平成 19 年度研究発表会

講 演 論 文 集

2007 年 10 月 11 日～10 月 12 日

大阪市立大学 学術情報総合センター

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 4F
TEL (03) 3259-8232

日本応用地質学会 平成19年度研究発表会

協　賛：(社) 全国地質調査業協会連合会　関西地質調査業協会

日　　時　：　平成19年10月11日（木）　9：30～17：10

平成19年10月12日（金）　9：30～16：00

会　　場　：　大阪市立大学　杉本キャンパス　学術情報総合センター10F

大阪府大阪市住吉区杉本3－3－138

参　加　費　：　登録料3,000円（学生1,000円），講演論文集5,000円（学生2,000円）

プログラム　：

【第一日】10月11日（木）

日程	時間	第一会場	第二会場	ポスターセッション
午前	9：30 10：45	斜面崩壊（1） 座長：須藤　宏（1-5）	地質構造（1） 座長：橋本修一（18-22）	（ポスター展示作業） 10：00～
		休憩		
	11：00 12：10	開会式，特別講演		
昼休み				
午後	13：00 14：00	ポスターセッション　コアタイム		
	14：00 15：30	斜面崩壊（2） 座長：千木良雅弘（6-11）	地質構造（2），地山分類・評価（1） 座長：野崎　保（23-28）	ポスター展示
		休憩		
	15：40 17：10	斜面崩壊（3） 座長：黒木貴一（12-17）	地山分類・評価（2） 座長：川越　健（29-34）	

【第二日】10月12日（金）

日程	時間	第一会場	第二会場	ポスターセッション
午前	9：30 10：45	リモートセンシング，環境地質（1） 座長：稲垣秀輝（35-39）	試験・計測・探査（1） 座長：猪原芳樹（55-59）	ポスター展示
		休憩		
	10：55 12：10	環境地質（2） 座長：山岸宏光（40-44）	試験・計測・探査（2） 座長：脇坂安彦（60-64）	
昼休み				
午後	13：20 14：35	地下水 座長：神尾重雄（45-49）	試験・計測・探査（3），岩盤分類 座長：木方建造（65-69）	（ポスター撤収作業） ～15：00
		休憩		
	14：45 16：00	地すべり，一般調査 座長：佐々木靖人（50-54）	ボーリング・孔内試験， 岩石・岩盤物性・解析 座長：村橋吉晴（70-74）	

特別講演　：　都市の水辺整備　－大阪に見るその過去と未来－

大阪市立大学副学長　　角野昇八氏

意見交換会　：　平成19年10月11日（木）　18：00～　　会費5,000円（学生3,000円）

大阪市立大学　旧教養地区生協食堂（杉本キャンパス）

大阪府大阪市住吉区杉本3－3－138

見　学　会　：　平成19年10月13日（土）　8：00～　　参加料6,000円

テーマ：淀川と京阪地域の水辺環境と防災

見学地：大阪市域の防潮堤，防潮水文，淀川大堰，排水機場，淀川沿いのワンド群，スーパー堤防，淀川三川合流，京都伏見の港と三栖閘門や酒蔵

研究発表会プログラム（○印は講演者）

【口頭発表】

第1日　［10月11日（木）］　第一会場

〔斜面崩壊（1）　9：30～10：45〕

1. 2005年パキスタン北部地震による崩壊と山体重力変形
   ○千木良雅弘（京都大学防災研究所），八木浩司（山形大学），Kausar A.B.（パキスタン地質調査所），(社)日本地すべり学会調査団 …… 1
2. 大規模崩壊の発生に関与する断層と粘土層
   ○高谷精二，鈴木恵三（南九州大学），川越雅弘（宮崎県環境科学協会） …… 3
3. 平成18年3月滋賀県高島市朽木村井地区で発生した斜面崩壊
   ○福間敏夫，村上武志，熊岡康之進，桑野一彦（基礎地盤コンサルタンツ），青谷藤代一（滋賀県） …… 5
4. 表層崩壊を群発させる斜面土層構造と，その構造を生み出す原因
   －岩石組織と岩石風化の観点から－
   ○戸邉勇人（京都大学），千木良雅弘（京都大学防災研究所） …… 7
5. 豪雨による表層崩壊が多発した地域の地質・地形学的研究　－和泉層群分布地域を例として－
   ○松澤　真（京都大学），千木良雅弘（京都大学防災研究所） …… 9

〔斜面崩壊（2）　14：00～15：30〕

6. 北海道における岩盤崩壊事例の分析と調査の着目点
   ○宍戸政仁，日外勝仁，岡崎健治，伊東佳彦（寒地土木研究所） …… 11
7. 北海道における斜面災害履歴データの活用法に関する検討
   ○日下部祐基，伊東佳彦，日外勝仁（寒地土木研究所） …… 13
8. 航空レーザ測量データを用いた崩壊地形解析から推定する山体斜面の形成過程
   ○土志田正二（京都大学），千木良雅弘（京都大学防災研究所），戸邉勇人（京都大学） …… 15
9. “スリット法”によるDEM上の斜面崩壊跡抽出と，それをもとにした経験的手法による斜面ハザードマップ作成
   ○花井健太，横田修一郎（島根大学） …… 17
10. 花崗岩地域における土石流発生メカニズムの地質学的研究
    ～防府市楞厳寺山（りょうごんじやま）における検討～
    ○高崎善成，田中和広（山口大学） …… 19
11. 土砂災害ハザードマップ作成技術の効率化の提案
    周　国云（西日本工業大学），○横矢直道（福山コンサルタント） …… 21

〔斜面崩壊（3）　15：40～17：10〕

12. 地山に起因する老朽化した吹付けのり面の崩壊機構
    ○須藤　宏（応用地質），小林　功，西澤直樹（群馬県），久保匡義，和田　博，島　馨（応用地質） …… 23

13. 大規模岩盤斜面における切土後の評価
○牛渡　聡，嶋倉一路，青木　淳（構研エンジニアリング）……25
14. 切土のり面で発生したトップリングに対する検討例
○西川　徹，上野将司（応用地質）……27
15. 黄金道路急崖の地域特性と斜面変動形態
○日外勝仁，岡崎健治，伊東佳彦（寒地土木研究所）……29
16. 粒子法を利用した斜面崩壊・土石流の数値再現性の検討
○栗原宏明，木村慎吾，登坂博行（東京大学）……31
17. 流水を考慮したDDAによる落石群挙動の基本検討
○佐々木勝司，萩原育夫，佐々木　猛，河又健時（サンコーコンサルタント），大西有三（京都大学）……33

第1日　［10月11日（木）］　第二会場

〔地質構造（1）　9：30～10：45〕

18. ノンテクトニック断層の評価事例
○河野啓幸（電源開発），伊藤　孝（JPビジネスサービス），荒井　融（地圏科学研究所），鹿野久米豊（開発設計コンサルタント），持田裕之（JPオーストラリア）……35
19. 地表地震断層は出現したのか？　－能登半島地震災害調査から－
○野崎　保（アーキジオ），富山応用地質研究会……37
20. 数値標高モデルに基づくリニアメント抽出技術の研究
○山本和哉，伊藤信一，宮脇明子（阪神コンサルタンツ），柳沢　賢，武田智吉（東京電力）·39
21. リスク・コミュニケーションとしての変動地形の分類基準
○幡谷竜太（電力中央研究所），柳田　誠，佐藤　賢（阪神コンサルタンツ）……41
22. 数値標高モデルを用いた段丘面形態の定量化と対比への適用
○山本真哉，幡谷竜太，濱田崇臣（電力中央研究所），柳田　誠，佐藤　賢（阪神コンサルタンツ）……43

〔地質構造（2），地山分類・評価（1）　14：00～15：30〕

23. 泥火山の分布を規制する地質・地質構造
－台湾南西部小滾水（しょうこんすい）地域における検討－
○浜田好弘，田中和広，宮田雄一郎，石原朋和（山口大学）……45
24. 上町断層帯の地質構造と平面図への表現の仕方
○佐野正人（中央開発）……47
25. 宮城県中・北部の地下構造に関する考察
○橋本修一，鳥越祐司（東北電力）……49
26. 仙台湾における新第三系－第四系の層序と地質構造に関する考察
○鳥越祐司，橋本修一（東北電力）……51
27. 層相の違いに着目した砂質地山の物理特性の検討
○川越　健，浦越拓野，太田岳洋（鉄道総合技術研究所）……53
28. 中硬質堆積岩（オパリナスクレイ）の露頭での風化
○大山隆弘，中田英二，木方建造（電力中央研究所）……55

〔地山分類・評価（2）　15：40〜17：10〕
29. 速度異方性と拘束圧依存性を考慮した地山評価
○木村隆行，工藤健雄，磯野陽子（エイトコンサルタント）……57
30. 概要調査段階の工学的岩盤物性評価に関する検討
○新　孝一，澤田昌孝（電力中央研究所），秦野輝儀，津田延裕（電源開発），朝川　誠，土　宏之（原子力発電環境整備機構）……59
31. 概要調査段階のトンネル施工性評価に関する検討
－トンネルの施工性と要素別の岩盤分類との関係－
○秦野輝儀，天野　格（電源開発），新　孝一，志田原　巧（電力中央研究所），朝川　誠，土　宏之（原子力発電環境整備機構）……61
32. 概要調査段階の難工事事象出現可能性評価に関する検討
○志田原　巧，金沢　淳（電力中央研究所），荒井　融（地圏科学研究所），大塚正幸（朝日航洋），朝川　誠，土　宏之（原子力発電環境整備機構）……63
33. 結晶片岩地域におけるトンネル地山分類の課題
○田村英治（四電技術コンサルタント），石井秀明（ナイバ），露口耕治（四電技術コンサルタント）……65
34.「付加体の応用地質学」は成立するだろうか？
○永田秀尚（風水土）……67

第2日　〔10月12日（金）〕　第一会場

〔リモートセンシング，環境地質（1）　9：30〜10：45〕
35. DEMを用いた落石危険斜面抽出に関する検討
○長谷川　淳，川越　健，浦越拓野，太田岳洋（鉄道総合技術研究所）……69
36. 災害と環境調査における空中写真のGIS解析
○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（西南学院大学）……71
37. GISによる佐渡の地形地質と防災・環境マップについて
○山岸宏光（新潟大学環境・防災GISセンター），佐藤ゆかり，藤林紀枝（新潟大学）……73
38. 山口県中北部，迫田-生雲断層の活動性
○相山光太郎，金折裕司（山口大学），田中竹延（阪神コンサルタンツ）……75
39. 近江盆地の地下地質
関西地質調査業協会地盤情報データベース作成委員会，○小松原　琢(産業技術総合研究所)……77

〔環境地質（2）　10：55〜12：10〕
40. 泥岩掘削残土からの酸性水の浸出持続性
○太田岳洋（鉄道総合技術研究所）……79
41. 廃棄物処分場の環境調査・モニタリング手法
○宮原哲也，八村智明（日本環境衛生センター），大野博之（環境地質）……81
42. 岩石風化に及ぼす地球温暖化の影響その2
○神尾重雄，清水公二，小野弘道，上田広和（ニュージェック）……83
43. トンネル機械掘削時の発生粉じん特性についての考察

○宇田川義夫，大下武志，小林悟史，井谷雅司，徐　永強（土木研究所）……85
44．文化財保全プロセスの初期段階における新旧地形情報の利活用
－沖縄県西表島の天然記念物「古見のサキシマスオウノキ群落」を例として－
○福塚康三郎，飯島康夫（八千代エンジニヤリング），田代　仁，嵩原智昭（竹富町）……87

〔地下水　13：20～14：35〕
45．GISを用いた海水侵入における地下水塩水化現象の三次元シミュレーションと対策
○周　国云（西日本工業大学），丸井敦尚（産業技術総合研究所），萩原良太（日本地研）……89
46．地震動増幅特性・液状化危険度と地下水位の関係
○中迎　誠（東邦地水），中川康一（大阪市立大学）……91
47．土木地質調査におけるガス炭素安定同位体比の利用
○中田英二，中川加明一郎（電力中央研究所），石井英一，岩月輝希（日本原子力開発研究機構），早稲田　周（石油資源開発）……93
48．室内試験による水・CO_2二相流体流動特性の評価
○末永 弘（電力中央研究所）……95
49．アルカリ性トンネル排水の性状とその中和過程
○青木卓也，五十嵐敏文，飯尾佳浩，朝倉國臣（北海道大学），深谷弘明，田中正善（北海道開発局）……97

〔地すべり，一般調査　14：45～16：00〕
50．中越，第三紀層地すべりの地形発達
○稲垣秀輝，小坂英輝，大久保拓郎（環境地質）……99
51．高瀬地区における排水トンネルの地下水位低下効果について
○阿部栄一（中国四国農政局）……101
52．古第三紀幌内層泥岩の地すべりにおける地下水の多様性
○山田結城，高橋秀彰，鈴木俊司（ドーコン），木崎健治……103
53．泥質片岩の破断と破砕に関与する石墨と黄鉄鉱
○山崎新太郎（京都大学），千木良雅弘（京都大学防災研究所）……105
54．概要調査における調査プログラム最適化に関する検討
○後藤淳一，土　宏之（原子力発電環境整備機構），Kenzi Karasaki（ローレンスバークレー国立研究所）……107

第2日　［10月12日（金）］　第二会場

〔試験・計測・探査（1）　9：30～10：45〕
55．活断層を対象としたS波起震機による反射法地震探査
○倉橋稔幸（土木研究所）……109
56．X線CTによる断層の内部構造の観察
○脇坂安彦（土木研究所），高橋　学（産業技術総合研究所）……111
57．花崗岩の引張破壊の残留ひずみ
○林　為人（海洋研究開発機構），高橋　学（産業技術総合研究所），藤井幸泰（深田地質研究所）……113

58. ガウジのせん断分極特性（SIP）と野外への適用
○中川康一（大阪市立大学），塚　偉（NTT データ），山田茂伸（ヤンマー），川添栄計，吉岡真弓（東京大学），岡本　隆（森林総合研究所）……115
59. 電気伝導度検層による岩盤中の水みちの抽出
○松岡清幸（物理計測コンサルタント）……117

〔試験・計測・探査（2）　10：55～12：10〕
60. 超高速電気探査装置による未固結地盤中の地下水流動モニタリングへの適用
○鈴木浩一，塩竈裕三，久野春彦，小早川博亮，末永　弘（電力中央研究所）……119
61. 同一動水勾配における透水係数の経時変化および溶存成分による透水係数の変化
○中島　崇，横山　正，廣野哲朗，中嶋　悟（大阪大学）……121
62. ドリル削孔式水質測定法による空洞周辺岩盤の酸化還元状態の調査
○猪原芳樹，大山隆弘，長岡　亨（電力中央研究所）……123
63. 堆積岩地域を対象とした水理試験による擾乱を最小化した原位置における水理パラメータ評価手法
○伊藤一誠，鈴木庸平，須甲武志，関　陽児，竹野直人（産業技術総合研究所）……125
64. 熱計測による土壌水理物性原位置プロファイリング手法に関する研究
○吉岡真弓，茂木勝郎，登坂博行（東京大学）……127

〔試験・計測・探査（3），岩盤分類　13：20～14：35〕
65. 硫化鉱物含有堆積層分布地域における自然電位異常と植生状況
○領木邦浩，浅岡宏允，畑野貴志，神　綾子，奥村一智（近畿能開大）……129
66. DEM データを用いた斜面災害地形解析と地質調査事例
○神原規也，宇都忠和（エイトコンサルタント），片家康裕（和歌山県）……131
67. 建設分野における「地盤の可視化と工学的評価」の確立とその重要性
○村橋吉晴（エイトコンサルタント），鈴木　徹（モニー物探）……133
68. トンネル地山の事前と施工時における調査データの分析
～北海道の火砕岩分布地域での調査事例～
○岡﨑健治，伊東佳彦（寒地土木研究所）……135
69. ダム基礎における弱層の分類と強度評価手法　－既往のダム調査事例からの検討－
○佐々木靖人，寶谷　周，矢島良紀（土木研究所）……137

〔ボーリング・孔内試験，岩石・岩盤物性・解析　14：45～16：00〕
70. 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 7）
－コントロールボーリングによる大曲断層の掘削・調査－
○木方建造，宮川公雄，鈴木浩一（電力中央研究所），長谷和則，薦田靖志（住鉱コンサルタント）
……139
71. コントロールボーリング用透水試験・採水複合試験ツールの開発（その 5）
－泥水中の孔壁可視化による試験区間の選定－
○宮川公雄，木方建造（電力中央研究所），金内昌直（レアックス）……141
72. 透気特性を利用した岩盤緩み域調査
○東谷　謙，萩原育夫，佐々木勝司（サンコーコンサルタント），山地宏志，山田文孝（三井住友

建設）……143
73. 岩盤の変形係数と岩級区分要素
○栃本泰浩（川崎地質）……145
74. 膨潤性粘土鉱物による切土のり面崩壊に関する検討
○山本浩之，猪狩哲夫，宇津木慎司，伊沢訓男（間組），石田良二，上間綾乃（ジェイアール総研エンジニアリング）……147

【ポスターセッション】

コアタイム　第1日［10月11日（木）］13：00～14：00

〔斜面崩壊，地すべり〕

P1. 沖縄本島中部で発生した大規模地すべりにおける細密地形データの迅速な取得と利用例
○小野尚哉，三戸嘉之，武田兼一（国際航業）……149
P2. 能登半島地震による斜面崩壊特性について
○小野田　敏，小川紀一朗，屋木健司，武藤良樹（アジア航測）……151
P3. 中越地震の東竹沢地区地すべり地点における現地調査と試料採取
○亀谷裕志，金井哲男（応用地質），Jianliang Deng，堤　千花，古関潤一（東京大学）……153
P4. 島根県堂床山の不安定急崖とその直下に広がる岩屑なだれ堆積物の形成
○田村友紀夫，横田修一郎，沢田順弘（島根大学）……155
P5. AE発生数とAE波形の周波数変化を利用した岩盤斜面安全監視手法
○宇次原雅之，藤井真希（日特建設），田仲正弘（レーザック），金川　忠（日特建設）……157
P6. 山稜付近の斜面地質　－大阪北部，生駒山地の例－
○藤田　崇，石井孝行……159
P7. 阿讃山脈中部の地形発達について
○松本充弘（京都大学），千木良雅弘（京都大学防災研究所）……161
P8. 四国における地すべり地形の分布について
○井口　隆，清水文健，内山庄一郎(防災科学技術研究所)，大八木規夫(深田地質研究所)……163
P9. 古第三紀幌内層泥岩の地すべりの内部構造と地下水特性
○鈴木俊司，高橋秀彰，山田結城（ドーコン），木崎健治……165
P10. 結晶片岩地すべりにおける砂粒子形状に着目したすべり面判定手法
○柴崎達也，青木穂高，橋本英俊，横山　修（国土防災技術）……167
P11. 地すべり堆積物のpHとEC　－山口県油谷半島西部仏崎地区を例として－
○佐藤勝也，金折裕司（山口大学），久永喜代志（ジオテック）……169
P12. 大規模地震に対応した予防治山工法の紹介
○鏡原聖史（ダイヤコンサルタント），西原玲二，竹下洋一（兵庫県），荒木繁幸（ダイヤコンサルタント）……171
P13. 兵庫県における風倒木に伴う山腹崩壊
○松村法行（ダイヤコンサルタント），高嶋甲八（兵庫県），鏡原聖史，高橋豪夫，炭谷雅昭，魚住誠司（ダイヤコンサルタント）……173

〔一般調査，地質構造〕

P14. 2007年能登半島地震における家屋被害と地形・地質条件
○細矢卓志，橋本智雄，安田幸弘，戸田和也，池内秀円，緒方信一（中央開発）……175
P15. トンネル経過地上部未固結地山の陥没メカニズムの検討（その2）
○久野春彦，塩竈裕三，小早川博亮，鈴木浩一，末永　弘（電力中央研究所）……177
P16. 風化に伴う岩石表面の凹凸状態の計測
○朽津信明，二神葉子（東京文化財研究所）……179
P17. （欠）
P18. 大阪平野沖積層形成環境変化と沖積粘土の鋭敏性
○塚田　豊，三田村宗樹，吉川周作，大島昭彦（大阪市立大学），北田奈緒子（地盤研究財団），三瓶良和（島根大学）……181
P19. 上総層群浅部におけるガス湧出量計測の試み
○中川加明一郎，田中姿郎，末永　弘，中田英二，窪田健二，志田原　巧（電力中央研究所）……183
P20. 上総層群浅部の断層構造とメタンガス移行の関係
○田中姿郎，志田原　巧，末永　弘，中田英二，中川加明一郎，窪田健二（電力中央研究所）……185
P21. 南西諸島に分布する赤色土の色相計測による段丘対比の試み
○横森　綾，衣笠善博（東京工業大学），佐々木俊法（電力中央研究所）……187
P22. 音波探査による湖底地質構造の三次元化　－秋田県一の目潟を例として－
○奥元かおり，原口　強，吉永佑一（大阪市立大学）……189
P23. 東北地方三陸海岸における津波堆積物調査
○鳥居和樹，原口　強（大阪市立大学），今泉俊文（東北大学），宮内崇裕（千葉大学），島崎邦彦（東京大学地震研究所）……191
P24. マグマ貫入に伴う火山性断層の形成メカニズム　－鹿児島湾新島を例にして－
○吉永佑一，原口　強（大阪市立大学），遠田晋次（産業技術総合研究所），横田修一郎（島根大学）……193
P25. 関西圏における地盤情報データベースの活用と地層分布の解釈
○北田奈緒子，伊藤浩子（地盤研究財団），竹村恵二（京都大学），三田村宗樹，大島昭彦（大阪市立大学）……195
P26. 上町断層系における表層構造と街づくりについて
○岩崎好規，北田奈緒子，山本浩司，香川敬生，井上直人（地盤研究財団）……197
P27. 奈良盆地南部におけるアズキ火山灰の発見と地盤構造の検討
佐野正人，遠藤彰博，東原　純（中央開発），塚田　豊，○三田村宗樹（大阪市立大学），藤田法彦（国土交通省）……199
P28. 山口県中東部，徳佐-地福断層の性状および活動性
○佐川厚志，金折裕司（山口大学），田中竹延（阪神コンサルタンツ）……201
P29. 小倉東断層周辺の地震活動およびマイクロクラック解析
○江里口裕也，金折裕司（山口大学）……203
P30. 花崗岩の未固結期に形成・記録された構造と割れ目や断層の分布・特性について
－特に貫入岩の特性について－
○鶴田忠彦，中俣公徳（日本原子力研究開発機構）……205

P31. 遮水性構造として機能する断層の内部構造と変形・変質作用
－瑞浪超深地層研究所に分布する土岐花崗岩での研究事例－
○中俣公徳，鶴田忠彦，天野健治（日本原子力研究開発機構），西本昌司（名古屋市科学館），吉田英一（名古屋大学博物館）……207
P32. シラス内部の吹き抜けパイプ構造
○福田徹也，吉永佑一，原口　強（大阪市立大学）……209

〔試験・計測・探査，岩石・岩盤物性・解析，岩盤分類〕

P33. 3D レーザースキャナーを用いた坑壁地質観察の効率化
－瑞浪超深地層研究所における適用事例－
○早野　明，鶴田忠彦，天野健治（日本原子力研究開発機構）……211
P34. 立坑掘削工事に伴う振動を利用した地質構造探査
○程塚保行，松岡稔幸（日本原子力研究開発機構），石垣孝一（日本原子力研究開発機構，現日本地下探査）……213
P35. ヘリコプターを用いた総合的な空中物理探査システムの開発　－磐梯火山への適用－
○伊藤久敏，海江田秀志（電力中央研究所），茂木　透（北海道大学），田中良和（京都大学），藤光康宏（九州大学），結城洋一（応用地質）……215
P36. 10 ミクロンから 10cm サイズの地盤材料への X 線 CT を用いた可視化事例について
○高橋　学，漆松雪彦（産業技術総合研究所），道口陽子（筑波大学），竹村貴人（産業技術総合研究所）……217
P37. せん断分極（SIP）の極性パターン
中川康一（大阪市立大学），○塚　偉（NTT データ），山田茂伸（ヤンマー），川添栄計，吉岡真弓（東京大学）……219
P38. 稲田花崗岩の一軸引張割れ目の粗度計測　－レーザ・写真測量を用いて－
○藤井幸泰　（深田地質研究所），高橋　学（産業技術総合研究所），船戸明雄（応用地質），若月強（筑波大学）……221
P39. 岩盤物性評価における多変量データ解析の導入
○菊地輝行，天野健治，鶴田忠彦(日本原子力研究開発機構)，ディア セクナ(岐阜大学)……223
P40. 岩盤不連続面模型を用いた一面せん断試験（1）
－ダイレーション・せん断面積とせん断強度の関係－
○寶谷　周，矢島良紀，佐々木靖人（土木研究所）……225
P41. 岩盤不連続面模型を用いた一面せん断試験（2）　－せん断時の表面形状の変化－
○矢島良紀，寶谷　周，佐々木靖人（土木研究所）……227
P42. メタ珪酸ナトリウムを用いたバイオグラウトに関する基礎的研究
○小林　元，川﨑　了，広吉直樹，恒川昌美，金子勝比古（北海道大学），寺島　麗，島田俊介（強化土エンジニヤリング）……229
P43. 岩石の力学・透水挙動における化学反応の影響に関する実験的研究
○竹村貴人，間中光雄，高橋　学（産業技術総合研究所）……231
P44. 標準貫入試験試料とオールコア試料との堆積物物性の比較
－埼玉県三郷市采女新田地区の沖積層－
○中西利典，稲崎富士（土木研究所），田辺　晋（産業技術総合研究所）……233
P45. 安全率を用いた切羽の安定性評価

木村隆行，○工藤健雄，磯野陽子（エイトコンサルタント）……235

〔環境地質，地下水〕

P46. 黄鉄鉱含有泥岩（下部白亜系藤川層）の風化による物性変化
○西山賢一（徳島大学），吾郷祐輔（島根大学），磯野陽子（エイトコンサルタント），高谷精二（南九州大学），佐藤威臣，竹熊隆宏（国土防災技術）……237
P47. 岩石の有害物質溶出に関する考察（その 4）
○田本修一，伊東佳彦，日下部祐基（寒地土木研究所）……239
P48. 重金属等含有岩石の各種溶出試験の相互比較
○品川俊介，田本修一，佐々木靖人，伊東佳彦（土木研究所），岩石由来の環境汚染対策研究グループ……241
P49. 信濃川河口付近の新潟市街地の地震危険度 GIS 解析
○飛藝純子，卯田　強（新潟大学）……243
P50. 大阪層群の堆積環境と間隙率の特性
○磯野陽子，木村隆行，苦瓜泰秀（エイトコンサルタント）……245
P51. 海成堆積低地　－砂嘴の発達について
○諏訪陽子，藤原康正，磯野陽子（エイトコンサルタント）……247
P52. 都市域における干潟の地質環境の評価
○笠原　茂（総合科学），井口博夫（兵庫県立大学）……249
P53. 山口市湯田温泉の温泉水の起源に関する研究
○安川知里，田中和広（山口大学）……251
P54. 泥火山周辺の地下構造と地下水特性　-新潟県十日町市蒲生における検討
○石原朋和，田中和広（山口大学），水落幸広，小野雅弘（住鉱コンサルタント）……253
P55. 砂層での層相に注目した水理特性の検討
○浦越拓野，川越　健，太田岳洋，榎本秀明（鉄道総合技術研究所）……255
P56. 降雨変動との関係に着目した地下水位変動特性の整理
○若松尚則（テラクア），宮原智哉（アジア航測）……257
P57. 佐賀県天山発電所における深部トンネル内の割れ目解析と地下水特性評価
○芦澤政臣，田中和広（山口大学），西　幸徳（九州電力）……259

1　2005年パキスタン北部地震による崩壊と山体重力変形

Landslides by the 2005 Northern Pakistan Earthquake and gravitational slope deformation

○千木良雅弘（京都大学防災研究所）・八木浩司（山形大学）・ Kausar, A.B.(Geological Survey of Pakistan)・(社) 日本地すべり学会調査団

Masahiro, Chigira (Kyoto University), Hiroshi Yagi (Yamagata University), Kausar, A.B. (Geological Survey of Pakistan), Investigation Team of the Japan Landslide Society

1．はじめに

2005年10月8日午前8：50（現地時間，日本時間で午後0：50）に，パキスタン北部のカシミール地方ムザファラバード付近，イスラマバードの北北東95kmで大地震が発生した．震源の深さは26km，マグニチュードはMw7.6（米国地質調査所），Mj7.8（気象庁）である．本報告は，(社) 日本地すべり学会調査団の調査，および，独立行政法人国際協力機構（JICA）のプロジェクト「パキスタン国全国総合交通網計画調査（実証事業）」の一環として実施されたものである。

2．大規模崩壊

地震によって発生した最も大規模な崩壊は，ムザファラバード南東方のダンベ（ハティアン）の崩壊である．その他，ムザファラバード東部に位置するピアバンディワラ地すべり，ムザファラバード北部の炭酸塩岩岸壁の崩壊が非常に顕著なものである．

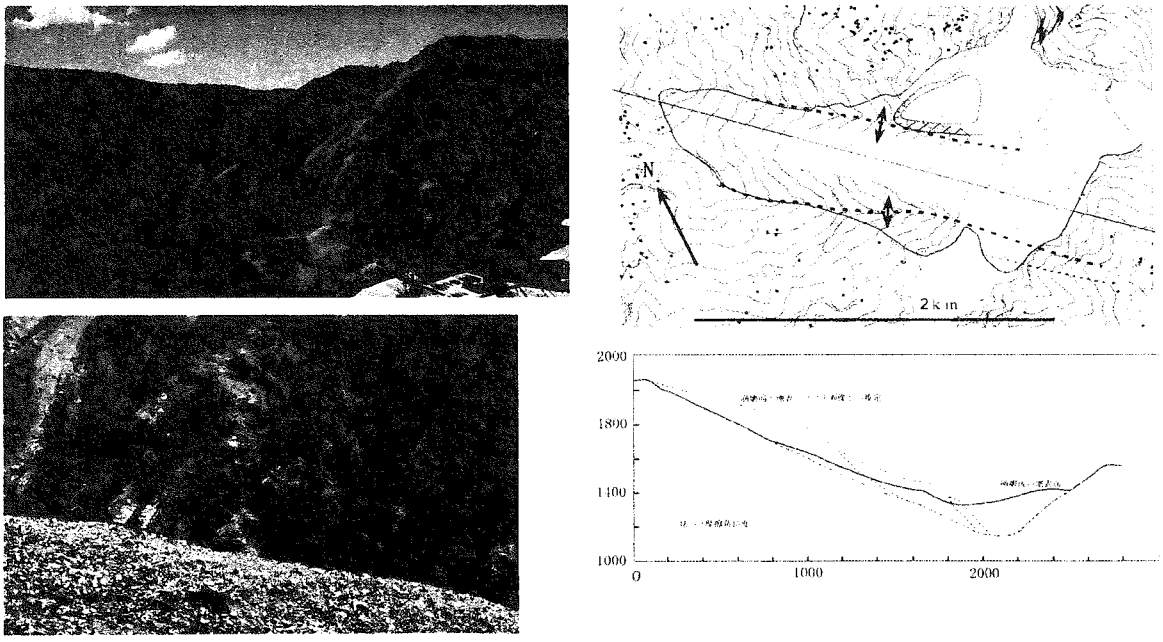
ダンベの大規模崩壊（図―1）

これは，深さ50m程度にすべり面を持つ崩壊性地すべりである。崩壊土砂はジェラム川の支流をせき止め，堤長 500m の天然ダムを形成した。崩壊土砂の体積は2,700万m³と推定される。崩壊地は北西－南東方向に細長く，崩壊の頭部から末端までの長さは2.5km，崩壊域と堆積域との長さはそれぞれ1.5kmと1kmである。崩壊の幅は，崩壊域上部では500m，下部で北東に広がって900mとなっていた。堆積域は，谷の上下流方向に長く，1.5kmあった。堆積物の厚さは最大250m程度と見積もられた。この崩壊は中新世のマリー累層（砂岩泥岩互層）の崩壊であり，南東にプランジした向斜軸部がすべり落ちたものである．

発生前の空中写真およびコロナ衛星の画像観察によれば，この崩壊は，かつての地すべりの再活動である．すなわち，かつて地すべりが対岸に衝突して停止し，その後，下線の侵食を受け，下部を切断され，不安定になっていたものが，今回の地震動によってふたたび動いたと推定される。

ピアバンディワラ（Pir Bandiwala）地すべり

ダンベ地すべりのように崩壊に移り変わった地すべりの他に，わずかに動いて止まったような地すべりもいくつか発生した。その中で最も大きかったのはピアバンディワラ（Pir Bandiwala）地すべりである。これ



図－1　ダンベの崩壊。全体写真（左上），崩壊の右側方崖となった背斜軸の対岸延長（左下），平面図（右上），断面図（右下）

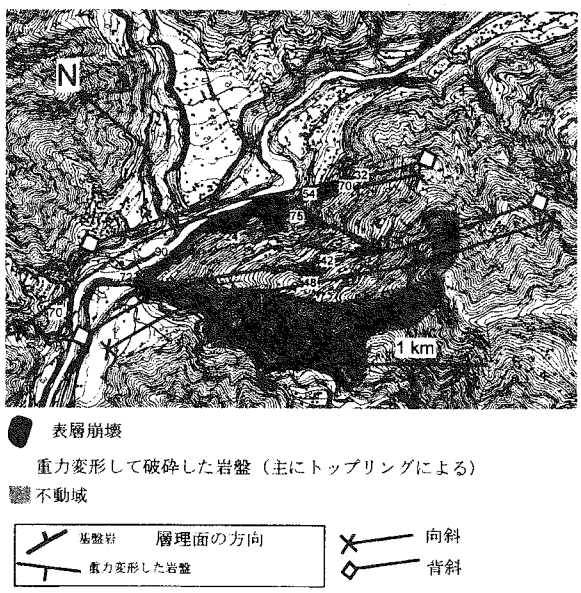
は，幅 120m，長さ 200m，滑落崖の比高 50m の地すべりである。この地すべりは，マリー累層の上に載る古い地すべり移動体が再度すべったものである。この地すべりがすべり落ちた谷は狭く，地すべりの末端が谷を埋めて対岸にぶつかるようにしてとまっていた。この地すべりは，発生前には末端を沢の侵食によって切断されていたことがコロナ画像から読み取れる。今後も，いずれ末端が侵食され，再度不安定化し，いつの日か再び活動する地すべりである。これは，中越地震の時に数多く見られた地すべりと同様である。

3．山体の長期的重力変形

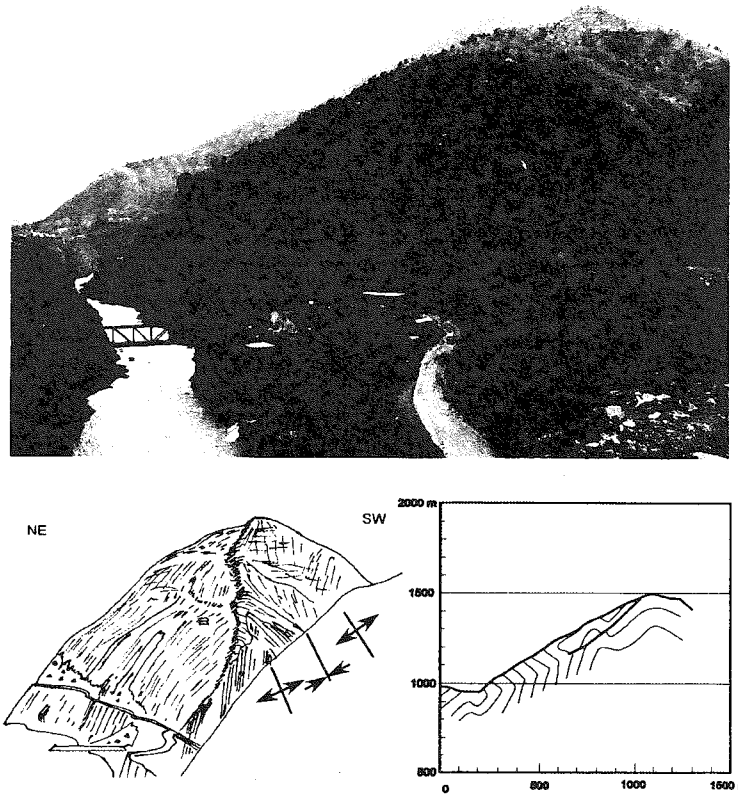
マリー累層には曲げスリップ褶曲に伴う層面すべり断層が発達しており，その結果，重力による層理面に沿うすべりが発生しやすくなっている．このような重力による変形は，ジェラム（Jhelum）川上流部で著しいことが認められた．

ジェラム川沿いには，パキスタンとインドとを結ぶ重要な国道が通っているが，これが地震によって寸断された．特に，ムザファラバードから 30km 南東で地震断層が南の山にそれていった箇所よりも上流部では，峡谷が狭くなり，そこで崩壊が多数発生した。中でもジャスクール（Jaskool）というところとナイリ（Naili）というところで崩壊が多く発生した。これらの地域では，マリー累層が川と同方向の走向を有し，大部分で山側に急傾斜している。一方，表層部では，地層が川に向けて倒れ掛かるように変形して破砕し，表層部では大量の岩屑が形成されていた。これらの破砕した岩盤や岩屑が道路脇の法面で広く崩壊した。ナイリでは，比高 700m の斜面上部にある尾根沿いに比高数メートルから 10m の小崖が形成されていた（図－２，３）。つまり，川沿いの道路からこの尾根までの斜面全体が変形していて，その下部で崩壊が起こった。崩壊は深さ数 m 程度で，浅いものであったが，その背後の斜面全体が変形していることから，長期にわたるものであると考えられる。

ジャスクールでは，地層が斜面下方に倒れ掛かり，その変形領域の最上部の尾根沿いには崖が形成されていた。そして，このように変形した斜面の下部が地震によって崩壊した。また，一部には地層の座屈が認められ，地震時に座屈した部分よりも上部の地層がすべりおちた。



図－２　ナイリ地域の地質概要図



図－３　ナイリ地域の山体変形と崩壊

2. 大規模崩壊の発生に関与する断層と粘土層
Fault and Clay layer in Huge landaslide

○高谷　精二、鈴木恵三（南九州大学　環境造園学部　地域環境学科）
川越　雅弘（宮崎県環境科学協会）
Seiji TAKAYA,Keizo SUZUKI (Minami-Kyushu Univ.)
Masahiro KAWAGOE（Enviromental ScienceAsociation Miyazaki Pref.）
キーワード：宮崎県、大規模崩壊、断層、粘土層 水質
Keywaord : Miyazaki Prefecture, Hugelandslide,Fault,Clay layer　WaterAnalycis

1．はじめに

大規模崩壊の誘因は、豪雨、地震などがあげられているが、素因については明確ではない。2005年宮崎県では鰐塚山山系において大規模な崩壊があり、天神山(標高 900 m：三股町)でも推定崩壊土量 400 万㎥という崩壊があった。この調査によって、崩壊地を囲むような形で断層があることが判明し、この断層には粘土層が付随し、その方向が崩壊地を二方向から囲むような形であることから、粘土層が遮水壁となり大量の地下水を貯留し、豪雨により地下水が、貯水量を超えたために「地下の水瓶」が崩壊したのではないかと考えた。さらに崩壊地中央部付近において、湧水が発見されこの水質はこの地域の渓流水と比較すると、E.C.値が約 2 倍あることから、地下水として長期間滞留した水ではないかと推定できる。この報告は、天神山崩壊で発見された断層と粘土層の存在、また粘土層を構成する粘土鉱物と湧水ついて述べる。

2．調査場所と地質の概要

調査した天神山（標高：911m）崩壊地は、宮崎県三股町と山之口町の境界にあり、2005 年 9 月、土石流災害のあった朝陣野（839 m）より西側 7 Km に位置する。崩壊地は境川の上流に、西向きで長さ約 2km の天神支沢(仮称)があり、崩壊はこの支沢の源流部で発生した。崩壊の規模は、長さ 400 m 幅 250 m 推定崩壊深度 40 m、推定土量 400 万㎥である。

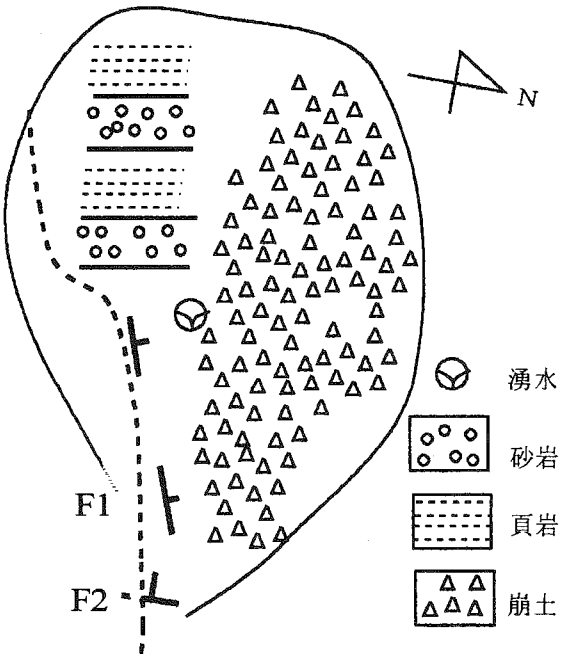
地質は四万十層群の日向層にあたり、砂岩頁岩の互層で受け盤である。砂岩層は層厚 10 m 程度の厚い層や、互層の部分では 40 ～ 60cm の比較的薄い層も見られた。頁岩の厚い層もあり、沢では数十 m にわたり頁岩が連続する場所もある。

3．断層の形態

断層は標高 650 m 付近の,崩壊地に向かう天神支沢の中に 2 本認められた。これらはほぼ直交しているため、断層の走向が東西方向のものを F1、南北方向のものを F2 と仮称した。

F1 は走向 N70 ° E で、これは沢の方向とほぼ一致する。傾斜は 70 ° N である。この断層は沢沿いに上流側に断続的に、約 200m 延長している。

天神山崩壊地概要図

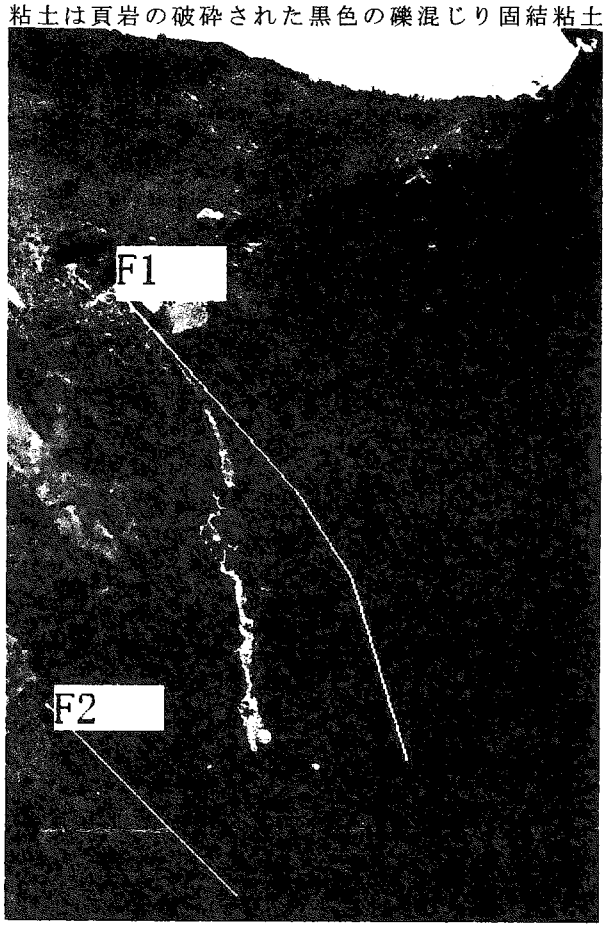


F2 は走向 N15 ° E、70 ～ 80 ° N である。これらの断層は崩壊地を堰き止めるような形で存在する。

3．1　断層と含有角礫

F1 断層は 650m 付近の滝に露頭がある。滝付近の断層は上下盤ともに、亀裂の多い砂岩である。断層の幅は場所によって異なり 50 ～ 100cm である。狭在する角礫は直径 20 ～ 30cm の砂岩で、頁岩の角礫、粘土層が狭在する。礫の大きさは大きいものは 10cm 程度のものがあったが、大部分は 1 cm 程度である。礫の形状は大きいものは角礫

であるが、小さいもの程、円礫化が進んでいる。粘土は頁岩の破砕された黒色の礫混じり固結粘土



であった。　　写真－1　断層の露頭

F2 断層は幅が 5 ～ 50cm で、幅の広いところは黒色で頁岩の色であるが、幅の狭い所では灰白色を示した。黒色は頁岩が破砕されたもので、これが地下水による溶出が進行すると白色化すると考えられ、頁岩の風化は色調からは黒色、灰色、白色に進行している。

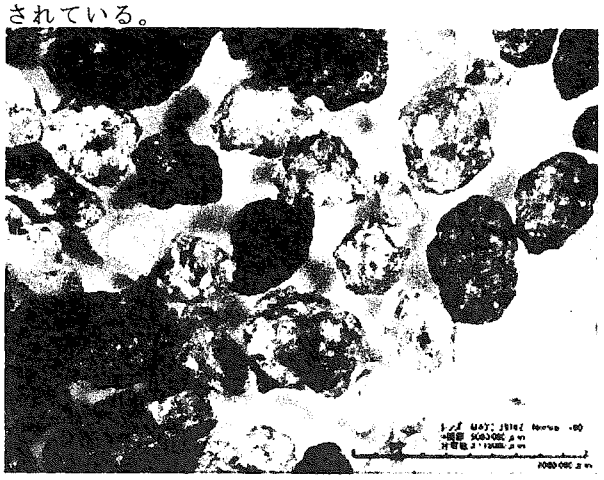
3．含有礫の形状

断層中の礫の形状は、断層の動きを示すと考えられ、動いた履歴の少ない場合は角礫で、複数回動いた場合、円礫化すると考えられる。

礫の形状は礫径により異なる傾向が見られ、1mm、0.5mm、0.25mm、0.125mm の各フルイに残った礫を観察したが、細粒のものほど円礫化が進んでいる傾向が見られた（写真-2）。含有される礫種は砂岩、頁岩、石英、長石であった。

4．断層粘土の粘土鉱物

F 1 断層中の黒色粘土はイライトである。F2 断層中の粘土はイライトとスメクタイト 2 種類含有されている。



写真－2　断層中の亜円礫

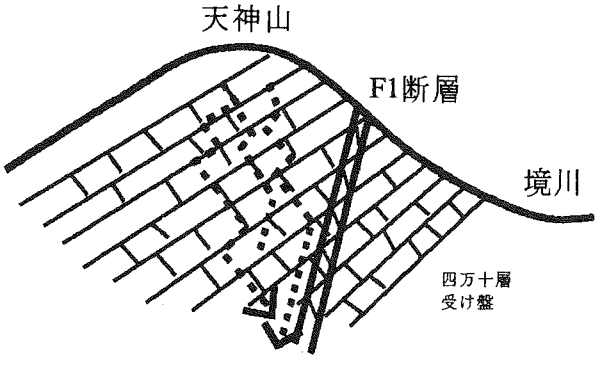
4．湧水の水質

崩壊発生 9 ヶ月後の 2006 年 6 月に崩壊地のほぼ中央付近で湧水があることがわかり水質分析を行った。その結果湧水の p H は 7.8 で E.C.値は 180 μ S/cm であった。この E.C.値は鰐塚山周辺の渓流の E.C.が 100 μ S/cm 前後なので、かなり高い値と言える。

5．大規模崩壊の発生メカニズム

天神山崩壊地では F 1 ,F2 の直交する二つの断層が、存在し、このうち F 2 断層は NS 方向で、崩壊の方向と直交している。これは沢の流れを堰き止めるような形である。F 1 断層は南側への流下をせき止める方向に延長している。このため崩壊の発生は、地下水が地中で過剰に溜まったために、その重量によって崩壊したものと考えられる。

断層の形成⇒地下水路の遮蔽



参考文献：高谷精二、鈴木恵三(2007) 2005 年台風 14 号による宮崎県内に発生した巨大崩壊、日本地すべり学会、Vol.44、No.2 p.20-26

3. 平成 18 年 3 月滋賀県高島市朽木村井地区で発生した斜面崩壊

The slope failure occurred in Shiga prefecture Takashima city Kutsuki Murai area in 2007 March

○福間敏夫，村上武志，熊岡康之進，桑野 一彦（基礎地盤コンサルタンツ株式会社），
青谷藤代 一（滋賀県）

1. はじめに

平成 18 年 3 月，滋賀県高島市朽木村井地区の国道 367 号に接する斜面で大規模な斜面崩壊が発生した．国道 367 号は，この地域における唯一の幹線道路であり，この道路の地域住民の生活や地域経済に重大な影響をもたらした．本発表では，この斜面崩壊の概要と原因について報告する．

2. 崩壊発生状況

斜面崩壊の発生箇所は,滋賀県高島市朽木村井地区である.崩壊した斜面は,国道 367 号と安曇川に接する西向き斜面である（図-1）．

①平成 18 年 3 月 8 日（水）未明　斜面崩壊発生，
国道 367 号の上約 130m 付近から土砂が崩落.国道が幅 40m にわたり埋もれ，通行止めとなる．

②平成 18 年 3 月 21 日，3 月 30 日，崩壊箇所の北側斜面で小崩壊確認,さらに北側斜面頭部で亀裂確認される．

③平成 18 年 4 月 11 日（火）17:20　3/8 の崩落で南側斜面に留まっていた土砂が国道・安曇川へ崩落し,安曇川を約 2/3 閉塞する．北側頭部斜面の亀裂拡大を確認．

崩壊規模は幅 120m,高さ 85m,平均厚さ 5～10m で最終崩壊土量は,約 11 万 m^3 に達した．崩壊発生箇所の南半分の斜面は，崩壊土砂のほとんどが斜面下方に移動して国道や安曇川を埋積したが，北側斜面の下半部は,約 10m の滑落崖を生じ,移動土塊の多くは斜面上に残った．また北側斜面の上半部は,斜面上に亀裂を生じただけで,不安定な土塊が斜面上に残った.本調査では南側のブロックをＡブロック，北側の下半部をＢブロック,上半部をＣブロックとして調査，対策工の検討を行った（図-2）．

崩壊発生当時の気象条件は,崩壊発生の 2 週間前から，降雨は見られなかったが，この年は例年になく降雪量の多い年で 2 月 20 日頃まで斜面上に 1m 以上の積雪深が見られたが,2 月下旬から 3 月上旬に急に気温が高くなり,この時期にそれまでの積雪が一気に融解したことが観測されている．

3. 地形地質概要

被災地周辺は,標高 400～800m の山地地形で,この中を安曇川が南南西から北北東に流れ,川沿いの所々に幅数十～数百 m の河岸段丘を形成している．崩壊した斜面は勾配 40～47° の西向きの急斜面で，国道 367 号線はこの区間で斜面に最も接近している．

既存の地質図によると,この付近は中生代ジュラ紀に形成された丹波帯由良川コンプレックスに属し,混在岩層(砂岩・層状チャート・珪質泥岩の小岩塊を含む黒色泥岩)と黒色泥岩層からなり,東西～東北東-西南西方向の走向で北に 70～80° 傾斜の層理を示す.これら基盤岩の上に未固結の崖錐堆積物が厚く(厚さ 5～15m)堆積していた．安曇川沿いには 3 段の段丘地形が認められ，段丘堆積物が薄く分布する（図-3）．

被災地付近には活断層である花折断層が,安曇川に沿って北北東-南南西方向に伸びており,被災地北側の蛇子谷沢と南側の猪谷沢でこれに相当する破砕帯の露頭が確認された．

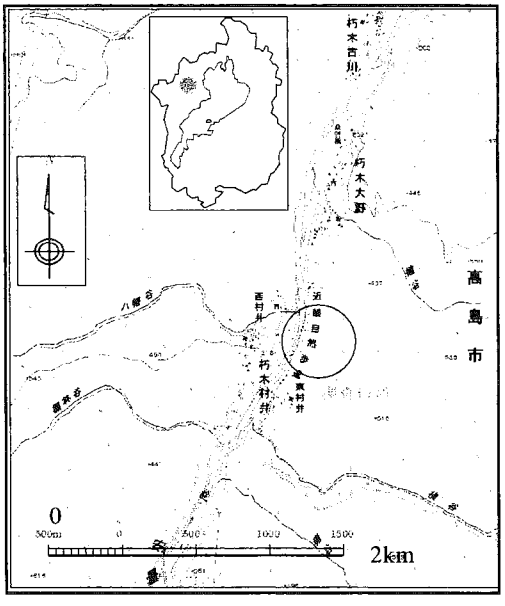


図-1　位置図

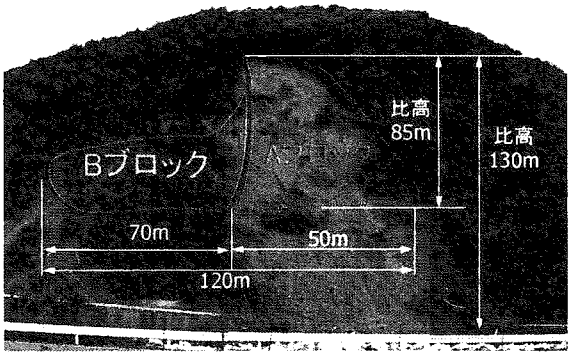


図-2 崩壊地全景

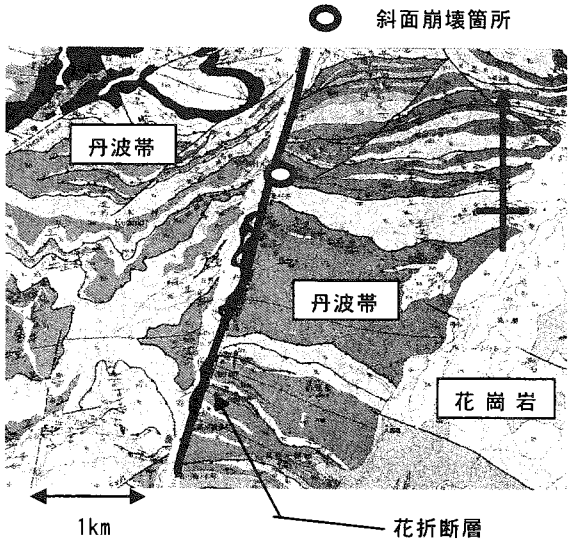


図-3 崩壊箇所周辺の地質図（1/5 万地質図幅北小松）

4. 地質調査および動態観測

崩壊発生後,図-4に示す位置で，鉛直ボーリング７箇所（パイプ歪み計設置），水平ボーリング１箇所，伸縮計 10 基を設置して崩壊箇所付近の地質･地下水位を調査するとともに動態観測を実施した.

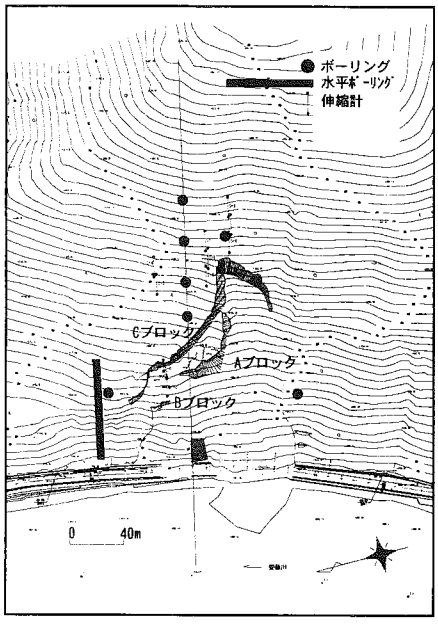


図-4 調査位置図

調査の結果を要約すると以下の通りである.

1) 移動土塊はすべて崖錐堆積物であり，すべり面は崖錐堆積物と基盤岩の境界面付近である.

2) 標高 240～245m に段丘面が分布するが，この段丘面が崖錐堆積物の堆積の場となり，崩壊箇所付近では,厚い崖錐堆積物により段丘面が埋積されていた.したがって崩壊の下限はこの段丘面の位置となっている.道路面に接する斜面では，基盤岩が露出していた.

3) 崩壊後の斜面においては，不安定土塊の変動は観測されていない．地下水位もすべり面より下位に分布する．Aブロックでは崖錐堆積物がほとんど下方に移動してしまったため，地下水が速やかに流下してしまうものと推定される.

4) 花折断層の分布や性状を把握するため実施した水平ボーリングでは，幅広い破砕帯が出現するとともに，多量の湧水がみられた.

5) 水平ボーリングの直上で実施した鉛直ボーリングでは，水平ボーリングの掘削と湧水の発生とともに約 5m の地下水位の低下が見られた．したがって花折断層の破砕帯が，遮水層となっている可能性が高いと考えられる.

5. 崩壊発生メカニズム

1) 素因

①標高 235～245m 付近に分布する中位段丘面の上に崖錐が堆積して斜面が形成されている．このため斜面下部で崖錐堆積物が非常に厚く分布する.

②崖錐堆積物が厚く堆積しているにもかかわらず，地形の傾斜は急勾配（40～47°）であった.

③斜面下部には，安曇川と平行方向に断層破砕帯が分布し，遮水層を形成している．この遮水層は，山側から大量の地下水が供給された場合,地下水をせき止め,斜面の地下水位を上昇させると考えられる.

2) 誘因

例年に較べ降雪が多く，積雪深は例年の 2 倍近くに達した.2 月下旬～3 月上旬にかけて急に気温が高くなり，大量の融雪水が供給された．このとき融けた雪を降水量に換算すると累計 430mm となる.

斜面崩壊に至った原因としては，素因として斜面上に厚く崖錐堆積物が堆積しており，これに加えて誘因として多量の融雪水が地下に浸透した．地すべり発生箇所は，排水能力を超える地下水が集まり，破砕帯付近を中心として水位が急上昇して，地すべり末端ブロックの滑動を引き起こし，その後末端ブロックの移動によってカウンターウェイトが除去された背後のブロックが滑動したと考えられる.

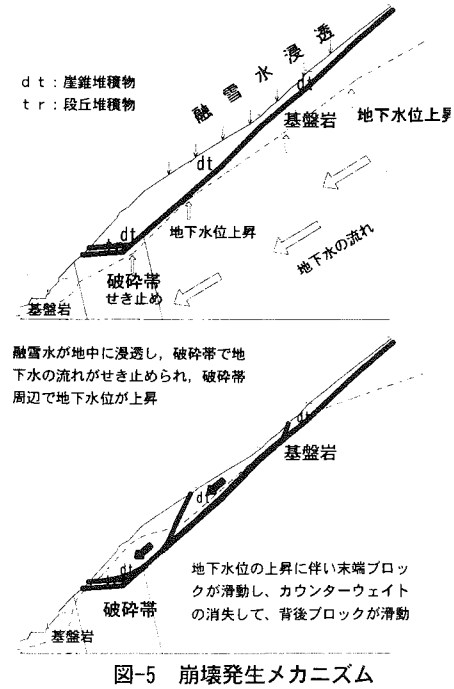


図-5 崩壊発生メカニズム

4．表層崩壊を群発させる斜面土層構造と，その構造を生み出す原因
－岩石組織と岩石風化の観点から－

The slope surface structure, which induces many shallow landslides, and the causes of the occurrence of the structure

- from the view points of rock texture and rock weathering -

○戸邉　勇人（京都大学大学院），千木良　雅弘（京都大学防災研究所）

Hayato Tobe and Masahiro Chigira

1.　はじめに

花崗岩山地では，多くの場合，深層風化によって生じたマサと呼ばれる砂状の物質が，未風化ないし弱風化岩盤を厚く覆っている．マサは豪雨を誘因として表層崩壊しやすく，今日までに多くの表層崩壊を発生させてきた[1]．マサの表層崩壊は，著しく風化の進んだ部分より，弱く風化を受けた部分で多く発生する．そのため，同一の降雨を受けた場合でも，風化の進み方に差のある岩石間で，崩壊の発生に差が生じうる[1]．実際，1972年の西三河山地の豪雨災害では，花崗閃緑岩地域における斜面崩壊が，花崗岩地域に比較して著しく少なかった[1]．

ほぼ同じ時間，長期的な深層風化を受けたと認められる岩体の間で，風化の進行程度に差が生じることがある．この差の生じる原因は，岩体間の岩石組織の差によるものと考えられる[2]．すなわち花崗閃緑岩に多く含まれる斜長石は，石英やアルカリ長石に比較すると速く風化するために，斜長石を多く含み，かつ斜長石結晶間の連結性の強い花崗閃緑岩は，これに乏しい花崗岩に比べて全体的に速く風化すると考えられる．

強風化した岩石では，おもに長石類や有色鉱物の風化によって生成された粘土鉱物が，周囲の未風化の鉱物粒子に膠着する[1)2)]．強く風化した岩石では，岩石全体にこの膠着効果が生じる．そのため，斜面表層の緩みの発生が，膠着効果によって抑えられ，崩壊しにくくなる．その一方，比較的風化の進んでいないマサでは，膠着効果の発生に乏しいため，斜面表層が緩み，崩壊やすい土層構造を形成すると考えられる．

筆者らは，風化によって生成した斜面表層物質の物性を実際に比較するために，簡単な原位置試験機を製作し，それを用いて花崗閃緑岩における粘着力の発生を確認した．原位置せん断試験機は，以前の研究[2]においても製作したが，十分な測定精度を期待できなかったと考えられる．そこで本研究は，試験機の改良を行うとともに，降雨によって飽和された状態でのせん断強さの測定も実施し，その結果から表層崩壊を起こしやすい斜面土層構造の考察を行った．

2.　測定の概要

2.1. せん断試験機の形状

今回製作した測定機は，金枠，デジタルフォースゲージ（㈱イマダ製，DS2-200N），および錘からなる（図1）．枠はステンレス製で，その大きさは，枠の内側の開口面積63㎡（横7㎝×縦9㎝），高さ3㎝である．枠の肉厚は，上面側で1㎝であり，下面側に向かって薄く，下面では約2㎜である．すなわち金枠の側面は刃状になっている．このような形状にした理由は，後述のように供試体と金枠とを密着させ，測定の精度を高めるためである．錘は鉛製で，一つあたり質量1kgのものを用いた．デジタルフォースゲージは，フックを介して枠に接続し，供試体をせん断した時の最大引張強さを測定する．測定機の重量は，錘を除くと1kg程度である．なお，この試験機は，山本ら[3]の研究を参考に製作した．

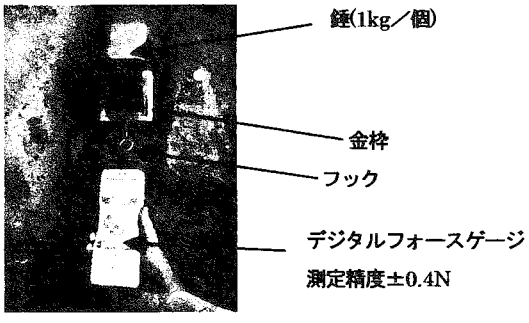


図1　原位置せん断試験機

2.2. 測定方法

測定は以下の順に行った．測定者は，まず金枠の内側の開口部より少し大きく供試体を作成する．次に供試体の上から金枠を押し込み，枠の刃先で供試体の余分な部分を削り取る．これによって金枠が供試体と密着する．次に，測定者は，垂直応力を得るための錘を，供試体の上に設置する．このとき，金枠上に錘が載ると，正しく垂直応力を載荷できないので注意する．最後に，測定者は，金枠のフックにデジタルフォースゲージを接続し，手で手前に引いて供試体をせん断する．このときゲージは最大値を保持するように設定し，せん断時の強さを測定後にも読取れるようにする．せん断速度は，1秒当たり2Nの割合で引張強さを増加させた．

さらに，降雨時の飽和状態でのせん断強さを測定するために，筆者らは，供試体の周囲を厚さ0.5㎜のアルミ板で囲い，ジョウロで上から水を降らせ，供試体を5分間飽和させ，せん断試験を行った．

本研究では，せん断強さの測定にデジタルフォースゲージを用い，以前の測定機に比べ，より高い精度の測定結果が得られるように改良した．以前の筆者の研究では，せん断強さの測定にバネ秤が使われていた[2]．しかしバネ秤では，せん断時にた

るみによって振動が発生する．この振動は，供試体を破壊しうるだけでなく，指示針の読み取り精度を低くしていた．デジタルフォースゲージは，振動を発生せず，また，引張力を電子的に保持するため，より正確な測定を可能にしたと考えられる．

3. 結果

製作したせん断試験機を用い，西三河豪雨災害の被災地（愛知県豊田市北部）で，花崗岩と花崗閃緑岩の風化生成物の物性を測定した．風化生成物は，本州四国連絡橋公団の岩盤分類に基づき，DH, DM, DL の各岩級（DH は固結した砂状の状態，DL は強く風化して土状になった状態，DM はその中間）に区分し，それぞれの岩級の代表的な露頭において物性を測定した（図 2）．

その結果，風化進行に伴うせん断強度の変化には，岩相間で差が認められた．すなわち，花崗岩では，風化の進行によって内部摩擦角が減少し（DH59°，DM47°，DL43°），粘着力が DL でやや大きくなる（5.8kPa）．これに対し，花崗閃緑岩では，内部摩擦角に変化がなく（DM47°，DL46°），粘着力は DL で大きく増加（8.1kPa）した．

飽和状態にした結果では，とくに強風化状態（DL 級）の物性に大きな差が認められた．花崗岩の DL 級岩盤で，自然含水状態において認められた 5.8kPa の粘着力は，飽和状態では 2.6kPa と半分以下にまで減少した．その一方，花崗閃緑岩では，6.2kPa であり，自然含水状態から約 1/4 程度減少しただけであった．

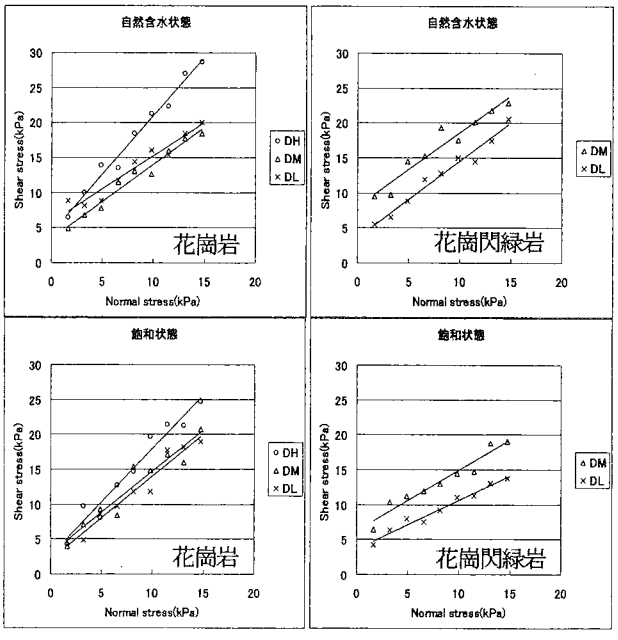


図 2　原位置せん断試験結果

4. 考察

強風化状態（DL 級）で，とくに飽和状態でせん断強度に差の生じた原因は，花崗閃緑岩における斜長石粒子間の連結性の強さによると考えられる[4]．斜長石は，石英やカリ長石に比べて速く風化して粘土鉱物に変化する[5]．そのため，斜長石結晶のつながりに富む花崗閃緑岩の風化により，鉱物粒子相互の連結性の強い粘土鉱物が生じる．そして，この粘土鉱物が周囲の鉱物に粘着し，岩石全体に粘着力を発生させたと考えられる．

DL 級まで風化した状態では，カリ長石も風化しているが，斜長石の場合とは異なり，粘土鉱物の生成による粘着力は，ほとんど発生していないと考えられる．花崗岩には，連結性の強いカリ長石が多く含まれている[4]．自然含水状態の花崗岩の DL 級岩盤は，DH･DM 級より高い粘着力をもつ．そのため，強風化状態ではカリ長石の風化による膠着効果が生じているように見える．しかし，飽和状態にすると，DL 級の花崗岩の粘着力は，DH 級や DM 級の花崗岩にほぼ等しい値に減少する．これらのことから，花崗岩の DL 級の粘着力は見かけ上のものであり，おそらくは機械的な風化により生じた微細粒子間のサクションによって生じたものであると考えられる．

このような膠着効果の発現の差に対応して，風化花崗岩では斜面表層部で粒子が分解しやすくなり大きな緩みを受け，崩壊しやすくなるのに対し，風化花崗閃緑岩では緩みが進行しにくく，崩壊しにくいと考えられる．緩みの発生により，花崗岩斜面では表層に緩み層が生じる．この斜面土層構造の差が，崩壊の差を生み出す大きな原因になると考えられる．すなわち，風化花崗岩斜面では，緩みの生じた層とその下方の緩みの生じていない層との間で，透水性のギャップが生じる．そのため緩み層は降雨時に飽和しやすい．飽和状態の風化花崗岩は，風化花崗閃緑岩に比べると，大きく粘着力を減少させる．そのため，花崗岩の斜面表層は，花崗閃緑岩に比べて，より崩壊を発生しやすい土層構造になっていると考えられる．

5. 引用文献

1) 戸邉勇人・千木良雅弘・土志田正二(2007)：愛知県旧小原村の風化花崗岩における崩壊発生密度の岩相間での比較，応用地質，48, 2, pp. 66-79

2) Hayato TOBE and Masahiro CHIGIRA(2006)： Causes of shallow landslides of weathered granitic rocks - from the view point of weathering styles and petrologic textures -, Disaster Mitigation of Debris Flows Slope Failures and Landslides,(ed. Marui, H. et al.), Proceedings of INTERPRAEVENT International Symposium September 25-29, 2006 in Niigata, Japan, UNIVERSAL ACADEMY PRESS, INC., vol.2 of 2, pp.493-501

3) 山本哲朗・鈴木素之・村上俊秀・三浦壹章・芋岡敏彦(1999)：斜面土を対象とした簡易現場せん断試験装置の開発　山口大学工学部研究報告書，50 巻，1 号，pp15-22

4) 戸邉勇人・千木良雅弘(2006)：花崗岩類における鉱物のつながり方の定量的測定法とその適用例，平成 18 年度応用地質学会講演集，pp. 291-294.

5) White, A. F., Bullen, T. D., Shulz, M. S., Blum, A. E., Huntington, T. G. and Peters, N. E.(2001):Differential rate of feldspar weathering in granitic regoliths. Geochemica et Cosmochimica Acta 65, pp.847-869.

5．豪雨による斜面崩壊が多発した地域の地質・地形学的研究
－和泉層群分布地域を例として－

Geological and geomorphological study of slope failures caused by the heavy rainstorms in the sedimentary rock facies of the Izumi group

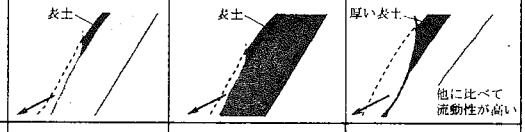
○松澤　真（京都大学大学院），千木良雅弘（京都大学防災研究所）
Makoto Matsuzawa, Masahiro Chigira

1.はじめに

2004年8月17～19日の台風15号，9月28～29日の21号に伴う豪雨により,愛媛県東部の新居浜市周辺で多数の斜面崩壊が発生した．一部の崩壊は土石流に移り変わり，斜面下方の丘陵に立ち並ぶ多数の住宅を襲った．崩壊のほとんどは，表層崩壊である．本研究では，岩盤風化程度と微地形とに注目して和泉層群分布地域での崩壊発生場の特性を明らかにすることを目的としている．

筆者はこれまでに，和泉層群分布地域で豪雨によって発生した崩壊は，地層・地質構造よりも岩石の風化の程度と地形に規制されて発生していること，崩壊の形態は，表土直下の岩盤の風化程度によって異なっていることを明らかにした[1)](図－1)．強風化岩が分布する地域で，かつ削剥前線に近い地域は，崩壊密度が高く，崩壊土砂の流動性が高いため根本的に危険である．

そこで今回，強風化岩分布地域で発生した表層崩壊跡地の土層構造や物理的・力学的特徴を明らかにし，表層崩壊発生メカニズムを考察した．

	表土直下の岩盤風化程度		
	弱風化岩	中風化岩	強風化岩
模式図			
崩壊密度（箇所/km²）	45	135	166
見かけの摩擦角（°）		30～50	15～30

図－1　風化程度と崩壊の関係

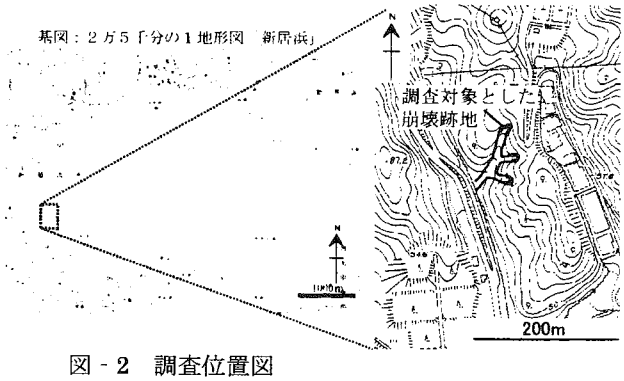
2.調査地

調査地として，典型的な強風化岩上での表層崩壊跡地を選出した．研究対象とした地域は，愛媛県新居浜市周辺地域であり，国土地理院発行の25,000の1の地形図幅「新居浜」の範囲内である（図-2）．現地で作成した，崩壊跡地の簡易測量図を図-3に示す．崩壊が発生した斜面は，凹型斜面であり，比高12m，崩壊幅10m程度である．崩壊深は1m以下である．土砂は，斜面下方の道路まで流下し，現地で計測した見かけの摩擦角は，16°である．滑落崖付近の斜面には，20～40cm程度のクラックが，複数確認された．

3．強風化岩分布地域で発生した表層崩壊の特徴

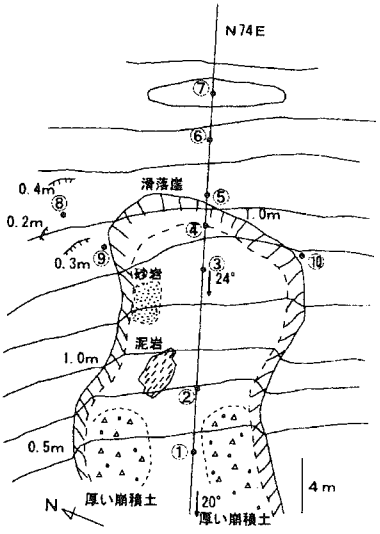
3．1　貫入試験の結果からみた土層構造

土層構造を調べるため，地盤工学会基準(JGS



図－2　調査位置図

1433-2033)の貫入試験機を用いて貫入試験を行なった．簡易貫入試験実施位置は，前述した図-3に示す．さらに，簡易貫入試験結果と土層との比較を行なうため，試験位置⑩では，約2mのトレンチを掘った．



図－3　簡易測量図（図中の数字は簡易貫入試験実施位置）

簡易貫入試験の試験結果を図－4に示す．貫入試験による結果は10cm貫入に要する打撃回数（N_{10}値）で整理される．本研究では，後述するトレンチの結果を基に，土層をN_{10}値≦10と10＜N_{10}値＜50の2の層に分け，N_{10}値≧50を基盤岩とした．今回は，仮にN_{10}値≦10の層を上部層，10＜N_{10}値＜50の層を下部層とする．図-4を見ると，上部層は，尾根部では薄く50cm程度となり，斜面下方では1m以上と厚くなっている．これは，斜面下方では，古い崩積土が厚く堆積しているためと考えられる．また，⑤で，上部層が厚いのは，付近のクラックの影響を受けていると考えられる．下部層は，⑥で60cmと他と比較して高い値を示し，それ以外は，20～40cmとなった．基盤岩に達する深さは，尾根部で浅く，斜面下方で深くなっていた．

調査地⑩付近のトレンチ(図－5)と簡易貫入試験の結果(図－4)を比較すると，上部層は，全体を通じて砂質で，特に上位では，海砂のようにサラサラである．また，礫の

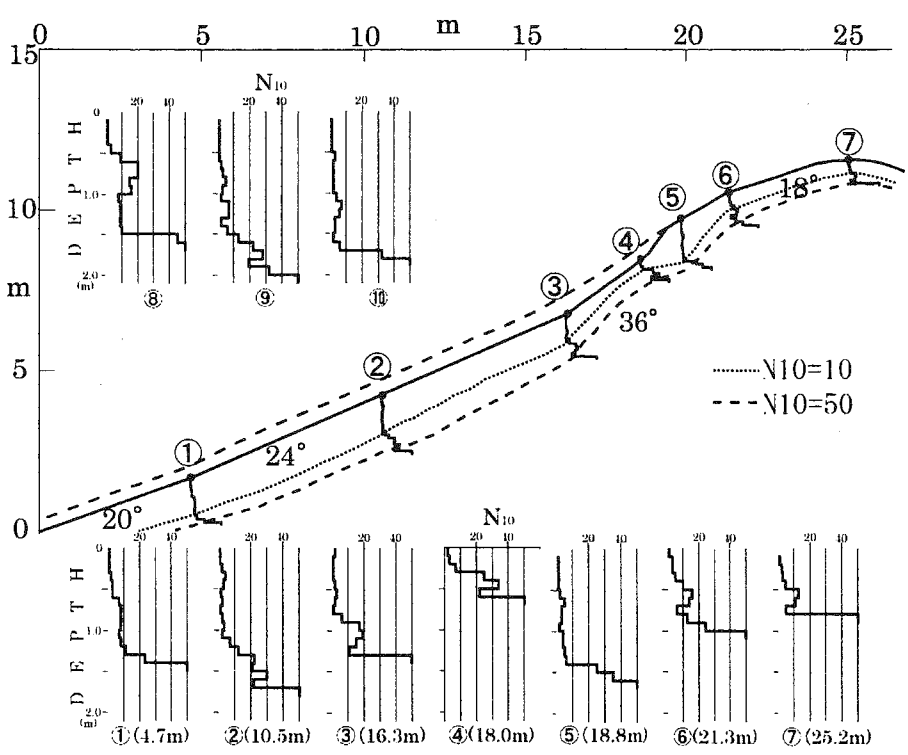


図 - 4　簡易貫入試験結果



図 - 5　試験箇所⑩の土層構造とスケッチ

含有率が下位ほど高くなっている．下部層は，ブロック状の強風化岩からなり，元々の岩石の構造を残している．基盤岩は，クラックが閉じている強風化した砂岩であった．

3．2　崩壊の発生した土層の物理的・力学的特徴

すべり面付近の観察を，滑落崖やトレンチで行なうと，すべり面の上下で土層構造が違うことが明らかとなった．すべり面の上層では，パイピングホールが形成されていたが，下層では，形成されていなかった．筆者は，この両者の構造の違いが，崩壊の発生に影響を及ぼしていると考え，すべり面上下の土層の物理的性質（土の単位体積重量），力学的性質（粘着力，内部摩擦角），透水係数の測定を行なった．物理的性質は，砂置換法により求め，力学的性質は，携帯式原位置せん断試験機[2)]により求めた．また，崩壊時に土層は飽和していたと考えられるので，力学的性質は，不飽和状態と飽和状態で測定を行なった．透水係数は，Mini Disk Infiltrometer Model S により求めた．

それらの調査結果を図-6 にまとめる．土の単位体積重量は，すべり面の上層が下層より高かった．透水係数は，下層の方が大きい値となった．一般的に，土の単位体積重量が大きい土層ほど締まっているため透水係数は少なくなる．ここでは，間隙径が大きい間隙が下層に多いため，透水係数が高くなったと考えられる．粘着力，内部摩擦角は，上層・下層とも，水の浸透に伴い減少した．特に，上層では内部摩擦角，下層では粘着力の減少が顕著であった．

	土の単位体積重量 (kN/m³)	粘着力 (Kpa)		内部摩擦角 (°)		透水係数 (cm/s)
		不飽和	飽和	不飽和	飽和	
すべり面の上層	1.1	7.5	3.0	41	34	8.0×10-5
すべり面の下層	1.4	9.9	1.9	39	37	6.0×10-4

図 - 6　すべり面の上層・下層の物理的・力学的性質

4．崩壊発生メカニズムの考察

調査地での崩壊発生の原因は，水の浸透に伴う急激な内部摩擦角や粘着力の低下が主な原因と考えられる．強風化岩上での土層は，海砂のようにサラサラな風化残積土が含まれる特殊な構造を持っている．このため元々，崩壊が発生しやすい場所であったと考えられる．また，風化残積土の存在が強風化上で発生した土砂の流動性を高くした原因とも考えられる．

5．おわりに

和泉層群分布地域での豪雨によって発生した崩壊は，風化残積土を含む軟弱な土層で多発していることを示した．このことから，軟弱な土層構造を作る原因となる，風化残積土の生成過程を，今後理解することが重要である．

6．参考文献

1）　松澤　真・千木良雅弘，2007：豪雨により和泉層群分布地域で多発した表層崩壊地の地質・地形学的研究―愛媛県新居浜市を例として―，日本応用地質学会関西支部平成 19 年度研究発表会講演論文集，pp22-25

2）　戸邉勇人・千木良雅弘，2007：携帯式原位置せん断試験機の開発，日本応用地質学会関西支部平成 19 年度研究発表会講演論文集，pp18-19

6. 北海道における岩盤崩壊事例の分析と調査の着目点

An analysis of case study of Rock failure in Hokkaido and focuses of investigation

○宍戸政仁，日外勝仁，岡崎健治，伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）
Masahito SHISHIDO, Katsuhito AGUI, Kenji OKAZAKI, Yoshihiko ITO

1. はじめに

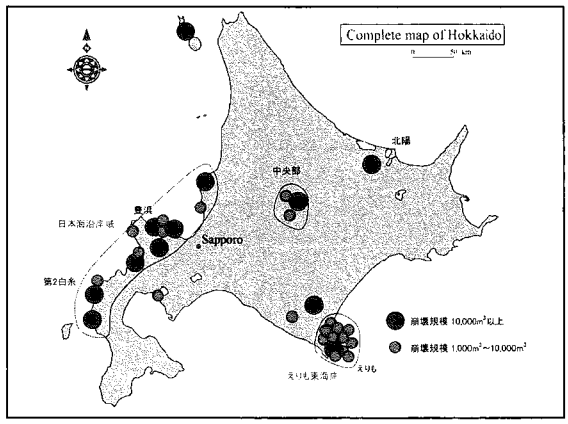
北海道では平成８年の豊浜トンネル崩落事故を契機に道路斜面の調査・対策が鋭意実施されてきた．しかし，その後も平成９年の第２白糸トンネル崩落や平成13年の北見市北陽土砂崩落，平成16年のえりも町斜面崩壊など大規模な岩盤斜面崩壊が依然発生している．こういった岩盤崩落災害の被害を最小限にすべく，より精度の高い斜面の調査・評価・点検等の防災システムの構築が急務となっている．

本発表は既存の岩盤斜面崩壊事例を集約し，その崩壊要因を整理・検討することで今後の岩盤斜面点検・調査においての着目点の抽出を目指している．

2. 北海道内の崩壊事例

北海道内における最近40年間の崩壊土量1,000m^{3}以上の岩盤斜面崩壊の位置を図－１に示す．全部で33例あり，えりも東海岸の狭い範囲で12例と数多く発生している．また日本海沿岸地域では13例の岩盤崩壊が発生している．また北海道中央部に３例の崩壊が認められる．

崩壊規模についてみると，12例が10,000m^{3}を超えている．



図－１　北海道の岩盤斜面崩壊の分布(千m3以上)

また，えりも東海岸地域での崩壊は，一例を除き規模10,000m^{3}以下であるのに対し日本海沿岸地域では，規模10,000m^{3}以上の崩壊がかなりの頻度で発生している．なお，日本海沿岸の火砕岩・溶岩地域の岩盤崩壊については，より亀裂の少ない火砕岩地域では大規模な崩壊が，亀裂の多い熔岩・貫入岩地域では小規模な崩壊が多い傾向を指摘している[1]．

崩壊発生箇所の地質は，日本海沿岸域等の14例が火山角礫岩や熔岩などを中心とする火山砕屑岩類である．また，えりも地域の12例のうち５例と北陽が付加体堆積物である砂岩・泥岩，粘板岩で，残りの７例ではそれらの岩石が熱変成を受けて形成されたホルンフェルスである．北海道中央部の３例ではいずれも柱状節理が発達した熔結凝灰岩である．

3. 崩壊事例の収集整理

北海道内における岩盤斜面崩壊のうち，報告書等でその崩壊要因等が検討されている崩壊土量1,000m^{3}以上の崩壊事例13件について，崩壊概要と崩壊要因を整理・抽出し項目化した（表－１）．項目は大きく６項目（メカニズム，地形，岩盤性状，亀裂，地下水，点検・履歴）に分類した．

各崩壊事例について該当する項目を考察すると，地質によってその特徴があるように見える．特徴的な項目について挙げると，火砕岩の崩壊形態は全て崩落であるのに対し，付加体ではトップリング，クリープとなっている．斜面形では火砕岩の全てが海蝕崖で発生している．また，火砕岩での崩壊箇所ではいずれも斜面傾斜70°以上の急傾斜で発生しているのに対し，付加体での崩壊は40～60°の斜面で発生している．オーバーハングは火砕岩での崩壊に多く認められるのに対して，付加体では見られない．岩盤性状では火砕岩で岩盤の風化・劣化が多

表－１　岩盤崩壊事例の崩壊要因整理表

崩壊名	発生年月日	崩壊規模 高さ(m)	崩壊規模 体積(千m3)	メカニズム	地形 斜面形	地形 斜面形要素	地形 崖高(m)	地形 傾斜(°)	地形 オーバーハング	地形 出尾根	地形 攻撃斜面	地形 浸食速度	岩盤性状(地質) 岩種	岩盤性状(地質) 膨潤性鉱物	岩盤性状(地質) 風化・劣化	岩盤性状(地質) 基部の脆弱性	岩盤性状(地質) キャップロック	亀裂 非構造性の亀裂	亀裂 潜在的な分布	亀裂 亀裂の伸張	亀裂 風化・劣化	亀裂 開口亀裂	亀裂 流れ盤	亀裂 鏡肌	亀裂 白色脈	地下水 間隙水圧	地下水 凍結・融解現象	地下水 湧水	地下水 雨水浸透	人為的要因 トンネル掘削	人為的要因 切り土	気象 豪雨	気象 融雪期	地震	崩壊・変状等
セタカムイ崩壊	1955～1975	100	12～13	崩落	海蝕崖	非構造性節理	140	80	●				火砕岩					●	●	●														
雄冬岬トンネル	1981/12/19	120	240	崩落	海蝕崖	非構造性節理	140	80	●									○	●	●	○					●	●	●				○			
R229号 刀掛	1993/7/12	100	2	崩落	海蝕崖		100	80	○													○	○										●	
R229号 第2白糸	1993/7/12	200	2.5	崩落	海蝕崖		200	80														○											●	
R231号 太島内	1993/8/30		2	崩落	海蝕崖																		○										●	
豊浜トンネル	1996/2/10	70	11	崩落	海蝕崖	構造性節理	100	80	●					●	●			○	●	●		○				●	●		○					小崩落？
第二白糸トンネル	1997/8/25	130	42	崩落	海蝕崖	構造性節理	150	90	●					●	●	●		○		●	○		●				●	●	○			●	○	落石(2回目)
R236号 上杵臼	1992/4/9	145	173		峡谷	断層		45					付加体堆積岩変成岩								●									○			○		トンネル変状
R336号 ほしば覆道	1997/5/7	70	5.45		海蝕崖		150	80													○	●	●											
北陽	2001/10/4	120	24	トップリング・クリープ	山間斜面	断層	120	40						●	●					○	○	●	●	●		●			●		○	●		クリープ
えりも	2004/1/13	100	42	トップリング・クリープ	海蝕崖	層理面	100	45		●										○	○		●		●					○			○	小崩壊
国道木留橋山・静狩間斜面崩壊	1975/4/8	80	20	複合すべり	山裾斜面	断層	100	40				●	●	溶結		○	●								●							●		
層雲峡	1987/6/9	180	11	崩落(+座屈)	峡谷	冷却節理	200	75	●				溶結凝灰岩			●	○			●	●					○	●	○							

● 文献等からの崩壊要因　○ 読み取れる関連項目

く，付加体ではキャップロック構造が１例確認されている．亀裂に関しては火砕岩では潜在的な亀裂の分布とその伸張や劣化に注目しているが，付加体では亀裂面の風化や鏡肌・白色脈などの亀裂内部の性状が特徴的である．岩種に関わらず多くの崩壊の誘因として挙げられるのが，豪雨や融雪水などの地下水の影響である．地震の影響は火砕岩で多い．前兆現象では，付加体ではクリープ現象によるはらみだし等が確認されている．火砕岩では第二白糸トンネルにおいて第一回と第二回崩落の間に発生した落石発生件数から第二回目の崩落が予測されている．

4. 斜面点検着目点の抽出

前項で取りまとめた崩壊要因から導き出された各項目を参考に，今後の斜面点検等において着目すべき点について検討・解析した．

4.1 メカニズム：目視点検による評価では，想定される崩壊のメカニズムを念頭に置くことが重要であり，これによって重点的に点検・観察すべき内容が明らかになる．岩盤崩壊のメカニズムは付加体と火砕岩では異なることが明らかになりつつあり，これらの違いを目視点検に活用する必要がある．

4.2 地形：地形は岩石崩壊斜面のスクリーニング要素として重要であり，斜面の成立の視点からも地形的なアプローチは重要である．斜面規模や傾斜など従来からの指摘に加えて，火砕岩においては急崖の浸食状況，付加体においては斜面を亀裂分布からブロック分けし，その動きを亀裂解析により明確にすることや，微地形と亀裂との関連性に着目すべきである．

4.3 オーバーハング：火砕岩における特徴的な着目点で，重要となるのはその規模と成長性である．オーバーハングの成長性は成因と大きく関わると考えられる．波食や凍結融解，乾湿繰り返しおよび地下水との関連性を念頭に置いた詳細な評価結果と目視による評価をリンクさせる必要がある．

4.4 岩盤性状：岩盤の強度及び相対的な強度，耐久性などについて評価した上で，含水比の増大に伴って岩石強度が大幅に低下する劣化機構が重要となる．また経年的な岩盤劣化などの進行性要素について着目すべきである．

4.5 亀裂：亀裂は分離面としての検討が重要である．目視点検において亀裂の連続性，成長性，せん断強度，方向性等をいかに評価するかは検討が必要である．

亀裂のこれらの内容を支配するものの一つにその成因があげられ，地史的な検討が重要である．

火砕岩では亀裂の分布，伸張など，付加体では流れ盤のほか，鏡肌や白色脈などの亀裂内部の性状についても着目すべきである．

4.6 地下水：凍結融解や乾湿繰り返しなど，地下水は岩盤および亀裂の劣化・風化を促進させる要素として重要視されているが，地下水のどのような要素を評価要素に取り込むべきかについて検討が必要であり，岩盤斜面の安定性評価における重要な課題である．

火砕岩では湧水，付加体では斜面上部亀裂からの雨水の浸透に着目すべきである．

4.7 点検・履歴：現在は，道路防災点検等により抽出された危険斜面に対して個別の評価が実施されており，継続的な点検や対策が進められているが，その点検において危険斜面と評価されなかった斜面においても崩壊が発生しており[2]，より高度な斜面評価手法が望まれている．

その評価手法構築の一例として，既存の崩壊事例の中で指摘された，岩盤の経年劣化や亀裂の進展などの進行性がある崩壊要素について整理した．また，その評価に必要となる観察事項をまとめたものを表－２に示す．これを評価にどう結びつけるかは再度検討が必要である．

表－２　進行性崩壊要素と必要な観察事項

分類	既往崩壊で指摘された進行性要素	評価に必要となる観察事項												
		亀裂			岩盤物性					地下水分布			他	
		亀裂の分類	分布状況	風化状況	粘土鉱物	含水による強度変化	強度分布	凍結融解	乾湿繰り返し	地下水分布	地表からの地下水供給	結氷による閉塞	クリープ変形
亀裂	非構造性亀裂の二次的成長	●	●					●		●		●	
	応力解放と自重による節理の分布	●	●										
	亀裂の風化に伴う劣化			●				●		●			
	弱線の形成		●	●						●		●	
	表層からの亀裂開口が進行		●	●									
	樹根の生育		●	●									
	剥れ目の連結		●	●						●			
	地下水・自重・凍結融解・結氷圧による劣化			●				●		●		●	
亀裂+地下水	凍結による亀裂の閉塞と間隙水圧の上昇							●		●		●	
	亀裂内の間隙水圧の発生									●		●	
	水道の変化									●	●	●	
	気温低下による地下水圧の増加									●		●	
地下水浸透	高透水層(砂礫層)の存在									●			
	地下水湧出層の存在									●			
	緩傾斜層理面が地下水流路を形成										●		
	小渓流地形で表流水が集中・浸透										●		
	地下水の供給を受けやすい地質									●			
	斜面上下で透水性が不連続										●		
	岩盤内への地下水流入									●	●		
	透水性の高いキャップロック										●		
	地下水供給												
	融雪による地下水上昇												
劣化	風化変質した基盤層				●	●	●						
	浸食されやすい地層の分布				●	●	●			●	●		
	スメクタイトを含む脆弱な軟岩				●	●	●			●	●		
	風化粘土化した凝灰岩				●		●				●		
	地下水による粘土鉱物の劣化				●	●					●		
	緑泥石の汚泥化の進行				●	●					●		
	含水比増加による岩盤の劣化				●	●					●		
	白色鉱物の溶脱				●	●					●		
	緑泥石を主とする亜層の存在				●	●							
	剥離性に富む脆弱な性状				●			●	●	●			
	乾湿繰り返し				●				●	●			
	凍結融解				●			●					
	脈状鉱物の劣化				●	●			●				
クリープ	クリープ現象	●	●	●									●
	湿潤状態でクリープ量が増大	●	●	●									●
	重力的変形(クリープ)	●	●	●									●
	クリープ現象	●	●	●									●
人為的変化	切土	●	●	●				●	●	●	●	●	●
直接的な誘因	地震												
	降雨・豪雨												
	融雪水												

5. まとめ

既往の大規模岩盤崩落事例をその崩壊要因という観点から整理した．岩盤斜面の評価にあたっては経験的な手法を踏襲しつつ現地調査による判断を加味した総合的な見地からの評価が望ましいとされるが，従来の点検手法を改善改良していくためには，斜面災害に対する進行要素をどのように評価するか等の新たな視点が必要である．この解決には既往の事故報告書や研究により得られている崩壊のメカニズムを経時的な変化に着目して再評価する事が有効である．このためには短期的～中長期的な前兆現象や進行性のある素因誘因と崩壊の各段階との関連性に対する調査研究が必要である．

参考文献 1) 北海道日本系沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会報告書,2000.10.

2) 北海道における岩盤斜面の調査・対策の現状,伊東佳彦,自動車技術,vol.61,No.5,2007.

7．北海道における斜面災害履歴データの活用法に関する検討

Research of utilizing of slope disaster history data in Hokkaido

○日下部祐基，伊東佳彦，日外勝仁（土木研究所寒地土木研究所）
Yuki Kusakabe, Yoshihiko Ito, Kastuhito Agui

1．はじめに

道路防災点検において「対策必要」あるいは「カルテ対応」と判断された斜面では，対策が完了するまで定期的な点検あるいは異常発生時等に常時監視する必要が生じる．北海道では，豊浜トンネル崩落事故を契機により詳細な点検・監視が行われているが，その後も岩盤・斜面崩落による事故が発生している．このため斜面の点検・監視手法の精度向上が求められている．

当研究チームでは，これに関連した研究として，これまでに斜面防災の高度化を目指して，地区別の斜面調査結果をもとに地震後の変状に関して統計的な検討[1)]を進めている．また，これは全国的な問題でもあり，関連した調査研究[2)]が進められている．

ここでは，北海道において大規模岩盤崩落等の災害や積雪寒冷地特有の事象を考慮した道路防災点検の高度化を目的として，北海道の斜面災害履歴データの 1 例として災害履歴と交通止めデータを収集分析して，災害履歴データの防災点検への活用法について検討したので報告する．

2．災害履歴データ

本検討に用いたデータは，北海道開発局より提供された災害履歴と通行止めに関するデータである．期間は，1968 年から 2006 年の約 40 年間である．本データには，通行止めの原因として斜面災害のほかに吹雪や雪崩，洪水などによるものが含まれているため，災害種別や備考の記載を参考にこれらを除外した．また，斜面災害に関連した交通止めでも，豪雨などによる「斜面災害の恐れ」が原因のデータもあり，これらのデータも除外した．その結果，得られたデータ数は 771 点である．

データ項目は，災害発生日時，道路管理建設部，災害発生箇所，通行規制期間，災害種別などである．

3．データ整理と考察

全データの西暦別斜面災害発生数を図-1 に示す．全体的な傾向としては，1970～80 年代では豪雨による災害（1975 年および 1981 年の豪雨）が発生した年に斜面災害の件数が突出している．1990 年代以降では，以前と同様に豪雨や地震などの災害が発生した年の斜面災害発生数が多くなっているが，大きな災害が見られない年でも以前に比べて多くなっている傾向がみられる．この原因には，過去に受けた豪雨や地震などを誘因としたクリープ的な強度劣化による崩落が，この時期に集中したことなどが考えられる．

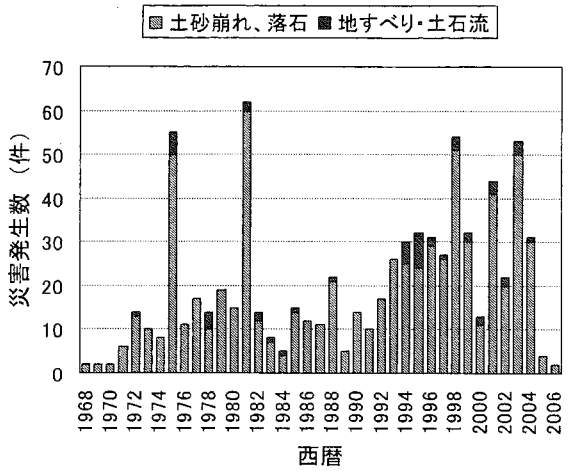


図-1　西暦別斜面災害発生数

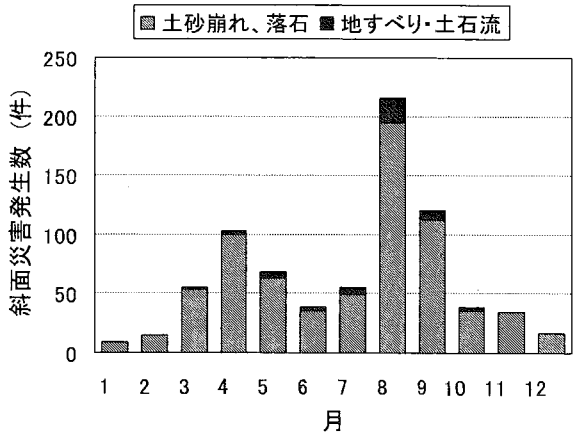


図-2　月別斜面災害発生数（全道）

今回のデータには，対比できる降雨データが無いために連続降雨量などとの比較ができないが，斜面災害履歴データに降雨データを併記することにより，降雨時の緊急点検実施時期などの資料になる可能性がある．

次にこれらの斜面災害発生数を月別に整理した．北海道における斜面災害発生の誘因としては，豪雨などによる水のほかに，寒冷地であることによる凍結融解や亀裂内の水が凍結することによる氷結圧などが考えられる．豪雨などによる斜面災害時期としては，台風が接近上陸する 8，9 月が考えられ，凍結融解や氷結圧による災害時期としては，融雪期の水が豊富で外気温

が0°付近を上下する3，4月が予想される．

図-2は，全データについて月別の斜面災害発生数を示したものである．4月および8月に斜面災害が多く発生していることがわかり，予想した傾向と一致する．

しかし，この傾向が全道的なものなのかは，疑問がのこる．寒さの厳しい道北と北海道内で比較的温暖な道南では，斜面災害発生数の傾向が異なることが予想される．そこで，道北，道央，道南の代表的な地区の月別斜面災害発生数を整理した．図-3はその結果を示したものである．各地区の災害発生総数が異なることから単純に比較はできないが，道北では寒さがゆるむ時期が遅いために5月に一つのピークがあり，その後7月に最大発生数を示している．道央では，4月と8月にピークを示すが，その最大値は4月の融雪期になっている．道南では，斜面災害発生数のピークを示すのは8月で，融雪期の3，4月では，大きな増加がみられない．

以上の結果から，地区毎に斜面災害発生数のピークを示す時期が異なることがわかる．このことは，各地区の斜面点検を行う時期や頻度を計画するための有効な資料になることが期待される．

4．まとめ

以上をまとめると，次のとおりである．

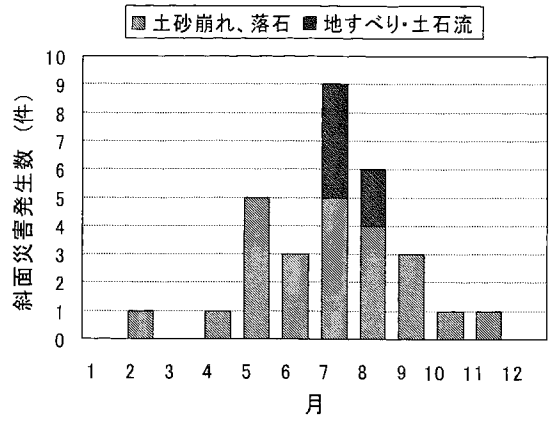
1)斜面災害履歴データに降雨データを併記することにより，降雨時の緊急点検実施時期などの資料になる可能性がある．

2) 斜面災害履歴データを地区毎に月別斜面災害発生数として整理することにより，各地区の斜面点検を行う時期や頻度を計画するための資料になることが期待される．

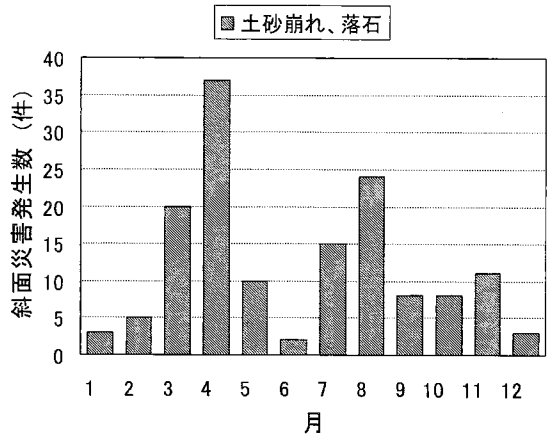
5．あとがき

ここでは，既存の災害履歴データを用いて斜面防災点検への活用法を検討した．その結果，斜面点検の実施時期を決定するための有効な資料になることなどが示された．しかし，用いたデータは交通止めを主目的として作成されたものであることから，斜面災害の規模や範囲，崩落形態などの情報がない．そのため，斜面点検時の着目箇所や範囲などの検討ができていない．今後，斜面災害を主眼に置いた災害履歴データを蓄積することにより，道路防災の高度化を図る手法を検討する必要があると考える．

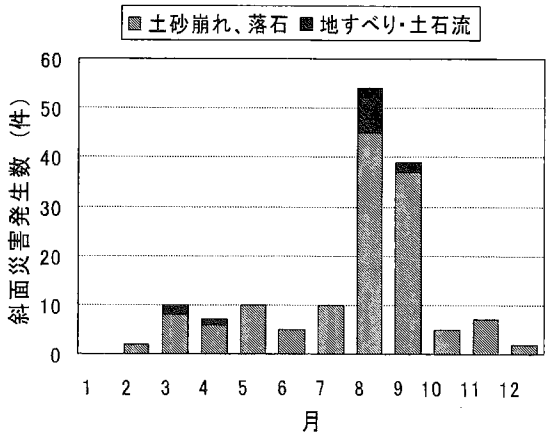
なお、本報文をまとめるにあたり，貴重なデータを提供していただいた北海道開発局関係各位には，ここに深く感謝の意を表します．



a)道北地区



b)道央地区



c)道南地区

図-3　代表地区毎の月別斜面災害件数

参考文献

1) 中川伸一，伊東佳彦，日外勝仁：北海道えりも岬周辺の岩盤斜面における地震後の変状に関する分析，土木学会第60回年次学術講演会，(2005)

2) 倉橋稔幸，佐々木靖人，矢島良紀：道路防災マップによる安定度調査箇所選定の有効性に関する分析，土木技術資料49-6，土木研究所，pp58～63，(2007)

8. 航空レーザ測量データを用いた崩壊地形解析から推定する山体斜面の形成過程

Slope development estimated by morphological analysis of landslide using airborne laser scanner

○土志田正二(京都大学大学院), 千木良雅弘(京都大学防災研究所), 戸邉勇人(京都大学大学院)
Shoji Doshida, Masahiro Chigira, Hayato Tobe

1. はじめに

表層崩壊は規模が小さくても豪雨で多発するため, 地形形成において重要な役割を担う. しかし, 過去に一般的に用いられてきた手法, すなわち空中写真測量や通常の地形測量では表層崩壊の分布と形状を詳細かつ広範囲に解析するために必要なデータを収集するのは難しかった. そのため, 表層崩壊の分布についての研究は豪雨災害直後の調査に終始しなければならなかったが, 豪雨災害以前に発生した表層崩壊を抽出するのは困難であったため, 崩壊が地形形成に及ぼす役割について考察するのには不十分であった.

航空レーザ測量は, 衛星データや空中写真などを用いた測量では不可能であった植生に覆われた地域においても, 条件が整えば地表を詳細に測量することができるという強力な利点を持つ測量技術である. また航空レーザ測量は, 数m～数十 cm メッシュの詳細な数値標高モデル(DEM: Digital Elevation Model)を作成することで, 広範囲の微地形を数値的に解析することも可能とした. 航空レーザ測量技術を用いて作成されたデータは, すでに河床変動観測や, 活火山周辺の地形変位観測, 災害直後の被害地域判読など様々な地形調査に使用されているが, 航空レーザ測量データを用いた微地形の解析手法は未だ思案段階であり, 確立されていない.

本研究では, 航空レーザ測量データを用いて表層崩壊地形を詳細に解析することで, 花崗岩・花崗閃緑岩地域における地形形成に崩壊がどのように影響を及ぼしているのかを明らかにすることを目的とした. この研究は花崗岩地域における崩壊の発生危険地域(不安定斜面)を推定する為の基礎データとしても使用することができ, 地盤防災を考える上でも非常に重要である.

2. 研究対象地域の概要・地質

航空レーザ測量データを取得した本研究の研究対象地域である愛知県小原村(現豊田市)地域は, 1972年7月12日, 愛知県西加茂郡小原村・藤岡村(現豊田市)を中心とする西三河高原における集中豪雨により多数の崩壊が発生した地域である(図-1). 航空レーザ測量範囲では, 北側に花崗閃緑岩地域, 南側に花崗閃緑岩地域が主に分布しており, 北部地域に分布する花崗閃緑岩は中粒花崗閃緑岩, 南部に分布する花崗岩は粗粒花崗岩に分類される[1]. 一部の地域にアプライトも確認されているが, 分布範囲が狭いため, 本研究の研究対象からは除外した.

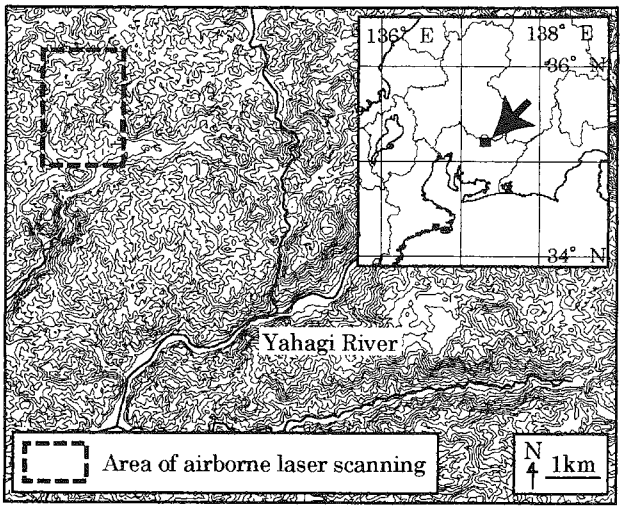


図-1 航空レーザ測量データ位置

3. 研究手法

崩壊地の抽出には, 災害直後に撮影された空中写真と航空レーザ測量から作成した地形図・傾斜図等を用いた. まず崩壊発生直後に撮影された空中写真から判読した崩壊地を地形図上で確認し記載する. 次に記載した崩壊地形の形状を参考にして, それと似た地形を抽出する. この地形は, 現在は植生によって覆われているが, 過去に表層崩壊が発生して形成された崩壊地形と仮定した. この手法を用いて判読・抽出した崩壊地形を発生場所の地質別に分類し, 崩壊地の分布を示す(図-2A).

崩壊地を判読・抽出した後, 地質別に崩壊特性の解析を行った. 崩壊特性としては, 崩壊密度や面積などの崩壊パラメータ(図-2B)及び, 崩壊地内部の傾斜ヒストグラム(図-2C)を算出した. また崩壊地内部の傾斜と比較するために, 各地質全体の傾斜ヒストグラムも算出している.

4. 結果・考察

崩壊パラメータ(図-2B)を見ると, 崩壊数, 崩壊密度において, 花崗岩地域の崩壊が, 花崗閃緑岩地域の崩壊に比べて約 10 倍大きい値を示している. 逆に崩壊面積においては, 花崗閃緑岩地域の崩壊が, 花崗岩地域の崩壊に比べ約 50 ㎡大きい値を示している.

傾斜ヒストグラム(図-2C)を見ると, 地質全体ではわずかに花崗岩地域の傾斜が高い値を示していること, 花崗閃緑岩地域では 20°以下の斜面が広く分布していることが示されている. この緩傾斜地域が分布する原因が, 開かれた谷地形及び幅広い尾根であることは, 図-2A より推定することができる. 一方, 崩壊地内部の傾斜ヒストグラムでは, 花崗

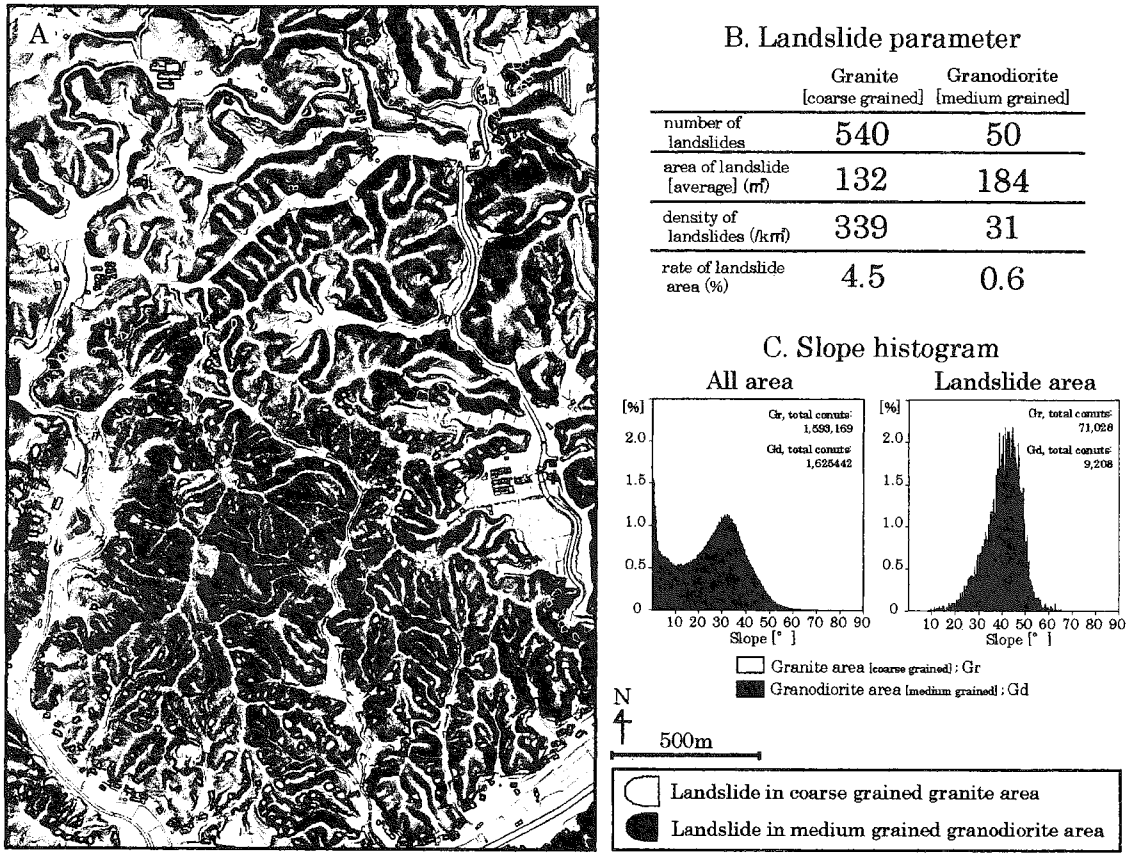


図-2 崩壊分布図と崩壊パラメータ，傾斜ヒストグラム

岩地域ではピークが焼く37°に分布しているのに対して，花崗閃緑岩地域ではピークが42°に分布している．このことから，花崗閃緑岩地域の崩壊は花崗岩地域の崩壊に比べて，高傾斜地域に分布することが示された．

以上の結果から想定される花崗岩及び花崗閃緑岩地域の模式断面図を図-3に示す．花崗岩地域では斜面傾斜のばらつきが少なく，尾根の形状は細く尖っている．表層崩壊の規模は小さく，崩壊内部の傾斜と周辺の山体斜面の傾斜の差がほとんどないため，連続した傾斜変換点(遷急線)は形成されていない．一方，花崗閃緑岩地域では，尾根は丸く幅広い形状をしており，その周囲で遷急線が発達している．崩壊は，その遷急線下部に分布しているものが多い．ただ，花崗閃緑岩地域の崩壊は，花崗岩地域の崩壊に比べて数が少なく，遷急線の発達などの地形形成に対してどの程度影響を及ぼしているかは不明ではある．

5. 結論

航空レーザ測量によって計測したデータを用いて，愛知県小原村地域における花崗岩・花崗閃緑岩分布地域における崩壊地形の解析を行った．花崗岩地域の崩壊は花崗閃緑岩地域の崩壊に比べ，数が多く，全域に占める面積の割合も高い．花崗岩地域では，尾根が細くとがった形状をしており，斜面傾斜のばらつきが少なかった．花崗閃緑岩地域では，尾根は丸く幅広い形状であり，崩壊は広い尾根の外側で発生しているものが多かった．花崗閃緑岩地域では，花崗岩地域では見られなかった連続した傾斜変

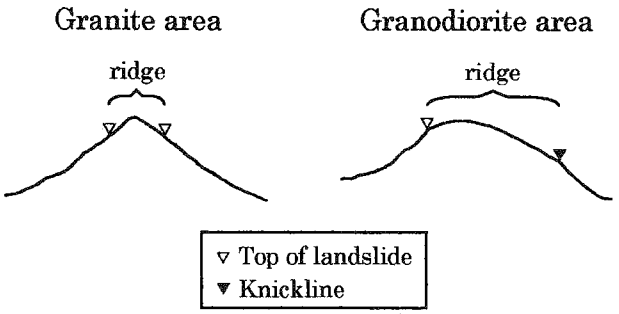


図-3 模式地形断面図

換点(遷急線)を確認することができ，花崗閃緑岩地域で分布していた崩壊は，この遷急線を頭部として発生しているものが多く観察された．

両地質において，崩壊の数，発生場所，崩壊特性が地形形成に強く依存していることが推定されることから，崩壊発生危険地域(不安定斜面)を推定する場合は，それぞれ異なった考察が必要である．

[引用]

1) 戸邉勇人・千木良雅弘・土志田正二 (2007)：愛知県旧小原村の風化花崗岩における崩壊発生密度の岩相関での比較，応用地質，48，pp. 66-79.

・本研究における航空レーザ測量データは，文部科学省・科学技術振興調整費「地震豪雨時の高速長距離土砂流動化現象の解明」(プロジェクト研究代表 佐々恭二)で計測されたものを使用している．

9. “スリット法”によるDEM上の斜面崩壊跡抽出と，それをもとにした経験的手法による斜面ハザードマップ作成

Automatic Extraction of Failured Slopes on DEM and Construction of Slope Susceptibility Map Based on Them

○花井健太・横田修一郎（島根大学）
Kenta HANAI , Shuichiro YOKOTA

1. 高精度DEMから得られる情報

斜面の不安定性予測を広域にわたり行う方法として，個々の地点の地形・地質要素と，過去に崩壊が発生したかどうかとの対応関係を利用した経験的手法が有効である[1),2)]．近年，高精度な数値標高モデル(DEM)が容易に得られるようになったことから，それから高精度の地形・地質要素を抽出できるようになってきた．

一方，崩壊箇所の情報は，これまで崩壊発生直後の空中写真判読によって得るのが一般的であったが，高精度なDEMでも明らかに過去の斜面崩壊の跡と思われる微地形が捉えられていることがある（図－1）．植生に覆われた微小な崩壊は空中写真判読でも見落とすことがあることを考えると，高精度DEMからの崩壊情報は，空中写真判読に匹敵する精度を得ることができると考えられる．

そこで，高精度DEMから崩壊跡を直接抽出する方法の確立と，それをもとにした斜面ハザードマップ(susceptibility map)の作成を試みた．

2. 斜面崩壊跡の地形的形状とその識別方法

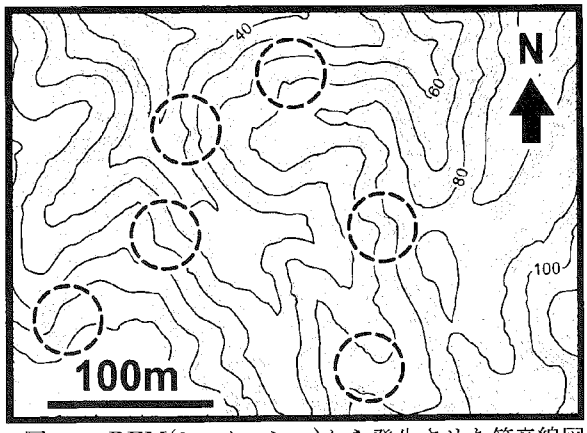
人間が空中写真判読によって崩壊跡の抽出を試みる場合には，色調や実体視による凹凸の変化から地形的な特徴を見出し，判読の基準とする．崩壊跡の地形的特徴には，凹地形であること，不連続な地形をなすこと，全体の形状が円弧状をなすこと，等があげられる．

DEM上の崩壊跡に注目すると，やはり空中写真と同様の特徴を認めることができる(図－1)．したがって，これらを数値的な演算によって識別できれば，機械的にあるいは自動的に崩壊跡を抽出することができる．そこで，地形の不連続の程度を表す標高値の2階微分（ラプラシアン）値をもとに，その分布から崩壊跡を識別することを考えた．

ラプラシアン値の算出には，いわゆる“ラプラシアンフィルタ”（(1) 式）を使用した．横軸にi，縦軸にjをとった空間(i,j)上の標高を$h(i,j)$とすると，ラプラシアン値$L(i,j)$は，

$$L(i,j)=\nabla^2 h(i,j)=\nabla_i^2 h(i,j)+\nabla_j^2 h(i,j)$$
$$=\{h(i-1,j)+h(i+1,j)+h(i,j-1)+h(i,j+1)\}-4h(i,j) \quad (1)$$

によって表される．これを適用することによって，斜面上の凹凸程度の分布が把握できる．



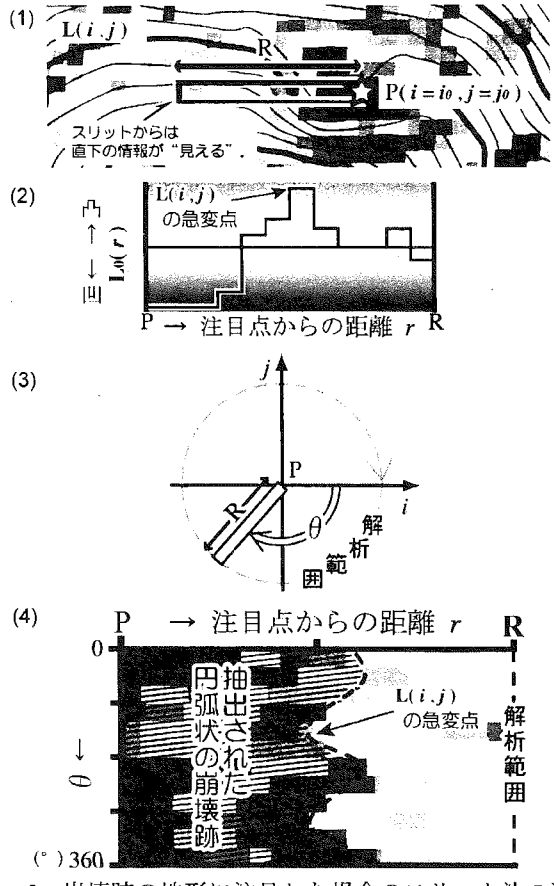
図－1　DEM(2mメッシュ)から発生させた等高線図上に認められる崩壊跡．範囲は研究対象範囲の一部(以下同じ)．

3. スリット法による特徴形状の識別と抽出

次に，得られた凹凸の分布から崩壊跡を識別し，抽出する方法を考える．ここでは，画像認識手法の1つであり，色値の分布から特定の形状を識別する“スリット法[3)]”を適用した．画像の色値のかわりにラプラシアン値を用いると，手順は以下のようになる．ここでは，$h(i,j)$から算出したラプラシアン値の空間分布を$L(i,j)$とする．

① 凹地形の中心点決定と周囲の急変点抽出のために，ラプラシアンの閾値t_1，t_2（$t_1>t_2$）を設定する．

② すべての点(i,j)の中で$L(i,j)>t_1$を満たす凹地形



図－2　崩壊跡の地形に注目した場合のスリット法の適用例
(1) 点Pを端点とし長さRのスリットを発生させる
(2) スリット内部の$L_0(i,j)$の分布$L_0(r)$を取得する
(3) スリットを回転させ，P周辺の$L_0(r)$の分布$L_0(r,\theta)$を取得する
(4) $L_0(r,\theta)$の分布特性から特定の形状を認識する．

の中心点 $P(i = i_0, j = j_0)$ を解析の対象点とする．

③ $P(i = i_0, j = j_0)$ の周囲に $L(i,j) < t_2$ を満たす凸地形（急崖）が存在するかを判定する．

④ もし③の条件を満たす場合，ここを端点とする長さ R のスリットを発生させる（図－2(1)）．

⑤ スリット内部における半径方向のラプラシアン値分布 $L_0(r)$ を取得する（図－2(2)）．

⑥スリットを点 P を中心に 1 回転させ，全周囲のラプラシアン値分布 $L_0(r,\theta)$ を取得する（図－2(3)）．

⑦ $L_0(r,\theta)$ は点 P の周囲の地形的特徴に対応して特有の分布をなすことから，$L_0(r,\theta)$ の分布に基づいて，凸地形（急崖）の分布が円弧状をなすかどうかを判定する．これに該当すると判定した場合には，対象点と周囲を円弧状の崩壊跡とみなし，抽出する（図－2(4)）．

以上の操作を (i,j) 空間上のすべての点に適用することで，崩壊跡の地形を抽出することができる．

4. スリット法による崩壊跡の抽出例

スリット法による崩壊跡の抽出を実際の地形に対して試みた．対象としたのは，1983 年山陰豪雨災害での最大の被災地域である島根県浜田市三隅地区の一部である（図－3）．国土地理院 [4]により航空レーザースキャナを用いて試作された 2m メッシュの DEM を用いた．

スリット法適用の結果，小規模な崩壊跡と推定される地形的凹地を機械的に抽出することができた（図－4）．これらの多くは空中写真判読では抽出困難なものである．さらに，閾値やスリットの長さを変化させることで，規模の異なる凹地も抽出できた．

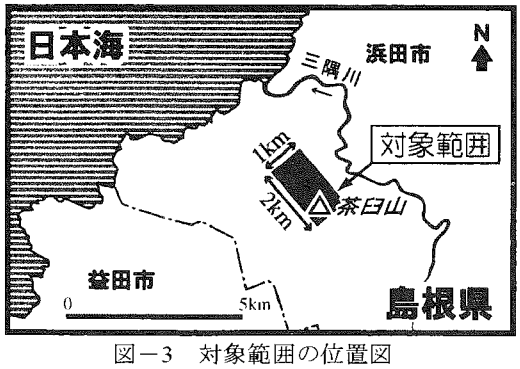
ただし，抽出したのはあくまでも崩壊跡と推定される凹地であり，空中写真判読によって得られる斜面崩壊跡とは必ずしも一致しないという問題がある．

5. 抽出した崩壊箇所をもとにした susceptibility map

スリット法により DEM から得られた崩壊跡の位置情報と，DEM から算出した地形要素を対応させれば，それらによって同様の崩壊が発生しやすい地点を予測できる．そこで，このような手法を用いて susceptibility map 構築を試みた．標高値としては，ここでは抽出した崩壊の規模を考慮して，10m メッシュの空間 (k,l) にあわせて再計算した $h_{10}(k,l)$ を用いた．

一般に斜面崩壊の発生を説明する変数として，斜面の傾斜角や凹凸度が有効である [1),2)]．そこで，地形要素として $h_{10}(k,l)$ から斜面傾斜角 $\theta_{10}(k,l)$ とラプラシアン $L_{10}(k,l)$ を算出した．それぞれの変数の各階級において総メッシュ数と崩壊跡のメッシュ数との比をその階級における崩壊発生確率とみなし，$P(\theta,L)$ とした．

関数 $P(\theta,L)$ は，本地域あるいはこれと同様の地形・地質特性を持つ地域における固有のな特性を表すものと考えられる．従って，このような地域内でメッシュ (k,l) の θ,L 値を関数に入力することで，その地域の崩壊発生確率の分布図 $P(k,l)$，すなわち susceptibility map が構築できる．



図－3　対象範囲の位置図

このような手順で，本地域において試作した susceptibility map を図－5 に示す．結果を見ると，崩壊発生確率の高い箇所と，抽出した崩壊跡や急斜面・凹地型などの崩壊の発生しやすいと考えられる地形が対応していることがわかる．

しかし，今回用いた susceptibility map の構築手法では，形状に基づいて抽出した崩壊箇所を使用しているにもかかわらず，形状の情報を崩壊発生確率の関数に反映していないため，課題が残る．

今後，この課題やスリット法による崩壊跡の抽出精度の課題を解決し，またより高精度な DEM が手に入るようになれば，より汎用性が高く効果的な斜面ハザードマップを効率よく作ることができると考えられる．

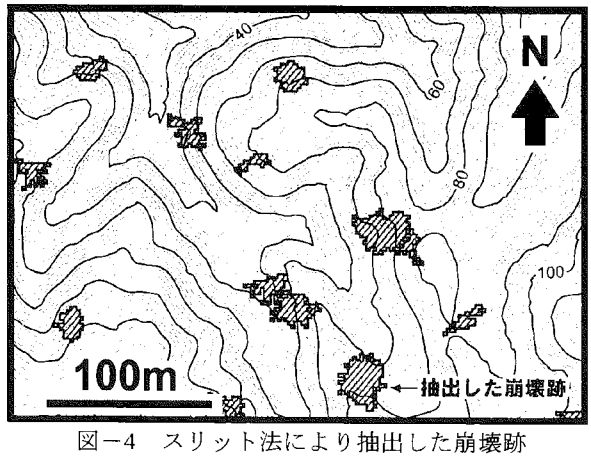
引　用　文　献

1) 横田修一郎・Edgar Pimiento（2002）：過去の崩壊分布に基づく斜面ハザードマップ作成の試み，都市域斜面防災の新世紀，p.291-300.

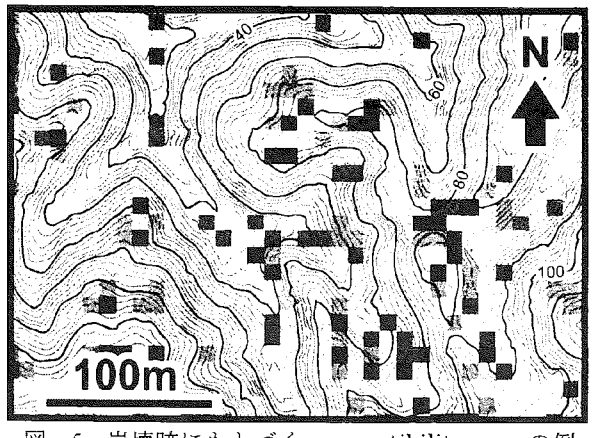
2) 花井健太・横田修一郎(2006)：航空レーザースキャナによる高精度 DEM から得られた地形量と斜面崩壊発生箇所との対応関係，日本応用地質学会中国四国支部平成 18 年度研究発表会発表論文集，p.27-32.

3) 長尾　真(1983)：画像認識論，コロナ社，187p.

4) 国土地理院(2003)：航空レーザー測量による斜面地形計測・崩壊箇所自動抽出に関する検討作業（山陰地区）作業実績報告書，122p.



図－4　スリット法により抽出した崩壊跡



図－5　崩壊跡にもとづく susceptibility map の例

10.花崗岩地域における土石流発生メカニズムの地質学的研究

～防府市楞厳寺(りょうごんじ)山における検討～

A geologic study of the mud flood outbreak mechanism in the granite area

~Examination in the Ryogonji mountain, Hofu City, Yamaguchi Prefecture ~

○　高崎善成(山口大学理学部)，田中和広(山口大学理工学研究科)

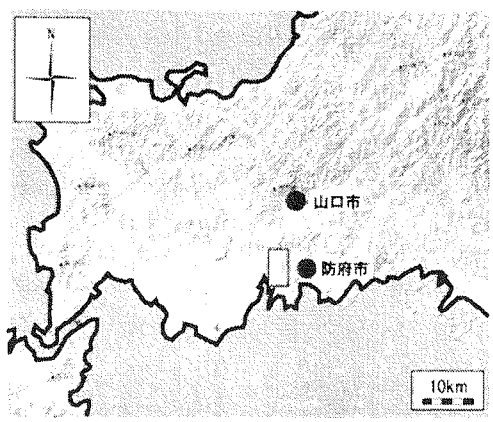
○　Yoshimasa Takasaki, Kazuhiro Tanaka

1.はじめに

花崗岩地域における土石流などの斜面崩壊は岩盤の風化が深く関係しており，千木良(2002)[1]は，風化等の地質プロセスの検討により土石流発生メカニズムについて議論を行っている．今後，斜面崩壊による災害発生時に被害を軽減するためには，現地調査に基づいて危険箇所を指摘し図示したハザードマップの作成が必要とされる．本研究では繰り返し土石流が起こっている山口県防府市西部に位置する楞厳寺山西側斜面において[2]，1993年に発生した土石流を対象とし，地形調査，地質調査を行い，土石流の発生に係わる地形，地質，気象学的要因を検討することにより，土石流の発生メカニズムを明らかにし，ハザードマップ作成の基礎資料を取得することを目的とした．

2. 調査地域と地質概要

調査地域は山口県防府市の西部に位置する楞厳寺山の西側斜面の南北約2.5km，東西約1.5kmの範囲である(図-1)．調査地域の最高標高は楞厳寺山(369m)であり，調査地域の地質は中生代白亜紀後期の広島花崗岩類に属する粗粒黒雲母花崗岩からなり，楞厳寺山の東側には細粒黒雲母花崗岩が分布している．また，局所的に中生代白亜紀の斑岩類が貫入している[3]．



図－1 調査地域位置図

3. 1993年8月2日に発生した土石流の概要

防府市役所資料(1993)[4]によれば，1993年8月2日には防府市の約181箇所で土石流が発生している．調査地域においても数箇所で土石流が発生している．当日の日降水量は203mmであり，午前10時～12時にわたって時間降水量50mm以上が観測されており，その後12時過ぎに土石流が発生した．

4.地形調査

接峰面図によれば，本調査地域は低標高部の等高線間隔が広く緩傾斜であり，高標高部の等高線間隔が狭く急傾斜である．また，浸食基準面は見られないことより浸食が激しいことが示唆される．等高線抜描図によると，本調査地域は低標高部の等高線間隔が広く緩傾斜であり，高標高部の等高線間隔が狭く急傾斜である．水系図によると，本調査地域の谷は4次谷まで形成されており，樹枝状の水系を示し，3次谷は直線的である．土石流の発生箇所は主に1次谷であり，3次谷を高速で流下することにより直線的な3次谷を形成したものと考えられる．遷緩線，遷急線の検討結果によると，本調査地域山頂付近において遷急線が認められ，低標高部へ向かい遷緩線，遷急線，遷緩線と両者が繰り返し分布している．また，土石流の発生箇所は，遷急線と遷緩線の間及び遷急線付近であることが読み取られる．

本調査地域に分布する1993年の土石流の発生箇所の傾斜角度は，土石流発生前の1/5000地形図により計測した結果，19度～33度であった．

土石流の発生した谷の谷縦断面図によると，3次谷は緩傾斜，支流である1次谷，2次谷は急傾斜であり，土石流は急傾斜である1次谷において発生し，緩傾斜である3次谷を流下したものと考えられる．

5.地表踏査

土石流の発生箇所では露頭のスケッチを作成し，花崗岩の風化区分や土石流堆積物，崩積土のどの部分で土石流が発生しているかを詳細に検討した．

木宮(1975)[5]，藤本(2006卒論)[6]を参考とし，肉眼観察による鉱物の風化程度とハンマー打診による割れ目の性状より花崗岩をA級～F級の6段階

表－1 風化区分表

風化区分	鉱物の変化			ハンマー打診
	石英	長石	雲母	
A	新鮮で風化の影響を受けていない。			
B			まわりが茶色に変色。	節理は見られるがハンマーでたたいたくらいでは割れない。
C		一部白濁している。		節理がはっきりしていてハンマーでたたくと10cm程の岩塊となる。
D		白濁している（指噛で粉砕）。	全体が茶色に変色。	節理面は残っているがハンマーでたたくと砂状。
E	マサ化しており砂状を呈する。粘土分は少なく軽く握ってもかたまりにはならない。			
F	マサ化しており砂状を呈する。雲母，長石は粘土化しており軽く握ると固まりになる。			

に分類し，風化区分表を作成した（表-1）．
本調査では土石流の発生箇所8箇所において露頭観察，風化区分を実施した。大部分の土石流はC級岩盤上部，D級岩盤内部及びC級岩盤とD級岩盤との境界部で発生しており，上位のD級岩盤，E級岩盤，が流下している。

また，C級岩盤やD級岩盤を覆う旧土石流堆積物や崩積土が，岩盤との境界に沿って崩落したケースも見受けられた。

6.考察

6.1 土石流の発生要因

地形調査，地表踏査，降水量の変化から楞厳寺山における1993年の土石流の発生を参考として，楞厳寺山山麓における土石流の発生要因を考察する．

地形調査結果からは，遷急線・遷緩線間及び遷急線付近の19度以上の急傾斜を有する1次谷において土石流が発生すると考えられる．

また，地表踏査結果からは，標高152m～200m付近に分布するC級岩盤上部，D級岩盤内部，C級及びD級岩盤の境界，土石流堆積物分布域，崩積土分布域において土石流が発生すると考えられる．

降水量の変化からは，時間降水量50mm以上が2時間連続するような集中豪雨によって土石流が発生すると考えられる．

6.2 土石流の発生と地形の発達過程

楞厳寺山における土石流発生と地形の発達過程は以下の通りと考えられる．

①時間雨量50mm以上が2時間以上連続するような集中豪雨により，19度以上の急傾斜を有する1次谷の（ⅰ）C級岩盤上部，（ⅱ）D級岩盤内部，（ⅲ）C級，D級岩盤の境界，（ⅳ）土石流堆積物分布域，（ⅵ）崩積土分布域において土石流が発生する．

②土石流は風化物等を取り込みながら流下し，平野部との境界に土石流堆積物を厚く堆積させる．

③同様のプロセスを周期的に繰り返すことで，高標高部の強風化花崗岩は浸食され，高標高部の新鮮岩盤の露出が拡大し，1次谷で発生した土石流は3次谷を流下し，遷緩線は低標高部へ移動する．

④低標高部に堆積した土石流堆積物は侵食・堆積を繰り返しながら沖積平野を形成する．

6.3 今後の危険予測

今後楞厳寺山において土石流が発生する箇所は，1993年の土石流の発生要因を参考とすると，19度以上の急傾斜を有する1次谷，C級岩盤上部，D級岩盤，E級岩盤，土石流堆積物，崩積土の分布域であると考えられる．表層風化分布図，水系図，遷緩線・遷急線から検討し，地形図に今後危険と予測される箇所をプロットした(図-3)．

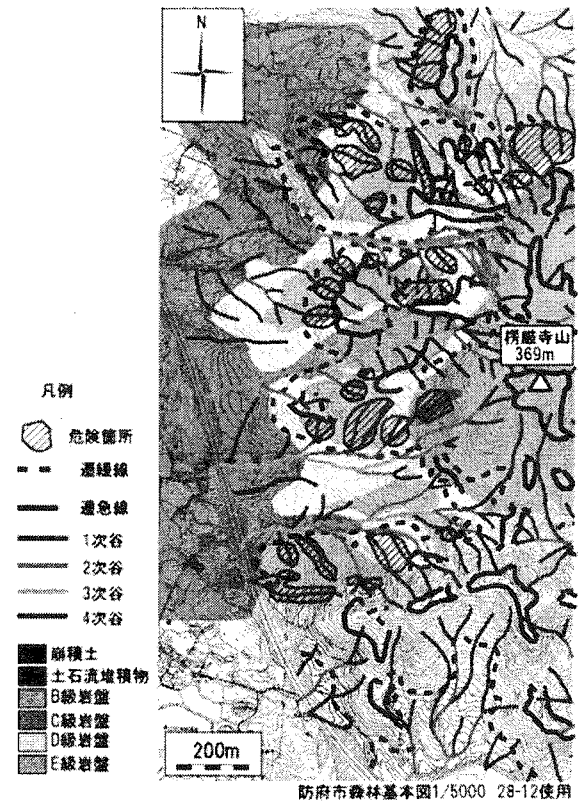


図-3 危険予測箇所

7. 引用文献

1)千木良雅弘，2002：群発する崩壊，近未来社，228p.

2)ふるさと大道を掘り起こす会，1998：ふるさと大道，96p

3)山口県，1968：山口県地質図5万分の1，33p.

4)防府市役所，1993：平成5年土石流災害に関する資料

5)木宮一邦，1975：花崗岩類の物理的風化指標としての引張強度，地質学雑誌，81，349-364

6)藤本耕次，2006：花崗岩地域における地下水水質の特性と風化作用~山口市小鯖の採石場における検討~，2006：山口大学理学部,卒業論文，46p.

11. 土砂災害ハザードマップ作成技術の効率化の提案

A New Method For Effective Creation of Slope Failure Hazard Map

周国云（西日本工業大学）
○横矢直道（(株)福山コンサルタント）
Guoyun Zhou, Naomichi Yokoya

1. はじめに

近年，注目されている地理情報システム(GIS)は様々な分野に急速に応用されてきている．GISは異なる種類の空間的な情報（図形，画像，文字，数値など）を統合して管理及び解析するツールとして，地盤防災分野への応用も期待できる．また最近高精度の航空機レーザー計測による地形データ，高解像度衛星データ，道路，建物分布などのデジタルデータの整備は多くの地域で行なわれており，これらのデータをGISで取り扱うことで，より効率的で信頼性の高いハザードマップの作成が可能になると考えられる．

本研究では，GISと数量化理論を用いた土砂災害ハザードマップ作成の高度化方法を提案し，熊本県水俣市集地区の斜面崩壊を対象にし，研究の方法，データ準備の効率性及び精度確認等を行い，GISにと数量化理論による斜面崩壊ハザードマップ作成の実用化方法を提案する。

2. GISを用いた数量化理論による斜面崩壊ハザードマップの作成方法の提案

崩壊危険度の高い斜面の抽出は，数量化理論のうちの数量化理論Ⅱ類と呼ばれる判別手法により行い，この手法で崩壊・非崩壊の危険度を判別し，ハザードマップの作成を行う．この手法では，解析対象範囲をメッシュで区切り，各メッシュの斜面崩壊の有無を外的基準（目的関数）とし，これとの関係を調べたい斜面崩壊の各要因アイテム（素因）の目的関数への反応パターンから各メッシュの斜面崩壊の危険度を判定する．このような統計的な方法の実用化において最も重要なポイントは，如何に効率的に高い精度の崩壊履歴と素因の空間分布値を得るかという点にある．いままではこれらの作業は非常に煩雑で効率が悪く，入力データの精度低下及び解析結果の正確性にも影響を与えて，実用の面には問題が残されている．

本研究では，GISの高い空間データ処理能力を数量化理論の解析と有機に融合させ，土砂災害ハザードマップ作成の高度化方法を図-1のように提案する。GISによる解析データの準備とハザードマップの作成は下記のように行っていく。

1)地図のスキャン

収集した地図は，A4～B1サイズのものがあり，これらをカラースキャンして，画像として保存する．

2) 画像の座標補正

GISソフトで画像を読み込み，座標補正を行う．座標系に関しては，一般的に1/5000以下の大縮尺の地図は平面直角座標系が多いが，それ以上の小縮尺の地図はUTMや緯度経度がよく使用される．座標補正の方法はGISソフトによって多少異なるが，基本的にGCP（Ground Control Point）或いは地図の四隅の図郭の座標を利用して補正を行う．

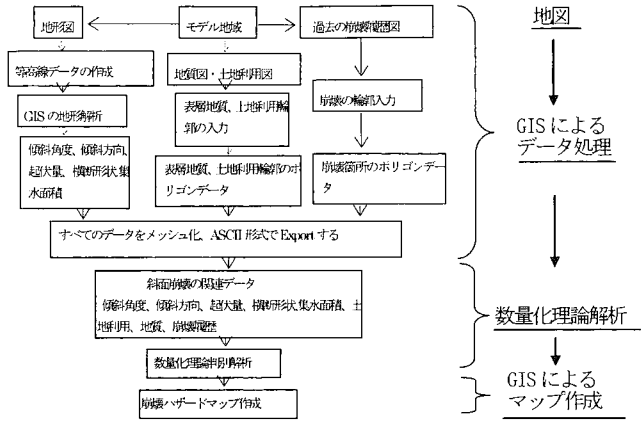


図-1 GISと数量化理論を活用したハザードマップ作成の流れ

3) GISデータの入力

座標補正した地図画像を基に，GISの自動追跡と半自動追跡の方法（いわゆるラスターベクター変換手法）で効率的に地図のデジタル化を行う．このようなGIS手法を用いれば，従来の手法では数日間掛かる入力作業を数時間で完了することが可能である．

4) 標準メッシュの作成

標準メッシュとは，数量化理論解析を行う地域を分割する基本的なメッシュである．メッシュの作成は，一般的にGISの作成ツールがあり，範囲を設定すれば，簡単に対象地域をカバーするメッシュを作成することができ，各メッシュの番号がそのメッシュの属性とされる．

5) 地形解析

入力した地形等高線を使用し，TINデータを作成する．地形のTINモデルからラスター形式に変換することで，セル形式の地形ラスターデータが得られる．地形のラスターデータを使用して，GISの一般的な地形解析で下記のデータを簡単に整備することができる：①標高分布，②傾斜角度，③傾斜方向．

6) 地形起伏量

一般的に数量化理論解析のための標準メッシュのサイズを地形ラスターデータのセルよりも大きく設定するので，1つのメッシュの中に多数の地形セルが含まれる．このメッシュに含まれる地形セルの最大値と最小値の差がこのメッシュの地形起伏量に相当する．GISのラスターデータ解析機能の中のゾーン統計機能（Zonal Statistics）を使用すれば，簡単にメッシュ毎の起伏量の数値が得られる(図-2)．

7) 横断形状

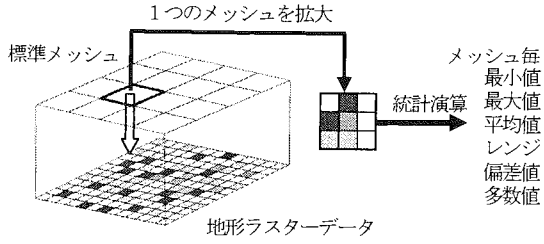


図-2　GIS のゾーン統計による起伏量の取得

横断形状は，ある地形セルの周りのセルの標高の平均値とその中心セルの標高値との差で現す．ラスターデータの近隣解析機能を使用すれば，横断形状の値の分布が得られる．

8）集水面積

集水面積は１つの地形セルに水が流れてくる周辺セルの数を意味する．GIS のラスターデータを用い，各セルの最急勾配方向を計算し，その方向及び標高を比較することで各セルの集水域を抽出し，集水面積を計算する．

9）土地利用，地質と崩壊履歴

土地利用，地質及び崩壊履歴のデータは，GIS にポリゴンデータとして入力するが，標準メッシュにデータを格納するために，データをラスターデータの形式に変換する．

10）GIS によるデータの標準メッシュへの格納

以上のステップで作成された崩壊素因と崩壊履歴の GIS データを標準メッシュへ格納する必要がある（図-3）．作成された GIS データはすべてラスターデータの形式であるため，2.5 の起伏量データの作成で提案したゾーン統計方法（図-2）を使用して統計処理を行うことにより，標準メッシュに各種類のラスターデータを格納する（図-4）．

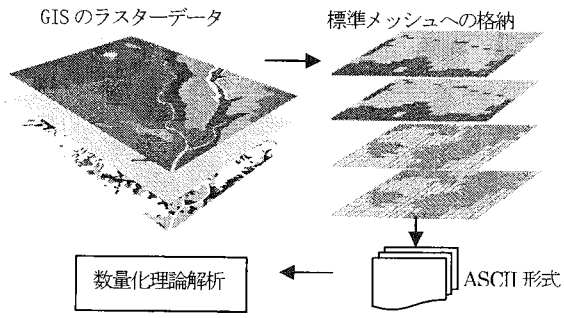
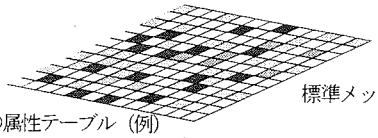


図-3　GIS データの標準メッシュへの格納の概念図



メッシュの属性テーブル（例）

メッシュID	起伏量	傾斜角度	地質	土地利用	集水面積	横断形状	崩壊履歴
1	1.4	12.3	2	1	1200	2.5	0
2	2.3	56.7	3	3	2345	3.4	1
3	4.5	25.4	1	2	3456	4.4	0
4	5.7	35.4	2	1	6543	2.3	1
5	6.8	28.8	3	3	323	3.4	1
6	5.8	34.6	1	2	32	3.8	0
7	7.9	56.6	2	1	23	3.2	0
8	5.8	66.8	3	3	34	12.2	0
9	3.5	78.8	1	4	2355	23	1
..	..	..	.	..	..	..	..
..	..	..	.	..	..	..	..

図-4　GIS の標準メッシュに格納された属性データ

11）数量化理論解析とハザードマップの作成

以上の GIS の解析操作で数量化理論解析に必要なデータの準備ができる．標準メッシュの属性データを GIS から外部にエキスポートする，基本的に TXT，EXCEL 或いは DBF の形式になる．このようなデータは EXCEL で整理することにより，ほとんどの数量化理論の解析プログラムに読み込むことができる．このデータを用いて数量化理論解析を実行すれば，それぞれのアイテムのカテゴリースコアと評価点数が得られる．EXCEL あるいはプログラムで標準メッシュの属性テーブルを読み込み，各メッシュの各カテゴリーの評価点数を合計し，その合計値を分類し，GIS 上の標準メッシュに表示すれば危険度ランク分けをした崩壊危険性ハザードマップができる．このように，GIS データの属性テーブルと図形データがリンクされているため，属性テーブルの操作を行うことで，ハザードマップが簡単に作成できる．そのため，従来の数量化解析及びハザードマップ作成手法に比べると大幅な省力化が可能となる．

3. 適用例

実証モデルを熊本県水俣市集地区（面積＝17km²）とし，提案した方法でデータ入力及び解析を行った．当該地域の地形図（縮尺＝1/2,500），土地利用図（縮尺＝1/50,000），地質図（縮尺＝1/50,000），崩壊履歴図（縮尺＝1/25,000）を収集し，画像をスキャンし GIS に取り込んだ．入力した地形図の等高線から GIS の TIN モデルを構築し，地形標高，傾斜角度，傾斜方向をラスターデータとして作成した．崩壊判別解析を行った結果，的中率は 60%であった。また GIS でのハザードマップを作成した（図-5）．全体の崩壊判定の的中率は 60%となっていることから，計算の精度はかなり満足できるものと考える．本方法によるハザードマップの作成に要した時間は，水俣市の集地区の例では，従来の方法の 1/10 であることが検証できた．

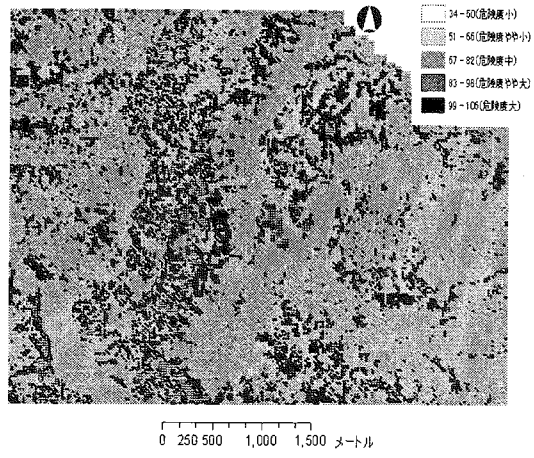


図-5 斜面崩壊ハザードマップ

4. まとめ

GIS の強力な空間データの作成・管理と解析機能を活用し，数量化理論と結合した高度なハザードマップの作成方法を提案した．従来の方法での標準メッシュを固定したままでのデータ準備と異なり，本方法ではデータの入力・作成とメッュデータの格納が分けられているため，データの照査，修正・更新も容易であり，本提案の方法では大幅に省力化ができる．

12. 地山に起因する老朽化した吹付けのり面の崩壊機構

Failure mechanism on slope facing deteriorated with spray mortar due to relaxation of bedrock.

○須藤　宏（応用地質），小林　功，西澤直樹（群馬県），久保匡義，和田　博，島　馨（応用地質）
Hiroshi Sudo, Isao Kobayashi, Naoki Nisizawa , Masayoshi Kubo, Kaoru Shima

1．はじめに

近年、のり面保護工の一つとして昭和40年代以降に施工されてきたモルタル・コンクリート吹付けのり面は、施工から30～40年経過して老朽化が進行し、補修が必要とされる箇所が増加する傾向にある。このため、吹付けのり面の調査手法や危険度評価手法の確立が急務となっている。

本論は，補修対策工事を実施するために、崩壊前に詳細調査をしていた吹付けのり面が崩壊した事例について報告し、今後の吹付けのり面の維持管理に少しでも役立つことを願うものである。

2．崩壊時の状況

崩壊箇所は、群馬県みどり市神戸地内にある一般国道122号（片側1車線）の延長約100m、法高5～12mで施工されているモルタル吹付けのり面の一部である。

今回ののり面崩壊は、平成18年10月10日の15時30分頃（1回目）と同日21時頃（2回目）で2回の崩壊が発生した。1回目は幅5m，高さ12m、最大深（のり面直角方向）2.5m、第2次は幅10m，高さ12m、最大深2.0mの範囲であった（図－1）。特に2回目は、のり面監視中の17時から21時の間で変状が除々に進行し、崩壊直前の30分間は水平クラック付近のはらみだしが顕著となり崩壊に至った。

気象条件は、近傍のアメダス黒保根（桐生市黒保根町水沼）データによると、当日は無降雨であったが、崩壊3日前までの10月1日～7日間で114mmの総降雨量があり、10月6日には日降水量70mmがあった。

3．崩壊箇所の地形地質

崩壊箇所は標高約450mの南に突き出した小規模な出尾根の南向き斜面で，のり面上方部は平坦な尾根地形となっている。崩壊箇所周辺は、付加体の中生代白亜紀足尾帯の頁岩が分布する地域である。

崩壊箇所脇の露頭で観察される地山の地質構造は、走向N80° E～N80° W，傾斜60～75° Sで、崩壊箇所は流れ盤斜面に相当する。のり面背後の地山には、層理面と調和的な流れ盤方向の割れ目が顕著に発達し、一部に走向N84° W，傾斜44° Sのやや低角度な割れ目も認められる。

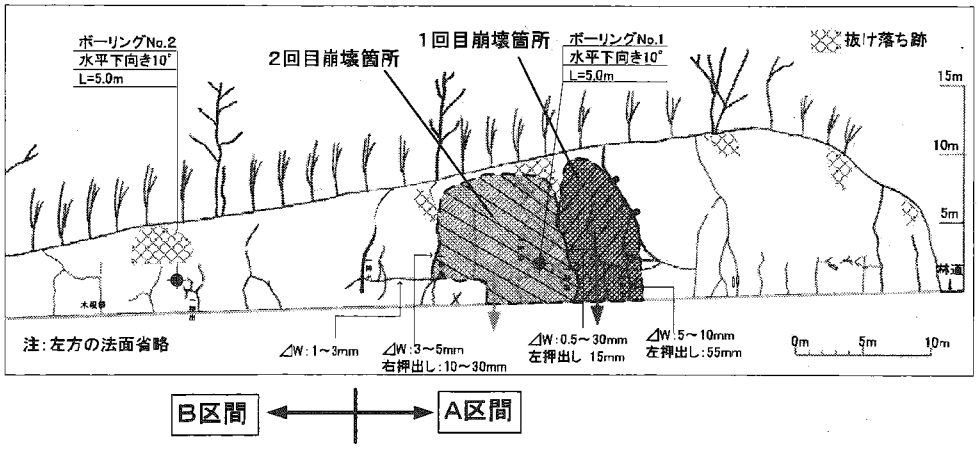
4．崩壊箇所周辺の吹付けのり面の変状状況

崩壊箇所は、切土された延長約100m区間の吹付けのり面の一部で、のり面勾配は概ね1:0.3（約75° ）である。のり面区間内の東側約40m間（A区間）は流れ盤区間で縦クラックが発達し、縦クラック沿いに開口と段差（せん断変位）が顕著であり、最大開口幅は30mmで最大せん断変位量は55mmに及ぶ。そして、このA区間には連続的な水平クラックも認められる。一方、西側約60m区間（B区間）は縦クラックの発達頻度は低く、クラック沿いの段差はほとんどない。今回崩壊した箇所は、A区間内の縦クラック沿いの段差が顕著で水平クラックが分布する場所に相当している。

平成17年度の事前調査では，クラックの発生頻度の高い区間と発生頻度の低い区間でそれぞれ1カ所の斜めボーリングを実施し、孔内速度検層、ボアホールカメラ観察、室内岩石試験を実施した。これらの結果を基に、のり面のクラック状況と地山の流れ盤構造・劣化を考慮し、のり面対象区間をA区間とB区間に区分し、A区間の危険性が高いと評価していた。崩壊した吹付けのり面のクラック状況は図－1に示す。

5．吹付けモルタル状況

崩壊箇所の吹付けモルタル性状は、現地で採取した4片の試料を用いて室内試験を行った。モルタルには径2mmのラス金網が敷設されている。



図－1　のり面クラック状況と崩壊箇所位置図

表－１に示すように、厚さは道路土工指針の現設計値（8～10cm）より下回るものの、中性化は外側・内側の両側とも深さ 10mm以下で、圧縮強度は同上指針の現設計値 15N/mm² (15MPa) 以上と見積もられ、モルタル自体は概ね健全であった。ただし、現地調査において、一部にラス金網の顕著な腐食を伴ったモルタルが認められるため、部分的に試験値より劣る部分もある可能性がある。

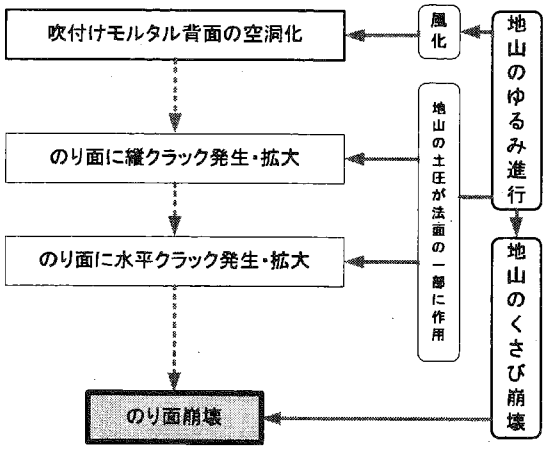
表－１　崩壊箇所の吹付けモルタル性状

項　目	値	備　考
厚 さ	35～72 mm	設計値 80mm
密 度	2.06～2.14 g/cm³	
P波伝播速度	3.5～3.8 km/s	
S波伝播速度	1.9～2.1 km/s	
点載荷強さ(Is)	1.30～1.93 MPa	圧裂強度の目安：約 1.0～1.5 MPa [1]
エコーチップ反発度 (L_D値)	452～501	圧縮強度の目安：約 20～40 MPa [2]
中性化深（外側）	1～10mm	フェノールフタレーン試験
中性化深（内側）	2～6mm	

6．崩壊機構

今回発生した２回の崩壊は、２回とも同様な崩壊形態であり、崩壊形状から、地山のゆるみにより小岩塊化した地山が頁岩に卓越する層理面に沿った割れ目（東西走向，約 65° S）と南北走向で西側に 70～75° SW で傾斜する割れ目に規制されたくさび崩壊により発生したものと考えられる。

時系列な崩壊機構を図－２に示す。地山のくさび崩壊時のトリガーとして、先行降雨等の気象条件が影響した可能性がある。



図－２　吹付けのり面の崩壊機構

7．点検・調査と変状の経時変化

崩壊箇所ののり面は、草木ダム工事記録から昭和 48 年（1973 年）頃施工（切土工＋モルタル吹付け工）されたと見られ、崩壊までに約 33 年が経過している。その間の点検・調査[3]を総括して、変状経緯を概念図として図－３に示す。

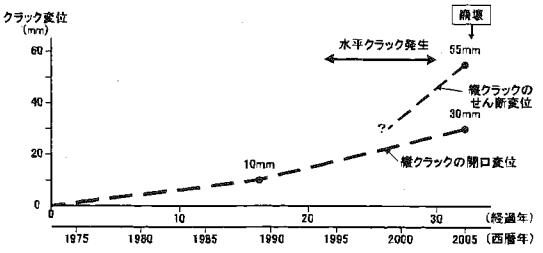


図-3　A区間のクラックの経年変化概念図

8．のり面のゆるみ範囲

本論での‘ゆるみ’とは、『応力解放や風化作用等により、明瞭なすべり面を伴わないで潜在的な割れ目の開口が進行し、地山が小岩塊化して地山の強度が低下していく現象』をいう。

ゆるみ範囲の把握には、ボーリングによるコア観察、ボアホールカメラ解析、速度検層が有効であった。事前調査のボーリング調査により推定した No. 1 孔地点での崩壊箇所のゆるみ領域の地質状況を下記に示す。

今回の崩壊深さは、上記で推定したゆるみ領域と概ね一致していた。

表－２　崩壊箇所のゆるみ領域状況

項　目	ゆるみ領域	健全領域
P波伝播速度 (km/s)	1.9	3.8
のり面からの深さ(m)	～2.9	2.9～
コア状況の特徴	D～CL 級岩盤主体，破砕状部有り	CM 級岩盤主体

9．最近での地山に起因する他ののり面崩壊事例

最近での地山に起因する吹付けモルタルのり面の崩壊例として、平成 18 年 7 月 28 日に発生した茨城県常陸太田市国道 349 号での花崗岩内の潜在亀裂に起因するすべり崩壊（規模：20m×15m×2m，600m³）などがある。この崩壊は補修工事中のはつり作業中に発生している。

10．おわりに

崩壊箇所は、平成 19 年度にゆるみ範囲の 1:0.6（約 60°）での切土工およびロックボルト付のり枠による対策工が施工された。

今回の崩壊から得られたことは、下記の点である。

①背後地山の地質状況確認が重要
②吹付けのり面の背面空洞確認が重要
③クラックのリアルタイム計測監視が重要
④連続する水平クラックが出現したら監視強化が必要

引用文献

1) 土木学会（1991）：軟岩の調査・試験の指針（案）－1991 年版－，60-63p.
2) 大川哲志・大岡政雄・船戸明雄（1999）：岩石試料への反発硬度試験機の適用性について，第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，256-260p.
3) 群馬県（1989）平成元年道路災害防除工事など

13. 大規模岩盤斜面における切土後の評価

Stability evaluation of large rock slope after cutting

○牛渡　聡、嶋倉一路、青木　淳（構研エンジニアリング）
Satoshi Ushiwatari, Kazumichi Shimakura, Atsushi Aoki (Koken Engineering Co., Ltd.)

1. はじめに

大規模岩盤斜面の安定をはかる対策として，オーバーハング部や風化や亀裂質な部分を切土除去する方法が採用されている．しかし斜面高があまりにも大きいために，現場打ちのり枠工等の保護工が施工できず，やむを得ず落石防止金網工により対策を行っている箇所がある．

切土後の岩盤は堅硬な部位とはいえ，経年変化により亀裂が開口して，いわゆる「ゆるみ」が生じることが懸念される．

しかし，施工後は斜面に近接して観察することがきわめて困難であることから，切土後の斜面の経年変化についての報告はほとんどないのが実状である．

本論文では，切土後10年程度を経た，比高が100mを超える大規模岩盤斜面において，切土後の経年変化を確認し，斜面としての安定性を評価する地質調査を行った結果を報告する．

2. 調査箇所

調査箇所は，北海道内に位置する切土斜面Aと切土斜面Bであり，その諸元を表-1に示す．

表-1　調査箇所の諸元

箇所	のり面A	のり面B
比高	100m	200m
地質	新第三紀 溶結凝灰岩	新第三紀 溶岩・火砕岩
切土勾配	1:1.0	1:0.3
調査時の 経過年数	7年	9～6年

3. 地形地質概要

(1) のり面A

河川に面した尾根地形であり，切土前はオーバーハングを有する塔状岩体が分布していた．自然斜面の勾配は45°程度である．

斜面を構成する地質は，新第三紀の流紋岩質溶結凝灰岩であり，強溶結状態で非常に硬く固結している．

切土後は，金網工と落石防護擁壁により，現道への落石到達を防止している．

(2) のり面B

海岸に面した急崖地形が連続し，比高200m程度に遷急線を有する．切土前はオーバーハング地形をなしていた．自然斜面の勾配は60°以上である．

斜面を構成する地質は，新第三紀の安山岩溶岩，同質凝灰角礫岩である．

現在まだ施工中であるが，切土完了後は，金網工および土堤により，現道への落石防止をはかることとしている．

4. 調査方法

(1) 目的

調査目的は，目視による岩盤の亀裂状況とボーリングによるコア状況の観察，弾性波速度把握などにより，切土後の岩盤表層状況（風化）を確認し，もって斜面の安定性を評価し，今後の斜面管理の方法を検討することである．

(2) 方法

上記目的を達成するために，表-2に示す調査を行った．

表-2　調査方法

項目	のり面A	のり面B
カルテ点検資料	○	○
斜め空中写真	○	○
ラジヘリ近接空中写真		○
地表踏査	○	○
クライミング調査	○	○
弾性波探査	○	○
ボーリング	○	
ボアホールスキャナ	○	
岩石試験	○	
X線回折試験	○	○
偏光顕微鏡観察	○	○

のり面Bにおいてもボーリング調査・ボアホールスキャナを予定していたが，隣接斜面で発破による切土施工の工期延長のため，孔壁が不安定化する可能性があるため断念した．

5. 調査結果

(1) 斜面A

・表層の風化，亀裂状況

切土斜面全般において硬さの劣化は認められないが，亀裂は表層から1m程度までが数mm～1cm程度開口している．なお，斜面末端部では局所的に1:0.5の切土を行っており，流れ盤亀裂沿いに幅数cmの開口が認められる．湧水は認められなかった．

・ボアホールスキャナによる深部の亀裂面状況

ほぼ深度10m毎に亀裂帯があり，開口幅は10mm程度．

・弾性波速度

深度1m程度まではVp=0.4～0.5km/s，深度5m程度まではVp=0.8～1.0km/s，これ以上の深度では，Vp=1.7～4.9km/sが得られた．速度層深度は切土前の速度検層で想定した速度層の深度とほぼ同じである．

・粘土鉱物

表-3　X線回折試験結果

粘土鉱物		石英	斜長石	単斜輝石	角閃石	カンラン石	赤鉄鉱	蛋白石	斜プチロル沸石	ガラス	雲母類	緑泥石
のり面A	深度1.8～2.0m	○	○					△	＋	＋	－	＋
	深度1.8～2.0m亀裂部	○	○					△	＋	＋	－	
	深度3.9～4.0m	◎	◎					○	＋		＋	＋
	深度10.0～10.1m	○	○							＋	－	
のり面B	No.1		◎	△		＋	△					＋
	No.2		◎	△		＋	△				－	＋
	No.3		◎	＋	＋							

凡例　◎：極多量　○：多量　△：中量　＋：少量　－：微量　？不確定

表層の風化部・亀裂部と新鮮部を対象に行い，結果を表-3に示す．粘土鉱物としては，緑泥石が少量含まれている．

(2) 斜面B

・表層の風化，亀裂状況

切土面において設定した5箇所のクライミング測線においては，亀裂の開口により傾倒した深度は，最大1m程度であった．湧水は岩相境界において顕著に認められた．

・弾性波速度

斜面末端において実施した弾性波探査において，感震器を岩盤斜面上において得られた直接波として考えられる，Vp=1.3～1.5km/sが得られた

・粘土鉱物

粘土化変質部を対象に行い，結果を表-3に示す．粘土鉱物としては，緑泥石が少量含まれている．

6. 評　価

(1) 切土面の評価

亀裂の顕著な開口は，目視では深度1m程度，弾性波探査においても深度1m程度以下である．これより切土後の「ゆるみ」とみなされる深度は1m程度と判断した．また，膨潤性粘土鉱物も微量しか確認されず，明瞭な流れ盤亀裂や湧水・氷柱も認められない．

斜面Aの深部では，幅10mmの開口亀裂が複数分布するが，顕著な流れ盤方向ではないこと，弾性波速度も1.7～1.9km/sあることから堅硬な岩盤とみなせる．したがって表層1m付近までややゆるみが認められるものの，深部から崩壊する可能性は考えにくいと判断した．一方，落石防止金網工は1m角程度の落石への耐力があることから，現在の対策工でも大きな問題はないものと判断した(ただし金網はいずれ補修ないし交換する必要がある)．

(2) 調査方法の妥当性

通常の調査が困難な大規模切土斜面においては，ボーリングや孔内検層を行うことは実際的ではなく，ラジヘリ空中写真・クライミング調査による表層観察による定性的な判定と，簡易的な弾性波探査による定量的な判定の組み合わせが有効と考えられる．

7. 課題と今後の対応

既往の大規模切土面の再評価を行うことは、斜面管理上非常に有用である。しかし，その調査には費用も高額であるため、調査箇所の抽出には十分な検討が必要である．今後は既設斜面の点検における評価の参考とし、また岩盤斜面切土の設計時において、時間とともに劣化する要因の有無とその対策を含めて斜面の安定をはかる検討を行っていく所存である．

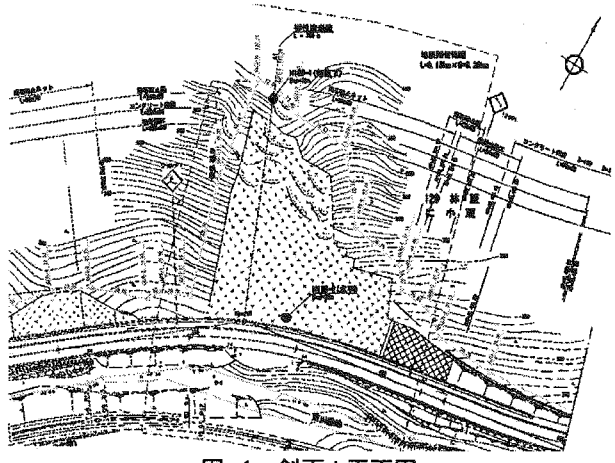


図-1　斜面A平面図

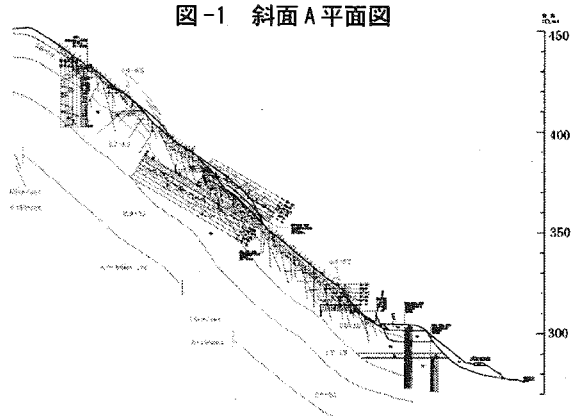


図-2　斜面A断面図

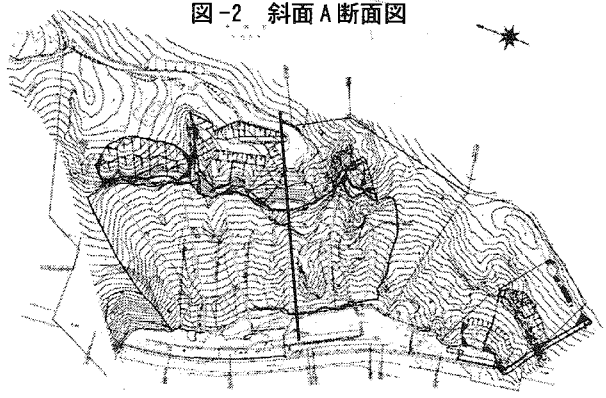


図-3　斜面B平面図

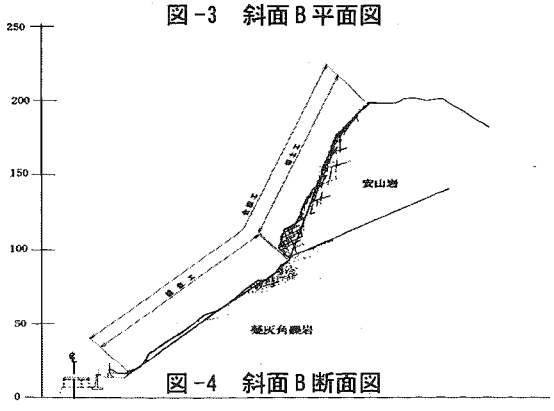


図-4　斜面B断面図

14. 切土のり面で発生したトップリングに対する検討例

Field observation on toppling failure due to cutting work

○西川徹（応用地質㈱高知支店），上野将司（応用地質㈱技術本部）
Toru Nishikawa（OYO Corporation），Shoji Ueno（OYO Corporation）

1. はじめに

四万十帯の地山において高さ 44m の切土を行ったところ，トップリングによるのり面変状が発生した（図－1）．のり面には最大高さ 1.5m の山向き小崖が多数発生し，トップリング特有の鋸歯状の景観を呈する．

同様な切土による斜面変動について，田近ら(2001)は切土以前に発生していたクリープ変位を含めて「重力性曲げ褶曲」として紹介している．当該のり面では切土前のクリープ変位は認められず，切土によって短時間に転倒変位が発生したため，トップリングとして扱うこととした．

本文は，このトップリングについて、のり面変状状況の観察を行い，1)トップリング下端深度の推定，2)不連続面に作用するのり面傾斜方向の応力に着目した切土のり面の安定勾配について検討したものである．

2. トップリングによるのり面変状

2.1 切土のり面と地形・地質の概要

地質は，四万十帯南帯に属する泥岩優勢砂岩泥岩互層である．泥岩は層理面とやや斜交するへき開が発達するため細片になりやすく，スレーキングしやすい．砂岩は単層厚が 10cm 前後であり，連続性に乏しくレンズ状を呈する．また 1～5m 程度の間隔で層理面と概ね平行（～若干斜交）方向に厚さ 1cm 以下の断層粘土を狭在している．さらに切土のり面最下段の位置には厚さ 5m 程度の破砕質泥岩が分布している．層理面，へき開面，断層面は，走向が切土延長方向と概ね平行で，切土のり面に対し高角度の受け盤となっている．

2.2 トップリング発生から応急対策工までの経緯

トップリングによる変状は，破砕質泥岩が分布する最下段の切土が完了した後，連続雨量 86mm の降雨により発生した．応急対策工としての押え盛土を最下段の小段高さまで実施したことにより変位は収束した．

3. トップリング下端深度の推定

3.1 地表部の水平変位量からの推定

切土施工図と変状後の測量断面図を比較した結果，最大 4m の水平変位が確認された．

この変位量と地質構造の関係から図－2に示すように、受け盤構造の傾斜 80° の地層がトップリングすることで傾斜 60° の山向き小崖が発生したものと考え，トップリング下端面深度を約 14m と推定した．

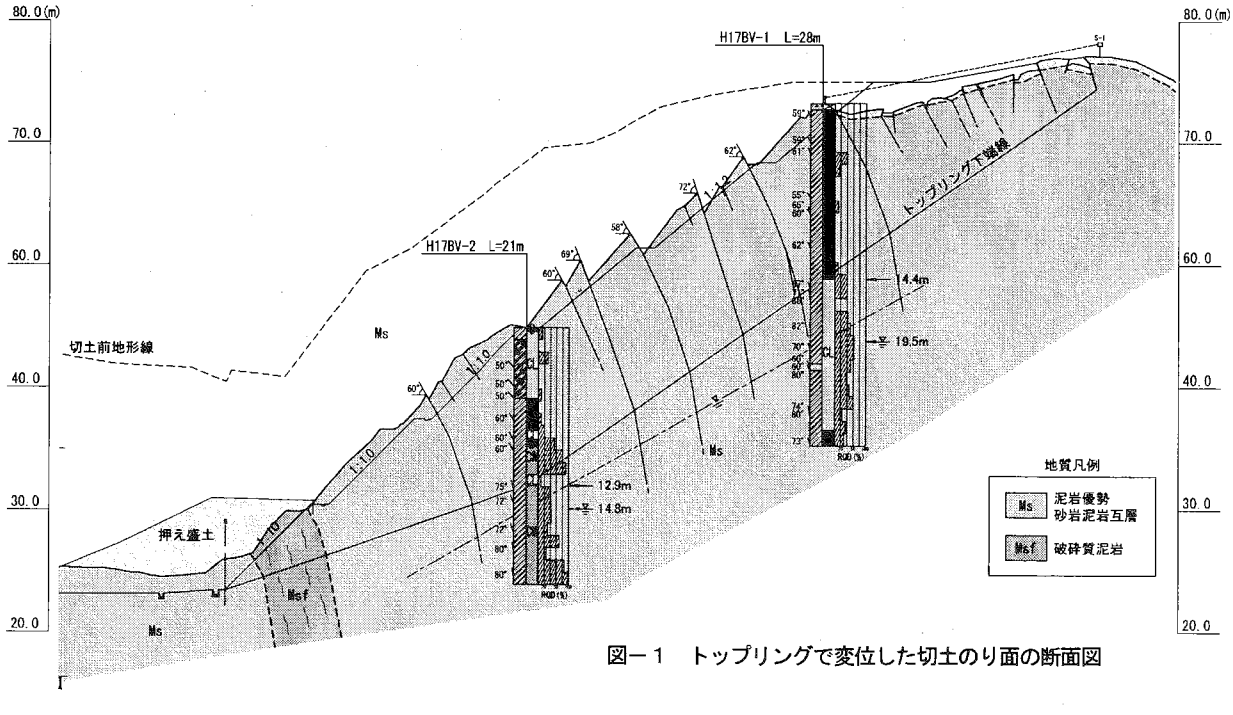
3.2 ボーリングコアからの推定

ボーリングコアからトップリング下端深度を推定するために 1)ボーリングコアにおける層理面の傾斜角度，2)コア形状，3)ボーリング掘進時の掘進水の漏水状況に着目した．

その結果，1)層理面傾斜が 11.8m～15.1m 間で大きく変化する（図－3），2)深度 14.4m 以深でコア形状が良好となる，3)深度 14.1m まで掘進水は全漏水するといった結果が得られ，深度 14.4m 付近がトップリング下端深度と推定した．

3.3 孔内傾斜計の変位測定結果

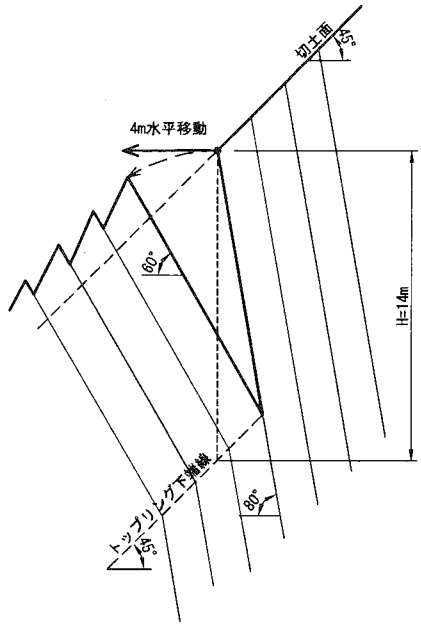
孔内傾斜計観測の結果，斜面下方への明瞭な転倒変位が深度



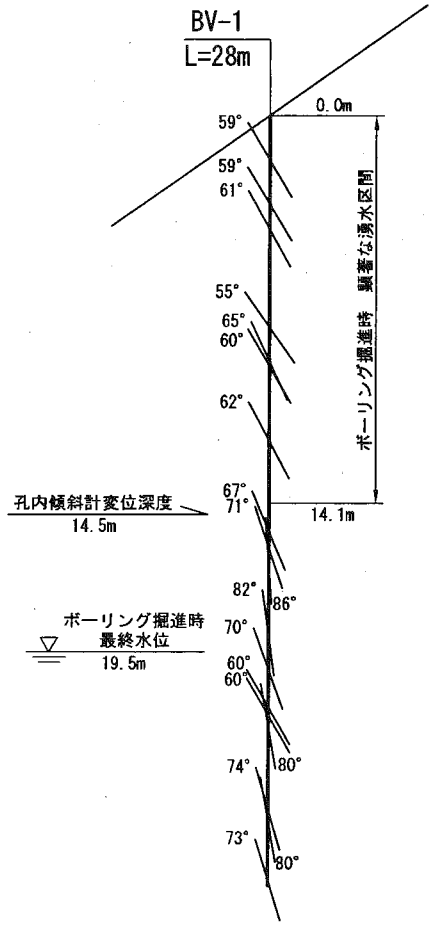
図－1 トップリングで変位した切土のり面の断面図

14.5m 以浅に確認された.

以上から，地表部の水平変位及びボーリングコアから推定されたトップリング下端深度は，孔内傾斜計観測結果とほぼ一致する結果が得られた.



図－２　地表部水平変位量からトップリング下端深度を推定する手法の概要



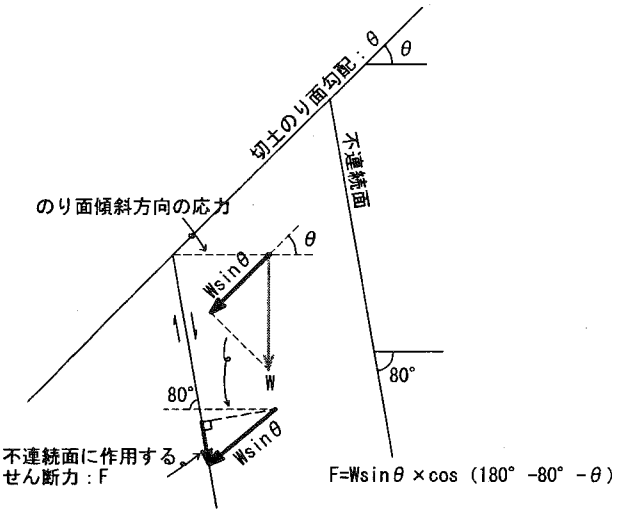
図－３　ボーリングコアの層理面傾斜の変化からトップリング下端深度の推定

4.　のり面安定対策

トップリングの力学的モデルについて，Cruden(1989)や目代ら(2001)の検討を参考にして図－４に示すように考えた. トップリングは，受け盤斜面における層理面等の地質的不連続面のせん断抵抗力が「のり面傾斜方向の応力によって不連続面に作用するせん断分力」より小さい場合に発生することが考えられる.

すなわち，任意の移動層に対応する自重Wは，のり面傾斜方向の応力 $W\sin\theta$ （θ=斜面勾配）として不連続面に作用する. この応力の分力は，不連続面にせん断力として作用する. このせん断力は，のり面勾配が高角度になるほど大きくなる.

この点と地形等の条件を考慮して，のり面安定対策は，のり勾配を緩くすることを基本にした. のり面勾配は，不連続面に作用するせん断力に着目し，のり面変状が発生した際のせん断力の 56%程度まで低下する勾配 1:1.5 とした.



図－４　不連続面に作用する斜面傾斜方向の応力

5.　まとめ

トップリングによる切土のり面の変状に対して，トップリング下端深度を推定して切土による安定対策を立案した. トップリング下端深度について，地表の水平変位量及びボーリングコアから推定した結果，51 日後に得られた孔内傾斜計の測定結果から判断される深度と概ね一致した.

のり面の安定対策として「不連続面に作用するのり面傾斜方向の応力」に着目し，これを軽減することで排土工の切土勾配を決定した.

参考文献

田近淳・大津直・雨宮和夫・和田茂（2001）：重力性曲げ褶曲による硬質頁岩層の斜面変動－北海道知内町尾刺建川線の例－，地すべり，第 37 巻，第 4 号，pp.41-48

目代邦康・千木良雅弘・長谷川修一（2001）：急傾斜する頁岩砂岩互層のトップリングにより出現した斜面変形－小規模な山向き小崖とその内部地質構造－，地形，第 22 巻第 5 号，pp837-856

D.M.Cruden：Limits to common toppling，Can. Geotech.J.26，pp.737-742

15. 黄金道路急崖の地域特性と斜面変動形態

Regional Characteristics and rock slope movement type along the Route 336 (Ohgon-Doro)

○日外勝仁，岡崎健治，伊東佳彦（(独) 土木研究所 寒地土木研究所）
Katsuhito AGUI, Kenji OKAZAKI, Yoshihiko ITO

1. はじめに

日高帯東縁に位置する黄金道路（R336）（図-1 参照）の急崖斜面において，過年度の調査研究では，現在の斜面変動を支配する岩石構造と崩壊素因について考察し[1]，調査箇所の岩盤崩壊機構の推定と調査・点検時における着目点として整理を行った[2]．本稿では，これまでの素因分析の結果を基に，黄金道路急崖地域における過去の崩壊履歴の地形・地質特性を取りまとめるとともに，現地調査で確認できる斜面変動に関わる素因と変動機構の関係から，当該地域で観察される特徴的な斜面変動形態の分類を行った．

2. 災害発生履歴からみる黄金道路急崖の特徴

黄金道路において近年 20 年間に発生した 100m^3 以上の斜面崩壊の履歴を整理し，下記の斜面変動の素因に留意しつつ，地形・地質特性について取りまとめた（表-1,2）．

災害位置は，境浜から北方と咲梅周辺に集中しており，中央部での記録はなかった（図-2）．平成 15 年に十勝沖地震があり，全体の 40%（11/28）がこの地震の際に発生しているなど，地震が大きな誘因となっていることが分かる．

崩壊箇所の地形は，表-1 に示すように，40～140m の急崖が連続し，後述する斜面変動地形としての岩塔地形が発達する特徴を有している．急崖前面の海底地形は，浅海底幅が北部で広くなっている．これは，浸食抵抗力の低さ（低強度岩盤の存在）や十勝沖地震の際に崩壊が多発したように，崩壊頻度の高さを示唆するものである可能性がある．

災害箇所の地質構成は，3 件（11%）が花崗岩，11 件（40%）がホルンフェルス（上豊似層），堆積岩類（上豊似層，広尾メランジュ）で 14 件（50%）となっている．さらに，平成 15 年の十勝沖地震の際の災害発生箇所に限定すると，花崗岩が 1 件，ホルンフェルスが 1 件，堆積岩類が 9 件（全体の 82%）となっており，この時に発生した崩壊のほとんどが非変成堆積岩類で構成された斜面で発生している．この非変成堆積岩には，多様な配置を示すカタクレーサイト帯，層面片理，横臥褶曲軸面に伴う片理，ナップ境界，クロスジョイント，断層ダメージ帯のランダム節理からなる節理群などの多様な面構造が発達する．南部の咲梅周辺には，流れ盤配置の沸石脈を充填する節理素因とする様々な規模の崩壊跡がみられることから，南部の災害箇所の集中はこの様式の崩壊の発生頻度の高さを示す可能性がある．

既往崩壊箇所の素因としては，南部では沸石を充填する流れ盤配置の平行節理が主要な素因となっており，北部では，カタクレーサイト帯，ナップ境界などの断層，沸石を伴う断層ダメージ帯のランダム節理やクロスジョイントなどの節理群が主要な素因となっている．

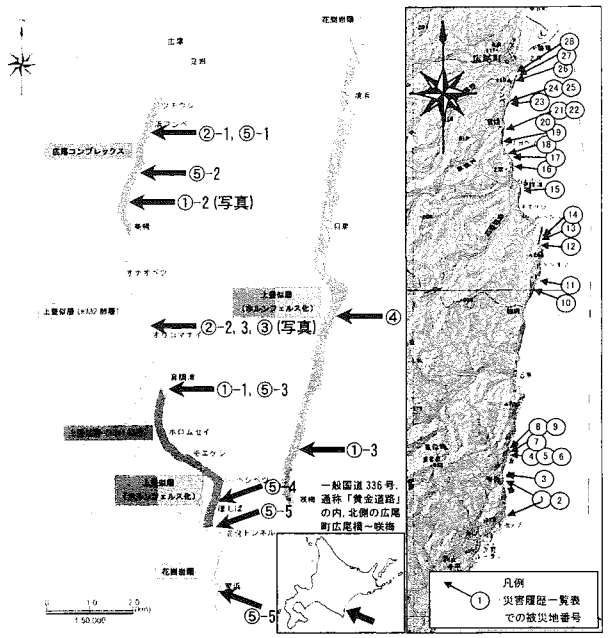


図-1 調査地の地質　　図-2 崩壊履歴位置

表-1 崩壊履歴箇所の地形特性

区分	場所	地形									崩壊状況
		海食崖	浸食緩	岩塔地形	海底地形		植生	水計分布	コメント		
		崩壊発生源の区分	浸食前線（昔も崩壊が多発する斜面の固定	地すべり性崩壊の残存地形の可能性	地形の型	浅海底幅	崩壊の頻度のひとつの目安	表現となる構造の目安 地下水涵養の可能性			
広尾コンプレックス	浜フンベ～フンベ	やや緩い	35～120m	発達	平行	5m以浅の海底面幅200m～400m程度	薄い	海食崖と直交～高角度で交わる水系が発達	崖高が南部に比べやや低く，浅海底幅がやや広い		十勝沖地震では遡急線からの表層崩壊が多発
上豊似層	美幌～音調津	やや緩い	35～120m	発達	平行	5m以浅の海底面幅200m～400m程度	薄い	海食崖と直交～高角度で交わる水系が発達	崖高が南部に比べやや低く，浅海底幅がやや広い		十勝沖地震では遡急線からの表層崩壊が多発
上豊似層（ホルンフェルス）	音調津～ルベシベツ	急崖	40～140m	発達	海底谷・海底扇状地	5m以浅の海底面幅200m程度	薄い	海食崖と平行な水系が見られる	崖高が北部に比べやや高く，浅海底幅がやや狭い		十勝沖地震では遡急線からの表層崩壊が多発
花崗岩	ルベシベツ～境浜	急崖	40～140m	発達	海底谷・海底扇状地	5m以浅の海底面幅200m程度	薄い	海食崖と直交～高角度で交わる水系が発達	崖高が北部に比べやや高く，浅海底幅がやや狭い		崩壊の頻度は低い
上豊似層（ホルンフェルス）	境浜～咲梅	やや緩い	40～140m	発達	平行・凹型斜面	5m以浅の海底面幅200m程度	薄い	海食崖と平行な水系が見られる	崖高が北部に比べやや高く，浅海底幅がやや狭い		十勝沖地震では崩壊は報告されていないが，大規模崩壊を含む崩壊が多発

表-2 崩壊履歴箇所の地質特性

番号	発生年月日	規模 (m3)	地質		斜面形状	素因		崩壊様式	備考
			地層名	岩石名		種類	配置		
1	H13.5.31	400	上豊似層	ホルンフェルス	盤型	沸石充填節理	流れ盤 斜面直交 高角度 層境平行	2組の沸石充填節理による楔状崩壊	
2	H7.9.24	1000	上豊似層	ホルンフェルス					
3	H2.4.9	300?	上豊似層	ホルンフェルス					
4	H8.3.15	1000	上豊似層	ホルンフェルス					
5	H9.2.9	100	上豊似層	ホルンフェルス					
6	H9.3.4	2000	上豊似層	ホルンフェルス					
7	H16.1.13	4000	上豊似層	ホルンフェルス	盤型	沸石充填節理	流れ盤	沸石充填節理を要因のひとつとする崩壊	
8	H7.9.24	100	上豊似層	ホルンフェルス	盤型	沸石充填節理	-	沸石充填節理を要因のひとつとする崩壊	
9	H3.3.28	1100	上豊似層	ホルンフェルス	盤型	沸石充填節理	高角度流れ盤 中角度流れ盤	高角度流れ盤配置の沸石充填節理系を素因とする崩壊	
10	S60.9.8	200	花崗岩	花崗岩					
11	H15.9.26	300	花崗岩	花崗岩	沢型	節理	-	-	
12	H8.9.-	150	花崗岩	花崗岩	尾根型	剪断帯	斜面平行 高角度	剪断帯と低角度流れ盤配置の節理を素因とする崩壊	
						沸石充填節理	低角度流れ盤		
13	H15.9.26	300	上豊似層	ホルンフェルス	盤型	沸石脈	低角度流れ盤	低角度流れ盤の沸石脈を支配結因とする崩壊	十勝沖地震
14	H9.5.7	6400	上豊似層	ホルンフェルス	盤型	剪断帯	斜面平行 低角度流れ盤	高角度配置の節理と低角度配置の剪断帯のカプリングによる崩壊	
						節理	高角度流れ盤		
15	H15.9.26	2000	上豊似層	堆積岩類	沢型V型	カタクレーサイト帯	斜面直交 中～低角度		十勝沖地震
						節理	斜面直交 沢・カタクレーサイト帯平行 高角度	カタクレーサイト帯上盤が崩壊した可能性	
16	H18.6.23	1500	上豊似層	堆積岩類					
17	H18.6.23	1000	上豊似層	堆積岩類	沢型V型	カタクレーサイト帯	斜面に斜角 中角度	カタクレーサイト帯上盤が崩壊した可能性	十勝沖地震
18	H15.9.26	170	上豊似層	堆積岩類					
19	H15.9.26	150	上豊似層	堆積岩類	沢型V型	カタクレーサイト帯	斜面直交 中角度	カタクレーサイト帯と節理の組合せによる楔型崩壊	十勝沖地震
						節理	斜面直交 沢平行 高角度		
20	H4.8.13	120	上豊似層	堆積岩類					
21	H15.9.26	1000	上豊似層	堆積岩類	沢型V型	高角度層間剥離	斜面 沢と直交 高角度	強状の面構造と高角度断層間が崩壊	十勝沖地震
						強状の面構造	断層間		
22	H15.9.26	200	上豊似層	堆積岩類	沢型V型	カタクレーサイト帯	低角度流れ盤	カタクレーサイト帯上盤の2組の節理に支配された崩壊	十勝沖地震
						節理	斜面直交 沢平行 高角度とこれと直交する2組の節理		
23	H15.9.26	200	上豊似層	堆積岩類					
24	S63.10.12	200	上豊似層	堆積岩類	盤型	沸石脈を伴うカタクレーサイト帯	水平～低角度受け盤	節理とカタクレーサイト帯とのカプリングによる崩壊	十勝沖地震
						節理	斜面平行		
25	H1.7.3	1000	上豊似層	堆積岩類					
26	H15.9.26	700	広尾コンプレックス	堆積岩類	盤型	広尾メランジュとの境界断層	斜面平行 高角度流れ盤	断層ダメージ帯のランダムクラシック発達部の崩壊	十勝沖地震
						断層ダメージ帯のランダムトラクランダム			
27	H15.9.26	2000	広尾コンプレックス	堆積岩類	盤型	カタクレーサイト帯	斜面平行 斜面	断層ダメージ帯の2方向の節理発達帯の崩壊	十勝沖地震
						断層ダメージ帯の沸石充填節理	斜面直交と平行の2方向 斜面		
28	H15.9.26	150	広尾コンプレックス	堆積岩類	沢型V型	カタクレーサイト帯	斜面直交 斜面	断層ダメージ帯の崩壊	十勝沖地震

3. 素因の性状と斜面変動特性

道路防災のための地質調査・点検においては，素因を捉え，それが斜面の中でどのように配置し，現在どのように性状に変化しているかを捉えることが必須の課題である．黄金道路急崖では，付加体であれ花崗岩であれ規模に差はあれども，斜面変動の素因の主体となるものは同じく，沸石脈および沸石の形成を伴うカタクレーサイト帯である．黄金道路における斜面変動の形態は，多様な方位を持って発達したカタクレーサイト帯（顕著な力学的異方性）や，膨大な量の沸石脈（乾湿繰返しにより著しい強度低下）などの素因の性状と地形との関係における配置で決まると考えられる．代表的な斜面変動の例を以下に示す．

3-1　素因の性状による斜面変動の型（図-1 参照）

①流れ盤沸石脈支配型（図-3 参照）

・下底面が平滑，ステップを含む階段状の二つの型

②流れ盤単一カタクレーサイト帯支配型

・高角度断層あるいは高角度節理と流れ盤配置の低角度カタクレーサイト帯が直行する二つの型（図-4 参照）

・鈍角で交わる型

③流れ盤多層カタクレーサイト帯支配型（図-5 参照）

・上位のカタクレーサイト帯起源のすべり面が末端でスプレーした段階で成長が止まり，下位のカタクレーサイト帯にすべりが移動することで階段状のすべり面を形成．

④流れ盤単一インコンピテント層支配型

・流れ盤配置の泥質岩の挟み層にみられるすべり面

⑤節理支配型

節理は剪断帯周辺のダメージ帯において発達し，表層における変形や応力解法で形成された平行節理群等がある．

・単純すべり型:平行節理
・小岩片落下型:ランダム配置の節理
・クリープ褶曲型:平行節理群が intrafolial 褶曲あるいはデュープレックス構造を形成しながら sackung をもたらす
・トップリング型:鉛直は一の節理群の変形，すべり面が低角度～中高角度となる場での移動体の変形

3-2　特徴的な地形と斜面変動

①沢の成長と斜面変動

カタクレーサイト帯に規定された海岸線と直行する．

・高角度配置：沢底の拡大をもたらす斜面変動
・中低角度配置：非対称の横断形状の谷，低角度側がカタクレーサイト帯で規定，高角度側側壁の拡大をもたらす斜面変動

②岩塔と斜面変動

岩塔は沢と沢の間にあり，背後に鞍部がある．岩塔は沢のカタクレーサイト帯と鞍部にある高角度カタクレーサイト帯，再動カタクレーサイトに沿った選択的な差別浸食で形成される．

・岩塔の下底面のカタクレーサイト帯起源の低角度断層とこれに収斂する高角度断層群からなる型
・多数の高角度断層と断層の下端部での流れ盤配置の分岐節理と節理面に沿った粘土フィルムの形成を伴う型

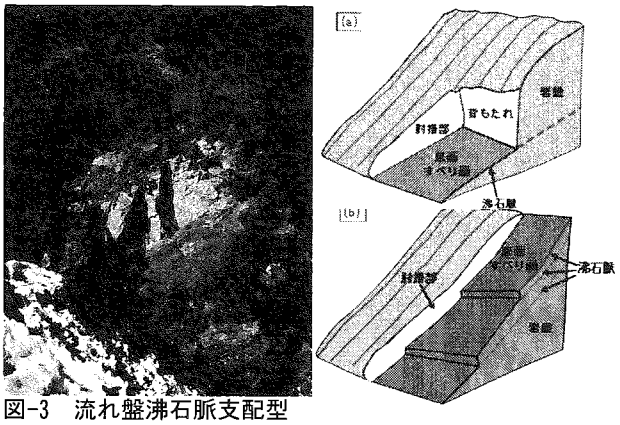


図-3　流れ盤沸石脈支配型

岩盤がすべり落ちた平滑な面．面に沿って沸石脈が発達していた．沸石脈の存在は、すべり面と壁の境界で観察される．すべり面の上のまだらな灰褐色部は沸石を含む脈の残りである．

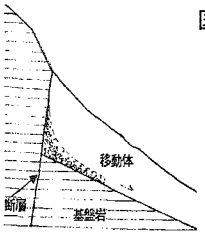


図-4　流れ盤単一ｶﾀｸﾚｰｻｲﾄ帯支配型

高角度断層に規制された背もたれ部と座面すべり面の素因となった面構造が，ほぼ直交する条件下で，背もたれ部と座面の交差部に形成される変形構造．

(a)：変形がもっとも進み粘土－砂化した部分が交差部の下底に発達
(b)：変形がもっとも進んだ部分は弧状構造の中に発達

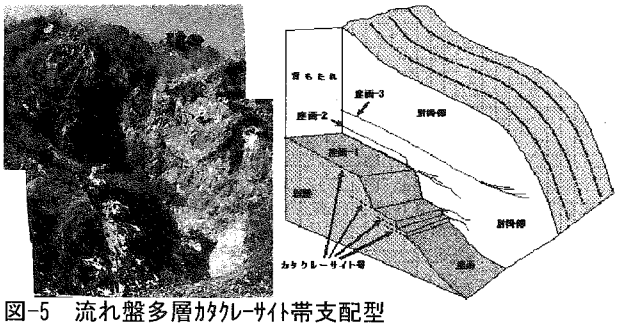


図-5　流れ盤多層ｶﾀｸﾚｰｻｲﾄ帯支配型

低角度流れ盤配置の多層カタクレーサイト帯（未固結粘土フィルムを伴う剪断帯）が発達し，これを座面の下部と見立てた座椅子型地すべりの向かって右側の肘掛部の露頭写真．

4. おわりに

黄金道路急崖を構成する付加体・花崗岩は，現在もプレート収束帯に位置し変動を受け，急崖という地形形状をもたらす履歴を背負い，寒冷地にあって凍結融解を繰り返す履歴を持った，相当に特殊な性状を持った地質体である．沸石の充填した節理，沸石の形成を伴うカタクレーサイト帯が，黄金道路急崖の斜面変動の主要な素因であり，地山の中でのこれらの素因群の配置と性状変化を追跡することが，斜面変動機構の解明，規模の推定，しいては安全性の評価につながると考えられる．防災のための地質調査においては，対象地質体の起源と構造発達史の与える情報を読み，地形・地質の地域特性を考慮し，多様な素因の起源と配置に関わる視点を持つことが重要だと思われる．

《参考文献》

1) 伊東佳彦，日下部祐基，日外勝仁，田中健吾，本間宏樹，原 郁夫 (2005)：黄金道路急崖の斜面形状を支配する岩石構造と崩壊素因の研究，日本応用地質学会平成17年研究発表会講演論文集，pp.229-232.
2) 日外勝仁，伊東佳彦，日下部祐基，田中健吾，徳江俊一，原 郁夫 (2006)：黄金道路急崖斜面における岩盤崩壊機構と調査における着目点，日本応用地質学会平成18年研究発表会講演論文集，pp.45-48.

１６．粒子法を利用した斜面崩壊・土石流の数値再現性の検討

On the applicability of the moving particle method for numerical modeling of the solid-fluid mixed flows

○栗原　宏明（東大・工院）、木村　慎吾（同）、登坂　博行（同）
KURIHARA Hiroaki, KIMURA Shingo and TOSAKA Hiroyuki

1.　はじめに

近年の被害地震の頻発や豪雨の集中化により，斜面崩壊と土塊の斜面移動・下方拡散，さらに河川が関係する高速の土石流などによる被害は毎年いくつも報告されている。山岳地の多い我が国では従来からこのような水文地質学的災害（hydrogeological hazards）に対し積極的に対策が進められてきたが，温暖化等の影響も受け被害は今後増加すると予測されている．

山岳地の無数の斜面上のどこで，いつ，どの程度の規模で土砂災害が生じるかを予測することは，多くの場合困難である．しかし，危険地域においては，事前に地質調査・計測・モニタリングに加え、被害範囲・破壊力などの定量的な予測を行い、ハード（砂防ダムなどの施設)、ソフト（ハザードマップなど）の対策立案・整備がきわめて重要となる。

定量的予測のためには数理的な技術が必要となるため，従来から、地すべり，崩土運動，土石流などの固液混相流に関しては，野外観測や室内実験を通じて流動の構成則の確立や数値モデルの一般性を高めるような研究が行われてきた（例えば、宮本，2002)．それらを基に、水と固相の集合体の動きを連続体（流体）として扱う数値モデルが実用化されている。

本報告では、一般的な流体解析では表現の難しいより細かい挙動を粒子法（MPS 法、Moving Particle Semi-implicit Method)を用いて追跡再現する可能性に関して論じる．粒子法は物性の異なる多数の物質素片が相互作用しながら流動する状態を追跡するもので，従来の個別要素法に類するものであるが，数式的にはより柔軟化したものである．ある程度小さなスケールの流動のメカニズムを理解する上で特に有用と考えられ，流体解析との併用などにより混相流の再現性向上に繋がるものと考えられる。

2.　実験に見られる固液混相流

水文地質学的なスケールでの固液混相流は，より細かく分類すれば，固相の割合の大きな地すべりや岩屑流から，より水の割合の高い泥流，土石流，懸濁流などがある．

ここでは特に，河川を閉塞した固相を水流が押し流してゆく土石流に注目する．土石流の発生原因を力学的なメカニズムから分類すると，①渓床堆積物が外部からの水の供給によって侵食される場合，②崩壊土塊が、それ自身含んでいた水によって、または外部からの水によって土石流化する場合，③天然ダムの決壊による場合，がある。さらに②の場合は、表層崩壊と深層崩壊に分けられる。また、③の場合は、越流侵食による決壊、すべり崩壊による決壊、進行性破壊による決壊に分けられる（高橋、2004)。

本研究では以上の状況を踏まえ，小スケールでの水・固相流動を実験室スケールで行っている．この実験の目的は前記発生原因に対して、粒子法の適応可能性を検討するためである。実験装置の概要を図-1 に示す。装置に与える河床勾配、流量、堆積形状，堆積物種類（砂，レキ）を変化させて複数のケースについて観察を行った。

図-2 は，三角状に河床面に置いた砂堆に上流（右方）からの水流が越流し，下流側から浸食が進行して行く様子を示している．

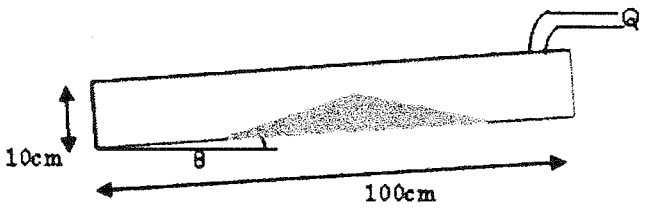


図-1　１次元実験装置の概念図

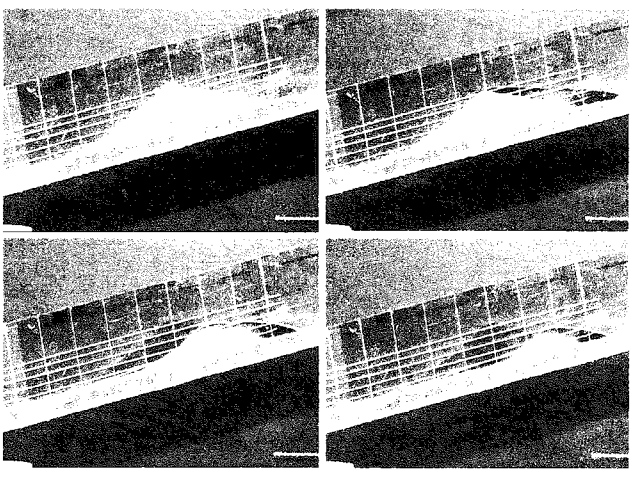


図-2　水流による三角砂堆の押し流しと混相流の発生の様子

3.　粒子法の概要

3.1　構成則

MPS 法（Koshizuka, et al.,1996）では、勾配・発散・ラプラシアンといった微分演算子に対応する粒子間相互作用モデルを用いて連続体の支配方程式を離散

化するものである。粒子法は格子を用いないという点で、有限要素法や差分法などの従来のオイラー式の手法とは異なる。重み関数を導入して粒子間距離と粒子間相互作用の大きさを関連付けている（越塚,2005)。

3.2　重み関数

重み関数ωは粒子間距離rを用いて次の式で表される。r_eは粒子間相互作用の影響が及ぶ半径であり、これより外側はゼロとする。

$$\omega(r)=\begin{cases}\dfrac{r_e}{r}-1 & (0\le r<r_e)\\ 0 & (r_e\le r)\end{cases} \qquad (1)$$

全ての近傍粒子に対して重み関数の和をとったものを粒子数密度と呼ぶ。

3.3　勾配モデル

粒子iにおける勾配に対して、次の計算モデルを用いる。dは次元数、jは近傍粒子、n^0は内部の粒子数密度である。

$$\langle\nabla\phi\rangle_i=\frac{d}{n^0}\sum_{j\neq i}\left[\frac{\phi_j-\phi_i}{|\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i|^2}(\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i)\omega(|\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i|)\right] \qquad (2)$$

3.4　発散モデル

粒子 i における発散モデルは次の式で表される。

$$\langle\nabla\cdot\mathbf{u}\rangle_i=\frac{d}{n^0}\sum_{j\neq i}\left[\frac{(\mathbf{u}_j-\mathbf{u}_i)\cdot(\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i)}{|\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i|^2}\omega(|\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i|)\right] \qquad (3)$$

3.5　ラプラシアンモデル

ラプラシアンモデルは次の式で与えられる。

$$\langle\nabla^2\phi\rangle_i=\frac{2d}{\lambda n^0}\sum_{j\neq i}\left[(\phi_j-\phi_i)\omega(|\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i|)\right] \qquad (4)$$

$$\lambda=\frac{\sum_{j\neq i}|\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i|^2\omega(|\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i|)}{\sum_{j\neq i}\omega(|\mathbf{r}_j-\mathbf{r}_i|)} \qquad (5)$$

3.6　アルゴリズム

以上の近似モデルを利用して次の非圧縮性流れのナビエ-ストークス方程式を解くのが粒子法である。

$$\frac{D\rho}{Dt}=0 \qquad (6)$$

$$\frac{D\mathbf{u}}{Dt}=-\frac{1}{\rho}\nabla P+\nu\nabla^2\mathbf{u}+\mathbf{g} \qquad (7)$$

MPS 法では、まず前のステップの位置と速度の値を用いて式(7)の粘性項と重力項を陽的に解いて仮の位置と速度を求める。そして式(6)と式(7)の圧力勾配項を組み合わせた圧力のポアソン方程式を陰的に解くことによって位置と速度を修正し、次のステップに進む。

4.　粒子法による解析例

4.1　水流による砂堆の崩壊シミュレーション

２種類の密度の異なる粒子（水と砂）を配置し，水粒子の流動によって三角砂堆が押し流される状況をシミュレーションとしたものが，図-3 である．図-2 の実験条件と同じではないので直接の比較はできないが，粒子同士の相互作用（衝突）による水流の跳ね上がりや，砂粒への運動量の分配による砂粒の運動の様子が見られる．

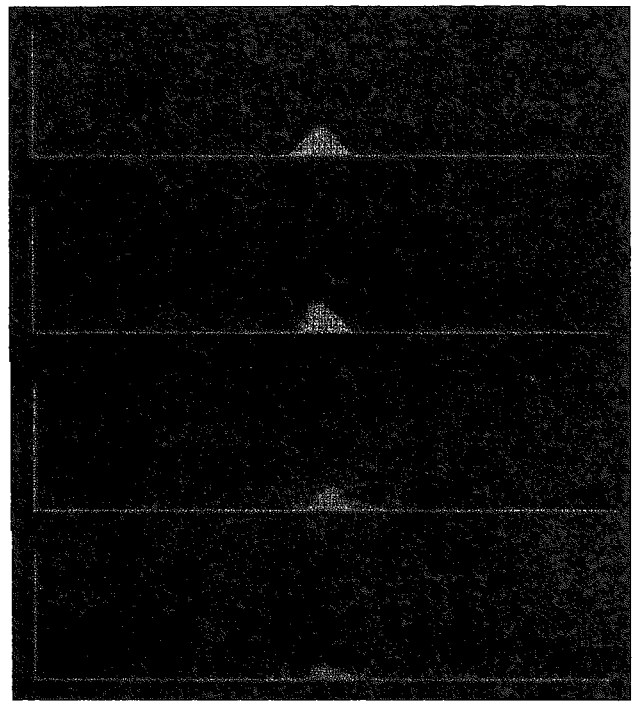


図-3　粒子法による三角砂堆の崩壊シミュレーション

4.2　自然スケールへの適用性

粒子法では全粒子に対して毎ステップ近傍粒子検索、粒子間距離・相互作用の計算を行わなければならないため、従来の流体的手法よりも計算時間がかかってしまう。自然スケールの解析では、膨大な数の粒子の計算が必要で、そのための計算負荷を考えると、粒子法では局所的な解析しか行えない。また、数値安定性のため時間ステップを大きくとることが出来ない。それゆえ長期・大スケールの予測は粒子法の課題である。

5.　まとめ

粒子法の計算結果が可視化されると，リアリティーがあるために誤解が生じやすい．結果が物理的に適切かつ定量的な再現性があるかどうかは，必ずしも明確ではない．今後は，様々な実験と同一条件の計算結果を照合しながら，その妥当性を検討してゆきたい．また，そこから得られるミクロな現象を自然スケールの固液混相流に敷衍する方法や，大スケールへの粒子法の直接の適用可能性などを検討してゆきたい．

参考文献

越塚誠一(2005)：粒子法，日本計算工学会編，丸善.
高橋保(2004)：土石流の機構と対策、近未来社.
宮本邦明(2002)：土塊の運動の 2 次元数値シミュレーション，砂防学会誌，Vol.55，No.2，pp.5-13.
Koshizuka, S. and Oka, Y.(1996): Moving-Particle Semi-implicit Method for Fragmentation of Incompressible Fluid, Nucl. Sci. Eng., 123,421-434.

17. 流水を考慮したＤＤＡによる落石群挙動の基本検討

Study of the falling rock group behavior using DDA which considers the flowing water

○佐々木勝司，萩原育夫，佐々木猛，河又健時（サンコーコンサルタント（株））
大西有三（京都大学大学院）

１．はじめに

我が国は地殻変動帯に位置し，急峻な山地と脆弱な地質から構成され，異常気象とも言える集中豪雨が近年多発している。岩盤崩壊は節理性岩盤急崖斜面からの単一の落石のみでなく，落石群としての崩壊のケースが多く，また，沢側部斜面からの崩壊物が，沢沿いの緩斜面を流水の影響を受けて落下していくことも十分想定される。流水の影響を受けた落石群の挙動は，その運動速度や落石停止位置が異なることが考えられ，対策工法の選定や対策位置の決定に重要な要素となると考えられる。本報告では，流水の影響を受けた落石群の挙動をＤＤＡで検討している。

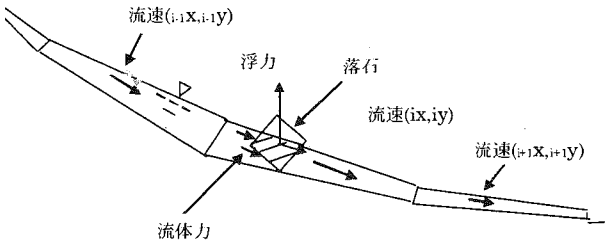
２．解析手法

ＤＤＡは大変形問題を解析する手法であり，下式に示すHamilton の原理による接触を含む運動方程式を，ひずみエネルギー最小化原理により釣り合い方程式を求めて定式化[1]している。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$$

ここに，M：質量マトリックス，C：減衰マトリックス，K：剛性マトリックス，F：外力ベクトル，$\ddot{u}$：ブロック重心加速度，$\dot{u}$：ブロック重心速度，u：ブロック重心の剛体変位，剛体回転，ひずみである。

流水の影響を考慮した解析の定式化は次のとおりであり，模式図を図－１に示す。



図－１　流水による浮力と等価外力

①落石が流水中にある場合は水中面積分の浮力が働く，②浮力は落石の水中面積に流体の密度を乗じる，③浮力は落石の重心に作用する，④流体の流速は，Manning の粗度係数(n)，径深(R)，動水勾配(I_b)を用いて，Manning の平均流速公式[1]から求める，⑤落石の速度と流水の速度差を抗力[1]として落石の重心に作用させる，⑥流体力が作用する有効面積は，落石の水中面積の等価な辺長（面積の平方根）とする。

３．解析条件

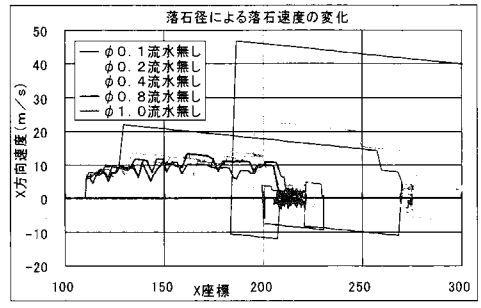
3.1 落石径に関する予備検討

ＤＤＡによる落石を検討する際に，落石径を小さくすると発散する現象が見られることがある。これは，時間刻みが小さすぎる場合や，大きなブロックと小さなブロックが混在するモデルで，有効桁数の関係から桁落ちにより精度が低下する事に起因する。これは，弾性係数やペナルティー係数でも同様であり，その比が大きな値を用いると同様の現象が発生する[2]。

本予備検討では，斜面形状，解析物性値を同一として礫の大きさを変化させた計算を行った。解析モデルは，斜面勾配 45°，礫形状は四角とし，礫径は 0.1m，0.2m，0.4m，0.8m，1.0m の５種類とした。流水の影響はないものとした。検討条件を，表－１に示す。また，解析の結果図を図－２に示す。

表－１予備検討条件

礫径(m)	礫形状	礫面積(m^2)	斜面ブロック面積(m^2)	面積比
0.1m	□	0.01	500	2.0E-05
0.2m		0.04		8.0E-05
0.4m		0.16		3.2E-04
0.8m		0.64		1.3E-03
1.0m		1.00		2.0E-03

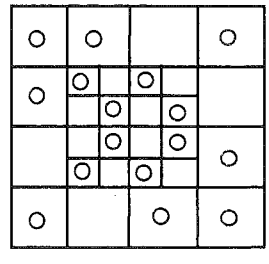


図－２落石径による落石速度の変化

本結果から，大小のブロック面積比が概ね 1/10,000 以上であれば，桁落ちによる精度の低下が発生しないと考えられた。これらの解決には全体剛性マトリクスのスケーリング手法や４倍長桁のＯＳやコンパイラが必要となると考えられる[2]が，本論文では，解析断面において斜面を分割して，大小のブロック比が 1/10,000 以上とした。

3.2 落石群解析の解析条件

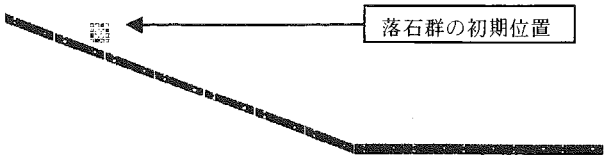
落石形状は，1m 角を 12 個，0.5m 角を 16 個とし，合計 28 個の落石群の検討を実施した。落石開始時の礫配置を図－３に示す。図中，赤丸は解析時に挙動を記録したブロックである。予備解析結果から，斜面とブロックとの面積比が 1/10,000 以上となるように，細分割した。その結果，ブロック面積比は，1m 角の落石：0.076，0.5m 角の落石：0.019 であり，有効桁数による桁落ちに起因する精度の低下はないものと考えられる。



図－３落石形状

斜面形状は，傾斜角 20° とし，斜面長約 70m，比高差約 25m の単一斜面勾配とした。斜面が緩傾斜でかつ流水無し

の場合は，落石が斜面途中で停止する場合もあるので，流水の影響が出やすい 20° とした。斜面形状と落石群の初期位置を図－４に示す。



図－４　斜面形状と落石群の初期位置

解析に用いた落石および斜面は硬岩を想定し，その諸物性値を表－２に示す。落石に初期応力および初期速度は与えていない。

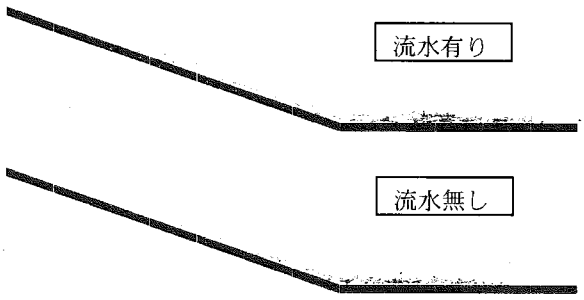
表－２　解析物性値

項　目	落石	斜面部	平坦部
単位重量(kN/m^3)	25	25	25
弾性係数(kN/m2)	2.E+06	1.E+06	1.E+06
ポアソン比	0.25	0.25	0.25
粘性係数	0.1	0.1	0.1
ジョイントの摩擦角(°)	40	30	30
速度エネルギー比	0.81	0.49	0.36
ペナルティー係数	2.E+05		
時間刻み	0.001		

水位は，斜面部に水深２ｍを，平坦部では斜面下端部から 10m 間で水位が 0m となるように設定している。流水密度は，基本検討であるために清水として 1.0 を，抗力係数は，0.7 を設定した。

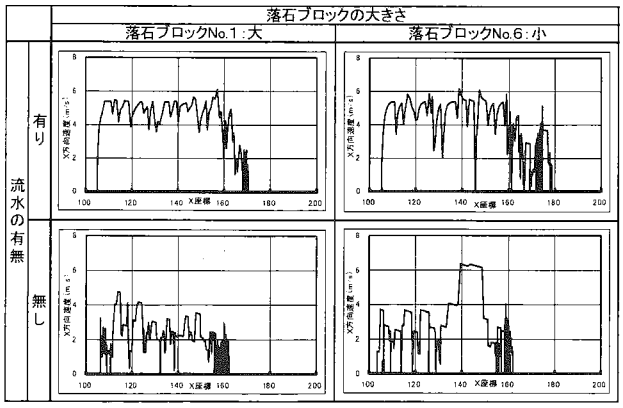
４．解析結果

50,000 ステップ（50 秒後迄）の落石の軌跡図を図－５に示す。（上段：流水有り，下段：流水無し）



図－５落石の軌跡図

各落石の落石速度から，解析結果例として，大ブロックの No. 1 を，小ブロックの No. 6 を選び，その落石挙動を図－６に示す。



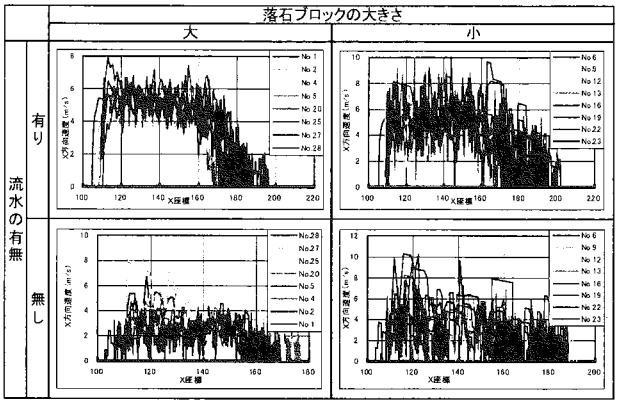
図－６　落石径の相違と流水の有無による解析結果例

流水がある場合の，落石径による落石速度全般の顕著な相違は認められず，落石最大速度はほぼ同様である。落石最大速度は，落石径に拘わらず，斜面の流速（≒5.5m/s）に近い値を示す。ブロック径が小さい場合には，斜面の途中で落石速度が遅い場合があり，これは落石と斜面，あるいは落石相互の接触抵抗による速度減衰と考えられる。

流水がない場合の，落石径による落石速度の差異は，顕著ではない。斜面下部において小ブロックが速い速度を示すが，これは落石の衝突による飛翔現象と考えられる。

流水の有無による落石速度の差異は明瞭であり，これは落石径の大小に係わらず，既述のように流水の影響を強く受けている結果である。

以上の傾向は，他の落石でもほぼ同様の結果であった。本解析では，大ブロック 12 個の内８個を，小ブロック 16 個の内８個の軌跡データをファイルしているので，これら全てのデータを集約して図－７に示す。



図－７　落石径の相違と流水の有無による全解析結果

全データを概観すれば，大ブロックと小ブロックとはほぼ同様の傾向を示している。しかし，詳細に見れば小ブロックの場合は，Ｘ方向速度のばらつきが大きい事が読み取れる。これは，小ブロックの方が緩斜面では停止しやすいが，落石相互の接触によりＸ方向速度が増大しやすいと考えられ，小ブロックが落石相互の衝突の影響を受けやすい事を示している。また，大ブロックと小ブロックを比較すれば，相対的に大ブロックの方が早く落下する傾向がある解析結果であった。

５．まとめ

大ブロックと小ブロックが混在する解析モデルでは，ブロックの分割の比は，1/10,000 以上の範囲が適切である。大小ブロックが混在する解析では，流水の有無に係わらず，小ブロックの方が大ブロックの挙動に影響を受け，落石速度の変化が著しい。また，斜面勾配に基づく流速が落石の落下速度に大きく影響を及ぼす。

６．参考文献

1) 水理公式集［平成 11 年版］　土木学会 p88, p540,
2) 佐々木猛：岩盤工学における最近の不連続体解析法と課題，岩盤工学研究会，2007.9
3) 佐々木勝司，佐々木猛，河又健時，太田守彦，村上和哉，大西有三：流水を考慮したＤＤＡによる落石挙動の基本検討，日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集，pp. 53-56.

18. ノンテクトニック断層の評価事例

An example of non-tectonic fault assessment

○河野啓幸(電源開発㈱)・伊藤孝(JP ビジネスサービス㈱)・荒井融(地圏科学研究所)
Yoshiyuki Kawano　Takashi Itoh　Toru Arai
鹿野久米豊(㈱開発設計コンサルタント)・持田裕之(JP オーストラリア)
Kumetoyo Shikano　Hiroyuki Mochida

1. はじめに

断層は地質構造の重要な要素であり，その多くは構造運動の結果として生じたものである．しかしながら特殊な環境下では，一見断層に見えるものの成因的には構造運動によらないものがあり，それらは構造性の断層とは区別してノンテクトニック断層として整理されている(Lettis *et. al.*, 1998[1])．

筆者らは，下北半島北端の大間町地内でノンテクトニック断層と思われる事例を見出した．ここにその状況と成因について報告する．

2. 変状の産状

下北半島北端に分布する新三系中新統の易国間層と称する火山砕屑岩中には厚さ数 cm の粘土質の薄層(以下「シーム」という)が連続して挟在することがあり，地表付近に位置するシーム(S-10：以下「S-10」という)とその上位の第四系との関係をトレンチ調査で調べた結果，図-1 のように S-10 の延長方向の第四系中にシームに沿ってその上位の岩盤が逆断層様に変位したことを示す礫層の配列の乱れと，不明瞭な不連続面が認められた．この段丘堆積物中の変位・変形と不連続面を筆者らは変状と称している（**図-1**）．

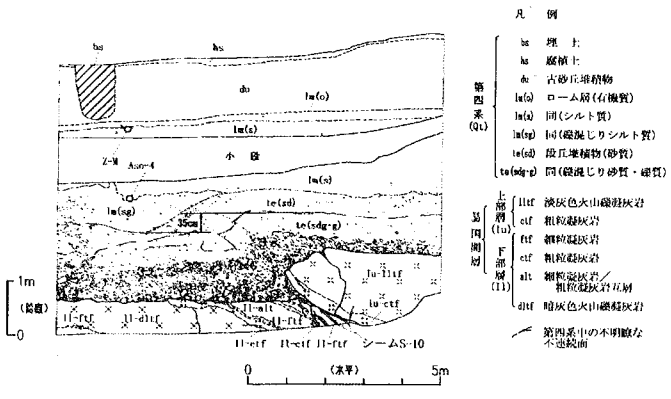


図-1　トレンチ(Ts-1)で観察された変状

この変状の分布の把握のため変状が認められたトレンチ(Ts-1)の東西両隣に 2 坑のトレンチ(Ts-2, 3：以下「トレンチ」は略)を掘削し，さらに Ts-3 の西壁を西方に 1m～2m 毎に拡幅して変状の追跡調査を行った。その結果，次のことが判明した．

①鉛直変位量(以下「変位量」という)の平均値は Ts-1 で 35cm であるが，東側の Ts-2 では変状は認められない．Ts-1 西側の Ts-3 では変状は連続するが，西方に向かって変位量は小さくなり，Ts-3 の西端部では約 2cm となる．したがって，変状の分布範囲はトレンチ周辺にほぼ限定される（**図-2**）．

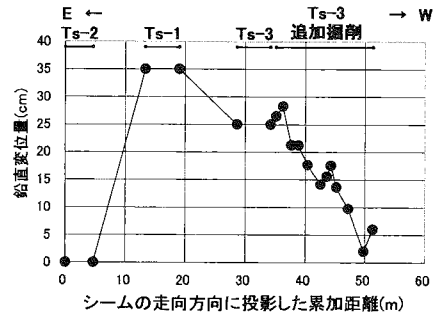


図-2　変状の鉛直変位量の変化

②変状は段丘堆積物中に認められるが，その上位のローム層中には認められない．段丘堆積物を層相から 3 層に区分した境界毎にその変位を見ると，約 35cm～約 45cm であり，各変位量に累積性は認められない．

③ローム層も層相から 3 層に区分され，最下位のローム層(lm(sg))から淡水性ケイソウ化石が産出した．その上位のローム層(lm(s))の最下部からは Aso-4 テフラが検出されたことから段丘堆積物は南関東の小原台段丘（MIS5c）に相当する．したがって変状は MIS5c のピークの約 10 万年以降の海退開始期から Aso-4 テフラが降下する 8.5～9 万年前までの約 1～1.5 万年の間に 1 回で形成されたと考えられる(MIS 年代とテフラ年代は町田他，2003[2]による)．

変状が認められたトレンチ付近は標高約 15m～20m のなだらかな海岸段丘であり，特に断層変位や地すべりを示唆する地形は認められない。一方，**図-3** に示すように本地域でシームは主として易国間層の火山砕屑岩中の細粒凝灰岩層に挟在するが，易国間層はその北側に位置する中新世のデイサイト貫入岩によって形成された断層に切られている．S-10 も断層に切られていることがトレンチ調査で確認されていることから変状は構造的な要因で形成されたものではない．

以上のことから，変状は地盤表層部の S-10 が局所的なすべりを発生したことによるノンテクトニック断層であると考えられる．

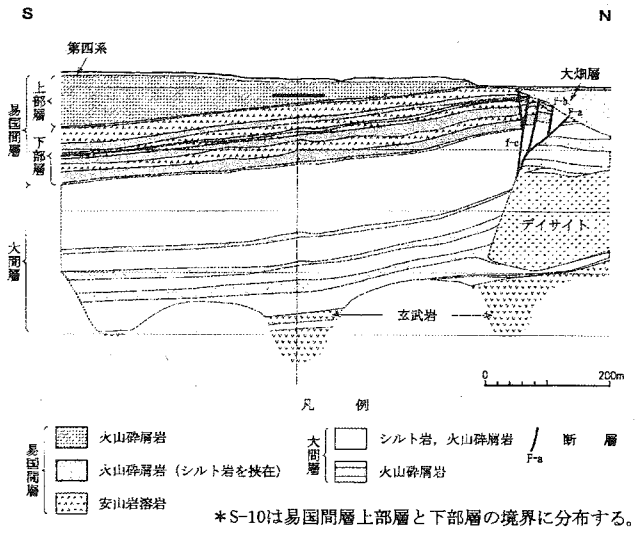


図-3　本地点の地質断面図

3. 風化の性状と成因

S-10 の上盤側の岩盤の風化性状の調査としてトレンチ壁面や近傍のボーリングコアに対して針貫入試験を実施するとともに，周辺でボーリング調査，各種分析等を行った．その結果，次のことが分かった。

1) 針貫入勾配が 2N/mm 未満の部分を強風化部と定義し，その分布を把握した結果，変状の見られる Ts-1 では S-10 上位の強風化部の基底は S-10 に接して分布し，変状の見られない Ts-2 では S-10 上位の強風化部は薄く，S-10 には接していない（図-4）．

2) 変状の見られるトレンチの S-10 直上の岩盤は強風化部であり，粘土鉱物分析からそのスメクタイト含有率は約 22～約 27%である．変状の認められない Ts-2 の S-10 直上の岩盤は強風化部ではなく約 13%である．

3) ボーリング等で S-10 上盤側の強風化部の厚さの平面分布を把握し，S-10 の走向と直交する方向の複数の断面図上で強風化部の最大厚さと変位量との関係を検討した結果，両者の間に正の相関性が認められ，同じ断面図上で S-10 上位の岩盤に載る段丘堆積物の厚さと変位量の関係を見ると負の相関性が認められる。

4) 強風化部の厚さと段丘堆積物の厚さを説明変数，変位量を被説明変数とする重回帰分析の結果，図-5 のように予測値と実測値の関係に決定係数 0.81 が得られ，変位量が強風化部の厚さと段丘堆積物の厚さに支配されていることが分る。

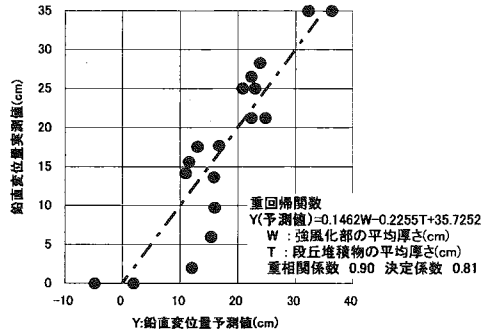


図-5　重回帰分析（鉛直変位量の予測値と実測値）

4. 変状の成因と評価

2. で述べたように変状は海水準の変化が生じた時期に形成されていることから，海退により S-10 上位の岩盤に強風化部が形成され，その後の環境の変化に伴って強風化部が地下水に飽和・吸水膨張して形成されたノンテクトニック断層であると判断される．

参考文献

1) W.R.Lettis, K.I.Kelson, K.L.Hanson and M.A.Angell (1998) : Is a fault a fault by any other name? Differentiating tectonic from nontectonic faults, Proceedings Eighth International Congress International Association for Engineering Geology and the Environment, p.609-629.

2) 町田洋，大場忠道，小野明，山崎晴雄，河村膳也，百原新(2003)：第四紀学，朝倉書店，p. 148-151.

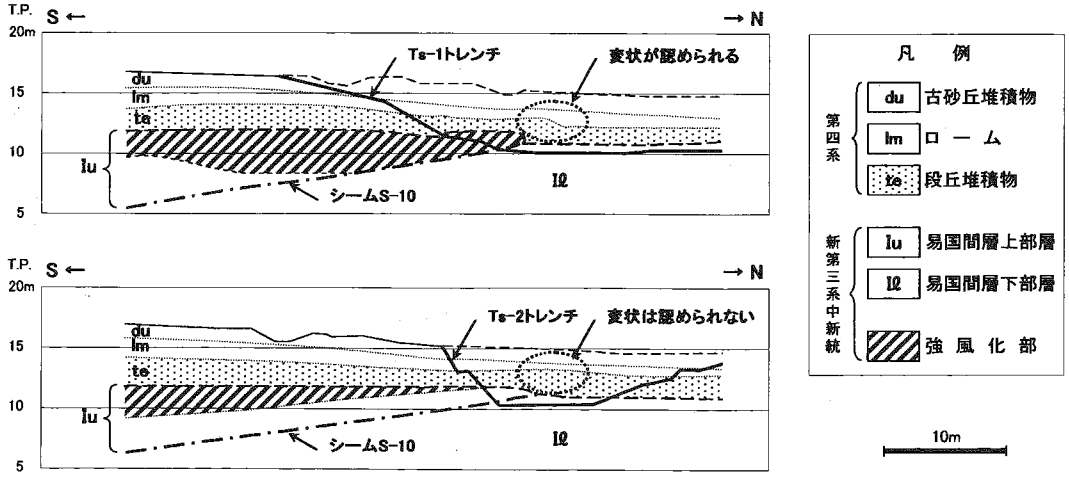


図-4　Ts-1, Ts-2 トレンチの地質断面図

19. 地表地震断層は出現したのか？

―能登半島地震災害調査から―

Did the Earthquake Surface Fault really appear ?

―Investigation Report on the Geological Hazard due to the Noto-Peninsula-Earthquake―

野崎　保（㈱アーキジオ），富山応用地質研究会*

Tamotsu Nozaki (Arcgeo Inc), Toyama Research Group of Applied Geology

1．はじめに

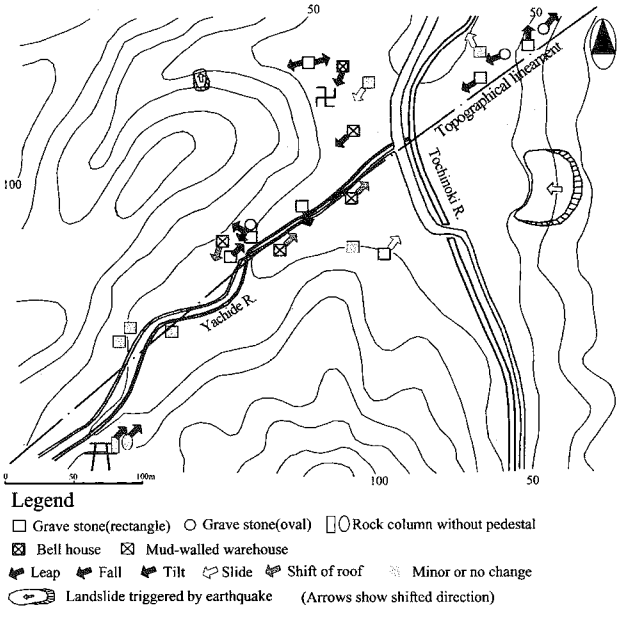
富山応用地質研究会（会長：竹内章富山大学教授）は，本年6月に正式発足した組織であるが，2007年3月25日に発生した能登半島地震（M6.9）では，本会の構成員である富山大学の研究者および富山県内における地質調査業者の社員等が中心となり，災害調査を行った．調査内容および範囲は広範に及んでいるが，ここでは断層や活断層リニアメントとされていたもの，および災害直後に地表地震断層出現の可能性について指摘された箇所の調査結果をまとめて報告する．今回の地震災害についてはすでにホームページや日本地球惑星科学連合 2007 年大会等で多くの報告がなされており，地表地震断層の出現については賛否両論がある．筆者らの見解は，地表地震断層の出現については否定的である[1)]．しかし，活断層リニアメントや震動による被害の集中発生箇所においては，地上構造物等の変状が地下の断層の存在あるいは断層沿いの震動特性を暗示していると思われる現象が認められた．

2．活断層リニアメント沿いの調査結果

今回の地震の震源域や最も被害の集中した地域が門前町鹿磯・道下・門前付近であることから，筆者等は震災直後に日本の活断層図[2)]および石川県地質図[3)]に示されたこの地域の断層および活断層リニアメント沿いを中心に現地調査を行った．調査対象としたのは，活断層4（原断層）・同5（小又西方断層），サビヤ山北方・栃木－猿橋のリニアメントおよび深見南方の海岸沿いである．

日本の活断層図69七尾に示された活断層4，5に関しては，前者南端付近道路脇の急崖に落石程度の小規模な表層崩壊が見られ，近くの民家の擁壁が大きく変形していた．後者の中央付近でもリニアメント沿いの道路法面頭部の土塊が跳躍したかのように落下し，路面を塞ぎ，近くの路面には盛土と地山の境界と思われる部分にわずかな開口亀裂が見られた．サビヤ山北方のリニアメントは，サビヤ山から北西方向に延びる林道を横断している．その交点付近では道路の縦断方向に長く連続する地すべり性の段差亀裂が見られ，路面のアスファルトには道路に直交する方向に圧縮リッジが形成されていた．しかし，いずれの場合も断層変位を示すような現象は認められなかった．

一方，門前の南方にある栃木から南西の猿橋に向かって延びるリニアメントは，かなり明瞭なものであり，延長も5km以上に及んでいる．筆者等はこのリニアメント上にある栃木の集落において，墓石・鐘楼・土蔵・石柱・河川護岸などの変状を調査し，その結果を図－1に示した．ここでも断層変位を示すような現象は認められなかった．しかし，図に示すように，リニアメントを挟んで，墓石等の転倒・跳躍方向や移動方向に明らかな相違が見られた．特に土蔵の屋根はリニアメントの北西側では南西側に，南東側では北東側に変位しており，地盤はその逆方向すなわち右ズレの動きを暗示するような配置となっていた．

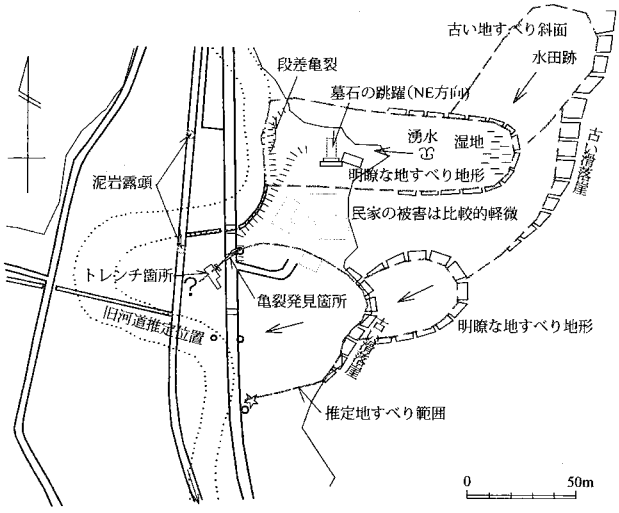


図－1　栃木集落における建造物の変位

3．地表地震断層？の調査結果

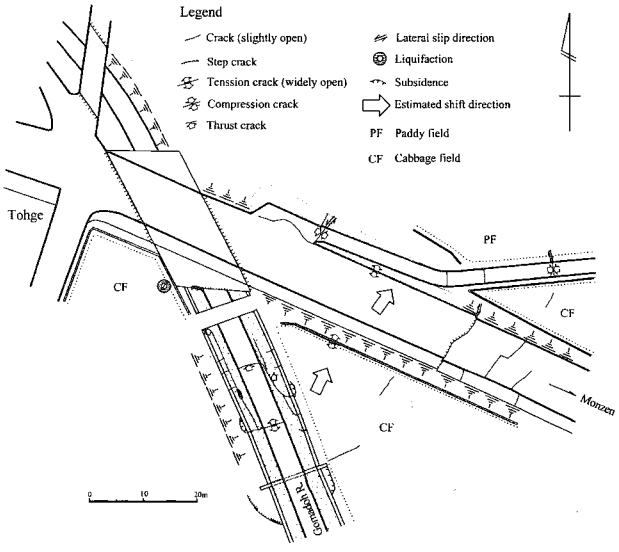
筆者等の現地調査中に，金沢大学の石渡教授らによって，中野屋付近のリニアメント上において地表地震断層が確認されたとの報道がなされた[4)]．その後，断層とされた亀裂を横断するトレンチ調査が実施され，筆者等も関係者のご配慮によりトレンチを観察させて頂いた．トレンチには地表の割れ目から連続する明ら

かな断層が観察された．しかし，その上盤は川辺ら[5]によって指摘されたように明らかな地すべり崩土であり，この断層は地すべり面と考えるのが妥当と判断された．また，周辺を踏査した結果，図－2 に示すように，地すべりブロックの側部と見なして矛盾はない．



図－2　中野屋の右横ズレ亀裂発見箇所周辺状況

一方，家屋被害が最も激しかった道下地区の東部では八ヶ川の支流である護摩堂川の護岸や国道 249 号線の路面には多くの横ズレや縦ズレの圧縮亀裂を伴う顕著な変位が生じた．中村ら[6]は，この箇所を含め道下地区一帯のこのような亀裂を細かく測定し，2～5cm の短縮変形が生じているとし，地表地震断層の根拠とした．図－3 は筆者らが作成した道下地区東部の変状を示す平面図である．護摩堂川を横断する橋梁の両側では盛土との間に 20cm 程度の段差が生じている．また，図に示すように路面に生じた亀裂には，右ズレだけではなく左ズレのものもあり，少なくともこの箇所については周辺地盤が北方にある八ヶ川本流の方向に向かってスライドしたと見なす方が妥当と判断された．



図－3　道下東部亀裂等の分布状況

その他，地震直後に孤立した深見集落から鹿磯にかけては，震源断層の延長部に当たることや深見南方ではやや大規模な地すべり性の崩壊が発生したことから，海岸部の調査を行った．しかし，この海岸には道下礫岩層の露頭がほぼ連続的に観察されるが，大きな岩相や構造の変化は認められず，石川県地質図に示された断層付近でも特別な変状は認められなかった．

4．結論とまとめ

以上のように，一部の研究者の間では地表地震断層が現れたとする解釈がなされている．しかしながら，中野屋の「断層」は古い地すべりの部分な滑動あるいは物性の相違による局所的な変位として説明が可能である．また，道下東部のケースについては，地盤の沈下量が 20cm 以上に及んでいることもあり，軟弱地盤上において生じた地表構造物の数 cm 程度の水平変位が，断層変位を示すのに有効な数字とは認めがたい．したがって，筆者らの見解は，地表地震断層の出現については否定的である．ただ，栃木集落において観察された地表構造物の変状からは，既往の断層を挟んでその両側で震源断層の変位と調和的な震動あるいは両盤の物性の相違による震動特性の差が生じた可能性を指摘できる．また，サビヤ山北方の林道は稜線上にあり，ここでも同様な震動が増幅された可能性がある．

現地調査および解析にあたって山形大学の川辺孝幸教授には資料の提供や助言をいただいた．ここに記して御礼申し上げる次第である．

参考文献

1) 竹内ほか(2007)：日本地球惑星科学連合大会，Z255-P028
2) 新編日本の活断層図(1991)69 七尾
3) 紺野義男（1976）石川県地質図
4) 石渡ほか(2007)：日本地球惑星科学連合大会，Z255-P028
5) 川辺ほか(2007)：http://kei.kj.yamagata-u.ac.jp/kawabe/www/nakanoya2/
6) 中村ほか(2007)：日本地球惑星科学連合大会，Z255-P028

*断層調査参加者名：竹内章，柏木健司，道家涼介（富山大学理学部）；陰地章仁（㈱アーキジオ），松井守，矢野亨，加藤清次，須田明弘（ダイチ㈱），田島信幸，吉澤杉洋（共栄興業㈱），ハスバートル（三和ボーリング㈱）

20　数値標高モデルに基づくリニアメント抽出技術の研究

Study on Extraction of Fault Landforms Based on Digital Elevation Model

○山本和哉，伊藤信一，宮脇明子（阪神コンサルタンツ），柳沢賢，武田智吉（東京電力）

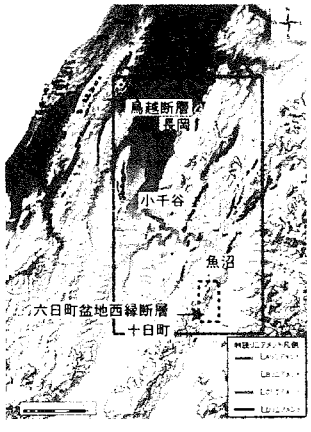
1．はじめに

陸域の活断層調査では，その第一段階として，空中写真判読によるリニアメントの抽出を行う．しかし，新編「日本の活断層」をはじめ，都市圏活断層図，活断層詳細デジタルマップなどを比較した際，相互間における活断層分布には差が存在する．差の原因としては，それぞれにおける活断層の定義が異なることの他に，断層地形の抽出・認定における各個人の認識技法の相違が存在すると考えられる．そこで，客観的な再現性をもつリニアメントの抽出方法について検討した．なお本研究では，活断層や活褶曲に起因した変位地形である可能性がある地形をリニアメントと定義する．

本研究では，数値標高モデル（Digital Elevation Model，以下 DEM）を基本資料として，高度変化，斜面形態，尾根や谷の方向・形態などの地形要素に着目し，リニアメントが持つ地形の特徴を DEM から算出して，リニアメントを抽出する手法を提案する．

2．解析対象と DEM データ

解析対象には新潟県中越地域を選定した（図－1）．本地域には縦ずれ断層である鳥越断層，六日町盆地西縁断層などが分布する．解析に使用した DEM データは，格子間隔 50m，10m およびレーザープロファイラを用いて作成した格子間隔 2m の DEM を使用した．



図－1　解析対象

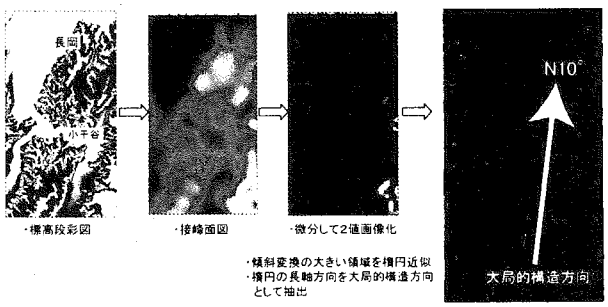
3．リニアメント抽出手法

DEM を用いたリニアメント抽出手法はこれまでにも提案されているが，その多くは，DEM から計算した傾斜変換線や DEM から作成した陰影図の陰影境界で直線性の強いものを，リニアメントとして抽出するものである．本地域に存在する撓曲崖や低崖の直線的な配列を判読地形要素として判読される鳥越断層，六日町盆地西縁断層[1]についてこの手法を適用すると，これらの断層とは一致しないリニアメントの過剰抽出を引き起こしてしまう．

判読者は，判読地域内における山地，丘陵，平野などの分布からみられる地形配列・地形境界といった大局的な地形の傾向方向を認識し，その方向を考慮して細部の地形の特徴を捉え，変位地形である可能性のあるリニアメントを抽出する．DEM を用いたリニアメント抽出においても，地形の方向性を認識し，判読地形要素を考慮する必要があると考えられる．

そこで，DEM が持つ地形の変化を波として捉え，長波長成分で地形にみられる大局的な傾向方向を抽出し，中・短波長成分で地形特徴を算出して，多数抽出された地形特徴から変位地形の可能性のあるものを線素として連結することによりリニアメントを抽出する手法を考案した．

まず，DEM から接峰面図を作成して風化・侵食などにより形成された短波長のノイズを消去し，接峰面図を微分して地形の発達方向に沿う傾斜変化を強調する．この傾斜変化の大きい領域を楕円近似し，楕円の長軸方向を地形にみられる大局的な傾向方向する（図－2）．本地域では N10° が大局的構造方向として抽出された．

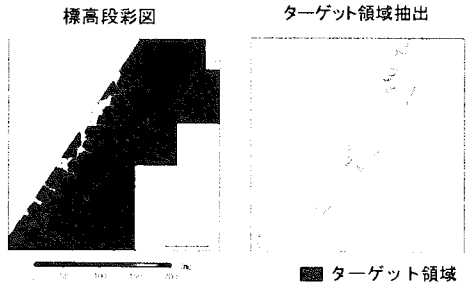


図－2　大局的構造方向の抽出

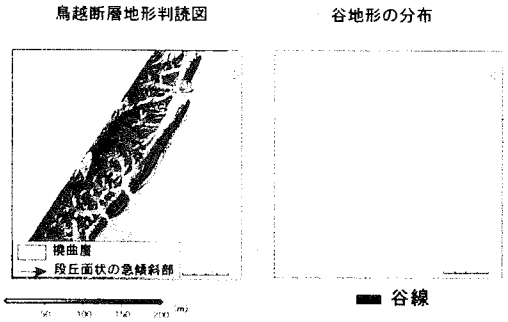
次に，DEM で表現される地形の表面形状を地形特徴に分類する．解析する点を中心とした 8 近傍を 2 次曲面で近似し，曲面の曲率を計算する．曲率の符号から，中心点とその近傍の曲面の形状を分類することができる．分類した曲面の形状と実際の地形を，鞍型には鞍部，谷型には谷地形（水系）というふうに対応付けをすることで，地形要素に分類する．

次に，類似した特徴をもつパターンを分類する手法である k-mean クラスタリング法で，判読地形要素である撓曲崖や低崖の領域を分割する．分割された撓曲崖・低崖の領域を，リニアメント抽出を行うためのターゲット領域とす

る．DEMから算出した傾斜角，傾斜方向と標高を特徴量とすれば，それらの値が類似した領域が直線的に連続して分布することで線状模様地形を成している撓曲崖や低崖の領域を抽出できる．図－3に鳥越断層周辺のターゲット領域抽出結果を示す．



図－3　ターゲット領域の抽出



図－4　リニアメントの線素の選定

最後に，分類した地形要素で変動地形の可能性のあるものをターゲット領域内で線素として連結し，リニアメントを抽出する．判読地形要素から撓曲崖や低崖と段丘面の接合部に見られる遷緩線や遷急線がリニアメントを成しおり，これは分類した表面形状でいうと谷型の曲面の連続で表現されるものと分布が一致している（図－4）．そこで谷地形を線素として連結しリニアメント抽出を行った．

4．解析結果

提案する手法を用いて抽出されたリニアメントと，判読者によって判読されたリニアメントの分布の比較を行った．図－5に結果を示す．撓曲崖前面にトレースされるリニアメントと，本手法で抽出されたリニアメントが良い一致を示していることが分かる．

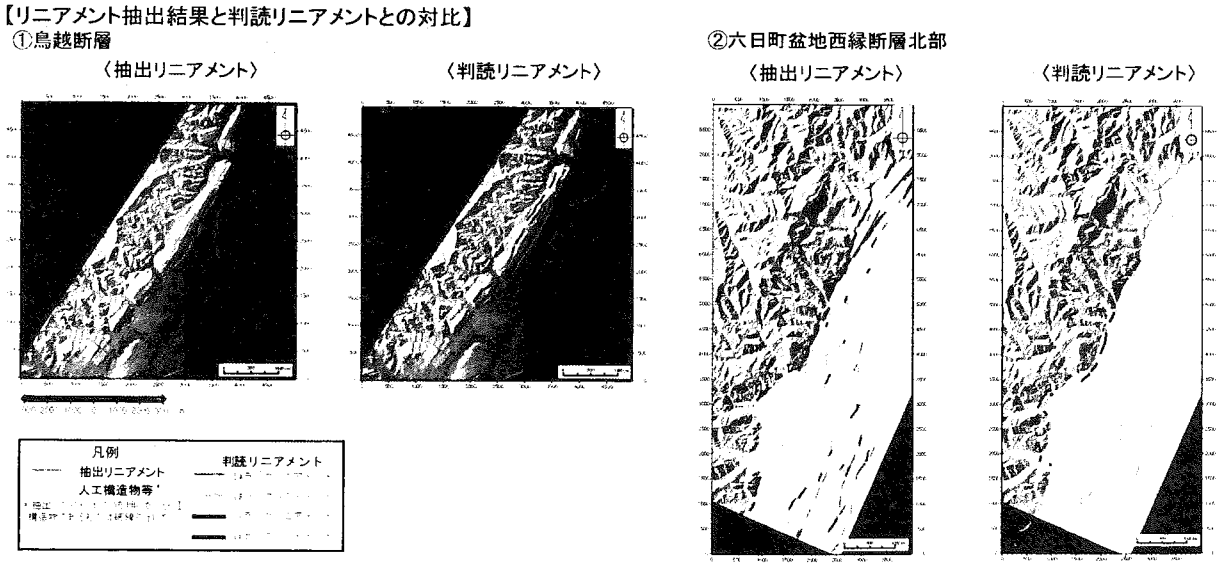
5．結論

判読者の判読手順と判読地形要素を考慮することで，DEMを用いたリニアメントの抽出精度は大きく向上した．本手法は，(1)大局的な地形の構造方向の決定，(2)定量的に分類した地形要素による地形的な意味づけ，(3)線素連結条件のパラメータ化により，異なる解析対象でも対応可能で，客観的で再現性を持ったリニアメント抽出手法であると考えられる．

DEMを用いてより多くの地形要素を表現することができれば，様々なリニアメントに対応可能で，リニアメント抽出精度が向上することが期待される．今後は，テストサイトに横ずれ断層を選定して解析するなど適応性の検討を行い，さらなる高度化を目指したい．

参考文献

1) 武田・他，2006，平成16年(2004年)新潟県中越地震震源域の地表部における地形と地質構造，地震2，58，413－426．



図－5　抽出リニアメントと判読リニアメントの対比

21. リスク・コミュニケーションとしての変動地形の分類基準

Classification criteria of tectonic landform for risk communication

○幡谷竜太（電力中央研究所），柳田誠，佐藤賢（阪神ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ）
Ryuta Hataya, Makoto Yanagida, and Masaru Sato

1. はじめに

活断層調査における空中写真判読による地形調査では，判読基準の曖昧さと個人差が，古くて新しい課題である．また，活動度が低い，もしくは，地形的に不明瞭な活断層（≒伏在断層），空中写真では認識できない大ｽｹｰﾙの活構造の把握といった技術的課題が挙げられており，近年の大きな被害地震を経て，その解決は緊急性を増している．

一般に，活断層調査では，文献調査・空中写真判読等の机上調査，現地調査を経て，工学的評価がなされる．この流れの中で，活断層が存在する可能性（情報）／確認事実を的確に記載することは，ﾘｽｸ・ｺﾐｭﾆｹｰｼｮﾝに他ならない．本論では，机上調査段階で活断層の存在を示唆する地形を全て抽出することに努める土木学会[1]の基本的考え方を踏襲しつつ，原子力発電所や放射性廃棄物処分場といった電力施設の建設に関わる一連の活断層調査の流れの中での情報伝達に留意し，活断層の抽出に向けた「変動地形である可能性がある地形」の分類案の検討を行う．

2. 机上調査段階における変動地形である可能性を有する地形の分類

机上調査段階では，文献情報と地形調査結果により抽出される変動地形である可能性がある地形の記載を行い，後の理学的・工学的評価を見据えつつ，現地調査の立案に寄与する情報を得る．また，活断層・活褶曲の抽出では，地形発達史を考える上で活断層・活褶曲が存在する必然性（論理）が重要である[2]．したがって，地形記載をﾘｽｸ・ｺﾐｭﾆｹｰｼｮﾝと捉えるならば，活断層が存在する必然性の論理を構成する情報（質と確からしさ）の客観的な記載が重要である．また，個人差の所在を明確にすること，判読基準の運用上の問題点[3]を解決する必要がある．

そこで，本論では，変動地形である可能性がある地形を以下の５つに分類することを提案する（表１）．

区分 A：変動地形であることが確実である
区分 B：変動地形と推定される
区分 C：変動地形の可能性がある
区分 D：変動地形の可能性を否定できない
区分 E：変動地形の可能性が否定できない文献断層

机上調査段階における総合判断を行うという意味での分類基準とし，各区分に対して判読基準を与えることとし，表１では逆断層の分布が卓越した地域の判読基準（例）を示す．そして，これら各々に対し，位置の確からしさ，さらには伏在するものを区別することが望ましい．

さらに，この調査段階で重視する点は，判断内容の再現性を確保するために，判読内容の一覧表を作成するなどにより，判断の根拠となる適切な事実記載をすることである．このことは，現地調査を立案する上での調査内容ならびに調査範囲の設定の根拠の妥当性のチェックや個人差の所在を明確にする上でも必須である．

本論の分類の考え方は，活断層の存在を示す可能性の多寡によるﾘﾆｱﾒﾝﾄのﾗﾝｷﾝｸﾞとは本質的に異なる．上記分類基準のうち，区分 A，B は新編日本の活断層[5]の確実度 I，II に，活断層詳細ﾃﾞｼﾞﾀﾙﾏｯﾌﾟ[4]の活断層，推定活断層のうちの最近形成されたものかどうかの判定が難しい断層変位地形にほぼ相当する．区分 C・D・E は新編日本の活断層の確実度 III，活断層詳細ﾃﾞｼﾞﾀﾙﾏｯﾌﾟの推定活断層のうちの他の成因で形成された可能性があるものと多くは重なるものであるが，一意に対応づけられない．区分 D は，活断層の力学的影響帯や延長部（その可能性があるもの）として捉えるべきかもしれない．区分 E は，調査者は変動地形を判読しないが，文献では活断層を記載しているという，文献と調査者の間の最も顕著な「個人差」である．

また，判読基準の中に，段丘面の分布（さらには段丘から見積もられる隆起量分布）の情報を加えることにより，鉛直変位成分を有する伏在断層の存否の判断材料とすることを改めて提案したい[3]．例えば，明瞭な断層崖等が存在しない場合でも，隆起量差が認められるような箇所があれば，反射法地震探査等の調査対象として抽出する．さらに，段丘の情報は，実体のある調査対象なので，空中写真判読の個人差の低減にも貢献すると考えられる．

3. 現地調査段階の活断層の表示

現地調査段階では，地表踏査，ボーリング調査，物理探査，室内分析などの結果を踏まえ，活断層の存否について理学的に判断する．土木学会[2]等の判読基準を用いた調査では，しばしば，ﾘﾆｱﾒﾝﾄ分布図のみが示されていたが，それは調査の一過程にすぎない．ﾘｽｸ・ｺﾐｭﾆｹｰｼｮﾝとして判断の内容も伝えるという観点に立てば，活断層の存否についての調査者の判断を伝えることが肝要である．基本的には，活断層であるか否かの判断を示せば良いが，全ての断層について明確な結論が得られるわけではない．従って，将来の調査に対して情報を伝えるという観点を加味し，活断層の存否を以下の4つの区分で表示する．

---

①活断層　第四紀後期の活動（第四紀後期以降に形成された変動地形）や活動の累積性が確認されたもの．ただし，ノンテクトニック断層は含まない．

②推定活断層　第四紀中期に形成された段丘面の変位・高度差など，第四紀の活動は確実であり，第四紀後期に活動した可能性を残すもの．主として，区分ＢとＣのうち，第四紀後期の活動が否定できないものがこれに相当する．

③活動が不明確な断層　活断層である可能性を示す根拠自体が明確ではないが，調査により判断材料が得られなかったもの．主として，区分Ｄ･Ｅで結論が得られなかったもの．

④活断層ではないもの　第四紀後期の活動が明確に否定されたもの，または，断層自体が無いことが確認されたもの．

これらに対しても，位置が確実に押さえられるものと不明確なもの，さらには伏在するものを区別することが望ましい．基本的には，活断層詳細ﾃﾞｼﾞﾀﾙﾏｯﾌﾟの活断層表示に準ずるが，同文献の推定活断層を細分化表示し，机上調査段階で抽出されたが，現地調査の結果で活断層ではなかったものを追加表示することを提案する．

4. おわりに

現地調査段階と次の工学的評価段階の間には，セグメンテーションの議論がある．しかし，現状では，活断層の起震区間を分ける基準について意見の一致を見ていない．一方，隆起量分布の情報を考慮することで，変動「帯」としての活断層の長さを評価することになろう．それゆえ，将来の課題解決に向けて，確かな地形・地質記載を残すことが肝要である．ﾘｽｸｺﾐｭﾆｹｰｼｮﾝの観点からも，意思決定のプロセスとその論拠が多くの研究者・技術者にわかりやすく提供されることが，ﾘｽｸの抽出を促し，結果として適切なﾘｽｸ管理を促すと考えられる．

引用文献　1) 土木学会(1985)「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書，第2編，地質調査法．2) 渡辺満久・鈴木康弘(1999)活断層地形判読，古今書院．3) 幡谷ほか(2005)段丘の分布から見た活構造，日本応用地質学会平成18年度研究発表会講演論文集，97-100．4) 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．5) 活断層研究会編(1991)新編日本の活断層，東京大学出版会．

表1　机上調査段階における変動地形である可能性を有する地形の分類

区分と定義 ＼ 文献調査及び空中写真判読による判断基準(例)	地表の活断層（位置が不明確なものも含む）			伏在活断層
	山地・丘陵内		段丘面，扇状地等の平坦面	
	崖・鞍部等	尾根・水系の屈曲	崖・凹地形，凸地形，横ずれ地形等	
A **変動地形であることが確実である(certain)** 信頼できる文献情報を考慮した上で，地形面の変位，変位の累積性などの根拠により，第四紀後期以降に形成された変動地形であることが確実と判断される。	区間長が数km以上の鮮明な崖等の連続からなり，山地高度・丘陵高度に一様な高度差が認められるもので，かつ，延長上の段丘面に同方向の崖等が認められるもの。	尾根・水系が長い区間で同方向に屈曲し，河川の規模と屈曲量との相関がみられ，屈曲地形が鮮明なもの。	第四紀後期以降に形成され，かつ，一連であったと判断できる段丘等の基準面上における鮮明な崖，撓み，傾斜面等からなり，以下のいずれかの特徴を有するもの。 ①時代(層位)が異なる複数の段丘面上に連続し，古い段丘面ほど比高が大きい(累積性がある)。 ②崖面が段丘面の傾斜方向とは逆向きを示す。 ③山地・丘陵内の明瞭な崖等に連続する。	①大きな地形境界が系統的(直線状など)に連続し，それを境に第四紀後期以降に形成された同一段丘に大きな高度不連続があるもの。 ②広い沖積平野や水域等があり，それを境に第四紀後期以降に形成された同一段丘に大きな高度不連続があるもの。
B **変動地形と推定される(probable)** 第四紀の活動は確実であるが，新しい基準地形が無いこと等から，第四紀後期の活動に関わる情報が十分でない。	区間長が数km以上の崖等の連続からなり，山地高度・丘陵高度に一様な高度差が認められるもので，以下のいずれかの特徴を有するもの。 ①段丘面との関係が不明であるが，地形形態は鮮明である。 ②地形形態はやや不鮮明であるが，延長上の段丘面に同方向の崖等が認められる。	尾根・水系が同方向に屈曲し，以下のいずれかの特徴を有するもの。 ①連続区間も長いが，河川の規模と屈曲量との相関がやや悪い。 ②連続区間は短いが，河川の規模と屈曲量との相関が良い。	かつて一連であったと推定できる段丘等の基準面上に見られる崖，撓み，傾斜面等からなり，以下のいずれかの特徴を有するもの。 ①時代が異なる複数の段丘面に連続する。 ②崖面が段丘面の傾斜方向とは逆向きを示す。 ③山地・丘陵内の崖の延長上にある。	①大きな地形境界が系統的(直線状など)に連続し，それを境に同一段丘に高度不連続があるもの。あるいは，段丘の発達の仕方(多段化，比高)が明らかに異なるもの。 ②広い沖積平野や水域等があり，それを境に同一段丘に高度不連続があるもの。あるいは，段丘の発達の仕方(面数，比高)が明らかに異なるもの。
C **変動地形の可能性がある(likely)** 活断層・活褶曲の運動以外の成因でも説明できるが，変動地形である可能性があるもの。	区間長が数km以上の崖等の連続からなり，山地高度・丘陵高度に一様な高度差があるが，地形形態は一部で不鮮明か，あるいは不連続となるもの。	尾根・水系が同方向に屈曲するが，河川の規模と屈曲量との相関が認められないもので，以下のいずれかの特徴を有するもの。 ①連続区間は長いが，屈曲地形は不鮮明。 ②屈曲地形は鮮明だが，連続区間が短い。	かつて一連であったかどうか不確かな段丘等の基準面上に見られる崖，撓み，傾斜面等からなるが，一部で不鮮明かあるいは不連続となり，段丘崖の可能性が疑われるもの。	①大きな地形境界が直線状に連続し，それを境に同一段丘に高度不連続が推定されるもの。 ②広い沖積平野や水域があり，それを境に同一段丘に高度不連続が推定されるもの。
D **変動地形の可能性が否定できない(possible)** 変動地形の必然性はないが，他の構造との位置関係から，変動地形である可能性を否定できないもの。	崖等の連続からなるが，山地高度・丘陵高度にみられる高度差は局所的で一様でないもの。	尾根・水系が同方向に屈曲しているが，連続区間が極めて短いもの。	崖，溝状凹地等からなるが，河川の方向・連続性や段丘地形の開析程度の差からみて段丘崖の疑いが強いもの。	大きな地形境界が直線状に連続し，その麓に沖積平野や新期扇状地が広がり，変動地形の有無が判断できないもの。
E **変動地形の可能性が否定できない文献断層(unidentified)** 文献に記載された活断層または活断層の存在を示唆する変動地形(リニアメントを含む)のうち，判断根拠が不明確(または未記載)であり，かつ，空中写真判読による地形調査で活断層の存在を示唆する証拠が積極的に得られないもの。				

22. 数値標高モデルを用いた段丘面形態の定量化と対比への適用

An quantification of shape characteristics of terrace surface using digital elevation model for stratigraphic correlation of terraces

○山本真哉，幡谷竜太，濱田崇臣（電力中央研究所），柳田誠，佐藤賢（阪神ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ）
Shinya Yamamoto, Ryuta Hataya, Takaomi Hamada, Makoto Yanagida, and Masaru Sato

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物の処分施設建設地の選定においては第四紀後期の隆起運動が一つの評価項目とされており，段丘面の標高または比高を指標として隆起量が見積もられる．このため，段丘の対比・編年の信頼性確保が重要であることはいうまでもない．

段丘化した後，継続的に侵食されてゆく段丘の開析程度（図-1）は，その大まかな形成年代を表しており，写真判読による段丘対比においては，これを定性的な指標として慣習的に高位・中位・低位段丘に区分されてきた．本研究は数値標高モデル（DEM）を用いて段丘の開析程度を定量化し，10万年程度の精度をもつ段丘対比の指標を作り，空中写真判読による地形調査の信頼性・客観性の向上を目指すものである．



図-1　高位・中位・低位段丘の形態の違い

2. 研究方法

(1) 研究対象

本研究では，既往の研究[1),2),3),4),5)]により信頼性の高い段丘編年データが得られている東北南部・関東・信越の6地域の海洋酸素同位体ステージ（MIS）2, 6, 8の段丘を主たる対象とした．

(2) 数値標高モデル

標高値の精度と計測間隔がそれぞれに異なる，地形図，空中写真測量，レーザー測量のデータに基づいてDEMを作成した（表-1）．DEMの解像度については10m，20m，50mの3ケースを設定した．

(3) 地形解析

以下の手順により地形解析を実施した．

①写真判読の結果に基づいてDEM上に段丘面の領域を設定する．

②領域に含まれるグリッドの標高値を用いて傾斜量と地形面の曲率を表すラプラシアンを算出する．

③②で求めた傾斜量とラプラシアンを集計し，傾斜量の平均値，ラプラシアンの平均値（段丘面全体の凹凸の程度），残存面積率（開析されないで残っている平坦面の割合），平均侵食高（単位面積あたりの侵食量）の4つの地形特性パラメータ（以降，地形量とする）を求める．

表-1　標高データの仕様

仕様		空中写真	レーザー測量	地形図
標高値の精度	水平	30cm	30cm	17m
	高さ	1m	15cm	5m
計測点間隔		10～100m	50～60cm	10m
備考		1/20,000航空写真を使用		地理院1/25,000地形図を使用

3. 地形量と段丘の形成年代の関係

図-2は地形解析により得られた4つの地形量と段丘の形成年代の関係を示したものである．傾斜量とラプラシアンの平均値，ならびに残存面積率は時間の経過とともにほぼ単調的に変化する傾向が確認できる．

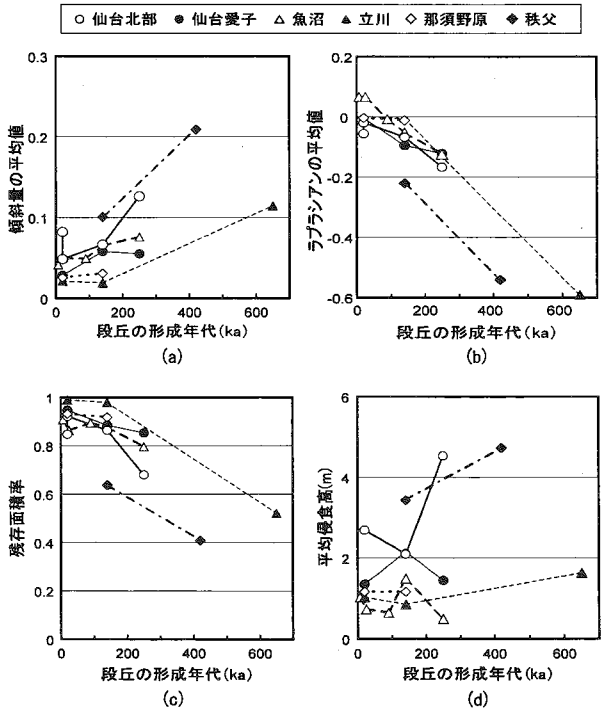


図-2　地形量と段丘の年代の関係
（空中写真測量，解像度10mのDEMを使用）

この結果は侵食の進展に伴い段丘面の傾斜や起伏が増加する過程と整合的である．

4. 段丘対比指標としての適用可能性

地形量の段丘対比指標としての適用可能性を検証するために，目的変数に段丘の形成年代，説明変数に地形量を設定して重回帰分析を実施した．空中写真およびレーザー測量のDEMでは得られた回帰式の重相関係数が0.9以上となり，地形量が段丘の年代と大きく関係することが定量的に示された．特に，ラプラシアンの平均値は形成年代との相関が高く，対比指標として信頼性を有する地形量であると考えられる．

図-3に空中写真測量のDEM（解像度10m）のケースにおける段丘年代の回帰結果を示す．いずれの地域でも地形量から回帰された年代と実際の年代の順序に矛盾が生じていないことが確認された．また，誤差が10万年以内に収まることを勘案すると，地形量を評価することにより10万年オーダーの分解能で段丘を対比し得ると考えられる．

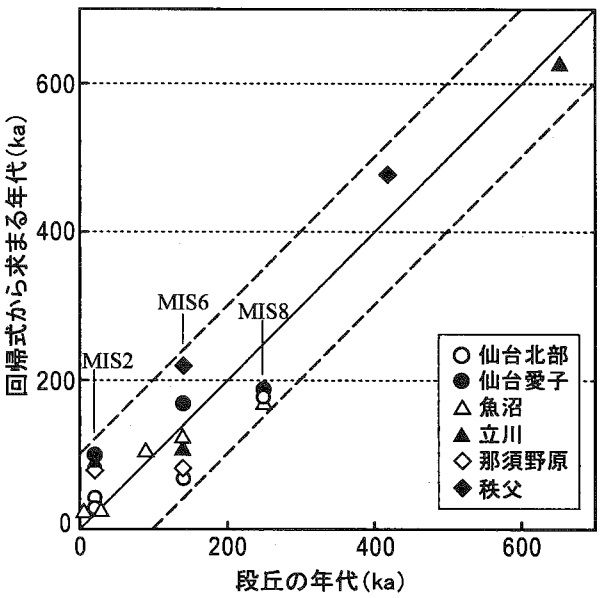


図-3　段丘の形成年代の回帰結果

5. 段丘面の形態を定量化するためのDEMの要件

地形量と段丘年代の関係を標高データの種類により比較した（図-4）．地形図では空中写真測量やレーザー測量と比較して，地形量と形成年代の関係が不明瞭となる．これは標高値の分解能が低いために，段丘面の微小な起伏を正確に再現できないためと考えられる．

また，DEMの解像度によって地形量と段丘年代の関係を比較した結果，50mの解像度では微地形の情報が大きく失われてしまうため，地形量から段丘面の地形変化を捉えることが困難になることが確認された．

したがって，段丘の対比を目的とする場合には空中写真測量もしくはレーザー測量のデータから作成した10～20m程度のグリッドサイズの数値標高モデルを地形解析に使用するのが妥当である．なお，空中写真測量のDEMは写真判読と同一のデータを使用できる点と，過去の写真を使用することで人工改変の影響を低減できる点においてより有利である．

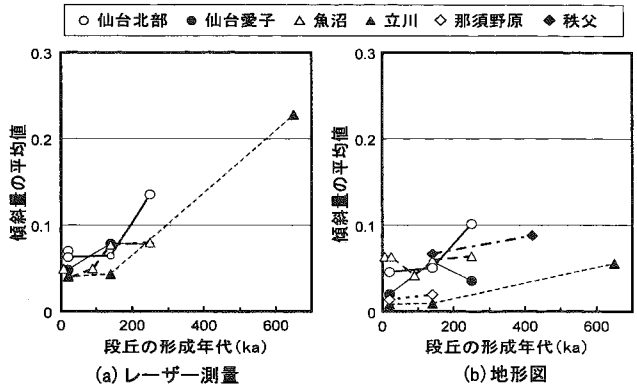


図-4　標高データの種類による地形量の比較
空中写真測量の結果は図-2(a)に示してある．

6. まとめ

(1) 平均傾斜量，ラプラシアンの平均値，残存面積率は年代の経過とともに概ね単調的に変化する傾向が認められた．これは侵食に伴う段丘の地形変化に対応している．

(2) 重回帰分析の結果，地形量に基づいて高位・中位・低位の段丘を正しく区分可能であることが示された．また，その回帰誤差は10万年以内に収まることからMIS2,6,8の河成段丘を対比するための分解能は有している．本研究で検討した地形量の中ではラプラシアンの平均値が対比指標として最も高い信頼性を有する．また，このことは経験的な「高位・中位・低位」という区分の妥当性と汎用性を示す．

(3) 開析の発達とともに変化する段丘面の形態を的確に定量化するためには空中写真測量，もしくはレーザー測量から得られる標高データを利用し，10m程度の解像度のDEMにより地形計測を行うのが妥当である．

以上の結果から，空中写真判読による段丘対比を行う際に，本研究で提案する手法を併用することで，段丘対比・編年の信頼性向上に寄与できるものと考えられる．

なお，本研究は原子力発電環境整備機構の受託研究として実施したものである．

参考文献

1)幡谷ほか(2006)：応用地質，Vol.47, No.3, 140-151.
2)吉山・柳田(1995)：地学雑誌，104，809-826.
3)幡谷(2005)：電力中央研究所報告，N05005.
4)幡谷(2006)：電力中央研究所報告，N05016.
5)幡谷(2006)：電力中央研究所報告，N05017.

23. 泥火山の分布を規制する地質・地質構造

－台湾南西部小滾水（しょうこんすい）地域における検討－

Geology and geologic structure of mud volcano -Case studies in Hsiaokunshui area, southwest Taiwan-

○浜田好弘，田中和広，宮田雄一郎，石原朋和(山口大・理工学研究科)
Yoshihiro Hamada, Kazuhiro Tanaka, Yuichiro Miyata, Tomokazu Ishihara

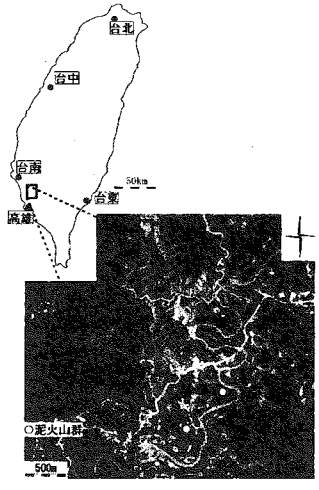
1. はじめに

泥火山は世界各地に分布しており，構造的に圧縮された地域や堆積物が厚く堆積している地域でみられる地形である[1)2)]．ユーラシアプレートとフィリピン海プレートが地下深部で接する台湾でも泥火山が分布しており，現在も活動しているものが数多くみられる．日本で確認できる泥火山は数が限られ，多くの泥火山が狭い地域に集中して分布する台湾は，地質・地質構造と泥火山の分布との関係を検討するのに適している．

本研究では，台湾南西部小滾水地域において地質・地質構造を明らかとし，泥火山の分布との関係を考察するとともに，泥火山から噴出する地下水の水質について検討し，地下水の上昇メカニズムについて考察した．

2. 調査地域概要

本調査地域は台湾南西部高雄縣小滾水地域であり，台南の 20km 南東，高雄の 25km 北東に位置する(図－1)．調査地域の標高は最も高い所で 110m 程度であり，中央部を蛇行河川が流れている．



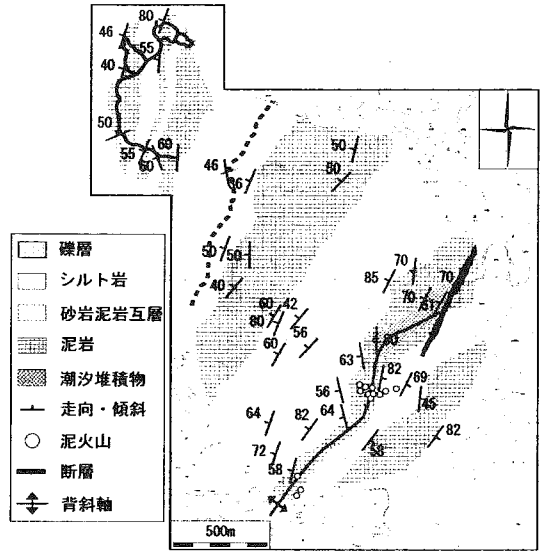
図－1　調査地域位置図

本調査地域には鮮新世～更新世の堆積岩からなる古亭坑層が広く分布する(図－2)．調査地域南東部に分布する下部古亭坑層は層厚が 1140m 以上で，主に塊状泥岩，泥岩優勢砂岩泥岩互層から構成される(図－2)．また，調査地域北西部に分布する上部古亭坑層は層厚が 715m 以上で，主に砂質泥岩，砂質シルト岩から構成される(図－2)．

調査地域全体の走向は主に NE-SW 方向を示す(図－2)．調査地域西部や北東部では西傾斜，南東部では東傾斜を示すことから，南部から北東部にかけて NE-SW 方向に軸をもつ背斜構造(古亭坑背斜)の存在が推定される(図－2)．

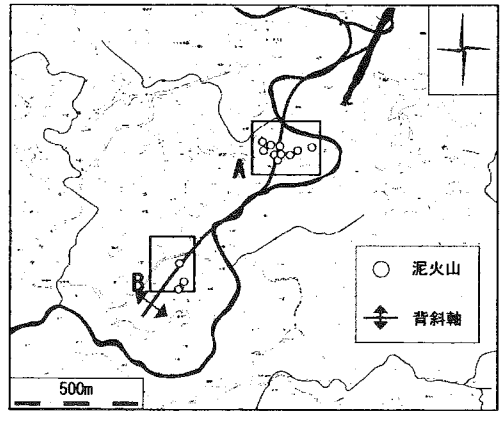
3. 泥火山の分布と特徴

小滾水地域において 13 箇所の泥火山噴出口を確認した(図－3)．2002 年 12 月の段階では 9 箇所の泥火山が活動中であったことが報告されており[3)]，泥火山の活動の場は時空的に移動をしている．



図－2　岩相分布図

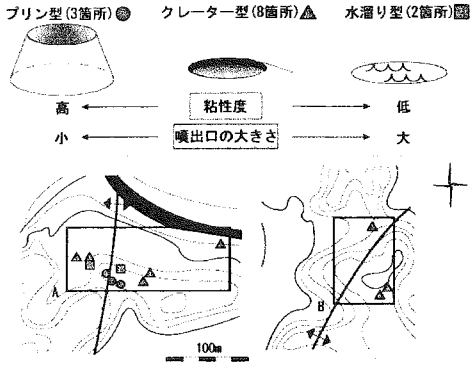
泥火山の分布は，調査地域南部に限られる(図－3)．単独で存在することはなく 2 つの地域に集中して分布する傾向があり，各々の泥火山は狭い範囲に集中し，背斜軸の両翼 200m 以内に分布する(図－3)．



図－3　小滾水地域の泥火山分布図

本研究では，調査地域で確認した 13 箇所の泥火山を噴出口の大きさと形態から，プリン型，クレーター型，水溜り型という 3 つの型に分類し，各々の型は粘性に違いがみられた(図－4)．プリン型は，泥火山噴出物の粘性が他の 2 つの型よりも高く，比高 10cm～30cm の円錐状の地形的高まりを形成している．クレーター型は，泥火山噴出物の粘性がプリン型よりも低く，プリン型のような地形的高まりは形成しないが，噴出口の内壁がはっきりみられる．水溜り型は，泥火山噴出物の粘性が他の 2 つの型よりも低く，プリン型のような地形的高まりは形成せず，噴出口の輪郭

がはっきりしない．3つの型のうち，粘性の高いプリン型は背斜軸部に，粘性の低いクレーター型や水溜り型は背斜軸に対して直交方向に 20～30m の幅の中で分布する(図－4)．



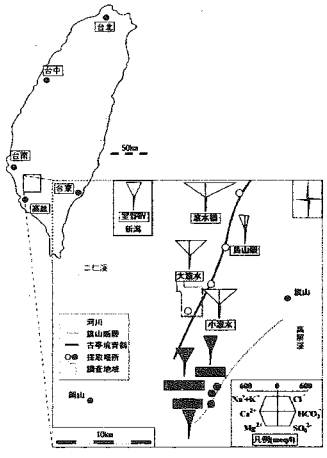
図－4　泥火山の型における分類とその分布

4. 地下水特性

小滾水地域を含む古亭坑背斜沿い泥火山より噴出する流体と小滾水地域の南東 10km に位置する旗山断層沿い泥火山より噴出する流体を採取し(図－5)，地下水特性を比較した．

pH と EC の値は，旗山断層沿い泥火山より噴出する地下水の pH が 8.2～8.5，EC が 1.0～1.5S/m と値が揃っているのに対し，古亭坑背斜沿い泥火山より噴出する地下水は pH が 7.5～8.4，EC が 1.5～3.0S/m と値にバラつきが認められる(表－1)．

一般水質は，採取した地下水の全てが NaCl 型を示し(図－5)，古亭坑背斜沿い泥火山より噴出する地下水の溶存イオン量は，旗山断層沿い泥火山より噴出する地下水の溶存イオン量よりも多い(表－1)．



図－5　古亭坑背斜と旗山断層の位置とヘキサダイアグラム

酸素・水素同位体分析結果では，旗山断層沿い泥火山より噴出する地下水は古亭坑背斜沿い泥火山より噴出する地下水よりも重い酸素同位体比の値をもつが，各々の地域の同位体比はバラつきが小さい(表－1)．

表－1　水質分析結果

サンプル名	pH	EC	$\delta^{18}O$	δD	Na	K	Ca	Mg	Cl	HCO_3	SO_4	総和
泥火山の地下水		S/m	‰		ppm							
烏山頭	8.36	1.43	2.0	-15	3000.5	18.7	45.7	20.6	2933.7	1149.5	11.1	7179.8
新養女湖1	8.38	1.32	5.9	-14	3080.6	26.2	15.2	11.3	4604.3	1508.7	157.1	12288.6
新養女湖2	8.25	1.23	5.0	-13	3359.4	29.0	17.2	14.2	5539.8	1763.1	218.1	15658.6
烏山頂	8.48	1.19	6.4	-13	3055.2	17.2	11.2	7.9	4729.6	2258.6	150.8	10210.9
大滾水	8.41	2.17	1.1	-10	6365.4	28.8	28.3	19.1	12307.4	1809.4	1.5	20559.9
小滾水1	7.98	2.38	0.7	-14	7331.5	27.0	59.2	41.1	12500.1	1040.2	53.2	21052.2
滾水福	7.49	3.00	0.5	-7	10337.1	39.3	85.4	78.0	21563.4	1270.5	102.3	33475.8
烏山頂2	8.44	1.14	6.6	-15	3151.2	14.5	10.2	12.6	5207.1	778.8	60.3	9235.0
烏山頂3	8.45	1.13	6.1	-14	3180.9	13.6	12.8	13.3	4972.6	1038.4	117.5	10352.2
養女湖	8.24	1.17	4.3	-15	3180.2	16.9	16.5	6.4	5227.4	1032.7	15.5	10195.7
小滾水2	8.16	2.71	0	-12	8771.5	29.5	32.7	41.3	17502.4	1809.7	11.3	27901.3
小滾水3	8.14	2.39	1.4	-14	7384.4	21.4	33.6	27.0	13374.9	1186.3	188.6	22216.3
新潟県室野	7.60	1.33	1.2	-5	3350.0	7.0	20.0	29.2	5500.1	1946.0	10.8	10863.0

■ 旗山断層沿い泥火山　□ 古亭坑背斜沿い泥火山　□ 新潟県室野泥火山

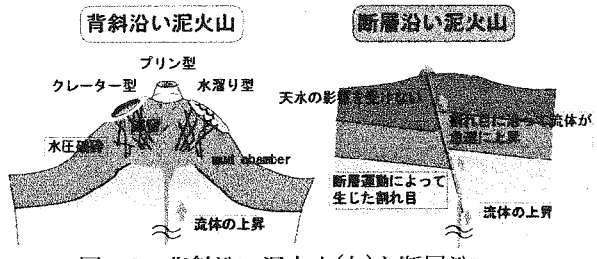
5. 考察

(1)　泥火山と地質・地質構造との関係

泥火山は一般に第三紀堆積岩分布地域の背斜軸もしくは背斜軸沿いの断層に沿って分布することが報告されている[4]．小滾水地域は新第三系～第四系古亭坑層が分布しており，地表地質踏査の結果より背斜軸に沿った泥火山の分布がみられたことから，この傾向と一致する(図－2)．また，この地域では逆転構造を有する地層がみられたことから，地殻変動が間隙水圧の上昇に関与した可能性がある．

(2)　小滾水地域の泥火山と旗山断層沿い泥火山における流体の上昇過程との比較

小滾水地域の泥火山においては背斜軸から両翼 200m 以内に全ての泥火山が分布し，噴出する地下水は全て高濃度のアルカリ性を示し，酸素・水素同位体比の値は揃っている．しかし，pH と EC の値にバラつきがみられることから，個々の泥火山における流体の起源は同じだが上昇過程(時間や上昇距離)が異なることが予想される．



図－6　背斜沿い泥火山(左)と断層沿い泥火山(右)の地下構造モデル

このため，当地域では地下深部より上昇してきた流体は背斜構造の軸部に到達し，地下の透水性の低い層の下位に半径 200m ほどの mud chamber を形成し(図－6)，その後，既存の割れ目や割れ目を自らが形成しながら上昇し，その際に，破壊した泥岩の岩片を取り込んだものと考えられる(図－6)．

一方，旗山断層沿い泥火山は地下深部より上昇してくる流体が地下深部にある旗山断層に伴われる割れ目に到達すると，あとは割れ目に沿って流体が一気に上昇するため溶存イオン量が少なく，天水の影響を受けない比較的重い地下水が噴出しているものと考えられる(図－6)．

6. 引用文献

1)　山縣毅・小川勇二郎，1989: 混在岩の形成における泥ダイアピリズムの役割，地質学雑誌，95，275-310.

2)　Milkov,A.V.，2000: Worldwide distribution of submarine mud volcanoes and associated gas hydrates, *Marine Geology*, 167, 29-42.

3)　宮田雄一郎・三宅邦彦・新谷俊一・頼文基・田中和広，2003: 台湾の活動的泥火山.，*Annual Meeting of The Sedimentological Society of Japan*，2003，86-87.

4)　田中和広，2006: 泥火山・マッドダイアピルが引き起こす地盤災害のメカニズムと対策，平成 14 年度～平成 16 年度科学研究費補助金[基盤研究(C)]　研究成果報告書，84p.

24. 上町断層帯の地質構造と平面図への表現の仕方

Geologic structure of the Uemachi fault system and the study of the expression way to the active faults map

○佐野正人（中央開発株式会社）
Masato Sano

1．上町断層帯の実態と問題点

上町断層帯は大阪の中心部を南北に貫く総延長 42 km の活断層（図－1）であり，日本の活断層の中では今後 30 年以内に活動する確率が高い部類に入る活断層と評価されている[1)]

上町断層帯は，これまでに多くの調査・研究が行われており，その成果は活断層の長期評価や地震動予測などに活用されている．しかし，断層帯の大部分が地下に伏在していることから，どこにどんな形で存在するのか，活動した場合どのような地表変位・変形が予想されるのかという問題に対する総括は行われていない状況である．

最近，上町断層帯の地表延長部に計画された超高層マンションの建設の是非をめぐって，新聞・テレビなどで上町断層帯が取り上げられ話題になっているが，この問題に関しての十分な議論・検討が進まない限り，断層帯上の開発に向けての指針作りは困難と思われる．

ここでは，これまでに公表された反射断面に基づいて，上町断層帯の位置を平面図にあらわすことを試みるとともに，現時点での問題点について報告する．

2．上町断層帯の地質構造と特徴

上町断層帯は大阪平野のほぼ中央に位置しており，地下数百ｍ～千数百ｍに位置する基盤レベルでは南北性の西落ち逆断層と推定されている[2)]．これまでに上町断層帯をまたいで実施された十数ケ所における反射法地震探査結果によると，基盤を覆う鮮新世末以降に堆積した大阪層群などの厚い堆積層により，上町断層帯地表延長部は所により断層を伴う場合が予想されるものの基本的には撓曲構造と考えられる．したがって，現在発刊されている活断層図のように断層線として表すことは適切ではない．しかし，大阪市内では撓曲構造上をさらに沖積層が覆っていることから，平面図への表し方が難しいのも実情である．

図－2は，大阪市の中心に位置する中之島で得られた反射断面[3)]に基づいて作成した地質断面である．反射断面では,上町断層を挟んで基盤深度が東西で 700m 程度食い違っていること，基盤上を被覆する大阪層群が断層上では所々断層で切れているように見えるものの，地表付近では大局的には撓曲構造であることが読み取れる．地質構造の特徴を表すため，周辺のボーリング調査結果を参考に主な海成粘土層を記入し，図から地層の撓曲範囲を読み取った．なお撓曲部の構造は，反射断面のみでは詳しい地層の連続性が読み取れないため，既存のボーリング調査資料や丘陵地に表れている大阪層群の撓曲構造の特徴などを参考に推定した．

地表付近における当断面の撓曲帯は，断層の下盤側では傾斜が大きく明瞭であるのに対し，上盤側の傾斜は下盤側に対して明らかに傾斜が小さくなり非撓曲部との境界も不鮮明となる．図－2では，撓曲帯を地層の傾斜変換部を境に，傾斜の大きなゾーンと小さなゾーンを分けて示した．前者の幅は 200m 程度，撓曲帯全体では幅 550m 程度であった．また，これらの撓曲構造は，上部洪積層までは読み取れるが，それを覆っている沖積層には明瞭な変位・変形は認められなかった．

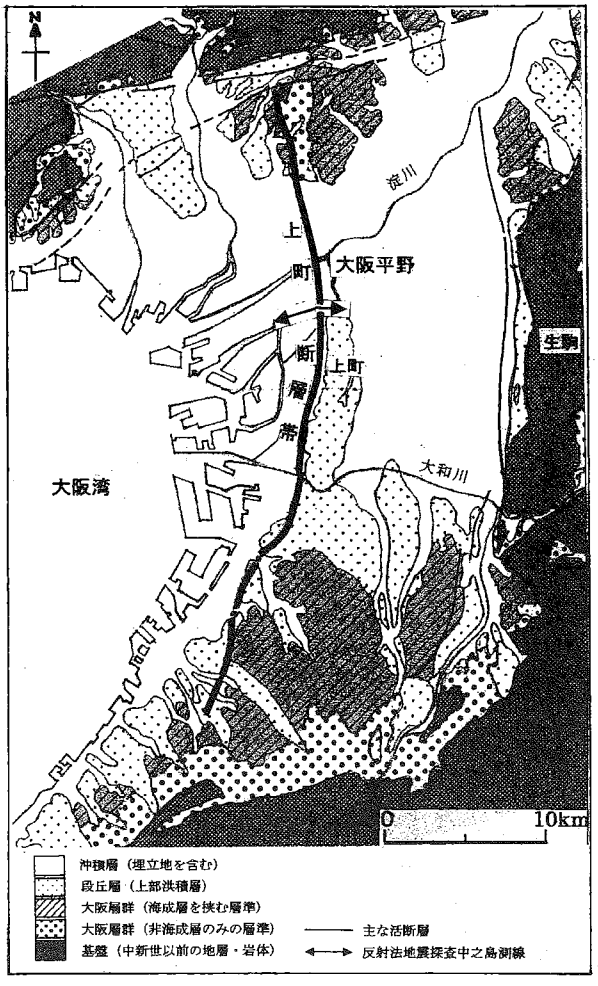


図-1. 上町断層帯の概略位置と反射法地震探査中之島測線

その他の反射断面[4),5)]でも，中之島測線同様の特徴が読み取れるが，断面ごとに異なった側面も見られる．たとえば，断層の上下落差がやや小さくなる上町断層帯南部では，地表付近の撓曲部では明瞭な断層が認められない，また南端付近では全体に撓曲構造が緩やかになり，傾斜の大きなゾーンと小さいゾーンの区別が不鮮明になる点などが挙げられる．

3．平面図への表現方法・情報提供について

上町断層帯は，最新活動時期から現在までの時間が活動間隔を上回っていると推定されていることから，いつ活動してもおかしくない断層といえる．したがって，活動した場合どこが変形あるいは変位するのか，を特に念頭に置く必要がある．

上町断層帯の最新活動時期は9000年前以前と見られていることから，沖積層には変位が及んでいない可能性がある．そのため沖積層の下位に位置する上部洪積層(段丘層)の変位・変形を読み取って，表現するのが適切と考えられる．

図－2はこのような考え方で撓曲帯を読み取ったものであり，反射断面から読み取った撓曲帯を活断層図に表現すると図－3のようなイメージとなる．しかし，平面図に表現する場合には，撓曲構造が極めて緩やかで幅広い場合の撓曲帯の認定の仕方，反射断面間の断層伏在部分の位置想定，などが課題として残る．また，情報提供の仕方については，従来の活断層図のように単に平面図に表示するだけでは不十分であり，断面図や適切な解説を合せて提供することが必要である．

今回の発表は，上町断層帯と同じような厚い堆積層に覆われた伏在活断層における課題である「断層の表現方法・情報提供」についての１考察であり，現時点ではまだ問題提起の段階である．今後，地下構造情報，地盤情報，地形情報などを総合的に検討・解釈することにより，適切なかたちでの情報提供が可能であると考える．

【引用文献】

1）地震調査研究推進本部（2004）：上町断層帯の長期評価について．

2）関西の大深度地盤の地質構造とその特性の研究委員会ほか(1992)：関西地盤，(社)土質工学会,212p.

3）大阪市総合計画局（1987）：上町断層弾性波探査，大震災の被害想定に関する深層基盤構造調査．

4）山本栄作ほか（1992）：大阪平野中央部における反射法地震探査Ⅰ－淀川（十三～柴島）測線－，日本応用地質学会平成４年度研究発表会講演論文集，pp.185-188.

5）地質調査所（1997）：上町断層延長部及び住之江撓曲の反射法弾性波探査，地震予知連絡会会報，58，pp.547-554.

6）中田高ほか(1996)：1:25,000都市圏活断層図「大阪西北部」，「大阪東北部」，国土地理院技術資料．

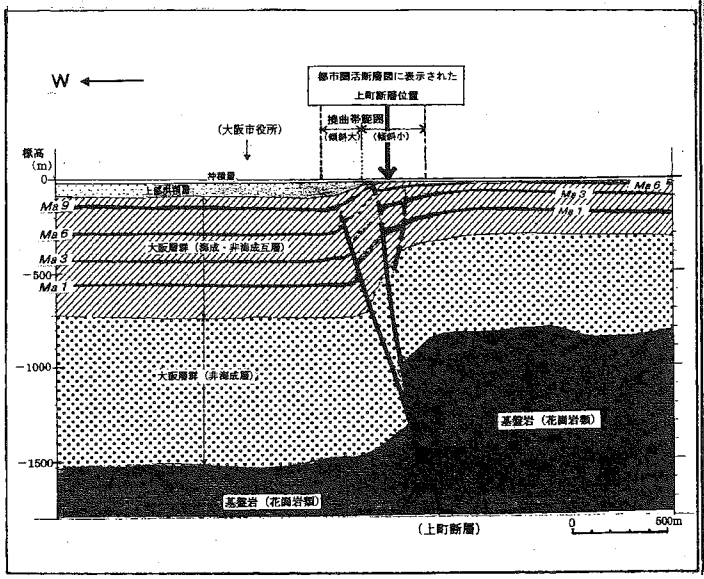


図-2．大阪中之島付近の東西断面における上町断層帯の地質構造
反射法地震探査中之島測線[2),3)]などに基づいて作成．

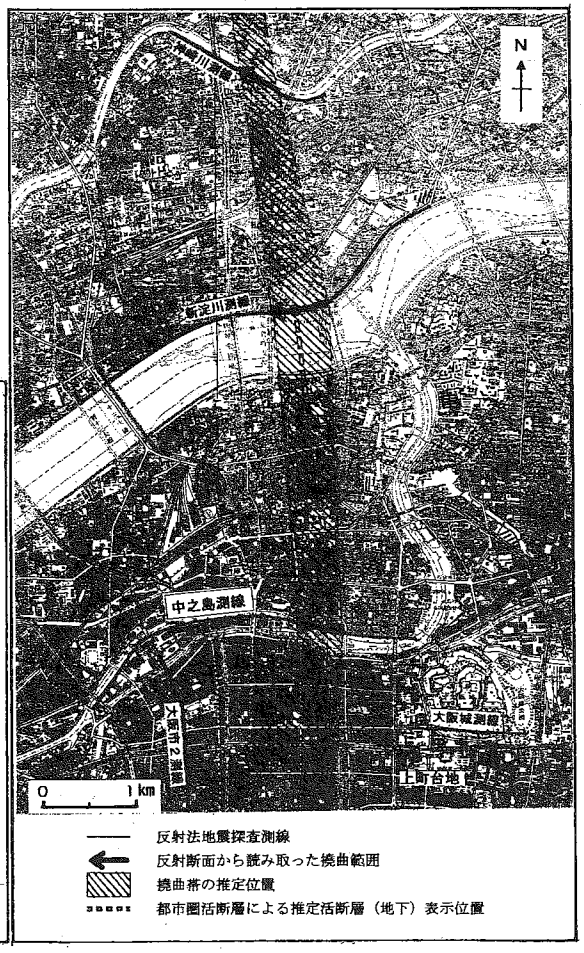


図-3．都市圏活断層図[6)]と上町断層帯の撓曲帯範囲
撓曲帯範囲は，図に表示した反射断面から読み取ったもの．

25. 宮城県中・北部の地下構造に関する考察

A study of Subsurface Geological Structure of Northern and Central Miyagi Prefecture

○橋本修一，鳥越祐司（東北電力）
Shuichi Hashimoto, Yuji Torigoe

1. はじめに

宮城県北部から中部にかけては1900年(M7)，1962年(M6.5)，2003年(M6.4)と，およそ100年間で3つの内陸地殻内の被害地震が発生している．

内陸地殻内で発生する地震の評価については，地形学，地質学，地震学など関連する領域の総合的かつ合理的な理解が得られることが望ましい．特に逆断層が卓越する地域において震源断層モデルを理解するには，活断層の地表位置だけではなく，地下構造の解明が重要な位置を占める．

ここでは，2003年7月26日の地震前後に，各機関により宮城県中・北部陸域にかけて実施された調査結果をレビューし，筆者らが現在実施中の地質構造調査の結果得られつつある知見と，最近の地震活動をあわせて，当地域の地下構造について考察する．

2. 地質構造の概要

本地域は，日本海東縁部の地質学的歪集中帯(大竹他,2002[1])の東端に位置するとされている．地質構造の骨格は，15Maまでの引張応力場での，概ね南北方向の高角度大規模正断層群の形成，その後の中立的な応力場を経て，3Ma以降の圧縮応力場を反映して褶曲や逆断層が発達することで概ね決定されている．

北上山地西縁の地域は高角度正断層により形成された地溝・半地溝の東縁に相当し，地溝内を埋積した粗粒堆積物の一部は加護坊山，旭山丘陵，須江丘陵，日和山などに露出している．

現在の東西圧縮応力場を反映した逆断層や撓曲は，上記の高角度正断層の一部が反転・再活動したものと理解されている．

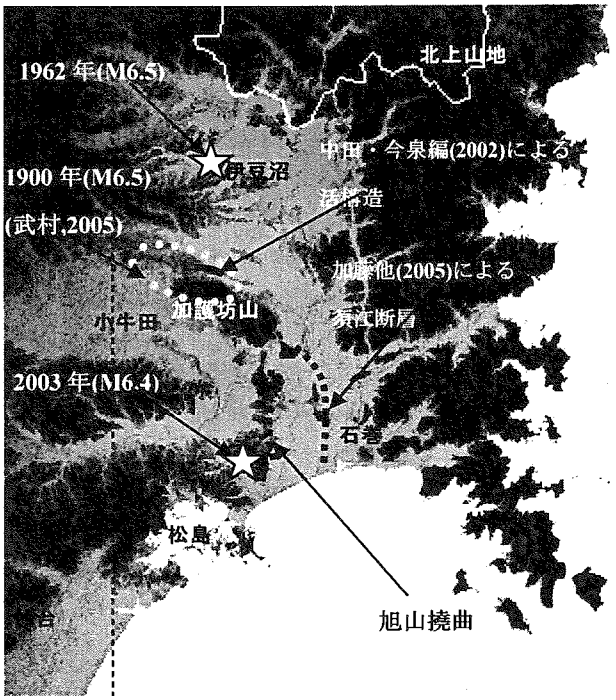
2. 既往調査・研究のレビュー

2.1 変動地形学的研究

従来，この地域では確実に後期更新世以降まで活動したと認められる変動地形は判読されていなかったが，中田・今泉編(2002)[2]により，西北西に10数km延びる加護坊山北方の段丘面に延長約4kmの活断層（撓曲）が判読された．なお，2003年地震の震源断層の地表延長部においては，変動地形は判読されていない．

2.2 歴史地震の再評価

1900年と1962年の宮城県北部地震は，いずれも県北端に近い伊豆沼付近が震源とされていた．しかし，M6.5クラスの地震の震源域が重複して数10年間隔で発生することや，1900年の地震はM=7(当時の評価)としては被害が少なすぎるなど疑問も残されていた。



図－1　宮城県中・北部の主要な地震活動と地質構造要素

武村(2005)[3]は，同地震の被害資料，震度分布，観測地震記録を基に地震規模と震源位置を再検討した結果，同地震の規模はM6.5程度，震源は小牛田付近，1962年と2003年の2つの地震の震源域の間を埋めるように起きた地震である可能性が高いとしている(図－1)．

2.3 地下構造探査

2003年の地震を契機に，同震源域で複数の反射法地震探査が実施されている。加藤他(2005)[4]等は，旭山丘陵から須江丘陵にかけての東西測線で探査結果から，地溝東縁をなす高角度断層(須江断層)の下方延長が余震分布とよく一致するとの見解を得て，同断層の深部が2003年の震源断層になったものと判断した．

山口他(2004)[5]等は，上記測線の南方数キロメートルから海岸線までの間3測線の反射法探査を行なった．このうち，北端測線では加藤他(2005)と概ね同様の地質断面解釈を行なった一方，旭山撓曲が中央部測線では不明瞭となる断面を示した．

また，橋本(2003)[6]は旭山丘陵南方の沖積平野において，東西測線750mで浅層反射法地震探査及びボーリング調査を行なった結果，鍵層となる凝灰岩の連続的な分布から，中新統，鮮新統とも東側に数度程度と緩い

傾斜を示し，これは丘陵の褶曲による傾斜角度と同等であることから，旭山撓曲はこの付近では認められないと考えた．

3．実施中の調査

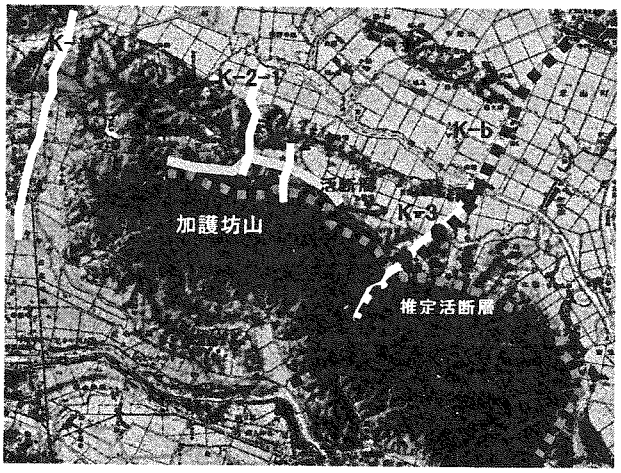
筆者らは当該地域のうち，加護坊山北縁部から石巻平野西縁にかけて，同地域の新第三系から更新統の地下構造を把握する目的で地形調査，地表地質調査，ボーリング調査および反射法地震探査を実施している．ここでは，加護坊山北縁部の調査で得られた結果の一部を紹介する．

3.1 調査位置(図―2)

地表地質調査は加護坊山北縁部を中心に，主に鮮新統の変形程度の地域差に注目して行なった．

反射法探査は，中位面の撓曲が顕著な範囲を横断する方向でS波ミニﾊﾞｲﾌﾞ探査4測線(K-1～K-3測線)，及び大型バイブレータ2台による反射法地震探査(K-b測線)を実施した．

ボーリング調査は，地表地質調査結果と反射法地震探査断面記録との整合性を図る目的で，3本(最大深230m程度)実施した．

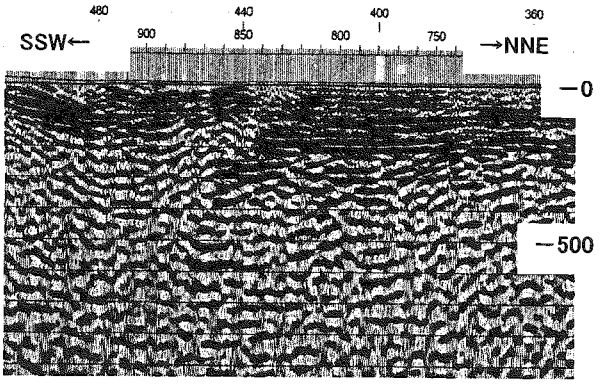


図－2　加護坊山北縁の地質調査位置図（部分）
K-1 ミニﾊﾞｲﾌﾞ測線　K-b 大型ﾊﾞｲﾌﾞﾚｰﾀ測線
●ボーリング地点

3.2 調査結果

地表地質調査の結果，推定活断層とされたリニアメントは，加護坊山を構成する中新統火砕岩とそれを縁取るように分布する鮮新統堆積岩の岩質境界に相当するものと判断できる．鮮新統は，中新統との境界付近では全体に北傾斜し，その一部は逆転するほど急傾斜するゾーンがある．その範囲は，段丘面に撓曲が認められる範囲と概ね一致する．

反射法地震探査の深度断面(図―3)について，ボーリング調査結果と照合し，中新統火砕岩とその上位の堆積岩(鮮新統竜の口層以上)のパターンの連続に着目して解析した結果，加護坊山側上がりのセンスを持つ南南西傾斜の逆断層の存在が推定された．



図－3　反射法地震探査の深度断面（K-b,部分）

なお，他測線の記録も含めて詳細を解析中であるが，少なくとも，K-1 測線においては，断層の連続を示唆する反射面の高低差は認められない．

4．考察と今後の展望

加護坊山北縁に分布する鮮新統の急傾斜，さらに，加護坊山全体の隆起は，上述の逆断層の発達で説明できると考えられる．特に，鮮新統の変形が著しい区間は，その前面(北側)で段丘面(年代調査中)の撓曲として現れており，最近まで活動したことが示唆される．

断層長さが加護坊山に匹敵するとすれば，生じる地震規模はM6.5クラスとなり，武村(2005)が再評価した1900年の震源断層であったと考えて矛盾はない．

一方，2003年7月宮城県北部地震の余震観測(海野ほか，2004[7])から，南北走向の本震とは別にNW走向逆断層のメカニズム解がみられ，位置的に今回得られた逆断層の一部に連なるものと推定される．走向は本震と60度も異なり，異なるセグメントとして認識できるが，屈曲する境界部の地表で観察される地質構造上の区別は必ずしも明瞭ではない。

今後は本地域での合理的な地震規模推定に資するため，丘陵の屈曲，撓曲の解け方，地層変形量の変化などについて総合的に検討を行なう．

現在，加護坊山―旭山の屈曲地域，旭山丘陵の南方域について，反射法探査，ボーリング調査等を，さらに南方の石巻湾海域で海上ボーリングなどを実施中(本講演要旨集，発表番号26にて一部発表)である。

参考文献

1)大竹・平・太田編(2002)：東大出版会.
2)中田高・今泉俊文編(2002)：東大出版会.
3)武村雅之(2005)：地震，Vol.58. pp.41-53.
4)加藤直子他(2005)：月刊地球，Vol.27，No.2，pp.139-143.
5)山口和雄他(2004):物理探査学会第111回学術講演会論文集，pp.57-58.
6)橋本修一(2003)：日本地震学会講演予稿集，2003年度秋季大会，P185.
7)海野徳仁他(2004)：地震，Vol.56. pp.425-434.

26. 仙台湾における新第三系－第四系の層序と地質構造に関する考察

A study of Stratigraphy and Geological Structure under Sendai Bay
– Especially Tertiary and Quaternary Boundary

○鳥越祐司，橋本修一（東北電力）
Yuji Torigoe, Shuichi Hashimoto

1. はじめに

宮城県の中北部に位置する石巻市西方の旭山丘陵付近では，2003年の宮城県北部地震（Mj6.4）が発生しており，これと前後して海上保安庁（2003）[1]は2002年に実施された海上音波探査結果に基づき，震源域の南方に位置する仙台湾に約30kmの第四紀に活動したことがある断層・撓曲群の存在を指摘している。

今回，仙台湾におけるこれらの断層群について，活動性の詳細な検討を目的として，海底の地層の年代詳細決定のための海上音波探査および海上ボーリング調査を実施した。

2. 仙台湾付近の地震学的・地質学的背景

宮城県の中北部では，2003年の宮城県北部の地震（Mj6.4）を初めとして，1900年（Mj7.0），1962年（Mj6.5）などの地震が発生している。1900年の宮城県北部地震については，最近の研究で，その震源位置，規模等について見直しもされており（武村，2005）[2]，この地域全体の特徴としてMj6.5前後の規模の地震が数10年おきに発生しているといえる。一方，これらの震源域の南方海上に位置する仙台湾においては，これまで特に顕著な地震活動は知られていないが，2007年4月にはMj4.5の地震が2回起きている。

活断層研究会編（1980）[3]，石井他（1982）[4]以降，この地域の陸域には活断層の可能性として，旭山撓曲，加護坊山－箆岳山断層などの構造が指摘されてきている。これら陸域の地質構造については，本講演要旨集「25. 宮城県中・北部の地下構造に関する考察」にて詳しく考察する。

中村（1992）[5]は，海域の仙台湾から陸域のこれらの構造を含めて，地質構造上の解釈を加えている。

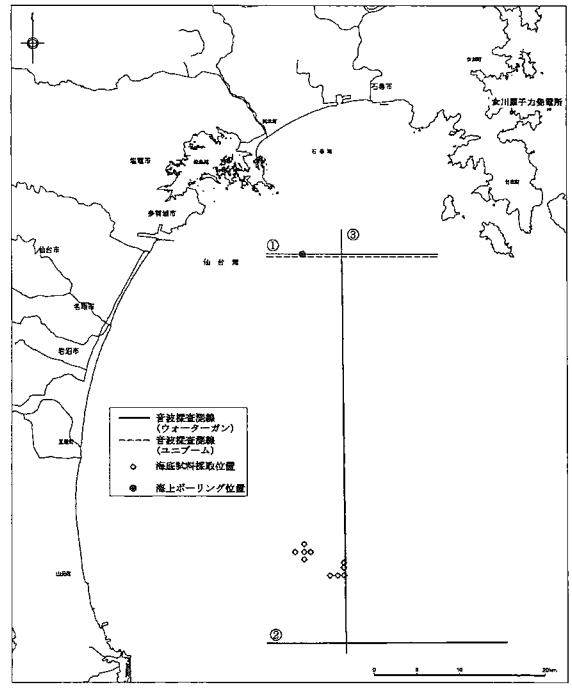
Hashimoto et al.（2000）[6]は，仙台湾の断層群について，海上音波探等により検討を加え，西側の約15km区間について，活動性を考慮すべき断層としている。

海上保安庁は，阪神淡路大震災を契機とし全国展開している沿岸域の活断層調査の一環として，2002年に仙台湾において東西約4.6km間隔，南北約0.9km間隔の測線配置による詳細な海上音波探査を実施している。その結果については，ホームページ上に公開されている（海上保安庁，2003）が，この中の海底地質構造図によれば，松島湾の沖合から仙台湾中央部にかけて，北北西－南南東方向に走る断層群を見出されており，この断層群の一部については更新統の上面まで変位させているとして，約30km区間について「第四紀（約160万年前以降）に活動したことがある構造（断層・撓曲）」として表現されている。また，断層の走向や活動センスから，陸上の旭山撓曲の海域延長部である可能性を指摘している。

3．仙台湾における地質調査

仙台湾は牡鹿半島（宮城県石巻市）から鵜ノ尾埼（福島県相馬市）に至る遠浅の湾を形成する海域からなり，地形的には概ね水深100m以浅の大陸棚が広範に分布している。

断層の活動性検討に際しては，第四紀層等の新しい時代の地層の決定が重要であるが，遠浅であるという仙台湾の海底地形特性を考慮し，海上音波探査については浅部の解像度，分解能を優先して，高圧水噴出式及び電磁誘導式の音源によるマルチチャンネル方式を採用するとともに，松島湾の沖合の水深の浅い海域にて海上ボーリングを実施した。（図－1）



図－1　仙台湾における地質調査位置図

3.1 海上音波探査

仙台湾の海底地形，既存の公刊文献情報から推定される地質分布の状況などを考慮し，仙台港東方沖，網地島方面に至る約20kmの東西測線（①測線）を設定し，高圧水噴出式・マルチチャンネル方式及び電磁誘導式・マルチチャンネル方式の海上音波探査を実施した。また，常磐沖では比較的浅部まで新第三系鮮新統が分布することが知られていることから，この海域との対比を目的として，相馬港

東方沖，約25kmの東西測線（②測線），①測線と②測線を結ぶ約50kmの南北測線（③測線）を設定し，高圧水噴出式・マルチチャンネル方式の海上音波探査を実施した。

発振源については，高圧水噴出式はウォーターガン（246cm^3；換算発振エネルギー約4,000J），電磁誘導式はユニブーム（換算発振エネルギー約200J）を採用し，受振部については，12チャンネル（チャンネル間隔2.5m）の高分解能ストリーマケーブルを採用した。

3.2 海上ボーリング

松島湾沖，宮戸島の南南東方，波島灯台から約7.8km沖合の海上にて，傾動自在型試錐工法による海上ボーリング調査を実施した。水深は約35mで，ボーリングは海底下約80mの掘削を行った。海上ボーリングの位置は，概ね海上音波探査の①測線上に位置している。また，③測線南部の山元町沖では，合わせてピストンコアによる海底試料採取を行った。

4．調査結果および考察

4.1 海上音波探査

いずれの探査結果もノイズ成分の除去が良好であり，ユニブームによる探査では概ね100m以浅，ウォーターガンによる探査では概ね200～700mの深さまでの情報がクリアなプロファイルとして得られた。

海上音波探査記録の解析の結果，仙台湾に分布する地層中には，顕著な不整合イベントが複数認められ，これに基づきA層（概ね第四系完新統に相当），B層（概ね更新統に相当），C層（概ね新第三系鮮新統に相当），D層（概ね中新統に相当）及びE層（音響基盤；先新第三系に相当）の5層に区分した。

この区分に基づけば，新第三系と第四系の境界（：B層／C層境界）は，激しい凹凸はあるものの，概ね海底下30m前後に認められる。

一方，仙台湾北西部の従来断層が知られていた位置付近の2箇所において，南西側が上昇している逆断層が認められた。この断層はC層までを変位させているが，さらにB層まで断層と調和的な撓曲構造をなしており，第四紀における活動性が確認された。

4.2 海上ボーリング

ボーリングコアは，φ66mm（外径）のオールコアで，全長78.75m採取した。ボーリングコアは半切した後に，コア断面を観察した。

採取されたボーリングコアの地質は，層相，堆積環境，固結の程度等から，大きくA層（主にヘドロ状の非常に緩いシルトからなる），B層（主にやや締まったシルト～砂からなる），C－1層（非常に締まりの良いシルト（岩）～砂（岩）からなる），C－2層（非常に締まりが良い凝灰質シルト岩～凝灰質砂岩からなる）の4層に区分された。肉眼観察からは，C－1層及びC－2層の岩相は，ピストンコアによって採取したシルト質砂岩と同様，鮮新統仙台層群大年寺層と類似している。

微化石分析の結果，B層からはNPD10帯以降（更新世以降），C－1層下部からはNPD8帯（後期鮮新世前期）の珪藻化石が得られた。

C－1層の上部からは年代を決定できる種が産出しなかったため，更新世と鮮新世の年代境界は直接確認できなかったものの，群集としてはC－1層下部との類似性が見られること，針貫入試験の結果がB層とC－1層の境界を境に顕著に異なる傾向を示すこと等から，岩相境界であることも踏まえて，B層とC－1層の境界（海底下約27m）を第四系更新統と新第三系鮮新統の境界と考えた。

また，合わせて実施したピストンコアにより10箇所で数10cmの海底試料が得られた。このうち5試料については，ほぼ海底下から，宮城県仙台市付近から福島県相馬市・南相馬市付近にかけて分布する，新第三系鮮新統仙台層群大年寺層に似たシルト質細粒砂岩をとらえた。微化石分析の結果，NPD8帯（後期鮮新世前期）の珪藻化石，CN12a帯（概ね後期鮮新世前期）の石灰質ナンノ化石が得られた。

5．おわりに

海上音波探査の結果に基づけば，第四系と新第三系鮮新統の境界は非常に顕著な不整合で認識され，この不整合面は概ね海底下30mに広がっている。一方，海上ボーリング箇所においては，海底下約27mに境界が確認され，海上音波探査結果との対応状況は概ね調和的である。

しかしながら，①測線における海上ボーリング位置のB層／C層境界の深度は海底下－35m付近であり，8m程度の差が見られた。

一方，ピストンコアによる海底試料採取結果からは，この海域においては，ほとんど新第三系鮮新統が海底面付近のごく浅部にまで露出していることを示しており，いずれにしても仙台湾における第四系と新第三系鮮新統の境界は浅いことを示している。

今後は，両者の差異について分析を進めるとともに，今回得られた結果を元に，海上保安庁が実施した海上音波探査記録も含めて仙台湾における断層の活動履歴の詳細な分析をしていく予定である。

参考文献

1) 海上保安庁(2003)：沿岸海域海底活断層調査「12.仙台湾」,http://www1.kaiho.mlit.go.jp/KAIYO/FAULTS/sendai/sendaimain.html

2) 武村雅之(2005)：1900年宮城県北部地震のマグニチュードと震源位置の再評価－1962年および2003年の地震との関連性－，地震，Vol.58. pp.41-53.

3)活断層研究会編(1980)：日本の活断層－分布図と資料－

4) 石井武政他(1982)：松島地域の地質，地域地質研究報告（5万分の1図幅），地質調査所.

5) 中村光一(1992)：反転テクトニクス（inversion tectonics）とその地質構造表現，構造地質，No.38, pp.3-45.

6) Hashimoto., et al.（2000）：Investigation and evaluation of fault activity around Onagawa Nuclear Power Plant in Northeast Japan，GeoEng2000.

27. 層相の違いに着目した砂質地山の物理特性の検討

Examination of relationship between facies and physical characteristic of sandy ground

○川越健，浦越拓野，太田岳洋（財団法人鉄道総合技術研究所）

Takeshi KAWAGOE, Takuya URAKOSHI, Takehiro OHTA

1. はじめに

砂層や泥層を構成する土粒子の大きさや堆積構造はそれらが堆積した環境に依存する [1]．そのため，層相の違いにより地山の物理特性に差が生じ，地山の安定性がこのような層相の違いに支配されることがある．また，砂質地山の自立性は地下水の水頭分布の影響を受ける．そこで，本発表では第四紀更新統の砂層を対象として三軸圧縮試験，浸透水による試料の破壊試験を行い，層相（特に堆積構造）と物理特性（特に力学特性）との関係について検討した結果を述べる．

2. 調査地域

調査対象は青森県上北地方の野辺地層と高館段丘面を構成する砂質層，および千葉県小見川町付近の下総層群木下層である．試料は施工中のトンネル切羽，土取り場の露頭から不撹乱状態で採取した．野辺地層と高館面構成層では異なる露頭や切羽から試料を採取し，木下層では同一露頭から層相の変化を考慮して異なる層準から試料を採取した．

(1)野辺地層および高館面構成層

野辺地層は中期更新世に海水準変動の影響を強く受けて堆積した堆積物とされる [2]．高館段丘面は MIS5e に形成され，その構成層は内湾～浅海域の堆積環境を反映して様々な層相を呈している [3]．

(2)下総層群木下層

下総層群は古東京湾で堆積した浅海性の砂質堆積物である．このうち，木下層は後期更新世(MIS6～5)の海進期に堆積した地層 [4]とされている．試料を採取した露頭は細粒砂主体の堆積物からなっている．

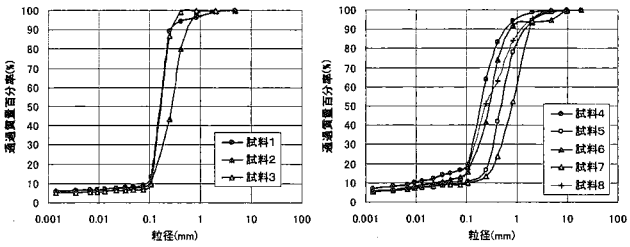
3. 試料の性状

試料の層相と密度，間隙比などを表-1 に示す．ここでは露頭スケールで観察される堆積構造に基づき，塊状（構造が不明瞭），平行層理（2 次元的なベッドフォームを呈する層相，たとえば平板層理やくさび形層理），および斜交層理(3 次元的なベッドフォームを呈する層相，たとえばトラフ型斜交層理やハンモック状斜交層理)の 3 つに大きく分類する．図-1 に粒度分布を示す．野辺地層では試料 1，3 はほぼ同様の粒度分布であるが，試料 2 はやや粗粒となっている．高館面構成層と木下層から採取した試料は全体にばらつきを示している．この理由として，高館面構成層の試料は広範囲から採取したため異なった堆積システムで形成された層準のものであることを反映しており，また木下層から採取した試料は一連の海面変化による堆積深度の変化（上方浅海化）の影響が現れているためと考えられる．

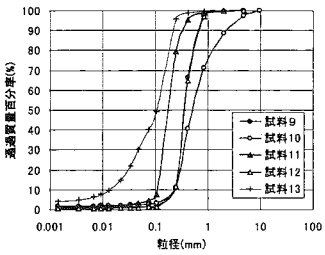
表-1　試料の層相と密度，間隙比

地層	試料番号	層相	土質分類	ρt g/cm³	ρd g/cm³	ρs g/cm³	e	Dr %
野辺地層	1	塊状	S-F	1.940	1.494	2.877	0.93	99.4
	2	斜交層理	S-FG	1.691	1.429	2.725	0.91	74.8
	3	斜交層理	S-F	1.547	1.308	2.748	1.10	100.3
高館面構成層	4	塊状	SF	1.759	1.290	2.714	1.10	57.1
	5	平行層理	S-FG	1.658	1.449	2.881	0.99	82.4
	6	平行層理	S-FG	1.687	1.443	2.941	1.04	60.6
	7	平行層理	S-FG	1.756	1.463	2.700	0.85	136.2
	8	平行層理	S-F	1.705	1.402	2.827	1.02	89.7
木下層	9	平行層理	S	1.658	1.544	2.659	0.72	79.1
	10	斜交層理	SP-G	1.700	1.577	2.676	0.70	63.9
	11	斜交層理	S	1.614	1.336	2.655	0.99	88.3
	12	斜交層理	S	1.732	1.610	2.729	0.70	96.8
	13	塊状	SF	1.686	1.298	2.674	1.06	88.3

*1　高館面構成層の決定は参考文献 5)および一部，鉄道・運輸機構の施工資料によった．　*2　木下層の試料は番号が若い方が上位となる．



(a)野辺地層　(b)高館面構成層



(c)木下層

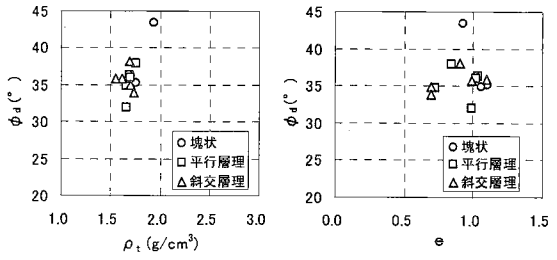
図-1　粒度分布

4. 力学試験

(1) 三軸圧縮試験

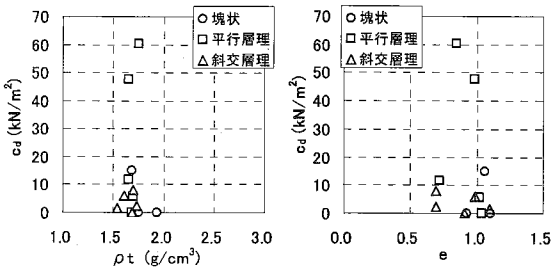
堆積構造ごとの力学特性を把握するために三軸圧縮試験 (CD) を行った．試験には水平面に対して鉛直方向に採取した不撹乱試料を用い，トンネル切羽や斜面は自由面を有することから排水条件とし，背圧を 100kN/m², 圧密応力を 50，100，200kN/m² とした．図-2

に湿潤密度，間隙比と内部摩擦角の関係を示す．湿潤密度が大きくなると内部摩擦角が大きくなる傾向が見られる．しかし，地質構造との対応は明確には認められなかった．一方，間隙比と内部摩擦角の関係はばらつきが大きくなっている．図-3 に湿潤密度，間隙比と粘着力の関係を示す．これらの間に明瞭な相関性は認められないが，斜交層理を呈する試料で粘着力が小さく，平行層理を呈する試料の一部で大きな値を示している．



(a)湿潤密度　　(b)間隙比

図-2　湿潤密度(ρ_t)，間隙比(e)と内部摩擦角(ϕ_d)



(a)湿潤密度　　(b)間隙比

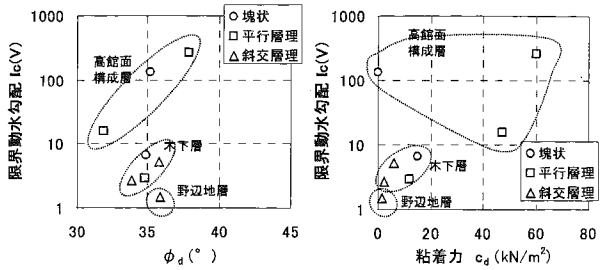
図-3　湿潤密度(ρ_t)，間隙比(e)と粘着力(c_d)

(2) 水平一次元浸透崩壊試験

砂質土の浸透水による流出条件を把握するために，水平一次元浸透崩壊試験[6](以下，浸透崩壊試験)により限界動水勾配(Ic)求めた．試験には鉛直方向(V)と水平方向(H)の試料を用いた．図-4 に三軸圧縮試験結果と限界動水勾配(Ic(V))の関係を示す．斜交層理を呈する試料の限界動水勾配(Ic(V))が小さく，平行層理を呈する試料の限界動水勾配(Ic(V))が大きい傾向がある．地域別では木下層，野辺地層で小さい限界動水勾配が得られた．内部摩擦角と限界動水勾配の関係はばらつきが大きく明瞭な傾向は見られない．一方，粘着力と限界動水勾配の関係は粘着力が大きくなると限界動水勾配が大きくなる傾向が見られた．

5. 考察

密度や間隙比は一般に強度と相関があることがいわれている[7]が，今回の結果では明確な関係は認められなかった．また，堆積構造との関係も明瞭ではなかったが，これは露頭規模での堆積構造を供試体のスケールに反映出来ていない可能性が考えられる．



(a)内部摩擦角　　(b)粘着力

図-4　三軸圧縮試験結果と浸透崩壊試験の関係

限界動水勾配と粘着力に相関が認められ，また堆積構造による粘着力の違いが認められた．砂質土の粘着力は膠結程度を表すと考えられるため，今後膠結程度を明らかにする必要がある．粘着力が大きい平行層理を呈する試料には砂鉄に富む黒色の層準を含む試料がある(試料 5，7)．このような層準は前浜～後浜のような環境で堆積したことが想定される．また，粘着力が小さい試料は斜交層理である場合が多く，これらは細粒分に乏しく分級の良い試料(試料 3,11,12 など)であることから下部外浜のような環境で形成された地層であることが想定される．これらのことは，地層が形成された堆積環境により膠結程度が異なる可能性があると考えられる．

6. まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる．

- 今回の検討では，堆積構造と内部摩擦角，粘着力の間には明瞭な関係は認められなかった．
- 粘着力は間隙水の浸透力に対する試料の流出抵抗性を考える上で重要な要素である可能性がある．
- 力学的特徴を検討する際に膠結程度を評価することが必要と考えられる．

今後，堆積環境と物理特性との関係を整理するとともに膠結程度を評価していく．また，露頭規模での堆積構造の強度特性を簡便に把握する方法を検討する．

謝辞　鉄道･運輸機構東北新幹線局には試料の採取，データの使用についてご協力いただきました．記して謝意を示します．

参考文献　1)例えば八木下(2001):岩相解析および堆積構造,古今書院. 2)鎌田ほか(2004):東北日本弧東北部の中部更新統に関する研究の現状と課題,弘前大学大学院地域社会研究科年報,1．3)横山ほか(2004):堆積学的手法によって明らかにされた海成段丘の形成過程－青森県上北平野,MIS5e 高館面構成層での試みー,地質ニュース,595 号．4)岡崎ほか(1992):古東京湾地域の堆積システム,地質雑誌,98．5)小池ほか編(2001):日本の海成段丘アトラス,東京大学出版会．6)木谷ほか(1999):砂質土トンネル切羽の自立性評価試験法に関する研究,応用地質,Vol.40,No.5．7)例えば陶野(1980):堆積物の年代と土質力学的性質,土と基礎,28-7.

28. 中硬質堆積岩(オパリナスクレイ)の露頭での風化

Investigation of weathering of the semi-hard sedimentary rock (Opalinus clay) at a clay pit

○大山隆弘, 中田英二, 木方建造((財)電力中央研究所)
Takahiro Oyama, Eiji Nakata, Kenzo Kiho

1. はじめに

堆積岩の風化による岩盤の劣化現象を考えるときに,鉱物の酸化・溶解などの化学的作用と,スレーキングなどの物理的作用の両面の検討が必要である.化学的作用では,黄鉄鉱を含む岩石が大気に接して酸化し硫酸を生じ酸性水が発生したり,二次鉱物として石膏が晶出し盤膨れなどの問題が生じることが知られている[1].また,物理的作用として,間隙水に塩水が含まれる堆積岩では,Na 型スメクタイトが含まれる場合,岩石が乾燥すると急速スレーキングを生じる特徴が明らかにされている[2].

このような堆積岩の環境変化による性質変化について,これまで、中硬質堆積岩のオパリナスクレイを対象として,スイス北西部に位置するモンテリ地下実験場とその周辺で,トンネル掘削後数年～130 年経過した坑壁で調査を進めてきた[3].

本研究では,①地表面からの長期間の変化と,②切り取り斜面からの二次的な風化現象を明らかにするため,スイス北部のシブリンゲンのオパリナスクレイの採石場で調査を行い,採取した岩石と間隙水の分析を実施し,中硬質堆積岩の風化特性について検討した.

2. 地質概要

オパリナスクレイは,ジュラ紀の泥質岩(頁岩)主体の岩石で,スイス北部地域に広く分布し,レンガなどの素材として露天掘りされている.オパリナスクレイの地層の厚さは約 115m で,間隙率約 12vol%,一軸圧縮強度約 30MPa, Vp:3～4km/s, 透水性 $2x10^{-13}$～$^{-14}$m/s であり,粘土鉱物(カオリナイト,イライトなど):約 55wt%,炭酸塩鉱物:約 20wt%, 石英:約 20wt%, 長石:約 3wt%,黄鉄鉱:約 1wt%を含有している.この岩石は、粘土鉱物を多く含む難透水性の特徴を持つことから,スイスの放射性廃棄物地層処分の候補岩体として研究が進められている[4].

3. 調査方法

採石場の高さ約 12m の切り取り斜面から,深さ約 1.5～2m のトレンチ掘削(A,B)を行い岩石試料を採取した(図-1).この切り取り斜面は,調査時点で掘削後 1 年以内であった.採取した試料は,掘削後の変質を防ぐために樹脂製の袋に入れ,脱気密封し実験室に輸送した.室内分析は,含水率測定,鉱物分析(XRD),化学分析(XRF),岩石からの間隙水抽出による水質分析,懸濁水の EC 測定を実施した.

4. 地表面からの長期風化

1)露頭の状況

採石場の岩石は,泥質で層理面はほぼ水平であった.地表面からの風化の影響は,図-1 のように地表からの深度により 3 ゾーンに分けられた.

1 ゾーン(0～1.8m):岩石マトリックスが褐色で,岩石が軟質であった.層状に褐色化が著しい部分が認められた.

2 ゾーン(1.8～4.5m):岩石が割れ目沿いに褐色化していたが,岩石マトリックスは概ね灰色で硬質であった.このゾーンの上部の 1.8-3.2m は割れ目沿いの岩石マトリックスが厚さ 1cm 程度褐色化していた.

3 ゾーン(4.5m～):岩石は灰色で硬質であった.

2)室内分析結果

ゾーン 1 下底付近は 2,3 に比較して,含水率が大きく,乾燥密度が小さくなっていた.地表付近 30cm は,地表からの乾燥の影響を受けて含水率が小さくなっていた.

鉱物・化学組成変化としては,硫黄の含有量に顕著な違いがあり,ゾーン 2,3 は,0.1～0.2wt%であったが,ゾーン 1 ではほぼ 0wt%であった.また,ゾーン 1 の層

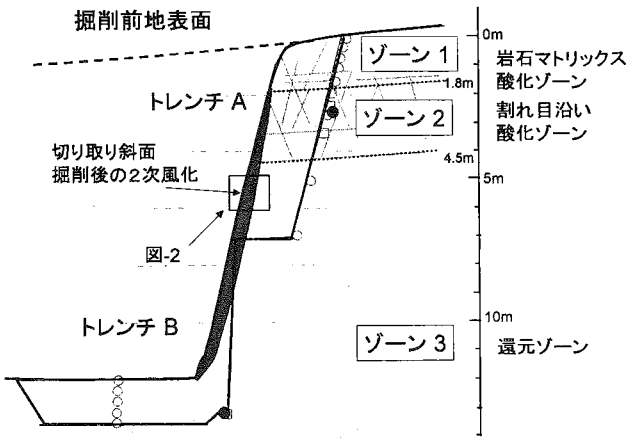


図-1 地表からの風化ゾーニング

状の顕著に褐色化した箇所は，Fe_2O_3, MnO, P_2O_5 が多く，CaO, MgO, Na_2O が少なかった．また，ゾーン 1 では，炭酸塩鉱物の，ドロマイト-アンケライト，シデライトが少なかったが，カルサイトは含まれていた．

間隙水水質について，ゾーン 2 と 3 の 2 箇所の岩石の間隙水を圧縮抽水により採取し水質分析した結果，それぞれ Na-SO_4 に富む間隙水が得られた．酸素水素同位体比は，ゾーン 2 に比べゾーン 3 では，δD, $\delta^{18}O$ ともにより小さい値を示した．岩石の懸濁水の EC 値は，ゾーン 1 で小さく，2,3 で増加した．

3)地表面からの長期風化の様式

鉱物化学組成と間隙水水質変化から，ゾーン 1 の下底付近や 2 ゾーンの割れ目に沿って，地表から供給された酸素により黄鉄鉱やシデライトなどの酸化が生じ，Fe などの水酸化物/酸化物の沈殿が生じ，SO_4 や，粘土鉱物などから Na 等が下位のゾーンへ供給がされたと考えられる．酸素水素同位対比の変化は，非常に遅い地下水流動を考えると，異なった起源(たとえば氷期の降水のような)の間隙水がゾーン 3 のような深部に含まれている可能性が考えられる．

4)酸化帯の形成速度

この地域の氷期の地史から，45 万年前の氷期に削剥をうけており，それ以降の氷河は達していないと考えられている[4]．45 万年前の氷期の削剥後に，現在の風化層が形成されたと考えると，45 万年間で 1.8m 以上(削剥量が不明確なため)の酸化層が形成されると推定される．

5. 掘削斜面からの二次的風化

1)露頭の状況

切り取り斜面表面からの影響は，岩石の割れ目密度の変化として認められ，層理面沿いに割れ目密度の多いゾーンが認められた(図-2)．このゾーンは，地表からの風化分帯のゾーン 1 の切り取り斜面表層では明瞭でなく，ゾーン 2,3 の切り取り斜面下部で厚い傾向を示し，斜面中央部から下位では，割れ目の多いゾーンの幅は約 0.5m 程度であった(図-1)．また，岩石に含まれる炭酸塩レンズの表面に沿って割れ目が生じ，それに沿って薄く褐色化が認められた．

2)室内分析結果

切り取り斜面表面では，0～20cm まで含水率の減少が認められ，以深はほぼ同じ値を示した(図-2)．鉱物化学組成の変化は明瞭ではなかった．

岩石の層理面に沿って生じたこれらの割れ目は，切り取り斜面表面での蒸発による乾燥収縮により生じたと考えられる．斜面の上部と中下部でその厚さが異なるのは，懸濁水の EC 測定で明らかになったような岩石の間隙水水質が異なることによる可能性が考えられる[2]．

6. まとめ

オパリナスクレイの地表での長期風化では，酸化帯の厚さは 1.8m 程度と薄いが，酸化で生じた硫酸イオンの浸透した領域が下位に及んでいることが明らかとなった．切り取り斜面の表層部からの影響は，主に乾燥収縮による割れ目の発達として認められ，上記の水質変化の影響も関係すると考えられた．

なお，本研究は，スイスの Nagra とベルン大学の研究者と共同で実施した研究成果の一部である．室内実験に当たっては，(株) セレスの渡辺雅一氏，橘川貴史氏に大変お世話になった．

引用文献

1) 大山隆弘，千木良雅弘，志田原巧，渡部良朋，大村直也，佐々木和裕，下垣久，五十嵐敏文(2000)堆積性軟岩の化学的風化特性の検討，電力中央研究所総合報告，U38，p70.

2) 中田英二，小野雅弘，市原義久，飯島幸夫(2006)地下水水質と堆積岩の急速スレーキング特性の関係，資源地質，56，2，133-144.

3) 大山隆弘，木方建造，橘川貴史，Christophe Nussbaum(2006)130 年前に掘削されたトンネル坑壁の堆積岩の劣化現象，平成 18 年度応用地質学会研究発表会，287-290.

4)Nagra(2003)Projekt Opalinuston, Synthese der geowissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse, Techniscer Bericht 02-03, p659, Nagra.

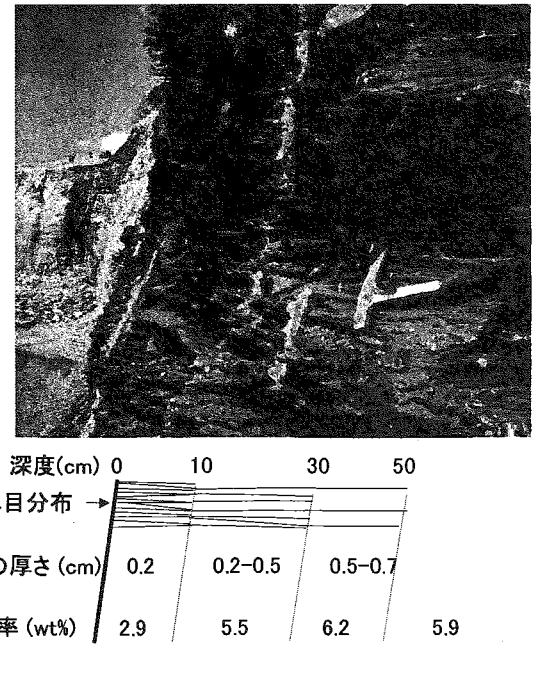


図-2 切り取り斜面表面の割れ目の分布

29. 速度異方性と拘束圧依存性を考慮した地山評価

Evaluation of rock mass classification in the tunnel by considering elastic wave velocity anisotropy and dependency of confining pressure

○木村隆行,工藤健雄,磯野陽子(エイトコンサルタント)

Takayuki Kimura, Takeo Kudou, Youko Isono

1. はじめに

層状岩盤の弾性波探査において，層理面の走行方向とトンネル方向が一致した場合，弾性波速度は想定される地山等級よりはるかに速い速度になることがある．弾性波速度異方性があるためである．そのため弾性波速度を基準にした地山等級を適用すると過大評価になり，その妥当性が問題になる．本来，地山の弾性波速度を解釈するためには，弾性波速度の異方性，応力依存性，変質などによるゆるみやすさ，施工時のゆるみ程度，下部ほど速いと仮定する解析上の深度依存性などをすべて補正した上で評価する必要がある．しかし，そのどれもが補正されずに評価されることが多く，そのために弾性波速度そのものの信頼性が疑われている現状がある．今回，層理面と平走したトンネルの現場において，弾性波速度異方性と拘束圧依存性で弾性波速度を補正した層状岩盤の評価手法を提案する．

2. 既往資料による弾性波速度異方性

岩石サンプルにおける既往研究では、弾性波速度異方性は 1.2～1.4 倍程度であり、粒子配列による異方性はさほど大きくはない。しかし、岩盤においてはしばしば極端な異方性が認められる。地山の場合、その異方性を支配しているのはキレツと考えられる。

図-1 は，厚み 1.5cm 径 3.0cm のコアを重ねて鉛直方向の弾性波速度 Vp を測定した奥園ら[1]の実験を整理し直したもので，花崗岩のような硬質岩と泥岩のような軟質岩では、キレツによる弾性波速度の低下率が異なることがわかる。この最終的な低下率を双曲線法で求めたのが表-1 で、最大で弾性波速度異方性は 3.5～5.0 程度になると考えられる．

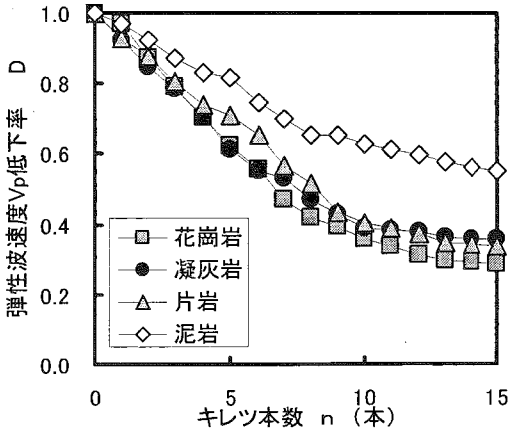


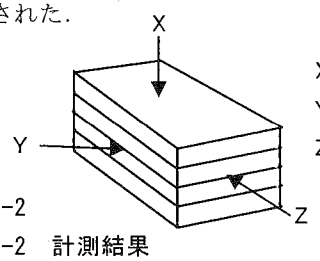
図-1 キレツ本数と弾性波速度低下率

表-1 各岩石の弾性波速度と異方性係数

区分	花崗岩	凝灰岩	片岩	泥岩
キレツなしVp(km/s)	5.20	3.85	3.10	2.15
キレツ無数Vp(km/s)	1.03	0.85	0.67	0.59
比率(異方性係数Z/X)	5.05	4.53	4.63	3.64
最終低下率	0.20	0.22	0.22	0.27

3. 粘板岩ホルンフェルスの弾性波速度異方性

現地のサンプルを整形し，図-2 に示すように層理面に平行および直交する形で弾性波速度 Vp を測定した結果を表-2 および図-3 に示す．図-8 でわかるように，現地サンプルは最終的な異方性の範囲内に分布し，風化が進行し潜在クラックが多いものは異方性係数 3.5～4.2 だが，潜在クラックのないものは異方性係数が 2.0 程度であった．また，かなり新鮮な岩石で潜在クラックがあるものは，異方性係数 2.8 程度であった．トンネル中心部に出現する岩盤はこの程度であると想定された．



X ：層理面に垂直
Y,Z：層理面に平行
Z/X：異方性係数

図-2

表-2 計測結果

区分	軸		異方性係数	潜在クラック
	Z	X	Z/X	
VP km/s	3.53	1.00	3.53	あり
	3.93	2.01	1.96	なし
	3.84	0.93	4.15	あり
	5.25	1.90	2.76	あり

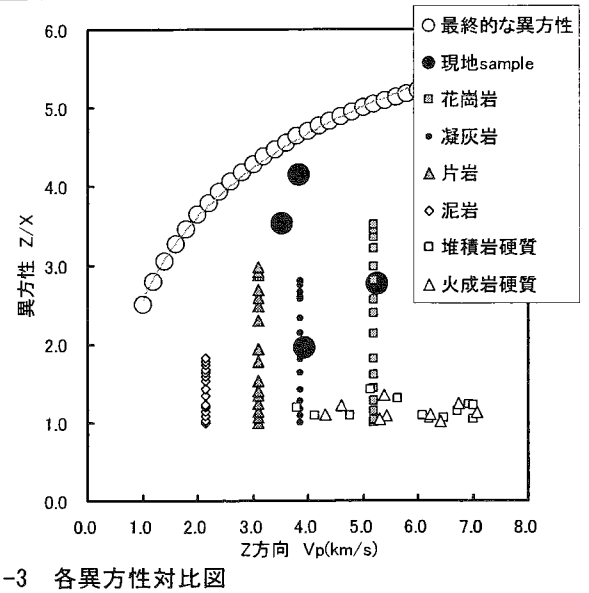


図-3 各異方性対比図

この異方性係数 2.8 を現地に当てはめる場合，その低減係数は三次元で評価するのが妥当と考える．**図-4** のようにトンネル走行方向と層理面走行方向が一致する場合，下式を用い 3 方向の平均値で評価し、その低減係数は，α1＝0.79 となった．

弾性波速度異方性による弾性波速度低減率 α1

$$\alpha 1=\{1+1+1/(Z/X)\}/3=(1+1+1/2.8)/3=0.79 \quad (1)$$

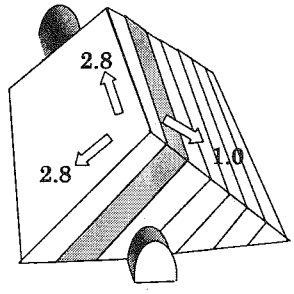


図-4

4. 弾性波速度の拘束圧依存性

図-5 は林ら(2003)[2]のデータや，Birch(1960)[3]らの実験結果を再整理し直したもので，強度増加率の逆数をとり、深部から地表に開放した場合の弾性波速度低下率である．硬質岩と軟質岩としてまとめると，(2)(3)式が得られた．

硬質岩　$\alpha 2=1.01P^{-0.075}$　(2)

軟質岩　$\alpha 2=0.87P^{-0.056}$　(3)

ただし，$\alpha 2 \leqq 1$　P(MPa)

現地のトンネルは約 300m 程度の土被りであり，単位体積重量を 26kN/m^3 とすると，7.8Mpa である．その場合，(2)式より弾性波速度低下率 α2＝0.87 となる．

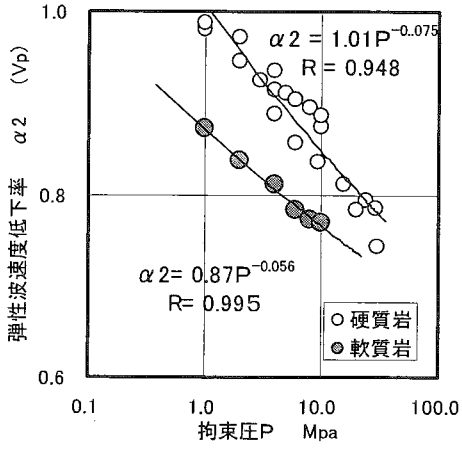


図-5　拘束圧と弾性波速度低下率

なお，拘束圧について，切羽表面ではなく，すぐ背後で応力再配分が生じた岩盤状況を考えると，単純化した場合に応力減少率は 5/6=0.83 となり，その拘束圧減少量を(2)式の逆数比で求めると 0.93 程度となる。しかし，発破による微細クラックの発生やゆるみの発生を考慮して，表層の状況で設定した．

5. 低減率を考慮した弾性波速度の補正

今回は，現地の粘板岩ホルンフェルスは，層理面が縦断方向と一致していたこと，第 4 速度層が，ボーリングコアの状況から推定されるより異常に速い速度で，Vp＝5.4～5.7km/s であることなどから，第 3 速度層と第 4 速度層のみを補正することとした．

つまり，多方向に亀裂が発達していると考えられる破砕帯や強風化帯を除く基盤岩を対象とした．CL～CM 級が想定され，多方向にある程度亀裂がある第 3 速度層は，応力依存性の補正のみとした．CM～CH 級で，硬質な第 4 速度層は，異方性による低減率 α1=0.79 と，応力依存性による低減率 α2=0.87 の両方を考慮した．

この結果は，**表-3** のようになる．弾性波速度は一般的に速度層毎に 2 倍に増えていくことが多いが，補正前の第 4 速度層は，2.7～2.9 倍程度と著しく速く，そのまま適用した場合，トンネル地山等級は CI 以上になると考えられた．しかし，補正後は CII になった．

補正方法

Vp(補正値)=α1×α2×Vp（実測値）

異方性低減係数：α1＝0.79

ただし，破砕帯と風化帯は除く．

応力依存性低減係数：α2＝0.87

ただし，強風化帯は除く．

両方考慮した場合：α=0.79×0.87=0.69

表-3　補正前と補正後の弾性波速度

速度層	補正前 Vp km/s	補正後 Vp km/s	地山等級目安	備考
第1	0.4～0.6	0.4～0.6		補正なし
第2	0.8～1.0	0.8～1.0		補正なし
第3	1.8～2.2	1.6～2.0	DI	α2=0.87で低減
第4	5.4～5.7	3.7～3.9	CII	α=0.69で低減

6. おわりに

弾性波探査の速度値は地山の条件を反映している．弾性波探査を有効に使用するためには，その解釈に工夫が必要であり，今後とも実用上適用しやすい手法，現地条件に合わせた妥当な手法を検討していきたい．

参考文献

1)　奥園雅之(1983)，切取斜面の設計から維持管理まで，鹿島出版会，pp24

2)　林，廣野，高橋，伊藤，杉田（2003）：掘削コア試料を用いた岩石の比抵抗と地震波速度の測定について，物理探査，第 56 巻 6 号，pp469～481，

3)　岩石の力学的性質 II(1992)，古今書院，pp244

4)　トンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書（1982），(社)日本トンネル技術協会，pp110

5)　城間博通，赤木渉，岡部幸彦，中西昭友(2002)，支保実績から分析した弾性波速度評価の一考察，トンネルと地下，第 33 巻 9 号 p49～56

30. 概要調査段階の工学的岩盤物性評価に関する検討

A study on rock mass classification for selection of areas for detailed investigation

○新 孝一，澤田 昌孝（電力中央研究所），秦野 輝儀，津田 延裕（電源開発），
Koichi Shin, Masataka Sawada (CRIEPI), Teruyoshi Hatano, Nobuhiro Tsuda(Jpower)
朝川 誠，土 宏之（原子力発電環境整備機構）
Makoto Asakawa, Hiroyuki Tsuchi(NUMO)

1．はじめに

わが国では高レベル放射性廃棄物の最終処分施設建設地の選定を，文献調査，概要調査，精密調査の3段階で行なうことになっている．選定は，施設が安全に建設でき長期間にわたって核種移行を適切に抑制できることを確実にするために，地質環境の長期安定性，岩盤の特性，地下水流動の特性などの観点から行なわれる．

概要調査段階においては地表で物理探査やボーリング調査を行い，その結果に基づいて精密調査地区が選定されることになる．著者らはこの選定段階において，地下の処分施設が安全に建設できることを確認するための，また施設建設性の観点から複数地点の客観的な相対比較を行なうことを可能にするための岩盤評価法，すなわち坑道建設性評価のための岩盤評価法について検討を行ってきた．この検討対象は大別して3つ，難工事事象の発生可能性の評価手法，および，ボーリングコアデータに基づく物性評価手法と施工性評価手法である．本報告では物性評価手法について述べる．

2．コア情報に基づく岩盤の物性評価

(1) 評点式岩盤分類法

概要調査段階の物性評価法としては，直接に原位置岩盤試験を行なうことなく何らかの岩盤分類法から物性を概略推定する方法を採用することが考えられる．わが国では電中研式岩盤分類など定性的な記述に基づく岩盤類法がよく用いられる．一方，RMR, Q などのようにいくつかの評価項目ごとに評点付けする岩盤分類法も世界的には比較的よく用いられている．

わが国の HLW 処分場の選定に用いる岩盤評価法としては，①客観性・定量性に優れていること，②わが国の岩盤に適していること，③力学物性評価や建設性評価が可能であること，の条件が重要と考えた．そのような方法として，岩盤を3つの評価項目，コアの一軸強度(qu)，RQD，亀裂状態(Jc)ごとに評点を与える評点式岩盤分類法を採用することにした．

(2) 評点式岩盤分類と物性の関係の検討

この検討のために用いたデータは，国内のダム基礎の岩盤試験，地下発電所の岩盤試験，その他の公開文献情報である．

2.1) 岩盤せん断強度の評価

まず国内のダム基礎岩盤 236 地点，1976 点の岩盤せん断試験を整理した森・阿南ほか(2004)[1] のデータで用いている 3 評価要素，岩石の硬さ，割れ目間隔，割れ目状態を，RMR の評価要素の 3 つ qu, RQD, Jc に読替えた(表-1)．RMR 評点(地下水なし)とせん断強度（粘着力）の関係図を描くとかなりばらつくが，qu の区分ごとに関係を見ると良い相関性がある（図-1)．すなわち，粘着力を評価するためには，RMR の評点では qu が適切に反映されていないことが示された．そこで，数量化 I 類により粘着力推定のために最適な評点を求めてみた(RMR^{C})．またさらに，3つの要素(qu, RQD, Jc)の評点から 1 つの総合点を算出するのでなく，3 要素の評点のマトリクス（図-2）のなかで粘着力を推定する評価図を整理した（図-3)．この図から地下発地点などの岩盤試験結果もほぼ整合していることがわかる．内部摩擦角についても同様に評価図を作成した．なおせん断試験での φ 評価法の違いから，地下発では c が小さめ，φ が大きめに評価されている．

表-1 岩盤分類評価要素の読替(土研式→RMR)

JACIC基準(土研式岩盤分類)の三要素のRMR評点(Rating)への読み替え			
硬さ(一軸圧縮に置き換え評点化)	RQD(割れ目間隔を置き換え評点化)	割れ目間隔	割れ目状態
A: 100MPa< Rating: 12	代表値: 85 Rating: 17	I: 50cm< Rating: 15	a: 粗い Rating: 30
B: 50-100MPa Rating: 7	代表値: 60 Rating: 13	II: 15-50cm Rating: 10	b: やや粗い弱風化 Rating: 20
C: 20-50MPa Rating: 4	代表値: 30 Rating: 8	III: 5-15cm Rating: 8	c: 鏡肌ないし挟在物 Rating: 10
D: <20MPa Rating: 2	代表値: 5 Rating: 3	IV: 3-5cm Rating: 5	d: 事例無し
	代表値: 0 Rating: 3	V: <3cm Rating: 5	

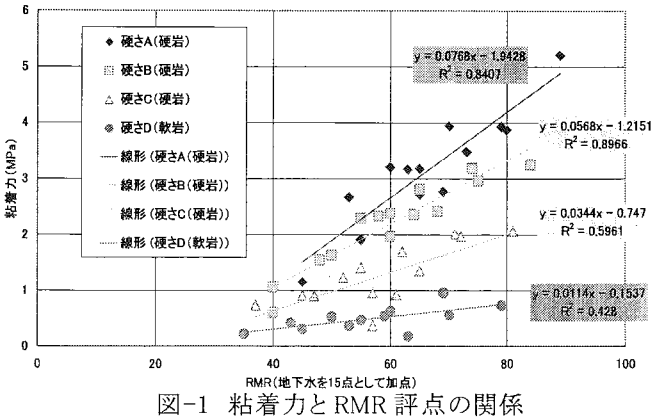


図-1 粘着力とRMR評点の関係

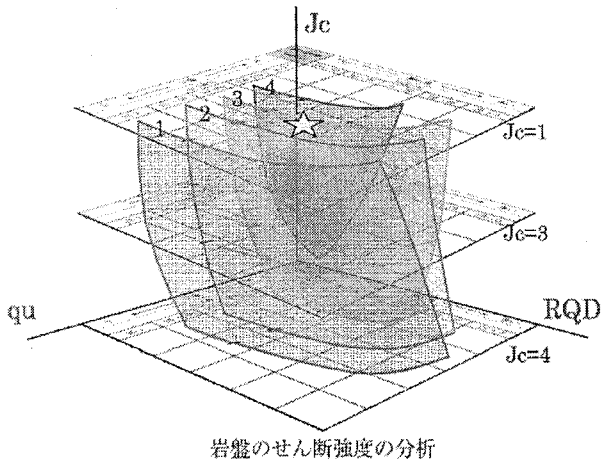


図-2 岩盤分類評価 3 要素空間での物性分布概念

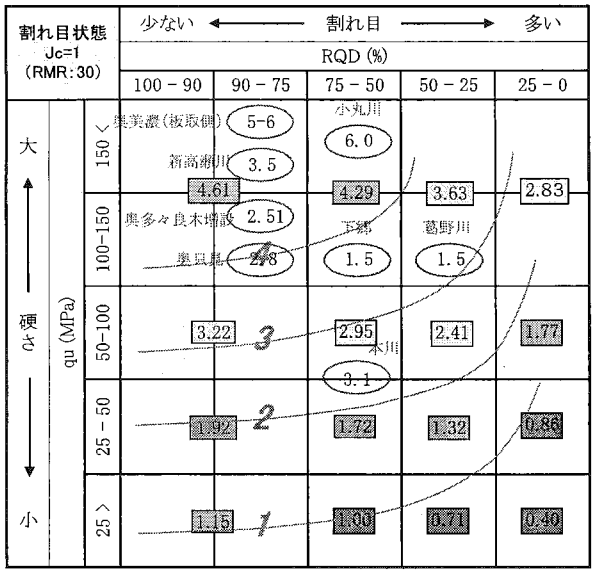


図-3 岩盤分類評価要素からの粘着力評価図

2.2) 岩盤弾性係数の評価

RMR と岩盤の弾性係数の関係の検討例を見ると海外のデータより国内のデータの弾性係数がある一定の RMR 値に対して低い傾向が認められる．さらに国内のデータの分析から，高い RMR 値にもかかわらず低い弾性係数を示すデータは軟岩であることが認められている [2]．すなわち，コア情報から岩盤の弾性係数を推定する評価手法は，わが国のデータに基づくことと，軟岩を適切に考慮できることが必要である．そこで，3 要素のマトリクスのなかで岩盤弾性係数を推定できる評価図を作成した (図-4)．この分析に用いることのできたデータは地下発の平板載荷試験のみであり，点数が少ない．また，地下発地点ではほとんどの場合 Jc=1 に相当するので，Jc が異なる場合の評価図は作成できず，qu, RQD の 2 要素と Jc=1 での評価図である．

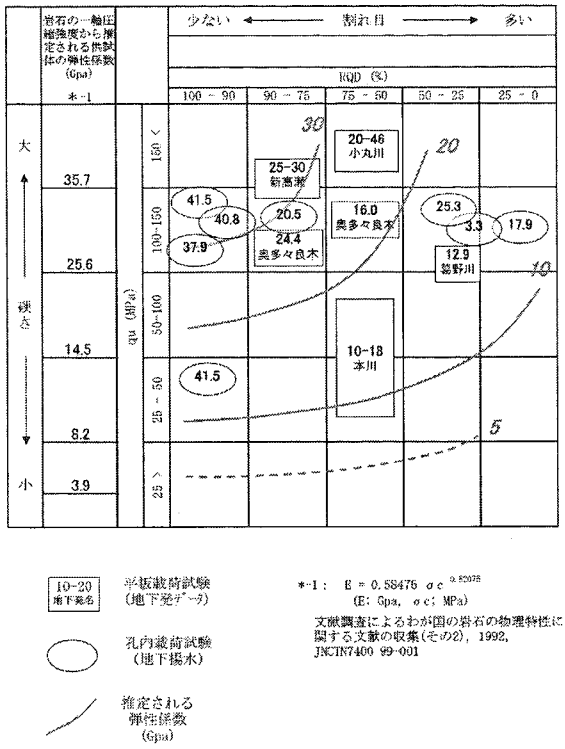


図-4 岩盤分類評価要素からの弾性係数評価図

3．まとめ

前節に示したように，コア情報として得られる qu, RQD, Jc を評点化しそのマトリクス空間の中で，岩盤のせん断強度と弾性係数を推定する評価図を作った．この方法は軟岩と硬岩の特性の違いも qu 軸により表現される方法であり，さらにわが国の岩盤試験データに基づくわが国に適した評価法であり，客観性・定量性に優れている．

しかし，ある程度粗い区分を用いているので軟岩のなかでも特に軟質のものまでをカバーしているとは言えない．他方，特に軟質な軟岩では岩盤の工学物性は岩石コアの室内試験で適切に評価できると判断される．そこで，qu=5MPa, 25MPa で区切り，5MPa 以下ではコア室内試験により評価し，25MPa 以上で 2．節で提案した 3 要素マトリクス評価法を用いることとする．5～25MPa においては，両者を併用する．

本報告は，原子力発電環境整備機構が電力中央研究所に委託して実施した「概要調査における地質環境特性(岩盤，地下水)の調査技術，評価手法の高度化(2006 年度)」の成果をもとに取りまとめた．

引用文献

1) 森良樹，阿南修司，佐々木靖人，脇坂安彦 (2004) ：ダム基礎岩盤の岩盤分類と物性値との相関，74，平成 16 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，pp.261-264.
2) 土木学会(2000):原位置岩盤試験法の指針，P182

31. 概要調査段階のトンネル施工性評価に関する検討
—トンネルの施工性と要素別の岩盤分類との関係—

Study on relationship between rock mass classification and workability of tunnels for selection of detailed investigation areas in HLW

○秦野　輝儀，天野　格（電源開発(株)），新　孝一，志田原　巧（(財) 電力中央研究所）
Teruyoshi HATANO, Tadashi AMANO (JPOWER), Koichi SHIN, Takumi SHIDAHARA (CRIEPI)
朝川　誠，土　宏之（原子力発電環境整備機構）
Makoto ASAKAWA, Hiroyuki TSUCHI (NUMO)

1．はじめに

高レベル放射性廃棄物処分施設の建設においては，地下深部の 300m 以深に直径 5m 程度のトンネルを多数掘削して，処分坑道を広範囲に展開・配置する必要がある．このため，処分坑道の施工性評価は極めて重要であり，概要調査段階での地表からの限られた物理探査とボーリング調査から精密調査地区を適切に選定するためには，岩盤性状と施工性の関係について事前に十分把握・評価しておく必要がある．

ここでは，要素別の岩盤分類が行われた既往のトンネルについて，その施工性と岩盤分類との関係について検討を行ったので以下に報告する．

2．検討方法

検討方法は，百嶋・津田ほか(2005)[1]に従い，施工性の指標を掘進速度・支保とし，要素別の岩盤分類の指標を岩石の硬さ・割れ目間隔・割れ目状態とした．検討対象のトンネルのうち J-Power 式岩盤分類基準で記録している場合は，「硬さ」を一軸圧縮強度(qu)に，「割れ目間隔」を RQD に，「風化」を「割れ目状態」に読み替えながら，掘進速度・支保と qu・RQD との関係図を割れ目状態（Jc）別に整理・検討した．

なお，割れ目状態（Jc）は基本的に RMR の 5 区分（ここでは'Jc=1～5'とする）に従った．

3．検討.対象地点

今回の検討対象としたトンネルは，表－1に示す電源開発㈱が施工した 5 本のトンネルである．

表－1　検討対象トンネル

地点名	工法	トンネル径	検討延長
下郷	NATM	5.7m	2,182m
奥只見	NATM	8.3×6.6m	3,231m
早木戸	TBM	2.5m	1,093m
讃岐	TBM	3.3m	2,749m
阿南紀北	TBM	3,3m	1,716m

4．検討結果

(1)　掘進速度と割れ目状態別の qu-RQD との関係

既設トンネルについて，工法別に掘進速度と割れ目状態別の硬さ，割れ目間隔との関係を，qu-RQD 図上に整理した結果を図－1，図－2に示す．

この図の掘進速度の境界は，NATM 工法で 6m/日以上，3～6m/日，3m 未満/日，TBM 工法で 10m/日以上，5～10m/日，5m 未満/日に対応するように区分してある．それぞれ掘進速度の大きさを（速い）Ap > Bp > Cp（遅い）とすると，境界線はいずれも右下に凸の曲線となった．割れ目状態別に見たそれぞれの境界線は，割れ目状態が「かなり粗い・わずかに分離（Jc=1&2）」から「やや分離（Jc=3）」では変化が少なく，「やや分離（Jc=3）」から「挟在物の厚く分離状態（Jc=4&5）」ではやや大きく変化することがわかった．

(2)　支保と割れ目状態別の qu-RQD との関係

既設トンネルについて，工法別に支保と割れ目状態別の硬さ，割れ目間隔との関係を，qu-RQD 図上に整理した結果を図－3，図－4に示す．

この図の支保の境界は，NATM 工法でロックボルト 10 本/m より多い，5～10 本/m，5m 本/m 以下，TBM 工法で無支保，ファイコン，リング支保に概ね対応するように区分してある．それぞれ支保の程度を（軽い）As > Bs > Cs（重い）とすると，掘進速度と同様にいずれも右下に凸の曲線となった．割れ目状態別に見たそれぞれの境界線は，割れ目状態が「かなり粗い・わずかに分離（Jc=1&2）」から「やや分離（Jc=3）」ではやや変化するのに対して，「やや分離（Jc=3）」から「挟在物の厚く分離状態（Jc=4&5）」では大きく変化することがわかった．

5．まとめ

① 掘進速度は，qu や RQD が大きくなると，それに比例して速くなる傾向があるが，割れ目状態が Jc=1&2 の条件で qu および RQD が大きい場合には，逆に速度の低下(Ap から Bp へ)が認められた．

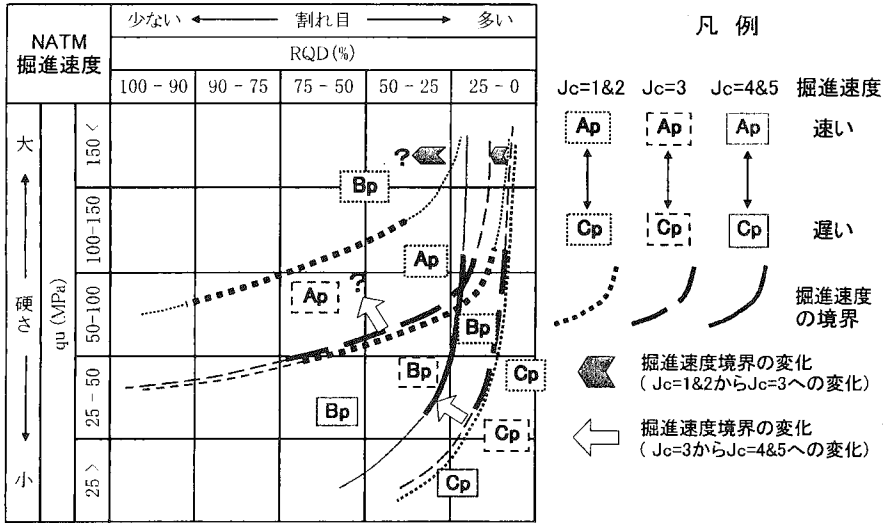
② 支保は，qu や RQD が大きくなると軽くなり，qu や RQD が小さくなると重くなり，割れ目状態に応じた支保の変化が明らかとなった．

③ 掘進速度と支保の区分境界は，qu-RQD 図において割れ目状態によって変化することが明確となった．

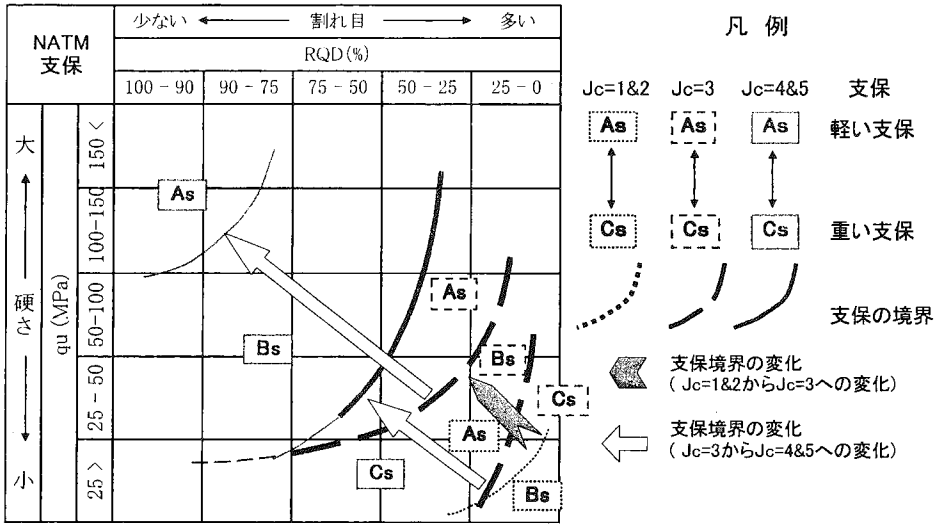
なお，本報告は，原子力発電環境整備機構が電力中央研究所に委託して実施した「概要調査における地質環境特性(岩盤、地下水)の調査技術、評価手法の高度化(2006 年度)」の成果をもとに取りまとめた．

6．引用文献

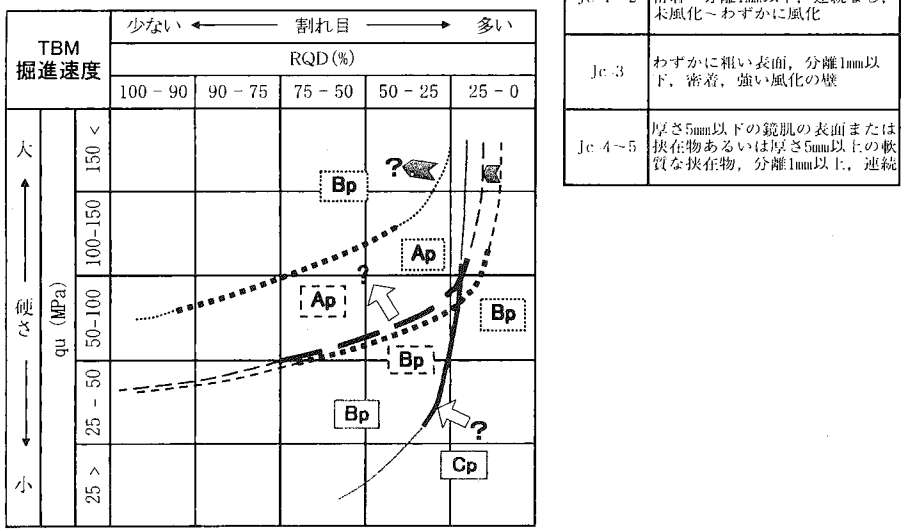
1) 百嶋輝，津田延裕，秦野輝儀，澤田昌孝，畑元浩樹，土宏之(2005)：トンネル工事における岩盤性状と施工性の関係について　その 2，33，平成 17 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，pp.119-122



図－1 掘進速度境界の割れ目状態(Jc)による変化 (NATM掘削)



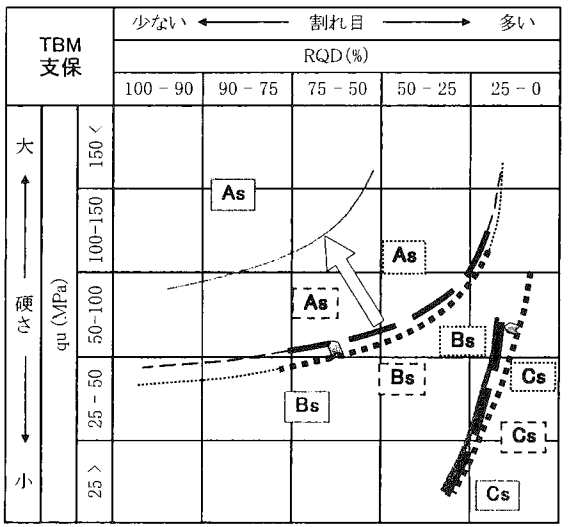
図－3 支保境界の割れ目状態(Jc)による変化 (NATM掘削)



図－2 掘進速度境界の割れ目状態(Jc)による変化 (TBM掘削)

割れ目状態区分

区分	割れ目の状態
Jc 1～2	たいへん～わずかに粗い表面，密着～分離1mm以下，連続なし，未風化～わずかに風化
Jc 3	わずかに粗い表面，分離1mm以下，密着，強い風化の壁
Jc 4～5	厚さ5mm以下の鏡肌の表面または挟在物あるいは厚さ5mm以上の軟質な挟在物，分離1mm以上，連続



図－4 支保境界の割れ目状態(Jc)による変化 (TBM掘削)

割れ目状態区分

区分	割れ目の状態
Jc=1～2	たいへん～わずかに粗い表面，密着～分離1mm以下，連続なし，未風化～わずかに風化
Jc=3	わずかに粗い表面，分離1mm以下，密着，強い風化の壁
Jc=4～5	厚さ5mm以下の鏡肌の表面または挟在物あるいは厚さ5mm以上の軟質な挟在物，分離1mm以上，連続

32. 概要調査段階の難工事事象出現可能性評価に関する検討

Study on Capability of Difficult Work Generation for Selection of Areas for detailed Investigation

○志田原巧（電中研），金沢淳（電中研），荒井融（地圏科学研究所）
Takumi Shidahara, Sunao Kanazawa, Toru Arai
大塚正幸（朝日航洋），朝川誠（原環機構），土宏之（原環機構）
Masayuki Otsuka, Makoto Asakawa, Hiroyuki Tsuchi

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物処分場建設のため，文献調査により選定された地域で実施される概要調査では，地表地質調査，地表物理探査および限られた数量のボーリング調査により，事前に難工事事象の出現可能性を評価する必要がある。このため，難工事事象の生じたトンネル文献データをもとに，難工事事象のうち力学特性に関する，膨張性地山と山はねの出現可能性に影響する各種指標を抽出し，評価基準の検討を行った。施工実績によれば，膨張性地山は山はねに比較して難工事としての影響が大きい。膨張性地山では，小島他(1989)[1]を参考に，変位量／掘削幅（δ max/D）≧3%の変形を発生した区間，縫い返し・円形断面採用区間を難工事と定義し，難工事発生の有無と地質構造，地山弾性波速度，および岩種別の室内試験値の関係から評価基準を検討した。山はねについては，発生の有無と応力測定値，室内試験値，坑壁観察結果との関連を比較し，評価基準を検討した。これらの結果をもとに，概要調査段階における事前評価の方法を提案した。

2. 膨張性地山　（図-1）

評価段階は，地表踏査，物理探査，ボーリング調査による岩石試験結果の評価の 3 段階とした。対象とした岩石種は，泥岩，凝灰岩，蛇紋岩，硬質な堆積岩・片岩，および花崗岩類等である。ここでは，データの多い泥岩を例に評価の流れを述べる。地表踏査段階では，背斜軸または衝上断層から 2km 以内に発生の可能性があり、物理探査段階では，Vp が 2.5km 以下で発生する可能性がある（2006 年度成果[2]）ことより評価する。ボーリング調査段階では，単位体積重量（γ），砂分含有率（S），地山強度比（Gn）が得られれば，以下の式で示される平面を境界に，膨張性を判定する。

$$Gn < 2 \ \& \ 0.0435\gamma + 0.00928S + 0.0765Gn \leqq 1$$

単位体積重量，地山強度比のみのデータであっても

$$Gn < 2 \ \& \ 0.0435\gamma + 0.0765Gn \leqq 1$$

という評価基準により概略の判定が可能である。これらにより膨張性地山の発生領域を推定する。

3. 山はね　（図-2）

評価段階は，地表踏査，物理探査，ボーリング調査による各種試験結果の評価の 3 段階とし，花崗岩類等を対象岩種とした。地表踏査段階では，花崗岩類等に一般的な力学特性において発生の可能性があり，物理探査段階では，Vp が 5.0km/s 前後で発生する可能性があることより評価する。ボーリング調査段階では，応力測定・力学試験・節理計測結果による 3 つの判定がある。応力測定では，応力解放法による測定が可能であるならば，Zoback *et al.* (1985)[3]等によるボアホールブレイクアウト条件（または差応力条件）で以下の基準により，

$$3\sigma_1 - \sigma_3 \geqq 50MPa \quad (\sigma_1 - \sigma_3 \geqq 15MPa)$$

水圧破砕法による測定であれば概略となるが，

$$3\sigma H - \sigma h \geqq 140MPa \ (\sigma H - \sigma h \geqq 30 \ MPa)$$

という評価基準により発生の推定が可能である。力学試験では，地山弾性波速度に比べて，Vp が 4.0km/s 前後に低下し，静ポアソン比が $\nu \leqq 0.3$ である範囲を示す場合に，山はねの発生が推定される。節理計測結果からは，最大主応力の卓越する節理面の方向が接線方向となる壁面に発生する傾向より判定する。

4. あとがき

膨張性地山（泥岩）では，事例に地域的偏りがあるため，地域性の評価などが課題である。提案した両評価法のケーススタディーも、今後、必要となる。

なお，本検討は，原子力発電環境整備機構が電力中央研究所に委託した「概要調査における地質環境特性(岩盤，地下水)の調査技術，評価手法の高度化(2006 年度)」の成果をもとに，取りまとめたものである。

参考文献

1) 小島芳之・朝倉俊弘・吉川恵也 (1989)：ＮＡＴＭのための膨張性泥質岩の地山分類，鉄道総研報告，vol. 3, No. 5.
2) 志田原巧・後藤和幸・荒井融・大塚正幸・土宏之・岡田英信(2006)：地下施設建設における難工事事象の出現可能性に関する予備的検討，日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集，70, p. 247-250.
3) Zoback, M. D., D. Moos and L. Masten (1985)：Well bore breakouts and in situ stress, J. Geophys. Res., 90, p. 5523-5530.

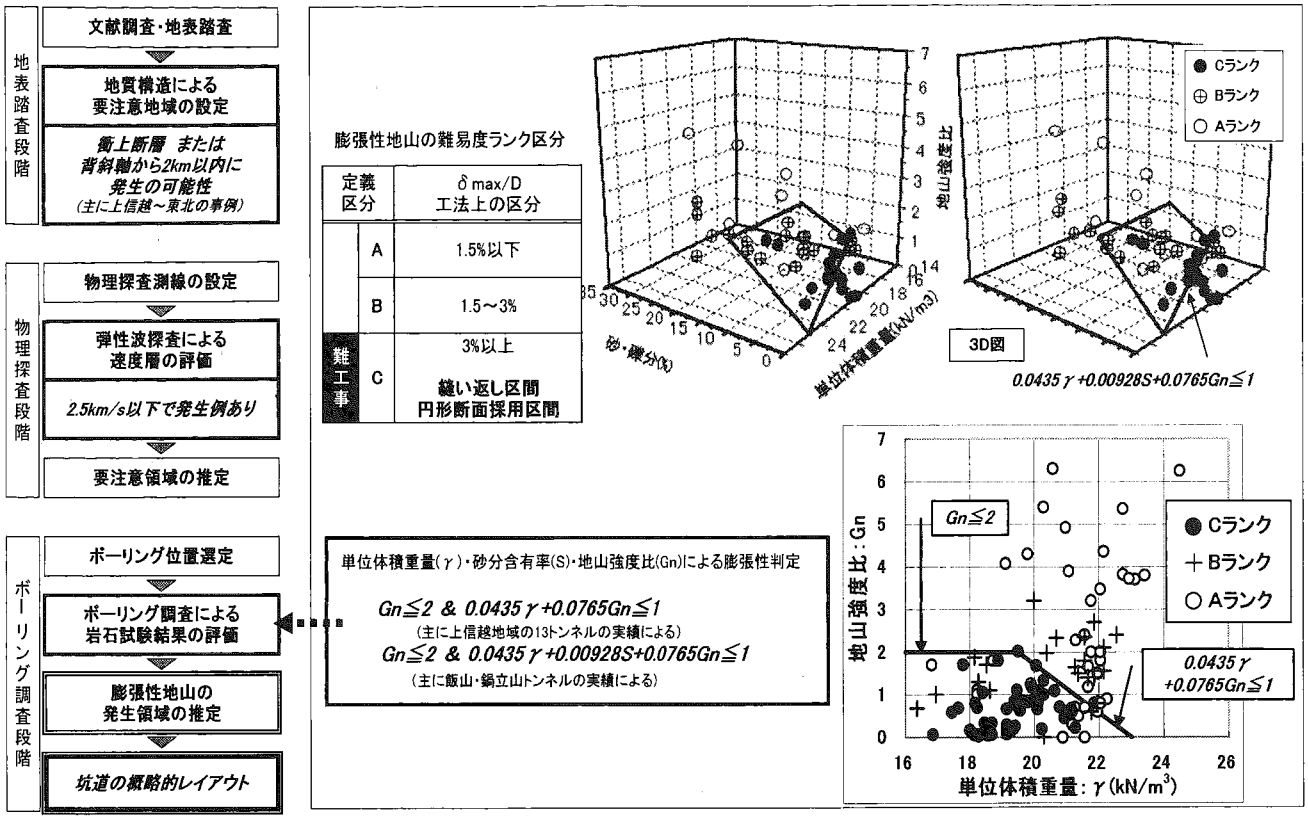


図-1　膨張性地山の事前評価フローと評価指標・基準（泥岩の場合）

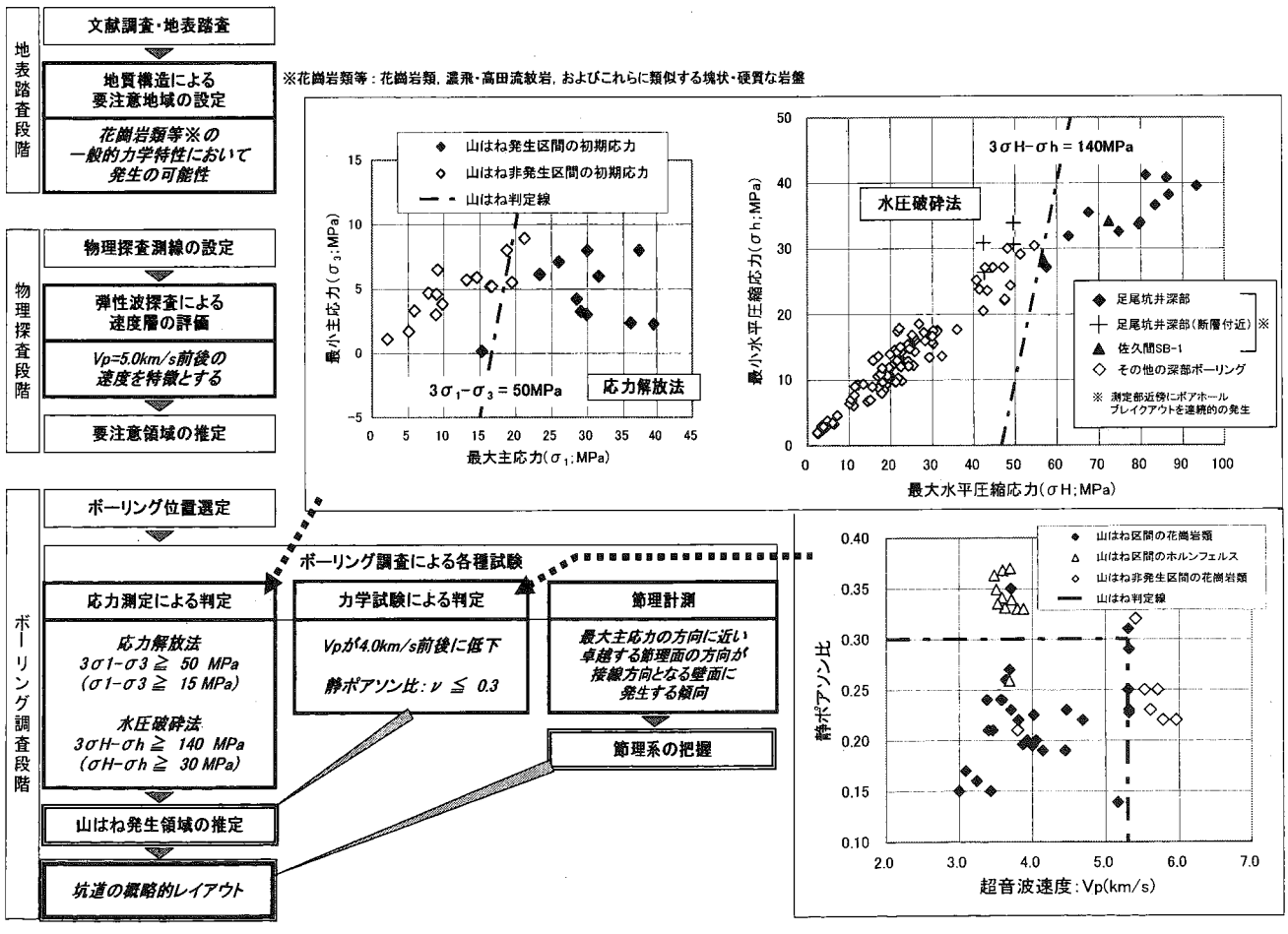


図-2　山はねの事前評価フローと評価指標・基準

33. 結晶片岩地域におけるトンネル地山分類の課題

Geological Problems of Rock-mass Classification at Crystalline Schist Area

○田村栄治（四電技術コンサルタント）・石井　秀明（(株) ナイバ）・露口耕治（四電技術コンサルタント）

Eiji TAMURA, Hideaki ISHI, Koji TSUYUGUCHI

1．はじめに

四国，三波川帯の結晶片岩地域で施工された3つの道路トンネルの設計支保と実績支保を比較した．施工実績では設計より1ランク程度剛な支保へ変更する割合が多かった．本論では，施工実績における検討から，トンネル支保の不一致の原因は片岩特有の割れ目間隔が細かいことや低角度の地質構造であることなどが原因していることを示す．

2.トンネルの概要と支保実績

三波川帯の結晶片岩地域で施工された延長 700～1,800mの2車線道路トンネルA，B，Cの3トンネルについて，トンネルの地質およびトンネルの設計支保と実績支保の対比を図-1に，また，トンネル支保の設計と実績の変化割合を図-2に示す．なお，3トンネルとも，（財）日本道路協会の道路トンネル技術基準（1989)の地山分類にもとづき設計されたものである．

2.1　Aトンネル（最大土被り約 250m，延長 1,870m）

地質は塩基性片岩で，弾性波速度値は 3.9～4.9 km/s からなる．弾性波速度値 4.9 km/s 区間は速度値のみではBパターンとなるが，設計段階で片岩の剥離性を考慮しCIパターンで設計していた（図-1 参照)。起点側約 970m間は凝灰岩質起源で分離面間隔は 5～20cm 間隔程度と細かく，終点側約 900m 間は溶岩質起源で，片岩としてはやや塊状であり分離面間隔は 20～50 cm程度と広くなる．起点側の凝灰岩質緑色片岩において当初設計CIからCIIパターンへの変更が多くなった．片理面の傾斜は10～20度程度とゆるく，切羽に対して片理面は概ね平行盤となっていた．図-2によると，Aトンネルでは全体として約3割の区間で支保を1ランク下げている．

2.2　Bトンネル（最大土被り約 150m，延長約 900m）

地質は起点側から約 300mまで泥質片岩，それ以降は塩基性片岩からなる．基盤速度値は 4.5～5.0 km/s の高い値であったが，切羽観察では片理面からの分離面間隔は 5～20 cm程度と細かい傾向にあった．

Bトンネルでは，調査段階で，地質構造がほぼ水平構造をなすこと，更に概ね堅固な片岩中に強剥離性部分が膨縮しながら介在することが想定されていた．このような水平に近い地質構造や岩質的特徴から，弾性波速度値が地山の状態より幾分高く解析されていると判断し，基盤速度層中の 5.0km/s の区間を，当初設計としてBではなくCIパターンとして設計されていたが，施工では更に剛なCIIパターンとなった．図-2によると，Bトンネルでは，全体として約6割の区間で支保を1ランク下げている．

2.3　Cトンネル（最大土被り約 70m，延長 720m）

ほぼ南北のルートで，上流起点側から方押しで施工された．地質は三波川南縁帯に属する泥質片岩からなる．弾性波速度構造は 2.0～2.6 km/s の低速度帯を 4箇所介在するものの，基盤速度層の速度値は 4.0～4.8 km/s であった．

四国三波川帯の南縁部では，主部に比べて片理面傾斜が高角度となること，清水構造帯に代表されるように片理面沿いの剥離性が強くなることが知られている．本地点でも，片理面は切羽に対して 50～70 度の流れ目の構造を呈すると共に強剥離性を示す薄層部が繰返し出現し，発破掘削による緩みと少量の湧水によりしばしば切羽天端の部分崩壊が発生した．このため，内空変位は小さいながら，当初設計 CIIから DIパターンに下げる箇所が多かった．一方，低速度帯箇所では当初設計 DIIを DIパターンで施工できた．図-2 によると，Cトンネルでは，全体として約5割の区間で支保を1ランク下げている．

2.4　トンネル支保実績のまとめ

以上の3トンネルの設計支保と実績支保の比較から，片岩地域の支保実績は次のようにまとめられる．

1) 設計に比べて実績では1ランク程度剛な支保へ変更する割合が多く，設計CI区間をCIIへ，設計CII区間をDIへ変更する箇所が多かった．

2)当初設計で岩質・地質構造を考慮して，弾性波速度に基づいた旧地山分類のBパターン区間を1ランク程度剛な支保パターンCIを設計していた箇所でも，切羽で片理面等の分離面間隔が細かいことを理由として，実績では更に1ランク剛なCIIパターンとなった．

3)片理面が切羽に対して流れ目となる場合には，切羽の安定性が低く，内空変位は小さいながらも支保パターンをDIなどのより剛なパターンへ変更する割合が多かった．

4) 施工サイドでは，切羽における片岩の分離面間隔が細かいことを理由に，CIパターン（1掘進長 1.5m，鋼アーチ支保工なし）の採用に対する抵抗が強いケースが多い．

3. 片岩地域の地山分類と支保パターンに関する考察

片岩地帯において，地表弾性波探査から求まる基盤速度は，筆者らの経験によると，4.5 km/s 程度以上を示すことが多く，塩基性片岩等では 5 km/s を超えることもある．このため，現行の地山分類（平成 15 年度改訂版）に準拠すれば，トンネル一般部の当初設計は CⅠとなることが予測されるが，今回の 3 例で示した施工事例では CⅠ区間は溶岩質な塩基性片岩部分のみとごく少なかった．また，「低速度帯」については，速度値のみでDⅠパターンとすることが適切か，DⅡパターンが適切かを評価することは困難である．したがって，現在広く用いられている地山分類の適用に当たっては，今後とも設計と実施支保パターンに 1 ランク程度の乖離を生じる要因を内在している．

これらの課題に対して，地質技術者側からの提案として，以下のことが挙げられる．

片岩地域では，弾性波探査の速度値のみに着目するのではなく，地表地質踏査やボーリング調査等を加味して，より正確な地質構造と分離面間隔などの岩質的特徴を把握し，それより推定されるトンネル部の地質や切羽の安定性，周辺域での同一地質帯でのトンネル施工実績を総合的に勘案して，各トンネルに応じた「地質指標」を作成し，事前設計に反映することで施工との乖離を従前より少なくできることが期待される．

4. まとめ

四国，三波川帯の結晶片岩地域で施工された道路トンネルの設計支保と実績支保を比較した．実績では 1 ランク程度剛な支保へ変更する割合が多かった．この原因を地質的側面から検討すると，以下の 3 項目に集約される．

1) 弾性波速度が 4.5km/sec 以上であっても，凝灰岩質塩基性片岩や泥質片岩では片理面沿いの分離面間隔が細かく，掘削による岩盤の緩みが大きくなる傾向がみられ，弾性波速度値から推定される地山状態に比べて切羽の安定が悪く，支保パターンをより剛な支保に変更するケースが多い．

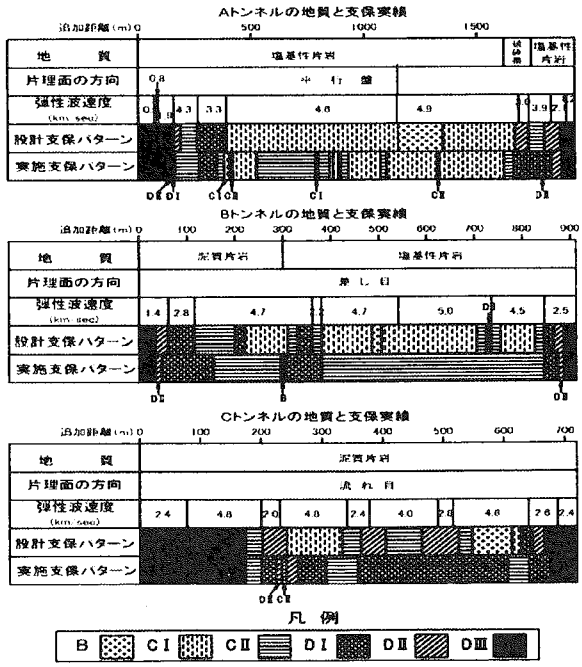
2) 水平に近い地質構造地域では，片理面沿いに不規則に介在する剥離性部分は，地表弾性波探査では検出しにくく，実際より高い速度値を与える傾向が見られる．

3)片理面が切羽に対して流れ目であることを主たる要因として切羽の不安定化を招き，内空変位は小さいながらも，支保パターンをより剛なパターンに変更することが多い．

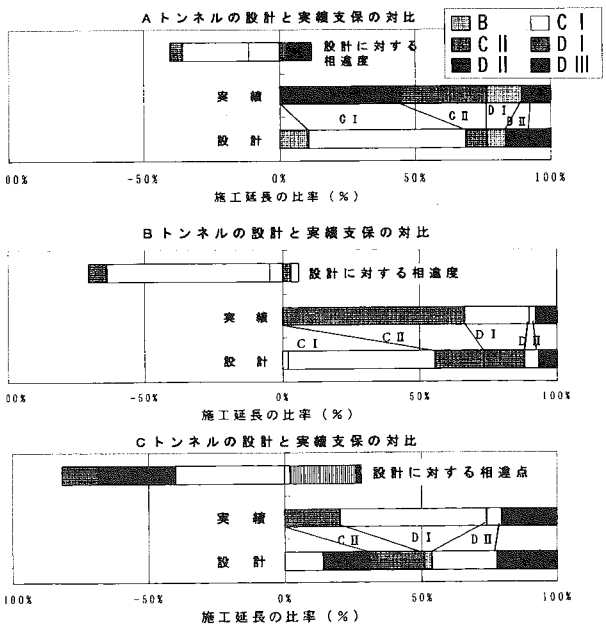
設計と実施の乖離を少なくするためには，設計段階でこれらの地質情報を反映し，弾性波速度値で想定される地山分類とそれに対応する支保パターンより，より剛な支保パターンを計画しておくことや適切な補助工法を設計しておくことが必要であるとともに，設計に適切に反映できる「地質指標」の作成が不可欠である．

【参考文献】

日本道路協会(1989)：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説



図－1 トンネル地質と設計支保と支保実績の対比



図－2 トンネル支保の設計と施工実績の変化割合[注)]

注）設計および実績支保ランク（重み）をB：1点，CⅠ：2点，CⅡ：3点，DⅠ：4点，DⅡ：5点，DⅢ：6点とする．その上で，相違度は〔(【設計支保ランク】－【実績支保ランク】)×施工延長の比率〕を表示している．例えば，相違度-20%は，設計支保に対して 20%，1 ランク支保を剛なものに変更したことを示す．

34.「付加体の応用地質学」は成立するだろうか？

Problems of engineering geology on accretionary complex

永田秀尚(有限会社　風水土)
Hidehisa NAGATA

はじめに

理学的な分野で付加体の研究がはじまってから遅れること30年にして，応用地質学の分野あるいは施工現場でもようやく付加体の議論がされはじめるようになってきた[1)~6)]．応用地質学は本来保守的な性格をもっており，最新の学説だからといってそれが直ちに受け入れられるわけではない．とはいえ，ほぼ確立された概念について，その応用分野での対応を検討することは，われわれに与えられた課題の一つである．「中古生層地山」を「付加体地山」と言い換えたところで何ら問題が解決するわけではない．

本論では，付加体についての応用地質学的アプローチの現状と問題点を整理し，今後の研究の方向性について考察する．

付加体に対する応用地質学的アプローチの現状と問題点

現況で行われている付加体に対する応用地質学的なアプローチについては，以下に示すような疑問がある．

1. 石炭紀から現世まで，変成岩から非固結までの日本列島近辺の付加体を一括して議論できるのだろうか？
2. 付加体と非付加体を比較して議論しているだろうか？
3. 付加体を整然相も非整然相も区別せずに扱っていないだろうか？
4. 岩石や岩盤の物性は形成史に沿って理解されているだろうか？
5. 構造物・対象が違えば岩盤の挙動や評価も異なるという点についての考察がされているだろうか？

このうち1,2,3は付加体自体の認識にかかわる問題であり，また4,5は付加体の工学的性状に関わる問題である．

＜付加体自体の認識にかかわる問題＞

1．付加体は一括して議論できるか

現在の日本列島周辺では，遅くとも前期石炭紀に付加体の形成がはじまっていた[7)]．ジュラ紀・白亜紀・古第三紀の付加体が最も広く分布しているが，ペルム紀付加体もあり，また新第三紀から現世の付加体もある[8)]．広域変成帯もほとんどが付加体を起源としており，たとえば領家帯はジュラ紀の，三波川帯はジュラ紀から白亜紀・古第三紀の付加体を原岩とすること示されつつある．

しかし現況では，最も広く分布するジュラ紀～古第三紀の非変成付加体に議論がほとんど集中しており，全体を扱っているわけではない．これらを付加体一般の応用地質学的な性質というならばそれは明白な誤りである．

2．付加体と非付加体は区別され，比較されているか

「付加体の性質」を述べるためには，非付加体との比較を行う必要があるはずだが，必ずしもそのような議論がなされているとは限らない．たとえば白亜紀の付加体の応用地質学的な性質は，少なくとも同じ白亜紀の非付加体のそれと比較されるべきだろう．また，付加体とされる地質帯のなかにそうではない地質体が含まれていること（たとえば四国秩父帯北帯の物部川層群など），あるいは同じ地層が，場所によって付加体であったり，前弧海盆堆積物であったりする例も知られるようになった[9)]．応用地質学においてもこのような認識に十分注意を払わないと，一般的な論議は成立しない．帯は体ではない．

3．付加体の内部構造

同じ付加体といっても，その構成や内部構造は変化に富む．地層の連続性ということだけに絞っても，整然相と非整然相ではまったく異なる．筆者[10)]はメランジュ（「混在相」）について地層の連続性が悪く予測性が小さいことを指摘したが，これが整然相にもあてはまるわけではない．また混在層とされたものと「破断互層」を区別する（さらに「分断互層」を区別する場合もある）必要もある．

＜付加体の工学的性状に関わる問題＞

4．物性

付加体は巨大な脱水地質体である．とくに砂岩のような粗粒堆積物は急速な堆積と岩石化を受けている．このような特徴は岩石の物性に影響を与えているはずで，岩石・堆積物そのもの，あるいは脈の鉱物・包有物などから，その熱温度履歴や物性が明らかにされつつある[11)など]．一方，応用地質学の側から，付加体の特徴と物性とを関連づけたような報告は十分とはいえない．付加体を構成する岩石は，同じ時代に形成された近傍の非付加体（前弧海盆堆積物など）の岩石と比べて強度が大きいのではないだろうか．

5．スケール・構造物特性と岩盤評価

破断相にしろ混在相にしろ，それらは破壊の結果である．また経験的に，ある程度の広さの露頭やまとまったボーリングコアの観察からそのサイトの地層の連続性を推定できる．これらは，地質体の分布がフラクタル

（スケールフリー）なものであることを十分予想させる．これに対して構造物にはスケールがあるため，これらの関係が問題となる．例えば大きなメランジュブロックに対して相対的に小さな構造物の場合は均質な岩盤として扱えるが，その逆の場合は不均質な岩盤とみなされることになる[10]．

「付加体地山」が工学的に問題となるのは，予測性の小ささとともに，物性の異なる多様な地質体の出現によるところが大きい．混在相で典型的なように[12]，強度の大きな砂岩やチャートなどがある一方，脆弱な破砕帯をしばしば含む泥岩や玄武岩に遭遇する．応力を減少させる施工（トンネルや切土）では特にこの脆弱部が問題となる．重力ダムなどで岩盤に剪断強度が要求される場合にも，脆弱部は方向性を含めて問題となることがある．これに対して，支持力を必要とする構造物では問題が生じない場合が多い．

「付加体の応用地質学」成立に向けて

以上述べてきたように，付加体についての応用地質学が確立するためには，多くの課題が残されている．ここでは次の２点を指摘しておきたい．

第１に，相手となる付加体について正しい認識を得ることが重要である．付加体=メランジュというような誤った認識の返上，正常堆積物でしか描けないような層厚一定の地質図の見直しなどは直ちに実行できるだろう．用語の問題は応用地質学の側だけに責任があるわけではないが，緑色岩・塩基性岩・玄武岩などが定義なしに使われているのはあらためる必要がある．輝緑凝灰岩は死語である．明らかに「オリストストローム」である地質体はほとんど報告されていないにもかかわらず，用語自体は未だに報告書に多数登場する．

第２に，付加体のみの応用地質学が成立することはないという点である．付加体と非付加体との比較で初めて論じられる応用地質学的な特性もあるだろう．また，具体的にそれぞれのサイトの特徴づけをおこなうためには，付加体という「生まれ」のみならずその後現在に至る発達史，つまり「育ち」も重要である．付加体の特徴を利用しつつ，より新規の劣化帯が生じている例[13]も少なくない．

応用地質学は「説明地質学」ではなく「予測地質学」でなければならない．予測の困難な付加体での応用地質学には多難な前途が待ちかまえているが，もはや後戻りはできない．

文献

1) 日本応用地質学会関西支部（2003）付加体の地質・構造特性と応用地質学的課題　講習会資料

2) ジェオフロンテ研究会新技術相互活用分科会付加体地質WG（2005）付加体地質とトンネル施工

3) 日本応用地質学会（2006）平成18年度特別講演およびシンポジウム予稿集

4) 日本地質学会(2006)付加体の斜面地質学シンポジウム，第113年会講演要旨集

5) 久野春彦ほか（2005）日本応用地質学会平成17年度研究発表会講演論文集，73-76.

6) 堀川滋雄ほか（2006）日本応用地質学会平成18年度研究発表会講演論文集，275-278.

7) 内野隆之ほか（2005）地質学雑誌，111，249-252.

8) 小川勇二郎・久田健一郎（2005）フィールドジオロジー5　付加体地質学，共立出版.

9) 川上俊介・宍倉正展（2006）館山地域の地質，地域地質研究報告（５万分の１地質図幅），産総研.

10) 永田秀尚（1990）応用地質，31，29-36.

11) 橋本善孝ほか（2002）地球惑星合同大会予稿集，J077-006.

12) 中谷登代治（1987）日本応用地質学会昭和62年度研究発表会講演論文集，119-122.

13) 長谷川修一（2002）日本応用地質学会平成14年度研究発表会講演論文集，23-26.

35. DEMを用いた落石危険斜面抽出に関する検討

An examination about use of Digital Elevation Model for extraction of factors concerning rock fall

○長谷川 淳，川越 健，浦越 拓野，太田 岳洋（(財)鉄道総合技術研究所）

Atsushi Hasegawa, Takeshi Kawagoe, Takuya Urakoshi and Takehiro Ohta

1. はじめに

落石災害は前兆現象に乏しく降雨などの誘因との因果関係も不明瞭であるため，その発生を予測することが困難な災害のひとつである．落石災害を防止するためには，斜面中に存在する発生源（露岩部や崖すいなど）の規模や位置を正確に把握し，それぞれの危険度に応じて対策を講じる必要がある．しかし鉄道沿線に分布する膨大な数の斜面についてその状況を正確に把握し，これらを等しく点検・管理することは困難であるため，効率的かつ効果的な落石危険斜面の管理手法の開発が望まれている．

一方，近年の測量技術の発展により格子点間隔が1m以下の細密な数値標高モデル（Digital Elevation Model：以下DEMと称する）を比較的容易に取得することが可能となった．細密なDEMは地表の細かな凹凸を表現することが可能であり，これを解析・判読することにより災害に関わる微地形を抽出できる可能性がある[1]．

そこで本検討では細密DEMを用いて落石に関わる微地形を広域的，定量的かつ客観的に抽出することを目的とし，検討を行った．

2. 対象地域

本検討で対象とした地域は熊本県南部の球磨川中流域である（図-1）．付近は標高600～700mの山地地形を呈し，地質は秩父累帯南帯に属する中～古生界の堆積岩類からなる[2]．堆積岩類は砂岩，頁岩を主とし，層状チャートおよびレンズ状の石灰岩を挟在する．砂岩，頁岩中には部分的に多量のオリストリスが含まれ構造は不明確であるが，地層の走向・傾斜は概ねN60～80° E，70～80° Nである．

球磨川流域では過去に度々落石災害が発生しており，鉄道沿線には落石止擁壁や落石止柵などの対策工が多数設置されている．

3. 検討方法

図-1に示す3km四方の範囲について航空レーザー測量による格子点間隔が1mの細密なDEM（以下1m-DEMと称する）を取得し，これを用いて地形計測を行った（表-1）．一方でこれら地形特性値の適用性を検討するためには実際の地形情報が必要である．そこで斜面を落石の発生源となる露岩部および崖すい，そして非発生源に区分することとし，現地踏査によりそれぞれの地形の分布を把握した．

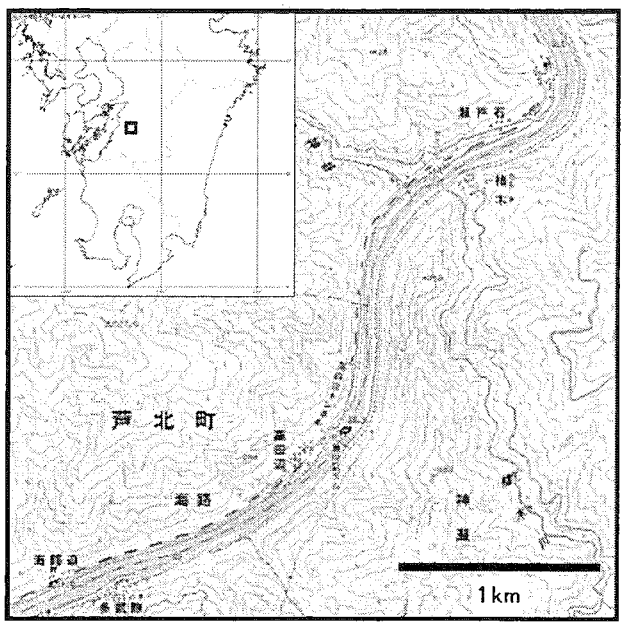


図-1 対象地域
（国土地理院1:25,000地形図「中津道」から抜粋）

表-1 算出した地形特性値
（区分は太田ほか[3]による）

局所地形量	区域地形量	
	区域統計量	区域計測量
傾斜量3点法	平均標高	谷密度
傾斜量3点法(自動)	最高値	表面積
傾斜量4点法	最低値	表面積比
傾斜量8点法	値域幅	山体体積
最大傾斜方向3点法	分散	平均比高
最大傾斜方向3点法(自動)	標準偏差	山体体積比
最大傾斜方向4点法	高度分散量	険しさ指数
曲率	変動係数	
	歪度	
	尖度	

4. 検討結果

現地踏査による地形区分と表-1から選定した地形の起伏や険しさの指標となる地形特性値との関係を表-2および図-2に示す．露岩部は傾斜量，値域幅，高度分散量，表面積比，平均比高において標準偏差，平均値

表-2　地形ごとの各地形特性値の平均と標準偏差

		傾斜量4点法(°)		曲率		値域幅(m)		高度分散量(m)		表面積比		平均比高(m)	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
発生源	露岩部	58.22	3.88	0.01	0.36	8.04	1.26	2.32	0.31	1.89	0.17	3.97	0.66
	崖すい	44.08	7.18	0.12	0.48	5.28	1.14	1.43	0.29	1.44	0.13	2.65	0.59
非発生源		33.21	5.43	-0.01	0.41	3.63	0.45	0.96	0.12	1.22	0.04	1.82	0.28

がともに大きな値となり，崖すいや非発生源とは異なる頻度分布を示す．しかし露岩部とそれ以外の地形を単独の地形特性値を用いて特定の閾値により区分することは困難である．一方，崖すいは非発生源に比べ標準偏差が大きくなる傾向がみられる程度で，地形特性値からこれらを明瞭に区分することはできない．また曲率については露岩部，崖すい，非発生源のいずれにおいても同じような頻度分布を示すため，これらの地形を区分する際の指標としては適さない．

以上の結果から，複数の地形特性値を組み合わせることで露岩部を抽出できる可能性が考えられる．例として傾斜量と高度分散量を組み合わせて露岩部を抽出した結果を図-3 に示す．抽出結果は現地踏査の結果と概ね一致するものの，非発生源や崖すいを露岩部として表現している箇所がいくつか認められた．

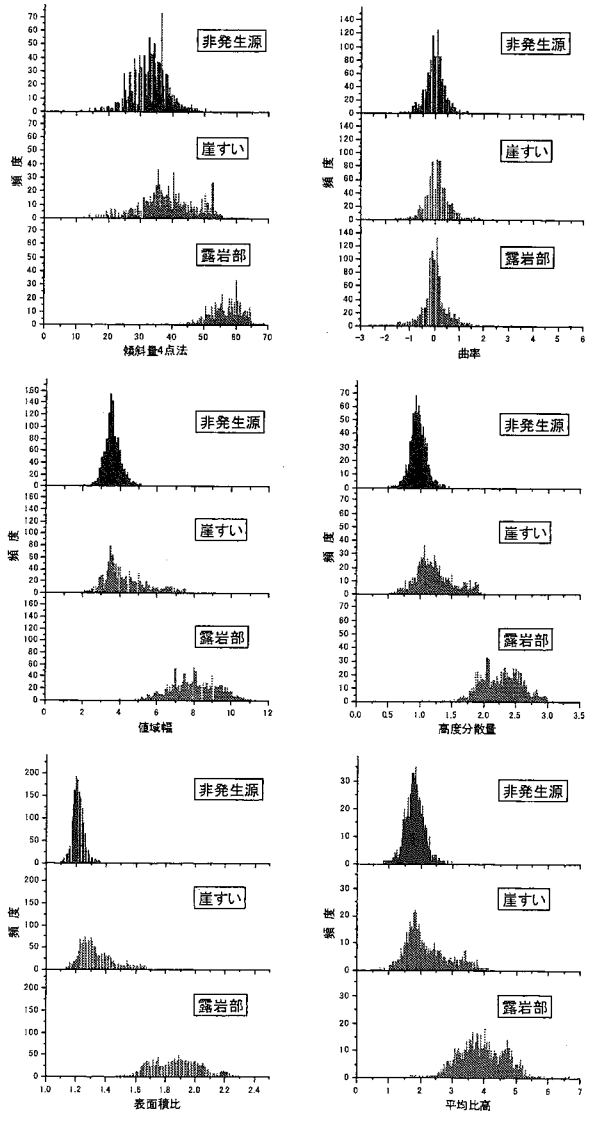


図-2　地形ごとの各地形特性値の頻度分布

5. まとめと今後の課題

ある地域において 1m-DEM を用いた地形計測と現地踏査を行い，地形特性値と落石に関わる微地形との関係について検討を行った．その結果は以下のようにまとめられる．

・地形計測の結果のみから崖すいと非発生源とを明瞭に区分することは困難である．
・複数の地形特性値を組み合わせることで露岩部を抽出できる可能性がある．

今後の課題としては，露岩部の抽出精度の向上，崖すいの抽出方法の検討が挙げられる．また今回対象とした地域以外についても同様の検討を行い，今回の手法が他の地域でも適用可能か検討する必要がある．

参考文献

1) 小野田敏，高山陶子，佐々木靖人，道路斜面 GIS グループ（2006）：DEM を利用した客観的な危険箇所のスクリーニング結果，日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集，pp371-372.
2) 日本の地質「九州地方」編集委員会編（1992）：日本の地質 9 九州地方，371p.
3) 太田岳洋，八戸昭一（2006）：数値標高モデルによる地形計測の現状と応用例，応用地質，Vol.46, No.6, pp347-360.

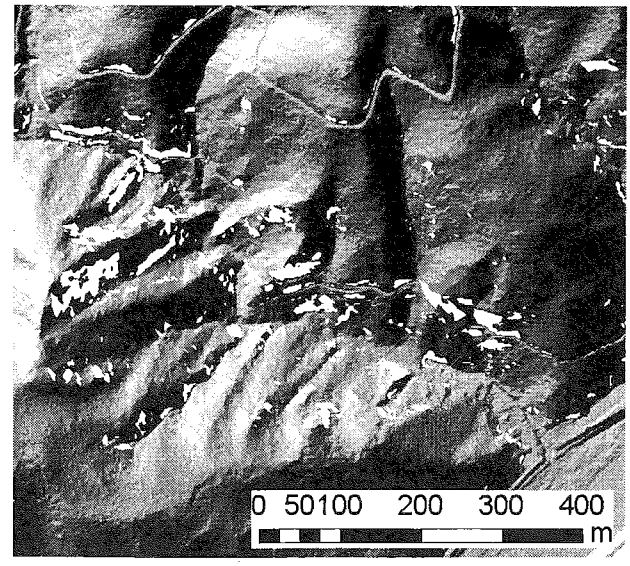


図-3　露岩部の抽出例（基図は地形の陰影図）
白色：露岩部

36. 災害と環境調査における空中写真のGIS解析

GIS analyses of aerial photographs for study on natural disaster and environment

○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(西南学院大学・非)
Takahito KUROKI, Nozomi ISO, Kensuke GOTO and Keisuke KURODA

1．はじめに

近年応用地質学の研究フィールドとして災害や環境分野が拡大してきた．そこでは現地調査とともに旧版地形図や空中写真の判読を行い，その結果をまとめた空間区分が行われる．最近では人工衛星データのパソコンによる解析も増えた[1]．一方，空中写真は人工衛星データのようにパソコンで解析されることが少なく[2]，多くは写真判読後に地図化される[3]．そこで本研究では，空中写真画像をGISで解析し，災害や環境調査にどの程度使用可能かを確認した．

2．研究方法

1)災害分野の方法

a. 対象地域：台風13号(2006年9月)で被災した唐津市相知町田頭地区を選定した．

b. 現地調査：地形・地質，植生，災害状況を観察した．

c. 空中写真：国際航業株式会社が2006年9月21日に撮影したc1-7913(1/8000カラー)を使用した．

d. 土地被覆区分：ArcView9のImage Analysisで写真画像をオルソ幾何補正した．1km四方の調査範囲内に乾いた土砂，湿った土砂，水田，草地，広葉樹，針葉樹，道路，建物，河川の9分類の教師範囲を設定し教師付最尤法分類を行った．

2)環境分野の方法

a. 対象地域：北九州市小倉南区の石灰岩によるカルスト台地の平尾台を選定した．

b. 現地調査：台地上の道路1km区間に対し，その5m南側に10m間隔の観測点を設定した．観測点で地形を平坦地，斜面，谷，ドリーネ底に特定し(図-1)，また植生(種類，高さ)と土壌(酸性度，水分量)を計測した．

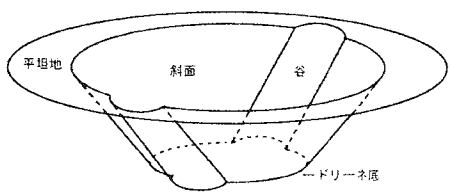


図-1　ドリーネの地形モデル

c. 空中写真：国土地理院が1994年10月に撮影したCKU-94-1XのC8-11(1/20000カラー)を使用した．また空中写真を判読し，ドリーネの地形を平坦地，斜面・谷，ドリーネ底に3区分した．

d. 土地被覆区分：上述のソフトにより写真画像をオルソ幾何補正した．調査範囲内に石灰岩地，ネザサ，ススキ他，雑木，裸地・畑，道路，家屋の7分類の教師範囲を設定し教師付最尤法分類を行った．

3．災害調査での空中写真画像の利用結果

1)オルソ幾何補正画像と地形

オルソ幾何補正した写真画像は，高標高の山地部では低地部より縮小され2万5千分の1地形図によく一致した．山地部の斜面崩壊地や田頭地区に流入した土石流などのトレース作業は，このオルソ画像で効率的に実施でき，またこれを3D化すると斜面崩壊地が遷急線直下で生じたことも容易に確認できた．

2)被災状況

Loc.1から北東方向を見ると，斜面崩壊地の乾いた土砂，田頭地区の建物，道路，水田，水田畦などの草

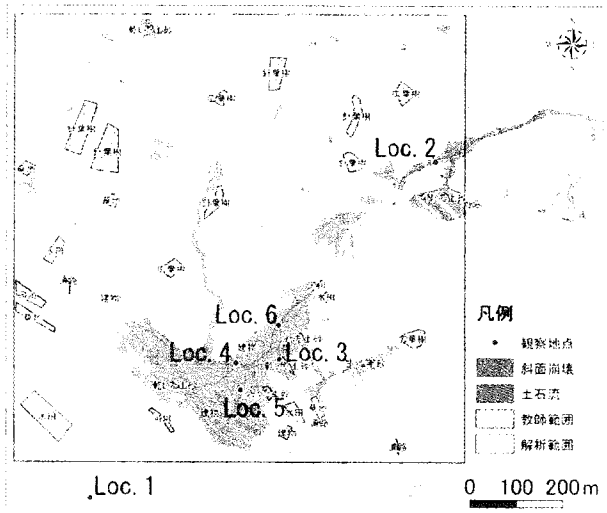


図-2　斜面崩壊・土石流と教師範囲の分布

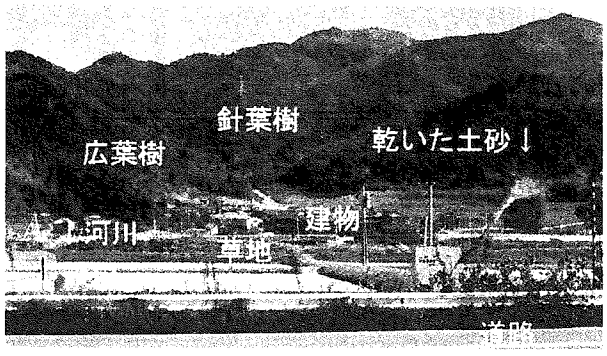


写真-1　Loc.1から見た田頭地区の景観

地，針葉樹，広葉樹を確認できる(写真-1)．Loc.2では砂防ダムが人頭大以上の巨礫を含む土石流堆積物で埋没した．また谷の両側部には大量の流木が残された．Loc.3では山地に幅約15mで長さ約50mの斜面崩壊が生じた．崩壊地は主に風化花崗岩と黄褐色の粘土分の多いマサで構成されている．Loc.4では果樹園(みかん畑)に砂礫層が層厚約50cm堆積した．また果樹には多数の木片が捕獲された．Loc.5では水田に湿った細

粒の土砂(砂～粘土)が薄く広がり，末端に多数の木片が残された．

3)土地被覆分類結果と精度

教師データ(図-２)を用いて土地被覆分類画像を作成した(図-３)．図-３では水田，草地，道路，建物，河

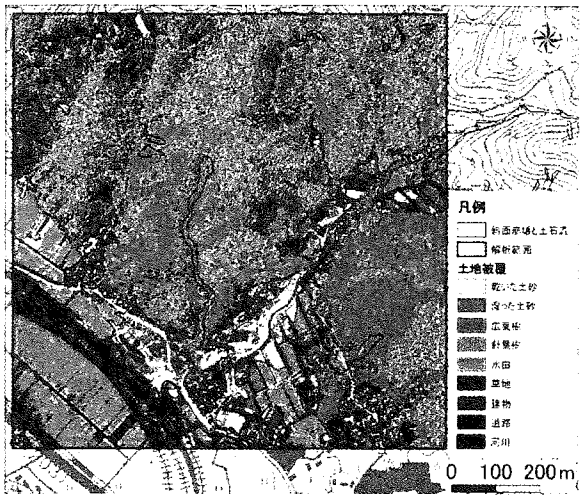


図-３　田頭地区の土地被覆分類結果

川は良く分類でき，さらに斜面崩壊と土石流の範囲は乾いた土砂と湿った土砂で良くとらえられた．河川近傍は乾いた土砂で，それより離れると湿った土砂が分類され，氾濫に伴って自然堤防と後背湿地が形成されたことを示す．

４．環境調査での空中写真画像の利用結果

1)オルソ幾何補正画像と地形

オルソ幾何補正した画像にランプロファイアー[4]と地形区分を重ね，その上に観測点を示した(図-４)．ランプロファイアーの分布密度が高い東側は，ドリーネ数も多くその規模も大きい．

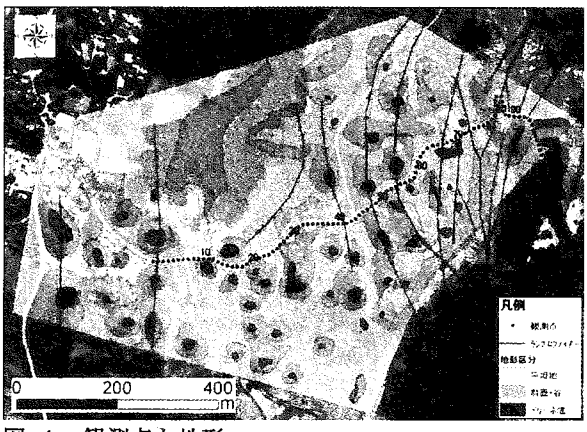


図-４　観測点と地形

2)教師データと土地被覆

教師データを用いて土地被覆分類画像を作成した(図-５)．図-５では石灰岩地，裸地・畑，雑木がよく分類できた．ドリーネ底の雑木と，その周辺のネザサ，ススキ他の違いは明瞭である．全体的に見るとネザサは観測点 43 より西に多く，その東ではススキ他が多い．またネザサとススキ他の細かい分布と，観測点を中心とする 10m 四方の正方形範囲での植物割合とはほぼ一致した．

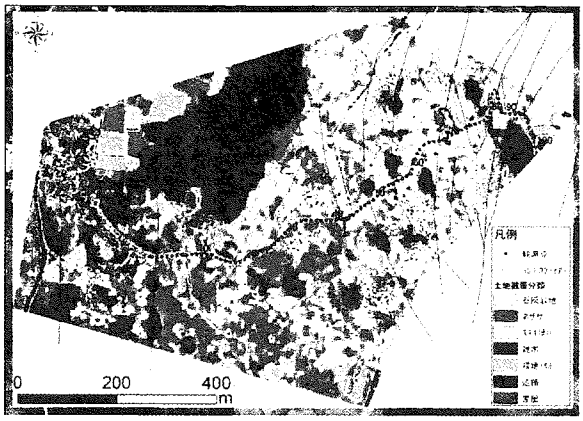


図-５　平尾台の土地被覆分類結果

3) 土地被覆と現地調査結果

全体的に見ると土壌酸性度は観測点 45 付近より西で低く，その東では高い．水分量は観測点 43 付近より西で低くその東では高い．詳しく見ると付近にネザサの分類された観測点の酸性度は周囲より高く水分量も高い傾向があり，逆にススキ他の分類された観測点の酸性度は周囲より低く水分量も低い傾向がある．平坦地では土壌酸性度は低く水分量も低い傾向にある．斜面では谷やドリーネ底に近づくにつれ酸性度が高まり，水分量も高くなる傾向にある．全体の傾向とずれる箇所もあり，その理由に関しては地下構造まで検討する必要がある．

５．まとめ

本研究では以下のことが明らかになった．

1) 斜面崩壊と土石流による災害地に対する土地被覆分類結果は，一般の土地利用区分とともに斜面崩壊地と土石流による土砂や木片の分布を良く表せた．

2) カルスト台地に対する土地被覆分類結果は，一般の土地利用区分とともに，地質・地形・土壌特性に対応する植物分布をよく表せた．

3) 空中写真による土地被覆分類は，災害調査と環境調査に効果的に適用できる．

本研究には，平成 19 年度科研費補助金(基盤研究(C))；課題番号 18500780「人工衛星データによる斜面特性の評価の詳細研究」(研究代表者　黒木貴一)の一部を利用した．

参考文献　1) 太田・長谷川(2005)：空間数値情報を利用した斜面の不安定性評価法．日本応用地質学会平成 17 年度研究発表会講演論文集，141-144．2) 板谷(1998)：航空写真のデジタル化による土地被覆情報の抽出．森利学誌，13(2)，81-88．3) 中筋ほか(1994)：空中写真による雲仙岳の火山防災調査．応用地質，34(6)，300-308．4) 浦田(1997)：平尾台の水文地質．日本地質学会第 104 年学術大会見学旅行案内書．189-215.

37. GISによる佐渡の地形地質と防災・環境マップについて

GIS mapping of geology/geomorphology and Disaster/Environment of Sado Island, Niigata, Japan

○山岸宏光 (新潟大学環境・防災GISセンター)
佐藤ゆかり (新潟大学教育人間科学部)
藤林紀枝(新潟大学教育人間科学部)

はじめに

新潟県では、最近大きな自然災害が頻発している。2004年10.23中越地震から3年も立たずに、2007年7.16中越沖地震と立て続けであり、従来太平洋側に重点が置かれていたが、日本海側の地震などにも重点を置くことも議論され始め、佐渡島を含む日本海側に注目が集まりつつある。

さて、日本海に浮かぶ佐渡島(図-1)は、地形的には丘陵性山地の大佐渡と小佐渡が北北東—南南西に並列しており、地質的には主に新第三紀の火山岩からなる。特に小佐渡は地すべり災害も多いが、トキの放鳥を来年に控えている島として知られている。また、佐渡金山遺跡などの世界遺産登録をめざした活動も行われている。また、種々の文化財や天然記念物など遺跡も数多く存在する。演者らは、これらの災害要因や文化財資源・環境を地形・地質との関連から考察して、3次元的にVisualに表現するため、GISを活用した防災・環境マップの作成を試みた。

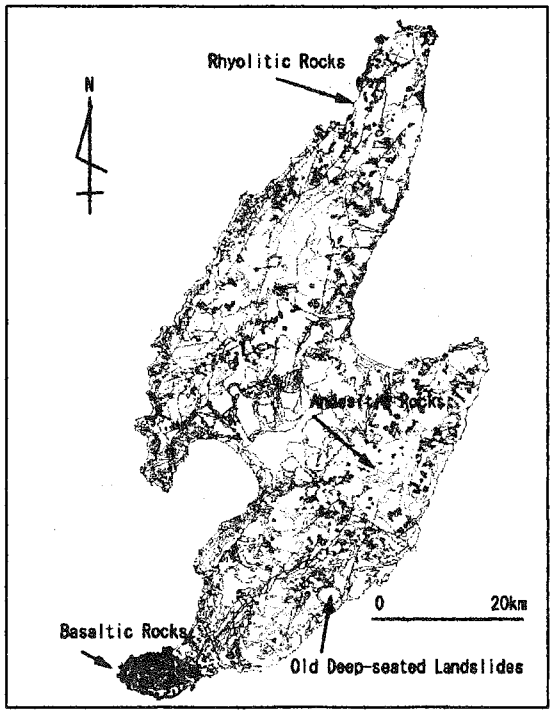


図 1 佐渡の地質概略図(産業総研の数値地質図からGISで作成)。

1. 佐渡の地形と地質

地形：町田ほか(2006)によると，佐渡島は大佐渡山地と小佐渡山地、国中平野、佐渡島沖陸棚に区分されている。佐渡島は日本海の海底にある多くの海嶺のひとつの佐渡　海嶺の上に乗っている。本土の角田・弥彦山地や新津丘陵と同じ北北東—南南西方向にのびた山地である。大佐渡では1000mを超える標高を、小佐渡は600mくらいの標高を示す。地殻変動も特徴的であり、日本海東縁変動帯の南端にあり、隆起海成段丘(小佐渡二見半島)、活断層（国中南断層)、宿根木隆起ベンチ（町田ほか、2006）が知られている。

地質：佐渡島の大部分は第三紀の火山岩で、20Maくらいまでの陸上の火山岩が大部分(図-1で、主に安山岩と流紋岩からなり玄武岩はすくない。隆起海岸にある天然記念物の枕上溶岩の属する小木玄武岩は中部中新世とされている(植村・山田, 1988)。

2. 佐渡の防災マップ

佐渡は主に山地で、海岸は岩石海岸が長く、土砂災害の多い島である。新潟県の佐渡振興局などの資料によると、地すべり指定地、急傾斜指

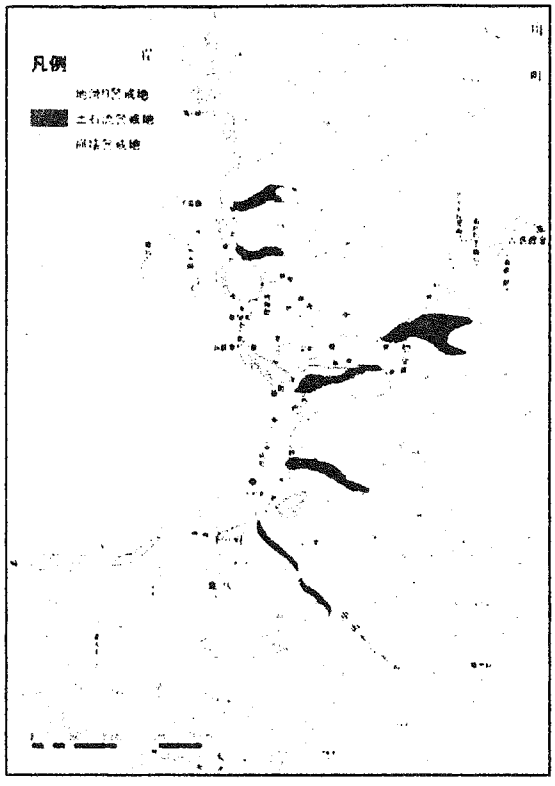


図 2　相川周辺の土砂災害警戒区域。

定地、砂防指定地などが示され（図-3)、最近では、新潟県庁ホームページによる土砂災害警報システム（http://doboku-bousai.pref.niigata.jp/sabou/index.html)ができている。

詳細に見ると、相川付近では、土砂警戒区域が新潟県庁砂防課のホームページで公開されていて、それを示したのが、図-2 である。一方、佐渡島は、小木の地震による隆起海岸や、活断層や撓曲帯も報告されていて、地震変動による現象が残された島でもある（町田ほか, 2006)。

3．　佐渡の環境マップ

佐渡の環境マップについては、森林区分マップや環境省のホームページから自然環境 GIS http://www.biodic.go.jp/kiso/gisddl/gisddl_f.html などからダウンロードもできる。

4．　佐渡の文化財

佐渡には多数の遺跡が分布していて(図-3)、世界遺産登録をめざしている佐渡金山の坑口（間歩遺跡）も知られている。

5．　トキ野生復帰問題

トキ野生復帰に向けて、新潟大学ではプロジェクトが数年前から立ち上がり、さまざまな検討がなされてきた。そのなかで、小佐渡キセン城付近では農学部を中心に餌場としての実験がとりくまれてきた。そのなかで、山岸研究室ではこの周辺の棚田の減少とトキの絶滅には相関があることを示してきた(原田ほか、2004)。

これらのデータからも、トキの絶滅した 1970 年はじめは、棚田が急激に減少した時期と一致している。とくに小佐渡キセン城の実験棚田では、以前多数の棚田が存在したことがわかるが、今後これらの実験棚田の水管理を GIS で実施するシステムを検討中である。

以上、いくつかの課題の解決のために、GIS は有効な道具であり、Visual に表現したいくくつかの佐渡の防災・環境マップを紹介する。



図 3 佐渡の遺跡分布図(ALOS 画像)

38. 山口県中北部，迫田-生雲断層の活動性

Activity of the Sakota-Ikumo fault in central-northern Yamaguchi Prefecture

○相山光太郎，金折裕司（山口大学），田中竹延（阪神コンサルタンツ）

Kotaro Aiyama, Yuji Kanaori and Takenobu Tanaka

1．はじめに

中国地方西部にはNE-SW方向のリニアメントが卓越する．活断層研究会(1991)[1]は，これらのリニアメントの一部を活断層の疑いのある確実度Ⅲとして図示している．金折(1998)[2]は，島根県南西部に存在する弥畝山西断層から大原湖付近を通る大原湖断層をつなぐゾーンを活断層系とみなし，大原湖-弥畝山西断層系を定義している．この断層系の中央部を構成する徳佐-地福断層の北部には，地質断層とされる迫田-生雲断層が存在している(図－1)．迫田-生雲断層は阿東町嘉年下の東約1kmから南西方向に延び，萩市(旧旭村)長小野の南に至る全長約40kmの断層とされている(井川・今岡，2001)[3]．

1997年6月25日に山口県阿武郡阿東町嘉年下を震央とする山口県北部の地震(Mj6.6)が発生した．この地震の震央は，迫田-生雲断層の北東端に位置している．しかし，この地震に伴って，地表に現れた破壊面もしくは地震断層は確認されていない(金折ほか，1999)[4]．

本研究では，迫田-生雲断層を対象として，その性状と活動性を明らかにするために，リニアメント判読，ボーリングおよびトレンチ調査を行った．

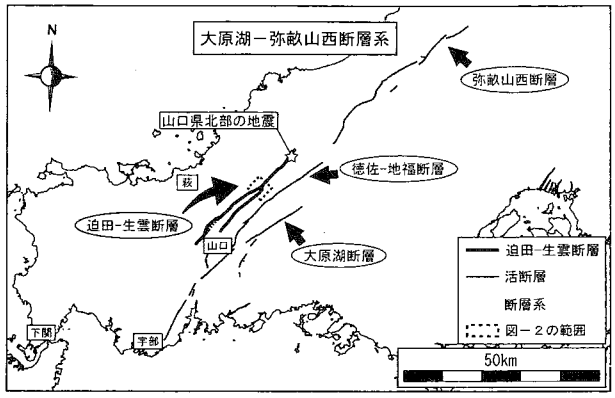
2．迫田-生雲断層中部の概要

縮尺約1万分の1空中写真を用いて，調査地域全域の地形判読を行い，河成段丘とリニアメントの分布を明らかにした．リニアメントの判読基準は，井上ほか(2002)[5]に基づいている．迫田-生雲断層中部(生雲中)周辺の河成段丘とリニアメントの判読結果を図－2に示す．

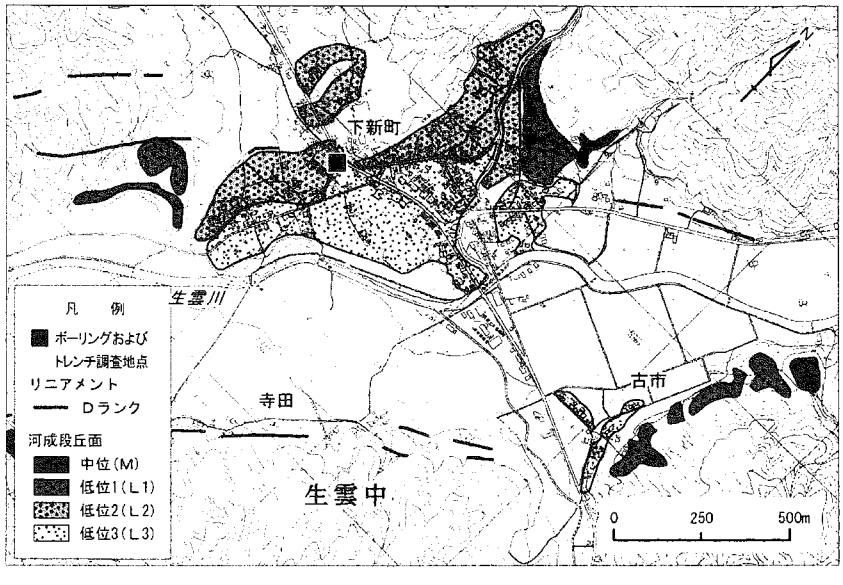
生雲川に沿って河成段丘面が発達しており，現河床からの比高や開析の程度などから，高位より中位(M)段丘面，低位1(L1)段丘面，低位2(L2)段丘面及び低位3(L3)段丘面に区分される．

生雲川北西側(右岸)にはL段丘面を挟んで北東側と南西側にそれぞれ，NE-SW方向のリニアメントが約500mにわたって連続する．南西側のリニアメントは，鞍部列として認められ，その延長上にL2段丘面と沖積面とを境する南東側の高い低崖がみられる．さらにこのリニアメントは，東に分布するL3段丘面上の小崖に連続する．これらのリニアメントはいずれも開析を受け不鮮明であることから，Dランクとした．一方，生雲川南東側(左岸)の山脚に沿っては，NE-SW方向のリニアメントが断続的に配列する．これらのリニアメントは直線的に配列した山麓線であるが，開析を受け不鮮明であるため，Dランクとした．

迫田-生雲断層は主として，後期白亜紀阿武層群を構成する阿東層，生雲層および佐々並層中を通り，一部ではこれらの地質境界を形成している(井川・今岡，2001)[3]．これらの層は，主に溶結凝灰岩からなる．

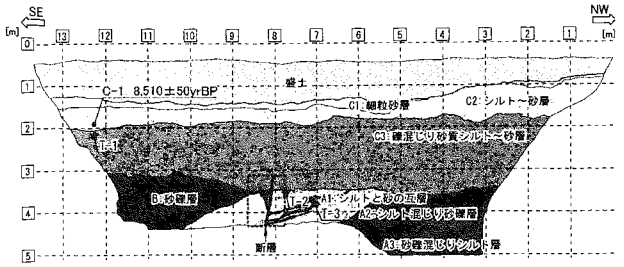


図－1　中国地方西部の活断層の分布

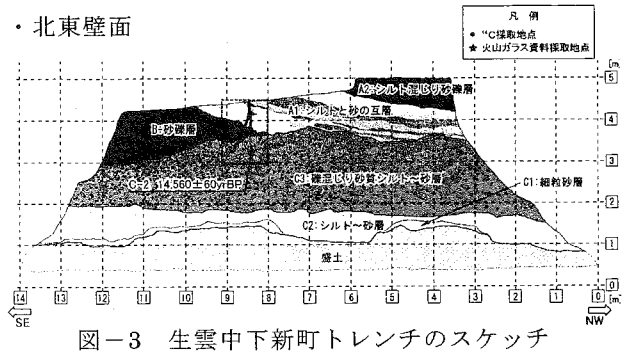


図－2　生雲中周辺の段丘面とリニアメントの分布

・南西壁面



・北東壁面



図－3　生雲中下新町トレンチのスケッチ

3．トレンチ調査

生雲中下新町の L3 段丘面上において，地質構造と迫田-生雲断層の活動性を明らかにする目的で，ボーリングおよびトレンチ調査を実施した(図－2 参照)．そのうち，トレンチ調査結果について，以下に述べる．

生雲中下新町の迫田-生雲断層に直交する NW-SE 方向に，長さ約 14m，幅 8～5m，深さ 5m でトレンチを掘削し，その壁面観察を行った．壁面のスケッチを図－3 に示す．下位より A 層，B 層，C 層及び盛土に区分される．

A 層は下位より砂礫混じりシルト層(A3 層)，シルト混じり砂礫層(A2 層)，シルトと砂の互層(A1 層)からなる．A 層は 5～20° 南東に傾斜し，断層近傍で最も急傾斜する．

A 層を不整合に覆う B 層はトレンチ南東側に分布する．B 層はくさり礫からなる砂礫層である．

A 層及び B 層を不整合に覆って，C 層がほぼ水平に広く分布している．C 層は下位より礫混じり砂質シルト～砂層(C3 層)，シルト～砂層(C2 層)，細粒砂層(C1 層)からなる．

トレンチ中央付近で，C3 層下部まで切る断層が認められた．断層の走向は約 N50° E で南東へ急傾斜する．C3 層基底には，ほとんど変位が認められないため，この断層は水平ずれ断層であると考えられる．

4．考察

4.1　断層の活動時期

トレンチ壁面において，断層を覆う層準の C2 層から得られた試料 C-1 の ^{14}C 年代値は約 8,500 年前，断層に切られている層準の C3 層からの試料 C-2 は 14,500 年前の ^{14}C 年代値をそれぞれ示すことから，迫田-生雲断層では 14,500～8,500 年前に断層活動があったことになる．

また，上述したように，C3 層によって不整合に覆われた下位の A 層は南東に緩く傾斜している．この傾斜が断層運動の影響によるものであれば，14,500 年前以前にも少なくとも 1 回の活動があったことが指摘される．

4.2　迫田-生雲断層と山口県北部の地震

1997 年の山口県北部の地震では、震央の南西約 5km の阿東町生雲西分(田野地区)で家屋被害が出たが，地表地震断層は確認されなかった．

これに対して，トレンチ調査結果に基づくと，それ以前に起きた少なくとも 2 回の地震イベントでは，地表に地震断層が出現した．このことは，同一断層が活動した場合でも，地表に地震断層が出現する場合とそうでない場合があることを示唆している．

5．まとめ

(1)トレンチ調査において，南東へ急傾斜する水平ずれ断層を確認した．この断層に切られる C3 層と，断層を覆う C2 層の ^{14}C 年代値から，迫田-生雲断層には 14,500～8,500 年前に断層活動があったと判断した．また，トレンチの最下位の地層の緩傾斜を断層運動の影響によるものと考えると，14,500 年前以前にも少なくとも 1 回の活動があったことになる．

(2)震央が迫田-生雲断層の北東端に位置した 1997 年山口県北部の地震では，地表に破壊面が現れなかった．震央の南西約 10km 地点で実施したトレンチ調査では，この地震に対応する断層が確認されなかった．(1)で述べた少なくとも 2 回の地震イベントでは，地表に地震断層が出現している．以上のことから，同一断層が活動した場合でも，地表に地震断層が出現する場合とそうでない場合があることが示唆される．

参考文献

1)活断層研究会，1991：新編日本の活断層−分布図と資料，東京大学出版会，437p.

2)金折裕司，1998：地震モーメントの平均解放速度に基づく内陸地震の危険度評価−中国地方西部の活断層系からの例−．応用地質，39，287-297.

3)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，107，243-257.

4)金折裕司・小林健治・安野泰伸・割ヶ谷隆志・山本哲朗，1999：1997 年山口県北部地震（M6.1）の震源断層と家屋被害．応用地質，40，4，220-230.

5)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 2，54，557-573.

39. 近江盆地の地下地質

Subsurface geology of the Omi Basin

関西地質調査業協会地盤情報データベース作成委員会＊
○小松原琢（産業技術総合研究所）
Geo-Database Information Committee (Shiga District) and Taku Komatsubara

1. はじめに

わが国の浅層地下地質層序研究は，臨海平野を中心に進められてきたが，内陸盆地に関しては系統だって議論されることが少ない．私たちは，滋賀県各部局他関係各位の協力を得て近江盆地全域の浅層地下地質資料をデータベース化しているが，その過程で当地の地下地質について新しい知見が得られてきた．わが国の代表的な内陸湖盆である本盆地の特徴をまとめる．

2. 地域概説と調査手法

近江盆地は西縁を琵琶湖西岸断層帯が画し，湖西では多くの地域で急峻な山地と扇状地が湖岸近くまで達している．一方湖東は残丘状の基盤岩山地が点在するほかは広く山地側から扇状地・自然堤防帯・三角州という臨海平野と同様の地形配列が発達する．また，琵琶湖の湖岸には広い範囲で比高 3m 以下の浜堤が発達し，その内陸側には昭和の干拓まで至る所で内湖と呼ばれる浅い付属湖が広がっていた（図-1）．

本研究においては従来行なわれていた N 値に基づく層序区分ではなく，AT など火山灰層ほかの鍵層を追跡し，既往層序ボーリングと対比することによって，地質学的に同時間を認定することによって地層の対比・編年を行なった．

3. 調査結果

本研究では，浅部地下地質を上位から A 層（沖積層相当＝約 1.6 万年前以降）と B 層（段丘堆積物相当＝約 1.6 万年前以前）に区分し（表-1），両層の地域的特徴の解明に努めた．

琵琶湖大橋を通って近江盆地を東西に横断する断面図を図-2 に示す．

この図に示されているように，A 層は湖西で厚く，東にむかって薄くなる傾向がある．また，琵琶湖湖底から野洲川河口部にかけて連続性の良い・均質軟弱な粘土（湖成粘土）が発達する．湖東平野では互層が発達するが，B 層の上部に厚さ 2～最大 8m の腐植土が広範囲に連続する．この腐植土の中～下部にしばしば AT が挟在する．さらに山地寄りでは砂礫が卓越する．このような地質構成は湖東平野ではかなり一般的に認められる．

図-3 に彦根市街の東西断面を示す．彦根の城下町は湿地を埋め立てて造られた場所であり，かつては内湖であったと考えられる．そこには厚さ 10m 余に達する粘性土を中心とする堆積物が分布する．このような細粒堆積物は，湖成粘土や姉川中流部の後背湿地堆積物とともに滋賀県内では少ない軟弱地盤を構成し，地

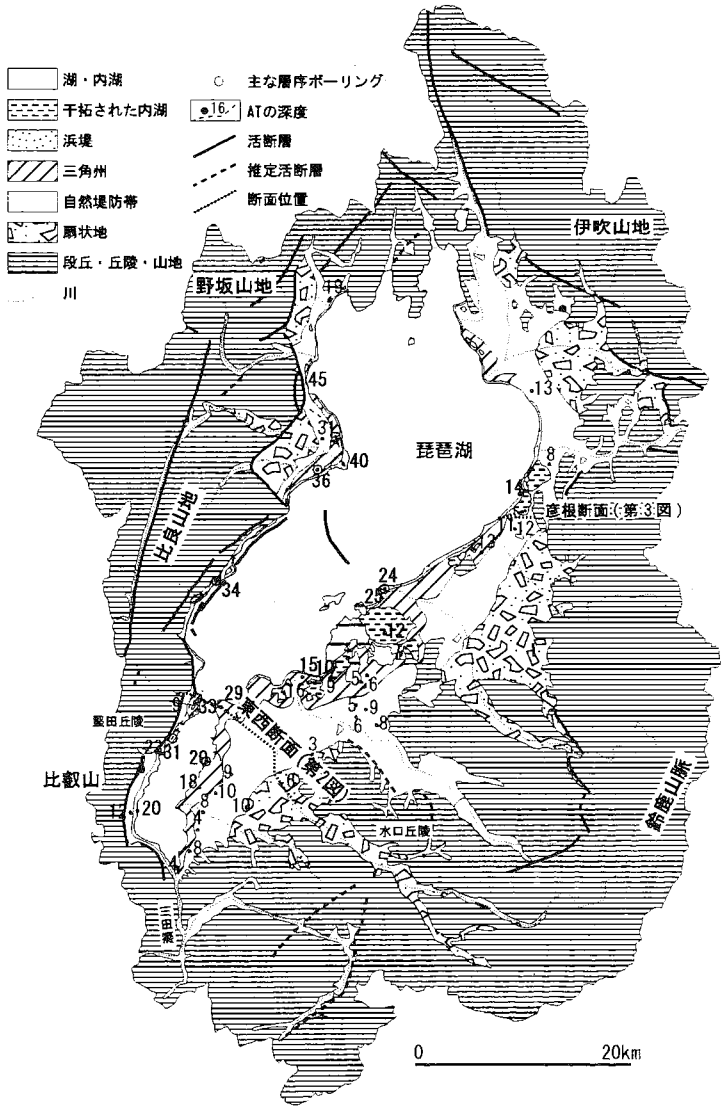


図-1 近江盆地の地形とATの埋没深度
地形分類は池田ほか(1991)を簡略化，活断層は岡田・東郷(2000)を参考に作成

震時に局所的な強震動を生じさせる要因の一つとなっている.

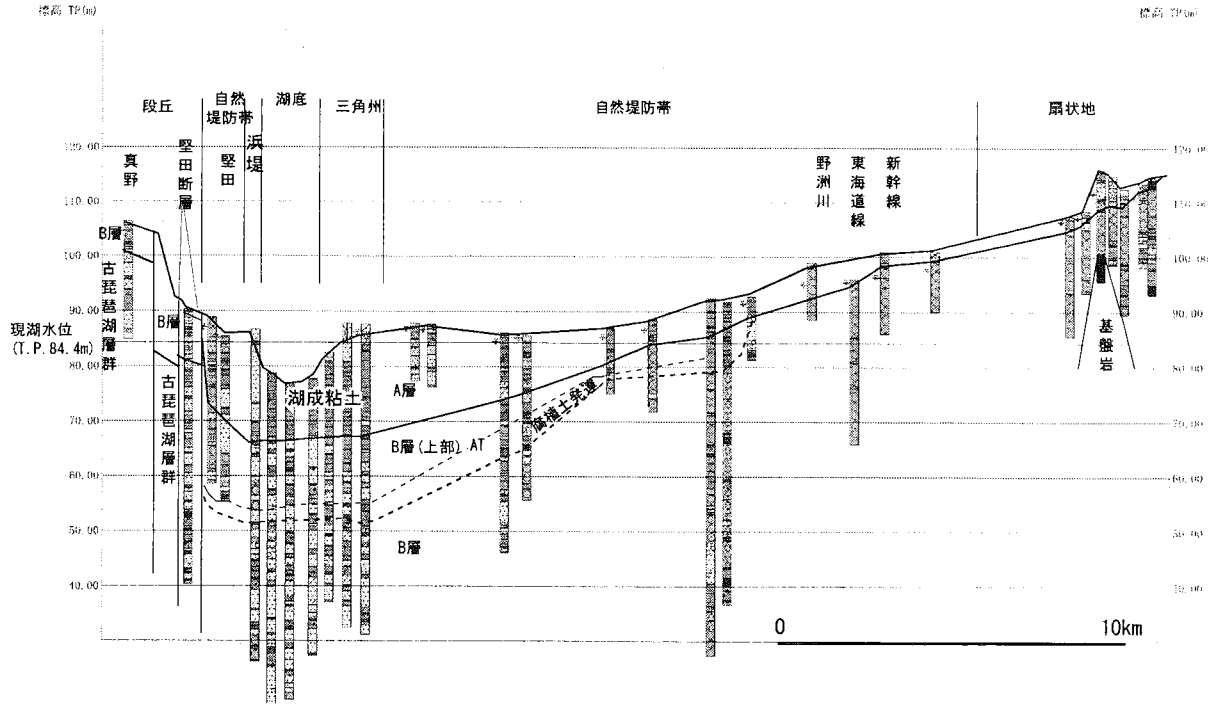


図-2　近江盆地南部の東西断面(大津市真野～野洲市三上山麓付近)

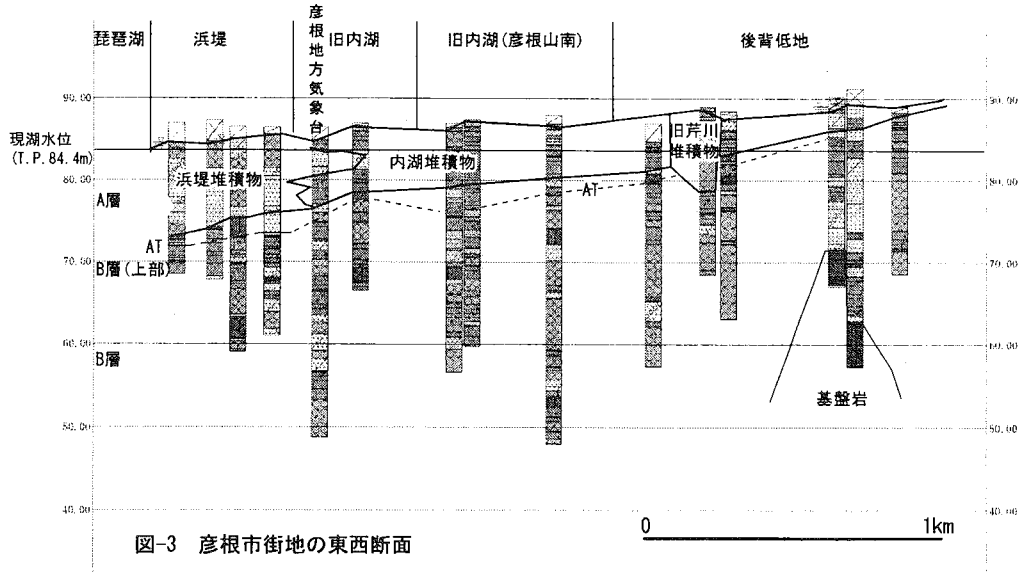


図-3　彦根市街地の東西断面

表-1 層序概要

	地層の特徴		^{14}C 年代	大阪湾周辺	
	湖東地域	湖西地域			
A層	砂・泥・礫互層主体 N値は上部粘性土で3以下, 砂質土で5～15 下部粘性土で2～5, 砂質土で5～15前後	側方変化大, 全体に粗粒 N値は上部粘性土で5以下, 砂質土で10～20前後 下部粘性土で10以下, 砂質土で10～30前後	1.6万年前以降	難波累層(沖積層)	砂・礫・泥 塊状海成粘土(Ma13) 粘土・砂・礫
B層上部	層厚2～8mの腐植～粘土, AT挟在. N値は腐植質土・粘性土で3～10	側方変化大きく粗粒 三角州では腐植質. N値は粘性土で10前後, 砂質土で概ね15以上	2.5～1.6万年前	天満累層(低位段丘堆積層)	砂・砂礫主体
B層主部	砂・礫・泥互層 N値は粘性土で6～20前後, 砂質土で20以上	砂・礫・泥互層 N値は粘性土で10～20前後, 砂質土で20以上		段丘堆積層	砂・礫・泥(海成粘土含む)

＊関西地質調査業協会担当研究者：
村橋吉晴（㈱エイトコンサルタント）・藤沢晃（川崎地質㈱）・伊藤雅之（国際航業㈱）・佐野正人（中央開発㈱）・束原　純（中央開発㈱）・中島　啓（基礎地盤コンサルタンツ㈱）・山岡武司（中央復建コンサルタンツ㈱）・矢野晴彦（明治コンサルタント㈱）・藤原重彦（元㈱キンキ地質センター）・中島載雄（㈱東京ソイルリサーチ）・木村　浩（㈱国土地建）・新谷加代（㈱阪神コンサルタンツ）・上原久典（共同組合関西地盤環境研究センター）
＋産業技術総合研究所担当研究者：小松原琢（地質情報研究部門）

40. 泥岩掘削残土からの酸性水の浸出持続性

Continuousness of Acid Water Drainage from the Mudstone Rock Muck

○太田岳洋（鉄道総合技術研究所）

Takehiro OHTA

1. はじめに

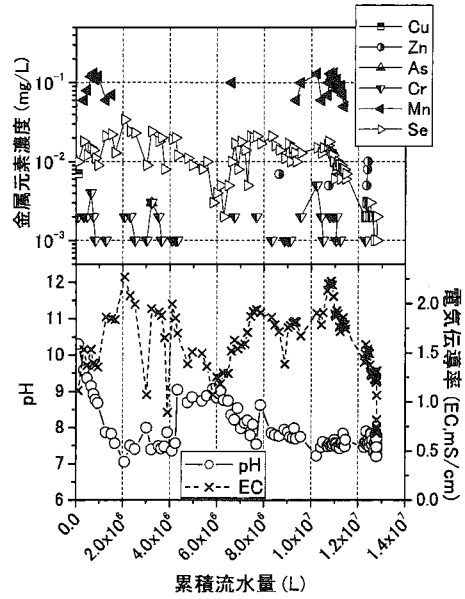
わが国には山間部，平野部を問わず普遍的にイオウ，ヒ素，重金属元素を含む海成泥質堆積物が分布している．泥質堆積物中のイオウは黄鉄鉱として堆積物中に存在し，重金属元素は黄鉄鉱中の不純物として含まれていることが多いが，黄鉄鉱は酸化されると分解し，酸性水や重金属元素が浸出することが知られている[1]．黄鉄鉱などの酸化･分解にともなう環境汚染は，廃鉱などで大きな社会問題となり，多大な費用と労力をかけて処理を行っている．近年は土木工事による周辺の河川水や土壌の汚染が懸念され，例えば泥質堆積物が分布する地域では，黄鉄鉱の酸化･分解による宅地造成地周辺の地表水酸性化[2]，埋設水道管の腐食[3]などが報告され，遮水や中和による対策が施されている．今後，都市部の大深度地下開発などで多量の泥質堆積物が掘削されることが予想され，堆積物由来の有害物質の溶出による地下水や河川水の汚染，構造物の劣化などが懸念される．

廃鉱だけでなく泥質堆積物においても，黄鉄鉱の酸化･分解による酸性水の浸出が明らかにされ[4]，堆積物中の方解石などによる浸出水の中和現象も明らかにされた[5]．また，泥質堆積物からの酸性水溶出能力の評価法もこれまでに提案されている[6]．しかし，酸性水とともに環境汚染の原因となるヒ素や重金属元素の溶出挙動は不明であり，中和作用を考慮した有害物質溶出現象の持続性は明らかではない．この有害物質の溶出挙動と持続性を明らかにすることにより，今後の泥質堆積物掘削時における残土処分や構造物維持管理を，より効果的かつ経済的に行うことが可能となる．そこで本報告では，残土処分地からの浸出水の水質測定，溶出試験および理論計算により，泥質掘削残土からの有害物質の溶出挙動と持続性について検討する．

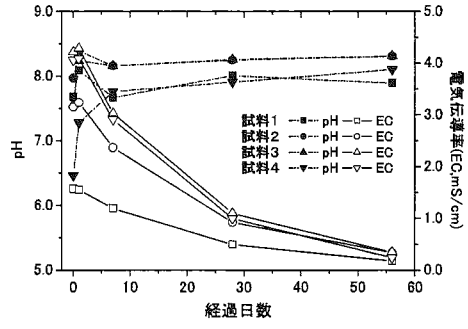
2. 泥質掘削残土からの浸出水水質の経時的変化

泥岩を主な掘削残土とする掘削残土処分地からの浸出水の水質の経時的な変化の例を図－１に示す．図に示すように，大局的にはpHの低下にともない電気伝導率が増大する．また，累積流水量の増加にしたがいpHは中性に収束し，電気伝導率も低下する．金属元素はあまり高い濃度を示していないが，累積流水量の増加にともない電気伝導率の低下とともに，濃度が減少する傾向がある．

このような浸出水の水質の経時変化は，黄鉄鉱の分解と方解石や長石などによる中和作用の結果であると考えられる[7]．図－１に示すように，金属元素の濃度変化がpHや電気伝導率の変化に連動することから，泥質掘削残土からの金属元素の溶出についても，これらの鉱物の反応の結果であると推定される．



図－１　残土処分地からの浸出水の水質の経時的な変化



図－２　カラム式溶出試験におけるpH，ECの経時的変化

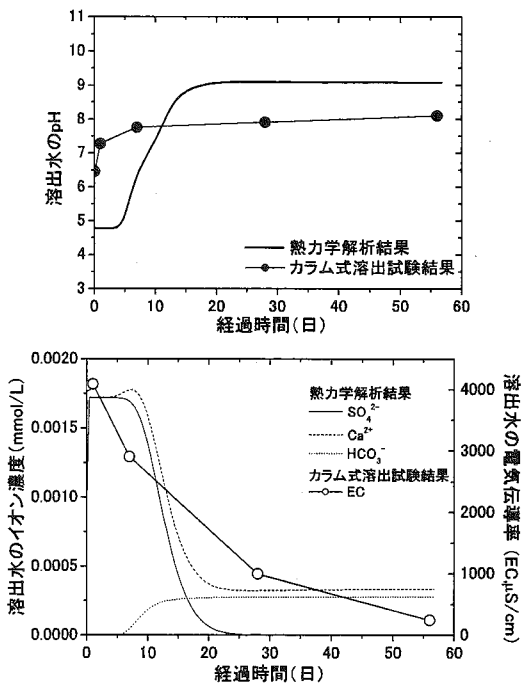
3. 溶出試験における泥岩の溶出傾向

残土処分地のように水の流れのある場での溶出傾向を把握するために，北海道の泥岩４試料について，カラム式の溶出試験を行った．試験は1cm以下に砕いた試料を充填したカラムの下端に，ポンプで蒸留水を送り，上端へ流れるようにした．56日間通水させ，その間pHと電気伝導率を測定した．図－２にpHとECの経時変化を示す．電気伝導率は１日経過後まで上昇し，その後急減して初期の1/10の値となる．また，pHは１～7日後まで上昇し，その後ほぼ8.0前後で一定となった．

4. 地球化学コードによる溶出試験結果の再現実験

掘削残土処分地からの浸出水の水質の予測には，熱力学に基づいた理論計算によるシミュレーションが有効である．シミュレーションを行う際には，反応鉱物の種類，表面積，反応条件等をモデル化する必要がある．そこで，反応モデルを検証するために，前章で述べた溶出試験結果についてＰＨＲＥＥＱＣを用いた数値実験で再現を試みた．

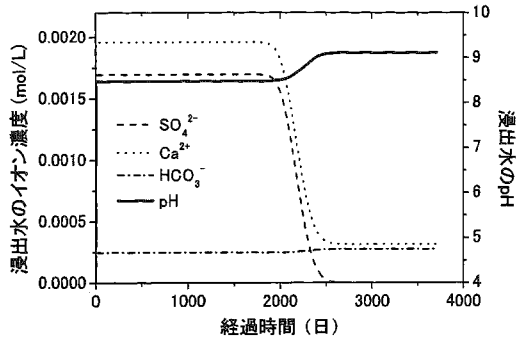
再現実験は，図－２の試料４の結果について試みた．本試料には黄鉄鉱とともにカルシウム鉱物として斜長石と方解石，その他に石膏も含まれる．試料のイオウ含有量から黄鉄鉱量を推定し，カルシウム含有量を斜長石と方解石に分配し，石膏の析出･溶解が水質に影響を与えるモデルを設定して解析を行った（図－３）．pHに関しては絶対値がやや異なるが，通水初期に上昇しその後一定値となる傾向がほぼ再現できた．また，溶出試験における電気伝導率の変化と解析による各種イオン濃度の変化を比較すると，溶出初期にほぼ一定からやや上昇傾向を示し，その後急激に減少する傾向がともに認められ，おおむね再現できたと考えられる．



図－３　カラム式溶出試験結果と解析結果の比較

5. 残土処分地からの溶出水水質予測の試み

図－３の場合と同様の鉱物の含有量，反応条件を適用し，残土処分地を長さ50mの一次元モデルとして，処分地内部を10^{-3}cm/s程度の流速で常時水が流れている場合の浸出水の水質の経時変化をＰＨＲＥＥＱＣにより求めた．その結果，約2,500日（約7年）後に硫酸イオンがほぼ0となり（図－４），この時点で黄鉄鉱の反応が終了すると推定される．第２章で述べた処分地からの浸出水の水質の実測を考慮すると，今回の解析の条件を仮定した場合，約７年後に有害金属元素の溶出もほぼなくなると推定される．



図－４　掘削残土処分地からの浸出水の水質の予測例

6. まとめ

泥質掘削残土からの有害物質の溶出挙動と持続性を検討するために，残土処分地からの浸出水の水質測定，溶出試験，理論計算を行った．その結果は以下のとおりである．

1) 浸出水の金属元素濃度は，pHや電気伝導率に連動し，黄鉄鉱やカルシウム鉱物の反応の結果と推定される．
2) 反応モデルを適切に設定することで，ＰＨＲＥＥＱＣによる数値実験によりカラム式溶出試験が再現可能である．
3) 理論計算による残土処分地浸出水の水質変化予測の可能性を示した．

文　献

1) Saskatchewan Environment and Public Safety Mines Pollution Control Branch (1992) : Mine Rock Guidelines – Design and Control of Drainage Water Quality -, Steffen, Robertson and Kirsten (B.C.) Inc., 160p.
2) 尾崎哲二・下垣久・塩月隆久・吉田恒夫(1999)：堆積性泥岩に起因する強酸性水の発生とその対策について，土木学会論文集，No.624，Ⅲ-47，pp.283-291.
3) 電食防止研究委員会(1966)：電食，土壌腐食ハンドブック，電気学会，pp.465.
4) 桜本勇治(1994)：海成泥質岩が酸性水を発生させる可能性について，地下水技術，Vol.36，No.4，pp.29-33.
5) 五十嵐敏文・大山隆弘・斎藤典之(2001)：黄鉄鉱を含む堆積岩の溶出水酸性化ポテンシャルに関する実験的検討，応用地質，Vol. 42，No. 4，pp. 214-221.
6) 服部修一・太田岳洋・木谷日出男(2003)：酸性水発生に関わる掘削残土の応用地質学的検討－鉱山に近接して施工される八甲田トンネルにおける岩石特性評価法－，応用地質，Vol.43, No.6, pp.359-371.
7) 太田岳洋・服部修一・菊地良弘(2006)：浸出水水質からみた土捨場内部での水･岩石相互作用－八甲田トンネル管理型土捨場内部では何が起ったか－，日本応用地質学会平成18年度研究発表会講演論文集，pp.213-216.

４１．廃棄物最終処分場の環境調査・モニタリング手法

Environmental research / monitoring technique waste final disposal site

○宮原哲也，八村智明（日本環境衛生センター），大野博之（環境地質）
Tetsuya Miyahara, Tomoaki Hachimura, Hiroyuki Ohno

１．はじめに

廃棄物最終処分場は循環型社会のフローからはずれているように思われがちであるが，その役割は環境保全上，重要な役割を担なっている．

処分場の，建設，運営方法により，大気，地表水，地下水への影響は大きく，また，災害発生確率が高い地域の処分場は周辺環境汚染源となる可能性もある．そこで，旧厚生省は平成 10 年度に最終処分場にかかわる構造基準，維持管理基準，廃止の基準を示した．また，H18 年 9 月に最終処分場を計画する際に地下水環境保全を目的とした生活環境影響調査の項目に新たに「地下水」の項目を増やすこととなった．しかし，地下水阻害等にかかわる調査手法について，「廃棄物最終処分場廃止基準の調査評価方法：廃棄物学会」で詳細な研究は行われてはいるものの，上記の基準等に適合するには苦労することが多い．そこで，上記を勘案し，包括的なリモートセンシング的な調査手法を現地で行い，今後の最終処分場の調査やモニタリングをより簡易かつ経済的に行えることを目的とした研究結果事例を以下に紹介する．

２．処分場における調査時期と内容

以下に最終処分場を建設する段階として，計画段階→設計段階→施工管理段階→運営・維持管理段階→閉鎖･廃止段階があるが，ここでは紙面の都合上，計画段階と運営・維持管理段階のみ，以下に説明する．

2.1 計画段階

最終処分場は新たに計画する段階から，安全かつ経済的で周辺住民に理解される（住民合意を得られる）ような調査を行うこととなろう．

この際に用いられる調査手法は従来からの手法では，机上調査や現地視察を主体としているが，近年では，以下に示すように処理施設の適地選定や対象地区周辺の既存環境を人工衛星画像解析の技術を用いて，特に現地の植物活性度（NDVI）解析や土壌水分，地下水状況の概括を赤外域バンドで数値として評価する手法が用いられていることもある．(図-1)

このような技術は従来，トンネル掘削に伴う渇水の事前評価および施工後の周辺森林への影響評価を目的として開発された技術でもあり，この技術を応用し，地すべり等の斜面災害予測やダム湖周辺や河川護岸の生態環境の評価にも使用されている．さらに地下水の詳細を調査する必要がある場合や遺跡などの地下に埋設された文化財を調査する場合には航空機やヘリコプターを使用した電磁波探査等を実施することもある．

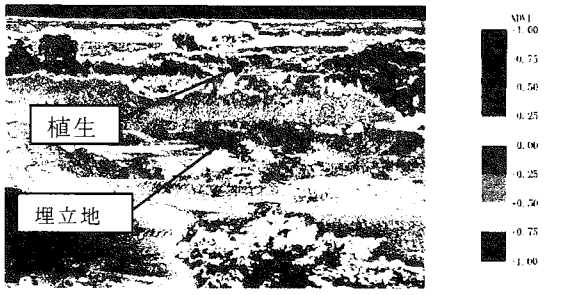


図-1　近赤外写真による NDVI の解析結果（処分場）

現在では，火山活動や住民への情報公開前等の理由で現地測量が困難な地域において，地形を極力正確に把握する必要がある場合には，レーザー測量技術を用いた人工衛星データ解析（SARⅡ等）や航空測量を行うこともある．

また，平成 18 年 3 月，環境省は処分場建設に伴う生活環境調査を行う項目に地下水調査（流動）を行い，これによる地下水流動阻害の可能性評価を行うこととなった．この際の調査の手法は基本的にはボーリング調査を基本にするが，この際，この調査孔を水位観測孔として，約 1 年以上観測し，立体的な地下水等高線を作成し，その流動方向をまとめ，阻害の可能性を問うこととしている．(図-2)

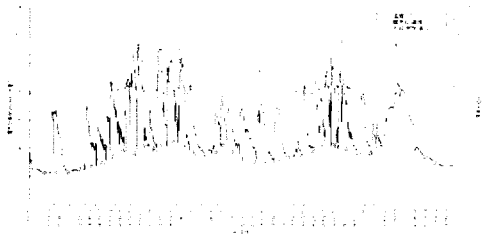


図-2　河川敷内湿地の地下水状況の変化[1)]

2.2 運営・維持管理段階

通常の維持管理段階では，廃棄物処理法の維持管理基準に沿って行われることになる．　しかし，基準外の廃棄物が埋立てられたり，災害が発生した場合や当初計画を上回る豪雨や地震の発生で，構造そのものに損傷が発生したり，廃棄物や浸出水が貯留構造物をオーバーフローするなどの事故が発生する恐れもある．

①廃棄物埋立て層および基礎地盤強度の把握手法

これらの対策に当たって，当初設計値を確認しつつ，十分な対策検討を行うために，追加調査を余儀なくされることがある．この際，処分場の底盤には遮水シートが敷設されており，これ以下の基礎地盤を調査することが不可能な場合が多いので，やむを得ず，物理探査を行い，埋め立てた廃棄物とその下位の地盤状況を把握することとする．この際，従来から行われた電気探査やＰ波を用いた弾性波探査を行うこともあるが，支持基盤の強度を把握する場合には，現在では，Ｓ波とほぼ同様な特性を示す「表面波探査」を実施し，埋め立て構造や地盤強度を把握し，解析し，対策を検討することができる．(図-3)

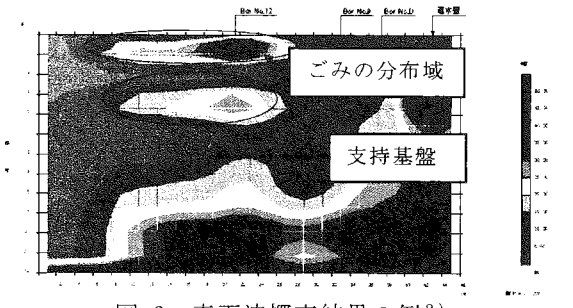


図-3　表面波探査結果の例[2)]

②地下水，透水性把握手法

浸出水排出状況にばらつきがあるのは，廃棄物，即日覆土，中間覆土などが複雑に絡み合うように埋立，転圧されているからである．また，埋立後，数年すると，「水みち」が埋立て層内にでき，透水性が悪い（水通しが悪い）部分がランダムに分布するようになる．このような廃棄物埋立層の特性を詳細に把握することは，構造基準に示される透水試験手法では極めて困難である．そこで，従来はトンネル調査で行うような岩盤内の割れ目からの湧水測定で用いられる「孔内微流測測定」を行うことにより，詳細な埋立層内の透水性把握が可能となった．(図-4)

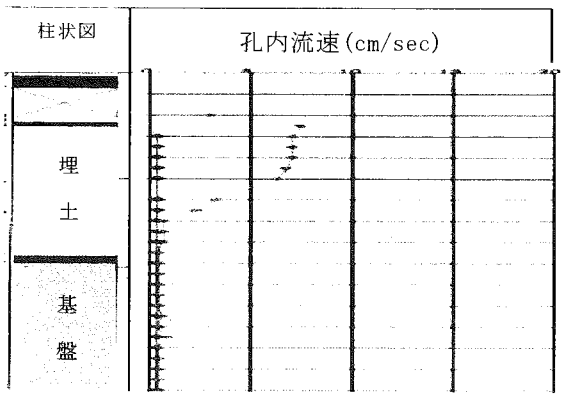


図-4　孔内微流速測定の例

③温度，火災状況の把握

処分場では時折，自然発火による火災が発生している．処分場内の観測孔によるモニタリングは点のデータ，深度方向のデータとして重要であるが，面的なカバーが充分でなく，今後は面的データの観測による管理が重要になり，サーモグラフィー調査などが応用できる．(図-5)

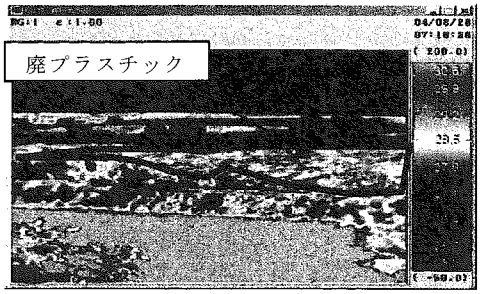


図-5　廃棄物処分場内の廃ﾌﾟﾗｽﾁｯｸの温度分布[1)]

3．課題および今後の方針

廃棄物処分場の環境調査は，基本的に大気汚染と土壌・地下水汚染の防止を行うことが目的であり，計画段階と維持管理段階において主に状況を把握することになる．

しかし，閉鎖・廃止段階においても閉鎖のための廃止基準は定められているものの，その基準判定のための適切な調査・モニタリング手法は確かなものは存在していないのが現状である．また，跡地利用の安全な施工のためにも，この閉鎖・廃止段階の適切・簡便な手法の開発・促進が望まれている．

4．おわりに

廃棄物処分場は，平成15年度の段階で，一般13.2年分，産業6.1年分の残余年数しかなく，依然厳しい状況の中，不適正な管理で火災の発生や水質汚濁・土壌汚染などの環境問題を引き起こすことがあり，そうした環境リスクを低減し，問題が発生した場合の的確な対応が求められている．こうしたことを受け，廃棄物処分場における環境調査・環境モニタリングの手法について検討した．その結果，熱赤外線映像による廃棄物層の発熱状況の把握，表面波探査による廃棄物層分布の把握，リモートセンシングデータによる周辺植生影響の把握，自動計測器による廃棄物層内の地下水汚染状況の把握などを行うことができ，これらを組み合わせることで適正な処分場の管理を行える可能性を明らかにした．

引用文献

1) 大野博之(2005)：環境調査・評価手法へのデジタル技術利用の現状，生活と環境９月号，P7-12
2) 大野博之(2005)：地盤の計り方-③-，生活と環境６月号，P68-71

42　岩石風化に及ぼす地球温暖化の影響その２

Influence of Global Warming on the Weathering of Rocks,part2

○神尾重雄、清水公二、小野弘道、上田広和（ニュージェック）
Shigeo Kanwo,Koji Shimizu, Hiromichi Ono,Hirokazu Ueda

はじめに

炭酸ガスの陸上での最大の貯蔵庫は森林・土壌であることはよく知られているが、土壌の内部で発生した炭酸ガスが降水をスタートとする地下の水循環に伴い、岩石や土壌の風化を起こし、その結果重炭酸イオンとして河川により海にまで運搬されることはあまり知られていない。

今年度の発表では設定条件の妥当性について流域の地下水循環速度を示すタンクモデル定数との対比、土壌ガス中の炭酸ガス濃度の実測事例を示すことなどにより検証を行うと共に、溶脱反応に必要となる土壌ガス中の炭酸ガス濃度を、検討精度を上げ、提示している。さらにケイ酸の溶脱反応に必要な炭酸ガス濃度と河川水中の重炭酸イオン濃度の違いについて考察を行った。また小林（1960）により測定された 117 の主要河川での重炭酸濃度と流出量の関係から、日本列島全体で陸上から海への河川を通じた炭酸供給量の推定を行った。

１．ケイ酸溶出の花崗岩風化モデル

森林・土壌－花崗岩岩盤での水循環においてケイ酸を浸透水中に溶出する過程を図-1 で表せるものとしてその過程の単純化を以下のように行って、河川水中のケイ酸濃度を説明出来る土壌ガス中の炭酸ガス濃度を示した。

今年度は以下に示す順序で条件の設定を行った。

１．降水量及び流出量について
２．土壌層中の間隙と水の浸透速度について
３．風化岩盤中の間隙と浸透水入れ替わり時間
４．カリ長石の溶脱反応
５．河川水中の溶存態ケイ酸濃度

降水量及び流出量については昨年度と同じ設定を行った（浸透量 q：**1.2mm/m²D**）。土壌層中の水の浸透速度と土壌層中貯水量から、入れ替わり時間は 8.3 日が求められる。この入れ替わり時間と低水流出解析に用いられるタンクモデルの半減期（菅原,(1972)）について直接の比較は出来ないが、その関連性が考えられる。

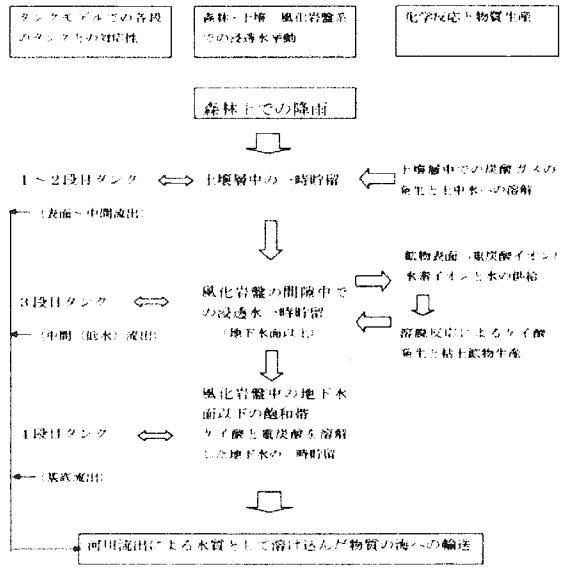


図-1　森林・土壌－花崗岩岩盤での水循環系を示す図

タンクモデルの２段目の浸透孔は，土壌層下部の浸透しやすさを示すといわれる。丹沢山地より流出する河内川と，同一の酒匂川水系に属し富士山麓から流出する鮎沢川とで，タンクモデル２段目タンクの浸透孔の半減期の比較をした（表-1）。鮎沢川タンクモデル２段目浸透孔定数は 0.08 で半減期は 8.3 日に相当する。風化モデル上の土壌層入れ替わり時間は 8.3 日であり，鮎沢川流域の２段目タンク浸透孔の半減期の値 8.3 日により近い意味を持つ値と考えられる。

風化岩盤中の間隙と浸透水入れ替わり時間については間隙率 n を M_2 マサで 10%とした。このうち水の浸透や貯留に利用できる有効間隙 V_{te} はこの 10%つまり 10L とした（神尾ら，2006）。

また溶脱反応可能面積は反応ブロックである $1m^3$ に対し、$663.6m^2$ となる。この値は，反応ブロック内で化学反応量が微小でも，反応面積が反応の量を支えることを示す。反応ブロック当たりの風化岩盤中の浸透水入れ替わり時間 Tr については，水の浸透や貯留に利用できる有効間隙 V_{te} と単位面積当りの浸透量 q から 8.3 日

表-1
酒匂川水系の地質・土壌とタンクモデル定数（浸透孔＋流出孔）・半減期との相関性

水系	地形	優先土壌タイプ1	1段目タンク		2段目タンク		3段目タンク		4段目タンク	
	地質	優先土壌タイプ2	孔定数	半減期	孔定数	半減期	孔定数	半減期	孔定数	半減期
鮎沢川	富士山裾麓、岩屑部は緩傾斜	火山放出物未成熟土	浸透 0.3	1.94日	浸透 0.08	8.3日	浸透 0.006	115日	流出 0.002	346日
	第4紀玄武岩溶岩、岩屑	黒ぼく土（南部低標高部）	流出2 0.08	8.3日	流出 0.02	34日	流出 0.003	230日		
			流出1 0.03	22.8日	合成 0.1	6.6日	合成 0.009	77日		
河内川	丹沢南麓、大起伏山地	褐色森林土（北部）	浸透 0.3	1.94日	流出2 0.06	11.2日	流出 0.015	46日	流出 0.002	346日
	新第3紀花崗岩及び安山岩	淡色黒ぼく土（南部）	流出3 0.3	1.94日	浸透 0.04	17日	浸透 0.012	57日		
			流出2 0.18	3.5日	流出1 0.03	22.8日				
			流出1 0.12	5.4日						

が求められる。M_2マサの深さDを10mとする。
深さ1m毎のD個の反応ブロックより構成されるので10個のブロックを通過して地下水位に到達するまでの時間Tは83日かかることになる。
この値と山頂部付近が同じ花崗岩類で構成されている丹沢山地から流出する河内川のタンクモデルの3段目浸透孔の定数（表1）を比べると浸透孔定数は0.012であり、その半減期は約57日に相当する。
湿潤気候下にあるわが国の土壌は酸性状態あるとされる。そのため、土中の水に溶解した炭酸の電離はあまり進まないと考えられる。しかし浸透水が下方に浸透し岩盤中に入れば、造岩鉱物の磨耗pH（Carroll, 1974）から見て、そのpHは上昇し、重炭酸イオンへの電離が進行しやすくなると考えられる。ここでは電離が100%進むものとする。カリ長石の溶脱反応は次式で示される。

$2KAlSi_3O_8$（カリ長石）$+11H_2O$（水）$+2CO_2$（炭酸）
$\rightarrow 2KAlSi_3O_8$（カリ長石）$+2H^+ + 2HCO_3^- + H_2O$
$\rightarrow Al_2Si_2O_5(OH)_4$（カオリナイト）$+2K(HCO_3)$（重炭酸カリウム）$+4H_4SiO_4$（溶存態ケイ酸）

・・・・・化学反応式（1）

最上段ブロックで水素イオン100%ケイ酸0%無、という状態から始まるので、ここでは反応は進みやすい。しかし浸透水の滞留時間は限られるので反応時間も限られる。
ケイ酸濃度は下段に浸透水が移動する程、累積され、水素イオン濃度は下段に浸透水が移動する程、減少している。したがって反応は下段ブロックほど進行しにくくなる。
反応が個々の反応ブロックで50%しか進まなくともケイ酸濃度は累積的に増加し、10番目の反応ブロックでは反応はほぼ終了し、これが地下水面へと供給されていると考えられる。
河川水中の溶存態ケイ酸濃度については昨年度と同じd=15(mg/L)として設定した。

2．風化岩盤中での溶脱反応に必要な土壌ガスに含まれる炭酸ガス濃度

地下水面に対するケイ酸供給速度は次式で示される。

$v=q\times d$ (1)式

化学反応式（1）からケイ酸1g生成に必要な炭酸量はf(g)であり、次式で示される。

$$f=\frac{CO_2 2Mol}{SiO_2 4Mol}$$ (2)式

(2)式よりこの値は0.366となる。
(1)式と(2)式より
M2マサに対する上部の土壌層からの最低限必要な炭酸供給速度Vco_2(mg/ m^2D)が次式により求められる。

$Vco_2=v\times f$ (3)式

(3)式よりこの値は6.588 mg/ m^2Dとなる。土壌層下部の飽和層での浸透水の入れ替え時間はTsなので、この時間の間に水に溶かし込むべき炭酸ガス重量$Wsco_2$は次式で与えられる。

$Wsco_2=Vco_2\times Ts$ (4)式

(4)式よりこの値は0.0557g/m^2となる。
炭酸ガスの水に対する溶解度と密度から10Lの水に溶け込める炭酸ガス重量Wco_2が求められる。10Lの水は土壌層下部で面積1m^2を占めるのでWco_2は(4)式と同様にg/m^2となり，21.5(g/m^2)となる。土壌ガス中の炭酸ガス分圧はヘンリーの法則により次式で与えられる。

$Pp=Wsco_2/Wco_2$ (5)式

Ppの値は0.00259気圧となる。これを濃度に変換する。

$Pp=np/n=2590ppmv$ (6)式

ppm単位で表記して2590ppmvが得られる。この濃度は河川水中のケイ酸濃度を説明するため風化花崗岩中カリ長石のケイ酸溶脱反応を起こす最低限の土壌ガス中の炭酸濃度である。

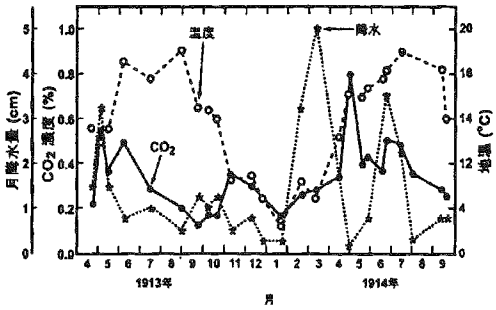


図-2　土壌中（15cm地下）の炭酸ガス濃度（William等,2004）

3．炭酸濃度の違いと実際の土壌ガス中の炭酸濃度について

実際に河川水中に含まれる重炭酸濃度について、流域面積の中で花崗岩が卓越する河川でのデータでは16～17 mg/L程度になる。これは(2)式より導かれるケイ酸の溶出に必要な重炭酸の供給濃度

0.336×15mg/L=5.04mg/L (7)式

で与えられる必要量より約3倍大きい。
このことから河川水中の重炭酸濃度はすべて土壌由来とすると，温帯の森林土壌中ガスの炭酸濃度は(6))式を3倍した約0.8%程度と推定される。

2590ppmv×3=7770ppm≒0.8% (8)式

0.8%は大気の影響を受けやすい土壌浅部での計測値（図-2）とも整合し，矛盾しない。今後地球温暖化の進行に伴い、大気中炭酸ガス濃度が上昇しても炭酸ガス濃度が，これ以下ならば，降水が直接，岩石や土壌の風化に影響を及ぼすことはないと考えられる。

4．日本全体で河川から海に運搬される重炭酸量

森林・土壌が国土面積の100%を占めると仮定し、計算した海への重炭酸の供給量は**約1300万トン/year**となる。

43. トンネル機械掘削時の発生粉じん特性についての考察

Consideration on Dust Characteristics with Tunnel Machine Excavation

○宇田川義夫，大下武志，小林悟史，井谷雅司，徐永強（土木研究所）
Yoshio Udagawa, Takeshi Oshita, Satoshi Kobayashi, Masashi Itani, Eikyou Jyo

1．はじめに

トンネル建設工事に伴って発生する粉じんに起因するじん肺症等の粉じん障害は，大きな社会問題となっている．特に機械掘削時には多量の粉じんが発生する場合がある．平成 12 年 12 月には労働省（現厚生労働省）より「ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン」[1] が策定され，発生粉じん濃度 3mg/m³ 以下の目標レベルが示されている．

独立行政法人土木研究所では，平成 18 年度 4 月から，「山岳トンネルにおける機械掘削時の粉じん低減に関する研究」について，財団法人先端建設技術センターおよび民間会社 8 社と共同研究を進めている．本論は，機械掘削時の粉じん低減技術の開発を目的とした，土木研究所内の建設工事環境改善実験施設（延長 100m，断面積 80m²）を利用した実物大トンネル模擬実験を行い，得られた実験結果から，発生粉じん特性（粉じん濃度・粒度分布）について整理し考察を加えたものである．

2．実験の概要

機械掘削の試験体は，岩盤を模擬した発泡モルタル及びコンクリートを使用した．一軸圧縮強度は，発泡モルタルで 20MPa，コンクリートで 20MPa，40MPa である．機械掘削機はロードヘッダ S-200 を使用した．

実験は，ロードヘッダにより模擬岩盤（発泡モルタル及びコンクリート）を切削し，発生した粉じんを粉じん測定機器により計測した．粉じん測定機器の配置は図-1 に示すように，デジタル粉じん計（LD-3K）8 台，ローボリュームサンプラー（LV-40B）2 台，アンダーセン式サンプラー（AN-200）3 台により行なった．

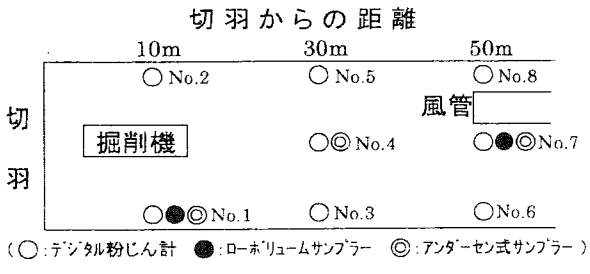


図-1　粉じん測定機器配置図

3．測定結果

平成 18 年度の実験では，切羽から 10m地点における粉じん濃度が 15～725 mg/m³，切羽から 50m地点における粉じん濃度が 4.5～244 mg/m³ と発生粉じん量が非常に多く，基礎実験 10 ケースのうち 8 ケースがデジタル粉じん計の測定限界を超えてしまっていた．このため，発生粉じん濃度の評価はローボリュームサンプラーの測定結果によった．実験ケース毎の測定結果をまとめたのが表-1 である．

表-1　実験結果一覧表

ケース	掘削対象	送風量 (m³/min)	散水量	10m粉じん濃度 (mg/m³)	50m粉じん濃度 (mg/m³)
1	発泡モルタル (20MPa)	1,000	無し	263	39
2		1,000	有り(20口)	211	20
3		600	無し	152	47
4		1,500	無し	480	24
5	コンクリート (20MPa)	1,000	無し	85	31
6		1,000	有り(10口)	42	19
7		1,500	無し	380	31
8	コンクリート (40MPa)	1,000	無し	725	244
9		1,000	有り(10口)	176	38
10		1,000	有り(20口)	49	8
11		1,500	有り(20口)	15	4.5

(1) 一軸圧縮強度と粉じん特性との関連性

このうち，送風量が 1,000m³/min ならびに散水量が無しで比較すると，一軸圧縮強度が大きいほど粉じん濃度が増大しているのが分かる（図-２参照）．機械掘削で施工中の山岳トンネル建設現場を対象としたアンケート調査結果の分析 [2] でも，岩盤の一軸圧縮強度が大きいほど発生粉じん量が大きいという結果が得られており，今回の実験結果と整合性がある．また，図-３～図-５に示すように，各実験ケースでの，切羽から 50m地点でのアンダーセン式サンプラーの結果（粒度分布）より，発生粉じんの粒度分布は一軸圧縮強度の大きさにほとんど影響されないことが分かった．

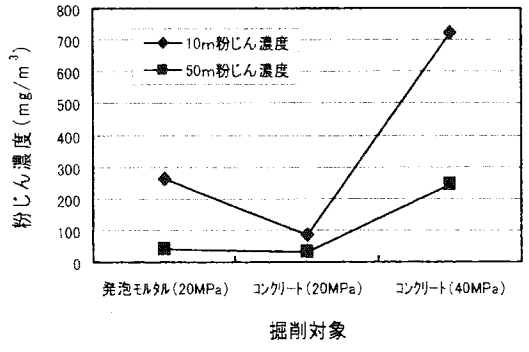


図-２　一軸圧縮強度と粉じん濃度の関係

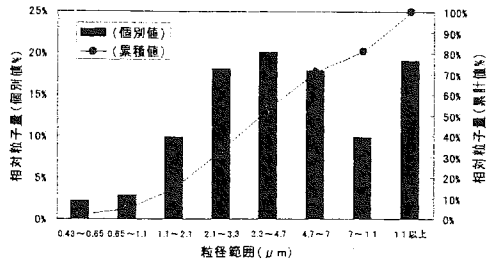


図-3　発泡ﾓﾙﾀﾙ 20MPa（散水なし・送風量 1,000m³）

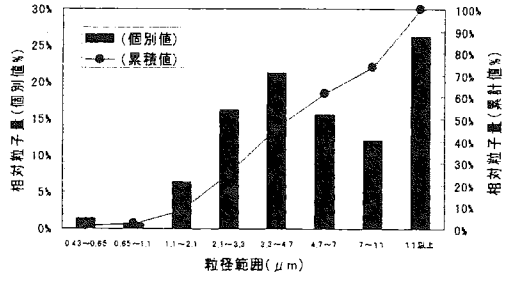


図-4　ｺﾝｸﾘｰﾄ 20MPa（散水なし・送風量 1,000m³）

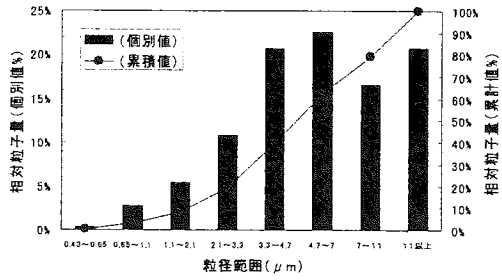


図-5　ｺﾝｸﾘｰﾄ 40MPa（散水なし・送風量 1,000m³）

(2) 散水量と粉じん特性との関連性

送風量が同一のもので比較すると，散水量が大きくなるほど 10m地点及び 50m地点での粉じん濃度が低下している（図-6参照）．また，ノズル 10 口の散水で大きな粉じん低減効果を発揮している．切羽から 50m地点でのアンダーセン式サンプラーの結果（粒度分布）から散水量を増やしても粒度分布の形状は同じであることが分かった．

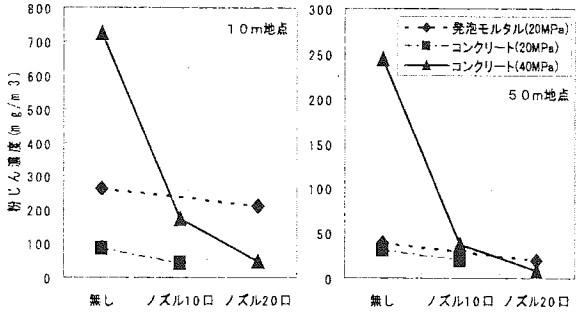


図-6　散水量と粉じん濃度の関係

(3) 送風量と粉じん特性との関連性

散水量が同一のもので比較すると，送風量が大きくなるほど 50m地点での粉じん濃度が低下しているのが分かる．

散水なしの，10m地点での粉じん濃度は，発泡モルタル(20MPa)とコンクリート(20MPa)で送風量が多いほど濃度が高くなり，コンクリート(40MPa)では送風量が多いほど濃度が低くなっている（図-9参照）．切羽から 50m地点でのアンダーセン式サンプラーの結果（粒度分布）では，送風量が 600m³/min と 1,000m³/min では粒度分布の形状はほぼ同じだが，送風量が 1,500m³/min では 7μm未満の相対粒子量が減少している．これと同様な傾向が，切羽から 10m地点及び 30m地点でのアンダーセン式サンプラーの結果においても認められた．

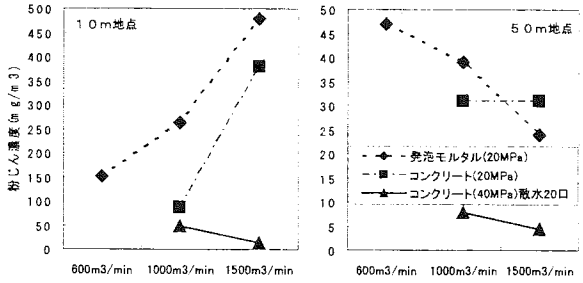


図-7　送風量と粉じん濃度の関係

4．まとめ

①送風量と散水量が同一の条件では，一軸圧縮強度が大きいほど，発生粉じん濃度が増大する．しかしながら，発生粉じんの粒度分布は，一軸圧縮強度の大きさにはほとんど影響されない．

②散水量を増やすと粉じん量の低減効果がある．コンクリート 40MPa の実験ケースでは，ノズル 10 口で大きな粉じん低減効果を発揮した．しかし，散水量を増やしても粒度分布に変化は見られず，じん肺症を引き起こす原因といわれる粒径 5μm以下の粉じん相対量を低減するのに至っていない．

③送風量 1,500m³/min では送風量が 600m³/min と 1,000m³/min の場合に比べ 50m地点での粉じん濃度が低下するとともに，7μm未満の相対粒子量が減少した．これより，送風量を 1,500m³/min とすることにより，じん肺症を引き起こす原因といわれる粒径 5μm以下の粉じん量を低減する効果があるといえる．

謝辞：本論は，共同研究「山岳トンネルにおける機械掘削時の粉じん低減に関する研究」の成果の一部であり，関係各位には謝意を表します．

参考文献

1) 労働省：ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン，2000.12

2) 宇田川・大下：トンネル機械掘削時の発生粉じん量と地質との関連性について，日本応用地質学会研究発表会，2006.11

44. 文化財保全プロセスの初期段階における新旧地形情報の利活用
－沖縄県西表島の天然記念物「古見のサキシマスオウノキ群落」を例として－

Applications of current and historical topographical information in the initial phases of the protection of cultural assets
A case study of a *Komi-Sakishimasuounoki* plant community, a protected species on Iriomote Island, Taketomi, Yaeyama, Okinawa

○福塚 康三郎・飯島 康夫(八千代エンジニヤリング株式会社)（会員）
田代 仁（竹富町農林水産課）・嵩原 智昭（竹富町教育委員会）
Kozaburo Fukuzuka, Yasuo Iijima, Hitoshi Tashiro, Tomoaki Takehara

1. はじめに

沖縄県竹富町古見地区（図-1）の三離御嶽（みちゃーりおん）（写真-1）は，豊作祈願等の伝統文化を何百年も継承してきた神聖な信仰空間であり，その周辺には国指定文化財（天然記念物）のサキシマスオウノキ(Heritiera littoralis)が群生している（写真-2）．このサキシマスオウノキ群落は観光地になっており，見学に訪れる多数の観光客の踏荒しによると考えられる生育環境の悪化が地域住民から指摘されたため，昨年度から文化財保全に向けた取り組みが開始された．

本報告では文化財保全プロセスの初期段階における新旧地形情報の利活用の有効性を報告すると同時に，地形変遷に伴う環境変化の可能性を議論する．

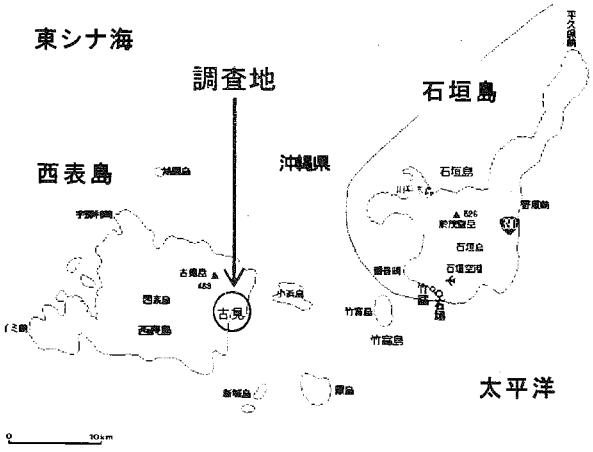


図-1　調査位置図



写真-1　三離御嶽

2. 調査地周辺の地形と地質および自然環境の概要

調査地の位置する西表島は亜熱帯気候に属し，一年を通して温暖である．調査地は前良川河口部の標高0～5m付近に位置し，河川堆積物ないし崖錐堆積物が分布する(図-2)．このうち，サキシマスオウノキ群落は標高1～2m付近に生息し，1年に数回程度，高潮位時には冠水する．サキシマスオウノキ群落の林床を構成する河川堆積物は層厚50cm以下の砂質～粘土質シルトであり，底生動物であるオキナワアナジャコの営巣活動が活発である．標高1m以下にはオヒルギやヤエヤマヒルギ群落が生育し，層厚20cm以下の砂混じり有機質シルトからなる河川堆積物が分布する．

サキシマスオウノキ群落およびその周辺部では，傾倒ないし完全に枯死した個体が確認され，開空率の増加などによる生育環境の悪化が懸念される．



写真-2　サキシマスオウノキと観光客

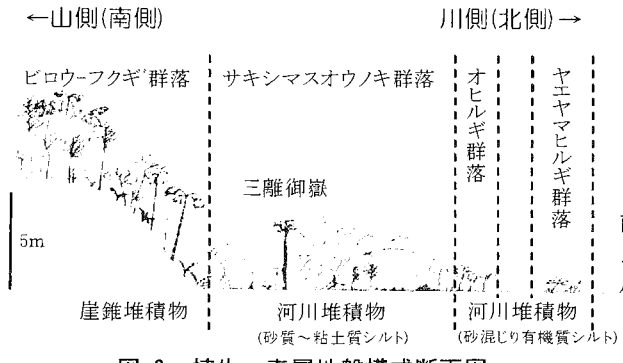


図-2　植生・表層地盤模式断面図

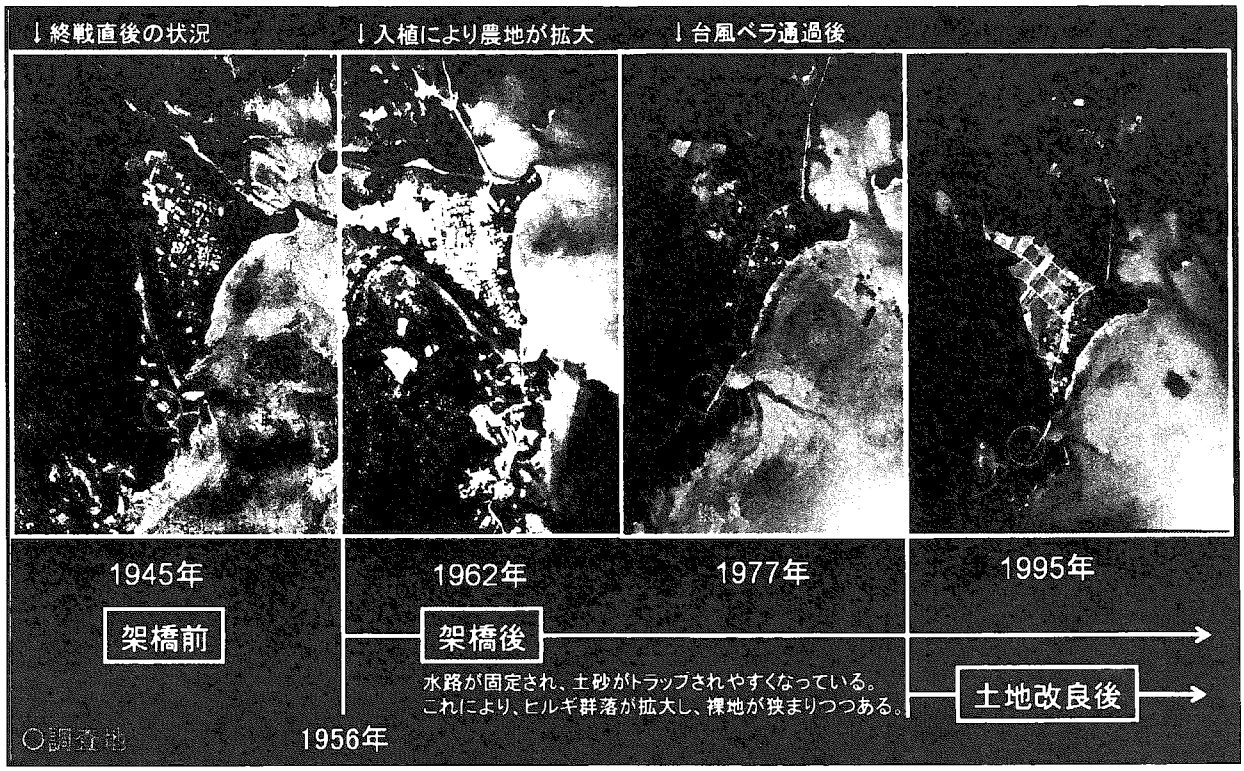


図-3　調査地周辺の空中写真(1945 年/1962 年：米軍撮影，1977 年/1995 年：国土地理院撮影)

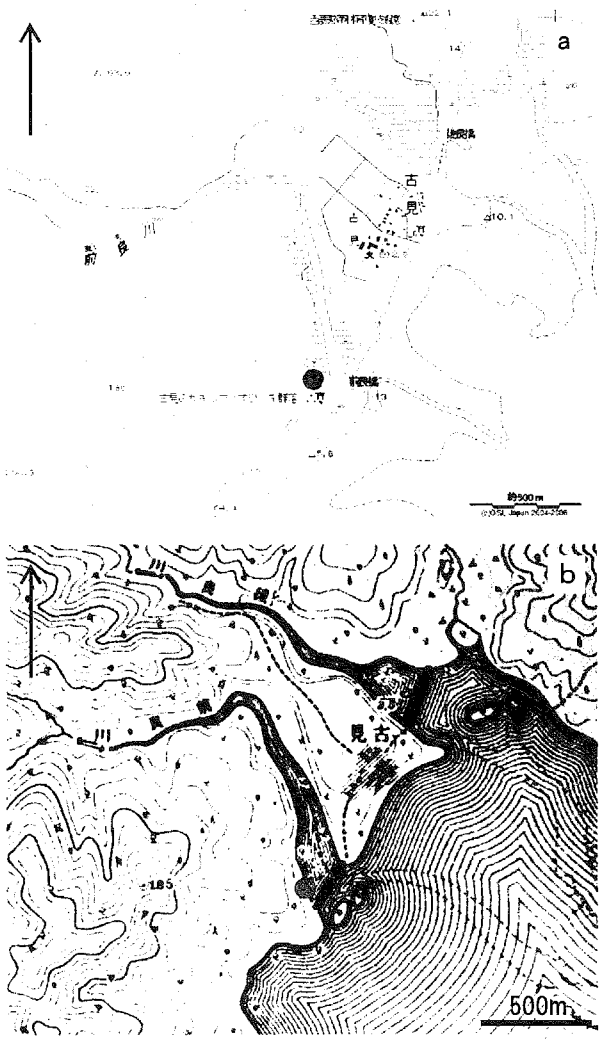


図-4　調査地周辺の地形図（a:2002年，b:1925年）
調査対象としたサキシマスオウノキ群落を赤丸で示す

3. 地形変遷と環境変化

調査地周辺の地形変遷と表層環境の変化を検討するために，空中写真(図-3)と地形図(図-4)等を用いて，1925年以降における経時的な変化を調査した．その結果，1956年に前良川河口部に河道を閉塞するように前良橋および取付盛土が施工されたことが分かった．1962年の写真にはヒルギ群落の中に後背斜面から流下する沢の延長水路が裸地として写っているが，1995年には完全にヒルギ群落に覆われていることから，林床を構成する表層地盤に変化が生じていると考えられる．

1945年には河道は固定化されておらず，洪水流も滞留しなかったことが推定されるが，1956年以降は橋梁取付盛土の施工に伴う河道の固定化により，台風等に起因する高潮位時には本川流下能力が低下し，サキシマスオウノキ群落付近では洪水流が滞留する可能性が考えられる．その結果，サキシマスオウノキ群落周辺の表層環境も変化していることが推定される．

4. おわりに

サキシマスオウノキ群落の下流側に施工された前良橋およびその取付盛土により，群落周辺の表層環境にも影響が及んでいる可能性が指摘される．従って，文化財保全プロセスを進める際には，観光客の踏み荒らしや台風被害などの直接的な要因に加えて，地形変遷とそれに伴う環境変化を加味した議論が必要である．

謝辞　琉球大学の新城和治先生と仲宗根幸男先生ならびに新里孝治先生には多くの貴重な御指摘をいただいた．以上の方々に心から御礼申し上げます．

45. GISを用いた海水侵入における地下水塩水化現象の三次元シミュレーションと対策

Three Dimensional Simulation of Sea Water Intrusion and Mitigation Proposal by Using GIS

○周国云（西日本工業大学）
丸井敦尚（(独)産業技術総合研究所）
萩原良太（(株)日本地研）
Guoyun Zhou, Atsunao Marui and Ryota Hagihara

1．はじめに

沿岸地域で発生する地下水の塩水化現象は，地下水の過乗な汲上げにより，地下水の淡塩境界面が陸部に逆上昇して揚水中の塩分濃度が高くなり，淡水としての地下水の利用が困難になる問題である．本来陸地の地下水が陸地から海に流れて行く水循環を行っているが，陸地の地下水揚水により，地下水位が低くなり，密度の高い海水は陸地の地下帯水層に沿って逆侵入することになる（図-1）．

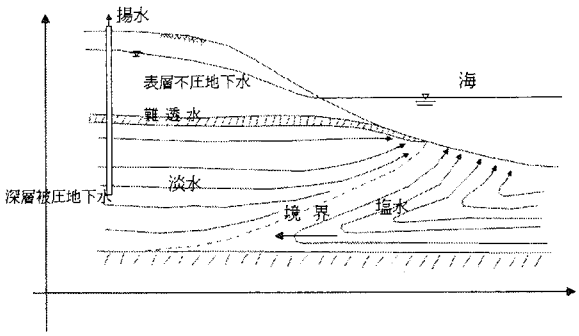


図-1 海水浸入による地下水塩水化のメカニズム

海水の陸地域での地下水への逆侵入は沿岸地域での生活用水や工業用水などに大きな損害を与える．このような塩水化問題の調査・解析には，従来の地下水の調査に加え，地下水の塩水成分の現状と推移・監視等を行う必要がある．さらに将来の塩水化の傾向を予測するために，密度流を扱えるソフト（例えば，FEWATER，FEFLOW 等）を使用して解析する場合は多いである．過去には断面２次元の解析が主流であったが，最近３次元的な解析も要求されるようになっている．この場合は，解析範囲が通常広いため，３次元モデルの構築にあたり，地質，地形，土地利用，帯水層・加圧層の分布，水理地質パラメータの分布，揚水量，地下水位，蒸発散等の特徴等を空間的かつ定量的に把握しないできないである．従来の方法では，このような空間データの把握と処理には大変難しくて，精度や信頼度に問題があると指摘されている．

近年，注目されている IT 技術の１つである地理情報システム(GIS)は様々な分野に急速に応用されてきている． GIS は異なる種類の空間的な情報（図形，画像，文字，数値など）を統合して管理及び解析するツールとして，建設分野においても応用始まっている．GIS は，人間の思考，判断，処理などの能力を超える解析を行うことができ，更には技術者などの意思決定支援に役立つ付加価値の創出につながると考えられる．

本研究では，GIS の空間情報の管理・解析機能を用い，解析モデル地域を対象とし，水循環，地下水塩水化に関わる様々な異なる種類の空間情報を定量的に統括・管理を実現し，これらのデジタルデータを活用し，より現実に近似した３次元地下水（塩水）流動の時空解析システムを構築するとともに，塩水現象の将来予測を行う．更に，地下水環境保全ための対策を検討する．

2．塩淡２流問題解析の基礎方程式

3次元塩淡2相流問題解析の基礎方程式は下記の通りとなっている．

1）地下水流動の基礎式

$$\frac{\rho}{\rho_0}F\frac{\partial h}{\partial t}=\nabla\left[K\left(\nabla h+\frac{\rho}{\rho_0}\nabla z\right)\right]+\frac{\rho^*}{\rho_0}q$$

$$F=\alpha'\frac{\theta}{n}+\beta'\theta+n\frac{ds}{dh}$$

ここで　F：貯留係数，h：　地下水位（水頭），t　：時間，K：透水係数，z：　ポテンシャルヘッド，q：　揚水/注入量，ρ　：水の密度（濃度はCである時），ρ_0: 水の密度（濃度は０である時，真水），ρ^*　：注入或いは汲み上げ流体の密度，θ：　体積含水率，α'　：　帯水層（加圧層）の圧縮係数，β'：　水の圧縮率，n　：帯水層（加圧層）の空隙率，S　：飽和率

透水係数は，下記のように計算される

$$K=\frac{\rho g}{\mu}k=\frac{(\rho/\rho_0)}{(\mu/\mu_0)}\frac{\rho_0 g}{\mu_0}k_s k_{rr}$$

ここで μ　：　濃度はCであるの水の粘性係数，μ_0: 真水の粘性係数，k_s: 飽和透水係数，k_r: 相対透水係数．

塩水と真水の密度の関係は，下記の式で計算される．

$$\frac{\rho}{\rho_0}=a_1+a_2c+a_3c^2+a_4c^3$$

また，塩水と真水の粘性係数は，下記の式で計算される．

$$\frac{\mu}{\mu_0}=a_5+a_6c+a_7c^2+a_8c^3$$

ここで，　cは水の濃度（例えば塩分の濃度）で，a1 a2…. a8　は，塩水と真水の密度及び粘性係数の関係を決定するパラメータである．

ダルシの法則に基づき，水の流速Vは下記のように計算される．

$$V=-K\left(\frac{\rho_0}{\rho}\nabla h+\nabla z\right)$$

3. 解析対象地域の地下水塩水化現状

解析の対象地域は北部九州の東部海岸と陸域である（図-2）．この地域では，過去数十年の地下水の汲み上げにより，塩水化現象が進んでいる．図-2 を見ると淡塩境界線が楔のように内陸に侵入していることがわかる．水理地質の分布は表層 A の粘土，砂礫・粘土互層の第１帯水層 B，凝灰岩の加圧層 C と D，砂礫・粘土互層の第２帯水層 E と基盤（第３紀層）の F の６層に分けられる．現在第２帯水層 E は塩水化されている。

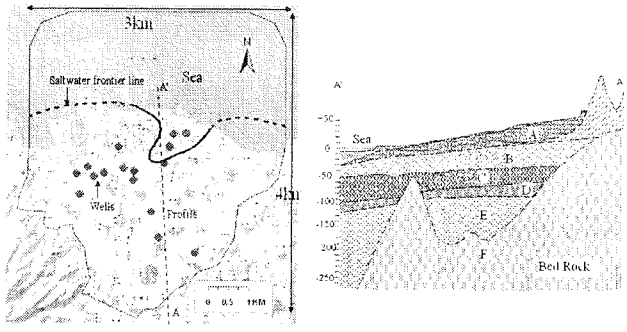


図-2 解析対象地域の塩水化現状（北部九州）と水理地質構造

4．GIS による 3D 地下水（塩水）解析モデル構築と解析

この地域の地形，地質の情報を調査・収集したうえで，地域の表面地形の分布，各帯水層・加圧層の空間分布を GIS のラスターデータとして整理した．図-3 には GIS の表面地形を示す．図-4 にはこの地域の水理地質構造を GIS で表現したものである．さらに，水理地質調査から決められた地下水解析の境界条件を元に，GIS で構築した 3D 地質構造データを FEWATER という 3D 地下水解析ソフトに読み込ませ，解析用の 3D メッシュを作成した（図-5）．また初期地下水位の分布や水理地質パラメータの分布も GIS のラスターデータで作成し，解析メッシュにデータを割り当てることにした．このように GIS データを活用することで，効率的な 3D モデルの作成ができた．

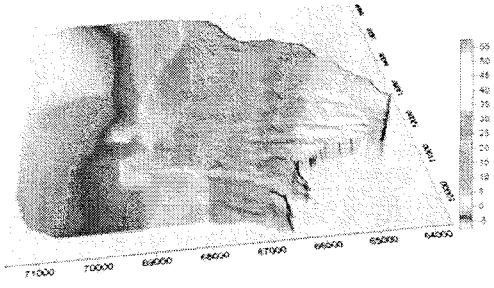


図-3 GIS での地表ラスターデータ

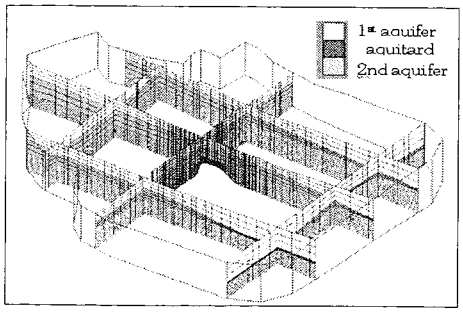


図-4 GIS での水理地質構造図

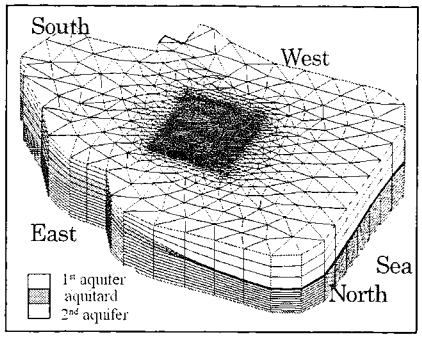


図-5 3D 地下水流動解析メッシュ

地下水流動と塩水現象化拡大の解析を S40 年度から解析を実行した．図-6 には第２帯水層の地下水位の解析結果の比較を示す．解析と実測は基本的に一致していることがわかる．また塩水化現状の解析結果（図-7）は現状（図-2）とはほぼ一致しているとの結論が得られた．GIS による信頼性のあるモデルの構築と解析を効率的に行ったと考える．

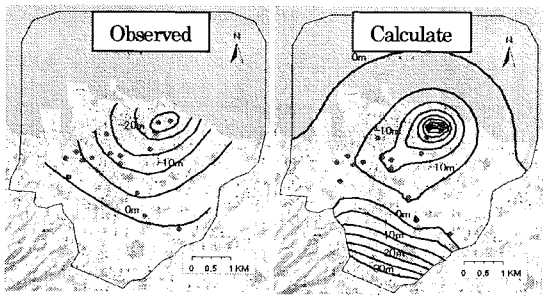


図-6 第２帯水層の地下水位の解析比較

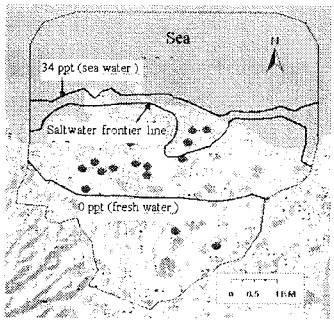


図-7 第２帯水層の塩水化現状の再現結果

塩水化問題の対策としては，今後 20 年間に亘って塩水化を現在のままで拡大しないように，様々な揚水量の削減の方法を試行錯誤計算で検討した．計算のケースとして，全体の揚水量を現状の 90%, 85%, 80%, 70%, 65%, 50%にし，それぞれ塩水化の状況を予測・計算した．これらのシミュレーション結果を見ると，85%にした場合は，地下水位は 20 年後には若干回復し，塩水化は拡大せず現状維持したことが解析でわかった．

5. まとめ

広域での３次元地下水（塩水）のシミュレーションを行うための 3D モデリングと結果表示などにおいて GIS は極めて有効なツールとして期待できると今回の研究から実証された．今後さらに GIS と数値解析との高度な結合に関する研究を進めていくことが必要である．

46. 地震動増幅特性・液状化危険度と地下水位の関係

○中迎誠(東邦地水株式会社), 中川康一(大阪市立大学大学院理学研究科)
Makoto NAKAMUKAE and Koichi NAKAGAWA

1. はじめに

地下水位は液状化危険度と密接な関係があると従来指摘されているが, 増幅特性にも影響することが危惧される. これは, 地盤の剛性が有効応力(上位層による全応力と間隙水圧の差)に依存するためであるが, この点に言及した研究例はほとんどない.

そこで, 本研究では地下水位と地震応答・被害との関連を明らかにするために, 地下水位を考慮した地盤モデルを用いて, 連動型南海地震を想定した一次元解析と液状化危険度の評価を行った.

2. 地下水位と表層地盤の物性との関係

地下水位と表層地盤の地震応答に関連する剛性率と減衰率の関係は以下のように整理される.

一般に, 土の線形剛性率G_{max}は, 有効応力の累乗に比例することが知られている. 有効応力にかかる冪数は, 正規圧状態では経験的に0.5が知られており, 式(1)にように表せる.

$$G_{\max} = a\sigma'^{0.5} \qquad (1)$$

不飽和層内部では, 間隙に残った水の表面張力により負の間隙水圧(サクション)が生じるために, 地盤全体で式1のG_{max}は増加することになる. なお, 地下水面より上位の地層では不飽和となるが, それによる単位体積重量の変化は無視した.

減衰率hは, 有効応力の-0.5乗に反比例する次の関係式を用いた.

$$h_i = (c\gamma^d) * \left[\frac{\sigma'_i{}^{-0.5}}{\sigma'_0{}^{-0.5}} \right] \qquad (2)$$

地下水位の設定については, GL 0, -1, -2, -3, -5mとした. 中央防災会議による地下構造モデル[2]を用い, 地下水位がGL0mの場合とその他の場合について, 地層毎に物性値の変化を考慮した.

3. 対象とした地震と解析地域

入力地震動は中央防災会議による, 連動型南海地震の想定地震動[2]とした.

計算対象地域は東西方向約25km, 南北方向約20kmの地域であり, 東西, 南北方向ともに約1kmの間隔にて一次元解析を行った(図-1). 対象地域には, 中央部(砂礫質台地)の西側に埋立地・海岸低地, 東側に旧河川や後背湿地が存在している.

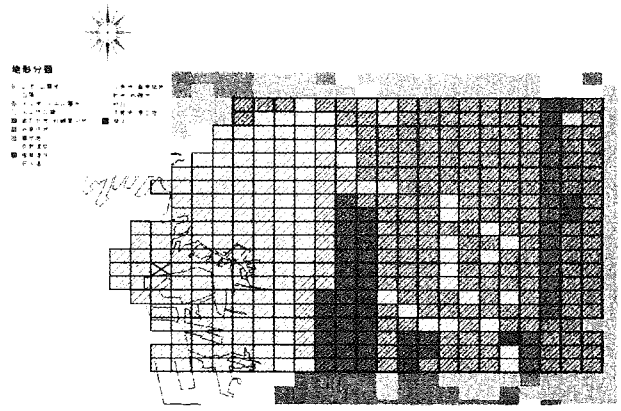


図-1 対象地域と計算メッシュ

4. 地震動と液状化の解析・評価手法

応答解析は逐次積分法に基づく一次元解析プログラムAMPLE2000 [3]を用いた. それぞれの地下水位によって変化する, 地表の最大加速度(水平2成分合成波形による), SI値(加速度スペクトルの0.1 ～10 Hz区間の積分値), P_L値(地盤液状化指数[4])について, 地下水位がGL0mの場合を基準として評価した.

5. 最大加速度・SI・P_L値の変化

地下水位がGL0mの場合を基準に, 各地下水位に対応する最大加速度とSIの低減率について図-2, 3に示す. 図より地下水位と最大加速度, SIの低減率との間にはきれいな関係があることがわかる. なお, 図-3にてSIは東西成分のみであるが, 南北成分も同様の結果であった. 低

減率が負となったメッシュは最大加速度，SIともに1割強である．

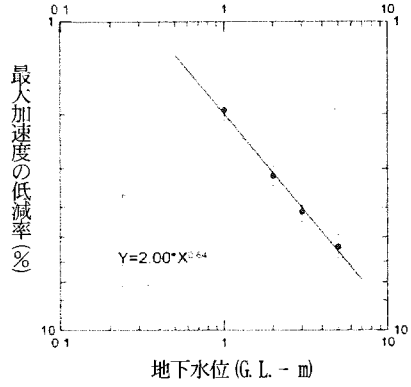


図-2　地下水位と最大加速度の減少率の平均値

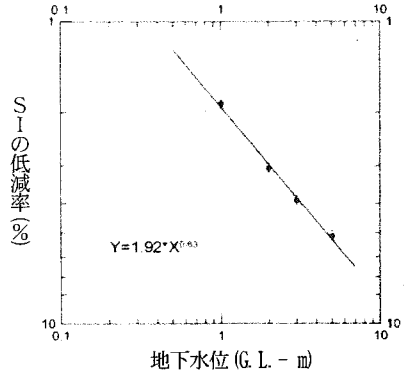


図-3　地下水位とSI(東西成分)の減少率の平均値

地震動が増幅した地点のうち 1 点での加速度スペクトル増幅率の例を図-4 に示す．地下水位の低下により剛性率が増加すると，地盤の固有周波数が高周波数側に移る．その際，入力地震動の卓越周波数と地盤の増幅特性の微妙な関係から地震動が増幅する場合がある．

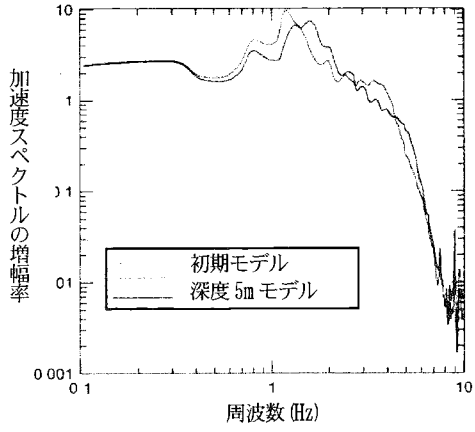


図-4　地震動が増幅した地点での加速度スペクトルの増幅率

図-2，3と同様に，地下水位がGL0mの場合を基準に各水位に対応したP_L値の低減量(平均値と標準誤差)を図-5に示す．低減量が負となったメッシュは地下水位がGL-1mの場合に2メッシュのみである．

図-5に示した地下水位とP_L値の低減量は定性的に指摘されてきたことである．しかし，図-2・3，5は，地下水位を考慮した液状化危険度の計算には外力(加速度)の変化を考慮することが望ましいことを示している．

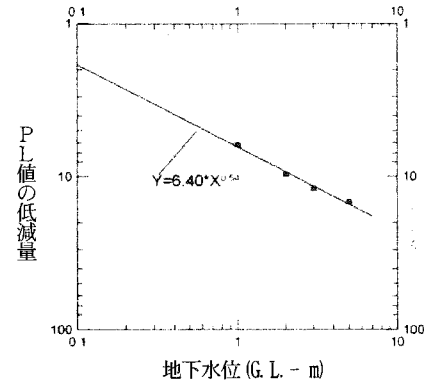


図-5　地下水位とP_L値の減少量の平均値

6. まとめ

大阪平野を対象として，想定南海地震の場合の一次元地震動解析により，加速度と地下水位とには負の相関があることが確かめられた．地下水位の異なる場合の加速度の変化は液状化危険度の計算に考慮されるべきである．

以上地震被害を想定するときに重要と思われる地下水の影響について，単純化した手法と中央防災会議によるデータを用いて解析したが，信頼性を高めるためにはさらに高精度の地下構造モデルの採用ともにメッシュを細かくするなど詳細な検討が必要である．

参考文献

1) 今津・福武，1986，第21回土質工学研究発表会，509-512.

2) 中央防災会議，2004，東南海・南海地震公開データ.

3) Pestana and Nadim, 2000, Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/2000-04.

4) 岩崎・他，1980，土と基礎，**28**，4，23-29.

47. 土木地質調査におけるガス炭素安定同位体比の利用

Application of carbon stable isotope ratio of gas samples by study of civil engineering

○中田英二・中川加明一郎（電力中央研究所）・石井英一・岩月輝希（日本原子力開発研究機構）・早稲田　周（石油資源開発）
Eiji Nakata, Kameichirou Nakagawa, Eiichi Ishii,
Teruki Iwatsuki, Amane Waseda

1. はじめに

ガスの$\delta^{13}C$を測定することは，（ア）炭素の起源，（イ）形成プロセスの解明に繋がる．今回CO_2，CH_4～C_4H_{10}（或いはこれ以上の炭化水素）の炭素の安定同位体比（$\delta^{13}C$）の応用地質分野での応用について紹介する．

2. 炭素安定同位体比

炭化水素ガスは無機起源と有機起源に分けられ，無機炭素（非生物起源）はマントル由来のものからなると考えられている．一方，有機炭素（生物起源）は一般的には堆積物中に1%前後含まれ，微生物による有機物の分解で生成するガスとケロジェンの熱分解で形成されるガスに分けられている．以下に炭化水素ガスと二酸化炭素の特徴を簡単にまとめる．

【無機炭素】

- $\delta^{13}C_{CH4}$は-20‰以上．
- $\delta^{13}C$は一般に$CH_4 > C_2H_6 > C_3H_8$と小さくなる．

【有機炭素の微生物分解】

- $\delta^{13}C_{CH4}$は-60‰以下．
- ほとんどCH_4だけからなるガスが発生．
- $CH_4/(C_2H_6+C_3H_8)$ガス比＞1000が特徴．
- 嫌気性微生物によるCH_4の酸化で$\delta^{13}C_{CH4}$が増加するとともに$CH_4/(C_2H_6+C_3H_8)$比が減少．CO_2も増加．
- C_2H_6が分解すると$CH_4/(C_2H_6+C_3H_8)$比が増加．
- C_3H_8が分解すると$CH_4/(C_2H_6+C_3H_8)$比が増加し，$\delta^{13}C_{C2H6}$がかなりに増加．
- イソアルカンよりノルマルアルカンの方が分解され易い．
- 炭化水素の微生物分解で発生した有機酸が発酵して生成するCO_2とCH_4の同位体比は$\delta^{13}C_{CH4}$が-60‰以下，$\delta^{13}C_{CO2}$が正となる．他方，有機酸が酸化した場合，$\delta^{13}C_{CO2}$は小さくなる．

【有機炭素の熱分解】

- $\delta^{13}C_{CH4}$は-50‰～-30‰．
- $\delta^{13}C$は炭素数が多いものほど大きくなる．
- $\delta^{13}C_{C2H6}$（±4‰）$=\delta^{13}C_{CH4}+8$の関係があり，$\delta^{13}C_{CH4}-\delta^{13}C_{C2H6}$が小さいほど熟成度が大きく，生成温度は290℃～72℃の範囲となる．
- $CH_4/(C_2H_6+C_3H_8)$ガス比＜100が特徴．
- 酸化により$\delta^{13}C_{C2H6}/\delta^{13}C_{C3H8}$比，$\delta^{13}C_{C3H8}/\delta^{13}C_{nC4H10}$比は小さくなる．
- $\delta^{13}C_{C2H6}/\delta^{13}C_{C3H8}$比は温度依存性が高い．
- 炭化水素分子は大きいものほど地層のクロマト効果の影響を受ける．$\delta^{13}C_{CH4}$は一定，$CH_4/(C_2H_6+C_3H_8)$比が大きくなるものがある．
- 熟成度が上昇すると$\delta^{13}C_{CH4}$が-35‰以上まで大きくなる．
- 石油生成帯での$\delta^{13}C_{CH4}$は-35～-40‰．
- $\delta^{13}C_{CH4}$はケロジェンの同位体比より10～30‰軽くなる．温度・圧力が高いほどケロジェンからの同位体分別効果が小さく，同位体比の違いが小さくなる．

【二酸化炭素】

- 大気の$\delta^{13}C$は-8‰前後．
- 光合成で取り込まれるCO_2は^{12}Cに富む．このため排出されるで$\delta^{13}C$は小さく，高樹木密度・夜間では平均的な大気の$\delta^{13}C$に比べて数‰小さくなる．
- 上部マントルの$\delta^{13}C$は-5‰前後．
- 排気ガスの$\delta^{13}C$は-30‰前後．ガスタンク中のCO_2の$\delta^{13}C$は-24～-38‰．
- 20℃においてCO_2(gas)の$\delta^{13}C$はHCO_3^-の$\delta^{13}C$より8.38‰小さくなる．

3. 測定装置・手法

$\delta^{13}C$の測定は安定同位体質量分析計(MS)で行われる．測定方法は最近5年～10年で簡便な方法が発達している．固体試料もガス試料も酸化銅とともに試料を高温（950～1070℃）で熱することで発生する二酸化炭素と水を分離して二酸化炭素を質量分析計に導き，同位体比を求める．今回の測定はガスクロマトグラフ(アジレント;6890N)が燃焼炉とMS(GV;Isoprime)に接続された装置を用いた．測定ガス量の目安は300μlでガスクロマトグラフにガスタイトシリンジで注入する．CO_2とCH_4～iC_4H_{10}までの同位体比がおよそ20分で求められることになる．

$\delta^{13}C$は，$\delta^{13}C = \{^{13}C/^{12}C$（未知試料）$-^{13}C/^{12}C_{STD}\}$（標準試料；PDBで根付けされたガスを使用）$/^{13}C/^{12}C_{STF}\times 1000$（‰）で求まる．濃度1%の$CH_4$や$CO_2$標準ガスを繰り返し測定した場合の$\delta^{13}C$誤差は±0.4‰（σ1）で，当所の松林で採取した大気のCO_2からは-9.5‰，0.0440%，室内で-10.6‰，0.0687%が求められた．

4. 測定試料

今回紹介する試料は主に北海道幌延地域で実施されたボーリングコア試料を用いた．採取したコア試料

は直径約5cm，長さ約10cmの円柱状でボーリング直後に窒素，或いはArガス下でステンレス容器に入れ水封した．水封に用いた水は沸騰した蒸留水を魔法瓶に入れ，窒素ガス雰囲気下で保管したものを用いた．

5. 測定結果

幌延地域で採取したコア試料とこれまでに幌延深部地層研究センターで測定されたガス試料の$\delta^{13}C_{CH4}$の分布を図1に示した．$\delta^{13}C_{CH4}$の値は図1の中心部を通過する大曲断層を挟んで東側と西側で異なっており，西側のコア試料（HDB-3）からは約-60‰以下の値がどの深度からも得られている．

他方，西側のコア試料（HDB-4, 5, HCD-3）からの試料は-50～-40‰の値が得られている．$CH_4/(C_2H_6+C_3H_8)$ガス比はいずれも1000以上で有機物が微生物分解して形成された炭化水素ガスが主体の範囲に入る．

$\delta^{13}C_{CH4}$-60‰以下のCH_4は有機物の微生分解により形成されたものと考えられる．他方東側の-50～-40‰のCH_4は一般的な熱-微生物分解ガスの混合ラインに乗らず，西側と東側のガスが混合することなく断層により隔てられている可能性を示唆する（図2）．

微生物分解で形成されたCH_4は酸化により同位体比が増加する（Whiticar and Faber, 1986）．$CH_4/(C_2H_6+C_3H_8)$ガス比はガスが堆積岩の間隙中を移動するときに大きくなると考えられている（Fuex, 1980）．東側のガスは，酸化あるいは，熱分解により形成された炭化水素が深部から移動しつつ形成されたと推察できる．酸化の場合，CO_2含有量が増加するが，表層などに比べ深部の試料でCO_2含有量が増加していること，$\delta^{13}C_{CO2}$が深部で大きくなっていることから表層の酸化は深部には及んでおらず，東側のガスは有機物が熱分解し移動したガスと推察できる．このことはHCD-3孔が大曲断層を貫いて掘進していることとも整合する．

福沢（1987）は大曲断層の東側は隆起域であり，木方ほか（2006）では大曲断層の西側より東側の方が厚さで200m削剥量が多くなると推察している．東側は深部の地層が露出し，深部ガスが上昇しやすいのかもしれない．

さらに東側のHDB-4では$\delta^{13}C_{CO2}$が深度200～300mの間で-8‰以下から+7‰以上へ深部に向かって変化し，HCD-3でも正の$\delta^{13}C_{CO2}$値が認められる．$\delta^{13}C_{CO2}$は大気の値が-8‰であることから$\delta^{13}C_{CO2}$が正の値へ変化するのは大気の混合が無いこと酸化が深部まで及んでいないことを示す．正の$\delta^{13}C_{CO2}$は重油の微生物分解で発生した有機酸が発酵して生成するCO_2などで認められている（Dimitrakopoulos and Muehlenbachs, 1987）．HCD-3では掘削途中で重油も採取されている．

6. まとめ

コア試料の間隙水中に含まれるCO_2,炭化水素ガスを採取し，$\delta^{13}C$の分析を行った．当所が導入した装置はおよそ20分でCO_2とCH_4～nC_4H_{10}の$\delta^{13}C$の測定

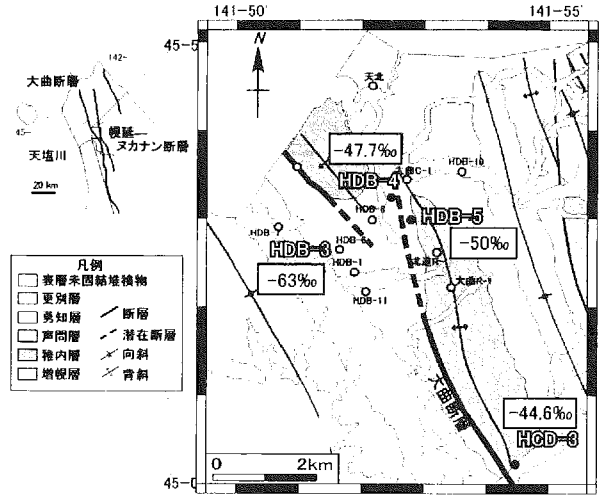


図1　深度300m付近のコア間隙水中の$\delta^{13}C_{CH4}$

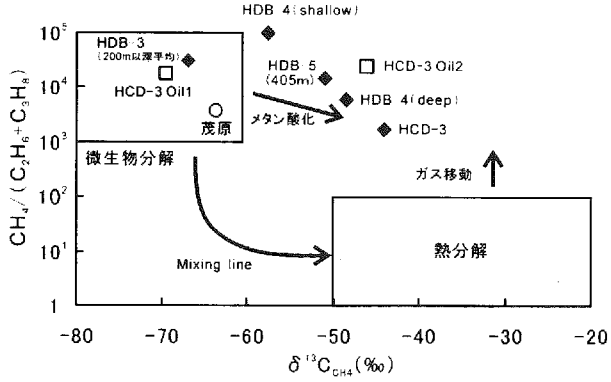


図2　メタン$\delta^{13}C$と$C_1/(C_2+C_3)$の関係

$\delta^{13}C$と$C_1/(C_2+C_3)$はボーリング孔での平均値を記載

ができる．また大気中のCO_2の定量，同位体比分析も概ね良好にできる．

幌延地点では大曲断層の西側と東側で$\delta^{13}C$を比べた結果，東側は有機物が熱分解したガスが深部から移動してきたと可能性が示唆された．

CO_2，炭化水素ガスは地下水に溶解し，地中からは多く発生してくるガスの一種であり，資源開発，火山噴火などの防災，水理トレーサー，微生物の関与などによる廃土・土壌の反応状況の把握，ガス漏れモニタリング，温暖化etcと土木地質調査などにおいても応用できるものは多いと感ずる．

引用文献

Dimitrakopoulos and Muehlenbachs (1987): Chemical geology, 65, 283-291.

Fuex (1980): Physics and Chemistry earth, 12, 725-732.

福沢(1987)：地質雑，93，37-55.

木方ほか(2006)：電中研報告，N05044，49p.

Whiticar and Faber (1985): Org. Geochem. 10, 759-768.

48 室内試験による水・CO_2 二相流体流動特性の評価

A laboratory measurement of water-CO_2 two-phase flow in rock

○末永弘 (電力中央研究所)
Hiroshi SUENAGA

1. はじめに

二酸化炭素（CO_2）地中貯留では，深度 800m 以深に超臨界状態で注入される CO_2 の移行挙動を予測し，岩盤・地下水への影響を評価する必要がある．このため，地下深部における地下水・CO_2 の透過性および二相流特性の評価が重要となる．そこで本研究では，CO_2 地中貯留の対象層となり得る岩石試料を用いて，水・CO_2 二相流挙動室内試験を実施した．

2. 試験方法

試験に用いた装置の概念図を**図 - 1** に示す．試験方法は，1) 岩石試料を圧力セル内にセットし，水で飽和した後，セル内において水圧により岩石周辺に拘束圧（約 9MPa）を負荷する．次に 2) 恒温槽の温度を 35～40 ℃に設定し，注入 CO_2，排出 CO_2 の温度を臨界温度以上にする．温度が一定になったことを確認し，3) 岩石試料の上部，下部に接続している CO_2 シリンジポンプから一定圧力で CO_2 を流動させ，下部から排出される水量 Q_w，注入・排出 CO_2 量 Q_{CO2}，温度 T，圧力 P の時間変化をそれぞれ測定する．測定されたデータを用いて以下の式により水・CO_2 の有効浸透率 k_{rw}，k_{rCO2} を算出し，排水量から飽和率 S_w を推定することにより，岩石内における飽和率と相対浸透率との関係を求めた [1]．

$$k_{rw} = \frac{\mu_w Q_w L}{K_w A(P_i - P_o)},\ k_{rCO2} = \frac{\mu_{CO2} Q_{CO2} L P_m}{K_{CO2} A(P_i^2 - P_o^2)} \quad (1)$$

ここに，μ，L，K，A はそれぞれ粘性係数，試料長さ，飽和浸透率，試料直径を表し，添え字の w，$CO2$，i，o，m はそれぞれ水，CO_2，注入側，排出側，平均を意味する．

3. 試験結果

試験に使用した岩石試料は，長崎県松浦市にある露頭より採取したブロックサンプルを用いて作製した．当該地域の地質は新第三紀中新世前期の佐世保層群福井層であり，中粒～粗粒の砂岩である．岩石試料の水飽和，乾燥時の重量測定により算出した間隙率は 27% であった．CO_2 二相流挙動室内実験の実施前に，水飽和時において定水位法による透水試験を実施し，K_w を算出した．また，同一ブロックサンプルより採取した別の試料を用いて，110 ℃の乾燥炉を用いることにより飽和率を変化さえながら圧縮空気を用いた透気試験を実施し，空気乾燥時の絶対浸透率を算出し，K_{CO2} と同様と仮定した．算出した K_w，K_{CO2} はそれぞれ 3.1×10^{-13}，$2.8\times10^{-13}\mathrm{m}^2$ であった．

測定データの時系列変化を**図 - 2** に示す．このデータを対象に，式 (1) から算出される相対浸透率と飽和率との関係を**図 - 3** に示す．**図 - 3** の上図において，k_{r_air} は圧縮空気を用いた試験結果である．本稿では 1 試料のみの実験結果を示したが，種々の地質の岩石試料を対象に実験を実施しており，これらを取りまとめることにより，岩石内における CO_2 の相対浸透率特性が得られるものと考えている．

謝辞

本研究を遂行するにあたり，株式会社セレスの渡辺氏，須藤氏には大変お世話になった．ここに記して，謝意を表明する．

参考文献

1) 石油技術協会 (1983)，石油鉱業便覧，pp.498-513.

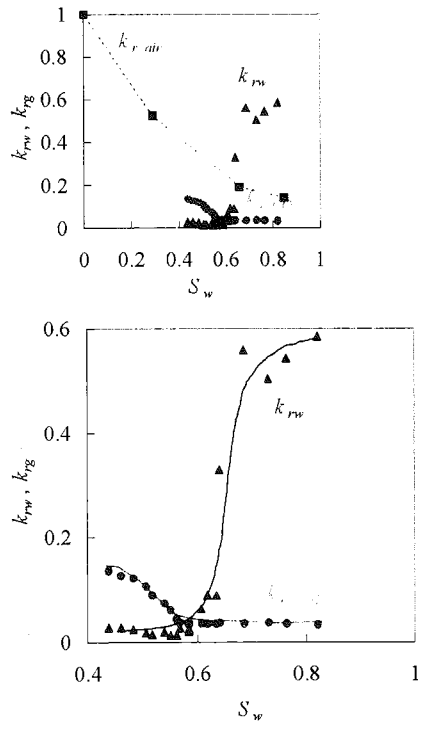


図 - 3: 相対浸透率

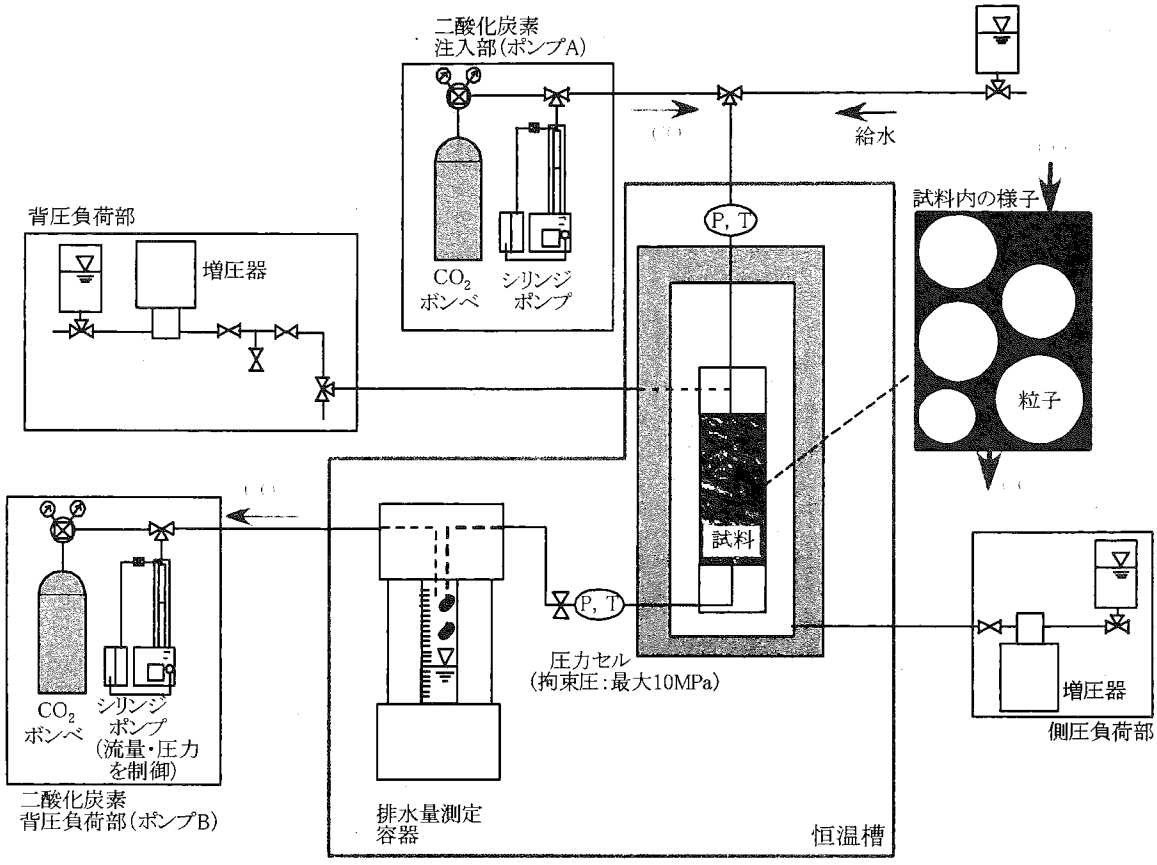


図 - 1: 試験装置概念図

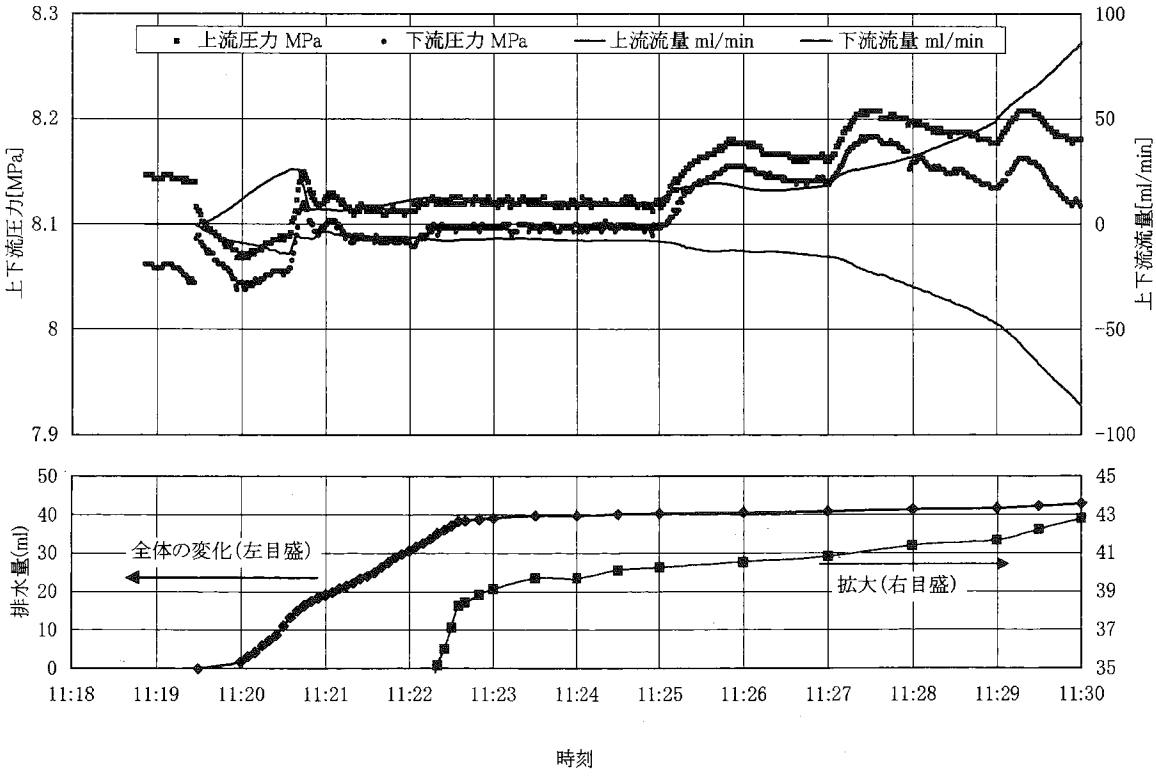


図 - 2: 試験結果

49. アルカリ性トンネル排水の性状とその中和過程

Properties of Alkaline Groundwater Seepage from Muka Tunnel and its Neutralization Process

○青木　卓也・五十嵐　敏文・飯尾　佳浩・朝倉　國臣（北海道大学大学院）
Takuya AOKI, Toshifumi IGARASHI, Yoshihiro IIO, Kuniomi ASAKURA
深谷　弘明・田中　正善（北海道開発局 旭川開発建設部）
Hiroaki FUKAYA, and Masayoshi TANAKA

1．はじめに

一般国道39号武華トンネルでは，堀削時の地下水がアルカリ性であることが検知され，工事完成後もそれが継続排出されている．現状は，炭酸ガスによる中和装置を設置して中和処理しているが，その設備の設置や中和剤の購入などにコストを要している．そのためアルカリ性のトンネル排水の原因を究明するとともに，合理的な中和対策が求められている．そこで本研究では，トンネル周辺の代表的な岩石に対する溶出試験およびトンネル排水や周辺河川水の水質調査を実施し，得られた水質データを基にした PHREEQE[1]による地球化学評価を行うことによって，排水のアルカリ性の原因を究明するとともに，大気中の二酸化炭素の溶解や周辺環境水との混合による中和過程を明らかにした．

2．調査方法

本調査は，アルカリ性トンネル排水の原因究明のためのトンネル周辺の代表的岩石に対する含有鉱物同定，溶出試験，トンネル排水水質調査，自浄作用の評価のためのトンネル排水と周辺河川との合流前後の水質調査から構成されている．

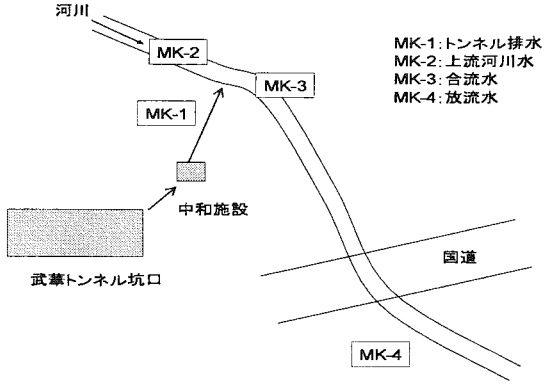
溶出試験は，トンネル周辺ボーリングコア中の代表的な地層である頁岩・砂岩，礫岩，段丘堆積物を対象とした．溶出試験に際しては，あらかじめコアを風乾し，2mm 以下に粉砕した後，粉砕試料 15ｇを脱イオン水 150mL に加え（固液比 1：10），往復振とう器を用いて 120rpm で振とうした．1時間あるいは 24 時間振とう後，懸濁溶液の pH を測定した．粉砕試料に対して適用した X 線回析の結果を表－1に示す．

表－1　X線回折分析結果

試料	岩種	同定された鉱物
1	段丘堆積物	石英，長石類
2	頁岩・砂岩（黒色）	石英，長石類，緑泥岩，*方解石*，黄鉄鉱
3	頁岩・砂岩（灰色）	石英，長石類，緑泥岩，*方解石*
4	礫岩	石英，長石類，緑泥岩，*方解石*

水質調査は，トンネル排水および周辺河川の水温，pH（RpH 含む），電気伝導度，酸化還元電位，溶存酸素濃度，透視度，流量を現地で測定した．さらに，地下水中の化学成分 Ca，Mg，Na，K，Si，Fe，Al，Cl^-，SO_4^{2-}，アルカリ度，浮遊物質量を室内試験によって測定した．なお，元素分析は現地での 0.45μm メンブレンフィルターによるろ過後のろ液を用いた．

調査地点を図－1に示す．この図で，MK-1 はトンネル排水，MK-2 は合流前の河川水，MK-3 は合流直後の河川水，MK-4 は合流後のトンネル敷地境界付近の河川水である．

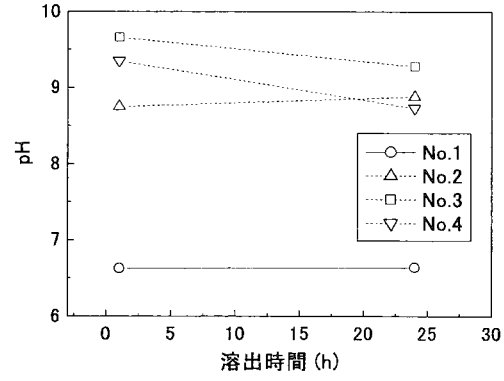


図－1　トンネル周辺調査地点

3．調査結果

(1) 溶出試験

溶出試験結果を図－2に示す．この図から試料1を除き溶出水 pH は 8.5～9.7 のアルカリ性を呈した．とくに溶出初期の pH が高かった．これらの試料は表－1から方解石を含有する．方解石は，大気との閉鎖系では pH10 で安定し，大気解放系ではでは pH8.4 となることから[2)3)]，試料2～4の溶出水は，溶解速度が他の鉱物と比較して大きな方解石[4)5)]の影響を受けていると考えられる．すなわち，本トンネルの主要な地層である頁岩・砂岩や礫岩中に含まれる鉱物の一つである方解石の溶解によってトンネル排水がアルカリ性になったと推定される．



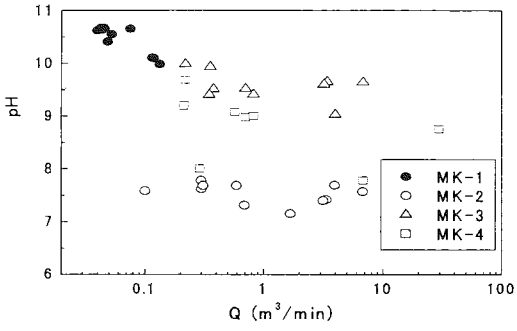
図－2　溶出試験結果

(2)水質調査

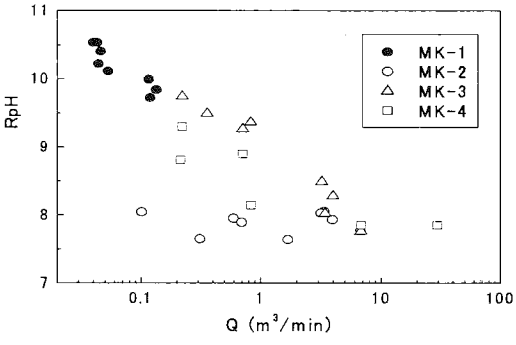
各調査地点での流量Qと pH，RpH との関係を図－3，4にそれぞれ示す．トンネル排水 MK-1 の pH は 10～10.7 で変動するが排水量の増加とともに低下し，ト

ンネル排水が周辺の地下水により希釈されアルカリ性が低減することを示唆する．合流直前の河川水 MK-2 は pH7.2～7.8 で弱アルカリ性を示しており，MK-1 の中和を期待できる水質を有している．しかし，河川水量が少ない場合，合流後の MK-4 では排水基準の pH8.6 を超えることがあり，希釈効果だけで基準以下にすることは難しいことを意味している．

一方，曝気後の pH である RpH はトンネル排水と周辺河川との合流後の MK-3 や MK-4 で pH よりも低下しており，大気中の二酸化炭素の溶解が有効であることを示唆している．



図－３　pH と流量との関係



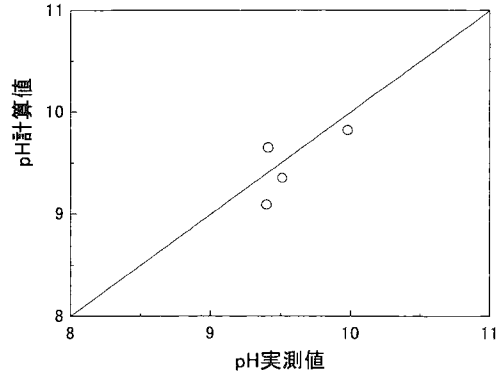
図－４　RpH と流量との関係

４．地球化学的評価

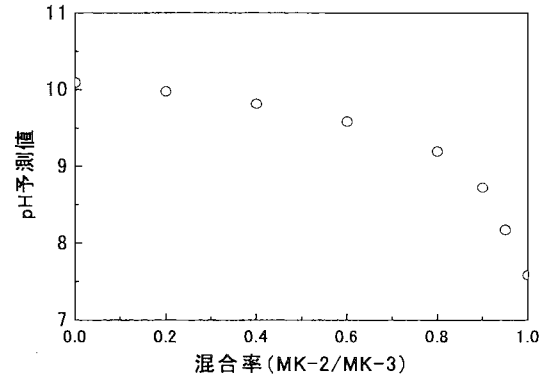
PHREEQE の適用性を確認するために，合流水の実測 pH 値と計算 pH 値とを比較した．図－5 にその結果を示す．この図から，両方の pH 値はおおむね一致し，本地点のトンネル排水と周辺河川水との混合現象に対して PHREEQE が適用できることがわかる．そこで，PHREEQE を用いてトンネル排水と周辺河川水との混合率の変化による合流水の水質変化や大気中の二酸化炭素の溶解による水質変化を評価した．

トンネル排水と河川水との混合による pH 変化を MK-3 の pH が最も高くなった調査日を例として評価した．その結果を図－６に示す．この図から，合流水 pH を 8.5 以下とするためには，希釈すべき河川水量はトンネル排水量の 9 倍以上必要であることがわかる．このことは，河川水の流量が少ないときは，希釈だけで pH 低減は期待できないことを示す．

一方，トンネル排水が大気中の二酸化炭素と平衡関係にあると仮定すると，その平衡 pH はほぼ pH8.4 となった．このことは，二酸化炭素が十分溶解した平衡時には環境基準と同程度となることを示唆する．



図－５　トンネル MK-3 の pH の実測値と計算値の比較



図－６　周辺水の混合率が合流水 pH へ及ぼす影響

５．まとめ

(1)アルカリ性のトンネル排水はトンネル周辺の頁岩・砂岩，礫岩に含まれる方解石の溶解に起因することが，溶出試験および水質調査によって推定された．

(2)トンネル排水と周辺河川水との合流水の pH が 8.6 を超える場合が渇水期に認められた．

(3)トンネル排水の pH を低減するためには，大気中の二酸化炭素との溶解を促進させることが有効であることを PHREEQE による解析によって明らかにした．

今後は，二酸化炭素の溶解現象を速度論的に評価し，その効率的な中和対策を検討する予定である．

＜参考文献＞

1) Parkhurst, D. L., Torstenson, D. C., and Plummer, L. N. (1980)：PHREEQE- A computer program for geochemical calculations, USGS, Water-Resources Investigations 80-96.
2) Stumm, W. and Morgan, J. J. (1996)：Aquatic Chemistry, Third Edition, John Wiley&Sons, Inc.
3) Appelo, C. A. J. and Portma, D. (1996)：Geochemistry, groundwater and pollution, Balkema, Rotterdam.
4) Banwart, S. A. and Malmstron, M. E. (2001)：Journal of Geochemical Exploration, Vol. 74, pp. 73-97.
5) 五十嵐敏文・大山隆弘・斎藤典之 (2001)：応用地質, Vol. 42, No. 4, pp. 214-221.

50. 中越，第三紀層地すべりの地形発達

Historic Geographical change of the Tertiary strata landslide in Chuetsu district

○稲垣　秀輝（(株)環境地質），小坂　英輝（同左），大久保　拓郎（同左）
Hideki Inagaki ,Hideki Kosaka, Takuro Ohkubo

1．はじめに

新潟県中越地方は，第三紀層が広く分布し，標高 200～500m 程度の北東－南西に延びる丘陵地からなる．今回調査したのは，東山丘陵の北部で 2004 年 10 月に発生した新潟中越地震の被災地である旧山古志村の北端周辺地域であるとともに，2007 年 7 月に発生した中越沖地震にも近い地域である．この地域は，典型的な第三紀層地すべり地帯といえる．これらの地すべりは，新潟中越地震でも一部活動したものがあり，その発生は直下型の地震との関連が深いものと考えられる．

本研究では，第三紀層地すべりの変位率と傾斜による分類を行い，地すべり地形発達が地質より違った形で推移し，初生地すべりの変位率が地質により異なることを示した．

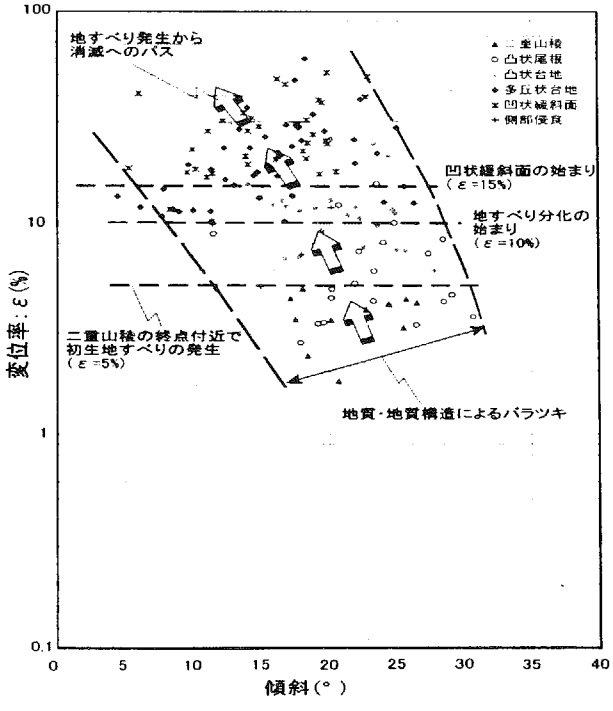


図-1　第三紀層地すべりの傾斜と変位率との関係

2．空中写真判読による地すべり地形の抽出

調査方法は，35km² の範囲を空中写真判読により地すべり地形 164 箇所を抽出し，その地すべり地形発達の分類を行った．地形特性は，高さ・幅・長さ・傾斜・すべり方向・移動量を計測し，地すべりの変位率は移動量/長さで求めた．また，地すべり地形分類は①二重山稜および逆向き低崖・②凸状尾根地形・③凸状台地・④多丘状台地・⑤凹状緩斜面・⑥側部の浸食地形・⑦頭部浸食地形を判読した（図-4 に示す）．

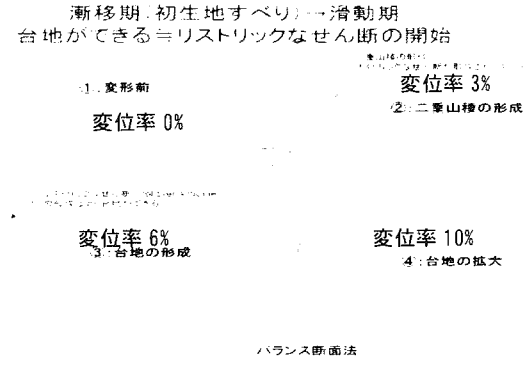


図-2　初生地すべり前後の地質バランス断面

3．第三紀層地すべりの地形発達

図-1には地すべりの傾斜と変位率との関係を示した．図-1によると，第三紀層の地すべり地形はその変位率の増加に伴い傾斜が小さくなると共に，地形分類は二重山稜→尾根型→台地形→台地形分化→凹型と変化する．また，二重山稜や逆向き低崖は 5%の変位率までに発生し，第三紀層の初生地すべりは変位率 5%から始まる．さらに，地すべりブロックの分化は変位率 10%，凹状緩斜面は変位率 15%くらいから始まることがわかった．

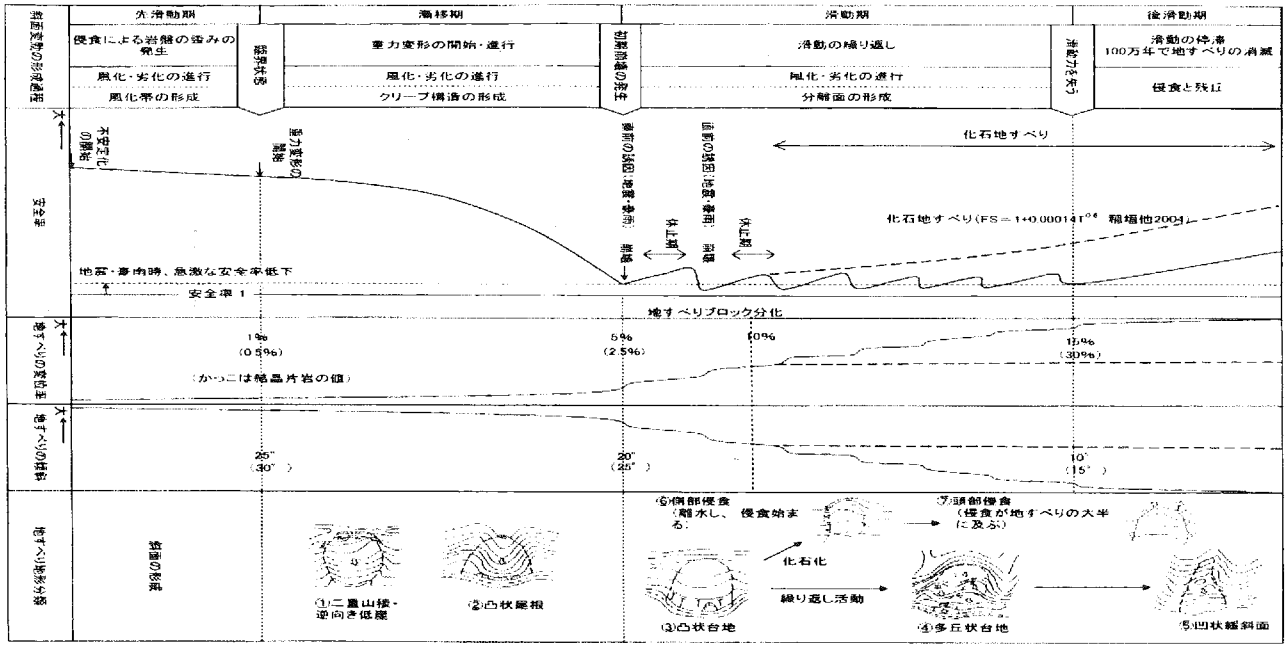
また，初生地すべり前後の変位率の増加に伴う地質バランス断面を図-2 に示した．これによると，変位率が 5%に増加した段階ですべり面を発生させると，地形分類は二重山稜・尾根型→台地形に変化することが確認できた．

4．第三紀地すべりと破砕帯地すべりとの比較

一般に，地すべりが初生的に発生する場合，岩盤や地盤内に重力による歪が蓄積し，ある弱線沿いに歪が集中しすべり面を形成し動き出すと考えられる．したがって，地すべりの活動性を見る場合には地盤内の歪量（変位率）に注目することが重要であり，初生地すべりの変位率は地質の限界歪の違い関連するのではないかと考えている．

図-3 には，四国結晶片岩の地すべり地形と中越第三紀層との地すべり地形の変位率と傾斜の違いを示した．図-3 によると，結晶片岩の初生地すべりが変位率 2.5%

で発生している[1]．この値は片岩などの限界歪である0.5%～3%程度の値とほぼ一致している．また，第三紀層の初生地すべりの変位率は 5%で固結度の低い岩盤の限界歪の値に近い．つまり，初生地すべりの変位率は地質の本来持つ限界歪と関連していると言える．



図－4　地すべりの地形発達史

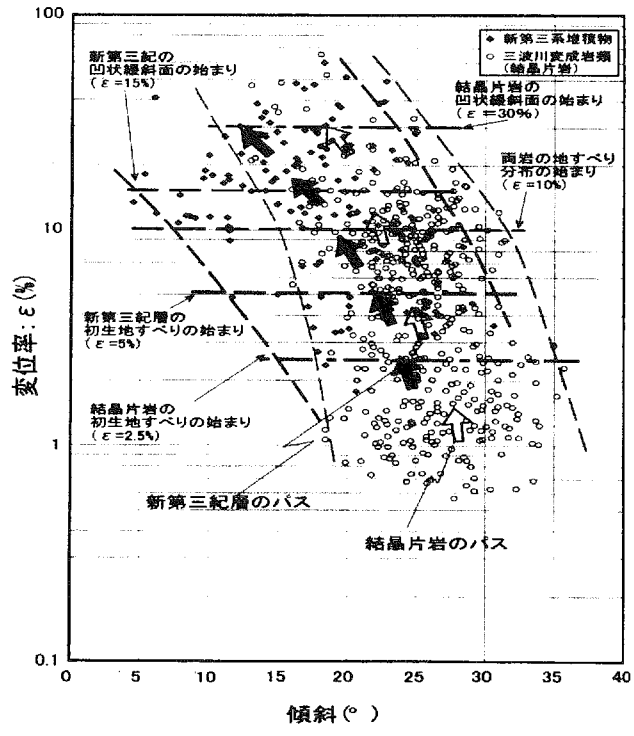


図-3　第三紀層地すべりとの破砕帯地すべりとの比較

初生地すべり後，繰り返して滑動することにより，地すべりは台地状の形態になり，両岩とも変位率が 10%を超えると地すべりの分化（ブロック化）が始まる．これは，両岩ともここで地すべり移動体が岩塊から礫状になり，ブロックの分化が始まるためと考える．さらに，結晶片岩では変位率が 30%，第三紀層では変位率が15%を越えると地すべりは凹状緩斜面となり，繰り返し滑動しながら消滅に向かう．この変位率の違いは第三紀層の移動体ほうが粘土化しやすく，流動化するためと考えられる．

図-4は，稲垣他[2]に今回の第三紀層のデータを入れたものであり．図中に括弧書きとして破砕帯の結晶片岩の値を示したように第三紀層と結晶片岩の地すべり地形発達では，地形分類変換点の変位率や傾斜が異なることを示している．

5．まとめ

今回の地すべり地形解析により，以下のことが明らかとなった．[3] ①地すべりの地形発達は，変位率と傾斜の関係で分類でき，地形分類変換点の変位率と傾斜は地質によって異なる．②初生地すべりの変位率は，地質の限界ひずみにほぼ等しい．③化石地すべりは，相対的な地域全体の隆起地域に多い．

参考文献

1) 稲垣秀輝・小坂英輝・大久保拓郎：四国，中央構造線沿いの地すべり地形発達，平成18年度応用地質学会研究発表会論文集，pp. 21-24, 2006.

2) 稲垣秀輝・小坂英輝・大久保拓郎：四国，中央構造線沿いの地すべりの発生と安定化，地すべり（印刷中）．

3) 稲垣秀輝・小坂英輝・大久保拓郎：中越，第三紀層の地すべりの発生と消滅，第46回日本地すべり学会研究発表会講演集，（印刷中）

51.高瀬地区における排水トンネルの地下水位低下効果について

○阿部栄一（中国四国農政局）
Eiichi　Abe

1　はじめに

農林水産省直轄地すべり対策事業高瀬地区では，抑制工として4本の排水トンネルが計画されている．平成18年5月から1本目のD1号排水トンネルの掘削を進め，平成19年8月現在，坑内からの水抜きボーリングを施工している．

D1号排水トンネルの本体工施工中，坑内における出水に対応して，周辺に設置した地下水位観測孔の地下水位が低下した．

今回，排水トンネル施工中の出水と地下水位低下の関係から，想定される地下水流動について考察する．

2　高瀬地区の概要

高瀬地区は，高知県吾川郡仁淀川町に位置し，茶の生産が盛んな中山間地域である．また，地区の下方にある大渡ダムは，高知県有数の施設園芸地帯である吾南平野及び高東平野への農業用水源となっている．

本地区の地質は，秩父累帯に分類される付加帯に位置し，地区中央を南北に横切る名野川スラストによって，その上位の中津山ユニットと下位の仁淀川ユニットに分類される．前者は，黒色頁岩中に石灰岩，チャート，緑色岩を礫として多く含むメランジェ相，後者は，緑色岩及び黒色頁岩を主体とし礫が比較的少ないメランジェ相からなる．

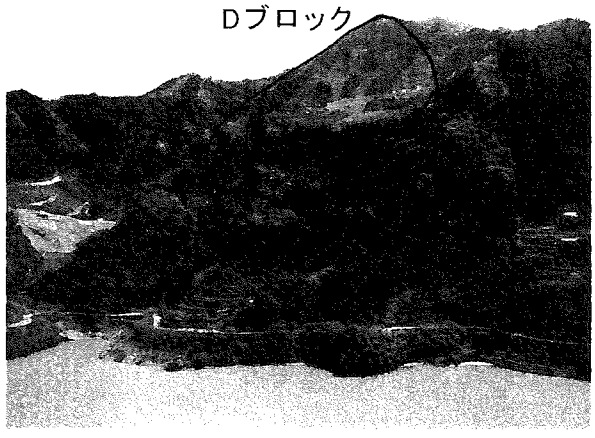


図-1　高瀬地区Dブロック全景

本地区では，平成11年7月の豪雨時に多数の連続した開口亀裂・段差等の変状が発生したことから，ボーリング調査及び移動量観測を実施し，活動的な大規模地すべりであることが判明した．この結果を受け，平成16年4月に農林水産省の直轄地すべり対策事業が着手され，対策工として排水トンネル及びシャフト工等が平成27年度までに実施される予定である．

本地区の最大のDブロックは，斜面長870m以上，幅450m，深度80m，地すべり土塊量2,200万m3以上と大規模であり，平成15年の観測開始以降約120mm移動している．特に平成16年9月に，度重なる台風の接近による豪雨で地下水位が上昇し（月間降水量1,701mm），9月9日に10.3mm/日の移動量が観測されている．地下水位と移動量との相関が高いことから，排水トンネルによる抑制工が計画されている．

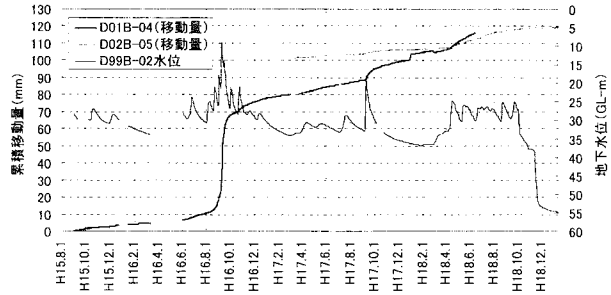


図-2　地下水位と移動量の推移

3　排水トンネルの施工と地下水位の変動

D1号排水トンネルは，機械掘削によるNATM工法により施工し，トンネル延長538m，r=2.5mである．地すべりの冠頭部に位置し，地すべりブロック内に流入する地下水の排除を目的としている．本体工は，平成18年5月から平成19年3月まで実施した．

(1)地質状況

排水トンネルの天端を基準として，坑口から225mまでが黒色頁岩，233mまでが礫混り粘性土（断層ガウジ），255mまでが破砕して粘土化した緑色岩，282mまでが破砕帯（黒色泥質岩，緑色岩），337mまでが軟質～硬質の黒色泥質岩，380mまでが珪質泥質岩，その奥側で珪質泥質岩及び黒色泥質岩が分布していた．

坑口から断層ガウジまでが仁淀川ユニット，断層ガウジが名野川スラスト，その奥側は中津山ユニットに対応する．仁淀川ユニット内は亀裂も少なく地下水もほとんどなかったが，名野川スラストを越え，破砕した中津山ユニットにさしかかったときから地下水の出水が見られた．特に地下水の出水が多かったのは，坑口から337～380mの珪質泥質岩が分布する範囲であった．

(2)周辺地下水位観測孔への影響

切羽，2本の先進ボーリング及びロックボルトからの出水に対応して，排水トンネル周辺に設置した4箇所の地下水位観測孔において地下水位が低下した．なお，地下水位観測孔のストレーナー区間は，すべてすべり面以下の基盤岩にある．

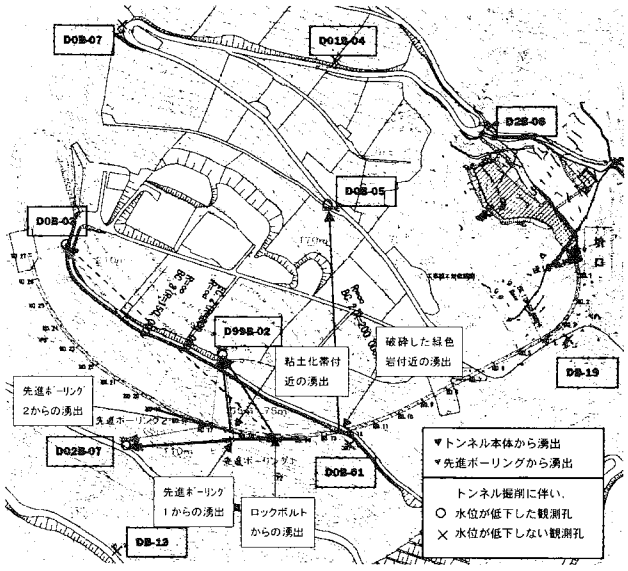


図-3　地下水位観測孔とD1号排水トンネルとの関係

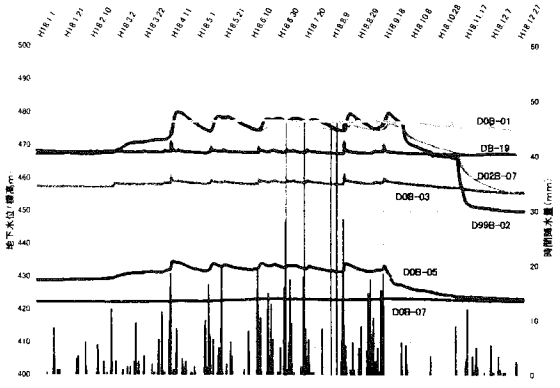


図-4　地下水位変化図(平成18年)

①D0B-05観測孔(出水時切羽からの距離170m)

トンネルの掘削が破砕した緑色岩を抜け，黒色泥質岩及び破砕帯に入った地点で切羽から出水があり(70L/min)，その12時間後から地下水位が低下した．

②D99B-02観測孔(先進ボーリング1出水地点からの距離60m，先進ボーリング2出水地点からの距離50m)

先進ボーリング1削孔時ロッドの引き抜き後の出水(最大400L/min)の3.5時間後，及び先進ボーリング2削孔中に出水量が150L/minに増大した1時間後から，地下水位が急激に低下した．また，ロックボルト削孔中の地下水の出水でも地下水位が若干低下した．

③D02B-07観測孔(先進ボーリング1出水地点からの距離85m，先進ボーリング2出水地点からの距離65m)

先進ボーリング1削孔時ロッドの引き抜き後の出水(最大400L/min)に反応して7.5時間後，及び先進ボーリング2削孔中に出水量が150L/minに増大した1時間後から，地下水位が急激に低下した．

④D0B-03観測孔(先進ボーリング1出水地点からの距離210m，先進ボーリング2出水地点からの距離165m)

先進ボーリング1及び2からの出水，ロックボルトからの出水に対応して，地下水位の低下傾向がやや大きくなる．前述の3箇所の観測孔に比べて地下水位低下量が少ない．これは，観測孔が主な出水地点から遠いことや，もともとの地下水位がトンネル標高450mに近い位置にあるためと考えられる．

5　地下水流動系の考察

D1号排水トンネル切羽の出水は，破砕した緑色岩と黒色泥質岩との境界，及び破砕した珪質泥質岩が分布する範囲で多い状況にあった．先進ボーリング1では珪質泥質岩に近い最も奥側で出水が多く，先進ボーリング2でも珪質泥質岩中で出水している．このため，濁水プラントの流入量は，珪質泥質岩の掘削区間に入ってから100L/minから250L/minに増加している．

これらのことから，主要な地下水流動系は，名野川スラストの破砕した緑色岩と黒色泥質岩の境界，褐色の酸化帯のある破砕した珪質泥質岩の2つと考えられる．前者に対応しているのがD0B-05，後者に対応しているのがD99B-02，D02B-07，D0B-03の地下水位と考えられる．中津山ユニットの破砕したゾーンで主に地下水が流動し，名野川スラストが地下水の遮水ゾーンになっているものと考えられる．

地下水のかん養の方向については，以下のことから，背後の山地(特に名野川スラスト沿い)からかん養した地下水が，前述の2つの地下水流動系を通して地すべりブロックにかん養されているものと思われる．

- 同じ珪質泥質岩の地下水位観測孔であり，かつD1号排水トンネルの上下流方向にあるD99B-02とD02B-07の2つの観測孔において，排水トンネルの影響によりほぼ同時に地下水位が低下している．
- これらの4孔の観測孔の地下水位は，降雨の影響による上昇後，ゆっくり低下する傾向を持つ．

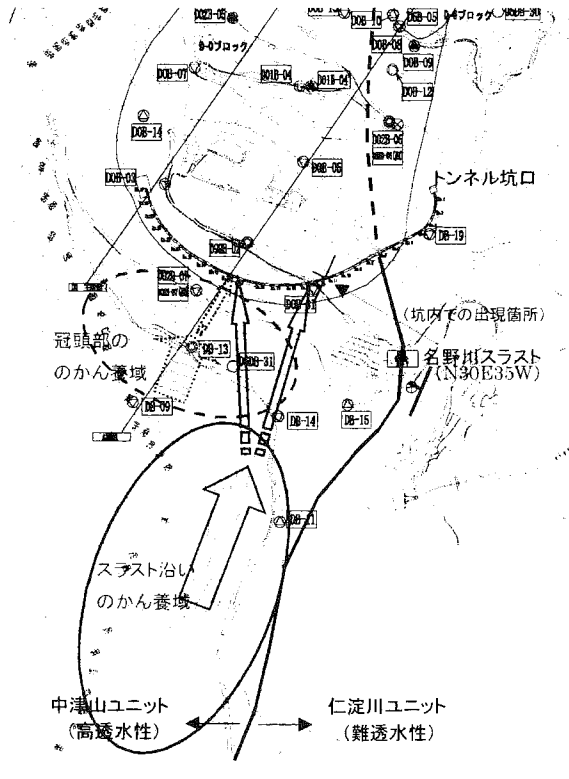


図-5　想定される地下水流動

52. 古第三紀幌内層泥岩の地すべりにおける地下水の多様性

Groundwater quality in the mud stone landslides of the Poronai Formation, Paleogene.

○山田　結城，高橋　秀彰，鈴木　俊司（㈱ドーコン），木崎　健治
Yuki Yamada, Hideaki Takahashi, Shunji Suzuki, Kenji Kizaki

1. はじめに

地すべり対策工法の一つである地下水排除工は，数多くの実績があり，その効果も知られている．しかしながら，経年的に集水管孔口に付着物による目詰まりが生じ，集水井の排水機能を低下させる事例が多々見受けられる．付着物の発生は，排出される地下水の水質に関連があることが報告されており，特に鉄イオンの含有量が大きく影響するようである[1),2)]．

本論では，古第三紀幌内層泥岩分布域の３つの地すべりブロック(A，B，C)において，集水井施工中および施工後の地下水の水質を一連の水質測定および分析により評価した．

A，B ブロックは凝灰質な泥岩を移動土塊とする崩積土すべりである．特に A ブロックは，最大 20cm 程度の粘土化凝灰岩の薄層をすべり面としている．一方，C ブロックは風化岩地すべりであり，すべり面付近に凝灰岩は認められず，すべり面は粘土化泥岩である．

2. 結果の概要

水質測定・分析結果は，初生的な地下水の特徴と，地下水位降下による地下水水質の変化という二つの要素を含んでいる．

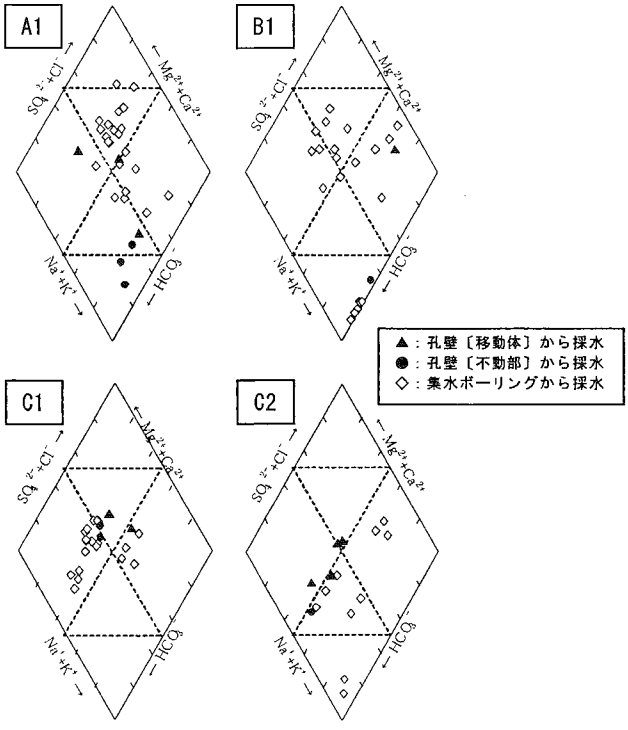


図-1　水質分析結果

初生的な地下水の特徴は図-1における孔壁からの採水試料により表され，不動部中の地下水の水質(●)は移動体中のもの(▲)とは異なっている．さらに，各地すべりブロックにおいて，深度方向に水質は変化し，特にすべり面付近で急激な水質の変化が見られ(→***3-1***)，すべり面およびその付近の粘土層が不透水層として機能していることを示している．

また，異なる地下水の混合は鉄水酸化物の沈殿を引き起こすことがある(→***4-2***)

地下水位降下による地下水水質の変化については集水ボーリングからの採水試料(◇)により表される．特に A1 集水井に見られるようなおおきなばらつきは，水質の経時変化(→***3-2***)や二価鉄の濃集(→***4-1***)とも関連しており，未風化の移動土塊が地下水位降下により，急速に酸化したことによるものと考えられる

3. 調査結果１：水質の多様性

3-1 深度方向の水質の変化

図-2 に各地すべりブロックの深度方向の水質（電気伝導度）の変化を示す．すべての地すべりにおいて，深部方向に電気伝導度の上昇（酸化還元電位の低下）が見られ，すべり面付近にやや急激な変化が見られる．

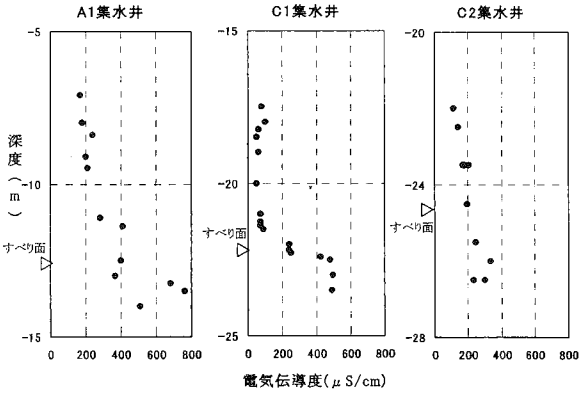


図-2　深度方向の水質（電気伝導度）の変化

3-2 水質の経時変化

図-3 に集水ボーリングの排出水の水質の経時変化を電気伝導度とヘキサダイアグラムにより示す．

不動部内の地下水(●)は電気伝導度や水質の季節変動はほとんど見られず，非常に安定している．風化（酸化）した移動土塊中の地下水(○)は，もともと溶存成分量が小さく，地下水位降下後も，水質に大きな変化は見られない．未風化移動土塊中の地下水(□)は融雪期に電気伝導度が低下する他，水質の経時変化も見ら

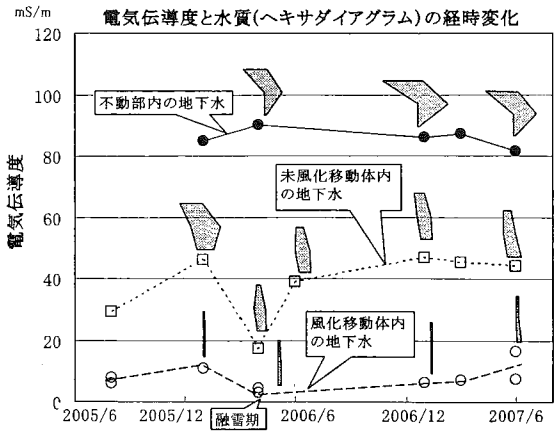


図-3　電気伝導度と水質の経時変化

れる．地下水位の降下域に分布する未風化な物質からの溶出が，急速に進行し，地下水の水質に影響を与えていると考えられる．

4. 調査結果 2：地下水中の二価鉄の起源および沈殿

4-1 地下水の酸化還元電位と二価鉄の濃度

集水井内に配置された集水ボーリングから排出された地下水の酸化還元電位と二価鉄の濃度の関係をみると，いずれの集水井においても負の相関が認められる（図-4）．ただし，A1，C3 では地下水が還元的になると急激に二価鉄が増加しており，C1，C2 ではわずかな増加に留まっている．施工にともなう地下水位の降下域には，A1，C3 では未風化な物質が，C1，C2 では風化（酸化）した物質が分布しており(図-5)，前者において，急速な風化作用（岩石からの溶出）が進行しているものと考えられる．

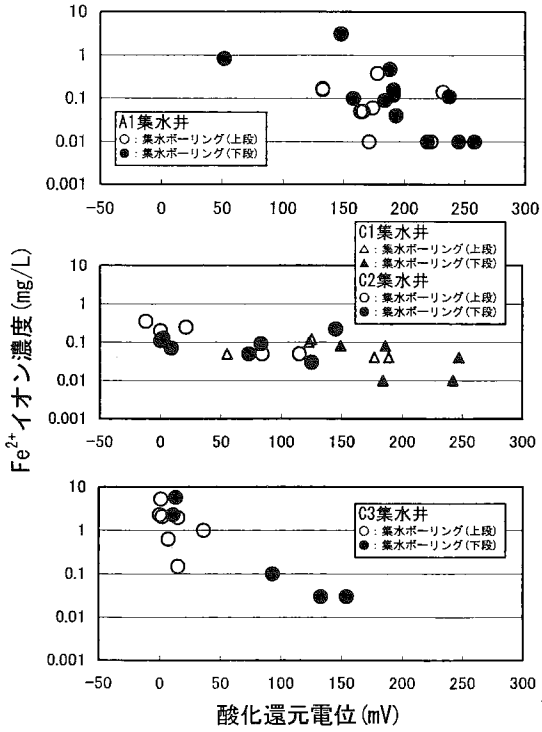


図-4　酸化還元電位と Fe^{2+} イオン濃度の関係

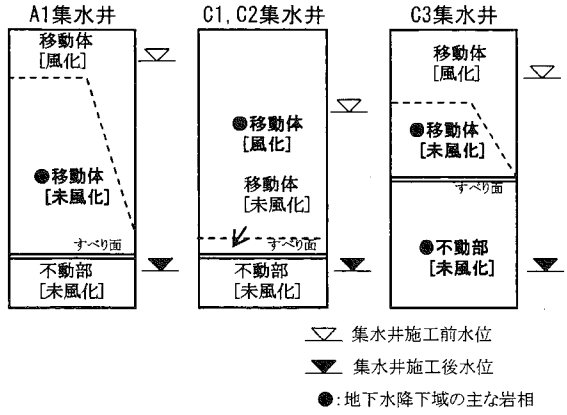


図-5　集水井施工前後の水位変動と施工箇所の岩相

4-2 高 pH 地下水の混合による鉄水酸化物の沈殿

B1 集水井では，二価鉄の濃度は前述とは異なる特徴を有しており，集水ボーリングの孔口における鉄水酸化物の沈殿量も他の井戸に比べると非常に多い．図-1 で示した様に，B1 集水井では明瞭にタイプの異なる 2 種類の地下水が分布する．移動体内などに見られる，比較的浅い地下水は鉄イオンを多く含み，ほぼ中性を示す．不動部内などに見られる，比較的深い地下水はやや還元的で，pH が高く(9.5 前後)，鉄イオンに乏しいことが特徴である．孔口における鉄水酸化物の沈殿はこれらの地下水分布域の境界付近で顕著である．浅い地下水中の Fe^{2+} イオンが，集水ボーリング内で，pH の高い地下水と混合することにより，$Fe(OH)_3$ として沈殿したものと考えられる（図-6）．

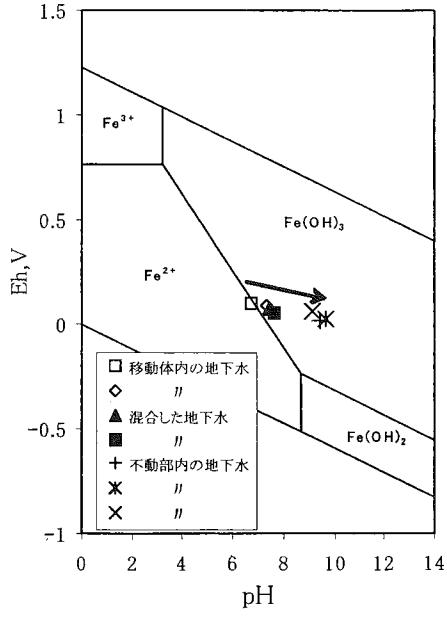


図-6　B1 地下水の Eh-pH ダイアグラム

【参考文献】

1)丸山ら(2003)，地下水排除施設集水管の目詰まりに関する検討，地すべり，Vol.39,No.4, pp.23-29

2)岸ら(2006)，北陸地方の地すべりにおける水抜きボーリング工の目詰まりの実態と要因，日本地すべり学会誌，Vol.43,No.4, pp.1-8

53. 泥質片岩の破断と破砕に関与する石墨と黄鉄鉱

Fracturing involving graphite and pyrite layer within the pelitic schist

○山崎新太郎（京都大学大学院理学研究科），千木良雅弘（京都大学防災研究所）
Shintaro Yamasaki, Masahiro Chigira

1．はじめに

泥質片岩には地すべりが多発することが知られている．これらの地すべりは，その移動体の規模が大きく比較的緩慢な運動をしながら発達する．しかしながら，これまでに泥質片岩に地すべりが多発する理由について明らかになっていない．筆者らは一昨年来，気泡ボーリング法による高品質ボーリングコアを用いた，新鮮岩盤から風化岩盤による連続解析により泥質片岩の風化と地すべりについて検討を進めてきた[1)2)]．その結果は，泥質片岩の地すべりは従来までに知られている地すべりの素因では説明が付かないことがわかった．即ち，泥質片岩は，その風化生成物においてスメクタイトなどの低残留強度の粘土鉱物は含まれておらず，また風化による粘土鉱物の生成は僅かであった．加えて，泥質片岩における地すべりやそれによる破砕帯の発生位置は，必ずしも粘土鉱物の生成が起きる酸化的風化帯とは関係していなかった．さらに，一様に泥質片岩が分布する岩盤内部に局所的に地すべり破砕帯が形成されており，第三紀層における凝灰岩層[3)]のような，粘土を多量に含み滑りやすく地すべり破砕帯を形成しやすい特異な岩相は，泥質片岩地すべりの岩盤内部には必ずしも存在しなかった．つまり，これらの事実は，これまでに知られていない地すべりの発生素因となる特性が泥質片岩に内在していることを示唆する．

筆者らは，四国三波川帯の２箇所の泥質片岩地すべりにおいて，地すべりによる破砕帯を不攪乱で採取した気泡ボーリングコアの解析を進めている．これらのコアには様々な形成段階にある，地すべりによる破砕帯（非テクトニック断層破砕帯）が含まれており，これまでにその詳細が明らかでなかった重力による山体変形の内部挙動を，特に重力変形が発生しやすい泥質片岩の山体において一挙に解明することができると期待される．今回，本研究の過程において，前述した泥質片岩の地すべりを発生させやすい性質を説明する興味深い事実を，泥質片岩の微小構造と鉱物組成の解析により発見した．即ち，地すべりの発達に先行する岩盤の破断と，それに引き続く破砕において，泥質片岩に初生的に含まれる石墨と黄鉄鉱の共生葉層が関係しているという点についてである．本発表ではそれについて詳述する．

2．試料とその解析手法

筆者らが検討を行ったのは，四国三波川帯の徳島県吉野川市美郷の倉羅地すべりと，同県三好市の善徳地すべりの周辺で採取された気泡ボーリングコアである（図-1）．前者は徳島県川島農林事務所，後者は国土交通省四国山地砂防事務所により採取され，いずれも採取率が極めて高く，地すべりによる破砕帯が不攪乱で保存されている．筆者らは，これら試料の複数箇所を抽出して薄片・研磨片を作成し，偏光装置を搭載した透過および反射の光学顕微鏡，反射電子検出器を搭載した走査型電子顕微鏡（キーエンス社製 VE-8800），および電子線マイクロアナライザを搭載した走査型電子顕微鏡（日本電子株式会社製 JXA-8800L）により微小構造および鉱物組成解析を行った．さらに，破砕帯の周辺においてＸ線 CT（日立メディコ社製）を実施し，コア断面画像を取得した．

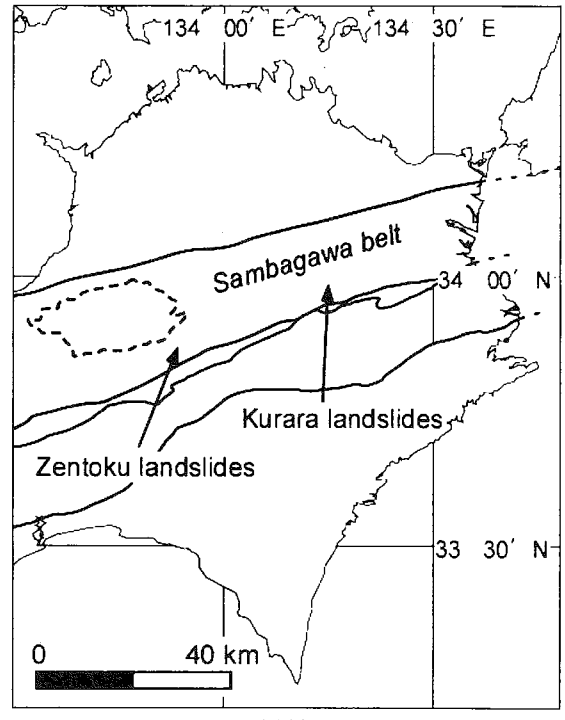


図-1　試料採取位置

3．黄鉄鉱と石墨の泥質片岩における分布形態と，泥質片岩の破断・破砕との関係

紙面の都合があり，本稿では黄鉄鉱と石墨葉層についてのみ詳述するが，本研究の対象とした泥質片岩には，主要な一次鉱物として石英，白雲母，緑泥石が含まれていた．量はそれらに比較して少ないが，鏡下では黄鉄鉱と石墨の共生葉層は泥質片岩において筋状または帯状を成して無数に分布する．これらは不透明鉱

物であるために，通常透過光下での観察では判別できないが，反射光下で判別可能である．図-2は倉羅地すべりのすべり層直下の新鮮泥質片岩をエポキシ樹脂で固定した後に，琢磨し，反射光下で観察して得られた像である．琢磨により表面の脆弱な石墨の大部分が剥離して，研磨片表面に凹凸を作るが，その凹部において，明灰色で楕円形の石墨，黄白色で立方形または木苺状集合体として黄鉄鉱を認識できる．これらは共生して葉層を形成している場合が多い．特に，木苺状の黄鉄鉱の形成には有機物の関与があると考えられており[4]，同じく有機体の主体を成す炭素が石墨を構成していると考えると，この石墨と黄鉄鉱の共生は自然である．この葉層は主に石英が卓越する部分よりもむしろ白雲母と緑泥石が卓越する部分に多く，さらに，著者ら[1)2)]が指摘したように酸化フロントよりも上位の風化帯では，石墨，黄鉄鉱とも消失する．この変化は，泥質片岩の化学的風化による強度低下の主因であるが，これらはいずれも酸素が存在する環境において起こる．

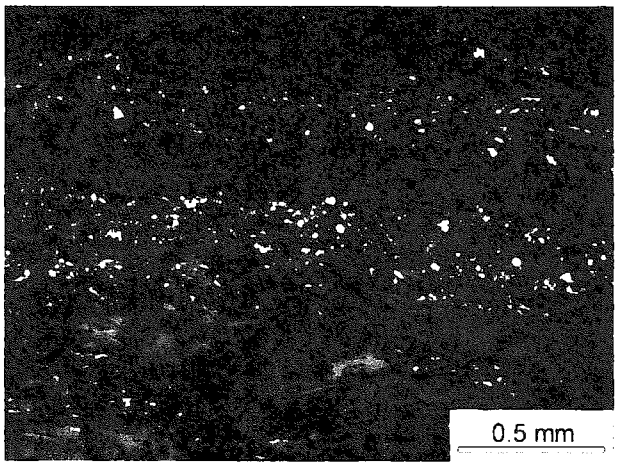


図-2　研磨片の反射光下における顕微鏡像（倉羅）

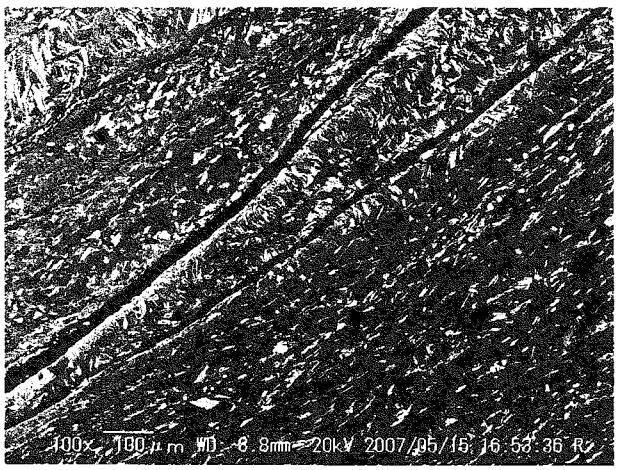


図-3　研磨片の反射電子像

図-3は図-2に示した研磨片と同じ試料の反射電子像である．本像は，高い原子量を示す領域がより明るく反映され，黄鉄鉱は明るい白斑として表されており判別が容易である．一方で，石墨と他の鉱物やエポキシ樹脂とを判別することは困難であるものの，前述したように黄鉄鉱と石墨は共生して葉層を形成していると考えられるために，黄鉄鉱の近辺に並列して分布していると考えられる．また，暗く明瞭に認められる線は亀裂を充填しているエポキシ樹脂である．注目すべきは，この亀裂の周辺に黄鉄鉱の白斑の多くが分布していることが容易に観察されることである．このような例は，倉羅地すべり周辺の泥質片岩だけではなく，善徳地すべり地域におけるコアのＸ線ＣＴ像においても，破砕帯や亀裂の周辺において明瞭に捕らえることができた[5]．

以上の観察事実は，石墨と黄鉄鉱葉層が，亀裂と破砕帯の形成場を規定していることを示す．亀裂の形成に関しては，上載荷重の解放などによっても形成されると推定されるため，より詳細な検討が必要であるが，地すべりなどの重力による剪断が働いた場合，石墨と黄鉄鉱の葉層は容易に破断するものと推定される．実際，石墨の物理特性に注目すれば，石墨はそれ自身の強度が小さく，さらに固体潤滑剤としての性質が広く知られている[6]．つまり，頻繁に地すべり地に認められるスメクタイトと同様，微視的にはすべりを誘発し，地すべりの形成に働くと考えられる．石墨と黄鉄鉱の葉層は巨視的にも泥質片岩の岩盤に偏在しており，これらの分布が泥質片岩地すべりのすべり面の形成位置，規模，連続性を規制する可能性がある．

謝辞

本研究の遂行にあたり，貴重な試料を解析する機会を与えて下さった徳島県川島農林事務所，国土交通省四国山地砂防事務所ならびに日本工営株式会社の方々に厚く御礼申し上げます．本研究は高知大学海洋コア総合研究センター共同利用研究（採択番号 06B015）のもとで海洋研究開発研究機構の協力により実施された．なお本研究には財団法人深田地質研究所の深田研究助成の支援を受けた．

文献

1) 山崎・千木良（2006）応用地質学会平成18年度研究発表会講演論文集，55，pp.197-200.
2) Yamasaki and Chigira (2007) Water-rock interactions during the weathering of pelitic schist –its role in the development of landslides. Water-Rock Interaction, 12, pp.1435-1438.
3) 守随治雄（1999）第三紀層地すべり地におけるすべり面の発達過程とすべり面粘土の生成について．地すべり，36，pp.13-23.
4) Wilkin and Barnes (1997) Formation processes of framboidal pyrite. Geochimi. Cosmochim. Acta, 61, pp.323-339.
5) 山崎・千木良（2007）気泡ボーリングコアと，そのX線CT解析で明らかになった，泥質片岩非テクトニック断層破砕帯の内部構造．日本地すべり学会平成19年度研究発表会講演論文集，印刷中.
6) 山本・兼田（1998），トライボロジー．理工学社，249p.

54. 概要調査における調査プログラム最適化に関する検討

Literature and analytical examination for optimizing the Preliminary Investigation programs

○後藤　淳一，土　宏之（原子力発電環境整備機構），Kenzi Karasaki（ローレンスバークレー国立研究所）
Junichi Goto, Hiroyuki Tsuchi (NUMO), Kenzi Karasaki (LBNL)

1．はじめに

原子力発電環境整備機構（以下，原環機構）は，2000 年 10 月に発足し，2001 年 10 月に文献調査，概要調査，精密調査の 3 段階を経て概要調査地区，精密調査地区，最終処分施設建設地を選定する手順を公表し，2002 年 12 月に高レベル放射性廃棄物の最終処分施設の設置可能性を調査する区域（以下，応募区域）の公募を開始した．これに並行して，概要調査地区選定上の考慮事項[1]およびその背景と技術的根拠[2]を公表した．それ以降，文献調査の準備，および概要調査に関わる技術的基盤の整備を進めてきた．

概要調査は，一般にいう広域調査にあたり，文献調査に基づき選定した概要調査地区において，地層が長期的に安定であること，坑道の掘削に支障がないこと，地下水の水理・化学特性が地下施設に悪影響を及ぼす恐れが少ないことなどを確認するために，物理探査，地表踏査，ボーリング調査などの現地調査を実施する．概要調査に与えられる期間と予算は限られているため，合理的な調査計画を立案し，現地調査および解析・評価作業を効率的に実施する必要がある．

このため原環機構では，調査計画立案のためのマニュアル整備等を進めており，これに資する技術開発として，諸外国および日本における地質環境特性調査の実績調査と，仮想サイトにおける解析的検討に基づき，概要調査における重要なパラメータを把握し，それらを効率的に取得するための調査プログラムの考え方に関する検討を行った．今回はその成果の一部について報告する．なお，本検討は，米国エネルギー省（DOE）と原環機構の技術協力協定に基づくローレンスバークレー国立研究所（LBNL）との共同研究として実施した．

2．方法

①地質環境特性調査の実績調査

実際のサイト選定あるいは研究開発として実施された，米国，カナダ，スウェーデン，フィンランド，日本における地質環境特性調査に関する文献情報を整理・分析する．各国の調査サイトで取得されたパラメータのリストを作成し，大多数の調査に共通している重要なパラメータを抽出する．また，各国の調査プログラムにおける成功・失敗の事例，そこから得た教訓等のノウハウ情報を分析し，概要調査の計画立案における重要な事項を取りまとめる．

②仮想サイトにおける解析的検討

より実用的な検討を行うために，日本における地質環境特性調査のデータを用いて水理地質モデルを構築し，これに普遍性と不確実性を考慮するためにモデルの単純化とパラメータ（浸透率と空隙率）の確率論的処理を行い，得られたモデルを仮想的な概要調査サイトの“真の”モデルとみなす．このモデル上の仮想サイトにおいて，ボーリング孔の数を 3 孔，6 孔，9 孔とする場合，それらをランダムに配置する場合，系統的（近接的，断層近傍，離間的に配置する場合を組合せ，合計 16 ケースの仮想的なボーリング調査を実施する．“真の”モデルからこれらのボーリング調査位置のパラメータを取得し，解析コード TOUGH2 を用いて地下水流動解析を行う．各ケースと“真の”モデルにおける移行経路，経路長，移行時間，単位体積（1km ×1km×100m）中の通過流量を比較することにより，ボーリング孔の数および配置と地質環境の理解度の関係について把握し，概要調査における重要パラメータや調査プログラムについて検討する．

3．結果

①地質環境特性調査の実績調査

文献情報を整理・分析した結果，結晶質岩・多孔質岩，飽和領域・不飽和領域，安定地塊・変動帯などの地質環境条件の違いにかかわらず，各国が共通に取得しているパラメータが存在することが明らかになった．それらは，水理地質モデルの境界条件，地下水の通過流量，断層の特性，割れ目－マトリクス相互作用，浸透率と空隙率に関するものに集約され，特に概要調査に相当する段階では，境界条件，通過流量，断層の特性に関するパラメータを取得するための調査の優先度が高い．その他，原環機構における概要調査計画立案に向けて，以下の留意事項を確認した．

- 不適格要因（活断層，火成活動など）に関する調査に続いて，地層の概略的な分布・性状，および重要パラメータ（境界条件，通過流量，断層の特性）に関する調査を実施する．
- 概要調査の配置（ボーリング孔，孔内試験等）や取得データが精密調査段階にも活用できること，および精密調査段階で実施すべき調査を概要調査で行わないことを考慮する．
- 想定外の事象の発生を見込んで，修正・変更等に対処できる余裕ある調査計画を立案する．
- 調査・解析における技術革新や新知見を柔軟に取り入れる．
- 現地調査の早期に地表変位，微小地震，河川・井戸等のバックグラウンド・データのモニタリングを開始する．
- 物理探査（特に堆積岩での地震探査）は断層等の推定に有効であり，ボーリング調査に先立ち優先的に実施する．
- 地下水の化学特性や温度のデータは，広域地下水流動解析における不確実性低減に有効なため，可能な限り取得する．
- 場やプロセスの概念モデルについては，1 つのモデルだけでなく複数の代替モデルを考慮する．

②仮想サイトにおける解析的検討

国内の既存データに基づき，仮想サイトの“真の”モデルを構築した．モデルの範囲は 9km×9km，地質・地質構造の区分は，花崗岩 3 ユニット（割れ目低密度部，割れ目高密度部，風化部），堆積岩 1 ユニット，そして断層 3 ユニット（断層主部，

上盤側割れ目帯，下盤側割れ目帯），水平方向のグリッド間隔は100m である．地下水流動解析の結果，各ケースにおける経路長，移行時間，通過流量は，“真の”モデルのものと整合的であり，ボーリング孔の本数や配置の違いによる顕著な差や傾向も認められなかった（**図 - 1**）．また，ボーリング孔に断層が認められないケース（**図 - 2**）と認められるケース（**図 - 3**）を比較したところ，移行経路長，移行時間，通過流量には大きな差は認められないが，移行経路や流出地点に大きな違いが認められた．さらに，地表の涵養量・流出量，側方境界条件（固定 or 開放），浸透率の広域的不均質性（例えば大規模低透水性領域の分布）を変えて解析結果に対する影響の度合いについて検討したところ，側方境界条件と浸透率の広域的不均質性の影響が大きいことが判明した（**図 - 1**）．

以上の解析結果から，広域の地下水流動は，主に地形，境界条件，浸透率と空隙率の分布，そして断層の特性（分布・性状）に支配されており，パラメータ分布の相関距離が短い場合（今回のように浸透率と空隙率を 100m グリッド毎に確率論的に設定した場合）は，ボーリング孔の孔数を増やしてもモデルの精度はあまり向上しないこと，逆に，相関距離が長い場合（浸透率の広域的な不均質性が存在する場合）は，より多くのボーリングにより詳細に調査する必要があることが明らかになった．現時点では広域における有効空隙率の測定は技術的に困難であるため，概要調査段階では，境界条件，断層の特性，および各ユニットの平均的な浸透率を把握するための調査が重要であると考えられた．

4．まとめと今後の課題

以上の検討結果より，概要調査においては，不適格要因（活断層，火成活動など）の有無の確認の後，対象とする地層の概略的な分布・性状を把握するとともに，重要パラメータである境界条件，断層の特性，平均的浸透率を取得するための調査を実施することが提唱された．このうち境界条件については，地下水流動の上流部と下流部の境界付近を優先し，次に流れに直交する方向の境界付近におけるボーリング調査を実施する．平均透水係数については，大きな区間（水理地質ユニットごと）の長期揚水試験が有効である．断層の特性については，広域スケールで対象とする断層を，概要調査の中で合理的に調査・評価するための手法が十分には整備されていない．このため原環機構では，断層の地質特性と水理特性の関連性に基づく調査・評価手法に関する検討を進めている．

参考文献：

1) 原子力発電環境整備機構(2002)：概要調査地区選定上の考慮事項，高レベル放射性廃棄物の最終処分施設の設置可能性を調査する区域の公募関係資料－3.

2) 原子力発電環境整備機構(2004)：概要調査地区選定上の考慮事項の背景と技術的根拠 －「概要調査地区選定上の考慮事項」の説明資料－，NUMO-TR-04-02.

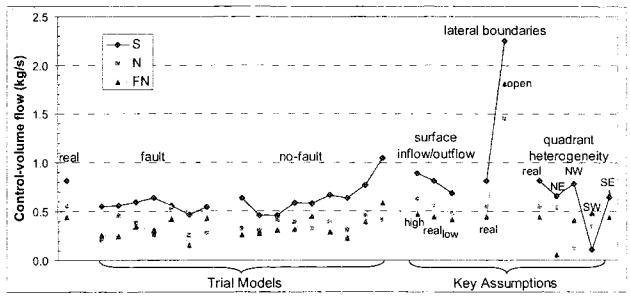


図 - 1　異なる調査ケースおよびモデル条件における通過流量

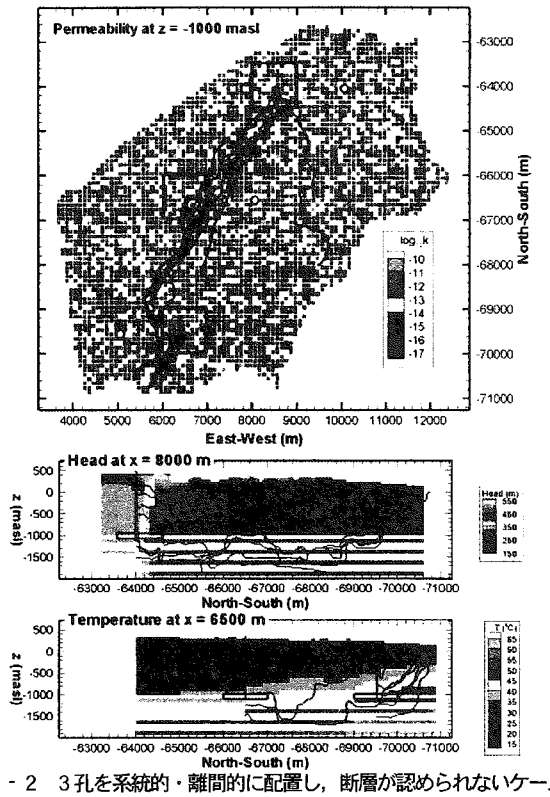


図 - 2　3孔を系統的・離間的に配置し，断層が認められないケース

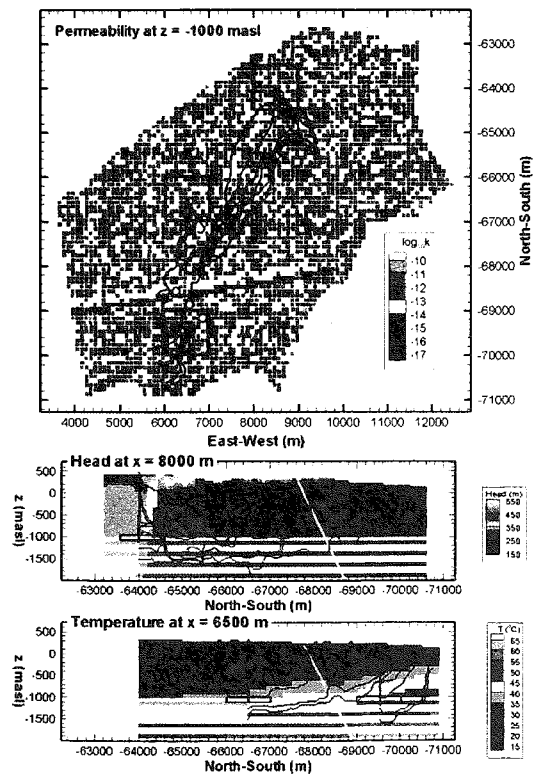


図 - 3　3孔を断層近傍に系統的・近接的に配置したケース

55. 活断層を対象としたS波起震機による反射法地震探査

Seismic Reflection Survey Using Shear-wave Vibrator for Active Faults

倉橋稔幸（土木研究所）
Toshiyuki Kurahashi

1. はじめに

兵庫県南部地震や集集地震以降，土木構造物の設計において L2 地震動と断層変位に対処することが懸案となっている．現状では，L2 地震動の耐震性照査の指針（案）等[1]ではその想定地震の地震動の大きさを予測するにあたり起震断層の位置・長さ・傾斜・幅等を仮定しなければならない．しかし，その詳細は文献調査等に頼るのが現状であり，実際には照査に不足する情報が少なくない．ゆえに，これらの不足した情報を補完するために，活断層の地下構造を適確に調査する技術の開発が求められている．

そこで本研究では，活断層の国府津－松田断層帯を対象としてS波起震機を用いた反射法地震探査を行い，断層周辺の地下約 1km 以浅を対象に，地下地質構造とS波速度構造を求めた．

2. 研究方法

2. 1 S波起震機を用いた反射法地震探査

国府津－松田断層帯は地形判読等から丹沢山地南縁から相模湾岸に至る延長約 20km の断層帯と考えられている[2]．この断層帯は南西側の足柄平野と北東側の大磯丘陵等との地形境界を通り，南西側を沈降させ，北東側を隆起させてきた逆断層である（図-1）．

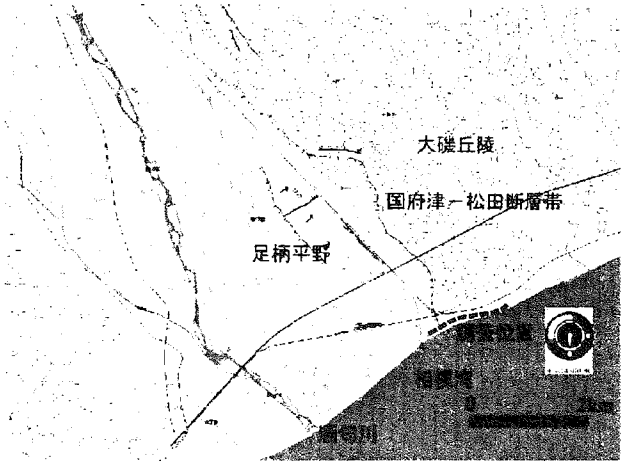


図-1 国府津－松田断層帯と地下構造探査の位置図
中田・今泉（2002）[2]に加筆

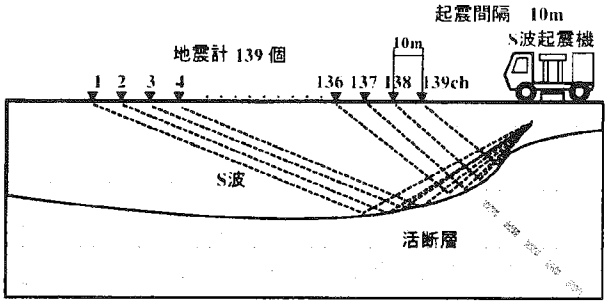


図-2 S波起震機を用いた反射法地震探査の概念図[3]

本研究では，図-2 に示すように神奈川県小田原市の相模湾の海岸沿い約 1.4km に地震計を 10m 間隔に 139 個配置した．探査の震源として利用したS波起震機（写真-1）の諸元を表-1 に示す[4]．S波起震機の総質量は 26.7 トンで，質量約 2.7 トンの鋼鉄製ベースプレートを地面に押し当て，16 秒間にわたり 10Hz から 40Hz まで連続的に周波数を変えながら地盤を水平方向に震動させることで地面にS波を入射した．この時に生じた震動を地震計で受振し，2ms 間隔で震動開始から 24 秒間の波形を計測した．その際，起震をさらに 2～16 回繰り返し，信号を重合させることで信号／雑音比（S/N 比）を向上させた．この起震と計測を測線沿いに 10m 間隔に行い，合計 176 の起震記録を得た．データ取得のパラメーターを表-2 に示す．これらの取得した波形記録を CMP 重合法による反射法地震探査の解析により地下地質構造を解析した．一方，トモグラフィー解析から地下の地震波速度構造を推定した．



写真-1 S波起震機

表-1　S 波起震機の諸元[4]

車体仕様		起震機仕様	
車体長	9.9m	反動体質量	2.7t
車体幅	2.6m	可動部質量	5.4t
車高	3.2m	最大加震力	133kN
車体質量	26.7t	ピストン断面	64cm^2
エンジン	ディーゼル	実効ストローク	8 インチ
排気量	9.1L	設置プレート	610×750×40mm
最高出力	345HP	スイープ周波数	5-100Hz

表-2　反射法地震探査パラメーター覧

項目	内容
起震間隔	10m
地震計設置間隔：	10m
チャンネル数	48, 96, 139
サンプル間隔	2ms
レコード長	8s
周波数	10～40Hz

3. 研究結果

反射法地震探査の解析断面図を図-3 に示す．解析には CMP 重合法を用い，デコンボリューションやバンドパスフィルターなどの各種フィルターを適用しノイズの除去をおこなったほか，地表付近の S 波速度を 0.3km/s として静補正を行い，重合した．図-3 の解析断面図から 0.25～1.25s にかけて明瞭な反射波が認められる．その反射波は CMP2025 付近で地層の連続性が失われ，CMP2200～2270 では反射波が撓み盆状の構造を呈している．また，0.1s 付近では反射波に段差を生じている．以上から，CMP2025 付近に国府津－松田断層の延長部が位置すると考えられる．

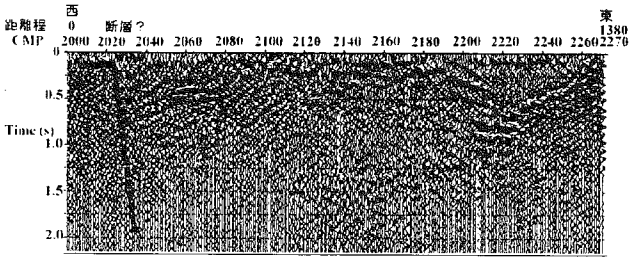


図-3　反射法地震探査解析断面図

一方，トモグラフィー解析では，反射法地震探査の波形記録の初動を読み取り，図-4 の走時曲線を作成した．この走時曲線を基に，さらに 0.3～4.0km/s の速度を 15 区間に分けて，トモグラフィー解析を実施した．解析断面図を図-5 に示す．S 波速度(Vs)は地下 100m 以浅で 0.3～1.0km/s を示す．距離程 0～400m の区間と，距離程 1000～1380m の区間で速度が低くなっていることが分かる．このうち，距離程 0～400m の区間の速度低下については，図-3 の結果から距離程 120m 付近が国府津－松田断層帯の延長部に相当し，断層運動に伴う基盤岩の軟化や，沈降に伴う沖積層の堆積などによるものと推定される．

今後，地下に伏在する断層の構造や S 波速度構造を明らかにするためには，周囲のボーリング情報等により地質解釈を行い，詳細な速度構造モデルを作成する必要がある．

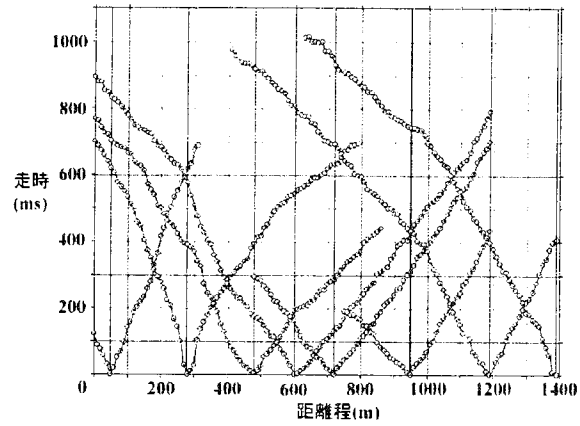


図-4　走時曲線

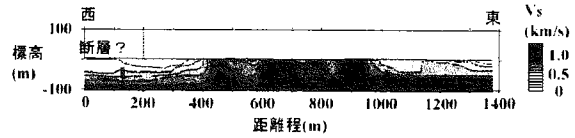


図-5　トモグラフィー解析断面図

4. まとめと今後の課題

本研究の結果は以下のようにまとめられる．

1) 反射法地震探査の解析断面図に見られる反射波の連続性や段差から，国府津－松田断層帯は CMP2025 付近に位置すると考えられる．さらにトモグラフィー解析から，S 波速度は断層周辺で低下することを明らかにした．
2) 今後，探査位置周辺のボーリング情報を基に地質解釈を行い，反射法地震探査と S 波速度構造の解析精度を向上させる予定である．

参考文献

1) 片岡正次郎，日下部毅明，村越　潤，田村敬一：想定地震に基づくレベル 2 地震動の設定手法に関する研究，国土技術政策総合研究所報告，No. 15, 32p.，2003.
2) 中田　高・今泉俊文編：活断層詳細デジタルマップ，東京大学出版協会，60p.，2002.
3) 倉橋稔幸・稲崎富士：S 波起震機と用いた活断層調査，土木技術資料，Vol. 48, No. 5, pp. 52-57, 2006.
4) 稲崎富士：S 波起震機を用いた原位置地盤震動特性計測システム，土木技術資料，Vol. 38, No. 7, pp. 4-5, 1996.

56. X線CTによる断層の内部構造の観察

Observation of internal structure of a fault using X-ray CT

○脇坂安彦（土木研究所），高橋　学（産業技術総合研究所）
Yasuhiko Wakizaka, Manabu Takahashi

1. はじめに

従来から断層は地質構造運動によって形成された破断面のうち，その面沿いに変位のあるものとされてきた．この断層面の周辺には，二次的な小構造を伴う断層岩（破砕帯，せん断帯）が形成される．封圧が小さな条件下で形成される断層岩は断層ガウジ，断層角礫である．他方，地質構造運動起源でない，例えば岩盤クリープによっても断層は形成され，その断層の形態は Chigira[1]によって詳細に記載されている．このような地質構造運動によらない断層は，1998 年に Lettis ら[2]によってノンテクトニック断層と呼ばれている．ノンテクトニック断層の起源には，斜面崩壊，溶解，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があるとされている[2]．

ところで，土木地質の現場では，露頭状況が不良な場合，ボーリングコアから得られる情報が重要な情報となる．このボーリングコアのみからは，地質構造運動起源の断層なのか，岩盤クリープによるノンテクトニック断層，いわゆるすべり面なのかを識別することは困難な場合が多い．そこで，筆者らは両者の断層の内部構造を詳細に観察することにより，両者を識別できるのではないかと考え，まず，地質構造運動によって形成された断層の X 線 CT による内部構造の観察を行った．

2. 試料および実験方法

2.1　試料

実験に供した試料は，九州地方整備局嘉瀬川ダムの花崗岩中に分布している断層に対して削孔されたボーリング計３孔から得られたコアである．３孔のうち２孔のコアの直径は 100 mm，残り１孔の直径は 50 mm である．これらから計８試料をコアパックチューブを付けたまま無水で切断し，X 線 CT 用の試料とした．

以下に X 線 CT 実験後に行った表面観察による各試料の特徴について記述する．

試料１：花崗岩の基盤と断層角礫との境界付近である．

試料２：断層角礫から断層ガウジ．細粒な物質中に 1 cm 以下のやや角の取れた礫が散在している．

試料３：固結したガウジ．縞状構造が認められる．

試料４：花崗岩基盤と断層角礫の境界．試料１よりも角礫が多い．

試料５：断層角礫と断層ガウジ．

試料６：断層ガウジ．

試料７：数 mm の礫が散在する断層ガウジ．

試料８：数 cm の角礫間をネットワーク状の粘土が充填する断層角礫．

2.2　X線CT実験

X 線 CT 実験に使用した装置は，BIR 社製 ACTIS 600/450 CT-DR SYSTEM である．装置の主要な仕様は次の通りである．X 線源：450 kV，サンプル容量：60 cm（直径），100 kg（質量），検出器：1024 チャンネル並列固体検出器，マニピュレータ：６軸．

マニピュレータ上にコアパックチューブが付いたままの円筒形のコア（一部のコアはさらにコアパックチューブの上からガムテープで補強）を切断面を底部として載せ，実験に供した．

2.2　試料表面観察および薄片観察

X 線 CT 実験終了後，試料のコアパックチューブを除去し，表面に付着したマッドケーキを丁寧に洗浄し，表面の観察，写真撮影を行った．表面の観察，写真撮影後，各試料の代表的な部分について薄片作成を行い，偏光顕微鏡による観察を行った．

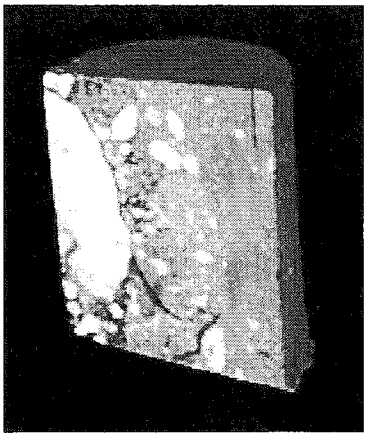
3. 実験結果

3.1 X線CT

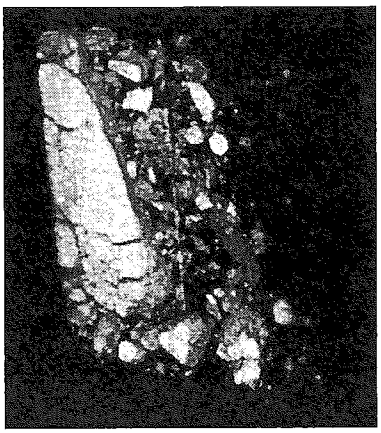
以下に特徴的な形態が観察された試料について記述する．

1)試料１

基盤の花崗岩とその周辺に花崗岩の角礫が配列していることが観察された．角礫が配列している外側では細粒物質が縞状構造を呈している（図－１）．角礫の三次元的な配列は，試料の密度分布から高密度の物質



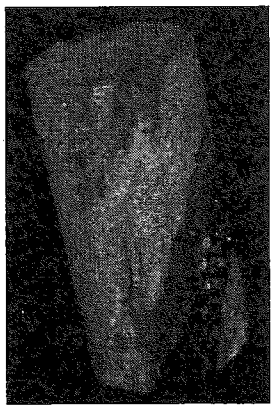
図－１　試料１の X 線 CT 画像



図－２　試料１の高密度部分のみを表示したＸ線 CT 画像.



図－３　試料６のＸ線 CT 画像.



図－４　試料６の低密度部分を非表示にしたＸ線 CT 画像.

のみを取り出した画像処理によってより鮮明に確認できる（図－２）．試料４でも同様な形態が観察された．なお，図－１において白く見える部分がより高密度な部分である（図－３，４でも同様）．

2)試料２

密度の小さな細粒物質中に高密度の小礫が散在している．礫の配列には規則性はない．

3)試料３

全体がやや高密度で，わずかに縞状構造が認められる．試料が複数に分割している．

4)試料５

花崗岩礫を多数含んだやや高密度の部分と細粒の低密度な部分に二分される．高密度な部分には，表面観察ではわからない複数の割れ目が分布している．細粒な部分はよく見るとさらに密度によって二分できる．より低密度な部分は表面観察によると粘土から構成されている．

5)試料６

低密度な細粒物質の中にさらに低密度で細粒な物質が脈状に分布している．両者には縞状構造が確認できる（図－３）．また，後者の中には数 mm 以下の若干高密度な礫が分布している（図－４）．

6)試料７

細粒物質から構成されており，表面観察からは不明瞭な縞状構造が確認できる．

7)試料８

角礫の間をネットワーク状に粘土が充填している状況がよくわかる．

3.2 偏光顕微鏡観察

何れの試料にも断層ガウジの部分には，石英，斜長石，セリサイト，スメクタイトと思われる粘土鉱物が確認された．石英，斜長石の結晶片は角礫状である．また，いくつかの試料の断層ガウジ部分には黒雲母，緑泥石，方解石が認められた．断層角礫部分の基質の構成物は断層ガウジ部分と同じで，礫は変質した花崗岩片である．鏡下で縞状構造が観察されたのは，試料１，２，３，５，６，７である．縞状構造は，石英結晶などの配列（試料１）基質の粘土鉱物の違い（試料１，２，５，６），基質の粘土鉱物などの粒度の違い（試料３，６）によって形成されている．

4. X線CTによる断層の内部構造観察の意義

今回のＸ線 CT 実験は予察的に行ったものであるため，得られた CT 画像について，縞状構造がどのせん断面に当たるのかなどの詳細な解析は行っていない．しかし，断層の内部構造を観察する上で，Ｘ線 CT は次のような利点を有していると考えられる．

①コアパックチューブを付けたままで実験でき，試料を乱さない．

②試料切断しなくとも三次元の構造が把握できる．

③画像処理により試料の密度差を強調することによって，肉眼観察ではわからない構造が確認できる．

参考文献

1) Chigira, M. (1992) ***Eng.Geol.***, Vol.32, pp.157-184.

2) Lettis, W. R., Kelson, K. I., Hanson, K. L. and Angell, M. A. (1998) *Proc.8th Int.Cong.IAEG*, Vol.2, pp.609-629.

57. 花崗岩の引張破壊の残留ひずみ

Permanent strain of granitic rocks and a gabbro of tensile failure

○林　為人(海洋研究開発機構), 高橋　学(産業技術総合研究所), 藤井幸泰(深田地質研究所)
Weiren LIN, Manabu TAKAHASHI, Yukiyasu FUJII

1．はじめに

引張状態における岩石の変形特性は，岩石の組織要因を鋭敏に反映する物性の有効なインデックスであると考えられる．組織要因と物性との関連性を解明する目的で，一軸引張状態において，数種類の花崗岩質岩石と斑れい岩の変形・強度特性の実験的研究を行った．稲田花崗岩試料を用いた予察的な結果を当学会の研究発表会[1]，また，研究した全岩種の一軸引張破壊点までの変形挙動については論文発表してきた[2]．さらに，藤井ほか[3]は，稲田花崗岩の破壊後試料の割れ目特性を観察した．一方，岩石試料の一軸引張破壊後の残留ひずみ（永久ひずみともいう）は，引張応力を受けて生じたマイクロクラックの累積量と考えることができるので，引張応力場における「ダメージ」の程度を意味するパラメータである．しかし，この残留ひずみに関しては，既往の研究例は見あたらない．

本発表では前述の研究で実施した一軸引張結果の破壊後の変形挙動を整理し，残留ひずみの挙動について報告する．

2．実験方法

研究用試料として，福島県の阿武隈地域[4]から採取したトーナル岩，花崗閃緑岩，斑れい岩および岩石力学分野で様々な研究に多用されている茨城県笠間市稲田産の花崗岩[5]を用いた．阿武隈地域の花崗岩類のK-Ar年代は86-94Ma，稲田花崗岩の同年代は60Maである．露頭（阿武隈）あるいは採石場（稲田）から各種岩石のブロック試料を定方位で採取した．一般的に花崗岩には直交異方性が認められ，異方性を示す特徴的な方位面であるrift plane, grain plane, hardway planeの方位は広域的に類似しており，東日本ではhardway planeが概ね水平面と平行であるとされている．そのため，すべての地点のブロック試料から，コアの軸が原位置の鉛直方向になるように，コアリングし，円柱状のコア試料(φ30mm×H60mm)を作製した．また，それらの供試体は，60℃で重量変化が認められなくなるまで乾燥した後，乾燥剤入りのデシケーターにて室温まで冷ました状態で試験に供した．

一軸引張試験に使用した装置，供試体の固定方法，載荷（ひずみ）速度，ひずみの測定方法などは，林ほか[2]に詳述されている．

3．実験結果および考察

一軸引張試験の応力～ひずみ線図として，トーナル岩（サンプル番号 0702-A1）と花崗閃緑岩（0801-3）の例をFig.1の(a)と(b)にそれぞれ示す．符号について，本稿では引張応力と引張ひずみ（伸張）を正，圧縮（収縮）ひずみを負とする．まず，一軸引張の軸(Axial)ひずみの挙動について，この2供試体に限らず，本研究で扱ったすべての供試体は非線形的な特性を呈しており，応力～軸ひずみ線図は上に凸のカーブとなっている．もう一つの顕著な特徴は，横方向（Lateral）のひずみが一軸圧縮試験と比べると非常に小さいことであ

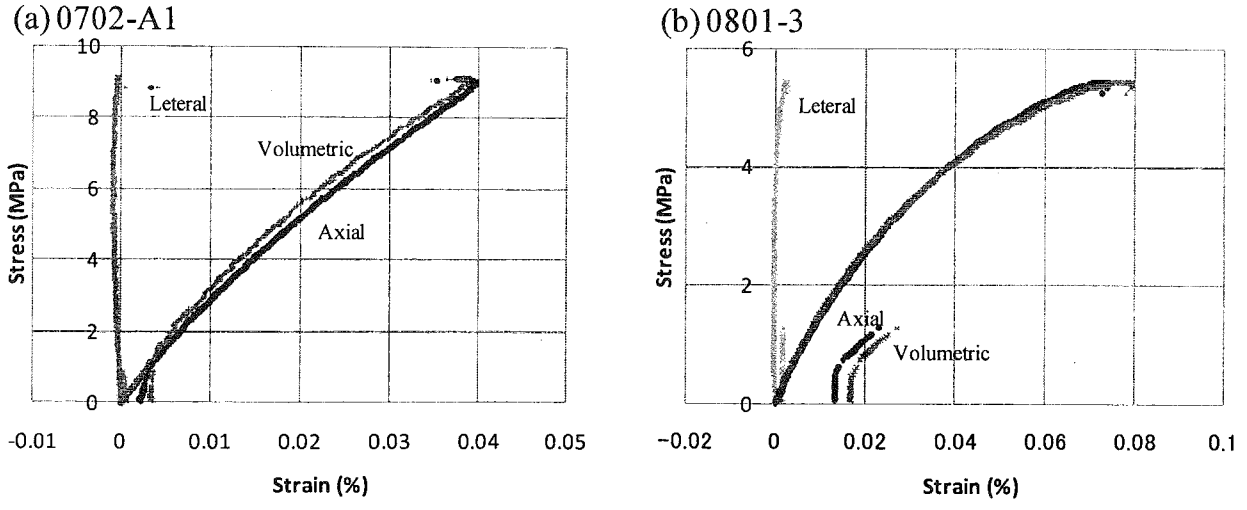


Fig. 1. トーナル岩（a）と花崗閃緑岩（b）の一軸引張応力～ひずみ線図の例．ここでは引張ひずみを正，圧縮ひずみを負としている．

Table 1. 各岩種の力学物性値

Sample symbol	Body name	Rock type		NOS*	Tensile strength	Young's modulus (GPa)		Poisson's ratio	Permanent Strain (10^{-6})		
		Lithofacies	Rock name		(MPa)	Tangent	Second		NOS**	Axial	Leteral
0702-A	Nagaya	Tonalite	Medium-grained Hbl-Bt tonalite	2	9.67	22.0	27.2	0.06	2	30	10
0801	Hatsumori	Granodiorite	Fine-grained two-mica granodiorite	4	5.60	9.1	12.1	0.02	2	120	20
1001-M	Utsushigatake	Gabbro	Medium-fine-grained Cpx-Hbl gabbro	4	12.33	48.1	57.8	0.08	3	30	10
Inada-H		Granite	Medium-grained biotite granite	4	7.09	21.3	26.2	0.06	3	60	10

* NOS denotes the number of tensile strength, Young's modulus and Poisson's ratio.
** NOS denotes the number of permanent strain.

る．最終強度の 50%応力レベルにおけるポアソン比は 0.05（0702-A1），0.02（0801-3）であり，一般的な岩石の一軸圧縮状態のポアソン比 0.2～0.3 よりはるかに小さい．

同じ Fig.1 から，供試体の引張破壊後，応力がほぼゼロに戻るが，ひずみ値はゼロに戻らず，一部が残留することがわかった．軸方向の残留ひずみは正であり，伸張変形であるので，供試体に新たなマイクロクラックの発生ならびに進展・開口したためと考えられる．したがって，岩石の引張破壊の様式は，引張の過程で局所だけ引張破壊（破断）が生じるのではなく，まず全体的にマイクロクラックが発生し，次第にクラックの集中域を形成して，最終的な破断に進展すると推測される．一方，横方向でも小さな正の残留ひずみが発生した．特に，0702-A1 の横ひずみは特徴的であり，破断まで収縮ひずみであったが，破断後は伸張の残留ひずみとなった．これは，ピーク強度まで収縮性の弾性変形が比較的大きいために，ひずみが負となり，破断後は応力が除荷されるに伴い弾性変形がなくなったため，マイクロクラックの発生による横方向のひずみのみが残り，残留ひずみは正となったと解釈出来る．また，体積ひずみは正であり，マイクロクラックの生成・開口によるものと考えられる．軸方向の残留ひずみは横方向のそれよりはるかに大きいので，マイクロクラックは選択的配向性があることが分かる．

一軸引張試験により得られた各種岩石の残留ひずみならびに引張強度，ヤング率，ポアソン比などの力学的特性の平均値を Table 1 に示す．一軸引張試験の場合，ひずみゲージは供試体の破断箇所により，その破断とともに断線することがしばしばある．したがって，残留ひずみのデータ個数はピーク強度までの応力～ひずみ線図から求められる各種物性値のデータ個数より少なくなっている．なお，ひずみゲージの信頼出来る測定精度を考えると，残留ひずみの有効数字は 10×10^{-6} の桁とした．

4．おわりに

本研究は，岩石の引張破壊の過程において被った「ダメージ」であるマイクロクラックの形成量を反映するパラメータとして，一軸引張破壊後の残留ひずみに焦点を当てて，検討した．その結果，引張破壊の様式は，圧縮破壊と同様に，まず供試体の全体に渡って微視的なダメージ（マイクロクラックの新たな発生・開口）が生じ，次第にダメージの集中域を形成して，巨視的な破断に発展する．また，マイクロクラックは選択的配向性を有することが判明した．今後は，様々な岩石の残留ひずみと微視的な顕微鏡観察による研究（例えば，Fujii et al., 2007）との総合的な検討が望ましい．

引用文献

1) 林　為人・高橋学（2002）：稲田花崗岩の一軸引張強度および引張変形特性，日本応用地質学会平成14年度研究発表会講演論文集，pp. 273-274.
2) 林 為人・高橋 学・藤井幸泰・西山 哲・竹村貴人（2007）：一軸引張状態における数種類の花崗岩質岩石と斑れい岩の変形特性，材料，Vol.56, No.7 pp.654-659.
3) 藤井幸泰・竹村貴人・高橋 学・林 為人・赤岩俊治（2005）：異方性を考慮した稲田花崗岩の一軸引張割れ目の特性，応用地質，Vol.46, No.4, pp.220-226.
4) 亀井淳志・高木哲一（2003）：福島県船引町周辺に分布する阿武隈花崗岩類の地質と岩石記載，地質学雑誌，Vol.109, No.4, pp.234-251.
5) 林　為人・中村敏明・高橋　学(2003)：稲田花崗岩の熱特性，超音波速度，強度および変形特性の異方性，応用地質，Vol.44, No.3, pp. 175-187.
6) FUJII, Y., TAKEMURA, T., TAKAHASHI, M. and LIN, W., (2007): Surface features of uniaxial tensile fractures and their relation to rock anisotropy in Inada granite, *Int J Rock Mech & Min Sci,* Vol.44, pp.98-107.

58. ガウジのせん断分極特性（SIP)と野外への適用

○中川康一（大阪市立大学大学院理学研究科），塚　偉（(株)NTTデータ），山田茂伸（ヤンマー(株)），川添栄計，吉岡真弓
（東京大学大学院工学系研究科），岡本　隆（(独)森林総合研究所）
Koichi NAKAGAWA, Isamu TSUKA, Shigenobu YAMADA, Hidekazu KAWAZOE,
Mayumi YOSHIOKA and Takashi OKAMOTO

1. はじめに

大地震の発生に伴って電磁気異常が観測されることはよく知られている．この電磁気異常の発生メカニズムについては，まだ特定されるに至っていないが，現段階で考えられるメカニズムとして，上部地殻のひずみに伴う鉱物の圧電効果，鉱物破壊に伴う電位変化や岩体中を移動する間隙水の流動電位などがある．地震の発生過程，すなわち，断層破壊のダイナミクスを論じるとき，破砕帯を構成する材料の特性を知ることは大変重要となる．断層破砕帯を構成するガウジは一般に１ミクロン以下の細かな粒子から礫に至るまで非常に広い粒径分布を示す．細粒分を多く含むことから比表面積が大きくなり，水との物理化学的相互作用が顕著となる．粘土粒子―水―電解質系では変形に伴って電気的不均衡が生ずる．

2. せん断に伴う電気分極

粘土供試体を室内でせん断変形させた場合，変形に伴って電気分極するという変わった性質があること分った．手の平サイズのガウジブロックに電極を配置して，せん断変形とともに発生する電圧変化を計測した．試料の表面には，部位によって数 10 ミリボルトの電位変化が発生した．この現象はそれまでほとんど知られておらず，細粒物質集合体のせん断変形に伴う特有の電気特性であることから，これを SIP(Shear-Induced Polarization) と呼ぶことを提案している．せん断変形であることから，本質的な水の流入がなく，マクロな流体移動を対象とした流動電位とは区別している．発生する電圧は，ひずみの大きさ，細粒分含有率，間隙水の電解質濃度，圧密の程度などに大きく依存することが明らかとなっている．水で飽和した粘土のような細粒物質では透水性が非常に低いため，破壊のような高速変形においては非排水条件下と等しくなり，水の移動がほとんどなく，粒子表面の電気化学構造の変化が粒子間結合網を通して電流が流れ，電位が発生すると解釈される．したがって，間隙流体が非双極性の工作用油粘土などでは，このような現象はみられない．

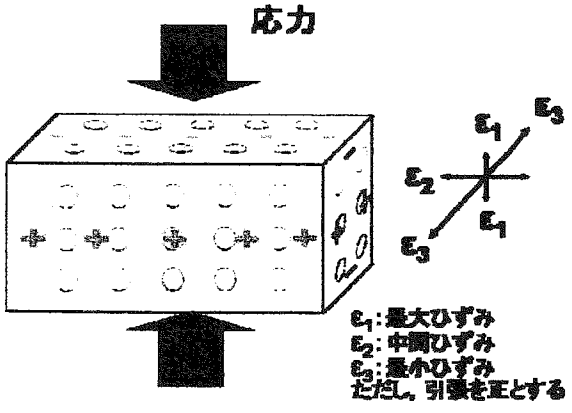


図-1 平面ひずみ変形試験に用いた供試体の電極配置と電位極性．供試体表面の○印は電極位置，塗りつぶした電極は図-2 に対応

変形モードとそれによって生起される電位極性を調べるため，粘土供試体を用いた平面ひずみ圧縮試験を行った．その結果，図-1 に見られるように，最大ひずみ軸面および最小ひずみ軸面には，それぞれ正および負の電位が観測された（ここで，伸張を正とする）．なお，中間ひずみ軸面にはほとんど電位が発生しなかった．このような結果から，電気的に安定化された粘土粒子間の結合部が，変形によって破壊されることにより電気的均衡が崩れて分極すると考えられる．これは，電解質溶液中では一般に負に帯電した粘土粒子表面に電気二重層が形成されるが，安定化された結合部の吸着水層が破壊によって正イオンを自由水中に掃き出すというモデルによって説明可能である．

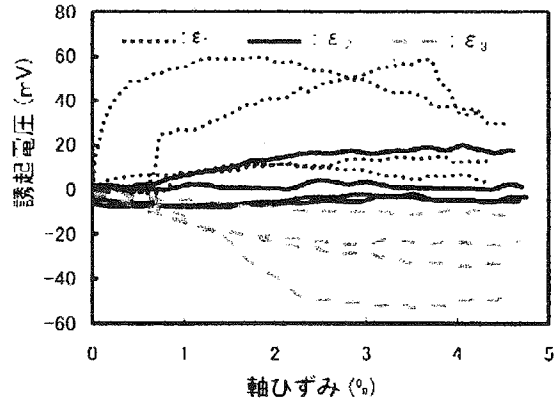


図-2　ガウジ試料（中央構造線沿いの露頭から採取）の平面ひずみ試験により発現した表面電位とひずみの関係

3．野外における自然電位の観測

活断層の場合，地表で見られる断層帯は震源域まで連続しているとみられ，低比抵抗体であるガウジ脈は震源域の電気的情報を与える信号線の役割を果たすことになる．したがって，ガウジ帯の電位をモニターすることによって，震源域の SIP 信号を取得できる可能性がある．

実験室で得られた知見が，実際に野外で観測されるかどうかは大変興味深いことであり，検証する必要がある．そこで著者らは活動性が高い跡津川断層沿いの神岡鉱山を利用して観測を継続している．しかし，地震の発生周期があまりに長いため，実際の地震の発生とそれによる自然電位特性を詳細に調べることはほとんど不可能である．

そこで，地震とよく似た事象である地すべり地を対象として、ＳＩＰの検証を試みた．一般に地すべりでは，そのすべり面にガウジが挟在していることから，地すべりによる電気的分極が期待されるからである．

検証用の地すべり地は，新潟県東頸城にある伏野地すべり地(新第三系堆積岩)と高知県怒田八畝地すべり地(御荷鉾緑色岩類や秩父帯)の西川地区である．これらの観測地において，長さ約40cmの炭素棒を電極として．稠密観測を行った．伏野地すべり地区の観測地点は，顕著な地すべり地であり，年間m単位の変位が観測されている．現在この地域は独立行政法人森林総合研究所が管理し，多様な計測を実施している．図-3 に伏野地すべり地区における電極配置を示す．

この観測地で得られた地すべり変位と電位変化との関

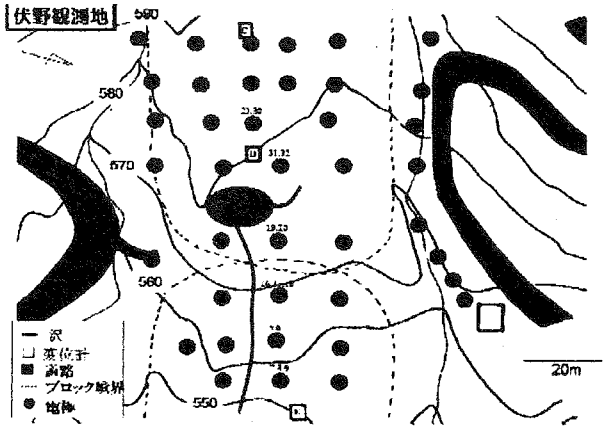


図-3 新潟県東頸城，伏野地すべり地区の電極配置

係の一例を図-4 に示す．図にみられるように自然電位の変化には多様な周期を含むノイズが含まれているが，明らかに地すべり変位と同期した電位変化が認められる．

高知県の怒田・八畝地すべり地の場合は高知県土木事務

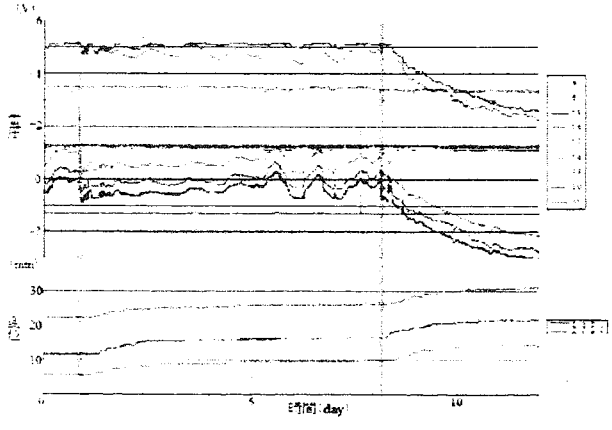


図-4 伏野地区で得られた変位と電位の時間変化．上部は電位，下部は地すべり変位

所によって，地すべり分布図が作成されている．この地区の電極配置を図-5 に示す．南東―北西の小川沿いの観測点の記録はノイズが大きく使用できなかいが，地すべりのブロック境界にあたる道路沿いでは特徴的で良好な記録が得られた．図-6 の記録例に示されているように，両ブロックの電位差が，観測当初は 50mv 程度であったものが４ヶ月後には 200mv 程度以上とその電位差が大きくなった．

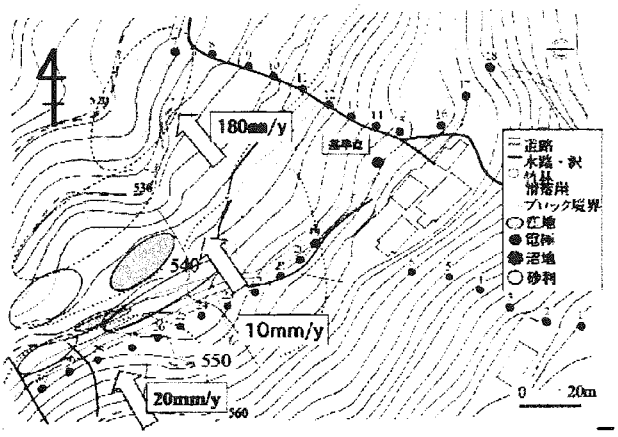


図-5 西川地区の地形，地すべりブロックの配置と電極配置

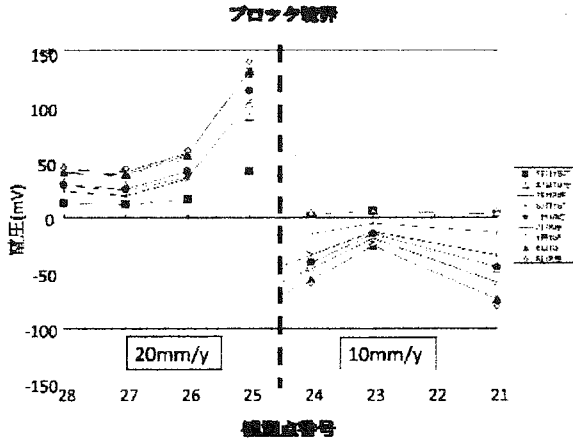


図-6 西川地区の自然電位分布の時間変化の例．ブロックの境界で電位分布が不連続となっている．

4. おわりに

室内実験で得られた粘土のせん断分極現象という新しい知見が野外の自然電位の稠密観測でも一応検証できたと考えられる．地すべりの室内モデル実験によって，野外における地すべり変位と電位変化の対応を矛盾なく説明できることも分かっている．

本大会ポスターセッション P37 において，せん断変形のモードと誘起される電位の極性について，生成メカニズムを基本に議論を展開しているので，参照されたい．

59. 電気伝導度検層による岩盤中の水みちの抽出

Identification of the water-conducting features（fracture conduit）using Fluid Electric Conductivity Logging

松岡清幸（物理計測コンサルタント）
Kiyoyuki Matsuoka（GSC）

1. はじめに

ボーリング孔を利用した調査の内，水みちを検出する手法としては，従来からフローメータ検層(スピンナー式，電磁式など)や温度検層が用いられてきた．今回，実施した電気伝導度検層は，ボーリング孔内の水を本来の地下水と異なる電気伝導度の水に置き換え，電気伝導度の時間変化を測定することにより，詳細な水みちの位置や水みちの水理特性を把握する方法である．数百 m 以深を対象とした電気伝導度検層は欧米では実績があるものの，我が国の岩盤における報告事例は少ない[1]．したがって本測定手法のノウハウや実績を蓄積し，水みちの抽出やその水理特性を効率的に把握できる手法として確立しておくことが，今後，地下深部の地質環境を調査する際に有効となると考える．

2. 調査孔位置および地質概要

調査孔は岐阜県瑞浪市にある（独）日本原子力研究開発機構の瑞浪超深地層研究所用地の南東側約 500m に位置する深度 1012m の鉛直ボーリング孔（DH-15 号孔）である．

本ボーリング孔周辺の地質は，基盤をなす領家帯花崗岩類(土岐花崗岩)と，これを被覆する約 230m の厚さを有する新第三紀中新世の堆積岩（瑞浪層群など）からなる．ボーリング孔は，主として堆積岩が分布する孔口から深度 233m まで直径 6 ｲﾝﾁ（約 152mm）のケーシングが設置されているが，それ以深の花崗岩部は掘削径 134mm で掘削した裸孔の状態である．

3. 電気伝導度検層作業手順

検層作業は，以下の手順で実施した．

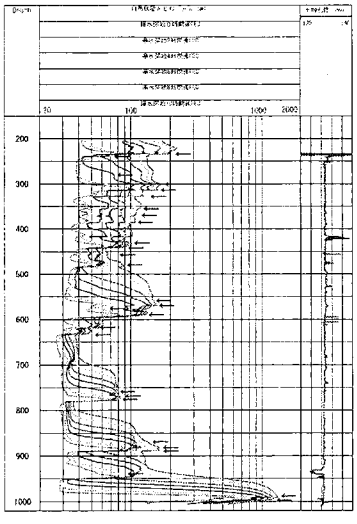
1) 地上部に設置した純水機（イオン交換樹脂装置）を利用して脱イオン水を製造し，タンクに貯蔵した．
2) リール車とポンプ車を用いて，ボーリング孔の孔底付近（1000m）までホース（直径 23mm）を降下して，ホース先端から一定量の脱イオン水を送水した．同時に深度 80m 付近に設置した揚水ポンプより，一定流量で孔内水を揚水しながら孔内水を脱イオン水で置換した．
3) 脱イオン水に置換した直後，自然状態（孔内水を変動させない状態）での電気伝導度プロファイルを測定した．その後，一定流量で揚水しながら，揚水開始直後の測定を含めて 2 時間毎に 1 回の割合で，合計 6 回の電気伝導度の変化を測定した．
4) 揚水流量は 5ℓ/min、10ℓ/min、19.4ℓ/min の順で，それぞれ脱イオン水により孔内置換した後に測定した．測定プローブの仕様を以下に示す．

・ 測定項目	電気伝導度、温度
・ 電気伝導度測定範囲	2～5000 μS/cm
・ 温度測定	0～60 ℃

4. 検層結果および解析

図－1 に揚水量 5ℓ/分の検層結果を示す．なお，その図の右欄には孔径検層結果を示した．

図－1 の電気伝導度曲線は左側（小さい方）から，孔内水置換後の自然状態，さらに揚水状態直後，揚水開始 2H 後，4H 後，6H 後，8H 後，10H 後の測定結果を示しており，孔内水の電気伝導度は時間と共に徐々に高くなっている．一般に地下水の流入箇所は，電気伝導度の変化が明瞭なピークとして現れる．したがって，特に電気伝導度の変化量が大きい部分では比較的多量に地下水が孔内に流入していると考えられる．



図－1　揚水量 5ℓ/分電気伝導度検層図

図－1 より主要な変化点 29 箇所を抽出した．これらの 29 箇所について数値解析により流量や透水量係数などを求めた．

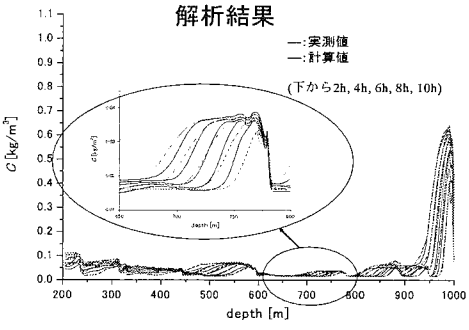
以下の手順で一次元の移流拡散方程式に基づく数値解析[2]，[3]により得られた電気伝導度の変化を再現した．

1) 電気伝導度が大きく変化している深度（明瞭なピーク位置）を抽出する．
2) 数値解析の入力条件として，各流入点における流入量の変化の大きさに応じて流量を設定するとともに，全ての流入点に同じ塩分濃度（電気伝導度と NaCl の濃度との相関係数から算出）を与える．
3) 数値解析により各時間における塩分濃度を計算し，計算値と実測の電気伝導度の分布を比較する．
4) 各時間における電気伝導度の実測値を再現するように，上述 2）および 3）を繰り返す．

電気伝導度の温度補正および濃度への変換は，電気伝導度を，20℃の値に換算し(1)式により濃度を求める．

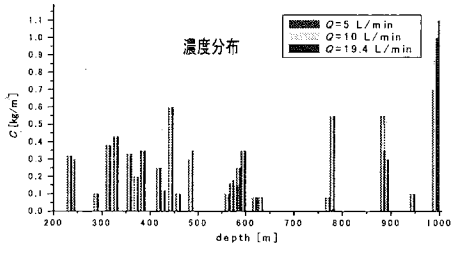
$$FEC\ (20℃) = 1870\,C - 40\,C^2 \quad (1)$$

ここで，FEC は坑井内流体の電気伝導度[μS/cm]，Cは濃度[g/L](あるいは[kg/m^3])または等価の NaCl 濃度である．異なる揚水条件での解析の結果，フィッティングの状況は良好であった．その結果を図－2 に示す．

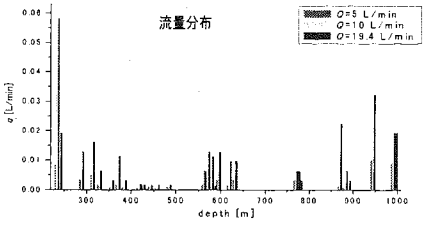


図－2　揚水量 5.0ℓ/分電気伝導度検層濃度分布図

次に，図－3，図－4 に計算結果による濃度分布と流量分布を示す．この図より最下部の 2 点について揚水流量の増加にともなって，変化点の濃度が上昇する傾向があるが，その他の箇所ではほぼ一定の濃度である．

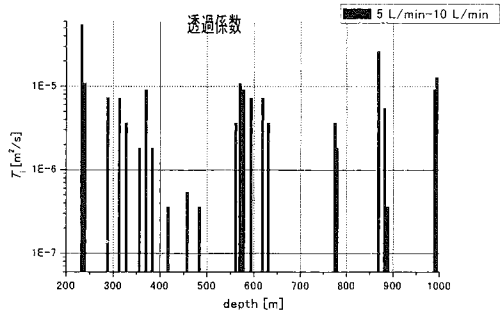


図－3　電気伝導度検層解析による濃度分布図



図－4　電気伝導度検層解析による流量分布図

次に，図－5 に各変化点 i での透水量係数 Ti（m²/s）を示す[2]．その結果，いずれの変化点においても 1.0×10^{-7}（m²/s）以上の高い透水量係数を示したことから，抽出された変化点は水みちであると考えられる．



図－5　電気伝導度検層解析による透水量係数分布図

5. おわりに

今回深度約 1000m のボーリング孔において，揚水状態での電気伝導度検層を実施し，数値解析により実測値の電気伝導度分布に対してフィッティングを行い，変化点の濃度および流量を算出した．

今後は，本手法により評価した水理特性の妥当性を検証するために原位置水理試験データとの比較・検討など行う予定である．

参考文献

1) 竹内真司，下茂道人，城まゆみ，Chin-Fu Tsang：電気伝導度検層による深部花崗岩中の水みちの抽出と水理特性の評価，土木学会，第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム（2004）
2) Tsang, C.F. and Doughty, C.： Multirate flowing fluid electric conductivity logging method, Water Resources Research, 39(12), 1354 (2003).
3) Doughty, C. and Tsang, C.F.： BOREII -A Code to Compute Dynamic Wellbore Electrical Conductivity Logs with Multiple Inflow/Outflow Points Including the Effects of Horizontal Flow across the Well, LBNL-46833 (2000).

60. 超高速電気探査装置による未固結地盤中の地下水流動モニタリングへの適用

Application to monitoring groundwater flow in unconsolidated layer using ultra-fast data acquisition system for electrical survey

○鈴木浩一・塩竈裕三・久野春彦・小早川博亮・末永弘（電力中央研究所）
Koichi Suzuki, Yuzho Shiogama, Haruhiko Kuno, Hiroaki Kobayakawa, and Hiroshi Suenaga

1. はじめに

近年，地下水挙動をモニタリングする手法の一つとして電気探査法による連続観測が様々な機関で試みられている。例えば，地すべり斜面を対象とした降雨浸透水による地下水面変動，産業廃棄物層内への降雨浸透水の挙動，地下水涵養試験時の涵養水の浸透挙動，沿岸部での塩淡境界変動など，様々な分野において実施されている。特に，探査装置の高速性が要求されるのは，動水勾配の比較的大きい山間部斜面や未固結地盤への降雨の浸透に伴う地下水面の変動など，比較的流速の大きいと考えられる地下水を対象とした場合である。

平面的に測点を展開した 3 次元探査では複数の測線を設置するため，多チャンネルで受信可能な探査装置が必要である。様々な機関で PC 制御による自動計測化が図られた探査装置が開発されているが(例えば，吉村ほか[1]，1993；鈴木，2006[2]；神宮寺，2006[3])，「①計測時間の短縮」と「②多チャンネル」は相反する仕様であり，両者に対応できる探査装置は開発されていないと考えられる。

本報では，地下水モニタリングで要求される基本仕様を考案し，測定時間の短縮化と多チャンネル化により 3 次元探査を実用的に実施可能な探査装置を開発した。また，本装置の性能を評価するため，陥没空洞部に注入した塩水の浸透状況をモニタリングした結果を報告する。

2. 超高速電気探査装置の開発

2. 1 探査装置の特徴

3 次元探査が可能な多チャンネル受信による高速性を確保するため，本装置は以下の特徴を有する。

(1)二極法専用とし全測点数分の受信チャンネルを装備：二極法専用とすることにより電極切替え用の電子回路が大幅に簡素化してある。すなわち，電位用電極の切替え操作が不要となり，電流電極の切替え操作だけで済む。

(2)高周波数の正弦波送信：極力高い周波数(数 kHz)の正弦波を送信する。

(3)複素位相検波方式：デジタル化した波形データに対して計算機で行われていた複素フーリエ変換処理をアナログ系で実行するため，各受信チャンネルで検出した cos 変換成分 C 及び sin 変換成分 S だけを制御装置(PC)に転送し，電位の振幅 $\sqrt{(C^2+S^2)}$ および位相差 $\tan^{-1}(S/C)$ を算出する(茂木ほか，1990)[4]。

2. 2 探査装置の仕様

本探査装置は，送信装置，受信装置(本体)，受信装置(増幅部)，制御装置より構成される。

(1)送信装置

送信装置，測線に展開した全測点より選択された 1 箇所の電流電極および電流用遠電極間に正弦波電流を流す。送信周波数は 128～5120Hz より選択し，流電電圧値を 1～400V で調節することができる。使用電源は AC100V である。

(2)受信装置

受信装置(本体)は，電流電極以外の全ての測点に設置された電極と電位用遠電極との間の電位信号(電位差)を同時に受信することができる。例えば，全測点数が 60 点の場合，任意の 1 箇所の測点を電流電極として切替え，その電流電極から流した電流により地盤に生じた電位場に対し，電流を流している測点以外の残り全ての測点(59 点)における電位信号として同時に受信する。本受信装置(本体)は，1)電極切替部，2)複素位相検波部，3)サンプリング部より構成される。

(3)受信装置(増設部)

受信装置(増設部)は，受信装置(本体)の電極切替部，複素位相検波部を備えている。複素位相検波部には 60 組の電位用複素位相検波回路で構成される。原理的には，本増幅部を n 個そろえることにより，測点数は $(n+1)\times 60$ 個に対応することが可能となる。例えば，増設部 3 台の場合，最大 240 測点に対応することができる。

(4)制御装置

制御装置は市販の Windows-PC であり，自動計測用ソフトをインストールして送信装置及び受信装置を制御し，計測データの処理および保存を行う。

3. 現地適用実験

電力中央研究所構内には直径 1m ほどの陥没空洞が地表面に露出しており，因果関係は定かではないが旧防空壕が陥没し地表面が崩落したものと推測されている。この空洞箇所を中心に測線を設置した。測線近傍のボーリング調査によると，厚さ約 1m の表土の下に下総層群常総粘土層に相当するローム層が深度 7m まで分布し，さらに深度 20m まで下総層群の龍ヶ崎砂層～

木下層相当の砂層と思われる軟質なシルト混じり砂が分布している。

空洞位置を中心に測線長 29m, 測点間隔 1m の 2 測線を平行に 1m 離して 60 点の電極を設置した。測定は 2 極法により行い，送信周波数は 1024Hz，スタッキング 1 回あたりの積分時間は 20 波数分（約 19.5msec＝20/1024），スタッキング回数 8 回，送信電圧 200V で測定を行った。約 1000ℓの水道水に塩化カルシウム約 15kg を溶解した塩水を陥没箇所に約 1 時間 50 分かけて注入し，その注水期間において本装置により 51 回の繰り返し計測を行った。塩水の電気伝導度は 7.0mS/cm，比抵抗で約 1.4Ωm である。1 回当たりの計測データ数は 2 極法配置による全組み合わせ数 3540 通り（60×59＝3540）で，計測時間は 2 分強である。

図-1 に塩水注入前の比抵抗断面図を基準に次式により各観測時刻での比抵抗変化率⊿ρを算出して求めた比抵抗変化率断面を示す。

$$\Delta\rho = (\rho_2 - \rho_1) / \rho_1 \times 100 \ (\%)$$

ここで，ρ_1 は基準時刻での比抵抗値，ρ_2 は任意の観測時刻での比抵抗値である。

塩水注入後の全観測データ 50 回のうち 2 回分を表示した。各変化率断面には計測時刻，塩水注入後の経過時間，その時刻での塩水注入量も示した。これらの結果より，塩水注入箇所(距離 15m)より A 測線では 2m ほど西側(距離 17m)，測線では 1m ほど西側(距離 16m)の深度約 4m を中心に，塩水注入量の増加に伴い比抵抗が徐々に低く変化していく状況が認められる。特に，地形的に下流側の A 測線の方が変化の割合が大きい傾向となっている。塩水の約半分量(464ℓ)を注入した時点で，比抵抗変化は最大-3%程度となっている(図-2 (a))。全ての塩水(1000ℓ)注入完了後が比抵抗の低下が最も顕著で，変化率で最大-6%となっている(図-2 (b))。比抵抗変化の顕著な領域はローム層内にあると推測されるが，その下部の砂層にも比抵抗が低下した領域が延びている。したがって，旧防空壕を埋めている崩壊土にたまった塩水の一部はその下部の砂層にも浸透していったものと推測される。

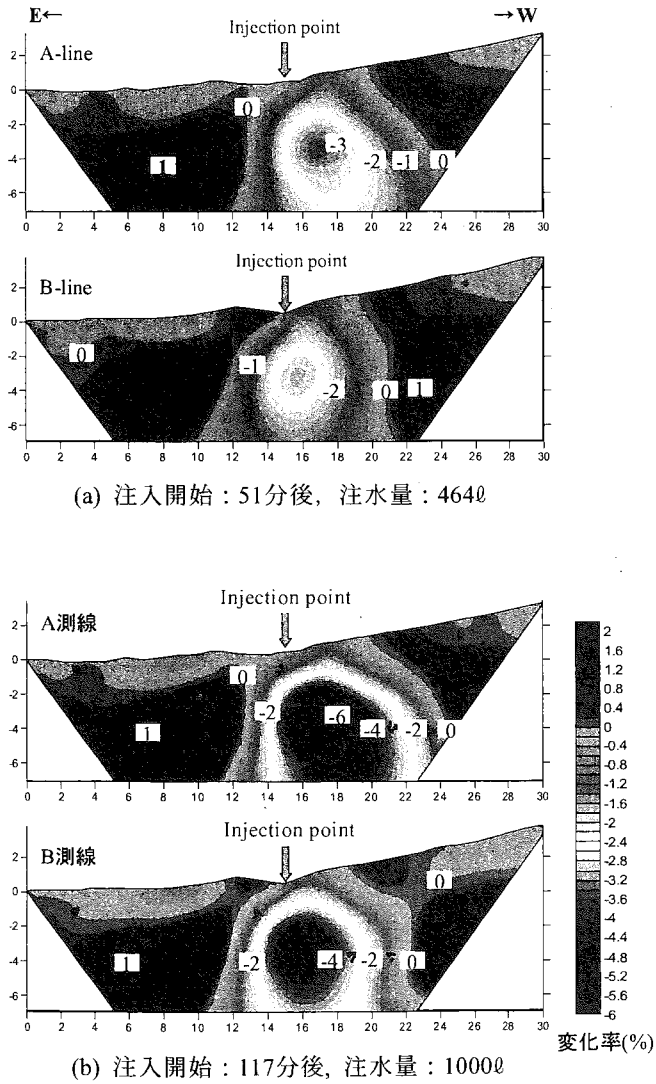
4. まとめ

本装置は 3 次元的に展開した測線(例えば 120 測点)に対する全ての組み合わせのデータ(120×119=14280 通り)を，送信周波数 1024Hz，スタッキング数 4 回，積分時間 20 波数分の計測条件では，約 6 分間で測定できることを確認した。これより，塩水注入時の連続観測を行うことにより，流速の速い地下水挙動の 3 次元的な可視化に充分適用できることが期待できる。

謝辞：本探査装置の製作に際し，システム･ツースリーの伊藤光氏には PC 制御用ソフトの製作に多大なるご協力をいただいた。ここに厚く感謝の意を表します。

参考文献

1) 吉村正義･藤井勢井･五江渕通･岡谷治（1992）：第 86 回物理探査学会講演論文集，361-364.
2) 鈴木浩一（2006）：地盤の複素比抵抗特性を利用した新しい物理探査法の開発ー電気探査スペクトル IP 法による軟質地盤の水理地質構造調査への適用ー，電力中央研究所報告 N05043.
3) 神宮寺元治・狩野嘉昭（2006）：マルチ送信比抵抗トモグラフィ計測システムの開発とその応用について，物理探査学会第 114 回学術講演論文集，215-218.
4) 茂木透･楠建一朗･鈴木浩一･川崎逸男･城森明･東義則(1990)：複素位相検波方式 CSMT 探査装置の開発，物理探査 43，164-169.



(a) 注入開始：51分後，注水量：464ℓ

(b) 注入開始：117分後，注水量：1000ℓ

図-1 比抵抗変化率断面図（基準値：塩水注入前）

61. 同一動水勾配における透水係数の経時変化および溶存成分による透水係数の変化

Variation of permeability associated with solution composition and elapsed time in the same hydraulic gradient

○中島　崇，横山　正，廣野哲朗，中嶋　悟（大阪大学）
Takashi Nakajima, Tadashi Yokoyama, Teturo Hirono, Satoru Nakashima

1．はじめに

地質媒体の透水係数は，地球の表層・内部における火山・地震・資源の集積・環境汚染等を支配する重要な物性値である．透水係数を実験室で測定する際，純水（あるいはガス）が流体として用いられることが多い．しかし，実際の地球環境において流れる水には一般に様々なイオンが溶存し，溶液組成は多様である（表-1）．従来，間隙率や粒子サイズなどと透水係数との関係はよく調べられているが，溶液組成と透水係数との関係は十分に評価されてはいない．そこで，本研究では，溶液組成が透水性に及ぼす影響の評価を進めている．

表-1　水質分析結果の代表例（mM）

	雨水[1]	河川水[2]	地下水[3]	海水[4]
Na^+	0.086	0.274	0.548	468
K^+	0.005	0.059	0.082	1.03
NH_4^+	0.024			
Mg^{2+}	0.011	0.167	0.189	53.2
Ca^{2+}	0.013	0.374	0.432	1.03
Cl^-	0.108	0.22	0.358	546
Br^-				0.844
HCO_3^-		0.957	1.09	2.37
NO_3^-	0.015		0.061	
SO_4^{2-}	0.029	0.122	0.181	29.4
Fe		0.012		
SiO_2		0.218	0.372	

2．溶液組成と電気二重層

溶液組成が透水性に影響を及ぼす要因の一つとして，鉱物-水界面における電気二重層の関与が考えられる．鉱物と水が接触すると，H^+の解離や各種イオンの溶解・吸着により鉱物表面で電荷が生じる．これを中和するために，表面電荷と異符号の溶存イオン濃度は表面に近づくに連れて高くなり，同符号の溶存イオン濃度は低くなる（図-1）．このような界面近傍のイオン濃度プロファイルは電気二重層と呼ばれている[5]．電気二重層の厚さ（Debye 長）は溶液組成によって変化し，純水で一番厚く（約 1 μm），溶液中のイオン濃度が高くなるにつれて厚さが薄くなる．

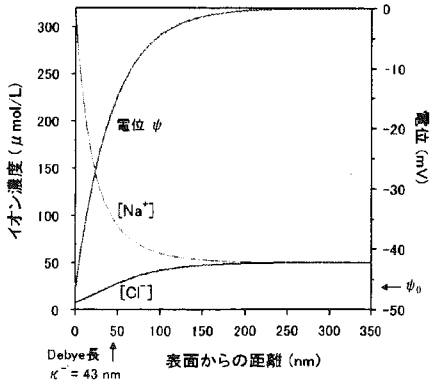


図-1：鉱物表面近傍の電位とイオン濃度プロファイルの計算例

3．測定手法と試料

本研究で用いた定水位透水試験機の模式図を図-2に示す．試験機は給水部，透水セル，電子天秤＋PC から構成される．各部分は内径 4 mm のビニールチューブによって連結され，水頭差は約 1 m である．固有透水係数 K（m^2）は，単位時間当たりの流量の測定から以下のダルシー則に基づいて決定する[6]：

$$q/S = -K\Delta P/\mu L \qquad (1)$$

q は流量（m^3/sec），ΔP は差圧（Pa），S は試料の断面積（m^2），L は試料の長さ（m），μ は流体の粘性係数（Pa・sec）である．固有透水係数は岩石固有の幾何学的特性（空隙率，屈曲度，空隙孔径など）によって決まる物理定数であり，空隙中を流れる溶液の性質には依存しない．

試料にはフォンテーヌブロー砂岩（フランス，漸新世）を用いた．この砂岩は，X線粉末回折測定によりほぼ100%石英で構成されることが確認された．SEM での観察から平均粒径は数百μmであり（図-3），ヘリウムピクノメーターで測定した試料の間隙率は約 20%である．透水係数測定用として，直径 3.5 cm，厚さ 1.0 cm のコア試料を作成し，溶液漏れを防ぐために側面を樹脂でシールした．

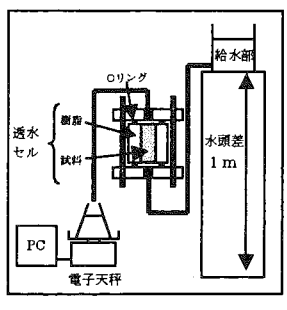


図-2：透水試験機

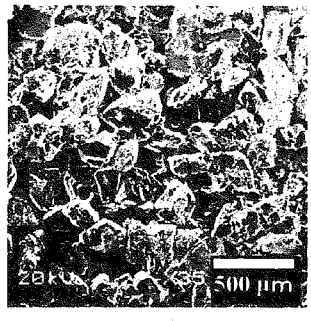


図-3：試料の SEM 画像

透水係数の測定においては，まず真空含浸により間隙を純水で飽和させ，透水セルに設置した．溶液組成が透水係数に及ぼす影響を調べるために，測定開始後，純水→NaCl 水溶液(2 M)→NaCl 水溶液(4 M)→純水→Na_2CO_3 水溶液（1 M）→純水と連続的に溶液組成を変化させて透水係数の変化を追跡した．なお，測定中試料は透水セルに設置したままで，給水部の溶液組成のみを変化させた．また，粘性係数は，純水，NaCl，Na_2CO_3 水溶液それぞれについてウベローデ粘度計で測定した．

5．結果と考察

図-4 に実験結果を示す．実験開始時の透水係数（純水）は約 5×10^{-13} m^2 であったが，組成を NaCl（2 M）に変化させると透水係数は約 3×10^{-12} m^2 へと増加した．続いて NaCl（4 M）に変化させても透水係数はほとんど変化しなかったが，次に純水を流すと透水係数は徐々に約 5×10^{-13} m^2 へと減少した．再度 NaCl 水溶液(2 M, 4 M)→純水と変化させると，はじめに NaCl 水溶液を流した時よりは変化幅が小さかったが，やはり透水係数は増加→減少と変化した．さらに Na_2CO_3 水溶液（1 M）を流すと，透水係数は急激に 2 桁増加して約 1×10^{-11} m^2 となった．

電気二重層の厚さ（Debye 長）は，純水では約 1 μm と厚いが，NaCl 水溶液（2 M, 4 M）や Na_2CO_3 水溶液（1 M）では<1 nm と計算される．したがって，流路の直径が 10 μm とすると，純水では間隙水中で二重層が占める割合は小さくないが，NaCl や Na_2CO_3 の水溶液では二重層の割合はほぼ無視できる．図-4 において，溶液を純水に変化させる毎に透水係数が徐々に減少している．これは，純水が流れることによって流路に存在したイオンが洗い流されて徐々にイオン濃度が下がるためと解釈できる．NaCl 濃度が 2 M と 4 M とでは透水係数の違いはほとんど見られなかったが，これは両者とも電気二重層の厚さが十分無視できるほど小さいことと調和的である．ただし，二重層の厚さが無視できるほど小さいという点では Na_2CO_3 水溶液（1 M）と NaCl 水溶液（2 M）とは同じであるが，透水係数の変化量は両者で異なっている．両者は Na^+ の濃度は等しいが，陰イオンの種類が異なる．したがって，透水係数に関係するのは電気二重層の厚さだけでなく，イオン種によって透水係数に及ぼす影響が異なる可能性も考えられる．

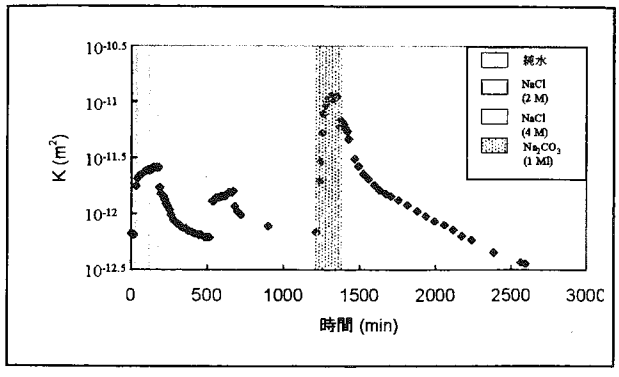


図-4　溶液組成の変化に伴う透水係数の変化

本研究の結果から，砂岩の透水係数は溶液組成によって大きく変化することが明らかになった．このことは，地質環境における物質移動を考える上で溶液組成の影響が無視できないことを意味する．今後は，溶存イオン濃度・種類・試料の粒径を系統的に変化させて透水係数を測定し，溶液組成と透水係数の関係のより正確な理解を目指す予定である．

文献

1) 玉置元則ら，(1991)日本化学会誌
2) D.A.Livingstone(1963)
3) 地下水質の基礎，日本地下水学会，理工図書(2000)
4) 角皆・西村，環境化学，裳華房(1991)
5) J.N. Israelachvili, 1996, Intermolecular and surface forces, second edition, Academic press
6) 山口梅太郎，岩石力学入門，東大出版(1991)

62. ドリル削孔式水質測定法による空洞周辺岩盤の酸化還元状態の調査

Redox-status Survey of Groundwater Discharging into a Small Hole bored by the portable Rock Drill

○ 猪原芳樹, 大山隆弘, 長岡亨 ((財)電力中央研究所)
Yoshiki Inohara, Takahiro Oyama, Toru Nagaoka (CRIEPI)

1. はじめに

岩盤の酸化還元状態を知ることは，地下深部の地下水流動状況や地化学状態を評価する上で重要な評価目標となる．多くの場合，酸化還元状態の調査は，岩盤中の地下水の水質特性，特に，酸化還元電位(ORP; Oxidation-Reduction Potential)を測定することによって行われている．地下水が測定の対象となるので，地下深部が低透水性岩盤であり，調査坑道内などに湧水が少ない場合には，ORP の計測は適用しにくくなることがある．これらの課題を解決するために，孔内や坑道壁に自然に湧出する地下水に依存しないで，岩盤の酸化還元状態の評価や空洞掘削による地下環境への影響などの，地下深部の地質環境変化を評価する手法の開発が求められている．

(財)電力中央研究所は，これまでに地下水湧水に依らない酸化還元状態の評価手法として，岩盤間隙水の圧縮抽水による検討，岩盤構成鉱物成分の化学的抽出，微生物群集による検討などを行ってきた．ここでは簡易な方法により人工的に地下水を湧出させて，それらの地下水水質計測をもとに岩盤の酸化還元状態を調査した事例を紹介する．

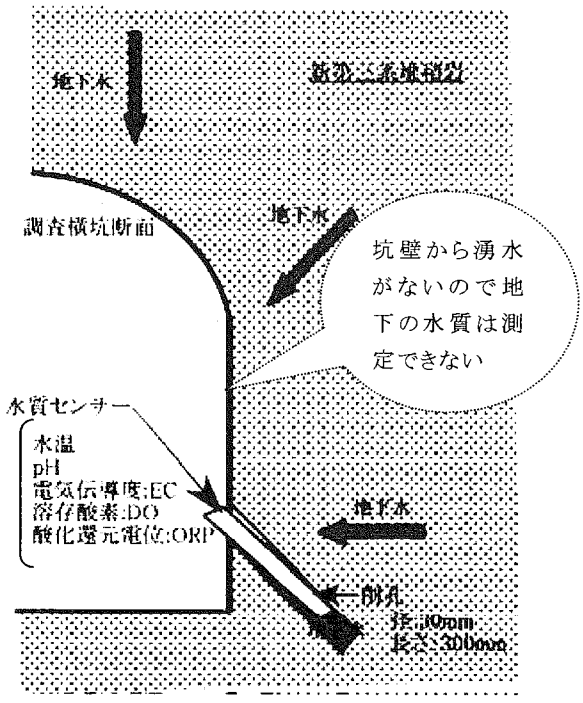


図-2 ドリル削孔式水質測定方法の概念図

2. ドリル削孔式水質測定法

調査は新第三系の軽石凝灰岩層と軽石混り砂岩層が分布する長さ 250mの調査坑道内(幅 2.5m，高さ 2.5m)で行った．調査横坑は坑奥に向かってゆるい上り勾配を有する．横坑展開図に示すように，坑口(0m)から坑距離約 100m付近までは軽石混り砂岩層IIが，100mから 230m付近までは軽石凝灰岩層が，230mから約 250mまでは軽石混り砂岩層Iがそれぞれ分布する(図-1)．軽石混り砂岩層Iからは湧水があるものの，そのほかの岩層からは湧水はほとんど認められない．また，坑距離 200m付近に酸化フロントが分布し，坑奥側の岩盤は薄く褐色化している[1)]．

横坑の坑敷き付近に，ロックドリルによって小孔(直径 30mm，長さ 300mm)を 15 ヶ所削孔した(図-1)．小孔番号の 1 から 8 は酸化フロントの上盤側に，9 から 15 は酸化フロントの下盤側に位置する．小孔を削孔後，周辺の岩盤から地下水が小孔内に湧出してくるので，ポータブルタイプのセンサーを挿入して地下水水質(水温・pH・電気伝導度・溶存酸素・酸化還元電位)を測定した(図-2)．

3. 測定結果

測定は以下の手順で，4 本の水質センサーを削孔内に挿入した．①水温と EC センサー ②pH センサー ③DO センサー(センサー挿入 5 分後の指示値) ④ORP センサー(安定化した指示値)．ただし，ORP 測定値が安定しない場合は，挿入 30 分後の指示値とした．センサーを繰り返し小孔に挿入すると，すべての手順が終了した時に

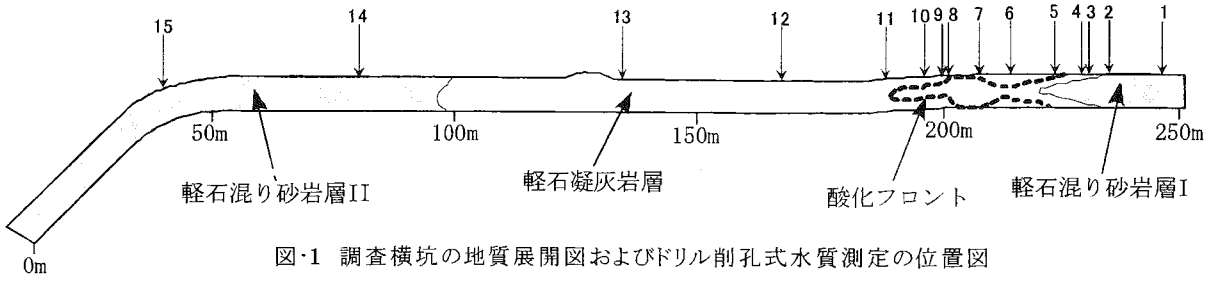


図-1 調査横坑の地質展開図およびドリル削孔式水質測定の位置図

小孔内には地下水が少なくなるが，数時間から数日後には，地下水が湧出して小孔の口元まで地下水が満たされる．測定後は，坑壁側からの水分流入がないように孔口にシリコンゴムの栓をした．

実際の調査では，空洞掘削の影響による水質の変化を評価するために，数か月ごとに測定を繰り返し行った．ここでは計測結果の一例を示す(図-3)．

1) 酸化還元電位

酸化フロントの境界となる小孔番号8と9の間で値が大きく変化している．酸化フロントより下盤側では，+200mV以下の値となる．

2) 溶存酸素

酸化還元電位と同様に，酸化フロントの境界で値が大きく変化する．酸化フロントより下盤側では，1.0 mg/l 前後の値となる．

3) pH

酸化フロント付近で約 7.5 を示し，上盤側下盤側でともに酸化フロントから離れると次第に大きな値(8 前後)を示すようになる．

4) 電気伝導度

軽石凝灰岩の上部で 20～24 mS/mとやや大きい値を示した．全般としては，13～18 mS/mを示す．

5) 水温

坑道奥に向かって水温が低下している．これは，奥に設置された換気ダクトから送風されてくる外気の影響によるものと思われる．

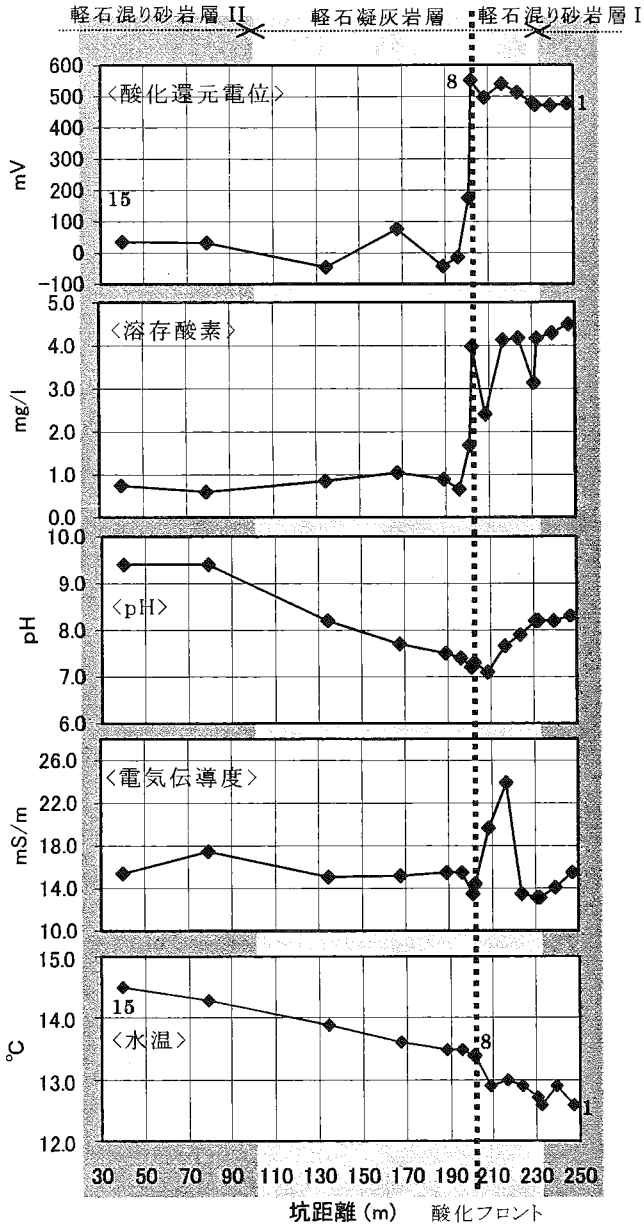


図-3 水質測定結果の一例

図中には，背景に軽石混り砂岩と軽石凝灰岩の地質分布域を示した．1,8,15 などの番号は，図-1 に示した水質測定位置である．

ドリル削孔式水質測定では，削孔した小孔の容積が小さいことや測定時に孔口から大気が入りやすいことなど，測定指示値は定性的なものとみなした．酸化フロントの位置からみて，これらの測定結果は坑道周辺の地質環境(酸化還元状態など)の性状を適切に示していると考えられる．

4. おわりに

深部岩盤の酸化還元状態の調査・評価手法については多くの試みがなされている．ここでは，新第三系堆積岩中の調査坑道において，坑内に湧水がほとんどなく，簡便に地下水の測定ができない箇所において、簡便な調査方法になるドリル削孔による水質測定法の調査事例を報告した．

この測定法の特徴を以下に整理する．

1) 地下水の湧出が少ない深部地下坑道において，酸化還元状態を簡便に評価する地下水水質調査手法である．

2) 地質分布や酸化還元状態の分布などの調査・評価に対応して、ロックドリルによる削孔は任意の測定位置を選択できる利点を有する．

3) 定性的な計測評価となるものの，酸化還元状態を原位置で確認しながら，次段階のより詳細な調査・モニタリングに向けた効率のよい計測データを得ることができる．

4) 深部岩盤の地質環境の変化に迅速に対応するために．任意の間隔で繰り返した計測を行うことができる．

5. 参考文献

1) 大山 他(2007)：地下岩盤の地化学環境調査・評価技術の開発，電中研研究報告，N07001.

63. 堆積岩地域を対象とした水理試験による擾乱を最小化した原位置における水理パラメータ評価手法

Hydraulic parameter estimation from borehole logging data with minimum geochemical and microbiological disturbance in sedimentary rocks

○伊藤一誠，鈴木庸平，須甲武志，関陽児，竹野直人（産業技術総合研究所）

1. はじめに

放射性廃棄物処分等，大規模地下空洞の掘削による地下の水理，地化学，微生物等の環境変化が伴う場合には，地下空洞掘削前の各種状態（ベースライン）を把握するとともに，掘削による影響，現況回復の過程をモニタリングすることが重要となる．ベースライン把握の主な方法としては，例えば放射性廃棄物処分における概要調査段階では少数のボーリング孔掘削のみが可能であり，その中で化学，微生物環境のモニタリングと同時に水理特性把握を行う必要がある．

現状の原位置水理試験は，より広範囲の代表的な水理特性を把握するためには，例えば注水法では長時間，大量の注水を必要とし，周辺の地化学環境等への影響が無視できない．また，掘削深度，試験対象深度が増大することによって，揚水試験の実施は困難となる．

筆者らは，新第三紀堆積岩地域を対象とし，無菌無酸素処理を行った掘削水を用いて深度 350m のボーリングを実施した．本ボーリング孔において，今後の地下環境モニタリングへの影響を最小化しつつ，水理特性を定量的に把握することを目的として，地下水電気伝導度検層[1]の適用を試みた．ここでは，地下水電気伝導度検層の方法，解析結果を示す．

2. 地下水電気伝導度検層の測定方法および結果

地下水電気伝導度検層は，あらかじめイオン交換によって電気伝導度を 10μS/cm 以下に低下させた水を用いて孔内水を低電気伝導度の水で置換し，孔内置換終了後に一定流量での揚水を行いながら孔内水の電気伝導度プロファイルを1時間間隔で計測する手法である．揚水を行うことによって，ボーリング孔沿いの透水性が高い箇所から，周辺の高電気伝導度の地下水が流入する．また，間隙水圧が揚水中の孔内水位よりも低い箇所においては孔内水が地盤中に流出する．電気伝導度プロファイルは地下水流入とその後の孔内での一次元流動によって決定されるため，電導度プロファイルの経時変化を計測することによって流入／流出深度を特定する手法である．

ここでは、揚水量として 2.5l/min および 4.8l/min の2段階に設定し，それぞれに関して同様の計測を実施した．揚水時の地下水位は，揚水量 2.5l/min の場合 GL-62m，揚水量 4.8l/min の場合 GL-62.5m で定常状態となった．自然状態での地下水位は GL-61m を示した．本ボーリング孔では、地下水電気伝導度検層に先立ってキャリパー，電気検層，ヒートパルス式の孔内微流速検層等の検層を実施し，地下水電気伝導度検層終了後には，マルチパッカー方式の間隙水圧計測および採水装置を設置した．

図-1 に揚水量 4.8l/min における検層結果を示す．

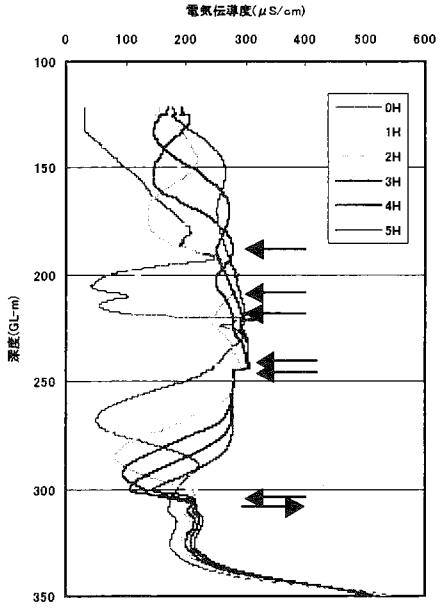


図-1　揚水量 4.8l/min における電導度プロファイルの経時変化

この結果から，初期状態における孔内水の置換は十分とは言えないものの，電気伝導度プロファイルの変化から，主要な流入／流出点として，図中に示した7点を抽出することが可能である．定性的にはこの流入／流出点が主要な

高透水ゾーンとなっている.

3. 解析手法および結果

温度補正された電気伝導度と塩分濃度の関係として，ここでは以下の関係式を用いる[2)]

$$FEC = 1870C - 40C^2. \quad (1).$$

孔壁との流入/流出を伴う孔井内の塩分移動は，以下に示す一次元の移流拡散方程式で表される.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D\frac{\partial c}{\partial z}\right) - \frac{\partial}{\partial z}(cv) + s. \quad (2)$$

ここで，c は塩分濃度，t は時間，z は深度，D は有効拡散係数，v は流速，s は孔壁と孔内間の塩分移動速度を示す. 孔内への流入／流出量を q_i とすると，流速 v の分布は揚水量と q_i の分布によって決定され，孔壁と孔内との塩分移動速度は，流入の場合は別途計測した電気検層結果と q_i によって，流出の場合は，計算された孔内の塩分濃度と q_i によって決定される. ここでは，(2)式を差分し，陽解法を用いて離散化した. また，図-1 に示されたそれぞれの流入／流出点における q_i を，計測された電気伝導度プロファイルを再現するように決定した. なお，拡散係数に関しては，感度解析の結果，電気伝導度プロファイルに与える感度が低いため，ここでは考慮していない.

再現解析の結果得られた流入／流出量は，対象深度の水理特性および全水頭と以下の関係式で表される[1)].

$$q_i = \frac{2\pi T_i^*\left(h_i - h_{wb}\right)}{\ln\left(r_i/r\right)} = T_i\left(h_i - h_{wb}\right). \quad (3)$$

ここで，h_i は対象深度の全水頭，h_{wb} は揚水時の孔底における全水頭,すなわち揚水時の孔内水位，r_i は影響半径，r はボーリング孔の半径，T_i^* は透水量係数である. ここでは簡略化のために，有効透水量係数として T_i を用いる.

ここで，２段階の揚水量条件化で試験を行い,揚水時の孔内水位の差 Δh_{wb} と，揚水量の差 ΔQ から，全区間での有効透水量係数として，T_{tot} を以下のように定義する.

$$\Delta Q = T_{tot}\Delta h_{wb}. \quad (4)$$

これから,全区間の有効透水量係数と，各点での有効透水量係数の比は，以下の式で表される.

$$\frac{T_i}{T_{tot}} = \frac{\Delta q_i}{\Delta Q}. \quad (5)$$

また，自然状態での孔内水位を h_{avg} とすると，流入／流出点での全水頭値は，

$$\frac{h_i - h_{avg}}{h_{avg} - h_{wb}} = \frac{q_i/Q}{\Delta q_i/\Delta Q} - 1, \quad (6)$$

と表される.

図-1 に示した実測データに対して，流入／流出点での流量を変化させて実施した再現解析の結果を図-2 に示す.

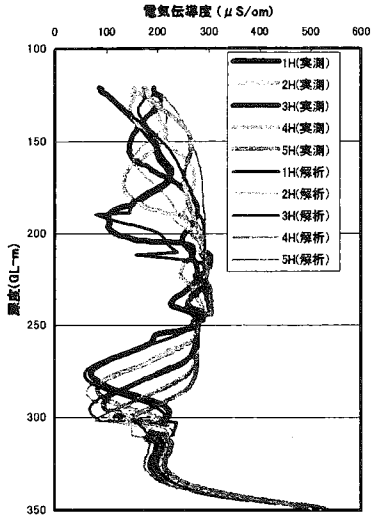


図-2　移流分散解析による電気伝導度再現解析の結果

再現解析の結果から，(5)式で表される有効透水量係数比および(6)式で表される水頭差の比を算定した結果を図-3 に示す.

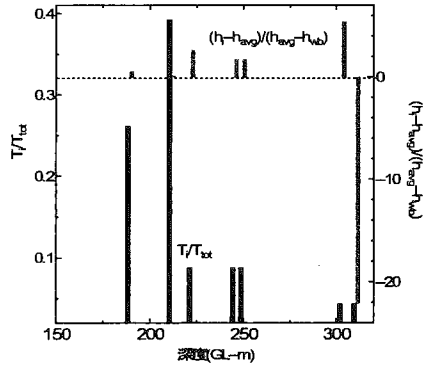


図-3　透水量係数および水頭値の解析結果

謝辞

本研究は独立行政法人原子力安全基盤機構「原子力安全基盤調査研究の公募研究」として実施した.

参考文献

1) Tsang, C-F., and C. Doughty (2003), ***Water Res. Research,*** 39, No.12. pp.1354-1363.

2) Shedlovsky, T., and I. Shedlovsky, (1971) in Physical Methods of Chemistry, Part IIA, pp.164-171, Wiley-Interscience.

64. 熱計測による土壌水理物性原位置プロファイリング手法に関する研究

An in-site profiler of soil hydraulic properties with active heat measurement and numerical inversion

○吉岡真弓（東大院），茂木勝郎（東大工），登坂博行（同）
Mayumi YOSHIOKA, Katsuro MOGI, Hiroyuki TOSAKA

1. はじめに

地下浅層（土壌）の水理物性（間隙率，浸透率，毛管圧など）や状態（飽和度，体積含水率など）は，水循環系（表流水や地下水）の様相を決定する重要なファクターであり，また，自然環境評価や防災対策（水・土砂災害対策）においても，その物性・状態把握は不可欠である．

地下物性の測定法に関しては，様々な室内試験や原位置試験法（物理探査や孔内計測）が研究・実用化されている．本研究では，ある程度の深度（メートルオーダー）までの連続的な地下温度測定を多点で行い，水理パラメータや地下状態を捉えるための測定技術・数値解析技術(水理物性原位置プロファイリング手法)について提案し，その実用可能性について検討する．

2. 地下熱計測の意義と本研究の特徴

近年は，地下における地下水流動推定や大気環境との関係から，井戸などにおける水温計測報告例も増えつつある[1]．特に，地中熱利用[2]や都市環境[3),4)]などのテーマにも温度計測が密接に関係する状況にある．また，地下数 m 程度までの土壌物性プロファイルは，斜面崩壊のモニタリングや地下水流の計測，森林地域，都市域の熱環境評価にも有益な情報を与えるであろう．

地下浅部（土壌）での温度計測は他の物理探査などと比べ，簡易・安価であり，深度方向への多点計測も比較的容易である．しかし，地下温度計測値から直接周辺の水理状態や物性を推定することは難しいと言える．熱・温度計測により土壌物性を推定する手法として，例えばヒートプローブ法があり実用的にも使用[5)]されているが，一般に 1 深度の計測に 1 本のヒートプローブを使用するため，深い深度までの連続した計測には不向きであると言える．

本提案手法は，能動的な熱計測（熱源を用いた計測）により，土壌の熱容量，熱伝導率，間隙率や体積含水率に大きく影響された温度変化を深度方向に多点で経時的に計測することで，土壌物性プロファイルやその変化を求めるものである．

3. 測定原理

本手法の測定原理は，土壌に比べ熱伝導率の高い金属円筒（アルミなど）側面の温度計測から，周囲への熱損失を算定し，周辺の水理パラメータを数値逆解析により求めるというものである．ある媒体中に熱伝導率が既知である円筒形の物質を挿入し，その円筒底面や側面に熱源（ヒーター）を与えた場合，円筒各点の温度変化は，周囲の媒体への熱損失の程度（周囲媒体の熱物性に依存）によって決定される．周囲の媒体の熱伝導率が大きければ熱損失も大きく円筒各点の温度上昇が抑えられ，逆に周囲の媒体の熱伝導率が小さければ熱損失も小さく円筒各点の温度上昇は大きくなる．つまり,円筒各点における温度変化は周囲の媒体の物性によって決定される．円筒側面数点の温度計測を行い，計測結果を用いた数値逆解析を行うことにより，媒体の物性が推定できると考えられる．計測器は金属円筒，温度センサーおよびヒーター等の熱源コントロールだけである．その概念図を図-1 に示す．

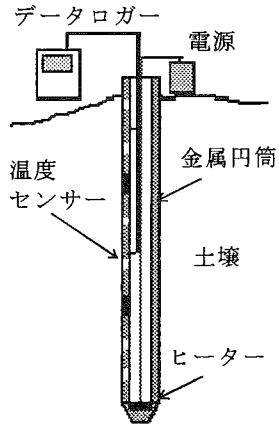


図-1　概念図

4. 数値解析の流れ

本手法では，計測点周辺の均質等方性を仮定し，金属円筒の温度変化をもとに，数値逆解析により土壌物性の推定を行う．解析手法を以下に述べる．

4-1. 温度分布計算—円柱座標系の熱伝導方程式—

熱伝導率 λ[Wm^{-2}]，熱容量 $c\rho$[Jm^{-3}K^{-1}]の媒体中に置かれた円筒の周囲の熱伝導は円柱座標系を用いると次のように表される．

$$\frac{\partial T}{\partial t}=a\left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 T}{\partial \theta^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial T}{\partial r}+\frac{\partial^2 T}{\partial z^2}\right) \tag{1}$$

ここで，T: 円筒の中心から角度 θ[rad]方向に距離 r[m]離れた深さ z[m]の地点の温度[°C], a: 温度拡散率[m^{2}s^{-1}], t[s]は時間を表す．円筒周囲の媒体が等方均質であると仮定すると，円筒を中心とした半径方向への熱伝導は角度 θ に因らないと仮定できるため，式(1)は次のような r と z の式に書き換えることができる．

$$\frac{\partial T}{\partial t}=a\left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial T}{\partial r}+\frac{\partial^2 T}{\partial z^2}\right) \tag{2}$$

式 (2) より，T は r と z のみによって決定されるため，2 次元熱伝導方程式として取り扱うことが可能である．式(2)を完全陰解差分法により展開し，Newton 法を用いて解を求める．

4-2. 逆解析手法

4-1 の順解析により求められた金属円筒側面の位置 $z_i(i=1\sim n)$ における温度 $T(z_i)$ と実測値 $T(z_i)_{OBS}$ を用いた目的関数 J の最小化により，土壌の熱伝導率 λ を決定する．ここで，目的関数 J に以下の式を与えた．

$$J=\sum_{i}^{all}\sum_{t}^{all}W\left(T(z_i,t)_{OBS}-T(z_i,t)\right)^2 \tag{3}$$

最適解は非線形最小二乗法（ここでは Gauss-Newton 法）を用いて求める．全体のフローチャートを図-2 に示す．

5. 数値実験による測定精度の検討

ここでは，順解析により計測可能な土壌物性の精度について考察を行う．

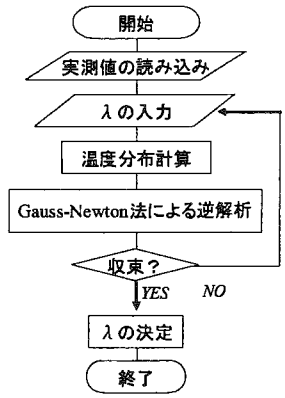


図-2　解析手順

5-1 計算条件

計算モデルとして円柱座標系を仮定し，計算を行った（図-3，断面図）．グリッド数は 99（r 方向）×108（z 方向）の計 10692 個である．今回の計算では円筒周囲は熱に関して等方均質であり，間隙流体の移動は無視できるものと仮定した．金属円筒（長さ約 45cm，外径 4cm）は下端を閉じ，最下部に熱源を与えた．金属円筒の材質はアルミニウム（熱容量：2.43×10^{-6}Jm^{-3}K^{-1}，熱伝導率：273.0Wm^{-1}K^{-1}），熱源部分の材質は真鍮，円筒内部は断熱材で満たされているものと仮定した．

熱源は 80°C で 30 分間維持され，その後は自然に温度低下するものとした．初期状態では，金属円筒，土壌，断熱材全て 20°C とした．境界条件として，周囲は断熱状態（20°C 不変）を仮定した．

5-2 計算結果

土壌の熱伝導率 λ を 1.0, 1.1Wm^{-1}K^{-1} と変化させた場合（Case1）および 2.0, 2.1Wm^{-1}K^{-1} と変化させた場合（Case2）の金属円筒側面各点の温度差（$\{T(\lambda_{1.0})-T(\lambda_{1.1})\}$ および $\{T(\lambda_{2.0})-T(\lambda_{2.1})\}$）を図-4 に示す．一般に，土壌の熱伝導率は 0.3～2.0Wm^{-1}K^{-1} 程度の値を取ると考えられる．図-4 より，今回の計算条件を与えた場合，測定精度 0.1°C の温度計を用いて，金属円筒側面の計測間隔を 30cm 以下とすると，理論上，熱伝導率 0.1Wm^{-1}K^{-1} まで計測可能であることが分かる．熱伝導率が間隙率と飽和度から以下の式で表せると考える．

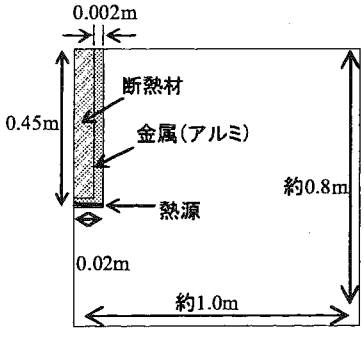


図-3　計算モデル

$$\lambda_{all}=(1-\phi)\lambda_s+S_w\phi\lambda_w+(1-S_w)\phi\lambda_g \tag{4}$$

ここで，λ_{all}, λ_s, λ_w, λ_g：それぞれ土壌全体，固相（=2.1），水(=0.673)，空気(=0.03)の熱伝導率[Wm^{-1}K^{-1}]，φ：間隙率[-]，S_w：飽和度[-]である．また，体積含水率 θ[-]の式に書き換えると，

$$\theta=\frac{\lambda_{all}-(1-\phi)\lambda_s-\phi\lambda_g}{\lambda_w-\lambda_g} \tag{5}$$

となる．土壌全体の熱伝導率 λ_{all} と体積含水率 θ の関係を見ると，間隙率に関係なく，その傾き $d\theta/d\lambda_{all}$ はほぼ一定であり，その値は 1.556 であった．つまり，土壌全体の熱伝導率 λ_{all} の 0.1Wm^{-1}K^{-1} 変化は体積含水率 0.156 に相当することになる．

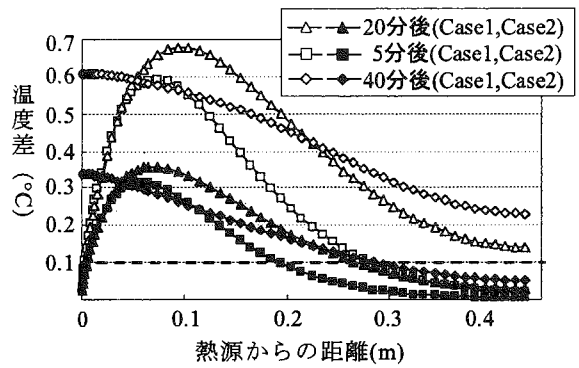


図-4 土壌熱伝導率の違いによる金属円筒側面における熱源からの距離と温度差の関係．

6. 結論

本報では，能動的熱計測による新しい土壌物性推定法について提案し，数値実験によって提案した手法の実用可能性を検討した．その結果，一般的な温度センサー（測定精度 0.1°C）を用いることにより，土壌の熱伝導率を 0.1Wm^{-1}K^{-1} の精度で，体積含水率で表すと約 0.16 の精度で求まる可能性があることが示唆された．今後は，室内実験による土壌物性の推定および実スケールでの実験を行い，提案したプロファイリング手法の確立を目指したい．

参考文献

1)肥田登(2007)：ピエゾメーターを用いた水頭，地下水温の継続観測ー基礎研究，応用研究に向けてー，日本地下水学会春季講演会講演要旨集，pp.116-123.

2)Hikari Fujii, Ryuichi Itoi, Junichi Fuii and Youhei Uchida (2005): Optimizing the design of large-scale ground-coupled heat pump systems using groundwater and heat transport modeling, Geothermics, 34, pp.347-364.

3)宮越昭暢，内田洋平(2001)：関東平野における地下温度分布と地下水流動系，地質調査研究報告，52, 6/7, pp.253-290.

4)吉岡真弓，中川康一，登坂博行(2006)：地下水散水による気温・地表面温度変化の測定，日本地下水学会秋季講演会講演要旨集，pp.222-225.

5)例えば，柏渕辰昭（1992）：土壌肥料研究における新しい分析手法 2 熱伝導式土壌水分計，日本土壌学雑誌，vol.63(3)，pp.359-363.

65. 硫化鉱物含有堆積層分布地域における自然電位異常と植生状況

Relationship between Spontaneous Potential Anomaly and Vegetation
in and around Outcrops of Sediment which Includes Some Sulphide Minerals

○領木邦浩・ 浅岡宏允・畑野貴志・神綾子・奥村一智 (近畿能開大・産業化学)
Kunihiro Ryoki, Hiromasa Asaoka, Takashi Hatano, Ayako Jin, Kazutomo Okumura

1. はじめに

大阪層群中の海成粘土には1重量%内外の硫化鉱物が含まれており，これが酸化して鉱体電池作用を起こし，自然電位の異常を生じる[1]．従って，自然電位分布を高密度に測定すれば，海成粘土の分布を探査できる．一方，硫化鉱物の風化の結果，硫酸成分が生じ表層土壌を酸性化させるため，そこの植栽はしばしば枯死する．植生状況が海成粘土の分布を反映していることは良く知られているが，その関係について詳しく調べられていない．そこで，これらの相互の関係を明らかにするために，大阪和泉いぶき野の測線において高密度自然電位測定を行い，植生状況を調査した．

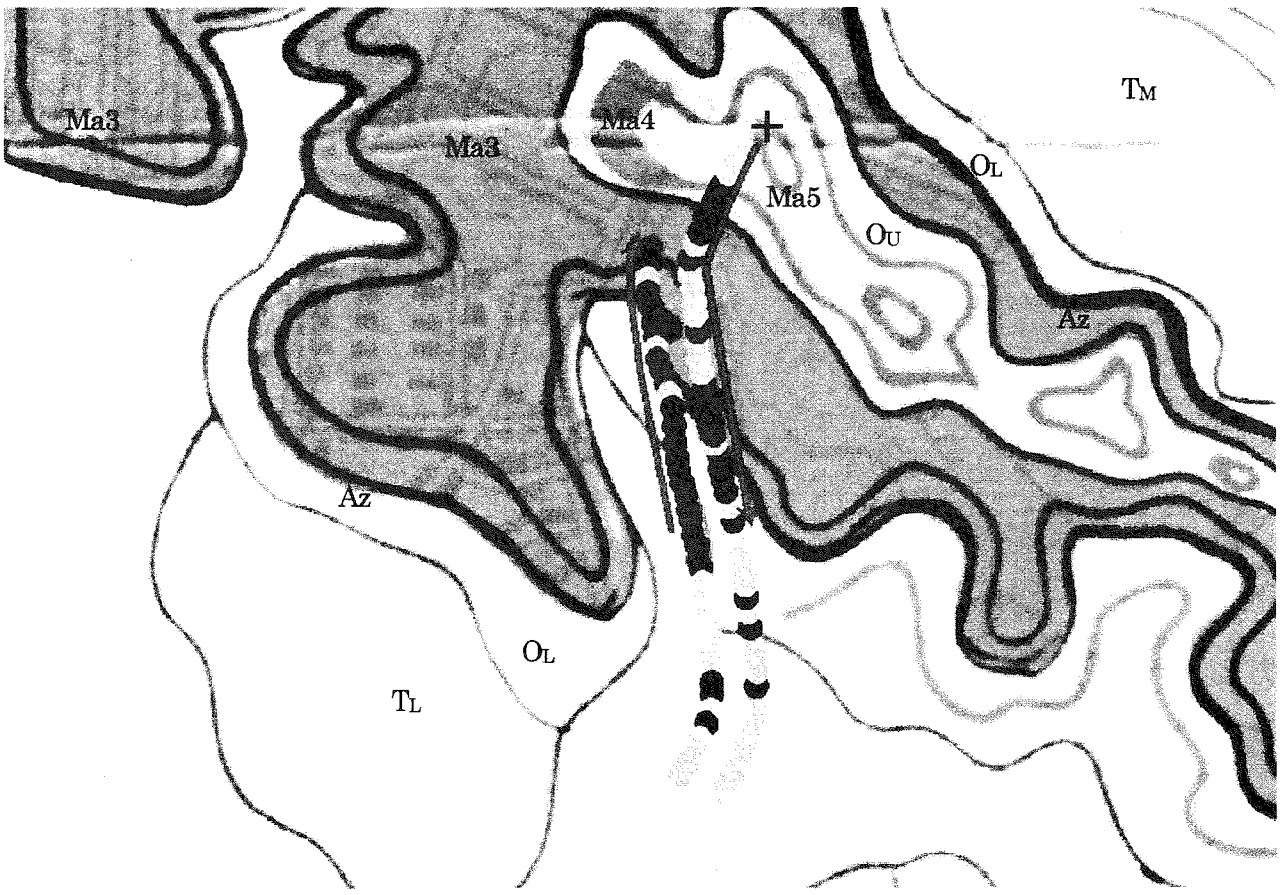
2. 調査地

電位測定は大阪府和泉市いぶき野2丁目と4丁目の境界に当たる道路沿いで行った．いぶき野は1986年に起工し，1992年に街開きをした泉北丘陵にある造成開発地である．電位測定を行った道路の両側には車道と歩道とを隔てるため，キンメツゲの植栽がほどこされているが，海成粘土層の分布[2]にほぼ呼応して植栽の枯死が認められる場所である．図－1に周辺の地質図と電位測線に沿う植栽の生育状況を示す．

3. 測定装置および測定方法

電位差測定に用いた電極は，領木・他[3]が開発した銀－塩化銀非分極性電極である．この出力を10倍LPFを介して16Bit A/D変換してノート型PCで収録した．測定地は住宅街であり，自動車の通行などに起因する人工擾乱が大きいので，PC上で測定波形を確認してスケールアウトしないものの平均値を測定値として採用した．

電位の測定方法は領木・栗田[4]が提案したTwin Loopers法を用いた．この方法は電位差分布から電位分布を求める時に補助測



図－1 電位測定の測線周辺の地質図と植生状況 T_L：低位段丘堆積層，T_M：中位段丘堆積層，O_U：大阪層群上部(狭義)，O_L：大阪層群下部(狭義)，Ma3－5：海成粘土層，Az：アズキ火山灰層，＋：電位の基準点．測線に沿う植生状況の凡例は図－2と同じ．矢印は電位測定の順序を示す(関西地質調査業協会[2]に加筆)．

定点の電位を利用することにより測定点全点の電位を決定する方法である.

電位測線は道路両側の歩道上の植栽部に沿って往復する経路を辿り，閉路となるようにした．2メートル間隔で電位差を測定し，これを積算して基準点(測定開始点)からの電位分布とした．なお，基準点は周辺の電位調査(未公表)と接続するため，測線の始まりから15.5m離れた点を使用した.

また，測線に沿って植生の生育状況を調査した．これは目視により，枯死(完全に枯れていて，乾燥した樹幹・主枝だけが残るもの)，弱育(枯死していないが枯れている枝が目立ち，樹勢が弱いもの)，繁茂(元気に育成しているもの)，のカテゴリーに分類して分布を記載した.

4. 測定結果

図−2に自然電位の測定結果を示す．図−2には植生の生育状況が併記されている．電位分布は擾乱によるばらつきが大きいので，距離による重み付き5点移動平均を取って示した．図−2を見ると，海成粘土層による鉱体電池作用により，海成粘土層の露頭位置に電位分布の負中心が認められる．また，これに呼応して植生の生育状況が良くないことが分かる.

5. 考察

図−2では，地質図から判読した海成粘土位置と植生の枯死位置とは必ずしも一致しない．これは地質図からの判読では位置の精度が不足することと，土地造成の際にはある程度の大きさの土塊が原位置から移動させられ，表層に客土化した海成粘土が存在することがあるためと考えられる．一方，植生の枯死に対応して電位のトレンドからの負方向への微小な変化が認められる．この植生の枯死が客土化した海成粘土の存在を含めて海成粘土の分布を反映しているとするならば，電位の変化は海成粘土の分布を示していると考えられる.

調査地域の地表はすでにほとんど舗装されており，地質調査による海成粘土層の位置確認はほぼ不可能であるが，以上の考察により局所的な海成粘土の位置確認には自然電位測定が有効であることが結論づけられる.

6. まとめ

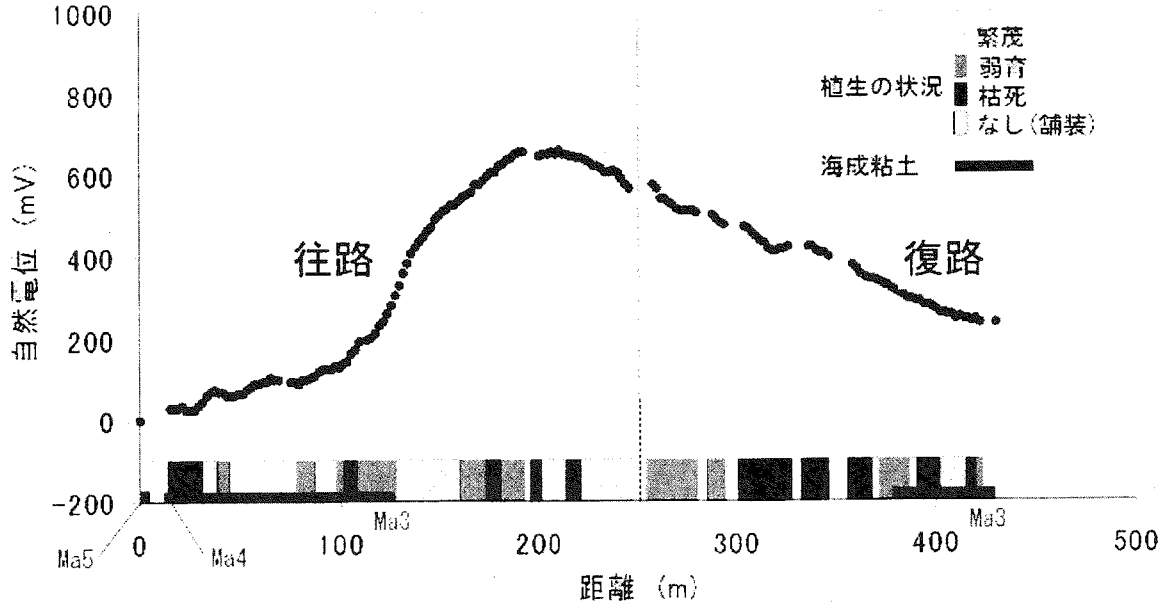
本研究では海成粘土層の露頭地域で自然電位と植生の枯死の分布を明らかにし，両者に明白な対応があることを示した．また，地質図から判読される海成粘土の分布とも調和的であることを指摘した．都市化が進み地表が舗装されてしまっている地域では入念な地質調査は困難であるが，本研究により自然電位測定と植生状況から海成粘土分布の推定が可能であることが示された.

謝辞

本研究を行うに当たり，近畿職業能力開発大学校産業化学科の池田種次郎前教授，斎藤六雄教授，大井浩助教授，山口文雄博士(当時)には多方面に渡りご指導ご配慮を賜った．記して感謝の意を表する．なお，本研究は平成18年度科学研究費補助金(奨励研究，課題番号18914032)の一部を使用した.

参考文献

1) 領木邦浩(2001)：海成粘土の分布と電位測量，近畿職業能力開発大学校紀要，vol.9，pp.27-33.
2) 関西地質調査業協会(1998)：大阪府南部　泉南・泉北地域地質図(1/25,000)，関西地質調査業協会.
3) 領木邦浩・奥村一智・佐藤友紀・北村圭・白重誠・鎰谷知(2007)：自然電位測定用非分極性電極の特性，近畿職業能力開発大学校紀要，vol.15，pp.61-68.
4) 領木邦浩・栗田美樹(2006)：泉北和泉あゆみ野における自然電位測量と海成粘土分布特性，近畿職業能力開発大学校紀要，vol.14，pp.5-12.



図−2　電位分布と植生状況　測線の位置は図−1に示されている.

66. DEMデータを用いた斜面災害地形解析と地質調査事例

神原　規也、宇都　忠和（㈱エイトコンサルタント）、片家　康裕（和歌山県）
Noirya KAMIHARA, Tadakazu UTO(Eight Consultants Co.,Ltd.) Yasuhiro KATAIE(Wakayama Prefectural Office)

1．はじめに

道路における斜面災害リスクマネジメントでは、初めに斜面災害におけるリスク発見・把握が求められる。本来この対象範囲は道路法面近傍に限定されるものでなく、この後背斜面全域が網羅されるべきものである。しかし高標高部まで、また極めて広域に及ぶことから検討対象範囲から除外されることが多い。このたび、路線延長1.1kmにわたる岩盤クリープ・表層崩壊・落石など様々な斜面災害の懸念されていた区間について、稜線に至るまでの斜面全域を対象範囲とする、効果的なリスクマネジメントを目的とした地質調査から対策工設計検討までを実施した。本稿では、この事例の中から主にリスク発見につながる地形解析に始まる地質概査の重要性について検討を行う。

2．地形解析

2.1 地形解析の目的

斜面災害リスク発見・把握の最終的な目標は斜面災害の素因を有する箇所と危険度を過不足なく抽出・評価することにある。ここでの地形解析の目的は斜面災害危険箇所の素因を有する地形がもれなく抽出された作業仮説が提示され、その後の地質調査によって検証されることである。

2.2　地形分類手法

目的の不明確な単なる地形形態の数学的処理からは上記の目的を果たすことは難しい。地形の形成過程とその過程で発生する斜面災害という仮説を提示する地形分類が求められる。このためには広域な地形形成過程の解析から徐々に範囲を狭めて行く手法が有効である。斜面災害発生域は通常、斜面浸食の過程にある。この斜面浸食の最大の地形営力である河川・渓流と山稜および傾斜変換線などの地形界線に挟まれる平面的な広がりを持った範囲を最終的な最小斜面単位として地形種区分を行う。この区域の分類要素には、斜面勾配、斜面縦断（垂直断面）形状、斜面横断（水平断面）形状が挙げられる。斜面勾配は斜面を構成する物質の本質的な性状を表現する値であり、斜面勾配と斜面縦横断形状によって地盤の性状がある程度類推可能となる。

斜面災害に関連する平面的単位地形分類には様々な提案が行われているが、ここでは鈴木の示す主要な集団移動の定着地形を参考に①地すべり堆、②崩落堆、③麓屑、崖錐、④がけ地、崩壊跡地、⑤沖積錐、扇状地の判別・抽出を行うこととした。

2.3　DEMデータを用いた地形数値解析

当地区では通常の航空写真測量(1:1000)を基に数値標高モデル（DEM）データを作成した。

このDEMデータを用い、地形界線(尾根線、谷線、遷急線、遷緩線)の自動作成のためにラプラシアン図及び傾斜区分図を作成し図―1、図―2に示されるような鳥瞰図あるいは等高線図と重ね合わせた表現を行った。

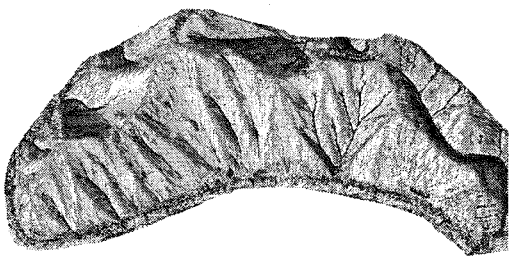


図-1　ラプラシアン図

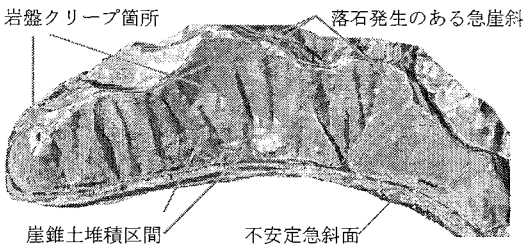


図-2　傾斜区分図

2.4　地形解析結果

ラプラシアン図はDEMデータの2階微分によって標高の加速度値が表現され、正負の値がそれぞれ斜面縦断方向に伸びる谷線・尾根線および斜面横断方向に伸びる遷緩線・遷急線（傾斜変換線）として、0はフラットな面として表現される。傾斜区分図からは、斜面の縦横断形状などを参考に45°を超える落石源の可能性の高い急崖斜面、35°～45°の岩盤クリープや落石発生源の可能性のある急斜面、35°以下の崖錐土・地すべり崩積土麓屑などの堆積域などの判断材料とされる。これらに基づき図―1、図―2に示されるように岩盤クリープ、崖錐土堆積域、落石危険箇所、表層崩壊・岩石崩壊危険箇所などの斜面災害危険箇所の抽出を行った。

3．地質調査結果

3.1　地表踏査結果

地形解析の段階での作業仮設として提示される斜面災害危険箇所を、地表面の変状や不安定移動地塊の確認に焦点を絞り、稜線に至るまでの対象範囲全域の現地踏査を実施した。この結果、写真—1 に示される岩盤クリープ想定箇所頭部では写真-2 に示されるような頭部帯状陥没帯が発見された。また稜線付近の 45° を越える急崖斜面部では、一部に落石の危険性のある不安定岩盤斜面が確認され、地形解析によって想定斜面災害の要因を有する地形、地表面の変状、地質状況などの作業仮説の検証が行われた。

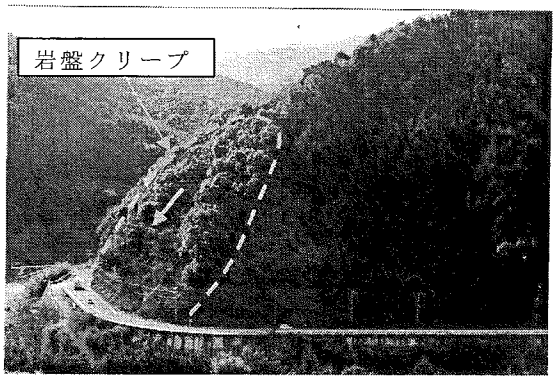


写真-1　岩盤クリープ箇所遠景

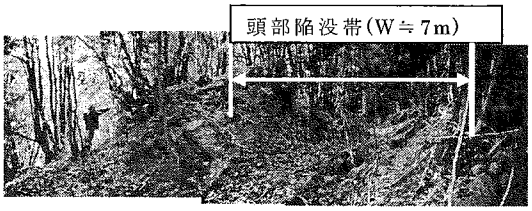


写真-2　岩盤クリープ頭部陥没帯

3.2 地質調査結果

今回は地形解析、及び地表踏査に基づき、全長 1.1km の区間を 7 エリアに分け、稜線部にまで至るまでを対象範囲として、斜面縦断方向の弾性波探査測線 16 測線、斜面横断方向 6 測線、合計約 2370m の解析測線を設け、合わせて簡易貫入試験を含む地質概査を先行して実施した。引き続き実施した 16 箇所、総延長 243m 調査ボーリングによって稜線に至るまでの対象区間全域の地質状況が明らかにされ斜面災害の危険度に関する検討を行った。

写真-1に示される幅 100m 程度の岩盤クリープの予測されていたエリア 2 地区の平面図、断面図を図—3、図—4 に示す。

斜面縦断測線に沿って実施された 2 箇所の調査ボーリングでは、GL-18.5～24.5m とほぼ妥当な深度において岩盤クリープの境界ゾーンを形成していると考えられる 30cm 程度の空洞を含む層厚 5m 前後の著しく破砕化された岩盤が確認されている。なお、斜面横断測線上で追加実施された 2 箇所のボーリングでもほぼ同様の地質状況が確認されている。

他の 6 エリアについても、同様に弾性波探査などの地質概査段階での地質状況の想定の妥当性が調査ボーリングによって確認された。

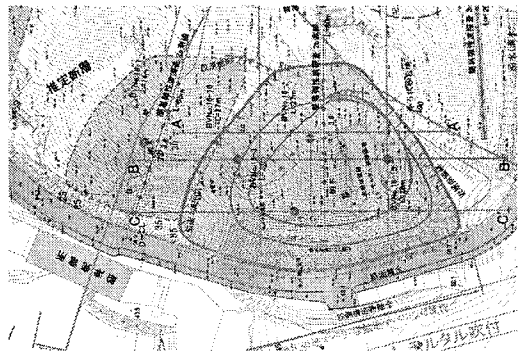


図-3　エリア 2 地区平面

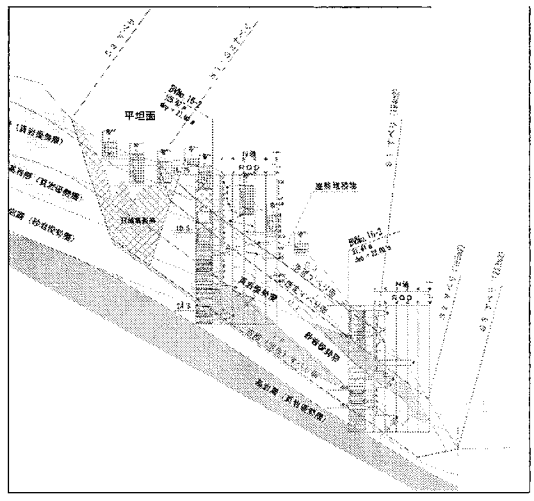


図-4　エリア地区地質縦断面図

4．まとめ

本業務を通じて、まず地形解析によって地質状況の想定と斜面災害要素の抽出という作業仮説を設け、地表踏査により確認を行う手法の妥当性・有効性が確認された。今回は対象区間の全域にわたって同様な精度の地質調査を行ったが、地形解析などによる想定の妥当性を要所で確認することによって、重要度に応じ、引き続き実施する調査精度・密度の調整を行うことも可能であると考えられる。

なお、本業務では引き続き 1.1km の検討区間全域の斜面災害リスクへの対応（リスクの保持、回避、移転、低減策）の検討を行い、対策工の優先順位付けまでを実施し、ステークホルダーに対する説明責任を考慮した、最も投資効果の高い斜面災害リスクマネジメントが行われた。

67. 建設分野における「地盤の可視化と工学的評価」の確立とその重要性

○村橋　吉晴（（株）エイトコンサルタント）
鈴木　徹　（モニー物探（株））

はじめに

今回の内容の前半は、（財）災害科学研究所トンネル調査研究会の研究成果の一部である。地上に構築される建築－土木構造物、トンネルや上下水管さらには地下発電所などの地中構造物などを当初の予定通りに安全に施工するためには、対象となる範囲の地盤の工学的物性を正しく評価し、地盤の変形挙動を精度良く予測する必要がある。そのためには対象区域の地盤を高精度で可視化する事が非常に重要であるということに着目し、我々トンネル調査研究会は、大学の研究者、官、コンサルタントおよびゼネコンの技術者など多方面からの委員で研究会を構成し、過去10年以上にわたって、地盤の可視化とその結果の工学的評価の実現と実用化に取り組んできた。その結果、複合探査が必要不可欠との結論に達した。今回はその一例を報告する。他方、後半部分は、地盤の可視化を実現する手段として用いてきた高密度探査法の内、特に弾性波探査について、筆者らがこれまでの多くの実施例の分析結果から、正しい観測結果を得、さらにその結果の正しい評価を得るためには、いくつかの重要な視点に立脚する必要があるとの結論に達した。これらを併せて報告する。

1. 地盤の可視化への経緯

我がトンネル調査研究会は、トンネル地山について事前調査結果と施工結果の乖離が指摘される中、インバージョン手法を取り入れた”高密度比抵抗探査”にまず着目し、成層構造地山はもちろんのこと、特に横方向に構造が変化する地山やブロック状構造が卓越する地山を対象に、比抵抗での２次元可視化の実用化に取り組むと同時に、関係者の協力を得て複数の施工実績記録を入手し、事前調査結果と施工実績の比較検討を行い、それを岩種ごとに整理する中で、1)比抵抗によって、2 次元可視化断面図に表現された地山の工学的評価手法の確立と、2)乖離の原因とその解決方法の研究を継続してきた。そしてそれらの結果について、官、民、大学－諸研究機関の研究者を問わず、建設分野に携わるすべての地盤技術者に理解して頂けるよう、可能な限り現場の実績を主にわかりやすい表現で公表してきた(参考文献 1),2),3)参照）。その結果、この段階で、高密度比抵抗探査における諸課題と展望について一定の結論を得た（同上参考文献参照）。

2. 弾性波探査への取り組み

過去数年前までは、屈折法探査の分野ではそれまで”ハギトリ法”が主流を占めてきたが、ここ数年は関係者の努力により、屈折法の分野にもインバージョン手法の導入が図られ、一定の成果を生み出すようになってきた。我が研究会においても、地山の物性値を表現するのには比抵抗よりも弾性波速度の方がより有利であるとの観点から、”高密度弾性波探査法”への本格的取り組みを開始し、弾性波速度による地盤の可視化の実用化を目指した。上記弾性波探査においての解析手法としては概ね 1)アイコナール方程式に着目した手法、2)ホイヘンスの原理に着目した手法の２手法が主流を占めているようであるが、いずれにしてもその利点と理論的限界並びに、比抵抗２次元断面図と同様に、a)観測手法、b)理論的限界、c)弾性波速度２次元断面図の地質学的解釈法、d)同断面図の工学的評価法等に関しに関し、一定の整理をする必要があるとの結論を得た（１例を後に記述する）。

3. 弾性波フルウェーブへの着目[3),4)]

これまでは、上記弾性波探査においてはそのほとんどが初動に主眼がおかれ、観測及びソフトの面での、実用的レベルでの波形処理技術の限界も手伝って、初動後のアフターフェイズに着目されることはほとんどなかった。が、最近では実用レベルでの波形処理ソフトの入手と使用が容易となり[4)]、アフターフェイズに包括されている地盤情報の活用が、地山構造の解釈と工学的評価により有利になる。この判断の下に、フルウェーブの活用の重要性を世間に呼びかけると共に、その観測技術およびその解析手法の実用化に現在取り組んでいる。

4. 3次元探査の効果とその実用化[4)]

一般には、２次元探査よりも３次元探査の方が精度が良いとの認識が多い。が、一方では３次元探査は機関と費用の面で、非現実と判断されることが多く、また用地の関係で３次元測線の設置が不可能なケースもある。筆者らは、比抵抗探査及び弾性波屈折法における２次元探査に比較して、３次元探査の効果を検討した結果、可能な限り３次元探査の実現に向けて努力することが重要との結論を得た。

5. 複合探査の常用性とその実用化 [2)、4)]

周知のごとく、屈折波は主として地盤の実体部分を表現するのに比べて、比抵抗は地盤の空隙の度合い(風化度)や地盤中に含まれる地下水等を表現するのに有利であり、また屈折法は成層構造に比べて、ブロック状構造の表現に不得手がある一方、逆に、屈折法探査に比べて、比抵抗探査はブロック状構造の表現を得手としている。このように各探査手法はその理論的、技術的特徴からそれぞれに得て不得手を有しているため、地盤をあるがままに多次元で可視化し、その工学的評価を高精度に実現するためには、各々の特徴を活かした”複合探査”の実用化を実現することが重要なことである。

6. 高密度屈折法探査におけるモデルシミュレーションの重要性

高密度屈折法探査においては、いくつかの仮定条件の基で観測－解析が行われる。特に同手法においては波長の概念がほとんど無視されていることに、非常に疑問を感じている。現実の地盤ではその仮定条件と異なる場合が多いため、結果の解釈と評価には十分な知識と経験を要するのが現状である。一方で、観測－解析の段階では可能な限り個人差の入る余地をなくすることもまた真理である。上記手法では通常、繰り返し計算によって、観測によって得られた走時に誤差が最少になるような構造モデルが選択される。この場合、1)最終的に得られた地盤モデルを基に計算された理論走時は、観測走時と一致するはずであり、2)この理論走時を使った逆解析モデルもまた当初解析モデルと一致するはずである。が、筆者の経験によれば、特に横方向に速度が変化するブロック状構造(火成岩地帯で多く見られる)や成層構造の下位にブロック状構造が存在するモデル(断層が発達する火成岩の上に堆積岩が分布する地盤など)などから理論走時を用いてのシミュレーションでは、必ずしも元の構造モデルに到達するとは限らない。この矛盾の解決策を得るために種々検討した結果、現状で得られた結論として、探査手法の仮定条件と原位置地盤の間の乖離を事前に最少にすることを目的に、観測で得られた情報を最大限に活用することが重要で、1)観測走時でのハギトリ速度を最大限活用する、2)遠隔走時を活用する(特に被りが厚い場合。同手法では遠隔走時の活用が不可能と解釈している人がいるようであるが、遠隔走時の活用は可能)、3)可能な限り、速度検層などで原位置地盤の速度を事前に得て活用する、4)同解析においては表層の低速度層の影響が大きいので、表層の速度解析精度向上に努力する、5)トンネルを含む地下空洞調査などの場合、地表と坑道、坑間、孔間測定などを利用する・・などである。

7. 謝辞

本論文をまとめるにあたり、トンネル調査研究会の委員の皆様に多大なご協力を得ました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

1)(社)土木学会関西支部(1997):比抵抗高密度探査に基づく地盤評価(平成9年度講習・研究会討論テキスト)
2)(財)災害科学研究所トンネル調査研究会編(2001)地盤の可視化と探査技術、鹿島出版会
3)香川・村橋・松岡(2004):振幅情報を利用した屈折法探査解析の適応事例、物理探査学会第111回学術講演論文集
4)(社)土木学会関西支部(2005):地盤の可視化とその評価法(平成17年度講習会テキスト)

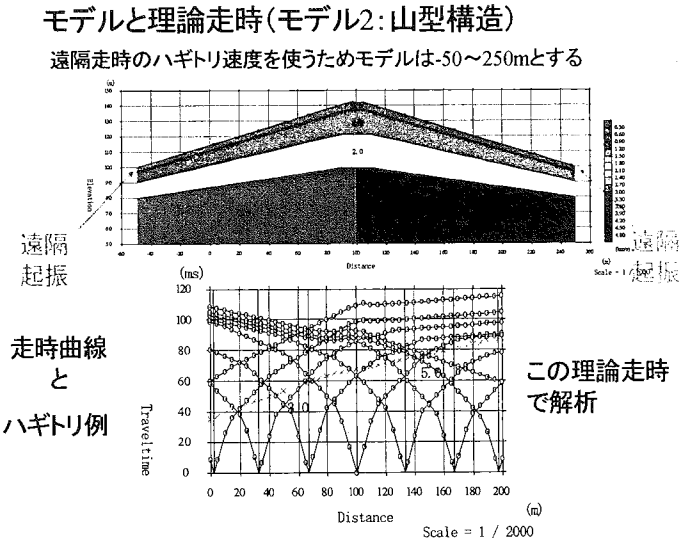


図-1 モデル(上)と理論走時(下)

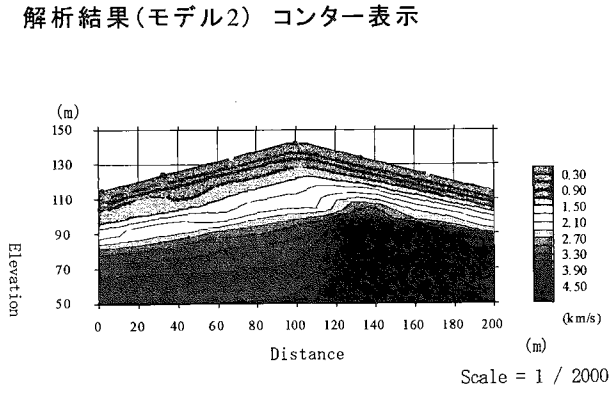


図-2 上図理論走時を基にした解析断面図

68. トンネル地山の事前と施工時における調査データの分析 ～北海道の火砕岩分布地域での調査事例～

Analysis of survey data for tunnel on volcaniclastic rock area 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

トンネル地山における事前調査の成果と施工計測データの分析とその蓄積は，新たな建設計画や類似した条件下での設計にとって重要な資料となる．また，トンネル掘削ズリに含まれる重金属類の事前評価では，地質特性に応じた調査方法や試料採取方法によって，その分布状況の把握や対策を必要とする発生土量の予測が不可欠である[1]．

本文では，新第三紀火砕岩地山でのトンネル建設の事例において，事前調査で実施した物理探査結果，施工で明らかとなった地質状況および施工計測データを比較することで，事前の物理探査結果がトンネル掘削に有効な地質情報を与えていたのかどうかについて整理した．あわせて，本トンネルの重金属類を含む掘削ズリについて，ここでは地質に応じたヒ素の含有状況に関して，二次元比抵抗法探査による検出性と事前の予測精度について検討したので報告する．

2．調査概要

調査は，北海道西部の日本海沿いに位置する道路トンネル(延長 2,080m,最大土被り 200m)で実施した．

トンネルの主な地質[2]は，新第三紀中新世～鮮新世の安山岩質自破砕状溶岩であり，自破砕状溶岩の上位には凝灰角礫岩などの火砕岩類が覆っている．

本トンネルの計画位置では，熱水変質を受けた地層の存在が予想されたことから，深部地質の評価に必要な資料を得るため二次元比抵抗探査（２極法，電極間隔５m，探査深度 125m）を事前に実施した．また，トンネル工事では先進ボーリング調査が段階的に全線で実施された．

今回調査では，二次元比抵抗探査の結果と施工時の支保パターンおよび切羽評価点を比較することで，比抵抗分布の違いが示す地山の情報と施工時の地質状況を整理した．あわせて，先進ボーリングコア（以下，先進コア）の観察，重金属類の含有量試験および溶出量試験（環告第 46 号）の結果を地質別に整理した．

3．調査結果

3．1　探査結果と施工計測データ

図－１の(a)～(e)に弾性波(屈折法)速度分布図，比抵抗分布図，支保パターン，切羽評価点および地質断面図（最終的に見直して修正）を示す．

トンネル計画位置で確認された地質は，SP10,600 付近までが火山礫凝灰角礫岩（Tbm）であり，SP10,600～終点側坑口までが安山岩質凝灰角礫岩（An）および石英安山岩質凝灰角礫岩（Dc）が交互に出現した．

弾性波探査の結果，トンネル計画位置での弾性波速度は，大部分の区間で 3.4km/s と一様であるが SP10,550～SP10,700 に 2.0km/s の低速度帯が存在する．

二次元比抵抗探査の結果，トンネル計画位置での比抵抗値は，全体の 90％以上の区間で 10～40Ωm と極めて低い結果となった．この深部の低比抵抗部の存在は，BV-1 号孔における電気検層の結果でも確認された．

探査結果とトンネル支保パターン（当初：弾性波探査などに後に選定された支保パターン，実績：二次元比抵抗探査と先進ボーリング調査などを経て実際に施工された支保パターンを指す）を比較した場合，低速度帯の存在箇所はTbm,AnおよびDcの地層境界部付近（SP10,610～10,710）と概ね対応している．また，比抵抗値の相対的に高い区間（SP10,650～10,720）では，支保パターンがＤⅠからＤⅡに変更（SP10,620～10,700）されており，切羽評価点も高く，湧水が 150～180L/min 確認されている．支保パターンのうちＤⅠはTbmとAn に対応し，ＤⅡは主にDc に対応した。なお，比抵抗値が相対的に高い値を示す理由は，孔内水の比抵抗値（40～70Ωm）がトンネル計画位置での比抵抗値（10～40Ωm）よりも高いことに加え，切羽状態や湧水が関与したことが原因と推定される。

以上のことから全般的に低い比抵抗値を示す区間において地山状況が不良となる箇所は，相対的に高い比抵抗値を示す場合のあることを施工実績から確認した．このような箇所の掘削では，比較的不良な地質状況が存在する場合のあることに留意が必要といえる．

3．2　ヒ素の含有量と溶出量

図－１の(f)に先進コアを試料(10m(概ね 900m^3)毎に採取）とした含有量および溶出量試験の結果を示す．本トンネルでは，先進コアの溶出量試験の結果をもとに重金属類を含む地質を判定し,その掘削ズリ(全て溶出量値Ⅱ以下の掘削ズリ）を管理型（遮水工）の建設発生土として流用している．

試験の結果，土壌含有量基準値を超えないが土壌溶出量基準値を超えるヒ素が検出された[3]．ヒ素の検出された地質はDcおよびAnの共に変質部である．また，ヒ素の含有量と溶出量には概ね相関性が伺える．

Dc は酸性の熱水変質作用を受けており，変質部は黄鉄鉱を伴う珪化帯および粘土化帯に分けられる．An は全体に及ぶような熱水変質作用は受けていないが，Dc との境界付近に変質作用を受けた粘土化帯が存在

し，黄鉄鉱が含まれている．なお，粘土化帯に存在する粘土鉱物は，主にスメクタイトであることがX線回折試験の結果で判明している．

3．3　探査結果とヒ素を含有する地質

二次元比抵抗探査の結果で低比抵抗として確認される区間は，熱水変質作用により粘土化したDc の変質部とAn（Dc との境界付近）の分布と概ね一致する傾向が認められる．また，ヒ素の含有量は SP10, 650～10, 800, SP10, 950～11, 100 および SP11, 150～11, 200 で比較的高い傾向が認められる．

これらの区間は10Ωm 以下の比抵抗値の周辺部であることが認められる．つまり事前の比抵抗分布の違いは，Dc の変質部とAn との境界付近を低い比抵抗値として捉え，なかでも相対的に低い比抵抗値の周辺部にヒ素含有量の多い地層が存在すると解釈できる情報を示したと考えられる．

4．おわりに

火砕岩地山でのトンネル施工において，事前の調査から施工時の調査で実施した物理探査，施工計測および先進コア試料の含有量および溶出量試験の結果を比較検討することで幾つかの知見を得ることができた．

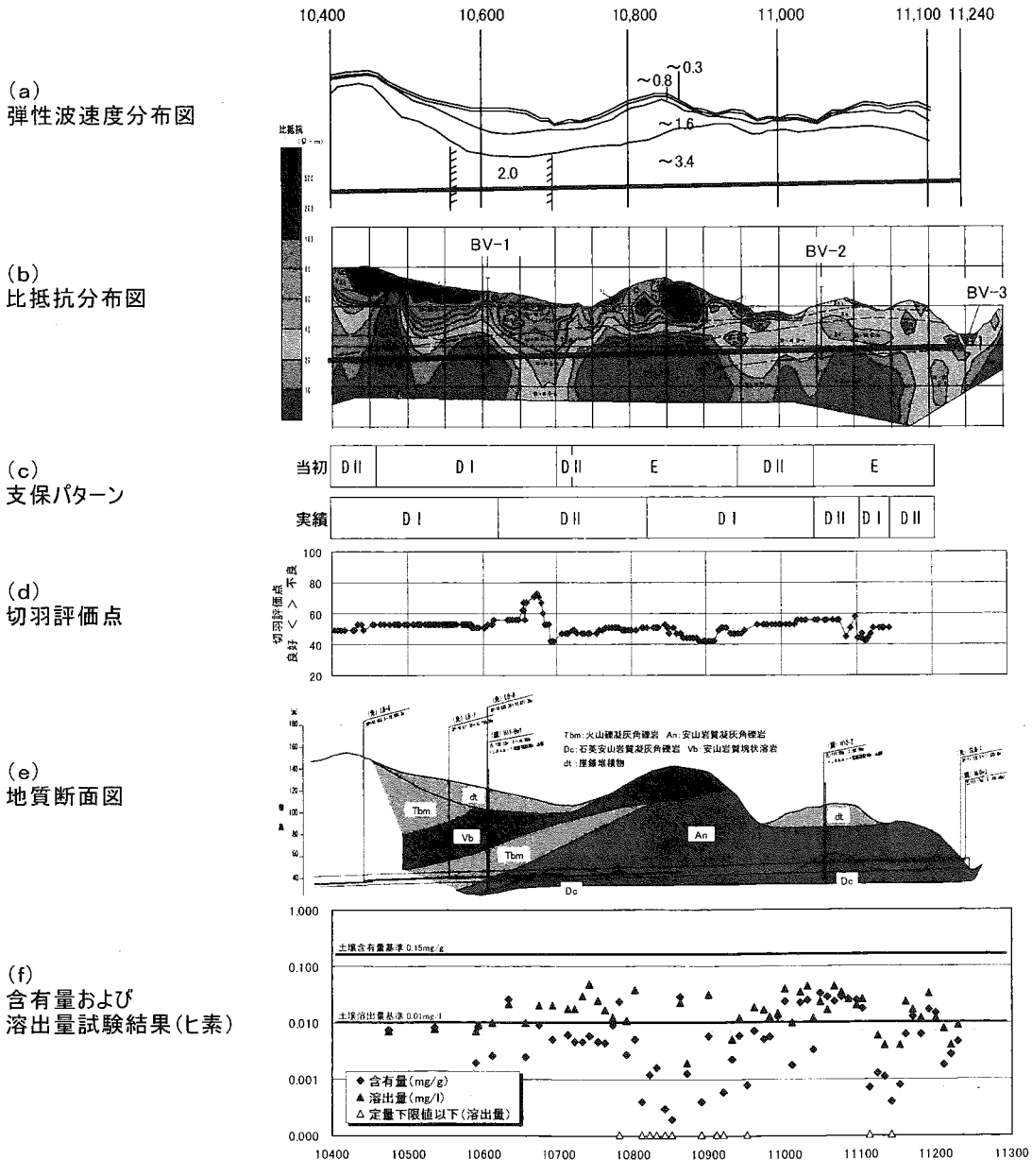
今後は，他の地質地域におけるトンネル建設時の試験・計測データについて整理検討を進めるとともに，その調査結果や分析事例を蓄積していきたい．

参考文献

1）建設工事における自然由来の重金属汚染対応マニュアル（暫定版）：土木研究所共同研究報告書第 358 号，平成 19 年３月．

2）５万分の１地質図幅「雄冬」：地質調査所, 1963.

3）田本修一，橋本祥司，青木卓也：建設発生土に含まれる有害物質流出に関する検討について，第 47 回北海道開発局技術研究発表会，平成 16 年２月．



図－１　計測データの比較図

69. ダム基礎における弱層の分類と強度評価手法 —既往のダム調査事例からの検討—

Classification and strength evaluation methods for weak layer at dam foundation

○佐々木 靖人, 賓谷 周, 矢島 良紀 (土木研究所)

Yasuhito Sasaki, Shu Hotani, Yoshinori Yajima

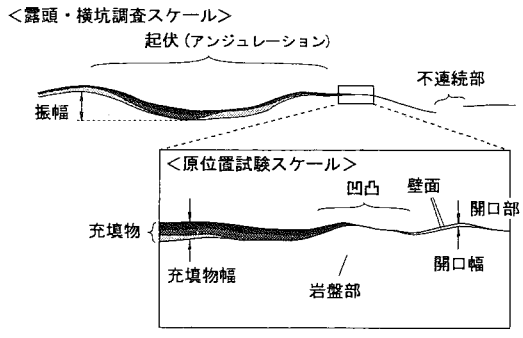
1. はじめに

ダム基礎,特にコンクリートダムにおいて弱層の強度評価は極めて重要である. しかし, 弱層の成因や性状が多様なこともあり, 強度評価の手法は体系化されていないのが現状である. そこで本研究では, 弱層沿いのせん断強度が評価されたダムの事例を収集し, 既往の強度評価において着目された弱層の形態的な要素をもとに, 強度評価手法に基づく弱層タイプの分類を試みた.

2. 弱層事例の収集

2.1 弱層に関する用語の定義

弱層（弱面）は周囲の岩盤より強度の低い部分が層状（面状）に存在する場合を指し, 不連続面を力学的観点からとらえた用語である[1]. 弱層と弱面は, 充填物の有無によって使い分けられるが, ここでは煩雑を避けるため, 特に弱面と対比するとき以外は, "弱層"の語を弱面を含めた広義で用いる. また, 弱層の形態に関する名称は, 一般的な使用例を参考に, 図－1 に示すものを使用する.

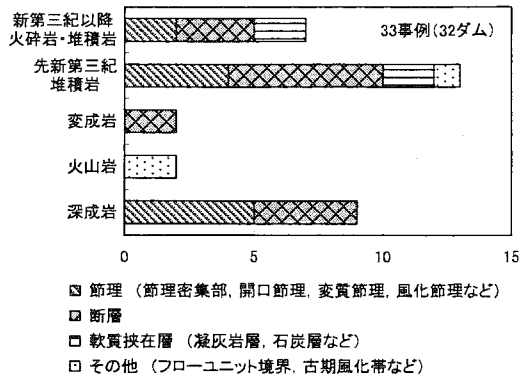


図－1 弱層に関する名称

2.2 弱層強度評価事例の収集

ダムサイトにおいて弱層沿いのせん断強度が評価された事例を, 工事誌, 雑誌掲載論文, その他の資料から収集した. なお, 重力式ダムにおける大規模な高角度断層などで, 弱層沿いのせん断強度ではなく, 脆弱岩盤としてのせん断強度が評価されたようなものは除外している.

収集できたのは, 32 ダムにおける 33 の事例である. ダムサイトの地質と弱層の種類を図－2 に示す.



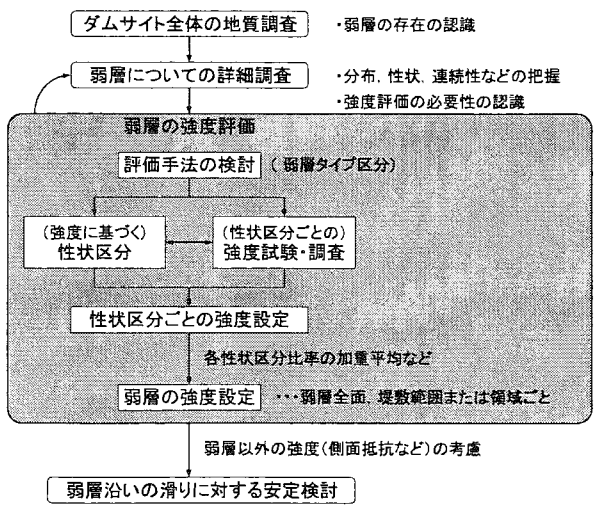
図－2 収集事例の地質と弱層の種類

3. 強度評価手法に基づく弱層の分類

3.1 弱層強度評価の流れ

ダムサイトの調査・設計における一般的な弱層強度評価の流れを図－3 に示す. 弱層は, 一枚で連続するものでも, 場所により性状が変化することが多い. その場合, 区間や領域を分割し, 強度の違いによる性状区分を行って, 最終的には区分毎に設定した強度とその区間長との加重平均により弱層全体の強度を算出するのが一般的である.

このとき, 何に着目して性状区分を行い, どのような強度試験・調査を行って強度を設定するか（強度評価手法）は, 弱層の形態により異なる. 以下で行う分類は, こうした弱層タイプの分類である.



図－3 弱層強度評価のフロー

表－1　弱層タイプの分類

弱層タイプ	弱層のせん断強度に関わる形態的要素				弱層の種類（例）	性状区分における区分要素（例）※1	強度試験・調査方法（例）			強度評価方法（例）
	露頭・横坑調査スケール（5～10m）		原位置試験スケール（0.5～1m）				露頭・横坑・掘削面調査	原位置試験	室内・簡易試験	
	要素	模式図	要素	模式図						
A 亀裂密集型	不連続かみ合い		不連続かみ合い		節理（密集部）	岩盤部の性状	－	ブロックせん断	－	・原位置せん断試験により，弱面を含む岩盤の強度を求める．
B 複数亀裂型	不連続かみ合い		かみ合い		節理	岩盤部の性状	詳細スケッチ	ブロックせん断（三面拘束開放）	－	・弱面の連続性と間隔を二次元的にモデル化する． ・弱面の強度は原位置せん断試験により求める． ・モデル上で設定した仮想せん断面沿いの強度を計算し，弱面を含む岩盤の強度を算出する．
C 単純亀裂型	かみ合い		かみ合い	開口または薄い充填物	節理（開口・変質）	振幅 開口幅 充填物幅	－	ロックせん断（大型・姿勢制御・側方拘束）	－	・原位置せん断試験により，凹凸のかみ合せ効果を取り込んだ弱層（面）の強度を求める．
D かみ合い充填物型	かみ合い充填物	起伏の振幅＞充填物幅	充填物	凹凸の振幅＜充填物幅	節理（変質）断層	（充填物の性状）※2	詳細スケッチ形状計測	－	室内試験簡易試験	・弱層の具体的な二次元断面形状を図化する． ・充填物の強度は室内・簡易試験により求める． ・図上の仮想せん断面沿いの充填物および岩盤部の比率から，起伏の影響を考慮した弱層の強度を算出する．
E 複数種類充填物型	充填物（複数種類）	充填物の区分可能	充填物（範囲内で最弱の種類）	粘土状 角礫状 砂状	断層	（充填物の性状）※2	詳細スケッチ形状計測	－	室内試験簡易試験	・充填物を性状により区分し，横坑壁など二次元断面上での具体的な分布を図化する． ・充填物の強度は室内・簡易試験により求める． ・図上の仮想せん断面沿いの各充填物の比率などから複数種類の充填物からなる弱層の強度を算出する．
F 単一種類充填物型	充填物（単一種類）	充填物の区分不能	充填物（単一種類）	均質または複雑な構成の充填物	節理（風化）断層 軟質挟在層 その他	充填物の性状	－	簡易せん断 ロックせん断（大型・周辺岩盤拘束） 三軸圧縮	室内試験簡易試験	・充填物の性状が均質とみなせるスケールでの強度試験（室内・簡易試験または原位置試験）により，単一種類の充填物からなる弱層の強度を求める．

※1 図－3のフローチャートにおける「性状区分」の際に着目する要素．
※2 D，Eタイプは弱層を区間分けする「性状区分」は行わないが，充填物を区分する．

3.2　弱層の分類

弱層の形態において，せん断強度との関係で着目すべき要素は，弱面の不連続，壁面のかみ合いおよび充填物の存在の3つである．既往事例の強度評価は，このいずれかの要素に着目して行われている．

ただし，これらの形態的要素は，同一の弱層でも，認識するスケールによって変わり得る．このため，強度評価との関係で捉える場合には，各種調査・試験のスケールを考慮する必要がある．

以上に基づいて分類した弱層のタイプを表－1 に示す．強度を評価するスケールでみると，強度に関わる形態的要素が露頭・横坑スケールと原位置試験スケールで同じ場合（A，C，Fタイプ）は，後者のスケールで評価するのに対し，異なる場合（B，D，Eタイプ）は前者のスケールで評価することになる．

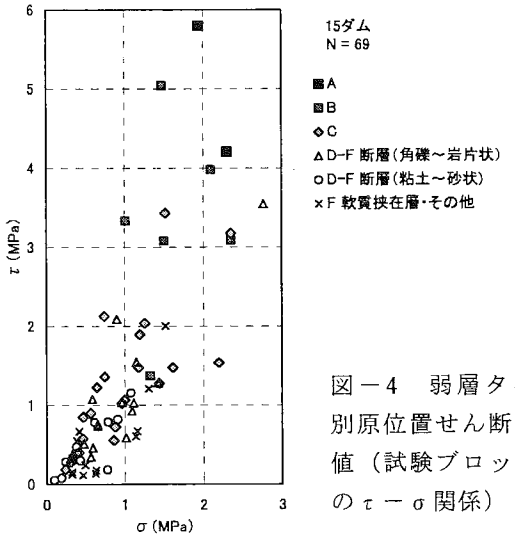
4．弱層タイプごとのせん断強度

既往の弱層を対象とした原位置せん断試験結果を図－4 に示す．D～Fタイプについては充填物の種類や性状により区分した．図－5 は，弱層の性状区分ごとに採用された試験値であり，データ数は少ないが，タイプごとの傾向がある程度表れている．

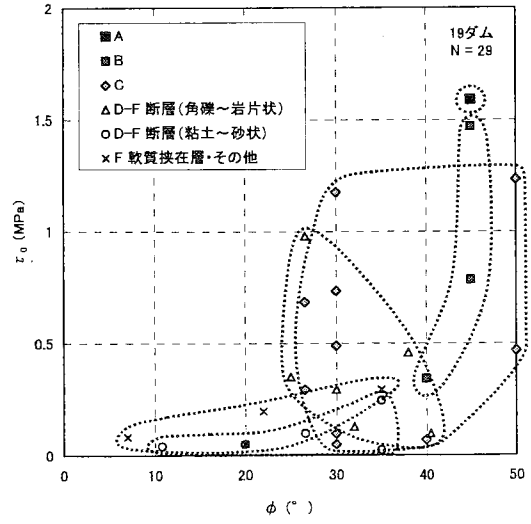
5．まとめと今後の課題

弱層の形態と強度評価手法の違いに基づき，弱層を6つのタイプに分類した．この分類は，これまで試行錯誤的に検討されてきた強度評価手法を，既往の類似事例を参考に，より合理的に検討するのに役立つものと考えられる．

ただし，露頭・横坑スケールで評価するものについては，試験等で実際の強度が確認されているわけではないため，手法の妥当性を検証する必要がある．



図－4　弱層タイプ別原位置せん断試験値（試験ブロック毎のτ－σ関係）



図－5　弱層タイプ別原位置せん断試験値（採用値）

引用文献

1) 中村康夫：地質現象とダム 1　不連続面（1）断層 1，ダム技術，No.196，pp.4～28，2003

70 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７)
－コントロールボーリングによる大曲断層の掘削・調査－

Development of drilling technique for the hydro-geological survey (Part VII)
- Drilling and Survey of the Oomagari Fault by Controlled Drilling System -

○木方建造，宮川公雄，鈴木浩一（電力中央研究所）
長谷和則，薦田靖志（住鉱コンサルタント）

Kenzo Kiho, Kimio Miyakawa, Koichi Suzuki, Kazunori Hase and Yasushi Komoda

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段階である精密調査地区選定段階での効率的な調査の実施を目指し，電力中央研究所では平成12年度から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．平成15年度前半までに，システムの概念設計および主要装置の試作を行い，システムを統合化して，総合システムとしての性能を評価した．平成15年度後半からは，北海道幌延町北進地区において新第三紀の声問および稚内層を対象としてコントロール掘削および一部調査システムのボーリング孔内での適用試験を開始し，平成17年度までに孔長706mの孔井を掘削すると共に，孔内調査およびモニタリングのための機器開発や改良を実施した[1), 2)]．

平成18年度からは２ヵ年の計画で，本システムのさらなる実用化を目指し，掘削がより困難な断層破砕帯を対象としてコントロール掘削，調査を開始した．対象断層は幌延町に分布する大曲断層で，その分布が明瞭となる上幌延地区において，孔長800mのコントロール掘削および調査を実施中である．ここでは，平成18年度に実施した大曲断層を対象としたコントロール掘削状況および調査によって明らかになった大曲断層の特性について報告する．

なお，本研究は経済産業省受託研究「ボーリング技術高度化調査」として実施したものである．また，現地実証試験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．サイトの位置および地質概要（図-3）

実証試験のための掘削サイト（HCD-3）は幌延町市街地より南東約5kmの上幌延地区に位置する．

幌延地区には道北日本海沿岸部に広く分布する新第三系が分布する．新第三系は下位より，宗谷挟炭層，鬼志別層，増幌層，稚内層，声問層，勇知層，更別層からなる[3)]．このうち，今回の掘削対象となるのは稚内層，声問層である．

稚内層は“硬質頁岩”で代表される地層で，下位の増幌層を不整合で覆う．声問層は，稚内層の上位に整合的に累重する塊状の珪藻質泥岩シルト岩を主体とした地層である．大曲断層は幌延町の中央部を北北西―南南東に縦断する延長距離25km以上の断層であり，断層の地表位置は主に東側の稚内層と西側の声問層の分布境界部に推定されている．また，断層の東側にはN20°～15°W方向の軸を持つ褶曲構造が雁行状に配列する[4)]．

３．掘削サイトの選定

幌延町中心部では露頭状況が悪く，大曲断層の分布位置の特定や性状の把握が困難であったため，比較的露頭状況がよく，概略の分布性状を把握できる上幌延地区においてサイト選定のための調査を実施した．

地表地質踏査により地質概況を確認した後，大曲断層の分布性状を把握する目的で大型バイブレーター（バイブロサイス）震源による反射法地震探査を実施した．探査深度を1000m程度として，断層に直交する約5kmの測線を２本，断層に平行する約1kmの測線を１本設定した．深度500m程度の速度構造を把握する目的で，屈折波による解析を併せて実施した．

これらの結果から，地下1000m程度での大曲断層の分布性状を含む地質構造を把握することができ，大曲断層の分布位置およびその方向性から孔跡を計画し，掘削サイトを選定した．

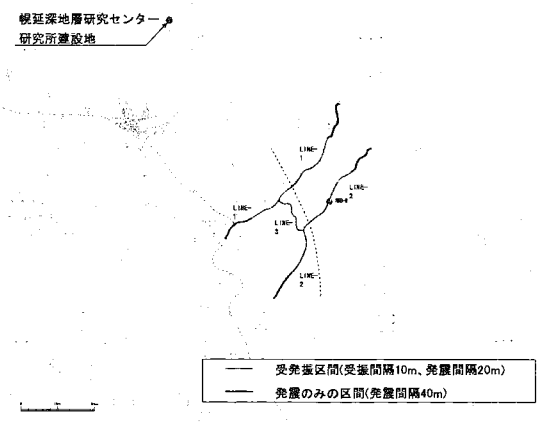


図-1　反射法地震探査位置図と大曲断層

４．現地実証試験

平成18年度は計画孔長800mのうち400mを掘削した．反射法地震探査より想定された断層を目指して，

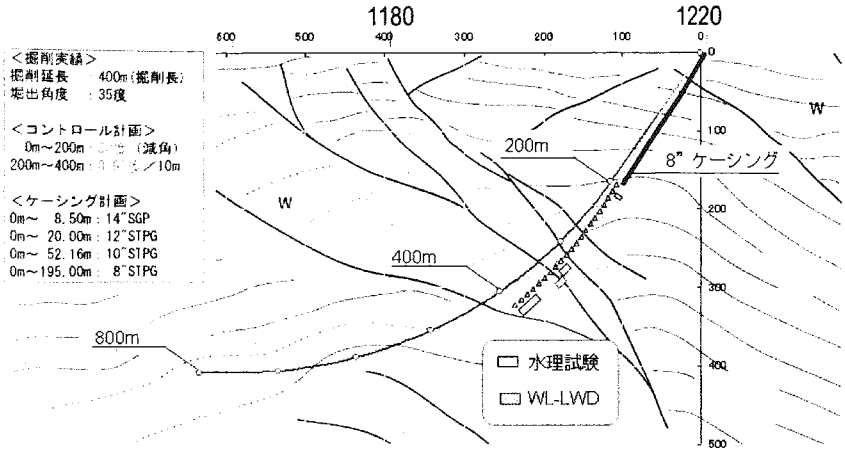


図-2　断層分布を考慮した掘削孔跡(計画と実績)

孔長200mまではノンコアで沿角35°,400mまでは1°/10mのコントロールコアリング掘削を行い，予定通りの方向性を概略維持し，ほぼ100%のコアを採取することが出来た．採取した200～400m区間のコアから，計12条の断層帯を認定した．掘削中に孔内調査として透水試験・採水およびWL-LWDを実施した．透水試験・採水は当初作成した掘削およびMWD(Measurement While Drilling)による情報を基にした計測区間設定フローに沿って区間を設定し，3区間において実施した．このうち断層の上盤側における区間1では透水試験の妥当性を検証する目的で，スラグ試験，揚水試験(揚水過程，回復過程)を実施した．その結果は約1～6×10^{-6}m/sとほぼ同様の値を示すことを確認した．WL-LWD(Wire Line- Logging While Drilling)による計測を318.15m～335.60m区間で実施した．WL-LWDにより計測した音波，電磁波，マイクロ電気検層結果は，比較検討のために実施した物理検層結果と一部異なるものの WL-LWD 計測区間より採取したコア試料による室内試験結果とほぼ整合し，計測結果の妥当性が確認できた．また，採取された岩石コアを用いて，鉱物分析，物理･力学試験，透水試験，間隙水分析などを実施した．

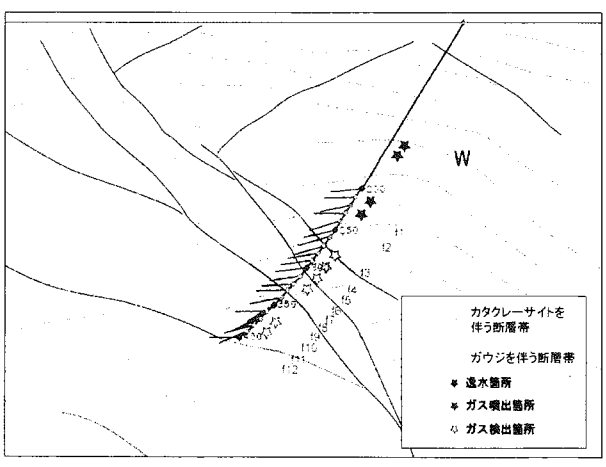


図-3　断層帯の分布

5．大曲断層の特性

反射法地震探査の結果からは，大曲断層に起因する複数の不連続線が認められ，これらが下方で収斂する形状を示している．不連続線に囲まれた範囲のうち浅部では低速度部となっている．孔長200m～400m区間で採取された岩石コアの観察結果からは，全区間で稚内層に相当する硬質頁岩の分布が認められること，断層内物質を中心としその周辺の小断層まで含めた範囲を断層帯と定義した場合，掘削区間に12条の断層帯の存在が確認でき，そのうち規模の大きなものが反射法から推定される不連続面におおむね一致する．

掘削中に実施した透水試験の結果から，断層の上盤側の割れ目の卓越する区間での透水係数は1～6×10^{-6}m/s，断層帯を含んだ2区間のうち計測可能であった371.6－400m区間の透水係数は1.9～3.5×10^{-8}m/sと断層帯が低透水となっている．岩石コアから求めた透水係数は2～5×10^{-8}m/sであり，断層帯区間はほぼ岩石の透水係数と等価である．コア間隙水の水質分析の結果，地下深部に賦存する古海水のインデックスであるNaおよびCl濃度は深度への依存性はなくNaで3000～4000mg/l,Clで3500～4500 mg/lとなっている．

6．おわりに

平成19年度は引き続き上幌延地区において大曲断層を対象とした現地実証試験を実施中であり，孔長800mまで延伸し，各種試験・測定を行う予定である．

現地実証試験に際しては，JAEAの幌延深地層研究センターの関係各位には，現地作業や情報交換などで多大な協力を頂いた．ここに記して，謝意を表します．

引用文献

(1) Kiho, et. al., (2002) Development of Controlled Drilling Technology in Soft Sedimentary Rock, Proceedings of 9th congress of International Association for Engineering Geology and the Environment, pp.2061-2067.

(2) 木方他(2006) 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1)，電力中央研究所報告総合報告，N01

(3) 福沢(1982)北海道天北－羽幌地域の新第三紀珪藻質堆積岩の堆積機構と続成作用，月刊地球，4，8，pp.492-501

(4) 石井他(2006)新第三紀珪質岩における断層の解析事例，応用地質，47，5，pp.280-291

71 コントロールボーリング用透水試験・採水複合試験ツールの開発（その5）
－泥水中の孔壁可視化による試験区間の選定－

Developments of Hydraulic Test and Groundwater Sampling Tools for Controlled Drilling (Part 5)
- imaging of drill hole wall in drilling mud for deciding tests section -

○宮川公雄、木方建造（電力中央研究所）、金内昌直（レアックス）
Kimio MIYAKAWA, Kenzo KIHO, Masanao KANAUCHI

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物処分場の母岩を沿岸地域の堆積性軟岩とした際の調査方法として、水平な地質構造で同一地層をトレースすることが可能なコントロールボーリングシステムが開発されている[1]。このボーリングシステムで透水試験と採水を可能とする複合試験ツールを開発している[2]。本報告では試験区間選定を目的として、泥水中で試験区間の孔壁映像を取得可能なイメージングツールを開発したので紹介する。

なお、本研究は経済産業省受託研究「ボーリング技術高度化調査」において実施したものである。

2. 装置の概要

開発ツールスはイメージング、透水試験、採水で構成される（図1）。イメージングツールは、揚水試験時に泥水から地下水への置き換わりを確認することを目的に、光学式のツールを既に開発した[3]。しかしながら、このツールでは試験前の泥水がある状態では孔壁の割れ目等を確認できないため、今回、泥水存在下でも超音波によって孔壁の可視化が可能なイメージングツールを開発した。このツールは超音波によって孔壁をスキャンするもので、反射波のアンプリチュードとトラベルタイムにより孔壁の音響映像を得ている。映像は回転するトランジューサ（図2）とロッドの押し込みによる孔軸方向の動きによって孔壁の展開画像として得ることができる。アンプリチュードおよびトラベルタイムと光学映像とをそれぞれ比較した場合、アンプリチュードによる映像はより光学映像に近い（図3）。また、アンプリチュードは壁面の物性の反映しているため、光学映像では判別できないような鉱物充填割れ目を反映する場合もあるようである。一方、トラベルタイムの映像は孔壁の凹凸の影響を受けやすく、光学映像と異なる映像となる。トラベルタイムについては、装置が孔中心部にセットできれば、音響キャリパとして用いることも可能である。

なお、これまで光学映像で行っていた試験区間内の泥水から地下水への置換状況の把握は、装置のポンプ内に設置した光学カメラ及び、装置内のケミカルセンサによって代替している。

3. 試験の概要

開発装置の原位置試験は掘削時に逸水兆候が認められ、コア観察によってその原因と推定される割れ目を含む掘進深度208.92-210.50m区間で実施した。試験区間は断層の上盤側に位置し、主として泥質岩が分布する。コア観察では変質部周辺に存在する割れ目箇所が逸水の原因と考えられた（図4）。

試験は図5に示す試験フローに沿って実施した。このフローは試験前のスライム除去や試験区間の選定、透水試験、採水で構成される。

（1）孔内カッティングスの除去

コントロールボーリング孔では孔軸が水平にまで傾

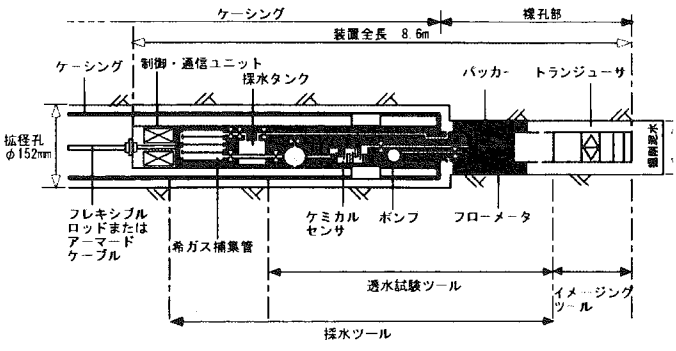


図1 透水試験・採水複合試験ツール概念図



図2 イメージングツール



図3 光学・音響イメージングの比較

くため、カッティングスが孔壁に溜り易く、残存したままパッカーを拡張した場合は、パッカーの破損や、試験区間を水密にできないことが危惧され、試験に際して試験区間のカッティングスの除去が必要である。筆者らが行っているコントロールボーリングでは試験装置を降下させる前に、泥水を循環させて孔内を洗浄するが、洗浄後に掘削ツールスの引き上げと試験装置の降下の間にカッティングスが沈降し、十分に洗浄できない場合もある。このため、試験装置を装着したまま洗浄することを試みた。洗浄方法はロッド内から泥水を送水し、試験装置から直接孔内に噴出させることによる。この方法を用いた結果、孔壁に付着していたスライムやカティングスが除去されていることがイメージング装置によって確認された(図6)。

（2）イメージング装置による試験区間の確認

コアによる割れ目の観察に加えて、イメージング装置による試験区間孔壁状況を確認する目的は、コントロールボーリングではコア径の3倍近く拡径すること、また、破砕帯ではコアが採取できない場合もあり、その際、孔壁映像は割れ目の分布や孔壁の状態を把握できる唯一の方法となるからである。

試験では装置を用いた孔内洗浄後、音響映像を取得し、試験区間の孔壁映像とコアとの対比を行った。その結果、割れ目と対比が可能であり、泥質岩中の凝灰質部も映像で確認可能なことから、良好な音響映像が得られたと考えられる(図7)。

4. おわりに

本報告では泥水中で試験区間の孔壁映像を取得可能なイメージングツール報告した。現在、筆者らは引き続きコントロールボーリングを行っており、数ヶ所で本装置を用いた試験箇所の選定と、透水試験および採水を行う計画である。今後、その試験結果を取りまとめてまた報告をする予定である。

引用文献

(1) 木方建造、宮川公雄、鈴木浩一、長谷和則、薦田靖志（2006）：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6)－幌延サイトにおけるコントロールボーリングの掘削・調査－、日本応用地質学会平成18年度研究発表会　講演論文集、pp. 225-228.

(2) 宮川公雄、木方建造、金内正直（2006）：コントロールボーリング用透水試験・採水複合試験ツールの開発(その4)－適用試験結果と課題－、日本応用地質学会平成18年度研究発表会　講演論文集、pp. 233-234.

(3) 木方建造、新孝一、鈴木浩一、宮川公雄、岡田哲実、増原康布、井ヶ田徳行、小早川博亮、山本真哉（2006）：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1)、電力中央研究所報告　総合報告N01、114p.

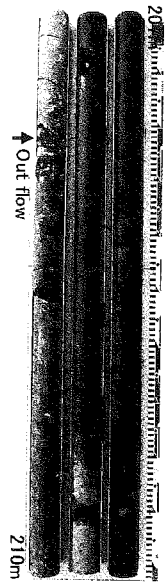


図4 逸水箇所のコア

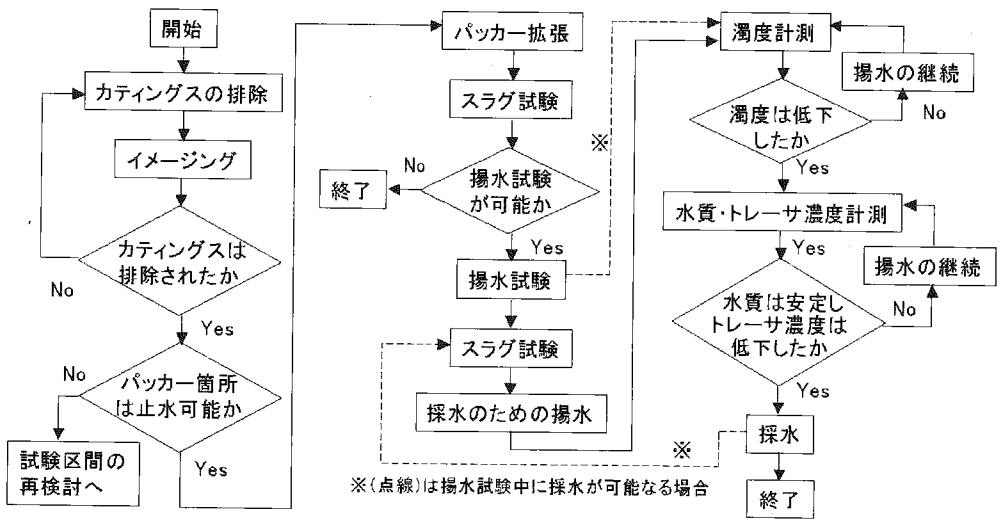


図5　透水試験・採水のフロー図

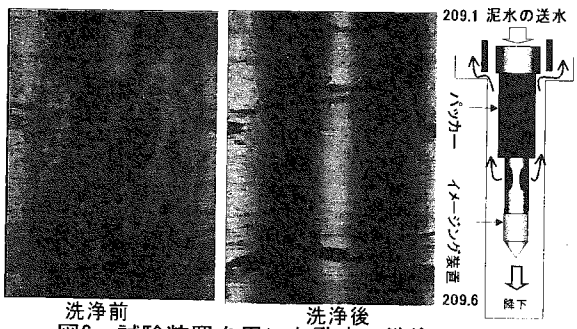


図6　試験装置を用いた孔内の洗浄

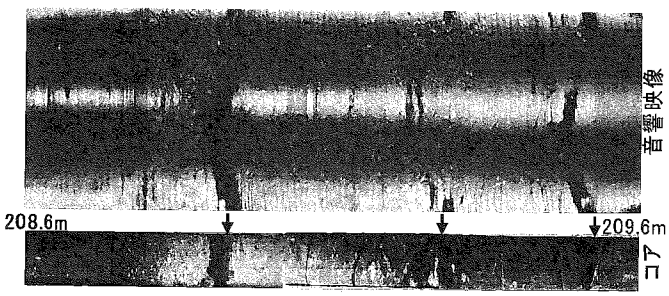


図7　試験箇所の音響映像とコアの対比

72. 透気特性を利用した岩盤緩み域調査

Investigation of Loosened Area in Rock by Gas Permeability

○東谷謙，萩原育夫，佐々木勝司（サンコーコンサルタント），
山地宏志，山田文孝　（三井住友建設）
Ken Higashidani, Ikuo Hagiwara, Katsuji Sasaki,
Hirosi Yamaji, Fumitaka Yamada,

1. はじめに

トンネル等の地下構造物周辺に形成される岩盤の緩み域を把握することは，構造物の安全性に関する重要な検討項目である．不連続性岩盤の緩み域においては，不連続面の性状変化に着目した各種の緩み域評価手法が提案されている．本報告では，異なる岩質における真空透気試験を用いた緩み域調査の適応性を確認するとともに，岩盤の透過特性と割れ目状況や岩盤物性との関係を把握することを目的として，地質条件の異なる3地点での真空透気試験を用いた緩み域調査について比較検討した結果を報告する．

2．試験方法の概要

真空透気試験は，ボーリング孔内にダブルパッカーを設置して閉鎖区間を設け，真空ポンプによって試験区間内の空気を吸引し，このときの吸引量と圧力の関係から岩盤の透気特性を捉える試験である．図-1に試験機器の概要を示し，図-2に試験記録例を示す．透気特性は，吸引時定常状態における吸引量と試験区間圧力をもとに，次式によって固有透過度として解析する[2]．

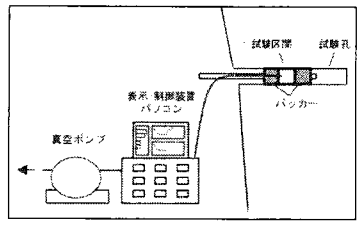


図-1　真空透気試験 装置概念図

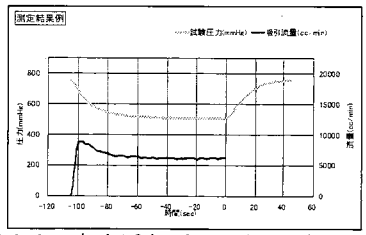


図-2　真空透気試験 試験記録例

$$k = \frac{\mu p_0 q_s}{2\pi (p_0^2 - p_s^2)} \left\{ \frac{1}{r_e} - \frac{1}{\sqrt{r_e^2 + 4H^2}} \right\} \qquad (1)$$

ここに，k：固有透過度，μ：空気の粘性係数，q_s：吸引流量，p_0：外気圧，p_s：試験圧，r_e：測定部の等価半径，H：試験区間長である．

岩盤中の空気の流動経路は不連続面沿いの開口部が支配的と考えられ，不連続面の新規形成や開口に伴った岩盤の透気特性変化を捉えることにより，岩盤の緩み域を捉えることが可能と考える[3]．

3．各試験箇所の概要

表-1 試験地点の概要一覧

地 点	調査概要	地質概要
A	TBMで導坑掘削後，NATM工法により本坑を掘削．本坑拡幅前後に同一のボーリング孔を利用して試験を実施	新第三紀の泥岩と細粒砂岩の互層からなり，割れ目が発達．中硬岩．
B	施工後約60年が経過した素掘りのトンネル内より3方向に掘削したボーリング孔を利用して試験を実施	新第三紀の含軽石泥岩及び含礫砂岩よりなり、不均質な岩相．軟岩．
C	既設の国道トンネルにおいて地表部より鉛直下方に掘削した2本のボーリング孔を利用して試験を実施	中生代白亜紀～新生代古第三紀の風化花崗岩からなり，亀裂の少ない岩相．軟岩相当．

4．試験結果概要

(1) A 地点（図-3 参照）

本坑掘削前後の試験結果で固有透過度が変化した位置をもとに，天盤部で坑壁から 10m 程度，天端～側壁部で3～4m の範囲を緩み域として捉えた．

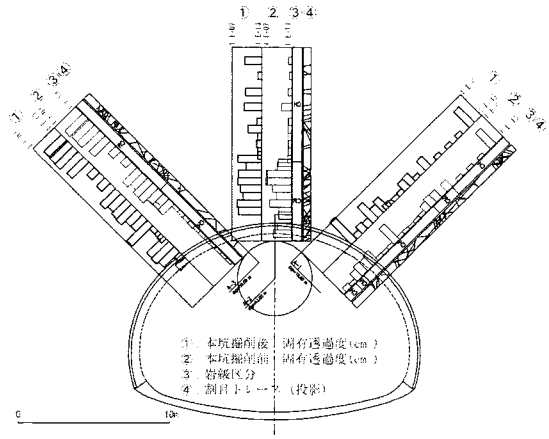


図-3 試験結果図（A 地点）

(2) B 地点（図-4 参照）

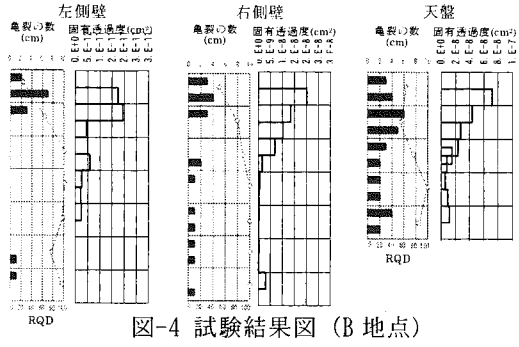


図-4 試験結果図（B 地点）

天端・側壁に係わらず各孔の真空透気試験結果は，坑壁近傍で高い固有透過度を示す傾向が認められ，坑壁より深度 1.5～3m の範囲を緩み域として捉えた．

(3) C 地点（図-5 参照）

天盤部の試験結果では，坑壁から約 5m の範囲で 10^{-7} (cm^2) と高い固有透過度の値を示した．側壁部 (B-2) の試験結果では，試験区間全てで 10^{-10} (cm^2) と同じオーダーの比較的低い値を示した．これらの固有透過度分布から，天盤部坑壁から 5m 程度の範囲を緩み域として捉えた．

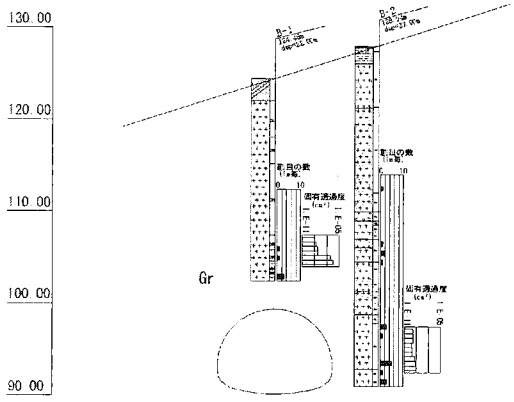


図-5 試験結果図（C 地点）

5. 試験結果の比較検討

1) 亀裂分布と固有透過度

A 地点の本坑掘削前の試験結果では，岩盤中の割れ目の本数と固有透過度に正の相関関係がみられ（図-6 参照），岩盤の割れ目頻度に対応して岩盤の透過特性が変化したものとして捉えられた．B 及び C 地点では割れ目本数と固有透過度の相関は不明瞭であるが，これは割れ目頻度の変化が小さい為に割れ目本数と固有透過度の相関がとれなかったものと考えられる．

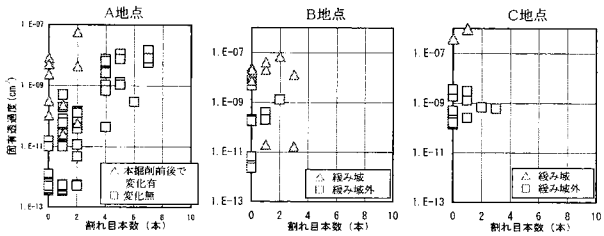


図-6 固有透過度と割れ目本数

2) 緩み域と固有透過度パターン

B 及び C 地点では，割れ目頻度は同程度であるのに対し，緩み域の固有透過度は緩み域外に比べ高い値を示した（図-6 参照）．A 地点でも本坑掘削前後で変化したデータは，同程度の割れ目頻度の固有透過度に比べ相対的に高い値を示した．このことは，緩み域形成による割れ目の開口程度の変化を岩盤の透過特性の変化として捉えたものと考えられる．

3) 岩質と固有透過度

A 地点の岩盤は割れ目の発達した中硬岩で，B 及び C 地点の岩盤は比較的割れ目の少ない軟岩である．これら軟岩～中硬岩いずれの地山においても，緩み域形成による岩盤割れ目の開口程度の変化を岩盤の固有透過度の変化として捉えることができた．軟岩～中硬岩地山のトンネル掘削による緩み域の形成には，岩盤割れ目状態の変化が関連していることが考えられる．

4) 岩盤物性と固有透過度

B 地点では真空透気試験と併せて孔内水平載荷試験を実施した（図-7 参照）．これをみると，緩み域の値と緩み域外の値には差があり，固有透過度の値の差が大きい岩種ほど変形係数の値の差も大きい．これは緩み域形成による割れ目状態の変化を透過特性及び変形特性の変化として捉えたもので，固有透過度と変形係数の変化率には相関があることを示唆するものである．今回はデータ数が少なく不明確だが，今後データを蓄積し固有透過度と岩盤物性値の関係を把握することで，固有透過度から岩盤物性値をある程度推定できる可能性がある．

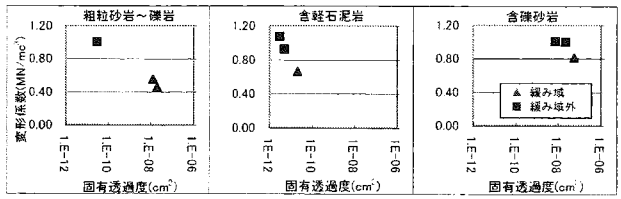


図-7 変形係数と固有透過度の変化

6．終わりに

異なる岩質・地質構造の 3 地点において，トンネル周辺の緩み域を捉えることができ，軟岩～中硬岩地山における緩み域調査への真空透気試験の適応性が確認された．また，真空透気試験と併せて実施した孔内水平載荷試験の結果より，緩み域付近での固有透過度と岩盤物性値の対応関係を確認した．

真空透気試験はパッカー圧力（2MPa 程度以下）や試験流体（空気）等の点で岩盤に与える影響の小さい試験手法であり，同一観測孔での繰り返し試験による緩み範囲・物性の経時変化監視等において有効な試験方法と考えられる．今後は，様々な岩質に対する岩盤緩み域の評価手法としての適用性や有効性を確認するとともに，固有透過度と併せて岩盤物性値のデータを蓄積し固有透過度と岩盤物性値の関係を把握し，緩み域範囲や岩盤物性値の評価精度の向上を図りたい．

参考文献

1) 桜井春輔，谷本親伯，今田徹，日比野敏，亀村勝見：第 23 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, PP378-387, 1993.

2) 中山昭彦, 山田文孝, 打田靖夫, 川谷健, 櫻井春輔：岩盤緩み域評価のための真空透気試験, 土木学会論文集, No. 575/Ⅲ-40, pp9-24, 1997

3) 山田文孝：真空透気試験を利用した岩盤の緩み現象の評価に関する研究，三井建設技術研究報告別冊第 11 号, 1999.

73. 岩盤の変形係数と岩級区分要素

栃本泰浩（川崎地質株式会社）

1.概要

田中[1]，岡本・安江[2]により提案されたダム基礎岩盤を対象とした岩盤分類法は，「岩石の硬さ」，「割れ目の間隔」，「割れ目の状態」を区分し，それらの組合せにより総合的に岩盤を分類し，地盤定数の設定など工学的評価に利用される．したがって，岩盤分類を客観的に行うことと，地盤定数との相関性を評価することが重要である．

筆者らは滋賀県内の田上花崗岩分布地域において，道路建設に伴う深礎工工事のための地質調査で得られた多くのボーリングコアおよび孔内水平載荷試験結果を整理する機会を得た．そこで，岩級区分・岩級区分要素[3]（以下，区分要素と略す）・換算N値・変形係数の相互関係を整理し，コアの岩質状態から地盤の変形特性を推定する方法について検討した[4]．本論では，区分要素組合せと変形係数の対応関係について多変量解析を適用して分析した結果と，これより得られた知見を整理して示す．

2.検討結果

検討は次の手順により行った．

1) 既往資料整理（コアの見直し，岩級と区分要素（硬軟，コア形状，割れ目状態の区分）の整理）
2) N値および岩級区分と変形係数（孔内水平載荷試験結果）の関係の整理
3) 区分要素と変形係数の関係の整理（数量化Ⅰ類の適用）

1) 岩級と区分要素の関係

計343本のボーリングコアを対象に，地質区分・岩級区分・区分要素について統一した視点で見直し，原位置試験結果であるN値や変形係数との対比を行なった．区分要素と岩級の対比結果を示した図－1によると，B級やCH級では区分要素の組合せパターンは単純で少ないが，CM・CL・DH級ではその組合せの種類も多く複雑である．また，同じ区分要素の組合せが2つの岩級に振り分けられている場合も多い．

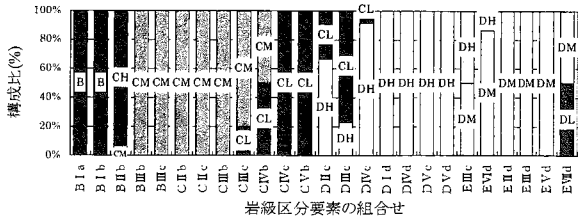


図-1 区分要素組合せと岩級区分の関係

2) N値および岩級区分と変形係数の関係

換算N値の整理結果によると，DL級およびDM級では75～80%程度がN＜50回を示すのに対し，DH級では約5%がN＜50回，約66%が50≦N＜300回，約29%が300回≦Nであり，両者の物性に顕著な差異が認められた．

日本道路公団[5]による換算N値と変形係数の関係に対して，当地域の整理データはその平均値～下限値にほぼ対応しており，推定式は，$D=1.917N^{0.64}$ (MN/m^2) と求められた[4]．

3) 区分要素と変形係数の関係

変形係数を目的変数，区分要素を説明変数とする数量化Ⅰ類解析[6]を適用して，両者の関係を分析した．分析の目的は，区分要素から変形係数を推定する上での目安値を与えること，および区分要素判定時の留意点を整理することである．解析データは，全データを用いた予備解析結果をもとに，次のように設定した．

・目的変数　：変形係数 (MN/m^2)
・説明変数　：3変数，9カテゴリー
　硬さ区分（B／C／D・E）
　コア形状区分（Ⅱ・Ⅲ／Ⅳ／Ⅴ／Ⅵ・Ⅶ）
　割れ目状態区分（b／c・d）
・サンプルデータ：140データ

解析結果であるカテゴリースコアグラフを図－2に示す．以下に結果について整理する．

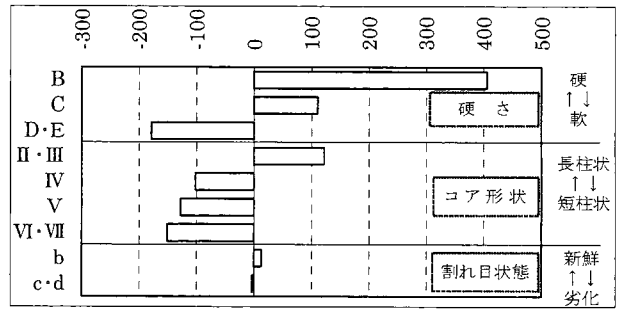


図-2 カテゴリースコアグラフ

① 各説明変数のカテゴリー区分ごとの変形係数平均値とカテゴリースコアの対応関係は良好である．
② 変形係数に対する寄与度の大小を示す指標であるレンジは，「硬さ区分」が第1位で，次に「コア形状区分」，そして「割れ目状態区分」である．
③ レンジの順位は，偏相関係数の順位と一致している．
④ 「コア形状区分」については，Ⅱ～ⅢとⅣ～Ⅶにおいて大きく傾向が異なる．
⑤ 「割れ目状態区分」では相対的にレンジは小さい．
⑥ 分析結果の精度を表す決定係数（自由度修正済み）は0.3166であった．

3.変形係数推定方法のまとめ

図－3および表－1は区分要素の組合せと変形係数の関係について，実測値とその平均値，数量化解析結果に基づく予測値，および本四公団[7]による代表値とその範囲について示したものである．当地域において，区分要素から岩盤の変形係数を見積もる上での目安値について，CL級・DH級に関して以下に整理する．

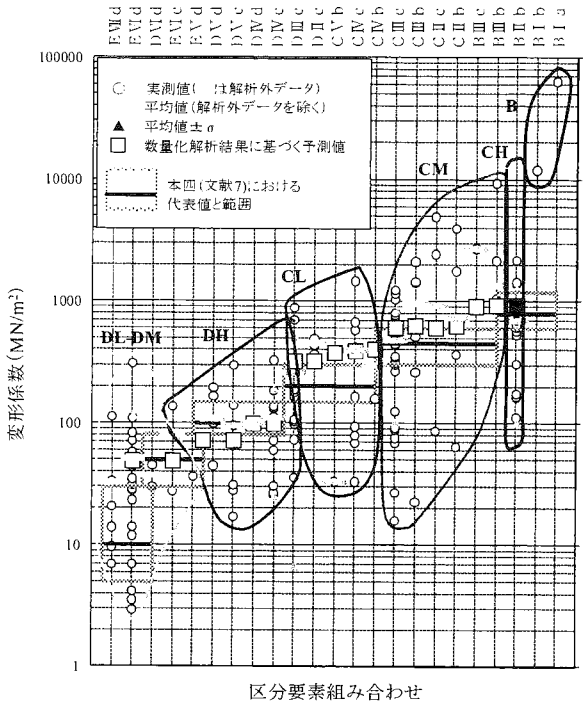


図-3　岩級区分要素の組合せと変形係数

表-1　CL級・DH級における変形係数（単位：MN/m²）

区分要素組合せ	当該地域の花崗岩における実測値					数量化解析による予測値	岩級区分	本四公団[7]による設定値		区分要素組合せからの判定目安値
	データ数	平均値	標準偏差	最小値	最大値			代表値	範囲	
CIVb	1	158				405	CL	200	150～300	200
CIVc	9	395	464	33	1,457	388				350
CVb	1	33				378				
DIIc	3	429	62	365	488	322				300
DIIIc	13	260	253	36	882	322				250
DIVc	12	110	85	26	325	98	DH	100	80～151	100
DIVd	1	100				98				
DVc	7	96	97	17	294	72				
DVd	4	125	67	44	193	72				

(1) CL級の上位では「CIVc」の区分要素が代表的組合せで，実測値の平均値および数量化解析による予測値とも，本四公団の提案値（200MN/m²）より大きめの値が得られており，350MN/m²程度が本組合せの場合の目安値と言える．

(2) CL級の下位では「DIIIc」の区分要素が代表的組合せで，「CIVc」の場合と同様の傾向を示し，250 MN/m²程度が本組合せの場合の目安値と言える．

(3) CL級のその他の区分要素組合ではデータ数が少ないため，今後のデータ蓄積・分析が必要である．

(4) DH級を代表する区分要素組合せは「DIVc」と「DVc」で，各値とも100MN/m²程度の値が得られており，これを目安値とすることができる．ただし，換算N値<300回の地盤においては，N値による推定式により変形係数を見積もることができる．

4.コア判定時の留意点

解析結果に基づくコア判定時の留意点を整理する．

a)「硬さ」の判定が変形係数の評価に対して最も影響が大きいので，実際にハンマーで叩いた時の音感などによる慎重な判定が必要である．

b)「コア形状」については，「III」以上と「IV」以下において変形係数へ与える影響が大きく異なる．したがって，「III～IV」などという判定・表記を用いずに，そのような区間では細分するなどにより「III」以上か「IV」以下かを明確にする必要がある．ただし，コア形状は掘削技術によってもある程度変化する可能性があり，特にDH級などにおいては孔壁の乱れに起因した変形係数の変化についても留意しなければならない．

c)「割れ目状態」については，変形係数に対して与える影響は相対的に小さく，「b」なのか「c あるいは d」なのかを的確に判定する．

岩級と物性値との関連については森他[8]による破壊点応力・変形係数を対象とした検討があり，区分要素のうち「硬軟」の影響が最も大きく，以下「形状」，「割れ目状態」の順であると考察しており，本検討においても同様な結果を得た．このような検討結果は，コア判定における個人差を軽減するための着目点を与え，地質情報と工学的評価をより客観的・定量的に関係付ける工夫として有効である．

参考文献

1)田中治雄(1964)：土木技術者のための地質学入門，山海堂，pp34-36

2)岡本隆一・安江朝光(1966)：ダムサイトにおける岩級区分の試み，土木技術資料，Vol.8, No.9, pp.423-432

3)建設大臣官房技術調査室監修(1999)：ボーリング柱状図作成要領(案)解説書（改訂版），(財)日本建設情報総合センタ

4)脇坂安彦・西田　明・栃本泰浩・磯 高之・小山純二・小島央彦(2005)：田上花崗岩の岩級区分と変形特性，第40回地盤工学研究発表会(函館)，97, pp193-194

5)日本道路公団編集(2000)：設計要領第２集，pp4-12

6)菅民郎(2001)：多変量解析の実践（下），現代数学社，p.2-42

7)本州四国連絡橋公団編集(1985)：風化花崗岩の支持特性判定要領（案），pp17,19

8)森良樹・阿南修司・佐々木靖人・脇坂安彦(2005)：ダム基礎岩盤の岩盤分類と力学的特性値との相関，ダム技術，No.220

74.膨潤性粘土鉱物による切土のり面崩壊に関する検討

A study on slope failures by the squeezing clay minerals

○山本浩之，猪狩哲夫，宇津木慎司，伊沢訓男（㈱間組）
石田良二，上間綾乃（㈱ジェイアール総研エンジニアリング）
Hiroyuki Yamamoto, Tetsuo Igari, Shinji Utsuki, Norio Izawa, Ryoji Ishida and Ayano Uema

1. はじめに

土や岩石が吸水すると全体の体積が増加する現象に，吸水膨張（expansion）や膨潤（swelling）があるが，このような現象を定量評価することは難しいのが現状である．また，地すべりやのり面崩壊の原因として，三波川帯や御荷鉾帯における地すべり地の膨潤性粘土鉱物に関する研究が多数発表[1)など]されているが，スメクタイト以外に膨潤性緑泥石[2)など]等の存在が指摘されており，現段階では解明されていない部分が多い．

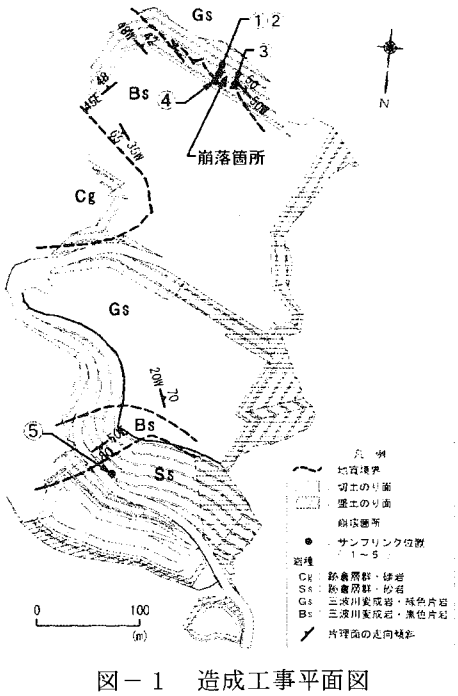
今回，埼玉県寄居町において長大切土のり面を含む造成工事を行ったところ，ほぼ同箇所において表層崩壊が2回発生し，膨潤性粘土鉱物による影響が考えられた．そこで本研究では，崩壊状況を整理し，X線回折等各種試験結果に基づき，崩壊発生の原因について考察したので，ここに報告するものである．

2. 現地状況について（図－1，写真－1参照）

計画切土のり面は，延長260m直高30m（勾配1:1.2勾配，直高5mごとに1.5m小段設置）であった．

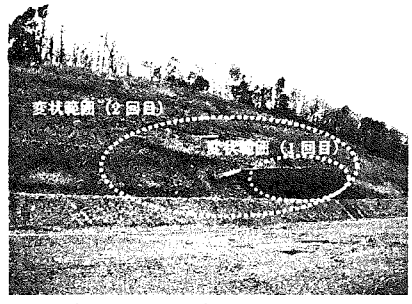
地質は，三波川帯変成岩類に属する片理構造の発達した緑色片岩（一部蛇紋岩を含む）を主体とし，全体的には断層（破砕帯）の一部をなしており，片状組織を呈する部分と硬質な角礫と軟質な基質からなる礫岩状部分の両方が混在した．また地質構造は，NW-SE 走向／40～70° SE 傾斜を示し，受け盤構造を呈した．

このような状況において，掘削時はシールコンクリートに僅かな亀甲状クラックが発生したものの，大きな変状はなく掘削終了した．



図－1　造成工事平面図

しかし，施工完了約3ヶ月後，さらに12ヶ月後にほぼ同箇所で，10～30mmの少雨で小段からの表層崩壊（1回目:約150 m^3，2回目:約700m^3）が発生した．



写真－1　崩壊状況（2回目）

3. 各種試験結果について

崩壊部および未崩壊部の各岩種（全5試料）において，表－1に示す各種試験を実施した．なお，試料①～⑤のサンプリング位置は図－1に示している．

以下に，実施した試験の流れに沿って結果を示す．

3.1 スレーキング試験[3)]，X線回折[5)]（EG処理など）

全試料に対してスレーキング試験およびX線回折（不定方位，定方位，EG処理）を実施した．その結果，緑色片岩の崩壊部（試料①，②）でスレーキング指数3～4を示し，EG処理によるX線回折により14.2 Åが約17.0 Åへのピーク移動が見られ，スメクタイト等膨潤性粘土鉱物を含有していることが判明した．回折結果を図－2に示す．

これに対して，緑色片岩の未崩壊部，黒色片岩，砂岩（試料③～⑤）はスレーキングによる劣化は認められなかった．このうち，緑色片岩の未崩壊部にはスメクタイトが僅かに含まれるが，黒色片岩と砂岩には膨潤性粘土鉱物は含まれていないことが判明した．

3.2 スメクタイト定量分析（検量線[4)]，CEC試験[5)]）

緑色片岩の崩壊部（試料①，②）および緑色片岩の未崩壊部（試料③）を対象に，スメクタイト定量分析を実施した．その結果，緑色片岩の崩壊部（試料①，②）においてスメクタイトが確認されたものの，含有量は5%以下，陽イオン交換容量は10meq/100g以下を示し，のり面の変状状況などから想定される含有量より微量であり，それ以外の膨潤性粘土鉱物を含む可能性が考えられる．

3.3 X線回折（加熱処理[6)]，Kイオン飽和[6)]）

緑色片岩の崩壊部（試料①，②）を対象に，加熱処

理およびKイオン飽和によるX線回折を実施した(図－2参照)．図より，加熱処理において約10.0Å，Kイオン飽和において 12～13Åにピークの移動が見られ，改めてスメクタイトの存在が確認された．ここで，EG処理により移動した約 17Åのピークの強度と比較すると，加熱処理やKイオン飽和で移動が認められたスメクタイトのピーク強度が小さいことから，スメクタイト以外に膨潤性緑泥石も含む可能性がある．

3.4　吸水膨張試験 [7)]

緑色片岩の崩壊部（試料①，②）を対象に，吸水膨張試験を実施した．試験結果を図－3に示す．図より，吸水後約6時間で膨張率が最大3%程度（膨張応力:約2kN/m^2）に達した後、ほぼ一定となることが判明した．

4.　表層崩壊発生の原因について

推定される表層崩壊発生に至るまでの現象の経緯を図－4に示す．今回のような表層崩壊が，切土のり面の一部で発生した原因としては，断層（破砕帯）の影響を受け，強度的に不均質な岩盤状況となっていたことおよび軟質化した緑色片岩の変質度合が異なり，膨潤性粘土鉱物の含有量が異なることによるものと判断される．また，掘削時に発生したシールコンクリートの亀甲状クラックの変位が僅かであった理由は，吸水膨張率が約3%と小さいことによるものと考えられる．

5.　おわりに

今回の切土のり面の表層崩壊は，現地調査・各種試験結果より，断層（破砕帯）の影響を受け軟質化した緑色片岩に含まれるスメクタイトなどの膨潤性粘土鉱物に起因するものと判断された．また，四国の三波川帯や御荷鉾帯における地すべり地での膨潤性緑色岩の存在が既に指摘されているが，今回の結果より，関東の三波川帯にも膨潤性緑泥石が含まれる可能性がある．

参考文献

1)長谷川修一ほか：非火山地帯における熱水変質の重要性，日本応用地質学会平成 17 年度研究発表会，pp.151～154，2005.10

2)宮原正明ほか：御荷鉾緑色岩類中の地すべり地に生成する粘土鉱物－怒田・八畝・蔭地地すべり地－，粘土科学，vol42，no.2，pp.81～88，2002

3)（社）地盤工学会：岩の試験・調査方法の基準・解説書平成 18 年度版，2006

4)石田良二：スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎研究，前田建設技術研究年報，pp.59～89，vol35-6，1995

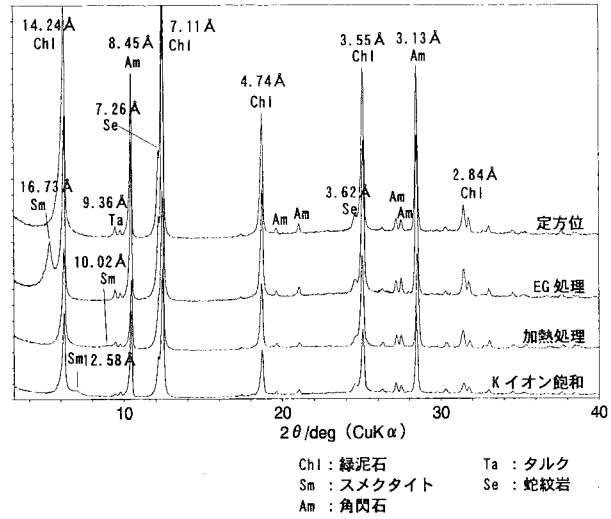
5)（社）地盤工学会編：岩の調査と試験，1989

6)白水晴雄：粘土鉱物学―粘土科学の基礎―，朝倉書店，1989

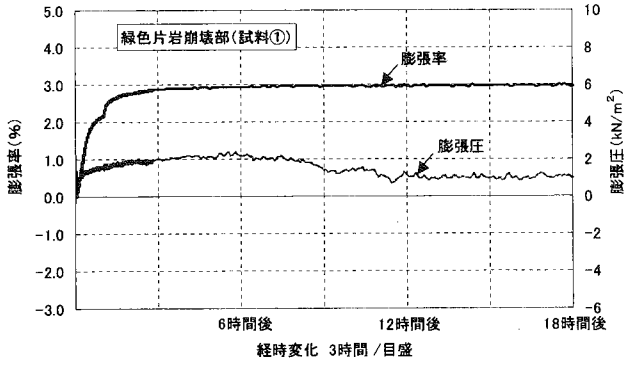
7)（社）地盤工学会：岩の試験・調査方法の基準・解説書平成 14 年度版，2003

表－1　各種実施試験一覧表　（○：試験実施）

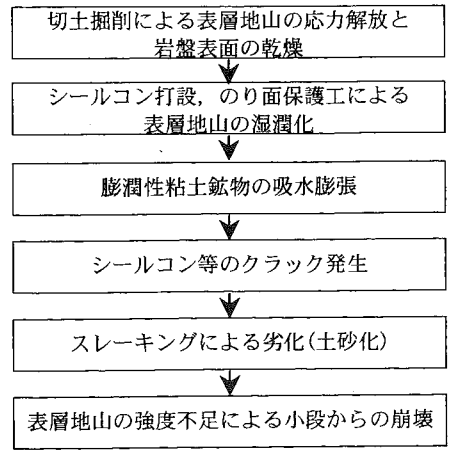
試料			スレーキング試験	X線回折(A) 不定方位	X線回折(A) 定方位	X線回折(A) EG処理	CEC試験	スメクタイト定量分析	X線回折(B) 加熱処理	X線回折(B) Kイオン飽和	吸水膨張試験
崩壊	①	緑色片岩(Gs)	○	○	○	○	○	○	○	○	○
崩壊	②	緑色片岩(Gs)	○	○	○	○	○	○	○	○	○
未崩壊	③	緑色片岩(Gs)	○	○	○	○	○	○			
未崩壊	④	黒色片岩(Bs)	○	○	○	○					
未崩壊	⑤	砂岩(Ss)	○	○	○	○					



図－2　X線回折結果（試料①：崩壊部）



図－3　吸水膨張試験結果（試料①：崩壊部）



図－4　表層崩壊に至るまでの現象の経緯

P1. 沖縄本島中部で発生した大規模地すべりにおける細密地形データの迅速な取得と利用例

The example which acquired precision geographical feature data quickly in the large-scale landslide generated in the central part area in Okinawa

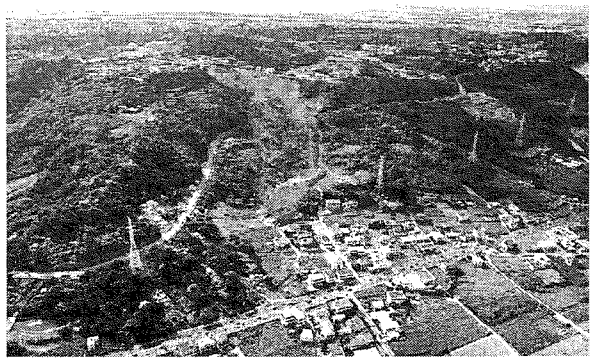
国際航業株式会社

○小野　尚哉，　三戸　嘉之，　武田　兼一

Naoya Ono , Yoshiyuki Mito , Kenichi Takeda

1．はじめに

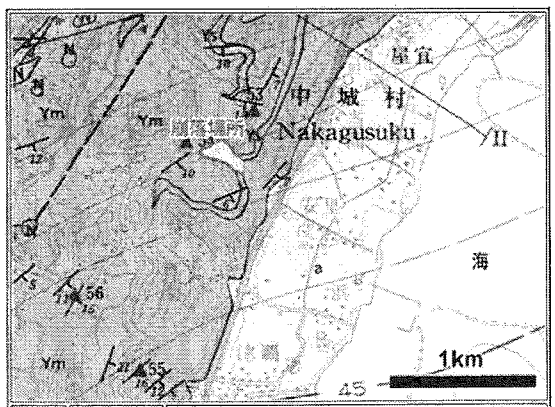
平成18年6月の長雨により沖縄県では土砂災害や地盤陥没に伴うマンションの傾斜などが発生した。中城村で発生した地すべりは、幅200m長さ500mに達する大規模なものであった。本報では、地上型レーザスキャナを用いた地すべり地における迅速な詳細地形データの取得と、その解析利用事例を紹介する。



図―1　中城地すべりの斜め写真（2006/06/23撮影）

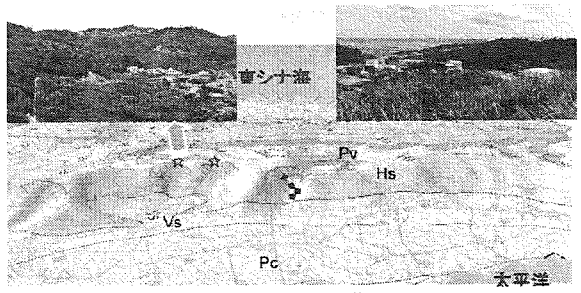
2．調査地の地形及び地質概要

地すべり地は，沖縄県中城村（なかぐすくそん）北上原（きたうえばる）の台地縁辺部を頭部とし、第三紀鮮新世～中新世の島尻層群の泥岩層が分布している。島尻層群の泥岩はスレーキングにより著しく強度低下し土砂化する特徴を有し、周辺の台地縁辺部には多くの地すべり地形が存在している。



a	礫・砂・粘土	約1万年前から現在までに海岸付近の低地に堆積した地層
N	石灰岩	琉球層群と呼ばれる，数十万年前にサンゴ礁で堆積した．石灰岩の地層
Ym	泥岩	島尻層群と呼ばれる，数百万年前に深海で堆積した．泥岩を主体とする地層
Ys	砂岩	

図―2　調査地周辺の地質（地質調査所「日本油田・ガス田図 沖縄本島中－南部（1987）」を、兼子（2006改））



図－3　今回の地すべり地周辺の鳥瞰図。沖縄県の土地分類基本調査(1983)による5万分の1地形分類図『沖縄本島中南部地域』を重ねて表示した。紫色のケバは、地すべり地形を示す。Pv: 谷底低地、Hs: 小起伏丘陵、Vs: 丘陵上を刻む浅谷（盆状谷）、Pc: 海岸低地。赤と白の線が今回の地すべりの位置。

図―3　調査地周辺の地形と地質（佐藤・長谷川（2006），国土地理院　へ一部加筆・写真添付）

3．調査方法

ⅰ）計測手法の検討

広範で比較的なだらかな地形からなる地すべり災害の場合、一般的には航空機搭載型レーザスキャナが地形計測を行う上で効率的であるが、当該地の場合、次のような地域条件が問題となった。

◎大規模な滑落崖が壁岩状を呈すること

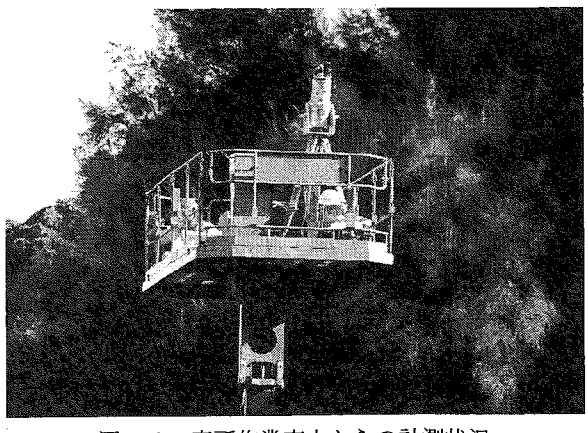
◎離島であり航空機の利用は時間と費用が嵩むこと

◎普天間基地に近接していること

このため、地上型レーザスキャナを用いて地形計測を行うことにより、上述の制約を受けることなく、高密度DSM（デジタルサーフェイスモデル）の取得が可能となり、地形解析に供することが可能となった。

ⅱ）計測方法

地表面形状の効率的な取得を行うために、地すべり地の外に高所作業車を配し、高所作業車上に地上型レーザスキャナを設置することにより、で地すべり地を俯瞰する位置から地形計測を行った。

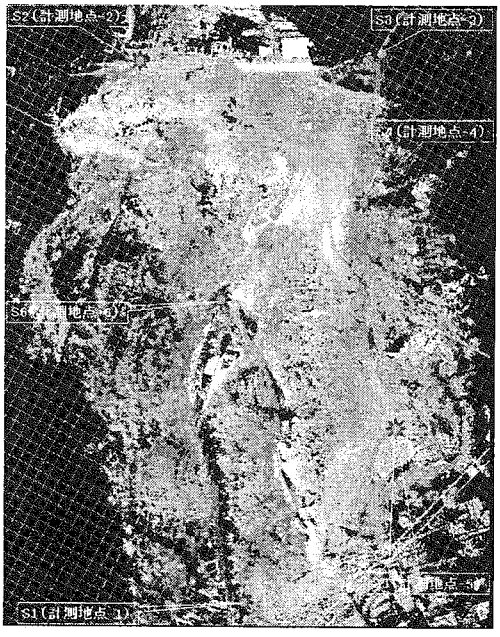


図―4　高所作業車上からの計測状況

4．調査解析結果

ｉ）計測結果

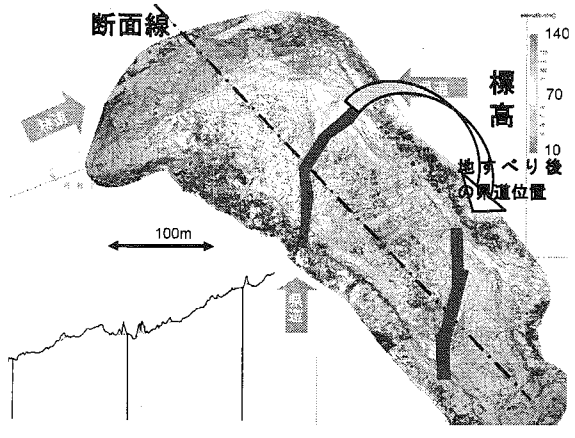
地すべり全域を下記に示す計６地点から計測することで網羅し、計測は１日間の作業で終了した。



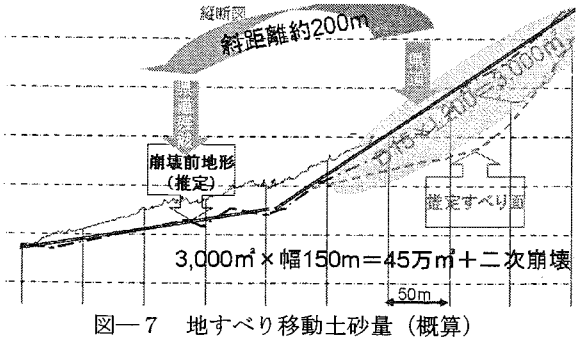
図―５　取得したRGB付き測点群の上面図（1格子=10m）

ⅱ）解析図化結果

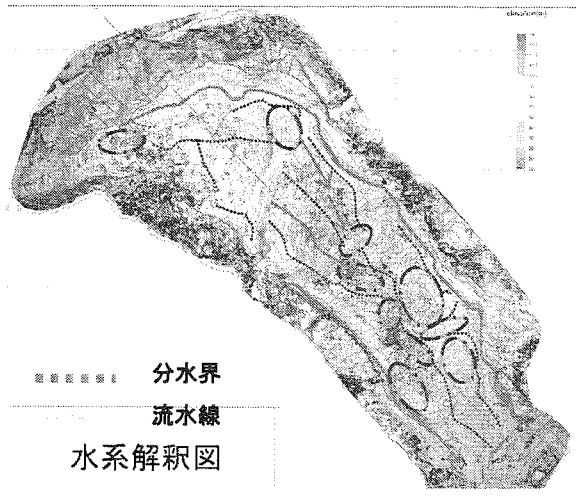
計測結果はその日のうちに整理し、地すべり地の地形的特徴について、翌朝には関係機関に速報を行った。その後、解析を行い、地すべりの地形的特徴を把握するとともに地すべり地内の地表水の流下経路を抽出した。



図―６　地すべり地のカラー標高傾斜図



図―７　地すべり移動土砂量（概算）



図―８　地すべり地内の水系解釈図（1格子=50m）

4．まとめ

本事例は、航空機搭載型レーザスキャナによる計測が難しい地形、地理的条件の地すべり箇所において、地上型レーザスキャナで地形データを取得したものである。

この地形データを用い、地すべりの地形的特徴の把握および地すべり地内の地表水の流下経路を抽出した。

この成果は関係各所に対策工検討を行う際の基礎資料として提供することにより、二次災害の予防に役立てたものである。

以下に、当該地すべり箇所で明らかとなった点を示す。

①地形地質的素因と誘因

・素因；崩壊前線、島尻層群泥岩（崩壊性地すべり地帯）

・誘因；長雨＋豪雨

②発生した地すべり現象；一次すべり・　二次すべり→崩土の流動化　→　下流民家・道路への土砂流出

③地すべり地の今後の変化（推定）

・頭部滑落崖は今後も拡大する（背部に亀裂確認）

・崩土は空隙に富み雨水が浸透し易く、岩片は極めてスレーキングし易く、流動化し易い

④地上型レーザスキャナ計測、解析図化

・計測１日（６スキャン　→　合成　→　平面・断面図）

・解析１日（ＤＳＭ→　水系解析等）

⑤メリット

・立入りが難しい現場で安全に作業ができた

・現場測量の効率化がはかれた

・高密度なデータにより水系解釈等の解析を高精度に行うことができた

・上記を迅速に行うことができた

⑥デメリット

・低平な地形箇所では、地形や地物による遮蔽物が多い場合、作業効率が低下する

・取得データが膨大な測点数であるため、解析を行う高スペックパソコンを現場に導入する必要がある

（以上）

P2. 能登半島地震による斜面崩壊特性について

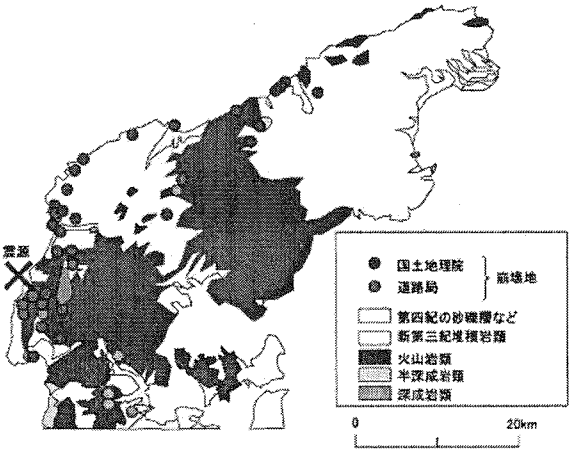
The characteristics of the slope failure by Noto Hanto earthquake

○ 小野田敏，小川紀一朗，屋木健司，武藤良樹（アジア航測株式会社）
Satoshi Onoda, Kiichiro Ogawa, Kenji Yagi, Ryoju Muto

1. はじめに

2005 年 3 月 25 日、能登半島西方沿岸を震源とするマグニチュード 6.9 の地震が発生し、能登半島中央部では震度 6 強を記録した。本地震により、比較的広い範囲で斜面崩壊や盛土崩壊等の土砂災害が生じ、国道 249 号をはじめとする主要な道路路線も大きな影響を受けた。

本報告では、今後の道路防災等の基礎資料とすることを目的とし、似たような規模の中越地震等との対比から、地震により生じる崩壊の範囲と崩壊特性とその対応状況について検討したものである。図－1 に検討対象範囲と地質図および崩壊等の分布を示す。[1)]



図－1　調査地の地質と崩壊分布

2. 斜面崩壊特性

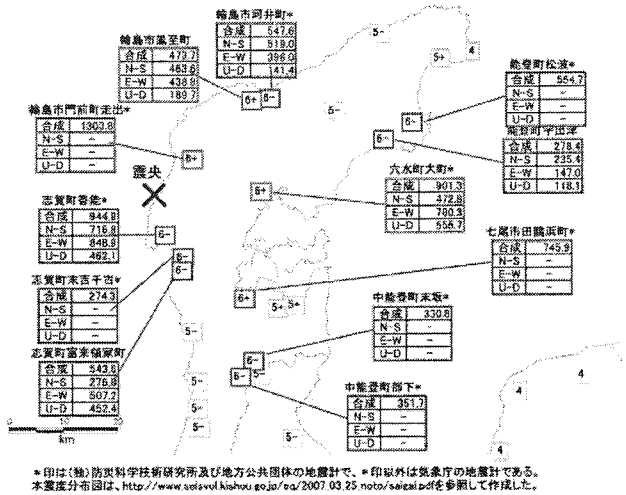
2.1 能登半島地震による崩壊の特徴

今回の能登半島地震による特徴は、最大加速度や震度分布に対し、1）震源近くで必ずしも崩壊が多いわけではない 2）崩壊箇所、面積率も比較的少ない 3）道路に対する甚大な被害は震源から比較的離れている箇所でも発生している 4）深度５弱、最大加速度５００gal 程度で発生している 5）地震後しばらくして崩壊した箇所もある。

被災エリアの多くは、新第三紀中新統の凝灰岩、泥岩、礫岩、火山岩類からなる。いわゆるグリーンタフ地域にあたり地すべり地形も多く存在する。国道 249 号が通る能登半島中部の西海岸は、火山岩類等からなる比較的硬質的な塊状岩塊が卓越している。

崩壊形態としては、数箇所地すべり的なものも存在するが、いわゆる急崖部の凸型斜面での崩壊タイプが多い。[2)]

また崩壊箇所は、写真１に示したような明瞭な剪断面が認められることが多く、そのような高角度の不連続面沿いに崩壊が発生したことがうかがえる。



図－２　能登半島地震による震度･加速度分布

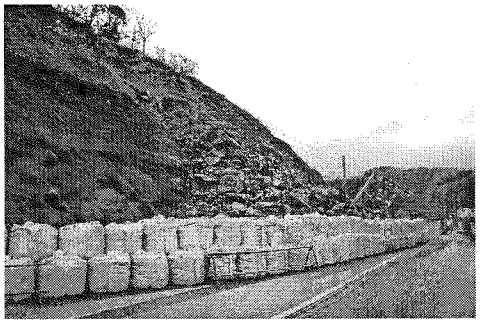


写真１　国道 249 号沿いの斜面崩壊

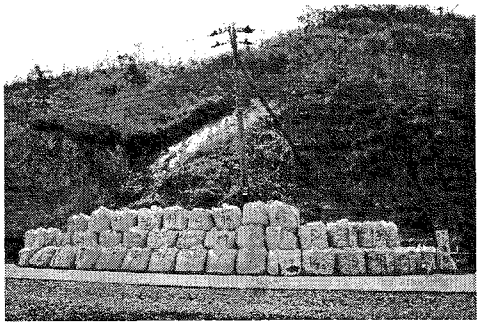


写真２　崩壊箇所の明瞭なすべり面

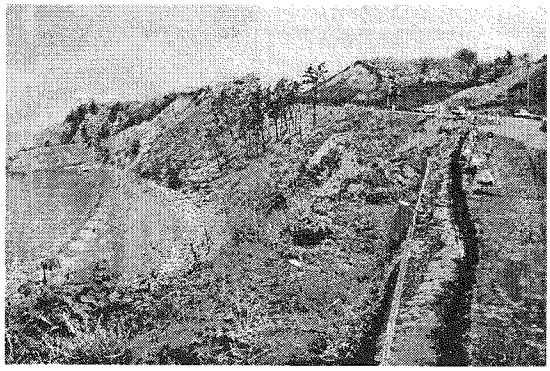


写真３　能登半島海岸部の流れ盤構造

海岸部で褶曲構造が認められ、国道が通る付近では30°以上の流れ盤構造を呈する箇所が多い。

2.2 中越地震との対比

ここでは、似たような規模の地震である中越地震と対比し、崩壊の発生範囲等を検討してみる。

中越地震においても、尾根型、凸型斜面で崩壊が多い傾向があること、流れ盤構造で比較的規模の大きな崩壊、地すべりが発生したこと、斜面35°以上で発生したこと等が報告されている。[3)]

中越地震時は震源域の旧山古志村での崩壊、地すべり等の多発が印象深いが、震源域から約30 km以上離れた箇所（震度５弱）においても一般車両の通行に支障のある崩壊等が生じていた事実がある。[4)]

能登半島地震でも、国道が長期間通行止めとなった曽々木海岸沿いの岩盤崩壊は震源から約25 km以上離れた震度５弱の地域に発生している。

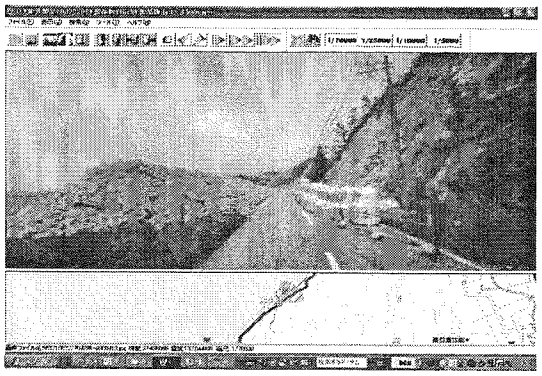
両地震の共通項としては、震度５弱以上、最大加速度500gal以上の地域での流れ盤斜面、凸斜面で大きな崩壊が多かったことが指摘できる。

3. 防災情報のデータ収集の一手法

地震直後の道路管理上の重要点は、1）国道は通行できるのか 2）通行不能箇所の位置と被災状況の把握 3）通行止めする場合の迂回路等の確保が緊急課題として挙げられる。

1）および2）については従来の空中写真等の判読やヘリコプターによる上空からの視察である程度把握されるが、3）の場合には迂回路等ののり面状況等も含め通行可能なのか、実際に車両を走らせ確認することが有効であり、画像情報から客観的な被災状況を把握できる。

今回の能登半島地震の際にも、車両にビデオカメラ等を搭載し、それらの画像から断面図等も作成することが可能な車両を走らせ、被災域の1）2）3）の状況を把握することができた。これらの情報は、迂回路を設ける等の基礎資料としても活用された。



図－３　車載ビデオによる画像ファイルの例

本システムの特徴として、全方向シームレスで、道路縁から斜面や建物上空まで死角のない映像と高解像度で取得し（全周囲を3,072×1,536pixel）、コマ単位に緯度経度と映像進行方向の情報を保有できる。

4. まとめと今後の展望

(1) 地震直後の被災域の推定としては、地震の規模（マグニチュード）、加速度等(500gal以上)からおよその被災領域を推定することは可能である。

(2)地質および地質構造等との関係は明確ではないが、塊状部の岩質と層構造、軟岩と中硬岩等の地質状況により崩壊発生頻度が異なること、流れ盤方向の不連続面の存在等が大規模な崩壊に関与していることが示唆される。

(3)あらかじめ既存の地形地質情報を整理し、車載ビデオカメラ等に撮影ルートおよび、地震時に予測される崩壊危険箇所[5)]や道路防災カルテ等の要確認箇所をあらかじめセットアップすることにより、地震直後に合理的に情報を収集することが可能となる。同情報は、迂回路の可否、その後の経時変化や各種のデータと合わせての客観的な状況把握に優れ、通行規制のありかた、迂回路の確保等の意思決定に使用することができる。

参考文献

1) 紺野義夫（1976）石川県の地質図(10 万分１) 石川県
2) 佐藤浩 能登半島地震による輪島周辺の斜面崩壊の特徴（2007）国土地理院災害報告２等
3) 鈴木雄介・高山陶子・小野田敏・佐々木靖人、安南修司（2005）中越地震による崩壊発生箇所の地形、地質特性、応用地質学会講演集
4) 新潟県中越地震復旧・復興 GIS プロジェクト http://chuetsu-gis.nagaoka-id.ac.jp/
5) 内田太郎・片岡正次郎・岩男忠明・松尾修・寺田秀樹他 地震時の斜面崩壊危険度評価手法の検討 土木技術資料、平成17年4月号、PP44～47（2005）等

P3. 中越地震の東竹沢地区地すべり地点における現地調査と試料採取

○ 亀谷裕志，金井哲男（応用地質株式会社），Jianliang Deng，堤千花，古関潤一（東京大学）

1. はじめに

2004年の新潟県中越地震では，堆積岩地域に多数の地すべり・崩壊が発生した。これらの斜面災害では，堆積岩中の層理面に平行なすべり面や薄い挟み層などの弱面をすべり面とした地すべり（または崩壊）が特徴的なタイプとなっている[1]。筆者らはこれらのような堆積構造に起因するような崩壊を研究対象として，すべり面（正確には崩壊斜面近傍で未崩壊箇所に相当する面）を対象にした不撹乱試料採取を行い，室内試験により詳細な物性評価を行うことにより崩壊発生原因の解明を試みている。前報では小千谷市横渡地区で生じた砂の弱層をすべり面とする岩盤崩壊を対象に現地調査と試料採取を実施した[2]。本報では翌年東竹沢地区で実施した調査結果について報告する。

2. 調査地点とサンプリングの概要

中越地震時に東竹沢地区の芋川で発生した地すべりはもともと地すべり地形を呈していたことから，再活動型の地すべりであることが述べられている[1]。対象地付近は芋川左岸に位置する傾斜 20°～30°の緩斜面であり，斜面勾配とほぼ同じ 17～22°の流れ盤傾斜を有する地層が分布している。地質としては白岩層とその上位の和南津層の砂岩～シルト岩が分布している。同地区では，地震時に幅約300m長さ400mの地すべりが発生し，地すべり土塊は芋川の対岸に乗り上げて停止している。図-1の上段は地震の翌年に撮影した調査地の全景であり，元々存在した旧期地すべりの土塊が斜面途中に残存して副次的な滑落崖を形成している様子が明瞭である。本研究の目的からするとこの残存した旧期地すべりの滑落崖の根元よりすべり面の試料を採取することが望ましかったが安全面から不可能であったため，対策工の進捗を待つこととし，さらにその翌年，旧期地すべり土塊の大半が撤去された時点（図-1 下段）において，まず航空写真判読や現地踏査を行って残存する旧期地すべり土塊の位置を調査した。その結果，南方側壁崖の近傍に旧期地すべり土塊が薄く残存することを確認し，これを対象にトレンチ掘削によるすべり面調査とブロックサンプリングによる試料採取を行った（図-2参照）。

ブロックサンプリングはサンプリング箇所周辺を削岩機により幅2.5m，高さ1.2m，奥行1.5m程度掘削し，チェンソーを用いて対象層を含む部分をテーブル状に整形したうえで三軸試験用には 60°方向に，一面せん断試験用として 90°方向に対象層を含む試料を切り出した。これらの手順は前報[2]と基本的に同一である。

3. すべり面近傍の状況

図-3にブロックサンプリング箇所の壁面の状況とすべり面付近のスケッチを示す。すべり面ならびにすべり土塊の特徴は以下の通りである。

①. すべり面を境界として，上位には強風化し亀裂沿いに一部礫混り粘土状を呈する軟質なシルト岩が分布する。下位には硬く割れ目の少ない弱風化シルト岩が分布する。

②. すべり面は平滑で連続性は良い。

③. すべり面は層厚数 mm の含水に富んだシルトより形成されている。シルト中から湧水を伴う場合があり，水みちには空隙が形成されている。湧水箇所のシルト下面には褐色の酸化第Ⅱ鉄が層状に形成されている場合がある。これは，地震直後にすべり面上で観察されたものと同じと思われる。なお，調査時の湧水量は最大で毎分100～200cc程度であった。

④. すべり面直下には厚さ数 cm の軟質な細粒砂岩層がレンズ状に分布する場合がある。

⑤. すべり面の上面（旧期地すべりのすべり面）は，軟質なシルトや極細粒砂が薄く覆っており，条線や鏡肌などせん断構造を示すものは存在しなかった。

4. おわりに

今後は当該地点の室内試験を進めるとともに，既存の調査地点の検討結果も踏まえて斜面崩壊の要因について詳細な検討を行うことを予定している。

本研究は、文部科学省科学技術振興調整費による委託を受けて行う研究開発（活褶曲地帯における地震被害データアーカイブスの構築と社会基盤施設の防災対策への活用法の提案、研究代表者：小長井一男）の一環として実施した。また本文中の図表は研究成果報告書[3]より引用，あるいは加筆・修正して使用した。

参考文献

1) 千木良雅弘：2004 年新潟中越地震による地質・地形的特徴，応用地質，46-3，pp115-124，2005.

2) 亀谷裕志，金井哲男，Jianliang Deng，堤千花，古関潤一：中越地震・斜面崩壊地点のすべり層を対象にした試料採取と室内試験，日本応用地質学会平成18年度研究発表会講演予稿集，pp385-388，2006.

3) 土木学会・東京大学・京都大学・長岡技術科学大学・早稲田大学・中央大学：「活褶曲地帯における地震被害データアーカイブス構築と社会基盤施設の防災対策の活用法の提案」平成18年度研究成果報告書，343p，2007.（http://www.active-folding.com/）

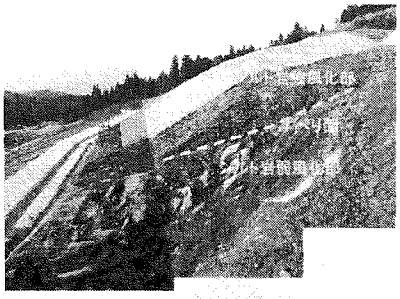


（平成 17 年 5 月撮影）



（平成 18 年 7 月撮影）

図-1　調査箇所の全景



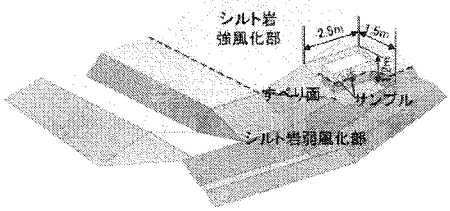


図-2　サンプリング箇所と掘削方法

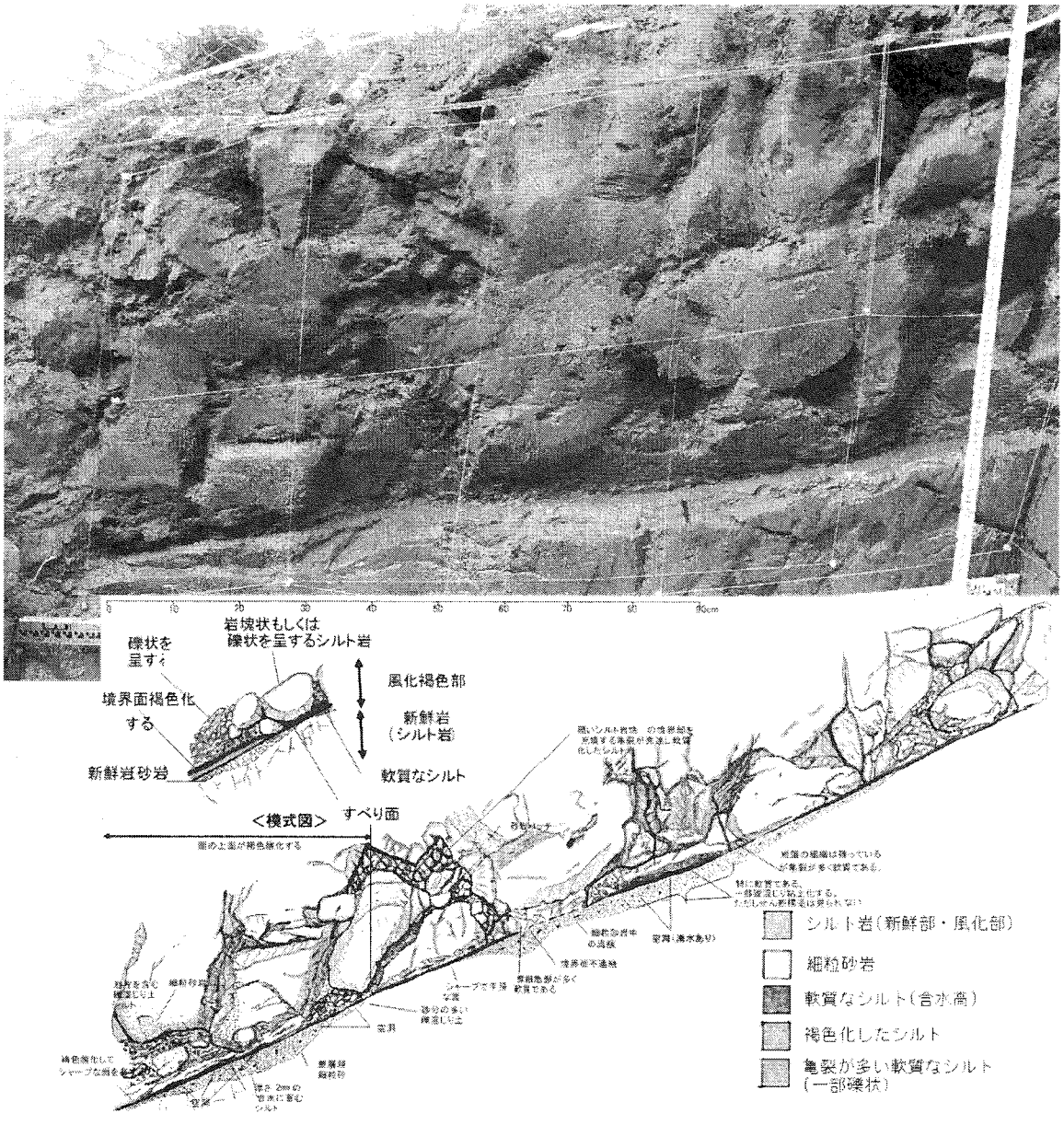


図-3　ブロックサンプリング箇所壁面の状況とすべり面付近のスケッチ

P4. 島根県堂床山の不安定急崖とその直下に広がる岩屑なだれ堆積物の形成

Steep slopes of Mt.Dotoko and debris avalanche deposits distributed around it, western Shimane, Japan

○田村友紀夫，横田修一郎，沢田順弘(島根大学)
Yukio Tamura, Shuichiro Yokota, Yoshihiro Sawada

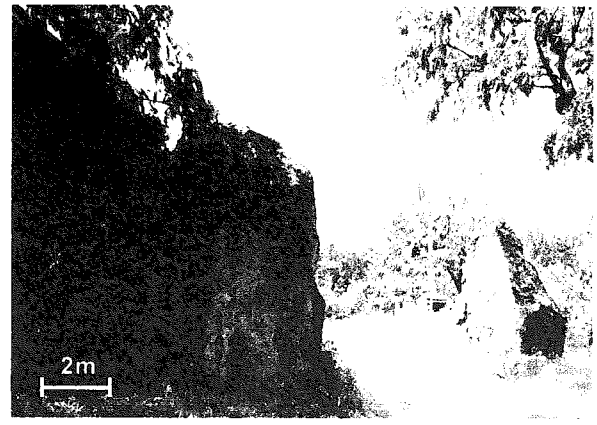
1. 堂床山周辺における巨礫群

島根県大田市の堂床山周辺には，デイサイトよりなる巨礫群が散在している（図－1,2）．堂床山の北西斜面は急崖をなし，滑落崖状を呈することから，巨礫群は過去の大規模な崩落等によって，この急崖から供給された可能性がある．さらに巨礫の形状と分布の範囲，地形的な特徴から，それらは岩屑なだれによって移動した可能性も考えられる．そこで上記急崖における今後の崩壊・岩屑なだれの発生の可能性予測に資するため，地形・地質発達史を考慮したうえで，過去の岩屑なだれ堆積物の形成過程と機構を検討した．

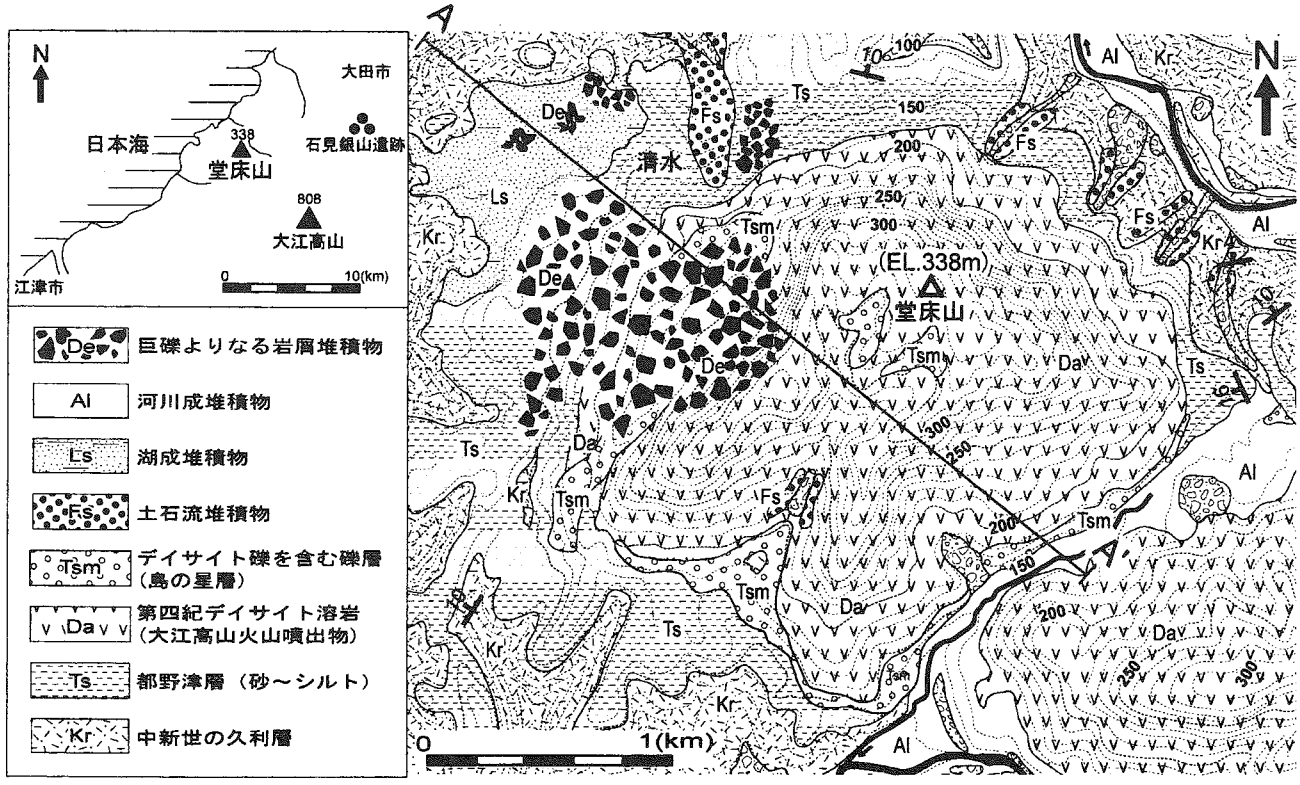
2. 堂床山とその周辺の地形・地質概要（図－2,3）

堂床山は主に第四紀のデイサイト溶岩（大江高山火山噴出物）から構成されている．溶岩中には緩く北西に傾斜した流理面が存在する．デイサイトの下位には鮮新世～更新世の都野津層が薄く分布し，さらにこれらの基盤は中新世の久利層よりなる[1),2)]．

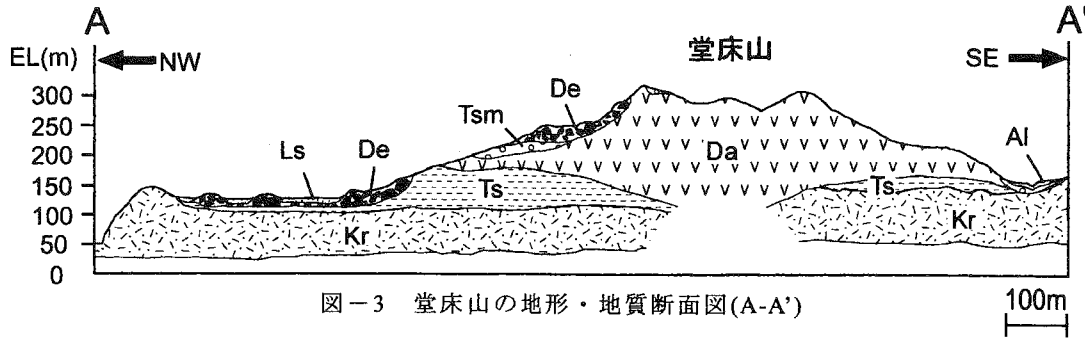
詳細にみると堂床山麓にはデイサイト礫を含む特徴的な礫層（島の星層）が山体を取り囲むように分布している．巨礫群は層序的にはこれらの上位に分布し，しかも堂床山山体の北西側の山麓に限られている．



図－1　山麓の巨礫群



図－2　堂床山の位置及び地質平面図



図－3　堂床山の地形・地質断面図(A-A')

3. 巨礫群の分布と形状の特徴

巨礫群の密集域は，図－2 に示すように堂床山北西急崖直下とその北西方約 1km の位置である．そこでは，径 8m 以上のものも認められ，最大径は 11m に達する[2]．

堂床山の山麓には一部で土石流起源の亜円礫も散在するが，上記の巨礫群はこれらと違って角礫のみであり，かつ分布は必ずしも特定の河谷に対応していない．さらに，巨礫群は堂床山直下から北西方に向かって，いくつかの地形的高まりをつくっており，その部分で厚くなっている．これらには，部分的にインブリケーションが認められる．以上のことから，巨礫群は堂床山の北西急崖から岩屑なだれとして流下した可能性が高い．

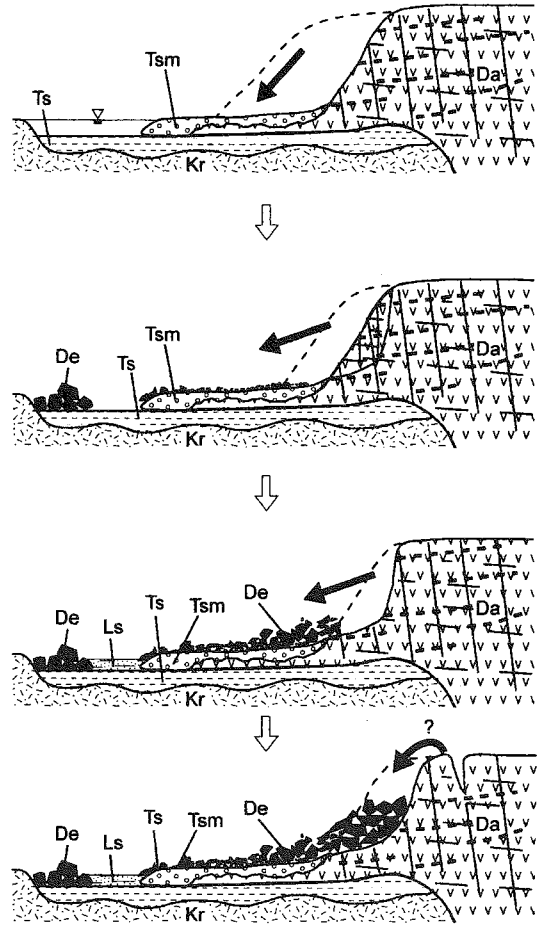
4. 不安定な堂床山北西急崖

北西側急崖にはデイサイトが露出しており，これには系統的な節理が発達している．これらは流理面に斜交して，緩く南に傾いた低角節理面と，ほぼ鉛直に近く北に急傾斜した節理面よりなる．過去の崩壊はこれらに支配されて，急崖近くの鉛直に近い節理面に沿って，トップリングのようなかたちで部分的に剥がれ落ちたものと推定される．急崖上では深さ 6m 以上の溝状凹地が崖と並行にいくつか認められ，これは，今後も同様の崩壊・岩屑なだれが発生する可能性を示している．

5. 急崖の後退と繰り返し発生した岩屑なだれ

図－4 に急崖の後退と崩壊の発生過程の概念図を示す．デイサイトの亜角礫を多量に含む島の星層(Tsm)は前期更新世と推定されるが[1]，デイサイト溶岩の山体はこの時期までにかなり削剥され，急崖も後退したと推定される．この堆積物は山体のまわりに緩斜面を形成したが，その後も急崖の構成岩盤が緩むにつれてトップリング様式で崩壊を繰り返してきたであろう．その結果，山麓には時期の異なる岩屑堆積物が様々な位置に分布するようになったと推定される．この間，急崖は急傾斜を保ったままで後退してきたと考えられる．

現在，最も遠距離にある清水付近の岩屑堆積物は，当時の水系を閉塞し，小規模な湖と湖成堆積物(Ls)を形成した．この付近には岩屑なだれとともに運搬されたと推定される大量の樹幹片が存在し，^{14}C 年代として約 1,400 年前が得られた．したがって，現在の巨礫群に対応する岩屑なだれは 10^2 年のオーダーで繰り返し発生してきたと考えられ，地形・地質条件は今後も大きく変化しないであろうことから，岩屑なだれは今後も地震動等を誘因として繰り返し発生することが予想される．



図－4　堂床山北西急崖における岩屑なだれ発生と急崖の後退の概念図

引用文献

1) 鹿野和彦・宝田晋治・牧本　博・土谷信之・豊　遥秋(2001)：温泉津及び江津地域の地質，地域地質研究報告(5 万分の 1 地質図幅)，地質調査所，62p.

2) 田村友紀夫・横田修一郎・沢田順弘(2007)：島根県堂床山の火山岩急崖から繰り返し流下した岩屑なだれ，日本地球惑星科学連合大会，2007 年度予稿集，CD-ROM

P5　AE発生数とAE波形の周波数変化を利用した岩盤斜面安全監視手法

Safety-monitoring Technique in Rock Slope by using AE event count and Frequency changes of observed AE waveforms

○宇次原雅之（日特建設），藤井真希（日特建設）
田仲正弘（レーザック），　金川忠（日特建設）

1．はじめに

岩盤斜面の崩落災害を防止するためには，斜面の安定状態を監視する計測が必要である．計測監視手法には，地すべり計測で実績のある手法が用いられているほか，最近では光ファイバやレーザ測距儀などの適用も試みられている．しかし，これらの手法の多くは，変位が生じて初めて危険が検知できる変位計測型の手法である．短時間で崩壊に至る岩盤斜面災害では，当然ながら少しでも早い段階での危険の検知が望まれている．

物体の微小破壊音であるアコースティック・エミッション（AE）を用いて構造物の破壊を早い段階で検知しようとする手法は，コンクリート構造物や岩盤地下構造物などで適用され，その有効性が確認されており，岩盤斜面でも適用が進められている．本報告では，筆者らが用いているAE岩盤斜面計測システム[1]と，安定性の評価手法の概要を述べ，特に岩盤斜面防災工事現場での安全監視手法としての適用性について述べる．

2．手法の概要

AE計測により岩盤斜面の安定性を評価する場合，その指標としては，通常，AE発生数が用いられている．しかし，AE発生数は，センサの種類，取り付け方法，設定値などの影響を受けるため，それのみでは評価が難しい．このため筆者らは，「AE発生数」と「AE波形の周波数変化」を組み合わせ，破壊段階の評価指標として用いている[2]．

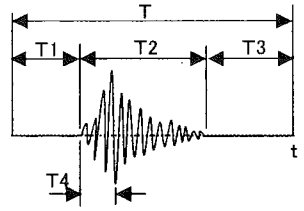
AE波形の周波数は，破壊段階に応じて変化することが指摘されている．例えば瀬戸ら[3]は，石炭の一軸圧縮試験中にAE計測を行い，破壊荷重の約80%を超えたころから低周波成分が卓越し始めるという特性があると述べている．同様にohonakaら[4]も最終破壊が近づくにつれてＡＥ波形の低周波成分が増加することを見出している．

筆者の一人[6]は，このようなAE波形の周波数変化特性を利用した岩盤の破壊段階の評価法を提案している．この評価法では，AE発生数が増加していく中で，AE波形の周波数が低下に転じると，破壊が近いと評価している．本手法もこの評価法に基づいて安定性の評価を行っている．また，AE波形の周波数は，FFTパワースペクトル図の図心から求めている．これにより，低周波成分の増加を的確に，分かりやすく捉えることが可能となっている．

3．システムの概要

AEセンサは70kHz共振型の現場用防水センサを用い，プリアンプで40dB増幅した後，メインアンプで30dB増幅する．AE計測装置の解析処理部では，AE波形とそれ以外のノイズ等の波形を自動識別し，AEと認められた信号についてのみ波形パラメータ解析やFFT周波数解析を行う．その解析結果から推定される岩盤破壊の危険度に応じて，警報装置作動のための信号が送られる．波形データおよび解析結果は，データ記録装置に記録される．

AE波形とそれ以外の波形との識別は，図－1に示すT1からT4の4つの時間波形パラメータにより行う．すなわち，AE波形のそれぞれの時間範囲を事前に入力しておき，その入力設定値と観測波形から読み取られる各値との比較により，識別することになる．

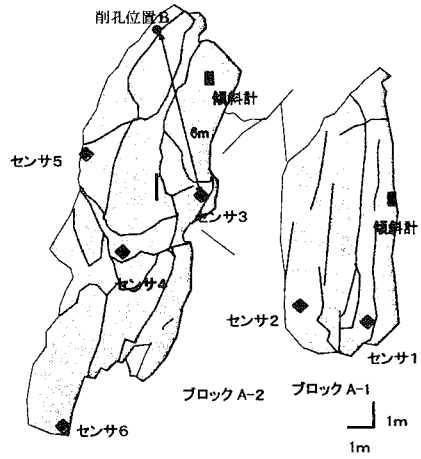


T　：波形記録長
T1：初動時間
T2：継続時間
T3：T－（T1＋T2）
T4：立ち上がり時間

図－1　時間波形パラメータ

4．適用事例

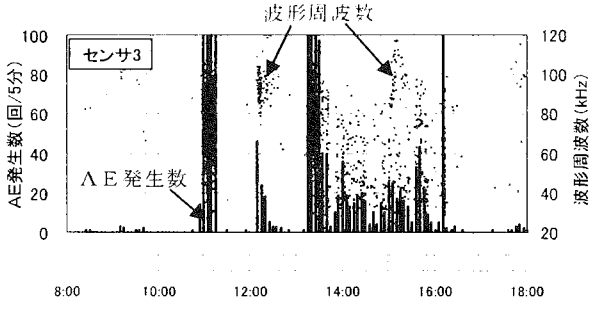
岩盤斜面防災工事現場に本手法を適用した事例を，以下に示す．計測を行ったのは高さ50m、幅100mの玄武岩溶岩の斜面である．天然記念物に指定されており浮石等を含めて除去工が採用できないため，不安定岩塊をロックボルト工とワイヤーネット工により斜面に固定する対策が採られている[2]．AE計測は対策工事実施中の不安定岩塊の安全監視を目的として行う。不安定岩塊はA-1とA-2の2ブロックあり，それぞれについてAEセンサを配置する（図－2）．



図－2 対象ブロックとセンサ設置位置

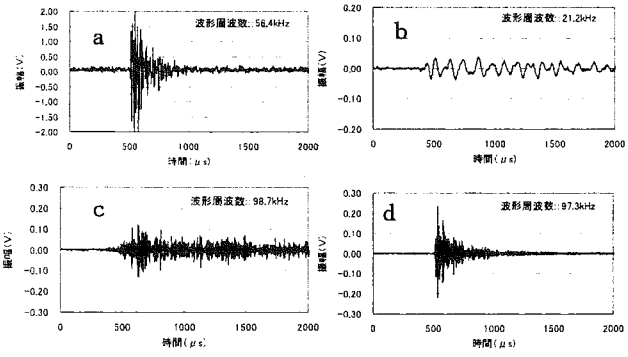
図－3は工事着手直後に、計測仕様を決定するために行った予備計測の結果で，図－3のB地点を削孔してい

る際のセンサ 3 での計測結果である．削孔は仮設足場上から，ロータリーパーカッションドリルにより行われている．予備計測段階であるため，計測は AE 波形とそれ以外の波形の識別を行わず，検知した波形をそのままデータ記録装置に記録している．なお，現場作業を行っていない時間帯は，どのセンサでも AE がほとんど検知されないことを事前に確認している．



図－3　削孔中のＡＥ発生状況

削孔は AM.10:50～11:30 と PM1:10～4:00 に行われている（AM.11:00 と PM1:10 に非常に多くの波形が記録されているのは，削孔水がセンサ付近に直接滴り落ちたためである）．削孔中に記録された代表的な波形例を図－4 に示す。このうち図—4a は，岩石（当地のではない）の一軸強度試験において破壊時に観察される典型的な AE 波形であり，計測対象としている波形である。図—4b は削孔時の振動による波形である．図—4ｃは連続型の波形で，発生原因は明らかではないが，削孔中に多く検知されている．

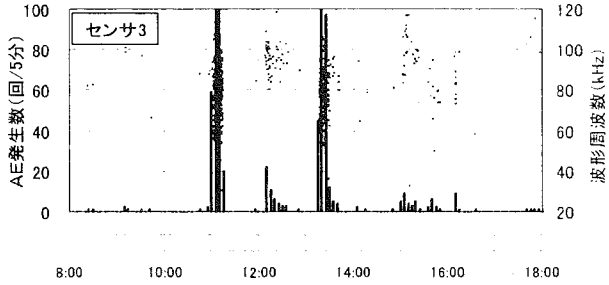


図－4　検出された主なＡＥ波形

本計測では，岩盤が破壊する際に発生する突発型の AE（新たなクラックの発生や伸展で発生するもの）を対象に監視し、さらにその AE 波形の周波数が低下する現象を捉えることにより、大きな崩壊に至る前兆を予測することを目的としている．したがって，図—4b，ｃのような波形は計測対象から除外する必要がある．時間波形パラメータを見ると，図—4b，ｃの波形は図－4a の破壊時に検出されるＡＥにくらべ，T2 が非常に長く，T3 が短いことがわかる．この特徴を利用して波形の識別を行う．

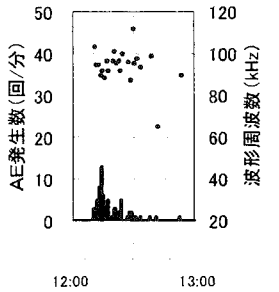
図－5 は，図－3 から図－4b，ｃのような波形を除去して整理し直したものである．図を見ると，PM1:10～4:00 の削孔中に AE が検出されているのが分かる．しかし，周波数は高いものが多く，周波数が低下する傾向も認められない．したがって，この時間帯のA-2 ブロックの安全性には問題がないものと判断される．

また，PM.0:00～1:00 にかけては昼休みのため足場上での作業は行われていないが，周波数が高い AE がやや集中して発生している．このときの波形を図－4d に，1 分ごとの平均周波数の変化を図－6 に示す．この現象は，センサ 3 以外では検知していないこと，傾斜計に異常が現れていないこと，波形周波数が低下することなく発生数がしだいに減少・収束していることなどから，局所的な微小破壊によるものであり，A-2 ブロックの安全性には問題がないと判断される．



図－5　削孔中の AE 発生状況（ノイズ処理を実施）

この現場では、およそ 2 ヶ月間計測を行ったが，傾斜計計測も含めて，大きな異常は発生しなかった．



図－6 平均周波数の変化

5．適用に関する展望

岩盤斜面の防災工事は，不安定な斜面に対してさまざまな影響を与えるため，計測監視の重要性がいっそう高まる．しかし、岩盤斜面防災工事中に AE 計測により安全監視を行ったという報告は少ない．これは，AE 計測におけるノイズ処理の難しさに加えて AE 発生数の増減だけの指標では，岩盤崩壊の評価が難しいためである．

本システムは，合理的なノイズ処理法および AE 発生数とその波形周波数の変化を用いた岩盤破壊評価手法を採用している．今回の計測事例により，本システムが工事現場においても十分に計測することができ，さらに岩盤斜面の安定性を根拠をもって評価できることが明らかとなった．今後，工事現場だけでなく，崩落危険斜面等も含めて安全性監視に役立てていきたい．

参考文献

1) 田仲ほか,地すべり学会誌 39.1,2002
2) 宇次原ほか,第 62 回土木学会講演会予稿集,2007
3) 瀬戸ほか,日本鉱業学会秋季大会資料,1987
4) Ohnaka et.al,J.Geophys.Res.,87, 1982
6) 金川,京都大学大学院工学研究科学位請求論文,1999

P6．山稜付近の斜面地質 －大阪北部，生駒山地の例 －

Slope geology around mountain ridges of the Ikoma mountains, north of Osaka

○藤田　崇・石井孝行
Takashi Fujita and Takayuki Ishii

Ⅰ．はじめに

大阪平野東北部，生駒山地北部は主として花崗岩類より成る．山地の北側と西側はかなり開析されているが、谷の上流部や尾根の一部に小起伏面が存在している．東部山麓には大阪層群が分布することがある．

斜面頂部近傍で作用している斜面プロセスの実態を明らかにするために、とくに尾根付近の斜面表面で生じている微地形の実態を把握すると共に、斜面の不安定化をもたらす役割について検討した．



図－１　調査地と Google Earth（白丸が調査地）

2　微地形の形態

微地形の実態を把握するためにレーザー距離計とデジタルセオドライト（水平・垂直20秒読み）とを組み合わせた測量機を用いた．測量の際は微小な傾斜変換点を捉え、微地形の輪郭・形状ならびに測量地点全体の像が描るように測点を選び（図-1），10^{-1}m ～10^{0}m規模の地形を三次元的に表現するために10cm 間隔の等高線で調査地点の地形図を作成した．図-2・図-4・図-5にその結果を示す[1), 2)]．

今回対象とした微地形は、調査地域内では比較的大きな微地形に属し、基本的に図2のように，三日月状急斜面（scarp）と底部（bottom）からなる半椀状の地形（Bo タイプ）と等高線に沿って細長く延びるテラセット(T タイプ）の２種類である．

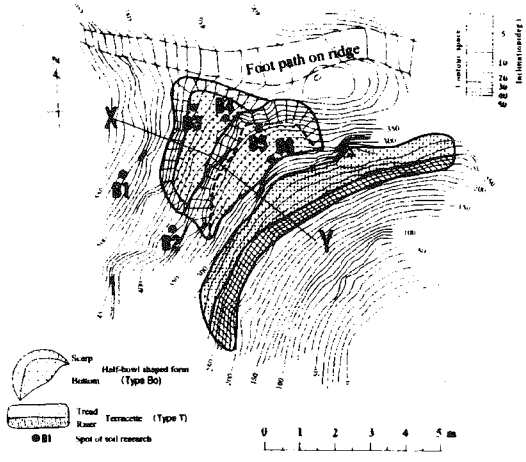
Bo 地形の中には、規模によって、その形成プロセスが異なる可能性が考えられるので，極微小地形をの明らかに倒木などによる影響が認められる場合も除外した．

3．対象とした微地形の特性

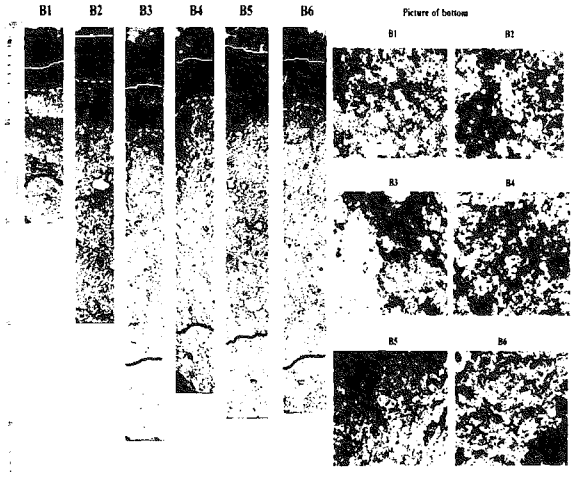
今回対象とした微地形は、調査地域の斜面でみられる微地形のうち大きなもので、基本的には図-2で示されるような、三日月状急斜面(scarp)と底部(bottom)からなる半椀状の地形（Bo タイプ）と等高線に沿って細長く延びるテラセット(T タイプ）の２種類である．とくに、Bo 地形は、規模によって、その形成プロセスが異なる可能性がある．結局，2m ～20m規模の Bo 地形を対象とした．

4　微地形構成物質の性質

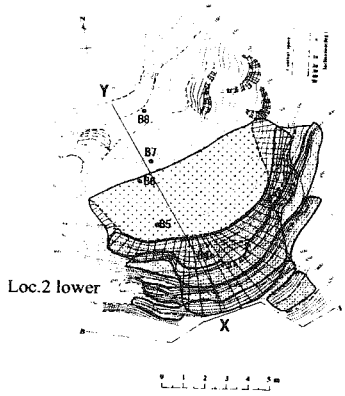
微地形の形成プロセスの情報把握のために，刃先の付いたアクリルパイプ製のサンプラーを用いて、撹乱の少ない、直径約 5cm の土層を採取し、土層内部の観察を行った．



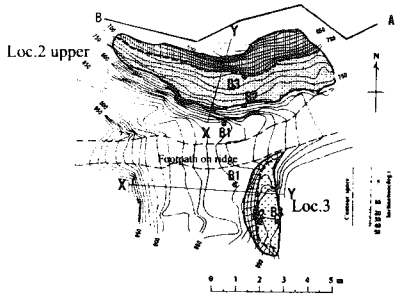
図－２　測点（Loc. 1）の微地形



図－３　側点 Loc. 1 の土層断面と底面の状態



図－４　測点（Loc ２）の微地形



図－５　測点（Loc. ２上部・Loc. ３）の微地形

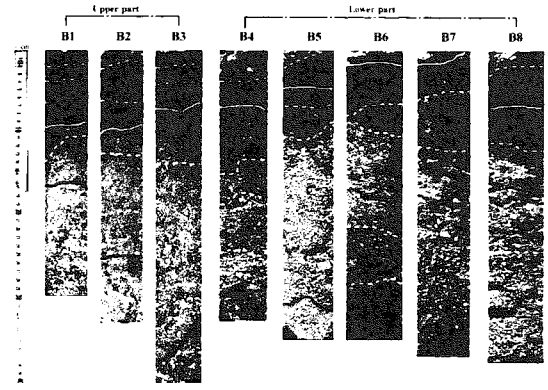
土層調査した測点のうち Loc. 1～3の３地点の微地形図と斜面にほぼ垂直に採取した直径約 5 cm のコアによって土層内部の観察を行った．

構成物質は，上位から，有機物層・運積土層・花崗岩風化土層に大別される．このうち、有機物層は鉱物質を全くあるいは殆ど含まない落葉・枯れ枝・毛根・動物遺骸およびそれらの分解物である腐食などからなる．花崗岩風化土層はサンプラー底部（たとえば、図-3のの Loc. 1・図-7の Loc. 3）や土層断面で花崗岩の岩石組織が明瞭にみられるものであり，その間に挟まれ、岩石組織をもたず、下層の風化物の団塊、土壌粒群、暗黒色の有機物ないし礫を混在したり、砂質であったり、鉱物粒子間に空隙が存在しているなどの性質を有した層を運積土層とした．その結果、各土層の層位の位置を示したのが図-4で、30cm 未満の断面はそれ以深貫入不可能を示している．

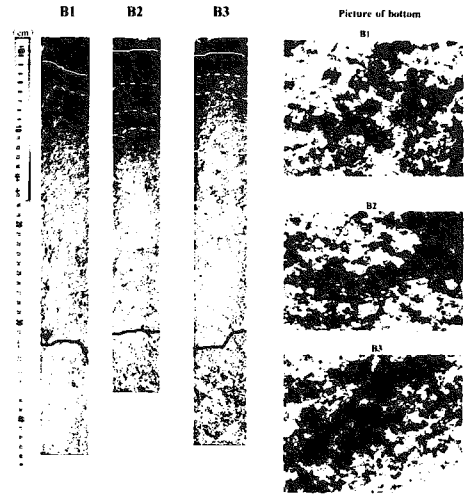
図-3の断面がその典型で、各層の境界はかなり明瞭である．土層層相は，採取地点によって多様である．これは上方から移動してきた小規模な崩土堆積物の多様性を反映しているかもしれない．

この土層基底までの深さ（垂直）は、尾根付近では，15～18cm（Loc. 1の B1・B2、Loc. 2の B1）と当然ながら浅い．一方、T 地形・Bo 地形の肩付近と基部付近あるいは隣接するテラセット面・半椀状地形底部では、数 cm 程度の差はあるものの、深さは25～35cm と厚くなり、運積土層基底までの深さはほぼ同じである（図-6・図-7）．

Loc. 2下部（図-5）の地形は，すべり地形を表しているようである．Bo 地形の急斜面（scarp）および T 地形の急斜面（riser）の比高などを考慮すると、この微地形は，上部斜面からの厚さ30～40cm 以浅の斜面物質内の移動現象で生じている可能性が高い．



図－６　側点（Loc. ２）の土層断面



図－７　測点 Loc. ３の土層断面と底面の状態

各地点の Bo 地形および T 地形は、すべり面の確認はできなかったが、いずれの微地形も風化物層・運積土層の一部がクリープ的な滑動によって形成された可能性が高い．

これらの微地形は尾根の傾斜の変換付近でしばしば発生している．このことは，尾根の傾斜変換部は、すべり地形を形成するような不安定箇所を形成している可能性が大きいことを示唆している、と考える[2)]．

５．文献

１．藤田　崇・石井孝行（2006）：生駒山地北部，花崗岩斜面上部の微地形とその意義．第45回日本地すべり学会研究発表会講演集，p. 391-392.

２．石井孝行・藤田　崇（2007）：生駒山地北部尾根付近で見られる微地形の調査(2)ー半碗状地形とテラセットについて．地形，p. 284-285.

P7. 阿讃山脈中部の地形発達について

The Processes of slope formation in the Central Asan Mountain Range, Shikoku

○松本充弘（京都大学大学院），千木良雅弘（京都大学防災研究所）
Mitsuhiro Matsumoto, Masahiro Chigira

1. はじめに

四国は日本でも有数の地すべり分布地域[1]である．徳島県と香川県の県境に位置する阿讃山脈にも多くの地すべりが分布しており，阿讃山脈の斜面形成に大きく影響を与えている．阿讃山脈の研究は，山脈北麓の三豊層群の分布から山脈の隆起活動の考察[2]や，阿讃山脈南麓の中央構造線沿いにおける大規模岩盤すべりについての考察[3]など，多くの研究がされている．しかし，阿讃山脈に分布する緩斜面の分布について南北方向の非対称性が指摘[4]されているものの，阿讃山脈の斜面の地形発達についての研究はあまり行われておらず，不明な点が多い．本研究では，空中写真判読による地すべり分布図作成と現地踏査による地質構造の調査から，阿讃山脈の地すべり分布と地質との関連性や地すべりがどのようにして形成されたかを考察し，斜面形成の過程を明らかにすることを試みた．

2．研究地域の地形・地質概要

研究地域は，阿讃山脈の最高峰である竜王山（1060m）や大滝山（946m），先行河川の曽江谷川が位置する阿讃山脈中部である（図－1）．阿讃山脈は，東北東－西南西に走る幅約15km長さ約95kmの狭長な地塁状の山脈[5]で600m～1000mの定高性の良い尾根を連ねている（図－2）．東に傾斜する地質構造に従ってケスタ地形が発達している．

研究地域では，主に砂岩泥岩互層からなる白亜紀後期の和泉層群が分布している．和泉層群は，大局的に東へプランジする東西方向の褶曲軸をもった向斜構造をなす．南限は中央構造線で切られ，三波川結晶片岩類と接している[6]．

3．研究手法

徳島県美馬市北部を中心とした地域に存在する地すべりの分布や地形的特徴を明らかにするために，2万5千分の1地形図（国土地理院「讃岐塩江」「西赤谷」「貞光」「脇町」）と数値地図（50mメッシュ）を用いるとともに，国土地理院発行2万分の1空中写真（1965年撮影）を判読し地すべり分布図を作成した．また，研究地域の地質構造を把握するため，現地踏査を行った．

4．調査結果

空中写真判読を行い，地すべり分布図を作成した（図－3）．地すべりの多くは滑落崖の一部が和泉層群の走向に沿い，地層の傾斜方向へ移動していた．また，地質調査の結果からも流れ盤斜面に多く分布している事を確認した．その中でも特に調査地域北部に比べて南部（竜王山，相栗峠，大滝山より南の向斜軸付近）の流れ盤斜面に集中しているのが特徴的である．

また，調査地域内の阿讃山脈の斜面には河川に沿って遷急線が数列存在していることも明らかになった．これらの遷急線は，流れ盤斜面では数列追跡可能である．受け盤斜面では，遷急線ではなく遷急点として確認できる．さらに遷急線付近に滑落崖を持つ地すべり地形が多い事も明らかとなった．

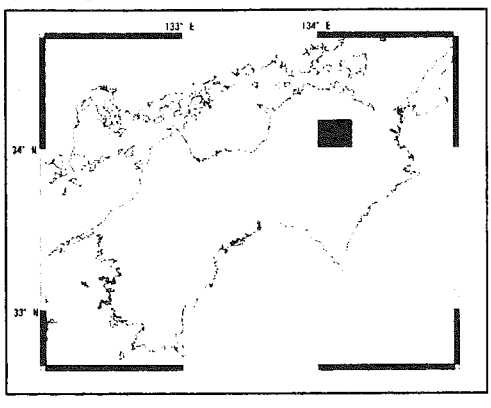
流れ盤斜面では緩斜面が分布している．鍋倉谷川上流域の野田ノ井地区，野村谷川上流の入倉地区の緩斜面では，結晶片岩の円礫を確認した．

調査地域南部では，平坦な尾根が分布している．この地域では，平坦な尾根を地すべりの頭にしてすべっている地すべりが多い．調査地域北部では，尾根からすべっている地すべりは少ない．また，曽江谷川下流域の尾根（田尾地区）では結晶片岩の円礫を確認した．

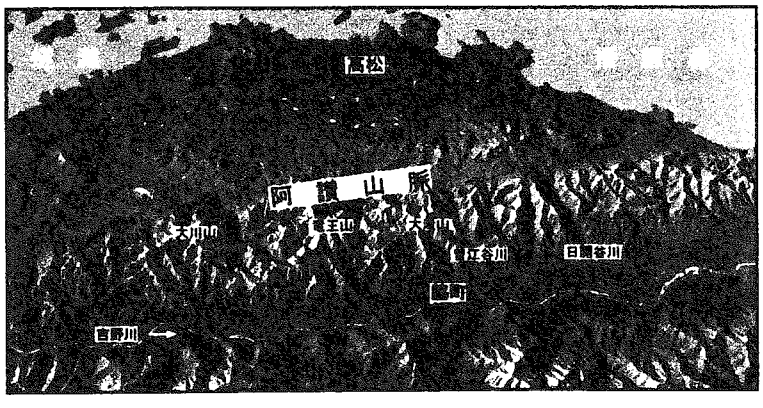
野村谷川と内場川との分水界となっている相栗峠の南の河床付近では，湖成と考えられるシルト層を確認した．

5．考察

阿讃山脈の斜面には遷急線が河川に沿って数列存在しているが，この遷急線は必ずしも和泉層群の走向と沿うように分布していない．このことから，数列の遷急線の成因は地質構造が原因で形



図－1　研究対象地域



図－2　阿讃山脈の鳥瞰図

成されたのではなく，山脈の隆起による数回の浸食基準面の低下によるものと考えられる．遷急線付近から発生している地すべりが多い原因は，遷急線付近の斜面が不安定になりやすくなるためだと思われる．

また，調査地域南部で緩斜面や平坦な尾根，地すべり地形が多く分布していることは，北部に比べて南部の隆起時期が新しく地形面や隆起による遷急線が残存しやすいためと，その地形面や遷急線を原因としてすべった比較的新しい地すべり地形が現在も残っているためだと考えられる．調査地域南部の流れ盤斜面における緩斜面や平坦な尾根に結晶片岩の円礫が存在することから，旧河床がそれらの緩斜面や平坦な尾根付近に存在したと思われる．

相栗峠南側の河床付近ではシルト層が分布する．この地点より南側では川をせき止めた痕跡は確認できないが，北側では川をせき止めたと思われる地すべりが確認できることから，過去に野村谷川が相栗峠を通り北流したと仮定するとその時期に発生した地すべりによりシルト層が堆積したと考えられる．

6．まとめ

阿讃山脈中部に分布する地すべりは受け盤斜面よりも流れ盤斜面に多く，山脈の隆起によって形成されたと考えられる遷急線付近から発生しているものが多い．地すべりが河床からある程度の高さで並ぶようにして分布しているのも，遷急線から地すべりが発生しているためだと考えられる．これらのことから，遷急線の形成が地すべり発生に関係していると思われる．また，山脈南部では北部に比べ隆起時期が新しいと考えられるために，平坦な尾根や高位緩斜面，それらから発生した地すべり等が多く残っていると推定される．

引用文献

1） 寺戸恒夫，1986：四国等における大規模崩壊地形の分布と地域特性，地質学論集，28，pp.221-232

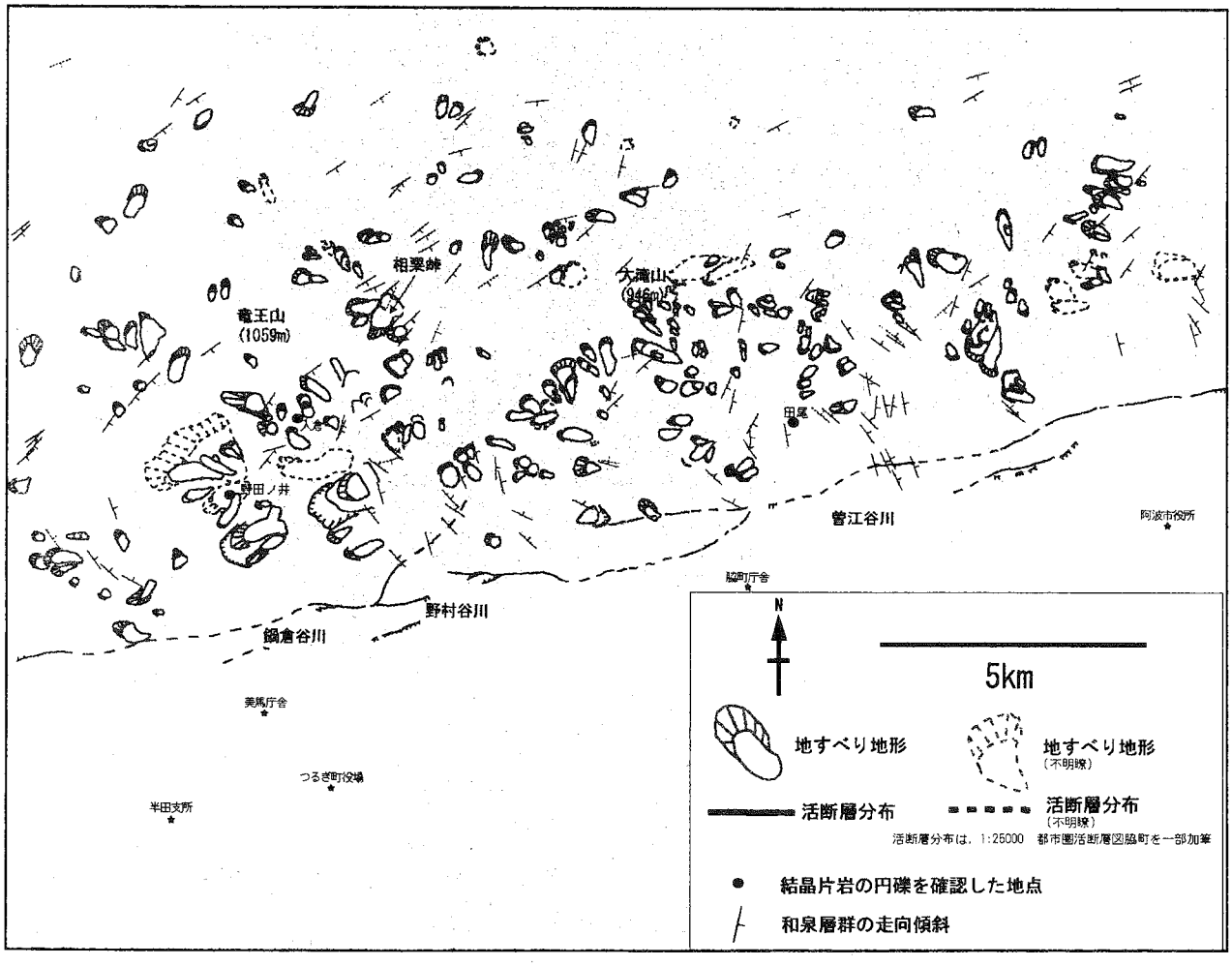
2） 植木岳雪・満塩大洸，1998：阿讃山地の隆起過程：鮮新～更新統三豊層群を指標にして，地質学雑誌，104，pp.247-267

3） 長谷川修一，1992:：讃岐山脈南麓における中央構造線沿いの大規模岩盤すべりと第四紀断層運動，地質学論集，40，pp.143-170

4） 寺戸恒夫，1969：阿讃山脈における高位緩斜面の分布とその特性，地理科学，12，pp.17-34

5） 太田陽子・成瀬敏郎・田中真吾・岡田篤正編，2004：日本の地形６近畿・中国・四国，東京大学出版会，383p.

6） 日本の地質「四国地方」編集委員会編，1991：日本の地質８四国地方，共立出版，266p.



図－３　研究地域の地すべり分布図　（等高線の間隔は 50m）

Ｐ８　四国における地すべり地形の分布について

Landslide Maps on Shikoku Island in Japan

○井口　隆・清水文健・内山庄一郎（防災科学技術研究所）・大八木規夫（深田地質研究所）
Takashi INOKUCHI, Fumitake SHIMIZU, Shoichiro UCHIYAMA(NIED)
and Norio OYAGI(Fukada Geological Instiyute.)

1. はじめに

防災科学技術研究所（以下，防災科研）では，地すべりの地域特性に関する研究や地すべり発生危険箇所の予測手法に関する研究の一環として，1982 年より地すべり地形分布図を作成してきた．この分布図は５万分の１の縮尺で研究資料として墨一色刷りの印刷図として刊行し，研究機関・大学・自治体などへ配布してきた．その目的は，地すべり地形の分布とその形状を広範囲にわたり正確に図示しておくためであり，地すべりに関する研究の基礎的データとして活用されてきた．また一方で，地すべり災害が発生した場所を図示していた多くの実績から，防災の為の長期的な土地利用の改善や開発計画の策定など，実用分野においても利用可能であることが次第に理解され，各分野で活用され始めてきている．

本州の地すべり地形分布図の刊行がほぼ終了し，その次に取りかかった四国地域の地すべり地形の判読作業も昨年度に完了し，その刊行が今秋には完了予定であることから，昨年発表した紀伊半島の地すべり地形分布の紹介に引き続き，四国地域における地すべり地形の分布状況についてポスターセッションにおいて紹介し，地すべり地形の分布状況と地質との関係などについて議論できればと考えている．

2. 四国地域における地すべり地形分布図の刊行状況

防災科研における地すべり地形判読は国土地理院の４万分の１のモノクロ写真を用いて判読し，２万５千分の１の地形図に移写した原稿図を作成している．四国地域をカバーする地すべり地形分布図は主に第 30 集「徳島・剣山」，第 31 集「高知・窪川」（平成 18 年度刊行）および第 32 集「松山・宇和島」（平成 19 年 10 月刊行予定）の３集でその大半をカバーしているが，一部は既刊の「岡山および丸亀」と「広島」図幅の一部が含まれている．第 32 集を除いて刊行済であり．四国地域は周辺の諸島を除いて５万分の１地形図 51 面から構成される．地すべり地形分布図データベースによると，それらの図中には，約 29,000 箇所の地すべり地形が存在している．

3. 四国地域における地すべり地形の分布の特徴

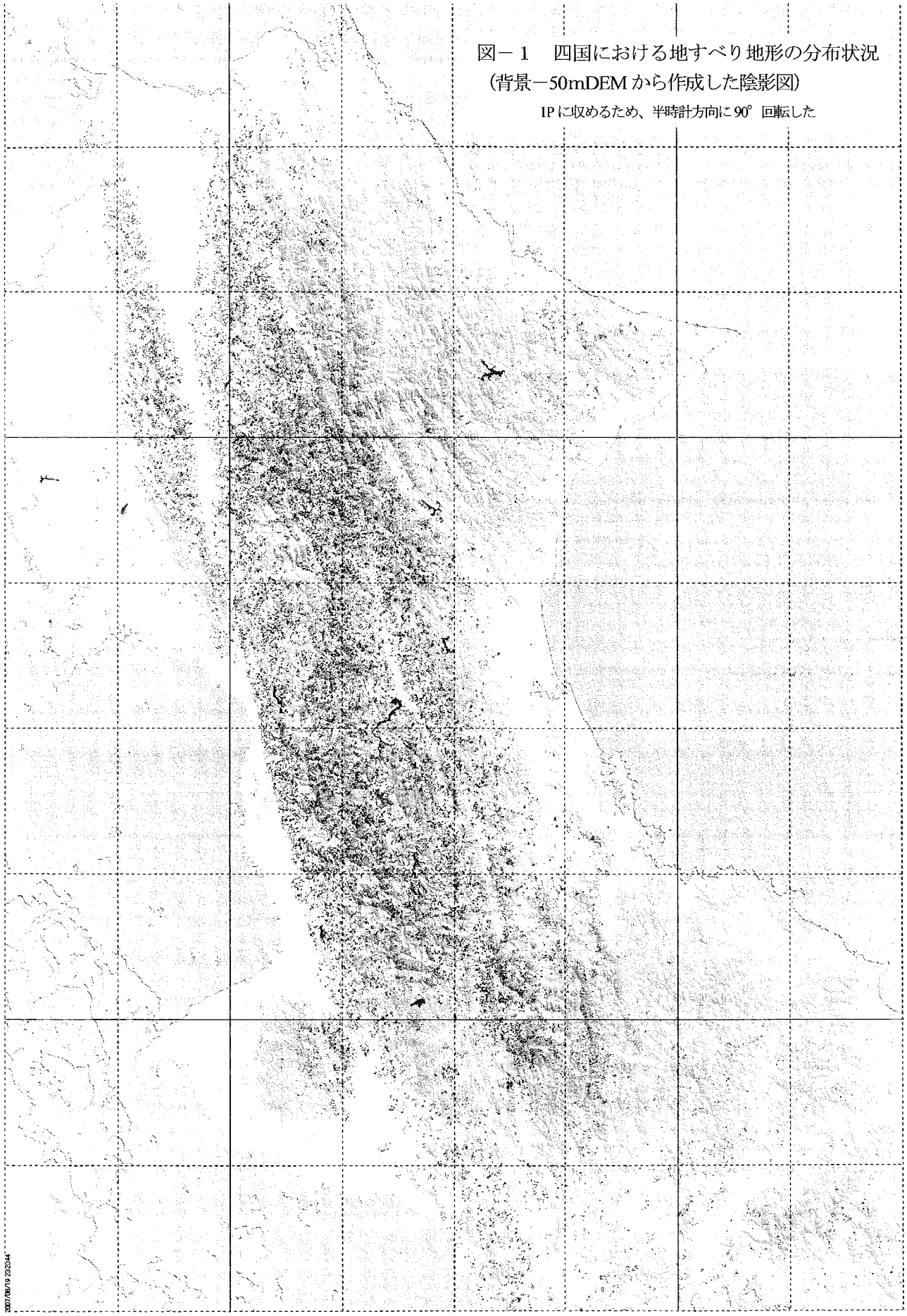
四国は讃岐平野など狭い平野を除くとその大半が山地から構成されている．地すべり指定地も多く，小出が提唱した破砕帯地すべりの模式的な地域でもあり，多くの地すべり地形の存在が知られてきた．

四国地域の地すべり地形のベクトル化はまだ作業中のため，原図のラスター版の画像データを縮小して四国全域の地すべり地形の分布図を作成した（図－１）．この図では大規模な地すべり移動体が塗りつぶされていないために，実際の地すべり地形の面積率と図上の地すべり地形分布図の分布密度とは必ずしも対応しないが，四国地域における地すべりの分布状況の概略が，はある程度は読み取ることができる．その分布密度にはかなり濃淡が認められ，本地域における東西方向の地質構造を反映してか，東西に連なる分布が特徴的である．

さらにCD 版の講演要旨集に収録した図－２，３には四国地域の土木地質図に地すべり地形を重ね合わせた図を示した．図からは地すべり地形の分布が地質に大きく依存していることが読み取れる．紀伊半島と同じく，御荷鉾緑色岩分布地域と三波川変成岩地域において地すべり地形が密に分布しているのが顕著である．中でも御荷鉾緑色岩分布地域では全体的にその密度が高い．また三波川変成岩の分布地域においても分布密度は高いが，その密度には東西に方向性を持ついくつかの濃淡が認められ，変成岩体の地質構造や岩質を反映していると推測される．それらに次いで西日本内帯の和泉層群の分布域において地すべり地形の分布密度が高い．同じく秩父帯においても分布密度がやや大きいことが分かる．それに対し，四万十帯の分布域では上記の地域に比べて分布密度は低く，紀伊半島の四万十帯と比べても少ない．講演論文集では紙面の関係で細かい分布状況を示すことができないので，ポスター図面において議論したいと考えている．

本地域は台風の常襲地帯であるとともに，南海地震・東南海地震などの震源域にも近いことから地すべり災害への警戒が必要である．また今後の地すべり災害を軽減するために，地すべり地形分布図を活用して地すべり地形の斜面を避けることも重要である．

参考文献：
清水文健・井口　隆・大八木規夫(2006)：地すべり地形分布図第 30 集「徳島・剣山」，防災科学技術研究所研究資料第 297 号．
清水文健・井口　隆・大八木規夫(2007)：地すべり地形分布図第 31 集「高知・窪川」，防災科学技術研究所研究資料第 299 号．
清水文健・井口　隆・大八木規夫(2007)：地すべり地形分布図第 32 集「松山・宇和島」，防災科学技術研究所研究資料第 308 号．（印刷中）



図－1　四国における地すべり地形の分布状況
（背景－50mDEM から作成した陰影図）
IP に収めるため、半時計方向に 90° 回転した

P9. 古第三紀幌内層泥岩の地すべりの内部構造と地下水特性

Subsurface deformation structures and characteristics of groundwater in mud stone landslides of the Poronai Formation, Paleogene.

○鈴木　俊司，高橋　秀彰，山田　結城（㈱ドーコン），木崎　健治
Shunji Suzuki, Hideaki Takahashi, Yuki Yamada, Kenji Kizaki

1. はじめに

著者らは，古第三紀幌内層泥岩の地すべりについて，集水井施工時の孔壁観察結果などをもとに，すべり面をはじめとする詳細な内部構造を検討してきた[1]．

検討したブロック（A，C）の集水井では，地すべり運動にともなう細片化，粘土化の進行程度が異なっていることが明らかとなった．移動体の特徴はAブロックが岩屑土（Ds）を主体としているのに対しCブロックでは破砕岩盤（Fr）が主体で，後者は深部まで風化（酸化）が進行している．また，すべり面付近はAブロックが凝灰岩(Tf)や二次すべり面を伴うのに対し，Cブロックでは泥岩を起源とするすべり面粘土を形成していることが明かとなった．

本論は上記のブロックに両者の中間的な特徴を持つBブロックでの孔壁観察結果と集水ボーリングから得られた情報をもとに，集水井の周辺部まで検討範囲を拡大し，さらに地下水位の変動に着目した．

まず，集水ボーリング掘削時のスライムの観察結果，および集水管から排水される地下水の水質，水量の季節変動などのデータを紹介する．次に，その結果をもとに，集水井周辺の詳細な岩相および地下水分布について明らかにし，地すべり土塊の岩相と集水井の排水効果の対比を行った事例を紹介する．

2. 集水ボーリングに関連する調査結果

(1) スライム観察結果と岩相およびすべり面の分布

集水ボーリングのスライムを採取し，観察することは，孔壁で観察した各岩相およびすべり面粘土の側方への連続性を追及する上で有効な手がかりとなる．

図-1はA1集水井における集水ボーリングスライム観察結果である．2枚のすべり面の配置や酸化帯の不均質性などを読み取ることができる．

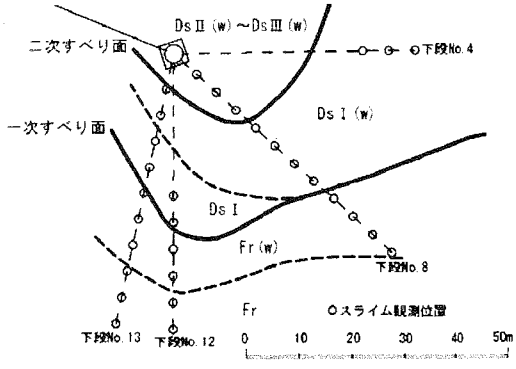


図-1　A1下段集水ボーリングスライム観察結果

(2) 地下水の水質

初生的な地下水の特徴は図-2における孔壁からの採水試料により表され，不動部中の地下水の水質(●)は移動体中のもの(▲)とは異なっている．これらの分析値を参考に，集水ボーリングのデータ（◇）を考察すると，A1集水井では，移動体中の地下水と不動部の地下水の中間的な特徴をもつものがあるのに対し，B1集水井では不動部中の地下水に近い特徴をもつものと移動体中のものに近い二つのグループに明瞭わかれる．これはpHの違いにも表れており(図-3)，集水ボーリングNo.1～6と7～9では明瞭な差がり，B1集水井の不動部中の地下水(=高pH)は移動体中のもとは異なる起源を持つことが示される．

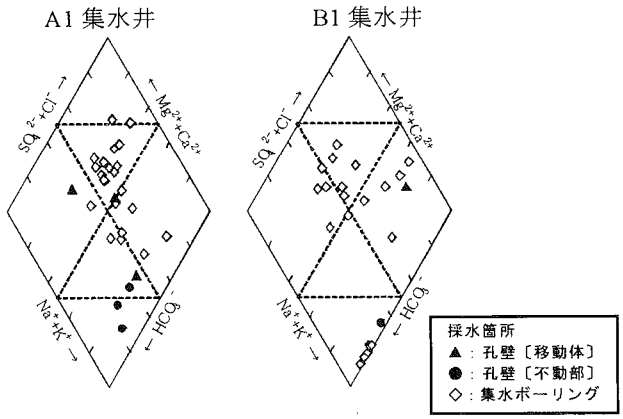


図-2　水質分析結果

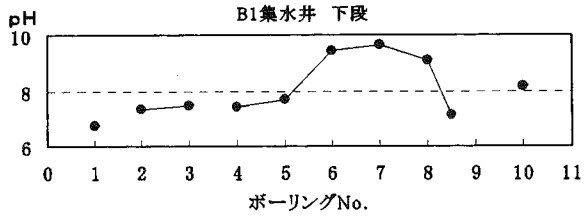


図-3　集水ボーリングにおける地下水のpH

(3) 排水量の季節変動

図-4は集水ボーリングから排水される地下水の水量を融雪期(横軸)と通常期(縦軸)において比較したものである（水量に変化がなければ，1:1の直線上にプロットされる）．これによると，各集水井において主に移動土塊に貫入する上段ボーリングでは，通常時に比べ，融雪期などの豊水期には大半の管で水量が急増する傾向が見られる．一方，すべり面付近から不動岩盤に貫入する下段ボーリングでは，豊水期における水量増加の割合は上段ボーリングと比較すると小さく，特にB1

集水井下段ボーリングの多くは変動幅が非常に小さい．

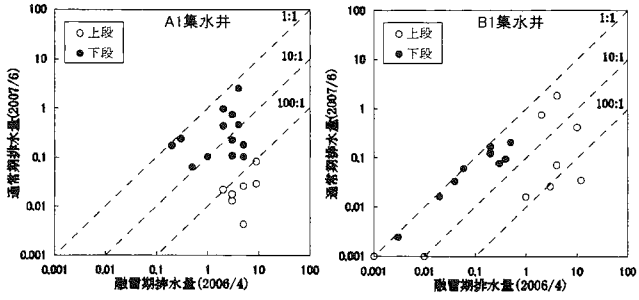


図-4　通常時と融雪期の排水量の比較

また，上段および下段ボーリングのそれぞれの合計水量および，集水井全体の排水量のデータから計算される集水井本体に直接流入する水量の関係を，図-5 に示す．通常期の全体水量は 5～10 リットル毎分程度であるが，融雪期には 60～120 リットル毎分の値を示している．特筆すべきは，融雪期における集水は，A1，B1 集水井では上段ボーリングが大きな役割を担っているのに対し，C1 集水井では集水井本体の能力が大きい．

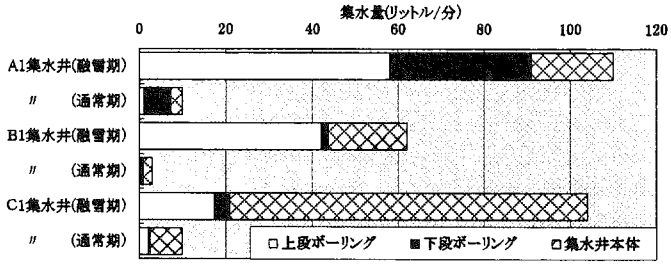


図-5　上段・下段ボーリング，集水井本体での水量

3. 考察

(1) 集水井周辺の岩相およびすべり面と地下水分布

上記の様な集水ボーリングに関するデータから，集水井周辺の詳細な岩相およびすべり面分布や，地下水分布との関係を明らかにすることができる．

その一例を図-6(1)(2)に示す．6(2)断面の集水管からの排水は，他の集水管の排水と比較して季節変動が小さく通常時にも一定量の排水量が得られている．その岩相分布（図-2）を見ると，集水ボーリングが不動部に大きく貫入しており，すべり面を不透水層とした有圧地下水を排出しているものと考えられる．6(1)断面においては，集水ボーリングは二次すべりによるすべり面を貫通しているものの，先端は初生すべりの移動土塊内部に留まっている．ボーリングは移動土塊内部の地下水を輩出しているものと考えられ，排出される水量は季節変動が大きい．

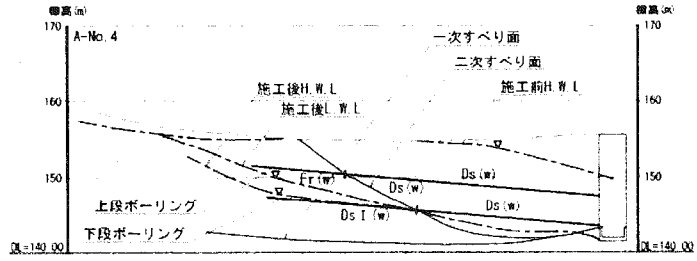


図-6(1)　集水ボーリング周辺の岩相と地下水の関係

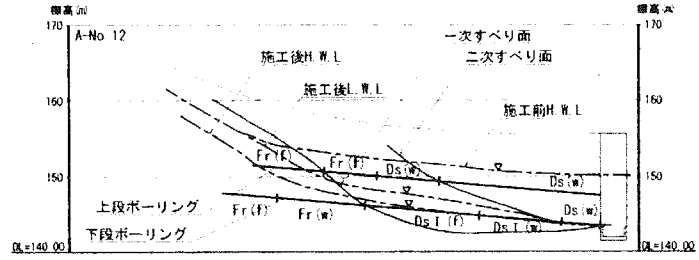


図-6(2)　集水ボーリング周辺の岩相と地下水の関係

(2) 集水井本体と集水管による排水効果について

集水井本体を含めた全体の地下水低下効果を比較すると，C1 集水井で集水井本体による排水効果が高い傾向が見られる．これは，移動体を構成する岩盤の細片化，粘土化の程度により，移動体の透水性が異なることに起因するものと考えられる（図-7）．A，B ブロックの移動体は全体に凝灰質な岩屑土(Ds)を主体とし透水係数が $k=10^{-3}$～10^{-4}(cm/s)オーダーと小さいのに対し，C ブロックの移動体は破砕岩盤（Fr）が主体で透水係数が $k=10^{-2}$(cm/s)オーダー大きい．このことを反映し，移動体の透水性が高いCブロックでは集水井本体の排水効果が大きく現れたものと考えられる．

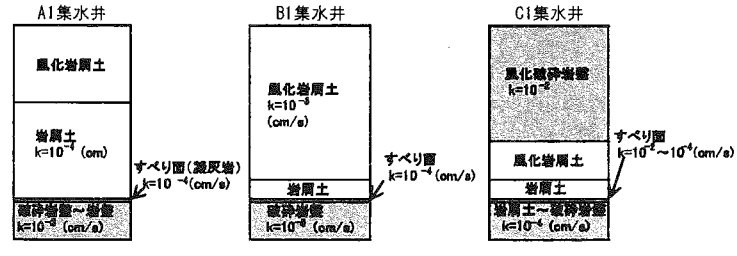


図-7　各集水井における岩相と透水性

参考文献

1)鈴木ほか（2005），古第三紀幌内層地すべりの地すべり内部構造と地下水特性，日本応用地質学会平成 17 年度研究発表会，pp.277-280

P10. 結晶片岩地すべりにおける砂粒子形状に着目したすべり面判定手法

Grain shape of sands in crystalline-schist landslide

○柴崎達也，青木穂高，橋本英俊，横山修（国土防災技術株式会社）
Tatsuya Shibasaki, Hotaka Aoki, Hidetoshi Hashimoto, Osamu Yokoyama
(Japan Conservation Engineers,. Co. Ltd)

1. はじめに

集水井等での切羽観察によると，すべり面傾斜の緩やかな第三紀層地すべりは，すべり面が粘土質で，条線を伴った鏡肌の主変位面が明瞭に形成されている事例が多い。一方で，すべり面傾斜の急な結晶片岩地帯の地すべりでは，すべり面が厚いせん断帯を形成する事例が多い。せん断帯に粗粒径分が多数認められ，粘土・シルト・砂・レキ粒径分が混在したガウジ状を呈す事例が多い。また，結晶片岩地すべりでの通常のボーリング調査では，乱れの少ない高品位なコアを採取することが困難なケースも多い。コア観察によるすべり面判定が難しい事例も多いことから，判定技術の向上が望まれる。

すべり面では，せん断変形作用によって粒子が円磨されている観察事例報告もある[1]。そこで本研究では，ボーリングコア及び集水井で採取されたすべり面試料を用いて，その中に含まれる粒子の形状を定量化する試みを行った。粒子の形状指標からすべり面深度推定の可能性を検証した。

2. 粒子形状の計測方法と定量化手法

粒子には，粘土，シルト，砂，礫粒子など様々な大きさの粒子があるが，大きな粒子ほど，ボーリング時に破砕や削岩による形状変化を受けるため，形状評価には問題がある。本研究では，デジタルカメラ撮影で形状評価に問題ないレベルの大きさを考慮し，0.425～2mm サイズの中砂～粗砂を評価対象とした。水洗いしフルイ分けされた，粒径 0.425～0.85mm（中砂），0.85～2.00mm（粗砂）の２試料について，ガラス板の上に粒子（50～200 個）をバラまき，デジタルカメラで接写撮影する。その際，粒子輪郭を際立たせるためにガラス板をライトボックス上に置いて撮影する。

撮影された画像は，画像処理ソフト上で，2 値化処理（白黒画像化）し，粒子の画像解析（粒子の断面積や外周長などの計測）を行う。一連の画像処理・画像解析は，市販ソフト PopImaging（Digital being kids 社製）を使用した。

粒子形状の定量化指標としては，様々な方法が提案されているが，本研究では，吉村ら[2]が提案した凹凸係数 FU（the coefficient of form unevenness）を用いた。FU 値は，図-1 に示す粒子投影断面積 A を外周長 L の 2 乗で割った形状係数 $f= A/L^2$ を円の形状係数 $fc = 1/(4\pi)$ で除した係数で，$FU=f/fc = 4\pi A/L^2$ で表される。完全球の場合が 1.0 であり，凹凸の度合いが激しくなる



図-1 集水井で採取されたブロックサンプリング試料の切断面写真（高知県 K 地区：三波川帯泥質片岩）



図-2 FU 値算出に必要な粒子の外周長と断面積[2]

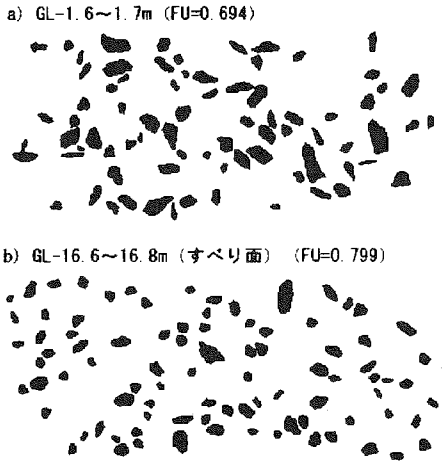


図-3 徳島県 K 地区の中砂粒子（φ0.425-0.85mm）の画像（FU は平均値）

ほど小さくなる係数である。

3. 泥質片岩地帯地すべりでの砂粒子形状の深度分布

四国三波川変成帯に位置する地すべり地，愛媛県 A 地区（主に泥質片岩が分布），徳島県 K 地区（主に泥質片岩，珪質片岩が分布）において，ボーリングコアを用いて深度別の FU 値の大小傾向を調べた。A 地区 BV15-9 は，標準貫入試験で採取された試料を用いた。K 地区 BV17-4 は，気泡ボーリングで採取されたコアであり，風化部を見極めて試料を選定した。

愛媛県 A 地区では，集水井 4 基施工中に約 30～70cm 厚のせん断帯をなすすべり面が各切羽で確認されており，その中に含まれる砂粒子の解析も行った。その結果，すべり面では，FU 値が大きな値を示し，砂粒子の円磨度が高いことが確認された。一方，1m 間隔で採取した標準貫入試験試料中の砂粒子は，FU 値が低く，深度分布においてもすべり面深度周辺で明瞭な円磨度上昇は確認されなかった。貫入試験時の採取試料を用いているため，1m間隔では，すべり面に相当する試料が採取できなかった可能性が考えられる。すべり面に比べ粗粒分が卓越する粒度分布からも明らかである。

徳島県 K 地区は，地質断面図上推定されるボーリングコアの想定すべり面深度付近に，細粒分に著しく富む試料が認められた。その深度では，中砂粒子の FU 値が大きい結果が得られている。

いずれの 2 地区とも，細粒分含有率の指標となる 0.425mm 以下粒径分と FU 値には正の相関があり，細粒分が多いほど，砂粒子の円磨度が高い傾向が確認された。風化やせん断作用によって細粒化が進むと，粒子の円磨度が上昇する傾向が定量的に評価された。

4. まとめと今後の課題

岩種や地質構造，地すべり活動履歴にもよると考えられるが，現場条件によっては，土粒子や岩片の形状が，すべり面判定の際の着眼点になる可能性が示唆された。一連のこのような粒子解析をコア全深度で実施するとなると，現状では時間を要し実用的とはいえないが，休眠中の地すべりなどでは，すべり面判定の一指標に活用できる可能性が考えられる。

今回は，300 万画素のコンパクトデジタルカメラを使用しマクロモードで撮影を行った。事後の検証では，スキャナーを用いて高解像度で撮影した画像とで，FU 値評価に差を生じた事例が認められた。深度変化や現場間の比較のためには，同一条件で撮影することが重要と考えられる。今後，撮影条件が FU 値評価に与える影響も明らかにする必要がある。

参考文献

1）守随治雄：結晶片岩地すべり地におけるすべり面（徳島県善徳地すべりの例），日本地すべり学会誌 43(1)，45～48，2006

2）吉村優治，松岡元：粒子形状による粒状体の内部摩擦角の推定法，土と基礎 50(5)，20-22，2002

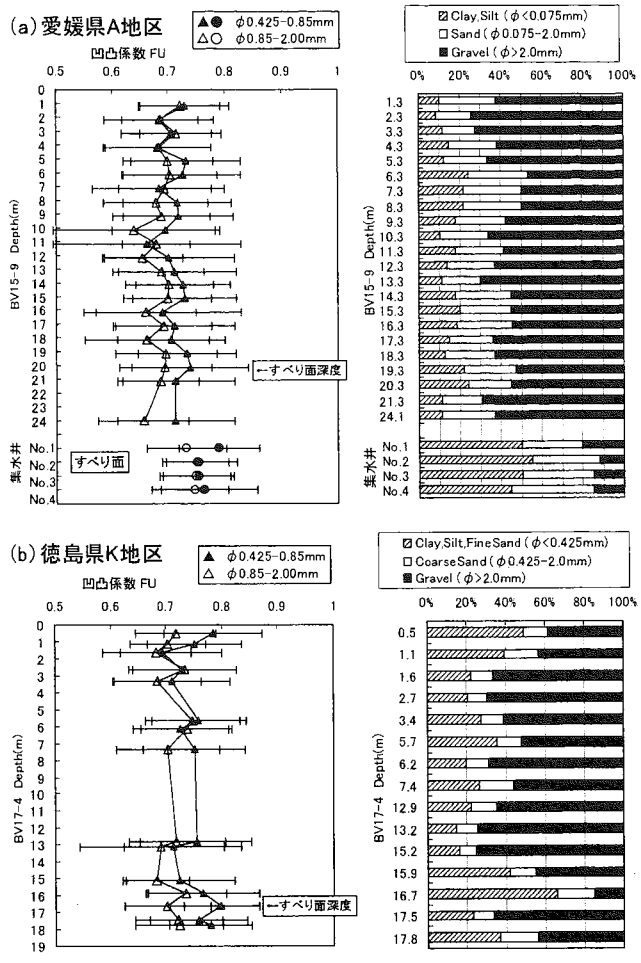


図-4　砂粒子形状と粒度分布の深度変化（エラーバーは標準偏差）

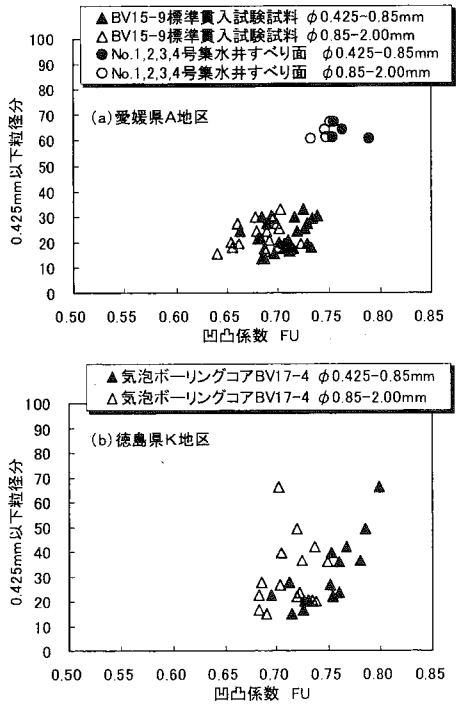


図-5　砂粒子形状と 0.425mm 以下粒径分含有率との関係

P11. 地すべり堆積物の pH と EC

-山口県油谷半島西部仏埼地区を例として-

Values of pH and EC of landslide deposits

-A case study in Hotokezaki area, western Yuya Peninsula, northwestern Yamaguchi Prefecture-

○佐藤勝也，金折裕司（山口大学），久永喜代志（ジオテック）

Katsuya Sato, Yuji Kanaori and Kiyoshi Hisanaga

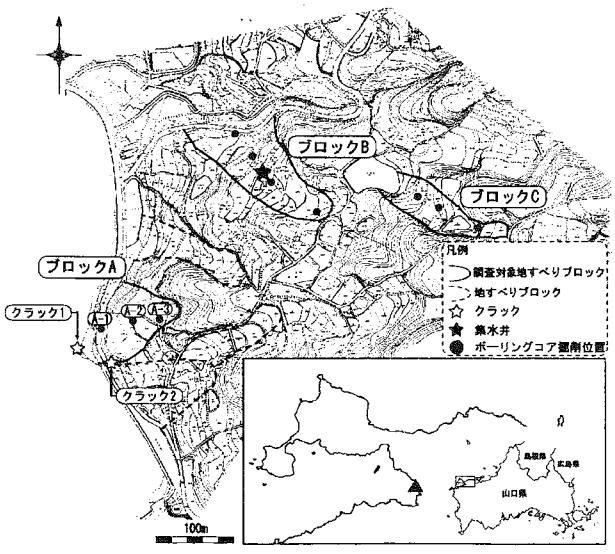
1．はじめに

地球温暖化による年間降水量の増加に起因して，現在非活動的な地すべりも安定性を失い再動する可能性がある．活動的な地すべりの対策はもちろんのこと，現在非活動的な地すべりを客観的に特定することは重要な課題としてあげられる．しかしながら，過去の地すべり面の客観的な特定方法はほとんど無い．

本研究では，地すべり堆積物の水素イオン指数(pH)と電気伝導度(EC)に注目して，すべり面の特定を試みる．このため，油谷半島西部に位置する仏崎地区(図－1)で掘削されたボーリングコア試料(ペネ試料)を用いて，pH と EC の測定を行った．

混濁水の pH と EC の測定にはそれぞれ，千木良(1988)[1]，日本第四紀学会編・第四紀試料分析法(1993)[2] を参考にした．まず，これらの測定条件を再検討し，最適な測定の条件を設定するために，予備実験を行った．これらの測定結果と粘土鉱物分析をもとに，地すべり面推定の指標を確立する．

さらに，地すべり地内の地下水の性質を明らかにするために，仏崎地区において湧水や水抜き孔から流出する水を対象として，合計 54 ヶ所で pH，EC，流量，水温を定期的に測定するとともに，水質分析を行っている．これらに加えて，地すべり地内に発達するクラックの開口幅も定期にモニタリングしている．



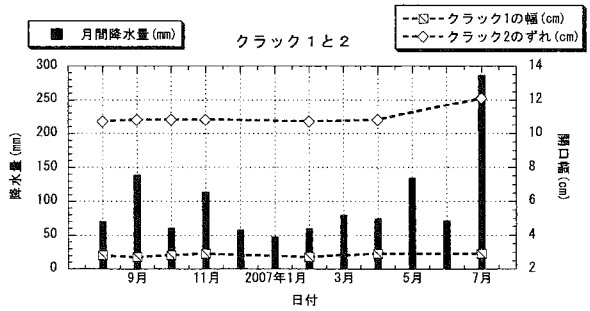
図－1　仏埼地区における地すべり地の分布
右下の図の▲が調査範囲

2．野外測定

空中写真判読と地表踏査の結果，仏崎地区には６つの地すべりブロックを確認した．そのうち，３ブロック(A，B，C)を調査対象とした．ブロック A，B，C はそれぞれ標高 6m～18m，16～46m，48～69m に分布している．

(1)　クラック測定

図－1 に示すブロック A の２ヶ所(クラック 1 と 2)で，2006 年 8 月から 2007 年 7 月まで測定した．図－2 に測定結果示す．クラック 1 は降雨量に関係なく，開口幅に変化は認められなかったが，クラック 2 に関しては，2007 年の 4 月から 7 月の間に 1.7cm の変位が認められた．



図－2　クラック１と２の測定結果

(2)　地下水の pH、EC，流量，水温

ブロック B 内において，水抜き孔 35 ヶ所と集水井内の水抜き孔 18 ヶ所，湧水 1 ヶ所の合計 54 ヶ所で測定を行った(図－１参照)．１箇所での測定は原則として２回行った．

測定結果では，水抜き孔から排出される pH と EC の値は，顕著な経時変化は認められなかった．これに対して，流量に関しては降雨に伴い多少の変化が認められた．

集水井から排出される地下水にも上記と同様な傾向が確認できた．

3．pH と EC 測定条件の設定および測定

(1)　予備実験

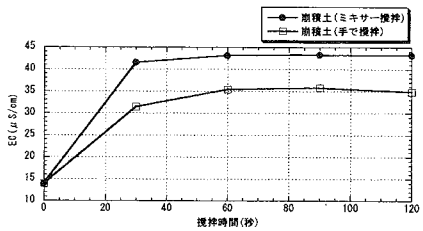
ボーリングコア試料の pH と EC の測定条件を決定するために予備実験を行った．まず，ミキサーと手撹

拌の比較を行った．撹拌時間が同じでも手で撹拌したときよりも，ミキサーを用いて撹拌した時の方が，ECは大きな値を示した(図－3)．

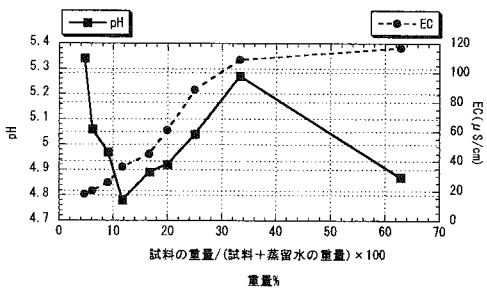
ミキサーを用いた場合，安定状態に達するまでの時間を調べるために，撹拌時間を30，60，90，120秒に設定した．その結果，30－60秒間で値が安定することが分かった(図－3)．

以上のことから、撹拌はミキサーを用い撹拌し，撹拌時間を60秒間とした．

次に，蒸留水と試料の重量比の設定を行うために、試料と蒸留水の比率を変化させ，測定を行った(図－4)．pHに関しては比率には系統性が認められなかったため，最大値と最小値の間を採用し，試料と蒸留水の重量比を1：10とした．ECに関しては，重量%が33%を下回るにつれ，単調減少する傾向が認められたので，pHと同じ重量比を採用した．測定位置は水面から2cmで測定することに決めた．



図－3　予備実験によるECと撹拌時間



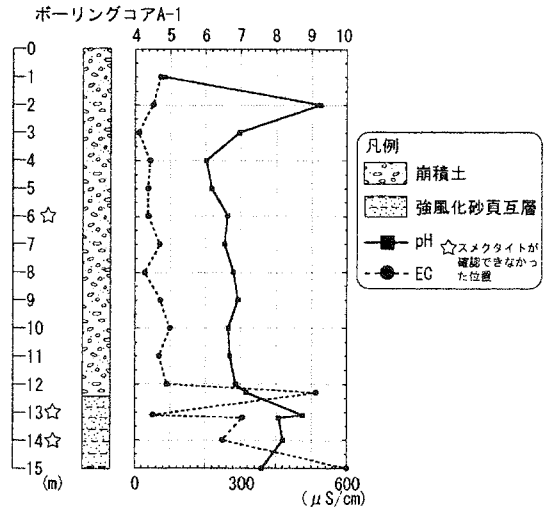
図－4　重量%とpH，ECの関係

(3)　コア試料のpHとECおよび粘土鉱物組成

ブロックA，B，Cのボーリングコアから，深度1mごとに試料を採取した．採取された試料から上記の条件で混濁水を作成し，pHとECを測定した．地表付近では酸性雨や農耕などの人為的影響により，pH4－5の酸性傾向を示した，しかしながら，それ以深ではほとんどの試料がpH6－8の範囲に分布した．一方，ECは崩積土と強風化砂岩・頁岩互層などの境界付近で値が高くなることが分かった．その例として，Aブロックのボーリングコア A-1の測定結果を図－5に示す．

境界以外にも数ピークが認められ，全体的には深度が深くなると大きくなる傾向にある．

ほとんどすべての崩積土試料でスメクタイトが認められた．しかしながら，砂岩・頁岩互層試料ではス



図－5　Aブロックで掘削されたボーリングコア試料A-1の測定結果と柱状図

メクタイトのピークが弱まり，またピークが認められないものまでが確認された．砂岩・頁岩互層試料でスメクタイトが認められた試料ではECの値が相対的に高い．

5．考察

(1)ブロックAは2007年の4月から7月の降雨の増加に伴い，安定性を失い再動した可能性が指摘される．

(2) 降雨が認められた後に観測を行ったが，流量の大きな変化は認められなかったこと，また排出されていない孔があることから，この集水井内の水抜きボーリングは効率的に，排水していないことが指摘される．

(3)砂岩・頁岩互層試料でECの値が高くなった試料に関しては，スメクタイトが認められた．このことが，岩盤の強度に影響を与え，地すべり面の形成に関与している可能性を示唆している．

6．まとめ

(1)クラック2において2007年4月から7月の間に1.7cmの変位が認められた．

(2)集水井内の水抜き孔の流量はかなり変化している．降雨が認められた後に観測を行ったが，流量の大きな変化は認められなかった．

(3)ボーリングコア試料の粘土混濁水のECの値は崩積土と強風化砂岩・頁岩互層との間で高くなることが分かった．

参考文献

1)　千木良雅弘，1988：泥岩の化学的風化－新潟県更新統灰爪層の例－，地質学雑誌，94，419-431.
2)　日本第四紀学会編，1993：第四紀試料分析法2研究対象別分析法，東京大学出版会，109-118.

P12. 大規模地震に対応した予防治山工法の紹介

Proposition of Reinforcement Method in Forest Conservation for Seismic Slope Stability

○鏡原聖史(㈱ダイヤコンサルタント), 西原玲二(兵庫県), 竹下洋一(兵庫県), 荒木繁幸(㈱ダイヤコンサルタント)
Satoshi Kagamihara,Reiji Nishihara,Youichi Takeshita,Shigeyuki Araki

1. はじめに

阪神淡路大震災を契機として,兵庫県は地震時の山腹表層崩壊を予防する治山工法の開発を進めてきた.その予防治山工法(以降、本工法)は,ロープネット,ロックボルトと支圧板を組み合わせた構造である.本工法を開発するに当たって,兵庫県の代表的な活断層周辺に分布する花崗岩や古生層の斜面を対象に現地調査を実施した.その結果に基づき斜面をモデル化し,それぞれのモデル斜面で地震時にどのような破壊形態をなすのか1/10スケールの振動台模型実験を行った.その結果ならびに現地調査,現地斜面の動的解析などを実施し,地震時の変形に着目した設計手法[1]を提案した。

本稿は,本工法の概要,それぞれの調査地で得られた地盤構造の特徴,それに起因する地震時の変形挙動の違い,本工法の有効性について紹介する.

2. 本工法の概要

本工法は,ロープネットとロックボルトを併用することによって自然斜面の安定を図る工法である.本工法の諸元は,振動台模型実験[2][3][4]に基づいて図- 1のとおりとした.本工法は,材料が軽量であること,削孔長(表層崩壊を対象とし,長さ5m以下)が比較的

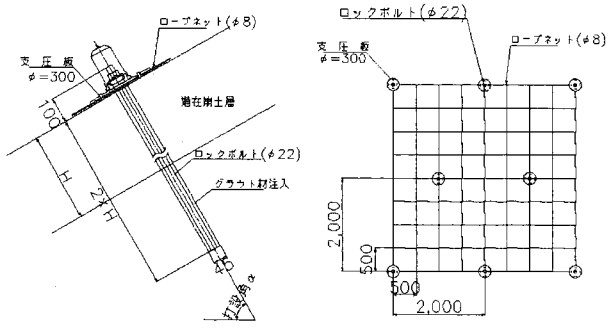


図-1 本工法の概要



写真-1 本工法の施工事例

短いことから特別な場合を除き大型機械,仮設足場等を用いずに施工できることが特徴である.また,写真- 1 に示すように柔軟なロープネットを用いるので自然斜面の不陸にある程度合わせて施工できると同時に,樹木をロープネットで囲むことにより伐採を必要としない.以上のことから樹林を極力残し景観に配慮でき,自然斜面の崩壊予防工法として有利な特徴を有している.

3. 現地調査

兵庫県の代表的な活断層周辺に分布する花崗岩の斜面(有馬-高槻・六甲-淡路断層帯)や古生層の斜面(山崎断層帯)を対象に現地調査を実施した。現地調査は,今後崩壊する可能性のある土層(以降,潜在崩土層)を把握する目的で,簡易動的コーン貫入試験(以降,簡易貫入試験)を主体とした.この潜在崩土層は,文献,周辺の崩壊地の調査ならびに機構解析により設定することとした.さらにこの調査によって,それぞれの調査地の特徴を図- 2 に示すNc値プロファイル[5]を参考に,花崗岩の調査地はA,B型が卓越するタイプ(以降,単層構造),古生層の調査地はC型が卓越するタイプ(以降,二層構造)に分類した(図- 3).なお,分類に際して D 型は,地盤構造が不明瞭であるため便宜的にC型として取り扱った.以上,この分類したタイプが,地震時にどのような変形挙動を示すのか,また本工法は有効に作用するのかを調べるため振動台模型実験を行った.

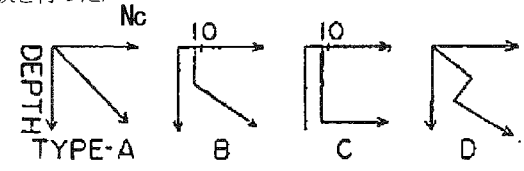
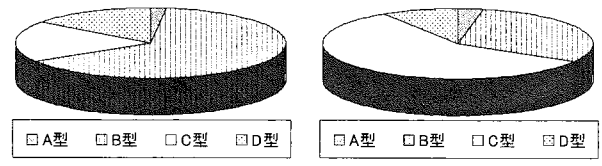


図-2 Nc値のプロファイル分類[5]に一部加筆



花崗岩　　古生層

図-3 Nc値プロファイル分類例

4. 振動台模型実験

4.1. 振動台模型実験の概要

振動台模型実験は,独立行政法人港湾空港技術研究所の三次元水中振動台(写真-2)を用いて実施した.模型の縮尺は実斜面の1/10を想定し,地震時の山腹崩壊事例[6]を参考に斜面勾配を45度とした.模型の形状寸法,計測位置,対策工の配置を図-2に示す.加振実験は,一回の加振に対して2ケース(たとえば,無対策と対策のある模型斜面)を並列に設置して行った.模型斜面の作成は,現地調査結果を基に単層構造は,上層と下層とも湿潤密度1.6g/cm^{3}で締め固めた.これに対して,二層構造は,境界が明瞭な

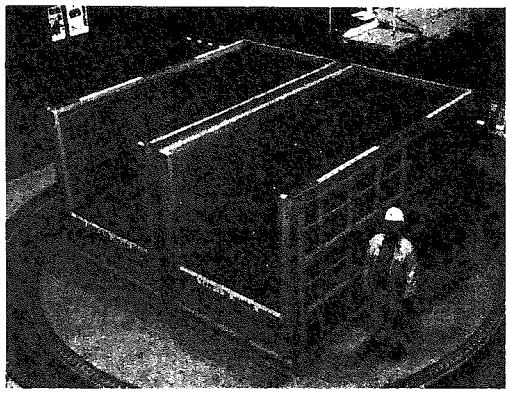


写真-2　振動台模型実験装置全景

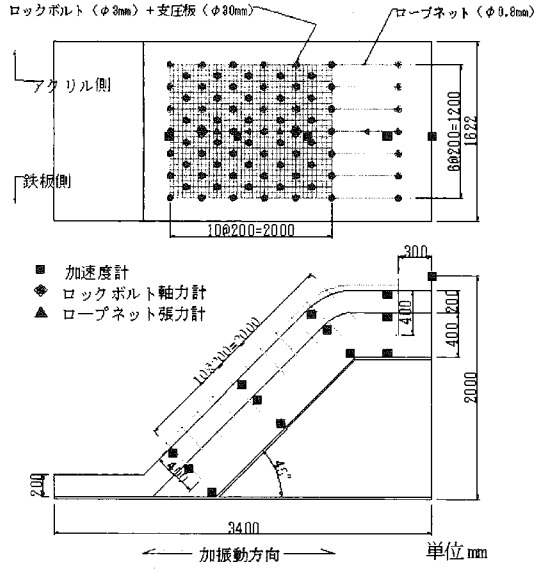


図-4　模型実験の概要

地盤構造を有する斜面を模擬するため，下層を湿潤密度で1.65g/cm³に締め固め，上層を湿潤密度で1.3g/cm³で締め固めた．

加振方法は，水平一方向に周波数5Hz の正弦波を50波与え，模型斜面が破壊するまで加速度を段階的に大きくし実験した．

対策斜面の対策工模型は，本工法を模擬させ，ロックボルトは斜面にφ3mm のアルミ棒を配置し，ロープネットはポリエステルの漁網（□5cm×5cm、φ0.8mm）を斜面表面に設置した．また，支圧板は円形アルミ板φ30mm をアルミ棒頭部に取り付けた．

4.2. 振動台模型実験の結果

図-5 は，地盤構造の違いによる地震時の変形挙動を把握するため，単層構造と二層構造の無対策斜面の側面変位を比較したものである．この図より，単層構造は，変位量が上層から下層にかけて徐々に小さくなるせん断変形を示している．これに対して，二層構造は，上層部(200mm)がほぼ同様の変位量を示し，すべり変形を起こしている．このことから，地盤構造の違いによって，斜面の地震時の変形挙動が異なることが明らかになった．

次に，本工法の有効性を確認するため，無対策斜面と対策斜面の変形量の違いならびに変形量と対策工の軸力，張力の発現機構について調べた．図-6 は，二層構造の例であるが，対策斜面は，無対策斜面が崩壊する 0.5G 以上の入力加速度でも破壊に至らず，また図-7 からわかるように斜面変形量に追随して対策工の軸力，張力が増加していることが明らかになった．この傾向は，単層構造も同様であった．以上のことから，本工法による耐震効果は，変形抑制効果として発揮されていることがわかる．

5.　おわりに

本稿は，Nc 値プロファイルの違い，つまり地盤構造によって，地震時の変形挙動が異なること．地震時の変形挙動は異なるが，単層，二層構造とも本工法によって，地震時の外力に対して変形を抑制し，全体的な破壊に至り難くしていることがわかった．

謝辞：本研究は，林野庁の補助事業である「森林土木効率化等技術開発モデル事業」で平成９年度から実施した成果の一部である．また，本事業を推進するに当たって貴重なご意見，ご指導いただいた神戸大学　沖村孝教授をはじめとするアドバイザーの委員の方々には心から御礼申し上げる。

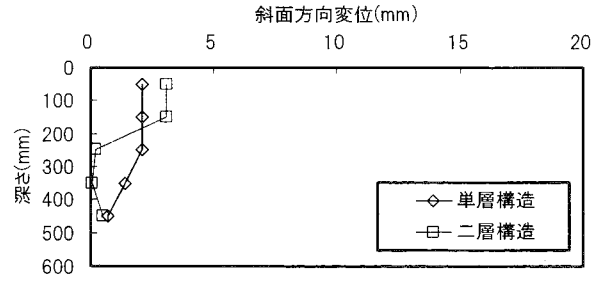


図-5　地盤構造による変位量の比較(入力加速度 0.3G)

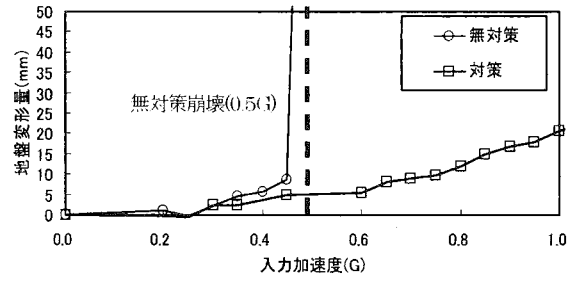


図-6　無対策，対策斜面の変形量の比較(二層構造)

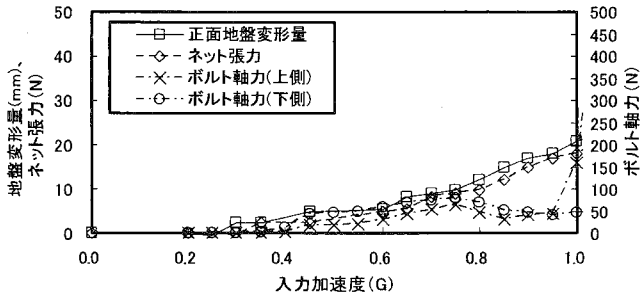


図-7　加速度と変形量・軸力・張力の関係(二層構造)

【参考文献】

1) 兵庫県農林水産部農林水産局治山課：ロープネット・ロックボルト併用工法設計・施工指針(案)，2007.
2) 福政ら：自然斜面の耐震工法に関する実験と解析(その1)，第36回地盤工学研究発表会，1172，pp. 2313- 2314，2001.
3) 福政ら：自然斜面の耐震工法に関する実験と解析(その2)，第36回地盤工学研究発表会，1173，pp. 2315-2316，2001.
4) 西原ら：粘性土の自然斜面を対象とした耐震工法に関する振動台実験，第41回地盤工学研究発表会，1048，pp. 2095- 2096，2006.
5) 奥西ら：愛知県小原村周辺の山崩れについて(1)-斜面形、土層構造と山崩れについて，京都大学防災研究年報，第21号，B-1，pp. 297-311，1978.
6) 沖村ら：地震後の降雨により発生した斜面崩壊メカニズムの一考察，建設工学研究所論文集，第40-B 号，pp. 97-1 14，1998.

P13. 兵庫県における風倒木に伴う山腹崩壊

Characteristics of Mountain slope failures with a tree brought down by the wind at Hyogo Prefecture

○松村法行（ダイヤコンサルタント），高嶋甲八（兵庫県），
鏡原聖史，高橋豪夫，炭谷雅昭，魚住誠司（ダイヤコンサルタント）
Noriyuki Matsumura,Kouhachi Takashima,
Satoshi Kagamihara,Hideo Takahashi,Masaaki Sumitani,Seiji Uozumi

1. はじめに

2004年は観測記録最多の10個の台風が日本に上陸し，各地で多くの土砂災害が発生した．特に台風23号(同年10月20日)によって，兵庫県北部や淡路島においては累積降雨量が280mm を超え，河川の氾濫，土石流災害等が発生し，多大な被害をもたらした．一方，西播磨地方（図-1）では，降水量が多くなかったにもかかわらず，スギ，ヒノキの風倒木や山腹崩壊が数多く発生した．さらに2006年７月の豪雨では，これら風倒木被災地において山腹崩壊が多発した．

本稿では，これら山腹崩壊の地形的特徴や地盤状況がどのようなものであったか調査・整理し，サウンディングや室内試験結果から倒木や崩壊に至るメカニズムを考えた．

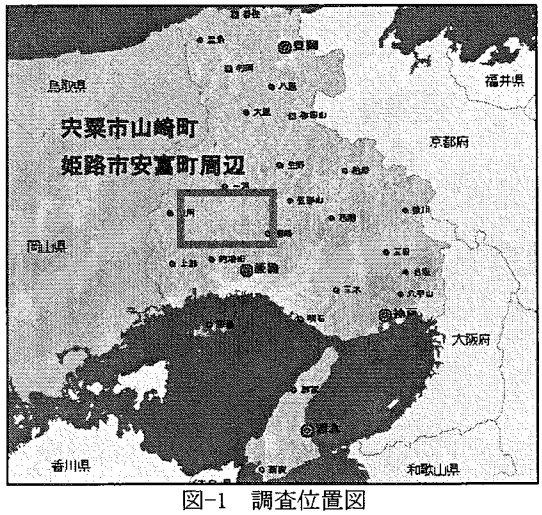


図-1　調査位置図

2. 崩壊地の特徴（2004年台風）

西播磨地方で発生した風倒木を伴う山腹崩壊の特徴は以下のとおりである．

(1) 気象条件

2004年は「風台風」（16号・18号）と「雨台風」（21号・23号）が短期間に続けて襲来した（表-1）．

風倒木災害が特に顕著だったのは最後に襲来した「雨台風」の台風23号であったが，その風雨は特別激しいものではなかった（累積雨量：173mm．最大風速：7m/s）．つまり特に激しい風雨ではないのに倒木や山腹崩壊が多発したことから，山腹崩壊にはそれまでに襲来した台風の影響が大きかったと考えられた．

表-1　2004年台風による風雨状況（福崎測候所）

通過日 2004年	台風	最大風速 (m/s)	最大時間雨量 (mm/h)	累積雨量 (mm)
6月21日	6号	6	6	13
8月5日	11号	9	14	39
8月30-31日	16号	13	28	55
9月7日	18号	13	21	29
9月29-30日	21号	5	33	122
10月19-20日	23号	7	16	173

(2) 植生状況

風倒木被災地の植生は間伐がほとんどなされていない単一の人工林（スギ，ヒノキ）で，胸高での幹の太さが20cm 程度であった．

倒木の根茎（根鉢）深さは0.5m程度であったが（スギやヒノキは根を深く張らない），これは山腹崩壊の深さとほぼ同じであり，倒木が山腹崩壊を誘発した可能性が考えられた．

(3) 地形状況

山腹崩壊は凹型斜面だけでなく，集水地形ではない凸型斜面でも発生した．このことから崩壊の原因は地下水位の上昇ではなく，地表からの降雨の浸透によるものと考えられた．

(4) 地質状況

調査地の基盤岩は古生層丹波層群の頁岩・砂岩であったが，山腹崩壊面には岩盤露頭は少なく，崩壊は表層土砂（崖錐堆積物）の一部が崩落して発生していた．

不安定土層の物性および層厚を把握する目的で簡易動的コーン貫入試験（簡易貫入試験）を実施した結果，崩壊深さ（0.6m）より下位でも深さ1m 程度まで Nd≦5の軟弱な土砂層が分布していることが判明した（図-2）．

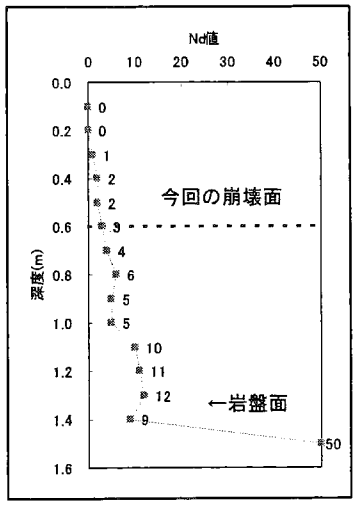


図-2　簡易貫入試験結果

(5) 室内試験

降雨の浸透による崩壊土砂（崖錐堆積物）のせん断強度の変化を把握する目的で，非崩壊地の深さ0.5m付近の土砂（崩壊土層と同等と推定）をサンプリングし，飽和度Srを変化させながら室内試験（三軸CD試験）を実施した．

その結果，飽和度Srを自然状態(62%)から68%，82%，88%に変化させた試料での試験結果（図-3）によると，飽和度 Sr が約70%以上になるとせん断強度が著しく低下することが判明した．

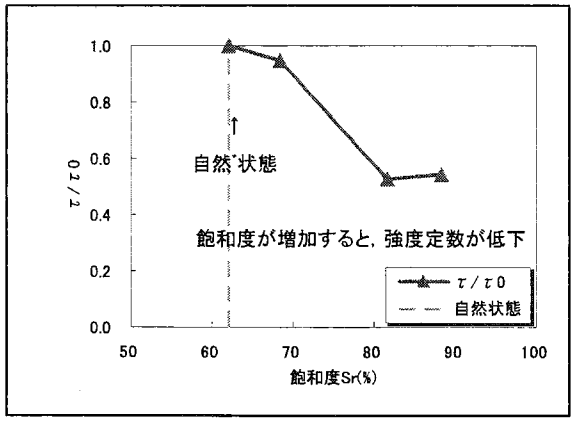


図-3　飽和度の違いによる物性値の変化

3. 山腹崩壊の原因（2004年台風）

これらのことから崩壊の原因として図-4に示す仮説を考えた．またこれによると2004年に崩壊に至らなかった風倒木被災地は表層の地盤が乱されてゆるんでいることから，その後の降雨で崩壊しやすくなっていると考えられる．

「風台風」の強風によって樹木（スギ・ヒノキ）が揺さぶられる
↓
根茎の侵入層程度の土層がゆるみ，降雨が地表面より浸透しやすくなる
↓
「雨台風」による降雨により，地表より降雨が浸透して地盤強度が低下
↓
風倒木や崩壊が発生

図-4　風倒木・崩壊のメカニズム（2004年）

4. 崩壊地の特徴（2006年豪雨）

2004年以降，崩壊地については優先順位の高い箇所からのり枠工などの対策が施されてきた．その一方，風倒木被災地のほとんどでは倒木の切断や傾いた立木の伐採処理が行われただけであり，特に対策は施されていなかった．

そして2006年7月にまとまった降雨が観測され(表-2)，風倒木被災地で山腹崩壊が多発することとなった．

表-2　2006年梅雨による風雨状況（福崎測候所）

日時 2006年	降雨	最大風速 (m/s)	最大 時間雨量 (mm/h)	累積 雨量 (mm)
7月14-21日	梅雨	6	28	273

2006年に発生した山腹崩壊の特徴は2004年時の崩壊と同じであった（集水地形ではない凸型斜面でも崩壊が発生．崩壊の深さは0.5～1.0m程度など）．

なお風倒木被災地では立木が無いことから，降雨が直接地表に降り注ぎ，地表面下に浸透して崩壊しやすくなっていることも考えられる．ただし同様に立木が無い状態の林業による伐採斜面（表層土砂は乱されていない）では崩壊が発生しなかったことから，倒木による表層地盤の乱れが山腹崩壊の誘因の一つとなっていると考えられる．

これらのことから2004年以降の風倒木被災地における山腹崩壊発生のメカニズムについて，図-5のように考えた．

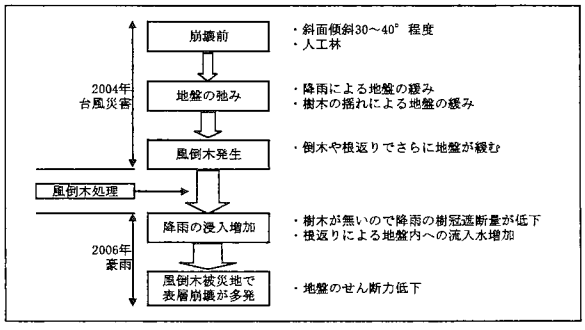


図-5　山腹崩壊のメカニズム（2006年）

5. 今後の課題

今回の調査から，兵庫県における風倒木に伴う山腹崩壊は，降雨の浸透（飽和度Srの上昇）により地盤強度が低下して崩壊に至ったことが，ある程度立証された．

また風倒木被災地では山腹崩壊が発生しやすくなっていることから，特に重要な斜面（道路沿いや民家近く）の風倒木被災地には予防的な治山対策が必要と考えられる．しかし兵庫県全域には多くの風倒木被災地があり，危険箇所の絞り込みや経済的な工法の検討が急務である．

今回はスギやヒノキの人工林が強風で揺さぶられることにより表層地盤が乱されることはわかった．しかし，その乱れ具合については説明できていない．今後は崩壊事例をさらに収集し，危険箇所の特定や斜面安定性の評価の方法，新しい対策工の設計手法，浸透特性を考慮した浸透流解析による飽和度分布の時系列変化などを検討していきたい．

P14. 2007年能登半島地震における家屋被害と地形・地質条件

Compares with house damage and condition of geographical features and geological features in the Noto hanto earthquake in 2007

○細矢卓志・橋本智雄・安田幸弘・戸田和也・
池内秀円・緒方信一（中央開発株式会社）
Takashi Hosoya, Tomoo Hashimoto, Yukihiro Yasuda, Kazuya Toda, Hidemaro Ikeuchi, Shinichi Ogata (Chuo Kaihatsu Corporation)

1．概要

2007年3月25日，能登半島北部を震源としたMw6.9の地震が発生し，死者1人を含む多くの被害が生じた．本地震の特徴としては，地すべりや，表層崩壊といった斜面災害が地形条件の割に少なく，家屋被害が顕著であったことが挙げられる．これは，震源地周辺の地質が固結した，安山岩・凝灰岩等で構成されていたことが要因と考えられる（図-1）．

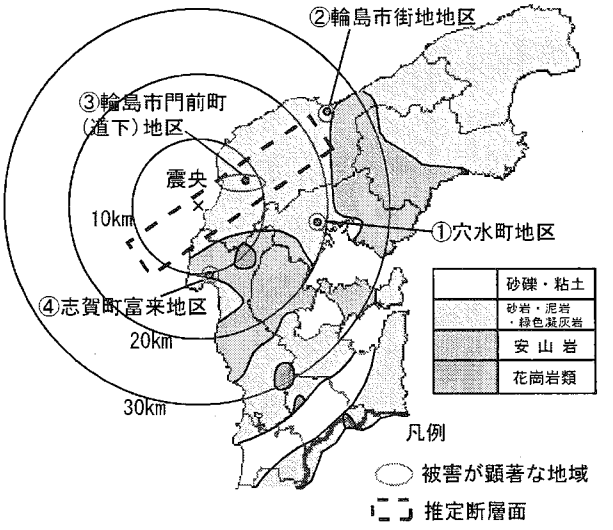


図-1　調査位置と地質

（地質は石川県土木部砂防課＊1より引用）

2．家屋被害の特徴

2007年能登半島地震の家屋被害は，全・半壊：1299戸とされ（石川県災害本部），被害は，穴水町地区，輪島市市街地地区，輪島市門前町（道下）地区，志賀町富来地区等，小規模な海岸平野の沖積層分布域に集中している（図-1）．筆者らは，家屋の被害状況と，地形・地質条件との関係を明らかにすることを目的に，現地調査を実施した．その結果，沖積層分布域の中でも被害が局在して分布していることを明らかにした．

3．調査結果

調査は，図-1示した穴水町地区，輪島市街地地区，輪島市門前町（道下）地区，志賀町富来地区で実施した．選定理由は，震度6強を観測した沖積平野である．

以下，地区毎に，家屋被害の分布と地形・地質の関係について述べる．

3-1．穴水町地区

穴水町地区は，盆地状の入り組んだ湾状の地形を示す．家屋の倒壊は，東西方向（大町～穴水駅付近）と南北方向（栄町～穴水駅付近）の2条の線状に集中して分布する（図-2）．直線状の集中地区は，現河川は，旧河道の埋め立て部（現河道は改修河川である）もしくは，旧河道の後背湿地性の地形である可能性が考えられる．



図-2　穴水地区被害分布

3-2. 輪島市街地地区

輪島市街地区は，やや広い入り組んだ湾状の地形を示し，現在の海岸線からやや内陸に入った，標高 5m 以下の場所に，家屋の倒壊が集中して分布する（図-3）．

現海岸付近はやや標高が高いことから，砂州等が分布していたことが伺える背後の低地は，軟弱な堆積物が堆積していることが想定され，被害集中の原因となっている可能性が示唆される．

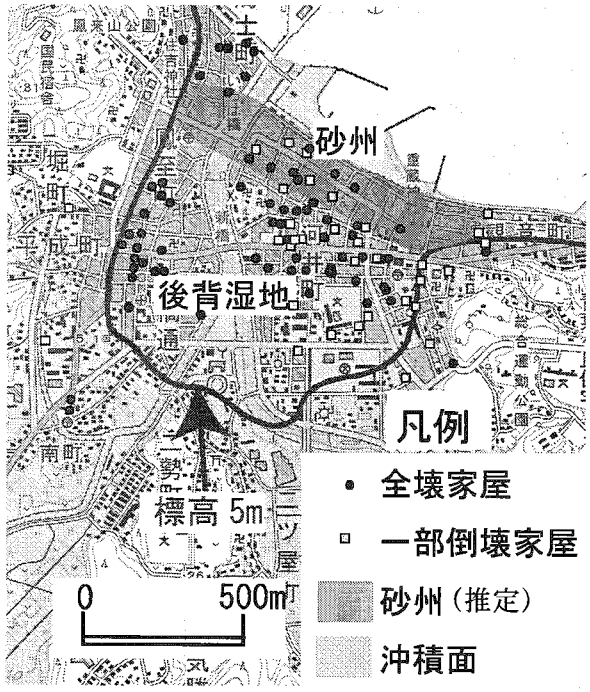


図-3　輪島市街被害分布

3-3. 輪島市門前町（道下）地区

輪島市門前町（道下）地区は，八ヶ川支流の扇状地上に位置し，全壊家屋が特に集中した場所である．全壊家屋が全体的に分布しているが，西側ほど全壊家屋が多い傾向がみられる（図-4）．道下地区は地形判読の結果（F-1～F-4）の扇状地で構成され，西側ほど新しい扇状地性堆積物で構成されている．さらに，旧河道に近く，扇状地堆積物の下位には後背湿地性の堆積物が存在する可能性も考えられる．

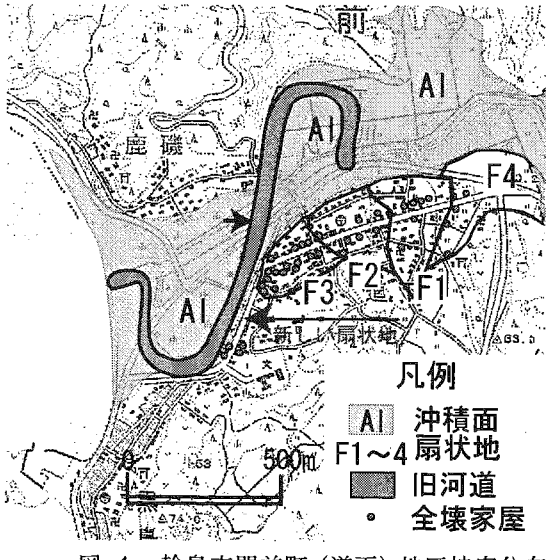


図-4　輪島市門前町（道下）地区被害分布

3-4. 志賀町富来地区

志賀町富来地区では，海岸線に並行な砂丘が数列分布しており，その間を縫うように河川が流下している．

家屋は，主に，海岸砂丘上部および，酒見川，富来川の河口部に分布している（図-5）．当地区では，全壊した家屋は，酒見川河口，富来川河口部の沖積面上，および里本江地区等，砂丘間低地に集中している．一方，砂丘上の家屋被害は僅かであり，砂丘間低地や，川の河口付近の沖積の厚い箇所等の地盤の悪い場所で被害が集中したと推察される．



図-5　志賀町富来地区被害分布

4．まとめ

調査の結果，2007 年能登半島地震における家屋被害は，半島海岸部に点在している小規模な沖積低地に集中していることが明らかになった．さらに，その中でも，被害の程度は差異があり，その原因は，地盤条件と関係している可能性が非常に高いと考えられる．

今回調査を行った 4 地区では，

○旧河道（穴水町地区）

○後背湿地性であると考えられた場所（輪島市街地地区，輪島市門前町（道下）地区）

○河口部および砂丘間低地（志賀町富来地区）

といった地形・地質条件によって被害が集中した可能性が指摘される．

一方，沖積層が堆積している場所でも，沖積層の層厚が比較的と薄いと考えられる場所，砂州，砂丘部における家屋の被害は僅かであった．

引用文献

*1 石川県土木部砂防課（2007）石川県の概要

P15. トンネル経過地上部未固結地山の陥没メカニズムの検討（その２）

Study on Cave-in of Unconsolidated Ground above Tunnel（part2）

○久野春彦，塩竈裕三，小早川博亮，鈴木浩一，末永弘（電力中央研究所）
Haruhiko Kuno, Yuzo Shiogama, Hiroaki Kobayakawa, Koichi Suzuki, Hiroshi Suenaga

1.背景

局地的な集中豪雨災害の発生に伴い，築後数十年を経た既設水路トンネル等構造物の上部地盤（未固結堆積物）で陥没現象が発生する事例が散見される．このような事例の陥没発生箇所のトレンチ調査から，①地表部の陥没直下の地層は連続していること，②層構造を乱す陥没構造が認められないこと，③耕作土が染み込んだような構造が存在すること，④その延長にφ20～30mm程度の竪穴（パイプ）が存在していることなどを確認した．また陥没発生直下に位置する水路トンネル内の調査から，①トンネル壁に土砂が流れ込んだような痕跡が認められ場合があるものの，②トンネル壁には崩落や損壊などの変状が認められない，などの特徴を有することが明らかにした．よって，この陥没現象は新設トンネルの掘削に伴うトンネル上部地盤の崩落や，石材や鉱石などの資源採取を目的とした坑道の崩落による陥没のように，トンネル通過深度から地表の間に陥没穴と同様の規模の空洞が形成・移動するという浅所陥没のようなメカニズムで形成されたものではなく，パイピング現象のような，地盤内の亀裂やパイプ内を速い流速で移動する水による細粒物質の洗い流しにより，地表部付近に陥没が発生するというメカニズムによるものと推定し，既に報告した[1]．

ここで対象としている陥没が，パイピング現象のようなメカニズムで発生しているとすると，これまでの探査方法では陥没の成長過程を捉えることが難しく，また地下浅所に形成されつつある規模の小さな伏在空洞を見つけるのも困難である．よってこれらの現象を的確につかむための新しい探査法の開発が課題となった．またパイプの形成やパイプによる物質の移動がどのような環境下で発生するかということを明らかにすることも重要な課題と位置づけた．本論では，物質の移動環境を推定するための簡単な模型実験を通して，地下浅所に形成された空洞を検知するための新しい探査法について検討した結果を述べる．

2.検討

2.1 模型実験

一般の山地においては地中流路（パイプ）が多数存在し，表土の極めて浅いところから，表土と下層土の境界周辺，さらに下層の風化基盤内へパイプが発達していることが考えられ，また地中で飽和流が存在する場には何らかの流路があり，地中では雨水の一様流は存在しないとみたほうが良いと考えられている[2]．筆者らも同様の現象がトンネル上部未固結地盤内で生じていると推定し，簡単な模型実験を実施して浸透経路の形成および透水性状の変化について検討した．

2.1.1 実験の方法

水槽（長さ28.5cm×幅6cm×高さ17cm）の底面に1～8mm幅（可変）のスリットを設け，珪砂4号，6号，7号とカオリンを混合して材料を作り，それを水槽に充填（高さ12cm程度）し，上部に設置した降雨装置から水槽上面に一様に散水して，水の浸透時間および形成される経路について観察した．

2.1.2 結果

不飽和状態で表層から散水した場合，カオリンの含有量により浸透速度に違いがあるが，水槽下部のスリットから水が流出するまでに十数分～1時間以上の時間がかかること，流出後は流速が速くなりカオリンを含む濁水が流出することが確認された．流出する濁水の濁りが減少するまで連続的に散水を実施した後に，着色した水を散水したところ，数秒で着色水が水槽下部スリットから流出することが確認された．また試験終了後の水槽内材料には湿潤した領域と乾燥した領域が存在することが確認され，不飽和領域内に飽和領域が局所的に形成されたことを確認した．

この実験では模型の境界条件や，材料の特性などに影響される部分が大きく，例えば透水係数や流速などの値には意味を持たないが，不飽和領域の中に局所的な飽和領域が形成され，かつその飽和領域内には不飽和領域の数十～数百倍の流れが生じる可能性があるという結論を得た．

2.2 高速三次元探査法の開発

ここで対象とする陥没は，地中に成長する空洞が地下深所から上昇してくるのではなく，地表近くで形成されるというメカニズムが推定されたことから，地表下数m範囲の地盤内の状況を精密に探査する装置の開発が課題となった．また同時に，土砂の移動がパイプや砂礫の隙間や堆積物の裂罅中を移動する流速の速い水による洗い流しと推定されることから，流速の速い水の流れを捉える探査方法についても課題とした．

そこで筆者らは，高周波数正弦波を用いた二極法専用の高速三次元電気探査装置を開発した．詳細は別稿にて報告する．ここでは開発した装置を用いて実施した，浅所地盤内に形成された空洞の検出結果を述べる．

2.2.1 探査対象

探査の対象とした空洞は，下総層群常総粘土層に相当するローム層を数十 cm の腐植土層が覆っている谷地形の斜面部に位置する．空洞は地下に伏在するとされる防空壕（詳細位置は不明）と因果関係があると推定されるものの，形成過程は不明である．地表から目視できる斜距離 3.8m までの推定断面図を図-1 に示す．

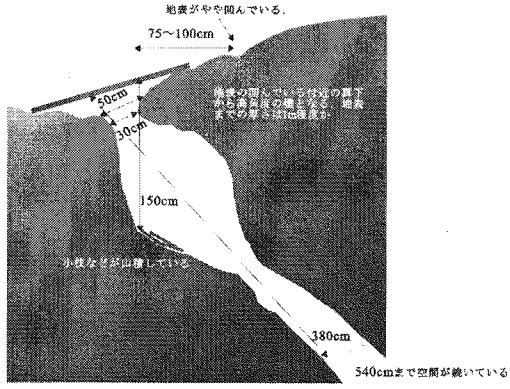


図-1 探査対象とした空洞の推定断面図

2.2.2 電極配置および探査方法

電極は A～D の 4 測線（測線間隔は 3m）に 1m 間隔で 30 点設置し，送信周波数 1,024Hz で，全電極（120 点）の三次元計測を 7 分（計測時間 6 分強）に 1 回のペースで連続的に実施した．初期値として散水を開始する前の自然状態を計測した後に，約 1 ㎥/時間で断続的に 24 時間散水（散水範囲は約 60 ㎡：散水範囲内は日雨量 130mm 程度の降雨に相当）しながら計測を実施した．24 時間散水後に塩化カルシウム溶液（以下塩水と記す）を 1 ㎥散水（時間雨量 16mm の降雨に相当）し，その後水押しし，本実験で合計 14 ㎥散水した．なお実験開始前の対象斜面で実施した簡易透水試験の結果，透水係数は 5×10^{-5}m/s であった．

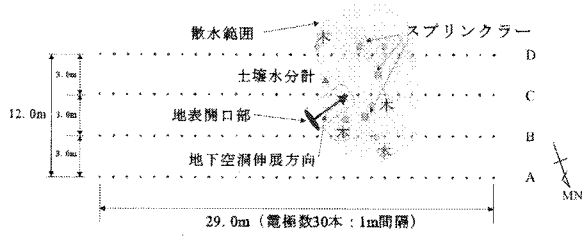


図-2 電極配置および空洞の概略位置
(図中の点は電極配置)

2.2.3 探査結果

今回の高速三次元電気探査法では，高速に流動する水の挙動を捉えることを目的としていることから，計測開始前の見かけ比抵抗の初期値と 7 分毎の見かけ比抵抗値の差を計算で求め，その差分の変化を 50cm 深度毎の水平スライスで示し検討した．図-3 に塩水散水直後と水押し終了時の GL.-1.5m の差分変化図（変化率の大小を色で表現：暗色は変化率が大）を示す．なお，塩水は散水後 20 分で GL.-3m までの到達が確認された．

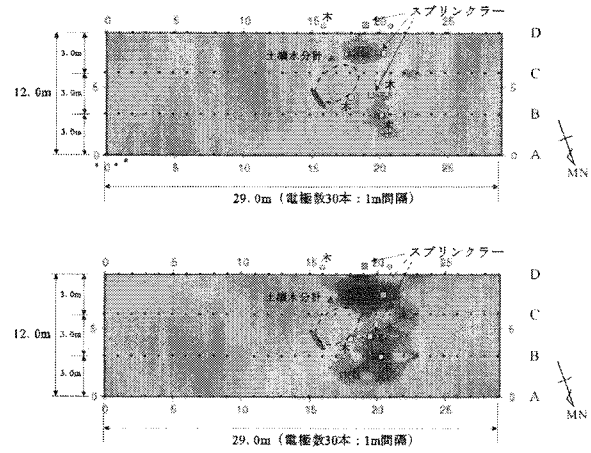


図-3 GL.-1.5m の見かけ比抵抗の変化量分布図
（上図：塩水散水直後，下図：水押し後）

3.考察

図-3 の図中に点線で囲った部分には，塩水散水直後の差分変化図において，初期値からの見掛け比抵抗値の変化が認められず，またその後の時間経過による変化も無いことが確認された．この位置は図-1，2 に示した空洞の位置および伸展方向と整合的であり，変化がない領域は地下に存在する空洞を示している可能性が高い．模型実験から，不飽和領域に大量の水を浸透させた場合に，不飽和領域内に局所的に飽和領域が形成され流路ができることが予測されたが，本計測においても GL.-3m まで僅か 20 分で到達する領域が確認され，実流速は 2.5×10^{-3}m/s となり，飽和地盤（表土）の流速よりも大きいと考えられるため，塩水はこの水みち（領域）を選択的に流動していることを示唆する．

これまでの探査装置では一回の電気探査（二次元・三次元ともに）の実施に多くの時間を要したことから，静的な状態の解析が主流であったが，本装置の開発により時々刻々変化する動的な状態の解析が可能となり，このような流速の速い地下水の挙動を十分捉えられることが示された．また，地下浅所に存在する空洞の検知も，空洞そのものを捉えるのではなく飽和領域内に存在する不飽和領域として捉えることにより抽出できる可能性が示され，パイピングによる陥没メカニズム解明に有効な手段となると期待される．

引用文献

1) 久野春彦,塩竈裕三,小早川博亮,上原史洋,小角亨,高瀬信一（2006）：トンネル経過地上部未固結地山の陥没メカニズムの検討，平成 17 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集，429-432
2) 塚本良則（1998）：森林・水・土の保全-湿潤変動帯の水文地形学- 朝倉書店

P16. 風化に伴う岩石表面の凹凸状態の計測

Measurement of roughness of weathered rock surfaces.

○朽津信明・二神葉子(東京文化財研究所)
Nobuaki Kuchitsu and Yoko Futagami

1. はじめに

岩石が風化を受けると，一軸圧縮強度などの物性値が低下することが知られており，逆にこのことに基づいて，強度値の低下度合いから岩石の風化度合いを定量する試みもなされている[1]．こうした岩石風化に伴う物性変化は，石造文化財の保存を考える際にも重要であり，今残されている文化財石材の状態が，当初の状態をどの程度反映しており，どの程度傷んでいるのかを定量的に理解しておくことが，保存対策を検討する際に有効となる．

複雑に整形された文化財石材の形状は，マクロに見れば風化に伴って起伏がならされて凹凸が小さくなる場合も観察されるが，一旦平らに仕上げられた石材表面をミクロに観察すれば，なだらかだった表面の凹凸は，風化とともに増すのが一般的である．表面の微細な凹凸は水分保持能力とも密接に関係しているため，植物繁茂に影響を与えるなど風化とも密接に関係することから，本研究では，岩石表面の微細な凹凸を計測・記載する方法を確立し，それが風化とともにどのように変化するかを調査したので，結果について報告する．

2. 粗さの記載法と計測法

2.1. 表面粗さの表現方法

物質の表面の凹凸を記載する方法については，日本工業規格(JIS B 0031:2003)[2]で「表面粗さ」という概念が定義されている．それによれば，(1)算術平均粗さ(Ra)：平均線からの絶対値偏差の平均値や，(2)最大高さ粗さ(Rz)：基準長さ毎の最低谷底から最大山頂までの高さ(JIS B 0031:1994 では Ry と表記されていた)，などが一般的なものとして示されている．前者は，物質の表面形状を実測した断面曲線(粗さ曲線)から，それを平均した直線の方向に向かって基準長さだけ抜き取り，平均線から粗さ曲線までの偏差の絶対値を合計して平均した値であり，後者は，その抜き取り部分の中の最高値と最低値との，高さ方向の差に当たる．

2.2. 表面粗さの計測方法と問題点

表面粗さを計測する装置は，触針式とレーザー式との二つに大きく分けられ，いずれも既に確立された方法であるものの，もともと表面が平滑であることを大前提とした評価法であるため，既存計測器の測定範囲はいずれもミクロン単位を基準としている．実際にこうした既存方法で岩石表面の凹凸を計測した研究もなされてはいる[3]が，算術平均粗さで数十ミクロン，最大高さで数百ミクロンという粗さが報告されており，これは岩石表面の凹凸状態と言うよりは，岩石中に含まれる個々の鉱物の劈開面のようなレベルの凹凸が計測されているものと考えられる．これに対して，風化に伴う表面の凹凸は，経験的にミリ単位を越える粗さを示す場合が多く，そのスケールで計測を行える方法が望まれる．

3. 本研究による計測法

本研究では，ミリオーダーで観察される表面の凹凸を計測することを目標とした計測方法の開発を試みた．

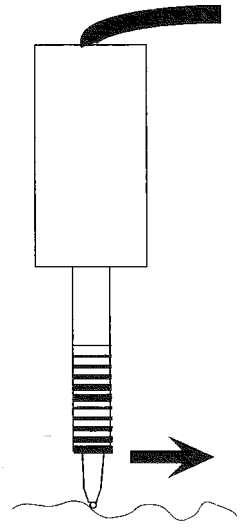


図1. 今回開発した表面粗さ計先端部

移動とともに歪み計にかかる負荷が変わるのを高さの数値として認識して計測を行う．

計測器の概念図を図1に示す．ペン型の歪み計(先端部は直径約 1mm の球形)を測定対象表面に押し付けて負荷をかけた状態で固定してから，これを対象面と平行にスライドさせることで 25mm の基準長さを動かし，移動中の各位置における歪み計にかかる負荷を距離に換算してその値の変化から粗さ曲線に相当する表面曲線を描き出す方法である．ここでは小野測器の歪みゲージ DG-3060 を用い，±10mm の範囲まで計測可能なため，通常の表面粗さ計の 100 倍近い

粗さを測定可能ということになる．なお，電源はパソコンからUSBケーブルを通じて得られるため，屋外における計測は容易である．

4．調査対象

調査対象は，鎌倉市にある「やぐら」と呼ばれる文化財である．これは凝灰質砂岩の山腹を刳り抜いて造られた，中世の横穴式墳墓で，内部には五輪塔型の浮き彫りが彫られている場合が多く認められる．こうした浮き彫りは，一般に強い風化を受けており，表面の脆弱化や浸食に伴う表面形状の変化が顕著に認められるものが多い．浮き彫りは，後天的な入り口部分の物理的崩壊によって広く開口した状態のやぐらでは風化が進み，逆に埋没によって入り口が狭くなっているやぐらでは風化が乏しいと報告されている[4]．それに基づき，風化の進行していない浮き彫りの表面を観察すると一般に凹凸は乏しく(図2—a 面と呼ぶ)，進行している浮き彫りでは一般に凹凸が大きくなっている(図3—b 面と呼ぶ)傾向を見て取ることができる．むろん，a，b 各面の中でも表面状態には場所によってバラツキが認められるが，それぞれの面における最大高さ(Rz)の最小値を比較する目的で，各面内を目視してなるべく平らに見える部分を選び，そこで 25mm の基準長さで粗さ曲線を計測した．また，現代の技術で加工・研磨された石材表面(e 面)を，比較の目的で同様の方法で粗さ計測した．



図2．風化の進行していない浮き彫り(a 面)における測定風景

5．結果

得られた粗さ曲線の結果を図4に示す．

b面ではa面よりも明らかに凹凸が大きくなっており，最大高さ(Rz)として読みとると，a 面では 448 μm，b 面では 1812 μm の値をそれぞれ読みとることができた．一方の e 面はそれらとは大きく異なり，最大高さ(Rz)は 22 μm だった．

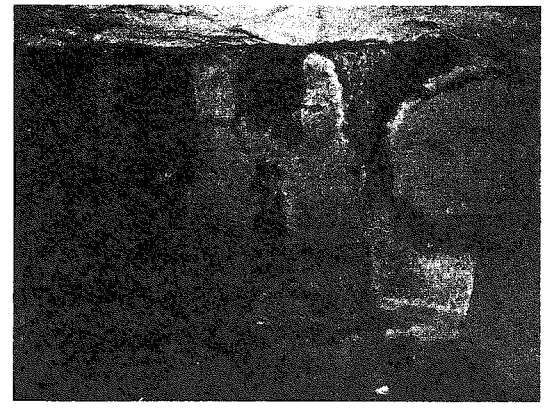


図3．風化の進行した浮き彫り(b 面)

図2に比べて，表面の凹凸が極端に大きい．

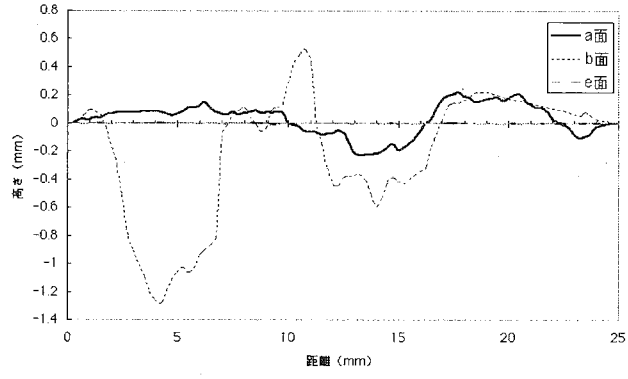


図4．a,b，e 面の粗さ曲線比較

最大高さは，b 面，a 面，e 面の順に大きい．

6．考察とまとめ

調査した浮き彫りは，いずれも同時期に類似した岩相に刻まれ同程度に仕上げられていたと考えられるが，その後の風化の受け方の違いによって現状の表面粗さが異なっていることが明らかにされた．すなわち，今回の計測により，風化の進行に伴って表面粗さの値は大きくなることが定量的に確認されたことになる．この方法を用いることにより，石材表面の風化状況を認識する一つの物性として表面粗さを定量化し，水分保持や植物繁茂に関連して文化財保存対策を策定することに貢献することが可能となると期待される．

引用文献　1) 木宮一邦(1975)花こう岩類の物理的風化指標としての引張強度　花こう岩の風化・第1報，地質学雑誌，81，349-364，2) 実教出版株式会社(2005)製品の幾何特性仕様ー(GPS)ー表面形状の図示方法　改正のポイント，3)藁谷哲也(2005)岩石の風化に伴う微小表面の形態分析とその利用，学術フロンティア「地理情報デジタルアーカイブの構築」2005 年度中間報告書，4) 朽津信明・高東亮・秋山純子・森井順之(2003)鎌倉のやぐらに見る凝灰質砂岩の風化とそれに与える温度・湿度の影響，地形，24，169-181

P18. 大阪平野沖積層形成環境変化と沖積粘土の鋭敏性

Evaluation on sedimentary environment and sensitivity of consistency of the Holocene sediments in the Osaka Plain

○塚田 豊, 三田村 宗樹, 吉川 周作, 大島 昭彦(大阪市立大学), 北田 奈緒子(地盤研究財団), 三瓶 良和(島根大学)
Yutaka TSUKADA, Muneki MITAMURA, Shusaku YOSHIKAWA, Akihiko OSHIMA, Naoko KITADA, Yoshikazu SAMPEI

1. はじめに

大阪平野には，最終氷期以降の海水準変動，主に完新世海進によって堆積した，いわゆる沖積層が厚く発達している．この沖積層に関しては，戦後の工業用地下水揚水などに伴う地盤沈下の対策として，主に土質工学的研究が行われ，特に近年では様々なボーリングデータのデータベース化が進められるなど，土質工学的特性のデータは豊富に存在し活用することができる．一方地質学的特性の研究は，これまでの岩相層序区分に加えて放射性炭素年代による詳しい絶対年代や微化石を用いた相対的海水準変動曲線など[1),2)]が明らかにされてきており，沖積層の空間的・時系列的な広がりが明らかにされつつある．しかし，多数の地質学的要素が複合的に関わりあって沖積層を形成しているため，これらの土質工学的特性に影響を与える地質学的要素を明らかにする事は難しい．この様な土質工学的特性の中でも東大阪地域に発達している鋭敏な沖積粘土に着目し，東大阪地域と西大阪地域の沖積粘土の鋭敏性の差異と，これを引き起こしていると考えられる地質学的特性の差異を検討する．

2. 試料採取地点及び研究手法

図-1 に示すように大阪平野上町台地以西で 3 地点，以東で 2 地点，計 5 地点において主にシンウォールサンプリングによって連続的に採取されたコアを用いて，地質学的・土質工学的特性の両方に関する分析を行った．土質工学的特性として粒度組成，鋭敏性の指標として液性指数と鋭敏比を用い，地質学的指標としては放射性炭素年代値，CNS 元素分析，ペレット観察を行い両地域における鋭敏性の差異と地質学的特性の差異を検討し，関連性を明らかにする．

3. 結果・考察

3.1. 分析結果から推測される堆積環境の差異

東大阪地域の沖積粘土層は全体的に鋭敏比が10以上と高く，特に粘土層中部以浅では15以上を示し，この部分では液性指数も1.0以上である．この鋭敏な粘土層の地質学的要素の特徴として，堆積場の水域環境と堆積速度が挙げられる．CNS分析により求められたTOC濃度(全有機炭素濃度)とTS濃度(全硫黄濃度)の比(以下C/S)により，おおよその酸化還元の程度を明らかにすることができる[3)]が，西大阪地域のC/Sは粘土層では

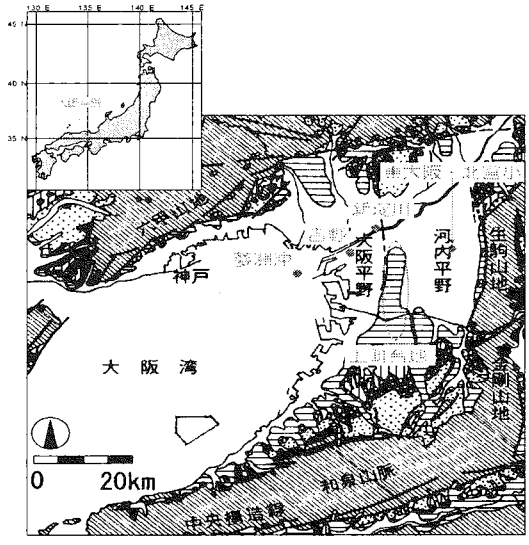


図-1. 分析試料採取地点

2～3で海水成と考えられる酸化環境であるのに対して，東大阪地域では1前後で汽水成と考えられる還元環境である．堆積速度においては，西大阪地域の約1.0m/千年に対して，東大阪地域は約2.0～2.5m/千年と2倍以上の速度で堆積している．つまり，西大阪地域の沖積粘土層が海水成環境のもと細粒粒子が遅い速度で堆積して形成されたのに対して，東大阪地域の沖積粘土層は汽水成環境のもと西大阪地域の高海水面期の粘土部分とほぼ同様の粒度組成でありながら，2倍以上の堆積速度で形成されている．この違いに見られる堆積環境の差異が，大阪平野における沖積粘土の鋭敏性の違いを引き起こしたと考えられる．

3.2. ペレットの出現特性と鋭敏性の関係

汽水成環境の堆積速度が速いもとで，細粒な粒子が急速に堆積しているという東大阪地域特有の堆積環境により，では実際に堆積物粒子間にどの様な違いがもたらされているのか明らかにする必要があるが，これには生物起源であろうペレット(団粒状粒子)の存在が大きく関係していると考えられる．

ペレットは不撹乱試料の切断面にスプレーを吹きかけるエッチング法によって認められる．これは試料の基質粘土粒子が溶け出しペレットの集積物や微化石が残存したためであり，ペレットが基質粘土粒子に比べ

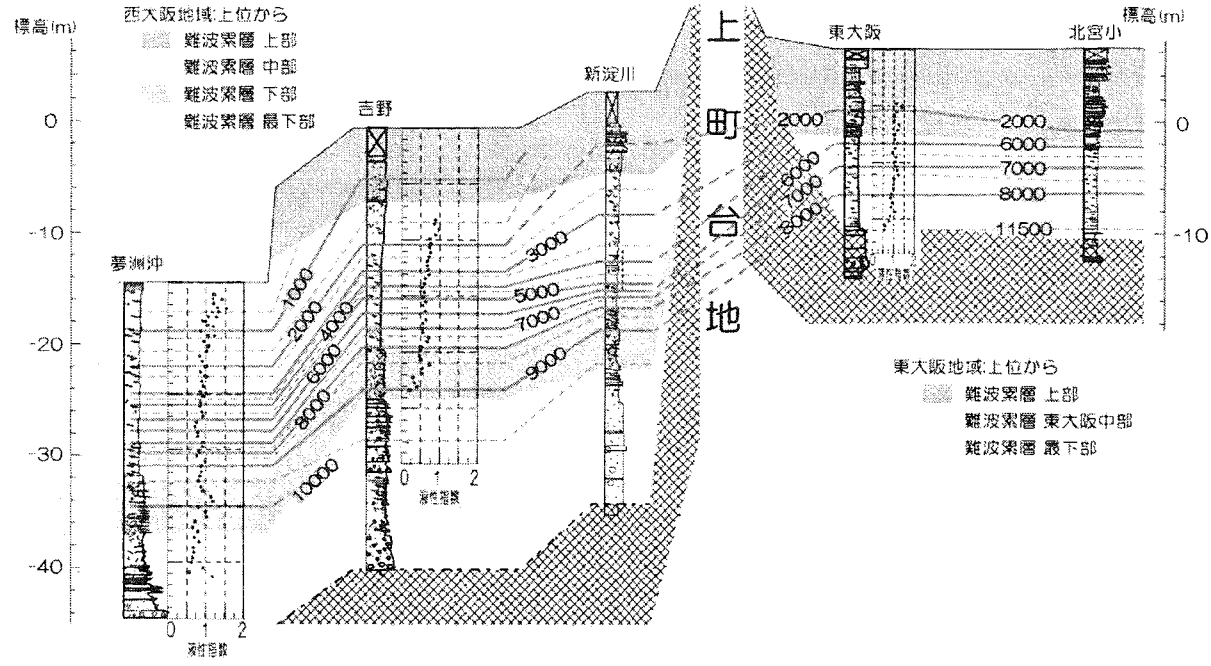


図-2. 各地域における堆積年代と堆積相の関係

て液性限界が高く粘着性に富むことを示唆している.これをもとに各地域においてエッチング法によるペレット観察を行ったところ，西大阪地域には断面面積比で30%前後含まれていたのに対して,東大阪地域はどの層準においても数%以下とほとんど含まれていないことがわかる(写真-1参照).このペレットの量比のみが直接鋭敏性を決定しているとは考え難いが，少なくとも，西大阪地域の沖積粘土層はペレットが多数粒子間に介在していることで比較的高塑性になり,これに対し東大阪地域の粘土層はペレットがほとんど含まれていない事が低塑性かつ強度の低い粘土層になっている一要因であるのではないだろうか.

以上から,堆積速度が西大阪地域の倍以上でかつ西大阪地域の高海水準期とほぼ同程度の粘土分が堆積しているという東大阪地域特有の堆積環境により(図-2.,表-1. 参照)ペレット等の生物源堆積物が見かけ上希釈された結果,高含水比である一方で低塑性かつ強度の低い鋭敏な沖積粘土層が形成されたと考えられる.

今後の課題としては,ペレットの構成物やそれらと粘着性の関係を明らかにする必要がある.

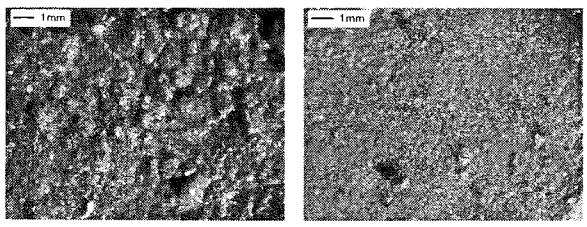


写真-1. ペレット写真(左:西大阪地域，右:東大阪地域)

表-1. 堆積年代からみた各地域の差異
(表中は上段:区間堆積速度，下段:粘土分含有量，色は図-2. 参照)

	西大阪地域			東大阪地域	
	夢洲沖	吉野	新淀川	東大阪	北宮小
2000年前	3.5m/ka 40%一定	5.0m~6.5m/ka 約1,200年前 6.5m/ka 10%前後	4.5m/ka 約2,300年前 2.8m/ka	3.1m/ka 30%~10%	
4000年前				堆積間隙	
6000年前	0.9m~1.2 ka 40%一定	海水成環境 1.0m/ka 35%~40%	0.8m/ka	約6,000年前? 2.1m~2.4m/ka 40%前後	約5,900年前 2.1m~2.7m/ka
8000年前		約7,900年前 5.1m~2.5m/ka 30%~30%	約8,000年前 5.5m~0.8m/ka		
10000年前	約9,400年前 4.4m~2.5m/ka 20%~40% 約10,700年前 4.4m~3.8m/ka 10%~30%	約9,200年前	約9,300年前	約9,000年前? ?	約8,500年前? ?

参考文献

(1) 梶山彦太郎・市原実，1972：大阪平野の発達史－^{14}C年代データからみた，地質学論集，7，pp. 101-112.

(2) 増田富士雄・宮原伐折羅・広津淳司・入月俊明・岩淵,洋・吉川周作，2000：神戸沖海底コアから推定した完新世の大阪湾の海況変動,地質学雑誌,106,7,pp. 482-488

(3) Sampei，Y・Matsumoto，E・Kamei，T・Tokuoka，T，1997：Sulfur and organic carbon relationship in sediments from coastal brackish lakes in the Shimane peninsula district，southwest Japan，Geochemical journal -journal of the Geochemical Society of Japan，31，4，pp. 245-262

P19　上総層群浅部におけるガス湧出量計測の試み

Experimental measurement of emission of natural gas in shallower layers of Kazusa group

○中川加明一郎，田中姿郎，末永弘，中田英二，窪田健二，志田原巧(電力中央研究所)
Kameichiro Nakagawa, Shiro Tanaka, Hiroshi Suenaga, Eiji Nakata, Kenji Kubota, Takumi Shidaraha

1．はじめに

地球温暖化問題の主要な原因とされる大気中CO_2濃度の上昇を抑制する対策技術の一つとして、CO_2地中貯留が考えられており、国を中心に研究が進められてきている[1)]。CO_2地中貯留とは地下深部の堆積岩中の帯水層等、流体が流動しやすくかつ間隙が大きい箇所にCO_2を注入し、長期にわたって貯留しておこうとするものである。

深部堆積岩中でのCO_2地中貯留に関しては、その技術的な成立性が十分に期待できるものであることが明らかに成りつつある。今後、その事業化にあたっては、技術的成立性の提示に加え、社会的受容性獲得も必要となると考えられ、このためには、地中に貯留されたCO_2の挙動を予測する手法をよりいっそう高精度化することが求められる。筆者らは、深部地層に貯留されたCO_2の万一の漏洩を想定し、 定常的に上昇移行するCO_2の人間生活環境への影響程度を評価することも、重要な課題の一つと考えた。人間生活環境に近い浅部地層でのCO_2の上昇挙動・湧出現象の理解と挙動予測技術ならびに化学的影響の定量的予測技術を検討し、さらに、湧出CO_2の大気中での拡散状況の定量的な予測技術を検討することとした[2)]（図-1）。そして、CO_2地中挙動予測手法の高精度化研究の一環として、水溶性ガス田における天然ガスの湧出現象をCO_2湧出のアナロジーとして利用し、定常的な漏洩を想定した場合の、浅部地層におけるCO_2上昇移行湧出を現象の理解と、定量的な湧出挙動予測を試みることにしている。

本報告では、このような研究の一環として、千葉県茂原地区で実施した、ガス湧出流量計測を試みた結果について述べることとする。

2．天然気体湧出量の計測

2.1 調査地点概要

今回の調査対象地点は、千葉県いすみ市須賀谷周辺とした。ここでは茂原型と呼ばれるガス田があり、5°～15°の単斜構造の更新世前期の堆積岩（深度200～1,500m）中に、長期にわたり天然ガスが地下に安定して存在するとされる。また、本地域では定常的なガス湧出(いわゆるガス徴)が地上でみられている。このような地下における安定した天然ガスの貯留は地中ガス貯留の有効性を示唆するとともに、貯留されたガスの上方移行と湧出現象の事例を提示するものであり、CO_2地中貯留のアナロジーと考えられる。そこでこの茂原地区における天然ガス湧出現象を浅部でのCO_2移行挙動のナチュラルアナログととらえ、CO_2の上昇挙動・湧出現象の理解と挙動予測技術の開発を目指すこととしている。

本対象地点においてはこれまでに天然気体流出調査、地表地質調査、物理探査、ボーリング調査，透水試験等を行ってきている。そしてこれまでの調査により、湧出箇所は偏在することを明らかにし、浅部の気体移行挙動は断層に規制されて上昇し湧出するものとの予想を行うにに至っている。

2.2 ガス湧出量の計測方法

これまでに天然ガス湧出箇所の分布あるいは濃度の分布は得られているものの，流量の分布を求めた例は、測定の方法が難しいこともあって皆無に等しい．そこで筆

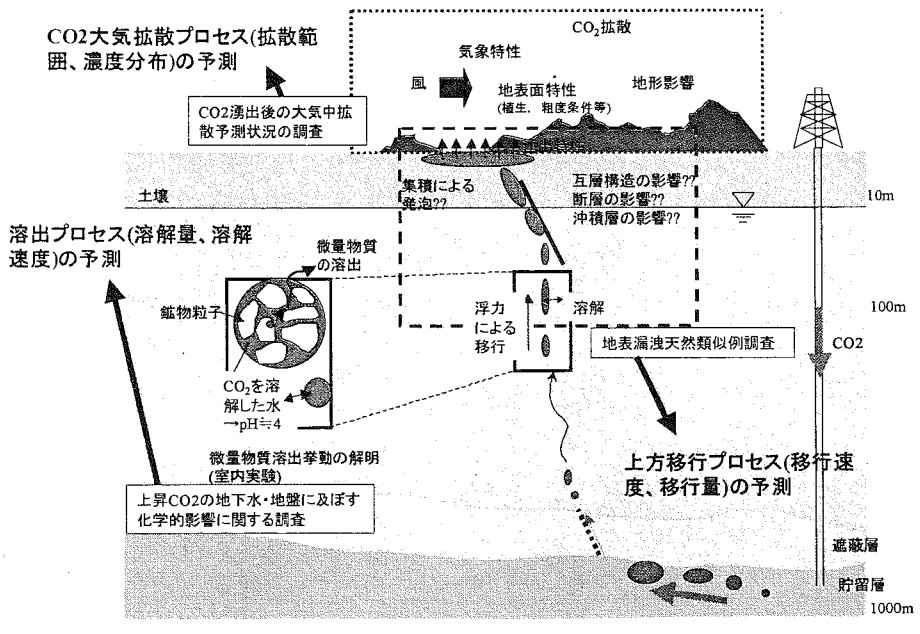


図-1 浅部地層におけるCO2移行挙動の概念

者等は，調査対象地域におけるガス湧出流量の計測を以下のように試みた。

調査地域のうち平坦地を形成する丘陵間沖積低地は田圃として利用されている。そのため湧出する天然ガスは，水田に水が入ると，水中の気泡として観察される。今回の調査ではこれを利用し，目視調査による湧出現象のランク分けとその分布の調査、各ランクごとの湧出流量測定を行い、これらを元にした湧出流量の見積もりを行うことにした。なお調査に当たって誤差を少なくするためいずれも晴天の日を選んで行った。

(1)湧出状況のランク分け

まず気泡の湧出状況を目視により湧出量の多い順にA-Dの4段階に区分した。

ランク分けの規準は以下の通り。

ランクA: ほぼ連続的に気泡が確認できる

ランクB: 1～2秒程度の間隔はあくが連続的

ランクC: 5～10秒程度の間隔があく断続型

ランクD: 10秒以上の間隔があく単発型。

(2) 出現箇所の特定

出現箇所の位置は、田の畦の交点などを基点に歩測により確認した。ガス湧出の気泡の確認は田の畦からの直視により、あるいは双眼鏡を用いて行った。観察する方向によって気泡の見え方に変化があるので，少なくとも２方向以上から確認するようにし，見落としを限りなくなくすようにした。

(3) 湧出流量測定

それぞれに区分されたランクについて，湧出流量の測定を行った。測定方法としては水中でロートを使ってビーカーにガスを導き一定の体積になった時間をストップウォッチで計測する水中置換法によった。

(4) 概略湧出量の算定

目視調査で観察したランクに湧出量調査で測定した結果を掛け合わせて全体の湧出量とした。湧出量調査で行った測定結果には幅があり，それぞれ最小の場合と最大の場合について推定を行った。

2.3 計測結果

調査結果を図4-2に示す。高ランクのガス湧出は調査範囲の西側から3 列目の水田に集中しており，南北方向に幅20m程度の範囲を示す。また全体的に調査範囲中心の２列の田においてガス徴出現頻度が高く，それ以外の範囲では散在している程度である。ガス湧出が高中池西側に確認された断層の延長上に集中的に出現していること、また，推定断層面の上盤側で多く湧出していることが確認された。連続性のよい高ランクのガス湧出域はほぼ南北方向に並んで出現することも確認された。

湧出流量は調査範囲において、総計150m3/day～300m3/dayと推定された。このうち、ランクA,B,C,Dの寄与率はそれぞれ約5割、2割、2割、1割であった。

３． おわりに

今回実施した浅部地層におけるガス湧出流量計測の試みにより、調査対象地域においておおよそのガス湧出流量の値を示すことができた。今後は、さらに現地調査、数値解析を加えて、断層に規制されて地表湧出すると想定する地表湧出モデルの妥当性を示し、浅部地層におけるCO2上昇移行湧出を現象の理解と、定量的な湧出挙動予測手法の確立を目指したいと考える。

今回の現地調査に当たっては、日鉄環境エンジニアリング(株)の山口隆志氏、綜合開発(株)の久家直之氏をはじめ多くの方にご協力をいただいた。謝意を表したい。

なお、本調査は(財)地球環境産業技術研究機構における「二酸化炭素地中貯留技術研究開発」のなかで実施したものであることを末筆ながら記す。関係各位に謝意を表する次第である。

参考文献:

1)http://www.rite.or.jp/Japanese/labo/choryu/choryu-frame.html

2)中川、他:，日本応用地質学会平成18年度研究発表会

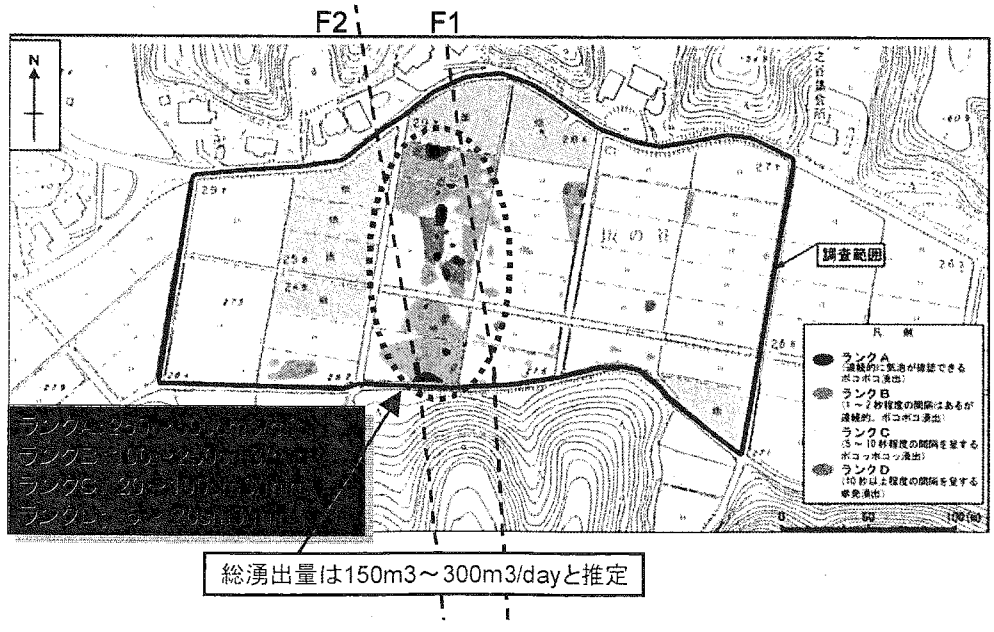


図-2 調査結果概要

P20. 上総層群浅部の断層構造とメタンガス移行の関係

Relation of fault structure and methane flow, in the case of shallow layer of the Kazusa Group

○田中姿郎，志田原 巧，末永 弘，中田英二，中川加明一郎，窪田健二（電力中央研究所）
Shiro Tanaka, Takumi Shidahara, Hiroshi Suenaga, Eiji Nakata, Kameichiro Nakagawa, Kenji Kubota (CRIEPI)

1. はじめに

二酸化炭素の大気への排出の削減法の一つとして，大規模排出源から排出される二酸化炭素を地下深部帯水層に長期間貯留する地中貯留が検討されている．地中貯留に関しては，その技術的な成立性が十分期待できるものであることが示されつつあるが [1]，事業化にあたり社会的信頼性を得るためには地中貯留された二酸化炭素の挙動予測技術をより高精度化することが求められる．地中貯留した二酸化炭素の長期挙動の一つとして，二酸化炭素が地層中を上方移行し最終的には大気に漏洩する現象が想定される．そこで，定常的に上昇移行する二酸化炭素の挙動と地表への湧出現象を検討するために，千葉県茂原地域に分布するガス徴を地表へのガス湧出現象のナチュラルアナログとみなし，ガス徴分布地域の地質調査，ボーリング調査，天然気体流出調査，物理探査等を行なってきた [2),3)など]．本報告では，地質とくに浅層部における断層構造とガス移行の関係を調査した結果について報告する．

2. 地質の概要

調査地域は千葉県いすみ市須賀谷周辺である．ここには第四紀更新世の上総層群梅ヶ瀬層とそれを被覆する沖積層が分布する．梅ヶ瀬層は砂岩・シルト岩互層を主体とし，火山灰層を挟む．地層は一般的に北東-南西走向で，北西に約 5～15° 程度傾斜した同斜構造を示し，後述する南北性の正断層により，東側が相対的に沈下した階段状の構造を示す．砂岩は細粒砂岩を主体とし，砂岩層下部に中粒から粗粒砂が認められることがあり，完全な，または一部が欠如したブーマー・シークエンスが確認できる．砂岩層の単層の厚さは数 cm～数 m，シルト岩層の単層の厚さは数 cm～1m 程度である．砂岩層は固結の程度が弱く，シルト岩層は比較的よく固結している．シルト岩には高角な節理が発達しているが，その節理は砂岩層には連続しない．調査地域で確認した鍵火山灰層は下位から U11～U5[4)]（U11，U10 はボーリングコアで確認）である．岩相は，U6 より上位の層準と U8 のより下位の層準は砂岩優勢，U6 の下位～U8 の間はシルト岩が優性な傾向がある．沖積層は谷地形を埋めるように分布し，侵食により削剥され再堆積した上総層群の砂岩・シルト岩などから構成される．沖積層および耕作土の厚さは，ボーリングで確認した範囲では 1.5m～3m 程度である．

調査地域の梅ヶ瀬層には走向が N20W～N20E 程度の南北性の正断層が発達している．断層は傾斜 70° 以上の高角な断層が多く，その多くは東落ちである．断層の横ずれ成分は明瞭ではない．断層の多くが明瞭な破砕帯や断層粘土を伴わない断層であり，断層面はシャープに密着しているか，もしくは面なしである．断層の落差は数 10cm～数 m 程度と小規模の断層が多く，調査範囲内で最も鉛直方向の変位量の大きい断層は落差が約 20m：F1 断層であり，次に約 8m：F2 断層である（断層の位置関係については中川ほか [3)] を参照していただきたい）．この比較的規模の大きい断層は破砕帯，断層粘土，地層のひきずりなどを伴い，断層周辺 5m 程度の範囲では断層にほぼ平行な割れ目の密度が増加する．地下 100m までのボーリングコアでは，シルト岩層には 50～70° 傾斜の密着した割れ目が潜在しており，水平から緩傾斜の割れ目はほとんど認められない．断層は，地表露頭と同様にシャープな面で密着しているものが多い．垂直変位約 20m の断層では，上下 50cm の範囲には傾斜約 60°の割れ目が発達が確認でき，これは断層の影響帯と考えられる．

3. 断層周辺のメタンガス

茂原地域では，これまでにも断層とガス徴の分布が一致する傾向が指摘されている [5)]．本調査地域でもガス徴の分布は沖積層下に断層が伏在すると推定したラインとほぼ重なり [3)]，地表付近でのガスの上方移行には断層が関与していると推察される．そこで，断層による高角割れ目と断層で引きずられた地層などに断層周辺にメタンガスが存在するか否かを調査するために，メタンガス濃度の簡易測定を行った．地層中のメタンガス濃度の測定は，地層に径 1cm，深さ 15cm 程度の孔をあけ，孔内から吸引した気体中のメタンガス濃度を測定した．割れ目中のガス濃度の測定は，割れ目の洞状の部分に直接吸引用のチューブを挿入し，割れ目内のガス濃度を測定した．以下に測定結果を示す．

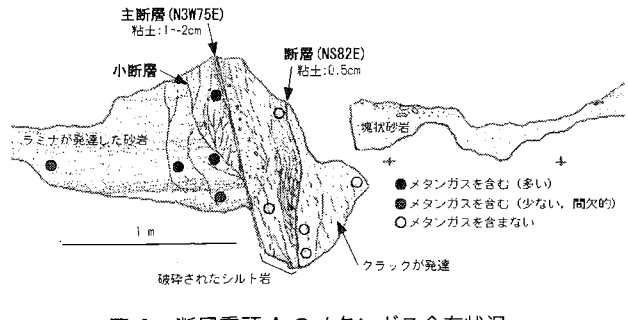


図-1 断層露頭Aのメタンガス含有状況

断層露頭 A（図-1）：F1 断層の露頭であり，幅 40cm 程度の破砕帯を有し，断層粘土を伴う．東落ちの正断層と考えられる．断層の下盤側（左側）の砂岩層中にメタンガスが含まれる．露頭は南向き．

断層露頭 B（図-2）：F2 断層の露頭であり，東落ちの正断層と考えられる．割れ目の走行方向の延長にガス徴が存在する．露頭は北向き（流れ盤）であり，傾斜に沿ったガスの移行はないと考えられる．断層上および近傍の割れ目により形成された洞にはメタンガスが充填されている．

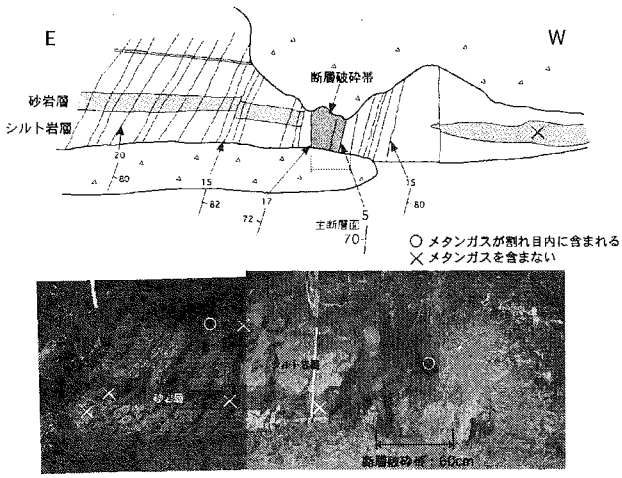


図-2 断層露頭 B のスケッチ，写真とメタンガス含有状況

断層露頭 C（図-3）：F1 断層の露頭と考えられ，図の右半分以上は引きずられた地層であり，東落ちの正断層である．砂岩，シルト岩は部分的に青色を呈し，火山灰層（ピンク部）やシルト岩相に発達したクラック周辺が青色を呈する事もある．青色部の砂岩層にはメタンガスが含まれ，上位のシルト岩には含まれない．断層内の割れ目の発達したシルト岩（火山灰の下位）にはメタンガスが含まれる．

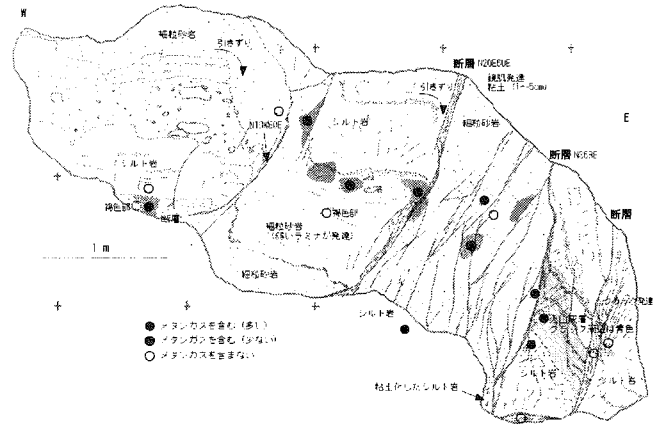


図-3 断層露頭 C のメタンガス含有状況

4. 孔内観察および透水試験

ボーリング孔口では，地下水から遊離したメタンガスが気泡として確認できる．孔内観察の結果この気泡は，特に断層を確認した深度付近からは観察されておらず，主に砂岩層から発生していることを確認した．また，孔内透水試験の結果，断層およびその近傍において，特に高い透水性を示さなかった．この結果は，地表露頭およびボーリングコアでは断層面が密着し，顕著な破砕構造を伴わないことに整合する．

5. 浅部地層におけるガス移行経路

ガス徴の分布は，沖積層下の伏在断層の推定分布とほぼ一致している．断層露頭周辺や断層内の引きずりの砂岩には青色を呈するものがあり，周囲よりも高濃度のメタンガスが確認される．また，断層近傍に発達した割れ目の中にもメタンガスが濃集する．このことから，地下から上方移行してきたメタンガスは地表付近で一部の開口した割れ目や，断層内の引きずりの砂岩中を経由してより効果的に上方移行していると考えられ，地表付近では断層を漏洩箇所としていると考えられる．一方で，地表露頭でもボーリングコアにおいても，多くの断層面は密着していることが多く，孔内観察の結果も，ボーリング孔内において発生するメタンガスの気泡は，断層からではなく主に砂岩から発生していると考えられる．また，孔内透水試験の結果は，断層部において高い透水性を示さない．断層露頭 A では，断層の下盤側の砂岩のみにメタンガスが含まれること，断層露頭 C では断層を境にガスの分布状況が変化することから，断層自体は遮蔽する効果も有すると考えられる．これらの結果から，断層に伴う割れ目は地表付近では緩みにより一部が開口し，メタンガスの上方への移行経路となっているが，より深部では閉口し，上方への効果的な移行経路ではないと考えられる．深部では，メタンガスは透水性の高い砂岩層の中を地層に沿って移行し，断層内の引きずりの砂岩や，断層の両側で砂岩層が繋がることにより，上方への効率的な経路が形成されている可能性がある．

謝辞 調査を実施するにあたり，日鉄環境エンジニアリング(株)の山口隆志氏，綜合開発(株)の久家直之氏，川口技術士事務所の川口通世氏をはじめ多くの方々にご協力いただいた．また，本調査は(財)地球環境産業技術研究機構における「二酸化炭素地中貯留技術研究開発」の中で実施した．関係者各位に厚くお礼申し上げます．

引用文献

1）（財）地球環境産業技術研究機構ホームページ http://www.rite.or.jp/Japanese/labo/choryu/choryu-frame.html

2）田中ほか（2006）浅部地層における CO_2 移行挙動に関する調査：茂原地域のガス徴による天然類似例調査．日本応用地質学会平成18年度研究発表会講演論文集，439-442．

3）中川ほか（2007）上総層群浅部におけるガス湧出量計測の試み．日本応用地質学会平成19年度研究発表会講演論文集．

4）石和田ほか（1971）日本油田・ガス田図 10 茂原．地質調査所．

5）楡井ほか（1976）天然ガス生産にともなう上ガス被害と上ガス発生のメカニズムについて（その 1），千葉県公害研究所研究報告，6，1-26．

P21. 南西諸島に分布する赤色土の色相計測による段丘対比の試み

Application of Soil Color for Evaluating the Age of Raised Coral Reef Terraces in Southwest Japan

○ 横森綾，衣笠善博（東京工業大学），佐々木俊法（電力中央研究所）
Aya Yokomori, Yoshihiro Kinugasa, Toshinori Sasaki

1. はじめに

南西諸島の台地～丘陵に分布する土壌は，赤黄色土あるいは赤色土と呼ばれており，古い地形面に分布する土壌ほど赤いなど，定性的な色の変化として捉えられることが多い．この色の変化をもたらすものは，腐植物質の付加を除くと，主に鉄鉱物の変化に由来すると言われている．例えば，喜界島における最近の研究で，段丘を被覆する土壌に含まれる鉄鉱物に着目し，遊離鉄の結晶化指数と段丘の形成年代との間に高い相関があることが明らかにされた[1]．

本研究では，段丘を被覆する土壌を対象に，簡便に測定できる分光測色計を用い，その色特性から段丘の形成年代を推定することを試みた．今回は，従来の研究でサンゴ礁段丘のウラン系列年代が得られている喜界島と南大東島において，現地計測および乾燥試料を計測し，各色特性が明らかになったので報告する．

今後，様々な年代の土壌における色特性を明らかにすることで，南西諸島の宮古島などウラン系列年代が十分に得られていないサンゴ礁段丘に対する，形成年代推定の資料となり得るであろう．

2. 調査地域の地形・地質

喜界島は全島が新第三系を覆う第四紀後期のサンゴ石灰岩からなり，最高点の百之台（最高高度 214m）以下，数段の段丘が分布し，最低位に完新世の隆起サンゴ礁が海岸線を縁取っている．

南大東島は島の周辺が高く，中央部が盆地状に低い隆起環礁で，基盤を構成する古大東石灰岩（鮮新世～更新世）の上に乗る新大東石灰岩からなっている．島をリング状に取り囲む標高 35～75m の高地は，かつての環礁で 幕上（はぐうえ）と呼ばれ，中央部の凹地はかつての礁湖に相当し，幕下（はぐした）と呼ばれ，その平均標高は 8m である．

3. 分析方法

色相は分光測色計（MINORTA CM-508d）を用いて CIE 表色系による 3 属性 L*, a*, b*を測定した．以下で述べる各測定値は，それぞれ 3 回測定した値の平均値を用いた．喜界島では 8 地点で現地計測，そのうち 6 地点で試料採取を行い，南大東島では 15 地点で現地計測，そのうち 11 地点で試料採取を行った．採取した試料は 60℃で 24 時間乾燥させ，ミル（PHILIPS Mini Mill）で 5 分間粉砕し，透明なビニール袋の上から色相を計測した．

4. 結果

現地計測の結果，喜界島における a*値は 12.3-15.8，b*値は 18.3-23.0 であった．南大東島における a*値は 13.4-19.0，b*値は 15.1-24.4 であった．一方，乾燥させた試料を計測した結果，喜界島における a*値は 10.6-12.8，b*値は 22.4-24.9，南大東島における a*値は 11.1-17.8，b*値は 21.3-26.8 となった．

すべての試料について乾燥前後を比較すると，全般的に a*値が低く，b*値が高くなる，つまり赤味が減少し，黄味が増加する傾向があった（図-1）．ただし，各試料の変化量は一定ではない．これは，主に現地における試料の含水率が一定ではないことに起因すると思われる．

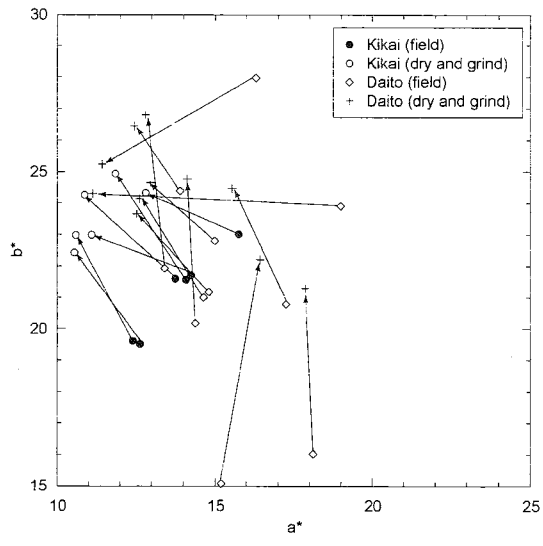


図-1 乾燥・粉砕処理に伴う a*値と b*値の変化

5. 考察

5-1 喜界島

太田・大村[2]は，更新世段丘を A～F 面の 6 面に区分し，ウラン系列年代から各段丘面の形成年代を明らかにしている（A 面：MIS5e，B 面：MIS5c，C 面：MIS5a，D, E, F 面：MIS3）．また，近年，稲垣ほか[3]は精密な $^{230}Th/^{234}U$ 年代を計測し，これまで MIS3 に形成したと

考えられていた比較的広く分布する段丘が MIS5b～MIS3 に形成されたことを明らかにした．本研究では，これらを踏まえて 5 つの面（I 面：MIS5e，II 面：MIS5c，III 面，IV 面，V 面：MIS5b—MIS3）に再区分した．

本研究では，I 面において 3 地点，II 面 4 地点，V 面 1 地点で現地計測を行った．その結果のうち，a*値について，段丘の形成年代との関係を図-2 に示す．試料採取は I 面 2 地点，II 面 4 地点で行った．乾燥・粉砕処理後，計測した結果，同様に a*値について，段丘の形成年代との関係を図-3 に示す．これらから，同じ年代における a*値は，処理前後ともにバラつきがあるものの，処理後の方がややまとまり，100ka 前後では 13 程度が上限であることがわかる．

5-2 南大東島

一方，南大東島では，年代測定に関する研究は十分ではない．ただし，太田ほか[4]は化石サンゴの分布と離水地形を詳細に調査し，正確な高度測定を行った上で年代測定を行い，MIS5e の標高は約 12m であることを明らかにしている．南大東島は琉球海溝の上盤側のフィリピン海プレート上にあることから等速隆起（0.1m/ka）と仮定して，標高から年代を推定した．その結果，今回計測された試料は 60～500ka の年代が推定された．こうして得られた各年代に対する a*値を図-2，図-3 に示す．

a*値は喜界島と同様に同じ年代でもバラつきが大きいが，現地計測の結果からは古ければ古いほど a*値が高い傾向が読み取れる．しかし，処理後からはこうした傾向は読み取れない．ただし，150ka より新しい試料の a*値は，データが少ないものの喜界島と同様に 13 程度が上限となっている．

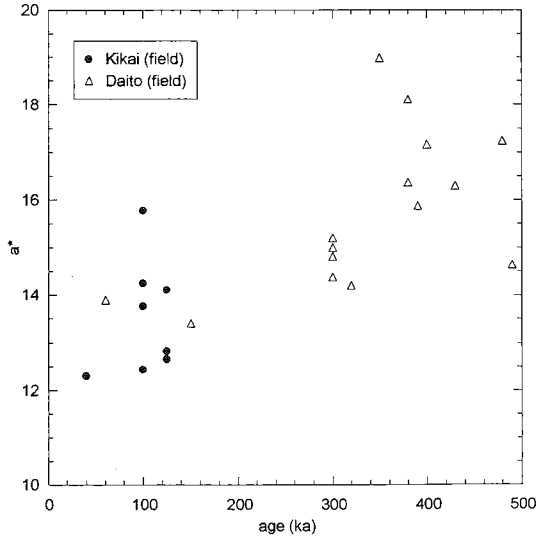


図-2 現地計測による a*値と年代の関係

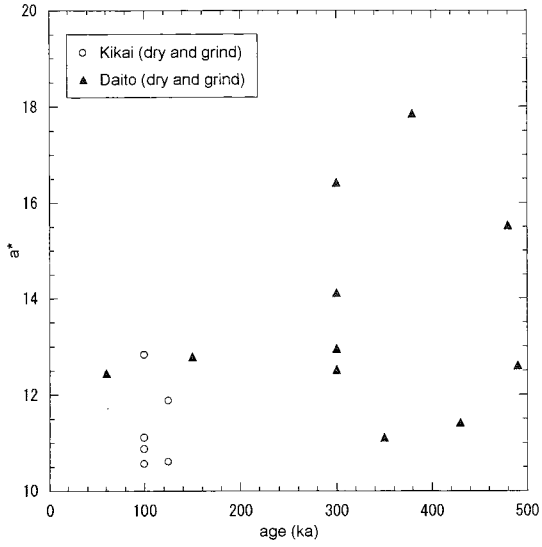


図-3 乾燥・粉砕処理後の a*値と年代の関係

6. まとめ

今回，赤味の指標である a*値に着目した．その結果，全体の傾向として，年代の古いものほど a*値が高い傾向があるが，統計的に有意ではない．ただし，新しい土壌の a*値には上限がある可能性がある．

a*値と年代との間に相関がなかった理由として，土壌の色は鉄鉱物のみで決まらず，その他の鉱物や有機物が大きく関与していることが知られている．さらに鉄の存在形態によっても色は変化する．今後は a*値のみではなく，黄味の指標である b*などに着目し，より詳細な色特性を明らかにしていく．例えば，Souri *et. al* [5]は，黄褐色森林土を用いて，岩石の風化指標である Parker index[6]および Product index[7]が Processed a*/b*（試料を 105℃で一日乾燥させ，850℃で 5 時間焼いて得られた a*/b*）と高い相関があることを明らかにした．このように，a*/b*といった指標も考慮する必要があり，今後の課題としたい．

参考文献

1) NAGATSUKA, S. and MAEJIMA, Y. (2001)：第四紀研究, Vol. 40, No. 2, 137-147.
2) 太田陽子・大村明雄(2000)：第四紀研究, Vol. 39, No1, pp. 45-53.
3) 稲垣美幸・大村明雄・八木洋江・加藤道雄 (2005)：第四紀研究, Vol. 44, No2, pp. 93-106.
4) 太田陽子・大村明雄・木庭元晴・河名俊男・宮内崇裕 (1991)：地学雑誌, Vol. 100, No3, pp. 317-336.
5) BUBAK, S., WATANABE, M. and SAKAGAMI, M. (2006)： Geoderma, Vol. 130, pp. 346-355.
6) PARKER, A. (1970)： An index of weathering for silicate rocks, Geogr. Mag, pp. 501-504.
7) REICHE, R. (1950)： *Pub. In Geol., Univ. of New Mexico Press.*

P22. 音波探査による湖底地質構造の三次元化
－秋田県一の目潟を例として－

Three-dimensional Imaging of the Lake Bottom Geological Structure Using Sonic Prospecting
- An Example of the Lake Itinome, Akita, Japan -

○ 奥元かおり・原口強・吉永佑一（大阪市立大学）
Kaori Okumoto, Tsuyoshi Haraguchi, Yuichi Yoshinaga

1. はじめに

近年，湖底堆積物から地球の古環境の復元と環境変遷の過程を明らかにする研究がひろく行われるようになってきた．湖底の堆積物は，1000 年あたり数 10cm と深海底と比べて 2 桁も堆積速度が速く，時間の分解能が良いことから地球環境の変化についての情報量がはるかに多いといわれている．海洋と比較しても、湖は滞水域の規模が小さく，しかも閉鎖的であることから，環境の変化を敏感に捉えることが可能となる．また，ボーリング・コアの採取率が高く，精度の高い分析結果が期待できるといった利点がある[1]．

本調査地である秋田県一の目潟の湖底の堆積物中には年稿が見られ，一の目潟形成以降の古環境の推定が可能となっている．過去 3 万年に及ぶ年稿の解析から，一の目潟の古環境の復元が進められているなかで堆積場としての湖底環境を知ることは非常に重要となる．

また，一の目潟のボーリング・コアから深度 1m内に厚いタービダイト層が数層観察されている．これらのタービダイト層は過去の地震による崩壊や人間活動のイベントに対応しているとされ，今回，湖底内部の地質構造の把握を目的に実施した音波探査のデータからも強い反射面として抽出された．そこで，本研究では音波探査のデータを用いて，一の目潟の湖底面を三次元的に可視化し，湖岸から流れ込んだと考えられる崩壊性堆積物の形状などの湖底地形を明らかにすることを目的とした．

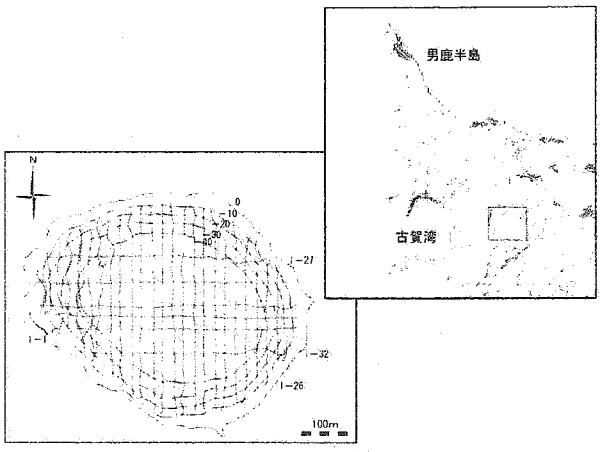
2. 調査地の地形・地質概要

秋田県男鹿半島の西端部，古賀湾付近に位置する目潟火山の一つである一の目潟は日本では数少ない爆裂火口湖（マール）として知られている．一の目潟は面積 0.26 k ㎡，最大深度は 42.0m[2] の淡水湖であり，3 つの目潟のうちで最も大きい形状をなしている．湖底はマール特有の平坦な鍋底状をなしているため，湖岸壁は急傾斜で，湖の集水面積も小さく，定常的な流入河川はみられない[3]．一部の湖水は灌漑用水や上水道として人工的に使用されている．

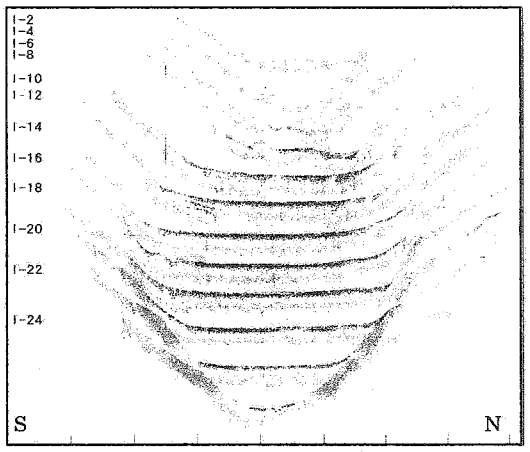
一の目潟の湖岸では，安山岩および流紋岩などの角礫が多くみられる．一の目潟の火山噴出物は，非常に粗粒で淘汰の悪い砂礫質の堆積物と，比較的粗粒で葉理や偽層の発達した堆積物より構成されており[4]，火山噴出物中には，一の目潟の基盤を構成する各種の岩片が含まれているほか，カンラン石団塊，普通輝石団塊および角閃岩片などが存在する[5]．

3. 湖底地形調査

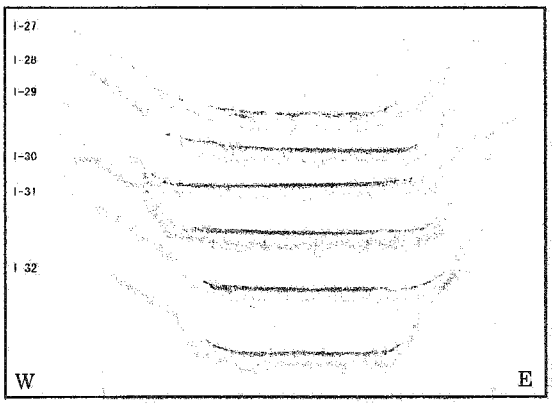
音波探査は湖全体を対象に約 25mの間隔で実施し，図－1 で示すような南北方向に 26 本，東西方向に 6 本の側線のデータを得た．また音波探査と同時に，GPS 測量による単独測位を行った．音波探査には周波数 10 k Hz の Ocean Data Equipment 社製の Strata Box を使用した．図－2 に南北方向の測線結果の一部を，図－3 に東西方向の測線結果を示した．



図－1　調査地域と音波探査測線位置
（西→東：1－1→1－26，
北→南：1－27→1－32）



図－2　音波探査による南北断面図



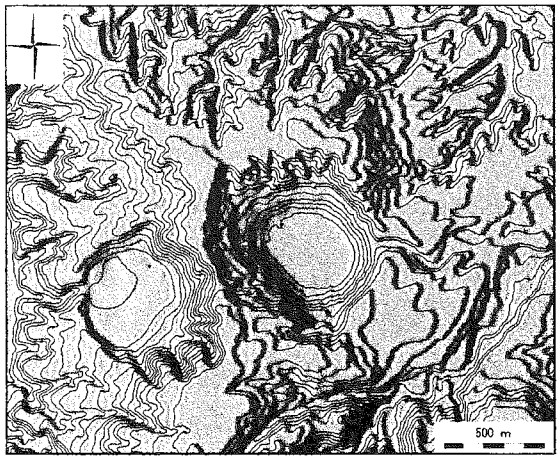
図－3　音波探査による東西断面図

これらの音波探査断面図に示すとおり，湖底面直下に反射強度の強い堆積物が存在することが原因で，内部の地質構造を明確に捉えることができなかった．

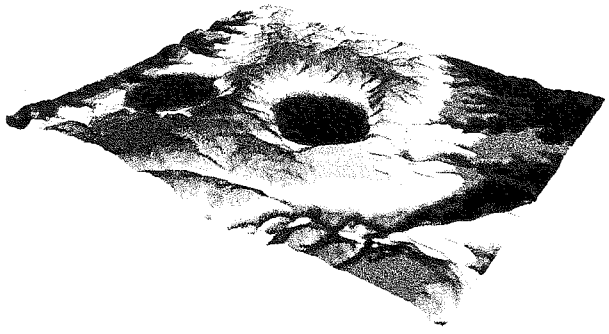
また，一の目潟の湖底地形は中央部分が非常に平坦であり，東側湖岸に向かい単調に湖幅が狭まっていくのに対し，西側の湖岸付近の湖底面には凹凸が目立つことがわかる．

4. 湖底地形の可視化

GPS 測量による位置情報（緯度・経度）および音波探査による湖底面の深度情報を用いて 5mメッシュの DEM を作成し，湖底および湖岸地形を画像化した（図－4 および図－5）．一の目潟の湖岸付近の地形については，東西約 2.7km，南北約 2.2km の範囲で 1/25000 地形図を基図に STRIPE 法[6]により 5mメッシュの DEM を作成し，使用した．



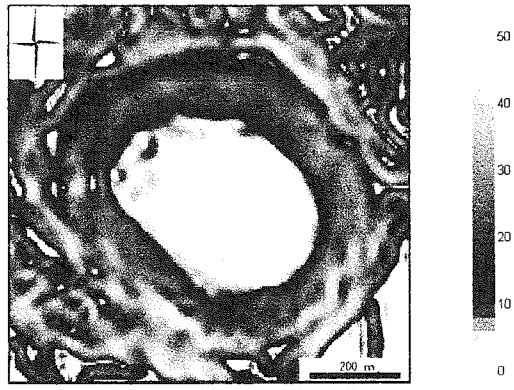
図－4　5mメッシュ DEMによる一の目潟の陰影図（等高線間隔は 10m）



図－5　一の目潟の三次元画像

図－4 および図－5 から，音波探査断面図では判断が難しい一の目潟の立体的な形状が良く示された．一の目潟はほぼ円形の形状をなしており，マールに特徴的な平坦な湖底面の存在が視覚的に捉えられる．東側の湖岸壁と比較して，西側の湖岸壁付近には凹凸がみられ，等高線もやや乱れている．

図－6 は一の目潟の湖底から湖岸を対象に作成した傾斜量図である．湖底はほぼ傾斜がなく，深度 40m付近で傾斜が約 10° と急変しており，湖岸壁に向かって傾斜量が大きくなっていくことが分かる．西側湖岸壁付近の湖底面では直径数m～10m程度の小規模な膨らみの存在が確認できる．



図－6　湖底付近の傾斜量図（単位は°）

5. まとめ

一の目潟において音波探査を実施したが，湖底の地質構造を把握することが難しかった．これは湖底深度 1m以内に存在する厚いタービダイト層が原因と推測される．これらのタービダイト層は年代測定の結果から 1939 年の男鹿大地震，1964 年の男鹿北西沖地震および 1983 年の日本海中部地震に対応しており，地震時に発生した崩壊により堆積したものと考えられている．

音波探査の断面図から西側湖岸付近に湖底面の凹凸がみられた．この地域で傾斜量図を作成したところ湖底面に小さな膨らみが比較的，明瞭に認められた．これら湖岸壁付近の湖底面に存在する部分的な膨らみは，西側湖岸域から崩れ落ちた土砂が原因となって形成された可能性がある．

6. 今後の課題

本研究において周波数 10kHz の探査機器を用いた結果，湖底内部の地層を捉えることができなかった．音波を湖底下の地層内まで透過させるには，さらに波動の減衰が少ない音波領域（10kHz より低い周波数）を用いての探査が今後，必要であると考えられる．

7. 引用文献

1) 烏丸地区深層ボーリング調査団，1999，琵琶湖東岸・烏丸地区深層ボーリング調査，滋賀県立琵琶湖博物館，p. 8.

2) 国立天文台，2006，平成 19 年　理科年表，丸善株式会社，p. 587.

3) 奥田節夫，倉田亮，長岡正利，沢村和彦，1991，空から見る日本の湖沼，丸善株式会社，p. 75.

4) 北村繁，1990，男鹿半島目潟の形成年代，東北地理，vol. 42, pp. 161.

5) 林宏，1955，秋田県男鹿半島一の目潟周辺の火山**抛**出物について，地質雑，vol. 61，pp241.

6) Noumi Y, 2003, Generation of DEM Using Inter-Contour Height Information on Topographic Map._Journal of Geosciences, OSAKA CITY UNIVERSITY, _vol. 46, 14, pp. 217-230.

P23. 東北地方三陸海岸における津波堆積物調査

Survey of tsunami deposits at Sanriku coast, North East Japan

鳥居　和樹，原口　強（大阪市立大学），今泉　俊文（東北大学）宮内　崇裕（千葉大学），島崎　邦彦（東京大学地震研）
Kazuki Torii, Tsuyoshi Haraguchi, Toshifumi Imaizumi, Takahiro Miyauchi, Kunihiko Simazaki

1. はじめに

東北地方三陸海岸は約 22,000 人の死者を出した 1896 年の明治三陸津波をはじめとして，日本海溝沿いで発生する巨大地震に伴う津波被害を，歴史上繰り返し受けてきたことが知られている[1]．さらに同地域は北米西海岸の 1700 年のカスケード津波[2]や，1960 年のチリ地震津波などの遠地津波にも被災を受けている．

津波は，発生域から浅海域，陸上の遡上域にかけてイベント堆積物が痕跡として残り，特に普段は波の静かな内湾や湖沼などはイベント堆積物が保存されやすい[3]．筆者らは，三陸沿岸域の宮古市葉の子浜地区，大槌町吉里吉里湿地，大槌湾奥部，大船渡市碁石浜地区，陸前高田市・古川沼地区，気仙沼市崎野地区の内湾や海岸沿いの湿地において過去の津波堆積物を認定し，過去数千年間における日本海溝沿いでの巨大地震の地震サイクルの解明を目的とした研究を行っている[4) 5) 6) 7) 8)]．

2. 津波堆積物の層相・年代

ボーリング・ジオスライサー，^{14}C 年代測定結果から泥炭やシルトを主体とした過去数千年間における地層が採取され，地層は宮古市葉の子浜地区で 300cal. y. BP，大槌町吉里吉里湿地で 690cal. yBP，大船渡市碁石浜では 30cal. y. BP と比較的新しい年代まで保存されている．その地層中に砂や砂礫，貝殻片などからなるイベント堆積物が挟在していることが確認できた．

イベント堆積物の層厚は数cm～約 20 cmが多く，細粒～極粗粒で構成され，下部層との境界が明瞭である．宮古市葉の子浜地区では 10 cm大の礫を含む層（図 2）が見られ[4]，大船渡市碁石浜では調査地前面の礫浜の礫と酷似した 2～5mm の黒色扁平礫から成る層（図 3）[8]が，陸前高田市古川沼からは，薄い泥層が挟まった2方向のラミナが確認できる砂層（図 4）が確認できた．大槌湾では過去 6000 年間の海底シルト層中に津波の可能性が高いイベント層が 22 層確認され（図 1），層厚約 2m で汀線付近に生息する牡蠣が付着した粘板岩ブロックを含む層も見られた[4) 5)]．

イベント堆積物の年代は大槌湾，陸前高田を除いた地域では今から約 2000～6000 年前に形成したと推定され，2000 年前より新しい年代の明瞭なイベント層は確認することができなかった．一方で陸前高田では最上部の砂層（図４）がチリ地震津波に対応できる可能性がある．また大槌湾のコアにおいては大船渡市合足海岸に残る 1896 年の明治三陸津波で打ち上げられた津波石に付着したカンザシゴカイの ^{14}C 年代測定結果から，同地域周辺の海洋リザーバ効果を算定し，堆積物年代の暦年較正を行っている[9]．その結果貞観津波，慶長三陸津波の年代に対応できる可能性があるイベント堆積物が特定された[9]．

本稿では，宮古から気仙沼で確認できた津波堆積物を広域対比し，堆積物から認定できる津波イベントの再来間隔を推定した．

3. 堆積物から認定できる津波イベントの再来間隔と歴史津波との対比

宮古から気仙沼において確認できた津波イベント堆積物の形成年代を推定し，津波堆積物の空間的・時間的分布を示した（図 5）．同地域の津波堆積物年代の広域対比したところ以下のことが明らかとなった．

①過去 2000 年前～6000 年前までの津波堆積物年代を対比すると，4 地点以上で年代のほぼ一致するものが 5 層準，3 地点で一致するものが 2 層準で合計 7 層準が認定される．重複する層準は，それぞれ 1900-2000cal. y. BP, 2400-2500cal. y. BP, 3100cal. y. BP, 3650-3800cal. y. BP, 4200-4300cal. y. BP, 4900-5000cal. y. BP, 5350-5450cal. y. BP となる．堆積物から認定される津波イベントの再来間隔は約 500 から最大 700 年となり，これは例外的に長い再来間隔を持つ超巨大三陸地震を示している可能性がある．

②上記地域の最近 2000 年間の地層は保存されているにも関わらず，陸前高田，大槌湾以外では過去 2000 年前より新しい年代の明瞭なイベント層は確認することができず，明治・昭和三陸津波に対応する津波堆積物も未確認だった．

③陸前高田・古川沼地区ではチリ津波に対応できる可能性があるイベント層が確認できた．これは，高田平野は土砂供給により海岸線が前進するため新しい堆積物が保存されやすい環境にあり，歴史津波に対応するイベント層が残りやすいと考えられる．

④大槌湾では海洋リザーバの算定による堆積物年代の暦年較正の結果，貞観津波，慶長三陸津波，明治三陸津波の年代に対応する可能性があるイベント堆積物が特定された．貞観津波の地質学的証拠は仙台

平野や福島県の沿岸域に分布しているという報告[10][11]はあるが，岩手県で貞観津波の痕跡が確認されたのは初めてであり，これは貞観津波が今までに知られていない連動型巨大地震である可能性を示している．

⑤大槌湾の海底からは過去6000年間に津波堆積物が22層確認されたが，同じ期間の陸域でのイベント層数はかなり少なく，特に歴史津波と対応できるような津波イベント堆積物の保存に関しては明らかに内湾のほうが優位性があると考えられる．

4. 今後の課題

これまでの調査結果から，津波堆積物を用いた過去数千年間における日本海溝沿いでの巨大地震サイクルの一部が明らかになりつつある一方で，陸域に比べ内湾に多くのイベント堆積物が保存されその優位性が示されたことから，今後は内湾にシフトして調査することで，より詳細な情報が得られると期待される．

文献

1) 渡辺，1998，2) Satake et al.，1996，3) 藤原ほか，2004，4) 原口ほか，2007，5) 鳥居ほか，2006，6) 原口ほか，2006a，7) 原口ほか，2006b，8) 呉屋ほか，2007 9) 鳥居ほか，2007，10) Minoura and Nakata，1900，11) 阿部ほか，1900

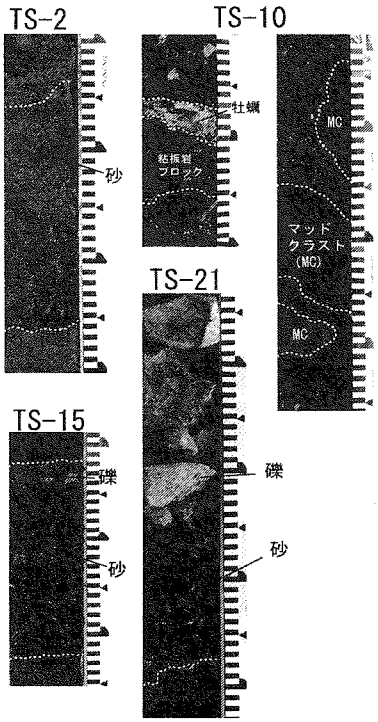


図1　大槌湾コアのイベント層

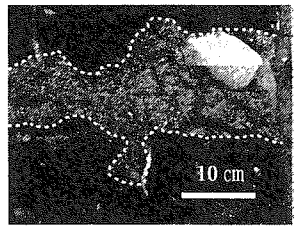


図2　宮古市葉の子浜地区のイベント層
（GS：深度140-160 cm付近）

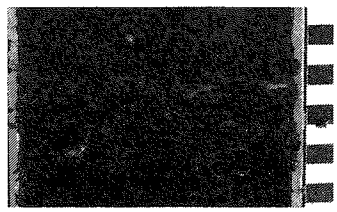


図3　大船渡市碁石浜地区のイベント層
（GS-B1:深度225-230 cm付近）

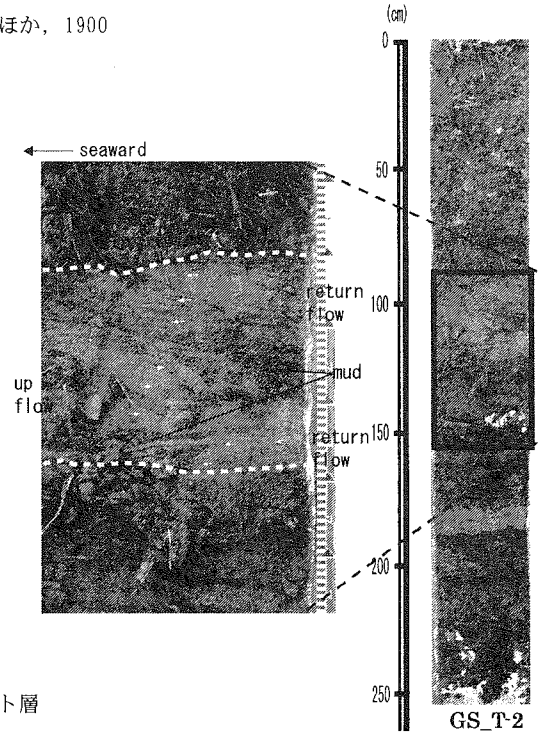


図4　陸前高田市古川沼地区のイベント層
（GS_T-2:深度80-135 cm付近）

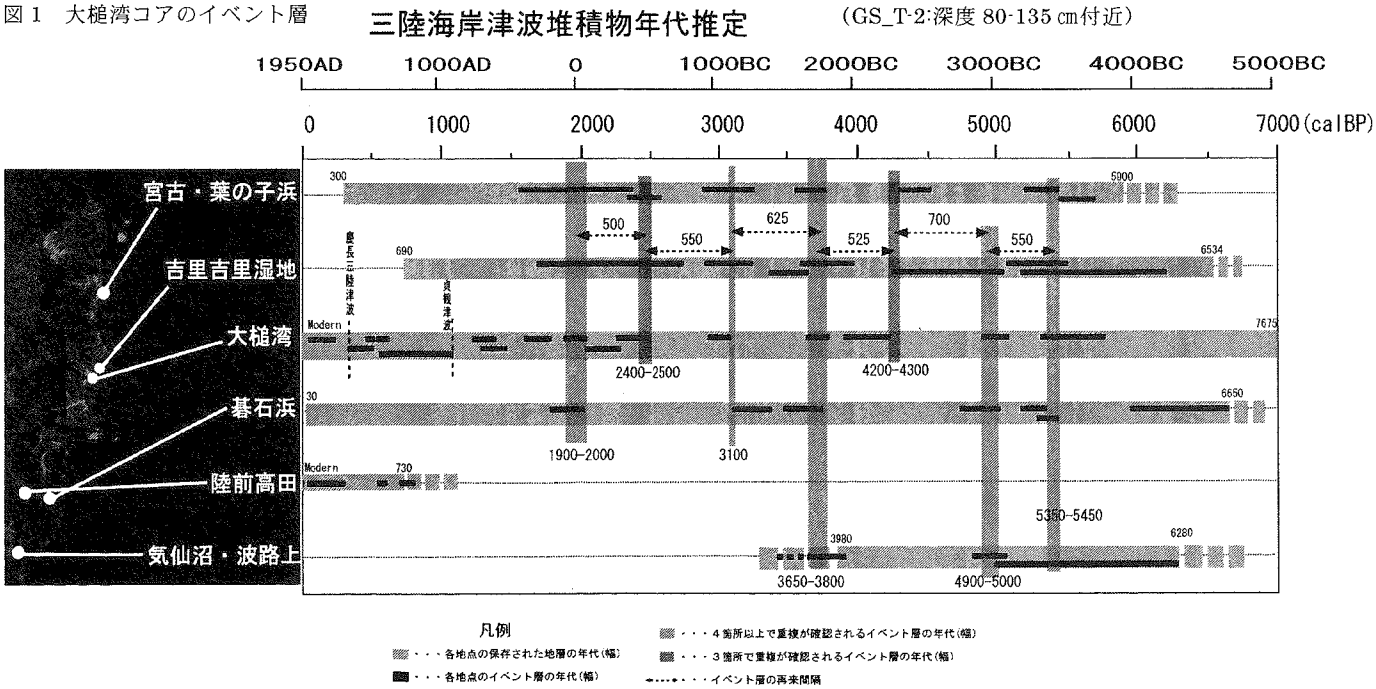


図5　三陸海岸における津波堆積物の時間的・空間的分布と広域対比

P24　マグマ貫入に伴う火山性断層の形成メカニズム －鹿児島湾新島を例にして－

Growth Model of volcanic-tectonic dome and faults by magmatic sources movement -An example from Shinjima Island-

○　吉永佑一，原口 強（大阪市立大学），遠田晋次（産業技術総合研究所），横田修一郎（島根大学）
Yuichi Yoshinaga, Tsuyoshi Haraguchi, Shinji Toda, Shuichiro Yokota

1．はじめに

火山体周辺では，マグマの貫入に伴ったグラーベン状隆起地形およびそれに付随する断層（割れ目）群がしばしば見られる．小出[1]は，力学的解析からいくつかのマグマ貫入モデルに伴う地表の変形構造を提案している．Pollard et al.[2]や三浦ほか[3]では地形解析により地表に発達する断層群の形態や時系列変化を判読し，数値解析を用いて貫入マグマの形状や貫入課程を推定している．しかしながら，これらは実際の地下構造を明らかにして地表の変形構造の形成メカニズムを解明したものではない．

本研究で取り扱う鹿児島湾新島は桜島火山の安永噴火(1779)時に隆起・形成された島[4]で，マグマの貫入が要因であると示唆されている[5]．島の地形はグラーベン状の地形と島の中央部を境とした線対称の正断層群によって特徴づけられる．

吉永ほか[6),7)]は地表の変形構造を解明するため空中写真判読，航空レーザ測量より得られた詳細 DEM による地形表現，現地調査を行っている．その結果，約2,300yrBP 当時の海底面[8]を変位基準面と仮定すると，地溝帯両端の断層の垂直変位量が 15.9m，23.5m となり，他の断層では 3～5m 程度であると示している．また，この旧海底面の 3 次元空間分布より断層によって島を 5～6 の地塊ブロックに区分でき，各ブロックがそれぞれ異なる傾動をなしていると示唆している．

吉永ほか[7),9),10),11)]は地下構造解析として反射法地震探査，重力探査を行っている．その結果，地溝帯直下 200m 以深より凸状に盛り上がった変形構造を示しており，約 330m 以深に分布する安山岩溶岩の形態を推定している．また，地表に発達する断層が地下深部まで累積しないことを示している．

さらに，新島周辺海域の地形解析の結果[11),12)]から，ｉ）波食棚と思われる水深 5m 程度の平坦面，ii）安永諸島（桜島安永噴火時に隆起した新島，中ノ島，硫黄島等）下に広がる比高約 100m の台地状の地形，iii）新島東西に位置する凹地状の地形を示している．iii）はとくに新島の地溝帯と直線状に並んでいることを指摘している．

本研究では，新島を例に火山体周辺で見られる断層群および隆起・陥没地形の形成メカニズムの解明を目的に，数値解析を用いて新島の形成プロセスを復元し，これまでに得られた実測データとの整合性を検討した．

2．数値解析による新島の形成過程の検討

解析手法は三浦ほか[3]を参照して，境界要素法による地殻変動解析を採用した．解析プログラムは Okada[13]の半無限弾性体モデルによる数値解析法を採用した Coulomb2.6.1[14]を用いた．Okada[13]の定義する解析解の展開から，計算に必要な入力パラメータは各モデルの規模，深度，変化量およびポアソン比，ヤング率である．

計算は，歴史記録から推定されるマグマ活動の時系列変化[15]，新島周辺海域での変動地形の特徴等から，新島中央部直下にマグマ溜り（点膨張源）とマグマダイク（開口断層）の複合モデルを想定して行った．ここで，ダイクの貫入傾斜は計算の簡便化のため，鉛直と仮定した．

入力パラメータであるポアソン比（λ），ヤング率（E）は，三浦ほか[3]に従いそれぞれ$\lambda=0.25$，$E=1.0\times10^{11}$Pa とした．また，安永噴火時の推定噴出量から点源の膨張量を 1.0km^3 とし，新島の地溝帯の幅を考慮してダイクの開口量を 300m と仮定した．点源，ダイク上端の深度およびダイク面の大きさは試行計算を繰り返して最適解を探索した（図 1）．

3．新島の隆起地形および断層群の形成過程

数値解析の結果得られた断面の形態は，実地形と調和的であり，貫入マグマの上端深度の計算値も重力基盤の境界面深度と大きく矛盾しないことが示された．このことは，点膨張・ダイクイベントを連動させた数値解析結果を用いて，新島の形成プロセスを説明できると示唆される．

以上の結果から，新島の形成プロセスは 2 段階のマグマ活動ステージが要因であると考察した．ステージ 1 は，深度約 1,500m でのマグマ溜りの膨張に伴う海底面の広域的な隆起である（図 3 左）．安永諸島が載っている海底台地はステージ 1 に形成された可能性がある．

ステージ 2 は，地下深部に位置するマグマ溜りの一部がマグマダイクとなって新島の地下浅部まで貫入し，それに伴って新島近傍の東西に伸びたドーム構造を形成したと考えられる（図 3 右）．このとき地殻内はダイクによって押し広げられる効果が働くため，ダイク直上がグラーベン状に低くなり，それに付随して線対称の正断層群が発達したと推測される（図 2）．これは，「海上に 2 つの島が湧出し，その後自ら合して 1 島となった」という新島形成の観察記録[4]を見事に説明している．

4. 今後の課題

境界要素法による地殻変動解析を行い，鉛直方向において計算結果が実地形をうまく再現することができた．しかしながら，3 次元空間で見ると整合しない箇所はいくつかある．また，設定した計算範囲が新島近傍の局所的な範囲であり，安永諸島周辺の地形を考慮すると今回求めたモデルよりさらに複雑であると考えられる．今後，安永諸島全体の 3 次元隆起形態を再現できるようなシミュレーション計算のさらなる検討が必要である．

文献

1) 小出, 1982
2) Pollard et al., 1983
3) 三浦ほか, 2002
4) 桑代ほか, 1970
5) 味喜ほか, 2003
6) 吉永ほか, 2005a
7) 吉永ほか, 2005b
8) 亀山ほか, 2005
9) 吉永ほか, 2006a
10) 吉永ほか, 2006b
11) 吉永ほか, 2006c
12) Yoshinaga et al., 2006
13) Okada, 1992
14) Toda et al., 2004
15) 都司, 1997

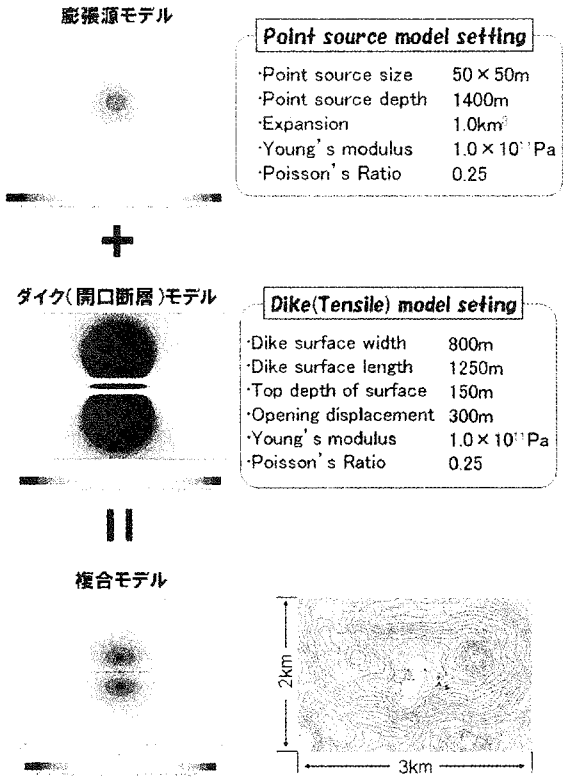


図 1 本研究で想定した複合モデルの解釈図（左），解析結果（右）および解析範囲（右下）

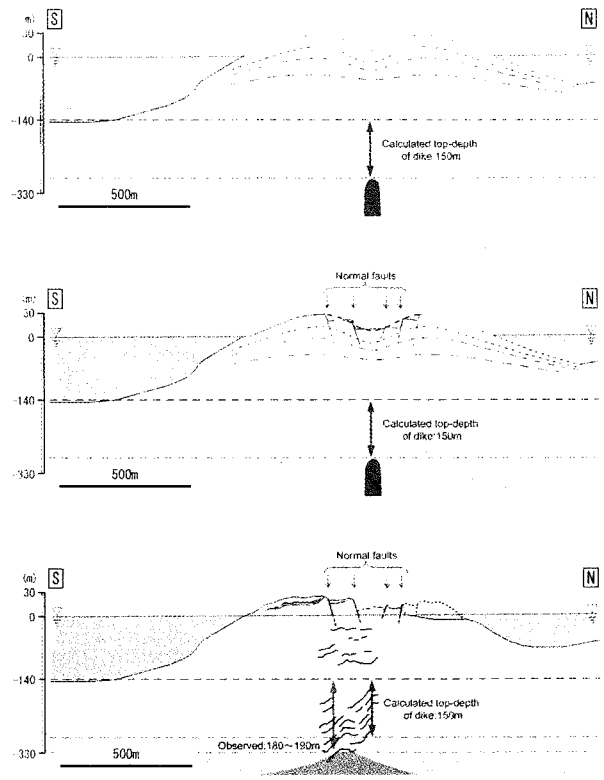


図 2　数値解析結果（上），断層形成の解釈図（中）および実測データをもとに作成した断面モデル（下）

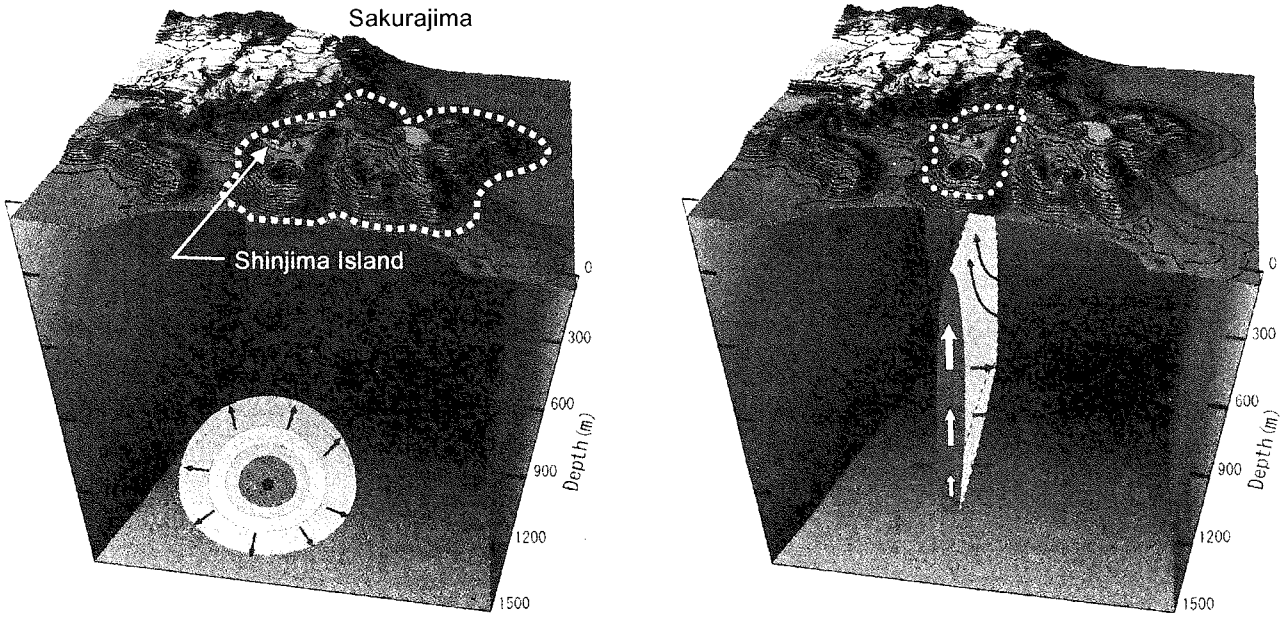


図 3 マグマ活動の 2 段階ステージの 3D イメージ（左はステージ 1，右はステージ 2）

P２５　関西圏における地盤情報データベースの活用と地層分布の解釈

Subsurface Geology in Kansai Area using borehole database and its properties

○北田　奈緒子・伊藤浩子（地盤研究財団）
竹村　恵二（京都大学），三田村宗樹・大島昭彦（大阪市大）

1．はじめに

関西圏地盤研究会では，関西圏地盤情報データベースをもとに大量のボーリングデータから地域の地層構成を浮かび上がらせ，地質・土質特性の抽出と解釈に取り組んでいる[1) 2) 3)]．大阪平野の低平地では地表付近に広く分布する Ma13 層および Ma12 層と呼ばれる海成粘土層が鍵層となり，建設施工ボーリング時にもこれらの粘土層の層準まで調査されている場合が多い．これらの地盤情報は 1980 年代より協議会を構成し検討がなされた．現在では，関西圏地盤情報の活用協議会（2003～）となり，大阪堆積盆地のみならず近畿圏の平野および盆地地域の表層地盤情報を地質学および地盤工学の両方から相互検討し，堆積環境や変遷に伴う地盤性状と地盤工学的な特徴の相関性を論じている．本報告では，積様式の違いにより神戸地域・西大阪地域・東大阪地域・泉南地域に分けられる 3 つの地域の地層分布状況とその特徴を論じる．堆積様式の違いは，工学的な性質の違いにも対応し，今後の地域の特性を把握するために有効である．シークェンス層序学的な区分の検討は地盤情報では初めての試みであるが，本発表では，検討例などを含めて報告を行う．

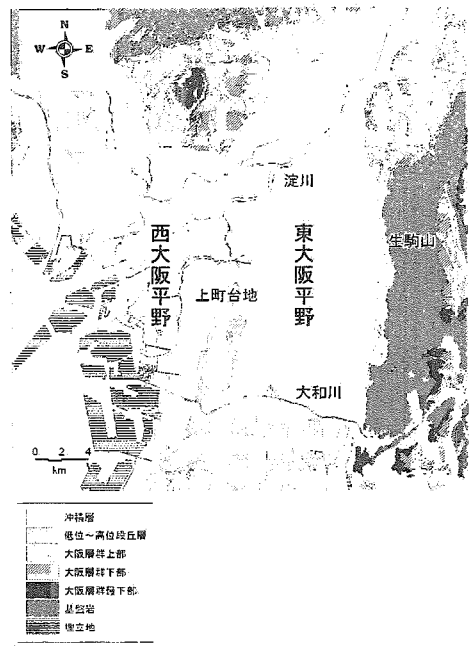


図-1　調査位置と周辺の地質

2．大阪地域の地形・地質

大阪地域は，図-1 に示すように大阪平野の中央部に南北に細長く伸びる上町台地を挟んで西側を西大阪平野，東側に東大阪平野からなり，淀川や大和川から陸源の堆積物が供給されている．表層付近には沖積層が広く堆積し，その下位には大阪層群が分布する．ボーリングデータベースを用いた研究成果[1)]から，大阪地域の表層付近では，沖積粘土層（Ma13 層）および最上位の洪積粘土層（Ma12 層）が広く分布することが明らかであり，これらの粘土層は間氷期の温暖時に海面下で堆積した海成粘土層である．Ma13 層の分布域は，図-2 に示すように大阪湾～西大阪地域一帯と東大阪地域に広がっており，これまでの検討では，これらの粘土層の分布や層厚などを中心に検討を行い，その地域性などについて議論を行ってきた．神戸地域や泉南地域では，海岸線に沿ってその分布のほとんどが沿岸地域に見られることも特徴である．

一方，近年の地質層序学分野においては，沖積粘土層や洪積粘土層に代表されるようなユースタティックな海水準変動による堆積物を「シークェンス層序」として捉える考え方が脚光を浴びている．これは，海水面の上昇期（海進期）と下降期（海退期）に見られる同時堆積面を対比することで，大きな海水面の変動の周期（シークェンス）として捉える方法で，同一堆積時間面上には，地域によって層相が異なることもあり得るが，従来の同一層準の地層であっても堆積時期や層相が異なることが区分され，これらの違いが土質特性などの違いに結びつく可能性がある．

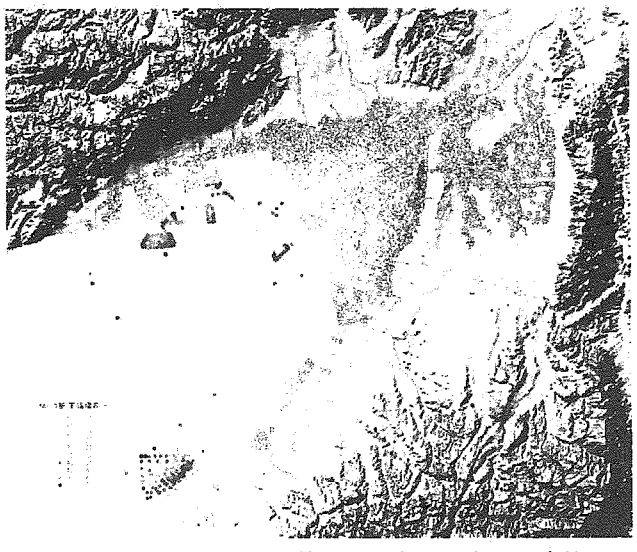


図-2　大阪平野における沖積粘土層（Ma13 層）の分布状況
（関西圏地盤 DB より抽出した Ma13 層の下端標高分布）

3．ボーリングデータベースを用いた解釈

一般にシークェンス層序学では，各地点における地層層序情報とともに堆積年代情報が必要となる．そのため表層付近の地層を用いて検討を行う場合は，各種放射年代測定や火山灰測定における同事堆積面の解析が必須となる[6]．ボーリングデータベースにおいては，地質ボーリング情報を中心に火山灰層の情報は一部明記されているが，情報量としては少なく，堆積年代測定情報についてはほとんど無い．そこで，これらの情報は既存の地質ボーリング情報から引用することにして，一般的な沿岸部で見られる堆積様式と形態のパターンをデータベースを用いて断面を作成し，解釈を試みた．

図-3 に示すようにシークェンスの 1 サイクル（海進～海退）と次のサイクルとの間には不整合が見られ，これをシークェンス境界（SB）と呼び，境界の前後の堆積物に時間的な間隙が存在する．また，海進の初期には，Transgressive Surface(TS)と呼ばれる海進前の海浜堆積物がみられ，Ravinment Surface(RS)から海成粘土が堆積を開始すると解釈し，海進の現象が最も顕著にかつ初期から表れる旧淀川（古大阪川）に沿って東西断面を作成し，各境界を推定した．図-4 にその結果を示すが，Ma12 層上面を一部削り込む礫層の下面がシークェンス境界で，新島付近では，Ma12 層の上部削り込みも無く，その上部にはデルタ堆積物と考えられる砂礫層が分布する．シークェンス境界は，東側では上町台地に至り，台地の西側では，海食崖を形成している．Transgressive Surface は最も海側の新島コアでは約 11000 年前に，内陸部の北津守コアでは約 9000 年前になり，この地域の海進には概ね 2000 年の歳月を要していることになる．Ma13 層（水色）の層厚は未圧密の状態の西端の TS，RS 共にほぼ平らな面を構成し，最も層厚

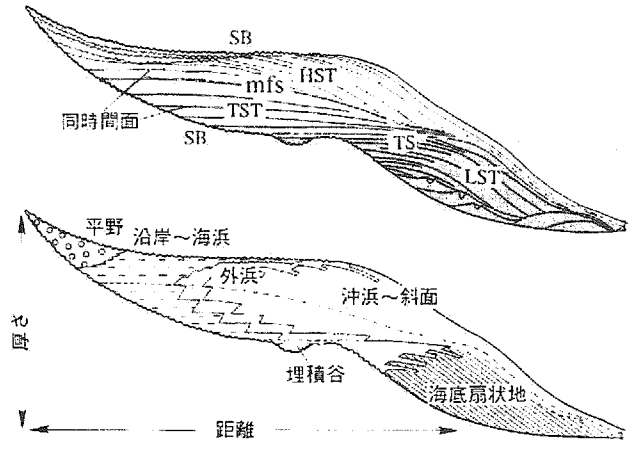


図-3　シークェンス層序から見た堆積構造

が厚いが，咲洲（さきしま）以東はややがたがたと標高が変化したり，層厚が薄くなるなどの傾向がある．この傾向は，埋立地直下やデルタ堆積物が上部に堆積する地域に限って見られ，上部載荷による圧密効果と考えられる．

引用文献：

1）土質工学会関西支部（1992）：関西地盤, 212p.　2）関西地盤情報活用協議会（1998）：新関西地盤, 270p.　3）大阪湾地盤情報の研究協議会（2002）：ベイエリアの地盤と建設, 505p.　4）　5）　6）増田富士雄（1998）：高密度で測定された 14C 年代測定による完新統のダイナミック地層学，107，713-727.

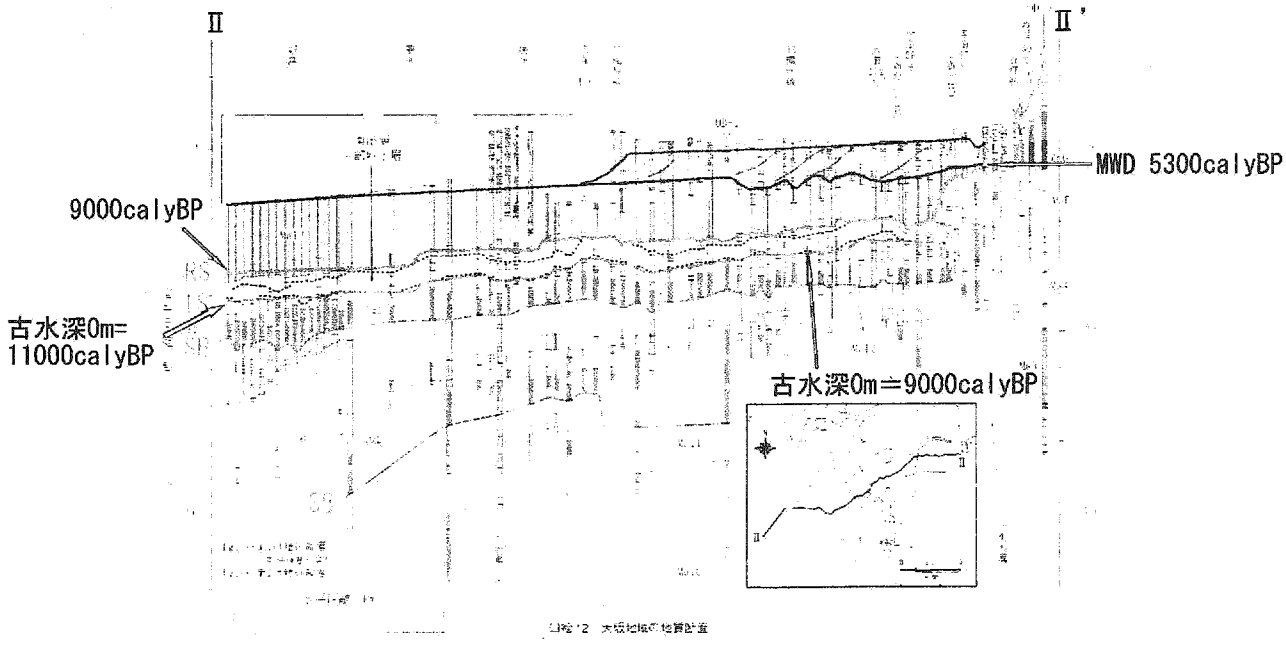


図-4　シークェンス層序から見た大阪平野の堆積構造

P２６　上町断層系における表層構造と街づくりについて

Subsurface Geology around Uemachi Fault system and city planning around fault structure

○　岩崎　好規・北田　奈緒子・山本　浩司
香川　敬生・井上　直人（地盤研究財団）

１．はじめに

大阪平野の中心部には南北に続く上町台地があり，この台地の西側を南北に上町断層が通過している。上町断層はさらに大阪北部の佛念寺断層から，南部の岸和田市まで総延長約42kmが一連の活断層であり，大阪市内では，南西部方向への２本の派生断層が確認されている。つまり，大阪の主要都市部の地下には断層が通過しており，都市開発，都市防災の点では上町断層の問題を無視することは難しい．

平成 19 年度には大阪府において被害想定調査が実施された.兵庫県南部地震以降,東南海・南海地震の再来が近づく昨今，防災および街づくりに関しての意識は高く，特に断層に対する意識は高く，公共施設の建設等においても断層近傍の設計等に関わる基礎調査などが検討される割合が高くなってきた．本論においては，ボーリングデータースによる浅い構造と反射断面による深層構造を統合的に解釈し,断層構造を把握することによる撓曲構造直上のライフライン系の構造物に対する耐震設計の基礎的情報取得の事例を報告する．

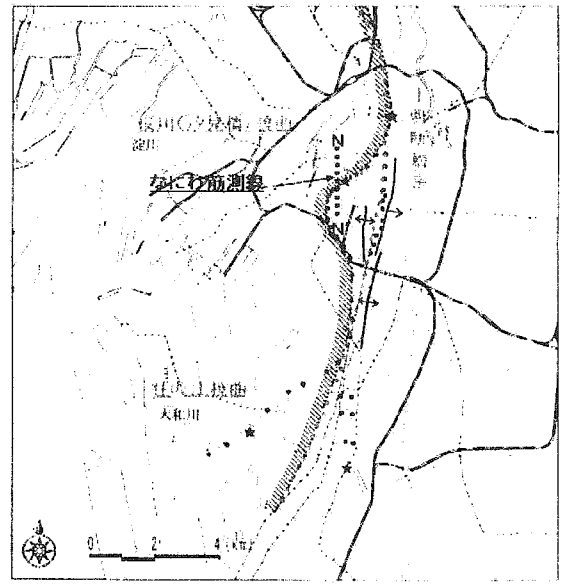


図-1　大阪の上町断層と桜川撓曲[1)]

２．ボーリングデータベース

関西におけるボーリングデータは，関西圏地盤情報協議会で収集管理されている．大阪市内の南北方向のなにわ筋線（N-N'）（図-1）に沿ったボーリング地層断面を図-２に示した．図-２では，完新世の沖積層は，ほぼ水平に連続した砂層と粘土層(Ma13)の堆積の下に，傾斜した更新世の洪積層が見られている．大阪地域においては，しばしば，表層地層の水平連続性が保持されず，傾斜構造が出現している。大阪地域は，図-1 に示すように大阪平野の中央部に南北に細長く伸びる上町台地を挟んで西側を西大阪平野，東側に東大阪平野からなり，淀川や大和川から陸源の堆積物が供給されている．

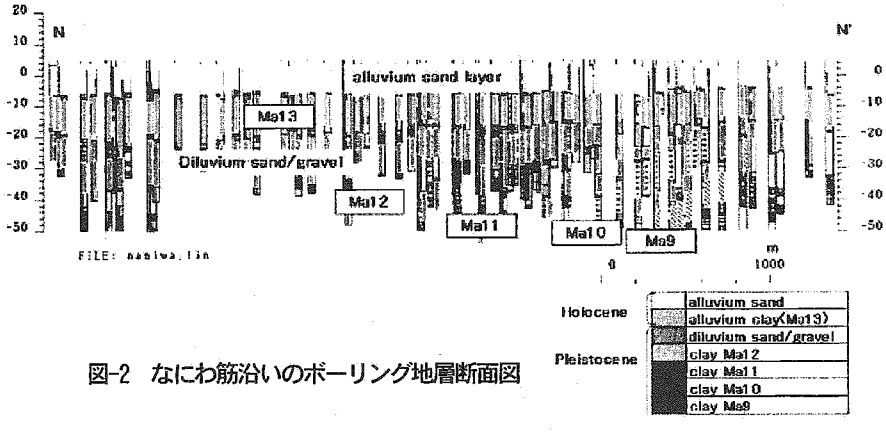


図-2　なにわ筋沿いのボーリング地層断面図

３．ボーリングと反射断面構造の比較

図-３になにわ筋測線における反射断面とその上部に図-２のボーリング地層断面図を縮小して示した．図-３には，反射断面とボーリング柱状図との比較も示した．明らかに，ボーリング断面における傾斜構造は，反射断面における撓曲構造の一部を形成していることが，読み取れる．逆に，反射断面においては，特に 50m 以浅の浅層構造は不明瞭であるが，ボーリングデータと統合すればその連続的な地層構造が判明することがわかる．また，一般的に示される活断層分布図（図-１）のように，断層は線状に分布するというよりも,大阪平野部では表層付近は撓曲構造が主に見られ，地表面で変形する分は断層よりも幅広いゾーンをなすことがわかる．

４．撓曲構造と撓曲変位の正規化

図-４に反射断面に現れている大阪層群の Ma10，Ma9，Ma8---Ma0 の各海成粘土層を示した.. 左端部で 1500m の深度にある岩盤面は，約 400ｍの断層で切られている．

Ma0,Ma1 までは，同様に断層で切られているが，Ma2 から上位の粘土層は，むしろ連続的に変形して撓曲構造を示している．これらの各粘土層の水平位置と深度を読み取った．各粘土層の左端と右端の変曲点に注目して，変曲点間の深度の差を変曲点間累積断層変位量とする．上位に行くほど，変曲点間累積断層変位量は小さくなっている．各粘土層の断層変位量を，この変曲点間断層変位量で正規化して図-4の上部に示した．各粘土層の変位点は，このような正規化によってほぼ1本の曲線に収斂している．図-4の上部には，双曲正接線も示した．

このように断層変位曲線が示されることは，この断層が将来動いた際の予想変位量の推定値が与えられれば，断層変位水平分布の推定が可能であるということになる．最大撓み角とその発生位置が同定できればライフライン施設でその直下に撓曲構造がある場合には，予想される断層変位によって生じる撓み角に耐えるような柔軟性を有するフレキシブル構造にすれば，耐震性を付与できると考えられる．

5　上町断層系と鉄道交通系ライフライン

図-5に上町断層系の断層（桜川撓曲＝汐見橋撓曲，住之江撓曲，上町断層）の地表面位置を示し，さらにこれらの断層と交差する交通ライフライン系との交差地点を示した．北側を新淀川，南側を大和川で切ってみて，その中に入る地下鉄や鉄道の交通系と各断層との交差点の数は，

上町断層系	8点
桜川（汐見橋）撓曲	5点
住之江撓曲	2点

の15点である．

6　結論

大阪市域のなにわ筋における事例を通して，浅い地盤構造はボーリング地層断面図から，深部構造は，地震反射断面から求めて，統合的に地層の撓みを解析すると，撓曲変位量は正規化して統一的に表示できた．

断層や撓曲構造と交差しているライフラインは，撓曲断層によって生じる撓み角の極大は2箇所において発生するが，これらの最大撓み角が発生する位置と，最大たわみ角が想定できれば，耐震対策を講じることができる．主要な交差位置での反射探査の実施を行い，さらにボーリング柱状図断面との統合的な解釈が必要である．

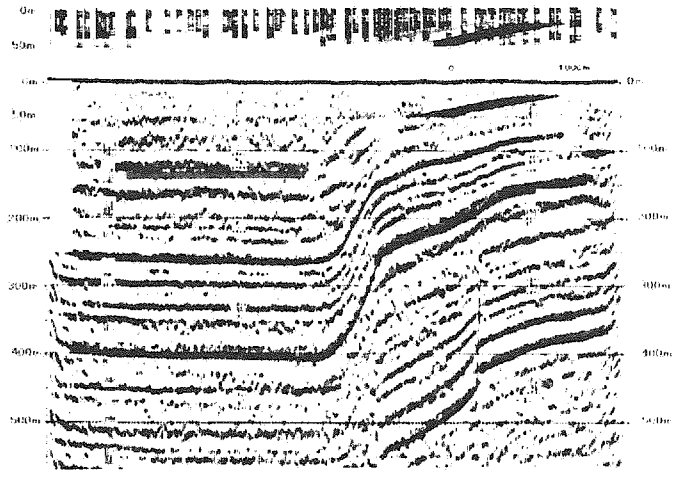


図-3　なにわ筋における反射断面[2]とボーリング断面の比較

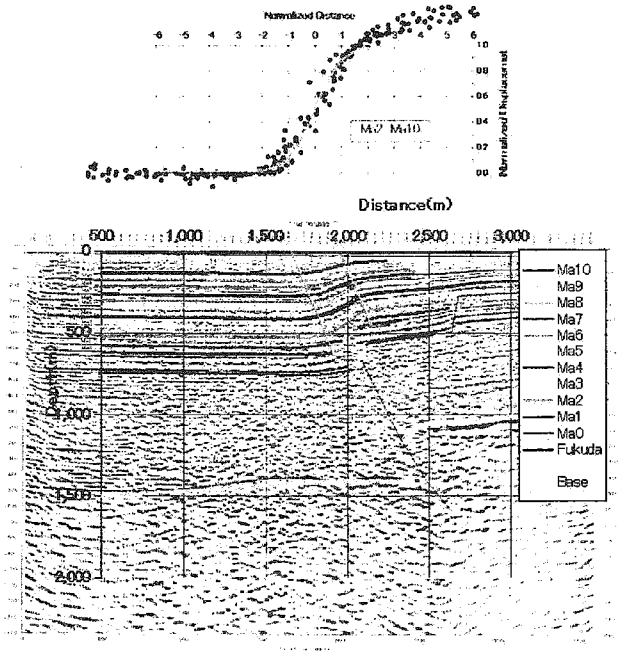


図-4　桜川撓曲の反射断面[2]と正規化断層変位分布図

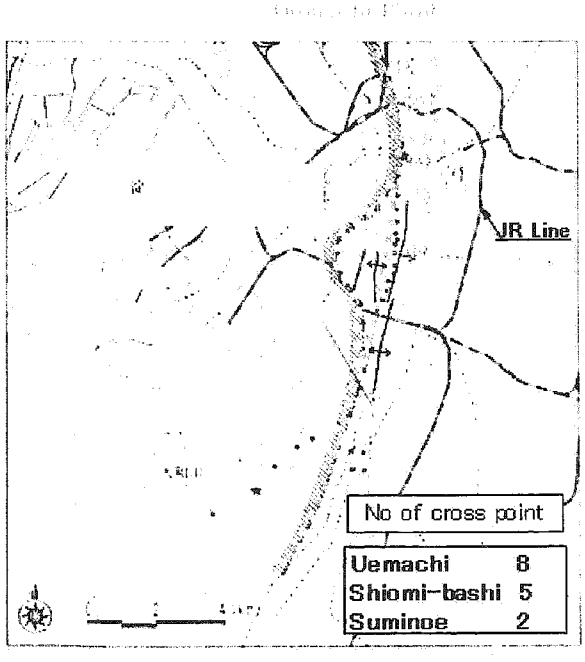


図-5　大阪市内の鉄道網とそれらの活断層撓曲構造[1]

引用文献：

1)関西地盤情報活用協議会（1998）：関西地層分布図 ―大阪平野―解説書，p26に加筆

2)大阪府・大阪市（1996）：上町断層に関する調査成果報告書

P27. 奈良盆地南部におけるアズキ火山灰の発見と地盤構造の検討

Discovery of the Azuki volcanic ash from the southern Nara basin and the review of subsurface geology under the Nara basin

佐野正人, 遠藤彰博, 東原 純（中央開発）, 塚田 豊, ○三田村宗樹（大阪市立大学）, 藤田法彦（国土交通省）
Masato Sano, Akihiro Endo, Jun Tsukahara, Yutaka Tsukada, Muneki Mitamura, Norihiko Fujita

1．奈良盆地の地下地質

奈良盆地北部の丘陵地帯には広く大阪層群が分布し，層序や地質構造が詳しく調べられている．一方，沖積層に覆われた奈良盆地では，関西地質調査業協会地盤情報データベース委員会が主体となり，奈良盆地の地盤構成の調査・研究が進められているものの，層序区分の指標となるボーリング調査が極めて少ないことから，表層部を除き詳細な層序区分に基づいた地盤構造の検討は進んでいない．

今回，奈良盆地南部で国土交通省が実施したボーリング調査において火山灰層が検出されたため，火山灰の同定を目的とし火山灰分析を行った．その結果，大阪層群の主要な鍵層であるアズキ火山灰に対比されることが明らかになった．当発表では、火山灰の分析結果を報告するとともに，この成果を奈良盆地の地盤図に反映させ、大阪平野との地盤構成の違いなどについても考察を加えた．

2．火山灰分析結果

火山灰分析を行ったボーリング地点は，奈良盆地南端に近い奈良県橿原市観音寺町で（図-1のNo.1），ボーリング柱状図（図-2）に示したように深度 17.20~17.30mに火山灰が挟まれている．

分析は，試料を篩にかけて洗浄して残留したものを用いて全岩鉱物組成分析，火山ガラス形態の分類，火山ガラスの屈折率測定，重鉱物組成分析を行った．

分析の結果から明らかになった特徴を以下に示す．

① 火山ガラスの割合が 83.9%と非常に高い．
② 多孔質型の火山ガラスを主体とする．
③ ガラスの屈折率の代表値は 1.5147（表-1）．
④ 重鉱物は斜方輝石，単斜輝石を主体とする．

以上の結果は，アズキ火山灰（Ss-Az）の特徴に一致することから，本火山灰層はアズキ火山灰に対比される．

表-1. 火山ガラス屈折率測定結果

試料名	屈折率測定範囲 (range) 最小	屈折率測定範囲 (range) 最大	測定個体数	屈折率 平均値 (mean)	屈折率 最頻度 (mode)	火山ガラス形態
NO.30 P-18 (GL-17.20 -17.30m)	1.5128	1.5150	20	1.5147	1.5145	H, T, C
	1.5180	1.5197	3	1.5189	-	C

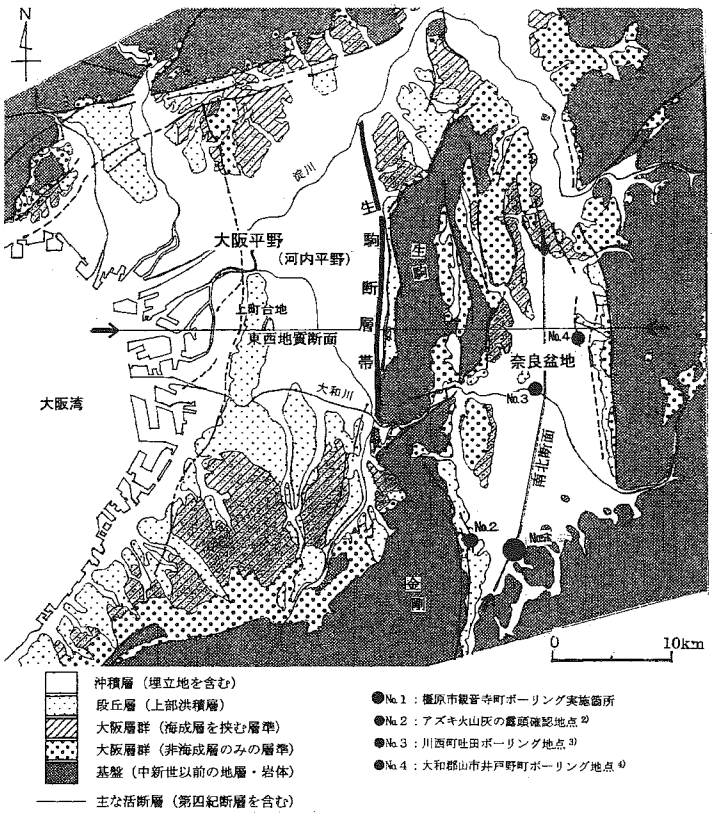


図-1. 奈良盆地・大阪平野周辺の地質分布と火山灰分析を行ったボーリング地点

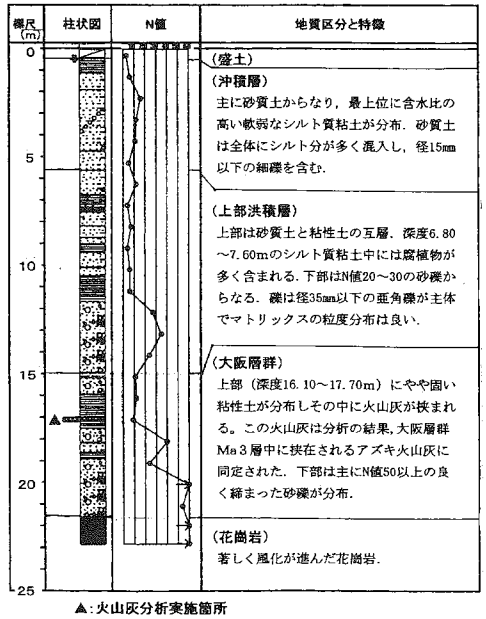


図-2. 調査地点の柱状図と火山灰分析実施箇所

3．奈良盆地の地盤構造とその特徴

今回検出された火山灰層が，分析の結果アズキ火山灰に対比されることが明らかになったことから，従来の奈良盆地地盤図[1]で作成された断面図を見直した（図－3）．その結果，従来推定されていた地盤構造が概ね妥当あることが裏付けられた．今回の成果を基に，奈良盆地の地盤構成を総括するとともに隣接する大阪平野の地盤構成との違いについて考察する（図－4）．

①奈良盆地では，AT 火山灰（約 2.8 万年前）が盆地のほぼ全域において地下数mの浅い深度に分布することから，沖積層の厚さは極めて薄い．

②上部洪積層では本層上部に挟まれる AT 火山灰以外に，盆地南部では本層下部に Aso-1 火山灰（25 万－27 万年前）が報告されていることから，上部洪積層の下限年代は 30 万年前程度と推定される．

③今回奈良盆地南部で大阪層群の最上位にアズキ火山灰（約 87 万年前）が挟まれることが明らかになったことから，大阪層群の上限深度は地下 15~30m程度と推定される．

以上のことから，奈良盆地では大阪層群のアズキ火山灰層準堆積以降急速に堆積作用が弱まったこと，更新世後期の限られた時期に堆積作用が進行したものの，完新世以降は再び堆積作用が弱まったと考えられる．奈良盆地－大阪平野の東西地質断面（図－4）を見れば，奈良盆地と大阪平野の地下構造，地盤構造の違いは歴然としており，大阪平野側では大阪層群から上部洪積層，沖積層とほぼ連続して堆積作用が進行していることが読み取れる．

この違いをもたらしたのは，両者の間に位置する生駒断層帯の活動であることは明らかであり，両平野（盆地）の地下地質を詳しく調査・研究することは，生駒断層帯や周辺の活断層の活動史を解明し，将来の予測を行う上でも重要である．

【引用文献】

1）関西地質調査業協会地盤情報データベース委員会ほか（2003）：奈良盆地地盤図・滋賀県地盤図（平成 14 年度版），75p.

2）地質調査所（1997）：金剛断層系の総合調査，平成 8 年度活断層研究調査概要報告書，pp.63-72.

3）松岡数充（1983）：奈良盆地のボーリング試料中の大阪層群について，長崎大学教養部紀要（自然科学編），24，1(1)，pp.23-31.

4）地質調査所（1997）：奈良盆地東縁断層系の総合調査，平成 8 年度活断層研究調査概要報告書，pp.51-62.

5）コア精密対比研究会ほか（2002）：シンポジウム論文集「コア精密対比による京阪神地域の地下地質・地下構造の高精度解読，187p.

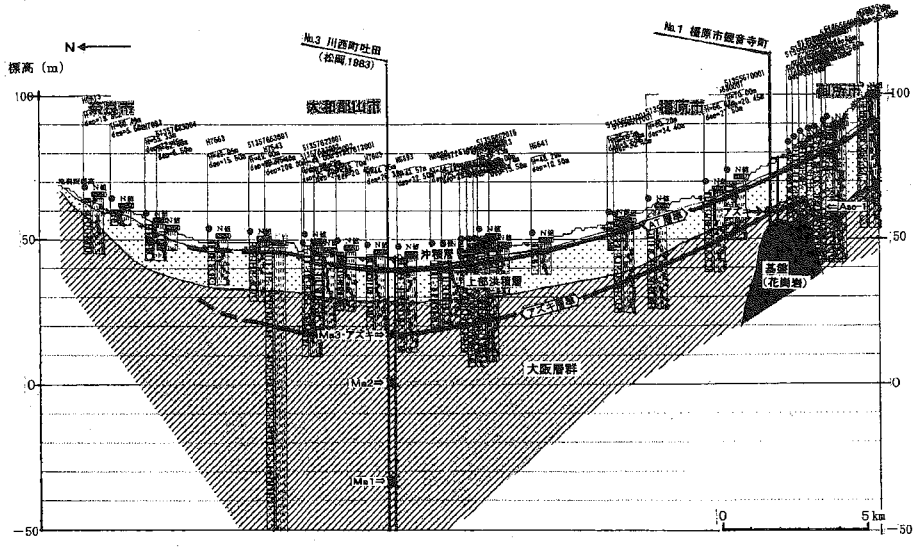


図-3．奈良盆地南北断面

奈良盆地地盤図・滋賀県地盤図[1]の南北断面に加筆修正した断面．

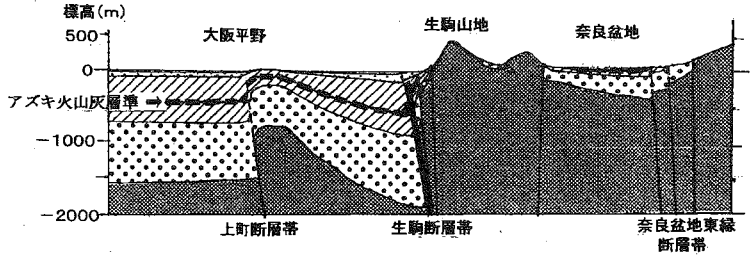


図-4．奈良盆地－大阪平野の東西地質断面

大阪平野側（上町台地付近以外）ではアズキ火山灰層準は地下 500m前後に位置するが，奈良盆地では地下 20～30m程度となる．大阪平野側の断面作成にあたっては文献 5）を参考とした．

P28. 山口県中東部，徳佐 - 地福断層の性状および活動性

Characteristics and Activity of the Tokusa-Jifuku Fault in central Yamaguchi Prefecture

○佐川厚志，金折裕司（山口大学），田中竹延（阪神コンサルタンツ）
Atsushi Sagawa, Yuji Kanaori, and Takenobu Tanaka

1．はじめに

中国地方西部には，NE-SW 方向のリニアメントが多く発達している．これまで，島根県南西部に分布する弥畝山西断層や都茂断層が活断層として認定されている[1]．山口県中部においては，雁行状に配列する活断層から構成される大原湖断層系の存在が確認されている[2]．大原湖断層系を構成する７活断層の１つである木戸山西方断層北東には，地質断層として徳佐 - 地福断層の存在が知られている（図 - １）．徳佐 - 地福断層は山口県阿東町徳佐から篠目にかけて延び，その南西部は森岡ほか[3]による詳細な調査から，活断層であることがわかってきた．さらに佐川ほか[4]による最新活動時期の再検討から，徳佐 - 地福断層南西部における最新活動時期は 6,300～5,200 年前であると判断された．

本研究では徳佐 - 地福断層の性状と活動性を明らかにする目的で，断層北東部(徳佐中～徳佐下)において空中写真によるリニアメント判読，地表踏査を行うとともに，徳佐中においてトレンチ調査を行った．

2．徳佐中～徳佐下の河成段丘とリニアメント

徳佐中～徳佐下では北東側から阿武川が流れており，両岸には河成段丘面が発達している(図 - ２)．これらの段丘面は高位より中位(M)～低位(L)の段丘面に区分され，L段丘面はさらにL1～L3段丘面に細分される．井上ほか[5]に基づいて，リニアメントを変位地形の可能性が高いものから順に A～D ランクに分類した．その結果，調査地域内には D ランクのリニアメントが分布していた．阿武川南東側(左岸)の L1 段丘面には，西の開作から下市にかけて NE-SW 方向で長さ約 500m の低崖が断続的に確認される．このリニアメントは約１m 南東側が上がる低断層崖として認定され，川側が低いことと連続性が良くないことから D ランクとした．このうち，下市付近の低断層崖に沿って，L1 段丘面と L3 段丘面を境する段丘崖に約 3m の右横ずれオフセットが認められる．

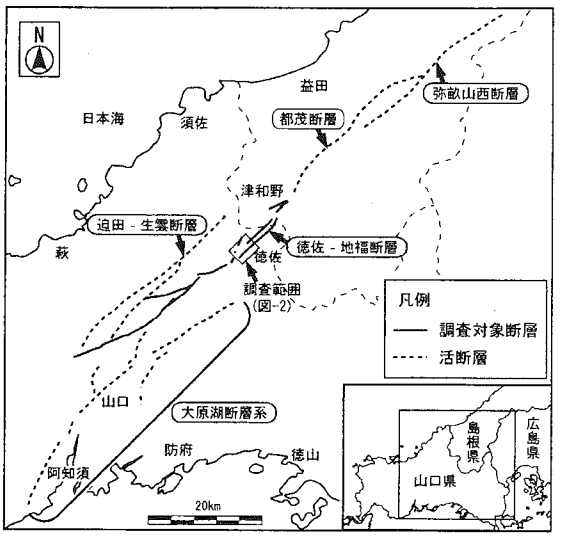


図 - １　島根県南西部～山口県中部における活断層の分布．右下の図の枠内が主図の範囲．

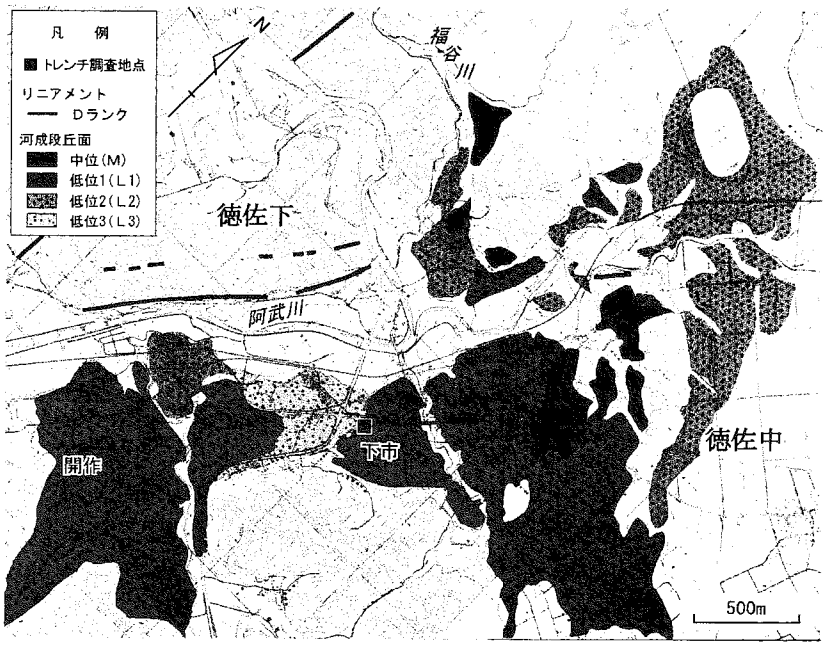


図 - ２　徳佐中～徳佐下の段丘とリニアメント分布および調査地点

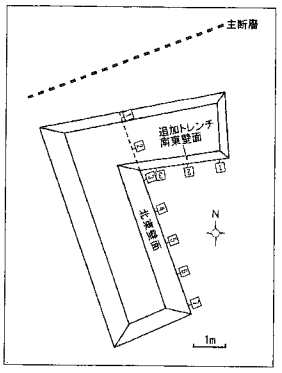


図 - 3　トレンチ模式図

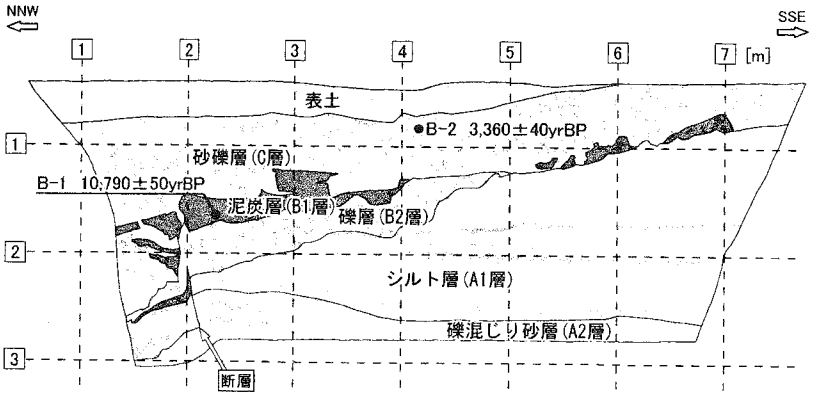


図 - 4　トレンチ北東壁面のスケッチ

3．徳佐中におけるトレンチ調査結果

徳佐 - 地福断層の活動性を明らかにする目的で，上述の下市に認められた低断層崖延長部の L3 段丘面上(図 - 2 参照)でトレンチ調査を行った．

(1) 壁面観察

徳佐 - 地福断層に直交する NNW-SSE 方向に，長さ 7 m，幅 4m，深さ 2.8m のトレンチを掘削した(図 - 3)．このトレンチでは第四系の変形や副次的な断層が認められたが，主断層が出現しなかったために，トレンチ北東壁面を東北東方向に追加掘削した．

1)トレンチ北東壁面

トレンチ北東壁面のスケッチを図 - 4 に示す．下位より礫混じり砂層(A2 層)及びシルト層(A1 層)を主体とする A 層，礫層(B2 層)と泥炭層(B1 層)からなる B 層，砂礫層からなる C 層及び表土が分布する．A 層，B 層，C 層はそれぞれ不整合関係にある．

A2 層にはトレンチの北西端から 2 ～ 4 m 間に，ENE-WSW 方向の軸を持つ背斜状構造が認められる．深度 2.5m より上位に分布する A1 層の傾斜は A2 層に較べて緩やかである．また，トレンチ壁面北西端から 2 m 付近では，A2 層上部から B1 層までを変位させる重力性の断層が認められる．

2)追加掘削トレンチ南東壁面

追加掘削した南東壁面では，A 層下部の粘土層(A3 層)，A2 層，A1 層下部は西南西に急傾斜しており，北東壁面に認められた背斜状構造が連続している．また，A1 層上部のシルト層と B 層も緩やかに西南西へ傾斜しているが，C 層にはその影響が及んでいない．

(2) 断層運動と活動時期

トレンチ調査で断層本体を捉えることはできなかったが，断層と同方向の ENE-WSW 方向に軸を持つ背斜状構造が確認された．A 層下部には顕著な変形が認められ，A1 層上部及び B 層も変形している．このことから，A 層堆積中に 1 回，B 層堆積後に 1 回の活動イベントが推定される．B 層中に認められた断層は，背斜状の構造形成時（断層活動時）に局所的に生じた重力性の断層であると推測される．

これらの断層の活動時期を明らかにするために，^{14}C 年代測定を実施した．北東壁面から採取した試料 B-1 は 10,790±50yrBP，試料 B-2 は 3,360±40yrBP の年代値を示す．南東壁面の A3 層から採取した試料 B-3 は 50,890±960yrBP の年代値を示す．

以上のことから，試料 B-3 の年代値は ^{14}C 法の測定限界値に近いために測定誤差が大きいと考えられるが，A 層下部堆積後，約 5 万年前以降に少なくとも 2 回の断層運動が推定される．最新活動時期は B 層(試料 B-1)堆積後，C 層(試料 B-2)堆積前であることから，10,800 年前～3,400 年前に制約された．

4．まとめ

(1)徳佐中～徳佐下において，徳佐 - 地福断層に沿うゾーンには NE-SW 方向の D ランクのリニアメントが認められる．また，断層変位地形より，右横ずれの運動センスが卓越することがわかった．

(2) 徳佐 - 地福断層北東部の徳佐中で行ったトレンチ調査の結果，断層の最新活動時期は B 層堆積後，C 層堆積前の 10,800 年前～3,400 年前に制約された．

(3)上記の最新活動時期は徳佐 - 地福断層南西部での最新活動時期(6,300～5,200 年前) [5]を含んでいる．このことから，徳佐 - 地福断層は 6,300～5,200 年前に全域で活動した可能性もある．

引用文献

1) 青木道範，2005：大原湖・弥畝山西断層系北東部の断層活動性．2005 年度山口大学理学部地球科学教室修士論文，46p.

2) 金折裕司，2005：山口県の活断層－地震災害の減災をめざして．近未来社，名古屋，119p.

3) 森岡達也・佐川厚志・金折裕司・田中竹延，2007：山口県中央部，徳佐 - 地福断層南西部と木戸山西方断層北東端の性状および活動性．応用地質，Vol.48，35-47.

4) 佐川厚志・森岡達也・金折裕司・田中竹延，2007：山口県中央部，徳佐 - 地福断層の性状と活動性．地質学会西日本支部第 153 回例会講演要旨，O-16.

5) 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，第 54 巻，557-573.

P 29. 小倉東断層周辺の地震活動およびマイクロクラック解析

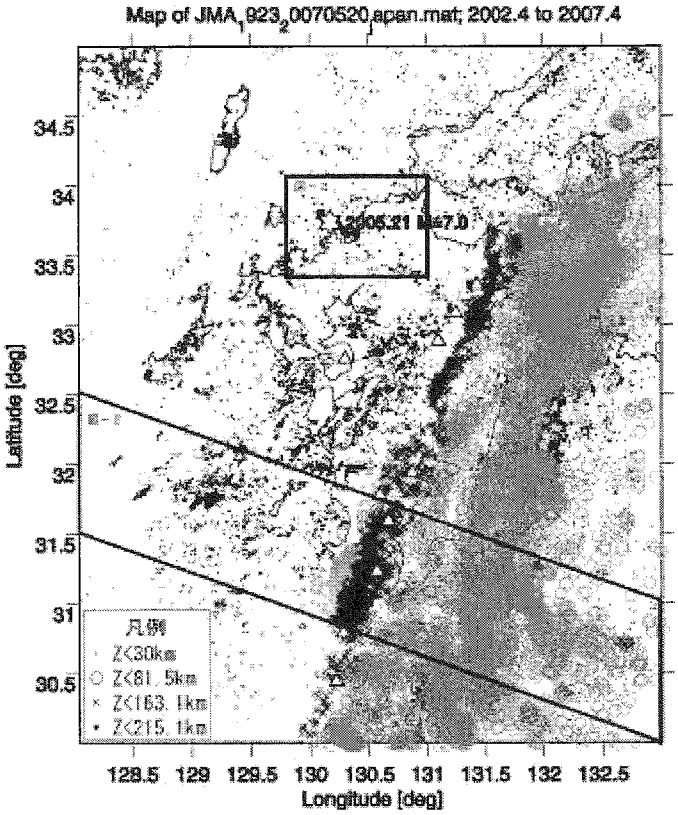
Seismic activity and microcrack analysis in the area around the Kokurahigashi fault in Kyushu

○江里口裕也，金折裕司（山口大学）
Yuya Eriguchi, Yuji Kanaori

1．はじめに

本研究では，九州全域における地震活動の特徴を調べるとともに，福岡県西方沖の地震前後の約 1 年半を対象として，小倉東断層周辺の地震活動を調べた．また，小倉東断層の位置と断層の影響を調べるために，この断層周辺のリニアメント判読とマイクロクラック解析を行い，断層との関係を明らかにした．

なお，地震活動の解析と作図には，The MathWorks 社のソフトウェア MATLAB を使用した．



図－1　九州および周辺地域の震央分布図

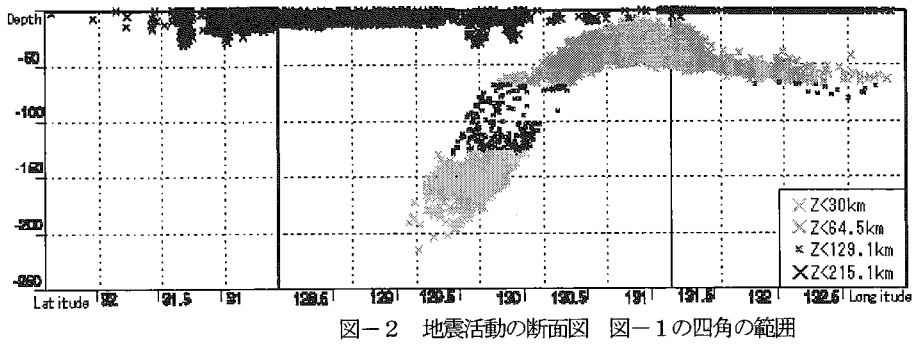
2．九州全域における地震活動

図－1に 2002 年 5 月 19 日～2007 年 5 月 19 日の 5 年間の九州および周辺地域の震央分布図を示す．この地域では，次の 4 つの地震クラスターが認められる．すなわち，（1）福岡県西方沖の地震およびその余震の帯状配列，（2）日向灘から西に向かって深くなる沈み込むプレートに関連する地震，（3）九州北部の別府 - 島原地溝や天草灘地溝に沿う地震，（4）九州南部の火山沿いの地震，である．

図－2に地震活動の断面図を示す．この図を見ると，2つのゾーンで地震が発生していることがわかる．1つは，震源の深さが 30km より浅く，地震が全域で発生している．もう一方は，震源の深さが 50km 以深で発生しており，それらは西に向かって震源が深くなる．最も深い地震は約 215km で発生している．

由布岳，久住山，阿蘇山などの九州北部の火山は，深い方の地震帯の西側に位置している．この地震帯先端の深さは約 164km である．これら 3 火山の南約 90km 以上離れた九州南部の霧島山，御岳，開聞岳，硫黄岳，古岳などの火山はこの地震帯上に位置する．そこでは，地震帯の先端の深さが約 215km に達している．

30km 以浅の地震を除くと，ほとんどの地震は沈み込むフィリピン海プレートに沿うように発生している．鎌田（1997）によると，九州の火山はフィリピン海プレートの沈み込みによってマグマが発生し，それが火山に供給されることで，火山フロントが形成されるとしている．地震活動の断面図と重ね合わせると，九州南部の火山では，スラブ先端の東側に火山があり，スラブ先端でマグマが溶融することによって火山が形成されている可能性がある．一方，九州北部の火山は，地震性スラブの先端より西側に位置しているため，非地震性のスラブが存在する可能性もある．しかしながら，別府-島原地溝に沿って由布岳，久住山，阿蘇山，普賢岳などの火山が存在することから，この地域の火山活動は，この地溝に関係している可能性もある．



図－2　地震活動の断面図　図－1の四角の範囲

3．小倉東断層周辺の地震活動解析

小倉東断層は福岡県北東部に位置し，NNE-SSW 方向で，推定部を含め長さ 17km，確実度Ⅰ，活動度 B~C 級の活断層とされている(北九州市活断層調査実行委員会，1997)．図－3に九州北部の断層分布図を示す．この断層の西方約 40km に NW-SE 方向の警固断層があり，2005 年 3 月 20 日にその北西延長上の海域で福岡県西方沖の地震 (Mj7.0) が発生した．この地震発生後，この地域には帯状の余震配列が認められ，小倉東断層周辺では M３の地震が発生した．

図－4ab にそれぞれ，福岡県西方沖の地震発生後の九州北部における b-値と p-値の経時変化を示す．福岡県西方沖の地震発生前と後の b-値はそれぞれ 0.91，0.92 であり，ほとんど変化してない．小倉東断層周辺の b-値は発生前と後では，いずれも 1.01 である．したがって，これらの地域の地震は集団性があるとともに，地震発生前と後での発生頻度は変化が認められない．

福岡県西方沖の地震発生後の p-値は 0.97±0.01 となり，余震活動が時間的に減衰することを示している．

小倉東断層周辺では，福岡県西方沖の地震発生の前後に，断層中央部で M１～２の地震が発生したが，b-値に変化が認められなかった．このことから，小倉東断層周辺の地震活動は福岡県西方沖の地震と関連性がないことが指摘される．また，小倉東断層周辺では，福岡県西方沖の地震も発生前に M１～２程度の地震活動しか起きていなかったが，地震発生後，M２程度の地震が発生した．

4．マイクロクラック解析

4.1.マイクロクラックの性状

小倉東断層およびそれに連続する小倉-田川断層帯に直交する５つのルートに沿って，25 箇所で定方位試料を採取した．

マイクロクラック解析の結果，マイクロクラックの卓越方向が明瞭である試料とそうでない試料が認められた．その卓越性の明瞭度は岩石の種類によって異なる．泥質片岩と晶質石灰岩では卓越方向が不明瞭であった．花崗閃緑岩や閃緑岩，流紋岩質凝灰岩では卓越方向が明瞭であった．

小倉東断層周辺のマイクロクラックの方向は，N75° ～90° E が最も卓越した．この断層は NNE-SSW 方向であることから，マイクロクラックの方向は，この断層に直交する．この卓越方向は，小倉東断層の推定部である調査地域の南端部においても同じである．

このことから，小倉東断層周辺ではこの断層の運動に伴って，マイクロクラックが形成されていると考えられる．

4.2.フラクタル解析

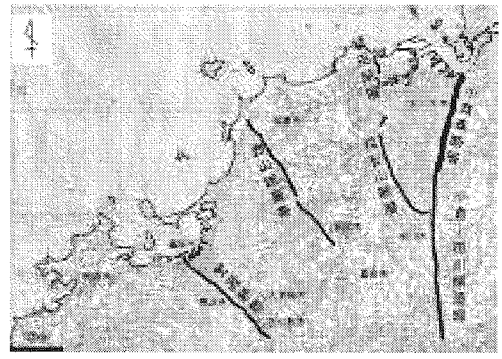
マイクロクラック分布を定量的に把握するため，ボックスカウンティング法を用いて，薄片ごとにフラクタル次元を求めた．

フラクタル次元に着目すると，小倉東断層周辺では主として北から南に行くにしたがって，フラクタル次元が１前後増加している．逆に，この断層の南端部では 0.5 減少している．

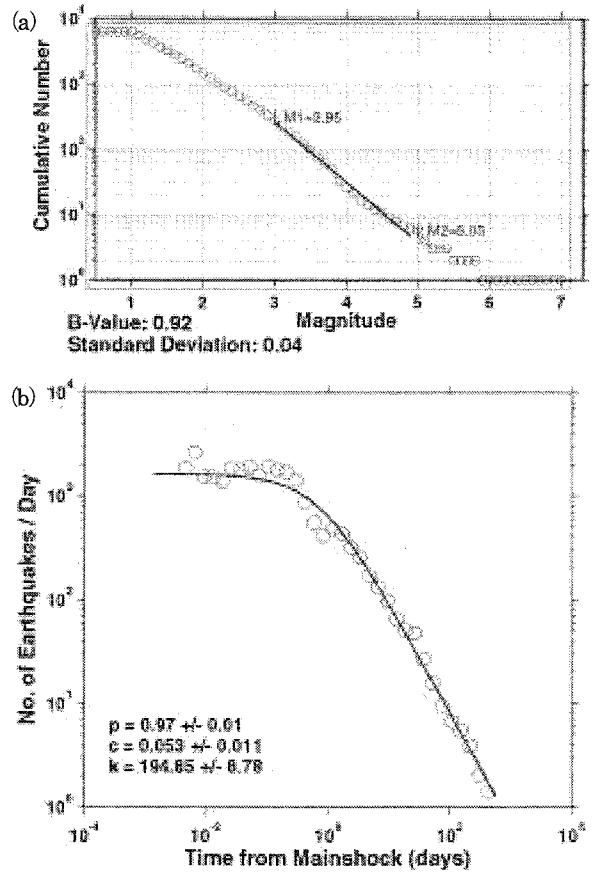
これらの結果に基づくと，小倉東断層南端延長部の石灰岩の分布域以外では，断層から距離が離れるにつれて，マイクロクラックの発達の程度が小さくなっていくことが推定される．

4.3.小倉東断層の位置

マイクロクラックおよびフラクタル解析の結果に基づくと，小倉東断層は，断層の南端延長部の石灰岩が分布する地域までマイクロクラックの発達に影響を及ぼしているが，その影響は，石灰岩の地域で小さくなっている．このことから，小倉東断層は，この断層の石灰岩の分布する地域より北側に位置すると推定される．



図－３　九州北部の断層分布図　図－１の黒枠の範囲



図－４　九州北部における福岡県西方沖の地震発生後の b-値 (a) および p-値 (b)

引用文献

北九州市活断層調査実行委員会，1997：小倉東断層に関する調査成果報告書．活断層調査成果報告書，CD-R 版．

鎌田浩毅，1997：Quaternary volcanic front at the junction of the Southwest Japan Arc and the Ryukyu Arc. Journal of Asian Earth Sciences 16，67－75.

P30. 花崗岩の未固結期に形成・記録された構造と割れ目や断層の分布・特性について －特に貫入岩の特性について－

Applied geological evaluation of the relationship between the significant geological and structural features , and unconsolidated structures marked in granitic rocks －geological and structural features of intrusive rocks －

○鶴田忠彦，中俣公徳（日本原子力研究開発機構）
Tadahiko Tsuruta and Kiminori Nakamata

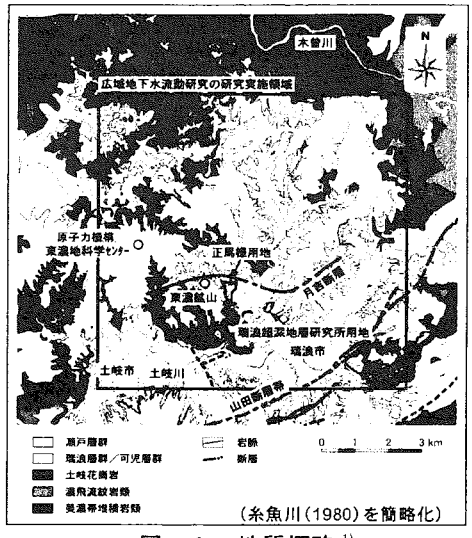
1. はじめに

日本原子力研究開発機構（以下，「原子力機構」という）は岐阜県の瑞浪超深地層研究所（以下，「研究所」という）およびその周辺において，代表的な結晶質岩である花崗岩を対象とした深地層の科学的研究の一環として，深部地質環境の調査・解析・評価技術の基盤の整備を行なっている．その中で，水理場に対して遮水性断層が大きな影響を与えることがこれまでの調査から判明しており，遮水性断層の構造と水理特性との関係を明らかにすることが大きな課題の一つとなっている．過去の調査により遮水性断層と考えられていた断層が研究所の立坑に沿って出現し，その中に塩基性貫入岩（以下，「貫入岩」という）の分布を確認した．貫入岩とその周辺については粘土化変質が著しく，その結果として透水性も貫入岩が分布しない区間に比べて低いことから，貫入岩の特性を把握することは遮水性断層の形成過程を理解する上で極めて重要である．しかし強い変質のため貫入岩の初生的な岩相の特定が困難であることに加え，貫入時期等の検討に重要な岩相境界付近の産状に関する情報が少ないことが，地質構造発達過程の理解にあたっての大きな不確実性の一因となっている．

一方で研究所用地外では，変質等の影響が比較的小さく産状等についての情報が入手できる貫入岩がボーリング調査により確認されている．そこで，研究所に分布する貫入岩の特に産状に関する情報を補完することを目的として，研究所用地外で実施したボーリング調査により確認された貫入岩の特性について調査を実施した．今回はこれまでの知見に関して報告する．

2. 地質概説等

研究所およびその周辺には主に白亜紀後期の花崗岩（土岐花崗岩）とそれを不整合に被覆する新第三系中新統の堆積岩（瑞浪層群）が分布している[1]（図-1）．土岐花崗岩は領家帯の花崗岩類に属し，約68MaのCHIME年代を示すことから領家帯花崗岩類の最も後期に形成された花崗岩とされている[2]．岩相は中～粗粒の黒雲母花崗岩を主体とし，フォリエーションは発達していない．このことは土岐花崗岩が形成された時期の領家帯は比較的低圧で脆性的な低温状態にあったとの推定[3]と調和的である．



図－1　地質概略[1]

本地域においては原子力機構が広域地下水流動研究および超深地層研究所計画を実施している（広域地下水流動研究は平成16年度をもって主要な現場調査を終了）．これまでに両プロジェクトにより，約20本のボーリング（各孔の掘削長は概ね500m～1,000m）調査が行なわれており，岩芯観察，孔壁画像計測等の地質学的調査を実施している．

3. 塩基性貫入岩の特性

(1) 産状

東濃地域で実施したボーリング調査のうち，貫入岩が確認されたボーリング孔は研究所用地で実施したボーリング孔を除いて4孔である．それらの産状は岩相境界の違いにより以下のように整理できる．

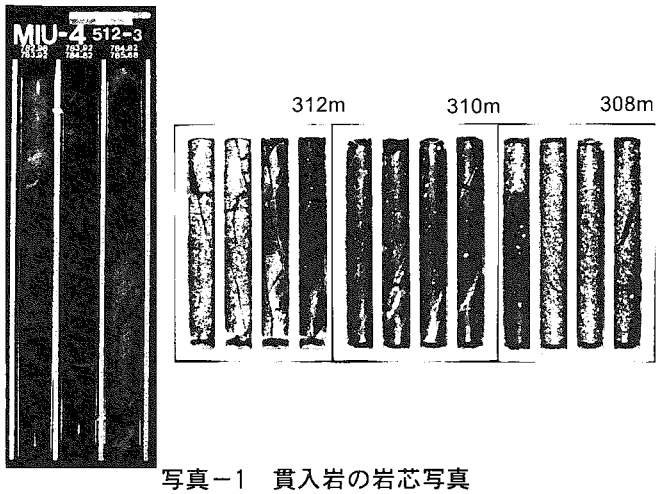
①明瞭な岩相境界（写真－1左）

土岐花崗岩とはシャープな岩相境界をもち優黒色を呈する．岩相は細粒均質で，顕微鏡下では斜長石を主体とした完晶質自形粒状の結晶から構成されている．肉眼では斑状組織はほとんど確認できないが，顕微鏡下では普通輝石が確認される場合がある．

②不明瞭な岩相境界（写真－1右）

土岐花崗岩との境界は不明瞭で，両岩にまたがる石英や長石が存在する場合がある．②と比べると淡い黒色を示す．また大きさや形態が異なる長石類の斑晶が散在するほか，幅数cm～数十cmにわたって花崗岩状の

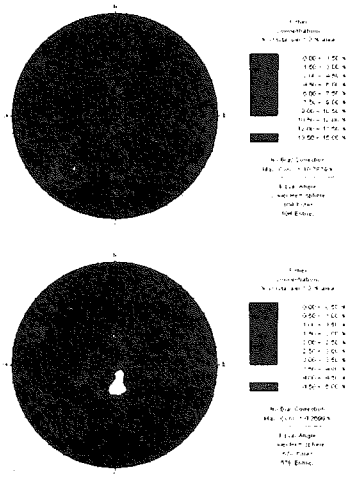
組織を示す区間が認められる等，不均質な岩相を示す．顕微鏡下では斜長石，普通角閃石および黒雲母からなり，上記の長石類の斑晶を除いた場合は，概ね細～中粒の完晶質な組織を示す．



写真－1　貫入岩の岩芯写真
左：境界が明瞭な貫入岩（MIU-4 号孔：掘削長 782.9～785.6）
右：境界が不明瞭な貫入岩（DH-13 号孔；掘削長 308～314m）

(2) 割れ目の特性

貫入岩の割れ目の介在物は土岐花崗岩と顕著な相異を確認できないが，走向傾斜の傾向は隣接する上位および下位の土岐花崗岩と異なる傾向を示す．図－2 に DH-13 号孔の貫入岩の割れ目と上位および下位の土岐花崗岩の割れ目の走向傾斜を示す．



図－2　貫入岩および上・下位の土岐花崗岩の割れ目のシュミットネット（下半球投影）　上：貫入岩（深度約 309～332m）
下：貫入岩を除いた土岐花崗岩（深度約 220～380m）

貫入岩は北西ないし西北西走向の中～高角度の割れ目が卓越しているが，土岐花崗岩には低角度の割れ目が卓越している．この他の同ボーリング孔の別の深度に確認される貫入岩や，他のボーリング孔についても，土岐花崗岩と異なる傾向が確認され，特に低角度の割れ目が少ない特徴を有する．また，割れ目密度も DH-13 号孔の場合は土岐花崗岩が 3.6 本/m（深度 220～380m）に比べ貫入岩が 4.3 本/m（深度 309～332m）と，他のボーリング孔も含めて貫入岩が高い傾向を示す．

4. 考察

産状②に見られるように岩相の境界が不明瞭であり，貫入岩に長石等の斑晶が散在するような特徴は花崗岩マグマと塩基性マグマの混交によって生じた塩基性包有岩の特徴と一致する[4]．つまり両岩相は同時期にマグマとして共存しており，両マグマの相互作用が②に見られる不均質性となって形成・記録されていると考えられる．また，割れ目の走向傾斜が花崗岩と異なる点については，花崗岩マグマでは割れ目等の構造運動の記録が残らない温度下であっても，固結温度の高い塩基性マグマでは結晶化が進み構造運動が記録された可能性がある[5]．したがって，②のみならず，その特徴が確認される①についても両岩相がマグマ期に接触した可能性があると考えられる．

以上のような特性を示す貫入岩を伴う断層や変質帯については，貫入岩が花崗岩の未固結期に形成された可能性を十分に考慮してその後の構造発達史を検討する必要がある．

5. まとめ

今回は特に産状に関して取得可能な情報量が多い試料を対象として貫入岩の成因に関する考察を試みた．その結果，対象とした貫入岩は花崗岩マグマと同時期に存在した塩基性マグマである可能性を示すことができた．しかし対象とした貫入岩と研究所に分布する貫入岩との関連については未検討であることから，化学組成などを用いた解析等を通して研究所に分布する貫入岩と花崗岩の関係を検討するとともに，断層の遮水性の機能に果たした貫入岩の特性を明らかにしていく．

引用文献

1) 核燃料サイクル開発機構（2005）：高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する知識基盤の構築－平成 17 年度取りまとめ－ －分冊 1 深地層の科学的研究－，JNC TN1400 2005-014.

2) Suzuki, K. and Adachi, M. (1998) : Denudation history of the high T/P Ryoke metamorphic belt, southwest Japan: constraints from CHIME monazite ages of gneisses and granitoids. Jour. Metamorphic Geol., 16, pp. 23-37.

3) 鈴木和博ほか（2000）：CHIME 年代にもとづく三河地方領家変成岩と花崗岩類の熱史，月刊地球号外 No. 30, pp. 22-27.

4) 吉倉紳一，熱田愼一（2000）：花崗岩体に記録されたマグマ混交・混合現象，月刊地球号外 No. 30, pp. 140-145.

5) Fernandez C., et al. (2000) : Rheological aspects of magma transport inferred from rock structures. *In* Granite; From Segregation of Melt to Emplacement, pp. 75-91. KLUWER ACADEMIC PUBLISHERS.

P31. 遮水性構造として機能する断層の内部構造と変形・変質作用
－瑞浪超深地層研究所に分布する土岐花崗岩での研究事例－

Internal structures, deformation and alteration characteristics of an impermeable fault
– A case study of the Toki Granite in the Mizunami Underground Research Laboratory –

○中俣公徳　鶴田忠彦　天野健治　（日本原子力研究開発機構），
西本昌司　（名古屋市科学館），吉田英一　（名古屋大学博物館）

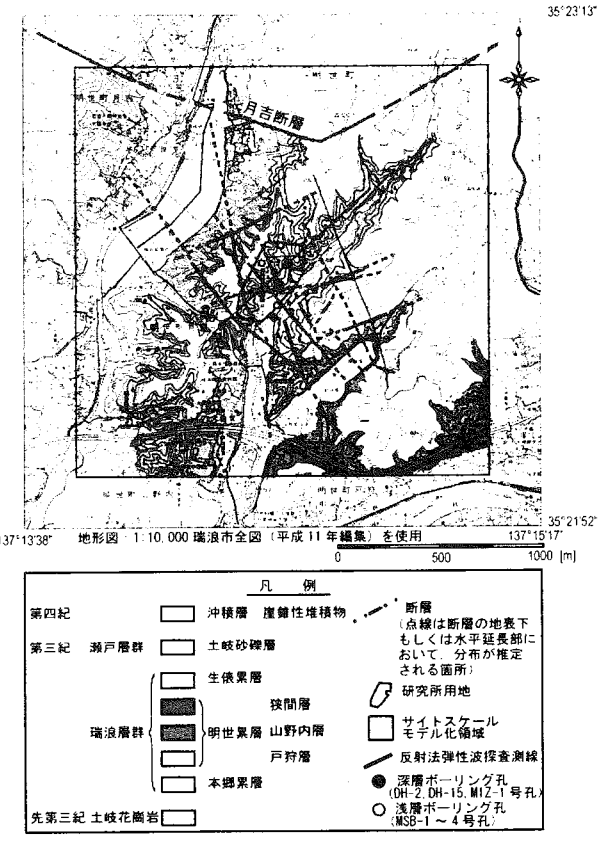
1. はじめに

遮水性構造として機能する断層は，広域的な地下水流動系に影響を与える地質構造として高レベル放射性廃棄物の地層処分の安全評価や石油などの貯留層の評価などの観点から特に重要であるほか，地下構造物の建設において，多量の地下水が突発湧出するリスク要因としても注視する必要がある．一般に低い透水性を生じさせる成因としては，粘土鉱物を多く含む断層岩によるものと考えられ，変位の大きな断層ほど厚化したガウジ部が形成され，断層に直交した方向の透水性が低くなる傾向が知られている[1]．一方で，より詳細なスケールにおける断層の透水性は，断層を構成する変形小構造の分布状況に応じて大きく変化することがあり[2]，水理地質構造の観点から断層の内部構造とそれを解釈する際に必要不可欠な変形・変質作用を幅広いスケールで検討する必要がある．以上のような背景に基づき，本検討では，日本原子力研究開発機構が建設工事を進めている瑞浪超深地層研究所（以下，「研究所」という）の２本の立坑（主立坑・換気立坑）のうち主立坑で確認されている遮水性の断層を対象に，坑道壁面やボーリングコアに分布する割れ目のマッピングならびに変形・変質作用の記載に基づく構造・変質区分を行った．

2. 地質概説

研究所用地周辺の地質は，下位より本地域の基盤をなす白亜紀後期の土岐花崗岩とそれを不整合に覆う新第三紀中新世の瑞浪層群が主に分布しており，研究所の主立坑では，深度 166.27m に土岐花崗岩と瑞浪層群の不整合面が位置している．主な地質構造としては，数百～2km 程度のトレース長を有する 11 条の高角な断層の分布が確認されている（図－1）．断層は NNW～NW 系，ENE 系の２方向に概括的に区分できるほか，NNW～NW 系は見かけ正断層センスの変位を示す．また，土岐花崗岩と瑞浪層群との不整合面は，従来，古河川（チャンネル）構造[3]と呼ばれている盆状構造を呈すほか，NNW～NW 系断層と調和的な分布傾向を示しており，それらの断層活動との関連性が示唆される。

遮水性構造として機能する断層は，研究所用地内およびその周辺のボーリング孔での水理試験ならびに長期水圧観測（特に間隙水圧の伝播挙動）の結果から，主立坑と換気立坑の間（離間距離 40m）付近に分布すると解釈されている[4]．この断層は，両立坑間で観測された湧水量・水位の差異に影響を及ぼしていると考えられているほか，不整合面深度の最も深いチャンネル構造の軸部付近に位置している．



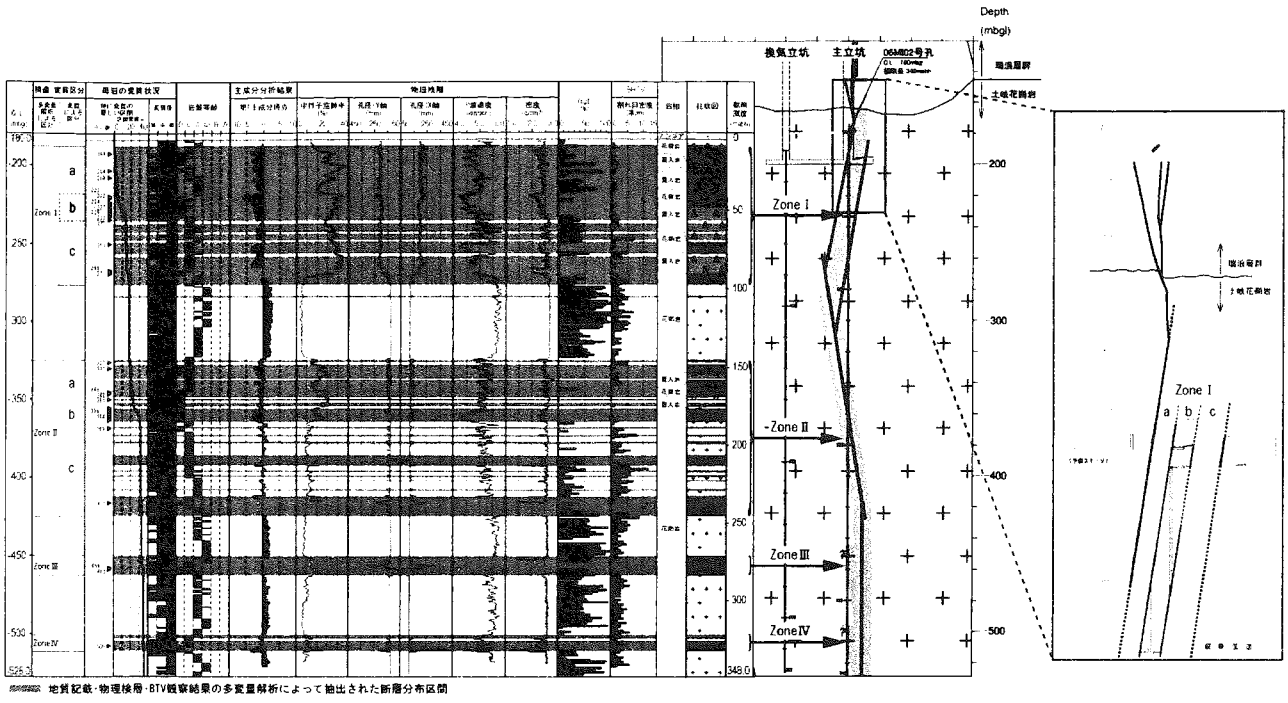
図－1　瑞浪超深地層研究所周辺の地質分布

3. 地質調査結果の概要

坑道壁面ならびに坑道内から掘削したボーリング孔から取得されたボーリングコアを対象とした地質記載，物理検層，ボアホール TV 観察などの結果から得られた遮水性構造として機能する断層の内部構造，変形・変質作用に関して，以下にこれまでの知見を整理する．

① 断層の内部構造

遮水性構造として機能する断層（以下，「遮水性断層」という）は研究所内の 2 本の立坑のうち，主立坑側に分布している．坑道壁面の地質観察ならびに深度 180m から 528m まで掘削されたパイロットボーリング等の調査結果から，遮水性断層は NNW～NW 系の走向で東西に概ね 80 度から垂直の傾斜を有するほか，ダメージゾーンを含む断層全体の幅は瑞浪層群で 0.4m 程度，土岐花崗岩で 10m 程度を示す．本断層はパイロットボーリング孔に連続しており（図－2 (a)），全体として雁行状に配列しているものと解釈される（図－2 (b)）．200m レベルの水平坑道に確認される断層ならびにそれに連続するパイロットボーリング孔最上位（Zone I；深度 193～270m）の断層区間を比較すると，



(a) パイロットボーリング（06MI02 号孔）の総合柱状図　(b) 主立坑における土岐花崗岩分布区間の地質断面図　(c) 構造・変質区分 Zone I の拡大図

図−2　研究坑道主立坑周辺の断層破砕帯の分布

断層は物性変化ならびに変質程度，地質構造の観点から，大まかに 3 つのゾーン（図−2 (c)；Zone Ia，Ib，Ic）に細区分できる．中心部に位置する Zone Ib（幅約 2m）は初生鉱物の 90%以上が粘土鉱物に変質しており，そのほとんどが D 級岩盤に区分される．Zone Ib の外側に位置する Zone Ia（幅約 3m），Ic（幅約 5m）に関しては，初生鉱物の 70%以上が粘土鉱物に変質しており，C_L〜D 級岩盤に区分することができる．それぞれのゾーンは，明瞭で連続性の良い断層面によって区分されており，断層面にほぼ水平方向の条痕が認められる．

② 変形・変質作用

(1) Zone Ia および Zone Ic

Zone Ia，Ic においては，断層運動によってレンズ状に破断された形状を示す塩基性の貫入岩が分布する（概ね 30%）．このゾーンには，変質を被った幅数 mm 程度の（主にカタクレーサイトと推定される）断層岩が非常に多く発達（10 本/m 以上）しており，そのほとんどが粘土鉱物によって充填される．

変質作用に関しては，割れ目の有無に関らず，花崗岩の初生鉱物である黒雲母と長石類の 70%以上が，緑泥石ならびにセリサイトに変質している．特に，花崗岩と貫入岩との境界付近では，花崗岩の初生鉱物の 90%以上が粘土鉱物に変質しており，その領域は境界面に沿って分布する．

(2) Zone Ib

本区間では，ほぼ全区間にわたってセリサイトを主体とした粘土化を被っているため，地質構造の組織が明瞭に識別できないものの，本区間と Zone Ia，Ic との境界部付近においては，数 mm の断層ガウジを伴う数箇所のすべり面が観察できる．この断層ガウジは，左横ずれを示す条痕が良く保存されていること，かつすべり面に変質が及んでいないことから，相対的に新しい時期に形成されたと考えられる．

4. 考察

主立坑の遮水性断層の一部（Zone I）を主な対象とした内部構造および変形・変質作用の検討結果から，断層の中心部のほぼ全体がセリサイトに変質した強変質区間とその両側に分布する中〜強変質を被った破砕区間の存在が明らかになった．強い変質作用により変形組織が明瞭に確認できないものの，残存する組織から 3 つに区分された岩盤領域は変位が集中した断層核とその周囲に分布するダメージゾーンと解釈される．また，水理試験の結果から，断層全体は透水係数で 10^{-11} m/s オーダーと低い透水性を有しており，一般に高透水性を示すことが多いダメージゾーンについても遮水性に寄与している可能性がある。

以上のことと，これまでに得られた反射法弾性波探査ならびに深層ボーリング調査などの結果から，このような強い変質作用と貫入岩を特徴的に伴う断層は，不整合面深度が最も深いチャンネル軸部付近に形成されており，変位や歪み，空隙の形成などが集中し，より顕著な変質作用や岩脈の貫入を受けやすい位置にあった可能性が推察される．

引用文献

1) Jourde H. et al. (2002) : Computing permeability of fault zones in eolian sandstone from outcrop measurements, AAPG Bulletin,Vol.7, pp.1187-1200
2) Antonellini M. and Aydin A. (1994) : Effect of faulting on fluid flow in porous sandstones: petrophysical properties: AAPG Bulletin, Vol.78, pp.355-377
3) 動力炉・核燃料開発事業団　中部事業所（1994）：日本のウラン資源
4) 竹内真司ほか（2006）：大規模揚水試験による水理地質構造の推定，2006 年秋季講演会講演要旨，日本地下水学会，pp. 264-269

P32.　シラス内部の吹き抜けパイプ構造

Structure of "Shirasu" Gas Segregation Pipe

○福田徹也，吉永佑一，原口　強（大阪市立大学）
Tetsuya Fukuda, Yuiti Yoshinaga, Tsuyoshi Haraguti

1.はじめに

南九州にはシラスと呼ばれている入戸火砕流ならびに妻屋火砕流の非溶結部が広く分布する．大規模な火砕流堆積物の堆積時に，火砕流内部に存在しているガスが地表に向かって吹き抜ける現象に伴って吹き抜けパイプが形成されることが知られている[1)]．しかしながら，大規模火砕流堆積物であるシラス内部に存在する吹き抜けパイプに関する報告は少ない．そこで，本報告では吹き抜けパイプに関する調査結果について報告する．

2.調査位置

今回調査対象としたシラス斜面は，図-1 に示すように鹿児島県庁跡から北西に約 10km 程度の小野町に位置する．調査斜面は，シラス砕石場の人工的にカットされた高さ 20m 程度のほぼ垂直な崖である．斜面全体は入戸火砕流堆積物の非溶結部で構成される．

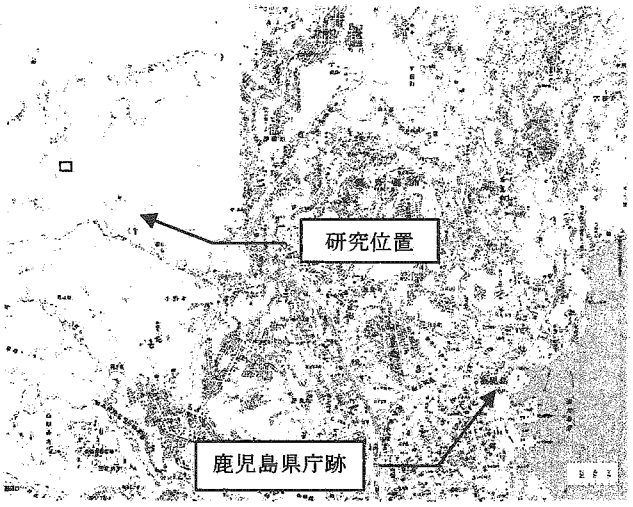


図-1 調査位置図

3.調査手法

吹き抜けパイプの構造を明らかにする目的で，露頭表面を 10cm から 20cm 程度剥がした上で，1）露頭スケッチ，2）山中式土壌硬度計による硬度測定，3）赤外線カメラによる温度分布測定を実施した．

露頭スケッチは，1/10 スケールで実施した．山中式土壌硬度計は，10cm 間隔で計測を実施した．赤外線カメラは，TVS-200（日本アビオニクス株式会社）を用いて行った．なお，本カメラの最小温度分解能は 0.1℃である．

4.調査結果

（1）露頭スケッチ

露頭の写真ならびにスケッチを図-2 に示す．図に示すように吹き抜けパイプは幅 50cm 程度で高さ 200cm 程度確認できる．吹き抜けパイプ内部は，安山岩質の亜円礫～円礫（φ5cm～10cm 程度）をシラスと砂礫で充填する．礫のインブリケーションは不明瞭である．また，パイプ内部を構成する砂礫の粒子はシラス本体と比べると粗い．吹き抜けパイプの上部は火炎状に広がり構造が不明瞭となる．さらに，吹き抜けパイプの縁辺部ならびに内部には茶褐色を呈するリモナイトベインが特徴的に発達する．

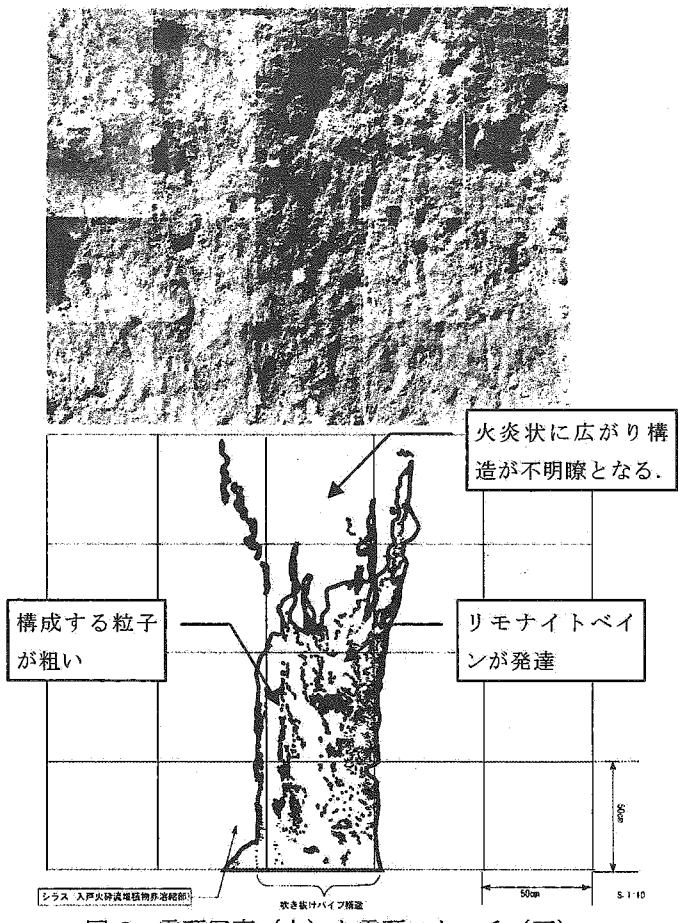


図-2　露頭写真（上）と露頭スケッチ（下）

（2）硬度分布

山中式土壌硬度計を用いた硬度の平面的分布図を図-3 に示す．図に示すように吹き抜けパイプはシラス本体と比べて硬度が低い傾向がある．シラス本体では 1.0N/mm² 以上の値を示すのに対し，吹き抜けパイプ内部では 1.0N/mm² 以下の値を示すことが判明した．な

お，前者の値は，横田ら[2]の計測による新鮮なシラスの値とほぼ同様で，後者は地表面近くの風化したシラスの値に近い．

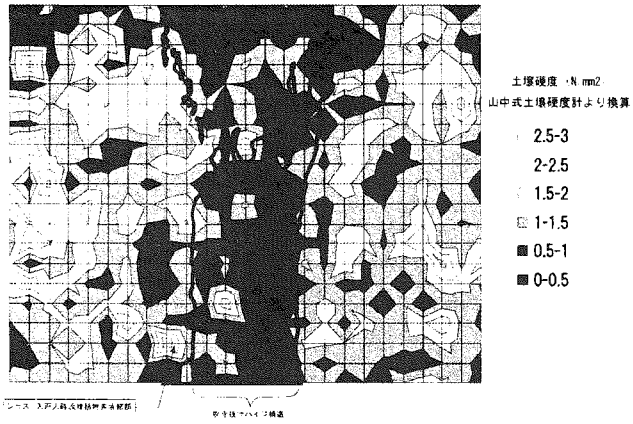


図-3　山中式土壌硬度計による硬度分布

（3）温度分布

2007年7月17日の7時と15時に実施した温度分布計測結果を図-4に示す．7時に計測した際にはほぼ一様な地表面温度を示していたものの，15時に測定した際には吹き抜けパイプを中心として地表面温度が上昇していることが確認できた．吹き抜けパイプ付近が他と比べて地表面温度が上昇する過程は不明であるがパイプを中心として温度差が多くなることが判明した．なお，当日は終日晴天であった．

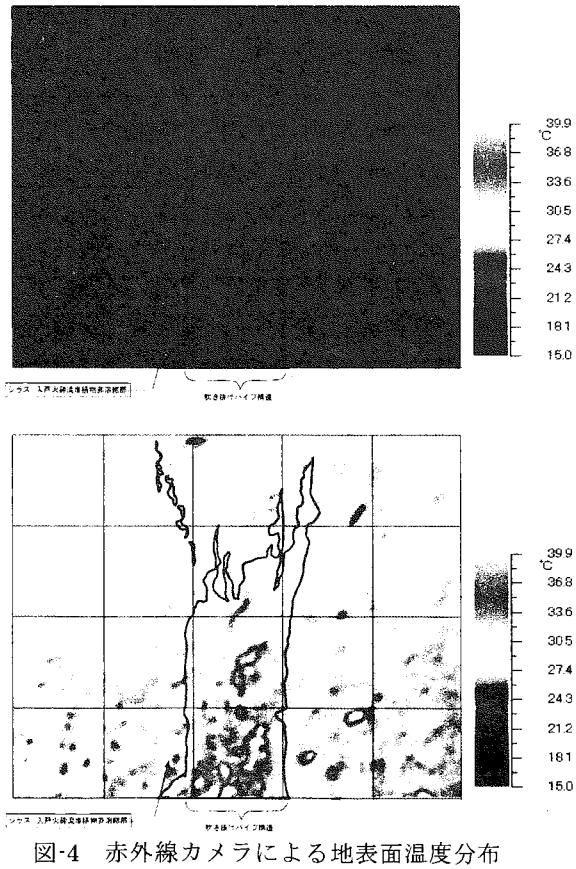


図-4　赤外線カメラによる地表面温度分布
（上，7時，下，15時にそれぞれ計測）

5.まとめと今度の課題

今回の調査結果を以下にまとめる．

1）シラス内部には上面が火炎状を呈する吹き抜けパイプが鉛直に分布する．
2）吹き抜けパイプ内部はシラス本体より粗い粒子で構成され異質岩片も存在する．
3）パイプ内部には茶褐色を示すリモナイトベインが鉛直方向に発達する．
4）吹き抜けパイプはシラス本体と比べると硬度が低い傾向がある．
5）吹き抜けパイプで表面温度の上昇が著しい．

吹き抜けパイプがほぼ鉛直に発達することやリモナイトベインが付着している事実などから，シラス内部に浸透した水が吹き抜けパイプを用いて選択的に流下している可能性が高いと考えられる．

シラス内部の降雨水の浸透については，和田ら[3]で述べられており，特定の雨量を超えると素早くシラス台地下部まで降雨水が浸透する可能性を指摘している．また，シラス台地からの地下水への汚染物質の移動の報告もいつくかある（たとえば，高橋ら[4]）．

しかし，いずれの報告も浸透経路についての詳細な報告は無い．今回の調査により，吹き抜けパイプがシラス内部への浸透水の経路となる可能性が高いことが明らかとなった．さらに，吹き抜けパイプ内の硬度が低いことなども合わせると，地下壕などの陥没，崩壊の一因として，吹き抜けパイプが何らかの形で関与している可能性もある．

今後は，シラス内部の浸透水が吹き抜けパイプを用いている直接的かつ定量的な調査を実施するとともに吹き抜けパイプと基盤岩との関係などについても検討していく予定である．

謝辞

五月産業㈱には調査地の使用を許可して頂き，カーネギー㈱には赤外線映像機器を貸与して頂いた．ここに記して感謝の意を表する．

参考文献

1）荒牧重雄　代表（1986）：火山噴火に伴う乾燥粉体流（火砕流）の特質と災害，文部省科学研究費自然災害特別研究，pp9-23.

2）横田修一郎（1996）：土壌硬度計によって得られたシラス急斜面表層部における劣化分布，島根大学地球資源環境学報告書，15，pp.103-114.

3）和田卓也・井上誠・横田修一郎・岩松暉(1995)：電気探査の自動連続観測によるシラス台地の降雨の浸透,応用地質,36,5, pp.349-358.

4）高橋努・師岡文恵・井川寿之・山本晃・才田進(2003)：鹿児島県笠野原台地周辺の水文地質と地下水の硝酸性窒素汚染，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.365-368.

P33. 3D レーザースキャナーを用いた坑壁地質観察の効率化
- 瑞浪超深地層研究所における適用事例 -

Use of a 3D Laser Scanner for prompt geological mapping of underground gallery
-An application to the Mizunami Underground Research Laboratory-

○早野明，鶴田忠彦，天野健治（日本原子力研究開発機構）
Akira Hayano, Tadahiko Tsuruta, Kenji Amano

1. はじめに

日本原子力研究開発機構が岐阜県瑞浪市で実施している瑞浪超深地層研究所（以下，「研究所」という）研究坑道掘削工事においては，坑壁地質観察を効率的かつ高品質で実施するため，3D レーザースキャナー（以下，「3D-LS」という）による計測を導入している[1]．これまでに研究所の立坑の深度 170m 以浅に分布する堆積岩を対象とした計測を実施し，3D-LS により取得した受光強度画像の画像処理を行なった結果，砂岩系と泥岩系の岩相区分を客観的かつ定量的に行なえることを確認している[1]．本報では堆積岩とならんで代表的な岩種の一つである花崗岩を対象として，3D-LS の受光強度特性に着目した坑壁岩盤の区分および 3 次元座標を利用した割れ目の走向・傾斜の算出の検討結果を報告する．

2. 3D レーザースキャナーの特徴

3D-LS はレーザー光を照射し，対象物の球座標とレーザー光の反射光の受光強度を取得することができる．受光強度は対象物の構成物質や表面状況により異なることから，その特性を利用した岩盤区分を行える可能性がある．受光強度は，256 階調の白黒濃淡画像として表現される (図 1 (a))．3D-LS はこれらの情報を短時間かつ高密度に取得できる特徴を有する．

3. 受光強度画像を用いた岩盤区分の検討

3. 1. 検討領域の特徴と岩盤毎の濃度値の特徴

今回の検討領域は，堆積岩 (中期中新世の瑞浪層群) の下位に分布する花崗岩 (後期白亜紀の土岐花崗岩) のうち，最上部に位置する深度 189.6m～192.0m とした．この区間を含め花崗岩においては，堆積岩との不整合面直下から強い変質作用が確認され，特に上位の堆積岩から連続する断層に沿って白色粘土化が著しい．また，断層に沿った幅 1.8m 程度の範囲には貫入岩が分布する (図 1 (b))．地質観察において花崗岩については，変質作用の程度に応じて，原岩組織を残している弱変質花崗岩と原岩組織をほとんど残さない強変質花崗岩に区分し，さらに，強変質花崗岩については，暗緑色を呈する非粘土質な部分と灰白色を呈する粘土質な部分に区分した．貫入岩は，比較的硬質で暗灰色を呈する非粘土質な岩盤と灰白色を呈する粘土質な岩盤に区分した．白色粘土化部分は原岩組織を全く残さないほど著しく粘土化し，灰白～白色を呈する部分である．

受光強度画像を用いた画像処理による岩盤区分を行なう前に，何が受光強度に関連しているかを把握する必要がある．そこで，受光強度画像の各岩盤領域の代表的な部分を 2500 画素程度（実際の大きさで約 15cm 四方）切り出し，領域毎の濃度値の頻度分布を比較した（図 2）．その結果，変質に関しては非粘土質な岩盤の濃度値は約 110 より低い領域に分布し，粘土質な岩盤の濃度値は約 110 以上の領域に分布することが分かった．また，白色粘土化部分の濃度値は約 180 以上に分布することが分かった．一方，粘土化が同程度の花崗岩と貫入岩の濃度値の分布は，重複する領域が多く有意な差が認められないことから，画像処理による識別は困難であると考えられる．つまり，検討対象範囲内における受光強度は，主に変質による色調の変化に関連していると推察される。したがって，本作業に引き続く受光強度画像の画像処理においては，変質作用

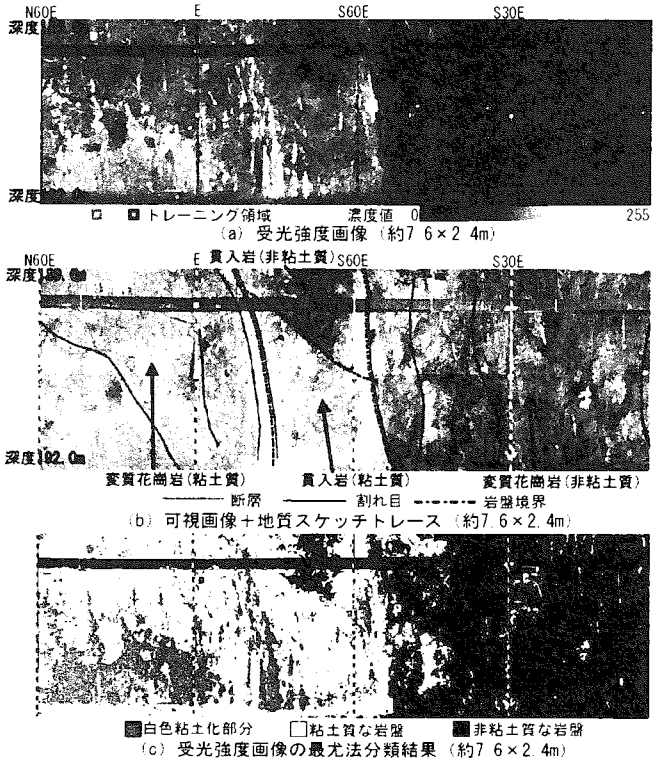


図 1. 深度 189.6m～192.0m における各種画像

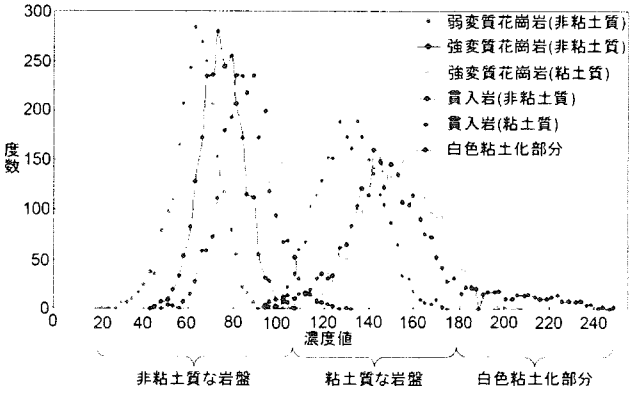


図 2. 濃度値頻度分布

の観点から，岩盤を非粘土質な岩盤，粘土質な岩盤および白色粘土化部分の3種類に分類することとした．

3.2. 画像処理方法と結果

画像処理には持田ほか(2007)[1]と同様に米国のPurdue大学が開発し，フリーソフトとして提供しているMultiSpecを使用した[2]．画像処理方法は，図1(a)に示す分類すべき3種類の岩盤のトレーニング領域を抽出し，この領域における尤度関数から画素毎に尤度を求め，最大尤度となる岩盤に分類していく最尤法を採用した．画像処理の結果(図1(c))，非粘土質な岩盤(青)と粘土質な岩盤(黄)の領域を岩相境界で区分することができ，また，断層沿いと岩盤がより脆弱化しているN60E～Eの下半部において白色粘土化部分(赤)を抽出することができた．この結果は概ね地質観察結果と整合的である．したがって，変質に関しては，観察者が代表的な部分のみ現地で観察すれば，その結果を参考にして未観察の部分については，受光強度画像の画像処理により岩盤区分が可能となることが分かった．

4. 位置座標を用いた割れ目の走向・傾斜の算出

4.1. 走向・傾斜の算出方法

3D-LSによって取得した球座標は，方位が定まっている世界座標系への変換することが可能であるため，断層や割れ目等の点群データから3点を抽出し，走向・傾斜を算出することができる．これにより，地質構造の走向・傾斜を現地にて測定しなくても把握することが可能になる．原子力機構では取得した球座標系を世界座標系に変換するとともに，それらのデータを汎用のパソコンにおいて容易に表示するためのシステムを構築した[3]．このシステムでは，2次元展開画像上から容易に3次元座標を抽出することができる．走向・傾斜は，塩野ほか(1990)[4]の3点が生成する面の方程式から走向・傾斜を求める方法を参考にして算出した(図3)．なお，本報では，変質が少なく割れ目が適度にかつ明瞭に分布する深度56.8m～59.4mの堆積岩の計測データを用いた．

4.2. 走向・傾斜の算出結果

対象区間における割れ目の座標抽出は，地質観察において抽出した22条の割れ目のうち，2次元展開画像上では19条の割れ目を識別することができ，それぞれ3点の座標を抽出し走向・傾斜を算出した．算出結果をステレオ投影図に表し，観察者の実測結果と比較した(図4)．その結果，両者ともに割れ目の傾向は，北北西～南北～北北東走向で高角度傾斜を有する割れ目が卓越することから，概ね整合的な結果が得られたと判断できる．なお，観察者の実測値と算出値との差の平均値は，走向が約15°，傾斜が約6°であった．走向方向の差異に関しては，高角度の傾斜の割れ目の場合，座標を鉛直かつ一直線上に並ぶように抽出すると，走向が大きく異なることが考えられる．そのため，割れ目の座標抽出箇所による算出値の差異を検討し，さ

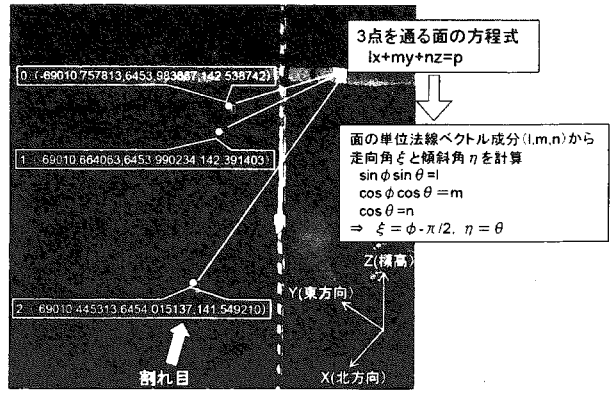


図3. 位置座標の抽出および走向・傾斜の算出方法

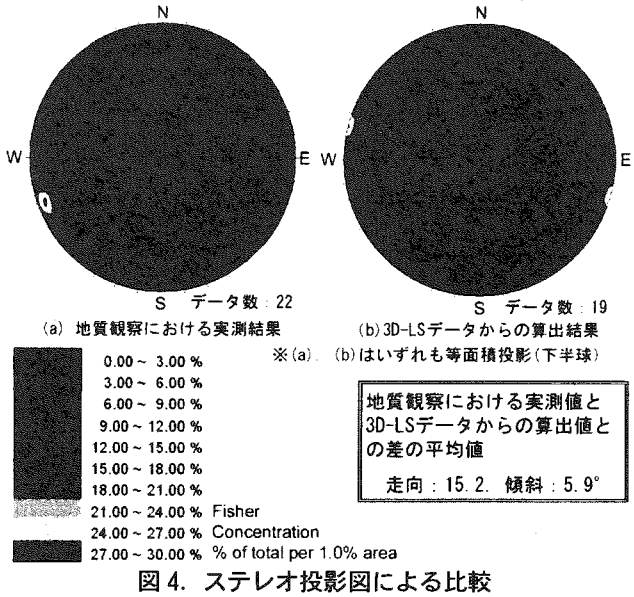


図4. ステレオ投影図による比較

らに入力する地質構造モデルのスケール等を勘案した座標抽出基準を策定することが課題となる．

5. 終わりに

本報では，3D-LSにより坑壁地質観察を効率化させる手法として，受光強度画像の画像処理による岩盤区分と3次元座標を用いた割れ目の走向・傾斜の算出について検討し，その適用可能性を確認することができた．今後はこれらの手法を坑壁地質観察作業に取り入れ，作業の更なる効率化を目指していきたい．

参考文献)

1) 持田裕之・天野健治・鶴田忠彦(2007)：3Dレーザースキャナーの受光強度画像を用いた画像処理による岩相区分の試み-瑞浪超深地層研究所に分布する瑞浪層群での適用事例-，応用地質，Vol.48，No.3，pp.126-131.

2) Biehl L. and Landgrebe D. (2002)：MultiSpec a tool for multispectral-hypespectral image data analysis，Computers & Geosciences，Vol.28，pp.1153-1159.

3) 徐招峰ほか(2007)：3Dレーザスキャナの大規模データ処理・表示システムについて，春季講演会講演要旨集，資源・素材学会北海道支部，pp7-8.

4) 塩野清治・升本眞二・弘原海清(1990)：パソコンによる地質図学入門，共立出版，pp.5-38.

P34. 立坑掘削工事に伴う振動を利用した地質構造探査

Geological structure Survey using the vibration caused by the shafts excavation

○程塚保行・松岡稔幸（日本原子力研究開発機構），
石垣孝一（日本原子力研究開発機構　現日本地下探査）
Yasuyuki Hodotsuka, Toshiyuki Matsuoka,
Koichi Ishigaki

1. はじめに

トンネルや坑道の掘削における施工計画立案や掘削中の突発湧水対策として，切羽前方の地質環境を事前に把握しておくことは重要である．

日本原子力研究開発機構では，現在，地層処分技術の研究開発の一環として，花崗岩を対象に，深度1,000mの二つの立坑（主立坑：内径 6.5m，換気立坑：内径 4.5m）とそれらを結ぶ水平坑道からなる瑞浪超深地層研究所（以下，研究所）の建設を行っている．その中で，研究所の建設に伴って立坑切羽前方を含む研究所周辺の地質構造を三次元的に推定可能な調査技術の開発を実施している．

本研究では，建設中の立坑の掘削に伴い発生する様々な工事振動を，地表に展開した測線に設置した受振器で記録する逆 VSP 型のレイアウトによる測定を行い，取得したデータに対して，一般的な VSP 探査で行われる反射イメージング処理法と，地中雑音を利用した地質構造のイメージング法として近年注目されている地震波干渉法の二つの地震波処理法を適用して，立坑の切羽前方を含む花崗岩中の割れ目帯や断層などの地質構造の可視化を試みたので報告する．

2. データ取得の概要

調査地である研究所周辺の地質は，基盤に白亜紀後期の土岐花崗岩が分布し，その上位を新第三紀中新世の瑞浪層群と鮮新世の瀬戸層群が数 m～300m 程度の厚さをもって被覆している．

データ取得は，これまでに，主立坑を中心に放射状に 6 つの測線（図-1 の No.1～No.6 測線）を展開して，主立坑の掘削深度 80.9m，106.5m，135.8m および 152.0m（いずれも瑞浪層群）の合計 4 回の発破振動記録を取得するとともに，6 つの測線のひとつを使用して，主立坑と換気立坑の坑底（それぞれ，深度 180m，191m）から実施したパイロットボーリング調査（いずれも花崗岩中）に伴う工事振動記録を取得した．測定仕様は表-1 のとおりである．このうち，本研究では図-1 に示す No.4 測線で取得した発破振動記録と工事振動記録を用いて前述の二つの処理法を適用した．

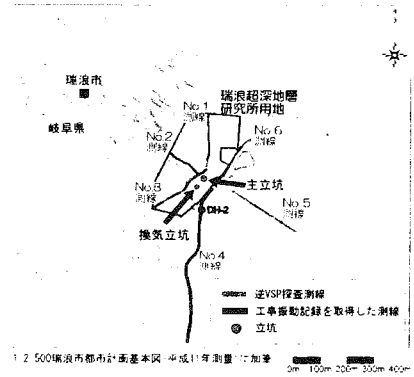


図-1　調査位置

表-1　測定仕様

震源	発破振動	工事振動（パイロットボーリング調査など）
受振点数	174ch	60ch
受振点間隔	10m	10m
記録長	20秒	1時間×21回（21時間）
ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ間隔	1ms	1ms

3. データ処理

3. 1 通常の VSP 探査処理法によるデータ処理

逆 VSP 探査は，通常の VSP 探査（孔内に設置した受振器で地表から発震した振動を受振・記録して，ボーリング孔とその地質構造を把握する手法）とは逆の「孔内発震－地表受振」の配置によりデータを取得する方法である．VSP 探査とは，測定レイアウトが違うだけであるので，取得したデータに対しては，通常の VSP 探査で行われる反射イメージング処理法が適用できる．本研究では，取得した 4 回分の発破振動記録に対して，一般的な反射イメージング処理法である VSP-CDP 変換法を施した後，4 回分の記録を重合し，反射断面を作成した．

3. 2 地震波干渉法によるデータ処理

地震波干渉法は，地中で発生するランダムな波動場を地表に設置した複数の受振点において受動的に観測した波形データを用いて行う地震波探査法であり，波形データの相互相関関数を計算することで地表に震源を置いて観測を行った場合と等価な反射波記録を合成することができる[1]．したがって，地中に振動源があればとくに地表に震源を必要としないため，通常の反射法地震探査と比べて地表の測線設定における制約が少なく，調査の 3 次元化が容易である利点を有している．

本研究では，工事振動によって得られた合計 21 時間分の波形データ記録の相互相関関数を計算して，地表に震源を置いて観測を行った場合と等価な反射波記録を合成した後，一般的な反射法地震探査のデータ処理（フィルタ，振幅回復／調整，デコンボリューション，静補正，速度解析，CDP 重合）を行い，反射断面を作成した．

4. データ処理結果

発破振動記録を利用したVSP-CDP変換法による反射断面(図-2)と工事振動記録を利用した地震波干渉法による反射断面(図-3)をそれぞれ，過去にNo.4測線と同じ場所で実施した反射法地震探査の結果(図-4中のCDP_No.1～240の範囲)と比較すると，いずれも，図-4に示す堆積岩内部の地層境界や基盤花崗岩上面に対応する反射イベント(それぞれ，青色破線および赤色実線)を確認することができる．また，二つの処理法による反射断面を，その測線上に位置するDH-2号孔と換気立坑のパイロットボーリング孔の物理検層結果(音波および密度検層から音響インピーダンスを算出)および孔壁画像調査結果(DH-2号孔：BHTV画像解析，パイロットボーリング孔：BTV画像解析)と比較すると，堆積岩中の基底礫層に対応した，図-5中のAおよびB，図-6中のⒶおよびⒷの音響インピーダンスのピークに対応して，それぞれの反射断面で反射イベントを確認できることがわかる．一方，孔壁画像調査結果から，花崗岩中において，とくに低角度割れ目が卓越して見られる図-5中の1～3および図-6中の①～③に対応して，それぞれの反射断面において反射イベントを確認することができる．ただし，二つの反射断面を比較すると，VSP探査処理法(図-2)に比べて地震波干渉法による反射断面(図-3)のほうが，明瞭で，水平方向にも連続して反射イベントを追跡することができる．これは，VSP探査処理法では堆積岩中の発破のみを震源として利用しているのに対して，地震波干渉法では，花崗岩中の長時間(21時間)におよぶ工事の振動を震源として利用していることから，信号の周波数帯域が広くかつ全体のS/N比が高められたものと考えられる．VSP探査処理法による反射断面については，今後，花崗岩中の発破振動記録を取得していくことで花崗岩中の可視化精度を向上できる可能性が考えられる．

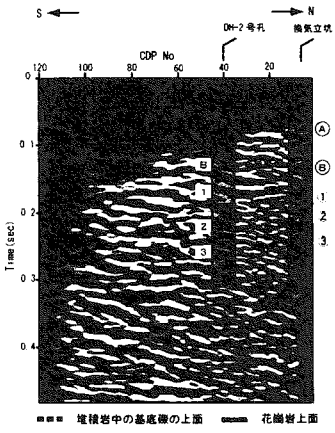


図-2　VSP探査処理法による反射断面

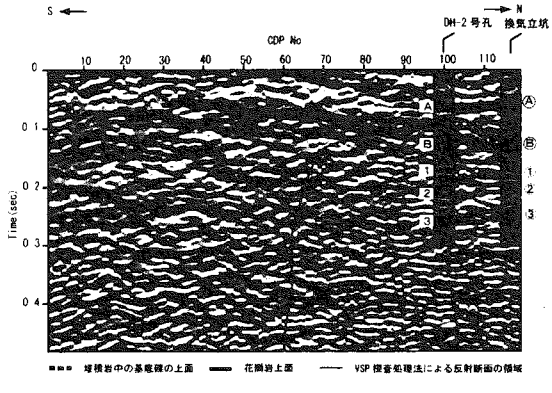


図-3　地震波干渉法による反射断面

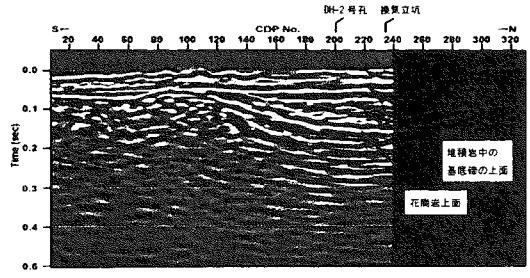


図-4　既存の反射法結果

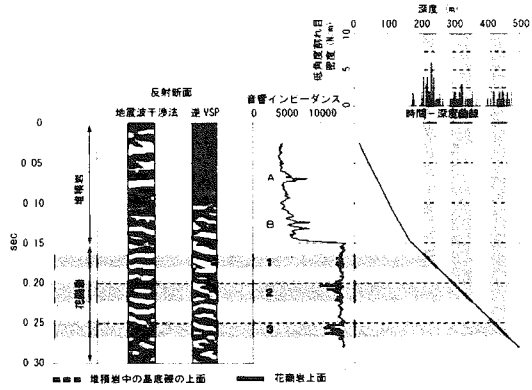


図-5　反射断面とDH-2号孔ボーリング調査データとの比較

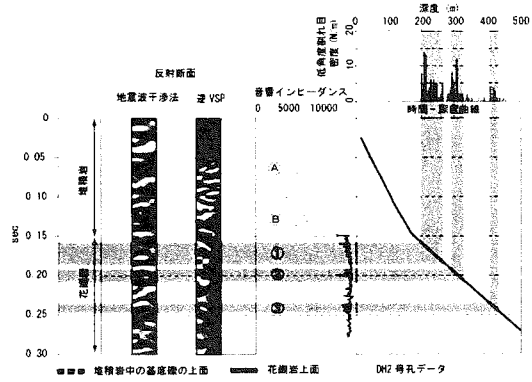


図-6　反射断面と換気立坑のパイロットボーリング調査データとの比較

5. まとめと今後の予定

建設中の立坑の掘削に伴い発生する様々な工事振動を地表に設置，展開した受振器で測定し，立坑の切羽前方を含む花崗岩中の割れ目帯や断層などの地質構造の可視化を試みた．その結果，抽出精度に違いが見られるものの，適用したそれぞれのデータ処理法の結果において，ボーリング孔データで確認される地質構造と対応付けられる反射イベントが抽出できることを確認した．

今後は，花崗岩中の振動記録を取得することで，花崗岩中の地質構造の可視化精度を向上させるとともに，他の測線(No.1～6測線)のデータも利用して花崗岩を対象とした地質構造の三次元的な可視化を図り，また，様々な振動記録とそれらを用いた複数のデータ処理法を組み合わせた立坑周辺の地質構造の可視化技術として最適化を図っていく予定である．

(引用文献)

1) Wapenaar, C. P. A. (2003)：Synthesis of an inhomogeneous medium from its acoustic transmission response, Geophysics, 68, 1756-1759.

P35. ヘリコプターを用いた総合的な空中物理探査システムの開発

－磐梯火山への適用－

Research and Development on Integrated Airborne Geophysical Survey System Using Helicopter

- Application to Bandai Volcano -

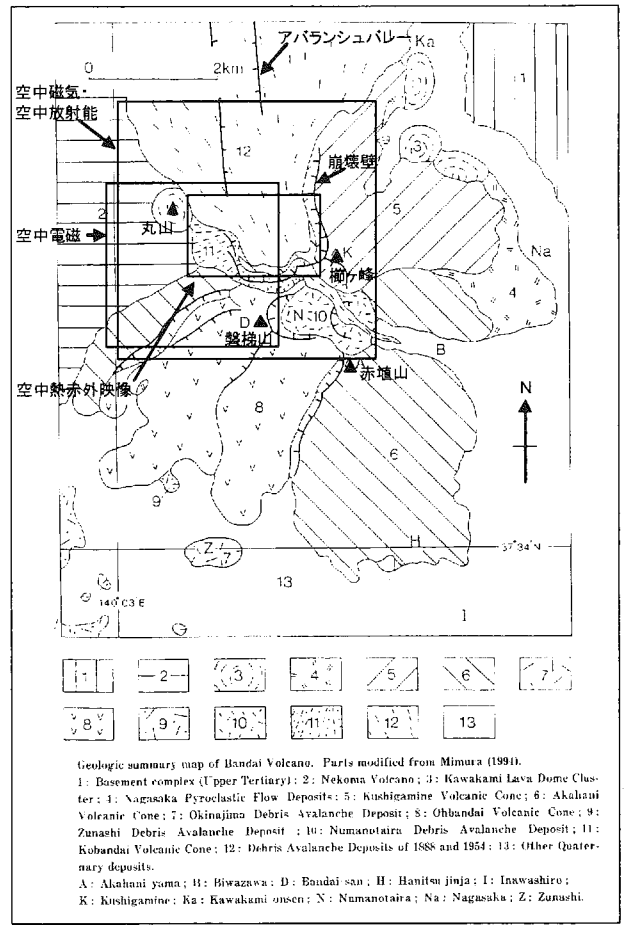
○伊藤久敏，海江田秀志（電力中央研究所），茂木透（北海道大学），
田中良和（京都大学），藤光康宏（九州大学），結城洋一（応用地質）
Hisatoshi Ito, Hideshi Kaieda, Toru Mogi, Yoshikazu Tanaka, Yasuhiro Fujimitsu, and Youichi Yuuki

1. はじめに

電力中央研究所は，文部科学省の補助金を得て，「総合空中探査システムを用いた大規模災害の防災技術に関する研究」を北海道大学，京都大学，九州大学，応用地質株式会社，株式会社セレスとの共同研究として，平成15～17年度に実施した．この研究の目的はヘリコプターを用い，電磁探査，磁気探査，放射能探査，および熱赤外映像探査を空中より行ない，災害危険地域を対象に，既存の探査技術に比べ，より迅速かつ総合的に地下構造の解明を行なうことにより，大規模な自然災害（火山災害，地震，大規模斜面災害等）の防災に役立てることであった．本研究では，阿蘇火山と磐梯火山を対象に，開発した機器・システムの性能評価を行なった．昨年度は，阿蘇火山の適用結果を示した[1]ので，ここでは，磐梯火山での適用結果を報告する．なお，より詳細は，伊藤ほか（2007a, b）[2), 3)]を参照されたい．

2. 磐梯火山での総合空中探査結果

磐梯火山での総合空中探査は，2005年9月9日に実施した．探査範囲を地質概要とともに図－1に示す．



Geologic summary map of Bandai Volcano. Parts modified from Mimura (1994).
1: Basement complex (Upper Tertiary); 2: Nekoma Volcano; 3: Kawakami Lava Dome Cluster; 4: Nagasaka Pyroclastic Flow Deposits; 5: Kushigamine Volcanic Cone; 6: Akahani Volcanic Cone; 7: Okinajima Debris Avalanche Deposit; 8: Ohbandai Volcanic Cone; 9: Zunashi Debris Avalanche Deposit; 10: Numanotaira Debris Avalanche Deposit; 11: Kobandai Volcanic Cone; 12: Debris Avalanche Deposits of 1888 and 1954; 13: Other Quaternary deposits.
A: Akahani yama; B: Biwazawa; D: Bandai san; H: Hanitsu jinja; I: Inawashiro; K: Kushigamine; Ka: Kawakami onsen; N: Numanotaira; Na: Nagasaka; Z: Zunashi.

図－1 磐梯火山の地質概要と調査範囲

空中電磁探査

空中電磁探査では，磐梯火山北西麓をほぼ南北に走る有料道路沿いに約2kmの送信源を設置し，対地高度100m，時速50kmで，東西方向に20測線飛行した．その結果，送信源の東約2kmの範囲を中心に比抵抗分布が得られた（図－2a）．

深度100mでの比抵抗平面図（図－2a）より以下の特徴が得られた：①磐梯山山頂北部から1888年の山体崩壊により生じた崩壊壁に至る範囲で高比抵抗を示す．②崩壊壁の北側の崩壊堆積物が分布する範囲で低比抵抗を示す範囲が広く分布する．

棚橋ほか（1995）は，本調査範囲を含むより広い範囲を対象に，従来型である送信源を搭載した空中電磁探査（DIGHEM型空中電磁探査）を実施した（図－2c）．図2より，棚橋ほか（1995）の385Hzにおける見掛け比抵抗（大地の比抵抗が100Ω·mの場合，深度約150m程度に相当）と今回の結果は，上述の①，②の点で整合する結果が得られたと考えられる．但し，棚橋ほか（1995）では，今回の調査地域のほぼ中央に位置する中ノ湯付近にも低比抵抗が存在し，深度150m～地表に至る範囲で低比抵抗であることから，同箇所で地表浅部の変質帯が深部まで連続し，脆弱で不安定であると推定している．今回の結果では，中ノ湯付近では深度

500m 付近までの比抵抗分布が得られた（図－2b）が，同箇所周辺で低比抵抗異常は見られない．従って，中ノ湯周辺で変質帯が深部まで連続しているという点に関しては棚橋ほか（1995）とは整合しないと考えられる．

空中磁気探査

空中磁気探査は，磐梯山山頂～北側の約 5km x 5km の範囲で，200m 間隔の東西測線 20 本について実施した（図－1）．得られたデータを基に，ABIC 最小化法によるインバージョンにより観測領域周辺の表層磁化分布を推定したところ，岩屑なだれ堆積物の分布範囲と良い一致を示した（図は省略：なお，CD-ROM 用原稿には図を掲載した．以下，同様）．これは，山体崩壊に伴い，磁化方向が乱された砕屑物が堆積しているためと考えられた．このように，空中磁気探査では，崩壊堆積物の分布範囲を抽出可能と考えられる．

空中放射能探査

磐梯火山における空中放射能探査は空中磁気探査と同じ範囲で実施した（図－1）．探査結果の一例として，全ガンマ線強度分布は，岩屑なだれ堆積物の分布範囲で明瞭に高い値を示した（図は省略）．これは，破砕の進んだ（開口亀裂の多い）岩盤は，非破砕の岩盤に比べ放射線強度が強くなることに起因していると思われる．

空中熱赤外映像探査

空中熱赤外映像探査は日の出直後と日中の 2 回実施した（調査範囲は図－1 参照）．日の出直後に実施した結果では，顕著な高温異常箇所は認められなかったものの，磐梯山北西稜線沿いおよび銅沼南方の地熱兆候を確認することができた（図は省略）．

まとめ

空中電磁探査では，従来型による結果と概ね整合する結果が得られるとともに新たな知見が得られた．磁化分布と全ガンマ線強度分布は岩屑なだれ堆積物の分布範囲と良い一致を示したことから，これらの探査法は，地下～地表部において，周囲に比べて，破砕の進んだ範囲（災害危険範囲）の抽出に有効であると考えられた．

謝辞

今回紹介した空中電磁探査装置の開発には，有限会社ネオサイエンスと有限会社千葉電子が技術的な役割を担った．また，本研究を進めるにあたり，中日本航空株式会社，株式会社電力計算センターの関係各位の協力に対し，謝意を表したい．

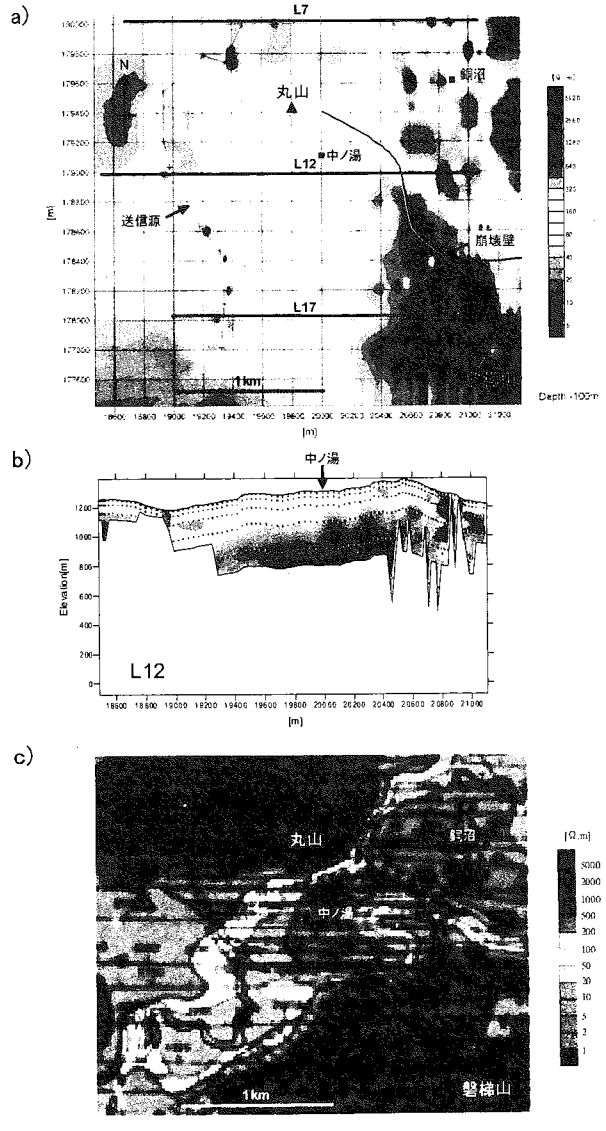
引用文献

1) 伊藤ほか（2006）：ヘリコプターを用いた総合的な空中物理探査システムの開発－防災に向けて－．日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集，537-538.

2) 伊藤ほか（2007a）：ヘリコプターを用いた総合的な空中物理探査システムの開発（その 1）－空中電磁，空中磁気，空中放射能，空中熱赤外映像の各探査手法の高度化－．電力中央研究所研究報告 N06011, 21p.

3) 伊藤ほか（2007b）：ヘリコプターを用いた総合的な空中物理探査システムの開発（その 2）－阿蘇火山，磐梯火山への適用と防災への適用性の検討－．電力中央研究所研究報告 N06012，20p.

4) 棚橋ほか（1995）：磐梯火山における空中電磁法調査－1888 年山体崩壊と低比抵抗帯の関係－．岩屑流発生場に関する研究分科会編，「磐梯火山」，1-9.



図－2 磐梯火山の比抵抗分布
a)比抵抗平面図(深度100m)，b)比抵抗断面図，c)棚橋ほか(1995)による385Hzの比抵抗平面図．

P36. 10ミクロンから10cmサイズの地盤材料へのX線CTを用いた可視化事例について

X-Ray CT Utilization to Geo-materials

- Visualization in rock specimen of 10 micron order to 10cm size -

○ 高橋 学(産業技術総合研究所), 漆松 雪彦(産業技術総合研究所), 道口 陽子(筑波大学), 竹村貴人(産業技術総合研究所)

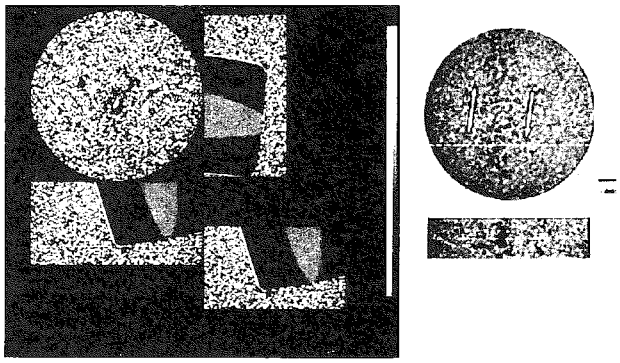
Takahashi Manabu, Urushimatsu Yukihiko, Michiguchi Yoko, Takemura Takato

1.はじめに

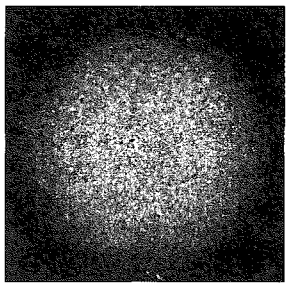
岩石や土、あるいはコンクリートや舗装道路など種々の地盤材料を対象として内部構造を非接触で観察するツールとしてX線CTがある。X線CTは撮影する対象物の大きさや構成する材質により、管電圧・管電流が比較的小さく分解能が高いマイクロフォーカスX線CTから高い管電圧・管電流で大きな被写体を対象とする大型X線CTなどが存在する。もちろん、可視化したい対象物や見たい領域、精度などによって取得する画像情報は異なる。今回紹介するのは、岩石を対象とした10ミクロン精度での観察事例から110mmコアを対象とする断層撮影事例など3桁以上に及ぶ寸法の異なる対象物の観察事例を紹介する。また、ミクロンオーダーでの拘束圧および間隙水圧変化に伴う亀裂閉鎖や直径変化に関する適用事例を紹介し、地盤材料へのCT利用の可能性について述べる。

2.大気圧下での観察事例

図1は福島県の鳴り砂に鉛筆を押し込み、構造変化を与えたCT画像である。鳴り砂の形状と鉛筆の構造（芯と木部）が明瞭に見えている。3次元画像から鉛筆下部の鳴り砂の構造に他の箇所と明瞭な違いが見えている。同図右側は砂のせん断変形後のCT画像であり、せん断変形により砂粒子に粗密構造が生じていること、応力の伝達構造としての砂粒子の再配列が確認できる。図－1の様な比較的大きな砂粒子（100-300μ）等及び空隙は明瞭に観察できるものの、構成鉱物が小さく、そして空隙率も小さな図2のサヌカイト等では内部の構造は全く見えない。マイクロフォーカスX線CTの10ミクロンの分解能でも観察できない事例である。図3は国内の花崗岩地域における直径110mmのボーリングコアを観察した場合の事例である。ヒストグラムから密度構造を大きく2つに分け、密度の高いもの（右側）、全体（左側）を表示したものと分けてある。貴重なコア、縮分できないコアなどでは内部構造、特に亀裂の抽出や密度の情報を非接触で取得できるX線CTは技術的に優れた手法といえる。



図－1　福島県産鳴り砂に鉛筆を押し込んだCT画像(左側)及び砂のせん断変形（右側）。直径は両者とも約10mm.



図－2　サヌカイトのCT画像。直径は約2mm.

3.拘束圧の影響観察事例

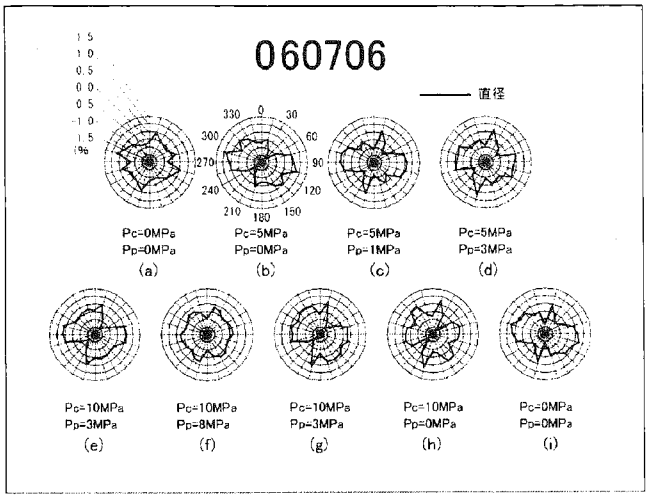
図4は空隙率が18%のベレア砂岩を用いて、拘束圧の増加に伴う空隙構造変化を示したものである。左側は全体構造を、右側は空隙構造のみを抽出したものである。12MPaの拘束圧の負荷により、空隙が減少していることが明瞭に認められる。この画像から得られる拘束圧の負荷による空隙率の変化は歪計測などから得られる値とは一致しない。

4.間隙水圧の影響観察事例

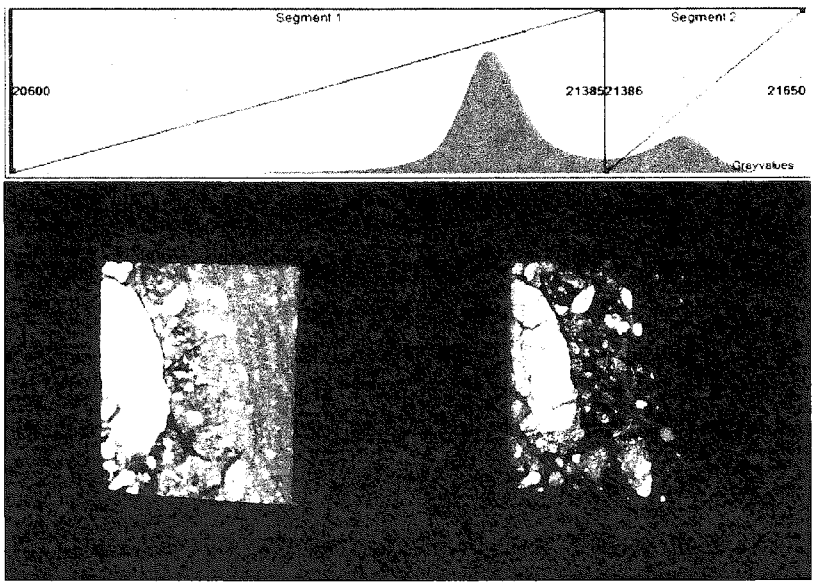
図5は拘束圧と間隙水圧を同時に負荷できるマイクロフォーカスX線CT用圧力容器を開発し、ベレア砂岩の拘束圧と間隙水圧の関数で直径変化を計測したものである。各応力レベルで直径の変化には特定の方向が変形しやすいことが確認される。これは応力変化に対し異方性、すなわちコンプライアンスの異方性を示していることに他ならない。直径の変化は有効拘束圧に従い変化していることも確認されている。

5.まとめ

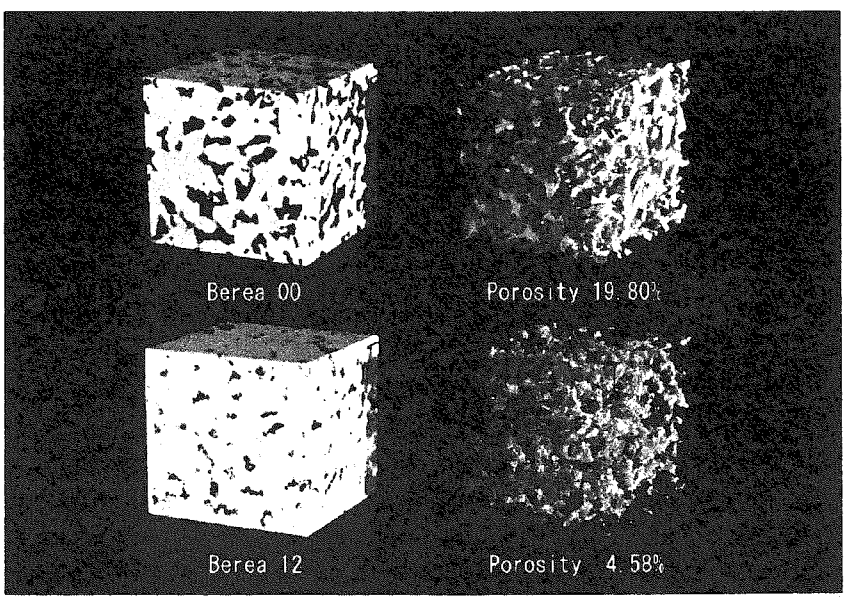
岩石を対象としたマイクロフォーカスCTを用いた10ミクロン精度での観察事例から、450kV大型CTを用いた110mmコアを対象とする断層撮影事例など岩石の観察事例を紹介した。また、ミクロンオーダーでの拘束圧および間隙水圧変化に伴う亀裂閉鎖や直径変化に関する適用事例を紹介し、地盤材料へのCT利用の可能性を具体的に紹介した。密度の絶対値をX線CTから求める場合には、詳細なキャリブレーションを実施する必要があるものの、相対的な密度構造の違いを把握するだけならば通常の撮影でも十分であることが理解できる。応力変化に伴う変形や変位の抽出も可能となっている。非接触・非破壊の特性を活かしたX線CTは地盤材料へも十分に活用できるものと思われる。



図－5　Berea砂岩の拘束圧と間隙水圧による直径変化のローズダイアグラム



図－3　直径110mm のボーリングコア CT 画像



図－4　Berea砂岩の大気圧と拘束圧12MPaのCT画像．直径は約2mm．

P37　せん断分極（SIP）の極性パターン

中川康一（大阪市立大学大学院理学研究科），○塚　偉（(株)NTTデータ），山田茂伸（ヤンマー(株)），
川添栄計，吉岡真弓（東京大学大学院工学系研究科）
Koichi NAKAGAWA, Isamu TSUKA, Shigenobu YAMADA, Hidekazu KAWAZOE, Mayumi YOSHIOKA

1.　はじめに

砂や礫のような粗粒物質では粒子どうしの結合力は，有効応力が働かない場合大変に小さく 0 に等しい．しかし，粘土のような細粒な粒状集合体では，有効応力が 0 であっても，粘着力という粒子間結合力が生成される．これは，粘土粒子－水－電解質系に特異な物理化学過程によって支配されるクーロン力によるとみられる．したがって，粘土粒子の粒径が細かくなればなるほど，比表面積が大きくなり，水との接触面積が増すことから，単位質量あたりの結合エネルギーは大きくなる．この事は，結合が破壊される時，長時間かかって形成された電気的バランスが失われ，不均一な電荷分布となる．

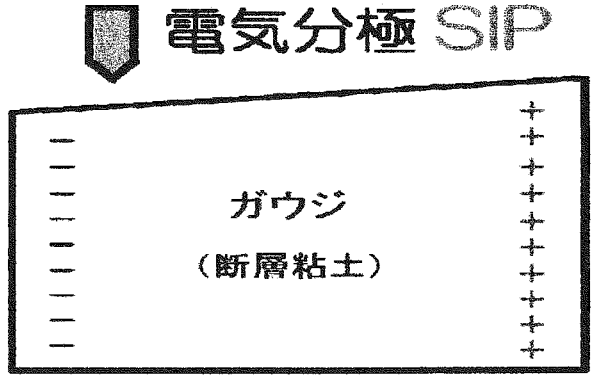


図-1　粘土を含むようなブロックの片側を圧縮したとき現れる典型的な電位分布

2.　せん断変形におけるひずみと分極の度合いの関係

ガウジのブロックを非排水状態で偏圧すると，その圧縮した部分には負の，引張部には正の電荷が観測されることがわかった．非排水下での変形であるため，供試体の体積は不変である．基本的には，関与しているものがせん断変形であるため，これによって励起される電気分極を SIP (Shear-Induced Polarization) と呼んでいる（図-1）．

また，適当に圧密したガウジの長方体試料を用いて，無拘束圧下の平面ひずみ圧縮試験を行った結果，図-2 に示されるような関係が得られた．図にみられるように，ひずみの絶対値と生成される電位との間にはきれいな比例関係が成り立っている．引張側のひずみは，変形が理想的な平面ひずみ状態が成立しているとして，軸ひずみ（圧縮）から求めたものであり，その場合の中間主ひずみ面のひずみは期間中 0 となる．

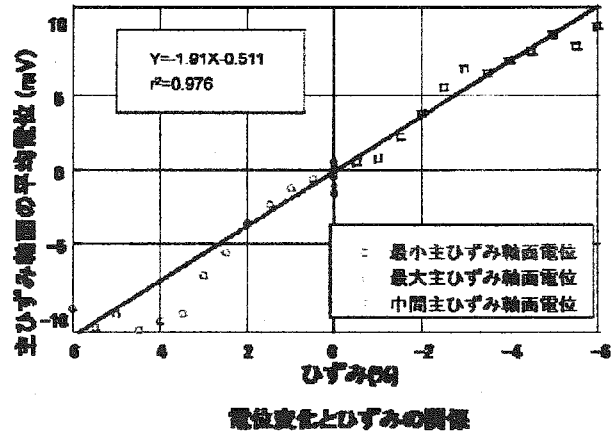


図-2 ガウジ供試体（中央構造線沿いの露頭より採取）の平面ひずみ圧縮試験で各面に生じた電位とひずみの関係（引張を正とする）

一般に粘土粒子表面は負に帯電しており，吸着水層を介して，粒子どうしが面・端結合をしているとみられ，せん断により結合が壊されると，粒子表面付近で半ばオーダリングしていた陽イオンが自由水中に放出されるために電気的均衡を失い，分極すると考えられる（図－3 参照）．

したがって，せん断によって発現する分極の強度はそれまでに醸成された粒子間の結合強度と密接にかかわってくる．比表面積，電解質濃度，圧密荷重や時間がその主たる影響因子と考えられる．当然のことながら，間隙流体が水のような双極性流体でない場合，SIP は発現しない．

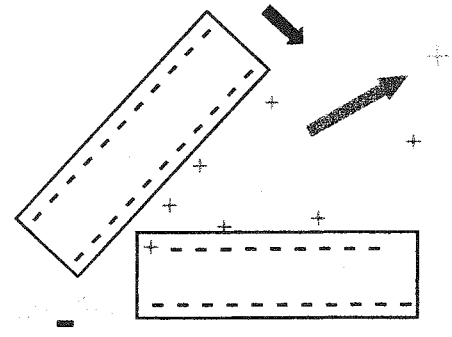


図-3　せん断に伴う電気分極モデル．長方形は粘土粒子，＋・－は正負の電荷を表す．

3. せん断の方向と SIP 電位極性の関係

前述したような その極性も含めて，SIP 現象が野外でも成立するかどうかを検証するため，典型的な地すべり地を選び自然電位の観測を行った．観測の方法は室内も野外もスケールの違いはあるものの，図-4 に示すような手法が適用できる．電極にはいずれもカーボンロッドを用いた．

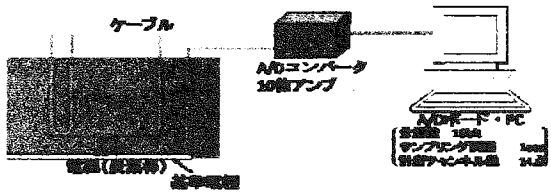


図-4　粘土のせん断分極を評価するための計測システムの例

地すべりの室内モデル実験を行った結果，不動土塊を基準として，移動土塊の下部と上部で反対の極性を示すことがわかった．図-5 に示されるように，移動土塊の下部では正の電荷が，また，上部では負の電荷が生成される．これは，中越の伏野地すべりで観測された結果に一致している．西川地区（怒田・八畝地すべり，高知）では，地すべりブロックの境界で電位分布が不連続となり，すべり速度が大きい方のブロックが，小さいほうに比べて，相対的により高い電位が観測された．

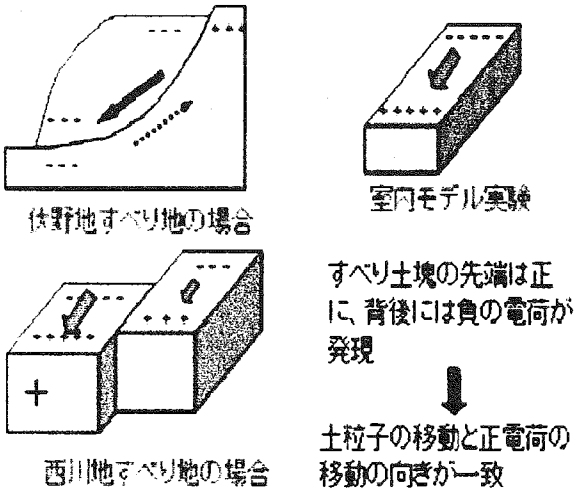


図-5　観測された地すべりに伴うせん断分極（SIP)の極性分布の例

前述したように，多様なせん断に伴う電位の発生パターンを見てきたが，これらの間の関係はいずれも矛盾していないことがわかった．すなわち，土粒子あるいは土塊が，移動する方向はいずれも正電荷の方向に一致した結果となっている．

これは，地すべりの場合移動土塊の先端に正電荷が生成されることを意味している．このような電位の極性パターンを地殻応力に適応させて，対応する電位分布パターンを示すと図-6 ようになる．

図-6 では主応力を太い矢印で，これに対応するせん断面と共役せん断面をそれぞれ破線で描いており，発生する地震と関連した SIP の極性を示している．この図から，地震の押し引き分布と SIP が密接に関連していることが分かる．つまり，押しの分布が正の電位分布に，また，引きが負の分布に対応する．

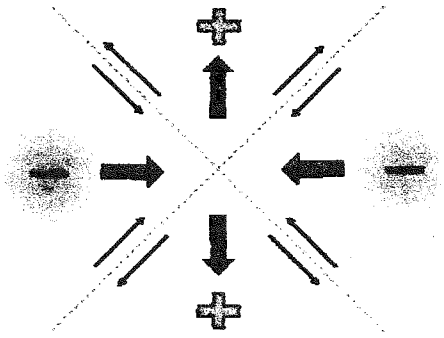


図-6　地殻応力の配置に期待される SIP 電位分布

4. 震源域への適用

震源過程において，主破壊の前に，ひずみが最も集中しやすいガウジ帯で変形が進行するのであれば，これを自然電位の観測によって，モニターできる可能性がある．野外・室内いずれにおいても，すべりに伴う電位変化に混じって，あるいは先立ってパルス性の急激な電位変化が現れる場合がある．これは，主すべり変形に先立つ予兆的・局所的な変形を反映している可能性がある．

近年，強震動の予測手法が大いに進展してきているが，アスペリティの位置を予測する手法が現在のところ確立されていない．しかし，自然電位の稠密観測によって，これを特定するためのアプローチが存在する可能性がある．図-7 に活断層の両端で期待される電荷の分布を示す．

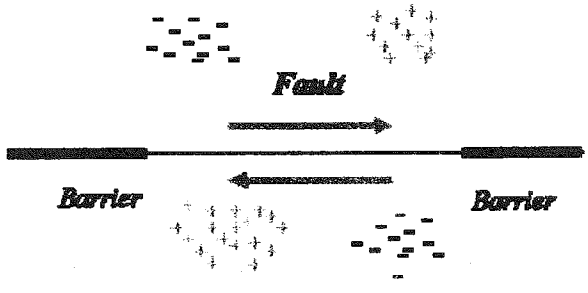


図-7　活断層の両端で期待される電荷の分布特性

5. おわりに

震源域においても，ガウジが存在しているというのが通説となってきている．自然電位の稠密観測によって，電位変化と地震発生の関係を詳細に調べる必要がある．本大会オーラルセッション 58 に相補的な議論があるので，参照されたい．

P38 稲田花崗岩の一軸引張割れ目の粗度計測
－レーザ・写真測量を用いて－

Fracture roughness of uni-axial tensile fractures in Inada granite;

a comparison between Laser Scanning and Photogrammetry

○藤井幸泰 （深田地質研究所），高橋 学（産業技術総合研究所）

船戸明雄（応用地質株式会社），若月 強（筑波大学）

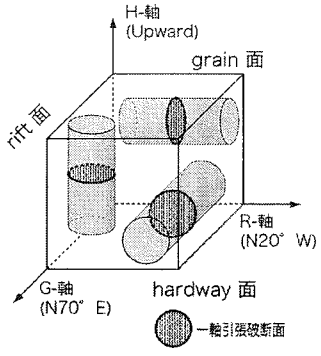
FUJII Yukiyasu, TAKAHASHI Manabu, FUNATO Akio, WAKATSUKI Tsuyoshi

1．はじめに

割れ目は岩盤のせん断強度に影響を与え，‘水みち’として透水係数とも関連をもつため，その表面形状が多数計測されてきた．計測方法としては，触針式[1)~2)]・レーザスキャン[3)~4)]・写真測量[5)~6)]などがこれまでに適用されてきた．しかし実際に測定する際，どのような手法を用いるのが最適であろう．今回は稲田花崗岩の一軸引張試験後の破断面を対象に，レーザと写真測量による計測を行い，両者の比較検討を試みた．

2．試料と試験方法

藤井ほか[6)]や林ほか[7)]で行われた，稲田花崗岩の一軸引張試験後の破断面を対象に計測を行った．稲田花崗岩の石目を考慮し，Rift 面，Grain 面，Hardway 面にそれぞれ垂直にコアリングを行って，R-1～3，G-1～3，H-1～3 の試料を採取した（図－1）．供試体は円柱で，直径 30mm，長さ 60mm である．引張試験は室温 25°の一定の環境下で，6.0×10^{-5} mm/sec の変位速度で行った．その結果，R 試料では 3.49 ー 4.53 MPa，G 試料では 6.61ー7.19 MPa，H 試料では 7.85 ー 8.24 MPa で引張破壊に至った．実験終了後にそれぞれの試料の破断面を露出し，計測の準備を行った．



図－1　稲田花崗岩の石目と試験試料

3．計測方法

3.1　写真測量

写真測量は写真上で対象物（被写体）の計測を行う技術である．1 枚の写真からは 2 次元情報しか得られないが，2 枚 1 組の立体写真があれば 3 次元情報を得ることができる．この研究では化石などを撮影する接写台を用いて，破断面の立体写真をデジタルカメラで撮影した[6)]．カメラの焦点距離や CCD の分解能，および撮影条件から，立体写真測量における被写体平面方向の測量分解能(δ_{xy})と，奥行き方向の測量分解能(δ_z)は δ_{xy}=0.02 mm と δ_z=0.1 mm 程度となる．またカメラ位置計算時の残差は最大で 0.2mm程度となった[6)]．三次元計測ソフトにより，左右写真上で自動的に同じ位置を見つけだして 3 次元ポイントを作成し，約 2600 個の三次元ポイントを頂点とする約 5000 個の三角形群で破断面モデルを構成した．

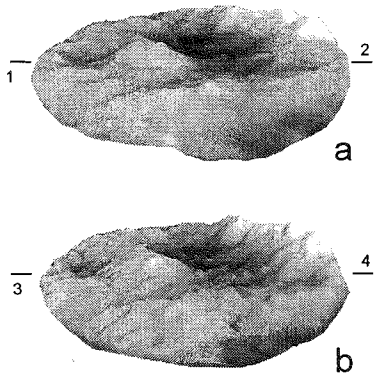
3.2　3D レーザスキャン

3D レーザスキャナとしては VIVID900（Minolta 製）を利用した．この装置はスリット状のレーザ光で対象物をスキャンする光切断方式を用いており，反射光を CCD カメラで受光して三角測距の原理で対象物との距離情報を得ると同時に写真画像を取得することができる．CCD 解像度は 30 万画素で，受光レンズに焦点距離の最も長いものを用いた場合（f=25mm），径 30mmの一軸引張破断面領域において約 2 万 4 千点の計測が行われる．これを専用のソフトウェア上で 1/9 に圧縮することにより，約 2600個の三次元ポイントを頂点とする約5000個の三角形群で破断面モデルを構成した．VIVID900 の仕様書によれば，測定精度はX方向（左右）：±0.22mm，Y 方向（上下）：±0.16mm，Z 方向（奥行き）：±0.19mmとなっている．

4．計測結果

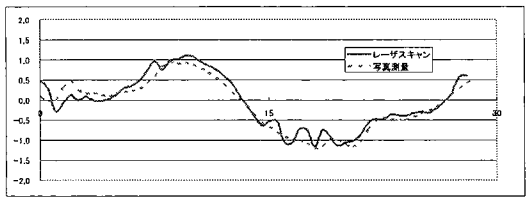
4.1　デジタルモデル

図－2 に写真測量とレーザスキャンによる破断面モデルの鳥瞰図を示す．どちらも H-1 試料である．写真測量，レーザスキャンとも全体的な形状は良く似ている．写真測量は細部において平坦な形状を示すが，レーザスキャンでは細かい凸凹形状がみとめられる．



図－２　破断面モデルの鳥瞰図
a：写真測量，b：レーザスキャン

そこで，図－２の同じ部分で断面線を作成した（図－３）．図－３の断面線を比較すると，両者の全体的な形状は似ているが，レーザスキャンによる断面の中心部には波長 2～3mm，振幅 0.5 mm程度の波状の形態がみとめられる．三戸ほか[8]はスポット状のレーザ計測器を用いて室内計測実験を行い，計測結果のバラツキ幅からカタログ誤差の妥当性を確認している．同様に今回の計測のバラツキ幅（0.5mm）も，測定誤差（±0.2mm 程度）が原因と考えられる．



図－３　破断面モデルから作成した断面図
（実線：レーザ，破線：写真測量）

4.2　破断面粗度

上述の写真測量およびレーザスキャンそれぞれから得られた三次元破断面データから，破断面の粗度を求めた．粗度については多数のパラメーターが提案されているが[1),2)]，最も一般的に用いられている，①二乗平均平方根粗さ（RMS），②中心線平均粗さ（CLA），③最大粗さ（MAX）を利用した．

① 二乗平均平方根粗さ（RMS）；中心線からの距離の標準偏差であり，粗さ曲線をy，測定長さをlとすると，

$$RMS=\left(\frac{1}{l}\int_0^l y^2 dx\right)^{1/2}$$

② 中心線平均粗さ（CLA）：中心線からの平均距離であり，

$$CLA=\frac{1}{l}\int_0^l |y| dx$$

③最大粗さ（MAX）：領域内における最高と最低点との高さの差．

表－１　破断面の粗度の比較

		写真測量（単位mm）			レーザスキャン（単位mm）		
試料番号	引張強度（MPa）	RMS	CLA	MAX	RMS	CLA	MAX
R-1	4.53	0.48	0.39	2.87	0.47	0.41	2.88
R-2	3.99	0.57	0.46	3.00	0.53	0.45	3.10
R-3	3.49	0.43	0.34	2.95	0.43	0.37	2.67
average	4.00	0.49	0.40	2.94	0.48	0.41	2.88
G-1	7.19	0.66	0.54	3.81	0.64	0.55	4.08
G-2	7.13	0.58	0.47	3.40	0.61	0.51	3.47
G-3	6.64	0.62	0.51	4.30	0.61	0.52	4.28
average	6.99	0.62	0.51	3.84	0.62	0.52	3.94
H-1	8.24	0.78	0.58	4.30	0.73	0.61	4.44
H-2	8.74	0.62	0.52	3.17	0.64	0.56	3.53
H-3	7.85	0.74	0.58	4.30	0.70	0.59	4.28
average	8.28	0.71	0.56	3.92	0.69	0.59	4.08

それぞれの試料における①～③の粗度を表－１に示す．左は写真測量，右はレーザスキャンによる測定結果である．RMS およびCLA では両者の値が非常によく一致する．これはRMSやCLA のような統計的な処理を行えば，測定誤差が平滑化されて計算結果に大きな違いがあらわれなかったと考えられる．最大粗さ（MAX）は，試料によっては測定値にやや大きな差が認められた．これは最高点と最低点の高さの測定誤差に加え，両手法によって抽出された最高・最低点が必ずしも一致していないことが原因と考えられる．

5．計測手法の比較

ここで行った，写真測量とレーザスキャンによる測定方法や精度などの概要を表－２にまとめる．

表－２　レーザスキャンと写真測量における計測の比較

	レーザスキャン*1	写真測量*2
計測にかかる時間	5分程度（単数回）	20～30分
測定精度	0.2mm程度	0.2mm程度
測定結果の比較	バラツキ多→複数回スキャンの平均必要	バラツキ少
画像貼り付け	30万画素	500万画素
対象物のスケール	0.1～1m	0.1～1000m

*1：Minolta VIVID 900使用時
*2：市販のデジタルカメラと川惣電機Stereo Eye V3使用時

これらの結果から，単純に三次元形態を取得したいのであれば，レーザ計測が短時間で便利である．鮮明な画像情報も取得し，立体視観察なども同時に行いたいのであれば，写真測量技術の適用が最適であろう．

引用文献

1) 杉本文男・古住光正・阿部司（1991）：岩石の破断面の粗さに関する研究，応用地質．Vol. 32(3), pp. 12-18.

2) 松本浩二・小島隆・村井正，（1995）：花崗岩中の小規模水圧破砕き裂の表面粗さと初期間隙分布．日本地熱学会誌，17，213-232.

3) Xie, H., Sun H., Ju, Y. & Feng Z. (2001): Study on generation of rock fracture surface by using fractal interpolation, International Journal of Solids and Structures, 38, 5765-5787.

4) Zhou, H. W. & Xie, H. (2004): Anisotropic characterization of rock fracture surfaces subjected to profile analysis, Physics Letters A, 325, 355-362.

5) Jessell, M. W., Cox, S. J. D., Schwarze, P. & Power, W. L. (1995): The anisotropy of surface roughness measured using a digital photogrammetric technique, Special Publication of Geological Society, London, 92, 27-37.

6) 藤井幸泰・堀伸三郎・高橋学・竹村貴人・林為人（2006）：デジタル立体写真測量による，稲田花崗岩の異方性と一軸引張破断面粗度のちがいについて，応用地質，Vol. 47(5), pp. 252-258.

7) 林　為人・高橋　学・藤井幸泰・西山　哲・竹村貴人（2007）：一軸引張状態における数種類の花崗岩質岩石と斑れい岩の変形特性，材料，Vol. 56(7), pp. 654-659.

8) 三戸嘉之・本多政彦・小野尚哉・藤井徹・安原裕貴・淺野広樹・石井靖雄（2002）：のり面・崖地の高密度三次元座標データの取得と応用地質分野への活用―2 点間の高精度計測から，面的な高密度計測へ―，応用地質，Vol. 42(6), pp. 351-364.

P39. 岩盤物性評価における多変量データ解析の導入

Application of Multivariate Analysis to Rock Mass Classification

○ 菊地輝行，天野健治，鶴田忠彦（日本原子力研究開発機構）
ディア　セクナ(岐阜大学大学院工学研究科)
Teruyuki Kikuchi, Kenji Amano, Tadahiko Tsuruta, Dia Cheikhna

1．はじめに

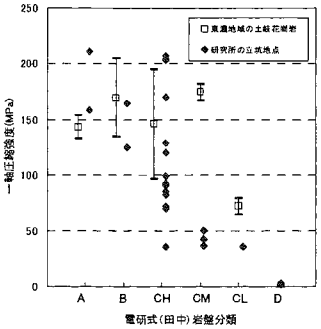
対象とする岩盤の強度などを評価する岩盤分類は，建設工事の安全かつ迅速な設計・施工を行う上で，必要不可欠な調査項目である．しかし，国内外で多数提案されている分類手法の中から，最適な手法を選択する基準が存在しない．また，定性的な目視観察のみに依存した分類を行った場合，地質条件の複雑さや観察者の熟練度などにより，実際の物性値との乖離や分類結果にバラツキが生じる可能性がある．その結果，過度の細分化や岩盤特性上必要な境界が設定できない可能性があるなど，施工に利用する情報としての品質上の課題がある．

そこで本研究では，日本原子力研究開発機構が深地層の科学的研究の一環として岐阜県瑞浪市で建設工事を進めている瑞浪超深地層研究所（以下，「研究所」という）において，岩盤強度に関連する各種物性に着目した多変量解析を用いて，物性値による定量的尺度を有し，かつ現場における調査により取得可能な評価方法から構成される岩盤分類評価手法を検討し，適用を行なったので，その概要について報告する．

2．岩盤分類の問題点と本研究の着眼点

岩盤強度などの推定にあたっては，ダム基礎，トンネル，原子力発電所の大型構造物基礎等の目的とする構築物ごとに評価要素の決まった岩盤分類手法を適用することが多い．

図－1に岐阜県東濃地域のボーリングコア（土岐花崗岩）の一軸圧縮試験の結果と，研究所の立坑地点において掘削したボーリングコアの同試験の結果について，国内で最も利用される機会の多い手法の一つである田中による電研式岩盤分類[1]（以下「既存岩盤分類」という）による区分を行った例を示す．区分された各岩盤は，全体的に一軸圧縮強度と整合的であるが，隣接する区分間において一軸圧縮強度の範囲の重複が認められる．これは，例えば硬質に区分された岩盤であっても，脆弱な岩盤物性を有する可能性を示しており，安全な設計・施工を合理的かつ安全に行なうためには，区分設定の指標となるデータの重複が少ない評価手法が必要とされる．一方，岩盤強度などの各物性は，岩相や地質構造，風化変質作用などの様々な因子が影響していると考えられ，その解釈には複数個のデータの相関関係を統計学的に分析可能な多変量解析が有効と考えられる。そこで，研究所の立坑地点のボーリング孔から取得された各種地質，物性データに着目した多変量解析を実施し，より精度の高い岩盤分類の区分設定を試みた．



図－1 既往岩盤分類と一軸圧縮強度

3．解析方法

岩盤物性の解析は，前述した立坑地点のボーリング孔における岩芯地質調査ならびに物理検層データを用いた．解析方法は，Bohling[2]による領域化分類手法を参考に以下の方法で実施した．

（1）要素選択

解析に利用する要素を選択するため，ボーリングコアを用いた一軸圧縮試験とそのデータを補完する目的で簡易反発硬度試験（エコーチップ測定）を実施し，それら岩盤強度を表すデータと岩芯地質調査データならびに物理検層データとの相関関係を主成分分析により導出し，各要素の重要度の検討を行った．

（2）要素ごとのグループ化

重要度の検討の結果選択された各要素について，ヒストグラムの多峰性や正規性の検討，クラスター分析などの統計的処理を用いて，グループ化を行なった．

（3）岩盤分類の区分設定

グループ化の結果に基づき各要素ごとの新たな区分を設定し，岩盤区分と岩盤強度を表す簡易反発硬度試験値（L値）や一軸圧縮試験値と比較した．

4．結果概要と考察

（1）要素選択

ボーリング調査結果と多変量解析結果から得られた主成分得点はL値，音波検層によるP波速度（Vp），RQDが第一主成分で0.9を超える高得点を示した．このうちL値，Vpは岩盤の硬さを示す指標であり，岩盤の性状変化が硬さによって最も影響を受けていることがわかる．また第二主成分では，割れ目の本数と変質度の影響が大きいことが判明した．

表－1 主成分得点表

	第一主成分	第二主成分
固有値	4.60	1.27
寄与率	65.65	18.09
累積寄与率	65.65	83.74
主成分負荷量		
割れ目本数	-0.40	0.81
RQD	0.92	-0.18
密度(密度検層)	0.73	0.48
P波速度(音波検層)	0.95	0.17
空隙率(中性子検層)	-0.90	-0.21
L値(エコーチップ)	0.94	0.15
変質度	-0.70	0.50

一方，既存岩盤分類の構成要素は，「硬さ」，「風化・変質」，「亀裂・節理」，「割れ目の性状」の4要素に分けることができるが，多変量解析による要素の主成分得点（重要度）の結果と良い対応関係を示す．すなわち，「硬さ」はL値，Vpと，「風化・変質」は変質度，「亀

裂・節理」は割れ目本数，RQDにそれぞれ対応しており，多変量解析の結果からも既存岩盤分類の構成要素の妥当性が確認された．

（2）要素ごとのグループ化

(a)硬さ

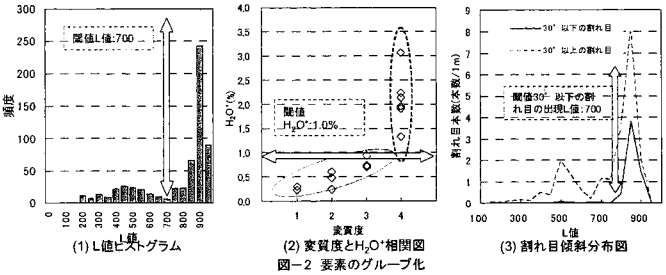
硬さ要素は，L値とVpであるが，本研究ではL値と一軸圧縮強度が密接な相関性を持つことを確認しており，硬さの代表としてL値を適用した．図−2(1)に示すL値のヒストグラムは，2峰性分布の傾向が明瞭であり，2つのモードの中間値であるL値：700を閾値とした2つのグループを設定した．既存岩盤分類における硬さを示す主な指標であるハンマー打撃音とこれらを比較したところ，A級，B級，CH級岩盤が概ね閾値である700を超える硬質なグループ，CM級，CL級，D級岩盤は脆弱な700以下のグループに大別できた．

(b)変質

変質要素では，既存岩盤分類における風化・変質度との良い相関が得られなかった．そこで，より詳細な評価を行うために，土岐花崗岩の主な造岩鉱物の一つである長石類のセリサイト化の度合いに着目し，ボーリング調査結果からセリサイト化の程度の概要を把握した上で，4区分（5%以下，5〜10%，10〜25%，25%以上）を設定し，計4区分の変質度の区分を再度岩芯観察により行った．また，それらに加えて各区分の代表的な試料を採取し，全岩化学分析により変質作用に影響しやすい化学成分を抽出し，それらの結果と岩芯観察結果と組み合わせてクラスター分析を行った．その結果，長石類のセリサイト化の程度が25%以上である変質度3を境界に有意な差異が認められたことから，変質度1〜3と変質度4の2つのグループに区分した（図−2(2)）．

(c)RQDおよび割れ目本数

RQDおよび割れ目本数についてはヒストグラムやクラスター分析を実施したが，有意なグループ化を行なうことはできなかった．しかしながら，割れ目の傾斜に着目して割れ目の本数とL値を検討した結果，図−2(3)に示すように傾斜が30°以下の割れ目の99%以上がL値700以上の硬質な岩盤であることが確認された．そこで上記(2)(a)で区分されたL値が700以上のグループについては，傾斜が30°以下の割れ目が1本以上とそうでないものについて細分した．



(1) L値ヒストグラム　(2) 変質度とH_2O^+相関図　(3) 割れ目傾斜分布図

図−2 要素のグループ化

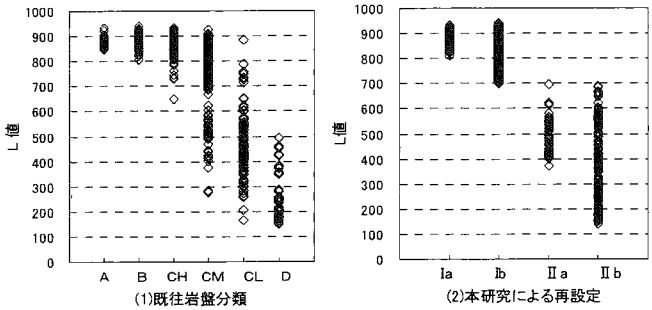
（3）岩盤分類の区分設定

岩盤分類の区分設定に際しては，上記で抽出した要素を主成分分析から得られた重要度の順に並べ表-2のように既存岩盤分類手法を再構成した．これらの区分結果とL値の分布範囲を図-3に示す．

本結果から，本研究により設定した大区分（グループⅠおよびⅡ）間の重複区間は，既往岩盤分類手法による結果（図-3(1)）と比較して明らかに減少しており，岩盤強度を適切に区分する手法として有効と考えられる．Ⅱの小区分であるⅡaとⅡbについては，変質の程度が低い区分Ⅱaの場合はL値が400以上であることから，濁ったハンマー打撃であってもセリサイト変質が弱い（25%以下）場合は岩盤強度が最も低い区分に属することはないことを示すことができた．

表-2 区分設定表

新たに設定した岩盤分類の区分設定（大区分）	硬さ	風化・変質		亀裂・節理		既存岩盤分類との関連等
Ⅰ	ハンマー打撃：【澄んだ音〜少し濁った音（澄んだ音）】	――		Ⅰa（小区分）	割れ目の傾斜：【≦30°】	・L≧700 ・一軸圧縮強度概ね25MPa以上 ・既存岩盤分類では概ねA〜CHに相当
				Ⅰb（小区分）	割れ目の傾斜：【＞30°】	
Ⅱ	ハンマー打撃：【多少濁った音〜著しく濁った音（濁った音）】	Ⅱa（小区分）	長石類のセリサイト変質の程度：【＜25%】	――		・L＜700 ・一軸圧縮強度概ね25MPa未満 ・既存岩盤分類では概ねCM〜Dに相当
		Ⅱb（小区分）	長石類のセリサイト変質の程度：【≧25%】			



(1)既往岩盤分類　(2)本研究による再設定

図−3 分類手法別のL値分布図

一方，割れ目の傾斜に着目した硬質な岩盤グループⅠの細分結果（Ⅰa，Ⅰb）は，L値では有意な差を示していないものの，割れ目の傾斜が30°以下であるグループⅠaは，L値800以上であり最も硬質な岩盤に卓越することが判明した．

5．まとめ

多変量解析を用いて岩盤物性を評価することにより，区分ごとの物性値の重複が少なく，曖昧さを軽減した岩盤分類基準を設定することができた．また，本研究で提示した岩盤分類は既往岩盤分類と同一の要素から構成されており，結果的に既往岩盤分類の妥当性も確認することができた．岩盤分類は対象とする地質環境の不均質性に応じて評価要素を適宜カスタマイズすべきであり，本研究はその事例を示すことができたと考える．

今後の課題としては，本検討により設定した岩盤分類と施工に必要な情報の種類および設定区分との比較・検討を行い，実際の建設工事に適用することにより，有効性や改良等を行なう必要がある．また，変質度の区分について顕微鏡観察や粘土鉱物量比などの今回と異なる指標を用いて，より精度の高い区分設定を検討する必要がある．更には，既往岩盤分類で考慮されているせん断強度に影響し土木地質的に重要な割れ目面の性状を反映する要素が欠けていたことから，その定量的な指標を検討する必要がある．

参考文献

1）吉中龍之進，桜井春輔，菊地宏吉(1989):岩盤分類とその適用，土木工学社．

2）Bohling, G.C., Harff, J. and Davis, J.C. (1990): Regionalized classification: Ideas and applications, Proceedings, Fifth Canadian /American Conference on Hydrology: ed. S. Bachu, pp 229-242, NWWA, Dublin, Ohio.

P40. 岩盤不連続面模型を用いた一面せん断試験（1）

—ダイレーション・せん断面積とせん断強度の関係—

Direct shear test using rock joints replica

○寶谷 周，矢島 良紀，佐々木 靖人（土木研究所）

Shu Hotani, Yoshinori Yajima, Yasuhito Sasaki

1．はじめに

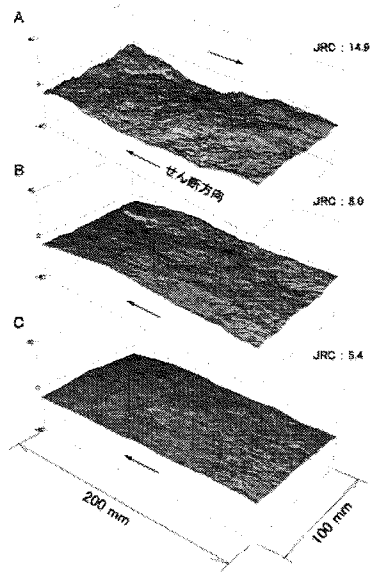
ダム基礎岩盤において，弱層（面）沿いのせん断強度の評価が問題になることは少なくない．強度評価の難しさは，弱層が多様な性状を有することや，大スケールで評価しなければならないことなどによる．本研究では，このような弱層の強度推定手法の開発を将来的な目標におき，せん断メカニズムの解明を目的とした基礎研究として，不連続面模型の一面せん断試験を行なった．ここでは，せん断時のダイレーションとせん断面積に着目して試験結果を分析し，既存のせん断強度式の検証を試みた結果を報告する．

2．試験方法

2.1 試験機および供試体

使用したせん断試験機は，せん断時に垂直圧を一定に保つ機構を内蔵し，垂直載荷 200kN，せん断載荷 2,000kN の載荷能力を有する機械である．

供試体は，稲田花崗岩の粗さが異なる 3 種類の割れ目を複製したものである（図－1）．作成方法は，花崗岩の割れ目面（片面）をシリコーン樹脂で型取りし，その型からさらに反対側の型を取り，各々の型からモルタルにより複製した．モルタルは，硬軟の差をつけるため，配合の異なる 2 種類のものを用いた（表－1）．打設後は 4 週間の水中養生を行った．



図－1 供試体の形状

表－1 供試体材料の配合および強度

種類	使用セメント	配合				強度(MPa)	
		水	セメント	炭酸カルシウム	大井砂	一軸圧縮	引張
軟	普通ポルトランド	1	1	0.43	4.3	20.9	2.4
硬	無収縮グラウト材	1	プレミックスグラウト 6.4			71.8	5.4

2.2 試験の種類および方法

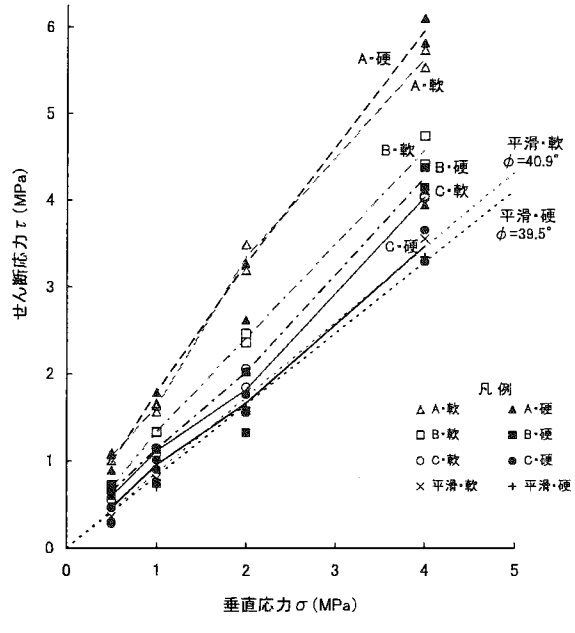
供試体のバリエーションは，3 種類の表面形状（A～C）と 2 種類の硬さ（硬，軟）による合計 6 種類である．試験条件は，垂直応力を 0.5，1，2，4MPa の 4 種類とし，せん断変位が 10mm に達した時点で終了する通常の試験と，せん断応力のピーク直後（変位量 1～2mm 程度）で終了する試験の 2 種類を行なった．試験数は，48 種類の試験に 4 個の重複分を加え，合計 52 試験である．また，それ以外に凹凸のない平滑面の供試体（硬・軟）についても試験を行なった．

試験は，予備載荷後，垂直圧を一定にして変位制御でせん断を行った．載荷速度は，ピークせん断応力付近までは 0.1mm/min，それ以降は 0.2mm/min とした．

3．試験結果

3.1 せん断強度

垂直応力とピークせん断応力との関係を図－2 に示す．表面形状に着目すると，A＞B＞C の傾向が明瞭であり，形状が粗い方がせん断強度が大きい．硬さと強度との関係では，形状 A では同程度であるが，B，C では軟質供試体の方がやや大きい．硬質供試体の方は，低強度側へのバラツキがあり，平滑面の強度を下回るものも見られる．

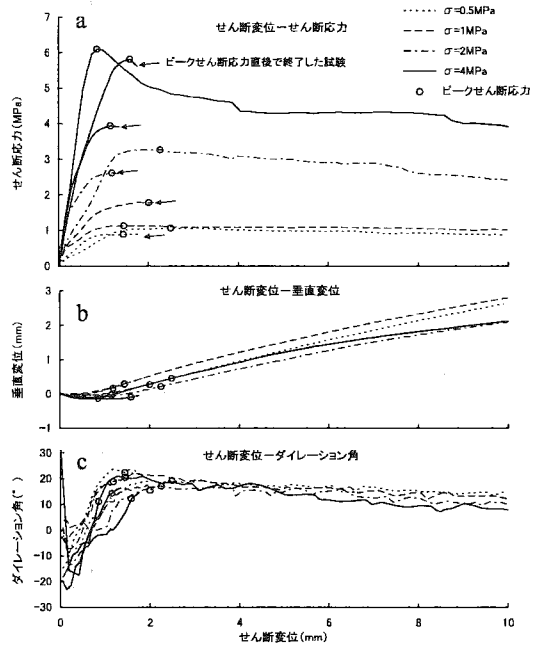


図－2 せん断試験結果（τ－σ 関係）

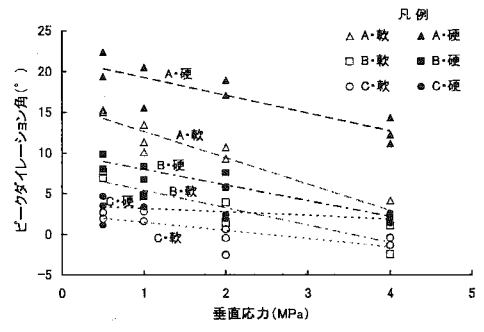
3.2 ダイレタンシー特性

供試体のせん断時における典型的な挙動は，せん断初期に沈下（圧縮）し，その後浮き上り（膨張）に転じて10mmまでのせん断変位の間，浮き上り続けるものである（図－3b）．ダイレーション角は，ピークせん断応力の前後に最大となるものが多い（図－3c）．

ピークせん断応力時のダイレーション角（以下，ピークダイレーション角）は，表面形状では粗い方が，硬さでは硬い方が，垂直応力では低い方が大きな角度になる傾向がある（図－4）．



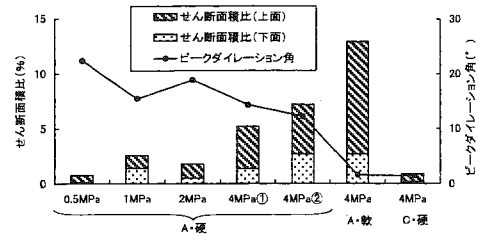
図－3　せん断挙動の例（A・硬 供試体）



図－4　ピークダイレーション角

3.3 ピークせん断応力直後のせん断面積

ピークせん断応力直後で試験を終了した供試体について，せん断破壊箇所の面積を算出した．せん断破壊箇所の特定は，試験前後の供試体形状をレーザー変位計で計測し，形状が変化した箇所を抽出して，肉眼観察結果を参考に供試体端部に生じた引張り破壊箇所などを除外することにより行った．面積はGIS上で算出した．図－5に7供試体について，供試体面積に対する面積比として算出した結果を示す．せん断面積は，垂直応力の増加に比例して増大する傾向がある．また，データは少ないが，同じ形状では軟質な方が，同じ硬さでは粗い方が大きくなっている．ピークダイレーション角との関係では，形状Aのみに限っていえば，明瞭な逆比例の関係が認められる．



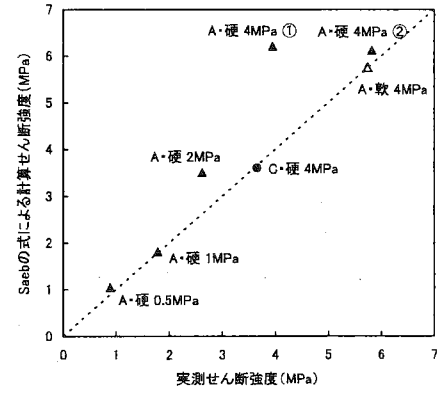
図－5　せん断面積比とピークダイレーション角

4．既存のせん断強度式の検証

ダイレーション角とせん断面積を用いた既存のせん断強度式である次のSaeb[1]の式を検証した．

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_\mu + i)(1 - As) + As \cdot Sr \qquad \cdots (1)$$

ここで，τ_pはピークせん断強度，σ_nは垂直応力，ϕ_μは平滑面の摩擦角，iはピークダイレーション角，Asはせん断面積比，Srは壁面材料のせん断強度である．Srは一軸圧縮強度と引張強度からFairhurstの式を用いて求めることができる．図－5の7試験について試験で得られたパラメータを(1)式に代入し，実際に得られたせん断強度と比較したものを図－6に示す．同条件で10mmまでせん断した試験と較べて小さめの強度が得られた2点（A・硬 2MPa，4MPa①）を除けば，計算値と実測値はよく一致する．



図－6　実測値と計算値の関係

5．まとめ

不連続面模型のせん断試験を行ない，ダイレタンシー特性とせん断面積について分析し，既存のせん断強度式を検証した．不連続面の表面形状や硬さからダイレーションとせん断箇所の予測ができれば，Saebの式を利用して強度を推定できる可能性がある．

引用文献

1) Saeb, S. : "A variance on the Ladanyi and Archambault's shear strength criterion", Rock Joints, Barton & Stephansson(eds), Balkema, pp.701-705, 1990

P41. 岩盤不連続面模型を用いた一面せん断試験(2)

ーせん断時の表面形状の変化ー

Direct shear test using rock joints replica(2)

○矢島良紀，寶谷周，佐々木靖人（土木研究所）

Yoshinori Yajima, Shu Hotani, Yasuhito Sasaki

1．はじめに

ダム等の大型土木構造物の基礎岩盤中に断層やシームのような弱層（力学的な不連続面）が存在し，効率的な建設に際して問題となることがある．これは弱層のせん断強度には様々な要素が複雑に絡み合っており，またせん断時の挙動に不明な点も多く，体系的な強度評価手法が確立されていないため，設計強度の決定が難しいことが原因の一つである．

そこで著者らは，これら弱層のうち充填物を含まない不連続面を対象としたせん断強度推定に用いるモデル作成を行うための基礎試験として，花崗岩の節理をモルタルを用いて複製し，一面せん断試験を実施した．

本発表では試験前および試験後の供試体表面形状をレーザー変位計を用いて計測，GIS ソフトを用いた解析を実施することにより，せん断破壊箇所の分布やアスペリティ形状のせん断による変化を整理したので報告する．

2．調査方法

せん断試験の前後において各供試体の表面形状をレーザー変位計を用いて測点間隔 0.5mm の計測を行い，得られたデータを GIS ソフト(ESRI 社製 ArcGIS 9.2)によって解析することにより，各試験について，せん断破壊箇所の分布や破壊面積，破壊によるアスペリティ角の変化を算出した．

2.1 供試体および一面せん断試験

使用した供試体は，粗さの異なる稲田花崗岩の節理面をシリコン樹脂で型取りし，そこから硬軟 2 種類のモルタルを用いて複製した．試験面サイズは 20cm×10cm である．

試験はこれら 6 種類の供試体を使用して，垂直応力やせん断載荷の終了条件を変えた組み合わせで実施した．供試体と試験条件の概要を表-1，表-2 に示す．

表-1 供試体種類

粗さ（JRC）	A：14.9，B：8.0，C：5.4
一軸圧縮強度	硬：71.8MPa，軟：20.9MPa

表-2 試験条件

垂直応力	0.5MPa，1MPa，2MPa，4MPa
せん断載荷終了条件	①ピーク強度発現で終了 ②せん断変位 10mm まで載荷

2.2 測定機材

使用したレーザー変位計は，キーエンス社製 LB-300 である．主な仕様を表-3 に示す．測定データはアンプユニットを介してコンピュータに収録される．また，測定架台としてステッピングモータ駆動方式による自動ステージを用いた（図-1）．

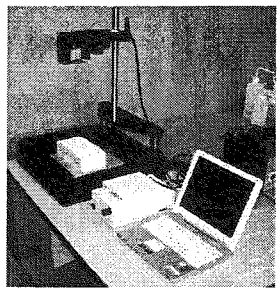


図-1 測定機材

表-3 レーザー変位計の主な仕様

光源	赤外線半導体レーザー
測定範囲	±100mm（基準距離 300mm）
測定分解能	50μm
スポット径	1.2mm×2.5mm

3．調査結果

3.1 せん断破壊箇所の分布

試験後の供試体についてせん断による破壊箇所の分布とその面積を求めた．せん断破壊箇所は試験前後の形状測定データの比較結果をベースとし，目視による供試体の観察結果を参考にして供試体ごとの閾値を設定し抽出をおこなった．本稿では，表面形状が最も粗いＡタイプ（JRC=14.9）の供試体による結果について述べる．

表-4 に破壊箇所の抽出をおこなった供試体（Ⅰ～Ⅵ）の概要とせん断試験結果，図-2 に各供試体のせん断破壊箇所の分布状況と算出したせん断面積比を示す．

表-4 せん断破壊箇所を抽出した供試体の概要

	試験種類		供試体	ピーク	ピークダイ
	垂直応力	終了条件	一軸圧縮強度	せん断強度	レーション角
Ⅰ	0.5MPa	①	71.8MPa	0.9MPa	22.4°
Ⅱ	1.0MPa			1.8MPa	15.5°
Ⅲ	2.0MPa			2.7MPa	18.9°
Ⅳ	4.0MPa			5.8Mpa	12.2°
Ⅴ		②		6.3MPa	11.2°
Ⅵ		①	20.9MPa	5.3MPa	1.6°

※①ピーク強度発現まで ②せん断変位 10mm まで

※供試体の表面粗さはいずれもＡタイプ（JRC=14.9）

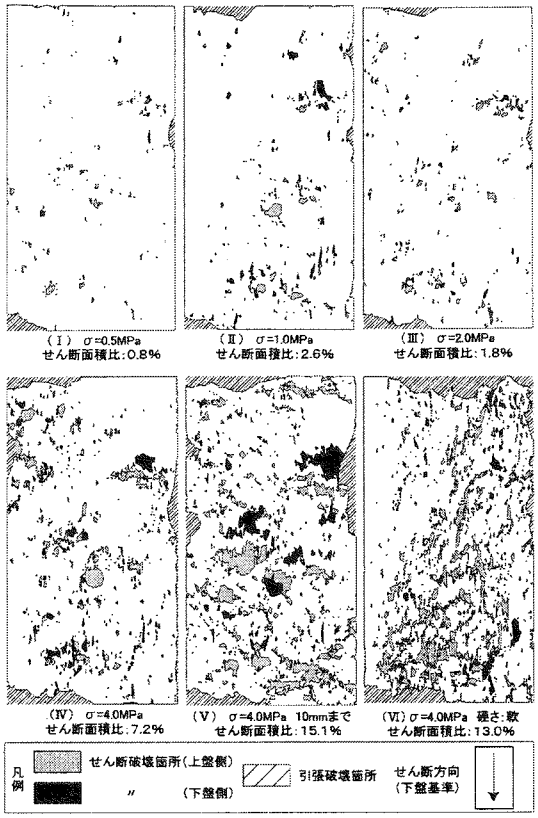


図-2 せん断破壊箇所の分布

せん断破壊箇所の分布から本試験で実際にせん断された箇所は供試体表面のごく一部であったことがわかる．これは不連続面の噛み合わせが必ずしも良くなかったためと考えられる．

各供試体を比較すると，供試体Ⅰ～Ⅳでは垂直応力の増加にともないせん断面積が増加していくが，その破壊位置には共通性があり，その箇所の周辺領域に破壊が拡大していく様子がうかがえる．またⅤではピーク以降も変位を続けたため，ピーク時に破壊した箇所の拡大に加え，その他の領域にも破壊が進行していく様子が確認できる．

一方，軟質な供試体を使用したⅥでは，Ⅰ～Ⅴと異なり，全面的に破壊が生じている．これは供試体がその軟らかさのため，垂直載荷によって変形し，不連続面のかみ合わせが硬質モルタルを使用したⅠ～Ⅴに比べて良好になったためと考えられる．

3.2 アスペリティ傾斜角の変化

せん断破壊箇所として抽出された領域内の試験前後におけるアスペリティ傾斜角の変化をGISを用いて算出した．

供試体Ⅳについての算出結果を図-3に示す．なお，ここで示す傾斜角は，各セルの最大傾斜角とは異なり，せん断方向起点側からの見かけ傾斜角を示してある．まず傾斜角の頻度を比較すると，比破壊域では見かけ傾斜角0度をピークとした正規分布を示すのに対し，せん断破壊域ではそのピークが－10°～－20°程度にあり，このあたりがせん断破壊を受けやすい傾斜角であるということがわかる．

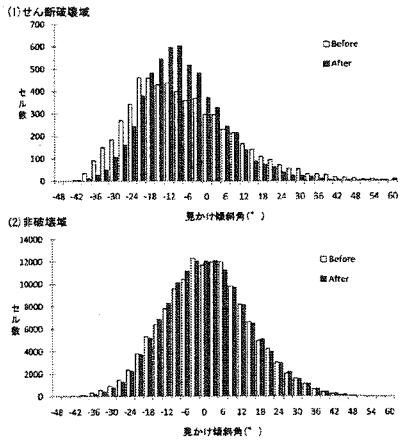


図-3 アスペリティの傾斜度変化

また，せん断前後のアスペリティ傾斜角において，非破壊域では目立った変化はないものの，せん断破壊域では－20°を越える傾斜角が減少し，－12°程度をピークとして3°～－18°の傾斜角が増加している．

このことは，せん断によって急な斜面が破壊を受け，緩斜面化したことを示している．

また試験後のアスペリティの傾斜角のピークとなった－12°は，表-4に示したピークダイレーション角とよく一致している．図-4に示すとおり他の供試体においても同様の傾向が見られており，せん断破壊は図-5のように急傾斜のアスペリティを破壊し，破壊後のアスペリティはピークダイレーション角に近づくことが確認できた．

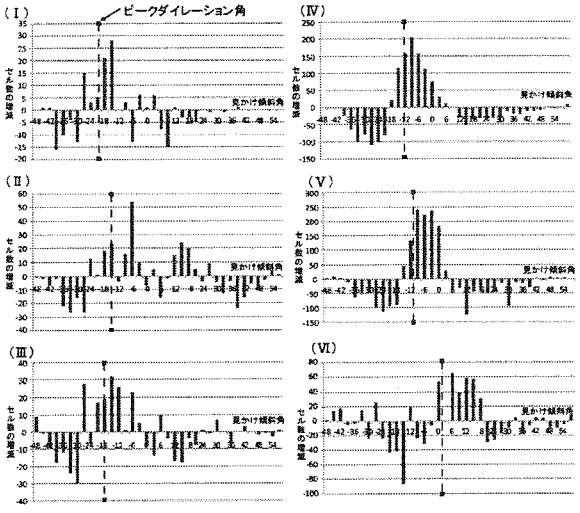


図-4 各供試体のアスペリティ傾斜角の増減

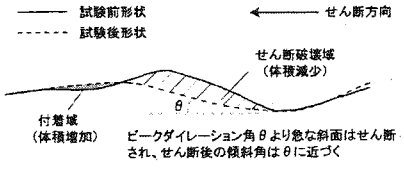


図-5 せん断破壊模式図

4．まとめ

せん断試験前後における面形状の測定結果から，せん断破壊箇所を定量的に抽出し，その破壊領域内において急傾斜のアスペリティがせん断され．ピークダイレーション角に近い傾斜に変化していることを示した．

P42. メタ珪酸ナトリウムを用いたバイオグラウトに関する基礎的研究

Fundamental study on biogrout using sodium metasilicate

○小林　元，川﨑　了，広吉直樹，恒川昌美，金子勝比古（北海道大学）
寺島　麗，島田俊介（強化土エンジニヤリング株式会社）
Gen KOBAYASHI, Satoru KAWASAKI, Naoki HIROYOSHI, Masami TSUNEKAWA, Katsuhiko KANEKO,
Rei TERAJIMA, Shunsuke SHIMADA

1. はじめに

筆者らは，自然の堆積土や堆積岩の主なセメント成分である炭酸カルシウムとシリカに着目し，これらを主材料とした環境に優しい新たなバイオグラウト[1]に関する研究を行っている．両セメント成分の中で，シリカに関しては既報告[2]において活性シリカコロイドをイースト菌の代謝活動によってゲル化できることを述べた．

本報告では，メタ珪酸ナトリウムを主材料としたバイオグラウトを開発するために実施した以下の 2 種類の室内試験について述べる．1 つ目は「ゲル/ゾル/ゲル法」という方法で，1 度塩酸を使用してメタ珪酸ナトリウム水溶液をゲル化させ，次にそのゲルを機械的な撹拌によって破壊してゾル化し，さらにグルコースとイースト菌を添加することによりゲルを再形成させる方法である．2 つ目は「直接ゲル法」という方法で，塩酸による中和を利用してメタ珪酸ナトリウム水溶液をゲル化させることなく，グルコースとイースト菌を直接添加して直接ゲルを形成させる方法である．

2. ゲル/ゾル/ゲル法

(1) ゲル/ゾル/ゲル法によるゲル化試験

イースト菌の代謝活動を活発にするためには，強アルカリであるメタ珪酸ナトリウム水溶液の pH を何らかの方法で調整することが望ましい．また，メタ珪酸ナトリウム水溶液は，塩酸の添加量によって様々な pH 値を示すゲルを作ることができる．そこで，この性質を利用したゲル/ゾル/ゲル法によるゲル化試験ついて検討した．ゲル化試験の概要は，次のとおりである．①メタ珪酸ナトリウムを蒸留水に溶解させた強アルカリ水溶液に塩酸を添加してゲルを作る．②イースト菌の代謝活動に適した pH に落ち着いたゲルを作製し，その後にハンドホモジナイザーによってゲルを機械的に撹拌・分解する．③グルコースを添加する．④イースト菌を添加する．

最初に，「メタ珪酸ナトリウム：蒸留水＝1：2」としたメタ珪酸ナトリウム水溶液 5ml をプラスチック製の試験容器に入れ，5mol/l の塩酸を少量ずつ添加することでゲルを作製した．その試験結果を写真-1 および図-1 に示す．同写真と同図より，pH が約 2～10 の範囲でゲルを生じることがわかった．また，この試験結果より，pH が中性付近でイースト菌の代謝活動に適していると考えられる試験条件，すなわち塩酸を 3.55ml 添加した pH8.07 の試験ケースを以降の試験に用いることにした．

次に，ハンドホモジナイザーを用いてこの試験条件で作製したゲルを撹拌した．なお，回転数は約 27500r.p.m，撹拌時間は

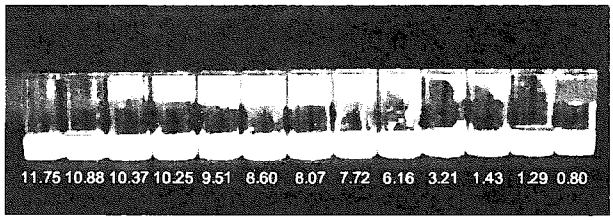


写真-1　24h 後の様子（数値は pH）

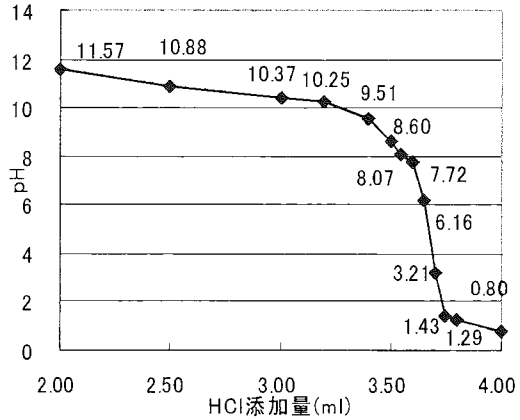


図-1　HCl添加量に対するpHの変化
（データの数値はpH）

300s とした．撹拌後のゾル化した様子を写真-2 に示す．さらに，このゾルに対してグルコース 0.3g，イースト菌 1.0g を添加し，ガラス棒で軽く混ぜて 24h 静置した．静置後のゲル化した様子を写真-3 に示す．以上のことから，本法によってゲルがゾル化した後に，イースト菌のグルコース代謝を用いることでゲルが再形成することが確認できた．

なお，ハンドホモジナイザーを用いてゲルを撹拌した後にできるゾルは，時間が経過すると元のゲルに近い状態に戻る性質がある。また，グルコースの添加は，撹拌後のゲル化を遅延させるためのものである。本法で利用しているハンドホモジナイザーの撹拌条件およびグルコースの添加条件がゲル化に与える影響に関しては，それぞれ次節(2)，(3)において述べる。

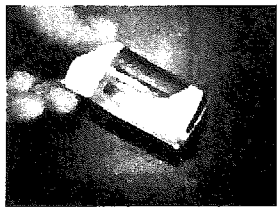


写真 - 2　撹拌後の様子



写真-3　試験後の様子

(2) 異なる撹拌条件におけるシリカの粒度分布測定

ハンドホモジナイザーによってゲルを撹拌・分解する際の回転数と撹拌時間が，ゾル化したシリカの粒径および粒度分布に与える影響について調べるため，マイクロトラック粒度分布測定装置(Microtrac 社製 MT3300SX)を用いて粒度分布を測定した．測定したケースを表-1に，試験結果を図-2に示す．同図より，回転数が大きいほど，また，撹拌時間が長いほど，最大頻度の粒径および粒度分布が細粒側に移動することがわかった．

表-1 試験ケース

		回転数(r.p.m)	
		約14500	約27500
時間(s)	30	ケース①	ケース③
	120	ケース②	ケース④
	300		ケース⑤

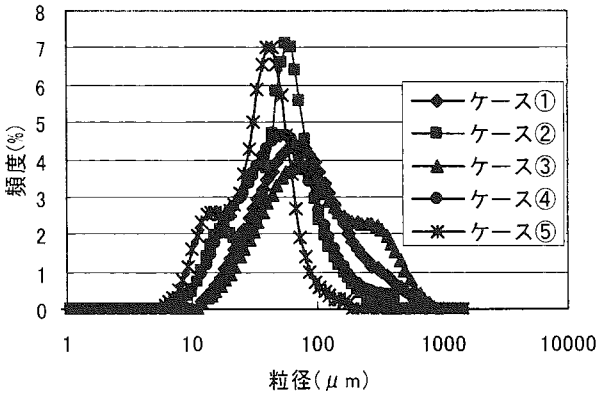


図-2 粒度分布

(3) グルコース添加によるゲル化遅延効果の確認試験

本法でグルコースを用いる理由は 2 つある．1 つ目は，グルコースの代謝産物を得るため，2 つ目はグルコースによってシリカのゲル化を遅延させるためである．この 2 つ目にあるシリカのゲル化遅延効果を確認するために，次の試験を実施した．試験は，グルコースの添加量を 0，0.03，0.1，3.0gの 4 ケースとし，ハンドホモジナイザーで機械的にシリカを撹拌・分解した後，粒度分布を測定した．なお，ハンドホモジナイザーの回転数は約 27500r.p.m，撹拌時間は 300sで一定とした．グルコースを添加してから 0，12，24，168h後に測定したシリカの 50%粒径D_{50}の経時変化を図-3 に示す．同図より，グルコースが多く含まれるほどシリカの再ゲル化を遅延させる効果があることが確認された．

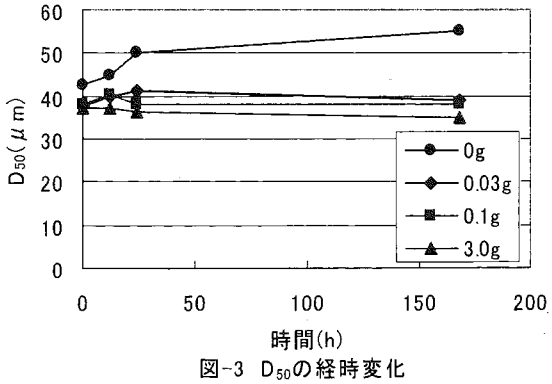


図-3 D_{50}の経時変化

3. 直接ゲル法によるゲル化試験

メタ珪酸ナトリウム水溶液にグルコースとイースト菌を直接添加することでゲルが形成するかどうかを調べた．ゲル/ゾル/ゲル法と同じ濃度であるメタ珪酸ナトリウム水溶液 10ml をプラスチック製の試験容器に入れ，表-2 のケース A～C に示す量のグルコースとイースト菌を添加して 24h 静置した．試験容器の上下を逆さにした試験結果を，写真-4，写真-5 に示す．同写真より，ケース C のみで水溶液のゲル化が確認された．また，イースト菌のグルコース代謝産物がシリカと反応してゲルを生じたことを確認するために，水溶液を蒸留水に変えた試験ケース D を追加した．その結果，写真-6 に示すように，ゲルは形成されることはなく，イースト菌のグルコース代謝産物とシリカの組合せによってゲルが生じたものであると確認された．

表-2 試験ケース

	A	B	C	D
グルコース(g)	0.3	0.0	0.3	0.3
イースト菌(g)	0.0	1.0	1.0	1.0
水溶液(各10ml)	シリカ溶液	シリカ溶液	シリカ溶液	蒸留水

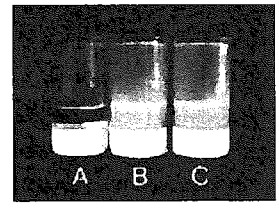


写真-4 0h後に上下倒置した様子

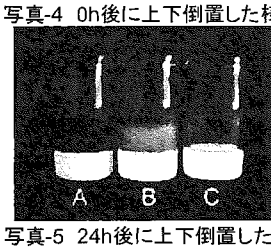


写真-5 24h後に上下倒置した様子

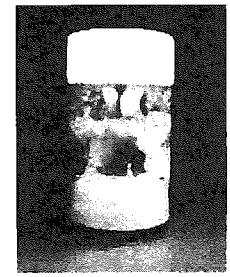


写真-6 試験開始24h後の様子

4. まとめ

ゲル/ゾル/ゲル法については，①メタ珪酸ナトリウム水溶液と塩酸によって生じたゲルを 1 度撹拌・分解し，グルコースとイースト菌を添加することでゲルが再形成すること，また，②ハンドホモジナイザーの回転数が大きいほど，そして撹拌時間が長いほど，最大頻度の粒径および粒度分布が細粒側に移動すること，さらに，③添加したグルコースはシリカ粒子の再ゲル化を遅延させることがわかった．一方，直接ゲル法については，メタ珪酸ナトリウム水溶液にグルコースとイースト菌を添加することで，ゲルが形成することがわかった．

謝辞

本研究は，日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B)(課題番号:18300304，研究代表者:川崎 了)の補助を受けて行なわれた．末筆ながらここに記して，感謝の意を表する次第である．

参考文献

1) 川崎 了，村尾彰了，広吉直樹，恒川昌美，金子勝比古：微生物の代謝活動により固化する新しいグラウトに関する基礎的研究，応用地質，第47巻，第1号，pp. 2-12.

2) 小林 元，川崎 了，広吉直樹，恒川昌美，金子勝比古：微生物代謝による活性シリカコロイドのゲル化に関する基礎的研究，第41回地盤工学会研究発表会，pp. 777-778.

P43. 岩石の力学・透水挙動における化学反応の影響に関する実験的研究

The influence of fluid-chemical reaction on hydro-mechanical properties of rock

○竹村貴人，間中光雄，高橋 学（産業技術総合研究所）

Takato TAKEMURA, Mitsuo MANAKA, Manabu TAKAHASHI

1. はじめに

放射性廃棄物処分場の地層処分場建設に伴い、その地下空洞周辺の岩盤は廃棄物自体の持つ熱や地温勾配から考えられる熱源などにより熱せられた水が流れることが考えられる。このような熱水と岩石の相互作用が起こる場では単に力学的な特性を考えるのみならず、岩石と水の化学反応相互作用を考慮する必要があると考えられる。このような、拘束圧や熱水の存在する深部地質環境下での岩石と水の相互作用については、地質・地熱系の研究分野で多くの成果が挙げられている[1]が、相互作用が力学・透水挙動にどのような影響を与えるかについての議論は非常に少ない。このような、深部地質環境の条件を考慮したモデルを構築するには、反応の場となる水みちや空隙の構造を定量的に評価することが重要であると考えられる。例えば、Suzuki et al.[2]は90度の熱水に2000日間浸潤させた時の稲田花崗岩のダメージの進展を報告している。また、同様にSuzuki et al.[3]は浸潤開始から800日を境にして、SiO_2やCa^{2+}の溶出が急激に増加することを示している。また、堆積岩についてもTakemura et al.[4]により熱水環境下での変質の結果、新たな粘土鉱物が発現することが報告されている。

本研究では、岩石と水の化学反応相互作用が力学・透水特性にどのような影響を与えるかについて以下の2つ実験結果について報告する。1)熱水環境下に置かれた堆積岩の内部構造と力学特性の変化を明らかにすることを目的とし、100日間、500日間の90度熱水環境下に砂岩を浸潤させ、圧縮試験を行った。2)相互作用の結果として生じる“目詰まり”により引き起こされる透水特性の変化を明らかにすることを目的とし、アナログ物質を使った過飽和溶液の通水実験を行った。。

2. 熱水浸潤による内部構造・力学特性の変化

実験試料には白浜砂岩を用いた。白浜砂岩は和歌山県に位置し、新第三紀田辺層群の白浜層に属し、中粒から粗粒のほぼ均一な砂岩である。構成鉱物は石英・長石・粘土鉱物からなる。実験に用いた試料はブロックから直径30㎜の円柱試料をボーリングしたものを１０本用意した。内訳は力学試験用にインタクトの状態を４本、熱水浸潤試験用に 9 本である。熱水浸潤試験は純水で満たされた容器のなかに全ての試料を投入し、その容器を90度の恒温油槽の中に投入して行った。熱水浸潤試験用の3本の試料は、浸潤開始から１００日と５００日経過した時点で取り出し、拘束圧１０MPaの条件で三軸圧縮試験を行った。

図１に圧縮試験の結果得られた応力ー歪み曲線を示す。図中のSI-a1はインタクトの乾燥試料、SI-a2はインタクトの湿潤試料、そしてSH500は500日間浸潤させた試料である。SI-a1とSI-a2から水の存在により破壊応力が大幅に下がっていることがわかる。また、白浜砂岩は500日間の熱水によるダメージを受けたことで、破壊強度は約20%低下していることがわかる。また、熱水の影響は破壊強度だけでなく、破壊強度の10%でのヤング率E_{10}を大きく低下させている。このことは、熱水によるダメージにより初期内部構造に変化がでていることを示唆しているといえよう。また、熱水履歴を持つ試料の中心部を電子顕微鏡で観察すると、空隙部にインタクトな試料では観察されなかった板状の鉱物が付着していることが確認された（図２）。この板状の鉱物はその形質的特徴と白浜砂岩の構成鉱物からカオリンであると考えられる。

3. 溶質沈澱による水みちの閉塞に伴う透水特性の変化

実験は飽和（30℃）しているカリウム明礬水溶液を 22℃一定となっているアクリル管へ流通させ、溶質をアクリル管の中で沈殿させた。水溶液の流速は 0.4ml/min でアクリル管の内径は5㎜、温度変換点から 40cm の地点に種となる 0.4㎜ ほどの種結晶を設置した。また、結晶の成長による目詰まりを確認するため、上流部の温度変換点近傍に水圧計を設置し水圧のモニタリングを行った。

図３に成長開始からの水圧の変化の図を示す。水圧の増加率は時間とともに増加しており、結晶成長により管内の内径（開口幅）が序々に狭まっていることがわかる（図４）。このような“目詰まり”による効果は、透水係数の低下および上流側の間隙水圧の上昇をもたらしていることがわかる。本実験で得られた流通系における溶質の沈殿に伴う透水係数の変化は成長速度の速い模擬物質を使って行っているが、天然で考えられる方解石や石英などでも流通系での反応速度を得ることができれば透

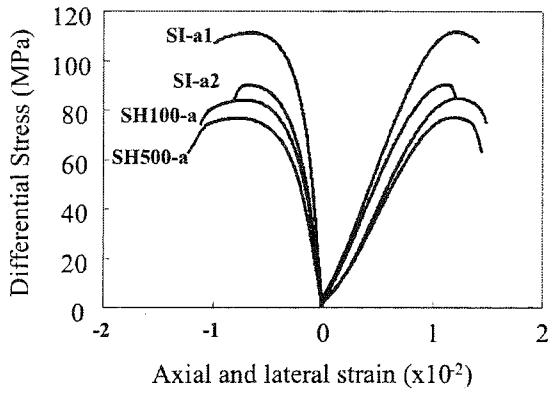
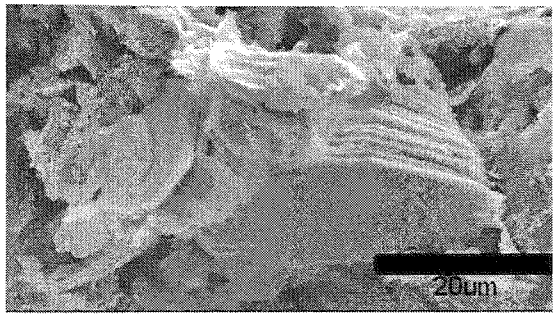
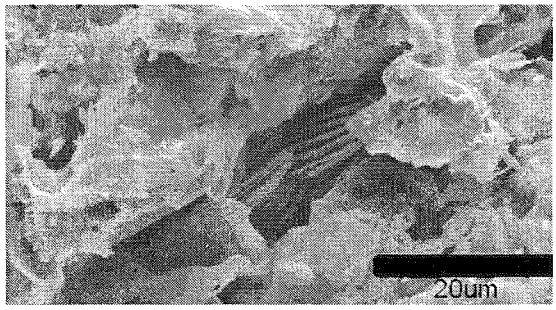


図1 熱水浸潤によりダメージを受けた白浜砂岩を使った力学試験結果。



(a)



(b)

図2 500 日間熱水浸潤された試料で見られた板状の鉱物の SEM 画像

水係数の変化を予測することができる。今後、より天然に近い多孔質媒体や亀裂系でのモデル化に適応できるものとしていきたい。

4. まとめ

本研究では、岩石と水の化学反応相互作用が力学・透水特性にどのような影響を与えるかについての実験結果を報告した。その結果、熱水環境は岩石の破壊強度・ヤング率の大幅な低下をもたらすことが明らかにされた。一方で、その内部構造は新たに生成された粘土鉱物などで充填されており、模擬実験で行った実験結果と併せると透水係数は低下していると考えられる。以上のことより、深部環境下にある岩石は長期間に熱・水にさらされることで、強度低下を招く一方で、透水係数を低下させるということができる。

本研究は独立行政法人原子力安全基盤機構「原子力安全基盤調査研究の公募研究」として実施した。

引用文献

1) 千木良雅弘・中田英二 (1996) 電力中央研究所報告, U9505, 1-27.

2) Suzuki, K., Oda, M., Kuwahara, T. & Hirama, K (1995) *Engineering Geology*, Vol. 40, pp.29-39

3) Suzuki, K., Oda, M., Yamazaki, M & Kuwahara, T. (1998) *In. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol.35, No.7, pp.907-921

4) Takemura, T., Manaka, M. & Takahashi, M. (2006) *Multiphysics coupling and long term behaviour in rock mechanics*, pp.163-167.

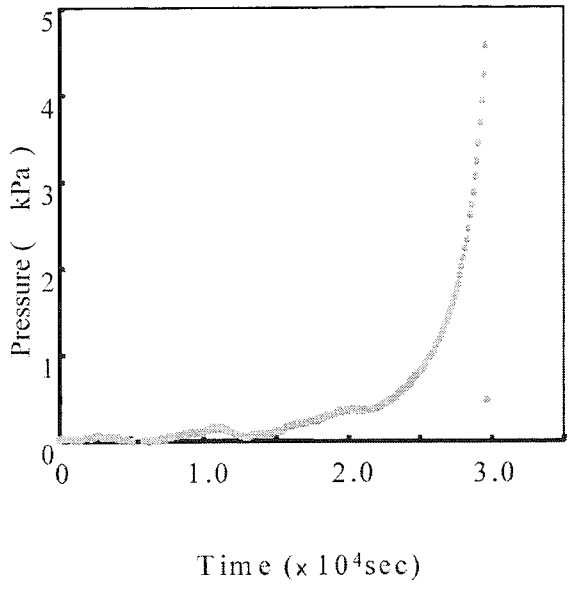
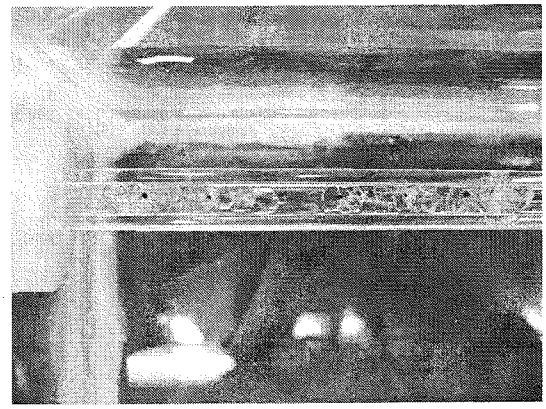
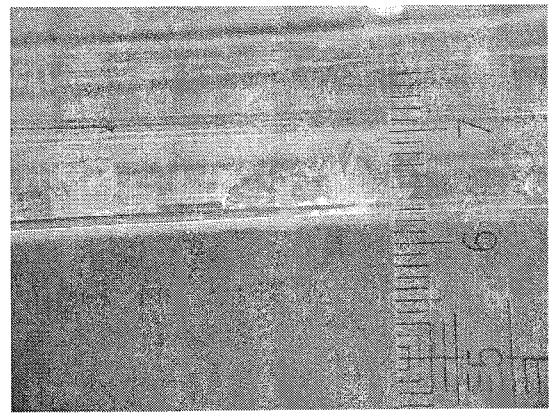


図3 成長開始からの上流部の水圧の変化



(a)



(b)

図4 実験開始8時間後(閉塞時)の管内の結晶の様子(a)上部から(b)横方向から撮影

P44. 標準貫入試験試料とオールコア試料との堆積物物性の比較 －埼玉県三郷市采女新田地区の沖積層－

○ 中西利典（土木研究所），稲崎富士（土木研究所），田辺 晋（産業技術総合研究所）
Toshimichi Nakanishi (PWRI), Tomio Inazaki (PWRI), Susumu Tanabe (AIST)

1. はじめに

標準貫入試験（Standard Penetration Test：SPT：JIS-A-1219）は日本で最も普及している動的貫入試験であり，これにより採取された試料は得られた試料は密度・含水比などの土質試験にも用いられている．一方，SPT 試料は，打撃貫入による収縮や，地中の圧密からの解放による膨張のために，地中にあった本来の物性を表していない可能性が高い．そこで，SPT 試料の採取法を評価するために，同試験と打撃式シンウォールサンプラーによって採取されたコア試料との湿潤かさ密度および含水率の差異について検討する．地質試料は埼玉県三郷市采女新田地区（WGS84：北緯 35 度 51 分 51.4 分；東経 139 度 51 分 49.2 秒，標高：T.P.+2.42m）において土木研究所と産業技術総合研究所によって掘削された中・上部更新統～完新統（沖積層）である．それぞれのコアを PW-MUS と GS-MUS と呼称する．

2. 分析手法

全長 56.15m・孔外径 51mm の PW-MUS コアは SPT により 25～155cm の単位掘進長で採取した．従来の SPT では堀飛ばしながら 1m 単位で採取するが，今回は連続的に採取して詳細に検討した．サンプラー内の真鍮製の単管・アクリル管・ポリ塩化ビニル（PVC）シート中の地質試料は 10cm 単位に分割された．同試料の基底付近から，全体の重量を測定した後で，独自で開発した直径 2cm×高さ 2cm の円柱型シリンダーを用いて地質試料を採取して，10cm 間隔で湿潤かさ密度と含水率を測定した．その後，10cm 試料管を回収・秤量して，残りの約 8cm 分の地質試料を使用して含水率を測定した．

一方，全長 42m・孔外径 86mm の GS-MUS コアはシンウォールサンプラーにより 1m 単位で採取され，夏原技研製の容積 7cm^3 の立方体型のキューブを用いて 5cm 間隔で密度と含水率を測定した．

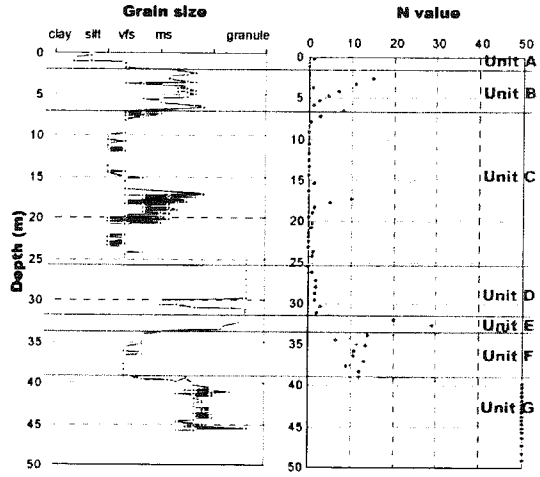


図 1．PW-MUS 試料の粒度と N 値，植物片・貝殻片の含有度．

3. 地質

PW-MUS コアは，岩相に基づくと，深度 0～1.8m の N 値 0～1 を示す植物片混じりのシルト層（ユニット A），深度 1.8～5.6m の N 値 0.8～15 の細粒砂層（ユニット B），深度 5.6～25.7m の N 値 0～8 の貝殻片混じりの砂質シルト層（ユニット C），深度 25.7～30.9m の N 値 0.9～3 の貝殻密集層（ユニット D），深度 30.9～33.7m の N 値 2～46 の砂礫層（ユニット E），深度 33.7～39.5m の N 値 9～14 の貝殻片と植物片混じりの砂質シルト層（ユニット F），深度 39.5m 以深の N 値 50 以上の粗粒砂層（ユニット G）に区分される（図 1）．これらの地層は周辺の既存土質柱状図の解釈（中西ほか，2007）によると，深度 0～30.9m のユニット A～D が沖積層，深度 30.9～33.7m の埋没段丘礫層（ユニット E）以深が上・中部更新統と考えられる．

4. 湿潤かさ密度と含水率

まず, PW-MUS コア試料の深度 0～45.8m の湿潤かさ密度は 1.10～2.45 g/cm^3 を，シリンダーは 1.05～2.06g/cm^3 をそれぞれ示す．それぞれの平均値は 1.70 g/cm^3 と 1.67 g/cm^3 でコア試料の方が大きい．それぞれの平均値に対する標準偏差は 14%と 8%で，コア試料の方がバラツキ大きい．一方，GS-MUS コアの深度 0～42m のキューブ試料の湿潤かさ密度は 1.06～2.01g/cm^3 で，平均値は 1.62g/cm^3 で 9%程度の標準偏差を持つ．

PW-MUS コア試料の深度 0～45.8m の含水率は 5～80%を，シリンダーは 7～66%をそれぞれ示す．それぞれの平均値は 29%と 25%であり，コア試料の方が 4%程度高い．また，平均値に対する標準偏差はコア試料が 36%，シリンダーが 33%である．一方，GS-MUS の深度 0～42m のキューブ試料の含水率は 8～83%であり, その平均値は 32%で 30%程度の標準偏差を持つ．

5. 考察

6-1. PW-MUS コアの試料管ごとの湿潤かさ密度

PW-MUS コアの試料管ごとで，近接した類似の岩相における湿潤かさ密度を比較すると，真鍮製の単管・アクリル管・PVC シートの順で高い値を示す．このように試料管ごとに密度値が変化する理由は，硬質なサンプラーほど採取時に管が変形せずに，地質試料に強い圧力が加わって高密度になるためと考えられる．

6-2.標準貫入試験試料の湿潤かさ密度

今回測定した密度の平均値を比較すると，PW-MUS のコア試料とシリンダーでは顕著な相違が認められない．しかし，ユニット B・E・G などの粗粒な地層の密度値は，コア試料の方が 0.3 g/cm^3 程度高く，反対に，細粒分が卓越する層準ではシリンダーの方が高い値を示す．両者の相違は，コア試料の粗粒分が卓越する層準では孔壁付近にベントナイト泥水が多く付着しているのに対して，コアの中軸から採取したシリンダー試料では泥水の影響が少ないためと考えられる．

PW-MUS コアの深度-42m までのシリンダーの湿潤かさ密度の平均値は GS-MUS のキューブのものよりも 0.05 g/cm^3 程度高い．この差異はほぼすべての層準において共通して認められ，両コアの岩相の相違が少ないために，その原因はボーリングの孔径の長さに起因すると考えられる．つまり，孔径の短い PW-MUS 試料では採取時により大きな力が地層に加わることで，高密度になるを推定される．

6-3. 標準貫入試験試料の含水率

PW-MUS のコア試料の含水率はシリンダーの値よりも 4%程度高い．この傾向はユニット A・C・F などの細粒な地層で特に顕著である．これらの層準ではシリンダー試料の採取時の圧力によって地層中の水が移動している可能性が高い．一方，PW-MUS のシリンダー試料は，GS-MUS のキューブよりも 5%程度低い含水率を示す．その原因は前節で述べたように，ボーリングの孔径が短い PW-MUS コアの方が掘削時に地層中の間隙水が絞り出され易いためと考えられる．

6. おわりに

地下深部から採取した堆積物試料は，採取時の圧縮や膨張などの影響によって人工的に密度や含水率が変化している．この物性値が変化する効果はコア径や採取法に依存して異なるために，コア間の物性値を比較する場合には留意すべきである．

ポスターではレーザー分光測定法で求めた粒度組成と上述した物性値との相関も発表する．

謝辞

中央開発株式会社の細矢卓志・関田　昇・関田実の各氏には SPT の際に便宜を図っていただいた．

P45　安全率を用いた切羽の安定性評価

Stability assessment of cutting fase by using safety factor

木村隆行,○工藤健雄,磯野陽子(エイトコンサルタント)
Takayuki Kimura, Takeo Kudou, Youko Isono

1. はじめに

久武[1]によれば,砂質土の模型実験から現象がランキン土圧論で説明できることを検証し，実用的な切羽の安定性判定式を提案している．この土砂トンネルの適用式を山岳トンネルの切羽安定評価に使用するため，弾性波速度をパラメーターとして使用する手法を検討したので，ここに報告するものである．

2. 既往研究による切羽安定性評価式

久武によれば，トンネル上端水平面に仮想地表面があると仮定し，引張応力と圧縮応力のつり合う深さ Z が(1)式となり，このZより切羽の掘削高さDが小さい場合，切羽は崩壊するとして(2)式を提案している．この(1)式はいわゆるテンションクラックの発生深度の算定式である．

$$Z=\{2c\tan(45°+\phi/2)\}/\gamma \quad (1)$$

$$F=Z/D \quad (2)$$

Z：限界掘削高さ D：トンネル掘削高

γ：単位体積重量

トンネルの修正設計では，切羽において，「劣悪な部分が 30%以上を占める場合，劣悪な部分の状況により評価する」とある．これを安全率として考えるとF=1/0.3=3.3=3 となる．F=3 とした場合のZとDの関係から（3）式が導かれる．

$$D=\{2c\tan(45°+\phi/2)\}/3\gamma \quad (3)$$

ここで，山岳トンネルにおける有効なパラメーターは，弾性は速度 Vp であることから，粘着力 c と内部摩擦角 φ および単位堆積重量 γ との相関を求め，安定性評価を Vp で把握する手法を検討した．

3. 弾性波速度をパラメーターとした地山評価手法

この評価手法として，九州北部第三紀層の凝灰質礫岩～砂岩のトンネル事例を以下に紹介する．

通常，単位体積重量は岩石試験で測定するが，岩石試験が可能な硬質な CM～CH 級が主体となり，D~CL 級のサンプルは無理な場合が多い．そのため，任意のコアを用いた簡易手法で単位体積重量と弾性波速度を計測した．この簡易手法と通常の岩石試験での結果を集計した結果，(4)式が得られた(図-1，参照)．

$$\gamma=17.5Up^{0.233} \quad (4)$$

γ：単位体積重量(kN/m^3)Up：コアの弾性波速度(km/s)

図-1 に示す相関は，コアの弾性波速度ではあるが，D 級クラスまで測定していることから，そのまま地山に適用することとした．

岩盤の強度については，圧縮強度と圧裂強度からコアの強度を求め，キレツ係数 Cr により粘着力と内部摩擦角を低減させ，地山強度を求めた．この低減させた地山せん断強度に対し，原位置での地山弾性波速度との相関を,粘着力 c と内部摩擦角 φ のそれぞれで求めたのが，(5) (6)式である（図-2，図-3：参照）．

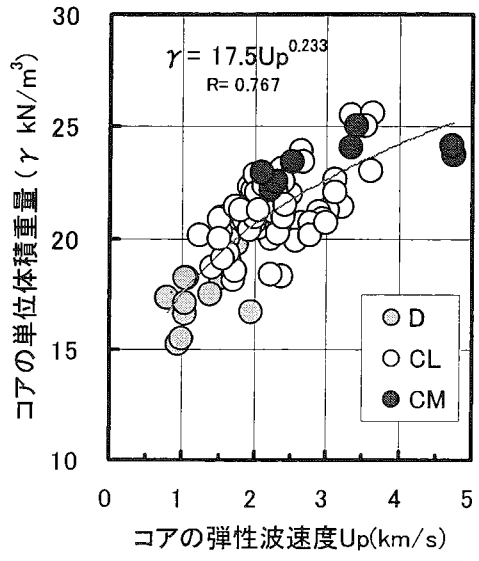


図-1　弾性波速度と単体の相関図

$$c=0.06\times Vp^2 \quad (5)$$

$$\phi=0.98Vp^2+33.6 \quad (6)$$

Vp：地山弾性波速度(km/s)

c：地山粘着力(MN/m^2)　　φ：地山内部摩擦角(°)

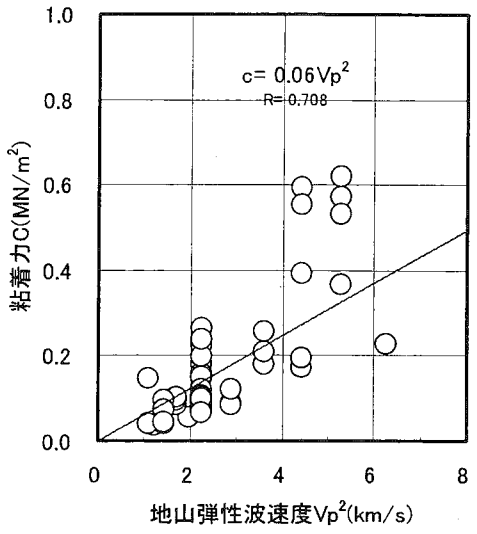


図-2　Vp と c の相関

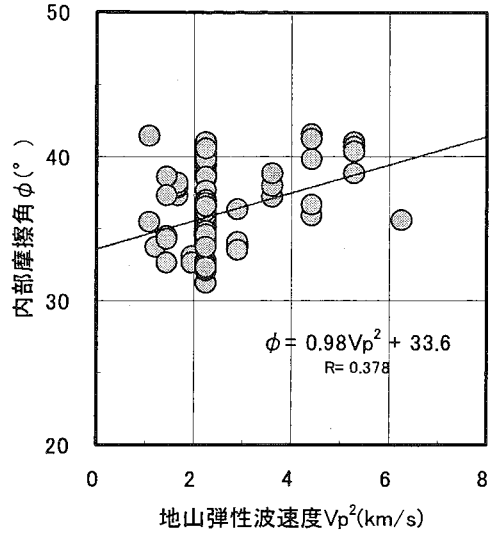


図-3　Vp と φ の相関

4. 切羽の安定度評価

(4)(5)(6)式により，任意の地山弾性波速度から，各地山の粘着力cと内部摩擦角φおよび単位堆積重量γを推定し，その値を(3)式に代入して，地山弾性波速度 Vp と切羽の限界掘削高さ D の相関を(7)式を得た．

$$D=1.59Vp^{1.98} \quad (7)$$

D：限界掘削高(m)　Vp：地山弾性波速度(km/s)

通常，全断面掘削の場合は 9～10m程度であるので，Vp＝2.5km/s 程度の地山弾性波速度がなければ自立しないことになる．

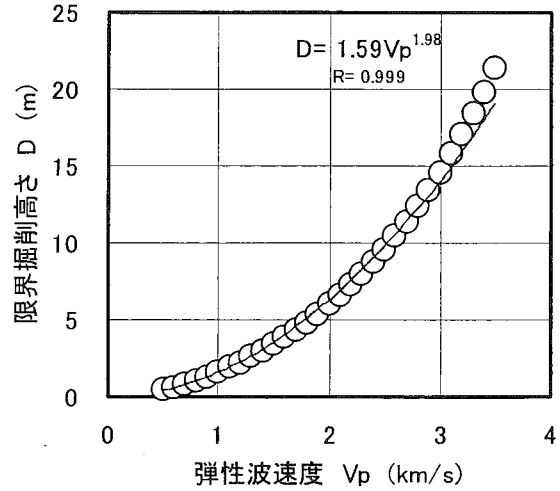


図-4　Vp-D 相関図

しかし，事前調査時の弾性波速度は，発破によるゆるみや応力開放などで切羽ではさらに低下する可能性があること，また，スメクタイトなど強度低下が著しい変質鉱物を含有しているかどうか，切羽に湧水がある場合など，地質諸条件で更に切羽安定性は変化すると考えられる．長谷川(2004)[2] らによれば，熱水変質を受けた地山のトンネルでは，内空変位が著しく増大することを示している．また，城間ら(2002)[3]によれば，坑壁弾性波探査のゆるみ層の対比，切羽での簡易弾性波探査と事前弾性波速度の対比から，0.74～0.80 の低下率を示し平均値の 0.77 が切羽での第三紀層の事前弾性波速度の低下率と考えられる．

ただし，(3)式の F=3 としている評価には，図-2 や図-3 に見られる著しい強度のばらつきや，ゆるみによる通常の強度低下を吸収していると考えられる．図-2 の粘着力 c はほぼ半分 0.5 までばらついており，0.74 がその低下率である．つまり，F=3×0.5×0.74=1.11 であり，ほぼ，安全率の限界を設定している可能性が高い．

この判定式で問題になるのは，応力開放率が高い地山深部で，スメクタイトなどの変質鉱物を主体とする粘土細脈を介在する岩盤に遭遇した場合であり，その場合，別の補正値が必要になると考える．

内田，矢田部ら(2002)[4]によるとスメクタイトなど膨張性粘土鉱物を含有する粘土は，強度低下が著しく，そのデータの比率をみると軟化強度から残留強度への比率は 0.74 程度になっていた．また，トンネル上部のゆるみ領域の地すべりのφの低減率は，通常 0.75～0.85 と考えられている[5]．そこで，変質鉱物を含有する粘土脈がある場合は，強度低下が著しく，φが 0.75 倍に低減すると仮定して相関を求め(8)式を得た．この式で想定すると，変質脈がある地山深部では 10m 程度の全断面掘削は，Vp=3.0km/s 程度の状況が必要になると考えられる．

$$D=1.12Vp^{1.95} \quad (8)$$

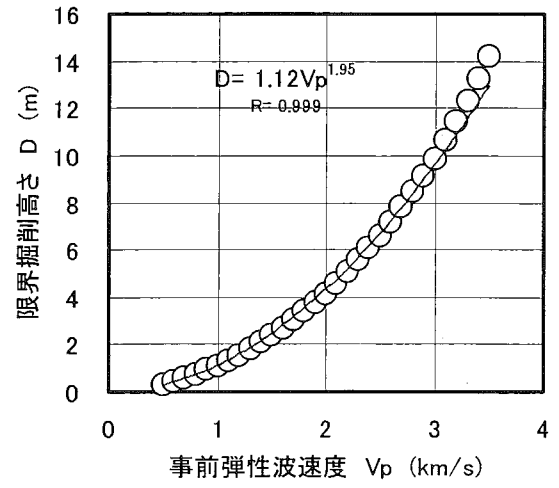


図-5　変質脈のある地山の Vp-D 相関図

5. おわりに

今回，任意の地山弾性波速度から，切羽の安定性を評価する手法を提案した．多くの現場で，今後検証していきたいと考える．

参考文献

1)久武勝保(2001)，トンネル切羽の静的・動的崩壊特性とその安定性評価，土木学会論文集 No694/III-57：2)　長谷川修一，他(2004)，熱水変質地山ではトンネル地山評価を2度間違う，日本応用地質学会，平成 16 年度研究発表会：3) 城間博通，他(2002)，支保実績から分析した弾性波速度評価の一考察，トンネルと地下，第 33 巻 9 号：4)　内田純二，他(2002)，和泉層群における切土のり面の崩壊特性と土質力学的検討，土木学会論文集 No715/III-60：5)　NEXCO 設計要領第 2 集

P46. 黄鉄鉱含有泥岩（下部白亜系藤川層）の風化による物性変化

Changing in rock properties of pyrite bearing mudstone due to weathering

○ 西山賢一（徳島大学総合科学部）・吾郷祐輔（島根大学大学院）・磯野陽子（株式会社エイトコンサルタント）
高谷精二（南九州大学）・佐藤威臣・竹熊隆宏（国土防災技術株式会社）
Ken-ichi NISHIYAMA (Univ. Tokushima), Yusuke AGOU (Shimane Univ.), Yoko ISONO (Eight Consultant Co.),
Seiji TAKAYA (Minami Kyushu Univ.), Takeomi SATO and Takahiro TAKEKUMA (Japan Conservation Engineers Co.)

1．はじめに

第三系などの泥岩は，掘削などにより新鮮部が地表に現れると急激にスレーキングが進行し，のり面の崩壊などを引き起こしやすいことが知られている．この種の泥岩には，しばしばスメクタイトなどの膨潤性粘土鉱物が含まれており，これがスレーキングの一因であると考えられている[1]．一方，膨潤性粘土鉱物がX線回折により確認されない岩石でも，しばしばスレーキングが発生することも知られている[2]．今回対象とした徳島県勝浦川盆地に分布する下部白亜系藤川層泥岩は，微細な黄鉄鉱を多く含んでいる[3]が，膨潤性粘土鉱物の含有が不明瞭であるにも関わらず，顕著なスレーキングを起こす岩石であるとの予察的な報告がある[4]．掘削された藤川層泥岩のボーリングコアを用いて，スレーキング試験を含めた種々の岩石物性測定を行い，風化帯の形成過程について検討を行ったので報告する．

2．泥岩コアの風化特性

分析を行ったボーリングは4孔ある．掘進長が最も長いもの（BV-2）が25mであり，掘削時の孔内水位は−21〜−24m付近（下記の風化区分では新鮮帯のゾーン）にあった．コアの肉眼観察に基づけば，泥岩コアは，新鮮帯（暗灰色を呈する硬質な柱状コアからなり，方解石脈を多く含む），弱風化帯（明灰色〜褐色を呈する硬質な短柱状〜角礫状コアからなり，方解石脈が減少），強風化帯（褐色を呈する軟質な礫状〜土砂状コアで，方解石脈が消失）の3ランクに区分可能である．

図1に，蛍光X線分析（XRF）の結果を示す．CaOは新鮮帯に多く含まれ，強風化帯で急減する．その他の化学成分（Na_2O，K_2O，MgO，SiO_2，$FeO+Fe_2O_3$，Al_2O_3）には明瞭な変化が認められない．図2にCNS元素分析の結果を示す．新鮮帯で硫黄と無機炭素が多く含まれ，弱風化帯で硫黄が急減し，強風化帯では無機炭素も急減する．硫黄が急減する深度は，新鮮な黄鉄鉱が減少して水酸化鉄に変化している深度（酸処理による微細黄鉄鉱抽出法[3]）とほぼ調和的である．

このほかの測定結果の概要をまとめる．色彩計（コニカミノルタ製SPAD-503）を用いて測定した色彩値（a*値・b*値）の深度分布は，色彩値はいずれも掘削深度が浅くなるほど増加し，特に地表直下数mの強風化帯で急増する．肉眼観察により認められた方解石脈（幅2mm以上，長さ1cm以上）の本数の深度変化をみると，方解石脈は新鮮帯に多く含まれ，弱風化帯との境界付近で急減し，強風化帯ではほとんど消失している．スレーキング試験の結果によれば，浸水状態でのスレーキングの進行はあまり明瞭ではないものの，弱風化帯と強風化帯の試料は，乾湿繰り返しにより顕著に吸水率ならびにスレーキング指数が増加した．

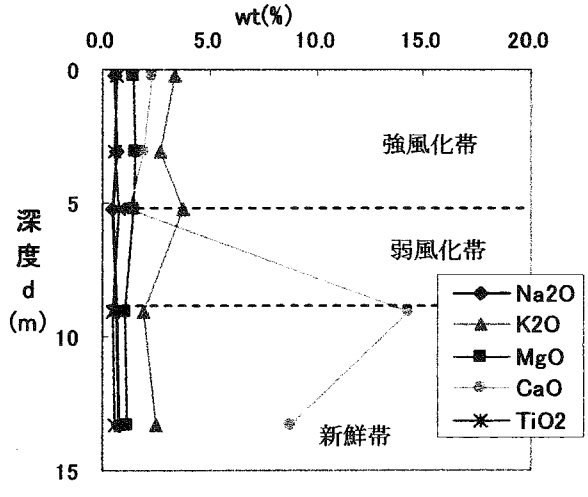


図1　蛍光X線分析結果の深度変化（BV-1）

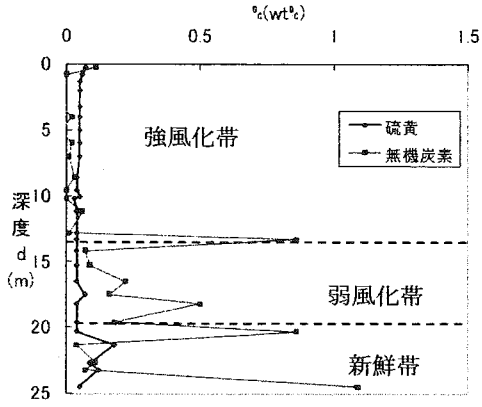


図2　CNS 元素分析結果の深度変化（BV-2）

3．推定される泥岩の風化プロセス

これらのことから，この泥岩では，新鮮帯と弱風化帯の境界付近に「黄鉄鉱の消失フロント」が，弱風化帯と強風化帯の境界付近に「方解石の消失フロント」が，それぞれ認められる．方解石の消失フロントは，黄鉄鉱の消失フロントよりも浅い深度に存在しており，泥岩の化学的風化に関する既存の研究 [5]の順序と異なっている．このため，黄鉄鉱の分解により硫酸が生じ，これがより浅部に移動して方解石を溶解するというプロセスは考えにくい．今後より詳しい検討が必要であるが，(1) 雨水の浸透による方解石の溶解＝方解石の消失フロントの形成，(2) 方解石の溶解により形成された間隙を酸素が進入し，方解石の消失フロントより深部で黄鉄鉱が分解＝黄鉄鉱の消失フロントの形成，というプロセスが考えられる．この場合，黄鉄鉱の分解で生じる硫酸が，新鮮帯のより深部に移動する過程で，どのような鉱物化学的反応をもたらしているかは明確ではなく，今後検討する必要がある．

以上のことから，泥岩コアに認められる風化による物性変化は，図3のようにまとめられる．しかしながら，以上のような風化フロントの深度の特徴からでは，硫黄や炭素・カルシウムの溶出がほぼ終了している地表直下の強風化帯でもっとも顕著にスレーキングが進行する原因や，比重・間隙率や色彩値も強風化帯で急変する原因は不明確である．強風化帯で顕著に生じているこれらの物性変化の原因は，今後の詳細な検討が必要である．

文献：1) Matsukura, Y. and Yatsu, E., 1982, Transactions. Japanese Geomorphological Union, 3, 25-39；2) 吉田ほか，2003，土木学会論文集，750/III-65，15-25.；3) 石田ほか，2006，徳島大学総合科学部自然科学研究，19，25-33；4) 西山ほか，2006，徳島大学総合科学部自然科学研究，19，43-54；5) 千木良雅弘，1988，地質学雑誌，94，419-431.

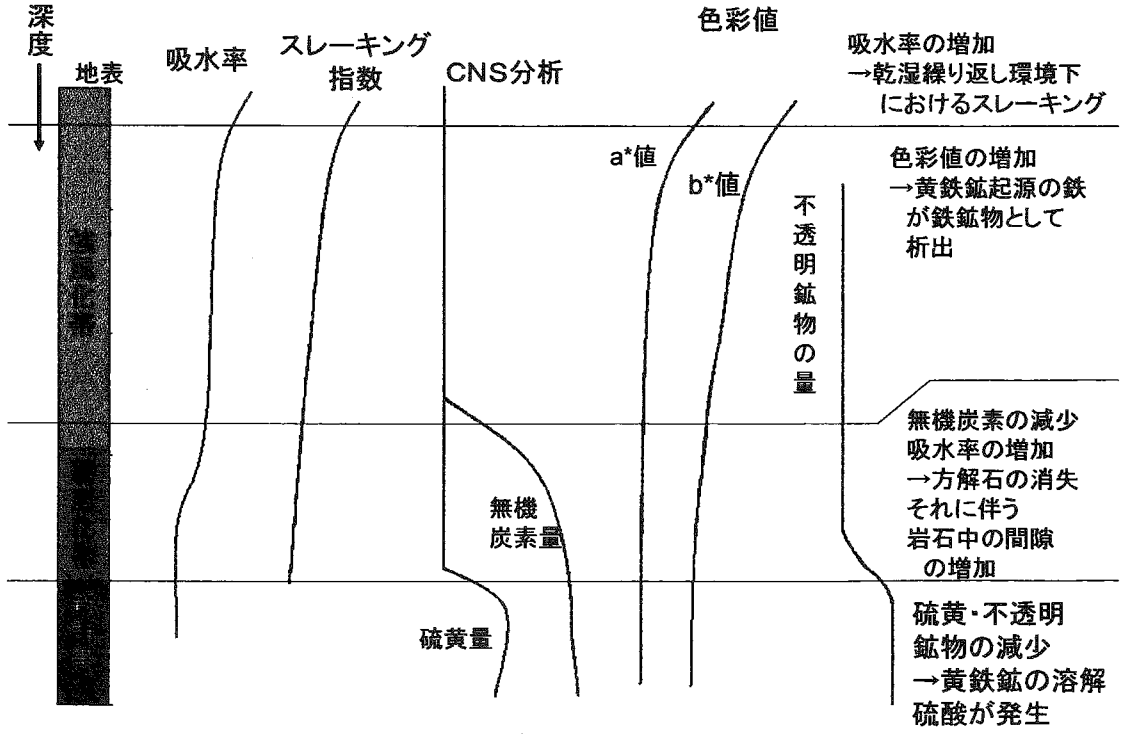


図3　風化による岩石物性の深度変化

P47. 岩石の有害物質溶出に関する考察（その４）

Consideration concerning heavy metals leaching of rocks (Part 4)

○田本修一，伊東佳彦，日下部祐基（寒地土木研究所）
Shuichi Tamoto, Yoshihiko Ito, Yuki Kusakabe

１．はじめに

北海道には海成堆積岩類や熱水変質の影響を受けた火山岩類等が広く分布しており，これらの地質における建設工事において，近年有害重金属や酸性水の流出が発生する事例が確認されており，施工上あるいは事業費上の課題となっている．

本研究では，これら課題解決のため，合理的な汚染岩石評価処理対策フローの構築を目的の一つとしている．過年度に評価法検討の一環として様々な検討を報告してきた[1), 2)]が，本報告では，降雨による重金属成分の溶出傾向を把握するために実施した雨水暴露試験と過年度に実施した粒径別溶出試験ついて，比較検討した結果を報告する．

２．試　料

雨水暴露試験に用いた試料は，北海道内におけるトンネル及び切土現場で発生した新鮮な岩石４試料である．試料の概要を表－１に示す．

３．検討結果

粒径別溶出試験と雨水暴露試験におけるpHと有害物質溶出量の関係について，図－１に示す．この図より，掘削土を対象とした粒径別溶出試験及び雨水暴露試験の結果から，粒径別溶出試験と雨水暴露試験で溶出する重金属類が異なることがわかる．以下に各試料について示す．

・LT1：粒径別溶出試験では重金属類は基準値以下であり，雨水暴露試験ではSeが基準値を超過する．

・LT2：粒径別溶出試験ではAs，Se，Pbが基準値を超過し，雨水暴露試験ではAs，Pb，Se，T-Hg，Cdが基準値を超過する．

・HA：粒径別溶出試験ではAsが基準値を超過するが，雨水暴露試験ではAsは基準値以内であり，Seが基準値を超過するようになる．

・WT：粒径別溶出試験でAsが基準値を超過し，雨水暴露試験ではAs，Seが基準値を超過する．

LT2は，黄鉄鉱などの硫化鉱物を多く含み粒径別溶出試験でpHが３以下の酸性となる岩石であり，雨水暴露試験でも高濃度の重金属が溶出する．

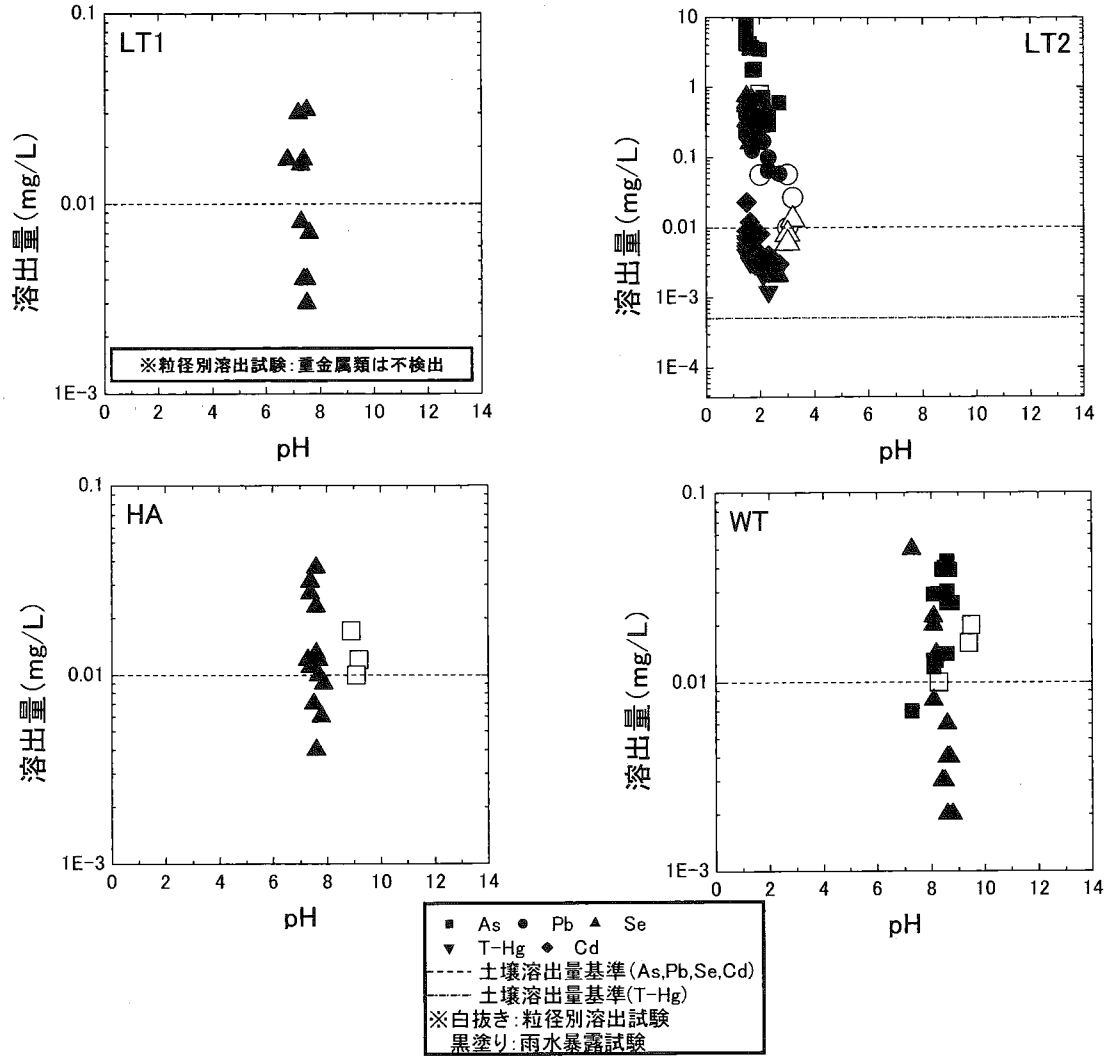
pHが３以下になると酸化剤として作用する３価鉄が溶存するため硫化鉱物の分解が加速し，その結果pHの更なる低下，硫化鉱物分解の進行というサイクルが発生し，溶出量が増大する．このような性状を示す岩石は環境負荷が大きいため，掘削土処理が必要と考えられる．

HAやWTでは，粒径別溶出試験及び雨水暴露試験ともに溶出水がアルカリ性を示し，また，粒径別溶出試験と雨水暴露試験で異なる元素が溶出する．この原因は，粒径別溶出試験ではpHが９を超過する試料もあるが，雨水暴露試験ではそこまで上昇しない（表－２）．これは大気下における雨水暴露試験では，二酸化炭素を吸収することによるpHの上昇が抑制されたためと考えられる．

アルカリ性条件で溶出するAsなどは，水酸化鉄を含む粘土鉱物から遊離したものと考えられる[1)]．粘土鉱物などはpHの変化によって吸着と解離の両面の性格を有するため，粒径別溶出試験結果からアルカリ性で溶出する岩石であっても，実際に岩石が置かれる条件によって溶出しないで反対にAsなどの吸着剤として作用する可能性が考えられる．これは掘削土の処理検討を行ううえで安全性を確保しつつ，かつコスト縮減の観点からも今後検討が必要な内容と考えられる．

表－１　試料の概要

記号	岩種	記載	岩石鉱物観察結果
LT1	火山礫凝灰岩①	灰白色の基質に径1cm以下の変質した角礫が散在する。岩片の多くは灰白色を呈するが、一部褐色、黒色を呈する。	基質が微細な鉱物片を含む火砕物からなるが、著しく変質している。カオリナイトや蛋白石が生成していることから、参考文献[3)]より酸性で比較的低温の熱水変質作用を受けていると考えられる。
LT2	火山礫凝灰岩②	暗灰色に強変質した火山礫凝灰岩で、灰白色の微細鉱物（明ばん石など）と微細な黄鉄鉱を多量に生ずる．7mm×20mm+の灰白色鉱物（明ばん石）濃集レンズあり。	基質が火砕物からなるが、再結晶化が著しく詳細不明は不明である。明ばん石、石英、黄鉄鉱の生成する酸性の熱水変質作用を受けている。温度条件はLT1よりも高い。
HA	角閃石安山岩	変質した斑状の安山岩．斜長石や輝石の粗粒斑晶（径3mm以下）を多数含むが、暗灰色～黄褐色に変質している。石基は帯緑灰色に変質する。	斑状組織である。斜長石と輝石がしばしば集斑晶をつくる。変質鉱物はスメクタイトや黄鉄鉱であり、低温の中性熱水変質作用ないし続成作用を受けていると考える。
WT	溶結凝灰岩	径8mm以下の変質した火山岩角礫を多数含む。基質は暗灰色を呈し、微細な黄鉄鉱を多数含む。	基質が微細なガラスを含む火砕物からなる。変質鉱物に明ばん石、石英、黄鉄鉱及び石膏などが生成する酸性の熱水変質作用を受けている。



図－１　ｐＨと有害物質溶出量の関係

表－２　溶出水のｐＨ

	溶出水pH	
	粒径別溶出試験	雨水暴露試験
HA	8.9～9.2	7.3～8.3
WT	8.3～9.5	7.3～8.6

具体的には，

・溶出する重金属類の岩石中の存在形態

・溶出するｐＨ等の条件

・実際に掘削土がおかれるｐＨ等の条件

を考慮する必要があると考える．また，掘削土対策が必要と判断された場合であっても，溶出量がｐＨに左右される場合には，吸着側に作用するｐＨに改良することや，吸着能力の高い鉱物（例えば，鉄やアルミニウム鉱物）を含む岩石材料との混合も対策工法の１つとなるであろう．

４．まとめ

粒径別溶出試験及び雨水暴露試験の試験結果について比較検討した結果，以下のことが明らかとなった．

・粒径別溶出試験と雨水暴露試験で溶出する重金属類が異なる．

・粒径別溶出試験でｐＨが３以下の酸性となる岩石は，雨水暴露試験でも高濃度の重金属類が溶出する．

今後は，実現場を反映した掘削土の処理対策手法について検討を進めたいと考える．

参考文献

１）田本修一，伊東佳彦，橋本祥司：岩石の有害物質溶出に関する考察，日本応用地質学会　平成16年度研究発表会講演集，pp. 33-34，2004. 10.

２）田本修一，伊東佳彦，日下部祐基：熱水変質岩の雨水暴露試験，日本応用地質学会北海道支部　平成19年度研究発表会講演予稿集，第27号，pp. 9-10，2007. 06.

３）吉村尚久：粘土鉱物と変質作用、地学双書３２、pp. 202-240、2001.

P48　重金属等含有岩石の各種溶出試験の相互比較

A comparison between the results of some exudation tests using heavy metals bearing rocks

○　品川俊介，田本修一，佐々木靖人，伊東佳彦（土木研究所），岩石由来の環境汚染対策研究グループ

Shunsuke Shinagawa, Shuichi Tamoto, Yasuhito Sasaki, Yoshihiko Ito, Research group for pollution due to natural factors.

1．はじめに

トンネル工事等において遭遇する自然的原因による重金属等を含む岩石や堆積物は，土壌汚染対策法の対象外であるが，施工に起因する重金属汚染を招かないように適切な評価と対策が必要である．

現状におけるこれらの岩石の評価は，土壌汚染対策法で定める公定法試験（環告18号，19号試験）を準用し，土壌汚染対策法の基準値と比較するのが一般的な方法である．

しかしながら公定法試験による評価については，試験試料の粒径が掘削ずりの粒径と異なること，掘削ずりからの重金属等の溶出メカニズムが一般の土壌汚染による溶出メカニズムと異なることにより，公定法試験が掘削ずりの環境汚染リスクを適切に評価できない場合があるなどの課題がある．

本報告は，岩石からの重金属等の溶出リスクの評価のために，各種溶出試験結果の相互比較を行い，特に長期的な溶出特性の評価法について議論する．

2．試料

溶出試験等には国内各地で採取した岩石11試料(表－1，表－2）を用いた．これらの原岩をハンマーで粗粉砕し，岩種毎にジョークラッシャーおよびステンレス製の鉄鉢で試験に適する粒径となるよう粉砕した．

3．試験方法

表－3および以下に示す各種溶出試験を実施した．なお，溶出試験等において得られた溶出液の分析方法は日本工業規格JIS K 0102に則って行った．

表－1　岩石試料一覧

略号	岩種	採取地
SK2	花崗岩中の鉱脈	山梨県
CH2	キースラーガー	愛媛県
GF3	泥岩(風化部)	岐阜県
YB2	泥岩	北海道
MT	火山礫凝灰岩	北海道
SS	安山岩	北海道
HK	火山礫凝灰岩	北海道
YN	安山岩	東北地方
SP	砂岩	北海道
DM	火山礫凝灰岩	東北地方
NK	泥岩	北海道

表－2　溶出試験に用いた試料の化学組成

試料名	単位	SK2	CH2	GF3	YB2	MT	HK	SS	YN	DM	NK	SP
Si	%	32.15	15.63	34.05	29.2	25.63	34.92	27.63	23.5	24.4	28.9	31.9
Ti	%	0.003	0.13	0.3	0.31	0.68	0.12	0.36	0.41	0.42	0.43	0.26
Al	%	0.33	1.7	5.44	8.5	7.92	5.52	7.57	8.72	8.33	8.21	7.08
Fe(II)	%	7.69	16.09	0.75	1.87	0.22	0.64	0.86	1.91	2.14	3.40	1.31
Fe(III)	%	0.25	3.11	2.32	1.84	3.36	0.74	2.96	4.38	3.57	1.22	1.04
Mn	%	0.002	0.15	0.029	0.022	0.011	0.039	0.17	0.19	0.14	0.064	0.047
Mg	%	0.021	1.04	1.08	0.90	1.10	0.22	1.00	2.53	2.29	1.72	0.71
Ca	%	0.28	6.56	0.16	0.94	1.20	1.04	5.49	6.40	5.45	1.44	0.91
Na	%	0.007	0.082	0.29	1.17	0.26	2.68	1.77	1.59	1.48	1.88	3.07
K	%	0.061	0.28	2.2	2.65	0.61	2.31	1.51	0.27	0.32	2.01	2.04
P	%	0.0009	0.035	0.093	0.029	0.032	0.015	0.055	0.038	0.040	0.058	0.027
CO_2	%	0.081	6.6	5.17	2.91	0.49	0.17	3.83	2.93	3.45	3.19	1.06
H_2O+	%	11.99	12.82	6.33	5.29	17.94	1.34	4.84	4.48	4.59	4.45	1.93
H_2O-	%	0.13	0.40	1.34	3.01	10.01	0.92	2.38	2.91	3.83	0.69	0.41
T-Fe	%	7.94	19.20	3.07	3.51	3.59	1.37	3.81	6.29	5.70	4.63	2.35
T-C	%	0.043	2.03	1.39	0.77	0.12	0.047	1.02	0.80	0.94	0.87	0.29
T-S	%	5.71	20.3	1.16	0.720	4.07	0.022	2.56	2.17	1.89	0.58	0.059
T-O	%	36.4	25.3	48.5	41.3	53.3	48.0	41.5	34.9	46.6	41.1	36.9
Cd	ppm	19	320	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	0.12	0.12	0.066	0.031
Pb	ppm	6,700	540	19	26	116	17	13	5.6	5.3	20	16
Cr	ppm	<10	20	41	32	20	<10	18	22	15	73	63
As	ppm	110,000	28	19	14	48	2.9	13	5.5	12	7.4	8.6
Hg	ppm	0.30	48.0	0.076	0.041	9.5	0.015	0.14	0.27	1.4	0.11	0.045
Cu	ppm	1,600	9,700	38	22	32	5.5	17	31	33	52	9.3
Zn	ppm	670	85,000	48	53	44	44	78	79	89	100	48
単体S	%	0.057	<0.002	0.039	0.008	0.146	0.001	0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001
硫酸態S	%	0.076	0.808	0.511	0.005	0.859	0.004	0.054	0.25	0.20	0.028	0.006
酸揮発態S	%	0.066	1.81	0.006	0.003	0.005	<0.001	0.003	0.006	0.005	0.010	<0.001
黄鉄鉱態S	%	3.459	11.263	0.486	0.619	1.663	0.003	1.967	1.78	1.37	0.42	0.046
S/Ca		20.393	3.0945	7.25	0.786	3.3917	0.0212	0.4663	0.3391	0.3101	0.4028	0.0648

①溶出量試験

18号試験による溶出試験，および酸性またはアルカリ性に調整した溶出液を用いて18号試験に準拠した溶出試験を行った．なおYN，DM，NK，SPについては18号試験（粒径>2mm）のみ実施した．

②長期溶出試験

より実現象に近い状況を再現する試験方法として，粒径の大きな試料を用いた長期溶出試験を2種類実施した．タンクリーチング試験は，「セメントおよびセメント系固化材を使用した改良土を対象とした六価クロム溶出試験（案）」に準拠した方法で，一定期間経過ごとに採水分析するものである．屋外曝露試験は、粒径を40～10mmに調整した試料をワグネルポットに詰めて屋外にて曝露し，ポットに詰めた試料を通過した雨水を採水瓶に貯留し，28日毎に分析を行う方法である．なお，屋外曝露試験は，SK2，YN，DM，NK，SPについて実施した．

③過酸化水素水を用いるpH試験[1)]

酸性硫酸塩土の判定に用いられる試験方法である．

表－3　溶出試験等の条件

試験内容	試験名称	溶出条件	試料の最大粒径
溶出量	18号溶出試験	固液比1:10，6時間振とう HCl水溶液(pH5.8-6.3)	2，0.3，0.075mm
	硫酸溶出試験	固液比1:10，6時間振とう H_2SO_4水溶液(pH2)	2，0.3，0.075mm
	水酸化カルシウム溶出試験	固液比1:10，6時間振とう 飽和$Ca(OH)_2$水溶液(pH12.3)	2，0.3，0.075mm
長期溶出量	ﾀﾝｸﾘｰﾁﾝｸﾞ試験	固液比1:10，室内で静置 蒸留水	40mm
	屋外曝露試験	野外で試料を通過した雨水を28日間貯留	40～10mm
pH	過酸化水素水pH試験	固液比1:10，30% H_2O_2溶液	2mm

4．結果と考察

4.1 溶液のpHの影響

図－1には、溶出試験前後の溶液のpHと溶出率（溶出量を含有量で除した値）を試料別に示した．

試験ごとに各試料のpHの変化をみると，硫酸試験においてpHが中性に変化した試料(CH2, SS)がある．これらはCa含有量が多く（表-2），炭酸塩鉱物と硫酸が反応した結果，pHが上昇したものと考えられる．18号試験ではほとんどの試料がpH8～10に変化しているが，酸性(GF3，MT)ないし中性(SK2，CH2)の試料がある．これらはいずれもSとCaの含有量比(S/Ca)が3以上であり（表-2），硫化鉱物と溶液の反応によって酸性化，ないしアルカリ性化の抑制が起こったものと考えられる．水酸化カルシウム試験においてはほと

んどの試料がpHの変化がなかったが，18号試験で酸性化したGF3,MTについてはpHの低下が見られた．

試験前pHごとに溶出率の違いを見ると，両性元素であるPbは酸性，アルカリ性とも溶出率が大きく，試料MTを除いて各試料とも中性の溶出率が少ない．Asは酸性で最も溶出率が大きく，中性では試料によって溶出率がまちまちであるものの，溶出後のpHが8～10に上昇したものについては溶出量が多い．一方アルカリ性では溶出量が少ない傾向がある．Cdは酸性で溶出率が大きく，Pb，Asに比べ10～100倍の溶出率となっている．なお，Cdについてはアルカリ性ないし中性で試験後pHが8以上のものはすべて検出限界以下であった．以上より，Cdについては含有量が少なくても酸性領域で溶出に注意が必要と考えられる．

また，試験前pHが同じでも，試料によって試験後pHが大きく異なるが，溶出率の大小は試験前pHおよび試験後pHの両方の影響を受けている．たとえば，いずれの元素においても試験後のpHが中性付近の試料は溶出率が低い．このことは，溶出の程度を評価する際には，溶液のpH変化を考慮する必要があることを示している．

4.2 長期溶出

図－2にpH，EC，Pb，As，Cdについて各種の長期溶出試験と18号試験による分析値の比較を示す．なお、pH，ECについては過酸化水素水試験後の値を併記した．

pHについて、タンク溶出試験と18号試験の結果は比較的近い値を示す一方，曝露試験の結果は18号試験より低いpHを示した。また，過酸化水素水試験で酸性を示した試料(SK2，YN，DM)がある．このうちSK2は屋外曝露試験でも低い酸性を示したが，その他は中性ないしややアルカリ性を示した．

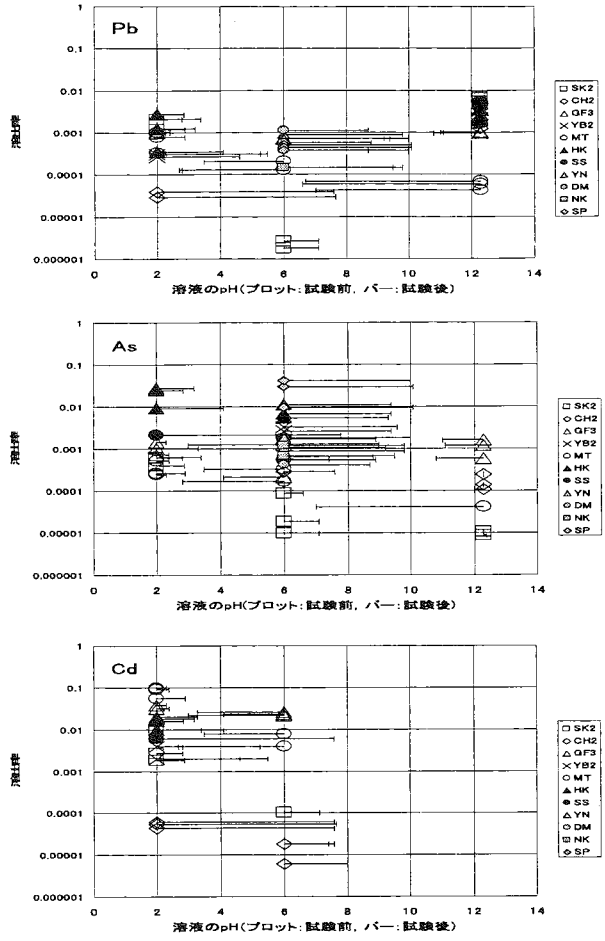
Pbの長期溶出試験では，18号試験において溶出が見られたにもかかわらず，曝露試験で強い酸性を呈したSK2を除いて溶出が見られなかった．これはPbが中性領域で溶出しにくいことが原因と考えられる．

Asの長期溶出試験では，18号試験結果より低い値を示すものの18号試験で多く溶出するものほど多く溶出した．SK2において，曝露試験の溶出量が少ない原因は，酸性領域で安定な水酸化鉄が生成し，Asを吸着したためと考えられる．

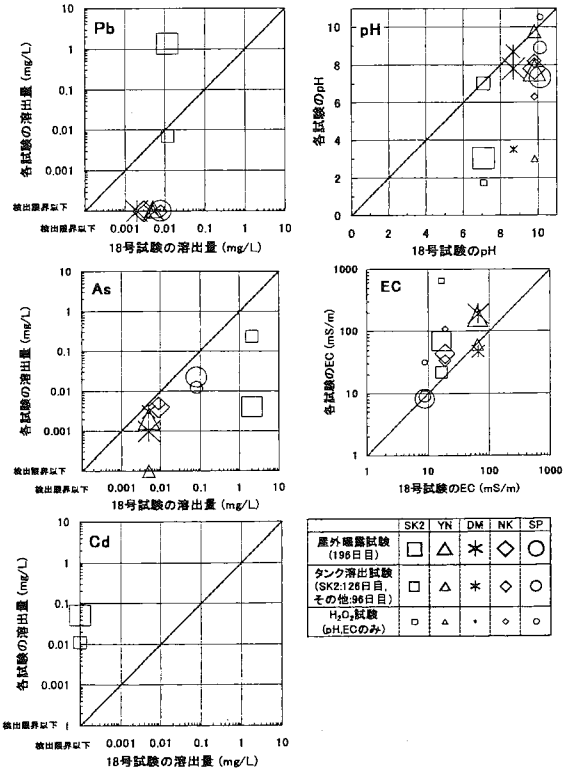
Cdについては全ての試料で18号試験での溶出が認められなかった．一方，長期溶出試験でSK2から溶出が見られた．SK2は他の4試料に比べてCd含有量が多く，さらに曝露試験においては酸性化が著しい．

このことから，酸性化が著しい試料については公定法によって重金属等の溶出リスクが十分把握できない可能性があることが示唆され，溶出リスクの推定においては実際の地質環境中でのpHを適正に評価することが重要であると考えられる．

文献：1)地盤工学会「土質試験の方法と解説」改訂編集委員会編(2000)：土質試験の方法と解説（第一回改訂版），地盤工学会，pp164.



図－1　各種溶出量試験の溶液pHの変化と溶出率との関係
溶出量が検出限界以下の試料は表示していない．



図－2　18号試験と各長期溶出量試験の試験値の比較．

P49. 信濃川河口付近の新潟市街地の地震危険度 GIS 解析

GIS analysis on earthquake hazard of Niigata town area near Shinano river mouth.

○飛藝純子，卯田強（新潟大学）
Junko HIGEI,Tsuyoshi UDA

【はじめに】

1995 年阪神・淡路大震災は，大都市の直下で起こった大地震の恐ろしさをまざまざと見せつけた．とくに木造住宅の倒壊は直接人命にかかわるだけでなく，大規模な火災をひきおこし，街全体を焦土と化す要因ともなった．

これがきっかけとなって地震ハザードマップが内閣府や自治体を中心に作成されるようになった．これらは，発生が予測される地震動に地盤状況もしくは木造の占有率を加えて，50mメッシュで危険度を表したものである．新潟市では卯田ほか（2005）[1]の万代島の研究があるのみで，ハザードマップは作成されていない．

本研究では，新潟市内でも木造住宅が多く古い町並みを残した地域と再開発されたビル街とが密集した地域の同居する信濃川河口付近をとりあげる．地震危険度の判定には，さまざまな項目（建物種別・地形など）をレイヤ化して，それぞれの理論和あるいは積を求めることのできる GIS 解析が最も適切である．本研究では ESRI ジャパン（株）の大学支援プログラムにより ArcGIS の提供を受けて行なった．

【研究方法】

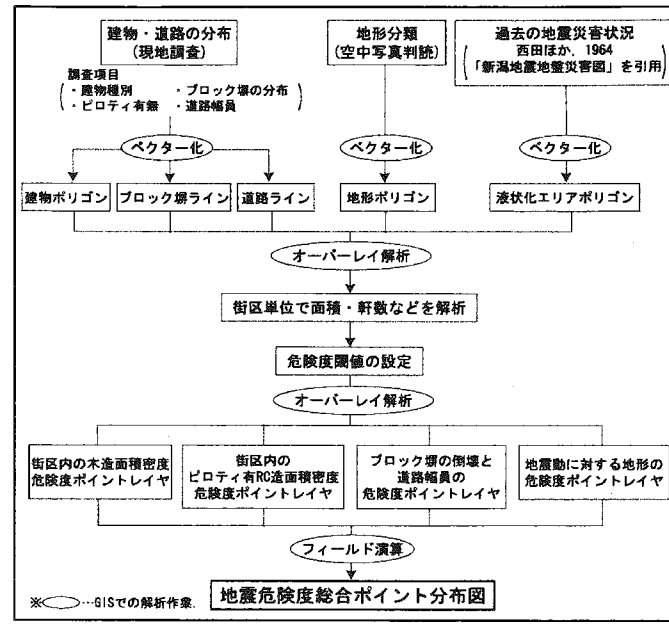
研究方法の概略は図－1 に示す．調査地域の構成単位を街区とし，その中の建物は新潟市作成基本図をもとにポリゴンとしてベクター化した．これらには，木造，RC 造（鉄筋及び鉄筋鉄骨コンクリート・PC 工法），S 造（鉄骨造），その他の種別と，それぞれがピロティを持つかどうかという現地調査から得た結果を属性として与えた．

また，道路と道路沿いブロック塀とをポリラインのベクター化し，道路の幅員を属性として与えた．

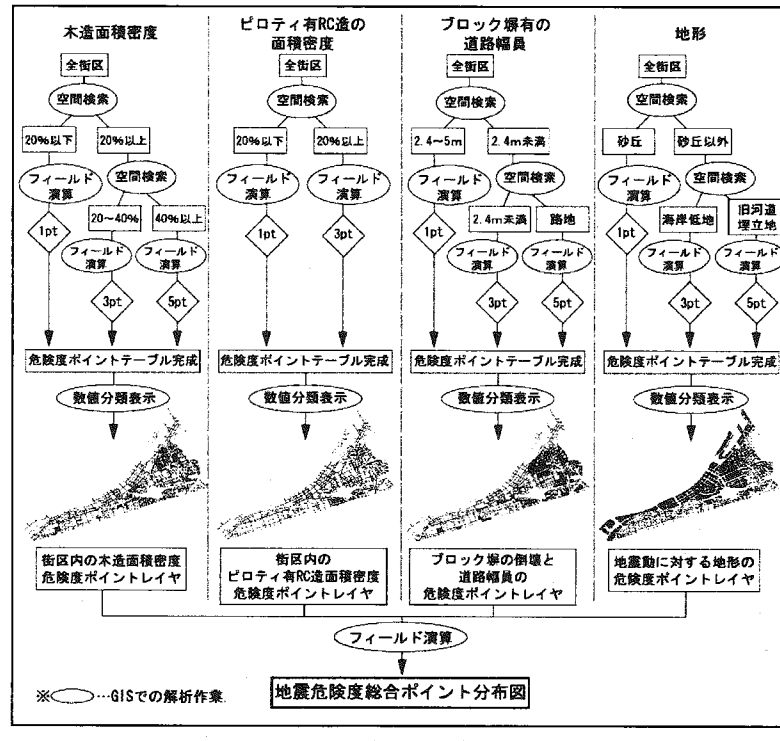
地形学的要素はポリゴンとして扱い，空中写真判読した結果（平松，2004MS[2]による）を旧河道・海岸低地・砂丘および埋立地として属性を与え，解析に利用した．

新潟市一帯は 1964 年新潟地震の被害をこうむっている．この時の状況は西田ほか（1964）[3]による地盤災害図として公表されており，これらによる液状化の領域をポリゴンとしてベクター化した．

これらそれぞれの閾値を設定して，図－2 のようなオーバーレイ解析およびフィールド演算を行ない，街区ごとの地震危険度を判定した．



図－1　研究方法フローチャート



図－2　GIS による危険度ポイント演算フロー

【閾値の設定】

阪神・淡路大震災では，街区内における木造家屋の占有率が被害の大きさを左右することが明らかであった（卯田ほか，1996）[4]．したがって，本研究でも木造家屋に着目し，その占有面積を求めた．

調査地域には 706 ブロックの街区があるが，そのうち約 85%は 10,000 ㎡以内の狭小ものである．また，

調査した建物総数は 11,723 軒で，このうち約 70%が木造家屋である．こうした状況を（街区内の木造建物の総面積）／（街区面積）を計算し，これを木造面積密度として表すことにした．

木造面積密度が街区内で 40%以上を占めると，ほとんど隙間なく木造家屋が建て込んでいるように見える．この場合，ある家屋が倒壊すると隣家に影響がおよび，さらに隣へと被害が“将棋倒し”で波及することになる．一方，20%以下では街区内に家屋が点在した状況にあり，被害の程度は個々の家屋の耐震構造のみが問題となる．したがって，木造面積密度 40%および 20%を閾値とすることが適当であると判断した．

一階に柱や壁の少ないピロティ構造を持つ建物は地震動災害に特別弱く，阪神・淡路大震災ではそれが原因で建物が倒壊した例が目立った．したがって，ピロティのある建物にはより大きな危険度を与えることにした．

ブロック塀の倒壊は，1978 年宮城県沖地震のおり死者を出したことで注目された．また直接的な被害だけではなく，倒壊したブロック塀が幅員の小さい道路をふさぎ，避難の障害となる．ブロック塀の高さは法的に 1.2mと決められているので，道路の両側にブロック塀がある場合幅員 2.4m以下，片側にある場合には 1.2m以下の路地は通行できなくなる恐れがある．

調査地域を構成する地形は，新砂丘Ⅱの 2 列（Ⅱ－3，Ⅱ－4），現在の新潟駅付近まで大きく湾曲していた信濃川の旧河道，砂丘や旧河道の間に広く分布する海岸低地，さらに信濃川沿いの埋立地で，それぞれ 1.2 k㎡，1.4 k㎡，1.7 k㎡，1.9 k㎡である．

これらの地形のうち，1964 年新潟地震の際に液状化を起こしたのはおもに旧河道と埋立地であった．同じ軟弱地盤と考えられる海岸低地では道路の変状が見られたものの，ほとんど液状化は起こしていない．旧河道は地盤が悪いうえに，木造家屋が 2,606 軒（76%）と多い．一方，旧河道と同様に地形条件の悪い信濃川沿いの埋立地では，RC 造の方が 45%と木造（32%）よりも多い．

街区の危険度ポイント	1	3	5
木造面積密度	20%以下	20～40%	40%以上
ピロティ有RC造面積密度	20%以下	20%以上	—
ブロック塀有の道路幅員	2.4～5m	2.4m未満	路地
地形	砂丘	海岸低地	旧河道埋立地

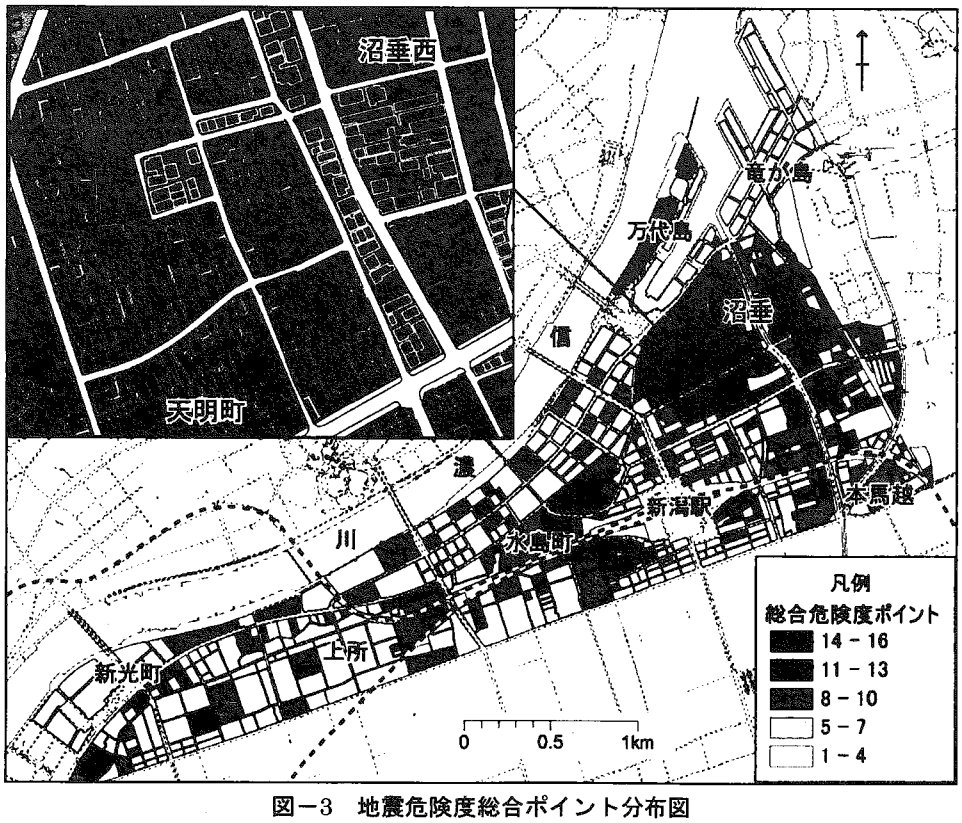
表－1　街区の各危険度ポイント

【地震危険度の評価】

以上のことから，それぞれの閾値に危険度ポイントを与え（表－1），それを街区ごとに図－2 のような演算をした．その結果は図－3 である．

最も危険度が高いのは沼垂周辺で，狭くて不規則な形状の街区に数多くの木造家屋がひしめきあっている．狭い路地に多くのブロック塀が面している．なお，この地域は旧河道上にあり，地盤条件もきわめて悪いと考えられるので，直下型の地震が起これば惨禍はまぬがれないであろう．

一方，RC 造が多くを占める新潟駅周辺と信濃川沿いは，区画整理も進み近代的な町並みになっている．しかし，この地域は信濃川の旧河道に立地しており，阪神・淡路大震災以前に建築されたものも少なくないので，旧建築基準の弱点を残したままだと推定される．



図－3　地震危険度総合ポイント分布図

【引用文献】

1) 卯田強ほか（2005）：「新潟県連続災害の検証と復興への視点」，中越地震新潟大学調査団報告書，p.176－184.

2)平松由起子（2004MS）：河川作用と新潟平野の地形発達史，新潟大学大学院修士論文.

3)西田彰一ほか（1964）：新潟地震地盤災害図

4) 卯田強ほか（1996）：神戸地域の地震断層と被害，「大地震」，東海大学出版会 p.69－81.

P50.　大阪層群の堆積環境と間隙率の特性

Porosity and sedimentary environment of the Oosaka Grope

○磯野陽子,　木村隆行, 苦瓜泰秀　(㈱エイトコンサルタント)

Youco. N Isono, Takayuki Kimura, Nigauri Yasuhid

1. はじめに

火山灰質粘性土の骨格モデル [1)2)3)]を参考にして，大阪層群の海成粘性土の骨格構造モデルを図-1 のように仮定し，構造単位間間隙率と構造単位内間隙率を算定した．その結果，砂分をほとんど含まない試料の構造単位間間隙率（n-inter）は有効土被り圧の増加とともに値は小さくなる傾向を示したのに対し，構造単位内間隙率（n-intra）は土被り圧に左右されず，どちらかといえば構造単位の性質に支配されている可能性が示唆されたので，ここで報告する．

2. 大阪層群海成層の骨格構造モデル

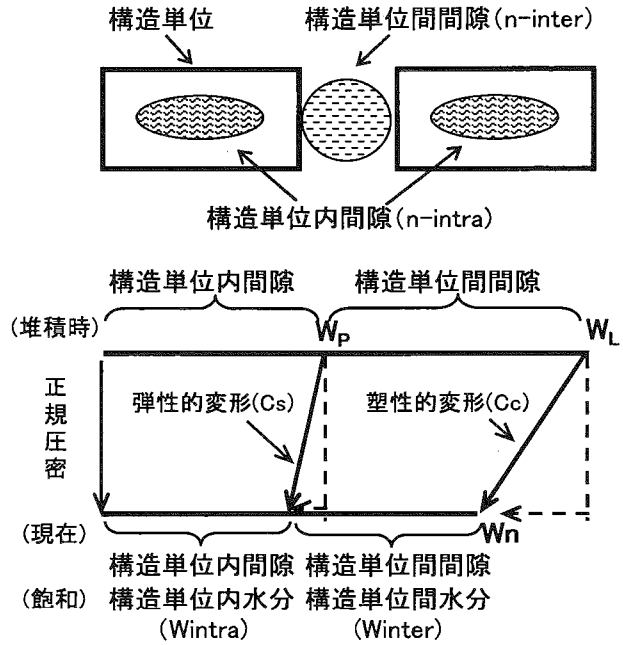
骨格構造モデルは，火山灰質粘性土と同様に構造単位と単位の間の空隙（構造単位間間隙）と構造単位の内部の空隙（構造単位内間隙）を想定した．今回は，海成層であるため試料は飽和状態であることと，その後の埋没作用で圧密作用を受けていることを考慮する必要がある（図-2）．地盤材料が海底に堆積した直後の間隙は最大で飽和していることから，その全体の間隙は液性限界 W_L で表現される．構造単位内部の間隙は，構造単位間の自由水がなくなり構造単位内の水分のみになった状態，すなわち塑性限界 W_P で想定できると仮定する．その場合，堆積直後の構造単位間の間隙は液性限界 W_L-塑性限界 W_P であらわすことができる．

その後，堆積物は埋没し圧密作用を被るため，それぞれの間隙は堆積当時より圧縮されていると考えられる．そこで構造単位間の圧縮は塑性的変形に構造単位内の圧縮は弾性的変形に相当すると仮定し，その圧縮率を圧縮指数 Cc と膨張指数 Cs より推測する．現在の海成層の間隙は飽和時の含水比（すなわち含水比 Wn）状態と想定されることから，圧密作用による塑性的変形（圧縮指数 Cc）で構造間間隙は，W_L-Wn（%）圧縮したと考える．構造単位内の圧縮を Cc と Cs 比より算定し，現在の大阪層群海成層の構造単位内の水分（Wintra）と構造単位間の水分(Winter)を想定した．飽和度 Sr がほぼ 100%であるため，それぞれの間隙率はこの水分比によって式 1)・2) より算出できる．

構造単位間間隙率＝間隙率(n)・Wintra / Wn　　式 1)

構造単位内間隙率＝間隙率(n)・Winter / Wn　　式 2)

なお，今回対象の大阪層群は土質試験結果より，おおよそ正規圧密であることが示されている．



Wintra $= W_P - \{ (W_L - Wn) \times Cs/Cc \}$

Winter = Wn−Wintra

構造単位間間隙率n-intra = 間隙率n × Wintra/Wn

構造単位内間隙率n-inter = 間隙率n × Winter/Wn

図-1　大阪層群海成層の土の骨格構造モデルおよび構造単位間間隙率と構造単位内カ間隙率の

3. 大阪層群の構造単位間間隙率と構造単位内間隙率

前項にて算出されたそれぞれの間隙率を有効土被り圧で整理した結果を図-2 に示す．これによると，間隙率は少量の砂分含有で非常にばらつく結果が得られた．そこで砂分 1.5%未満とほとんど砂分の含有していない粘性土（図-2○ハッチ）に注目する．その結果，土質試験から得られた間隙率と有効土被り圧の間には明瞭な関係が見られなく，Ma10・12 で間隙率がやや大きい結果が得られている（図-2 左）．間隙率を構造単位間と構造単位内間隙率に区分して整理すると，構造単位間間隙率は，有効土被りの上昇とともに値が小さくなる傾向を示し，構造単位間間隙率は地盤の拘束圧に支配されていると考えられる（図-2 中央）．一方，構造単位内間隙率は有効土被り圧に左右されず，むしろ最下部の Ma10 で大きい値を示し，上位の Ma11 から沖積層はほぼ

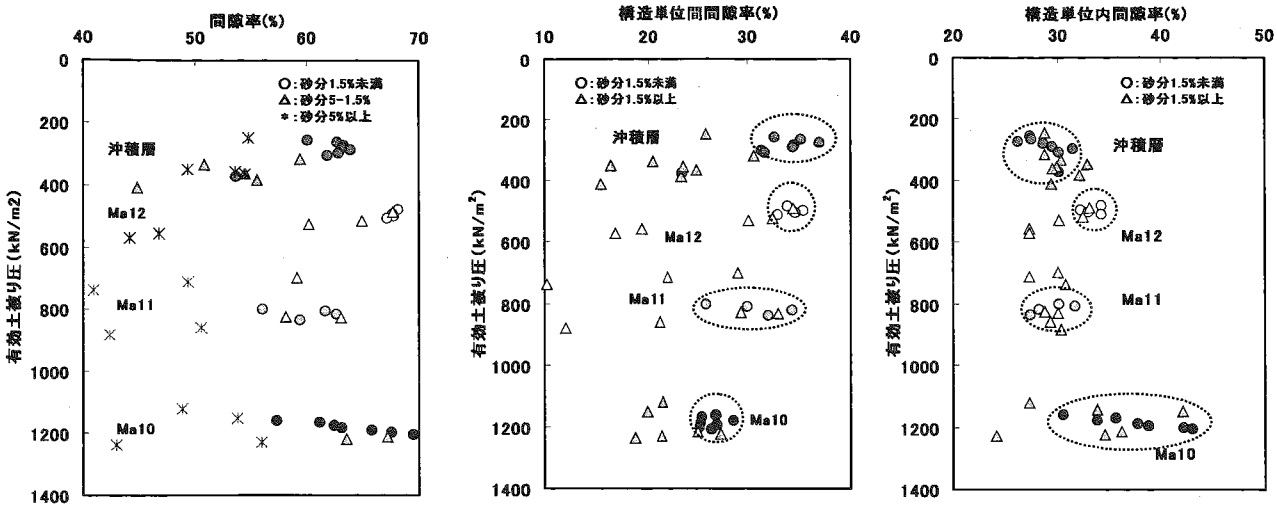


図-2　有効土被り圧で整理した間隙率・構造単位間間隙率および構造単位内間隙率

一定の値を示している（図-2 右）.

4. 構造単位内間隙率と有機炭素含有量の関係

Ma10 に注目すると，砂分含有率 1.5%未満であっても，間隙率のばらつきが大きく，このばらつきは構造単位内間隙率のばらつきによるものと，推測される．そこで，構造単位内間隙に影響を与えている要因を調べるために，試料中の有機元素（C，N，S）含有量の測定を行った.

図-3 に構造単位内間隙率と有機炭素含有量の関係を示す．これによると，Ma10～Ma12 層で有機炭素含有量の増加に伴い，構造単位内間隙率が増加していることが示された．有機炭素は構造単位を構成する 1 要素であると考えられることから、構造単位内間隙率は構造単位そのものの性質に左右される可能性が示唆された．しかし一方で，沖積層は両者に明瞭な関係が認められなく（赤点線），沖積層の構造単位の性質は，有機炭素以外の何かに左右されているか，有機物の分解が関与している可能性が示された.

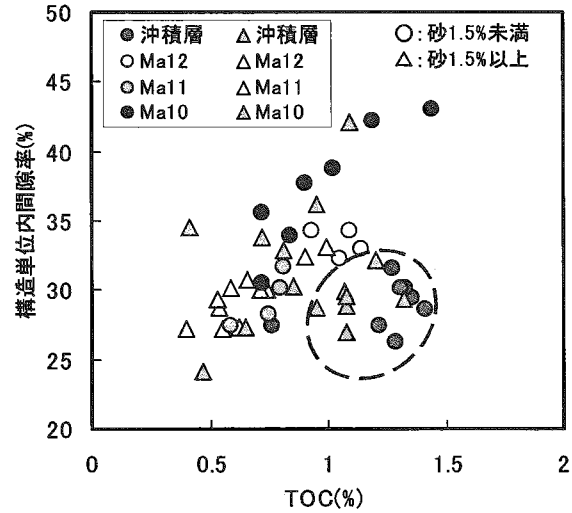


図-3　構造単位内間隙率と有機炭素含有量関係図

5. おわりに

地盤材料の間隙率には，土の構造単位の間に存在する間隙率と構造単位内部に存在する間隙率があると仮定することで，土被り圧増加に伴う間隙率の低下現象をより明瞭に表現することが可能となった．また，間隙率は少量の砂分の混入で値がばらつくとともに，砂分を伴わない試料における間隙率のばらつきは，構造単位内間隙率のばらつき，すなわち構造単位そのものの性質に支配されていると推測される.

利藤ほか（2002）[4] によると，沖積層の間隙径は 10～0.5μm であるに対し，洪積層の間隙径の主体は 0.5～0.1μm であることが示されている．本稿における構造単位間間隙は 0.5～1μm 程度以上の間隙分布を多く反映しているものと推察される.

当然，これら一連の仮定ついては，今後ともその是非を論ずるとともに，今回は大阪層群のみの結果であるため，更なるデータの蓄積を図りたい.

参考文献

1) 相馬尅之・前田隆・柏木淳一（1993），火山灰土の土質分類に対する土壌物理的検討，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 33 号，p119-122.

2) 中田隆文・相馬尅之・池田晃一・小野寺康浩（2003），飽和含水比を指標とした火山灰粘性土と沖積粘性土の圧縮性の比較，第 38 回地盤工学会研究発表会講演集，p313-314.

3) 小野寺康浩・相馬尅之・池田晃一・中田隆文（2003），飽和含水比を用いた火山灰質粘性土の判別分類指標，第 38 回地盤工学会研究発表会講演集，p317-318.

4) 利藤房男・大向直樹・田中洋行・田中政典(2002)，洪積粘土の圧密に伴う微視構造の変化，土木学論文集 No.701/Ⅲ-58，331-341.

P51. 海成堆積低地－砂嘴の発達について

Coastal depositional lowland - Growth of Spit

○諏訪陽子，藤原康正，磯野陽子(エイトコンサルタント)
Yoko Suwa, Yasumasa Fujiwara, Youco.N Isono

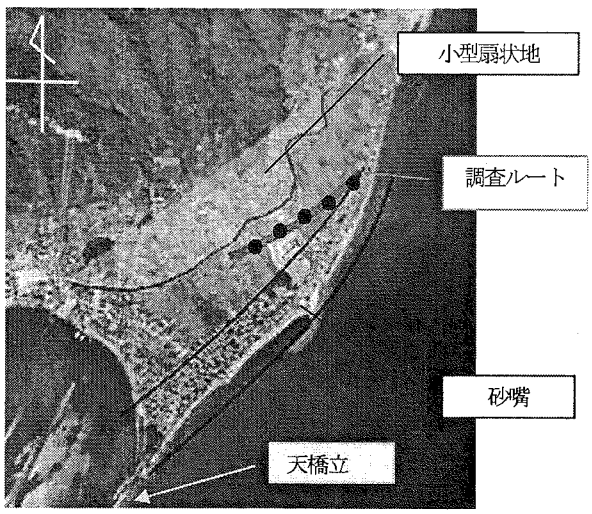
1. はじめに

京都府北部，天橋立の北の延長上に位置する平野部(江尻地区)で調査ボーリングを行った．天橋立は特徴的な海成堆積低地のひとつである砂嘴地形を示し，ボーリング箇所でも砂嘴の連続とみられる砂層が主に確認された．

本稿では，層相の違いにより分類した砂層について，電気伝導度測定，色彩値測定を行い，堆積環境を検討し，江尻地区での堆積プロセスを考察した．その結果，当地の地形は沿岸流と山地からの供給物のバランスにコントロールされ，内陸側から海岸沿いへの堆積域の拡張により生じているとみられる．

2. 調査地概要

図 1 に調査地周辺の空中写真を示す．調査ルートは，山地を土砂供給源とする小型扇状地と砂嘴の間に広がった低地であり，水田として利用されている．ボーリングは図 1 に示す●5 箇所において約 100m 間隔で実施し，図の左から順に No. 1, No. 2･･･No. 5 となり，No. 1 から No. 5 にかけて相対的に内陸から海岸沿いに移行する．ボーリング地点の孔口標高は，TP1. 1m～4. 5m の範囲である．天橋立は宮津湾に流れ込む北から南向きの沿岸流によって形成されたと考えられている [1]．このため，ボーリング No. 1 から No. 5 の堆積環境を推定することにより，砂嘴の形成過程を類推できるのではないかと考えた．



● ボーリング箇所　左から No.1～No.5

図-1.調査地周辺の空中写真

3. 試料観察･分析結果

表 1 に目視で確認された各層の特徴を示す．特徴的なのは，As1 層と Ac1 層に有機物が富んでいること，As4 層に有機物と貝殻片，さらにアカホヤ火山灰が確認されることである．アカホヤ火山灰の存在により，As4 層より上位の層は縄文海進(約 6300 年前)以後の堆積物とみなされる．また，有機物，植物片の混入により，後背湿地性の堆積物が複雑に入り組んで存在することがわかる．

表-1.各地層の特徴

区分	記号	層相
盛土	B	砂質土主体の盛土
沖積層	Ac1	植物片に富み，一部腐植土状を呈する
	As1	有機物に富む砂質土
	As2	海成の砂質土．細砂~中砂主体
	As3	海成の砂質土
	As4	有機物，貝殻片を含む アカホヤ火山灰確認
	Ac2	均質な粘性土
	As5	花崗岩起源の褐色を呈する砂質土．中粒~粗粒
	Ag	30mm 程度の礫分に富む．
洪積層	Ds	20mm 程度の礫分に富む．N 値 50 以上．

図 2 に各ボーリング試料の電気伝導度分布を示す．電気伝導度については，海成層は硫酸イオンなどのイオンが多量に含まれるため，それを反映して相対的に高い値，陸成層では相対的に低い値を示し，堆積環境の指標となる．電気伝導度の値と貝殻片の混入により，As4 層と As5 層の間が海成と陸成の境界と考えられる．

ボーリング No.3 では，他孔では確認されていない Ds 層を確認しており，浜堤のような凸型地形の存在が推定される．この Ds 層の凸型地形を境として，内陸側（No.1 と No.2）と海岸沿い(No.5)において As4 層の分布標高に違いが認められる．As4 層はアカホヤ火山灰を含む層であり，As4 層の連なりは旧地形面を反映していると考えられる．ボーリング No.5 では，調査深度の最深部まで海成層で，陸成層にいたっていない．

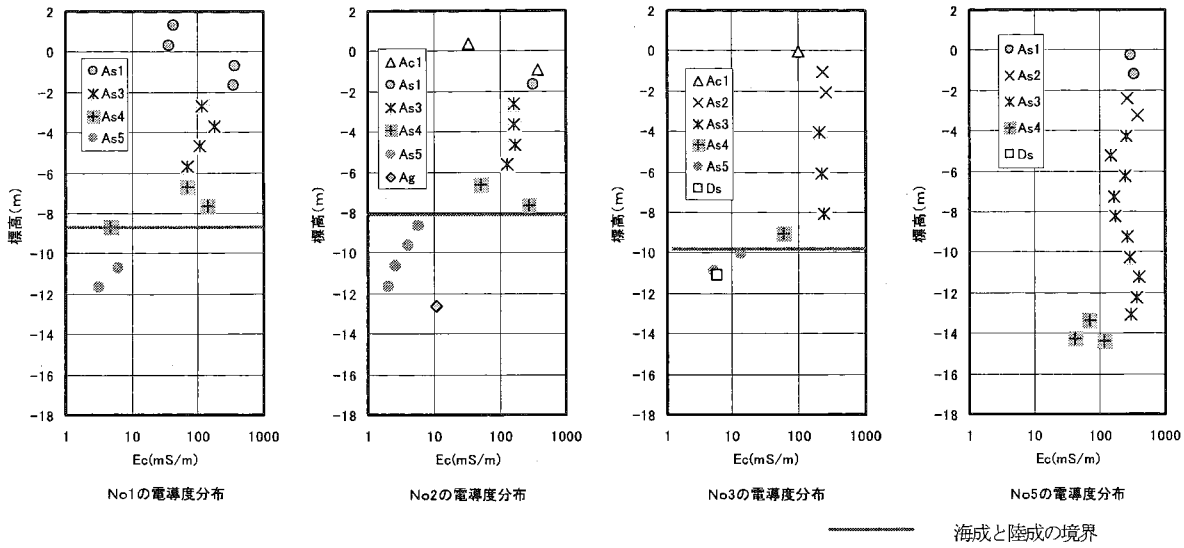


図-2.電気伝導度の標高分布

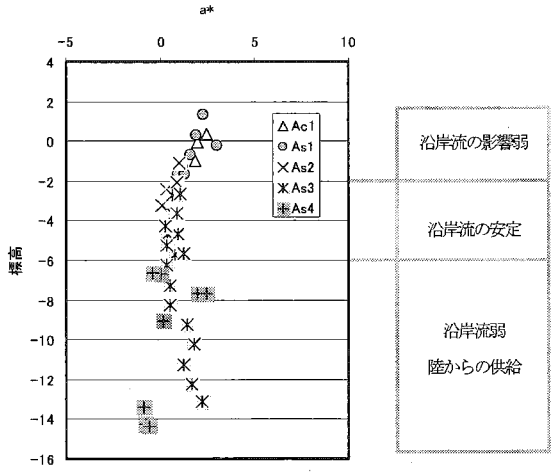


図-3.海成試料の残渣色彩値 a*の標高分布

図3に海成と判断したボーリング試料の色彩値 a*の標高分布を示す．色彩値は試料の細粒分を洗い流した残渣を乾燥させて測定している．低 a*値は緑，高 a*値は赤傾向を表す．

調査地周辺の基盤岩は，中生代の宮津花崗岩であり，図1に示す写真内の山地も花崗岩からなる．調査地の北部は丹後半島を形成する中新生の頁岩・砂岩が分布する．分布の境界は，海岸沿いの平野部が収束する位置付近である．

a*値の違いは，砂分の岩種の違いを反映しており，北からの沿岸流が卓越すれば，堆積岩の緑色が優勢になるとみられ，上流の山地からの供給になると花崗岩と頁岩・砂岩が混在し，a*値が一定しないものと考えられる．この変化は，図3において，標高-6m 付近を境としてみられ，-6m より浅い部分では，As2層 As3 層が a*値の低い傾向を示し，緑傾向となる．これは，砂分に含まれる岩種が頁岩や泥岩などの堆積岩が優勢になったためであり，北から沿岸流が優勢な時期を示す．

標高-6m より深部では，As3 層と As4 層において，a*値が一定せず，堆積岩と花崗岩が混じり，上流の山地からの土砂の供給と沿岸流からの供給の両者を受けている時期と考えられる．

4. 堆積プロセス

本調査地域で考えられる堆積プロセスとして，以下に述べる．ボーリング No.3 の Ds 層による凸型地形(浜堤のようなもの)にさえぎられ，内陸 No.1 と No.2 側は，陸成で山地からの供給をうけた．このため，頁岩・砂岩系の色と花崗岩系の色が混在し，a*値は一定しない．

縄文の海進時，調査地域は海域となり，アカホヤ火山灰の含まれる As4 層は当時の地形面に沿って(No.5 では標高の低いところに)堆積．As4 層に続き，As3 層が堆積するが，最初は山地からの供給と沿岸流の影響の両者を受け，a*値の一定しない堆積物である．この堆積物が，標高の低いボーリング No.5 ではそのくぼみを埋めるように堆積する．これは，海底で砂嘴が沿岸へと生長している過程とみなされる．

As3 層から As2 層にかけては，沿岸流からの供給が主とみられ，これは山地からの土砂供給(浸食)の速度よりも沿岸流の影響による砂嘴の発達速度が速いことを意味する．

この地域の地形は，沿岸流と山地からの供給物のバランスにコントロールされ，内陸側から海岸沿いへの堆積域の拡張により生じているとみられる．

参考文献

1) 鈴木隆介，建設技術者のための地形図読図入門 第2巻 低地，pp.355-358

P52.都市域における干潟の地質環境の評価

Evaluation of the Geo-environment of the tideland in the city

○笠原　茂(総合科学㈱)，井口博夫(兵庫県立大学大学院環境人間学研究科)
Shigeru KASHARA，Hiroo INOKUCHI

1．はじめに

海と陸が接する沿岸域を水循環からみると，地下水流動系の流出域に位置する．一方，沿岸生態系からみると，陸由来の栄養塩が供給される場である．豊富な一次生産作用の場である．都市の沿岸域の干潟や浅場は，一次生産による水質浄化機能や生物多様性の場として注目されるとともに，都市のアメニティとしての機能が再評価され，場の保全や再生事業が進められている．

しかし，これらの場の保全や再生は基盤環境としての「地下水流動を含む水循環」と「土砂移動を含む物質循環」といった動的平衡状態としての地質環境が評価，維持されていないため，その場の機能が持続しないなどの事例も多い．

ここでは，湾岸都市開発が進むなかで人間が意図しないところで自然に形成された干潟を対象として，地質環境の視点からの評価を試みるものである．

2．調査対象地域及び調査方法

調査対象地域は，兵庫県西宮市の御前浜である(図-1)．御前浜は，湾岸開発をまぬがれた都市域では貴重な自然海岸である．現地調査実施期間は2007年7月13日～8月1日である．現地調査は，微地形測量と，小型動力ハンマーによる打撃貫入式・無水掘(SCSC 式ボーリング)でオールコアによる深度 5mまでの地層試料の採取，観測井による干潟の地下水採取を行った．

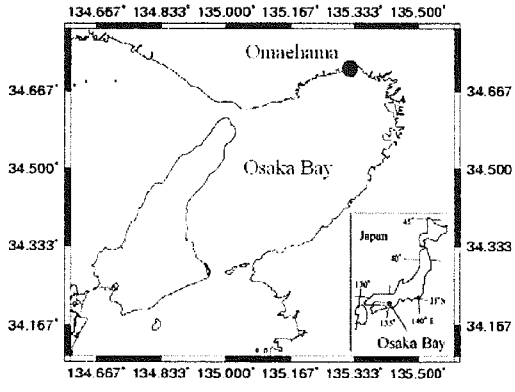


図-1　調査対象地域

3．干潟の堆積過程

調査地域の「御前浜」周辺は明治時代から海水浴場などの行楽地として開発されてきた．古地図や空中写真などの情報から，1970年代から周辺地域で埋立が進められ，閉鎖性の高い海域となったころから，夙川による土砂供給と静穏な海域条件によって三角州扇状地(fan-delta)状の干潟が漸々に形成された．約40年余りの短期間で干潟が形成されたことから，堆積相解析によって洪水や震災の記録を地層から読みとることを目的として，深度5mまで採取した地層試料の観察を行った．

夙川は六甲花崗岩類からなる後背地であることから，これを起源とする砂礫を主体とし，マツ葉，落葉樹の落ち葉などからなる有機質シルトを挟在する地層からなる．深度5mまでの干潟の堆積構造は，葉理を呈する細砂が基底部に分布し，正級化を呈する細礫から中粒砂が，下面を浸食する複数の堆積ユニットとして確認された．また，これには，有機質シルトの挟存部においてはポリ袋，製造年が刻印されたアルミ缶などの挟雑物も確認された．しかし，試料採取地点がファンデルタ面であることから，河川チャネルシフトや波浪による影響などから高分解能層序解析には至らなかった．

高精度に干潟の堆積構造を明らかにするには，ファンデルタフロントやファンデルタスロープにおける堆積構造の採取，物理探査などの手法との併用による解析が必要である．

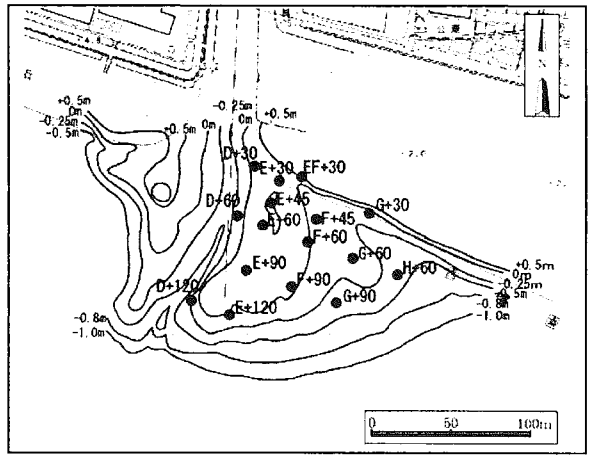


図-2　調査対象の干潟の微地形と試料採取地点(●印)

4．堆積構造と地下水流動の関係

沿岸域の表層堆積物は有機物の分解過程によって，酸化層と還元層が存在する．酸化層は，酸化鉄がするため堆積物は黄褐色を呈している．還元層では鉄還元により酸化鉄が還元鉄に還元されているため黒みがかった灰色を呈する[1]．本調査対象地域では，これまで、笠原による干潟の地下水流動調査[2) 3)]，石飛ほかによる海底地下水湧出に関する研究[4)] が実施されている。干潟における飽和帯において「地下水が流動するところでは堆積物が黄

褐色の酸化層を呈し」,「地下水が流動しないことでは黒灰色の還元層を呈する」との作業仮説から,堆積物の状況及び構造からの三次元地下水流動を推定した(図-3にその一部を示す).

推定された,「酸化層還元層分布による地下水流動帯」は,河口から沖合に前進するファンデルタシステムによる堆積物の累重や干潟地表部を流下する河川流路の影響を受けていることが示唆された.

5. 干潟の地質環境の評価

生物多様性(bio-diversity)には,その基に地質多様性(geo-diversity)が重要であるが,その評価手法は確立されていないばかりが,認識さえされていないのが現状である.また,生態系の予測・評価手法としてHEP(Habitat Evaluation Procedures)の研究が我が国での積極的に進められている.これは,生態系の価値をその土地の「空間」×「質」×「時間」により総合的に評価する手法であるが,基盤環境である「空間」を維持せしめるバックグランドエリアとその地質環境の動的機能の持続性については考慮されてはいない.

干潟の生物多様性は,「地下水流動を含む水循環」と「土砂移動を含む物質循環」といった陸と海との連続性によってはじめて,維持,保全されるものである.笠原[3]は、干潟における地下水流動による水温の安定性が底生生物生息環境に影響を及ぼしていることを示唆しており、本研究によって干潟における地下水流動が底質多様性に影響を及ぼしていることが明らかになった.

都市域の地下水は,地盤沈下対策として水資源として利用が規制されているために,地下構造物の設置などによる地下水流動阻害が進んでいる.また,都市基盤の安全確保のために土砂移動など動的平衡も否定されている.しかし,都市のアメニティや持続可能で環境への負荷の少ない循環型社会を形成するためには,地盤災害に対する安全性確保したうえで,実施可能な手法で自然の物質循環、つまり、動的な地質環境の機能を維持する方策の検討が必要である.

6. おわりに

都市域に形成された干潟における堆積構造から,三次元の地下水流動を把握することができた.これまでの研究成果から,干潟における生物多様性は,干潟を構成する堆積物及び地下水流動など地質環境が影響を及ぼしていることは明らかである.今後,これら地質環境評価手法や知見が実際の事業に応用されるよう事例をもとに体系化を行う計画である.

参考文献

1)小池勲夫(編), 2000, 海底境界層における窒素循環の解析手法とその実態, (社)産業環境管理協会, 195p

2)笠原 茂・日野博幸, 2004, 赤外線画像による河口干潟の湧水環境の把握-河口干潟の環境保全における地質環境の評価手法の確立に向けて-, 第14回環境地質学シンポジウム論文集, 日本地質学会環境地質研究委員会, 335-340

3)笠原茂, 2005,都市域の干潟の地下水流動と底生生物生息環境-西宮市香櫨園浜をケーススタディーとして-, 地下水地盤環境に関するシンポジウム 2005, 地下水地盤環境に関する研究協議会, 33-38

4)石橋智稔・谷口真人・梅沢有・笠原茂・宮岡邦任・小野寺真一・林政樹, 2006, 温度測定による海底地下水湧出量評価の試み, 日本地下水学会秋季講演要旨, 138-139

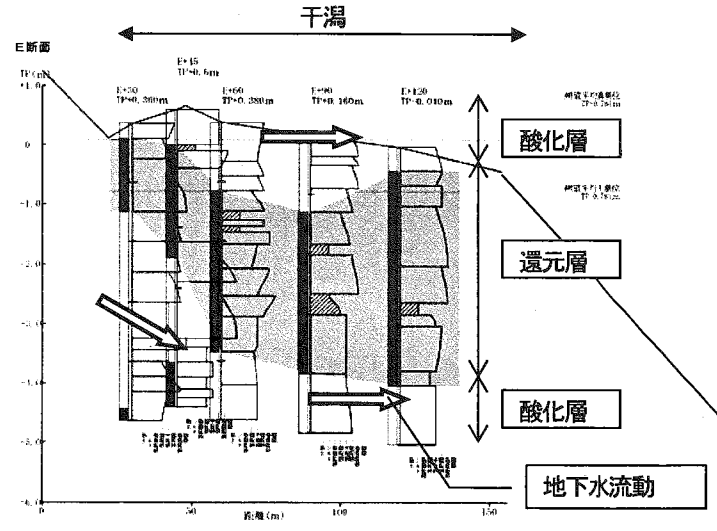


図-3 干潟地層断面と地下水流動

P53. 山口市湯田温泉の温泉水の起源に関する研究

A study on the origin of the hot spring water in Yuda hot spring, Yamaguchi city

○安川知里, 田中和広(山口大学)
Chisato Yasukawa, Kazuhiro Tanaka

はじめに

温泉には火山性と非火山性があり, 非火山性の温泉で 42℃を超えるものは少ない [1]. しかし湯田温泉は, 非火山性にもかかわらず 60℃を越える高温の温泉を湧出しており, 一日 2000tと豊富な湯量を誇る. これまで湯田地域の地質構造や地下構造に関する研究はされているが, 温泉水についての詳細な研究はなされていない. 安川,2006(MS)[2]では温泉水の地化学的特徴から, 複数の断層により形成された地溝帯に周辺の山地から流動した地下水が流れ込み, 熱源により温められた可能性を指摘した(図-1).

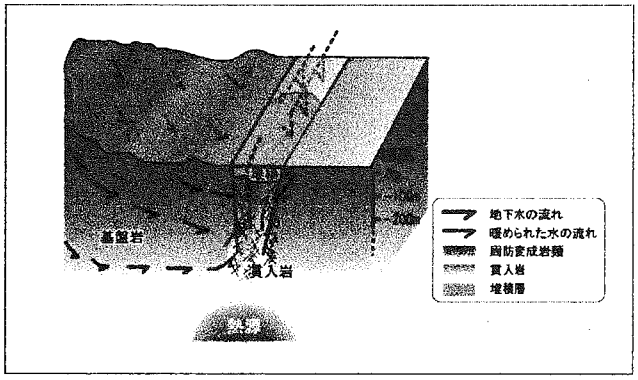
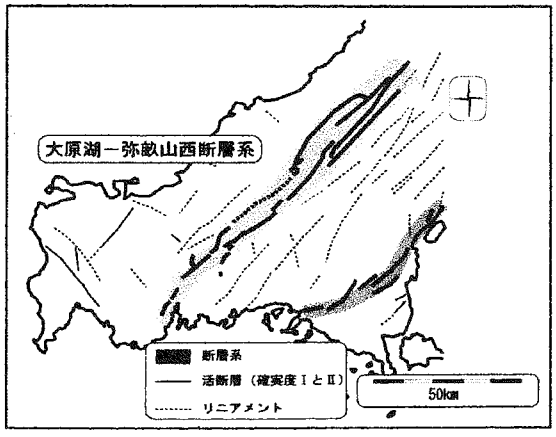


図-1 広域地下水流動と温泉水の形成流出モデル

ここでは, 湯田温泉の温泉水の水質形成についてさらに詳細に検討する. また湯田温泉の水質の特徴を明らかにするために, 山口県内内陸部, 島根県南西部, 広島県西部の温泉の特徴を明らかにし比較, 検討を行う.

調査方法

湯田温泉の南西部に位置し, 山口県から島根県南部にかけて連続する大原湖-弥畝山西断層系 [3](図-2)沿い, および山口県内陸部と湯田温泉, 広島県西部で温泉水・地下水を採水し, pH, EC, 一般水質, 酸素水素同位体などを測定する.



図－2 大原湖-弥畝山西断層系 [3]

結果

温泉水の採水は地表部～地下最大深度 1700m で行った. 温泉水は, ボーリングを掘り動力で汲み上げているもの, ボーリングが掘られ自噴しているもの, 地表部で自噴しているものの 3 タイプがある. 対象としている温泉の数が少ないためはっきりとはいえないが, 自噴しているものは大原湖-弥畝山西断層系沿いに多く分布しているように見える.

山口県内の温泉の大部分は 25～42℃と低い泉温をしめす. しかし, 湯田温泉は最高泉温 72℃と高い温度を示す. このため湯田温泉の熱源については湯田地域で解明する必要があることがわかる.

また, pHは 6～10 と中性からアルカリ性を示す. 大原湖-弥畝山西断層系を境に北西側ではアルカリ性に, 南東側では中性になる傾向が見られる. また, 断層系内では北東から南西に向かい中性からアルカリ性になる傾向が見られる.

ECは断層系に沿う温泉では10～ 2000mS/mという高い値を示し, 他では1～60mS/mの値を示す. 大原湖-弥畝山西断層系を境に北西側では 100mS/m 以下の値を示す.

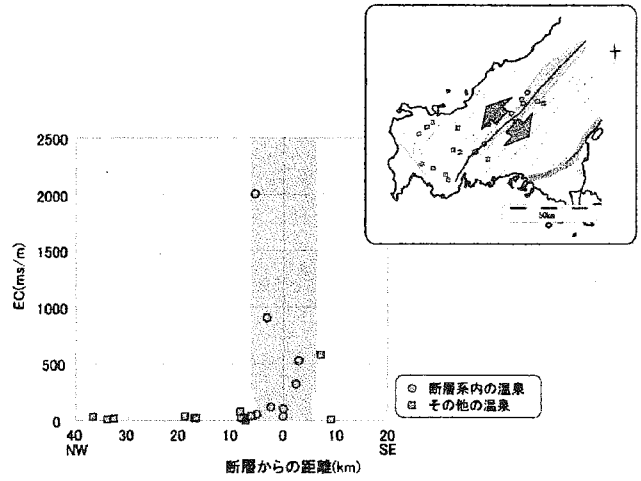


図-3 EC 値と断層系からの距離の関係

温泉水の水質は, 山本(1983)[4]の分類によると, 山口県内 19 箇所中 17 箇所が Na_2SO_4, NaCl 型を, 2 箇所が $CaSO_4$, $CaCl_2$型を示し, 湯田温泉のみ $NaHCO_3$ 型を示す. 溶存イオン量は, 大原湖-弥畝山西断層系沿いの北東側の温泉で多く, 南西側にいくにしたがって少なくなっている(図-4). 溶存イオンのうち Cl^-は断層系沿いで約 150～5700ppm, 他は 8～40ppm の値を示し, 北東から南西に向かい値が小さくなる傾向が認められる. また, 断層系北東部の温泉には炭酸水素イオンを含む場所もあり, 間欠泉となっているところもある.

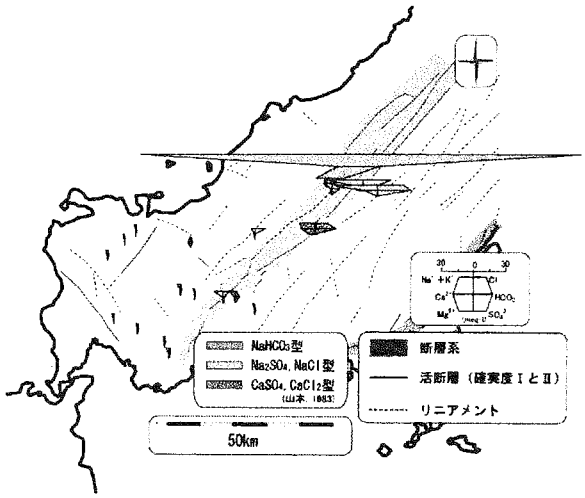


図-4 温泉水のヘキサダイアグラムと断層系の関係

また，地質・地質構造と水質との関係では，断層系の存在の影響が大きいと考えられる．

温泉水の起源を求めるため，酸素水素同位体を測定した．津和野塩井戸からは他と比べて重い温泉水が湧出しているが，その他の地点では湯田温泉とほぼ同じ値を示す(図-5)．

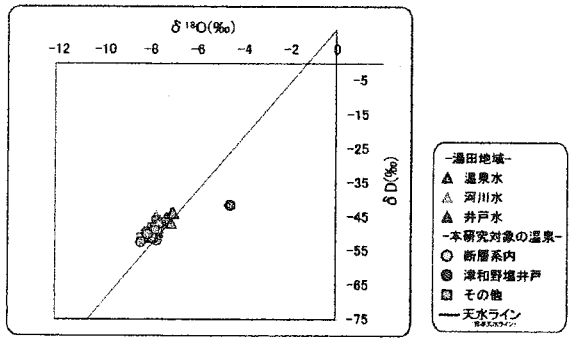


図-5 温泉水の酸素水素同位体比

温泉水の起源の検討のため，大原湖-弥畝山西断層系沿いの温泉の Cl^-と$\delta^{18}O$ の関係について検討を行った．その結果，すべての温泉水は，軽く低濃度の断層系南西部の温泉(タイプ 1)，やや重くやや高濃度の断層系北東部の温泉(タイプ 2)，重く高濃度の津和野塩井戸(タイプ 3)の 3 つに分けることができる．また，そのうちのタイプ 1 は天水起源に，タイプ2は，タイプ 1 の地下水とタイプ 3 の地下水との混合により形成された可能性がある(図-6)．

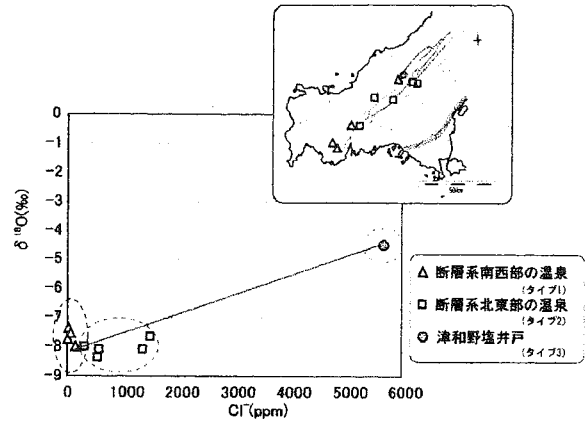


図-6 Cl^-と$\delta^{18}O$ の関係

考察

pH, EC，一般水質などの結果より，湯田温泉の水質形成には地溝帯を形成する大原湖-弥畝山西断層系(椹野川断層を含む)の存在が関係していると推察される．津和野塩井戸(タイプ 3)から南西へ大原湖-弥畝山西断層系沿いの温泉水・地下水に Cl^-が含まれている理由として，マグマからの脱水により生成された深部地下水が有馬型温泉の温泉水と同じように [7]，地下深部から上昇してきた塩分濃度の高い地下水が含まれている可能性がある．

引用文献

1) 日本温泉科学会, 2005：温泉学入門－温泉への誘い－.コロナ社, 128p.
2) 安川知里, 2006：山口市湯田温泉の温泉水に関する地球化学的研究：山口大学理学部 卒業論文, 55 p.
3) 金折裕司,2005：山口県の活断層－地震災害の減災をめざして－.近未来社,119p.
4) 山本荘毅, 1983：地下水調査法. 古今書院, 490p.
5) 松田美由樹, 1997：山口県の温泉の地質学的特性：山口大学理学部 卒業論文, 50p.
6) 山口地学会, 1991：山口県の岩石図鑑, 224p.
7) Sano,Y.and Wakita,H., 1985 : Goegraphical Distribution of 3He/4He Ratios in Japan : Implications for Arc Tectonics and Incipient Magmatism . Journal of Geophysical Research, 90, NO.B10, 8729-8741.

P54. 泥火山周辺の地下構造と地下水特性 - 新潟県十日町市蒲生における検討

Underground geological structure and groundwater geochemistry around mud volcanoes in the Kamou area, Tokamachi City, Niigata Prefecture

○ 石原朋和，田中和広(山口大学)，水落幸広，小野雅弘(住鉱コンサルタント)
Tomokazu Ishihara, Kazuhiro Tanaka, Yukihiro Mizuochi, Masahiro Ono

1. はじめに

新潟県十日町市蒲生には泥火山が分布し，NaCl 型の地下水の噴出が確認されており，その形成・上昇メカニズムとして異常間隙水圧の可能性が指摘されている[1]．蒲生泥火山は上昇した流体が地下にマッドチャンバーを形成し，最終的に地表まで上昇・噴出したものと考えられている[2]．石原(2006MS)は蒲生泥火山周辺の地質・地質構造，地下水特性について検討し，泥火山周辺に循環地下水と滞留地下水が存在する事を明らかとした[3]．

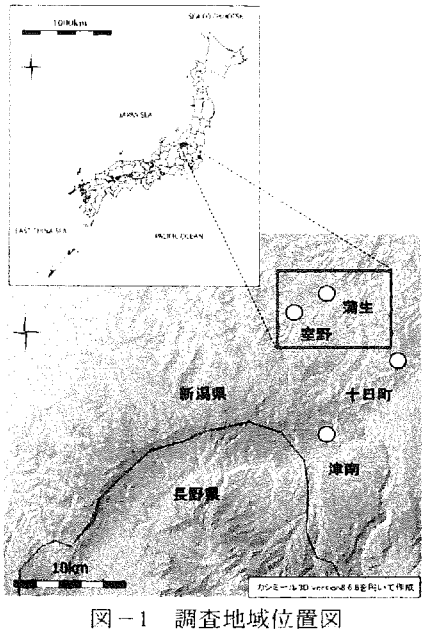
本研究ではボーリングコアを利用し，蒲生泥火山の地下構造を明らかにし，泥火山周辺の地質・地質構造，地下水特性との関連性について検討する．

2. 調査地域と地質概要

調査地域は，新第三系～第四系が分布する新潟堆積盆の南部に位置する（図－1）．新潟堆積盆の新生界は堆積岩を主体とする中部中新統－下部更新統からなり，全層厚は 5000m 以上に達する[4]．地質構造は，NNE-SSW 方向に軸を持つ褶曲軸の繰り返しで特徴付けられる．調査地域北東部に大規模な背斜構造が，泥火山北部に周辺の地質構造と非調和的なベーズン構造が認められる[3]．また蒲生地区には特徴的なすり鉢状地形が報告されている[1]．

3. ボーリング調査

ボーリングはすり鉢状地形のほぼ中央部で鉛直に掘削され、ＨＱワイヤーライン工法により全長 120mのオールコアが採取された．



図－1　調査地域位置図

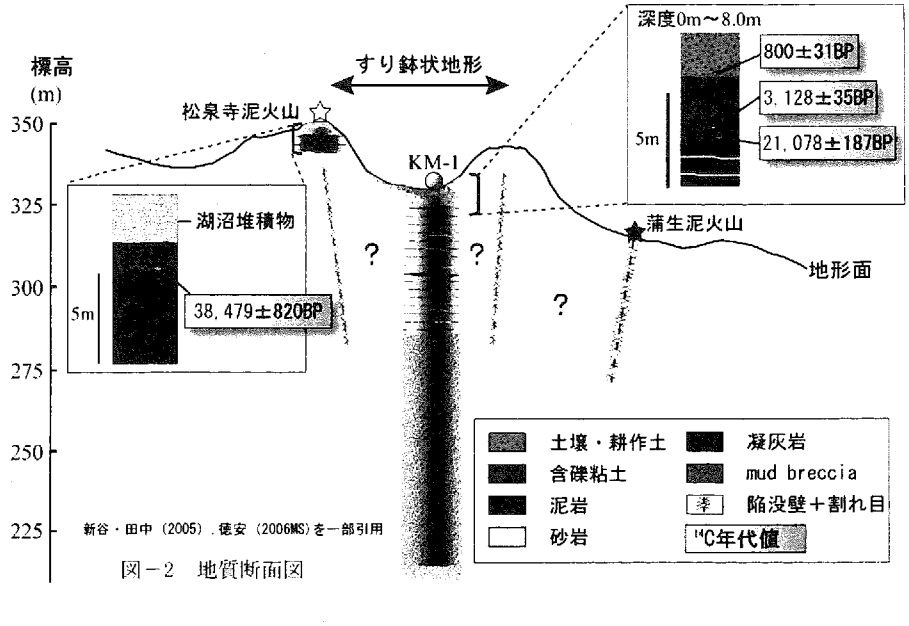
4. 調査結果・考察

4-1. 地質・地質構造

4-1-1. 岩相

ボーリングコアの観察より，深度 0～120m の柱状図を作成した．地表から 2.1m までは腐食土が，深度 2.1～5.8m は含礫粘土(泥火山噴出物)が分布する．深度 5.8m で基盤岩に到達し，深度 5.8～47.3m までは新鮮な塊状黒色泥岩を主体とするが，それより深部では泥岩の組織が破砕され，角礫が粘土中に点在するマッドブレッチャーを主体とする．深度 22m 以深では細粒～粗粒の砂および砂岩が，深度 47.5m 以深では部分的にコンクリーションが認められる．深度 25.8m に凝灰岩が認められるが，蒲生地域にみられる名平凝灰岩とは岩相が異なる(図－3)．

マッドブレッチャーを泥ダイアピルメランジ[5]と比較検討するため，組織（礫の大きさ，礫の形，礫の含有率）と構造(礫の長軸方向，礫の配列構造)の面から分類し[5][6]，基盤岩(泥岩)との境界の性状とあわせ総合的に考慮して考察を行った．コア観察からマッドブレチャーの特徴を組織より①礫がほとんど含まれない，②小礫(１～3mm)を 30～40%含む，③大礫(10～20mm)を 30～40%含む，④角の取れた円い礫を含む，の４つに，構造からＡ：礫が一定方向に配列を示す，Ｂ：網目状に粘土化する，の２つに分類した．①，②，④，Ａは基盤岩との境界がシャープであり，泥岩岩片を含む泥脈の貫入が考えられる．③，Ｂは基盤岩との境界が



図－2　地質断面図

複雑であり，その場で基盤岩を泥脈が取り込んだ性状を示す．

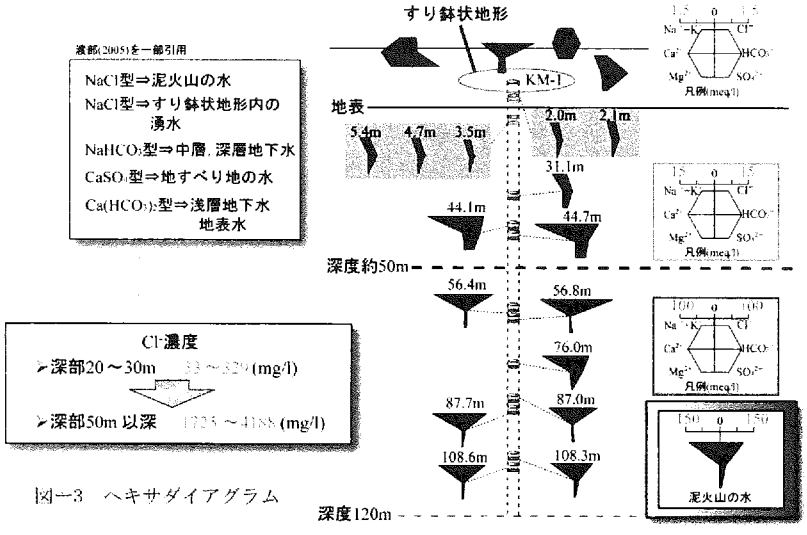
4-1-2．粘土鉱物

全岩定方位試料を作成し，無処理，エチレングリコール処理(EG 処理)での X 線回折を行い，粘土鉱物の同定および粘土鉱物の含有量を定性的に調べた．

X 線回折結果から泥岩とマッドブレッチャーで特徴的な違いはみられなかったが，深度約 50m を境に(001)反射面の面間隔のずれ(14－15Å→12－13Å)が認められた．これより Ca，Mg 型スメクタイトから Na，K 型スメクタイトへの変化と雲母/スメクタイト混合層鉱物の存在が明らかとなり，前者は循環地下水と滞留地下水の境界を示唆するものであり，後者はスメクタイトからイライトへの相転移を示唆するものと考えられる．

4-1-3．^{14}C 年代測定

泥火山噴出物中に含まれる木片の ^{14}C 年代測定を行った．木片の ^{14}C 年代値は 3,128±35BP(深度 4.7m)，21,078±187BP(深度 5.7m)である．これよりすり鉢状地形の形成は 2～3 万年前と考えられる(図－3)．



図－3　ヘキサダイアグラム

5．地下水特性

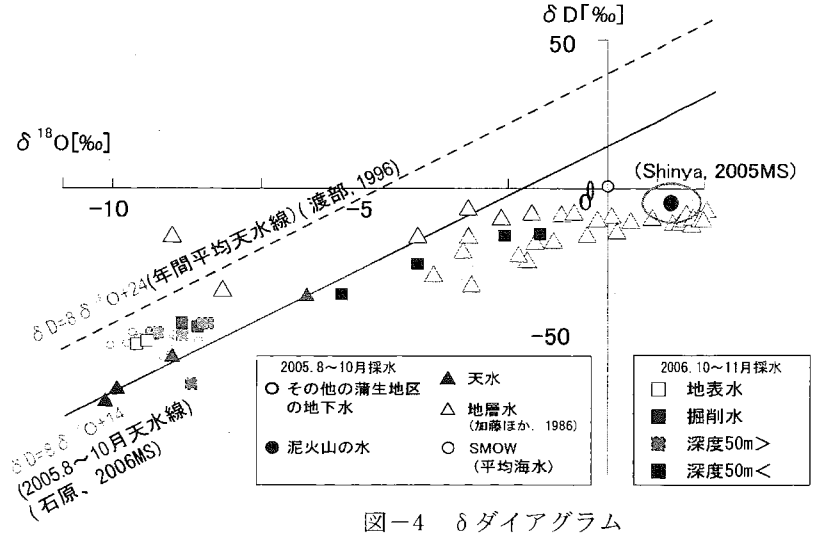
圧縮抽水装置を用いてコアから間隙水の抽出・分析を行い，循環地下水，滞留地下水の関係について考察した．電気伝導度(EC)は浅部(深度約 20m～30m)で 0.03～0.2S/m，深部(深度約 50m 以深)で 0.8S/m を示す．水質分析の結果，浅部と深部はともに NaCl 型を示すが，深度約 50m を境界として Cl^- 濃度が大きく変化(33～329mg/l→1725～4188mg/l)する．酸素・水素同位体分析の結果，深度約 50m 以深の間隙水は天水起源の地下水と地層水起源の地下水を其々端成分とした両者の混合ライン上にプロットされる．

以上の結果から深度約 50m に循環地下水と滞留地下水の境界があり，浅部(深度約 30m～40m)では循環地下水の影響により天水起源の地下水に置き換わっているが，深部(深度約 50m 以深)では地下深部から上昇してきた滞留地下水が供給され循環地下水と混合したものと考えられる．

6．まとめ

蒲生地区の地下深部約 50m に地質学的，地化学的にも明瞭な境界の存在を明らかとした．その境界が循環地下水(淡水)と滞留地下水(塩水)の境界と一致するとともに異常間隙水圧層の上限に位置しているものと考えられ，その下方は地下深部からの高圧の地下水（泥を含む）の貫入により水圧破砕され，地質構造が乱されていると考えられる．

今後はこれらの結果を用いて，泥火山周辺で発生する土木地質学的問題(地すべり，膨潤性地山)との関連性についても議論していきたい．



図－4　δダイアグラム

7．引用文献

1) 新谷俊一・田中和広，2005，新潟県十日町市松代に分布する泥火山の地質，自然災害科学 24－1，pp. 49－58.

2) 徳安真吾，2006，新潟県十日町市における泥火山の地下構造の研究，山口大学理工学研究科修士論文.

3) 石原朋和・田中和広，2006，新潟県十日町市蒲生における泥火山周辺の地下水特性，2006 年応用地質学会講演集.

4) 竹内圭史・吉川敏之・釜井敏孝，2000，松之山温泉地域の地質，地質調査所，76p.

5) BABER, A. J, JOKROSAPOETRO, S. T and T. R. CHARLTON, 1986, Mud volcano, shale diapirs, wrench faults, and mélanges in accretionar complexes, Eastern Indonesia, American Association of Petroleum Geologists Bulletin, 70, 1729-1741.

6) 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，115(3)，pp. 326－352.

P55. 砂層での層相に注目した水理特性の検討

Effects of Phases of Sand Depositions on Hydraulic Properties

○浦越　拓野，川越　健，太田　岳洋，榎本　秀明 (財団法人鉄道総合技術研究所)
URAKOSHI Takuya, KAWAGOE Takeshi, OHTA Takehiro, ENOMOTO Hideaki

1. はじめに

鉄道構造物などの建設・保守を行う上で，地盤の水理特性を把握し，地下水の流れを理解することは重要である．同じ地層内においても，水理特性の差異により地下水の集中が起こり，地盤の不安定化をもたらす場合がある．しかし，事前の調査ではこのような水理特性の差異は不均質性としてみなされ，詳細に検討されないことが多い．

一方，層相の変化を考慮することで，水理特性の差異の一部分を，(ランダムな現象としてではなく，)必然として生ずる現象と捉えられる可能性がある．例えば，久留・伊藤[1]は，下総層群木下層において，トラフ型斜交層理や平板斜交層理を呈する砂層の透水係数(2×10^{-5} m/s)に比べ，ハンモッキー斜交層理を呈する砂層のそれ(4×10^{-6} m/s)の方が小さいことを報告している．このような整理により，同じような砂層の中で，地下水を集めやすい箇所，ひいては構造物の建設･保守を行う上で問題となりうる箇所を抽出できる可能性がある．

そこで本研究では，更新統の砂層を対象として現地調査と透水試験を実施し，層相(特に，堆積構造と粒度)と透水係数の関係を検討した．

2. 調査地点および手法

調査対象は，青森県三沢市周辺の浅海域で堆積したとされる野辺地層(更新統)，陸域～浅海域で堆積したとされる高館段丘面構成層(更新統，酸素同位体ステージ5e)[2]，および千葉県香取市の浅海域で堆積したとされる下総層群木下層(更新統，酸素同位体ステージ6～5)[3]である(図-1)．試料は，野辺地層および高館段丘面構成層では多地点(露頭・トンネル切羽)において，木下層では1つの露頭の異なる高さにおいて，それぞれ採取した．

透水試験に用いた試料は，現地にて不撹乱状態で採取した試料と攪乱後，再構成した試料である．前者は，現地において100cc円筒試料管(直径50mm，高さ51mm)にて鉛直および水平方向に採取した試料(以下，それぞれ現地採取試料(V)および(H)と呼ぶ)である．後者は，攪乱試料を電気炉にて乾燥させ，四分法により調整後，土槽中に現地試料と同程度の密度となるように均等に詰めた上で，土槽から100cc円筒試料管にて採取した試料(以下，攪乱試料と呼ぶ)である．透水試験の方法は，変水位透水試験法(JIS A 1218)である．試験では，現地採取試料を同一箇所・方向で少なくとも3試料ずつ，攪乱試料を同一箇所で2試料ずつ用意し，得られた透水係数の幾何平均を試験結果とした．なお，現地採取試料(H)については，1方向で採取した場合と直交2方向で採取した場合とがあるが，本論では区別せずに単に水平方向の試料とする．

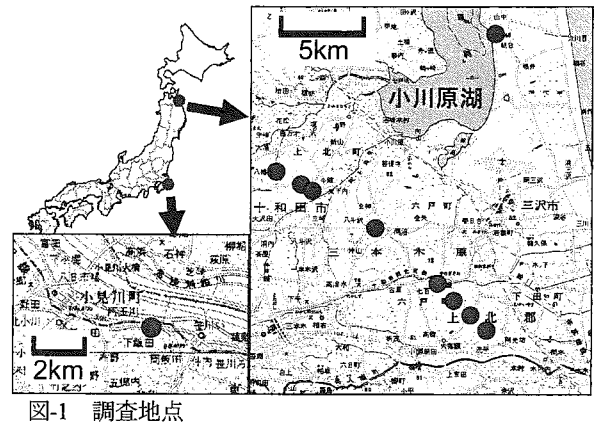


図-1　調査地点
20万分の1地勢図「八戸」「野辺地」「千葉」より作成．

3. 透水試験結果と考察

3.1 野辺地層・高館段丘面構成層

現地採取試料(H)の透水係数と細粒分含有率および間隙率の関係を図-2に示す．斜交層理を呈する試料では，透水係数は細粒分含有率や間隙率に依存せず，10^{-5}～10^{-4}m/s程度となっている．これに対し，平行層理を呈する試料では透水係数は間隙率に，また，塊状試料では透水係数は細粒分含有率に，それぞれ支配されている可能性がある．

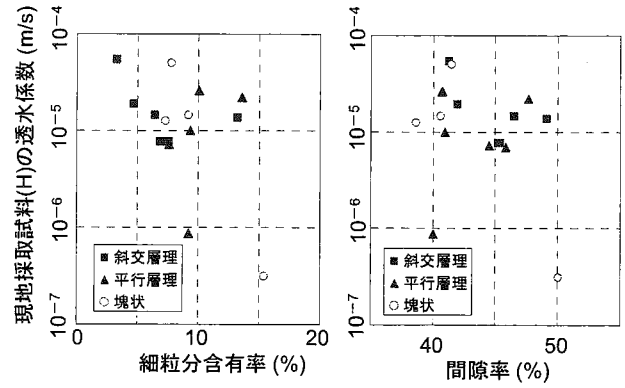


図-2　現地採取試料(H)の透水係数と細粒分含有率および間隙率との関係

現地採取試料(H)と(V)の透水係数の比を図-3に示す．平行層理を呈する試料ではその比は最大で4倍程度，斜交層理を呈する試料ではそれは最大で2倍程度である．一方，塊状を呈する試料ではその比が1に近い．このように，均等係数が10以下の比較的分級が良い砂層であっても，堆積構造により透水異方性が発生することが

分かった．なお，一般には現地採取試料(H)の透水係数の方が，同(V)のそれより大きくなる(図の縦軸で1以上となる)と考えられているが，本試験では逆の結果も得られている．この理由は検討中である．

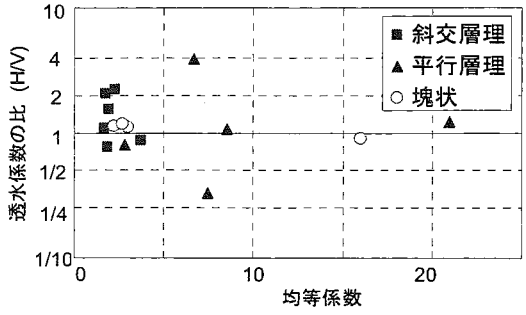


図-3　現地採取試料の異方性
透水係数の比(縦軸)は，現地採取試料(V)を分母に，同(H)を分子にとったものである．縦軸は，対数表示されている．

現地採取試料での透水異方性や透水係数のばらつきが大きな試料および小さな試料について，撹乱試料による透水試験を行った(図-4)．これから，現地採取試料と撹乱試料の透水係数が異なる場合があること，但しそれらの間に明瞭な関係は認められないこと，現地試料のばらつきに比べて撹乱試料のそれは小さくなることが分かる．撹乱試料は現地採取試料と同密度・同間隙率となるように調整されていることから，現地採取試料と撹乱試料との間に透水係数の差やばらつきの程度の差がある理由は，堆積構造によると想定される．

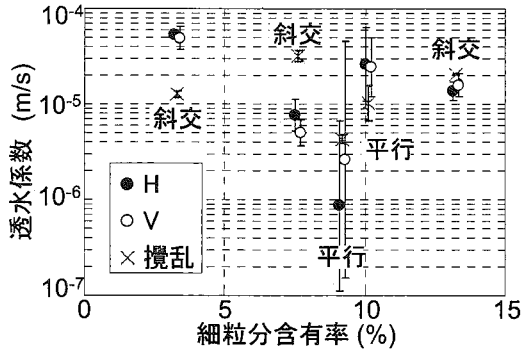


図-4　現地採取試料と撹乱試料の透水係数
現地採取試料(H)と(V)のデータは，撹乱試料に対して左右にずらしてプロットされている．エラーバーは測定結果の1σレンジを示す．

3.2 木下層

試料採取地点の層相と，現地採取試料および撹乱試料の透水試験結果を図-5に示す．1つの露頭において，異なる高さで試料を採取したため，その順に示している．斜交層理を呈する試料2～4の透水係数は，間隙率に依存せず10^{-5}～10^{-4}m/s程度の値となっていることが分かる．また，塊状を呈する試料5の透水係数は他地点より低い．この理由は，高い細粒分含有率のためと考えられる．

平行層理および斜交層理を呈する試料では，H方向の透水係数がV方向の透水係数より高い傾向が分かり，3.1節と同様な透水異方性が認められる．

撹乱試料と現地採取試料の透水係数を比較すると，平行層理および斜交層理を呈する試料について，撹乱試料の透水係数が現地採取試料のそれに比べて小さくなっている．現地採取試料と撹乱試料との間にこのような差がある理由は，3.1節と同様に，堆積構造によると想定される．

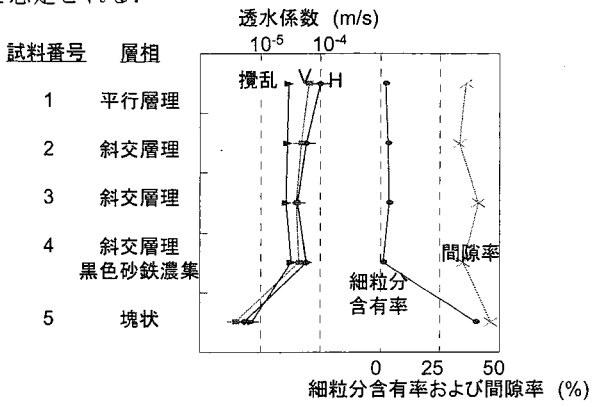


図-5　木下層の透水係数と層相
試料1が上位，試料5が下位に対応する．透水係数のエラーバーは試験結果の1σレンジを示す．

4.　まとめ

本検討の結果，以下の点が明らかになった．

- 現地採取試料における透水係数の物理特性に対する依存性は層相によって異なる．斜交層理を呈する試料ではそれが小さく，塊状を呈する試料ではそれが大きい．
- 透水異方性の程度は堆積構造によって異なる．現地採取試料(V)と(H)の透水係数の比は，平行層理を呈する試料では最大4倍程度と大きく，斜交層理を呈する試料では最大2倍，塊状を呈する試料では1に近い．
- 密度・間隙率が同じであっても，撹乱試料と現地採取試料の透水係数は異なり，堆積構造が透水係数に影響を与えていることが示唆される．

砂層の水理特性が，その層相と関係していることが示された．今後，層相に注目した，地下水流動に対する砂質地山の安定性に関する検討を行っていく．

謝辞

鉄道・運輸機構東北新幹線建設局には，業務での取得データを本研究で利用・公表することを認めていただきました．感謝いたします．

参考文献

1) 久留景吾・伊藤慎(2000)．浅海成堆積相の不均質性と透水性：千葉県北部，上部更新統木下層を例として．地質学雑誌，**106**，501-510.
2) 横山芳春・七山太・桑原拓一郎・安藤寿男(2004)．堆積学的手法によって明らかにされた海成段丘の形成過程-青森県上北平野，MIS 5e高館面構成層での試み-．地質ニュース，no.595，10-18.
3) 岡崎浩子・増田富士雄(1992)．古東京湾地域の堆積システム．地質学雑誌，**98**，235-258.

P56　降雨変動との関係に着目した地下水位変動特性の整理

Groundwater level fluctuation related to prevailing rainfall

○若松尚則（テラクア），宮原智哉（アジア航測）
Hisanori Wakamatsu,　Tomoya Miyahara

1．はじめに

一般に，ある対象エリアでの調査の初期段階には，水理地質構造や水理パラメータ等の情報が十分に取得されておらず，既存の水位データのみから地下水流動特性の概要を推定せざるを得ないことが多い。このような場合，既存の地下水位変動データに基づく帰納的な予測モデルを，降雨等の簡便な指標を用いて構築できれば，そのモデルを用いた地下水流動の空間特性や経時変化特性の推定がある程度可能となり，その後の調査計画検討などに有用な情報が得られる。この観点からここでは，複数の地点において降雨量を説明変数とした地下水位の線形回帰モデルを求め，その水理地質特性による違いの検討と地下水位低下時の予測に用いた例を示す。

2．データとモデル

東京都による浅層地下水位観測結果[1]のうち比較的欠測の少ない6地点における 2002～2003 年の日平均水位と，それらに最も近い気象庁の観測所（府中，練馬）における日降水量データ[2]を用いた（表 1，図 1）。水位変動より，年変動の明瞭なタイプA（井戸1，2，4）と，より細かい変動のタイプB（井戸3，5）に分けられる。

地下水位のモデルは，降雨を説明変数とした下記の線形式で表現した。

$$\text{地下水位 } S = b(\text{定数}) + a_1X_1 + a_2X_2 + \cdots + a_nX_n$$

a_1～a_n(および b)は回帰係数，X_1～X_n は様々な期間の降雨

表 1　対象とした井戸

名称	所 在	深度	使用した雨量データ
井戸1	小平市小川町	16.22 m	府中
井戸2	国分寺市東恋ヶ窪	18.35	府中
井戸3	板橋区赤塚(B)	6.60	練馬
井戸4	武蔵野市関前	13.30	府中
井戸5	練馬区土支田	7.14	練馬
井戸6	西東京市東大演習林	10.41	府中

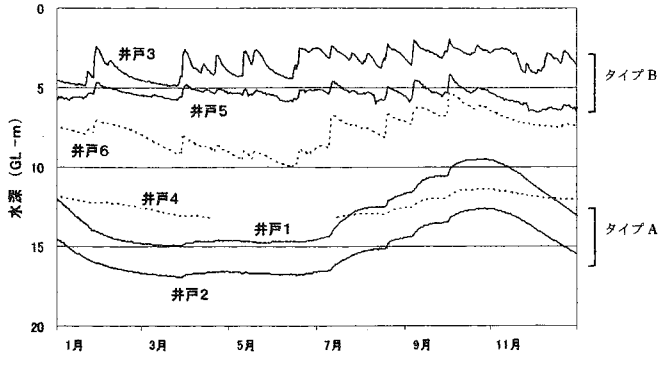


図 1　各井戸の地下水位変動（2002 年）

3．説明変数の降雨パラメータ

説明変数として使用する降雨パラメータとして，若松・宮原[3]は，様々な期間の先行降雨（対象日直前の積算降雨)を用いている。しかし，長期間の先行降雨には短期間の先行降雨も含んでいることから，異なる期間の先行降雨間で独立の程度が低くなることがある。重回帰モデルでは，説明変数間の相関が高いと多重共線性の問題が生じるため，説明変数は可能な限り互いに独立とすべきである。よってここでは重複を避けるために，当日降雨，前日降雨，3～4 日前降雨，5～8 日前降雨，･･･，257～512 日前降雨，という 10 期間の "差分の先行降雨" を説明変数として設定した。インターバルは，近いものほど細かくしている。

表 2 に，2002 年を対象としたこれら 10 個の降雨パラメータの間の相関係数を示すが，257～512 日前降雨は 257～512 日前降雨との相関係数が-0.91 となっている。これは，年間の降雨周期を反映した半年遅れの逆位相の変動が強い負の相関となって現れたものと考えられる。よって，257～512 日前降雨を除外し，9個の降雨パラメータを用いることとした。これらはいずれも 0～1 の値に標準化して計算に用いた。

4．各井戸の地下水位変動モデル

2002 年の 365 データを用いて重回帰分析により計算した各井戸の回帰モデル（回帰係数）を表 3 と図 2 に示す。

回帰モデルのタイプとして，長期の降雨の寄与が大きい井戸（井戸1，2)と，短期の降雨の寄与が大きい井戸（井戸3，5）の違いが明瞭である。これらは，水位変動で見られたタイプAとBにそれぞれ相当する。また，両者の中間的な水位変動を示す井戸6は，回帰モデルでもタイプAとBを重ね合わせた形を示している。

タイプAにおけるモデルの適合度(実測値との間の決定係数 R^2) は 0.96 と高いのに対し，タイプBでは 0.6～0.75 と低く，予測がやや難しい。

表 2　差分先行降雨間の相関係数

	R1	R2	R3-4	R5-8	R9-16	R17-32	R33-64	R65-128	R129-256	R257-512
R1	1									
R2	0.08	1								
R3-4	0.05	0.05	1							
R5-8	-0.02	0.03	0.05	1						
R9-16	-0.05	-0.07	-0.09	-0.02	1					
R17-32	0.09	0.10	0.16	0.19	0.02	1				
R33-64	0.06	0.05	0.04	-0.02	0.14	0.18	1			
R65-128	-0.05	-0.04	-0.03	0.00	-0.01	0.01	0.14	1		
R129-256	-0.10	-0.11	-0.15	-0.22	-0.33	-0.45	-0.53	-0.24	1	
R257-512	0.10	0.10	0.13	0.19	0.30	0.36	0.55	0.46	-0.91	1

＊R○○は，○○日前の差分先行降雨を表す.

表３　各井戸のモデルの回帰係数

	井戸1	井戸2	井戸3	井戸5	井戸6
定数 b	−0.638	−0.672	0.190	0.056	−0.203
(bの実数; m)	−18.43	−19.86	−4.74	−6.43	−10.99
R1	0.052	0.048	0.116	0.084	0.036
R2	0.073	0.069	0.707	0.479	0.296
R3−4	0.121	0.122	0.683	0.531	0.305
R5−8	0.203	0.202	0.605	0.517	0.279
R9−16	0.258	0.253	0.460	0.407	0.282
R17−32	0.380	0.373	0.257	0.341	0.283
R33−64	0.903	0.902	0.153	0.050	0.344
R65−128	0.833	0.854	0.067	−0.087	0.579
R129−256	0.243	0.310	−0.142	0.325	0.203
決定係数R^2	0.96	0.96	0.74	0.63	0.79

地下水位を0〜1に標準化して計算しているため，bの実数値を併記した．

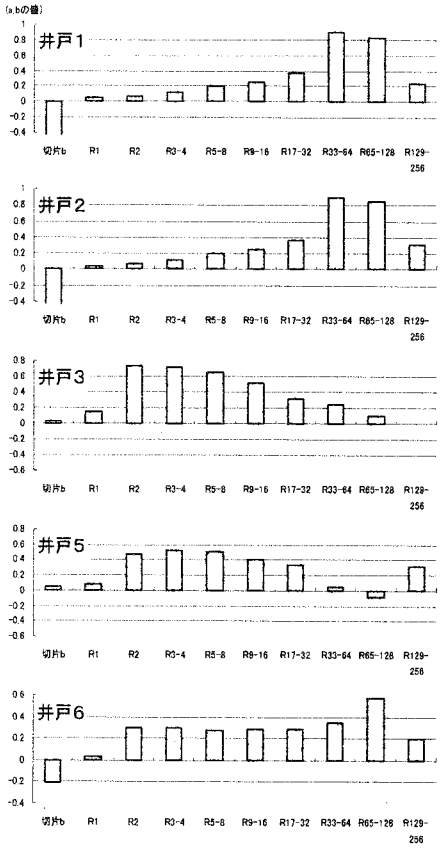


図２
各井戸のモデルの回帰係数

表４
2003年データによる
井戸４の回帰係数

	井戸4
定数 b	−0.823
(bの実数; m)	−14.79
R1	0.056
R2	0.078
R3−4	0.209
R5−8	0.457
R9−16	0.686
R17−32	0.876
R33−64	0.875
R65−128	0.720
R129−256	0.619
決定係数R^2	0.95

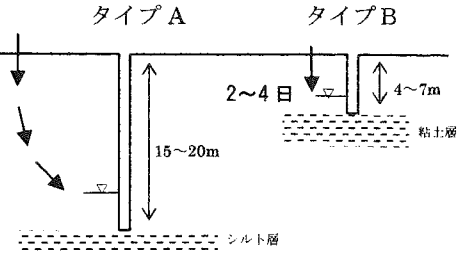


図３　２つのタイプの井戸で推定されるメカニズム

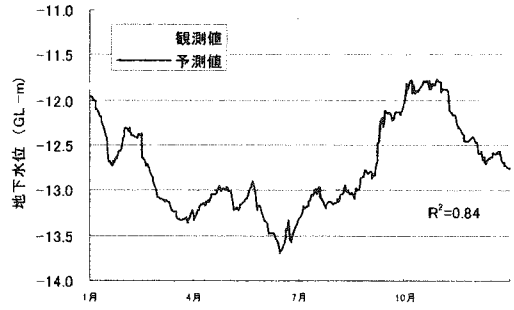


図４　井戸４の2002年の観測値と予測値
予測値は2003年データに基づく線形回帰モデルによる．

５．地下水位変動モデルと水理地質特性

(1) 水理地質構造と降雨影響の遅れ

各井戸での具体的な水理地質構造は不明だが，タイプAは小平・国分寺の比較的深い井戸(深度16〜19m)であり，東京都地盤柱状図集[4]によればこの地区のGL-19m付近にシルト層の分布が知られていることから，その上の帯水層を対象としていると考えられる。これに対しタイプBは練馬・板橋の浅い井戸（深度 6〜7m)であり，同地区では深度数mに粘土層が分布する箇所が多く見られることから，この粘土層上のごく浅い地下水を対象としているといえる。タイプBの井戸の水位は主に2〜4日前の短期の降雨を浅部で直接反映しているのに対し，タイプAの井戸では30〜100日前の降雨の影響を遅れて受けて地下水位が変動していることがわかる（図３)。

(2) 水理地質構造と回帰式の定数項

回帰式の定数項bは，対象とした先行降雨が0のときの地下水位，すなわち256日間無降雨であった場合に地下水位が低下するレベルを表すと考えることができる。タイプAの井戸のb値は-18〜-20m，タイプBではおよそ-4〜-7mである。これらは上述の地盤柱状図に示された難透水層の深度に概ね一致することから，観測しているのがその直上の帯水層中の地下水位であり，その最大低下深度はこの帯水層の下端である，ということを地下水位変動データのみからも予想できそうである。

(3) モデルによる欠測の補完

井戸４では2002年夏期に水位が井戸下端レベルを下回り，欠測が生じている。このため，欠測のない2003年の地下水位と降雨データを用い線形回帰モデルを求めた（表４)。この式の定数bは-14.8mとなり，2002年には井戸底の深度 13.3m より深い位置まで水位低下したため欠測したものと見られる。この2003年のデータに基づく回帰モデルを用いて2002年の水位変動を再現すると図４のようになる。データの得られている期間の相関係数が 0.92（R^2=0.84）の精度で予測でき、欠測期間の地下水位は最大で深度 13.7m まで低下したと推定される。

以上のように，差分先行降雨を説明変数とした線形回帰モデルにより，特に長期降雨成分の影響の大きい井戸では水位変動の説明が可能であった。この方法を用いることにより，井戸のスクリーン位置や帯水層構造の情報に乏しい場合にも，既存の地下水位データをもとに水位低下レベルの予測や欠測の補完がある程度可能となる。

文献

1）東京都土木技術研究所（2003; 2004）浅層地下水位の観測記録．東京都土木技術研究所年報，平成15年度〜平成16年度．
2）気象庁ホームページ，気象統計情報．
3）若松尚則・宮原智哉（2006）変動周期に着目した地下水位変動要因の推定．日本応用地質学会平成18年度研究発表会．
4）東京都土木技術研究所（2000）東京都地盤地質柱状図集．

P57. 佐賀県天山発電所における深部トンネル内の割れ目解析と地下水特性評価

Fracture characterization and groundwater geochemistry of the Tenzan underground power station , Saga Prefecture

○芦澤政臣，田中和広（山口大学），西　幸徳（九州電力）
Masaomi Ashizawa,Tanaka Kazuhiro,Yukinori Nishi

はじめに:地下深部の岩盤には，破砕帯や割れ目が分布するため，地下構造物の建設における掘削の際，これらを原因とする異常出水により，工事の遅延や地表環境に影響を及ぼすことが予想され，地下深部岩盤中の地下水の流動特性の評価が重要となる．割れ目系岩盤の透水性評価に関しては，ボーリングコアを利用した水みちとなる割れ目の分類や評価・解析が行われている[1),2)]．さらに，割れ目の特性評価結果に基づいた水理構造モデルの作成の考え方などが提案されている[3),4)]．しかし，地下深部の露頭において割れ目の解析を行い，割れ目から湧出する地下水水質とを関連づけた研究例は少ない．

佐賀県厳木市に位置する九州電力株式会社天山地下発電所は，地下 550m の新鮮で割れ目の発達も少ない良好な岩盤に建設されている．本研究では，地下発電所作業坑道において，割れ目の分布特性と地下水水質について検討を行い，深部における地下水の水質の形成過程、流動特性を明らかにすることを目的とした．

地質概要:本調査地域は佐賀県厳木市の標高 1046m の天山周辺である．この一帯は標高 500～700m の山地が広く分布する急峻な地形を示す。天山発電所では，厳木川の下流域に建設された国土交通省厳木ダムと山腹に建設された九州電力㈱天山ダムを調整池とし，揚水式発電が行われている．この地域の地質は、三郡変成帯，蓮華帯に属しており[3)]，主に黒色片岩が分布し，山頂付近には蛇紋岩、地下深部には白亜紀花崗閃緑岩が分布している（図-1）。調査を行ったのは、屋外開閉所よりサージタンクへと続く作業用坑道である。この山腹より続く坑道は東西に伸び，坑口から 900mまで黒色片岩，900mから最奥部まで花崗閃緑岩が分布する．電研式岩盤分類において，坑道内では主に黒色片岩はC_H級，花崗閃緑岩はB級～C_H級と大変新鮮な岩盤が分布している．しかし、その接触部の黒色片岩は貫入の影響により割れ目が発達し，C_M 級とやや悪くなっている（図-2）．また、黒色片岩は，石灰岩をレンズ状に含んでおり，建設工事の際には大規模空洞が確認されている[6)]．

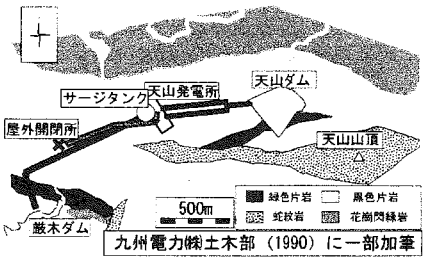


図-1　周辺地質図

割れ目の特性評価:割れ目調査は、サージタンク横の全長 12m花崗閃緑岩が露頭する作業坑道（深度 375 m）において実施した（図-2 A地点）．割れ目の多くは石英や緑簾石等に充填されており，周縁部には赤色変質部が見られることがある．掘削時の影響を考え、30cm以上連続する割れ目を掘削前から存在する割れ目としスケッチをとると共に，割れ目密度，方向，形状，変質，充填鉱物，地下水の滲出の有無などについて検討を行った．形状については割れ目の表面構造を基準に，割れ目表面が滑らかで平らな形状を呈するP割れ目，割れ目表面が粗い形状を呈するI割れ目，割れ目が緩く湾曲するC割れ目、表面が階段状を呈するS割れ目の４種に分類した[1)]．また、これらの割れ目の方向をシュミットネット網に投影し卓越方向の検討を行い、高角度の割れ目をA～E グループ，低角度の割れ目を低角度グループに区分し，グループ内の最も集中頻度が高い方向をグループの代表的な方向とした（図-4）．各グループ毎の割れ目特性について検討を行った結果、N16° E/80S 方向に集中するBグループにおいて特に地下水が滲出しているものが多いことが明らかとなった（図-5）．



図-2　坑内岩盤分類図

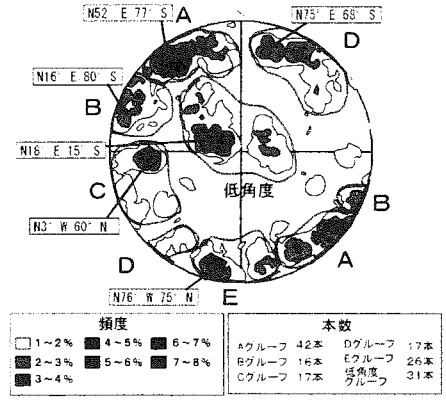


図-3　割れ目の卓越頻度分布及びグループ分け
（シュミットネット南半球投影）

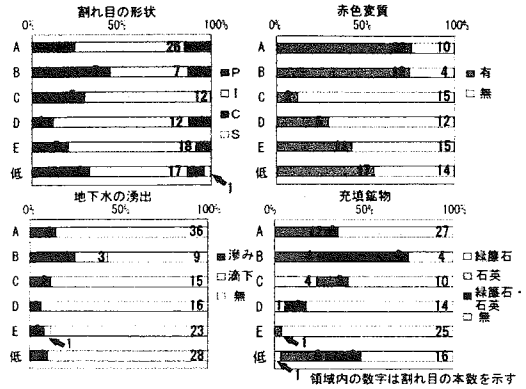


図-4　割れ目グループ毎の割れ目特性

地下水特性:坑道で採水した湧水は，図-5に見られるように坑内全体で炭酸カルシウム $Ca(HCO_3)$ 型を示す[7]．また，酸素・水素同位体分析結果において，坑内で採水した湧水は，全て天水線上にプロットされるため，天水起源であると考えられる．天山地域の3箇所で採水した天水は季節変化や高度効果が見られたが，坑内湧水は，－45‰～－48‰と坑内全域においてほぼ一定の値をとる。しかし、被りが大きくなるに従い，酸素，水素ともにわずかに軽くなる傾向が認められた(図-6)．また，作業坑道において転倒ます計測器により約2ヶ月間、天端からの湧水量のモニタリングを行った結果，雨量、気圧との応答は見られず、湧水量はほぼ一定であった．

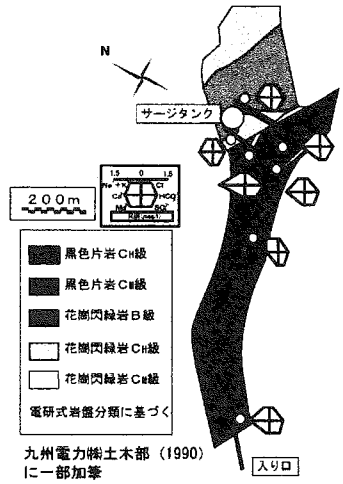


図-5　坑内湧水の水質

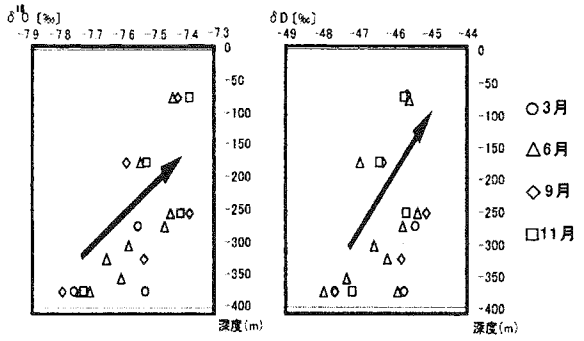


図-6　坑内湧水の同位体比と採水深度

考察:割れ目調査の結果より，地下水の湧出を伴う割れ目がBグループに多くみられたことから，Bグループに属する割れ目が透水性割れ目と考えられる．これらの割れ目はシャープであり，充填鉱物を狭在するが地下水の湧出が多い．これは，石英・緑簾石の充填後の構造運動によりIタイプの割れ目が再活動したことで、Pタイプの割れ目となり開口したためであり，開口の後，充填が行われていないため，この割れ目を通じて坑内に地下水が流れ込んでいると考えられる．

一般的に花崗岩地域の深部地下水はNa^+とHCO_3^-に富むのに対し、坑内全体にみられる水質はCa^{2+}とHCO_3^-に富んでおり，石灰岩地域の地下水に類似している．これは涵養後，黒色片岩中を長期流動することにより，黒色片岩中のレンズ状石灰岩と接触し，Ca^{2+}とHCO_3^-が地下水中に溶出したものと考えられる．また、地下水は割れ目より定常的に湧出しており，降雨，気圧に応答せず湧水量が一定であること、坑内湧水に季節変化が認められず、坑内全域においての値の変化が小さいことから，山頂の降雨の一部が地下深部に涵養・貯留された後に坑内へゆっくりと流れ込んだ可能性がある．これは，この岩盤が全体的に著しく不透水性であるためと推測される．

以上をまとめると以下のような地下水流動モデルが考えられる（図-7）．山頂部に降った降水の内，少量が深部の黒色片岩に涵養する．しかし，長期間に渡って涵養を続けることにより，黒色片岩中には大量の地下水が貯留される．この地下水がゆっくりと流動し，花崗閃緑岩に浸透する．その際はBグループ割れ目に選択的に涵養し流動する．その後，空洞の掘削に伴いこの地下水がトンネル奥部の花崗閃緑岩に少しずつ湧出する．トンネル入り口付近では，より標高の低い場所に降った降水が流動してきたと考えられる．

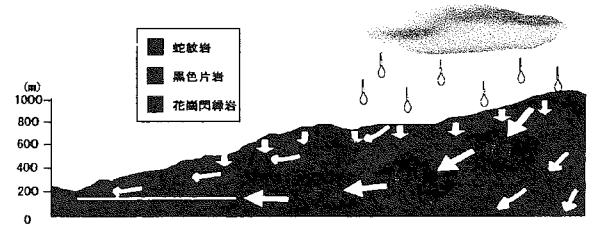


図-7　天山地下水流動モデル

引　用　文　献

1) 吉田英一・大沢英昭・柳澤孝一・山川稔，1989：深部花崗岩中の割れ目解析―岐阜県東濃地域に分布する花崗岩類を例にして，応用地質，**30**，131－142.

2) 丸山大悟・小嶋智・大谷具幸，2006：ボーリングコアとボアホールテレビ画像を利用した岐阜県東濃地方，土岐花崗岩の割れ目解析，応用地質，**47**，13－22.

3) 宮川公雄，1999：地下水モデリングのためのデータ解析手法の基礎　3. 水理地質構造のモデリング　3.2 割れ目系岩盤における水理地質構造の調査手法（広域サイトスケール），日本地下水学会誌，**41**，329－336.

4) 田中和広，2000：地下水モデリングのためのデータ解析手法の基礎　3. 水理地質構造のモデリング　3.2 割れ目系岩盤における水理地質構造の調査手法（詳細スケール），日本地下水学会誌，**42**，83－93.

5) Nishimura, Y. (1998) : Geotectonic subdivision and areal extent of the Sangun Belt, Inner Zone of Southwest Japan J. Metamorphic Geol., 16, 129-140

6) 九州電力株式会社・土木部，1990：天山ダム発電所　建設工事報告書，1024p

7) 山本壮毅，1983：地下水調査法，古今書院，49



～プロフェッショナル集団として、社会に貢献し続ける～

パシフィックコンサルタンツ株式会社

【 地質技術者募集中】

募集概要：正社員・契約社員募集

募集分野：地質、地下水

勤務地：東京、大阪、名古屋、仙台、福岡など

※　詳細は弊社 HP をご覧下さい。

http://www.pacific.co.jp　（担当：事務管理部　中島）

本社：〒206-8550 東京都多摩市関戸 1 丁目 7 番地 5

TEL 042-372-0111(大代表)

担当：環境事業本部　地盤技術部　柴田 03-3344-1904

大阪本社　プロジェクト部　大本 06-4964-2331



2006年11月より、日野技術所と三番町技術所を
東京事業所として統合移転しました。

新住所：〒183-0057
東京都府中市晴見町２-２４-１
TEL：042-307-7100（代表）

国際航業株式会社

本社：東京都千代田区六番町２番地
TEL：03-3262-6221

http://www.kkc.co.jp

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　井上 大榮



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　¥2,000.－

（送料：1 部 200 円　2 部以上 400 円）

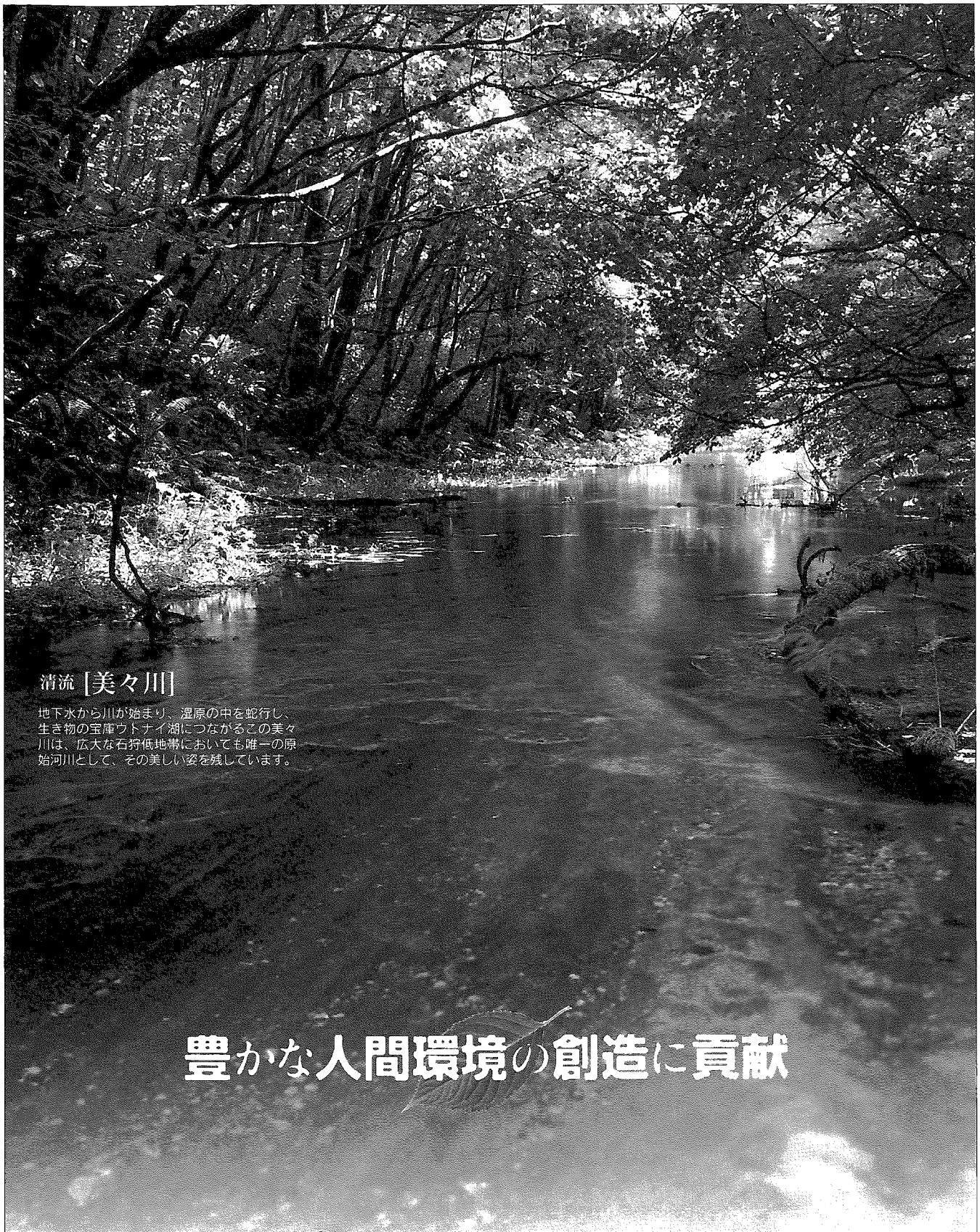
〔申し込み方法〕

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 : KYW04560@nifty.com

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



清流 [美々川]

地下水から川が始まり、湿原の中を蛇行し、生き物の宝庫ウトナイ湖につながるこの美々川は、広大な石狩低地帯においても唯一の原始河川として、その美しい姿を残しています。

豊かな人間環境の創造に貢献

Docon 総合建設コンサルタント

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