

土と岩

1992
No. 40

中部地質調査業協会

目次

巻頭言

土木構造物の最適施工をめざして	山崎 紘 一	1
岐阜県の地すべりと地質	磯村 銑 一	3
三重県の地質と橋梁基礎工	野田 素 延	8
“やさしい”土の強度 (UU, CU, C $\bar{U}$, CD 強度)		
の理解法	松岡 元	15
広域地盤情報データベースの役割とその利用例	松澤 宏	25
建築構造設計における地盤調査	本郷 智 之	55
中部地方の火山災害*	坂田 章 吉	62
上水道源調査について		
(浅層地下水調査辞令)	砂口 観 市	80
水力発電導水路トンネルへの		
河川水漏水調査	東 勉	87
領家花崗岩類の凍結融解		
による風加特性と崩壊	堀口 浩 二	95
地下水流による薬液の流出試験	平岩 政 俊	99
中央構造線及びその周辺の地質巡検	飯岡 浩	104
地層境界面発震による屈折法探査	深沢 晋 治	113
待つこと	開出 尚 文	122
愛知県中小企業総合指導所の		
企業診断について	荒木 豊	123
「土と岩」の技術論文集一覧	中部地質調査業協会	124
OMAKEのページ	出川 佐知子	131
詰基コーナー	八段 伊藤 庸 二	131

るだけでなく、より広汎な地質構造に関する情報を提供することをも果たしている。
したがってこれらの試験や検測で求められた数値が地質構造上もっている意味を分析
し、それを土木工事に効果的に活かさなければならない。

巻頭言

土木構造物の最適施工をめざして

東海農政局建設部長

山 崎 紘 一

土地改良事業は、農業の生産基盤や農村の生活環境の整備、農地等の保全管理という目的のため、これまでに時代への要請に応えつつ、全国至るところで実施されており、その役割は益々大きくなってきている。

その中には、ダムや頭首工をはじめ、水路・農道等の施設構造物も数多く作られてきたが、近年、構造物が大型化すると共に地盤条件の悪いところに建設される場合も多くなってきた。たとえば、ダムにあっては、ダム建設上の技術的中心課題が、ダムサイトの条件の悪化に伴い、ダム本体から基礎に関する問題に移行してきており、基礎の条件に適したダムの型式・形状・基礎処理工法の選定が、ダムの安全を検討する上で重要事項となっている。幸いにも、今日までわが国においてダムの大事故は発生していないが、世界中の約300のダム破壊事例を調べた結果によると、その約35%は洪水吐能力を越えた洪水、25%は漏水・パイピング・沈下等の基礎地盤に関する問題から発生しているという。

土木技術は安全を確保し、災害を防止することが絶対条件であり、またそのために技術は開発され進歩してきた。安全設計は技術者及び技術集団に対する社会的評価の最も重要な指標であり、安全率を上げることは技術進歩のバロメーターである。

では、構造物を安全で経済的に、しかも合理的に施工するにはどうしたらよいだろうか。

まず第一に、構造物の施工前あるいは施工中に地質調査により得られる情報の活用である。

土木技術が進むにつれて地質調査も複雑になり、地質情報も多様化し、地質の状態を物性値として数値で表すことが要求されるようになっている。その物性値を求める方法として原位置試験・物理検層・室内試験等をボーリング孔やボーリングコアで行うことが一般的になっているが、これらの試験や検測は単に施工場所の物性値を求めるだけでなく、より広汎な地質構造に関する情報を提供する役目をも果たしている。したがってこれらの試験や検測で求められた数値が地質構造上もっている意味を分析し、それを土木工事に効果的に活かさなければならない。

しかし、地質は一般に多様であり、土の性質は複雑であるから、不確定な要因が存在し、調査・試験・解析の方法によっては、予測と現実に大きな差の生じることもある。

そこで、次に考えられるのが現場計測の活用である。最近、主要構造物には施工時に幾つかの測定計器が設置され、施工中の安全確保や設計段階で予測できなかった事態に遭遇した場合の対応及び今後の設計検討に必要なデータ収集を目的とした測定が行われているが、このような施工時の計測管理とともに施工後における構造物の維持管理から得られる諸データを計画や設計にフィードバックさせることが重要である。

今や、各種技術の進歩と共に、様々なデータの収集が可能となり、また施工実績も多くなってきている。それに伴い土木技術も現場における検証により、さらに信頼度の高いものとなっている。したがって、基礎地盤上の構造物の最適施工に当っては、土や岩の特性を適正に評価しなければならないが、これをより充実したものとするためには、調査・設計・施工・保守管理を継続的に進める中で、各々の結果を見直し、将来に反映させる努力を重ねることが必要であると考え。

岐阜県の地すべりと地質

岐阜県土木部

技監 磯村 銑一

1 まえがき

岐阜県には、県や林野庁及び農林水産省構造改善局が所管する地すべりが約80箇所分布するが、それらの特性を地質的な観点から包括的に述べたものは少ないように思われる。ここでは、県の地すべりの分布状態と地質との関係を述べ、それらの内の代表的な地すべりを取り上げて、その特性について述べるものとする。

2 地形について

岐阜県は本州のほぼ中央に位置し、東西124.1km、南北147.7km、まわりを7県に囲まれた面積10,596km²の内陸県である。人口205万人を擁し全国第18位で14市55町30村で構成されている。

地形は変化に富んでおり北は日本の屋根と呼ばれる3000mを越える槍岳、穂高岳、乗鞍岳などの高峰が連なる奥飛騨地域から、南は木曽、長良、揖斐の大河川に囲まれた海拔ゼロメートルの濃尾平野の低地まであり、山と水が織りなす素晴らしい景観は飛騨の山、美濃の水を総称して「飛山、濃水」と言われ、山地部の面積が82%で平地部の面積は18%となっている。

水系としては、6つの一級河川があり3水系ずつ太平洋側と日本海側へ流れている。太平洋側へは木曽、長良、揖斐の木曽三川と美濃三河高原から流れ出す庄内川と矢作川、そして日本海側へは宮川と高原川が一つになって神通川、次が庄川もう一つが九頭竜川となっている。

3 地すべりの分布について

岐阜県の地すべり危険箇所の分布図は図-1に示した。図は地すべりと主な活断層の分布を加筆したものである。図から分かるように、岐阜県の地すべりはかなり偏在しており、それらの分布状態は地質と地質構造に大きく支配されているようである。

それぞれの地すべりは、分布状態から次のように大別される。一つは高山以北に分布する飛騨地方のグループ、もうひとつは白鳥付近に分布する県中西部、郡上地方のグループであり、三番目は多治見から中津川にかけての東濃地方のグループ、4番目は大垣から以北に散在する西濃地方のグループである。以下に、それぞれのグループの特性を述べる。

(1) 飛騨地方のグループ

このグループは、さらに飛騨変成岩類の中にあって跡津川断層沿いに分布するものと、焼岳付近に

あって第三紀～第四紀火山岩類や中生代火山岩類の中に分布するものとに区分される。前者は断層破砕帯や流れ盤の片理面に起因する地すべりで、急傾斜で規模の小さい崩壊性のものが多い。後者は主に新規の火山岩類の角礫凝灰岩やローム層で発生した地すべりが多く、脆弱な地質の中で発生したものが多く。

(2) 郡上地方のグループ

本グループは大日岳と鳥帽子岳の2つの火山から噴出した角礫凝灰岩や火砕流堆積物が分布する周縁で発生した地すべりが多く、いずれも小規模である。

(3) 東濃地方のグループ

この地方の地すべりは約60箇所あって、岐阜県の地すべりの多くが東濃地方に密集している。本地区の地すべりは、数の多いものから①第三紀層中のもの、②阿寺断層や屏風山断層沿いのもの、③花崗岩中のもの、④古生層中のものに、それぞれ区分される。

① 第三紀層中の地すべりは、中新世の瑞浪層部の泥岩や凝灰岩で発生するものと、鮮新世の土岐砂礫層や陶土（固結粘土）で発生するものが多く、比較的規模が大きい。前者のものには、白倉や南垣外などの地すべりがあり、後者には芹生田や山神の地すべりがある。山神地すべりについては、後に詳細に述べる。

② 断層沿いの地すべりは、破砕帯が直接的な原因で発生しているものは少なく、第三紀層の軟岩や花崗岩の風化帯などの脆弱な岩と関係して発生しているものが多い。

③ 花崗岩中の地すべりは、領家花崗岩類が風化して生成された、又はその上部に薄く被覆する土岐砂礫層で発生しているものが多く、規模は小規模なものが多い。

④ 古生層中の地すべりは、数が少なく、その形態も崖錐性堆積物の崩壊性のものが多く、規模も小規模である。

(4) 西濃地方のグループ

3つの地すべりが古生層中に散在しているが、小規模な崩壊性のものが多い。

4 山神地すべりについて

本地すべりは土岐市の南東約4kmの下石町山神地区に位置する台地に発生し、その規模は約40ヘクタールと大きい。以下、経緯を追いながら地すべり概要について述べる。

(1) 地すべりの経緯

① 昭和37～42年

地すべりの変状は、まず昭和37年6月に台地頂部の陥没と台地斜面下部に土塊の押出しが見られた。その後、昭和40年5～6月の降雨期にさらに奥の頂部に幅30～40m、長さ約500mの大陥没が発生して舌端部の下石川と県道に多大な被害を与えた。そして、昭和42年3～4月には台地反対側斜面の住

宅地にも地すべり変状が発生した。この間、建設省は地すべり調査と水抜きボーリングなどの対策工を実施している。

②昭和42～54年

昭和42年9月に地すべり防止区域に指定され、所管の岐阜県となる。その後、県はボーリングを主体としたすべり面調査や地下水調査と、パイプ歪計や伸縮計および地盤傾斜計を用いた地すべり動態観測を行いつつ、集水明渠や集水井および杭工などの防止工を逐次施工した。

③昭和54～61年

この様な防止工にもかかわらず、地すべりブロックの規模が大きいくことや地下水位の低下が期待するほど認められなかったことから、頭部土塊の排土工と舌端部の押え盛土工によって地すべり防止工を概成とすることを計画し、逐次防止工を施工した。

④昭和61～平成3年（現在）

排土工と盛土工によって平坦面が多くなった概成の地すべりブロックを、土岐市の総合運動公園として跡地利用することが立案され、現在、土岐市によって総合運動公園が施工中である。ただし、地すべりブロックに対しては、その後の活動状況を監視するために、孔内傾斜計や地下水位計および地盤傾斜計を雨量計と共に自動観測を行っている。

(2) 地すべりの跡地利用

概成となった跡地は、防止工の地形形状を滑動側にならないように極力生かして図-2に示すように立案され、現時点で野球場と駐車場は完成して供用を開始している。他の計画構造物は現在施工中である。

地すべりの動態観測を行うための自動観測システムは、各地すべりブロックの測線沿いに各種センサーを配置し、野球場の公園管理事務所に設置した現地観測局とは、光ファイバで結線している。現地観測局でもシステムをコントロール出来るが、遠隔操作を行うために所管の多治見土木事務所とはNTTの電話回線で結んである。したがって、このシステムでは、土木事務所と公園管理事務所のいずれでも、観測頻度の変更やセンサーの変動状況の確認、および地下水位変動に伴う安全率の算定が、即実行可能となっている。現在、各種センサーは1日に2回の頻度で観測しており、センサーがある一定の管理基準を超える変動があった場合にはアラームを発するようにプログラミングして、地すべりの安定を確認している。

岐阜県の地質

- 沖積層
- ▨ 洪積層
- ▽ 第三紀～第四紀火山岩類
- ▤ 第三紀層
- + 後期中生代花崗岩類
- ⊞ 中生代火山岩類（流紋岩類）
- ≡ 手取層群
- ⊗ 船津花崗岩類
- ▬ 中・古生層
- ⬮ 石灰岩
- ⋯ 飛騨變成岩類

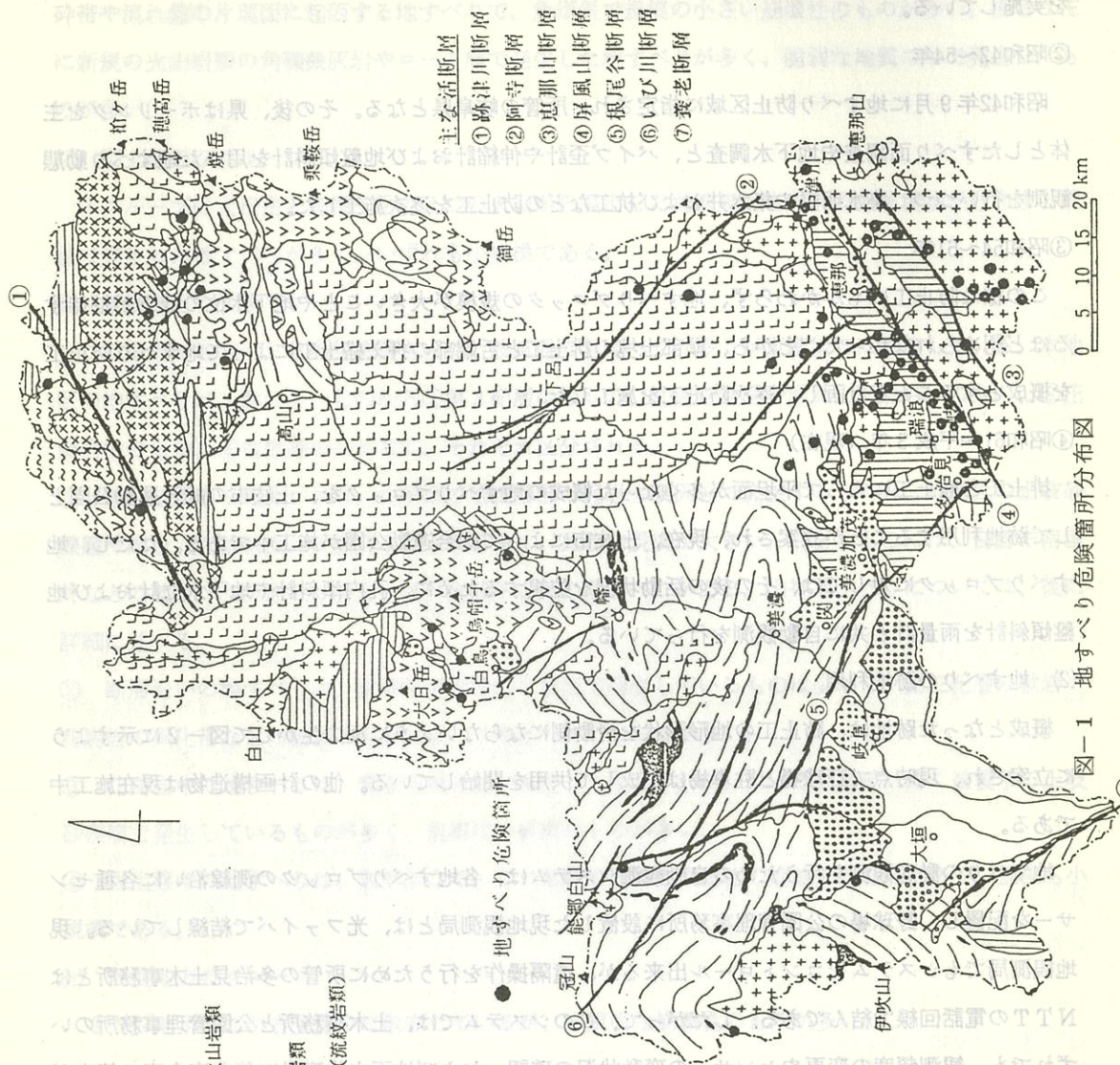
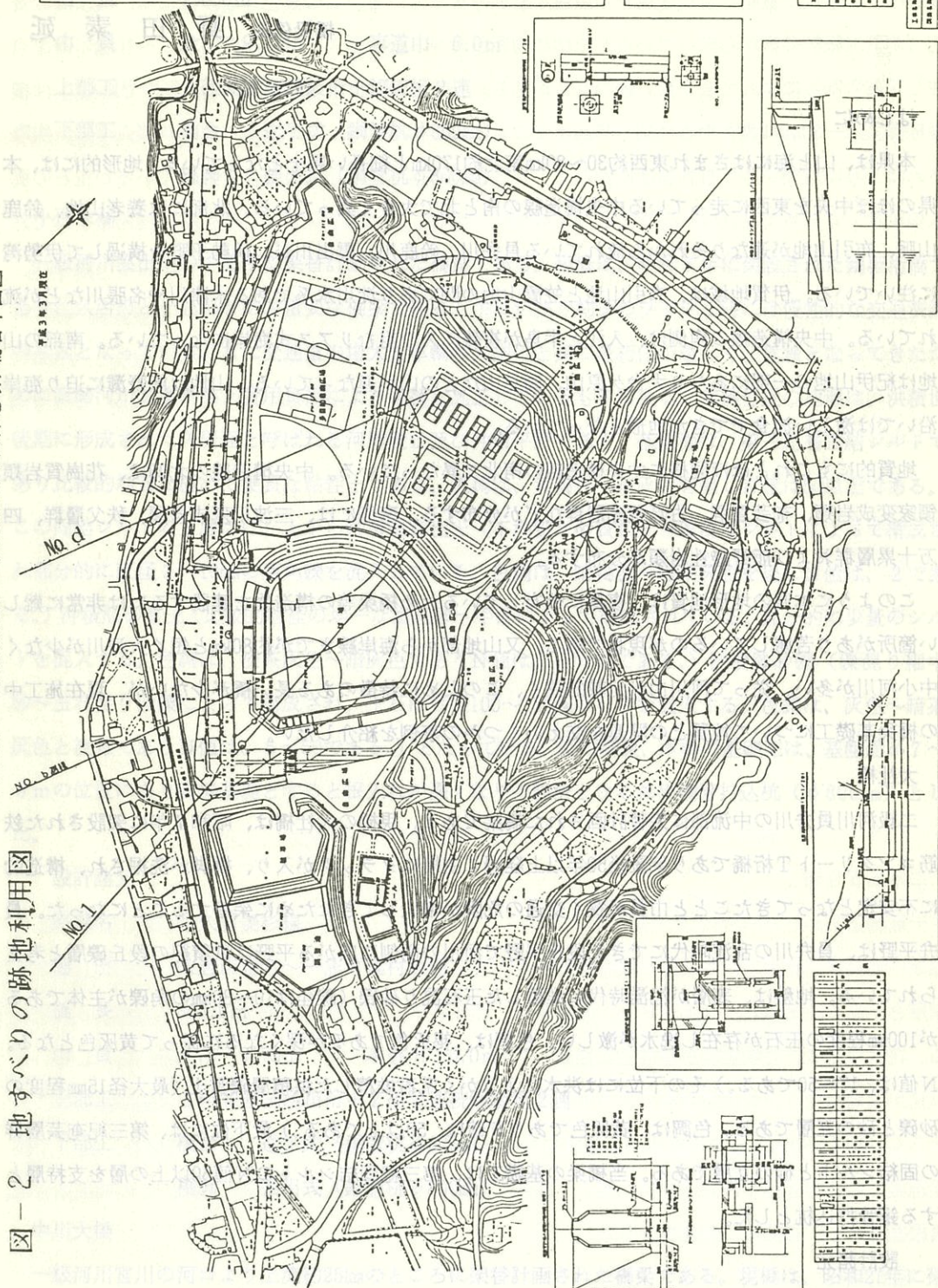


図-1 地すべり危険箇所分布図

平成元、2年度公共地すべり対策工事（山神地域）総合平面図

図-2 地すべりの跡地利用図



設された鉄筋コンクリートT桁ゲルバー橋である。平面線形が悪く、巾員が狭いために交通安全上危険な状態となったために架替することとなった。架橋位置は、東西に走る中央構造線の南側にあり基盤岩は、中生代二疊紀三波川変成岩の黒色片岩が分布している。この黒色片岩の上には、沖積層砂質土（均質で細粒の砂から成っているが全体に均質なシルト分の混入がみられ所々に5～10mmの礫を点在し下部になるにつれて若干粗い砂の混入がある。N値は、3程度で極めてゆるいものである。）沖積層砂礫（20～30mmの礫を中心に50～60mmまでのものを主体としているが少量の玉石が混入する。採取された玉石は亀裂が多く細角礫状に割れる。N値は、混入礫のために過大値を示しているが玉石の混入の少ないところでは、14～25である。）が堆積している。この黒色片岩は、強く風化作用をうけており上部は黄色化風化するほどの強風化帯である。この風化帯は、片理面のはく脱が著しく葉片状、鱗片状となっている。割合に新鮮な黒色片岩は、地表から約12m程度のところにある。本橋の基礎工法は、流心部ではスパンの大きさ、施工時の仮締切工の難易度の大きさ及び水深によりケーソン基礎とし、高水敷は、中間層のN値と玉石の径により打込杭工法は施工困難と判断されるので、場所打杭とした。

設計諸元

路線名 ⑥伊勢太宮線

箇所 度会町麻加江地内

橋長 253.0m

巾員 全巾 9.75m 車道巾 6.0m

上部工 3径間連続鋼鉄桁2連

下部工 橋台 ラーメン式（場所打杭）

逆T式

橋脚 張出式（ケーソン基礎2基、場所打杭3基）

二木島5号橋

一般国道311号の熊野市二木島地内のバイパスとして計画された路線の中にある橋梁である。この地域の地質は、新第三紀中新世の熊野酸性岩のうちの花崗斑岩である。橋梁位置の地層は、上位の堆積層と下位の花崗斑岩に大別される。堆積層は、崖錐状で主に粘性土と礫質土によって構成されている。花崗斑岩は、柱状節理が特徴的に発達しており岩盤は地表に近くなるほど節理面が進行していき風化が顕著になり、火成岩特有の玉ネギ状風化構造を有するようになる。このため岩盤の強度は、DからC_M級以上の風化岩や新鮮岩が互層状に分布しながら次第に良質岩盤へ移行している。従って橋梁基礎工の支持基盤の特定は非常に難しく基礎の選定には慎重な検討を必要とした。この結果橋台は、直接基礎とし、橋脚は、深礎杭とした。

設計諸元

(深礎杭 $\phi 2000\text{mm}$)

(鎌倉大学(主)) 関大田中

三重の幹線道路

■ 高速自動車国道
 ■ 一般国道
 ■ 主要地方道

大社橋((主)菟野東員線)
 桑名
 四日市
 鈴鹿
 伊勢
 久居
 小戸木橋((主)久居美杉線)
 松阪
 中川大橋((主)伊勢大宮線)
 伊勢
 鳥羽
 尾鷲
 熊野
 二木島5号橋
 (一般国道311号線)

上野
 名張
 亀山
 山
 古
 屋
 山
 関
 伊
 勢
 津
 久居
 松阪
 伊勢
 鳥羽
 尾鷲
 熊野

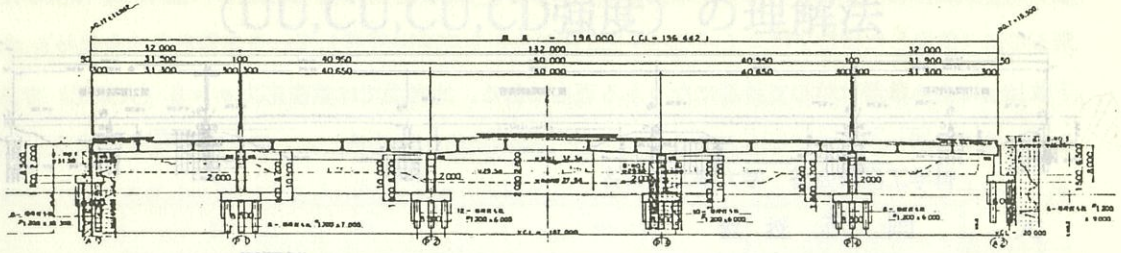
421, 306, 14, 5, 23, 25, 365, 422, 25, 163, 368, 39, 15, 30, 43, 45, 31, 33, 42, 169, 309, 40, 35, 42, 259, 167, 164, 23, 19, 28, 41, 23, 29, 29, 37, 32, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100

路 線 名

一般国道(指定区間)		主要地方道	
1	1	1	上野原山城線
2	2	2	伊賀原山城線
3	3	3	桑名大宮線
4	4	4	菟野東員線
5	5	5	北勢多度線
6	6	6	四日市松尾線
7	7	7	津上野線
8	8	8	四日市松尾線
9	9	9	四日市所山線
10	10	10	津城線
11	11	11	紀伊長良坂高線
12	12	12	伊賀原山城線
13	13	13	伊賀多気線
14	14	14	菟野東員線
15	15	15	久居美杉線
16	16	16	熊野通都線
17	17	17	熊野通都線
18	18	18	熊野通都線
19	19	19	熊野通都線
20	20	20	熊野通都線
21	21	21	熊野通都線
22	22	22	熊野通都線
23	23	23	熊野通都線
24	24	24	熊野通都線
25	25	25	熊野通都線
26	26	26	熊野通都線
27	27	27	熊野通都線
28	28	28	熊野通都線
29	29	29	熊野通都線
30	30	30	熊野通都線
31	31	31	熊野通都線
32	32	32	熊野通都線
33	33	33	熊野通都線
34	34	34	熊野通都線
35	35	35	熊野通都線
36	36	36	熊野通都線
37	37	37	熊野通都線
38	38	38	熊野通都線
39	39	39	熊野通都線
40	40	40	熊野通都線
41	41	41	熊野通都線
42	42	42	熊野通都線
43	43	43	熊野通都線
44	44	44	熊野通都線
45	45	45	熊野通都線
46	46	46	熊野通都線
47	47	47	熊野通都線
48	48	48	熊野通都線
49	49	49	熊野通都線
50	50	50	熊野通都線
51	51	51	熊野通都線
52	52	52	熊野通都線
53	53	53	熊野通都線
54	54	54	熊野通都線
55	55	55	熊野通都線
56	56	56	熊野通都線
57	57	57	熊野通都線
58	58	58	熊野通都線
59	59	59	熊野通都線
60	60	60	熊野通都線
61	61	61	熊野通都線
62	62	62	熊野通都線
63	63	63	熊野通都線
64	64	64	熊野通都線
65	65	65	熊野通都線
66	66	66	熊野通都線
67	67	67	熊野通都線
68	68	68	熊野通都線
69	69	69	熊野通都線
70	70	70	熊野通都線
71	71	71	熊野通都線
72	72	72	熊野通都線
73	73	73	熊野通都線
74	74	74	熊野通都線
75	75	75	熊野通都線
76	76	76	熊野通都線
77	77	77	熊野通都線
78	78	78	熊野通都線
79	79		

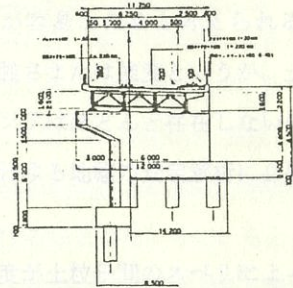
一級国道 (指定区間)			支 線 方 途			
1	1	号	1	上野山 奥山 峠	50	奥山 北 峠 峠
23	2	3 号	2	伊賀 奥山 峠	25	奥山 北 峠 峠
25	2	5 号 (名称)	3	奥山 北 大 峠	27	奥山 北 峠 峠
42	4	2 号	4	奥山 伊賀 峠	28	奥山 北 峠 峠
258	2	5 号	5	奥山 北 峠 峠	29	奥山 北 峠 峠
一級国道 (指定区間外)			6	奥山 峠 峠 峠	30	奥山 北 峠 峠
25	2	5 号	7	上野 峠	31	奥山 北 峠 峠
163	1	6 号	8	奥山 伊賀 峠 峠	32	奥山 北 峠 峠
164	1	6 号	9	奥山 伊賀 峠 峠	33	奥山 北 峠 峠
165	1	6 号	10	奥山 峠	34	奥山 北 峠 峠
166	1	6 号	11	奥山 伊賀 峠 峠	35	奥山 北 峠 峠
167	1	6 号	12	奥山 伊賀 峠 峠	36	奥山 北 峠 峠
169	1	6 号	13	奥山 伊賀 峠 峠	37	奥山 北 峠 峠
209	2	5 号	14	奥山 伊賀 峠 峠	38	奥山 北 峠 峠
206	2	6 号	15	奥山 伊賀 峠 峠	39	奥山 北 峠 峠
300	3	0 号	16	奥山 伊賀 峠 峠	40	奥山 北 峠 峠
309	3	0 号	17	奥山 伊賀 峠 峠	41	奥山 北 峠 峠
311	3	1 号	18	奥山 伊賀 峠 峠	42	奥山 北 峠 峠
365	3	6 号	19	奥山 伊賀 峠 峠	43	奥山 北 峠 峠
368	3	6 号	20	奥山 伊賀 峠 峠	44	奥山 北 峠 峠
369	3	6 号	21	奥山 伊賀 峠 峠	45	奥山 北 峠 峠
401	4	2 1 号	22	奥山 伊賀 峠 峠	46	奥山 北 峠 峠
424	4	2 2 号	23	奥山 伊賀 峠 峠	47	奥山 北 峠 峠
425	4	2 5 号	24	奥山 伊賀 峠 峠	48	奥山 北 峠 峠

大社橋一般図

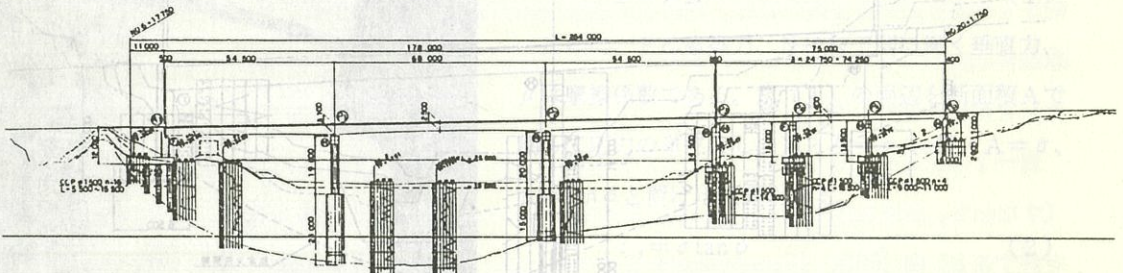


図面

断面図

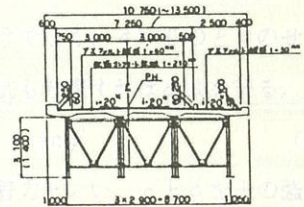


中川大橋一般図

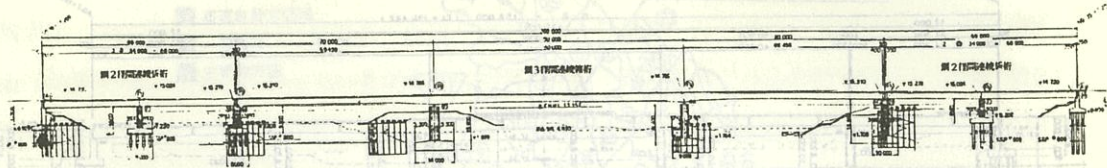


図面

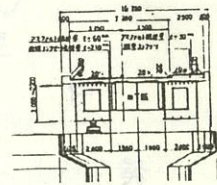
断面図



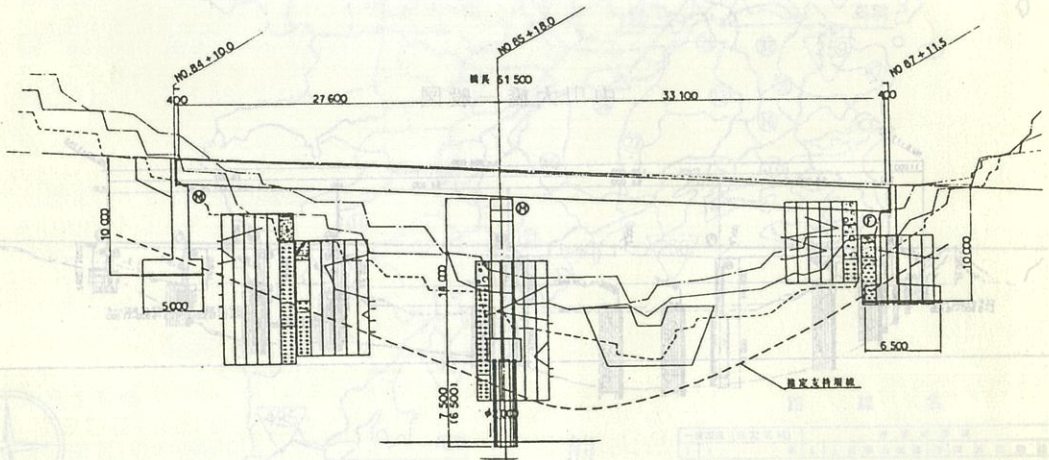
小戸木橋一般図



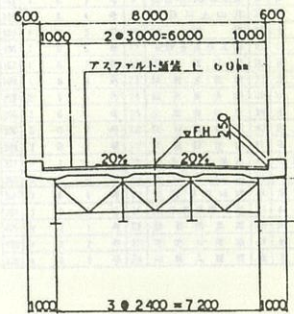
断面図



二木島 5 号橋一般図



断面図



三重県の地質と橋梁基礎工

三重県土木部道路建設課

橋梁係長 野田素延

はじめに

本県は、山と海にはさまれ東西約30～80km南北約170kmと細長い県土となっている。地形的には、本県のほぼ中央を東西に走っている中央構造線の南と北で大きく異っている。北部には養老山地、鈴鹿山脈、布引山地が連なりそれから流れている員弁川、鈴鹿川、雲出川が、伊勢平野を横過して伊勢湾に注いでいる。伊賀地域は、布引山地と笠置山地の間にあり淀川水系である木津川や名張川などが流れている。中央構造線の南側は、入江と半島が複雑に入り組むリアス式海岸になっている。南部の山地は紀伊山地の一部にあたり大台ヶ原山、国見山などの山が連なっている。山地は熊野灘に迫り海岸沿いでは激しい波食でできた地形となっている。

地質的にもこれとほぼ同様に中央構造線の南北で異なっている。中央構造線の北側は、花崗質岩類、領家変成岩類、奄芸層群、古琵琶湖層群などが分布する。南側には、三波川変成岩類、秩父層群、四万十累層群および熊野酸性岩類が分布する。

このように本県の地形地質は、複雑に分布しているため橋梁等の構造物を建設するには非常に難しい箇所があり苦慮しているのが現状である。又山地部から海岸線までが約80kmと短く大河川が少なく中小河川が多い。従って河川巾が比較的狭く、このために特徴のある長い橋が少ないが、現在施工中の橋梁基礎工について地質との関連を交えいくつかの事例を紹介したい。

大社橋

二級河川員弁川の中流部に架替計画された橋梁である。現橋の大社橋は、昭和7年に架設された鉄筋コンクリートT桁橋であり架設後50年以上経過し主桁にクラックが入り、橋脚が洗掘され、構造的に不安定となってきたことと巾員が狭く交通の危険が増大してきたために架替することになった。員弁平野は、員弁川の乱流時代にできた段丘平野で河川の両側に広がる平野は洪積紀の段丘礫層と考えられている。地盤は、表層が氾濫時代に堆積した玉石混り砂礫（礫径は10～30mmの角礫が主体であるが100mm程度の玉石が存在し逸水が激しい。色調は、褐灰色であるが深くなるに従って黄灰色となる。N値は、17～50である。）その下位には洪水によりかく乱再堆積した洪積層礫質土（最大径15mm程度の砂礫と砂の互層である。色調は、黄灰色でありN値は、50以上である。）最下位には、第三紀奄芸層群の固結シルトと砂の互層である。当橋梁の基礎工は、第三紀固結シルトのN値50以上の層を支持層とする鋼管打込杭とした。

設計諸元

路線名 ⑨菰野東員線

箇所 東員町南大社～北大社地内

橋長 196.0m

巾員 全巾 9.75m 車道巾 6.0m

上部工 3径間連続鋼鈑桁＋鋼鈑桁2連

下部工 橋台 逆T式（鋼管杭φ800mm）

橋脚 張出式（鋼管杭φ800mm）

小戸木橋

一級河川雲出川の中流部に架替計画された橋梁である。現橋は、昭和7年に架設された鋼板桁橋であり、久居市と一志郡を結ぶ重要な橋梁である。巾員が狭く朝夕のラッシュ時には慢性的な交通渋滞の原因となっている。また交通量の増大と車輛の大型化と共に老朽化が著しく、危険となってきたために直轄河川改修事業と費用負担により架替を施工しているものである。本橋付近の地形は、洪積世後期に形成された久居面と呼ばれる河岸段丘及び沖積平野である。基盤面は、第三紀層固結シルトであり比較的均質な極めて硬質な粘性土である。色調は、黄褐色～暗灰色を呈しN値は50以上である。この固結シルトの上層には、上から沖積層粘性土（不均質な砂質粘土～礫混りシルトによって構成され部分的に直径2～10mmの垂角礫を混入している。色調は、暗褐色～暗茶灰色を呈しN値は、2である。）沖積層砂質土（比較的粒径の均一な微細砂～中砂によって構成されている。部分的に少量のシルトを混入する。色調は、淡茶灰色～暗灰色でありN値は、5～10である。）沖積層砂礫（礫混り細中砂～玉石混り砂礫によって構成され、玉石は直径100～150mmのものを混入する。色調は、灰色～暗茶灰色と複雑でありN値は、6～50である。）となっている。この結果、本橋の基礎工は、基盤面が7～8mの位置にあり直接基礎とすると根入れが深くなり不経済となるため鋼管打込杭（φ800mm）とした。

設計諸元

路線名 ⑨久居美杉線

箇所 久居市元町～一志町其村地内

橋長 368.0m

巾員 全巾 9.75m 車道巾 6.0m

上部工 3径間連続鋼箱桁＋2径間連続鋼鈑桁2連

下部工 橋台 逆T式（鋼管杭φ800mm）

橋脚 張出式（鋼管杭φ800mm）

中川大橋

一級河川宮川の河口より上流約25kmのところに架替計画された橋梁である。現橋は、昭和27年に架

“やさしい” 土の強度 (UU, CU, $\overline{CU}$, CD強度) の理解法

名古屋工業大学 社会開発工学科

教授 松岡 元

1. はじめに

土は本来バラバラの土粒子の集合体であるため、図-1に示すように圧縮してもせん断で破壊する。これは、土粒子自身が破壊するよりも土粒子間で相対的に滑る方が容易なためと考えられる。したがって、土が発揮しうる最大の抵抗値（破壊時の抵抗値）を土の強さまたは強度というが、土の強度は通常せん断強度を意味する。なお、土粒子間をつなぐ明確なボンドはほとんど存在しないので、引張強度は非常に小さく実用上無視される。土のせん断強度は、いわゆる地盤の安定解析に必要な基本的性質であり、土質力学の中で最も重要な土の特性の一つである。



図-1 三軸圧縮試験における砂のせん断破壊状況

さて、土の強度が土粒子間のスベリによって発揮されるのであれば、土の破壊を支配する法則として次式で表される粒子間の摩擦法則が考えられる。

$$F = \mu N \quad (1)$$

ここに、 F は摩擦力、 N は粒子間に働く垂直力、 μ は摩擦係数である。式(1)の両辺を断面積 A で割って応力の単位とし、 $F/A = \tau$ 、 $N/A = \sigma$ 、 $\mu = \tan \phi$ と置けば次式を得る。

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (2)$$

ここに、 τ はせん断強度、 σ はせん断破壊面（スベリ面）上の垂直応力、 ϕ はせん断抵抗角または内部摩擦角という。式(2)をより一般的な形にするため、摩擦抵抗だけでなく、 $\sigma = 0$ のときのせん断抵抗である粘性抵抗も考慮すれば次式を得る。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3)$$

ここに、 c を粘着力といい、 c と ϕ を土の強度定数という。この式(2)、(3)を摩擦法則を提案し

たクーロン (Coulomb) の名にちなんでクーロンの式と呼んでいる。式 (2)、(3) の形を見れば、土粒子間の垂直応力 σ が大きい程、土は強いことになる。これは、手のひらの上の一握りの砂は吹けば飛ぶのに (乾燥した砂粒子は全くバラバラで、はじめから完全に破壊していると言えなくもない)、地下数10mにある砂層は杭の支持層になりうる理由である。地表面では垂直応力 $\sigma = 0$ (大気圧) であるが、地下の深いところでは土の重量 $\gamma \cdot z$ (γ : 土の単位体積重量、 z : 深さ) による拘束圧が働き、 σ が大きくなるからである。同じ土でも、地表面より地下の深いところに置かれる方が強くなることに注意すべきである。

以上の話は比較的理解しやすいものであるが、これに水の影響—間隙水圧や排水条件—が入ると話は途端にややこしくなる。筆者が学生の頃、土の強度定数 (c 、 ϕ) と教えておきながら、同じ土に対して (c_u 、 ϕ_u)、(c_{cu} 、 ϕ_{cu})、(c' 、 ϕ')、(c_d 、 ϕ_d) が定義されるのはどういうことなのかとまどったのを覚えている (定数でないではないか・・・?)。ここでは、多くの定義を持つ土の強度 (UU強度、CD強度、 $\overline{CU}$ 強度、CU強度) の意味を考え、わかりやすく解説する。(後掲の表-2の真の意味を十分理解していると思われる方は、本文を読まれる必要はありません。)

2. 圧密・せん断中の排水条件

実際の粘土地盤では、透水係数が小さかったり排水距離が長かったりするので、通常の載荷速度の場合には土中の間隙水の抜けるひまがないことが多い。土中の間隙水が排水しないということは、土粒子と水の非圧縮性を認めれば、飽和土の場合土の体積が一定ということに対応する。このような排水条件は土の力学挙動に大きく影響するので、実験室ではその両極端 (完全非排水条件か完全排水条件) を再現させている。

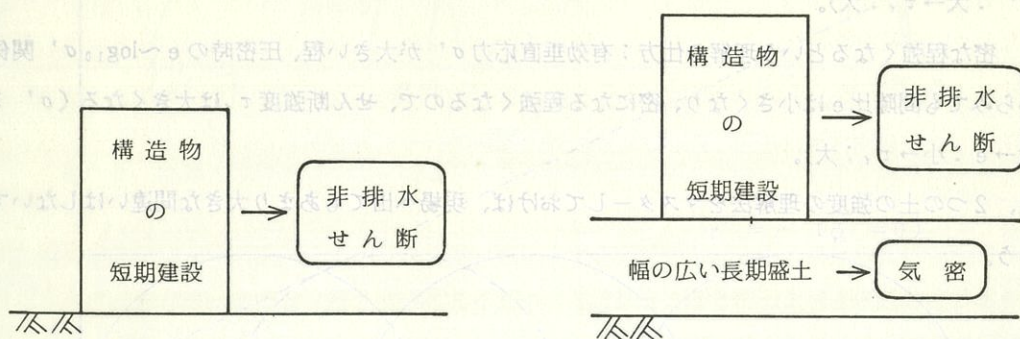
表-1は圧密時とせん断時に排水条件を考慮すべきことを示している。圧密時に排水させないこと (すなわち、圧密を許さないこと) を「非圧密」(Unconsolidated)、排水させること (すなわち、圧密を許すこと) を「圧密」(Consolidated) と呼んでいる。「非圧密」とは地盤から試料を取り出したまま、それ以上実験室内では圧密しないことを意味している (もし最初から全く圧密していないのであればドロのようなドロドロの状態となろう)。「圧密」とは実験室内で原地盤中の応力状態に合わせてもう一度圧密すること、あるいは地盤中のもっと深いところの応力状態や幅の広い盛土が載荷された場合の応力状態のもとで圧密すること (試料のつまり具合を再現すること) を意味している。せん断時に排水させないことを「非排水せん断」(Undrained Shear)、排水させることを「排水せん断」(Drained Shear) と呼ぶ。「非排水せん断」とは比較的短期間に粘土地盤上に構造物がたてられたり、局所的な盛土がなされたり、粘土地盤が掘削された場合や、砂地盤が地震時のような早いせん断を受ける場合に相当する。このとき、間隙水の抜けるひまがなく (飽和土の場合体積変化なし)、過剰間隙水圧が発生する。「排水せん断」とは砂が通常の速さでせん断された場合とか、粘土が非常にゆっくり

せん断された場合に相当する。例えば、直径35mm、高さ80mmの粘土供試体の場合、1日に0.5mm程度のスピードでせん断すればほぼ排水条件を満足すると考えられる。このとき、供試体からの間隙水の出入りが許され、体積変化が生じ、過剰間隙水圧は発生しない。

表-1 圧密時・せん断時の排水条件

排水条件	圧密時	せん断時
排水を許さず (コックを閉じる) 飽和土なら体積一定	非圧密 (Unconsolidated)	非排水せん断 (Undrained Shear)
排水を許す (コックを開いてゆっくり) 体積変化が起こる	圧密 (Consolidated)	排水せん断 (Drained Shear)

ここで図-2に示す2つの現場の状況を考えてよう。(a)図のような粘土地盤上に比較的早く構造物がたてられた場合を考えると、構造物荷重によって粘土地盤が圧密するひまがないので、もともと粘土地盤が持っていた強度で構造物荷重に抵抗しなければならない。すなわち、非圧密であるから間隙比 e は変化せず、したがってせん断強度 τ_f も構造物築造前の粘土地盤の強度と変わらないと考えられる。したがって「非圧密・非排水せん断」強度で抵抗すると考えられる。ここで「非排水せん断」であるのは、圧密するひまがないということはせん断に対しても排水するひまがないからである。このような“急速載荷”の場合の設計問題を「短期安定問題」と呼ぶことがある。次に、(b)図のような粘



非圧密 $\rightarrow e$: 一定 $\rightarrow \tau_f$: 一定

圧密 $\rightarrow e$: 小 $\rightarrow \tau_f$: 大

(a)

(b)

図-2 非圧密・非排水せん断と圧密・非排水せん断に対応する現場の状況

土地盤上に幅広い長期盛土をし、その後に盛土上に比較的早く構造物をたてた場合を想定する。この場合、幅の広い長期盛土は下の粘土地盤を圧密させることができ、圧密して強くなった強度で構造物荷重に抵抗できると考えられる。すなわち、圧密して間隙比 e が小さくなり（密になり）、せん断強度 τ_r が大きくなると考えられる。したがって、圧密の影響を考慮した「圧密・非排水せん断」強度で設計することになる。このような圧密の影響を考慮するような“緩速載荷”の場合の設計問題を「長期安定問題」と呼ぶことがある。

なお、上記の定義とは少々ニュアンスが異なるが、「短期安定」、「長期安定」と呼ばれる本当の状況は、最も危険な状態が載荷直後の短期に生じるか、載荷後長期たってから生じるかであると考えられる。例えば、粘土地盤上に局所的な盛土をした場合は、盛土載荷直後に粘土地盤が破壊しなければ、粘土地盤は盛土によって徐々に圧密されて強くなるのでだんだん安全になっていく。すなわち、盛土載荷直後（比較的短期間である）が最も危険であるので「短期安定問題」と考えられる。この場合、一般にその深さから採取した試料の「非圧密・非排水せん断強度」で設計することが多いが、原地盤中のその深さの有効応力状態のもとで圧密されているとして「圧密・非排水せん断強度」で設計することもできる。反対に、粘土地盤の局所的な掘削をした場合は、粘土地盤は掘削による応力解放によって徐々に吸水膨張（降雨水や地下水を吸水する）して弱くなるので、だんだん危険になっていく。すなわち、掘削後長期間経過したときが最も危険であるので、「長期安定問題」と考えられる。このときは、吸水膨張によるせん断強度の低下を考慮に入れて設計しなければならないので注意を要する。

さて、上記の説明の中でふれたように、土の強度の理解の仕方には次の2通りの考え方がある。

- 1) 摩擦法則に基づいた理解の仕方：有効垂直応力 σ' が大きい程、それに摩擦係数的な $\tan \phi'$ をかけた $\sigma' \cdot \tan \phi'$ は大きくなり、したがってせん断強度 τ_r は大きくなる（ σ' ：大 $\rightarrow \sigma' \tan \phi'$ ：大 $\rightarrow \tau_r$ ：大）。
- 2) 密な程強くなるという理解の仕方：有効垂直応力 σ' が大きい程、圧密時の $e \sim \log_{10} \sigma'$ 関係からみても間隙比 e は小さくなり、密になる程強くなるので、せん断強度 τ_r は大きくなる（ σ' ：大 $\rightarrow e$ ：小 $\rightarrow \tau_r$ ：大）。

以上、2つの土の強度の理解法をマスターしておけば、現場へ出てもあまり大きな間違いはしないであろう。

3. 排水条件とせん断強度の種類

ここでは、種々のせん断強度が出て来て混乱するが、土のせん断強度は粒子間応力に対応する有効応力 σ' （ $\sigma' = \sigma - u$ ； σ ：全応力， u ：間隙水圧）で整理すればユニーク（唯一的）に規定されるというのが理解の大前提となろう。

(a)非圧密・非排水せん断強度（UU強度：Unconsolidated Undrained Shear Streangth）

土中から取り出したままで圧密しない（非圧密）ということは、間隙比 e が土中のものと同じであるためせん断強度 τ_f も一定となる（ e ：一定 $\rightarrow \tau_f$ ：一定）。すなわち、非圧密条件より排水コックが閉じられているため平均的な粒子のつまり具合 e は一定であり、全応力の拘束圧 σ をいくら増やしても飽和土であれば全て間隙水圧 u で受け持たれ、有効応力 σ' は不変となる。したがって、 σ の増加に対して e 一定、 σ' 一定、 τ_f 一定となる。図-3 に非圧密・非排水せん断の場合の破壊時のモールの全応力円と破壊線（いずれも実線）およびモールの有効応力円と破壊線（いずれも点線）を示す。いくつかの全応力円に対して有効応力円が1個になるのは上述したように全て間隙水圧 u で受け持たれて有効応力 σ' は不変であるからである。なお、この破壊時の有効応力円は有効応力規準 $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$ に接しているはずである。この場合の全応力の破壊線を式示すれば次式となる。

$$(6) \quad \tau_f = c_u + \sigma \tan \phi_u = c_u \quad (\phi_u = 0) \quad (4)$$

ここに、 c_u 、 ϕ_u は非圧密・非排水せん断時の粘着力、内部摩擦角であることを意味する。式(4)を理解するには、上記のように土は詰まらなければ強度は変わらない（ e ：一定 $\rightarrow \tau_f = c_u$ ：一定）と考えてもよいし、間隙比 e が一定であれば圧密時の $e \sim \log_{10} \sigma'$ 関係から有効応力 σ' も一定となり、有効応力規準 $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$ より τ_f も一定となると考えてもよい（ e ：一定 $\rightarrow \sigma'$ ：一定 $\rightarrow \tau_f$ ：一定）。

なお、ここで図-3 に示すように過剰間隙水圧 u によってモールの全応力円が平行移動する理由を考えよう。主応力面から角度 α をなす面上のせん断応力 τ は、全応力表示の主応力を σ_1 、 σ_3 、有効

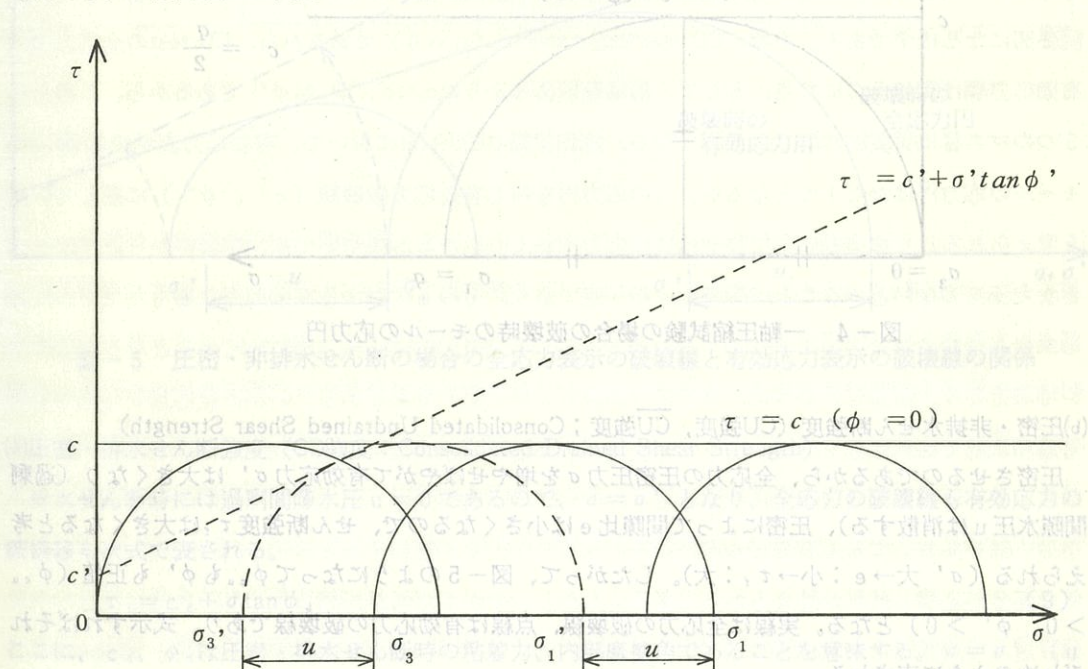


図-3 非圧密・非排水せん断の場合の破壊時のモールの応力円

応力表示の主応力を σ_1' 、 σ_3' とすれば、次式のように表される。

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha = \frac{(\sigma_1' + u) - (\sigma_3' + u)}{2} \sin 2\alpha = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \sin 2\alpha \quad (5)$$

上式は、せん断応力 τ は過剰間隙水圧 u が消去されるので、全応力で表示しても有効応力で表示しても同じになることを意味している。すなわち、垂直応力 σ だけが過剰間隙水圧 u の影響を受けるので、 u によってモールの全応力円は平行移動することになる。

現場の設計によく用いられる一軸圧縮強度は非圧密・非排水せん断強度の一種である。一軸圧縮試験を行う際ゴム膜をかぶせないが、早くせん断するので水が抜けるひまがなく非排水せん断となる。図-4からわかるように、一軸圧縮強度 q_u の半分が非圧密・非排水せん断強度 c_u となる。

$$c_u = q_u / 2 \quad (\phi_u = 0) \quad (6)$$

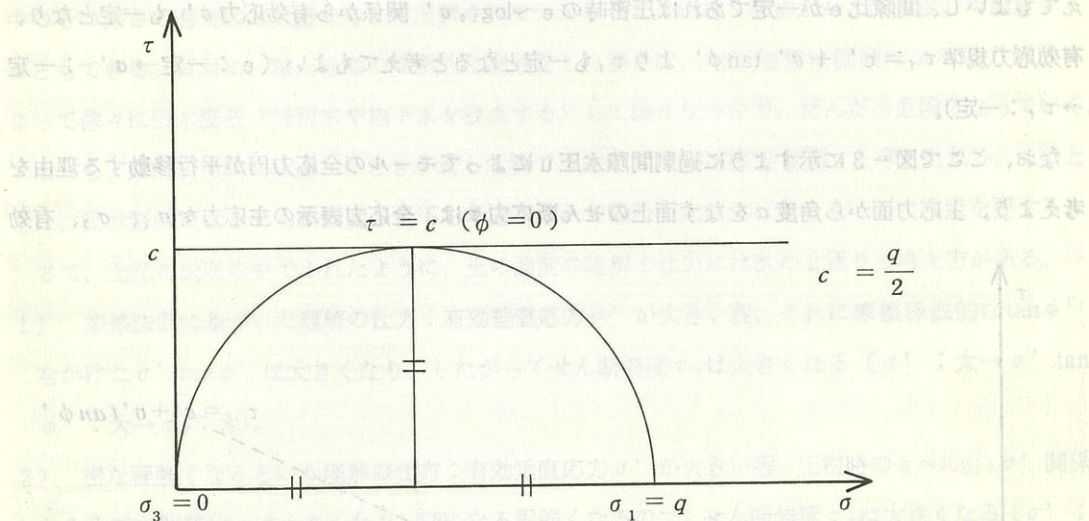


図-4 一軸圧縮試験の場合の破壊時のモールの応力円

(b) 圧密・非排水せん断強度 (CU強度, $\overline{CU}$ 強度; Consolidated Undrained Shear Strength)

圧密させるのであるから、全応力の圧密圧力 σ を増やせばやがて有効応力 σ' は大きくなり(過剰間隙水圧 u は消散する)、圧密によって間隙比 e は小さくなるので、せん断強度 τ_f は大きくなると考えられる(σ' 大 $\rightarrow e$:小 $\rightarrow \tau_f$:大)。したがって、図-5のようになって ϕ_{cu} も ϕ' も正值($\phi_{cu} > 0$, $\phi' > 0$)となる。実線は全応力の破壊線、点線は有効応力の破壊線であり、式示すればそれぞれ次のように表される。

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma \tan \phi_{cu} \quad (7)$$

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (8)$$

ここに、 c_{cu} 、 ϕ_{cu} は圧密・非排水せん断時の粘着力、内部摩擦角であることを意味する。また c' 、 ϕ' は有効応力 σ' ($=\sigma - u$)で整理した場合の粘着力、内部摩擦角を意味し、両者の差は図-5よりわかるように破壊時の過剰間隙水圧 u の分だけ応力円が左へ平行移動することによっている。なお、応力円が左へ寄る、すなわち正の過剰間隙水圧が発生する理由は、正規圧密粘土などのように非常にゆるい構造の場合、せん断されると体積圧縮する傾向を示し、間隙水が押されて間隙水圧が増加するからである。なお、全応力表示の式(7)による強度をCU強度、有効応力表示の式(8)による強度をCU強度と呼んでいる。

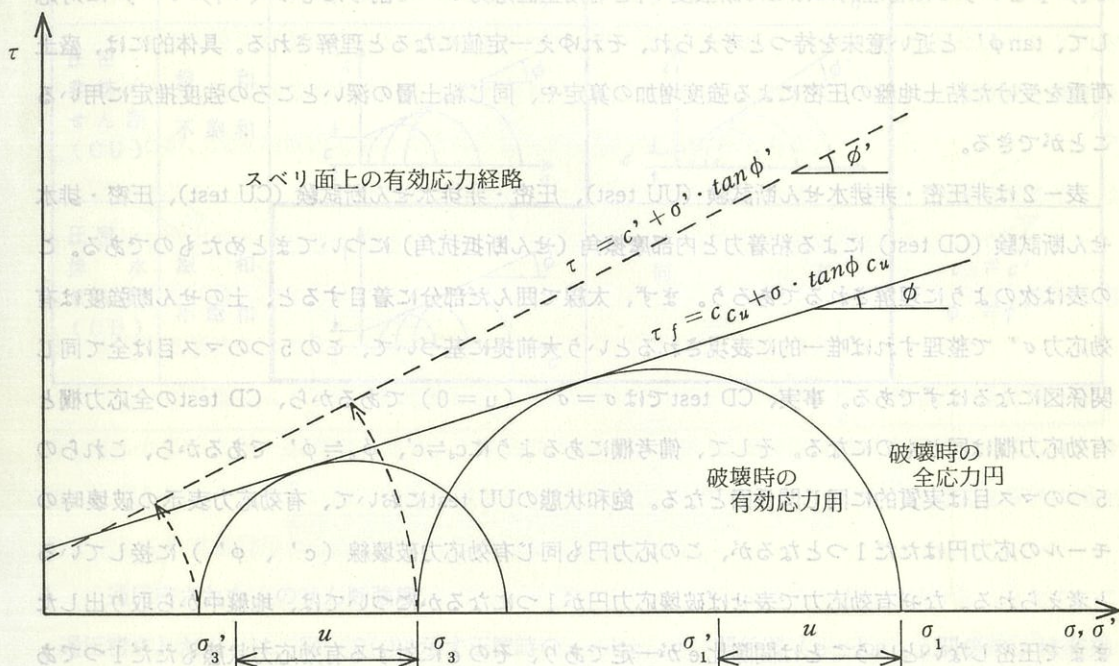


図-5 圧密・非排水せん断の場合の全応力表示の破壊線と有効応力表示の破壊線の関係

(c) 圧密・排水せん断強度 (CD強度: Consolidated Drained Shear Strength)

排水せん断時には過剰間隙水圧 $u=0$ であるので、 $\sigma = \sigma'$ となり、全応力の破壊線も有効応力の破壊線も次式で表される。

$$\tau_f = c_d + \sigma \tan \phi_d \quad (9)$$

ここに、 c_d 、 ϕ_d は圧密・排水せん断時の粘着力、内部摩擦角であることを意味する。 $\sigma = \sigma'$ ($u=0$)であるので式(9)は有効応力規準ともみなされ、圧密・非排水せん断時の式(8)と対応する関係であることがわかる。両者にはせん断時に体積変化を許すか許さないかの差があるが、実測値によれば

$c_u \doteq c'$ 、 $\phi_u \doteq \phi'$ となるようである。なお、当然のことながら圧密されて σ' : 大 $\rightarrow$ e : 小 $\rightarrow \tau$ 、 i : 大となるので、 $\phi_u > 0$ となる。

なお、非圧密・非排水せん断強度 c_u を用いて圧密圧力 p の影響を考慮する方法に、正規圧密粘土の場合 c_u/p の値がほぼ一定になることを用いるやり方がある（日本の海成粘土の場合 $c_u/p \doteq 0.3$ になることが多いといわれている）。これは図-5に示すように正規圧密粘土の場合非排水せん断時の有効応力経路が原点に関してほぼ相似形になるという実験事実に基づいている（ $c' \doteq 0$ に注目せよ）。この強度増加率 c_u/p の物理的意味は、i) 拘束圧 p が大きい程、よく圧密されていて密に詰まっているので、せん断強度 c_u が大きいと理解してもよいし、ii) 拘束圧 p が大きい程、摩擦法則から考えても p に一定の摩擦係数をかけて得られるせん断強度 c_u が大きいと考えてもよい。すなわち、 c_u/p というのは物理的にはせん断強度 τ_i を有効垂直応力 σ' で割ったもの（ τ_i/σ' ）に対応して、 $\tan \phi'$ と近い意味を持つと考えられ、それゆえ一定値になると理解される。具体的には、盛土荷重を受けた粘土地盤の圧密による強度増加の算定や、同じ粘土層の深いところの強度推定に用いることができる。

表-2は非圧密・非排水せん断試験（UU test）、圧密・非排水せん断試験（CU test）、圧密・排水せん断試験（CD test）による粘着力と内部摩擦角（せん断抵抗角）についてまとめたものである。この表は次のように理解されるであろう。まず、太線で囲んだ部分に着目すると、土のせん断強度は有効応力 σ' で整理すれば唯一的に表現されるという大前提に基づいて、この5つのマス目は全て同じ関係図になるはずである。事実、CD testでは $\sigma = \sigma'$ （ $u = 0$ ）であるから、CD testの全応力欄と有効応力欄は同じものになる。そして、備考欄にあるように $c_u \doteq c'$ 、 $\phi_u \doteq \phi'$ であるから、これらの5つのマス目は実質的に同じ関係図となる。飽和状態のUU testにおいて、有効応力表示の破壊時のモールの応力円はただ1つとなるが、この応力円も同じ有効応力破壊線（ c' 、 ϕ' ）に接していると考えられる。なぜ有効応力で表せば破壊応力円が1つになるかについては、地盤中から取り出したままで圧密しないということは間隙比 e が一定であり、その e に対する有効応力状態もただ1つであるからと理解される（ $e \sim \log_{10} \sigma'$ 関係参照）。次に、UU testの全応力欄で $\phi_u = 0$ となる意味について考えよう。前述したように、非圧密（排水コック：閉）であるから、いかに全応力 σ を増やしても飽和状態であれば全て間隙水圧 u で受け持たれ試料は詰まらないこと（ e : 一定）になり、したがってせん断強度は増加せず、見掛け上 $\phi_u = 0$ となるのである。UU testの不飽和状態の欄で、 σ の小さい部分においてせん断強度の増加がみられるのは、 σ が増加するとボイルの法則にしたがって空気の部分が圧縮し試料が詰まるからである。しかし、やがて空気が圧縮しつくし、あるいは水の中に溶け込んで実質的に飽和状態になると、上記の理由で $\phi_u = 0$ になると考えられる。最後に、CU testの全応力欄と有効応力欄の違いは、図-5に示すように過剰間隙水圧 u の分だけモールの応力円が平行にずれることによると考えられる。

表-2 排水条件と土の強度定数の種類

排水条件	土の状態	全 応 力	有 効 応 力	備 考
非圧密・ 非排水 せん断 (UU)	飽 和			有効応力で表わせば 破壊応力円は一つし か求められない。
	不 飽 和			c, ϕ は σ の範囲を 示して表示する。 σ が大きくなると飽 和し $\phi = 0$ となる。
圧密・ 非排水 せん断 (CU)	飽 和			
	不 飽 和			
圧密・ 排水 せん断 (CD)	飽 和		同 左	$c = c',$ $\phi = \phi'$
	不 飽 和			

4. 過圧密された土のせん断強度

過圧密された土とは、図-6(a)に示す圧密時の $e \sim \log_{10} \sigma'$ 関係図 ($e \sim \log_{10} p$ 関係の p は有効応力 σ' と考えられる) において、圧密圧力が低下することによって、正規圧密状態に対応する直線部分より下の小さな間隙比 e の状態にある土を指している。このような過圧密状態は、現場では掘削や地殻変動などによって上部の土層が除去され、圧密圧力が減少することによって生じると考えられる。過圧密と呼ばれる理由は、同じ圧密圧力でみると、正規圧密状態の e より常に下である (e が小さい)、すなわちよくつまっている。言い換えれば正規圧密状態と比べてオーバーに (過剰に) 圧密された状態にあるからである。

さて、このような過圧密状態にある土のせん断強度は、正規圧密状態の土のせん断強度とどのように異なるだろうか。図-6(b)は、正規圧密状態にある粘土のせん断強度 $\tau_f \sim$ 有効垂直応力 σ' 関係 (前述したように原点を通る直線となることが多い $\rightarrow c' = 0$) と、 σ'_0 から有効垂直応力を減少さ

せて膨潤させ、過圧密状態にした同じ粘土のせん断強度 τ_c ～有効垂直応力 σ' 関係を示している。この図より、過圧密状態のせん断強度は同じ有効垂直応力のもとでの正規圧密状態のせん断強度（破線で示す）より大きくなるのがわかる。このことは、図-6(a)と比較すれば理解しやすい。すなわち、(a)図からわかるように過圧密状態の粘土は正規圧密状態の粘土よりも間隙比が小さい（よくつまっている）ので、(b)図に示すように過圧密状態の粘土のせん断強度は同じ有効垂直応力のもとでの正規圧密状態の粘土のせん断強度よりも大きくなるのである。よくつまっている方がせん断強度が大きくなるという当然の結果として理解される。このように、圧密の章の $e \sim \log_{10} \sigma'$ ($= p$) 関係とせん断の章の $\tau_c \sim \sigma'$ 関係をからめて考察することは、土の変形・強度特性を理解する上で極めて有益である。

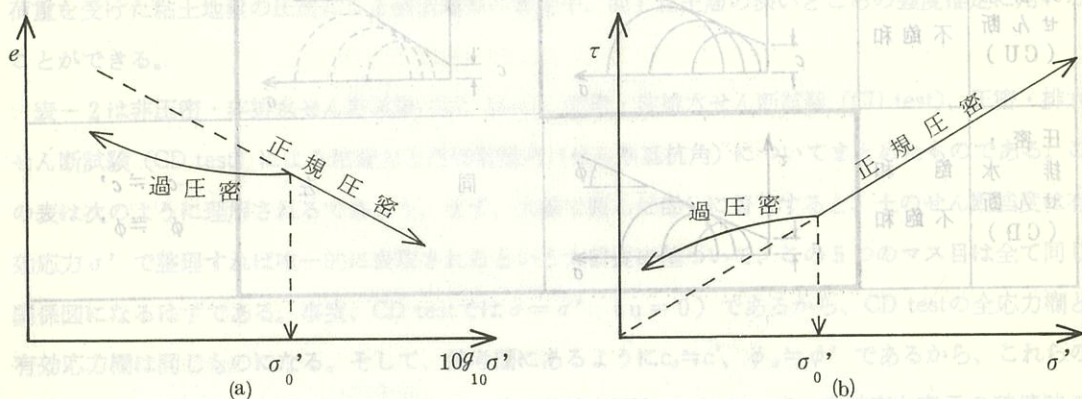


図-6 正規圧密土と過圧密土のせん断強度の理解

5. むすび

もし土中に水がなければ、土質力学はどんなにかやさしくなることであろう。人間にとって、土中の水の挙動は理解しにくいものである。水が様々ないたづらをし、地盤を破壊させる。水圧は、時として土圧以上に恐ろしい。土木関係の災害が、ほとんど土と水がからんで発生するのは周知の通りである。ここでは、排水条件や過剰間隙水圧に着目して、土の強度 (UU, CU, $\overline{CU}$, CD 強度) の意味をその根本に立ち返ってわかりやすく説明することを試みた。この一文が実務に携わっておられる技術者になんらかの示唆を与え得れば望外の喜びである。

広域地盤情報データベースの役割とその利用例

名古屋大学工学部

地盤工学教室 松澤 宏

1. まえがき

近年、種々の地盤情報をデータベース化する動きが各所で見られるようになってきた。しかし、これらのデータベースのほとんどは、地盤調査資料の保存あるいは部内情報としての二次利用の域に留まり、地域のあるいは国土の基本情報として有効に利用される段階には至っていない。このような背景には、地盤調査資料から得られる諸情報に対する所有権や著作権、公務員・その他に課せられた守秘義務、さらには情報公開に係わる諸問題など、今後の解決を待たなくてはならない問題が山積されていることが、大きな原因であることは、誰もが指摘するところである。

しかしながら、人口、資産が極度に過密化した都市域では特に、今後、再開発、水部空間あるいは大深度地下利用へと、狭隘な都市空間を少しでも有効に利用する方向が打ち出されている。また、種々の構造物が密集した都市域における建設工事を行うに際しては、常に隣接の地盤や構造物への影響を最小限に留めるために、細心の注意を払った施工が強く要求されてきている。

ボーリング調査のような地盤調査は、ある目的に対して実施されるが、調査地点の数量は最小限に押さえられることが一般的であろう。工学的に不確実性の高い自然発生材料である地盤に対して、今後、上述したような厳しい施工条件が強く求められる都市環境において、既存の地盤調査資料の補完情報としての有効利用の必要性は益々高められることになる。

さらに、人口・資産の過密状態における近代都市においては、大地震の洗礼を受けることなく、これまでに経験のない大型構造物や社会・経済活動のための種々の先端技術が投入され、新しい形態の地震防災対策の必要性が高まってきている。過去の地震体験からも明らかのように、大きな地震による被害の多くは、構造物を支持する地盤の影響が極めて大きい。このような観点から、広域地盤情報データベースは、補完資料の域を越えて、大都市域および周辺地区の地域防災を考える基本資料としての必要性はますます高まり、またこれに耐える情報として育成されていくことが望まれる。

以上に述べたことから、ここでは、筆者とその研究グループがこれまでに作成してきた、広域地盤情報データベースを用いたアプリケーションシステムを紹介させていただき、広域地盤情報データベース必要性和その役割などについて、筆者の私見を述べさせていただく。

2. 地盤情報データベースの分類・役割

(1) 地盤情報データベースとは

データベースの定義についてはいろいろあるが、著作権法では「論文、数値、その他の情報の集合物であって、それらの情報を電子計算機を用いて検索することができるように体系的に公正したもの」と定義している。また、JIS C6230によると「あるデータの集合の一部または全部であり、少なくとも一つのファイルから成るデータの集合であって、与えられた目的またはデータ処理システムを満足させるもの」とされている。これらの定義には違いがみられるが、いずれもコンピュータ処理が可能な種々の情報の集合物を指していることには変わりがない。これらの定義のほかに、「データの集合物（データファイル）と情報の検索ソフトおよび入出力ソフトから構成されるシステム」と定義することもあるが、ここでは、著作権法やJISの定義に従って、データの集合物をデータベースということにし、データの入力および検索・出力ソフトをデータベース管理システム、登録データを用いた各種解析ソフトをアプリケーション・システムと称することにし、これらの総称をデータベース・システムということにする（図-1参照）¹⁾。

データベースの定義は上述した通りであるが、「地盤情報データベース」について、これを明確に定義したものは今のところ見当たらない。

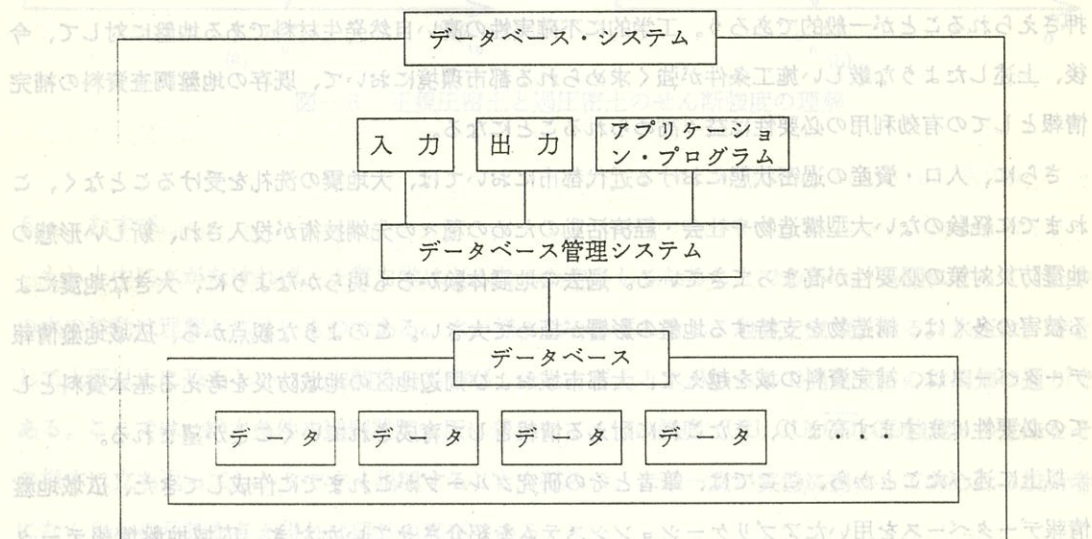


図-1 データベース、データベース管理システムおよびデータベース・システムの関係

広い意味では、地盤に関する諸情報をデータベースとして蓄積したものを言う、筆者は考えている。地盤情報という言葉は範囲の広い言葉であり、例示的に示せば以下のようなもの、その範囲に含まれる。

① 地表情報

a. 地図情報：

地形図、白地図、都市計画基本図、表層地質図、微地形図、ハザードマップ（災害地図）など

b. 写真情報：

衛星写真、空中写真、露頭写真など

c. 地形情報

崖地、急傾斜地など

② 地下情報：

a. 地盤調査報告書関連資料：

柱状図、N値、地質断面図、弾性波探査データ、原位置試験・室内土質試験データなど

b. 写真・ビデオ：

コア写真、コアビデオ・ボアホールスキャナ画像など

③ 地震情報：

既往地震の震源・規模、地震観測データなど

④ 地下構造物

地中ライフライン分布、その他

⑤ その他：

実験データ、災害想定図、災害記録など地盤情報データベースは、上に例示した項目すべてが

登録されている必要はない。

これに対して狭い意味の地盤情報データベースは、柱状図、土質定数、原位置試験などのデータを主体とし、これにボーリング地点を表示するための地図情報を備えたデータベースとして理解されているようである。

(2) 地盤情報データベースの分類

広い意味での地盤情報の範囲に含まれる情報の範囲は多種多様であり、蓄積された情報の内容によって地盤情報データベースを分類することは困難である。

以下では、地盤情報データベース作成の目的、および対象とする地域または地区の広さによる分類をしておく。

a. 作成目的による分類

一般に、地盤情報データベースは以下のような目的で作成されている。

- ① 資料保存
- ② 地盤図作成
- ③ 設計・施工管理のための情報管理
- ④ 地震時挙動などの現象予測
- ⑤ 研究
- ⑥ その他

と多岐にわたり、それぞれのデータベースの内容は多種多様である。

これらのうち②は、都市域あるいはさらに広い地域というように、かなり広範囲の地域を対象にするのが一般的であり、既存資料の収集とそのデータベース化が主として行われる。収集・登録された情報は、初期の利用目的が終了した二次利用を目的とするものがほとんどである。

③については、最近では、構造物の密集地区におけるような建設工事、その他の工事において採用される観測施工を行うに際して、自動計測技術およびコンピュータの発達により、リアルタイムで現場の状況を把握する施工管理システムがかなり普及してきている。このようなシステムにおいて必要とされる現場挙動に関する諸情報に占めるの地盤情報の割合は小さいかも知れないが、精度の高い地盤情報がここに蓄積される可能性は高い。このような情報はその後の散逸防止に努め、地盤情報の蓄積のみならず、種々の解析手法の検証資料、新しい設計法開発のための基礎資料として保存すべきものと考えられる。

また、設計、施工に必要な地盤情報といっても、大型構造物においてはかなり深い所までの地下情報を必要とし、一方、埋設管路のような構造物においては、敷設路線に沿った表相付近の地下情報が豊富に蓄積されていることが要求されると言うように、対象とする構築物によって、地盤情報データベースの内容も異なる。

④については、特定構造物の耐震性検討を目的とする場合には、比較的狭い地区の地盤が対象となるが、地震動期待値のマイクロゾーニング、耐震コードの作成、地域防災などを目的とする場合には、広域の地盤情報が対象となる。

以下に、このことについて少し詳しく説明をしておく。近年、長大橋や超高層建築物の建設が行われるようになり、各種構造物の耐震設計において対象とされる構造物の固有周期は、短周期帯（周期1秒以下）～やや長周期帯（周期1秒～10秒）とかなり幅広くなってきている。これに対して、地震動は短周期～長周期の幅広い周期を含んでおり、個々の地震や地盤条件によるが、

特定の周期（一つだけに限らない）の振幅大きく現れるという性質がある。図-2は最大入力加
速度を1 $\odot$ （ $\odot$ は重力加速度）に正規化した地震動の応答スペクトルの例である²⁾。応答スペク
トルとは、

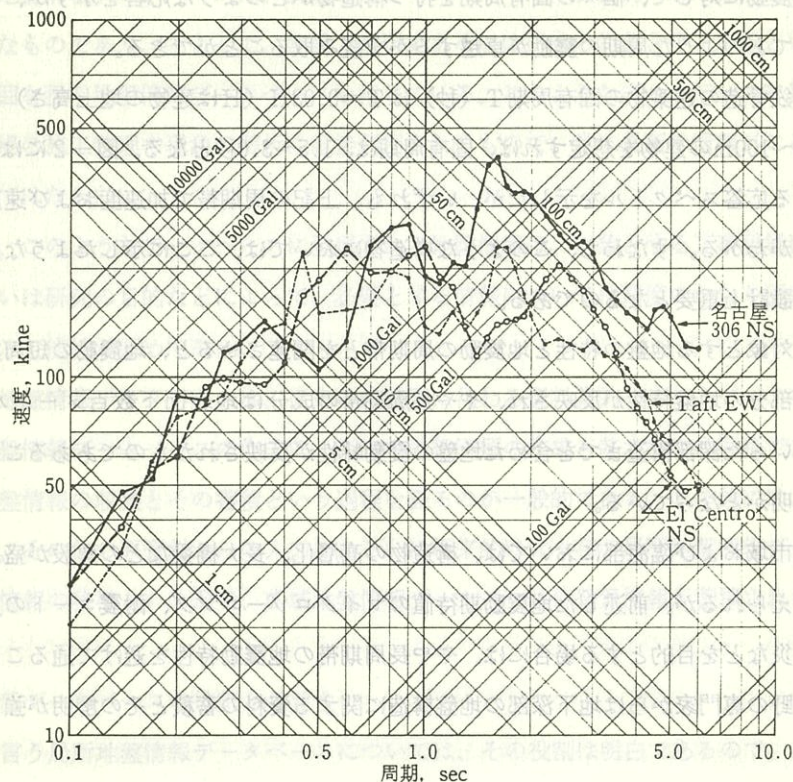


図-2 地震動の応答スペクトル（入力量大加速度=1 $\odot$ 、減衰定数 $h=0.05$ ）²⁾

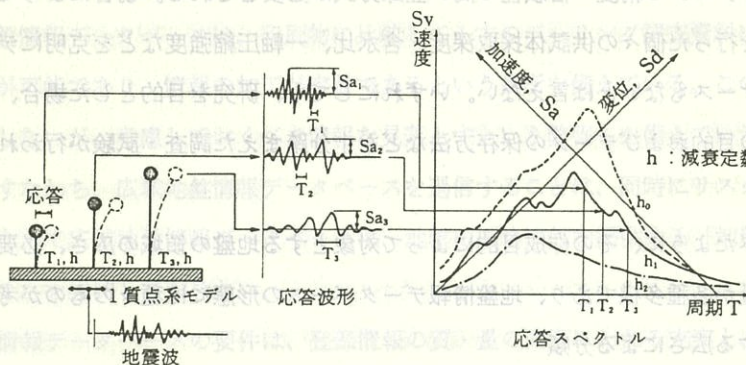


図-3 応答スペクトルの説明図

図-3に示したように、ある地震動を固有周期 T_1 が異なるいくつかの線形1自由度系に入力した時の、個々の自由度系が示す最大応答値をそれぞれの固有周期に対して示したものであり減衰定数 h については共通の値を付与するのが一般的である。すなわち、応答スペクトルからは、ある入力地震動に対して、個々の固有周期を持つ構造物がどのような応答を示すか、またその地震動においてどのような周期の震動が卓越するかを読み取ることができる。

一般に、鉄骨造の建築物の固有周期 T (秒) は $T=0.03H$ (H は建物の地上高さ) で近似される。 $H=50\sim 100\text{m}$ の建物を想定すれば、固有周期は、 $1.5\sim 3.0$ 秒となる。図-2には、3つの地震動に対する応答スペクトルを示したが、いずれも、上記の周期帯で加速度および速度ともに卓越することがわかる。すなわち、このような構造物においては、ここに示したような周期帯の地震動が耐震設計上重要となるのである。

ここで、対象とする地盤の特性と地震動の周期帯とを関連させると、地震動の短周期成分は、比較的浅い部分の地盤特性が反映され、やや長周期帯の成分は地表面下数百メートルから数千メートルといった深部構造までを含めた地盤の震動特性が反映されたものであることが、かなり以前から明かとなっている。

今後、都市域および臨海部においては、構造物の高層化、長大橋梁などの建設が盛んに行われることが考えられるが、前述した地震動期待値のマイクロゾーニング、耐震コードの見直し・作成、地域防災などを目的とする場合には、やや長周期帯の地震動特性を避けて通ることはできなく、この分野の専門家からは地下深部の地盤構造に関する資料の蓄積とその解明が強く望まれている。

次に、地盤情報データベース作成の目的⑤は、特定の地区の地盤を対象として、たとえば、地盤の圧密、その他の現象の解明、解析手法の検証などを目的とするような場合を指している。このような場合、研究のテーマによるが、地盤データそのものの精度および信頼性が厳しく要求される以外に、データの精度・信頼性の高い登録方式が必要とされる。場合によっては、粘土の一軸圧縮試験を行った個々の供試体採取深度、含水比、一軸圧縮強度などを克明にデータベース化するというケースもないとは言えない。いずれにしても、研究を目的とした場合、地盤調査の段階から、その目的およびデータの保存方法などを十分踏まえた調査・試験が行われなくてはならない。

以上に述べたように、その作成目的によって対象とする地盤の領域の広さ、必要とする情報の内容、質・量が多種多様であり、地盤情報データベースの形態には種々のものが考えられる。

b. 対象とする広さによる分類

筆者は、地盤情報データベースを、それが対象とする地盤の平面的広さによって、域の区別に

は曖昧な部分があるが、局所地盤情報データベースと広域地盤情報データベースに大別して考えている。このように分類する理由は、地盤図性格の強い広域地盤情報データベースは、局所地盤情報データベースを集大成したようなものであるという考えによるためである。

局所地盤情報データベースは、前述したデータベースの作成目的による分類の③、④に対応するようなものであり、主として、建設工事現場あるいは研究の対象とする地盤というように限られた範囲を扱う地盤情報データベースを指している。このようなデータベースに登録された情報は、現場の施工管理や現象の解析に直接利用されるもので、常に最新の情報がここに蓄積されていなくてはならない。

なお、このようなデータベースに登録される地盤情報は、対象とする工事現場における管理項目あるいは研究の目的などによって、必要とする情報については精度のかなり優れたデータが蓄積される可能性が極めて高い。

広域地盤情報データベースは、従来の地盤図に代わる資料集的なデータベースを指している。広域地盤情報データベースの作成は、従来の地盤図類の作成と基本的には同様であって、既存の局所地盤情報の収集とその蓄積という過程を経るのが一般的である。具体的には、既存の地盤調査資料、その他の原資料からの入力、あるいは将来的には小所の局所地盤情報データベースからの必要情報の移植という形で、広域地盤情報データベースの登録情報が蓄積されることも考えられる。

(3) 広域地盤データベースの役割と必要性

筆者が言う局所地盤情報データベースについては、その役割は明白であるので、ここでは広域地盤情報データベースの役割と限界について述べる。

広域地盤情報データベースに対する利用者の期待は多種多様であるが、我々はこのデータベースを過大に評価することは慎むべきであろう。筆者は、広域地盤情報データベースは、地盤図のような従来の形態の印刷物としての資料集に代わる、新しい地盤資料集というように認識している。もちろん、地盤情報データベースは、印刷物に比較して1本のボーリング調査資料について豊富な情報量の登録が可能であり、情報の加工が容易であるという長所を備えている。この一方において、当面必要としないが、考慮しておくべき情報を見落とすという弊害をも備えていることを忘れてはならない。すなわち、広域地盤情報データベースを過信することは、同時にリスクも背負うという意味から、あえて広域地盤情報データベースは、地盤の概略情報を提供する「地盤図のような資料集」と言うことを強調しておきたい。

広域地盤情報データベースの要件は、登録情報の質・量の両面にわたる充実と、最新情報の整備である。しかし、質と量とは相反するものであり、両者の調和をいかに取るかは、広域地盤情報データベースを作成し、維持・管理・利用していくうえで常に残される課題であろう。

(極論であるが) 質の高いデータと評価されるボーリング調査資料であっても、その評価は当該調査の目的という側面から下されたものであり、それを異なる目的に利用しようとした時には、たとえば、データ欠落、その他の理由で、単なる概略情報としての価値しか持たないという場合もあり得るのである。また質に関する評価が低いボーリングデータであっても、その周辺にこれに代わる地盤調査資料がない場合、そのデータは貴重な存在であり、おそらくデータベースに登録されるであろう。したがって、本来、個々のデータについて、それが得られた現場の経緯、現場の環境的背景、データベースに登録された背景などを理解したうえで、データ解釈、利用するのが正論であろう。しかし、(人間の習性と言おうか) ある情報が一旦電子情報化されると、利用者は登録情報の精度・信頼性がすべて同等に保障されたものという錯覚に陥りやすい。ここに「データの一人歩き」の危険性のひとつがある。

さらに、広域地盤情報データベースといえども、そこから取り出すことが可能な地盤情報は、ボーリング地点直下の情報に過ぎないことを、利用者は十分認識しなくてはならない。平面的には点で、断面的には線と与えられた情報から、連続体としての構造および、地質学的、土質工学的性質を正確に把握できるほど地盤は単純なものではない。ここに、広域地盤情報データベースの限界のひとつがあることを地盤の専門家は強調すべきであろう。

以上に述べたことから、広域地盤情報データベースの役割を地盤調査という観点から述べれば、ボーリング調査、その他の地盤調査を否定するものにはなり得ないが、1) 地盤状況をより精度よく調査するための、また新たに行った調査資料をもとにした地盤状況をより精度よく把握するための補完資料としての役割、そして2) 新しい地盤調査方法を模索する基礎資料としての役割は大きい。

広域地盤情報データベースの役割を別の視点から考えれば繰返しになるが、たとえば、地震動期待値のマイクロゾーニング、耐震コードの作成、地域防災などに果たす役割、さらには特に都市地盤を対象とするような場合、再開発、ウォーターフロント開発、地下開発などに、当初から地盤条件を念頭においた開発計画を構築することが可能になり、その役割は計り知れない。

3. 広域地盤情報データベースの応用例

1) 地盤情報データベース・システム

筆者らが作成中の地盤情報データベース・システムは、図-4に示すような構造となっている。

このシステムにおけるデータベース(データファイル)は、地表情報と地下情報に大きく分けられる。地表情報は、対象地域の白地図、表層地質、微地形などのデータを、また地下情報については、柱状図、N値、土質定数などのデータを収録したデータベースから構成されている。これらの地盤情報の検索・出力は、今のところ、この図の下段に示した項目となっている。このうち、土質定数

〔地盤情報データベースシステム〕

〔地震動解析システム〕

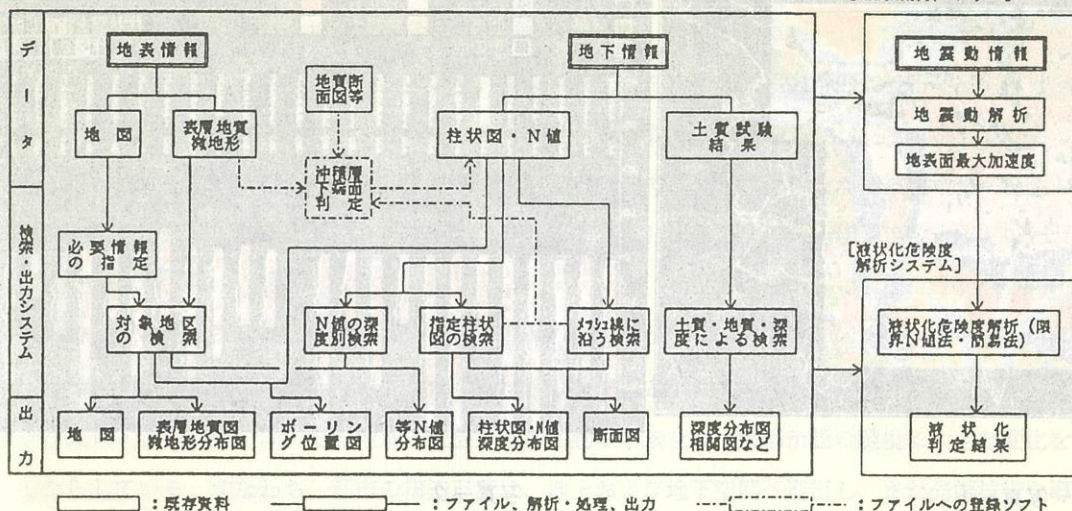


図-4 「地盤情報データベースシステム」の概要

については、土粒子の粒径加積曲線および三角座標、土質定数の深度分布図、相関図および頻度分布図などを、ボーリング整理番号、土質分類名（現場にて判断した土質名、日本統一土質分類いずれでも可能）、地層などを対話方式で指定することにより検索し、CRT画像およびXYプロッターによる出力、一覧表の形で出力させることができる。また、CRT画像に出力された図にプロットされた特定の点を指定することにより、そのデータのボーリング整理番号および他の土質定数をラインプリンターに出力させることができる。

写真-1は名古屋市域における微地形図³⁾を、最新名古屋地盤図におけるボーリング位置図と同じ125m×125mメッシュに区切りデータベース化したものを背景地図として、マウスにより指定した断面線に沿って検索した柱状図の位置図である（写真の赤●印が検索した柱状図の位置を示している）。写真-2は写真-1の断面線に沿って出力させた柱状図であり、これより地盤構造を概観することができる。

相関図については、図の縦横両軸を図-5に示すようなメニューから対象とする項目を指定することによって検索・出力させている。

深度分布図についても同様にして検索・出力するようになっている。これらのシステムを用いての種々の土質定数の出力例は、最新名古屋地盤図第3章名古屋地盤の土質工学的性質⁴⁾に掲載されているので参照されたい。

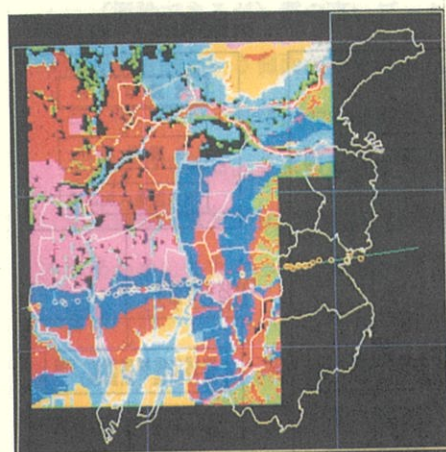


写真-1

微地形図上で任意断面線
に沿って検索したボーリング位置
の表示

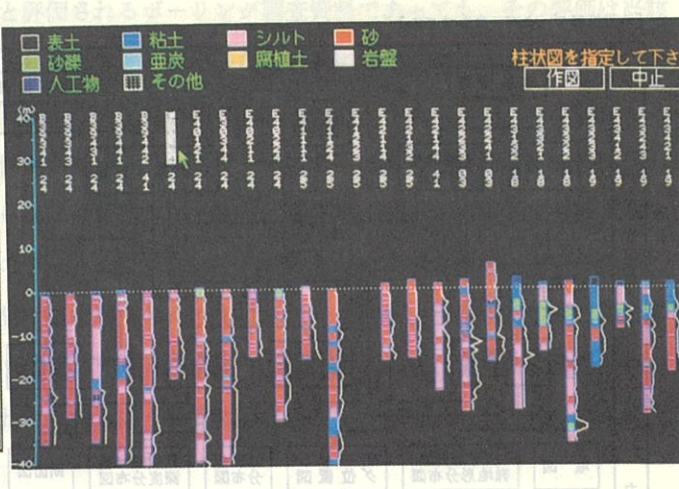


写真-2

任意断面線に沿って出力された
ボーリング柱状図は写真-1で指定
したもの。

1) 深 度	13) 曲率係数	25) 変形係数・一軸
2) 礫 分	14) 液性限界	26) 破壊ひずみ・一軸
3) 砂 分	15) 塑性限界	27) 鋭敏比・一軸
4) 砂礫分	16) 塑性指数	28) 粘着力・三軸
5) シルト分	17) 液性指数	29) せん断抵抗角・三軸
6) 粘土分	18) 土粒子比重	30) 圧密降伏荷重
7) 細粒分	19) 含水比	31) 圧縮指数
8) 最大粒径	20) 湿潤密度	32) qu/z
9) 60%粒径	21) 乾燥密度	33) cu/z
10) 30%粒径	22) 間隙比	34) py/z
11) 10%粒径	23) 飽和度	35) cu/py
12) 均等係数	24) 一軸圧縮強度	

x軸, y軸の変数名を選んで下さい x 軸 [CR]: 7 y 軸 [CR]:

図-5 相関図の縦・横両軸の選定メニュー

2) 広域地震防災支援システム作成の試み

a. 地域防災環境の進化と地震災害の進化

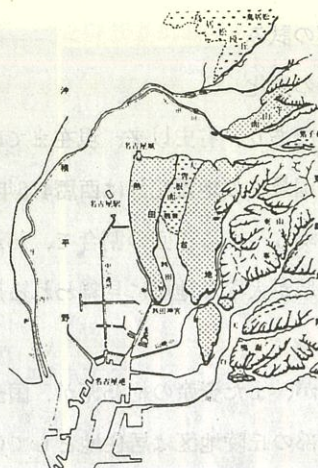
わが国は、世界でも有数の地震国であり、有史以来、現在までに四百数十回の被害地震に見舞われている。理科年表によると、わが国最古の地震記録は西暦416年に河内国で発生した地震であることから、これ以降現在までに、平均3～4に1回の割合で、わが国のどこかで被害地震が発生している計算となる。しかし、同一地域が大きな地震に見舞われる周期は数十年～百数十年といわれる。

一方、現在わが国総人口の約50%が、また資産の約75%が、国土総面積の僅か10%に過ぎない河川氾濫区域に集中しており⁵⁾、周辺部の丘陵地区は居住地としての開発が進められている。このような人口・資産の集中は、その地域の社会・経済活動の中核をなす大都市圏の環境に大きな変化をもたらしている。すなわち、都市の構造形態は、地上および地下空間へ進出し、また先端技術を導入した各種機能の高度化が急速に進み、あるシステム機能の停止または低下は、社会、経済活動に大きな影響を及ぼすという脆弱性をも備えるようになった。

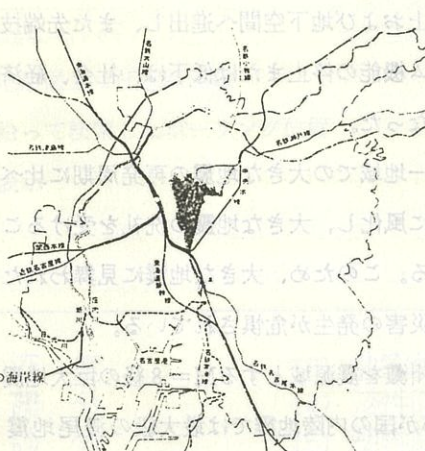
上述したような都市環境の変化は、先に述べた同一地域での大きな地震の再発周期に比べて著しく速く、過去における貴重な震災経験が時間とともに風化し、大きな地震の洗礼を受けることなく、その構造および機能の両面において変化してきている。このため、大きな地震に見舞われたとき、過去の被災経験の繰返しと、これまでに経験のない災害の発生が危惧されている。

名古屋市域を例にすると、1707年、1854年には遠州灘を震源域とするM=8級の巨大地震に見舞われ、また今から100年前の1891年10月28日には、わが国の内陸地震では最大級の濃尾地震(M=8.4)が、その約50年後の1944年12月7日には熊野灘沖で東南海地震(M=8.0)が発生、翌年の1945年1月13日には三河地震(M=7.5)が発生している。図-6は、名古屋地域の地形概要と、1700年代後半から濃尾地震当時、東南海地震・三河地震当時および現在の市街化された地域を示したものである^{6)・7)}。名古屋市域の1700年代後半から濃尾地震当時までの約100年間の変化と、それ以降現在までの100年間に於ける市域の拡大とは格段の差が見られる。特に、昭和30年代以降の約30年間に於いて、臨海低平地への進出と人口の集中による東部丘陵地へのベッドタウンとして、地盤造成による開発が加速された。名古屋市域は、この間、幸いにして大きな地震を受けなかった。不幸にして大きな地震に見舞われた時、発生する災害は質・量ともに、東南海地震や三河地震当時におけるものとは大きく異なることが想像される。

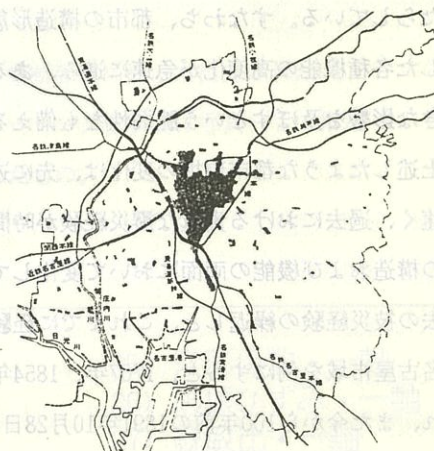
最近では、社会基盤施設を構成する各種構造物の耐震技術が進歩しているが、旧態依然の構造物もあり、近代都市における地震に対する耐災ポテンシャルが向上しているか低下しているかは不明な部分が多い。



(a) 名古屋市域の地形



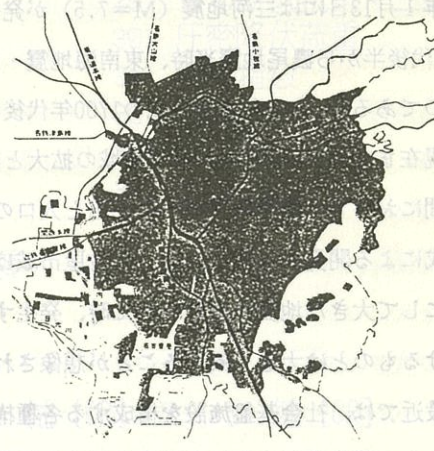
(b) 天文3年 (1783)



(c) 明治27年 (1889)



(d) 昭和27年 (1947)



(e) 昭和62年 (1987)

図-6 名古屋市域の市街化の歴史

以上に述べたことから、地震災害の質・量は常に進化しつつあり、したがって地域の防災計画は、停滞することの許されない動的な計画、すなわち変わりつつある都市環境に即応した計画でなくてはならない。しかし、構造および機能、さらには市民の生活様式が複雑化した近年における都市環境において、動的な防災計画の策定を継続的に実施することは容易ではない。次項で述べる広域地震防災支援システムの構想は、動的な防災計画を策定するための支援を念頭においたものである。

b. 広域地震防災支援システムの概要

地震発生時に、震源域で生成された地震波（以下、地震動という）は地下の岩盤を伝播し、対象地域における地震基盤に到達したのち、地震基盤の堆積層を地表面付近に伝播する間に増幅効果を受けて地表面に達するが、この過程において地震動は構造物に入力として作用する。構造物に入力した地震動は、震源特性、伝播経路における波動伝播特性の影響を受けるが、構造物近傍における地盤の震動特性の影響を最も強く受ける。

一般に構造物の震動被害は、地盤震動そのものによる被害と地盤変状による被害に分けられるが、いずれにおいても、被害を含めた構造物の地震時挙動は、それを支持する地盤の地震時挙動に従属的であり、各種の被害はその地点の自然および社会環境の影響をうけて多種多様な形で現れる。すなわち、地震災害は、地震発生から地盤震動、構造物等の物的被害および人的被害へと、一連の流れとして捉える必要がある。このような観点から、筆者とその研究グループが作成を試みているのが広域地震防災支援システム⁸⁾である。

図-7は、作成中の地震防災支援システムにおける各種支援システムとその内容および検索解析項目を示したものである。このシステムは、基本的には想定対象地震検討支援システム、地震被害想定支援システムそして防災対策支援システムの3つに大別されている。現在のところは地震被害想定支援システムの一部までを構築した段階であり、破線で囲んだ防災対策支援システムについては今後の課題である。各支援システムにおけるデータ蓄積項目は図示した通りであるが、この図を別の視点から整理したシステムのフローが図-8である。

図-8に示したように、防災計画立案対象地域の地震被害想定を行うためには、対象地域とその周辺地域における基礎資料として、

①地震活動に関する情報と既往の地震被害データ

②自然環境および人為環境に関する情報

が必要となる。このうち、地震活動に関する具体的な情報として被害地震となった地震の名称、震源、震央、地震規模そして発生時間などがデータファイル1に登録されており、このデータファイルは「地震カタログ」として整理されている。このカタログ内の具体的な内容は「宇佐美カタログ」と「理科年表カタログ」である。また、既往の地震被害データとして「既存の地震被害資料」を収集・整理し、地震被害の実態を明かにするとともに、被害予測結果の検討資料とするものであ

る。以上の地震被害関連の情報はデータファイル2にまとめられている。

また、自然環境に関する情報は主として地盤情報であり、地形情報およびボーリング柱状図、土質試験などの地下情報であり、これらは、データファイル3として収録されている。さらに、人為環境情報としては、各種土木・建築構造物、地中ライフラインなどのを対象としているが、現在、木造家屋、非木造家屋、高層建築などの情報をデータファイル4として整理してある。

これらの各種情報はメッシュコードで整理することによって「広域地震防災データベース」として一括管理している。

解析システムとしては、地震動予測と被害予測とがあるが、地震動についてはデータファイル1の地震情報を入力データとしてプログラム1により対象地域における最大加速度期待値、地盤応答解析などを算定する。被害予測については、プログラム2・・・により、液状化などの地盤変状、構造物被害想定などを行う。なお、このシステムには、前述した地盤情報データベースシステムおよびここでは紙幅の都合により割愛したが、地盤の液状化危険度解析システムも組み込まれている。液状化危険度解析システムおよびその適用例については文献^{9)・10)}を参照されたい。

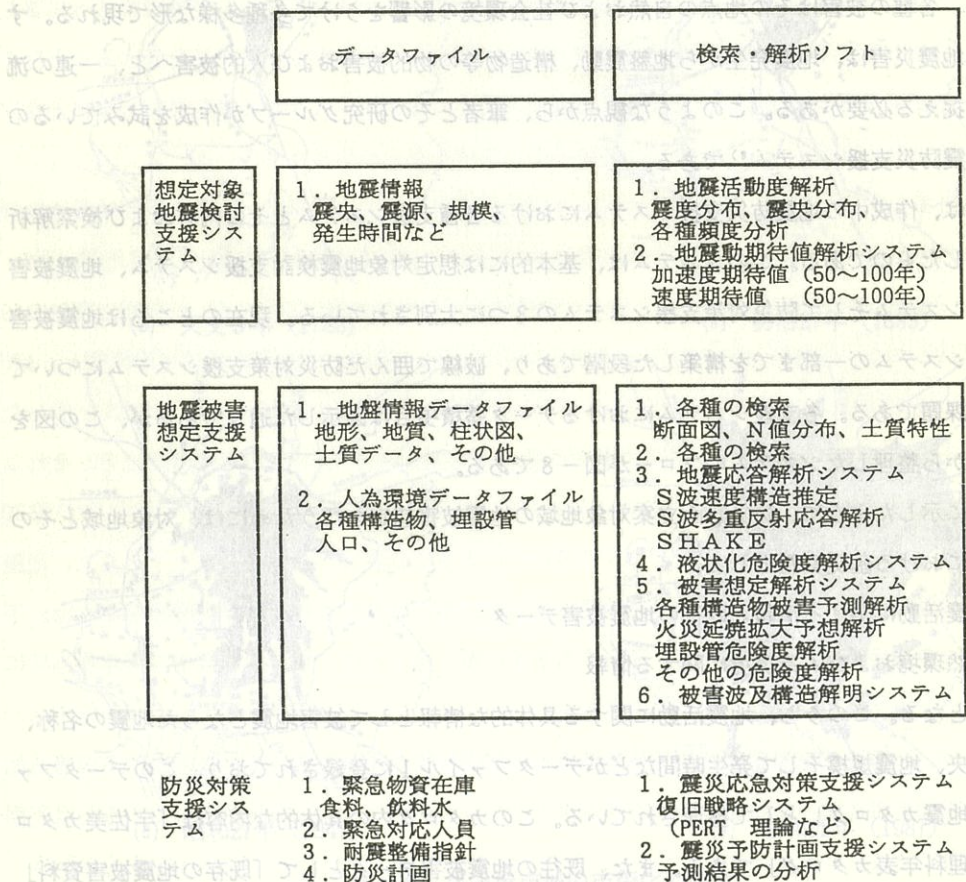
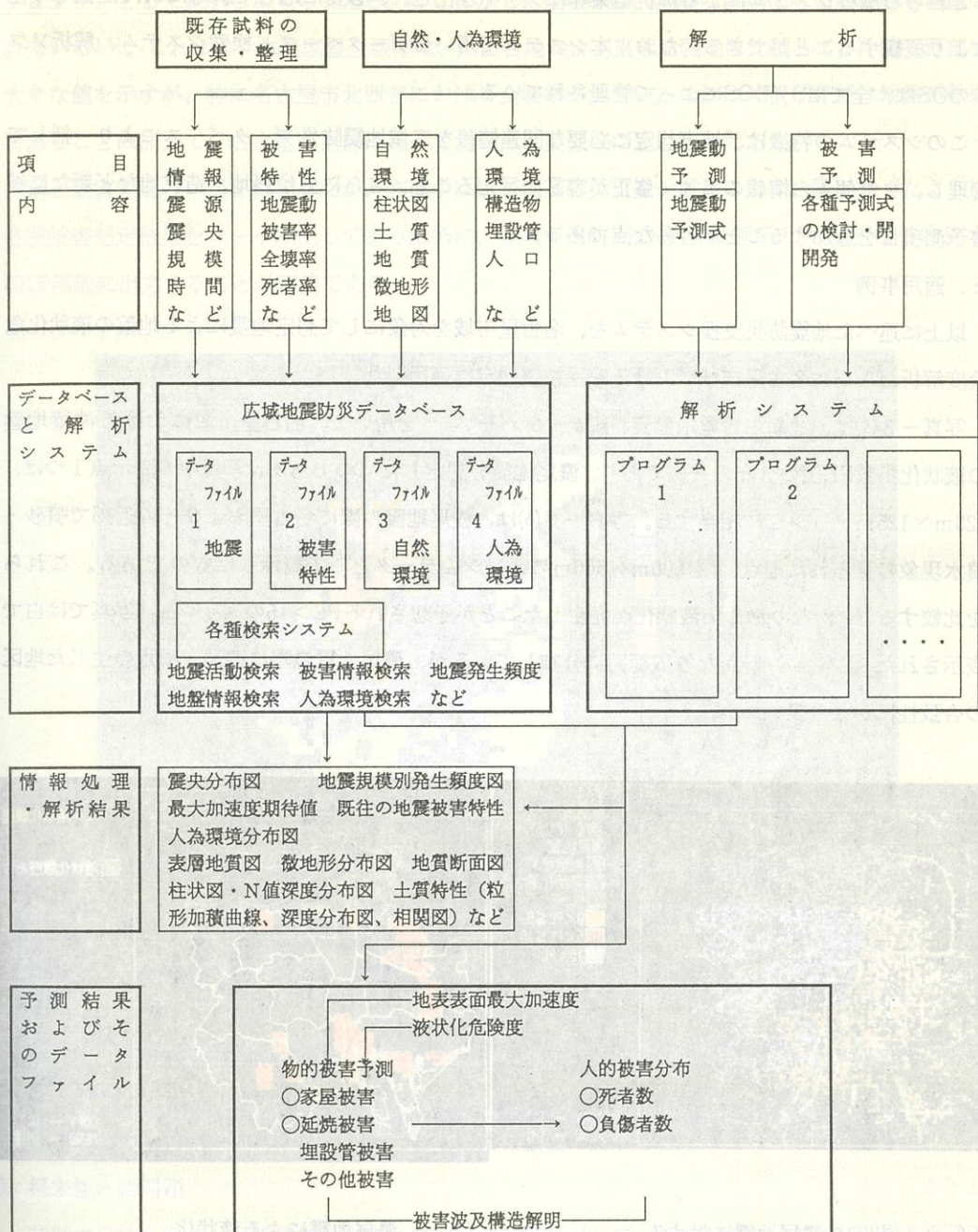


図-7 各種支援システムと検索および解析プログラムの公正 (文献⁹⁾に加筆)



防災対策
計 画

震災予防計画

震災応急・救助対策・復旧戦略

図-8 広域地震防災支援システムのフロー

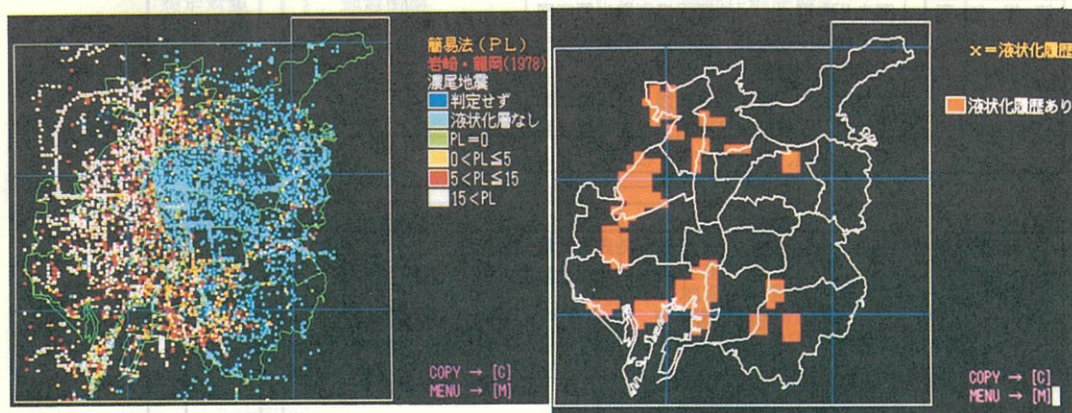
これらの解析システムによる解析結果等はファイル化され、必要に応じて瞬時にCRT画像その他により概観することができる。なお、本システムで用いるデータベース、検索システム、解析ソフトのOSは、全てMS-DOSによって管理されている。

このシステムの特徴は、被害想定に必要な関連情報を広域地震防災データベースにより一括して管理し、また個々の情報の追加・修正が容易に行えること、さらに急傾斜地、造成地など新たに被害予測項目を追加することが容易な点である。

c. 適用事例

以上に述べた地震防災支援システムを、名古屋市域を対象にして想定地震による地盤の液状化危険度解析ならびに名古屋市域における家屋被害想定に適用した。

写真-3(a)は、最新名古屋地盤資料編データベース¹¹⁾を用いて、名古屋市域における沖積地盤の液状化指数PL値の分布の一例であり、濃尾地震を想定したものである。写真中の表示点1つは、125m×125mメッシュに相当する。写真-3(b)は、濃尾地震の際に名古屋およびその近郊で噴砂・噴水現象の見られた地点¹²⁾を500m×500mのメッシュデータとして表示したものである。これらと比較すると、かなり激しい液状化が発生したことが予想されるPL>15のメッシュ(写真では白で表示されたメッシュ)がかなり広範囲に分布しているが、濃尾地震の際に噴砂・噴水の生じた地区の合致性はかなり良い。



(a) 想定濃尾地震に対する
PL分布

(b) 濃尾地震による液状化
発生箇所¹²⁾ (ただし、500m×500m
メッシュで表示)

写真-3 名古屋地盤における液状化予測と

液状化履歴の比較

写真-4は、現名古屋市域における想定濃尾地震による木造家屋の全壊率を500m×500mメッシュデータとして表示したものである。ここに示した全壊率は、地盤の液状化による影響も考慮されている¹³⁾。これより、木造家屋全壊率は、熱田台地および東部丘陵地に比較して、沖積平野部で大きな値を示すが、特に名古屋市北西部における全壊率が大きい。これは沖積平野部は地盤が軟弱であることに加えて、名古屋市東部に比べて北西部は震源域に近いためである。

以上被害想定の一部を紹介したが、作成中に広域地震防災支援システムでは、既に述べたように、各種被害想定結果をファイル化してあるために、極めて短時間のうちに例示したような分布図をCRT画像に出力することが可能である。

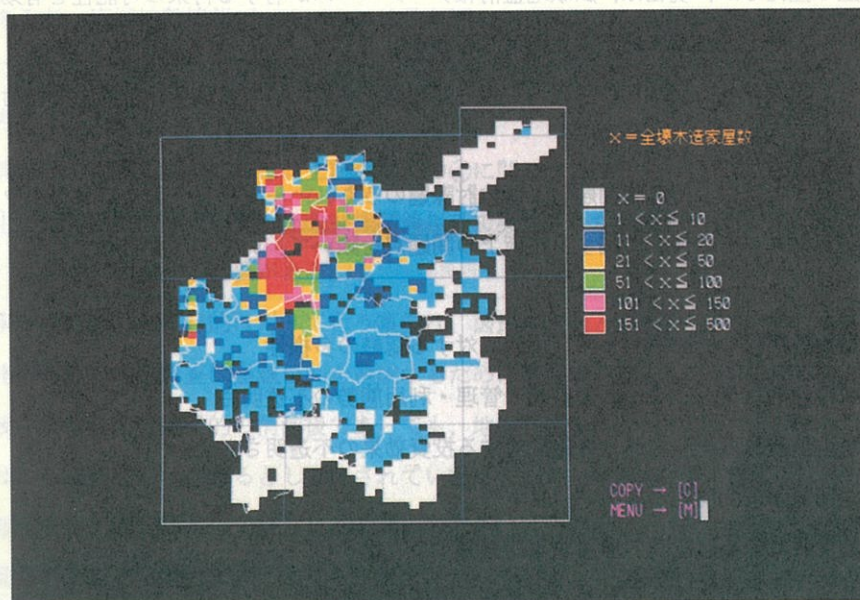


写真-4 現在の名古屋市が再度濃尾地震
に見舞われた場合の全壊木造家屋数
の500mメッシュ表示

4. 広域地盤情報データベースの将来性と地盤情報整備に関する私案

(1) 将来性と諸問題

初期の目的を完了し保管庫に保存されていた地盤資料が、データベースという新しい道具により、付加価値を生み出し得るとする認識が最近になって各方面において持たれるようになった。しかし、具体的利用の将来性については、模索の段階にあるのが実情ではある。筆者は、広域地盤情報データベースを、それが果たす役割として地盤調査計画立案のための、あるいは新たに実施したボーリング調査結果を評価するための参考資料だけに留めるようなものではないと考えている。2. で述

べたように、広域地盤情報データベースは、地域開発・地域防災などのように、地域を単位とした社会・経済活動に必要な社会基盤を整備するための基礎資料として不可欠なものであり、この必要性は今後ますます高まって行くことは間違いない。同時に広域地盤情報データベースを多方面に有効に利用するためのノウハウを積極的に開発して行くことが、今後の地域開発に要請されているものと考えられる。

しかし、現状は大量な地盤情報のデータベース化により発生する付加価値性あるいは地盤情報そのものに対する権利や義務などに関して、種々の見解が各方面から出されるようになってきたところである。筆者は、それぞれの見解についてコメントする立場にないことから、これに関して論じることが差し控えるが、現在は、広域地盤情報データベースが有する将来の可能性を有効に生かし得るか、否かの第1分岐点にあるように感じられる。

すなわち、現在は各方面からの主義・主張・諸問題を共通の場で整理し、解決策を検討する時期にあると感じている。

筆者がこれまでに知り得た諸問題および検討課題のうち、ハードウェアおよびソフトウェア関連事項およびデータベース作成に関する技術上の問題点を除いて、いくつかを整理すれば、以下のようである。

- ①広域地盤情報のデータベース（化）に対する認識の多様性
- ②広域地盤情報データベースの整備・管理・利用態勢の不透明さ
- ③広域地盤情報のデータベース化に対する投資効果の不透明さ
- ④公共情報と民間情報の取扱い
- ⑤地盤情報に係る諸権利の帰属および義務
- ⑥公務員、その他に課せられた守秘義務と情報公開精度
- ⑦地盤情報データベースの利用者を対象とした啓蒙
- ⑧その他

と多岐にわたっている。これらはいずれも解決が難しいものばかりであり、法律の専門家の助言を仰がなくてはならない内容のものもある。

上記の他に、仮に将来地盤情報データベースが地盤関連の技術者や研究社以外の者に公開されるようなことになった場合、信頼性の低いデータの流出に原因した補償問題が持ち上がる危険性も地盤情報データベースは備えている。

広域地盤情報データベースは、一つの組織が保有する地盤情報だけで作成することは不可能であり、より多くの組織が所蔵する地盤情報をデータベース化することによって、地盤の三次元的情報が蓄積されるものである。ここで重要なことは、これに関係する組織が広域地盤情報データベースに関して共通の認識を持つことである。上述の①と②は互いに関連する部分があるが、広域地盤情

報のデータベースの利用・管理体制などについて、それぞれの立場における認識に隔たりがあるというのが実情である。

次に、③について、1組織が直面する業務という視点に立つ限り、投資効果が目に見えるような直接的効果の可能性は必ずしも高いとは言えないであろう。一次利用が完了した地盤情報の二次利用への投資効果は、地域の開発・整備・防災などの関節的な形で還元される。ちなみに、3.で述べた広域地震防災支援システムは、現在使用しているメモリー領域は僅かに7メガバイト以下であり、パーソナルコンピュータ級のコンピュータでかなりの量の情報処理・解析が可能である。データベースシステム作成のための当初の経費は相当額に達するであろうが、また情報の追加・更新は必要であるが、広域地盤情報データベースは数年間のタイムスパンで諸経費を評価するような性格のものではない。十分その役割を果たした地盤情報の二次利用については、広い視野に立った有効利用を考える必要がある。

地盤情報の二次利用については、上記諸問題の④に関連するが、公共機関等で実施された地盤調査（以下、公共地盤情報という）と公共機関等以外で実施された地盤調査（以下、非公共地盤情報という）に分けて議論する必要がある。

公共事業の場合、ある目的に対して行う事業は、国民の税金という財政的裏付けに基づく予算により実施される。地盤調査は当該目的を達成するために事業の一部として実施されるが、その事業の完了後、すなわち当該目的の消滅後であっても、地盤調査資料を他の目的へ利用（二次利用）することは、目的外利用に当たるとして許されていない。しかしながら一方において、情報公開制度にも関連するが、税金によって得られた公共地盤情報は共通の財産として二次利用に活用すべきという意見もある。ある目的に対して得られた公共地盤情報を、その目的の達成後（または、消滅後）に地域の基本情報として二次利用することが、目的外利用の範疇に含められるか否かを今後検討する必要があるように思われる。ただし、この場合、公開の範囲を公共目的に限るか非公共目的にまで広げるか、さらに研究を目的とする場合の扱いなど、慎重に検討しておくなくてはならない。

非公共地盤情報については、「地盤情報収集システム」ならびに「情報提供者およびその地盤に関与する者の保護システム」の確立が必要である。

広域地盤情報データベース整備の観点からは、非公共地盤情報が蓄積する情報量の三次元的な充実に果たす役割は極めて大きい。このような理由から、非公共地盤情報には大きな期待が寄せられている。しかし、対象者が特定、不特定に係わらず、また小数、多数に係わらず、データベース化された非公共地盤情報を公開する場合、データベース管理者は重大な責任を負うことに結び着く。基本的に、非公共地盤情報の公開は、個人の権利を犯すものであってはならない。しかしながら、仮に、ある地盤情報提供者が被る不利益を避けるために、公表を控えた地点の土地の譲渡を受けた第三者が、地震、その他に原因する地盤変状による不利益を被ることが明らかなような場合、デー

データベース管理者が取るべき立場は、如何にあるべきであろうか？

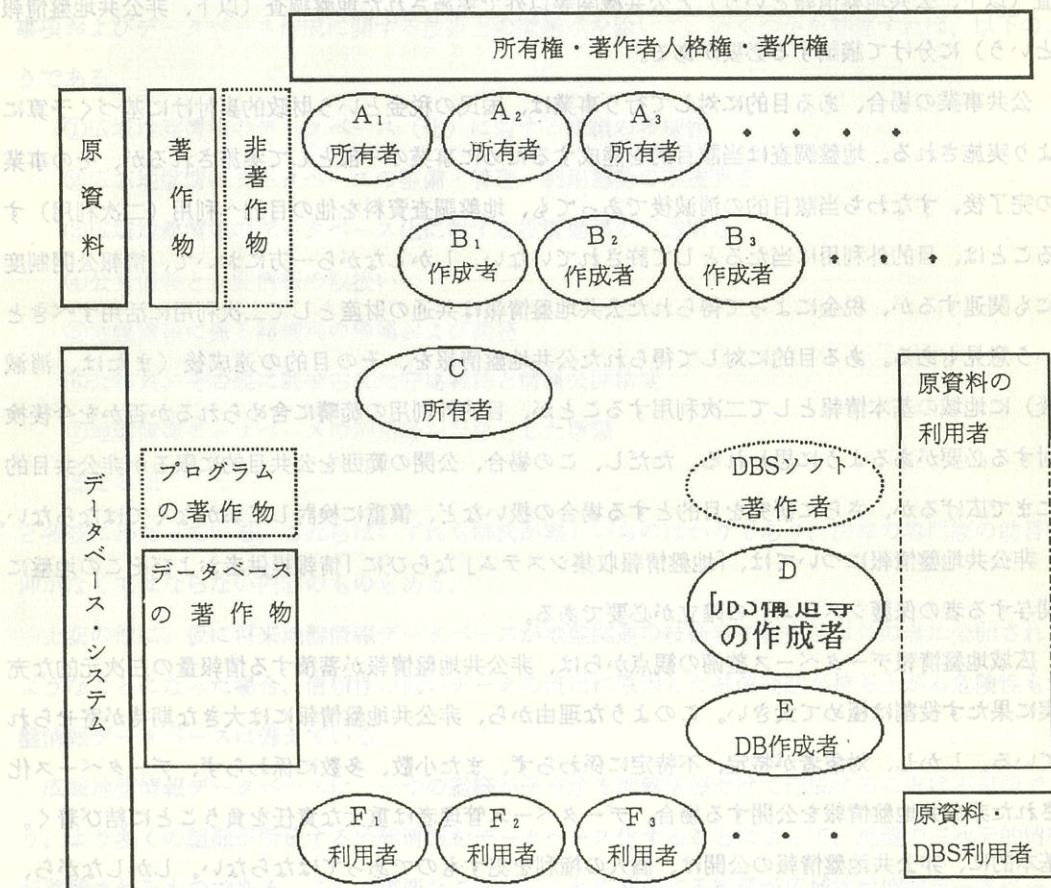
上記問題点の④～⑦は、地盤情報の収集、データベース化および利用に関するものであるが、④については既に述べたので、⑤以降について次節で述べる。

(2) 地盤情報に係る権利・義務

データベース・システム（図－１参照）の作成と利用に際して注意すべきことは、原資料を含めてデータベース・システムそのものに種々の権利と義務が介在していることであり、その主なものは所有権、著作権、およびこれらの権利の帰属者に対して払わなくてはならない義務、公務員ならびにその他の者に課せられた守秘義務などと言われている。

a. 地盤情報の所有権と著作権の構図

地盤情報データベース・システムに係る諸事項に係る所有権と著作権、およびそれらに関与する者の構図を極めて概念的に示したものが図－９である。ここで確認しておくべきことは、



図－９ データベースに関する諸権利の一例

①原材料、データベース・システムには所有権者があること

②原材料には、著作権法で保護される著作物と保護されていないものがあること

③データベース・システムの構成要素について、

a. データベースは、それに著作物性が認められる場合、著作権法の保護を受ける著作物であること（著作権法第12条2第1項）

b. データベース管理システムおよびアプリケーション・プログラムは、プログラムの著作物として著作権法で保護されること（著作権法第10条第1項9）

である。

図-9において、一般に、原資料の所有者（Ai）は1組織の場合もあれば、複数の場合もある。

また、Aiと原資料の作成者（Bi）は発注者と受注者の関係にあるのが一般的であるが、Biを除く他の関係者相互の関係は、同一の場合もあれば異なる場合もあるというように、複雑な構図を呈していることから、これらの関係をあえて示していない。

b. 地盤情報の所有権と著作権について

所有権について、民法でいう所有権は、土地のような優待物を対象にしている¹⁴⁾。たとえば、地盤調査報告書は有体物であるが、それに記載された諸情報が有体物と見なされるかどうかは定かではない。いずれにしても、所有権者が地盤調査報告書の内容を公表しない限り、第三者はそれを知ることができない。

著作権については、ことに地盤調査報告書およびデータベースについての判例がなく、現在の所、発注者、受注者ともに将来的に避けて通れない問題として、著作権法を手掛りとして、道義に反しないあり方を整理しておく段階にあると言えよう。

著者には関連事項のすべてが著作権法で解決できるか否かは定かではないが、関係者は著作権法あるいは関連の文献に一度は目を通し、将来予想される困難な問題に対して、著作権法の範囲で検討が可能な事項と不可能な事項を明確に整理しておくことが肝要と考える。

わが国における著作権法では、著作物を「思想又は感情を創作的に表現したもので、文芸、学術、美術又は音楽の範疇に属するものをいう。」と定義している（著作権法第2条第1項1）。また、著作者については「著作物を創作する者をいう。」と定義している（著作権法第2条第1項2）。

著作権法によると、「著作者の権利」、すなわち著作者に帰属する権利を、図-10に示すように、著作者人格権と著作権に分けられる（著作権法第17条）。これらの権利は、無法式主義、すなわち著作物の作成と同時に発生するものであり、特許権や実用新案権における審査方式と異なる。

著作者人格権は一身専属制、すなわち他人に譲渡することのできない権利であり、第三者が著作者の同意なしに、著作物を公表したり、その著作者の氏名を利用することは著作者人格権の侵害となる。また、著作権は財産権の一つであり（著作財産権：無体財産権に含まれ、民法で言う所有権

管示 上述したような体制が可能になれば、狭い意味の地盤情報として、公共地盤情報の一元管理と質
利の維持が可能になる。しかし、対象地域における地盤情報の充実には、非公共地盤情報の蓄積も必
未要である。この情報を収集するための方策の確立が望まれることは既に述べた。

ふ利 以上は、情報の利用面からみた体制であるが、情報の提供面からの諸問題も、可能な限り早い時
期に解決されることが望まれる。情報の所有権および著作権の帰属先の整理、著作物と見なされな
い情報に対する権利の保護、特に公務員に課せられた守秘義務の範囲の検討などがそれである。ま
た、一般の民間による利用については、公開可能な範囲で情報を提供することも一案である。さらに、
利用者が公共、民間を問わず、提供情報の利用状況に応じて、たとえば、著作物の印税のような対
価が情報提供者にフィールドバックされることも重要と考える。

6. あとがき

ここでは、各方面からの御叱正と御批判をいただくことを覚悟の上、広域地盤情報データベース
について、筆者が常々感じていることを、利用例をおりまぜて述べさせていただいた。地域の地盤
情報の整備については、そのあり方を一つの組織の枠に捕らわれて展望することは大きな不合理を
抱えることに過ぎない。データベース・システムという新しい情報管理手法により、かなり多くの
情報管理と利用の可能性が判りかけてきた現在、広域地盤情報データベースあり方を各界の意見を
整理し、調和の取れた将来像を構築する時期にあると考える。この意味において、ここに述べた私
見が一つのきっかけにしていただければ、幸いとするところである。

参考文献

- 1) 風間秀彦・岩崎公俊・石村賢二：第1章1.1地盤情報データベースとは、地盤情報のデー
タベース化に関するシンポジウム論文集、土質工学会地盤情報のデータベース化に関する調査研究委
員会、pp.1～5.
- 2) 土質工学会中部支部編著：最新名古屋地盤図第6章 名古屋地盤の動的特性、名古屋地盤図出
版会、1968、p.103.
- 3) 大屋雅彦：庄内川流域治水地形分類図、建設省中部地方建設局庄内川工事事務所
- 4) 土質工学会中部支部編著：最新名古屋地盤図第2章 名古屋地盤の土質工学的性質、名古屋地
盤図出版会、1988、pp.37～52.
- 5) 国土庁編：昭和63年版防災白書、大蔵省印刷局、1988、p.3.
- 6) 桑原 徹：濃尾平野の地史、日本建築学会東海支部ほか編著「名古屋地盤図」コロナ社、1969
pp.6～13.
- 7) 土質工学会中部支部編：最新名古屋地盤図第1章5節名古屋市域の地盤概論、名古屋地盤図出

- 版会、1983、pp.5～7.
- 8) 谷口仁士・松澤 宏・杉村昌広：広域地震防災支援システムの開発と利用——データベースの構築と被害想定シミュレーション——、地域安全学会論文報告集、1991、pp.131～140.
 - 9) 松澤 宏・杉村昌広：名古屋地盤における地盤情報を用いた液状化危険度解析の試み、土質工学会中部支部第3回地盤工学シンポジウム、1991、pp.57～62.
 - 10) 杉村昌広・松澤 宏・谷口仁士：地盤情報データベースシステムの構築とその液状化危険度解析への適用、地盤情報のデータベース化に関するシンポジウム講演論文集、土質工学会、1991、pp.175～182.
 - 11) 土質工学会中部支部編著：最新名古屋地盤図資料編データベース、名古屋地盤図出版会、1990.
 - 12) 愛知県防災会議地震部会：濃尾地震を想定した愛知県の被害想定予測調査報告書、愛知県防災会議地震部会、1991、pp.33～34.
 - 13) 谷口仁士・飯田汲事：地震時住家被害予測法定式化への試み——主として、地盤液状化に起因する被害を中心に——、日本建築学会構造系論文報告集、No.365、1986、pp.108～118.
 - 14) 半田正夫・紋谷 男編：著作権のノウハウ [第3版]、有斐閣、1988、pp.
 - 15) 半田正夫・紋谷 男編：著作権のノウハウ [第3版]、有斐閣、1988、pp.
 - 16) 半田正夫・紋谷 男編：著作権のノウハウ [第3版]、有斐閣、1988、pp.
 - 17) 半田正夫・紋谷 男編：著作権のノウハウ [第3版]、有斐閣、1988、pp.
 - 18) 半田正夫・紋谷 男編：著作権のノウハウ [第3版]、有斐閣、1988、pp.
 - 19) 岩尾雄四郎：地盤情報データベースに関する問題点と今後の展望、土木学会論文集、No.409. IV—II、1989、pp.145～150.
 - 20) 名和小太郎：情報社会の弱点がわかる本、JICCブックレット、P.17.
 - 21) 日本建築学会東海支部・土質工学会中部支部・名古屋地盤調査研究会編著：名古屋地盤図、コロナ社、1969.
 - 22) 土質工学会地盤情報のデータベース化に関する調査委員会：地場案情報のデータベース化に関する調査検討報告、土質工学会地盤情報のデータベース化に関する調査委員会
 - +) Tokimatu, K. and Yoshimi, Y. :Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content, Soils and Foundation, Vol. 23, No. 4, Dec., 1983.
 - +) Seed, H. V., Tokimatu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M. :Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Jour. of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 111. No. GT12, 1985, pp. 1425 ～ 1445.
 - 23) 土質工学会中部支部編著：最新名古屋地盤図

第3章 名古屋地盤の土質工学的性質、名古屋地盤図出版会、1968,

24) 土質工学会編：土質基礎工学のための地震・耐震入門、入門シリーズ10, 土質工学会

25) 土質工学会：

+) 松澤 宏：地盤情報のデータベース化と利用、中部地質調査業協会 情報化に関する勉強会資

料, 1990.

+) (財) ソフトウェア情報センター：プログラマのための知的財産権概論, C MAGAZINE, 1991

pp.34~51.

+) 土質工学会地盤情報のデータベース化に関する研究委員会：

ここでは、各方面からの意見を聞き取りたいことをもて、

因みに、地盤情報のデータベース化の重要性について、

情報処理の重要性を、

抱えることに過ぎない。[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

情報処理と利用の重要性を、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

整理し、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

見が、[第3版]、有斐閣、1988、pp.73-74

建築構造設計における地盤調査

株式会社日建設計名古屋事務所

理事 副所長 本郷 智之

1. まえがき

私は、建築の構造設計に多年にわたり携わってきましたが、基礎・地業に関するトラブルは、重大な問題になる事が多く、又基礎・地業の設計の良否が工事費に大きく影響を及ぼすので、地盤及び地盤調査に大きな関心をいだいてきました。

先年、「最新名古屋地盤図」の作成に関与した時に、多くの地質調査業の方々や、土木関係の方々と話す機会がありました。その時に、建築分野における地盤調査内容の貧弱さや、建築構造設計者の地盤に対する認識の不足を痛感させられました。又、その時に、建築の地盤調査は本数も少なく、標準貫入試験一本やりという批判もいただきました。

建築の構造設計に当たって、どういう地盤調査を行うかは、技術者の経験と判断によっており、統一したルールはありません。1985年に日本建築学会から「建築基礎設計のための地盤調査計画指針」が刊行されましたが、あくまでも参考としての指針で、これに従っているわけではありません。一方、一般的にどういう地盤調査がなされているかといった実情把握の資料もありません。今回、この小論を書くに当たり、若干の調査をしましたが、これはあくまでも限られた資料であり、一般的傾向を示す事が検証されたわけではありません。従って、以下の内容はあくまでも、筆者の限られた経験内での話しである事を念頭においてお読みいただければと思います。

2. 名古屋市内における高層ビルの地盤調査

名古屋市内の高層建築の設計に当たって行われた、地盤調査の最深ボーリングは表1に示す152mであり、この記録は以後破られていないと思います。表1は、市内港区七番町地内に建設が計画された、地下1階、地上24階建の高層住宅の設計に当たって行われた地盤調査項目の概要です。これは1974年に行われた調査ですが、これ以外に三本の先行ボーリング調査が行われています。当時は、高層ビルの動的耐震設計のための地盤の動的調査が、名古屋で本格的に行われ始めた時期で、通常の土質試験以外に、地盤の動的性状把握のために、PS検層、常時微動、密度検層が詳細に行われています。この時には、更に耐震設計の課題として、地震資料の統計的解析、地盤の動的性状に基づく地震時の振幅推定と入力地震波の選定も行われています。以後、名古屋市内では多くの高層ビルが建設されてきましたが、表1の調査項目がこれら高層ビルの地盤調査のモデルになったのではないかと思います。尚、この時の調査では、深度152m迄には第三紀層の地層は確認されていません。

表2は、市内中区千代田に建設中の、地下6階、地上15階の高層ビルの設計及び施工計画のために
行われた地盤調査の概要です。1988年に調査が行われ、調査内容は、表1と大差ありませんが、建物
が深く、基礎底が地表面下37mに達するという特殊条件の為に、地下水に対する調査（地下水位、被
圧水頭、地盤の透水係数）が詳細に行われています。又、基礎底下部に海部弥富累層の粘性土がある
ため、長期荷重下における変形特性を調べるために一軸クリープ試験を、地盤の変形性状を把握する
ために孔内水平載荷試験を実施しています。尚、この建物は現在工事中ですが、地下が深く、掘削土
量が20万m³を越える大規模地下工事であるために、土圧、地下水位、地盤変位等の計測を行いながら
工事が進められています。

現在、名古屋市内中心部で、高層建築を設計する場合の地盤調査での最深ボーリング深度は、第三
紀層の深さを確認する100m程度を目安に行われています。建物の地下掘削に伴う、地盤のリバ
ウンド量や沈下量推定のための影響範囲、及び地震動の地盤による増幅特性を考える場合に、第三紀
層を基盤面と考える事が多いためであると考えられます。

表1. 調査数量表 (1)

1974年調査 名古屋市港区

ボー リ ン グ No	深 度 (m)	N 値 (回)	不 撓 乱 試 料 採 取 数 (個)	物理試験				力学試験				P S 検 層	常 時 微 動	密 度 検 層
				粒 比 度	含 水 重 比	液 性	塑 性	単 体	一 軸	三 軸	圧 密			
1	152	112	0	25	14	0	0	0	0	0	0	0~152m 80点	GL-80m	3~152m 連続
2	75	62	9	22	10	9	9	9	9	9	9	—	—	—
3	48	49	3	13	3	3	3	3	3	3	3	—	GL-48m	—
4	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	—	GL-10m	—
5	20	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	—	GL-20m	—
6	32	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	—	—	—
7	33	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	—	—	—
8	32	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	—	—	—
計	402	314	14	62	29	14	14	14	14	14	14	80点	その他地表 2 計 6地点	3~152m

表2. 調査数量表 (2)

1988年調査 名古屋市中区

ボー リ ン グ No	深 度 (m)	N 値 (回)	不 攪 乱 試 料 採 取 数 (個)	物理試験				力学試験				動的 変形 試験	特性 試験	孔 内 水 平	載 荷 試 験	PS 検 層	常 時 微 動	現 場 透 水 試 験
				粒 比 含 水 度 重 比	液 性 性	塑 性 性	単 体	一 軸	三 軸	圧 密	一 軸							
1	100	80	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0~100m 2m間隔	—	3
2	80	69	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	—	—	—	5
3	80	62	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	—	—	—	5
4	55	47	8	12	3	8	2	8	3	0	0	1	0	—	—	—	—	0
5	55	50	3	10	3	3	0	0	3	3	2	0	0	—	—	地表 GL-35m	—	0
6	55	55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	—	—	—	—	0
7	55	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	—	—	—	—	0
計	480	412	11	26	6	11	2	8	6	3	6	14	51	2	13			

3. 一般的地盤調査の現状

前項では、高層建築の設計における地盤調査の概要について述べましたが、これは特殊なケースで、通常の一般的建築物の設計に当たっては、どのような地盤調査が行われているのでしょうか。まえがきにも述べましたが、一般的ルールはなく、個々の建物毎に、その構造設計担当者（時には、構造設計の担当者が関与しないこともある）が、自分の経験と判断によって調査計画を立てているのが実情です。そうした中で、多くの技術者が参考にしていると思われる、日本建築学会の「建築基礎設計のための地盤調査計画指針」では、地盤構成が大旨想定できる場合の地盤調査計画として「ボーリング・標準貫入試験による調査は、建築面積（建物の水平投影面積）300~500㎡に1か所を目安に、1か所以上とする。簡易粒度試験は、少なくとも1か所のボーリングにつき、標準貫入試験時に採取された全試料について行う。調査深さについては、N値50以上の地層を5m以上確認するものとする。」となっています。

筆者らは、最新名古屋地盤図総論の中で、ボーリング本数については、一本では不足であると考え「ボーリング本数については、予備調査のものも含めて最低2箇所、ボーリング間隔は20~40mが1

つの目安になるう。」と提案している。

今回、建築設計事務所2社について、高層、低層の建物に関係なく、全種類の建物について、最近の地盤調査の内容を調査しました。その結果が図1、図2、表3に示してあります。尚、調査地域は、愛知県を中心にそれ以外の地域も含んでいます。

(1) ボーリング本数と建築面積

図1はA社の60件（建築面積が12万㎡の建物は図から除いてある）の建物の建築面積とボーリング本数との関係です。この図からわかるように、値が非常にばらついている事と、建物種別でいえば、工場のように低層で建築面積の大きい建物と、それ以外の建物とでは顕著な違いがあるという事がわかります。A社の場合、ボーリング一本当たりの建築面積は、60件の単純平均で1,036㎡、上下3件の極端に平均値よりはずれているものを除いた54件の平均値は868㎡です。これを工場と工場以外の建物に分けると、前者の平均値が2,427㎡、後者の平均が573㎡です。

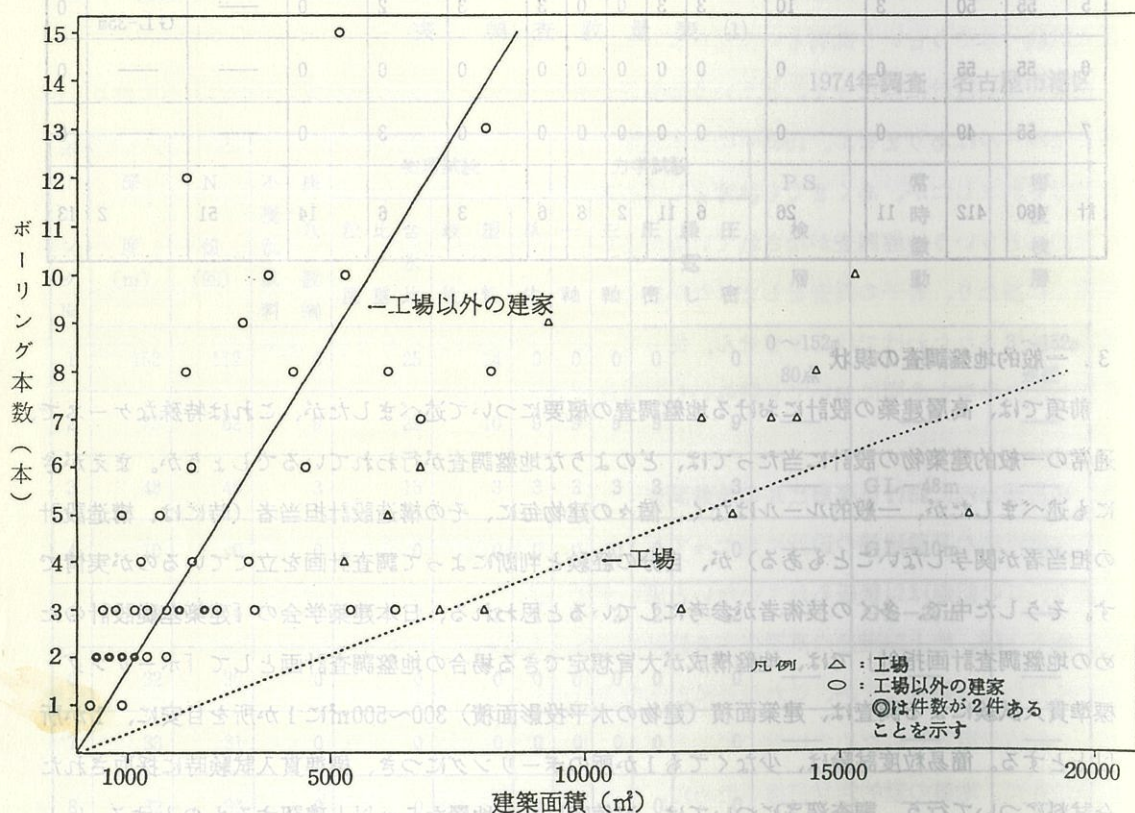


図1. 建築面積とボーリング本数（A社）

図2はB社の9件（建築面積が24,000㎡の建物は図から除いてある）の建物の建築面積とボーリング本数との関係です。B社の場合、9件の単純平均が884㎡で、低層で建築面積の大きい建物2件を除

いた7件の平均値は583㎡です。

果樹園地割合 (%)

従って、ボーリング本数一本当たりの建築面積は、低層で建築面積の大きい建物以外では600㎡弱で、学会指針300~500㎡より若干大きく(調査密度が粗い)なっているといえます。また、工場のように低層(2~3階以下)で建築面積の大きい建物では、学会指針の目安は当てはまらず、ボーリング一本当たりの建築面積はかなり大きい(調査密度がかなり粗い)といえます。

更に、調査本数でいえば、ほとんどの建物で最低二本のボーリング調査が行われている事、又これらの図には記載されていないが、丘陵地等の地盤が変化していると考えられる場所では、当然の事ながら、より多くのボーリング調査が行われているという結果が出ています。

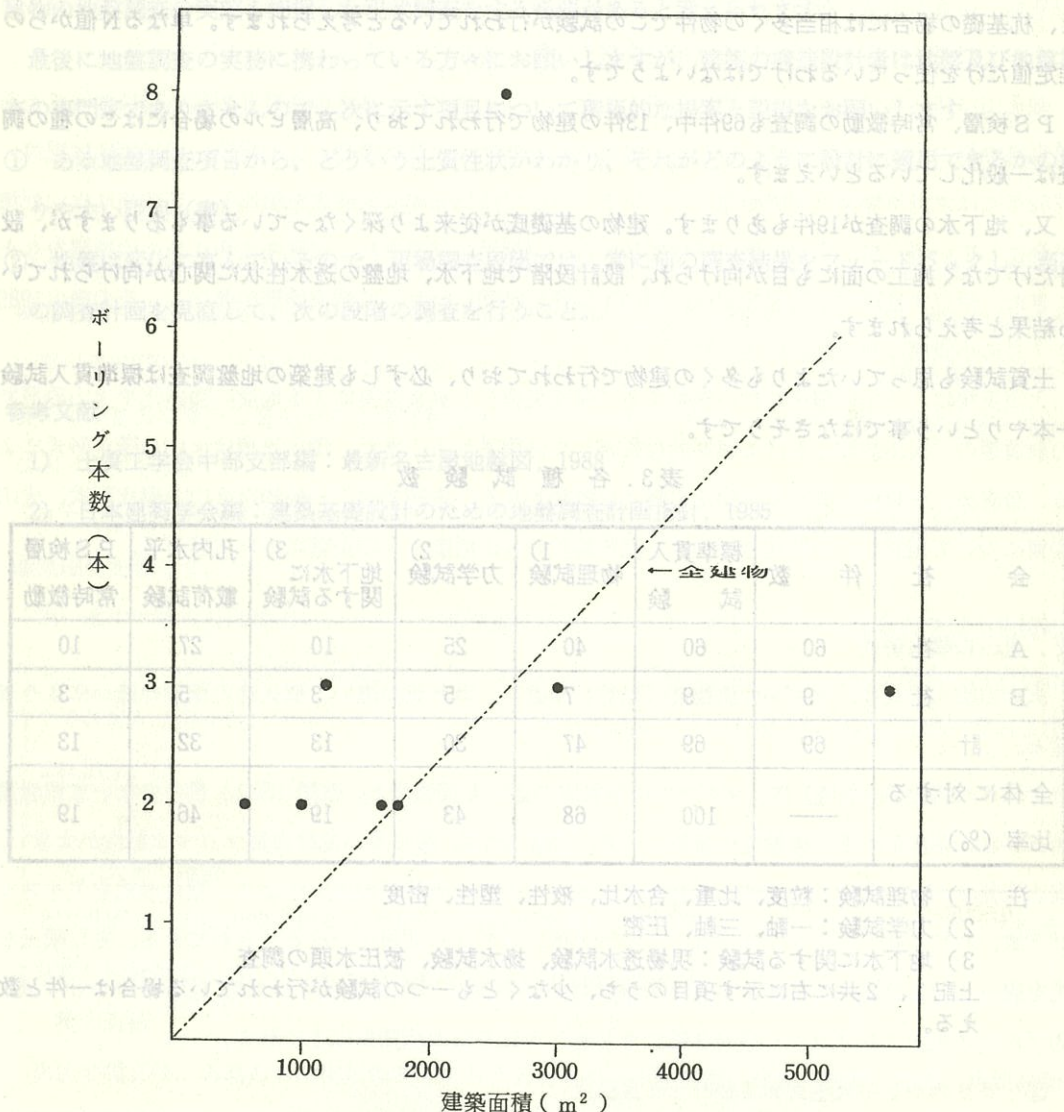


図2. 建築面積とボーリング本数 (B社)

(2) 各種試験結果

表3は、A社、B社合わせた69件の土質試験等の試験数の概要を示したものです。学会指針では、簡易粒度試験を行う事を奨めています。調査物件の7割で物理試験が行われており、物理試験を行っている物件は必ず粒度試験を行っています。

最近の傾向として、建築においても、杭の設計に当たって、鉛直荷重だけではなく、水平力を考慮する事が常識になっています。その場合の水平地盤反力係数の K_h の推定には $K_h = 0.8 E_0 B^{-3/4}$ (kgf/cm) 式が多く使われていますが、この式のうち、地盤の変形係数 E_0 をより実際の地盤の値に近づけるために、孔内水平載荷試験が行われることが多くなっています。調査件数の46%の建物で孔内水平載荷試験が行われている事は、69件の中には杭基礎ではなく、直接基礎の建物もある事を考えると、杭基礎の場合には相当多くの物件でこの試験が行われていると考えられます。単なるN値からの推定値だけを使っているわけではないようです。

P S 検層、常時微動の調査も69件中、13件の建物で行われており、高層ビルの場合にはこの種の調査は一般化しているといえます。

又、地下水の調査が19件もあります。建物の基礎底が従来より深くなっている事もありますが、設計だけでなく施工の面にも目が向けられ、設計段階で地下水、地盤の透水性状に関心が向けられている結果と考えられます。

土質試験も思っていたよりも多くの建物で行われており、必ずしも建築の地盤調査は標準貫入試験一本やりという事ではなさそうです。

表3. 各種試験数

会 社	件 数	標準貫入 試 験	1) 物理試験	2) 力学試験	3) 地下水に 関する試験	孔内水平 載荷試験	P S 検層 常時微動
A 社	60	60	40	25	10	27	10
B 社	9	9	7	5	3	5	3
計	69	69	47	30	13	32	13
全体に対する 比率 (%)	—	100	68	43	19	46	19

注 1) 物理試験：粒度、比重、含水比、液性、塑性、密度

2) 力学試験：一軸、三軸、圧密

3) 地下水に関する試験：現場透水試験、揚水試験、被圧水頭の調査

上記1、2共に右に示す項目のうち、少なくとも一つの試験が行われている場合は一件と数える。

4. 終わりに

以上、建築構造設計における地盤調査の実態について、簡単な調査と考察を試みました。もとより、全体を網羅した調査ではありませんので、一般的とはいえませんが、実態の一面は把握したものであると思います。これより、ボーリング本数は日本建築学会の調査指針より若干少なめである事、建築の地盤調査が必ずしも標準貫入試験一本やりではない事等がわかりました。

しかし、現在日本全国で設計されている建物の多くは小規模な建物が圧倒的に多く、鉄筋コンクリート造の1戸当たりの平均延床面積が808㎡、鉄骨造が340㎡になっています。従って、1戸当たりの平均建築面積は、当然これより小さいわけです。上記調査の1戸当たりの平均建築面積はA社の場合6,460㎡、B社の場合4,570㎡で、日本全国の平均値よりはかけ離れていますので、今後は、中小の建物の地盤調査の実態も把握した現状調査をする必要があると考えられます。

最後に地盤調査の実務に携わっている方々にお願いしますが、建築の構造設計者は地盤及び地盤調査の専門家ではありませんので、次に示す項目について積極的な提案と説得をお願いします。

- ① ある地盤調査項目から、どういう土質性状がわかり、それがどのように設計に適用できるかの解りやすい説明（書）。
- ② 地盤は変化に富んでいるので、現場調査段階では、常に前の調査結果をフィードバックし、当初の調査計画を見直して、次の段階の調査を行うこと。

参考文献

- 1) 土質工学会中部支部編：最新名古屋地盤図，1988
- 2) 日本建築学会編：建築基礎設計のための地盤調査計画指針，1985

中部地方の火山災害※

応用地質株式会社 中部支社

技術センター 坂田 章 吉

1. まえがき

昨年(1991年)5月以降、九州地方では雲仙普賢岳の活動が活発化し、火砕流の発生により人命や家屋に多大な被害が発生している。

中部地方においても過去に、火山活動により災害が引き起こされた記録が認められる。災害記録が残されている火山は、岐阜―長野県境の御岳山、焼岳、岐阜―石川県境の白山、静岡―山梨県境の富士山および伊豆半島沖の手石海丘(伊豆東部火山群)の5火山である。

御岳山は1979年10月に水蒸気爆発を起こした。また、1984年9月には長野県西部地震に伴って土石流災害が発生したことは記憶に新しい。焼岳では1585年に水蒸気爆発と火山泥流、1915年には泥流、1962年には水蒸気爆発と泥流が発生している。白山では1554年に火砕流を噴出し、1579年に火山泥流が発生している。富士山では歴史時代に30回以上の活動が記録され、家屋や人命に多くの被害を与えてきた。伊豆半島沖の手石海丘では、1978年以降11年間にわたって群発地震が発生し、その後の1989年7月に小規模な海底噴火が生じた。

火山災害は、火山の噴火に伴い発生する「噴火災害」と温泉変質による地盤の脆弱化や火山砕屑物の崩壊等の「火山地域における恒常的な災害」に分類される。また、噴火災害は火山の噴火形式により、溶岩流、火砕流、降下火砕物など様々な種類がある。本稿では、一般的な火山の噴火形式、火山災害について概説し、中部地方における歴史時代の火山活動と火山災害について述べる。

2. 火山の噴火形式

火山の噴火形式は、マグマの流動性(粘性)の違い、ガス圧の違い、噴火時の環境の違いにより異なる。

マグマの流動性(粘性)は、マグマの化学組成の違いを反映する。珪酸(SiO_2)量の少ない玄武岩質マグマは、粘性が小さく流動性に富む。一方、珪酸(SiO_2)量の多い流紋岩質マグマは粘性が大きい。安山岩質マグマは両者の中間的な粘性を有する。マグマの流動性(粘性)の違いにより、噴火形式をアイスランド式、ハワイ式、ストロンボリ式、ブルカノ式、プリニー式等に分けることができる。主な噴火形式を表-1および図-1に示し、それを更に①アイスランド式およびハワイ式、②ストロンボリ式、③ブルカノ式およびプリニー式の3種にまとめ、それぞれの概要を以下に示す。

① アイスランド式噴火およびハワイ式噴火

※ 本稿で述べる中部地方は、静岡県、岐阜県、愛知県、三重県および長野県の一部からなる地域を指す。

粘性の小さい玄武岩質マグマの活動による火山にみられる噴火形式であり、ほとんど爆発を伴わずに玄武岩質溶岩を比較的穏やかに流出する。

② ストロンボリ式噴火

玄武岩質～苦鉄安山岩質マグマの活動による火山にみられる噴火形式であり、小爆発を伴い半溶融状の溶岩や岩塊を噴出する。

③ ブルカノ式噴火およびプリニー式噴火

安山岩質、デイサイト質、流紋岩質マグマの活動による火山にみられる噴火形式である。噴出する溶岩の粘性が大きいため、激しい爆発を起こす。火砕流を伴う場合がある。プリニー式噴火はこのような噴火のうち、より激しいものを指す。

しかし、すべての噴火がこのように分類されるわけではなく、九州の雲仙普賢岳の噴火は粘性の大きいデイサイト質マグマの活動によるものであるが、これらの分類には入らない。

マグマのガス圧の違いも噴火様式に影響を与える。ガス圧が高い場合には、ブルカノ式噴火やプリニー式噴火を生じ、火砕流の噴出が行なわれることが多く、ガス圧が低い場合はアイスランド式やハワイ式等の比較的穏やかな噴火を生じることが多い。

火砕流は、高温の火山灰や火山弾、火山岩塊等の固体と火山ガス等の気体とが一団となって高速で斜面を流下する現象である。溶岩円頂丘の爆発により発生する火砕流を「プレー型」、溶岩円頂丘や厚い溶岩流の崩壊により発生する火砕流を「メラビ型」、爆発的噴火で高く上昇する噴煙柱から別れた噴出物が重力で落下し発生する火砕流を「スフリエール型」と呼ぶ。火砕流の噴出様式を表－２および図－２に示す。

また、マグマがマグマ溜中の水や地下水、地表水と接した場合、水が急激に水蒸気となりマグマ水蒸気爆発を起こす。

浅い水中で噴火した場合は、マグマ水蒸気爆発を起こし、その際に火口から環状に噴煙が急速に広がるベースサージを発生させる場合もある。また、水中に溶岩流が流出すると枕状溶岩や溶岩が水で冷やされ細かく砕かれたハイアロクラスタイトが形成される。水中の噴火については表－３および図－３に示す。

3. 火山災害の種類

火山災害は、火山の噴火に伴って起こる「噴火災害」と噴火を伴わない「火山地域における恒常的な災害」に分類される。以下にそれぞれの火山災害の概要を示す。

1) 噴火災害

火山の噴火は、各種の火山噴出物をもたらすとともに、山体崩壊、津波、地震、空振、地殻変動等の随伴現象を伴う。これらの火山噴火災害の加害因子を表－４に示す²⁾。

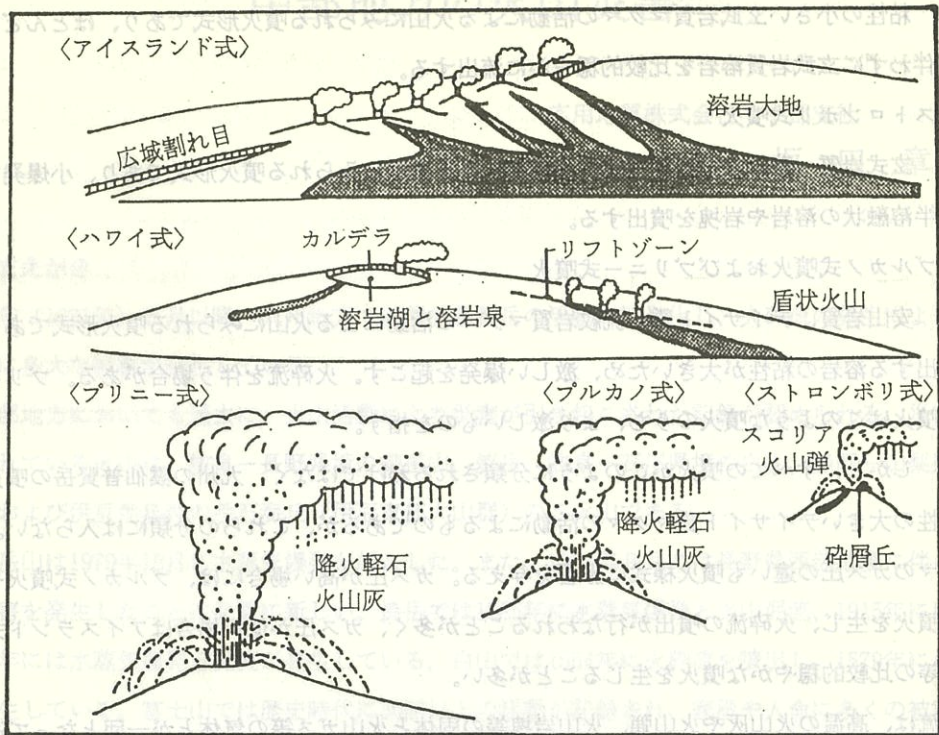


図-1 火山噴火様式の模式図⁹⁾

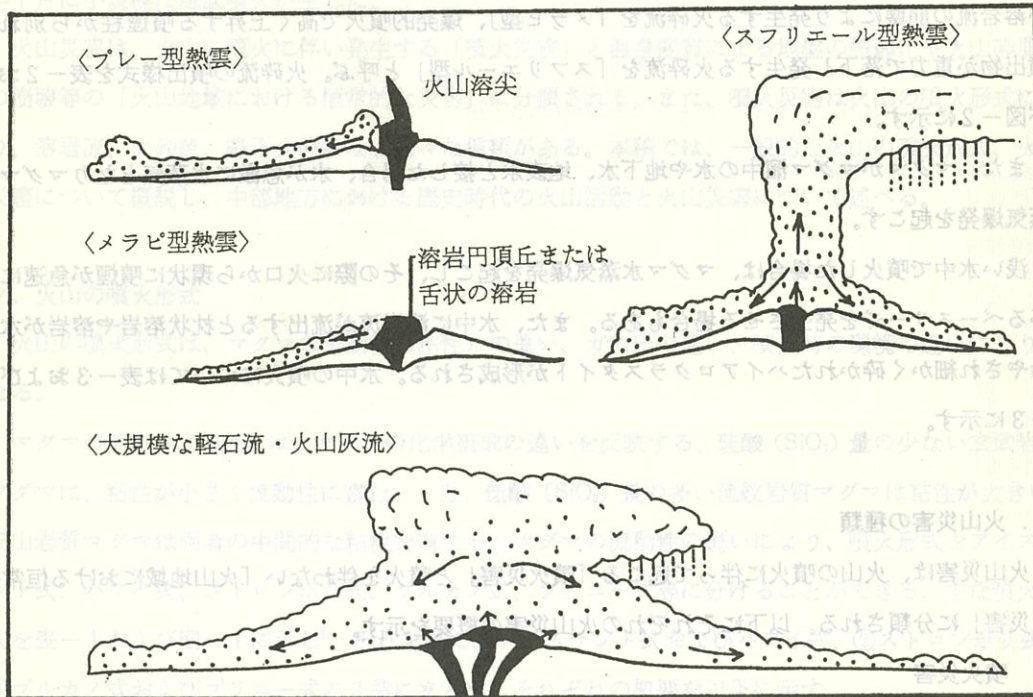


図-2 火砕流の噴出様式の模式図⁹⁾

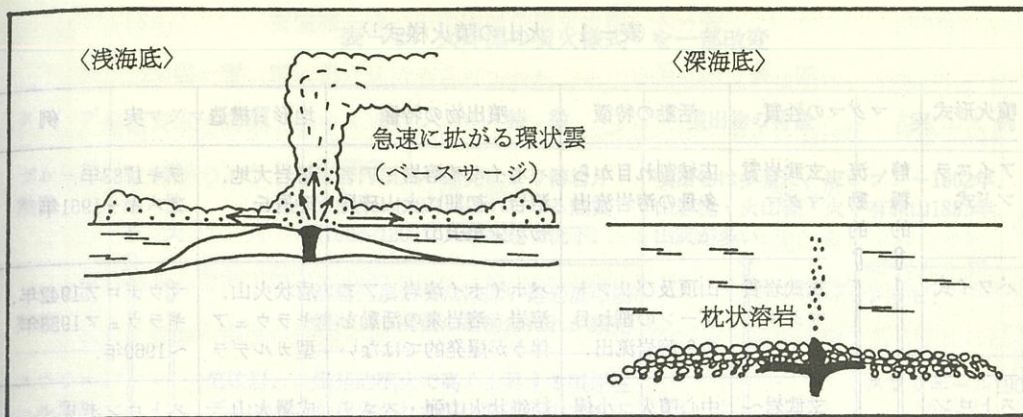


図-3 水中噴火の模式図¹⁾

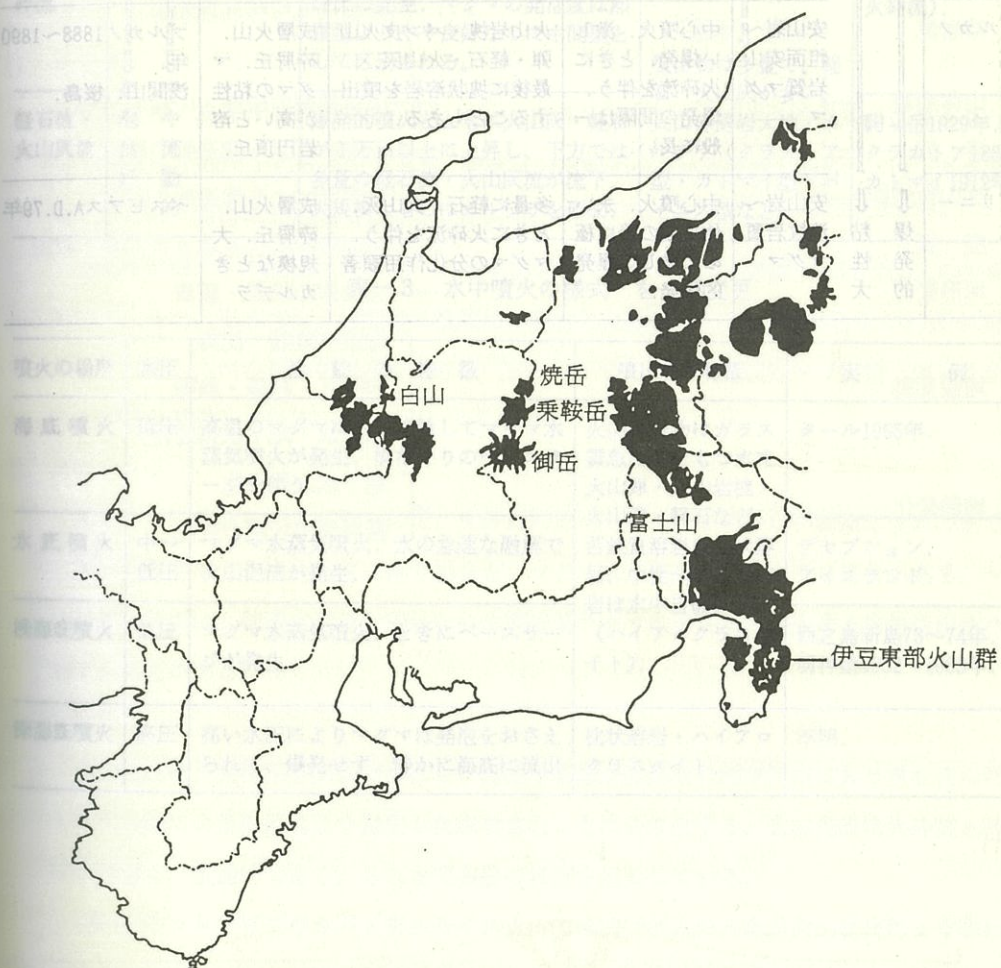


図-4 中部地方の第四紀火山分布図
(火山名は中部地方の活火山のみ)

表-1 火山の噴火様式¹⁾

噴火形式	マグマの性質	活動の特徴	噴出物の特徴	地形・構造	実 例
アイスランド式	↑ 玄武岩質 ↑ 流動的 ↑ マグマ	広域割れ目から多量の溶岩流出	パホイホイ溶岩・アア溶岩。初期に火山碎屑物が少量噴出。	溶岩大地、碎屑丘	ラキ1783年、アスキャ1961年
ハワイ式	↑ 玄武岩質 ↑ マグマ	山頂及びリフトゾーンの割れ目から溶岩流出。	パホイホイ溶岩、アア溶岩・溶岩泉の活動を伴うが爆発的ではない	盾状火山、キラウエア型カルデラ	マウナロア1942年、キラウエア1958年～1960年。
ストロンボリ式	↓ 玄武岩～ ↓ 苦鉄安山 ↓ 岩質マグ ↓ マ	中心噴火、小爆発をおこし半溶融状態の溶岩塊を噴出。	紡錘状火山弾・スコリア・火山灰のほか、ときにパホイホイまたはアア溶岩を噴出。	成層火山、碎屑丘。	ストロンボリ、三原山1950～1951年
ブルカノ式	↓ 安山岩～ ↓ 粗面安山 ↓ 岩質マグ ↓ マ	中心噴火、激しい爆発。ときに火砕流を伴う。爆発の間隔は一般に長い。	火山岩塊・パン皮火山弾・軽石・火山灰。最後に塊状溶岩を噴出することもある。	成層火山、碎屑丘。マグマの粘性が高いと溶岩円頂丘。	ブルカノ1888～1890年、浅間山、桜島。
プリニー式	↓ 安山岩～ ↓ 粘流紋岩質 ↓ 爆発的 ↓ 大マグマ	中心噴火、永い休止期の後に極めて激しい爆発的爆発。	多量に軽石・火山灰。ときに火砕流を伴う。マグマの分化作用顕著	成層火山、碎屑丘。大規模なときカルデラ	ベスピアスA.D.79年

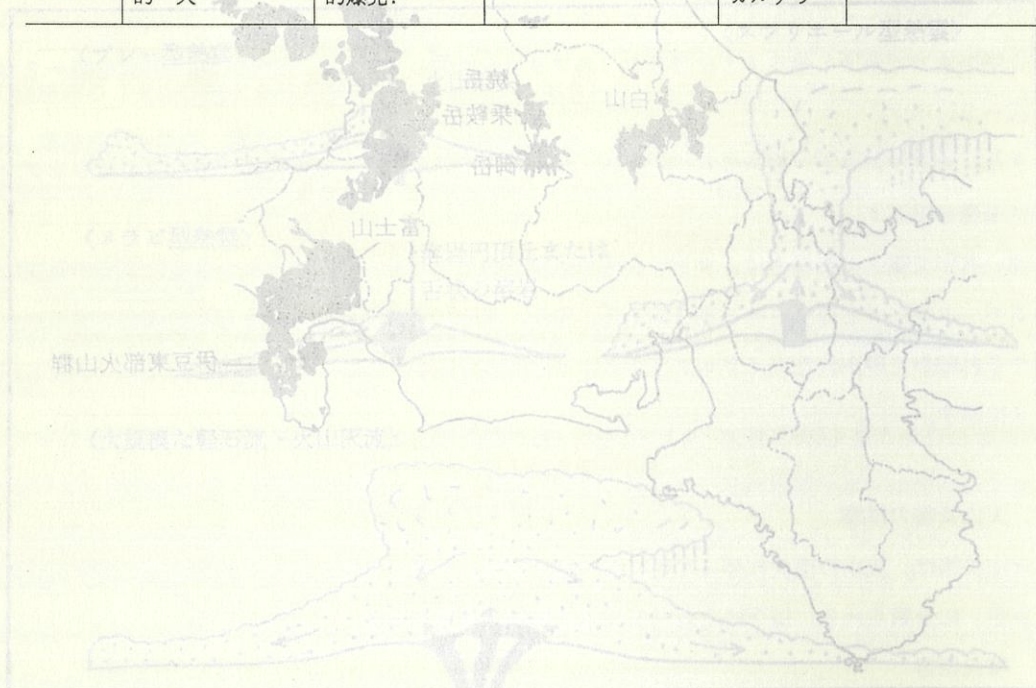


図-1 火山の噴火様式
図-1 火山の噴火様式
(火山の噴火様式)

表-2 火砕流の噴火様式¹⁾を一部改変

タイプ	マグマの性質	噴火の特徴	噴出物の特徴	実山火例
プレー型熱雲	粘性大 発泡不良	溶岩円頂丘の爆発により溶岩片・火山灰・火山ガスからなる熱雲(700~1200℃)が高速で流下。	噴出物は少量で、火山岩塊・火山礫・火山灰が多い。	プレー1902年、有珠山1853年。
メラビ型熱雲	↑↑	溶岩円頂丘または厚い溶岩流の崩壊により高温の岩屑なだれが頻発	↑	メラビ。
スフリエール型熱雲	↑↑	爆発的噴火で高く上昇する噴煙柱から分かれた噴出物が重力で流下	↑	スフリエール1902年
中間型火砕流	↓ ↓ 流紋岩、デイサイト、安山岩質マグマ、 発泡良好	爆発的噴火とともに軽石・火砕流の発生。マグマの発泡度は熱雲型よりやや良好なので中間型として区別される。	↓ 噴出物は多量で、軽石・火山灰が多い。	浅間山1783年(吾妻火砕流)。
軽石流・火山灰流	↓ ↓ 発泡良好	爆発的噴火とともに火山灰・軽石が1万m以上に上昇し、下方では多量の軽石流・火山灰流が流下。大規模なものはカルデラを形成。	↓ 火山砕屑岩大地・カルデラ(クラカトア型・カトマイ型・バイエス型など)	駒ヶ岳1929年、クラカトア1883年、カトマイ1912年。

表-3 水中噴火の様式¹⁾を一部変更

噴火の場所	水圧	活動の特徴	噴出物の特徴	実例
海底噴火	低圧	高温のマグマに水が接触してマグマ水蒸気噴火が発生。横なぐりのベースサージを伴う。	火山砕屑物はガラス質急冷縁をもつ水冷火山弾・火山岩塊・火山礫・軽石など、	タール1965年。
水底噴火	中～低圧	マグマ水蒸気噴火。氷の急速な融解で火山泥流が発生。	苦鉄質溶岩は枕状溶岩、中性～珪長質溶岩は水中自破碎溶岩(ハイクラスタイト)。	デセプション、アイスランド。
浅海底噴火	低圧	マグマ水蒸気噴火。ときにベースサージが発生。		西之島新島73~74年、明神礁1952~1953年。
深海底噴火	高圧	高い水圧によりマグマは発泡をおさえられて、爆発せず、静かに海底に流出	枕状溶岩・ハイクラスタイト。	不明。

表-4 噴火災害の加害因子²⁾を一部変更

加 害 因 子			災 害 要 因	
火 山 噴 火	火山ガス		ガス中毒、大気・水質汚染 成層圏エアロゾル増加→気候変動	
	降下火砕物	火山塵 (細粒)		
		火山灰	降下・付着・埋積	
		軽石・スコリア・火山礫		
		火山岩塊・火山弾 (粗粒)	落下衝撃→破壊・埋積・火災	
	火砕流	(高温)(中～高速)	掃過域の決定的破壊・埋積 高温のものは火災発生	
	火砕サージ	(高一低温)(高速)		
	火山泥流	(低温)(中速)		
	溶岩流	(高温)(低速)		
随 伴 現 象	山体崩壊		— 山体斜面の破壊・山麓の埋積	
	津波		— 沿岸の冠水・構造物の破壊	
	火山性地震		— 地震動による建造物の破壊	
	空振		— 空気振動による窓ガラス等の破壊	
	地形変化		— 火山体の成長・破壊	
象	地殻変動		地殻の隆起・沈降 地割れ・断層・曲動	
	地熱変化		地表水・地下水系変化	
			地下水水温変化	
			温泉湧出状況の変化	

① 降下火砕物

爆発的噴火によって空中に放出された火砕物（火山碎屑物）は、重力により落下し、落下衝撃、埋積、火災等をもたらす。さらに降下火砕物は住民の他、農地、農作物、家畜、森林、構造物にも被害を与える。

降下火砕物は、火口から弾道を描くように放出される「弾道投出物」と、噴煙から降ってくる「噴煙からの降下物」に分類される。弾道投出物である火山岩塊、火山弾の落下衝撃による被害は火口から数kmの範囲で発生することが多い。一方噴煙からの降下物である細粒の軽石、火山礫、火山灰は火口付近から風下側の広い範囲に堆積する。

御岳の火山灰や軽石は、前橋や軽井沢付近まで分布することが確認されている。また、1783年の浅間山の天明噴火では、火口から約10km離れた軽井沢宿に焼け石が降り、家屋が破壊・焼失し、死者も出たことが記録されている。

② 火砕流

火砕流は、高温の火山灰や火山弾、火山岩塊等の固体と火山ガスや空気等の気体からなる高温（数100～1200℃）の粉体流である。流速は秒速数十mという高速である。このような特徴を有するため、瞬時に大規模な被害をもたらす。

1902年に西インド諸島マルチニーク島モンプレで発生した火砕流では28,000人の生命が奪われた。また、日本でも、1783年に浅間山で発生した鎌原火砕流では463名もの村民が犠牲となっている。九州の雲仙普賢岳では昨年（1991年）5月から小規模なメラビ型（表-2参照）の火砕流が多発している。

③ 火砕サージ

横なぐりの噴煙というべきもので、火砕流に比べて固体粒子が少ない希薄な流れである。

雲仙普賢岳のように火砕流に伴う場合と、マグマ水蒸気爆発で発生する場合がある。マグマ水蒸気爆発では、普通火砕流を伴わない玄武岩質マグマによっても発生する可能性があり、注意する必要がある。

④ 火山泥流

火山泥流は、火砕流や山体崩壊により発生する岩屑流が火口湖や河川に入り水を含んだり、火砕流の熱による融雪により発生した水を含むことにより生ずる。火山泥流は火砕流と同様に流速が速く、破壊的であり、これまで多数の災害を起こしている。

1985年のコロンビアのネバドデルルイス火山では22,000人の人命が火山泥流により奪われた。

⑤ 溶岩流

溶岩流は、数100～1200℃の高温の流体である。溶岩流の流速は人間が脱出できる程度の速度であるが、溶岩流の流下により建造物や農耕地、森林を破壊、焼失させ、埋積する。

⑥ 山体崩壊

火山体は力学的に不安定な構造を有しており、噴火により山体の一部が大規模に崩壊することがある。この崩壊物質は岩石なだれ（岩屑流）となり、高速で流下し災害を起こす。1888年の磐梯山や1990年のセントヘレンズ山の火山活動で発生している。また、岩屑流が河川や湖に入り、土石流となることもある。

⑦ 津波

火山噴出物や山体崩壊物質が、高速で多量に海中に進入した場合に発生する。

1792年に九州の雲仙岳眉山が火山活動に関連した地震により崩壊し、山体の東半分が前面の海に流入し津波を引き起こした。この津波は対岸の熊本県側に達し、15,000人の死者を出す日本最大の火山災害となった。この災害は、「島原大変、肥後迷惑」と言い伝えられている。

⑧ 火山性地震

地下のマグマの活動に伴って発生する地震である。1989年7月伊豆半島東方沖の「手石海丘」における小噴火に伴って、火山性地震が発生している。

⑨ 空振

爆発的な噴火により振動が空中を伝わり、窓ガラス等を破壊する。

⑩ 火山ガス

火山ガスは95～99.9%が水蒸気であるが、HF、HCl、SO₂、H₂S、CO₂、H₂、N₂などを少量含んでいる。これらは濃度が高いと動植物にとって有害となる。

1986年、アフリカ、カメルーンのニオス湖火山からCO₂が突出し、1,700名の死者を生じた。

2) 火山地域における恒常的な災害

火山地域における恒常的な災害としては、次のものがある。

① 温泉変質による地盤の脆弱化

温泉や硫気孔周辺の地盤は、熱水変質を被り、地沁りや崩壊を起こしやすくなっている。

② 火山ガス

噴火時の被害と同様に、硫気孔や炭酸孔からのガスにより動植物が被害を被ることがある。

群馬県草津白根では、1971年にスキーヤー6名、1976年に登山者3名が火山ガスにより死亡している。

③ 水質汚濁

温泉から流出する酸性の温泉水が河川に入り、魚類や植物を死滅させる場合がある。

④ 火山砕屑物の崩壊

火山体を構成するルーズな火山砕屑物が、豪雨、長雨、融雪等による水の供給や地震動に

よって崩壊する。1984年に御岳山において長野県西部地震に伴い大規模な岩屑流が発生している。

4. 中部地方における火山災害の事例

中部地方に分布する第四紀火山としては岐阜県北西部には白山、願教寺山、大日ヶ岳、鷲ヶ岳、岐阜県北西部には焼岳、乗鞍岳、御岳がある。静岡県には富士、愛鷹、湯ヶ原、多賀、宇佐美、伊豆東部火山群、天城、達磨、棚場、蛇石、南崎の各火山が分布する。中部地方における第四紀火山の分布を図-4に示す。

これの第四紀火山のうち活火山（過去2000年以内に活動した記録のある火山と噴気活動の活発な火山）は焼岳、乗鞍、御岳、白山、富士山、伊豆東部火山群である。これらの活火山のうち噴気活動中の乗鞍を除く歴史時代に火山災害の記録のある5火山について概要を述べる。

1) 御岳山

御岳山は、それぞれが数万年程度の期間を有する活動期と静穏期が交互に2回繰り返し、現在に至っており、現在は2回目の静穏期にあたると思われる。2回の活動期に形成された火山体は、それぞれ古期御岳火山、新期御岳火山とよばれ、大量の噴出物を繰り返し放出し大きな火山体を形成した（図-5）³⁾。

歴史時代に記録されている御岳の活動としては、1979年10月の活動がある。この活動は1979年10月28日の早朝に、剣ヶ峰の南斜面で発生した水蒸気爆発である。

数時間にわたる弱い火山性地震の後、午前5時20分頃から噴火が始まった。噴出源は、山頂南側の地獄谷谷頭部に形成された北西-南東方向の雁行状の割れ目に沿う小火口列であった。

初期の噴煙は白色で小規模であったが、しだいに大規模になり、午前9時すぎには暗灰色の噴煙が脈動するように吹き上げ、風下の北東山麓では降灰が認められた。御岳山北東の開田村の一部では正午頃から降灰のために暗くなり、火山灰が凝集し3～5mmの塊となって落下した。午後2時頃には、噴火は最盛期となり、噴煙は500～600mに達した。また、岩片が剣ヶ峰の周辺に落下し、神社・山小屋などを破壊した。地獄谷では火山灰の粉体流が流下した。夕方には噴煙は衰え、29日の早朝にはほぼおさまり、この活動は約24時間で終了した⁴⁾。

1984年9月14日には長野県西部地震(M=6.8)に伴い、大規模な岩屑流やいくつもの斜面崩壊が発生して、29名の生命を奪った。

王滝川支流の伝上川源頭部で山体崩壊が発生し、崩壊土砂は岩屑流となって伝上川から濁川を経て王滝川へ流下した。王滝川の閉塞により天然ダム湖が形成された。発生した岩屑流は流下の過程で河川水を取り込み、土石流となったと推定される。この大規模崩壊は「御岳崩れ」と呼ばれている。崩

崩壊土砂量は3600万 m^3 に及ぶ。堆積土砂の層厚は濁川と王滝川との合流付近では約60mに達した。崩壊土砂の流路は図-5に示すように、一部は尾根を越えて隣の沢である鈴ヶ沢にも入り込んでいる。また、王滝川と合流する地点にある比高約50mの尾根をも飛び越している。崩壊土砂の流速は、目撃等により餓鬼ヶ咽までは23m/sec、餓鬼ヶ咽から氷ヶ瀬の間は4~7m/secと推定されている(図-6)⁹⁾。(ア-図) ぶくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

御岳崩れの他に王滝川上流地区の滝越地区や王滝村中心部の松越地区でも崩壊が発生し、道路・河川・民家に大きな被害をもたらし、多くの生命を奪った。山白おががが標高350mに達する崩壊の、ふ

2) 焼岳

焼岳は、溶岩円頂丘からなる狭義の焼岳(硫黄岳)と、その北側の割谷山、南側の白谷山・アカンダナ山から構成されるが、歴史時代の活動が記録されるのは、硫黄岳のみである。山火害被害の被害者

硫黄岳は、最下部凝灰角礫岩層・下部溶岩層・上部溶岩層に分類され、溶岩層はそれぞれ2枚の溶岩からなる。溶岩円頂丘は、この最新期の溶岩からなる。

歴史時代には、何回もの活動があり、1585年には、水蒸気爆発と火山泥流により約300戸の家屋が埋没したとされている。1915年の活動では、山頂東側で爆発し、発生した泥流が梓川をせき止めて大正

おが焼岳の手187、ふくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

本おのよががが西よのこ、ふくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

おが焼岳の手187、ふくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

おが焼岳の手187、ふくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

おが焼岳の手187、ふくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

おが焼岳の手187、ふくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

おが焼岳の手187、ふくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

おが焼岳の手187、ふくろ山火合流はあるや山火源部の外側800m、山麓古・室賀町、山白

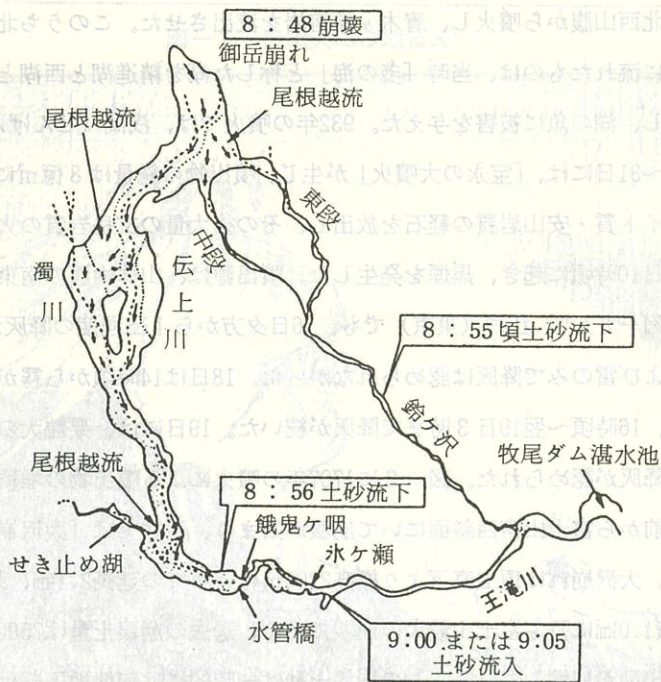


図-6 御岳崩れに伴う土砂の流出図⁹⁾

池を作った。また、1962年には、山頂北側の割れ目から水蒸気爆発が発生し、泥流が北東斜面から梓川へ向って流下した。この時の噴石により4名が負傷した⁷⁾。

3) 白山

白山は、加賀室・古白山・新白山の3時代の成層火山から成る複合火山である(図-7)⁸⁾。約4400年前には新白山の山体崩壊が発生し、山頂部に馬蹄形に開いた凹地が形成されたと推定される。この崩壊で発生した岩屑なだれは白山東麓の大白川に沿って流下し、最大層厚150mの大白川岩屑流堆積物を形成した。約3000年前には山頂の凹地で噴火が発生したと推定される。この噴火により流出した白水滝溶岩は大白川に沿って流れ、大白川岩屑流堆積物を覆った。活動は歴史時代まで続き、山頂付近に翠ヶ池等の小火口群が形成された。1554年には火砕流が発生し、手取川が汚染され飲料水や魚類に被害を与えた。1579年には噴火により火山泥流が発生した。また、この噴火により神社が焼失した^{9,10)}。

4) 富士山

富士山は、複雑な活動史を持つ複合火山であり、現在の山体を形作る新富士火山の下位に、小御岳火山、古富士火山が隠されている。歴史時代には30回以上の活動が記録されている。781年の活動では降灰が記録される。800~801年には激しい降灰があり足柄路が埋没し、このために箱根路が開かれた。864~866年には、北西山腹から噴火し、青木ヶ原溶岩を流出させた。このうち北西に流れたものは本栖湖に達し、北方に流れたものは、当時「浅の海」と称した湖を精進湖と西湖とに2分した。この溶岩流は人家を埋没し、湖の魚に被害を与えた。932年の噴火では、浅間(せんげん)神社が焼失した。

1707年12月16日~31日には、「宝永の大噴火」が生じ、噴出物の総量は8億m³に達した。この噴火では、最初はデイサイト質・安山岩質の軽石を放出し、その後大量の玄岳岩質の火砕物を放出した。最初の爆発は12月16日10時頃に起き、黒煙が発生した。噴出源は、山体中腹の南東斜面に形成された3つの火口である(図-8)¹¹⁾。江戸(東京)でも、16日夕方から1cm程度の降灰が認められた。17日は、地震、空振および雷のみで降灰は認められなかった。18日は14時頃から霧が発生したように細粒の火山灰が浮遊し、16時頃~翌19日3時まで降灰が続いた。19日には、粟粒大の降灰があり、その後、27日まで断続的に降灰が認められた。図-9に1707年の噴火による噴出物の堆積状況を示す^{11,12)}。

また、約1000年前から富士山南西斜面にいて崩壊が始まり、現在では「大沢崩れ」と呼ばれる大規模な崩壊となった。大沢崩れは頂上直下より標高2200m付近までの延長2.1km、最大幅500m、最大深さ150m、崩壊面積1.0km²に及ぶ富士山最大の崩壊である。過去の崩壊土量は7500万m³におよび現在も年間20万m³程度の土砂が崩壊している。この崩壊土砂は一時的には崩壊地下部付近に堆積し、その後融雪期の降雨や夏期の集中豪雨により土石流となって流下し、下流地域に何度も災害を引き起こして

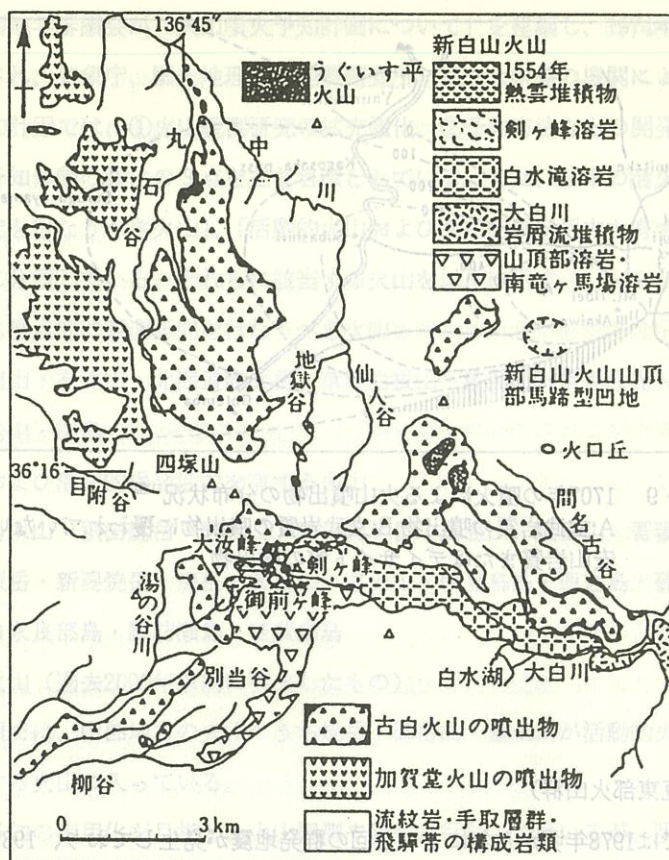


図-7 白山火山の地質図⁸⁾

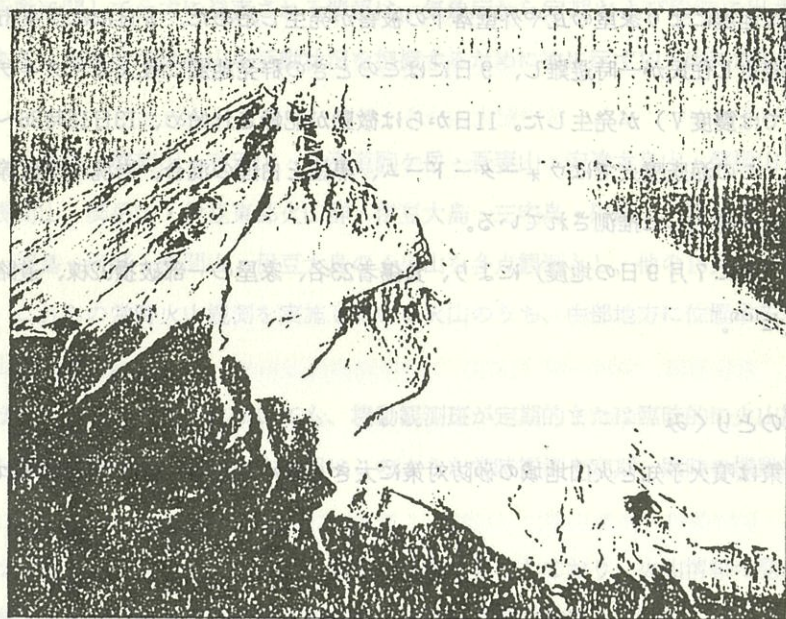


図-8 富士山南東斜面にみられる1707年に形成された宝永火口⁴⁾
上からⅠ，Ⅱ，Ⅲの3つの火口がみられる。

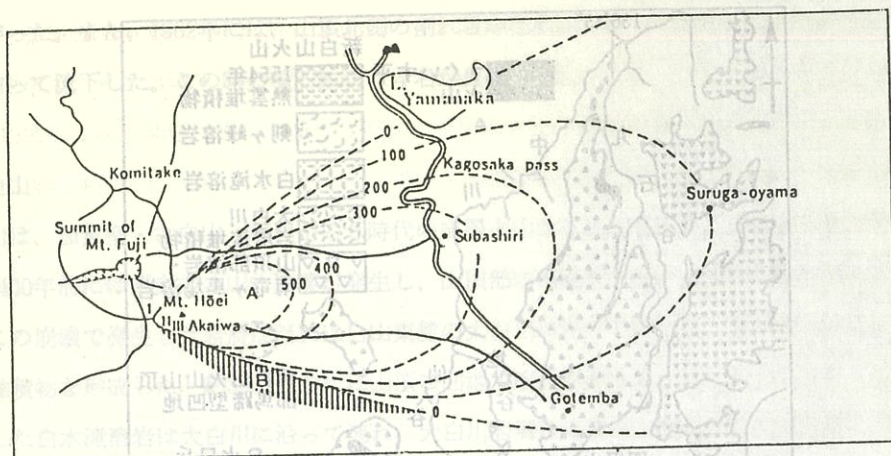


図-9 1707年の噴火による火山噴出物の分布状況
A:玄武岩質の噴出物,B:玄武岩質の噴出物に覆われていない
安山岩質またはデイサイト質の噴出物

いる。

5) 手石海丘（伊豆東部火山群）

伊豆半島東方沖では1978年頃から年に1～2回の群発地震が発生しており、1989年は6月30日18時過ぎから群発地震が始まった。7月4日8時頃から地震回数が増加し、同日午後からは有感地震も多発し、5日からは地震により家屋の瓦や外壁落下の被害が発生し始めた。8日には伊東市内で地震によりガス漏れが発生し住民が一時避難し、9日にはこのときの群発地震で最大のマグニチュード5.5の地震（伊東市では震度V）が発生した。11日からは微動が記録され始め、13日18時36～45分に海底噴火が発生した。この海底噴火ではウォータードーム、黒煙と白煙の混合、岩塊の飛散等が認められ、マグマ水蒸気爆発が発生したと推測されている。

この群発地震（主に7月9日の地震）により、負傷者23名、家屋の一部破損92棟、道路損壊24箇所
の被害が発生した^{14,15}。

5. 火山災害へのとりくみ

火山災害の対策は噴火予知と火山地域の砂防対策に大きく分けられる。以下、それぞれについて述べる。

1) 噴火予知

1973年に文部省測地学審議会が「火山噴火予知計画について」を建議し、1974年から噴火予知計画が5年ごとに策定され、気象庁、国土地理院、地質調査所、国立大学等の機関によって実施されている^{6,15)}。この噴火予知計画では、①火山観測研究の拡充強化、②予知方法などの開発および基礎研究の推進、③火山噴火予知体制の強化の3点を主な目標としている。また、日本の活火山を「活動的で特に重点的に観測研究を行なうべき火山」、「活動的火山および潜在的爆発活力を有する火山」、「その他の活火山」の3種に分類している。それらに該当する火山を以下に示す。

① 活動的で特に重点的に観測研究を行なうべき火山

十勝岳・樽前山・有珠山・北海道駒ヶ岳・草津白根山・浅間山・伊豆大島・三宅島・阿蘇山・雲仙岳・霧島山・桜島

② 活動的火山および潜在的爆発活力を有する火山

雌阿寒岳・岩木山・秋田焼岳・岩手山・秋田駒ヶ岳・鳥海山・蔵王山・吾妻山・安達太良山・磐梯山・那須岳・新瀉焼岳・焼岳・御岳山・富士山・伊豆鳥島・西之島・硫黄島・鶴見岳・薩摩硫黄島・口永良部島・諏訪瀬島・硫黄鳥島

③ その他の活火山（過去2000年以内に噴火したもの）

これらの分類では、中部地方の火山のうち焼岳・御岳山・富士山が活動的火山および潜在的爆発活力を有する火山に入っている。

このように噴火予知の実用化を目指し、火山観測や研究を行なっているが、現在、噴火予知は実用化されていない。

現在火山活動に関して公式に発表される情報は、気象庁から定期および臨時に出される「火山情報」のみである。気象庁では火山の活動状況を把握するために次に示す19火山に対して常時観測を実施している。

雌阿寒岳・十勝岳・樽前山・有珠山・北海道駒ヶ岳・吾妻山・安達太良山・磐梯山・那須岳・草津白根山・浅間山・御岳山・伊豆東部火山群・伊豆大島・三宅島・阿蘇山・雲仙岳・霧島山・桜島

このうち、桜島・阿蘇・浅間山・伊豆大島の4火山を多点観測とし、他の15火山では1点観測を行っている。これらの常時火山観測を実施している火山のうち、中部地方に位置する火山は御岳山と伊豆東部火山群である。

気象庁ではこれら以外の火山についても、機動観測班が定期的または臨時的に火山観測を実施し、活動の把握と研究に努めている。火山情報はこのような常時観測や定期・臨時的機動観測に基づき発表される。

火山情報は火山災害を防ぐために非常に重要な役割を果たしており、火山情報の発表が気象庁の業務として法制化された1965年以降は噴火災害による死傷者数は激減している。

2) 火山地域の砂防対策

火山地域にはルーズな火山碎屑物が分布し、豪雨・長雨・融雪等による水の供給や地震等によって崩壊が発生し易い。このため、火山地域では多くの砂防対策が実施されている。中部地方では焼岳・乗鞍岳・御岳山・白山等で昭和初期から砂防事業が実施されている。火山地域の砂防対策に関する事業としては

1971年 「火山緊急対策砂防事業」

1987年 「特定火山周辺総合泥流対策事業」

1988年 「総合溶岩流対策砂防事業」

が創設され、1989年にはこれらの事業が統合化し、「火山砂防事業」となった。

火山砂防事業では

① 火山砂防地域の設定と火山砂防計画の策定

② 火山泥流・火砕流・溶岩流等の火山噴出物の想定氾濫図（いわゆるハザードマップ）の作成

③ 避難路・避難場所の設置

④ 導流路、ブロックダム、鋼製ダム等の砂防施設の設置・既設ダムの除石・改良

等を実施している⁶⁾。これら①～③はソフト対策と呼ばれ、④のような構造物を利用した対策はハード対策と呼ばれている。

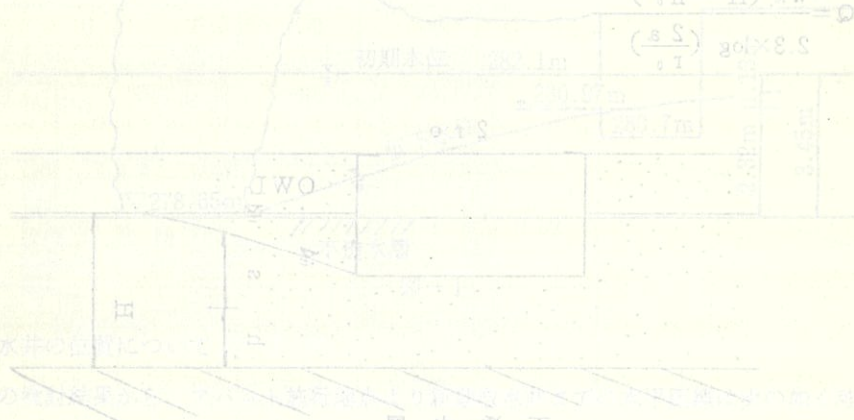
6. あとがき

火山噴火は数百年～数千年の休止期の後、突然発生することもあり、中部地方で火山災害の記録のある御岳山・焼岳・白山・富士山・手石海丘（伊豆部火山群）以外の第四紀火山でも今後噴火の可能性が全くないわけではない。また、第四紀火山の多くは火山特有の急傾斜地形を呈しルーズな堆積物で構成されるため、これらの火山地帯では砂防対策は怠ることなく行なうことが望まれる。

参考文献

- 1) 荒牧重雄（1978）：火山活動とマグマ。アーバンクボタ，15，26-29
- 2) 横山 泉、荒牧重雄、中村一明（1979）：岩波講座地球科学，7「火山」，岩波書店83-116
- 3) 山田直利・小林武彦（1988）：御岳山地域の地質，地域地質研究報告（5万分の1地質図幅），地質調査所，136p
- 4) 山下 昇・粕野義雄・糸魚川淳二（1988）：日本の地質5「中部地方Ⅱ」，共立出版，p183
- 5) Aramaki, S.・Ossaka, J. (1983) : Eruption of Ontakesan, October 28, 1979. Report on volcanic activities and volcanological studies in Japan for the period from 1979 to 1982, for the X VIII general assembly of IUGG AND IAVCEL, 1-7

- 6) 松林正義 (1991) : 火山と砂防, 鹿島出版会
- 7) Yamada, T. (1963) : Report of the 1962 activity of Yakedake Volcano, Central Japan. J. Fac. Liv. Arts. Sci. Shinshu Univ. 12, 47-68
- 8) 長岡正利・清水 智・山崎正男 (1985) : 白山火山の地質と形成史, 石川県白山自然保護センター研究報告, 12, 1-7
- 9) Yamasaki, M., Nakanishi, N., Kasno, Y. (1964) : Nuee ardente deposit of Hakusan Volcano, Sci. Rep. Kanazawa Univ., ser. 2, 7, 1-28
- 10) 山崎正男・富樫茂子・守屋以智雄・清水 智 (1987) : 白山山頂付近の河口・馬蹄形凹地・溶岩流および東麓の岩屑流堆積物, 火山, 2集, 30, 145-146
- 11) Tsuya, H., Machida, H. and Shimozuru, D. (1988) : EXPLANATORY NOTE FOR GEOROGIC MAP OF MT. FUJI (SECOND PRINTING), GEOLOGICAL SURVEY OF JAPAN.
- 12) Tsuya, H. (1955) : Geological and petorogical studies of Volcano Fuji, V. -On the 1707 eruption of Volcano Fuji. Bull. Erthq. Res. Inst., 33, 341-383
- 13) 村山 馨 (1977) : 日本の火山災害, 講談社, 179-185
- 14) 小宮 学 (1990) : 伊豆半島東方沖の地震および噴火, 地質学雑誌, 99, 2, 123-131
- 15) 小野晃司・曾屋龍典・須藤 茂・宇都浩三・山本孝広 (1990) : 1989年伊東沖海底噴火の噴出物, 地質学雑誌, 99, 2, 142-146
- 16) 久保寺章 (1991) : 火山噴火のしくみと予知, 古今書院



上水道源調査について (浅層地下水調査事例)

株式会社キンキ地質センター

砂 口 観 市

1. 調査概要

岐阜県加茂郡白川村大字五加において、白川横断の道路（五加3号橋）が計画されている。この五加3号橋アバット付近には飲料用の井戸があり、アバット施行による井戸枯れの影響が危惧されるため、調査を計画し実施した。

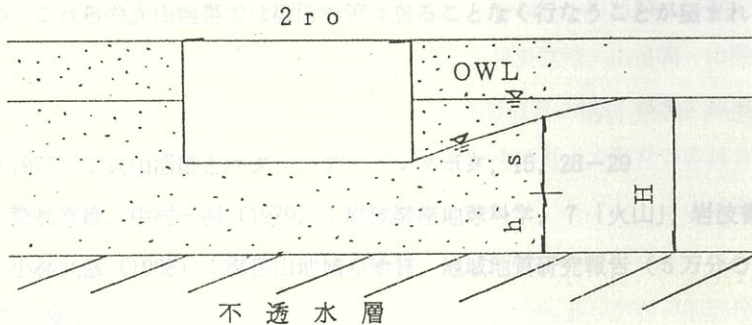
2. 地形・地質概要

当調査地は飛騨川の支流である白川の右岸に位置している。付近は飛騨川及びその支流（白川、黒川等）の激しい浸食作用によって形成されたV字谷地形を呈し、僅かに段丘面が平坦地として認められる。

付近は中世代末期の激しい酸性火山活動によって噴出し、岐阜県の総面積の1/4以上を占める飛騨流紋岩類が広く基盤をなしており、その上位を段丘堆積層、崖堆積層、現河床堆積層が被覆している。

3. アバット建設に伴う取水源への影響

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log \left(\frac{2a}{r_0} \right)}$$



透 水 係 数 $k = 1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} = 0.06 \text{ m/min}$

水 頭 $H = 282.1 - 278.65 = 3.45 \text{ m}$

低下後の水頭 $h = 0 \text{ m}$

影響半径

$a \approx 24\text{m}$ (掘削面から河川水位までの距離)

井戸半径

$$r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{10 \times 13.3}{3.14}} \approx 6.5\text{m}$$

∴揚水量

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{2a}{r_0} \right)}$$
$$= \frac{3.14 \times 0.06 \times (3.45^2 - 0^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{2 \times 24.0}{6.5} \right)} = 1.123 \text{ m}^3/\text{min}$$

次に、工事により $H=278.65\text{m}$ の不透水層まで水位を低下させたとき、 $r_1=16\text{m}$ 地点 (取水源) での水位は次の如くなる。

$$1.123 = \frac{3.14 \times 0.06 \times (3.45^2 - h_0^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{2 \times 24.0}{16.0} \right)}$$

$$h_0 = 2.32\text{m}$$

これより、取水源での水位は

$$278.65 + 2.32 \approx 280.97\text{m}$$

となり、取水源の井戸底 ($H=280.7\text{m}$) より 0.27m の水位となる。一般に水深は最小 1.0m 程度は確保したく、この 0.27m の水深で更に簡易水道を使用する事は不可能と考えられる。(図-1)

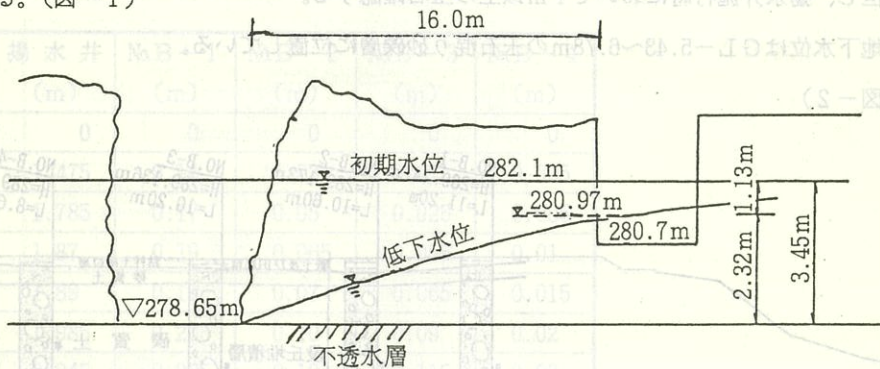


図-1

4. 新期取水井の位置について

上記の検討結果から、アバット施行地点より新期取水井までの水平距離は次の如く考えられる。

(条件1)

$$k = 1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} = 0.06 \text{ m/min}, \quad a = 24\text{m}$$

$$Q = 1.123 \text{ m}^3/\text{min}$$

新期井戸底 $H=279.7\text{m}$ (現井戸より 1m 深くする)

低下水位 $H=280.7\text{m} \rightarrow h_o=2.05\text{m}$

水位低下量 $S=282.1\text{m} \rightarrow 280.7\text{m}=1.4\text{m}$

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_o^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{2a}{r_o} \right)} = \frac{3.14 \times 0.06 \times (3.45^2 - 2.05^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{2 \times 24.0}{r_o} \right)}$$

$\therefore r_o = 13.17\text{m}$

(条件2)

条件1で新期井戸底を現井戸と同様の深度とする。

$$1.123 = \frac{3.14 \times 0.06 \times (3.45^2 - 3.05^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{2 \times 24.0}{r_o} \right)} \rightarrow r_o = 31.02\text{m}$$

新期井戸深さを現状より1m深くすれば13.17→15m, 現状のままでは31.02→35m程度の水平距離が必要となる。

5. ボーリング調査結果

ボーリング調査結果は、GL-8.60~10.60m以深に基盤岩である濃飛流紋岩が認められ、その上部には $\phi 10 \sim 100\text{m/m}$ の亜円〜円礫を主体とし、Max $\phi 350\text{m/m}$ の玉石を混入する玉石混り砂礫層が大部分を占め、地表付近を砂質土及び粘性土の薄層が覆っている。

但し、揚水井施行時において1m以上の玉石確認する。

地下水位はGL-5.43~6.78mの玉石混り砂礫層に位置している。

(図-2)

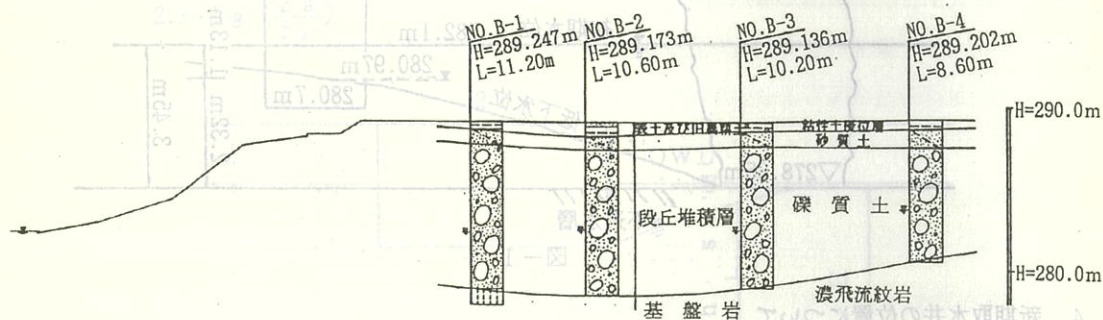


図-2 地質想定断面図

6. 揚水井の施工

ボーリング結果を基に掘削孔径 $\phi 400\text{m/m}$ 、仕上孔径 $\phi 318.5\text{m/m}$ 、深度11.0mとし、施工位置及び構造は図-3, 4, 5とする。

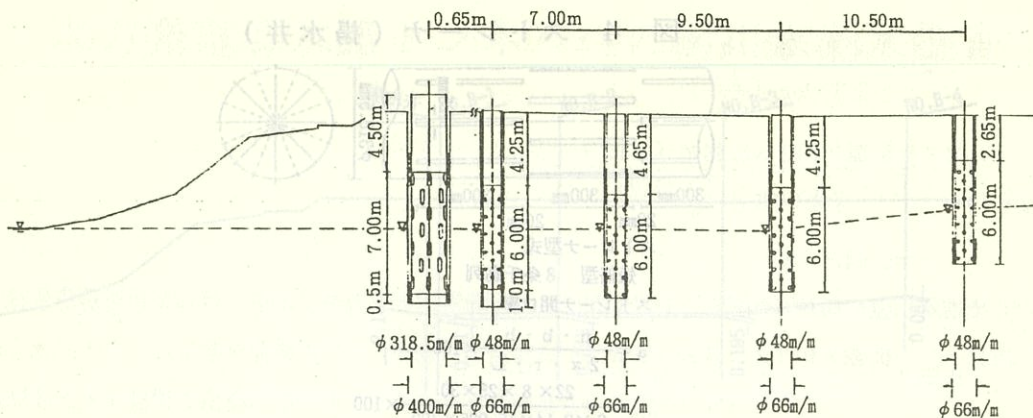


図-3 揚水試験井配置図

7. 揚水試験結果

予備試験を実施し、最大揚水量 $Q=110\text{ l/min}$ を得る。

次に 110 l/min を7段階にわけて段階試験を実施し、揚水井の水位変動の関係から $\log S - \log Q$ グラフを作成し、限界揚水量 $Q_{\max}=110\text{ l/min}$ を得る。この結果から適正揚水量 $Q_u=100\text{ l/min}$ （限界揚水量の90%）を求めた。更に適正揚水量 $Q_u=100\text{ l/min}$ で24時間連続揚水を実施し、地下水位の動き及び揚水停止後の水位回復を調査した。（表-1、図-6）この結果より水位低下に落ち着きが認められ、充分 100 l/min の水量は確保できよう。

表-1 連続揚水試験地下水変化一覧表（ $Q=100\text{ l/min}$ ）

揚水時間 (分)	揚水井 (m)	No.B-1 (m)	No.B-2 (m)	No.B-3 (m)	No.B-4 (m)
0	0	0	0	0	0
10	1.475	0.14	0.03	0.01	0.005
20	1.785	0.17	0.05	0.025	0.005
40	1.87	0.19	0.065	0.055	0.01
60	1.89	0.195	0.07	0.065	0.015
120	1.985	0.205	0.10	0.09	0.02
240	2.045	0.225	0.12	0.115	0.03
480	2.09	0.265	0.16	0.15	0.04
720	2.105	0.28	0.175	0.165	0.05
960	2.115	0.29	0.19	0.175	0.06
1200	2.135	0.30	0.20	0.185	0.07
1440	2.15	0.31	0.215	0.195	0.08
回復時間 (分)	揚水井 (m)	No.B-1 (m)	No.B-2 (m)	No.B-3 (m)	No.B-4 (m)
900	0.07	0.065	0.07	0.07	0.04

水力発電導水路トンネルへの河川水漏水調査

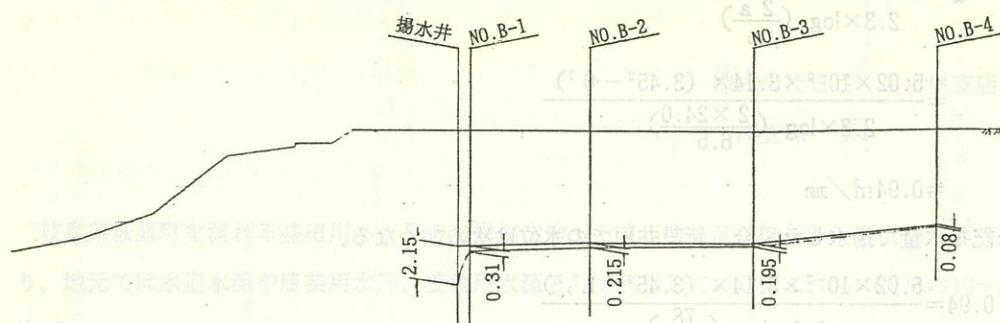


図-6 地下水位断面図
(連続24時間揚水時)

8. 水理定数の算定

連続揚水試験結果を基に、水理定数を決定すると表-2のようになる。

表-2 水理定数一覧表

算 定 式		透水係数 (cm/sec)
平衡式	Theimの式	8.94×10^{-2}
	Theimの式	8.42×10^{-2}
非平衡式	Jacobの式	2.08×10^{-1}
	回復式	1.52×10^{-1}
水際にある井戸の揚水式		2.85×10^{-2}
平 均 値		8.36×10^{-2}

9. 橋梁（アバット）工事に伴う新設井戸について

今、橋梁工事により $H=278.65\text{m}$ の不透水層まで水位低下させた時、揚水量は次の如くなる。

$$(\text{最大揚水量}) = 250 \times 4 \times 30.000 = 30000 \text{ (mm)}$$

$$(\text{最大揚水量の1/10}) = 3000 \text{ (mm)}$$

ポンプコッター、3ヶ所、必要揚水量、100mm、必要揚水量、100mm、必要揚水量、100mm

可及的なる水質を、必要のポンプコッター、必要のポンプコッター、必要のポンプコッター

5箇所の電極設置位置を図-1に示す。

この観測において、初めに電極を直列に繋ぐことにより1台の低電圧発生器での観測を試みたが、

$$Q = \frac{k \pi (H^2 - h_0^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{2a}{r_0} \right)}$$

$$= \frac{5.02 \times 10^{-2} \times 3.14 \times (3.45^2 - 0^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{2 \times 24.0}{6.5} \right)}$$

$$\approx 0.94 \text{ m}^3/\text{min}$$

上記揚水量で揚水した場合、新設井戸での水位は次の如くなる。

$$0.94 = \frac{5.02 \times 10^{-2} \times 3.14 \times (3.45^2 - h_0^2)}{2.3 \times \log \left(\frac{78}{50} \right)}$$

$$h_0 \approx 3.04 \text{ m}$$

これより、新設井戸での水位は

$$278.65 + 3.04 = 281.69 \text{ m}$$

となり、新設井戸の透水層下端 ($H = 279.047 \text{ m}$) より 2.643 m の水位となる。以上の結果を模式図にすれば図-7 の様になる。

従って、新設井戸は $100 \text{ l}/\text{min}$ で 24 時間連続揚水した場合でも水位低下が 2.15 m である事より、充分使用可能となる。

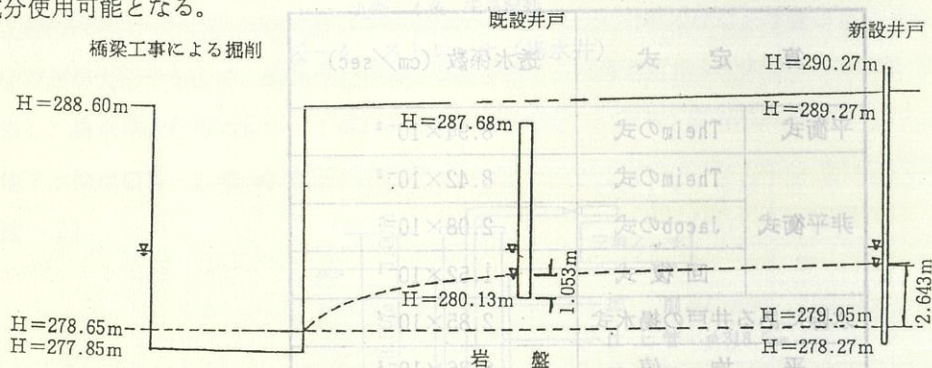


図-7 模式図 (河川縦断)

10. あとがき

今回調査時においては約30家屋の家庭が使用する。

1家屋4人とし、1人1日約250 l (厚生省、簡易水道指針) 使用すると考えると次の様になる。

$$Q = 250 \times 4 \times 30 = 30,000 \approx (1 \text{ 日必要揚水量})$$

$$q = \frac{30000}{24 \times 60} \approx 21 \text{ l}/\text{min} \text{ (1分間当たりの必要揚水量)}$$

なお、朝夕必要量はその5倍程度 $100 \text{ l}/\text{min}$ は必要と考えられる。

今回調査結果においても、 $100 \text{ l}/\text{min}$ の揚水量は確保されているため、充分給水することは可能であろう。

水力発電導水路トンネルへの河川水漏水調査

株式会社日さく名古屋支店

調査課 東 勉

岐阜県萩原町を流れる益田川へ、その左岸側山地から流出する流域面積250～900haの溪流が5つあり、地元では水道水源や農業用水源、養魚用水源として利用している。これらの溪流の10～50m下を横断して水力発電のための導水路トンネルが伏設されている。

地元では昭和20年末に、このトンネルが建設された頃から、これらの溪流水が減少するようになり、色々の問題が生じてきた。このため町役場水道課のもとで現在問題となっている大ヶ洞川（流域面積605ha）を対象として次の調査を行なった。

- (1) 水理地質調査………地表地質踏査、電気探査、調査ボーリング
- (2) トレーサー試験
- (3) トンネル内漏水量測定
- (4) 河川流量測定

本調査で最も苦心したのは送水中でも河川水がトンネル内に漏水していることを証明することであった。断水中では実際に入坑しトレーサーの観測と漏水量を測定した。

調査は次の手順で行なった。

- (1) 断水中に入坑し、湧出箇所を確認した。
- (2) 主な5ヶ所の湧水箇所に水（比）抵抗を計るための電極（センサー）取り付け、竖坑を経て地上の観測記録計までキャップタイヤコードを引いた。
- (3) 低電流発生器から直流電流を流し、トレーサー（NaCl）の到達による水抵抗の変化を電圧変化で観測する装置を設置した。電流は電極の電蝕を防ぐため極力少なくし、0.05mAを流した。
- (4) 導水路トンネルの送水中にトンネルが河川の地下を横断する地点より、60m、110m、400m上流の深い溜り場を選んで食塩を1200kg投入し、トレーサーの到達を観測した。

この試験観測における使用機器は次のとおりである。

低電圧電流発生器	2555型（横河）	5台
デジタルマルチメーター	2506A型（横河）	5台
ペンレコーダー、3ペン式	3056型（横河）	1台
ペンレコーダー、2ペン式	（大倉電気）	1台

5箇所の電極設置位置を図-1に示す。

この観測において、初めに電極を直列に繋ぐことにより1台の低電流発生器での観測を試みたが、

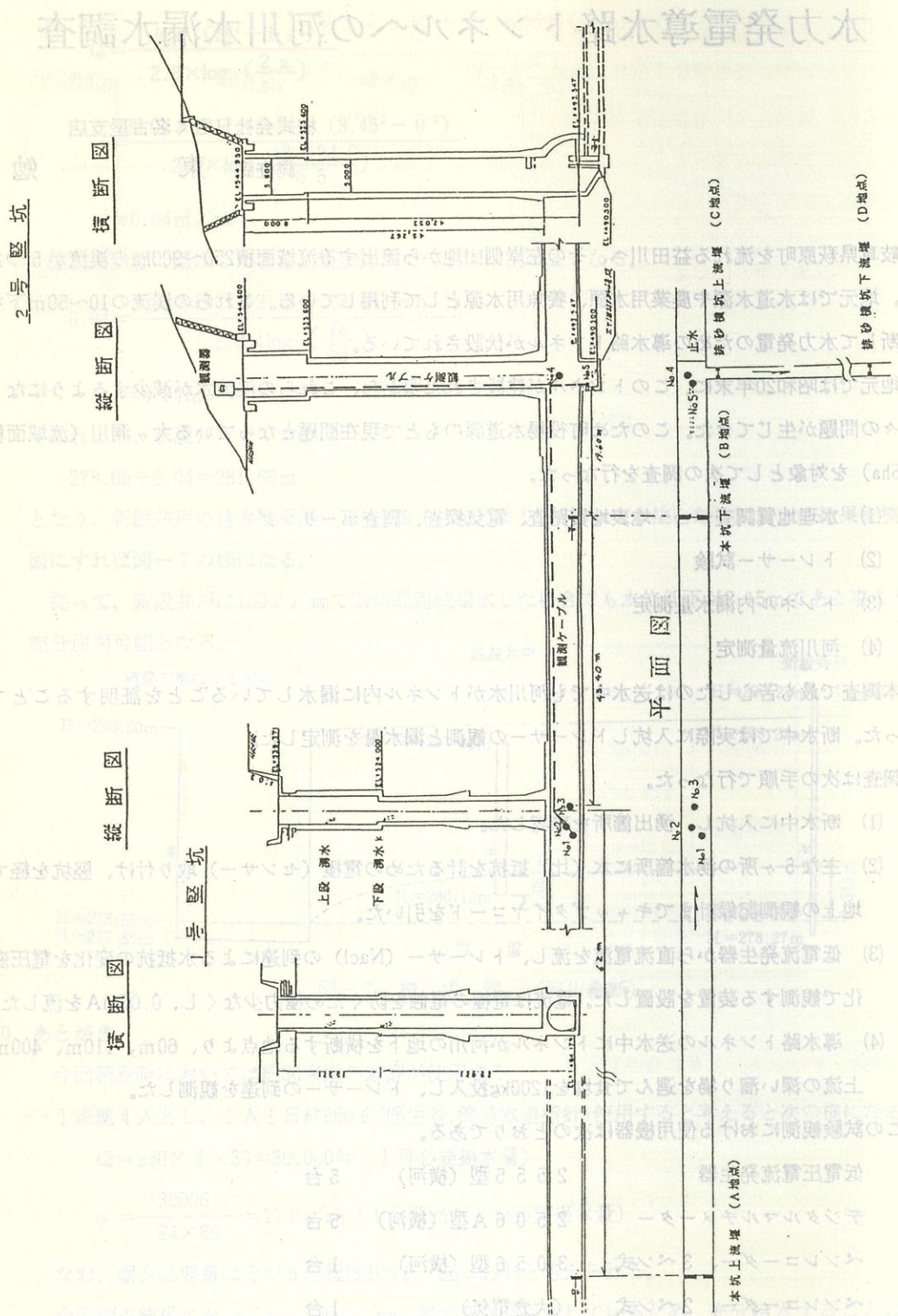


図-1 調査観測位置図 Scale 1/1000

バックグラウンドの測定段階から電圧変化が激しく、観測できないことが分った。また地上でデジタルテスターを用いて各電極の抵抗を計ることを試みたが変動が大きく観測できないことが分かった。このため、電極ごとに電流発生器を設けた結果、安定した観測ができた。

以上の方法によって得たトレーサー試験観測の記録を図-2に示す。この記録から読み取った到達時間や経過時間を表-1に示す。

表-1

食塩投入時刻(2月9日) 11時45分~12時05分			投入量 1200kg		
観測点	Na 1	Na 2	Na 3	Na 4	Na 5
トレーサー	2月	2月9日	2月9日	2月10日	2月10日
到達時間	17:40	12:55	12:55	07:00(微弱)	09:20(微弱)
ピーク時刻	2月10日 17:20	2月10日 08:45	2月10日 07:30	2月10日 10:30	2月10日 10:30
電位変化差	1.0 V	5.5 V	3.7 V	0.4 V	0.3 V

トレーサーの投入後、電圧低下が観測されるまでの時間は早い観測点で50~70分であったことから、全ての漏水が河床下10m以深が岩盤である地層を浸透してきたものとは考えられなかった。このことから、トレーサーは河川に近接して存在している堅坑と地山との間隙を流下し、トンネル内に滲出していることが考えられた。

河川水のトンネルまでの浸透層を調べるため、図-3に示す位置に観測孔を設け、大々洞川の前記と同地点に食塩を投入し、観測孔の水比抵抗変化を観測した。この結果を図-4に示す。

トレーサーの到達による観測孔の水比抵抗の変化は深度15mまで堆積している河床砂礫層(主として玉石からなる)で顕著であり、また到達時間も早い。基盤の深度22m~34m間では相対に変化は少なく到達時間も遅いが34m以深では下部ほど変化が大きくなり到達時間も早い結果となった。この地質的原因としては、観測孔のボーリング柱状図(図-5)に示すコアの採取率や電気検層曲線からも推察できるように、深度34m以深では割れ目が非常に発達している。このため堅坑をも経由してきたトレーサー(河川水)の浸透がかなり速やかになっていることによるものと考えられる。

この調査結果から、河川水が河床から浸透し、基盤の割れ目や堅坑の外部を流下して送水中でもトンネル内に漏水していることが把握できた。トレーサー試験の観測地点は、トンネルと堅坑が存在するところであり、とくに岩盤に割れ目が形成されているものと考えられるが、トレーサーが明確に観測できたトンネル内への漏水量は約500m³/dであった。その他にトンネル外壁と地山との間隙を流れてかなりの地下水が流失しているものと考えられる。この流失によって地下水位が下がり、河川水(渓流水)や伏流水が強制的に図-6に示すような経路で導水路トンネルへ向けて浸透する水理状態が形成されて、河川水の減少が生じている原因となっているものと考えられる。

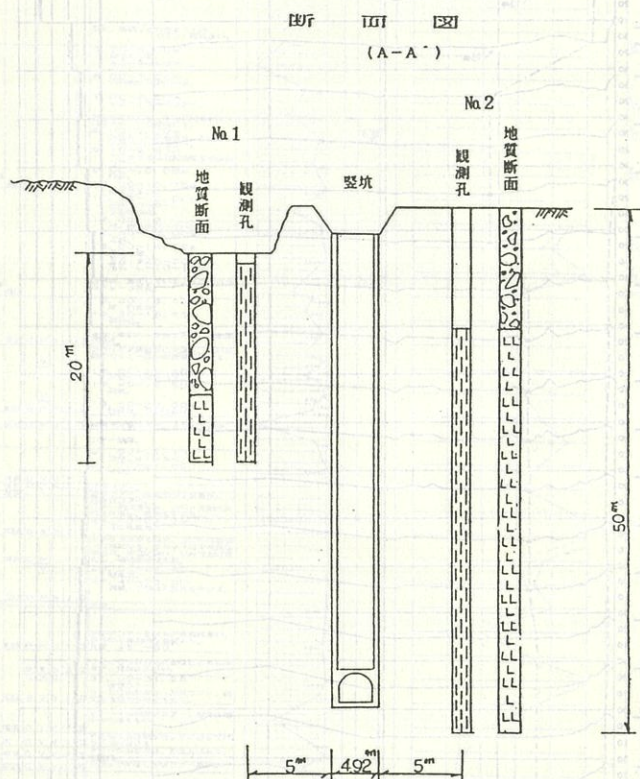
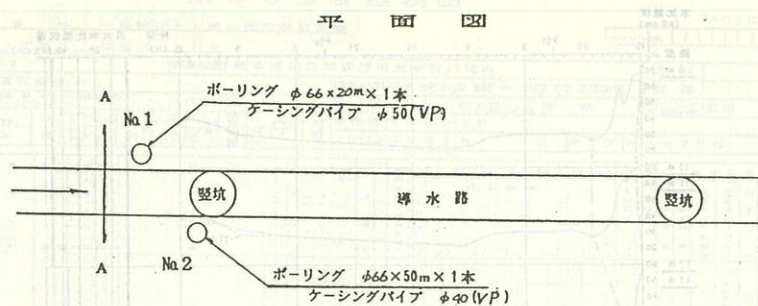


図-3 調査ボーリング位置図

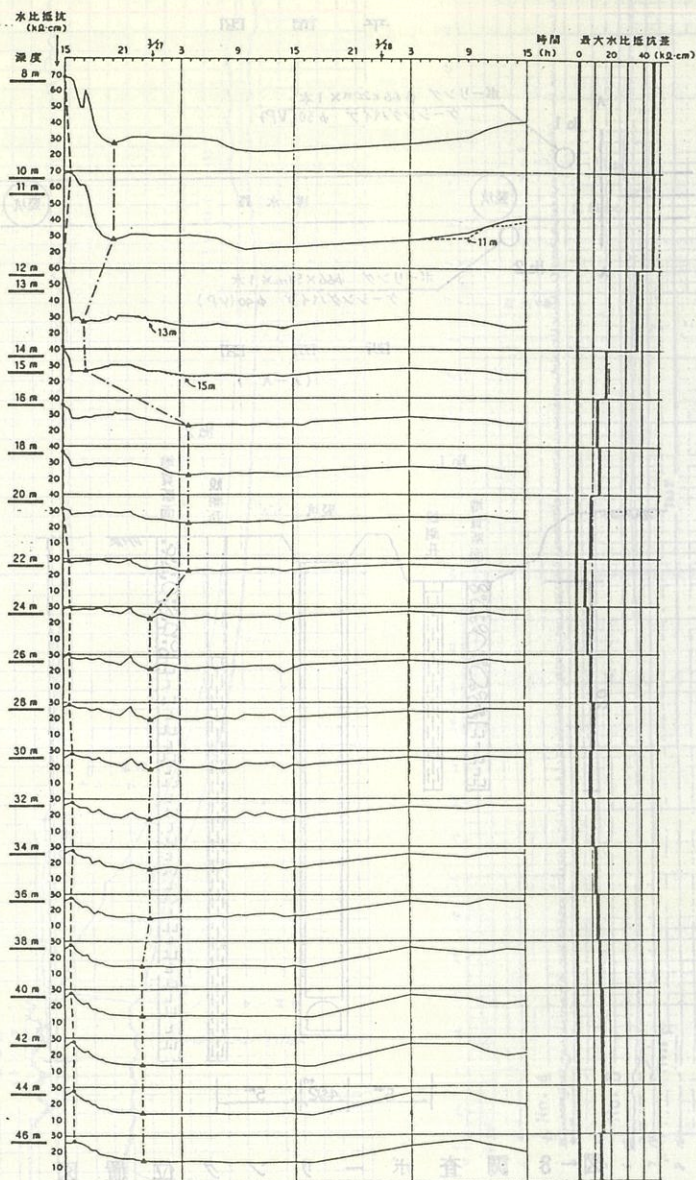


図-4 No.2 孔ボーリング孔中トレーサー観測図

領家花崗岩類の凍結融解による

J A C I C 482G.101

ボーリング機									
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

[illegible]

図-5 ボーリング柱状図

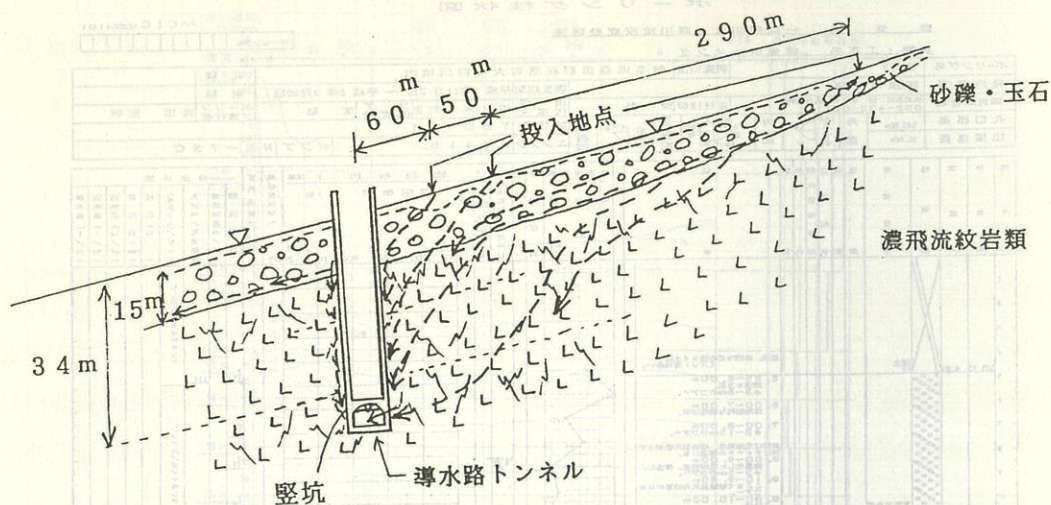


図-6 大ヶ洞川の漏水経路推定図

領家花崗岩類の凍結融解による 風化特性と崩壊

朝日土質株式会社

堀口 浩二

1. はじめに

一般には、崩壊や地すべりの発生要因として地形・地質の内的要因（素因）と降水・地下水や地震等の外的要因（誘因）が挙げられている。山腹斜面においては、常にこれら素因と誘因とが複雑に関連しあっており、不安定化した崩壊予備物質は時にマスマーブメントとして人間の生命や生活環境を脅かしてきている。

また、花崗岩山地は風化作用による崩壊予備物質の生産が著しく、表層崩壊が多いとされている。

本報では、風化作用による崩壊予備物質の生成と崩壊の関係を把握することを主目的とし、室内試験から求まる風化特性と崩壊の実態との関連性を明らかにしようと試みた。

2. 対象地の概要

対象地を選定するに当たり、前提としたのは下記の2点である。

- ・崩壊発生に寄与する要因の内、地質以外の素因及び誘因の条件がほぼ等しいこと
- ・崩壊発生率が高く、崩壊予備物質の生成が活発と考えられる地域であること

以上の2点を重視して、木曽山脈（中央アルプス）東側にあたる駒ヶ根営林署管内の標高1,000m～2,956m、広さ100km²の地域を対象地とした。

木曽山脈は南北方向に長い地壘山地で、急傾斜部と緩傾斜部が階段状に分布し、これを横切るように太田切川や中田切川等が流下している。

対象地付近は、内帯にあたり中央構造線に沿って領家帯が広く分布している。領家帯は領家花崗岩類と、その貫入により接触変成された領家変成岩類により構成されており、対象地に於いては5～9千万年前（中生代白亜紀後期）に貫入した後濃飛花崗岩類の内、木曽駒岩体、太田切岩体、伊奈川岩体、市田岩体の4種類の花崗岩と縞状片麻岩や片状ホルンフェルスが分布している。

降水量は1977年～1986年までの10年間の平均で、年平均降水量が2,000～2,500mm、年平均気温が8～10度と算定した。また、千畳敷カール（標高2,750m）での日最低気温では-10度以下となる日が90日あることが観測されている。

対象地に発生している崩壊は、その殆どが1ha未満の小崩壊であり、基岩の深層にまで及ぶ崩壊とは考え難い。踏査で確認した崩壊も、マサ化した風化帯中にすべり面を有し、風化帯の上部と表土が

表-1 崩壊地集計

地質区分	地質占有面積 (ha)	地質別崩壊数 崩壊面積 (ha) 平均面積 (ha)	傾斜階級別崩壊数 傾斜階級別崩壊面積 (ha) 傾斜階級別崩壊一ヶ所当たりの平均面積 (ha)												部位別崩壊数 部位別崩壊面積 (ha) 一ヶ所の平均面積 (ha)				崩壊面積率 (%)	
			傾斜角: $\tan \theta = (10/50)n$ n: 傾斜階級												上 部			中 部		下 部
			0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
EK	2420	396 115.42 0.29	6 1.47 0.25	16 6.49 0.41	66 19.26 0.29	127 36.14 0.28	101 29.14 0.29	45 14.70 0.33	16 3.78 0.23	9 1.85 0.21	5 1.53 0.31	3 0.86 0.28		2 0.20 0.10	124 42.67 0.34	256 69.37 0.27	16 3.38 0.21	4.77		
EO	420	54 5.74 0.11		1 0.07 0.07	5 0.37 0.07	18 2.14 0.12	20 1.79 0.09	8 1.08 0.14	2 0.29 0.15						5 0.79 0.16	29 3.13 0.11	20 1.82 0.09	1.37		
EN	2854	1894 360.76 0.19	3 0.09 0.03	33 5.69 0.17	179 32.85 0.18	536 101.68 0.19	639 121.26 0.19	306 63.97 0.21	128 23.34 0.18	41 7.36 0.18	26 4.05 0.16	2 0.37 0.19		1 0.10 0.10	520 125.92 0.24	904 170.68 0.19	470 64.16 0.14	12.64		
EI	1453	521 84.75 0.16		1 0.18 0.18	29 4.52 0.16	107 17.23 0.16	210 34.59 0.16	129 19.65 0.15	34 5.99 0.18	8 2.14 0.27	3 0.45 0.15				151 30.07 0.20	242 37.68 0.16	128 17.00 0.13	5.83		
RG	1445	402 75.44 0.19		5 1.12 0.22	30 10.25 0.34	86 17.65 0.21	147 24.55 0.17	95 15.39 0.16	25 3.79 0.15	10 2.11 0.21	4 0.58 0.15				78 26.02 0.33	238 38.72 0.16	86 10.68 0.12	5.22		
H	1079	102 16.81 0.16			3 0.76 0.25	20 4.35 0.22	42 7.04 0.17	29 3.89 0.13	8 0.77 0.10						12 3.18 0.27	78 12.34 0.16	12 1.29 0.11	1.56		
D	264	31 5.21 0.17	3 1.19 0.40	8 2.17 0.27	7 0.52 0.07	5 0.49 0.10	5 0.67 0.13	2 0.09 0.05	1 0.08 0.08						1 0.02 0.02	11 1.31 0.12	19 3.88 0.20	1.97		
WD	21	7 3.37 0.48			2 1.04 0.52	2 0.42 0.21		2 1.82 0.91		1 0.09 0.09					5 3.07 0.61	2 0.30 0.15		16.05		
GC	10	3 0.18 0.06			2 0.15 0.08	1 0.03 0.03										3 0.18 0.06		1.80		
A	50	1 0.02 0.02						1 0.02 0.02									1 0.02 0.02	0.04		

地質区分凡例 EK: 木曾駒花こう岩 EO: 太田切花こう岩 EN: 伊奈川花こう岩 EI: 市田花こう岩 RG: 傾家片麻岩 H: ホルンフェルス

D: 崖堆積物 WD: 輝緑岩 GC: 斑岩 A: 現河床堆積物

崩壊物質となっている事例が殆どであった。

地質別の崩壊は表-1に示す通りであり、伊奈川岩体の崩壊が極端に多いことが分かる。崩壊面積では、その80%が傾斜角30~45度の範囲にあり、崩壊規模では、木曾駒岩体が0.3ha、伊奈川岩体・市田岩体が0.2ha、太田切岩体が0.1haを示し各岩体の特性が現れている。

3. 室内試験

室内試験は岩体ごとの物理量と凍結融解による変化量を求めることに主眼においた。

試料採取にあたっては各岩体を代表する試料であることを心掛け、風化分帯A, B, C帯のものを採取した。

風化分帯の目安はシュミットロックハンマーの反発度を使用した。

A帯.....70

B帯………60

C帯………40

供試体は直径50mm、高さ100mmの円柱形となるように各岩体・各分帯に付9本ずつ作製した。また、凍結融解試験はA帯のものを使用し-30度で8時間、+30度で16時間を1サイクルとし50サイクル繰り返した後、物理量を測定した。

試験結果は表-2に示すとおりである。

表-2 風化分帯別の各物理量

	D, G s		W, G s		a b (%)		P (%)		S C (kgf/cm ²)	
	x	σ	x	σ	x	σ	x	σ	x	σ
木曽駒花こう岩 A帯	2.7374	0.0305	2.7416	0.0303	0.15	0.01	0.42	0.03	1165.3	49.3
B帯	2.7364	0.0276	2.7437	0.0265	0.27	0.09	0.73	0.23	775.6	114.8
C帯	2.7587	0.0378	2.7707	0.0398	0.43	0.08	1.20	0.22	675.6	79.2
凍結融解後	2.7355	0.0312	2.7393	0.0312	0.26	0.03	0.70	0.10	761.7	74.7
太田切花こう岩 A帯	2.6170	0.0037	2.6245	0.0036	0.29	0.01	0.75	0.02	1193.7	130.4
B帯	2.6025	0.0036	2.6129	0.0037	0.40	0.01	1.04	0.04	930.8	93.2
C帯	2.5984	0.0065	2.6099	0.0061	0.44	0.02	1.14	0.06	741.0	64.8
凍結融解後	2.6042	0.0053	2.6143	0.0055	0.37	0.04	0.98	0.08	990.2	62.2
伊奈川花こう岩 A帯	2.6535	0.0098	2.6581	0.0096	0.17	0.01	0.46	0.03	971.4	49.5
B帯	2.6555	0.0089	2.6628	0.0084	0.27	0.03	0.72	0.07	757.9	86.6
C帯	2.6476	0.0084	2.6568	0.0084	0.35	0.02	0.92	0.05	568.4	98.6
凍結融解後	2.6506	0.0058	2.6606	0.0058	0.34	0.03	0.90	0.10	593.7	49.4
市田花こう岩 A帯	2.6803	0.0052	2.6848	0.0050	0.16	0.02	0.44	0.04	1205.8	109.8
B帯	2.6640	0.0092	2.6706	0.0093	0.25	0.03	0.66	0.08	758.6	76.3
C帯	2.6611	0.0055	2.6702	0.0049	0.34	0.05	0.91	0.12	681.7	56.3
凍結融解後	2.6624	0.0089	2.6706	0.0092	0.30	0.04	0.80	0.11	752.6	62.4

D, G s ; 乾燥比重

W, G s ; 湿潤比重

a b ; 吸水率

P ; 有効間隙率

S C ; 一軸圧縮強度

x ; 平均値

σ ; 標準偏差

全体的な傾向としては、風化の進行に伴い比重と一軸圧縮強度が減少し、吸水率と有効間隙率が増加している。

また、凍結融解前後の物理量を変化率で表すと表-3の通りとなり、崩壊面積率との順位性は一致している。

岩体別にみると、太田切岩体の変化率が小さく伊奈川岩体の変化率が大きい事が分かる。

表-3 崩壊面積率と各物理量の変化率

	崩壊面積率	吸水率の 増加率	有効間隙率 の増加率	一軸圧縮強 度の減少率
木曾駒花こう岩	4.77	73.33	66.67	34.64
太田切花こう岩	1.37	27.59	30.67	17.05
伊奈川花こう岩	12.64	100.00	95.65	38.88
市田花こう岩	5.83	84.00	81.82	37.59

単位は%で表示

4. まとめ

前記のように、崩壊面積率の順位と物理量の変化率の順位とは整合性がみられた。

崩壊予備物質の生成速さから、崩壊の実態を捕らえようとする場合、問題となるのは以下のようなことがある。

- ・供試体がその岩体を代表しているか
- ・試験内容が風化速度を把握できるものであるか
- ・室内試験が野外の状態を再現しているか
- ・対象地選定の正当性

風化作用は、岩盤が結合力を保持している状態では物理的風化が卓越し、結合力を失った状態では化学的風化が卓越すると言われている。

表層崩壊のすべり面はD帯からC帯に近いD帯にあると考えられ、崩壊との関係で風化特性を把握する場合には、物理的風化に主眼を於いてもよいと考えられる。

本報においては順位的な整合性が認められ、試験の正当性は明らかにされたが、岩体間の差異を明確にするには至らなかった。

これらのことから、室内試験は風化特性を把握するのに有効であり、延いては崩壊特性を把握する一助となり得ることがわかる。

3. 室内試験

室内試験は岩体ごとの物理量と崩壊態様による風化量を求めることに主眼を置いた。試験採取にあたっては各岩体を代表する試料であることを心掛け、風化分帯A、B、C帯のものを採取した。

風化分帯の目安はシェミットロッドハンマーの反応度を使用した。

地下水流による薬液の流出実験

東邦地水株式会社名古屋支社

平 岩 政 俊

1. はじめに

帯水層における掘削工事では、止水壁や地盤改良を目的とした薬液注入工事が不可欠となっている。しかし、帯水層が広く分布する地域では古くから井戸（浅井戸）による地下水取水が行われていて、これらに近接する工事では地下水流（井戸の揚水による）による薬液の流出が懸念される。

そこで、ある汚染地域における地下水調査結果からモデル実験を試みたところ、地下水の流速と薬液の流出関係・汚染源の到達時間等に相関がみられた。

2. 水理地質概要

調査地域は、洪積段丘面にあり背後は丘陵地である。地質の主たる構成は図-1に示す層序で、段丘を横切るように巾約15mほどの河川が流下している。

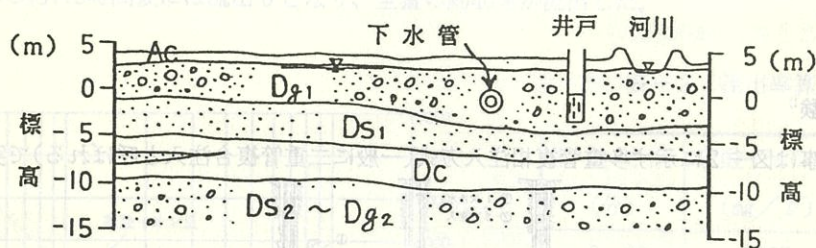


図-1 調査地域の地質断面図

段丘を構成する上位の砂礫層 (Dg_1) は層厚約4~7mで広く分布し、浅層地下水を取水するに有利な帯水層である。また、本層は河床下へ連続し地下水と表流水の密接な関係も窺えた。

調査地域に点在する井戸は、この Dg_1 層から取水しているものが多く、薬液注入工事でも本層を対象に行われた。

3. 地下水調査

地下水調査は、地下水の流向と流速を求めるため観測孔ボーリング、既設井戸による揚水試験を行った。

なお、水質調査も併せて行ったが、事後調査のみのため結果的に関連を見い出せなかった。

地下水の流向と実流速は次の4方法により求めた。

(1) 観測井の水位測定データより動水勾配を求め、ダルシーの法則に従い求めた。

(2) 揚水量を用いた地下水のシュミレーション解析図より動水勾配を求め、ダルシーの法則に従い求めた。

(3) 対象地域の4本の井戸の揚水量から理論式により求めた。 $(Q_{max}=13.3\text{m}^3/\text{min})$

(4) 同上、汚染井戸1本の揚水量から理論式により求めた。 $(Q=4.86\text{m}^3/\text{min})$

結果を表-1に示す。

表-1 薬液注入地点における流向・流速の値

方 法	流 向	実流速 V_0 (cm/sec)	備 考
(1) 観測井	汚染井戸方向	3.1×10^{-2}	$S=0.3$
(2) シュミレーション	汚染井戸方向	1.1×10^{-2}	"
(3) 井戸の全揚水量	—	2.1×10^{-2}	"
(4) 汚染井戸の1本の揚水量	汚染井戸方向と想定	2.6×10^{-2}	"
平 均 値		2.2×10^{-2}	"

以上のように、薬液注入地点における地下水の実流速は、 $V_0=2.2 \times 10^{-2}\text{cm/sec}$ ($=1.3\text{cm/min}$)と求められた。

4. モデル実験¹⁾

薬液注入工事は図-2に示す多重管複相注入方式(一般に二重管複合注入と呼ばれる)で実施された。

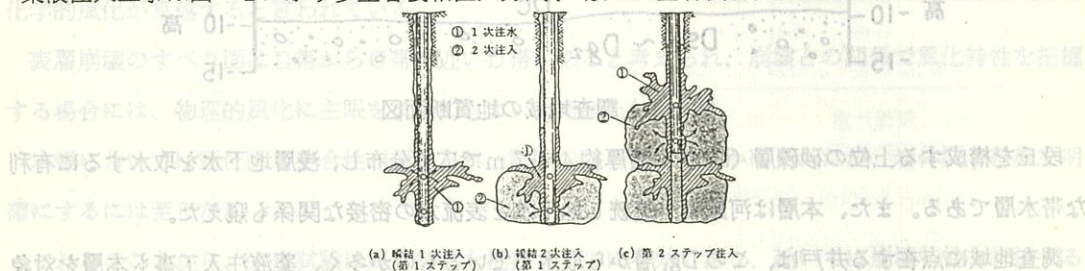


図-2. 多重管複相注入方式の概念図²⁾

ここで問題となるのは緩結剤による注入球根のゲル化と地下水の実流速の関係である。

そこで、図-3に示す注入球根の外周に着目して注入薬液の経時的变化、流出状況を把握した。

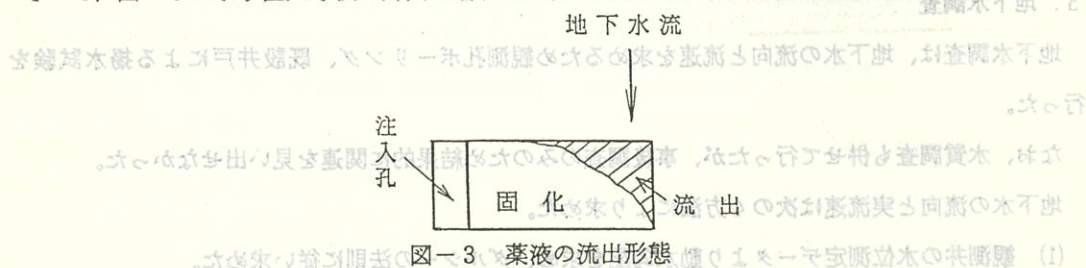


図-3 薬液の流出形態

実験は、当地の帯水層（砂礫層）で地層モデルを作成し、ゲルタイムを実際の施工時間と同じ60分に設定し行った。流出の把握は、地下水中に溶出する可能性のある硫酸イオン量とした。施設の概要を図-4に示す。

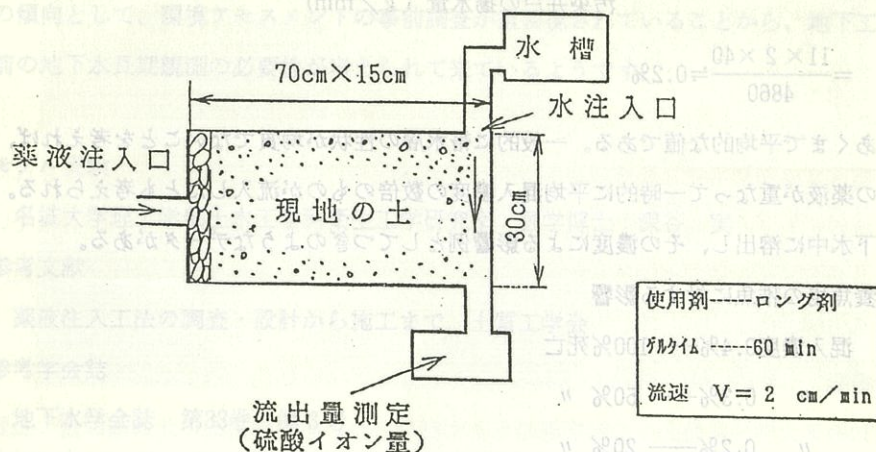


図-4 実験施設の概要図

結果は表-2、図-5に示すとおりで、硫酸イオンの流出量、流出率と経過時間の関係は、ほぼ直線関係を示し約7.5時間後には流出0となり、全量の約40%が流出した。

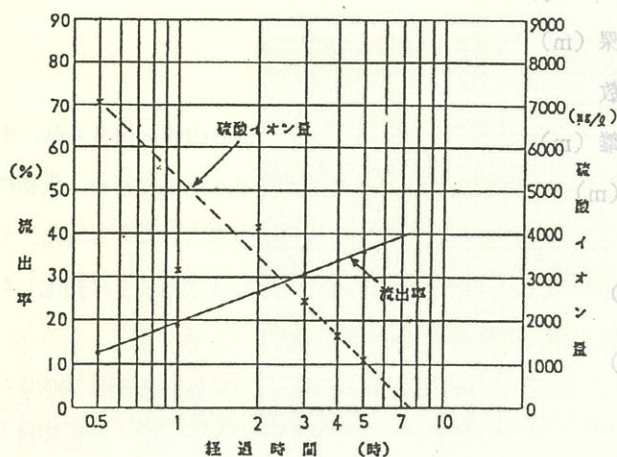


図-5 流出率関係図

表-2 流出率算定結果

試験時間 (分)	硫酸イオン量 (mg/l)	流出率 (%)
0~30	7067	12.8
30~60	3328	18.8
60~120	4153	26.4
120~180	2432	30.8
180~240	1695	33.9
240~300	1106	35.8
備考	使用薬剤.....ロング剤 V = 2 cm/sec	

5. 薬液の混入量の推定

注入薬液の内、ゲルタイムが比較的長い緩結剤は地下水の実流速 ($V_0 = 1 \sim 2 \text{ cm/min}$) から相当量が流出することがモデル実験により明らかとなった。地下水の流向が注入地点から汚染井戸方向に

あることから、流出した薬液が汚染井戸により揚水された可能性が高く、その混入濃度は次のように求められる。

$$\text{混入濃度} = \frac{\text{グラウトポンプの注入能力 (ℓ/min)} \times \text{施工台数 (台)} \times \text{流出率 (\%)}}{\text{汚染井戸の揚水量 (ℓ/min)}}$$

$$= \frac{11 \times 2 \times 40}{4860} \approx 0.2\%$$

この値はあくまで平均的な値である。一般的に帯水層の性状が均質でないことを考えれば、注入ステップごとの薬液が重なって一時的に平均混入濃度の数倍のものが流入したとも考えられる。

薬液が地下水中に溶出し、その濃度による影響例としてつぎのようなデータがある。

(例) 養魚場の稚魚に対する影響

混入濃度0.4%——100%死亡

" 0.3%——50% "

" 0.2%——20% "

薬液が汚染井戸まで到達する時間は次の近似式で求められる。

$$t = \frac{\pi h s}{2Q} (\gamma^2 - \gamma_0^2)$$

ここに、t:時間(day)

Q:井戸の揚水量 (m³/day)

h:地下水の流動水深 (m)

S:帯水層の貯留係数

γ:揚水井からの距離 (m)

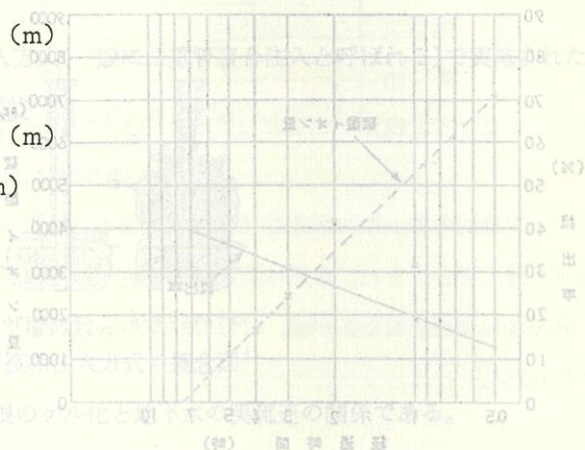
γ₀:揚水井の半径 (m)

これに当地の諸数値を代入すれば、

(圧力注入のため半円からの流入とする)

$$t = \frac{3.14 \times 2.5 \times 0.3}{2 \times 7000} \times (65^2 - 0.1^2) \\ = 0.71 \text{ day} = 17 \text{ hour}$$

と求められる。



6. おわりに

今回のモデル実験は、地下水調査期間中に行ったもので、時間・経費等の制約をうけ充分なものとは言い難い。しかし、地下水の実流速を精度高く把握することで影響範囲の予測が可能であることと、一つの結果として $V_0 = 1 \sim 2 \text{ cm/min}$ の実流速では約40% (硫酸イオン量の測定) の流出があるとい

う成果を得た。

今後は、地下水の実流速や薬液のゲルタイムを変化させた時のデータを収集し、検討を進めていきたいと考えています。

最近の傾向として、環境アセスメントの事前調査が重要視されていることから、地下工事の場合、特に事前の地下水長期観測の必要性が考えられて来ているようです。

1) モデル実験

名城大学理工学部土木工学科衛生工学研究室 医学博士 深谷 実

2) 参考文献

薬液注入工法の調査・設計から施工まで 土質工学会

3) 参考学会誌

地下水学会誌 第33巻 第3号

建設現場における地下水の水質変化に関する影響範囲の予測

中央構造線及びその周辺の地質巡検

富士開発株式会社

調査部係長 飯岡 浩

まえがき

中部地質調査業協会の平成3年度技術研修会が5月16日～17日の二日間にわたり実施された。当日の5月16日は曇がちで、九州南方洋上に台風が接近しているという悪天候であり心配されていたが、欠席者はほとんどみられず、今回の技術研修会にかける出席者の大きな息込みが感じられた。

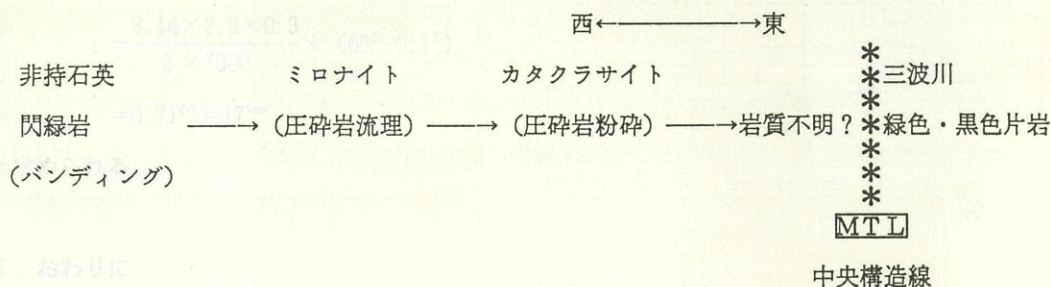
地質巡検の概要

巡検は愛知教育大学仲井豊先生の御指導のもとに行なわれ、中央構造線の北東端付近の長野県長谷村戸台付近と愛知県鳳来町細川～巢山付近を2日間かけて行なわれた。御指導にあられた仲井先生の専門は領家帯の研究をされていることから、中央構造線沿いの領家帯を非常にわかりやすく説明され、巡検に於いても領家帯の花崗岩が中央構造線に近づくにつれて変化する様子が良く理解することができた。

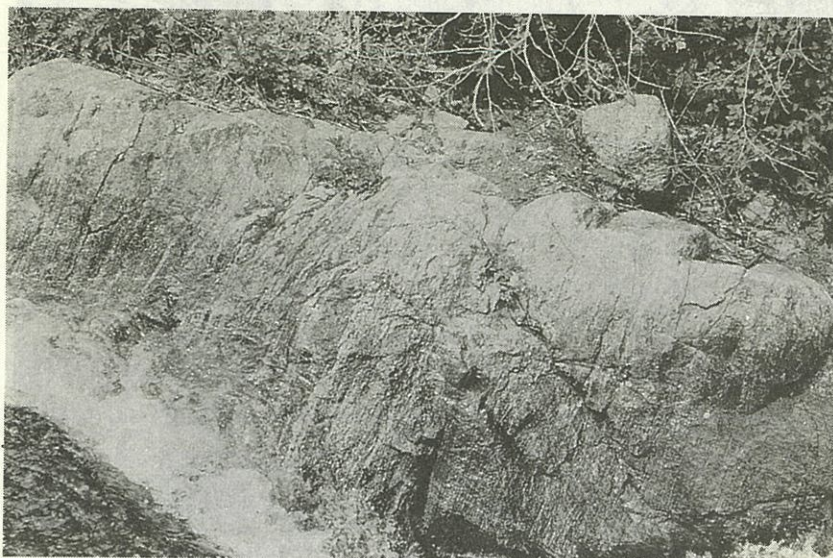
地質巡検について

長野県長谷村戸台付近

……………バスの車中、美和ダムを南下する途中にて、仲井先生が、北側の山地を指さされ、中央構造線が地形にあらわれていると説明された。バスは美和ダム南側に着き、最初に領家帯のうち、古期花崗岩類に属する非持石英閃緑岩が露頭する所を案内された。それから東側の中央構造線に向かって、巡検が行なわれた。岩質は次のように変化した。



東側の三波川帯に比べ、西側の領家帯はかなり長い幅で圧砕や変質作用を受けている。



↑

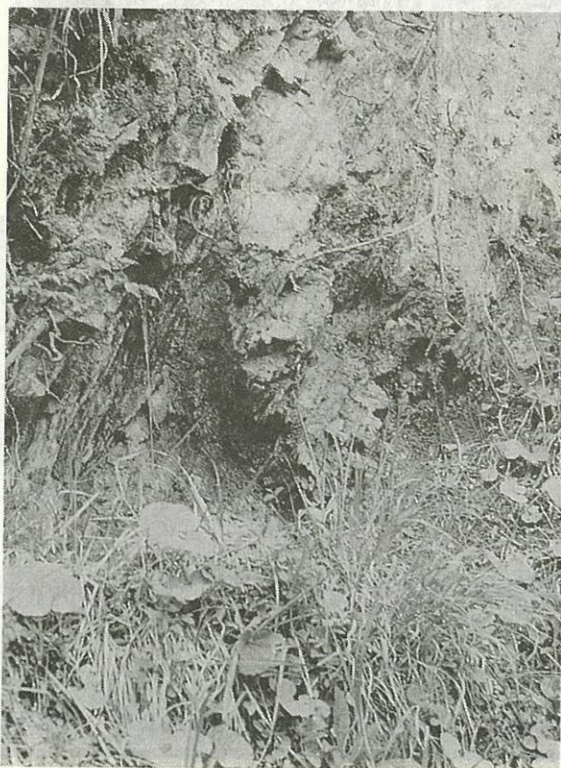
写一上 非持石英閃緑岩

縞状のバンディングを示し、鉍物粒子は方向性をもつ。

写一下 非持花崗岩類を源岩とするミロナイト、

↓

縞状のバンディングが残る





↑

写一上 MTL（中央構造線）に伴う小断層

写一下 三波川帯の緑色片岩

↓セロシ 片岩中には小さな白い点紋がみられる。



＊三波川

＊緑色・黒色片岩

＊

MTL

中央構造線

走っている。



↑

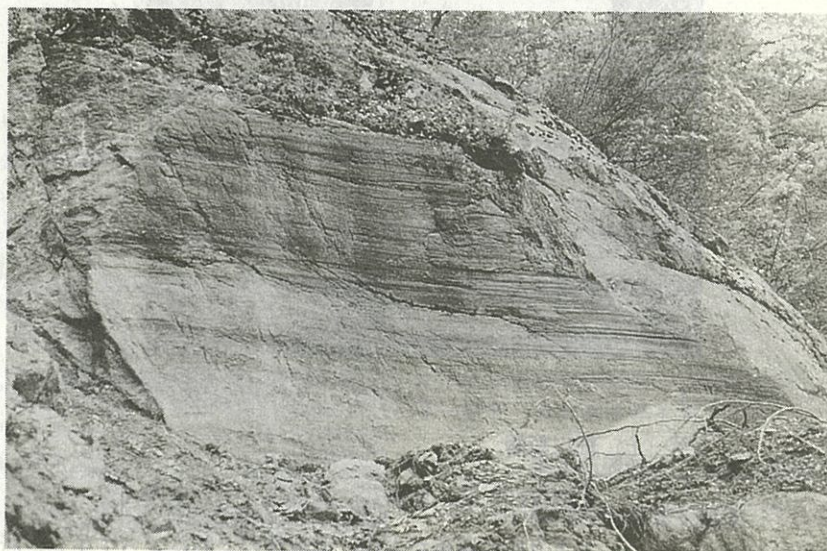
写一上 枕状熔岩からなる蛇紋岩

三波川帯に脈状に狭在し、岩質は緑色の色調を呈し、真珠光沢がみられる。

写一下 戸台構造線

↓

横ずれによって、セン断された岩盤面



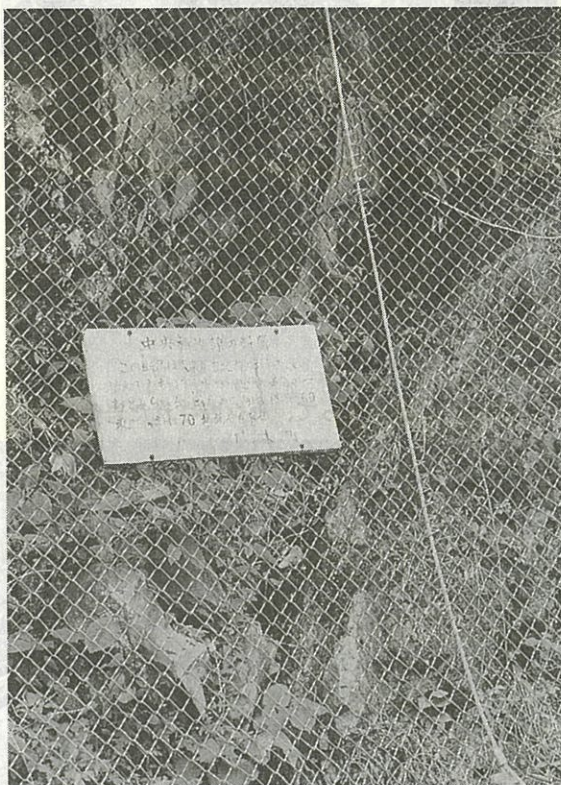
愛知県鳳来町細川―巣山地内

…………… このあたりはMTL（中央構造線）が、ほぼ南北方向から南西方向へと方向を変える変化点にあたり、西側にみられる設楽盆地の形成に際してMTLが何らかの要因があるのではないかと仲井先生の御指摘があった。

設楽盆地と中央構造線が接するこのあたりは、おおよそ三つの構造線が発達し、今回の巡検は特に細川断層と中央構造線にとり囲まれた地域（中央構造線じょう乱帯）にて行なわれた。

巡検地点は細川断層の模式地と言える良好なポイント、巣山火砕岩、河内層のメランジ、阿寺七滝レキ岩層であった。

細川断層はMTLとほぼ平行して走る断層であり、領家帯の大きな上昇に伴ない、西側の設楽層群（砂岩層）を切り、断層面は走向N60° E、傾斜70° NNW下りを示す。この断層付近は非持と同様に領家帯のミロナイトやカタクラサイトなどがみられた。

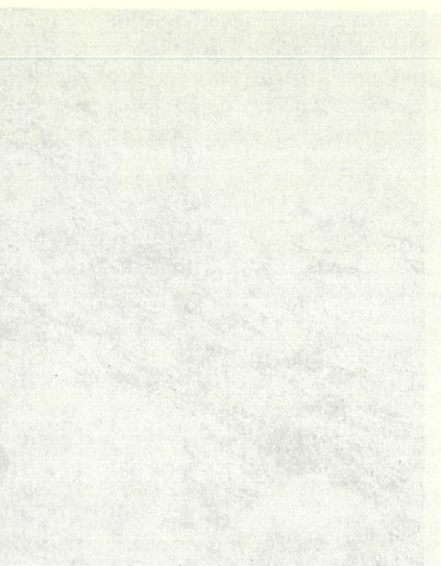
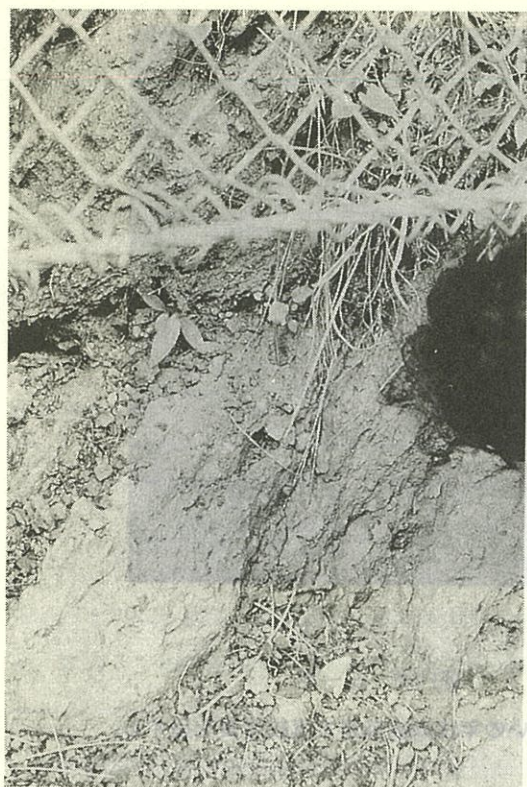


↑

写一上 細川断層

走向N60° E、傾斜70° NNW下りの断層面

上下方向の落差が主体、領家帯の上昇によって生じた断層



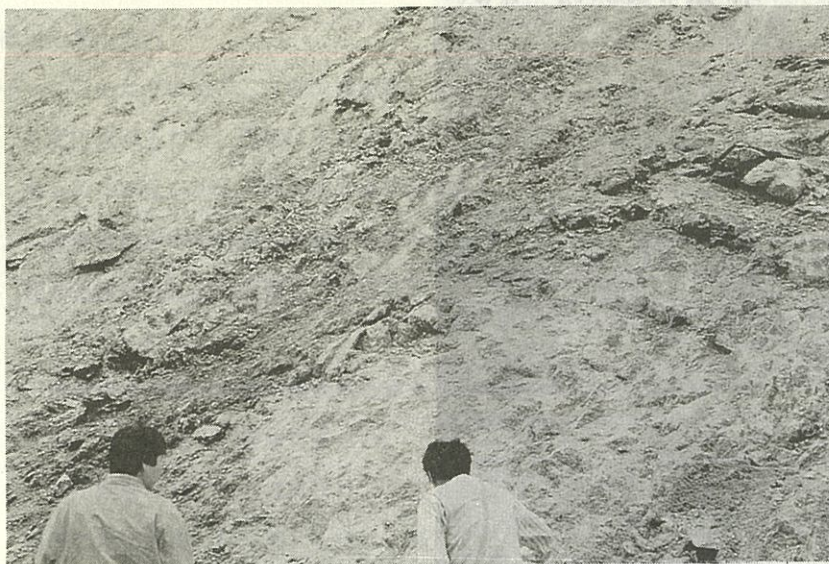
写-左上 細川断層

← 断層面には $\phi 10 \sim 20 \text{ m/m}$ の角レキを混入する



写-右下 カタクラサイト

← 細川断層付近、一部に源岩である領家帯の花崗岩類を残す



↑ の断面付近は礫層と同様に傾斜する。

写一上 巢山火砕岩

60 Ma (6000万年) ぐらいの年代の火砕岩で流紋岩質を呈する。

タマ川沿いの m 0.5 ~ 1.0 の断面

は千人岩

写一下 河内層

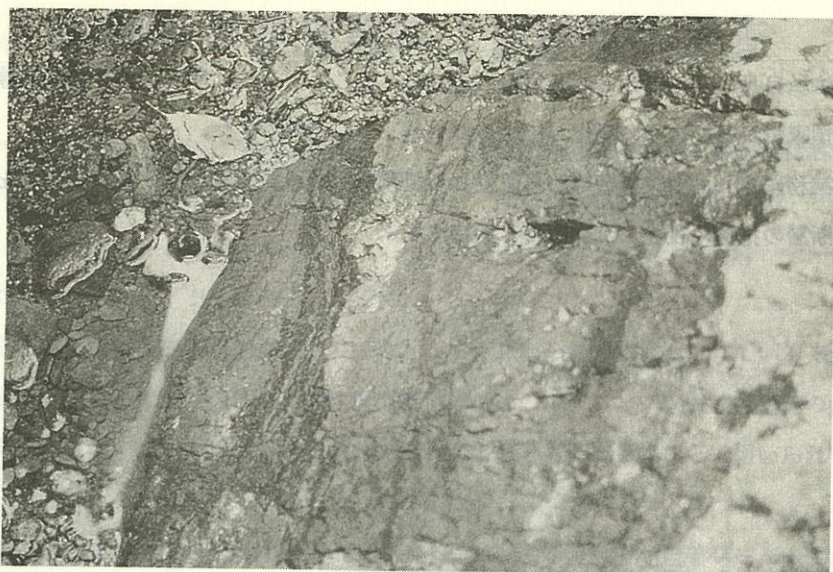
↓

泥土を主体とした海洋性のメランジ、白く見えるのが破碎されたレキであり、泥土が固まりかけた時の動きを示す。



家産るあり

上下方向の断面が土中、礫層の土壌によって生じた断面



↑
写一上 河内層

縞状にメランジがみえる。

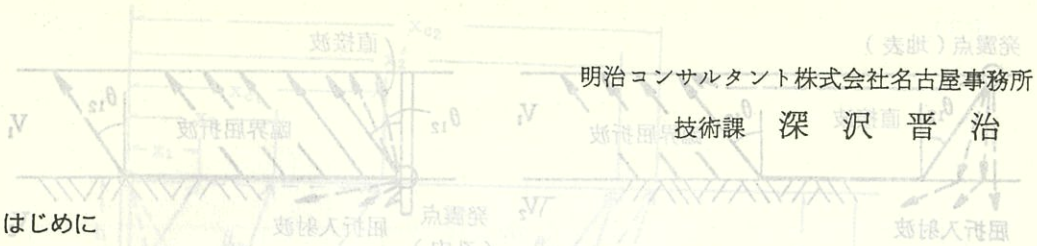
写一下 阿寺七滝レキ岩

↓ 円レキφ10~30cmが多く、マトリックスは
砂岩。レキは淘汰度が悪く、秩父帯が起源
と考えられている。



は私自身にとって非常に有意義であったと感じた。それは単に、大きな構造線
領家帯がどのように変化しているのかが、よく理解できた。
業務に際し、中央構造線から派生した領家帯の断層をミロナイト等の圧砕岩を
断層の把握に役立てたいものと期待する。

地層境界面発震による屈折法探査



1. はじめに

浅部の地下構造を調査する土木地質調査の手法として、最も一般的に採用されている方法はボーリング調査と弾性波探査屈折法であろう。弾性波探査屈折法は、ボーリング調査地点選定のための概査やボーリングでは把握しにくい水平方向の地盤構造の変化をとらえる目的などで用いられる場合が多い。

一方、最近の物理探査技術の発展は、ジオトモグラフィ・浅層反射法・地下レーダー法などに代表されるように、既存の適用分野において詳細な構造や物性値の把握で期待されるようになった。同時に、従来より物理探査の適用がしばしば困難であった第四紀地盤や空洞探査への実施がかなり現実的になってきている。

これら新しい物理探査技術は今後更に発展して行くものと期待される。その中で屈折法は、測定・解析の容易さ、物性値の推定などと社会的ニーズによる結果精度と解釈がほぼ相まって定着しており、期待も大きい。しかし、屈折法の適用条件で原理的なものを除外すると、平野部では振源の制約、雑音レベルの高さ、振動の極端な減衰などの影響でその適用が困難な場合が多い。そこで、これら障害が予測される平野部や充分な測線長が配置しにくい狭小地における一探索手法として、ボーリング孔内の地層境界面で起震し、その屈折波を地表の受震器で観測する屈折法（以下、孔内発震法と称する）について紹介する。

2. 孔内発震法の原理

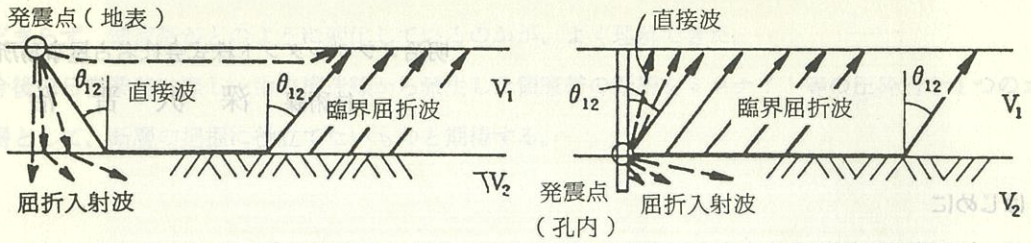
2.1 探査原理

孔内発震法は、一般に土木地質の調査に実施されている地表弾性波探査法と波動伝播に関する基本原理は全く同じであるが、発震点（起震点）をボーリング孔内の、特に地層境界や基盤面付近とする点に大きな特色がある。

屈折法において、震源が表層内又は下層内にある場合の理論的検討^{1),2),3)}及び孔底発震による調査例⁴⁾はいくつか報告されている。孔内発震法はこれら層内発震の一特殊解に相当するものと考えられる。

いま、地表弾性波探査と孔内発震法の波動伝播経路（波路）を、ごく簡単な水平2層構造について図1に示す。

地震面界探査法



(A) 地表弾性波探査法

(B) 孔内発震探査法

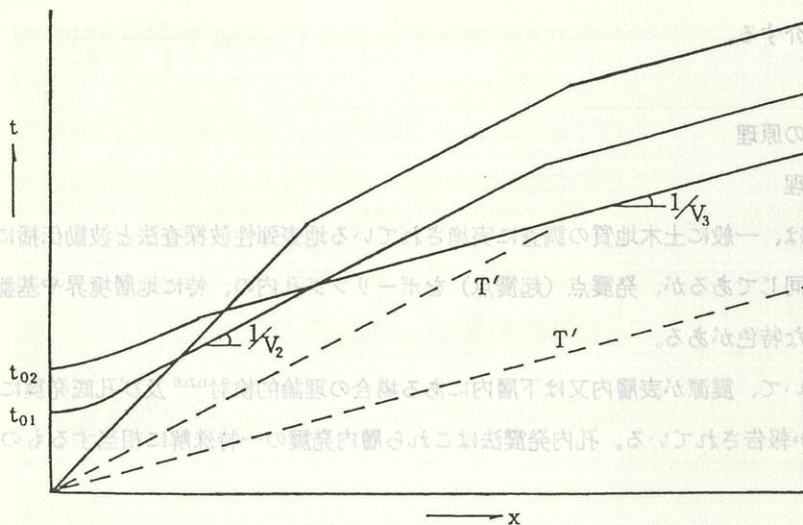
図1. 地表弾性波探査と孔内発震法の波路

地表付近の発震では、表層を直接伝わる直接波と、地下に一旦入射し下層の境界面で臨界屈折して境界面に沿って伝播し、再び臨界屈折して地上に戻る屈折波が観測される。これに対して孔内発震法では、震源から射出されて境界面を伝播しながら臨界屈折して地上に達する屈折波が観測される。この両手法の走時曲線を図2に示す（図では水平3層構造の場合を描いた）。

図2の走時曲線を比較すると、孔内発震法では直接波と屈折波が同時に到達するまでの距離、即ち第2層の臨界距離 x_1 及び第3層の臨界距離 x_2 が、地表発震の臨界距離 x_{c1} , x_{c2} に比べ極端に短く

なっており、また、下層面を伝わる波の走時曲線が非常に長区間に亘って現われることが判る。

(A) 走時曲線



(B) 波の伝播経路

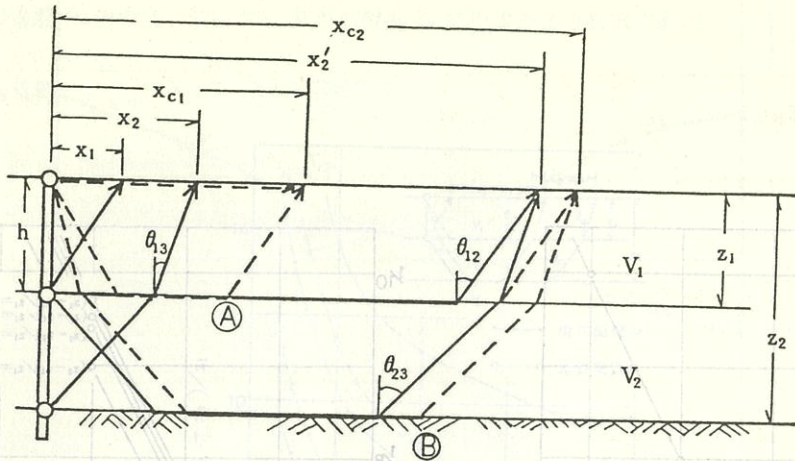


図2. 平行3層構造における臨界距離および走時曲線

即ち、孔内発震法ではその走時曲線が地表弾性波探査の各速度層における臨界屈折点A、Bをボーリング孔内の発震点まで水平移動させた形となり、各発震深度ごとに発震孔のすぐ近傍から表現されたことになる。

臨界距離が極端に短くなる様子は、数値を用いて検討すると一層明瞭に示される。図2について、第2層、第3層を伝播した波の臨界距離はそれぞれ、

$$x_{c1} = \frac{(2z_1 - h) \sin \theta_{12} + 2\sqrt{z_1(z_1 - h)}}{\cos \theta_{12}}$$

$$x_{c2} = (2z_1 - h) \frac{\cos \theta_{13} - \cos \theta_{12}}{\sin \theta_{12} (1 - \sin \theta_{23})} + 2(z_2 - z_1) \frac{\cos \theta_{23}}{1 - \sin \theta_{23}}$$

ここで、

V_1, V_2, V_3 : 第1層, 第2層, 第3層の速度

z_1, z_2 : 第1層, 第2層の深度

h : 発震深度

$$V_1 < V_2 < V_3, \quad \sin \theta_{12} = \frac{V_1}{V_2}, \quad \sin \theta_{23} = \frac{V_2}{V_3}, \quad \sin \theta_{13} = \frac{V_1}{V_3}$$

で示される。上式から発震深度を $h = z_1, h = z_2$ としたとき、層厚比・速度比を変えて $h = 0$ (地表発震) に対する境界発震の臨界距離の比を算出すると図3・図4のようになる。たとえば、 $V_1 = 500$

m/sec , $V_2=1500m/sec$, $z_1=10m$ の場合は, $x_1=3.5m$ に対し $x_{c1}=28.3m$ で $x_1/x_{c1} \approx 1/8$ である (図3)。

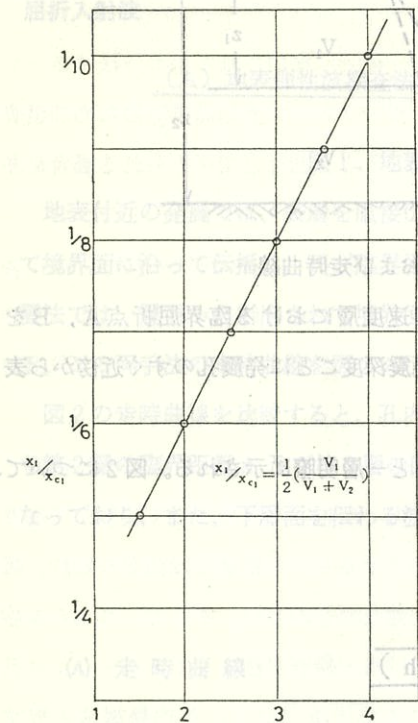


図3. 平行2層構造における地表屈折法 (x_d) と境界面発震 (x_1) とによる臨界距離の比

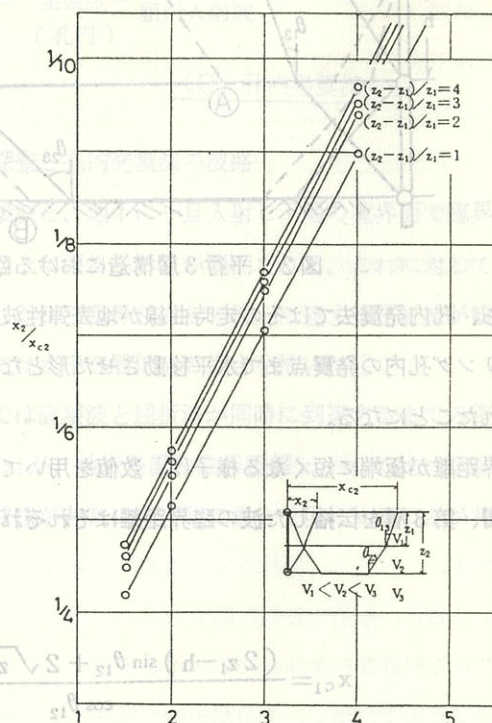


図4. 平行3層構造における地表屈折法 (x_d) と境界面発震 (x_2) とによる臨界距離の比

次に、平行3層構造について第2層の走時曲線上の出現距離を地表発震と第2層境界面発震についてまとめたものを図5に示す。これから、境界面発震による第2層の出現距離は、地表発震より約1.5~2倍長くなり、地表弾性波探査ではブラインド・レイヤーとなる中間層についても検出され易くなることが予想される。

各震源点において T_{10} を計算し、各 T_{10} を満足する直線（ヘバトリ線）を引けばこの直線の連立

は、真の速度 V_1 となる。従って、P 点の深度 z_1 は次式により計算される。

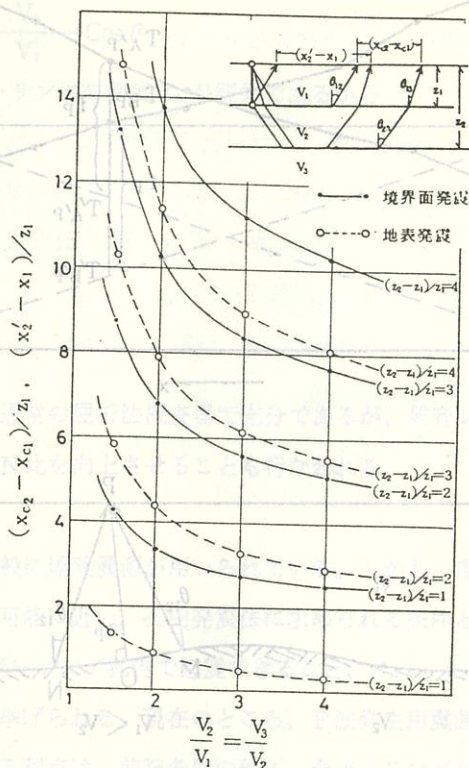


図5.3 層構造における第2層の走時出現距離の比較

2.2 解析方法

孔内発震法で得られた走時曲線の解析は、表層除去法を用いて行うことができる。図6は2層構造における解析図である。

第1層と第2層の境界（A'）で起震し発生した波動は、起震点のごく近傍では、直接受震器に達するが、ある距離を離れると第2層の上限に沿って進み臨界屈折角（ θ , $\sin \theta = \frac{V_1}{V_2}$ ）で屈折して地表の受震点（P）に達する。

解析は、A' → M → P の経路を経るに要する時間 t_p を地表に設置された受震器で測定し、図に示した走時曲線を作成し実施する。

起震点（B）でも起震することにより同様の走時曲線が作成される。

m/sec, $V_1=1500$ m/sec, $z_1=10$ mの場合は, $z_2=0.5$ mに対し $x=23.3$ mで $\phi=1/3$ である

(図3)

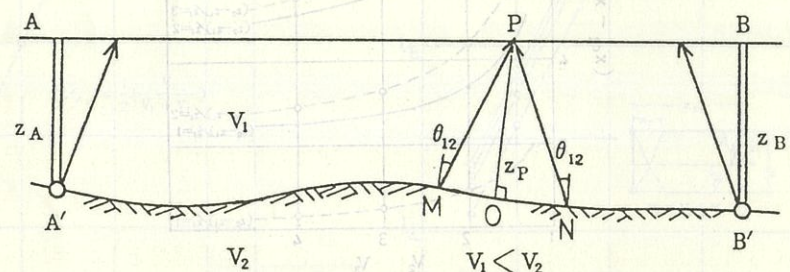
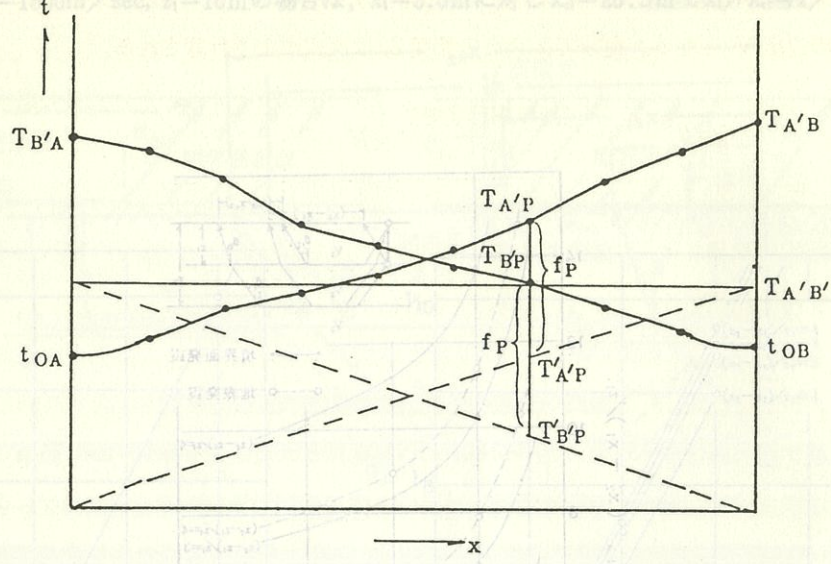


図6. 孔内発震法による解析説明図

水平構造の場合には、この走時曲線の傾き ϕ (ϕ') は第2層の速度を現わし、 $\tan \phi = 1/V_2$ より第2層の速度 (V_2) が知れる。

もし、水平でない場合には、 $\phi = \phi'$ となり真の V_2 が求められないため次に示すハグトリ線を作成し、その傾きの逆数より真の速度 V_2 を求める。

今、次の経路を通る所要時間を計算する。

$$\frac{(\overline{A'M} + \overline{MP}) + (\overline{B'N} + \overline{NP}) - \overline{A'B'}}{2}$$

すなわち

$$\frac{T_{A'P} + T_{B'P} - T_{A'B'}}{2} = f_P$$

$$T_{A'P} - f_P = T_{A'O}$$

この結果、 $T_{A'O}$ は経路 $\overline{A'O}$ に要する時間、すなわち受震器 (P) を第2層の上限に設置した時の時間となる。

各観測点において T_{A0} を計算し、各 T_{A0} を満足する直線（ハギトリ線）を引けばこの傾きの逆数は、真の速度 V_2 となる。従って、P 点の深度 Z_p は次式により計算される。

$$Z_p = \frac{V_1}{\cos \theta} \cdot f_p \quad (\text{計算過程省略})$$

$$\text{但し、} \sin \theta = \frac{V_1}{V_2} \rightarrow \cos \theta$$

なお、 V_1 は起震孔ボーリングの深度 Z_A が既知であるから

$$V_1 = \frac{Z_A}{T_0}$$

で求めることができる。

2. 3 測定方法

1) 測定装置

測定に用いる機器は通常の屈折法探査器で充分であるが、雑音レベルの高い地域における測定では、スタッカーで SN 比を向上させることも行なわれる。

2) 震 源

屈折法探査では、一般に爆薬震源が用いられている。しかし、市街地などでは保安・環境上の問題からその使用が不可能に近い。孔内発震法に求められる条件として、上記安全性の他（市街地で実施する場合）、ボーリング孔内で起震できること、スタッキングを考慮して繰返し起震が容易であることなどが挙げられる。現在のところ、P 波発生用震源としてエアーガンを用いている。エアーガンを用いる利点は、前記条件の他に、全ボーリング孔掘削終了後に測定でき、ボーリング孔の損傷が軽微で済む点にある。標準貫入試験用の重錘を落下させた時の打撃エネルギーを震源とする方法もあるが、エネルギーが小さい上に地層境界面で起震することが困難なようである。

3) 測線配置

展開した測線上で起震すると往復測定ができ、解析精度が向上する。他に、扇状配置や放射状配置による測定も可能であるが、この配置は地形の変化や速度層の傾斜による影響が少なく解析誤差が小さいときに、簡便に広範囲を探査でき有効である。

4) 測定方法

測定作業は地表弾性波探査と大差ないが、特徴的な 2、3 の留意点を述べる。

① 発震点とする地層境界面の判定。

② 調査ボーリング孔を起震孔に転用できるが、起震孔間隔が適正でない場合は、新たに起震孔を設ける。

③ 市街地の実施では、雑音レベルの高さと交通事情を考慮した測定計画が必要になる。

3. 探査実施例

孔内発震法を下水道地盤調査に適用した事例を示す⁹⁾。

調査地は福岡県北九州市の国道に沿って下水道布設が計画されている延長約1.1kmの沖積低平地である。調査地では何本かのボーリングによって、厚さ4～8mの第四紀層の下位に古生代の輝緑凝灰岩・チャートが厚く分布することが確認されていた。孔内発震法は、これら各地層の深度と形状及び物理的性質、断層破碎帯を把握するために実施した。他に、本法の採用要件として、下水道計画深度10～20m以上の深さまで探査できること、周辺建物・地下埋設物・路面舗装・交通事情等による環境上・作業上・解析上の障害を軽減できることが挙げられる。

測定条件は受震器間隔5m、震源はエアガンをを用い発震孔間隔80～150m、孔内起震点は3ヶ所設け、歩道に設置した測線で往復測定を行った。

探査結果である速度層断面図の一部を図7に示す。古生層風化岩が厚く、新鮮岩と同様に極めて形状変化に富むことが判る。

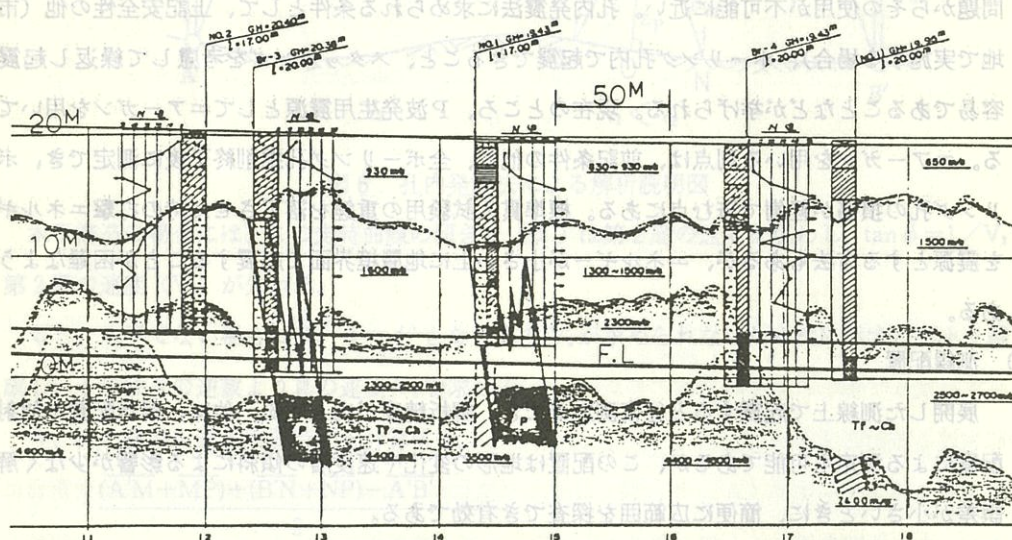


図7. 下水道地盤調査例（速度層断面）

孔内発震法を用いた調査例としては他に、支持地盤の深い場合の構造物基礎地盤調査、ダム基礎岩盤調査などで実施されている。

4. 土木地質調査への適用性

孔内発震法は、一般の弾性波探査屈折法の震源を地下の地層境界面に移したものであり、このことから①走時曲線による表層除去法が適用でき、②従来の観測機器・システムを使用できる、などの長所を持つ簡便な探査法である。本探査法を地表弾性探査と比較した場合の特徴は次のように考えられる。

- ① 臨界距離が地表弾性探査より $1/5 \sim 1/8$ に短くなり、発震孔近傍から屈折波走時曲線が長区間に亘って出現する。
- ② 従って、下層の深度が深くても測線長は短くてすむ。
- ③ 各層の境界面で発震することにより、ブラインド・レイヤーを観測・追跡できる可能性がある。
- ④ 高速度層より深部の発震によって、高速度層下の構造が解析できる。
- ⑤ 発震エネルギーの臨界距離相当分の減衰がないため、波動伝播距離が長くなる。

これらから本走査法は、深部基盤調査や狭小地の地盤調査への適用が有効であり、更に、受震器を発震孔を中心に放射状に配置すれば面的な調査も可能であろう。また、非爆薬震源の採用とSN改善が図られるならば、市街地等での下水道地盤調査にも実施できる。但し、市街地の調査で人や車の通行によるケーブルや受震器の保持、交通量が多い場合のノイズ軽減対策をとる必要がある場合は、夜間作業になることもあるので作業能率が低下することは否めない。

5. おわりに

従来より弾性波探査屈折法の実施がしばしば困難であった平野部・市街地及び狭小地などにおいて、震源をボーリング孔内の地層境界面付近に置いた屈折法（孔内発震法）を適用してきた。本探査法は、地表付近の障害物による影響を考慮する必要が少なく、特に下水道地盤調査・地下鉄道地盤調査等の線状ルートでの調査に有効に発揮されると考えられる。

市街地で弾性波探査を実施する場合は、雑音レベルの高いことが大きな問題である。孔内発震法はエネルギー減衰が地表弾性波探査より少ないのでSN比が向上されているものの、いまだ不十分であり、さらに強力な孔内震源や測定技術・処理技術の検討が必要である。

現在、屈折法に限らず強力なエネルギーを有する孔内S波用震源の開発が望まれているが、このようなS波用震源を本探査法に採用することができれば、耐震設計用地盤調査として新たな展開が生ずるかもしれない。

参考文献

- 1) 田治米鏡二：初動の走時図に現れる震源の深さの影響，秋大地研報告
Vol.12, No.1, pp.9-14, 1954.
- 2) 田治米鏡二・音田 功：初動の走時図に現れる震源の深さの影響(3)，物理探鉱
Vol.11, No.1, pp.1-3, 1958.
- 3) 中島 勝一：震源が表層下にある場合の屈折法の解析について，物理探鉱
Vol.23, No.4, pp.42-43, 1970.
- 4) 笹本 敏：小型弾性波装置による火山灰丘陵地の基盤調査実施例について，応用地質
Vol.19, No.4, pp.10-15, 1978.
- 5) 勇野喜正裕・深沢晋治他：ボーリング孔内発震による屈折法，物理探査学会学術講演会（春季）論文集，
pp.79-80, 1980.

待つこと

株式会社東京ソイルリサーチ

開出尚文

私はこの頃車で通勤することが多くなっている。

これは、電車に乗ることが嫌なのではない。会社への行き帰り、電車のシートに座って本が読める、この時のなんともいえない気分の良さは、何者にも変え難い充実感が味わえる。

ところが、半年ほど前から電車がくるまでホームで他の乗客とともに並んで待っていることが苦痛になりはじめ、そのうちどうにも我慢ができなくなってしまったのである。この待っている時間になんとか苛々したり、周りにいる乗客たちの話し声が耳障りになり、本を読むことに集中できなくなって、それならと、車で通勤するようになったのであるが、今度は、ラッシュの列と信号に悩まされている。こうして見ると普段なにげなくすごしている毎日の生活のなかでずいぶん待たされることの多いことか！ゴルフ場で前の組が先に進むのを待つ、食堂で昼飯の出てくるのを待つ、マージャンでテンパイ牌をつもるのを待つ、数えればきりが無いほどであろう。つまりこの世の中は、待たなければ何も思いどおりにはならないようである。もっとも待っていても思いどおりにならないことも多いが、しかし、昔から『待てば、懐炉の日和あり』の言葉どおり、この世の中のことは、どうも待つことから始まることが多いように思える。したがって、私も待つことにもっとなれなければいけないと思うようになった。待てなくなったのは、決して年のせいではない。断じて年のせいではないのである。あまりにも待つこと、待たされることが多いせいである。

待たされるより、自分からすすんで待つ気になるよう心掛ける事が大事であろう。そうすれば、少なくとも苛々しなくてすむ。

しかし、私達は（人類全体）、この世の中に生まれ出てから、その瞬間から死を待っていると言えるのではなかろうか！毎日々々あくせく働いてそして死んで行く。人は何を目的としてこの世に生を受け、そして死んで行くのか！先人がいろいろ考えいろんな理屈をみつけ解説しているが、行き着くところ宗教的な解答しか人を納得させるものはないのかもしれない。とはいえ、いずれ人は必ず死に、死を待っていることに変わりはない。この様に考えると日常の中で少しぐらい待たされることは、それ程問題でもなかならうと思えてくる。

この頃、私の周りで人が死ぬことが多い。いずれ私もと考えさせられることになり、自分の人生だから誰にもじゃまされず思い通りに残りを過ごしたほうがと思える。

まあ、じっと待つことにしよう。

こんな事を考えるのは、やっぱり年のせいかな。

愛知県中小企業総合指導所の企業診断について

中部土質試験協同組合

専務理事 荒木 豊

当協同組合は創立以来12年を経過致しました。創立当時、中小企業近代化促進法に基づく高度化資金を、愛知県より約1億円借り入れし、2年据置10年返済・金利2.7%、又、市中銀行の借入金1,200万円並びに組合員25社（現在は組合員26社）の協力で均等出資を得、協同組合の軌道に乗せたのが10年、1日走馬灯のように想い浮かべられます。

その間、数次に亘る関係官庁の行政監査指導・会計検査院による検査等の経過を歩み、今日のよう
な堅実な運営を見るに至りました。

昭和60年には増資もせず、自己資金と市中銀行から8,200万円の借入金をし、尾張旭大型試験所の設備投資したことも、今日ある組合健全化の一端となっていることは申すまでもありません。

設立当時の銀行借入金は、昭和65年までに返済の処、昭和62年には一括返済をなし、大型試験所譲渡資金の銀行借入金は、平成8年までに返済の処、平成元年にはこれも一括返済の快挙を成し得たものであります。

組合員に対しては昭和60年度に、注文高による値引制度・平成元年度からは試験単価の引下げ、又、平成2年度決算剰余金処分として利用分支配当金の導入、従業員の給与・福利厚生の実施・海外旅行初の企画実施等、組合員並びに従業員の自主的な経済活動を促進し、且つ経済的地位の向上を順次図ってまいりました。

平成3年度事業計画に基づく設備投資計画も逐次消化しています。具体的には、

① 四連同時載荷による三軸試験装置の改造（済）② 軟岩用一軸圧縮試験機の導入（済）③ 電動駆動式CBR試験装置2台導入による能率化（発注済）④ 圧密試験等のオンライン化（発注済）⑤ 簡易LAN施設の導入（発注済）、又、⑥ 本年度の目玉設備としている中容量三軸試験装置・振動三軸試験機の導入（発注済）⑦ 一軸圧縮試験機とロードセルの増（発注済）等と、本年度は組合員の活性化のもとに、共同事業支援を精力的に実施する段階にあります。

去る9月19日、高度化資金完済にあたる最後の年として、愛知県中小企業総合指導所により第4回目の企業診断結果の講評が行われました。その内容は、理事による運営・専務理事の役割、事務処理方法、資金運用等の実態をつぶさに聴取し、愛知県総合指導所より委嘱を受け、経営コンサルタントの立場で企業診断を実施してきた中では抜群に秀でており、貫組合に対しては何等申すことはない、と評価されました。

くしくも、本年3月には、愛知県内における共同組合数約1,500の中で、小職が優秀役員9名中に選拔され中央会会長表彰の受賞を戴き、10月には、中央会創立35周年記念式典にあたり、当組合が優良組合として愛知県知事表彰受賞の栄に浴したことを申し伝えたいと存じます。

「土と岩」の技術論文集一覧

中部地質調査業会設立と共に、協会の行事報告として、「土と岩」の発刊を始めました。その後、昭和39年1月号（7号）より技術論文を掲載し各関係機関に配付してまいりました。

この技術論文集は、大学の先生、諸官庁の皆様、当協会の関係各位等より原稿の提出を頂き編集したものです。

発刊以来早や30年を経過し、関係各位におかれましても移り代わりされ、過去の技術論文集の中に於いて何かお役に立つものが有るのではないかと考え、ここに技術論文の表題とその出筆者を掲載しました。

もし、ご希望の技術論文がございましたら、当協会までご一報頂ければ、コピーにて発送させていただきます。

昭和39年1月（7号）発行	・ベントナイトグラウトについて（その2）	中央開発株式会社
	・電気探査法に依る地下水の調査の実例	日本鑿泉探鉱株式会社
	・今後のさく井はいかにあるべきか	早川 松五郎
昭和39年4月（8号）発行	・日本工業規格「土の標準貫入試験方法」	JIS A1219.....研究部
	・ボーリングロッドについて	伊藤 恒雄
昭和39年9月（9号）発行	・ボーリング機械を直接利用してコーンテストを実施する一方法	三木 幸蔵
昭和39年12月（10号）発行	・ボーリング機械を使用したコーンテスト機の改良測定上の問題点について	三木 幸蔵
昭和40年6月（11号）発行	・グラウト工事の概要	三井 司
	・堤体の水漏調査の実施例と漏水対策について	三木 幸蔵
昭和41年3月（12号）発行	・岩石試料の速度について	東山 俊博
昭和42年5月（13号）発行	・カタダにおける土質基礎工学の研究より	植下 協
	・グラウト・シリーズその2	三井 司
	・K. K. T-Ⅱ型を使用した横方向載荷試験結果によるC. I. P工法の設計について	三木 幸蔵

昭和42年 8月(14号) 発行

- ・地質調査技士が知って置きたい原位置試験の知識について……………三 木 幸 蔵
- ・東海地方の地下水に貫する随想……………清 水 欣 一
- ・地中深部におけるS波発生法について……………三 尋 木 邦 光
- ・薬液注入について……………吉 田 達 男

昭和43年 1月(15号) 発行

- ・土質試験結果の判定方法ならびに安定計算上の注意事項について……………三 木 幸 蔵
- ・風化土や軟岩材料に貫する2. 3の実験記録……………宇 梶 文 雄
- ・地質調査業と地質用語……………春 日 明
- ・Dywi dag工法によるダム基礎処理について……………荒 井 勝 雄
- ・薬液注入についてⅡ……………吉 田 達 男
- ・浅層地下水の揚水試験について……………伊 藤 恒 雄

昭和43年春季(16号)

- ・花岩崗におけるダムの物理検層法を利用したグラウト試験……………近 藤 達 敏
- ・薬液注入についてⅢ……………吉 田 達 男

昭和43年冬季(17号)

- ・深い支持層における直接載荷試験の一方法について……………上 田 英 雄
- ・ボーリング野帳の一私案……………安 井 和 夫
- ・ある薬液注入……………吉 田 達 男
- ・東京都下水道に於けるセメント乳液、来るし液注入工事……………大 塚 光 希

昭和44年冬期号(18号)

- ・不カク乱粘土試料の強度補正について……………奥 村 樹 郎
- ・オランダ式二重管コーン貫入試験……………東建地質調査株式会社
- ・ある大口径ボーリング工事……………吉 田 達 男

昭和46年(20号)

- ・岩盤ボーリングの能率についての考察……………白 石 昭 二
- ・マクロ的地下水調査……………伊 藤 恒 雄

昭和48年(22号)

- ・名古屋テレビ塔周辺の掘削工事について……………越 賀 正 隆
- ・改良効果を低減させるサンドパイル中の損失水頭について……………藤 川 和 之

昭和49年(23号)

- ・東海地方の被害地震の発生について……………飯 田 汲 事

・軟弱地盤調査の方法論—その1 (地盤調査論考雑録)	桑原 徹
・磁気探査実験結果報告	(株)ダイヤコンサルタント
昭和50年 (24号)	
・揚水試験とその役割—問題点の考察—	宇野 尚雄
・氷期と第四紀—その2 (地盤調査論考雑録)	桑原 徹
昭和51年 (25号)	
・近畿東部における中央構造線の概要と周辺の広用地質	荒木 慶雄
・フィルダム設計のための現場透水試験と土質試験	大根 義男
・活断層について	藤江 力
・道路盛土における軟弱地盤対策工概説	鈴木 一正
昭和53年 (26号)	
・地中埋設管に作用する土圧の実験的研究	山内 利彦
・ロック材の予備調査段階における賦存量の推定と検討	阿部 貞雄
・岩盤のクリープ試験	柴田 哲男
・厚い軟弱地盤における低盛土造成工事の問題点について	西堀 高弘
昭和54年 (27号)	
・名港導水路海底トンネルについて	森平良忠
・土圧計の問題点	太田 義一
・乱流小河川に於ける流量測定法	松澤 宏
(塩分希釈法について)	千葉 正美
・アンカーテストの現場報告	門藤 正幸
昭和55年 (28号)	
・河川堤防の安定性の土質工学的考察	伊藤 恒雄
・濃尾平野の地盤沈下地帯における標準層序	岩崎 正和
・土性のバラツキとサンプルサイズについて	宇野 尚雄
・蛇紋岩地域の建設工事に伴う地質調査について	昌山 昭
昭和56年 (29号)	
・安房トンネルの地質調査について	藤川 和之
・安房トンネルの地質調査について	大村 一夫
・安房トンネルの地質調査について	吉田 亘弘
・安房トンネルの地質調査について	中島 英輔
・安房トンネルの地質調査について	畑中 博文

・本坂トンネルの施工実績について	田中 美三
・一般国道167号道路改良事業における軟弱地盤改良について	東 清 昭
・岐阜県上宝村洞谷の土石流災害について	中 島 米 夫
・名古屋市における埋込みぐいの支持力について	堀 内 孝 英
・ソイルサンプリングに関する最近の話題	古 長 孟 彦
昭和57年 (30号)	
・恵那山トンネル補助坑N A T M施工結果と解析及び	松 井 俊 夫
・本線トンネルN A T M設計について	加 藤 寛
・中部地方の中央構造線	近 藤 善 教
昭和58年 (31号)	
・土の一軸縮強度の意義	松 岡 元
・伊勢湾及び三河湾の海底地質	高 田 康 秀
・砂のサンプリングと耐震調査・試験	辻 田 光
・土の透水性に対する考察	佐 藤 久 松
・T. Q. C. について	城 田 正 判
昭和59年 (32号)	
・東海地震と震害、防災の問題について	飯 田 汲 事
・土に学んで30余年	植 下 協
・名古屋東部地域の洪積粘性土の工学的性質	堀 内 孝 英
・第 四 紀	開 出 尚 文
・ルジオン試験をふりかえって一過去4年間の事例より一	平 本 弘
昭和60年 (33号)	
・地すべり斜面の安定解析について	小 田 英 一
・R C D (Roller Compacted Dam) 工法について	鈴 木 徳 行
・安房トンネルの地質調査について (調査坑掘削を中心にして)	柴 田 実
・長野自動車道の留置の地すべり対策について	松 谷 春 敏
	伊 藤 斎
・急斜面における大口径深礎の設計・施工	横 井 健 次
・杭の水平支持力の地盤定数について	阿 河 武 志
・地下水位低下工法を設計・施工する場合の留意点	梅 村 逸 雄
	池 田 英 夫

昭和61年 (34号)

- ・宮城県沖地震におけるタンク基礎の被害状況と、土質工学的考察……………山 口 柏 樹
- ・タンク基礎の耐震設計と、加震時のすべり変位について……………山 口 柏 樹
- ・盛土の設計と施工に関する問題点の考察……………成 田 国 朝
- ・盛土の設計と施工に関する問題点の考察……………奥 村 哲 夫
- ・名港中央大橋の計画と基礎地盤……………久保田 幸 荘
- ・近畿東部における中央構造線の振動……………永 田 哲 郎
- ・孔内水平載荷試験結果による名古屋市周辺部の地盤特性……………立 石 哲 郎
- ・盛土の設計と施工に関する問題点の考察……………阿 河 武 志
- ・盛土の設計と施工に関する問題点の考察……………前 田 都 喜 春
- ・高盛土の設計、施工及びその品質管理……………大 根 義 男
- ・地形、地質、居住環境から見た災害危険度および防災的土地利用に関する研究……………多 賀 直 恒
- ・一ファジィ理論による災害危険度評価……………多 賀 直 恒
- ・盛土の設計と施工に関する問題点の考察……………曾 我 土 裕
- ・切土・盛土の崩壊から学べること……………宮 下 高 昭

昭和62年 (35号)

- ・長野市地附山地すべりの発生経過と変状記録……………川 上 東 浩
- ・実物鋼矢坂セルの水平載荷試験について……………神 田 勝 己
- ・安濃ダムの基礎処理について……………渡 辺 至
- ・深礎基礎自動掘削機の開発……………谷 口 彰 一郎
- ・L. L. T. 結果による名古屋地盤の特性評価……………阿 河 武 志
- ・盛土の設計と施工に関する問題点の考察……………前 田 都 喜 春
- ・アルカリ骨材反応……………市 原 松 平
- ・物性論適にみた盛土基礎地盤の破壊予測式の一考察……………桜 本 勇 治
- ・盛土の設計と施工に関する問題点の考察……………中 井 照 夫

昭和63年 (36号)

- ・愛知県の急傾斜地崩壊対策事業……………五十住 博 之
- ・有古地すべりとFEM解析例……………杉 山 秀 志
- ・三重県・志摩地方の軟弱地盤について……………加 藤 光 徳
- ・「最新名古屋地盤図」を活用した地盤調査計画……………西 堀 高 弘
- ・盛土地盤のすべりと調査の進め方……………小 川 直 文

・ヘリコプター輸送計画と安全管理 宮野 鈴 夫
平成1年(37号)

- ・地盤工学と地下水 宇野 尚 雄
- ・阿木川ダムの地質について 伊 藤 渉
- ・電力施設と地質 阪 西 信太郎
- ・鉄道近接施工の地盤補強対策 加藤 三樹夫
- ・河川堤防の災害危険度評価 松 井 俊 夫
- 宇野 尚 雄
- ・これだけは欲しい地質情報 芳 賀 幸 雄
- ・フリクションナーターによる抗の周面摩擦測定試験について 笠 間 修 一
- ・1 m深地温探査について 山 口 広 文
- ・アンカー工法(拡孔圧入型-SSLアンカー工法)について 中 村 俊 彦
- ・わかりやすい報告書のために 山 田 厚
- ・土质地質と古地磁気測定 伊 藤 孝
- ・火山ガラスと地質調査 古 澤 明

平成2年(38号)

- ・中央構造線の大規模地すべりから伊那谷を守る一天竜川上流
直轄地すべり対策事業 花 岡 正 明
- ・三重県の地質概略 小 倉 義 雄
- 本 田 裕
- ・新川橋りょうの下部工の選定 石 田 勝 人
- 富 田 能 民
- ・軟弱地盤における山留とひび割れ 中 登代司
- ・地下水の流速と流向を計る 大久保 忠 繁

平成3年(39号)

- ・軟弱地盤上の港湾施設 鈴 木 康 正
- ・長野自動車道四賀畜の地すべり対策について 水 間 雅 昭
- ・汚泥焼却灰を添加した掘削残土の再利用について 鎌 田 修
- 長 野 健 示
- ・細かく見る、普通に見る、大きく見る。そしてもっと大きく見る 水 谷 伸治郎
- ・地震動強度の評価方法に関する一考察 山 田 公 夫
- ・岩石とレオロジー 赤 木 知 之

[illegible]



OMAKEのページ



『蝸牛』一なんて読むかわかりますか？ これは私が高1の時、漢字テストの余白におまけとして先生が出した問題なのですが、「『蝸』は『鍋』に似ているから、鍋牛・ナベウシ・なべうし・・・ナベのウシで想像できるものっていったら一体・・・?!」結局、今ではなんとかいたのか思い出せない迷解答を出したのだと思います。

さてそこで、ここに特別な読み方をする単語をズラズラあげてみました（使っていた問題集をひっぱりだしてきたんです）。皆さんどれくらい読めますか？ ちなみに『蝸牛』は「なべうし」ではなく「かたつむり」です。

- | | | | | |
|-------|------|-------|-------|-------|
| ① 鯢 | ② 鰈 | ③ 寄生虫 | ④ 栄螺 | ⑤ 鮫鰐 |
| ⑥ 海豹 | ⑦ 海豚 | ⑧ 海象 | ⑨ 海月 | ⑩ 海驢 |
| ⑪ 金糸雀 | ⑫ 梟 | ⑬ 啄木鳥 | ⑭ 家鴨 | ⑮ 不如帰 |
| ⑯ 木耳 | ⑰ 乾酪 | ⑱ 旋毛 | ⑲ 仙人掌 | ⑳ 蒲公英 |
| ㉑ 星港 | ㉒ 布哇 | ㉓ 瑞典 | ㉔ 埃及 | ㉕ 新西蘭 |

改めて問題集を見ていると、覚えられない字をヨコちょに何回も書いてたり、何度も蛍光ペンで塗りつぶしてたりして「なんかあたしもガンバってたジャン」と懐かしんでいる次第です。

梶谷エンジニア(株)

出 川 佐 知 子

◇詰碁コーナー

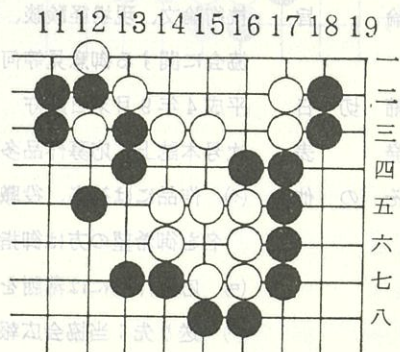
問 題

黒先白死

上方の眼をどうつぶすかです。

出 題

八段 伊 藤 庸 二



編集後記

新春お目出度うございます。昨年は当協会の創立30周年の意義ある節目として、数々の記念行事のため、本誌の発行が予定より遅れ年度末となりましたが、本年度は幸い御寄稿戴いた執筆者の御協力もあって、新年の御挨拶と共にお届けできたことを、編集者一同慶びに絶えません。誌上を借りて関係各位に厚く御礼申し上げます。

本誌には、巻頭言に久々の東海農政局からの玉稿を頂戴したこと、岐阜・三重両県からは県内事情による特色のあるテーマや、学界および業界からは「土と岩」の技術誌に相応しい内容のある投稿を頂き感謝の他ありません。

また、本誌が40号と云うことで、発行から6号誌までが主として会員間の情報誌であったものを、7号より技術論文を採り入れているため、末尾にこれまでの技術面に係わる標題と執筆者の氏名をまとめてみました。

「土と岩」は、中部地質調査業協会の定例行事の一環として、今後も関係諸機関の御指導と御支援を戴いて、息の永い発行を続けていくべく念願する処であり、今後共の御協力をよろしくお願い申し上げます。

広報宣伝委員会

〔土と岩41号〕

原稿募集

- 1 論 旨 技術論文、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会に関する御意見等何でも結構です。
- 2 締 切 日 平成4年9月末日厳守
- 3 発 表 次号本誌上、応募作品多数の場合は順次発表致します。
- 4 そ の 他 (イ) 作品には社名、役職名、氏名を明記下さい。特に神上置名を御希望の方は御指定下さい。
(ロ) 応募作品には薄謝を呈します。
(ハ) 送り先：当協会広報宣伝委員会宛。

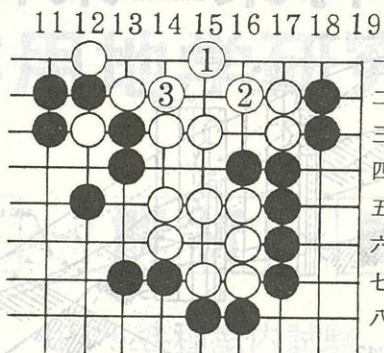
では、答えです

- | | | | | |
|----------|--------|----------|--------|------------|
| ① ひらめ | ② かれい | ③ やどかり | ④ さざえ | ⑤ あんこう |
| ⑥ あざらし | ⑦ いるか | ⑧ せいうち | ⑨ くらげ | ⑩ あしか |
| ⑪ かなりや | ⑫ ふくろう | ⑬ きつつき | ⑭ あひる | ⑮ はととぎす |
| ⑯ きくらげ | ⑰ チーズ | ⑱ つむじ | ⑲ さぼてん | ⑳ たんぽぽ |
| ㉑ シンガポール | ㉒ ハワイ | ㉓ スウェーデン | ㉔ エジプト | ㉕ ニュージーランド |

何点とれましたか？

詰碁解答

黒1が白の粘りを消す急所。白2のときに黒3と切って無条件の死です。



会 員 名 簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便 番 号
(株) ア オ イ テ ッ ク	鈴木 孝治	名古屋市北区清水 1-22-17	(052)951-6371	462
青葉工業(株)名古屋支店	三井 司	名古屋市北区黒川本通 4-32-1	(052)915-5331	462
朝 日 土 質 (株)	大橋 英二	岐阜市須賀 4-77-1	(0582)75-1061	500
(株)飯沼コンサルタント	飯沼 忠道	名古屋市中村区長戸井町 4-38	(052)451-3371	453
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	川上 正昭	名古屋市中村区名駅南 3-6-6 名駅豊ビル	(052)561-7801	450
応用地質(株)中部支社	北川 甫	名古屋市守山区大字瀬古字中島 102	(052)793-8321	463
カッマコンサルタント(株)	勝真 宏	熊野市井戸町 4935	(05978)9-1433	519 -43
梶谷エンジニア(株) 中部支店	今井 修	名古屋市東区榑木町 1-2 山吹ビル	(052)962-6678	461
川崎地質(株)名古屋支店	湯上 英雄	名古屋市名東区藤ヶ丘 140-1 日本生命藤ヶ丘ビル	(052)775-6411	465
(株)キンキ地質センター 名古屋支店	崎川 隆	名古屋市昭和区雪見町 1-14	(052)741-3393	466
木村建設(株)名古屋営業所	川合 一夫	名古屋市中区栄 4-2-8 小浅ビル	(052)264-4754	460
基礎地盤コンサルタント(株) 名古屋支社	菅野 安男	名古屋市西区上名古屋 1-11-5	(052)522-3171	451
協 和 地 研 (株)	駒田 貞夫	松阪市郷津町 166-8	(0598)51-5061	515
熊金ボーリング(株)	小林 正四	飯田市大王路 1-5	(0265)24-3194	395
計 測 地 質 (株)	北川 満	津市美川町 3-6	(0592)27-9005	514
京浜調査工事(株) 名古屋営業所	重松 正勝	名古屋市中区正木 2-8-4	(052)321-5139 331-4051	460
興亜開発(株)中部支店	堀部 信行	名古屋市天白区原 2-2010	(052)802-3121	468
国際航業(株)名古屋支店	八木 一成	名古屋市中区栄 2-11-7 伏見大島ビル	(052)201-1391	460
国土防災技術(株) 名古屋支店	山本 和夫	名古屋市千種区内山 3-12-14 豊島不動産ビル	(052)732-3375	464
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	新関 敦生	名古屋市中村区椿町 21-2 第2太閤ビル	(052)452-1651	453
(株)栄基礎調査	鈴木 恣	名古屋市東区新出来 2-1-13 ロータリーマンション 201	(052)935-0702	461
三 祐 (株)	石黒 亢郎	名古屋市中村区名駅南 1-1-12	(052)581-7441	450
(株)シマダ技術コンサルタント 名古屋営業所	妹尾 俊美	名古屋市名東区八前 2-713	(052)773-9281	465
(株)白石名古屋支店	牛田 正治	名古屋市中区錦 1-19-24 名古屋第一ビル	(052)211-5371	460
(株)新東海コンサルタント	二ヶ月清文	津市江戸橋 1-92	(0592)32-2503	514
杉山コンサルタンツ(株)	杉山 信行	久居市新町 680-4	(05925)5-6564	514 -11
住鋤コンサルタント(株) 名古屋営業所	綿谷 好修	名古屋市東区代官町 40-18 みつまつビル	(052)933-1444	461
西濃建設(株)名古屋支店	戸田 好晴	名古屋市中村区名駅南 3-2-11	(052)561-3541	450

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便 番号
㈱ダイヤコンサルタント 名古屋支店	平島 新也	名古屋市熱田区金山町 1-6-12	(052)681-6711	456
大成基礎設計㈱ 名古屋事務所	大久保忠繁	名古屋市西区那古野 1-15-18 那古野ビル南館	(052)551-0338	451
㈱大星測量設計	朝倉 邦明	名古屋市緑区大高町字東正地 69-1	(052)623-1287	459
玉野総合コンサルタント㈱	小川 義夫	名古屋市中村区竹橋町 4-5	(052)452-1301	453
中央開発㈱中部支店	沓沢 貞雄	名古屋市中村区牛田通 2-16	(052)481-6261	453
㈱中部ウェルボーリング社	佐藤 久松	名古屋市千種区東山通 5-3	(052)781-4131	464
㈱帝国建設コンサルタント	篠田 徹	岐阜市青柳町 2-10	(0582)51-2176	500
㈱東海地質コンサルタント	鈴木 誠	名古屋市中区栄 4-21-17 はやしビル	(052)251-8521	460
東海地質工学㈱ 名古屋支社	松山 央方	名古屋市中村区竹橋町 33-2 岩間ビル	(052)451-7311	453
㈱トエネック	塚田欽一郎	名古屋市中区栄 1-20-31	(052)221-1111	460
㈱東京ソイルリサーチ 名古屋事務所	開出 尚文	名古屋市中村区名駅 2-40-2 名和ビル	(052)571-6431	450
東建地質調査㈱ 名古屋支店	篠田 正雄	名古屋市南区笠寺町字迫間 9-2	(052)824-1531	457
東邦地水㈱	伊藤 武夫	四日市市東新町 2-23	(0593)31-7315	510
豊橋調査ボーリング㈱	杉浦 市男	豊橋市牟呂町字東里 9-1	(0532)46-8325	441
㈱日さく名古屋支店	横尾 鋭一	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚 117-2	(052)432-0211	454
日特建設㈱名古屋支店	山根 英男	名古屋市中村区名駅 3-21-4 名銀駅前ビル	(052)571-2316	450
日本基礎技術㈱ 名古屋支店	杉浦 有	名古屋市中村区亀島 2-14-10 フジ・オフィスビル	(052)451-1680	453
日本工営㈱中部事務所	荻田 正美	名古屋市中村区椿町 14-13 ウエストポイント 1413	(052)453-2910	453
㈱日本パブリック 中部支社	竹内 増躬	名古屋市中村区名駅南 3-7-2 洲崎ビル	(052)581-2815	450
日本物理探鉱㈱ 名古屋事務所	下川 裕之	名古屋市東区葵 1-25-1 ニッシンビル	(052)937-5606	461
富士開発㈱	加藤 辰昭	名古屋市千種区唐山町 3-30	(052)781-5871	464
復建調査設計㈱ 名古屋事務所	田中 正男	名古屋市東区葵 3-24-2	(052)931-5222	461
松阪鑿泉㈱	岩本 倣和	松阪市五反田町 1-1221-5	(0598)21-4837	515
㈱松原工事事務所	松原 英男	名古屋市中区丸の内 1-3-1 ライオンズビル丸の内	(052)211-3571	460
松村工業㈱	松村 国夫	岐阜市荻田東 1-6-5	(0582)71-3912	500
丸栄調査設計㈱	川口 勝男	松阪市船江町 1528-2	(0598)51-3786	515
宮本管工㈱	宮本 陽司	四日市市川原町 21-12	(0593)31-1291	510
村木鑿泉探鉱㈱	村木 正義	名古屋市熱田区西野町 1-2	(052)671-4126	456
名峰コンサルタント㈱	谷村 光哉	名古屋市西区花原町 59	(052)503-1538	452
明治コンサルタント㈱ 名古屋事務所	古田 博夫	名古屋市中区千代田 5-20-10 文岡ビル	(052)262-8115	460
ライト工業㈱名古屋支店	小林 政二	名古屋市中村区畑江通 4-22	(052)481-6510	453

賛助会員名簿

会社名	代表者	住所	電話番号	郵便番号
旭ダイヤモンド工業株式会社 名古屋支店	池田 昇	名古屋市中区錦1-19-32 広小路ビル8階	(052) 211-5476	460
㈱カノボーリング 名古屋支店	斉藤 義彰	名古屋市緑区大高町字丸の内73-1	(052) 621-7059	459
㈱神谷製作所	神谷 清平	埼玉県新座市馬場2-6-5	(0484) 81-3337	352
澤村地下工機 ㈱	澤村 忠宏	名古屋市東区新出来1-9-22	(052) 935-5516	461
田辺産業 ㈱	田辺 誠	名古屋市守山区小幡小六30-3	(052) 793-5161	463
東邦地下工機 ㈱ 名古屋営業所	住友 信二	名古屋市守山区白山4-401	(052) 776-9540	463
名古屋ケース ㈱	伊藤 正夫	名古屋市熱田区桜田町5-5	(052) 881-4020	456
㈱マスタ商店	増田 幸衛	広島市西区東観音町4-21	(0822) 31-4842	733
松下鋳産 ㈱	松下 通	名古屋市昭和区車田町1-38	(052) 741-1321	466
㈱ワイビーエム 名古屋販売	丸山 敏雄	名古屋市天白区菅田1-1208	(052) 804-4841	468