘発地震を発生させた.この2地区では地震断層が出現し，これらの地震断層の近傍ではいろいろなタイプの斜面災害が発生した．地震断層は，長野県北部では逆断層のセンス,いわき市近郊は正断層のセンスを示し,いずれもマグニチュードは7程度の直下型地震である.

これら2地区の地震断層周辺の斜面災害に注目し，その分布や規模など斜面崩壊の特徴を調べた．その結果，斜面災害が地震断層との位置関係で特徴的な分布をしていることや地震断層のセンスの違いや地下水の有無などによる崩壊特性の違いがわかってきた.

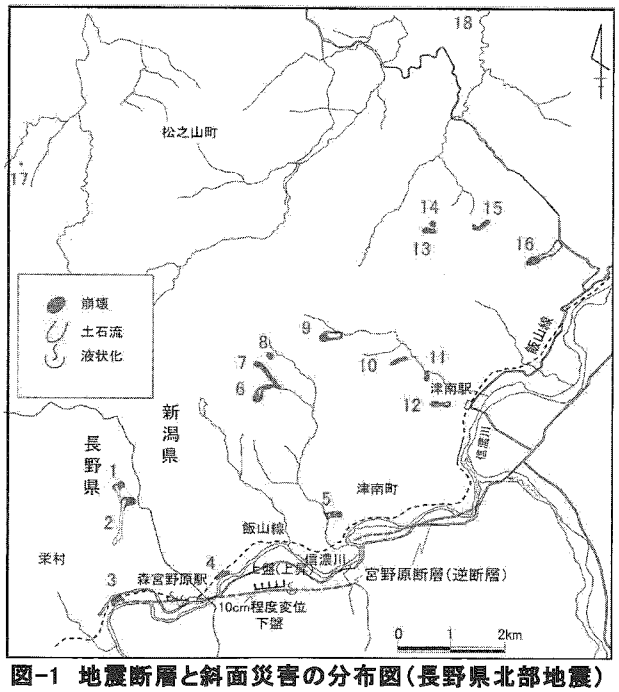


図-1 地震断層と斜面災害の分布図(長野県北部地震)

2. 長野県北部地震

長野県北部地震は，東日本太平洋沖地震の翌日の 3 月 12 日に発生した．そのマグニチュードは 6.7 で，深さは 8km の直下型地震である．発振機構は，北西－南東方向に圧縮軸を持つ逆断層型であり，同センスの地震断層が認められた．最大震度は，長野県栄村で 6 強を記録し，地震断層延長沿いに地盤の液状化や家屋の倒壊が認められたが，幸い死者はなかった.

図-1 には,土砂量 1 万 m^3 以上の斜面崩壊を示した.それによると地震断層である宮野原断層の上盤側の 10km までのかなり広い範囲で斜面崩壊が発生している．また，表-1 によると崩壊土量は，概略値ではあるが，最大が 140 万 m^3 であり，平均は 233000m^3，断層からの距離は最大 10km，平均で 3.6km となった．また，崩壊の 67%が土石流化しているのも特徴である.

表-1 長野県北部地震による斜面崩壊一覧表

No.	土砂量(m^3)	地震断層からの距離(m)	土石流化
1	1,000,000	2,200	○
2	1,400,000	1,900	○
3	10,000	100	×
4	12,500	400	×
5	64,000	600	○
6	300,000	3,100	○
7	350,000	3,600	○
8	50,000	3,700	×
9	225,000	3,800	○
10	60,000	3,000	○
11	30,000	2,700	○
12	75,000	2,100	○
13	200,000	5,400	○
14	100,000	5,500	×
15	50,000	5,200	○
16	200,000	4,300	○
17	40,000	8,500	×
18	35,000	9,200	×
平均	233,417	3,628	67 %

3. いわき市近郊の地震

いわき地震は，東日本太平洋沖地震の 1 ヶ月後の 2011 年 4 月 11 日に発生した福島県浜通りの地震（M 7.0，深さ 6 km）であり，福島県いわき市などで最大震度 6 弱を観測した．この地震の発震機構は東北東－西南西方向に張力軸を持つ正断層型で，直下型地震である．この地震により死者 3 人などの被害が発生している．本地区で出現した地震断層は，塩ノ平断層と湯ノ岳断層の 2 つである.

図-2 には地震断層と斜面災害の分布図を示した．また，表-2 には崩壊土砂量（1 万 m^3 以上）と断層からの距離等を示した．これらによると，斜面崩壊は地震断層の上盤の狭い範囲に分布し，その数は少ない．崩壊土量は,概略値ではあるが,最大が 67.5 万 m^3 であり，平均は 177000m^3，断層からの距離は最大 2km，平均で 0.7km となった．また，崩壊の 20%が土石流化（流動化）している.

図-3 には才鉢地区の地震断層と斜面災害の分布図を示した．ここでは，塩ノ平断層が段差 130cm の正断層と出現し,道路沿いの斜面に 3 つの崩壊が認められた.これらの崩壊は，もともと存在していた地すべり地形や緩み岩盤の一部が崩壊したものであり，この地すべり地形は，逆断層センスの井戸沢断層の活動時期に発生したものではないかと考えている.

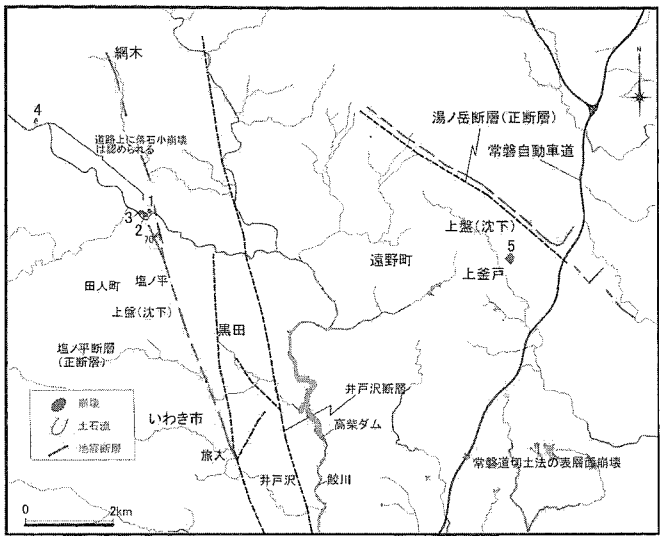


図-2 地震断層と斜面災害の分布図(いわき地震)

表-2 いわき近郊の地震による斜面崩壊一覧表

No.	土砂量(m^3)	地震断層からの距離(m)	土石流化
1	25,000	50	×
2	150,000	300	×
3	20,000	350	×
4	15,000	2,000	○
5	675,000	1,000	×
平均	177,000	740	20 %

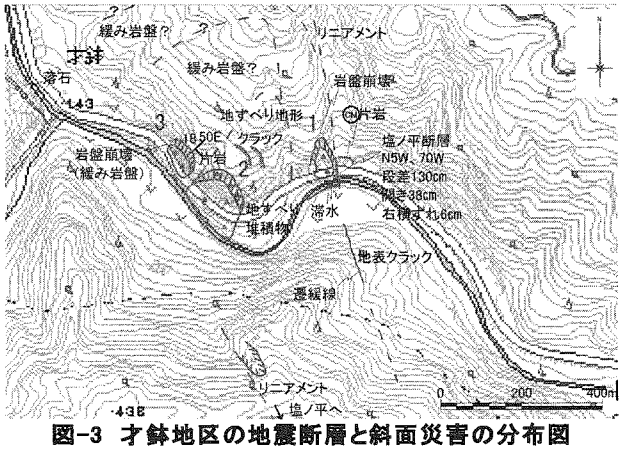


図-3 才鉢地区の地震断層と斜面災害の分布図

4. 両地区の比較

直下型の地震でほぼ同規模の地震において，両地域で地震断層の上盤側に斜面崩壊が発生しているのは共通している．しかし，図-4によると，長野県北部の場合は，斜面崩壊の規模が大きく，地震断層から離れたところまで崩壊が発生している．それに対して，いわき地震では，相対的に斜面崩壊の規模が小さく，地震断層から近いところでの崩壊発生にとどまっている．

この原因は，事例が少なく明確ではないが，長野県北部の場合のほうが，崩壊土砂が流動化（土石流化）した比率が多く，このことは地震時の斜面崩壊に地下水の存在が大きく係わっていることも考えられる（長野県北部では融雪による地下水が高かった可能性があり，いわきでは降雨が少なかった）．しかし，それだけではなく逆断層センスのほうが，正断層センスより斜面崩壊を発生させる要因が大きいことも考えられる．

今後のいろいろな事例を増やして行く事が必要と思うが，地震時の地下水の状況と地震断層のセンスが斜面崩壊の規模や影響範囲を決める要因の１つになるのではないかと考えている．

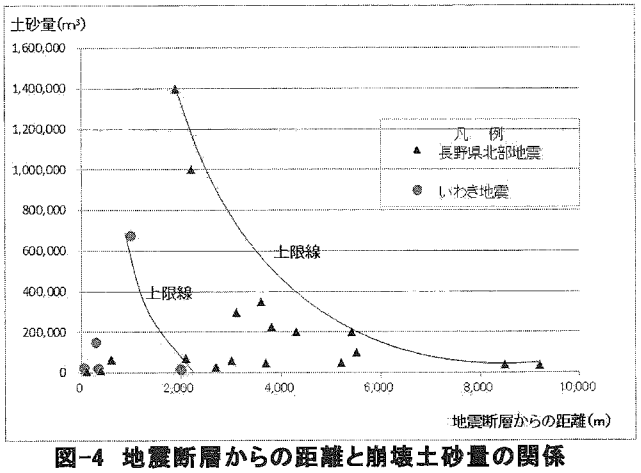


図-4 地震断層からの距離と崩壊土砂量の関係

5. まとめ

本論のまとめを以下に示す．

①地震断層の上盤側に斜面崩壊が多く発生する．

②地震時の斜面地下水位が高いと崩壊の規模が大きく，その崩壊範囲も広がり，崩壊数も増える．

③地震断層としては，逆断層センスのほうが，正断層センスより斜面崩壊を発生させる要因が大きい可能性がある．

なお，現場調査については，土木学会地盤工学委員会斜面工学研究小委員会のメンバーとして実施した．

参考文献

1) 松多信尚・杉戸信彦・廣内大助(2011):2011 年 3 月 12 日長野県・新潟県県境付近の地震に伴う地表変状(速報),2011.3.18

2) 土研土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター(2011):長野県北部等地震調査報告(速報),2011.3.22

3) 京大防災研地盤災害研究部門(2011):2011 年長野県北部地震による斜面災害の調査報告(速報),2011.4.4

4) 斜面工学研究小委員会(2011):H23.3.12 長野北部地震斜面災害調査速報,2011.4.6

5) 東大地震研(2011):2011 年 4 月 11 日の福島浜通りの地震に伴う地表地震断層について,,2011.4.20

6) 土研地質地盤研究グループ(2011):4 月 11 日の余震でいわき市に出現した地表地震断層(速報),2011.4.27

7) 斜面工学研究小委員会(2011):白河・いわき・那須震災斜面災害調査速報,2011.5.15

8) 中村晋(2011):福島県中通り地区およびいわき地区の地盤災害，土と基礎，vol.59,No.6,pp.44-47.

22. 平成23年東北地方太平洋沖地震による道路斜面災害の特徴

Features of road slope disasters by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

○佐々木靖人，浅井健一，林 浩幸，加藤俊二，藪 雅行（土木研究所）

Yasuhito SASAKI, Ken-ichi ASAI, Hiroyuki HAYASHI, Shunji KATO, Masayuki YABU (Public Works Research Institute)

1. はじめに

平成２３年東北地方太平洋沖地震で発生した道路斜面災害について現地調査を行い，特徴的な事項を整理したので報告する．

2. 調査方法および調査範囲

調査方法は，通行止め箇所をまとめた資料調査，災害支援による現地調査，独自現地調査等による．主な現地調査ルートおよび確認した主な災害は図－１の通りである．

3. 調査結果

3.1 広域地形地質と災害の関係

図－２は資料調査による道路地盤災害箇所の分布である（4月11日までの通行止めを伴う道路地盤災害．一部津波被害，河川堤防の被害や液状化箇所もプロットしている）．被害は阿武隈山地や北上山地の縁の低山地・丘陵部や白河盆地などの内陸盆地周辺部で多い．これらは一部を除き，軟岩～第四紀火山性堆積物の地域である．軟岩～新期堆積物の地域は硬岩地域に比べ震度が概ね１ランク高いこと，軟岩地域や火山性堆積物の地域では連続性の高い弱層による地すべりや崩壊が多いこと，内陸盆地周辺では軟弱地盤や谷埋め盛土等での土質地盤災害も多いこと等によると思われる．



図－１　主な現地調査範囲と道路地盤災害

3.2 特徴的な道路斜面災害

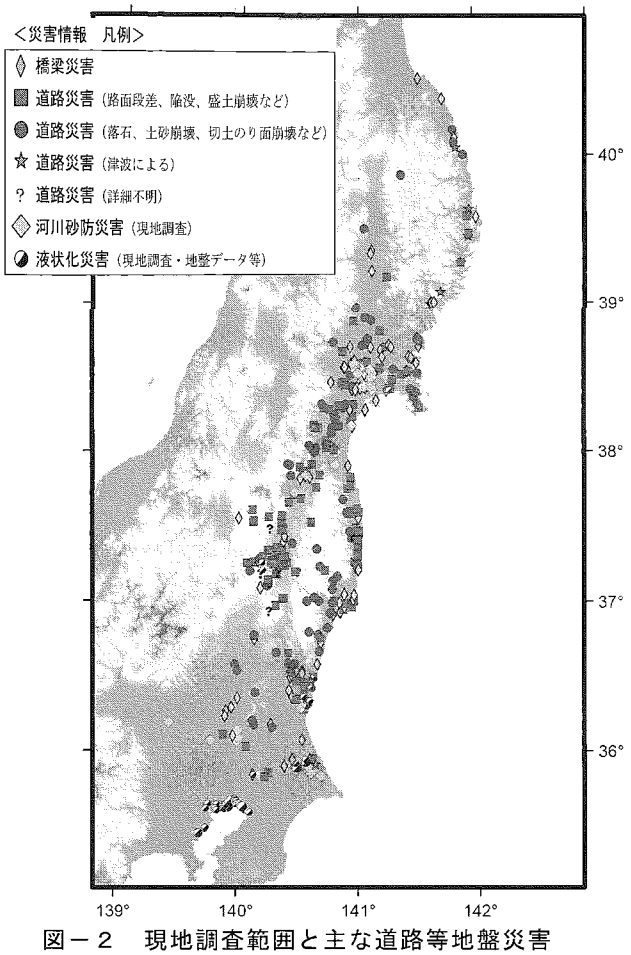
今回の本震では，平成 20 年岩手・宮城内陸地震に比べ道路斜面災害の割合は少ないが，以下に特徴的なもの（下線）を示す．

まず，大規模なものとして，谷埋め高盛土の土砂崩壊（国道４号伏拝など），緩み岩盤斜面と思われる微地形を持つ斜面の末端での岩盤崩壊（国道４５号石巻北方など．写真－１）．なお，道路斜面ではないが白河市では火砕流堆積物の大規模崩壊が多く見られた．

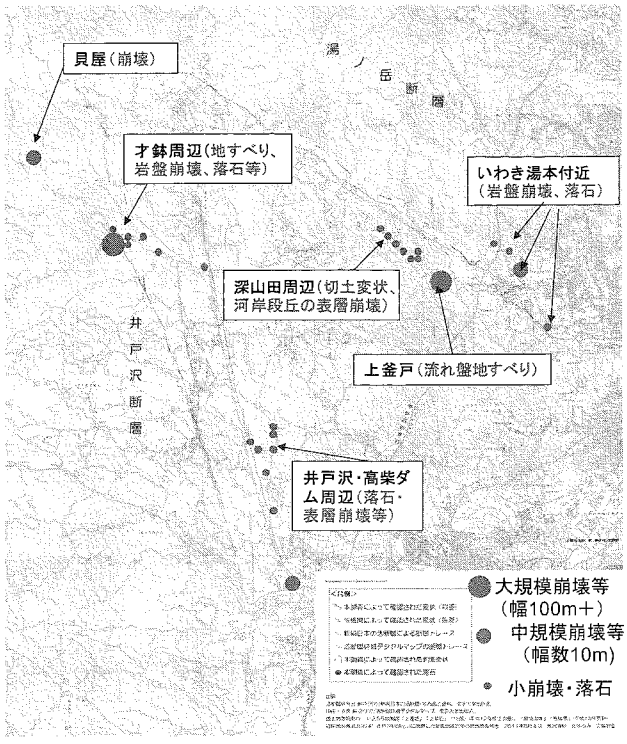
また，大規模ではないが数の多いものや特徴的なものとして，岩手・宮城内陸地震で緩んだと推定されるのり面の崩壊（国道 342 号），地すべり地の末端部の崩壊（国道 399 号飯坂町），擁壁基礎の風化岩盤斜面の崩壊による高い擁壁の変形・損傷（国道 245 号）などがある．また，斜面ではないが軟弱地盤上の高盛土の沈下・変形による被害（阿武隈高原道路等）も目立った．

一方，津波では盛土の被災例が多く，切土のり面においても規模は大きくないが，一部津波の浸食・吸い出しによる切土のり面被害（国道 45 号）が見られる．

また，福島県いわき市で４月１１日に発生した余震では，井戸沢断層（西側）や湯ノ岳断層周辺で地表地震断層が出現したが，これらの地表地震断層の近傍数 km 以内では規模の大きなものも含め多様な斜面災害



図－２　現地調査範囲と主な道路等地盤災害
（４月 11 日までの情報による通行止めを伴う道路地盤災害．一部津波被害，河川堤防被害，液状化箇所もプロット）

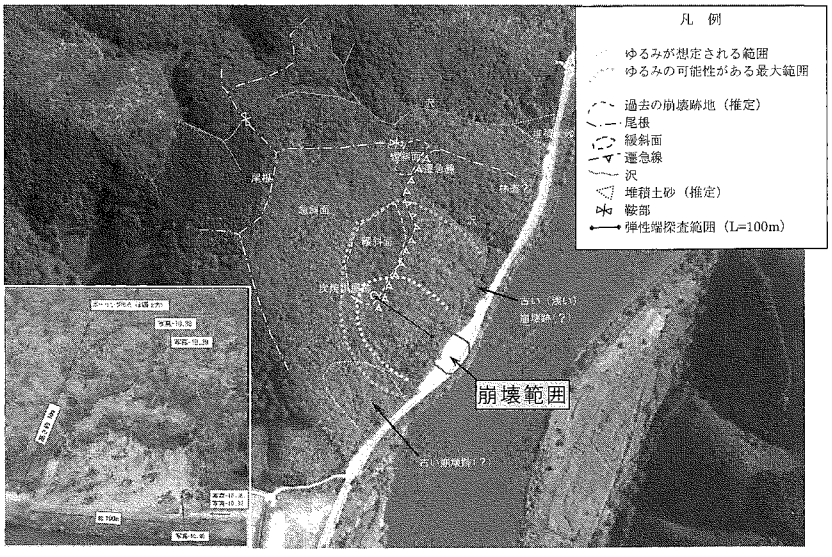


図－３　４月 11 日余震によるいわき市の湯ノ岳断層及び井戸沢断層周辺の主な道路等斜面災害

が頻発した（図－３）．たとえば地震断層上盤直上の岩盤崩壊（才鉢東側など），地すべり地形の末端地すべり（才鉢など），地すべり対策工実施箇所を含んだ軟岩中の層理面沿いの弱層をすべり面とする岩すべり（上釜戸など），河岸段丘の表層崩壊（御斎所街道脇の釜戸川など），切土のり面の崩壊や座屈状変状（深山田など），および急崖からの落石がある．いわきの余震での災害状況は，軟岩中の弱層の岩すべりや急崖での岩盤崩落・表層崩壊・落石が多発する点で平成 20 年岩手・宮城内陸地震の状況に類似している．

４．まとめ

総括すると，本震・余震とも，大規模な道路斜面災害は，地すべり末端部の急斜面や緩み岩盤など，微地形からもともと不安定な素因が推察される箇所に当たるのが特徴である．また，地質的には，軟岩中や火砕流堆積物中の特定の弱層をすべり面とした大規模地すべりないし崩壊が特徴である．さらに，軟弱地盤や谷地形，風化岩盤斜面等の上の高い擁壁や谷埋め高盛土など，不良な基礎地盤と高い擁壁・高盛土が相まって発生する地盤災害も目立った．道路の大規模地盤災害は，道路自体の復旧に長期を要するだけでなく，被災地の迅速な救命・復旧・復興に大きな悪影響を及ぼす．今後，緊急輸送道路などの重要インフラ沿いでは，このような地形地質的特徴に着目し，大規模に被災しやすい箇所を優先的に調査・対策していくことが必要である．



写真－１　国道 45 号の緩み岩盤のり面の崩壊（左写真．仙台河川国道事務所提供）と崩壊前の空中写真判読結果（国土地理院写真を使用）

23. 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

Estimation of ground deformation of the liquefaction damaged area around Tokyo Bay by The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, through Geomorphic Image Analysis of 2 period DEMs

○向山　栄（国際航業株式会社）
Sakae Mukoyama

1. はじめに

筆者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，大変形を伴わない地表面の変動を面的，定量的に，かつ容易に把握する新しい手法を開発し（特許第4545219号登録），地震時に生じた1mオーダー以下の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，同じ手法を平成23年東北地方太平洋沖地震（M9.0）で液状化が発生した地域に適用し，地表面の広域的な変位の抽出を試みた．

2. 研究の背景

研究対象地域は，1964年から1980年にかけて海面埋め立て事業によって造成され，現在は主に市街地として利用されている東京湾岸の埋立地である．自治体が平成16年度に実施した地震防災基礎調査では，直下型のM7.3の地震を想定し，市域の全域で震度6弱～6強の揺れと，PL値15以上の液状化危険度が判定されている[2]．今回の地震発生直後には，震度5強の揺れにより，埋め立て地に属する市域の多数の地点で液状化が発生し，家屋や埋設物等の構造物が被災した．液状化による地盤の変状については，航空レーザ計測による地震前後の地形データから作成した標高差分図により，90cmを超す沈下が報告されているが，側方流動などの地表変状の詳細はまだ明らかではない．

3. 調査手法

地震等による液状化に伴う地盤の側方流動の計測事例としては，航空写真を用いた写真計測の手法による事例がある[3]．しかし写真の縮尺に伴う計測精度の限界から，1mより小さい変動の抽出には難点があった．そこで本研究では，数値地形画像マッチングにより，1m以下の水平変位の抽出を試みた．また一部の地域において現地調査を行い，変状の有無を確認した．

使用した地形データは，2006年9月および2011年3月の災害直後の航空レーザ測量による1mDEMである．1mDEMを用いた場合，数値地形画像マッチングで抽出できる変位量は約10㎝以上である．

4. 解析結果

調査対象とした2地区のいずれにおいても，10㎝～50㎝程度の地表面の水平移動が検出された．また移動量および移動方向から，これらは一定の傾向を持つ小領域に分別でき，場所によっては移動方向を連続的に変化させながら流動したと推定される領域も認められた．さらに海岸では，護岸の一部が海面にむけてはらみ出す傾向が認められる箇所があった（図-1）．現地調査では，護岸部のはらみ出しが明瞭な箇所については，変位量および変位の方向が，計測結果と一致することが確認できたが，陸地内では側方移動を示す圧縮変形等が多数認められたものの，それらを地表面の側方移動によるものと断定するには至らなかった．

5. 考察

地震時に，地表面は長さ・幅とも数100m程度あるいはそれ以下の小領域ごとにそれぞれ一体となって，微小に変位したと推定される．変位量の大きい傾向が，地盤沈下量の大きい範囲と明瞭に一致する領域も認められる．また地盤高（盛土高）の高い領域から低い領域への移動が見られる領域もある．それぞれの移動領域の動きは，地下浅所の液状化の程度を反映していると考えられるが，軟弱層の厚さや埋没谷などの地質構造を反映していると考えられる（図1-d）．

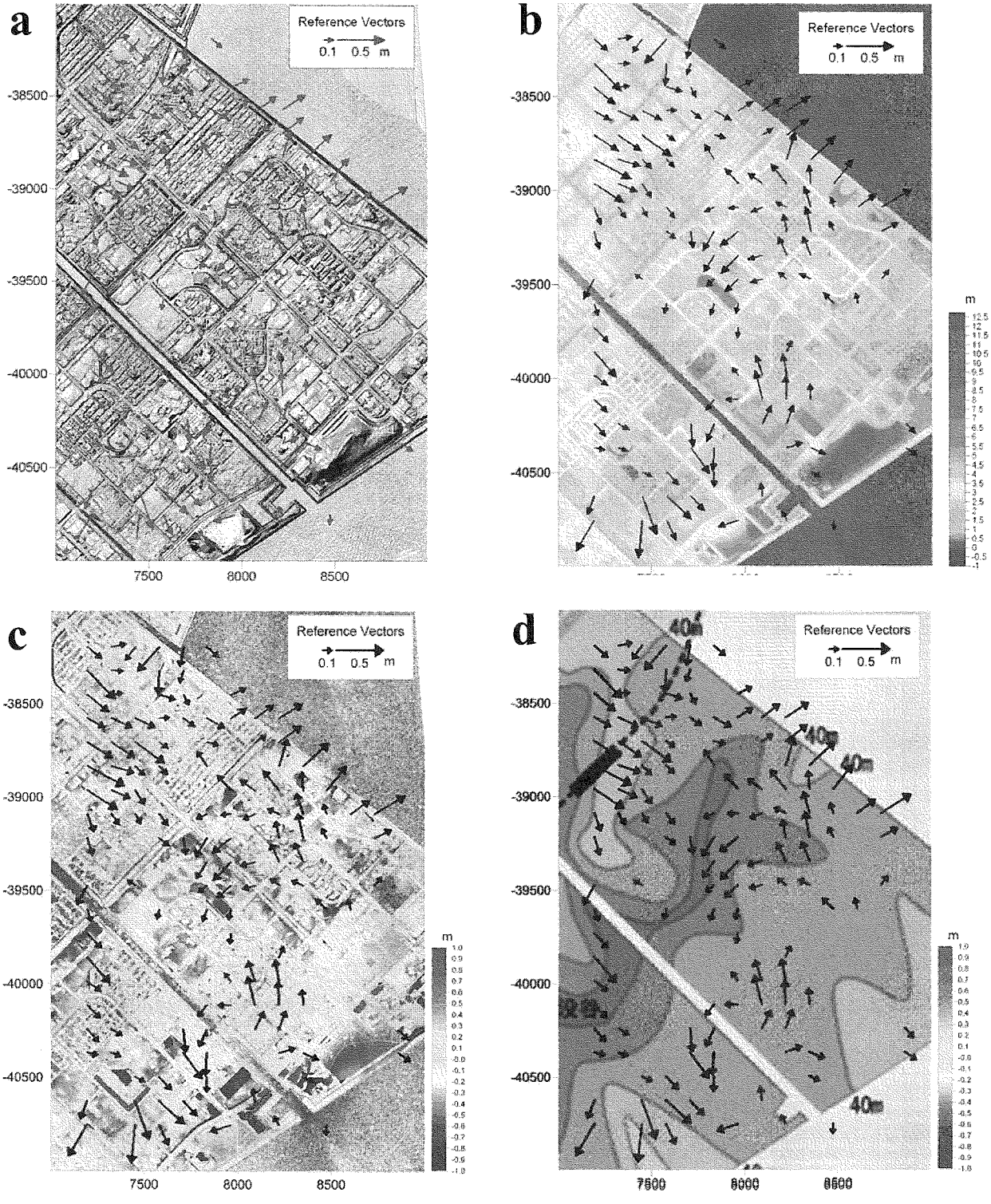
6. 結論

2時期の高解像度DEMから，地表面の移動ベクトルを抽出することにより，液状化発生地域の地表面の動きを面的に詳細に把握できる．これらの情報を，地盤性状，地震動，および埋没地形等を含む地質学的な情報と組み合わせることにより，地震時の液状化による地表変形の範囲の定量的な予測，およびその対策方法について理解を深めることができると考えられる．

文献

1) 向山　栄・江川真史（2009），2時期の細密DEMから作成した地形画像解析により推定した平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震における荒砥沢ダム周辺の地表変動，日本応用地質学会平成21年度研究発表会講演論文集，pp3-4.
2) 浦安市（2005）：地震防災基礎調査報告書概要版，36p.

3) 濱田政則ほか（1986）：航空写真測量による地震時液状化で生じた側方流動の計測，土木学会論文集第 376 号/Ⅲ-6, pp221-229.



図－1　数値地形画像マッチングにより抽出した液状化発生地域における地表面の変位

a. 背景は地震後の地形データによる陰影起伏図　b. 背景は地震前の地形データによる地盤高図

c. 背景は地震前後の標高差分図　d. 背景は軟弱地盤層基底等深線図 [2)]

地表面の変位は，地盤沈下が著しい場所で大きい傾向があり，また埋没谷の流心線の方向あるいは盛土高の高所から低所へと移動する傾向があるように見える．護岸の一部は海側に移動している．

24. 2011年東北地方太平洋沖地震による液状化発生地点の地形・地質的特徴
－千葉県稲毛海岸平野の調査事例－

○下河敏彦・稲垣秀輝（株式会社環境地質）

1. はじめに

2011（平成23）年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は、東北地方から関東地方の広範囲にわたり甚大な被害をもたらした。震源から２００km以上離れた東京湾周辺平野では、多くの地点で液状化現象が発生した。

地震に伴う液状化の発生しやすい区域として、一般に沖積低地や臨海部の埋立地があげられる。これらの地域は、自治体のハザードマップの液状化に対する危険の高い地域として分類されている（例えば、東京都土木技術支援・人材育成センター、東京の液状化予測図）。また、若松（2007）は、首都圏における過去の液状化の履歴から、水田の盛土や河川・池沼の埋立地、旧河道、臨海部の埋立地などが、地震時に液状化する可能性が高いと指摘している。

今回筆者らは、液状化しやすいとされていた臨海部埋立地のひとつである千葉県の稲毛海岸を中心に、東北地方太平洋沖地震による液状化発生地点の分布状況を調査した。本報告では、その地形・地質的特徴について得られた新たな知見についてまとめる。

2. 調査地域の概要

調査対象地域は、千葉市美浜区臨海部の稲毛海岸沿いの低地である。海岸線から約2.7km内陸部には、下総台地の海食崖が北西-南東方向に連続している。この海食崖直下は、1950年代前半までは海岸線となっており、現在の海岸沿いの市街地は、その後造成された埋立地に立地している。

3. 調査結果

現地調査の結果、家屋の不同沈下、道路・校庭や空き地の噴砂、電柱の傾きなど、顕著な液状化被害の発生した箇所は、限られた帯状の範囲や、古い埋立地の境界部に集中していることが明らかとなった。

3.1 液状化発生地点の地形的特徴

図-1に示したとおり、液状化発生地点の分布状況を詳しくみると、段丘の海食崖から海に沿って延びる3つの澪筋に沿って液状化集中している。

澪筋の抽出は、図-2に示した旧版地形図と図-3に示した空中写真判読によって行った。先述した澪筋1～3のうち、上流側の細長い液状化被害の集中する箇所は、1950年代前半まで干潟の澪筋であり、内陸部の段丘開析谷に連続する地形である。干潟下流側における幅100m～200m程度の液状化の集中する範囲は、上流側の澪筋の延長である。なお、澪筋沿いでも液状化対策を施工していたマンション等には、顕著な被害は認められなかった。

このほか、埋立地の造成時期を考慮すると、(A) 地点では、埋立地境界に沿って液状化が顕著となる。これは、埋立境界でコンクリート壁や矢板などの護岸施設があり、それに沿って砂が噴き出したものと考える。また、現在公園として利用されている (B) 地点の線状の液状化例は、旧水路跡と一致している。さらに、(C) 地点は、干潟と海域の境界に位置している。このように、地形・地質境界での液状化にも注意を要することがわかる。

3.2 地質的特徴

千葉県地質環境インフォメーションバンクの地質柱状図をもとに、海岸から約1.7km 付近の澪筋の幅が広がるところで、地質横断面図を作成した（図-4）。

その結果、澪筋の分布域では最大で６m程度、N値5以下の細砂が堆積しており、干潟を削り込んでいることが明らかとなった。澪筋以外の場所では、粘土を主体とした液状化の発生しにくい堆積物の存在が認められた。このため、今回液状化した地層は、人工的な埋土だけではなく、澪筋の堆積層も関与している可能性が高いと判断した。

4. まとめ

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による液状化発生地点の地形・地質的特徴を明らかにした。その結果、液状化発生地点は埋立て前の澪筋や古い埋立地の境界などに集中する傾向が認められた。澪筋の堆積物はN値5以下の砂質堆積物である。

このように、微地形分布状況と土地利用履歴、地質情報との関連を明らかにすることは、今後の地域防災計画にとっても重要な情報となる。

文献

1) 若松加寿江（2007）：首都直下地震による液状化の発生と被害，地学雑誌 Vol. 116, No.4, pp. 480～489
2) 千葉県地質情報インフォメーションバンク http://wwwp.pref.chiba.lg.jp/pbgeogis/servlet/infobank.index

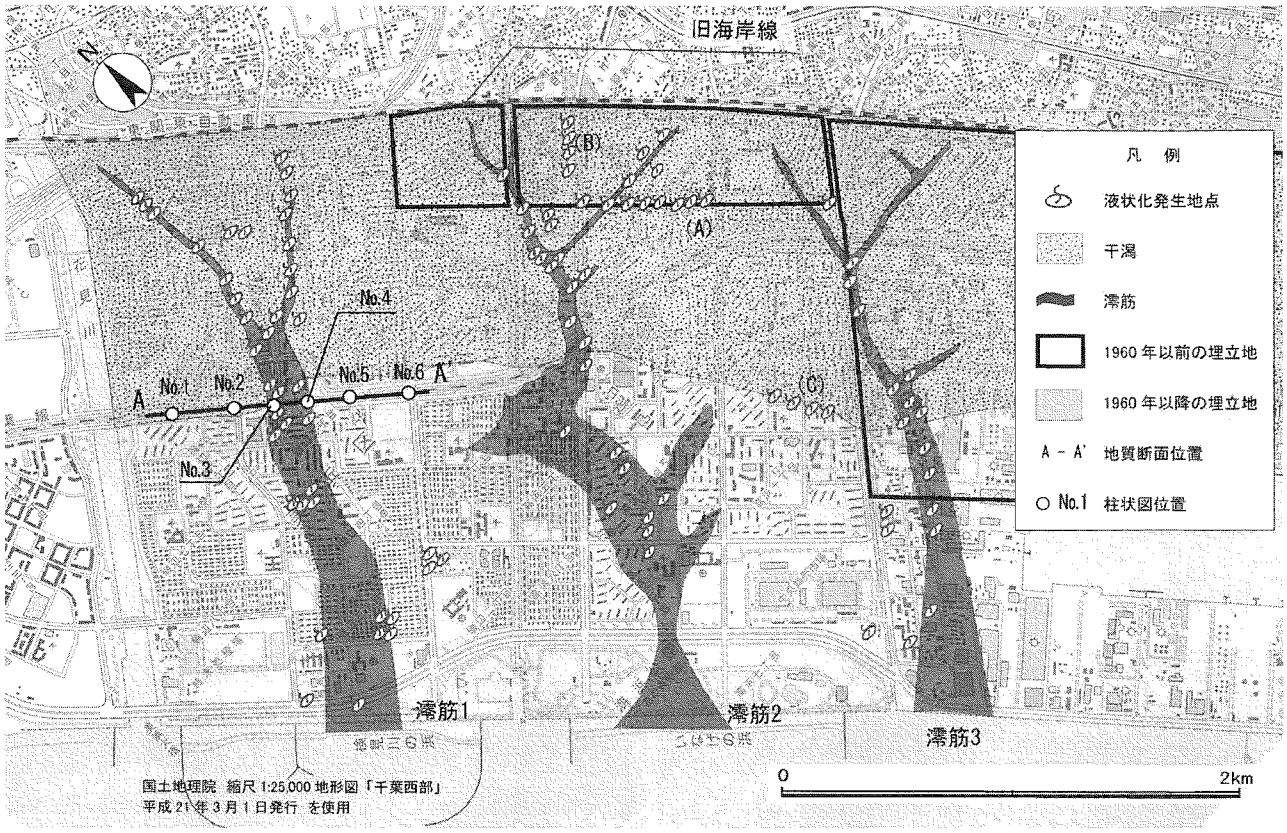


図-1　液状化の集中した範囲と微地形・土地利用履歴

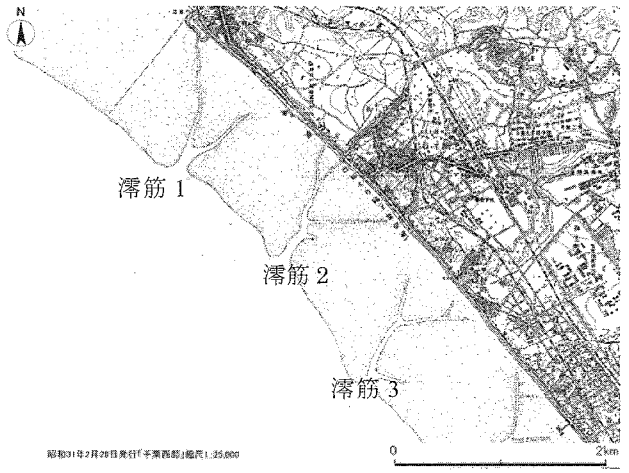


図-2　昭和 31 年発行の旧版地形図

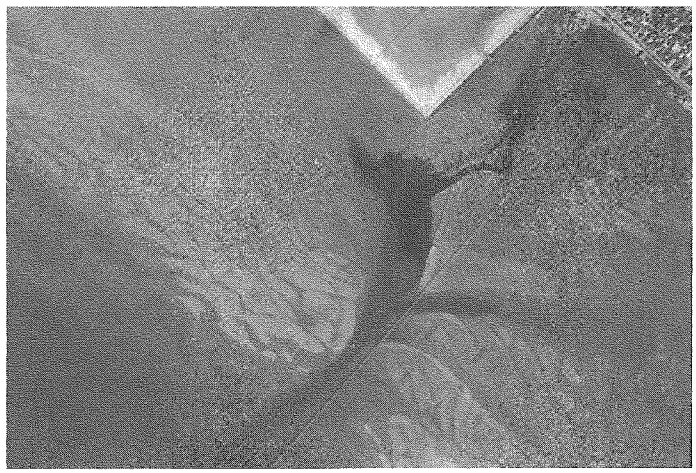


図-3 1961 年撮影の空中写真における澪筋 2(KT-61-7 C6-1)

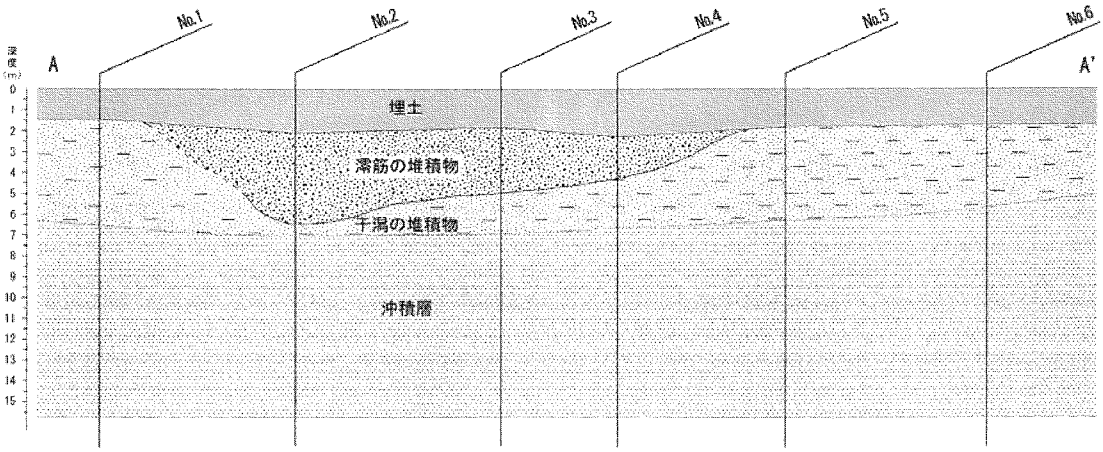


図-4　液状化の集中した澪筋 1 周辺の地質断面図

25. 平成 23 年(2011)東北地方太平洋沖地震(M9.0)による仙台市などの谷埋め盛土の被害調査

The Damages of Residential Land in and near Sendai City due to the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

○塩野敏昭，赤井静夫，小林保夫，赤井理一郎（㈱北信ボーリング）
Toshiaki Shiono, Shizuo Akai, Yasuo Kobayashi, Riitiro Akai

1. はじめに

地震による谷埋め盛土宅地の被害が全国的に注目されたのは、1978 年（昭和 53 年）宮城県沖地震（M7.4）による仙台市近郊の丘陵地の被害であった[1)2)3)]。

今回の東北地方太平洋沖地震（M9.0）による谷埋め盛土宅地の被害調査のテーマは以下の二点である。

① 1978 年宮城県沖地震（M7.4）で被災し、対策が行われた宅地は今回の地震に耐えたのか。

② 宮城県沖地震(M7.4) 以降に造成された宅地に被害はあったのか。

2. 調査概要

被害調査では、文献調査、現地踏査および聞き込み調査を実施した。ここではテーマ①に絞って以下の三箇所の状況を報告し、宅地の耐震対策を考察する。

①仙台市 太白区 緑ヶ丘 1 丁目 A地区
②仙台市 太白区 緑ヶ丘 3 丁目 D地区
③白石市 緑が丘 1

仙台市周辺の丘陵部は、新第三紀中新世から鮮新世に堆積した砂岩、シルト岩、凝灰岩等などの軟岩からなる[4)]。この地域では震度 6 強が観測された。以下、1978 年宮城県沖地震を「1978 年の地震」と呼ぶ。

2．調査結果

2.1 仙台市太白区緑ヶ丘 1 丁目 A 地区

1978 年の地震では、昭和 30 年代から民間会社によって造成された宅地盛土において旧谷筋に沿って幅 10～30m の地盤亀裂が発生し、長さ 60m 余りに及ぶ範囲で家屋の不同沈下が発生した[1)]。

昭和 54 年に地すべり防止区域に指定され、最上部に集水井 1 基（水抜きボーリング 9 孔）、中央部に長さ 11.0～27.5m の鋼管杭が 1 列施工された。末端部には、長さ 17.0m のアンカー付き鋼管杭とその上にコンクリート擁壁が施工され、ここには水抜きボーリングが 12 孔確認できた。

今回の地震では、ここに顕著な被害は発生しなかった。盛土の N 値が 0～4 という極めて軟弱であるにもかかわらず、大きな被害に至らなかった要因として、抑止工と十分な地下水排除工の効果が考えられる。

2.2 仙台市太白区緑ヶ丘 3 丁目 D 地区

1978 年の地震では、昭和 30 年代から民間会社によって造成された宅地において亀裂と陥没が発生し、変状は旧谷筋に沿って長さ 300m に及んだ[1)3)5)]。

昭和 54 年に地すべり防止区域に指定され、鋼管杭 5 列、集水井が中央部と末端部に 2 基施工された。

今回の地震では、前回とほぼ同じ位置に亀裂が発生した。最上部の 4 号緑地周辺の道路に施工された抑止杭は周囲が陥没し、地盤が斜面下方に移動して宅地は沈下した。危険と判定された宅地は、貼紙が確認できたものだけでも 30 戸以上に及ぶ(図-1, 2)。

長さ 200m 以上、層厚が 20m に及ぶ N 値 0～10 を示す軟弱な谷埋め盛土において集水井は 2 基だけであり、しかも、主となる旧谷筋の地下水を効果的に排除できる位置に施工されていない。

耐震を考慮しない従来の地すべり対策指針に則ったものと考えられるが、結果的に地下水排除工が不十分であった可能性がある。

2.3 白石市緑が丘 1

1978 年の地震では、昭和 50 年に宮城県住宅供給公社によって造成された白石市緑が丘団地において、谷間を埋め立てた部分で幅 120m、長さ 230m の崩壊が発生し、崩壊土量は 8 万 m^3 に及んだ[1)]。

対策として、2 基の集水井が確認されたが、直径 2.0m の集水井は水抜きボーリングが施工されておらず、効果は不明である。また、頭部の排土によって緑地公園が整備された。

今回の地震では、地盤変状の範囲が前回より広がり、頭部の亀裂は切り盛り境に近接している。また、二次的な滑落崖と開口亀裂が集中する緑地では地表付近に地下水が確認できた。

排土と緑地公園の造成によって今回の地震による宅地被害は軽減されたものの地下水排除工が不十分であったことが、変状の拡大につながったと考えられる（図-3, 4)。

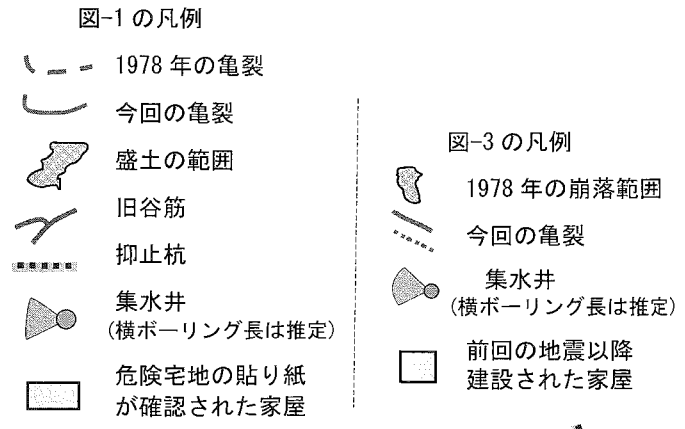
3．まとめ

i）1978 年に被災した盛土で抑止工と抑制工（地下水排除工）を十分に実施した所では被害がなかった。

ii）1978 年に被災した盛土で抑止杭主体の対策をした所では被害が再発した。

iii）1978 年に被災した盛土で地下水排除工が不十分な所では被害が拡大した。

iv）今回被災した盛土は、造成後 30 年近く経過しても締め固めが不十分で N 値が低い状態にある[6)]。



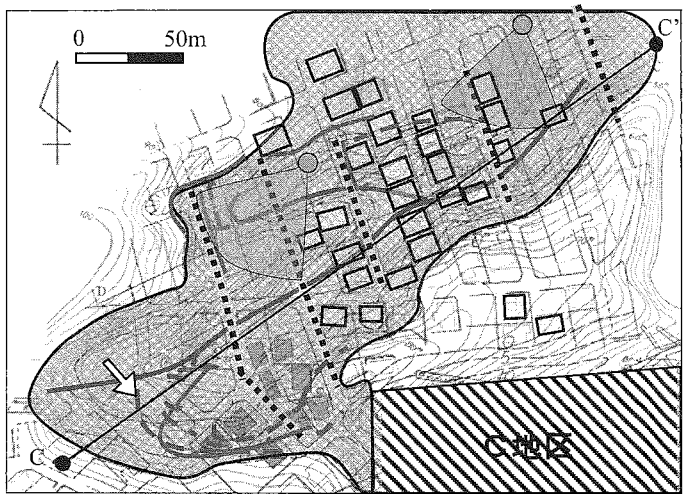


図-1. 仙台市太白区緑ヶ丘３丁目 D地区の平面図 [1)]

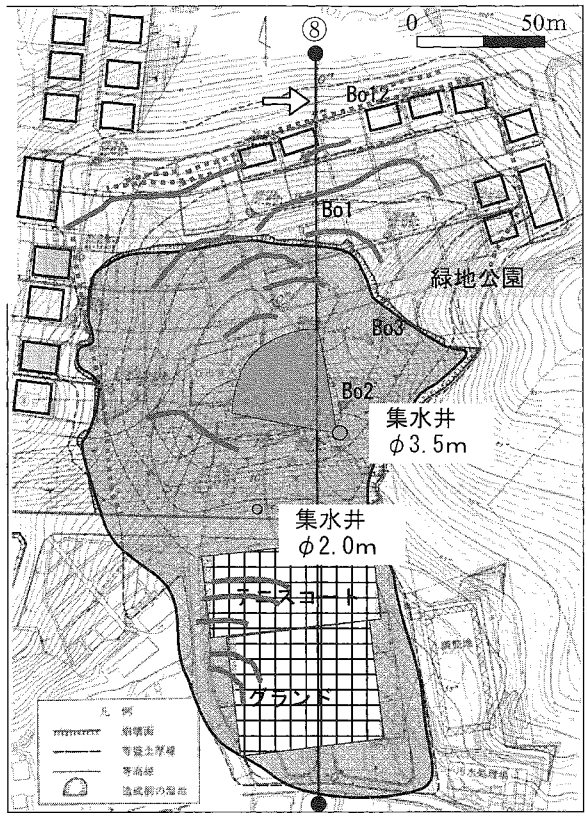


図-3. 白石市緑が丘１の平面図 [1)3)]

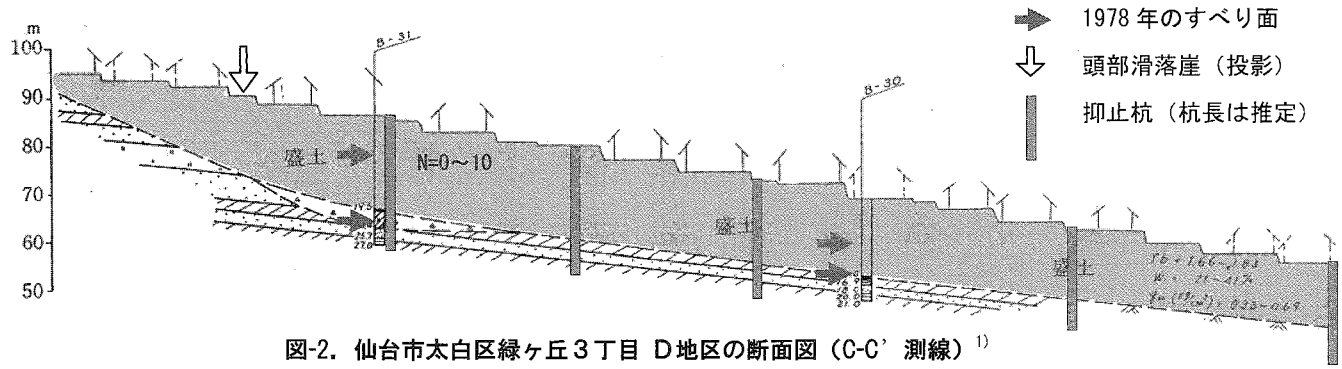


図-2. 仙台市太白区緑ヶ丘３丁目 D地区の断面図（C-C' 測線）[1)]

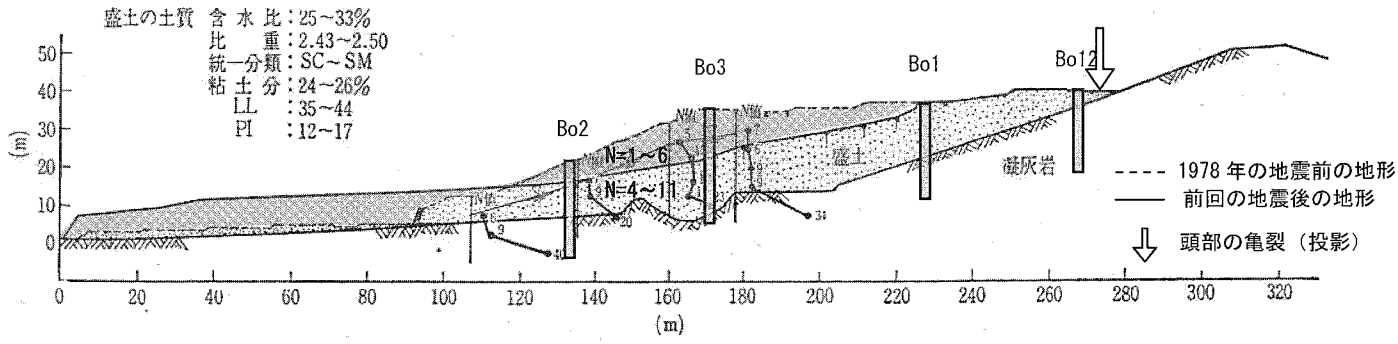


図-4. 白石市緑が丘１の断面図（⑧測線）[1)5)]

参考文献

1) 宮城県（1980 年）：'78 宮城県沖地震災害の教訓－実態と課題.
2) ㈱応用地質調査事務所（1978）：1978 年 6 月 12 日宮城県沖地震被害調査報告.
3) 羽鳥謙三（2009）：地盤災害 地質学者の覚え書き, ㈱之潮.
4) 地学団体研究会仙台支部（1980）：新編 仙台の地学, きた出版.
5) 河上ほか（1978）：宮城県沖地震における盛土の被害, 土と基礎, 26-12, pp25-31.
6) 浅田秋江（2006）：怖いのは地震ではなく地盤である, 丸善仙台出版.

26. 長野県北部を震源とする地震で発生した，小規模崩壊が発生させた長距離重力移動現象

A long traveled mass movement induced by the North Nagano earthquake

○山崎　新太郎（北見工業大学）
Shintaro Yamasaki

1. はじめに

M9.0 を記録した東北地方太平洋沖地震の翌日，2011 年 3 月 12 日，長野県北部栄村を震源とする M6.6 の地震が発生した．この地震により栄村では震度 6 強，隣接する新潟県津南町においても震度 6 弱が観測された．それにより，屈指の豪雪地域である本地域において地震を誘因として斜面崩壊と雪崩が多発した．本災害は豪雪地帯で冬季に発生した希な地震災害であった．筆者は発生直後に斜面崩壊の災害状況を調査した．

本講演では，筆者がこの調査において発見した斜面崩壊と雪崩が複合した特異な重力移動現象を報告する．この現象は，降雨の関連しない乾燥した小規模な崩壊であるにも関わらず移動体が長距離を流下している．そして，移動体は土石流と比較して撹乱の程度が小さく，その一部は土砂と雪の混合物からなり，これまでに知られていない重力移動のタイプである可能性がある．本講演ではその詳細を報告すると共に観察的事実からその運動メカニズムを解釈し，課題を提起したい．

2. 発生位置と発生環境

本報告で取り上げる重力移動現象は新潟県津南町鳥帽子形山（546 m）の北斜面において，砂岩，泥岩，礫岩からなる受け盤斜面上で地震直後に発生した．この場所はその後，4 月，5 月にも続けて崩壊を起こしているが，地震直後に発生した崩壊は幅 150 m，高さ 70 m，平均厚さ 5 m 程度で，体積は 5×10^4 m^3 程度であったと推定される．筆者は地震発生 3 日後の 3 月 15 日から 18 日，3 月 26 日と 27 日にかけて調査を行った．道路沿いなどを除き，観察した微地形は発生直後のまま保存されていた．発生前の地形を地形図と空中写真の判読により推察すると発生位置下方には谷と田畝があった．本現象による移動体はこの田畝を埋積したと推定される．3 月 15 日に移動体末端付近の積雪を測定すると 2.3 m であった．アメダス津南町観測点のデータによると地震前 10 日間の平均気温は氷点下 1.8℃で，大きな融雪をもたらす気温上昇や降雨はなかった．

2. ２つの長距離重力移動現象

本現象が形成した移動体には，２種類あり，土砂混じりの氷塊とその上位の砂画分以下の粒子に乏しい岩屑群からなっていた（図-１）．この岩屑群に注目すれば滑落崖の頂上から水平方向に 726 m 流下しておりその間に 250 m 落下していた．これから導かれる見かけの摩擦角は 18.2 度であった．この値は，ほぼ無水状態にあったと推定される重力移動現象としては卓越した流動性であったことを示している．また，詳しくは講演で触れるが，約 500 m 下った場所において立木が岩屑表面に大きな損傷を受けることなく立っており，岩屑全体は破砕されているもののその内部の流動性は小さかったと推定される．これを説明するメカニズムとしては，岩屑が多量の積雪や氷塊の上をいわばスキーのように滑走した可能性がある．

一方で土砂混じりの氷塊は常に岩屑の外側にあり，端部では岩屑よりも遠方に到達していた（図-１）．この氷塊は前述した岩屑と異なって大量の細粒分を含んでおり，また，見かけの摩擦角は 17 度であることから，雪の上をより小さな摩擦で滑走していると思われる．そして，一部では斜面を最大 14 m も乗り上げている（図-１）．後述する様に氷塊が原位置の雪に乗り上げているのも認められた（図-２）．これは岩屑群の移動に先行して発生した全層雪崩に近いものと推定される．しかし，その摩擦は全層雪崩としてはかなり小さい．

4. 土砂混じり氷塊の断面構造

前述した土砂混じり氷塊が原位置にあった雪の上方に乗り上げている構造が一部に認められた．これらの構造を形成する相は，移動時の運動像を示唆する特徴的な相を持っている．図-２に示すように上方の移動相は大礫サイズの硬い球状の氷塊と柔らかい球状の雪塊が混在し，凍結した土砂と雪の基質がそれを支持していた．下方の原位置雪層には淡い褐色の硬い氷が，移動相伸展してまたは斑状に形成されていた．これらは表面を掘削した時に現れたものであり，奥まで連続していた．この構造が形成される理由は，一旦，土砂と雪が混合したものが一部液体になり，泥水が原位置の雪に浸透し，その後再凍結がされたことを示している．つまり，この土砂混じりの氷塊が形成される運動時に，この重力移動現象は一時的に部分的に液化した可能性がある．その理由としては，土砂の温度，摩擦熱，圧力融解などが考えられるが，観察事実だけからは不明である．しかし，液化したことでより小さな摩擦となり，それが高い流動性を与えた可能性がある．

5. 豪雪地域の斜面災害における本現象の意義と課題

本現象は，冬季の豪雪地域において，地震により発生した乾燥した崩壊が，その規模が小さくとも破壊的な災害になる可能性を示唆している．今後，豪雪地域で冬季に直下型地震が発生した場合にも発生する可能性があり，注意すべき現象であろう．

本論では土砂が雪をスキーのように滑走する可能性，土砂と雪の混合物が運動時に液化し，さらに摩擦が小さくなった可能性があることを観察事実から示した．本現象の防災上の重要性を考えても，実験的アプローチにより実証する必要がある．現在，土と雪の混合物を対象としたせん断試験を計画中である．

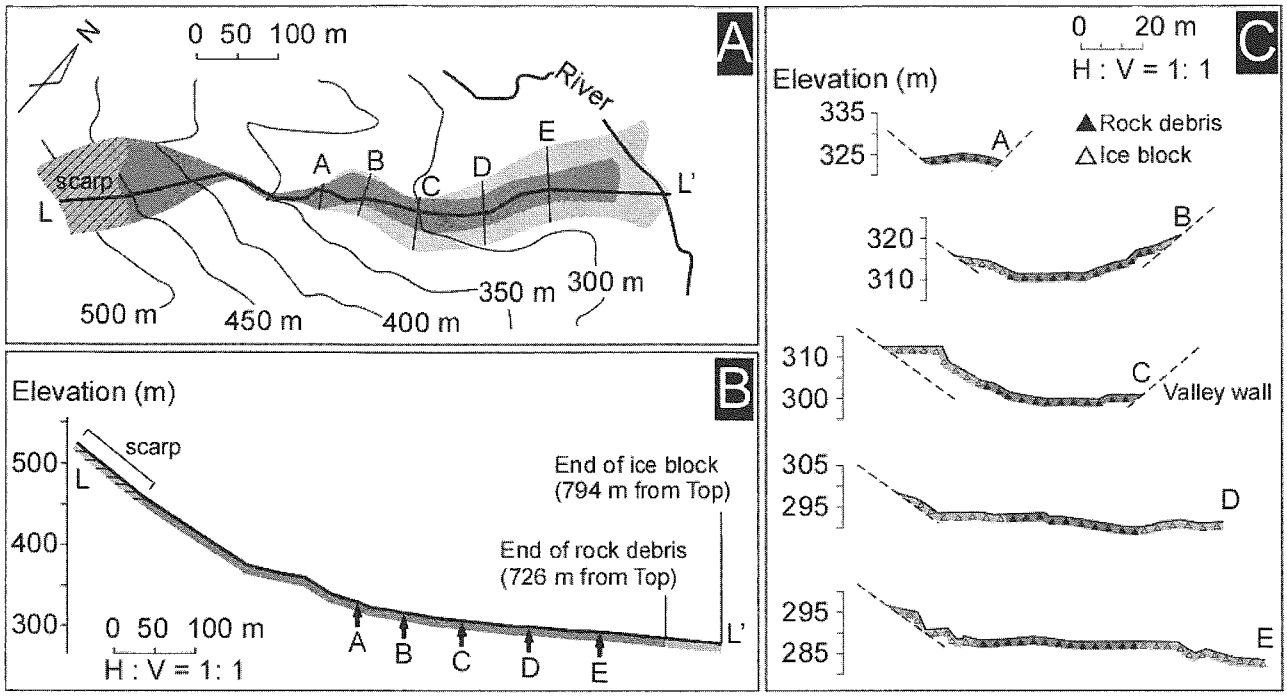


図-1 A は平面図（淡灰色は土砂混じり氷塊，濃灰色は岩屑の分布を表す），B は縦断図，C は横断図である．

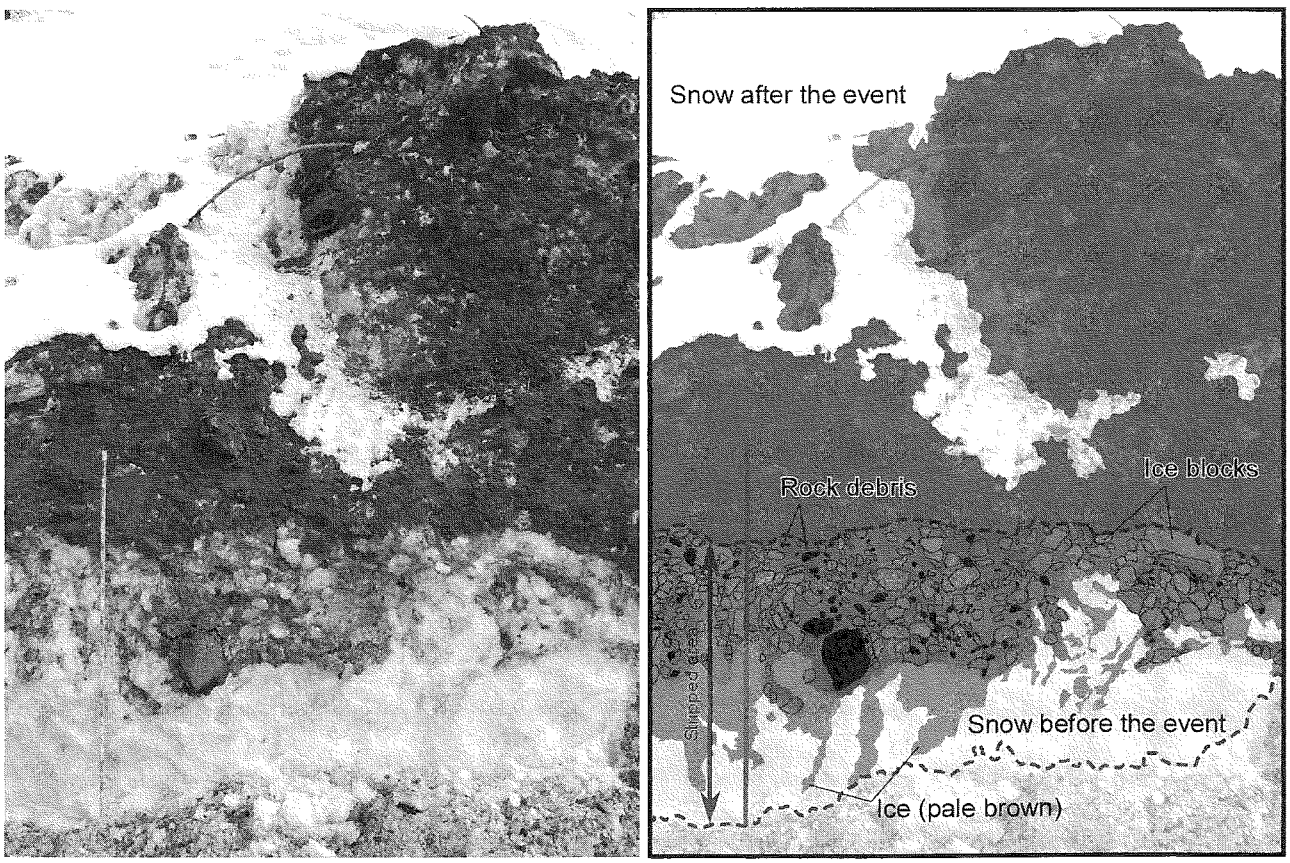


図-2 左写真は，土砂混じり氷塊の断面．融雪により直ちに表面が変化するため，破線に挟まれた領域を撮影直前にスコップにより剥離して露出させている．右は左写真のスケッチであり，赤線は 2 m の標尺である．

27. 北海道厚真町での2011年東北地方太平洋沖地震津波による氾濫現象と堆積物

Tsunami inundation and deposit by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake at Hokkaido Atsuma-cho

○太田勝一（有限会社地質環境調査），乾哲也（厚真町教育委員会），最終間氷期勉強会
OOTA Katsuichi, INUI Tetsuya and Study group on the Last interglacial epoch

1．はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震により，苫小牧市に隣接する勇払郡厚真町でも津波が遡上し被害を生じた[1]．

津波の陸地への遡上現象は，津波規模や地形および地表状況等により影響されるため多様である[2]．

このため，津波防災をはかる上では，各地域での津波の挙動を把握または予測することが重要な課題となっている．

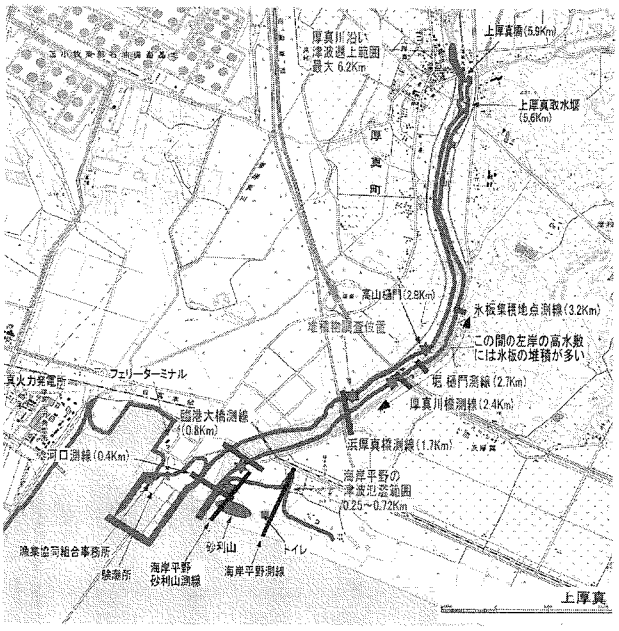


図-1　津波の遡上状況と調査位

そこで，厚真町における3/11津波の遡上現象の実態と堆積物の性状を，痕跡調査・測量・堆積物調査により明らかにした（図-1）．

2．津波の遡上状況

苫小牧東港の港内および自然海岸で，4回分の浸水痕跡を確認した．

港内での最高浸水高は標高で3.21m，潮位補正後で3.53mであった（写真-1 ①）．この津波により，苫小牧東港では漁業協同組合事務所と検潮所が破損した．

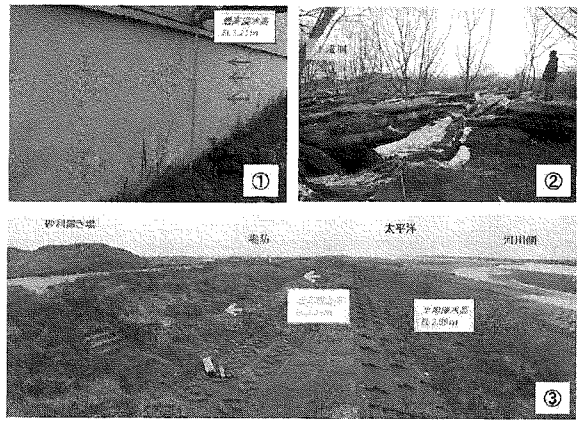


写真-1　津波の遡上痕跡

自然海岸では，地表の起伏に沿って最大奥行き720mまで遡上し，やや急速に波高を減じた（図-2 下図・左）．

ただし，海岸付近に位置する利山群を津波が通過した地点では，遡上距離が520mで，特に急激に波高を減じた（図-2 下図・中央）．これは，砂利山群よる津波エネルギーの低減効果を示していると考えられる．

一方，厚真川沿いでは津波が6.2Km上流まで遡上し，徐々に波高を減じた（図-2 上図）．河口付近では部分的に，堤防天端まで1.3mにまで迫っていた（図-1 ③）．

積雪寒冷地における河川遡上津波による特徴的な漂流物として氷板がある[3]．厚真川沿いの氷板は，高水敷上では河口から3.2Km上流まで確認されており，

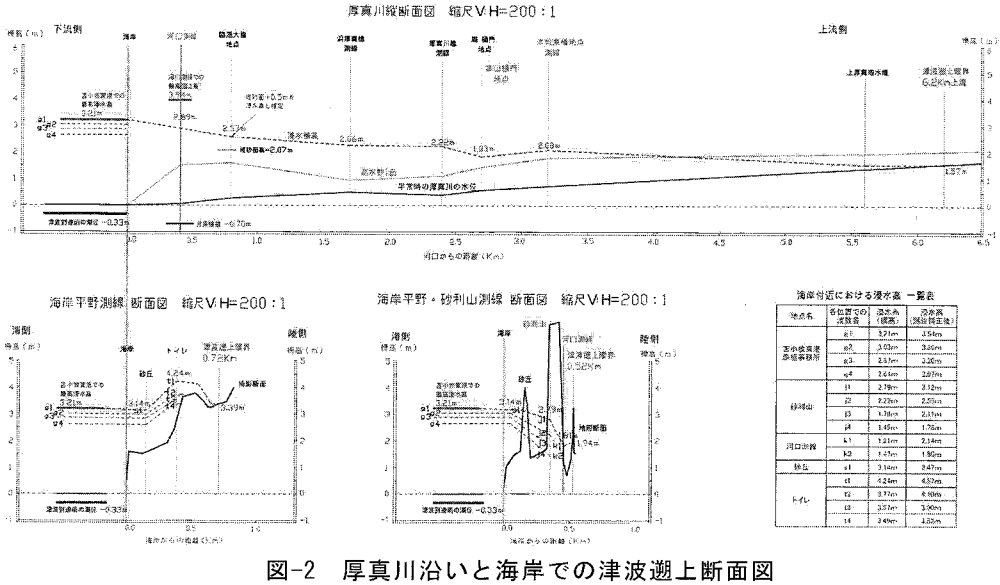


図-2　厚真川沿いと海岸での津波遡上断面図

上流側への流向を示すインブリケーションが顕著に発達していた（写真-1 ②）.

また，高水敷上での植生の倒伏方向は，全区間にわたって上流向きが大半であった．上流側への流向を示すリップルマークも，部分的に認められた.

3. 津波堆積物の特徴

調査地での津波堆積物は，主として厚真川沿いの高水敷上で断続的に認められた．低水路は常時流水があるため観察不能であった.

津波堆積物の層厚は中～下流部では 10～20cm で，上流側に薄化する．青灰色の細粒砂を主とし，挟在する褐色のシルト薄層により 4 層に区分される（図-3）.

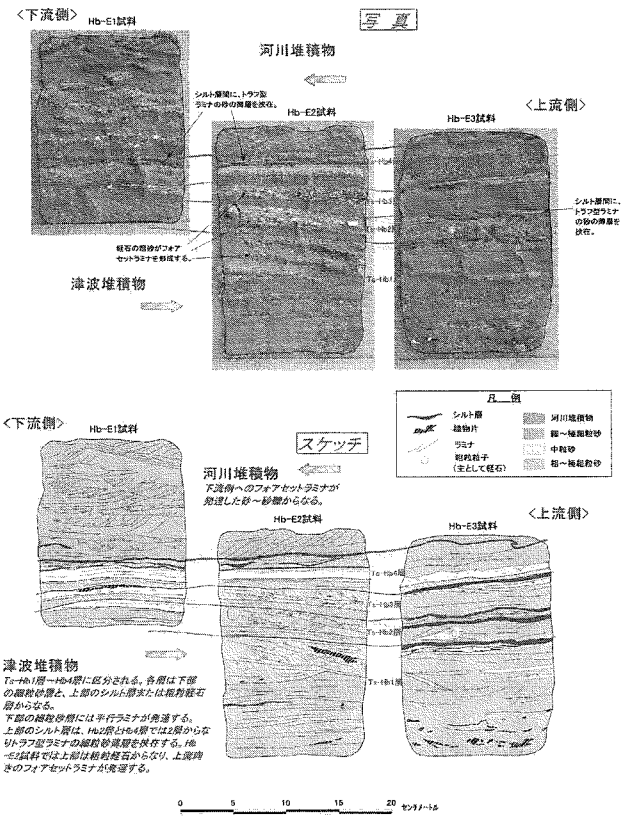


図-3　津波堆積物の代表的な層相

砂層には平行ラミナが発達しており，部分的に上流側へのフォアセット・ラミナが認められる.

津波堆積物の砂層の粒径は 0.15～0.2mm ほどに集中しており，淘汰良好である．これは，海岸の砂の粒度組成と酷似している．挟在する褐色シルト層は，河川堆積物のシルトと同様の色調と粒度組成を示す.

津波堆積物の砂層からは海棲の珪藻が検出され，上流に向かって含有量が減少する.

また河口部では，冬期に海側から打ち寄せられた堆砂が，3/11 の津波により大量に浸食されていた.

これらの状況から，高水敷での津波堆積物の大半は，海浜～河口付近から押し波によりもたらされた砂で形成されたと考えられる．挟在するシルト薄層は，津波の停滞期に河川の営力が相対的に増すことにより形成されたと考えられる.

5．まとめと今後の課題

苫小牧市に隣接する厚真町で，津波の遡上現象を検討した．海岸付近での最大浸水高は 3.53m（潮位補正後）で，陸側に 250～720m まで遡上しやや急速に波高を減じた.

これに対して，厚真川沿いでは 6.2Km 上流まで遡上し，徐々に波高を減じた．また，海岸に砂利山群のある地点で特に急激に波高を減じたのは，砂利山による津波エネルギーの低減効果と考えられる。

高水敷での津波堆積物は 4 層に区分される．各層は平行ラミナの細粒砂を主とし，シルトの薄層を伴う．砂層には上流側への流向を示すラミナが見られる．高水敷での植生の倒伏方向は上流向きが大半であり，氷板群には上流側への流向を示すインブリケーションが発達する.

これらの状況から，高水敷での津波堆積物の大半は，押し波により海岸からもたらされた砂で形成されたと考えられる．挟在するシルト薄層は，津波の停滞期に河川の営力が相対的に増すことにより形成されたと考えられる.

引き波は，主として地形的な低所である低水路沿いに流下したものと推察される.

これらの情報は，今後計画されているハザードマップ作成に際して，数値シミュレーションによる逆解析の基礎資料となることが期待される.

また，本地域では 17 世紀に大規模な津波が襲来したことが既往研究により明らかにされている [4]．このため，今回の津波と 17 世紀の津波堆積物の分布と性状を比較することにより，17 世紀規模の津波への防災計画にも寄与できると考えている.

謝辞

本研究を行うに際して，地方独立行政法人 北海道立総合研究機構 地質研究所の嵯峨山　積博士と仁科健二主査には，珪藻分析と粒度分析をしていただくとともに，堆積物について議論していただいた.

また，独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所の吉川泰弘研究員と阿部孝章研究員には，津波の水理学的挙動について議論していただいた.

以上の方々に厚くお礼申し上げる.

文献

1) 乾　哲也，奈良智法，荻野幸男(2011)：東日本大震災 厚真町における津波調査.厚真町教育委員会.

2)今村文彦(2001)：津波災害-予測と対策-.地学雑誌，110，6，828-837.

3) 阿部孝章・吉川泰弘・平井康幸（2011）：津波の遡上に伴う河道内氷板の輸送過程に関する水理実験.寒地土木研究所月報，no.695，2-11.

4)高清水康博，嵯峨山 積，仁科健二，岡 孝雄，中村有吾，西村裕一(2007)：北海道胆振海岸東部から確認された 17 世紀の津波堆積物.第四紀研究，46，119-130.

29. 1982年長崎豪雨による斜面崩壊地の土地条件変化

26-Year Ground Condition Changes in a Landslide Induced by 1982 Nagasaki Heavy Rainfall

○黒木貴一(福岡教育大学), 磯望(西南学院大), 後藤健介(長崎大), 黒田圭介(西南学院大), 宗建郎(西南学院大)
Takahito Kuroki, Nozomi ISO, Kensuke GOTO, Keisuke KURODA and Tatsuroh SOH

1. はじめに

1982年(昭和57年)長崎豪雨では, 長与町で最大1時間降水量187mmを記録し, 長崎県では斜面崩壊と浸水により死者299人に及ぶ被害となった[1),2)]. その後, 斜面崩壊の地質と地形, 斜面崩壊と植生との関係が検討された. 斜面崩壊による裸地では, 崩壊後植生が回復し土層が発達するが, いずれ不安定となり地質特有の再来周期に達すると再び崩壊すると考えられている[3),4)]. 一方で斜面崩壊の発生場所と斜面地形との関係も研究されてきた[5),6)]. しかし斜面崩壊後に, 土地被覆変化, 植生状態, 土層回復状況を調査し, 斜面崩壊の準備過程を総合的に検討したものは少ない. そこで長崎県東部の1982年長崎豪雨の被災地における様々な変化に関し, これまで衛星データなどの分析と現地調査を進めた. ここでは斜面崩壊地を対象に地形, 植生, 土層を調査しGISデータ化し, 各結果の重ね合わせから26年間の斜面崩壊の準備過程を整理した.

2. 調査方法

1) 研究対象地域と斜面崩壊

1982年長崎豪雨で長崎市東部の丘陵地斜面に生じた斜面崩壊地を含む対象斜面に, 長辺が東西方向の長方形の計測範囲(12m*19m)を設定した(図-1). 本地域は, 八郎川を境とし西側が西浦上変朽安山岩(プロピライト), 東側が井樋の尾火山岩類(角閃石安山岩)であり[2)], それらが標高約400mの丘陵地を構成している.

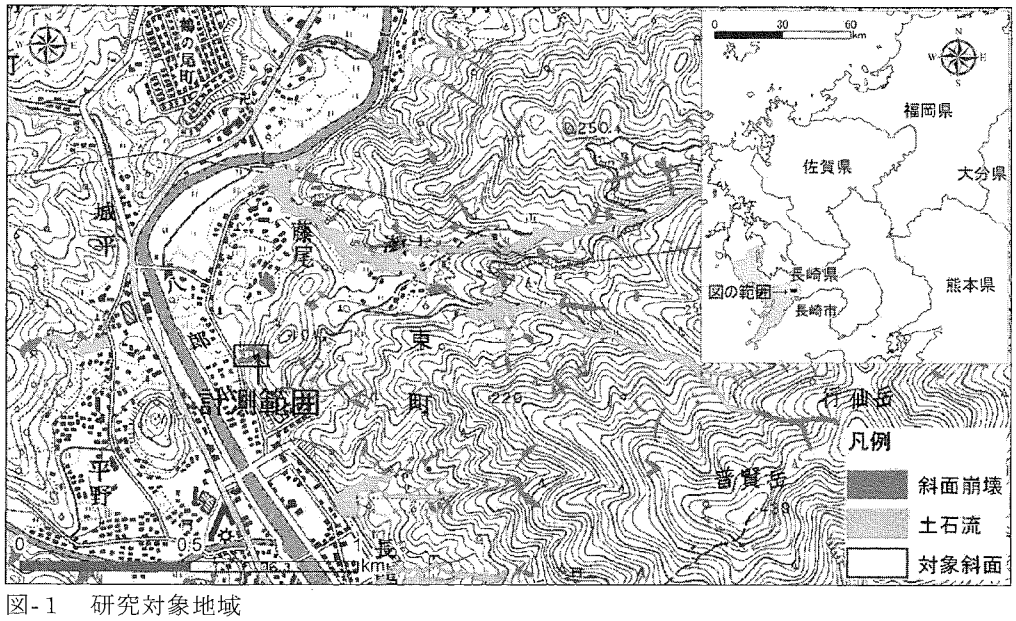


図-1 研究対象地域

2) 標高, 土層, 傾斜, 樹木の調査

計測項目は標高, 土層, 傾斜, 樹木とし, 現地調査は2008年8月～12月に実施した. 計測範囲は北西隅を原点(0,0)とする仮XY座標において, 1m間隔のメッシュを設定し, その交点(測量点)260点に対し標高, 土層, 傾斜, 樹木を計測した. 測量点は, 仮X軸とそれに平行する1m間隔のメッシュ線を示すために延伸した巻尺により把握した. 標高は, レーザー測量機材(TruPulse200)を用いて, 計測範囲の簡易測量を実施し原点(0,0)を0mとする測量点の仮標高を算出した. 原点(0,0)と長崎市都市計画図(KF70-4)の標高点との高度差より, 各測量点の標高を求めた. 土層は土層強度検査棒を用い, 人力で貫入できなくなる測量点における基盤岩までの到達深度を計測した. 傾斜は測量点に対しクリノメーターにより計測した. 樹木は, その位置と直径(根元10cm付近)を計測した. 位置を把握するために, 仮X軸とそれに平行する1m間隔のメッシュ線から樹木中心までの垂直距離を計測した. なお計測範囲の樹種に関し, 収集した落葉の専門家による同定結果から特徴を把握した.

3) GIS計算

測量点に対する標高, 土層, 傾斜の各調査結果は, GIS(ArcView)のSpatial Analystにより測量点の値を用いたクリギング法による補間計算を実施し20cmメッシュで表現した.

3. 調査結果

1) 地形状況

計測範囲は標高30.7mから42.6mで, 凹型斜面の上半部に当たり, 縦断方向に2段の階段状凹凸が認められる. 概ね南北端が高く, 中央の谷に向かう3つの支谷がある.

2) 樹木状況

計測範囲の樹木総数は299本である．構成樹種はマテバシイが最も多く，次がアラカシである．それ以外のクスノキ，アオキ，アオツヅラフジ，ハマクサギは比較的少ない．

3) 土層と地形

図-2は地形3D表現に土層厚を重ねた．これより斜面崩壊後に形成された土層は，緩傾斜地ほど厚く，急傾斜地ほど薄く堆積してきたことが分かる．

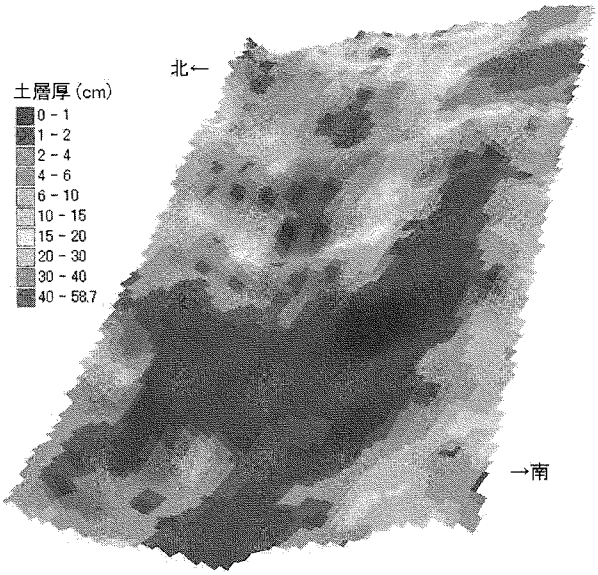


図-2　土層厚の分布

4) 傾斜や土層と植生

傾斜と樹木の重ね合わせから，斜面崩壊後は，より緩傾斜な場所で，そこが下部及び谷部に対し急傾斜に変化する場所に，樹木は優先的に活着したことが分かった．また土層と樹木の重ね合わせから，斜面崩壊後，土層がより堆積しやすい場所で，そこが下部及び谷部に対し土層厚が急減する場所が，最も樹木が活着しやすいことが分かった．

4. 計測範囲の斜面崩壊後の変化と土層回復

土層，傾斜，樹木の空間分布を全て考慮し計測範囲の斜面崩壊後の土地条件変化をまとめた(図-3)．斜面上に形成された土層は下方移動するが，緩傾斜となる部分では一時的に堆積しやすく層厚を増す．斜面を転がる樹木の種子は，急傾斜の場所よりも緩傾斜の場所に停止しやすいので，そこに樹木が活着し易くなる．

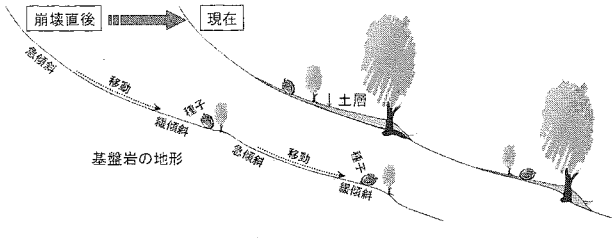


図-3　斜面崩壊後の変化

活着した樹木は成長とともに樹径が増し根張りも充実するため，上方から移動してくる斜面物質をトラップしやすくし，樹根の上側の土層を増加させる．さらに樹木の上方での土層増加は斜面の緩傾斜化につながり，樹木はより広範囲に活着しやすくなる．

1982年から2008年まで26年間の土層回復を検討し，表-1にその計算過程と結果を整理した．(1)は全データを用いた計算結果を示す．計測範囲の土層厚に関する測量点260点の全データから年間平均0.32cmの土層堆積が進んできたと考えられる．(2)は推定された未崩壊地を除くデータを用いた計算結果を示す．この場合，土層厚に関する測量点229点の全データから年間平均0.16cmの土層堆積が進んできたと考えられる．(3)は土層回復年の予想を示す．計測範囲外の崩壊壁跡の土層厚100cmに基づくと土層の回復予想は316.6年となる．推定の未崩壊地に残る最大土層厚50cmに基づけば，土層の回復予想は311.1年となる．

表-1　土層回復の予想

(1)全データによる結果

測量点数	土層計	26年平均	年間堆積
点	cm	cm	cm/y
260	2135	8.21	0.32

(2)推定の未崩壊地を除くデータによる結果

測量点数	土層計	26年平均	年間堆積
点(注1)	cm	cm	cm/y
229	957	4.18	0.16

注1)土層厚20cmを越えるものを除外

(3)土層回復年の予想

回復基準	土層条件	年間堆積	回復予想
cm		cm/y	年
100	注2)	0.32	316.6
50	注3)	0.16	311.1

注2)計測範囲外の崩壊壁跡の土層厚
注3)推定の未崩壊地に残る最大土層厚

5. まとめ

1)土層は緩傾斜地ほど厚く，急傾斜地ほど薄く堆積された．

2)より緩傾斜な場所で，そこが下部及び谷部に対し急傾斜に変化する場所に樹木が優先的に活着した．

3)土層がより堆積しやすい場所で，そこが下部及び谷部に対し土層厚が急減する場所に，樹木が最も活着しやすい．

4)より緩傾斜な場所において土層の堆積と樹木の活着があり，樹木の活着に影響を受けた斜面上方で更なる土層堆積が進んでいる．

5)土層の年間堆積量は0.16-0.32cm/yと推定される．

6)崩壊前の土層厚回復には約300年を要すると予測され，その時間が当該地の斜面崩壊周期と考えられる．

謝辞

長崎市都市計画課(川内さん)より長崎市基本図とオルソ空中写真の提供を受けた．記して謝意を表します．

文献

1)鎌田泰彦・近藤寛・山崎達夫・松本徑夫・松岡数充(1983)：長崎豪雨における地盤災害の地質的特性．自然災害特別研究突発災害研究成果，昭和57年7月豪雨災害に関する調査研究(長崎を中心とした豪雨災害)，57020201，41-53．2)鎌田泰彦・近藤寛(1983)：昭和57年長崎豪雨による都市地質災害．地質学論集，23，167-185．3)小出博(1973)：日本の国土(下)．東京大学出版会，556p．4)下川悦郎(1983)：崩壊地の植生回復過程．林業技術，496，23-26．5)羽田野誠一(1986)：山地の地形分類の考え方と可能性．東北地理，38，87-89．6)田村俊和(1996)：微地形分類と地形発達-谷頭部斜面を中心に-．恩田裕一ほか編『水文地形学－山地の水循環と地形変化の相互作用－』，177-189，古今書院．

30. 土層検査棒を活用した斜面の表層土砂流出防止工法の提案

Proposition of surface slope failure prevention method utilizing the soil inspection cone test

○鵜沢貴文（環境地質），稲垣秀輝（環境地質）
Takafumi Uzawa, Hideki Inagaki

1. はじめに

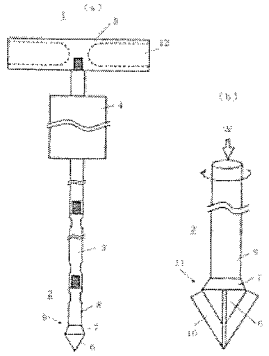
都市斜面は，古くは自然のままに残ることが多く，豪雨時や地震時に斜面崩壊を起こすことがあった．しかし，人が斜面に近づかない限り大きな問題はなかった．ところが，都市が広がるとともに，この危険な斜面に人が集まるようになってきて，斜面土砂災害が住民の関心を集めている．その土砂災害の多くを占める表層崩壊を未然に防止することは重要なことである．

これらの調査で斜面内では，重量がある大きな調査器具を利用することは無理があり，簡易に斜面表層地盤を調査する手法を確立していくことが重要となる．

本論では，表層斜面の安定性を評価する簡易調査法として土層検査棒の適応事例を報告し，表層崩壊の簡易的な対策工法としての鉄根打設工法の開発概要について報告する．

2. 土層検査棒

従来の不安定土層厚の斜面調査手法として，ボーリング・サウンディング・弾性波探査・電気探査などがある．しかし，これらは斜面全体の調査であり，表層崩壊のみをみるためには装置が大きく，手間とお金がかかる．斜面での踏査では重量の重い大きな調査機器は不向きである．そこで，簡易にN値が図れる簡易動的コーン貫入試験，さらに軽量で斜面の表土層が簡易に把握でき，不安定土層の強度が測れる土層検査棒は有効である(図-1)．表層土層深を計測するためだけなら，「4 荷重計」（ベーンコーンせん断試験時はこの下部のロッドにトルクレンチを装着）は不要で，重さは2kg 程度，計測は 1 分程度の時間で実施できる．さらに，表層土層の貫入強度やC・φを測定するためには「4 荷重計」を簡単に装着し，「10 羽根付きコーン」を回転させ，そのときの鉛直加重と回転せん断強度を測定する．この間，5 分程度あり，測定器の重さも 3～4kg と軽量で持ち運びも簡単である．



1 土検棒貫入試験の構成，2 ベーンコーン，3 ロッド，4 荷重計（ベーンコーンせん断試験時はこの下部のロッドにトルクレンチを装着），5 取っ手，6先端コーン（６０°），7先端コーンの上部，8先端コーンとロッドの接続部，9先端コーンの最大径15mm長さ50mm，10羽根（ベーン），11羽根の幅6.06mm（水平幅7mm）

図-1 土層検査棒 [1)]

3. 土層検査棒の調査事例

2010年9月に発生した神奈川県西部豪雨に伴い山北町世附地区で土石流災害が発生した．この豪雨で，宝永スコリアが堆積する植林斜面で表層崩壊やガリーによる土砂流出が発生した．この斜面土砂移動について，土層検査棒による調査を行った．平面図を図-2 に，地質柱状図を図-3 に，断面図を図-4 に示す．

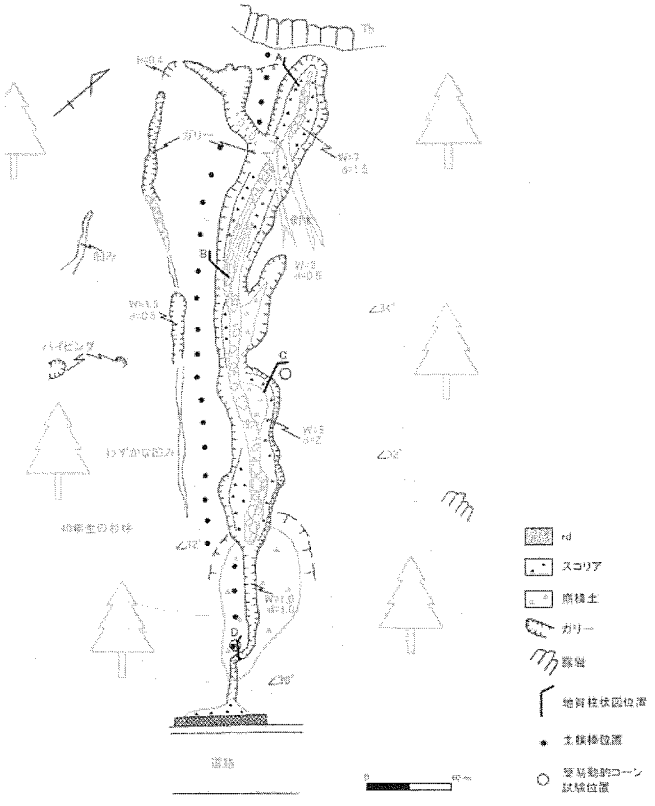


図-2 平面図

斜面は傾斜 30～35° で，深さ 0.5～2.0 m のガリーが形成されている．地表およびスコリア層にはパイピングホールがあり，豪雨により地表まで地下水が飽和したことがわかる．地質は，地表から表土(20 cm)，崩積土(50 cm)，旧表土(10 cm)，スコリア(40 cm)，旧表土(10 cm)であり，ここまでが土層検査棒でサウンディングできる．簡易貫入試験によると深度 2.5～3 m から風化岩盤が分布する．この降下スコリア基底には軽石が認められるためこれらは宝永噴火堆積物と判断できる．また，表層崩壊やガリー頭部の深度はスコリア直下の旧表土の深度とよく一致し，スコリア層直下の旧表土ですべりが発生したと考えられる．ここに分布する崩積土，スコリアおよび旧表土のC・φを土層検査棒で求めると表-1 のとおりになり，スコリア層直下の旧表

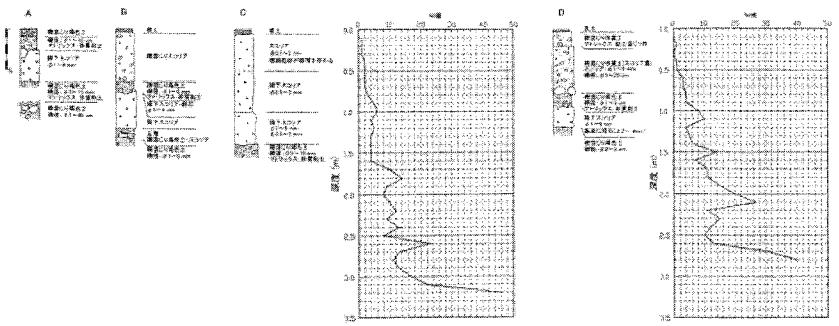


図-3　地質柱状図

表-1　土層強度一覧

地質	崩積土	スコリア	旧表土
粘着力(C:N/m2)	9.0	4.5	18.1
内部摩擦角(φ:°)	30.4	39.6	17.7

土の土層強度が最も小さく，ここですべりが発生した事実とよく一致する．

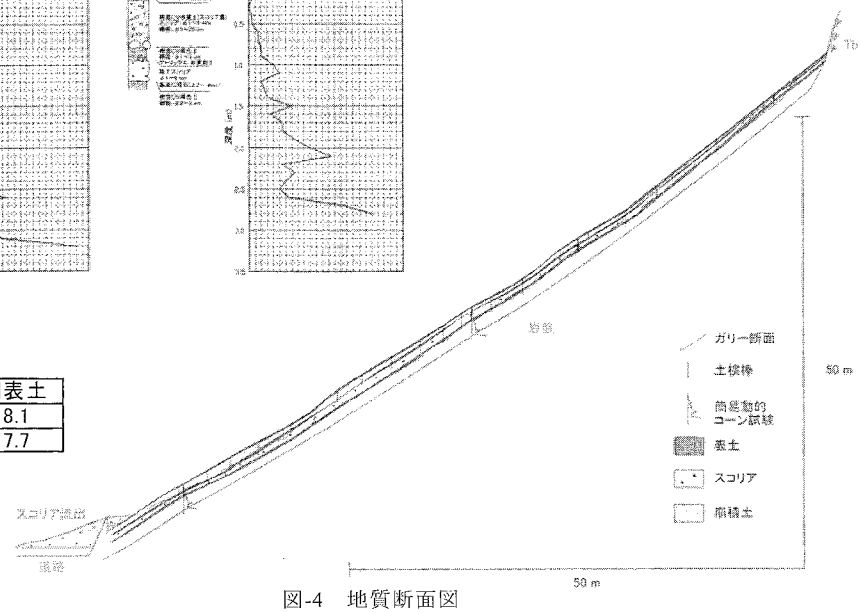


図-4　地質断面図

4. 鉄根打設工法

斜面対策工には，すべりの深いものについては，法枠工・杭工・アンカー工などがある．表層の侵食・風化防止としては，吹付工などがある．いずれも費用が高く，環境に与える負荷が大きい．植生を斜面安定に組み込んだ例は，植生工や植栽工であり，侵食防止・風化の低減などの効果を期待している．それに対して，「根系層崩壊」[2] 地盤では，表層崩壊に対する植生の効果があまり期待できない．ここでは，表層崩壊（根系層崩壊）が繰り返されることになる．一般的な斜面はもちろん，このような地盤の対策工として簡易に表層崩壊を防止できる鉄根打設工法（斜面の表層崩壊防止工法）を開発した．鉄根打設工法は，図-5 に示したとおり杭効果と排水効果（間隙水圧低下）を併せ持った有孔パイプを植根のように地中に打ち込み，鉄根を地表の結束盤（受圧盤）で樹幹のように固定する工法である．そして，植根が入らない硬い地盤にも鉄根を貫入させ不安定土層の固定と排水を同時に行うものである．

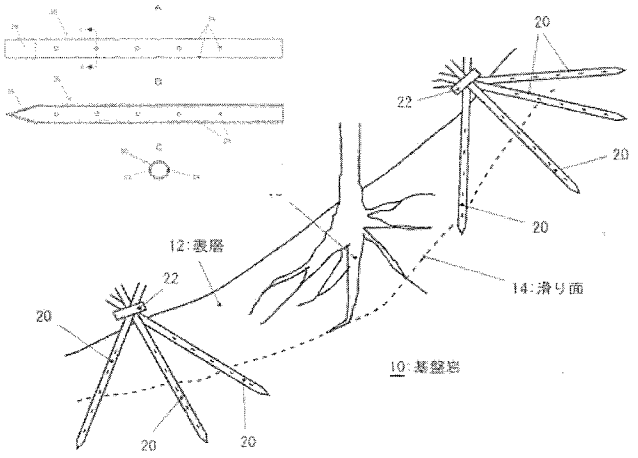


図-5　鉄根打設工法の概要と部材

5. 鉄根打設工法対策事例

先に示した山北豪雨災害後，山北町に隣接する箱根町の表層崩壊発生の懸念がある植林斜面で，植林を残したまま対策工が施工できる鉄根打設工法を試みた．写真-1 には鉄根打設工法の施工状況と部材を示した．鉄根打設工法施工後，台風 8 号などの豪雨があったが，今のところ表層崩壊はなく，効果を発揮している．

6. まとめ

国土の大半を占める山地の不安定な土層深やその強度を簡易的に求める調査法として土層検査棒が効果的である．そして，この土層検査棒を用いた斜面評価を行い，根系の表層斜面安定効果の及ばない箇所においては，植生を保存しながら鉄根打設工法による対策を行うことは，経済的にも，自然環境保全の面からも効果的である．

今後はこれらの計測・対策事例を増やして行きたい．

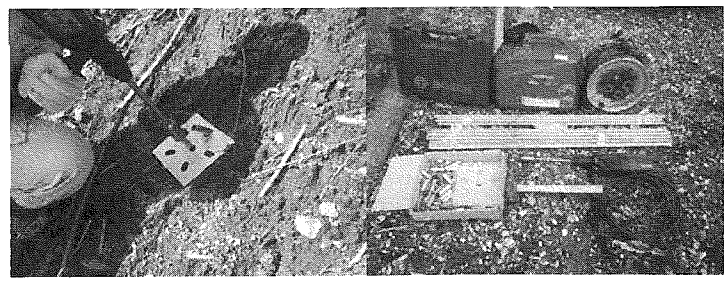


写真-1　鉄根打設工法の施工状況と部材

文献

1) (独)土木研究所材料地盤研究グループ地質チーム：土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル(案)，土木研究所資料，第 4176 号，39p.

2) 稲垣秀輝(2002)：根系層崩壊，土と基礎，50(5),pp.5-7

31. 急勾配斜面における表層地下水流路と降雨時の土壌水分挙動

Subsurface Water Passageway and Behavior of Soil Water in Rain Event on Steep Slope

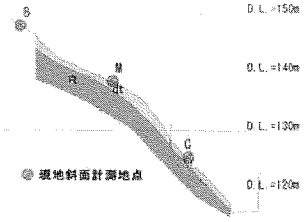
○仲矢順子，深川良一，酒匂一成（立命館大学）
Junko Nakaya, Ryoichi Fukagawa and Kazunari Sako

1. はじめに

急傾斜地で発生する表層崩壊において，斜面地盤への降雨浸透が大きな要因の一つと考えられている．斜面に浸透した降雨の流動経路を把握することにより，現地の状況に即した効率的な斜面の監視や崩壊対策が可能になると考えられる．本文では，重要文化財の後背斜面において継続的に計測している地盤内間隙水圧の降雨時の挙動について報告する．

2. 調査方法

調査対象斜面は、京都盆地の東縁を形成する山地の一部である清水山（標高 242m）の西北山腹（標高 125～150m）に位置する平均勾配約 40°の急勾配斜面であり、その末端には清水寺が有する釈迦堂等の重要文化財建造物が近接している。清水山の基盤は、丹波層群の中・古生層からなり、調査地付近には主にチャートや泥岩が分布しているが、調査対象斜面は全体が厚さ 0.9～2m の崩積土に覆われている。[1]（図－1）。



図－1　斜面地盤断面図

当斜面では、現地斜面計測局として 5 地点（M 地点および A～D 地点）に 2004 年から順次計器を設置して、-1.0m 以浅の複数深度における地盤内間隙水圧の連続計測を実施してきた[2]。M 局および B 局，C 局は，図－1 に示すとおり斜面の傾斜方向の測線上に並んで位置しているが，A 局はこの測線から約 15m 離れて M 局とほぼ同じ標高に位置している．間隙水圧計測はテンシオメータを用いて行い，10 分毎にデータを取得している．本文では，M 地点 GL-0.2m，-0.4m，-0.6m，-0.8m，-1.0m の 5 深度（以下，M-0.2, M-0.4, . . . と呼称），A 地点 GL-0.4m, -0.8m, -1.0m の 3 深度，B および C 地点の GL-0.8m，-1.0m 各 2 深度，合計 4 地点の 12 箇所において 2011 年 5 月～7 月の 3 ヶ月間に発生した降雨イベント期間中の間隙水圧挙動について報告する．降雨量値は M 地点に設置した転倒ます式雨量計により計測した 10 分間雨量を用いるが，5 月 28 日～6 月 2 日の期間は雨量計の不具合により降雨量データが取得できなかったため，本報告の対象外とした．

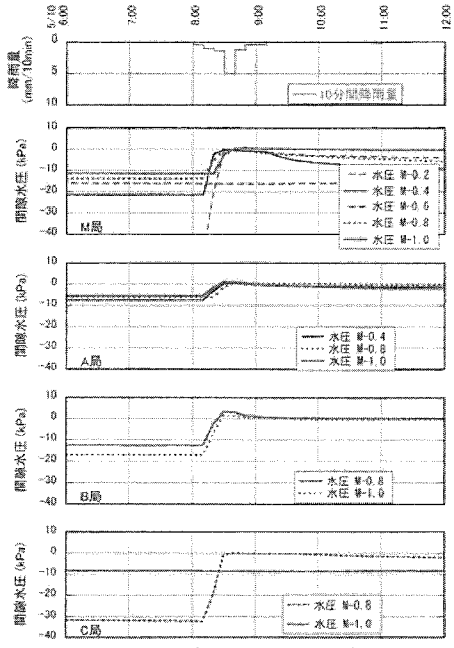
3. 結果と考察

(1) 計測結果概要

降雨イベントは，降雨時に計測箇所 12 箇所のいずれかの間隙水圧上昇が始まった時刻から全箇所がピーク水圧に達する時刻までをひとくくりとして，35 回発生した．各イベントにおける，間隙水圧上昇開始時の雨量，イベント期間中最大雨量，およびイベント発生前とイベント期間中の総雨量の統計値を表－1 に示す．ここでイベント発生前の総雨量とは，24 時間以上の無降雨期間とイベント発生までの間に降雨期間があった場合にその期間の総雨量を記録したものである．

表－1　降雨イベント統計値

		平均値	最頻値	最小値	最大値
10分間雨量	水圧上昇開始時	1.3	0.6	0.0	5.0
	イベント期間中最大	2.2	0.8	0.2	7.2
総雨量	イベント開始前	20.1	0.0	0.0	116.0
	イベント期間中	6.8	1.0	0.4	32.6



図－2　降雨イベント時の間隙水圧挙動事例

降雨イベントにおける間隙水圧変動の事例を図－2 に示す．全般的に①水圧上昇タイミングが箇所毎にずれた場合があった，②水圧上昇タイミングは同一地点で浅部が深部より遅れる場合や，一部の深度のみ上昇しない場合があった，③水圧が上昇しても飽和状態（間隙水圧が 0kPa 以上）に達しない箇所が現れた場合があった，ということが認められたため，間隙水圧の上昇特性に着目して傾向分析をおこなった．

(2) 間隙水圧上昇タイミング

降雨イベント毎の水圧上昇順位を点数化して 35 イベント分の総計を求め，点数の小さい順に表－2(a)に示す．同じタイミングで上昇したものは同一順位として点数化した一方，図－2 の M-0.6，C-1.0 のように降雨イベント期間中にほとんど変化を示さなかった場合については，無反応として同一イベント内最下位の値

表－2　間隙水圧挙動特性の順位

(a)水圧上昇順位点数

順位	箇所名	順位点数	平均順位
1	M-0.4	66	1.9
2	A-0.4	74	2.1
3	M-0.2	78	2.2
4	M-1.0	98	2.8
5	B-0.8	100	2.9
6	M-0.8	111	3.2
7	B-1.0	113	3.2
8	C-0.8	122	3.5
9	C-1.0	127	3.6
10	A-0.8	132	3.8
11	A-1.0	141	4.0
12	M-0.6	154	4.4

(b)無反応回数

順位	箇所名	無反応回数
1	M-0.6	22
2	A-1.0	19
3	A-0.8	17
4	C-1.0	16
5	C-0.8	14
6	B-1.0	13
7	M-0.8	12
8	M-1.0	8
9	A-0.4	7
9	M-0.2	7
10	B-0.8	6
11	M-0.4	4

(c)飽和回数

順位	箇所名	飽和回数
1	A-0.4	27
2	B-0.8	26
3	B-1.0	24
4	A-0.8	21
5	M-1.0	17
6	C-0.8	15
7	A-1.0	13
7	M-0.8	13
8	M-0.4	7
9	M-0.2	4
9	M-0.6	4
10	C-1.0	0

(d)間隙水圧最大値

単位:kPa

順位	箇所名	水圧最大値
1	B-1.0	4.4
2	A-1.0	3.5
3	M-1.0	2.6
4	C-0.8	1.8
5	B-0.8	1.7
6	A-0.8	1.5
7	A-0.4	1.3
7	M-0.8	0.7
8	M-0.6	0.7
9	M-0.2	0.3
9	M-0.4	0.2
10	C-1.0	-0.8

に2点を加えた点とした．またイベント期間中無反応だった回数の順位を表－2(b)に示す．

M地点以外の地点では，同一地点で浅い箇所ほど水圧上昇順位点数が上位であったのに対し，M地点ではM-0.2よりM-0.4が上位，M-1.0がM-0.6，M-0.8より上位となり，他地点とは異なる傾向を示した．またM-0.6は無反応であったイベントが22回と最多であった上に，上昇したイベントでもほぼすべてのイベントで他の箇所より上昇タイミングが遅れたという特異な傾向を示した．

(3) 間隙水圧最大値

降雨イベントで計測箇所が飽和に達した場合の回数を多い順に表－2(c)に，各計測箇所で全イベントを通しての間隙水圧最大値を大きい順に表－2(d)に示す．

C-1.0は35回のイベントで1回も飽和に達することがなかった．それ以外では，M地点の各箇所が他地点各箇所より飽和回数が少ない傾向が見られる．またM地点は浅い箇所ほど飽和回数が少なかったが，3深度計測しているA地点では浅い箇所ほど飽和回数が多くなった．

全イベントを通しての間隙水圧最大値は，上述のC-1.0を除き，全般に深部ほど高い傾向を示した．

(4) 降雨パターンと間隙水圧変動

降雨量との関係について，間隙水圧上昇開始時の10分間雨量が2.8mm以上のイベント（5回発生）において，各地点各箇所の水圧上昇タイミングが揃い，かつ飽和に達する箇所が多くなる傾向があった．2.8mm未満のイベントにおいては，深部箇所の水圧上昇タイミングが遅れる傾向が見られた．

イベント期間中の総雨量については，6.4mmより少ないイベントで飽和に達しない箇所が多くなる傾向があった．特にM-0.4，M-0.8，M-1.0およびC-0.8でその傾向が顕著であった．一方，B地点の3箇所では総雨量4.0mmが飽和に達するか否かの境界となっていた．また総雨量が少ないほど無反応箇所が多くなる傾向が見られたが，明瞭な境界雨量は認められなかった．

イベント発生前の総雨量と間隙水圧上昇については，顕著な傾向は認められなかった．

(2) 間隙水圧挙動と土質

M地点，B地点，C地点においては，計測局設置時に現地試料を採取して土質試験が行われた[3]．その結果を表－3に示す．いずれの試料も崩積土層のものと考えられるが，深部へ行くほど湿潤密度，乾燥密度が大きく，間隙比が小さくなるとは限らず，M地点深度0.6m，B地点深度0.6m，C地点深度0.4mはその下位より湿潤密度と乾燥密度が大きく，間隙比が小さかった．M-0.6で降雨時の間隙水圧上昇が認められなかったり上昇しても他箇所より遅れたりしたのは，M地点深度0.6m付近の地盤がその上下の地盤より密実で間隙が少ないために透水性が低く，降雨時の地中水が集まりにくくなっているからではないかとも考えられる．また一方で，深度0.6mより下位のM-0.8，M-1.0の間隙水圧は何度も上昇していたことが認められたことから，降雨浸透水が必ずしも鉛直方向だけに移動していたわけではなく，比較的深部で側方にも流動していた可能性が考えられる．

表－3　土質定数一覧表

地点	試料採取深度 (m)	湿潤密度 (g/cm³)	乾燥密度 (g/cm³)	含水比 (%)	間隙比
M	表土	0.790	0.348	38.1	5.095
	0.2	0.929	0.770	20.6	2.131
	0.4	1.342	1.125	19.3	1.280
	0.5	1.581	1.335	18.4	0.952
	0.6	1.822	1.529	19.2	0.700
	0.8	1.753	1.454	20.5	0.811
	1.1	1.839	1.525	20.6	0.742
B	表土	1.244	1.093	13.9	0.891
	0.2	1.290	1.136	13.6	1.257
	0.4	1.386	1.274	8.7	1.051
	0.6	1.699	1.514	12.2	0.765
	0.8	1.485	1.357	9.4	0.973
	1.0	1.578	1.404	12.3	0.918
C	表土	0.888	0.644	39.5	2.926
	0.2	1.469	1.306	12.4	1.029
	0.4	1.853	1.665	11.3	0.609
	0.6	1.542	1.379	11.8	0.952
	0.8	1.632	1.471	10.9	0.843
	1.0	1.751	1.722	11.9	0.729

4. まとめ

本報告では降雨時の地盤内間隙水圧挙動の地点，深度による違いに着目することで，降雨時の地盤内間隙水圧の挙動が一様ではないことが分かった．また降雨浸透水が浅部から深部へ移動しない場合もある可能性が考えられた．今後は，さらに多くの地点，深度での土壌水分挙動計測や土質試験を行うことにより，降雨浸透水の斜面地盤内における流動経路の特性や流動水が斜面地盤の安定性にどのような影響を与えるのかを明らかにしていく必要がある．

謝辞

本研究は，立命館大学 G-COE 文化遺産防災学推進拠点における研究プロジェクトの一貫として，推進拠点から支援を受けている．現地調査・計測においては，清水寺関係者の皆様の全面的なご協力を得ている．ご支援，ご協力くださる皆様に心より感謝を申し上げる．

文献

1) 酒匂一成・深川良一・岩崎賢一・里見知昭・安川郁夫（2006）：降雨時の斜面災害防止のための重要文化財周辺斜面における現地モニタリング，地盤工学ジャーナル，Vol.1，No.3，pp.57-69.
2) 酒匂一成，里見知昭，菅野智之，安川郁夫，深川良一（2007）：降雨時の斜面崩壊に対する防災システムの確立に関する研究，歴史都市防災論文集，Vol.1，pp.167-174.
3) 里見知昭（2010）：重要文化財後背斜面を対象とした降雨に対する崩壊危険度評価システムの構築，2009年度立命館大学大学院博士論文，pp.44-46.

32　精密三次元写真計測の山留め擁壁の変状監視への適用

Application of three-dimensional photographic measurement for large retaining wall monitoring

○　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）
上杉　公一（株式会社開発設計コンサルタント）
Teruyuki KIKUCHI, Teruyoshi HATANO, Kouichi UESUGI

1．はじめに

地すべりなどの斜面変動に対しては，長期にわたり安定かつ安全な状態を確保するための適切な監視が必要である．変状のある山留め擁壁の監視には，光波測量やクラック計による計測が一般的であるが，広い擁壁全体の変状を把握する方法としては十分とは言えない．このような目的のためには，デジタルカメラを用いた画像処理による面的な計測方法の導入が有効と考えられる．しかしながら，これまでは主に形状を定量的に把握する応用事例[1]は報告されているが，対象物の形状の変化，すなわち異なる時期に撮影された画像から変状を検知する技術はまだ確立されておらず，これが実現すれば斜面監視や構造物の維持管理のための有用な計測技術になると期待される．本研究では，山留め擁壁の変状計測としての精密三次元写真計測の適用を試み，変状を捉えるための方法を開発したので，その成果を報告する．

2．三次元写真計測法の原理

写真計測の原理は，対象物上に設置した計測点，その計測点を撮影した写真上の像および撮影したカメラの中心との間に，共線条件式が成立することから，この式を解いて計測点の三次元座標を算出するのが基本原理である[2]．共線条件式において，画像上の計測点の像の座標を2次元のカメラ座標系上で読み取り，その値から地上座標系での計測点の三次元座標を最小2乗法により算出する．撮影時のカメラの位置と角度は未知数として扱うので，それらの撮影時の情報は必要なく，自由な位置から撮影が可能である．また，レンズ歪みに関する補正値も未知数として扱うので，市販のデジタルカメラを校正することなく用いることができる長所がある．

3．作業の流れとターゲットの設置

本計測のフローを**図-1**に示した．写真計測は，対象物を数多くの撮影位置から撮影することで，数多くの未知数を求めるが，目標とする計測精度を得るために，どの位置から何枚の写真を撮影するのが良いのかが重要な要素となる[3]．そこで高精度化の試みとして，シミュレータを利用して，計測点の読み取り誤差を予想し，実際に現地で撮影して要求される精度を満たすような，ターゲットの配置および写真の撮影条件を決定し，さらに擁壁の一部を用いて強制変位実験を行い，実際の計測精度が5mmの変位あるいは0.3%程度のひずみの発生であることを確認した[4]．

本研究の目的は，高精度化された精密三次元写真計測手法により，擁壁全体の変位計測を行い，別計測手法による検証も行うことで，計測システム全体の信頼性の向上を図るものである．

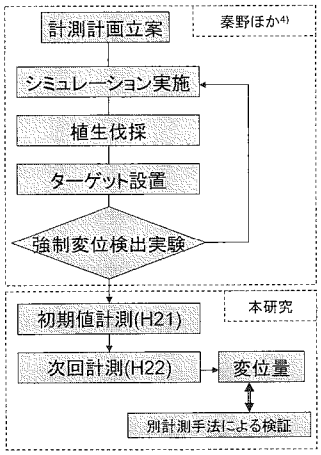


図-1 計測のフロー

4．擁壁の撮影

計測対象は，昭和30年代に設置された山留め擁壁である．幅120m，高さ30mのコンクリート構造物であり，当構造物には亀裂等の変状が目視により各所で確認されている．クラック伸縮計や傾斜計といった局所的な計測はすでに実施されているが，規模が大きいため擁壁全体の動きは把握できておらず写真計測を実施した．擁壁上には，全体で128個のターゲットを設置

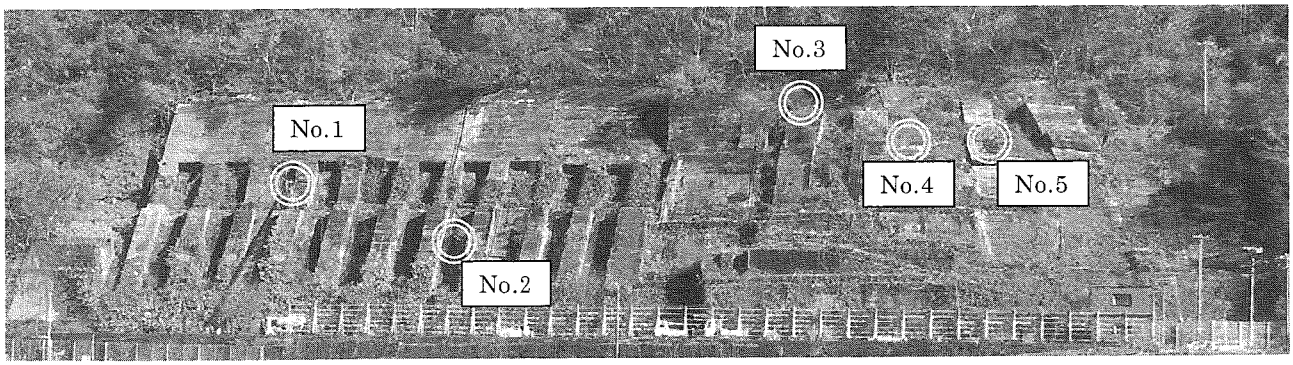


図-2　擁壁全体の状況（○が別計測手法「クラック伸縮計」との比較位置）

し，18mm レンズ搭載の 1350 万画素のデジタルカメラを用いて，あらかじめシミュレータによって，内的精度が 5mm 以下となる撮影位置を選択し，結果としてターゲットまでの距離を 30m 前後とし，高所作業車を用いて 3 段階の高さ×17 地点，合計 51 の撮影地点から合計 147 枚の画像を撮影した．**図-2** に現場の状況を，**図-3** に計測点であるターゲットの設置状況を示す．計測は平成 21 年 10 月と平成 22 年 10 月の 2 回実施した．

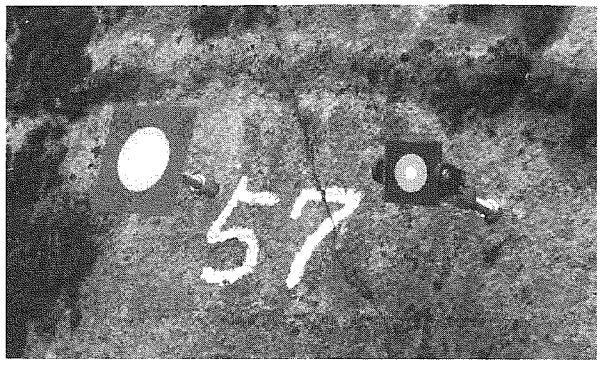


図-3　計測点ターゲット設置例
（左よりφ60mm ターゲット，光波測量兼用ターゲット）

5．計測結果と変位量の評価

撮影した画像は京都大学により作成された解析ソフト Robot-I により解析を行ない，128 個の計測点の三次元座標を求めその結果を**図-4** に示した．計測誤差を示す内的精度は平均で 1σ=1.77mm と良好な結果を得た．

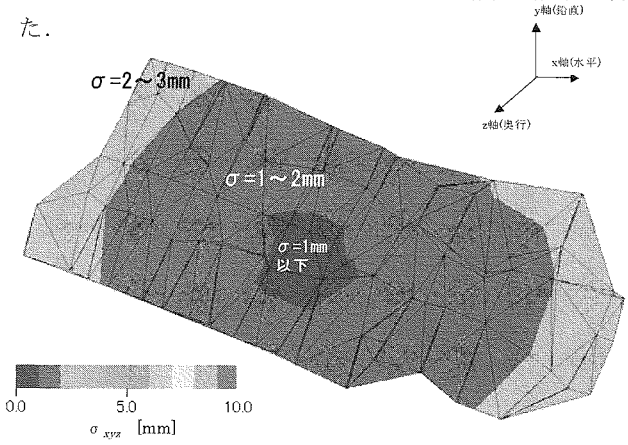


図-4　計測誤差を示す内的精度分布図

三次元座標を取得した後、変位の検出を確認するためには，異なる時期に撮影した解析結果を比較する必要があるが，それぞれの解析結果は，独立したもので，同一の座標系で計測値の座標値を議論することはできない．

そこで計測点間の“2 点間距離”は，座標軸に関係のないスカラー値であることから，平成 21 年と平成 22 年の異なる時期の計測点の距離変化によって，変位量の算出を行なった．この結果，2 点間距離が 5mm 以上検出された箇所はほとんど認められず，この期間においては擁壁に有意な変位は認められなかった．

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．**図-5** に擁壁クラックに設置された 5 箇所のクラック伸縮計(位置は**図-2** に表示)による変位量と，精密三次元写真計測による近接箇所の 2 点間距離の変位量を示した．

この結果，両計測結果は類似した値を示しており，三次元計測による計測結果は，計測限界の 5mm 以下で参考値扱いであるが，傾向としては概ね妥当と考える．

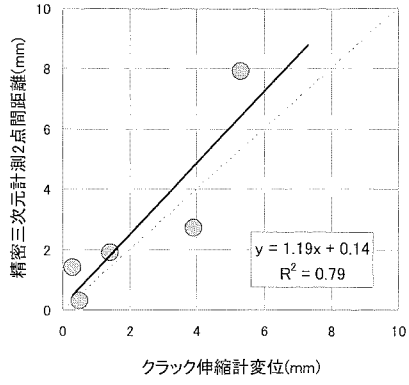


図-5　計測結果の比較

7．結　論

本研究においては，撮影された対象物をコンピュータ画面上に三次元的に復元する写真測量手法を応用し，対象物に生じた変位を精度よく計測することが可能となった．別計測手法との検証を行なうことで、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，現地の計測を継続するとともに，光波測量との比較など検証を進めていきたい．これにより広い範囲における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，斜面の防災管理手法の一つとしての発展が期待できる．

謝　辞

本研究を実施するにあたり，現場での計測や解析にご協力いただいた地層科学研究所 林邦彦氏，現地の関係者各位および写真計測に関して多大なご指導・ご協力をいただいた京都大学大学院工学研究科 西山哲准教授，矢野隆夫技術専門員に深く謝意を表します．

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）藤岡大輔；大西有三；西山哲．リアルタイム被害査定におけるデジタル写真計測の適用に関する研究．土木学会第 63 回次学術講演集．2008．p.303.
4）秦野輝儀；菊地輝行；上杉公一．三次元計測の高精度化とその適用例．電力土木．2011．No.351．p.43-47

33.砂岩泥岩互層の風化に伴う諸現象
---宮崎層群砂泥互層---

Some phenomenon of Weathering process of Sandstone and Mudstone in Miyazaki Group

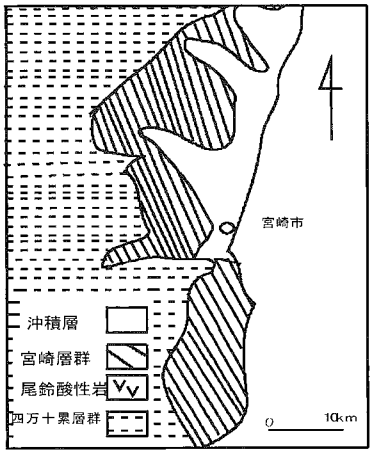
高谷精二（南九州大学）野尻正太（晃和コンサルタント）鈴木恵三（南九州大学）
Seoji TAKAYA　Shouta NOJIRI　Keizo SUZUKI

キーワード：スレーキング　砂岩泥岩　風化　宮崎層群
Keyword : Miyazaki Grupe　Slaking　Sandstone Mudstone

はじめに

砂岩泥岩互層は風化しやすい岩石として、知られているが、実際には泥岩の風化は急速であるが、砂岩の風化は遅い。砂岩泥岩互層の風化の早さは,泥岩の風化により互層が破壊されることによる。泥岩はスレーキング現象(乾湿風化)を起こし急速に風化する。宮崎市の周辺に分布する宮崎層群では、風化に伴ういくつかの現象が明らかになってきたので、これらをまとめてみた。

1，宮崎層群の分布



宮崎層群は宮崎市を中心とした南北 80km,東西 15km の紡錘形の範囲に分布している（図-1）。その堆積の様相は、砂岩泥岩互層、砂岩優勢互層、泥岩優勢互層である。

図-1　宮崎層群分布地域

2，泥岩の特殊性

各種岩石の風化速度をまとめると表-1 のようになるが、通常の風化速度は目に見えない程度で、100 年でもミリ単位である。しかし泥岩の風化速度を実測すると、1 年に約 1 m で、100 年では 100m となる。(図-2)。なお測定は 200 日間行い、その結果を 365 日に換算したものである。

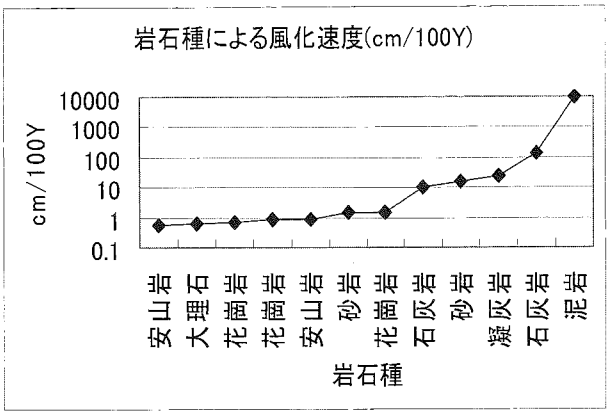
3，風化の様相

一般的に砂岩と泥岩は互層として分布しているが、両者の風化形態は異なる。これらを比較すると表のようになる(表-2)。

	スレーキング	主な結晶*
泥岩	あり	$NaSO_4$
砂岩	なし	$MgSO_4$

＊溶出により生じる結晶

表-2 泥岩と砂岩の風化形態

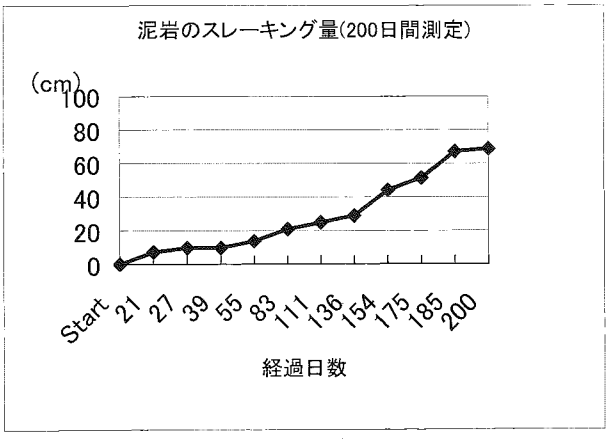


砂岩泥岩の風化様式は、スレーキング現象と溶出現象として観察できる。このうち、泥岩にはスレーキングが見られるが、砂岩には見られない。また溶出によって析出する結晶は、泥岩では硫酸ナトリウムであるが、砂岩は硫酸マグネシュウムである。

2－1泥岩のスレーキングと溶出成分

2005 年に旧サボテン公園(日南市)で発生した地すべりの後、露出した砂岩泥岩の露頭で、激しいスレーキング現象が観察されたが、その速度は現地での月に一回の測量を8ヶ月間にわたり行った結果、日量約3ミリが測定された。これは年間約1mとなる。

図-2　砂岩泥岩互層のスレーキング量



泥岩から溶出する成分は硫酸ナトリウムを主とした硫酸マグネシュウム、硫酸カルシウムなどの硫酸塩であった。このうち硫酸ナトリウムが見いだされたのは､家屋の床下と

いう「特殊な乾燥地」で、ここに集積した硫酸ナトリウムは、コンクリート製品である束石、布基礎を破壊する現象を生じた(写真-1)。

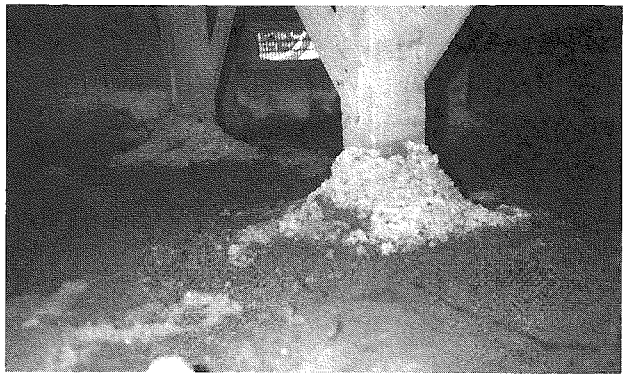


写真-1 束石の崩壊(宮崎市)

このような現象は、昭和40年代の宮崎市で発生し社会問題となったが、関東地方においても同様な現象が見いだされている(吉田2008)

砂岩については、スレーキング現象は見られないが、双石山にタフォニと称される窪み中に溜まった



写真-2 双石山のタフォニと結晶(宮崎市)

白色結晶が硫酸マグネシュウムであることが報告されている(赤崎2010)。

砂岩泥岩ともに海中で堆積したものであるが、砂岩から溶出し結晶化した成分が、硫酸マグネシュウムのみであることは、今後の検討課題である。

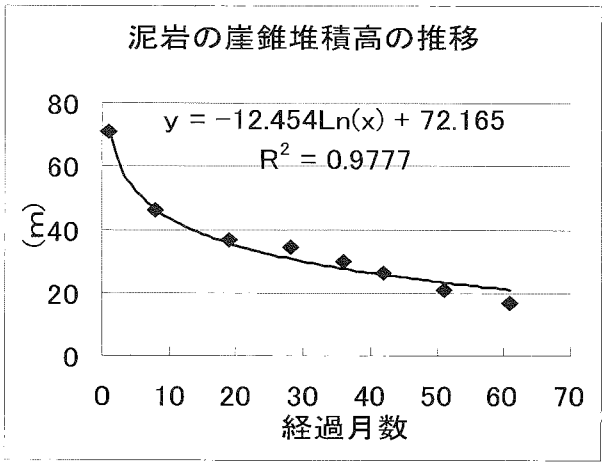
2-2 崖錐の形成速度

砂泥互層の崖が形成されると、スレーキングが始まり、下部に崖錐が形成される。その速度は速く初期には年間3mにも及んだが、崖錐高が高くなるに従い遅くなった。この崖には上部に厚さ 10m 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。

表-2 崖錐の堆積高の推移



参考文献

1,赤崎広志、高谷精二、松田清孝(2010)宮崎県双石山の砂岩に見られるタフォニの形態について、宮崎県総合博物館研究紀要第30巻

2、植松敏、横田修一郎(2010)双石山北西斜面に散在する砂岩ブロック群、めらんじゅ第21号

3,高谷精二(2008)技術者に必要な地すべり・山くずれの知識(鹿島出版会)

4,野尻正太、高谷精二,鈴木恵三(2006):宮崎層群に発生した特異な地すべりと泥岩の風化速度について,地盤工学会

5、西山賢一,他(2006)鉱物組成に基づく黄鉄鉱含有泥岩のスレーキング特性,徳島大学総合科学部自然科学研究第20巻

6,吉田夏樹(2008)東京・神奈川における硫酸塩を含んだ土壌に建築された住宅基礎コンクリートの劣化、日本建築学会大会学術講演会概要集A-1

参考資料 http://hibari1977.blog108.fc2.com/

34. 地すべり移動量観測における VRS-GPS の適用性

Applicability of VRS-GPS for landslide monitoring

○中里裕臣（農研機構），樺元淳一，大森有晃（中国四国農政局）
Hiroomi Nakazato, Junichi Kabamoto, Ariaki Oomori

1. はじめに

近年 GPS による地すべり移動量観測が普及しつつあるが、基準点及び観測点の上空視界の影響で測位精度が低下したり、観測範囲の近傍に不動性の確実な基準点が得られないなどの問題が生じる場合がある。このような問題に対し、演者らは地すべり移動量観測における仮想基準点（VRS)の適用性を検討している。測量分野で用いられる 1pps の VRS データの位置誤差は、一般に数 cm 程度と言われており、緩慢な地すべりの観測には適さない。本報告では、観測領域周辺の電子基準点データから生成した 30 秒エポック 24 時間セッションの後処理 VRS データを利用し、cm/年オーダーの移動速度を持つ破砕帯地すべりの GPS 観測データの解析を行い、地中移動量等との比較により、VRS データの水平誤差が 1cm 程度に収まる可能性を示し、地すべり移動量観測における VRS データの適用性を評価する。

2. 試験地概要

試験地は，高知県大豊町において農林水産省直轄地すべり対策事業実施中の地すべり防止区域桃原・西桃原区域である．結晶片岩を基岩とする破砕帯地すべり中には最大長さ 1200m，最大幅 600m に及ぶ大規模ブロックがあり，この中部(GC2)と下部(GC3)に GPS 観測点を置き，ブロックの北東斜面の地すべりブロック外に基準点(GE1)を置き，計 3 箇所で GPS 観測を行っている．受信機は古野電気製 MG21 一周波型センサであり，30 秒エポック 24 時間連続でオフライン観測を行っている．基線長は GC2 で 491m，GC3 で 362m と短基線であるが，各点とも上空視界が悪く，天空率は GC2 で 61%，GC3 で 48%，GE1 で 53%であり，6 時間程度のセッション長では解析誤差の大きさが課題となっていた．24 時間セッションとして基線解析することで水平成分の分散幅を 5mm 程度に抑えることができ，累積的な地すべり変位がとらえられたと考えられた（図 1）．しかし，ブロックの最大傾斜方向や孔内傾斜計による変位方向は南東～東南東であるのに対し，図 1 では北成分が示されていた．

3. 後処理 VRS 方式

中里ほか(2010)は，Trimble 社製 Trimble Total Office（以下 TTC とする）を利用して試験地周辺の電子基準点データから VRS データを作成し，これらの GPS データを再解析し，各移動点は東南東に変位しており，不動地と考えた基準点が南東に移動していたために，これを基準とした場合に北成分が生じていたことを示唆した．以下に，その後の検討結果を踏まえた解析手順を示す．

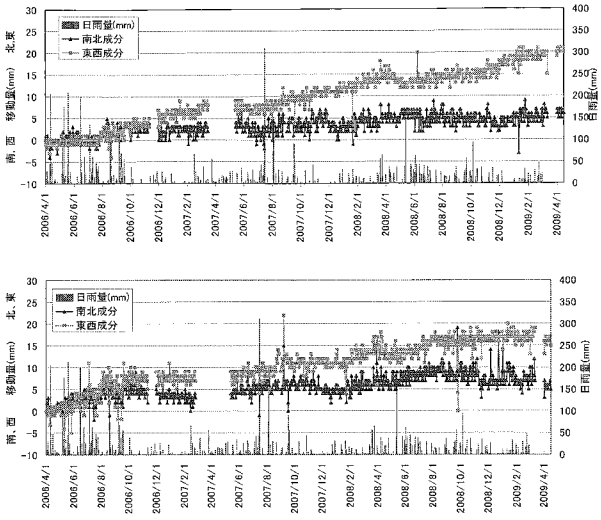


図 1　水平成分変動図（GE1 基準）上 GC2 下 GC3

① 座標を固定する電子基準点の選定

調査地内のある点をある座標値として数年にわたり VRS データを計算する場合，電子基準点の絶対座標の変動が問題となる．ここでは 2006～2009 年で日々の座標値の変動が小さかった大豊(950438)を固定座標点として選定した．

② VRS 作成用データダウンロード

桃原地区周辺の大豊(950438)，西祖谷山(031115)，物部(041131)，香北(950439)，山城(950419)の電子基準点データ及び IGS 精密歴ファイルを国土地理院サイトよりダウンロード．

③ 電子基準点座標決定

前述の通り大豊を固定点とし，2009 年 4 月 1 日の日々の座標値を固定値として他の電子基準点の座標値は基線解析により求めた．

④ VRS 生成パラメータ検討

TTC では VRS 生成パラメータとして RMS と三角閉合誤差の許容最大値を設定する．精度を高めるためにはこれらの値は小さい方が望ましいと考えられるが，特に三角閉合誤差を小さくとると VRS データの観測衛星数が 4 未満の時間帯が増加した．このため今回は RMS<30mm，三角閉合誤差<10mm を基本とした．

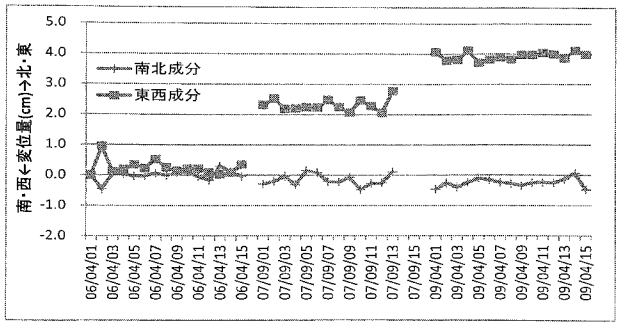


図２　GC2 水平成分変動図（VRS 基準）

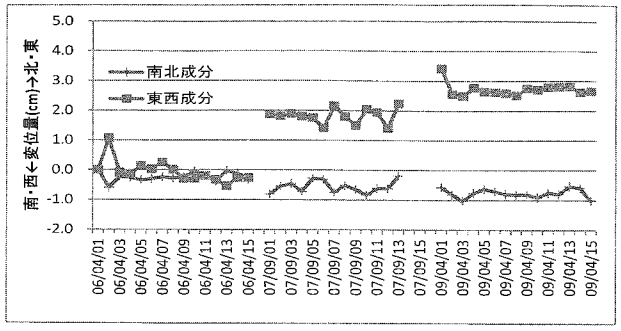


図３　GC3 水平成分変動図（VRS 基準）

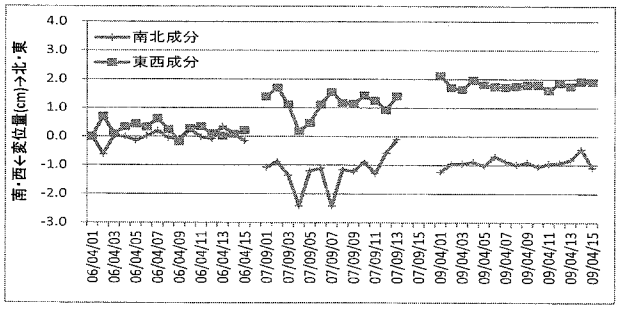


図４　GE1 水平変動図（VRS 基準）

⑤　VRS データ生成

GE1，GC2，GC3 の重心付近を VRS 点として VRS データを 24 時間セッションで生成．

⑥　観測データファイル加工

受信機メーカ独自の 1 時間毎のバイナリ観測ファイルを 24 時間連結し，RINEX フォーマットに変換

⑦　VRS データを基準点として各観測点データを基解析（１周波，放送暦）

4. 解析結果

2006 年 4 月 1 日～15 日，2007 年 9 月 1 日～13 日，2009 年 4 月 1 日～15 日の水平成分の解析結果を図２～４に示す．各点では連続する解析期間内ではほぼ 10mm 以内の分散幅を示し，期間毎には累積的な変位を示すが，GE1 の 2007 年 9 月のばらつきは大きい．中里ほか(2010)が示したように，VRS 基準では GC2，GC3 ともに東南東への水平変位を示し，実基準点としていた GE1 においては南東への変位が示される．

調査地に最も近い西祖谷山電子基準点（基線長約 4.5km）を基準として各点の基線解析を行うと，おおむね VRS 基準と同等の結果が得られた（図５～７）．

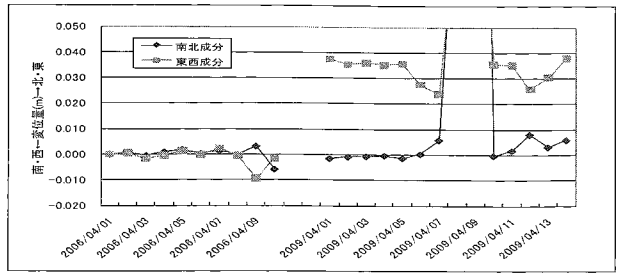


図５　GC2 水平成分変動図（西祖谷山基準）

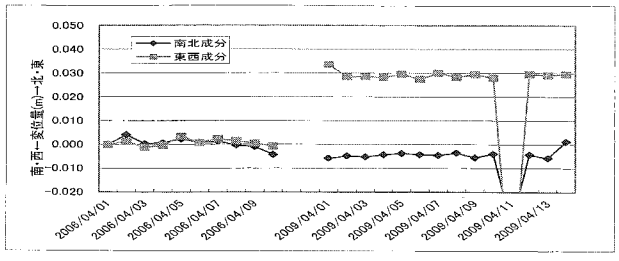


図６　GC3 水平変動図（西祖谷山基準）

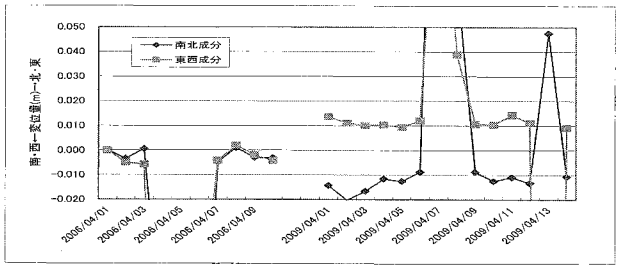


図７　GE1 水平変動図（西祖谷山基準）

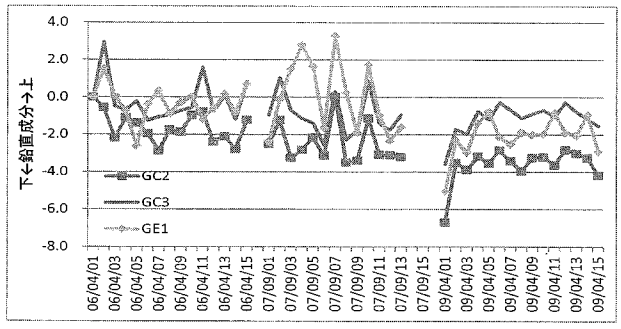


図８　鉛直成分変動図（VRS 基準）

鉛直成分は各点とも分散幅 2～3cm を示すが，概観すると沈下傾向を示している（図８）．

5. おわりに

孔内傾斜計による 2006 年 4 月から 2009 年 4 月までのすべり面付近の区間変位量では GC2 付近で 29mm，GC3 付近で 15mm 程度と VRS による解析結果と調和的な値を示す．これらの検討から，VRS を利用する GPS 移動量観測では水平誤差が 1cm 程度に収まる可能性が高い．

本研究では国土地理院の電子基準点データ，精密歴データを使用した．ここに謝意を表します．

文献

1) 中里ほか（2010）：仮想基準点を利用した地すべり移動量観測の試み，第 49 回地すべり学会研究発表会講演要旨集，pp.171-172.

35. 地盤の透水特性を考慮した地すべり安定解析

Landslide Stability Analysis that Considers Permeability Property of the Ground

○河又久雄，新妻重明（開発工営社）
Hisao Kawamata, Shigeaki Niitsuma

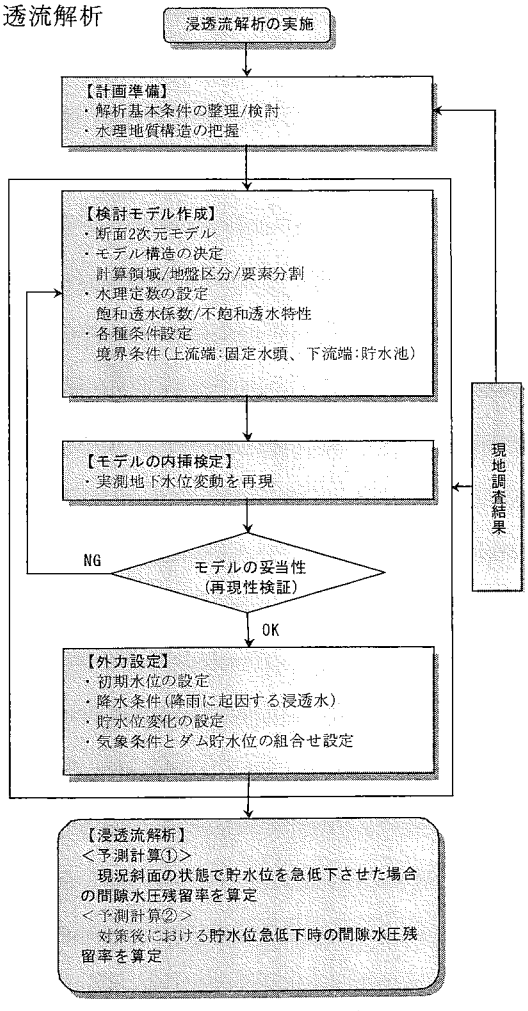
1. はじめに

従来より，貯水池地すべりにおける“残留間隙水圧の残留率は，十分なデータがない場合には安全側の判断として，50%とすることが一般的”とされてきた[1]．

対象とした北海道内の貯水池地すべりでは，融雪期においてダムの貯水量が増え，地すべり移動体内の間隙水圧も上昇し，地すべりの活動が活発になるため，地域の積雪深データを利用した雪面低下法より融雪浸透量を推定し，融雪量や洪水降雨を考慮した浸透流解析により，地すべり解析を実施した．

検討の結果，想定される洪水を考慮したダム貯水位の変化において，洪水降雨や融雪量を考慮した場合，従来の基準水面法（残留間隙水圧の残留率 50%）より，地すべりの安定度が低下する結果が得られたので，実施した解析の概要と結果について報告する．

2. 浸透流解析



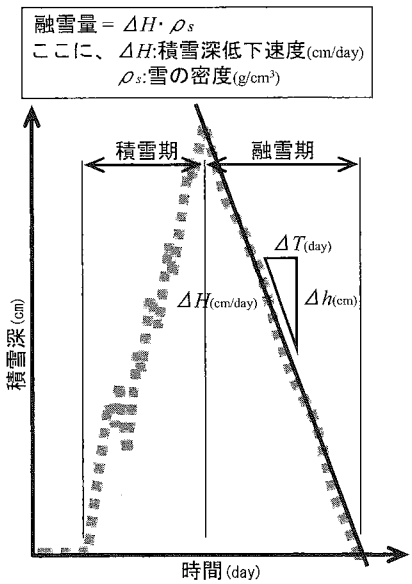
図－1　浸透流解析の流れ

本浸透流解析では，地質調査結果より得られた地すべり断面図と現場透水試験より得られた透水係数をもとに検討モデルを作成し，観測データと気象データ及び貯水位データより内挿検定を実施し，洪水時や融雪期の地下水変動状況を予測解析した（図－1）．

2.1 融雪量の推定

融雪量は，対象地域の積雪深データを利用して簡易な計算により算出できる“雪面低下法”より推定した．

雪面低下法は積雪深の変化から発生した水量を推定し，1 日当りの融雪量を算定する方法[2]で，積雪比重が 0.5～0.55 と一定になる融雪期において適応性が良い（図－2）．



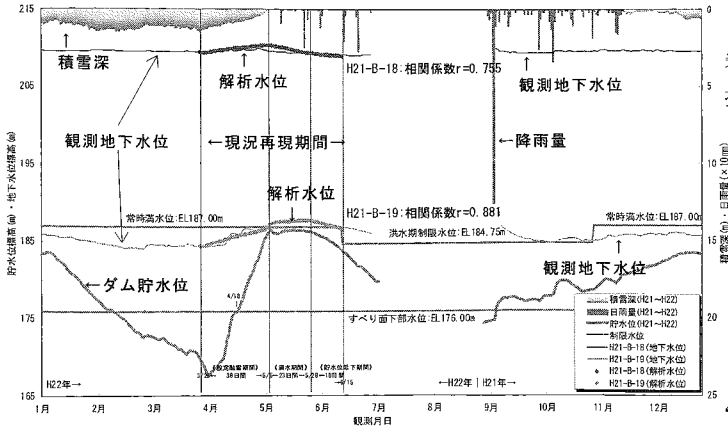
図－2　雪面低下法の概要図

融雪期において，地表面に到達した水が斜面地盤に浸透する過程は，無積雪期における降雨と同様と考え，融雪量を雨量とみなし，斜面表層に浸透するものとして設定した．

2.2 内挿検定

内挿検定によるモデルの現況再現精度は，一般的にかなり相関があるものと判断できる相関係数 0.4 以上，水位差 1m 以内を目安とした．内挿検定後の解析水位と観測地下水位を図－3 に示す．

内挿検定では，特に浸透流解析で重要となる地盤の透水係数 k について，現場透水試験結果における値を参考にパラメトリックスタディ（パラメータの最適化）を行い，土質区分における一般的な透水係数の範囲内で，現況再現性の良い値を採用した．



図－3　内挿検定後の現況再現結果

2.3 検討外力

ダムの貯水池容量配分を参考に外力条件（降雨及び融雪量，貯水位の変化）を４ケース設定した（表－1）．

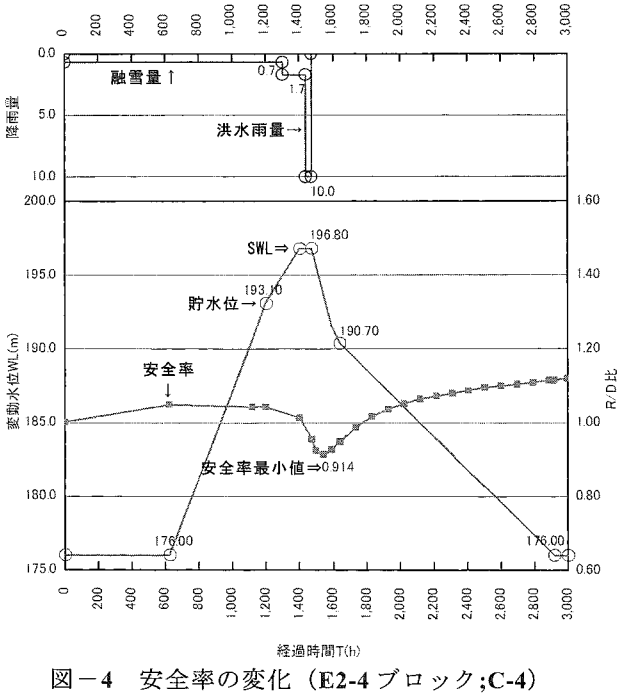
表－1　検討外力ケース

Case	検討内容	外力条件 初期（事前） 降雨量 融雪量 (mm/hr)	継続時間 (hr)	洪水時・出水時 降雨量 融雪量 (mm/hr)	継続時間 (hr)	ダム貯水位 水位変化 SWL：サーチャージ水位 NWL：常時満水位 RWL：洪水期制限水位 LWL：すべり面下部水位	水位低下勾配
C-1	想定洪水時の検討 〈実績水位低下勾配〉 〈河川堤防整備に準じた検討〉	1.00	135	10.00	33	RWL → SWL → RWL (190.70m→196.80m→190.70m)	0.27m/day
C-2	想定洪水時の検討 〈想定最大水位低下勾配〉 〈河川堤防整備に準じた検討〉	1.00	135	10.00	33	RWL → SWL → RWL (190.70m→196.80m→190.70m)	1.05m/day
C-3	融雪出水時における検討 〈地域特性に基づく検討〉	0.73	1,440	－	－	LWL → NWL → LWL (176.00m→193.10m→176.00m)	0.27m/day
C-4	融雪期における洪水時の検討 〈考えられる最も危険な条件による検討〉	0.73 →1.73	1,440	10.00	33	RWL → SWL → LWL (190.70m→196.80m→176.0m)	1.05m/day

2.4 解析条件

浸透流解析における境界条件は，上流端が任意（地盤の透水係数及び観測データにより設定）の固定水頭，下流端はダム貯水位データによる変動水頭とした．

3. 最小安全率の把握



図－4　安全率の変化（E2-4 ブロック;C-4）

浸透流解析により得られた地下水位をもとに，外力条件の変化過程において，地すべりの安全率の変化を把握した（図－4，表－2）．

表－2　ケース毎の最小安全率

ブロック	初期安全率	最小安全率 C-1	C-2	C-3	C-4	飽和面積比 (%)
E2-4	1.00	0.97	0.95	1.03	0.91	68.7
E2-5	1.00	0.91	0.83	0.98	0.86	67.2
E2-6	0.98	0.85	0.75	0.92	0.69	70.0
E2-7	0.98	0.87	0.92	0.75	0.69	88.3
E2-3	0.98	0.87	0.81	0.92	0.78	72.5

4. 結　果

①各ケースとも，ダム貯水位の最高時から低下時における過程で最小安全率となる（図－4 参考）．

②ダム湛水と上方斜面からの地下水流入の影響が大きい E2-5 ブロックを除き，ケース 4（融雪期の洪水時）が最小安全率となる（表－2）．

③ダム貯水位の影響を直接受けない E2-7 ブロックを除き，貯水位低下勾配が大きい方が安全率の低下も大きくなる（表－2）．

④ダム湛水によりほとんど水没する E2-6 ブロックを除き，浸透流解析による安全率は，基準水面法の残留率 50%における安全率より低下する（表－3）．

表－3　最小安全率の検討結果

解析断面	ブロック名	小ブロック名	現状安全率	設定地下水位	すべり面強度 推定 c (kN/m²)	逆計算 ϕ (°)	最小安全率 残留率50%	浸透流解析	対策工の必要性
断面1	E2	〈E2-4〉	1.00	想定 融雪初期水位	10	7.19	0.99	0.91	有
		〈E2-5〉	1.00	想定 融雪初期水位	6	7.75	0.88	0.83	有
断面2		〈E2-6〉	0.98	H21-B-19 臨界水位	10	6.37	0.64	0.69	有
断面2-2		〈E2-7〉	0.98	H21-B-18 臨界水位	3	9.01	－	0.69	有
断面3		〈E2-3〉	0.98	想定 融雪初期水位	5	8.21	0.89	0.78	有

5. おわりに

①浸透流解析は，観測データを再現検証できれば，洪水降雨や融雪を予測考慮することが可能で，北海道の地域特性を考えると，その有効性は非常に高い．

②浸透流解析の精度は，特に地下水位観測データに大きく依存する．なかでも山側の地すべりブロック外の水位観測を実施しておくことが，浸透流解析の境界条件設定において，より望ましいと考える．

③浸透流解析では，カルマンフィルタによる逆解析も可能となってきている．今後この様な逆解析を利用することで，内挿検定を効果的に実施していくことが有効と考えられる．

文献

1)　財団法人国土技術研究センター（2010）：改定新版貯水池周辺の地すべり調査と対策，古今書院，136p.

2)　小島賢治（1979）：融雪機構と熱収支，気象研究ノート，136，pp.1-38.

36. 2011年長野県北部の地震で発生した雪上滑走型岩盤すべり

Rockslide moved on the snow surface induced by 2011 Northern Nagano Prefecture earthquake

永田秀尚（有限会社風水土）
Hidehisa Nagata

1. はじめに

2011年3月12日，前日の東北日本太平洋沖地震に誘発されたとも解釈される地震（M6.7）が長野・新潟県境付近で発生した．この地震にともなって震源域付近で雪崩や岩盤崩壊が多発した．このうち新潟県津南町辰ノ口で発生した岩盤すべりは，その体積に比べて移動距離が長い特異なものであった．その原因として雪崩が先行してその上を移動体が滑走したことが考えられ，これについては末端構造の観察結果を中心に予察的に報告した[1]．今回はその後の調査検討結果を加えて報告する．

2. 地形・地質・岩盤の概要

崩壊は信濃川左岸に連続する関田山脈の東端付近，烏帽子形山を通る東西方向の尾根の北側斜面で発生した．この尾根は非対称で，流れ盤となる南側は地すべり地形をともなう緩斜面，受け盤となる北側は急斜面となるケスタ地形である．

崩壊地周辺は下部更新統魚沼層[2]の分布域で，浅海成の礫岩・砂岩・シルト岩の互層を主とし，その上位に安山岩質火砕岩層が累重する．地層はENE-WSWの走向を持ち，30°前後で南に傾斜している．風化したシルト岩・砂岩の一部を除いて層理面は割れ目となっていない．ほぼメートルオーダーの間隔でN-S, NW-SE方向，高角度の共役剪断面が認められる．また，地表面付近にはそれに概ね平行な割れ目が発達し，これはシーティング節理と解釈される．

岩石はいずれもハンマー打診で濁音を発する軟岩である．強度が低下し，褐色を呈する強風化帯の厚さはシルト岩で2,3m，砂岩礫岩でおよそ5mと推定される．シルト岩はスレーキングを起こしやすい．

3. 崩壊の発生域

崩壊の発生域は尾根まで含んだ北向きの受け盤急斜面である．地震時にはこの斜面が幅120m，推定高さ60m，推定最大厚さ10mの規模で崩壊した．体積は$4\times10^3m^3$と概算される．破壊面付近には崖に平行なほぼ東西走向北急傾斜の割れ目系が発達していることから，シーティングと解されるこの割れ目系が分離面となって後方回転の岩盤すべりが生じたものと考えられる．

発生域の左側には浅い線状凹地が確認され，少なくとも一部で岩盤の重力変形が進行していたことが明らかである．

破壊面では下位に魚沼層のシルト岩砂岩互層（礫岩を挟在）が見られ，その上位に安山岩質火砕岩が累重する．砂岩の一部は風化が弱いが，多くの岩石は風化を受けている．

地震直後のほか，4月中旬にも，発生域に残っていた崩土が二次的に崩壊した．

3. 流送・堆積域

すでに述べたように，本崩壊は750mにおよぶ長い流送距離が特徴的である．みかけの摩擦角は18°となる．

地震直後に撮影された空中写真や，その後の踏査結果[3]から，堆積物は外側で雪が多く，内側で岩屑が卓越していたことが明らかである．左岸側下流では2列の堤防状地形が認められ，外側から内側に向かって，A雪塊が主体で樹木と若干の岩屑をともなう堆積物＼B風化シルト岩の岩屑を主とし，樹木をともなう堆積物＼C砂岩の岩屑が卓越する堆積物，の順に配列している．また国道沿いの断面では，下位から，Ⅰ現地の積雪＼Ⅱ破砕された雪塊を主とする堆積物＼Ⅲ岩屑を主とし，雪塊を含む堆積物，という層序が確認された．ⅠとⅡとの境界には水田土壌に由来すると思われる稲藁を含んだシルト質粘土が3cm程度の厚さで挟在されることがある．Ⅲの下部は礫混じり砂，上部はさまざまな岩屑や樹木を含む雑多な堆積物からなる．さらに，末端の国道から約100m上流に掘削されたボーリング・ピット掘りの資料では，旧地表面より上に厚さ0.5～4.3mにわたる雪の層（α）が連続する．現地積雪の厚さは発生当日の写真[4]から約2mと見られ，ボーリングの一部では土砂との互層を確認しているから，少なくともこの一部は雪崩による雪塊であろう．雪層の上には岩屑（β）が載っている．

以上のような事実から，地表面より上では，外側・下位から内側・上位に向かって，現地の積雪（Ⅰ，αの一部？），全層雪崩堆積物（A，Ⅱ，αの一部），岩盤崩壊による雪塊まじり岩屑（B＼C，Ⅲ，β）の順に重なる構造が，少なくとも末端部には発達していることがわかる．

これらはいずれも融雪によって高含水となり，あるいは空洞が生じるために不安定な状態が連続している．6月には堆積域上部からの再崩壊が発生し，土石流状態となって流下した．また，7月になってもところど

ころに陥没が生じている．

4. 移動体の運動

上に述べた末端の構造は，岩盤すべりによって発生した岩屑が単純に雪と混合して流れ下ったのではなく，崩壊発生域近傍での全層雪崩が先行し，その上を雪まじりの岩屑が滑走したという運動を推定させる．

流送・堆積域の上部では，流路の曲流にともなって外側が高くなるスーパーエレベーションが生じている．土石流におけるこの現象をあらわすLenauの式[5]から，これまでに推定できる値を用いて流動速度を見積もると，中部で v=7～14m/s となる．ただし，このような流動に対する式の適用性，あるいは与えた数値の妥当性については今後さらに検討が必要である．

5. 今後の課題

今回発生したような雪上滑走型ランドスライドの発生頻度は，日本ではそれほど高いものではないと考えられる．しかし，一旦発生した場合には移動距離の長さから災害につながる可能性がより高くなる．今回も国道が一時通行止めとなった．また堆積物に雪塊を含むため不安定さが継続し，従来の復旧に対する調査・設計・施工手法がそのまま通用しないことも多い．雪の状態は変化が著しいため，調査もそれに追随して実施する必要がある．北海道から北陸・山陰にかけての積雪地においては，冬季に発生する地震にともなってこのようなランドスライドが起きる可能性があり，今後実施される当地の対策工事例などに学んで対応を準備しておく必要がある．

今後は，全層雪崩としても長い移動距離をもった先行する雪崩の流動や，さらにその表面を滑走した岩屑の流動についての機構を解明する必要がある．雪氷学と地すべり学の共同研究が期待される．

謝辞：発生直後に調査を実施され，また融雪後の調査を共にした北見工業大学の山崎新太郎博士との議論は大変有益であった．新潟県十日町地域振興局地域整備部治水課からは地形図・写真・ボーリング調査等の資料を提供いただき，現象の理解に役立った．

文献

1) 永田秀尚（2011）：長野県北部地震によって引き起こされた雪面滑走型岩盤崩壊の末端構造，日本地球惑星科学連合 2011 年大会要旨，MIS036-P186.
2) 竹内圭史・吉川敏之・釜井俊孝（2000）：松之山温泉地域の地質，地域地質研究報告（5 万分の 1 地質図幅），地質調査所，76p.
3) 京都大学防災研究所地盤災害研究部門（2011）：2011 年長野県北部地震による斜面災害の調査報告（速報），http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/ web_j/ 20110406_jiban.pdf.
4) 防災科学技術研究所雪氷防災研究センター（2011）：長野・新潟地震による雪崩発生状況調査，http://www.bosai.go.jp/seppyo/kenkyu_naiyou/seppyousaigai/20110312nadare/20110312_nadare_2.html.
5) 高橋　保（2004）：土石流の機構と対策，近未来社，432p.

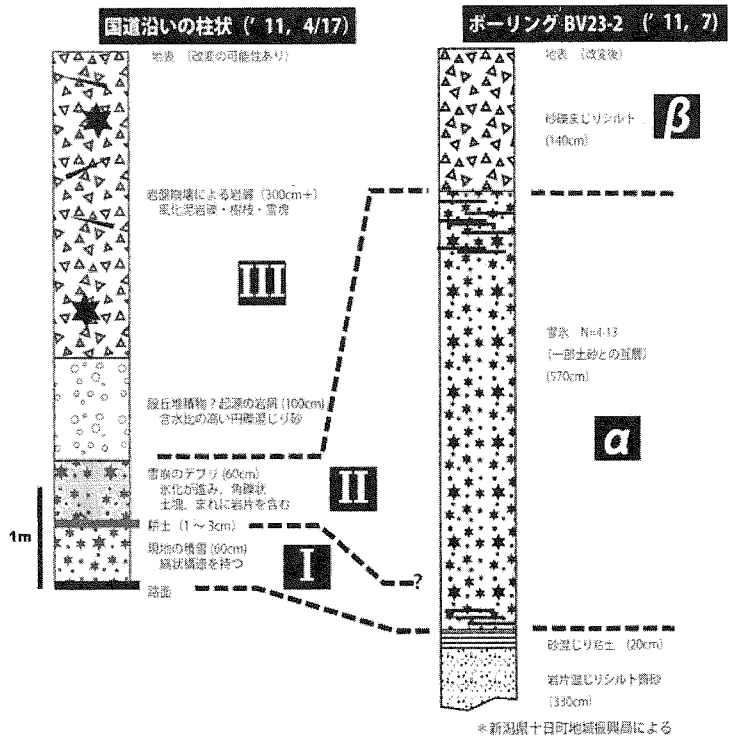


図-1　柱状対比図

37. 貯水池地すべりの地質学的認定指標としての破砕度区分

Classification of crushing degree of rocks as an index for geological determination of reservoir landslides

脇坂安彦（土木研究所）
Yasuhiko Wakizaka

1. はじめに

地すべりの認定は，地形学的特徴，地質学的特徴および動態観測結果から行われている．貯水池地すべりは，既に滑動を停止している地すべりも調査・検討対象としなければならないので，動態観測結果が指標となる機会はきわめて少ない．このため，すべり面の認定をはじめとした地すべり移動体の三次元的分布を把握するには，地質学的特徴への依存度が高くなる．しかしながら，従来のボーリング調査では岩盤地すべりや風化岩地すべりの場合，すべり面粘土は必ずしも採取されないことがある，地すべりによる破砕岩の正確な認定が困難などの問題があった．

脇坂ほか[1),2)]は，九州の四万十帯に位置する地すべりの高品質ボーリングコアと周辺露頭の観察を行い，断層角礫・断層粘土の断層岩類にはなにがしかの面構造が存在するのに対し，地すべり移動体には特徴的な無構造な破砕岩（角礫岩～粘土質岩）が存在し，この無構造な破砕岩の分布頻度と位置が地すべり移動体の地質学的認定指標となることを報告した．脇坂ほか[1),2)]で主対象とした地すべりは１カ所のみであり，その他の地すべりについては無構造な破砕岩が存在することをごく簡単に触れたのみであった．本稿では，その他の地すべりにも存在する地すべり特有の無構造な破砕岩について述べるとともに，それらの破砕度区分と各破砕度の分布頻度と位置が地すべり移動体の地質学的認定指標となることを報告する．

2. 対象とした地すべりとその地質性状

対象としたのは**表－１**に示す全国６箇所の地すべりである．対象とした地すべりのうち挿入式孔内傾斜計により累積的なせん断変位が観測されているのは，地すべりB，C，DおよびEである．

表－１　対象地すべり

地すべり名	地域	地質	
地すべりA	九州	四万十帯	砂岩
地すべりB	四国	秩父帯	チャート、粘板岩
地すべりC	四国	秩父帯	粘板岩・砂岩混在岩
地すべりD	東北	第三系	凝灰岩、火山礫凝灰岩
地すべりE	東北	第三系	安山岩溶岩、軽石質凝灰岩、泥岩
地すべりF	九州	周防帯	泥質片岩・砂質片岩・塩基性片岩のホルンフェルス

脇坂ほか[2)]にしたがい，面構造が認められない無構造な破砕岩を次の記号で表示する．Cr1b：鉛直に近い引っ張り割れ目中を細粒の角礫が充填している．Cr2：角礫の中央粒径が 15mm 以上で，角礫の量比が%以上の角礫岩．Cr3：角礫の中央粒径が 15～5mm で，角礫の量比が%以上の角礫岩．Cr4：角礫の中央粒径が 5～2mm で，角礫の量比が%以上の角礫岩．Cl：2mm 以上の角礫をほとんど含まない粘土質岩．

2.1 地すべり A

A-1 孔には 63.15～63.7m に粘土質岩が存在し，これがすべり面であると思われる．すべり面以浅には，Cr2～Cr4 の角礫岩が頻繁に出現するが，すべり面よりも深部には無構造角礫は存在しない．

2.2 地すべり B

B-1 孔では 91.75～91.9m に粘土質岩が存在し，その下位の 92.6m まで Cr3 と Cr4 が存在する．この粘土質部が最深部のすべり面と推定される．このすべり面以浅には，4.65～10.5m，26.7～29.45m，38.9～42.5m，66.85～77m および 84.95～91.75m にほぼ連続して Cr2 と Cr3 が分布するが，すべり面よりも深部には孔底の 123m までの間に無構造な角礫岩は一切存在しない．B-2 孔では 85.5～87.97m に角礫混じりの粘土質部が存在し，これが最深部のすべり面と考えられる．このすべり面以浅には 9.35～17.4m，33.05～40.5m，42～46m，50～52.05m，60.3～80.7m に Cr2～Cr4 が存在するが，B-1 孔と同様にすべり面よりも深部には無構造な角礫岩は存在しない．

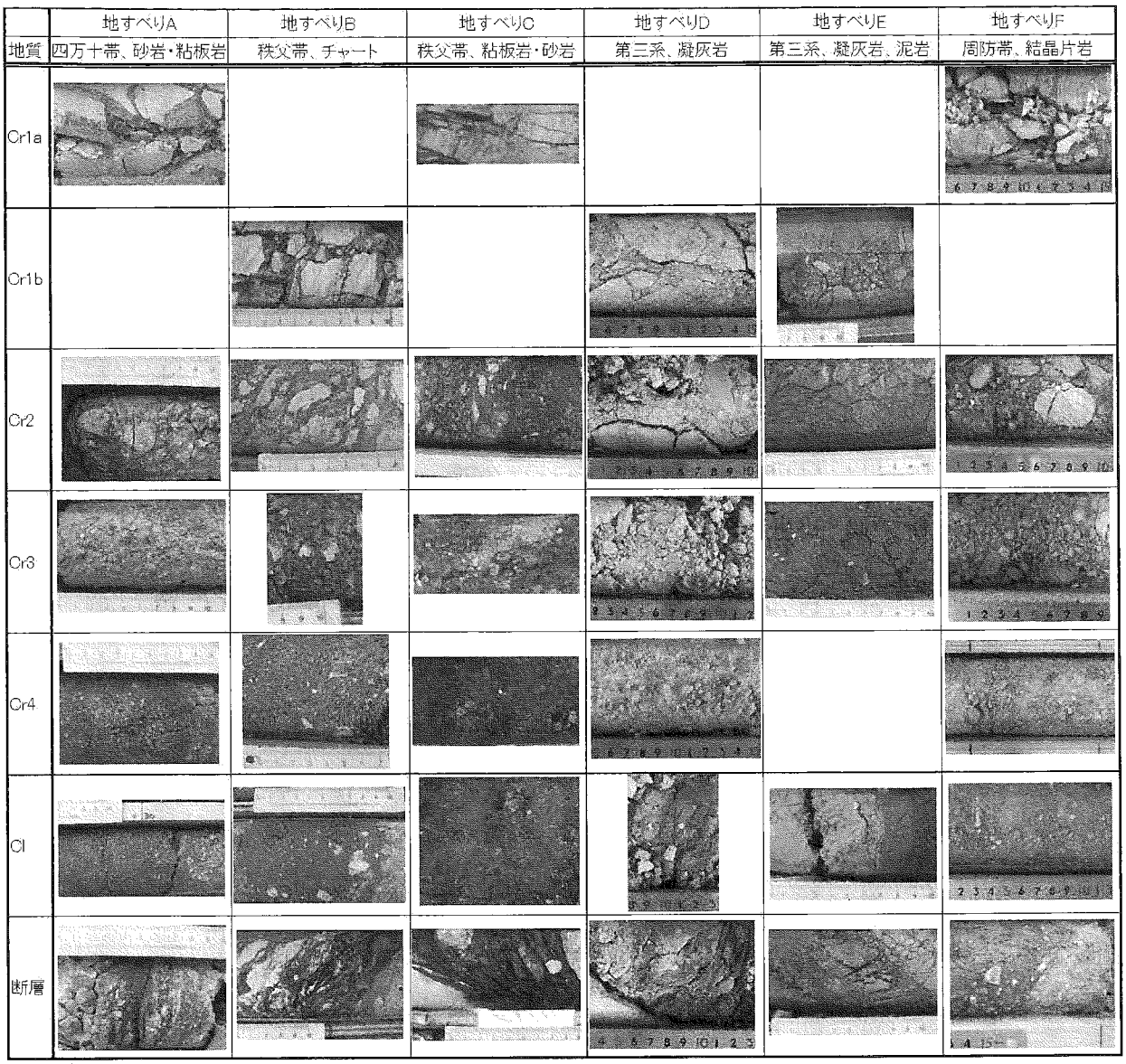
2.3 地すべり C

C-1 孔では，34.5m に孔内傾斜計により累積的なせん断変位が認められており，33.7～33.75m の粘土がすべり面と推定される．このすべり面以浅には数mおきに数十 cm の厚さの Cr2～Cr4 が分布している．すべり面よりも深部には，面構造を伴う断層角礫が多数分布する．

2.4 地すべり D

この地すべりには計８孔のボーリングが存在するが，ほぼ乱さないコアが採取されている６孔について詳細観察を行った．末端付近に位置する２孔では Cr1b が部分的に存在するのみで，中央から頭部の３孔にはごく局所的に Cr2～Cr4 が存在する．地すべり移動体外の１孔には無構造角礫は一切存在しない．

表－２　対象地すべりの各破砕度の代表例



2.5 地すべり E

頭部の D-2 孔では，71.95～72.1m の粘土がすべり面と推定され，これより以浅には，数十 cm 以内の Cr2 が分布する．中央付近の D-1 孔では 98.05～98.15m の粘土がすべり面と考えられ，これ以浅の 70～81m，90.19～93.5m 間などにまとまって Cr2 が存在する．両孔ともすべり面以深には無構造角礫は存在しない．

2.6 地すべり F

この地すべりは今のところ最深部のすべり面の有無が決定されていない．頭部の２孔は最深部のすべり面が存在しない場合は，地すべり外となるもので，10～20cm 厚の Cr2 が数カ所ずつ存在するのみである．他孔には数 m 厚の Cr2 と Cr3 が数カ所以上存在する．

3. 地すべりの破砕度区分

表－２は対象地すべりの各破砕度の代表例の状態を示したものである．いずれの地すべりにも同等の無構造な破砕岩が存在する．また，面構造が確認され造構的な断層と思われるものも存在する．地すべり F は今のところすべり面が確定されていないが，そのほかの地すべりでは，すべり面以深や地すべり移動体外では，無構造な破砕岩は観察されない．したがって，これらの無構造な破砕岩は地すべりの地質学的認定指標になりうると考えられる．ただし，脇坂ほか[2]に述べたように無構造な破砕岩はすべり面以深にも存在するため，地すべり移動体の地質学的認定にあたっては，無構造な破砕岩のみを指標とするのではなく，それらの破砕度区分と区分された破砕岩の位置，分布頻度を指標とする必要がある．

文献

1) 脇坂・上妻・綿谷（2009）：平成 21 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，pp.2-14.
2) 脇坂・上妻・綿谷・豊口：応用地質，（投稿中）

38. 海面最終処分場の底面遮水層への投入廃棄物の影響

Influence of Waste Dropped through Fluid to the Base Ground at the Coastal sanitary landfill

○磯部有作(㈱地層科学研究所), 松本謙二, 大野博之, 永岡修一, 八村智明 (財団法人日本環境衛生センター)
飛田靖之, 富田洋平(財団法人愛知臨海環境整備センター), 登坂博行(東京大学大学院)
Yusaku Isobe, Kenji Matsumoto, Hiroyuki Ohno, Shuichi Nagaoka, Tomoaki Hachimura
Yasuyuki Hida, Yohei Tomita, Hiroyuki Tosaka

1. はじめに

近年，最終処分場として海面埋立が多くなってきている．海面最終処分場は，埋立区画の底面遮水層として在来地盤の沖積粘土層を利用している．廃棄物の投入によって，この底面遮水層となる沖積粘土層への廃棄物のめり込みなど遮水性能への影響が懸念される．

これまで，廃棄物を想定した試料の投入時の沈降現象を室内・現場実験等 [1]で捉え，解析的 [2]にも沈降の終端速度を把握したが，その速度の底面遮水層への影響を把握することは重要な研究課題である．そこで，投入物の底面へのめり込みについて，CIP 法による数値解析 [3]と実験結果との比較を行い，その影響を検討した．また，数値解析の妥当性を評価するためにも，仮定に基づき理論解との比較も試みた．

2. めり込み現象

めり込み現象は，ブロック状の投入物が軟弱な地盤に着底するような場合では図-1に示すように個々の物体がめり込むような現象となる．図-1 の左図ではいくつかのモルタルを投入した例であるが，個々に投入したようにめり込んでいるのが顕著になっている．

そこで，まずはモルタルについて考えてみると，集団で投下しても，個々に分散して底面に衝突すると仮定でき，底面への衝撃作用としては，1 個のモルタルを考慮すればよいと考えられる．こうした衝撃は，2 つの物体同士が衝突する現象として捉えこができ，基礎的な理論としてヘルツ（Hertz）の衝突理論(1881 年)が社団法人日本道路協会の「落石対策便覧」などで用いられていることから，この理論を用いてモルタルの衝撃について検討した．

落石対策便覧では，落石の落下高さ（位置エネルギー）として表しているが，これに対して，本検討では，

①衝突の継続時間が球体の持つ固有周期よりも十分に長く，振動の影響が無視できる．

②衝撃力と局部変形量の間には，静的に接触する圧力問題とする．

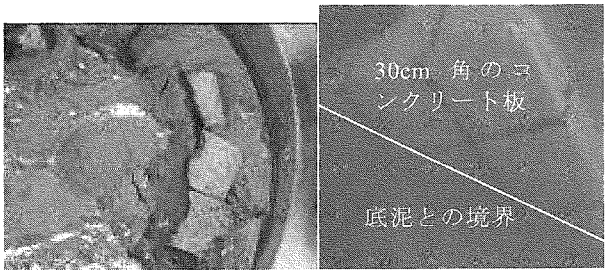
を仮定すれば，最大衝撃力 P_{max} と最大局部変形量 r_{max} は、以下の式で表される．

$$P_{\max} = n^{\frac{2}{5}}\left(\frac{5}{4}v_0^{\,2}m_1\right)^{\frac{3}{5}}, \quad r_{\max} = \left(\frac{5}{4}\frac{v_0^{\,2}}{n}m_1\right)^{\frac{2}{5}}$$

$$n = \frac{4}{3\pi}\frac{1}{k_1+k_2}R_1^{\frac{1}{2}}, \quad k_i = \frac{(1-\nu_i^{\,2})}{\pi E_i}$$

ここで，R は物体の半径，E は物体のヤング率，ν はポアソン比である．

実験値と計算の比較結果を表-1 に示す．ここで，理論解の平均値とは，実験において，粘土の変形係数や沈降の終端速度にばらつきがあるため，それ平均としたものである．めり込み量は，どのケースも室内実験に比べ，理論解は実験結果と比べ小さい値となり，底面の粘着力が小さくなるにしたがい，その差異は大きい結果となった．



図－1　投入物のめり込みの様子(左:室内，右:現場)

表－1　室内実験レベルの解析パラメータ

底面の粘着力 (Pa)	めり込み量(cm)	
	室内実験	理論解(平均値)
187.6	2.2	0.92
129.6	5.1	1.07
67.8	10.0	1.38

3. CIP 法による数値解析

本検討はビンガム流体を考慮している森口ら [3]によるプログラムを用いた．流体力学に関する基礎知識はや，ビンガム流体の地盤せん断強度を考慮した計算手法については省略する．

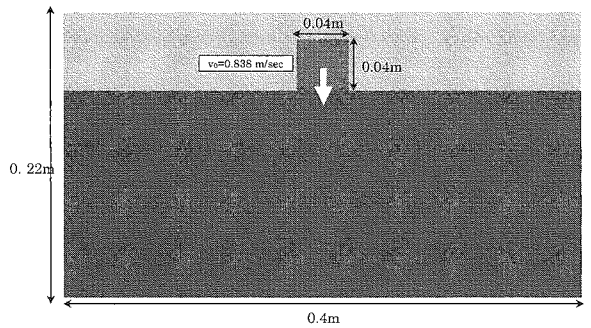
検討解析は，剛体でモデル化した試料に室内実験レベルでは初速 v_0=0.838 m/sec を与え，現場実験レベルでは初速 v_0=2.769 m/sec を与える．これは，これまでの研究成果より投入物が底面に着底する直前の沈降速度が実験的にも解析的もわかってきており，その平均的な値を採用している．

解析条件については，室内実験レベルおよび現場実験レベルの解析モデルを図-2 および図-3 に示し，解析

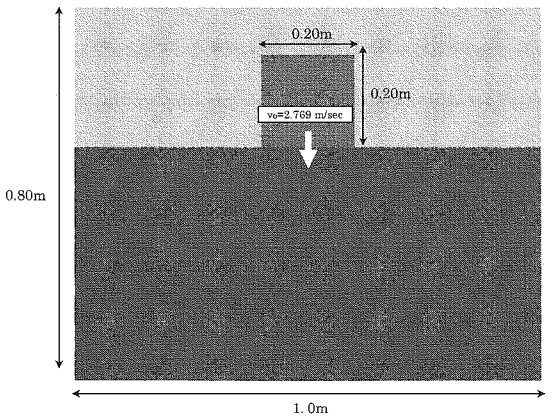
パラメータを表-2 および表-3 に示す．室内実験レベルの検討解析では，室内実験と比較をするため，投入物は 4cm×4cm 程度のモルタルを想定し，底面の粘着力は前述の理論解の検討と同様に 67.8，129.6，187.6 (Pa)とした 3 パターンを設定し検討を行った．また，現場実験レベルでの検討解析では，投入物はコンクリートブロック 20cm×20cm 程度を対象とし，底面の粘着力の感度は行わず c=1100(Pa)のみの検討を行った．

CIP 法の解析結果は，時刻歴結果で表現した図-4 および図-5 に示す．実測に比べてやや小さい値を示す．この結果からは瞬時にめり込む様子がわかり，その後は時間の経過とともにめり込む量が変化することはなく，実験の現象をよく表現していると言える．まためり込み量は，室内実験レベルでは，ヘルツの理論から求めた結果とも同じ傾向である．現場実験レベルでも現場でのめり込み量の約 7.5cm に対し約 6.2cm とやや小さい値となった．

ヘルツの理論の結果や CIP 法の数値解析の結果からは、実験水槽中の粘土のせん断強度は，さらに小さな値を示していたとも考えられる．



図－2　室内実験レベルの解析モデル



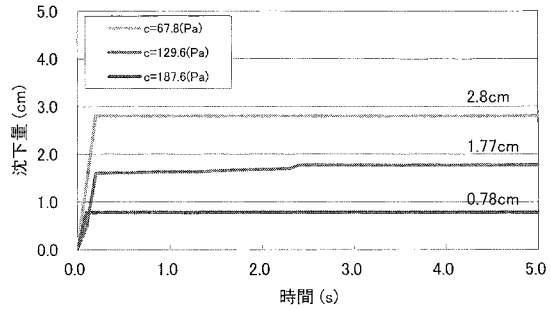
図－3　現場実験レベルの解析モデル

表－2　室内実験レベルの解析パラメータ

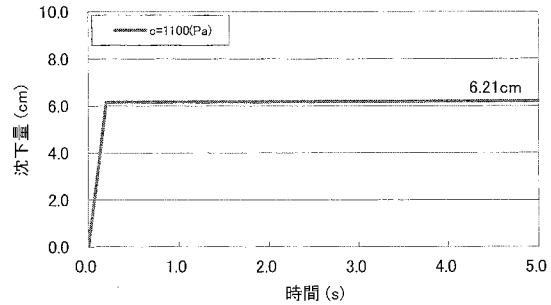
		試料 (剛体)	底面 (ビンガム流体)	水
密度	ρ(kg/m³)	1950	1800	1000
粘性係数	η (Pa・s)	-	-	0.001
粘着力	c(Pa)	-	67.8 / 129.6 / 187.6	-
メッシュサイズ	Δx、Δy (m)	Δx=0.004、Δy=0.004		
メッシュ数	Nx x Ny	100 x 55		
重力加速度	g (m/s²)	9.8/0.0		
CFL 基準		0.005		

表－3　現場実験レベルの解析パラメータ

		試料 (剛体)	底面 (ビンガム流体)	水
密度	ρ(kg/m³)	1950	1800	1000
粘性係数	η (Pa・s)	-	-	0.001
粘着力	c(Pa)	-	1100	-
メッシュサイズ	Δx、Δy (m)	Δx=0.01、Δy=0.01		
メッシュ数	Nx x Ny	100 x 80		
重力加速度	g (m/s²)	9.8/0.0		
CFL 基準		0.005		



図－4　室内実験レベルの解析結果



図－5　現場実験レベルの解析結果

4. まとめ

数値解析モデルでは，室内実験のモルタルと現場実験のコンクリートブロックのめり込みをモデル化した解析を行った．数値解析結果は，室内実験および現場実験に比べてめり込み量が小さい結果となったが，CIP 法による数値解析を用いることで，単粒子のめり込み量の推定の可能性がある程度示唆された．また，今回は投入物のめり込み量に着目したが，今後は，衝撃力の算定などの検討なども含めた総合的な評価が課題である．

文献

1) 鍋島勇太ほか(2009) ：廃棄物の海面投棄を想定した試料群の静水中における一次元沈降挙動と底部粘土層への影響，第 8 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.359-362

2) 磯部有作ほか(2010) ：海面廃棄物最終処分場における CIP 法を用いた沈降現象の検討，平成 22 年度日本応用地質学会研究発表会

3) 森口周二，八嶋厚，沢田和秀(2006) ：CIP 法を用いた地盤の大変形解析，第 11 回計算工学講演会論文集，pp.399-402

39. 海面最終処分場の廃棄物層内の水質浄化の処理機能に関する検討

Study on processing treatment capability of water quality clarification in waste layer of offshore disposal site

○細野賢一(㈱地層科学研究所)
大野博之(財団法人日本環境衛生センター東日本支局環境科学部)
永岡修一，八村智明，宮原哲也，松本謙二(財団法人日本環境衛生センター西日本支局企画事業部)
飛田靖之，富田洋平(財団法人愛知臨海環境整備センター)
Kenichi Hosono,Hiroyuki Ohno,Shuichi Ngaoka,Tomoaki Hachimura
Tetsuya Miyahara,Kenji Matsumoto,Yasuyuki Hida,Yohei Tomita

1. はじめに

近年，最終処分場として沿岸域の海面埋立の実績が増えてきた．海面最終処分場は，保有水等の水位が廃棄物層の層厚に対して高い位置で維持管理されるケースが多く，これは陸上処分場との大きな違いである．

廃棄物層中の保有水等は埋立物からの溶出によって汚濁成分を含む水質となる．こうした保有水等は，集排水設備（集水暗渠，揚水井，内水ポンド等）を通して水処理施設へ送られる．処分場内の保有水等は降雨によって補われるため，保有水等の汚濁成分は時間の経過とともに置換・希釈されると考えられる．

処分場の表層部は，早い段階で暫定利用や跡地利用させることが望まれており，そのためには，廃棄物層に含まれる汚濁成分を早期に浄化（早期安定化）する工法の選定が重要となる．

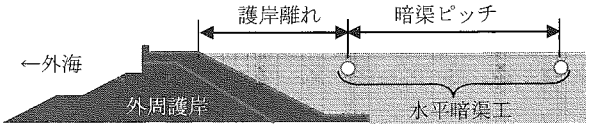
本研究では，(財) 愛知臨海環境整備センター(以下，ASEC)により管理・運営されている衣浦港 3 号地処分場を対象とし，廃棄物層上部水平暗渠工による集排水設備を考慮した移流分散解析モデルの構築を行い，最適な水平暗渠構造の選定することを試みる．また，跡地利用等も考慮した上で，解析実施ケースにおけるメリット･デメリットを整理する．

2. 解析モデルの構築と解析ケースの設定

衣浦港 3 号地処分場は，愛知県武豊町の沿岸部に位置する総面積 47.2ha, 埋立容積 538 万 m^3 の海面最終処分場である．処分場の外周護岸（図－1）には二重の遮水シート構造が採用され，底面は低透水性の粘性土層が数 m 以上堆積している．種々の試験により，外海の潮位変動と貯水位が連動しないことが確認されている．

本検討に適用する集排水設備の一つである水平暗渠工は，降雨涵養によって上昇する地盤内の水位と，大気開放状態となる水平暗渠位置の間で生じる水頭差を利用して保有水等を流動させ，汚濁濃度の回収を行う浄化促進工法である．

解析は図－1 に示す鉛直断面に基づき，2 次元有限要素モデルを構築して行う．外周護岸および，底面の粘性土層以深については，遮水性が認められていることから解析領域対象外とした．



覆土層(1m)　廃棄物層(10.5m)　－遮水シート
モデル天端標高：+4.0m，底面標高：-7.5m
暗渠管底標高：+1.32m(M.S.L)，管径：0.4m

図－1　解析モデル概要

表－1　解析実施ケース

ケース	1	2	3	4
護岸離れ(m)	10	25	50	100
暗渠ピッチ(m)	50	30	100	200

表－2　解析に用いる物性値

	透水係数 (cm/s)	間隙率 (-)	縦/横分散長 (m)	遅延係数 (-)
廃棄物層	2.0×10^{-3}	0.4	1.0/0.1	1.0
覆土層	1.0×10^{-4}	0.2	1.0/0.1	1.0

解析ケースは水平暗渠の管底標高=+1.32m(M.S.L)を固定条件とし，護岸からの離れ距離および，暗渠ピッチに対する浄化促進の傾向を確認することを目的として表－1 に示すケースを設定した．また，廃棄物層の透水性は均質を仮定し，解析に用いる物性値は表－2 に示す値を用いた．廃棄物層の透水係数は，ASEC 名古屋港南 5 区処分場（平成 22 年 3 月埋立完了）において計測されている土壌水分量データを用いて，水分量の変化に対応する透水係数を同定した結果を用いた．

降雨涵養量は原位置に最も近隣する南知多雨量観測所における過去 35 年間のデータより算出した年平均日雨量 4.18mm に対し，降雨浸透率 30%を考慮して設定した．暗渠部は浸出面境界を用いて表現し，降雨涵養量と各ケースの暗渠部からの流出量が釣合う地下水流動場（定常状態）を求めた．

廃棄物層に与える濃度条件は，固相-液相間の物質移行は考えず，汚濁物質全量が間隙水中に溶出した状態を初期濃度分布（比濃度=1.0）とした．

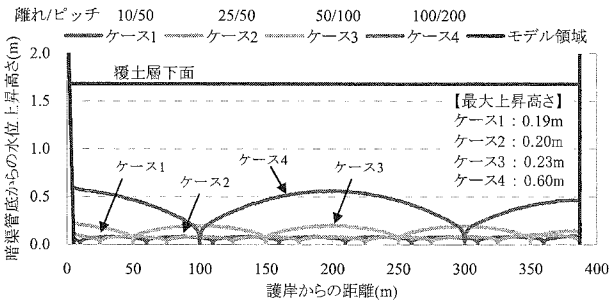
なお，解析は Gtran/3D for Dtransu(ソルバー部：岡山大学西垣教授，プリ-ポストプロセッサ部：㈱地層科学研究所)を用いた．

3. 最適暗渠構造の選定

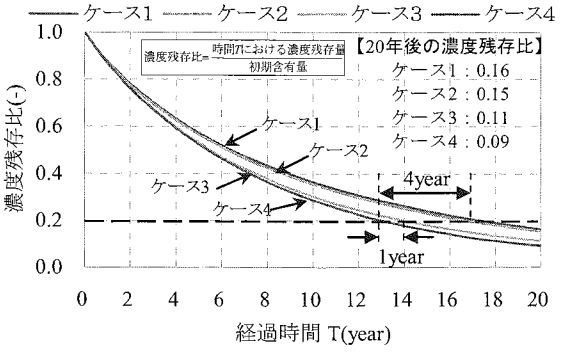
最適暗渠構造は暗渠間の水位上昇量および全量浄化に対する濃度低下速度の観点より選定を行う．水位上昇量に関しては，図－2 に示すように，暗渠ピッチの大きいケースほど，上昇量が大きくなる傾向を示した．しかし，ケース 1～ケース 4 のいずれも覆土層下面よりも低い位置に上昇高さが抑えられており，保有水等の上昇によって，覆土層を汚染することはないことがわかった．濃度減少傾向に関しては図－3 に示す濃度残存比の経時変化から，ケース 4 が最も早期に進行する結果が得られた．濃度残存比 0.2 に到達する時間を用いて比較すると，ケース 4 は，ケース 1,2 に比べて 4 年程度，ケース 3 と比べて 1 年程度早期に回収が進行していることがわかる．表－3 に示す各ケースの 20 年後の濃度分布からも，ケース 4 の濃度残存状態は他のケースより低濃度分布であることが確認できる．

ここで，暗渠設置深度に高透水部が面的に介在する場合，降雨涵養による流線は高透水部を通過して暗渠に向かう傾向が強く現れ，廃棄物層下方の汚濁濃度が残存することが室内試験結果より報告されている [1]．この知見から，暗渠設置本数が密であるケースは，粗いケースと比較して廃棄物層上位を相対的に高透水層に近い状態にしてしまうことがわかった．したがって，暗渠ピッチが過度に密である配置は，全量浄化に対する早期安定化の観点からは，避けるべき構造であることがわかった．

したがって，本検討では濃度減少の傾向および，水位上昇高さの妥当性を踏まえ，ケース 4（護岸離れ 100m，暗渠ピッチ 200m）を最適構造と判断した．

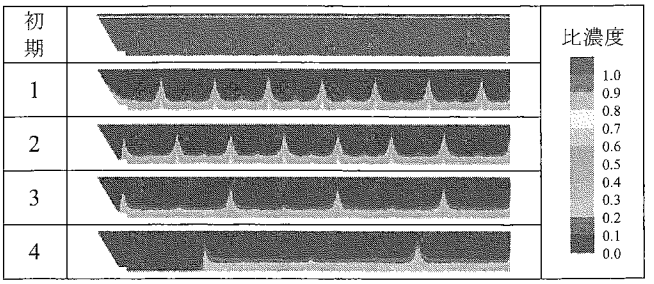


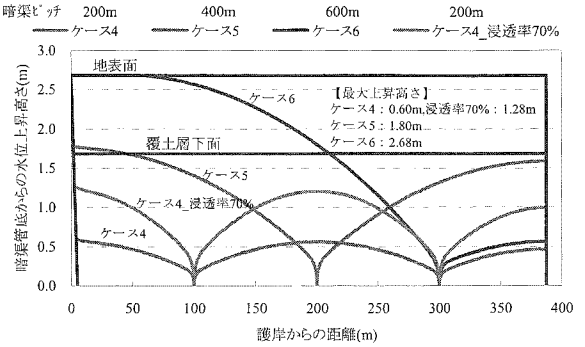
図－2　各ケースの水位上昇高さ



図－3　各ケースの濃度残存比の経時変化

表－3　各ケースの 20 年後の濃度分布





図－4　暗渠ピッチ増長に伴う水位上昇高さ

4. 跡地利用を考慮した構造のメリット・デメリット

これまでの検討結果から，暗渠ピッチが大きい条件ほど，濃度減少速度が上がるメリットがある反面，暗渠間の水位上昇高さが大きくなるデメリットあることが示された．しかし，跡地利用の観点からは，集中豪雨等による急激な水位上昇時においても，保有水等が地表へ流出するのはもちろんのこと，覆土層を汚染することも避けなければならない．そこで，暗渠ピッチをさらに増長した場合の水位上昇高さを把握し，その適用性について確認する．増長ケースは暗渠ピッチ 400m(ケース 5)および，600m(ケース 6)とした．

解析の結果(図－4)，ケース 5 は覆土層より上位に，ケース 6 は地表面に達する水位上昇を示した．この結果から，暗渠ピッチ 400m 以上の条件は構造上適切ではないことがわかった．一方，ケース 4 は，降雨浸透率 70%とした場合においても保有水等の水面は覆土層よりも十分下に位置している．これは，降雨の浸透性を高め、廃棄物の早期安定化を促す工法等にも対応できるメリットを備えた構造であると考えられる．

5. 今後の課題（展開）

今後は解析対象となる汚濁物質を特定し，溶出特性などの物質性状を考慮した再現解析を実施することで，予測ツールとしての精度を向上させることを検討する．また，3 次元モデルへの拡張についても検討する．

文献

1）遠藤和人，山田正人，井上雄三（2007）：海面最終処分場の保有水管理に関する一考察，第 18 回廃棄物学会研究発表会論文集，pp.679-681.

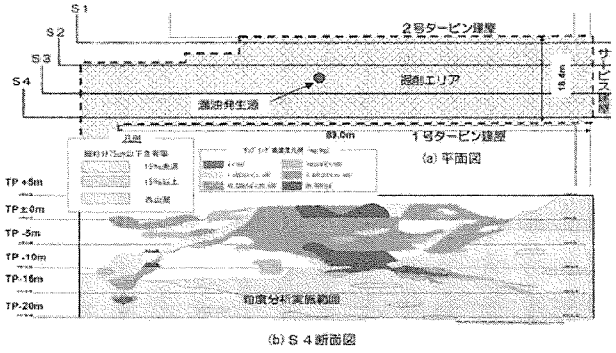
40. 室内試験による地盤内油移行挙動の評価

Laboratory measurement for an evaluation of oil migration in the ground

○末永弘，野原慎太郎，井野場誠治（電力中央研究所）
Hiroshi Suenaga, Shintaro Nohara, Seiji Inoba

1. はじめに

新潟県中越沖地震（2007 年 7 月 16 日）に伴い，東京電力柏崎刈羽原子力発電所における原子炉建屋近傍では，地盤沈下により変圧器が損傷し，内部の絶縁油（以降，油と称す）が砂主体の埋戻し地盤内に漏洩した．汚染地盤の多くは掘削除去，洗浄工事の後，洗浄土を用いて埋戻されたが（図－1）[1]，既存設備直下は掘削に制約があり，油汚染土の一部は地盤中に取り残さざるを得ないため，将来降雨浸透等による油の移行が懸念された．このことから，埋戻し地盤中に残存する油の降雨浸透等に伴う移行挙動を把握するため，カラムと X 線 CT スキャナを用いた室内実験を実施した[2]．ここでは試験方法とその結果について報告する．



図－1　柏崎刈羽発電所 2 号機変圧器埋戻し地盤における油汚染分布[1]

2. 試験方法

室内試験は，カラムに砂試料を充填後，油を注入することにより実施した．試験には，内径 21.8cm の塩ビ製の鉛直カラムを用いた．この内径は，中心部に油を注入した場合における油の水平方向の浸透範囲を評価するための予備試験の結果から，カラムの壁面に到達しないと考えられる大きさとして決定した．

カラム試験に用いた試料は，油の漏洩量が最も多かった 2 号機変圧器の埋戻し地盤より採取した．採取した試料には油は含まれていない．また，現場の砂試料と比較するため，豊浦砂も試料に供した．

試験の手順としては，はじめにカラムに含水比を調整した砂を充填し，ランマーを用いて所定の間隙率になるまで試料を突き固めた．次に試料を突き固めたカラムの中心部上面から油を注入し，浸透する様子を X 線 CT スキャナで撮影した．実際の現場における油浸透現象は，短時間に全量の油が地盤への浸透を開始したと考えられるため，油の注入方法は試験開始と同時に所定の油量を一度に注入することとした．

油を注入し浸透した後，降雨を模擬した散水を行い，油の移行ならびに分布形状に与える影響を観察した．散水強度は，新潟県柏崎地域における最大 1 時間降水量を参考に，50mm/h となるよう送液ポンプの値を設定して散水した．

3. 試験結果

試験の結果，以下のことが分かった．

1) 試験方法の有効性
地盤における油浸透現象を三次元的に把握する手法として，砂試料をカラムに充填し，油を浸透させた時の試料内部の時間変化を X 線 CT スキャナで可視化する手法が有効であることが示された（図－2）．

2) 油の浸透特性
砂試料の飽和度が 50% 以上では，油の移行はほとんど見られなかったことから，油は地盤内の飽和度の小さい領域を選択的に移行した可能性があることが分かった．また，砂試料表面において，初期における油の注入圧力が大きいほど深部まで油が浸透することが明らかとなった．

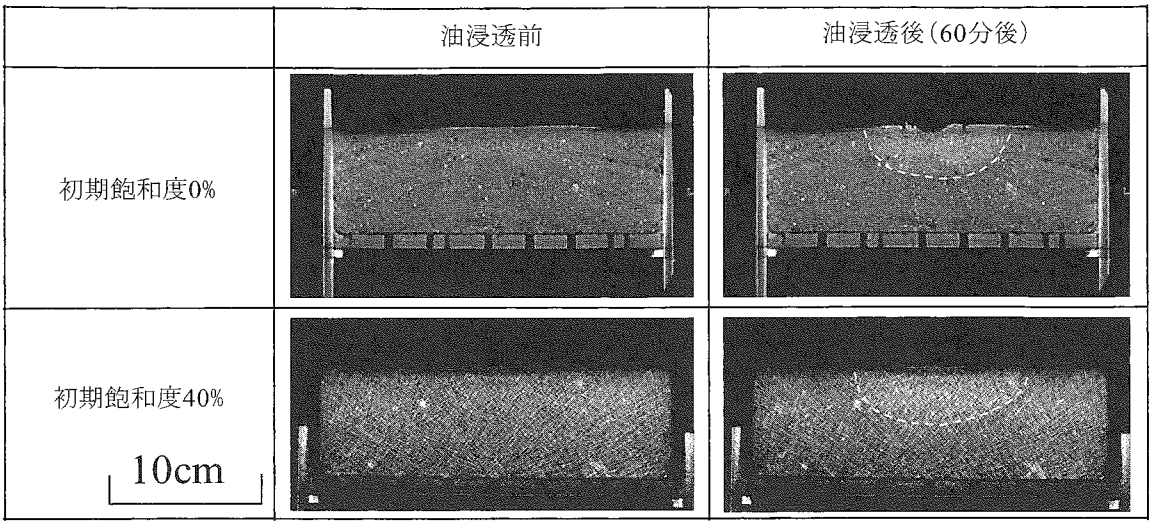
3) 降雨浸透時における油の移行挙動
油注入後における降雨浸透の影響を検討した結果，今回の試験条件では，砂中に留まる程度の油を注入した場合，当該地域の最大 1 時間降水量に近い 50mm/h の降雨を与えた場合でも，水は油の周辺を迂回して浸透し，油の移行はほとんど見られないことが明らかとなった（図－3）．

今後は，地盤内の浸透現象を記述するためのパラメータを求め，数値解析により実地盤における油浸透現象を解明する必要があるものと考えられる．

文献

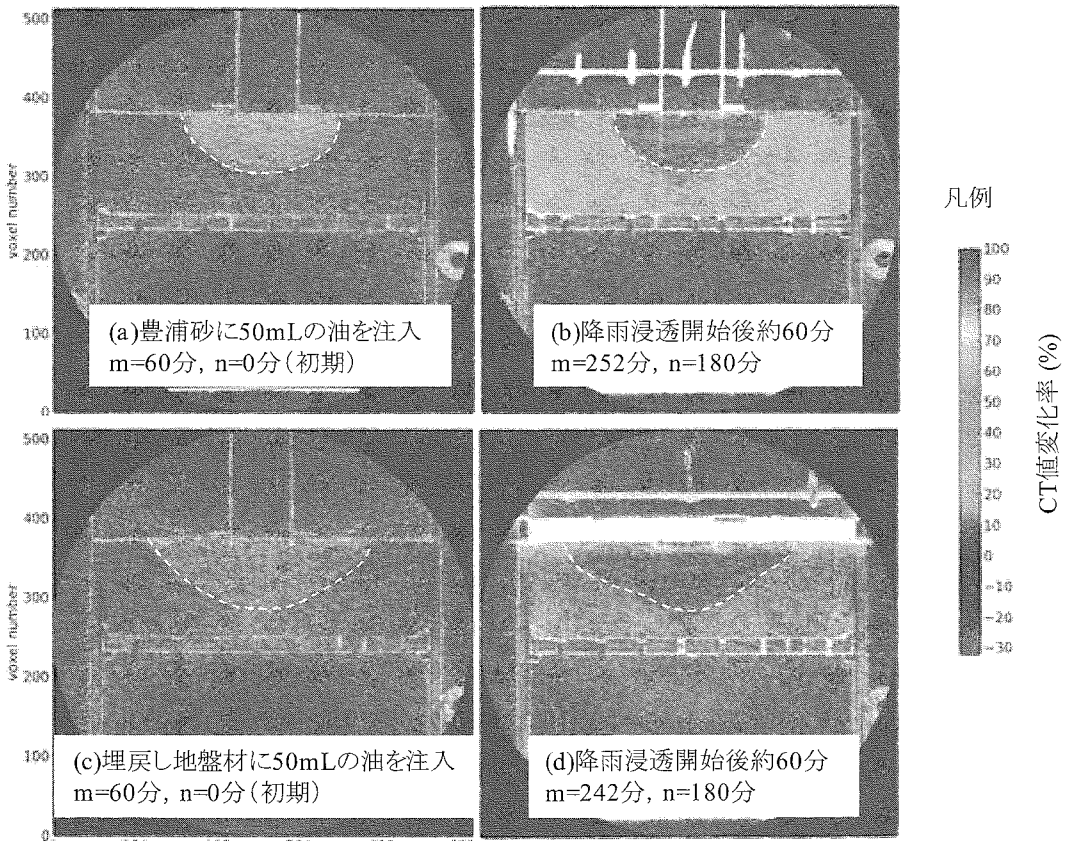
1) 矢野康明，佐藤博，小林治男，司代明，木村應志，山口修一，一ノ瀬広樹，藤井忠広，志方洋介（2010）：高圧ジェット水を用いた変圧器絶縁油汚染土壌の洗浄（第 1 報）－油汚染の概要・処理方法の検討編－，土木学会第 65 回年次学術講演会予稿集，pp. 407-408.

2) 末永弘，野原慎太郎，井野場誠治（2011）：室内試験による地盤内油移行挙動の評価，電力中央研究所研究報告，N10038.



図－2　CT スキャナ撮影結果例（試料＝埋戻し地盤材，注入油量＝20mL）[2)]

油浸透前と浸透開始 60 分後の画像．浸透開始 60 分後の画像にある破線は，推定油浸透フロント．



CT値変化率 ＝ $([CT]_{t=m} - [CT]_{t=n}) / [CT]_{t=n} \times 100$ （m，n：任意の時刻，[CT]：CT値）

図－3　降雨浸透の影響（試料：上段＝豊浦砂，下段＝埋戻し地盤材）[2)]

油浸透後と降雨開始 60 分後の画像．(a)豊浦砂，油注入 60 分後，(b)豊浦砂，油注入 252 分後，(c)埋戻し地盤材，油注入 60 分後，(d)埋戻し地盤材，油注入 242 分後．画像にある破線は，推定油浸透フロント．(b)，(d)では，降雨が油浸透領域を迂回して浸透している．

41. 北海道北部サロベツ原野における沖積層の地質と地下水流動系

Geological Structure and Groundwater Flow System of Alluvium in Sarobetsu Mire, Northern Hokkaido

○酒井利彰（日本工営（株）），五十嵐敏文（北海道大学大学院工学研究院）
Toshiaki Sakai, Toshifumi Igarashi

1. はじめに

サロベツ原野は北海道北部の日本海沿岸に位置する沖積低地である．原野東側の山地では放射性廃棄物地層処分のための原位置試験研究が行われており，涵養域の水文地質構造に関する研究が数多く行われている．しかしながら，流出域と想定されるサロベツ原野における水文地質構造や地下水流動に関する研究例は数少なく，湿原の保全や地域の水資源評価の観点からも研究が必要とされている．

そこで筆者らは，サロベツ原野南部における沖積層の地下水流動系を明らかにすることを目的に，5箇所のボーリング調査を行った．コアを用いて堆積環境の変化と地質構造を明らかにし，海成堆積物の分布から地殻変動について考察した．また地下水調査結果に基づき沖積層内の水文地質構造モデルを構築し，水理水頭分布からサロベツ原野南部の地下水流動系を評価した．

2. 調査方法

図－1 に調査位置図を示す．沖積層が最も厚いとされるサロベツ原野南部で5孔（No.1～5）のボーリング調査を実施した．No.1, No.3, No.4 孔は主調査孔の近傍に深度の異なる複数の観測井を設置し，深度別の地下水観測井群とした．

ボーリングコア調査として ^{14}C 年代分析および C/S 分析を行った．C/S は堆積物の全有機炭素含有量と全硫黄含有量の比であり，地層堆積時の環境を示すとされる[1),2)]．

地下水調査として水理水頭観測，現場透水試験，一般水質分析，酸素水素同位体比測定，およびトリチウム濃度測定を行った．

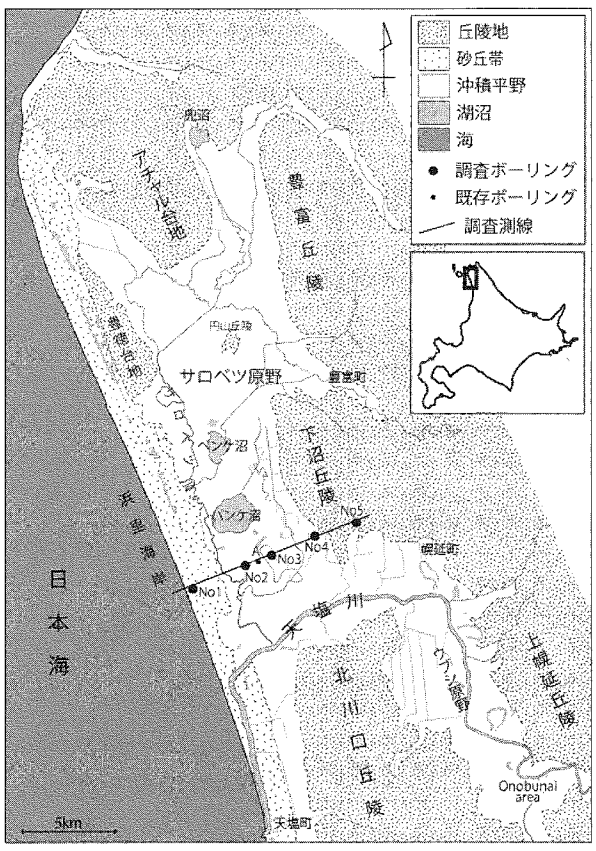
沖積層内の水理水頭分布については，地下水流動解析コード MODFLOW を用いて定常流動解析を行った[3)]．モデルは鉛直 2 次元とした．上部境界には地下水面を既知水頭境界として与え，下部境界は珪藻泥岩上面とし，不透水境界とした．東側境界は分水嶺とし，不透水境界を与え，西側境界は海洋とし，水頭値ゼロの遠方定水頭境界を与えた．

3. 調査結果

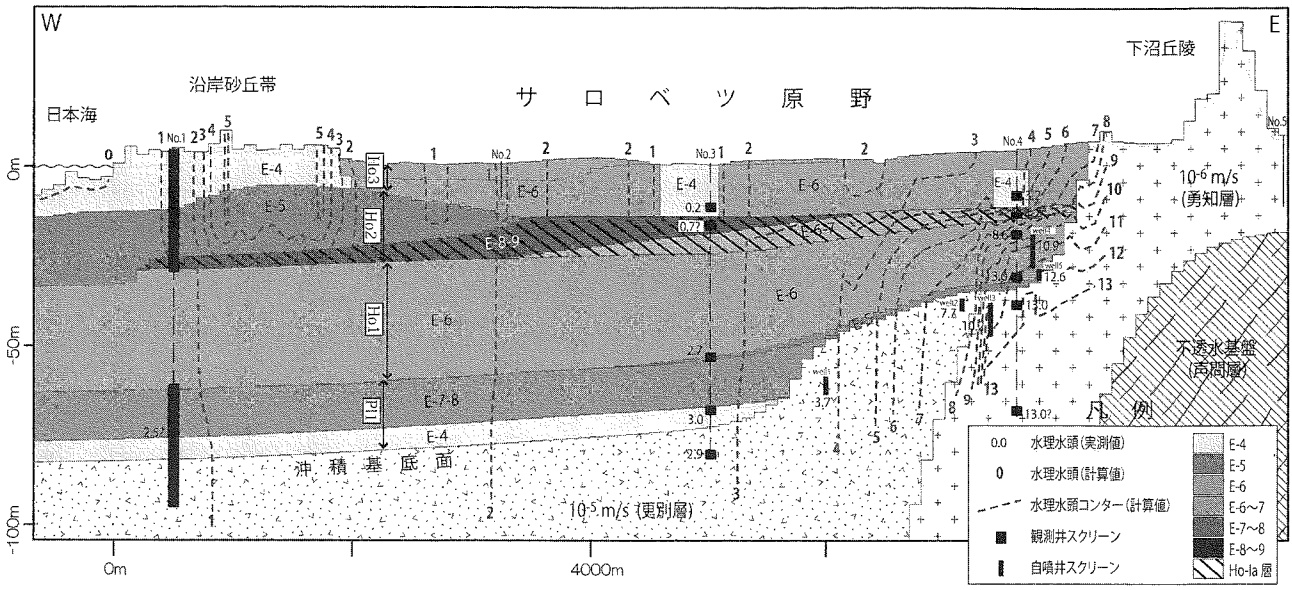
図－2 に調査結果の断面分布図を示す．ボーリングコア調査の結果，サロベツ地域の沖積層は基底が礫層，中間部は砂/シルトの互層，上部は砂質層や陸成層が卓越し，一般的な沖積層層序と同様であった[4)]．新ドリアス寒冷期にあたる 10.5kyr BP に形成された海退面，および完新世海進の最盛期にあたる 6.2～8kyr BP に堆積した海成主体の堆積物が，調査範囲全域で確認された．そこで，これらの層相および堆積年代を基準として沖積層を下位より Pl1, Ho1, Ho2, Ho3 の4層に区分した[2)]．Pl1 は基底砂礫と砂/シルト互層からなる．Ho1 は主に砂/シルト互層からなる．Ho2 は砂，粘土，砂質シルトからなる．Ho3 は砂，砂/シルト互層，礫質砂，泥炭からなる．

水理水頭は深部ほど大きく，沖積基底砂礫から基盤岩付近にかけて最大値を示した．浅部にいたるにつれ水頭が減少し，Ho2 下部の粘土質堆積物（これ以降 Ho-la 層と称する）より上位は地下水面とほぼ等しい水頭を示した．基盤岩付近の水理水頭は湿原東端部が最も高く，西側にむかって徐々に減少する傾向を示した．Ho-la 層より上位では水理水頭の季節変化が認められたが，下位では認められなかった．

Pl1 のうち砂/シルト互層部は 10^{-7}～10^{-8}m/s の透水係数を示した．Ho1, Ho2, Ho3 のシルト～砂/シルト互層部は



図－1　調査位置平面図



図－2　調査結果の断面分布図

10^{-6}m/s の透水係数を示した．Ho2 下部の Ho-la 層は 10^{-6}～10^{-9}m/s の透水係数を示した．基底砂礫，埋没河川砂礫，砂丘や砂州などの砂質堆積物は 10^{-3}～10^{-5}m/s の透水係数を示した．

地下水水質は $Ca\text{-}HCO_3$ 型が卓越し，Ho-la 層および基盤岩の一部で $Na\text{-}HCO_3$ 型が認められた．トリチウムは Ho-la 層より上位の地下水のみから検出された．酸素水素同位体比はすべて天水線と積雪の間にプロットされた．

4．考察

(1) 水文地質構造モデル

Ho-la 層の透水性，水理水頭分布，地下水水質，および水理水頭の季節変動を考慮した結果，サロベツ原野南部の地下水流動系は Ho-la 層によって上下に分断されていると推定される．すなわち，上位では天水による直接涵養の影響を受け，下位では原野東端部の基盤岩からの上向き～海側向きの地下水涵養の影響を受ける水文地質構造が推定される．

(2) 高水頭部の成因

No.4 孔の位置する原野東端部南方では，背後に尾根地形しかないにもかかわらず，広い後背山地を有する北方より高い水理水頭が認められる．原野東端部南方は完新世に地殻変動が起きた可能性があり[5]，構造運動の活発な地域と考えられる．さらに基盤岩の地質や透水性状などを考慮すると，原野東端部南方では，構造運動による圧縮にともない高い水理水頭が形成されたと想定される．

(3) 地下水流動解析

MODFLOW を用いて水理水頭分布を計算した結果，沖積層の動水勾配は上向き方向が卓越し，Ho-la 層を境に水理水頭および動水勾配が特徴的な変動を示した．Ho-la 層より下位のうち，丘陵付近では上向き方向の大きな動水勾配を示し，原野中央部から沿岸部にかけては上向き～水平方向のごく小さな動水勾配を示した．これらは，現地調査から推定した水文地質構造を支持する結果である．

5．まとめ

本研究は様々な面からのアプローチにより，サロベツ原野南部の地下水流動系を評価した．その結果，流出域の特徴である上向きの流動を主体としながらも，透水性状や地殻変動などの地質条件に強く規制される地下水流動系が明らかとなった．

文献

1) Berner, R.A. and Raiswell, R. (1984): C/S method for distinguishing freshwater from marine sedimentary rocks. Geology, 12, pp. 365-368.

2) 吉田真見子・保柳康一・卜部厚志・山崎梓・山岸美由紀・大村亜希子(2006)：堆積相と全有機炭素・窒素・イオウ濃度を用いた堆積環境の復元－新潟平野上部更新統～完新統の例－，地質学論集，59，pp.93-109.

3) Arlen, W.H., Edward, R.B., Mary, C.H., and Michael G. M. (2000): Modflow-2000, the U.S. geological survey modular ground-water model- user guide to modularization concepts and the ground-water flow process, U.S. Geological Survey, open-file report, 00-92.

4) 海津正倫(1994)：沖積低地の古環境学，古今書院，pp.117-118.

5) 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.

42. KuniJibanの地盤情報を用いた建設工事における地下水影響評価への適用可能性について

Potentialities and Subjects of prediction for groundwater Environment Changes during Construction by Using a Geotechnical Properties Database, *KuniJiban*

○倉橋稔幸，伊東佳彦（(独）土木研究所寒地土木研究所），佐々木靖人（(独）土木研究所）
Toshiyuki Kurahashi, Yoshihiko Ito, Yasuhito Sasaki

1. はじめに

地盤情報は地形情報等と同様に国土の利用，開発および保全に資する重要かつ公共性が高い基本情報であり，広く提供されることは国民にとって非常に有益である．土木研究所は，国土交通省と港湾空港技術研究所とともに，道路・河川・港湾等の直轄事業で得られたボーリング柱状図等の地盤情報を平成 20 年 3 月 28 日から国土地盤情報検索サイト"KuniJiban"(www.kunijiban.pwri.go.jp)を開設し，これまでに約 9 万 4 千件のボーリング柱状図と土質試験結果一覧等の地盤情報を国民に無償で閲覧やダウンロードできるように提供してきた（図-1）．平成 23 年 8 月時点でそのアクセス数は約 22 万件に達している．その用途は主に公共事業や，建築の際の基礎資料として利用されている．

一方，地下水も地盤を構成する重要な要素の一つであり，それは地盤環境に大きく影響を及ぼす．これまでにも地下水情報は国内外で国や民間企業によるサービスがおこなわれていきている[1)2)3)]．

本報告では，建設工事における地下水環境の影響評価へ役立てることを目的として，KuniJiban で公開されているボーリング交換用データ等の地盤情報に含まれる地下水情報について，地下水影響評価への適用可能性と課題を述べる．

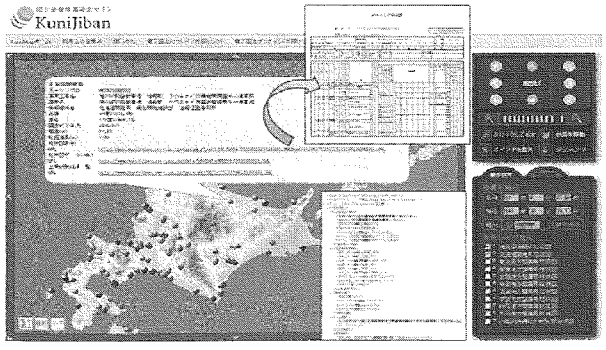


図-1　KuniJiban の地盤情報閲覧画面

2. 地盤情報公開の現状

2.1 地盤情報の内訳

平成 23 年 3 月 28 日現在で KuniJiban に集約されている地盤情報は 94,182 件である．その分布範囲は 47 都道府県に及ぶ（図-2）．これらは国土交通省，内閣府沖縄総合事務局，港湾空港技術研究所の地盤情報データベースから引き出されたもので，品質確認された後に公開に至っている（図-3）．このうち 75,503 件が TRABIS から引き出されたものである．TRABIS の地盤情報は国土交通省の地質土質調査成果品電子納品要領(案)のボーリング交換用データ（DTD2.10）に変換し提供されている．

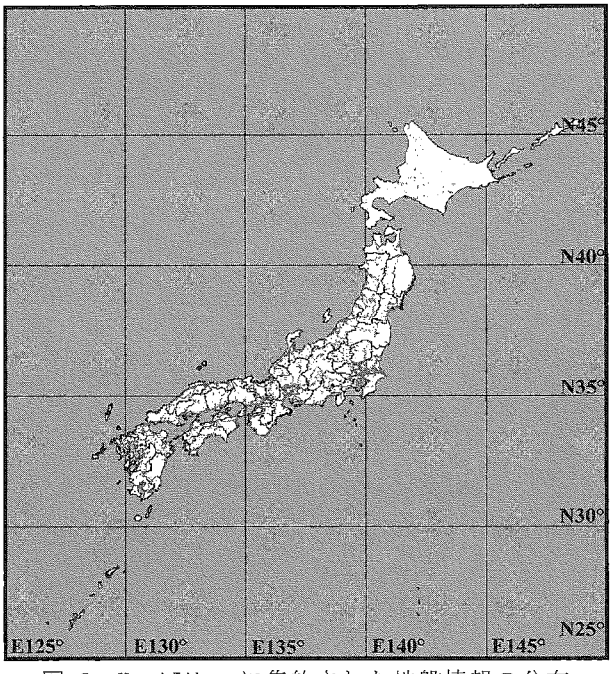


図-2　KuniJiban に集約された地盤情報の分布

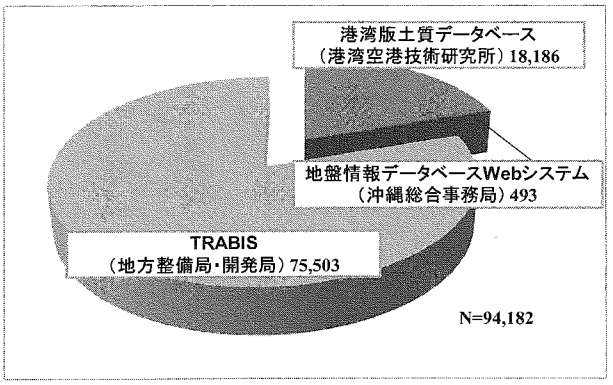


図-3　KuniJiban に集約された地盤情報の内訳

2. 2 地盤情報に含まれる地下水情報

電子納品要領の地盤情報仁含まれる地下水情報は，表-1 に示すようにボーリング交換用データや，各種試験のデータシート交換用データとして含まれている．

このうち，ボーリング交換用データにおいては，地下水に関する情報には透水試験，孔内水位，地下水検層，地下水検層試験詳細データ，地下水検層試験判定結果の５項目にわたる．これらの情報から地盤における地下水の透水係数や地下水位，地下水位が流動する位置を把握することができる．

一方,各種試験のデータ交換用シートには表-1 の 12 種類がある．地下水，透水試験，水質等が記録されている．

表-1　電子納品要領の地盤情報に含まれる地下水情報

種類	項目
ボーリング交換用データ	ボーリング孔を利用した透水試験，孔内水位，地下水検層試験，地下水検層試験詳細データ，地下水検層試験判定結果
データ交換用シート	土の透水試験，ボーリング孔を利用した砂質・礫質地盤の地下水位測定，観測井による砂質・礫質地盤の地下水位測定，ボーリング孔内に設置した電気式間隙水位計による間隙水圧の測定，単孔を利用した透水試験，締め固めた地盤の透水試験，トレーサーによる地下水流動層検層，孔内水位回復による岩盤の透水試験，注水による岩盤の透水試験，ルジオン試験，観測井からの環境化学分析のための地下水資料の採取

3. 地下水影響評価適用への可能性と課題

建設工事が与える地下水の影響として渇水，地盤沈下，水質変化，冷水，地下水流動の遮断等が考えられる．それぞれの影響と現象の影響評価へ KuniJiban の地盤情報を利用できるか，評価した．その結果を表-2 に示す．渇水については建設の前後で地下水位の変化を示すことにより評価することが可能である．ただし，そのためには建設工事における調査ボーリングの地下水位だけではなく，地下水モニタリングの経時的な変化を示す記録が必要である．これは他の影響項目についても言えることである．

その他，影響評価をおこなうためには地下水流動をモデル化することが必要である．それには，地盤の透水係数などの物理的性質のほか，地下水のデータを密に収集する必要がある．KuniJiban のデータは直轄国道や河川などの地盤情報であるため，分布は自ずと偏寄っている．均等かつ大量に情報を収集するには他省庁や地方自治体等の外部機関との連携が欠かせない．

表-2　建設工事が周辺環境へ与える影響と地盤情報との関係

周辺環境へ与える影響	現象	地盤情報利用の可能性
渇水	地下水の渇水	地下水位の変化としとらえることができる．しかし，ボーリングデータの多くは建設前の情報のみである．
地盤沈下	構造物の変状 地表面沈下や陥没	地下水位と土質試験結果とを結びつけることで評価が可能と思われる．
水質変化	地下水の汚染，酸性水・温泉水・孔潜水・重金属による汚染，地下水の塩水化	「観測井からの環境化学分析のための地下水資料の採取」から評価することができる．ただし，ボーリング交換用データ以外の情報は未だ KuniJiban に登録されていない．
冷水	冷水による農作物への影響	一部に記録あり．ただし，全深度にわたる温度記録なし．
地下水流動の遮断	地下水流動が遮断されたことによる渇水，植生変化等	地下水検層結果等により，地下水の流動位置の把握は可能である．

4. まとめと今後の課題

本報告では建設工事で発生する地下水影響評価へ KuniJiban の地盤情報の適用可能性と課題を検討した．その結果，地盤沈下や渇水には地下水位と地盤物性とを関連づけることで評価可能であることを示した．しかし，一方，水質変化や冷水については情報が不足していることを示した．今後は，継続的かつ効率的に信頼性の高い地盤情報を提供し拡充するために，地下水小目を網羅するデータベース構築や，既存の地盤情報の継続的な更新，地方自治体等の外部機関との連携を必要とする．

参考文献

1) アサヒ地下水探査(2010): 全国深井戸データベース, http://www.asashigs.co.jp/gspace/.
2) 産業技術総合研究所，アジア版井戸の地質情報システム, http://www.groundwater.jp/ccop/jp/index.html.
3) EU, e-Water, http://www.eWater.eu/.

43. 旧幌別硫黄鉱山における坑内水流量の事前予測に関する検討

A preliminary study on the prediction of the change in flow rate of mine drainage in the Horobetsu sulfur mine

遠藤祐司（道総研地質研究所）
Yuuji Endou

1. はじめに

北海道南西部に位置する旧幌別硫黄鉱山では，閉山後 40 年近く経過した現在も酸性坑内水の流出が続き，中和処理の継続的実施を余儀なくされている．この坑内水の流量は季節的に大きく変動し，特に 4 月から 5 月の融雪期において顕著な流量増加が発生する．このような流量の急変は中和処理の阻害要因となっており，流量変化の事前予測手法の確立が望まれている．

融雪期における坑内水流量の増加は，融雪の進行とこの間の降雨によってもたらされる．このうち融雪の進行すなわち融雪量の増加は，一般に気温の上昇と関連し，10 日間の積算暖度(degree day)との相関が高いことが知られている [1]．一方，本鉱山の融雪期における坑内水の流量変化についても 10 日間の積算暖度あるいは 10 日間の平均気温と関係することが明らかになっており，当日および前日の日平均気温と組合わせた流量の推定式が提案されている [2),3),4)]．

ここでは，この推定式を用いて 2011 年 4 月に実施した流量変化の予測結果を報告する．併せて，降雨による流量変化の予測モデルの検討事例についても報告する．

2. 流量予測の方法

旧幌別硫黄鉱山における融雪期の流量(Q)は，10 日間平均気温(D)と日平均気温(T)を用いて，次式により推定できることが明らかとなっている [4]．

$$Q_n = Q_1 + \sum_{k=1}^{n} 0.116\{\delta D_{(k-1)} + 0.3\alpha (T_k + T_{(k-1)})\}$$

Q_n：n 日目の日平均流量

D_n：n 日目を含む過去 10 日間の平均気温

T_n：n 日目の日平均気温

なお，式中の気温は鉱山跡に設けられている中和処理場で観測される値である．

一方，Web 上の天気予報に関するサイトには，中和処理場に隣接する伊達市の当日と翌日分についての気温予報値（3 時間間隔）と，処理場からやや離れるが室蘭市の一週間先までの日最高気温と日最低気温の予報値が掲載されており，随時利用可能である．

さらに，中和処理場における日平均気温は伊達市および室蘭市における日平均気温によって，それぞれ次式によって推定できることが明らかとなっている [3]．

$Ta = 1.14 \times Tb - 3.81$

$= 1.22 \times Tc - 4.31$

Ta：中和処理場における日平均気温

Tb：伊達市の日平均気温

Tc：室蘭市の日平均気温

また，室蘭市の日平均気温は日最高気温(Tu)と日最低気温(Tl)を用いて次式にように近似できる [3]．

$Tc = (Tu + Tl) / 2$

以上の関係式と伊達市および室蘭市の気温の予報値から 1 週間先までの坑内水の流量変化の予測が可能となる．

3. 流量予測の結果

2011 年 4 月 5 日と同月 9 日に行った流量予測の結果と，実際の流量変化の状況を図-1 に示す．

多少の食い違いはあるものの，両者とも全体として

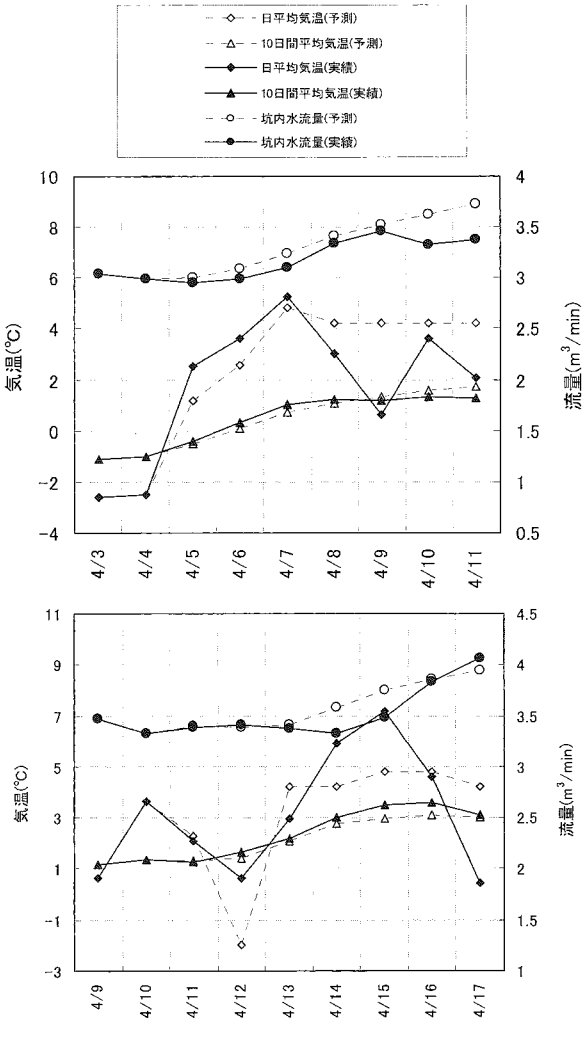


図-1　流量の予測結果と実際の流量変化

良好な予測が得られていることが判る．特に４月５日に実施した予測(図-1 上)では，４月９日まで実際の流量変化にほぼ等しい予測値が得られた．

4. 降雨による流量予測の検討例

前節で示したように融雪による坑内水流量の変化については，ある程度の精度での予測が可能となった．

しかし，この予測法には降雨による流量変化についての考慮がなされておらず，量の多い降雨があった場合や降雨が連続するような場合には，正確な流量予測は困難となる．

この点を改良するために，現在，タンクモデルを併用した流量変化予測法についての検討を行っている．

図-2 に検討中のタンクモデルの概要を，図-3 にその結果を示す．

降雨のピークから数時間遅れて流出のピークが現れる早期流出と，２日前後遅れてピークが現れる遅延流出の２成分の流出経路を持つタンクモデルを設定することにより，実際の坑内水流量の変化状況にほぼ一致する結果が得られている．

２及び３節で述べた気温変化による予測では，入力値として数日先までの気温の予報値を用いている．一方，タンクモデルでは中和処理場で観測されるその時点までの降水量を入力値として用いることになる．しかし，図-3 の例で示されているとおり，実際の流量のピークは降雨のピークから数時間程度遅れて現れるため，事前予測の手法として充分に利用可能である．

今後，気温変化による予測法とタンクモデルによる予測法を組み合わせた簡易な流量予測システムの作製を行っていく予定である．

ただし，タンクモデルのパラメータは鉱山跡周辺の積雪の状況，気温等の要因により変動する可能性もある．精度の高い流量予測法を確立するためには，実際の融雪の状況等の観測も行い，その結果によるモデルの修正も必要となる．

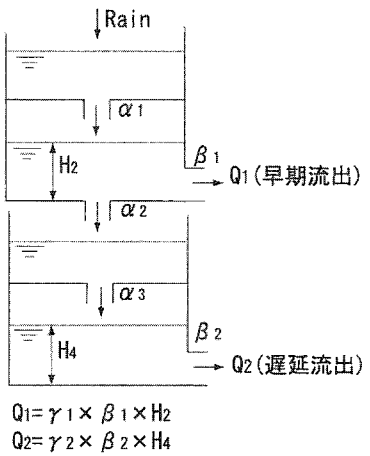


図-2　タンクモデルの概要

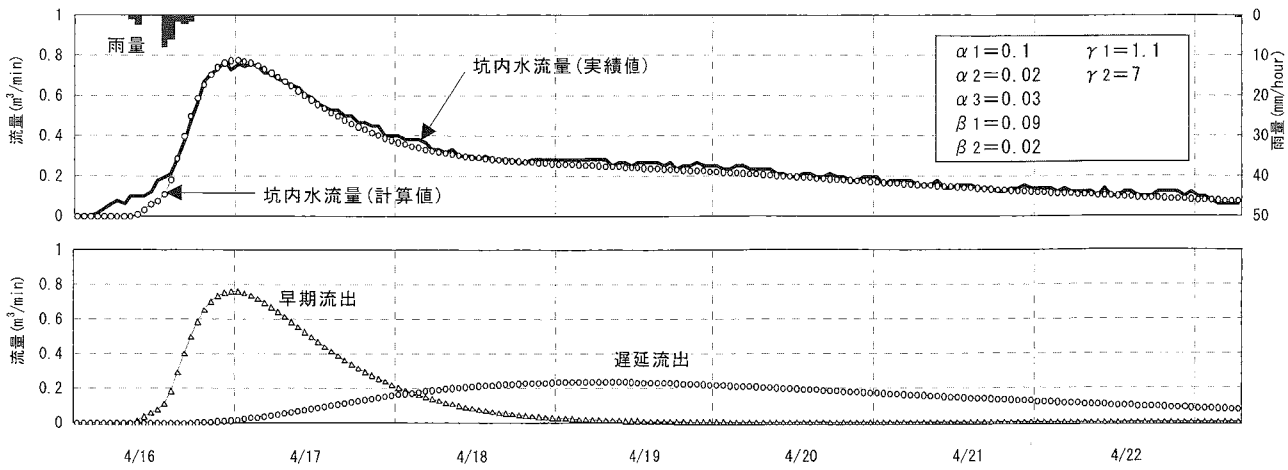


図-3　タンクモデルによる坑内水流量の計算結果と実坑内水流量の比較

(2011 年 4 月 16 日 0 時の坑内水流量を基準としたその後の流量変化を比較している．)

文献

1) 小島賢治・本山秀明・山田芳則(1983)：気温等単純な気象要素による融雪予測について，低温科学物理篇，42，pp. 101-110.

2) 遠藤祐司・荻野　激(2008)：融雪期における旧幌別硫黄鉱山の坑内水の流量変化，北海道立地質研究所報告，79，pp. 23-34.

3) 遠藤祐司(2010)：日平均気温による融雪期の坑内水流量変化の予測，平成 22 年地質研究所調査研究成果報告会報告資料集，pp. 16.

4) 遠藤祐司(2011)：旧幌別硫黄鉱山における融雪による坑内水流量変化と気温変化との関係，北海道立地質研究所報告，83，pp. 59-61.

44. 熱力学シミュレーションから見た溶出量試験

Verification of official leaching test by the thermo-dynamic simulation

○太田岳洋（鉄道総合技術研究所），丸茂克美（産業技術総合研究所），熱田真一（大成基礎設計）
Takehiro Ohta, Katsumi Marumo, Shin-ichi Atsuta

1. はじめに

都市域では第二種特定有害物質を天然に含む土壌が存在する場合（自然由来の汚染）がある[1]．しかし，公定法では人為汚染と自然汚染を識別できないため，自然由来の有害物質への対策も施す必要が生じる事例がある．さらに，公定法では有害物質の溶出特性を支配する鉱物の溶解反応や有害物質の吸着現象を把握できず，有害物質による汚染発生の可能性を判定できないため，土木工事では大量の掘削土砂を分析に基づいた選別をすることなく，多大な対策費をかけて残土処理対策をしている事例もある[2]．

このような背景から，第二種特定有害物質汚染土壌の迅速・低コスト分析法の開発が求められている．特に自然由来の汚染の場合には，その汚染が時間を経過してから顕在化することもあるため，迅速な試験法とともに時間的な予測が可能な試験法の開発も求められている．一般に自然由来の汚染は，土壌中の鉱物が溶解することによる有害物質の溶出現象と，これらの物質の土壌中における吸着現象のバランスから生じる．そこで，仙台市付近の堆積岩試料を用いた公定法に準拠した溶出試験における溶出･吸着現象をモデル化し，熱力学シミュレーションを行った．本報告ではシミュレーション結果と溶出試験の結果を比較し，公定法の溶出試験の熱力学的な意義について報告する．

2. 公定法溶出量試験の溶出･吸着現象のモデル化

2.1 全岩化学組成分による鉱物含有量の推定

今回の検討では堆積岩試料の全岩化学組成から溶出現象への関与が想定される鉱物の含有量を推定した．

分析から得られた主要成分の元素量をケイ酸塩鉱物に分配することによって，試料中に含有されるケイ酸塩鉱物の存在量(mol)を算出した．また，重金属元素は含有量が非常に微量であるため，全て硫化物態と仮定し，ケイ酸塩鉱物量算出の後，重金属元素の存在モル量から各元素を含有する硫化鉱物のモル量を算出した．

2.2 PHREEQC による溶出シミュレーション

堆積岩試料の溶出現象のシミュレーションは地球化学コード PHREEQC[3]を用いて行った．

溶媒中での溶質の平衡状態は質量作用の法則であり，その一般形は

$$aA + bB \leftrightarrow cC + dD \qquad (1)$$

である．この時の平衡定数（K）はそれぞれの溶質の濃度（[A], [B], [C], [D]）により

$$K = \frac{[C]^c[D]^d}{[A]^a[B]^b} \qquad (2)$$

と表される．(1)式の反応の自由エネルギー変化は

$$\Delta G_r = -RT\ln K + RT\ln\frac{[C]^c[D]^d}{[A]^a[B]^b} \qquad (3)$$

と表される．ここで，(1)式の反応の方向はΔG_rにより，

$\Delta G_r > 0$：左辺への反応

$\Delta G_r = 0$：平衡状態

$\Delta G_r < 0$：右辺への反応

となる．(3)式から，平衡状態からの乖離は平衡定数と溶液のイオン組成で表すことができる．PHREEQC では，鉱物の平衡状態を平衡定数と溶液のイオン組成から求められる飽和指数（SI）として求めている．

次に，鉱物の溶解・析出反応による溶液の濃度の変化に関する速度則は

$$R = r\frac{A_0}{V}\left(\frac{m}{m_0}\right)^n \qquad (4)$$

と表わされる．ここで，R は反応系の反応速度（mol/l/s），r は鉱物の速度定数（mol/m^2/s），A_0 は鉱物の初期表面積（m^2），V は溶媒の体積（l），m_0 は初期の鉱物のモル数，m は任意時間の鉱物のモル数である．

今回の検討では，黄鉄鉱の溶解速度を

$$r_{pyrite} = 10^{-10.19}m_{O_2}^{0.5}m_{H^+}^{-0.11} \qquad (5)$$

とした[4]．ここで，m_i は物質 i のモル濃度(mol/l)である．方解石の反応速度は，Plummer et al.[5]による反応式を用いた．また，珪酸塩鉱物（SM）の反応速度（r_{SM}(mol/m^2/s)）の一般式は

$$r_{SM} = k_{H^+}\frac{[H^+]^n}{f_H} + k_{H_2O}\frac{1}{f_{H_2O}} + k_{OH^-}\frac{[OH^-]^o}{f_{OH}} + k_{CO_2}\frac{[P_{CO_2}]^{0.6}}{f_{CO_2}} + k_{org}\frac{[R^-]^{0.5}}{f_{org}} \qquad (6)$$

と表される[6]．各鉱物に関する(6)式の定数は Sverdrup and Warfvinge[6] に従った．

PHREEQC で鉱物の溶解反応を速度論的に計算するためには，反応する鉱物に関する初期表面積(A_0)，初期モル濃度(m_0)を設定する必要がある．

2.1 で求めた試料中の各鉱物の含有モル量を初期モル濃度と設定した．また，各鉱物の分子量，密度は既知であるので，鉱物の初期表面積を算出するためには，その鉱物粒子の形状および大きさが必要である．すべての鉱物について形状を球と仮定し，(4)式の n は全て 2/3 とし，各鉱物の大きさを珪酸塩鉱物と方解石は ϕ 0.01mm，黄鉄鉱は ϕ 0.001mm と仮定した．

表-1　溶出試験と同等の pH を示した時の各化学種濃度の計算結果と溶出試験の比較

試料名	Tt-43		Tt-49		Tt-115		Tt-121		Tt-132	
	溶出試験	計算結果	溶出試験	計算結果	溶出試験	計算結果	溶出試験	計算結果	溶出試験	計算結果
pH	3.1	3.10	7.4	7.40	2.3	2.30	8.3	8.29	3.9	3.93
(mg/l)										
SO4	589.42	331.59	1.98	63.85	7584.00	206.09	13.90	921.98	1712.00	619.45
Ca	70.38	80.38	10.84	0.00	0.00	0.00	28.62	35.37	0.00	0.00
Mg	12.06	23.43	0.90	27.68	25.62	7.95	3.10	234.08	87.23	137.98
K	0.00	0.03	1.59	0.08	0.46	0.03	6.70	0.98	2.99	0.14
Na	2.51	8.13	3.12	0.76	2.75	0.09	10.34	10.70	12.01	1.61
Pb	0.002	95.404	0.002	0.000	0.002	35.770	0.003	0.000	0.005	0.000
Zn	0.222	58.963	0.012	2.460	0.360	13.920	0.000	0.000	0.475	85.384

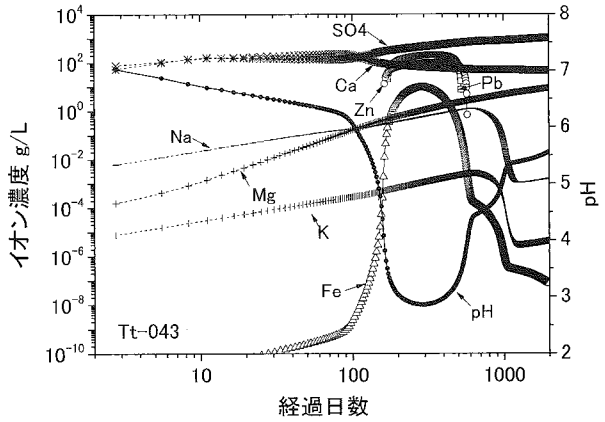


図-1　試料 Tt-43 の溶出･吸着現象モデル計算結果

2.3　水酸化鉄による吸着シミュレーション

溶出シミュレーションの結果から得られる$[Fe^{3+}]$と$[OH^-]$に基づいき，以下の手法で Pb，Zn の水酸化鉄への吸着量と溶存量を算出した．

まず，水酸化鉄の溶解度積より溶媒中の$[Fe^{3+}]_{ideal}$は

$$[Fe^{3+}]_{ideal} = 10^{-37.2}/(10^{(pH-14)})^3 \quad (7)$$

で表される．水酸化鉄の沈殿量$[Fe(OH)_{3s}]$は，算出した$[Fe^{3+}]_{calc}$から上記の$[Fe^{3+}]_{ideal}$の差分

$$[Fe(OH)_{3s}] = [Fe^{3+}]_{calc} - [Fe^{3+}]_{ideal} \quad (8)$$

となる．この時の第二鉄イオンの溶存量は$[Fe^{3+}]_{ideal}$である．ここで，$[Fe^{3+}]_{calc} < [Fe^{3+}]_{ideal}$となる場合は沈殿量を 0 とし，溶存量は$[Fe^{3+}]_{calc}$とした．

重金属類等各元素の水酸化鉄への吸着現象は，これまでの実験的な研究から主に水酸化鉄の濃度と pH に支配されると考えられるので，

$$C_{sorp,m} = f([Fe(OH)_{3s}],\ pH) \quad (9)$$

と表すことができる．ここで，$C_{sorp,m}$は系全体の水酸化鉄への金属元素 m の吸着量を示す．Pb，Zn の溶液中の全水酸化鉄への吸着量を既存の実験結果[7]から

$$C_{sorp,Pb} = \frac{[Fe(OH)_{3s}]}{10^{-4}} \times (9 \times pH - 31.5) \times 10^{-6} \times [Fe(OH)_{3s}] \times 103.847 \quad (10)$$

$$C_{sorp,Zn} = \frac{[Fe(OH)_{3s}]}{10^{-4}} \times (7.5 \times pH - 30) \times 10^{-6} \times [Fe(OH)_{3s}] \times 103.847 \quad (11)$$

と近似した．

上式から得られる水酸化鉄への吸着量と PHREEQC による計算結果の Pb，Zn の溶存量($C_{calc,m}$)との差分

$$C_{aq,m} = C_{calc,m} - C_{sorp,m} = C_{calc,m} - f([Fe(OH)_{3s}],\ pH) \quad (12)$$

を溶媒での溶存量($C_{aq,m}$)とした．

3. モデル計算結果と公定法試験結果の比較

堆積岩試料 5 試料について，上述した溶出モデル，吸着モデルから溶出試験を模擬した溶出・吸着現象の時間変化について計算した．図-1 に代表的な試料でのイオン濃度，Pb および Zn 濃度に関する計算結果の時間変化を以下に示す．図に示すように，公定法のようなバッチ式の溶出試験でも時間の経過にともない pH やイオン，元素の濃度が大きく変化する．公定法試験結果と同様な pH を示す計算上の経過日数は試料により大きく異なり（11～546 日），計算した 2,000 日程度では熱力学的な平衡状態に達していないことから，鉱物の溶解反応が生じる試料の公定法試験結果は熱力学的にはある時点での水質を示しているに過ぎない．

次に，公定法溶出試験と同様の pH を示した場合のモデル計算結果における溶出水の主要イオンおよび Pb, Zn の濃度を溶出試験時の各濃度と比較した結果を表-1 に示す．pH や主要イオン濃度は計算結果と試験値が概ね一致したが，有害元素濃度については過大な計算結果が得られた．この原因として，有害元素の鉱物への分配などの含有鉱物量の推定手法や有害元素の水酸化鉄への吸着現象のモデル化に問題があることが考えられ，今後改良する必要がある．

なお，本研究は環境省環境研究総合推進費の助成を受けて実施している．

文献

1）丸茂克美（2007）：地学雑誌，Vol. 116，pp.877-891.
2）仙台市（2007）：記者発表資料.
3）Parkhurst and Appelo (1999): Water- Resources Investigations Report 99-4259, U.S.G.S., 312p.
4）Williamson and Rimstidt (1994) : *Geochimica et Cosmochimica Acta*, vol.58, pp. 5443-5454.
5）Plummer, Wigley and Parkhurst (1978): *American Journal of Science*, vol. 278, pp.179-216.
6）Sverdrup and Warfvinge (1995): *Rev. Mineral.* vol. 31, pp. 485-541.
7）Garrison Sposito (1984): The Surface Chemistry of Soils, pp.234.

45. 新潟県松之山地域における高濃度 Na-Cl 型地下水の分布

Distribution of groundwater containing high concentration of Na-Cl ions in the Matsunoyama Area , Niigata Prefecture

○渡辺征稔，田中和広（山口大学理工学研究科）
Masatoshi Watanabe, Kazuhiro Tanaka

1. はじめに

新潟堆積盆地には新第三系～第四系からなる堆積岩類が広く分布しており，全層厚は 5,000m 以上に達する [1]．新潟堆積盆地の深部には高塩濃度地層水が滞留しており，地層水は通常，資源利用を目的としたボーリング掘削等によって確認することができる．一部の地域では異常間隙水圧を動力として地層水が地下深部から上昇し，泥火山 [2]や地すべりブロック [3]，油田，温泉を通じて地表に湧出している．しかし，その Cl^- 濃度は地域によって異なっており，また地層水の流動を規制する地質的要因について詳細な議論はなされていない．本研究では，ドーム構造が発達し，大規模地すべりや温泉が存在する松之山地域において地層水の湧出箇所と地化学的特徴から，地層水の上昇経路や湧出を規制する地質・地質構造を明らかにすることを目的とする．

2. 調査地域の概要

松之山地域には北東-南西方向に長軸をもつ松之山背斜が分布しており，背斜軸上の大松山（標高 674m）付近を中心としたドーム構造が想定されている(図-1)[4]．本地域の地質は主として新第三系からなり，下位より松之山層，樽田層，須川層，田麦川層が重なる．中央部に分布する松之山層は北部において須川層と松之山断層で接している [4]．

本地域は全国でも有数の地すべり地帯であり，国の指定する地すべり防止指定区域は総面積の大半を占める．松之山温泉は，メタンガスを伴う塩化物泉であり，深さ 170m~1310m の掘削で得られた泉温 35~95℃の変質した非火山性の自噴泉とされている．

3. 調査方法

本調査における地すべり水は横孔ボーリングからの排水であり，地表付近まで上昇する地層水を効率良く捉えることができ，採取地点とボーリング長から地下水の滞留箇所を特定できる（図-2）．

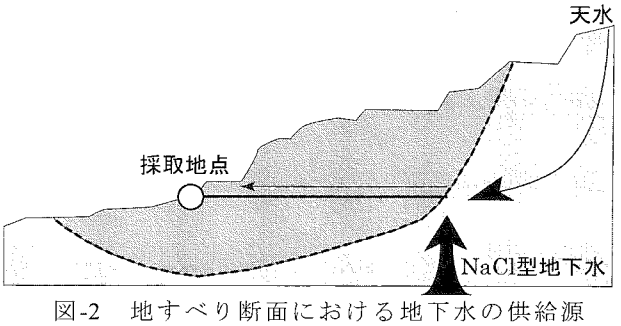


図-2　地すべり断面における地下水の供給源と横孔ボーリングの概念図

4. 電気伝導度(EC)と一般水質

調査地域内の EC は河川水で 10~58mS/m(以下 mS/m は省略)，井戸水，湧水で 11~64 を示すのに対し，温泉水で 4~2495，地すべり水で 12~1450 と幅広い値を示す．

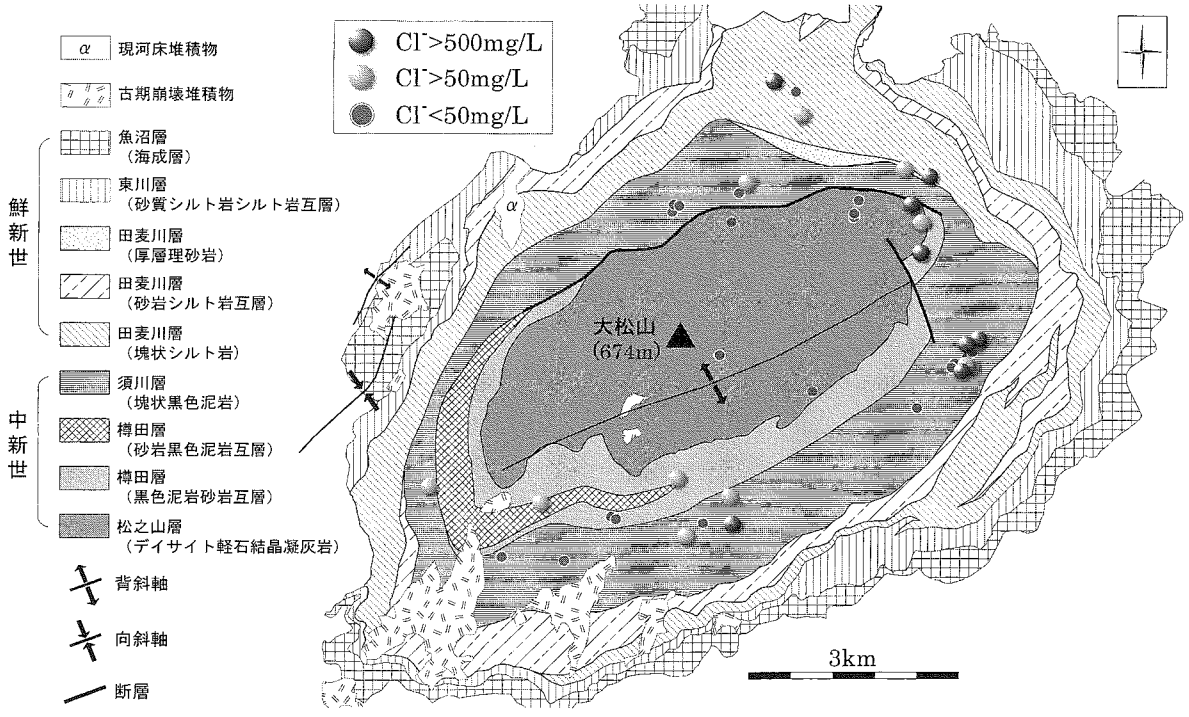


図-1 調査地域周辺の地質図及び Na-Cl 型地下水の分布（竹内ほか，2000 に加筆）

一般水質は河川水，井戸水，湧水が Na-HCO_3 型，Ca-HCO_3 型，Na-SO_4 型と，浅層地下水に一般的な水質を示し，地質による違いはみられない．地すべり水には一般的な水質のほかに，須川層中の下部～中部で Na-Cl 型（Cl^->50mg/L）を示し，特に北東～東部で高濃度 Na-Cl 型（Cl^->500mg/L）を示すものがある（図-1）．温泉水は須川層より湧出しているものは Na-Cl 型，Na-HCO_3 型を，松之山層下位の寺泊層より湧出しているものは高濃度 Na-Cl 型を示す．

調査地域東部に分布する５つの地すべりブロックにみられる地すべり水では，EC は中腹部の地すべり面付近で最も高い値を示す．また地すべり水の湧出量は，Na-Cl 型以外で 1.7~6.3ml/sec を示すのに対し，Na-Cl 型で 0.046~0.9ml/sec を示す．一般的な地すべり地では，天水が地すべりブロックに涵養するため，地下水位は降雨量に応答して高くなる傾向が認められるが，調査対象の地すべりの地下水面は地表面とほぼ等しく，降雨量に対する地下水位の応答は全くないか，鈍い．

調査地域北東部において，自噴地下水が確認された．この地下水は電気伝導度が 1445，一般水質が高濃度 Na-Cl 型を示し，周囲には油徴，ガス徴がみられ，自噴地下水は油・ガス田付随水に対比される．

5. 酸素・水素同位体比

酸素・水素同位体比の検討の結果，河川水，Na-Cl 型以外の地すべり水，温泉水は天水起源であるのに対し，Na-Cl 型温泉水は寺泊層を起源とする地層水の同位体比に対比される[5]．また自噴地下水，高濃度 Na-Cl 型地すべり水は天水や地層水とは異なる同位体比を示す（図-3）．$\delta^{18}O$ と Cl^-濃度の関係から，自噴地下水と高濃度 Na-Cl 型地すべり水は，Na-Cl 型温泉水と地すべり水が混合したものと考えられる（図-4）．

6. 考察

Na-Cl 型地すべり水は，地下深部から上昇する高塩濃度地層水の寄与が考えられる．地表付近においては，塊状黒色泥岩からなる新第三系須川層の最下部付近に広く分布していることから（図-1），地層の境界部が地層水の主な上昇経路となっていると考えられ，調査地域内では，須川層がキャップロックの役割を果たしており，地層水は須川層の下位に沿って上昇しているものと考えられる．

また，調査地域東部において，地すべり水の EC は各地すべりブロックの中腹部の地すべり面付近かつ平面的には限られた範囲で最も高い値を示すことから，地層水はスポット的に湧出しているものと考えられる．これは，キャップロックに沿って深部から上昇してきた地層水が，地表に到達するまでに，更に透水性の高い経路を選択的に Swarm 状に上昇してきたものと考えられ，その経路としてはドーム状構造の形成時に発達した断層や亀裂の存在が想定される．そのため，地層水はドーム構造の中央に位置する断層や背斜軸部まで到達しておらず，これらの地質構造は地層水の上昇経路とはなっていない．

一方，EC の値が低く(<100)，Na-Cl 型を示さないものは，一般的な浅層地下水にみられる水質であり，天水を起源とする循環性地下水であると考えられる．また $\delta^{18}O$ と Cl^-濃度の関係から，循環性地下水は地表付近において地層水と混合していると考えられる．しかし，地層水の寄与が想定される地すべりブロックにおいて，降雨量に対する地下水位の変動が小さく，地層水はスポット的に湧出していることから，循環性地下水と地層水はそれぞれが独立した流動系を持っていることが示唆される．

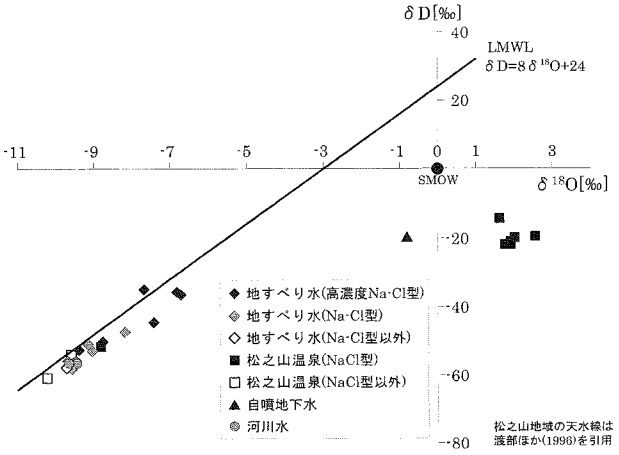


図-3　デルタダイアグラム

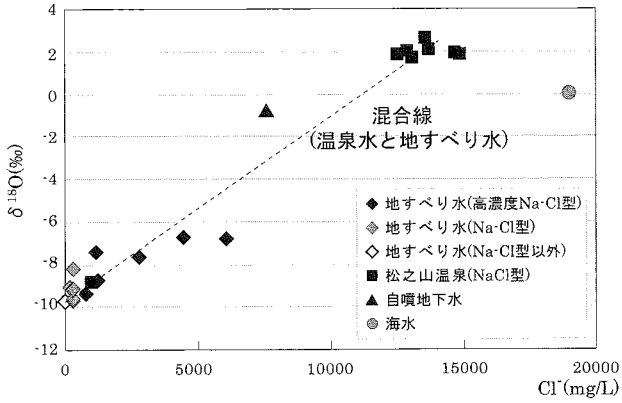


図-4　$\delta^{18}O$ と Cl^-濃度

7. 参考文献

1) 新潟県(2000)：新潟県地質図説明書，200p.

2) 新谷俊一・田中和広（2009）：新潟県十日町市における泥火山噴出物の起源，地学雑誌，Vol.118，No.3，pp340-349.

3) 渡辺直喜・佐藤壽則・古谷元(2009)：新潟地域の大規模地すべりと異常高圧熱水系，地学雑誌，Vol.118，No3，pp543-563.

4) 竹内圭史・吉川敏之・釜井俊孝(2000)：松之山温泉地域の地質，地域地質研究報告(5 万分の 1 地質図幅)，地質調査所，76p.

5) 加藤　進・梶原義照（1986）：新潟地域・ガス田付随水の水素および酸素の同位体組成，石油技術協会誌，Vol.51，No.2，pp113-122.

47. ドリル削孔による還元環境調査手法の検討

Reduction Condition In-situ Survey in the Deep Underground by the Drilled Hole Method

○猪原芳樹（(財)電力中央研究所），大山隆弘（同左），窪田健二（同左），奥澤康一（(株)セレス）
Yoshiki Inohara, Takahiro Oyama, Kenji Kubota, Koichi Okuzawa

1. はじめに

青森県六ヶ所村にある日本原燃(株)の試験空洞周辺に分布する新第三系堆積岩類の地化学（酸化･還元）環境について，ドリル削孔式水質測定法による pH 測定と，坑壁の自然電位測定をそれぞれ行った．これらの結果を基に，地下の還元環境をゾーンに区分した．

還元環境を一様な性状と捉えるのではなく，いくつかのゾーンに区分することにより，地下環境の形成過程や空洞掘削などによる坑道周辺の環境変化を明らかにする手がかりとなる可能性がある．ドリル削孔による調査手法を，地下水湧水に拠らない新しい還元環境調査手法として紹介する．

2. ドリル削孔式水質測定法

調査は，試験空洞周辺にある３つの計測坑道（A,B, C）内でそれぞれ行った（図-1）[1)]．

ドリル削孔式水質測定法とは，坑壁面にロックドリルを用いて斜め下向きの小孔（直径 30mm，深さ 300mm）を穿孔し，孔内にたまった地下水を市販の地下水質センサーなどを用いて，ORP，DO，pH などを測定する調査法である（図-2）．

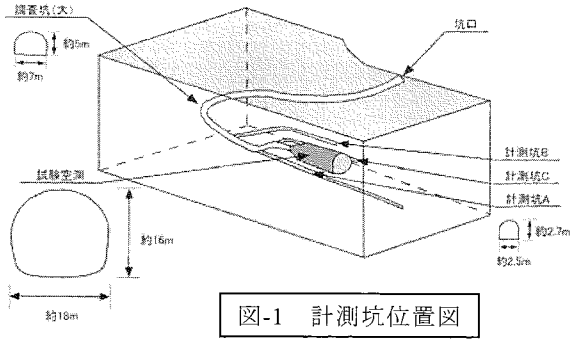


図-1　計測坑位置図

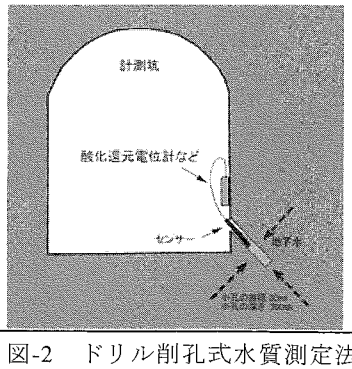
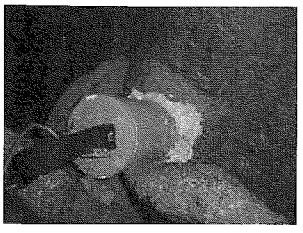


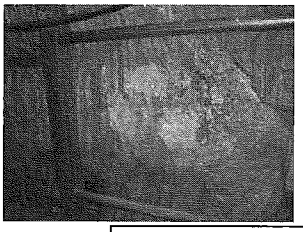
図-2　ドリル削孔式水質測定法

3. 自然電位測定

計測坑 B の坑口から 9m の位置に基準点を固定し，鉛-塩化鉛（Pb-$PbCl_2$）で構成される非分極電極を，間隔 4.8m で坑壁に順次押し当てて，二点間の電位差をデジタルテスターによって計測した(図-3)．



基準点の電極



坑壁の測定点

図-3　自然電位測定

4. pH と自然電位の測定結果の対比

4-1. pH 測定結果

計測坑 B における４回の pH 計測から，pH 値はいずれも同様の分布傾向を示し，安定した再現性のよい計測指標になることがわかった．図-4 に示すように，pH 及び後述する自然電位測定結果から，酸化フロント以深に分布する還元環境を５つのゾーン（R_1～R_5）に区分した．

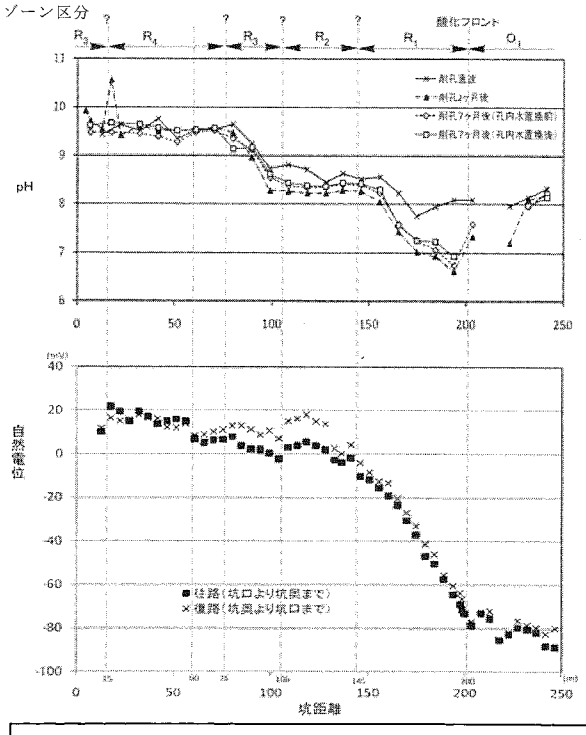


図-4　計測坑 B の pH と自然電位測定結果の対比

4-2. 自然電位測定結果

計測坑Bの測定結果を見ると，坑奥側の250m～200m間の自然電位はほぼ一定の-80mVを示した（図-4）．坑距離 200m～145m までは，自然電位は-80mV から約-10mV まで次第に大きく変化する傾向を示した．坑距離 145m～60m までの自然電位は，ややばらつくものの 0mV～+10mV の一定の値を示した．坑距離 60m～15m までの自然電位は，+10mV～+20mV のほぼ一定値を示した．これらの分布傾向は，pH のゾーン区分とよい相関性がある．

軽石凝灰岩層が分布する計測坑 A では，自然電位分布は坑口から約 65m まで+50mV～+30mV と，計測孔 B に比べてやや大きな値を示す区間があった（図-5）．軽石凝灰岩層が分布する計測坑 C の自然電位は，ほぼ一定の 0～+20mV を示し，明確なゾーン区分はできなかった（図-6）．

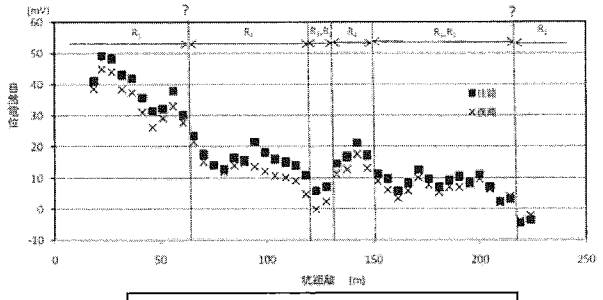


図-5　計測坑 A の自然電位分布

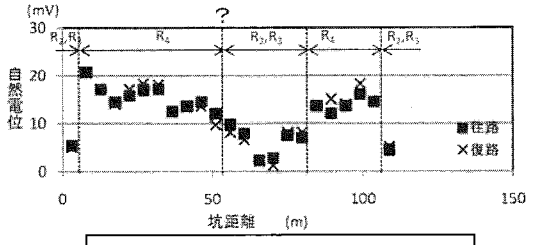


図-6　計測坑 C の自然電位分布

4-3. pH と自然電位の対比とゾーン区分

計測坑 B の pH 測定に基づくゾーン区分と自然電位測定結果を対比すると，自然電位が 0～-80mV に減少（増加）変化する区間に R_1 ゾーンが，0～+10mV とほぼ一定の値を示す区間に R_2 ゾーンまたは R_3 ゾーンが，+10mV～+20mV とほぼ一定の値を示す区間に R_4 ゾーンが，それぞれ対応しているように見える（図-4）．計測坑 A の+30mV～+50mV を示す区間で pH 測定は行っていないが，R_5 ゾーンと区分した（表-1，図-4）．

ゾーン区分	pH	自然電位
R_1 ゾーン	7～8.2	-80mV～0
R_2 ゾーン	8.2～8.6	0～+10mV
R_3 ゾーン	8.6～9.4	
R_4 ゾーン	9.4～9.6	+10～+20mV
R_5 ゾーン	------	+30～+50mV

表-1　pH と自然電位よる還元環境のゾーン区分

5. ドリル削孔式還元環境調査手法

酸化・還元状態の地化学的な環境の分布や性状を評価するためには，任意の原位置測定地点で地下水水質などを詳細に評価する必要があるが，計測の対象となる地下水湧水状況によって大きな制約を受ける可能性がある．これまでの調査結果に基づき，原位置において還元環境を計測する調査手法として，ドリル削孔式還元調査手法を提案する（図-7）．

ドリル削孔式水質測定法と同様に，坑壁に岩石ドリルにより内径10㎜，長さ100㎜程度の小孔を穿孔する．そこに先端に pH センサーを備えた計測器と，自然電位測定用のペンシル型の電極を，それぞれ挿入して計測を行う．これまでの還元環境調査結果とドリル削孔式調査手法で得られた pH と自然電位測定結果を基にして，坑壁の湧水に拠らない任意の位置での還元状態を評価する調査が考えられる．

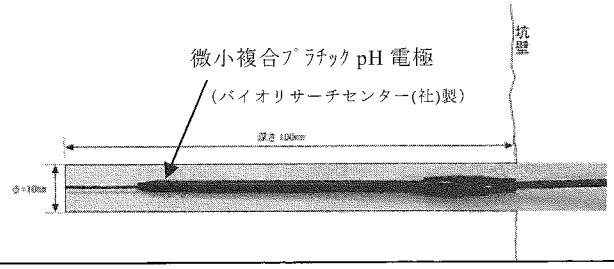


図-7　ドリル削孔式還元環境調査手法の調査イメージ

6. おわりに

地下の還元環境を明らかにする調査方法として，岩石ドリルで削孔した小孔による pH 測定と自然電位測定を組み合わせて行う調査手法を示した．測定装置や測定手順は簡便なものであり，坑道内の掘削作業や地質観察などに支障を及ぼすものにならないと考える．坑道掘削に伴って行われる切羽観察などにおいて，pH と自然電位を併せて記録することにより，掘削中の坑道の酸化・還元環境の評価や，坑道の掘進に伴う酸化・還元環境の変化の評価などの検討に寄与するものになることが期待される．

参考文献

1) 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，平成 23 年度研究発表会ポスターセッション，P14.

48. 山梨県北部風化花崗岩山地での斜面崩壊の特徴と植生回復を考慮した地域防災

Characteristics of Slope Failure in Mountainous Area of Weathered Granite in North Yamanashi and Regional Disaster Prevention Considering Re-vegetation

○瀬崎章太郎(㈱環境地質)，鵜沢貴文(㈱環境地質)，稲垣秀輝(㈱環境地質)，小坂和夫(日本大学)
Shotaro Sezaki, Takahumi Uzawa, Hideki Inagaki, Kazuo Kosaka

1. はじめに

本研究では，環境と防災の共生を目的としている．斜面災害に対して，これまで行われてきた切土や吹付工のような工法ではなく，自然を利用した防災・減災が可能かを考察していく．

近年，斜面植生と崩壊の関係性が研究されてきている [1]．本研究では，崩壊後の植生回復が困難であるとされている風化花崗岩地域において [2]，斜面崩壊の特徴を，地形，地質，土壌条件，植生回復過程など様々な要素を含めて把握する事で，環境と防災・減災の可能性に対するデータを提示する．

2. 調査地概要

調査地は山梨県北部にある広瀬湖の集水域である．地質は風化花崗岩と，北東部にホルンフェルスと南西部に石英安山岩が分布する [3]．土壌は東側の低標高部に褐色森林土，西側の高標高部にポドゾル土が分布する [4]．植生は西側に自然植生のブナクラスが分布，西側は全体的に植林され，クリ・アカマツが分布する [5]．

水系は，ホルンフェルスと石英安山岩地域では，粗く分布し，花崗岩地域では，全体的に密で樹状を示す．遷急線はポドゾル土分布域で後退している．これに対して，褐色森林土分布域では，ポトゾル土分布域に比べて複数の遷急線が残存していることが分かった(図-1)．

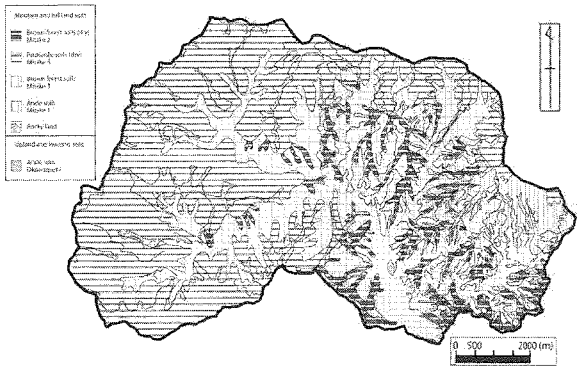


図-1　遷急線と土壌の分布状況

これらの結果から，当地域の地形的特徴は大きく東西で分けることが出来，ここでは両地域に分けて，斜面崩壊の特徴と崩壊地での植生の回復過程について述べる．

3. 斜面崩壊の特徴

1947 年，1976 年，2000 年の空中写真を植生回復の段階に応じて表-1 の基準に従って，ⅠからⅣの 4 つのタイプに区分し，その新旧を判読した．

表-1　斜面崩壊新旧区分基準

Type Ⅰ	A slope failure which gas clear collasped slope which has not vegetation.
Type Ⅱ	A slope failure that grass plants invade.
Type Ⅲ	A slope failure that arbos invade.
TypeⅣ	A slope failure that has depression conter and has not diffrence of vegetation density from other slope failure.

その結果，調査地域の東西で，崩壊の特徴に違いが見られた．図-2 のように，複数の遷急線が残存している東地域では，ほとんどの崩壊が，最下位の遷急線直下で発生しているのに対して，遷急線が大きく後退している西地域では遷急線直下から脚部までの斜面全域で崩壊が発生している．崩壊発生斜面の向きは，全体として東西地域で，大きな違いは見られない．

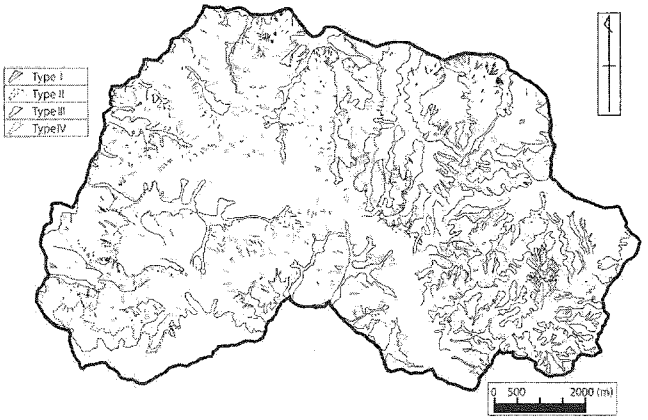


図-2　2000 年の崩壊分布状況

また，1947 年以降に東西両地域で林道開設された．この林道に沿って崩壊の発生が認められた．開設当初は，東地域の林道でも多くの崩壊が見られたが，植生の回復は早い．しかし，西地域では 1976 年から 24 年が経った 2000 年においても，遷急線が後退しているためか，植生復帰は遅く，新規崩壊も多い(図-3)．この結果，新規崩壊数が林道開設前の 1947 年に比べて 3 倍以上になっている．次に，これらの崩壊地について，表-1 に示した 4 つの植生回復段階の分類ごとに現地で確認を行った．現地では裸地だけでなく，凹地形，根曲がりした植生，階段状の斜面地形など，過去の崩壊を示唆する地形学的，植物学的特徴を見つけることが出来た．風化花崗岩表層の不安定さと植生復帰の過程がわかる．

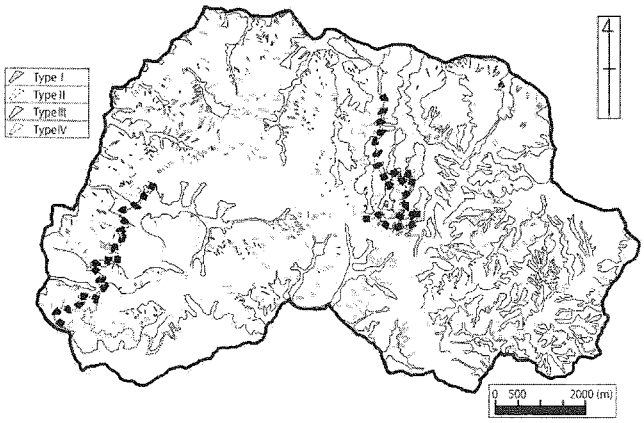


図-3　1967 年の崩壊分布状況（点線が新たに開設された林道）

4. 崩壊地での植生回復

現地調査では，表-1 に示した植生回復過程毎に植生分布，地形的特徴の違いが見られた．崩壊当初は風化花崗岩が露岩して表土がほとんど見られない状況でも，僅かな表土やシダコケ類を頼りに草本や低木が崩積土に侵入するのに対して，後期では高木が侵入し，低木類は個体数を減らしていく．土層深の厚さは植生回復の段階が進むにつれて厚くなる傾向にある．今回，崩壊地を含む斜面の土層深は，土層検査棒により測定し，図-4 の例のようにⅠ~Ⅳの斜面植生と土層深の関係をいくつも観測した．

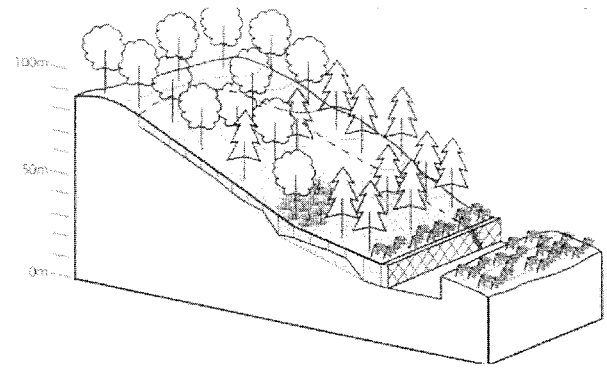


図-4　タイプⅣでの斜面植生と土層検査棒による土層深

ここで，現地では落葉低木種のアジサイ科のノリウツギ（*Hydrangea paniculata*）と呼ばれる種が崩壊初期の斜面に優先的に侵入，分布することから，この種が調査地域における先駆性植物種と考えられる．また，ポドゾル土環境の高標高斜面においては，一度発生した崩壊表層は，順調には回復しない．さらに，林道開設のような切土・盛土による不安定化斜面においても，植生回復過程で見ると，褐色森林土壌環境よりも長期間にわたって崩壊が発生しやすいことが分かった．以上の事から，本地域の崩壊後の特徴としては図-5 のようなプロセスを経て崩壊斜面の植生は回復するという結果が得た．

空中写真判読の結果を考慮すると，当地域での崩壊後の斜面植生回復は，順調にこの過程を進む場合だけではなく，タイプⅣに移行するまでに，数度の崩壊が繰り返して発生していることも多い．また，植生回復の年数は，先行研究[1]では，ⅠからⅢまでに 30 年程度かかるとされているが，当地域では土壌，地形環境でいろいろな値があり、数値のバラツキが大きいことがわかった．なかなか植生回復をしないものは，林道開設のような人為的な作用に影響された可能性がある．

さらに，遷急線が後退した西地域ではⅠのまま 20 年近く経過する箇所も存在する一方，古い遷急線が残存する東地域では，既往研究と同じかそれより早い速度で植生が回復しているところがある．また，一概に風化花崗岩といっても粗粒なものから細粒なものまである．これらの違いについても検討を加える必要もあろう．

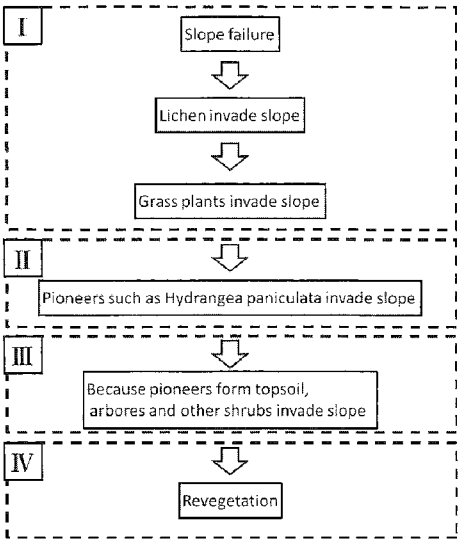


図-5　調査地域での崩壊後の植生回復過程

5. まとめ

風化花崗岩地域での崩壊後の植生回復は，これまで研究から困難が多いと考えられている[1)2)6)]．しかし，本研究地のように一部回復に向かっている地域も存在する．その地域は，東地域のように古い遷急線が残こり、古い土壌が残存する所である．この状況が，崩壊地での植生回復を早めている可能性がある．

今後の斜面の植生回復には，植種の選定や植生管理だけでなく，土壌条件の改良を考慮する事が重要である．また，植生の利用に際しても，崩壊の回復の段階毎にどの種が遷移種として機能し，他の植生の侵入を容易にしているのかを現地で確認することが重要である．これらの地域ごとの地盤環境を成立させている要素を研究し，さらに，現地での自然植生を活用・補完した工法を考える事が，環境と防災・減災を両立させることになる．

参考文献

1) 稲垣秀輝：滋賀県南部に分布する風化花崗岩と表層崩壊の特徴，応用地質，Vol. 41，No. 2，pp103-112，2002
2) 松本舞恵，下川悦郎，地頭薗隆：表層崩壊跡地における植生の自然回復過程，日林誌，Vol. 81，No. 1，pp. 65-73, 1999
3) 山梨県：土地分類基本調査 1/50000「表層地質図」，1990
4) 山梨県：土地分類基本調査 1/50000「土壌図」，19990
5) 宮脇昭：山梨県の植生，pp12，1977
6) 稲垣秀輝，平田夏美：植生を考慮した表層崩壊の特徴と崩壊予測，土と基礎，Vol. 50，No. 1，pp22-24

49. 河川堤防周辺での漏水被災に関する河川堤防と基礎地盤との相互作用

Interaction between River Levee and Ground about Leakage Disaster around River Levee

○品川俊介（土木研究所）・中川清森（地圏総合コンサルタント；前・土木研究所）・佐々木靖人（土木研究所）
Shunsuke Shinagawa, Seishin Nakagawa, Yasuhito Sasaki

1. はじめに

河川堤防に求められる安全に関する機能として耐浸透機能，耐侵食機能，耐震機能がある[1]．この中で地質と密接に関係しているのが，耐浸透機能と耐震機能である．地震被害に関しては平成23年東北地方太平洋沖地震で生じた液状化による被害が記憶に新しい．一方，浸透による被害に関しては，堤体裏のり尻付近のすべり，基礎地盤や堤体のパイピングに起因する堤体変状などの被害が考えられる．

著者らは，堤防基礎地盤の特性に着目し，河川堤防の弱点箇所把握のための概略点検手法を検討している．本論では，その一環として，堤体や基礎地盤の土質の組み合わせによって堤防の耐浸透機能に違いがあるかどうかの検討を行った．

2. 検討手法

堤体，基礎地盤の土質（透水係数），堤防の耐浸透機能に与える影響を，浸透流解析により求まる局所動水勾配および揚圧力で比較検討した．

浸透流解析は，「河川堤防の構造検討の手引き」[2]（以後，「手引き」）p.46-68に準拠し，非定常の飽和・不飽和浸透流計算を実施した．

3. 解析条件

①堤防形状

堤防高を5.0mとし，それぞれのり面勾配が1.5割，2.0割，3.0割の3パターンとした（図-1）．

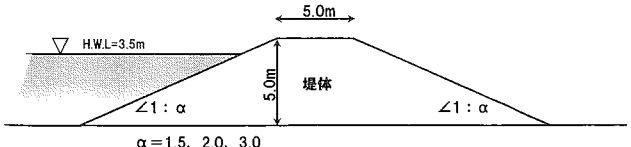


図-1 解析に用いた堤防断面の形状

②基礎地盤形状

基礎断面形状は，表層に粘性土がある場合（局所動水勾配の解析用；図-2）と表層に粘性土がない場合（揚圧力の検討用；図-3）の2パターンとした．表層に粘性土がある場合は，その層厚を1mとした．なお，基礎地盤をモデル化する範囲は，基礎地盤の上面から10mとした．

③地盤定数

i）透水係数 k

透水係数は以下のように設定した．

- 礫： $k = 1\times10^{-1}$ (cm/s)

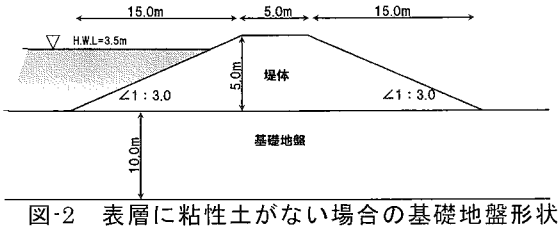


図-2 表層に粘性土がない場合の基礎地盤形状

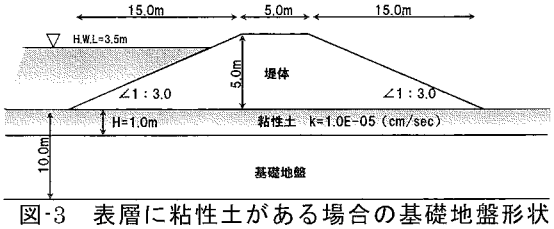


図-3 表層に粘性土がある場合の基礎地盤形状

- 礫質土： $k = 1\times10^{-2}$ (cm/s)
- 砂： $k = 1\times10^{-3}$ (cm/s)
- 砂質土： $k = 1\times10^{-4}$ (cm/s)
- 粘性土： $k = 1\times10^{-5}$ (cm/s)

ii）不飽和特性

各土質の不飽和浸透特性は，「手引き」[2]の表 4.3.2のように設定した．

iii）比貯留係数 Ss

比貯留係数は，「手引き」[2]に従い次のように設定した．

- 礫，礫質土，砂，砂質土： $Ss = 1\times10^{-4}$ (ℓ/m)
- 粘性土： $Ss = 1\times10^{-3}$ (ℓ/m)

④外力条件

降雨波形および河川水位波形は，図-4のように設定した．

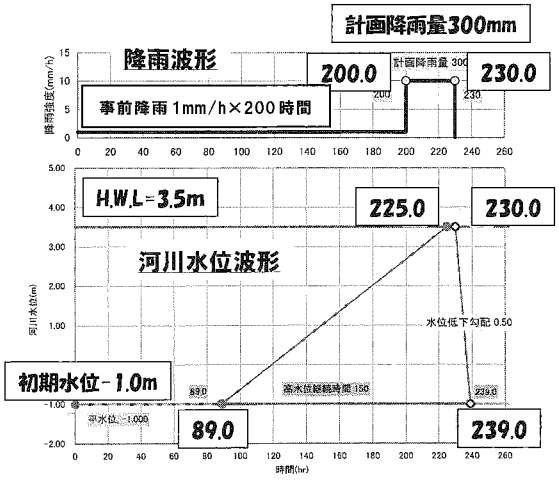


図-4 解析に用いた降雨波形および河川水位波形

4. 結果

4.1. 局所動水勾配（水平）（表-1）

解析結果から求まる堤防高 H=5.0m における局所動水勾配（水平）は，以下のような特徴がある．

①堤防のり面勾配が大きくなるほど，局所動水勾配の値は大きい．（すなわち安全性が低下する．）

②のり面勾配が 2 割，1.5 割の場合は，堤体と基礎地盤の土質が同じ場合に相対的に値が大きくなる傾向がある．

③のり面勾配が 3 割の場合は，基礎地盤より堤体の透水係数が 1 桁低い場合に値が大きくなる傾向がある．（基礎地盤が砂質土および粘性土は除く）

④特に堤体および基礎地盤の土質が砂，砂質土の場合に，値が大きくなる傾向がある．

⑤堤体が粘性土の場合は，相対的に値が小さい．

4.2. 局所動水勾配（鉛直）（表-2）

解析結果から求まる堤防高 H=5.0m における局所動水勾配（鉛直）は，以下のような特徴がある．

①堤防のり面勾配が大きくなるほど，局所動水勾配の値は大きくなる．（すなわち安全性が低下する．）

②相対的に値が大きくなる範囲は，各のり面勾配とも概ね同じである．

③基礎地盤より堤体の透水係数が大きくなると相対的に値が大きくなる傾向がある．

④堤体が粘性土の場合は，相対的に値は小さい．

4.3. 揚圧力（表-3）

解析結果から求まる堤防高 H=5.0m における揚圧力は，以下のような特徴がある．

①堤防のり面勾配が小さくなるほど，揚圧力の値は小さくなる．（すなわち安全性が低下する．）

②堤体が粘性土以外の場合，土質にかかわらず，基礎地盤が礫質土および砂の場合に揚圧力が小さくなる傾向がある．

5. 解析結果の堤防概略点検への利用

解析結果より，堤体および基礎地盤の土質の組み合わせによって，浸透に対する相対的な危険度が異なることがわかった．従ってこれらの結果は河川堤防の浸透に対する概略点検手法の高度化や，詳細点検断面の選定時に利用可能と考えられる．

文献

1) 国土交通省河川局治水課（2007）：河川堤防設計指針，国土交通省ホームページ，8p.

2) 国土技術研究センター編（2002）：河川堤防の構造検討の手引き，国土技術研究センター，192p.

表-1　局所動水勾配（水平）の解析結果

局所動水勾配 水平(3割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.37	0.37	0.35	0.33	0.33
	礫質土 1.0E-02	0.34	0.38	0.44	0.36	0.33
	砂 1.0E-03	0.33	0.34	0.39	0.44	0.33
	砂質土 1.0E-04	0.33	0.33	0.34	0.39	0.17
	粘性土 1.0E-05	0.33	0.33	0.33	0.34	0.33

局所動水勾配 水平(2割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.53	0.48	0.45	0.43	0.43
	礫質土 1.0E-02	0.51	0.53	0.56	0.45	0.43
	砂 1.0E-03	0.50	0.51	0.58	0.54	0.43
	砂質土 1.0E-04	0.50	0.50	0.51	0.57	0.33
	粘性土 1.0E-05	0.50	0.50	0.50	0.51	0.45

局所動水勾配 水平(1.5割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.65	0.56	0.52	0.51	0.51
	礫質土 1.0E-02	0.66	0.67	0.61	0.52	0.51
	砂 1.0E-03	0.65	0.67	0.73	0.62	0.50
	砂質土 1.0E-04	0.65	0.66	0.67	0.72	0.42
	粘性土 1.0E-05	0.65	0.66	0.66	0.67	0.51

凡例
0.70～0.74
0.65～0.69
0.60～0.64
0.55～0.59
0.50～0.54
0.45～0.49
0.40～0.44
0.35～0.39
0.30～0.34
～0.29

表-2　局所動水勾配（鉛直）の解析結果

局所動水勾配 鉛直(3割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.30	0.26	0.24	0.23	0.23
	礫質土 1.0E-02	0.34	0.33	0.31	0.24	0.23
	砂 1.0E-03	0.35	0.37	0.37	0.31	0.22
	砂質土 1.0E-04	0.35	0.37	0.38	0.38	0.08
	粘性土 1.0E-05	0.35	0.37	0.38	0.37	0.18

局所動水勾配 鉛直(2割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.38	0.32	0.30	0.30	0.29
	礫質土 1.0E-02	0.45	0.42	0.37	0.31	0.29
	砂 1.0E-03	0.46	0.47	0.48	0.37	0.29
	砂質土 1.0E-04	0.46	0.48	0.48	0.48	0.20
	粘性土 1.0E-05	0.46	0.48	0.48	0.48	0.20

局所動水勾配 鉛直(1.5割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.45	0.38	0.35	0.35	0.35
	礫質土 1.0E-02	0.52	0.48	0.41	0.36	0.35
	砂 1.0E-03	0.54	0.55	0.55	0.42	0.34
	砂質土 1.0E-04	0.54	0.56	0.57	0.53	0.26
	粘性土 1.0E-05	0.54	0.57	0.58	0.57	0.20

凡例
0.55～0.59
0.50～0.54
0.45～0.49
0.40～0.44
0.35～0.39
0.30～0.34
0.25～0.29
0.20～0.24
0.15～0.19
0.10～0.14

表-3　揚圧力の解析結果

揚圧力(3割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86
	礫質土 1.0E-02	0.77	0.76	0.77	0.78	0.83
	砂 1.0E-03	0.74	0.72	0.74	0.75	0.86
	砂質土 1.0E-04	0.94	0.91	0.94	0.94	1.34

揚圧力(2割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.81	0.81	0.82	0.82	0.82
	礫質土 1.0E-02	0.74	0.74	0.74	0.75	0.78
	砂 1.0E-03	0.71	0.70	0.70	0.72	0.81
	砂質土 1.0E-04	0.88	0.86	0.87	0.88	1.19

揚圧力(1.5割)		堤体の材料と透水係数(cm/s) 礫 1.0E-01	礫質土 1.0E-02	砂 1.0E-03	砂質土 1.0E-04	粘性土 1.0E-05
基礎地盤の材料と透水係数(cm/s)	礫 1.0E-01	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
	礫質土 1.0E-02	0.73	0.72	0.72	0.73	0.76
	砂 1.0E-03	0.69	0.68	0.68	0.70	0.77
	砂質土 1.0E-04	0.85	0.83	0.82	0.85	1.09

凡例
0.65～0.69
0.70～0.74
0.75～0.79
0.80～0.84
0.85～0.89
0.90～0.94
0.95～0.99
1.00～1.04
1.05～1.09
1.10～

50. 高分解能衛星画像を用いた災害ハザード要因抽出に関する検討

Study on extracting factor of the landslide hazard using high resolution satellite imagery

○長谷川　淳，太田岳洋（鉄道総合技術研究所），大神昭徳（国際航業）
Atsushi Hasegawa, Takehiro Ohta, Akinori Oga

1. はじめに

自然斜面における土砂災害の発生には，地形・地質，地下水，植生，人工改変などの様々な条件が関与していると考えられる．これらのうち植生や人工改変，土地利用状況などを評価する際には，衛星リモートセンシング技術が用いられる場合が多い．これは衛星リモートセンシングが他の観測技術に比べ広域性，周期性，経済性などの点で優れているためであると考えられる．近年のセンサの高分解能化によってより詳細な土地被覆状況を把握することが可能になり，防災分野においても衛星画像が積極的に利用されるようになってきた．特に，地震や豪雨による広域災害において災害発生箇所や規模などを把握する試み[例えば1, 2]や，地震による地盤変動の状況を把握する試み[例えば3, 4]など，災害発生後に状況を把握するために用いられている事例が多いが，災害の発生を予測するために使用した事例はほとんどない．

本検討ではリモートセンシングデータから災害発生危険度を評価するための基礎的な検討として，高分解能衛星画像を用いて，災害の発生に関わる条件のうち，植生や人工改変などを抽出する手法について検討した．本論ではこれらの検討結果について記述する．

2. 調査地域

調査地域は，大分県日田市の北方，福岡県と大分県の県境付近の宝珠山川流域の火山砕屑岩分布地域（以下，大行司地区と称する）および，鳥取県西部にある中海から南へ約 20km 内陸側に位置する日野川流域の花崗岩分布地域（以下，根雨地区と称する）で，いずれも一辺が 5km の矩形領域を対象とした．

3. 崩壊の発生に寄与する植生条件

各地区について空中写真判読と現地踏査の結果から植生判読図を作成し，崩壊箇所に特徴的な植生条件について検討した．各地区全体の植生の特徴と，各植生区分における崩壊の発生頻度を図 - 1 に示す．

いずれの地区においても，植生がほとんどないか，あまり繁茂していない箇所（伐採地（伐採直後），伐採地（若齢二次林），針葉樹（幼齢林））で崩壊が発生しやすい傾向があることがわかった．

4. 衛星画像解析

第 3 章で植生があまり繁茂していないという条件が崩壊発生要因のひとつとして推定された．そこでこれらの植生条件を高分解能衛星を用いて評価する手法について検討した．使用データを表 - 1 に示す．

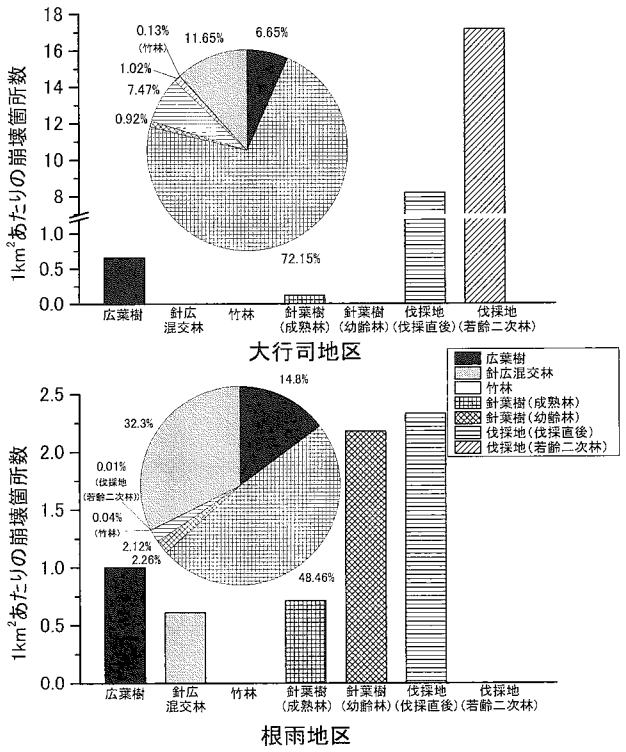


図 - 1　各地区の植生の特徴と崩壊発生頻度

表 - 1　使用データ

	大行司地区	根雨地区	
衛星	QuickBird	IKONOS	
データ種別	マルチスペクトル		
撮影日	2009/4/11	2007/4/10	2007/8/11
オフナディア角	18.58°	28°	20°
地上分解能	2.4m	4m	

4.1 NDVI による検討

ここでは NDVI（Normalized Difference Vegetation Index）を用いて植生条件を評価する手法について検討した．NDVI は（1）式によって算出される．

$$NDVI=(NIR-RED)/(NIR+RED) \quad \cdots (1)$$

NIR：近赤外線の観測値，*RED*：赤色の観測値

NDVI は植物の葉が多いほど値が高くなるとされる．この NDVI 画像と植生判読図を比較し，災害ハザード要因となり得る

・伐採地（伐採直後）：植生がほとんどない箇所
・針葉樹（幼齢林），伐採地（若齢二次林）：植生があ

まり繁茂していない箇所

を，NDVI 画像に閾値を設定することで抽出できるか試みた．その結果，①4 月（萌芽期）の画像では伐採地（伐採直後）をある程度抽出可能だが，針葉樹（幼齢林）や伐採地（若齢二次林）を抽出することは難しい（図 - 2），②林道は植生がほとんどない箇所として抽出されている（図 - 2），③8 月の画像では伐採地や針葉樹（幼齢林），伐採地（若齢二次林）を抽出することが難しい，などのことが分かった．

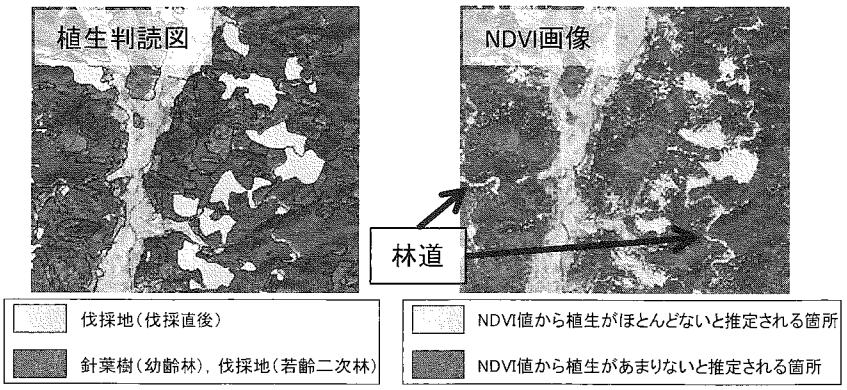


図 - 2　NDVI による抽出結果
（大行司地区，フォールスカラー画像の上に描画）

4.2　教師付き分類による検討

次に，画像分類手法を用いて植生の区分を試みた．ここでは，解析者が現地踏査結果などをもとにパターンを認識するための基準を定義し（トレーニングデータを指定する）分類する手法である教師付き分類を用いた．なお分類クラスは，①広葉樹，②針広混交林，③針葉樹（成熟林），④針葉樹（幼齢林），⑤伐採地（伐採直後），⑥伐採地（若齢二次林），⑦裸地の 7 クラスとし，分布面積が著しく小さい竹林は十分なトレーニングデータを得られないと判断し，分類対象から除外したほか，上記クラスに該当しない市街地，田畑，水域についてはマスク処理を施し，分類対象画像から除去した．教師付き分類結果を図 - 3 に示す．また図 - 4 にユーザ精度（分類結果の正確さ）比較を示す．ユーザ精度は，画像内にランダムな点を発生させ，その点のクラスが植生判読結果とどの程度一致しているかで評価した．この場合，分布面積が著しく狭い植生区分についてはその分布範囲にランダム点が数点しか発生しないため，分布面積が大きい植生区分に比べユーザ精度が低下する傾向がある．しかし，伐採地（伐採直後）のユーザ精度は 4 月に撮影された画像で 40～55%，8 月に撮影された画像 0%と精度に大きな差異が生じていることから，衛星画像を用いて災害ハザード要因となる植生区分を抽出する場合は，萌芽期の画像を利用するのが有効であると考えられる．

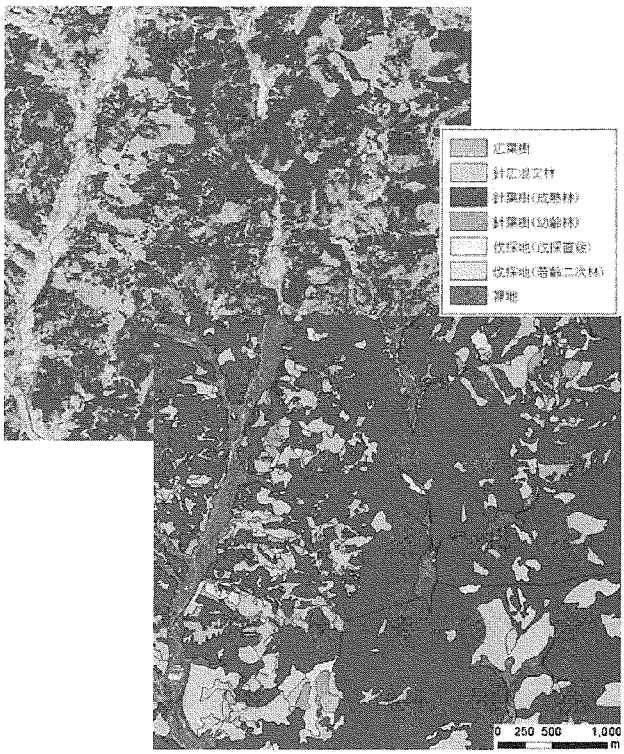


図 - 3　教師付き分類結果（上図）と植生判読図（下図）
（大行司地区）

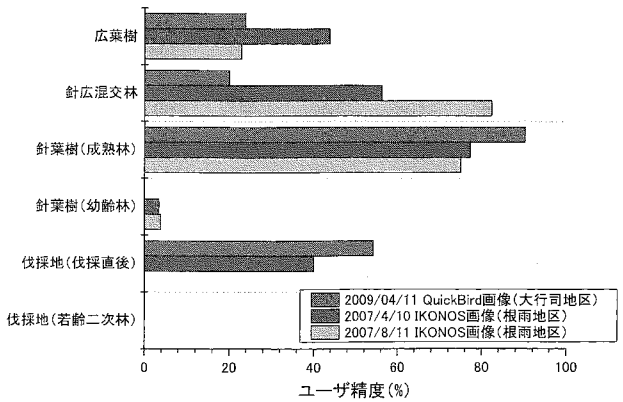


図 - 4　ユーザ精度評価比較

5. まとめ

本検討では，崩壊の発生に寄与すると考えられる植生条件を衛星画像の解析により抽出する手法について検討した．抽出手法や抽出精度については今後さらに検討する必要があるが，衛星画像から精度の高い土地被覆分類図を作成することが可能になれば，土地被覆の経時変化を適宜把握し，防災対策に有益な情報を得ることができると考えられる．

なおこの研究は，国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施している．

文献

1)三浦ほか，日本建築学会大会学術講演梗概集，2006.，2)胡内ほか，生産研究，2003.，3)古田ほか，写真測量とリモートセンシング，2005.，4)宇根ほか，地すべり，2008.

51. 航空レーザー測量によって得られる地形曲率に基づく土層厚の空間分布の経験的推定 - 京都市北東部の花崗岩流域を例として -

Empirical estimation of spatial distribution of soil depth based on topographic curvature obtained from airborne laser scanning: a case in a granite watershed, northeastern Kyoto.

○外山真（京都大学），松四雄騎，千木良雅弘（京都大学防災研究所）
Makoto Toyama, Yuki Matsushi, Masahiro Chigira

1. はじめに

花崗岩地域では豪雨による表層崩壊が頻繁に発生するが，その重要な素因は，基盤岩の風化による土層の生成である．斜面における土層厚の空間分布が明らかになれば，表層崩壊の発生場や崩土量の予測が可能になるものと期待される．近年，航空レーザー測量による細密デジタル地形モデル（LiDAR-DTM）の構築が可能になり，詳細な地表面の形状情報から土層の厚みを推定する手法が提案されている[1]．

本研究では，京都市北東部の花崗岩流域を対象に，LiDAR-DTM に基づく地形曲率の算出と，ピット掘削による土層厚調査を組み合わせ，土層厚の空間的分布の経験的な推定を試みるとともに，局所的な土層厚を考慮した斜面安定性の評価を行うことを目的とした．

2. 土層厚の分布調査および地形曲率の算出

研究対象地域は，京都市北東部に位置し，白亜紀後期の比叡花崗岩からなる流域で，過去には大量の土砂生産があったことがわかっている[2]．流域内で，典型的な形状を持つ尾根および谷頭凹地を選んで詳細な調査対象斜面とした（図-1）．この谷頭凹地では，かつて崩壊が発生した可能性があるが，現在は明瞭な滑落崖は確認できず，崩壊発生から十分な時間が経過し，土層が回復していると考えられる．

土層断面の観察および土層厚の測定を行うために，ピット掘削を 30 か所で行った（図-1B-D）．本研究では，地表面から，花崗岩の初生的な構造を残したまま原位置風化したサプロライトまでの鉛直距離を，土層厚と定義した（図-2）．

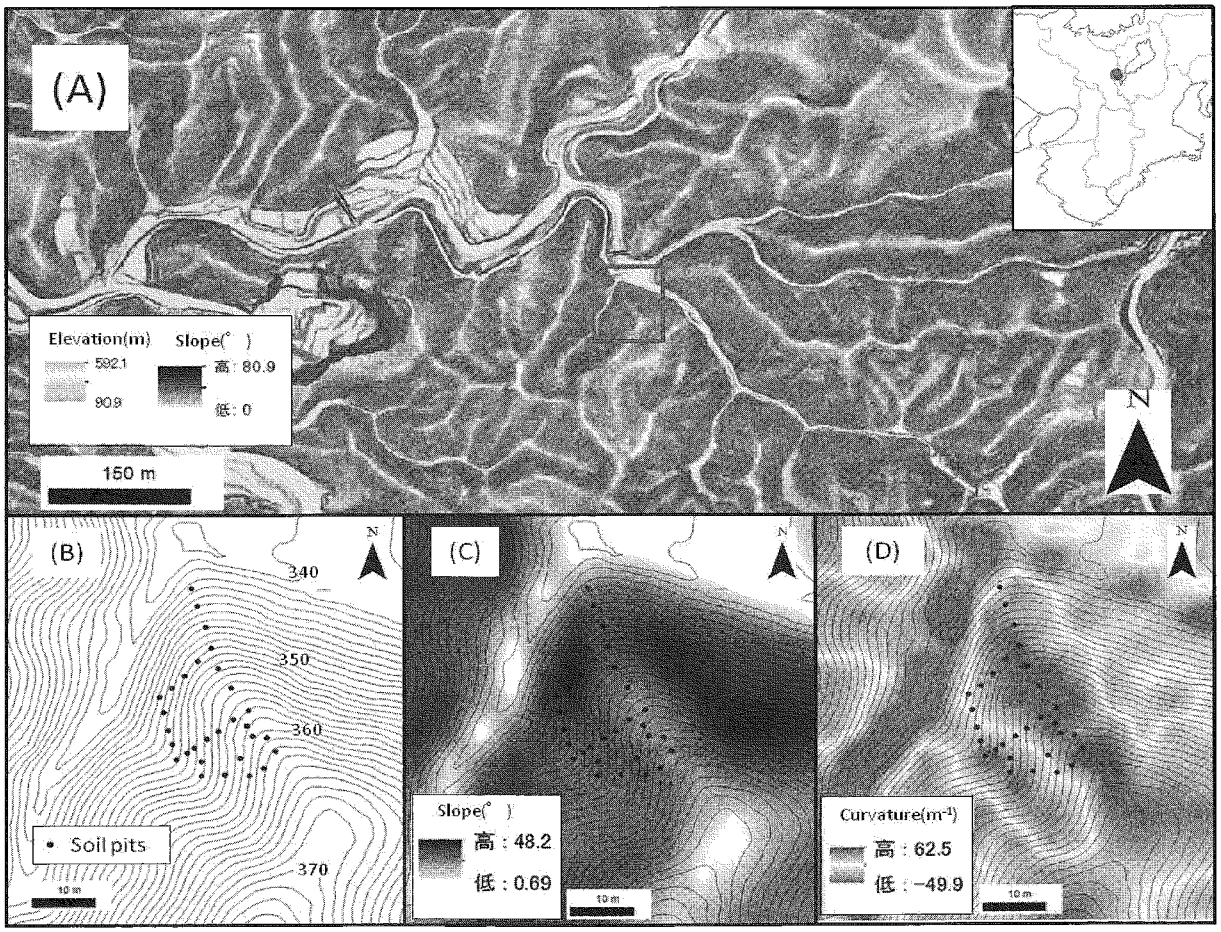


図-1　調査地域の地形とピット掘削位置．（A）広域地形表現図，四角は B-D の位置．（B）等高線図，（C）傾斜図，（D）曲率図

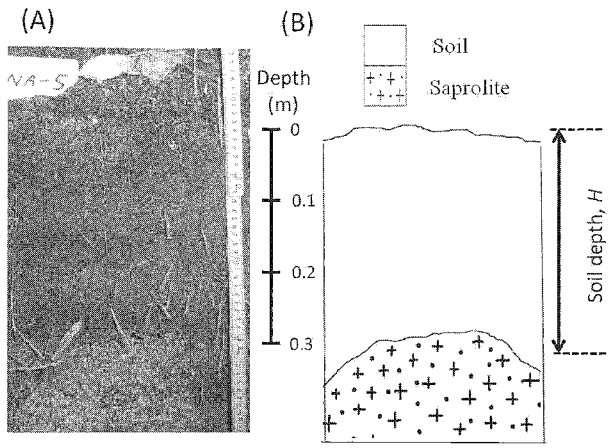


図-2　(A)ピットの例　　(B)ピットのスケッチ

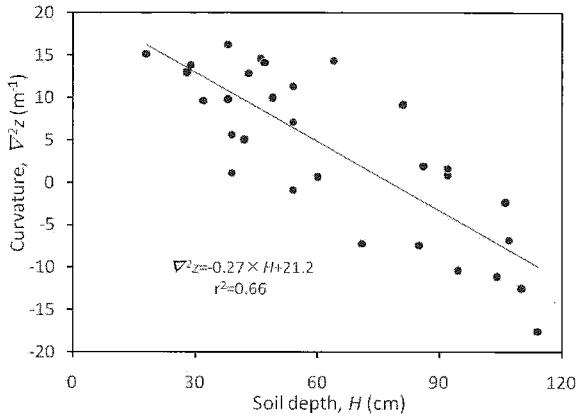


図-3　5-m グリッドでの地形曲率と土層

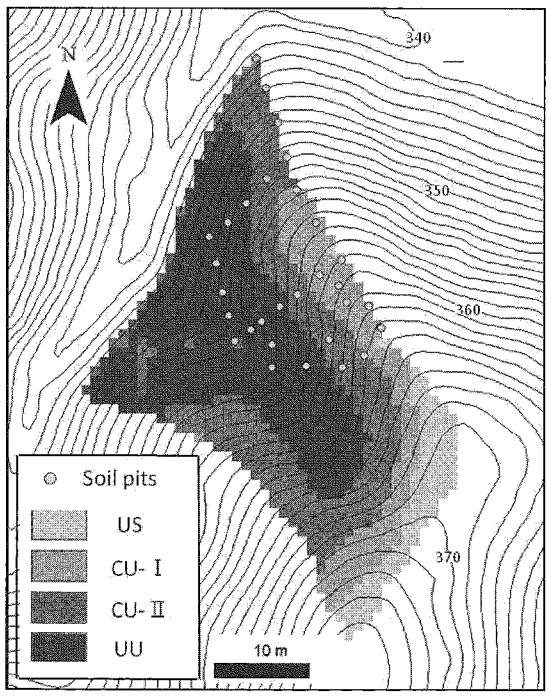


図-4　土層厚の空間分布を考慮した斜面安定性の評価
US：　Unconditionally Stable
CU-I：　Conditionally Unstable-I
CU-II：Conditionally Unstable-II
UU：　Unconditionally Unstable
各区分の詳細は本文第 3 節を参照

次に，LiDAR によって得られるグラウンドデータを用いて，地理情報システムソフトウェア ArcGIS(ESRI 社製)上でクリギング法によってグリッドサイズの異なる DTM を作成した後，グリッドごとに地形曲率を算出した．各ピット地点での地形曲率はナチュラルネイバー法による内挿によって決めた．相関解析の結果，5m グリッドで計算された地形曲率と土層厚が高い負相関を示すことがわかった(図-3)．

3．安定性の評価

斜面の力学的安定性を評価するために，サプロライト直上の土層で，原位置飽和せん断試験 [3]を行い，粘着力 c = 1.47 k Pa，内部摩擦角 ϕ = 27.8° という強度定数を得た．さらに，5-m グリッドでの地形曲率と土層厚の経験式（図-3）から，1m メッシュの土層厚の分布を推定し，平板すべりを仮定した斜面安定解析によって斜面安全率 Fs の計算を 1m メッシュごとに行った．

図-4 は，対象斜面の安定性の空間分布を表わしている．斜面の安定性は，次の 4 段階で評価した．US（Unconditionally Stable: 地下水位が地表に達した状態でも $Fs > 1$ である），CU-I（Conditionally Unstable-I: 地下水位が土層厚の半分以上に達した状態ではじめて $Fs < 1$ となる），CU-II（Conditionally Unstable-II: 地下水位が土層厚の半分以下で $Fs < 1$ となる），UU（Unconditionally Unstable: 地下水面が土層内に形成されていない状態でも $Fs < 1$ である）．図-4 から，谷頭凹地内部の幅約数メートルの斜面部位が極めて不安定であり，次の崩壊発生ポテンシャルが高まっていることが示唆された．今後，以上の方法論によって得られる崩壊発生場の予測を，より広域的に適用していく予定である．また，それが現実に照らして妥当であるか否かの検証が今後の課題である．

謝辞

本研究を進めるにあたり，朝日航洋株式会社には LiDAR のデータを提供して頂きました．ここに記して感謝の意を表します．

文献

1) HEIMSATH, A. M., DIETRICH, W. E., NISHIIZUMI, K. and FINKEL, R. C.（1999）: Cosmogenic nuclides, topography, and the spatial variation of soil depth, *Geomorpholohy*, Vol.27, pp.151-172.

2) 冨井真（2001）：京都白川の弥生前期末の土石流，京都大学構内遺跡調査研究年報 2000 年度，pp.225-262.

3) 戸邊勇人（2010）：簡易せん断試験の検証と斜面安定解析-千葉県小見川を事例として-，日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会講演論文集，pp.113-114.

52. 沿岸域堆積軟岩地点での地表物理探査データの複合解析

― 二粒子モデルを用いた弾性波速度と比抵抗の組み合わせ解釈 ―

Application to geophysical exploration data at coastal soft sedimentary rock sites

- Combined interpretation of seismic velocity and electrical conductivity using the bimodal mixture model -

○鈴木浩一・近藤浩文（電力中央研究所），吉村公孝（原子力発電環境整備機構），安藤誠・東宏幸（応用地質）

Koichi Suzuki, Hirofumi Kondo, Kimitaka Yoshimura, Makoto Ando, Hiroyuki Azuma

1. はじめに

近年，岩石物理モデルに基づき，物理探査法で直接得られる比抵抗や弾性波速度を複合的に解析し，間隙率・水分飽和度・地下水塩分などの地盤情報を算出する研究が着目されてきている[1]．特に，地層処分の概要調査段階において低コスト化を図るには，限られたボーリング情報と地表物理探査結果を組み合せて塩淡境界を評価することが重要であるが，実際の探査データに対する適用例は少ないのが現状である．本報告では，沿岸域堆積軟岩地点で行われる地表物理探査データに適用することを想定し，まずはボーリング孔で行われた物理検層データに対し，二粒子モデル[2]に基づく複合解析を行い，本手法の適用性を検討した．

2. 複合解析の概要

物理探査法で得られた地層の比抵抗(＝1／電気伝導度)およびP波速度を組み合せて，二粒子モデルに基づき，間隙率および地下水塩分（NaCl濃度）の空間分布を算出することが可能である．図1に複合解析のフローを示す．本モデルは，堆積軟岩の弾性波速度や比抵抗に対し，その主要な支配要因と考えられる間隙率や粘土含有率との関係を説明できるとしており，岩石を図1（下図）に示すように大小二種類の球状粒子の集合で表している．

3. 物理検層データへの適用結果

調査地点は三浦半島西海岸の中部，小田和湾に面した湾奥の低地に位置する．新第三紀中新世前期～中期の泥岩を主体とした葉山層群、その上部に鮮新世から中新世後期のシルト質砂岩および凝灰質砂岩を主体とした三浦層群が覆っている（図2 (a)）．

複合解析では同一測線で行われた電気探査法および弾性探査法による解析データが必要であるが，本件では入手することが困難であった．そこで，本地点で行われた物理検層データ（P波速度および電気伝導度，図2 (b), (c)）[3]を用いて解析を行った．なお，物理検層は間隔10cm以下で測定されており，解析の対象とするデータが膨大であるため，スムージング処理を行い2m間隔のデータとした上で解析を行った．

速度検層によるP波速度（図2 (b)）は深度300m以深の葉山層群およびそれ以浅の三浦層群を含む領域より顕著に大きくなっている．一方，電気検層による電気伝導度（図2 (c)）はこの相違がP波速度ほど明瞭ではないが，三浦層群の区間では深度とともに増加する傾向がある．物理検層（図2 (d)）による間隙率は深度とともに減少する傾向があり，粘土含有率（図2 (e)）では三浦層群より葉山層群の方が大きい．算出した地下水塩分（図2 (f)）では，深度100mまでの塩分はほぼ淡水に近いが，それ以深より塩分は徐々に大きくなり，深度300m以深では海水程度の塩分となっている．この結果は搾水試料による計測値とほぼ整合している．

4. 考察

一部の計測区間では解析値と実測値に乖離が認められた．この要因として，鉱物粒子の密度や弾性係数，粘土の電気伝導度など様々なパラメータを層群単位で設定していること，地盤の密度は深度の線形関数で近似していること，二粒子モデルの適用限界などが考えられる．よって，物理検層データやコア試料による室内試験データに基づき，上記パラメータを岩種ごとに詳細に設定する必要があると考えられる．

以上より，最低1本のボーリング調査結果は必要であるが，地表物理探査結果と組み合せることにより，地下水塩分や間隙率を面的に展開できる可能性が示された．今後は，実際の地表物理探査データに対し本手法を適用し，沿岸域堆積軟岩地点での塩淡境界を定量的に考察する予定である．

引用文献

1)安藤誠・東宏幸・小西千里・内田利弘 (2009): 二粒子モデルを用いた弾性波速度と電気伝導度の組合せ解釈，物理探査学会第121回学術講演会論文集，25-28.

2)Dvorkin, J. and Gutierrez, M. A. (2001): Textural sorting effect on elastic velocities, part II: elasticity of a bimodal grain mixture, SEG Int'l Exposition and Annual Meeting, San Antonio, Texas.

3)近藤浩文ほか（2011）：高レベル放射性廃棄物等の処分地選定のための概要調査技術に係わる実証研究－地質環境条件に応じた掘削・孔内調査・試験手法の適用性と課題－，電力中央研究所報告総合報告，N15.

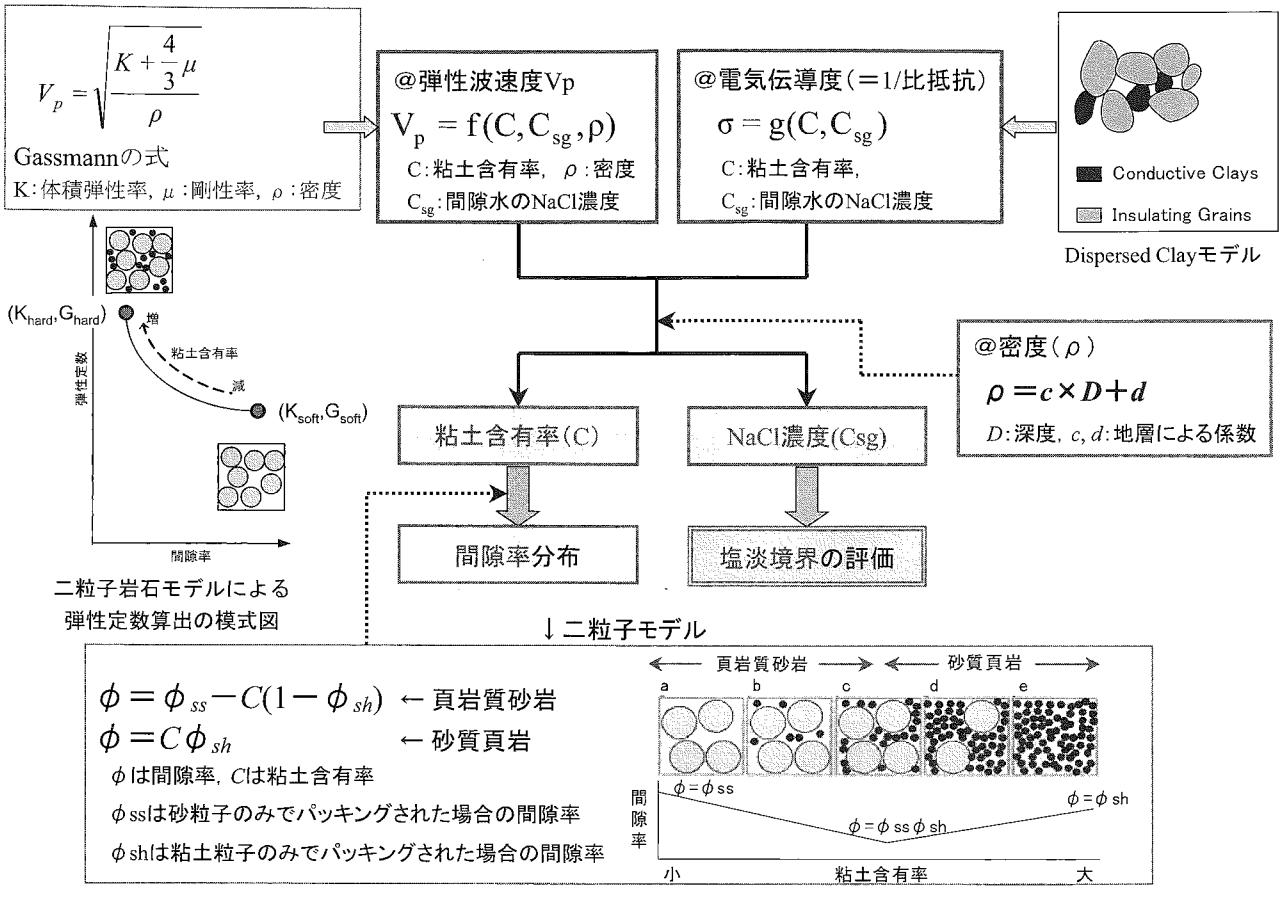


図 1　二粒子モデルに基づく複合解析のフロー

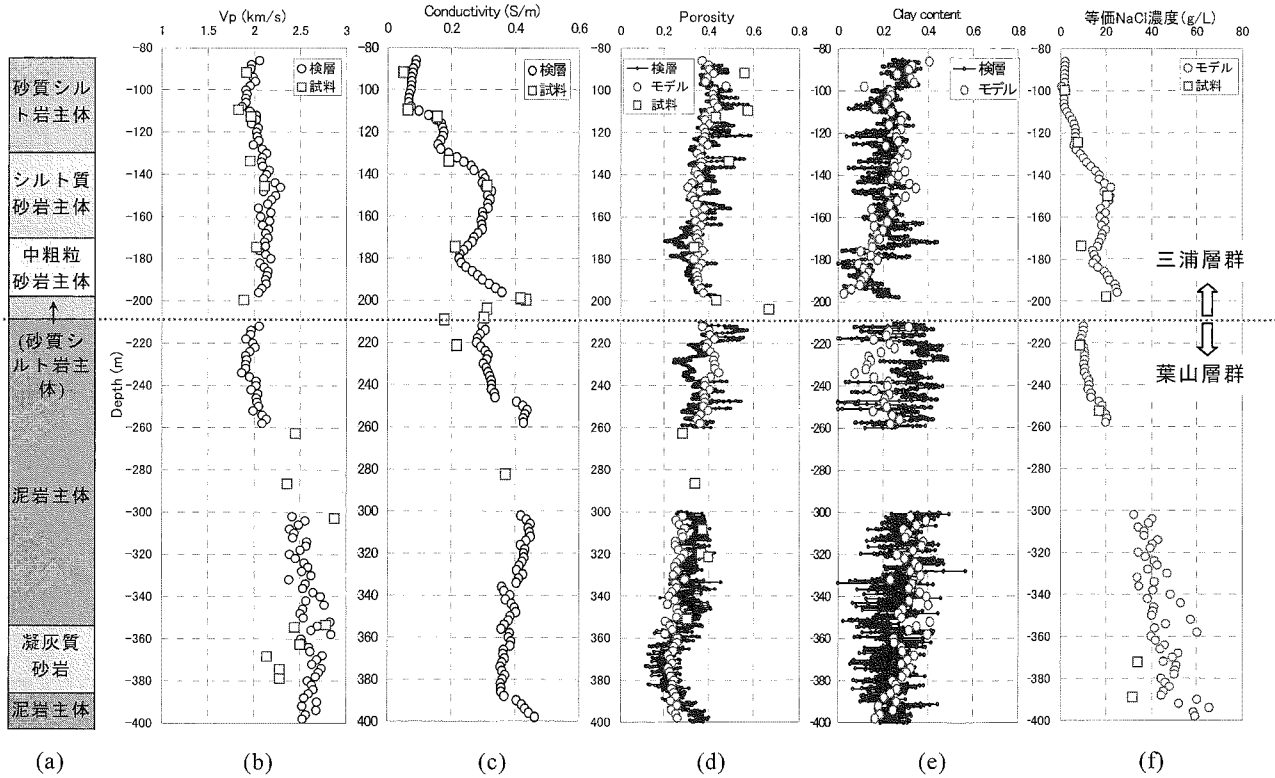


図 2　物理検層データへの適用例

左から概略地質，P 波速度，電気伝導度，間隙率，粘土含有率，等価 NaCl 濃度の深度分布．赤丸が二粒子モデルにより弾性波速度と電気伝導度を組合せた計算値，黒丸と黒線は検層，青点は室内試験による値．

53. SAR(合成開口レーダー)によるフィルダム外部変形計測の試み

Application of the Synthetic Aperture Radar for Exterior Deformation Monitoring of Rockfill Dams

○岩崎智治（国際航業㈱），本田謙一（国際航業㈱），虫明成生（国際航業㈱）
佐藤弘行（土木研究所），小堀俊秀（土木研究所），山口嘉一（土木研究所）

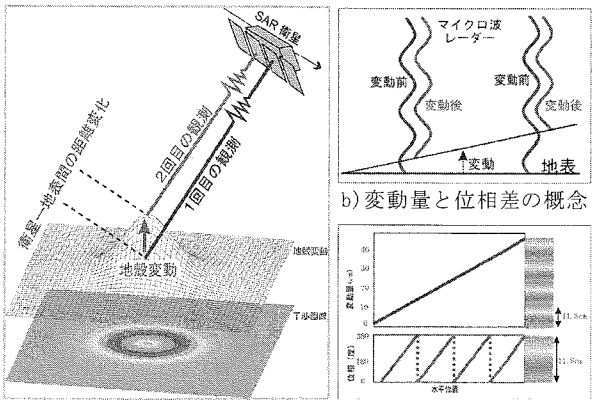
1. はじめに

近年，衛星リモートセンシングの一種である SAR（Synthetic Aperture Radar，合成開口レーダー）を用いた地盤沈下や地震時の災害観測が行われているが，これらは広域の概査を目的としたものが多い．最近では，比較的狭小な範囲を対象とした地すべり地の変位観測を行った事例[1]も報告されてきており，SAR を利用した変位計測は，今後の適用範囲の拡大が期待される．

本研究では，GPS による変位計測を実施しているフィルダムを対象に，ALOS PALSAR の干渉処理 による大規模構造物の局所的な変形計測を試み，リモートセンシングによる地震など非常時の大規模構造物の安全点検への適用性について検討した．

2. DInSAR（差分干渉合成開口レーダー）について

SAR を応用した技術の一つに，DInSAR（差分干渉合成開口レーダー，Differential Interferometric SAR）がある．DInSAR とは，地表の同一の場所に対して 2 回（以上）の SAR 観測を実施し，地表の変動に応じた観測データー同士の位相の差を読みとる(干渉させる)手法である．図-1 に DInSAR の概念図[2]を示す．



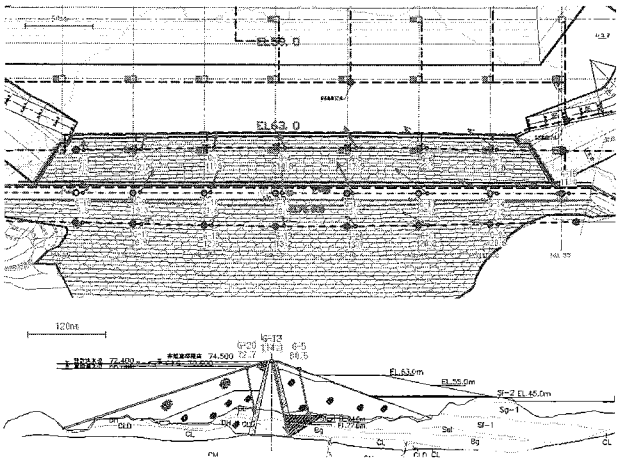
a)DInSAR の計測概念　　b)変動量と位相差の概念　　c)干渉縞の概念図

図－1　DInSAR の概念図[2]

3. SAR によるフィルダム外部変形計測の概要

(1)　計測対象のフィルダム

本論文では，SAR によるフィルダムの外部変形計測の検討を，GPS 自動計測システム[3]により外部変形が綿密に計測されている大保脇ダム[4]を対象として行った．大保脇ダムは，堤高 66m の中央コア型ロックフィルダムである．大保脇ダムは 2006 年 10 月 31 日に堤体の盛立を終了し，図－2 のように，盛立終了直後から 24 点で GPS により堤体の外部変形計測を実施している[4]．堤体の変形が最も大きいのは，天端・最大断面の G-12 地点で，約 4 年間で 114mm 変形（うち沈下成分は 111mm）している．本研究では，この GPS 計測と比較することで，SAR の計測性能を評価する．



図－2　2006年12月29日から2010年12月17日の約4年間のGPS 計測による大保脇ダムの外部変形（上：平面図、下：最大断面図）

(2)　SAR の解析方法

本論文では，陸域観測技術衛星「だいち」（ALOS, Advanced Land Observing Satellite）の PALSAR による L バンドの SAR 観測データーを使用し，堤体盛立終了直後の 2006 年 12 月 6 日から，その約 4 年後の 2010 年 12 月 17 日までの間の 13 期、39 個の干渉ペアについて解析を実施して，その全ての結果をスタッキング処理することでダム堤体の変形量を求めた．

4. SAR の計測結果[5]

SAR の計測結果の概要を以下に述べる．なお、詳細には文献[5]を参照されたい．

(1)反射強度

図-3 の反射強度画像を見ると，堤体下流側斜面が明るく表現されており，この範囲で反射強度が非常に高く，良好な解析結果が期待できる．これは，下流側堤体斜面（勾配 1：2.7，表面は石灰岩のロック材で覆われている）が，ほぼ衛星からの照射方向を向いていることと，レーダー波の反射強度が大きいためと考えられる．また、堤体表面は植生などによる変化が少ないため干渉性（コヒーレンス）が高く DInSAR に適していると考えられる。

(2)堤体変形に伴う位相差の変化

堤体の変形に伴う位相差の変化を図－3 の上段に示

した．位相差の変化が最も大きかったのは，堤体天端・最大断面の G-12 地点で，堤体盛立 4 年後の位相差は約 3.5rad であった．堤体天端・最大断面の G-12 地点は，GPS で最も変形量が大きかった地点であり，SAR と GPS で得られた堤体変形の傾向は調和的であった．

(3)天端・最大断面 G-12 での沈下量の比較

堤体盛立後に，最も変形量の大きい堤体天端・最大断面の G-12 地点の沈下量の時系列的な比較を図-3 の下段に示す．時系列的な沈下の進行は，GPS・SAR 共に類似の傾向を示す．堤体盛立 4 年後の沈下量は GPS が 111mm，SAR が 94mm となり，SAR の計測結果は GPS の約 85%であった．

5. まとめ

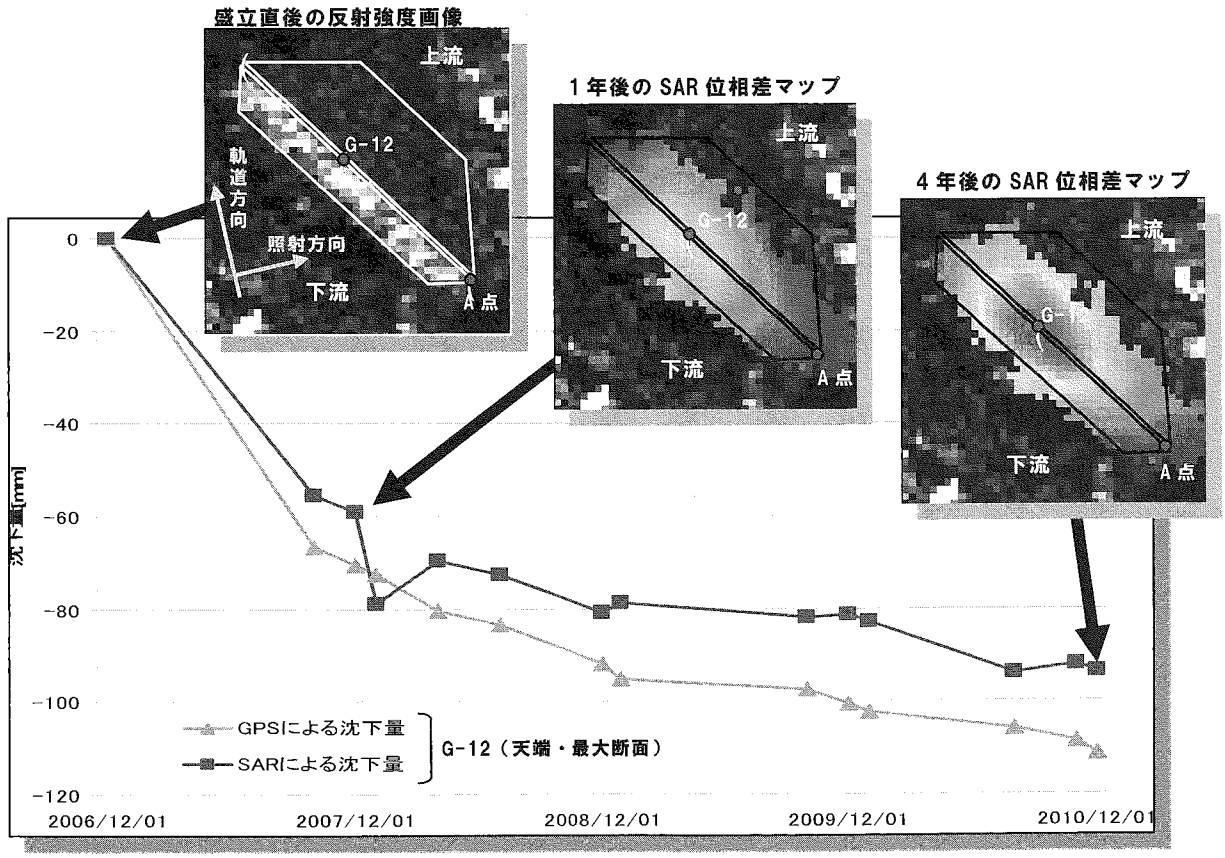
本論文では，SAR によるフィルダム外部変形量の試みとして，盛立終了直後から約 4 年後にわたる SAR データーを用いた解析を行い，GPS と SAR の計測結果の比較を行った．その結果，以下のことがわかった．

- フィルダム堤体の干渉性（コヒーレンス）が高く DInSAR に適している．
- DInSAR で堤体沈下の定性的な傾向が得られた
- GPS と比較して DInSAR による沈下量はやや小さく（約 85%）になった．

今回使用した PALSAR の解像度は約 10m であるが，平成 25 年度に打上げ予定の後継機 ALOS-2 は，解像度が 1～3m のモードが実装される。また，データの取得頻度が約 3 倍に向上するなど，より高精度なセンシングが期待される．本研究は，まだ取り組み始めたばかりの研究であり，今後の SAR 衛星の動向を見ながら，引き続き検討を行いたい．

文献

1) 佐藤浩（2010）：SAR 干渉画像を用いた地すべり性地表変動の検出について－山形県月山周辺を事例として－，平成 22 年度日本地すべり学会シンポジウム「地すべり災害発生時の迅速な対応」講演論文集，pp.7-10.
2) 国土地理院：干渉 SAR，国土地理院ホームページ http://vldb.gsi.go.jp/sokuchi/sar/
3) 岩崎智治，小堀俊秀，増成友宏，清水 則一（2010）：フィルダム堤体計測のための GPS 自動計測システムの開発，ダム工学会「ダムの安全管理・点検のための最新計測技術に関するシンポジウム」講演集，TS-1-1
4) 山口嘉一，小堀俊秀（2009）：フィルダムの安全管理への GPS 計測の全面導入，検査技術，pp.40-47
5) 佐藤弘行，山口嘉一，小堀俊秀，岩崎智治，本田謙一，虫明成生（投稿中）：SAR によるフィルダム外部変形計測の研究，ICOLD 第 24 回大会報文



図－3　SAR と GPS の計測結果の比較図

（下段：堤体天端・最大断面の沈下量の時系列変化，上段：反射強度画像および位相差マップ）

54. 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-

Applicability of a grounded source airborne electromagnetic method to coastal areas – Kujukuri 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，台風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・水理構造を把握することは重要である．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．今回，既存の調査結果が豊富な九十九里浜にて GREATEM を適用し，従来の可探深度（約 200m）を超える，地下 300～350m 程度までの比抵抗構造が得られたことを報告する．

2. 調査地域（九十九里浜）の概要

調査は千葉県山武市の九十九里浜蓮沼海浜公園周辺の沿岸域で実施した（図-1）．九十九里浜は，海岸線の長さ約 60km，最大幅 10km で，わが国では最大規模の浜堤平野であり，縄文海進の最盛期以後，基盤である上総層群の上に海浜－外浜システムが約 9km 前進することにより形成された．

調査地域の地下地質は，地表から深度 30m 程度が完新統の砂層，それ以深は深度 1000m 付近まで主として上総層群の塊状シルト岩からなる．調査地域は，遠浅であり，海岸から沖合 2km で水深 10m 程度である（図-1）．

3. 地表ソース型空中電磁探査

海岸から 300～400m 陸側に海岸と平行に長さ 2.4km の送信電極を設置した．ヘリコプターによる空中電磁探査は，潮位差の大きい 2010 年 9 月 7 日に実施した．調査は干満の差（約 1.1m）が調査結果に与える影響を評価するため，干潮時と満潮時の計 2 回実施した（図-2）．なお，送信源の陸側約 500m 区間は飛行禁止区域（住宅地）のため，データ欠損区間となっている．

送信源として，1 サイクル 1.6 秒の矩形波（電流：約 25A）を送信し，発生した二次磁場を，ヘリコプターに吊るした受信機（高度 100m）で受信した．なお，ヘリコプターは時速 50km で飛行した．飛行ルートを図-2 に示す．

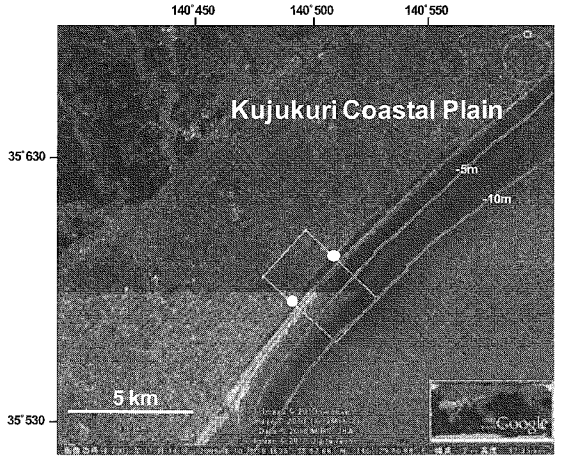


図-1　調査地域（九十九里浜）と調査範囲

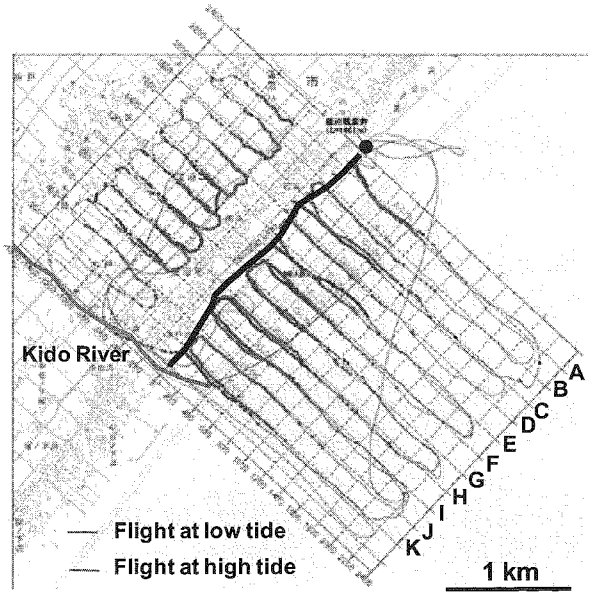


図-2　調査測線

4. 調査結果と考察

ノイズ除去，スタッキング等の処理を行い，得られ

た信号（二次磁場の過渡応答曲線）を図-3 に示す．同図に示すように，陸側では明瞭な信号が得られ，海側では，沖合に行くに従い，信号が不明瞭となり，沖合 800m（信号からの距離 1200m）で，信号が見えない状況となった．

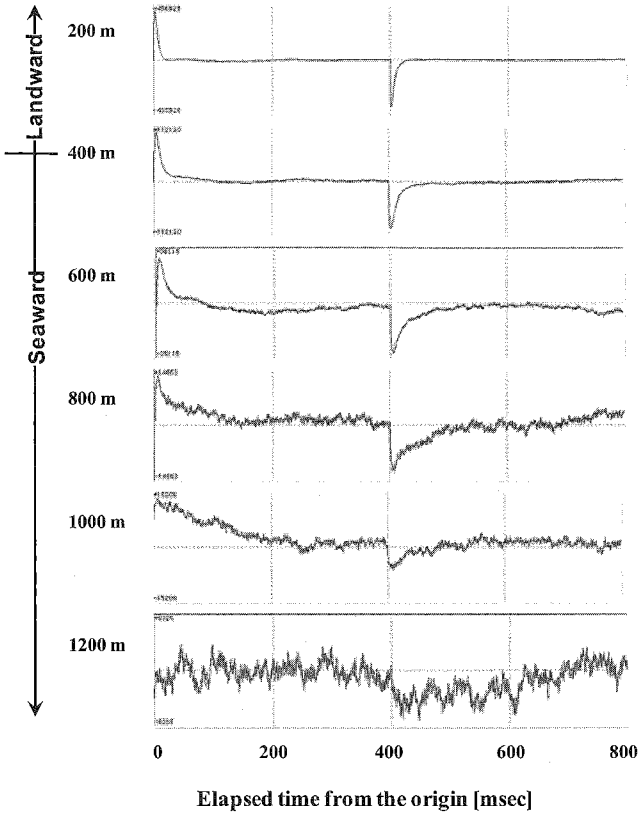


図-3　過渡応答曲線の例（F 測線）

得られた過渡応答曲線に整合する水平多層構造モデルを求めることにより，地下の比抵抗構造を求めた結果の一例を図-4 に示す．同図に示すように，干潮時と満潮時の比抵抗構造はほぼ同様である．このことから，今回の方法では干満の差を抽出することは困難ではあるが，2 回の飛行で同様の結果が得られたことから，再現性の良い（信頼性の高い）結果が得られたと判断される．今回の結果は，陸域・海域ともに 1Ωm 程度の低比抵抗領域が地下 300～350m まで広く分布すること，海浜砂に相当する部分は 3～10Ωm で，やや高比抵抗であることを示す．これらの結果は，地上での電磁探査結果 [2]や地上から海底に至る測線での電気探査結果 [3]と概ね整合する．従って，GREATEM により，陸域と海域で同時に信頼性の高い地下の比抵抗構造が地表から地下 300～350m 程度までの範囲で得られることが示された．

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) 光畑裕司（2006）：電磁探査法による海岸平野における高塩分地下水調査－九十九里浜平野における例－地学雑誌，115，416-424.

3) 上原大二郎・菊池　晃・田中篤史・勝田　充・永川誠・大熊　勝・渡辺京志・光畑裕司（2007）：九十九里浜沿岸地域における陸上－海底横断電気探査法の適用，物理探査，60，489-499.

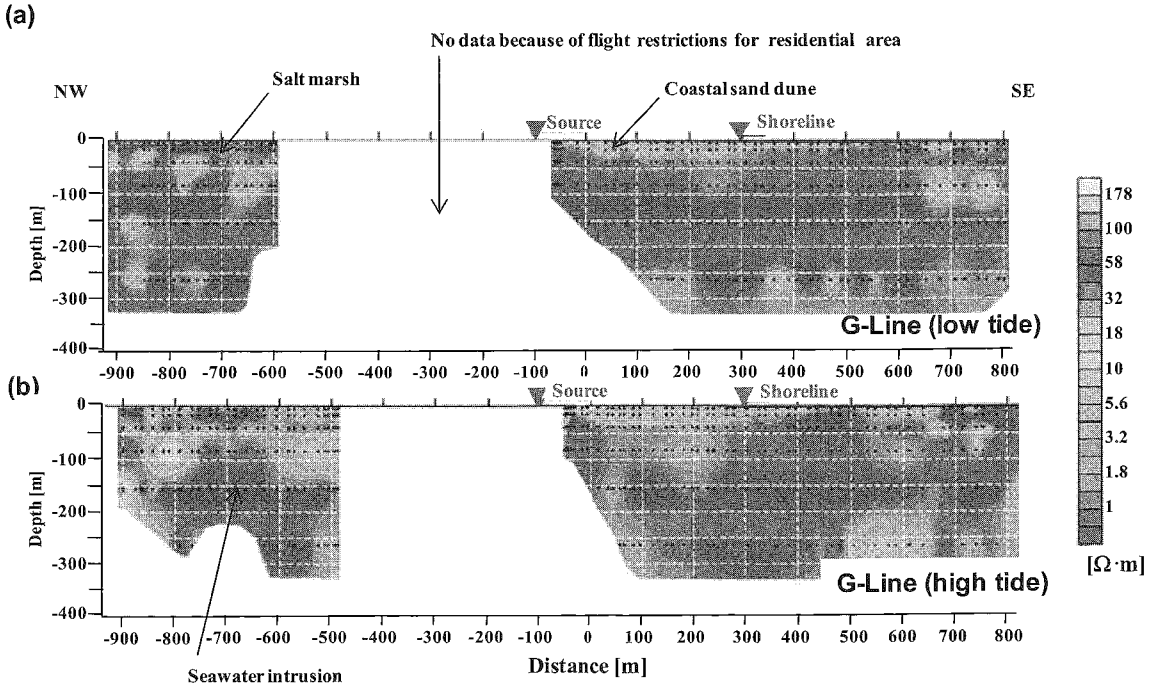


図-4　比抵抗断面の例（G 測線．A：干潮時，B：満潮時）

55. ３次元地形モデルを活用した斜面崩壊地のトンネル調査事例

A Case of Surveying a Tunnel in the Slope Failure Area , Utilizing Three Dimensions Terrain Models.

○地主 卓弥（ジェイアール東海コンサルタンツ），佐野 淳（東海旅客鉄道），林 勇次（国際航業）
Takuya Jinushi, Shun Sano, Yuji Hayashi

1. はじめに

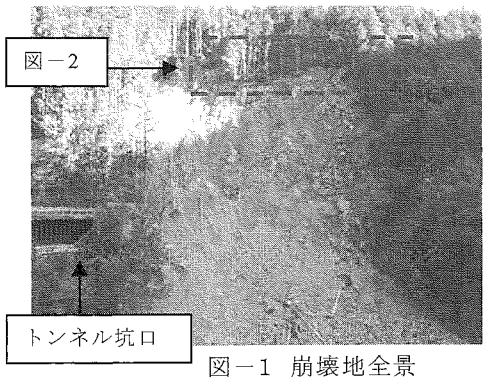
ひび割れ等の変状が発生していた鉄道トンネル区間の表層部において，斜面崩壊が発生した。この変状は，土被りの薄い直線トンネルの坑口付近に分布し崩壊地斜面との斜交した位置関係による「偏圧」か，崩壊地頭部の段差や亀裂，滑落崖等の地すべり性地形の分布から推察される「地すべり滑動」のいずれかによって発生した可能性があり，それらの因果関係を把握する必要があった。

現場作業の安全性確保と地すべり調査に資する高精度な地形図データを取得するため，航空レーザー測量により取得した地形図データをもとに3次元地形モデルを作成し，斜面崩壊地を調査・考察した事例を報告する。

2. 調査地の変状概要

本調査地は標高 600m 程度の山地地帯に位置し，河川が数度蛇行しそれに挟まれた尾根地形の付け根状部分で，河川の攻撃斜面にあたる。地質は三波川変成岩類（砂質片岩，泥質片岩，緑色片岩）からなり，河川沿いには岩級区分 CM 級の砂質片岩，崩壊面には CL 級主体の砂質～泥質岩盤が分布する。

崩壊地の規模は，頭部で幅 50m，中腹部で最大幅 60m，末端で幅 50m，崩壊鉛直深さは 1～2m 程度，崩壊面の傾斜は 45～50 度であり，崩壊地頭部には段差や亀裂，滑落崖等の地すべり性地形が認められ，古い岩盤すべりの痕跡の可能性があった（図－１，図－２）。



図－１ 崩壊地全景



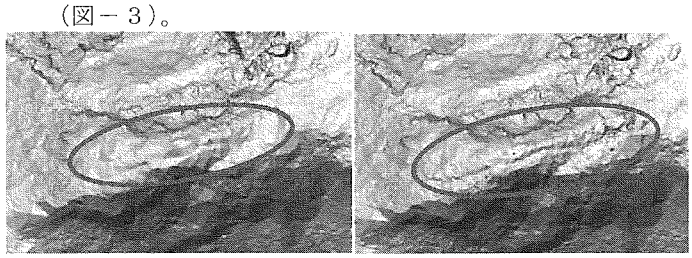
図－２ 頭部滑落崖

昭和 30 年頃に完成した全長 193m のトンネルには，トンネル起点から 135～193m の崩壊地直下付近の特に山側のアーチに延長方向のひび割れや圧ざが認められたが，地すべり変動に特徴的な雁行状亀裂は認められない。対策が必要なトンネルの変状箇所には補修対策が行われ，内空変位やひび割れ開口幅のゲージによる動態観測が行われているが，崩壊前後に急激な変化は認められない。

3. 調査方法

3.1 航空レーザー測量・現地補足測量

狭い調査範囲において，微地形を高密度に把握できるように回転翼によるレーザー測量を行った。樹木により地表部が遮蔽された箇所では，グラウンドデータの精度向上のため，トータルステーションにより現地補足測量を 900 点程度補完し微地形座標を取得した（図－３）。



図－３ 補完前後の地形データの比較

3.2 3次元地形モデル化

トンネルと変状範囲の位置関係と，現況（崩壊後）の土被り厚さを把握できるように，3 次元地形モデルを作成した。土被り厚さを正確に表現出来るようにするため，任意の地点における断面図作成機能を持たせた解析用の断面図を作成した。

さらに，オルソフォト画像やトンネル内部の変状画像情報を組合せて，地形表層部からトンネル内部までを確認できるようにした。トンネル内部形状は，両坑口部をトータルステーションにより計測し 3 次元でトンネル形状を再現し，そのモデルに配置する内部の変状を図示した写真画像を，コンピュータグラフィックスを用いて坑口からの距離数値の配置，色調及び画像位置補正等の処理を行い表現させた。そして地表面とトンネルの両 3 次元モデルのレンダリングにより，簡易的なバーチャルリアリティを作成し，表示や視点の移動を可能にした。

3.3 地表踏査・ボーリング調査

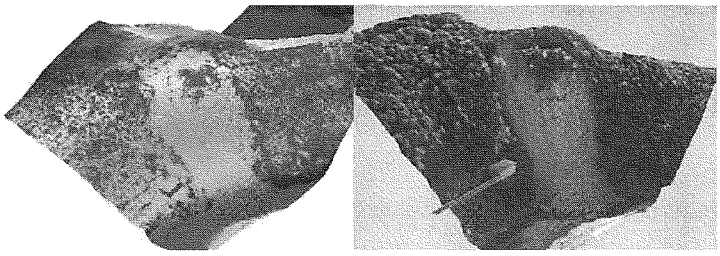
想定される地すべり範囲を把握するため，レーザー測量による高精度地形図を用いて地表踏査を行った。地山状況及びすべり面の検出を目的としたボーリング調査は，崩壊斜面内は落石等の危険があり調査不可能であったため，鉄道への影響を確認できるようにトンネル坑口を挟む位置で河川深度まで実施した。

また，トンネル内の地山状況の把握のため，変状区間を対象にコアカッターにより数m程度のボーリングを実施した。

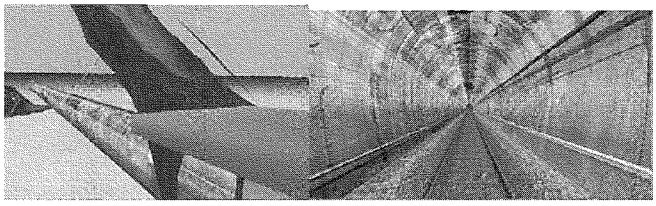
4. 調査結果

4.1 航空レーザ測量・3次元地形モデル化

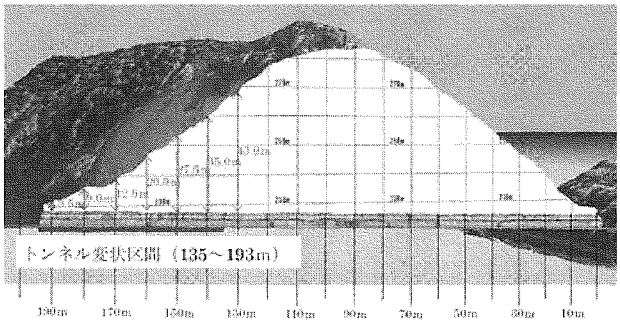
作成した3次元地形モデル（図－4～6）から，崩壊地とトンネルの立体的な位置関係やトンネル内部の変状位置と土被りの関係を可視化させてトンネル・地質解析を行った。



図－4 3次元地形モデル
（立体的表示，左:TINモデル，右:オルソ画像モデル）



図－5 トンネル内外部の画像



図－6 トンネル縦断モデル

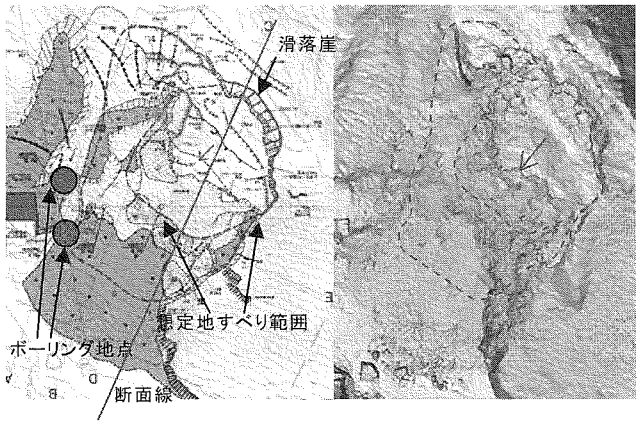
4.2 地表踏査・ボーリング調査

地表踏査では地すべり地形とそれが滑動的なものかどうかを調査し，亀裂面が新しいものは崩壊により発生した引張り亀裂，植生等があり古いものは過去に発生した地形と判定した。

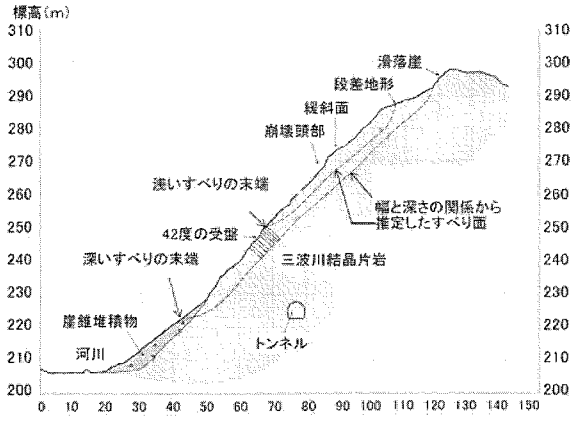
坑口付近で実施したボーリングの結果，一部山側の深部に破砕帯が分布したが，川側のボーリングではそれに整合する軟質部はなく地すべりの範囲外であることが判明した。トンネル内部のコアカッターによるボーリングの結果，部分的には割れ目が入っている箇所も認められたが，概ね良好な中硬岩～硬岩コアが主体であり，地すべり滑動による軟質部や劣化部は認められない。

4.3 崩壊とトンネル影響の関係

3次元モデルを活用し，地すべり性微地形や崩壊範囲をもとに地すべり平面範囲を推定した（図－7）。末端部は，幅狭となる側壁の地形の特徴や河川沿いから連続する堅岩部の位置から推定した。また，一般的に地すべりはその深さと幅に力学的な相関関係があり，地すべりの平面範囲からすべり面の深さを推定した結果，トンネルへの地すべりの影響はなかった。



図－7 平面図（左:地形図，右:陰影図）



図－8 断面図

5. おわりに

トンネル区間と斜交した斜面崩壊の関係を把握するために3次元地形モデルを作成した。トンネル調査や地質解析の精度が向上でき，「見える化」したことで結果が判定しやすい資料になった。

また，崩壊拡大や地すべり滑動により，今後土被りが変化した場合には，地上型レーザー等により地形データを再取得し変化量の差分を比較することにより，トンネルと斜面変状の維持管理ツールとして活用していくことが期待できる。

56. 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

Development of Seismic Refraction Survey Analysis Software for a Rational Design of Tunnel Support Pattern

○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），
三木茂（基礎地盤コンサルタンツ），斎藤秀樹（応用地質），北原秀介（鉄建建設）
Masahiko Akasawa, Takao Aizawa, Shigeru Miki, Hideki Saito, 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古くから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，地下構造物の建設に伴う調査として多用される一方で，長い間新たな解析技術の開発が行われてこなかった．また，解析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精度にバラツキが生じており，中にはレベルの低い報告書が見受けられることもある．

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の高度化に取り組んでいる．その一環として，新しい屈折法弾性波探査の解析ソフトウェアおよび解釈補助ソフトウェアの開発を進めているところである．本稿では，ソフトウェアに実装する予定の機能と今後の課題について述べる．

2. ソフトウェアの構成

現在開発しているソフトウェアは大きく分けて２種類ある．１つは弾性波探査解析を行うソフトウェア，もう１つは弾性波探査解析ソフトウェアの結果を図化し，支保パターン選定作業支援の機能をもった解釈補助ソフトウェアである．解釈補助ソフトウェアは後述するようにデータベースと連動し，さまざまな角度から地山分類の解釈ができるような機能を有している．

3. 弾性波探査解析ソフトウェアの機能

弾性波探査解析ソフトウェアの全体構成を図－1 に示す．プログラムは①測定波形の読み込み，初動同定・修正プログラム，②層構造解析プログラム，③トモグラフィ解析プログラムからなる．これら３つのプログラムはそれぞれ独立したものであるが，各々共通するデータファイルを介することで１つのパッケージとなっている．本ソフトウェアは，層構造解析プログラムの出力結果をトモグラフィ解析プログラムの初期速度モデルとして利用できるようにしたことが大きな特徴である．

現在，屈折法弾性波の解析手法には従来の層構造解析と，コンピュータを用いたトモグラフィ解析が行われているが，両者を組み合わせることで従来の解析よりも結果の信頼性が高まることが期待される．

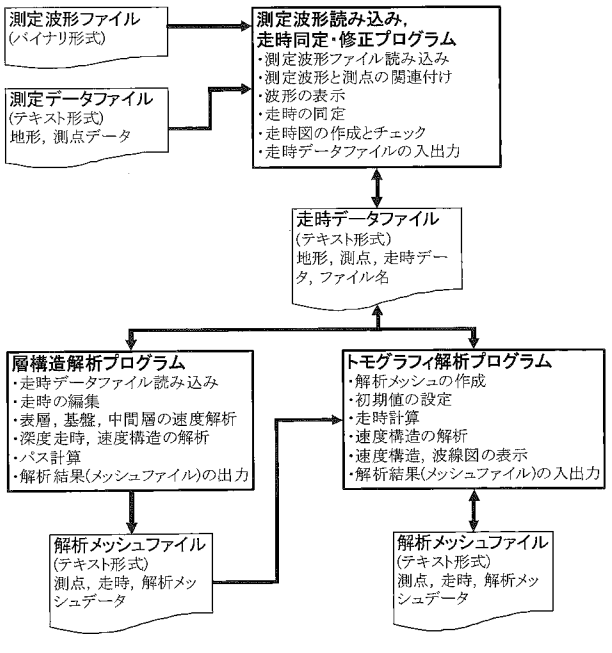
(1) 測定波形の読み込み，初動同定・修正プログラム

本プログラムは，①測定波形ファイルの読み込み，②測定波形と測点の関連付け，③波形の表示，④走時の同定，⑤走時図の作成とチェック，⑥走時データファイルの入出力，の６つの機能を有する．

このプログラムを用いた基本的な解析作業の流れは，①測定ファイルの読み込み，②波形ファイルの表示，③初動の同定作業，④走時図の作図・修正，⑤走時データの出力，の順に行われる．出力した走時データは，この後述べる層構造解析プログラムあるいはトモグラフィ解析プログラムで使用する．

(2) 層構造解析プログラム

本プログラムは，(1)で出力した走時データファイルを読み込み，走時図上の作業を通して層構造解析を行うものである．従来，手で行っていた作業をコンピュータのディスプレイ上で実現している．



図－1　弾性波探査解析ソフトウェアの全体構成

層構造解析プログラムにおいては，中間層の解析には走時曲線の折れ線位置の判定など，解析技術者による判断を必要とする作業があるため，解析作業を完全に自動化するのは困難であった．このことから，本プログラムでは対話型のユーザーインターフェイスを採用し，画面上で解析結果を確認しながら作業ができるようにしている．これにより，解析作業の効率化，高精度化を図っている．

層構造解析で最終的に出力されるデータは解析した速度構造をメッシュ構造として記述した解析メッシュファイルである．このデータファイルはそのまま後述する解釈補助ソフトウェアによる地山分類の解釈で使うことができるほか，次に述べるトモグラフィ解析プログラムにおいてこのデータを初期速度モデルとして使用することもできる．

(3) トモグラフィ解析プログラム

本プログラムは，(1)で出力した走時データファイルあるいは(2)で出力した解析メッシュファイル（初期速度モデル）を読み込み，トモグラフィ解析を行うものである．

簡単な解析メッシュ，初期速度の修正機能を有しており，任意の速度構造について波線経路や走時の計算を行うシミュレーション機能も搭載している．解析は簡単な設定によって行うことができ，解析結果は解釈補助ソフトウェアで使用することが可能である．

4. 解釈補助ソフトウェアの機能

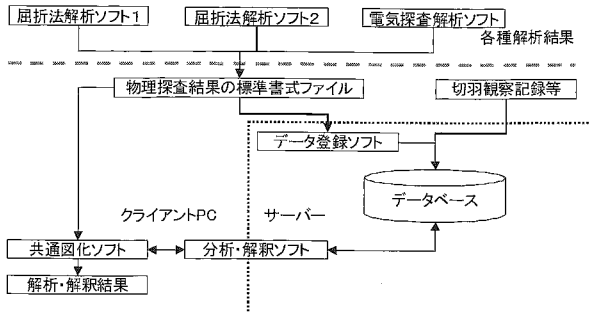
屈折法弾性波探査で得られたＰ波速度を実際のトンネル施工に用いるには，踏査やボーリングの結果を含めて地質解釈・地山分類を行い，設計支保を選定する必要がある．しかし，地質解釈や地山分類はＰ波速度以外の要素も関わるため，予測と実績が乖離してしまう場合も多い．これをできるだけ少なくするには，過去に行われた類似の地山条件下での施工実績データと対比するのも一つの改善策である．

そこで，弾性波速度解析結果から地質解釈や地山分類を行う際の補助となるソフトウェアおよびデータベースの開発を行った．システムの概要は図－2 に示すとおりである．

解釈補助ソフトウェアは，①共通図化ソフトおよび②分析・解釈ソフトの２つで構成されており，サーバー上に構築されたデータベースと連動するシステムとなっている．

(1) 共通図化ソフト[1)]

共通図化ソフトは，山岳トンネル調査で行われる物理探査の結果を図化し，その解釈作業を支援するためのものである．屈折法弾性波探査だけでなく，電気探査や表面波探査など異なる探査結果の図化を同時に行うことができ，さらに複数の探査結果をクロスプロットし，両者の関係を図化することも可能である．



図－2　解釈補助ソフトウェアの概念図

(2) 分析・解釈ソフト[1)]

分析・解釈ソフトは，共通図化ソフトから抽出された施工基面の弾性波速度などを用いて，データベースに接続し地山分類作業の支援などを行うソフトウェアである．

分析・解釈ソフトでは共通図化ソフトから抽出したトンネル施工基面における弾性波速度や土被り，岩種などのデータと，データベースに格納されている過去の施工実績を対比し，類似の地質条件ではどのような支保パターンが採用されていたかを把握することができる．したがって，これを活用することにより，当初設計支保パターンの選定時に役立つものと考える．

5. 今後の課題とまとめ

屈折法弾性波探査解析ソフトウェアおよび解釈補助ソフトウェアの基本となる部分の開発はほぼ終了し，現在は操作性の改善や不具合の修正などの作業を中心に行っている．

解析ソフトウェアについては，層構造解析プログラムにおいて一部自動化が困難なステップがあることから，解析技術者によって大きなバラつきが出ないよう，マニュアルなどを作成して一定のレベルが保てるような工夫が必要と考えている．

解釈補助ソフトウェアについては，より多角的な分析が可能となるよう，分析・解釈方法に関する検討の深度化が必要と考えている．また，解釈補助ソフトウェアとは車の両輪の関係にあるデータベースの内容をより一層充実させたい．

最後に，今後の屈折法弾性波探査解析において本ソフトウェアを利用して地山分類を適切に行うことにより，施工時の大幅な支保パターン変更が減少し，建設コスト抑制に寄与することが大いに期待できる．

文献

1) 林宏一・斎藤秀樹・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おける解釈補助のためのデータベース及びソフトウェアの検討，物理探査，Vol.63，No.4，pp.357-369.

57. 膨張性泥岩地山のトンネル掘削における施工管理方法の一例

A case study of managing tunnel excavation in swelling rock

○山本浩之，宇津木慎司，八島明生，池内聡，諏訪勝彦（間組）
Hiroyuki Yamamoto, Shinji Utsuki, Akio Yashima, Satoshi Ikeuchi and Masahiko Suwa

1. 概要

新第三紀の泥岩地山では，トンネル掘削に伴い側壁などが押し出す現象が良く見られる．この原因として，掘削に伴い地山周辺に生じた応力が地山強度を超えて塑性化することに起因する「押出し性地山（squeezing ground)」と粘土鉱物を含有する地山の体積膨張などが要因となる「膨張性地山（swelling ground)」が複合し発生しているものと考えられ，これらの総称として「膨張性地山（swelling rock)」と言われる[1]．

今回国土交通省発注の能越道氷見第10トンネル(仮称)（七尾側，延長L=1,200m）において，既存の地質調査結果より膨張性地山の可能性が高いことが指摘されており，土被りが厚い区間では地山強度比の低下などに伴い塑性地圧が作用する可能性が予測されていた．

本研究では，切羽前方を連続的に調査ボーリングし，採取コアから膨張性地山の評価を事前に行い施工管理する方法を試みたので，ここに報告するものである．

2. 地質状況および施工状況（図－1参照）

当該トンネルの地質は，新第三紀中新世～鮮新世音川累層姿泥岩層（Osg）から構成され，均質な塊状泥岩であり，一軸圧縮強度で1～2 MN/m^{2}程度のスレーキング性を有する軟岩であった．施工当初，最大土被りが120m程度あり，地山強度比 Gn≦2.0 となることから，膨張性地山の発現が危惧されていた．

そこでトンネル全線において切羽前方より約 100m 間隔で水平調査ボーリングを実施し，50～100m 間隔で採取したコアより膨張性地山の評価を行い，図－2に示す施工管理フローに基づきトンネル掘削した．

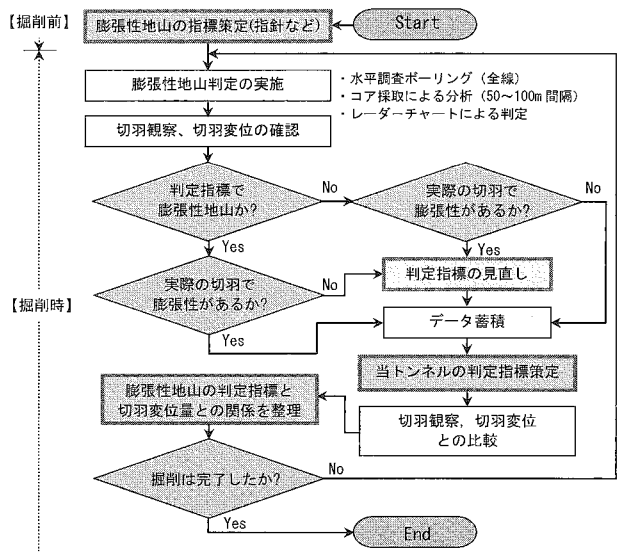
膨張性地山の評価方法は，採取コアから室内試験を実施し，一軸圧縮強度など図－3に示す 9 項目よりレーダーチャートで判定した．なお，施工当初の管理基準値は，指針などに示されている一般的な指標値[2]とし，その後掘削進行に伴いデータ収集し，実際の天端沈下量や内空変位量と比較することにより基準値を見直ししながら運用することとした．

3. 掘削進行に伴う判定指標の見直しと対応

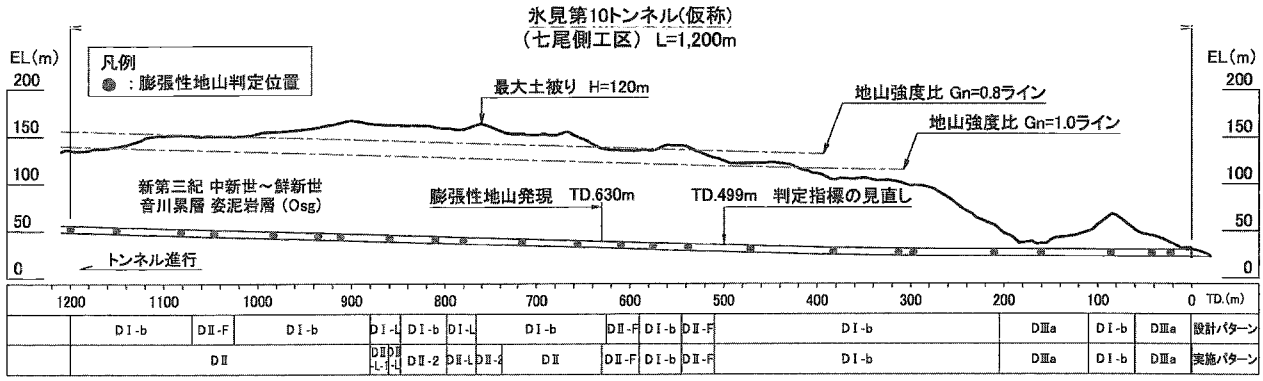
（1）判定指標の見直し

掘削進行に伴い TD.0～496m 区間は，膨張性地山の発現はなく地山は安定しているものと判断された．

そこで，これまでの収集データより各判定指標を見直しし，図－3に示す基準値の判定チャートで施工管



図－2　膨張性地山施工管理フロー



図－1　トンネル縦断図

理することとした．特に地山強度比は，当初の基準値（Gn≦2.0）の場合，多くの区間で膨張性地山が発現することが予測されたが，実際には天端沈下・内空変位とも 30mm 以内で収束傾向を示した．このため，実績にしたがい地山強度比の基準値を Gn≦1.0 へ修正した．

（２）膨張性地山への対応

TD.630～731m 区間において，水平調査ボーリング結果からは C_L～C_M 級の棒状コアが採取され，断層・破砕帯などが確認されないものの，最大天端沈下量 180mm，最大内空変位量 185mm 程度の膨張性地山の発現が確認された．当区間（TD.655m 地点）の判定結果を図－３に示す．この区間の特徴として，土被りが 100m を超え Gn≦0.8 を示し，天端沈下より内空変位量が大きく塑性圧の影響と推定される側圧の方が大きい傾向を示した．既往の文献[3]でも，土被りが 100m 以上越えると膨張性地山の発現事例が示されており，判定指標において地山強度比が重要な指標となるものと想定された．そこで，今後最大土被りが H=120m まで厚くなることから，図－４，５に示す変状区間の土被りと天端沈下量および内空変位量との関係を整理し，Gn＜0.8～1.0 区間の予測変位量と変形余裕量の設定など対策方法を策定し，施工管理するものとした（図－１にトンネル縦断図上の Gn=1.0，0.8 ラインを示す）．

4. 施工実績のまとめ

TD.760（最大土被り）～1,200m 区間の地山強度比と変位量との関係（実績）を表－１，図－６に示す．

表－１　予測値と実測値（最大）との比較

地山強度比	予測値 (mm)	実測値（最大）(mm)	
		天端沈下量	内空変位量（片側）
Gn＜0.8	100 以上	65	105
0.8≦Gn＜1.0	30～100	25	40
1.0≦Gn	30 以下	25	70

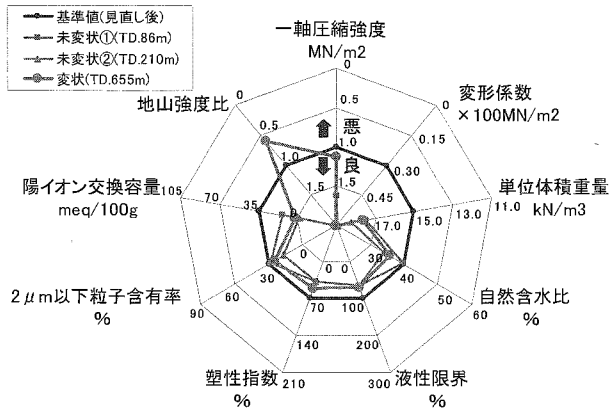
これらの結果より，地山強度比 Gn＜0.8 であった TD.760～820m 区間の最大変位量は 105mm，地山強度比 0.8≦Gn であった TD.820m 以降の最大変位量は 70mm であった．全体として地山強度比の増大とともに変位量も減少傾向を示し，概ね予測したとおりの結果が得られ迅速に対応することが可能となった．今後，このような施工管理方法が膨張性地山トンネルに対し，有効な手法の一つになるものと考える．

文献

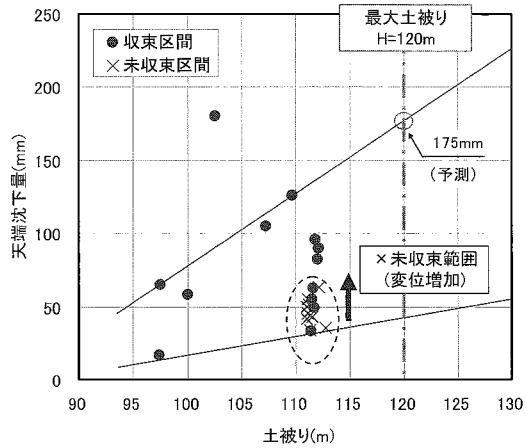
1) 土木学会編（1999）：土木学会土木用語大辞典，p.122.

2) 土木学会トンネル工学委員会（2006）：トンネル標準示方書［山岳工法］・同解説，p.37.

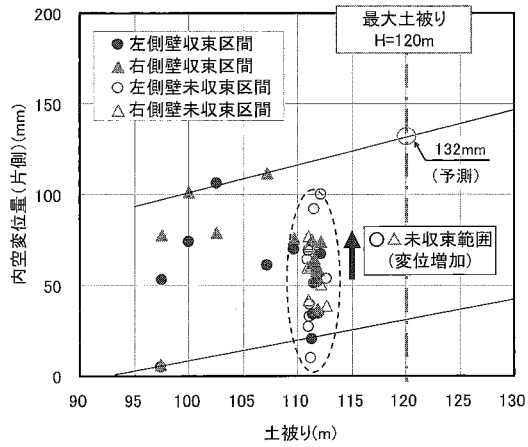
3) 例えば，光木香ほか（2000）：北陸新幹線飯山トンネル地質調査最終報告，トンネルと地下，pp.613～621，Vol.31，No.7.



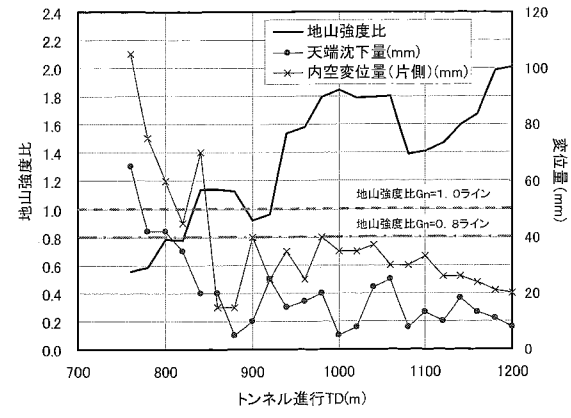
図－３　膨張性地山判定チャート（見直し後）



図－４　土被りと天端沈下量との関係



図－５　土被りと内空変位量（片側）との関係



図－６　地山強度比と変位量との関係（実績）

58. ３次元計測を用いたトンネル切羽における不連続面の抽出方法

The discontinuity plane specific method in the tunnel face using three-dimensional measurement

○石濱茂崇，片山政弘，手塚　仁，青木宏一（熊谷組）
Shigetaka Ishihama, Masahiro Katayama, Hitoshi Tezuka, Kouichi Aoki

1. はじめに

断層や割れ目などの不連続面の走向・傾斜の計測は，クリノメーターを用いて手作業で計測するのが通例である．

トンネル切羽において走向・傾斜を計測する場合，計測条件が制約されることから，計測精度や安全性，恣意性等についての問題がある．

そこで本研究では，３次元（３D）計測を用いて不連続面の走向・傾斜を計測する方法（以下，３D 計測法）を開発した．

３D 計測法では，３D スキャナなどの３D 計測器を用いて，切羽面の詳細な形状を取得し，得られた形状からパソコン上で走向・傾斜を計測する．測量機器を用いることから，計測精度の向上が期待できるとともに，非接触で計測することから，安全性の向上にも寄与できると考えられる．

本論では，３D 計測法のシステム概要，現地適用結果および今後の展望を記す．

2. 課題

トンネル坑内で走向・傾斜の計測を行うときの課題として，以下の５点が挙げられる．

１．トンネル坑内では，鋼製機械影響により磁場が狂うことがある．
２．切羽の不連続面にクリノメーターを直接当てて計測した場合は，切羽に人が立ち入ることになるため，安全性が損なわれる．
３．切羽に立ち入っての計測が危険なため，見通しにより走向・傾斜を計測する場合が多いが，精度が悪くなり，個人毎の測定誤差も生じやすい．
４．道路トンネルなどの切羽の高さは，一般に 5m 以上であるため，切羽上方の不連続面の走向傾斜の計測が困難である．
５．観察者の判断により，計測する不連続面が決められるため，観察者の恣意性を有した結果となる場合がある．

以上のことを踏まえ，３D 計測法の開発を行った．

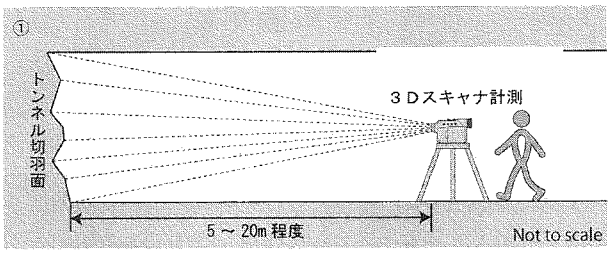
3. 計測の手順

３D 計測法に用いる計測には，３D スキャナやデジタルカメラを用いた写真計測が考えられるが，今回は３D スキャナを用いる方法を適用した．

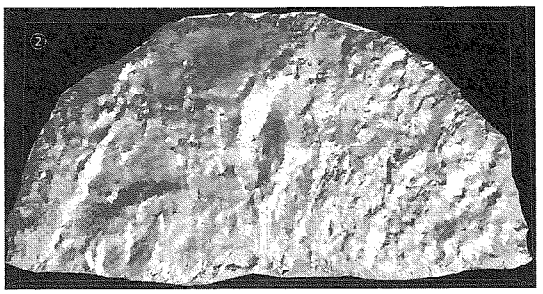
今回使用した３D スキャナは，運搬が比較的容易な中距離レンジの機種で，計測時間は 15 分程度である．

以下に本方法の実施手順を示す．

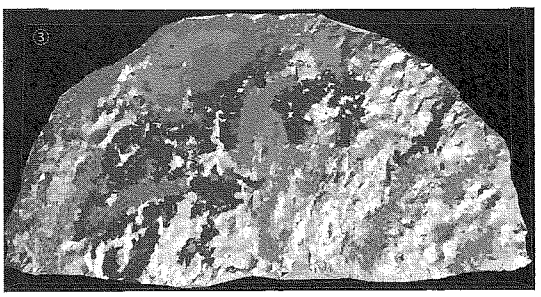
① ３D スキャナを用いてトンネル切羽のスキャニングを実施し，切羽全体の３次元座標を取得する（図－１）．一度の計測で約 300 万点を取得できる．
② TIN（三角形の面）の作成や写真の合成を行い，３次元モデルを作成する（図－２）．TIN は，5mm 程度の間隔で作成した．
③ 特定の面構造（不連続面）を抽出し（同系統の方向性の面構造ごとに着色），走向・傾斜を求める（図－３）．



図－１　３D スキャナ計測概念図



図－２　３次元モデル作成例



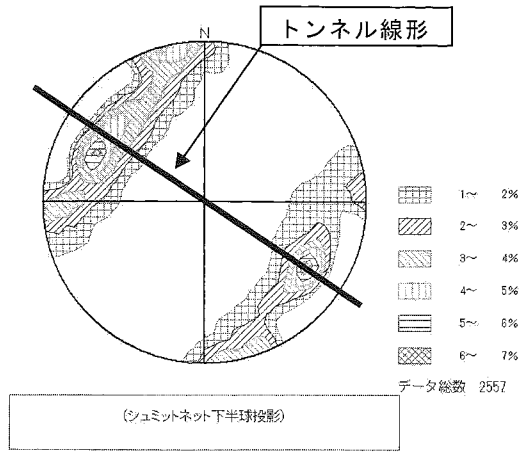
図－３　面構造抽出イメージ

4. 適用事例と結果

掘削中の A トンネルにおいて，３D 計測法により走向・傾斜を計測した（写真－１）．A トンネルの当該区間の地山は，四万十帯の砂岩頁岩互層であり，発破掘削を行っている．



写真－１　３Ｄスキャナ計測状況

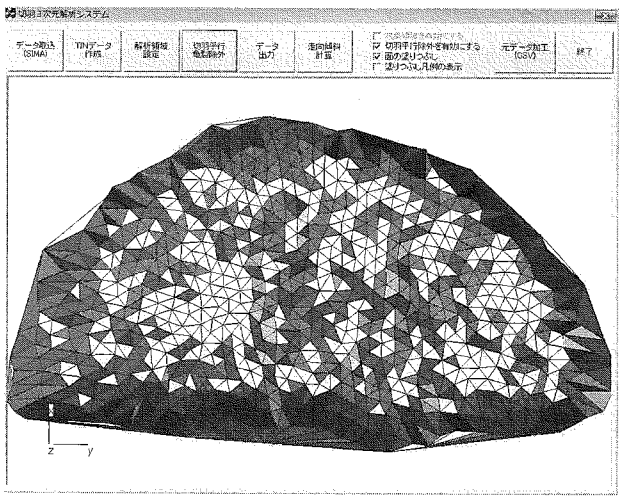


図－５　シュミットネットによる解析例

３Ｄスキャナを用いて得られた３次元座標から，面構造の抽出用に開発したソフトを用い（特許出願中），３Ｄモデルより面構造を抽出した（図－４）．

それぞれのTINに対して走向・傾斜を求め，近似した走向・傾斜を示す面を同系統の色で塗色して表示した．

トンネル切羽面を３Ｄ計測した場合，必然的に切羽面に平行な面が卓越する．今回は，開発したソフトにより切羽に平行な面を除去するフィルターを介して面構造を抽出した．



図－４　切羽の面構造の抽出例

次に，抽出された面構造をシュミットネットに投影し，走向・傾斜を求めた（図－５）．現場で計測した地質情報と比較すると概ね整合的なデータであった．

また，切羽が３Ｄモデルとなっているので，任意の３点から面を作成し，その走向・傾斜を求めることも可能である．

5. まとめ

今回，トンネル切羽において，３Ｄ計測器によって得られたデータより，走向・傾斜を計測することができた．

この結果を踏まえて，トンネル切羽での地質観察に３Ｄ計測法を適用した場合のメリットを以下に挙げる．

- 精度の高い走向・傾斜のデータを切羽全体で大量に取得できることから，トンネル前方地山の想定地質図を高精度で作成できる．
- 大量の走向・傾斜のデータを高精度にかつ恣意性を抑制して得ることができるため，割れ目系の解析に有用となると考えられる．
- 地山の安定性の評価に際して，特に重要となる天端付近の走向・傾斜のデータが精度良く取得できることから，キーブロック解析を通じ，地山安定性評価の信頼性が増す．
- 測量によって求められた座標を使用することから，個人ごとの測定誤差の低減が図れる．
- トンネル切羽直下で走向・傾斜を計測する作業を実施する必要が無いことから，安全性が向上する．
- 統計的手法を用いて面構造（不連続面）を抽出するため，計測者による恣意性の低減が図れる．
- ３次元スキャニングを実施していれば，後から走向・傾斜を求めることができる．

6. 今後の課題と展望

- 計測後の後処理にある程度の時間を要しているため，後処理の簡略化や自動化を行う必要がある．
- 対象とする地質ごとに最適な計測，解析方法があると考えられ，今後，検討していく必要がある．
- ３Ｄスキャナは高価で，計測時間が掛かるため，今後の計測機器の改善が望まれる（デジタルカメラの写真計測を用いれば，安価で短時間に計測ができるが，後処理に更に時間が掛かる）．
- のり面崩壊などの災害時において，人が近づくことができない場合の地質調査に利用できる．

59. トンネル掘削時の振動を利用した前方探査手法の研究

A study on the exploration method using the vibration generated by the tunnel excavation

○西　琢郎（清水建設），若林成樹（清水建設），中谷篤史（清水建設）
Takuro Nishi, Naruki Wakabayashi, Atsushi Nakaya

1. はじめに

トンネル前方探査手法には，各種の物理探査，削孔検層など様々な方法があるが，筆者らは施工を極力止めず，通常の施工結果のモニタリング的なデータの中から先進ボーリングを含むより詳細な調査の実施位置を選定する手法を得ることを目的に研究を進めている．

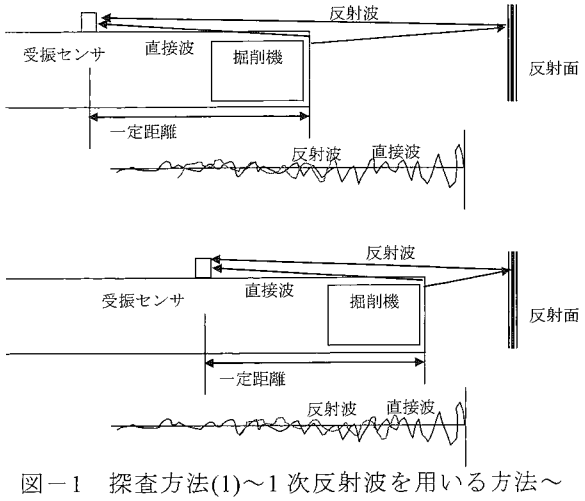
ここでは，NATM 工法による山岳トンネルを対象とし，掘削機械によって発生する振動を利用して切羽前方の岩盤状況を大まかに把握する探査方法を提示する．そして，実際に施工中のトンネルにおいて実施テストを行なった結果を報告し，本手法の適用性と今後の課題について言及する．

2. 探査方法の原理および測定方法

1）原　理

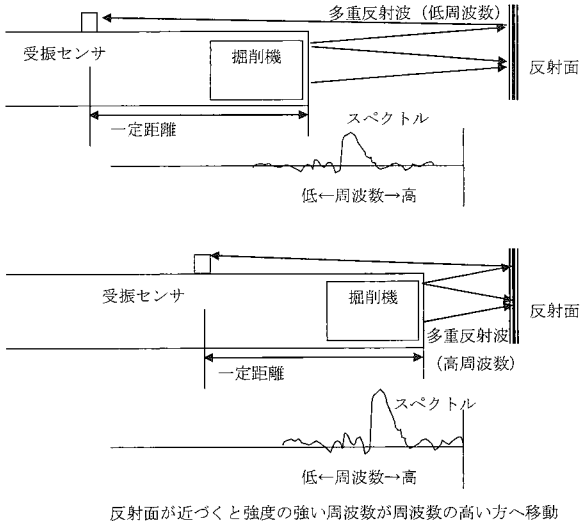
ここで用いる探査方法は，いわゆる反射法地震探査であるが．施工中のモニタリングとして利用するものとして，次の 2 種類の方法を検討した．

まず，発信時刻が特定できる振動を切羽面に与え，切羽後方の受振センサにより直接波・間接波の計測を行う．得られた波形はスタッキング等の強調処理を施し，時刻歴波形を作成する．次に，掘削が進んだ段階で，受発信点間隔を一定に保持した上で同様の計測を複数回行う．得られたデータにおいて，前方に反射面が存在すると仮定し，直接波と反射面からの一次反射波が重なった特徴的な波形をピックアップすると，切羽の進行に応じてその波形が移動していく状況が得られると考えられる．この波形の推移から常に反射面となっている位置が推定され，地山状況が変化する位置の推定確度を上げていくものである（図－1）．



図－1　探査方法(1)～1 次反射波を用いる方法～

次の方法は，測定方法は(1)と同様であるが，振動のスペクトル解析を利用するものである．切羽前方に反射面が存在する場合，反射面と切羽間では多重反射が発生し，距離に応じた特定の周波数成分が強調されると考えられる．反射面と切羽面が離れていると多重反射波の振動数は低いが，掘削の進行に伴い反射面が近くなると多重反射波の振動数は高くなる．切羽から一定の距離を保ちながら掘削振動を測定し，スペクトルを求めて 2 次元表示すると，反射面が存在する場合，掘削の進行に伴い，強度の強い周波数が徐々に高い方へ移動して特徴的な線が現れると考えられる．これより反射面との距離を推定するものである（図－2）．この方法では，初動の把握は不要となる．



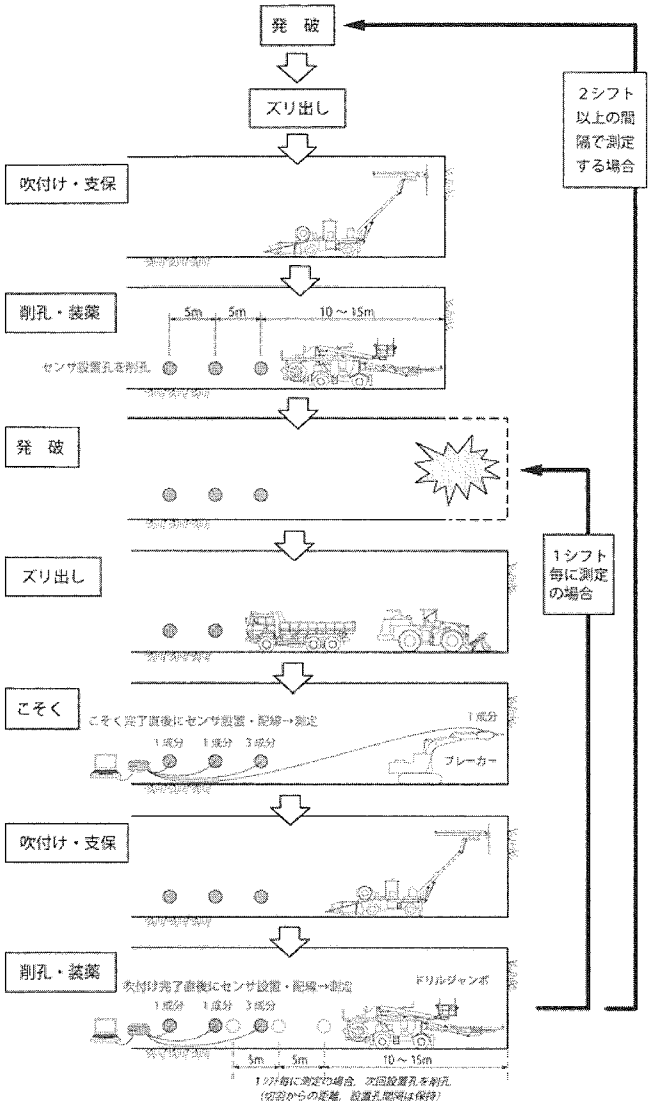
反射面が近づくと強度の強い周波数が周波数の高い方へ移動

図－2　探査方法(2)～多重反射波を用いる方法～

2）測定方法

探査のための振動源としては通常のトンネル施工で用いる掘削機械が想定され，今回は NATM による山岳トンネル施工として，坑壁の浮石等を除去するブレーカーと，ロックボルト打設用のドリルジャンボとを利用する．また，施工中のモニタリングとして利用するためには，通常の施工サイクルを乱さないような測定方法が必要となる．ここでは図－3 に示す測定方法を考案した．まず発破孔削孔～装薬の間に，切羽から 10m 程度（≒掘削機械）後方の坑壁にセンサ設置用の孔を削孔する．次いで発破・ズリ出しの終了後に坑壁およびブレーカーにセンサを設置し，こそく作業中の振動を計測する（探査方法 1）．続く吹付け中は一旦センサ・ケーブル類を撤去して後方に退避し，同終了後再び坑壁にセンサを設置して発破孔削孔中の振動を計

測する（探査方法2）．次のシフトでも計測を行う際には，この間に次回測定用のセンサ設置孔を切羽面から同距離にて削孔しておき，以降この作業を繰り返す．

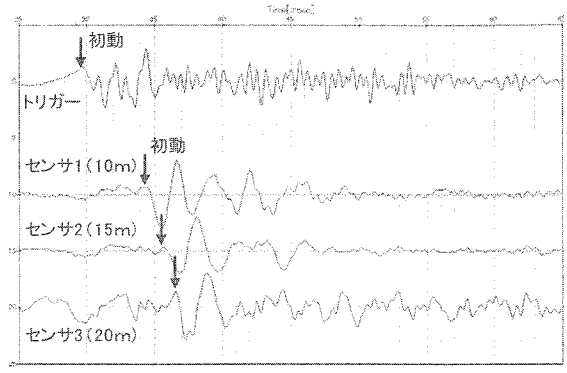


図－3　NATMによる山岳トンネルにおける測定方法

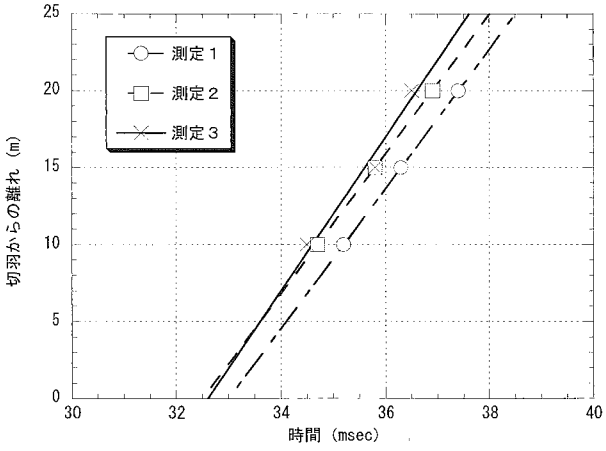
3. 現場試験結果と今後の課題

上述の探査方法の実用性を検証するため，現場試験を行った．対象としたトンネルは，東海地方の高速道路トンネルで，地山は白亜紀の黒色・緑色片岩からなり，弾性波速度4.5～4.8km/secの硬質岩盤である．試験実施時点では土被り200m程度の深部に切羽があったが，地山には全体に亀裂が多く発達していた．

図－4に探査方法1における測定結果の一部を示す．ここではブレーカーによる起振の後，約0.5msec後に切羽から10m離れたセンサに初動が到達し，以降センサ位置に応じて順次初動が検知されている．初動到達時刻とセンサ位置について複数回の測定結果をプロットすると，両者は線形関係を保ちつつ傾きはほぼ一定で，これより地山の弾性波速度は約4.6km/secと推定された（図－5）．また得られた波形では，初動から約14msec後より振幅が大きく変化するものがあり，1次

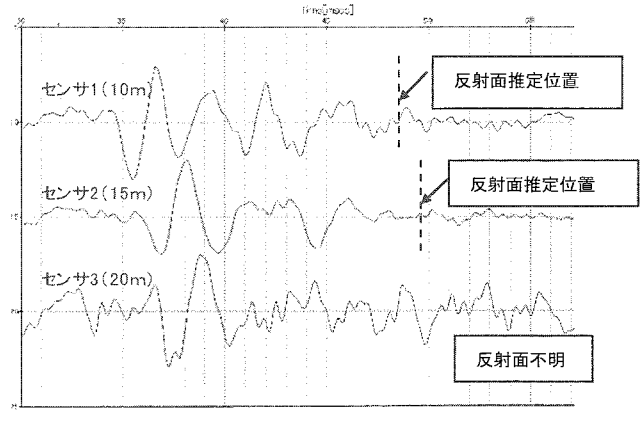


図－4　測定結果例（スタッキング，フィルタ処理後）



図－5　切羽面からの距離と初動到達時刻の関係

反射波が重なったものと推定される（図－6）．これより切羽から32m前方に反射面があると推定され，実際の掘削では，それまで亀裂が全体に発達した状況の中で，亀裂が少なく硬堅な岩盤が核岩状に出現していた．なお探査方法2では，同位置に明瞭な反射面は検知できなかった．



図－6　一次反射波到達状況の推定例

トンネル掘削中に発生する振動から切羽前方の状況を大まかに探査する方法について検討したが，ある程度の適用性は確認できたと考える．今後は測定～データ処理方法ついて更に検討を重ねると共に，現場条件に即した測定機材の検討，地山条件が異なる場合のデータの蓄積を通じてデータ精度の向上を図っていく予定である．

60. 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 11)

－モニタリング装置の概要と設置方法－

Development of drilling technique for the hydro-geological survey (Part XI)

- Outline of monitoring system and system setup -

○木方建造，小淵康義，宮川公雄，須永崇之（電力中央研究所），松村修治（熊谷組）

Kenzo Kiho, Yasuyoshi Obuchi, Kimio Miyakawa, Takayuki Sunaga and Shuji Matsumura

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．

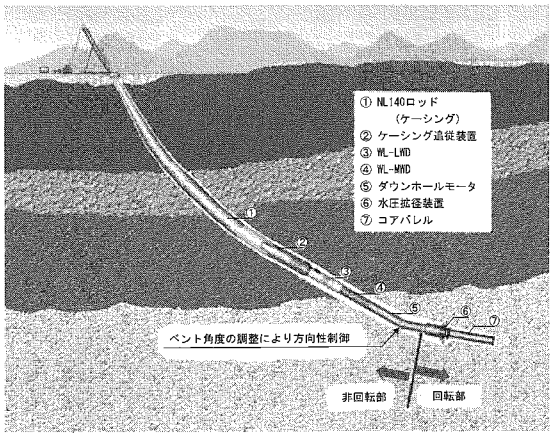
これまでに，本システムの開発状況やシステムの概要，現地での掘削，調査実績などを報告してきた(例えば木方ほか，2009)．ここでは，本システムにより掘削された孔井を利用した長期モニタリングシステムの概要について報告する．

なお，本研究は平成 12～22 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. コントロールボーリングの概要

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，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．

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．

本システムにより掘削・調査された孔井は，全深度にわたって CP 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，裸孔の観測区間を確保して孔内モニタリングシステムを設置する(木方ほか，2009)．

3. モニタリングシステムの概要

本システムにより掘削された孔井内には保孔のための CP がフリーの状態で残置される．このような状態で任意の深度に複数の裸孔区間を設け，その区間にマルチパッカーを挿入，設置することによりモニタリングシステムを構築することとした(増原ほか，2005)．また，モニタリングに関しては，以下のような前提で実施することとした．

①モニタリング項目とその優先度は，水圧測定，採水，透水試験とする．

②連続的な水圧測定が可能なシステムとする．

③採水にあたり，掘削水に添加しているトレーサの濃度の測定により，観測区間への掘削水混入の有無や程度を確認できるシステムとする．

④地下水サンプルを，観測区間の圧力を保持した状態

で採取する

このような前提を満足させるために，また本孔井の状況を考慮して，スタンドパイプマルチパッカー（SPMP）タイプのモニタリングシステムを採用した．また，このスタンドパイプ内を降下させて採水するサンプラーと，サンプラー内の地下水の入った銅管の圧力を保持したまま封入するクランプ止め装置を設計・製作した．

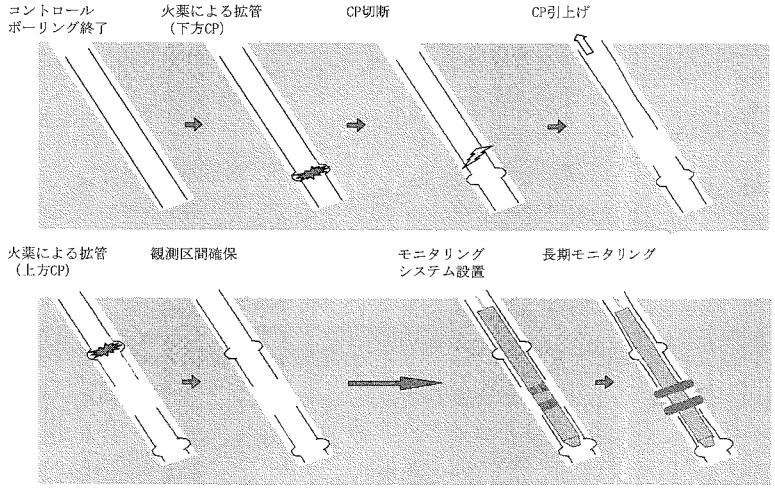
4. モニタリングシステムの設置方法

マルチパッカーによるモニタリングシステムを構築するために，CP で保孔された孔内に以下に示すような方法（図－2）で裸孔の観測区間を確保した．

- 掘削およびその後の測定，調査の結果から，複数の任意の区間を選定し，最深部区間から順次裸孔区間を確保する．
- 測定区間の直下の CP 荷重を保持するため，CP 内で火薬を起爆させて CP を局部的に拡管し，孔壁に密着もしくは食い込ませる．
- 裸孔設定区間下部の深度において，電動式メカニカルカッターにより CP を切断する．
- 上部 CP を裸孔設定区間分上部に引き上げた後，上部 CP 切断直上部を火薬の起爆により拡管する．
- これらの一連の作業を順次上部区間に向かって実施し，その後マルチパッカーシステムを挿入，設置する．

一連の作業の信頼性を確保するために，以下の作業を併用した．

- 拡管およびケーシング切断の作業はワイヤラインでの作業となるため，CP のジョイント部を検知することができるケーシングカラーロケーターを接続し，これにより正確な深度を測定する．
- 拡管の状況を確認するために，ボアホールテレビュアー(BHTV)による観測を実施する．



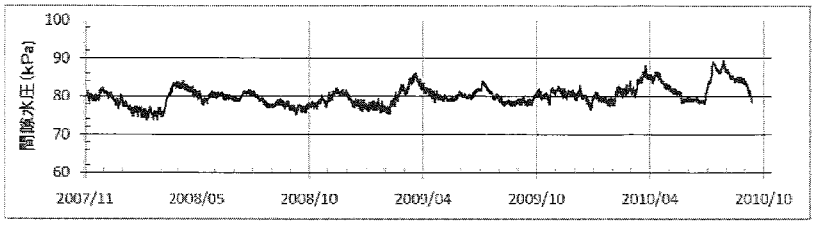
図－2　モニタリングシステムの設置方法

5. モニタリングシステムの設置および観測

コントロールボーリングによる掘削を実施している北海道幌延町上幌延地区において，上記の手法を実孔井（HCD-3）に適用する事前検討として実験孔井（HMD-1）においてモニタリングシステムを設置し，連続観測を行うことにより，システムの適用性を検討した．

HMD-1 孔は掘削口径 152mm，孔長 81m，傾斜 35°で掘削され，NL140 ロッド(CP)が孔底まで挿入された．掘削中の逸泥状況，採取コア状況および孔内キャリパー検層結果を基に，観測区間を 62.55～64.55m の 2m とした．

システムを所定の深度まで挿入した後，観測区間の圧力とパッカー内圧力とを計測しながらパッカーの拡張を行った．拡張開始から約 1 時間経った頃から観測区間の圧力値に変化が見られ，パッカーにより観測区間がその上下と遮水されたものと判断した．2007 年 11 月にシステムを設置した後，2010 年 9 月までの約 3 年間良好な水圧データを観測することができた(図－3)．



図－3　間隙水圧の推移

また地下水サンプラーを用いて区間の地下水や溶存 He ガスを採取した．分析の結果，隣接する HCD-3 孔でのデータと類似したデータを取得できることを確認した．

文献

1) 増原ほか(2005)コントロールボーリング孔における長期モニタリング用パッカーシステムの開発，日本応用地質学会平成 17 年度研究発表会講演論文集，pp.197-198.
2) 木方ほか(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)，電力中央研究所報告　総合報告，N03，97P.

61. 最近のボアホールカメラの性能

— ボアホールスキャナーと前方視カメラの比較 —

Performance of the recent Borehole Camera

— Comparison of Borehole Scanner and Forward Vision Camera —

○長谷川貴志（㈱東建ｼﾞｵﾃｯｸ），安冨宏和（日本物理探鑛㈱），川上　哲（中央開発㈱）
八野祐二（基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ㈱），田中政司（国際航業㈱）
Takashi Hasegawa, Hirokazu Yasutomi, Akira Kawakami, Yuji Hachino, Masashi Tanaka

1. はじめに

ボアホールスキャナーについては，以前よりダムの地質調査・グラウト効果の確認や，空洞調査などに使われてきたが[1]，昨今では孔内状況の確認等のニーズを満たすべく，手軽ですぐに使える前方視の孔内カメラも多く使われている．そこで今回，最近のボアホールカメラ技術の現状を把握するために，最新型のボアホールスキャナーと前方視カメラによる比較測定や孔壁展開画像の比較等を行ったので，それらの結果を以下に報告する．

2. 最近のボアホールカメラの比較

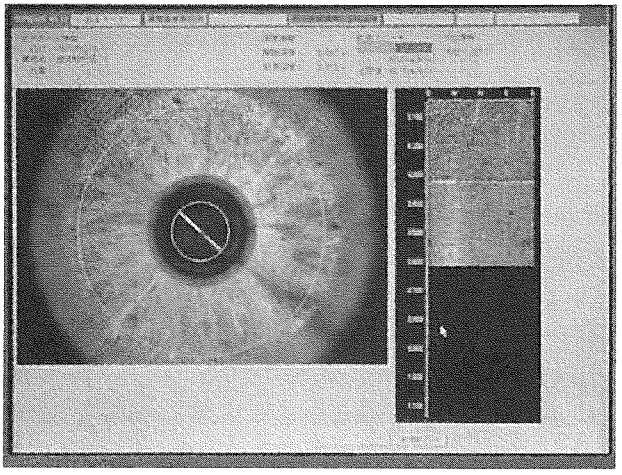
最近のボアホールカメラの仕様比較表を表－1 に示す．BIP システムは正確な亀裂解析も可能なボアホールスキャナーであり，スマートカメラと超簡易カメラは前方視カメラに類する．

また，それぞれのカメラの測定例を写真－1～3 に示す．周知のことではあるが，孔内状況を確認するだけであれば，可視画像としては，写真－2 や写真－3 の前方視カメラの方が現実に近く，見やすい．

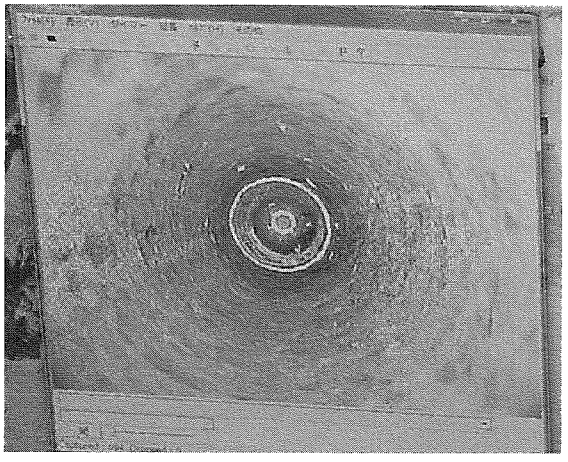
一方，深度・方位も加味した展開画像や柱状図を作成し，亀裂の走向・傾斜を含めた解析等を行うためには，前方視カメラでは手動で方位を合わせること及び下降もしくは上昇速度を一定に制御することが難しく，別途，ウィンチやロッド，昇降機等が必要である．

表－1　最近のボアホールカメラの仕様比較表

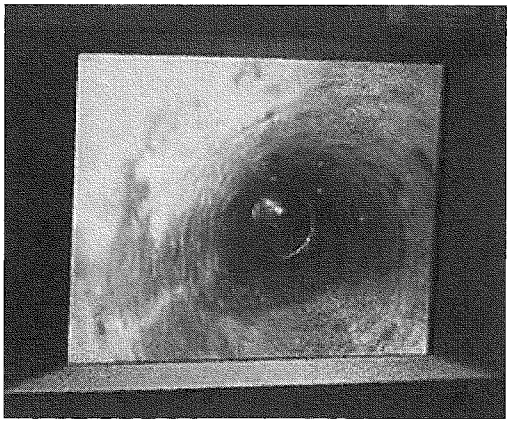
種類 / 項目	BIPｼｽﾃﾑ	ｽﾏｰﾄｶﾒﾗ	超簡易ｶﾒﾗ
概要	側方の孔壁全周画像を連続して記録	前方視カメラ	前方視カメラ
特徴	孔壁を直接、直角にｽｷｬﾝするので深度・方位が高精度	前方の孔内状況の観察が手軽。側方観察も可能。	前方の孔内状況の観察が手軽。
適用孔径	φ50mm以上	φ45mm以上	φ50mm以上
適用深度	～200（最大1500）m	～200m	～30m
深度情報	深度ｶｳﾝﾀでmm単位	深度ｶｳﾝﾀでmm単位	音声で不正確
用途	孔壁観察及び亀裂の走向傾斜や割れ目幅の解析	孔内状況の観察	孔内状況の観察
価格	高価	安価	超安価
その他	精度良く測定する為、測定時の現場でのｾｯﾄｱｯﾌﾟや測定に多少、時間が掛かる。	解析ｿﾌﾄで孔壁展開画像の取得は可能であるが、亀裂の走向・傾斜が不正確。	解析ｿﾌﾄで孔壁展開画像の取得は可能であるが、深度や亀裂の走向・傾斜が不正確。



写真－1　BIP システムの画像例



写真－2　スマートカメラの画像例



写真－3　超簡易カメラの画像例

3. 各ボアホールカメラによる孔壁展開画像の比較

今回の孔壁展開画像の比較に関しては，ボアホールスキャナーとしてBIPシステムを，前方視カメラとしてスマートカメラを使用した．孔壁展開画像作成のための測定時の仕様は，表－2の通りとした．

表－2　孔壁展開画像作成のための測定時の仕様

水平解像度	鉛直解像度	上下計測速度
720Pixel/Line	0.25mm/Pulse	1cm/sec

ボアホールスキャナーと前方視カメラのそれぞれの孔壁展開画像作成用の測定風景写真を，写真－4と写真－5に示す．また，それぞれの測定データから作成した孔壁展開画像を，図－1に示す．

これらの測定と画像作成から以下のことがわかった．

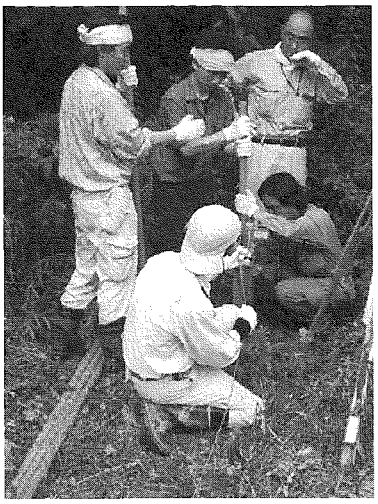
①人力では観測器を一定速度で昇降させることが困難で，人手も掛かり無理がある．そのため，前方視カメラで精度よく均質な孔壁展開画像を得るためには，ボアホールスキャナーに匹敵する，方位や昇降速度を一定に制御できる装置が，別途，必要である．

②比較測定時には，孔壁の付着物で孔内水が濁っていたが，前方視カメラでは孔壁からカメラまでの距離が大きいため，ボアホールスキャナーより，濁りの影響が非常に大きかった．

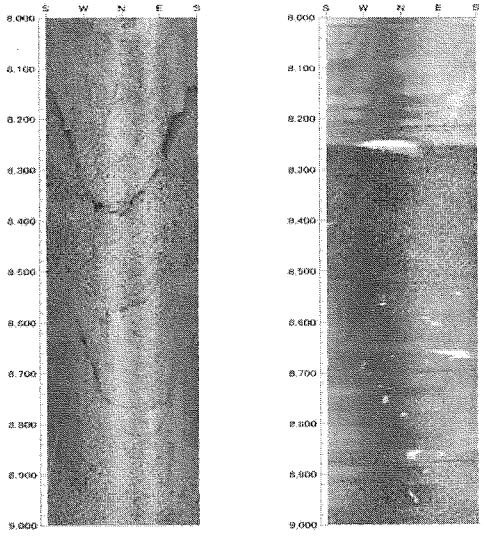
③特に前方視カメラの測定画像から孔壁展開画像を作成する場合には，測定時のセンタリングが重要である．センタリングが合っていないと，測定画像から孔壁展開画像へ変換する際に，元の測定画像では違った深度の画像が同じ深度に変換されてしまい，亀裂の走向・傾斜が実際と異なる値を示してしまう．



写真－4　ボアホールスキャナーの測定風景



写真－5　前方視カメラの孔壁展開画像用の測定風景



[ボアホールスキャナー]　[前方視カメラ]

図－1　孔壁展開画像の同深度での比較

4. まとめ

今回の比較測定や孔壁展開画像の比較等の結果，以下のことが確認できた．

①定方位での画像記録による亀裂の走向・傾斜や開口幅などの正確な情報を得るためには，BIPシステム等のボアホールスキャナーが必要である．

②前方視カメラでも孔壁展開画像の作成は可能であるが，カメラの方位や移動速度を一定に保つには，別途，装置が必要であり，人力では不可能である．

③今後は、調査目的や現場ニーズに応じた，BIPシステム等のボアホールスキャナーと前方視カメラとの使い分けが必要である．

謝辞

現地計測においては，独立行政法人産業技術総合研究所の長秋雄氏に全面的ご協力をいただいた．記して謝意を表する．

文献

1）全国地質調査業協会連合会（2007）:「全国標準積算資料（土質調査・地質調査）平成20年度改訂歩掛版」，pp.Ⅳ-105.

62. 光学式（ODS）と超音波式（USS）ボアホールスキャナの比較

Comparison of Borehole Scanning Systems, Optical Digital Scanner and Ultra Sonic Scanner

○田中政司（国際航業㈱），安冨宏和（日本物理探鑛㈱），
川上　哲（中央開発㈱），萩原育夫（ｻﾝｺｰｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ㈱）
Masashi Tanaka, Hirokazu Yasutomi, Akira Kawakami, Ikuo Hagiwara

1. はじめに

ボーリング孔壁状況を全周画像（展開画像）として画像化するアホールスキャナは，光学式と超音波式の２方式に一般に大別され，前者はダム等の土木地質調査（亀裂解析・緩み域評価等）での適用事例が多く報告されている[1]．一方後者は，資源開発・地震観測等の深部ボーリング調査などで発展してきた手法であり，浅部ボーリング孔を対象とした機器開発と土木地質調査への導入が最近進められている．本検討では，超音波式ボアホールスキャナによる孔壁観察を実施し，同方式の特徴や適用性について検討した結果について報告する．

2. 超音波式スキャナの概要

超音波式ボアホールスキャナは，プローブ内で高速回転する超音波発信・受信子によって孔壁からの反射波を走査線変換し，孔壁状況を連続的に画像化する手法であり，一般に反射強度と反射時間の２種類の出力画像が得られる．超音波を使用することから孔内水が濁っていても孔壁観察が行えること，反射波強度が孔内水並びに孔壁の物性に依存することが特徴である．超音波式スキャナの適用事例としては，地盤の亀裂調査[2)3)]，反射強度を利用した地すべり面位置判定[4)]・岩盤物性評価[5)]などが報告されている．

表-1 に本検討で使用した超音波式（以下 USS）並びに光学式（以下 ODS）のボアホールスキャナの主要諸元を示す．本検討では，同一のコントローラに超音波式プローブと光学式プローブを切り替えて接続するタイプの機器を使用した．

表-1　使用機器の主要諸元（BIPS-V）[6)]

名　　称	USS	ODS
方　　式	超音波式	光学式
適用孔径	φ56～120mm	φ56～148mm
ﾌﾟﾛｰﾌﾞ外径	φ50mm	φ50mm
記録速度	54m/h	14～58m/h
適用孔径	φ56～120mm	φ56～148mm
分 解 能	256 階調	256 階調(RGB)
	円周方向：360 ピクセル 深度方向：0.05mm/ピクセル	
制御収録装置	電　　源：AC100V 動作温度：0～40℃（結露不可）	

3. 実施事例(1)

図-1 に同一箇所（地質：安山岩，孔径φ66mm，孔内水：清水）における ODS 並びに USS をスポット的に実施した事例を示す．ODS 画像では，孔壁の緻密な岩質・岩相が画像上で判読されるとともに，画像中央と下部に明瞭な開口亀裂を抽出することができた．一方，USS 画像（反射強度）では，岩質等の判読は困難であったが ODS 画像と同様な開口亀裂に対応した低反射トレースに加え，画像中央～上部にヘアークラックに対応した低反射トレースが捉えられた．ODS 画像上のヘアークラックは密着亀裂のため目視での識別が困難であるのに対し，USS 画像（反射強度）ではヘアークラックに対応したトレースを容易に識別することができた．USS 画像（反射時間）では，反射強度画像に比べて亀裂トレースのコントラストはやや不鮮明となった．ただし，反射強度画像と反射時間画像の両者を用いるこ

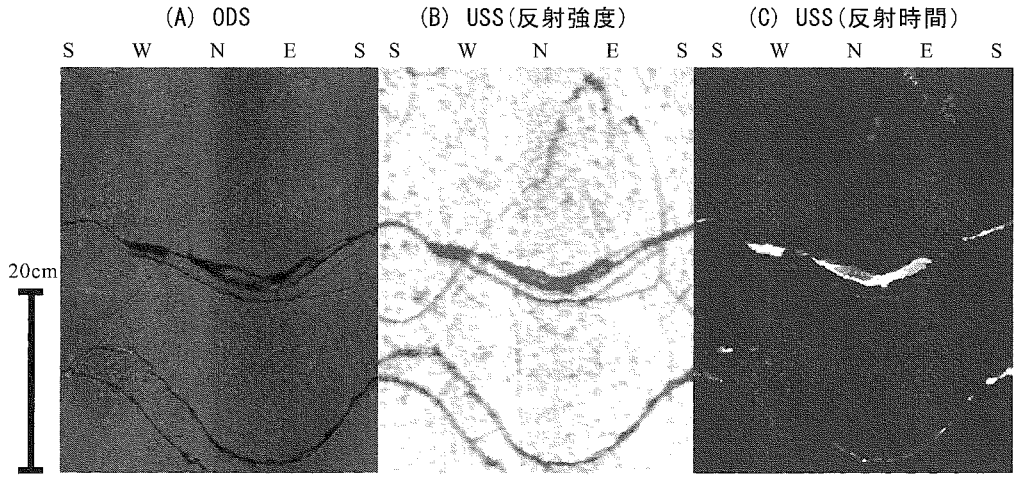


図-1 事例(1)

※1 ODS 画像は比較のためにモノクロ表示

※2 反射強度は高値を高輝度表示

※3 反射距離は高値を高輝度表示

とによって，亀裂の位置・方向性・開口性を評価することが可能と捉えられた．

3. 実施事例(2)

図-2 に，USS による孔壁観察を連続的に実施した事例を示す（地質：花崗岩類，孔径φ86mm，孔内水：清水）．USS では岩盤物性によって反射強度が変化することが特徴のひとつであり，**図-2(A)** には較的亀裂の少ない孔壁の，また**図-2(B)** は多亀裂部で且つ開口亀裂にセメンテーションモルタルが充填（反射強度画像で暗色に見える部分）された孔壁の反射強度画像と反射強度分布をそれぞれ示した．両者を比較すると，多亀裂で軟質部（モルタル）を含む孔壁では反射強度が相対的に低く，幅広い分布形状を呈する傾向が認められた．**図-3** に，深度毎に算出した USS 反射強度の平均値と標準偏差(深度 10cm 刻みで各反射強度のピクセル数を集計して算出）を，ボーリングコアの岩級区分とともに示す．当該箇所のボーリングコアは CH 級岩盤と CL 級岩盤に区分され，岩級区分に対応して反射強度特性が変化する傾向が認められた．反射強度の平均値と標準偏差の散布図（**図-4**）においては，岩級区分に対応した２つのグループが抽出可能であり，CL 級岩盤では反射強度が相対的に低く，また CH 級岩盤においては反射強度が低下するに伴って標準偏差が増大する傾向が認められた．

4. まとめ

事例結果から USS は ODS と概ね同様な亀裂解析が可能であり，ヘアークラックの判読性が良好であることが確認された．岩盤の色調や岩相等の判読性は ODS の方が取得情報の違いから優位と捉えられたが，USS では岩級区分に対応した反射強度分布が得られることが確認された．USS の出力情報はシンプルで画像処理が比較的容易であり，岩盤物性に関連した定量的な指標としての有効性が期待できる．今後はデータの蓄積等を行い，各種条件下の反射強度特性の把握と岩盤物性に関連させた指標化検討が有効と考えられる．

（謝辞）

本検討の現地計測では(独)産業技術総合研究所の長秋雄氏に協力をいただいた．ここに記して謝意を表す．

（参考文献）

1) 関東地質調査業協会連合会 (2005)：地質調査技術マニュアル，p. 405
2) 池田隆司ほか(1994)：軟弱地層における BHTV 検層の適用性の考察，物理探査学会第 90 回学術講演会論文集，p. 36-40
3) 堀川滋雄ほか(2002)：ボーリング孔壁画像の比較と適用性，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，p. 235-238

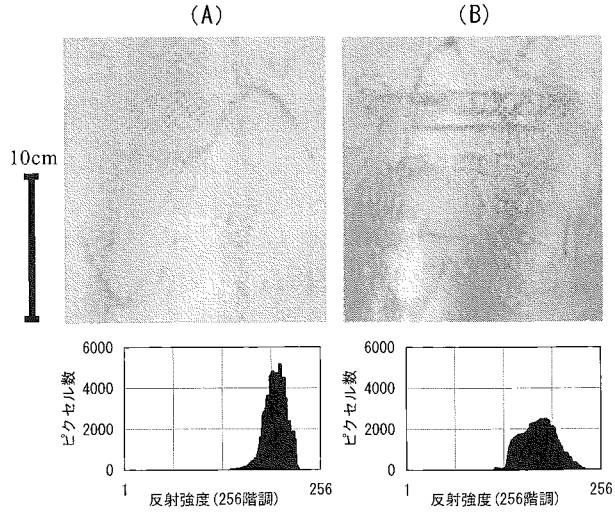


図-2 事例(2) 反射強度画像と反射頻度分布

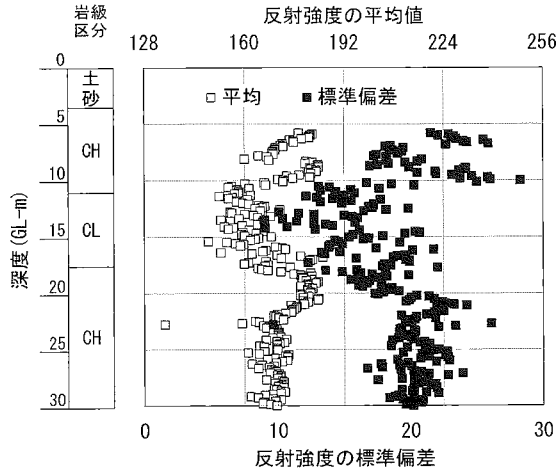


図-3 事例(2) 反射強度の深度分布

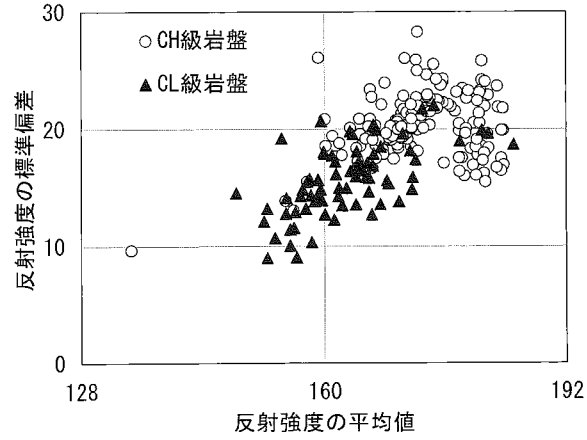


図-4 事例(2) 岩級区分と反射強度

4) 岡部高志ほか(1997)：地すべり地帯における BHTV 検層の適用，第 32 回地盤工学研究発表会講演集，2645-2646
5) 木梨秀雄ほか(1995)：地下実験場におけるボアホールテレビュアーの適用と不連続性岩盤のモデル化，不連続性岩盤と構造物に関するシンポジウム論文集，p. 421-424
6) (株)レアックス：技術資料（パンフレット）

63.　分光測色計・画像処理技術による泥質分含有量の判定方法

Proposal of new judgment methods of mud content by the spectrophotometer and image analysis

○桑原　徹（大林組　技術研究所），玉田信二（大林組　札幌支店）
木野田　君公（坑井データサービス），今野浩二（北海道開発局）
Toru Kuwahara,　Shinji Tamada,　Kimihiro Kinota,　Koji Konno

1. はじめに

夕張シューパロダム骨材製造工事では，白亜紀函淵層群の砂岩～頁岩が骨材用岩石材料として用いられている．この中で，Mfs2 上部層（細粒砂岩～泥質砂岩）は原石材料，Mfs2 下部層（不均質砂質頁岩）は骨材としての耐久性の点から廃棄岩とされており，ボーリングのコア観察により判定基準が作成されている．しかし，いずれの岩石も見かけ上非常に類似しているため，原石山の掘削ベンチでは地点ごとの判断が難しい場合がしばしばある．泥質分含有量は骨材の耐久性に直結するが，X 線分析や化学分析などにより日常の施工管理を行うのは現実的ではない．そこで，泥質分含有量が岩石の色調の数値化により判断出来ると考え，$L^*a^*b^*$表色系（分光測色計）やモノクロ濃度値（スキャナーやデジタルカメラによる画像データをベースにして画像処理解析）について比較調査を行い，施工管理技術への適用性を検討した．

2. 調査検討の内容

調査検討の内容を以下に示す．検討は，第一段階としてボーリングコア試料による検討と判定基準の試案作成を，第二段階として原位置岩盤（原石山）での実用性検証を行った．

(1) ボーリングコア試料による検討

準備作業として，①コア観察（亀甲状割れ目観察），②試験面作成（コアを半割りに切断，切断面をグラインダー研磨あるいは研磨材研磨を実施），③画像処理ソフトの解析機能の比較検討を行い，④岩石の色調の数値化，⑤判定基準の試案作成を行った．以下の画像処理では，カラー画像を 256 階調のモノクロ画像に変換し，領域の最大度数濃度をもって泥質分含有量とした．測定機器は，以下の 3 種を検討した．

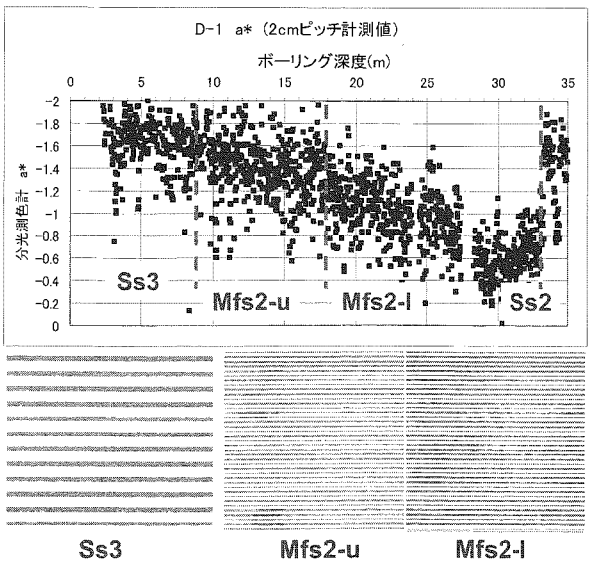
1) 分光測色計（コニカミノルタ社製　分光測色計　CM-2600 d，測定領域φ8mm）による $L^*a^*b^*$値の測定

2) スキャナー（キャノン社製　フラットベットタイプ）による試験面画像の取り込み，および画像処理解析

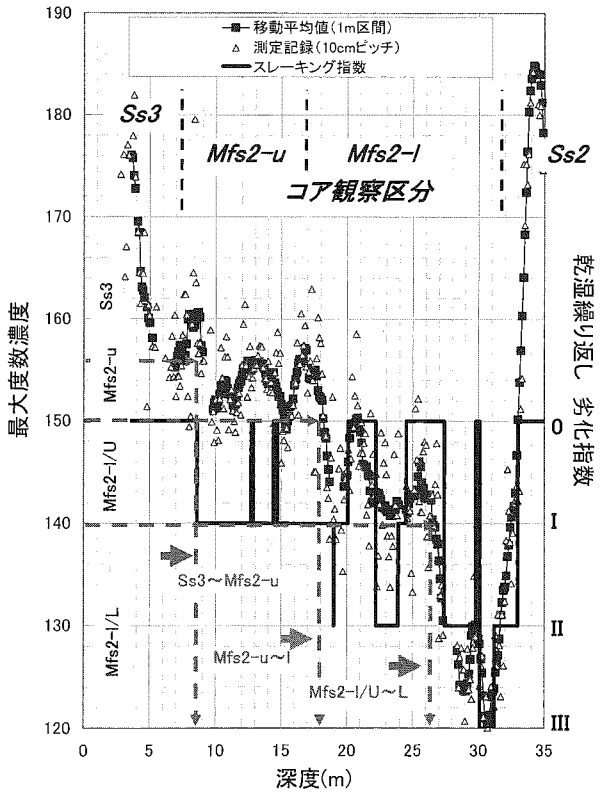
3) デジタル一眼レフカメラをベースとした測定装置（カメラ，照明装置，照度計を一体化したボックス型撮影装置．撮影領域 7cm x 7cm）による試験面画像の取り込み，および画像処理解析

(2) 原位置岩盤での実用性検証

上記の 3 手法の中から，原石山（掘削ベンチおよび岩塊）でのデジタルカメラ画像データが統計的にどのような分布を示すか確認し，施工管理上の測定方法を検討した．



図－1　分光測色計によるコア試料の a*値と地層区分



図―2　最大度数濃度～スレーキング特性～地層区分

3. 検討結果

(1) 分光測色計 a^* による岩判定方法

測定記録（2cm ピッチ）を図－1 に示す．測定範囲が小さいためにばらつきが大きいが，移動平均などを利用すれば岩判定に利用可能と判断出来る．現場適用に際しては，多数の測定データが必要となる．

(2) スキャナーとデジタルカメラの画像データ比較

最大度数濃度の測定記録（10cm ピッチ）および移動平均値（1m 区間の移動平均値）に対して，同じ深度で測定されたスキャナーとカメラの差を調べると，概ね正規分布を取り，その平均値（最大度数濃度）は約 30 であった．したがって，相互のデータ変換が可能である．

(3) 最大度数濃度～スレーキング特性による地層区分

代表的なコア試料について，デジタルカメラ画像に基づく最大度数濃度～スレーキング特性～地層区分の関係を求めた（図－2）．これから表－1 のような地層区分が可能となり，原石（Mfs2-u）／廃棄岩（Mfs2-l）の判定基準は 150 と判断した．

表－1　最大度数濃度～スレーキング特性～地層区分

最大度数濃度	地層区分	スレーキング指数
156～	Ss3	0 （亀裂 無し）
150～156	Mfs2-u	Ⅰ （微小亀裂 少量）
140～150	Mfs2-l/U	Ⅰ 主体、 Ⅱ（微小亀裂多い）散見
～140	Mfs2-l/L	Ⅱ および Ⅲ（亀甲状亀裂）

(4) コア試料にみるデジタルカメラ画像の統計的考察

区間深度（0.5m）ごとの最大度数濃度（10cm ピッチ）の多くが正規分布的な様相を示しており，ピーク値（≒正規分布の平均値）は移動平均値に近い．これは，「移動平均値から地層区分を判定」することが「測定記録の正規分布の平均値から地層区分を判定」することに相当していることを示す．

また，地層区分ごと（Mfs2-u，Mfs2-l/U，Mfs2-l/L）にまとめた最大度数濃度（10cm ピッチ測定結果）は概ね正規分布であり，その平均値は地層区分の濃度範囲に収まる（図－3 A）．これは原石山でも，ある程度の測定データ数があれば正規分布が成立するという前提で，岩判定が可能であることを示唆している．

(5) 原石山でのデジタルカメラ画像の統計的考察

画像処理解析判定（最大度数濃度の正規分布パターン判別）と目視判定から評価を行った．結論としては，一つの調査領域において 5 点以上測定を行えば，測定データは正規分布を示している場合が多い．ただし，15 点以上では，調査領域が広すぎ 2 つの地層区分が混在するためか，バイモーダル分布になりやすい．

最後に地層区分毎に最大度数濃度の出現累積確率を求め，5 回測定した場合，該当地層区分に相当する濃度が出現する回数を確率密度に基づき検討した（図－3）．

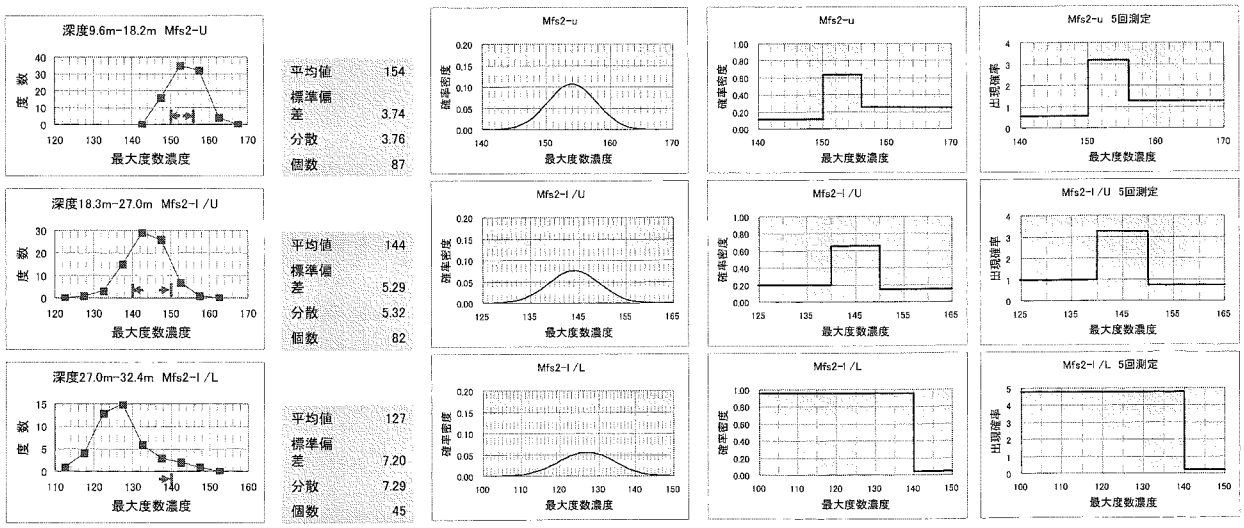
4. おわりに

色彩データを利用して不均質泥質岩の岩判定を行うために 3 種類の測定手法を比較検討し，デジタルカメラ一体型撮影装置を現場での施工管理用として採用した．判定基準作成と現場での実施方法については，データの確率統計的な特性も考慮した．以上に基づき現場への実用化展開を図った[1]。

株式会社ドーコンの富岡　敬，安元和之の両氏には岩判定に関して様々な議論をして頂きました．ここに記して謝意を申し上げます．

参考文献

1) 玉田，今野，古川，桑原，奥田：デジタルカメラ画像の濃度測定による骨材用原石の泥質分含有量判定法，土木学会第 66 回年次学術講演会概要集，VI 部門，VI-432（2011）



凡例
A：コア試料に基づき、各地層区分ごとに得られた最大度数濃度の頻度分布
B：Aを基に計算された統計量　　C：Bに基づき計算された正規分布のパターン
D：Cに基づき、地層区分判定の濃度が出現する累積確率
Mfs2-u: <150,150~156,156> の3段階におけるそれぞれの累積確率
Mfs2-l /U: <140,140~150,150> の3段階におけるそれぞれの累積確率
Mfs2-l /L: <140, 140> の2段階におけるそれぞれの累積確率
E：Dに基づき、仮に5回測定した場合に、該当地層区分に相当する濃度が出現する回数

図－3　デジタルカメラ画像の最大度数濃度に見られる確率統計的な特性

64. 節理密度ダイアグラム用いた最適なグラウチング注入孔設定手法の検討

Examination of effective grouting borehole direction by Joint Density Diagram

○宇津木慎司（間組），水戸　義忠（京都大学）
Shinji UTSUKI, and Yoshitada MITO

1. はじめに

ダム基礎岩盤として採用される事例の多い節理性岩盤における透水性は，節理面などの割れ目を通過する流れが岩質部を通過する流れに対して十分に卓越するため，その浸透流は節理系を主たる経路とすると考えられている．これらの割れ目にセメントミルクを注入し，基礎岩盤の遮水性および力学的特性を改良することを目的として実施されるのがグラウチング工であるが，その注入孔の設定方向は通常，鉛直下方に設定される．これについて、「グラウチング技術指針・同解説」[1]では，例えば連続性の良い高角度の割れ目が分布する場合などでは，割れ目と斜交するように注入孔を設定させた方が効果的な場合もあると記載されている．

これに対して，筆者は，基礎岩盤において主要な水みちを形成する岩盤の割れ目について，その走向・傾斜のデータをもとに，一般に複数存在する卓越した割れ目系に対して最も交差しやすい削孔方向を算定する節理密度ダイアグラムを用いた評価手法を開発した．本論文においては，このダイアグラムの具体的な内容について詳述するとともに，実際のダム現場へ適用した事例について述べる．

2. 節理密度ダイアグラムの概要

土木・岩盤構造物基礎岩盤の調査においては，地質構造の解明や岩盤性状の評価を目的として，掘削面および切羽などの地質観察やボアホールカメラの観察などにより，割れ目などの地質学的不連続面の方向性が検討される．測定された割れ目は，シュミットネットなどの球面投影法を用いて整理されるが，これらの手法は，方向性の定性的な評価に利用されるに留まっており，節理分布性状に起因する岩盤の異方性を考慮するまでには至っていない．これに対して筆者[2]は，この球面投影法を用いて節理分布を評価し，定量的に設計・施工に反映できる新しい図的解法を提案した．

土木・岩盤構造物基礎岩盤の調査において，割れ目を観察する手法としては，図-1に示すように，掘削面などの平面で割れ目を観察する方法と，調査線を設定しそれに交差する割れ目を観察する方法とに大別される．そして、この図には，等間隔で分布する複数の割れ目系を記載しているが，図中の調査線の設定方向によってそれぞれの割れ目のサンプリング頻度が異なる．

このような偏向を補正するにあたっては，母数を推定する際に各節理を等質に取り扱うのではなく，それぞれの節理について抽出される確率を加重した統計計

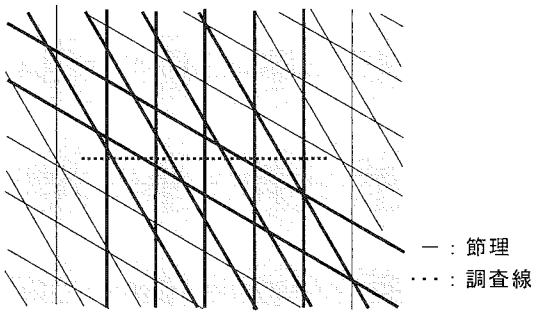


図-1　節理調査手法模式図

算により推定量を求め，これに実現値を代入することによって，不偏性・有効性を備えた推定値を求めればよい．割れ目の調査線観察における，方向性による偏向に関する加重値Wiは以下の式で表される．

$$Wi = \mathrm{cosec}\left\{\frac{\pi}{2} - \cos^{-1}(\hat{n}_i \cdot \hat{n}_L)\right\} \quad \cdots \text{式 1)}$$
$$= \frac{1}{|\hat{n}_i \cdot \hat{n}_L|}$$

但し、$\hat{n}_L$　：調査線の単位方向ベクトル
$\hat{n}_i$　：i 節理面の単位法線ベクトル
$0 \leqq \cos^{-1}(\hat{n}_i \cdot \hat{n}_L) \leqq \frac{\pi}{2}$

ここで，任意の削孔方向mにおいて交差する割れ目の頻度を算定するには，サンプリングされた個々の割れ目を調査線の設定方向による偏向を式1)で補正した上で，m方向における交差頻度を算定し，その後，全ての割れ目について実施した計算結果を足し合わせる必要がある．具体的には，図-1に示すような調査線長さLにおいて観察された個々の割れ目iについて，サンプリング方向による影響を排除する目的で式1)の加重平均を考慮すると，この割れ目iの法線方向における分布頻度 ρ_{Ri} は式2)のように表すことができる．

$$\rho_{Ri} = \frac{W_i}{\sum L} \quad \cdots \text{式 2)}$$

但し、W_i　：調査偏向を補正する加重値
$\sum L$　：調査線の長さの合計

このとき，任意の削孔方向mにおけるi節理の見掛けの１次元密度 $\rho_{Pi}(m)$ は，式3)で表される．

$$\rho_{pi}(m) = \rho_{Ri}|\hat{n}_i \cdot \hat{n}_m|$$
$$= \frac{W_i|\hat{n}_i \cdot \hat{n}_m|}{\sum L} \quad \cdots \text{式 3)}$$

$\hat{n}_m$　：原点を始点、計測点を終点とする単位ベクトル

したがって，m方向における節理密度 $\rho(m)$ は，全ての割れ目に関する１次元密度を合算することにより，式4)によって与えられる．

$$\rho(m) = \sum_{i=1}^{N} \rho_{Pi}(m)$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^{N}\left(W_i\left|\hat{n}_i \cdot \hat{n}_m\right|\right)}{\sum L} = \frac{\sum_{i=1}^{N}\frac{\hat{n}_i \cdot \hat{n}_m}{\hat{n}_i \cdot \hat{n}_L}}{\sum L} \quad \cdots \text{式 4)}$$

そして，上記した式で算出した任意の方向における節理密度を全ての方向において算出し，その結果を図-2に示すようにシュミットネットに整理したのが節理密度ダイアグラムである．なお，本システムは，施工現場における即時性のある対応を目的としていることから，表計算ソフトとして汎用性の高いマイクロソフト社製Exel2007でプログラムを作成した．

3. ダムサイトにおける具体的な検討結果

検討を実施したダムサイトの地質は、中生代白亜紀の花崗閃緑岩である．当ダムでは，調査横坑において測線を用いた割れ目調査が実施されており，測線長1,362m区間で得られた2,337個の割れ目が得られている．その結果，NE-SW走向高角度系の割れ目が最も卓越しており，それと雁行するE-W走向高角度系および概ねそれと直交するNNW-SSE走向高角度系のものも比較的多く分布していることが判明した．

これに対して，前章で詳述した節理密度ダイアグラムを用いて，この 2,337 個の割れ目に対して，任意の方向に削孔した際に交差する割れ目の密度を算出した結果を図-2 に示す．これをみると，①最も割れ目と交差しやすい方向は N25W 方向で南東に 20°傾斜させる方向であり，③最も交差しにくい向きは N30W 方向で北西に 60°傾斜させる方向であることが分かる．なお，実際の不連続面密度値については，①方向が約 1.0 個/m に対して，通常のグラウチング施工で採用される②鉛直下方が約 0.8 個/m，最も交差しにくい③方向では約 0.6 個/m と，削孔方向により最大 4 割程度，割れ目の交差しやすさが異なることが判明した．

当ダムにおいては，上記した検討結果を検証する目的で，地質状況や割れ目の卓越傾向が同一の地点において，(1)既往の鉛直下方に設定した孔と(2)上記検討結果より鉛直下方から東側に 60° 傾斜させた孔で透水試験を実施することにより，試験結果の差異を確認した．ここで，図-3 に 2 つの削孔方向ごとのルジオン値の対数頻度分布を示す．この図は，透水試験結果について，① CH 級岩盤における結果，② CM～CL 級岩盤における結果，そして③その両者を足し合わせた河床部全体の結果を示したものであるが，既往の施工事例の大半を占める(1)鉛直孔よりも(2)60°傾斜孔の方でルジオン値の最小値，平均値，そして平均値－標準偏差値が大きくなっていることが分かる．これは，上述した検討結果に従って注入孔を傾斜させることにより，鉛直孔と比較してより多くの割れ目と交差し高透水を呈していることを示唆していると推察される．

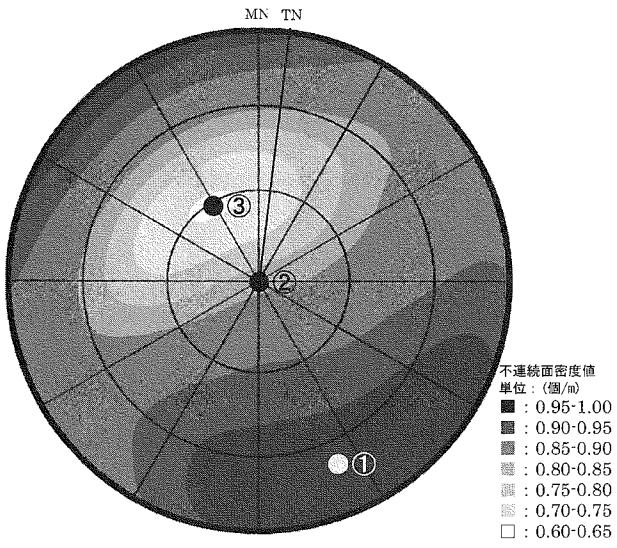
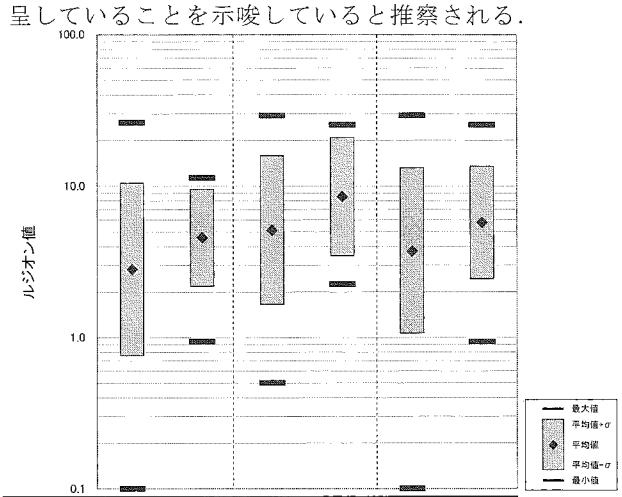


図-2　節理密度ダイアグラム検討結果



	①CH級岩盤		②CM～CL級岩盤		③河床部全体	
削孔方向	(1)鉛直下方	(2)60° 下方(左岸側)	(1)鉛直下方	(2)60° 下方(左岸側)	(1)鉛直下方	(2)60° 下方(左岸側)
度 数	32	14	31	10	63	24
最大値	1.42 (26.2)	1.05 (11.3)	1.47 (29.2)	1.40 (25.3)	1.47 (29.2)	1.40 (25.3)
平均値＋σ	1.02 (10.5)	0.98 (9.5)	1.20 (15.9)	1.32 (20.9)	1.12 (13.2)	1.13 (13.5)
平均値	0.45 (2.3)	0.66 (4.6)	0.71 (5.1)	0.93 (8.5)	0.57 (3.7)	0.76 (5.8)
平均値－σ	-0.12 (0.8)	0.34 (2.2)	0.22 (1.7)	0.54 (3.5)	0.02 (1.1)	0.39 (2.5)
最小値	-1.00 (0.1)	-0.03 (0.9)	-0.39 (0.5)	0.35 (2.3)	-1.00 (0.1)	-0.03 (0.9)
標準偏差	0.57 (3.7)	0.32 (2.1)	0.49 (3.1)	0.37 (2.3)	0.55 (3.5)	0.37 (2.3)

＊()内は実数表示

図-3　削孔方向ごとのルジオン値対数頻度分布

4. まとめ

最適なグラウチング孔の設定を目的として，任意の削孔方向において交差する割れ目の密度を算出する節理密度ダイアグラムを開発した．また，その検討結果をもとに，実際のダム基礎岩盤において削孔方向を傾斜させ透水試験を実施したところ，鉛直下方に設定した場合と比較してルジオン値が高いことを確認した．

今後，多種の岩盤におけるダム施工現場において本検討を実施することにより，その適用性をより高めていき，それぞれのダムサイトの地質状況に応じて最適な検討方法を確立していく所存である．

参考文献

1) 財団法人国土技術研究センター:グラウチング技術指針･同解説，大成出版，2003.
2) 水戸義忠:節理分布性状の確率モデルを用いた節理性岩盤の解析に関する基礎研究，京都大学博士論文，1993.

65.携帯型真空ポンプによる有機質土の含水比測定法

A measuring method of water content for organic soil, using portable vacuum pumps

○戸邉　勇人（トベ技術士事務所）
Hayato Tobe

1. はじめに

有機質土の含水比は，他の土と同様に，JIS A 1203に基づいた土質試験法によって測定される．しかしながら，有機質土の含水比測定には，試料の採取量と乾燥温度・乾燥時間などにいくつかの問題がある．すなわち，高有機質土は腐植物などを含むことが多く，均質でないために，測定値の偏差が大きくなりやすい[1)]．これを解消するには，試料を可能な限り均一に混合し，なるべく多数の試料を測定する必要がある．

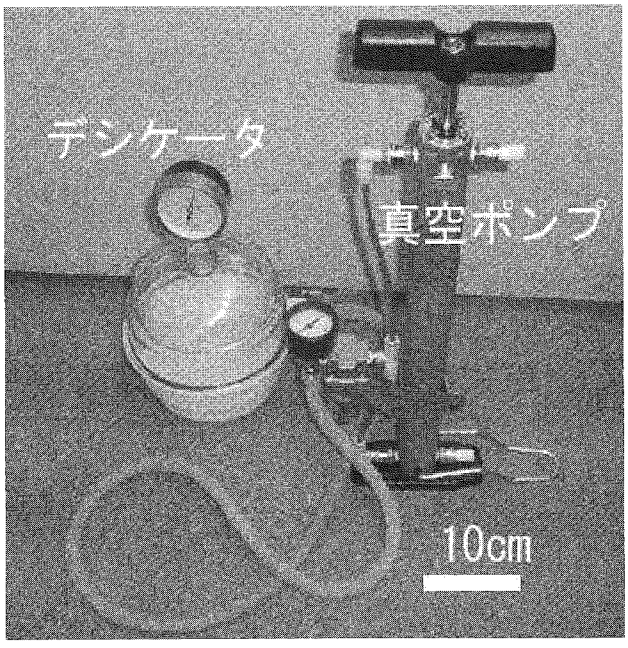
多数の測定を行う際に問題となるのは，測定時間と試験実施に要する空間である．JIS A 1203によると，土の含水比の測定時間は，110±5℃の炉内で試料を乾燥し，一定質量となるまでとされている．通常の土試料では，乾燥時間は18～24時間程度であり，また，これで十分とされているが，有機質土の場合には，24時間で質量が安定しないこともある．測定時間を短縮するための対策としては，炉内の温度を高温にすることが挙げられる．しかしながら有機質土では110℃前後の温度においても炉内の酸素と反応したり，変色したりすることも多いため，高温化による測定時間短縮は適用できない．

そこで，別の測定法により，多数の測定を同時に行う方法を模索する．JIS A 1203以外に基準化された測定法としては，「電子レンジを用いた含水比測定法（JGS 0122）」がある．この方法では短時間での測定が可能であるが，有機質土の試料は，加熱時に燃焼することも多い．土質試験の基準[1)]では，電子レンジの出力を下げることで有機質土の含水比測定も可能とされている．しかしながら，実際に測定したところ，低出力でも部分的に燃焼する試料が認められた．

今回の研究では，これらの問題を解決するためのひとつの試みとして，真空による乾燥法を提案する．このような既往研究には，フリーズドライにより有機質土の含水比を測定する方法があった[2)]．この方法は試料の燃焼の防止に有効である．しかしながら，この方法には，大型の真空ポンプや凍結施設を要する．この点を踏まえて，本研究では簡易真空ポンプを用いた．さらに，安価な真空デシケータを複数，乾燥室に用いることで，より多くの試料を同時に測定可能とした．これにより，小規模事業所の経営上問題となる，設備投資を増大させず，かつ，多くの試料を測定することができた．以下，この件について報告する．

2. 測定器の作製

今回の測定に用いる機器は，経済性・利便性を考慮し，(1)安価，(2)作製が容易，(3)操作が容易，(4)多数の測定が可能，(5)設置に要する空間が小さい，(6)携帯性をもつ，(7)メンテナンスが容易，の７つのコンセプトに基づいて作製した．試験室に設置した状態で用いられる真空ポンプの多くは，高価，大質量，複雑な構造などの特徴をもつため，(1),(6),(7)に反する．そこで今回は，室内エアコンの移設に用いられる，携帯式の簡易真空ポンプ（HS-KP2，Panasonic 電工株式会社）を採用した．この機械は安価（定価¥49,662）である上，軽量，手動操作であるため，(1)(3)(5)(6)(7)のコンセプトを満たす．乾燥室には，軽量であるポリプロピレン製の真空デシケータ（PC-150KG,株式会社サンプラテック）を用いた（定価¥12,967）．このような真空デシケータを複数用いることにより，多数の試料が同時に測定可能であり，(4)のコンセプトを満たす．また，デシケータは真空ポンプの接続を前提としていることから，組立はチューブを接続するだけであった（(2)のコンセプトを満たす）．測定器を図－１に示す．



図－１　測定器

このような簡易の機械を用いる際の問題として，精度の低さが挙げられる．とくに乾燥室内の気圧が問題である．HS-KP2は，カタログスペック上，約-0.1Mpa程度の真空をつくれる．それを確認するため，乾燥室

内に室温（15℃）の純水を設置し，極限まで真空ポンプを作動させた．その結果，純水は容易に沸騰した．そのため，本機器の乾燥室は 10～20hpa 程度まで減圧できることが確認された．

3．測定方法と用いた試料

測定は，以下の方法で行った．まず，測定する試料を約 50～100g 採取し，電子天秤にて質量を測定する．次に試料を乾燥室内に設置し，簡易真空ポンプにて室内を極限まで減圧する．3 時間おきに試料の質量を測定し，安定したところで最終的な質量とし，含水比を算出する．なお，乾燥は 24 時間と 48 時間の２段階で実施した．

測定に用いた試料は，埼玉県さいたま市および川口市の完新世の地層から採取された，腐植土，有機質粘土，砂質土の各試料である．

4．測定結果

以上の方法により測定した結果を図－２に示す．図中には，JIS A 1203 の土の含水比測定法で求められた含水比も併記した．以後、簡単のため，本研究での測定法により得られた結果を「測定値」，JISA1203 により測定された結果を「既往値」と記す．図-2 は横軸に既往値を，縦軸に測定値を配しており，これが 1:1 に近づくほど（図中の斜線に近づくほど），測定値が既往値に近い値を示したといえる．

これによると，砂質土については 24 時間の乾燥による測定値，48 時間の測定値ともに，既往値と大きな差がなく，簡易測定法としては十分な精度が得られた（図-2）．

一方，腐植土，有機質粘土については，24 時間乾燥と 48 時間乾燥とに差が認められた（図-2）．これは，本測定法では 24 時間で十分な乾燥が行われないことを意味する．48 時間の結果については，既往値にやや近い値となっている．そのため，乾燥時間を長くすることにより，正確な含水比が測定できると考えられる．

しかしながら，乾燥時間の延長は，本測定器の開発コンセプトに反するため，乾燥時間の短縮を試みた．腐植土・有機質粘土が乾燥に多くの時間を要する原因としては，これらの土が砂質土に比べて高い含水比を含むためである．これは，乾燥すべき水の量が多いだけでなく，乾燥時に試料から気化熱が奪われるため，試料が低温となり，効率的に乾燥が行われないためであると予想される．

そこで，乾燥室を日当たりのよい屋外に設置して乾燥を行ったところ，24 時間乾燥でも既往値に近い結果が得られた．

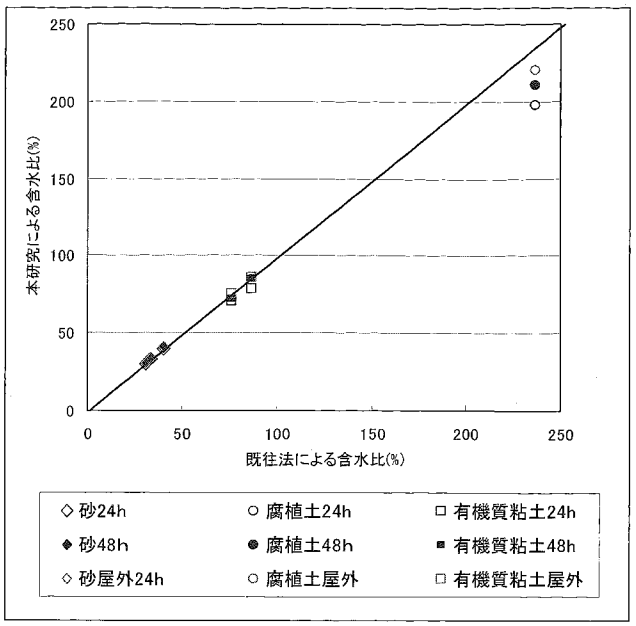


図-2　試験結果

4.今後の課題

今回，携帯可能な含水比の試験器を作製した．本試験器は，有機質土への使用を前提として作製したが，砂質土にも適用できること，さらに，砂質土に対しては，改良の必要なしに適用できることが明らかになった．その一方，腐植土，有機質粘土の測定には，やや長い乾燥時間が必要であり，試料を加熱する方法が必要であった．この点については今後の改良すべき課題である．今回の研究では，暫定的に太陽光による加熱を用いた．しかしながら，この方法は，天候等に左右される．そのため，乾燥室内に試料に接触する加温器を設置するなどの改良が必要であろう．

文献

1) 地盤工学会「土質試験の方法と解説」改訂編集委員会（2000）：土質試験の方法と解説，（社）地盤工学会編，丸善，901p

2) 山口晴幸・小林弘樹・梅木正造（1993）：フリーズドライ法による高有機質土の含水比測定，土質工学会シンポジウム発表論文集，pp109-116

66. 来待砂岩の3次元空隙分布と透水係数および比貯留率における静水圧・軸圧による変化について

3Dimensional Pore Distribution of Kimachi Sandstone and its Permeability and Specific Storage Change by Hydrostatic Pressure and Axial Differential Stress

○高橋学(産総研), 加藤昌治(北海道大学), 高橋直樹(三井住友建設)
藤井幸泰(深田地質研究所),朴　赫（産総研), 竹村貴人(日大)

○Manabu Takahashi, Kato Masaji,
Naoki Takahashi,Yukiyasu Fujii,
Hyuck Park, Takato Takemura

1.はじめに

来待砂岩を用いて透水試験を実施した．測定手法はトランジェントパルス法であり，Hsieh et al.(1986)による厳密解から透水係数と比貯留率を求めた．来待砂岩の空隙構造を明らかにし，層理面内に平行でほぼ東西方向をX軸，これに直交する南北方向をY軸，そしてX,Y軸と直交する面で鉛直方向をZ軸として，主軸方向を決定して供試体を準備した．供試体の最大の拘束圧は地下1000mレベルを想定し，25MPa とし，深度ごとの水圧を考慮しながら間隙水圧を設定した．また，地質学的な時間変化を考慮した場合，大きなせん断変位を受けるあるいは破壊に至ることも想定されることから，軸差応力の関数としても透水係数および比貯留率を計測した．こられの測定結果を初期構造異方性の原因の一つである空隙構造と関連させながら議論する．

2.来待砂岩の方向別供試体について

来待砂岩の丁場(採石場)における観察結果から，図-1に示すように層理面内の東西方向をX軸，南北方向をY軸，そして層理面に直交し，X軸およびY軸と交差する鉛直方向をZ軸と定義する．以後，文中で用いる方向の定義はすべてこれに従うものとする．

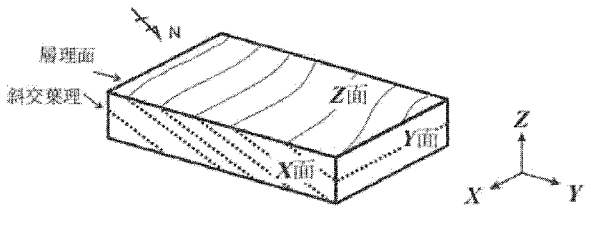


図-1　来待砂岩の堆積構造の模式図と主軸方向

3.実験条件

静水圧載荷過程では，拘束圧を所定の値まで昇圧速度 0.125MPa／sec で昇圧する．続いて，間隙水圧を所定の値まで同じ載荷速度で昇圧する．表-1 に，深度 200m，400m，600m，800m および 1000m（ステップ名：Pre1～Pre5 とする）における応力状態（岩石密度 2.55g/cm^3 と仮定）として各ステップの拘束圧値および間隙水圧の設定値を示す．三軸圧縮試験における透水試験は，軸差応力 40MPa までは 10MPa または 20MPa ごと，それ以降は周方向変位に応じて適宜実施した．

表-1　静水圧載荷経路過程における封圧および間隙水圧の設定値

STEP	Confining Pressure (MPa)	Pore Pressure (MPa)
Pre1	5	2
Pre2	10	4
Pre3	15	6
Pre4	20	8
Pre5	25	10

4 実験結果

紙面の都合上,静水圧の変化に伴う透水係数と比貯留率の変化に関して述べる．

図-2 は有効拘束圧の増加に伴う各主軸方向の透水係数の変化を示したものである．5MPa 以上の有効拘束圧において透水係数は X,Y,Z 軸方向の順に大きくなっている．また，拘束圧依存性は各主軸方向ともその影響は少なく，ほぼ同一とみなせる．

図-3 は Hsieh の厳密解から得られた比貯留率と有効拘束圧との関係を示している．各主軸方向に関して整理すると，計測開始の初期値は X 軸，Y 軸がほぼ同じ値を示しているが，Z 軸はやや小さな値を示している．X,Y 軸方向は有効拘束圧の増加に伴い，比貯留率が全体的に低下する傾向を示している.一方，Z 軸では，有効拘束圧の増加とともに全体的には比貯留率が減少する傾向を示

しており，その最終的な減少率はX.Y軸に比較してやや大きくなっている．比貯留率は基本的には，単位体積あたりの単位圧力変動に対する，流体を貯留する能力あるいは排出する能力を示す指標であり，地下岩盤水理を扱う場合，特に大きなスケールや時間効果の問題を扱う際には透水係数よりも重要な影響因子であり，その必要性は高く認識されているものの，実験室内で一般的に計測されるケースは少ない．比貯留率は透水係数同様，バルクとしての評価になる．したがって，X.Y.Z軸方向毎にコアリングしたサンプルで,有効拘束圧の変化に伴う比貯留率の変化に方向ごとの差異が現れたことは興味深く,空隙の連結状態との関連において詳しく議論する必要がある．既往文献ではこれらの実験事実やその解釈に関する議論は見当たらない。

3DMA 分布から各主軸方向の最短経路における屈曲度(tortuosity)を評価したのが，図-4(a),(b)である.同図には 各主軸方向および大気圧，25MPa 条件下における累積曲線と各屈曲度ごとの確率密度関数（累積曲線の屈曲度ごとの傾きに相当)を示している．X軸方向において屈曲度2.0以上では大気圧条件下における方が 25MPa 条件下よりも確率が高く，かつ最大の屈曲度は拘束圧付加状態であることが分かる．同じようにY軸では，拘束圧条件下の方が常に大きな確率を示し，さらに大きな屈曲度の値を示している．Z軸方向では，Y軸と異なり常に確率密度および確率とも大気圧条件下の方が大きな値を示している．各主軸方向の屈曲度の分布は大気圧・拘束圧条件下において大きな差異をもたらさないことが認められる。この結果が来待砂岩の大きな特徴となっている。

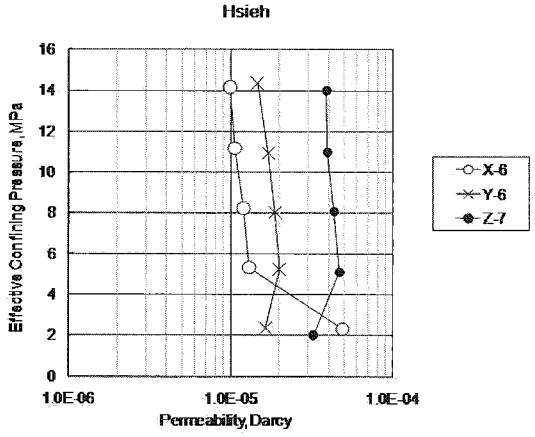


図-2 各主軸方向の有効封圧 Vs 透水係数 関

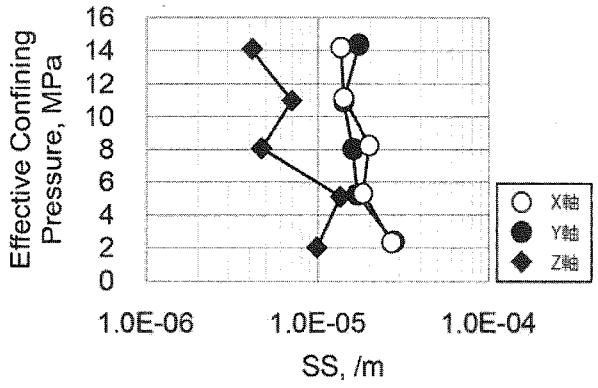


図-3 各主軸方向の有効封圧 Vs 比貯留率

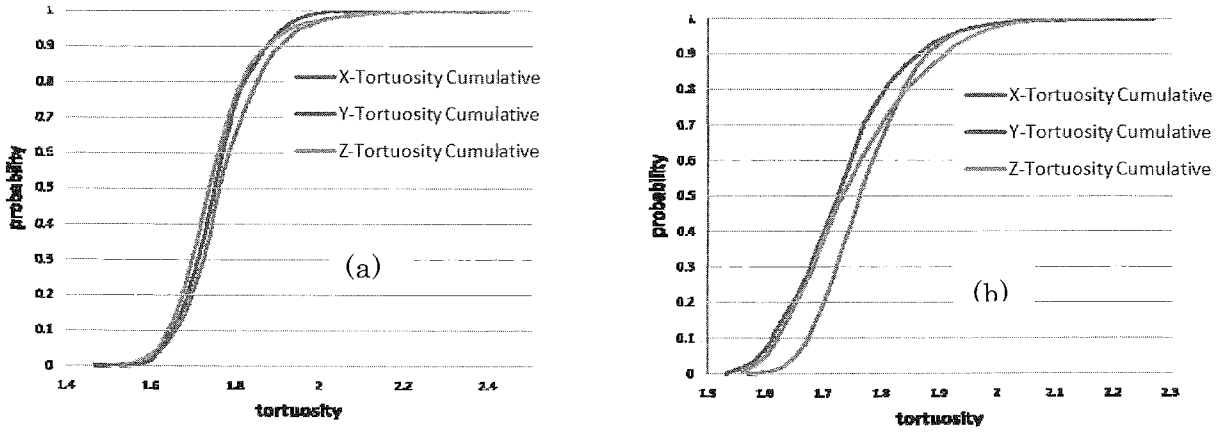


図-4(a)大気圧条件下における X,Y,Z 軸方向の屈曲度確率密度関数分布,(b)拘束圧25MPa 条件下における X,Y,Z 軸方向の屈曲度確率密度関数分布

67. 粒状体挙動解析コード (PFC3D) を用いた 堆積岩の力学異方性モデリングと透水シミュレーション

Mechanical and hydrological models of sedimentary rock by using Particle Flow Code^{3D} (PFC^{3D})

○朴 赫(産総研), G. Smolnik(Silesian Univ.), 高橋学(産総研), 竹村貴人(日本大), 竹野直人(産総研), 竹田幹郎(産総研)
Hyuck Park, Grzegorz Smolnik, Manabu Takahashi, Takato Takemura, Naoto Takeno, Mikio Takeda

1．はじめに

堆積岩の力学・水理異方性を把握するためには堆積構造の確認と方向別に採取した試料による力学・水理試験が必要である. 我々は来待砂岩試料を用いて, 全22 方向に対し一軸圧縮試験を行い, 堆積構造による岩石の力学異方性を調べてきた (朴赫ほか, 2010)[1].

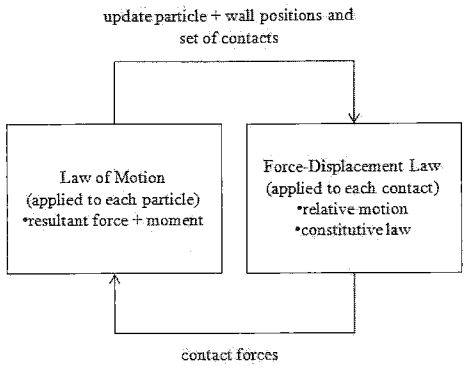
この結果を基礎にして, ここでは, 地質情報を取り入れた微小スケールの岩石モデル作成と透水シミュレーションを試みた. 解析ツールとしては, PFC^{3D}(***P**article **F**low **C**ode* ^{3D})を用いた. これは個別要素法(Distinct Element Method; DEM)を基礎とする3次元解析ツールである. 解析対象を剛性球体粒子 ("particle"または"ball"とも呼ぶ) の集合体としてモデリングし, 静的・動的挙動問題を解析する. 本文では PFC^{3D} を用いた異方性モデル試料の作成例を紹介すると共に別途に行われた透水シミュレーション結果を報告する.

2．PFC^{3D}について

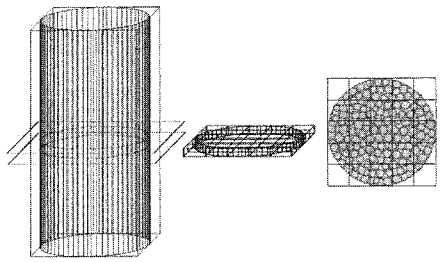
PFC^{3D} は Cundall and Hart (1992)[2]による定義を基礎とする個別要素コード(discrete element code)に分類される. これは要素の有限移動・完全分離・個別回転が可能となっている. また, 計算中粒子間の新しい接続を自動的に探し出すこともできる. 図−1 にその計算過程の概念図を示す. 各計算の最初時点では, すでに確認されている粒子や境界面の位置の更新が行われる. その後, 各接触の接触力を更新するため 力分布法則が各接続に適用される. 次は, 接続力と粒子の物体力の合成力や瞬間的な動き(moment arising)による速度変化や位置変化を更新するために, 粒子に運動法則(law of motion)が適用される. また, 特別に定義された"wall velocities" によって 境界面の位置が更新される. 図の二つの計算は 並列に行うことができる(Itasca, 2008)[3].

3. clump による異方性モデル

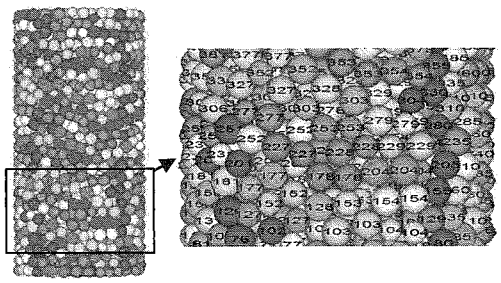
直径 50mm 高さ 100mm の円柱形で, ball 直径範囲 2.5~5mm, 2686 個で作成した初期モデルに, 地質情報を取り入れるため, "clump" と呼ばれる ball の結合体で形成される異方性モデル試料をデザインした. これを用いることで, 強度に影響を及ぼす粒子配列の推測を試みた. 今回は, 異方性モデル試料が円盤型粒子(penny shaped grains)で形成されるものと仮定し, シミュレーションを行った. 図−2 に clump デザインの概念図を示す. 一つの格子は, 25 個のセル(clump)で構成され, その 1 個の大きさは 10mm × 10mm × 2.5mm である. このような格子はモデル試料の下から上までに 40 枚で構成され, ball の中心が同じセルに位置す



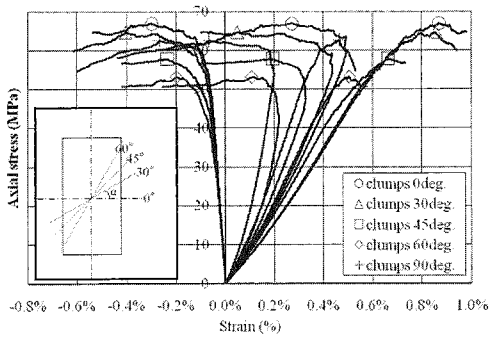
図−1 PFC^{3D} で行われる計算サイクル(Itasca, 2008)[3]



図−2 格子によるclumpのデザイン (ballの中心が同じセルに位置する場合, 一つのclumpになる)



図−3 clumpによる異方性モデル試料の例(傾斜角0°)



図−4 clump 傾斜角 α を与えた 一軸圧縮試験シミュレーションの結果 (○ △ □ ◇ + 記号はピーク値を示す)

る場合，これらは一つの clump をつくることになる．例えば，格子が水平の場合(clump と水平面が成す傾斜角 α = 0°)，1000 個(25×25×40)の clump が形成される．しかし場所によっては，一つの ball だけで構成される clump もありえる．図−3 にはそのデザインによって作られた異方性モデル試料を示す．各数字は clump の違いを意味している．大きさの異なる ball がランダムに配列されているので完全な平面 clump は存在しにくいのが分かる．

次に，格子に傾斜角 α を与えることで clump の方向（岩石粒子の方向）を変えて行うシミュレーションを試みた．傾斜角 α は 30°, 45°, 90° にした．解析毎に α を変化させるものの，モデル試料の基本物性値は同じ値を採用した．図−4 にはそれぞれの一軸圧縮試験シミュレーションの結果を示す．clump の傾斜角 α によって一軸圧縮強度が変化するのが分かる．シミュレーション結果から，最も強度が下がったのは α=60°のケースだった．この傾向は，異方性を持つ岩石（例えば，粘板岩）の一軸圧縮強度の変化特性(Twiss and Moores, 1992)[4]と同様の結果であった．

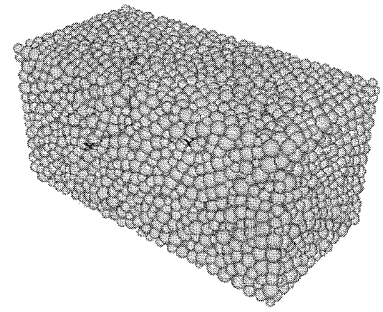
4. 透水モデル

透水シミュレーションのために，別途に透水モデルをデザインした．図−5 に角柱型透水モデルを示す．サイズは 10mm×20mm×10mm で，ball 7081 個で構成されている．ball の平均直径は 0.73mm である．圧力は上流側に 0.1MPa，下流側に 0MPa をに設定し，間隙率を 22.8, 23.2, 23.6, 23.8%に変化させて透水シミュレションを行った．この場合，モデル試料は飽和状態とし，間隙率は変化しない．流体の密度は 998.23 kg/m^3，動粘度は 0.001004 Pa· s にした．図−6 に透水シミュレーションによる流速ベクトルの例を示す．解析には 5×10×5 の格子に対する計算を行った．図-7 は透水シミュレーションの結果とナビエ-ストークス方程式によって算出した理論値の比較を示したものである．シミュレーション結果の方が若干大きい値を示すものの，理論値と似た傾向を示すのが認められる．

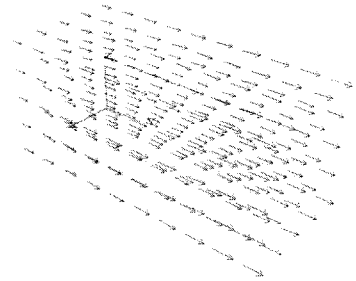
5. 結論と課題

室内試験による堆積岩の力学異方性を基に，DEM数値モデルのPFC^{3D} を用いた数値シミュレーションを実施した．室内試験で 得られた基本物性値とclump 構造を持つ異方性モデルでは，粒子配列が一軸圧縮強度の異方性に大きく影響していることが判明し，傾斜角度と強度とは単純な比例関係でないことも確認できた．また，間隙率を4段階に変えて行った透水シミュレーションからは，シミュレーションの結果と理論値が同じ傾向を示すことを確認した．

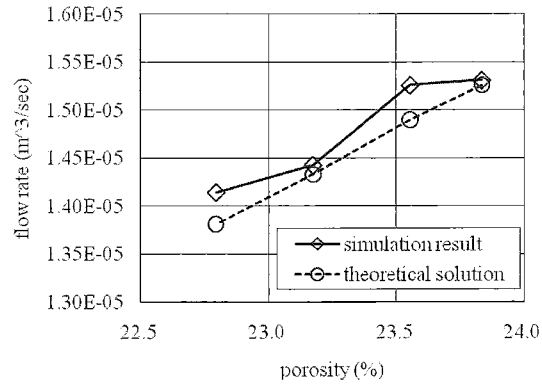
室内試験と力学異方性モデルのシミュレーションで明らかとなった堆積岩の力学異方性は，水理異方性にも大きく関係するのが考えられる．課題として，今回作成した透水モデルに応力変形を加えることで，変形・透水モデルによるシミュレーションとスケール変化による現場への適用が挙げられる．



図−5　角柱型透水モデル（10mm×20mm×10mm）



図−6 透水シミュレーションによる流速ベクトル



図−7 透水シミュレーション結果と理論値との比較

参考文献

1) 朴 赫・高橋 学・藤井 幸泰・高橋 直樹・竹村 貴人. 来待砂岩の堆積構造と力学異方性に関する研究―弾性波速度・一軸圧縮強度の異方性について―, 日本応用地質学会平成22年度研究発表会講演論文集, pp.147-148 (2010).

2) Cundall, P. A., and Hart R. "Numerical Modeling of Discontinua," *J. Engr. Comp.*, **9**, pp. 101-113 (1992).

3) Itasca Consulting Group, Inc. *PFC^{3D} (Particle Flow Code in 3 Dimensions)*, Version 4.0. Minneapolis: ICG (2008).

4) Twiss R. J. and Moores E. M. Structural Geology. W. H. Freeman and Company, New York (1993).

68. 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１）

－目的および実施概要－

○吉村公孝，土宏之，村元茂則，石井英一（原子力発電環境整備機構）
近藤浩文，木方建造，五嶋慶一郎（電力中央研究所）

１．研究の目的と概要

放射性廃棄物の地層処分事業において，処分場の安全評価に必要な情報を取得するために，処分地選定の初期段階では，処分地およびその周辺の地下水性状の初期状態について，調査の進展や処分場建設，操業，閉鎖によって長期間に変化する地下水性状のベースラインを予め把握しておくことが重要である．

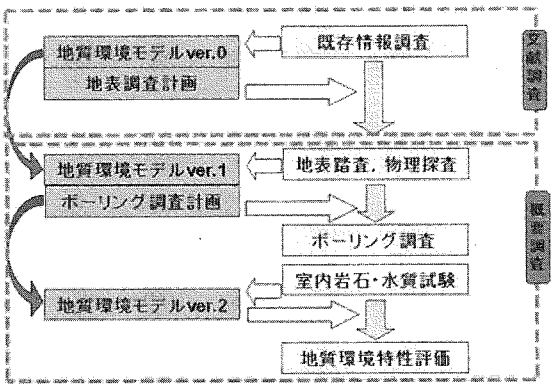
原子力発電環境整備機構（以下，NUMO）と(財)電力中央研究所（以下，電中研）は，概要調査を適確に実施し，品質および信頼性が高い成果を得るために，2006 年度から電中研横須賀地区の研究所敷地内で共同研究として，物理探査やボーリング技術の適用性確認を通じた実証研究を実施している[1]．2010 年度には，本研究において，既存のボーリング孔（YDP-2）を利用して，地下水圧分布の把握，地下水採取による地下水流動，地下水の地化学特性に関する情報等を取得するために，孔内にマルチパッカーシステム（Westbay MP55）を設置した．

2010 年度以降における本研究では，装置設置に係る孔内調査，孔壁評価，設置作業を通じて，地下水モニタリングの実施計画，調査工程，品質管理，調査結果の評価等に関する地質環境の調査技術を確立し，併せて研究の過程で作成した地質環境モデルの妥当性を検証することを目的としている．本論では，地下水モニタリング装置の設置で実施した一連作業を通じて，実施主体として高品質で信頼性が高いデータを取得するための方策について検討した結果について述べる．

２．地質環境モデル構築・更新と本研究の位置づけ

NUMO と電中研はこれまでの既存の地質環境の調査技術･評価手法を系統立て，一連の調査･評価を行い，その適用性を原位置で確認するために，2006 年度以降の実証研究で，地質環境調査管理技術の整備・習得，地質環境調査技術の体系的な適用性の確認，社会に対する NUMO の調査技術力の提示を主目的として，物理探査，ボーリング調査，関連する岩石・水質試験等を実施してきた．そして，地表からの調査で得られた情報に加えて，本研究で得られた情報を集約した地質環境モデルを構築し，試験地の地質環境特性の評価を実施してきた．地層処分事業では，処分場から地下水によって放射性核種が岩石中を移行して，生物圏に出現するシナリオに沿った安全評価を行う．そのためにも処分場周辺の地下水環境の初期状態を把握し，調査及び処分場建設の進展に伴い，地下水環境の変化を予測することが重要である．

概要調査では，図－１に示したように，前段階の文献調査の結果を基に作成した対象地域の地質環境モデルを，地表踏査，物理探査並びにボーリング調査結果を用いて更新する作業[2]を実施する．地質環境モデルの作成では，地質環境特性の空間分布を把握するための基本構造となる地質構造を高精度で探査することが重要である．なお，本研究では，物理検層で得られた間隙率および透水係数情報と反射法地震探査で得られた音響インピーダンスデータを岩石物理学的手法で解析し，これらを空間展開することでモデル内の透水構造を推定する試みを行っている[3]．今回実施した地下水モニタリングによって，地下水圧測定および地化学成分分析等を行い，当該地区の地下水の情報を用いて，物理探査およびボーリング調査によって作成した地質環境モデルの妥当性を検討し，処分場を想定した性能評価や地下施設設計に情報提供を行う検討を実施することを目標とする．実施主体として NUMO は，これら過程を通じて，調査計画，調査施工管理，調査結果の評価等に関する一連の地質環境の調査管理技術を確立することとする．

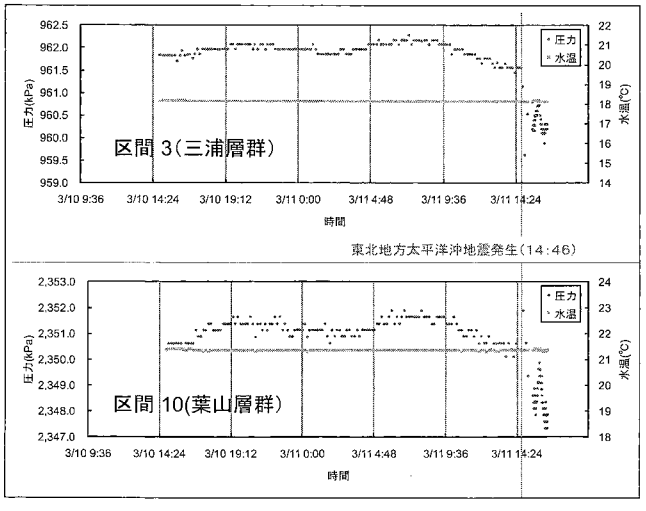


図－１　地質環境モデル構築と更新の流れ

３．地下水モニタリング装置の設置に係る品質管理

これまでの実証研究では，試験地で YDP-1 孔および YDP-2 孔を掘削した．YDP-2 孔では GL-217.2m で三浦層群と葉山層群の境界を確認しており，孔内水理試験の結果から，三浦層群の透水係数は 1E-5～1E-8m/s，葉山層群の透水係数は 1E-8～1E-11m/s のオーダーを示している．また三浦層群中には GL-80m～GL-300m 程度まで塩水系と淡水系の地下水の混合域が存在する．そこで，これらの水理的性質を把握するために，比較的透水性が高い三浦層群中に７区間（淡水系地下水域

および塩水と淡水の混合域を含む)，地層境界部分に1区間，葉山層群中に5区間の合計13区間を設定した[4]．モニタリング装置は，ケーシング管の内径 204mm に挿入でき，かつ13区間の同時計測を実施するためにマルチパッカーシステムを導入した．地下水モニタリング装置の設置に先立ち，ボーリング孔内で確実に水理的に独立した区間で水圧計測および地下水採取を行うために，以下に挙げる作業を行い，地下水モニタリング装置設置に係る品質管理作業を実施した．YDP-2 孔には孔内保持のために段階的に鉄ケーシングを設置した．そして掘削後は裸孔部の孔壁崩壊を防止する観点から，バライトを充填し濃泥水を注入した．始めにベーラーでこの孔内水を汲み上げ，ウラニン 10ppm の洗浄水と置換した．置換作業中はウラニン濃度に電気伝導度も併せて計測し，水道水に置換される過程を確認した．セメンチング評価にはセメントボンド検層を用いた．GL-12.5m～GL-290m までは 12 インチと 8 インチのダブルケーシングであったが，検層波形の振幅，減衰過程および走時を総合評価して，GL-75m 付近のボンディング不良区間を除いたモニタリング区間を設定した．次にジェットパーフォレーションで，モニタリング区間のケーシングを穿孔した．ここでは，穿孔長のシミュレーションを実施し，シングルケーシング区間（GL-290m～GL-419m）ではストリップタイプ，ダブルケーシング区間では，より穿孔能力が大きいボディタイプと呼ぶ装置で，ケーシングに孔径 0.3cm～0.45cm の採水孔を穿孔した．穿孔箇所はボアホールカメラとテレビュアーを併用して全孔開口していることを確認した．水理的独立性は計測区間を対象にダブルパッカーによる水圧試験を実施し，試験区間に 20m の水頭差を与えて，水圧計測から水理的独立性が担保されていることを確認した．その後所定の位置に装置を設置した．2011 年 3 月 10 日から現在まで 13 区間の水圧測定を継続している．図－2 に水圧計測の一例を示す．ここでは，3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による水圧変化が観測されている．



図－2　水圧計測の例

4．概要調査への反映

本研究では，今後，地下水圧測定および地下水の水質・同位体分析等を行い，当該地区の地下水の情報を用いて，物理探査とボーリングによって作成した地質環境モデルの妥当性を検証し，これら過程を通じて，調査計画，調査施工管理，調査結果の評価等に関する一連の地質環境の調査管理技術の確立に反映することとする．

本研究で実施した装置設置前の検討作業および設置に至るまでの各段階の整備作業については，例えば，今回水圧計測区間設定に際し，ケーシングと孔壁との密着度をセメントボンド検層で評価し，掘削時の状況，検層の初動及び後続波の波形，振幅，継続時間，反射法探査の波形等を総合的に判断し，孔壁との密着度が低いと考えられる区間を計測から除外するとともに，一部は計測区間を変更した．さらに水圧試験によって水圧測定区間の水理的独立性を確認・評価し，長期測定に向けて着実な準備作業を実施した．このような一連の評価活動は概要調査段階において地下水モニタリングで，高品質で信頼性が高いデータ取得のために不可欠なものであり，今後の調査計画および別途作成中の品質管理計画[5]に反映していくものである．

5．謝辞

本研究の実施にあたり，地質環境の調査技術・評価手法の実証検討委員会の委員各位には，有益なご意見ならびにご指導を賜った．ここに記して謝意を表する．

文献

1) 三和ほか(2009)：概要調査技術に係る実証研究（その１）－実証研究の概要－，日本応用地質学会平成 21 年度研究発表会講演論文集，pp103-104.
2) 吉村ほか(2011)：放射性廃棄物地層処分の概要調査に関する物理探査技術実証研究，物理探査学会第 124 回学術講演会論文集，pp231-234.
3) 吉村ほか(2011)：概要調査の実証研究における岩石物理学的手法を用いた孔隙率及び浸透率推定の試み，(社)物理探査学会第 124 回学術講演会論文集，pp321-324.
4) 近藤ほか(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２）－モニタリング装置設置のための孔内調査・試験方法・手順－，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
5) 河野ほか(2011)：地層処分事業の品質保証に関する検討(1) 概要調査段階の品質マネジメントシステムの整備，日本原子力学会「2011 年秋の大会」予稿集，B45

69. 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 2）

－モニタリング装置設置のための孔内調査・試験の手法・手順－

○近藤浩文，木方建造，五嶋慶一郎（電力中央研究所），冨田一夫（東電設計）
村元茂則，吉村公孝，石井英一（原子力発電環境整備機構）

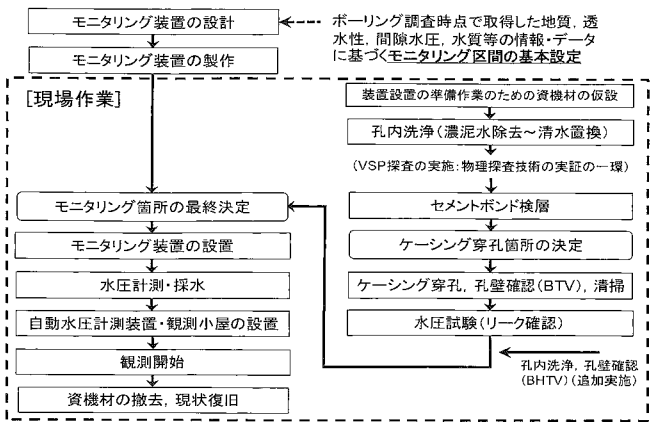
1. はじめに

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，高レベル放射性廃棄物等の処分地の選定調査（特に，概要調査）で必要となる地質環境調査技術の手法・手順を体系的見地から確認･検証することを目的として，2006 年度から調査・研究を実施してきた．当該研究では，これまでに，2006-2009 年度のボーリング調査技術（地質・岩盤性状に応じた掘削・孔内調査・試験の手法・手順）の確認・検証を終え [1]，新たに，処分地の選定調査初期段階に必要なベースラインとしての水圧・水質等を把握するためのモニタリング技術の確認・検証を目指し，2010 年度に既設 YDP-2 孔を対象にモニタリング装置（MP システム）を設置した．

同装置の設置のために，YDP-2 孔では，ケーシング裏込の健全性を確認するための各種孔内調査・試験を実施した．ここでは，その実績に基づき，モニタリング区間の基本設定から最終レイアウトの確定に至る各種孔内調査・試験の手法・手順を紹介する．

2. YDP-2 孔で実施したモニタリング装置設置に係る孔内調査・試験の手法・手順

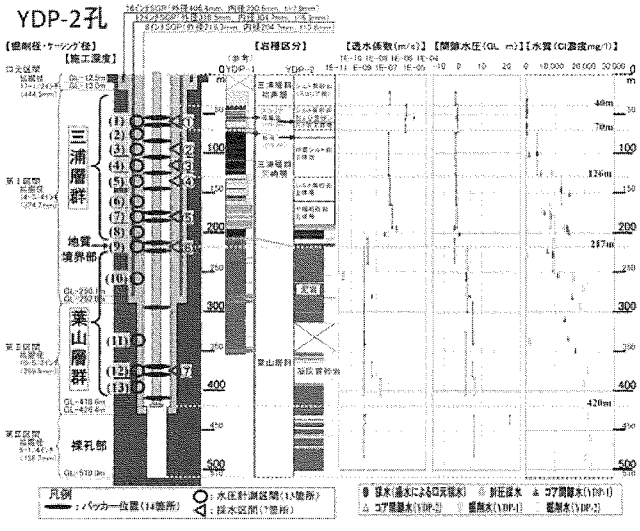
YDP-2 孔は，新第三紀の堆積軟岩（三浦層群，葉山層群）を対象として 2008-2009 年度に掘削・調査がなされた深度 500m 級のボーリング孔であり，破砕状を呈する葉山層群（深度 217m 以深）を念頭に計画立案されたケーシングプログラムに基づき，段階的にケーシング･セメンチングが行われた（～深度 12.5m：16”，～深度 290.1m：12”，～418.6m：8”の各ｹｰｼﾝｸﾞを設置，それ以深：裸孔）．同孔にて 2010 年度に計画・実施したモニタリング装置設置に係る手順を図－1 に示す．



図－1　モニタリング装置設置に係る手順（YDP-2 孔）

(1) 装置の設計・製作に向けた区間の基本設定

モニタリング装置の設計・製作を進めるために，まず，ボーリング調査時点で取得した地質，透水性，間隙水圧，水質等の情報・データに基づき，モニタリング区間の基本設定を行った．孔壁の安定性の観点から裸孔部は避け，深度 419m 以浅のケーシング部の必要箇所に穿孔（パーフォレーション）を行うことを前提として，水圧計測区間 13 箇所（メジャーメントポートへの自動水圧計(MOSDAX プローブ)の設置を想定），採水区間 7 箇所（メジャーメントポートを介したボトル採水，ポンピングポートを介した揚水採水を想定）の基本設定を行った（図－2）．水圧計測区間の設定にあたっては，地下水流動系の把握の観点から，地質構成（岩種）・透水性状等を考慮して網羅的に割当を行うとともに，採水区間の設定にあたっては，水質分布の代表性と，浅部の淡水系／深部の塩水系地下水分布の漸移的な変化傾向の把握に主眼を置くこととした．



図－2　モニタリング区間の基本設定（YDP-2 孔）

(2) 孔内洗浄（濃泥水除去・清水置換）

YDP-2 孔は，2008-2009 年度の掘削・調査の期間を経て，翌年度まで残置する必要があり，裸孔部の孔壁保持の目的のため，深度 475m 以深にバライト（比重 2.5 程度）を充填し，それ以浅は（孔口まで）濃泥水（KCl 泥水：比重 1.15 程度）を注入していた．モニタリング装置の設置に向けて，対象となる深度 419m 以浅の孔内洗浄（濃泥水の除去・清水置換）を行った．

ベーラー（容積 0.07m^3）による濃泥水の汲み上げ・孔口からの清水注入を繰り返した後，水中ポンプによ

る揚水・孔口からの清水注入を行い，回収水の電気伝導度が一定値（100mS/m）以下に収束することを確認して，作業を終了した．なお，孔内洗浄は，水圧試験の後（モニタリング装置の設置前）にも，水理試験装置を利用する形で再度，追加的に実施した．

(3) セメントボンド検層（セメンチングの確認）

ボーリング掘削時点で孔壁保護のために設置されたケーシングの裏込（地層との間）に注入されたセメントの膠着状況を概略的に把握し，通水孔の穿孔箇所を確定する（具体的なリークの有無は，穿孔後に水圧試験にて最終確認する）目的で，セメントボンド検層を実施した．当該検層は，一定間隔で配置された発振器と受振器をもつ検層器にて，ケーシング～地層を伝播した受振波形を連続的に計測･解析することにより，セメンチング（膠着状況）の判定を行うものである．

YDP-2 孔の場合，深度 290m 以浅が 12” と 8” の二重管構造となっているため，通常着目される受振波形の振幅情報（特に，第 1 波の振幅の大きさ・減衰程度）だけではなく，地層からの後続波形の有無や特徴（振幅の強さと周期の深度方向変化等）に着目することにより，不良箇所の検出を行った．同検層の結果，当初予定の穿孔箇所（13 区間）のうち，振幅情報等から明らかに不良と考えられる 1 区間（区間(2)）を穿孔中止とし，2 区間（区間(4)，(5)）は，穿孔箇所を 2～3m 移動させることにより，穿孔箇所の上下に裏込の膠着を期待できる箇所を確保することとした．

(4) ケーシング穿孔（パーフォレーション），孔壁確認

ケーシング穿孔は，基本設定されたモニタリング区間（パッカー中心での区間長：10～74m）の区間長に応じ，中心部 2～6m の区間（掘削時の孔径拡大箇所は外して設定）に 4 個/m 程度のショット密度で行う当初計画とし，セメントボンド検層（ケーシング継目の確認を含む）の結果に基づき穿孔箇所の調整を行った．

深度 290～419m の単管部には，作業効率に優れ実績も多いストリップタイプのツール（外径 3-3/8”）を，深度 290m 以浅の二重管部には，より高い穿孔能力を有するボディータイプのツール（外径 2-1/8”）を使用することにより，ホール径数 mm 程度，穿孔長 50cm～1m 程度の通水孔を設けることを目標とした．パーフォレーション後の穿孔状況については，孔内の濁度に応じた孔壁観察（BTV or BHTV）により全ての穿孔箇所の存在を確認することができた．

(5) 水圧試験（セメンチング部を介したリーク確認）

ケーシング穿孔後の各区間（区間(1)，(3)～(13)）に対し，ダブルパッカー方式の水理試験装置を用いて，約 20m の水頭差（0.2MPa 程度の減圧）を与え，試験区間の圧力変化（P2）に対する区間下方（P1）および区間上方（P3）の圧力応答の挙動を計測することにより，ケーシング裏込材（セメンチング部）を介した隣接区間へのリークの有無の判定を行った．P2 の水位回復（水圧変化を水位に換算）は，穿孔箇所の透水性状（透水量係数）に依存し，背後の地質により大きな違いを示す（三浦層群＞葉山層群）が，閉鎖系となる P1 の水位変化（P2 に対する圧力応答の割合）は，総じて最大でも 1%程度ときわめて小さいことから，セメンチング部を介したリークは想定する必要はない（背後の地層を介した水圧応答にて説明可能）と判断した．

(6) モニタリング箇所の最終決定

セメントボンド検層の結果を反映してケーシング穿孔を実施した前記 12 区間について，水圧試験結果により健全性が確認されたことから，同区間を対象としてモニタリング装置（MP システム）を設置した．

最終レイアウト（パッカー配置）の設定にあたっては，単独の採水区間を兼ねる区間(1)，(7)，(9)，(12)については，8” ケーシングと MP ケーシングとの間の体積を減少させ，排水作業の効率性向上をはかる観点から，純区間長を極力短縮させることを考慮した．また，区間(13)の下パッカーの下方では，裸孔部（深度約 420m 以深）を反映した水圧計測が可能なことから，当該位置（区間(14)）にも水圧計（区間(2)から転用）を設置することとした（表－1）．

表－1　モニタリング装置の最終レイアウト

設定区間	MPシステムレイアウト（パッカー配置）					水圧計測	採水	パーフォレーション		
	上パッカー中心深度 (GL-m)	下パッカー中心深度 (GL-m)	区間長 (m)	純区間長（除パッカー）(m)	区間中心 (GL-m)			穿孔範囲上端 (GL-m)	穿孔範囲下端 (GL-m)	穿孔範囲長 (m)
区間(1)	56.96	65.20	8.24	6.35	61.08	○	①	60.5	62.5	2
区間(2)	65.20	83.23	18.03	16.14	74.22				未実施	
区間(3)	83.23	103.48	20.25	18.36	93.36	○	②	92.0	98.0	6
区間(4)	103.48	123.73	20.25	18.36	113.61	○	③	109.0	115.0	6
区間(5)	123.73	143.98	20.25	18.36	133.86	○	④	134.0	140.0	6
区間(6)	143.98	176.22	32.24	30.35	160.10	○		157.0	163.0	6
区間(7)	176.22	184.47	8.25	6.36	180.35	○	⑤	178.5	181.5	3
区間(8)	184.47	213.72	29.25	27.36	199.10	○		195.5	201.5	6
区間(9)	213.72	221.96	8.24	6.35	217.84	○	⑥	215.5	218.5	3
区間(10)	221.96	296.21	74.25	72.36	259.09	○		275.0	281.0	6
区間(11)	296.21	370.46	74.25	72.36	333.34	○		330.0	336.0	6
区間(12)	370.46	378.70	8.24	6.35	374.58	○	⑦	373.5	376.5	3
区間(13)	378.70	404.95	26.25	24.36	391.83	○		392.0	398.0	6
区間(14)	404.95					○				

3．装置設置に係る手法・手順の検証

YDP-2 孔では，図－1 のフローに沿ってケーシング裏込の健全性を確認の上，モニタリング区間の最終レイアウトを決定，さらにパッカー区間を形成してモニタリング装置を設置の上，自動水圧計測に移行できた．

なお，YDP-2 孔の場合，ボーリング調査終了時点で，同孔を利用したモニタリング装置の設置が未確定であったため，セメントボンド検層は，ボーリング調査の一環としては実施しなかった．同検層については，必要に応じ，ボーリング調査の一環としてあらかじめ実施しておくことにより，モニタリング区間の基本設定をより合理的に行うことが可能となると考えられる．

文献

1) 近藤ほか（2011）：電力中央研究所総合報告，N15.

70. 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 3）

－孔内洗浄とケーシング穿孔後の孔壁確認の実施概要－

○五嶋慶一郎，近藤浩文（電力中央研究所），冨田一夫（東電設計）
村元茂則，吉村公孝，石井英一（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・電中研の共同研究「実証」では，2006-2009 年度に 2 孔のボーリング調査（2006-2007 年度：YDP-1，2008-2009 年度：YDP-2）を実施し，各々単一孔を対象とした掘削・孔内調査・試験技術の確認・検証を行った．そして 2010 年度は，地下水の性状（ベースラインとしての水圧・水質等）を把握するためのモニタリング技術の確認・検証の一環として，既設 YDP-2（閉塞せずに残置した孔）にモニタリング装置を設置した．

ここでは，モニタリング装置の設置に至るまでの品質確保の一環として実施した各種作業[1)]のうち，適宜使い分けた孔内洗浄（清水置換を含む）の実施方法・結果，および孔内水の状況・目的に応じて使い分けた孔壁確認の実施方法・結果について紹介する．

2. 2009 年度終了時点の孔内状況

2009 年 8 月に所定の掘削・孔内調査・試験を終えた YDP-2（掘削深度：510m，最終ケーシング 8”設置深度：419m）は，次年度のモニタリング装置設置まで約 1 年間放置した状態になることから，孔内を長期的に安定させるために下記の処置を施して作業を終了した．

・深度 475m 以浅：濃泥水（比重 1.15）を注入
・深度 475m 以深：バライト（比重 2.5）を充填

3. 1 回目の孔内洗浄の方法および結果

2010 年度のモニタリング装置の設置，およびこれに先立って実施する各種調査・試験のためには，上記の処置を施した孔内（基本計画にてモニタリング対象範囲は設置深度 419m の 8”ケーシング下端までとした[1)]）を洗浄（濃泥水除去および清水置換）する必要があった．その方法としては，注水循環やエアリフト揚水では比重の高い濃泥水を除去できない可能性があること，およびポンプによる揚水では濃泥水を吸引してポンプが破損する恐れがあること等を勘案し，まず，ベーラー（容積 0.07m^3）を用いてケーシング管内（8” ケーシングの管内容積 13m^3）の濃泥水を汲み上げることとした（図-1）．なお，地盤内の圧力水頭は地表面付近に位置することから，除去（汲み上げ）中は，孔口からケーシング管内に清水（トレーサ剤としてウラニンを添加した水道水）を断続的に注入し，ケーシング内外の水位差が大きくならないよう配慮した（水頭差によって生じる地下水の管内混入を防止）．

上記のベーリング（汲み上げ量約 13m^3）によって孔内水の比重・濁度を低下させた後は，作業の効率を上げるためにケーシング下端付近にポンプを設置し，ポンプによる孔内水の揚水排水を行った（図-2）．排水中は排出水のトレーサ濃度および電気伝導度（EC）を経時的に計測し，これらの値が一定値（トレーサ濃度は初期濃度 10ppm に近似し，EC は 100mS/m 以下）に収束したことを確認して孔内洗浄を終了させた．

なお，ベーリングとポンプによる排水を合わせた総排水量は 35m^3 となった（管内容積 13m^3 の約 3 倍）．

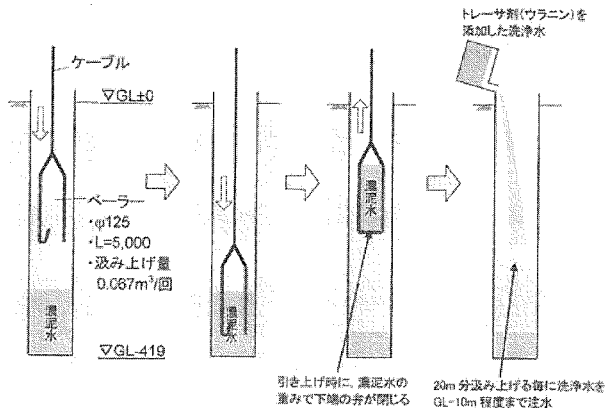


図-1　ベーリングの概念

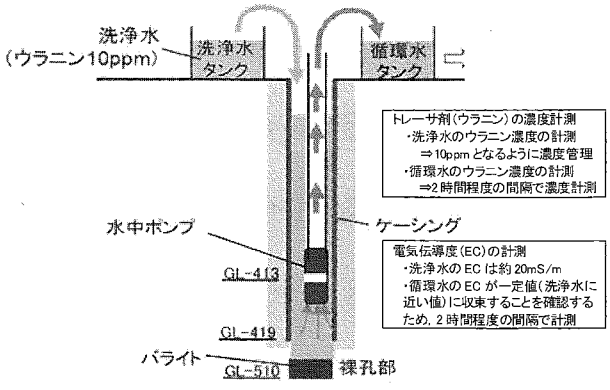


図-2　ポンプを用いた揚水排水の概念

4. 孔壁確認（BTV）の目的および結果

孔内洗浄の後，セメントボンド検層を経て実施したケーシング穿孔（深度 290m までのケーシング二重管区間に対してはボディタイプ，深度 290～419m 間の単管区間に対してはストリップタイプのパーフォレーターを適用）跡の状態を，BTV を用いて確認することとした．具体的な目的は，ケーシングが確実に穿孔されていること，および穿孔部にバリ（内側に張り出した突起物）が無いことの確認である．仮にバリが存在す

れば，後続作業の水圧試験の装置（特にパッカー）に損傷を与えることが懸念されるからである．

なお，孔壁確認（BTV）後の作業については，事前に下記3ケースを想定した対処方針を立てて臨んだ．

①：画像明瞭でバリ無しを確認⇒水圧試験に移行

②：画像明瞭でバリ有りを確認⇒ブラッシングにてバリを除去⇒再度BTVで孔壁を確認

③：画像不明瞭⇒ブラッシングを実施⇒モニタリング装置の設置前にBHTVを実施して穿孔数のみを確認

穿孔箇所には，浅部から深部に向けて区間(1)から(13)の番号を記した。なお，区間(2)はセメンチングの状態が好ましくないと判断し，モニタリングの対象から除外した[1)]．

BTVの結果，区間(1),(3)～(10)については穿孔数を全て確認できたが（図-3の1回目計測概念図に示すように，カメラが孔壁から遠く，バリの有無までは確認できなかった），区間(11)では一部の穿孔数しか確認できず，区間(12),(13)に至っては孔内水の濁りが未だ残っており，穿孔跡自体確認できなかった．よって，カメラの径を小さいものに交換して2回目の確認を行った（対象は主に区間(11)以深）．その結果，区間(11),(12)では図-3の2回目計測概念図に示すように，カメラが孔壁に寄っている範囲で穿孔跡が（バリが無いことも含めて）確認できた。ただし，区間(13)は孔内水の濁りが未だ顕著で，穿孔跡自体確認できなかった．

上記のように区間(11),(12)ではバリが無いことが確認できたので，区間(13)を含め他区間も同様の状況との認識に立ち，全区間に至ってバリは無いものと判断し，ブラッシングは実施せず，ジャンクバスケットで浮遊物を除去し，後続調査の水圧試験に移行した（上記の①に準じた対処を採用した）．

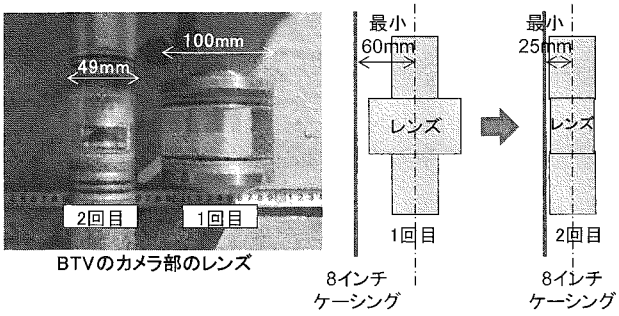


図-3　BTVのレンズと2回の計測の概念

5. 2回目の孔内洗浄の方法および結果

1回目の孔内洗浄の後，水圧試験が終了するまでに約1.5ヶ月経過していたため，モニタリング装置の設置前に孔内水（清水）の擾乱（深部裸孔区間からの泥水の上昇，およびケーシング穿孔箇所からの地下水の混入等）を排除する目的で，再度，孔内洗浄を実施することとした．その方法としては，直前まで実施していた水圧試験の装置を利用し，ケーシング下端深度付近まで挿入したロッドから清水（トレーサ剤としてウラニンを添加した水道水）を注入し，ロッドのストレーナ部から排出した清水が孔内水を地上に押し上げることによる孔内洗浄・清水置換方法を採用した（図-4）．

洗浄開始から排出水の濁度が徐々に増し，目標量 13m^3 経過時の排出水は暗灰色を呈し，トレーサ濃度は6.1ppm，ECは3,600mS/mを示していたため，洗浄を継続した．そして約16m^{3}に達した時点で排出水が概ね透明になり，トレーサ濃度は9.2ppm，ECは100mS/m以下に収束したため，孔内洗浄を終了させた．

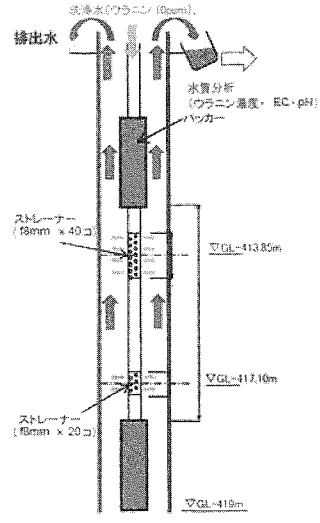


図-4　水圧試験装置を用いた孔内洗浄の概念

6. 孔壁確認（BHTV）の目的および結果

先の孔壁確認（BTV）で画像が不明瞭であった深部の区間(11)～(13)のケーシング穿孔跡の状態をBHTVで確認することの適用性を検証するとともに，BTVとの比較検証を行うことも目的に，2回目の孔内洗浄後の孔壁確認はBHTVを用いて行うこととした．

その結果，深部の区間(11)～(13)に対しても穿孔数を確認することができた。ただし，BHTVではバリの有無は確認できないことも検証できた．

7. まとめ

孔内洗浄は，様々な孔内調査・試験および採水の品質を向上させるために重要な作業である．特に今回の孔内洗浄は，①ケーシング穿孔箇所の孔壁確認の品質向上（孔内水の透明度を確保），②採水試料の品質向上（孔内水の条件を明確化）という二つの観点から，目的・タイミング・方法を検討して実施した．今後も孔内洗浄はこれらを総合的に検討した上で実施し，調査全体を効率的・効果的に進めることが肝要である．

また，パーフォレーションでは内側に張り出すバリは発生しにくいことが判断できたので，穿孔数を確認することに限定した場合はBHTVを適用するのが効率的と考える．ただ，高粘性の物質が孔壁に付着している場合，BHTVは音波が減衰されることによって計測不能もしくは計測精度が低下する可能性があるため，適用に際しては注意が必要である．

文献

1)近藤ほか（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2），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

71. 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－

○後藤和幸，五嶋慶一郎，近藤浩文（電力中央研究所），冨田一夫（東電設計），
村元茂則，吉村公孝，石井英一（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，2006-2009年度に２孔のボーリング調査（2006-2007年度：YDP-1孔，2008-2009年度：YDP-2孔）を実施し，各々単一孔を対象とした掘削および各種孔内調査・試験技術の確認・検証を行った[1]．そして2010年度は，地下水の性状（ベースラインとしての水圧・水質等）を把握するためのモニタリング技術を確認･検証する一環として，既設YDP-2孔（閉塞せずに残置した孔）にモニタリング装置を設置した．ここでは，モニタリング装置の設置に至るまでの品質確保の最終段階として，ケーシング裏込材(セメンチング部)を介したリークの有無を判定する目的で実施した水圧試験の実施方法，各区間での実施結果，結果の解釈等について紹介する．

2. 水圧試験の手順

水圧試験には，ダブルパッカー方式で下部パッカー以深の圧力(P1)，上部・下部パッカーで形成された試験区間の圧力(P2)，および上部パッカー以浅の圧力(P3)を同時に測定できる装置を用いた（図-1 参照）．水圧試験は，試験区間に対しスラグ法の回復試験を水頭差 20mで実施し，P1，P3においてその時の圧力応答を計測した．

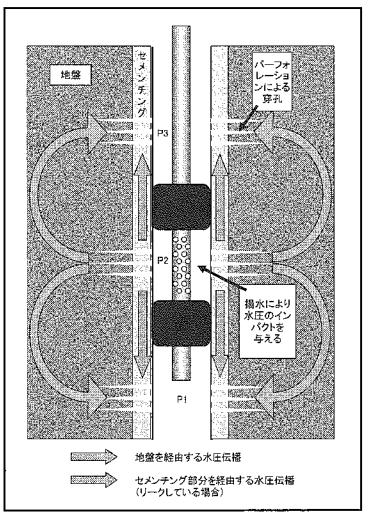


図-1　圧力応答の概念図

以下の表-1に試験深度の一覧表を示す．

表-1　水圧試験深度一覧

区間	水圧試験区間 上端 (GL-m)	水圧試験区間 下端 (GL-m)	設置中心深度 GL(m)	穿孔区間 上端 (GL-m)	穿孔区間 下端 (GL-m)	穿孔範囲長 (m)	穿孔数 (個)
(1)	56.5	66.5	61.5	60.5	62.5	2	12
(3)	90.0	100.0	95.0	92.0	98.0	6	24
(4)	107.0	117.0	112.0	109.0	115.0	6	24
(5)	132.0	142.0	137.0	134.0	140.0	6	24
(6)	155.0	165.0	160.0	157.0	163.0	6	24
(7)	175.0	185.0	180.0	178.5	181.5	3	12
(8)	193.5	203.5	198.5	195.5	201.5	6	24
(9)	212.0	222.0	217.0	215.5	218.5	3	12
(10)	273.0	283.0	278.0	275.0	281.0	6	24
(11)	328.0	338.0	333.0	330.0	336.0	6	24
(12)	370.0	380.0	375.0	373.5	376.5	3	12
(13)	390.0	400.0	395.0	392.0	398.0	6	24

3. リークの判定方法

図-1の概念図で示すようにP2区間でスラグ試験を実施した場合の圧力応答はP1，P3へ伝播する．しかし，P3への圧力伝播は，この試験装置の構造上，地上側が解放しているため，8”ケーシング内の井戸貯留の影響を強く受けることから正確にリークを判定することが難しい．このため，セメンチング部を介したリークの判定には，P1圧力の応答のみを用いた．また，P1区間には隣接した穿孔部だけではなく，下位の観測点全ての穿孔を含むため，これらの影響を考慮する必要がある．よって，図-2で示す概念を基にしたシミュレーションを実施し，セメンチング部の透水性が地盤の透水性より1オーダー以内で低いと仮定した場合のP1応答量と水圧試験時のP1応答結果を比較することでリークの有無を判定した．また，この計算では，P3の影響も考慮している．

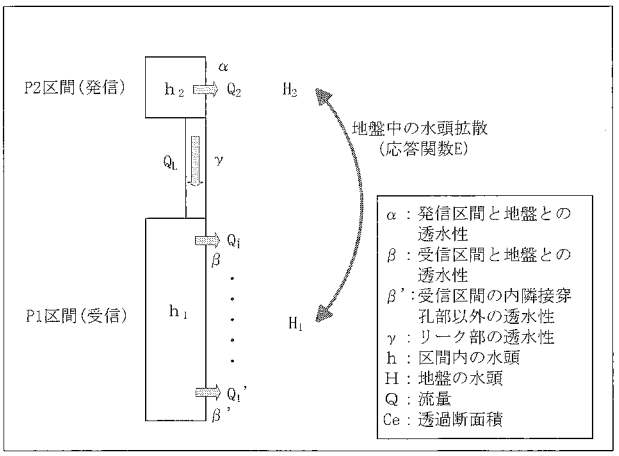


図-2　リーク計算の概念図

計算にあたり α，β，β’（地盤とケーシング内の連通の係数）は以下のように仮定した．

・パーフォレーション孔（穿孔）をボーリング孔とみなして，変水位透水試験の不圧公式を用いる．
・穿孔数nは，上の係数をn倍することで考慮する

流量と水頭との関係は次式となる．

$$Q=\frac{2\pi nkL_p}{\ln\left(\frac{L_p}{r_p}\right)}\Delta h$$

ここに，k：透水係数，r_p：穿孔の半径，L_p：穿孔の長さ，n：穿孔の数，Δh：周辺地盤の水頭との差

すなわち，

$$\alpha,\beta=\frac{2\pi nkL_p}{\ln\left(\frac{L_p}{r_p}\right)}$$

であり，β’は隣接区間以外の β を加え合わせたものである．一方，γ については $Q_L=\gamma(h_2-h_1)$ により定義した．γ は，

$$\gamma=\frac{\text{リーク部の透水係数}\times\text{リーク部の断面積}}{\text{リーク部の長さ}}$$

と表されるが，上式のそれぞれのパラメータを個別に同定することはできないため，γ として一括して定義した． 等価断面積については，P3 区間（上部パッカー以浅の区間）は ϕ 204.7mm の 8” ケーシングの断面積とした．P1 区間（下部パッカー以深の区間）は，閉塞区間であるため等価半径 1mm と仮定した．以下に計算に使用したパラメータを示す．

表-2　シミュレーションに用いたパラメータ一覧

区間	区間特性		パーフォレーション諸元			発信区間
	地層	透水係数 (m/s)	タイプ	穿孔半径 (m)	穿孔長 (m)	α
(1)	三浦層群	1.00E-07	ボディ	0.00225	0.463	6.60E-07
(3)	三浦層群	1.00E-07	ボディ	0.00225	0.463	1.30E-06
(4)	三浦層群	1.00E-07	ボディ	0.00225	0.463	1.30E-06
(5)	三浦層群	1.00E-07	ボディ	0.00225	0.463	1.30E-06
(6)	三浦層群	1.00E-07	ボディ	0.00225	0.463	1.30E-06
(7)	三浦層群	1.00E-07	ボディ	0.00225	0.463	6.60E-07
(8)	三浦層群	1.00E-07	ボディ	0.00225	0.463	1.30E-06
(9)	葉山層群	1.00E-09	ボディ	0.00225	0.463	6.60E-09
(10)	葉山層群	1.00E-09	ボディ	0.00225	0.463	1.30E-08
(11)	葉山層群	1.00E-09	ストリップ	0.0015	0.737	1.80E-08
(12)	葉山層群	1.00E-09	ストリップ	0.0015	0.737	9.00E-09
(13)	葉山層群	1.00E-09	ストリップ	0.0015	0.737	1.80E-08

区間	受信区間諸元							
	上側				下側			
	β	β’	Ce	間隔(m)	β	β’	Ce	間隔(m)
(1)	—	—	—	—	1.30E-06	6.00E-06	3.10E-06	33.5
(3)	6.60E-07	0.00E+00	3.30E-02	33.5	1.30E-06	4.70E-06	3.10E-06	17
(4)	1.30E-06	6.60E-07	3.30E-02	17	1.30E-06	3.30E-06	3.10E-06	25
(5)	1.30E-06	2.00E-06	3.30E-02	25	1.30E-06	2.00E-06	3.10E-06	23
(6)	1.30E-06	3.30E-06	3.30E-02	23	6.60E-07	1.40E-06	3.10E-06	20
(7)	1.30E-06	4.60E-06	3.30E-02	20	1.30E-06	6.40E-08	3.10E-06	18.5
(8)	6.60E-07	5.90E-06	3.30E-02	18.5	6.60E-09	5.80E-08	3.10E-06	18.5
(9)	1.30E-06	6.60E-06	3.30E-02	18.5	1.30E-08	4.50E-08	3.10E-06	61
(10)	6.60E-09	7.90E-06	3.30E-02	61	1.80E-08	2.70E-08	3.10E-06	55
(11)	1.30E-08	7.90E-06	3.30E-02	55	9.00E-09	1.80E-08	3.10E-06	42
(12)	1.80E-08	7.90E-06	3.30E-02	42	1.80E-08	0.00E+00	3.10E-06	20
(13)	9.00E-09	7.90E-06	3.30E-02	20	—	—	—	—

4. 水圧試験の結果

図-3 に一例として水位に換算した水圧試験結果とシミュレーション図を示す．この試験区間のシミュレーション(下図)では，セメンチング部の透水性を地盤より 1 オーダー以内で低いと仮定した場合 P1 の水位低下が 0.25m となるのに対し，実際の水圧試験時(上図)の P1 の応答結果が 0.05m であったことから，この区間(8)は下側に対し設定した遮水性を有していると判断した．このように区間(1)から順に深度を下げながら水圧試験を繰り返し，同様な解析をすることで，セメンチング部を介したリークの有無を判定した．

全ての区間における水圧試験時の P2 水位低下量と P1 水位低下量および判定に使用するシミュレーション時の P2 水位低下量と P1 水位低下量を表-3 に示す．

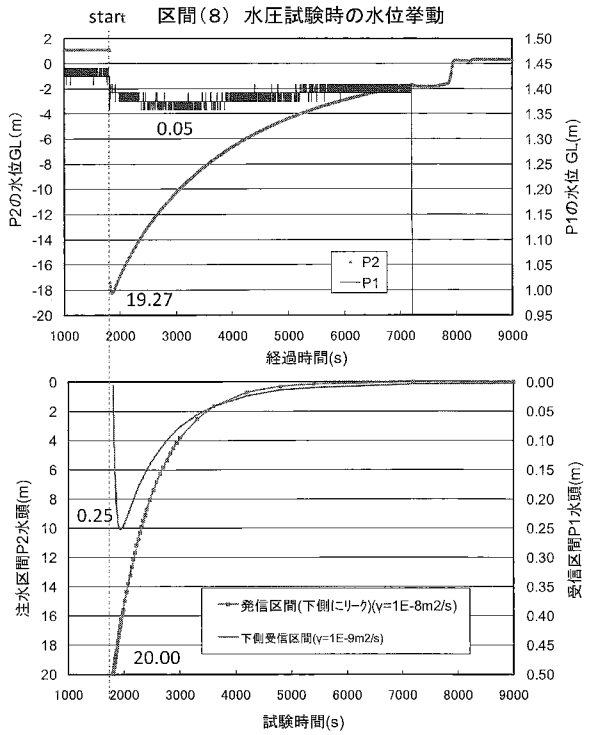


図-3　区間（8）の試験結果とシミュレーションの比較

この水圧試験で得られた圧力応答比（P1/P2）は 1%程度以下で，すべての区間においてシミュレーションで設定したリーク判定の目安である圧力応答比（1～7%）を下回った．

表-3　P1 低下量／P2 低下量の比較

試験区間 No.	水圧試験結果			シミュレーション		
	P2 低下量 (m)	P1 低下量 (m)	圧力応答比 P1/P2 (%)	P2 低下量 (m)	P1 低下量 (m)	圧力応答比 P1/P2 (%)
区間(1)	19.17	0.02	0.1	20.00	0.27	1.4
区間(3)	18.50	0.04	0.2	20.00	0.33	1.7
区間(4)	18.21	0.18	1.0	20.00	0.42	2.1
区間(5)	18.05	0.15	0.8	20.00	0.58	2.9
区間(6)	18.18	0.12	0.7	20.00	0.93	4.7
区間(7)	18.62	0.16	0.9	20.00	1.34	6.7
区間(8)	19.27	0.05	0.3	20.00	0.25	1.3
区間(9)	19.25	0.12	0.6	20.00	0.34	1.7
区間(10)	18.72	0.05	0.3	20.00	0.43	2.2
区間(11)	19.47	0.07	0.4	20.00	0.71	3.6
区間(12)	20.45	0.07	0.3	20.00	1.04	5.2
区間(13)	19.46	0.08	0.4	20.00	—	—

よって，すべての試験区間において，セメンチング部の透水性は地盤の透水性より低い（少なくとも同程度以下である）ことが確認された．以上の結果から，試験を実施したすべての区間において，隣接区間の水圧変化の影響が十分小さい，すなわち特段のリークを想定する必要はないことが明らかとなった．

さらに，ケーシング穿孔を実施した範囲のシール性が確認されたことから，水圧試験に先だって実施したセメントボンド検層の検層結果および解釈の妥当性も示されたと考えられる．

文献

1）近藤ほか（2011）：電力中央研究所総合報告，N15.

72. 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5）

－モニタリング装置の設置に係る技術上の留意事項－

○ 沖原　光信，堀田　政國，穂刈　利之（清水建設）
村元　茂則，吉村　公孝，石井　英一（原子力発電環境整備機構）
近藤　浩文，五嶋　慶一郎（電力中央研究所）
冨田　一夫（東電設計）

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，2006から2009年度にかけて2孔のボーリング調査（2006-2007年度：YDP-1孔，2008-2009年度：YDP-2孔）を実施し，各々単一孔を対象とした各種孔内調査・試験技術の確認・検証を行った．2010年度は，水圧・水質等のベースラインとしての地下水の性状を把握するためのモニタリング技術の確認・検証の一環として，閉塞せずに残置したYDP-2孔に地下水モニタリング装置を設置した．モニタリング装置は，WESTBAY MP55（以下，MPシステム）を採用した．本稿では，モニタリング装置の設置手順と設置の際の品質確保の方策について紹介する．

2. モニタリング装置の概要

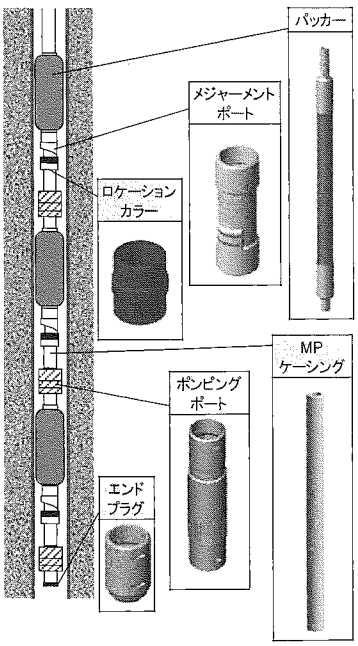


図-1　MPケーシング類の概要

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ケーシング類と，適宜MPケーシングの中に挿入して使用するパッカー拡張ツール，プレッシャープローブ，ポンピングポートのオープンクローズツールおよび，サンプラープローブ等で構成される．

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区間を形成した（表-1）．

3. モニタリング装置の設置手順

図-2に，モニタリング装置の設置フローを示す．モニタリング装置の設置には，試錐孔内に定置するMPケーシングの設置に係る工程と自動水圧計測装置類の設置に係る工程がある．

表-1　MPシステムのレイアウト

	区間	上パッカー中心深度 GL-(m)	下パッカー中心深度 GL-(m)	区間長 (m)	パッカーを除いた純区間長 (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)	56.96	65.20	8.24	6.35	61.08	○	○
	区間(2)	65.20	83.23	18.03	16.14	74.22		
	区間(3)	83.23	103.48	20.25	18.36	93.36	○	○
	区間(4)	103.48	123.73	20.25	18.36	113.61	○	○
	区間(5)	123.73	143.98	20.25	18.36	133.86	○	○
	区間(6)	143.98	176.22	32.24	30.35	160.10	○	
	区間(7)	176.22	184.47	8.25	6.36	180.35	○	○
	区間(8)	184.47	213.72	29.25	27.36	199.10	○	
葉層群	区間(9)	213.72	221.96	8.24	6.35	217.84	○	○
	区間(10)	221.96	296.21	74.25	72.36	259.09	○	
	区間(11)	296.21	370.46	74.25	72.36	333.34	○	
	区間(12)	370.46	378.70	8.24	6.35	374.58	○	○
	区間(13)	378.70	404.95	26.25	24.36	391.83	○	
	区間(14)	404.95	――	――	――	――	○	

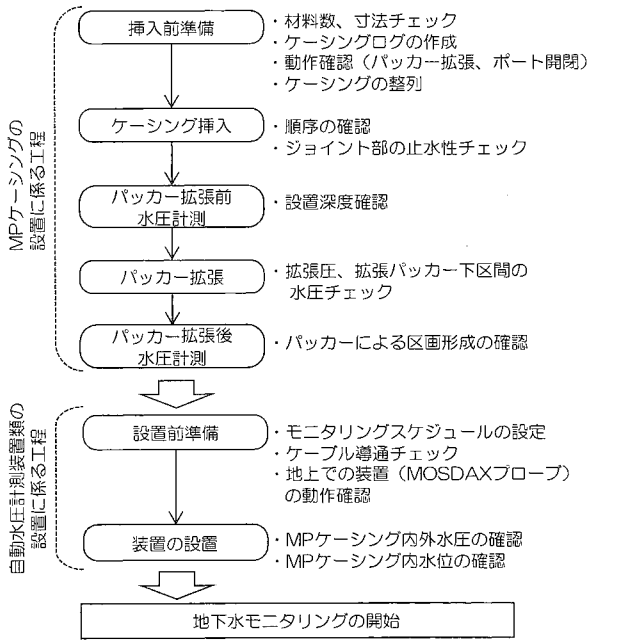


図-2　モニタリング装置設置のフロー

4. MPケーシングの設置に係る品質確保の方策

MPケーシング設置後に行う採水やモニタリングの品質を確保するための，MPケーシングの設置の際の要件としては，以下が挙げられる．

・設計通りのレイアウトであること．
・ジョイント部等からMPケーシング内に周辺地下水の流入が無く，止水性が確保されていること．
・パッカーにより確実に区間が形成されていること．

上記の要件を満たすことを念頭に，各工程において以下に示す作業を実施した．

①MP ケーシング挿入準備

設計レイアウトを基に設置材料数および，全材料の寸法チェックの結果を反映したケーシングログを作成し，MP ケーシングを挿入順に並べる．

②MP ケーシングの挿入

下端から順に挿入し，ケーシング類を連結しながら試錐孔内に降下させる．ケーシングのジョイント部については，全箇所において止水性確認試験を実施し，ジョイント部の内側から MP システムの許容圧力である 1.4MPa の水圧を作用させても漏水しないことを確認する（図-3）．

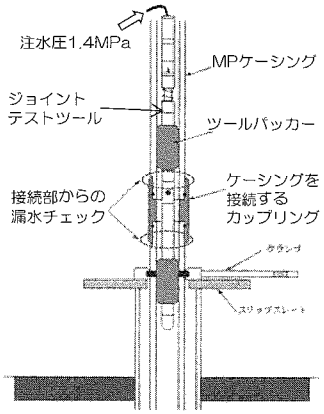


図-3　ジョイントシールテスト概念

③パッカー拡張前水圧計測

全ての MP ケーシング挿入後，水圧計測やボトル採水を実施するための計測口（メジャーメントポート）において，MP ケーシングが設計通りの深度に配置されているかを確認すること目的として，プレッシャープローブによる水圧計測を実施する．なお，この水圧計測記録は，パッカー拡張後の水圧計測結果と比較することによりパッカーによる区画形成の確認の目安となるものである．

④パッカー拡張

パッカーは，下部のパッカーから順に拡張する．パッカー拡張中は，パッカー拡張圧（パッカーへの注水圧）を計測しながら確実にパッカーが拡張していることを確認する．一例として図-4 に区間(7)の上部パッカー（GL-176.22m）の計測結果を示す．また，拡張しているパッカーの下区間の MP ケーシング外の地下水圧も計測し，必要に応じて，応力開放をしている．これは，パッカーの体積膨張により下の区間に過度な水圧が作用しないように配慮したものである．

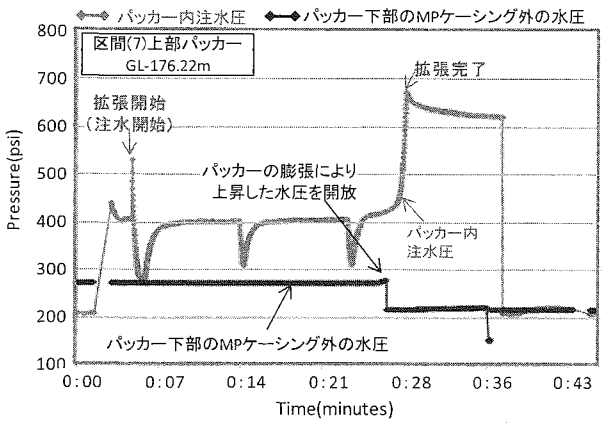


図-4　パッカー拡張作業中の水圧挙動の一例

⑤パッカー拡張後水圧計測

全パッカーの拡張完了後は，全区間の水圧計測を再度実施する．③で計測した水圧と比較することで，パッカーにより確実に区間形成されていることを確認する．図-5 にパッカー拡張前後の水圧計測結果を水頭に換算して示す．パッカー拡張前では，試錐孔内の水位を計測しているため，ほぼ静水圧分布を示しているがパッカー拡張後では，拡張前とは全体的に異なる値を示し，深度方向に換算水頭が大きくなる傾向を示している（裸孔で濃泥水等の影響が考えられる区間(14)を除く）．よって，パッカーによって有効に区画されていると判断し，MP ケーシングの設置を完了とした．

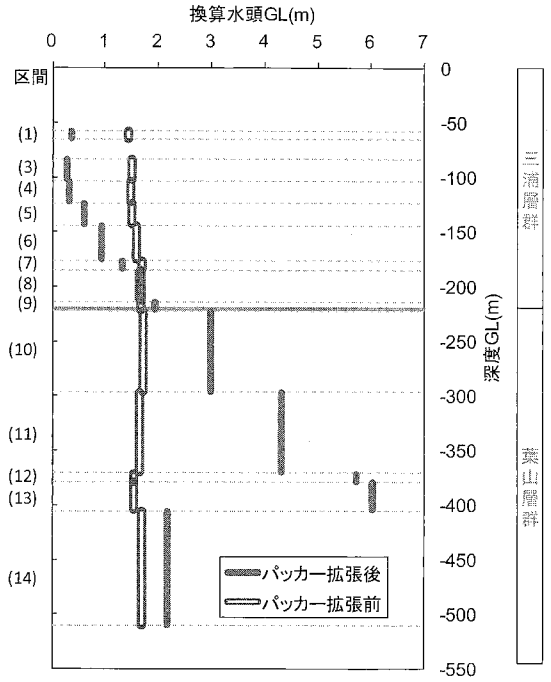


図-5　パッカー拡張前後の換算水頭分布

5. 地下水モニタリング装置の設置

MP ケーシング設置完了後は，表-1 に示す 13 区間に自動水圧計測用のモニタリング装置（MOSDAX プローブ）を設置し，地下水モニタリングを開始した（水圧・水温を 10 分間隔で記録）．なお，装置の設置に際しては，MP ケーシング内水圧・外水圧および，MP ケーシング内水位を計測し，装置が所定の位置に確実に設置されていることを確認しながら作業を進めた．

6. まとめ

以上述べたように，モニタリング装置の設置の際には，パッカー拡張前後の水圧や MP ケーシング内水位を観測して確実に装置が設置されていることを確認することが重要である．なお，モニタリング装置設置後の地下水モニタリングにおいても確実に各区間の地下水圧の計測がなされていることを継続的に検証することが，モニタリングの品質確保の上で望ましいと考えられる．

P1. エチオピア国アバイ渓谷地すべりに対する日本の斜面災害調査・解析技術の貢献

Contribution of Slope Disaster Investigation/Analysis Techniques in Japan to Landslides in the Abay River Gorge in Ethiopia

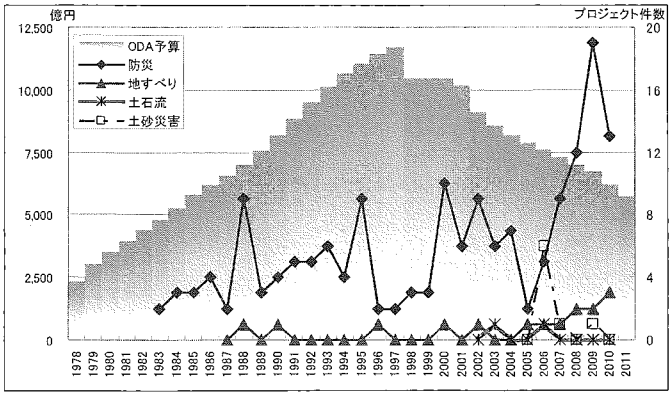
○桑野　健，市川　建介，塚本　哲（国際航業㈱），中川淳史（JICA エチオピア事務所）
Takeshi Kuwano, Kensuke Ichikawa, Satoru Tsukamoto, Atsushi Nakagawa

1. はじめに

日本国内における斜面災害調査・解析の技術は，国土交通省をはじめとする政府機関，大学や土木研究所等の研究機関，民間コンサルタント会社等における活動によって日々進歩している．

しかしながら，経済が発展中で道路交通網が整備され始めている発展途上の国々では，地すべりや落石，岩盤崩壊といった道路斜面災害は「新たな脅威」であり，現状では対策工はほとんど行われておらず，適切な対策を実施するための調査・解析技術は普及していない状況である．

また「社会経済インフラの充実」を重点課題の一つとして掲げる独立行政法人国際協力機構（JICA）では，政府開発援助（ODA）予算が減少する中，防災に係るプロジェクトを継続的に実施しており，従来からの河川・海岸災害や気象災害への対策プロジェクトに加え，特に斜面災害関連に対する取り組みを近年，増加させている傾向にある（図－1）．



図－1　ODA 予算と斜面災害プロジェクトの推移

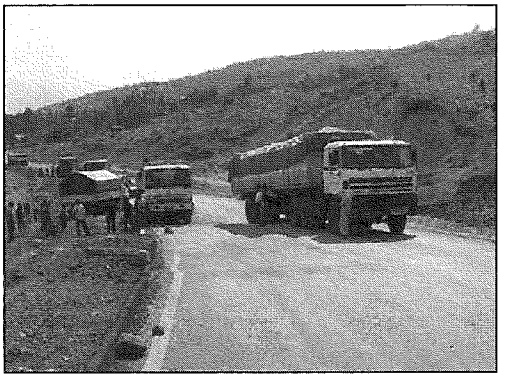
このような背景のもと，JICA の技術協力プロジェクトとして 2010 年 3 月より「エチオピア国アバイ渓谷地すべり対策調査プロジェクト」が開始され，日本の調査チームが同国アバイ渓谷区間において，斜面災害に関する調査・解析をエチオピア国立地質調査所とともに実施し，技術の普及を行っている．

2. アバイ渓谷における斜面災害の概況

エチオピアの首都アディスアベバから南スーダン国境に至る国道 3 号線は，原油や穀物の輸送等を担う同国の主要幹線道路であり，日本の無償資金協力により約 10 年間に渡って道路改修・整備が実施されてきた．

国道 3 号線アバイ渓谷区間は，約 40km の道路区間で標高差が約 1,500m の急峻な山岳道路であり，乾期には摂氏 40 度超，雨期には時間雨量 40 ㎜を超える強烈な雨が観測される過酷な環境である．渓谷内の地質はジュラ紀砂岩を基盤岩とし同じくジュラ紀のシルト岩，頁岩，礫岩，石膏，石灰岩が層厚 1,000m 以上で堆積し，最上位には新第三紀玄武岩類が分布する．

本地域では地すべり活動が各所で認められ，幅 2km に及ぶものや雨期での道路沈下が 4m に達するもの等，活動が非常に顕著であり，さらに 7～8 月の雨期には表層崩壊や落石，土石流が頻発する斜面災害多発地帯である．そのため道路の一部が崩壊するなど道路機能そのものが脅かされている（写真－1）．



写真－1　地すべりの陥没でスタックするトラック

しかしながら，エチオピアでは斜面災害の調査・解析に関する技術・知識は極めて乏しく，専門家や技術者はほとんどいないため，斜面対策工事も実施されていない状況である．また地質・土質を考慮した道路切土・盛土工事が行われていないことから斜面災害が多く，災害が発生した場合でも道路から崩壊土砂を除去する，（地すべり頭部であっても）沈降箇所に盛土する程度の対応が行われているのみであった．

3. アバイ渓谷に対する斜面災害調査と解析

エチオピアにおける斜面災害調査・解析に係る効率的な技術移転は，段階的なキャパシティ・ディベロップメント（能力開発）によってなされることが望ましいと考えられる．そのため現地の技術水準を考慮した上で，以下に示す 3 段階で技術の定着を図った．

段階 1：現地調査及び各種モニタリング技術

日本の調査チーム指導のもと，調査に必要な資機材や設置箇所の選定，モニタリング手法等の基礎技術を移転する．また，写真判読や現地踏査を通して，ハザードランク付けの考え方について移転する．

段階2：データ解析技術

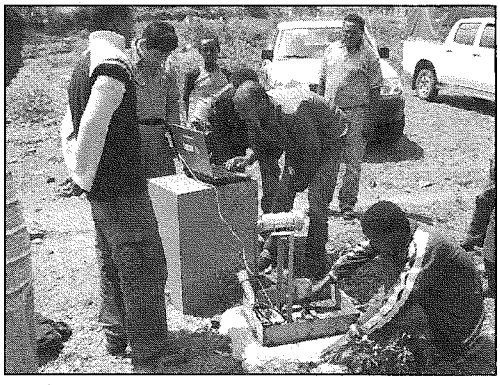
調査チームの指導のもと，前段階で得られたデータを基に災害発生の素因や誘因，さらにはメカニズムの究明に関する技術を移転する．

段階3：解析結果応用技術

解析データ，モニタリングデータ，前段階で得た知識を活用した対策工法選定の考え方，設計・施工に係る技術的対応方法について技術指導を行う．

これらの考え方に基づいて，アバイ渓谷の斜面災害調査・解析を実施した．具体的には次の通りである．

エチオピアでは，地すべり地形判読が可能な地形図の整備が不十分であるため，当該プロジェクトでは衛星写真を用いた地形図作成から始めた．調査はエチオピア地質調査所と共に実施し，日本で従来実施されている地すべり調査と同様，写真・地形判読，水文調査，現地地形・地質踏査，ボーリング調査，物理探査を実施したほか，日本より供与した孔内伸縮計，水位計，孔内伸縮計，地表伸縮計，雨量計を現地に設置し，継続的なモニタリングを実施中である．モニタリング機材設置方法及びデータ収集方法については，現場での講習会を実施することにより理解を促した(写真－2)．



写真－2　現場モニタリング講習会の状況

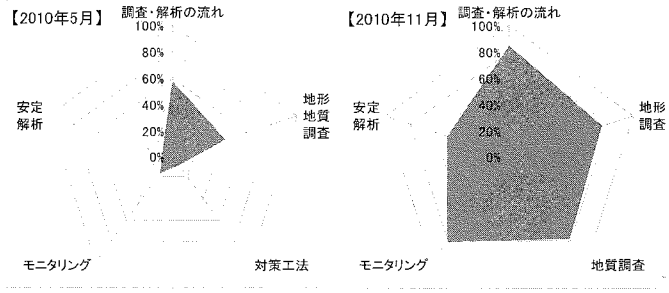
解析技術として，ボーリングコア観察と孔内傾斜計結果によるすべり面特定，地すべり地質断面図の作成，地すべり地形分布図の作成，素因・誘因の検討，安定解析，落石シミュレーション，土石流氾濫解析といった一連の解析を，地質調査所と共同で実施した．加えて調査・解析結果に基づいた斜面対策工の提案を行った．対策工法は，日本のようにアンカー工やのり枠工等を実施することは，現時点では技術的，経済的に難しいことから，水抜き工，表面排水工，押え盛土工など現地の状況を踏まえた現実的な対策工法を提案した．

また技術定着を目的として，屋外作業だけでなく，室内での定期的な技術移転セミナー，安定解析など特定テーマに絞ったワークショップを実施し，さらに代表職員による日本研修（現場視察等）も実施した．

さらに当該プロジェクトでは，一連の調査・解析結果を報告書としてまとめるだけでなく，同国における斜面災害に係る技術の定着・普及を目的として「調査・解析マニュアル」を作成して広く配布する予定である．

4. 日本の調査・解析技術の貢献

日本の調査チームと共同で実施した調査・解析技術の理解度，技術移転の効果を把握する目的で，該当する職員に対するアンケート調査を実施した．アンケート調査はプロジェクト開始直後（2010年5月），中間（2010年11月）で行い，質問項目は，1)調査・解析の流れ，2)地形・地質調査，3)モニタリング，4)安定解析，5)対策工法に関するものである．これら5項目について，それぞれ複数の小質問（例えば「2)地形・地質調査」の項目で「地形判読方法を理解し自分で実施することができるか」）があり，数値1～5（1が全くできない，5が十分できる）で回答してもらった．図－2はアンケート結果を全回答者で平均し，100点満点換算で示したものである．



図－2　キャパシティ・ディベロップメントの推移

この図から，プロジェクト開始時点では斜面災害に係る知識・技術がほとんどなかったにも関わらず，今回のプロジェクトを通じて半年後には，エチオピア側が調査・解析手法を理解し，大幅に技術移転が進んだことが見てとれる．またプロジェクト2年目には，1年目で技術移転した大部分の調査・解析作業をエチオピア側のみで実施できており，これはアンケート結果を裏付けている．このように日本の調査・解析技術がエチオピアに浸透し始めており，今後，同国の道路斜面防災対策及び経済発展に大きく貢献していくことが予想される．なお，アンケート調査はプロジェクト終了時（2011年11月）にも実施予定であり，さらなる理解促進が期待される．

5. おわりに

今回，日本の政府開発援助の技術協力プロジェクトにおいて，日本で長年培われてきた調査・解析技術を用いて，エチオピア地質調査所と共に斜面災害に関わる地形・地質調査，モニタリング，メカニズム解析，対策工提案を実施した．これにより，現地の調査と解析の技術力向上に大きく貢献した．

また，国際協力分野において斜面災害をはじめとする防災プロジェクトは今後とも需要が高いと思われ，日本の応用地質分野，特に斜面防災関連技術への期待は大きい．

P2. 土砂災害ハザード評価を目的とした斜面変動の時・空間分布に関する研究

A study of spatiotemporal distribution of landslide related to its hazard assessment

○池見洋明・三谷泰浩・Ibrahim Djamaluddin・Jia Ning
Hiro Ikemi, Yasuhiro Mitani, Ibrahim Djamaluddin, Jia Ning

1. はじめに

1.1 背景と目的

自然災害のリスクマネージメントでは，災害の原因である自然現象のハザード評価（ゾーニング）技術が重要となる．このハザード評価とは，その現象の発生場所や規模および発生頻度を表示するものと定義される[1]．この評価プロセスにより，その後の適正な土地利用や最適なリスクコミュニケーションの実現が可能になる．

本研究では，土砂災害の原因となる山地斜面を対象にして，ハザード評価技術の確立を視野に，斜面変動履歴の時間・空間分布の抽出手法の確立を目指している．なお，本報告では，北部九州，特に地盤災害の多い大宰府市周辺の花崗岩類分布域を対象地域として（図－1），地理情報システム（GIS）技術を用いた基礎的な検討を行う．

1.2 斜面変動インベントリーマップの現状

斜面変動の履歴（インベントリー）は，事実に基づく情報であり，ハザード評価の重要な基礎データとなる．しかしながら，すべての履歴を広域にマッピングすることは困難であり，世界的に見ても，その履歴が詳細に記録されている例は少ない．

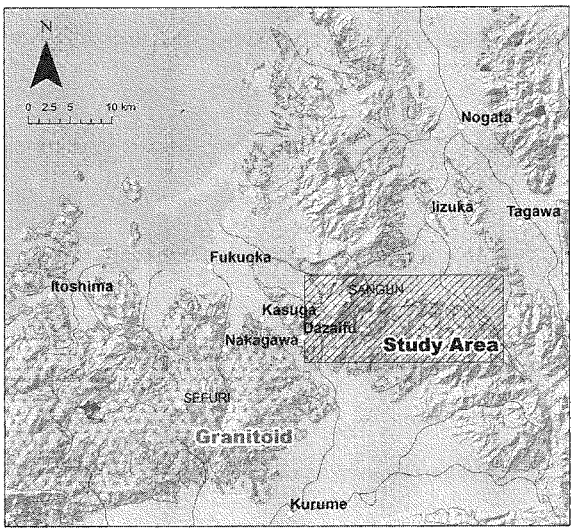
このような中で，面積が 2,000km^2 など，比較的大きな流域で，斜面崩壊の詳細な履歴を統計的に分析すると，斜面崩壊の規模と発生頻度にべき乗則が成り立つことが報告されている[例えば2]．

湿潤温暖気候下の植生の多い日本の山地では，斜面崩壊が，地形形成の主なプロセスであると考えられる．本研究では，このような視点から，山地地形と斜面変動履歴の関連性について検討している．

2. 研究内容

2.1 研究地域の概要

北部九州には，白亜紀に貫入した花崗岩類がバソリス状に分布し，三郡山地，英彦山山地，脊振山地などを形成している．この岩体は，地質構造や化学組成などから，脊振山地や対象地域周辺に分布する糸島花崗閃緑岩や早良花崗岩などをはじめ，17 区分に分類されている．



図－1　研究地域の位置と地形の陰影起伏図

北部九州の活構造として，警固断層や西山断層など NE-SW 系の活断層が知られているが，対象地域周辺に分布する花崗岩類岩体にも同様の方向をもつ断層が確認できる．例えば，九州新幹線の筑紫トンネルの工事記録では，NW-SE 系の断層が複数記載されている．脊振山地で行われた空中写真判読からは NW-SE および NE-SW の線状模様が報告されている[3]．さらに，脊振山地で行った地質踏査では，変質を伴った NS の断層とそれを切る横ずれの NW-SE の断層を確認している．

北部九州の主な地盤災害として，1953 年，2003 年の豪雨災害，2005 年の福岡県西方沖地震がある．特に 2003 年の災害では，太宰府市の四天王山脈から三郡山西・北西斜面の花崗岩類が分布する地域で数百個所の崩壊や土石流が確認されている．この他，毎年のように斜面崩壊が発生しているが，その多くが花崗岩類の分布域で発生している．

2.2 分析方法

本発表では，デジタル写真測量および GIS 技術を用いた (1) 対象地域の流域斜面の分類について，(2) 詳細な地形的特長の抽出についてを報告し，これらの方法の斜面変動履歴の抽出性能に関して検討する．

(1) 流域斜面の分類方法について

使用データは，国土地理院の基盤地図情報であるデジタル標高モデル（10m-DEM）および産総研の

1/200,000 シームレス地質図である．地形の傾斜角および傾斜方向は，10m –DEM を用いて求める．また，各空間データは，流域単位で整理し，流域斜面を ISO クラスタおよび最尤法により流域斜面の教師なし分類を行う．ここで，分析単位とする流域（平均面積 0.4km^2）は，1/25,000 地形図に示される河川分布の比較により，10m –DEM を用いて集水グリッドの数を設定して得られた水路網から，河川次数ごとに求める．

(2)　詳細な地形的特長の抽出方法について

使用データは，1963 年，1975 年，1985 年および 1995 年の 4 時代の国土地理院の 1/10,000～1/20,000 空中写真（合計 86 枚，1995 年のみカラー写真），2003 年に計測された LIDAR データ（平面間隔 2m 前後の x, y, z 値のテキストからなる点群データ）および同計測領域のオルソ画像である．これらのデータから，1963 年からのデジタル表層モデル（2m-DTM）のデータセットを作成し，傾斜角などのグリッド単位の地形量を計算する．次に，オルソ幾何補正処理を行った空中写真の変遷から斜面崩壊が確認できる流域を抽出する．最後に，LIDAR データを 5m-グリッドで集計した統計値および小流域（2m-DTM から作成）ごとに整理した空間データにより，流域の地形的特長を分析する．

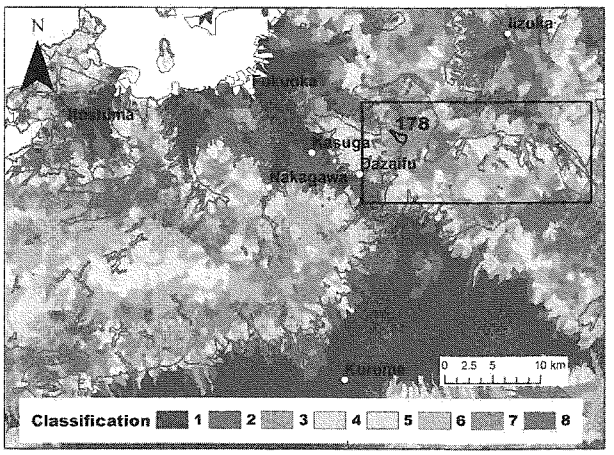
3.　結果

図－２には，流域を 8 区分に教師なし分類を行った結果を示す．この分類では Class 1 から Class 8 にかけて平均傾斜角は大きくなる．花崗岩類が分布する流域は，主に Class 5 から Class 7 に分類される．現地踏査では Class 6 と Class 7 の区別は明瞭ではなかったが，Class 5 では，堆積した土砂や水文環境において，明らかな差異が確認できた．また，急傾斜を示し，堆積物が少ない Class 8 の斜面の傾斜方向は，主に NNE あるいは SSW 方向を示すことがわかった．

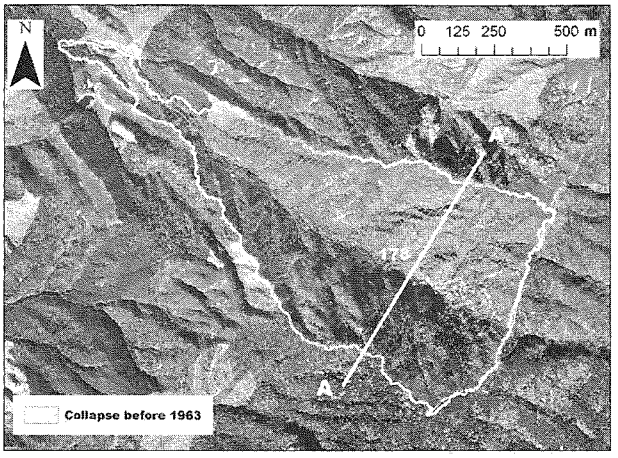
次に，1963 年から空中写真および LIDAR データから作成した DTM のデータセットおよび 5m グリッド単位で統計処理を行った結果，崩壊履歴または侵食作用の大きさによって流域での LIDAR データの 5m グリッド標準偏差が大きく変化することが確認できた．

図－３には侵食作用が大きいと判断される流域（図－２中の流域 178）の 1963 年のオルソ補正後の画像である．また，1963 年以前の崩壊と思われる地形をハッチで示している．図中の A-A'断面図は図－４に示す．曲線は標高，点は 5m グリッド標準偏差を示している．この標準偏差は，5m グトッド内での地形の起伏と植生の分布状況を示していると考えられる．この図から距離 700m から 800m の見られる滑落崖や 300m から 600m 付近の傾斜変換点から谷部にかけて，5m グリッド標準偏差の傾向が変化していることがわかる．

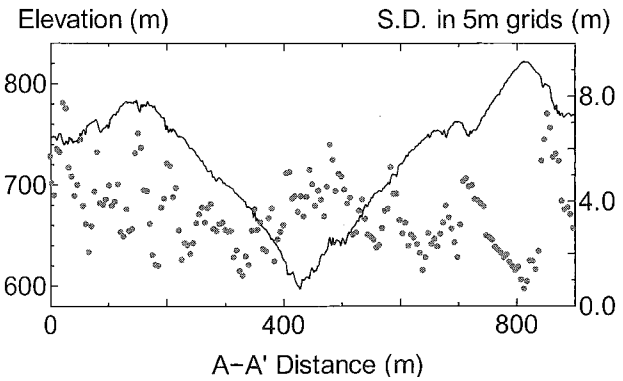
以上のことから，本発表では，本方法の有用性について検討した結果を報告する．



図－２　研究地域周辺の流域斜面の分類結果



図－３　流域 178 の 1963 年オルソ画像



図－４　地形と 5m グリッド標準偏差との関係

文献

1) Fell et al. (2008): Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning, *Engineering Geology*, Vol.102, pp.85-98.

2) Malamud et al., (2004): Landslide inventories and their statistical properties, *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol.29, pp.687-711.

3) 九州大学・佐賀大学 ILC 推進会議 (2011): 脊振地域国際リニアコライダー調査検討報告書（基礎資料編），52p.

P3. 平成21年度の直轄国道斜面災害の特徴

Features of Slope Disasters in 2009 FY on National Roads under direct control of Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism

○浅井健一，林浩幸，佐々木靖人（(独)土木研究所）
Ken-ichi ASAI, Hiroyuki HAYASHI, Yasuhito SASAKI (Public Works Research Institute)

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21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

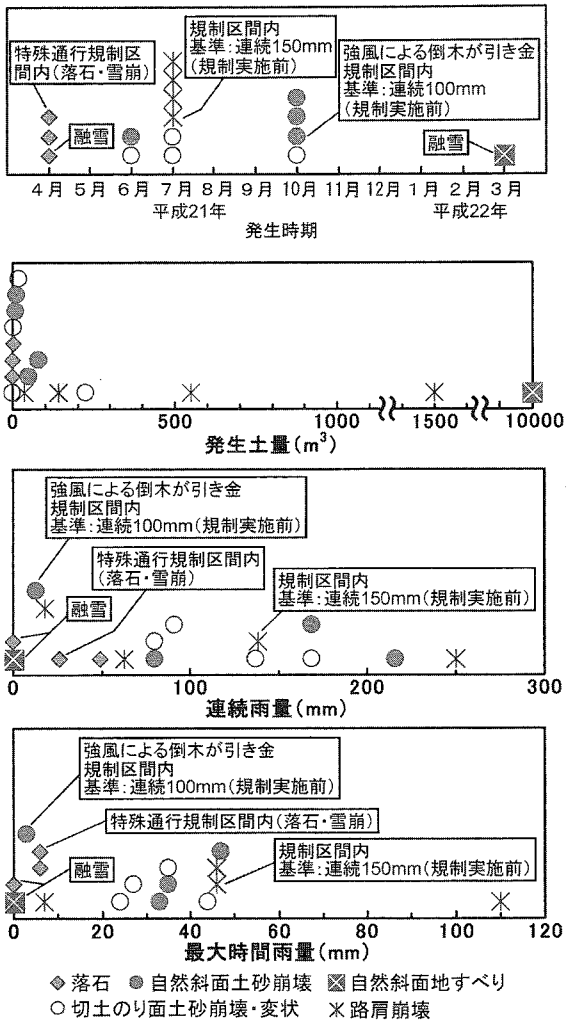
2.1 全体的特徴

収集した平成21年度の直轄国道斜面災害は16事例であり，その内訳は切土のり面の土砂崩壊・変状4，自然斜面の土砂崩壊4，自然斜面の地すべり1，路肩崩壊4，落石3である．これらの発生時期，発生土量，発生時の雨量について図－1に示す．これらのうち，7月の6件中5件が中国・九州北部豪雨時，10月の4件が台風18号来襲時である．

災害発生時の雨量は，最大時間雨量が20mm以上のものと10mm以下のものに分かれ，連続雨量ではそれぞれ80mm以上と50mm程度以下に相当する．連続雨量50mm程度以下・最大時間雨量10mm以下のグループには落石のすべて，地すべり，自然斜面の土砂崩壊のうち1件，路肩崩壊のうち1件が含まれる．これらのうち落石はすべて4月に北海道開発局管内で発生したものであり，無降雨または少雨の条件で発生した理由として融雪や凍結融解などの影響が推測される．地すべりは3月に北陸地方整備局管内で発生したものであり，融雪により多量の地下水が供給されたことが誘因と考えられる．路肩崩壊は水路の道路横断部の暗渠の呑み口が詰まったために道路上に溢れた水が路肩に流入して崩壊したものである．自然斜面の土砂崩壊は急斜面において台風18号に伴う強風による倒木の発生に伴い根元付近の土砂が崩壊したものである．

一方，連続雨量80mm以上・最大時間雨量20mm以上のグループには切土のり面の土砂崩壊・変状のすべて，自然斜面の土砂崩壊の残り3件，路肩崩壊の残り3件が含まれる．これらの発生誘因はすべて降雨である．

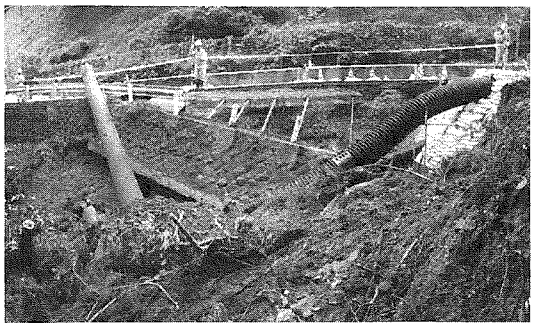
2.2 特徴的な事例および防災上の留意点



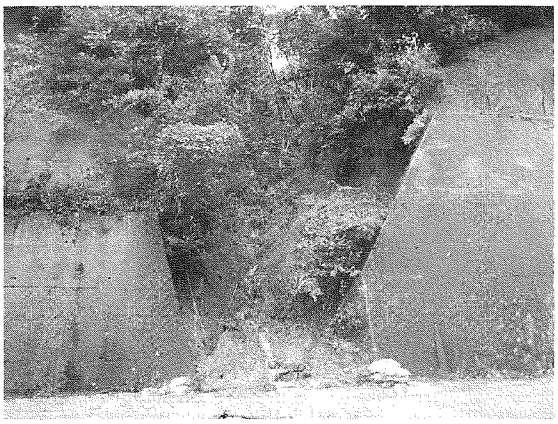
図－1　平成21年度直轄国道災害事例の発生時期，発生土量および発生時の雨量（誘因は特記しているものを除き降雨）

(1)道路上の表流水が流入し崩壊した事例

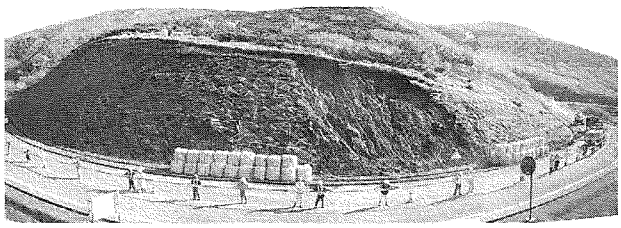
写真－1は路肩崩壊の事例である．崩壊時の連続雨量は138.5mm，最大時間雨量は46mmで，事前通行規制実施前（基準雨量は連続150mm）であった．当該箇所では道路上を流下する多量の表流水の一部が崩壊箇所に流入していたほか，道路側溝と暗渠の水を路肩下の谷へ排出する箇所でもあり，相当量の水が集中したことが推測される．また，過去の地形図および空中写真から，約30年前の国道に隣接する土地の造成により，もともと別の谷へ流入していた分の水も道路を崩壊箇所側へ流下するようになり，水量を増加させたと推測される．このような道路周辺での地形改変は表流水の状況を変化させ，崩壊の起こりやすい箇所が変わる可



写真－１　路肩崩壊の事例（管轄事務所提供）



写真－２　小規模な谷地形の崩壊事例
（管轄事務所提供）



写真－３　第四紀火山噴出物からなる切土のり面
の崩壊事例（管轄事務所提供）

能性があることから，地形改変が生じた場合にはそれによる表流水の状況変化を確認する必要がある．

同様の表流水の流入による崩壊は他に４事例生じたほか，平成20年度の直轄国道災害や平成21年中国・九州北部豪雨災害でも多く生じており[1)2)]，浅井ほか[2)]が中国・九州北部豪雨の災害事例について分類した「人工的な集水条件を有する箇所」に相当する．これらは災害弱点箇所として注意が必要であり，水の集中を抑制して災害リスクを低減させる対策が必要である．

(2)小規模な谷地形が崩壊した事例

写真－２は切土のり面に挟まれた小規模な谷地形の箇所（幅10～20m，奥行約50m，事前通行規制区間外）が連続雨量216mm，最大時間雨量47mmの集中豪雨で崩壊し，約15m^{3}の崩壊土砂が道路に流出し通行止めとなった事例である．地山は鮮新世の砂岩・シルト岩からなる固結度の低い地山である．当該箇所の被災記録は残っていないが，災害前の写真では谷の出口に土のうで応急対策がされていたことから，同様の土砂流出は以前にも繰り返されていたと推測される．

同様の小規模な谷地形の崩壊・土砂流出による災害は同日に当該箇所の約20km南でも生じたほか，平成20年度の直轄国道災害でも生じており[1)]，浅井ほか[2)]による「自然的な集水条件を有する箇所」に相当する．これらも災害弱点箇所として適切な点検・対策が必要である．

(3)軟質な地山からなる切土のり面の土砂崩壊の事例

写真－３は第四紀の火山噴出物からなる切土のり面（事前通行規制区間外）が連続雨量137mm，最大時間雨量24mmの降雨によって崩壊した事例である．本箇所の地質は礫混じり火山灰を主体とし，Ｎ値の大きい部分とＮ値10程度の軟質な部分が混在する．また、当該のり面では崩壊前にプレキャストのり枠工の浮き上がりが顕著に見られており，対策工の効果の低下と表層部分のゆるみが進行していたことが推測される．

なお、他の切土のり面の崩壊箇所３事例も，風化が進んでいたり新しい時代の地質であったりするなど軟質な地山であった．これらの切土のり面崩壊４箇所のうち３箇所は浅井ほか[2)]による「集水条件の特にない箇所」に相当する．同様の軟質な地山の切土のり面崩壊は平成20年度の直轄国道災害や平成21年中国・九州北部豪雨災害でも生じており[1)2)]，このような軟質な地山の箇所は災害弱点箇所として注意が必要である．

4. まとめ

平成21年度の直轄国道斜面災害を収集・分析し，災害の特徴と防災上の留意点を整理した．その結果，以下のような防災上の留意点が得られた．

1)降雨時に表流水の流入しやすい箇所は災害弱点箇所として注意が必要であり，表流水の流入を防止したり排水施設を適宜設けて分散させることにより特定の箇所への水の集中を抑制するような対策が必要である．

2)道路周辺での地形改変は表流水の状況を変化させ，災害弱点箇所が変わる可能性があるため，注意が必要である。

3)谷地形は小規模であっても降雨に対する災害弱点箇所であり，適切な点検と対策が必要である．

4)風化が著しく進んでいたり新しい時代の地質であるなど軟質な地山の箇所は，尾根地形など特に集水条件のない場合であっても豪雨時に崩壊しうるため，点検時においても地山状態を確認する必要がある．

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（2010）：平成21年７月中国・九州北部豪雨における道路斜面災害の特徴，日本応用地質学会平成22年度研究発表会講演論文集，pp261-262.

P4. 岩盤クリープ斜面を対象とした初生地すべりの変動計測

Measurement of the displacement of the primary landslide for bedrock creep slopes

○阿部大志，本間宏樹，石田孝司，武士俊也（独立行政法人土木研究所），徳永博，平山拓哉（日本工営株式会社）
Taishi ABE, Hiroki HOMMA, Koji ISHIDA, Toshiya TAKESHI, Hiroshi TOKUNAGA, Takuya HIRAYAMA

1. はじめに

初生地すべりによる災害を防止・軽減する目的で初生地すべりの動きを把握する研究を進めている。地すべり調査に用いられているボーリング、地盤伸縮計、孔内傾斜計や土研で開発している IT 地盤傾斜計を用いて、初生地すべりの変動形態を見極める技術を確立するために行った計測結果とボーリングによるボアホールスキャナにより得られた地山の亀裂の走向傾斜とこれらの計測で得られた変動の関係を報告する。

2. レーザープロファイラーから読み取る地形の特徴

計測地区は奈良県吉野郡上北山村西原に位置し、斜面中央付近を国道 169 号が通過する。レーザープロファイラー地形図（図 1）から読み取れる地形的特徴を以下に示す。



図 1　レーザープロファイラーによる微地形表現

①尾根地形が山腹斜面で枝分かれし、枝分かれした尾根地形に挟まれた斜面である。
②斜面傾斜は、約 40 度以上である。
③斜面中腹に南北方向に伸びる段差地形と、その直下に緩斜面が、2 段認められる。段差地形は、下段側が明瞭である。
④不明瞭な段差状地形から両サイドに崩壊跡地形が分布する。
⑤国道から下方斜面は緩斜面を呈し、崖錐地形を呈する。
⑥調査地斜面は、北山川の攻撃斜面に位置する。

計測モデル地区は地すべり地形特有の滑落崖は認められないものの、斜面変動を示唆する段差状地形が崩壊跡地形に連続している。以上のことから、幅約 60 m、奥行約 120m の範囲が、周囲と不連続な岩盤クリープの可能性のある範囲（以下、「ブロック」と称する）として認識される。

このようにレーザースキャナ計測技術による地形のプロファイリングは、段差地形などの地すべりの範囲を形づける微地形を把握するために重要である。また、今後はこれらのプロファイリング技術による微地形判定等の解析技術の確立が望まれる。

3. 高品質ボーリングおよびボアホールスキャナ

ブロック内の地表には段差が生じており、亀裂の開口した頁岩が分布することが予想された。層理面は大局的に北東傾斜で、国道に対しやや流れ盤である。

ブロック頭部付近の地質状況、亀裂性状を詳細に把握する目的で、高品質ボーリング（φ86mm,L=30m）とボアホールスキャナを実施しまとめた（図 2）。

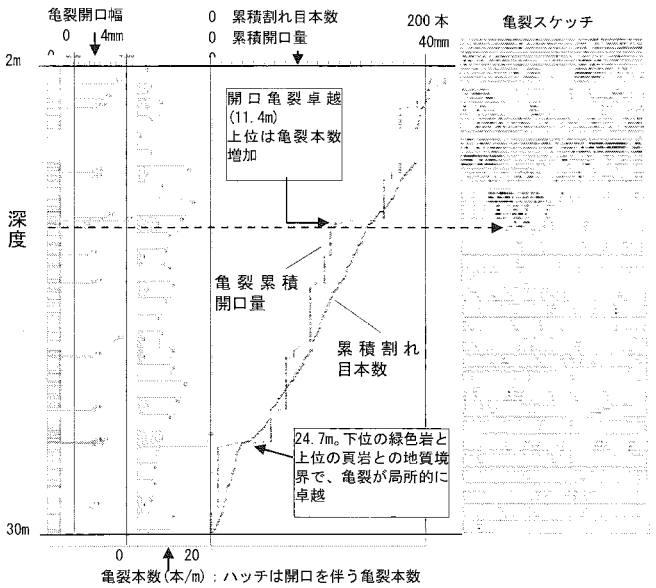


図 2　ボーリングによる亀裂調査

これらボーリングによる調査およびボアホーススキャナによる解析からボーリング深度 11.4m より上位は、亀裂沿いに破砕状部や粘土化部を挟在する。11.4m の開口亀裂幅は最大 3.9mm で、亀裂面の走向傾斜は N11W57E～N12W69E と地表踏査で得た斜面の最大傾斜方向と調和的である。深度 24.7m 付近の頁岩・緑色岩境界面に亀裂が局所的に密集している。

ボアホールスキャナによる開口亀裂やヘアークラックなどの分離面を図3にシュミットネット表現した。不連続面のうち、11.4mまでの大局的な走向傾斜は、EW,41N が卓越する。11.4m以深の大局的な走向傾斜は N70E,46Nが卓越する。11.4mまでの走向傾斜は、やや北側、すなわち、斜面に対し流れ盤方向に振れている。11.4mまでの大局的な傾斜角は、41度であり、11.4mよりも深い分離面の傾斜角は、46度であることが分かった。

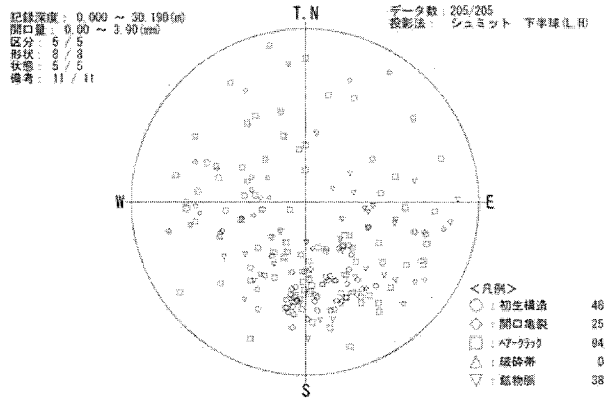


図 3 シュミットネット

4. IT 傾斜計による地表面の傾動傾向

初生地すべりの動きを把握するために設置したIT地盤傾斜計で得られたデータを基に、地表傾動方向・傾動量を地形図に図示した(図4)。これによると、地表傾動（方向・量）は尾根部（K1）とブロック周辺（K2～K4）とでの異なる挙動を示し、傾動方向は斜面最大傾斜方向からやや北側に振れている、という特徴がみられる。この傾動方向は北東に傾斜する頁岩の面構造に調和的であることから、地質構造に規制されているためと考えられる。

5. まとめ

計測モデル地区のブロックは、IT 地盤傾斜計の計測データの動きは、地表踏査や調査ボーリングによって得られた走行傾斜に関係していると考えられる。IT 傾斜計観測により、ブロック内の地表部では地質構造に規制されると考えられる緩慢な斜面傾動が確認された。今後は、孔内傾斜計による地中変位との関連を検討する予定である。

参考文献：阿部大志,千田容嗣,石田孝司(2011), IT 地盤傾斜計の現地適用の基礎実験,第 38 回土木学会関東支部技術研究発表会,Ⅲ-42,CD-ROM.

謝辞：本報告にあたって、フィールドを奈良県吉野土木事務所から提供いただき現地案内いただきました。また、「特殊な地すべり環境下で使用する観測装置の開発研究会」のワーキンググループＡの曙ブレーキ工業株式会社及び川崎地質株式会社には現地調査に同行いただきました。ここに記して謝意を表します。

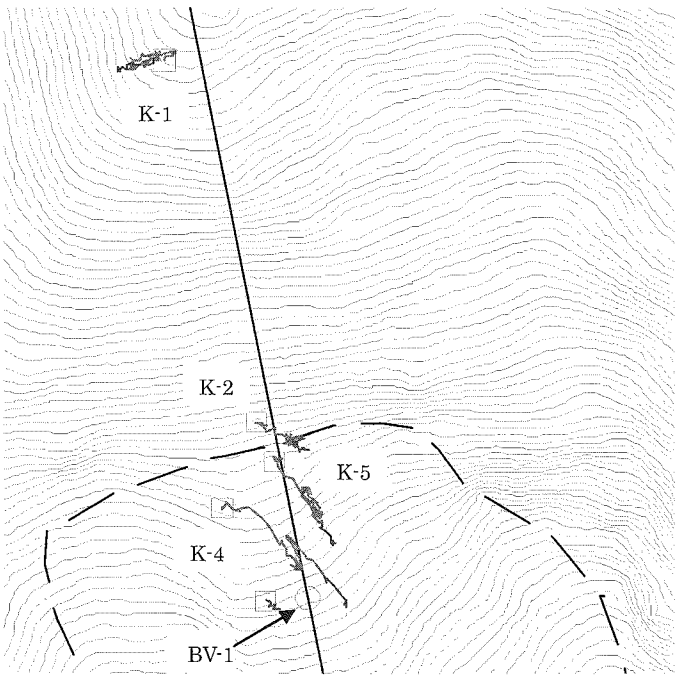


図 4　IT 地盤傾斜計による地表傾動方向および傾動量

P5. 平成22年10月奄美豪雨における道路斜面災害の特徴

Features of slope disaster on roads by the heavy rainfall in Amami area in October 2010

○林　浩幸，浅井健一，佐々木靖人（土木研究所）

Hiroyuki HAYASHI, Ken-ichi ASAI, Yasuhito SASAKI (Public Works Research Institute)

1. はじめに

平成22年10月18日～21日にかけて，前線が奄美地方に停滞し，ところにより期間降水量が800mmを超える記録的な大雨となった[1]．この大雨により家屋の浸水や土砂災害等が多数発生した．

本稿は県管理道路を対象として，通行止を伴う程度の災害事例を約70箇所収集し，道路斜面災害の特徴について考察した結果を報告するものである．

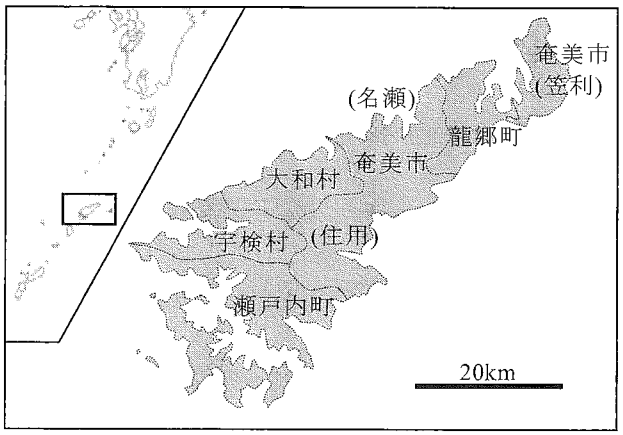


図-1　奄美大島の位置，市町村

2. 降雨量

気象庁名瀬（図-2）では，4時間雨量～24時間雨量(647mm)が1976年以降で最大となり、10月20日の日雨量(622mm)は明治29年の観測開始から最大を記録した[1]．また県雨量計住用（図-3）では時間雨量130mmが2時間連続するなど，猛烈な豪雨となった[2),3)]．

この豪雨により宇検村を除く市町村に避難勧告が発表されている．

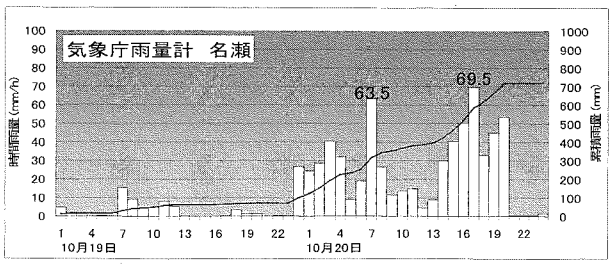


図-2　気象庁名瀬[1]　時間雨量（10月19日～20日）

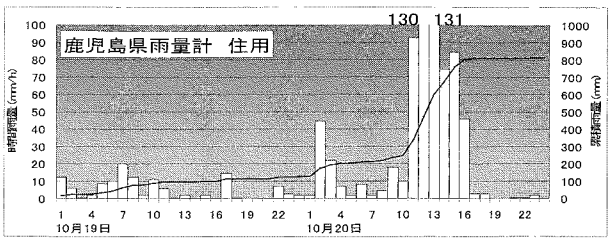


図-3　県雨量計住用[2]　時間雨量（10月19日～20日）

3. 災害事例の収集

道路斜面災害事例の収集は，県管理道路を対象として「通行止を伴う程度」の災害査定資料等を収集した．また国土交通省，鹿児島県の災害情報を収集，および現地調査をおこない，その他の災害箇所についても極力災害事例の収集に努めた．

4. 道路斜面災害の特徴

4.1　災害形態（図-4）

道路斜面災害の約50%（38事例）が古い切土のり面の表層崩壊である．また尾根末端を切土していた箇所の中～大規模崩壊が16%（12事例）である．また自然斜面崩壊においても9事例中6事例は集水地形ではなく尾根地形～平滑地形が崩壊発生源となっている．

したがって全体的には「切土のり面」や「尾根地形」における災害が多い特徴があり，土石流などの集水地形における災害は比較的少ない．

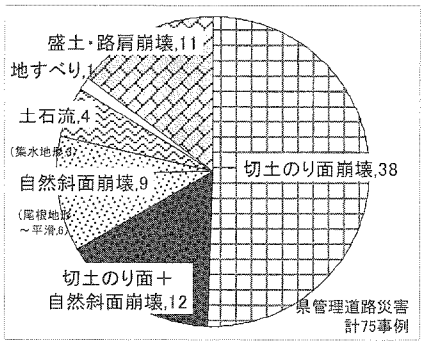


図-4　道路斜面災害の形態

4.2　基盤地質

奄美地域の基盤岩は概ね四万十帯の粘板岩・砂岩が主体である（図-5）．切土のり面崩壊や尾根地形の中～

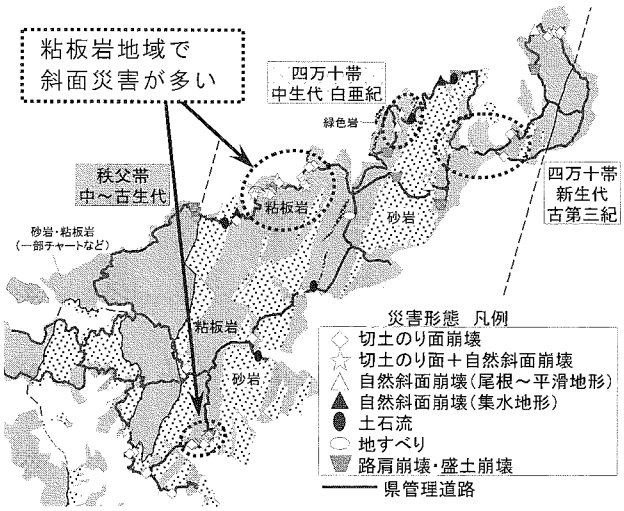


図-5　災害位置図・地質図[4]

大規模崩壊は，粘板岩分布域で多く発生している特徴がある．奄美地方の基盤岩（特に粘板岩）は大半が深部まで強風化・赤色化しており，崩壊箇所の多くは赤褐色土が崩壊している場合が多い．

5. 特徴的事例

5.1 切土のり面表層崩壊

今回調査した中で最も多い災害形態が切土のり面の表層崩壊である．昭和 40 年代～50 年代の比較的古い切土のり面で発生している場合が多く，のり面勾配は 1:1.0～0.8 程度，のり肩付近から崩壊している場合が多い．また表層 1~2m の赤褐色風化部が崩壊している場合が多い（図-6）．

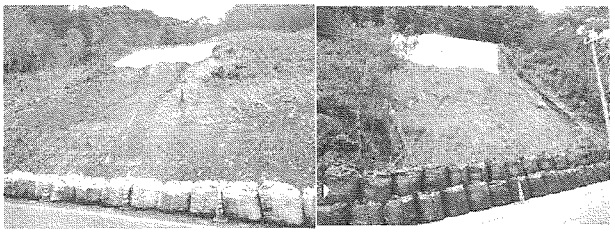


図-6 切土のり面表層崩壊の事例

5.2 尾根地形の大規模崩壊

今回の奄美豪雨では，尾根地形における大規模崩壊が特徴的に発生している．災害箇所の大半は地山深部まで赤褐色に強風化している場合が多く，また粘板岩地域で多く発生している特徴がある（図-5）．

図-7 は龍郷町浦の大規模崩壊である．昭和 50 年頃に側部を切土し，今回の崩壊箇所が凸状に残存していた箇所である．崩土は赤褐色化が著しい．また当箇所では崩壊時刻が判明しており，2 回目の降雨ピーク時，累積雨量 700mm 時に崩壊している（図-8）．また宅地浸水時刻からやや遅れて崩壊が発生している．

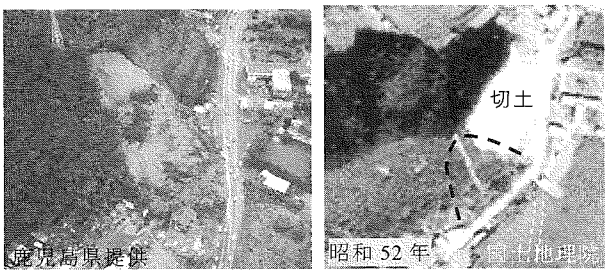


図-7 尾根地形の大規模崩壊（龍郷町浦）

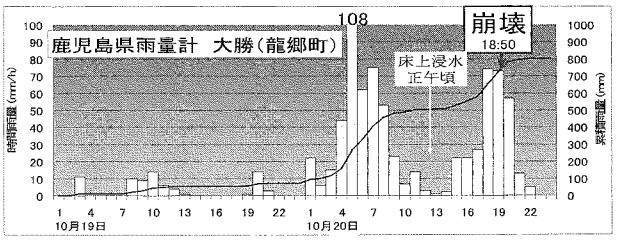


図-8 県雨量計大勝[2]時間雨量（10 月 19 日～20 日）

図-9 は瀬戸内町網野子の大規模崩壊である．昭和 50 年頃に線形改良による切土のり面が施工されたが，今回の豪雨で尾根地形ごと大規模に崩壊した．なお近傍においても多数の切土のり面崩壊等が発生している区間である．

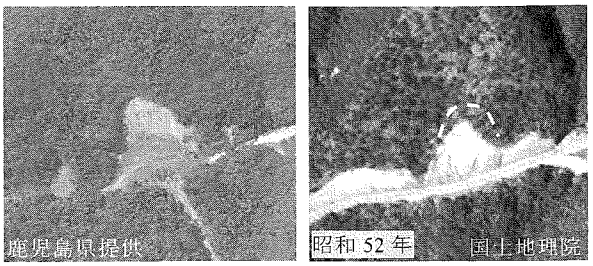


図-9 尾根地形の大規模崩壊（瀬戸内町網野子）

5.3 集水地形における土石流，自然斜面崩壊

今回の奄美豪雨では，集水地形における道路斜面災害（土石流・自然斜面崩壊等）は比較的少ない．事例数は少ないものの，集水地形における災害は砂岩分布域で発生している場合が多く（図-5），切土のり面崩壊や尾根地形崩壊と対照的である．

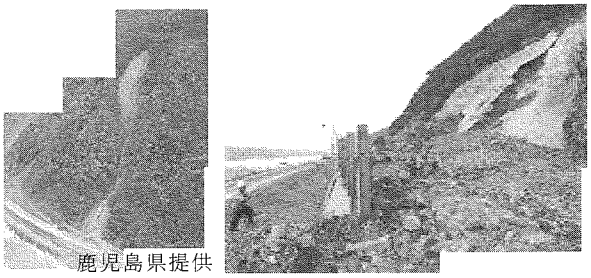


図-10 集水地形の崩壊（龍郷町円）砂岩岩塊が多い

6. まとめ

(1)古い切土のり面における崩壊が多い

奄美大島の道路は建設時期が昭和 50 年代以前の古いものが多い．切土後 30～40 年が経過し，切土表層が強風化・赤褐色土化していたため，今回の豪雨で特に切土のり面表層崩壊が多数発生したと想定される．

(2)尾根地形における大規模崩壊が特徴的である

奄美地方は亜熱帯地域のため，特に粘板岩の風化が尾根深部まで進行していたと考えられる．また通常の降雨で崩壊せずに残っていた粘板岩地域の尾根地形が，今回の記録的な豪雨で尾根ごと崩壊に至ったと考えられる．

供用から数十年以上を経過した道路では，風化・劣化し続ける地山状況を注視する必要がある．特に切土のり面の表層崩壊，および近年の異常気象を踏まえ，深部まで強風化した尾根地形において大規模崩壊の可能性を考慮する必要があると考えられる．

文献

1) 気象庁：災害をもたらした気象事例，
http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index.html
2) 鹿児島県：奄美地方における集中豪雨災害に関する情報，http://www.pref.kagoshima.jp/bosai/saigai/h22/ooame1020.html
3) 国土交通省：災害情報，奄美大島における大雨の被害状況等について，http://www.mlit.go.jp/saigai/mokuji.html
4) 九州地方土木地質図，九州地方土木地質図編纂委員会，1986.

P6. 降雨に伴う斜面崩壊予測に向けた検討
-耳川流域の斜面災害と降雨浸透特性の把握への取り組み-

Examination for slope failure prediction due to rainfall

-Slope disaster and rainfall infiltration properties in the Mimi River basin-

吉武宏晃（九州電力），○田中姿郎，豊田康嗣，末永弘，小早川博亮，
澤田昌孝（電力中央研究所）大石博之（西日本技術開発）
Yoshitake, H., Tanaka, S., Toyoda, Y., Suenaga, H. Kobayakawa, H., Sawada, M., Oishi, H.

1. はじめに

宮崎県北部に位置する耳川は，全長約 95km の二級河川である．耳川水系には，九州電力が 7 つの水力発電所（総出力 34 万 kW）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．平成 17 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，宮崎県の山間部では総雨量 1,000mm を超える記録的な豪雨をもたらした．この未曾有の豪雨被害の中でも，斜面崩壊については発生数，規模ともに過去に例を見ないものであった．この災害経験は，耳川流域が斜面災害に関して多大なリスクを有していることを認識する契機となった．現在，防災や貯水池への流入土砂量の把握を目的として，斜面崩壊発生の予測（どのくらいの雨でどの斜面が崩壊するのか）に取組んでいる．本稿では，これらの取組の一部について紹介する．

2. 耳川流域の地形地質と斜面災害

2.1 地形地質の特徴

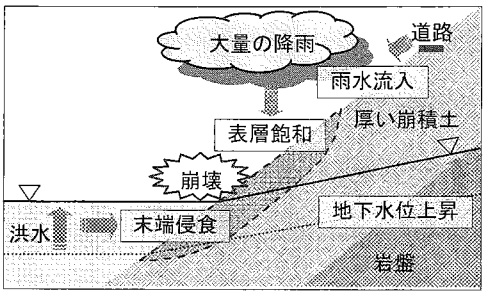
耳川流域の地質は，四万十帯の砂岩頁岩である．地質時代を通した地盤の隆起と河川による侵食の繰り返しにより，急峻部に厚く崩積土が分布する不安定な地形が多数存在する．

2.2 斜面災害の特徴

平成 17 年の台風 14 号に伴い耳川流域では，約 500 箇所の斜面崩壊が発生し，約 1,000 万㎥の土砂が河川に流入した．これらの土砂流入が河道閉塞と河床の上昇を引き起こし，洪水（浸水）被害を助長させたものと考えられる．

広域の崩壊斜面調査（航空写真判読，現地踏査，ボーリング調査等）を実施した結果，斜面崩壊の主な素因は，急峻な斜面に厚く堆積する崩積土であったと考えられる．また，台風 14 号よる斜面崩壊は，「水」に起因する複数の誘因が重なりあって発生したものと考えられ（図-1），特に，大量の降雨及び道路からの雨水流入による斜面の表層飽和，洪水による斜面の末端侵食が大きく影響したと推定される[1)]．

過去の斜面崩壊実績や，大規模降雨の発生リスクが増大していることを踏まえると，耳川流域は，今後も斜面災害の発生する可能性が非常に高い地域であると考えられ，斜面災害リスクの把握が必要である．



図－1　斜面崩壊のメカニズム

3. 斜面崩壊予測手法の構築

広域における斜面崩壊の予測手法については様々な研究が行なわれているが，多くの課題が残されているのが現状である．本研究では，「崩壊する可能性がある斜面の抽出」と「崩壊する雨量の予測」を主な検討対象とし，耳川における多くの崩壊実績データや崩壊と雨量の関係，現地調査より判明した崩壊のメカニズム及び現地計測の結果を活用することで，耳川流域の特徴を反映した予測を行う．

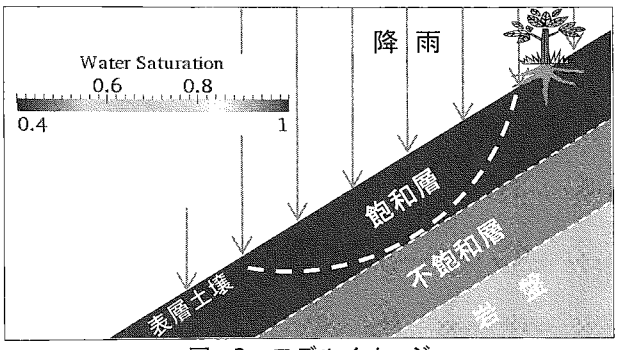
3.1 崩壊リスク斜面の抽出（どこが崩壊するのか）

崩壊する可能性のある斜面の抽出にあたっては，台風 14 号により崩壊した斜面の地形・地質の特徴を踏まえ，崩壊斜面特有の地形要素を空中写真や地形図から判読する方法により実施した．その結果，平成 17 年台風 14 号では崩壊していないが，今後崩壊する可能性がある斜面が多数存在していることが判明した．

3.2 崩壊雨量の予測（何 mm の雨で崩壊するのか）

前述した崩壊する可能性のある斜面を対象に，崩壊する雨量を予測するためのモデルを構築する（図-2）．降雨による斜面崩壊は，雨水の浸透と斜面安定性の複合問題であることから，予測するための解析手法として，①気液二相流解析による斜面内飽和度分布予測，②予測された飽和度分布に基づく斜面安定解析を考える．まず①では，斜面の各地質要素（表層土壌，不飽和層，岩盤層など）における物性値（絶対浸透率(透水係数より推定)，間隙率，二相流特性(毛管圧，相対浸透率)），集水面積，植生状況等を設定し，降雨の時間変化を与えた場合の飽和度分布，地下水位分布を求める．次に①で求められた飽和度分布をもとに，②による斜面の安定解析を実施しすることにより崩壊の有無を判定する．

解析結果に大きく影響する地盤のパラメータは，耳



図−2　モデルイメージ

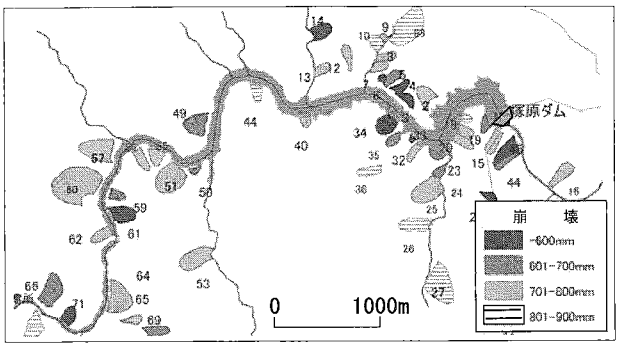


図 - 3　崩壊予測分布図のイメージ

川流域及び各斜面の地形地質的特徴を踏まえ，斜面崩壊の実績データ，室内試験結果及び現地計測結果を用いて斜面ごとに設定する．①，②に流域を代表する降雨パターンを与えることにより，斜面崩壊する位置，崩壊するときの累積降雨量を予測する（図–3）．

4. モデルの検証

構築したモデルについては，現地計測による実証及び崩壊実績を活用した再現性の確認を行い，予測結果の妥当性を検証する．

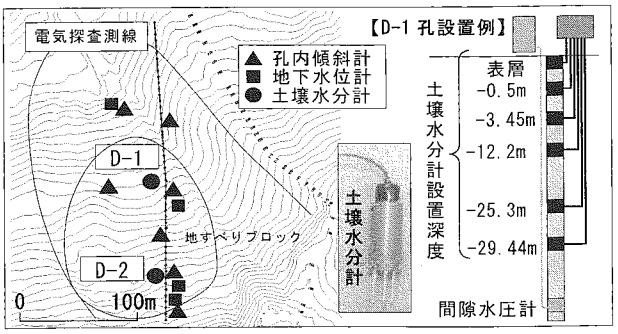
4.1 現場計測

図–4に現場計測状況を示す．現場計測については，上述の通り降雨浸透が斜面の不安定化に大きな影響を与えることから，電気探査及びボーリング孔を用いた土壌水分計による斜面内部の体積含水率や地下水挙動の把握に取り組んでいる．電気探査は，降雨時に連続計測することにより，比抵抗分布の面的・連続的な変化の把握に活用する．図–5に土壌水分計の計測結果の一例を示す．間隙水圧計ならびに地下浅部に設置した土壌水分計は降雨に対して反応している．一方で，深部の土壌水分計は反応が無い．斜面内部への土壌水分計の設置実績は少ないため，今後も貴重なデータが得られるものと考えられる．

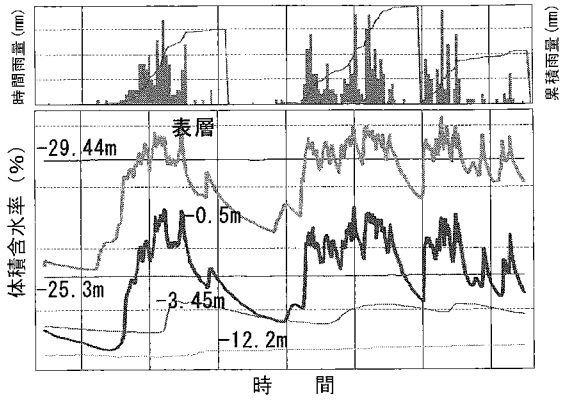
これらの計測結果は，モデルとパラメータの妥当性検証及び初期条件・境界条件の決定に活用する．

4.2 崩壊実績による再現性の検証

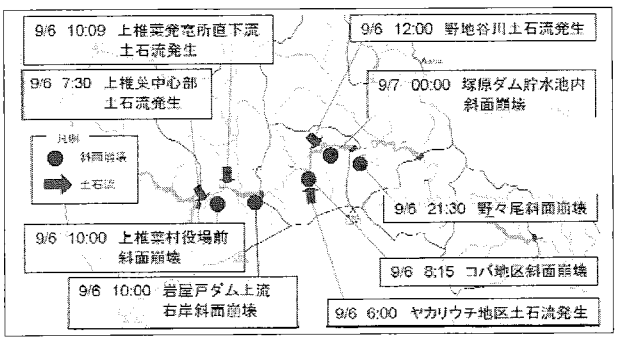
図–6に発生時刻が判明している斜面災害の位置を示す．台風14号によるこれら斜面崩壊の規模や発生時刻の調査結果を活用し，予測モデルの再現性を検証する．



図−4　現場計測状況



図−5　土壌水分計 計測結果（例）



図−6　台風 14 号時の崩壊斜面と発生時刻

5. 今後の展望

斜面崩壊予測については，多くの不確定要素の存在（空間的な広がりをもつ地盤の不均質性や多様性）及び複雑な崩壊メカニズムといった様々な課題が存在する．今後は，継続して計測を続けながら，要求性能を満足する精度の確保に努めていく．また，これらの検討に加えて，簡易な地盤物性調査等の検討・開発にも取組んでいく．斜面崩壊予測により，斜面災害のリスクを定量的に評価することで，流域の安全・安心の確保や継続的な利水へ大きな役割を果たすものと期待される．

参考文献

1) 吉武ほか（2009）：大規模崩壊斜面における斜面構造と崩壊メカニズムの解明．地盤工学会委員会主催シンポジウム No.144，降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジウム発表論文集，265-266.

P7. インドUP州における地下水砒素汚染の調査と対策

Countermeasure for Arsenic Contamination Groundwater at Uttar Pradesh in India

○伊藤健一，矢野靖典，瀬崎満弘，塩盛弘一郎，横田漠（宮崎大学）
Kenichi Ito, Yasunori Yano, Mitsuhiro Sezaki, Koichiro Shiomori, Hiroshi Yokota

1. はじめに

地質由来の自然的原因による地下水砒素汚染はアジア各地の広い地域で健康被害をもたらしている[1]．中でも，ガンジス川下流域のインド西ベンガル地域とバングラデシュの地下水砒素汚染は健康被害が甚大であることから，1980年代に汚染が確認されて以降，マッピング，汚染機構調査，医療検診，水処理，代替水源など様々な対応が進められている．一方，同河川中流域のインド北東部ウッタル・プラデシュ州（以下，UP州）では，2002年から2004年に地下水砒素汚染が確認されたが，まだ目立った健康被害が少ないこともあり，汚染状況の把握が十分ではない．

2. はじめに

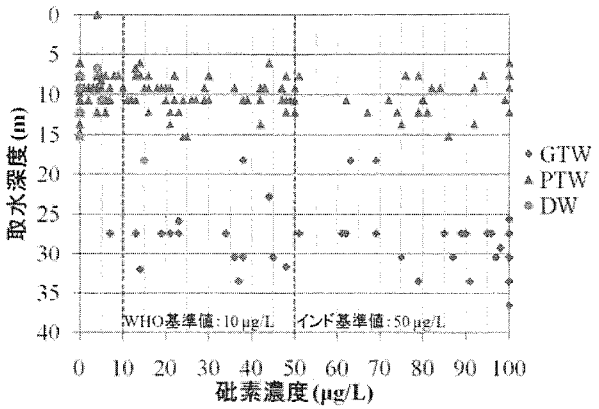
UP州上水道局とUNICEFが行った政府が設置の公共井戸（以下，GTW）の全井戸調査から，UP州内70県のうち20県で砒素がインドの飲用水基準：50 μg/Lを超過し，特にケーリ、バリア、バライチの3県でその割合が高いこと，バライチ県内14ブロック（行政区画）のうち10ブロックで砒素汚染が確認され，テジャワプール・ブロックでは25%を超える井戸で50 μg/Lを超過することが確認された[2]．そこで，UP州で最も地下水砒素汚染頻度が高いバライチ県テジャワプール・ブロック内の7集落をモデル調査地域として抽出し，飲用される井戸の地下水調査を行った[3]．

3. 調査・試験方法

井戸は，GTW，個人用井戸（以下，PTW），釣瓶井戸（以下，DW）があり，採水深度はGTW：30 m前後、PTW・DW：10 m前後或いは以浅である．まず，地下水の砒素汚染状況を把握するため調査地域の全井戸に対して砒素濃度調査を行った．次にボーリングを行って地質層序と深度方向の土壌砒素濃度を確認し，採取された試料に対して，土壌中の砒素の存在状態を理解するために逐次抽出分析を行った．

4. 全井戸水質砒素汚染調査結果

調査地域の全井戸，GTW：42 本，PTW：327 本，DW：8本の計：377本について，簡易砒素分析用フィールドキット（Wagtech 社製）を用いて砒素濃度を分析した．また，地表の衛生状態の地下水への影響を確認のために一部の井戸では大腸菌群簡易検出紙（共立理化学研究所製）を用いて大腸菌群数（cfu/100 ml）を測定した．砒素の濃度分布と取水深度との関係を図-1に示す．なお，フィールドキットの測定範囲が0~100 μg/Lであるため，100 μg/Lを超える値については図-1



図－1　井戸水の取水深度と砒素濃度

では便宜的に100 μg/Lとしてプロットした．調査の結果，GTWの砒素濃度は61.9 %で50 μg/Lを，1本を除く97.6 %で10 μg/Lを超過し，ほぼ全てで砒素汚染されていることが判った．一方，PTWの砒素濃度50 μg/Lの超過は7.0 %であり，10 μg/Lの超過も23.9 %であったが，多くの井戸で大腸菌が検出された．また，DWは1本を除く全て砒素濃度が10 μg/L未満であったが，高い大腸菌群数が検出された．

以上の結果，調査範囲のほぼ全ての井戸が砒素あるいは大腸菌により飲用に適さないこと，GTWの取水深度では全域で地下水が砒素汚染されている確認された．

5. ボーリング調査結果

地質状況を確認するためにパッシンパッティ集落付近にてボーリングを行った．掘削は，孔壁崩壊により深度156 mで終了し，土壌試料は129 mまで回収された．土壌は酸分解後，砒素を原子吸光光度計AAS（島津製作所製 AA-6200），鉄，アルミニウム，カルシウムをICP-AES（島津製作所製ICP-8100）で測定し，土壌含有量とした．ボーリング調査の結果，地表から156 mまで砂質層であることが確認され，全ての井戸が同じ帯水層を水源としている可能性が示唆された．砒素含有量は1~6 mg/Lの範囲で推移し，5~10 m，25 m付近，35 ~40 mで高く，鉄とアルミニウムについては40~50 mと110 mで、カルシウムは35~50 mと100 m以深で、それぞれ他の深度より比較的高い傾向であった．しかし，それらに明確な相関は見られなかった．

次に，複数地点で土壌中の砒素分布を比較するために調査地域のチェトラ村の北部（C.N.）と南部（C.S.），パッシンパッティ集落近郊（P.P.），ネワダプロパー集落北部（N.P.），ダンニプルワ集落北部（D.P.），バブニ

チェク集落南部（B.C.）の計 6 地点でハンドパーカッションによるボーリングを行った．井戸の取水深度 30 m まで掘削し，採取土壌を風乾後，エネルギー分散型蛍光 X 線分析装置（セイコーインスツルメンツ製 SEA1100）にて砒素と鉄の含有量を測定した．ボーリングの結果，地下水面は 1.2~2.3 m と浅く，30m まで遮水層は見られず，全ての井戸は不圧帯水層から取水している可能性が示唆された．分析の結果，砒素と鉄の含有量は近い挙動を示したが，明確な相関は見られなかった．

6. 逐次抽出分析結果

土壌中で砒素含有量と，砒素の吸着体やソースになりやすい鉄やカルシウム等の含有量との間に明確な相関が無いことから，C.N.，C.S.，P.P.の各ボーリングにおける表層の砂泥混合層，砂礫層，砂質層など地点毎に 4 試料を選択し，貫上（2008）らの方法を参考に逐次抽出分析を行った．抽出は，水抽出＋BCR 法の 4 段階で行い，各成分を分析した（表-1）[4]．また、固相は粉末 X 線回折分析（PANalytical 製 X'part）により鉱物組成を調べた．分析の結果，全試料で砒素は Step 1~3 の抽出画分に存在し， Step 4：酸化性画分には含まれなかった．また，表層に近い試料の一部では溶出しやすい Step 1 または Step 2 或いは両画分に砒素が含まれなかった．鉱物種としては，全試料が雲母、石英を主体とし，層状ケイ酸塩鉱物，長石， カルサイト，ドロマイトを含むことが確認された．ガンジス川下流域のバングラデシュ等では砒素が微細な黄鉄鉱等の硫化物に含まれる例が報告されている [1),5)]．しかし，試料の酸化性画分からは砒素が検出されず，鉱物分析でも還元性の鉱物種は確認されなかった．

以上から，土壌は全体的に類似した鉱物組成であり砒素やそれに関連しやすい鉄などの成分の含有量も深度方向により井戸水の砒素濃度への影響が明瞭に関係づけられる結果は得られなかった．

7. 井戸水水質分析結果

そこで，砒素汚染の要因が水質側にもあると推察し，砒素汚染井戸水について，多成分の水質分析を行った．各成分を比較した結果，砒素と二価鉄とアンモニウムイオンの各濃度間に相関の傾向が見られた（図-2）．

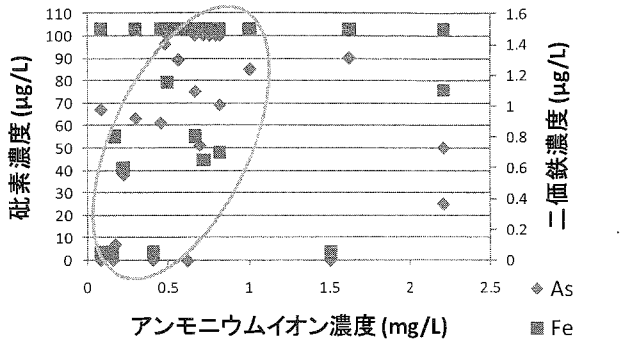
8. 考察

逐次抽出から，酸化鉄などの還元性画分はアンモニアを含む試薬で還元溶解する．そして，水質中でもアンモニア濃度が高いほど溶存二価鉄と砒素の濃度が高くなる傾向が確認された．よって，UP 州の地下水砒素汚染は，土壌中において，砒素を含む結晶度の低い，或いは少量の鉄酸化物等がアンモニアによって溶解されて砒素を放出することで生じていると推測される．

今後，アンモニアの起源を明らかとし，地下水への流入を防ぐことができれば，地下水砒素汚染を広域的に且つ効果的に低減させられる可能性が考えられる．

表－１　逐次抽出の各画分と条件 [4)]

Step	抽出画分	抽出媒：抽出形態
1	水溶性	脱イオン水：水溶性
2	酸可溶性	酢酸：イオン交換態，炭酸塩態，非晶質・低結晶性 Fe・Al
3	還元性	塩化水素アンモニウム：結晶性の酸化Fe・Mn
4	酸化性	過酸化水素水＋酢酸アンモニウム：硫化物態，有機物態



図－２　井戸水中の砒素と二価鉄に対するアンモニウムイオンの関係

謝辞

研究には宮崎大学戦略重点経費及び地盤環境保全コンソーシアム研究寄附金の一部を活用した．蛍光 X 線分析では国土防災技術㈱の氏家亨氏に，水質分析では児玉明彦氏（当時京都大学大学院勝見研究室所属）に協力いただいた．御礼申し上げる．

文献

1) 横田漠(2006)：第 10 章海外における砒素汚染，地下水・土壌汚染の基礎から応用，日本地下水学会編，理工図書, pp.223-251.

2) Yano Y., Kodama A., Ito K., Shiomori K., Sezaki M., Tanabe K., Jaiswal R., Jaiswal P., Tripathi R. M., and Yokota H. (2009) : Arsenic Contamination of Groundwater at Uttar Pradesh state in India, International Joint Symposium on Geodisaster Prevention and Geoenvironment in Asia, Fukuoka.

3) Jaiswal R. K., Yano Y., and Jaiswal P. (2010) : Integrated Approach for Arsenic Pollution Mitigation in Uttar Pradesh state, India, 2nd International Symposium on Health Hazards of Arsenic Contamination of Groundwater and Its Countermeasures, Miyazaki, pp.10-17.

4) 貫上佳則，毛利光男，加瀬隆雄(2008)：改良 BCR 逐次抽出法による汚染土壌中の重金属類の形態と溶出特性の評価，土木学会論文集 G, 64, 4, pp.304-313.

5) Fendorf S., Michael H. A., and Geen A. H. (2010) : Spatial and Temporal Variations of Groundwater Arsenic in South and Southeast Asia, SCIENCE. Vol.328, pp.1123-1127.

P8. 石狩川下流域で掘削された沖積層ボーリングコアの砒素・鉛の含有量と溶出量

Bulk rock content and leaching amount of arsenic and lead of the Alluvium cores drilled at the lower reaches of the Ishikari River, Hokkaido

○高橋　良・野呂田晋・垣原康之・遠藤祐司（北海道立総合研究機構　地質研究所）
Ryo Takahashi, Susumu Norota, Yasuyuki Kakihara, Yuuji Endou

1. はじめに

岩石からの自然由来有害物質の溶出は，近年，土木工事における建設残土処理での大きな障害となっている．平成 22 年 4 月には改正された土壌汚染対策法が施行され，自然由来有害物質が新たに規制の対象となった．土木工事で発生する建設残土は，同法に準拠して処理対策が行われており，今後はより厳格な対応が要求される．沖積層が広く分布する平野部は，人口が密集している地域が多く，産業活動に伴う土地改変が頻繁に行われる．したがって，沖積層中の自然由来有害物質の分布状況や，溶出特性を事前に把握することは，建設工事による有害物質の拡散防止や，残土処理対策の円滑な実施のために重要である．各地の沖積層において，自然由来有害物質の含有量や溶出量について研究が行われ，有害物質の地質的な供給源や溶出特性などが検討されている（久保田ほか，2000；加田平ほか，2009）．また札幌市では，土壌汚染対策法の含有量基準値（150 mg/kg）を超える砒素が土壌中に含まれている事例が確認されている（札幌市，2011）．

本報告では，石狩低地北部の石狩川下流域において掘削されたボーリングコアを用いて，砒素と鉛について全岩含有量分析と溶出試験を行った結果を報告する．

2. 分析試料および分析手法

分析試料は 4 本のボーリングコア（A1，A2，B1，C1）から採取された．ほぼすべての試料は沖積層から採取された．なお，ボーリングコア A1 および A2 から採取した試料は空気に触れる状態で，B1 および C1 から採取した試料は真空状態で保管した．

全岩含有量については，風乾させた試料を微粉砕し，フッ酸と硝酸を用いて全融解させ，誘導結合プラズマ質量分析装置（ICP–MS）を用いて検量線法で分析した．

溶出試験については，公定法（平成 15 年環境省告示第 18 号）ではなく，それに準じた以下の簡易的な手法で行った．風乾させた試料 3 g と純水 30 ml を 50 ml の遠沈管に採取し，振とう機を用いて 200 rpm で 6 時間振とうした．そして，遠心分離機で遠心分離した後，溶出液を 0.45 μm のメンブレンフィルターで濾過し，検液とした．この検液を ICP–MS を用いて検量線法で分析した．また，試験後の溶出液の pH を測定した．

3. 分析結果

3.1 全岩含有量

全岩砒素含有量は泥炭層の試料で 64.6 mg/kg と，他の試料と比較して高い値を示す．その他の試料では，岩相の違いによる全岩砒素含有量の違いは認められず，5.1~13.7 mg/kg である．一方，全岩鉛含有量は泥層では 11.6~31.9 mg/kg で，砂層（5.6~11.3 mg/kg）や泥炭層（4.6~10.6 mg/kg）と比較して高い傾向がある．

3.2 溶出液の pH

溶出液の pH は 4.9~9.3 で，ほとんどの試料が pH=6~8 の中性付近の値を示す（図 1）．泥炭層では，溶出液の pH は 4.9~5.9 で，弱酸性を示す．一方，泥層と砂層では溶出液の pH はそれぞれ 6.5~9.3，5.8~7.8 で泥炭層よ

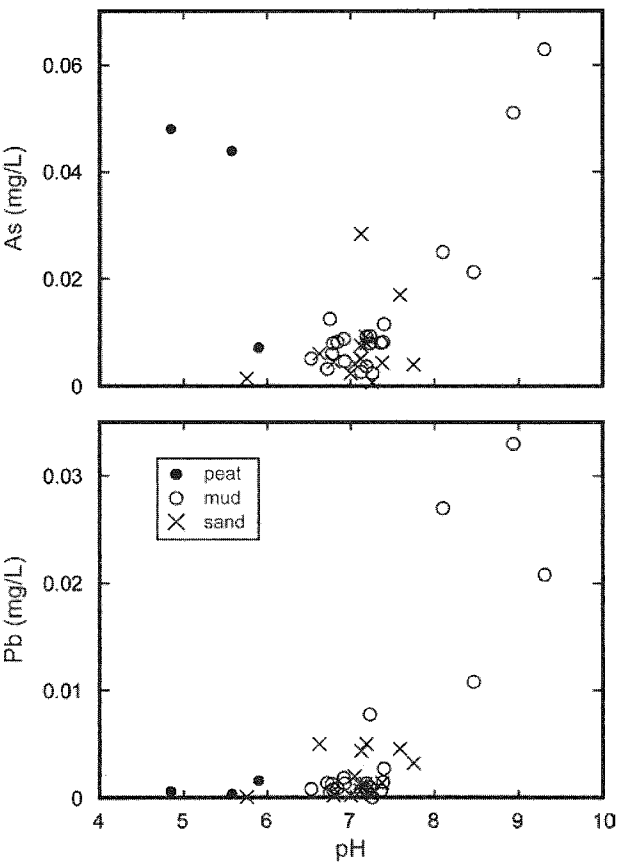


図 1　溶出液の pH に対する砒素と鉛の溶出量

りも高く，中性～弱アルカリ性を示す試料が多い．pH が 8 以上を示すのは，泥層の試料のみである．

3.3 溶出量

溶出試験の結果，砒素溶出量の最大値は 0.063 mg/L である（図１）．特に，溶出液の pH が 5.6 以下の泥炭層の試料と，8.1 以上の泥層の試料で溶出量が高い傾向があり，すべての試料が 0.020 mg/L 以上である．溶出液の pH が中性付近の試料では，岩相の違いによる砒素溶出量の違いは認められない．

鉛溶出量の最大値は 0.033 mg/L である．溶出液の pH と鉛溶出量には相関が認められ，pH が高くなると溶出量が大きくなる傾向がある．特に，pH が 8 以上の試料で溶出量が大きい傾向があり，すべての試料が 0.010 mg/L 以上である．泥炭層や砂層から採取した試料と比較して，泥層から採取した試料で鉛溶出量が大きいものが認められる．

4. 溶出量の上昇原因

自然由来有害元素の溶出量が全岩含有量と相関がある場合，全岩含有量を用いて大まかな溶出量を推定することが可能であるが，それらには相関がない場合がしばしば認められる．本研究で対象とした沖積層の試料において，砒素溶出量には全岩砒素含有量との顕著な相関は認められない（図２）．一方，鉛溶出量と全岩含有量にはやや正の相関があるが，不明瞭である．

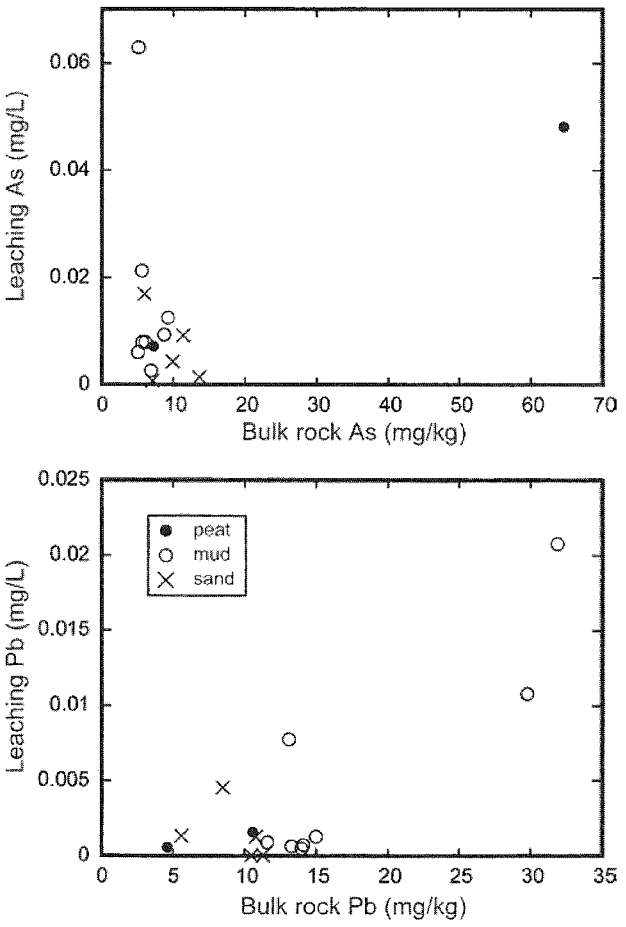


図２　砒素と鉛の全岩含有量に対する溶出量

一方，溶出量は溶出液の pH と相関が認められ，pH が 5.6 以下で砒素溶出量が高くなり，8 以上で砒素と鉛の溶出量が高くなっている．このことは，吸着態として存在している砒素や鉛が，pH の変化による鉱物の表面電荷の変化に伴って溶出していることが考えられる．したがって，溶出液の pH を測定することで，簡易的に溶出量を推定できる可能性がある．

pH が高い試料はいずれも泥層の試料であることから，粘土鉱物の陽イオン交換などの影響によって pH が高くなる可能性が考えられる．一方，泥炭層の試料は pH が低くなる傾向があり，これは腐植物質などの影響を受けていることが考えられる．これらのことから，堆積物の形成過程や堆積環境を検討することが，溶出量を推定する上で重要になると考えられる．

5. おわりに

石狩低地北部の石狩川下流域で掘削された 4 本のボーリングコアから得られた沖積層の試料を用いて，砒素と鉛の全岩含有量および溶出量を測定した．砒素，鉛ともに，全岩含有量と溶出量との間には顕著な相関は認められなかった．溶出液の pH が 5.6 以下の泥炭層と 8.1 以上の泥層で砒素溶出量が高い傾向が認められた．一方，pH がほぼ中性の場合，溶出量と岩相には顕著な相関は認められなかった．鉛溶出量については，溶出液の pH が 8.1 以上の泥層で値が大きい傾向が認められた．砒素含有量は札幌市内での分析値と比較して低い傾向があった（札幌市，2011）．今後は，地質学的な検討を含めて，溶出特性の把握を行う必要がある．

本研究を行うにあたり，独立行政法人産業技術総合研究所の木村克己氏と地質研究所の川上源太郎氏には，サンプルの提供や採取をしていただきました．また，ICP-MS での分析では，独立行政法人産業技術総合研究所の原　淳子氏と駒井　武氏にお世話になりました．以上の方々に深く感謝いたします．

文　献

加田平賢史・森脇　洋・吉川周作・七山　太・山本　攻（2009）：大阪平野沖積層の自然由来の重金属等の溶出挙動－ボーリングコア試料を用いた検討－．地学雑誌，118，261-279.

久保田喜裕・石山　豊・横田大樹（2000）：新潟平野における表層地質中のヒ素濃度分布－地下水ヒ素汚染問題におけるヒ素の供給源の検討　その１－．地球科学，54，369-379.

札幌市（2011）：札幌市における自然由来重金属を含む建設発生土の取扱いについて（答申）．札幌市，14p.

P9. 沖積堆積物における砒素の分布－北海道石狩低地帯における一例－

Bulk content of arsenic in the Alluvial deposits – an example of the Ishikari Lowland, Hokkaido

○野呂田 晋・遠藤祐司・垣原康之・高橋 良（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）
Susumu Norota, Yuuji Endou ,Yasuyuki Kakihara, Ryo Takahashi, Junko Hara, Takeshi Komai

1. はじめに

土壌や岩石中には砒素や鉛など自然由来の有害物質が少なからず含まれており，トンネル・ダム等の建設工事など岩盤や土砂の掘削を伴う土木工事においては，自然由来有害物質を含む建設残土の拡散を防ぐために従前より様々な対策が実施されてきている．さらに，改正土壌汚染対策法の施行（平成22年4月）に伴い，自然由来有害物質も法の規制対象となったことから，都道府県や政令市においては，人為的な環境汚染への対処だけではなく自然的原因により基準を超過するおそれのある建設残土に対し，より適切で慎重な対応が求められている情勢である．また同法では，3,000m^{2}以上の土地の形質変更の際に，都道府県もしくは政令市への届出が義務化された．したがって，これまで対応が実施されてきた山間部におけるトンネル等岩盤掘削工事だけではなく，平野部における河川改修など，未固結沖積堆積物の掘削工事においても，砒素等自然由来有害物質の存在状況を把握しておくことが必要である．

本研究では，石狩低地帯に分布する沖積堆積物について，自然由来有害物質の中でも特に問題となることが多い砒素を検討対象とした．比較のため，砒素の負荷（河川水の砒素濃度）が大きな河川流域における沖積堆積物と砒素負荷の小さな河川流域における沖積堆積物について，砒素含有量と堆積環境との関係について検討したので報告する．

2. 方法

沖積堆積物における砒素含有量（「底質調査方法」による含有量）の既存分析データおよびそれに付随する関係資料を収集した．分析試料の地質等各種記載と試料採取地点周辺の地質・既存ボーリングデータを比較し，既存資料からでは地形・地質状況が明確ではないデータについては，採取地点周辺の地形・地質等現地調査を実施し堆積環境を推定した．検討に際しては，地質状況や堆積環境を直接表していないと考えられる分析データは今回の検討から除外した．

また，いくつかの堆積環境における試料について，逐次抽出分析を実施した．分析法はTessierほか(1979)[1]に準拠し，誘導結合プラズマ質量分析装置（ICP--MS）を用いて検量線法で分析した．

3. 結果

3.1 堆積環境

沖積堆積物の堆積環境は大きく，扇状地，氾濫原・浜堤砂丘に区分され，氾濫原はさらに自然堤防・後背湿地に区分された．

3.2 砒素含有量

砒素含有量と堆積環境の関係を図1に示す．砒素の負荷が大きな河川流域における堆積環境については「A」を，砒素負荷が小さな河川流域における堆積環境には「B」を付して示した．また，氾濫原では，高有機質土は除外して図示した．

扇状地堆積物はA・Bともに，その下流側に分布する氾濫原堆積物に比べ砒素の含有量が低い．また，A扇状地では最大50mg/kg程度の砒素含有量であり，B扇状地よりも砒素含有量が高い．

氾濫原については，A氾濫原の砒素含有量に大きなばらつきが見られた．そこで，氾濫原（後背湿地）における単一の粘土層について色相等が異なる3点の砒素含有量（全量をフッ酸・硝酸で全融解）を分析したところ，その値が大きく異なり，表層部で最も高い砒素含有量であった．また，自然堤防と後背湿地とでは明らかな砒素含有量の相違は無かった．

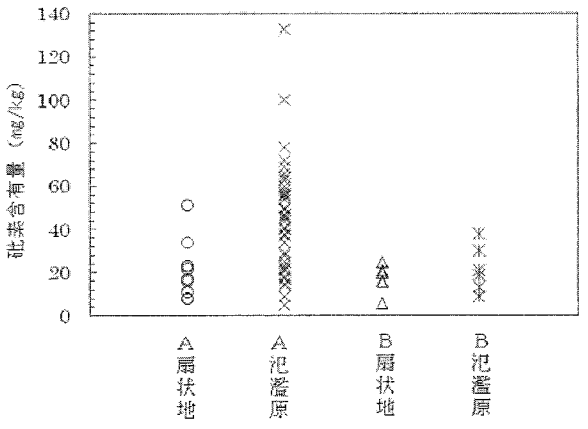


図1　堆積環境と砒素含有量の関係

A 氾濫原と泥炭等の高有機質土の砒素含有量を図２に示す．A 氾濫原に分布する高有機質土は，氾濫原や他の高有機質土に比べ砒素含有量が高濃度であった．

浜堤砂丘堆積物では砒素含有量は非常に低い結果であった．

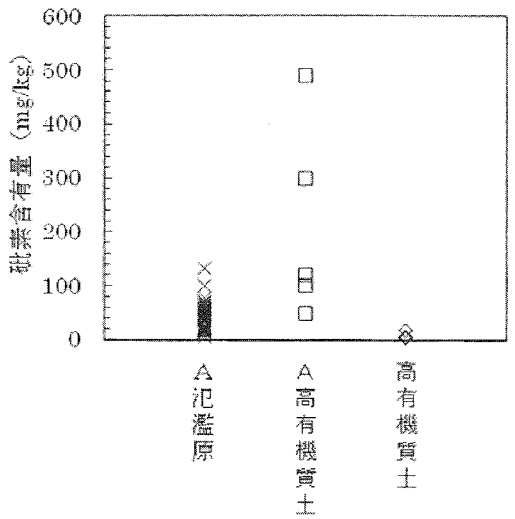


図２　高有機質土の砒素含有量

3.2　砒素の化学形態

図３に扇状地・氾濫原堆積物におけると砒素の化学形態を示す．扇状地堆積物では残渣が多く，85～95%を占める．氾濫原堆積物は，扇状地に比べ残渣は少なく，全般的に交換態の割合が高い傾向が見られるが，試料により化学形態は様々である．

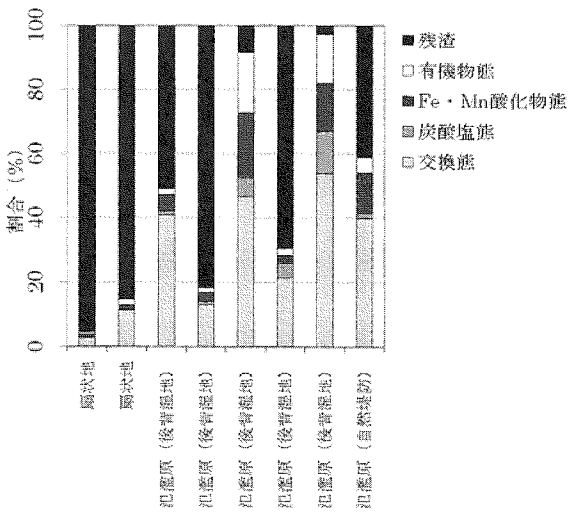


図３　砒素の化学形態

4. 考察

A 扇状地と B 扇状地，A 氾濫原と B 氾濫原とを比較すると，扇状地・氾濫原ともに A において砒素含有量が高い傾向がある（図１）．これは河川による砒素負荷が A 河川の方が B 河川よりも大きなことを反映した結果であると考えられる．

A・B 扇状地ともに，その下流側の氾濫原において砒素含有量が高濃度であった（図２）．これは，氾濫原は扇状地に比べ河川の運搬力が衰えるため，砒素を吸着した細粒懸濁物が沈降・堆積しやすい条件であったことが原因であると考えられる．このことは，氾濫原堆積物の砒素の化学形態が扇状地に比して交換態の割合が多いことからも裏付けられる（図３）．

また，砒素の付加が大きい A 河川流域に分布する高有機質土において，その他の氾濫原・高有機質土よりも砒素含有量が異常に高濃度となる場合が認められた（図２）．これは，上記の A 扇状地・氾濫原，B 扇状地・氾濫原における砒素含有量の相違と同様に，河川による砒素負荷が大きなことが一因であると考えられるが，今後のさらなる検討が必要である．

一方，浜堤砂丘堆積物においては，波や風の営力により砒素を吸着した細粒粒子が堆積物中から取り除かれてしまったことで，砒素含有量が低くなったものと考えられる．

5. 課題

考察で述べた氾濫原堆積物の砒素含有量のばらつき，とくに高有機質土の砒素含有量が高い理由を明らかにする必要がある．また，本報告では沖積堆積物表層の堆積環境に絞って報告したが，平野部におけるトンネル掘削等大規模土木工事等を考えると，沖積堆積物の深度方向への含有量等の変化についても合わせて検討を加える必要がある．

本報告は道内のごく一部の平野部における検討結果に過ぎず，自然由来有害物質としての対象元素は，砒素だけに限られた問題ではない．今後，本報告で対象とした地域だけではなく成因の異なる様々な平野・堆積環境等をモデルとして，さらなる検討を加えていく予定である．

文　献

1）A.Tessier，P.G.C.Campbell，M.Bisson（1979）：Sequential Extraction Procedure for the Speciation of Particulate Trace Metals. Analytical Chemistry, Vol.51, No.7, pp.844-850.

P10. 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－

Consideration concerning heavy metals leaching from rocks (Part 8)

○田本修一，伊東佳彦，倉橋稔幸，阿南修司（土木研究所），五十嵐敏文（北海道大学大学院）
Shuichi Tamoto, Yoshihiko Ito, Toshiyuki Kurahashi, Shuji Anan, Toshifumi Igarashi

1. はじめに

自然由来重金属類の溶出源評価に用いられる溶出試験は，環境省告示第 18 号に基づく試験・評価方法（以下，公定法という）が準用されている．この試験方法は，土壌にしみこんだ化学物質に対するものであったことから，自然由来の重金属類には適用しがたい点が多く，現場では試験結果の評価に混乱が生じている．そのため，適切な溶出源評価の方法が求められている．

本報では，重金属類を含有する掘削ずりの適切な溶出源評価方法の構築を目的に，北海道内のトンネル建設現場や既存道路沿い露頭で採取された試料を用いて溶媒に蒸留水，脱酸素水を用いた連続溶出試験（シリアルバッチ試験）を行い，重金属類の溶出特性，とくにヒ素（以下，As という）に関する試験結果を報告する．

2. 試験方法

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 7 試料である．底質調査法によるヒ素等の含有量などの結果を表－１に示す．この表から，ヒ素含有量は LT4 で 112 mg/kg と最も多い．

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溶出試験に供した．

2.2 連続溶出試験

溶媒に蒸留水を用いた連続溶出試験は，公定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．溶出回数は，As が基準値以下ないしは最大値を示した後減少傾向を示すまでとした．試料により異なるが，最大で 10 回溶出試験を行った．

次に，溶媒に脱気水を用いた連続溶出試験では，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，試験に必要量の脱気水を作製した．脱気水作製後，固液比 1:10 となるよう窒素ガス封入した密閉容器内に試料を分取した．溶出操作は，上述した溶媒を用いた．ろ過は，窒素ガス充填したグローブバック内で行った．なお，蒸留水による連続溶出試験も行った．

各溶出試験後の溶液の水質分析は，表－２に示す方法で行った．

表－１　含有量試験結果

項目	試料名	溶結凝灰岩 (WT)	火山礫凝灰岩2 (LT2)	火山礫凝灰岩4 (LT4)	ワッケ質中粒砂岩 (WS)	泥岩1 (MS1)	泥岩2 (MS2)	粘板岩 (SL)
ヒ素	mg/kg	3	55.7	112	11.9	16.9	9.2	19.8
鉄	%	1.22	3.33	23.3	1.68	3.62	3.6	3.86
カルシウム	%	0.353	2.62	0.00143	0.641	0.693	1.44	1.83
総硫黄	S%	0.014	2.69	28.2	0.068	0.681	0.293	0.175
含水率	%	0.4	9.8	7.9	0.1	3.6	6.1	0.8
強熱減量	%	0.5	8.3	28.6	0.9	4.3	3.5	2.4
pH(H_2O)		9.6	2.4	1.6	10	9.5	11.1	9.4
pH(H_2O_2)		7.2	1.9	1.2	8.8	2.9	6.1	8.3

表－２　水質分析方法

分析項目	分析方法
ヒ素 (As)	ICP質量分析法 (JIS K0102 61.4)
鉄 (Fe)	ICP発光分光分析法 (JIS K0102 57.4)
pH	ガラス電極法 (JIS K0102 12.1)
酸化還元電位(ORP)	白金電極法 (1997版 河川水質試験方法(案) II-6)
カルシウム (Ca)	フレーム原子吸光法 (JIS K0102 50.2)
硫酸イオン (SO_4)	イオンクロマトグラフ法 (JIS K0102 41.3)

3. 試験結果と考察

溶出回数と pH，酸化還元電位（ORP），溶出量の関係を図-1 に示す．同図において定量下限値未満のものは，便宜上，定量下限値をプロットした．また，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 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[1]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．ORP は，溶媒に脱気水を用いたものが，若干低い傾向を示した．SO_4 は，全ての試料で 1 回目の溶出で最大値を示し，蒸留水溶出の LT4 を除き，概ね溶出回数の経過とともに減少傾向を示した．一方，蒸留水溶出の LT4 では，4 回目の溶出で最低値を示し，その後，やや増加する兆候が見られる．Ca は，蒸留水・脱気水溶出の WS，MS2 を除き溶出回数の経過とともに減少傾向を示す．一方，WS，MS2 では増加傾向を示す．As は，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．また，SL を除く蒸留水溶出では，溶出回数が 5 回目までには，基準値を下回っていたが，MS1，WS，LT4 の脱気水溶出では，蒸留水溶出と比較して基準値を下回る回数が多い．一方，SL では，

蒸留水・脱気水溶出ともに1回目の溶出量が基準値以下であったものが，5回目の溶出で最大値を示し，その後，10回目まで基準値を超過しながら徐々に減少傾向を示す．

本試験に用いた試料のAsの溶出傾向は，初回に最大値を示すものが大半であったが，蒸留水・脱気水溶出のSLにおいて，5回目の溶出で最大値を示した．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，後者のように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．また，蒸留水溶出と比較して脱気水溶出では，基準値以下となるAsの溶出回数が多い試料もあるため，盛土や埋土など対策現場の状況に応じた岩石試料の試験評価も必要と考える．

次に，As累積溶出率の関係を図-2に示す．ここで，累積溶出率とは，連続溶出試験で試料中に含まれるAsが，固液比1:10で完全に溶出するものと仮定したときの含有量と溶出量の割合で基準値以下となる溶出回数まで累積した値である．なお，基準値以上を推移するSLについては，全回数を累積した．この図より累積溶出率の大小は，用いた溶媒を問わず試料毎に異なる．本試験で用いた試料において，SLを除き基準値以下となる累積溶出率は，最大でも脱気水溶出のLT4で14.7%であった．一方，LT4と同様にpHが酸性のLT2では，累積溶出率が蒸留水溶出で0.14%，脱気水溶出で0.23%と極端に低く，これはAsおよびAsを含有する硫化物の存在形態の違いによるものと考えられる．図-1において基準値以上を推移するSLについては，10回目までの累積溶出率で蒸留水溶出が7.0%，脱気水溶出が5.9%の結果を得た．現時点では不明であるが，基準値以下となるまでのSLの累積溶出率については，今後の検討課題としたい．

4．まとめ

溶媒に蒸留水および脱気水を用いて岩石試料を対象とした連続溶出試験を行った結果，以下のことが明らかになった．

・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，徐々に減少するものがあった．特に，後者のようなAsの溶出傾向を示すものについては，処理の要否判定に留意することが必要である．

・また，蒸留水溶出と比較して脱気水溶出では，基準値以下となるAsの溶出回数が多い試料もあるため，盛土や埋土など対策現場の状況に応じた岩石試料の試験評価も必要である．

・累積溶出率の大小は，用いた溶媒を問わず試料毎に異なり，本試験に用いた試料で，SLを除き基準値以下となる累積溶出率は，約1割程度であった．

今後の課題として，SLの検討を含めて適切な溶出源評価のための連続溶出試験結果の評価について検討を深めたい．

文献

1） 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.

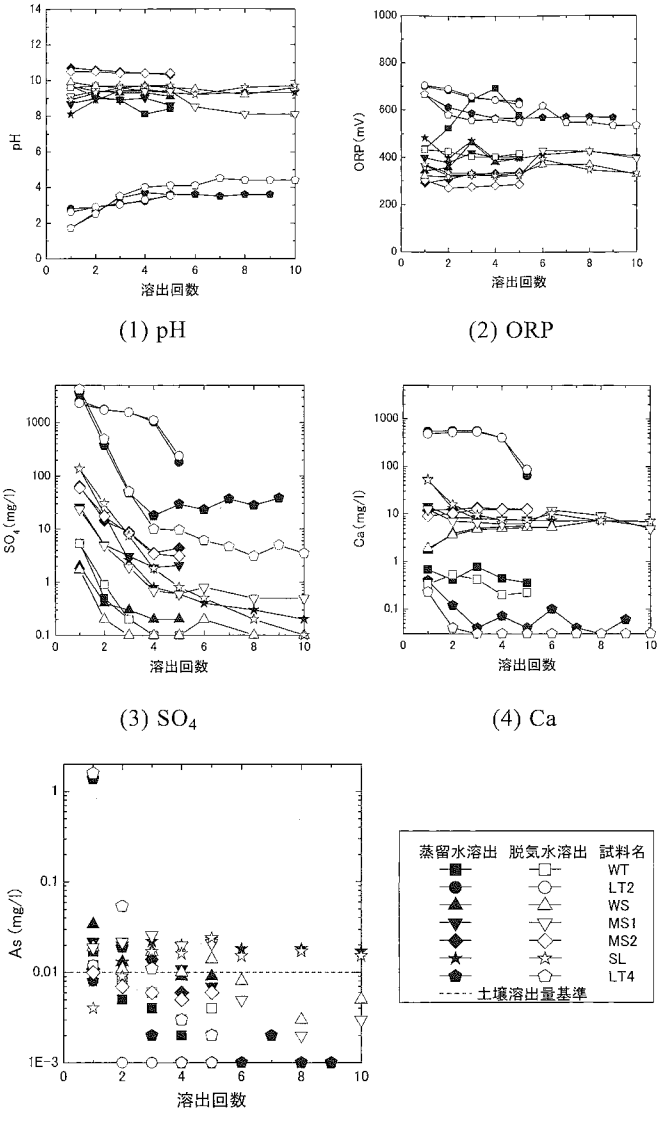


図-1 溶出回数とpH，酸化還元電位（ORP）および溶出量の関係

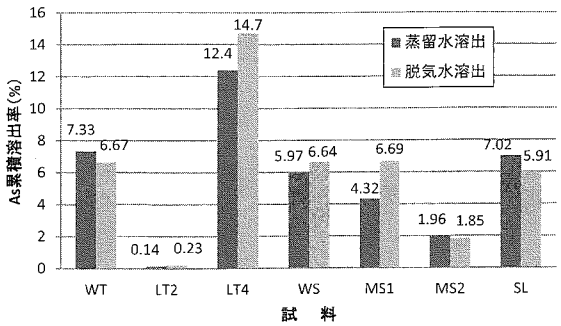


図-2 試料毎のAs累積溶出率の関係

P11. 岩石の長期曝露試験による重金属等の溶出特性

Leaching characteristics of heavy metals from rocks based on a long-term exposure test in rock

○安元和己，品川俊介，佐々木靖人（土木研究所）
Kazumi Yasumoto, Shunsuke Shinagawa, Yasuhito Sasaki

1. はじめに

岩石からの重金属等の溶出は，時間経過と共に大きな濃度変化が生じることがある．そのため，岩石ずりからの重金属等の溶出特性の評価においては，長期的な影響を評価する必要がある．長期溶出特性の把握は，短期溶出試験(環告18号試験に準じた試験)と酸性化可能性試験(H_2O_2を用いるpH試験)の結果を組み合わせて評価出来る可能性があるが，泥質岩に上記の評価方法を適用すると実際の長期溶出挙動に対し過大な評価となることがある[1)]．

そこで，土研式雨水曝露試験(長期曝露試験)（図-1）の結果を基に，岩石ずりからの重金属等の長期溶出特性について把握を行うと共に，特に泥質岩におけるAsの溶出特性について検討を行った．表-1に試験に用いた試料の一覧を示す．

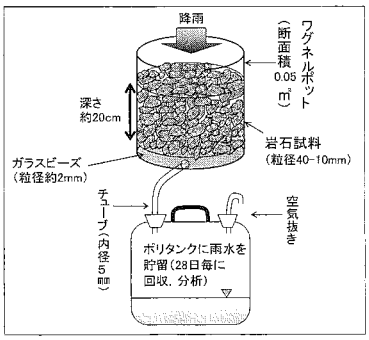


図-1　雨水曝露試験概念図

表-1　雨水曝露試験試料一覧（曝露1年以上）

試料名	岩種	曝露開始日	試料名	岩種	曝露開始日
SK2	硫砒鉄鉱含有鉱脈	2005.12.28	MB5	泥質砂岩	2008.4.23
SK2+Ls	SK2＋石灰岩	2005.12.28	SE	凝灰岩	2008.5.21
YN	安山岩	2005.12.28	AI	安山岩質凝灰角礫岩	2008.7.16
DM	火山礫凝灰岩	2005.12.28	US	安山岩溶岩	2008.7.16
NK	泥岩	2005.12.28	TU	安山岩質凝灰角礫岩	2008.7.16
SP	砂岩	2005.12.28	MR	安山岩溶岩	2008.7.16
TK	泥質片岩	2008.4.23	KB1	泥岩	2010.6.16
KS	砂質泥岩	2008.4.23	KB2	泥岩	2010.6.16
MB1	泥岩	2008.4.23	KB3	泥岩	2010.6.16
MB2	泥質細粒砂岩	2008.4.23	KB4	砂岩・泥岩	2010.6.16
MB3	泥岩	2008.4.23	KR	泥岩	2010.6.16
MB4	凝灰岩	2008.4.23			

2. 長期曝露試験における浸出水の性状

1)主要な溶存イオンの濃度変化

長期曝露試験において各種イオンが溶出する．これら浸出水に溶存するSO_4イオン，Caイオン濃度はECと非常に良い相関がある．ECの変化は一部の試料を除いて時間の経過に従い減少してゆく傾向にあるものの，試料によって減少する時期は異なっている．ECが上昇傾向にある試料(YN，DM)は硫黄やカルシウムを多く含む変質していない岩石として特徴づけられる．

2)pH，重金属等の濃度変化

浸出水のpHが時間経過に従い変化する試料があった(YN，US)．その他の試料については，曝露開始時のpHに近い値で推移した．

一方，浸出水の重金属等の濃度は，曝露開始後数回目で最大を示すことが多く，その後日数の経過とともに減少する傾向にある．ただし，浸出水のpHが変化する試料については，pHの変化後に濃度が高くなる場合があった．またECの変化と同様，重金属等の濃度が測定ごとに増減することがあった．これについては，図-2に，採水日が異なる2つの期間における降雨強度(時間雨量)の違いを示す．これらの2つの期間は累積雨量や試料(SK2+Ls)を通過した浸出水量がほぼ等しいものの，降雨強度が強い方(図-2の黒色)が，Asの濃度が低くなった．その原因は，降雨強度が強いほど岩石と雨水との接触時間が短くなるためと考えられる．

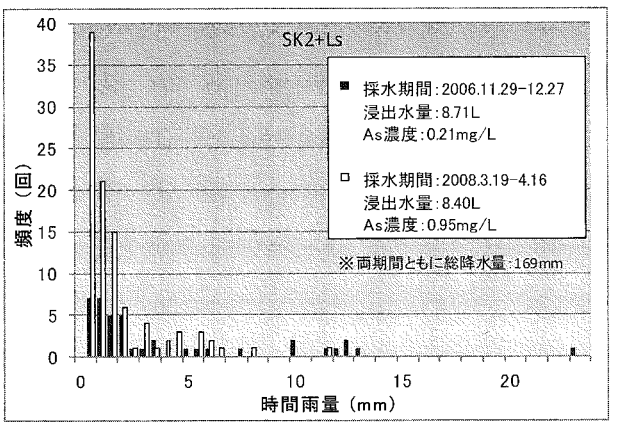


図-2　浸出水のAs濃度が異なる2期間における降雨強度の比較

3. 泥質岩試料における重金属等の溶出傾向

泥質岩試料(泥質片岩を除く)は，11試料ある．これらの試料は，短期溶出試験でAsの溶出量が0.005～0.037mg/Lで，7試料(KS，MB1～3，MB5，KB3，KB4)が土壌溶出量基準(0.01mg/L)を超過した．長期曝露試験の浸出水におけるAs濃度は，曝露初期(曝露半年後まで)で最大値となり，その後減少する．

ここで曝露試料の特徴に着目し，スレーキングしやすい試料と，しにくい試料に区分した．以下にそれぞれのグループにおける，曝露試料状況と浸出水に含まれる重金属等の濃度について示す．

・スレーキングしやすい試料(KS，MB1～3，MB5)

試料は曝露後細粒化が始まり，300日～500日で試

料表面が砂～粘土化した．浸出水は，細粒化が進行する期間に As が 0.01mg/L 程度検出され，砂～粘土化した後には濃度が低下した．ただし KS 試料については溶出傾向が異なった(後述)．ここで，各試料に共通した特徴は，浸出水の Na イオンの濃度が曝露開始時に低かったが，約 100 日後までに増加し，試料が細粒化した後に減少した点である．また，As 濃度が 0.01mg/L 程度と高いときには，浸出水の Fe イオンも比較的高い値を示した．例として，MB3 試料の浸出水の状況を示す(図-3)．なお KS 試料は曝露開始時の浸出水が中性で SO_4 イオンが多く含まれていた．その後は徐々に pH が上昇し，開始 500 日後あたりでは SO_4 イオン濃度の減少と共に，pH が 8 付近に上昇し，その後 As が 0.01mg/L 程度検出された．

・スレーキングしにくい試料(NK，KB1～4，KR)

試料には，際だった細粒化は確認されなかった．KB1～4, KR 試料では浸出水の As 濃度は初回の分析値が最大値を示し，その後減少傾向となった．

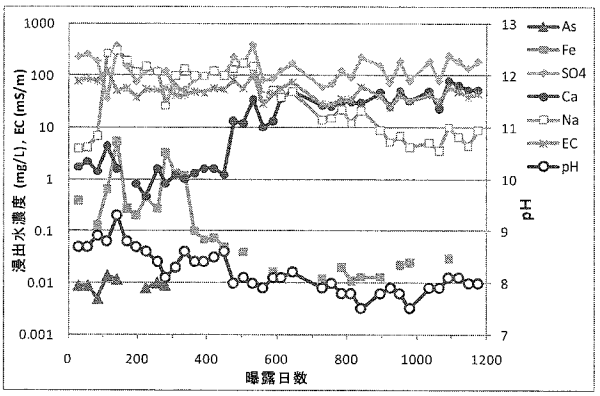


図-3　MB3 試料における浸出水の状況

以上の結果を整理すると，スレーキングしやすい試料の多くは，細粒化が進行している間に浸出水の Na イオンが増加した．曝露初期に浸出水に As が検出され(0.01～0.1mg/L 程度)，スレーキングしやすい試料については，細粒化後に As 濃度は検出下限値以下となった．また，浸出水中の As 濃度が減少する時期に Fe イオン濃度も減少した．KS 試料については，曝露 2 年後になって pH や As 濃度が次第に上昇した．

4. 考察

1) 長期曝露試験評価について

長期曝露試験において，浸出水の EC は一部試料を除き，曝露経過に伴って減少した．YN や DM などの曝露 5 年を経過しても高い EC を示す試料は硫黄やカルシウム等の含有量が高かった．これは，黄鉄鉱等の硫化鉱物の酸化反応と方解石・長石等の溶解による中和反応が長期にわたり継続していることを示している．

一方，浸出水における重金属等の濃度は，2.2 に示したとおり，降雨強度に関連があることがわかった．長期曝露試験において分析ごとに，各種イオンや重金属等の濃度が一定した傾向を示さない一因として，降雨強度の違いが考えられる．

以上のことから，長期曝露試験評価には，酸化反応や中和反応の推移，降雨のばらつきなどを考慮出来る程度の長期的な溶出トレンドをみる必要がある．

2) 泥質岩の溶出評価について

泥質岩において水-岩石の接触初期に pH が上昇し，As が溶出することが知られている[2]．これは，岩石中のスメクタイトが H イオンと Na イオンを交換し，溶媒中の H イオンが減少して pH が上昇するメカニズムが考えられている[2),3)]．長期溶出試験の結果，MB1～3, MB5 試料における曝露初期～1 年程度の浸出水は，Na イオン濃度が比較的高い弱アルカリ環境となっており，As が 0.01mg/L 程度の濃度を示す．Na イオン濃度の高い期間は，スレーキングにより細粒化が進行した時期と整合している．よって，細粒化して反応性が高くなることで上記のイオン交換反応が進行し，pH が上昇した結果，鉄酸化鉱物に吸着もしくは共沈していた As が溶出したものと考えられる．その後，交換性 Na が溶脱して pH が低下すると共に As の溶出が抑えられるものと推定される．一方で，スレーキングしにくい試料(NK, KR, KB)においては Na イオンの溶出濃度も曝露初期が高く，pH が高くなり，その結果 As が溶出したものと考えられる．その後交換性 Na が溶脱して Na 濃度がほぼ一定となると共に，pH が中性に近づき，As の溶出が抑えられるものと推定される(図-4)．

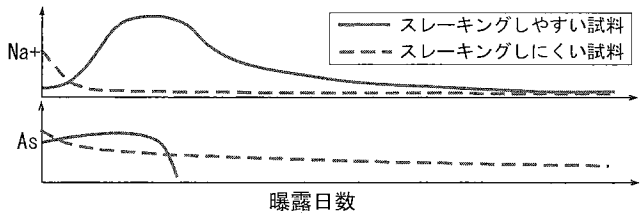


図-4　スレーキング特性の違いによる浸出水の Na イオン，As の濃度変化の概念図

KS 試料は，曝露 2 年以上経過後に浸出水の As 濃度が上昇した．このことは，浸出水の pH が弱アルカリになったことに関連していると考えられるが，詳細な検討は，他試料の今後の結果を含めた上で検討したい．

以上から泥質岩からの As の長期溶出特性評価には，スレーキング特性を考慮する必要があるものと考える．

文献

1) 品川俊介，佐々木靖人（2010）岩石に含まれる自然由来重金属等の溶出特性評価方法，土木技術資料，Vol.52，No.6，44-45.

2) 小野雅弘，棚瀬充史，水落幸広，品川俊介（2010）泥岩を対象としたヒ素溶出試験と問題点，日本応用地質学平成 22 年度研究発表会講演論文集．

3) 石井英一，濱克宏，國丸貴紀，佐藤治夫（2007）海成堆積物の地下浅部における天水の浸透に伴う地下水の pH 変化，地質学雑誌,Vol.113, No.2, 41-52.

P12. 神通川水系中～下流域における底質中重金属類の形態と運搬コロイドの検討

Investigation about colloid transport and speciation of heavy metals in bottom sediments of middle to down stream in Jinzu River

○原　淳子（産総研），川辺能成（産総研）
Junko HARA, Yoshishige KAWABE

1. はじめに

河川の底質堆積物は，比較的短時間に流出してしまう水質に比べて長期的な流域の汚濁状況を記録するといわれている．現在，わが国には数多くの休廃止鉱山が点在し，山間からの浸出した重金属類が底質堆積物の組成に及ぼす割合がどの程度のものか懸念され，水質や底質物の定期的なモニタリングによる監視が続けられている．

底質堆積物の化学組成は，河川に流れ込む土砂，山間からの浸出水，工場や事業所等からの排水などの沈着が主な要因となって決定されると予想され，これらの影響因子の総和を示している．そこで本研究は，底質堆積物の化学特性を調べ，含有される重金属類がどのような要因による河川へ運搬・蓄積したものかを定量的に評価することを試みた．

調査対象としたのは，かつて鉛，亜鉛，銅などの産出したスカルン鉱床が位置し，潜在的な重金属類ポテンシャルの高い地域として知られる神通川水系中～下流域である．神通川水系は流域面積 2780km^2，流露延長 126km と，わが国でも有数の１級河川であり，下流域の富山平野部には流域全体に市街地，農地が広がる．一方，中流域は河岸段丘部にそれらが点在する程度で，多くが山林で覆われている．また，この地域は飛騨外縁の一部で飛騨変成岩体の南東部に位置し，表層地質は火成岩類，結晶片岩および変成作用を受けていない古生界の堆積岩，結晶片岩，中生界の手取層（礫岩，砂岩，頁岩），新生代の沖積層および段丘礫層からなる．我々は2009年および2010年にこの地域の土壌，水質，底質堆積物を調査し，河川への重金属類の流出・運搬，河川底質物への沈着を検討している．ここでは，その中でも底質堆積物を中心に行った解析結果を報告する．

2. 調査・解析の手順

河川堆積物は，神通川の支流，本流から分岐した平野部の用水を中心に採取し，中流域の地質由来の重金属供給の懸念される地域については，支流合流後の本流域でも採取し，全 29 試料を解析に用いた．採取した試料は遮光容器にて同地点の河川水を満たして密閉して持ち帰り，ラボにて真空凍結乾燥して乾燥過程における堆積物の酸化を抑制した．また，採取の際，近隣の表層土壌および堆積物を採取し，遮光袋にて密閉し持ち帰った．乾燥した試料は，全岩化学組成，腐植物質量および種類，乾燥試料：水重量比＝1：10 における重金属類の溶出量，コロイドおよび逐次抽出による堆積物中の重金属類の存在形態の推定を行った．

さらに，堆積物中の重金属供給源の特定を試みるため，流域への重金属の供給源を流域の岩石，農地，自然由来の浸出水，流域の事業所からの排水，上流から下流への河川水による底質物の運搬（流砂量）・沈着の 5 つの要因に分け，どの供給要因によって底質堆積物の重金属濃度が大きく影響を受けているか検討を行った．なお，神通川には流域に数箇所ダムが建設されて土砂がせき止められているが，本解析ではダムの影響は無視した．以下に，今回解析に用いた各供給源からの重金属の供給量解析手法示す．

①農地からの土砂流出による重金属量：農用地からの土砂流出についは，国内外で広く利用される汎用土壌流出式（USLE（Universal Soil Loss Equation））を用いた．土壌流出量（Q_A）[ton/year/km^2]は次式で示される．

$Q_A = R \times K \times LS \times C \times P$

R：降雨係数（富山県および岐阜県北部の雨量および積雪データより算出），K：土壌係数[1]，LS：地形係数（傾斜長と勾配より算出），C：作物係数[2]，P：保全係数[1]

重金属量は，流域内に分布する土壌中重金属含有量を流出した重金属量として算出した．

②山林からの土砂流出による重金属量：流域の諸特性値を用いた流出土砂量の推定式として，流域周辺の表層岩石種を新規堆積岩類とした場合，以下の式が経験式[3]（建設省河川砂防技術基準（案）調査編より引用）として与えられる．

$\log Qs = -2.7844 + -0.0618 \times \log A + 2.097 \times \log R + 0.1071 \times \log M + 1.89 \times Rr$

Qs：比堆砂量，A：流域面積，R：年平均雨量，M：流域平均高度，Rr：起伏量比[-]（流域内主流路の最高点と最低点の高度差を主流路延長で除したもの）

山間部で流域に流れ込む岩石種は多様であり，各岩層毎の代表地を特定するのは難しい．そこで河岸段丘部に分布する堆積物（土壌）の含有量を参考値に用いた．

③河川の流れによる底質物の運搬・沈着：河川による流砂量は浮遊砂と掃流砂があるが，ここでは掃流砂量を表す式のうち，比較的少ないパラメータから算出が

可能なKalinske－Brown式[3]を用いた．

$$Q_B = 10 \cdot u_* \cdot d \cdot \left\{ \frac{u_*^2}{S \cdot g \cdot d} \right\}^2$$

Q_B：全流砂量，μ*：摩擦速度（μ*=$\sqrt{}$(g×d×n^2×V^2／$\sqrt[4]{d^3}$），ここでV：平均流速，n：Manning粗度係数），d：砂粒径，g:重力加速度，S:砂粒の水中比重（S=(σ／ρ−1），ここでσ：砂密度，ρ：水密度）

ダム貯水池中の変動等による流速変化が大きい際はwash load式（Qs=(4×10^{-8}～6×10^{-6})Q^2）も加味する必要があるが，ここではその影響は無視した．

※ Qs[m^3/s]：wash load，Q[m^3/s]:河川流量

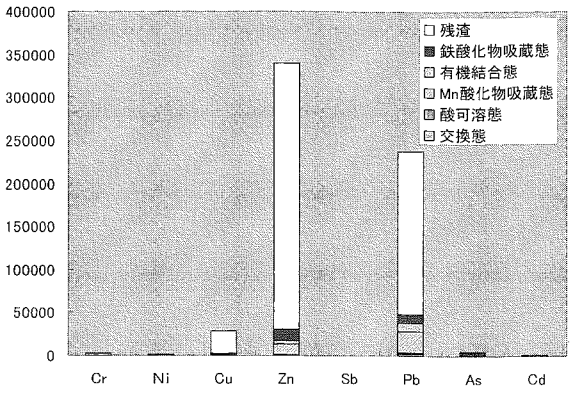
農用地および山林から全流砂量のうち，河川による運搬を免れたものが沈着するとし，①，②に示した岩石・土壌等の河川底質への沈着量(Q_E)は物理的な移動性のみを考え，(Q_A or Qs) -Q_Bより求めた．

④事業所等の排水からの重金属供給：今回の解析流域で重金属の排出がある事業所は，高原川で2箇所（亜鉛，セレン，銅，アンチモン，鉛，砒素），1箇所熊野川で（鉛），井田川で3箇所（ニッケル，砒素，亜鉛，銅，六価クロム）であった．これらの公共用水への排水は中性pHの水質に調整されて排水されたとし，①，②で流出した土砂への中性領域での各重金属類種の吸着量から底質堆積物への沈着量を算出した．

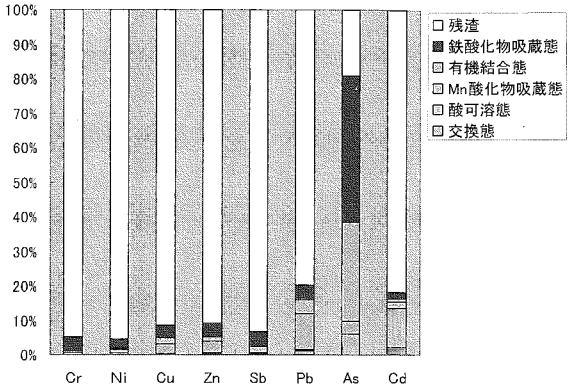
⑤自然由来の浸出水による重金属供給：ここでは，支流域の土壌からの水溶出値および坑内水（事業所による排水地点より上流の地点における水質）が自然由来の浸出に相当すると仮定し，底質物の水溶出時のpHが6.2～7.6の中性域を示すことから④と同様の手法で底質堆積物への沈着を計算した．

3. 底質堆積物の重金属形態およびコロイド種

調査対象流域に分布する底質堆積物中の重金属存在形態は，採取地点による濃度差はあるものの，存在形態の割合は中～下流域にかけて同様の傾向を示した．図－1，図－2に東漆山支流で採取した底質堆積物の重金属類存在形態を示す．この地域では鉛，亜鉛，銅の含有量が著しく大きい（図－1）．各重金属類の存在割合を比べると，残渣の占める割合が最も小さいのが砒素で，次に鉛，カドミウムが続いた．また，残渣以外の存在形態の割合を見ると，砒素，アンチモンは鉄酸化物吸蔵態および有機結合態の占める割合が90%を，鉛，亜鉛，銅は鉄およびマンガン酸化物吸蔵態が全体の80%を，カドミウムに関しては酸可溶態が65%ほどを占め，同じ底質堆積物中でも元素により存在形態が異なった（図－2）．特に残渣以外の存在形態については，排水および浸出水からの2次的沈着物の存在形態の可能性が高く，砒素，カドミウム，鉛についての供給源およびコロイドとしての運搬が懸念された．一方，河川への重金属の供給源として土壌中の有害金属類の含有量が高い地点は自然由来のポテンシャルの高い鉱



図－1．各元素の含有量および存在形態



図－2．各元素における各種存在形態の占める割合

床周辺支流で顕著であり，土砂流出量の計算結果からも支流域へと土砂が流れ込み，支流域に多くが沈着して底質堆積物中の重金属含有量を高めていることが検証された．一方，水系下流の支流域に流域から供給される土砂中の金属類含有量，浸出水濃度は低いにもかかわらず，底質中の銅，砒素が周囲に比べて高い箇所が検出された．これは，自然由来に起因するものではなく，支流域上流で排水されている重金属類の沈着によるものと算出された．河川底質物中のコロイド種の分析では鉄腐植複合体および鉄水酸化物・酸化物といった金属類の吸着容量の高いコロイドの存在割合が高く，コロイド総量は農地や市街地の広がる下流域で高い傾向にあった．したがって下流域ではコロイドが運搬ではなく，溶存態で供給された重金属を吸着・沈着する役割を担い，底質中の重金属量が高いと考えられる．

文献

1) 谷山一郎（2003）：農林水産業及び農林水産物貿易と資源・環境に関する総合研究，農林水産技術会議事務局，p.151.
2) 農林水産省（1992）：土地改良事業計画指針　農地開発（改良山成畑工），農業土木学会，p.191.
3) 建設省河川局(2008)建設省河川砂防技術基準(案)調査編，博報堂，p.591.

P13. ステップバッチ試験による岩石溶出特性に関する検討

Study on water-rock interaction by step batch leaching test

○石原　朋和（鉄道総合技術研究所），浦越　拓野（東日本旅客鉄道株式会社），太田　岳洋（鉄道総合技術研究所）
Tomokazu Ishihara, Takuya Urakoshi, Takehiro Ohta

1. はじめに

日本各地に分布する鉱山地域では，トンネル工事などで発生する掘削残土の処分について検討する際に掘削残土からの有害物質の溶出特性を把握することが重要となる．

しかし，土壌汚染対策法に準ずる溶出量試験（以下，公定法と称する）では，以下の点から，試験結果と実際の掘削残土からの溶出現象が異なると考えられる．

①公定法では，試料粒径が小さいために（粒径 2mm 以下），試験試料と掘削残土とでは，固液比や比表面積が異なる．

②公定法では，撹拌時間が短いために（200rpm，6 時間）長期的な溶出挙動を推定できない．

③公定法では，試験中に水の交換がないために，処分地内での降水や地下水等による水の流動の影響を評価できない．

そこで，降水や地下水等による水の流動の影響を考慮し，より自然条件に近い状況を再現するために，バッチ試験にステップを設ける（ステップ間で新しい水に交換する）ステップバッチ試験を実施した．本報告では，試験結果を基に各種条件（含有鉱物・粒径等）の違いが溶出特性に与える影響について報告する．

2. 試験試料の概要

日本の地質は多種多様であるため，対象地域により試料の風化程度や含有鉱物の種類や量が異なることが考えられる．ここでは，変質した火山岩類と泥質堆積物の 2 岩種を対象に複数箇所（合計 5 箇所）で採取した試料を用いて試験を実施した（表 1）．

3. 溶出試験の方法

今回の試験では 3 段階のステップを設け，ステップ間で新しい水に交換した．主な試験条件を以下に示す．

Step1：500rpm，1 日間撹拌，完了後に溶液の元素濃度，撹拌中の任意時点と完了後に pH，EC を測定

Step2：500rpm，7 日間撹拌，完了後に溶液の元素濃度，撹拌中の任意時点と完了後に pH，EC を測定

Step3：500rpm，21 日間撹拌，完了後に溶液の元素濃度，撹拌中の任意時点と完了後に pH，EC を測定

試験試料はそれぞれの箇所について 2 種類作成（A：2mm の目ふるい通過分，B：10mm の目ふるい通過かつ 2mm の目ふるいの上部に残余した分）した．

また，試験前と試験後の試料の鉱物組成，化学組成を分析した．

4. 試験結果

(1) 溶液の化学組成

各 Step の経過日数と EC，pH の関係を図 1，2 に示す．火山岩類にくらべて泥質堆積物の方が溶液の EC，溶液中に含まれる元素濃度が高い傾向にある（図 1）．図 1 に示すように火山岩類，泥質堆積物ともに Step1 の EC が最も高い値を示すが，その値は明らかに泥質堆積物の方が高く，火山岩類の 10 倍程度を示す．火山岩類では Step2，Step3 で EC の増加傾向が認められるが，泥質堆積物では Step2，Step3 で EC が前の Step より低く，かつほぼ一定の値を示す（図 1）．また，図 2 に示すように Sample1，4 の pH は全ての Step で上昇傾向を示す．一方，Sample2，3，5 の pH は Step1 で低下し，Step2，Step3 でわずかに上昇している．

(2) 岩石の鉱物組成

各試料の鉱物組成を表 1 に示す．Sample2，3，5 から硫化鉱物（黄鉄鉱，閃亜鉛鉱，方鉛鉱）が検出された．Sample3，4，5 からスメクタイトが検出された．

5. 考察

(1) 岩種の違いが溶出特性に与える影響

火山岩類，泥質堆積物ともに Step1 の EC が最も高い値を示すため，両者とも Step1 での溶出現象が最も顕著であると考えられる．また，火山岩類では，Step2，Step3 でも EC の増加傾向が認められることから，Step1 以降も溶出現象が継続的に生じていると考えられる．一方，泥質堆積物では，Step2，Step3 で EC が前の Step より低く，かつほぼ一定の値を示すことから，ほとんどの溶出現象が Step1 で終了していると考えられる．このことから，泥質堆積物の方が火山岩類にくらべて溶出速度が速いことが推定される．

(2) 含有鉱物の違いが溶出特性に与える影響

硫化鉱物（黄鉄鉱，閃亜鉛鉱，方鉛鉱）を含む試料は pH が低下し，SO_4^{2-}が検出された．これは硫化鉱物の酸化・分解により H^+，SO_4^{2-}が放出され溶液が硫酸酸性化したためと考えられる．

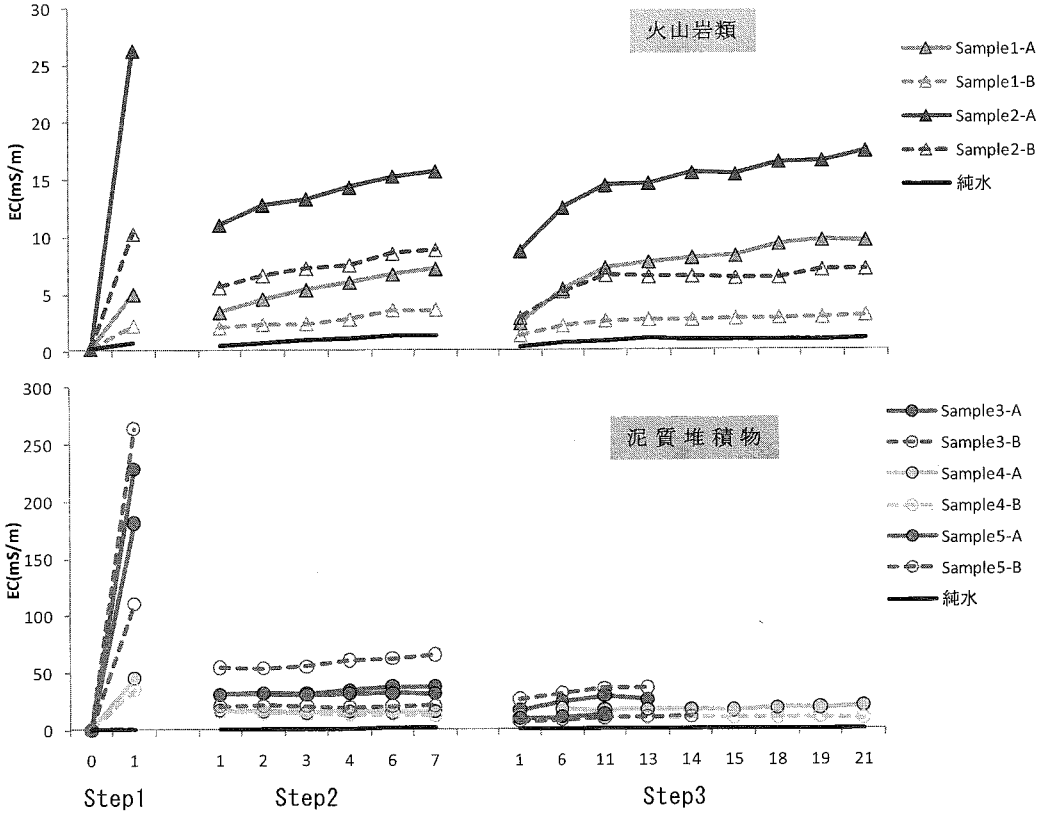
(3) 粒径の違いが溶出特性に与える影響

泥質堆積物，火山岩類ともに細粒試料の方が EC，溶液中に含まれる主要イオン濃度（Ca^{2+}，SO_4^{2-}など）や重金属元素濃度（Mn，Fe，Zn など）が高い傾向にある．このことから，反応のしやすさに試料の比表面積の違いが影響していると推定される．

表１　試料の概要と鉱物組成

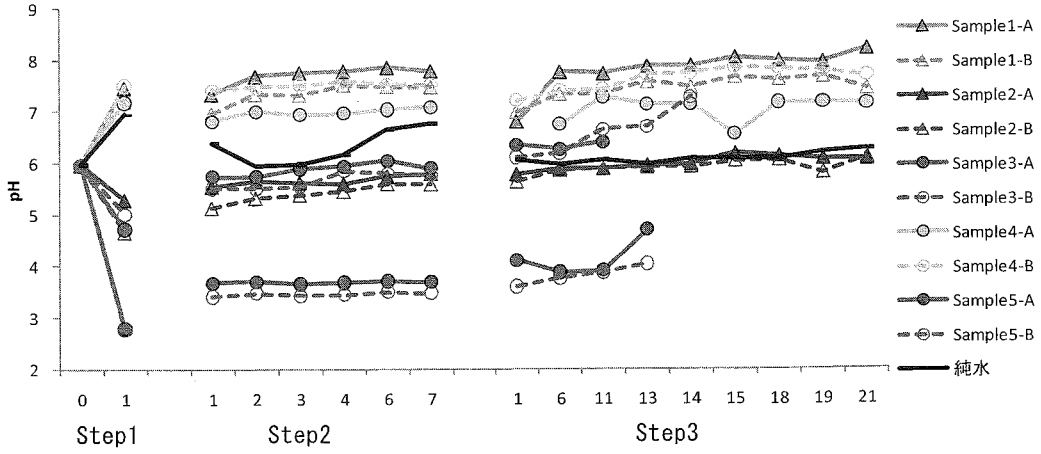
	採取地	岩種	石英	斜長石	角閃石	雲母粘土鉱物	緑泥石	カオリン	スメクタイト	沸石類	黄鉄鉱	閃亜鉛鉱	方鉛鉱
Sample1	山梨県早川町	熱水変質を受け、粘土化した火山岩類	◎	○		△	△			○(※Lo)			
Sample2	兵庫県朝来市	強く熱水変質を受けた火山岩類	◎	△		△	○					○	△
Sample3	仙台市青葉山	泥質堆積物 竜の口層	◎	○	△	△		△	△		△		
Sample4	仙台市新寺	泥質堆積物 竜の口層	◎	○		△		△	○				
Sample5	東京都品川区	泥質堆積物 相模層群	◎	○	△	○	○		○	△	△		

◎：多量、○：中量、△：少量



＊0 は岩石試料を入れる前の純水の値を示す。

図１　各 Step の経過日数と EC の関係



＊0 は岩石試料を入れる前の純水の値を示す。

図２　各 Step の経過日数と pH の関係

P14. 堆積岩の風化により生じた酸化還元境界の原位置調査

In-situ investigation of redox condition of sedimentary rocks

○大山隆弘，猪原芳樹（(財) 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

堆積性軟岩が分布する地域の地山では，一般に風化に伴い，地表付近に岩石が褐色化した「酸化帯」が，その下位には岩石が原岩色を呈する「還元帯」が認められる．酸化帯は岩石の色の変化で容易に野外でも識別されるが，還元帯の内部の状態については研究事例が少なく，その実態はよく分かっていない．

本研究では，堆積性軟岩の分布する地域の坑道において，ドリル削孔式水質測定法を用いて酸化フロントの下位に分布する還元帯の岩盤の湧水の酸化還元電位や pH などの地化学状態を高密度で調査した結果について報告する．

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-50～-60m に位置する素掘りの調査坑道(延長約 250m)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いる [1]．調査坑道周辺では下位から軽石凝灰岩層，軽石混り砂岩層が分布し，坑距離 100m 付近より坑口側には断層で境して軽石凝灰岩層が分布している．酸化フロントは坑距離 200m 付近に認められ，0～200m の区間は原岩色の岩石が分布し還元帯と考えられる．

3. ドリル削孔式水質測定

ドリル削孔式水質測定は，坑壁にドリルを用いて斜め下向きに孔を開け，孔に貯留される湧水の水質を測定するものである [2]．これまでの調査ではドリル孔の孔口は大気開放の状態で，孔にセンサーを挿入して測定していたため，湧水の酸化還元電位 Eh や溶存酸素 DO などは大気の影響を受けて値が十分に安定しなかった．このため，本研究ではドリル孔に小型のパッカーを設置し，湧水をフローセルに通水し大気に接しない状態で測定した．

坑壁に坑距離で約 10～20m 間隔にドリルを使用して直径 25～30mm，深さ約 800mm の孔を削孔した(図-2)．孔口に小型のメカニカルパッカーを設置し，湧水をチューブを通じてフローセルに導き，ポータブルタイプの水質センサーで Eh，DO を測定した．測定は約 18 時間通水後の値を読み取った．pH，電気伝導度 EC はプラスチックボトルに集めた湧水をポータブルタイプの水質センサーで測定した．

なお，測定は測定時点でパッカー設置後約 8 ヶ月経過した孔(以下，既設孔)と，新規に削孔しパッカーを設置し 1 日経過した孔(以下，新設孔)とで実施した．

4. 測定結果

(1) ドリル孔の湧水状況

パッカー設置後，多くの孔からは 1～2mL/min 程度の湧水が認められた．坑距離 200m～230m 付近(図-3)の軽石凝灰岩層中の軽石が少ない凝灰岩が分布する個所では湧水がなく測定ができなかった．また，既設孔の一部では，8 ヶ月後には湧水が減少した孔があった．

(2) 湧水の水質

pH の値は，坑距離 200m 付近の酸化フロント近傍で最低値(約 7)を示し，坑口側に向かい階段状に上昇する傾向が認められた (図-3)．pH の変化から還元帯は，pH が変化する区間(R_1，R_3)と，pH が安定した値を示す区間(R_2，R_4)に分けられた [3]．pH 値は，パッカー設置の前後，及び，既設孔と新設孔の湧水での違いは小さく，数ヶ月の期間を空けた測定でも再現性のよい値が得られ，還元帯の地化学特性区分の指標となる [3]．

酸化還元電位(Eh)は，還元帯の既設孔では，概ね 0

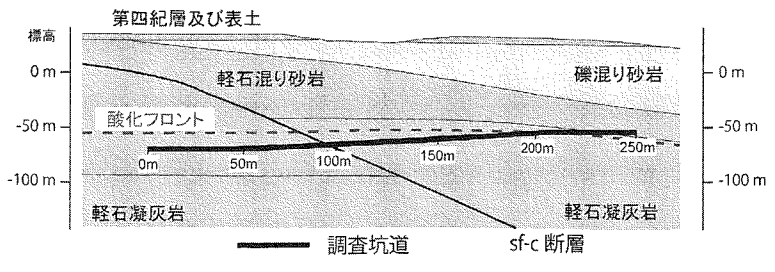


図-1　調査値の地質断面図 [1]

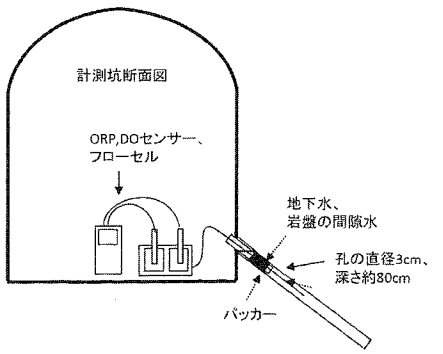


図-2　ドリル削孔式水質測定

～-100mV を示した．還元帯の新設孔では Eh は，既設孔の値に比べてやや大きい値を示した．これは削孔直後は削孔の影響が残存しているためと考えられる．坑距離 50m 付近の孔では，Eh は周囲に比較して高い値を示し測定値が安定しなかった．この孔は調査時点で湧水量が約 10mL/h と少ないためと考えられる．

溶存酸素(DO)は，還元帯の各孔で上記の坑距離 50m の孔を除いて 0mg/L を示し，酸化帯の孔で約 8mg/L を示した．

電気伝導度(EC)は，還元帯では 13～15mS/m 程度のほぼ安定した値を示した．

5．考察

(1)ドリル削孔式水質測定法の適用性

図-3 に示すように，既設の深度 4m のボーリング孔[2)]の水質と比較して，今回の測定値は上記 4 項目でほぼ対応した値を示した．特に，還元環境での水質測定において，今回使用したパッカーとフローセルを用いた測定により，従来の孔口が開放孔では測定が困難であった Eh，DO を安定的に測定することができた．また，EC もドリル孔にセンサーを直接挿入して測定するよりも安定した値を得ることができた．

岩盤の透水性と湧水量との関係では，今回調査した軽石凝灰岩層(透水係数，10^{-8}m/s オーダー[4)])には十分適用可能であったが，坑距離 200m 付近の透水係数がさらに 1 オーダー小さい凝灰岩[4)]の区間では，湧水量が少なく測定ができない孔があった．また，削孔直後の孔や，湧水量が少ない孔で Eh 値の安定した値を得るためには注意が必要で，これらの孔では期間をおいて測定し再現性を確認することが望ましい．

(2)酸化フロント直下の還元帯の地化学状態

今回の調査地では，酸化フロントの直下に pH の変化する区間 R_1 が認められ，pH は酸化フロント側に最低値を持ち R_2 に向かって徐々に上昇する形態を示した．酸化フロントの下部では，酸化フロントで黄鉄鉱の酸化により生じた硫酸が下位に浸透して pH が低下する「溶解帯」が形成されると推定されており[2)]，R_1 はこれに相当すると考えられる．Eh は還元帯で値がばらつくがマイナス側の値を持ち，DO は 0mg/L を示した．これらは，酸化フロントで酸素が消費され，生産された H^+イオンが下位に浸透していく過程を見ていると推定される．R_1 の規模は，調査した範囲では酸化フロントの直下に 10m 程度の厚さで分布すると推定される．

坑距離 100m 付近の pH が変化する区間(R_3)は軽石凝灰岩と軽石混り砂岩の断層境界付近に位置している．pH の変化の原因としては，岩相の違いによる水質変化への影響が考えられ，今後，湧水の化学組成の変化と合わせて検討を進める予定である．

6．まとめ

岩盤の風化に伴う地化学特性の詳細を明らかにするためドリル孔にパッカーを設置しフローセルを用いて Eh, DO 等を測定した結果，安定した測定値が得られ，酸化フロント直下の還元帯の地化学状態を捉えることができた．

引用文献

1)猪原芳樹 他(2008):帯磁率による下北半島東部の鷹架層の地質構造に関する検討,応用地質，Vol.49, pp.139-149

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)猪原芳樹 他(2011)：ドリル削孔による還元環境調査手法の検討,応用地質学会平成 23 年度研究発表会, 47.

4)石田裕樹 他(2005):鷹架層の透水，間隙特性，日本地下水学会 2005 年秋季講演会要旨，pp.34-37.

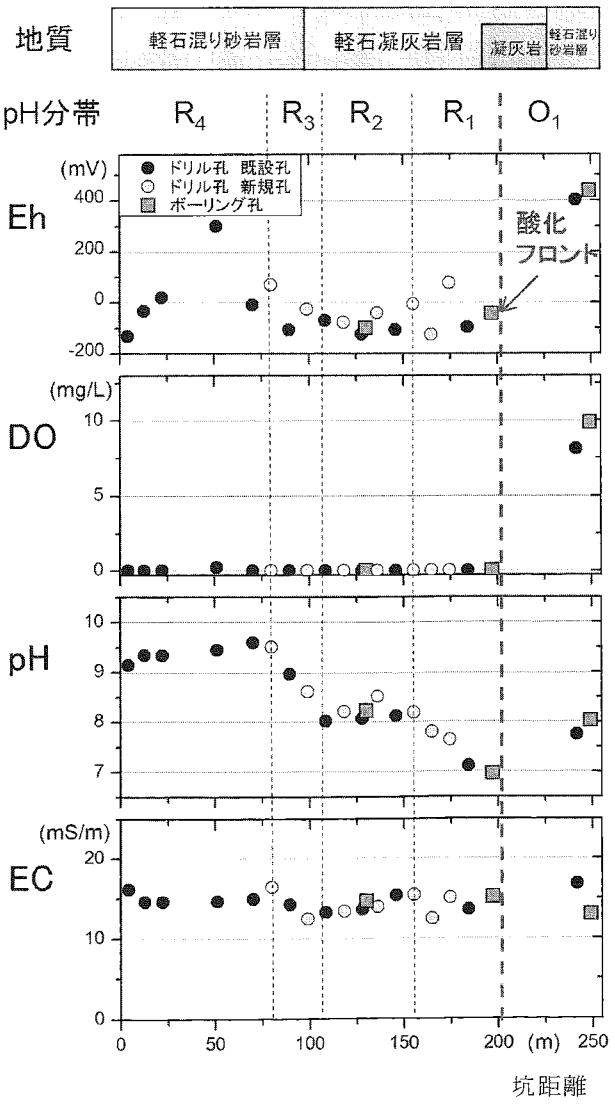


図-3　調査値の地質断面図

P15. 北海道の河川流域の水文特性とその分類

Hydrological Properties and Classification of the River Basins in Hokkaido, Japan

○長岡大輔（株式会社レアックス）
NAGAOKA Daisuke

1. はじめに

降水の河川への流出特性は，その流域に分布する地質の影響が大きいと言われている[1)2)]．例えば，火砕流や火山岩類が分布する地域は渇水比流量が大きいが，これは多孔質な火山噴出物が地下水貯留機能をもち，それが渇水比流量を大きくすると考えられている[1)]．しかし，これまでの流域の流出特性の解析は，概略的な地質分布と流量の関係の検討に留まり，流域の詳細な地質構成や地形，降水量などのデータとの関係は議論されていない．

そこで本研究では，北海道の流量観測所がある河川流域を対象に，定量的な地形・地質や水文データを用いて，流域がもつ水文特性について検討を行った．

2. 研究対象流域

研究対象流域は，図-1 に示す北海道の 88 の流域である．これらの流域は，流量観測データがダムの影響を受けないように，流域内に原則としてダムがないこと，あるいはダムが建設される前の流量データが十分にあることを条件に選定した．流量観測データは，国土交通省の「水文水質データベース」と北海道土木協会の「雨量・水位・流量年表」を使用した．

3. 流域の定量データ

本研究では，流域を特徴づける定量データとして，次の値を計算した．

1)地質構成率(%)：流域内の地質構成は，20 万分の 1 地質図幅などに基づき，沖積層，段丘堆積物，それ以外の更新統，火砕流(第四紀と新第三紀)，火山岩類(第四紀と新第三紀)，堆積岩類(新第三紀と古第三紀以前)，貫入岩・深成岩，付加体構成岩類，変成岩の 12 種類に分け，それぞれの構成率を算出した(表-1)．

2)険しさの指数：流域の起伏度(険しさ)を表すもので，次式で求まる[3)]．地形データは，基盤地図情報の「10m メッシュ標高」を使用した．

険しさの指数＝流域体積÷流域面積$^{1.5}$

流域体積：流域の流出点と上流側地形面との比高の総和

3)流域年降水量(mm)：気象庁の「メッシュ気候値 2000」による 1971～2000 年までの降水量を流域ごとに抽出し，流域内の年降水量の平均値を算出した．

なお，豊水・渇水比流量($m^3/sec/100km^2$)と流域面積(km^2)は各流量観測資料の値であり，流量は観測期間(1964～2008 年)の最低でも 5 年以上の統計年数があるものを採用した．これらの流域データを表-1 に示す．

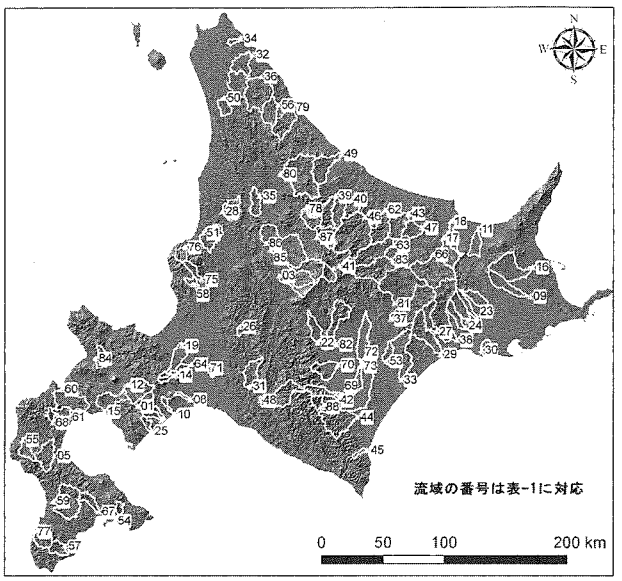


図-1　研究対象流域

4. 検討手順

流域の水文特性の検討は次の手順で行った．

1)対象流域全体の流域年降水量と豊水比流量および渇水比流量の関係をそれぞれ確認．

2)地質構成率を用いた流域のクラスタリング(ウォード法)に基づき，流域内の構成率が最も高い地質により流域を分類(クラスターを微修正)．

3)各地質グループ内の流域で，流域年降水量と豊水・渇水比流量の関係および険しさの指数と豊水・渇水比流量の関係を検討．

4)それらの関係図から北海道の流域の水文特性を考察．

5. 結果と考察

(1)地質構成による流域区分と豊水・渇水比流量

各流域内に最も広く分布する地質に基づき研究流域を分類すると，11 の地質グループに区分できた(表-1)．このうち，それぞれのグループに所属する流域が 5 個以上あるものが 7 つあり，それらの豊水・渇水比流量および流域年降水量の平均は次のようになる．

	比流量($m^3/sec/100km^2$)		年降水量
	豊水	渇水	(mm)
段丘堆積物	2.89	0.82	1084
第四紀火砕流	3.93	2.09	1324
第四紀火山岩類	7.62	2.30	1710
新第三紀火山岩類	7.03	0.98	1430
新第三紀堆積岩類	4.42	0.91	1317
古第三紀以前堆積岩類	3.87	0.59	1209
付加体構成岩類	4.51	0.70	1270

この結果から第四紀火砕流と火山岩類が広く分布する流域は，年降水量があまり変わらない他の流域に

表-1　流域の水文データと地質構成

No.	観測所	豊水比流量	渇水比流量	流域面積	険しさの指数	蛇行率	標高差	支笏統	火山岩類			堆積岩類			貫入岩類	付加体	変成岩	地質カテゴリー
									第四紀	鮮新～更新	中新世	第四紀	鮮新～更新	中新世～	第四紀			区分
01	俊徳	0.25	1.75	107	0.027	1716	2.7%	4.0%	0.1%	32.0%	0.0%	48.4%	9.3%	0.0%	4.0%	0.0%	0.0%	
02	ウヨロ橋	1.41	2.43	35	0.040	2087	9.2%	4.5%	0.0%	37.0%	0.0%	49.3%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	第四紀
03	西一区	4.78	1.90	149	0.043	1310	8.3%	1.6%	0.0%	3.2%	20.3%	34.8%	8.9%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	火山岩類
04	旧幌内	6.13	2.03	253	0.058	1440	6.5%	0.5%	0.0%	10.3%	11.4%	47.5%	22.5%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	優占40%以上
05	岩尾別上流	8.43	2.61	242	0.016	1616	4.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	42.0%	40.0%	0.0%	3.2%	0.1%	0.0%	7/7流域
06	石狩平	10.99	2.21	113	0.049	1606	2.4%	4.7%	0.6%	0.0%	4.3%	55.5%	0.7%	10.0%	0.0%	1.4%	17.7%	
07	新富	9.34	3.08	82	0.051	2190	3.0%	0.2%	18.3%	72.5%	3.6%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
	平均	7.62	2.30	161	0.041	1710												
08	岩小牛川上流	5.54	4.03	29	0.031	1697	0.6%	0.0%	0.0%	93.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	第四紀
09	中西別	3.72	2.87	209	0.009	1124	3.3%	2.7%	0.3%	89.9%	0.0%	1.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	火砕流
10	幾寅	6.60	4.16	39	0.048	1982	7.5%	0.0%	9.1%	80.9%	0.0%	2.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
11	小清水	2.12	1.49	139	0.014	815	11.6%	6.2%	0.0%	81.4%	0.0%	0.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	優占40%以上
12	音別下流	5.53	1.80	231	0.020	1421	7.7%	0.0%	0.3%	43.0%	0.0%	17.5%	29.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	16/18流域
13	美瑛	5.76	3.25	40	0.061	1654	0.0%	0.0%	0.0%	42.7%	0.0%	11.8%	21.0%	23.1%	0.0%	0.0%	0.0%	
14	白滝	3.37	1.83	43	0.050	1566	0.0%	0.0%	0.0%	55.5%	0.0%	2.8%	13.1%	21.5%	0.0%	0.0%	0.0%	
15	豊富	4.16	1.78	237	0.020	1298	2.9%	0.0%	9.5%	51.4%	0.0%	14.7%	12.2%	8.9%	0.0%	0.3%	0.0%	
16	信部	4.10	1.76	420	0.012	1246	4.8%	11.0%	0.5%	59.5%	0.0%	13.1%	2.8%	10.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
17	美蔓橋	2.16	1.48	199	0.017	846	9.7%	11.0%	0.0%	68.5%	0.0%	11.7%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
18	湖南	1.06	0.56	118	0.010	788	13.3%	15.3%	0.0%	62.3%	0.0%	2.8%	0.0%	6.2%	0.0%	0.0%	0.0%	
19	屈斜	2.88	1.49	153	0.009	1170	2.1%	6.8%	0.0%	52.8%	0.0%	0.0%	0.0%	9.5%	0.0%	0.0%	0.0%	
20	下オソベツ	2.79	1.63	138	0.010	1090	13.5%	7.7%	12.3%	63.2%	0.0%	1.6%	0.3%	1.3%	0.0%	0.0%	0.0%	
21	愛作	2.99	1.59	190	0.007	1223	14.2%	7.8%	5.2%	62.2%	0.0%	0.0%	1.9%	1.5%	0.0%	0.0%	0.0%	
22	新桜	4.89	1.23	22	0.024	1306	0.0%	15.5%	3.5%	41.8%	0.0%	0.0%	0.0%	1.0%	0.0%	12.8%	12.7%	
23	下久著呂	3.41	1.47	97	0.031	1174	14.6%	12.7%	18.4%	47.5%	0.0%	0.8%	2.2%	5.5%	0.0%	0.0%	0.0%	
24	幌呂	2.95	1.88	197	0.018	1239	16.0%	14.0%	40.0%	40.0%	0.0%	0.0%	0.0%	5.8%	0.0%	0.0%	0.0%	
25	曙別	6.81	3.51	53	0.054	2185	1.2%	2.8%	0.0%	45.2%	0.0%	43.4%	7.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
	平均	3.97	2.09	140	0.026	1324												
26	朝陽	4.96	0.30	56	0.031	1375	1.6%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	98.4%	0.0%	0.0%	古第三紀以前
27	住吉	2.98	0.55	159	0.027	1225	1.8%	0.7%	0.0%	0.0%	7.8%	0.0%	0.0%	0.0%	88.9%	0.0%	0.0%	堆積岩類
28	堀下	1.30	0.56	183	0.009	1570	2.0%	1.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	4.4%	91.8%	0.0%	0.0%	優占40%以上
29	美蔓	3.41	0.42	347	0.019	1148	2.5%	1.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	89.8%	0.0%	0.0%	12/13流域
30	別保	2.90	0.47	79	0.007	1049	5.3%	5.3%	23.7%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	62.3%	0.0%	0.0%	
31	虎斑	4.11	0.50	202	0.018	1287	3.8%	1.6%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	16.3%	72.0%	0.0%	1.3%	
32	碧礼別	3.55	0.60	216	0.005	1157	14.1%	2.8%	4.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	17.5%	58.3%	0.6%	0.6%	
33	万年橋	1.72	0.31	418	0.010	974	7.5%	7.0%	0.0%	0.0%	1.1%	0.0%	0.0%	23.1%	60.8%	0.4%	0.0%	
34	弟子屈川	4.51	0.48	23	0.015	1100	6.6%	1.8%	4.5%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	27.5%	59.7%	0.0%	0.0%	
35	落石別	5.75	0.45	144	0.012	1257	9.3%	5.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.4%	46.3%	0.0%	12.5%	
36	下幌別	3.91	0.54	502	0.008	1317	8.3%	2.9%	0.0%	0.0%	0.0%	3.2%	12.5%	47.0%	0.2%	18.0%	7.8%	
37	下足寄	1.55	0.51	542	0.013	895	6.3%	3.6%	0.0%	7.2%	1.2%	8.4%	3.0%	24.5%	43.7%	0.0%	1.4%	
38	オンネセラ	3.47	0.74	643	0.016	1295	10.1%	3.7%	0.0%	0.0%	0.0%	21.0%	0.0%	15.8%	24.0%	0.0%	0.0%	
	平均	3.67	0.59	271	0.015	1205												
39	滝ノ上	6.04	0.65	233	0.033	1220	3.1%	9.1%	0.0%	0.0%	1.4%	0.0%	0.2%	22.4%	0.0%	1.2%	52.4%	0.0%
40	立牛	1.84	0.25	163	0.022	903	2.5%	2.3%	0.0%	0.0%	0.7%	0.0%	5.1%	20.1%	0.0%	0.4%	67.9%	0.0%
41	ルベシナイ	3.27	0.70	45	0.034	1216	0.0%	1.4%	0.1%	0.0%	1.5%	2.2%	0.0%	26.2%	0.0%	0.0%	68.0%	0.0%
42	初内	1.57	0.66	41	0.040	1784	3.9%	3.9%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	1.1%	91.3%	0.0%
43	永代	1.89	0.23	259	0.014	764	8.5%	9.8%	0.0%	0.5%	0.0%	0.0%	0.0%	4.9%	8.2%	2.0%	63.4%	0.0%
44	幌呑川見田	4.89	1.50	438	0.009	1780	2.3%	10.5%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%	3.2%	67.0%	12.7%
45	西広里川	0.41	1.54	26	0.083	2896	8.0%	12.3%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	56.9%	21.3%
46	丸瀬布	3.13	0.77	802	0.019	986	2.8%	3.4%	0.0%	5.7%	24.5%	7.9%	2.0%	0.2%	0.0%	2.0%	36.3%	0.0%
47	常呂	2.05	0.37	157	0.018	617	5.2%	1.9%	0.0%	13.8%	0.0%	0.0%	0.0%	21.7%	12.9%	0.0%	40.7%	0.0%
48	吉気別	4.45	0.64	366	0.024	1288	3.1%	5.0%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	8.5%	25.6%	0.0%	49.0%	7.0%
49	開陽	3.04	0.49	291	0.017	1112	5.0%	6.7%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	10.0%	26.5%	0.0%	44.6%	0.0%
	平均	4.51	0.70	291	0.028	1270												
50	上厚真川	2.58	0.37	103	0.009	1111	10.8%	6.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	73.3%	0.3%	0.0%	新第三紀
51	大和田	4.69	0.45	234	0.008	1476	7.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	1.6%	84.5%	5.8%	0.0%	0.0%	堆積岩類
52	幌橋	5.59	1.39	72	0.047	1214	4.7%	3.3%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	2.1%	88.7%	0.0%	0.7%	0.4%	0.0%
53	里吉1号線	1.47	0.45	115	0.010	855	7.4%	7.5%	0.0%	0.0%	0.0%	5.3%	0.0%	64.4%	0.0%	0.0%	0.5%	0.0%
54	秩父別	4.25	1.13	61	0.048	1985	3.6%	3.0%	0.0%	0.0%	0.0%	10.1%	13.7%	59.5%	0.2%	2.1%	0.5%	0.0%
55	玄様川	3.79	1.02	134	0.020	1530	6.9%	9.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	7.6%	67.4%	0.0%	7.0%	3.0%	0.0%
56	北見幌別川	3.47	0.49	332	0.014	1344	7.5%	5.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	12.5%	66.0%	0.7%	0.6%	1.7%	0.0%
57	美内川	9.27	1.58	120	0.028	2097	3.9%	6.2%	0.0%	0.0%	0.0%	9.9%	10.3%	48.1%	0.0%	3.6%	17.9%	0.0%
58	糸山ダム上流	3.74	0.67	255	0.025	1544	4.9%	0.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	4.5%	62.9%	0.1%	0.0%	26.4%	0.0%
59	小巣部	3.89	0.81	452	0.013	1418	7.5%	5.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	2.1%	64.4%	0.0%	0.0%	19.7%	0.0%
60	美旭	5.10	1.47	362	0.011	1426	10.5%	4.7%	1.3%	0.0%	0.0%	24.2%	17.5%	37.8%	0.0%	2.0%	0.0%	0.0%
61	長万部川	8.08	2.23	48	0.033	1582	2.0%	0.0%	4.4%	0.0%	0.0%	19.3%	17.2%	44.8%	0.0%	1.2%	8.7%	0.0%
62	対遊地	1.88	0.36	280	0.019	766	2.0%	8.5%	0.0%	1.2%	9.2%	0.0%	27.3%	37.5%	0.0%	4.4%	9.3%	0.0%
63	美里間道路	2.16	0.59	418	0.022	953	8.1%	4.1%	0.0%	6.3%	2.2%	21.5%	40.2%	0.0%	0.1%	3.0%	0.0%	
64	下高松	3.14	1.25	50	0.029	1258	16.1%	4.3%	0.0%	30.3%	0.0%	0.0%	0.0%	12.0%	37.4%	0.0%	0.0%	
65	下開発別	3.86	0.67	257	0.008	1108	12.9%	8.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	47.1%	12.3%	0.0%	0.5%	18.7%
66	達別	1.73	0.45	511	0.014	1008	5.8%	3.0%	0.0%	0.0%	0.0%	15.3%	0.0%	13.9%	16.4%	0.4%	5.5%	0.0%
67	清水川	4.87	0.60	159	0.024	1403	9.3%	7.7%	3.5%	0.0%	0.0%	8.7%	0.0%	38.5%	19.1%	7.4%	5.9%	0.0%
	平均	4.42	0.91	255	0.021	1317												
68	上和別	17.38	4.57	48	0.058	1831	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	16.1%	0.0%	58.6%	25.4%	0.0%
69	戸蔦橋	7.95	0.95	161	0.058	1732	4.9%	7.1%	0.6%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.5%	0.0%	65.0%	16.1%	5.4%
	平均	12.69	2.77	104	0.058	1781												
70	静窓橋	4.05	0.84	218	0.029	1320	13.4%	26.8%	13.1%	0.3%	0.0%	0.0%	0.0%	5.0%	0.0%	22.9%	9.5%	0.1%
71	御園	2.62	0.61	83	0.007	1035	14.0%	41.5%	0.4%	2.8%	0.0%	0.0%	0.0%	41.2%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
72	植標	1.52	0.54	282	0.009	877	5.0%	11.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	32.9%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
73	千住12号橋	3.63	1.31	115	0.010	1014	12.9%	24.7%	4.1%	0.4%	0.0%	0.0%	0.0%	8.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
74	止若	2.64	0.76	447	0.007	1123	11.1%	53.7%	12.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	14.3%	0.0%	0.0%	1.7%	0.0%
	平均	2.89	0.82	225	0.012	1094												
75	国稀留橋	12.04	1.52	92	0.040	1905	9.0%	5.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	75.2%	13.8%	0.0%	0.0%	0.0%
76	岩渡別	3.28	2.56	86	0.032	1762	1.3%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	1.6%	0.0%	0.0%	0.0%
77	稲穂	0.24	0.87	178	0.032	1946	2.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	57.6%	2.2%	0.0%	11.4%	26.9%	0.0%
78	信定橋	3.11	0.48	113	0.021	1342	4.3%	1.5%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	33.2%	0.0%	1.0%	4.6%	0.0%	0.0%
79	優志別	4.61	1.16	280	0.022	1439	2.3%	5.9%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	60.9%	24.7%	0.0%	3.3%	2.9%	0.0%
80	双瀬別	3.71	0.57	695	0.012	1131	6.8%	5.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	45.2%	13.8%	25.4%	1.4%	0.9%	0.0%
81	上幌別	17.30	0.67	749	0.011	1831	9.0%	7.5%	0.0%	1.3%	1.6%	0.0%	29.0%	19.1%	16.8%	0.2%	15.0%	0.0%
82	上盛別橋	1.61	0.61	291	0.035	1211	4.6%	10.4%	8.9%	7.6%	9.0%	13.3%	21.7%	10.8%	0.0%	7.1%	13.6%	0.0%
83	富戸	8.10	1.29	422	0.027	934	6.1%	3.0%	0.0%	10.8%	0.2%	2.7%	41.4%	19.8%	0.0%	0.3%	5.5%	0.0%
84	共和	4.69	0.27	138	0.023	1307	6.2%	0.0%	2.0%	0.0%	0.0%	7.5%	33.7%	31.3%	0.0%	19.2%	0.0%	0.0%
85	中央橋	5.81	1.28	475	0.010	1057	31.4%	4.7%	0.0%	0.0%	13.4%	0.0%	34.9%	0.0%	0.0%	0.0%	13.6%	0.3%
	平均	7.02	0.86	318	0.023	1430												
86	成瀬橋	7.70	0.44	181	0.006	1140	32.0%	8.2%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	12.1%	0.0%	24.5%	0.0%	17.4%	3.5%
87	名寄ポンベツ	8.31	1.46	209	0.032	1242	3.5%	2.5%	0.0%	0.0%	20.3%	9.2%	5.2%	11.9%	0.0%	0.1%	31.4%	0.0%
88	岩淵上流	11.77	1.06	83	0.069	1914	0.0%	0.0%	1.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	9.8%	35.2%

地質カテゴリー区分	
第四紀火山岩類	優占40%以上 7/7流域
第四紀火砕流	優占40%以上 16/18流域
古第三紀以前堆積岩類	優占40%以上 12/13流域
新第三紀堆積岩類	優占40%以上 13/18流域
変成岩類	2/2流域
段丘堆積物	優占40%以上 4/5流域
新第三紀火山岩類	優占40%以上 7/11流域
溶結凝灰岩	
軟岩泥岩類	

比べ渇水比流量が大きいことがわかり，既存の研究結果を検証する結果となった．

(2)流域ごとの年降水量と豊水・渇水比流量の関係

全研究流域の流域年降水量と豊水・渇水比流量の関係を見ると(図-2)，年降水量と豊水比流量の重相関係数 R^2 が 0.56 とある程度の相関が認められるが，渇水比流量とのそれは 0.31 と相関は強くない．ところが，各地質グループの流域ごとで流出特性(図-3)を見ると，第四紀火砕流，新第三紀堆積岩類，古第三紀堆積岩類，付加体構成岩類の流域で年降水量と豊水比流量との関係が $R^2=0.8$ 以上と強い相関がみられた．また，渇水比流量でも第四紀火砕流，第四紀火山岩類，付加体構成岩類の流域で $R^2=0.53\sim0.86$ となり，年降水量との相関があることがわかった．特に付加体構成岩類の流域は，豊水・渇水比流量ともに $R^2=0.8$ 以上となり，年間を通し流出量が降水に規制されていると考えられる．一方，堆積岩類の流域では，年降水量と渇水比流量との相関が低いか全くない．以上のような降水量と比流量の関係から，流域地質の違いによる流出特性の解釈として，次のことが考えられる．

豊水比流量

降水量が多い時期の流出量であることから，降水が直接流出した短期流出と考えられる．このため降水量との相関が強いと考えられる．ただし，火山岩流域では多孔質の岩質のため，豊水期でも地下浸透があり，表面流出量がばらつくのかも知れない．

渇水比流量

流域地下水と関わる長期流出であることから，年降水量との相関が豊水比流量ほど強くない．ただし，付加体構成岩類の流域は亀裂の多い岩質を反映し，降水が浸透するが循環が速く，年間の降水量に応じて渇水比流量が決まるものと思われる．

(3)険しさの指数と豊水・渇水比流量の関係

地形の険しさと流出量の相関が良いのは，第四紀火砕流と付加体構成岩類の流域である(図-4)．特に付加体構成岩類の流域では，豊水・渇水比流量ともに $R^2=0.7$ 以上と相関が強い．この 2 流域では降水量が多くなると地形が険しくなる傾向があり，降水が地形形成の主な制限因子になっていると考えられる．

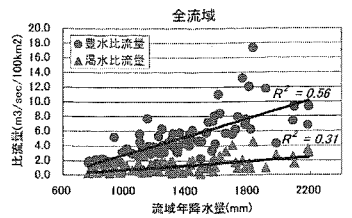


図-2 全流域の降水・比流量の関係

6. まとめ

本研究は，北海道の流域をその分布地質の構成比によりグループ分けし，それぞれの地質グループの流出特性を検討した．その結果，流出量は年降水量に相関するが，流域を構成する地質よって流出量(割合)が異なることがわかった．特に第四紀火砕流と付加体構成岩類の流域では，降水の流出割合が異なるにも関わらず両者の関係が密接で，しかも降水が地形形成にも影響していることが示唆された．

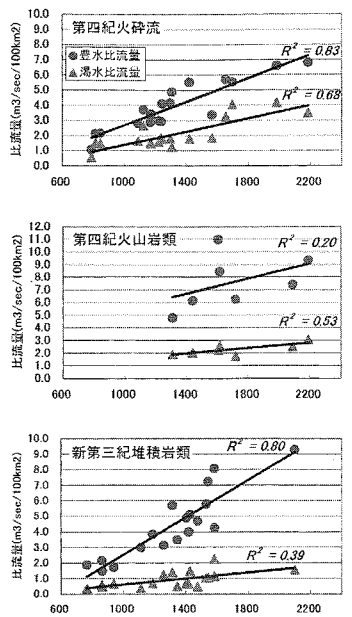


図-3 地質グループごとの降水・比流量の関係

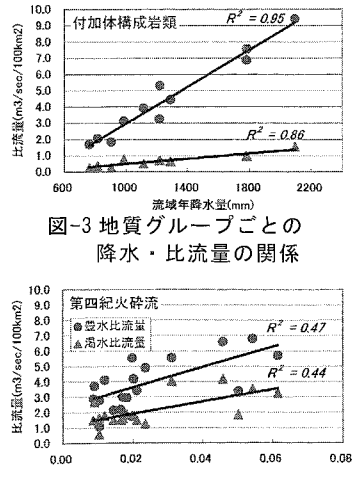


図-4 険しさの指数と比流量の関係

文献

1) 虫明功臣・高橋裕・安藤義久：土木学会論文報告集，308，51-62p．1981．
2) 高田賢一・中津川誠・村上泰啓：水工学論文集，49，51-62p．2005．
3) 吉山昭：地学雑誌，99，674-681p．1990．

P16. 山口県萩市羽賀台の地質と広域的地下水流動

Geology and Regional Groundwater Flow at Haganodai of Hagi City in Yamaguchi Prefecture, Japan

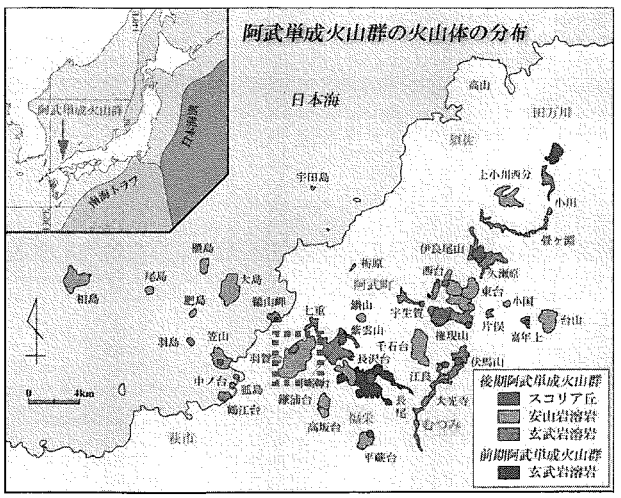
○早川健太郎，田中和広（山口大学理工学研究科）
Kentaro Hayakawa, Kazuhiro Tanaka

1. はじめに

阿武単成火山群は 40 以上の岩体からなり，山口県北部の阿武町から萩市にかけて分布する[1]（第 1 図）．羽賀台は阿武単成火山群に属す新生代後期の火山岩類から成る長円型の溶岩台地であり，体積は約 0.4km^3，平均の厚さは 90m である[2]．羽賀台は複数枚の溶岩からなり，台地上には河川は発達していないが，基盤岩と溶岩流との境界面付近から地下水が湧出している．これらの湧水は清涼で水量も豊富なことから，飲用水・農業用水として利用されているほか，簡易水道の水源としても利用されている．また，羽賀台北西に位置する三明戸湧水と阿字雄の滝は，平成の名水百選に選定されている．

このような地下水を長期に亘り利用するためには，水源を安全・安定に確保・維持する必要があり，地下水の涵養から流出までの過程を把握することが重要である．

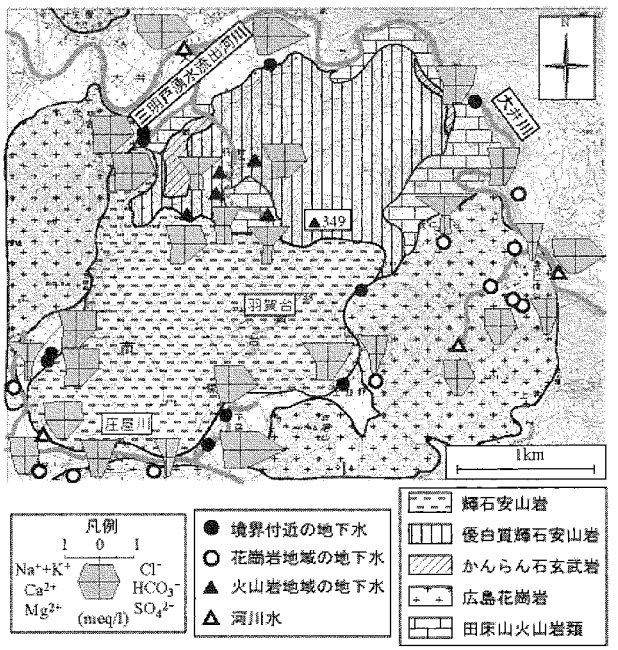
本研究では地下水を長期利用するための基礎資料を得るため，羽賀台での地質調査と水文調査を行い，火山岩地域での広域的地下水流動を明らかにすることを研究の目的とする．



第 1 図　阿武単成火山群の分布（角縁ほか，2000）
破線で囲っている場所が羽賀台

2. 地質・地質構造

本調査地域の基盤は，白亜紀の田床山火山岩類と広島花崗岩からなり，その上位を冷却節理の発達した第四紀の火山岩であるかんらん石玄武岩，優白質輝石安山岩，輝石安山岩が覆っている（第 2 図）．基盤岩類と火山岩の境界面は北西へ約 15° 傾斜しており，溶岩流が噴火口から北西に向かって流下したものと考えられ，透水性の異なる白亜紀の基盤岩類と上位の火山岩類の境界面付近を地下水が流動していると考える．また羽賀台中央部において田床山火山岩類が露出しており，それを迂回するように優白質輝石安山岩と輝石安山岩が分布する．



第 2 図　羽賀台周辺の岩相分布と地下水のヘキサダイアグラム

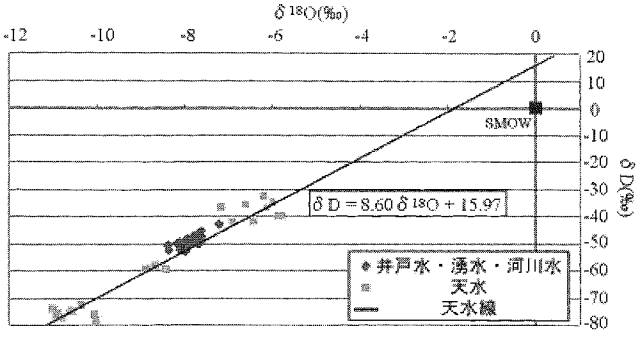
3. 地下水の地化学特性

羽賀台には多数の井戸水及び，岩盤からの湧水が見られ，これらを地下水として扱う．

花崗岩地域の地下水の EC は 6.90～11.92mS/m であるのに対し，第四紀火山岩類と白亜紀基盤岩との境界付近の地下水（以下境界付近の地下水とする）は 11.92～29.50mS/m であり，花崗岩地域の地下水よりも EC が大きい傾向にある．

溶存イオン分析では，境界付近の地下水は HCO_3^- に富み，30mg/l 以上含んでいる．花崗岩地域の地下水のヘキサダイアグラムは，一部 NaCl 型に似た形を示しており，境界付近の地下水とは明らかに水質が異なる（第 2 図）．また，羽賀台の地下水には一般に岩石にほとんど含まれることのない Cl^- が普遍的に約 10mg/l 以上含まれている．

羽賀台における井戸水，湧水，河川水，天水の酸素



第 3 図　井戸水，湧水，河川水，天水のデルタダイアグラム

水素同位体比を第 3 図に表す．羽賀台において，2010 年 5 月～10 月にかけて天水を採水し，天水線を求めた．天水には季節変化と高度効果が認められた．井戸水，湧水，河川水は天水線上にプロットされ天水起源と考えられる．

4. 水文調査

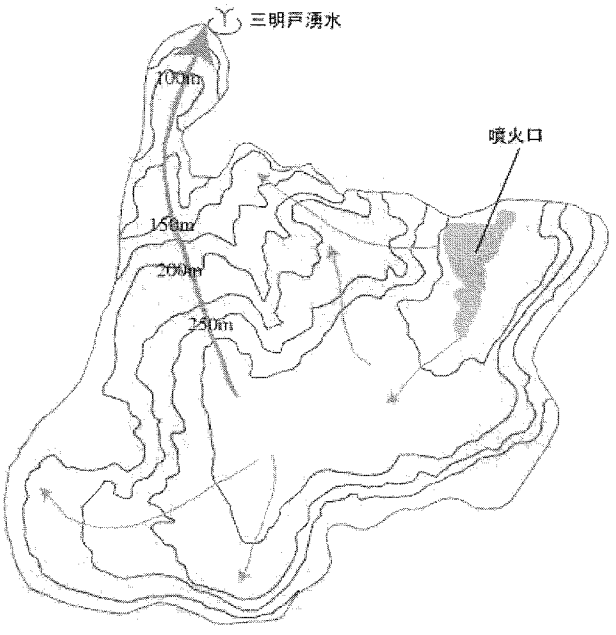
三明戸湧水流出河川と庄屋川にて，河川の流量測定を行った．三明戸湧水流出河川では，最大 12mm/h の降雨に対する応答として，約 6 時間後に河川の流出量がピークに達し，約 96 時間経過後も，基底流量に達しなかった．庄屋川では，最大 6mm/h の降雨に対する応答として，約 40 分後に河川の流出量がピークに達した．その後約 72 時間後に基底流量に達した．

流量測定から明らかとなった基底流量を用いて，三明戸湧水流出河川と庄屋川の流域における比流量を求めた(三明戸湧水流出河川では，測定期間中に基底流量に達しなかったので，観測期間において最も小さい流量を採用した)．三明戸湧水流出河川の比流量は 48.5l/sec/km^2 となり，これは庄屋川での 10.0/sec/km^2 という結果に比べて，4 倍以上高い値を示している．

5. 考察

地下水流動と地質構造：羽賀台に分布するかんらん石玄武岩には，柱状節理が発達しているため，二次間隙により透水性が高くなっていると考えられる．基盤を構成する田床山火山岩類と広島花崗岩は，割れ目が少なく硬質である．また，火山岩類と基盤岩類の境界面付近には湧水が多数見られる．これらのことから，地下水の基盤岩類への浸透は困難であるため，羽賀台での地下水流動は火山岩類と基盤岩類の境界面の形状に支配されるものと考えられる．

溶岩噴出時に溶岩流は，基盤岩の流下しやすい地形(例えば谷地形)を流れ，現在の地形に至ったと考えられる．地形から推測される輝石安山岩溶岩の流下方向を第 4 図に示す．第 4 図で溶岩流は，主に北へ向かって流れており，これは当時の基盤が北側へ傾斜し，谷地形を形成していたためと考える．溶岩流の末端には



第 4 図　輝石安山岩溶岩の流れと等高線抜錨図

三明戸湧水が位置し，基盤が成す谷地形に沿って地下水が流動しているものと考えられる．

地下水質と起源：羽賀台に分布する地下水の特徴として，HCO_3^-に富む境界付近の地下水と，普遍的に一定量含まれる Cl^-が挙げられる．境界付近の地下水が HCO_3^-に富む原因として，火山岩類と基盤岩類の境界面に分布すると考えられる風化した広島花崗岩に含まれる斜長石からの溶出 [3] が考えられ，Cl^-を含む理由としては，調査地域が海から約 3km の内陸に位置するため，風送塩の影響が考えられる．

地下水流動の形態：庄屋川では降水イベントに対する流量の応答が顕著であるのに対して，三明戸湧水流出河川では流出のピーク，定常流に戻るまでの時間が共に遅れており，地下水の涵養から流出までの過程で，羽賀台の地下に基盤の凹みなど複数の貯留構造が存在している可能性がある．

さらに，三明戸湧水流出河川は，庄屋川と比べて比流量が 4 倍以上であることから，羽賀台の地下水は三明戸湧水に集中しており，その一部は庄屋川流域からも流入している可能性がある．

文献

1) 角縁進・永尾隆志・長尾敬介，2000：阿武単成火山群の K-Ar 年代とマグマ活動史．岩石鉱物科学，**29**，191-198.

2) 藤　一郎・宇井忠英，1984：阿武火山の羽賀台溶岩流．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，48-49.

3) Dever.J.，1988：The Geochemistry of Natural Waters. Prentice Hall，437p.

P17. 高レベル放射性廃棄物処分場を対象とした天然現象による地質環境への影響評価のうち、火山・熱水活動による影響評価の手法 －特にシナリオ構築及びそのリスク論的考え方に基づく区分について－

A Method for Evaluation of Potential Impacts as to Volcanism and Hydrothermal Activity, to Geological Environment due to Natural Phenomena for a High Level Radioactive Waste Repository, especially Scenarios Development and the Classification, Based on Risk-informed Approach.

○注連本 英典、柴田 雅博、前川 恵輔（日本原子力研究開発機構）、川村 淳（三菱マテリアルテクノ）
Hidenori SHIMEMOTO, Masahiro SHIBATA, Keisuke MAEKAWA, Makoto KAWAMURA

1. はじめに

本研究では、高レベル放射性廃棄物地層処分場に様々な頻度や形態で影響を与える可能性のある天然現象の影響評価についてシナリオ構築手法の検討を行った。

天然現象による影響の評価は、これまでも地質環境条件の変化などの視点からとりまとめられている[1]が、本研究では、天然現象による影響を性能評価と結びつける事を目的として、火山・熱水活動に伴う様々な現象が、地質環境及び処分システムに与える影響を安全機能に着目して分析し、シナリオ構築を行う手法の提案を行った。

また、リスク論的考え方に基づくシナリオ区分[2]について定性的に検討し、課題を抽出した。

2. シナリオ構築の手順

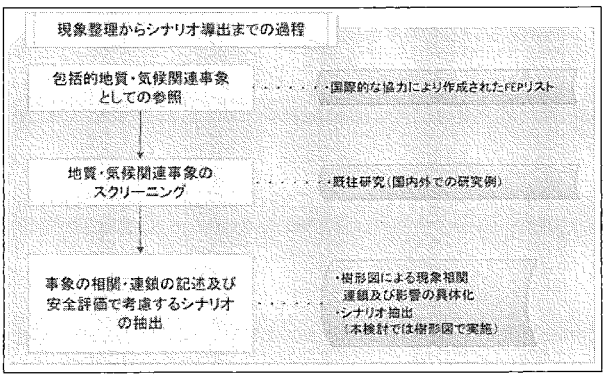
本検討におけるシナリオ構築の手順は、第2次取りまとめを参考に地質・気候関連事象の抽出からシナリオ構築までを順序立てたものである（図-1）。

シナリオ構築には、起こりうる事象の整理が必要である。これには国際的なFEPリスト[3]からわが国に適合する地質・気候関連事象への吟味が必要である。

国際的なFEPリストからサイティングによる回避、わが国に適さない事象の削除などのスクリーニングを行った例として、廃棄物安全小委員会報告書（総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会、2003）[4]がある（表-1）。

本検討では、同報告書を参考としつつ、マグマ活動の発生を起点として起こる現象の連鎖を、樹形図（図-2）を用いて記述するとともに、安全機能[5]の劣化や喪失と関係づけることでシナリオ抽出を行った。

樹形図の作成に当たっては、マグマ活動に起因する天然現象のプロセスを時系列的に表現するとともに、各現象をその特徴（温度、水理、力学、化学、幾何形状：T,H,M,C,G）ごとに識別した現象連鎖を構築した。



図－1　シナリオ構築の手順

表－1　火山・熱水活動関連事象([4]より抜粋引用)

41	構造運動	火山・マグマ活動（新規火山の噴火）			サイト
42	構造運動	火山・マグマ活動（新規火山の貫入）			サイト
43	構造運動	火山・マグマ活動（新規火山）	地震活動		サイト
44	構造運動	火山・マグマ活動（新規火山）	地質構造の変形	水文地質学的変化	サイト
45	構造運動	火山・マグマ活動（新規火山）	地質構造の変形	侵食と堆積	サイト
47	構造運動	火山・マグマ活動（新規火山）	熱水活動	水文地質学的変化	サイト
48	構造運動	火山・マグマ活動（新規火山の巨大噴火）			サイト
49	構造運動		熱水活動	水文地質学的変化	サイト

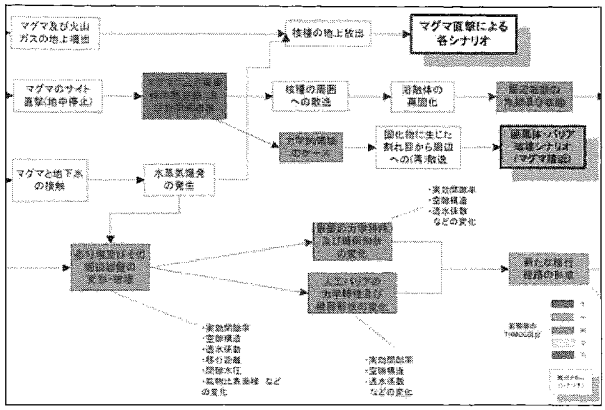
作成した連鎖の中には、天然現象のプロセスに加え、仮想的に処分場を想定し、処分システムが被る影響を記述した。

次に、地質環境及び処分システムが被る影響と安全機能との関係を評価し、安全機能の劣化や喪失が生じると推測される場合には評価すべきシナリオとして抽出した。

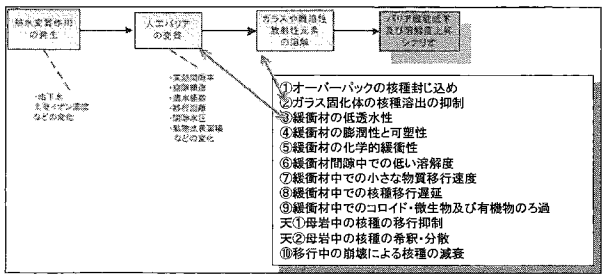
例えば図-3は、マグマ活動に伴う熱水の影響に起因する人工バリアの劣化を特徴とするシナリオを抽出した例である。

この例では、緩衝材が変質し低透水性が保たれなくなることや、ガラス固化体の核種溶出の抑制が低下するといった“安全機能”の劣化を想定している。

前述のような影響と安全機能の関係の分析、マグマ活動の発生を起点とする様々な現象の連鎖の中で行い、火山活動に起因する様々なシナリオを抽出した（図-2）。



図－2　火山・熱水活動の樹形図（現象連鎖の抜粋）



図－3　現象連鎖と安全機能の関係の分析

また、抽出されたシナリオの類型化を行うために、シナリオを軸に安全機能の劣化を対応づける整理を行った（ポスターにて図面掲載予定）。

以上を総括すると、本検討では現象連鎖の樹形図を構築しつつ、その中で示される影響を、安全機能の劣化や喪失と関係づけて整理することで、天然現象に関するシナリオを安全性との関係を明確化しつつ、記述することが可能になった。

また、安全機能と関係する影響（温度、水理、力学、化学、幾何形状）を具体的に整理・記述していくことでシナリオごとの核種移行解析ケースを、環境条件の違いを明確化しつつ策定出来る見通しを得たと考えている。

3. シナリオ区分の検討

原子力安全委員会（2010）は、低レベル放射性廃棄物（余裕深度処分）の管理期間終了後の安全評価に関する考え方として、リスク論的考え方に基づいて、表-2 に示すシナリオ区分を提示している。

今後、高レベル放射性廃棄物を対象としたシナリオの議論においても、それぞれのシナリオの発生可能性に関する情報の整理とシナリオ区分に関する考え方を整理しておくことが重要である。

表－2　安全評価シナリオの区分 [2)]

シナリオ区分
基本シナリオ： 発生の可能性が高く、通常考えられるシナリオ
変動シナリオ： 発生の可能性は低いが、安全評価上重要な変動要因を考慮したシナリオ
稀頻度事象シナリオ： 発生の可能性が著しく低い自然事象シナリオ

ここで、火山活動に関するシナリオの発生可能性は、現在のテクトニクス場によって形成される地域性に依存し、テクトニクス場固有の事象発生箇所、頻度、様式等を示すと考えられていることから、地域による事象の起こりやすさを整理することが必要である。

また、地層処分の評価において考慮することが求められる超長期の時間においては、時間区分による発生可能性の変化についても着目すべきである。超長期の時間区分の指標のひとつとして、テクトニクス場の変化が考えられるが、それ以外にどのような時間区分が考えられるかについて、検討を行うことも必要である。

時間区分の検討の中では、相対的に短い時間では稀頻度と考えられる事象が、数十万～数百万年オーダーの超長期の時間では、考えられる不確実性として取り扱うべき事象に変化することも想定される。

したがって、安全評価のシナリオ区分の検討においては、事象ごとの時間・空間に関する吟味が課題であり、それに基づいた丁寧な区分と説明が必要であると考えられる。

4. 本検討のまとめと今後の課題

本検討では、性能評価の目的に対して合理的なシナリオ構築手法の検討・提案を行い、シナリオの起こりやすさと区分の方法を検討してきた。今後、体系的な天然現象影響の評価を目指して、影響要因と安全機能の分析に、事象による影響の度合い、時間区分・地域ごとの事象の発生可能性と安全機能の発揮時期の関係を結びつけて整理出来ると良いと考えている。

引用文献

1) 川村淳・牧野仁史・笹尾英嗣・新里忠史・安江健一・浅森浩一・梅田浩司・石丸恒存・大澤英昭・江橋健・小尾繁・柴田雅博・稲垣学(2010)：“高レベル放射性廃棄物地層処分にかかわる天然現象影響に関する研究”,JAEA-Research 2010-027.

2) 原子力安全委員会　放射性廃棄物・廃止措置専門部会(2010)：“余裕深度処分の管理期間終了以後における安全評価に関する考え方”

3) OECD/NEA (2000): “Features, Events and Processes (FEPs) for Geological Disposal of Radioactive Waste – An International Database –.”

4) 総合資源エネルギー調査会 原子力安全・保安部会(2003): “廃棄物安全小委員会報告書－高レベル放射性廃棄物の安全規制に係る基盤確保に向けて－”

5) 核燃料サイクル開発機構(1999): “わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第 2 次取りまとめ－分冊 3　地層処分システムの安全評価”, 核燃料サイクル開発機構, JNC TN1400 99-023, IV-12.

P18. 山口県中北部，迫田-生雲断層南西部に沿う活断層と野戸呂プルアパート盆地

Active fault and the Notoro pull-apart basin along the southwestern part of the Sakota-Ikumo fault in north-central Yamaguchi Prefecture, Southwest Japan

○相山光太郎，金折裕司（山口大学）
Kotaro Aiyama, Yuji Kanaori

1. はじめに

山口県中南部～中北部には，大原湖断層系と徳佐地福断層が，NE-SW 方向で分布している[1](図-1)．さらに徳佐-地福断層の北西には，迫田-生雲断層(地質断層)が全長 35km で並走している[2]．佐川ほか[1]は迫田-生雲断層の北東部(全長 20km)が活断層であることを明らかにしているが，南西部の活動については調査を実施していない．迫田-生雲断層の南西部は，江舟-佐々並セグメントと川上セグメントに分岐する．

本研究では，リニアメントおよび段丘面判読や変動地形および断層露頭調査を実施し，迫田-生雲断層南西部に沿った活断層の分布と性状を明らかにする．

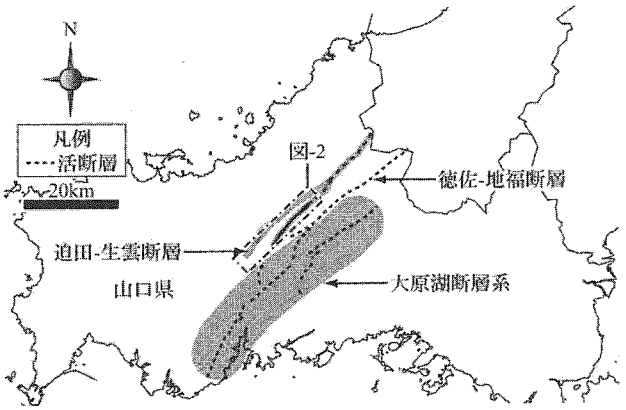


図-1　山口県中南部～中北部の活断層　佐川ほか[1]に一部加筆．迫田-生雲断層の影線は地質断層を示し，その南西部に沿う実線は本調査で確認した活断層である．

2. リニアメントと断層露頭の概要

2.1 リニアメントと変動地形

迫田-生雲断層南西部の川上および佐々並-江舟セグメントに沿ったリニアメントの判読結果を図-2 に示す．リニアメント判読基準は，井上ほか[3]に基づいている．

川上セグメントにほぼ対応して，開作から上長瀬に至る 12km の区間に D ランク，一部で C ランクのリニアメントを新たに判読した．これらのリニアメントは沢・尾根・段丘の右屈曲，崖，鞍部，および直線状谷から構成される．開作と野戸呂で判読した中位段丘の右屈曲とその面上の逆向き崖を野外で簡易測量した結果，4.6～11m の右屈曲量と 1.7～1.8m の南東側隆起を確認した．

佐々並-江舟セグメントにほぼ対応して，江舟から長小野に至る 21km の区間で D ランクのリニアメントを新たに判読した．これらのリニアメントは，沢・尾根の右屈曲，崖，鞍部，および直線状谷からなる．

2.1 断層露頭

判読したリニアメントに沿って地表踏査を実施した結果，断層ガウジや断層角礫，カタクレーサイトからなる露頭を 16 地点で確認した(図-2 参照)．

川上セグメントに沿う 8 つの断層露頭のうち 7 つは，NE-SW～NNE-SSW 方向の断層面を伴い，周辺に左横ずれ運動を示唆する R1 シアが多数発達する．上長瀬の北東約 1km の日南瀬露頭では，断層面に沿って河床礫(円～亜円礫)がもみ込まれている(図-3)．

佐々並-江舟セグメントに沿う 6 つの断層露頭で確認した断層面の走向はいずれも NW-SE 方向を呈しており，迫田-生雲断層の派生断層であると考えられる．それらの断層面と第四紀の未固結堆積物との関係は直接観察できなかった．

3. 野戸呂地域の横ずれデュープレックス

図-4 は，川上セグメントが分布する野戸呂地域の地形図上にリニアメントや段丘面，断層露頭位置を書き込んだものである．

野戸呂地域には主に NE-SW～NNE-SSW 方向の C～D ランクリニアメントが分布し，上位から高位(H)，中位(M)，低位 2(L2)および低位 3(L3)段丘が分布する．リニアメントに沿っては，NE-SW～NNE-SSW 方向の断層面を伴う断層露頭を 4 地点で確認した．

リニアメントの分布形態を広域的にみると，図-4 の右端から NE-SW 方向の D ランクリニアメントが南西に向かって断続的に分布したのち，図中央部で NNE-SSW 方向から N-S 方向へと湾曲し，南方の NE-SW 方向の C～D ランクリニアメント群に近接する．さらに図中央部の湾曲した C ランクリニアメント群は，図右端の D ランクリニアメントの延長部から NNE-SSW 方向に分岐し，図中央で NE-SW 方向の C～D ランクリニアメント群に近接する．これらのことから，野戸呂地域のリニアメントは全体として横ずれデ

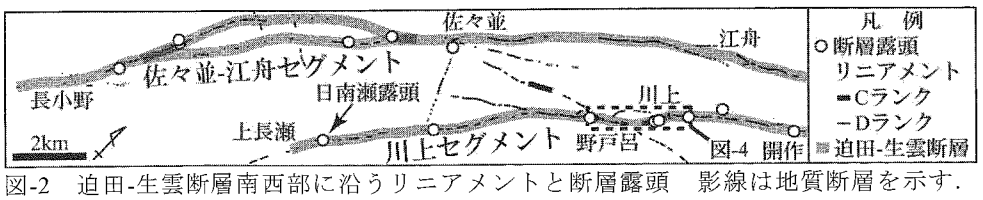


図-2　迫田-生雲断層南西部に沿うリニアメントと断層露頭　影線は地質断層を示す．

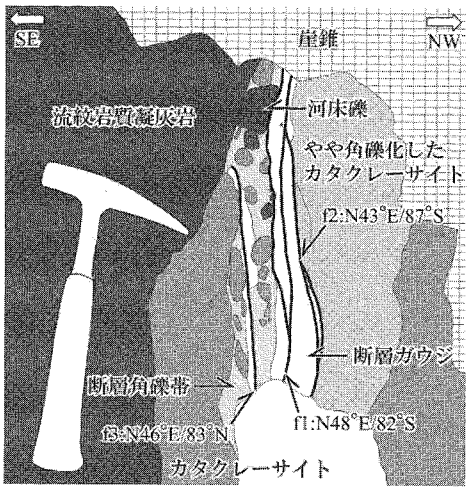


図-3　日南瀬露頭のスケッチ

ュープレックスを呈していると判断した．このデュープレックスの内側には盆地やH，M，L2およびL3段丘が存在する．

4. 考察

4.1 活断層の認定

川上セグメント沿いのリニアメントに近接して，河床礫をもみ込んだ断層露頭や，中位段丘の右屈曲，中位段丘面上の南東側隆起を示す逆向き崖を確認したことから，川上セグメントは活断層であり，その運動センスが南東上がり成分を伴う右横ずれ運動であることが示唆される．一方，佐々並-江舟セグメントに沿っては，明瞭な変位地形や未固結堆積物を切る露頭などが確認できなかったため，活断層に認定できなかった．

4.2 野戸呂プルアパート盆地

野戸呂地域の横ずれデュープレックスに囲まれた盆地を野戸呂プルアパート盆地と呼ぶ．川上セグメントに沿う沢・尾根・段丘の右屈曲に加え，断層露頭周辺で左横ずれ運動を示唆するR1シアを確認したことから，迫田-生雲断層の横ずれ運動センスは左横ずれから右横ずれにインバージョンしたと判断した．この運動センスと野戸呂地域の横ずれデュープレックスに基づき，野戸呂プルアパート盆地が以下の順序で形成されたと推定した．

まず迫田-生雲断層の左横ずれ運動により，野戸呂地域の横ずれデュープレックスの湾曲部にNE-SW方向のトランステンションが働くため，デュープレックスの内部がプルアパートとしてNE-SW方向に拡大し，それに伴い沈降した．この沈降によりデュープレックス内が盆地化した後，盆地内の堆積物が段丘化し，現在の地形を形成した．

今後の迫田-生雲断層の右横ずれ運動により，横ずれデュープレックスの湾曲部にNE-SW方向のトランスプレッションが働くため，野戸呂プルアパート盆地は消滅していくことが予想される．

5. まとめ

本調査で得られた迫田-生雲断層南西部の性状と活動性にについてまとめると以下のとおりである．

(1)川上セグメントに沿って，段丘上の変動地形を2ヶ所，断層露頭を8地点で確認した．佐々並-江舟セグメントに沿っては，断層露頭を6地点で認めた．

(2)川上セグメントに沿って，河床礫をもみ込んだ断層露頭や，中位段丘の右屈曲，中位段丘面上の南東側隆起の逆向き崖を認めたことから，川上セグメントを活断層に認定し，活断層としての迫田-生雲断層の南西端をさらに12km延長した．さらに，断層露頭周辺に左横ずれ運動を示唆するR1シアが存在するため，断層の運動センスは左横ずれから南東上がり成分を伴う右横ずれにインバージョンしたと判断した．

(3)野戸呂地域において，迫田-生雲断層の横ずれデュープレックスに囲まれた盆地を確認した．断層の左横ずれ運動センスにより，その盆地は野戸呂プルアパート盆地として形成された可能性がある．

(4)今後の迫田-生雲断層の右横ずれ運動により，野戸呂プルアパート盆地は消滅していくことを推定した．

文献

1) 佐川厚志・相山光太郎・金折裕司・田中竹延(2008)：山口県中東部，徳佐-地福断層と迫田-生雲断層の性状および活動性，応用地質，Vol.49，pp.78-93.

2) 井川寿之・今岡照喜(2001)：山口県中央部，白亜紀阿武層群の火山層序・構造と佐々並コールドロンの発見，地質学雑誌，Vol.107，pp.243-257.

3) 井上大榮・宮腰勝義・上田圭一・宮脇明子・松浦一樹(2002)：2000年鳥取県西部地震震源域の活断層調査，地震2，Vol.54，pp.557-573.

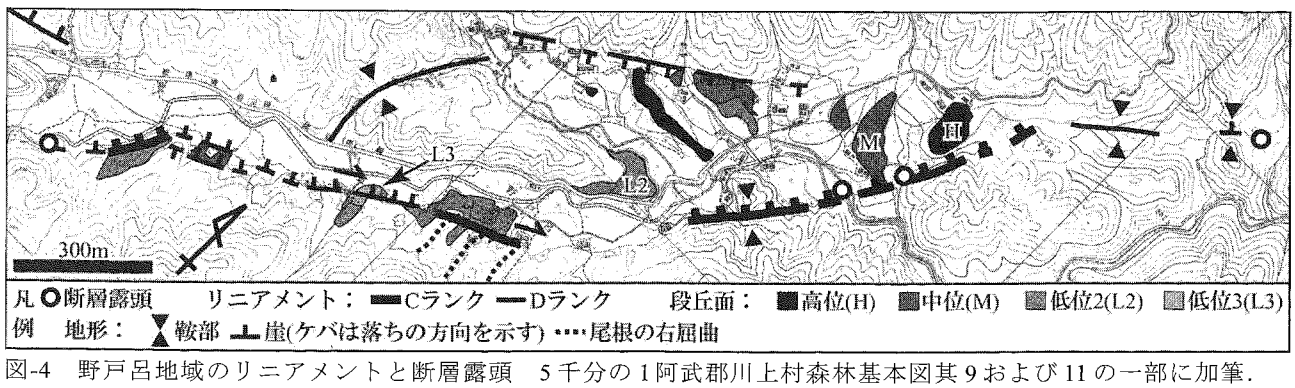


図-4　野戸呂地域のリニアメントと断層露頭　5千分の1阿武郡川上村森林基本図其9および11の一部に加筆．

P19. 断層プロセスゾーンを考慮した断層運動シミュレーションによる活断層の連動性 - 中国地方西部を例に -

Successive Movement of Active Faults by the Fault Motion Simulation Incorporating a Fault Process Zone : Case Study of the Western Chugoku District of Southwestern Japan.

○山口祐貴子，金折裕司（山口大学）
Yukiko Yamaguchi, Yuji Kanaori

1. はじめに

中国地方西部の活断層分布を図-1に示す．中国地方西部には，西から菊川断層帯，大原湖-弥畝山西断層系，岩国-上根断層系が分布している[1]．菊川断層帯はNW-SE 方向に延び，左横ずれの運動センスを示す．一方，大原湖-弥畝山西断層系と岩国-上根断層系はNE-SW 方向に延び，右横ずれの運動センスを示す．

山口県中部から島根県西部にかけて，NE-SW 方向に震央が帯状配列する山口 - 出雲地震帯が分布している[3]．山口県で発生した3つの被害地震，すなわち1987年山口県中部の地震(Mj5.2)，1991 年周防灘の地震(Mj6.0)，1997年山口県北部の地震(Mj6.6)は，山口 - 出雲地震帯に含まれ，この地震帯沿いの地域は歪速度が速いことが指摘されている．大原湖-弥畝山西断層系を構成する活断層群は，この山口-出雲地震帯の南西部に沿って分布していることから，地震活動と関連している可能性が指摘される．

本研究では，まず，有限要素法を用いた二次元断層運動シミュレーションにより起震断層の定義[4]を調べ，この定義がシミュレーションに適応できるか否かを検討する．

次に，中国地方西部に実在する活断層群を対象として断層運動シミュレーションを行い，断層運動に伴う変位量および震度分布を求める．その結果から，活断層の連動性を考察する．

本研究では，断層プロセスゾーンの存在を組み込み[5]，有限要素法を用いた断層運動シミュレーション・プログラム[6]を使用した．

2. シミュレーションでの断層プロセスゾーン

有限要素法を用いた二次元断層運動解析によって地震動を解析する手法では，断層及びその近傍地盤を有限要素法によりモデル化して，断層の破壊現象のシミュレーションを行う．同時に，任意の地点における地震動を予測することができる．シミュレーションでは，断層面上の応力 - すべり関係を与え，各節点の加速度，速度，変位などが解析結果として得られる[6]．このプログラムを使って，地震発生に伴う地盤変位と震度を求め，活断層の連動性を検討する．

断層周辺には断層の形成や活動に関わって形成されたプロセスゾーンが存在する[7]．プロセスゾーンの

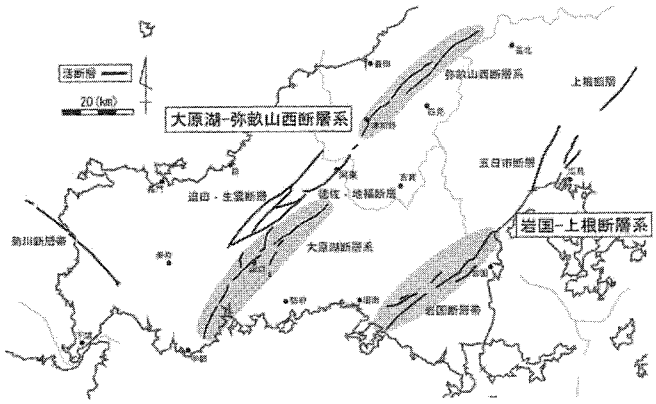


図-1. 中国地方西部の活断層分布
（上根断層，五日市断層は地震調査研究推進本部[2]，その他の活断層は金折・遠田[3]に基づく）

片側幅は断層長さの約 1/100 であるとされており，微細な割れ目が無数に含まれるため，その剛性は母岩よりも低下していることが想定される．この研究では，プロセスゾーンを地盤モデルに組み込み，シミュレーションを行った．シミュレーションの条件はメッシュのサイズを 200m，岩盤の S 波速度を 3500m/s とし，プロセスゾーンの S 波速度を 2500m/s，応力降下量は 5MPa と仮定した．

3. 起震断層の 5km ルールの検討

起震断層は，次の 4 つの 5km ルールによって定義されている[4]．すなわち，(1)周辺 5km 以内に他の活断層のない孤立した長さ 10km 以上の断層，(2)互いに相互関係が 5km 以内であるほぼ同じ走向の断層群，(3)断層線の中心の位置が主断層から 5km 以上離れている走向を異にする断層，(4)走向方向に 5km 以内の分布間隙をもって，ほぼ一緒に並ぶほぼ同じ走向の複数の断層，である．

本研究では上記 4 つの定義によって活断層の分布をモデル化し，シミュレーションを行った．図-2 に示すように断層に直交する方向の距離(Dn)，平行な方向の距離(Dp)の値を変えて各ケースのシミュレーションを行った．

定義(2)のシミュレーション結果の一例を図-2 に示す．変位図に基づくと，断層がオーバーステップしている場合，Dn=2.2 では連動して破壊は起こらないの

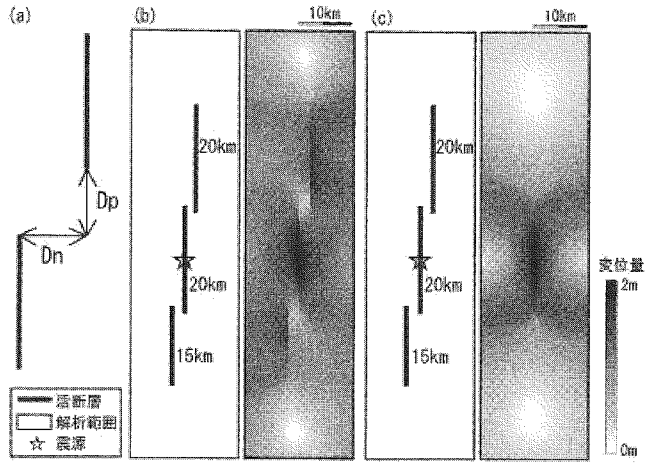


図-2. 定義(2)の断層モデルと変位図
(a)断層モデル，(b)Dp=-1.0km,Dn=2.0km のケースの変位量，(c) Dp=-1.0km,Dn=2.2km のケースの変位量

に対して，Dn=2.0 では連動したことがわかる．

断層運動シミュレーションの結果では 4 つの定義のうち，(1)は定義を満足したが，(2)，(3)および(4)は定義と異なった．そこで，断層間が何 km 以内になると連動して破壊が発生するのか計算した．オーバーステップまたはステップした断層では距離を 2.0km まで近づけると連動した．一方，ほぼ一列に並ぶ同走向の断層の場合，断層間距離を 7km 離しても連動することがわかった．

以上の結果より，5km 以内の分布間隔をもつ全ての活断層が起震断層といえないことがわかった．このことから，地域防災のための被害想定をするには，対象とする起震断層に属する各活断層が一連のもので同時に活動するのか，性格が異なり別々に活動するかについて，個々に検討することが必要である．

4. 岩国断層帯の断層運動シミュレーション

岩国断層帯を構成する 6 つの活断層を対象とした断層運動シミュレーションを行い，活断層の連動性を検討した．解析範囲と対象となる活断層を図-3 に示す．

1) 大竹断層を起震断層とし，レシーバ断層をそれぞれ小畑断層(ケースⅠ)，岩国断層(ケースⅡ)，熊毛断層(ケースⅢ)，大河内断層(ケースⅣ)および熊毛断層と大河内断層(ケースⅤ)とした 5 ケースのシミュレーションを行った．ケースⅠ，Ⅱは，破壊は連動しなかった．一方，ケースⅢ，ⅣおよびⅤでは，レシーバ断層に沿って変位が認められ，連動したことがわかる．

2) 熊毛断層(ケースⅥ)と大河内断層(ケースⅦ)を起震断層とし，レシーバ断層を徳山市北の断層とした場合のシミュレーションを行った．その結果，これら 2 つの断層で地震が発生した場合，徳山市北の断層へ破壊は伝播せず，連動しなかった．

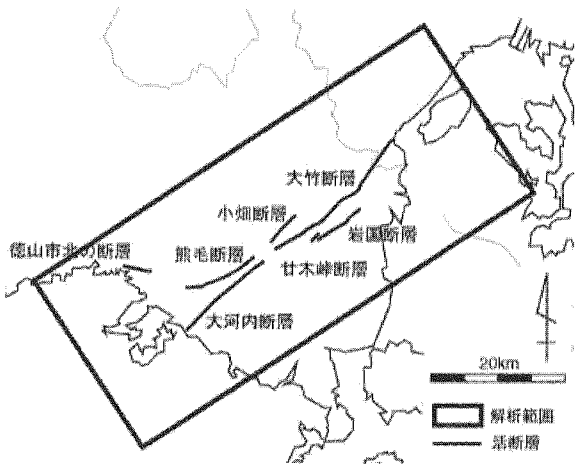


図-3. 岩国断層帯のシミュレーションモデル

5. 弥畝山西断層系の断層運動シミュレーション

弥畝山西断層系の活断層を対象とした断層運動シミュレーションを行った．解析範囲は 28km×84km であり，現在計算中である．

6. まとめ

①断層運動シミュレーションの結果では起震断層の定義の 4 つのうち，(1)は定義を満足したが，(2)，(3)および(4)は定義と異なった．

②岩国断層帯の二次元断層運動シミュレーションの結果より，大竹断層で破壊が発生した場合，小畑断層と岩国断層へは伝播せず，熊毛断層と大河内断層へ破壊が伝播することがわかった．次に熊毛断層と大河内断層で地震が発生した場合を調べると，南西に分布する徳山市北の断層へ破壊が伝播しないことがわかった．

③弥畝山西断層系の活断層を対象とした断層運動シミュレーションの結果については，発表に反映させる．

文献

1) Kanaori, Y. (1997): Seismic risk assessment of active fault system in the western Chugoku destrict of southwestern Japan. *Jour. Nat. Disas.* Sci., Vol.9, pp.9-29.
2) 地震調査研究推進本部(2004)：五日市断層帯の長期評価について．http://www.jishin.go.jp/main/
3) 松田時彦(1990)：最大地震規模による日本列島の地震分帯図．地震研究所彙報, Vol.65, pp.289-319.
4) 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．自然災害科学，Vol.25，pp.507-523.
5) 照屋京子(2008)：断層運動シミュレーションと応力変化の解析：山口県中部の活断層系．山口大学大学院理工学研究科修士論文，80p.
6) 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.
7) Vermilye, J. M. and Scholz, C. H. (1998): The process zone: A microstructural view of fault growth. *Journal of Geophysical Research*, Vvol.103, pp.12223-12237.

P20. 山口県中南部，佐波川構造線の性状～活断層の可能性～

Characteristics of the Sabagawa Tectonic Line in Central-Southern Yamaguchi Prefecture: Probability of an Active Fault

○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 [2]．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 [3]．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 [3]．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，地形的特徴からは断層の位置がよくわからない．また，活動年代など活動性についてもよくわかっていない．

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，断層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．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，調査地域を佐波川構造線の北東部の三谷地域，中央部の徳地－右田地域，南西部の防府地域に分けて記載する．それぞれの地域は図-2 に示してある．

2. リニアメント判読

三谷地域：リニアメントは，断層鞍部，尾根・沢の右屈曲，三角末端面といった地形的特徴からなる．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．

徳地－右田地域：リニアメントに沿って，遷緩線や崖が直線的に連続している．リニアメントの方向は NE－SW 方向が卓越しているものの，一部 NW－SE 方向のものが認められる．

防府地域：リニアメントは遷緩線，地滑り地形から構成される．地滑り地形の内部には，構造線に沿って右屈曲を示す特徴が認められる．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．

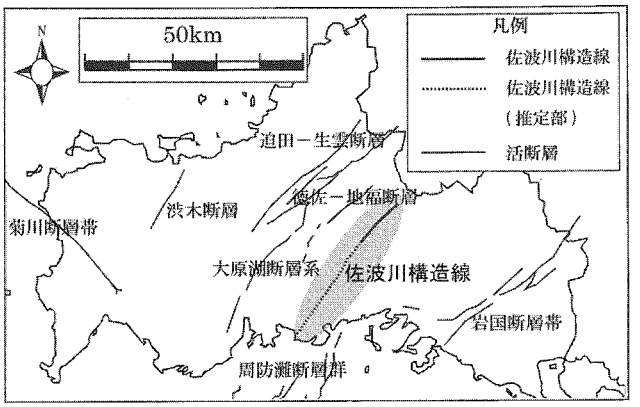


図-1　山口県の活断層と佐波川構造線　活断層の位置は金折・遠田 [1]より引用．

3. 断層露頭

これまでの調査で，三谷地域において，リニアメントに沿いに 3 か所で断層露頭を確認した．徳地－右田地域と防府地域については，断層露頭をいまだ確認していない．

以下に三谷地域で見つかった断層露頭について説明する．断層露頭は南から Loc. 1，Loc. 2，Loc. 3 とする．図-2 に断層露頭の位置を示した．

Loc. 1 は，林道脇の斜面に現れた断層露頭であり，安山岩質凝灰岩を原岩とする．断層面の走向・傾斜は N46°E・70°N である．断層ガウジの幅は 10～20cm である．ガウジから北西側 20cm に割れ目の発達した断層角礫がみられる．さらに北西側は 50cm の幅で砂状に風化した断層角礫がみられる．露頭上部は崖錐が覆い，堆積層の変位は確認できなかった．

Loc. 2 は，Loc. 1 から北へ 100m ほど離れた場所に

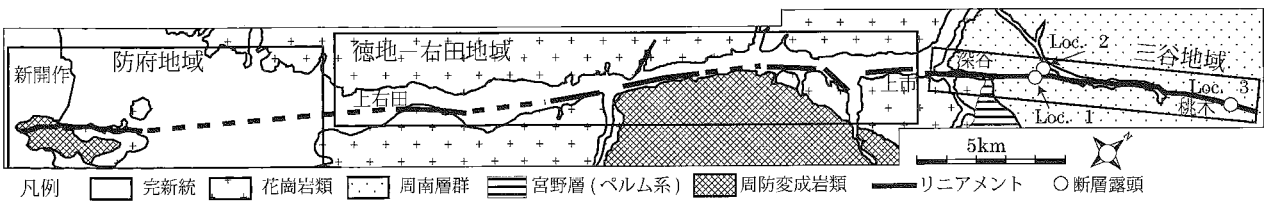


図-2　佐波川構造線周辺の地質とリニアメント　地質は猪木ほか [3]を引用，一部改変．調査地域を黒枠で示す（本文参照）．

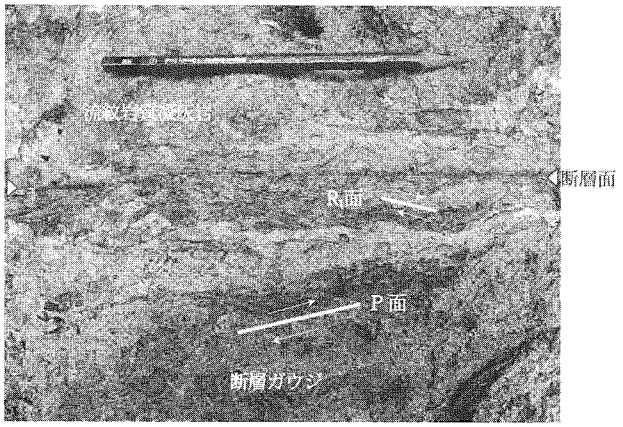


図-3　断層露頭 Loc. 3 の断層ガウジ中の複合面

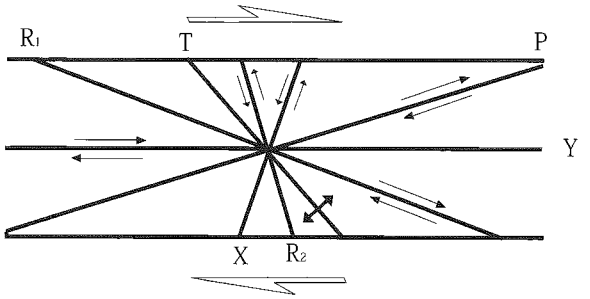


図-4　断層内の複合面構造の模式図　Logan et al.[4]より引用．右横ずれの場合．

位置する．深谷川の河床の傍に現れた断層露頭であり，泥岩を原岩とする．断層面はカタクレーサイトと走向・傾斜 N42°E・70°N で接している．Loc. 1 と異なる点として，断層ガウジが見られないことや，露頭全体が固結していることがあげられる．また，カタクレーサイトには断層運動によってできた割れ目が確認できる．また，断層面の末端が歪んでいることが確認できる．

Loc. 3 は，前述の 2 つの断層露頭から北東へ 6km 離れた場所に位置する．断層露頭は流紋岩質凝灰岩を原岩としており，三谷川河床の床面に現れている．この断層露頭の周辺には，断層の方向に沿って 40m にわたり著しい断層破砕帯が現れている．断層面は断層ガウジと走向・傾斜 N48°E・76°N で接している．断層ガウジの幅は 1～25cm であり，露頭の上部ではガウジがなくなっている．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．断層ガウジには断層運動による変形構造がみられる(図-3).

4. 考察

4.1 佐波川構造線の運動センス

断層露頭 Loc. 3 でみられた断層ガウジの変形構造の特徴から，佐波川構造線の運動センスを求めた．Logan et al.[4] の複合面構造(図-4)に対応させると，右横ずれ運動の P 面と R_1 面が観察される．

リニアメントに沿った尾根の右屈曲や，上述の複合面構造から，佐波川構造線は右横ずれの運動センスをもつ断層であると判断した．

4.2 活断層の可能性

中国地方西部はかつて南北圧縮応力場の影響におかれ，鮮新世の終わり頃(200 万年前)から現在にかけて東西圧縮応力に転換した[5]．NE－SW 方向の断層は東西圧縮応力によって右横ずれ運動を起こしやすい．佐波川構造線の正確な活動年代はいまだ不明であるが，リニアメントに右屈曲の証拠が確認できること，断層露頭に右横ずれの複合面構造が確認できることから，少なくとも鮮新世末以降に活動していると考えられる．

今後の調査によって，佐波川構造線が活断層に認定される可能性は高いといえる．

5. まとめ

(1)三谷地域，徳地－右田地域および防府地域において，NE－SW 方向に卓越するリニアメントを判読した．リニアメントは尾根や沢の右屈曲，断層鞍部，三角末端面，遷緩線，地滑り地形からなる．

(2)構造線北東部の三谷地域において，3 か所で断層露頭を確認した．断層面の走向はいずれも N45°E 前後である．そのうち断層露頭 Loc. 3 の断層ガウジには右横ずれ運動を示唆する複合面構造を確認した．リニアメントに沿った尾根や沢などの地形も右屈曲を示すことから，佐波川構造線は右横ずれの運動センスを持つと判断した．

(3) 中国地方西部を支配する鮮新世末の東西圧縮応力場の影響を考慮して，右横ずれを示す佐波川構造線の活動時期は鮮新世末以降であると考えた．

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．自然災害科学，Vol.25，pp.507-523.

2) 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.

3) 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.

4) 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.

5) 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.

P21. 丹後半島，山田断層の非活動部における地震危険度評価

Seismic risk assessment for an inactive region of the Yamada fault by the Mj=7.3 Kita-Tango earthquake of 1927 in the Tango Peninsula, Southwest Japan

○今井利宗，金折裕司（山口大学）
Toshimune Imai, Yuji Kanaori

1. はじめに

山田断層は，京都府北西部の丹後半島の基部から兵庫県豊岡市但東町まで東北東 - 西南西方向に延びる全長約 39km の活断層である [1](図-1)．断層の中央部約 5km のセグメントは，1927 年 3 月 7 日に発生した北丹後地震(Mj7.3)のときに，地表に地震断層が現れた．同時に，北北東-南南西方向の郷村断層も地表に地震断層として現れたことは良く知られている [2]．郷村断層に沿ったリニアメントと地表地震断層および断層露頭の関連性については，今井・金折 [3]で報告した．

山田断層の南西部では，右横ずれを示す明瞭な変位地形が連続する [4]．この部分では，北丹後地震にともなう地表地震断層は確認されていない．

本研究では，北丹後地震で地表変位が認められていない山田断層南西部を対象として，リニアメント判読および地表踏査を実施し，断層の性状と末端部を明らかにするとともに，地震破壊開始点を議論した．

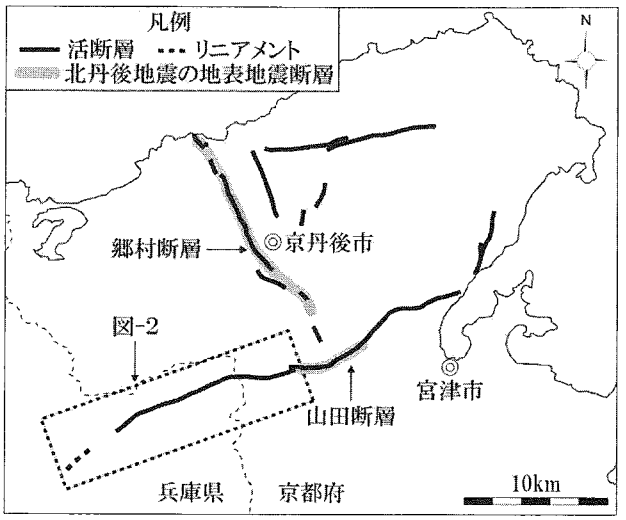


図-1　丹後半島の活断層と地表地震断層
枠内は図-2 の範囲を示す．

2. リニアメントと変位地形

図-2 には，空中写真を用いて判読された山田断層南西部に沿うリニアメントの位置を地質図に重ねて示す．

リニアメントの方向は，東北東-西南西から北東-南西である．リニアメントを形成する変位地形は，河谷・尾根の右屈曲，崖，鞍部および直線状谷である．唐川付近では並走する 2 本のリニアメントが認められる．そのうち，北西側のリニアメントは右横ずれを示す変位地形が確認されるのに対して，南東側のリニアメントは北西側の隆起を示す崖や三角末端面が確認される．虫生付近では，右横ずれ変位を示唆する閉塞丘が確認される．このリニアメントが中藤の北東約 800m 付近で左オーバーステップし，東北東方向へ連続する．このリニアメントは岩屋峠から東北東では，リニアメントに沿った横ずれ変位地形が不明瞭になり，崖地形が発達する．

3. 断層露頭と断層末端部

3. 1　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，断層ガウジとカタクレーサイトから構成される断層露頭 5 か所，カタクレーサイトから構成される断層露頭 1 か所を確認した(図-2)．

Loc.1 では，断層を境にしてクサリ礫を含む礫上に粗粒角閃石黒雲母花崗岩(宮津花崗岩体)が衝上している．断層の走向・傾斜は N30°W・60°NE であり，リニアメントの走向と大きく斜交する．露頭上部では傾斜が 40°NE となる．礫層は淘汰の悪い未固結の亜円礫で構成され，河成相である．露頭付近には，上記の断層と同走向を示す小断層が認められる．この露頭は，植村 [4]や産業技術総合研究所 [1]でも記載されている．

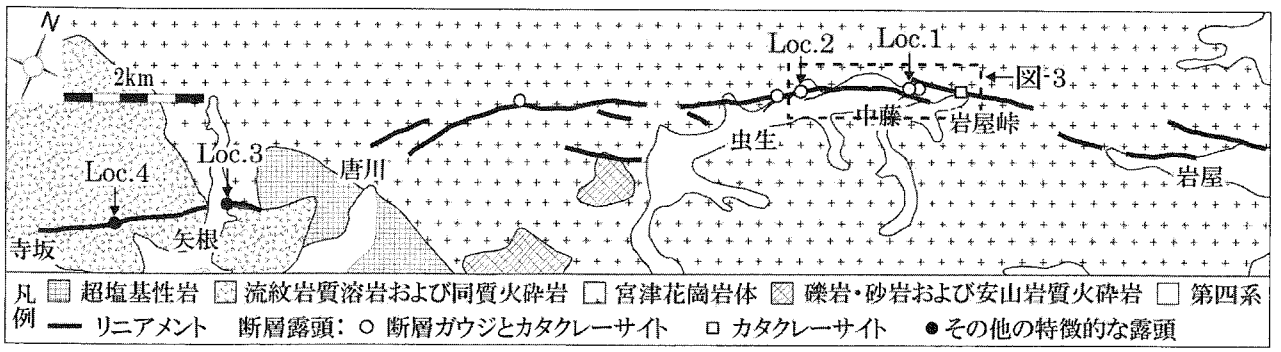


図-2　山田断層南西部に沿うリニアメントと地質
地質調査所発行 20 万分の 1 地質図幅「鳥取」，「宮津」を一部改変．枠内は図-3 の範囲を示す．

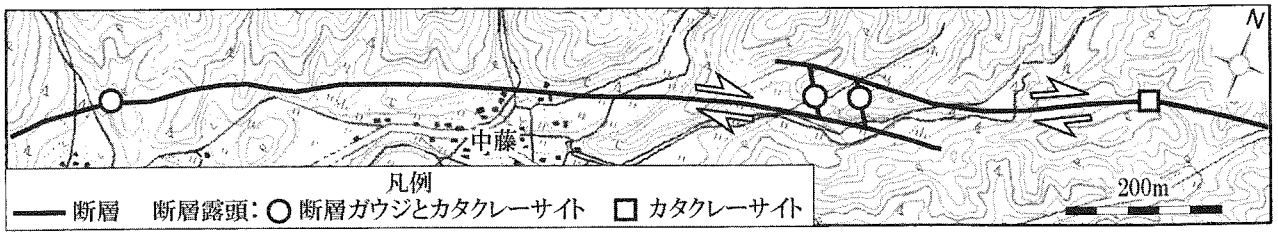


図-3　中藤付近における断層のオーバーステップ部とトランスプレッション
国土地理院発行 25000 分の 1 地形図「四辻」に一部加筆.

Loc.2 は,断層面に沿って幅約 5mm の灰白色の断層ガウジ,幅 5cm の暗灰色の断層ガウジ,その外側に幅 30cm の断層角礫,さらにその外側にはカタクレーサイトが認められる.原岩は粗粒角閃石黒雲母花崗岩である.断層面の走向・傾斜は,N80°E・80°NW であり,これはリニアメントの走向と一致する.断層面上には 35°S の条線が確認される.暗灰色の断層ガウジ中には,右横ずれセンスを示す P フォリエーションが認められる.断層岩には,流動化が顕著に認められ,変形組織は右横ずれセンスを示す.

3. 2　山田断層南西端

図-2 には,山田断層南西部周辺の地質も合わせて示してある.唐川～寺坂周辺には超塩基性岩,流紋岩質溶岩および同質火砕岩が分布する.岩屋～唐川には,これらを貫く宮津花崗岩体(粗粒角閃石黒雲母花崗岩および花崗斑岩)が広く分布する.

Loc.3 では,リニアメントに沿って流紋岩質凝灰岩に貫入する花崗斑岩との地質境界を確認した.この境界の走向・傾斜は EW・90°である.ここでは断層は認められず,破砕帯やプロセスゾーンも認められない.

Loc.4 では,リニアメントの通過位置に流紋岩の健岩露頭を確認した.この露頭周辺にも,破砕帯やプロセスゾーンの存在が確認されなかった.

4. 考察

4. 1　山田断層南西端の確定と地震規模

寺坂～矢根に認められるリニアメントに関して,産業技術総合研究所 [1]は,沢の右屈曲から活断層であると認定している.しかしながら,本研究での地表踏査の結果,リニアメントの通過位置には破砕帯やプロセスゾーンが認められなかった.さらに矢根付近では,流紋岩質凝灰岩に貫入する花崗斑岩との地質境界を確認した.この境界付近には断層,破砕帯およびプロセスゾーンの発達が認められない.これらのことから,この地域に認められたリニアメントは,岩相の違いによる構造地形であると考えた.

以上のことから,山田断層の南西端は矢根付近までは達しておらず,唐川付近を末端部としていることになり,山田断層の全長は約 33km と見積もられる.

山田断層による地震の想定規模は,松田 [5]の起震断層の長さ L とその全長が地震を起こすときのマグニチュード M の関係式(logL=0.6M－2.9)から,M7.4 と推定される.

4. 2　山田断層南西部の変位センス

山田断層南西部は,右横ずれセンスを示す変位地形が認められる.このことは,Loc.2 で認められた右横ずれセンスを示す変形組織と整合的である.条線からは右横ずれセンスを主成分とし,北西隆起成分を持つ断層である.

4. 3　山田断層南西部のトランスプレッション

粗粒角閃石黒雲母花崗岩が河成堆積物に衝上する露頭(Loc.1)は,断層の左オーバーステップ部分に位置しており,右横ずれ運動ではトランスプレッションが作用することになる(図-3).したがって,この左オーバーステップ部は圧縮性バリヤとなる.佃 [6]が指摘するように,断層破壊が圧縮性バリヤから始まるとすれば,ここで地震破壊が始まると推定される.

5. まとめ

(1)山田断層南西部に沿って 6 か所で断層露頭を確認した.これらの露頭での証拠から,山田断層南西部は主に右横ずれセンスを持ち,北西側隆起センスをともなう.地震破壊の開始地点は,左オーバーステップ部で圧縮性バリヤが確認される中藤付近となる.

(2)寺坂～矢根付近には断層の存在を示唆する破砕帯やプロセスゾーンが確認されないことから,山田断層の南西端は唐川付近であると判断した.このことから,山田断層の全長は 33km となり,想定される地震規模は M7.4 となる.

引用文献

1) 産業技術総合研究所(2011)：山田断層帯(主部)の活動性および活動履歴調査，18p.
2) 京都府(1928)：奥丹後震災誌，648p.
3) 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.
4) 植村善博(1985)：郷村・山田断層系の変位地形と断層運動，活断層研究，1，81-92.
5) 松田時彦(1975)：活断層から発生する地震の規模と周期について，地震 2，28，269-283.
6) 佃　栄吉(1991)：断層の幾何学的バリヤと破壊プロセス，地学雑誌，100，417-428.

P22. 山口県中西部の活断層とテクトニクス

Active faults and tectonics 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

山口県下関市西市地域には，新第三系の堆積盆地が発達している[1]．この盆地を構成する堆積層は西市層と呼ばれており，この層は上部層，中部層および下部層に区分されている．下部が礫層，中部が砂岩・シルトの互層，上部が礫層・砂岩から構成され，層厚は約150m である[2]．

新第三系の堆積盆地が山口県内に発達していることは非常に珍しい．盆地の境界には断層が発達しており，盆地の形成は断層運動に関係している可能性がある．

図-1 には，山口県中～西部の活断層分布を示した．西市盆地は，NW-SE 方向の江良断層(全長 13km)と，NE-SW 方向の御幣司断層(全長 4km)に挟まれるように分布する．

御幣司断層の北東延長上には，渋木断層が存在する(図-1)．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とされる[4]．

大嶋[5]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，変形構造について詳細に記載していない．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[1]．

本研究では，西市盆地とその境界付近を対象として，リニアメント判読および現地調査を行い，この新第三系西市盆地の形成と江良断層の関係を調べ，断層運動による新第三系盆地形成のテクトニクスを明らかにする．さらに，御弊司断層とその延長上にある渋木断層との関係を調査し両断層の関連性を明らかにする．

2. リニアメントと変位地形

江良断層は NW-SE 方向を示し，全長約 13km で，菊川断層の東側に並走するように分布し，南端部で 2 条に分岐する．この断層は NE-SW 方向の御弊司断層とその延長上にある渋木断層とは共役関係にある．

図-2 には，空中写真を用いて判読された江良断層と御弊司断層に沿うリニアメントと新第三系の分布，地質断層および，確実度Ⅱの活断層[4]の位置を重ねて示す．江良断層に沿って，NW-SE 方向で雁行状に配列するリニアメントを確認した．これらのニアメントに沿って，三角末端面が認められ，尾根や沢の左屈曲が認められた．このことは，江良断層は左横ずれの活断層であることを示している．累積変位量は最大値 194m，最小値 56m であった．

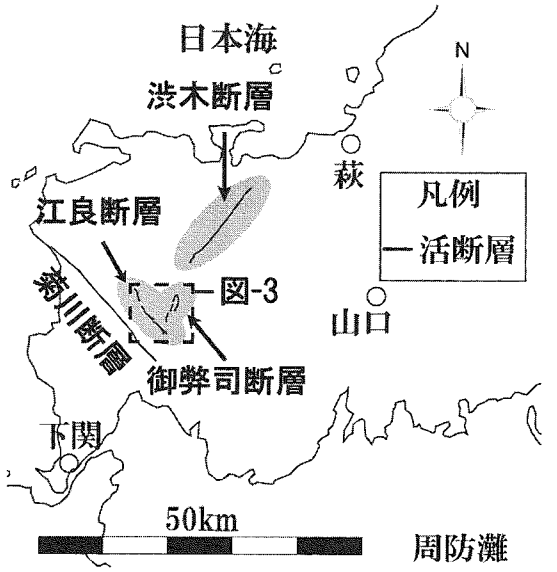


図-1　山口県西～中部の活断層　　後根ほか[2]に一部加筆．破線部枠内は図-2 の範囲を示す．

3. 断層露頭の概要

江良断層沿いの 1 か所で断層露頭(高美奈露頭)，西市層と長門構造帯との境界付近において 2 か所で断層露頭(御幣司露頭 A と B)を確認した．

高美奈露頭で確認された断層面の走向・傾斜は，N17° W85° NE である．この走向は江良断層と斜交することから，派生断層である可能性が高い．この露頭では，カタクレーサイトが認められず，断層ガウジと角礫岩が認められた．この角礫岩中に左横ずれセンスを示す R_1 シアが確認された．

御幣司露頭 A では，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

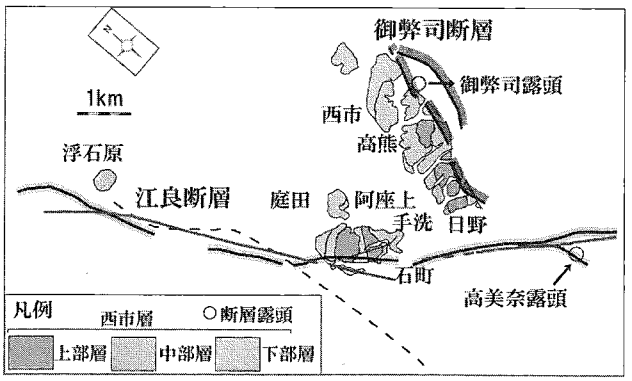


図-2　江良断層・御弊司断層に沿うリニアメントと地質[6]を一部加筆　破線は確実度Ⅱの活断層[4]

を与えている．

御弊司露頭Bでは，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．断層面の走行・傾斜はEW84° Sを示している．

4. 渋木断層

空中写真判読により，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．地質断層や活断層の位置は，確認したリニアメントの北端部と南端部では異なっている．

渋木断層と御弊司断層とは走向がほぼ一致しており，長門構造帯と秋吉帯の境界をなす断層の走向ともほぼ一致している．したがって，これらは一連の断層である可能性が高い．

4. 考察

4. 1 江良断層末端部と盆地の関係

江良断層の南東末端部では，断層が2条に分岐していることがわかった．さらに，高美奈露頭で認められた断層は面の走向が江良断層の走向と異なることから，江良断層の本体ではなく派生断層と判断した．高美奈露頭に確認された断層は派生断層であると判断した．高美奈露頭では，左横ずれセンスを示すR_1シア(傾斜45°)を確認した．このことより派生断層は，北落ちを伴う左横ずれ断層であると判断した．江良断層本体は，断層を挟んで両側の標高差から北落ちと推定した．断層本体は派生断層よりも東側を通過することが指摘される．

その結果，江良断層の末端部では断層が分岐し，断層本体と派生断層がともに北落ちであることから，概念モデルを作成すると，階段状の盆地になる．

4. 2 盆地形成のテクトニクス

江良断層と共役関係にある御弊司断層は，断層を挟んだ両側の標高差からともに北落ちであると推定した．この2つの断層の交差部ではいずれも北落ちを示すことから，西市盆地はこれらの断層の運動で形成された可能性が高い．沢の屈曲と断層角礫岩中の複合面構造から，江良断層本体と派生断層はともに左横ずれ変位の西上がりであることが明らかとなった．このことから，西市盆地の形成は2段階で行われたと考えた．

図-3では，江良断層と共役関係にある御弊司断層は，断層を挟んだ両側の標高差と現地調査よりともに北落ちである．このことより断層が交差する場所で断層が形成された．

以上に述べたように，西市盆地に新第三系が堆積しており，盆地と基盤岩の境界には断層が存在することがわかった．江良断層の派生断層では断層ガウジが確認されたのに対して，御弊司断層では断層ガウジが確認されなかった．このことから，御弊司断層では最近活動がないと判断した．西市盆地の発達は江良断層と御弊司断層の両方が活動していないと起こらないため，西市盆地は今後拡大しないと予測される．

5. まとめ

本研究で得られた江良断層と御弊司断層による新第三系盆地の形成についてまとめると，以下のとおりである．

(1)御弊司地区では2か所で断層露頭を確認した．さらに江良断層南東部の分岐部分で1か所断層露頭を確認した．

(2) 高美奈露頭では，左横ずれセンスを示すR_1シア(傾斜45°)をともなう派生断層を確認した．このことから派生断層は，北落ちを伴う左横ずれ断層であると判断した．

(3) 江良断層末端部では断層が分岐し，断層本体と派生断層がともに北落ちを示すことから，階段状盆地形成の概念モデルを示した．

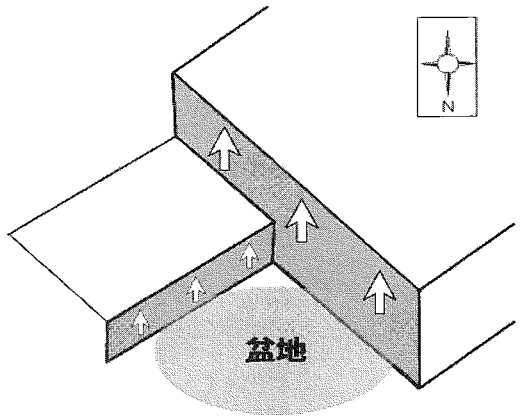


図-3 盆地形成のモデル図
矢印の方向は隆起方向を示している．

引用文献

1) 産業技術総合研究所(2003)：シームレス.541, pp.25-31.

2) 富田宰臣(1978)：関門地域のいわゆる非海成第三紀層－その2山口県西市盆地の第三紀層について－，九大理研報，No.13，pp.1-11.

3)後根裕樹・金折裕司(2008)：菊川断層の性状と活動性，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.213-214.

4) 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.

5) 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.

6) 日本地質学会(2009)：中国地方 第6版，朝倉書店，536p.

P23. 風化環境の違いによる石造文化財の風化速度の違い

Differnce in weathering rate of stone cultural property due to the difference in the environmental conditions.

○朽津信明（東京文化財研究所）
Nobuaki Kuchitsu

1．はじめに

昨年の本学会において，様々な石材で造られた同時代の石造五輪塔の風化状況を比較することから，岩種ごとに風化速度の違いを比較することを試みた[1]．しかしながら岩石風化速度は，岩種の違いばかりでなく，風化環境の違いによっても異なることが報告されている[2]．そこで本研究では，同種の岩石でできた同型の石造文化財同士が，異なる風化環境下にほぼ同期間置かれてきた事例に着目して，その風化状況を比較することから，環境条件が風化速度に与える影響について検討する．

2．屋内と屋外の違い

2.1.廟内五輪塔と屋外五輪塔

同一の石材でも，屋内と屋外とでは風化速度が大きく異なる場合があることは既に報告されているが[3]，ここでは江戸時代の各大名家の廟建築に注目することから，様々な岩種の石材ごとに，廟内と屋外とにそれぞれあり続けた墓塔の風化状況の差を検証した（図１）．風化量は，昨年の報告[1]と同様に，五輪塔地輪上面の稜線部における欠損量で計測した（図２）．

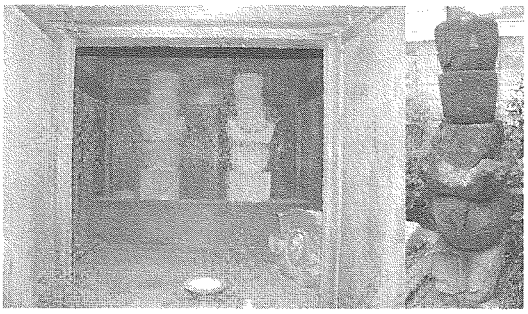


図１．廟建築内外の五輪塔の風化状況比較

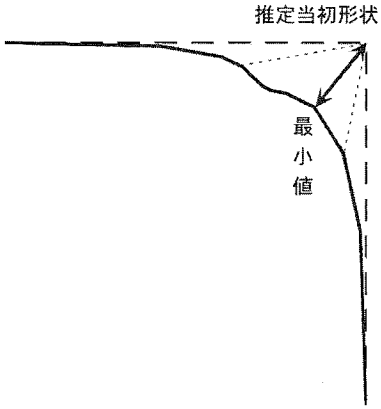


図２．断面形状に基づく風化量の実測

結果は表１に示す．いずれも屋外の方が廟内よりも風化量が大きいが，火山礫凝灰岩でその差が大きいのに対して，花崗岩や安山岩ではその差は小さかった．

表１．屋内と屋外での風化量の違い

遺跡	石材	環境	風化量	年代
生駒廟（高松市）	火山礫凝灰岩	廟内	1mm	1621年
		屋外	8mm	江戸初期
本多家墓所（姫路市）	熔結凝灰岩	廟内	1mm	1631年
		屋外	3mm	1626年
本多家墓所（姫路市）	花崗岩	廟内	1mm	1626年
		屋外	2mm	1621年？
細川家墓所（熊本市）	安山岩	廟内	0mm	1649年
		屋外	1mm	1686年

2.2 石窟内に置かれた五輪塔

人工的に造られた建物ではなく，自然の崖面に刻まれた石窟内に置かれた五輪塔の事例として，鎌倉市の百八やぐら（中世）の事例[4]を調査した．やぐら内に置かれた鎌倉石（凝灰質砂岩）製五輪塔（中世）は，近傍の同時期同材質五輪塔よりも風化量が有意に小さい結果が得られた（表２）．なお，百八やぐらの壁面それ自体が，上記五輪塔と同時期に削られて表面に曝された凝灰質砂岩の風化面と捉えられるが，そこに刻まれた磨崖五輪塔地輪でも同様の計測を試みると，その風化量は，やぐらが良好な状態で残存する場合には極めて小さいが（図３右），やぐら自体が既に崩壊している場合には著しく大きい値を示し（図３左），そのやぐらの物理的な残存状況（風通しなどの状況）により大きく異なった（表２）．



図３．磨崖五輪塔の風化状況比較

3．埋蔵環境と地上との違い

地表条件と埋蔵環境とでは，風化速度が異なることが従来から指摘されている[2]が，発掘によって出土し

た五輪塔（図４）を，継続して屋外にあり続けた五輪塔と比較した．島根県松江市の谷ノ奥遺跡[5]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よりも風化量は有意に小さかった（表２）．なお，埋蔵環境でも，飽和帯と不飽和帯とでは風化条件が異なることも指摘されている[2]が，この遺跡は不飽和帯にありつづけただろうことが推定され，飽和帯から出土した五輪塔の調査は今のところ行えていない．

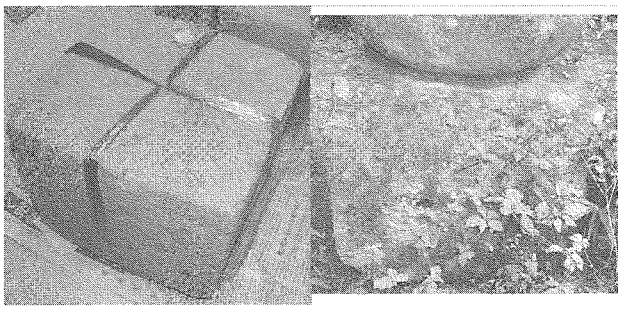


図４．出土五輪塔と屋外五輪塔の風化状況比較

４．海水面の影響

波打ち際に存在し続けた石仏の風化状況から，海水面との相対位置による風化の違いを検討した．広島県三原市の和霊石地蔵[6]は，花崗岩のコアストーンに西暦 1300 年に刻まれた磨崖仏だが，現在は満潮時に水没し，干潮時には石仏全体が地上に現れる（図５）．五輪塔での計測と同様にして当初面が分かる部位において，喫水面を挟んで上部，中部，下部のそれぞれで風化量を見積もると，現在の満潮時喫水面（石仏の肩付近）で最大値を示し，その上下ではそれよりも小さな値が得られた（表２）．



図５．和霊石地蔵（黒色部上端が満潮時喫水線）

５．考察

以上より，環境条件の風化に与える影響について考察する．まず，屋内の方が屋外よりも風化速度が遅いのは当然だが，石材ごとで見ると，前回報告[1]で風化速度が速いとされていたもの程，その差が大きい傾向が見られた．これは，風化速度が大きいものの方が，風化環境の違いの影響を受けやすいことを示していると思われる．次に，石窟内に置かれた五輪塔は基本的に屋内環境と同様と思われるが，磨崖五輪塔では，その石窟（やぐら）の物理的な残存状況によって風化速度が著しく異なった．これは，基本的に降雨からしか水を受けない通常の五輪塔とは異なり，山体全体から水の供給を受け得る磨崖五輪塔では，その水分の供給及び蒸発環境が著しく風化に影響を与えるためと考えられる．埋蔵環境では，屋外環境よりも有意に風化速度が遅いと判断されるものの，屋内環境（表１）と比べると（岩質が異なるため厳密な比較ではないものの），風化速度はやや速い印象を受ける．最後に海水面の影響についてだが，歴史的な海水準変動については厳密な議論ができないものの，現状だけで考えれば，海水面が到達しない範囲や長時間水没する部分に比べて，海水面が到達する前提で比較的長期間乾燥する，満潮時喫水面付近の風化速度が相対的に速いと判断される．

表２．各環境下での石造文化財の風化量

鎌倉石，来待石は凝灰質砂岩

対象	石材	環境	風化量	年代
百八やぐら内五輪塔	鎌倉石	石窟内	7mm	中世
森崎五輪塔	鎌倉石	屋外	46mm	鎌倉
百八やぐら内磨崖五輪塔	鎌倉石	石窟崩壊	98mm	中世
百八やぐら内磨崖五輪塔	鎌倉石	石窟完存	1mm	中世
谷ノ奥遺跡出土五輪塔	来待石	不飽和帯	2mm	近世？
来待五輪塔	来待石	屋外	26mm	近世？
和霊石地蔵（上部）	花崗岩	喫水面上	0mm	1300 年
（中部）		喫水面	6mm	1300 年
（下部）		喫水面下	1mm	1300 年

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)松倉公憲・八反地剛（2006）タブレット野外風化実験にまつわるいくつかの問題点，筑波大学陸域研究センター報告，7，41-51，3)朽津信明（2010）屋内と屋外での来待石製石塔の風化速度の違い，応用地質，50，329-335.，4)朽津信明他（2003）鎌倉のやぐらに見る凝灰質砂岩の風化とされに与える温度・湿度の影響，地形，24，169-182，5)八雲村教育委員会（2002）谷ノ奥遺跡，6)片山清（1961）安芸国佐木島割石地蔵―正安二年銘磨崖仏―，史迹と美術，314，143-154

P24 遺跡をとりまく古環境の復元への地質学の果たす役割―北海道後志利別川下流部，斜里平野東部および白滝盆地の事例から―

Contribution of Geology toward reconstruction of the surrounding paleoenvironment of remains—case studies in the lower part of Shiribeshi-toshibetsu River, the eastern part of Shari plains and the Shirataki basin in Hokkaido—

岡 孝雄(アースサイエンス株式会社)

Takao Oka

1. はじめに

「北海道の平野・盆地域の成立過程」について長年ライフワークとして組んできたが、最後の仕事として後期更新世～完新世の堆積物(段丘堆積物・沖積層)の堆積相・編年・構造などの解明を進めているが，遺跡発掘に関連した3つの業務において，遺跡をとりまく古環境の復元のために，周辺の沖積層，泥炭層，段丘堆積物(河川堆積物)などの地質学的調査・研究の重要性を認識したので紹介する.

2. 渡島半島北部後志利別川下流部の低位段丘上の遺跡(豊岡6遺跡;縄文早期)をとりまく沖積層の断面解析

日本海に注ぐ後志利別川沿いには幅5km前後で長さ45kmの東西方向に延びる沖積低地が存在し，地盤ボーリングデータによる断面解析を行った結果，沖積層の層厚が最大で 60mに達することが明らかになった[1]. 狭い沖積低地に比較して厚い沖積層の存在については，現海岸線から大陸棚縁までの距離が7kmと短く，最終氷期最寒冷期に深い刻みの浸食谷が内陸へ延びていたためと考えられる. 沖積層は主部と上部に分けられ，主部は現時点では明確な鍵層が把握できず細分はできないが，上部はほぼ標高－10m 以浅の部分で，超軟弱泥層(N 値が 3～0;層厚 5m±)＋相当する海成層，最上部泥炭層および河川成堆積物が区分でき，海岸部では砂丘堆積物も含まれる. 既存文献などの^{14}C 年代値などを参考に判断すると超軟弱泥層は縄文海進ピーク時に対応し，それ以外の構成部分は縄文海進後(海退期)または海進ピーク時の周辺における河川・後背湿地堆積物と見なされる.

上記の超軟弱泥層の分布域を中心として，縄文海進最高海面期の堆積環境・古地理図を描くと，図1のようになる. 現在の北檜山市街(せたな町)の南西部付近に豊岡6遺跡を載せる小半島状の小陸地と幅 500m 程度の狭い水路があり，これらの東側で潟湖と思われる超軟弱泥層分布域が，西側で日本海に開いた湾入部(含貝化石砂相)が存在するという復元結果である. 実際に豊岡6遺跡は低位段丘堆積物の最上部の厚さ 1～1.5m のローム質泥最上部中に含まれ(上位に海岸砂丘に続く厚さ 2m 程度の風成砂層)，炉内炭化物・焼土などについて 6,500 年あまり前の ^{14}C 年代値が得られ，竪穴住居跡・石組炉などと多数の土器・石器(漁労に使用の石錘など含む)が出土している. このように，沖積層の断面解析結果を合わせて判断すると，当該遺跡は潟湖と海(湾入部)の境界部の好位置に存在することが明らかとなった.

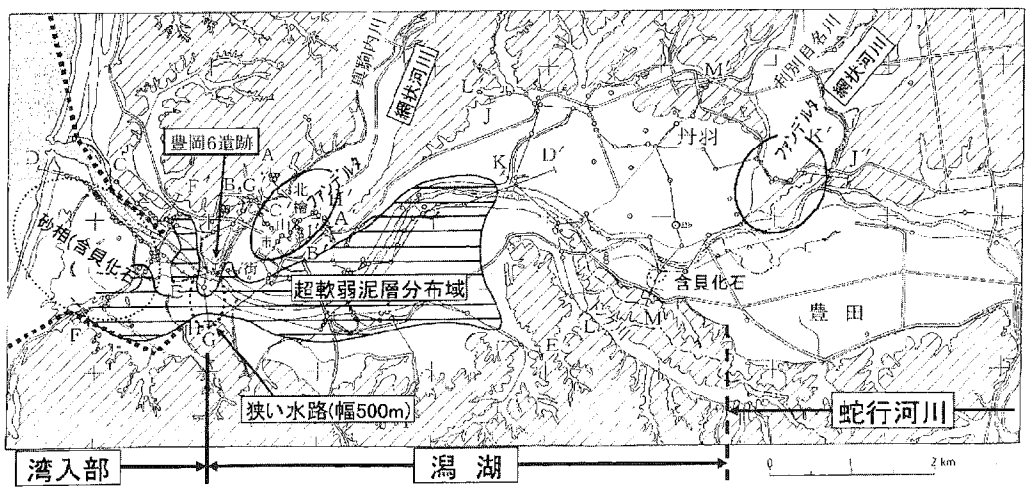


図1 後志利別川下流域の超軟弱泥層の分布と縄文海進最高海面期の堆積環境・古地理(岡，2009 より引用)

3. 斜里平野東部の海岸砂丘上の遺跡に隣接する湿原泥炭層の検土杖による調査および分析(花粉分析・^{14}C 年代測定)

知床半島基部の北西側に位置する斜里東部には縄文・続縄文・擦文・オホーツクなど 1 万年前頃から近世に至る遺跡が多数出土している[2]. 平野東端では海岸砂丘と旧潟湖低地にあたる泥炭地が幅 1km 程度の狭い範囲に存在する. 砂丘には縄文中期以降の遺跡が多く存在し, 泥炭地南側の縄文早期～晩期の遺跡群も含めて, 砂丘ー泥炭地の形成と周辺台地・山地から流れ込む河川系の織りなす環境変遷が遺跡群の消長に密接に結び付いている.

アースサイエンス社では道路改良などの整備にともなう斜里町の遺跡調査に関わり, 遺跡の立地環境の解明についての支援業務を行ってきており, 最近, 峰浜地域において遺跡隣接地において検土杖による泥炭層の層厚と分布の確認, コアサンプラーによる試料採取と花粉分析・^{14}C 年代測定などを進め, 泥炭の発達と遺跡の関連について解明を進めている.

4. 後期旧石器時代白滝遺跡群に対応する河川堆積物・風成堆積物の堆積相解明・分析(花粉分析・^{14}C 年代測定)

考古学分野において白滝黒曜石と言えば, 旧石器の代表的な原材料として, 詳しい研究が行われてきたが, その採取・加工が盛んだった後期旧石器時代(最終氷期最寒冷期)の白滝地域の環境復元の試みはほとんど行われてこなかった. アースサイエンス社では遠軽町の白滝ジオパークの推進にあたり, 地学面での支援業務を行ってきたが, その一環で白滝遺跡群周辺の段丘堆積物などについて, 露頭での堆積相調査とともに ^{14}C 年代測定・花粉分析を実施し, 近年の遺跡関連調査の成果も含めて総括した結果, 後期旧石器時代の環境復元の手がかり得られた[3)4)].

白滝盆地では盆地を縁取るように湧別川とその支流の支湧別川が流れ, 中期更新世末以降の扇状地・河岸段丘面が 5～7 段発達している. 白滝遺跡群は主に上位から 3 番目の上白滝面に存在するが, さらにその下位の東白滝面は最寒冷期の河川氾濫原に相当し, 上白滝8遺跡下の天狗沢口西方の露頭では厚さ 10m あまりの河川堆積物が認められ, 上位からⅰ:腐植層, ⅱ:火山灰質ローム層, ⅲ:上部礫～砂礫層, ⅳ:砂・砂礫層, ⅴ:泥・砂層およびⅵ:下部礫～砂礫層に区分できる. ⅵ中の腐植質泥・樹枝細片試料について 20,620±80y.BP(補正)の ^{14}C 年代値とともに極めて寒冷な花粉分析結果(カラマツ属—グイマツ—と 50%近いカバノキ属で特徴付けられ, コケスギランも含む)が得られ, その上位 4m あまりの層準(ⅴ上部)の泥質試料からは晩氷期のやや温暖化した分析結果(トウヒ・マツ・モミ属などの針葉樹主体でグイマツ・トドマツ・クルミ属をともない, 現在のサハリン中部以南の植生)が得られた. 一方, この露頭の南東 1.5km の火山灰採取場の大露頭の最上部(表層 2m±の風成層)の火山灰質ローム下部中の腐植質試料について, 10,360±60y.BP(補正)の ^{14}C 年代値とともに冷涼気候を示す花粉分析結果(トウヒ属—エゾマツ/アカエゾマツ—がほぼ半数, 他にトドマツ・コナラ属・ハシバミ属など)が得られ, 完新世初頭の植生・気候が示された. 白滝遺跡群に直接関連する火山灰質ローム中の焼土・炭化物など遺物の ^{14}C 年代測定値は 2 万年前～1 万年前頃に集中するが, 上記の植生変遷はほぼこの年代に対応しており, 近隣の剣淵盆地(北海道中央部)などの湿原コアで明らかにされた 4 万年前～現在までの詳細な解析結果と矛盾せず, 極東地域の第四紀末の植生・気候変遷史の中での把握が可能である.

5. おわりに

遺跡発掘はそのサイトが存在する台地上のローム層などに集中し, 「木を見て森を見ず」の傾向に陥りがちである. 多数の ^{14}C 年代が得られているが, 大部分の測定試料は焼土・炭化物などの遺物に集中し環境(植生・気候など)解析をともなうものは極めて少ない. 遺跡の周囲の泥炭層や河川堆積物などは環境的証拠を残すタイムカプセルの役割があり, 遺跡の展開を空間的・時間的にダイナミックに解明するためには, 周辺環境を調査・研究する地質学の役割は極めて重要である.

文 献

1) 岡 孝雄(2009):北海道渡島半島, 後志利別川低地の沖積層—低位段丘上の遺跡と超軟弱泥層(縄文海進最高海面期)の関係を中心として—. 北海道立地質研報, No.80, pp.63-109.

2) 斜里町知床博物館編(2009):しれとこライブラリー⑨, 知床の考古. 北海道新聞社, 238p.

3) 岡 孝雄ほか(2011a):北海道遠軽町白滝における後期旧石器時代(最終氷期最寒冷期)の環境復元—ジオパークにおける地質調査・研究の重要性—. 日本地球惑星科学連合 2011 年大会予稿集, O022-P01.

4) 岡 孝雄ほか(2011b):北海道遠軽町白滝における後期旧石器時代(最終氷期最寒冷期)の環境復元—ジオパーク;推進事業の一成果と地質調査の重要性—. 日本応用地質学会北海道支部・北海道応用地質研究会平成 23 年度研究発表会講演予稿集, pp.25-28.

P-25　史跡・福井洞窟に露出する新第三系砂岩の風化プロセス

Weathering process of Neogene sandstone cliff at Fukui cave, an historic site in Sasebo city, Nagasaki, Japan

○西山賢一（徳島大学）・長岡信治（長崎大学）・柳田裕三（佐世保市）
Ken-ichi NISHIYAMA, Shinji NAGAOKA and Yuzo YANAGITA

1．はじめに

長崎県佐世保市に分布する新第三系砂岩の分布域には，複数の洞窟遺跡が知られており，旧石器以降の多くの遺物が見いだされている（佐世保市，2006）．これらの洞窟遺跡は，主に砂岩の急崖に開口したノッチ状の形態をなす．代表的な洞窟遺跡である福井洞窟において，急崖に開口したノッチ状を呈する洞窟の形態の測量を行うとともに，洞窟を構成する砂岩の風化程度について，シュミットハンマーによる岩盤表面の強度分布の測定，ならびに横ボーリングによる掘削コアの観察と色彩測定によって評価した．これらの測定結果に基づき，洞窟遺跡の形成過程と，急崖をなす岩盤斜面の安定性に関する検討を行った．

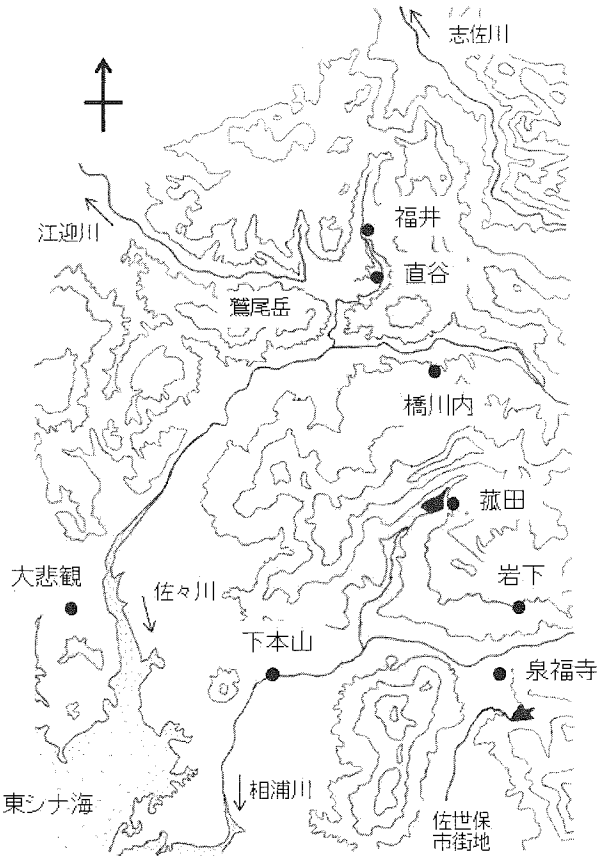


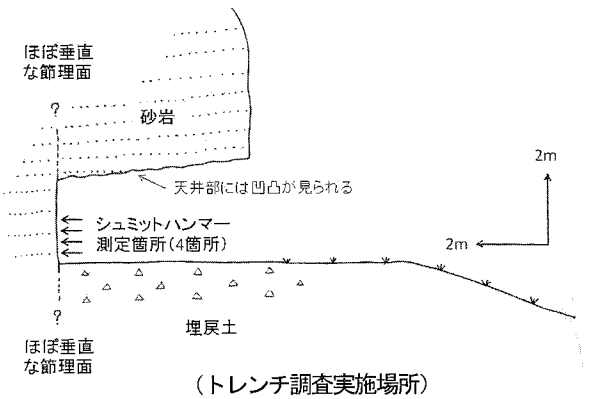
図1　佐世保市周辺の洞窟遺跡の分布．等高線間隔は100m.

2．地形的にみた洞窟遺跡の分布

今回調査を行った洞窟遺跡の分布図を図1に示す．今回調査しなかったものを含めると，約20箇所の洞窟遺跡が確認されている．それらの形成場所の地形的特徴は，次の3タイプに分けられる．(1) 海食崖，(2) 沖積低地に面した丘陵基部，(3) 丘陵斜面，である．また，(3) の丘陵斜面に形成されている洞窟は，さらに，(3-1) 丘陵を流下する河川沿い，(3-2) 河川沿いでない丘陵斜面，に分けられる．これらの分布位置から，(1) の海食崖は，暴浪時の波浪による侵食および海水飛沫による塩類風化が関与すると考えられる．(2) の沖積低地沿い，ならびに(3-1) の丘陵を流下する河川沿いの場合，河川の側刻，ならびに塩類風化が関与すると考えられる．(3-2) の丘陵斜面では塩類風化が主因と考えられる．

3．福井洞窟の形状の特徴

福井洞窟が開口する急崖は，佐世保市北部を流れる福井川沿いにあり，河床からの比高が10m未満である．北北西－南南東に延びるこの崖地形は，基本的には福井川の下刻によるものと解される．洞窟の下面は，トレンチ掘削後の埋め戻し土等からなるため平坦である．洞窟の奥の壁はほぼ鉛直であり，岩盤内部へ連続する節理面である．洞窟は比較的直線的な箱形を呈するとともに，全体として水平に伸びた凹部を形成しており，ノッチ状を呈する（図2）．



（トレンチ調査実施場所）

図2　福井洞窟の断面形状

この種のノッチ地形は，波による波食作用を受ける海岸域の岩盤表面によく見られるが，内陸の山地斜面を構成する岩盤に生じた例も複数知られており（Mastukura and Kanai, 1988; Matskura et al, 1996; Matsukura and Kato, 1997），いずれも塩類風化が関与して形成された地形と考えられている．したがって，福井洞窟は，基本的にはこのような塩類風化によって急崖表面に自然に開口し，しだいに拡大したものと考えられる．

4．剥離土砂量から推定される洞窟の形成速度

内壁の剥離による洞窟の成長速度を見積もるため，福井洞窟を含む複数の洞窟奥の床に捕砂箱（15cm×10cm，深さ 5cm）を設置し，天井からの剥離物を回収した．福井洞窟では，2010 年 9 月から 2011 年 2 月までに回収された砂の量はわずか 0.08g となった．実際に，洞窟内部の床部分に堆積している砂が，他の洞窟に比べて少ないことから，剥離による洞窟内壁の拡大の進行速度は遅いと見なされる．なお，最も剥離物が多かったのは岩下洞窟（丘陵斜面）の 3.66g である．箱の面積（cm^2）×剥離速度 e（cm/年）×砂岩の密度（g/cm^3）＝トラップされた砂の重量（g）であるから，年間の剥離量を 7.4g/年，砂岩の密度を 2.2 とすると，剥離速度は 0.022cm/年となる．

5．洞窟を構成する砂岩急崖の地質特性

福井洞窟が開口する急崖に露出する岩石は，明灰色を呈する中粒～細粒砂岩であり，風化部では褐色化している．この砂岩は佐世保層群福井層（新第三系中新統）に属する．砂岩の層理面は，洞窟開口部に対して緩い受け盤構造をなす．洞窟開口部分には葉理が発達した砂岩が分布し，洞窟より上方のオーバーハング部分には塊状砂岩が分布する．

砂岩には，層理面と斜交する高角の節理面が見いだされる．洞窟奥の直立した壁を含むこれらの節理面の方向は，大局的には福井洞窟付近の急崖が連続する方向に近く，急崖形成に節理面の姿勢が関与する可能性を示唆する．

福井洞窟南側には，洞窟上方のオーバーハングした突出部の側面に，最大で開口幅 40cm の亀裂が生じている．この亀裂は，ノッチ状をなす開口部の拡大に伴い，突出岩塊に転倒モーメントが作用し，岩塊の背面に引張応力によって新たに生じた開口亀裂と思われる．この種の突出岩塊は，長期的に見ると，引張亀裂の伸長によって落石ないし岩盤崩壊を起こしうる．実際に，福井洞窟周辺の緩斜面には，急崖から落下した岩塊（径数 10cm ～1m 程度）が点在している．

6．シュミットハンマーによる洞窟内壁の強度分布

シュミットハンマーを用いて岩盤表面の強度（R 値）を測定し，風化程度の把握を試みた．測定は，同一箇所で複数回の測定を繰り返す連打法（松倉・青木，2005）で，打撃回数は 1 箇所につき 5～20 回である．

その結果，奥の壁では，床面＋80cm での測定値が，平均値・最低値とも最も低く，床面+40cm でも最低値が低い．一方，床面+120cm 以上では硬質である．初回の打撃での R 値が 20 未満を示す内壁下部では，表面の剥離が進行していると考えられる．

7．横ボーリングによる急崖内部の砂岩の風化程度と亀裂の連続性

福井洞窟南側の急崖において，横ボーリングを 2 孔掘削（掘進長 6m と 8m）し，コア観察・色彩測定とボアホールカメラ観察を行い，砂岩の風化程度ならびに岩盤内部への開口亀裂の連続性を検討した（図 3）．

コアの RQD は 80～100 の柱状コアであるが，数 10cm 程度の間隔で複数の節理が認められる．色彩値はいずれもかなりばらつくが，地表付近から奥に向かって系統的に変化する傾向は認められない．また，亀裂部分は明暗の程度を示す L*が顕著に小さい．これは，亀裂面に沿ってマンガンなどの黒色の物質が付着することを反映するものと見なされる．

コアで見られる節理は，野外観察で観察されるものと同様の高角な節理が明瞭であり，ボアホールカメラで見られる開口幅は，最大で 1cm 未満となった．亀裂面の傾斜方向は鉛直に近いか，またはボーリング掘削面に向かって傾斜しているため，オーバーハング部にこれらの亀裂の延長部が現れる可能性は低い．したがって，オーバーハング部が連続する亀裂を境として大きく脱落する危険性は低いと判断される．

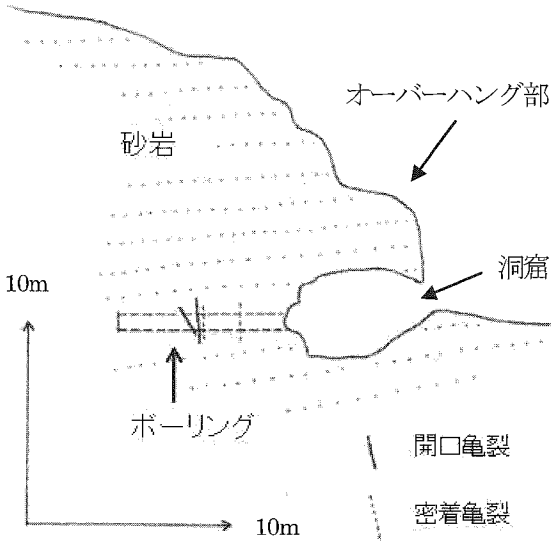


図 3　ボーリングから推定される急崖内部の亀裂分布

文献

Matsukura, Y. and Kanai, H. (1988) Salt fretting in the valley cliff of the Asama volcano region, Japan. Earth Surf. Processes Landform., Vol.13, pp.85-90.

Matsukura, Y., Kondo, M. and Tanaka, Y. (1996) Salt fretting on the valley cliff at the To-no-hetsuri, Aizu region. Ann. Rep., Inst. Geosci., Tsukuba, Vol.22, pp.21-24.

Matsukura, Y. and Kato M. (1997) Notch formation due to salt fretting on valley cliffs in an inland region of Japan. Ann. Rep., Inst. Geosci., Tsukuba, Vol.23, pp.7-10.

松倉公憲・青木　久（2005）シュミットハンマー：地形学における使用例と使用法にまつわる諸問題. 地形, 25, pp.175-196.

佐世保市教育委員会（2006）佐世保の洞穴遺跡. 117p.

P26. 応用地質学のための小学生向け教材作成の試み

Engineering Geological Teaching Materials for the elementary school

○緒方信一（中央開発）
Shinichi OGATA

1. はじめに

平成 23 年 3 月の震災では人智のはかなさを痛切に感じるとともに、応用地質学の重要性を改めて強く意識した。発表者は，平成 18 年度に応用地質学教育の重要性に関して報告し（緒方ほか 2006），平成 20 年度発表では，実際に地学を学ぶ最後の機会となる小学ー中学時の地学教育について現状を紹介し地学を学ぶことの重要性を考えてきた（緒方 2010）.

理学系の実学である応用地質学が更に一般社会の理解とその裾野をより拡げるためには、全員が地学を学ぶ機会である小学校教育において地学の学習の発展の位置づけで応用地質学を知ることが重要である。したがって、地学を学ぶ大切さを理解してもらうために、教科書から派生させる応用地質学教材について、今回作成を試みたので、ここで提示したい。

「流れる水のはたらき」では、1)川の水のはたらき、2)水の流れと土地のようす，「土地のつくりとようす」では、1)地層のできかた，2)地層の変化，3)たい積岩と火成岩の各単元について、この学習が暮らしにどのように役立つのかとの視点から応用地質学についての啓発を進めていきたい。

2. 小学校の地学教育の実際と応用地質学的効果

本項では小学校での地学分野で実際はかなり高度な地質学を学んでいる（表-1 および文部科学省:2008）.

本発表では小学校での地学学習が役立つ応用地質学的効果の例を提示した。

堆積学では，斉一説により現在の河川の流況から浸食，運搬，堆積を学び，浸食結果の形態としてＶ字谷，堆積結果の形態として扇状地，三角州を学んでいる．これらの学習は、砂防治水治山に直接の効果があることを示したい．層序学では地層累重の法則，地層の定義と同定，級化などの堆積構造，ボーリング柱状図と層序対比，整合・不整合，走向傾斜と地質図学を学んでいる．これによって資源やエネルギー開発に直接の効果があることを示したい．岩石学では火山岩や深成岩の各種，鏡下での組織，輝石などの造岩鉱物も学んでいる．これらを学ぶことによって資源や防災に役立つことを示したい．このように小学校で地質学に必要な基礎はほとんど学んでおり、そこに社会に役立つ実際の例を授業で追記するだけで、工学としての学習は無論、本来の理学の重要性も知り、学習意欲の向上に貢献すると期待する．

表－１　小学校での地学学習が役立つ応用地質学的効果（緒方 2010 を編集し効果を追記）

分野	小学校		何を知ることに役立つか
堆積学	河川	（流況）	山が崩れる場所
	侵食	（円磨度）	川があふれる場所
	運搬	（河川勾配）	水力発電ができる場所
	堆積	流量・流速算定	
地形学	V字谷	海岸段丘	崩れやすい場所
	扇状地	段丘形成	地下水が多く採れる場所
	蛇行	リアス式	液状化し易い場所
	三日月湖	多島海	津波被害が起きやすい場所
	三角州	（海食台）	水力発電ができる場所
	河岸段丘		
構造地質	（累重の法則）	（地震断層）	石油が採れる場所
	隆起	褶曲	鉄や宝石が多く採れる場所
	沈降	（走向傾斜）	地下水が多く採れる場所
	正断層	（地質図学）	崩れやすい場所
	逆断層		地震被害が起きやすい場所
	（応力）		
火山学	マグマ	（発泡・急冷）	地震被害が起きやすい場所
	火山灰	ローム	火山灰が降ってくる場所
	シラス	降下火砕物	崩れやすい場所
	火砕流	火山ガス	温泉が出やすい場所
	粘性		
岩石学	堆積岩	（火山岩）	しっかりとした岩
	泥岩	（深成岩）	崩れやすい岩
	砂岩	流紋岩	鉄や宝石が多く採れる岩
	礫岩	安山岩	石垣や石材に適した岩
	石灰岩	玄武岩	水を多く含む岩
	チャート	花崗岩	水を通しにくい岩
	凝灰岩	閃緑岩	
	粘板岩	はんれい岩	
	粒度区分	斑状	
	火成岩	（等粒状）	
鉱物学	石英	カンラン石	宝石や装飾に役立つ石
	長石	有色鉱物	岩のちがいを決める石
	黒雲母	無色鉱物	
	角セン石	（鏡下組織）	
	輝石		
地史年代	形成順序	新生代	崩れやすい場所
	古生代	年代	沈下しやすい場所
	中生代	（海水準変動）	しっかりとした場所
化石	示相化石	恐竜	過去を知り将来地球がどうなるかのヒント
	示準化石	ナウマン象	
	フズリナ	ピカリア	石油が採れる場所
	三葉虫	放散虫	
	アンモナイト	汽水成	
地震	火山性地震	マグニチュード	地震が起きやすい場所
	群発地震	津波	地震がいつ頃起きるか
	直下型地震	P波・S波	地震で揺れやすい場所
	震源	初期微動	地震を早く知らせる仕組み
	震度	主要動	

（括弧）の用語はこれよりも平易な表現で記載されているもの．出典は文献 1)，2)，6)による

3. 応用地質学早期教育のあり方

以上のことから，筆者は応用地質学学習を小学校から理学学習と併行してまたは同時に行う、応用地質学の早期教育を提唱したい．このことは既に前出の指導要領（文部科学省:2008）にも謳われていると解釈する．以下，応用地質学を含めた小学校教材例について平成 22 年度発表での提示に基づいて検討した例を挙げる．

3.1 例示作成での留意点

小学生に対し教材作成での留意点について以下のように考えた。

1) 地学学習全体から応用地質学的効果を説明することも重要であるが、学習項目別に役立つ効果を示して、「これを学ぶことのメリット」が分かる説明とする。

2) 理科と社会科をつなぐ授業として位置づける。

3) 学んだことが、どう変化し、役立つツールとなるのかをステップ毎に説明する。

4) 小学生は理解度、成熟度に差が大きいことを踏まえて、面白く平易に説明するとともに、「専門的には・・・」等、小学生も科学者，技術者の卵であることを前提としてより興味ある小学生に自分から調べる道筋を示せる説明とする。

5) 社会に役立つ地学の図鑑とか、なぜなにブックのような出版物を学校と学会が共同して作成し副教材とすることも視野入れて作成する。

3.2 教材作成の例示

以下、そもそも応用地学が理学地学よりも先に生まれたことから始め、小学校での学習項目に関連させた教材作成の例示を行う。

(1) なぜ地学が生まれたかの理解を先ず共有する

地学は生活の必要から生まれた。換言すれば最初に生まれたものは地学ではなく応用地学であった。

例１　毎年起こる洪水の時期を一番明るい星シリウスの年周運動から予測し災害から逃れ、また洪水による肥沃な土砂の恵みを受けることができた。

例２　家を建てる土地で良いところを地形や地盤の強さから見つけた。満潮でも大雨でも浸からない場所、柱がめり込みすぎない、倒れない地盤を見つけた。

例３　コメを作ろう。土地に水を引こう。水路を作ろう。溝を掘ろう。溝が埋まらないように板を打ち込んで壁を支えよう。自然に水が流れるルート、水路が作れるルートができる地形地盤を見つけた。

こうして生活の必要から応用地学が生まれた。

この応用地学を更に詳しく知ろうとして、個々に分解して、地学の各分野が生まれた。

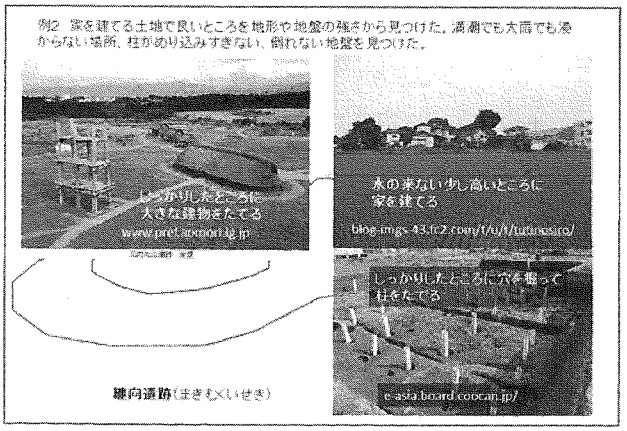


図-1　建物を建てる土地の知恵の例示
写真は 7)の URL より引用

(2) 地質学各分野を学ぶ意味を共有する

小学地学のうち、地質学における各分野をそれぞれ学ぶ意味を，社会の要求の見地から理解することで，興味を持って詳しく理解できると考える．

例４　川のはたらき（浸食・運搬・堆積）が分かると、川の洪水とうまく付き合う方法が分かる。洪水対策、治山砂防対策、地すべり対策、どこで川が溢れやすいか、どこの斜面が壊れやすいかを見つけて対策（付き合う方法）が分かる。

例５　水の流れと土地のようす（河川地形）が分かると、どこの山が大雨で崩れやすいか、どこの山がダムを作ることが出来るくらいしっかりしているかが分かる。どのくらいのダムができるかも分かってダムによってどのくらいの電気を作ることができるも分かる。

例６　地層のできかたが分かると、ダイヤモンドや宝石や鉄やレアメタル、石油や石炭や温泉がどこに有りそうか分かる。

例７　地層のできかたが分かると、固くしっかりした地層と軟らかく崩れやすい地層が分かり、危ない所が分かる。

例８　地層のできかたが分かると、昔の地震で崩れた跡や津波が来た跡が分かり、次への準備ができる。

例９　地層の変化が分かると、宝石が入っている地層を見つけると、別の場所ではどこに同じ地層が有るか分かる。

５．おわりに

小学生は好奇心旺盛であり、これは高校生になってからなどと学習内容を自ら仕分けしない。地学と言う基礎科学の先にある応用地質学という実学も合わせて学ぶことによって、基礎科学のみならず応用地質学の理解も深まり、大学で学んだ専門を社会に活かす研究者・技術者そして科学技術の理解が深い行政執行者が増えることを望みたい。以上、今後も応用地質学の重要性を理解してもらえるよう今後も活動したい．

文献

1) 学研（2001）応用自在３理科，学習研究社

2) 教育開発（2007）新中学問題集理科１年，教育開発出版

3) 文部科学省教育課程課(2008)小学校学習指導要領，第４節，理科，東京書籍．

4) 緒方信一ほか(2006) 応用地質学教育に関しての教材研究，平成 18 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集

5) 緒方信一（2010）応用地質学における早期教育の重要性，平成 22 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集

6) 吉川ほか（2007）文部科学省検定済教科書中学校理科用，サイエンス２分野上，啓林館

7) 写真引用 www.pref.aomori.lg.jp， blog-imgs-43.fc2.com/t/u/t/tutinosiro/， e-asia.board.coocan.jp/

P27. トンネル切羽画像のフラクタル解析による地質評価

Geological Feature Evaluation Technique by Fractal Analysis of a Tunnel Face Image

○宇田川義夫（フジタ）
Yoshio Udagawa

1. はじめに

トンネル切羽岩盤の地質評価は，防災およびトンネルの経済的施工の観点から非常に重要であり，地質状況を客観的かつ迅速に評価するシステムが必要とされている．

本研究では，岩盤の亀裂分布のフラクタル特性に着目して，トンネル切羽岩盤の地質評価を迅速・簡便かつ客観的に行なう手法として，画像処理とフラクタル次元解析による「フラクタル画像解析システム」を提案し，その有効性について実証をおこなった．

2. フラクタル画像解析システムの概要

フラクタル画像解析システムの解析ステップは大きく，①画像処理，②フラクタル次元の解析の２段階に分けられる．第１段階「画像処理」では，トンネル切羽岩盤のデジタルカメラによる画像（Jpeg 形式）から必要とする地質情報（亀裂，風化脆弱部）のみを抽出する．第２段階「フラクタル次元解析」では，トンネル切羽の２値化画像として抽出された地質情報(亀裂，風化脆弱部）を客観的な数値（ボックスカウンティング法によるフラクタル次元）として評価する．

フラクタル次元 D は次式で表わされる．

$$D = -\frac{\Delta \log N(P)}{\Delta \log P} \qquad [1]$$

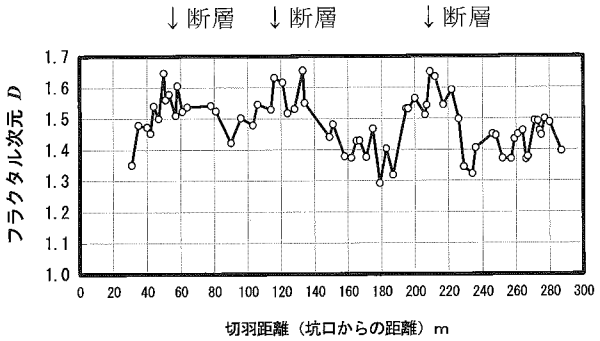
ここで，P はボックスカウンティング法における格子網の幅（単位はピクセル），$N(P)$ は格子網の幅が P のときの亀裂部分のカウント数である．

3. トンネル施工現場での適用

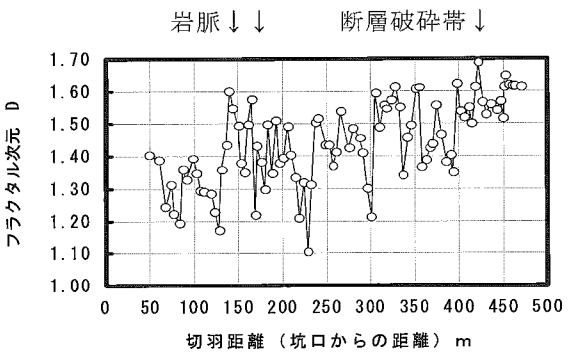
フラクタル画像解析システムによる実際のトンネル施工段階での地質評価の有効性について，代表的な地質である堆積岩（砂岩・頁岩・礫岩互層）地山，火成岩（花崗岩）地山，変成岩（緑色片岩・黒色片岩）地山で実証をおこなった．

3.1 地質状況の評価

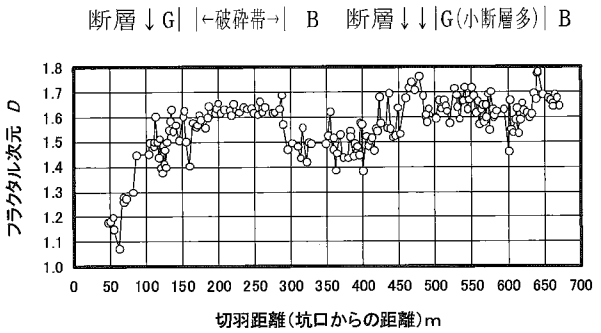
図－1 は堆積岩地山，火成岩地山，変成岩地山の各トンネルでの地質状況とフラクタル次元の分布を示したものである．これより，いずれのトンネルにおいても，地層境界で岩盤の擾乱が進んでいる地点や，断層や岩脈などが分布し岩盤が脆弱化しているような地点で，トンネル切羽の岩盤亀裂系のフラクタル次元が 1.6 以上の高い数値を示している．



a) 堆積岩(砂岩・頁岩・礫岩互層)地山



b) 火成岩(花崗岩)地山



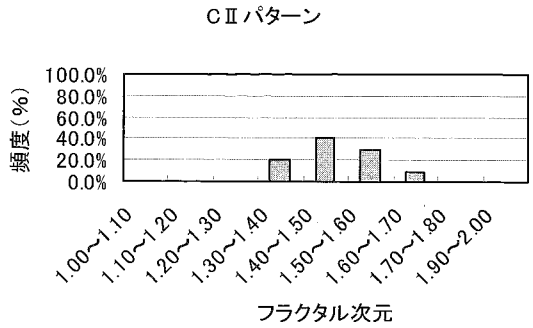
c) 変成岩地山(G:緑色片岩 B:黒色片岩)

図－1　フラクタル次元と地質状況の関係

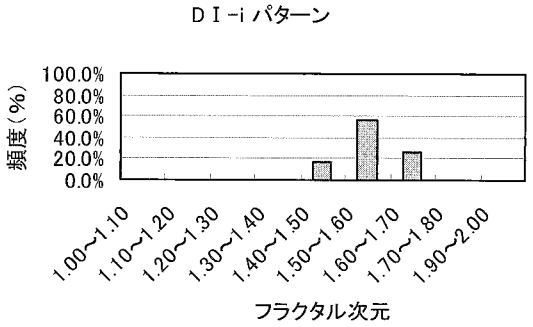
3.2 支保パターンの評価

図－2 は，変成岩地山トンネルで実施された支保パターン毎のフラクタル次元の頻度分布を示したものである．フラクタル次元はばらついているものの，平均値は，ＣⅡパターンで $D=1.47$，ＤⅠ-ｉパターンで $D=1.55$，ＤⅡパターンで $D=1.59$，ＤⅢパターンで $D=1.67$ となり，支保パターンが重くなるほどフラクタ

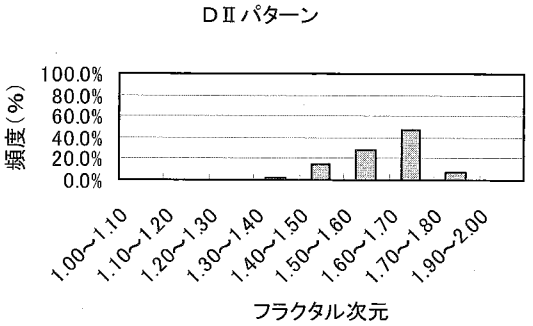
ル次元の平均値が大きくなっている．堆積岩地山と火成岩地山のトンネルにおいても，同様な支保パターンとフラクタル次元の関係が認められた．



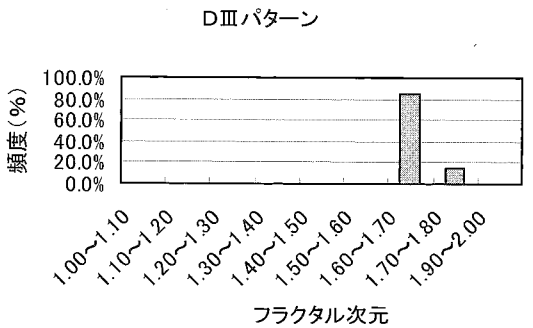
a) CⅡパターン　D =1.37～1.60(平均 1.47)



b) DⅠ-iパターン　D =1.40～1.64(平均 1.55)



c) DⅡパターン　D =1.38～1.76(平均 1.59)

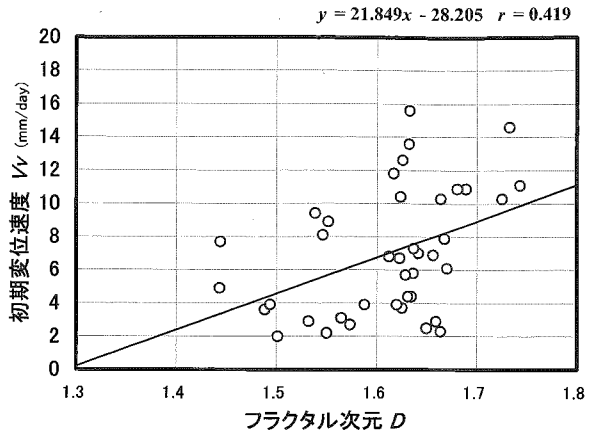


d) DⅢパターン　D =1.61～1.78(平均 1.67)

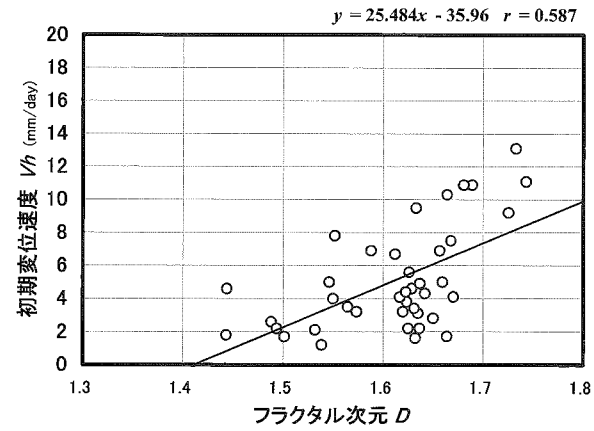
図－2 支保パターン別フラクタル次元頻度分布図

3.3 地山変形特性の評価

図－3 は変成岩地山トンネルにおけるフラクタル次元と地山初期変位速度との相関を示したものである．データのばらつきはあるものの，両者には正の相関性が認められた．すなわち、フラクタル次元が高いほど，初期変位速度が大きい傾向にある．



a) フラクタル次元と天端沈下量・3日間初期変位速度 Vv との相関



b) フラクタル次元と内空変位量・3日間初期変位速度 Vh との相関

図－3 フラクタル次元と地山変位速度との関係

4. まとめ

トンネル切羽岩盤画像のフラクタル次元解析によって，地質状況評価，支保パターン評価や地山変形特性評価など，迅速・簡便かつ客観的な地質評価が可能であることが示された．

文献

宇田川義夫（2007）：トンネル切羽画像のフラクタル解析による地質評価手法の開発，応用地質，Vol.48, No.3, pp.116-125.

P28. 岩石試料における肉眼観察スケールから超マイクロスケールまでの孔隙観察

Observations from mesoscopic scale to ultra microscopic scale for voids of geologic materials

○山崎新太郎，井上真澄（北見工業大学）
Shintaro Yamasaki, Masumi Inoue

1. はじめに

岩石など地質材料に形成された孔隙の観察は，その変形や破壊の形態を推察する上でも，または，岩石と液相，気相との相互作用の場を推定する上でも重要である．筆者らは，これまでに孔隙の観察において多様な方法を試験し，どのようにすれば理想的な観察が可能になるか追求してきた．本論では，これまでの成果をまとめて，肉眼観察から超マイクロメートルまでのスケールを対象とした含浸法による孔隙観察法の岩石における適応結果を整理し，各種方法の概要とその利点を述べていきたい．

2. 含浸法の基本的手順と素材

含浸法は，多孔質の岩石において着色した樹脂等を孔隙に充填し，固化させる方法に始まる．使用する充填剤は，岩石に十分浸潤するように低粘性である必要があり，試料を充填剤に長時間浸け込む方法によるか，または，漬け込んだ後，その周辺を減圧することによって試料の微細孔隙の空気を排出し，さらに常圧に戻すことによって微細間隙に充填剤を充填させる方法（真空含浸）によって岩石に充填剤を十分試料に含浸させる．充填後の試料はそのまま充填剤ごと硬化固定し，これを切断するか，研磨することによって観察断面を得て，その面中の孔隙形状と分布の観察する．

充填剤

含浸法に使用する充填剤により，その含浸方法や，切断と研磨の方法が異なる．観察対象に適した充填剤を使用する必要がある．筆者が用いている充填剤は，シアノアクリレート，メチルメタアクリレート，エポキシ，パラフィンである．多くは透明ないし白色であるが，紫外線下で発光するウラニンや油性の赤色染料などを混ぜて使うことで，孔隙の可視化と画像処理が容易になる．それぞれ以下のような特徴を持っている．

① シアノアクリレート

瞬間接着剤として広く用いられているアクリル系樹脂で，粘性は非常に小さい．蛍光染料の分散も良い．硬化は水分子との反応によって瞬間的におこるために，孔隙に浸透させたい場合は試料を滴下前に十分乾燥する必要がある．浸透距離は瞬間的に硬化するために短く，そのため，径１ミリメートル以上あるごく表面の孔隙を観察対象としたい場合に簡便である．孔隙が小さくても薄片などの薄い試料には十分浸潤するため有効である．しかし，本剤は減圧すると急激に気化するため，真空含浸を行なうとはできない．また硬化時に収縮性があることに注意する必要がある．

② メチルメタアクリレート

硬化剤（触媒）と混合させ，７，８０℃の熱を加えることで硬化する．粘性は非常に小さく．熱を加えることで始めて硬化を開始するために長時間の含浸にも耐えることができる．但し，本剤には刺激臭と揮発性があること，硬化が急激に起きること，また硬化時に発泡する可能性が高いことなど，不慣れであると扱いが難しい．通常染料や蛍光染料の分散性が良く，十分な浸潤時間をとれば，１マイクロメートルよりも小さな間隙にも浸透し，それらを通常光下や紫外線下で観察できる．アクリル容器への腐食性があるため，同容器を用いた真空含浸は不可である．

③ エポキシ

エポキシは，主剤と硬化剤の２液を混合することで硬化を開始する樹脂である．雰囲気の温度や水分と無関係に確実に固定できる．そのため扱い易く失敗も少ない．市販されているエポキシ樹脂には多様な種類があり，粘性もかなり小さいものあるが，総じて粘性はアクリル系樹脂や水，アルコールなどよりも十分高く，漬けておくだけでの含浸は困難である．しかし，本剤は揮発性があまりないこと，硬化時間が３０分～１時間程度あることなどの理由により，真空含浸が可能である．この真空含浸を使うことにより，１マイクロメートル前後までの孔隙の充填が可能である．また本剤の特徴として体積収縮がほとんど無いことが優れている点である．代表的なものとしてストルアス社製のスペシフィックスまたはエポフィックス，コニシボンドのＥ３３０などであるが，真空含浸時に強く発泡するものもあり，その点は使用前に確かめる必要がある．通常染料，蛍光染料の分散も良いが，硬化時間に制限があるために，まず主剤か硬化剤のどちらかに染料を混合分散し，それから主剤と硬化剤を混合するようにすると均一に染料が分散できる．

④ パラフィン

パラフィンは，６０℃～８０℃（製品により融解温度が異なる）で融解する物質であり，融点以上では非常に粘性が低く，熱したパラフィンの浴槽に置くことで長時間含浸が可能である[1)]．特に１１０℃前後の温度に加熱して，その温度を保って含浸すれば水分が除去され，除去された微細な孔隙が本剤によって充填置換される．本剤は硬化すると白色であるために，蛍光染料を混ぜても発光が弱く，紫外線下での観察は難しい．また，硬化した本剤の強度はこれまでに述べてきた樹脂に比べれば小さいので，研磨することが出来ない．そのため，薄片や鏡面研磨面の観察は不可能であり，通常光の実体鏡を使った０．１ミリメートル以上の空隙の観察に適している．難点として，本剤は硬化した時の体積収縮が著しいことがある．

含浸における手順と工夫

以上のように各種充填剤の特性を述べてきたが，この含浸処理が不十分であると，観察（撮影）と画像処理において不都合が出てくる．理想的な観察面は全ての孔隙が樹脂で満たされているものであるが，この理想状態を達成するのは容易でない．理想状態を妨げるのに３つの要因がある．一つは，外部と繋がってない独立した孔隙が存在すること，第二は，特に細かい孔隙において，空気や液体で充填されている場合があり，充填剤がそこに入っていくことが困難であること，第三は充填剤が硬化すると収縮がおきるものがあり，特に大きな孔隙において充填不十分になることである．これらの要因を完全には除去することはできないので，工程上の工夫が必要になる．外部とつながっていない空隙を染色する方法としては，含浸処理に先立って研磨面を作成し，研磨面にヘラを使って押しこむようにして充填剤を含浸させ，硬化した後に，表面を薄く研磨するという方法がある．第二に挙げた微細孔隙の充填困難は，真空含浸によって軽減できる．またパラフィンを使った方法では，含浸後にゆっくりと冷却して，雰囲気温度と連動する孔隙内の気圧を変化させる[1)]ことで，ある程度微細孔隙を充填することができる．第三に挙げた含浸剤の収縮による含浸不良は，特に，収縮が大きい充填剤を使った場合で，試料中の孔隙が大きい場合において，頻繁にその中心の空間が充填できないことが発生する．これを防ぐ根本的な手立ては無いので，観察時に十分な注意を払う必要がある．

切断と研磨

充填剤を含浸固化させた後に切断と研磨を行なうことで，孔隙が充填された観察面を得ることが可能になる．この時に，できるだけ平滑にするほどより微細な対象の観察が可能になる．パラフィンを除く充填剤では研磨に耐える十分な強度があるが，パラフィンの場合はそのような研磨は難しく，観察面は一度の切断で作成する．パラフィン以外の充填剤を用いた試料の研磨は，観察対象のスケール合わせて研磨粉の粒子径を調整するとより効果的な観察が可能になる．研磨粉の粒径が大きすぎると観察対象となる孔隙を潰してしまうため注意を要する．特に，ナノメートルスケールの細かい構造を対象として観察する場合，対象サイズに合わせたダイヤモンドペーストを用い鏡面研磨を行なうことで，対象とする構造の適切な観察が可能になる．孔隙に樹脂を含む岩石の場合，研磨中にはその低い硬度により樹脂が優先的に研削され，凹部が形成されてしまう．ここに大きな研磨粉が挟まってしまうことがあるため，より細かな研磨粉を使用する場合にはブラッシングと超音波により研磨粉をできるだけ取り除く必要がある．この作業を行わない場合，ナノメートルスケールの観察では直線的な傷が表面に形成され観察を妨げることになる．

3. 含浸処理した試料の観察

通常染色した充填剤では普通光下での実体顕微鏡を使った観察を行なうことで孔隙の形状観察と撮影しての画像処理が可能になる．蛍光染色した充填剤を用いた場合では，紫外線光下で実体顕微鏡を使った観察により孔隙の観察が可能になる．後者の場合，紫外線光下で発光した孔隙を撮影して，同時に普通光下で画像を撮影して重ねることで，孔隙と岩石組織間の関係の考察が可能になる．通常光と紫外線の両方を併用する観察には，孔隙の発光が強調される利点がある．ただし，可視光の波長より小さい孔隙を観察するのは原理的に不可能であり，また，小さい孔隙ほど，そこで光が回折，散乱するため，正確に孔隙の形状を捉えるのが困難になる．つまり，これによって観察対象の限界が規定され，それは数百ナノメートル前後であると思われる．より細かい領域では，樹脂含浸させた後，極小のダイアモンド粒子で鏡面研磨した観察面を走査型電子顕微鏡の反射電子像を使って観察することで観察が可能になる．EDS を搭載した電子顕微鏡では，鉱物と亀裂の関係なども考察可能になる．

筆者らは含浸法における孔隙観察において充填剤，含浸手法，観察法を順次述べてきた．適した観察法を組み合わせることで，研究目的に合致したマルチスケールの孔隙観察が可能となることも分かった．本講演では実際に得られた画像を使いながら，筆者らの実験で得られた知見を紹介していきたい．

文献

1）山崎新太郎・千木良雅弘（2009）：応用地質，50(5), 289-294.

P29. 石英の熱ルミネセンス・カラーイメージ（TLCI）から推定した河川堆積物の起源

Origin of fluvial deposits estimated from TLCI of quartz grains

○浅田実加，小林那嗣，渡辺恭平，卯田強（新潟大学）

Mika Asada, Natsugu Kobayashi, Kyohei Watanabe, Tsuyoshi Uda

1. はじめに

石英・長石は岩石中や河川堆積物中などの自然界に普遍的に存在し，これらはエネルギーを与えると蛍光を発するルミネセンスという現象を起こす性質を持っている．

ルミネセンス現象は，鉱物中の電子が放射線により励起され，そこに熱・光などが与えられることによって，安定な状態に戻るときに光としてエネルギーを放出する．与えられるエネルギーが熱のとき熱ルミネセンス（Thermo Luminescence ; TL）という．

石英のTLの発光色は赤（RTL），青（BTL），青紫，黄（YTL）が確認されており，RTLとBTLが代表的な発光色である．Hashimoto *et al.*[1]は，RTLは火山岩由来の石英，BTLは深成岩（花崗岩）由来の石英による特有の発光色であることを見出した．これは，火山岩由来の石英は急激に熱せられたα型石英，深成岩由来の石英は時間をかけてゆっくりと冷却されたβ型石英であり，それぞれ結晶構造が異なることが原因と考えられていた．

また，Hashimoto *et al.*[2]は，試料に人工的に放射線を照射しTL信号を強め，TLをカメラで撮影して，得られたTLカラー画像（TL Color Image ; TLCI）を定量的に解析するTLCI法を開発した．

ここでは，TLCI法を用いて，石英の発光色の違いを河川堆積物の起源特定に応用できないかと考え，実験・解析を行った．新潟平野を流れる代表的な6河川の堆積物中の石英を採取し，TLの発光特性や発光色比（RTL／BTL）を求めた．さらに，各河川の後背地の地質面積比（火山岩性／深成岩性）を求め，発光色比との関連性を考えた．

2. 実験方法

新潟平野を流れる荒川・胎内川・加治川・阿賀野川の河口付近，及び魚野川・信濃川合流点付近における両河川の中州からそれぞれ河川堆積物を採取した．

採取した河川堆積物の中から水洗い・ふるい分け，磁性鉱物除去・薬品処理（岩石の溶解・有機物除去）を行った後，ハンドピックで石英を抽出した．抽出した石英に100Gyの放射線を照射し，暗室内でヒーターを用い石英粒子を約350℃まで加熱し，TLをそれぞれ複数回ずつデジタルカメラ（シャッター速度 30 秒）で撮影し，TLCIを得た．

得られたTLCIを解析し，赤と青の発光色比を金沢大学長谷部研究室開発のプログラムを用いて数値化した．RGB表色系からXYZ表色系へ変換して，RTL・BTL・YTLを求めた．

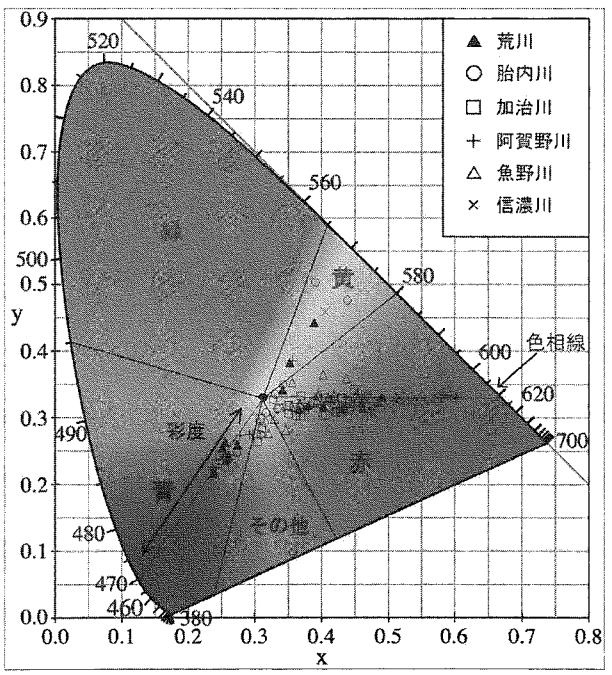


図1．各河川の発光特性

3. 発光特性

発光色をXY色度図にプロットした結果（図1）から，RTLについてみてみると，色相はどの河川でも610nmとほぼ一定であるのに対し，彩度は荒川では彩度の低い領域に集中し，その他の河川は彩度に幅があった．BTLについてみてみると，そのほとんどが荒川・胎内川の発光であり，両河川とも色相は470nm付近で，彩度も低い領域に集中した．YTLは，色相は570nm付近で，荒川では彩度が低～中間の領域に，胎内川・信濃川では彩度が中間～高い領域にあった．

また，Y*｛YTL／（RTL+BTL+YTL)｝とR*｛RTL／（RTL+BTL)｝の関係を調べると，これらは逆相関を示した．これまでYTLに関しては注目されてこなかったが，YTLも無視できないことがわかった．

4. 各河川の発光の特徴

河川ごとの発光色比R*｛RTL／（RTL+BTL)｝を算出し，各河川の発光の特徴をみていった．

荒川は，RTLもBTLもほぼ同じ割合の発光であり，RTLもBTLも彩度が低い領域に集中した．

胎内川は，RTLの割合が2割程度と他の河川と比べて最も小さく，RTLもBTLも彩度が低い領域に集中した．

加治川は，RTLの割合が6割程度であり，RTLの彩度に幅がみられた．

阿賀野川・魚野川は，RTLの割合が8割程度と他河川に比べて比較的大きく，RTLの彩度に幅がみられた．

信濃川は，RTLの割合が9割程度と他河川に比べて最も大きく，彩度に幅がみられた．

5. 考察

Hashimoto *et al.*[1]より，発光色比R*は，河川堆積物中の石英の火山岩由来の比率を示すと考えられる．

そこで，Arc GISを用い，産業技術総合研究所シームレス地質図から，各河川の後背地の地質を構成する火山岩類深成岩類を抽出して，それらの面積比V*｛火山岩類／（火山岩類＋深成岩類)｝を計算した．

河川ごとにR*とV*の相関をとったところ，大まかな正相関を示し，荒川・胎内川・阿賀野川からなる勾配の大きい系列と，加治川・魚野川・信濃川からなる勾配が小さい系列がみられた（図3）．

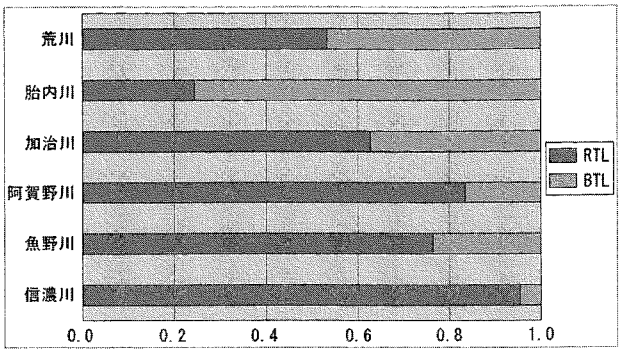


図2．各河川のTL発光色比

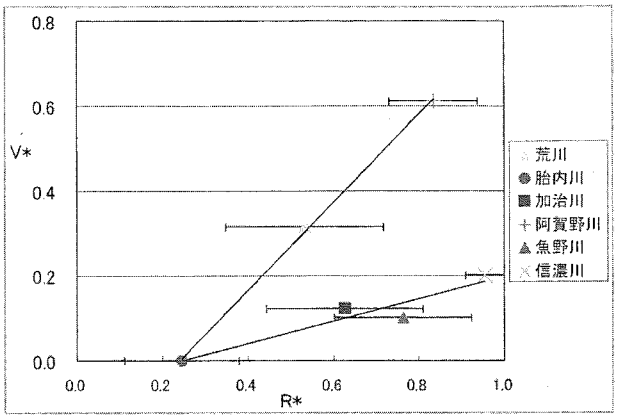


図3．各河川のR*とV*の関係

6. まとめ

発光色比R*は河川ごとに異なり，河川の後背地の地質にほぼ正相関があることがわかった．

また，同じRTLでも河川ごとに彩度の幅に違いがみられた．加治川・阿賀野川・魚野川・信濃川のRTLの色相に幅がみられたのは，石英安山岩・酸性火山砕屑岩・グリーンタフなど，第三紀後期から第四紀まで時代のものをまとめて安山岩とみなしたからであると考える．一方，荒川のRTLで彩度が狭い領域に集中したのは，荒川の後背地を構成する地質が，第三系の朝日山地であり岩石・年代がほとんど変わらないからであると考える．

また，BTLの彩度が狭い領域に集中したのは，いずれも五頭山・蒲萄山地からの広島型の花崗岩に由来するものであるからであると考える．

今後は，岩石の今後は，地質年代・岩石を分類し，それぞれの発光の特性を突き詰めていく必要がある．

文献

1)Hashimoto *et al.*(1986)：Nucl. Tracks Radiat.meas., Vol.11, Nos 4/5, pp.229-235

2)Hashimoto *et al.*(1986)：Geochemical Journal, Vol.20, pp.111-118

P30. 帯磁率からみた上総層群海底扇状地堆積物の物質供給と運搬様式

Sediment supply and transport pass inferred from magnetic susceptibilityof submarine fan deposits of the Kazusa Group

○杉山直也（開発設計コンサルタント），宮田雄一郎（山口大学）
Naoya Sugiyama, Yuichiro Miyata

1. はじめに

石油やメタンハイドレートの貯留層を形成するタービダイト砂層の分布のモデル化は資源探査において重要な位置を占める．とくにタービダイト砂層が分布する海底扇状地の調査・研究では、地震探査やボーリング、同位体測定・化学分析が主な手法とされてきた．しかし、これらの手法は結果を得るまでに時間・経費が多く掛かり，結果の判断においても個人差が生じる余地が大きかった．

そこで本研究では，調査の効率化・定量化・省力化を図るため、とくに帯磁率を用いた．堆積物の帯磁率は磁鉄鉱の含有量を表しており，鉱物組成の一面を表している．また帯磁率計を用いることで、現地で直接計測が可能である．

露頭調査から直接得た帯磁率とを用いて，上総層群大田代層に分布する海底扇状地堆積物の堆積様式を検討した．その結果，帯磁率と氷河性海水準変動の相関性が明らかになった．物質供給（とくに砂岩層）から氷河性海水準変動の堆積モデルの構築を試みたのでその事例を報告する．

2. 地質概要

上総層群大田代層はタービダイト起源の砂岩優勢互層と泥岩優勢互層が層厚 100m～数 10m 単位で互層する複互層からなる．最大層厚はおよそ 540m で，下位から O27，O16，O7 など多数ほぼ全域に追跡できる凝灰岩鍵層が挟在する[1]．

酸素同位体層序は、上総層群を代表する養老川セクションにて求められている[例えば 2)]．とくに大田代層は，TR-3 ボーリングコアから数多くの試料を用いて高精度の底生有孔虫化石の酸素同位体（$\delta^{18}O$）が求められ標準同位体曲線と対比されている[3]．

3. 手　法

帯磁率は帯磁率計（田中地質コンサルタント社製 WSL-B 型）を用いて野外で測定を行った．測定においては，露頭面を成形し，帯磁率計本体を露頭に直角に密着させた．本研究では確認されたほとんどの砂岩と泥岩の帯磁率を測定し，とくにそれらの層序的変化に着目した．また測定した各砂岩層の鉛直方向の帯磁率変化のうち，最大の値を砂岩層最大帯磁率と呼ぶことにする．

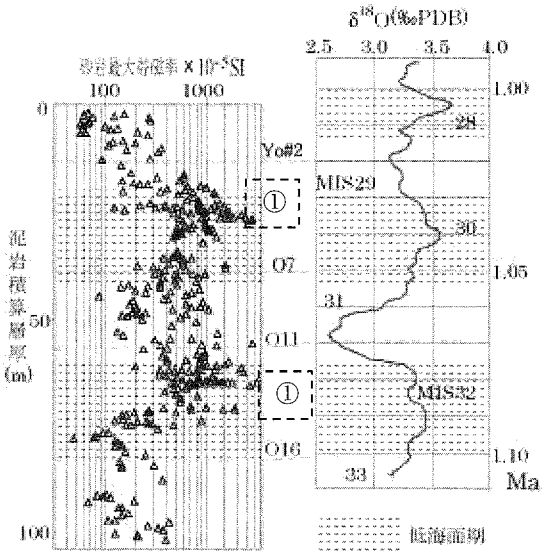
本研究では大田代層における砂岩の時系列変化を検討した．その際に，泥岩積算層厚を軸にとり，時間軸にみたてた．さらに凝灰岩層を鍵層として，酸素同位体曲線[2]と対比することで鍵層層準の年代を与えている．

4. 結　果

調査の結果，以下の 4 点が明らかになった．

①低海面期に帯磁率(磁性鉱物の含有量)が高くなる．

調査地域内における帯磁率の時系列的な変化をみるために，砂岩層最大帯磁率（各砂岩層の鉛直方向の帯磁率変化の最大値）を抽出した（第 1 図）．泥岩積算層厚を縦軸にとっている．調査範囲は海洋同位体ステージ(MIS)29～33 に相当する[2]．時間軸海水準変動[2]に従い，低海面期で帯磁率が高くなる．例えば低海面期では 4500×10^{-5}SI に達する（図中①）．低海面期と高海面期の帯磁率を比較すると，最大で 10 倍以上の違いがみられる．



第1図　砂岩層最大帯磁率と海水準変動
酸素同位体曲線は辻ほか（2005）による．

②堆積構造によって帯磁率の最大値は制限されない．

砂岩単層内の帯磁率変化と堆積構造の関係は大きく 3 タイプに分類できる．

ⅰ).級化タイプ　帯磁率は基底部が最も高く，上部ほど低い値を示すものが多い．

ⅱ)塊状タイプ　帯磁率はほとんど変化しないか，級化タイプのように上部ほど低くなる．

ⅲ)単層内に細粒砂の濃集面をもつタイプ　砂岩単層内に，細粒砂の濃集面をもつ．このとき帯磁率は

細粒砂の濃集面で最も高くなることが多い．

砂岩層の帯磁率は層の基底部もしくは細粒砂（磁鉄鉱）の濃集した面で最大の値を示す層が多い．

しかし砂岩層の堆積構造によって砂岩層の最大帯磁率は制限されない．すなわち、同じタイプの砂岩層でも最大帯磁率はそれぞれ大きく異なり，低海面期に大きくなる．

③海底扇状地相にのみ周期的に砂岩優勢層が現れる．

海底扇状地相の岩相を陸棚-斜面相[3]と比較した．各堆積相と酸素同位体曲線の対比には凝灰岩鍵層を用いた．陸棚相は生物擾乱が激しく，斜面相には砂岩の堆積がわずかしかみられない．これに対して海底扇状地相でのみ泥岩優勢層と砂岩優勢層の繰り返しがみられた．この繰り返しは，高海面期に泥岩優勢層が卓越し，低海面期に砂岩優勢層が卓越する．海底扇状地相に限って海水準変動に対応した岩相変化を示している．

④低海面期に混濁流が海底扇状地へ頻繁に到達する．

泥岩1mあたりの砂岩層厚と砂岩層数を検討した．低海面期に，タービダイト砂岩は高海面期の3倍以上の層厚があり，最大で2.5倍の層数がある．泥岩の堆積速度が一定であったとすれば、低海面期に砂岩の堆積量が増えただけでなく，堆積頻度も多くなったことを示す．つまり低海面期は頻繁に、多量のタービダイト砂層をもたらす混濁流が、海底扇状地へ到達していたことを示している．

5. 考　察

①より砂岩層内における最大帯磁率は低海面期に高い値を示す．また②より，帯磁率をになう磁鉄鉱は，密度が高いために級化層の基底部に多いこともあれば，細粒なために侵食面の細粒部に多いこともある．それにもかかわらず最大帯磁率が低海面期に高いことから，低海面期は磁鉄鉱の多い砂が供給されたことが考えられる．③より，低海面期には斜面に堆積物を残すことなく海底扇状地に砕屑物を供給する経路，すなわち海底谷があったことを示している．さらに④より，低海面期の海底扇状地では，砂岩層が厚くなり層数も増えている．

これに対して陸棚と斜面の砂岩は海水準に対応した変化を示さず，砂岩層の枚数も少ない．したがって，斜面や陸棚の堆積物と海底扇状地の堆積物の供給源が低海面期と高海面期で異なっていたが，どの時期にも海底扇状地には海底谷を通って堆積物が運搬されたことがわかる．

一般に磁鉄鉱を含む重鉱物は河川砂に多く前浜より沖で少ないことが知られている．したがって，高海面期には浅海域の磁鉄鉱の少ない砂が供給されたのに対し，低海面期には陸域の磁鉄鉱に富む砂が供給された可能性が考えられる．すなわち高海面期には潮流・ストームなどによって陸棚や斜面の堆積物が海底谷に供給されていたのに対して，低海面期には，高海面期にできた沖積平野や三角州の離水，河川勾配の増大により，河口と海底谷との接近（あるいは直結）のために，河川の砂が直接海底谷に供給されていたと考えれば説明できる．

また1Ma当時は，海水準変化が最大でも90m程度でしかない[2]にもかかわらず，わずかな海面変動に対応して，陸域の砕屑物が海底扇状地に供給され，帯磁率の大きな変化を示したことになる．これは海水準そのものが海底扇状地堆積物の質と量を規定していることになる．今回のような結果は，低海面期に海底谷と河川が接近したことが最も効果的に作用したことで生じたと考えられる．

6. おわりに

本研究では帯磁率を用いて，海底扇状地堆積物の堆積様式を検討した．帯磁率は，帯磁率計を用いて野外で簡単かつ迅速に測定でき，数値データとして入手可能である．これは本調査の効率化・定量化・省力化の助けとなった．

さらに帯磁率は以下の特徴を示した..

・低海面期に帯磁率（磁性鉱物の含有量）が高いこと．

・堆積構造によって帯磁率の最大値は制限されないこと．

本調査地域は，浅海域に近く，陸源からの砕屑物の供給量が大きい．供給物によって海の中の泥岩中の生物遺骸などが希釈されてしまい，堆積物として残りにくい．このような地域では，従来の泥岩中の生物遺骸などの海中の証拠を，海水準変動や環境変化の指標とすることが難しい．しかし上記の特徴は，帯磁率が海面変動と，それをもたらした気候変動の指標として適応できる可能性を示している．

文　献

1）伊藤 慎(1997)： 上総丘陵の地質，千葉県史料研究財団(財)編，千葉県の自然誌　本編 2　千葉県の大地　県史シリーズ 41　千葉県, 201-240.

2）辻　隆司・宮田雄一郎・岡田　誠・三田　勲・中川　洋・佐藤由理・中水　勝(2005)：房総半島に分布する下部更新統上総層群大田代層と梅ヶ瀬層の高精度堆積年代―石油公団研究井 TR-3 コアの酸素同位体比・古地磁気・石灰質ナンノ化石に基づく年代層序―，地質雑，Vol.111，pp.1-20.

3）宮田雄一郎・田原慎也・川中啓(2005)：低海面期における海底谷―海底扇状地への堆積物重力流は洪水起源か？―上総層群大田代層―，日本堆積学会 2005 年定例会講演要旨, pp.90-91.

P31. 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

Filling environment of rock fractures with calcite in Yakushima granite on the basis of microscopic observations

○長田 昌彦 (埼玉大学), 松下智昭 (埼玉大学大学院), 須永 俊之 (元埼玉大学),
Masahiko Osada, Tomoaki Matsushita, Toshiyuki Sunaga

1 はじめに

屋久島花崗岩の海岸露頭には，過去に形成されたサンゴ礁が相対的な海水面変動によって隆起した，いわゆる離水サンゴが分布している地点がある．この離水サンゴから延びる割れ目は肌色の物質で充填されており，割れ目沿いに数 cm の幅を持つ硬化した領域が存在し，周りの母岩よりも凸な構造となっている．その他近接した地点においても，離水サンゴそのものは確認できなくとも，同様の充填物を有し硬化した割れ目が存在している．本稿ではこのようなカルサイトで充填された割れ目について，偏光顕微鏡観察を行い，砕屑物の種類や大きさ，粒子の長軸方向などについて検討した．その結果をもとに，このような割れ目が充填された当時，割れ目内がどのような状態であったのかについて考察した．本研究は，CCS（二酸化炭素の地中貯留）プロジェクトにおいて期待される鉱物トラッピングに寄与しうるナチュラルアナログ情報を提供することを目的としたものである．

2 対象としたカルサイト充填割れ目

上述したカルサイトに充填された割れ目に関して，これまで屋久島花崗岩中の観察されたものについて報告してきた[1, 2, 3]が，同じく屋久島の堆積岩分布地域においても同様の割れ目があることがわかってきており[4]，条件さえ満たせば，岩石の種類には関係なく形成されるものと考えられる．

この割れ目は，主に Mg カルサイトで膠結されている．割れ目が水平であっても鉛直であっても形成されている．また，屋久島花崗岩中の割れ目内物質の絶対年代は約 2700～4900 年前の範囲を示し，近傍に分布する離水サンゴ (5300～5600 年前) よりも常に若い値を示すことが確認されている．ただし，後述するように，単一の割れ目において複数測定した場合にも年代値が大きく異なっており，割れ目の充填・硬化過程を考察するうえで検討すべき課題としている．

3 薄片観察結果

対象の硬化割れ目は，母岩に起因すると思われる淘汰が悪く，角ばった石英，長石類，短冊状に引き裂かれた黒雲母片のほか，サンゴや有孔虫などの生物片など多種の破砕物が，様々な割合で含まれている．

ここでは割れ目の充填環境を示すと思われる，いくつかの特徴的な構造を示す．

3.1 配向を示す砕屑物

図 1 は，割れ目面に直交した薄片写真である．写真上側において，1mm 程度の大きさの破砕物が割れ目壁面にほぼ平行方向に並んでいる．このことは，破砕物の流入時にある程度の流速があったか，あるいは自重で沈降したことを示すと考えられる．

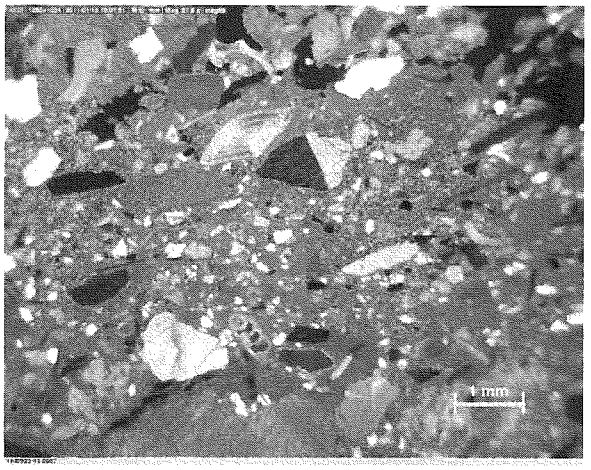


図 1: 配向を示す砕屑物．左から右上方向へ．

3.2 層状の充填構造

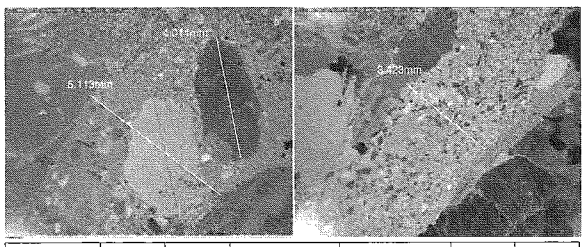
図 2 は，3.5mm 程度の割れ目幅をもつ引張割れ目である（分断された石英粒）．割れ目の上半分と下半分で，粒度と含有率が異なっており，層状の充填構造となっている．硬化までに，複数の段階があることを示唆する．



図 2: 層状の充填構造

3.3 割れ目幅と最大粒子長軸の関係

薄片を観察すると，細かい破砕物のみで充填される場合 (図 3 右) や割れ目幅に対して大きな粒径の破砕物が存在する場合がある (図 3 左)．そこで，この関係をいくつかの薄片で調べた結果が図 3 である．図中に示すように，割れ目幅は壁面垂直距離，粒径は最大粒子長軸とした．その結果，粒子の大きさは最大のものでも割れ目幅の 70% 前後であった．割れ目の連続性を考慮すると，このことは破砕物の供給源 (地表面) からそう遠くない位置で，充填・硬化が生じたこと，および比較的大きな水勢があったことを示すものと考えられる．



	YK0811B-1	YK0811B-2	YK0811C-1	YK0811C-2	YK0811F-1	YK0811F-2
最大割れ目幅	5.113mm	1.749mm	3.423mm	3.334mm	1.514mm	1.577mm
最大破砕物長辺長さ	4.014mm	1.135mm	主だった最大破砕物なし	主だった最大破砕物無し	1.074mm	1.004mm
比率	78%	65%	—	—	71%	64%

図 3: 割れ目幅と最大粒子長軸の関係

4 サンゴの破片数と絶対年代の関係

カルサイト充填割れ目の硬化過程を考察するために，単一の割れ目に対して，複数の絶対年代測定と薄片観察を行った．対象とした割れ目露頭の写真を，図 4 に示す．図中の数値は，右の離水サンゴからの距離を示す．また図 5 に，年代測定結果を△印で示す．離水サンゴの年代は 5640 年前を示し，そこから延びる割れ目充填物はそれよりも若い年代を示すが，最も近い箇所の年代が飛び抜けて若い値を示している．

この原因として，試料採取位置の標高の影響と，充填物質として含まれるサンゴなどの生物片の影響が考えられた．すなわち，もし薄片に含まれるサンゴ片が充填当時のものではなく，非常に古い時代のものであったとすると，体積含有率にもよるが，年代値を古く見積もる可能性がある．そこで，後者の影響を検討すべきか否かを調べるために，各薄片内に観察されるサンゴの破片数を調べ，同図にプロットしている．なお，図 4 中の下線をつけた箇所の試料について，薄片を作成して観察している．

その結果，最も若い年代を示した試料には，サンゴ片が全く含まれておらず，3〜4000 年代を示す試料には，比較的多くのサンゴ片が含まれている傾向にあった．ただし，最も若い年代を示した試料の割れ目は，サンゴ片だけでなく，その他の砕屑物の量も少なかった．

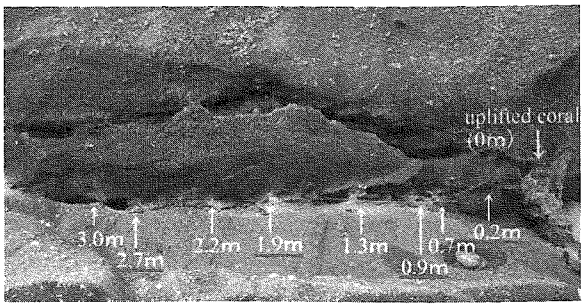


図 4: 露頭写真．下線：岩石薄片を作成した位置

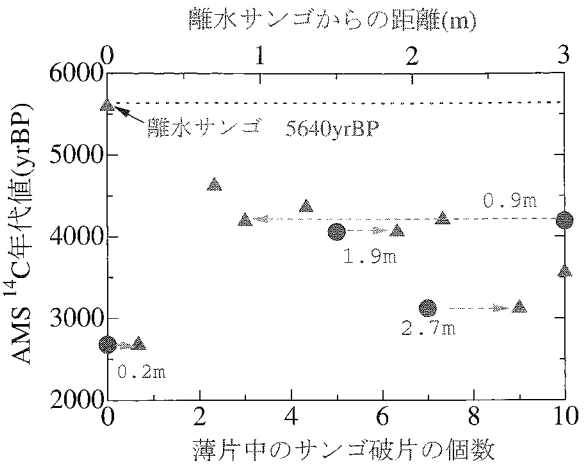


図 5: サンゴの破片数と絶対年代の関係

5 おわりに

本研究では割れ目内の砕屑物を中心に観察を行い，上記の考察を実施した．未だ確信をもった結論が出せていない現状であるが，このような硬化割れ目の形成過程とその応用を検討していきたいと考えている．

引用文献

1) 松下智昭, 長田昌彦, 竹村貴人, 高橋学：花崗岩における水みち近傍の硬化原因に関する化学的検討, 第 38 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 272–276, 2009.

2) 長田昌彦, 松下智昭, 竹村貴人, 高橋学：地下水流動経路としての割れ目からの各種情報の取得とその評価に関する基礎研究–屋久島の離水サンゴ周辺の割れ目を対象として–, Technical report, 埼玉大学地域オープンイノベーションセンター紀要, 2009.

3) 長田昌彦, 松下智昭, 高橋学：離水サンゴ近傍における割れ目充填物の AMS 年代測定, 平成 21 年度土木学会年次講演会論文概要集, 2009, (CDROM).

4) 松下智昭, 長田昌彦, 高橋学：離水サンゴ近傍における硬化した割れ目とビーチロックの特徴, H22 年度土木学会年次講演会論文概要集, 2010.

P32. CCS 実証サイトにおける微小振動観測手法に関する検討 1

－米国 SECARB 周辺を対象とした現地地質調査と実証試験サイトの選定－

Study on monitoring method available for assessing microseismicity in CCS demonstration sites. (Part.1)
-A geological survey in the SECARB region, and selection of demonstration site-

橋本　励（RITE），楠瀬勤一郎（AIST），
○近藤はるか，堀川滋雄，新沼岩保（サンコーコンサルタント株式会社），薛　自求（RITE）
Tsutomu Hashimoto, Kinichiro Kusunose, Haruka Kondo, Shigeo Horikawa, Iwao Niinuma, 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が，PA 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．

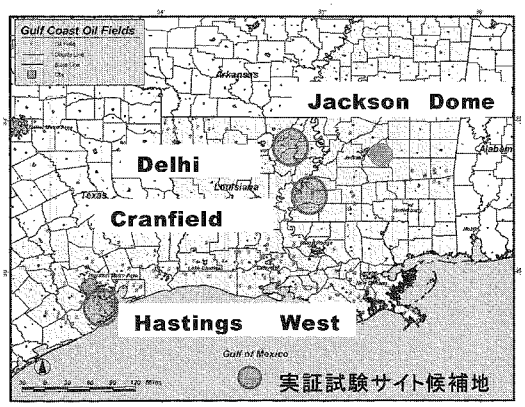
本事業は，米国の研究機関と連携・協力して，米国の大規模 CO_2 圧入サイトにおいて微小振動を観測するとともに，得られた知見を将来の国内 CCS サイトにおける微小振動観測に展開することを目的としている．

本発表では，米国 SECARB（Southeast Regional Carbon Sequestration Partnership）を対象に，稼働中の CO_2 圧入サイト周辺の地質情報を収集する目的で，地表地質踏査ならびに CCS 事業情報を収集・整理するとともに，微小振動観測サイト選定結果について報告する．

2. 調査概要

図-1 に SECARB の微小振動観測計設置候補地であるテキサス州の Hastings West 地域，ルイジアナ州の Delhi 地域およびミシシッピ州の Cranfield 地域を示す．

この 3 地域はいずれも石油増進回収（EOR）を目的に石油生産活動を行っている油田地帯である．

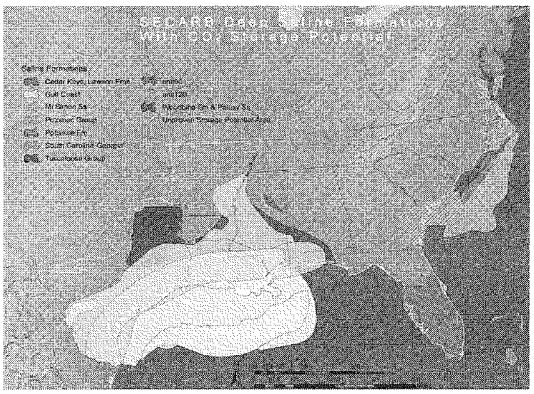


図－1　SECARB 実証試験サイト候補地

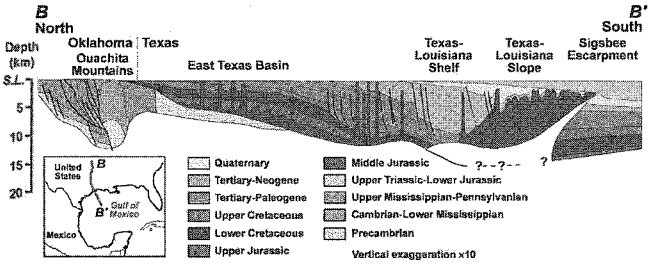
3. 調査地周辺の地質状況

メキシコ湾岸に沿う複数堆積盆中に分布する厚い砂岩層の白亜系 Tuscaloosa 層と Paluxy 層および古第三系 Frio 層が SECARB 実証試験の CO_2 圧入層である．

SECARB で既に検討されているテキサス湾周辺における CO_2 貯留可能な深部塩水層の分布を図－2 に示す．多量の塩水層を提供する白亜系および第三系は，メキシコ湾に向かってくさび状に分布している（図－3）．



図－2　CO_2 貯留可能な深部塩水層 [1)]



図－3　SECARB 南北方向地質断面図 [1)]

4. 現地調査結果

前述した 3 地域を対象に現地踏査を実施した．本稿では Cranfield 地域の地質概査結果を紹介する．

(1)遮蔽対象層：Selma Chalk（白亜紀後期）（写真－1）

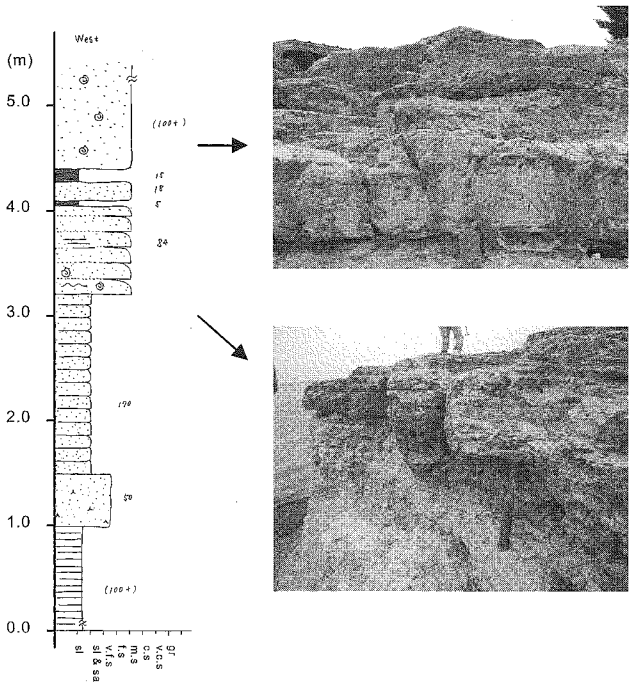


写真－1　Selma Chalk 露頭写真

Selma Chalk は，Tuscaloosa 層を被覆し広く分布する．層厚は 300m～400m で，堆積環境は海成陸棚堆積物から，河川－デルタ，海岸線，大陸棚縁辺堆積物と，岩相が様々に変化する [2]．

(2) CO_2 圧入層：Tuscaloosa 層（白亜紀後期）（図－4）

Tuscaloosa 層は，ミシシッピ～アラバマ州，ノースカロライナ州にわたって広く分布し，深部まで風化・浸食を被った粘土・砂岩・礫岩からなる [3]．本層はポケット状やレンズ状粘土を伴う斜交葉理砂岩が主体であり，複合河川とデルタの堆積環境を示している．モード測定の結果，Dickinson et al.(1983)の分類によれば造山帯が安定してクラトン化した内部から供給されたものに相当し，それは先カンブリア紀から新第三紀までの北アメリカ大陸の地史と矛盾しない．露頭調査では Tuscaloosa 相当層である Woodbine 層を確認した．



図－4　Tuscaloosa 相当層の柱状図と露頭写真

5. CO_2 圧入層の比較

露頭調査・文献調査結果から，3 地域の CO_2 圧入層(Frio 層，Paluxy 層，Tuscaloosa 層)についてとりまとめた（表－1）．

3 層はともに塊状無層理あるいは弱い葉理を有する砂岩あるいは明瞭な斜交葉理が発達する砂岩を主体とし，数 m 間隔で泥岩が挟在する．砂岩は指圧で潰れる程度の硬さである．連続性は良好で，小刻みな褶曲，あるいは剪断変形を被った構造などは認められない．

6. 3 地域の比較

表-1 と合わせてインフラ，ノイズ環境および日本からのアクセスのしやすさ等も考慮した．

地震活動に関しては 3 サイトともに自然地震の発生頻度が低いため，CO_2 圧入に伴う微小振動に着目した観測が可能である．また地質時代は異なるが，微小振動の発生条件に関しては地質性状による優劣が認められなかった．

微小振動音の観測には，震源から観測点までの距離が短いほど（CO_2 圧入深度が浅いほど）有利であり，また地表付近での雑音レベルが低いほど有利である．

またサイト内に断層があれば，CO_2 圧入により間隙圧が上昇し，すべりによる微小振動が発生する可能性があり，実証サイトとしては望ましいといえる．

これらを検討した結果，微小振動観測に最適なサイトとして Cranfield を選定した（表－1）．

表－1　3 地点の比較

項目		Hastings West	Delhi	Cranfield
位置		テキサス州南東部	ルイジアナ州北東部	ミシシッピ州南東部
遮蔽対象層		Anahuac層	Austin Chalk	Selma Chalk
CO_2圧入層		Frio層	Paluxy層	Tuscaloosa層
堆積時代		新第三紀中新世～漸新世	白亜紀後期	白亜紀後期
調査結果（CO_2圧入層）	状況	層厚1～3mの塊状砂岩・極細粒～細粒砂・泥岩の互層	層厚3m程の塊状砂岩と層厚20cm程の斜交葉理砂岩	層厚1～2mの塊状砂岩と層厚数mの礫岩主体，泥岩層も挟在
	性状	アルコース質砂岩が主体．石英や長石に富み，非常に均質な中～粗粒砂．	石英質，方解石主体．均質な細～中粒砂．	石英主体の極細～中粒砂．貝化石・炭質物・褐鉄鉱（limonite)が層状に分布．
	深部(コアより)	均質な砂岩	－	シルト，細～中粒砂岩，礫岩層
	孔隙率(%)	25-36	平均 32.3	平均 27
	浸透率(mD)	1,000-1,250	平均 1,400	12-252
	P波速度(km/s)	2.44～4.27	－	観測井F3：2.74～6.03 圧入井F1：2.74～5.79
サイト情報	鉱区の広さ	南北4km×東西3km	北西10km×幅2km	南北10km×東西6km
	CO_2圧入深度	1,600-1,800m	1,000m	3,100-3,230m
	CO_2圧入方式	マルチCO_2-EOR圧入井		
	CO_2圧入時期	2010年12月～	2009年11月～	2008年～2015年
	その他	断層構造あり	断層構造なし	断層構造あり
総合評価		○～△	△	○

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 22 年度「二酸化炭素挙動予測手法開発事業」の一部をとりまとめたものです．

文献

1）NETL（2010）：The Southeast Regional Carbon equestration Partnership, 2010 Carbon Sequestration Atlas of the United States and Canada.

2）Mancini et al.,（1996）：Integrated Biostratigraphic and Sequence Stratigraphic Framework for Upper Cretaceous Strata of the Eastern Gulf Coastal Plain, USA. Cretaceous Research, vol 17, Issue 6, December 1996, 645-669.

3）Clarke（1964）：Clay Deposits of the Tuscaloosa Group in Alabama. Clays and Clay Minerals, vol 12, 1963, 495-507.

P33. CCS 実証サイトにおける微小振動観測手法に関する検討 2

－観測ネットワークの構築計画と国内 CCS サイトへの展開－

Study on monitoring method available for assessing microseismicity in CCS demonstration sites. (Part.2)

— Design of micorseismic monitoring network and expansion into CCS sites in Japan —

橋本励（RITE），楠瀬勤一郎（AIST），
○堀川滋雄，近藤はるか，新沼岩保（サンコーコンサルタント㈱），薛自求（RITE）
Tsutomu Hashimoto, Kinichiro Kusunose, Shigeo Horikawa, Haruka Kondo, Iwao Niinuma, 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が，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．米国の大規模 CO_2 圧入サイトを実証サイトとして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．

本発表では，海外 CO_2 圧入サイトにおける微小振動観測の状況をレビューするとともに，米国 CO_2 圧入サイトにおける微小振動観測ネットワークの構築計画，および将来の国内 CCS サイトにおける微小振動観測の展開について紹介・報告する．

2. 海外 CO_2 圧入サイトの微小振動観測のレビュー

実証サイトでの観測計画の参考とするため，また将来の国内 CCS サイトにおける観測手法を検討するために微小振動観測のレビューを行った．表－1 に各プロジェクトの微小振動観測の概要を示す．

各プロジェクトにおける微小振動観測の目的は，貯留層内の CO_2 挙動モニタリング，遮蔽層の健全性評価，周辺断層の活動性の監視，社会的受容性など様々である．その中で，CO_2 圧入の影響によって有感地震が発生したという事例は今回調査範囲からは認められない．Weyburn では CO_2 圧入に関係があるとされる微小振動の発生が推測されているが，その規模はマグニチュード M=－3～－1 程度と非常に小さい [1]．一方，Otway でも CO_2 圧入期間中に微小振動が観測されたが，圧入坑の坑口圧力変化と微小振動の発生状況との間に相関が認められないこと等から，CO_2 圧入と微小振動との間に関係性はないものと解釈されている [2]．

海外 CO_2 圧入サイトにおける微小振動観測は，その多くが現在も観測中であり，詳細な報告がなされるのはこれからである．今後も情報収集・分析を行っていくことが必要である．

表－1 各プロジェクトの微小振動の観測の概要

ﾌﾟﾛｼﾞｪｸﾄ名	貯留タイプ（貯留層深度）	微小振動の観測手法
Weyburn	EOR（1450m）	坑内3成分8連（25m間隔）を深度1181～1356mに配置（セメント固定）
Otway basin	枯渇ｶﾞｽ田（2000m）	坑内3成分3連（25m間隔）を深度1700～2000mに配置（クランプ式）
Michigan basi n (MRCSP)	帯水層（1050m）	坑内3成分8連（15m間隔）を2坑に配置（クランプ式）
Decatur project (MGSC)	帯水層（1830～2130m）	坑内3成分振動を配置（圧入坑の深度の異なる3地点） VSP用の坑内型31連振動計（セメント固定）も利用
Early Test (SECARB)	帯水層（3000m）	坑内3成分12連を深度1520～2712mに配置（クランプ式）
Aneth (SWP)	EOR（1731～1786m :貯留層上面）	坑内800～1700mに配置された振動計アレイを利用 深度800m～ 1成分（106.7m間隔）6連（セメント固定） 深度1450m～ 3成分（15m間隔）18連（セメント固定）
Lacq	枯渇ｶﾞｽ田（4500m）	浅孔（深度200m）に振動計アレイを配置（7地点，半径2kmのネット）および圧入坑底部に振動計を3点配置
In salah	枯渇ｶﾞｽ田（1850m）	水平圧入坑の上部に位置する深度500mの孔に振動計を配置
Pembina Cardium	EOR（1650m）	坑内3成分8連（20m間隔）を深度1480m～1620mに配置（セメント固定）
Ketzin	帯水層（630～710m）	TNO/Shell：10m間隔の15孔（深度50m）の孔底と地表に配置 OGS：2坑（深度430m、深度380m）に坑内3成分振動計を配置、および地表部に3成分振動計を3地点配置
Sleipner	帯水層（800～1000m）	海底に地震計（OBS）を配置

3. 実証試験サイトにおける微小振動の観測計画

(1) 実証試験サイトの概要

実証試験サイトのクランフィールド（Cranfield）油田は，1944 年から石油・天然ガスの生産が始まり，枯渇により一度放棄された．2007 年から CO_2-EOR によって石油の生産が再開されている．

CO_2 圧入層は，深度 3,100~3,200m に分布する上部白亜系の Tuscaloosa 層で，砂岩を主体とし一部に礫岩を含む．孔隙率は 20~30%，浸透率は 10~200md である．

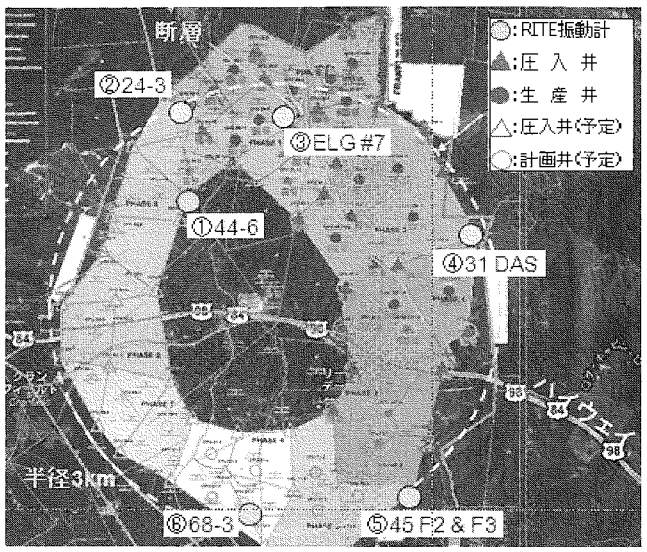
米国炭素隔離地域パートナーシップの一つ SECARB（Southeast Regional Carbon Sequestration Partnership）のフェーズⅡ，Ⅲの試験サイトでもあり，これまでに既に 100 万 t 以上の CO_2 が圧入されている．

(2) 観測計画

本稿執筆時は，観測計画の検討・立案を終え，今秋からの観測に向けて微小振動計の埋設作業の準備を行

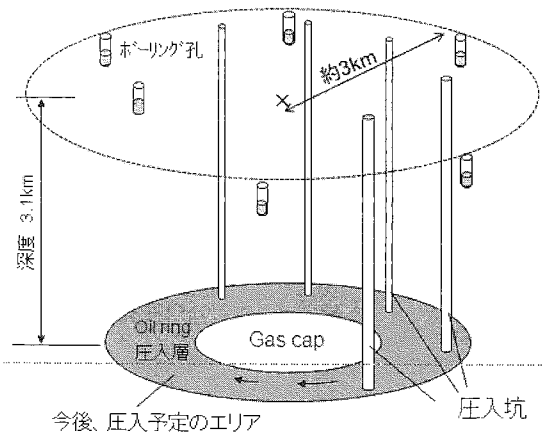
っている段階にある.本時点での計画内容を紹介する.

観測対象は，CO_2 圧入に伴って貯留層内で発生可能性がある微小振動と，サイト周辺で見落とされている微小な自然地震と考えられる．微小振動の観測は，図－1 のように微小振動計 6 台を用いてフィールド全体を半径 3km の円状アレイで取り囲む計画を立案した.



図－1　実施試験フィールドの微小振動計の配置計画

微小振動計は，地表ノイズを避けるためにボアホール型を採用し，深度 100m 付近に設置する．データ収録は，当面，各地点で独立した装置を用いて行う（スタンドアローン方式）．記録の収録は，トリガー方式ではなく連続観測によって行う．本フィールドは北部から時計回りに EOR 開発が行われている.フィールド西部域については，CO_2 がまだ圧入されておらず，CO_2 圧入前の状況から EOR が接近してさらには通過するまでの詳細なデータが観測可能である（図－2）.



図－2　実証試験フィールドにおける観測概念図

今後，6 点の観測記録から微小振動のイベントの切り出し，震源決定，マグニチュードの推定を行い，微小振動イベントと CO_2 の圧入データ等とを比較検討することで，CO_2 圧入と微小振動との関係について評価する計画である．フィールドには廃坑が多く存在していることから，条件が整えば，6 台の微小振動計と併せて廃坑深部に微小振動計を追加配置して 3 次元的な観測を行うことも検討していく予定である.

4. 国内 CCS サイトにおける微小振動観測のイメージ

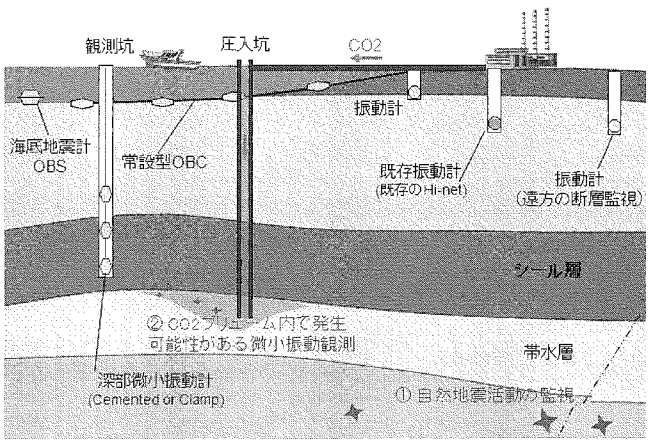
日本では，CO_2 排出源は沿岸域に集中しており，沿岸域の貯留が経済的な観点からも望ましい.このため，微小振動観測手法の検討地域は沿岸域を対象とする．現段階で考えられる CCS 実証試験および CCS 実用化時の微小振動観測のイメージを図－3 に示す.

今後，米国実証試験サイトにおける微小振動観測の成果，海外の CO_2 圧入サイトの微小振動観測に関する新しい情報，および微小振動の観測機器，解析手法の動向を探りながら、以下の項目について取組んでいく.

(1) 観測；沿岸域における陸・海の観測装置を使用した微小振動の観測方法（常設 OBC の有効利用）．観測網の範囲と密度．遠方の断層の監視.

(2) 解析・評価；定常的な自然地震と CO_2 圧入によって発生した微小振動との区別.

(3) その他：CCS 事業期間中の自然地震に備えたデータ蓄積と評価．観測データの公開方法（地域住民尾との信頼性構築のため）.



図－3　日本の CCS サイトの微小振動観測イメージ

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 22 年度「二酸化炭素挙動予測手法開発事業」の一部をとりまとめたものです.

文献

1) Verdon,J., Kendall, M., White, D. J., Angus, D. A., Fisher, Q. J., Urbancic, T. (2010) : Passive seismic monitoring of carbon dioxide storage at Weyburn, The Leading Edge, February, 200-206.

2) Daley, T. M., Sharma, S., Dzunic, A., Urosevic, M., Kepic, A., Sherlock, D. (2009) : Borehole Seismic Monitoring at Otway using the Naylor-1 Instrument string. LBNL-2337E.

P34. 流動地下水探査法による渡良瀬川堤防の基盤漏水探査に関する研究

A Study on Detection of Leakage of Riverbank in WATARASE River using Detection method for Groundwater Flow

○原澤剛史(群馬大学), 松本健作(群馬大学大学院), 竹内篤雄(自然地下水調査研究所), 内堀寿美男(渡良瀬川河川事務所)
矢澤正人(株式会社数理設計研究所), 林久夫(ジオックスコンサルタント株式会社)
Tsuyoshi Harasawa, Kensaku Matsumoto, Atsuo Takeuchi, Sumio Uchibori, Masato Yazawa and Hisao Hayashi

1. はじめに

河川堤防の効率的な安全性診断手法の開発が急務となっている.

河川堤防の安全性は, 越流・浸透および洗掘といった各出水時破堤現象に対して, それぞれ異なった診断を要することに加え, 耐震性や液状化対策など, その要検討項目は多岐に亘る. 既往の破堤現象は, 越流に起因するものが多くを見られるが, 実際には各種現象が複合的に発生していると考えられ, 浸透や洗掘による構造不安定化や液状化による法崩れなどによって天端高が低下し, それによる越流誘発から破堤へと至るケースも散見される. この, 出水時における堤体というシステムは, 雨水および河川水の浸透による盛土構造物の飽和・不飽和浸透流場である一方で, 河川水や越流水といった流水による侵食場としての側面も併せ持つ土質工学と水工学の複合領域であり, その取扱いの困難さから, 依然として未解明な点が多く残されている.

学際領域であることに加え, 取り扱いを困難にしている今一つの主因が, 内部構造の不均一性にある. 河川堤防は, その多くが流水の洗掘・堆積運動の結果として現出した自然堤防を母体として, そこに, 各時代毎の材料および施工方法で嵩上げ・腹付が繰り返されてきた, 云わば「歴史的半自然構造物」であり, 極めて局所性が高い. この堤体が, 自然地盤の上に存在している状態であるため, この基盤の不均一性をも, その検討においては考慮することが必要となる. その一方で, 河川堤防は線形構造物であり, 各横断面でどれほど高精度に安全性を診断しても意味が無い. すなわち, その大部分の区間において良好な安全性を保持できていたとしても, 僅か一カ所でも弱点区間が存在すれば, そこから破堤し, ひいては堤内地への氾濫流の侵入という甚大な被害を発生させてしまうこととなる.

従来, 河川堤防の安全性の検証については, 多くの研究が盛んに為されてきているが, そのほとんどは, 河川堤防を2次元断面として捉えるか, あるいはその延長としての有限縦断区間を対象とした3次元解析などであり, 線形防災構造物という本質に立脚した検討は為されてきていないのが現状である. しかし, 場の不均質性を前提とした線形構造物としての維持管理手法の確立は, 河川堤防の維持管理の現場において, 現在最もその対策が必要とされている課題である.

著者ら[1),2)]はこれまでに, 河川堤防の安全性診断について, 特に浸透性破堤を対象として, 簡便・安価且つ有効な精度を有する流動地下水探査法[3),4)]を用いて, 河川堤防の漏水が存在する可能性の高い区間を検出する1次診断手法の構築を試みてきた. ここでいう1次診断とは, 堤防の安全性について, 最終的な診断を下すものでは無く, あくまで, 更に重点的な調査等を実施する必要があるかどうかの診断を意味している. 簡便・安価であることで, 広範囲を比較的高密度に調査することが可能であり, 堤防機能の質的評価を行ううえでの重要要素である局所的な漏水, 所謂水ミチを検出することができる手法である.

本研究では, 渡良瀬川の実河川堤防の基盤漏水を対象として, 流動地下水探査法を用いた探査を行い, 河川事務所によって実施された詳細点検の結果との整合性を検証する. また, 1 次診断によって注目区間を抽出した後, 重点的に調査を行う段階的診断のイメージとして, 土質構造を高精度に探査することができることで近年注目を浴びている微動(チェーン)アレー探査[5)]を実施した. 以下, 探査結果の比較検討による基盤漏水特性の考察を行い, 本システムの有効性について検討を行う.

2. 探査結果の比較による堤防基盤内部特性の考察

計測対象堤防は, 渡良瀬川右岸堤防の福富町地先(30.5km 付近)とした. この区間は, 先の詳細点検の結果, 浸透性に対する安全性に懸念があると診断された区間である. 図 - 1 上図に堤防の概況, 同じく中図に1m 深地温探査結果, そして下図に自然電位法計測結果を示す. 探査手法の詳細は紙面の制約から他誌に譲るが, 1m 深地温探査および自然電位法の共に, 竹内によって局所的な水ミチ探査手法として開発された手法であり, 併せて流動地下水探査法と呼ばれている. 年間を通じて安定的な地下水温と, 季節変動が顕著な1m 深における地温との温度差から, 探査地点近傍の流動地下水の存在を検知するものである. 自然電位法は地下水流動によって発生する流動電位を地表面付近に設置した2電極間の電位差として検出することで, やはり流動地下水の存在域を検出する手法である. 図 - 1 上図の下部に丸く囲んだ区間が詳細点検の結果, 漏水懸念区間と診断された区間であり. 中および下図の各探査結果は, この区間について拡大抽出したもの

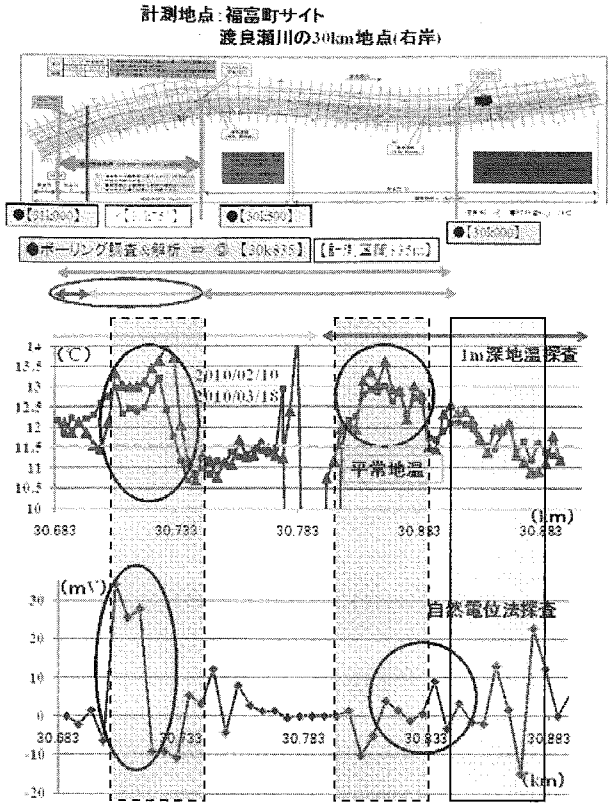


図 - 1　渡良瀬川福富サイトの概況と探査結果
上図：右岸堤防図と詳細点検および追加ボーリング調査による浸透性に関する安全性評価
中図：1m 深地温探査結果(上図の赤・貴区間抜粋)
下図：自然電位法計測結果(中図と横軸位置一致)

を示している．1m 深地温探査の結果，異常高温帯として検出された区間に丸印を付し，対応する自然電位計測結果にも同じく丸印を付した．これら区間において局所的な漏水が発生している可能性が高いが，図中の右(下流)側に比較的小規模ではあるが高温帯が見られる，自然電位では比較的明瞭に高電位差を示しており，この区間も漏水が存在する可能性は高いといえる．

図 - 2 は微動(チェーン)アレー探査の結果得られた S 波速度分布であり．横軸は堤防縦断方向距離(その他の図とは左右が逆となっている)，縦軸は深さ方向距離であり，堤防天端を上部にとり，下向きに深度方向をとっている．図-2 を見ると．内部に局所的な高 S 波速度域が存在していることが判り，人工構造物である可能性もある．一方低 S 波速度域も存在しており，局所性が高い様子が見て取れる．図 - 3 に，図 - 1 中図に示した冬季における 1m 深地温探査の結果に，春季および夏季における探査結果を追加した図を示す．水ミチが存在する場合，夏季には通常よりも低温な地下水の影響を受け，異常低温帯として検出されることになるが，図 - 1 で丸印を付した 2 区間については，いずれも相対的に高温帯であり，地下水流動とは異なる傾向を示している．一方，微動(チェーン)アレー探査によって低 S 波速度域として検出された領域に注目すると，

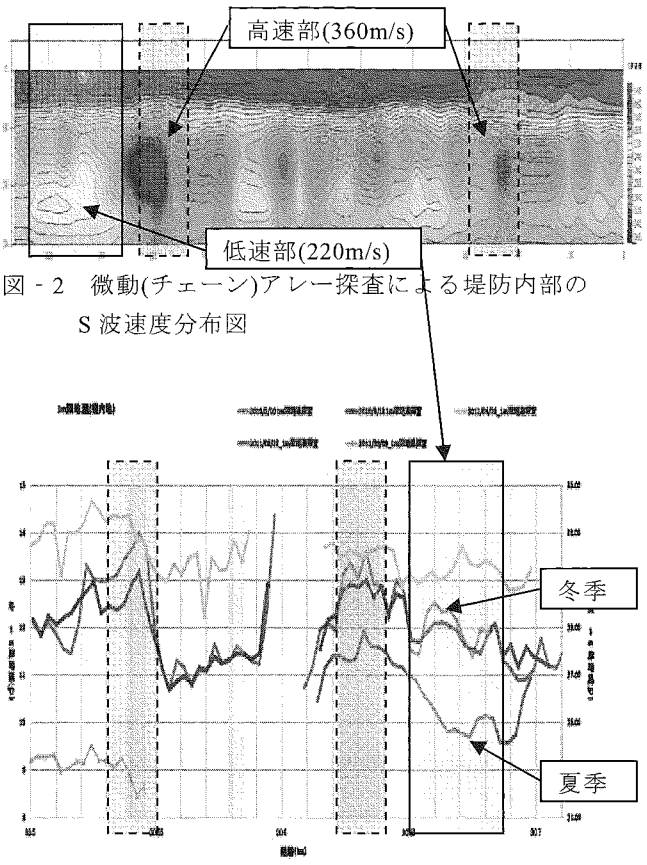


図 - 2　微動(チェーン)アレー探査による堤防内部の S 波速度分布図

図 - 3　1m 深地温探査結果の季節性変動

冬季高温，且つ夏季低温帯となっており，ここに漏水が存在している可能性が最も高い．当該区間には汚水管が埋設されていることが判っており，年間高温帯として検出された区間は，人工構造物による影響である可能性が高いなど，両手法の比較検討によって詳細な内部構造の考察が可能であり．1 次診断結果を受けての段階的診断も含め，有効性を確認することができた．

参考文献

1) 松本健作・岡田崇・竹内篤雄・矢澤正人・内堀寿美男・清水義彦(2011)：自然電位法による堤防基盤漏水特性の把握とその有効性の検討，水工学論文集，第 55 巻，CD-ROM.
2) 岡田崇・松本健作・竹内篤雄・玉置晴朗・矢澤正人・内堀寿美男・瀬間武・清水義彦(2010)：1m 深地温探査を用いた渡良瀬川基盤漏水の常時監視による流動地下水特性の考察，河川技術論文集，第 16 集，pp.341-346.
3) 竹内篤雄(1996)：流動地下水探査法，古今書院.
4) 竹内篤雄・中山・渡邊(2001)：温度を測って地下水を診断する，古今書院.
5) 林久夫・松岡達郎・水落幸広・小野雅弘(2010)：微動アレー探査法の拡張の試み-チェーンアレー探査法の適用について，地盤工学会誌，第 58 巻，第 8 号．pp.10-13.

P35. 堆砂供給源のFP法蛍光X線分析による迅速推定と支流寄与度

Rapid estimation of the source of sandy stream sediments and "contribution degree of tributary" based on FP method XRF analysis.

○ 飯田友章，加藤孝幸（アースサイエンス㈱），植田和幸（(有)広目舎），
水野直弥（㈱建設技術研究所），小俣雅志（㈱クレアリア）
Tomoaki Iida・Takayuki Katoh・Kazuyuki Ueda・Naoya Mizuno・Masashi Omata

1．はじめに

河川や海岸の総合的土砂管理において堆砂供給源の推定が重要である．河川では本流に合流する大小の支流があり本流の堆砂に支流がどの程度寄与するか（支流寄与度）を推定することは，土砂管理計画の立案に有意義である．従来，堆砂の薄片を作成し，偏光顕微鏡下でモード測定を行なう方法が行なわれているが，この方法は粒子（岩片や鉱物片）の種類を直接確認できるなどの利点があるが，時間や熟練者が必要などの課題がある．ここでは，1ヶ所のサンプリングは少なくとも合流前の本流・同支流・合流後の3点で採取することを基本とし，堆砂（粉末試料）のFP（ファンダメンタルパラメータ）法による全岩化学分析を行い，かつ分析値の表示方法を工夫することにより，堆砂供給源の迅速な推定と支流寄与度（**CDT**：Contribution Degree of Tributary）の推定が可能であることを示す．

2．サンプリング方法

河川におけるサンプリングは，合流前の本流・支流・合流後の本流の3点での採取を基本とした（図1）．データ解析には $Md \fallingdotseq a \times T+b \times Mu$(a,b は係数：a+b=1)という仮定が入る．ここで **CDT**（支流寄与度）$=a/(a+b)\times 100$(%)となる．Md は上流側2河川の堆砂がある程度混合したものを採取するため，合流点から100m程度離れてサンプリングを行なった．

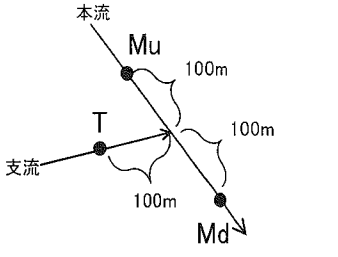


図1　ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞの考え方

3．FP法による全岩化学分析

FP（ファンダメンタルパラメータ）法とは，装置のもつ諸定数（エネルギーおよび強度の分布）や物理的な基礎パラメータ（光電吸収係数・質量吸収係数・蛍光収率など）をもとに理論的に蛍光X線強度を算出する方法である．試料は四方法で縮分した試料を鉄乳鉢やめのう乳鉢を使用して106μm以下に微粉砕し，樹脂製リング（外径φ26㎜、内径φ20㎜、厚さ4㎜）に詰めてプレス機で22Mpa（6t/㎡）程度で加圧し，錠剤化（ディスク作成）したものを試料室にセットし測定した．測定条件は試料室の中は真空，コリメーター1㎜，管電圧50KV，測定時間は1試料につき60秒である．

4．全岩化学分析値の検討方法

B.I.図は君波ほか[1]が考案し，君波ほか[2]が改良して，縦軸に Al_2O_3/SiO_2，横軸に塩基性指標〔$(TFeO+MgO)/(SiO_2+K_2O+Na_2O)$〕をとった図（いわゆる君波ダイヤグラム）である．この図は固結したさまざまの地層を構成する砂岩について，そのテクトニクス環境としての供給源を推定するために考案された図である．この図上では川村ほか[3]によって鉱物モードの変化でプロットされる位置が大きく動くことが検討されている．それならば過去のテクトニクス場の考察だけではなく，現世の河床や海浜の堆積物に適用すると後背地の地質の微妙な違いをよく反映するのではないかと考えられる．B.I.図は地質時代の砂岩を基質を分離することなく，そのまま分析したデータから作成された図であることから，この図を使用するにあたっては，現世の堆砂の泥質分を含めて，そのまま分析してさしつかえないと考えられる．B.I.図は1枚の図で砕屑物の供給源の大局を把握できるメリットがある．ただし，化学組成は SiO_2 ー各酸化物図などを複数作成し，比較検討することも個々の鉱物等を検討するうえで重要である．

5．事例

地質は，新第三紀の緑色凝灰岩類や泥岩を基盤とし，第四紀の火山噴出物が堆積している地域である（図2）．

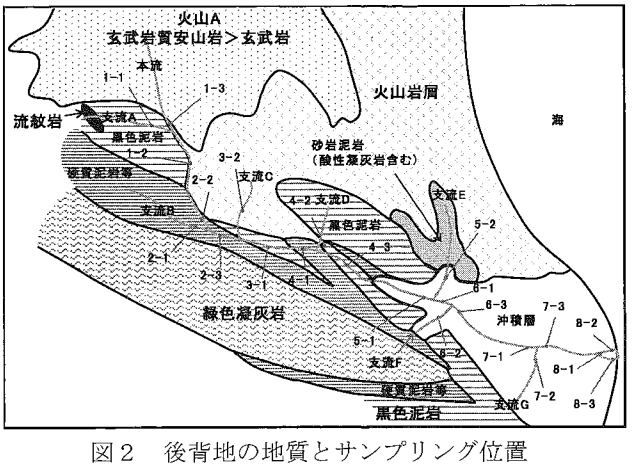


図2　後背地の地質とサンプリング位置

5.1 モード測定結果

従来の方法の偏光顕微鏡によるモード測定結果は本流上流域（1-2，1-3）では火山岩類に富み，堆積岩類が乏しい傾向が出た．一方，支流A（1-1）では火山岩類が乏しく，堆積岩類に富む傾向を示している．ここは支流域が堆積岩類に富む分布域であるが，本流の組成に大きな影響を与える土砂供給は認められない．下流域

(5-1) では火山岩の割合が減少し泥岩の割合が増加する．一方，支流 E(5-2) は火山岩に富み泥岩は少ない．この支流域には火山岩屑（未固結）層が広く分布していることを反映している．合流後の本流(6-1)の組成は両者の中間的なものとなるので，支流 E(5-2) による土砂供給の影響が大きいと考えられる（支流の影響最大）．

5.2 ＦＰ法蛍光Ｘ線分析の結果

モード測定を行なった同一試料を FP 法で分析し，図３の B.I.図にプロットして検討した．すなわち，モード測定結果から支流の影響が大きいまたは小さいと考えられる合流点下流は全岩化学分析からも同様の結果が得られた（図３）．このときの支流寄与度（**CDT**）は 6-1 地点では 44%(wt%)，1-2 地点で 17%（wt%）となる．

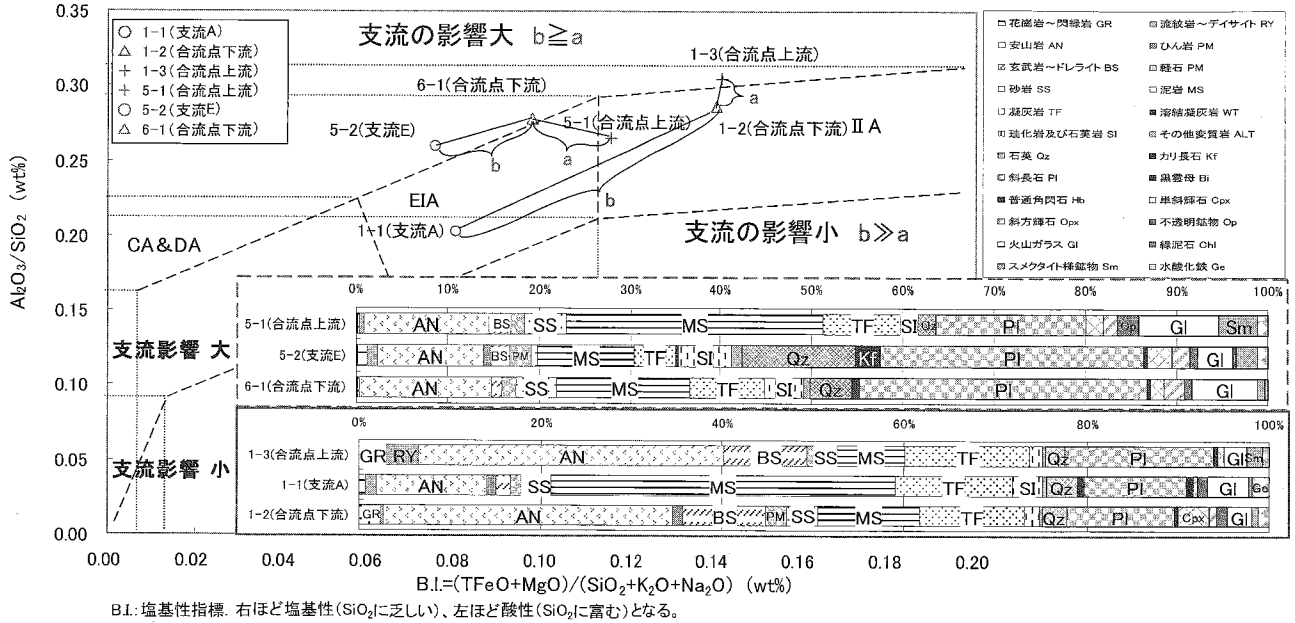
6．まとめと課題

支流寄与度の検討は，モード測定結果における個々の粒子を指標にして支流寄与度を計算することも可能である．この方法では，大局は良いのかも知れないが，厳密には他の岩片の変化や鉱物片化した岩片を合わせて総合的に評価する必要があり，必ずしも妥当な結果が得られない場合がある．FP 法（B.I.図）と比較すると表１のようになる．

表１　支流寄与度（**CDT**）の手法による違い

地点	薄片作成		FP法XRF分析→B. I. 図	
	モード測定		重量%表示	モル%表示
	安山岩	泥岩		
6-1	計算不能	78%	44%	49%
1-2	9.2%	計算不能	17%	12%

FP 法 XRF 分析と B.I.図を用いての堆砂供給源の推



B.I.:塩基性指標．右ほど塩基性(SiO_2に乏しい)、左ほど酸性(SiO_2に富む)となる。
DA:Dissected arc（解析された島弧）　EIA:Evolved island arc(発達した島弧)　IIA:Immature island arc(未成熟な島弧)
CA:Continental arc(大陸縁辺島弧)

図３　B.I.図（wt%）とモード測定結果

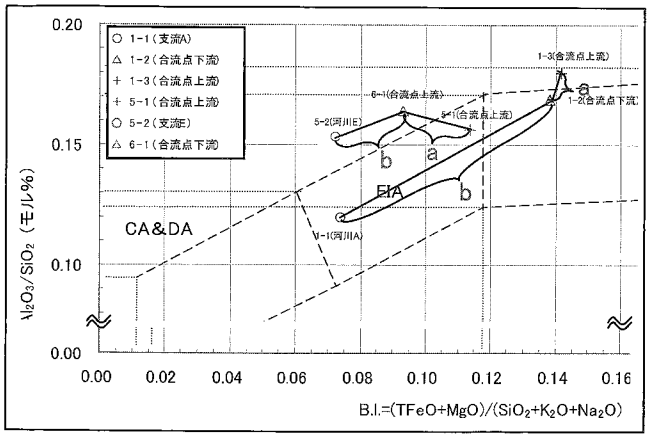


図４　B.I.図（モル%）

ここでは図３の B.I.図(重量%)で検討を行なったが，元素の個数比を意識した解析のことも考えて，モル比表現に修正した B.I.図も作成した（図４）．モル%表示の B.I.図のときの **CDT** は 6-1 地点で 49%，1-2 地点で 12%となる．なお，図上で **CDT** を読む場合は，当然縦横のスケールを同一にする必要がある．

定は，①多数の試料を迅速に分析できる．②堆砂全体の組成を評価できる．③支流寄与度として数値で評価できるなどのメリットがある．したがって，今後の堆砂供給源の推定には，重要なコントロールポイントで伝統的なモード測定を併用しつつ，多数の FP 法 XRF 分析を行なうという手法が提案できる．

今後の課題として，サンプリングの手法については，採取間隔や同一地点での深度方向の変化などについて検討が必要である．また，分析した試料の粒度は粗粒砂～細粒砂であるが，これより細粒のシルト～粘土なども分析し，粒度コントロール(粘土鉱物量の変化を伴う)によるプロット位置の変化の把握が必要であろう．

引用文献

1) 君波和雄・公文富士夫・西村年晴・志岐常正 (1992)：地質学論集，38，361-372.

2) 君波和雄・公文富士夫・宮本隆実・鈴木茂之・竹内誠・吉田孝紀（2000）：地質学論集，57，9－18.

3) 川村信人・藤本樹央(2000)：地質学論集,57,119－132.

P36. 熱赤外線影像法を用いた湧水箇所の検討

－鹿児島県南大隅町根占山本地区の深層崩壊斜面を例として－

Study on groundwater using thermal infrared imaging method

○福塚 康三郎（八千代エンジニヤリング株式会社 九州支店）（会員）
池上 浩平　（大和探査技術株式会社 九州支店）
上木崎 涼一（鹿児島県 大隅地域振興局 建設部）
Kozaburo Fukuzuka, Kohei Ikegami and Ryoichi Kamikisaki

1. はじめに

鹿児島県肝属郡南大隅町根占山本地区の船石川右支渓において，2010年7月4日～7月8日にかけて，深層崩壊に伴う土石流が発生した．土石流が発生した船石川では，その後も小規模な崩壊が続いたため，現在も土砂の二次流出が続いており，源頭部が位置する急崖斜面は著しく不安定な状況と考えられる．したがって，早急に崩壊斜面の安定化を図るためには，地下水排除工の施工が必要であるが，斜面一帯は不安定である上に，崩壊斜面の高さは30m以上で幅は50m以上に及んでおり，詳細な調査は困難な状況である．

本研究では，吹付法面の劣化診断に使用されることが多い熱赤外線影像法を用いて，大規模急崖斜面における湧水箇所の検出を試みた．また，崩壊斜面背後において直流比抵抗法2次元解析用プログラム(改良版)を用いた高密度電気探査を実施し，湧水箇所と水みちの連続性について検討を行った．

2. 地形・地質概要

今回災害が発生した船石川は鹿児島県南東部，大隅半島南西岸の阿多火砕流台地の西側縁辺部に位置する．流域面積は 0.36km^2 で今回災害が発生した右支渓と本川からなる．傾斜が緩やかな斜面には主に阿多火砕流堆積物の非溶結部が分布しているが，主に溶結部から構成される火砕流台地の上部には圃場整備された平坦面が広がり，顕著な谷地形は認められない（写真-1）．

当該斜面において発生した深層崩壊の発生機構としては，阿多火砕流堆積物の溶結部と非溶結部との境界付近からの湧水が非溶結部を侵食したことにより，湧水箇所の上部に位置する溶結部の脚部が不安定化し，上部斜面が崩壊したものと考えられている[1)]．

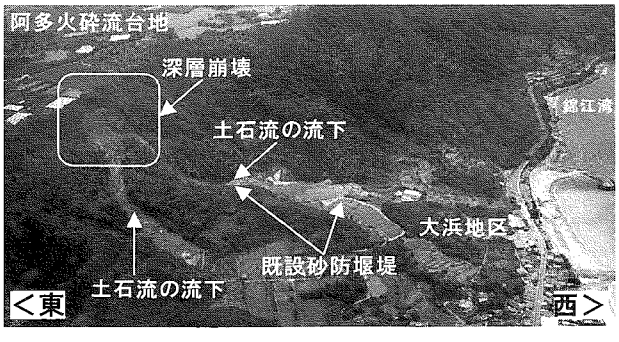


写真-1　深層崩壊の発生状況(2010年7月7日撮影)

3. 熱赤外線影像法の概要

熱赤外線映像法の原理は，物体の表面から放射される赤外線の強度を赤外線センサーで計測し，これを温度分布に換算，映像化するものであり，本研究では赤外線強度の計測と映像化を同時に行う熱赤外線カメラを用いた（表-1，写真-2）．主な特徴は，①非接触計測が可能，②足場等の仮設が不要，③短時間で広範囲の探査が可能，④異常個所を視覚的に検出，などである．

表-1　本研究で使用した熱赤外線カメラの仕様

形式	H2630
製造元	NEC Avio赤外線テクノロジー
温度測定範囲	-40～120℃(レンジ1)
最小検知温度差	0.08℃
測定波長	8～13μm
視野角	水平21.7°×鉛直16.4°
熱画像画素数	640(H)×480(V)

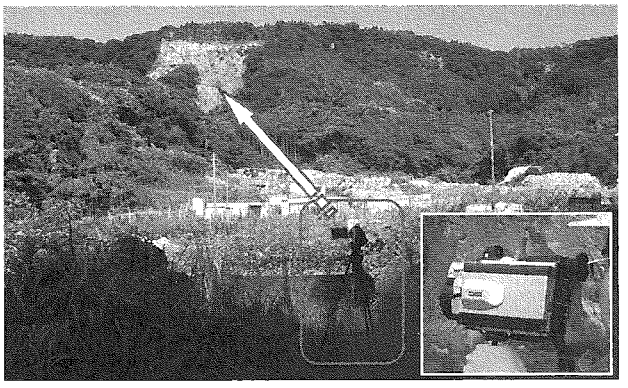


写真-2　熱赤外線映像撮影状況（図-1：C地点）

4. 熱赤外線影像法探査結果

撮影は距離の異なる3地点(A～C)で実施した(図-1)．

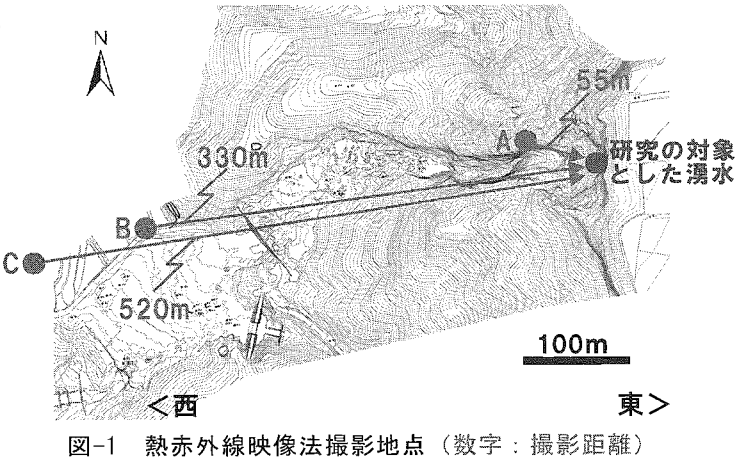
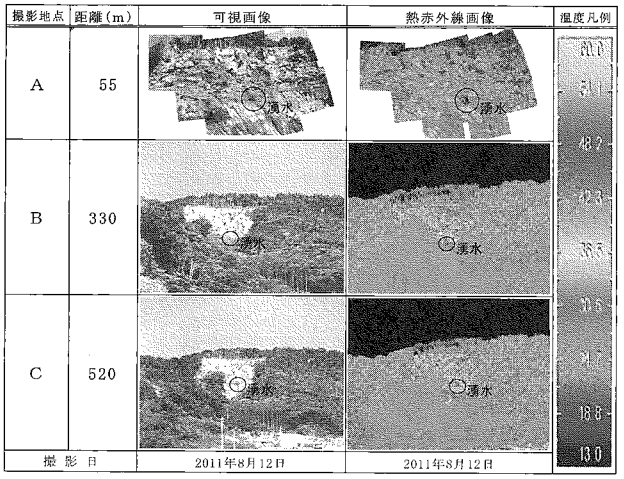


図-1　熱赤外線映像法撮影地点（数字：撮影距離）

4.1 撮影距離に応じた湧水箇所の検出状況

撮影地点別の湧水箇所の検出状況を表-2 に示す．それぞれの地点における熱赤外線映像を分析した結果，最も遠距離(L=520m)に位置する C 地点においても湧水状況が明瞭に検出されていることが分かる．

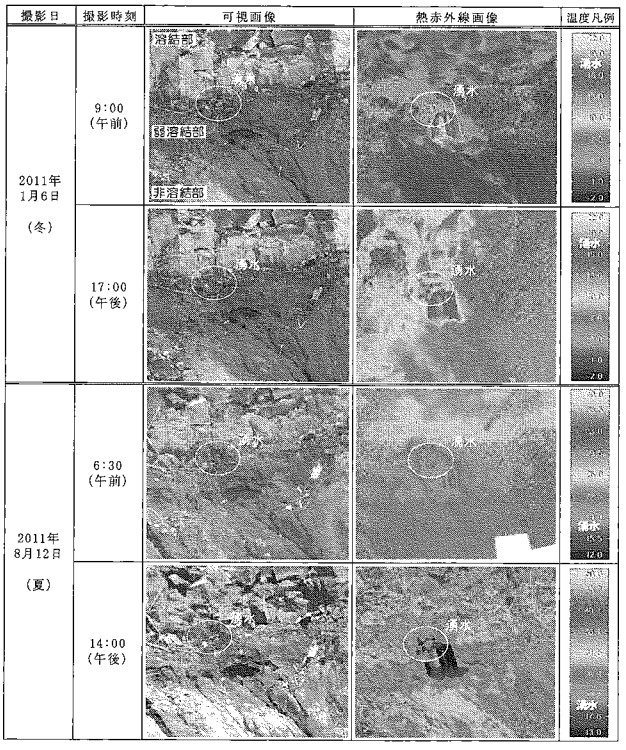
表-2　撮影地点別の湧水箇所の検出状況(A～C 地点)



4.2 撮影時期・撮影時刻に応じた湧水箇所の検出状況

A 地点（撮影距離 L=55m）における撮影時期別の湧水箇所の検出状況を表-3 に示す．撮影は冬季（2011 年 1 月）と夏季（2011 年 8 月）の 2 回実施した．各撮影時期における熱赤外線映像を分析した結果，湧水箇所(地下水の滲み出し箇所）は溶結部と弱溶結部の境界であることが分かる．また，滲み出した地下水は，弱溶結部の表面を通過し，非溶結部中に形成されたガリ内部を流下している．弱溶結部表面の流下形状を比較した結果，季節毎の大きな差異(変動)は特に認められない．

表-3　冬季ないし夏季の湧水箇所の検出状況（A 地点）



※温度凡例欄の「湧水」は湧水の水温を示す

一方，撮影時刻と湧水箇所の水温および周辺地山の温度に着目した場合，冬季の午前(朝方)は湧水箇所が非常に明瞭であるが，午後(夕方)はやや不明瞭である．これに対して，夏季は逆のパターンを示している．

さらに，湧水の水温は，冬季は約 17℃，夏季は約 18℃であり，年間を通じ大きな変動は認められない(表-3)．

4.3 植生被覆による湧水箇所検出への影響の有無

表-3 に示した通り，湧水箇所周辺の崖面は，夏季には植生で被覆されているが，熱赤外線映像ではスポット状の明瞭な湧水箇所が認められ，冬季とほぼ同じ地点から滲み出している状況が確認できる．したがって，植生被覆による影響はほとんど無いものと考えられる．

5. 高密度電気探査を併用した”水みち”の推定

崩壊斜面背後において，高密度電気探査を行い，湧水箇所と水みちの連続性を検討した．本研究では，2 極法配置により取得したデータを 4 極に変換し，2 極・4 極データを合成解析することで比抵抗値の分解能向上を図った．なお，解析には大和探査技術㈱が所有する直流比抵抗法 2 次元解析用プログラム(改良版)を使用した．その結果，溶結部中に局所的な低比抵抗部の落ち込みが明瞭に確認され，これと湧水箇所を結ぶラインに沿って地下水が伏流しているものと推定される．

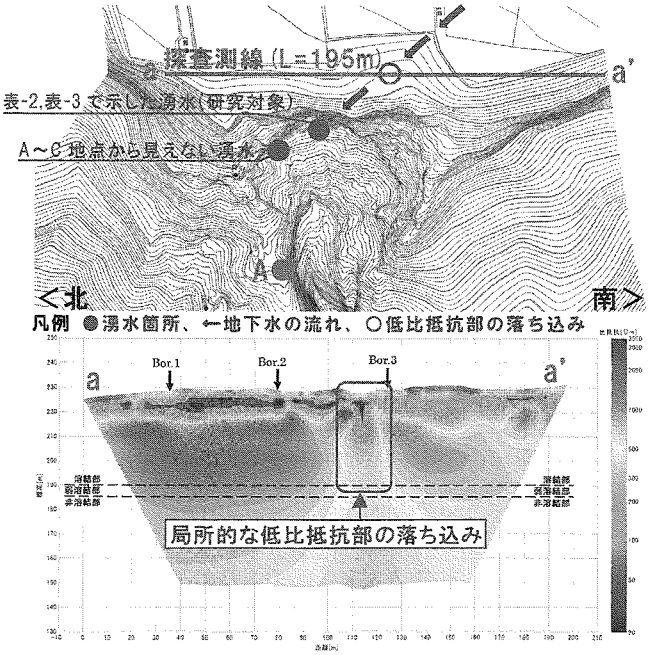


図-2 高密度電気探査結果(上：測線配置、下：解析結果)

6. おわりに

深層崩壊のトリガーとなった湧水の滲み出し箇所を熱赤外線映像法で検出し，電気探査の併用により水みちを推定した．また，湧水箇所の検出に際し植生被覆による影響が認められないことや，季節を通じて水温がほぼ一定であることも明らかにした．本研究の成果が湧水モニタリング調査等の参考になれば幸いである．

参考文献　1)下川悦郎・小山内信智ほか(2010)：2010 年(平成 22 年)7 月鹿児島県南大隅町で発生した連続土石流災害，砂防学会誌，Vol.63，No.3，pp.50-53.

P37. 同期立体写真撮影システムの開発と室内水路実験への適用，高速移動体の三次元計測を目指して

Development of Shutter Sync Stereo Camera and Application to Mini Indoor Channel Experiment
3D Modeling and Visualization of Fast Mass Movement

○藤井 幸泰（公益財団法人深田地質研究所），堀 伸三郎（防災技術株式会社）
FUJII Yukiyasu, HORI Shinzaburo

1. はじめに

万物は流転する，諸行無常といわれるとおり，地質や地形も変化を生じている．人類生活圏に関連する事象としては，地すべりなどのマスムーブメントを挙げられる．吉澤や宮澤らは写真測量を利用し，時期の異なる航空写真を用いて地すべり体の移動量計測を行っている[1)~2)]．欧米では写真測量を地形学へ応用した事例が古くから存在し，林・小口[3)]にまとめられている．最近は航空レーザ測量の発達により，時期の異なる計測結果の比較（差分）から，侵食量の計算などが行われている[4)]．これらは比較的長期の地形変化を三次元的に捕捉した例といえる．

先述のマスムーブメントにおいて，実際の崩落現場に立ち会い，これを三次元計測できればそのメカニズム解明に大きく寄与できる．実際の現場に立ち会うことは難しくとも，再現実験などを時系列に三次元計測できれば，そのメリットは大きい．比較的高速に移動する対象物の四次元データ（複数時刻の三次元データ）を写真測量で取得するには，同期撮影した立体写真の取得が必須となる．この報告では，2 台のカメラを繋いだ同期撮影装置を開発し，室内水路実験へ適用した例を示す．

2. 同期撮影装置の開発

図-2 に示すように，リモートシャッターからケーブルを二股に伸ばし，２台のコンパクトデジタルカメラ（Canon IXY 910IS）に接続した．それぞれのカメラにはフラッシュメモリーから Stereo Data Maker（SDM）プログラムを起動し，A:リモートシャッターの半押しでフォーカスと露出の決定→B:リモートシャッターの全押しで待機状態→C:リモートシャッターの開放と同時に同期撮影，という動作を行うよう確認した．なお SDM は Canon Hack Development Kit を基に，ステレオ同期撮影を行うために開発されたプログラムである．（http://stereo.jpn.org/jpn/sdm/sdm.htm）．

1/1000 秒以下の同期精度を検証するため，ブラウン管式モニターの走査線を利用した（図-2）．画面解像度 1024×768 ピクセルのモニターを利用し，水平走査周波数が 46 kHz とすると，垂直走査周波数は 60 Hz となる．この場合，768 本のうちの 1 ラインの周期は 1/46 ms となり，1/1000 s 以下の精度確認が可能である．なお走査線の計測のため，Camera Sync Tester プログラム（http://www.3dtv.at/）を利用した（図-2）．同期検証結果としては，1/1000 秒以下の同期精度が得られた．

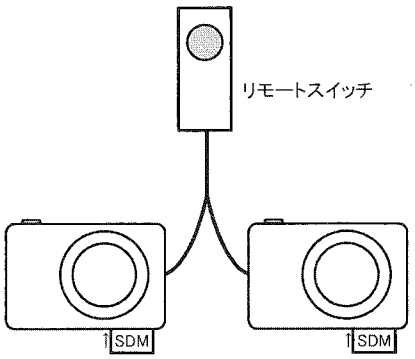


図-1 装置②コンパクトデジタルカメラによる同期立体撮影装置

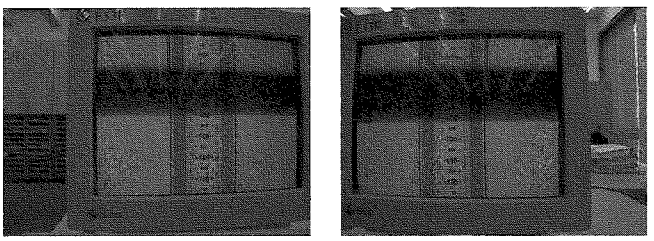


図-2 カメラ同期試験の立体写真

3. 室内実験への適用

3.1 実験の概要

図-5 に示す卓上水路実験装置を対象に，河川地形の変化を捉える試みを行った．卓上水路実験装置の幅は 300mm で長さは 1800mm である．このうち計測範囲の対象を 500 mm×500 mm 程度とした（図-3 の重複範囲）．実験時に使用したのは左官砂（粒径 5mm 以下）であり．水を流すのに利用したポンプは 100 ml/sec 程度の流量をもつ．卓上水路の表面流速は 150～500 mm/sec，砂の移動速度は～100 mm/sec 程度であり，1/1000 秒以下の同期精度で十分に計測可能である．

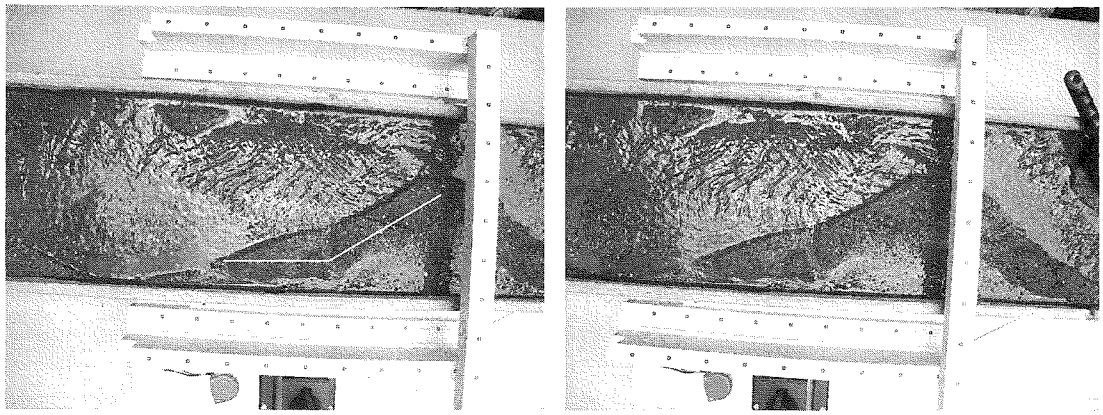


図-3　カメラ同期試験の立体写真
中州状地形の上の線は，図-4 の断面線の位置を示す

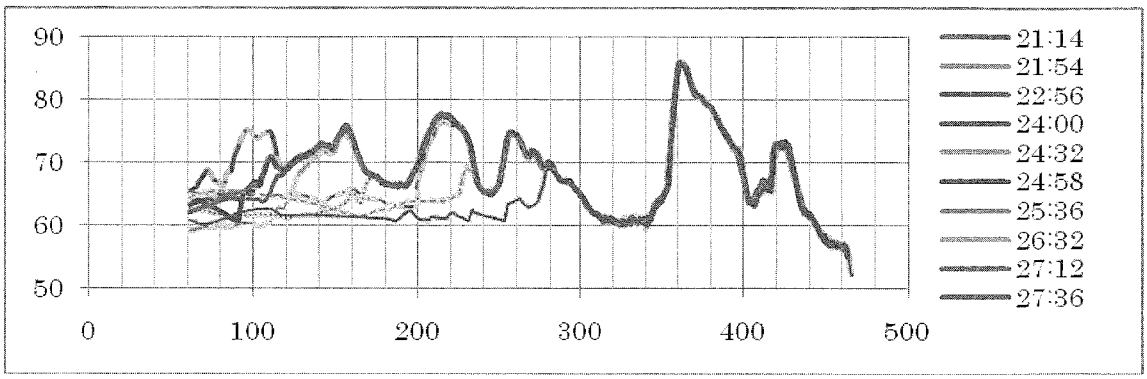


図-4　卓上水路実験による河川地形の変化の断面線．
縦横軸の単位は mm．凡例の時間は実験開始時からの経過時間（分：秒）

3.2　デジタル写真測量による三次元化

写真測量は写真上で対象物の計測を行う技術である．1 枚の写真は二次元情報を，同一対象物を異なる場所から撮影した 1 組の立体写真は三次元情報を含んでいる[5]．立体写真撮影時の左右カメラ位置と撮影方向が決まれば，左右画像間の視差から対象物の三次元情報を取得できる．これらの計算を行うため，「標定点」と呼ばれる座標既知の印を対象物と同時に写しこむ．

水路から高さ（H）約 700mm で撮影を行った．また左右写真間隔（B）は 140mm，カメラの焦点距離（c）は 4.6mm で，CCD は 800 万画素で解像度は 0.0017mm である．これらから写真測量の分解能は以下となる．

水平分解能　$\sigma_{xy}=(H/c)\,\delta_{CCD}$ ＝ 0.2 mm

垂直分解能　$\sigma_{z}=(H/B)\,\sigma_{xy}$ ＝ 1 mm

しかしカメラ位置計算時の RMS（二乗根平均誤差）は約 2mm 程度となった．これは図-3 に写し込んだ木製標定点の座標の計測精度が反映されたためと考えられる．

4.3　実験の結果

実験は 30 分ほど継続して行われたが，そのうちの 10 組の立体写真を対象に，11 時 21 分 14 秒から 27 分 36 秒の間の 6 分 22 秒間の変化を，およそ 30 秒～60 秒間隔で撮影したものの解析を行った．10 組の立体写真を利用して，それぞれの時間における地形の三次元モデルを作成した．図-4 にはそれぞれの時間の三次元モデルから作成した断面線を示している．時間の経過とともに，中洲のような地形が浸食されていく様子を正確にとらえられている．特に図-4 の右側の終始変化のなかった部分はほぼ同一の断面線となっており，同期撮影された立体写真から計測されたモデルの精確さがよみとれる．

文献

1) 吉澤孝和ほか（1991）：空中写真測量による地すべり情報の提供とすべり面の解析−長野市広瀬地区に発生した地すべり地への応用− 地すべり，27, 9~17

2) 宮澤圭ほか（2000）：時間差空中写真測量による地すべり解析システム−八幡平澄川地すべり地の変位計測データを利用した地下すべり面の推定− 写真測量とリモートセンシング, 39, 39-4

3) 林 舟 & 小口 高（2002）地形学における写真測量法の応用− 欧米の事例を中心に− 地学雑誌，111, 1-15.

4) 土志田正二（2010），GIS Landslide 研究集会 要旨集，20p.

5) Linder W. (2003): Digital photogrammetry theory and applications. Berlin, Springer, p.189.

P38. 未固結-半固結堆積物に形成される断層の破壊様式に関する研究

A Research on Fault Rupture type of Unconsolidated or Partially Consolidated Sediments

○佐藤稔（筑波大学），竹村貴人（日本大学），高橋学（産業技術総合研究所）
Minoru Sato, Takato Takemura, Manabu Takahashi

1. はじめに

付加体内や地すべり面における未固結-半固結堆積物に形成されるせん断面は，固結度や静水圧などにより左右され，流体の移動にも大きな影響を与えていると考えられる．また，堆積物の透水性は岩層の違いや割れ目の存在によっても変化し，流体の移動方向は複雑である[1]．石丸･宮田[2]ではベントナイトの量比を変化させた供試体について一面せん断試験を行い，圧密荷重や粒子組成によるせん断面構造の違いを示した．また，田中･宮田[3]ではカオリン粘土を用いてせん断試験を行い，歪み速度と破壊様式の関係を述べた．このように透水性の低い粘土試料による研究はなされているが，未固結-半固結状態の砂堆積物の破壊過程における透水特性は明らかにされていない．透水性の高い砂優勢層であっても，固結度や静水圧の条件によってはせん断面で砂が破砕され，透水性も減少する可能性が考えられる．本研究では未固結-半固結堆積物を想定した，固結度の異なる人工砂岩を作成し，その人工砂岩の破壊様式についての考察を行った．

2. 供試体作成

試料として富津砂，普通ポルトランドセメント，純水を用いた．これらを表－1 の量比でそれぞれ混合したものを直径 50mm，高さ 100mm の円筒状のモールドに入れて，各セメント量比で 3 個ずつ供試体を作成した．混合した砂をモールドに入れる際，5 層に分けて入れ，各層で 2.5kg のランマーを用いて 15 回ずつ締固めを行った．その後 24 時間モールド内養生した後に試料をモールドから外し，6 日間水中養生を行った．

3. 三軸圧縮試験

作成したセメント量比の異なる供試体で，それぞれ封圧を 2.5MPa，5.0MPa，7.5MPa と変化させ，計 9 通り供試体について三軸圧縮試験を行った．セメント量比による違いは固結度の違いを，封圧による違いは地表面からの深さの違いとしてそれぞれ想定している．三軸圧縮試験を行なう直前に水中養生をしていた供試体を取り出し，ゴムスリーブで被覆した．供試体側面には横ひずみを測定するために，2 枚のひずみゲージを取り付けた，軸方向は載荷による変位量を測定した．載荷は変位制御，排水条件，ひずみ速度は全て $1.25\times10^{-4}(s^{-1})$で測定を行った．

表－1　混合した量比

資料名	富津砂(g)	セメント(g)	純水(g)
F-20	300	20	16
F-40	300	40	32
F-60	300	60	48

4. アクリルモノマーを用いた破壊後供試体の固化

三軸圧縮試験によって破壊された供試体の断面を軟 X 線で観察を行なうために，円柱供試体を板状に切断する必要がある．しかし，未固結-半固結状態を想定した供試体であるため，切断時に形を失ってしまうおそれがある．そこで，三軸圧縮試験によって破壊された供試体を，千葉 ほか[4] を参考にしてアクリルモノマーを用いて固化させた．アクリルモノマー（メタクリル酸メチル，モノマー）100ml に対して過酸化ベンゾイル 1.0g の割合で混合し，供試体を入れたタッパーに混合した液体を注ぎ，ドラフトチャンバー内に設置した乾燥機で 60 度の温度を 15 時間程度保ち固化させた．

5. 軟 X 線による観察

アクリルモノマーで固化した供試体のせん断面を含む長軸方向に幅 1cm 程度の板状に切断し，断面に軟 X 線を当てて構造の観察を行った．本稿では産業技術総合研究所が所有する Sofron Type STA-1005 (SOFRON Co. Ltd.)を使用した．

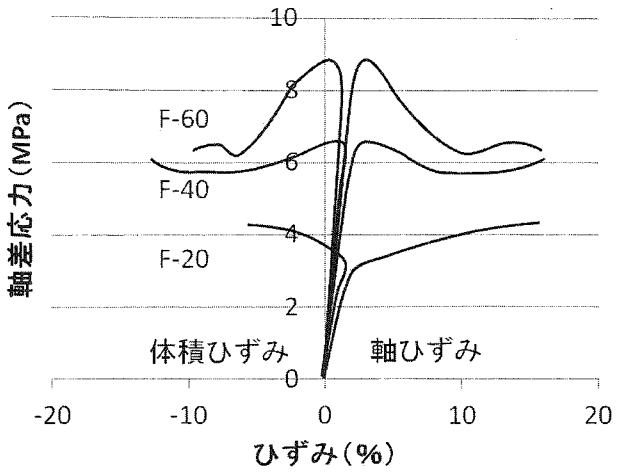
6. 結果

6.1 応力－ひずみ曲線

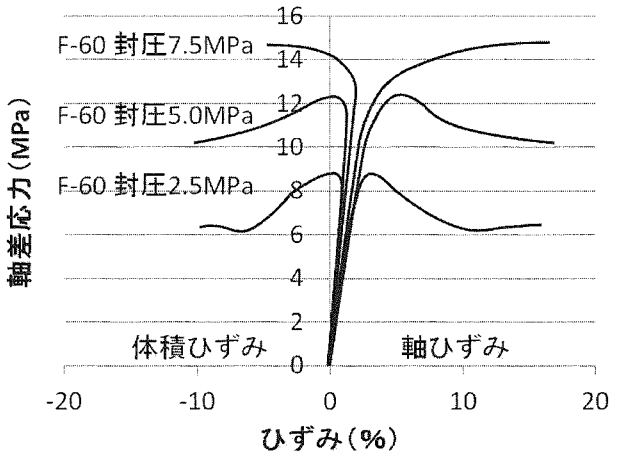
図－1 にセメントの混合量別で比較をした三軸圧縮試験の結果を示した．このグラフから，セメント量比の増加に伴い，延性から応力降下を伴う破壊に遷移していることがわかる．また，破壊時の差応力もセメント量比の順に増加している．図－2 はセメント量が 60g で一定で，封圧のみを変化させて三軸圧縮試験を行った結果である．封圧 2.5MPa と 5.0MPa では応力降下を伴う破壊で，ひずみ軟化を示しているが，7.5MPa に上昇すると応力降下はみられなくなった．従って，セメント量が多く，封圧が低いほどぜい性破壊を起こしやすくなるといえる．

6.2 軟 X 線観察

軟 X 線による観察は，セメント量 40g と 60g の供試体で行った．セメント量 20g の供試体は，三軸圧縮試験後に除荷する際に層状に破壊され，圧縮時の形を保



図－1 セメント量別応力－ひずみ曲線



図－2 封圧別応力－ひずみ曲線

ったまま供試体を取り出すことができなかった.図－3は軟X線を照射させて得た，三軸圧縮試験後の供試体の断面の画像である．供試体を斜めに横切る白い帯状の構造は主なせん断面であり，そこでは砂粒子の移動により，密度が高くなっていると考えられる．セメント量 40g の供試体では，封圧 2.5MPa では明瞭なせん断面がみられる一方，封圧 7.5MPa になるとやや不明瞭であった．セメント量 60g の供試体では，封圧 2.5MPa で破壊した供試体のせん断面は一部のみで癒着していた．封圧が 5.0MPa になるとせん断面で全体的に癒着していた．封圧 7.5MPa の供試体では，目立ったせん断面を見ることができなかった．

7.考察

三軸圧縮試験で応力降下を伴う破壊が起きた供試体では鮮明なせん断面が見られ，応力降下せずに変形した供試体ではせん断面が不明瞭であった．セメント量 60g，封圧 2.5MPa の供試体では一部癒着したせん断面を形成していた．これよりも封圧が上昇，あるいは固結度が低下し，応力降下を伴う破壊が起きればせん断



図－3 軟X線観察
上段：セメント量 40g 下段：セメント量 60g

面で癒着する．定量的ではないが，現段階ではせん断面の一部欠損した供試体よりも，せん断面で全体的に癒着した供試体のほうが透水性は下がると考えられる．

8.課題

本研究では未固結-半固結堆積物における，固結度と封圧の変化による破壊様式の変遷を明らかにすることができた．しかし自然界に当てはめるためには様々な問題点と課題が挙げられる．実際の地すべり地形や付加体の堆積物とリンクして考えるためには，少なくとも薄片観察などによる実物との比較が必要である．また，透水性について考察するためには透水試験がかかせない．既往研究の理解を深めながら，これらを遂行することを今後の課題とする．

文献

1) 小川勇二郎，田中勝法，鈴木清史（2006）：未固結～半固結堆積物中の変形構造形成の解釈，地学雑誌，Vol.115，No.3，pp.326-352.
2) 石丸恒存，宮田雄一郎（1991）：未固結堆積物中に形成される剪断面の形態-特に圧密荷重，粒子組成の影響について-，地学雑誌，Vol.97，No.9，pp.713-727.
3) 田中尚，宮田雄一郎（1999）：高速せん断による泥質堆積物の流動変形，地質学雑誌，Vol.105，No.5，pp.352-363.
4) 千葉達朗，岡本正則，石田聖，高橋美紀，若松尚則，和知剛，（1998）：土のプラスティネーション-アクリル樹脂による断層粘土固化処理の試み-，地球惑星関連合同学会発表プレプリント+α (HTML版).

P39. 洞窟遺跡の保存のための岩体挙動のモニタリング調査とその結果の考察

－北海道余市町国指定史跡フゴッペ洞窟の場合－

Monitoring and Investigation of a rock mass movement for Conservation of a Cave Heritage

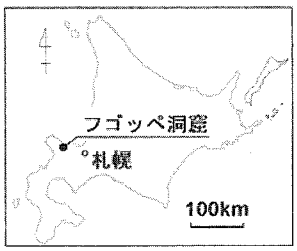
－In the case of the Fugoppe cave, National Designated Historic Site in Yoichi Town, Hokkaido

○安田　匡(田宮設計事務所), 山岸宏光（愛媛大学防災情報研究センター）

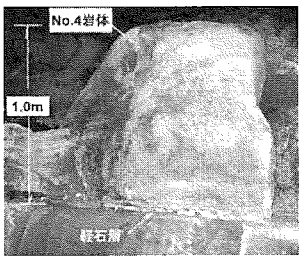
Tadashi Yasuda, Hiromitsu Yamagishi

1. はじめに

北海道余市町に位置する史跡フゴッペ洞窟は，海食作用で形成された岩陰の岩壁面に刻画が描かれた約1,600 年前の野外石造文化財遺跡であり，地質は新第三紀中新世の凝灰質砂岩から構成される（図－1）．覆屋が保存・見学施設として設置されたが，その後風化が進み，岩壁面のうち亀裂沿いに区切られて形成された岩体(図－2：通称 No.4 岩体）の不安程度が増してきた．この状況を把握するために岩体の状況をモニタリングし，岩体背後の不連続面における変位の自動測定を数年間実施してきた [1]．その結果，岩体背後の変位の増加が確認され，転倒・落下する懸念が考えられたため，見学者に影響が及ばないように見学用ガラス板を岩体から遠ざけるように設置し直した．このように，岩体のモニタリングと不安定度の検討は不安定な岩体が存在する洞窟遺跡の保護および見学者の安全を確保するために重要なことであると考えられる．



図－1　刻画の例



図－2　不安定岩体

2. フゴッペ洞窟内の岩体の状況

史跡フゴッペ洞窟においては，ここ数年，不安定な岩体の 1 つとして注目されていた No.4 岩体(以下、岩体と表記)の背後の変位が累積しており，これの転倒や滑動による 1m 下の地面への落下が懸念されている．

変位量そのものは，転倒落下または滑動落下のいずれも発生するほどの量ではないが，今後この変位が累積的に増大すると，落下現象が発生する可能性がある．現在，岩体の底面に分布する軽石層が風化浸食により開口部が奥に向かって拡がっており(図－3)，底面の奥から前面に向かって拡がるような隙間が形成されるように岩体底面の形状が変化し，その程度が大きくなるとバランスを失って転倒落下する可能性が高いこと，また，地震発生時に地震力によっても落下する可能性も懸念されている．

3. 岩体挙動モニタリング調査結果と考察

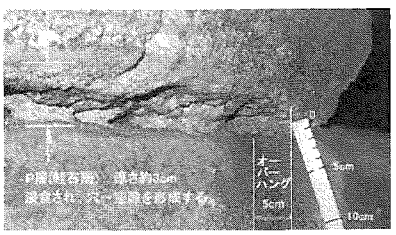
3-1. 岩体背後の開口変位のモニタリング調査結果

図－4 にみるように，モニタリングの結果，岩体背後の開口変位は 2004 年 7 月初旬～9 月初旬で 0.1mm，2004 年 11 月 1～30 日で 0.2mm，2006 年 8 月 1 日～31 日には 1 ヶ月で 1mm の変位が確認され，その後は回帰性の変動がみられ，全体的に見て変位が累積する傾向がみえる．なお，開口変位はクラック計を用いて 6 時間ごとに自動測定され，計測器に収録されている．

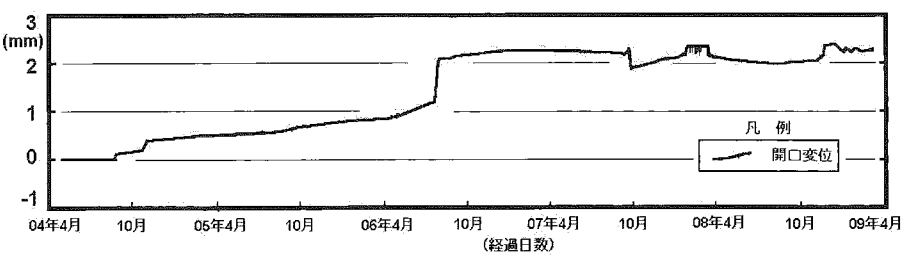
3-2. 岩体の転倒条件の考察

図－5 は岩体を模式的に示した図である．この図に見るように，岩体は斜面状に位置する直方体とみなすことができる．転倒条件は直方体の力の釣り合いの問題に近似できる．

図－6 に，直方体の傾きについて，断面における力の釣り合いで転倒する条件を検討した図を示す [2]．
この図で，転倒するか否かは重心 G が接点 C を通る鉛直線 a のどちらかにあるかで決まる．例えば，①場合は重力 W による C 点まわりのモーメントが左回転になるので，C を支点として左側に倒れることになる．

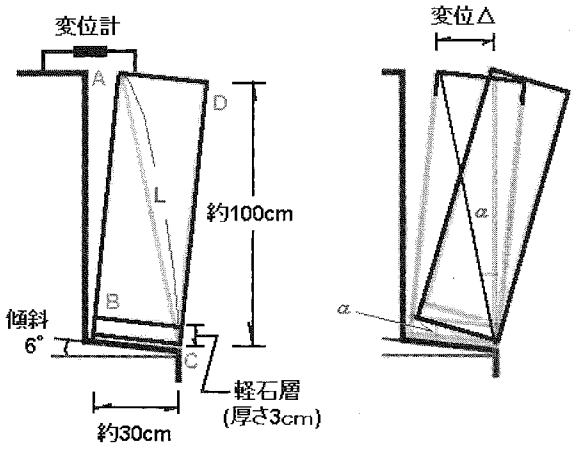


図－3　No.4 岩体底面の軽石層

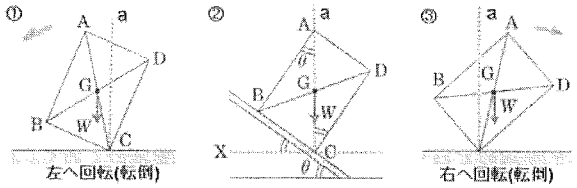


図－4　No.4 岩体背後における開口変位の経時変化(2004.4～2009.4)

斜面の傾斜を急にしていくとき，斜面からすべり出さずに傾いて倒れる場合があり，その限界では②のように重心Gが円直線a上にある．このときの斜面勾配がθであるとするとθ=∠BACとなる（傾斜がθより急になると右に転倒する：③）．



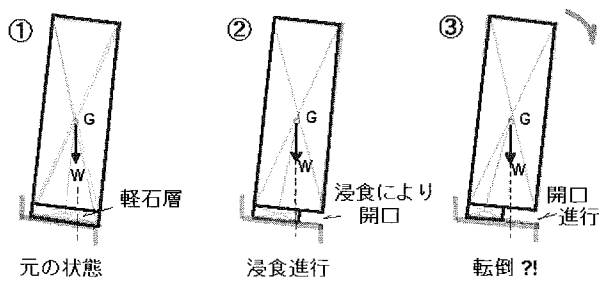
図－5　No.4岩体の現状と転倒時の模式図



図－6　直方体の傾きと転倒条件

図－5および図－6にみるように，転倒する限界は∠BAC=16°のときである｛これらの図で∠BAC=∠ACD=$\tan^{-1}$(辺AD／辺CD)｝．いま岩体の傾きがすでに傾斜角6°であるとして，転倒する条件θ≧∠BAC=16°における背後の隙間変位量は現状からα＝θ－6°≧∠BAC－6°=10°右回転した時点であるので、A点の位置すなわち岩体背後の距離(隙間)はΔ≒辺AC×tan10°=√(辺AB^2＋辺BC^2)×tan10°≒104×0.176≒18cm=180mmと計算される．これは底面の軽石の浸食がない場合の転倒条件に相当する．

つぎに，図－7に底面の軽石層の浸食進行を考慮した転倒条件の変化状況の模式図を示す．



図－7　底面の軽石層の浸食と岩体の転倒条件

この模式図に示したように，軽石層が浸食により底面の形状が変化することにより少ない回転角(隙間変位量)で，岩体は転倒し落下することになる．また，浸食の過程で軽石が抜けたりして，岩体が微かに沈下したり，微小に回転することにより，岩体背後の開口変位が増加することが考えられる．岩体背後の開口変位量は2004年4月から2009年4月までの5年間に約2.5mm累積しており(図－4参照：変位速度は年平均0.5mm)，このような現象の発生が推察される．

浸食により底面の軽石層の数分の一から半分程度(浸食深さ7cmから15cm程度)が亡失すると，重力(自重)の作用線が浸食後の岩体の回転(転倒)となる右下角部の外側に位置するようになり（図－7の②～③参照），前述の限界変位である180mmに到達する遙か以前にバランスを失って，転倒し落下すると考えられる．

なお，滑動については傾斜が6°と緩く，底面の接触面が粗いため，その可能性はかなり低いと思われる．

4. まとめ

以上の検討結果は，次のようにまとめられる．

・岩体背後の開口変位は岩体底面の軽石層の浸食による沈下・粒子亡失等によって発生したと考えられ，浸食が進むと岩体がバランスを失って転倒・落下する可能性がある．岩体を剛体としたとき開口変位180mmで転倒すると計算されるが，この場合，これよりはるかに小さい変位で転倒に至ると考えられる．浸食作用に加えて地震発生時は地震力による変位の増大や転倒も推察される．岩体の底面の傾斜は緩いので滑動･落下の可能性は低いと思われる．

・開口変位状況から現状で浸食が進行しているとみんせるため，岩体の転倒･落下が発生して落下した岩体が見学施設を直撃する危険が回避できるように，早期の対応が望ましい．対策としては，見学用ガラス板の設置位置の後退および落下岩体緩衝スペースの確保が考えられる．

5. おわりに

2010年秋季に上に述べたような対策，すなわち見学用ガラス板の後退再設置等の一応の対策が実施された．今後も,より確実に見学者等の安全が確保できるように，岩体背後の開口変位のモニタリングを継続する必要があると思われる．

最後に，ご協力下さった関係各位に謝意を表します．

文献

1) 安田　匡･山岸宏光･浅野敏昭（2007）：洞窟遺跡の保存のため応用地質学的考察，応用地質，第48巻第5号，pp241-252.

2) 津村一郎(2008)：基礎からしっかりわかる本一物理Ⅰ･Ⅱ(力学編)，文英堂，pp105-106.

P40. 東京都世田谷区で掘削した更新統ボーリングコアの熱・水理特性と地質要素

Hydraulic, geothermal and geological properties of the Pleistocene sediment core drilled at Setagaya-ku, Tokyo

○ 竹村貴人*・船引彩子*（日本大学）・小松登志子*・濱本昌一郎*（埼玉大学）・
斉藤広隆*（東京農工大学）・大西純一*（埼玉大学）
* 独立行政法人科学技術振興機構, CREST
Takato TAKEMURA, Ayako FUNABIKI, Toshiko KOMATSU,
Shoichiro HAMAMOTO, Hirotaka SAITO, Jyunichi ONISHI

1. はじめに

近年，二酸化炭素削減，ヒートアイランド対策や省エネルギーの促進として，地中熱利用のヒートポンプ（GHP；Geo-Heat Pump）システムや汲み上げた地下水を蓄熱槽に貯蔵し熱エネルギーを取り出すシステム（GSS； Groundwater Storage System）の実用化・導入が急速に進んでいる．このような地中熱を利用したヒートポンプシステムは，特に海外において積極的に導入されているが，国内ではその導入事例は海外ほど多くはないのが現状である．しかしながら，地中熱（地圏熱）の利用は，エネルギー基本計画に再生エネルギーとして取り上げられたことから，今後，国内においても積極的に導入されていくことが想定されている．

国内での地中熱の利用にあたって，現状では地下水の持つ地圏熱利用可能量（賦存量）の評価手法，ヒートポンプシステムの計画・設計・施工に関する基準マニュアル，ヒートポンプシステムによるリスク評価ツールなどの開発・作成・整備が不十分であると考えられる． 特に，地質環境に関する知見は不十分であり，地圏熱利用による地圏からの熱の取り出しや地圏への放熱や蓄熱は，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．ここで，地圏熱とは地下水位より上部の不飽和帯および地下水位より下の飽和帯を含めた地下水と土粒子を含む地圏全体の持つ熱容量とする．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，省エネルギーの促進として効果的な地中熱の利用を積極的に行うべきであろう．また，このような問題は地中熱利用のみにとどまらず，現在進行形のヒートアイランド現象や，地下鉄などの地下空間の利用による排熱からも起こりえる事象である．

このような問題を解決するため，(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」（代表：小松登志子（埼玉大））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う．

2. 調査の手順

本調査の対象地は，下末吉面の淀橋台地西端に位置するとされる（稲子ほか[1]）東京都世田谷区の日本大学文理学部構内（標高約41m）に80mの観測井を設置し各種モニタリングを行い，そのボーリングコアの詳細な分析を行っている．ボーリングコアは，掘削後に半割され，直後に含水比と湿潤密度の測定を行った．その後，堆積相の記載や熱伝導率，土粒子密度，EC，pHの測定を行った．これらの測定方法は地盤工学会基準に沿ったものである．さらに，構成元素の測定を蛍光X線により測定した．測定に用いた機器は（株）堀場製作所製のハンドヘルド型蛍光 X 線分析装置MESA-330であり，定量方法はFPにより行った．測定結果を図1に示す．ボーリングコアの観察より，深度12m以深の砂層は青灰色を呈しており，還元状態であったことが推定されている．また，蛍光X線のよる元素定量分析の結果としてカルシウムと硫黄の含有率を見ると，深度 28-52m の区間において硫黄が検出されている．低 pH の区間も硫黄の存在区間と一致しており，この区間では硫黄は黄鉄鉱などの形態で存在していたことが推定される．また，この砂層には，肉眼観察で貝片が所々に含まれていることが確認されており

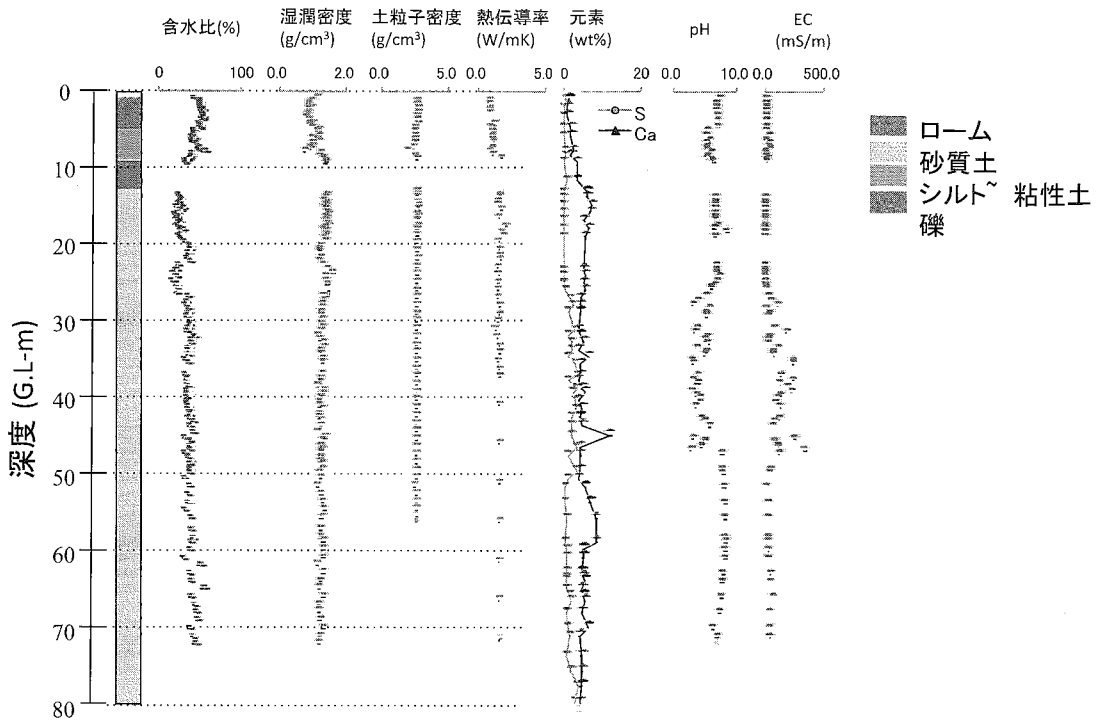


図１　測定結果

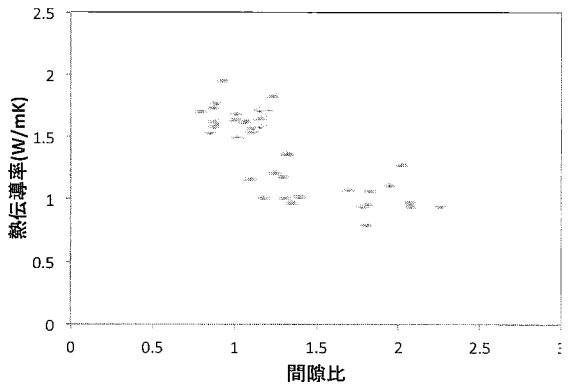


図２　熱伝導率−間隙比の関係

（船引ほか[2]），蛍光 X 線によりカルシウムが検出された箇所とほぼ一致する．

3. 地質要素と熱物性

熱伝導率は，比熱，真密度と併せて熱伝導方程式の係数となる．図 2 には，含水比，湿潤密度，土粒子密度から求めた間隙比および含水比と熱伝導率の関係を示した．ここで，熱伝導率は気体−液体−固体の順で高くなることを考えると，含水比が小さいと熱伝導率が高くなるという関係は固体部分が熱伝達経路となっていることによる影響と考えることができる．また，間隙比と熱伝導率の関係についても同様の傾向が見られている．また，間隙比が大きくなる（約 1.4 以上）と熱伝導率は一定値に収束していることがわかる．これは，ある間隙比を超えると熱の伝達経路が変わることを示唆している．また，間隙比の小さな領域での熱伝導率はばらつきが大きいことより，熱の伝達経路は単に間隙比というスカラーの量では表現しきれず，粒子の接点数，粒度分布や粘土含有率が関与していることを推察することができる．

4. おわりに

本研究発表では，更新統まで掘削されたボーリングコアを使った熱物性の測定例を示した．また，この結果は，地圏熱を管理する際に必要な情報となるため，今後さらにデータの蓄積を行うとともに，その物理的な性質とファブリックや粘土分含有率との関係などを明らかにしていく予定である．

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

1）稲子ほか(1978)淀橋台西縁地域の関東ローム層と段丘地形．日本大学文理学部自然科学研究所研究紀要，13，31-42.

2)船引彩子ほか（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，日本第四紀学会 2011 年大会予稿集.

P41. ワイヤーライン工法によるコア採取技術の高度化と掘削がコア内部に及ぼす影響の評価

Extending Wire-Line Core Drilling Method and Impact Estimation of Drilling Operation on Inside of Core

○越谷　賢（産業技術総合研究所），丸井敦尚（産業技術総合研究所），吉岡正光（サンコーコンサルタント株式会社），
萩原育夫（サンコーコンサルタント株式会社），北村昭博（アーストラストエンジニアリング株式会社）
○Masaru Koshigai（GSJ，AIST），Atsunao Marui（GSJ，AIST），Masamitsu Yoshioka（Suncoh Consultants Co., Ltd.），
Ikuo Hagiwara (Suncoh Consultants Co., Ltd.) and Akihiro Kitamura (Earth Trust Engineering Co., Ltd.)

1. はじめに

精度の高い詳細な地質情報を把握するには，調査掘削によってコアを採取し，各種試験・分析を行う必要がある．しかし，わが国に広く分布する軟岩を対象とした調査掘削にはいまだ課題が多い．特に大深度で採用されるワイヤーライン（以下，WL）工法は，軟岩コア採取状況が普通工法より劣るとされる[1]．

我々は，WL 工法を用いて軟岩の良質なコア採取を実現するため，高粘性・低脱水泥水（リボナイト泥水）を採用し，これに伴う送水圧の過剰な上昇を抑制する目的でオーバーサイズの WL 掘削ツールス[2]と，確実なコア採取・作業能率を維持する目的で WL 式シングルコアチューブを開発した[3]．開発したツールスを用いて深度 1,004m までコアリングした結果，礫岩や粗粒砂岩で低下したものの，コア採取率を全体平均で 90%以上維持することを可能とした．また，採取されたコアは，シングルコアチューブの使用時を除き，コア形状等から良質と判断された[4]．

本報では，地質状況，掘削管理パラメータと掘削泥水に添加した蛍光染料トレーサーのコア間隙水中の濃度との比較から掘削がコア品質，特にコア内部へ及ぼす影響について述べ，今後に解決すべきコア採取技術に係る課題を考察した．

2. 方法

掘削は，北海道幌延町の沿岸域を掘削地とし，深度 158~1,004m（コア採取区間：846m）まで，開発したオーバーPQ サイズ（外径 139.8mm，コア径 83mm）の WL 工法によるコアリングを実施した．コアバレルは，コアの取出時や運搬時のコアへの負担を低減させる目的でスプリット式コアバレル（トリプル管式）を採用した．そして，地質状況や掘進状況によって，スプリットを取り外したダブルコアチューブ，開発した WL 式シングルコアチューブを併用した．

コアを採取した地層は，細粒砂岩を主体とする新第三紀鮮新世の勇知層，泥岩砂岩礫岩の互層からなる第四紀更新世の更別層である．採取したコアの記載は，肉眼観察のほかに，定量的な硬さの指標を得るため針貫入試験を行った．針貫入試験は，1 掘進あたりのコア（2~3m）から代表的な 2~3 箇所で実施した．針貫入勾配は岡田ほか[5]の提案式で一軸圧縮強度へ換算した．

蛍光染料トレーサーは岩石への吸着性が小さい等，安定的な特性を有する Amino G. acid[6]（CAS

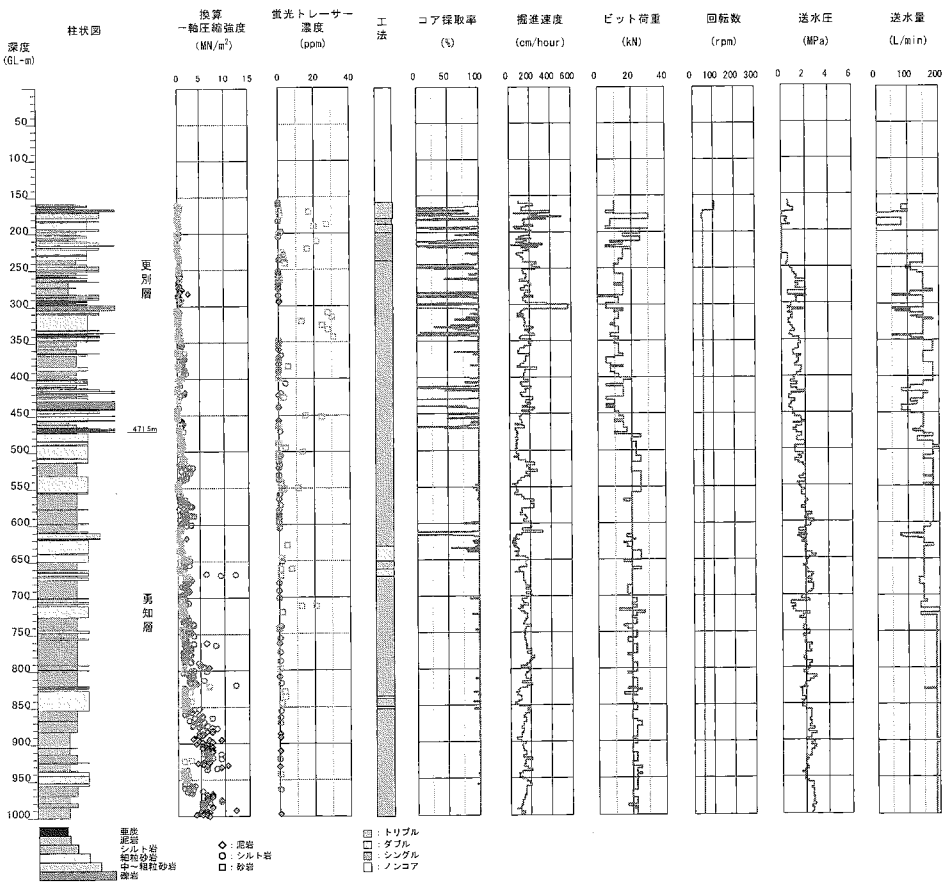


図-1　地質，トレーサー濃度と掘削管理パラメータの深度分布

No.842-15-9）を使用した．掘削中には泥水中のトレーサー濃度を 30ppm±10%に維持するように 2 時間ごとに測定・管理した．コア間隙水中のトレーサー濃度は径 50mm となるまでトリミングした試料から遠心分離法，圧縮法で抽出した間隙水を対象に測定した[7]．

3. 結果と考察

地質，トレーサー濃度と掘削管理パラメータの深度分布を図-1 に示す．地質は深度 158～472m まで更別層，深度 472m 以深は勇知層を確認した．一軸圧縮強度は岩相ごとに異なるものの（泥岩：0.3～12.3MN/m^2，シルト岩：0.04～12.3MN/m^2，砂岩：0.04～6.8MN/m^2），全体に深度に伴い増加し，増加する割合は深度 800m 以深で特に大きくなる．間隙水中のトレーサー濃度は，砂岩で大きいものの（泥岩：0～0.1ppm，シルト岩：0～4ppm，砂岩：0～31ppm），強度の増加と相関するように深部ほど小さくなる．使用コアチューブとの関連性は認められなかった．

岩相別に整理した間隙水中のトレーサー濃度と掘削管理パラメータとの関係を図-2 に示す．ここでは，掘削管理パラメータのうちビット荷重，送水圧，送水量について比較した．一般に過剰なビット荷重を加えるとコア試料が乱れる．また，送水圧や送水量の増加は掘削水のコア試料への浸透を助長する可能性がある．しかし，泥岩，シルト岩のトレーサー濃度と掘削管理パラメータとの関連性は認められなかった．加えて，砂岩のトレーサー濃度は，全体にばらつくものの弱く負の相関を示した．これらのことは，本報の掘削オペレーションが間隙水中のトレーサー濃度に影響を及ぼしていないことを示唆する．

木方ほか[8]は，掘削水が試料中に混入する要因として，掘削時に拘束圧が除荷されることで体積膨張が生じ，これに伴う間隙の増加と間隙中の負圧の発生を指摘している．本報の結果はこの指摘を支持するものであり，特に 0.5MN/m^2 以下の脆弱な砂岩で顕著であることが明らかとなった．すなわち，大深度の調査掘削において，原位置の応力状態を可能な限り保持するサンプリング手法の構築が今後の課題に挙げられる．

謝辞

本報告は，経済産業省資源エネルギー庁からの委託研究「沿岸域塩淡境界・断層評価技術高度化開発」の研究成果の一部である．本研究を行うにあたり，掘削では幌延町と日本原子力研究開発機構幌延深地層研究ユニットの関係各位にお世話になった．間隙水の抽出，分析では産業技術総合研究所の町田　功氏，井川怜欧氏，西崎聖史氏（日本工営株式会社所属）にお世話になった．ここに記して謝意を表します．

文献

1) 堀江宏保・石井一郎・善　功企（1986）：改良型ワイヤーライン方式による大阪湾深層土質調査，土と基礎，Vol.34，No.1，pp.57-62.

2) 森田　薫・吉國富雄・北村昭博・丸井敦尚（2010a）：ワイヤーライン地質調査ボーリング装置及びワイヤーライン掘削工法，特願 2010-273679，20p.

3) 森田　薫・吉國富雄・北村昭博・丸井敦尚（2010b）：ワイヤーライン掘削装置及びその工法，特願 2010-273118，44p.

4) 越谷　賢・吉岡正光・北村昭博・丸井敦尚（2011）：沿岸域におけるワイヤーライン工法のコア採取技術の高度化，応用地質．（投稿中）

5) 岡田　滋・泉谷泰志・飯塚友之助・堀内澄夫（1985）：針貫入試験による軟岩地山強度の推定，土と基礎，Vol.32，No.2，pp.35-38.

6) 古江良治・岩月輝希・水野　崇・瀬戸英樹（2003）：試錐孔を利用した地下水の地球化学特性調査手法と品質管理，JNC-TN7520 2003-001，74p.

7) 丸井敦尚・内田利弘・楠瀬勤一郎・古宇田亮一・町田　功・光畑裕司・越谷　賢・上田　匠・吉澤拓也・横田俊之・井川怜欧・安藤　誠・伊藤成輝・田中基樹（2010）：沿岸域塩淡境界・断層評価技術高度化開発平成 21 年度成果報告書，318p，産業技術総合研究所．

8) 木方建造・大山隆弘・馬原保典（1999）：圧密型岩石抽水装置の製作と深部堆積岩への適用，応用地質，Vol.40，No.5，pp.250-269.

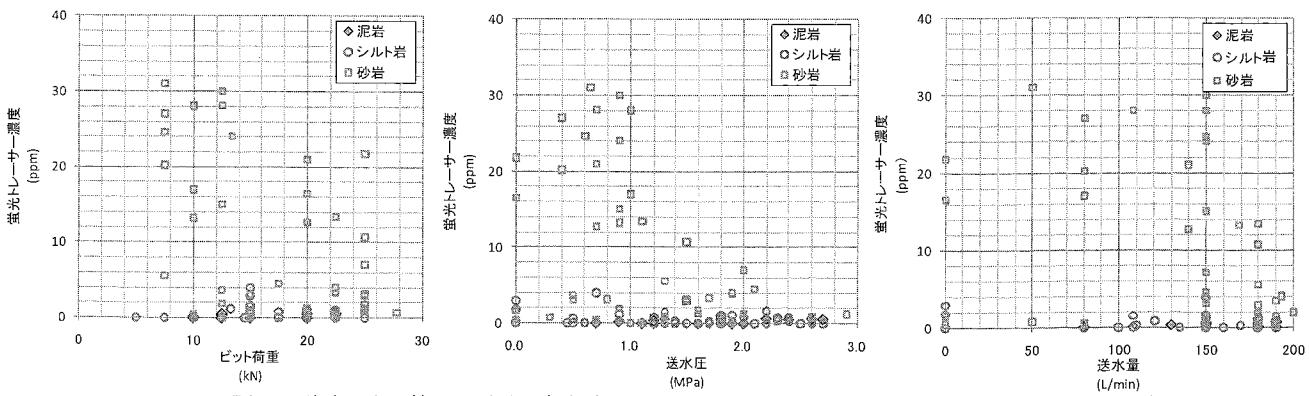


図-2　岩相別に整理した間隙水中のトレーサー濃度と掘削管理パラメータとの関係

P42. 孔壁観察を用いた地質・水理構造の調査

Survey of Geological and Hydraulic Structure by Borehole Scanning

○森口安宏（川崎地質），田島克洋（BDMサービス），山下大輔（中央開発），川久保昌平（川崎地質）
Yasuhiro Moriguchi, Katsuhiro Tajima, Daisuke Yamashita, Shohhei Kawakubo

1. はじめに

地下深部岩盤中の構造物の計画段階では，オールコアリングおよび孔内での試験・検層が実施され，詳細な地質情報を得ることが多い．逆に，施工段階での調査はノンコアリングで実施されることも多いため，得られる岩盤情報は限られている．しかし，ノンコアリングの調査でも，孔壁画像や削孔時のデータを得ることで有用な岩盤情報が得られる．

ここでは，孔壁観察画像から得られる情報を，特に湧水に着目して整理した結果について報告する．また孔壁観察と他の孔内検層を併用して湧水割れ目を特定した例についても報告する．

2. BHTVの仕様・使用機器

孔壁観察には，BIP SYSTEM（アース・スキャニング研究会）を使用した．その主要な性能を表-1に示す．最近では，画像精度の向上で鮮明な孔壁画像が得られるようになり，様々な地質情報の判読が可能となっている．

表-1　BIP SYSTEMの概略仕様

適用孔径	φ 56mm~180mm
観察深度	最大　500m
適用温度	0℃～40℃
観察画像	孔壁の全周を(360 度)を連続的に展開画像で表示
画像精度	円周方向 360pixel／R 720pixe./R 深度方向 0.25mm　0.5mm
画像記録	デジタルデータ　HD

トンネル施工中に行う先進ボーリング等の水平孔の削孔では，ボアホールスキャナーが孔壁の下に密着し，孔壁画像が偏心する等の問題があったが，独自のソフトウェアの開発により，データを孔の中心画像に変換することで，より正確な割れ目の走向・傾斜を求めることが可能となっている．

3. 画像から判読できる地質情報

孔壁観察では画像データから地質構造を推定する．画像データから岩石・岩盤情報を得るために着目すべき項目と判定方法を表-2にまとめる．これらの項目を孔壁の画像から判定するためには，地質技術者の適切な鑑定が不可欠である．

表-2　孔壁観察で得られる情報（花崗岩）

項目	判定方法
岩石の種類	鉱物粒子の色，大きさ，形状，粒子の配列
風化	変色（褐色化）とその程度・範囲 粒子の形状，孔壁面の粗さ 割れ目面の鮮明度
変質	変色（桃色・緑色・灰色等）とその程度 鉱物粒子の形状，孔壁面の粗さ
割れ目・線状模様	割れ目とその他の模様の区別 割れ目の区分 割れ目の連続性，幅，新旧
硬さ	孔壁面の粗さ，割れ目面周囲の剥離状態などから推定
走向・傾斜	割れ目・層理面などのサインカーブから走向・傾斜を求める
湧水割れ目	水平からやや上向きの孔では，画像から湧水割れ目が認定できる場合があるが，鉛直・下向きの孔では困難
岩盤の構造以外の模様	らせん状の傷（掘削痕）
岩脈と岩片の判定	境界面の形状

4. 湧水を伴う開口割れ目の特徴

一般的には，開口幅の大きい割れ目ほど，湧水を伴う可能性は大きい．しかし，ボーリング孔で確認される割れ目の開口幅は点の情報であり，これだけで湧水の有無や湧水量を測定することは困難である．孔壁観察で湧水割れ目を推定する場合は，割れ目周囲の状況を詳細に観察する必要がある．図-1に湧水と関係ある画像情報をまとめる．

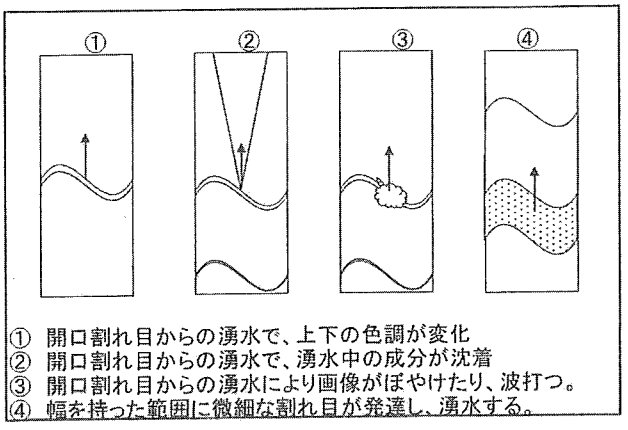


図-1 孔壁観察画像での湧水割れ目の特徴
（矢印は開口割れ目からの地下水の流動方向）

①開口割れ目を境に色調（変色の度合い）が変化

ボーリングに使用する掘削水の影響で，孔壁は掘削直後から酸化変色により色調が変化することがある．このような孔では，湧水を伴う割れ目の上側（孔口側）では変色の度合いが弱くなり，元の色調を保っていることがある．

②開口割れ目を境に溶出物が沈着

同様の現象で，割れ目から湧出した地下水が掘削水と接触することで，湧水を伴う割れ目の上側（孔口側）に溶け込んだ鉄やマンガンなどの成分が溶出・沈殿する．

③開口割れ目直上の画像の乱れ

ボーリング孔内が地下水で充填されていない場合は，撮影中のモニター画像で割れ目からの湧水が確認できる．また，孔内が地下水で満たされている場合でも，揺らぎや流速の変化で画像がぼやけたり，波打つ（揺らぐ）場合がある．

その他に，直接的な情報ではないが，下記の地質構造からの湧水にも注意が必要である．

④微小割れ目の発達部

幅を持って，微細な割れ目が密集したり，微小割れ目や鉱物粒子の間に隙間が生じたりしている場合，この間隙から湧水することがある．

⑤鉱物脈

割れ目に沿って鉱物脈が充填している場合でも，鉱物が割れ目の周囲から内側に向かって晶出し，中心部に間隙が残っているような場合には湧水を伴うことがある．

5. 孔内検層を併用した湧水割れ目の特定例

孔壁観察画像から湧水割れ目を特定する際に，孔内の流速測定・温度測定・電気伝導度測定を併用することで，その精度は高まる（図-2）．孔内での流速測定は電磁流速センサを使用している 4)．また，各センサは記録部を内蔵しており，測定ケーブルは不要である．

使用した測定器（BIP システム）は，これらの検層機器を繋ぐことが可能であり，これらのデータを合わせて湧水割れ目を特定することができる．

①孔内流速測定

湧水割れ目からの湧水量が多ければ，割れ目を境に孔内の流速が変化する．また，流速を換算することで，湧水量が定量的に求まる．

②温度測定

割れ目から湧水する地下水の温度と，孔内の掘削水の温度に差があれば，地下水の湧出地点では水温が変化する．

③電気伝導度測定

同様に，地下水と掘削水の電気伝導度が異なれば，湧水地点で電気伝導度が変化する．

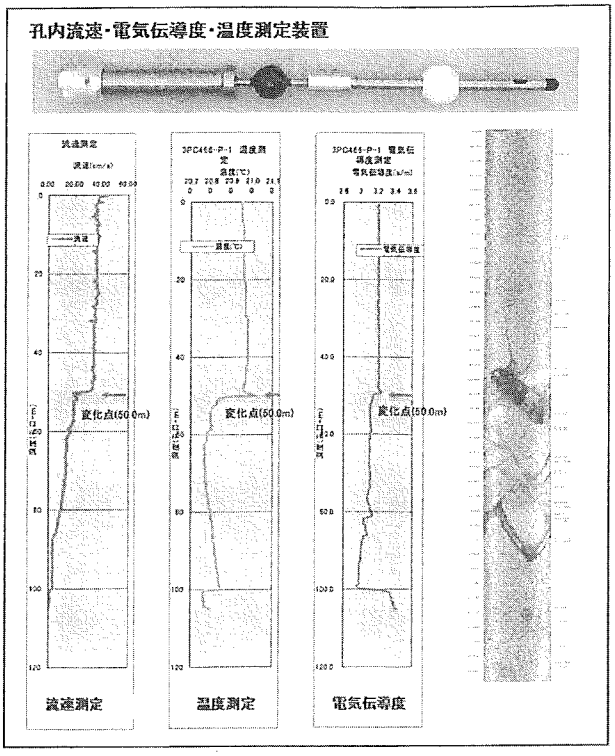


図-2 孔壁画像と検層データの対比

6. 開口割れ目の方向と湧水帯の分布

①単一の開口割れ目に沿って連続する場合

湧水深度に，単一の開口割れ目がある場合，BHTV により求まった割れ目の走向・傾斜方向に湧水帯を想定できる．

②複数の開口割れ目に沿って連続する場合

湧水深度に，2 方向の開口割れ目がある場合は，各々の割れ目の延長方向および割れ目の交点（交線）の方向に湧水帯が延びる場合がある．

③前後の構造に支配される場合

断層・破砕帯などに沿って割れ目が発達するなど，断層・破砕帯の方向に沿って湧水帯が形成される場合，画像で得られる開口割れ目の走向・傾斜と湧水帯の連続方向は一般的に異なる．

文献

1) アーススキャニング研究会：BIP-V パンフレット．
2) 遠藤努他：岩盤調査における BIP システムの適用例，昭和 63 年度応用地質学会北海道支部研究発表会要旨集，1988,5.
3) 三木茂他：ボアホールテレビ観察による岩級区分の検討，日本応用地質学会平成 2 年度研究発表会講演論文集 P33.
4) JFE アドバンテック：海洋・河川製品カタログ

P43. 北海道における国道トンネルの地山分類に関する検討例

An Approach of Reassessment for Classification of National Road Tunnel Ground in Hokkaido

○岡崎健治，伊東佳彦（（独）土木研究所寒地土木研究所）
Kenji Okazaki, Yoshihiko Ito

1. はじめに

北海道の国道トンネルにおける地山分類[1~4]は，施工前の地表踏査，ボーリング調査および屈折法弾性波探査の結果と，施工時の切羽観察，変位量計測，先進ボーリング調査などの結果をもとに，必要に応じた修正・変更が行われている．

トンネル地山分類における判定の指標（測定値や地山定数など）とその適用範囲は，過去の設計や施工時に蓄積された実績値から設定されている．これらの値は，随時，見直しと修正が行われることで，最適な範囲が決定され，より精度良い地山評価（地質的問題の発生予測）や合理的な施工に資するといえる．

これまで筆者ら[5~6]は，北海道の国道トンネルの建設で蓄積されたデータをもとに，施工時に生じる問題や地山分類の変更は地質の違いによる特徴を有すること，また，トンネル建設コストの増加を抑制するには，調査・設計から施工時において，とくに地質に関する情報の蓄積と分析が必要であることを整理した．

本文では，現在の国土交通省北海道開発局の地山分類表[1]に示される岩種区分に応じた判定指標のうち，弾性波速度と RQD について，施工前（以下，当初）と施工時の調査結果（以下，実績）の違いを整理し，その適用範囲を比較検討したので報告する．

2. 調査概要

これまで北海道で建設された国道トンネルの地山分類における弾性波速度と RQD について，その当初と実績の対応を地山区分（地山分類の結果である支保パターン）との関係について整理した．また，これらの判定指標は，地山分類[1]では，地質別に設定されていることから(表-1)，その適用範囲を岩種別に整理した．

弾性波速度における当初のデータは，地表部で実施した屈折法によるトンネル計画高さ位置での弾性波速度であり，実績のデータは，先進ボーリング孔内で実施した速度検層の弾性波速度である．また，弾性波速度は，57 トンネル 70.7km について，地山区分が当初と実績で同じとなる区間で整理した．

RQD における当初のデータは，坑口部付近または地表踏査で予想された地質的な脆弱箇所で実施した鉛直ボーリング調査の結果であり，実績のデータは，トンネル施工時に切羽から実施した先進ボーリング調査結果である．また，RQD は計測寸法 5cm とし，16 トンネル 31.0km について，20m の平均値として整理した．

本調査では，このように異なる手法や調査位置，他の指標による評価を含めた地山区分の結果をもとに整理した．なお，岩種は，剥離性に富む古生層～深成岩（以下，剥離性に富む），剥離性に富まない古生層～深成岩・火山岩（以下，剥離性に富まない）および第三紀堆積岩類（以下，堆積岩）の 3 区分である．

3. 調査結果

3.1 弾性波速度

図-1 に弾性波速度の当初と実績の関係を岩種別に示す．全体では，地山区分が構造的上位（A から E へ）となるに従い弾性波速度は低下（右下がり）し，地山が軟質または弾性波速度の伝わり難い状態，すなわち，地山の状態が悪くなる状況を反映すると想定できる．

岩種別には，剥離性に富む＞剥離性に富まない＞堆積岩の順に，弾性波速度が同程度の割合を有しながら低下する傾向が認められ，地山分類表（表-1）における岩種別の弾性波速度の設定と傾向は一致している．また，剥離性に富むと堆積岩の弾性波速度には 1km/s 程度の差が認められることから，地質の違いに応じた評価は有効といえる．

当初と実績を比べると，同岩種では大きな差は認められないが，当初≦実績の傾向が認められる．このことは，当初では地表部の風化や緩み，地山内部の亀裂の影響，実績では地山内部の孔壁における比較的新鮮な岩石を対象とする違いが，その原因と考えられる．また，当初と実績が比較的近い値であることから，特殊な地質の存在する区間を除いて，当初の地山分類によって概ね実績値の推定が可能といえる．

地山分類表の適用範囲（表-1）と実績を比べると，剥離性に富む岩種では，ややバラツキは多いが，概ね適用範囲に対応している．また，剥離性に富まないと堆積岩では，構造的上位側でやや高い値となるが，概ね適用範囲に対応した実績であることが確認できる（例えば，表-1 で堆積岩における C1 の適用範囲は，2.5～3.0km/s であるが，図-1 の堆積岩（当初）は 3.2km/s 程度，堆積岩（実績）は 3.4km/s 程度である）．地山区分は，弾性波速度以外の指標も加えて総合的に判断するものではあるが，判定指標の適用範囲の精度向上に向けて検討の余地があることを示唆している．

3.2 RQD

図-2 に RQD の当初と実績の関係を岩種別に示す．全体では，地山区分が構造的上位となるに従い RQD

は，富む岩種を除き，低下し，地山（この場合コア）における亀裂の多い状態，すなわち，地山の状態が悪くなる状況を反映していると想定できる．このうち，堆積岩では，RQD と地山区分に相関性が伺える．RQD の当初と実績のデータは，ボーリング実施箇所が異なるという点を加味しても堆積岩の評価に有効といえる．

岩種別には，堆積岩＞剥離性に富まない＝剥離性に富むの順に，RQD が高い傾向が認めら，堆積岩では他の岩種と比べて亀裂が少ない傾向を確認できる．

当初と実績を比べると，同岩種では大きな差は認められないが，当初≦実績の傾向が堆積岩で認められる．このことは，弾性波速度と同様に当初と実績では，地表部と地山内部というような調査場所の違いがその原因と考えられる．

地山分類表の適用範囲（表-1）と実績を比べると，剥離性に富む岩種の傾向はバラツキが多いが，剥離性に富まない岩種では，概ね適用範囲に対応している．また，堆積岩では，適用範囲に対して実績値が 20～30%程度高い傾向が確認できる（例えば，表-1 で堆積岩における C1 の適用範囲は，40～60%であるが，図-2 の堆積岩（当初）は 83%程度，堆積岩（実績）は 92%程度である）．このことは，現在の地山分類表の適用範囲が，弾性波探査と同様に，その適用範囲の精度向上に向けて検討の余地があることを示唆している．

4. おわりに

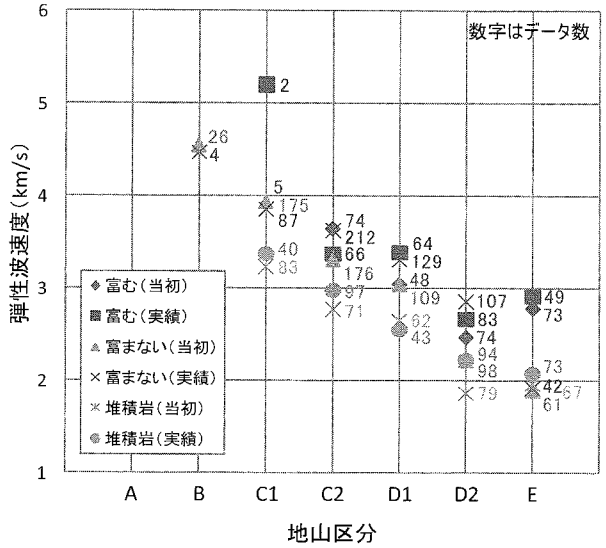
北海道の国道トンネル建設で蓄積された地山分類における判定指標を整理した結果，いくつかの知見を得ることができた．

今後は，各種データを十分に蓄積，吟味して良質な情報を得るための検討を行うとともに，これらの情報の施工時における活用に向けた検討をさらに進めたい．

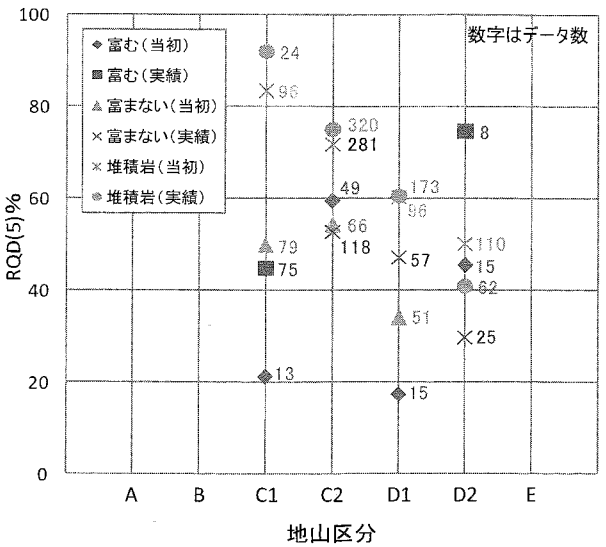
最後に，本調査に御協力頂いた国土交通省北海道開発局の関係各位に記して厚くお礼申し上げる．

表－1　地山分類の判定指標と適用範囲[1)]

岩種	剥離性に富む古生層～深成岩		剥離性に富まない古生層～深成岩・火山岩		第三紀堆積岩類	
地山区分	弾性波速度 (km/s)	RQD(5)%	弾性波速度 (km/s)	RQD(5)%	弾性波速度 (km/s)	RQD(5)%
A	4.8以上	60以上	4.5以上	60以上	—	—
B	4.5～4.8	50～60	4.0～4.5	50～80	3.0以上	60以上
C1	4.0～4.5	30～50	3.5～4.0	30～70	2.5～3.0	40～60
C2	3.5～4.0	20～30	3.0～3.5	20～50	2.0～2.5	30～40
D1	3.0～3.5	20以下	2.5～3.0	40以下	1.5～2.0	20～30
D2	—	—	—	30以下	1.0～1.5	20以下
E	—	—	—	—	—	—



図－1　弾性波速度の当初と実績



図－2　RQD の当初と実績

参考文献

1) 北海道開発局道路設計要領第 4 集トンネル（2011）：http://www.hkd.mlit.go.jp/zigyoka/z_doro/download/04_tonneru.html：国土交通省北海道開発局.
2) トンネル標準示方書・山岳工法（2006）：土木学会.
3) 道路トンネル技術基準（2003）：日本道路協会.
4) 道路トンネル観察計測指針(2009)：日本道路協会.
5) トンネルにおける地質的課題（１）～現状と課題，トンネルデータの活用，および完成後の変状～，寒地土木研究所月報，第 672 号，pp21～26.
6) 岡崎健治・伊東佳彦（2007）：トンネル地山分類に関する施工計測データの分析について～北海道の国道トンネルにおける事例～日本応用地質学会北海道支部・北海道応用地質研究会平成 19 年度研究発表会講演予稿集，第 27 号，pp31～32.

P44. 地上型３Ｄレーザスキャナを用いた落石不安定斜面モニタリング調査

A case study of the rockfall slope monitoring by the ground type 3D laser scanner

○小野尚哉(国際航業(株))、中瀬理至(西日本旅客鉄道(株))，高柳剛(西日本旅客鉄道(株))，吉田経夫((株)レールテック)
Naoya Ono，Satoshi Nakase，Tsuyoshi Takayanagi，Norio Yoshida

1．目的

亀裂が発達し落石が懸念される岩盤斜面に対し、地上型３Ｄレーザスキャナにより複数回の３次元計測を行い、初期値との３次元差分解析を行うことで岩盤斜面表面位置や形状の変化部分を３次元的に可視化し、変位箇所の抽出を行ったものである。

2．方法

使用した３Ｄレーザスキャナ(以降、3DLS と略称する)は、±2mm のモデリング精度（カタログ値）を有する HDS3000（Leica 社製）であり、可視光領域の半導体グリーンレーザ（波長 532nm）を用いてタイムオブフライト方式で計測を行い、複数時期の岩盤斜面表面の形状や位置を把握した。

変位解析を行うにあたって、3DLS 専用の基準点を用いて取得したレーザ測点群を座標変換し、複数時期のデータを対比可能なものに調整した。さらに不要な植生などのデータをフィルタリングした上で、岩盤斜面の表面形状を３次元ポリゴンとしてモデリングし、各計測回のポリゴン位置や形状を対比することで変位箇所を抽出した。

3．計測結果

対象となった岩盤斜面は２箇所であり、何れも亀裂の卓越した流紋岩からなり、平均傾斜 80° 前後でオーバーハングを伴い、浮き石や転石が散見される。このような斜面に対し計測間隔を 1～2 ヶ月として各斜面とも 3 回ずつ計測を実施した。3DLS から対象斜面までの計測距離は約 20～30m であった。取得時は植生影響部を視認し易くするためレーザ計測と併せて RGB カラーを取得し、点群データに色情報を付与した。取得する点群密度は岩盤斜面の表面において 1cm 以下の測点間隔とし、実際に取得した点群数は 300～800 万点／箇所・回となった。図 1 に RGB カラー付きレーザ計測点群の取得例を示す。



図１．ＲＧＢカラー付き点群データ表示例

４．変位解析結果

(1)差分解析で把握可能な変位量の推定

当該岩盤斜面中において実際に岩盤が傾動するなどの変位を生じた箇所は無かったが、誤差の発生状況から推定すると、±2mm 以上の変位が生じた場合に本手法で面的な検知が可能とみられる精度であることを確認した。さらに、局所部の詳細解析を行うことで、変位量±1～2mm 程度から検知が可能とみられることを確認した（図２参照）。

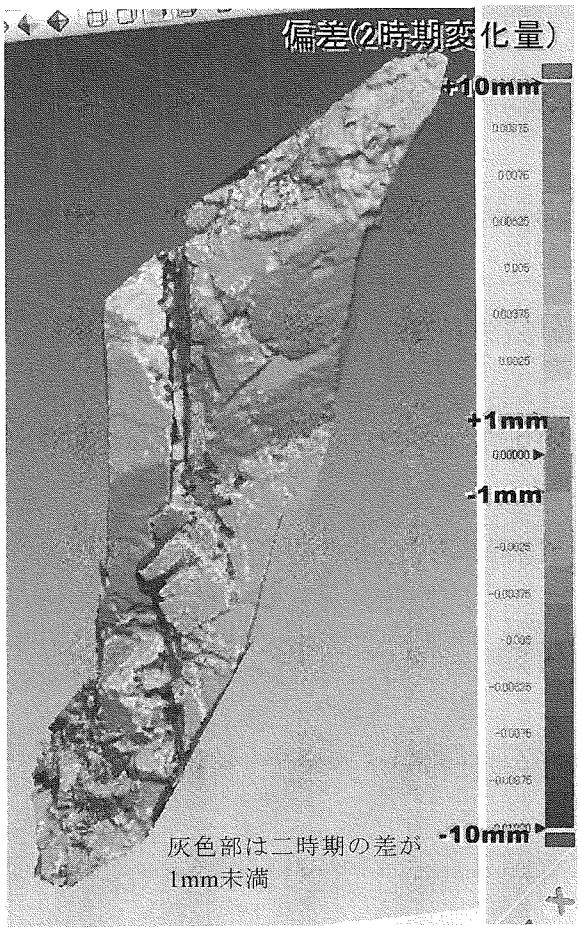


図２．開口亀裂箇所の２時期差分詳細解析結果
・赤系や青系色部は植生状況変化（草木伐採やスキャナ位置の移動）に伴うもので、変位で無い。
・黄や水色の斑部分は、±1mm 以上の誤差を有する部分、岩の縁辺部の縁取りは、各々の計測時期間の測点密度の差によるもので、変位で無い。

(2)落石箇所の検知

変位解析において、開口亀裂部付近において変位の発生は確認されなかったものの、長径 5～20cm 前

後の複数の浮き石が落石に至ったことを検知することができた（図 3 参照）。

(3)植生の影響がある箇所における変位の検知

植生が分布する箇所では、計測範囲全域を同じレベルで解析する場合、植生に伴うノイズの影響が大きいと変位箇所がノイズに埋もれて判別し辛いが、当該箇所周辺のデータを抽出し局所詳細解析を行うことで、変位箇所の把握が可能であることが確認できた（図 4 参照）。

5．本手法の適応性

計測時において植生状況の変化など、解析を行う上で幾つかの制約条件が生じた場合においても、比較エリアの限定や多少の精度低下の許容、解析処理作業の高度化を行うことで、3DLS を用いた落石不安定斜面モニタリングを行うことが可能であることが判った。ただし、不安定斜面における変位把握精度は、斜面状況、計測方法、解析方法に大きく依存することから、事前調査による当手法の適応性確認および解析工程や作業量の検討を行った上で、実際の調査に望む必要がある。

なお、対象斜面では対策工の施工が行われ、コンクリート吹付け工の施工前後の差分解析の結果、吹付け厚さの出来型が把握でき、施工管理や出来型管理に利用することも可能であった（図 5 参照）。

6．課題と今後の展望

今回の 3DLS を用いた落石不安定斜面モニタリングでは、離隔 20～30m の距離で計測を行った場合、誤差±1～2mm 程度の良好な精度で変位を面的に可視化することが可能とみられることを示した。一方、岩盤斜面を面的に把握する他の手法として写真計測やマイクロ波レーダなどがあるが、対地標識未設置条件下における計測の精度の問題、器機設置コストなどの問題がある。このことから 3DLS を用いたモニタリング手法は、比較的安価で簡易に精度良く面的モニタリングが可能な手法であると言え、面的な変位状況の把握が必要な箇所や、不特定多数の変位箇所が存在する箇所を有する現場への適応性が高い手法であると考える。

しかしながら、今回の短い調査期間のなかでは岩盤の変位自体を可視化出来た訳ではない。そのため岩盤自体の変位が生じている箇所における本手法の適用性検証を行う必要がある。また、超高精度計測への適用性把握や、100m 以上の距離における適用性把握など、不安定化が懸念される斜面において検知すべき状況は、今回の調査条件以外でも様々なものが考え得ることから、今後とも様々な状況下における調査検証を蓄積していくことが必要であると考える。　（以上）

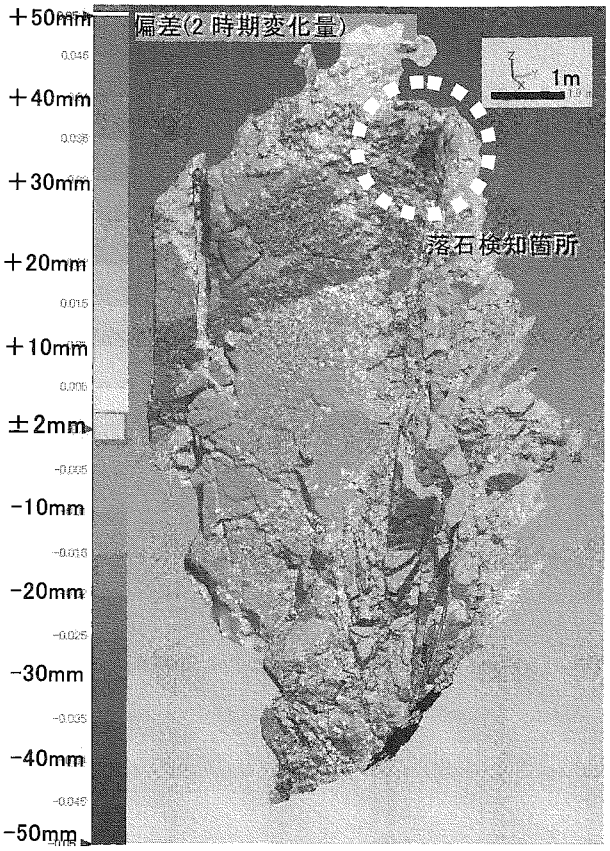


図 3．変位の検知例 1(落石箇所)

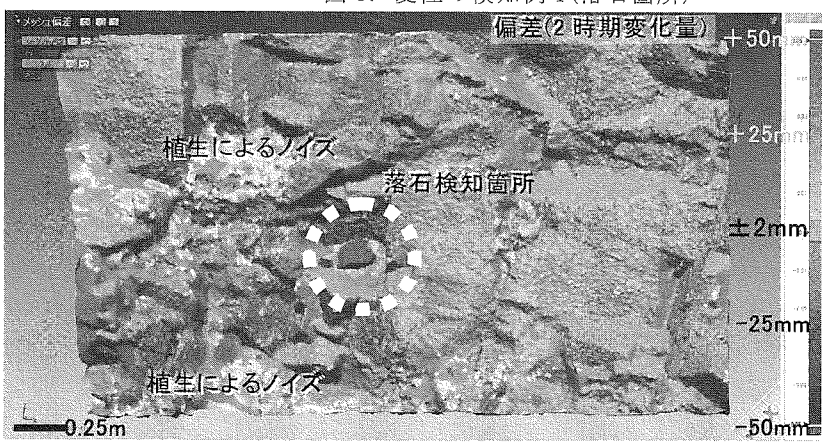


図 4．変位の検知例 2（植生箇所の転石を強制変位）

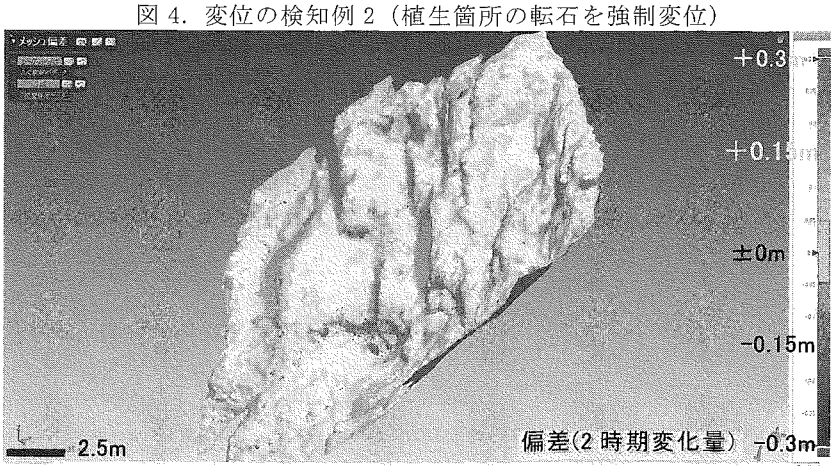


図 5．コンクリート吹付け厚の出来型の検知例

P45. 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

Engineering geology examination for improvement monitor of the unsaturation ground

○久野春彦・小早川博亮・塩竈裕三（電力中央研究所）
Haruhiko Kuno,Hiroaki Kobayakawa,Yuzo Shiogama

1. はじめに

未固結地盤の表層部における地盤の陥没メカニズムについては，地盤内に生じたパイプを通じて細粒粒子が流出するパイピング現象が，陥没の一要因と考えられている[1]．著者らはこれまでに地表陥没穴付近でトレンチ調査を実施して直接地盤の状況を観察した結果，地表陥没穴底面よりも深部の地層には乱れやずれは認められず，細粒粒子が流出している円筒状のパイプが認められる場合や，礫と礫が石積みのようにかみ合って細粒分が欠落した間隙が認められる場合など，地盤中に密度が低下して“疎”になった領域が存在することを明らかにしてきた．

地表部に生じた陥没に対する対策工は，これまで陥没は浅所陥没的な要因により発生すると考えられてきたことから，地下空洞の充填や，既に生じた陥没孔の埋め戻し等の方法が行われてきた．そのためパイピングによる細粒土砂の移動による陥没メカニズムに対して，有効な対策工が必ずしも明らかになっていない．メカニズムを考慮すれば，粒子の移動を防ぐための水みちの閉塞や止水が有効であり，また既に粒子が流出して疎になった領域の粗粒子間の空隙を充填する薬液注入による地盤改良が有効であると考えられる．

薬液注入工法は，地盤の透水性の減少や，地盤の強度増大を目的とし,固結性のある薬液を地盤に注入する工法である[2]．薬液注入においては，対象としている地盤が改良されているかを適切に評価することが重要である．これまでに溶液型水ガラス薬液による薬液注入工法を対象に，電気探査による電気比抵抗測定によって改良部の薬液充填率を評価する方法が提案されている（例えば小峰 1998[3]など）．しかし対策工の耐久性を考慮すれば，一般に用いられる溶液型水ガラス系の薬液よりもセメントなどの懸濁液型の材料を用いることが望ましい．そこでセメント系材料に対して比抵抗による改良効果の評価が適用できるか否かについて，実験室レベルで検討した結果，薬液充填率と比抵抗には良好な関係が認められることが確認された[4)5)]．

本論では，実際に陥没が発生した地盤へのセメント系薬液を用いた地盤改良工事の施工にあたり，地盤調査，薬液注入による改良効果の確認のための高速3次元電気探査を実施した結果について述べ，電気探査手法の懸濁液型材料への適用性について検討する．

2. 研究対象地域の地質

本検討で対象とした地域は，大井川中流域左岸の大井川河床からの比高 40m 程度の緩やかな西傾斜斜面に位置し，大井川に流下する渓流から流出した土砂が扇状地状に堆積した地域に位置する．地質は，基盤岩である古第三系の砂岩，頁岩などの堆積岩類の亜角礫～角礫から構成される崖錐堆積物あるいは扇状地堆積物から構成される．これらの堆積物は，静穏な環境の堆積盆に堆積したものとは異なり，洪水などのイベントに伴って後背の山地より排出されてきた淘汰の悪い土砂からなる．そのため，それぞれの層の連続性は乏しい．対象地域（約 12m×12m の範囲）には地盤調査および電気探査の電極設置用の6孔のボーリングが掘削された．その中の1孔のコアの X 線 CT 画像を図-1に示す．上述したような環境で堆積した堆積物であることから，隣接して掘削された6孔のボーリング内の単層のそれぞれを結んで構造を解析することは不可能なため，中粒～粗粒な礫を主体とし比較的細粒な砂～礫がその間隙を埋めるような層相（図-1のうち枠で囲った部分）と，それ以外の比較的細粒なものを主体とする部分に分類し，層相をパターン化して地質構造を解析した．

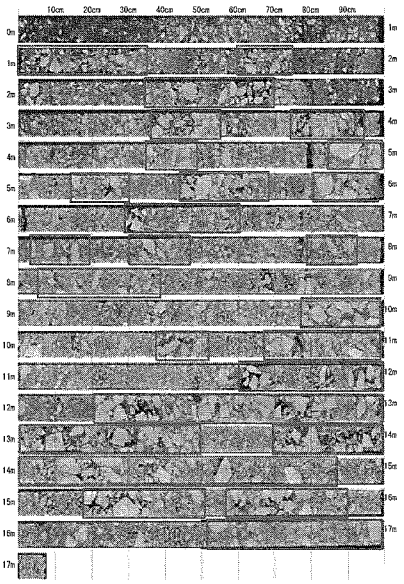


図-1　コアの X 線 CT 画像[8)]

3. 電気探査法適用の概要

地表から予察的に行われたレーダ探査，高速3次元電気探査結果により改良対象領域を設定した．図-2に示すボーリング配置（電極設置）で孔間の3次元高速比抵抗探査を実施した．

その結果，難透水性を示す第Ⅲ層において陥没穴直

下やや山側において，高比抵抗な領域で送水により強制的に水を供給しても比抵抗値に変化が生じない領域（疎の領域）が存在することが明らかになった（図-3）．

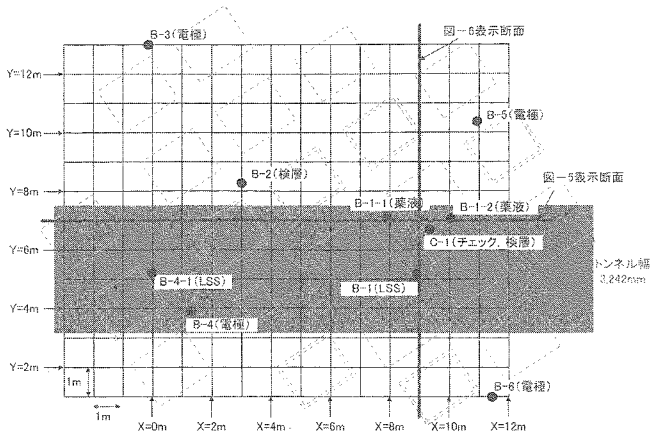


図-2　地盤改良箇所周辺の概要 [6)]

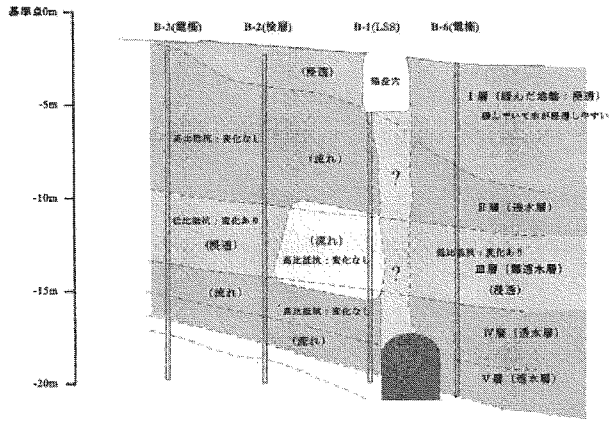


図-3　ボーリング調査による地質推定断面と
地表からの電気探査による地層の比抵抗イメージ

今回の地盤改良工事のモニタリングでは，送信・受信電極それぞれ 60 点の電極を用いるため，1 回の測定あたり送受信電極の組み合わせは 3,600 通りとなる．従来の電気探査装置では 1 回の測定に数時間を有する組み合わせ数であるが，超高速電気探査装置を用いることにより，1 回あたり 2 分弱で測定が可能であった．モニタリング期間中は 5 分に 1 回ずつ，測定の受信感度を 3 通り変化させながら測定を行った [6)]．

4.　解析結果

解析結果の一例を図-4 に示す．

図-4 は図-2 の B-1-1 孔，B-1-2 孔の双方の近傍を通るラインで鉛直に切り出した断面である．解析では基準時間からの比抵抗の変化率を用いることとし，基準時間の比抵抗分布 ρ_0 と基準時間以降の時間に対する比抵抗分布 ρ_i をもとに，薬液注入による地盤の比抵抗変化率の分布を $(\rho_i - \rho_0)/\rho_0$ により計算し，変化率分布を得た（左上から右へ 1 日目，3 日目，左下から右へ 6 日目，9 日目を示す）．

図-4 から，薬液注入工の進展に伴い，変化率－20%程度となる領域が次第に広がっていく様子が見られ，局所的には－30%程度となる変化率の箇所もある．変化領域はおおよそ B-1-1 孔，B-1-2 孔の間に見られるが，縦軸－12m から－14m にあたる深度では断面横軸方向に広がっている．この結果は，地表からの高速三次元電気探査で抽出した疎の領域の分布（前出図-3）と整合的であり，セメント系材料により疎の領域が改良され，そのことが電気探査による比抵抗変化率によりモニタリングできることが確認された．

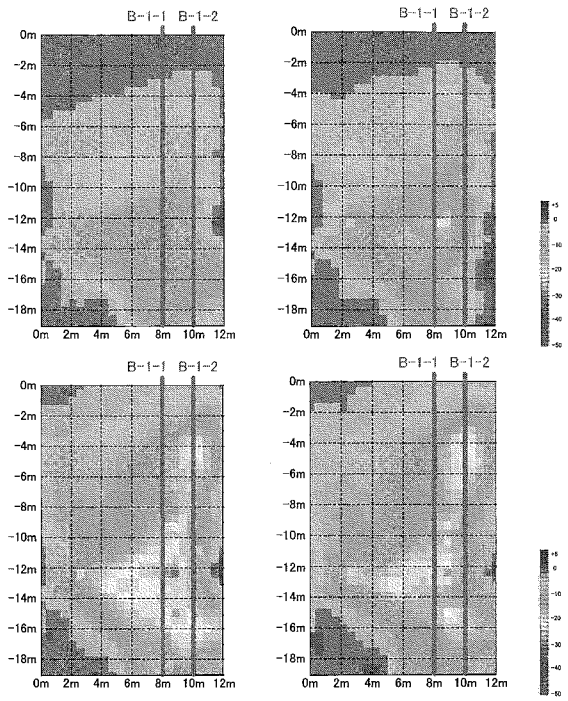


図-4　変化率断面の例 [6)]

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.59 No.9, pp.10-13, 2009.

2) 薬液注入工法の理論・設計・施工，地盤工学会，2009

3) 小峰秀雄，後藤和生：現場試験による比抵抗トモグラフィを利用した薬液注入の改良範囲評価方法の実証，土木学会論文集 No.603/III-44,pp.129-138,1998.

4)小早川博亮，塩竈裕三，久野春彦：セメント系材料の注入による未固結地盤改良効果に対する電気比抵抗の適用性評価，電力中央研究所報告，調査報告 N10033, 2011

5)小早川博亮，塩竈裕三，久野春彦：電気比抵抗による薬液注入改良範囲評価法のセメント系材料による地盤改良への適用性検討，電力土木,2011,no.353,p73-77

6)塩竈裕三，小早川博亮，久野春彦：地盤改良工事モニタリングへの電気探査法の適用，電力土木，2011, no.354，p45-49

P46. 2011年東北地方太平洋沖地震(M9.0)に伴う津波被害と海岸地形との関係

GIS analysis for costal landform to tsunami disaster caused by the Tohoku earthquake (M9.0)

○五十里和也，卯田強，災害GISグループ（新潟大学）
Kazuya Ikari, Tsuyoshi Uda, Hazzard GIS Group

1. はじめに

2011年3月11日東北地方太平洋沖地震(M9.0)に伴って東日本に大津波が押し寄せ，特に岩手県・宮城県・福島県の海岸沿いでは市街地が飲み込まれ，広範囲の建物の流出や農耕地の水没などの甚大な被害を出した．海岸平野における地震による津波災害の恐ろしさをまざまざと見せつけられたといえる．

東北地方太平洋沖地震に伴う津波被害については，航空写真を用いた浸水域の判読[1),2)]，現地調査およびDEMによる遡上高・浸水高の分布図の作成[3),4),5)]，津波の伝播シミュレーション[6)]などの調査・報告がなされている．これらの結論は，おおよそ以下の点に集約される．①津波の遡上高は三陸海岸では10~15m以上，仙台平野では8m以下，②浸水面積は岩手県三陸海岸で58km^2，仙台平野で327km^2．③松島湾沿岸は被害が少なかった．

しかし，津波の地域的な特徴と建物被害の関係についてはほとんど説明されていない．これは，被災地全域の建物被害の把握と状況判定が各自治体で定まっていないためである．

われわれ新潟大学理学部自然環境科学科の災害GISグループは，ESRI社のArcGISを用いて，独自に津波被害マップを作成した．これは震災後に国土地理院が撮影した航空写真等から，建物一軒一軒に3段階のダメージカテゴリー（①津波に流されて跡形もなく流出した建物．②津波の被害を受けたが元の場所にとどまっている水没した建物．③津波の浸水域外で被害のなかった建物）を与えて，インクリメントP㈱および㈱中央グループGIS事業部発行の住宅地図(縮尺レベル2,500)にプロットしたものである．仙台平野の例を図1に示す．

ここでは，こうして作成した津波被害マップから，津波の特徴と海岸地形の関係，および建物の津波被害をGISで解析した結果を述べる．

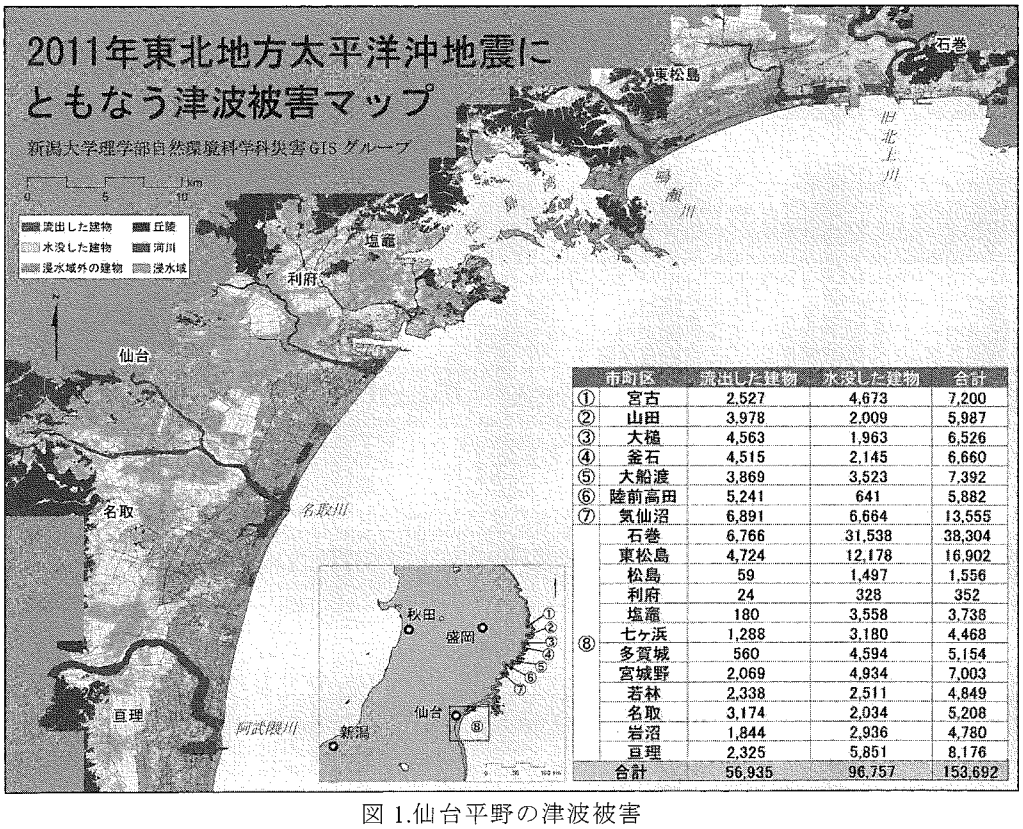
2. 津波の特徴

津波は，一般的に，その高さ（津波高）あるいは遡上高が注目され，あたかもその威力を示すパラメータのように扱われている．したがって津波の破壊力を増すといわれている三陸海岸の津波の高さばかりが強調されて話題になっている．

東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ[5)]による津波の遡上高のデータを用いて，各調査地点における海岸からの遡上距離を計測し，遡上高と遡上距離を図2にプロットした．

その結果，①三陸海岸は遡上高が高く，遡上距離が短い，②仙台平野は遡上高が低く，遡上距離が長いことが分かった．

全般的には遡上高と遡上距離は逆相関がある。これは三陸海岸がリアス式で，津波が増幅されて遡上高が大きくなったのではなく，海岸平野が小さいために遡



	市町区	流出した建物	水没した建物	合計
①	宮古	2,527	4,673	7,200
②	山田	3,978	2,009	5,987
③	大槌	4,563	1,963	6,526
④	釜石	4,515	2,145	6,660
⑤	大船渡	3,869	3,523	7,392
⑥	陸前高田	5,241	641	5,882
⑦	気仙沼	6,891	6,664	13,555
⑧	石巻	6,766	31,538	38,304
	東松島	4,724	12,178	16,902
	松島	59	1,497	1,556
	利府	24	328	352
	塩竈	180	3,558	3,738
	七ヶ浜	1,288	3,180	4,468
	多賀城	560	4,594	5,154
	宮城野	2,069	4,934	7,003
	若林	2,338	2,511	4,849
	名取	3,174	2,034	5,208
	岩沼	1,844	2,936	4,780
	亘理	2,325	5,851	8,176
	合計	56,935	96,757	153,692

図1.仙台平野の津波被害

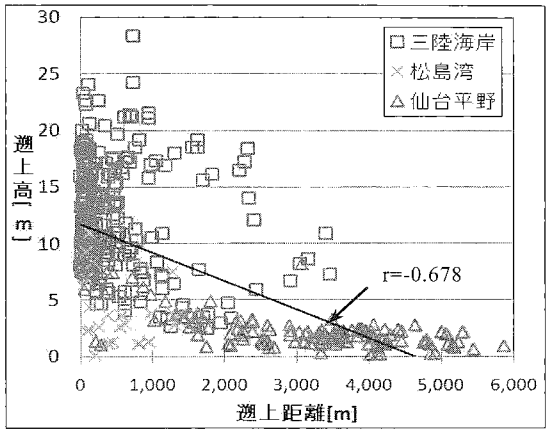


図 2.津波の遡上高と遡上距離の相関図

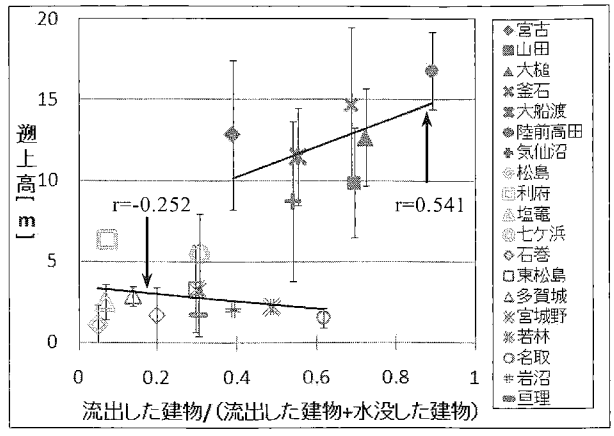


図 3.建物被害と津波の特徴の関係

上距離が短く，結果的に遡上高が大きくなったのであり，海岸平野が広い仙台平野ではもっぱら奥深くまで侵入することに津波のエネルギーが使用されたと説明できる．すなわち，三陸海岸も仙台平野も，同じ規模のエネルギーを持った津波が押し寄せたが，海岸の形態によって，遡上高を稼ぐ津波か，遡上距離を伸ばす津波かに分れたと考えられる．また，三陸海岸でも遡上距離が 2km を超える地域がみられるが，これは河川に沿って遡上したものである．

仙台平野では，石巻や多賀城など，平野のすぐ背後に丘陵がある地域では，遡上距離が 2km 以下であり，遡上高も 10m を超えることはなかったが，海岸平野の広い名取や亘理では最大 6km にまで津波が及んでいる．

松島湾沿岸では，津波の遡上高が低く，遡上距離も短い．これは松島湾内の島々が防潮堤の役割を果たしたからだと思われるが，詳しいことは未だわからない．しかし湾内でも，七ヶ浜や利府などでは，海岸に面した丘陵の斜面を 5m を超える遡上がみられた．

3. 建物被害の地域的特徴

判読したのは，三陸海岸から仙台平野まで 18 市町約 16 万軒，流出した建物 56,935 軒，水没した建物 96,757 軒であった．ただし水没した建物には，実際は屋根しか残っていなかったりするケースも含まれるが，航空写真からは判断できないので，建物の形が確認できればこのダメージカテゴリーを与えてある．津波の遡上高と壊れた建物・水没した建物の数量比の関係を，市町区ごとに平均値を取って図 3 にプロットした．

三陸海岸では，遡上高と流出した建物はほぼ正相関がある．なかでも陸前高田・山田・大槌・釜石では被害にあった 70%以上の建物は津波によって流出している．これに比べて宮古・大船渡・気仙沼では 60%以下である．平野の大部分の地盤高が 5m 以下である．遡上高が 15m 以上の陸前高田は別としても，その他の地域は津波の遡上高は 10m~15m とあまり変わらないので，建物の流出率の違いは遡上高以外の要因があると示唆している．陸前高田は砂州の発達する海岸線に市街地があった．気仙沼・大船渡などは屈曲した湾奥に注ぐ河川の両脇に発達した市街地がある．つまり被害は微地形に依存しているとみられる．また，宮古には高さ 10m・総延長 2,433m の防潮堤があり，これが一定の効果を果たした．

一方仙台平野では，流出した建物率と遡上高の関係はむしろ若干の逆相関とも見える．このうち，名取・仙台市若林区・岩沼は建物の流出率が 40~60%であるが，平野南部の亘理と平野東部の東松島・石巻では 30%以下である．名取などの流出率の高い地域は，3 列ある海岸砂丘列のうち，最も海岸に近い第三浜堤列 [7]しか分布しておらず，また砂丘の標高も低いという条件が働いたと考えられる．

4. 結論

遡上高・遡上距離は逆相関をなし，やってきた津波のエネルギー規模は同じでも，海岸の形態によって遡上高が大きくなるか遡上距離が大きいかが決定される．

津波による流出建物率は，三陸海岸では一般に津波高に影響を受けるが，市街地が発達した海岸の微地形による影響も大きい．仙台平野は海岸砂丘の発達状況が被害の大小のカギとなった．

文献

1) 国土地理院(2011)：浸水範囲概況図
2) 国際航業グループ(2011)：再現計算浸水図
3) 日本気象協会(2011)：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震津波の概要(第 3 報)
4) 日本地理学会(2011)：2.5 万分の 1 津波被災マップと 10mDEM による津波遡上高の傾向分析結果
5) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ(2011):http://www.coastal.jp/ttjt/index.php
6) 今村文彦ほか(2011)：東北地方太平洋沖地震を対象とした津波シミュレーションの実施
7) 松本秀明(1984)：海岸平野に見られる浜堤列と完新世後期の海水準微変動

P47. 東北地方太平洋沖地震に関連する地表地震断層の現地調査報告

Investigation report of surface rupture associated with the The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

○黒澤英樹（応用地質株式会社），佐藤ふみ（応用地質株式会社），三輪敦志（応用地質株式会社），
阿部恒平（応用地質株式会社），渡邊貴央（応用地質株式会社）
Hideki Kurosawa, Fumi Sato, Atsushi Miwa, Kohei Abe, Takahiro Watanabe

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日 14:46 頃に三陸沖を震源とする M 9.0（気象庁暫定値）[1]の地震が発生し，気象庁により「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」と命名された[2]（以下，「東北地方太平洋沖地震」）．その地震発生 1 ヵ月後，4 月 11 日 17:16 頃に福島県東部を震源とする M7.0（気象庁暫定値）[3]の地震が発生し（以下，「福島県浜通りの地震」），その翌日 12 日 14:07 頃に同じ地域で M6.3（気象庁速報値）[4]の地震が発生した．また，2011 年 3 月 12 日 3:59 頃に長野県北部を震源とする M 6.7（気象庁暫定値）[5]の地震が発生し，その 1 ヶ月後，4 月 12 日 7:26 頃に同じ地域で M5.6（気象庁暫定値）[6]の地震が発生した（以下，「長野県北部の地震」）．

このように，「東北地方太平洋沖地震」以後，M6.5 以上の地震が内陸部において複数発生している．本発表では「福島県浜通りの地震」及び「長野県北部の地震」によって出現した地変・地表地震断層の概査結果と湯ノ岳断層周辺の水位・流量変化について報告する．

2.「福島県浜通りの地震」で出現した地表地震断層の概査結果

本地域周辺では，M5 以上の地震がいくつか観測されており，それらは北東－南西伸長の正断層型と推定されている[7]．福島県浜通りの地震によって生じた地表地震断層について，4 月 13 日に現地概査を行なった．

概査の結果，狭小な谷底から鞍部，尾根上で約 14km にわたる地表地震断層が確認された（図-1）．断層による変位は，局所的に変動するが，図中に示した断層の南北端でほぼ収束する．地表地震断層周辺に分布する御斉所変成岩類[8]の構造は概ね北北西-南南東方向であり，地表地震断層の走向も，概ね北北西-南南東で傾斜は 90～80° 西傾斜である．地表地震断層の変位は西落ちの上下変位を主体とし，Ph2 で最大上下変位量（約 200cm）が確認される．地表地震断層沿いの一部の露頭では，厚さ数 cm～数十 cm の青灰色をなす断層ガウジが見られる．この地表地震断層は，鮫川の南側では活断層トレース[9),10)]沿いで約 5.7km，北側では加納ほか（1973）[8]の向斜軸に沿う方向で約 8.1km にわたり認められた．

地表地震断層の出現位置・構造から，地表地震断層は既存の弱線に沿って出現した可能性が示唆される．

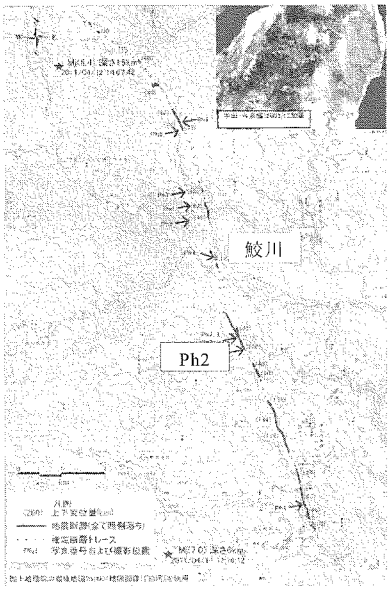


図-1　福島県浜通りの地震に係わる地変および地表地震断層の調査位置[11)]

地図索引図は中田・今泉編（2002）、背景図は国土地理院の数値地図 25000(地図画像)『白河』を使用

3.「長野県北部の地震」で出現した地変および地表地震断層の調査結果

3 月 12 日の「長野県北部の地震」の発震機構は，北西－南東方向に圧力軸を持つ逆断層型で，余震域の北東側では，余震が南東傾斜の面状に分布しているとされている[12)]．この北東側の余震域周辺に生じた地変・地表地震断層について，雪解け後の 5 月 21 日に現地概査を行なった．

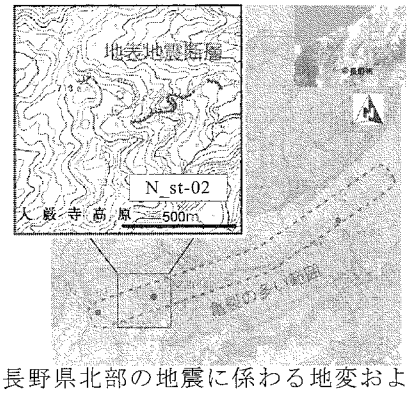


図-2　長野県北部の地震に係わる地変および地表地震断層の調査位置[13)]

地図索引図は中田・今泉編（2002）、背景図は国土地理院の数値地図 25000(地図画像)『松之山温泉』、竹内ほか（2000）を使用

概査の結果，地変(段差，撓み)は，田畑，尾根，林道などにおいて，断続しながらも，ENE-WSW 方向に長さ約 9km にわたり確認された(図-2)．そのうち，地表地震断層は，長さ約 500m確認された(N_st-02)．地表地震断層の最大上下変位は，みかけ 0.2m 程度であった．地変や地表地震断層が見られた地域は，ENE-WSW 方向の松之山背斜[14]の南翼である．

これらの地変や地表地震断層は，地すべりや褶曲構造に沿う層面すべり(flexural slip)が地表に出現した可能性などが推定される．

4. 湯ノ岳断層周辺の水位・流量変化

東北地方太平洋沖地震後に，湯ノ岳断層周辺において，温泉水位の変化や井戸水位の変化が報告されている．そこで，著者らは，鮫川水系および藤原川水系に位置する水位・流量観測所の地震発生前後の水位・流量データを取得したほか，鮫川水系に位置する高柴ダムおよび四時ダムの統合管理事務所への聞き取り調査およびインターネット上に公開されている水位の変化に関する情報を収集した．

藤原川水系の田部観測所の下流では，いわき市泉町玉露の炭鉱縦坑跡から，4 月 11 日以降に多量の温泉が湧出し，湧出開始から約 4 ヶ月経過した 8 月 3 日でも，湧出が継続している(図-3；▲)．田部観測所と鮫川水系の松原観測所（図-3）では，雨量に関係なく，地震発生後の水位と流量に多少の増加が認められた（図-4）．この異常の原因の一つとして，津波の遡上の影響が推定される．また，この松原観測所の上流には，高柴ダムおよび四時ダムがあり，ダム管理事務所への聞き取りの結果，両ダム施設の取水量および放出量の情報は得られなかったものの，地震後に人為的な流量調整は無かったと口頭にて情報を得ている．

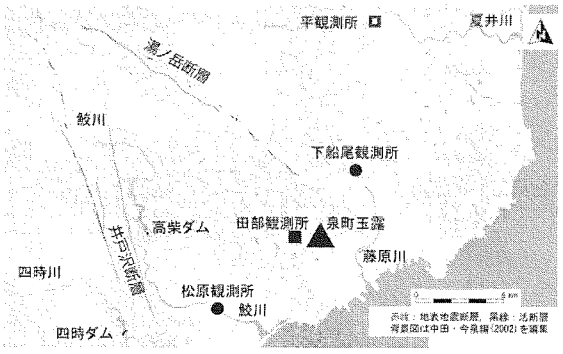


図-3　河川水位・流量の観測所および温泉湧出の位置

●：河川水位・流量の観測所，■：河川水位の観測所，
□：雨量の観測所，▲：炭鉱縦坑跡の温泉湧出

今後，詳細に河川流量や湧水と地震の関係を明らかにするためには，ダム施設の取水量および放出量のデータ，津波の遡上範囲，地下水位の変化や水源の継続的な地下水位のモニタリング，地下水位の挙動の著しい地域の地質構造の把握など，情報収集や調査が必要であると考える．

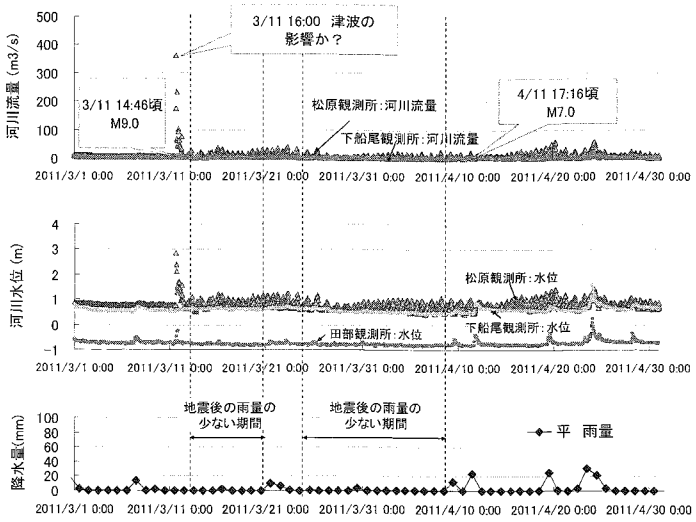


図-4　河川水位・流量の水位の変化

上図：河川流量，中図：河川水位，下図：雨量

5. おわりに

「福島県浜通りの地震」で出現した地表地震断層は，活断層周辺に出現しているものの，その活断層の活動性についての調査研究は十分といえない．また，本報告にある地変のいくつかは，従来の活断層図には判読されていない場所で生じている．今回は概査報告であり，今後，それらの地変や地表地震断層の成因を明らかにしていく調査・研究が望まれる．

現地調査時には，被災された中，地元の方々にお話や調査のご協力を頂いた．福島県土木部河川整備課のご担当者様には，災害対応で慌しい中，データ提供していただいた．以上の皆様に，厚くお礼を申し上げます．また，被災された方々に心よりお見舞い申し上げます．

文献・資料（URL）

1）気象庁, 2011,「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」について(第 15 報). 2）気象庁, 2011,平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃の三陸沖の地震について(第 2 報). 3）気象庁,2011,「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」について(第 35 報). 4）気象庁, 2011,「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」について(第 37 報). 5）気象庁, 2011, 平成 23 年 3 月 12 日 03 時 59 分頃の長野県北部の地震について(第 2 報). 6）気象庁, 2011, 平成 23 年 4 月 12 日 07 時 26 分頃の長野県北部の地震について. 7）防災科学技術研究所, 2011, 東北地方太平洋沖地震以降の茨城県北部・福島県東部の地震活動. 8）加納ほか, 1973, 地質調査所, 109p. 9）活断層研究会, 1991, 東京大学出版会, 437p. 10）中田高,今泉俊文編, 2002, 東京大学出版会. 11）応用地質株式会社, 2011, 井戸沢断層沿いに出現した地表地震断層の現地調査報告. 12）防災科学技術研究所, 2011, 2011 年 3 月 12 日・4 月 12 日長野県北部の地震. 13）応用地質株式会社, 2011, 2011 年 3 月 12 日・4 月 12 日長野県北部の地震に伴い出現した地表地震断層の現地調査報告（速報）. 14）竹内ほか, 2000, 地質調査所, 76p.

P48. 福島県浜通りの地震（M7.0）に伴う地表地震断層

Surface rupture associated with the April 11, 2011 M7.0 Fukushima Prefecture Hamadori earthquake.

○小俣雅志・郡谷順英（(株)クレアリア）・遠田晋次・堤 浩之（京都大学）・森 良樹（(株)クレアリア）
Masashi Omata, Yorihide Kohriya (Crearia Inc.), Shinji Toda,
Hiroyuki Tsutsumi (Kyoto University), Yoshiki Mori (Crearia Inc.)

1. はじめに

3月11日14時46分に発生した平成23年東北地方太平洋沖地震（M9.0）以降，この地震の余震域（岩手県沖～茨城県沖）以外でM6以上の誘発地震が各地で発生した（長野県北部（3月12日：M6.2），秋田県沖（3月12日：M7.7），静岡県東部（3月15日：M6.4），茨城県北部（3月19日：M6.1），福島県浜通り（3月23日：M6.0））．

4月11日17時16分には，福島県浜通りを震源とするM7.0の誘発地震が発生した．気象庁による地震の概要では福島県浜通り(いわきの西南西，約30km付近)，深さ6km（暫定値）とされ，東北東－西南西方向に張力軸を持つ正断層型とされる[1) 2)]．

この4月11日福島県浜通り地震では，地震に伴って地表地震断層が出現した．地表地震断層は井戸沢断層[3)]および湯ノ岳断層[3)]に沿って出現しているが，これらの地表地震断層に関する調査のうち，井戸沢断層に関する調査報告を行う．

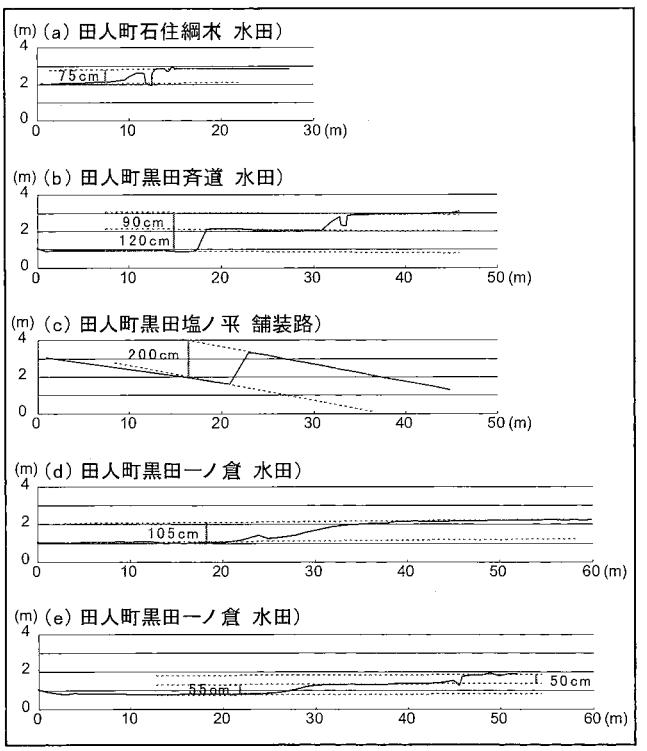
2. 調査内容

地震に伴う地表地震断層は，地震直後(4月12日)の調査により，井戸沢断層に沿って地表地震断層が出現していることが最初に確認された[4)]．著者らは4月16日から現地調査を実施し，地震に伴う断層の地表変状の分布範囲と変位量分布の確認を行なった．断層変位量の計測はオートレベルもしくはハンドレベル，巻き尺およびスタッフを使用して実施した．

3. 調査結果

調査の結果，主として3条ある井戸沢断層[3)5)]の西側トレースおよびその北方延長の約14km，いわき市田人（たびと）町石住からいわき市田人町旅人（たびうど）で地表地震断層が分布していることを確認した．断層はいずれも西落ちの正断層として確認される．いわき市田人町一ノ倉の地震断層直上に位置する家屋にいた住民の証言では「最初に少し揺れが来た後，下から3回ドン・ドン・ドンと突き上げられて体が飛び跳ねた．揺れが収まって家の外に出たら，家の下に段差が出来ていた．」とのことで，これらの地表変状が4月11日17時16分の地震と同時に出現したことは明らかである．

地表変状を確認した主な地点について以下に北から順番に示す．地表地震断層の最北端はいわき市田人町石住の入遠野ダム西方の林道である．ここでは林道上では数cmの鉛直変位が確認されるが，これより北側の林地内では変位が確認できなくなる．最北端から約1km南の林道では約20cmの鉛直変位，最北端から約3.5kmにあたるいわき市田人町綱木の水田（写真－1）では約75cmの鉛直変位となる（図－1(a)）．最北端から5.5kmに位置する田人町綱木へ向かう道路および清道川を横切る地表変状の鉛直変位は約120cmを示す．これらの地点は既往文献の断層トレース[3)5)]の北方延長部に位置している．

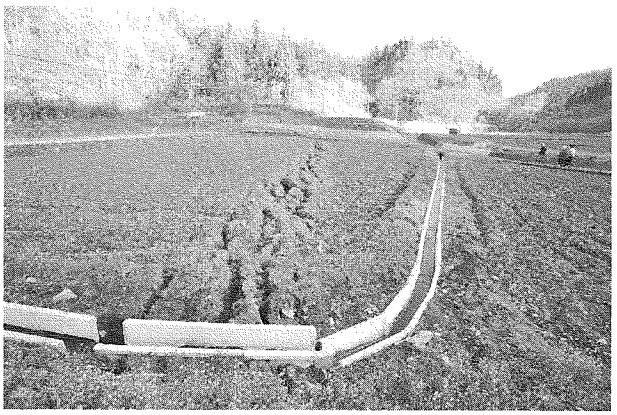


図－1　地表地震断層断面測量結果

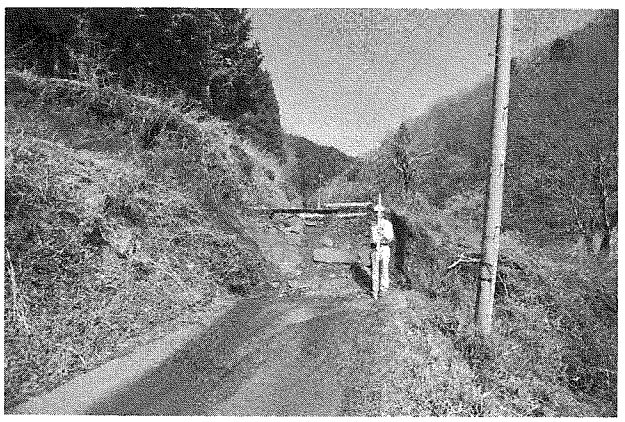
地表地震断層の分布範囲のほぼ中央に位置するいわき市田人町黒田斉道では，断層は2条に分岐しているが，それらの断層変位を合わせた鉛直変位量は210cm（図－1(b)）で井戸沢断層の最大鉛直変位量となる．このすぐ南側，断層が1条となるいわき市田人町

塩ノ平（しおのひら）の道路（写真－2）での鉛直変位量は 200cm（図－1(c)）である．この最大変位量を示す地点から南北に離れるに従って，変位量は徐々に小さくなる．

いわき市田人町一ノ倉の水田では断層が一部で 2 条に分岐するものの，断層が 1 条である地点（写真－3）での鉛直変位量は約 105cm（図－1(d)）であり，断層が 2 条の箇所でそれらの変位量を合わせると約 105cm の鉛直変位量（図－1(d)）となっている．この断面測量を実施した地点から 300m 南側に位置する家屋付近での断層の上下変位量は約 35cm となる．さらにこの家屋から 1km 南側の田人町滑石の県道 71 号線ではアスファルト路盤に多数のクラックが確認されるものの，変位は確認できない．地表地震断層の南部では変位量は急激に小さくなり，この県道より南側の林野では確認できないことから，ここが南端であると考えられる．



写真－1　いわき市田人町綱木の地表変状



写真－2　いわき市田人町塩ノ平の地表変状



写真－3　いわき市田人町一ノ倉の地表変状

4. 考察

4 月 11 日福島県浜通り地震に伴って出現した地表地震断層のうち井戸沢断層沿いの地表変状は，既往文献沿いおよびその北方延長部の約 14km 区間で西落ち正断層として確認された．現地で確認された地表地震断層のトレース沿いには，現地調査による地形確認や，空中写真による地形判読によって鞍部や直線谷等の断層変位地形が確認できることから，過去にも今回と同様の断層変位を繰り返し生じていた可能性が高い．

このような正断層系の内陸活断層が，東北地方太平洋沖地震のような巨大地震後の東西引張応力場の中で，どのような間隔で繰り返し活動しているのかは重要な検討課題であると考えられる．よって，今後はトレンチ調査等の詳細な調査を予定している．

文献

1) 気象庁(2011)：「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」について（第 35 報），http://www.jma.go.jp/jma/press/1104/11b/kaisetsu201104111820.pdf

2) 防災科学技術研究所（2011）：東北地方太平洋沖地震以降の茨城県北部・福島県東部の地震活動，http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/n-ibaraki110319/

3) 活断層研究会編(1991)：新編　日本の活断層，東京大学出版会，437pp.

4) 石山達也・佐藤比呂志・加藤直子・八木浩司・宮城豊彦・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 1 報，http://outreach.eri.u-tokyo.ac.jp/eqvolc/201103_tohoku/fukushimahamadoori/#FukushimaNo1

5) 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，DVD-ROM 2 枚・付図 1 葉，60p.

P49. 平成23年4月11日福島県いわき市の地震による地表地震断層

The surface earthquake fault of the 11th April 2011 earthquake in Iwaki-City, Fukushima Prefecture.

○阿南修司，脇坂安彦，佐々木靖人，品川俊介，日外勝仁，
安元和己，江口貴弘（独立行政法人土木研究所）
Shuji Anan, Yasuhiko Wakizaka, Yasuhito Sasaki, Shunsuke Shinagawa,
Katsuhito Agui, Kazumi Yasumoto, Takahiro Eguchi

1. はじめに

平成23年3月11日の「平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震」の発生から1ヶ月後の平成23年4月11日17時16分頃に，福島県浜通りを震源とするM7.0（気象庁発表暫定値）の地震が発生した．この地震により福島県いわき市において，井戸沢断層と湯ノ岳断層に沿った方向の異なる二つの地表地震断層がほぼ同時に出現した[1),2)]．

この地震の発震機構は東北東－西南西方向に張力軸を持つ正断層型で，震源深さは約6km，最大震度は6弱であった[3)]．この地域には，西北西－東南東方向の走向を持つ複数の正断層（二ッ箭断層，赤井断層，湯ノ岳断層）が知られていたものの，これらの断層が活断層かどうかは明確ではなかった[4)]．また，井戸沢断層については西落ちの正断層であるとされていた[4)]．

2. 周辺の地震活動

図-1に3/1～7/31の福島県から茨城県にかけての地域の地震活動（M3以上）と，文献で示された活断層の分布を示す．この地域では，東北地方太平洋沖地震の発生以前には，1923年以降のM5以上の浅い地震はほとんど観測されていなかった[3)]が，3/19にM6.1，3/23にM6.0の地震が観測され，4/11にM7.0の地震が発生するなど，7/31までにM5以上の地震が21回（陸域のみ）観測されている．

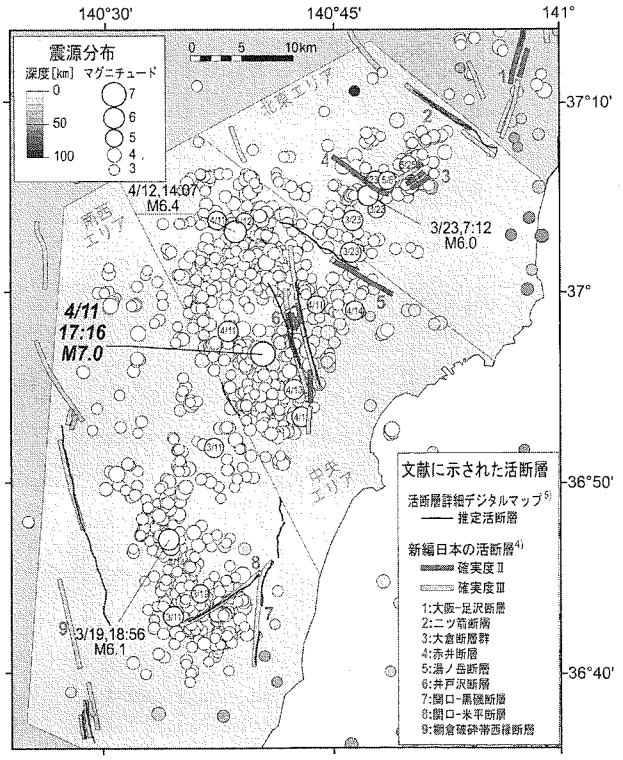


図-1　3/1～7/31の地震活動（M≧3）と活断層
（震源分布は気象庁一元化震源情報による）

図-2に エリアごとの震源分布の時系列変化を示す．井戸沢断層と湯ノ岳断層を含む中央エリアでは，北東，南西に比べると4/11までの地震活動は活発ではなく，一種の空白域を形成していたが，4/11以降多くの地震が発生している．また，震源の深さをみると他のエリアが10km以浅に集中するのに比べ，中央エリアでは20kmまでの地震が多く発生している．

今回の地表地震断層は，現地での聞き取り調査からほぼ同時に出現していると思われるが，4/11の地震と余震の空間的な分布をみると，中央エリアのM5以上の地震は，井戸沢断層とその延長の西側で4/11以降7回発生し，北に行くほど震源が深くなる傾向を示す．一方，湯ノ岳断層の近傍では，すぐ北側で3/23にM5クラスの地震が発生した以外は，南側にM5以上の地震は2回発生しているのみで，井戸沢断層に沿った地震活動に比べ明らかに少ない．このような傾向は，M5未満の震源分布でも同様である．

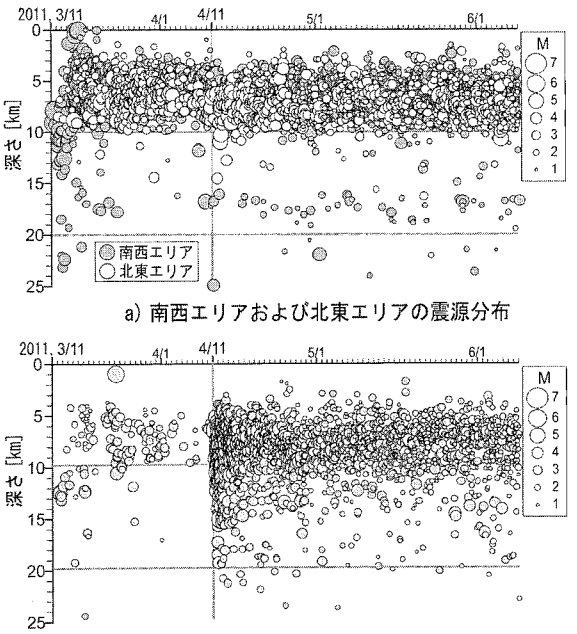


図-2　3/1～7/31の震源分布（M≧1）
（震源分布は気象庁一元化震源情報による）

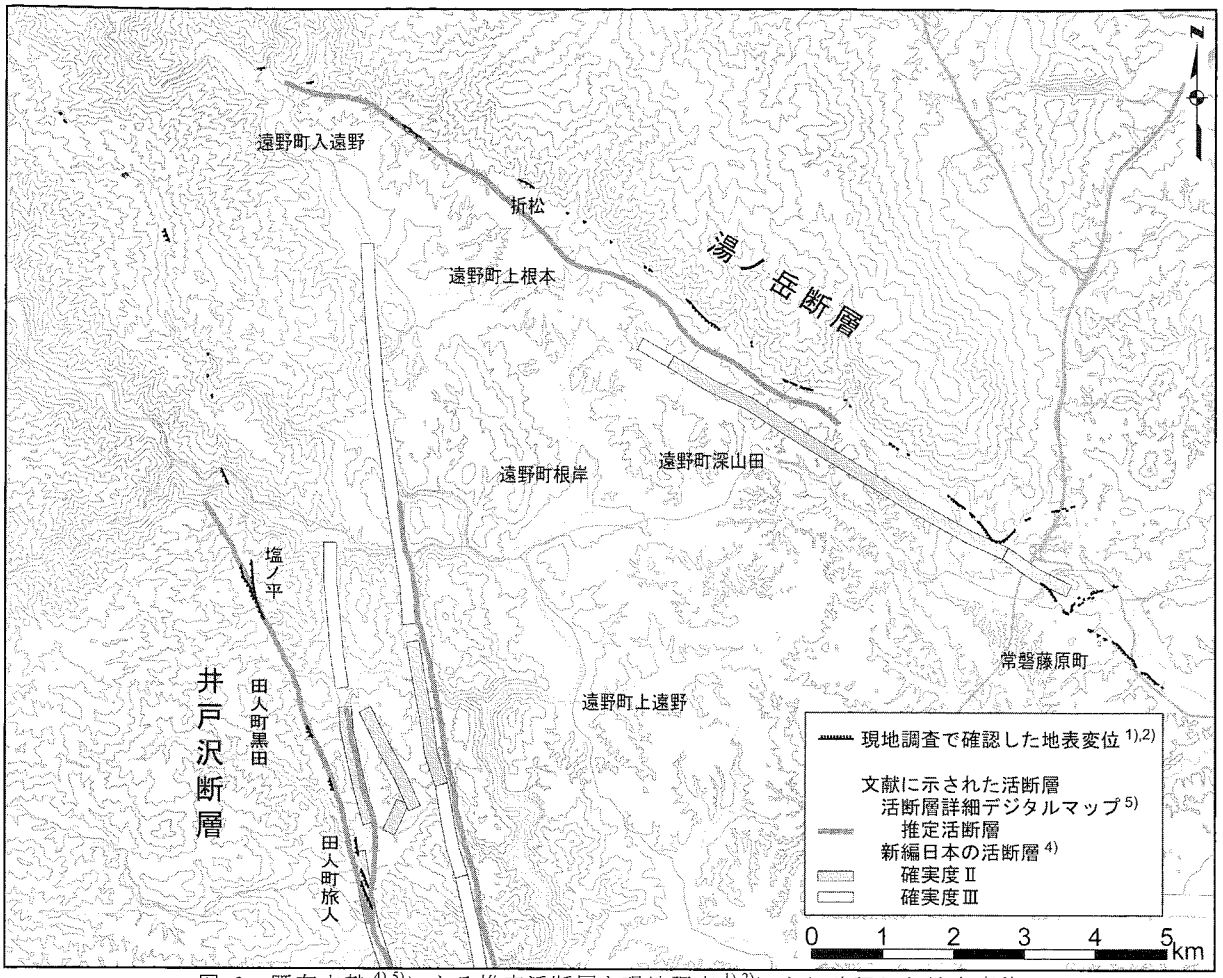


図-3　既存文献 [4),5)]による推定活断層と現地調査 [1),2)]により確認した地表変位

3. 地表地震断層

3.1 井戸沢断層周辺の地表変位

既存文献 [4),5)]による推定活断層位置と，現地調査により確認した地表変位箇所 [1),2)]を図-3 に示す．地表変位の分布の南半部は文献による推定活断層 [5)]の西側セグメントとほぼ一致するが，これよりも北側の約 5km にわたって文献 [4),5)]に示されていない範囲で断続的に地表変位が確認された．地表変位は，北北西－南南東方向に断続的に 12km 以上分布し，西南西落ちの正断層（変位はほぼ垂直で，部分的にわずかに左ないし右ずれを伴う）の形態を示し，撓曲を伴う部分が多い．最大変位量（垂直）は塩ノ平集落南方で 190cm を確認した．

3.2 湯ノ岳断層周辺の地表変位

図-3 に示すように，地表変位の分布域の中央部は文献 [4),5)]に示された推定活断層に平行して，やや山側に存在する．文献で示された推定活断層 [4),5)]の東南東延長部（一部は北東へ枝分かれする）にも断続的に地表変位が確認され，これらは地質断層 [6)]とほぼ一致する．

地表変位は，西北西－東南東方向に断続的に約 15.5km 存在し，概ね南南西落ちの正断層（変位はほぼ垂直で，部分的にわずかに左ないし右ずれを伴う）の形態を示し，撓曲を伴う部分が多い．最大変位量（垂直）は折松集落北方で 80cm を確認した．

4. おわりに

今回確認された地表地震断層は，地震によって大規模な正断層が発生したこと，方向の異なる２つの活断層が同時に活動したことなど特異な点があり，発生機構等についてのさらなる検討が必要である．

また，活断層として推定された範囲以外に地表変位が出現していることから，空中写真判読等の地形的調査において活断層の末端が正確に推定できるのかという点について，重要構造物の立地調査の観点から改めて検討をおこなう必要がある．

文献

1) 土木研究所地質・地盤研究グループ：4 月 11 日の余震でいわき市に出現した地表地震断層（第 1～6 報），土木研究所ホームページ，2011
2)脇坂安彦ほか：地形・地質，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，2011
3) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：「2011 年 4 月 11 日福島県浜通りの地震の評価」，地震調査研究推進本部，2011
4)活断層研究会編：新編日本の活断層，437p，東京大学出版会，1991
5)中田高・今泉俊文編：活断層詳細デジタルマップ，60p+DVD-ROM，東京大学出版会，2002
6)須貝貫二ほか：常磐炭田地質図，工業技術院地質調査所，1957

P50. 災害廃棄物の現状とその適正な処理・処分に向けて

For Appropriate Treatment/Disposal of Disaster Wastes

○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
JSEG Subcommittee for Study on Geological Investigation/Analysis for Waste Disposal

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(通称：東日本大震災)では，津波や斜面等の崩壊などの影響で多くの瓦礫(災害廃棄物)が発生している．津波被害によって発生する災害廃棄物の量は，被災した建物からの瓦礫だけで，岩手県 550 万トン，宮城県 1429 万トン，福島県 229 万トン，茨城県 457 万トン，合計 2673 万トンにものぼると見込まれ，他の災害廃棄物と合わせるとさらにその量は多くなる．これは，全国の一般廃棄物の年間排出量約 5000 万トンの半分以上という膨大なものである．これらの災害廃棄物すべてを数ヶ月の短時間で処理・処分することは不可能である．

委員会では，こうした災害廃棄物を中間処理・最終処分するまでの間の一時保管施設である仮置き場について検討を行ってきた．ここでは，災害直後から復興までの人の健全な生活のために定められた法や基準に基づいた適正な処理・処分のあり方を踏まえ，数年以上の設置となる仮置き場についての留意点をまとめた．

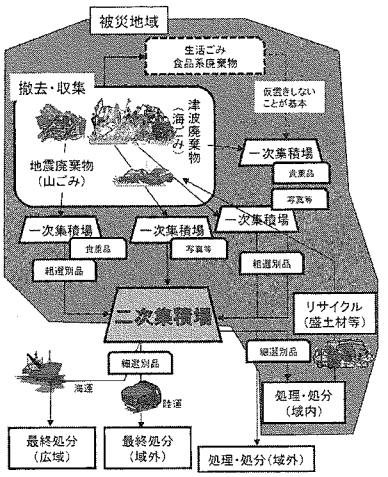
2. 災害廃棄物の処理・処分フローと仮置き場

災害時に発生する廃棄物の適正な処理・処分の必要性については，学会の研究小委員会の活動報告 [1]などに示されている．この適正な処理・処分のための一時的な保管施設としての仮置き場の重要性は，最近，中央防災会議 [2]でも取り上げられるようになってきた．

東日本大震災のように地震そのものによる廃棄物と津波による廃棄物が発生した場合，一次集積場に仮置きされ，粗分別された後，二次集積場で細分別が行われリサイクルや最終処分が行われる．ここで，二次集積場は，適正な処理・処分を待つ間の比較的長期(数年程度あるいはそれ以上の設置期間が想定される)の間，災害廃棄物を保管する施設となる（図－1)．

一次集積場と二次集積場を合わせて，仮置き場と呼ぶが，一次集積場の設置期間は 1 年程度と比較的短く，災害が小規模であれば二次集積場は必要ない場合がある．しかし，災害が大規模の場合には，その処理・処分量は膨大であり，1 年程度でその適正な処理・処分が行われるとは考え難い．この場合，比較的長期に設置される二次集積場の役割が重要となる．

この二次集積場は，大規模災害の場合，数年に亘る保管期間を想定し，周辺環境に配慮した施設とすることが必要である．このため，既存の最終処分場(管理型)



図－1　災害廃棄物の処理・処分フローの概念図

や閉鎖・廃止した最終処分場(管理型)の空スペースなどを利用することが考えられるが，災害の規模によっては，10ha 以上の大規模なスペースが必要となり，通常の陸上最終処分場では対応できない場合がある．こうした仮置きのための最終処分場がない場合，工業用地，港湾施設，公園，公共用地などが二次集積場として考えられる．

しかし，こうした最終処分場以外の土地では，周辺環境への汚染などの影響が懸念される [1]．産業廃棄物の保管基準に準拠するならば，仮置き場，特に二次集積場では，以下の対策が求められる．

- 災害廃棄物の飛散防止のための措置
- 災害廃棄物の流出防止のための措置
- 災害廃棄物の保有水等の地下への浸透防止のための措置
- 災害廃棄物からの悪臭等(硫化水素などの発生ガスを含む）の発散防止のための措置

これらの措置を前提とする場合，仮置き場の設置，維持管理，閉鎖にあたっては，次章で述べるような点に留意する必要がある．

3. 災害廃棄物の仮置き場の留意点

3.1. 仮置き場の設置上の留意点

仮置き場は，周辺環境への影響の恐れのある災害廃棄物を一時保管する施設である．また，日本は災害の頻発する地域である．このため，仮置き場，特に二次集積所の設置にあたっては，以下の点に留意する必要がある．

- 生活の場あるいは避難場所の周辺は避ける.
- 大雨等による増水，満潮・高潮等で影響を受け易い場所は避ける.
    - 河川敷、沿岸部やその周縁の水につかりやすい場所
    - 地すべり・土石流や雪崩の発生しやすい場所
    - 地盤沈下や液状化を起こした場所　など
- 重金属等の分布地域や鉱山跡地は，その利用法に留意する.
    - 自然由来の重金属等が多く分布する地域や鉱山跡地は，土地改変等に伴う汚染の発生の懸念等がないような措置を講じた利用が望まれる.

また，仮置き場においても，周辺の水域及び土壌・地下水の汚染を防止する必要があり，災害廃棄物からの浸出水等の地下への浸透，流出等を防止する措置として，図－2 のような遮水工の設置が考えられる．ベントナイトは放射性物質を吸着する効果などもあり，仮に放射能汚染物が仮置き場に搬入されたとしても，漏洩等のリスクは低くなると考えられる.

なお，シートやアスファルト(あるいはコンクリート)等の遮水工が敷設されても，雨水等により場内に浸出水が発生するので，これらの処理を適正に行う必要がある．これらの処理のために，過去の災害では写真－1 のような水処理施設や調整池などの簡易施設を設けた例がある.

3.2. 仮置き場の維持管理上の留意点

仮置き場は，有害物質を含む災害廃棄物を一時保管する場であるため，産業廃棄物の保管施設や最終処分場(管理型)のような維持管理が重要となる．維持管理にあたっては，次の点に留意する必要がある.

- 早急な分別⇒そのための搬入管理（図－3 参照）
    - 分別廃棄物の位置を決め適正に搬入管理する.
    - 保管高さの遵守（不安定にならない高さ・形状）
    - 有機物を含む廃棄物の場合，必要に応じて，積み上げた廃棄物は 1 日 1 回程度の掘り返しを行う.
- 排水溝その他の設備を設置し，場内にたまり水等は作らないように管理する.
- 簡易な水処理設備・調整池の維持管理を行う.
- 飛散防止（覆いや散水車の利用など）
- その他，周辺環境への影響が無いよう点検・計測等を行い，問題がある場合には適正な措置をとる.

3.3. 仮置き場の閉鎖上の留意点

仮置き場の選定，設置段階において，閉鎖時のことを事前に十分検討しておくことは重要である．仮置き場は，元々工業用地や港湾施設あるいは公園などである．従って，仮置き場を閉鎖するにあたっては，供用前の状態に戻すことが基本となる．このため，閉鎖にあたっては，以下の点に留意する必要がある.

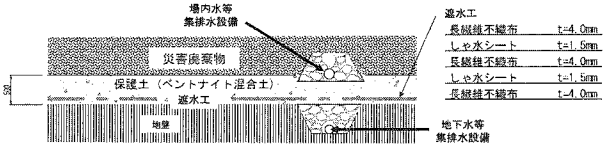
- 周辺環境に影響がないかどうかを計測等で確認し，適正であれば，そのまま閉鎖する.
- 土壌汚染等が生じた場合（恐れのある場合）は，適正な措置を講じた後に閉鎖する.
- 周辺環境に影響を及ぼした場合，閉鎖時，閉鎖後のモニタリングを行い，措置の効果を確認する（モニタリング期間：２年以上）.

4. おわりに

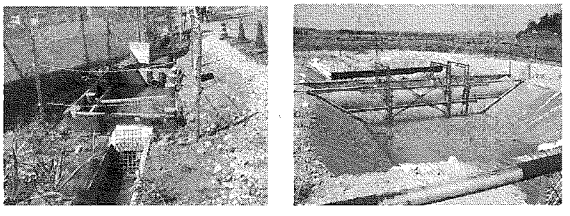
東日本大震災のように膨大な災害廃棄物を排出する災害は，今後も起きないとは限らない．大規模災害が起きてから対処するのでは，災害廃棄物の処理・処分を迅速に且つ適正に行えない場合が考えられる．したがって，災害による被害の規模を適切に予測し，ある程度妥当な災害廃棄物の種類と発生量を推定し，それを基にした処理計画を作成することなどが重要となる.

文献

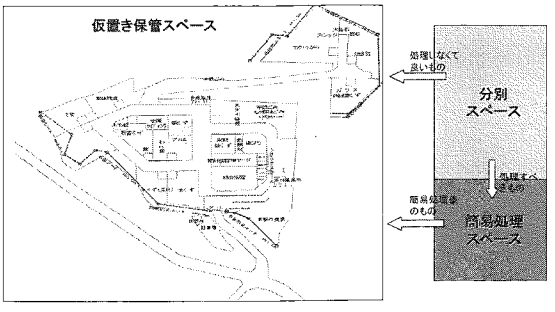
1) 日本応用地質学会災害廃棄物の防災と環境に関する研究小委員会（2010）：活動報告書，220p.
2) 中央防災会議第 3 回地方都市等における地震防災のあり方に関する専門調査会(2010)：資料 4-3 震災廃棄物対策（概要）& 資料 5-3 震災廃棄物対策



図－2　仮置き場の地下浸透防止措置の例(遮水工)



写真－1　仮置き場の簡易な水処理施設と調整池



津波廃棄物の場合
- 広い分別スペースを隣接させる必要
    - 分別スペースは汚染の可能性の高い区域となることに留意
- 処理スペースを分別スペースに隣接する必要
    - 洗浄処理、破砕処理、簡易リサイクル処理等を行えるようにする

図－3　仮置き場(二次集積場)の状況イメージ

P51. 東北地方太平洋沖地震における災害廃棄物の現状

Situation of Disaster Wastes around Some Damaged Areas by the 2011off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

○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
JSEG Subcommittee for Study on Geological Investigation/Analysis for Waste Disposal

1. はじめに

東北地方のみならず我が国に甚大な被害を及ぼしている東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）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2,673万トン[1]に達し，我が国の一般廃棄物の2009年度年間排出量4,625万トン[2]の約5割にまで及んでいる．

阪神淡路大震災では，被災地域が都市部であり周辺地域からのアクセスがよく，また近傍に大規模な海面最終処分場が確保されたことから，災害廃棄物発生量は約2,000万トン[3]と多かったにも関わらず，災害廃棄物の処理・処分は比較的スムーズに進んだと言われている．しかし，今回の東日本大震災では，津波による被害が甚大で広範囲に及んだこと，特に岩手県沿岸の津波被災地はリアス式海岸に位置するため平野部が少なく，廃棄物の集積場を確保することが困難であること，さらにはその後の処理・処分に向けての廃棄物移送のための道路が国道1本しかなく，海上移送のための港湾施設も壊滅的被害を受けていること等から，廃棄物の処理・処分が極めて困難な状況となっている．一方，津波被災地より内陸側に広い一次集積場が確保できた場合には，その後の廃棄物の処理・処分が比較的計画的に進むようである．

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では，これまでに災害廃棄物の適正な処理・処分に関する調査研究や提言を実施してきた[4]．

本稿は，津波被災地の災害廃棄物の発生状況と処理の現状を把握するために，岩手県陸前高田市と大槌町，ならびに宮城県多賀城市を現地調査し，その結果を報告するものである．

2. 津波被災地での災害廃棄物の状況

1）岩手県陸前高田市

陸前高田市の被災戸数は計3,368戸（内，全壊3,159戸）であり，被災戸数の大部分が津波による流出・破壊等の全壊被害である．

写真-1に，陸前高田市内での災害廃棄物の集積状況を示す．地震発生から約3週間後には既に道路脇に災害廃棄物が集積され始めており，海岸近くに設けられた一次集積場には分別集積（木材類，鉄類，布団・畳類等）された廃棄物が山積みされ，粗分別が実施されていた．木材類に分類された家屋解体系木材には留め金等の多くの金属類が付帯しており，今後破砕処理を行う場合には困難さを伴うであろうことが伺えた．

2）岩手県大槌町

大槌町での全壊戸数は3677棟であり，沿岸部のほとんどの建造物が流出・倒壊した．大槌町は，内陸部での十分な面積の一次集積場が確保できなかったためか，被災した防潮堤の外側に位置する水産・港湾施設の敷地が廃棄物の一次集積場として利用されている状況であった（**写真-2**参照）．



写真-2　被災した大槌港への廃棄物の集積



(a) 道路脇への集積



(b) 一次集積場での分別集積影）



(c) ほぼ満杯状態の一次集積場

写真-1　陸前高田市の災害廃棄物の集積状況

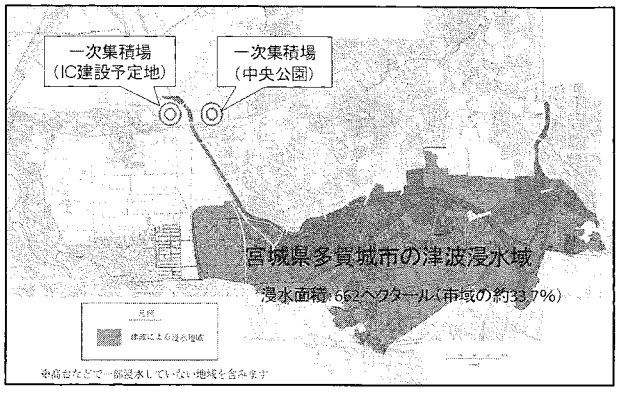


図-1　多賀城市で調査した一次集積場の位置図



写真-3　中央公園に設けられた一次集積場

表-1　各種災害廃棄物の特徴（参考文献 6）に加筆修正）

種類	震災廃棄物	水害廃棄物	津波廃棄物
発生状況	・突発的かつ大量に発生する ・排出は，短い時間に集中して行われる ・耐震性の弱い建造物が被害を受けやすく，被災建造物が点在する ・重機による解体作業となる	・突発的かつ大量に発生する ・排出は，被災直後一斉に，家屋前の路地等に行われる ・河川決壊など低地部に被害が集中する ・家庭ゴミの割合が多い	・突発的かつ大量に発生する ・排出は，重機による作業が主で，集積場に集積される ・大規模な一次集積場(分別・荒処理)および二次集積場(分別・処理・処分)の確保が必要
特徴	・損壊家屋の解体廃棄物と家財等になる ・コンクリートガラ，木くずが多く，再生利用可能なゴミが多い． ・解体作業の管理により分別が期待できる	・床上・床下浸水による家財(畳，布団類，家電類)が多い ・発生現場での分別は作業性が悪く困難 ・流入した土砂が多く付着し，水分を多く含み，腐敗しやすい	・津波高の高い地域では流出・全壊家屋が多いため，家屋木質系木くずが多い ・木くず，金属類や分類できない混合物(土砂や塩水を含む)が多い． ・リサイクルや焼却処理の際に，付着塩分濃度が悪影響することがある

3）宮城県多賀城市

宮城県多賀城市では，津波区域の住家被害の合計4,955 世帯，がれき量約 19 万 m^3 とされている[5]．

図-1に示すように，多賀城市では津波浸水域より内陸部において一次集積場を設けることができている．

写真-3に示す中央公園を活用した一次集積場では，崩壊や火災等に対する仮置き場の維持管理上の観点から，分別が困難な混合物の盛土高さを 5mとして盛土が構築されていた．

一方，図-1中のインターチェンジ建設予定地を転用した一次集積場では，その広い敷地を利用して大量の廃棄物を搬入し不燃物と可燃物を分けて集積すると共に，木くず，コンクリートガラ，廃タイヤ，金属くず，石膏ボード，れんが・瓦，粗大ゴミ等に細かく分類作業が実施されていた．さらには，コンクリートガラを再生骨材に利用するための粉砕機が導入され，集積場内で廃棄物の減容化と再生利用が進められていた．

3.　津波廃棄物の特徴

表-2には，従来考えられてきた震災および水害廃棄物と，今回の調査により明らかとなってきた津波廃棄物のそれぞれの特徴を示している．突発的かつ大量に排出されることはいずれの廃棄物も同様であるが，津波廃棄物は，水害より大型の廃棄物を大量に含むことがあるために排出作業は重機による作業が主となる．また，津波廃棄物は流出全壊した家屋からの木くずや，容易に分類できない土砂・塩水混じりの混合ごみの割合が多いのが特徴である．木くずの再生利用例としてはパーティクルボード等へ活用が考えられているが，付着する土砂や塩分，さらにはボルトやクギ等の金属類が処理工程上に悪影響を及ぼすとされている．

参考文献

1）平山修久：津波廃棄物発生量推定結果について，DRNWW，2011 年 3 月 30 日付 ．
2）環境省：一般廃棄物処理事業実態調査の結果（平成 21 年度実績について），2011.3.4 発表資料
3）島岡隆行：第 1 章　地球温暖化に伴う異常気象と災害廃棄物，災害廃棄物，中央法規，16p.，2009.
4）日本応用地質学会災害廃棄物の防災と環境に関する研究小委員会：活動報告書，220p.，2010.
5）多賀城市公表資料：多賀城市における東日本大震災の被害状況概要（2011 年 8 月 19 日現在）
6）石橋　稔，加藤隆也，日高正人：災害廃棄物処理に関する現状と今後の課題，都市清掃，Vol.61，No.281，pp.52-59，2008.

平成 23 年度研究発表会 講演論文集

平成 23 年 10 月 27 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．

再生可能エネルギーを活かした
“活力ある地域づくり・まちづくり”

国際航業グループは再生可能エネルギーを核としたまちづくりを推進し、新しい時代に必要とされるインフラ整備を提案しています。
太陽光発電所の開発やグリーン電力証書を活用した地域ブランディング展開、エコタウンなどの低炭素社会づくりに向けた都市計画のコンサルティング、環境配慮型不動産開発など「グリーン」をキーワードに事業を推進し、人々の安全・安心で、豊かな暮しに貢献する「グリーン・インフラ企業」を目指します。



－グリーン・インフラ事業のリーディング・カンパニーへ－

国際航業グループ

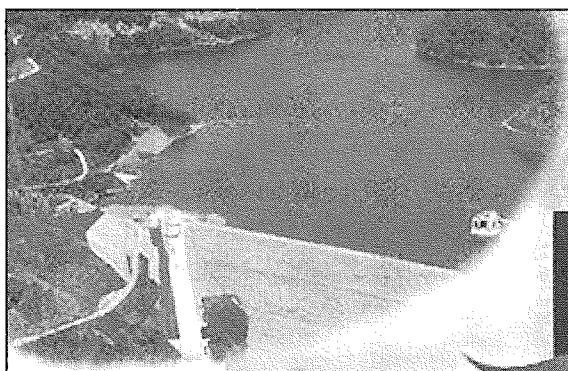
Re-engineering for Green Infrastructure

〒102-0085 東京都千代田区六番町２番地
Tel▶03-6361-2442 Fax▶03-3262-6390
http://www.kk-grp.jp/



株式会社ドーコン

本社／〒004-8585　札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号　TEL.011-801-1500　FAX. 011-801-1600　URL　http://www.docon.jp



トータルソリューションを提供する
創造性豊かな総合建設コンサルタント会社を
目指しています。

■地質・地盤調査
地表地質踏査，地質構造解析，物理探査，
地下水調査，土壌・地下水汚染調査，
水質・ガス分析，岩石力学試験，
計測・情報処理等に関する地質総合コンサルティング

■環境施設，環境アセスメント，環境保全対策，
環境緑化に関する調査・計画・解析

■電源開発・小水力発電に関する調査・計画・設計

■道路・河川・港湾・都市計画・地域計画・
防災計画に関する調査・計画・設計

■エネルギー・新エネルギービジョン作成・
地域振興等に関するコンサルティング

■省エネルギーシステムの計画・設計、
エネルギーに関するコンサルティング

■建築の総合企画・設計・監理、
建築物の調査・診断

Hokuden Sogo Sekkei
北電総合設計株式会社

〒060-0031
北海道札幌市中央区北1条東3丁目1番地1　北電興業ビル
TEL (011)222-4420(代表)　FAX(011)222-4426
http://www.hokuss.co.jp

「A-TIC」は人、暮らし、緑。
その最適調和をめざします。

建設コンサルタント

株式会社 エーティック

代表取締役 舟田清志

地質調査 環境調査 設計 計測・施工管理 構造物診断

■本 社 〒063-0801
札幌市西区二十四軒1条5丁目6番1号
TEL (011)644-2845
FAX (011)644-2895
URL：http://www.a-tic.co.jp
E-mail：info@a-tic.co.jp

■事務所 東京、旭川、北広島

KOKEN

北の大地の自立と発展に貢献する
道路・橋梁・防災・河川・環境・地質調査のコンサルタント

株式会社 構研エンジニアリング

http://www.koken-e.co.jp

本 社 〒065-8510 札幌市東区北18条東17丁目1-1
TEL (011)-780-2811 FAX (011)-785-1501
事務所 函館、網走、帯広

代表取締役会長 大島紀房（技術士）
代表取締役社長 竹田俊明（工学博士、技術士）
常務取締役 片山善治
常務取締役 川瀬良司（工学博士）
取締役常務執行役員 植村豊樹（技術士）

建設コンサルタント ISO9001 認証登録

トキワ地研株式会社

代表取締役 小林直幹

常務取締役
技術本部長 角南和洋
（技術士 建設部門：土質および基礎）
（地すべり防止工事士）
調査設計部長 楳新一郎
（RCCM：土質及び基礎）
（地すべり防止工事士）
地質部次長 高久芳男
（技術士：応用理学部門）

・登録：建設コンサルタント(応用理学部門)、(建設部門)
地質調査業、測量業
〒065-0028 札幌市東区北28条東2丁目779番地
TEL (011) 751-4841 FAX (011) 741-5960

“安全・安心・健康”
お客様の満足を創造する企業

明治コンサルタント株式会社

MEICON

代表取締役社長 山川雅弘
取締役本店長 英弘

■北海道本店 〒064-0807 北海道札幌市中央区南七条西一丁目13番地
電話：011-562-3066 FAX：011-562-3199

■本 社 〒134-0086 東京都江戸川区臨海町三丁目6番4号
電話：03-6663-2500 FAX：03-6663-2509

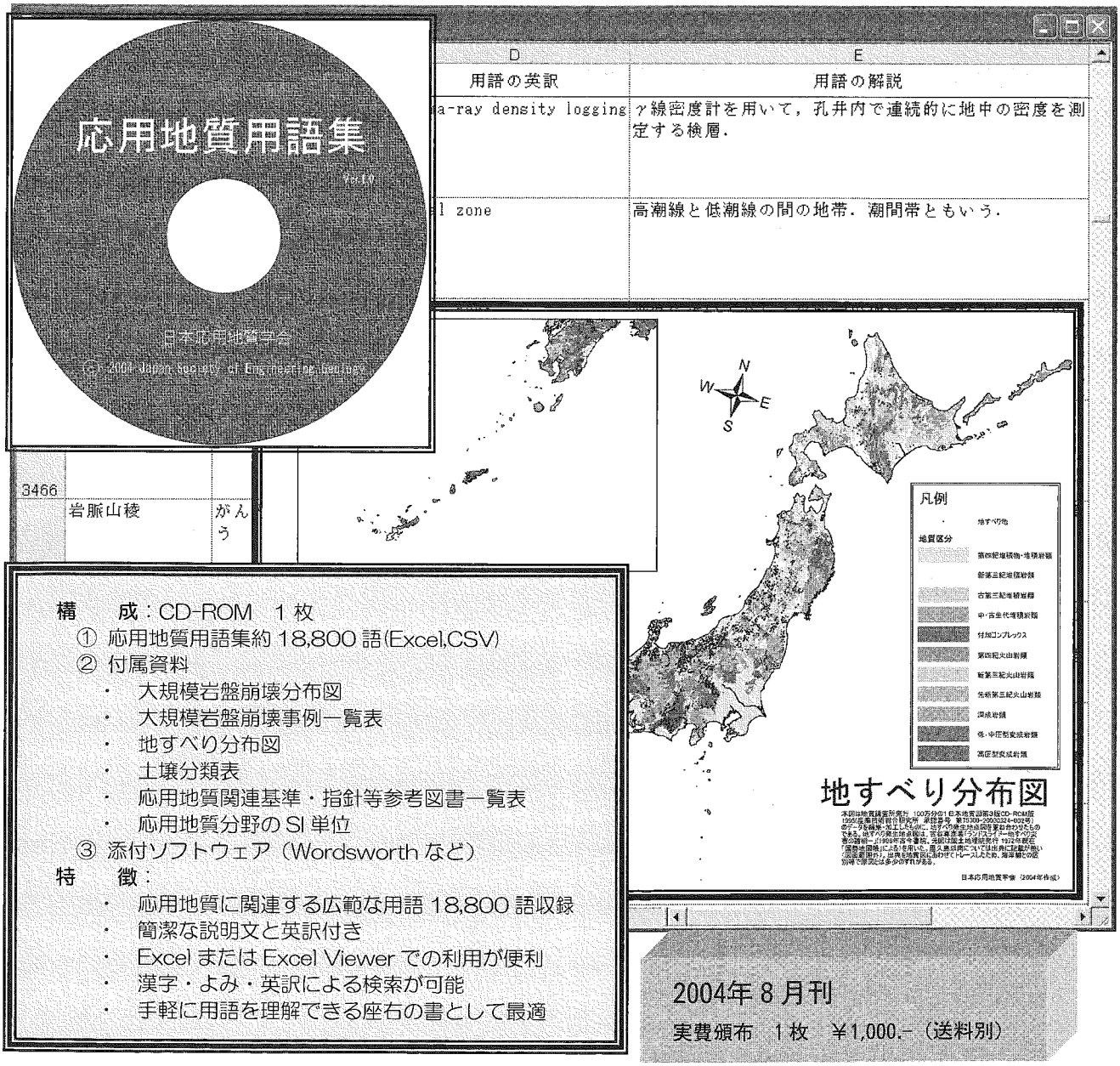
応用地質用語集（CD-ROM） Ver.1.0

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