



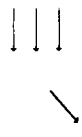
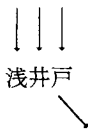
防災地質の現状と展望

応用地質特別号

日本応用地質学会

「防災地質の現状と展望」(昭和62年11月30日発行) 正誤表

ページ	行	誤	正
1	9	(傾度)	(傾斜)
2	表1.1.1	〔備考〕水蒸気爆破?	水蒸気爆発?
7	下10	EL700 まで	EL700 m.まで
9	下13	断層や節理の集中して	断層や節理が集中して
〃	下 3	マンタロー10億 m ³ 特)	マンタロー10億 m ³ 等)
10	図1.1.6	(町田, 1984一部改変) 〔追加〕	(古谷, 1980, 一部改変) 武居有恒 監修: 地すべり・崩壊・土石流(1980) より
15	表1.2.3	〔表題〕山田(1971)による分類	山田 他(1971)による分類
21	5	島本(1984)	嶋本 他(1984)
〃	〃	田浦(1984)	田浦 他(1984)
〃	7	芳賀(1985)	芳賀 他(1985)
〃	〃	今村(1982)	今村 他(1982)
〃	〃	後藤(1985)	後藤 他(1985)
22	図1.2.3	〔注〕立入禁止 〔追加〕	立入禁止 (高速道路調査会, 1987)
〃	下 8	林(1969)	林 他(1969)
〃	下 7	桜井(1984)	桜井(1986)
23	1	(古部, 1986)	(古部 他, 1986)
24	下10	Resarch	Research
〃	下 6	CAP アンカー	CPA アンカー
〃	下 3	25-1	25-2
〃	〃	〔追加〕	高速道路調査会(1987): 地すべり危険地における動態観測施工に関する研究(その2)報告書, 125
25	1	土木学会論文集	土木学会論文報告集
〃	4	センシング, 人工衛星	センシング人工衛星
〃	7	常兆現象	前兆現象
〃	11	第三次クリープ	第3次クリープ
〃	〃	4-1	4-3
〃	16	江口靖夫	江口靖夫
〃	〃	カラー写真	カラー航空写真
〃	22	山下清明	山下 清
〃	下 5	〔追加〕	渡 正亮(1982): 地すべりの考え方について, 土と基礎, 30-7
〃	〃	渡 正亮(1984)	渡 正亮・田中 茂・近森藤夫(1984)

ページ	行	誤	正
54	下12	武居 (1960)	武居 (1980)
55	図3.2	土石流堆積の状態 (武居, 1980)	土石流堆積の状態(今村 原図, 武居 監修, 1980より)
〃	〃	[凡例] 部分的に した部分	部分的に成層した部分
58	図3.7		
65	下 3	武居有恒 (1980)	武居有恒 監修 (1980)
66	図4.1.1	[右上] 	表流水 
67	4	水位下降	水位降下
〃	図4.1.2	[図中] 溢水	漏水
〃	図4.1.3	[追加]	(環境庁, 1981)
68	図4.1.4	[追加]	(環境庁, 1981)
69	図4.1.5	[追加]	(環境庁, 1981)
〃	図4.1.6	[追加]	(環境庁, 1981)
70	図4.1.7	[追加]	(環境庁, 1985)
72	図4.2.1	[追加]	(建設産業調査会, 1982)
75	表4.2.1	[追加]	(環境庁, 1981, 一部改変)
86	表5.1.3	[(庄川帰雲山崩れ, 発生年の欄)1858	1586
87	図5.2.2	[地震番号 4] 埼玉 (1933)	西埼玉 (1931)
〃	〃	[タイトル] Ms-logs 曲線	Ms-logS 曲線
93	15	鉛直45°以内	鉛直から45°以内
94	図5.3.2	松田・岡田, 1963	松田・岡田, 1968
97	表5.3.1(b)	[No.①地震断層名の欄] 鮎門	鮎川
99	表5.3.2	[区分C級, 事例の欄] 岡村断層	郷村断層
103	2	松田 (1973)	松田 (1972)
104	下 6	ma	Ma
128	24	1986年陸羽	1896年陸羽
129	図5.7.3	[説明文] 地震危険 (t/R)	地震危険度 (t/R)
131	下 5	——(1973)	——(1972)
138	7	土粘子	土粒子
〃	26	雨食よって	雨食によって
144	13	侵食前後は	侵食前線は
154	4	汀線の前線	汀線の前進
164	下 2	国土開発技術研究センター (1973)	国土開発技術研究センター (1979)

防災地質の現状と展望

応用地質特別号

日本応用地質学会

ま え が き

近年、我が国は経済の発展につれて産業や生活の基盤が拡大し、自然へのかかわりが増大している。一方、我が国はその置かれている自然条件が厳しく、世界的に見ても各種の自然災害の多発地帯に属する。そのため自然災害によって失われる人的・物的被害は莫大なものとなり、災害復旧はもとより、防災に対する投資は計り知れないものがある。

応用地質学の最近の進歩は、単に建設分野だけでなく、防災分野にも貢献している。特に地すべりの分野では大きな役割を果たしている。しかしながら、地質に関連する他の多くの防災の分野では必ずしも十分な貢献を果たしているとはいえない。これは次のような理由によるものと思われる。すなわち、未だ自然災害の本質が十分解明されず調査や対策が体系化されていないからである。自然災害には地震や地すべり、崩壊、洪水、侵食、堆砂等種々のものがあり、関連する学問も地質学のみならず地球物理学、気象学、土木工学、水理学等広い範囲にわたる。

日本応用地質学会では昭和58年に研究特別委員会を設置し広範な研究活動を開始したが、その一環として地質に関連する自然災害に関する調査研究を行い、ここに「防災地質の現状と展望」としてまとめた。

本書は、第1章巨大崩壊と地すべりから第6章侵食と堆砂まで地質に関連するさまざまな自然災害を、主として防災の面からまとめている。地すべりのようにある程度体系化されているものは少なく、多くの分野では研究がまだ大変遅れている。本書では防災という観点から各分野毎に一応の体系化を試みているが必ずしも十分とはいえない。未知の事項の多い項目については事例研究に重点をおいているものもあり、また将来の展望が十分見通せないものもある。しかしながら、広い分野にわたる防災地質を一つにまとめ系統だてて論じているのは他に類書はないものと思う。応用地質に関連した自然災害を“実用的”にまとめており、防災関連技術者はもとより、道路、鉄道、都市開発等、広い分野の計画、調査、維持管理等に関係する技術者にとって大いに役立つものと確信する。

技術の進歩は目ざましく、常に新しい調査・解析・対策法を勉強してゆかなければならない。また対象となる自然災害も、自然条件のみならず、社会的条件の変化によってもその考え方を変えてゆかなければならない。本書をとりまとめた時点では最新のデータに基づき、最新の考え方を述べたつもりであるが数年の後には再び検討する必要があると思う。

本書は研究特別委員会の委員諸氏が自由に討論し、その後各々の分野に分かれてとりまとめ、最終的に複数の方々に査読していただいたものである。また、委員以外の方々にも有益な御意見を賜ったり、貴重な資料を提供していただいた。さらに、学会事務局及び他の委員会からも全面的な協力をいただいた。記して関係各位に深甚の謝意を表します。

昭和62年11月

研究特別委員会

委員長 菅原 捷



巨大崩壊 1888年水蒸気爆発によって古磐梯山山体の約半分が崩壊した。崩壊物は15億 m^3 に達し、長瀬川を埋没し多くのセキ止湖が形成された。
(写真提供：アジア航測)

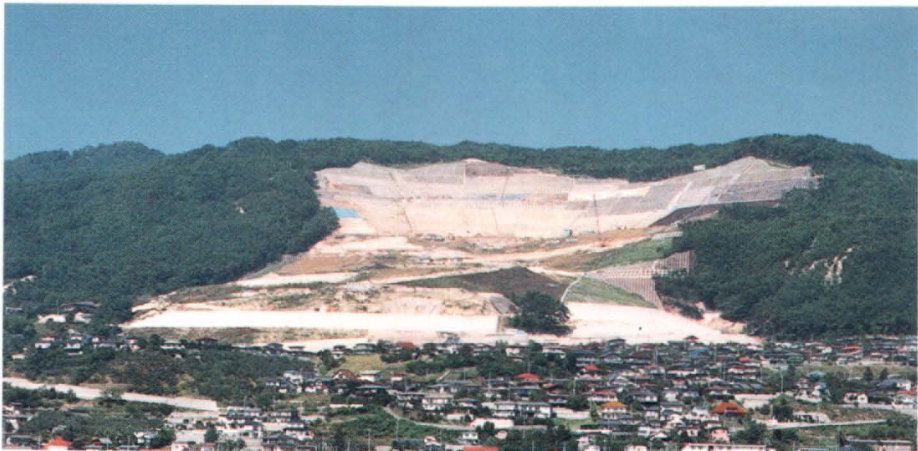


御岳山崩壊

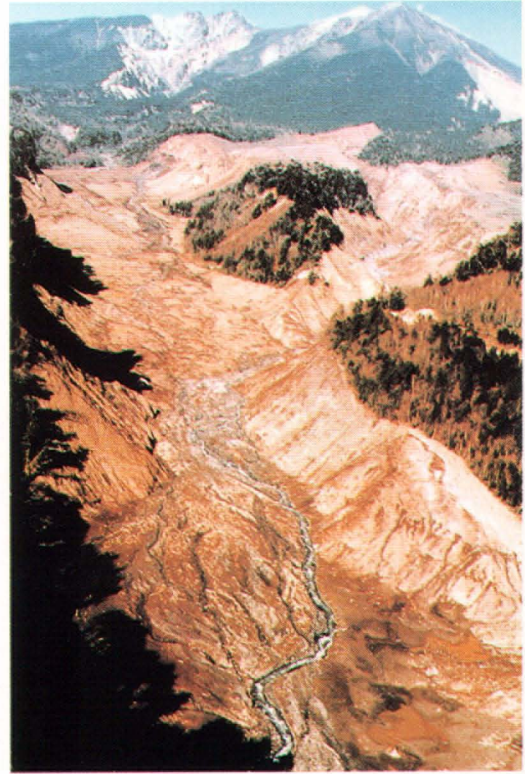
1984年地震に伴って御岳山南斜面が崩壊した。高速で流下した崩壊物は一部尾根を越えた(写真右下)。
(写真提供：水資源開発公団)



地すべり 地附山地すべり直後（1985年）の空中写真。
幅 250 m、長さ 500 m の大規模地すべりで典型的な市街地地すべりである。
（写真提供：アジア航測）



地附山地すべり 地すべり対策工事を講じ、整地後の状況
（1987年）。
（写真提供：明治コンサルタント㈱）



地震災害 1984年 長野県西部地震によって発生した大崩壊(右)と崩壊前の山腹(左)写真。
(写真提供:長野営林局)



地震災害 1984年 長野県西部地震による斜面崩壊(県道御岳王滝黒沢線)。
(写真提供:長野県木曾建設事務所)



トレンチングによる活断層調査

根尾谷断層の発掘調査全景。前面の礫層は段丘礫層。トレンチ底部および中央の青い部分は古生層（破碎されている）。
発掘調査は（財）電力中央研究所が行った。

（写真提供：地質調査所 山崎晴雄氏）



トレンチング状況

根尾谷断層の発掘調査 部分拡大写真。左下方の黒色部は基盤の古生層（破碎されている）。

（写真提供：（財）電力中央研究所）

研究特別委員会 委員

(昭和59年4月～昭和63年3月)

◎：ワーキンググループチーフ

○：執筆者

△：委員外執筆者

委員長	菅原 捷*	(財)国土開発技術研究センター
”	木宮 一邦**	静岡大学
委員	池田 一雄**	アジア航測(株)
”	◎○井上大栄	(財)電力中央研究所
”	井上 誠**	(株)ダイヤコンサルタント
”	○内瀬戸 信彦	八千代エンジニアリング(株)
”	○大島 洋志	(財)鉄道総合技術研究所
”	大西 忠雄*	飛鳥建設(株)
”	○大西 昇*	応用地質(株)
”	○奥園 誠之	日本道路公団
”	神藤 健一**	前田建設工業(株)
”	◎○木宮 一邦*	静岡大学
”	小坂 和夫**	日本大学
”	坂本 英彦**	明治コンサルタント(株)
”	柴田 祐啓*	電源開発(株)
”	進士 正人**	応用地質(株)
”	○菅原 捷**	(財)国土開発技術研究センター
”	◎○田中 芳則	東洋大学
”	○田野 久貴	日本大学
”	富田 友幸*	農林水産省
”	双木 英人	水資源開発公団
”	○古部 浩	(株)間組
”	星野 延夫**	電源開発(株)
”	◎○細谷 裕士**	農林水産省
”	○山崎 晴雄**	工業技術院 地質調査所
”	山下 千文*	(株)日さく
”	渡辺 邦夫**	埼玉大学
	△佐藤 信雄	八千代エンジニアリング(株)
	△千木良 雅弘	(財)電力中央研究所

*：昭和59年度～昭和60年度委員

**：昭和61年度～昭和62年度委員

無印は昭和59年度～昭和62年度委員

防災地質の現状と展望

目 次

第1章 巨大崩壊と地すべり	1
1.1 巨大崩壊 (菅原 捷)	1
1.1.1 巨大崩壊の特徴	1
1.1.2 巨大崩壊の事例	4
1.1.3 巨大崩壊の素因と誘因	9
1.1.4 地すべり及び崩壊の素因としての巨大崩壊	10
1.1.5 巨大崩壊の予知・予測の現状と将来展望	11
1.2 地すべり (古部 浩)	12
1.2.1 概要	12
1.2.2 地すべり及び崩壊の定義	13
1.2.3 地すべりの分類	14
1.2.4 地すべりの原因	17
1.2.5 地すべりの調査	19
1.2.6 地すべり対策	20
1.2.7 将来展望	21
第2章 斜面崩壊	26
2.1 自然斜面 (木宮 一邦)	26
2.1.1 自然斜面崩壊の実態	26
2.1.2 降雨量と崩壊発生との関係	28
2.1.3 平常降雨時における崩壊発生	31
2.1.4 自然斜面の崩壊後の復帰	33
2.1.5 崩壊の予知・予測の現状と将来展望	36
2.2 人工斜面(切取りのり面) (奥園 誠之)	36
2.2.1 崩壊による被害の実態	36
2.2.2 崩壊要因と崩壊形態	38
2.2.3 最近の設計の実態と問題点	38
2.2.4 切土のり面防災技術の将来展望	44
第3章 溪流災害 (大島 洋志)	52
3.1 溪流災害の実態	52
3.2 溪流災害の形態	52

3.2.1	一般	52
3.2.2	土石流	52
3.2.3	溪流洪水	55
3.3	溪流災害の調査・判定法	56
3.3.1	調査対象区間の選定	56
3.3.2	土砂流出形態の推定	57
3.3.3	溪流沿いの構造物の安全度の検討	58
3.3.4	溪流管理図の作成	61
3.3.5	溪流災害危険度の評価	62
第4章	地盤沈下 (細谷 裕士)	66
4.1	地盤沈下の現状	66
4.1.1	地盤沈下のメカニズム	66
4.1.2	わが国の地盤沈下の現状	69
4.2	地盤沈下の観測と解析	72
4.2.1	地盤沈下の観測	72
4.2.2	地盤沈下の予測	74
4.3	陥没等の地盤沈下	80
4.4	地盤沈下をめぐる法制度と行政	80
4.4.1	地盤沈下をめぐる法制度	80
4.4.2	地盤沈下対策事業等	82
4.5	地盤沈下防止の将来展望	82
4.5.1	地下水の開発・保全・管理	82
4.5.2	地盤沈下防止の将来展望	82
第5章	地震と活断層	84
5.1	地震災害 (井上 大栄)	84
5.1.1	地盤の液状化	84
5.1.2	土石流と崩壊	85
5.2	断層と地震 (山崎 晴雄)	85
5.2.1	震源断層	85
5.2.2	地震断層とその特徴	88
5.2.3	地震断層の出現形態	88
5.2.4	地震断層の地質学的な意味	90
5.2.5	活断層の定義とこれに関連する諸問題	91
5.3	活断層の運動 (菅原 捷)	92
5.3.1	断層の分類と運動の様式	92
5.3.2	断層の活動度	98

5.3.3	活断層と地震規模の予測	99
5.4	わが国の活断層 (山崎 晴雄)	101
5.4.1	活断層の地域性	101
5.4.2	活断層の事例	104
5.5	活断層の調査手法 (井上 大栄)	116
5.5.1	文献調査	116
5.5.2	地形・リニアメント調査	118
5.5.3	地質踏査	120
5.5.4	海底地質調査	120
5.5.5	断層内物質による調査	121
5.6	調査結果の評価	123
5.6.1	原子力発電所の例 (井上 大栄)	123
5.6.2	ダムの例 (菅原 捷)	125
5.7	地震予知 (山崎 晴雄)	125
5.7.1	地震予知の戦略	126
5.7.2	前兆現象	127
5.7.3	活断層と地震発生日知	128
第6章	侵食と堆積	134
6.1	侵食・堆積と防災地質 (田中 芳則)	134
6.1.1	侵食の場と堆積の場	134
6.1.2	緩やかな侵食・堆積と災害発生	134
6.1.3	侵食・堆積と防災	135
6.1.4	侵食・堆積と人間活動	136
6.2	山地・丘陵地の侵食と防災地質上の意義 (千木良雅弘)	137
6.2.1	概説	137
6.2.2	雨食	138
6.2.3	河食	138
6.2.4	地下水による物理的侵食	139
6.2.5	地下水による化学的侵食	140
6.2.6	侵食の速度	140
6.2.7	歴史的に見た山地・丘陵地の侵食	144
6.3	河川侵食と堆積 (大西 昇)	144
6.3.1	概説	144
6.3.2	土砂の運搬と河道変遷の水理	146
6.3.3	二次的な災害	148
6.3.4	河川調査	149
6.3.5	二次災害の対策工の基本	150

6.4	海岸侵食と海底崩壊	(田野 久貴)	151
6.4.1	海岸侵食に及ぼす地質的要因		151
6.4.2	海浜海岸の侵食		151
6.4.3	岩石海岸の侵食		154
6.4.4	海底崩壊		156
6.4.5	海水準変動と人為活動		157
6.5	ダム堆砂		157
6.5.1	堆砂の現状と問題点	(内瀬戸信彦)	157
6.5.2	堆砂機構	(佐藤 信雄)	159
6.5.3	堆砂の影響因子と予測	(佐藤 信雄)	160
6.5.4	堆砂防除対策	(内瀬戸信彦)	161

第1章 巨大崩壊と地すべり

1.1 巨大崩壊

1.1.1 巨大崩壊の特徴

地表または地球の極く表層部は、地球の内因的、外因的、または両者の要因によって常に変動しており不安定となりやすい。この変動を広義の地表変動 (mass wasting または mass movement) と呼び、岩や土砂の崩壊・移動・堆積をすべて含めていう (Bates, Jackson, 1980)。したがってソリフラクションやクリープ、地すべり、崖崩れ (崩壊)、土石流、地盤沈下等を含む広汎な地質現象をいうが、ここでは主として重力に係る規模の大きい崩壊すなわち巨大崩壊をとりあげる。巨大崩壊は他の地表変動に比べて崩壊規模、移動 (変動) 速度、崩壊の突発性、発生頻度、崩壊の再起性、斜面勾配 (傾度) 等が著しく異なる特徴がある。さらに巨大崩壊の崩壊堆積物が地すべりや溪流荒廃等の二次的な自然災害の原因 (素因) となり、災害が平地に及ぶことも珍しくはない。常願寺川、浦川、安部川等ではその影響が数千年というオーダーで続いており、かつ同じような事象が今後も繰り返し発生する恐れがある。

1) 崩壊の規模

建設省の調査によると地すべりや崖崩れの一般的な規模は次のとおりである (全国地すべり崖くずれ対策協議会, 1976)。地すべり土塊の幅は 50~200 m, 長さは 50~500 m の範囲にあり, 平均的には幅 180 m, 長さ 270 m, 厚さ (深さ) 10 m 程度である。これから求められる平均的な崩壊の規模 (土量) は $0.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ (最大 $2 \times 10^6 \text{ m}^3$) 程度である。地すべりの件数では崩壊土量が 10^4 m^3 以下のものが圧倒的に多い。数は少ないが崩壊土量が $10^5 \sim 10^6 \text{ m}^3$ に達するものがあり, これを特に地すべり性崩壊とか, 崩壊性地すべりと呼ぶこともある。一方崖崩れの規模はかなり小さく, 幅は 1~30 m, 長さは 5~50 m 程度であり, 厚さは非常に小さい。平均的な崖崩れの規模は長さ 24 m, 幅 18 m, 厚さ 1 m 程度で, その土量は 400 m^3 程度であり, 調査全体の 92% は崩壊土量 $1,000 \text{ m}^3$ 以下である (渡・安江, 1976)。

これに対して巨大崩壊の場合には 1 回の崩壊で崩壊土量が $10^7 \sim 10^{10} \text{ m}^3$ オーダーに達し, 巨大崩壊というテクニカルタームの由来になっている。これまで確認された規模の最も大きい崩壊はサイドマレー (Said-marreh イラン) 崩壊で, それによる堆積量は $2 \times 10^{10} \text{ m}^3$, 変動域 165.7 km^2 , 落差 $1,650 \text{ m}$, 水平移動距離 14.5 km と推定されている。表 1.1.1 にデータの比較的そろった主な巨大崩壊の例をあげる。崩壊規模は地山体積と発生土砂量が必ずしも区別されておらず厳密な比較はできないが地すべりや崖崩れと比べ崩壊規模が異常に大きいことが明瞭である。

Hsu (1975) は移動速度等を勘案して崩壊規模 $5 \times 10^6 \text{ m}^3$ 以上のものを巨大崩壊と定義し他の崩壊と区別した (藤田, 1985)。

2) 移動速度

一般的な地すべり土塊の移動速度は, 比較的移動速度の大きい岩すべりの場合で $2 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 程度, 移動速度の小さい粘性土すべりで $5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ 以下といわれている (渡・酒井, 1975)。さらに地すべり運動のライフタイム (life time 移動時間) が長く数時間から数万年オーダー続くものも珍しくない (土質工学会, 1985)。崖崩れ土塊の移動速度は数 m/s から 10 m/s , 稀には 100 m/s オーダーとな

表 1.1.1 巨大崩壊の例

崩壊名	発生年	崩壊規模 ($\times 10^6 \text{m}^3$)	主たる誘因	備考
セントヘレンズ(米)	1980	2,300	火 山	山体崩壊, 岩屑流 28 km, 流速 170 km/hr
磐梯山	1888	1,500	火 山	成層火山の崩壊, 水蒸気爆発, 岩屑流 11 km, 流速 80 km/hr, 堰止湖, 死者 472 名
マンタロー(ペルー)	1974	1,000	火 山	岩屑流 8 km, 流速 130 km/hr, 堰止湖の決潰, 死者 451 名
七面山	1852	750	地 震	北飛驒地震
眉山	1792	480	火 山	水蒸気爆発, 地震?, 対岸に津波
大鷲山	1858	410	地 震	安政大地震(M=6.8), 6.5 km 押出, 流れ山状起伏多い, 残留土砂多い。堰止湖決潰, 死者多数
八ヶ岳大月川	888?	350	火 山	水蒸気爆破?, 岩屑流 12.5 km
パイオント(イタリー) (トック山)	1963	270	降 雨 , 地 震(?)	初期湛水時貯水池に崩落, 死者 2,125 名
帰雲山	1586	250 (450)	地 震	M=8.1, 押出 3 km, 流山
草嶺(台湾)	1941	150	地 震	強震, 崩壊高 700 m
"	1942	200	降 雨	前年(1941)の崩壊で緩んでいた斜面の崩壊?
稗田山	1911	150	降 雨	台風による記録的な降雨の 4~5 日後, 崩壊の深さ 80 m, 岩屑流 6 km, 流速約 70 km/hr
大谷崩れ	1702	120	地 震 , 降 雨(?)	広範囲の支流の堰止め, 土石流 10 km
ワスカラン(ペルー)	1970	100 ~ 50	地 震	M=7.7, 岩屑流 16 km, 流速 280~400 km/hr, 1/4 は氷塊, 死者 18,000 名~21,000 名
大沢崩れ	1331	75?	地 震	数回, 現地形では長さ 2.1 km, 最大幅約 500 m, 最大深 150 m, 崩壊面積約 1 km ² に達する。
グロスベンチャー(米)	1925	40	地震, 降雨	高さ 70 m の堰止湖形成
名立崩れ	1751	40?	地 震	高田地震, 死者 428 名
御岳山	1984	36	地 震	長野県西部地震(M=6.8)
加奈木崩れ	1745(?)	30	降 雨	土石流 3.5 km
マジソン(米)	1959	30	地 震	ヘブゲン潮(西イエローストーン)地震(M=7.1), 堰止湖

(宇井, 1985 : 町田, 1984 : 奥西, 1984)

るが, ライフタイムは短く数秒から十数秒にすぎない。

巨大崩壊の場合は地すべりに比べると桁違いに移動速度が大きく, 崖崩れと同じような速度を持っている。崩壊土塊の移動速度の実測例は少ないが, 例えば眉山 90 m/s, ワスカラン 80 m/s, セントヘレンズ 47 m/s (宇井, 1985), 御岳山 20 m/s (ライフタイム 8 分) (栗田 他, 1984), 大西山 17 m/s, 一宮町 5~10 m/s (奥西・奥田, 1977) 等といわれている。

一般に巨大崩壊においては崩壊土砂の移動速度は非常に大きく、しかも加速度的に増加するといわれている。これは移動速度が20 m/s程度になると何らかの原因ですべり面の摩擦が急減するためと考えられている。例えば空気（エアクッションによるドライアランジュ）や水分の巻き込み、すべり面の摩擦熱による水蒸気の発生（エアクッションに発展）等によってますますすべりやすくなるというものである（藤田，1985）。

3) 突発性

巨大崩壊の特異性は崩壊の突発性にある。事前に全く予想のできないところで、想像を絶する規模の崩壊が瞬時に発生する。巨大崩壊の80%以上が地震や火山（後火山活動の変質や噴気に由来するものを含む）に関係すること（表1.1.1 参照）と崩壊物の移動速度が極めて大きいことを考えれば理解できるであろう。もちろん、仔細にみれば短期間に多少の前兆現象が認められることもある。特に崩壊の誘因が降雨（長期間の大雨）の場合には普通の地すべりや崖崩れに近い前兆現象が現れる。

前兆現象が認められた特異な例としてバイオント崩壊とグロスベンチャー崩壊がある。バイオント崩壊はダム建設中、一部湛水（試験湛水）を始めた時点から局所的な崩壊があった。さらに満水に近づく頃に付近に群発地震が発生し、群発地震が観測されてから37日後に大崩壊が発生した。崩壊直前における地すべり土塊の移動速度は12～22 mm/日程度であった。主崩壊のライフタイムは20～25秒と極めて短時間であった。グロスベンチャー崩壊の誘因は地震と降雨といわれ、地震後18時間で崩壊した。詳しい記録はないがその間前兆現象があったものと考えられている。

4) 発生頻度

巨大崩壊の発生は地質時代とともに古く、全体としては相当の数になるであろう。しかし実際に地形や地質から想定される巨大崩壊は極めて少ない。明確な巨大崩壊は全世界的に記録がはっきりしてくる1700年代に4ヶ所、1800年代に3ヶ所、1900年代に入って南北アメリカ大陸で多発して既に10ヶ所になっている。つまり100年に数ヶ所から10ヶ所程度が地球上に発生する巨大崩壊の発生頻度と考えられる。同種の他の地表変動に比べ非常に少ない現象である。

5) 崩壊の再起性

地すべりや崖崩れは常時継続的に、または数年から数十年オーダーで繰り返し活動する傾向がある。しかし巨大崩壊の場合には地質年代的な時間スケールで起り、地点を限定すると1回発生すると数千年から数万年間再び発生することは考えられず、再起性はほとんど無いといわれてよい。

表 1.1.2 大規模地すべりの有史以来の活動回数

地すべり名	総崩壊土砂量 ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	活動（繰り返し）回数
亀ノ瀬	22.0	有史以前から多数回
胡桃	18.5（又は3.0）	1917年以後だけで4回
小泊	0.15	4回以上
猿供養寺	2.15	8回以上
上平村	1.5	1932年以後だけで8回

（羽田野・大八木，1977その他から作成）

中にはワスカラン崩壊、レニウエ湖下流崩壊（1960年， $30 \times 10^6 \text{ m}^3$ ）（芥川 他，1980）等、2ないし数回にわたって崩壊が発生したとされているものもあるが、本来一大巨大崩壊のはずのものが分割して発生したもので、地すべりのように短期間に繰り返し発生したものではないようである。

崩壊土砂が二次的に地すべりや土石流となって継続的または断続的に繰り返し移動することがある。巨大崩壊で川がせき止められていわゆるセキ止湖が形成され、その後決潰したもの（ヘブゲン、レニウエ、崩雲山、大鷲山、大谷崩れ、グロスベンチャー等）や長期間にわたって崩壊土砂が流失するもの（大鷲山、

磐梯山等)等は巨大崩壊とは量・質的に異なり、巨大崩壊の再起を意味するものではない。

6) 斜面勾配

崩壊が生じたり、活動中の地塊や土塊の地表面の勾配(傾度)は崩壊の種類によって異なる。すなわち地すべりでは、大部分 $10^{\circ}\sim 25^{\circ}$ の緩い斜面勾配をしているのに対して、崖崩れは $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ と急傾斜面に発生している(渡・安江, 1976)。巨大崩壊の場合には一般化しがたいが、崖崩れと同じように大部分急斜面に発生している。

1.1.2 巨大崩壊の事例

1) 磐梯山崩壊

1888年(明治21年)7月15日7時45分 水蒸気爆発によって、小磐梯山(海拔約1800m)の北側半分が崩壊した(藤田, 1985:中村・青木, 1980:荒牧, 1979, 図1.1.1, 図1.1.2)。流失物は高温の火山物質が少なく、山体の大部分を形成していたと思われる類似の岩片からなり、その量は $1,500\times 10^6\text{m}^3$ に達する。もともと火山体は力学的に不安定な構造となっており、噴火時のみならず大雨や地震時に山体の一部が崩壊する例が多い(大沢崩れ 1331, 眉山 1792, 大鷲山 1858, セントヘレンズ 1980, 御岳山 1984, 等)。

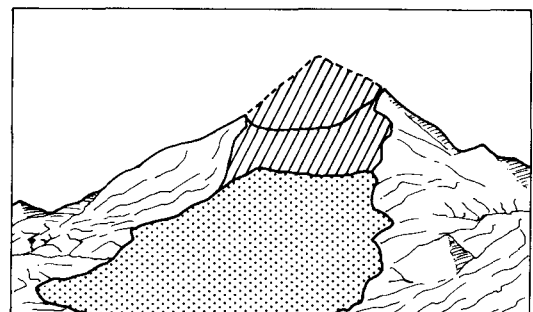
火山碎屑物を主体とする崩壊物はドライアバランシュ(dry avalanche)となり、瞬時に流下して北麓を流れていた長瀬川およびその支川を埋没し檜原湖, 小野川湖, 秋元湖, 雄子沢湖(後に檜原湖の一部となる)等のセキ止湖を形成した。その後セキ止湖の一部が決潰し, 下流に多少の被害(二次被害)が生じたが, 全体として崩壊直後の地形が現在でもそのまま残っており, この種の崩壊では非常に珍しいケースである。崩壊による被害は, 堆積物分布面積約 3.5km^2 , 被害戸数110戸(一説には約100戸, 又は破壊47戸 埋没45戸), 死亡461名(同477名), 負傷者70名(同47名)に達した。

磐梯山は有史以来あまり活動的な火山ではなかった。1888年の噴火以前では806年(大同元年)頃, 1719年(享保4年)頃, 1787年(天明7年)頃の3回の活動の記録が残っているが何れもあまり大規模ではなかったものと推定されている。また, 1888年の噴火の前兆も火山としてはあまり顕著でなく, その後も一部噴気活動が見られたが静穏化している。

1888年7月8日麓の山村で火山活動に伴う鳴動や遠雷音が前兆現象として聞えた。これらの前兆は1週間続き, 7月15日7時30分頃には火山性の中規模地震があった。さらに7時45分最初の噴火が起り, 噴煙は約1,300mに達した。同時に山体の一部が崩壊し北斜面を高速で流下した。この流動現象の特徴は, 低温(気温程度)かつ乾燥状態で, 比較的高速の流動($90\sim 100\text{m/s}$ 宇井・荒牧, 1985)をしたことである。

2) 御岳山崩壊

1984年9月14日8時48分 御岳山南麓でマグニチュード6.8の地震(長野県西部地震)



崩壊前の山稜
崩壊後の地形線
崩壊部
堆積地域

図 1.1.1 磐梯山崩壊前後

噴火直後の磐梯山(関谷, 1809)。山麓に多数の流れ山が分布している。

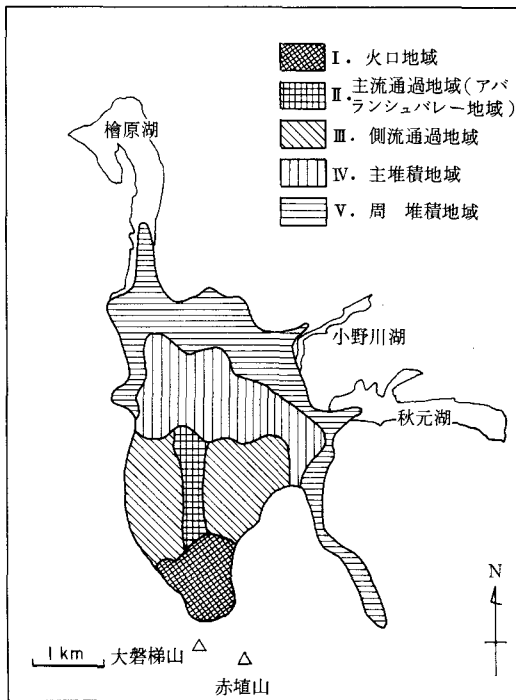


図 1.1.2 1888年噴火の際のドライアランシェ分布地域 数字は標高(m)を示し、矢印は山麓を襲った疾風の方向を示す(Nakamura, 1978に加筆)。

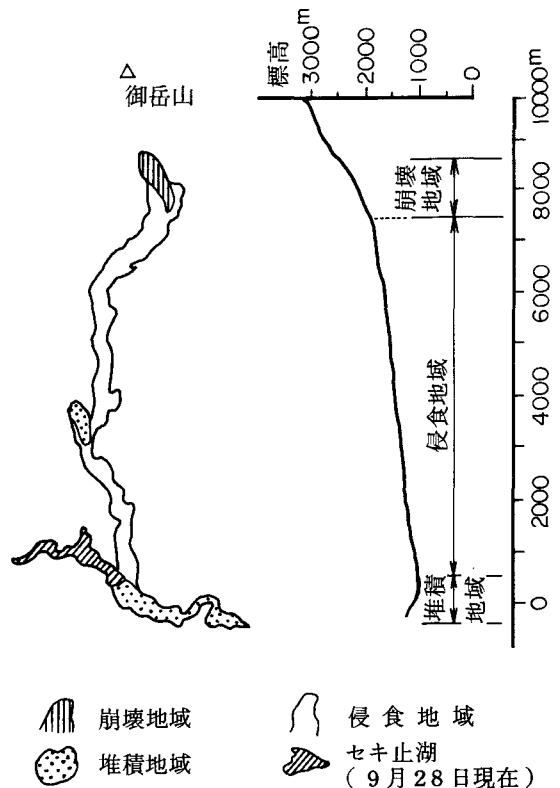


図 1.1.3 御岳山崩壊における崩壊、侵食、堆積地域(栗田 他, 1984 から作成)

が発生した(栗田 他, 1984, 守屋, 1984)。この地震に伴って御岳山頂に近い南腹斜面が崩壊し(崩壊土量 $36 \times 10^6 \text{ m}^3$)、崩壊物質は岩屑流となって斜面を高速で落下し(20~25 m/s)、王滝川に堆積してセキ止湖が形成された。幸いこの崩壊に関係したところは山中であり、崩壊の規模に比べて直接的な被害は小さかった(死者、行方不明者合計 15 名)。

崩壊は御岳山頂から南東へ約 500 m 下った標高 2,550 m 付近から 1,950 m 付近にかけての尾根で発生し、王滝川左支川の伝上川および濁川を 12 km 流下して本川の王滝川合流点付近に長さ 2 km、平均幅 600 m、厚さ 20~40 m にわたって堆積した(図 1.1.3)。

崩壊地点の地質は熔岩と火砕流(スコリア)の互層からなる典型的な成層火山の一部である。御岳山上部の急斜面には今回の崩壊地に似た規模や形態を持つ大崩壊と見られる馬蹄形の凹地が 12ヶ所もある(奥西, 1964)。これは過去にも同じような大崩壊が発生したことを示唆する。

移動形態についてはいろいろな説が提起されている(栗田 他, 1984; 守屋, 1985; 小林, 1985)。御岳山は成層火山で崩壊地点では熔岩と火砕流(主としてルーズなスコリア)が谷側へ約 30° の傾斜で交互に積み重っており、崩壊前数日来的大雨で地中には雨水が十分浸透していたので泥流の可能性が大きい。さらに堆積地点に近いところの流動の痕跡や堆積の状況も泥流の可能性を示すものである。ただし、流動形態から粉体流説もある(松田, 1984)。

3) マジソン崩壊

1959年8月17日 米国モンタナ州でヘブゲン湖 (Habgen Lake) 地震 (West Yellowstone 地震ともいう $M=7.1$) が発生し巨大崩壊を含む多くの地変が発生した (宇井, 1985; 芥川 他, 1980; Hadley, 1964)。中でも震央から 27 km, ヘブゲンダムから約 10 km 下流で巨大崩壊が発生した。死者が 26 名でその他の被害も多くはなかったが崩壊規模が大きく調査もよくなされている。

地震前当該地方は“異常な降雨”があった。崩壊は地震が引金となり崩壊土砂量は $30 \times 10^6 \text{ m}^3$ に達した。崩壊によってヘブゲン川はせき止められ, その水位は崩壊後 5 日で 27 m, 10 日で 43 m, 15 日で 55 m, 24 日で最高 66 m (200 ft) に達したが後述するように計画的な開削に成功し, 大事にいたらなかった。

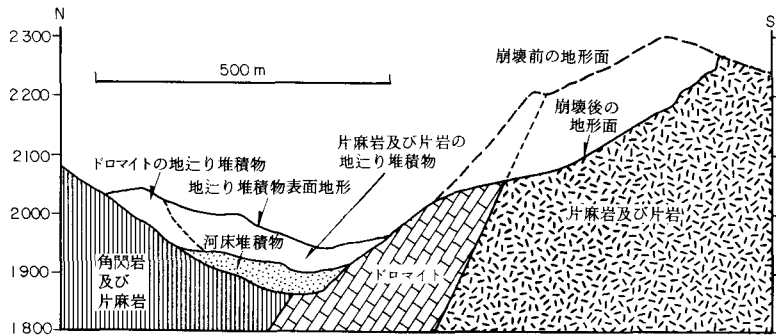


図 1.1.4 Hebgen Lake 地這りの地質断面 (Hadley, 1964 から)

崩壊地点の地質は先カンブリア紀のドロマイト (苦灰岩), 片麻岩および片岩からなり, これらの岩石は谷側へ $40^\circ \sim 50^\circ$ で傾斜している。ドロマイトは割れ目の少ない良好な岩盤を形成しており, 山腹の平均勾配は 45° と急である。片麻岩および片岩は割れ目が多く, 部分的に破砕や変質を受け, 深部まで風化して緩んでいる。この部分の地表の平均勾配は 27° である。さらに滑落崖には断層も認められる。

当該地点は崩壊以前に空中写真が撮られており, さらに崩壊後 5 日目に再び撮っているので精度の高い地形の復元や崩壊土量の検討ができる (空中写真の縮尺は崩壊前後共 $1:10,000$ および $1:15,000$)。崩壊ヶ所は 500 ft 間隔で 7 断面計測した。それによると崩壊の幅は最大 2,000 ft, 深さは一般に 100 ~ 300 ft で最大 400 ft となり, 地山での崩壊総量は $28 \times 10^6 \text{ cyd}$ (立方ヤード) に達する。同様に堆積土砂量を計算すると $37 \times 10^6 \text{ cyd}$ となる。両者の差は $9 \times 10^6 \text{ cyd}$ で 32% 増, 空隙率が 25% 増加したことになる。この程度の増加はタートル山崩壊 (1903年 $35 \sim 40 \times 10^6 \text{ cyd}$) やグロスベンチャー崩壊 (1925年 $50 \times 10^6 \text{ cyd}$) でも確認されている。

崩壊土砂は 30° のすべり面を最高速度 45 m/s で約 550 m 流走した (加速度 0.25 G)。ライフタイム (流走時間) は約 20 秒である。流走した土砂は対岸の河床から約 120 m 地点まで押しあがった。

崩壊によって高さ 70 m 余のセキ止湖ができた。そのまま放置しておくことと決潰して下流に洪水による災害が生ずる恐れがあったので, 開削し自然の状態でも安定するよう計画された。開削は崩壊後 19 日目から行われ, 5 日後の 9 月 10 日に完成した。その間ヘブゲンダムの放流量を調節し, 開削工事の妨げにならないようにセキ止湖の水位の上昇を 1 ft/日 におさえた。開削水路は河床から高さ 16 m, 幅約 66 m, 長さ 800 m であるが特別な保護工を施さなくても河床がさらに低下することはなかった。

崩壊の素因としては地質構造と岩質に関係するところが大きいと考えられる。すなわち, 比較的堅硬な

ドロマイトの背後に、断層やシームが発達し深部まで風化し緩んだ片麻岩や片岩が存在し、かつ層理や片理が川側に40°~50°で傾斜している。もしドロマイトが片麻岩や片岩のように“軟弱”であれば侵食に対する抵抗が小さく“常時小崩壊”を起して“巨大崩壊”にはいたらなかったろうと推測される。以上の素因のもとに異常な降雨でドロマイト層または片麻岩や片岩との境界が不透水層となり内部の間隙水圧が上昇したこと、岩盤全体が水を含んで重量が増加し強度が低下しているところを地震に揺すられたため平衡を失い、一度に巨大な崩壊になったものと推測される。

4) バイオント崩壊

1963年10月9日 バイオントダム左岸直上流のトック (To c) 山山腹が崩壊し貯水池を直撃した(藤田, 1985 : Muller, 1963)。そのため1億^m余の水が溢れだし本流上流を含む広い範囲の集落を襲って2,125名の死者および行方不明者をだした。この崩壊がバイオントダムと関係があるということで「史上最悪の人工的な大変災」といわれている。

バイオントダムは高さ262m、堤頂長191.0m、堤体積35万^mの薄肉アーチダム(アーチダムでは世界最高)で総貯水量も1億5千万^mの巨大なダムである。

ダムサイトおよびその周辺の地質は、下部にジュラ紀、上部に白亜紀のいずれも石灰質の堆積物(石灰岩、結晶質石灰岩、苦灰質石灰岩、苦灰岩)を主とし、頁岩(clay stone)をはさんでおり、これが弱層(シーム)を形成していることがある。地質的に地殻運動の激しい地域で岩盤中には層理面に垂直な高角度の節理が多く、溶食空洞も存在し強度が低下しているうえに透水性も高い。バイオント谷は向斜軸に相当し、兩岸とも流れ盤を形成している。また地形的にも堤頂付近から下位は短期間に急激に下刻侵食されたことを示唆しており、地形、地質、地質構造、侵食、風化等地質的にはいろいろな面から崩壊が発生しうる条件下にあったように思われる(図1.1.5)。ただし、変質や崩壊に直接結びつく断層やシャーは認められない。

1960年2月湛水を開始し水位が130m(EL 595m)まで上昇した時点で左岸側に小規模な地すべりが発生した(表1.1.3)。3月から5月にかけて貯水位を一定にして様子を見たが問題なしと判断されたので、6月から再び水位を上昇させた。その間左岸側に広く観測網を設定し、地表の変動すなわち水平移動や垂直移動を調査した。1960年11月4日水位がEL 645mに達した時点で左岸上部に土量70万^m以上の崩壊が発生した。その後慎重な水位管理をして試験湛水を行ったが地すべりや崩壊の目立った動きはなかった。1962年11月水位はEL 700mに達したが特に異常は認められなかった。

1963年8月中旬から長雨が続き、しかも総降雨量も記録的な値となった。貯水位も上がりだしたので左岸の放流トンネル(非常用放流設備)から放流し水位の降下をはかったが既に山塊の移動の影響があったためか思うように放流ができず、水位はEL 710mに達した。その後EL 700まで低下させたが、この標高での貯水量は1億1500万^m(設計高水位HWLから23m下、総貯水量の76.7%)であった。

1963年10月9日午前10時39分ダムサイト直上流左岸上方のトック山(1921m)山腹に崩壊土量2億7千万^mに達する巨大崩壊が発生し、貯水池を直撃した。土塊の移動速度は25~30m/secであり、崩壊土塊は対岸(右岸)の河床から240mの高さまで、また上流へは1,800m地点まで達した。そのため貯水はダムの天頂を水深100mでオーバーフローした。それにもかかわらずダム本体は殆ど損傷を受けなかったことは特筆すべきことであろう。

溢水による洪水は500m下流の直交する本流に達し、被害は合流点や下流のみならず上流にも波及した。

バイオント崩壊についての考え方にはいろいろなものがある。前述のように地形地質的に不適切なところにダムを建設したとか、災害は充分予想されたところであるにもかかわらず必要な調査や対策を怠った

表 1.1.3 バイオント崩壊の経過

時 期	水 位 (標高)	現 象 等
1960年 2月		湛水開始 (河床標高 EL 465 m)。
3月	→EL 595 m	小規模地すべり (崩壊) 発生。
3月～5月	EL 595 m	水位を一定に保つ。左岸上部 EL 700 m～900 m 間で観測。場所によって異なるが水平・垂直とも移動が減少する傾向が認められた。
6月～10月	EL 595 m → EL 635 m (平均 8～10 cm/day)	地すべり少し移動。水位が EL 635 m に達すると急に移動量が大きくなる。ダム近傍にクラック発生 (EL 1,200 m～EL 1,300 m 付近に長さ 1,700 m, 幅 1,000 m のブロック)
11月 4日	→EL 645 m	EL 850 m を滑落崖として幅 300 m の崩壊発生。崩壊土量 70 万 m ³ 。ライフタイム 10 分。 ダムから左岸上流 4,000 m 間に観測網設置。
	→EL 600 m (45 m/2ヶ月)	急激に地すべりの移動が止まった。
1961年 9月	EL 600 m ～ EL 590 m	水位をほぼ一定に保つ。目立った動きなし。
1962年 2月	EL 590 m → EL 650 m (55 cm/day)	移動速度小 (0.1 cm/day)。
11月	EL 650 m → EL 700 m (16 cm/day)	移動速度少しずつ増加 (最大 1.2 cm/day)。
1963年 3月	EL 700 m → EL 650 m (80 cm/day)	移動速度最大 1.4 cm/day, 平均 0.3 cm/day。
5月末	EL 696 m → EL 702 m	移動速度減少。
8月中旬		長雨 10 日間で 200 mm。
8月下旬	→EL 710 m	長雨 10 日間で 100 mm。移動速度は最大 3.5 cm/day に達する。
9月末		長雨が続く。移動量の累計が 300～380 cm に達した。
10月初		動物群が Mt. Toc の北斜面から逃げるのが認められた。
10月 8日		移動速度の増加傾向が認められた。
10月 9日	→EL 700 m	水位を 2 週間で 10 m 下げた (70 cm/day)。貯水量 120×10^6 m ³ 。移動速度 20 cm/day が観測された。 午前 10 時 39 分崩壊発生。崩壊土量 270×10^6 m ³ 。 流走距離 2,000 m ライフタイム 30～40 秒。 同時刻ヨーロッパの広い範囲で振動が検出された。地震が崩壊の誘因の 1 つと考える説と、崩壊に伴う振動という説がある。

(Muller, 1963 その他から作成)

とか、たまたま強い長雨がありかつ地震に直撃された (崩壊による振動という説もある) とかいうもので未だ評価が定まっていない。おそらくあまりありえない現象がたまたま人間の狭い営為の中に紛れ込んできた大悲劇であったのであろう。

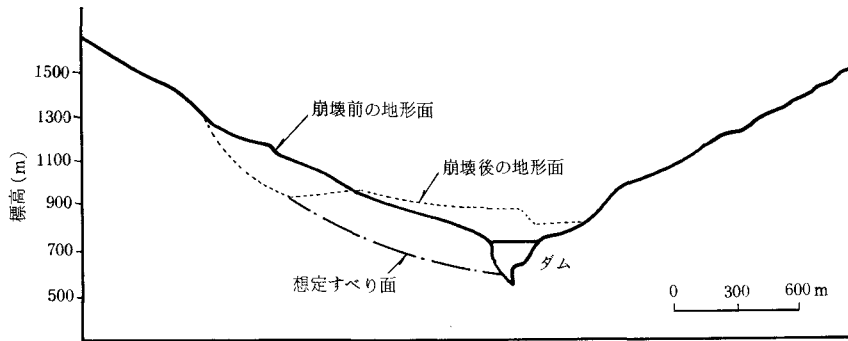


図 1.1.5 バイオント崩壊前後の地形面

1.1.3 巨大崩壊の素因と誘因

巨大崩壊は希有な現象であるのでその素因や誘因についての調査研究例は極めて乏しい。しかし表 1.1.1 巨大崩壊の例や 1.1.2 巨大崩壊の事例に示すように素因として地形および地質が、また誘因として火山活動、地震、降雨（大雨）が浮びあがってくる。

1) 地形

巨大崩壊の例としては火山が大多数を占める。火山は急激な地盤の隆起、熔岩の流出、火山碎屑物の堆積等地形的には安息角ギリギリの急斜面をもつ非常に不安定な形状をつくりやすい。火山以外の例ではいわゆる造山地帯に多い。これは地殻変動によって地盤が急激に隆起し不安定化したものであり、さらに、海水準の低下や河川の争奪で河川の下刻作用が進めばますます不安定化する。巨大崩壊は日本は勿論のこと世界的にも第四紀に急激に隆起した造山帯に多いのは、そのことを物語っている。

2) 地質

地すべりや崖崩れ等と地質との関連はかなり研究され判っているが、巨大崩壊と地質との関係はまだよく判っていない。しかし巨大崩壊は、火山との関連が深く特に未固結～低固結岩や火山活動に伴う変質部が崩壊することが多い。中～古生代の堆積岩地域では巨大崩壊が構造運動に伴う断層や節理の集中して山がゆるんでいるところにみられるが、これは長期間に断層や節理の周囲の岩盤の風化が進み強度が低下するとともに雨水の浸透や貯留が生じやすいためと考えられている。なお、山がゆるむ原因としては、上載荷重の除去、重力作用とクリープ、変質作用、気象現象等いろいろなものがあり、それらが相互に影響し合いながら広範囲に深部まで達することがある。

3) 火山活動

表 1.1.1 に示す 10 大巨大崩壊の誘因をみると火山に関係するもの 5 例、地震 4 例、降雨 1 例となる。火山は巨大崩壊の中でも特に大きな巨大崩壊の重要な素因であるとともに、長期的には噴気や熱水等による変質作用によって山体の強度を低下させ、短期的には直接噴火によって火山体の一部を崩壊させる。噴火によるものは特に規模が大きくなりやすく、また古い火山灰等を巻き込んで莫大な量の泥流と化すことがある（セントヘレンズ 23 億 m³、磐梯山 15 億 m³、マンタロー 10 億 m³ 特）。

4) 地震

同様に表 1.1.1 に示す 20 大巨大崩壊の誘因としては、地震が 11 例で最も多く、降雨 6 例、火山 5 例と

なる（一部重複）。規模的には火山活動に伴うものより小さいが、地震による巨大崩壊の例が多いことがわかる。一般に山地は地形的に不安定な条件下にあるが、長年月の間に種々の要因によって少しずつ恒常的に安全率が低下する。多くの場合風化やゆるみの進行につれて侵食されたり、小崩壊をおこして、すこしずつバランスを回復しているが地震のような巨大な力が働くとバランスが一度に崩れ崩壊につながるものと思われる。地震は巨大崩壊の特徴である崩壊土砂の移動速度が大きいとか、突発的である等巨大崩壊の運動形態に類似するものがあるのかも知れない。なお、世界的に見ても巨大崩壊は大部分新生代の造山地帯に発生している。これらの地帯は火山活動や地震活動の活発なところであり、巨大崩壊の素因が形成されやすく、かつ誘因の多いところである。

5) 降 雨

通常の規模の地すべりや小規模な崖崩れの誘因は大部分降雨といわれている。巨大崩壊の場合にも降雨との関係が密接である。崩壊との関係は地震の場合と同じだが、地震より作用時間が長いのでやや小規模な崩壊が多くなるものと思われる。もっとも、巨大崩壊の場合は降雨が即座に直接ひきがねになるのではなく、降雨強度のピークから数時間～数日も遅れて大崩壊が発生するといわれている。これは雨水が地表からじわじわと浸透して崩壊に至ったと考えるよりも、山体全体が湿潤して重量が増したうえに、特定の弱層に地下水が浸透し間隙水圧が異常に増大し、崩壊に至ったと考えた方がよいようである。

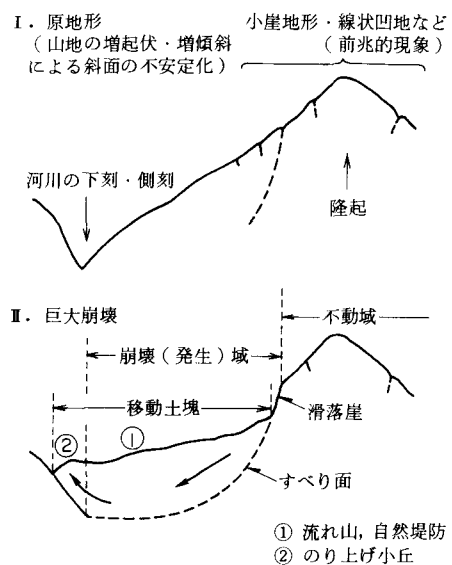
1.1.4 地すべり及び崩壊の素因としての巨大崩壊

1) 巨大崩壊と流域堆積

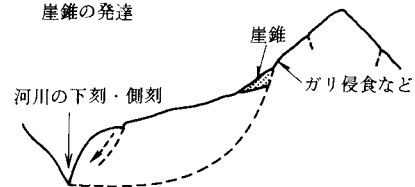
巨大崩壊が発生するとその下流に莫大な土砂が堆積する。そのためしばしば天然のダムであるセキ止湖が形成され、長期間安定することがある（磐梯山崩壊によってできた檜原湖、小野川湖、秋元湖等）。しかし多くの場合、堆積物がこれまでの平衡状態を破り、新たな不安定状態をつくり、地すべりや河川荒廃の原因となる。

流域堆積によって形成される典型的な地形には流れ山、自然堤防、のり上げ小丘(depositional ramps)等がある。

流れ山は巨大崩壊の堆積地にみられる小丘で泥流堆積物の中にある場合が多いので泥流丘と称されることもある。大きさは直径数mから数百m、比高も数mから数十mに及ぶものまであり、平面形状としては円形



III. 谷壁斜面の不安定化 崖錐の発達



IV. 徐動性地すべり滑動 滑落崖

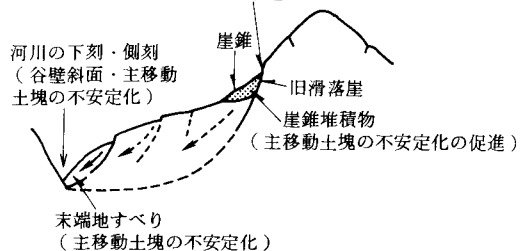


図 1.1.6 巨大崩壊と徐動性地すべり発生の様式図 (町田, 1984 一部改変)

や伸長楕円形のものが多いが、かなり不定形なものもある。規模の大きい流れ山は長期間侵食されずに残るので巨大崩壊を見つけだす有力な手がかりになる。

洪水時に河道の側方に形成される細長い微高地（自然堤防）と類似のものが巨大崩壊の堆積域にも形成され、洪水時に形成されるものと同様に自然堤防という。洪水時のものはかなり平坦で延長の大きいものが多いが、巨大崩壊時に形成されるものは頂部が必ずしも平坦でなく、形状も一定せず流れ山に移行するものもある。

巨大崩壊は高所から高速ですべり落ちるので崩壊土砂が対岸の斜面にのり上げることがある。これのり上げ小丘（図 1.1.4, 1.1.5, 1.1.6）という。バイオント崩壊では崩壊地点から対岸まで 2 km 内外しかなかったため、河床から 240 m の高さまでのり上げ小丘をつくった (Muller, 1983)。1970 年に発生したワスカラン崩壊では 16 km 離れたところの斜面を 83 m のり上げたと報告されている (Plafken and Erickson, 1978)。同様な例が沢山みられ、巨大崩壊の調査の有力な手がかりとなる。

2) 徐動性地すべりの素因

巨大崩壊は移動土塊や堆積土塊が莫大な土量となり、崩壊直後は一時暫定的に新しい平衡に達し安定化する。しかしこの土塊は河川の下刻や側刻によって容易に侵食され、不安定化して再び移動する（図 1.1.6）。この場合再移動する土塊はかなり破碎されたものであるから、少しずつ小ブロックですべり出し、巨大崩壊とはならず、通常の地すべりとなる（特に徐動性地すべりという）。わが国にはこの種の地すべりが非常に多いと思われるが、まだ十分調査研究されていない（例えば亀ノ瀬地すべりや滝ノ沢地すべり）。

3) 山地荒廃

巨大崩壊の崩壊発生域や通過域は崩壊以前に比べて相対的に起伏量が増したり傾斜が急となる。斜面にはゆるんだ未崩落の土砂や岩塊が残留したり、植生等の安定被覆が失われるので全体としてかなり不安定となり、侵食に対する抵抗力を失ってしまう。そのため恒常的な土砂流失地域となり山腹工等の砂防工事が必要となる。有史以前の崩壊と思われる滑落崖やその後拡大したものと思われる荒廃地がかなり多くの地域で見られることから巨大崩壊後荒廃がおさまるまでには相当長い時間が必要であることが推測される。

4) 溪流荒廃, 河川荒廃

崩壊堆積した土砂は長期間にわたって流出し溪流や河川を荒廃させる。巨大崩壊は 1 回の崩壊で発生する土砂量が大いだけでなく、それに続く長期の土砂流出のため上流域では砂防工事が、また、下流域では河道低下工事や堤防の嵩上げ工事を必要とする。わが国では常願寺川や蒲川、安倍川等が代表的な例である。

1.1.5 巨大崩壊の予知・予測の現状と将来展望

巨大崩壊は非常に稀な現象で、かつ現象そのものは瞬間的であり、高山の山中深いところに発生することが多く殆ど観察する機会がないので調査研究が非常に遅れている分野である。現在のところ系統だった予知・予測のための調査法は確立されていない。しかし前述の事例等から地形・地質的にある程度の類形化が可能かも知れない。例えば、特に崩壊土砂量の大きい火山の場合には

- ① 斜面勾配が急で山体中に未～低固結堆積物が存在するか（成層火山等）、大きな変質部が存在するもの。
- ② 比較的新しい火山又は活動中の火山で火山碎屑物や火砕流の多いもの。
- ③ 侵食によって火山体が解体しつつあるもの。

等の特徴がある。

これらの条件の他に後期火山活動（ガス爆発等）が加われば最も危険な状態になる。

火山以外では中～古生層の分布地域で巨大崩壊が多い。特に、地形的には凸状尾根の長大斜面で勾配も急なところに多い。さらに尾根を横断する方向に顕著な断層や破碎帯がある場合等が想定される。

崩壊前後の空中写真判読および現地調査の結果得られた2～3の調査例をもとに崩壊の条件を推察すると次のようになる。

1) 地形条件

- ① 侵食輪廻は満壮年期にあたり、急峻な山地地形を呈する。
- ② 斜面の規模（斜面長、起伏量）が周囲の斜面に比べて異常に大きい。
- ③ 斜面勾配が急である（30～40度）。
- ④ 斜面型は上昇型で侵食（下刻）が激しい。
- ⑤ 第四紀に急激に隆起上昇した（起伏量が大きい）。
- ⑥ 崩壊前から円弧状の地形的テンションクラックが発生している。

2) 地質条件

- ① 急峻な火山体
熔岩や火山砕屑岩からなる成層火山に多い。
- ② 深層風化，広域変質
- ③ キャップロック構造
上部の厚いキャップロックは、キレツが多く雨水が浸透しやすいため、常時下部層の上部に水を供給している。そのため、下部層上部は劣化し軟質化しやすい。また上部層（キャップロック）は地下水の巨大な貯留層を形成することがある。
- ④ その他
中～古生層においては地質構造が受け盤となっていたり（深層風化と関連する）、斜面や尾根を切る大規模な断層が存在することがある。また、巨大崩壊の発生地は地下水が豊富で、長期間にわたり各所に湧水が認められることが多い。

しかしながら、巨大崩壊は前述のように極めて稀にしか発生しない現象であるため、その原因や運動のメカニズムに関する研究が大変遅れている。そのため現在のところ、未だ実用的な予知・予測方法が確立していない。

将来共巨大崩壊の予知・予測は困難と思われるが、これまでの事例研究等から巨大崩壊の地形的、地質的特徴がだんだん明らかにされるであろう。基本的には地形条件を検出するための空中写真判読を中心とした綿密な地形解析と、地質条件を解明するための広域的な地質調査が必要となると考えられる。

1.2 地すべり

1.2.1 概要

一般に地すべりが発生する箇所は、山地から平坦地に移行する付近が多く、近年の宅地をはじめとする開発がそのような箇所に及んでいることもあって、地すべりによる災害が社会的問題としてクローズアップされている。最近では長野県地附山地すべりの例があり、昭和60年7月26日夕方、幅250m、長さ500mにわたる土塊が新興住宅団地を襲い、死者26名、倒壊家屋71戸という大被害をもたらした。

また、建設工事中においても最近地すべりや崩壊の事例が増えてきている傾向にあり、建設コストや安全上の問題に影響を与えている。この増大の背景にはつぎのことが考えられる。

- ① 新幹線や高速道路が比較的平坦地を通った縦貫時代から、山岳地帯を横切る横断時代へと移ってきたこと。
- ② 以前ならば悪い地形や地質条件を避けて建設していたものが、用地などの環境条件が優先されるようになり、悪い条件の地域を避けられなくなってきたこと。
- ③ 施工の大型機械化が進み、大規模で急速な地形改変を行うようになったこと。

地すべりや崩壊は土塊が重力によって上から下へと落下する現象であり、その発生は地形的条件が第一義であるが、地質との関わりも密接である。ここでは主として応用地質の観点からの地すべりの現状技術と将来展望について述べる。

1.2.2 地すべり及び崩壊の定義

地すべり、崩壊とも斜面物質の主として重力による移動に関するものであり、このほかに山崩れ、崖崩れ、土石流、泥流などの用語がある。このうち地すべりと崩壊との区別がとくに難しいが、一般的なイメージとしては「斜面の比較的狭い範囲の土塊が不安定となって速い速度で落下するものが崩壊であり、比較的広い範囲の土塊がゆっくりと移動する現象が地すべりである」といえよう。渡（1982）はこのイメージを表 1.2.1 のようにまとめている。

表 1.2.1 地すべりと崩壊（崖崩れ）との違い（渡，1982）

	地 す べ り	崩 壊
地 質	特定の地質又は地質構造の所に多く発生する。	地質との関連は少ない。
土 質	主として粘性土をすべり面として活動する。	砂質土（マサ，ヨナ，シラス）中でも多く起こる。
地 形	5°～20°の緩傾斜面に発生し、特に台地状の地形を持つ場合も多い。	20°以上の急傾斜地に多く発生する。
活動状況	継続性，再発性	突発性
活動速度	0.01～10mm/dのものが多く一般に速度は小さい。	10mm/d以上で速度は極めて大きい。
土 塊	土塊の乱れは少なく，原形を保ちつつ動く場合が多い。	土塊は攪乱される。
誘 因	地下水による影響が大きい。	降雨時に降雨強度に影響される。
規 模	1～100 haで規模が大きい。	規模が小さい。
徴 候	発生前に亀裂の発生，陥没，隆起，地下水の変動等が生じる。	徴候の発生が少なく突発的に滑落してしまう。

川上（1982）は表 1.2.1 のどちらにも区別し難い中間型を考え、この表に“崩壊性地すべり”という欄を付け加えて特徴を示している。この崩壊性地すべりの特徴を要約すると、「地質及び地質構造が素因となり、20°以上の急傾斜に発生し、突発的で速度はきわめて大きく、大規模で兆候の発生が少ない」となる。

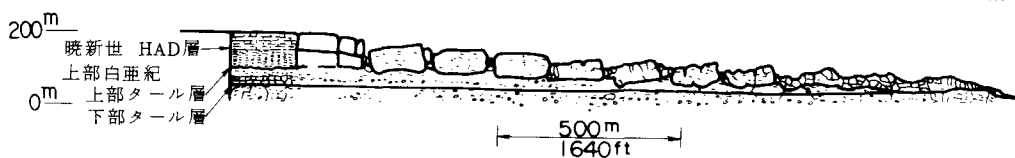
また、米国交通研究委員会（1979）の地すべりに関するレポートでは、斜面運動を表 1.2.2 のように分類している。この中で“falls” “topples” が前述の崩壊に相当するものであり、“slides” “lateral spreads” は地すべりに対応できるようである。“lateral spreads” は我が国では聞き慣れない用語であるが、図 1.2.1 のように下層物質の液状化や塑性流動の結果生ずるもので数kmにも及ぶ大規模なもの

とされている。また“flows”はいわゆる斜面クリープと呼ばれるものをさしており、極端に遅く、加速しない運動と説明されている。

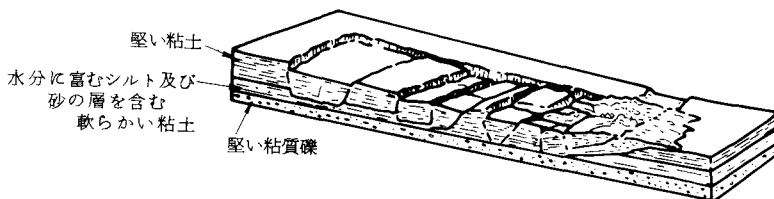
表 1.2.2 斜面運動の概略の分類 (米国交通研究委員会, 1979)

運動形式			物質のタイプ		
			岩 (bedrock)	土 (engineering soil)	
				主として粗粒のもの	主として細粒のもの
崩落 (falls)			落石 (rock fall)	崩土の崩落 (debris fall)	土砂の崩落 (earth fall)
転倒 (topples)			岩の転倒 (rock topple)	崩土の転倒 (debris topple)	土砂の転倒 (earth topple)
すべり (slides)	円弧すべり (rotational)	少数の ユニット	岩の回転すべり (rock slump)	崩土の回転すべり (debris slump)	土砂の回転すべり (earth slump)
	直線すべり (translational)		岩のブロックすべり (rock block slide)	崩土のブロックすべり (rock block slide)	土砂のブロックすべり (earth block slide)
		多数の ユニット	岩のすべり (rock slide)	崩土のすべり (debris slide)	土砂のすべり (earth slide)
伸展 (lateral spreads)			岩の伸展 (rock spread)	崩土の伸展 (debris spread)	土砂の伸展 (earth spread)
流動 (flows)			岩の流動 (rock flow)	崩土の流動 (debris flow)	土砂の流動 (earth flow)
			(深いクリープ) (土のクリープ soil creep)		
複合 (complex)			2つ以上の主な運動タイプの複合したもの		

注) 地すべり対策技術協会訳



(a) 岩の場合



(b) 土の場合

図 1.2.1 “lateral spreads”の説明図 (米国交通研究委員会, 1979)

1.2.3 地すべりの分類

地すべりの分類は、それぞれの専門的立場からその目的に応じて多くの方法が提案されている。

地質による分類として、小出(1956)が下記の3分類によって、全国の地すべり指定地の分布を図示し

ている。

- ① 第三紀層の地すべり ② 破碎帯の地すべり ③ 火山性の地すべり

また、建設省砂防課(1964)では同様の分布図で、つぎのような4つの分類をしている。

- ① 第三紀層地すべり ② 破碎帯地すべり ③ 温泉地すべり ④ 中生層地すべり

この分布図を見ると、①が東北・北陸地方にかけてのグリーンタフ地域と北海道および九州地方の炭田地域に、②が糸魚川・静岡構造線と中央構造線に沿う地域に集中していることが特徴的である。

山田他(1971)はすべり面の位置(基盤, 表層)と活動状況(継続, 断続, 崩壊)とから、表1.2.3のように分類し、国鉄沿線に発生した地すべりを地質状況などに対応させている。この表は複雑すぎてかえってわかりにくくなっているところがあるが、左欄の条件の項目として並べられているものが、地すべりに主として関わってくる現象と考えられているようである。

表 1.2.3 山田(1971)による分類

地すべり運動形式 条件		I 基盤地すべり			II 表層地すべり		
		継続形 a	断続形 b	崩壊形 c	継続形 a	断続形 b	崩壊形 c
岩 質	第三紀泥岩	○	○	○		○	○
	中生代泥岩	⋮	○			○	○
	片麻岩	○		○	○	⋮	
	三波川黒色片岩	○		○	○	⋮	
	ミカブ緑色片岩	○			○	⋮	
	蛇紋岩	○				⋮	
	火山岩(岩屑)	○ △	○			⋮	△
	凝灰岩		○			⋮	△
ベントナイト		○			⋮		
未固結層					○ ○	○ ○	
風 化	表層風化	○ ○ △	○ ○	△ ○	△ ○	○	○ ○
	深部風化		○ ○	△ ○		△	
構 造	層節理	△ △ ○	△	○ ○ △	△ ○		△
	片理	○		○ ○	○ ○		
	劈断層	○		○ ○	○ ○		
地 形	急傾斜	△	○ ○ △			○	
	崖面	○	○	△ △ ○		○	△ △
後火山作用	変質	○			○ ○	△	○ △
	温泉						
降 水	地表水	△ △		× × ×		○	
	地下水	△ △ △ △	○	× × ×	△ △	○	○ ○ △
人 工	切取土		△ ○	△	△ △		△ △
	盛ん					△	
季 節	融雪		△ ○	× × ×		○	
	梅雨	× × △	△ △	× × ×	×	○	
	台風	× × × △	○	× × ×	△ △	○ △	○ ○ ○
地すべり数		22	21	10	14	8	19
記号		◇ ○ ● ▲ ● 多発	◇ × ● 多発	▲ □ ● 多発	▲ ▲ 多発	⊕ ● 多発	◇ ⊕ ● 多発

○ 主要素因, 誘因 × 多少関係あり ● 三紀層泥岩 ◎ 蛇紋岩 × 中生層 ◇ 火山岩
△ 二次的素因, 誘因 ⋮ 二種の地層の組合わせ ▲ 結晶片岩 □ 片麻岩 ⊕ 古生層

このほか渡(1977)は表1.2.4のような分類で、その特徴を詳細に記載している。対象とする地すべりがこのうちのどれに相当するかをはっきり決められない場合も多いが、大まかな目安をつける上で参考になると考える。

表 1.2.4 渡(1977)による地すべりの分類

特徴 \ 分類	岩盤地すべり	風化岩地すべり	崩壊土地すべり	粘質土地すべり
平面形	馬蹄形, 角形	馬蹄形, 角形	馬蹄形, 角形, 沢形, ボトルネック形	沢形, ボトルネック形
微地形	凸状尾根地形	凸状台地形 単丘状凹状台地形	多丘状凹状台地形	凹状緩地形
すべり面形	椅子型, 舟型	椅子型, 舟型	階段状, 層状	階段状, 層状
主な土塊の性質 (頭部)	岩盤又は弱風化岩	風化岩 (亀裂が多い)	れき混じり土砂	巨れき又はれき混じり土砂
" (末端部)	風化岩	巨れき混じり土砂	れき混じり土砂, 一部粘土化	粘土又はれき混じり粘土
運動速度	2 cm/日以上	1.0 ~ 2.0 cm/日程度	0.5 ~ 1.0 cm/日	0.5 cm/日以上
運動の継続性	短時間突発的	ある程度断続的(数十~数百年に一度)	断続的5~20年に1回程度)	継続的(1~5年に1回程度)
すべり面の形状	平面すべり (椅子型)	平面すべり(頭部と末端がやや円弧状)	円弧と直線状, 末端が流動化	頭部が円弧状だが大部分は流動状
ブロック化	大抵1ブロック	末端, 側面に二次的 地すべり発生	頭部がいくつかに分 割され2~3ブロック になる	全体が多くのブロック に分かれ, 相互に 関連し合って運動
予知の難易	非常に困難, 綿密な 踏査と精査を必要と する	1/3000~1/5000 地形図で予知できる し, 空中写真の利用 も可能	1/5000~1/10,000 地形図でも確認でき る。地元での聞き込み も有用	地元での聞き込みによ って予知できるし, 非常に容易に確認で きる
一般的な斜面形	一般に台地部がある が不明瞭である。凸 型斜面に多く, 鞍部 から発生する	明瞭な段落ち, 帯状 の陥没地と台地を有 す。大きくみれば凹 型だが, 主要部は凸 型	滑落崖を形成し, そ の下に沼, 湿地等の 凹地あり, 頭部にい くつかの残丘あり, 凹地斜面に多い	頭部に不明瞭な台地 を残し大部分は一様 な緩斜面, 沢状の斜 面である
平均的な安全率	大抵の場合 $F_s > 1.10$ 。一時的にある 程度の切土, 盛土も 可能	$F_s = 1.05 \sim 1.10$, 一時的に5%程度の 安全率を低下させる ことは可能	$F_s = 1.03 \sim 1.05$, 一時的には3%程度 安定率を悪化させて も安定している	切土, 盛土は不可能, 少量の土工でも運動 を再発する
主要な対策工	深層地下水排除, 土 塊除去, 抑止工	深層地下水排除, 土 塊除去, 地表水排除, 抑止工	頭部での深層地下水 排除, 地表水排除, 溪流工	頭部での集水井工, 末端での浅層地下水, 地表水排除, 溪流工
対策工の効果	即効的で完全安定化 可能	即効的であるが, 異 常天然現象時に再発 の恐れがある	対策工施工後1~3 年を要す。末端部の 安定化が困難	遅効性で対策工施工 後数年を要し, 完全 な安定化は困難
主な原因	大規模な土工, 斜面 の一部の水没, 地震, 強雨	集中豪雨, 異常な融 雪や河岸決壊, 地震, 中規模の土工その他	異常な霧雨, 融雪, 台風, 集中豪雨, 土 工	霖雨, 融雪, 河川侵 食, 積雪, 小規模な 土工
主な地質と構造	断層, 破碎帯の影響 を受けるものが多い	結晶片岩地帯, 新第 三紀層に広く分布す る。断層, 破碎帯の 影響あり	結晶片岩地帯, 新第 三紀層に広く分布	新第三紀層に最も多 く, 御荷鉾破碎帯等 の構造線沿いにも一 部見られる

以上のほか、つぎのような分類もある。

① 谷口(1976)……すべり面の形状(円弧型, 平面型, ほ行型)とすべり土塊の構成物質(岩石, 土砂, 混合)による分類

② 高野(1960)……移動形態(地塊型, 崩壊型, 粘ちゅう型, 流動型)による分類

地すべりの分類はまだほかにも多くある。これは地すべりの研究が土木, 地質, 地形, 農業土木, 林学, 地球物理など多分野からアプローチされているために, 目的が異なることによる多さであろう。しかし何れにしろこれらの学問は, 究極的には地すべりを予知し, 防止するところに目的があるはずであり, そのための汎用的, 実用的分類への統一が望まれる。

1.2.4 地すべりの原因

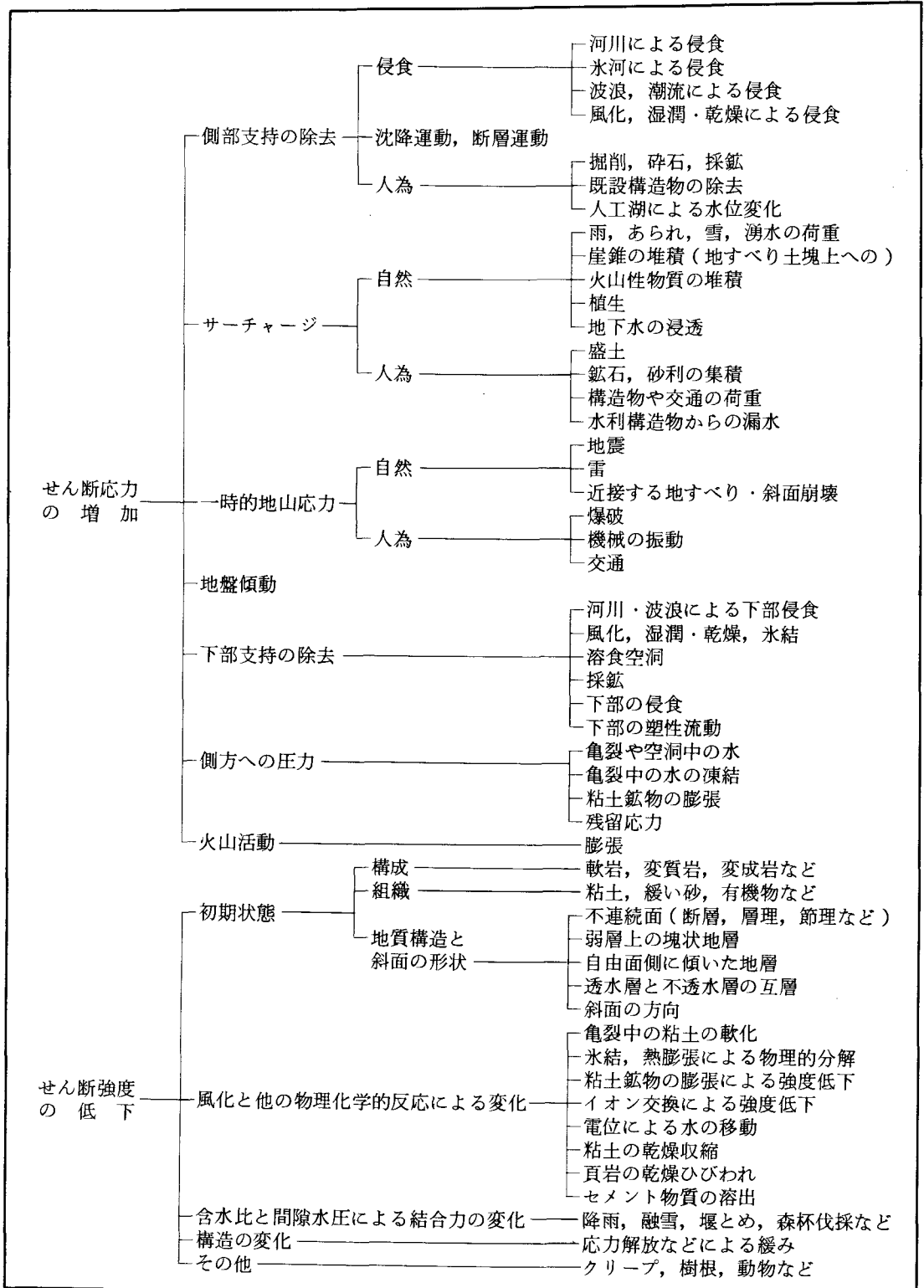
地すべりの原因を大別すると素因と誘因とがあり, さらに誘因は自然誘因と人為誘因とに分けられる。これを表 1.2.5 に示す。

表 1.2.5 地すべりの素因と誘因

素 因		地形, 地質など
誘 因	自 然 誘 因	降雨, 融雪, 地震など
	人 為 誘 因	掘削, 盛土, 貯水など

表 1.2.6 は, すべりの発生は力学的には“せん断応力”と“せん断強度”の相対関係に起因するとして, 各々の増加及び低下に分類し対応する原因を並べている。この表を作成するもとにした米国交通研究委員会(1979)によれば, 「ほとんどの場合多くの原因が同時に存在するため, どの原因が崩壊を引き起こすもととなったのかを決めるのは困難であるばかりか, 誤りである。最後の原因は, すでに崩壊直前の状態にあった土塊に, 動きの引き金を与えたに過ぎない, Sowers 1970」と述べられている。地すべりの対策を検討する場合, 普通に考えればその最大要因を除去または緩和すればよいのであるが, 実際にはその要因のほかいくつかの原因があり, それらの影響を軽減することを考えたほうが経済的である, ということであろう。

表 1.2.6 地すべりの原因



注) 米国交通研究委員会(1979)をもとに筆者が整理したもの

1.2.5 地すべりの調査

地すべりの調査には、地質調査、地形調査、資料調査、運動状況調査、地下水調査などがある。

建設省河川局(1986)は、表1.2.7のような項目を標準的手法として掲げている。一般の構造物対象の調査に比べて動態観測と地下水調査関係とに、重点のおかれていることが伺われる。

表 1.2.7 地すべり調査項目

1. 概査
1.1 踏査
(1) 地すべり範囲
(2) 素因の推定
(3) 誘因と経過の推定
(4) 将来の運動についての予測
(5) 地すべり運動ブロックの区分
(6) 調査計画の立案
(7) 応急対策の検討
1.2 地質調査……地質と地質構造の把握、地すべりの分類
1.3 地盤状況調査…地中歪計、伸縮計、地盤傾斜計
1.4 資料調査
1.5 地形図の作成
2. 精査
2.1 調査測線の設定
(1) 運動ブロックの分割…地形、地質、被害などの考慮
(2) 調査測線………主測線、副測線
2.2 運動状況調査
(1) 伸縮計による調査
(2) 地盤傾斜量測量
(3) 測量による調査
2.3 地質精査………垂直ボーリングによるコア採取
(1) すべり面調査
(2) 地下水水位観測
(3) 地下水検層試験
(4) 地下水追跡試験
(5) 標準貫入試験などの原位置試験
(6) 土質試験のための乱さない試料の採取
(7) 各種の物理検層など
2.4 すべり面調査…ボーリング孔内での地中歪計
2.5 地下水調査
(1) 地下水水位測定
(2) 地下水追跡試験
(3) 地下水検層試験
(4) 簡易揚水試験
2.6 その他の試験…弾性波物理探査、電気探査、スウェーデン式貫入試験、土研式簡易貫入試験、原位置せん断試験、室内での三軸試験・一面せん断試験など
3. 解析
(1) 地すべり運動ブロック図の作成
(2) 地すべり断面図の作成
(3) 地すべり機構解析

注) 建設省河川局(1986)をもとに筆者が整理したもの

これらの調査は、上部に滑落崖やクラックがあるなどの確定的な地すべりの場合には実施されるが、例えば建設工事の掘削に際し施工してみなければわからないようなときには、なかなか実施されていないのが現状であろう。しかし少なくとも素因となる地形及び地質に関しては詳細に把握し、その結果疑わしい状況がある場合には動態観測機器などを配置しておくことが必要と考える。なお表 1.2.7 中の 1.3 項や 2.4 項の記載に地中歪計とあるが、最近では同様の目的に対して孔内（地中）傾斜計の使用例も多いようである。

また、広範囲な地表移動を絶対量で把握する目的で、光波測距儀の使用も増えてきている。この光波測距儀の測定値は気温、気圧、降雨などの気象条件にも左右されるため、精度的に難点があると思われるが、馬渡（1984）は現場実験によりこれを統計解析している。それによれば、通常の補正を行えば気温、気圧の影響は受けず、測定値の 95% 信頼限界は 3.69 mm の範囲におさまるとしている。

1.2.6 地すべり対策

地すべりの対策は一般に抑制工と抑止工に分けられており、藤田他（1983）は次のように述べている。

抑制工とは地すべり斜面に及ぼす誘因の影響を、断つかあるいは弱めるための対策工を呼ぶ。即ち、スライス法簡便式(1)中の要素の数量変化によって安定度を高めることを目的とするものである。

$$F_s = \frac{\sum (N - u) \tan \phi' + \sum c' \cdot l}{\sum T} \dots\dots\dots (1)$$

- Fs 対象すべり全体の安全率。
- T 各分割片重量のすべり面に平行な成分（すべり力）。
- N 各分割片重量のすべり面に垂直な成分。
- u 各分割片に働く間隙水圧。
- ϕ' 見かけの内部摩擦角。
- c' 見かけの粘着力。
- l 各分割片のすべり面長。

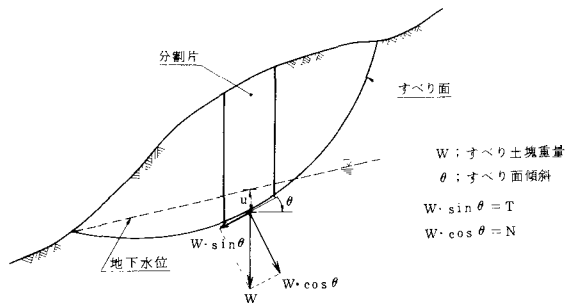


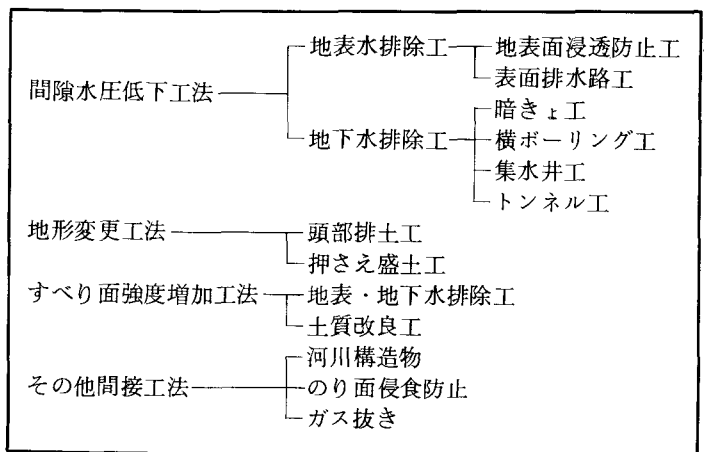
図 1.2.2 スライス法簡便式説明図

表 1.2.8 抑制工の種類（藤田，1983）

抑制工の種類には表 1.2.8 のようなものがある。

抑止工とは地すべり地内に物理的抵抗を導入し、地すべり推力に直接対応するものである。前記(1)式の分子にプラス P（抑止力）という形で(2)式のように表現される。抑止工としては、杭打ち工、深礎工（シャフト工）、アンカー工などがある。

$$\text{計画安全率 (PFs)} \leq \frac{(\text{土の抵抗力}) + (\text{抑止力 } P)}{\text{すべり力}} \dots\dots (2)$$



1.2.7 将来展望

(1) 調査方法に関して

現在地すべり地形の判読に空中写真が一般に利用されているが、これはその技術者の力量に負うことが多く、個人差のあることが実情であろう。従って熟練技術者による判読が不可欠である。最近立体映像を電子計算機と組合わせて定量化する試み、例えば島本(1984)、田浦(1984)が見られ、空中写真の情報処理もこのような方向に進むものと予想される。また同じく空中から情報収集する方法として、リモートセンシング技術、例えば芳賀(1985)、今村(1982)、後藤(1985)がある。これはLandsatなどの人工衛星に、MSS(マルチスペクトルスキャナー)やTM(セマティックマップパー)などのセンサーを搭載し、地表面からの光を各々のバンドの記録として画像処理するものである。しかし、現在のこれらのセンサーの分解能はMSSで 40×80 m、TMで 40×40 mであり、地すべりの規模によっては解像可能とも言えるが、一般にはまだ実用的とは言いがたい。また、現状では地表を覆っている植生からの情報が主である、という問題もある。島(1984)は長野県の小諸地すべりについてこの衛星画像を使い、地下水状態の時間的変化を把握することを試みている。今後この技術はさらに発展するものと思われ、1990年に打ち上げが計画されているといわれる国産のERS-1では、SARと呼ばれるレーダーで 18×18 mの分解能とされている。そうなれば実用的な精度に近いものとなり、地すべり技術への利用はさらに広がるものと予想される。

今井(1981)は、斜面对策の有力な方法として斜め写真の利用を推奨している。これは飛行機などの特殊な手段を用いなくても、地表で簡単にデータ収集できる。前述の電算画像処理技術との組合わせなどで展開できるようになれば、利用が広まるであろう。

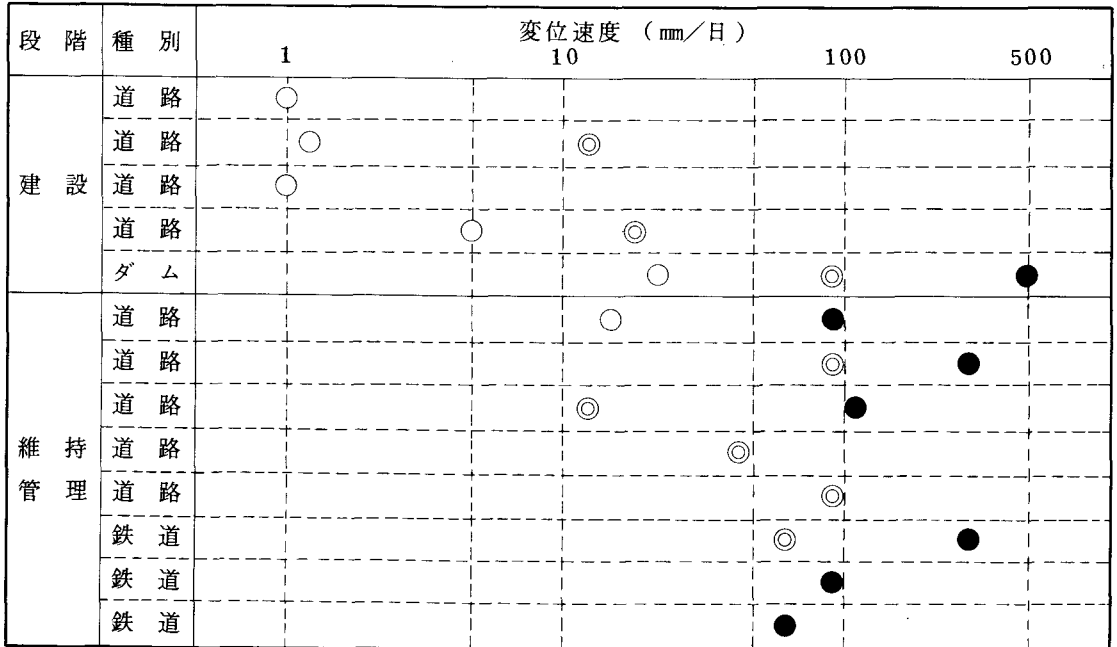
(2) 計測技術に関して

地すべりの計測における最近の関心事は、計測の自動化と崩壊時期予知技術及び管理値のとりかたであろう。自動化については、計測時の安全、結果整理の煩雑さなどの解消のため、とくに現場サイドからの要請が多く、各計測器メーカーを中心に進められている現状にある。ただしまだコストがかかりすぎることで、耐用期間の信頼性、単発的でシステム化されていないこと、などの問題が残されていると思われる。建設省の建設技術評価制度による昭和61年度の研究課題として、「地すべり自動観測システムの開発」が取上げられて、十数社が申請し取り組んでいるといわれるが、これを機会に進歩にはずみのつくことが期待されることである。

崩壊時期予知技術については、人災を防止するための切実な要望であるが、冒頭に述べた長野県地附山地すべりの事例でもわかるように非常に困難な問題である。この方法の一つとして斎藤(1966)の3次クリープ論が有名であるが、その他にはあまり研究例は見られず、問題の難しさを物語っている。アプローチの方法としては、過去の事例の層別分析が早道と考えられるが、そのためには現在各機関でばらばらなデータフォーマットの統一などを急ぐべきであろう。また、一部で試みがなされているAE(アコースティックエミッション)や常時微動の測定などの結果が、破壊の進行の代用特性として関連づけられれば、予知の有効な方法となるであろう。昭和61年秋の伊豆大島噴火の際に、通常の2倍ほど強い地中電波が検出され、地下岩石の破壊を示すものではないかとの推定があるが、これなども将来的には地すべりの予知へと発展するものかも知れない。

管理値の設定のしかたについては、上述の予知技術の問題と密接な関係にあり、そのまま同じ問題を抱えている。計測技術の発達とともに計測データは続々と上がってくるものの、それを活用しきれていない

のが現状であろう。現場サイドでは安全上の必要性から、管理基準を設定しているケースもあるが、安全側に設定しがちであり、警報多発による不信感を招いて逆効果となることがある。図 1.2.3 は、既往の管理基準値の設定例をまとめたもので、伸縮計などを用いる地表の変位速度に関するものである。それぞれが理論的裏付けを有しているかどうかは疑わしいが、割合似たような範囲にあるといえる。この問題は日本道路公団を中心に研究活動が進められているようであり、その成果が待たれるところである。



○対策検討・実施, 注意, 点検強化など
 ◎作業中止, 一時退避, 警戒体制, 立入禁止など
 ●住民避難, 通行止, 列車抑止, 嚴重警戒など

図 1.2.3 地表変位速度に関する管理基準の既往例

(3) 解析技術に関して

地すべりの安定解析の方法はいくつかあるが、二次元で取り扱っているものが一般的である。渡他(1984)は、広大な地すべり斜面に二次元の安定計算を適用すること自体に、二次元解析方法各々の優劣をいう以上の大きな影響力があることを指摘し、三次元解析の必要性を述べている。最近、地質の分野への応用も見られ出したCAD(電源開発(株), 1986)などと組み合わせるコンピューター技術を使うことにより、実現も可能と考えられる。

このほか、最近急進歩の数値解析の中にも斜面関連のものが多く見られ、林(1969)のFEM、竹内他(1981)のRBMS(剛体バネモデルによる解析)、Tamura 他(1984)の剛塑性有限要素法、桜井(1984)の逆解析などがある。

(4) 対策工に関して

地すべりの対策工は、従来は排土、押さえ盛土、水抜きなどの抑制工や、鋼管など杭による抑止工が主流であったが、昭和50年代前半の高速道路の列島横断の幕開けとなった中央自動車道建設を境に、深礎工とアンカー工の採用される例(図 1.2.4 参照)が急速に伸びてきたようである。

その後、工法的にはとくに目新しいものは見られないが、材料の面で高強度鋼管や PC 鋼材との組み合わせ

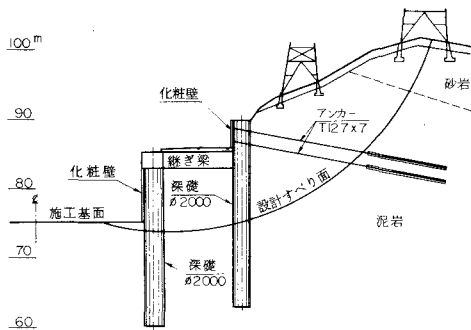


図 1.2.4 地すべり対策工例

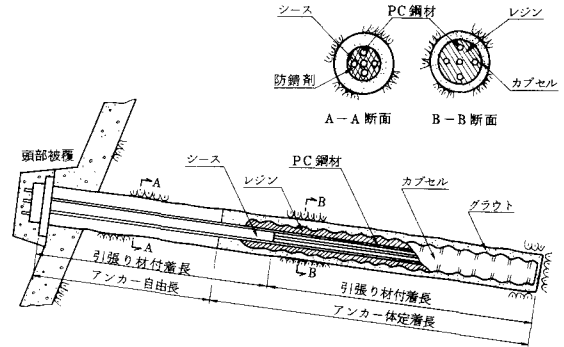


図 1.2.5 腐食防護アンカーの構造

鋼管，あるいは永久構造物アンカーを意図した腐食防護アンカー（古部，1986）（図 1.2.5 参照）などが出ている。また，ジオテキスタイル（岩崎，1985）も地すべり対策工用の材料として使用されるようになることが予想される。

特殊な工法であるが，日本道路公団の北陸自動車道で地すべり地を横断するケースにおいて，連続地中壁の土留め壁と切りばりによって明り掘削後，トンネルにした例（吉田，1984）（図 1.2.6 参照）は興味深い。この工法は，従来の他の工法のように積極的に地すべりを抑止しようとするものでなく，もともとの地山が持っていた安定状態を利用し，上部の土塊のすべり力を下方の抵抗土塊に伝達して同等の安定を保つという考え方であろう。

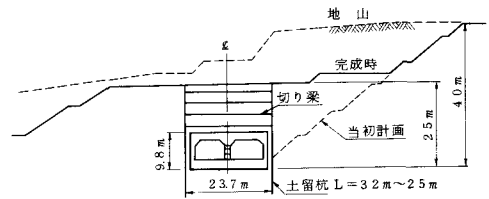


図 1.2.6 土留め壁と切りばりによる地すべり対策（吉田，1984）

おわりに

以上，地すべり技術の現状と将来展望について，思いつくままに述べたが，正直なところ現状では他の土木分野に比べてかなり遅れている，というのが実感である。例えば肝心の解析技術にしても一応の方法はあるものの，その実際の適用においては単に数字の遊びをやっているにすぎない，と感じておられる方も多いのではないかと考えている。経験と勘とが大きなウェイトを占めており，それに数字をおっつけているだけ，と思っているのは筆者だけであろうか。

地すべりは人間の生活を脅かす一つの重要な現象であり，これを解決することは社会への貢献度が大きい。将来展望の項で述べたような各方面からのアプローチによる成果が集約され，筆者の危惧が解消されることを望んでいる。

参 考 文 献

1.1 巨大崩壊

芥川真知・吉中竜之進・安江朝光(1980)：地震災害と地形・地質，土と基礎，vol. 28, No 6, 95～102.

荒牧重雄(1979)：地球科学，7，岩波書店.

Bates, R.L., Jackson, J.A.(ed)(1980)：Glossary of Geology, Second Edition, American Geological Institute.

- 土質工学会編(1985)：土砂災害の予知と対策，318 p.
- 藤田寿雄(1985)：突発的な地すべり・崩壊の発生をめぐる話題，土木研究所講演集(昭和59年度)。
- Hadley, J.B.(1964)：Landslides and Related Phenomena Accompanying the
Hebgen Lake Earthquake of August 17, 1959, USGS, Prof. Paper 435, 107～135.
- 羽田野誠一・大八木規夫(1977)：地くずれと危険斜面の調べ方，地理，vol. 22, No. 5.
- 建設省河川局砂防部傾斜地保全課・土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室(1979)：がけ崩れ災害の実態
について，土木研究所資料，第1492号。
- 小林武彦(1985)：昭和59年度災害科学総合研究，河川分科会シンポジウム資料，1～10。
- 粟田泰夫・原山 智・遠藤秀典(1984)：1984長野県西部地震の緊急調査報告，地質ニュース，第364号，
20～31。
- 町田 洋(1984)：巨大崩壊，岩屑流と河床変動，地形，vol. 5, No. 3, 155～178。
- 守屋以智雄(1985)：1984年 御岳南腹の大崩壊と岩屑流，地球，vol. 7, No. 7, 369～378。
- Muller, L.(1963)：The Rock Slide in the Vajont Valley, Felsmechanik und
Ingenieurgeologie, vol. 1, No. 1, 148～212。
- 中村洋一・青木謙一郎(1980)：磐梯山，地球，vol. 2, No. 6, 430～434。
- 奥西一夫(1984)：大規模崩壊のメカニズム，地形，vol. 5, No. 3, 179～193。
———・奥田穰(1977)：兵庫県一宮町の大規模崩壊について，昭和51年9月 台風17号災害調査
研究総合報告書。
- 東京天文台編纂(1985)：理科年表，第58冊，丸善。
- 宇井忠英(1985)：巨大崩壊，地球，vol. 7, No. 7, 364～368。
———・荒牧重雄(1985)：火山活動に伴う崩壊—岩屑流，vol. 7, No. 7, 374～378。
- 渡 正亮・酒井淳行(1975)：地すべり地の概査と調査の考え方，土木研究所資料，第1003号。
———・安江朝光(1976)：崖崩れ災害実態について，土木研究所資料，第1109号。
- 全国地すべり崖くずれ対策協議会(1976)：地すべり実態統計(その2)
- 全国治水砂防協会(1981)：日本砂防史。

1.2 地すべり

- 米国交通研究委員会(1979)，地すべり対策技術協会訳(1985)[LANDSLIDES: Analysis and
Control, Special Report 176, Transportation Research Board National
Academy of Sciences]：地すべり，その解析と防止工(上巻)。
- 電源開発(株)(1986)：CADによる3次元地質モデル，応用地質，27-1。
- 藤田寿雄・申 潤植(1983)：土砂災害の予知と対策 - 3.地すべり(その5)，土と基礎，31-8。
- 古部 浩・土井茂樹(1986)：腐食防護CAPアンカーの現場試験結果について，グラウンドアンカーの安
全性に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会。
- 後藤恵之輔・瀬戸島政博・岡崎修平(1985)：リモートセンシングによる斜面崩壊発生地点の予測方法，
土質工学会論文報告集，25-1, 185-194。
- 芳賀紀久・河野康男・加藤洋一・島村秀樹(1985)：リモートセンシング技術による環境調査への適用に
関する研究報告(その1)，土木技術，40-3。

- 林 正夫・藤原義一(1969)：逐次破壊現象としての斜面の安定性の数値解析，土木学会論文集，171，11-24.
- 今井篤雄(1981)：斜め写真の利用，応用地質，22-3.
- 今村遼平・瀬戸島政博(1982)：変わりゆくリモートセンシング，人工衛星データと土地質・土質分野での活用，土と基礎 30-5.
- 岩崎高明(1985)：ジオテキスタイルの種類と物性，土と基礎，33-5.
- 川上 浩(1982)：崩壊性地すべりの常兆現象と予測の可能性，自然災害科学，1-1.
- 建設省河川局(1986)：建設省河川砂防技術基準(案)，山海堂.
- 小出 博(1956)：日本の地すべり その予知と対策，東洋経済新報社.
- 馬渡裕二(1984)：光波測距儀の変位量測定への応用に関する研究(第1報)，間組研究年報，51-57.
- 斎藤道孝(1966)：第三次クリーブによる斜面崩壊時期の予知，地すべり，4-1.
- 桜井春輔(1986)：斜面の安定性に関する力学的諸条件，第1回岩盤システム工学セミナーテキスト，システム総合研究所，77-92.
- 島 坦(1984)：小諸地すべり地における衛星画像の時間的変化，日本写真測量学会年次学術講演会講演概要集，81-84.
- 嶋本孝平・江口靖夫・高室晴一・林 光宏(1984)：カラー写真画像による地理的情報データベースの作成法について，日本写真測量学会年次学術講演会講演概要集，155-160.
- 高野秀夫(1960)：地すべりと防止工法，地球出版.
- Takeshi Tamura, Shoichi Kobayashi and Tetsuya Sumi(1984)：LIMIT ANALYSIS OF SOIL STRUCTURE BY RIGID PLASTIC FINITE ELEMENT METHOD，土と基礎，24-3，34-42.
- 竹内則夫・山下清明・加倉井正昭・川井忠彦(1981)：新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析(その6)，生産研究，33-7.
- 谷口敏雄・藤原明敏(1976)：地すべり調査と解析，理工図書.
- 田浦秀春・極壇邦夫(1984)：航空写真測量自動化の研究(山地部の図化)，日本写真測量学会年次学術講演会講演概要集，103-106.
- 渡 正亮(1977)：地すべり・斜面崩壊の調査・解析・防止工法資料集Ⅱ地域開発と地すべり，経営開発センター出版部.
- 渡 正亮(1984)：土砂災害の予知と対策 - 6.地すべり，崩壊，土石流の研究に対する将来の展望，土と基礎，32-7.
- 山田剛二・渡 正亮・小橋澄治(1971)：地すべり・斜面崩壊の実態と対策，山海堂，11.
- 吉田光雄(1984)：北陸自動車道有磯海サービスエリア地区における地すべり対策，道路10月号，44-49.

第2章 斜面崩壊

2.1 自然斜面

自然斜面の崩壊は、地質学的には侵食作用の1つとして捉えることができる。侵食作用が地質時代からえんえんと続いてきたことは、大量の碎屑性堆積岩の存在が証明している。よって、斜面が崩壊する現象が現在も引続いて起こることは何の不思議もなく、むしろ当然でさえある。自然現象としての斜面崩壊は避けられないことであるが、それが災害として我々に被害を及ぼすかどうかは別問題である。すなわち、斜面崩壊がそろそろ発生しそうな斜面から遠ざかるとか、対策工を施して崩壊時期を遅らせるとか、あるいは崩壊時期を正確に予測して早目に避難するとかすれば、被害は最小限に押さえることができる。

ここでは、自然現象としての斜面崩壊についての最近の研究成果について述べる。

2.1.1 自然斜面崩壊の実態

(1) 規模と形態

斜面崩壊は、巨大崩壊や地すべりに比べると、規模は小さいがその崩壊例は非常に多い。特に台風や梅雨末期の集中豪雨に襲われた地域では数千ヶ所の崩壊がほぼ同時に発生したりする。これらの崩壊を現地調査し統計的解析を行うと、斜面崩壊の実態が浮かび上ってくる。昭和57年の長崎豪雨では数千ヶ所の崩壊が発生したが、そのうち442箇所の調査が行われた（伊勢田他，1982）。これによると、442箇所の崩壊のうち、約63%が自然斜面における崩壊である。これらの崩壊規模を斜面の高さや幅が見てみると、両者共に20 m以下のものが大半を占めているが、50 mを越すような大規模なものもある程度の数にのぼっている（図2.1.1）。崩壊の形態としては、厚さ数10 cmの表層部分のみが崩壊するいわゆる表層崩壊が大部分を占めており、基盤まで崩壊した例はほとんどない。崩壊の高さ、幅が50 mを越えるものでは、崩壊深度もやや深くなる傾向があるが、それでも1～2 m程度である。昭和58年の山陰災害でも数千箇所の崩壊が発生したが、やはり表層崩壊の規模の小さいものが多かった。しかし、やや規模の大きい円弧

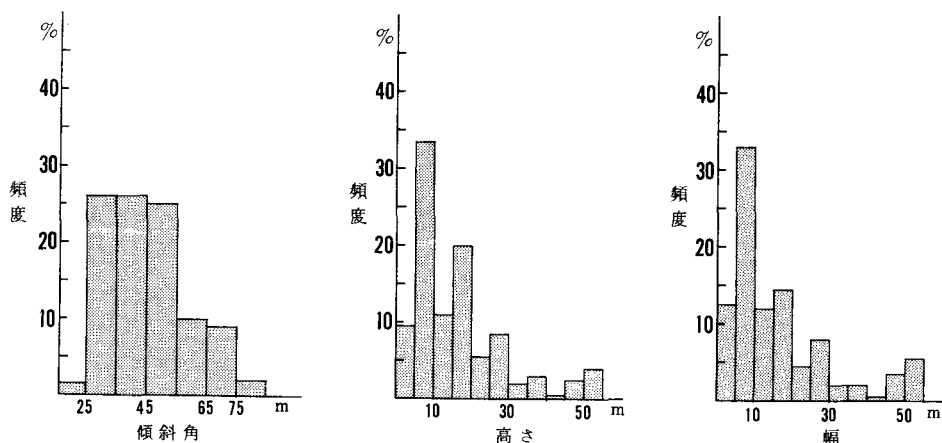


図2.1.1 長崎市北部における山くずれ、崖くずれの規模（伊勢田 他，1982）

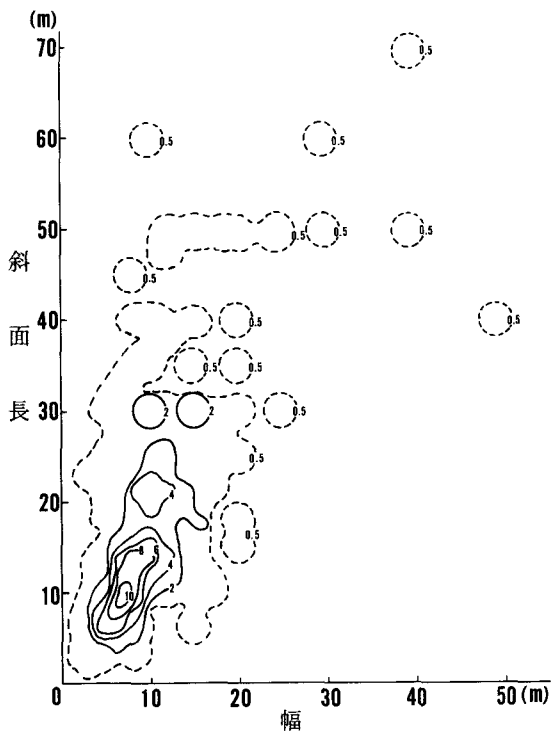


図 2.1.2 島田地域崩壊地の規模頻度分布図
(数字は百分率)

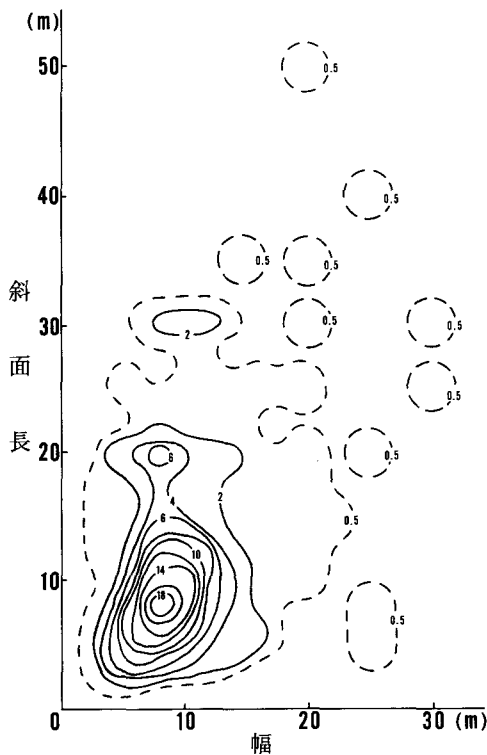


図 2.1.3 掛川地域崩壊地の規模頻度分布図
(数字は百分率)

型のすべり面をもつ深層崩壊のものもかなり目立ったと三浦(1984)は述べている。このような深層崩壊により、多くの人的被害をこうむった。木宮(1985)は昭和57年の台風10号、18号による静岡県掛川・島田地域に発生した崩壊例を解析した結果、斜面長20m、幅15m以内の崩壊がほとんどを占めており、時に50m程度のもが見られることを示した(図2.1.2、2.1.3)。このように地域に若干の違いはあるが、斜面崩壊の規模は10~20m以下の小規模のものが大部分で、50mを越えるような大規模なものは10%程度と少ない。なお、大規模と言っても50mをはるかに越えて100mを越すような例は、ほとんどない。また、形態はどの地域でもほとんど共通であり小規模のものはほとんどすべて深さ20~30cm以下の表層崩壊である。50mを越える大規模なものになると1~2mの深さをもつ円弧型すべりになるが、せいぜい2~3m程度の深さまででそれ以上深くえぐられる場合はない。

(2) 地形、地質による特徴

地すべりや巨大崩壊はある特定の地形、地質の所で発生することが多い。これに対し、斜面崩壊はそのような因果関係は非常に薄く、特に、小規模の表層崩壊では地質との関連性はほとんどないと言える。地形に関しては、斜面の傾斜角との関連性が認められる。長崎災害の場合は、 $25^{\circ} \sim 55^{\circ}$ の傾斜角を持つ斜面での崩壊が集中している(図2.1.1)。掛川・島田地域の資料では、 $40^{\circ} \sim 65^{\circ}$ の傾斜角での崩壊が多くなっている。ただしこの値は崩壊後に崩壊面の角度を直接測定した値であるので、崩壊前の斜面傾斜角度はこれよりやや小さいものと思われる。

これらは崩壊した斜面の値であり、崩壊していない斜面のデータは含まれていない。このため、両者を合わせた数を母数する各傾斜勾配毎の崩壊発生比率は明らかでない。崩壊した部分だけでなく、その地域全体の斜面傾斜角分布を調べた上での発生率の研究結果が待たれる。

小規模の崩壊に関しては、地質との関係は薄いですが、幅・高さが50 m以上の大規模なものでは、ある程度の関連性は認められる。例えば、山陰災害での三浦(1984)の報告では、大規模な崩壊は厚い風化帯の中で発生するものと、不透水層が存在するような地質構造をもつ所に発生するものとの2種類あると記載している。両者とも崩壊の型としては、円弧型深層すべり崩壊となり、崩壊後の形は近似している。長崎災害の報告(鎌田他, 1982)でも示されているように、大規模の斜面崩壊を起こすのは、表土層の下部に地質的な弱点がある場合に限られると言えるのかも知れない。例えば、脆弱化した風化層が厚く存在するとか、上部に透水性の良い岩体が存在し、下部に泥岩や粘土岩あるいは不整合や断層で不透水層が存在する場合などである。このような地質条件の地域は、例えばマサ土帯のようにある程度広範囲に存在するので、このような所では大規模な斜面崩壊に十分注意しなければならない。ただし、このような所でも崩壊の数から言えば、やはり小規模な表層崩壊の方が多ことは前述したとおりである。

なお、急峻な谷地形内で発生した崩壊は、崩壊自身はそれ程大きくなくても、それがきっかけとなって土石流が発生することがよくある。山岳地帯においては特に顕著な現象であり、長崎災害、山陰災害、あるいは昭和57年の三重県美杉村災害など最近の災害例で示されるように、多くの人的被害をこうむっている。

(3) 崩壊のメカニズム

斜面崩壊の発生メカニズムについては、降雨および地下水により説明される。多くの人が考えているのは、降雨が地山内部にしみ込むと、表土と風化岩盤あるいは風化岩盤と未風化岩盤との透水性の違いによりそれらの境界に地下水が溜まり、その部分での地下水圧が上昇する。この地下水圧に上部の表土層や風化岩盤が耐えられなくなると崩壊すると言う考えである。地下水脈がパイピングにより吹き出し、それが崩壊のきっかけになる場合もある。それに対し、伊勢田他(1982)は長崎災害の調査の結果、やや異なる見解を述べている。その考えは、先行雨量によってすでに軟弱化していた表土が、強い雨による表流水によってまず洗掘侵食され、それが引き金となって崩壊すると言うものである。降雨による地下水圧の上昇を測定した例もあるが、まだまだ研究の初期段階であり、今後の益々活発な研究が待たれる。

2.1.2 降雨量と崩壊発生との関係

(1) 単純な降雨量との関係

前節で述べたとおり、斜面崩壊の大部分は規模の小さな表層崩壊である。一般に、降雨量が多くなればなるほど斜面崩壊が発生しやすくなることは、経験的にも常識的にもよく理解できる。どの程度の降雨があった時に、斜面崩壊が発生し始めるのかについては、過去の崩壊例を調べることにより、いくつかの報告がなされている。

例えば、石原他(1976)は斜面崩壊発生の限界雨量として、日雨量200 mm、3時間雨量100 mm、時間雨量50 mmという値を示し、これらの値を越えると斜面崩壊が多発すると述べている。また、奥田(1976)は、

- ① 24時間雨量では200 mmを越えると山くずれが激増する。
- ② 1時間雨量では20 mm以上になると山崩れの発生率が急増する。
- ③ 1時間最大雨量の出現直後から3時間までの間に崩壊が発生することが多い。
- ④ 10分間降雨強度が5 mm以上の強い雨が長時間集中すればするほど崩壊発生率が増大する。
- ⑤ 降雨強度にはパルス状の振動的な変動をも含めて、20分程度の小変動を含む1～2時間程度の時

間変動が見られる。崩壊はその第2波ないし第3波の山で現われているが、特に第3波以降に多い。と述べている。

道上(1982)は、昭和42-50年の主要な土砂災害資料を集め、時間雨量50mm、3時間雨量120mmに達すると土砂災害が多発すると述べ、日雨量は地域によって異なるが、その下限値は200mmであると述べている。また、田中(1977)は日雨量200mm、5時間雨量150mm、3時間雨量120mm、1時間雨量50mmを上まわると斜面崩壊が激増すると述べている。いずれも表現に若干の差は見られるが、内容的には大差ない。

これに対し木宮・長島(1976)は、昭和49年7月7日静岡市を襲った“七夕豪雨”を例にとり、崩壊時刻がわかった崩壊例65箇所を選び、崩壊時刻までの降雨量と崩壊との関連性を調べた。その結果は、図2.1.4に示すように、石原他(1976)、道上(1982)などが述べている日雨量200mmを越えると斜面崩壊が多発するという結果と大すじにおいてよく一致する。しかし、実際には150~200mmでも結構多発しており、150mm以下でも崩壊しているものがあることには注目される。

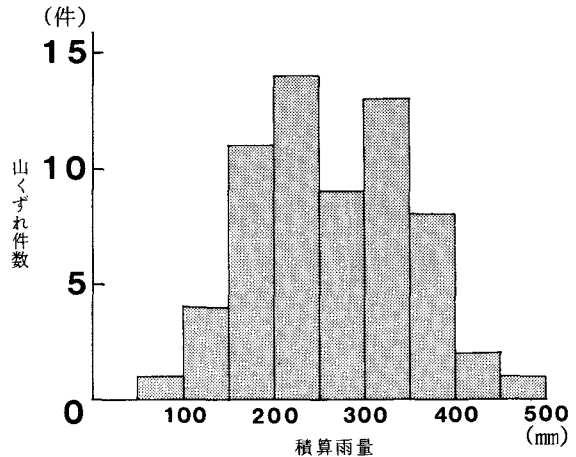


図 2.1.4 山崩れ発生時までの積算雨量

(2) 先行雨量を考慮した降雨量との関係

斜面崩壊を起こす降雨のうち、その降雨すべてが崩壊に関係するのではなく、降雨のうち地山中にしみ込み、地山内の地下水圧を上昇させた降雨のみが崩壊に関係していると言える。降雨量のうちどの程度が地山にしみ込むかは、その時の地山の乾湿状態によって異なってくる。すなわち、当該降雨以前の先行降雨の多少が大いに関係してくる。

大滝(1965)は横浜市の斜面崩壊を調べ、表層土の過剰水分量が30mmを越えると斜面崩壊が発生すると述べ、先行降雨の影響を考慮しなければならないことを示唆した。また、田中(1977)は、先行降雨が大きいかも斜面崩壊が起こる条件の1つとしている。

鈴木・小橋(1981)は、降雨の効果は降雨後時間の経過とともに減少し、各時の降雨の効果の総和が、その時点の降雨の影響、すなわち崩壊に対する危険度を示すとして、次のような危険度指標を示した。

$$D(T) = \int_0^T R(T-t) \cdot f(t) dt$$

ここで、 $D(T)$ は T 時の危険度指標、 $R(t)$ は降雨強度、 $f(t)$ は減少関数である。

減少関数 $f(t)$ は半減期 M で表わすことも可能である。いずれにしても、 $f(t)$ または M をいくつにするかが問題である。鈴木・小橋は広島県呉市の崩壊資料を使い、半減期を24時間にすると96%の崩壊が、 $D(T)$ 55mm以上の時に発生していることを明らかにした。この結果は、崩壊の予知に使うことができる。

これより先、木宮(1972)は、静岡県大崩地域の崩壊について調べ、先行降雨より乾湿状態を表わす乾燥係数を定義し、乾燥係数に降雨量を乗じたものを有効雨量とし、さらに毎日の有効雨量に減少関数を乗じたものの和を危険度指標(崩壊誘因雨量)とした。木宮の減少関数は、 $1/2, 1/4, 1/6, 1/8,$

1/10 …… という等差数列でも等比数列でもないものを使っており、半減期の概念は使えない。大崩地区で昭和40～46年間に崩壊した25例のうち、単純な降雨量との関連だけで、仮に日雨量80mm以上が崩壊するとした場合、14例を48.3%の確率で予測することができるにすぎず、11例は見逃してしまう。これに対し、乾燥係数を用いた危険度指標（崩壊誘因雨量）を用いた場合は、3例を見逃すのみで他の22例を60%以上の確率で予測することができる。

先行雨量を考慮した降雨量を、タンクモデルによって求める方法もある。タンクモデルは、河川の流出特性を明らかにするための計算方法の1つで、菅原(1972)によって提唱された。このタンクモデルを斜面の地下水量に適用させるのは、

河川の流出特性に適用させるのに比べて適用面積が非常に狭くなる。このため、実際の斜面の地形・地質条件に対応したタンクモデルを考えることができ、よい結果が得られている。例えば、木宮(1980)が静岡大崩地区で作ったタンクモデルと斜面の地質状態を図2.1.5に示す。この斜面はアルカリ玄武岩から成っているが、途中に厚さ1m程度の黒色頁岩が2枚存在する。この2枚の黒色頁岩によりわかれた上、中、下の3つのブロックを1つ1つのタンクと考えると、図の左に示した3段タンクモデルが示される。実際に測定

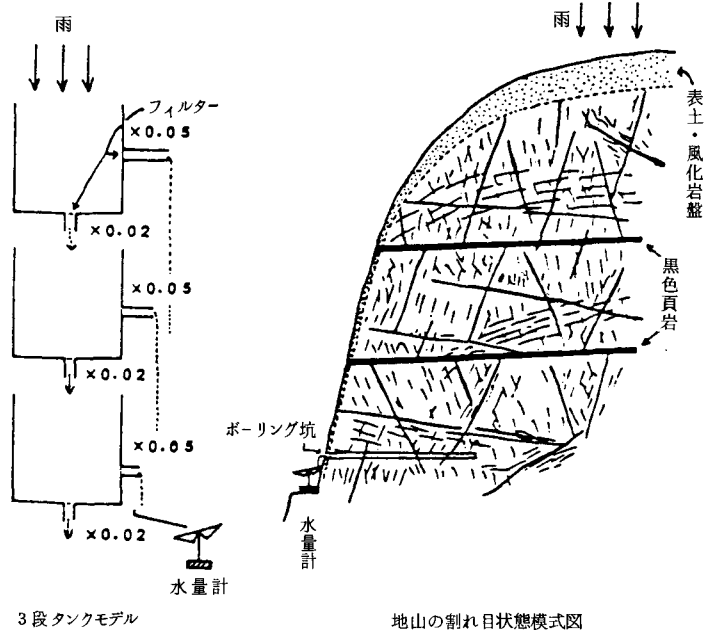


図 2.1.5 大崩における地山の割れ目状態と3段タンクモデル

した降雨量と湧水量とから各タンクの湧出係数や浸透係数が決められ、タンクモデルから求めた予想湧水量と実際の測定湧水量のピークはよく合う(図2.1.6)。奥西他(1977)は、高知県繁藤で1段タンクモデルを適用した結果、やはり実際の測定値とよく合ったと述べている。また、道上(1982)は、広島県呉市の資料を使ってタンクモデルによる崩壊危険度の検討を行った。彼は、14日間の先行降雨を考慮し、3段のタンクのうち上2段のタンクの貯留量の和が70mmに達すると崩壊が発生すると述べている。

鈴木・小橋(1981)は、前述した減少関数を用いた実効雨量と、道上のタンクモデルを用いたタンク貯留量とによる崩壊危険度について比較検討した結果、タンクモデルの方がより良好な結果が得られたと述べている。これは、減少率が常に一定の実効雨量と減少率がその時のタンク内の水位に応じて複雑に変化するタンクモデルとの差であり、また、危険度指標算定に用いるパラメーターが1個だけの実効雨量と、複数個のタンクモデルの差であろう。ただ、パラメーターが増えすぎると、最適なパラメーターを求めるのが難しく、一般性を検証しにくい欠点もあると述べている。

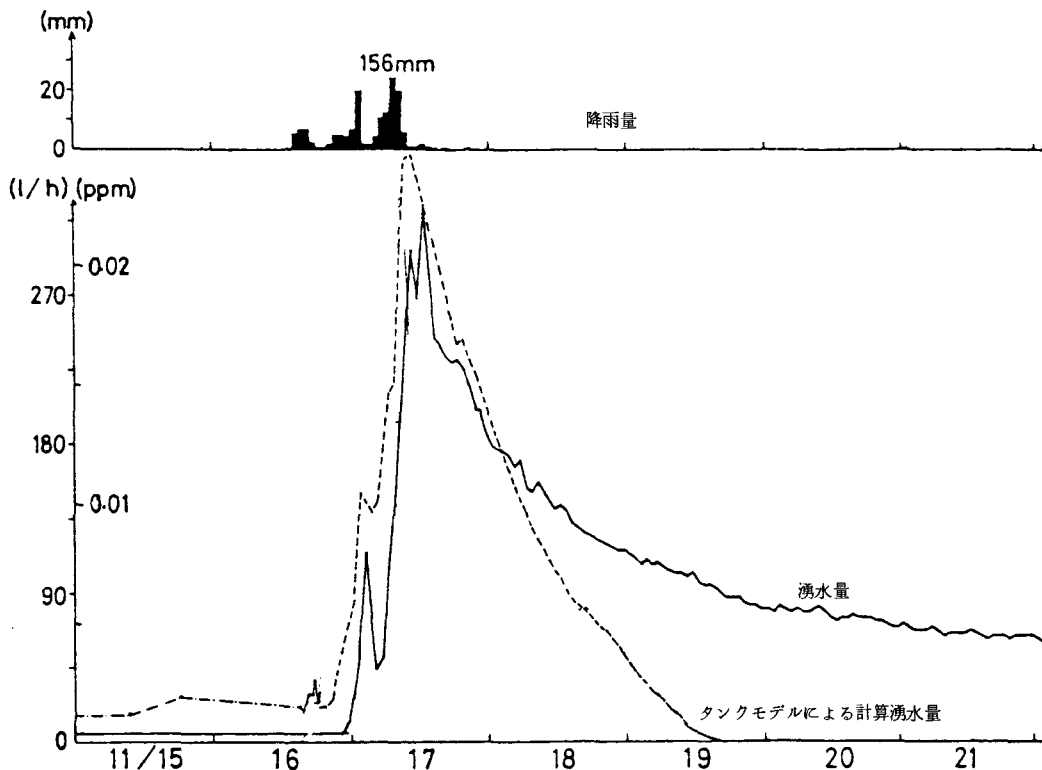


図 2.1.6 降雨量と湧水量，タンクモデルによる計算湧水量の関係

2.1.3 平常降雨時における崩壊発生

(1) 集中発生崩壊と散發発生崩壊

斜面崩壊は台風，集中豪雨など年に数回は必ず巡ってくる豪雨時にその大部分が発生するが，その他の降雨時にも数は少ないが発生している。木宮他（1984）は，昭和49～58年の10年間静岡新聞に記事として記載された静岡県内の斜面崩壊を統計的に解析した。

その結果によると，昭和49～58年の10年間に，静岡県内で5,378件の斜面崩壊が発生している。これらの発生状況を見ると，昭和49年の“七夕豪雨”（3,110件），昭和57年の台風18号（1,151件）をはじめとする豪雨時に集中的に発生した崩壊と，県内で1日に1ヶ所とか2ヶ所とか散發的に発生する崩壊とに分けられる。崩壊数は前者が4,959件と圧倒的に多く，後者は419件にすぎない。前者の4,959件の崩壊は9回の豪雨時に発生しており，年平均にすれば約1回である。すなわち，年1回の豪雨時に全崩壊数の92.2%が発生し，残りの364日で7.8%の崩壊が発生していることになる。被害も前者の方が圧倒的に多く，社会的にも注目されるので，防災地質学的研究も前者を対象としているのが大部分である。ここでは特に後者の崩壊に注目してみた結果を紹介する。

散發的に発生した崩壊を年別および月別に整理してみると，年別ではほぼ毎年同じ位の発生件数を示している（図2.1.7，2.1.8）。また，月別では11月から2月の冬の4ヶ月間を除き，やはりほぼ同じ位の発生件数を示している。従来，今年は崩壊が多かったとか，少なかったとかよく言うが，これは，実は集中発生した崩壊があったかなかったかの違いであって，これらの影に隠れて散發的に発生する崩壊はほ

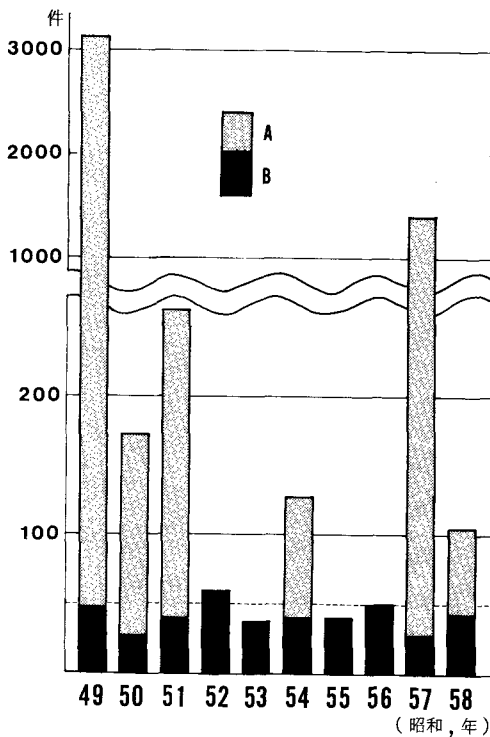


図 2.1.7 年度毎斜面崩壊発生件数

A : 集中発生, B : 散発発生

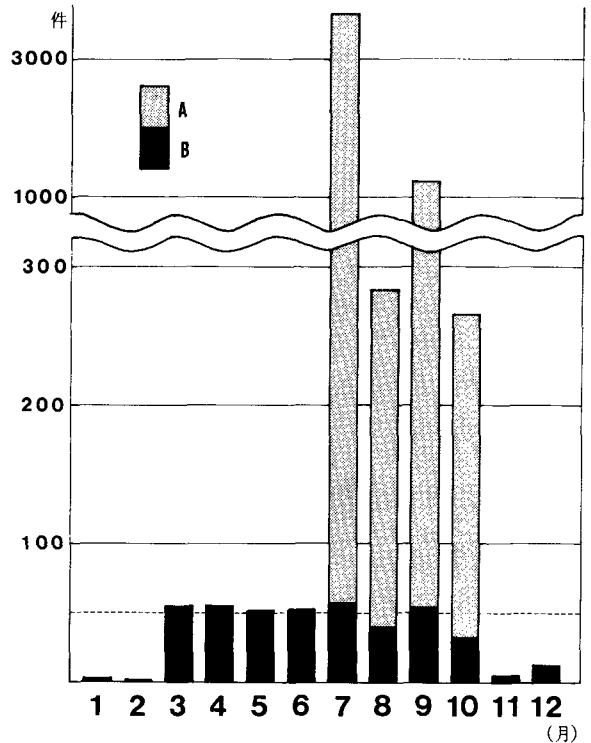


図 2.1.8 月別斜面崩壊発生件数

A : 集中発生, B : 散発発生

ば恒常的に発生していると言える。すなわち、静岡県内で毎年50件程度の崩壊は豪雨のあるなしとは関係なく平常的降雨で発生するもので、斜面崩壊の恒常的発生数と言ってもよい。この恒常的発生数に、年によっては豪雨による臨時的発生数が加わって全崩壊数になると言える。この考えを静岡県から全国へ広げると、集中豪雨のあるなしにかかわらず、各県で約50件程度ずつの崩壊が毎年発生しており、全国ではその数は約2,500件に達すると思われる。これに、集中豪雨が来襲した地域は集中発生件数が一気に数千件も加わるが、集中豪雨の来なかった地域はそのままである。

(2) 地形・地質と崩壊発生率との関係

斜面崩壊の発生率と地質との関連はいろいろと研究されている。横田(1965)は、地質区分を岩種による区分と年代による区分とで検討した結果、岩種による区分の方がよい対応を示していると述べている。これによると、花こう岩、石英はん岩、石英粗面岩、火山砕屑岩～火山岩屑などが崩壊しやすい岩種であり、チャートは崩壊しにくい岩種となっている。

建設省土木研(1976)では、地質分類ごとの発生個数の統計資料を報告しているが、地質分類ごとの面積との比較、あるいは降雨量との関係などは検討していないので、大まかな傾向と考えるべきであろう。この他にも、集中豪雨災害が起こるたびに、その地域での崩壊と地質との関連について報告されている。例えば、村野(1968)は昭和40年9月の岐阜・福井県下の集中豪雨災害を例にして、また、鎌田他

(1982)は長崎災害を例として、さらに三梨他(1984)は山陰災害を例として崩壊と地質との関連について述べている。これらから、どのような地質に崩壊が発生しやすいかの傾向が読みとれる。

これに対し、木宮他(1984)は前節で述べた散発発生崩壊の資料を解析し、地形、地質と降雨との関連を検討している。集中発生崩壊の資料を使うと、たまたま豪雨になった地域と、それからちょっとはずれたためにそれよりかなり少ない降雨であった地域を同じように扱ってしまうことがある。その結果、崩壊率の差が地形、地質の差によるものか、その時の降雨量の多少の差によるものかはっきりしなくなってしまふ。散発発生崩壊の資料のみを、しかも10年間という長期間で検討すると、その間の降雨量が他の10年間の降雨量と著しい差が出ることはまずないので、これから得られた崩壊率の差は地形、地質をはじめとするその地域特有の素因による差であると考えてよい。木宮他(1984)は、静岡県内を地質の違いにより7地域に分け、10年間に散発的に発生した崩壊を地域ごとに集計した(表2.1.1)。崩壊発生率は単位面積当り、単位主要道路延長距離当りで計算されている。主要道路延長距離当りで計算したのは、被害が出て新聞記事になる崩壊は主に道路沿いで起こる場合が多いからである。その結果、主に火山岩から成る伊豆半島地域が一番発生率が高く、次に大井川流域と佐久間、三ヶ日地域の中・古生層分布地域の発生率が高い。新第三紀層、第四紀層は発生率が少ないが、富士川流域は結構高い。これは地質よりも地形の影響が大きいためであろう。また、同じように火山岩から成る伊豆半島と富士山周辺では発生率に著しい違いが見られる。これは、伊豆半島の火山岩は変質作用をこうむっていて岩質が劣化しているうえに地形が急であるのに対して、富士山はなだらかな地形を呈しているので斜面が安定しているためと思われる。このように見えてくると、散発的な斜面崩壊の発生率は地質、特に岩種の違いにより差が見られるが、地形の違いによる差はさらに大きいと言える。

表 2.1.1 地域毎の散発発生崩壊の発生割合

地 域	主な地質	件 数	面 積 (km ²)	発生割合 (件/100km ²)	道路延長距離数 (km)	発生割合 (件/100km)
ア. 伊豆半島	新第三紀～ 第四紀火山岩	93	1332	7.0	835.6	11.13
イ. 富士山周辺	富士・愛鷹火山 (洪積世)	14	1242	1.1	1254.4	1.16
ウ. 富士川流域	新 第 三 紀 層	18	372	4.8	274.4	6.55
エ. 安倍川・ 瀬戸川流域	瀬戸川層群 (古第三紀層)	29	1383	2.1	722.8	4.01
オ. 大井川流域	四万十層群 (中生代)	40	1196	3.3	552.2	7.24
カ. 掛川・ 浜松地域	新第三紀～ 第四紀層	25	1243	2.0	1614.0	1.54
キ. 佐久間・ 三ヶ日地域	秩父・三波川・ 領家帯	48	911	5.3	498.8	9.62

2.1.4 自然斜面の崩壊後の復帰

一度崩壊を起こした斜面には不安定物質がなくなり、再び劣化が進行するまでは再崩壊は起こさないことになる。逆に言えば、新たに始まる劣化の進行具合が、再崩壊の時期を決めると言える。なお、ここで言う再崩壊には、一度崩壊した斜面のその同じ部分が再び崩れる場合のみを考えており、一度崩壊した崩

壊地のすぐ直上、あるいは、すぐ横隣りが崩壊する場合は考えていない。確かにある崩壊が起これば、すぐ直上や横隣りは不安定化が増し従来より崩壊しやすくなる。それらは合わせて同一崩壊地と考えることもできるが、直上や横隣りの崩壊は、始めの崩壊が起こってから劣化が進行し崩壊したのではなく、すでに劣化していたものが、直下や横隣りの劣化物が急になくなることにより、不安定化が増して崩壊が起こったと考えられる。崩壊地の再崩壊を考える場合には、崩壊地の直上や横隣りでの崩壊、すなわち崩壊地の拡大も大きな研究のテーマではあるが、ここでは、同じ個所で再発する崩壊に限って以下に述べる。

斜面崩壊の大部分は表層崩壊であることはすでに述べた。一度崩壊した同じ部分が再び表層崩壊を起こすには、崩壊後に露出した岩石や地層が風化し、表層物質（土壌物質）を作る必要がある。第三紀層の泥岩や砂岩などの場合、応力解放に伴う吸水膨張やスレーキングにより破砕が進み、それが土壌化を促進させる。一方、崩壊直後には全ての植生がなくなったものが、その後植生が復活してくると、その影響により土壌化が進行することになる。植生による土壌化は、植物の根の発達による岩石の破壊の影響も大きい。落葉等による有機物の堆積とその腐食による土壌化の影響が大きいと考えられる。そこでここでは、植生のなくなった崩壊斜面が、年月の経過につれてどのように植生を復活させてくるのかを、2～3の崩壊地を例として述べる（木宮，1981）。

調査したのは第四紀洪積世の礫層から成る静岡大学構内、花こう岩の風化物であるマサから成る三河高原小原村、熱水変質した泥流堆積物から成る伊豆白田に存在する崩壊地である（表 2.1.2）。調査時期は昭和 55 年であるので、崩壊後 4～8 年経過している。地形・地質がいろいろと異なるが、植生が見られるところと見られない所の違いは、主に傾斜角であることがわかる。崩壊地全体に植生が見られる静大 A・B・C・D の傾斜角は約 40° なのに対し、植生のほとんど見られない小原村のそれは約 55° である。また、伊豆白田の崩壊地でも植生が見られる所は 50° 以下、植生が見られない所は 55° 以上となっている。このように植生がすぐ復活するかどうかは、斜面の傾斜角に依存するが、その限界角度は、地質によって若干異なる。すなわち、静大においては 45°-50° では植生が見られないのに、小原村、白田では 55° 以上で植生が見られない。いずれにしても、種子が斜面に留まることができるかどうかで決まると思われる。

表 2.1.2 各崩壊地の地質・植生状態・傾斜角

崩壊地	崩壊年月	地質	崩壊形	周囲の植生	崩壊地の植生	傾斜角	備考
静大 A・B・C	49.7	第四紀洪積世の礫層	表層すべり	高木陽樹林	ほぼ全域に植生見られる	約 40°	傾斜角 45° 以上のところもコケ類が生えている
静大 D	49.7	同上	同上	草本類	大部分に植生見られる	約 40°	植生見られない部分は 45°-50°
三河高原小原村	47.7	花こう岩（マサ）	同上	同上	ほとんど植生見られない	約 55°（崩壊地） 約 38°（崩積土）	55° で植生見られず、38° で植生わずかに見られる
伊豆白田	51.7	熱水変質した泥流堆積物	深層すべり	同上	植生が見られる所と見られない所がある	40°-70°	50° 以下で植生見られ、55° 以上で植生見られない

静大 A・B・C においては、崩壊直後、崩壊約 6 年後、約 10 年後の写真を並べて比較してみた。崩壊約 6 年後では樹木類はあってもまだ小さく、草本類が主であるので、崩壊地の跡はかなりはっきりわかる。10 年後でも A 崩壊地は樹木類がそれ程成長せず崩壊地の跡はかなり容易に識別できる程度となっている。土壌層の形成という点から言えば、崩壊しなかった部分との差は、10 年経過してもはっきりとした差がある。今後もう少し長い目で観察を続ける必要がある。

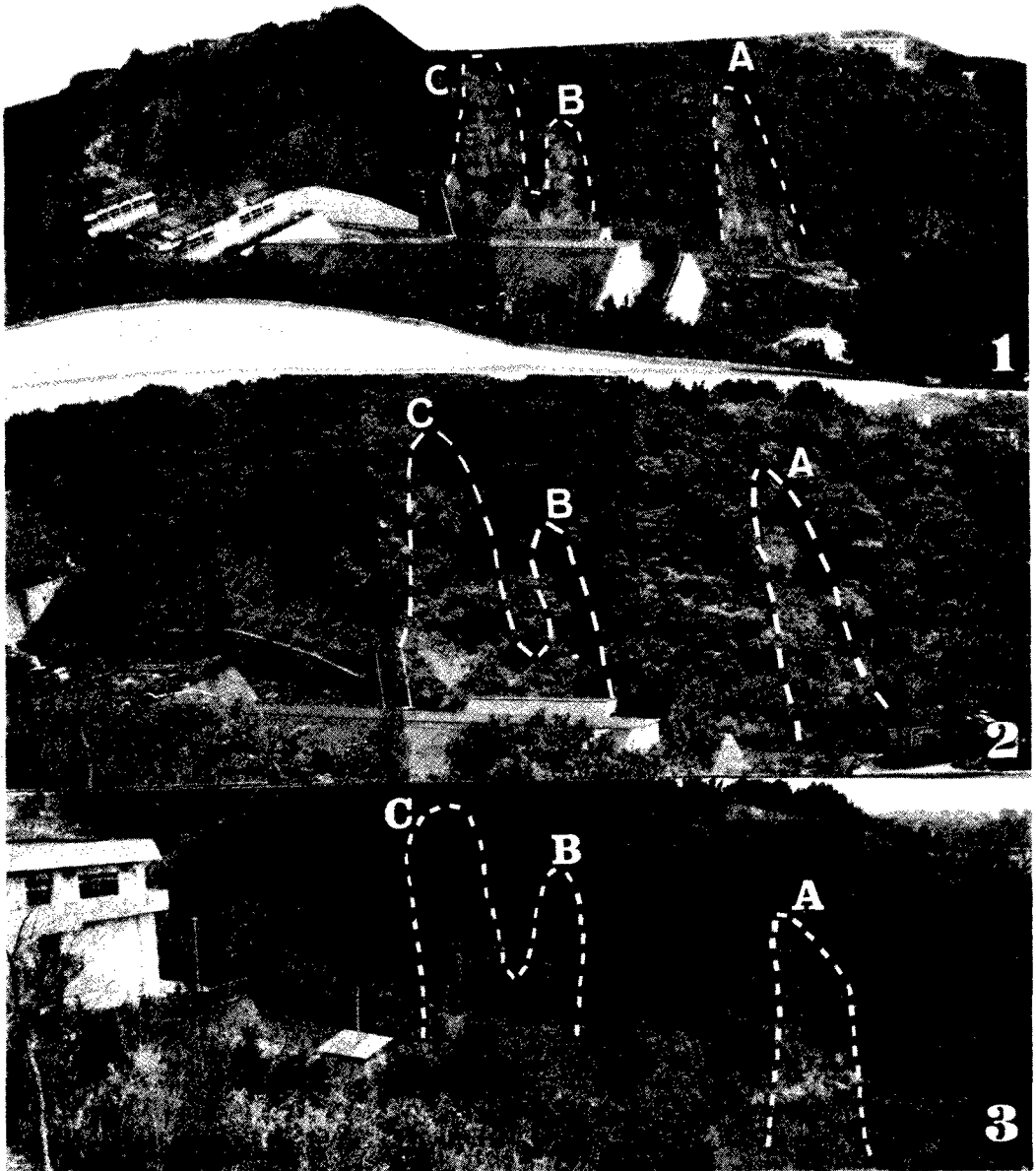


図 2.1.9 静大 A・B・C 崩壊地での植生の復帰状況
1. 崩壊直後, 2. 約 6 年後, 3. 約 10 年後

2.1.5 崩壊の予知・予測の現状と将来展望

崩壊の予知は、素因から予測していく方法と誘因から予測していく方法がある。2.1.1で述べたように、巨大崩壊や地すべりと異なり、斜面崩壊は地質との関連性が薄い。特に小規模の表層崩壊はほとんど関連性がないので、素因の1つである地質状態から予測するのは困難である。そこで、土壌層の厚さやその分布から予知しようという試みが、沖村他(1985)によって行われている。この方法は土壌層の厚さを実測しなければならないので、限定された小範囲の地域での予測なら可能であろうが、一般的予測方法とはなり得ない。斜面崩壊でもやや規模の大きなものは、地質との関連性があるので、この面からの予測も可能と思われるが、崩壊後に崩壊の素因を明らかにする調査は行われても、実際に行われた例はない。いずれにしても、素因から崩壊斜面を予知することは現在のところ非常にむずかしいと言える。

誘因から斜面崩壊を予測する方法はある程度行われている。ただし、素因からの予測が出来ないのだから、特定の斜面が崩壊するという予測はできない。この位の誘因があると、ある範囲内でこの程度の斜面崩壊が起こるだろうという確率予測を行うことになる。まず第一に行われているのは、総降雨量や時間雨量による予測であり、これらは2.1.1で述べた。一方、単なる降雨量から予測するのではなく、降雨量データを種々分析して予測する方法もある。これは、同じ降雨量であっても、その降り方によって崩壊したりしなかったりするであろうし、その時の先行雨量によっても異なってくるであろうから、その辺を考慮したものである。木宮(1972)は地山の乾燥状態を先行雨量から計算し、降雨量のうち崩壊に寄与する崩壊誘因雨量を計算した。この値で昭和40年から46年の静岡大崩地区の崩壊を予測してみると、単に降雨量のみで予測するものより相当高い確率で予測できると報告している。

全降雨量のうち崩壊に関与する雨量がどれだけあるかを、タンクモデルで計算する方法もある。どのようなタンクモデルにするかは、地下水圧または地下水湧水量と降雨量を実測して決めるのだが、実測を始めてからまだそれほど時間がたっていないので、2.1.2で述べた数個のタンクモデルしか報告されていない。また、新藤他(1984)は地中水の挙動を測定し、その辺から崩壊予知を行なおうとしている。しかし、いずれも実用化にまでいっていないものはない。

山間部の道路を降雨量により交通止にするケースが増えてきた。ある一定の道路区間内のどこかで崩壊が起こる可能性があるので交通止にするということなので、確率的な予測を行っていることになる。現状は、総雨量あるいは時間雨量で規制しているにすぎないが、実用化している予測法の1つとして高く評価される。ただ今後は、その地域ごとの要素を規制雨量に入れると同時に、タンクモデルを使って、先行雨量を考慮に入れた規制に変えていく方がよりよいであろう。これらを可能にするためには、降雨量の変化に応じた地下水量あるいは地下水圧の変化を地形、地質分類ごとに捉えることが必要であり、この方面の研究が着々と進むことが期待される。

2.2 人工斜面(切取りのり面)

2.2.1 崩壊による被害の実態

(1) のり面における管理瑕疵

道路や鉄道、宅造地などにおける切取り斜面(以後切土のり面という)が崩壊すると、人命にかかわる大災害となるとともに道路等が長期間閉鎖され社会問題となることがある。

図2.2.1は道路における最近の管理瑕疵事故の統計(鴨下, 1985)である。ここで気付くことは落石、崩壊すなわち斜面安定に関連するものが全体の36%を占め、もっとも多いことである。いっぽう、特に切

土のり面の場合、安定性を支配する要因が複雑多岐にわたり、定量的数値で評価することが困難なことが多く、その設計やのり面崩壊の事前予測は現場技術者の経験にたよることが多いのが実情である。

以上のことから、安定した斜面（のり面）を造成し、安全を保持し続けることは、現場技術者にとって、もっとも重要な課題の一つである。

(2) 崩壊の実態

図2.2.2は、どの程度の規模の崩壊が多く発生しているかを、高速道路ののり面について調べたものである（崩壊規模の分類は図の右側に示す）（奥園，島田，1976）。図のとおり、小規模な崩壊ほど発生件数は多く、また落石はここに入っていないが、これから予測するとさらに圧倒的な数にのぼるものと思われる。

なお、a、bの崩壊は切土（掘削）中または完了2年以内に発生することが多く、cはそれ以後（管理段階）に発生することが多い。

図2.2.3はのり面崩壊がどのような地質で多く発生しているかを知るために、高速道路における崩壊のり面の地質区分別の比率を示したものである。これによると、第三紀層、中生代層が両横綱といえる。ただし、変成岩はもともとのり面数が少ないことを考えると、崩壊しやすい地質と考えられる。図2.2.4は、土質、物性を考慮した分類での比較をしたものである。切土のり面の場合、風化や破碎、変質といった、もともとの原岩が二次的に変化したものの崩壊が多いことがわかる。

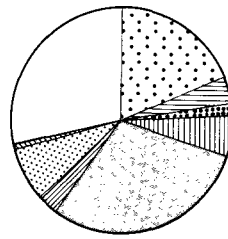


図2.2.1 道路における管理瑕疵事故内訳（昭和54年度～58年度）

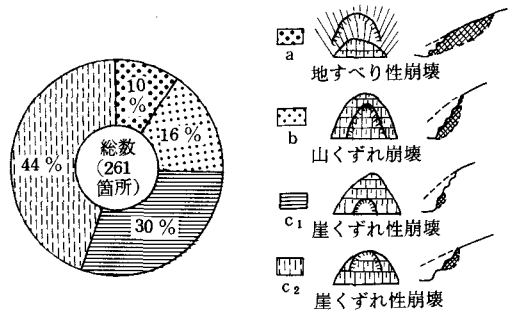


図2.2.2 切土のり面の崩壊形態分類とその発生比率（奥園，島田，1976）

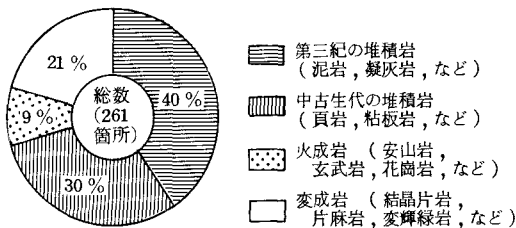


図2.2.3 崩壊のり面の地質分類（奥園，島田，1976）

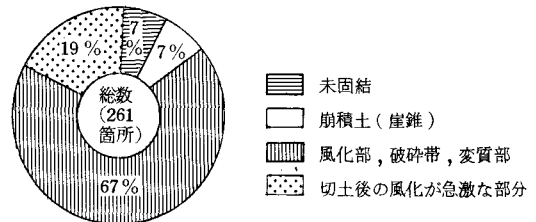


図2.2.4 崩壊のり面の地質構成の分類（奥園，島田，1976）

2.2.2 崩壊要因と崩壊形態

(1) 崩壊素因と崩壊形態

崩壊の形態とは、崩壊の規模、形状（すべり面の形状、崩土の形状）、運動性状などを総合して表現するものである。

崩壊の形態は、地山の地形、地質（土質）、地質構造、地下水条件などの素因と切土条件（のり高、のり勾配）や降雨、融雪、凍結、風化などの誘因が複雑にからみあって決定されるものである。

しかし、このなかで、もっとも形態を左右するのは土質（岩質）と地質構造及び地下水である。

図 2.2.5 は、過去に主として高速道路の切土のり面で起った崩壊例から崩壊形態を分類し、主として地質、土質の素因との関連づけを行ったものである。

切土のり面の崩壊は、その規模によって図 2.2.5 に示すように、a 落石、浸食、b 表層崩壊、c 地すべり性崩壊に区分される。a、b は主として土質、岩質によって支配され、c は主として地質構造によって支配される。また、崩壊予備物質がⅠ粘性土、Ⅱ砂質土、Ⅲ崩積土（礫混じり土）、Ⅳ固結度の低い軟岩、Ⅴき裂の多い岩によって崩壊形状が異なってくる。

崩壊形態はこれら a～c とⅠ～Ⅴの組合わせとして分類される。

(2) 崩壊誘因と崩壊規模

降雨や融雪時に崩壊が起りやすいことは、一般常識である。しかし、どのような地質が、どのような降雨等で崩壊するかは、未解明の分野といえる。

図 2.2.6 は東名高速道路の切土のり面が完成後 10 年間に崩壊を起した際のそれぞれの日雨量の統計である（奥園、島田 1976）。

図から、火山灰質粘性土や第三紀層等が比較的少量の雨で崩壊が始まることがわかる。また火成岩類が雨に対して強いようにみえるが、崩壊時までの雨量が不明なサンプルが多かったことも一因であることをお断りしておきたい。

図 2.2.7 は高速道路を主とした崩壊切土のり面のうち、崩壊時までの連続雨量と直前までの 1 時間雨量のわかっているサンプルについて、崩壊規模別にグラフ化したものである。このことから次のことがいえる。

- ① 連続雨量 100 mm, 時間雨量 20 mm を越えると小崩壊が
- ② " 100 mm, " 30 mm " 中崩壊が
- ③ " 300 mm, (時間雨量関係なし) を越えると、地すべりや、大崩壊がそれぞれ発生している。

ここでいう中崩壊とは、崩壊土量 $1,000 \text{ m}^3 \sim 10,000 \text{ m}^3$ をいう。

なお連続雨量が増大するほど時間雨量は小さな値でも崩壊しやすくなり、また中、大崩壊が起りやすくなることは、いうまでもない。

2.2.3 最近の設計の実態と問題点

(1) のり勾配の設計

切土のり面勾配は、のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会）によれば次のような標準が定められている。

硬岩 1 : 0.3 (70°) ~ 1 : 0.8 (50°) 軟岩 1 : 0.5 (60°) ~ 1 : 1.0 (45°)
土砂 1 : 0.8 ~ 1 : 1.0 (のり高 15 m まで)

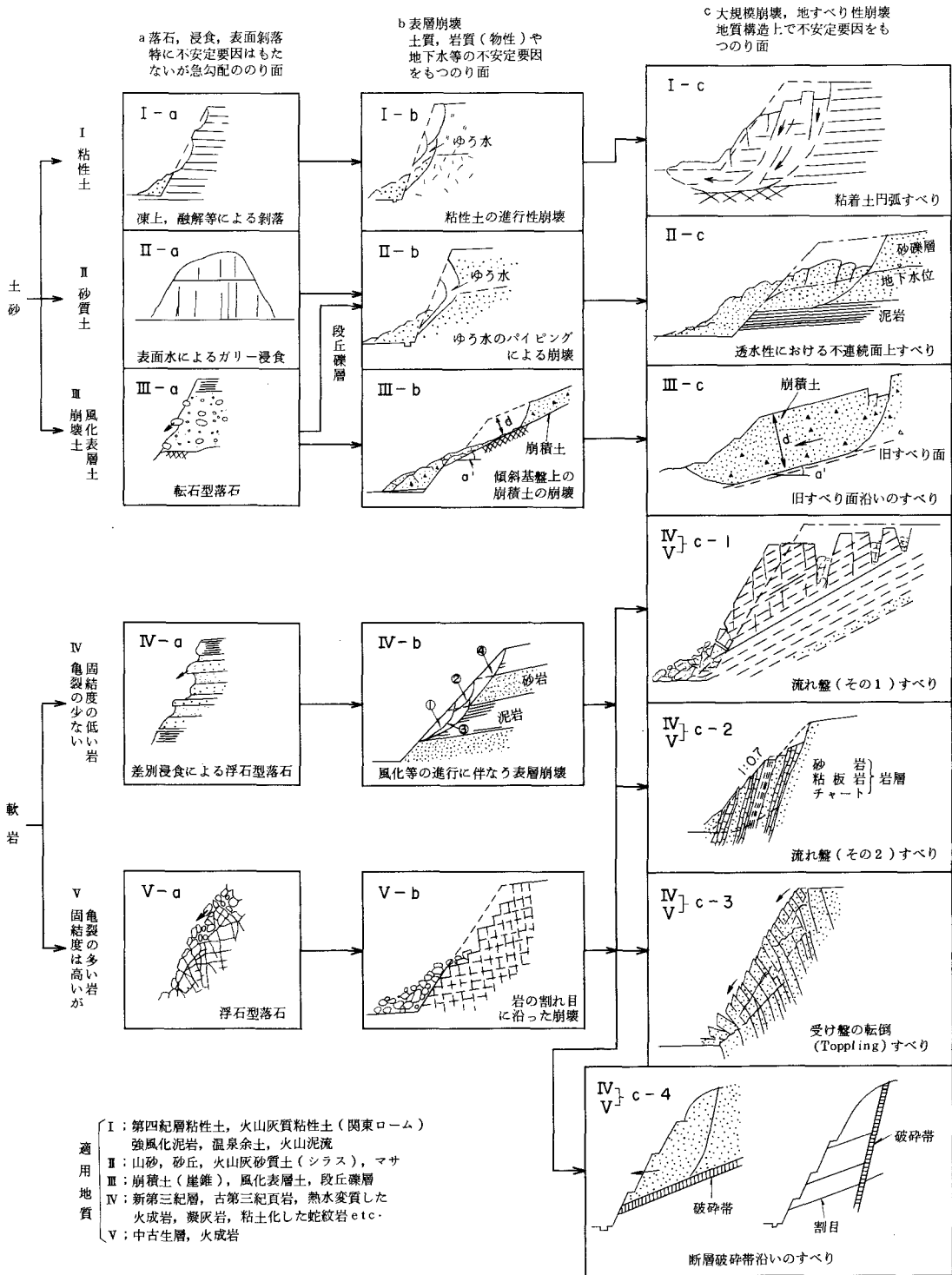


図 2.2.5 切土のり面における地山条件と崩壊形態

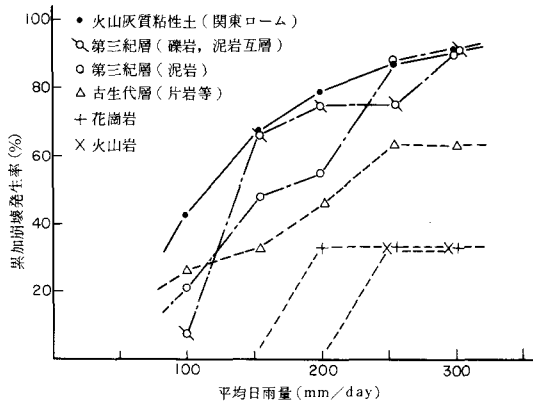


図 2.2.6 地質区別平均日雨量と崩壊発生率 (東名高速道路の例)(奥園, 島田, 1976)

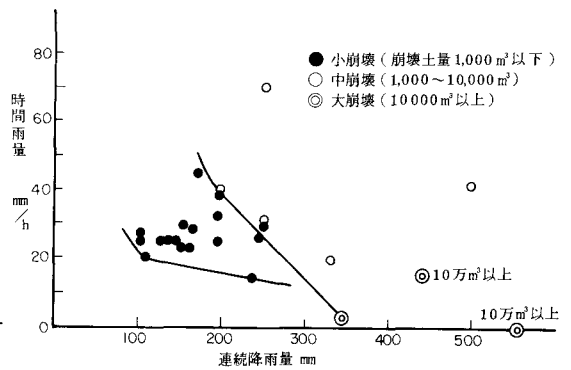


図 2.2.7 降雨量, 降雨強度と崩壊の関係

この規準は範囲が広く, またのり高に制限があるため, 詳細な検討が必要な場合(例えば図 2.2.5 の b, c タイプのような崩壊が予想される場合)には以下に述べる二つの検討方法が考えられる。

i) 安定計算による方法

通常岩より構成されるのり面の安定計算は, あまり行われていない。この理由としては次のことがあげられる。

- ① 通常発生する崩壊規模 ($1,000 \text{ m}^3$ 以下が大多数) から考えられる外力(滑動力)に比べて地山のせん断強さのばらつきの範囲が大きすぎる。
- ② すべり面をどこに想定してよいのか分からない場合が多い。
- ③ 軟岩の場合, 切土後時間経過とともに強度が変化(低下)するのでせん断強さを特定しにくい。

以上の理由を逆に考えると, 安定計算が可能な場合というのは, ①地山が比較的均一, ②起こるとすれば大崩壊(大規模のり面), ③比較的単純な地質構造, ④地山条件の経年変化が少ない, ⑤過去にすべりが発生したことがあり, そのすべり面が判明している。といった条件のいくつかを備えている必要がある。結果的には岩盤よりも土砂のり面に適用されることが多い。

計算法としては安全率で評価される極限つり合い法が一般的である。

ii) 経験工学的検討方法

図 2.2.8 は高速道路における軟岩の切土のり面の勾配採用実態を示したものである(日本道路公団, 1983)。図の採用率 a は, 崩壊のり面頻度 b と健全なり面頻度 c の和であり, 崩壊率 Q は, b と a の比である。

$$a = b + c \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Q = \frac{b}{a} \times 100 (\%) \quad \dots\dots\dots (2)$$

同図から次のことがいえる。

- ① 高速道路の場合, 全般的に 1 : 0.8 より緩勾配が多い。

② 新第三紀層は圧倒的に1:1.0が多く、古生層、火成岩、変成岩はばらつきが多い。

③ 崩壊率は全般的に1:0.8より急勾配で高いが第三紀層、古生層、変成岩では緩勾配でも崩壊している。

以上の実態から現実的には画一的に1:0.8といった統一勾配を採用せず、崩壊を起こす可能性がある地質では別途経験工学的設計検討がなされるのが一般的である。

経験工学には技術者個人の体験による臨床的方法がこれまで主体を占めて来た。しかしこれは個人差が出やすく、また名人芸的要素を多くもつため、技術の伝承・普及に問題点が多く最近過去の実績データを統計的に整理した客観的手法が多く採用されるようになってきている。

実績データの収集はまず過去に建設したのり面の①地山条件(例えば土質定数)、②設計施工条件(例えば勾配)、③安定状況(その結果崩壊したか、健全か)、の三要素を把握する必要がある。これは既存ののり面から今からでも摘み取ることができるが、特に①は掘削中ほど詳細な情報を得ることができる。

図2.2.9は、中、古生層と火成岩を対象とした亀裂の程度—のり勾配—安定状況の関数の実績を整理した例である(奥園, 1983)。

横軸の亀裂係数 C_r とは、地山の亀裂の多少を弾性波(P波)速度で評価したもので次式より求める。

$$C_r = 1 - \left(\frac{V_{p2}}{V_{p1}} \right)^2 \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 V_{p1} : その地山から採取した代表的無亀裂の供試体の超音波伝播速度m/s

V_{p2} : 検討対象のり面の該当位置の地山弾性波速度(掘削前・中に測定) m/s

すなわち、地山に亀裂が多くなるほど $V_{p2} < V_{p1}$ となり、 C_r は1.0に近づくと、亀裂がなければ $V_{p2} = V_{p1}$ となり、 C_r は0となる性質のものである。

同図にプロットされた・、○印は高速道路の切土のり面の実績で、それぞれ崩壊のり面、健全のり面のデータである。同図も右上側(亀裂の多い部分を急勾配で切った)に崩壊サンプルが集中しており、不安定側といえる。破線は概略の限界勾配線であり、この線より下側が一応の設計の目安となる。

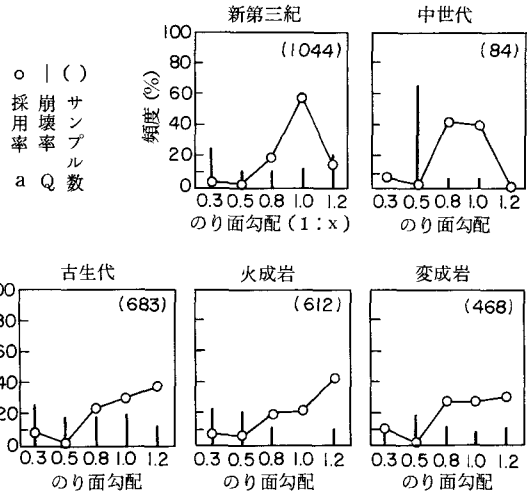


図 2.2.8 軟岩の地質ごとののり面採用率 (日本道路公団, 1983)

講 座

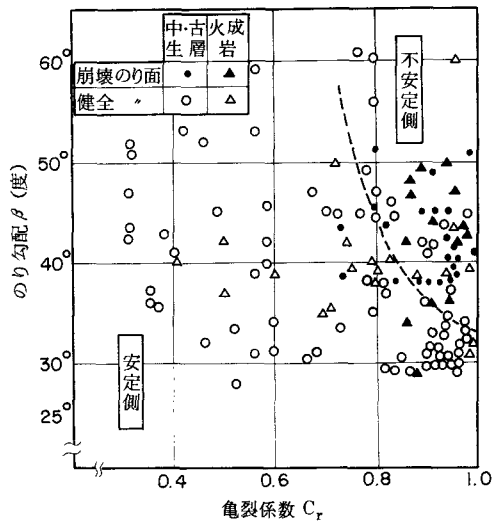


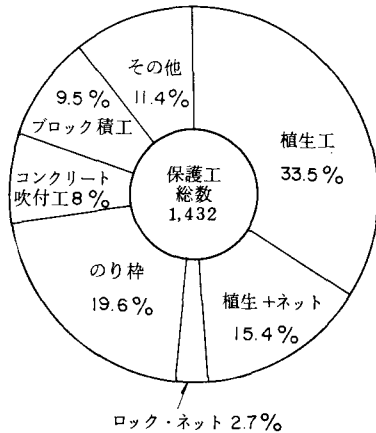
図 2.2.9 亀裂係数、のり勾配とのり面の安定性 (奥園, 1983)

(2) のり面保護工の設計

切土のり面は、切った時点にたとえ健全であっても時間経過とともに風化等により劣化して行くものであり、盛土のように「雨降って地固まる」という要素はほとんどないといってよい。安定側に変化する要素としては、わずかに植生の繁茂による浸食防止と根系による緊縛力の増加であろう。

図 2.2.10 は高速道路における保護工の採用実態を工種別に比率で表わしたものである。なお、この比率は箇所数の比較であって、面積比ではない（面積比では、さらに植生工の占める割合が高いと思われる）。

図 2.2.11 は同様に、工種別に変状の実態を調べたものである（奥園，1983）。なお、実態調査は、開通後 5 年以上経過したのり面を対象としている。



工種	変状発生頻度 (%)			
	20	40	60	80
植生工	重度変状	変状なし		
植生+ネット	変状なし			
のり枠(土砂)	変状なし			
のり枠(栗石)	変状なし			
コンクリート吹付	変状なし			
ブロック積	変状なし			

図 2.2.10 高速道路ののり面実態調査における保護工採用率 (奥園, 1983)

図 2.2.11 実態調査対象のり面における保護工ごとの地山の変状 (奥園, 1983)

ここに示されている重度の変状とは、地山を含めたある程度まとまった範囲の変状であり、なるべく早期に補修すべきと思われる程度の状態をいい、軽微変状とは、小規模で地山表層のみを含めた保護工自体の変状をいう。同図から、やはり安価な工種ほど変状発生頻度は高いという概略の傾向は伺えるが、たとえば単価のほぼ同じのり枠工とコンクリート吹付け工とを比較すると、前者の方が変状発生率が高いことがわかる。なお、ここでいう変状は、あくまでものり面内での評価であり、道路や道路区域外に影響を与えるか否かは別問題と解釈されたい。

のり面保護工種の決定も、現在のところ考え方に不統一な面が多く現場技術者の経験差等によって個人差が出やすい要素も持っている。

のり面保護工の決定のポイントは、降雨等による悪影響を受けても、また将来風化が進んでも崩壊を起こさないような勾配が確保されているか否かである。もし風化の進行によって崩壊や落石の心配がある場合には風化を抑制する工法（例えばコンクリート吹付け工のような密閉型）か崩壊を抑制する抗土圧型（例えばアンカー工、落石防護柵等）などいわゆる特殊のり面工を採用しなければならないことになる。

図 2.2.12 は保護工選定の目安をフローで示したものである（日本道路協会，1986を一部修正）

なお、このフローの中で個々の判断を下す際の判断基準としては、次の注を参考にする。

注1) 地山の土質に応じた安定勾配としては、2.2.3(1)で述べた地山の土質に対する標準のり面勾配の平均値程度を目安とする。

また、安定勾配が確保できない場合の対策として、可能ならば切直しが最も確実である。

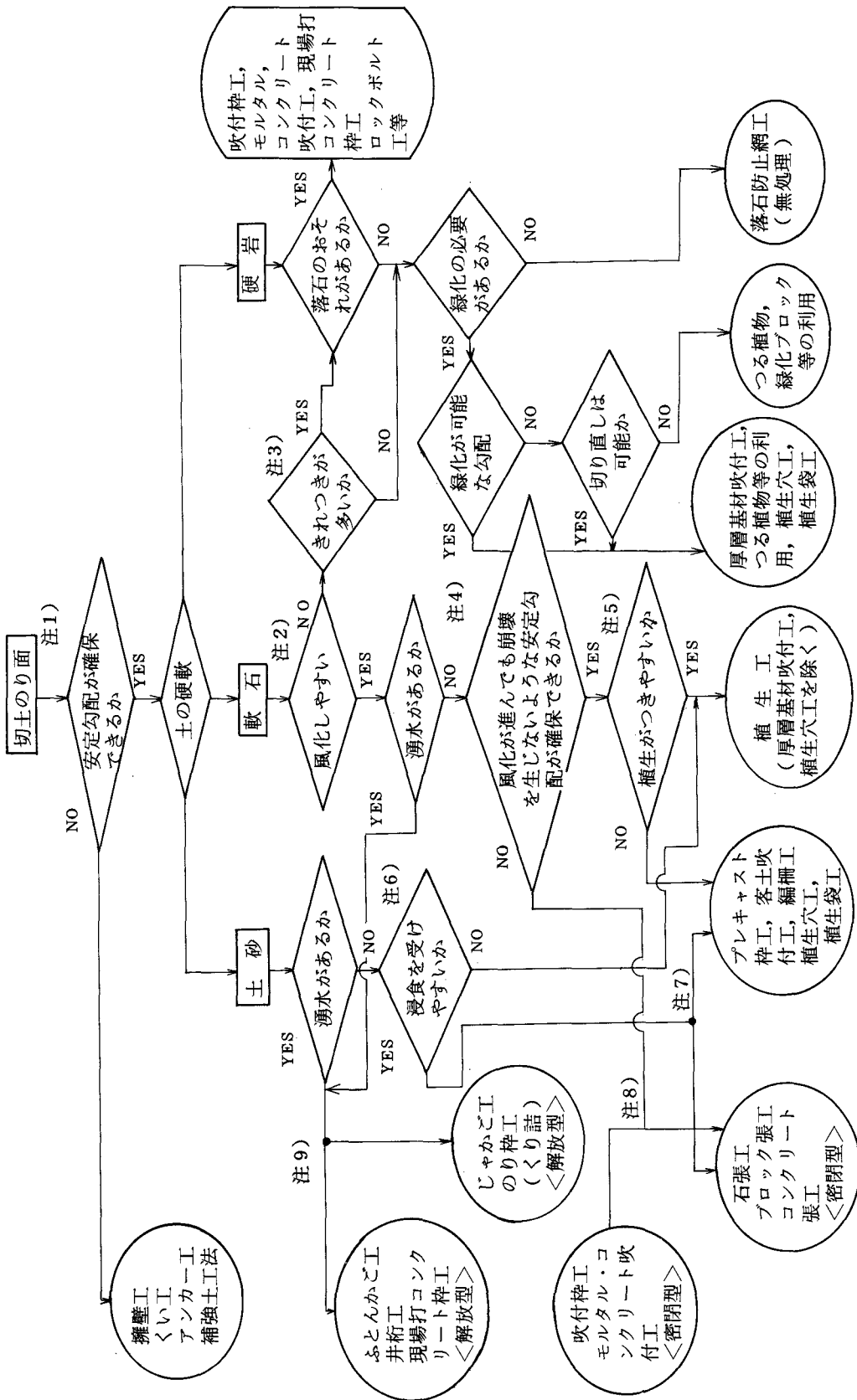


図 2.2.12 切土のり面におけるのり面保護工選定のフロー

注2) 第3紀の泥岩, 頁岩, 固結度の低い凝灰岩, 蛇紋岩などは切土による応力解放, その後の乾燥湿潤の繰返しや凍結融解の繰返し作用などによって風化しやすい。

注3) 亀裂が多い岩とは岩盤区分CL以下, 亀裂係数0.9以上を目安とする。

注4) 風化が進んでも崩壊を生じないような岩の安定勾配としては, 土砂の標準のり面勾配の平均値程度を目安とする。

注5) 風化がそれほど進んでない場合には緑化基礎工を設置して客土吹付工を行う必要がある。

注6) マサ, シラス, 山砂, 段丘れき層など, 主として砂質土からなる土砂は表面水による浸食に特に弱い。

注7) および注8) 緑化の必要性の有無, 重要度, 施工性などを勘案して判断する。

注9) 主として安定度の高低によって判断し, 安定度が特に低い場合にふとんかご工, 井桁工, 現場打コンクリート砕工を用いる。

2.2.4 切土のり面防災技術の将来展望

切土のり面は崩壊すると人命にかかわる大災害となる危険性をもちながら, 不確定要素をもつため相変わらず経験工学の占める比重が多く, 事後対策に追われているのが現状である。いっぽう, のり面工にかかる費用は, 平方メートル当り数百円から数万円までの開きがあり, いったん災害が発生すると一つのり面でも数億円の復旧費が費されることもある。安全でかつ経済的なり面を建設し, 管理するためには, やはり現在の技術自体のレベルアップとともに, 現場技術者の技術力の向上が必要である。

図2.2.13 はのり面の調査から設計, 施工, 完成後の維持管理に至る間に関係する技術のなかで今後発展がのぞまれる, 充実する価値のあると思われる項目を整理したものである。

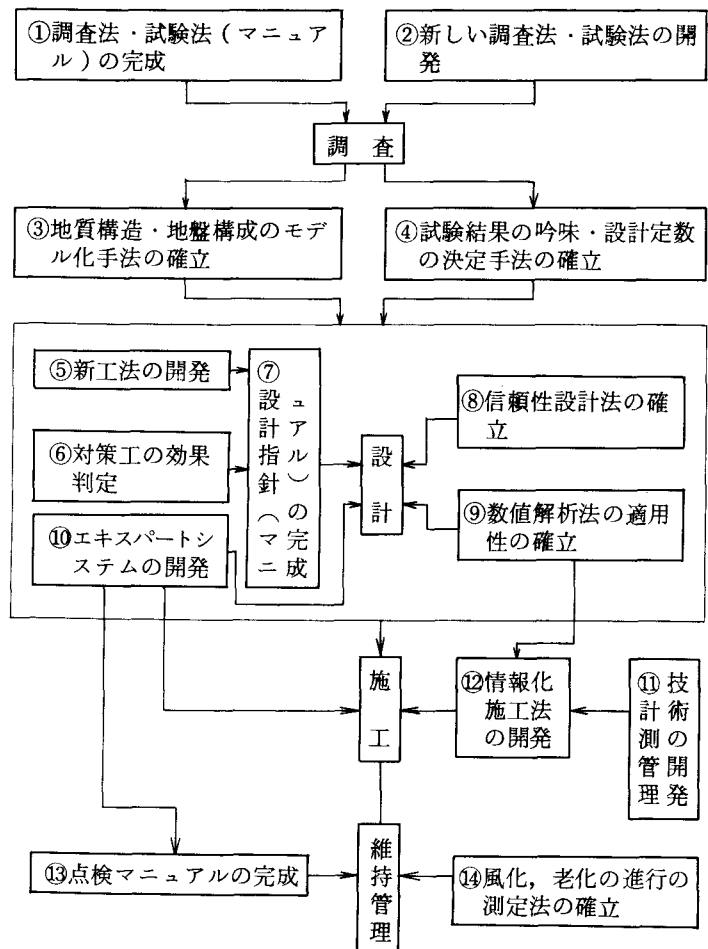


図2.2.13 のり面对策に関する技術開発項目相互の位置づけ

このなかで, 特に防災地質の面で直接, 間接的に関係ある項目について解説する。

(1) 調査法, 試験法の整備

切土のり面の安定性に関する技術は, 地質学, 岩盤工学, 土質工学, それに土木施工技術等を加えた境界領域に位置する総合的技術である。したがって目的に応じた独自の調査, 試験法を適用する必要がある。

土木学会の岩盤力学委員会(軟岩小委員会)では目下「軟岩試験法」, 「軟岩評価法」を検討中である。

また, 土質工学会では61年5月に出版した「堆積軟岩の工学的性質とその応用」—土質基礎ライブラリー—30において第三紀層の風化を, さらに現在「風化残積土地盤の物理的, 力学的性質研究委員会」に於いて, 火成岩の風化をそれぞれ検討している。

岩盤(地山)は時間経過とともに風化し, 切土(掘削)によってゆるみ, その後劣化し, 強度が低下する。

これらの現象を整理したのが図2.2.14である。

図のその1は長期(地質年代的時間)間の風化によって表層から深部に向けて漸移的に軟化が進んでいる部分を切土し, その後, のり面表層から劣化が進んだ状態の断面図である。

図その2は, その過程を時間的に説明した概念図である。すなわち,

① 一次風化; 図の①に相当する。つまり, 長期の自然の外力によって風化(物理, 化学的)を受け, ゆっくり強度低下して来た状態をいい, ここでは, 一次風化とよぶことにする。

② 掘削時のゆるみ; 図の②に相当する。つまり切土(掘削)時の重機, 発破等による乱れ, および応力開放に伴う弾, 塑性変形, 吸水膨張による強度低下をいい, ここではゆるみとよぶことにする。

③ 二次的風化; 図の③に相当する。つまり, 切土後新しく地表面(のり面)となった部分が, その後の外力(乾湿繰返し, 凍結融解繰返し, 表層水による溶脱等)によって比較的急速に強度低下する現象をいい, ここでは「二次風化」または「劣化」とよぶことにする。

以上切土特有の風化, ゆるみ, 劣化を事前調査, 試験によって予測する技術およびこれらの現象を工事中や事後に把握する技術(情報化施工や追跡調査)の進歩が望まれるところである。

(2) 解析手法の確立

2.2.3(1)で切土(岩盤)ののり面の安定計算はあまり行われないこととその理由を述べた。しかしのり面抑止工(くい工, アンカー工など)の設計を行う場合は, 設計外力を計算する必要がある。また, 切土高50mを越えるような長大切土の場合, 地山の変形も大きく, 安定解析を行う必要性が出てくる。この場合従来の極限つり合い法に代って将来は有限要素法を含む数値解析法が有望な手法と考えられる。

この手法はのり面細部ごとの安定性(局所安全率, 点安全率)や変位量が算出できるため, 対策工を適用する際便利である。

数値解析には多くの手法があるが表2.2.1にそれぞれの特長を示す。このうち比較的容易に計算可能な

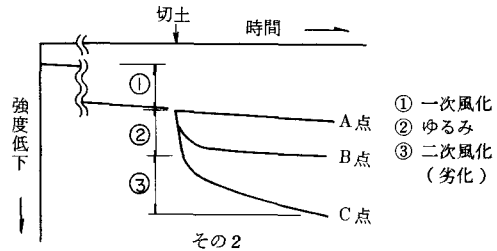
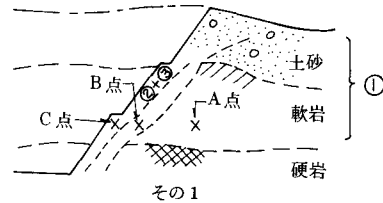


図2.2.14 風化, ゆるみ, 劣化の概念図

表 2.2.1 解析手法総括表

	使用			適用地盤			変形				応力			検討対象				備考		
	使用頻度	解析法の難易	解析費用	均一地盤	不均一地盤	不連続性	微小変形	大変形	すべり挙動	転倒挙動	変形挙動メカニズム	応力分布	応力追跡	つり合い状況	斜面安定	斜面変形	地すべり予測		地すべり中の挙動	
数値解析手法	円弧すべり法	多	容易	安	○	○	×	×	×	×	×	×	×	○	○	×	○	×	安全率が明確に得られる	
	複合すべり法	多	容易	安	○	○	△	×	×	×	×	×	×	○	○	×	○	△	安全率が明確に得られる	
	F.E.M. 弾性解析	多	容易	安	○	○	△	○	×	×	×	△	○	×	△	△	△	×	微小変形状態での要素安全率が得られる	
	F.F.M. 非線形弾性解析	中	中	中	○	○	△	○	△	△	×	△	○	△	△	△	○	△	△	大きなひずみ状態での要素安全率が得られる
	F.E.M. 弾塑性解析	中	難	高	○	○	△	○	○	△	×	○	○	○	△	○	○	○	○	塑性領域の発達メカニズムが追跡可
	F.E.M. 粘弾性解析	小	難	高	○	○	△	○	○	○	×	○	○	○	△	△	○	○	○	時間依存の変形追跡
	R.B.S.M (弾塑性)	小	難	高	○	○	○	×	△	○	×	○	○	○	○	×	○	△	○	塑性領域の発達メカニズム
	D.E.M.	無	難	—	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	転倒等の運動状況を追跡可, 研究レベル
B.E.M.	無	難	—	○	△	×	○	△	×	×	△	○	△	△	△	△	△	×	地盤問題には適さない	

○: 適する, 扱える △: 工夫すれば扱える ×: 不適, 扱えない

ものとして、極限つり合い法の他に F.E.M.、弾性解析、非線形弾性解析がもっともよく使用される。これらの使い分けは図 2.2.15 に示すような段階を追って行うことが望ましい（土質工学会，1986）。

いずれにしてもコンピューターの効率的活用が望まれる。

(3) 新工法の開発

a のり面抑止工の開発

切土のり面の安定に関して、最近とくに問題になってきているものに急峻な山岳道路等における切土の施工があげられる。

急峻な斜面において、のり面を通常の標準のり勾配で切土すると、図 2.2.16 の破線に示すように、斜面をスライスカットした長大のり面が出現することになる。このような長大のり面は自然破壊、景観の悪化等の環境上の問題が大きく、また施工上、維持管理上も問題を残すことになり、できるだけ長大のり面は避けることが望ましいといえる。

そこで、図 2.2.16 の実線に示すようなのり面を補強して、急勾配にしてのり面の安定を保つ工法が注

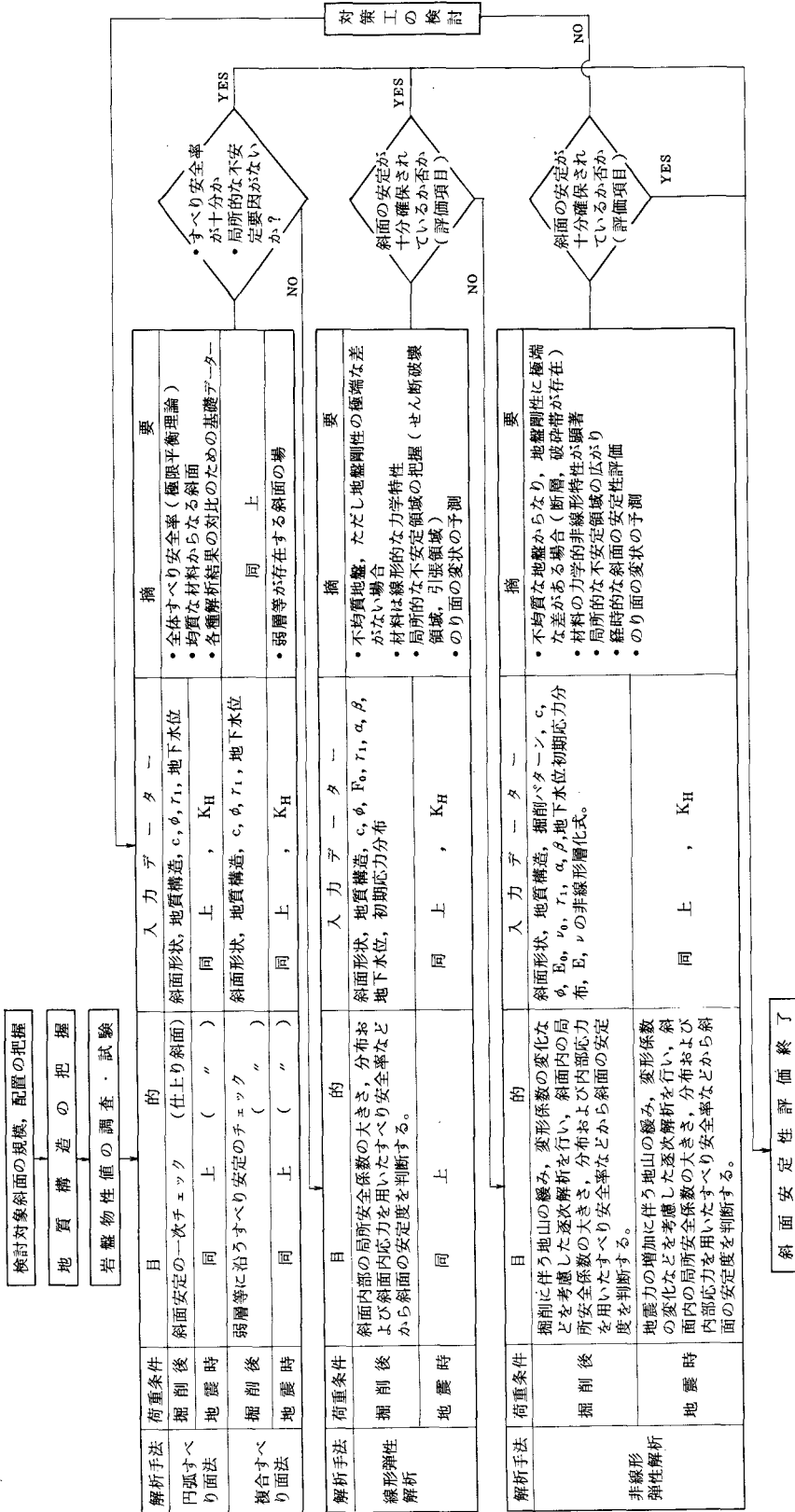


図 2.2.15 切取り斜面安定解析のための基本的フロー (土質工学会, 1986)

目されるようになってきている。

この補強方法として、従来からの抑止ぐいやロックアンカー工があるが、いずれも設計に対する考え方に問題点を残している。例えばアンカーのプレストレス型と待ち受け型（引止め型）の設計法の違いの明確化など、早急にマニュアルの整備を行う必要がある。

最近切土のり面でしばしば採用されるようになったのが鉄筋補強土工である。

本工法は地山に鉄筋や小径のパイプ等を深さ2～5m打設し、地山のあるゾーンを改良するもので、ドイツで開発されたネイリング（Nailing）工法やイタリアで開発されたルートパイル（RRP）工法などもこの一種と考えてよい。

b 鉄筋補強土の設計の考え方

鉄筋による切土のり面の補強工の設計法で確立されたものは現在のところないが、ここではいくつかの提案されたものを紹介する。表2.2.2は安定計算における補強土工法の考え方を示したものである。

表の①と②は、すべり土塊と不動地盤とを補強材で連結し、すべり力を補強材の伸長、または、補強材と土との付着力、摩擦力で対抗しようとするもので、待ち受け型のアンカー工法に類似した考え方である。①と②の違いは主としてすべり面の形状（地質構造と物性）に起因するものである。

③は補強したゾーンが一種の重力式擁壁に変るという考え方である。したがって設計は背面土圧に対する転倒、内部のせん断、底部のスライドの検討を行なうことになる。

④はすべり面に直角にくぎを打付けた状態であり、したがって補強材の一面せん断的な抵抗を考慮する方法である。この考え方を適用する条件としては、すべり土塊も不動土塊も剛体（岩盤）である必要がある。

以上の設計法はあくまで漸定的な考え方によるものである。将来多くの実験と現場の実績を積み重ねることにより、設計の指針を確立する必要がある。

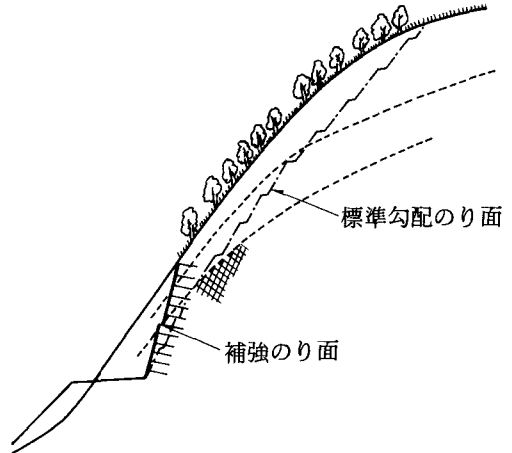

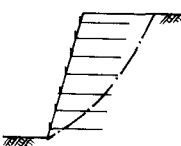
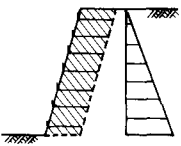
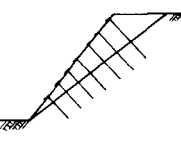


図2.2.16 鉄筋補強土工法による長大のり面の縮小化

表2.2.2 提案されている設計法（奥園，1986）

模 式 図	考 え 方（提案者）
① 	すべり形状を左図のように複合すべりと考える。補強材の伸張力で効果を考える。内部摩擦角は残留とする。
② 	すべり形状を円弧と仮定する。補強材の伸張力で効果を考える。
③ 	補強部分を一つの剛体と考える。背面土圧に剛体部分が擁壁に似た状態で抵抗する。
④ 	補強材のせん断強さで効果を考える。岩盤の直線すべりに適用。

(4) 情報化施工

切土のり面の安定性はどのように調査の精度を向上させても、また高度な安定解析手法を導入しても、地山の不均一性を考えると、当初から十分な安全率をもった設計（過大設計？）を行わないかぎり、破壊の確率の低減には限界がある。これを補充する方法として施工時あるいは完成後の情報によって軌道修正する方法がある。この情報化施工（とここでは呼ぶ）の優位性を示したのが図 2.2.17 である。

図の縦軸左側はのり面が破壊する確率、または真の安全率の要素を示すスケールであり、右側は工費（コスト）を示すものである。また、横軸は情報量を示すスケールで右に行くほど情報が多くなると考えてよい。

同図の a, a' 線はのり面における実際の（真の）安全率であり、情報が少ない段階ほどばらつきが大きく、リスクも大きい。また b 線はそのリスクをカバーすべく安全性を高めた設計を行った場合の工事費であり、当然リスクの大きい段階ほど工費増となる。b 線に調査費、観測費を加えたものが c 線でこれが総工費（トータルコスト）である。当然情報を多く得るには調査費等は増加する。しかし工費節減の要素の方が大きければ、トータルコストとして得である。

先に述べたとおり、不確定要因を多くもつ土構造物の設計・施工を十分に安全に対応すると過大な設計となる可能性が多く事業費が莫大になり不経済なものになる可能性が非常に高い。

従って、施工に入って以後の情報を入手し当初設計を修正しながら施工できるため次のような利点がある。

- イ. 不確定要因の解消
- ロ. 低い安全率で施工する事による事業費削減
- ハ. 地山挙動の把握により工事の安全性を高める

切土の場合地山がもっとも挙動、変形するのは、掘削作業、および降雨や地震時といった何らかの誘因を与えたときである。この変化をとらえる方法としては、現場の点検による目視観察と計器等による動態観測である。前者は広域的な概略診断であり、後者は精密検査と考えてよい。

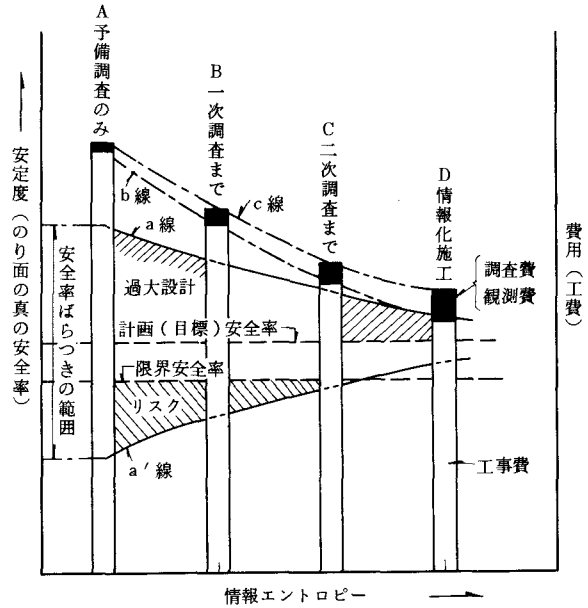
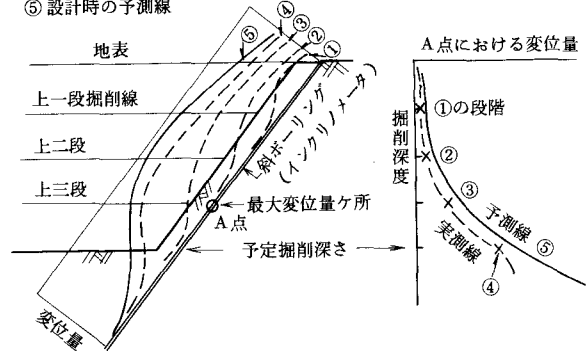


図 2.2.17 情報量と安定度、コストの関連性の概念図

- ① 上一段目掘削時変位量の分布量
- ② 上二段目 " "
- ③ 上三段目時、④ 予定掘削終了時
- ⑤ 設計時の予測線



(a) 掘削断面に応じた変位 (b) 掘削深度と A 点における変位測定の一例

図 2.2.18 切土施工中の変位測定の例

図 2.1.8 は事前に計器を埋設し切土施工段階に応じて観測し、切土深さ（応力）と変位量（ひずみ）との関係を整理する方法の概念を説明したものである。これによってあらかじめ設計時に求めた予測値または安定限界値と実測値の比較を行ない、掘削時の安全性、設計の妥当性（軌道修正の必要性）、完成後の安全性をチェックできる可能性が高い。

問題は予測値あるいは安定限界値をいかに正確に設定するかである。また、微小変位を正確にとらえることのできる計器の開発も重要な今後の課題である。

2.1 自然斜面

参 考 文 献

- 伊勢田哲也・落合英俊・棚橋由彦（1982）：土砂崩壊の実態と降雨特性との関係，昭和57年7月 長崎豪雨による災害の調査報告書，長崎大学学術調査団，59－71。
- 石原安雄 他（1976）：降雨特性と災害の予測について，昭和50年8月 風水害に関する調査研究総合報告書，107－109。
- 鎌田泰彦・松岡数充・近藤 寛（1982）：地質的条件からみた災害の特性，昭和57年7月 長崎豪雨による災害の調査報告書，長崎大学学術調査団，37－52。
- 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室（1976）：がけ崩れ災害について，土木研資料，第1109号。
- 木宮一邦（1972）：山崩れ頻発地での崩壊予知の研究 一大崩地区を例として一，応用地質，第13巻，第2号，75－90。
- ・長島 昭（1976）：七夕豪雨による静岡市周辺の崩壊箇所と崩壊発生時までの積算雨量，静岡大学地球科学研究報告，第2号，41－50。
- （1980）：斜面崩壊と水，自然災害と水—そのひきがねとなる水—，63－74。
- （1981）：崩壊斜面の自然植生による被覆状態の2,3の例，静岡大学教育学部研究報告（自然科学篇），第31号，57－68。
- ・小林千鶴（1984）：静岡新聞による地盤災害資料の収集とその解析，昭和59年 自然災害科学中部地区シンポ講演要旨集，17。
- （1985）：東海地域の崩壊，地盤の劣化とその地域特性を考慮した崩壊危険度の評価に関する研究，文部省科研費，自然災害特別研究成果 NoA-60-2，45－70。
- 道上正規（1982）：土砂災害発生の限界雨量，集中豪雨の予知と対策，文部省科研費，自然災害特別研究成果 NoA-56-5，58－59。
- 三梨 昂・他（1984）：58.7山陰豪雨による斜面崩壊の地質学的特性，島根大学地質学研究報告，第3号，3－20。
- 三浦 清（1984）：石見災害の2,3の地学的問題，島根大学地質学研究報告，第3号，21－28。
- 村野義郎（1968）：福井・岐阜県境の山地崩壊に関する統計的研究，防災科学技術総研報告，No15，19－31。
- 沖村 孝・羽田野誠一（1985）：数値地形モデルによる崩壊発生危険度の予知に関する研究，文部省科研費，自然災害特別研究(2)研究成果報告書，138p。
- 奥田 穰（1976）：地すべり・崩壊と降水量の関係，施工技術，vol. 9，No4，13－18。
- 奥西一夫・中川 鮮（1977）：高知県繁藤地区における山くずれの調査研究，山くずれと地質・地形構造の関連性に関する研究，文部省科研費，自然災害特別研究成果 NoA-51-4，93－102。

- 大滝俊夫(1965)：降雨によるがけくずれの水文学的研究，研究事報，vol. 17, No. 6。
- 新藤静夫・丹下 勲(1984)：大降雨時における地中水の挙動と地下水流出特性，谷頭部斜面に発生する崩壊と地中水の挙動，文部省科研費，自然災害特別研究(1)研究成果報告書，91-108。
- 鈴木雅一・小橋澄治(1981)：がけ崩れ発生と降雨の関係について，新砂防，vol. 34, No. 2, 16-26。
- 菅原正巳(1972)：流出解析法，共立出版，257 p。
- 田中 茂(1977)：山くずれと地質・地形構造の関連性に関する研究，総論，文部省科研費，自然災害特別研究成果 No. A-51-4, 5-12。
- 横田知昭(1965)：崩壊調査資料の地質別集計に基づく一考察，新砂防，No. 57, 16-31。

2.2 人工斜面(切取りのり面)

- 奥園誠之・島田忠則(1976)：これまでにみる切土のり面の崩壊形態とその対策，施工技術，9巻7号。
- (1983)：切土斜面の設計から維持管理まで，鹿島出版会。
- (1986)：補強土工法の種類と設計の考え方，土木技術，vol. 41, No. 10。
- 鴨下和義(1985)：最近の道路管理瑕疵事例，月刊建設，vol. 29。
- 土質工学会(1986)：堆積軟岩の工学的性質とその応用，土質基礎ライブラリー 30，第8章。
- 日本道路公団(1983)：設計要領第一集。
- 日本道路協会(1986)：のり面工・斜面安定工指針。

第3章 溪流災害

3.1 溪流災害の実態

道路や鉄道が横断する溪流，あるいは生活環境に近接する溪流に発生源をもつ土砂災害を総称して溪流災害と呼ぶ。溪流災害は土砂の流動形態によって土石流と溪流洪水（土砂流とも言う）に大別される。両者の区別については3.2節で詳述する。

溪流災害は毎年日本各地で発生し，多くの人的・物的被害を与えている。昭和59年の御岳山南山麓の王滝村の伝上川沿いの災害は，地震活動に起因するものとして耳新しい。また，昭和60年11月のコロンビア国ネバドデルルス火山の爆発に伴う泥流でアルメロ市が全滅した悲惨な災害は，今世紀最大の自然災害として忘れられない溪流災害となろう。

溪流災害は山岳地帯の谷部において発生することが多い。山岳地帯の集落は水の便や住居の便といった生活環境の面からどうしても谷の出口付近に営まれることが多いため，背後の谷で土石流が発生すると，それが集落を直撃するか，溪流洪水となって甚大な影響を集落へ及ぼすことになる。また，谷部を横断して，あるいは谷に並行して設けられた道路や鉄道等の構造物も同様な被害を被ることになる。

このような溪流災害は，急流河川の多い我が国の場合，海岸に面した都市部においてもみられることがある。古くは昭和13年7月の神戸市六甲山の谷々に発生した土石流が同市内まで押し寄せて，大災害となった例，新しくは昭和57年7月の長崎市浦上川などの支流にみられた溪流洪水に伴う大災害などはその例である。

3.2 溪流災害の形態

3.2.1 一般

斜面の崩壊をその種類と運動の形態の面から区分すると表3.1のような分類が可能である。表からも分かるとおり，溪流において発生する災害（溪流災害）は，崩壊土砂の運動の形態によってマスとしての流動形態をとる土石流と，掃流形態をとる溪流洪水（土砂流）とに大別される*。土石流と溪流洪水（土砂流）とでは発生の条件や，災害の規模，検査・調査の着眼点，対策法等が異なるので，各々の特性について十分理解しておく必要がある。

3.2.2 土石流

この項は主に河西（1980）の研究成果を参考として記述する。

（1）土石流の定義

山間の谷間には，過去の豪雨による山地崩壊や地震・地滑り等による崩壊で生じた大量の土砂が砂礫や岩塊などを混えて堆積した谷底平野を形成している。平常時はその上面を溪流が流れている。しかし，山

*：掃流は流水中にある個々の砂礫が水の力で流送される各個運搬（移動）であるのに対し，流動は流水中に大量に土砂が混じって，一種の流体マスとして移動する集合運搬（マスマーブメント）という違いがある。

表 3.1 斜面の種類と運動の形態の面からみた区分

運動の形態		斜面の種類		盛土斜面	切り取り・自然斜面	溪流
		浸食・掃流	滑動			
集合運搬	雨水や溪流の水の流水に土粒子や砂礫が各個に取り込まれて移動するもの	浸食・掃流		ガリー浸食	ガリー浸食	溪床土砂の掃流・洗掘および攻撃斜面における溪岸浸食（溪流洪水）
	地表構成物体が水の影響や衝動的な外力を受けることによってバランスを失い、その物体自身の重みによってマスとして動くもの	滑動		盛土崩壊	<ul style="list-style-type: none"> ・基盤内層からの滑動 ・流れ盤の滑り ・風化層または表土層の滑り 	
		クリープ			地滑りにおけるクリープ	
		崩落			落石 岩屑・土砂の崩落	
	流動		盛土の液状化（地震時）	岩屑なだれ 土砂なだれ	土石流	

地に異常な豪雨あるいは地震があると、谷底に堆積した土砂全体が土砂礫の流れとなって一挙に谷を流下し、ときに大災害を引き起こすことがある。これが土石流である。

土石流の定義は従来よりいろいろなものがあるが、河西（1980）は、谷口（1974）の「水のように乱れ要素を含んだ流体の掃流力による土砂の移動現象でなく、水深方向において濃度変化のないような土砂と水が一体化したもの。溪流の発生から停止に至る非定常的かつ発生と停止時においては物性の変化を伴う急速な流動現象の総称」、あるいは香川県県土保全対策調査研究会（1977）の「主として溪床堆積物が先頭に岩屑群から盛り上がりをもって、土、石、水が均質に混じり合って集合運搬形態をとって段波的に流下する現象」といった定義がもっともよくまとまっているとしている。

（2）土石流の発生原因

土石流の発生原因には次のような誘因と素因があり、両者の組み合わせで発生するものである。

誘因：豪雨 融雪 火山活動 地震

素因：山腹の崩壊（崩壊土砂の直接流下、天然ダムの決壊） 溪床堆積物の流動化

火山活動による熱雲の土石流の移動によるもの

（3）土石流の流動形態

土石流の流動形態の特徴は次のとおりである。

① 土石流の縦断面は先端部が2～6mの高さに盛り上がり、段波をなしており、直径数mに達する巨礫が集まって流下してくることが多い。なお妙高土石流の場合、図3.1のような4部分から構成されることが確認されている。これによれば最先端部には厚さ0.4～1mの低いブリフローが先行している。

② 大きい石ほど流れの表面や先頭部に集まりやすく、ときには先頭部は石のみからなっている流れのようにみえる。

③ 礫の多い先頭部が通過した後は、比較的濃度の低い、小さい礫を含んだ流れが続き、やがてさらに濃度が低くなり、流量も減少してゆく。

④ 単一の波ではなく、いくつもの段波が間欠的にやってくる場合が多い。

⑤ 流動の横断形状は、先端部や間欠的にやってくる段波の部分では中央部が盛り上がったかまぼこ型をなしているが、後続の流量が減少してゆく部分では中央部が窪んでいる。

⑥ 過去に報告された土石流の平均速度は1～30m/sと大きくばらついている。これはその構成物、規模、溪床勾配、測定位置等で流速が異なるためである。流速はまず溪床勾配に左右され、急勾配では速く、緩勾配では遅い。また、構成物が礫質なものほど遅く、泥質なものほど速い。さらに流速はその規模（流量）に比例する。

⑦ 表面にみえる礫の進行速度は平均流速よりも速く、底面から表面に行くほど速くなるような流速分布をもっている。

⑧ 土石流が発生するまでは水の流出はほとんどなく、土石流の発生とともに、これを追うように多量の水が続く。

⑨ 土石流は流下途中に分布する溪床礫をとりこみながら次第に成長してゆき、流下跡はU字状の谷となる。

⑩ 慣性力が大きいと、湾曲部では表面が内側へ大きく傾斜して流動する。そのため低い尾根などからなる湾曲部では、それをのり越えて隣の谷へ流下することもありうる。

(4) 土石流の停止と堆積

土石流の流下過程は土砂生産部（発生部）、洗掘部、堆積部に区分される。過去の土石流の発生部と堆積部の勾配をみると、前者が20～60°、後者が1～15°の範囲にある。このように土石流は15°以下の勾配地点に達すると堆積を始めるが、その集合運搬を維持しながら流下する限界勾配は4°前後であるといわれている（奥田（1973））。しかし停止、堆積現象は勾配と溪流の幅および土石流の流動限界速度という観点から捉えるべきものであり、単に勾配のみで議論はできない。

河西（1980）は、茅原（1978）や武居（1960）の報告を引用し、土石流の堆積地形の特徴を次のようにまとめている。

① 土石流のあった溪流には溪床、溪床浸食→既存堆積物の洗掘、運搬→堆積からなる単元がいくつかみられる（谷口（1974））。

② この単元は小規模なもので300～400mの延長を有し、1つの土石流単元の先端は下流部の単元の浸食部を埋めている。

③ この単元の形態は図3.2のような、かまぼこ型の横断面と、概略2次曲線で表される縦断面を有している。

④ この堆積物は層状をなさない主部、上部を形成する粗粒の舌状部、表面部のサブユニットの3つの部分から構成されていることが多い。

(5) 土石流発生の要因

河西（1980）は土石流の発生に対する諸条件の関係を図3.3に示したようにまとめている。

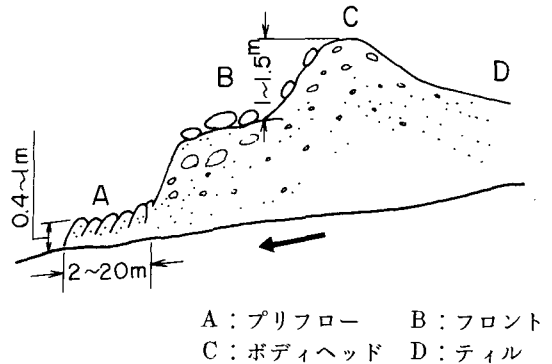


図 3.1 段波の形成（茅原他，1978）

土石流の発生には①土砂の供給と②土砂の流動が必要である。土石流を構成する土砂は発生時に山腹崩壊により供給されたものと、過去の崩壊堆積物で溪床に存在していたものがある。山腹が崩壊するか否かの崩壊条件は降雨・地形・地質・植生条件に支配されるし、山腹崩壊土砂が土石流となるか否かの流動条件は降雨条件と地形条件に支配される。

i 地形条件：土石流は 30° 程度の山腹傾斜をもつ 0 次谷* あるいは 1 次谷* 谷頭部付近とその下流部の 20° 以上の溪床勾配をもつ部分で発生しやすいといえる。

ii 地質条件：いままでもなく崩壊しやすい地質の部分で発生しやすい。そのような地質条件の地域としては下記のものがある。

- ① 深層風化の進んだ酸性深成岩分布地帯
- ② 火山噴出物地帯（活火山の降灰地帯，シラス地帯，第三紀火山碎屑岩地帯）
- ③ 地質構造に影響された堆積岩地帯（ケスタ型，流れ盤型，メサ型，キャップロック型）
- ④ 断層破碎帯地域

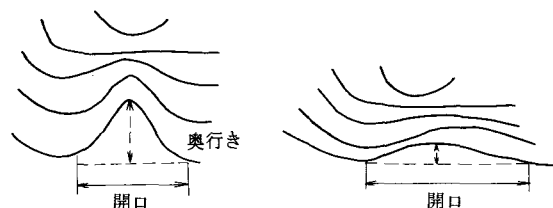
3.2.3 溪流洪水

表 3.1 に示したように崩壊土砂が溪流においてマスとして流動するのが土石流であるのに対し，掃流形態をとるものを溪流洪水（土砂流）と呼んでいる。溪流横断地点の構造物に溪流洪水が与える影響件数は土石流災害に比べるとはるかに多い。

溪流洪水が横断構造物に与える災害の形態としては次のようなものがある。

* 谷の次数：

1/25,000 の地形図の等高線群の凹み具合が奥行きよりも大きなものを 1 次谷といい，小さいものを山腹（斜面）とみなす。山腹のうち一応等高線群の窪みが認められるものを 0 次谷と呼んでいる。1 次谷と 1 次谷が合流すると 2 次谷，2 次谷と 2 次谷が合流すると 3 次谷になるというように同次の谷が合流すると，その谷の次数プラス 1 の谷次数となる。



開口幅 < 奥行き〔1 次谷〕 開口幅 > 奥行き〔0 次谷〕

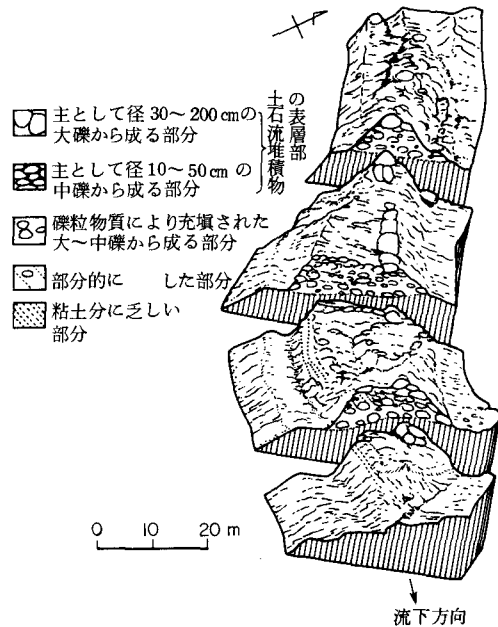


図 3.2 土石流堆積の状態（武居，1980）

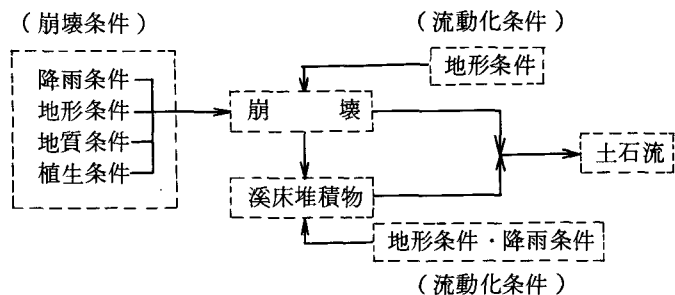


図 3.3 土石流の発生条件の相互関連図（河西（1980）の図を一部修正）

- ① 横断構造物の排水容量を超える流量の場合、上流への湛水あるいは構造物の越流
- ② 横断構造物の基礎および護岸・盛土尻等の洗掘
- ③ 掃流土砂や流木等による横断構造物のダムアップ

溪流の集水域は小規模であり、流出水量そのものは少ないので、横断構造物の排水容量もそれに対応して小さいことが多い。溪流は山地源流部の土砂生産地に近く、急勾配の流れであるので、土砂の移動も活発である。ことに最近では山地部の開発がかなり進んでいることもあり、植生等の環境の変化に伴い、山地の荒廃が進んでいる部分が出てきている。このような部分では降雨に伴う流出形態もかなり変化し、急激な溪流洪水をひき起こす可能性もある。このように過去の災害歴だけでなく環境変化に対しても留意しなければならないのが溪流洪水の特徴といえるかもしれない。

3.3 溪流災害の調査・判定法

ここでは記述の都合上、防災の対象となるものを線路や道路等の線状構造物と考える。

以下この節は旧国鉄の施設局土木課の方で溪流災害の調査マニュアル作成を目的として進められていた検討原案を主な参考として記述する。

3.3.1 調査対象区間の選定

(1) 対象溪流の抽出

溪流災害の調査対象は線区の過去の災害歴および対象地域の地形立地条件をもとに次のような区間を対象とすればよい。

- i 過去に土砂流出の履歴のある場所
- ii 次の地形条件に相当する区間

山地：溪流災害の発生源となる溪流は河川の水系全体のなかの源流部の小流域であり、これは地形図上では山地の谷地形（水流の描かれていない部分も含む）に相当するので、まず山間部が対象となる。

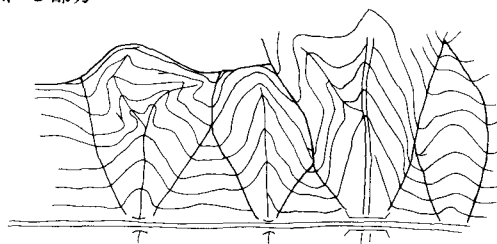
対象線区が平地や緩傾斜部にあっても背後に有害土砂を保有する山地溪流流域がある場所

起伏の大きな丘陵 扇状地 山麓緩傾斜面 火山山麓 谷の浅い段丘
 谷の出口の低地部 その他土砂流入が予想される部分

対象区間が決まったら1/25,000の地形図を用い、線路、道路等の横過地点とその上流部地域を抽出し、右記に示した溪流、河川、斜面を区分したうえで溪流部分のみを調査対象溪流とする（図3.4参照）。

溪流：横過地点の谷次数が1次以上で、その点より上流部の流域面積が概ね10km²未満*のもの

河川：横過地点の流路に常時流水があり、その点より上流部の流域面積が概ね10km²以上の



谷 次 数	2	—	1	—	5	—	0
流域面積(km ²)	0.3	—	0.2	—	12.0	—	0.2
判 定	溪流	斜面	溪流	斜面	河川	斜面	斜面

図 3.4 斜面・溪流・河川の区別

* 土木研究所の調査によれば、わが国の溪流災害（土石流、溪流洪水）のほとんどは10km²未満の溪流に集中しているとされるので、この値を採用した。

もの

斜面：隣り合う溪流や河川に挟まれた部分

(2) 流域区分図の作成

1/25,000の地形図を用いて、下記の項目等を記入した流域区分図を作成する。この時の調査要領については後述の(3)を参考とされたい。

- a : 斜面, 溪流, 河川の区分
- b : 排水施設
- c : 溪床勾配区分
- d : 検査対象溪流
- e : 災害履歴
- f : 分水界

(3) 対象溪流に対する概略調査

検査の対象と決めた溪流に対して1/25,000の地形図および現地踏査によって調査を行う。

i 地形図による調査

- a : 集水面積 (1/25,000の地形図を用いて集水面積を求める)
- b : 溪床勾配 (本流の主流路とみなされる河道を選び、溪流横断面から上流への溪床縦断面を1/25,000の地形図から示す(図3.5参照))。

ii 現地踏査による把握

- c : 横断構造物の構造, 排水断面形状
 - 橋桁等の空頭高さ
 - 構造形式, 径間, 河積障害率
 - 排水横断形状, 径深*, 排水可能断面率
- d : 横断構造物と交差流路の位置関係 (図3.6参照)
 - 交差角度(α), 交差点での流路の屈曲角度(θ)
- e : 横断構造物交差部の溪床状況, 堆砂状況
 - 溪床土砂を構成する最大礫径, 堆積の状況

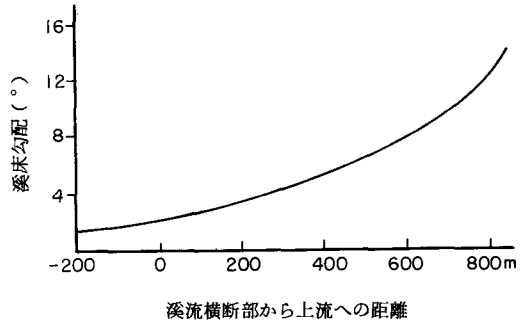


図3.5 溪床縦断面図の例

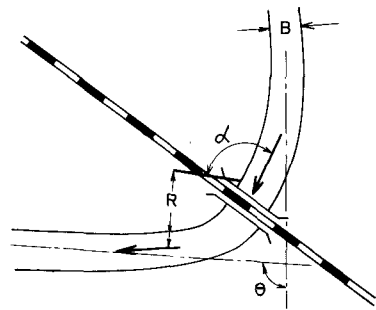


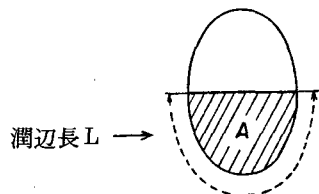
図3.6 横断構造物と交差流路の位置関係

3.3.2 土砂流出形態の推定

対象溪流において溪流災害が発生するとした場合、集合運搬による土石流タイプ、各個運搬による溪流洪水(土砂流)タイプのいずれの形態をとるかは、一義的には対象横断構造物地点より上流側数100m間の平均溪床勾配に支配される。過去の全国各地の溪流災害事例からみて、概ね表3.2のように考えればよいといえる。対象横断構造物地点よ

河道の屈曲の割合(R/B)が10以下となるような河道ではせりあがりのため、氾濫しやすい。特に屈曲角度(θ)が 30° を超えるような場合は、この傾向が強いとされている。

* 径深：管路等の流水断面面積Aを潤辺長Lで除したもの
 径深 = A/L



り上流約200m間の溪床勾配が 1° 未満の場合、土石流の可能性はほとんどないといってよいようである。

3.3.3 溪流沿いの構造物の安全度の検討

(1) 土石流区域内

土砂の流出形態が土石流である溪流における構造物の安全性に関しては、①土石流の直撃に対して安全か、②土石流の堆積に対して安全かの両面から考えねばならない。これら进行评估することは困難であるが、おおよその目安として表3.3のようなものを設けることができるだろう。

1) 土石流直撃に対する安全性

土石流は図3.1に示したように、先端に巨礫が集中し、盛り上がり流下する。構造物がこの直撃を受けると、重大な損害を被ることとなる。

土石流の直撃に対する安全性は図3.7のフローにより概略評価する。

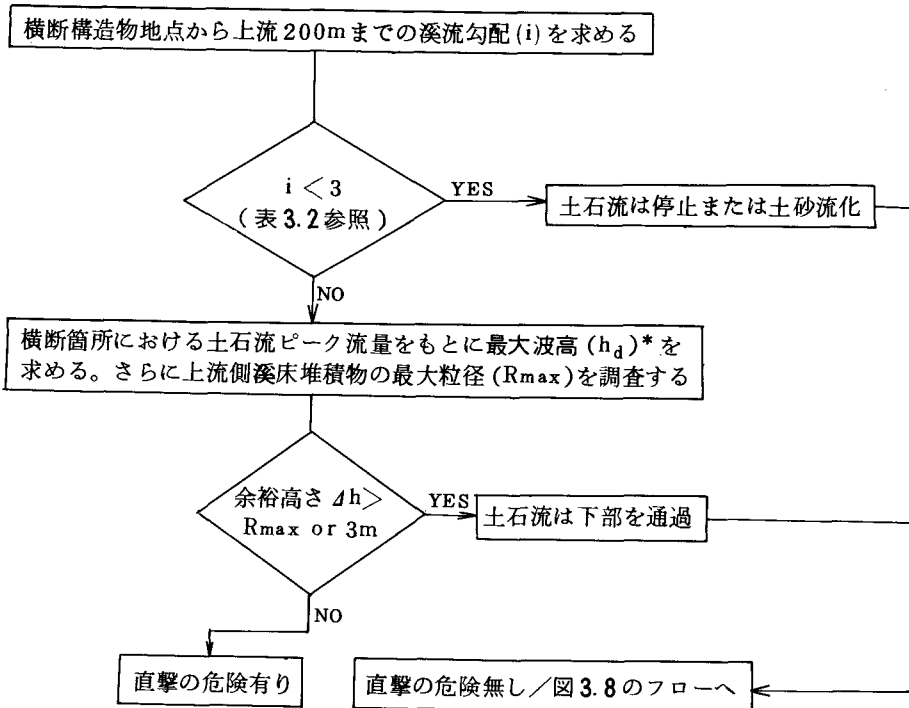


図3.7 土石流の直撃に対する安全性の評価フロー

表3.2 溪床の勾配と土砂流出の形態

土砂運搬の形態	溪流災害の区分	溪床勾配区分 ⁺
集合運搬(流動)	土石流の発生・流下 集合運搬の停止 後続流土砂の堆積	$10^\circ \leq \theta$
		$3^\circ \leq \theta < 10^\circ$
		$1^\circ \leq \theta < 3^\circ$
各個運搬(掃流)	溪流洪水(土砂流)	$0^\circ \leq \theta < 1^\circ$

+ 溪流横断構造物より約200m間の溪床勾配で考えればよい

表3.3 土石流区域内の構造物の安全性の目安

危険な例	安全な例
<ul style="list-style-type: none"> 盛土の伏樋, ボックスラーメン 流路内にある桁橋, 背の低い橋 流路屈曲部の構造物 	<ul style="list-style-type: none"> 空頭が大きく, 長スパンのPC橋, あるいはトラス橋 砂防ダム等によって土砂の貯留が十分に見込めるもの

2) 土石流の堆積に対する安全性

図 3.7 のフローにおいて「土石流直撃の危険無し」と判断されたものでも、溪床勾配が上流側 200m 間で 1° 以上ある場合、図 3.8 に示したフローに基づいて、土石流の後続流による堆積・崩上によって横断構造物が埋設する危険性を概略評価する。

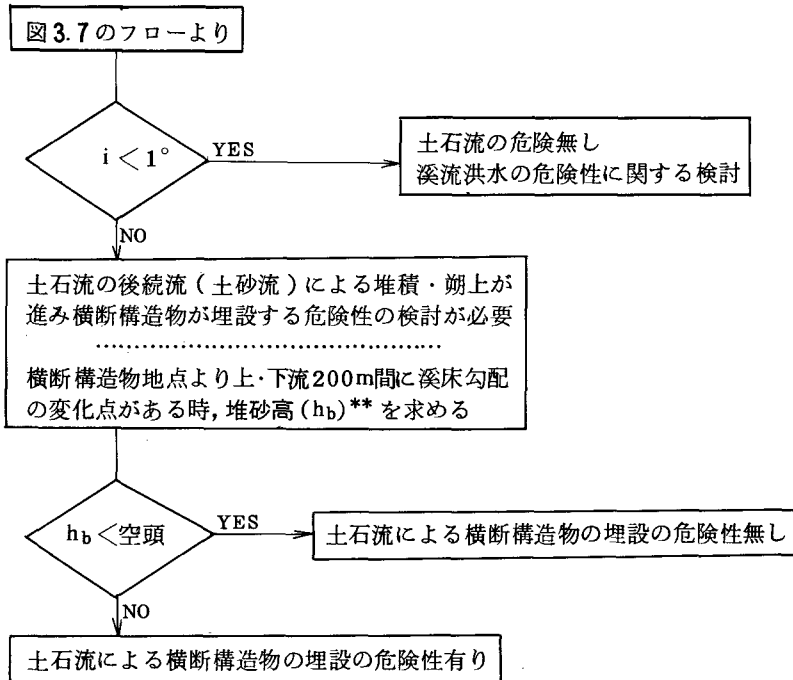


図 3.8 土石流の堆積に対する安全性の評価フロー

(2) 溪流洪水区域内

土砂流出の形態が溪流洪水である場合（表 3.2 参照），溪流における横断構造物等の排水設備が，想定される洪水のピーク流量に対して十分安全な排水容量をもっているかを検討する必要がある。

排水設備の余裕率 (S) は下式で表される。

$$S = \text{排水可能流量} / \text{洪水ピーク流量}$$

* 土石流の最大波高 (h_d) は下式を参考として求めればよい（図 3.7 脚注）。

$$h_d = Q_{sp} / (B_d \cdot U_f)$$

$$= (Q_{sp} / (B_d \cdot A))^{2/5}$$

$$\text{ここに } Q_{sp} = Q_p + Q_v = Q_p \cdot C_0 / (C_0 - C_d)$$

$$B_d = 3 Q_p^{1/2}$$

$$U_f = [2.8 \{ g \cdot \sin \theta (C_d + (1 - C_d) \rho / \sigma) \}^{1/2} \{ (C_0 / C_d)^{1/2} - 1 \} d_m] \cdot$$

$$h_d^{3/2}$$

$$= A \cdot h_d^{3/2}$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 Q_p : 流水のピーク流量 Q_v : 河床堆積物 (水+土砂) の量

C_0 : 河床堆積物の濃度 C_d : 流下土石流の土砂濃度 g : 重力の加速度 (m/s^2)

θ : 溪床勾配 ρ : 水の密度 σ : 砂礫密度 d_m : 平均粒径 (m)

安全な排水設備の基準としては、①洪水流の波動、②曲流部でのせり上がり、③土砂の混入や流木の浮遊、等の影響を考慮して、一般に $S \geq 3$ 程度を基準とすればよいとされている。

排水可能流量、および洪水ピーク流量は概略次の計算により求めればよい。

1) 排水能力

排水設備の排水能力は次式によって求める。

$$Q = A \cdot V \quad Q: \text{排水可能流量} \quad A: \text{排水断面積 (m}^2\text{)} \quad V: \text{平均流速 (m/s)}$$

断面積 A のうち、自然溪床をもった桁橋の場合は、排水断面と内接する台形、放物線等によって近似した断面を用いる。平均流速 V は下に示したマンニングの公式で求める。

$$V = R^{2/3} \cdot I^{1/2} / n \quad R: \text{径深 (= } A/L \text{) (m)} \quad (3.3.1 (3) \text{ の脚注参照})$$

I : 勾配

n : 粗度係数 ($\text{sec/m}^{1/3}$)

自然流路の場合下の値を参考にすればよい

断面一樣な直線水路	0.015～0.030
線形、断面とも規則正しく、水深大	0.025～0.040
蛇行線形 石礫床、水深小	0.045～0.060
蛇行や淵瀬の変化著しく、水草多し	0.050～0.080

2) 洪水ピーク流量

洪水到達時間を継続時間とする N 年確率雨量強度をもとに次式で概略求めればよい。

$$Q_{\max} = A \cdot f \cdot r / 3.6 \quad Q_{\max}: \text{ピーク流量 (m}^3\text{/s)}$$

A : 流域面積 (km^2)

f : 流出係数 (溪流の場合一般に 0.8 程度)

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/hr)

$f \cdot r / 3.6$: 比流量 ($\text{m}^3\text{/s/km}^2$)

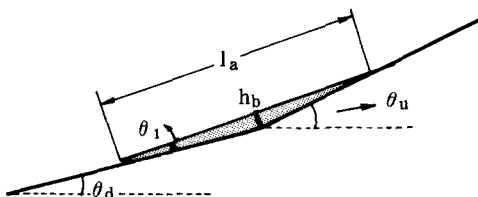
また、降雨の継続時間は土木技術研究所の自然流域に対して提案されている下式によればよい。

$$t = 1.67 \times 10^{-3} (l \cdot s^{1/2})^{0.7} \quad t: \text{降雨継続時間 (洪水到達時間) (hr)}$$

l : 流域の最遠点から横断排水設備までの流路長 (m)

** 堆砂高 (h_b) は下式を参考として求めればよい (図 3.8 脚注)。

$$\begin{aligned} h_b &= l_a \cdot \tan \theta_1 / 2 \\ &= (V_p / \tan \theta_1)^{1/2} \cdot \tan \theta_1 = (V_p \cdot \tan \theta_1)^{1/2} \\ &= \left(\int_0^{3600} 5.5 (\tan^2 \theta_u - \tan^2 \theta_d) q \cdot dt \right) \tan \theta_1^{1/2} \end{aligned}$$



h_b : 土砂堆積高さ (最大)

l_a : 土砂堆積長

V_p : 土砂堆積量

θ_u : 上流河床勾配

θ_d : 下流河床勾配

θ_1 : $(\theta_u - \theta_d) / 2$

q : 単位川幅当たりの流量

s : 流域の最遠点から横断排水設備までの平均勾配
適用の範囲 $A < 50 \text{ km}^2$ $s > 1/500$

洪水到達時間内の平均雨量強度 r は次式で求められるものである。

$$r = I^{24}_N / 24 = R^{24}_N \cdot \beta^1_N / 24 = R^{24}_N \cdot a' / [24(t + b)]$$

I^{24}_N : N年確率の日雨量単位の降雨強度

想定する雨量強度の確率年数(N)は通常10年以上を準用すればよいが、特に重要度の高い構造物に対しては、さらにランクを上げるなど、実態に則して変更する必要がある。

R^{24}_N : N年確率の24時間雨量

β^1_N : N年確率の特性係数

b : $(24 - \beta^1_N) / (\beta^1_N - 1)$

a' : $b + 24$

3.3.4 溪流管理図の作成

図3.7および図3.8のフローにおいて、構造物が土石流の直撃あるいは土砂堆積による埋設を受ける可能性があると判断された溪流流域については、空中写真判読等の手法によって、溪流管理図を作成しておくことが望ましい。溪流管理図の縮尺は1/5,000程度であればよい。この管理図は一度作成すれば終了というものではなく、豪雨後を目安としてある周期ごとに空中写真撮影とその判読を行い、溪流域内の土砂生産の動態を把握するのに用いられるべきものである。

溪流管理図は流域区分図(3.3.1項(2)号参照)を基本図として、下記の項目を表現できたものであればよい。

(1) 3.3.1項の(3)に述べた概略調査項目

(2) 地質 (岩相, 岩質, リニヤメント, 断層, 等)

(3) 斜面変動地形 崩壊地(表土や風化岩盤が豪雨時に急激に滑落したもの)

旧崩壊地(崩壊発生後, 斜面が安定し, 草木が適度に生えたもの)

落石(岩石斜面から岩塊が崩落する現象)

不安定斜面(露岩, 急斜面, 転石, 浮石)

地滑り地(滑落崖, クラック, 凹地, 流出方向, 範囲)

地滑り性地形(不明瞭な地滑り地形, 表層クリープ, 地滑り地として形成される以前の山地岩盤にみられるクラックや段落)

なだれ跡地(なだれ常襲斜面で風化岩が侵食され露岩となっているもの)

ガリー(地質が比較的脆弱な部分に形成されるV字状の小さな谷)

(4) 堆積地形とその状況 崩土(既崩壊地からの流出土砂が残存したもの)

崖錐(上方斜面からの崩壊物質が堆積してできた錐形の斜面)

土石流堆積物(溪流やその出口付近に堆積したナマコ状の高まり)

溪流堆積物(主として土石流などによる土砂が河道に堆積したもの)

扇状地性堆積物(溪流の出口に形成された扇状の緩斜面)

(5) 地形線 主尾根

傾斜遷急線（浸食前線：斜面の上から下へ向かう傾斜の急変点の軌跡）

傾斜遷緩線（上記の傾斜が急から緩へと変化する点の軌跡）

- (6) 流 路 状 況 溪床勾配
溪床変化点（滝，遷急点，等）
洗掘，露岩状況（洗掘部，部分的な基岩の露出部，全面的に基岩の露出する
溪床）
流水，湧水状況（表面流，湧水の有無）
溪床の幅と形態（狭窄部，拡幅部，屈曲部）
- (7) 流 域 形 態 水系次数（3.2.2項(5)号の脚注参照）
流域比高（溪流横断方向）
- (8) 植 生 壮令林（広葉樹，針葉樹）
幼令林
伐採跡地
溪流沿いの造林地
- (9) 土 地 利 用 耕地
林道
人工改変地（切土，盛土，捨土）
開発に伴う構造物・施設
- (10) 防 護 施 設 溪流内構造物（砂防ダム，流路工，護岸，水制工，導流堤）
道路・線路等の構造物（擁壁，のり面吹付け，落石防止網・柵，スノーシェ
ッド，洞門，橋梁）
- (11) 規 制 区 域 等 鉄道林，保安林，自然公園，砂防指定地
- (12) 災 害 履 歴 土石流，土砂流，氾濫越流，崩壊，落石
- (13) 地 形 や 流 域 の 形 態
- (14) 流 域 形 態 集水面積，斜面傾斜

3.3.5 溪流災害危険度の評価

今までに述べた諸調査の結果に基づいて，溪流内の危険要素を総合的に検討することによって溪流内の構造物等に対する溪流災害危険度を評価・判定する必要がある。各機関でいろいろな評価基準が作成あるいは検討されているものの，その基準は各要因の重みの扱い方が未定であるなど，誰でもが評価・判定できるものとはなっていない。やはり，この種の評価・判定は，将来はともかくとして素人が単純・機械的に実施できるもの，あるいは行うべきものではなく，専門家が総合的に行うべきものといえるかもしれない。ここでは旧国鉄の施設局土木課の方で評価・判定の基準作成を目的として検討を進めていた原案を紹介するに止める。

危険度評価は2次水系流域を単位とする。

① 発生危険度

表 土石流発生危険度の評価点の算定基準の考え方

項目 \ ランク	-2	-1	0	1	2	備考
流域内の崩壊の有無	多い押し出し有	わずかにある	なし			
植生の状況	河道に植生が乏しい			河道に植生が繁茂		河道状況
		流域に伐採地, 幼令林20%以下		流域に老令林100%		流域状況面積比
流路の状況	堆積物非常に多い	堆積物あり	堆積物なし			
傾斜			流路に10°以上の所がある		全般的に10°以下	
地質的条件		特に弱い地質	その他の地質			

上表より発生危険度をⅠ～Ⅴまで5ランク区分する(各要因の重みは未定)

② 到達・被害危険度

到達・被害規模の危険度を下表のようにⅣ～Ⅰの4ランクに区分する。

Ⅳ	Ⅲ	Ⅱ	Ⅰ
土石流直撃	土石流土砂の堆積	掃流の氾濫・溢流	安全

③ ②により総合判定し, 下表により, AAからSまでの6ランクのいずれかに区分する。

判定区分は未定であり, 下表は一例として示したものである。

発生危険度 \ 到達被害危険度	Ⅴ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅱ	Ⅰ
Ⅳ	AA	A1	A2	B	B
Ⅲ	A1	A2	B	B	C

* 到達被害危険度ⅡはC, ⅠはSとする。

** 危険度総合判定 AA:非常に危険 B:

A1: C:

A2: S:安全

これらの評価・判定に際して, 土石流災害が発生する可能性のある条件を項目別に整理すると次表のようになる。

土石流の危険条件		
地質	<ul style="list-style-type: none"> ・風化変質が著しい ・節理・割れ目系が広域に発達（断層破碎帯） ・基岩の凹凸が著しい ・流れ盤である <p>軟岩の場合：緩斜面の地滑り地域 硬岩の場合：急斜面の崩壊・落石地域 未固結地山の場合：崩壊・浸食地形</p>	
斜面変動地形	崩壊地	<ul style="list-style-type: none"> ・谷壁斜面に崩壊が多くみられ、その崩壊が拡大する可能性があるとか、残土や崩土が多い場合
	露岩地域	<ul style="list-style-type: none"> ・60°を越すような急斜面で落石の可能性のある部分 ・急斜面が地滑り滑落崖である場合
	地滑り	<ul style="list-style-type: none"> ・現在活動中の地滑り（新鮮なクラックが長くあり、土塊が溪流を閉塞している） ・谷壁や谷頭で地滑りが多い（拡大の可能性あり、土塊が多い）
	地滑り性の地形	<ul style="list-style-type: none"> ・谷壁や谷頭の斜面に表層クリープやクラック地形や断落地形が多くみられる
	ガリー	<ul style="list-style-type: none"> ・少しの雨でも土砂が流出する
堆積地形	崩土	<ul style="list-style-type: none"> ・溪床付近に崩土が大量に残存している
	崖錐	<ul style="list-style-type: none"> ・崖錐の基部が溪流により浸食されている
	土石流	<ul style="list-style-type: none"> ・新しい堆積物が多い（規模が大きい、植生が少ない）
	溪床堆積物	<ul style="list-style-type: none"> ・厚さ（変化が著しい 厚い 堅硬な基岩と境をなす） ・分布（局所的な盛り上がりや深い洗掘があり、溪床一杯に様に広がっている） ・堆積物の縦・横断形 （凹凸多い 縦断形が凸 滝状部分の下流が洗掘） ・堆積土砂が層状構造を示さない ・流水の限界掃流力を越える粒径の巨礫がある
	扇状地	<ul style="list-style-type: none"> ・土石流堆積構造を示す堆積物があり、林地が少ない
流路状態	<ul style="list-style-type: none"> ・溪床勾配が15～20°をこえるような急流部分が多い ・洗掘の原因となる勾配の急変点が多い ・降雨時に流路が急に変化したり、濁ったりする ・降雨時に湧水点之急に変化したり、湧水が濁ったりする ・溪床堆砂が異常な堆積と洗掘を示すような河道の屈曲がある（屈曲比大） <p style="text-align: right;">屈曲比 = $1/L$</p>	
植生	<ul style="list-style-type: none"> ・10年未満の幼令林、あるいは伐採跡地である ・溪床沿いの造林地である（流出木が溪流災害を大きくする） 	
土地利用	<ul style="list-style-type: none"> ・溪流沿いに段状の田畑がある ・溪流沿いに土砂流出源となりうる捨て土や盛土あるいは崩壊の危険性のある切土がある。 	

参 考 文 献

- 香川県県土保全対策調査研究会(1977)：香川県県土保全対策調査研究報告，95
- 河西秀夫(1980)：土石流の調査研究の現状について(Ⅰ)，応用地質，Vol. 21, No. 3, 22～34
- (1980)：土石流の調査研究の現状について(Ⅱ)，応用地質，Vol. 21, No. 4, 27～35
- 茅原一也・西田彰一(1978)：新潟県北部における昭和42年8.28羽越豪雨による土石流，
新潟大学地盤災害年報，4号，1～33
- 奥田節夫(1973)：土石流の現地調査について，京大防災研年報，16号A，1～17
- 武居有恒(1980)：地すべり，崩壊・土石流，鹿島出版会，40
- 谷口義信(1974)：土石流の基礎的研究 — 主として泥しょう流の流動的解析，宮崎大学演習林報告，
1～34

第4章 地盤沈下

4.1 地盤沈下の現状

地盤沈下は広義には土地が沈下するすべての現象をいい、地すべり地の上端の沈降、地表の陥没、さらには荷重による圧密沈下など局所的なものも含まれているが、狭義に考えて、公害対策基本法に規定されているように「相当範囲にわたる土地の沈下現象」に限定される場合が多い。本稿ではこの狭義の地盤沈下を中心に述べ、局所的なものに関しては考え方を適宜指摘するにとどめた。

地盤沈下は他の公害とは異なり、その被害が建物の抜け上りや多少の排水不良など一般に顕著に目立つものではないため、それ自体「災害」の範疇に入れることには問題がある。しかしながら、海岸付近における地盤沈下は堤防の沈下と0メートル地帯の拡大をもたらし、台風時における高潮による湛水被害を増長するという点で災害の一因となると考えてよい。

本章では、まず地盤沈下のメカニズムを述べ、次に日本における地盤沈下の現状を示し、その解析手法を述べ、最後に地盤沈下防止の将来展望について記述することとする。

4.1.1 地盤沈下のメカニズム

1) 不在地下水と被圧地下水

地下水は普通、不圧地下水と被圧地下水とに分けられ、それぞれの性質は大きく異なっている。

不圧地下水は、地表下のある深さに水面をもって存在する地下水で、表流水と同様重力の作用によって移動し、土や岩石の隙間を通して表流水と連絡している。この地下水は降雨や河川水、水田水などの表流水から直接かん養されており、流動の速度は速い。

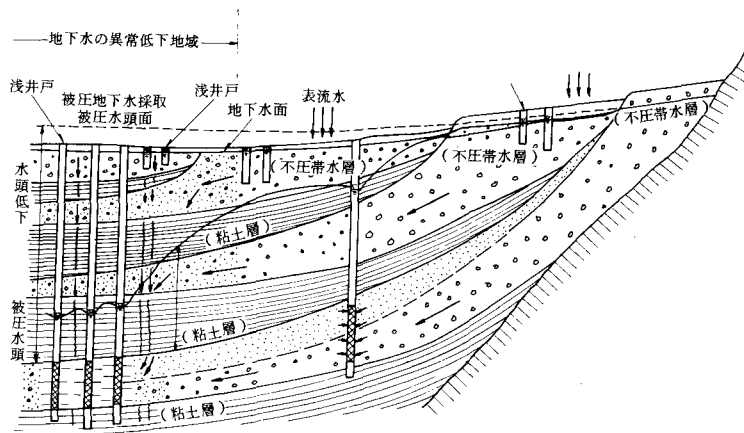


図 4.1.1 平野の地下水のあり方（模式図）（農林水産省,1981）

一方、被圧地下水は粘土層などの不透水性の地層の下や、粘土層と粘土層の間に挟まれた帯水層中に閉じこめられて存在している地下水で移動速度も遅く、ほとんど停滞水に近い状態で存在している。この地下水は水面を見ることができず、帯水層まで貫通させた井戸の中ではじめて水面（地下水頭）を見ることができるものである。被圧地下水の供給は帯水層が地表に露出する上流で行われ、非常に長い年月をかけて下流に移動するものと考えられる（図 4.1.1）。

2) 地下水の採取と水位低下

井戸から地下水を汲み上げると井戸の水が下り、その水位の低い井戸に向って井戸の外側から地下水が流れ込むことにより、水が採取できる。井戸の水位を大きく下げれば補給される範囲が広がり揚水量も多くなるが、地下水の流速に限度があり、水位下降の割には揚水量が増加しないことが知られている。不圧地下水は比較的流動速度が速く、表流水と同じ様な動きをするため、まわりからの補給も多く地下水の変化に揚水の影響が現われない所が多い。

一方、被圧地下水を揚水した場合、特に水平方向には地下水の流動速度が遅いため、揚水した場所の水頭とまわりの水頭との差が大きくなる。この場合、地下水は鉛直方向にも流動をはじめるといえる。

3) 地下水のしぼり出し現象

鉛直方向の地下水の流動は、難透水層で間隙率が40%以上をもつ粘土層を通して起き、図4.1.2に示したように上方の帯水層からの漏水となって現われる。粘土層自体の水頭と帯水層の水頭との間にも差が出来、粘土層から帯水層への漏水も起る。このことを粘土層からの「しぼり出し」といい、これによって次項に示すような圧密沈下が起ると考えられている。

4) 地層収縮のしくみ

地盤沈下は、地層に加わる力が増加することや、間隙水圧が低下することによって地層が収縮する現象である。ここでは土が収縮するしくみについて説明する。

① 土の構造

図4.1.3は、土の構造を模式図で表したもので、土を構成しているものとして、土粒子・水および空気がある。このような土の構造を数値で表すことによ

って土の構造を定量的に把握できるが、次のようなものを用いるのが一般的である。

間隙比 (e) = 間隙の体積 / 土粒子の体積

含水比 (w) = 水の重量 / 土粒子の重量

飽和度 (s) = [水の体積 / 間隙の体積] × 100 (%)

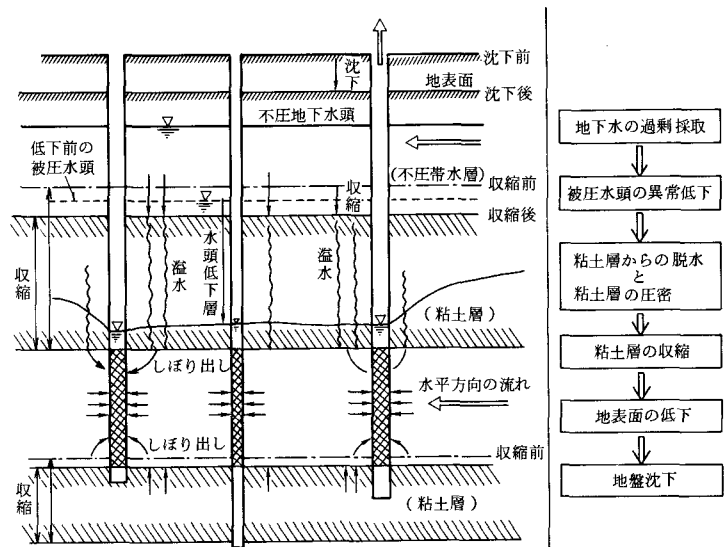


図 4.1.2 地盤沈下の発生機構（農林水産省，1981）

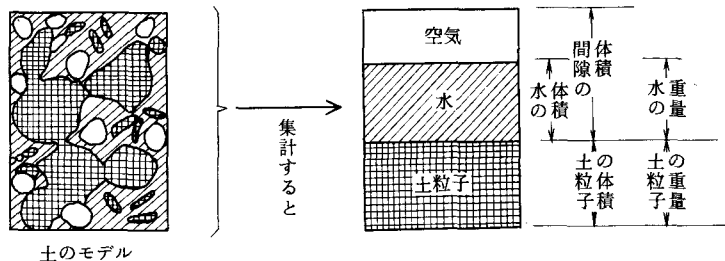


図 4.1.3 土の模式図

② 土の収縮と収縮のしやすさ

一定の力が加えられることによって土が収縮するという場合、最終的に収縮する量を議論する場合と、時間的に徐々に収縮していく過程を議論する場合とがある。ここでは、まず最終的に収縮する量が何れによって決まるのかを説明する。

土が収縮しやすいか否か（膨張のしやすさも含める）は、次の3つの要素によって決まる。

1. 土粒子が作っている構造（土の骨格構造）の硬さ
2. 土粒子自身の硬さ
3. 土粒子の間に含まれる水の圧縮率

これらのうち、骨格構造と土粒子自身の硬

さあるいは圧縮率は、土の種類によって異なる。表4.1.1は、種々の土の圧縮率を構造骨格と土粒子についてみたものであるが、一般に軟らかいといわれる土は構造骨格の圧縮率が高く、硬い石英質砂岩と軟らかい正規圧密粘土では10⁴倍の圧縮率の差が生じる。土粒子の圧縮率は水の圧縮率（49 × 10⁻⁶ /kg/cm³）と比較しても1ケタも小さく、その圧縮率はほとんど無視できる小ささであるので、土の硬軟は3つの要素のうち、骨格構造の硬軟によって決まっているといえる。

③ 圧縮と圧密

土が収縮するという事は、土の骨格が収縮することである。したがって、地盤沈下の対象となる土である飽和土（間隙が水によって飽和している土）では、収縮による体積変化は、土の骨格の間を埋めている間隙水の移動を伴うこととなる。

間隙水の移動のしやすさは、透水係数であらわされる。間隙水の移動が徐々にしか行われないとすると、間隙水圧の消散速度も遅くなり、構造骨格にかかる圧力（有効応力）も徐々にしか増加しない。そのため、このような土の収縮は、時間的遅れを伴って生じることになる。圧密とは以上のような時間的遅れを伴う収縮現象のことである。一方、間隙水の移動が容易な土の場合には、土の収縮に時間遅れを生じることがなく、加圧時の体積変化量はそのまま、最終的な圧縮量と等しくなる。これを圧縮と呼び、圧密と区別する。地盤沈下で最も関心を払わねばならない地層は粘土やシルト層であり、これらの透水性はきわめて悪い。このような土では圧密が中心となる。

以上述べてきた収縮のしくみをまとめてみると図4.1.4のようになる。土の骨格構造の軟らかさと間隙水の透水性の大小によって土を区分すると土の収縮の挙動を定性的にとらえること

表 4.1.1 1気圧における土質・岩質材料の圧縮率

物 質	圧縮率 (1/kg/cm ³ × 10 ⁻⁶)		m _s m _v
	構造骨格 m _v	土粒子 m _s	
石英質砂岩	5.8	2.7	0.46
花崗岩	7.5	1.9	0.25
大理石	17.5	1.4	0.08
コンクリート	20	2.5	0.12
密な砂	1,300	2.7	0.0015
ゆるい砂	9,000	2.7	0.0003
過圧密粘土	7,500	2.0	0.00025
正規圧密粘土	60,000	2.0	0.00003

Skempton, A.W.: Effective Stress Soils, Concrete and Rocks, Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths (1961)

注) この数値は日本の土の数値でないため、同じ名称の日本の土の値とは必ずしも一致しない。

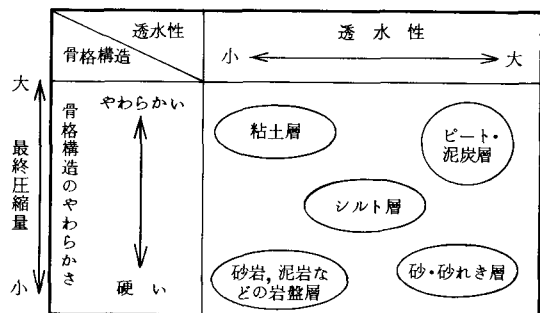


図 4.1.4 土の特性と収縮の挙動

ができる。

④ 圧密作用

地盤沈下において、きわめて重要な粘土やシルト層の収縮挙動にかかわる圧密の過程を、図 4.1.5 に示

す。テルツァギーのモデルにより説明する。まず、ここで考える土のモデルを図の左上段に示す。水の入った容器にスプリングが取付けられ容器の上部には小さな穴があいているふたが置かれている。このスプリングの特性は図の右上にあるように、スプリングにかかる力とスプリングの圧縮率との間に一定の関係があると仮定する。図中の水は今まで述べてきた間隙水であり、スプリングが土の骨格構造をモデル化したものである。今、この容器のふたの上に重りをのせたとする。重りがのった瞬間に容器の中にある水に過剰間隙水圧が生じるが、ふたの穴が

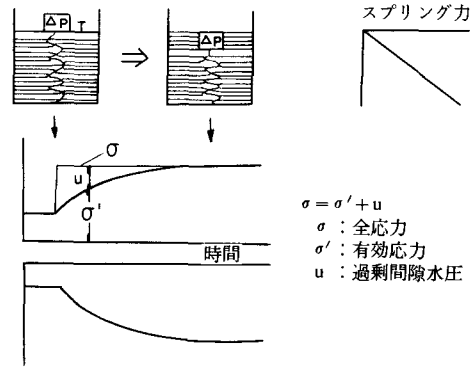


図 4.1.5 圧密のモデル（テルツァギーによる）

小さいため、なかなか水は外に出られない（透水性が悪い）ので、体積はわずかずつ減少していくに過ぎず、水が外へ出なくなるには長時間を要する。水が外へ出なくなると、荷重とスプリングの反力が釣りあう状態になる。このように、時間とともに圧縮していく過程をテルツァギーは圧密と称した。図の左下には、この圧密過程で生じる過剰間隙水圧とスプリングにかかる有効応力、さらに土にかかる全応力の関係と、スプリングにかかる有効応力の増加に伴って生じる土の収縮量（沈下量）の時間的推移を示す。

また、実際の粘土の圧密試験を行うと、図 4.1.6 のようになり、ある程度以上の荷重をかけると間隙比(e)と荷重 ($\log P$) との関係は、直線 ($c \rightarrow d$) になってくる。この直線の傾斜を圧縮指数といい、砂などが混っていると小さくなる。また、 cd と、最大曲率点 (b) の接線と水平線とのなす角の 2 等分線 (l) との交点の荷重を、圧密降伏応力 (P_c) といい、その土が今までにうけた最大荷重であることが多い。

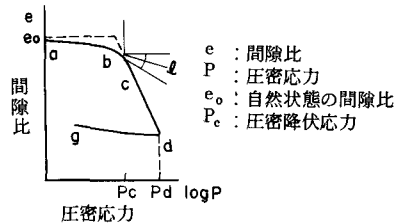


図 4.1.6 圧密応力と間隙比の関係

以上述べてきたことは、定性的であり、詳細な記述は他の専門書（例えば建設産業調査会，1982）にゆずることになるが、地盤沈下を論ずるうえで基本的なことである。後節で地盤沈下を扱う数値モデルの概略を述べるが、そのモデルには上に述べたことが基本になるといってよいと考えられる。

4.1.2 わが国の地盤沈下の現状

環境庁が、建設省、通産省、農林水産省等の実施している地盤沈下調査結果をとりまとめたデータ（環境庁，1985）によると、現在、地盤沈下が認められている主な地域は、図 4.1.7 に示すように、30 都道府県 60 地域に及んでおり、その最近の沈下の傾向として次に示すような事項があげられている。

- (1) 大都市周辺の地下水揚水規制区域では沈下が鈍化しており、沈下の中心が周辺部にのびている。（例えば、関東平野）

(2) 58・59年の豪雪が原因で消雪用水の地下水利用がさかんととなり、沈下量の大きい所に上越市など北陸地方が顔を並べている。

図 4.1.8 は、関東地方北部における地盤沈下量の変化を示したものである（関東地区地盤沈下調査測量協議会，1985）。この図をみると、昭和 59 年は全国的な大渇水であったことから、全体的に沈下量も増えたことが推測されるが、それより特徴的なことは、沈下の中心が北に移動する傾向が見られることである。これは①の例を示すものであり、今後の対策の一つの課題となると考えられる。

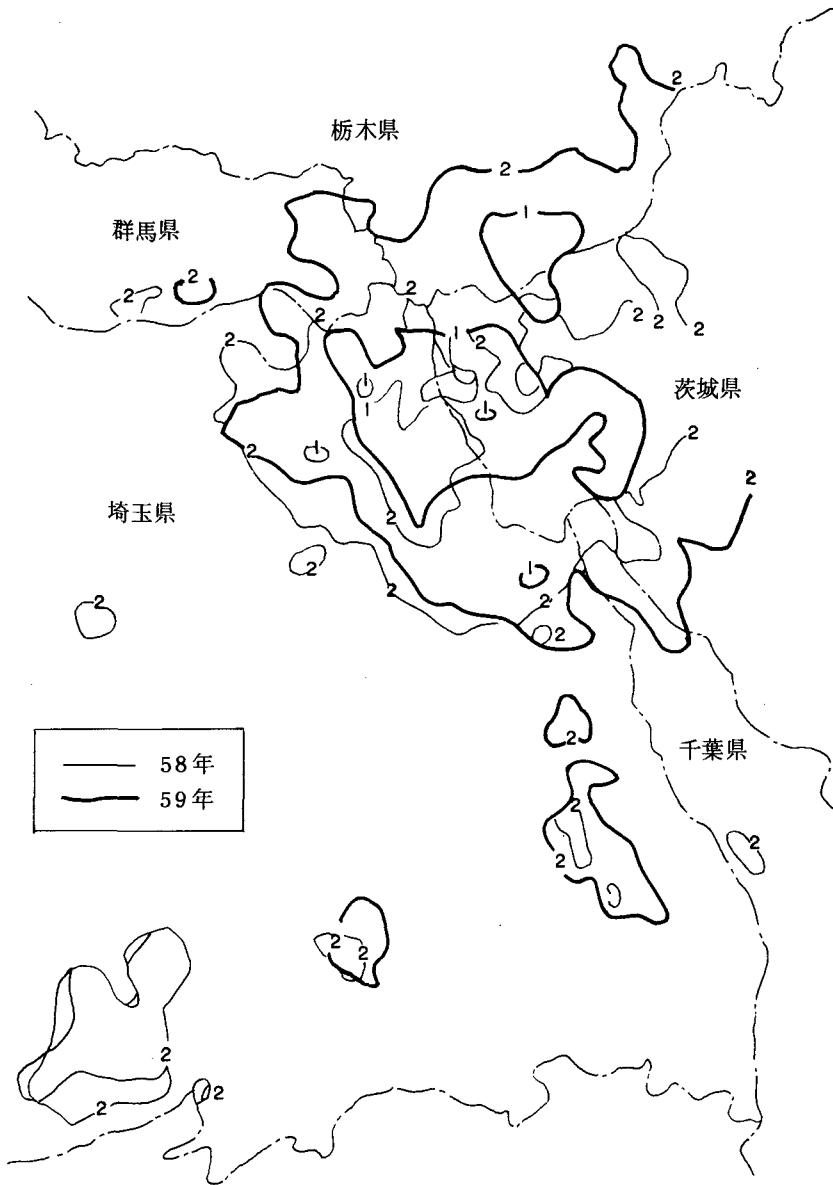


図 4.1.8 関東平野北部における地盤沈下量の変化
（関東地区地盤沈下調査測量協議会，1985）

4.2 地盤沈下の観測と解析

4.2.1 地盤沈下の観測

地盤沈下の観測にあたっては、単に沈下量のみならず地下水位などのデータを収集し、解析に反映させる必要がある。観測井の建設にあたっては、その周辺の地質条件を詳細に把握しておく必要がある。

以下に地盤以下観測井について述べ、農林水産省等により得られたデータの例を示す。

1) 地盤沈下観測井

地盤沈下観測井は、いうまでもなく地盤沈下を観測する井戸のことで、地盤沈下の観測はこの井戸に設置した沈下計によって沈下量を測定する。一般に二重管方式、ワイヤ方式及び単管方式等があり、多くの場合地下水位が同時に測定できるように設計されている。沈下量はケーシングと絶縁された独立の架台上に載せたH型鋼上に基準面を設けて測定する場合が多い。

① 構造

(ア) 二重管方式

圧密を起す地層の下位にある一応非圧縮層あるいは不動地盤と見なされる地層に達する掘削孔内に地上にいたる観測用のケーシングを設置し、その中に測尺用内管を同じく地上まで設置して、内管の抜け上り量として現れる地層の収縮量を観測する方法である。この方式の特徴は 厚い地層の圧密量を計測できる点である。

観測井には図 4.2.1 に示すようにケーシング（外管）を設け、非圧縮層と見なされる帯水層の位置にはストレーナを挿入し、最下部にはスライド管を設置する。ケーシングはバスケット方式の遮水（セメンチング）によって圧密を起す地層に固定し、内管は挫屈を起さないよういくつかのセンターライザを付けて、ケーシング内に降下設置する。

ケーシングは、地層の収縮につれて、最下部のスライド管のスライド作用により沈下するので、内管が抜け上るような動きを示し、基準面からの高さを測定することによって沈下量が求められる。

なお、内管にもストレーナを設置すれば、内管の中で非圧縮帯水層の地下水位を観測することも可能である。

観測井位置の標高変動は、付近に特設した水準標によって定期的に測量を行い、内管の変動量とを対照

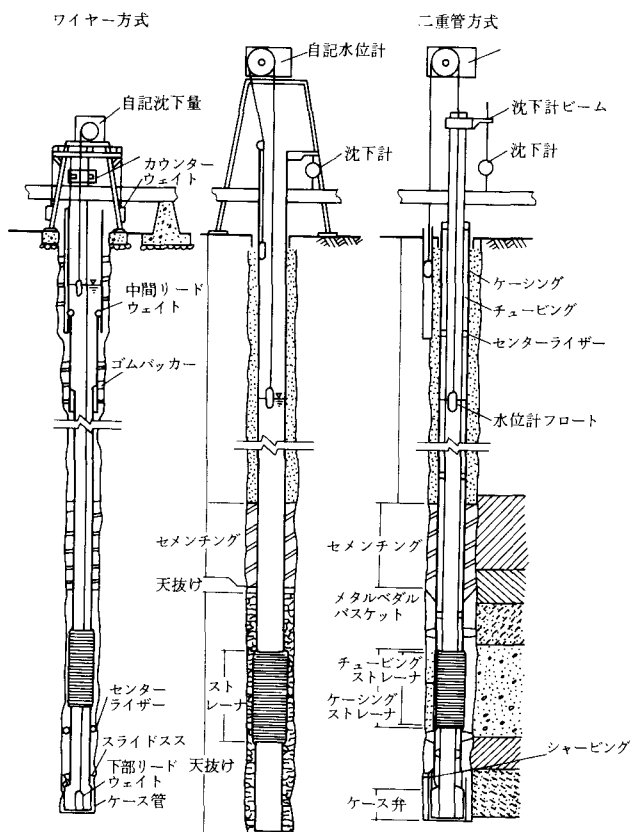


図 4.2.1 地盤沈下観測井

して点検する必要がある。

測尺用内管は自重による管体の挫屈とケーシングの内側壁との摩擦を防ぐため、オイラの長柱の計算式によって挫屈限界高を求め、その位置にはそれぞれセンターライザを配置して挫屈防止の処置を講ずる。

(イ) ワイヤ方式

二重管方式における内管の代わりにワイヤを用いたもので、井底に設置した重錘(アンカ)に結んだワイヤをカウンターウェイトによって一定の張力で引張り、ケーシングとワイヤの相対変位量として沈下量を求めるものである。

この方式は二重管式の不可避的な欠陥である挫屈現象による歪を内管のかわりにワイヤとすることによって消去可能である。また、不動点を一つだけ設ける場合には二重管方式と基本的に同じであるが、図 4.2.1 の左側の図の如く、観測井のケーシングを多段式に挿入して、それぞれのケーシングにワイヤを連結すれば、一本の観測井で各挿入ケーシングの延長内に発生した地層の圧縮量が、同時に測定できるという利点がある。但し、ワイヤの収縮量を考慮に入れる必要がある。

(ウ) 単管方式

浅層の地盤沈下観測に多く用いられるもので、井戸の構造は普通の井戸と変わらず、ケーシング自体の抜け上りを測定する。この方法は簡単であるが、管と土層に摩擦が生じ、観測値に誤差が生じることを考慮する必要がある。

② さく井の要件

地盤沈下観測井は、掘削地点が予め固定されており、失策事故等により地点を移動することはほとんど不可能である。したがって、掘替は許されず、十分慎重に掘削しなければならない。

最下部には図 4.2.1 のようにスライド管が設置されるが、その口径は当然ケーシング口径より大きくなるので、スライド管径の分だけ掘削口径を大きくとらなければならない。

パーカッション式で掘る場合にはそれ程問題にならないが、ロータリー式で掘る場合には、一般の生産井より裸孔の直径が大きくなり、特にルーズな礫層を掘る場合にはスライムの上昇効率が悪くなる場合もあって、掘進率が減退したり孔曲りを生ずるので、泥水ポンプはつとめて大容量のものを使用する必要がある。

水位観測井の場合でも鉛直性が要求されるが、特に地盤沈下観測井でしかも二重管方式の井戸は、内管の挫屈が問題になり、井戸はつとめて垂直でなければならない。井戸の傾度は、一般に 30' 以内に止めるのが望ましいとされている。したがって、掘進中に絶えず鉛直性の確認を行い、曲った場合は直ちに修正しなければならない。

また、地盤沈下観測井は、その機能を十分発揮させなければならないので、スライド管のスライド部分に砂等の混雑物が絶対に入らないよう留意する必要がある。

スライド管に取付けられたシアーピンの設計も十分考慮して、ケーシング下降完了時に必ず破断させなければならない。したがって、孔曲りのためのケーシングと孔壁との間に大きなせりを生じ、シアーピンの部分に十分な荷重がかけられず、シアーピンが切断不能になるような事故は絶対に避けなければならない。この点からも真円にしてしかも垂直の井戸が強く要求される。

また、スライド管の上部に接続されるケーシングは、地層の収縮と一体に作動しなければならないので、遮水も完全に行う必要がある。

以上述べた諸作業は、いずれも絶対にやり直しが効かないので、この種のさく井は高度な技術を持った会社で、しかも十分な経験を有する優秀なさく井技術者の手に委ねなければならない。

③ 測定区間の決定

地盤沈下観測井を設置する場合、どの地層の沈下量を測定しなければいけないのかを判断することは、非常に重要なことである。沈下の可能性のある地層あるいは沈下が報告されている地層が何層もある場合には、原則としてそれらすべての地層の沈下（収縮）が独立して測定できるようにしなければならない。

後節で述べる地盤沈下の解析モデルの検証には、実測された沈下量が必要不可欠であり、モデルにより計算される沈下量と実測された沈下量とが同じ区間から得られたものでなければならないことは言うまでもない。

したがって、観測井の設置にあたっては、解析対象となる地区の解析モデルを十分念頭において、位置や観測区間を決定しなければならない。

2) 地盤沈下の観測例

図 4.2.2 に農林水産省で観測を行っている地点についての地盤沈下量及び地下水位の観測例を示す。また図 4.1.8 には、関東地区地盤沈下調査測量協議会による沈下量等高線図をすでに示した。

これら 2 種類の経時的、平面的データが、地盤沈下の解析に不可欠であり、後節に述べるモデルの検証データとして非常に重要なものとなる。

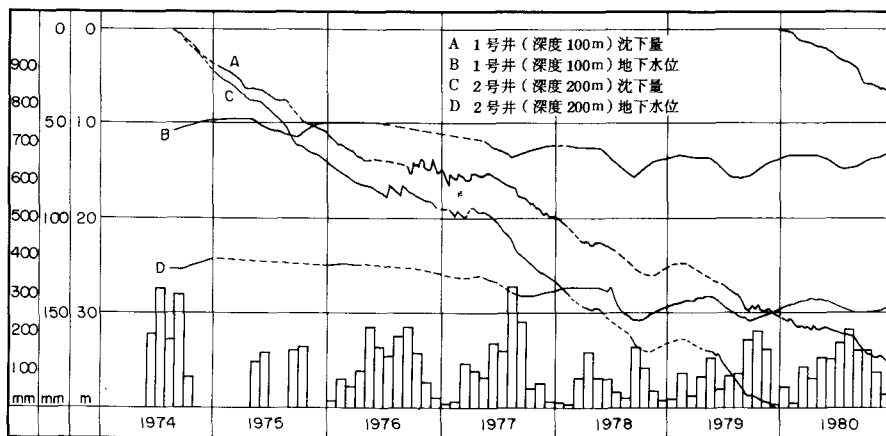


図 4.2.2 農林水産省における地盤沈下観測例

4.2.2 地盤沈下の予測

1) 概要

地盤沈下を予測するにあたっては、まず予測を行う目的を明確にすることと、蓄積されているデータの量や精度をよく理解することが必要である。

表 4.2.1 に予測の目的（求めたいもの）とそれにこたえる予測手法を列挙し、その各予測手法に必要なデータを示した。この表で目的ごとに何種類かの解析手法が記載されているが、それぞれは下段にいくに従って同じアウトプットを得るのに必要なデータの数が増加し、計算時間も等比級数的に増大すると考え

てよい。

表 4.2.1 基礎となる解析手法のための評価表

資料集積状況	目的	基礎となる解析手法	最小限必要なデータ						備考
			表層		時系列データ		土質・構造データ		
			地形	沈下	揚水	地下水位	土質 常数	地質 構造 その他	
各種データが豊富な地域	1.過去の推移がそのまま将来も続けば沈下量はどうか。 水位の傾向がそのまま続くと考えるのが良い場合	時系列傾向による予測		○					
		最終沈下量の予測 重ね合わせ法				○	○	○	
	揚水量の傾向がそのまま続くと考えるのが良い場合	鉛直一次元モデル		○		○	○	○	
		揚水量・沈下量のみを用いた予測		○	○				隣接地域の揚水量の影響が無視できる場合
		平面二次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎	1つの帯水層で代表できる場合
		断面二次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎	断面線に对称に井戸が分布している場合
		準三次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎	帯水層の数がそれほど多くない多層構造としてとらえられる場合
	三次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎		
	2.地下水位を将来どのレベルに保持すれば沈下がなくなるのか。また将来の地下水位を与えた場合、どんな沈下状態になるのか。	最終沈下量の予測 重ね合わせ法				○	○	○	
		鉛直一次元モデル		○		○	○	○	
3.どの地域の揚水量をどの程度コントロールすれば沈下がなくなるのか。または、地域毎の揚水量計画に対して沈下量はどうか。	揚水量 - 沈下量のみを用いた予測		○	○				隣接地域の揚水量の影響が無視できる場合	
	平面二次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎	1つの帯水層で代表できる場合	
	準三次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎	帯水層の数がそれほど多くない多層構造としてとらえられる場合	
	三次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎		
4.どの帯水層からの揚水をどの程度にすれば沈下が落ちつくのか。または、帯水層別の揚水量計画に対してどれ位沈下するか。	断面二次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎	断面線に对称に井戸が分布している場合	
	準三次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎	帯水層の数がそれほど多くない多層構造としてとらえられる場合	
	三次元モデル ^注		◎	◎	◎	◎	◎		
データがあまりない地域	5.現在は沈下が生じていないが、今後揚水が進むとどうなるのか。	地形条件によるQ/S比の違いを利用した予測	○						精度は横断的重回帰分析より悪い
		横断的重回帰分析モデルによる予測	○				○		

○：一点あるいは小領域データ
◎：面的なデータ

注) 解析手法の名称は、地下水流動モデルの名称であり、実際の沈下量の計算には、最終沈下量の予測、重ね合わせ法、あるいは鉛直一次元モデルを用いる必要がある。

表 4.2.1 を用いて予測手法を選択する手順は次のとおりである。

- ① 予測の目的を明確にし、目的のどれに該当するかを見つける。
- ② 既存の時系列データの有無をチェックする（大抵の場合、このデータがなければ解析してもあまり意味がない）。
- ③ 時系列データ以外のデータをチェックする。平面二次元、断面二次元、準三次元、三次元モデルを用いて予測する場合には、そこで用いる土質定数の値や、その精度を知っておく必要がある。
- ④ シミュレーションモデルに必要なデータの収集が可能とわかったならば、シミュレーションモデルの前提条件が地域の現状に適したものか否かの判断をする。

以上のような検討を経て、モデルを選定し解析にとりかかることとなるが、その手順は次のとおりである。

- ① 各パラメータ（土質定数など）をモデルに与え、計算水位、沈下量を求める。
- ② パラメータを試行錯誤しながら、計算値と実測値とを合せる。このとき、パラメータの選定範囲は、実際の値の範囲内とする（非常に重要であり、これに反していればモデルを変える必要がある）。
- ③ ②で決定したパラメータを用いて、将来について計算を行う。

最近では、電子計算機の利用により予測技術が急速に進歩したが、基本となる地質・地下水関係のデータが不足しており、②の段階で誤差を生ずる場合が多く、③の段階での計算値が実測値から大きくかけ離れる可能性も少なくはない。このため、モデルに与えるデータの収集には精力的かつ慎重に行う必要がある。そして出来得れば予測後数年を経た時点で、新たな観測値を使用し、再シミュレーションすることが必要となる。

以下に各手法の特徴について述べる。

2) 時系列傾向による方法

原則として、沈下量や揚水量の時系列データのみを用いる方法であり、地下水の水理計算や土質力学の沈下量計算などは行わない。

この方法を細分すると次の2種類となる。

- ① 単純な時系列予測
- ② 沈下量（あるいは沈下体積）と揚水量（あるいは地下水頭）との関係を用いる予測

これらのいずれの場合も表 4.2.1 に示したように、まわりの揚水量の影響が無視できること及び長期間のデータの集積が必要である。

単純な時系列予測の方法は、最小二乗法等により過去の沈下の傾向をそのまま将来にまで延長する方法であり、正式な予測には用いることができないであろう。

沈下量と揚水量との関係をもとにして将来の予測を行う方法は、前の単純な時系列予測に「揚水量」というファクターを加味したものである。したがって、この方法を用いる場合には、揚水量の帯水層ごとの正確かつ長期的な値が必要であり、変なデータを用いると加えて単純な予測より精度が落ちる危険性がある。しかしながら、計算方法が単純であり、正確なデータが得られていれば後述のデジタルモデル（例えば三次元モデル）による方法と併用して、予測の1つの指標とできると考えられる。

3) 鉛直一次元モデル

この方法は、地盤沈下量予測の基本である。後述のモデルを用いるとしても、そのモデルでは予測地下水位だけしか計算されず、最終的にはこのモデルの中で用いられている圧縮理論が利用されて予測沈下量

が算定されることとなる。

圧縮理論による最終沈下量の予測手法は本来局所的な沈下現象を対象に発展した方法であり、これを広域的な地盤沈下に適用したものである。

ここでの沈下量予測に必要な入力は地下水位であり、地下水位が既に予測あるいは想定されているという条件のもとで適用されるものである。

この方法での基本的な計算式には3つの式があるが、いずれも間隙比(e)の変化と沈下量(S)とが比例していることに着目したもので、基本となる式は次のようなものである。

$$S = (e_0 - e) / (1 + e_0) \cdot H$$

ここで、 S ：沈下量、 H ：粘土層の厚さ、 e_0 ：初期間隙比、 e ：ある時期の間隙比である。 W を間隙水の部分体積、 C を粘土層の実質部分の体積とすると、

$$e_0 = W / C \quad \text{である。}$$

したがって、 e を予測できる最終間隙比とすれば、 S は最終沈下量となる。

次に示す3つの計算方法の違いは、間隙比と地下水位の低下に伴う荷重増(ΔP)との関係を、とらえる方式が異なることによってでてくる。

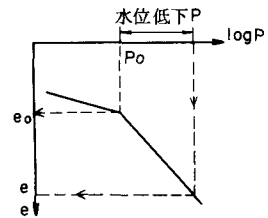
① e_0 法

$e - \log P$ 曲線（圧密試験から得られる結果）から間隙比と水位低下による荷重増(ΔP)との関係を読みとる方式である。

$$S = (e_0 - e) / (1 + e_0) \cdot H$$

この方法では、圧密試験結果から得られる $e - \log p$ 曲線、圧密計算の対象となる粘土層の層厚 H 及び加圧層の中心点での初期水位と変化後の水位が必要である。

この場合の計算基準としては図 4.2.3 のように、初期間隙比 (e_0) を設定し、水位低下予測量から間隙比(e)を読みとり対象粘土層の層厚 H を用いて、 $S = (e_0 - e) / (1 + e_0) \cdot H$ で計算し、最終沈下量 S を求めることとなる。



4.2.3 $e - \log$ 曲線

② Cc 法

$e - \log P$ 曲線の直線部分を着目し、この勾配指数 Cc （圧縮指数）を用いて、荷重増(ΔP)と最終沈下量(S)との関係を導いたものである。

$$S = Cc / (1 + e_0) \cdot H \cdot \log P_0 + \Delta P / P_0$$

ここで圧縮指数 Cc は次のようなものである。また P_0 は圧密降伏荷重（先行荷重）と呼ばれるものである。

$$Cc = \log P_0 + \Delta P / P_0 / \Delta e$$

この方法では、圧密試験結果から得られる圧縮指数 Cc 、圧密計算の対象となる粘土層の層厚 H 、圧密降伏荷重あるいは先行荷重 (P_0)、初期間隙比 (e_0) 及び加圧層の中心点での水位の変化量 (ΔP) が必要である。

この場合の計算としては対象粘土層の層厚 H 、初期間隙比 e_0 、圧密降伏荷重（先行荷重） P_0 、圧縮指数 Cc 及び予測される水位の変化 ΔP を用いて、 $S = Cc / (1 + e_0) \cdot H \cdot \log P_0 + \Delta P / P_0$ で計算して最終沈下量 S を求めるものである。

③ mv 法

間隙比(e)と圧力(P)とが比例的であると、比例定数 (mv)を用いて定式化したものである。

$$S = mv \cdot H \cdot \Delta P$$

ここで体積圧縮係数 mv は次のようなものである。

$$mv = 1 / (1 + e_0) \cdot \Delta e / \Delta P$$

ここで必要なデータとしては、圧密試験結果から得られる体積圧縮係数 mv 、あるいは、観測井の水位低下と沈下量の関係から求められるみかけの体積圧縮係数 mv 、圧縮計算の対象となる粘土層の層厚 H 及び加圧層の中心点での水位の変化量 (ΔP) があげられる。この場合は対象粘土層の層厚 H 、体積圧縮係数 mv 及び予測される水位の変化 ΔP を用いて、 $S = mv \cdot H \cdot \Delta P$ で計算し、最終沈下量 S を求めるものである。

これらの方法の留意点としては、次のような3点が考えられる。

① 地盤沈下の圧密計算では、 mv 法がよく使われている。しかし、体積圧縮係数 (mv) が荷重の変化とともに変化することがあり、間隙比の大きい土、すなわち、含水比の大きい土ほど mv の荷重に対する変化度は大きい。

② 対象となる粘土層 (加圧層) にかかる荷重を計算する場合、次の2通りの考え方がある。

(ア) 加圧層の下端部に接している帯水層の水位変化を荷重増と考える方法 (ΔP_1 で示されている)

(イ) 加圧層の中心点での静水位変化を荷重増と考える方法 (ΔP_2 で示されている)

静水位の変化は図 4.2.4 で

は bc から ad となる。前者の考え方に立つ場合は、(a) と (c) のケースに応用できるが、(b) の場合は不圧帯水層の水位が測定されていないので無理である。また (a) の場合には、加圧層厚 H をそのまま用いないで $1/2H$ として計算する。

後者の考え方に立つ場合は、

加圧層の上下両端の水位変化

の平均値を ΔP とすればよいので、考え方としては最も明解である。

③ 地盤沈下シミュレーション・モデルを用いる場合、帯水層も水位低下による収縮計算の対象となることがある。帯水層の収縮計算に mv 法を用いる場合には次のようなデータが必要である。

mv : 帯水層の体積圧縮係数 H : 帯水層の層厚 ΔP : 帯水層の中心点での水位の変化量

4) 地下水流動モデル

地下水の流動モデルには、平面二次元、断面二次元、準三次元、三次元などのモデルがある。このうち、前の三者については、地質上の制約があり、鉛直方向や平面のある一方向 (例えば東西方向) に均一な層が連続しているとみなさなければ、用いることが無意味なものであった。これに対して、三次元モデルは、地質上の制約を受けず、理論的には無制限に現実の地質条件に近づけることができる。但し、次元を二次元から三次元にすれば、計算量は膨大なものになり、必ずしも三次元モデルが良策であるとは言い難い。地盤沈下防止の予測のために、多くの正確なデータに基づいて解析を行えば、三次元モデルが最も有効となる。

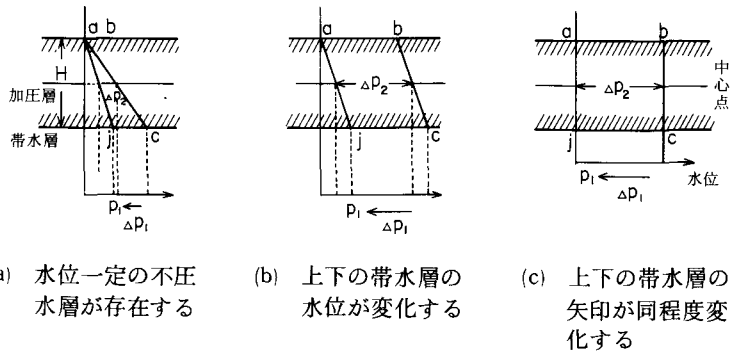
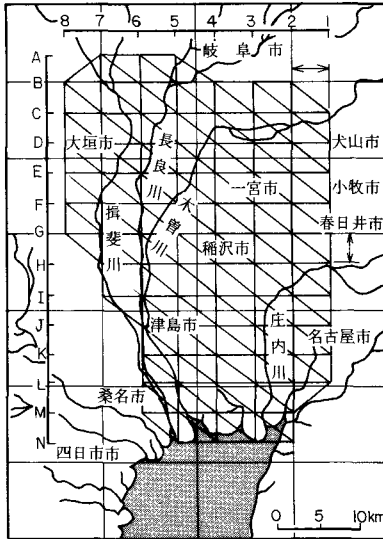


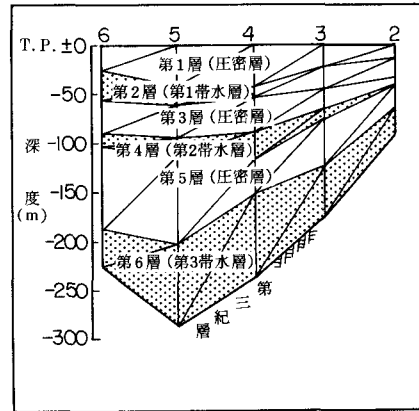
図 4.2.4 加圧層にかかる荷重の計算方法

図 4.2.5 は濃尾平野における地盤沈下対策要綱制定時に、地下水位を $GL-10m$ に固定するために、何 m^3 の地下水を揚水出来るかを算定したモデルをあらわしている。

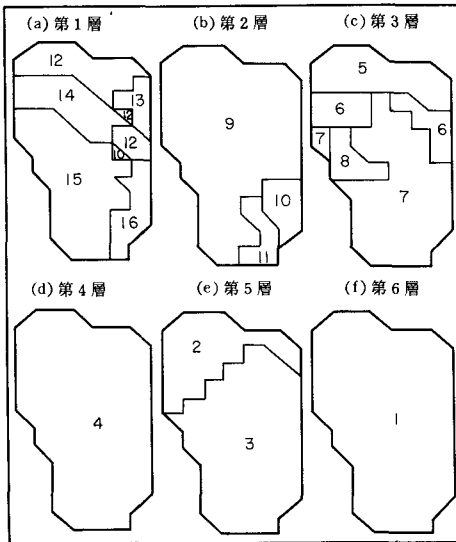
一般にこのモデルを使用する時には計算量が膨大となり、計算時間も相当長くなることが予想される。にもかかわらず入力データ特に水理定数や土質定数の精度が悪く、苦勞しただけの成果が得られない可能性もある。少なくとも入力データの採用には、地質専門家の慎重な検討が不可欠となる。



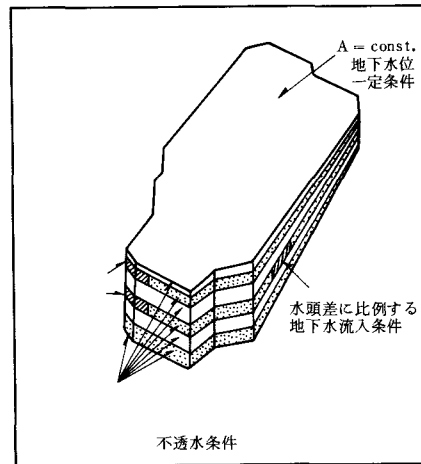
(ア) 平面的メッシュ区分



(イ) 東西方向断面



(ウ) 層ごとの土質定数区分 (1~16 はそれぞれ別の土質定数である)



(エ) 計算の境界条件

図 4.2.5 濃尾平野における三次元モデル (東海三県地盤沈下調査会, 1985)

5) 地盤沈下予測の留意点

各項目で断片的に述べたが、前記に示したようなモデルを用いて、地盤沈下の将来予測を行うときの留意点としては、次のような事項をあげることができる。

① 計算の境界条件は、実際の地下水盆の地質条件を十分に反映していること。

対象とする地下水盆が非常に大きいにもかかわらず、計算領域を小さくとり、領域外との境界条件を地下水位＝一定といったものにして計算しても、その計算の信頼性は非常に疑わしい。

② 検証値として用いる地下水位データや沈下量データが、どの帯水層や区間の地下水位や沈下量を示しているか、明らかにしておくこと。

また、地下水位のデータは最低2水文年必要である。

③ モデルに与える土質定数や水理定数の値は、実測値の範囲の中に入っていること。

計算水位を実測値に合わせるために、土質定数や水理定数の値を変化させるが、データが少なすぎる場合や、境界条件のとり方が妥当でない場合には、土質定数や水理定数が現実の値と非常にかげ離れたもので、偶然計算水位と実測水位とが合ってしまう場合がある。つまり、内挿検定として妥当なものであると錯覚してしまう。この場合、将来予測つまり外挿検定を行った場合、予測水位（計算水位）と実証水位が大きくかけ離れてしまう危険性が高い。

以上述べてきた3項目は、プログラムの細かい内容をチェックする前に検討する必要があるものである。この検討には、経験の豊富な地質専門家の意見が重視されなければならないであろう。

4.3 陥没等の地盤沈下

前節までに述べた広域的な地盤沈下以外に、道路の陥没など局所的な地面の沈下も広義の地盤沈下である。陥没は、地面の沈下が急激に起こることを言い、多くの場合地面の下に空洞が生じている場合である。道路が陥没したりする場合などは、道路敷の下が水により流されて空洞を生じ、ある瞬間にその空洞をうめる形で地面が沈下することが多い。

こういった陥没の予測は非常に難しく、一般には事故が生じてから対策工事を施工している現状にある。

局所的な地盤沈下のもう一つの例として、地すべりや崩壊にともなうものがある。これらの予測や対策に関しては、地すべりや崩壊を全体として考える必要があるため、記述は他章に譲ることとする。

4.4 地盤沈下をめぐる法制度と行政

4.4.1 地盤沈下をめぐる法制度

地下水は、基本的には民法206条に言う土地所有権の範ちゅうに入り、公共の福祉に反しない限りにおいて、土地所有者が自由に揚水して利用できるものである。したがって、昭和30年代の前半までは、人々は自分の土地の地下水を自由にくみ上げて、工業用や上水道用などに使用していた。

しかしながら、この時期に大阪平野などの沖積平野で地盤沈下が問題となり、0メートル地帯の増大などの現象があらわれてきていた。工業用水法や建築物用地下水の採取の規制に関する法律（いわゆるビル用水法）が制定され、土地所有権の行使が規制された。また、これらの法律の効力がおよばない地域などでは、都道府県あるいは市町村条例が制定され、何らかの地下水の揚水規制が行われている。以下にそれらの概要を示す。

1) 工業用水法及び建築物用地下水の採取の規制に関する法律

工業用水法は地下水採取の規制に関する最初の国法で、井戸の構造上の許可基準を設けて、その基準に従って規制する制度である。この工業用水法は、最初に制定されたこともあって、その後のビル用水法や条例の制定に、いろいろな面で参考になっているものである。ただ、法律の適用に当たって地域が指定されるが、その指定要件として工業用水道による代替水の供給が見込まれることが前提になっており、工業用水の供給を確保しつつ、地盤沈下の防止を図ろうという、ある意味で工業用水を保護する立場からの法律であるといえる。

一方、建築物用地下水の採取の規制に関する法律は、大阪市における地盤沈下の防止という事態を経て制定された経緯もあり、地盤沈下防止のために必要な規制を行うということが前面に押し出されている。しかし、規制の内容は、工業用水法と同様、井戸の構造上の基準に従って規制する許可制度の形をとっている。

井戸の構造上の基準は、揚水設備のストレーナーの位置及び揚水機の吐出口の断面積の2つである。前者は井戸の深さに関係するもので、所定の深度を越えた井戸については許可の基準に該当することになっている。これは当初、あまり利用していない深い帯水層からの地下水採取は、地盤沈下に影響しないという考えに基づいていたものであった。これは、地盤沈下の発生機構から考えて適切でないものである。後者は、揚水量に関係するもので、ポンプの吐出口の断面積を46 cm²以下あるいは21 cm²以下に押えることによって、揚水量を制限するものである。

多くの地域では、実質上これらの基準の設定によって、新設の深井戸による地下水採取はほとんど禁止されるようになった。また、既設の井戸については、代替水源への転換を見込みつつ、猶予期間経過後に許可基準が適用されることになっていて、この結果、法律の指定地域では現在、一部の地域を除いて、大部分の地域で工業用水道あるいは上水道によって、地表水に転換されている。

2) 各種条例

条例などによる規制は、その地域の地盤沈下の状況によってまちまちであるが、地盤沈下の激しい地域では、法律以上に厳しくあるいはきめ細かく規制基準を定めているものも見られる。規制の対象となる範囲は、地域を指定しているものから全市町村を対象地域にしているものまであり、全般に広い範囲に及んでいる。規制する用途も一部の例外を除いて、全用途を対象にしているものが多い。新規の地下水採取については、地盤沈下の激しい所ではいずれも一定規模以上の施設に対しては許可制をとっており、実質的に禁止に近い状態になっている。青森市のように、消雪用に供する地下水採取を禁止したり、水道水源の近くでの採取を禁止する措置を盛込んでいるものもみられる。許可基準では法律と同じように、構造上の基準から規制しているものが大部分である。法律よりもさらに厳しい基準になっているものもある。この他、土地利用計画との斉合性や他への影響の状況、井戸間隔と揚水量を明示しているものもみられる。また、愛知県及び三重県の条例では、その許可基準として、①ストレーナーの位置を10m以上、②吐出口断面積を19 cm²以下、③揚水機・原動機定格出力を2.2 kw以下、④1日当りの総揚水量を350 m³以下と規定して、実質的に不圧地下水を対象外にした基準もある。また、多くの条例で地下水採取者に対して、揚水設備、揚水量、場合によっては水位まで届出させ、揚水量の測定、報告義務を課している。既設の井戸に対しては、みなし許可が大部分であるが、その期間を定めるとともに節減・転換への行政指導、採取停止又は削減への勧告命令が出せることになっている。

以上、地域の実態に即した内容になっているものもみられ、これらの条例の適用により、相当量の地下水採取が制限されるようになった。

3) 地盤沈下対策要綱

上に述べた法律や条例の制定により、全国の大部分の地域で地盤沈下は鈍化傾向にあるが地域によっては、なお著しい沈下の続いているところもみられる。このような地盤沈下を防止し、合せて地下水の保全を図るため、国土庁水資源局長を議長として関係各省庁の局長を構成員とする、地盤沈下防止等対策関係省庁連絡会議が設けられている。その連絡会議において、濃尾平野及び筑後、佐賀平野において地盤沈下対策要綱が制定され、両地域での地下水採取目標量が設定されている。現在、関東平野北部地域において、対策要綱の制定作業が進められている。

4.4.2 地盤沈下対策事業等

地盤沈下の対策事業としては、工業用水道事業のような代替水の確保のための事業、農地、用水路、河川、用水機場等の施設を改修する事業及び各種観測事業があり、年間約250億円の予算が執行されている。主な事業としては次にあげるものがある。

(1) 地盤沈下対策事業（農地及び農業用施設）（事業費約98億円）

農地及び農業用水路等の改修等

(2) 地盤沈下防止対策工業用水道事業（事業費約87億円）

地下水に代る水源としての工業用水道の整備

(3) 地盤沈下対策河川事業（事業費約52億円）

排水機場の設置、地下水から河川水への水源転換のためのダム建設

また、地盤沈下の対策のための調査研究は、建設、通産、農林水産、国土、環境の各省庁でそれぞれ目的別に実施している。

4.5 地盤沈下防止の将来展望

4.5.1 地下水の開発、保全、管理

地盤沈下の防止についての基本的な考え方は、地下水の保護、管理の考え方と全く同じである。

図4.5.1は、地下水の開発、保全、管理の体系を示したものである。

ここで、地下水の開発とは地下水資源を利用できるようにすることを、保全とは地下水資源を保護し、障害の発生を防ぐことを、管理とは地下水資源を守り、合理的・有効に利用することをそれぞれ意味している。

この図で最も強調されていることは、地下水の開発、保全、管理いずれのステージにおいても、技術分野と行政分野とが関係しあい、最下段に書かれている法律、条例の制定や、水、土地利用政策の決定に、技術分野が大きな役割を占めていることを示している。そして、これら2分野が関係しあう接点に予測モデル、管理モデルといったシミュレーションモデルが位置している。これらのモデルについては前に述べたが、このモデルの技術的に妥当であるか否かで、地下水の揚水量の規制等の政策に大きな影響もたらされることになる。

4.5.2 地盤沈下防止の将来展望

現在、工業用水法とビル用水法が地盤沈下防止の法律として施行されており、地域によっては地盤沈下防止の為の条例を制定している所もある。

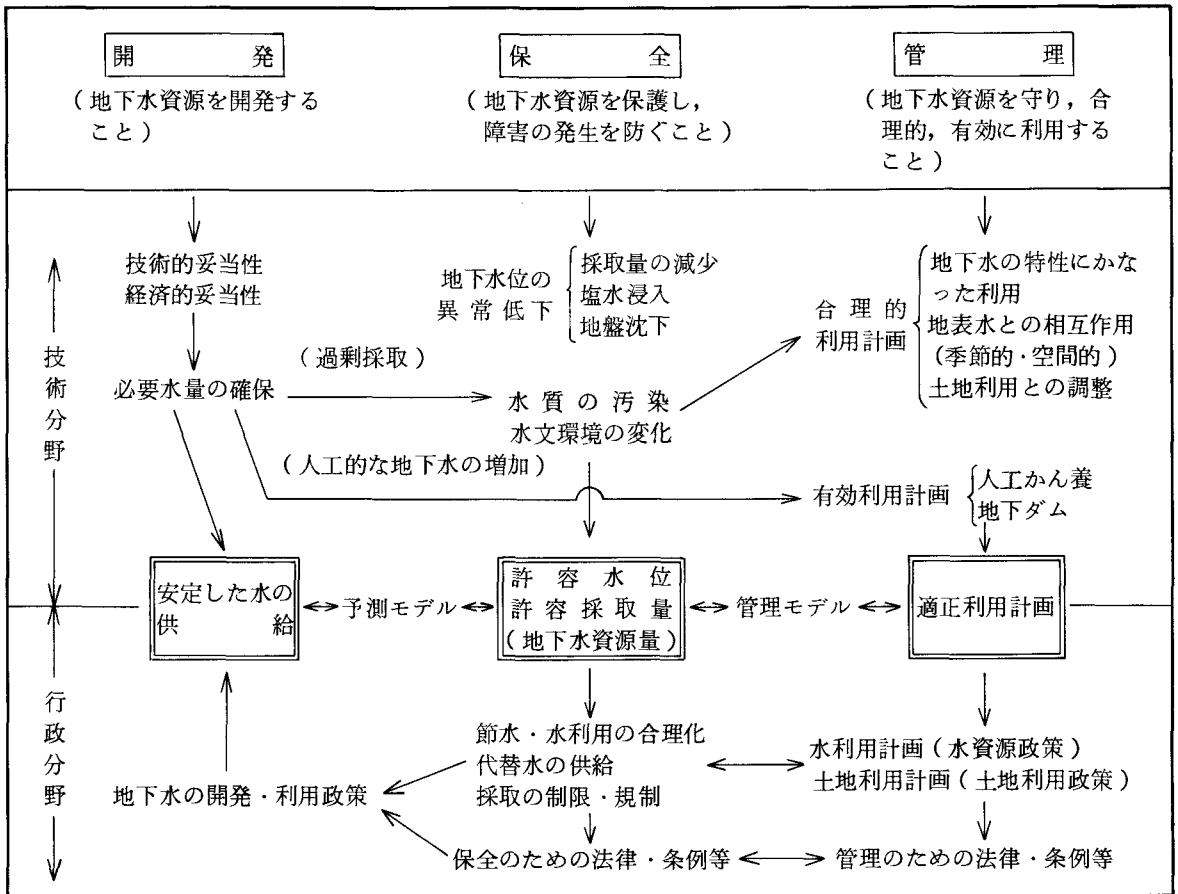


図 4.5.1 地下水資源の開発・保全・管理の体系（農林水産省，1986）

これらの法律や条例の制定にあたっては前項で述べたモデルに基づいていないものも多いが、最近決定された「地盤沈下対策要綱」のうち、筑後・佐賀平野と濃尾平野地域については、一応のモデルに基づいて地下水揚水目標量が設定されたと言ってよい。

今後は、各地域毎でその地域の土地利用、水利用形態に合った地下水利用を考えるとともに、前記のモデルが地域毎に完備され、地下水の管理を完璧に出来るようにしておく必要があると考えられる。

参 考 文 献

- 環境庁(1981)：地盤沈下予測手法調査報告書，278 p
- (1985)：「全国地盤沈下地域の概況(昭和59年度)」，16 p
- 関東地区地盤沈下調査測量協議会(1985)：関東平野北部地域各年地盤沈下等量線図
- 建設産業調査会(1982)：「土木，建設技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック」，128—156
- 農業用地下水研究グループ(1986)：日本の地下水
- 東海三県地盤沈下調査会(1985)：濃尾平野の地盤沈下と地下水，245 p
- 農林水産省構造改善局計画部資源課(1981)：地下水の採取と地盤沈下，「地下水技術資料その1」，12 p

第5章 地震と活断層

5.1 地震災害

応用地質学に関連した地震災害を分類すると地震の原因とされている地盤の変位そのものと、その地域の地質特性に大きく左右される ①地震動によっておこされる地盤の液状化、②土石流、③斜面崩壊などがある。また、軟弱地盤に被害が大きい地震動による構造物の被害や海底の断層の変位によって発生する津波等があげられる。有史以来地震による最大の災害は、1556年に中国の上海でおきた地震によるもので83万人の死者を出したと言われている。また、最近では1976年に同じく中国でおきた唐山地震で死者約65万人との報告がされている(Bolt, 1978)。

日本における地震は有史以来数多くあり、その被害もかなり詳しく調べられている。その被害を地質・地形上から見ると大まかではあるが、次の3点に要約されよう。

- ① 山岳地域の地震被害：斜面崩壊とその二次的被害（土石流）。
- ② 沖積平野地域の地震災害：人工構造物、特に堤防の破壊など。
- ③ 海岸地域の地震被害：地盤の液状化、および津波など。

以下個々にこれらの現象の内、特に地質に関係のある地盤の液状化、および土石流崩壊について述べる。

5.1.1 地盤の液状化

1964年に発生した新潟地震の際に新築のアパートが傾いたり、倒れたりした例があるが、これは地盤の液状化によるものとされている。また、最近の例では、1983年の日本海中部地震の際にも、液状化の現象が認められた。

液状化とは砂丘等のような砂地盤が、地下水位以下にあった場合に、地震時に短期間にはほぼ非排水状態で繰返しせん断を受けると、砂粒子と砂粒子の間の結合力が弱くなり、地震動によって、間隙水圧が上昇するため、地盤のせん断抵抗がほぼ失われて、砂地盤が液体の様相を呈するものを言う。

液状化に関する研究は、数多く行われており、現在ではその成果が、各種基準や指針に採用され、対策工法についても、ほぼ確立される段階に至っている。表5.1.1に液状化の予測方法の種類とそれに必要な調査項目を示す(土木学会, 1985)。

液状化可能性の推定法はその手法の違いにより大きく次の2つに分けられている(土木学会, 1985)。

- ① N値、粒径分布により直接推定する方法
- ② 繰返しせん断抵抗率を用いる方法

①の方法は過去の地震による地盤の液状化経験に基づいて基準化されたもので、極めて簡単でかつ直接的に液状化予測を行うことが可能である。②の方法はN値、粒径分布等を用いて地盤の液状化に対する繰返し強さを求め、他方、想定地震によって地震時に地盤内に発生するせん断応力を計算することによって、両者の比(液状化に対する安全率)を算定するものである。

以上のように液状化は砂地盤、とくに淘汰の良いゆるい砂地盤で被害を受け易く、日本においては、沖積平野の海岸近く、特に海流により粒度のそろった砂が運ばれ堆積した地域では注意を要する。予防とし

表 5.1.1 液状化予測方法の種類と必要な調査項目（土木学会，1985）

液状化予測方法	必要な調査，試験，解析
過去の震害記録をもとにした予備的な検討	震害記録の入手，試験，聞きこみ調査
地形，地質をもとにした予備的な検討	微地形分類，地層断面図作成
各種基準（道路橋耐震設計指針，建築基礎構造設計基準，港湾の施設の技術上の基準，建造物設計標準解説，危険物の規制に関する規則，道路橋示方書，土地改良事業計画設計基準）および各種簡易予測方法	ボーリング，標準貫入試験，サンプリング，粒度試験，地震力の設計
液状化試験および地震応答解析などを行なう詳細な予測方法（過剰間隙水圧の蓄積と消散を考慮する方法を含む）	ボーリング，標準貫入試験，サンプリング，PS検層，粒度試験，〔最大・最小密度試験〕，液状化試験（振動三軸試験など），〔動的変形係数を求める試験〕，地震力の設定，地震応答解析，〔過剰間隙水圧を考慮した安定解析〕
模型実験（振動台など），現場試験などを行なう方法	振動台実験，クイの振動実験，発破による実験

（注）〔 〕内は場合によっては不要な項目

ては大型もしくは重要構造物の基礎を砂層の下の礫層もしくは基礎岩盤に着けることにより，被害を少なくすることができるものとする。日本における沖積平野の砂層，礫層，基礎岩盤の分布はほぼ判明しており，また判明していない沖積平野でも，地質調査で容易に判明するものとする。

5.1.2 土石流と崩壊

歴史時代から，大地震に伴って山崩れ的な大崩壊がおこった例が記録されている。最近の例では，表 5.1.2 に示す様に 1949 年今市地震，1968 年十勝地震，1978 年伊豆近海地震，1984 年長野県西部地震などがある。表 5.1.3，5.1.4 には地震が原因とされるわが国と諸外国の大崩壊例を示す。

このような崩壊のおきる地質は，様々であるが，わが国の顕著な崩壊では，火山碎屑岩が多い様であり，その規模は比較的大きい。

これらの地震による崩壊を予測することは現状では難かしい。しかしながら，日本は既に大まかな地質構造は判明しており，さらに，各地域で想定される地震の大きさもほぼ判明しているので，構造物を設けるに当たっては上記の事実を慎重に加味すればある程度地震に対して安全な設計はできるものと考えられる。また，地質，地形，気候条件等，様々な条件を調査し，ハザードマップなどによる危険度表示は可能と思われる。

5.2 断層と地震

5.2.1 震源断層

現在の地震学では，地震は地下における岩石の破壊および食い違い，すなわち断層運動で引き起こされると考えられている。日本に住む我々は，日常生活の中で多くの地震を経験しているが，これらの一つ一

表 5.1.2 最近の地震に伴って起きた地すべり

地震	1978 伊豆大島近海地震 (a)	1968 十勝沖地震 (b)	1949 今市地震 (c)	1984 長野県西部地震 (d)
場所	見高入谷(七廻)	八戸市	日光市野口	御岳山
地すべり物質	第四紀火山碎屑物 (スコリア, 火山灰)	第四紀火山碎屑物 (軽石, 火山灰)	第四紀火山碎屑物 (軽石, 火山灰)	第四紀火山碎屑岩 (安山岩溶岩)
地すべり面	ハロイサイトに富む 古土壌の上部	火山灰と軽石の境界 面	ハロイサイトに富む 粘土層	ハロイサイトに富む 軽石
堆積物の特徴	側方と舌端部に盛り あがる舌状地形, 土 壤の塊が堆積物の上 にある。乾燥	舌状の形態で全体的 に平坦, 土壌の塊が 堆積物の上にある。湿潤	側方(?)と舌端部に 盛りあがる舌状地形, 土壌の塊が堆積物の上 にある。乾燥	谷を埋め, 一部で尾 根をのりこえる。流 れ山がある。乾燥
時間	約 30 秒	1 分以内	瞬 時	約 7 分

(a, b, c, は Chigira, 1982, d は大草他, 1986, Tanaka, 1985 による。)

表 5.1.3 わが国における地震時の大崩壊の例(町田, 1984)

発 生 地	発生年	主 な 地 質	誘 因	体積 ($\times 10^5 \text{ m}^3$)
磐梯山 福島県	1888	火山碎屑岩	爆発, 地震	1,500
立山鳶崩れ 富山県	1858	火山碎屑岩, 溶岩, 花崗岩	地 震	270 ~ 410
大谷崩れ 静岡県	1702	砂岩・粘板岩	豪雨, 地震	120
庄川帰雲山崩れ 富山県	1858	流紋岩	地 震	10

表 5.1.4 諸外国における地震時の大崩壊の例

発 生 地	発生年	主 な 地 質	誘 因	体 積 ($\times 10^5 \text{ m}^3$)	移動速度 (km/h)
Lower Gloss Venture, USA	1925	粘板岩	地 震	40	180
草嶺, 台湾	1941	粘板岩質砂岩	地震, 雨	150,200	
Madison, Montana, USA	1959	片麻岩, 片岩, 泥灰岩	地 震	28	
Sherman glacier, Alaska, USA	1964	砂岩	地 震	10~30	
Hope British, Columbia, Canada	1965	輝緑岩, 珪岩	地 震 ?	47.3	
Nevados Huascarán, Peru	1970	花崗閃緑岩	地 震	50~100	200~360
St. Helens Washington, USA	1980	火山碎屑岩	地 震	280	

つが地下深部での断層運動によって発生したものである。ところで、この“断層”は地震波や地殻変動の観察に基づいて地震学的に想定される断層であり、我々が野外で観察する地質学的な断層とは意味が異なっている。そこでこのような地震の原因として地下に想定される断層を、特に震源断層と呼んでいる。

震源断層は図5.2.1に示すような単純化したモデルを想定している。このモデルを規定する断層パラメータは、マグニチュード、地震モーメント、断層の走向、断層面の傾斜、断層長、断層の幅、変位量(すべりの大きさ)、変位の立上がり時間、破壊速度、応力降下量等である。

このモデルに基づいて地震波の理論計算を行い、実際に観測された地震波形や地殻変動のデータと比較して最適の断層パラメーターが求められる。上記断層パラメーターの間にはいくつかの関係が認められる。このうち、震源断層の面的な広がりに関しては、多くの地震について断層の長さ(L)と幅(W)との間にはほぼ $L = 2W$ の関係がある。しかし、内陸部に発生する大地震については $L > 2W$ の例が多く、この関係は成立しない。これは、Wが地殻の厚さ以上には大きくなれないためであろう(阿部, 1985, Abe, 1975)。また、断層の面的な大きさとマグニチュード(M)との関係は、一般にMは $\log S$ (Sは震源断層の面積)

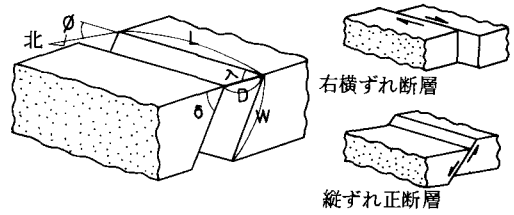
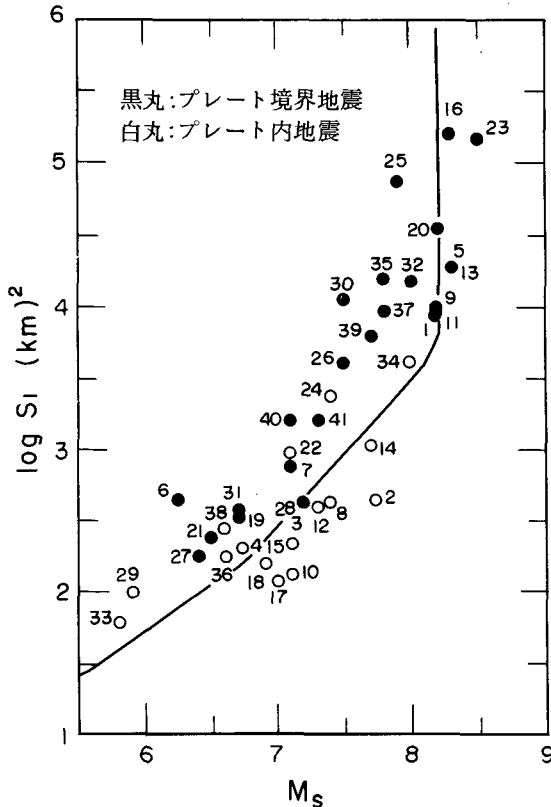


図5.2.1 震源断層モデル(阿部, 1974)

- L: 断層長, W: 断層の巾,
- δ : 断層の傾斜角, ϕ : 断層の走向,
- λ : 断層面上のすべりの角度,
- D: すべりの大きさ(実移動量)



に比例して大きくなるが、これも $M > 8$ 以上の大地震となるとSは増加してもMは大きくはならない(図5.2.2)。

- | | |
|-----------------------------|------------------------------|
| 地震番号 | 21. North Atlantic II (1963) |
| 1. 関東(1923) | 22. Spain(1964) |
| 2. 丹後(1927) | 23. Alaska(1964) |
| 3. 北伊豆(1930) | 24. 新潟(1964) |
| 4. 埼玉(1933) | 25. Rat Island I (1965) |
| 5. 三陸(1933) | 26. Rat Island II (1965) |
| 6. Long Beach(1933) | 27. Parkfield(1966) |
| 7. Imperial Valley (1940) | 28. Aleutian(1966) |
| 8. 鳥取(1943) | 29. Truckee(1966) |
| 9. 東南海(1944) | 30. Peru(1966) |
| 10. 三河(1945) | 31. Borrego(1968) |
| 11. 南海道(1946) | 32. 十勝沖(1968) |
| 12. 福井(1948) | 33. 埼玉(1968) |
| 13. 十勝沖(1952) | 34. Portuguese (1969) |
| 14. Kern County (1952) | 35. 千島列島(1969) |
| 15. Fair View(1954) | 36. 岐阜(1969) |
| 16. Chile(1960) | 37. Peru(1970) |
| 17. 北美濃(1961) | 38. San Fernando (1971) |
| 18. 若狭湾(1963) | 39. 根室沖(1973) |
| 19. North Atlantic I (1963) | 40. Turkey(1967) |
| 20. 千島列島(1963) | 41. Iran(1968) |

図5.2.2 表面波マグニチュード(M_s)と断層面積(S)の関係(Geller, 1976)

黒丸: プレート境界地震 白丸: プレート内地震

曲線は、Haskellの断層モデルに基づいて理論的に計算した $M_s - \log S$ 曲線である

なお、多くの地震では本震に引続いて多数の余震が発生するが、この広がり（余震分布域）はほぼ震源断層の広がりを示すものと考えられている。

5.2.2 断層と地震

内陸地域に比較的浅い震源の大地震が発生すると、地表に断層変位が生じることがある。このような地震に伴って地表に現れる断層を地震断層 (Earthquake fault) と呼んでいる (大塚, 1936)。地震断層の出現する確率は地震の大きさと関係があり、規模の大きな地震ほど出現率が高くなる。我が国の例では、明治以降内陸に発生した地震のうち、 $M > 7.4$ の地震では 100%、 $M = 7.0 \sim 7.4$ の地震では 60% の確率で地震断層が出現した (星野, 1956)。また、Iida (1965) の計算によれば $M \geq 7.3$ で震源が 50 km 以浅の大地震なら 100% の確率で地震断層が地表に現れると予想される。

地震断層は地下の岩石 (基盤) に生じた断層変位が地表に現れたものである。土地の表面形状には左右されず、一定の方向性と連続性、変位の存在とその向きの一特性などの特徴を備えており、重力性の地表現象である地割れや地這りの滑落崖とは区別される。

日本では江戸時代以前には断層という概念が無かったため、地震断層の多くは地割れや地這りに紛れて見過ごされてしまっていた。しかし、近代科学が導入された明治以降については、わずか 100 年ほどの間に、不確実なものまで含めると 20 以上の地震で地震断層の出現が報告されている。これから見ても日本は、世界で地震断層の出現頻度の最も高い国の一つである。表 5.3.1(b) にはそのうちのいくつかの例を示す。

地震に伴う様々な地変の中で、地震断層が特に注目されるのは、これが震源断層の地表への現れである場合が多く、地下の断層運動に関する貴重な情報を地表にもたらしてくれるからである。地震断層が

- ①震央地域を通過していること、
- ②地震波や地殻変動の解析から推定される震源断層と、走向、変位の向き、変位量などが似ていること、
- ③余震分布の広がりと一致していること、

等の特徴を有している場合には、地震断層が震源断層の地表への延長と考えられる (松田, 1976)。

また、この他、地震断層の中には震源断層とは直接関係は無いが、大地震の振動に誘発されて活動する断層もある。これを誘発性地震断層と言う。誘発性地震断層は、活断層の周辺に蓄えられていた局地的な歪が、強い地震動を引き金として断層運動として解放されるものであり、震源断層の歪解放領域から明らかに離れたところに出現する。誘発性地震は、地殻歪が何等からの刺激によって解放されるために生じるものであり、核爆発やダム貯水などもこの刺激になり得る。実際アメリカでは地下核実験によって活断層が運動した例が知られている (Bucknam, 1969)。

5.2.3 地震断層の出現形態

地殻は様々な岩石の集合体であり、また、過去の地殻変動による無数の弱線を内在しており、全体として不均質である。そのため、現実の地震断層としては、震源断層として想定されるような一本の連続的、直線的な断層が認められることはほとんどなく、多数の断層の集合体として現れるのが普通である。これをスケールに応じて整理すると、内陸地震の場合、震源域の広がりに対応して現れるのは、長さ数 km から数十 km に及ぶ断層の集合体である。図 5.2.3 には濃尾地震の例を示す。このような断層の集合体を松田 (1976) は断層系 (Fault system) と呼んだ。そして、断層系を構成する個々の断層 (図 5.2.3 の根尾谷断層や梅原断層) を断層線 (Fault strand) と名付けた。この断層線自体もより大きな縮尺で見ると、

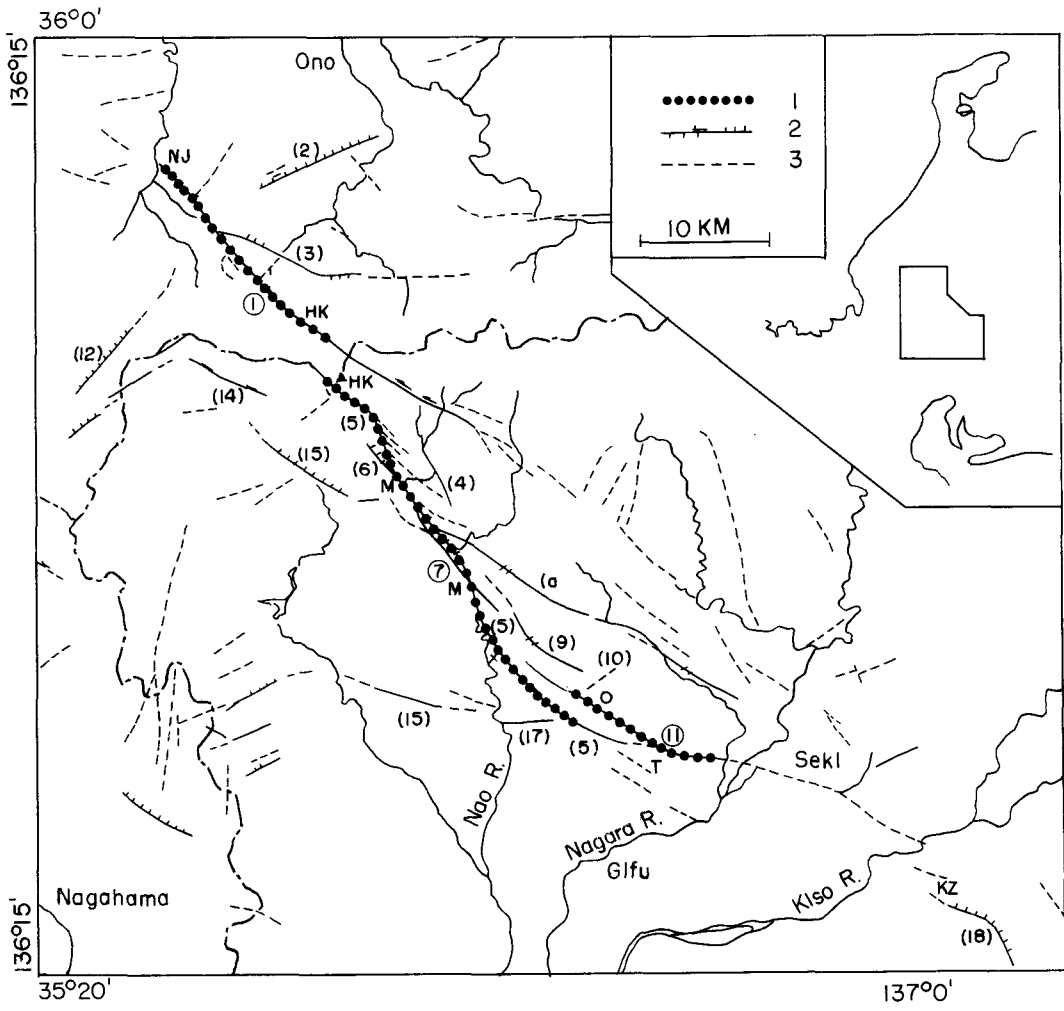


図 5.23 濃尾地震の地震断層と活断層 (松田, 1974)

- (1) 1891 年に出現した地震断層
- (2) 活断層
- (3) 活断層の疑いのあるリニアメント
- 断層名 ① 温見断層 ⑦ 根尾谷断層 ⑪ 梅原断層

更に小規模な断層の集合体である。断層線は 1/5 万から 1/2.5 万 程度の地図上で、1 本の線として表現される断層と理解していただきたい。

地震断層は地表面象であり、そのため断層の地表での出現形態は上記のような地質構造的な要因と共に、表層地質条件に強く制約される。野外で実際に地震断層を追跡すると、山地や丘陵地では断層崖などの明瞭な断層変位が認められるのに、低地ではそれが不明瞭な撓曲や幅広い地帯に広がる地割れになるなど、出現地点の地質条件に応じてそれぞれ異なった断層地形を示すことがわかる。

山崎 (1981) は地震断層のこのような出現形態の相違を、その出現地点における表層被覆層の厚さと断層変位量との関係で説明できると考えた。図 5.2.4 は出現形態と変位量および被覆層の厚さ (ここでは沖積層の厚さ) の関係を示したものである。地震断層の出現形態の特徴を示すには変位量 (D) とその変形帯の幅 (W) の比 D/W を用いた。変形帯の幅とは、断層運動によって地表に変形の生じた Zone の幅である。

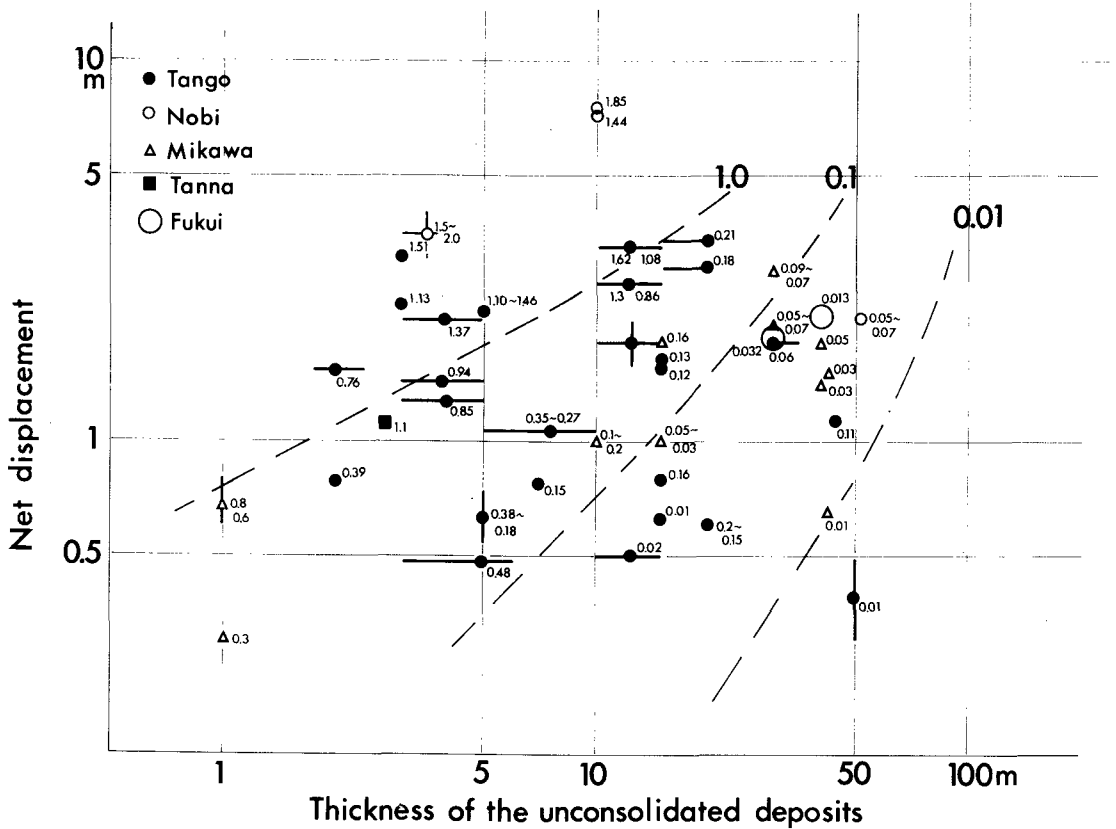


図 5.2.4 地震断層の出現形態とその地点の変位量及び未固結被覆層の厚さとの関係 (図中の小数字は D/W 値) (山崎, 1981)

D/W が大きいほど明瞭な断層崖や横ずれ地形となり、D/W が 0 に近づくほど撓曲などの緩やかな変形を示すと考えられる。

この図から読み取れる特徴は、被覆層の比較的薄い地域では変位量が大きいと明瞭な断層地形が現れ、小さいと不明瞭な地形となり、一方被覆層の厚い地域では変位量にほとんど関係無く緩やかな変形となることである。この様な特徴は、野外調査において断層と地割れを区別したり、断層の真偽を見分ける時などに有効である。例えば、1918 年の長野県大町地震では、大町の南西に寺海戸断層と呼ばれる長さ 1.1 km の地震断層が現れたことが報告されている (大森, 1921)。この地震断層は変位量 0.15 m、出現形態は断層崖であった。しかし、この地域の地下は少なくとも深度 100 m 付近までは粗粒な河成堆積物 (未固結) で構成されており、図 5.2.4 によればこの地域では報告されているような断層崖の出現はほとんど考えられない。これらから、出現した“崖”が果たして本当に地震断層であったのかという疑問がわいてくる。

5.2.4 地震断層の地質学的な意味

地震断層の出現した場所を調べると、平野や盆地の縁あるいは山地内の大きな谷筋など地形的な境界に沿っていることが多い。更に詳しくみると、それは地震以前から存在していた断層破砕帯や断層変位地形 (例えば断層崖や河谷の屈曲等) と一致していることが多い。これらのことは、我々が知っている地震断層の活動以前にも同じ場所で同様の断層運動が繰り返し起きていたことを示している。また、最近のカリ

フォルニアのサンアンドレアス断層 (Sieh, 1978) や日本のいくつかの地震断層の詳しい調査から、それらの活動は周期性をもって繰り返していることが分って来た。

また、この様な断層運動の繰り返しによって、生じた断層変位の一部は次の断層活動時まで侵食されずに保存され、次の活動でまた新たな変位が付け加わっていく。この変位の累積として、破碎帯、断層崖や横ずれ屈曲地形、更には大規模な地形境界などが形成されて行くのである。地震断層の出現は現在の広域応力場の下で進行している地殻運動の活動のひとつが我々の目の前で演じられたものなのである。

5.2.5 活断層の定義とこれに関連する諸問題

地震断層の調査から導かれた断層運動の再来性により、現在と同一の広域地殻応力場の下で最近まで繰り返し活動していた断層は、当然これからも活動を繰り返すものと予想される。活断層とはこの様な断層について名付けられた名称である。

活断層が学問的にも社会的にも注目されているのは、それが単に地質学的な岩石の食い違いの場所や工学的に岩盤強度の弱い場所だからではない。その断層が将来活動する可能性を秘めているからである。すなわち、活断層は将来の地震の震源となり、その周辺地域に災害をもたらす可能性があるため、多くの人が関心を寄せているのである。したがって、大地震の予知やその災害を防止するために活断層に関する詳細な調査・研究は極めて重要であり、これを積極的に推し進める必要がある。

活断層は、現在の応力場の下においてこれからも活動を繰り返す可能性のある断層と定義される。この定義に基づいて多数の断層の中から活断層を選別するには、断層の将来の活動性を識別する必要がある。断層の将来の活動を予測するのに有効な方法は、過去に遡ってその活動の歴史を知ることである。最近の地質時代に繰り返し活動していた断層は、地殻の広域的な応力場に変化の無い限り当然これからも活動を繰り返すものと予想される。現在の日本の広域応力場は第四紀の初頭以降ほぼ一定であると考えられているので、最近の地質時代とは第四紀を指すのが普通である。そこで、第四紀以降の断層活動の繰り返しの証拠が、活断層かそうでない断層かを判定する基準となる。

特定の断層が、第四紀以降に繰り返し活動していたことの証拠は、詳細な地形・地質学的調査から求められる。断層運動の結果、地層や地形は食い違うが、それが何回も繰り返されることによって古い地形や地層ほど変位量が大きくなる。これを変位の累積性という。ある地域において、第四紀に形成された地形・地質学的な基準(地形面、地層面、谷・尾根筋など)に、古い時期のものほど変位量が大きいという変位の累積性が認められる場合には、そこに活断層の存在が指摘される。このように、第四紀に形成された断層変位基準に変位の累積性が認められることが、活断層判定の必要十分条件である。

しかし、活断層の定義や認定をめぐる幾つかの問題があることも事実である。しばしば指摘されているのは、活断層の定義が活断層研究者の間で異なっており、実際の調査や対策に混乱が生じているという、定義の不統一に関する問題である。だが、これは活断層の概念的な定義と活断層として選り出すための判定基準の混同から生ずる誤解であると考えられる。

実際の活断層調査では、上記の条件がどの断層についても必ず得られるとは限らない。そこで、調査の目的に応じて異なった作業基準を設けて調査が行われることがある。例えば、活断層の全国的な分布概要を調べるときには、地質情報の精度に地域的なばらつきがあるため、作業基準を緩くする必要がある。これに対し、特定の構造物の安全性を確保するために周辺の活断層を調べようとする場合には、断層の過去の活動史についてかなり詳しい調査が必要である。

活断層に関する問題の幾つかは、この様な作業基準が、活断層の定義と混同されていることから生じている。即ち、分布図作成等で良く使われる、「第四紀に変位した断層を活断層として扱う」という作業基準が活断層の定義と誤解され、活断層は定義が曖昧だとか研究者毎に定義が異なると批判されたりするのである。

繰り返すが、活断層の定義と作業基準は別のものであり、作業基準は対象や調査の目的によって夫々異なっていることに留意する必要がある。

さらにもう一つは、断層や褶曲などの地学用語の多くが野外での観察事実に対応した記載的な用語であるのに対し、活断層とは断層の将来の活動性に大きな意味を持たせた概念的な用語であることから生じる問題である。即ち、この文字の中に断層という記載的な用語を含んでいるため、活断層も断層と同様に単一露頭の観察などから認識・識別できると誤解されていることである。

露頭における第四紀層の変位は、活断層判定の重要な手掛りだが、それは活断層判定の十分条件であり、活断層以外の原因で生じた断層を多く含んでいる。土木工事などの際、小断層や地辻りによる断層露頭から活断層問題が起き関係者を困惑させた例も多い。実際の活断層調査では、単一の露頭レベルにおいてそれが活断層であるかどうかを判断するのは困難な場合が多い。仮に第四紀層を変位させていても、そこに変位の累積性が認められなければ活断層ではない可能性も大きい。また、露頭に現れている断層が主断層なのかそれとも副断層なのかは単一露頭では判断できない。

日本の主要な活断層の場合、その位置は地形の境界と一致していることが多く、主断層は崖錐等に埋められているため露頭が発見されることは極めて稀である。これが活断層調査でトレンチ発掘調査が行われる理由の一つでもある。

活断層は地形・地質等の様々な情報の総合によって変位の累積性が解明され、これによって初めてその位置や活動性が認識されるものなのである。

5.3 活断層の運動

5.3.1 断層の分類と運動の様式

断層は一般的には「両側の岩石又は地層にくい違いが認められる破断」と定義されている。これを成因的にとらえて「岩石又は地層中に生じたせん断破壊」と定義することがあり、せん断破壊は必然的に「ずれ」を伴うので結果的に前述の一般的な定義と合致する。したがって、断層運動の様式という動的な分類を行えばより明瞭となる。断層に関する定義や記述は研究者や調査者によって異なるが、以下、最も一般的な定義を示す。

a) 正断層・逆断層・横すべり断層、共役断層（地学団体研究会，1981，木村 編，1984）

断層は地層と同様に両側のブロックの動き（スリップベクトル）を走向・傾斜で表すことができる。傾斜成分が走向成分より大きい場合には傾斜移動断層（縦すべり断層）、走向成分が大きい場合には走向移動断層（横すべり断層）という。両者の中間的なものは斜めすべり断層（斜め移動断層）という（国際地質学会議，1967）。

傾斜移動断層のうち、断層面を境にして上ブロック（上盤）が下ブロック（下盤）に対して相対的にずり落ちたような運動をしたものを正断層、反対に上ブロックが下ブロック上にずり上がったものを逆断層という（図 5.3.1）。逆断層のうち傾斜が 45° 以下のものを特に衝上断層ということが多い。しばしば断層面が鉛直で両ブロックの相対変位が不明な場合がある。もしこの断層が走向移動断層でなく傾斜移動断

層であることがわかれば、高角傾斜移動断層という。

走向移動断層も両側のブロックの相対的な位置関係で左ずれ断層及び右ずれ断層という（見かけ上、対応するブロックが左にずれたものを左ずれ断層、右にずれたものを右ずれ断層という）。走向移動断層は断層面の傾斜が高角度のことが多いが、これは断層の形成時の応力配置に関するものと考えられている。

断層は地殻内の応力状態によってその形態がさまる。正断層は最大圧縮主応力が鉛直 45° 以内の場合に生じ、逆断層は最小圧縮主応力が鉛直から 45° 以内の場合に生じる。また走向移動断層は中間主応力が鉛直から 45° 以内にある場合に生ずる（岩石のもつ内部摩擦角によって多少不一致のこともある）。

同一応力場の下では、主応力の方向に対してある一定の交角で2方向の断層が形成される。この2方向の断層の組を共役断層という。共役断層には、鋭角方向に両側からのブロックの押し込み、2つの断層又は断層系の交角、断層面の類似性、断層面上の条線方向が断層面の交線に垂直である、等の特徴がある（木村 編, 1984）。さらに両系統の断層が互いに切りつ切られつており、前述の特徴をそなえておれば共役断層である可能性が非常に高い。共役断層を解析することによって主応力場の状態がわかり、断層の活動性の検討に資するところが大きい。

b) 断層系、主断層、副断層

地殻を構成している岩石や地層は一様でなく水平方向にも鉛直方向にも力学的には不均質である。さらに既応の断層や局部的な変質を受けて“弱層”を形成していることも多い。こういう複雑な地殻に外力が働いた場合、場所によってあるいは経過時間によって外力の方向や大きさが大きく変わることが考えられる。したがって、断層も幾何学的に直線的にしかも全体が一本の連続したものとなることはほとんどありえない。通常大小さまざまなものが一つの集合体として現れる。

同一応力状態によって形成されたある限られた地域内で、1ないし2種の類似の特性をもつ何本かの断層をまとめて断層系という。共役断層も、他の断層と共に1つの断層系に入れることができる（図5.3.2）。同一断層系では個々の断層の規模等が異なるが形態（分類）や移動方向が同じなので活動性の検討が同一視できる可能性がある。

ある地域に発達する多くの断層すなわち断層系のうち断層の長さや破碎帯の幅等の規模が他に比べ特に大きいものを主断層といい、主断層に随伴するものを総称して副断層（分岐断層、派生断層、平行断層等）という。もしそれらの断層が活断層であれば主断層が活動する可能性が最も高く、変位量も大きいものと考えられる。副断層は主断層からの距離によって断層の数（本数）や変位量が少なくなったりする傾向が認められる。もし副断層の存在範囲が限定できれば構造物のサイトの選定上非常に有効であると考えられる。

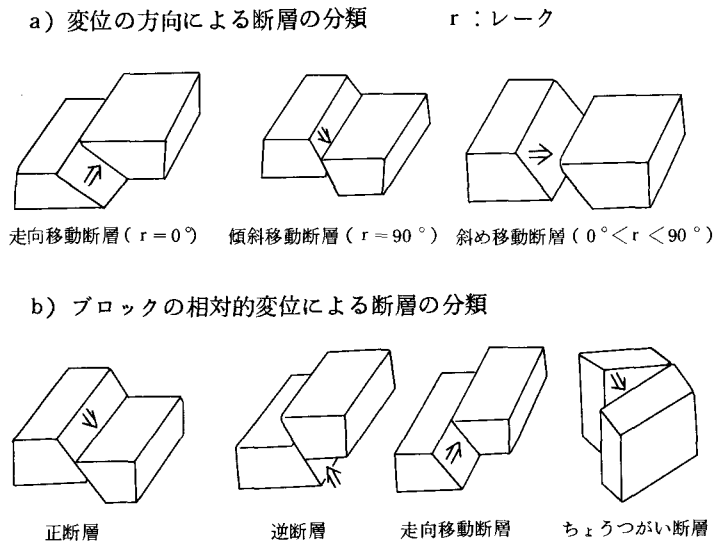


図 5.3.1 断層の幾何学的分類

共役断層は1つの共通の応力条件下でできる断層のセットである。しかし地震と直接関係するような大規模な断層系においては2つの系統の断層の規模が非常に異なったものが多い(図5.3.2, 図5.3.3)。また,地震断層の研究によると両者が同時に変位した可能性はほとんどない。どちらか一方が変位すれば地中応力が十分解放されるか,応力状態が変わってしまうためと思われる。

主断層と同時に変位する副断層の範囲を検討する。弾性反発説によると地震は地中に蓄積された弾性的な歪エネルギーが地殻の一部を破壊して解放される現象である。この歪エネルギー分布を数値解析によって求めたり(小島 他, 1981),地震前後に測地的に求めている例がある(笠原, 1960)。これらによると“変位”は主断層から離れるにつれて対数曲線的に急激に減少するが,20~40 kmの範囲内まではその影響下にある。もちろんこの場合の変位は断層や地変ではなく,破断を伴わない地殻の歪を意味する。

主断層から副断層までの距離(傾度を測定したもの)を直接調査した例がある。Tsuneishi et al (1975)は主断層からの距離に応じた小断層の密度の減少を検討したもので,これによると副断層

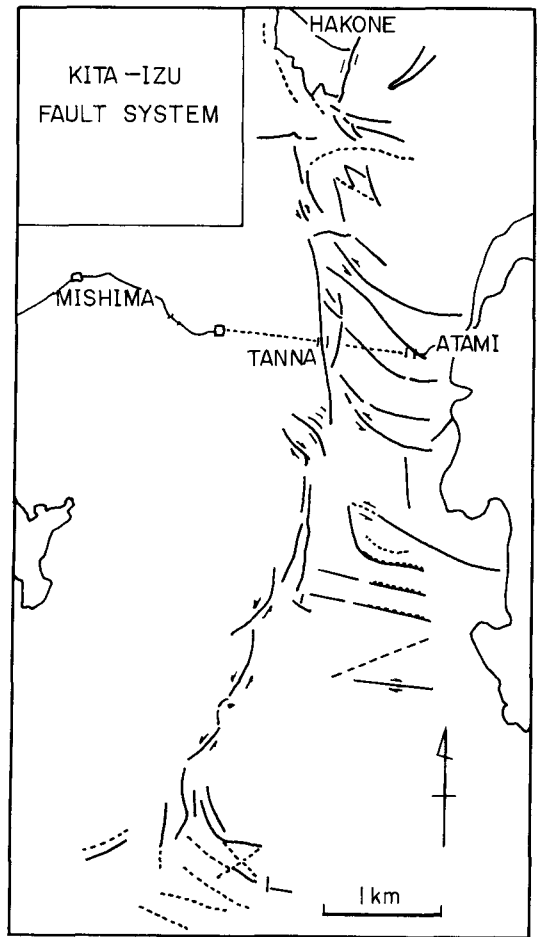


図 5.3.2 北伊豆断層系(松田・岡田, 1963)
南-北~北東-南西方向の断層は左横ずれ,北西-南東方向は右横ずれ変位を示す。点線部は1930年北伊豆地震に際し地表に変位を生じた部分。南北性の地表地震断層が丹那断層帯(左ずれ)で,北伊豆断層系の主断層であり,南側の北西-南東性のものが姫の湯断層(右ずれ)で,共役断層と考えられる。

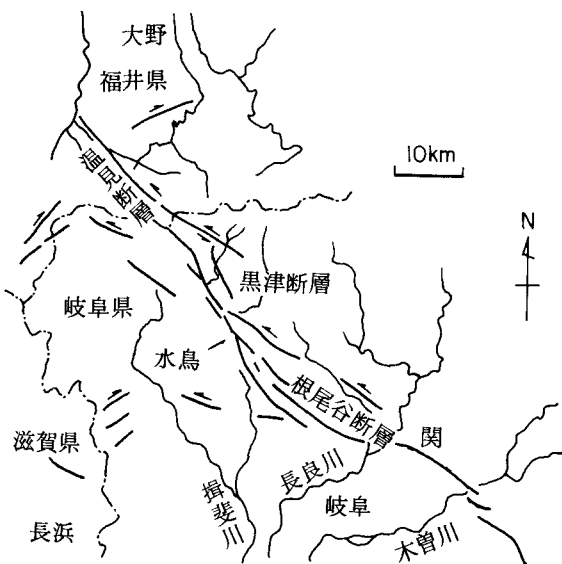


図 5.3.3 根尾谷断層系(濃尾地震で一部地変が生じた)(松田, 1974)

の分布範囲はせいぜい片側2 km程度となる(図5.3.4)。桑原(1983)は断層群(主断層に相当する)の長さ(副断層までの最大距離)との関係を求めた。これによると存在する地層の時代にかかわらず,また断層の長さ(副断層までの最大距離)との関係なくほぼ一定で,主断層からの最大距離は3 km程度となる(図5.3.5)。垣見は多くの事例調査から一応の目安として最大5 km程度を

考えればよいとしている(阿部 他, 1985)。

Bonilla (1970)は米国における地震断層

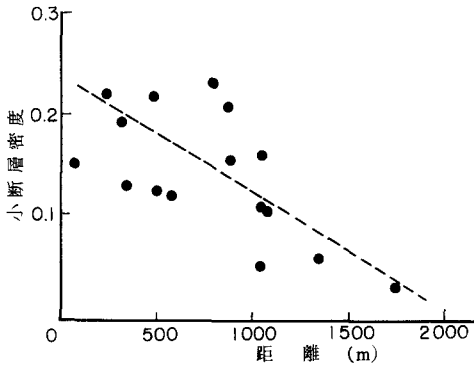


図 5.3.4 主断層からの距離に応じた小断層密度の減少 (Tsuneishi et al, 1975)

の調査から“主地震断層” (main faults) と“副地震断層” (branch faults 又は secondary faults) の変位量と、主地震断層から副地震断層までの距離を求めている。それによると、副地震断層の変位量は主地震断層からの距離によってきまり、主地震断層からの距離 1.5 km で主地震断層の最大変位量の 40% 以下、2.5 km で 30%、5.5 km で 20% となる。それ以遠ではほとんど変わらず、最も遠い例では 13.6 km に変位が認められた。

また図 5.3.6 からの興味深い情報を読みとることができる。すなわち、

- ① 断層の運動形態によって副断層の生ずる最大距離が異なる。走向移動断層は最大変位量が大きくても主断層からの最大距離は 2~3 km 程度。逆断層 (衝上断層) の例は少ないのではっきりしないが、最大距離がそれよりも大きくなると考えられる (San Fernando 地震, 1971)。
- ② 主断層からの距離 7 km から 13 km の間が空白域 (?) となっている。13 km 以遠のものは主地震断層と同時に変位したが別の地震断層ではないかとも考えられる (変位量が 30~150 cm と大きい)。
- ③ 主断層からの距離 5~7 km の地震断層 (San Andreas 断層, Fairweather 断層) は活動度 A A 級のもので変位量がずばぬけて大きい特殊な例である。日本では丹後地震 (変位量 365 cm) や北伊豆地震 (同 360 cm) 程度が最大規模であり、図 5.3.6 から類推すると、主断層からの距離は 3~4 km 程度となる。

以上を考察すると日本では、主断層から副断層までの最大距離を 3~4 km 程度と考えれば十分と思われる。

c) 運動の様式

発生する地震の規模は活断層の長さに比例する傾向がある (Bonilla, 1967, 松田, 1975)。一方活断層の長さは大きいものでは San Andreas 断層や North Anatolia 断層, 中央構造線のように 1,000 km を超えるものも珍しくはない。これらの断層が 1 回の地震で全長に変位が生ずるならば、その時の地震エネルギーは莫大なものになるであろう。実際に地震時に動いた断層をみると、一定範囲に限定されるようである。

表 5.3.1 (a) はアメリカ西海岸を中心とした地域の地震断層と 1 回の地震に変位した区間を示したもの

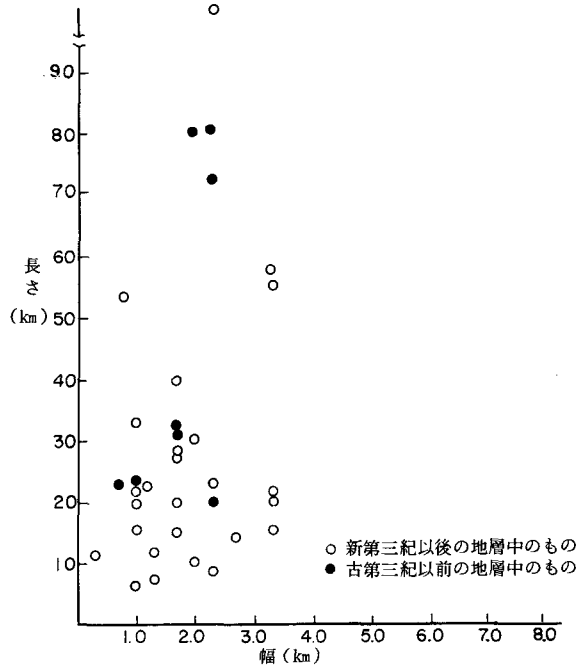


図 5.3.5 断層群の巾と長さの関係 (桑原, 1983)

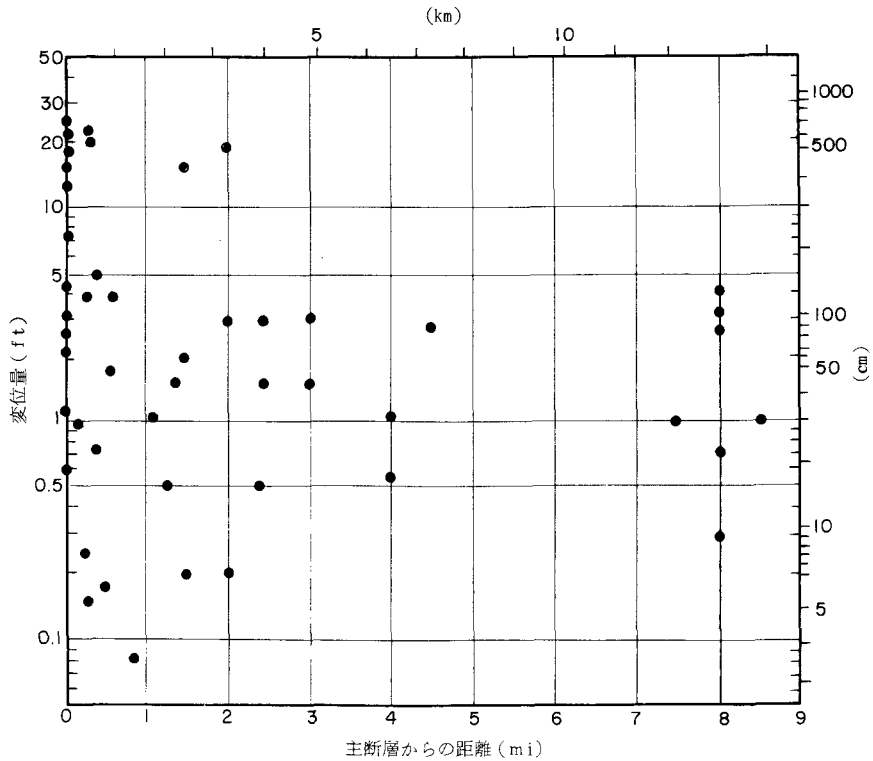


図 5.3.6 米国の地震断層における主断層(Main)と副断層(BranchおよびSecondary)の変位量と、副断層の主断層からの距離(Bonilla, 1970)

である(Bonilla, 1970 その他の資料による)。地震断層No①及び②はとびぬけて変位区間長が大きい
が、この2例を除くと最大60 kmオーダーである。また日本の例(表5.3.1 (b))では全体に小さいが、最
大60 kmに達するものがある(松田, 1975 その他の資料による)。地震断層は地震の原因となった断層の
うち地表に現われたものであるから、地中ではもっと長いであろう。坪井(1954)の地震体積論によると
最大級の地震に伴う地殻の破壊は100 km×100 km×30 kmオーダー(地殻の厚さを30 kmと仮定)程度で
あり、地中部分を考慮すれば地震断層の調査結果とほぼ合うものと思われる。

図5.3.7はNorth Anatolia断層(トルコ)に沿って発生した地震の位置を示したものである(松田,
1975)。この断層の総延長は約1,200 kmあり、1939年から1967年までの間に8回の大地震があった。
単純に計算すると、地震の発生位置の平均間隔は150 kmとなるが、間隔が大きい所(地震の空白部?)が
あり、それを考慮すると一連の活断層でも1回の地震で変位する断層の長さは最大100 km程度と思われる。

歪エネルギーの放出の仕方には瞬時型とクリープ型がある。瞬時型には一括放出型と分割放出型がある
(松田, 1975)。

一括放出型は蓄積された歪エネルギーが1回の地震で殆ど全部放出されるもので、地質条件や地域性を
考えても大地震となる可能性が大きい(阿寺断層, 跡津川断層, 丹那断層等)。一方分割放出型は蓄積さ
れた歪エネルギーが分割されて放出されるので1回当りのエネルギー放出は小さく、したがって回数は多
くなるが、中小規模の地震となる。個々の断層の性質によって放出型が異なるので、地震規模を予測する
ためには放出型を知る必要がある。

表 5.3.1 (a) 地震断層と変位区間長 (米国西海岸)

No	地震断層名	型 式	変位区間長 (km)	関 連 地 震 名 (マグニチュード)	発 生 年	備 考
①	San Andreas	右横ずれ	430	San Francisco (8.3)	1906	水平変位 6 m
②	Fairwaither (アラスカ)	右横ずれ	180~200	Lituya Bay (8.0)	1958	水平変位 6 m
③	Imperial Valley	右横ずれ	64 +	Imperial Valley (7.1)	1940	水平変位 5.7m
④	Pleasant Valley	正	32~64	Pleasant Valley (7.6)	1915	
⑤	Patton Bay	逆	62	Alaska (8.4)	1964	
⑥	(Nevada)	正	61	Dixie Valley (6.8)	1954	
⑦	Ceder Mountain	右横ずれ正	60	Ceder Mountain(7.3)	1932	
⑧	(Nevada)	右横ずれ正	58	Fairview Peak (7.1)	1954	
⑨	White Wolf	左横ずれ正逆	53	Kern County (7.7)	1952	
⑩	San Andreas	右横ずれ	37	Parkfield (5.5)	1966	
⑪	Lost River	左横ずれ正	34 +	Boran Peak (7.3)	1983	
⑫	Coyote Creek	右横ずれ	31	Borrego Mountain (6.4)	1968	
⑬	Imperial Valley他	右横ずれ	30.5	Imperial Valley(6.7)	1979	
⑭	(Nevada)	正	30	Rainbow Mountain (6.8)	1954	
⑮	Red Canyon	正	24 +	Hebgen Lake (7.1)	1959	
⑯	San Fernando	逆	20 +	San Fernando (6.6)	1971	
⑰	(Mexico)	右横ずれ正	20	San Miguel (6.8)	1956	

表 5.3.1 (b) 地震断層と変位区間長 (日本)

No	地震断層名	型 式	変位区間長 (km)	関連地震名 (マグニチュード)	発 生 年	備 考
①	千 屋	逆	60	陸 羽 7.5 (7.0)	1896	垂直変位 250 cm
②	根 尾 谷	左横ずれ	35	濃 尾 8.4 (7.9)	1891	垂直変位 400 cm 水平変位 800 cm
③	深 溝	横ずれ	28	三 河 (7.1)	1945	
④	福 井	左横ずれ	25	福 井 (7.3)	1948	
⑤	梅 原	左横ずれ	25	濃 尾 8.4 (7.9)	1891	②, ⑧と同じ
⑥	S 1 (海底)	逆?	20 +	新 瀧 (7.5)	1964	
⑦	屈 斜 路	左横ずれ	20	屈斜路 (6.0)	1938	
⑧	温 見	左横ずれ	20	濃 尾 8.4 (7.9)	1891	②, ⑤と同じ
⑨	郷 村	左横ずれ	18	(北)丹後 (7.5)	1927	
⑩	川 舟	正		陸 羽 7.5 (7.0)	1896	①と同じ
⑪	鮪 門	正	10 +	男 鹿 (6.6)	1810	
⑫	浜 間 口	左横ずれ?	10 +	男 鹿 (6.6)	1810	⑪と同じ
⑬	矢 流 沢	正	10	庄 内 7.3 (6.8)	1894	

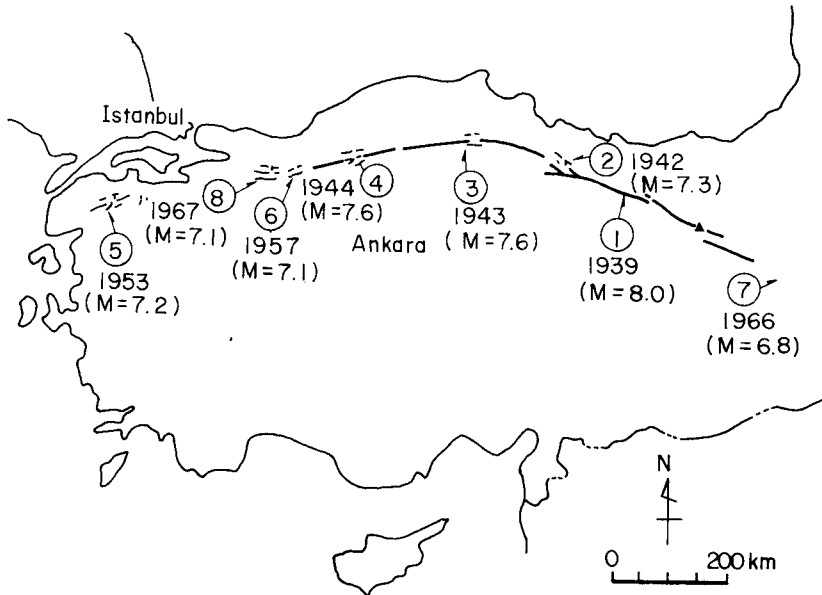


図 5.3.7 North Anatolia 断層に沿う地震の発生
(松田, 1975, 出典は Allen, 1969, Ambraseys, 1969)

クリープ型は歪エネルギーの蓄積と同時に常時放出するもので、San Andreas断層の中央セグメントにその例をみることができる。この部分はほとんど地震らしいものがなく、最近数十年間平均 2 cm/年程度でクリープしている(右横ずれ)(Tocher, 1960)。これまで日本では顕著なクリープ型活断層は見つかっていない。

5.3.2 断層の活動度

断層はクリープ性の特例を除いて、ほとんどのものは断続的に活動する。断層の活動度は活動 1 回当りの変位量、活動の頻度(例えば 1,000 年当りの回数とか周期又は活動間隔)、あるいは変位量と頻度の積、等で表すことが考えられる。10 万年とか 100 万年という長期間を考えると、一般的な傾向として頻度と変位量は比例するようである。したがってある一定期間をとり、その間の変位量を平均変位速度として表わし、それによって活動度を示している(松田, 1975, 活断層研究会, 1980, 他)。これに対して次のような反論もある。活断層の活動は非常に不規則であり、かつ間欠的な動きをする(伊藤 他, 1982)。これは 1~2 万年オーダーで見ても言えるし、もっと長期のオーダーでみれば活動的な時期と非活動的な時期を明瞭に区別することができる。変位の方向や速度もかなり変化に富む事例が報告されている(Sugimura and Matsuda 1965)。

平均変位速度は時期の判明している断層において、その変位量を変位時期から現在までの年数で割ったもので、10 万年とか 50 万年というオーダーのかなり長い期間の平均的な変位の速度を意味する。したがって、もし断層の活動が間欠的であるならば時期によって平均変位速度は大幅に異なることになる。しかし日本における多くの調査事例では、平均変位速度によって“断層の活動性”を評価することができるといわれている。この場合、変位期間は第四紀後期をとることが望ましく、長い期間をとらなければならない場合も、第四紀以内に限定すべきであろう。

表 5.3.2 は松田 (1975) による活断層の活動度区分をもとに、活断層の事例と断層変位地形の一般的特徴を示したものである。日本の主要な大断層は A 級に区分され、1,000 年につき平均 1 m ~ 10 m の変位をしている。AA 級に区分されるものは日本の内陸に存在せず、プレート境界に相当するものである (最近富士川断層は AA 級といわれている (木村 編, 1984))。

変位速度 (活動度) が大きければ断層変位地形は新鮮で大規模、かつ延長距離も長くなる。小さければ変位地形は不明瞭となり、小規模で延長距離も短くなる。したがって断層地形の一般的な特徴から断層の活動度をある程度推定することが可能である (表 5.3.2) (阿部 他編, 1985)。

表 5.3.2 活断層の平均変位速度による区分と断層変位地形の一般的特徴 (阿部 他編, 1985)

区 分	1,000 年の平均変位速度 (S)	事 例	断層変位地形の一般的特徴
AA 級	$100\text{ m} > S \geq 10\text{ m}$	日本海岸沿いの断層 南海トラフ断層 相模湾断層 San Andreas 断層	ランドサット衛星映像や大地形に表現されているような大断層で、ほとんどの場合プレート境界に相当する
A 級	$10\text{ m} > S \geq 1\text{ m}$	中央構造線 糸静線中央部 阿寺断層 丹那断層 跡津川断層	4 万分の 1 空中写真の判読で地形線や地形面が切断されているのがよくわかり、変位の向きが確実に判定できる。断層変位地形はきわめて明瞭。
B 級	$100\text{ cm} > S \geq 10\text{ cm}$	立川断層 深谷断層 長町-利府断層	4 万分の 1 空中写真の判読で、断層変位地形がどうか認定でき、条件がよければ変位の向きもわかる。断層変位地形はやや不明瞭。
C 級	$10\text{ cm} > S \geq 1\text{ cm}$	深溝断層 岡村断層 吉岡断層	2 万分の 1 空中写真の判読で、断層変位地形がどうか認定できる程度、リニアメント (線状構造地形) は明瞭。
D 級	$1\text{ cm} > S \geq 0.1\text{ cm}$		第四紀に活動したことは確かであるが、断層変位地形は不明瞭ないしほとんどわからない。リニアメントもやや不明瞭

5.3.3 活断層と地震規模の予測

地震は地殻の破壊、すなわち断層活動による歪エネルギーの放出と考えることができる。地殻は重力や構成物質の密度差、プレートの移動等さまざまな営力によって歪エネルギーが蓄積される。歪エネルギーがある限界点を越えると放出されるが、歪エネルギーが蓄積される地殻中の応力状態は地質時間的にあまり長くなければほぼ一定と考えることができる。したがって、地殻の破壊するところは既存の破壊面 (断層) が再活動する可能性が非常に大きい。活断層やその近傍は極最近まで歪エネルギーが蓄積される条件下にあり、しかも活断層そのものは地殻が破壊されたものであるから近い将来再び活動する可能性があり、地震の原因となり得ることを意味している。

活断層の位置や活動の特性を知ることによって、地震予知の可能性はある。ただし、現在のところ歪エネルギーの蓄積量又は蓄積速度や地殻が破壊する時の限界値等が明確にされていないので地震の発生時期

を予知したり予測したりすることは困難である。

a) 地震の起り易いところ

表 5.3.3 は地質構造区を考慮しながら地域区分し、「日本の活断層」に記載されている断層をプロットし、断層密度を求めたものである。この表から活断層分布には大きな地域性があることが読みとれる。



図 5.3.8 活断層区（各区の名称および特性は表 5.3.3 参照）（中村，1983）

表 5.3.3 活断層区の特性（中村，1983）

記号	活断層区名	全活断層密度 (本/メッシュ)	長さ 10 km 以上の 活断層密度 ($\times 10^{-1}$ 本/ メッシュ) *	A 級活断層の 密度 ($\times 10^{-1}$ 本/ メッシュ) **	横ずれ成分をも つ活断層密度 ($\times 10^{-1}$ 本/ メッシュ) ***
I	北海道主部	0.12	0.34	0.19	0.10
II	東北日本内帯	0.59	0.68	0.60	0.04
III	東北日本外帯	0.06	0.19	0	0.09
IV	伊豆小笠原弧先端部				
IV a	関東山地周辺	0.22	1.21	0	0.49
IV b	伊豆半島周辺	4.55	2.73	3.64	14.55
V	フォッサマグナ地帯	1.28	3.60	5.20	1.60
VI	西南日本内帯東部				
VI a	能登半島周辺	1.80	0	0	0
VI b	中部山地	1.19	6.67	1.67	5.00
VI c	近畿三角地域	2.95	8.46	0	6.15
VI d	近畿北西部	0.22	1.88	0	1.56
VII	西南日本内帯西部				
VII a	中国・瀬戸内・北九州	0.12	0.49	0	0.42
VII b	中九州火山地域	4.48	3.03	0.61	2.12
VIII	中央構造線主部	1.70	7.50	7.00	8.00
IX	西南日本外帯	0.18	0.14	0.42	0.14

* : 大規模地域の頻度と関連する。 ** : 活動度に関連する。 *** : 横ずれ断層の比。

b) 地震規模

地震規模と地震時の変位量や、地震断層の長さや地震規模の間には密接な関係があることが知られている (Bonilla, 1967, 松田, 1975)。

松田 (1975) は次の式を提案している。

$$\log D = 0.6 M - 4.0 \quad D: \text{変位量 (m)} \quad M: \text{地震規模 (マグニチュード)}$$

$$\log L = 0.6 M - 2.9 \quad L: \text{地震断層の長さ (km)}$$

この中 $D-M$ の関係は地域による違いは少なく、米国カリフォルニア州やニュージーランド、オーストラリア等のデータもよく合う。これに対して $L-M$ の関係は地域によって相当大きな違いがある。これは L の限定に大きな誤差があることと、震源の深さの差が L に大きくかかわるためであろう。また $L-D$ の関係は前述の式からおおよそ次のようになる (同一スケールで表示)。

$$L = 10^4 D$$

データ数が非常に少ないが、同一活断層で D のバラツキが検討されている。それによると D のバラツキの範囲は前述の式から求めた値 (平均値) の 2 倍から $1/2$ の範囲におさまる。これを $D-M$ の関係式によって M のバラツキに換算すると、その範囲は ± 0.5 となり、同一活断層はかなり同規模の地震活動をすることがわかる。

c) 活動の周期

長年にわたって応力状態がほぼ一定であれば、活断層は周期的な活動をするはずである (Wallace, 1970)。近年のトレンチングにおいてこの事実が立証されたものもある (松田, 1969)。

断層の活動 (地震の発生) が繰り返えられる場合、その周期 (再来周期という) を R (年)、1 回あたりの変位量 (単位変位量) を D (m)、平均変位速度を S (m/年) とすると

$$R = D/S$$

となる。また、断層の各活動間にクリープ性の動きをすれば (多くの場合はリバウンドで主変位方向の逆)

$$R = D/(S - C)$$

C はクリープ変位の平均速度で、 S と同方向の場合を正、リバウンドの場合負とする。

となる。

日本内陸部の活動的な活断層の活動周期は 500 年～1500 年程度と言われている。

5.4 わが国の活断層

5.4.1 活断層の地域性

世界で最も活発な変動帯の一角を占める日本列島には、激しい地殻変動を反映して多数の活断層が発達している。その実態については、1970 年代の半ばから始められた活断層研究会による組織的な調査によ

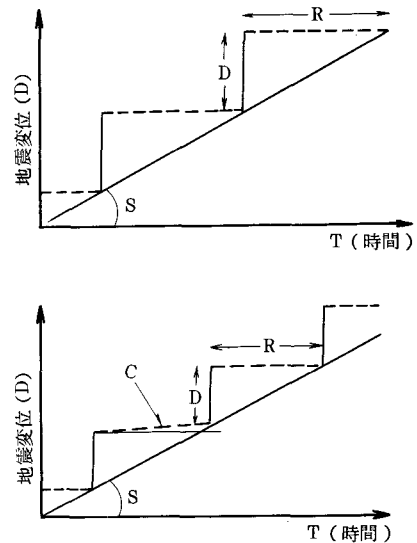


図 5.3.9 平均変位速度 (S) と 1 回の地震変位 (D)・再来周期 (R) の関係 (小出 他, 1979)

って、全国的に均一な精度で、活断層の分布、長さ、活動度などの諸特徴が明らかにされた（活断層研究会、1980）。

ところで、一口に活断層と言っても、その内容は複雑で多様性に富んでいる。しかし、各々の活断層を特徴付ける諸要素、即ち、断層の分布やその密度、断層長、平均変位速度、変位様式（正、逆、横ずれ断層）などを詳しく見ると、夫々地域的にまとまった特性を持つことがわかる。

図 5.4.1 は日本の主要な活断層について、横ずれを主とする活断層と縦ずれを主とする活断層とに分けて、夫々を別々の図に示したものである。この図から、①逆断層は東北日本に集中し、そこには横ずれ断層が殆んど認められない、②横ずれ断層はフォッサマグナ西縁から中部、近畿地方に集中している、さらに③中部九州には正断層群が発達する、等の顕著な地域の特徴が読み取れる。また、断層の分布密度も、中部地方～近畿地方、九州中部が高密度であるのに、西南日本外帯や北上・阿武隈山地などは低いという地域的な差異が認められる。

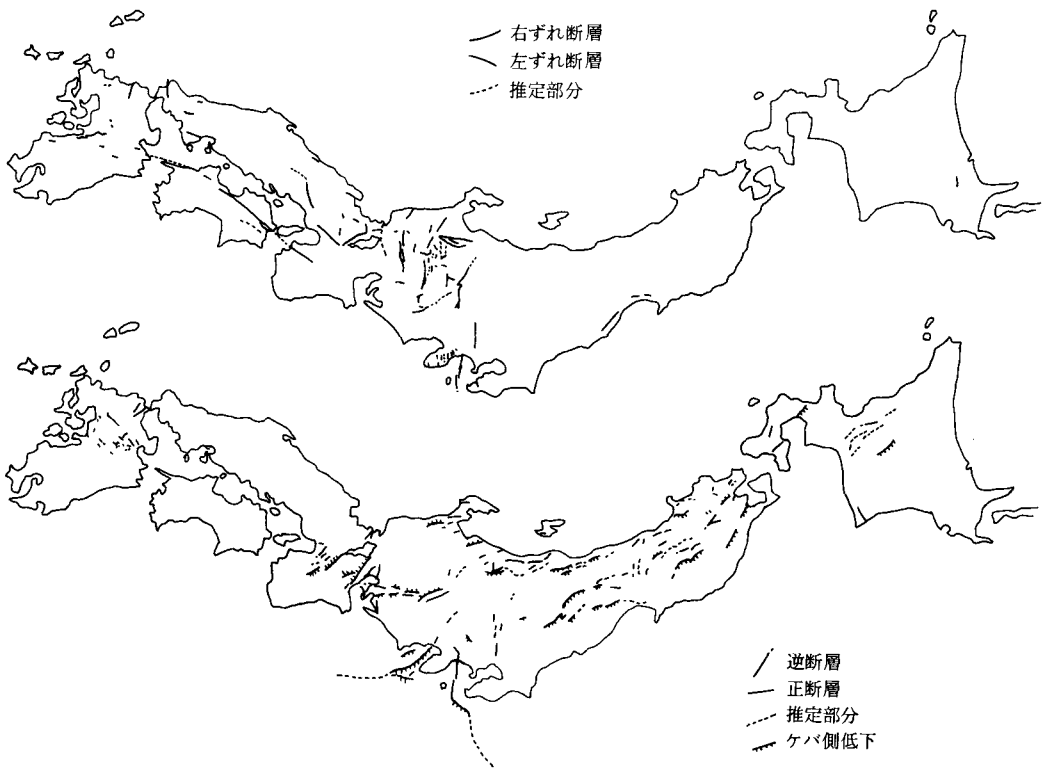


図 5.4.1 横ずれ活断層と縦ずれ活断層の分布（岡田・安藤，1979）

上図：横ずれ活断層 下図：縦ずれ活断層

断層長や活動度（平均変位速度）などについても夫々顕著な地域性が認められる。延長 50 km 以上の長大な活断層はそのほとんどが中部地方と中央構造線沿いに集中する。また、 $1\text{m}/10^3$ 年以上という高活動度を示す A 級活断層の多くも中部山地から中央構造線沿いに分布する。

地域性の原因は、活断層の出現やその運動様式が広域応力場だけではなく、夫々の地域の地質構造やその地域のプレート収斂境界との位置関係などに影響を受けているためであろう。

日本の活断層の示す様々な地域的な特徴をまとめて、その地域区分を行おうとする試みは、70年代の初

めから先駆的な研究者によって行われてきた(松田, 1973, 岡田・安藤, 1979)。そして, 活断層研究会(1980)は「日本の活断層」の調査で得た活断層資料を基に, 分布密度, 断層長, 活動度, 変位様式などの地域性から詳しい“活断層区”の設定を行った(図 5.4.2)。これによれば, 日本列島は海域を含めて 12 の活断層区(南西諸島及び小笠原を除く)に大区分されている。なお, この中には, フォッサマグナ西縁や中央構造線などの活構造帯も夫々独立した活断層区として含まれている。更に, 陸域については各区が夫々 2~3 に細分され, 全体で 23 の活断層区に小区分された。

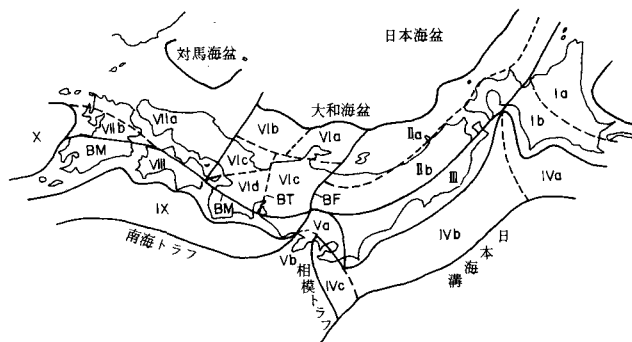


図 5.4.2 日本の活構造区分(活断層研究会, 1980) 区の名称, 説明は表 5.4.1 参照

表 5.4.1 は各活断層区における特徴を示したものである。この表から, 日本列島の活断層の地域性には以下の傾向が読み取れる。

表 5.4.1 活構造区とその中での活断層の諸特性(活断層研究会, 1980)

大区分	小区分	密度	主要断層の長さ*	主要断層の活動度	卓越する断層型**	備考
I 北海道主部	a 北海道主部内帯	小	小	C	逆?	
	b 北海道主部外帯	小	中	B	逆	
II 東北日本内帯	a 東北日本内帯大陸斜面	大	大	A?	逆	海底
	b 東北日本内帯陸上	中	小	B	逆	火山地帯
III 東北地方外帯		極小	中	B	逆・横	
IV 東北日本太平洋斜面	a 北海道南岸沖	大	大	A?	逆・横?	海底
	b 三陸・常磐・鹿島沖	大	大	A?	逆	海底
	c 相模舟状海盆周辺	大	大	A	逆・横	主に海底
V 伊豆小笠原弧先端部	a 関東山地周辺	中	小	B	逆・横	
	b 伊豆半島周辺	大	小	B	横	火山地域
BF フォッサマグナ西縁地帯		大	小	A	横・逆	
VI 西南日本内帯東部	a 能登半島周辺	小	小	B・C	逆	陸と海底
	b 隠岐舟状海盆周辺	中	中	B?	逆?	海底
	c 中部山地	大	大	A	横・逆	
	BT 敦賀湾-伊勢湾線地帯	大	中	A・B	横・逆	
	d 近畿三角地域	大	中	B・A	逆・横	
VII 西南日本内帯西部	e 近畿西北部	中	中	B	横・逆	
	a 中国・瀬戸内・北九州	小	小	B・C	横・逆	
	b 中九州火山地域	大	小	B	正	火山地域
BM 中央構造線地帯		大	大	A	横	
VIII 西南日本外帯		極小	小	B・C	逆・横	
IX 西南日本太平洋斜面		大	大	A A	逆・横	海底
X 沖縄舟状海盆北部 南西諸島		中	大	B?	正?	海底
	伊豆・小笠原諸島	大~極小 (地域差大)	小	B・C	正	陸上のみ
		小?	小	C	逆?	陸上のみ

* 小: 20 km以下, 中: 20~50 km, 大: 50 km以上, 海底と陸上は元の資料がちがうが, 別図による長さ。

** 逆: 逆断層, 正: 正断層, 横: 横ずれ断層。

①活断層の分布密度の大小は、断層長や活動度と正の相関がある。即ち、活断層の分布密度が最大のⅥc（中部山地）やⅡa（東北日本内帯大陸斜面）、Ⅳ（日本海溝～相模トラフ沿い）、BM（中央構造線）などの高密度分布地域では、そこに存在する主要な活断層は長さ50 km以上で、A級の活動度を示す。これに対し、分布密度の小さいⅠa（北海道主部内帯）、Ⅲ（東北日本外帯）、Ⅶa（中国、瀬戸内地方）、Ⅷ（西南日本外帯）では主要な活断層でも断層長は20 km以下で、活動度もB～C級と小さい。

②火山地帯（Ⅴb：伊豆半島，BF：フォッサマグナ西縁，Ⅱb：東北日本内帯，Ⅶb：九州中部）では①の傾向とは異なり、活断層の分布は高密度で、活動度もA～B級と比較的高いが、断層長は短く活断層は散在していることが特徴である。これは火山周辺では地殻の破碎度が高いためと考えられている。

活断層の地域性ができる原因として、岡田・安藤（1979）は日本付近で収斂する3プレート（アジア、太平洋、フィリピン海）の相互作用を指摘した。彼らは地域性的原因として以下の四つを挙げている。

- 1) 海洋性プレートの進行方向と海溝軸のなす会合角の地域的な違い：直交する場合は逆断層，斜交する場合は横ずれ断層が夫々内陸に生ずる。
- 2) プレートの接触面を通じて内陸に伝わる圧縮力の大小：接触様式の違い（衝突あるいは滑らかな沈み込み）が圧縮力の大小に影響する。
- 3) プレートの接触面からの距離：海溝に近いプレート接触面で巨大地震が頻発するので、この付近では大きな歪エネルギーは蓄積されず、活断層は発達しにくい。
- 4) 島弧中央横ずれ断層（中央構造線）の存在：この断層の活動度が高いと歪エネルギーは皆ここで解放され、他の活断層は成長しない。

5.4.2 活断層の事例

1. 中央構造線

中央構造線は、西南日本を外帯と内帯とに分け、日本列島の地質構造発達史を考える上で最も重要な地質構造線である。この構造線は、諏訪湖、天竜側東部、三河湾、紀伊半島北部、四国北部を経て九州中部まで、1000 kmにわたって西南日本を縦断し、後期中生代以降1億年以上にわたる複雑な活動の歴史を持っている。そして、第四紀においても日本で最も活発な活断層として活動を繰り返し、日本列島の第四紀地質構造発達に重要な役割を果たしている。

〔活動史〕

1976年から行われた中央構造線の形成過程に関する総合研究は、従来の知識を大きく書き換えた。構造運動を考えるにあたって、従来は、三波川帯と領家帯の境界の断層（中央構造線の主断層、狭義の中央構造線）にのみ注意が集中していたが、総合研究では構造線の両側に分布する地質帯中に記録されている断層や褶曲等の変形構造の解析から、詳細な運動史の解明が行われた。その結果、中央構造線の形成過程は、巨視的に見て表5.4.2に示す五つの時期が識別された（Ichikawa, 1980）。中央構造線の活動史の大部分を占める1～3期（白亜紀前期から中新世前期：100ma（ma：百万年前）から20 ma）には、概括的には垂直ずれを伴う左横ずれ運動が卓越していた。この間の左横ずれ累積変位量は数十kmに達するものと考えられる。その後、南北圧縮で垂直変位の卓越する4期（中新世後期から鮮新世）を経て、近畿以西の中央構造線が活断層として変位する、現在の右横ずれ運動の時期（5期）を迎えている。

〔活断層としての特徴〕

中央構造線は、Kaneko（1966）が右横ずれ変位地形の存在を指摘して以来、岡田（1968, 1973）、

表 5.4.2

(Ichikawa, 1980) より作成

時 期	絶対年代	地 域			
		I (九州~四国西)	II (四国東~近畿)	III (中 部)	IV (関 東)
1. 白亜紀前期	110 Ma+	—————	左横ずれ	—————	右横ずれ
2. 古第三紀前半	65 ~ 50 Ma	—————	左横ずれ	—————	
3. 古第三紀後半 ~中新世前期	50 ~ 20 Ma	—————	一部 一時期 逆断層	—————	左横ずれ
4. 中期中新世~ 鮮新世	15 ~ 2 Ma	中新世火山性盆地付近での局所的な垂直ずれ			
5. 第四紀後半	1 Ma	—————	活断層運動 右横ずれ	—————	

寒川(1977)等の研究によって、活断層としての実態が明らかにされてきた。以下、その特徴を紹介する。

中央構造線は、その全域が活断層であるわけではない。顕著な活断層は、紀伊半島西部の紀ノ川流域から四国徳島の吉野川流域を経て、瀬戸内海に面した石鎚山脈上麓地域までの延長約300kmの区間である(図5.4.3)。この図の下段には更新世後期以降の、中央構造線の平均変位速度の分布を示した。四国東部が5-10m/10³年で最大の値を示し、近畿では3m/10³年とやや小さくなる。しかし、いずれも日本の活断層の中では最大級の値である。この他、中部地方と九州西部にも活動度は低い活断層が認められる。また、活断層は必ずしも地質境界としての中央構造線(狭義の中央構造線)と一致する訳ではない。活断層は断続する長さ数十から数kmの多数の断層で構成され、狭義の中央構造線と平行ないし雁行して配列する場合も多い。そして、それぞれ独自の名称が付けられている。

〔断層変位地形〕

活断層としての中央構造線に沿っては、低断層崖、段丘崖や尾根、谷の右横ずれ屈曲、断層凹地、閉塞丘等の明瞭な断層変位地形が連続的に発達している。これらは、形成年代の古いもの程変位量が大きいという、累積的な断層変位が認められる。これは、断層活動が断続的に発生し、生じた断層変位地形の一部が変位を累積しながら保存されてきたためである。

図5.4.4、5.4.5には近畿及び四国の中央構造線沿いに見られる典型的な断層変位地形を紹介する。図5.4.4では紀ノ川の谷の北縁を走る根来断層が、和泉山地から南流して紀ノ川に注ぐ小溪流を系統的に右横ずれに変位させている。谷の累積屈曲量は約1.5kmを示すが、垂直ずれを伴う横ずれ運動の進行により、A-A'、B-B'、D-D'、G-G'等の河川では、小溪谷は上流を東側の谷に争奪され、見掛け上屈曲量が小さくなっている。

図5.4.5には吉野川中流市場町での父尾断層による河岸段丘の変位を示す。ここでは、約2.5万年前の段丘(A、B)を横切って、比高5~6mの低断層崖が形成されている。この崖は東方で段丘AとCとの間の段丘崖を約60m右横ずれに変位させている。段丘Cの形成は約9000年前で、段丘崖の形成も同時なので、ここでの完新世における断層の平均変位速度は6-7m/10³年と見積られる。

〔第四紀における中央構造線の運動〕

中央構造線の右横ずれ断層運動の開始時期は、西南日本の他の活断層の活動開始時期、更に、フィリピン海プレートの南海トラフでの沈み込み開始時期などの資料から、第四紀の初頭であろうと推定されている。

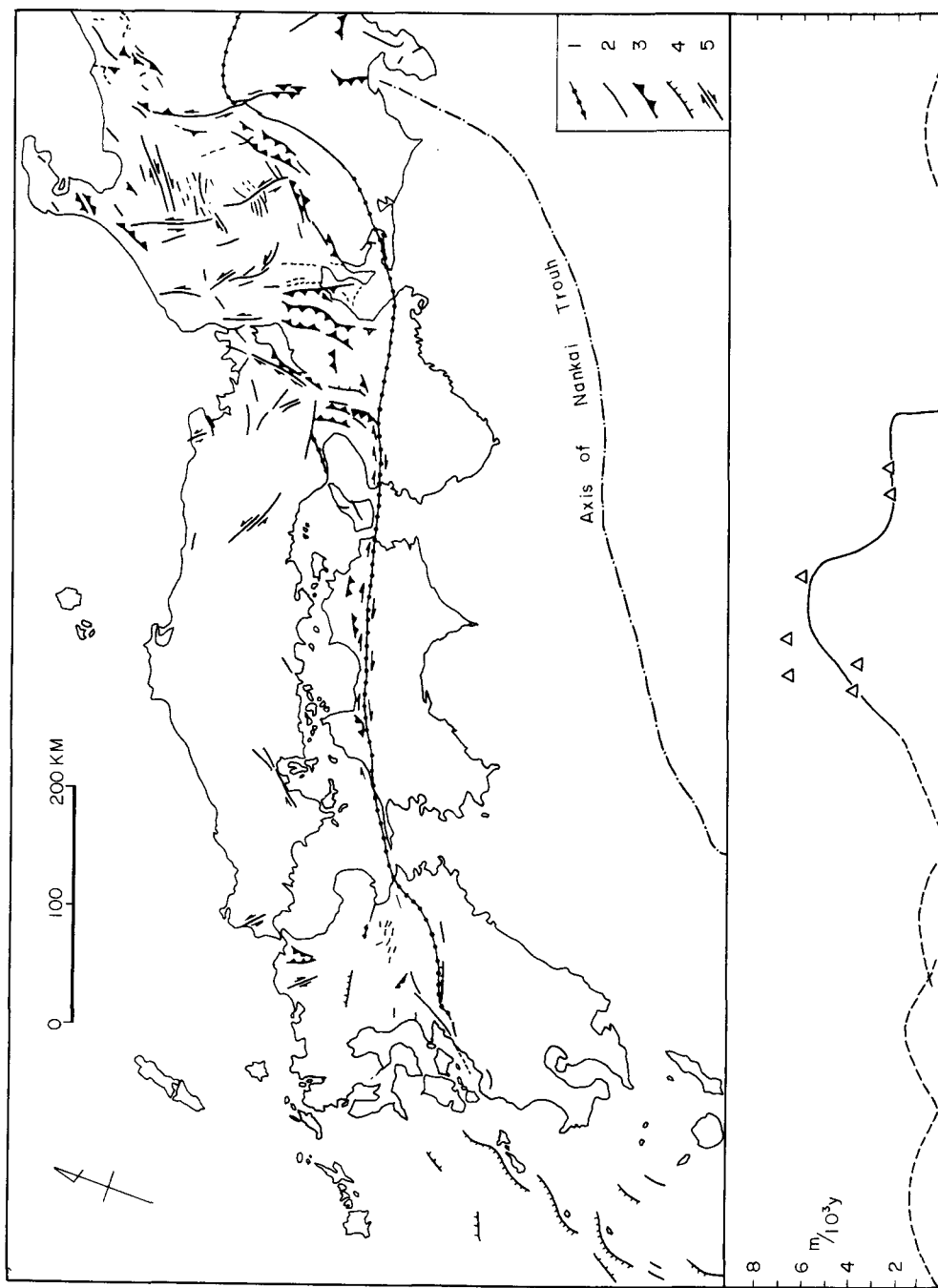


図 5.4.3 中央構造線のトレスと平均変位速度の分布 (Okada, 1980)

凡例説明： 1. 地質構造線としての中央構造線 2. 活断層 (横ずれ断層) 3. 活断層 (逆断層)
 4. ケバは地形的な落ちの向きを示す。 5. 矢印は水平ずれの変位の向きを示す。矢印の長さは変位速度の大小を示す。

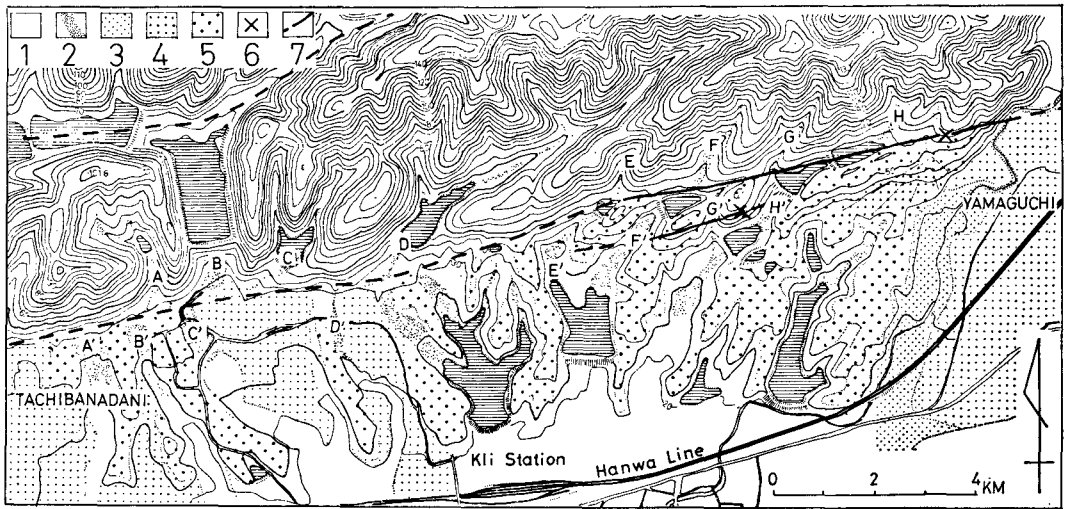


図 5.4.4 和歌山市北東，紀伊駅近くの中央構造線根来断層による断層変位地形 (Okada, 1980)
 凡例説明：1. 山地斜面 2. 屈曲谷の谷底 3. 最低位段丘 4. 低位段丘
 5. 中位段丘 6. 断層露頭 7. 活断層（根来断層）のトレース

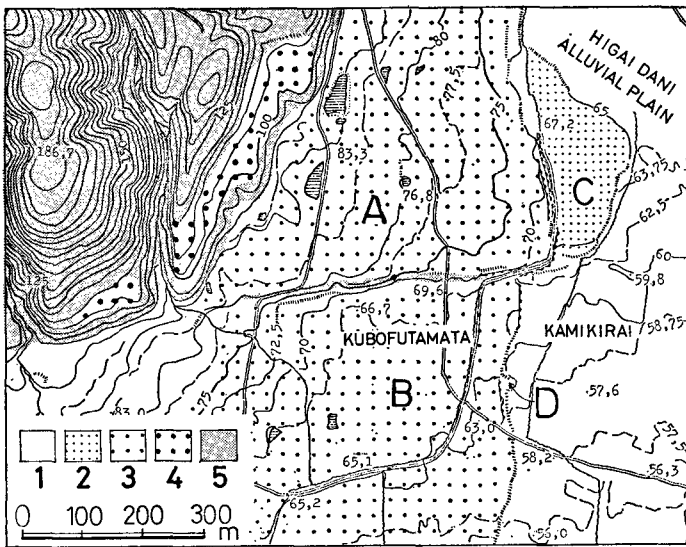


図 5.4.5 四国東部，徳島県市場町上喜来付近の断層変位地形
 (岡田, 1970, Okada, 1980)
 中央構造線父尾断層は図の中央部をほぼ東西に走り，河岸段丘を変位させている
 凡例説明：1. 沖積面 2. 最低位段丘 3. 低位段丘（最終氷期に形成される）
 4. 中位段丘 5. 和泉層群

た（岡田，1973）。しかし，その後，紀ノ川流域における寒川（1977）や岡田・寒川（1978）の研究から，中央構造線の右横ずれ運動やこれに伴う近畿地方での地塊の隆起運動が活発化したのは，第四紀でも特にその後半（最近100万年前以降）であることが明らかになった。近畿地方は第四紀前半には比較的小起伏であったが，後半になると中央構造線の右横ずれの活発化とともにその末端にあたる金剛・生駒山地などを始めとして，各地で地塊の急速な隆起運動が始り，現在見られる山地，盆地が形成された（寒川，1980）。これが藤田（1968）の六甲変動にあたる。

〔古地震と中央構造線の活動〕

中央構造線の歴史時代における活動の記録は知られていない。岡田（1973）によれば，近畿地方南部や四国西部，九州地方等の活断層としての中央構造線の末端部近くにはいくつかのM7クラスの地震が起きているが，中央構造線の活動を示す根拠は何もない。また，Ando（1974）は1945年の三河地震は三河湾を通る中央構造線の右横ずれ運動に関連して，内帯に逆断層運動が生じたものと考えた。しかし，これを実証する資料は得られていない。

紀伊半島～四国西部の活断層区間では，歴史的な大地震は一つも発生していない。また，地質調査所では四国において定期的に断層線を跨ぐ精密三角測量を実施しているが，クリープ運動などは観測されていない。

日本で最も活発な活断層の一つである中央構造線の断層活動の時期を正確に知ることは，この断層から発生するかもしれない地震の予知や防災対策上極めて重要である。そのため，1984年1月，愛媛県西条市の中央構造線岡村断層で，断層の活動時期を特定するためのトレンチ発掘調査が行われた。図5.4.6はこのトレンチ壁面のスケッチ図である。これから最低2回の活動が識別され，最新の時期は4世紀半ばから8世紀初頭の間，ひとつ前の活動は，3世紀から5世紀半ばまでの間に起きたと考えられる（京大防災研，1985）。

〔プレート・テクトニクスからみた中央構造線〕

中央構造線の第四紀における活動は，プレートテクトニクスの上では，島弧中央断層（貝塚，1972）の活動と位置付けられる（岡田・安藤，1979）。島弧中央断層は，島弧の火山フロントに平行して走る横ずれ断層であり，中央構造線やインドネシアの大スマトラ断層，台湾の台東断層，フィリピン断層など島弧を縦断する大横ずれ断層がこれに当る。島弧中央断層の形成は，海溝での海洋性プレートの斜沈み込みが原因と考えられる。中央構造線の場合，フィリピン海プレートが南海トラフで斜沈み込みを行うので，剛体的な西南日本外帯が西へ引きずられ，その結果生ずる内帯との歪をこの断層の右横ずれ運動が解消しているものと考えられる。西南日本の活断層の中で中央構造線の活動度が特に高いのは，このようにプレートの運動をかなり直接的に反映しているためである。中央構造線の第四紀における右横ずれ運動の開始は，フィリピン海プレートの沈み込み開始と関係するものであろう。また，第四紀後半での中央構造線の断層活動の活発化の原因は，その頃伊豆の北端で始ったプレートの衝突の影響も無視できないであろう。

2. 阿寺断層

中部地方は活断層の密度が最も高く，東西方向の最大圧縮応力場の下で北西－南東走向の左横ずれ断層と北東－南西走向の右横ずれ断層の，共役な2系統の活断層が網の目状に発達している。この中で阿寺断層は，濃尾，跡津川，恵那山などの長大で高活動度を示す活断層群の一つで，最近トレンチ調査によって完新世における活動史が明らかになってきた。

〔阿寺断層の概要〕

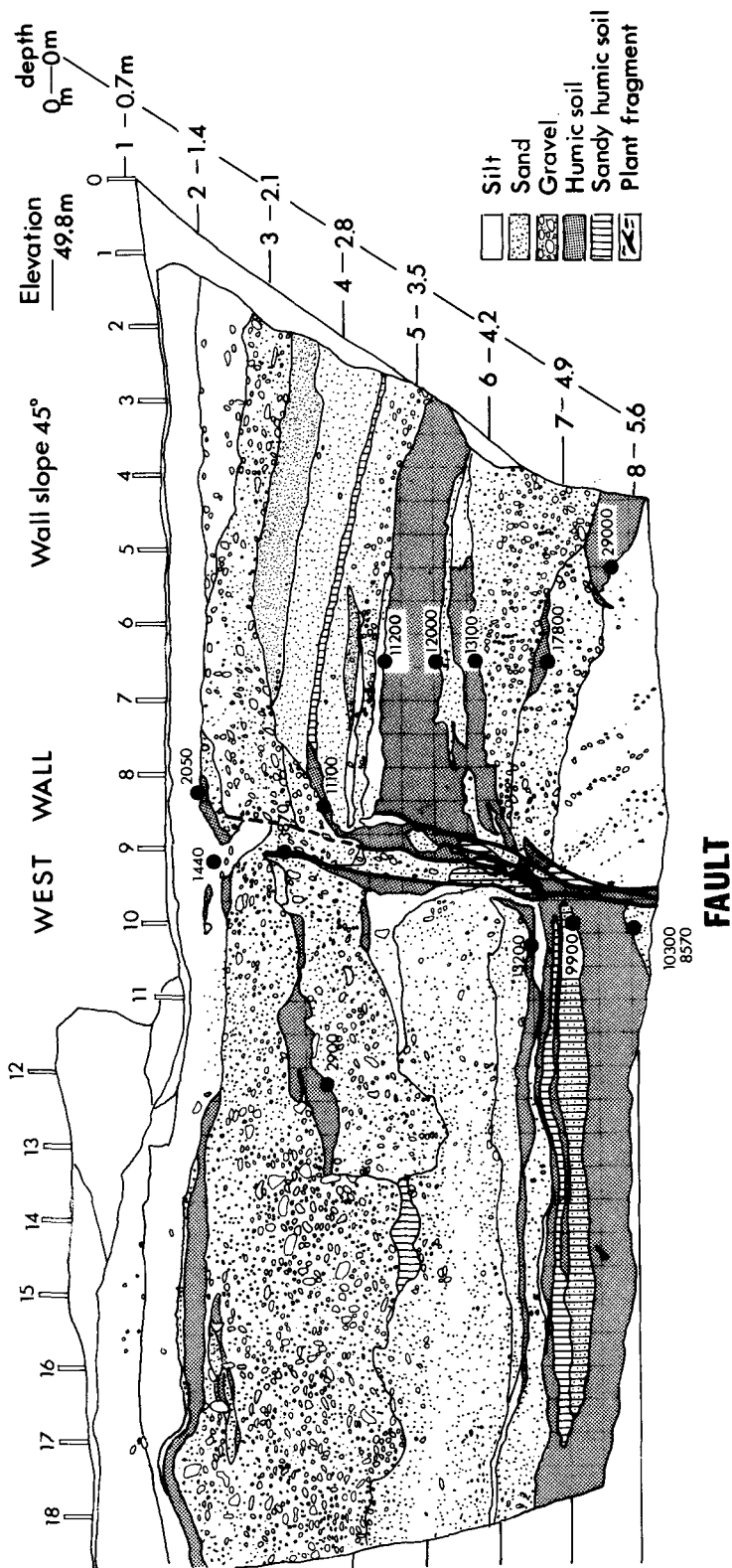


図 5.4.6 中央構造線岡村断層のトレンチ西側壁面スケッチ (京大防災研, 1985)

阿寺断層は、長野県の馬籠付近から岐阜県の下呂北方まで、岐阜・長野県境付近を北西—南東方向に走る、延長80 kmに及ぶA級左横ずれ活断層である。図5.4.7には断層のトレースを示す。南東端から加子母村付近までは1本の断層が続くが、その西方では断層は少なくとも3本（萩原、下呂、宮地の各断層）に分岐する（活断層研究会，1980）。

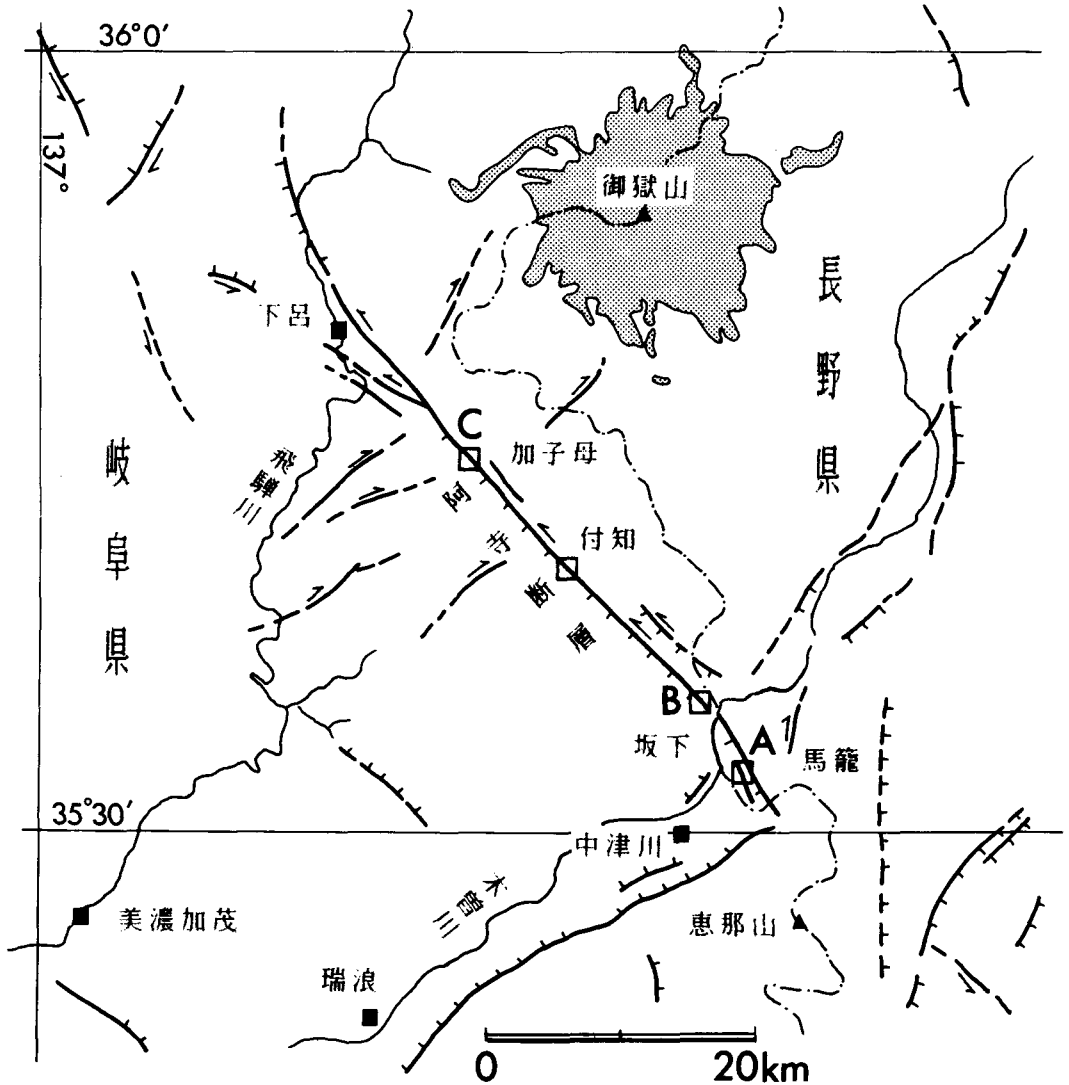


図 5.4.7 阿寺断層のトレースと発掘調査地点（地質調査所，1986）

A～D：発掘調査地点 a：阿寺断層主部 b：萩原断層 c：下呂断層 d：宮地断層

阿寺断層は主に中生代の濃飛流紋岩の分布地域を貫いており、これに最大7 kmの左横ずれ変位を与えている（山田，1978）。また、ほぼ同量の左横ずれ変位が、流紋岩を貫く花崗岩の岩脈や第四紀初頭の石英安山岩、更には木曾川、付知川、加子母川などの流路にも認められる。これは、阿寺断層の活動が第四紀になってから開始されたことを示すものである（岡田，1981）。

〔断層地形の特徴〕

阿寺断層に沿っては、日本の活断層の中で最も明瞭な断層地形が発達する。マクロな断層地形としては、河川の系統的な屈曲と阿寺断層崖が顕著である。

阿寺断層は左横ずれによって、交差する木曽川、飛驒川、付知川、加子母川、川上川等を、最大6～7 km左ずれに屈曲させている。屈曲した川は断層線上を流れ、破碎された岩石を侵食して幅広い谷を形成している。阿寺断層上にはこれらの屈曲谷が連続して並び、衛星写真等では極めて顕著なリニアメントとして認められる。

一方、阿寺断層の垂直変位によって、断層の北東側の阿寺山地と南西側の美濃飛驒高原との間には比高500～600mの阿寺断層崖が形成されている。両山地の頂面には定高性があり、これらは第三紀末には一連であった侵食小起伏面の名残と考えられる。従って、断層崖の比高は第四紀における阿寺断層の垂直変位量の累積を示すものである。

ミクロな断層変位地形としては、山岳地域にもかかわらず、阿寺断層全域にわたり中小の河谷や尾根の屈曲が認められる。屈曲に伴い閉塞丘等も形成されている。坂下、付知、加子母等断層沿いの広い谷の中では、段丘面を食い違わせる低断層崖が明瞭である。

木曽川に沿う坂下町は、断層による河岸段丘の変位が最も明瞭なところである。ここには木曽川が作った6段の段丘面が発達するが、阿寺断層はこれらに左横ずれ及び北東側隆起の断層変位を与えている(図5.4.8)。表5.4.3には変位量と地形面の関係を示す。断層の断続的な運動によって変位が累積し、高位の段丘面ほど変位量が大きくなっている。平均変位速度は左横ずれが3.5 m/10³年、垂直ずれが0.7 m/10³年である(岡田, 1981)。

表 5.4.3 坂下における各段丘面の変位量(岡田, 1981, Sugimura, Matsuda, 1965)

段丘区分	年代 (10 ³ y)	垂直変位量 (m)	平均変位速度 (m/10 ³ y)	
			水平(左ずれ) 変位量 (m)	垂直ずれ 水平ずれ
松源地面(Sg)		24 ~ 34	?	
高部面(Tb)	> 27,800	16 ~ 27	80 ~ 140	0.6 ~ 1
坂下上位面(Sk1)		10 ~ 11 +	75 ~ 90	
坂下下位面(Sk2)		10 +	40 ~ 57	
西方寺上位面(Sh1)	6,000	3.5 ~ 4.8	14 +	0.8 ~ 0.6
西方寺下位面(Sh2)	2,300	2	?	2.3 +

付知川南岸の段丘上にある付知町倉屋の断層崖は、川とは反対の方向を向いており、河川の営力での崖の形成は不可能なことから、空中写真や地形図の判読だけで“断層崖”であることがわかる(図5.4.9)。また、その北西延長では、谷及び尾根の屈曲が認められ、閉塞丘も形成されている。

〔阿寺断層の断層活動史〕

阿寺断層はこのように顕著なA級活断層でありながら、歴史時代に活動した記録は知られていない。また、断層沿いの微小地震活動が極めて低調なことも特徴である(伊神他, 1972)。しかし、断層の規模や活動度、空白期間の長さからみて、阿寺断層は濃尾地震に匹敵するM8クラスの巨大地震を発生させる可能性がある。その将来の活動時期を推定するためには、最近の地質時代における詳しい活動史の解明が必要である。

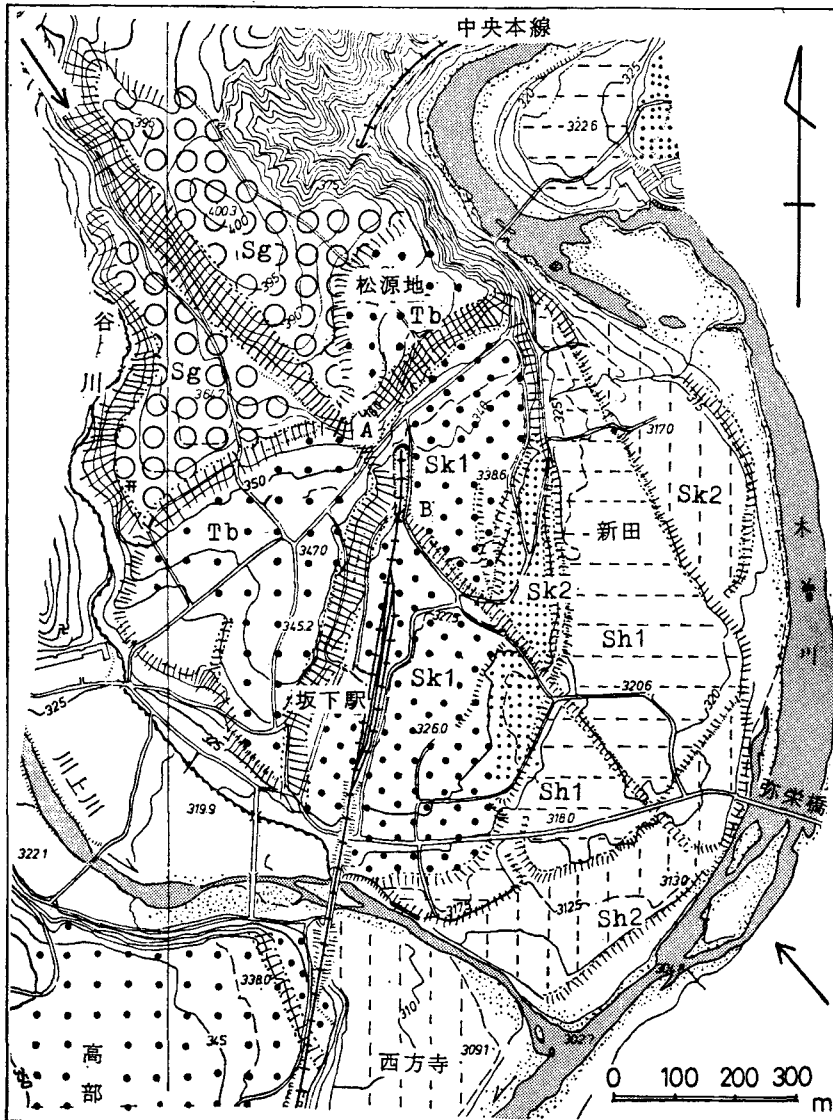


図 5.4.8 坂下での阿寺断層による木曾川段丘面の変位 (岡田, 1981)

記号説明: Sg: 松源地面 Tb: 高部面 Sk1: 坂下上位面

Sk2: 坂下下位面 Sh1: 西方寺上位面 Sh2: 西方寺下位面

矢印が阿寺断層の走向

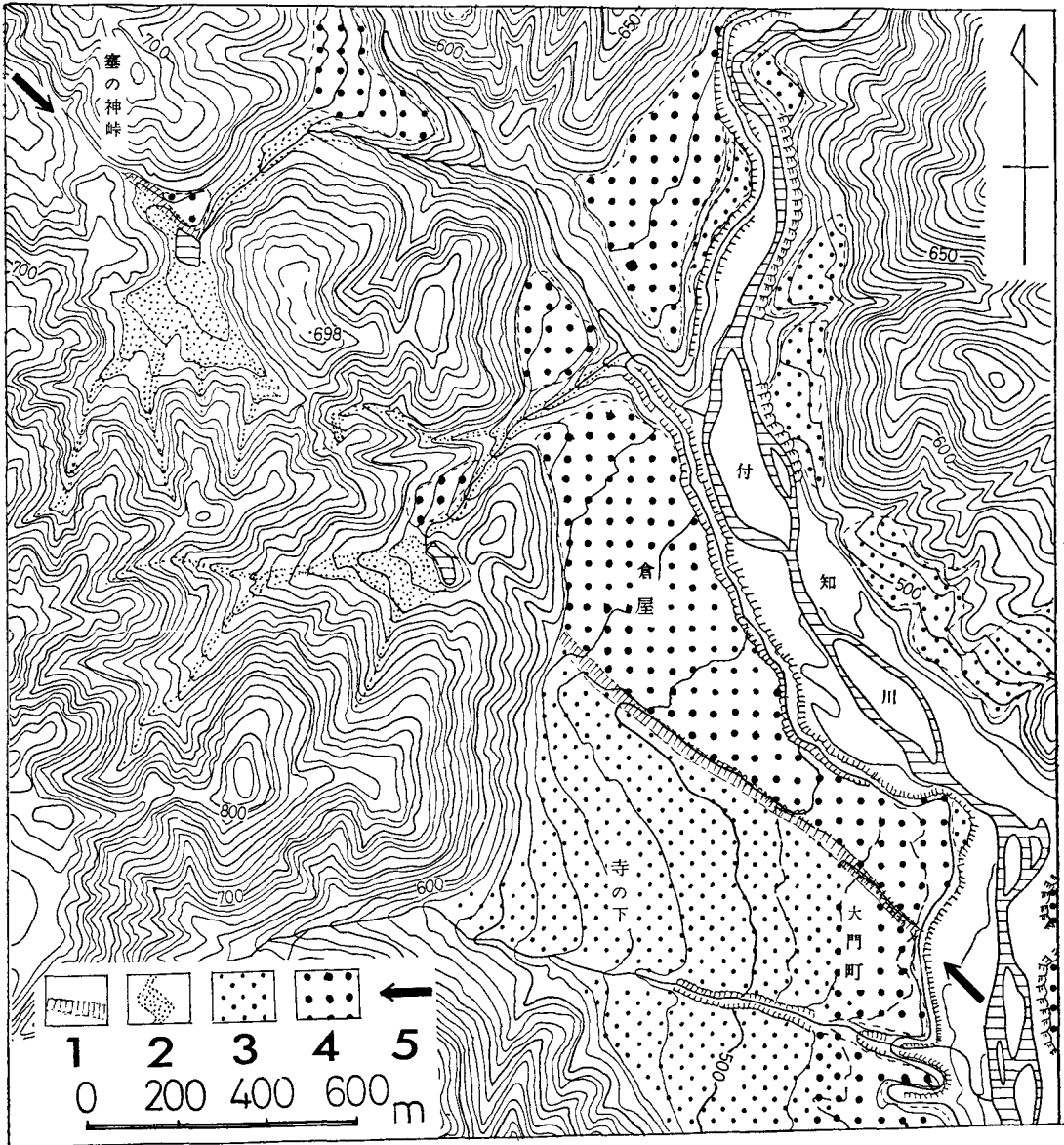


図 5.4.9 付知町倉屋の阿寺断層による断層変位地形 (岡田, 1981)

凡例説明: 1. 断層崖, 低断層崖 2. 埋積谷, 横ずれ谷

3. 最低位段丘面及び小扇状地面 4. 低位段丘面 5. 阿寺断層の走向

このようなことから、地震調査所では1981年と85年にトレンチ発掘調査を行い、阿寺断層の活動史の復元を試みた。トレンチ調査は、馬籠、坂下、倉屋、加子母の4箇所で行った(地質調査所, 1982, 1986)。図 5.4.10はトレンチ壁面のスケッチ図である。阿寺断層のように垂直変位成分を伴う断層では、断層面を挟んで異なる地層が接している場合が多い。この様な場合には、図 5.4.11 に示す二つの識別法で断層活動時期を推定した。(a)は断層が地層Cに覆われている場合で、活動時期は地層Bの堆積後、地層

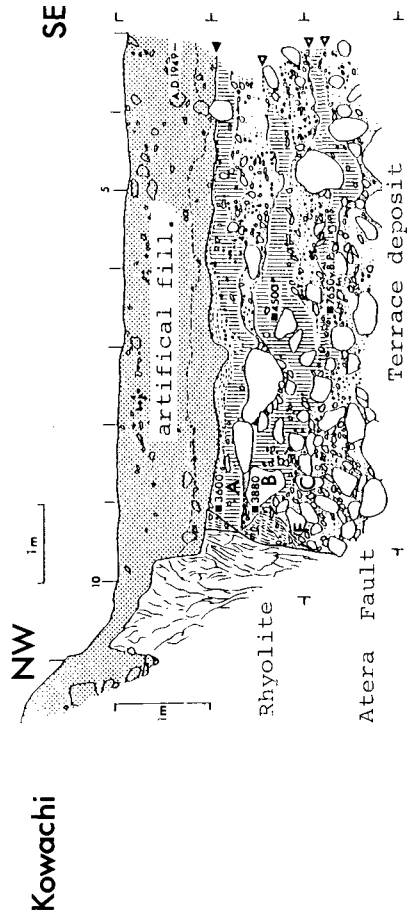
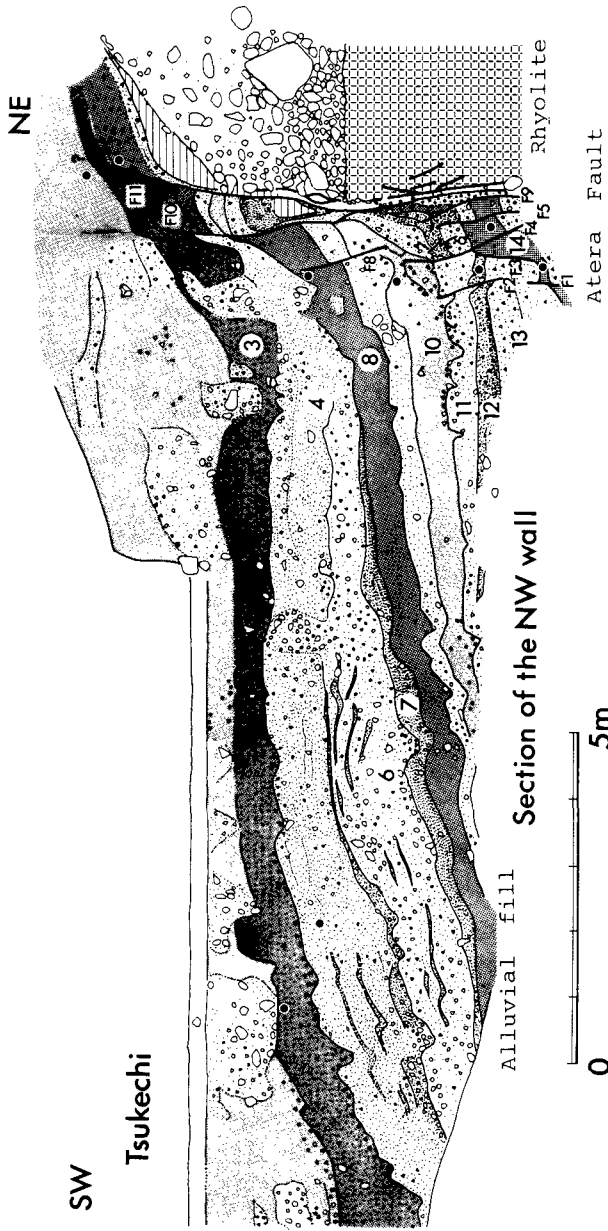


図 5.4.10 阿寺断層のトレンチ壁面スケッチ

上図：付知町倉屋で実施したトレンチの北西側壁面の (Tukuda, Yamazaki, 1984)

下図：加子母村小和知で実施したトレンチの南東側壁面 (地質調査所, 1986)

Cの堆積前である。地層Bの最上部と地層Cの最下部の年代値を得れば、この断層の活動時期を特定できる。また、(b)は最上部の地層が欠如している場合で、実際のトレンチではこの様な断面がほとんどである。この場合には最終活動時期はわからないが、地層BとCの変形状態の差から、地層BとCの間及び地層C堆積後の2回の活動時期が読み取れる。

上記識別法に基づいて、4箇所のトレンチと既に報告のある断層露頭のスケッチ等（岡田・松田，1976，平野・中田，1981）について、夫々の地点での過去の活動時期を推定した（図5.4.12）。これから最近8000年間の間に、阿寺断層はおおよそ4回の活動を行ったと推定される（地質調査所，1986）。最終活動時期は約2000年前で活動周期は1700～2000年ほどである（図5.4.13）。

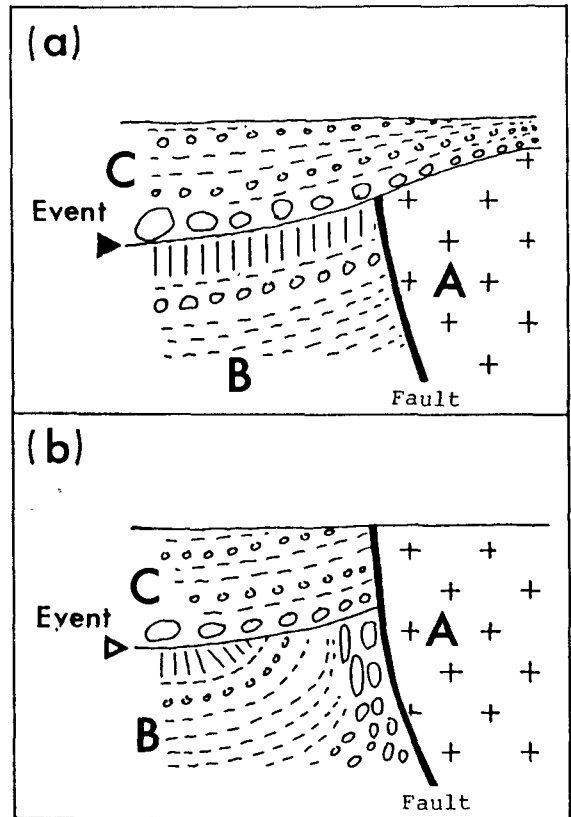


図5.4.11 断層活動時期の識別法（地質調査所，1986）

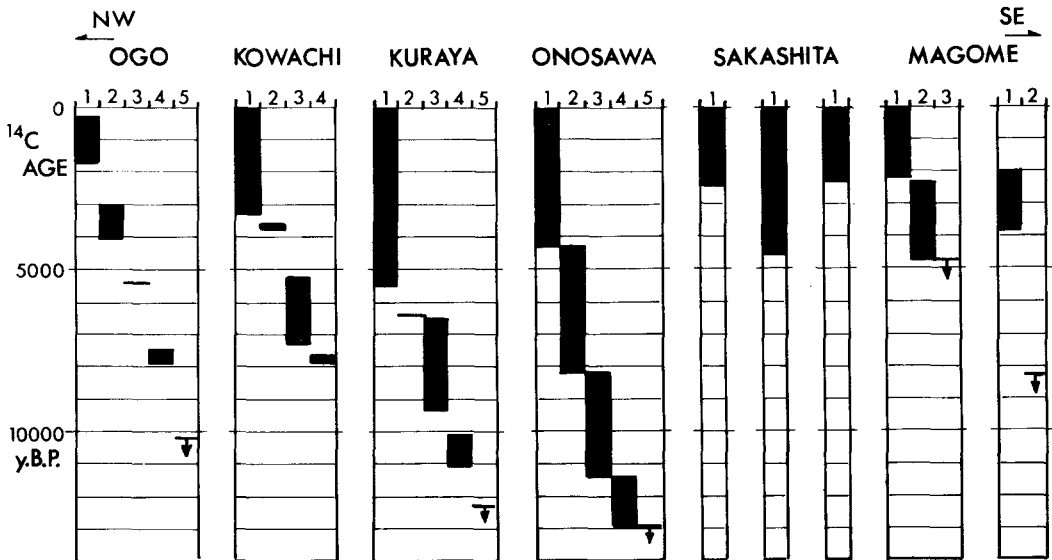


図5.4.12 阿寺断層沿いのトレンチと露頭で識別された、断層活動時期（栗田他，1986）

縦軸は絶対年代、横軸はイベントの回数、黒のバーはその間に断層活動が少なくとも1回はあったことを示す。絶対年代には多少のずれがあるが、完新世の間におおよそ4回のイベントが認められる。

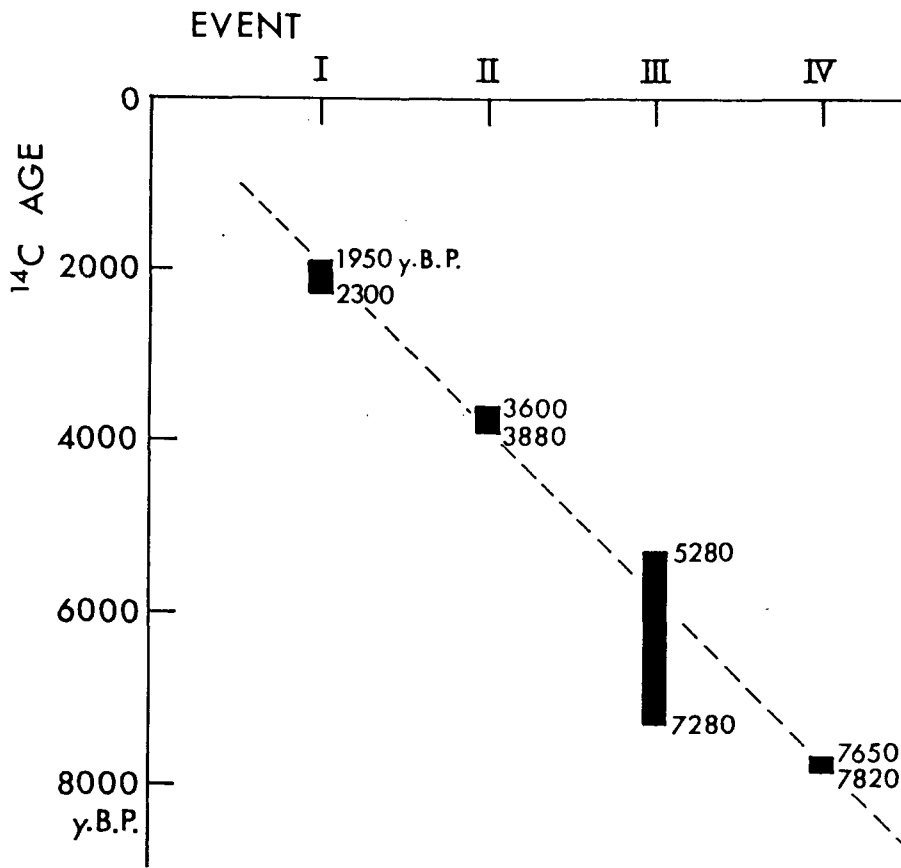


図 5.4.13 4箇所のトレンチ調査から求めた、完新世における阿寺断層の活動時期 (地質調査所, 1986)

5.5 活断層の調査手法

断層の活動年代を計測・推定する方法には直接断層の活動年代を計測する方法と、断層の活動性状を示す間接的資料から活動年代を判定する方法の二つに大別される。これらの方法は従来から適用されているものから新技術手法として開発され、また開発中のもも含めて多岐にわたっている。以下、表 5.5.1 に断層活動年代の計測手法、表 5.5.2 に断層の性状により活動年代を判定する手法を示す。

地盤に存在する断層は規模、性状、生成時期、活動履歴などそれぞれに固有の性格を有している。また露頭や掘削面における断層あるいは被覆層の状態は、その地域における侵食・堆積・風化などの地質環境あるいは気象環境により多様である。したがって、断層の活動性調査においては判定の内容・適用条件等に応じた各手法を導入し、これらを総合して活動履歴を明らかにした活動性を評価することが重要である。

5.5.1 文献調査

既往の文献により、調査地域内の地質資料を調査し、集約する。地形・地質文献資料は多種多様であるが、公刊されているものはできるだけ網羅する。

表 5.5.1 断層活動年代の計測手法（緒方・本荘，1981）

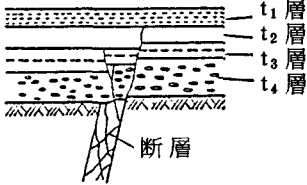
手法名	解	説
1. 断層上載地層法	<p>断層を有する地盤を被覆する上位地層の断層変位の状態により地盤内断層の活動年代を計測する手法で、最も基本的な手法である。図の場合、最新活動年代は $t_2 > t_{\text{latest}} > t_1$ となる。</p> <p>図において、t_1 層の1層が欠けると $t_2 > t_{\text{latest}}$ となるため、判別においては上載地層が全く存在しない場合と同様、$t_{\text{latest}} = 0$ の可能性を残すこととなるため、判定では S_1 断層となる。</p>	
2. 変位地形法	<p>生成年代の判明している地形面に変位が認められる場合に適用される。地形面としては通常、段丘、小起伏面、山腹斜面、水系等が採用され、空中写真判読による判定が最も一般的である。</p> <p>一連の断層に年代の異なる地形面が付随する場合は、二・三の大規模断層を除き稀であるための活動年代は $t_{\text{地形面}} > t_{\text{latest}}$ の形で示される場合が多い。</p> <p>地形面の形態調査は空中写真による判読手法が最も一般的で普及している。「日本の活断層」もこの手法により作成されている。</p> <p>変位地形法では変位地形と断層の実在性およびその断層の性格との対応性の検証例が少ない。また、露岩地域に分布する変位地形を伴わない断層の活動性の扱いが明確ではなく、今後の検討事項である。</p>	
3. フィッシュントラック直接法	<p>造岩鉱物中に含まれる放射性元素 U^{238} が自然崩壊する際に結晶内にフィッシュントラックが形成される。フィッシュントラックは時間とともに増加するが、断層運動によりトラックが消滅し、ゼロセットされる現象を利用し活動年代を計測する方法である。</p> <p>断層内物質中の雲母を計測に用いるため、雲母の存在が不可欠である。計測例は少ない。</p>	
4. 石英粒子表面構造解析	<p>断層内物質中の破碎された石英粒子の表面構造の形状により活動年代を判定する方法である。</p> <p>新期の断層運動により破碎された石英粒子の破断面は新鮮であるが、次第に風化溶触を受け、表面形状が複雑となる。</p> <p>年代が判明している粒子の形状と比較し、t_{latest} を判定する。</p>	
5. イライト K-Ar 法	<p>断層運動後、断層内に生成したと考えられる低温性イライトを用い、K-Ar により活動年代を計測する。</p> <p>当方法は実験段階であり、サイト調査の適用例はない。</p>	
6. ESR年代測定法	<p>自然放射線などによって物質中に欠陥が生じ、これは時間とともに増加し蓄積される。欠陥は電子スピン共鳴により検出される。これを断層内物質に適用し、断層運動以後に形成した欠陥量から活動年代を計測する。</p>	

表 5.5.2 断層の性状による活動年代の判定手法（緒方・本荘，1981）

手法名		解	説
1.	断層地形判読	<p>前述の変位地形法と共通した部分が多い。崖、凹凸、横ずれ等の地形を判読し、断層の転位方向、規模、活動年代を推定する。</p> <p>変位地形の明瞭度などによって活動の新旧、平均変位速度 D/t 地形面等により活動度を判定する。変位地形面下部に断層が存在することが前提である。</p>	
2.	断層面の地質観察	<p>地層、貫入岩などの変位量から変位速度を推定する。表 5.5.1 の断層上載地層法と同様の方法で調査される。</p> <p>また、断層を横断する変位を受けない岩脈、細脈により活動年代を判定する。</p>	
3.	断層内組織の解析	<p>断層は通常破砕帯を伴っている。この破砕帯について、組織の固結、断層組織、鉱物組成、粘土・分布型・表面積、破砕幅について分析検討し、断層の生成条件・活動の履歴を解明することにより活動の新旧を判定する。</p> <p>地盤内の断層そのものについての総合検討資料が得られるが、各項目の分析が複雑である。</p>	
4.	成熟度による解析	<p>断層の形成を地盤に変形がみられる初期から主断層の発達に至る過程でとらえ、広域断層調査により断層系としての新旧、活動性を判断する。</p>	
5.	地圧計測による解析	<p>断層を有する地盤において、深度から推定される静水圧、地圧、オーバーコリング法などにより計測される現在地圧、A B法により計測される化石地圧などから、断層運動に関連する地圧のレベルを評価し、活動性を判断する。</p>	

文献調査の内容は地質構造および地史などの一般的記述と断層の分布およびリニアメント、基準地形面、第四紀地殻運動に関する地質資料などのほか、活火山、大規模地すべりなどである。

断層、リニアメントについては第四紀の活動が記載されているもの（第四紀後期に活動がないと記載されているものを除く）を抽出し、位置、方向、長さ、破砕幅、変位量、センス、性状、リニアメントの特徴、活動性指摘の有無などについて整理する。この結果をもとに推定されたものか、実在が報告されたものかを明らかにする。

5.5.2 地形・リニアメント調査

地形・リニアメント調査は地形図、空中写真などを用いて調査・解析を行う。地形図は国土地理院発行の1/5万、1/2.5万程度の縮尺が地形解析には有効である。海底地形図は海上保安庁水路部により1/20万、1/5万が発行されているので、これらを用いて地形判読を行う。空中写真は1/2万程度が中規模の地質構造などを調査するのに有効であり、詳細な沢の形状、小起伏などを調査するには1/8千程度の縮尺が有効である。空中写真によりリニアメントを判読するには表 5.5.3、5.5.4（土木学会，1985）などに示される様な、判読基準を設けて整理を行う。リニアメント調査は特に基盤に分布する断層を反映した地形（逆向き低崖、屈曲、風隙）を選出し、その線構造と第四紀に作られた地形の変位を中心として行う。

リニアメントのランクはその明瞭度、基準地形の種別、リニアメントの連続性・直線性などを主眼とし

表 5.5.3 リニアメント判読基準の例（土木学会，1985）

リニアメントの ラ ン ク	判 読 内 容		
	段 丘 面	山地・丘陵内	リニアメントの連続方向・ 連続性・高度不連続など
A （変位地形である可能性が高い）	<ul style="list-style-type: none"> ひと続きであることが明瞭な段丘面上の開析を受けていない鮮明な崖，急傾斜面等の直線的な連続からなるもの。 崖，急斜面が異なる複数の段丘面等の地形面上に直線的に連続するもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 鮮明な崖，鞍部等の直線的な連続からなり，ひと続きであることが明瞭な地形面上に一樣の高度不連続が認められるもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 連続方向は河食崖，海食崖の方向とは斜交或いは直交する。 傾斜方向は地形面の一般傾斜方向とは逆方向を示す。 連続方向は河食崖，海食崖の方向と，傾斜方向は地形面の一般傾斜方向と同方向であるが，明瞭な高度不連続が認められ比高が大きく一樣であり連続も良い。
B （変位地形である可能性がある）	<ul style="list-style-type: none"> ひと続きであると推定される段丘面上のほとんど開析を受けていない鮮明な崖，急傾斜面の直線的な連続からなるもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 崖，鞍部等の直線的な連続からなり，ひと続きであると推定される地形面上に一樣の高度不連続が認められるもの。 河谷・尾根が不明瞭ではあるが，系統的に同方向に屈曲しているもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 連続方向は河食崖，海食崖の方向とは斜交或いは直交する。 傾斜方向は地形面の一般傾斜方向とは逆方向を示す。 連続方向は河食崖，海食崖の方向と，傾斜方向は地形面の一般傾斜方向と同方向であるが，明瞭な高度不連続が認められ比高が大きく一樣であり連続も良い。
C （変位地形である可能性が低い）	<ul style="list-style-type: none"> 段丘面上にみられるほぼ直線的な崖，急傾斜面の連続からなるもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 崖，鞍部等のほぼ直線的な連続からなり，その両側で高度不連続が一樣に認められる。 河谷・尾根が一部で同方向に屈曲しているもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 連続方向は旧流路，河食崖，海食崖の方向とはやや斜交する。 連続方向は河食崖，海食崖の方向と，傾斜方向は地形面の一般傾斜方向と同方向であるが，高度不連続が認められ比高が大きく連続も良い。しかし，一部で不明瞭となる。
D （変位地形である可能性は非常に低い）	<ul style="list-style-type: none"> 段丘面上にみられる崖，急傾斜面の連続からなり断続することが多く不鮮明なもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 開析をうけ不鮮明な崖，鞍部等のほぼ直線的な断続からなりその両側で高度不連続が認められるが不明瞭であるもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 高度不連続は不明瞭であり，連続方向は河食崖，海食崖の方向と，傾斜方向は地形面の一般傾斜方向と同方向或いは斜交し，一部で寸断され断続する。
E （変位地形以外に起因するリニアメント）	<ul style="list-style-type: none"> 段丘面上に崖，急傾斜面は認められない。 	<ul style="list-style-type: none"> 開析をうけ不鮮明な崖，鞍部等の断続からなりその両側で高度不連続が認められても不明瞭であるもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 高度不連続は認められても，不明瞭である。 連続方向は河食崖，海食崖の方向と，傾斜方向は地形面の一般傾斜方向と同方向あるいは斜交し，しばしば切断され，断続的である。

表 5.5.4 変位地形の認定に関するリニアメントの判読要素（土木学会，1985）

ランク認定要素	判 読 内 容
一定傾向のセンスの有無	リニアメントを境として一定傾向のセンスの変位が認められるか否か。特に高度の異なる段丘面上にリニアメントが比高を累積して認められれば変位地形の可能性が高い。
地形形態の保存度	リニアメントを構成する地形形態が新鮮（開析が進んでいない）明瞭か否か。
リニアメントの連続性	リニアメントが基準地形上に連続しているかどうか。また、ある程度の長さ（実用的には1 km程度以上をもっているか。）
基準地形	リニアメントの基準地形のなかに段丘面、火山麓扇状地、山麓緩斜面のいずれかが含まれているか。これらの地形は一般に第四紀後期の形成になると考えられる。
地形形態	リニアメントの地形形態の中に逆向き崖、逆向き低崖、風隙、屈曲のいずれかが含まれているか。これらの地形形態は変位地形との関連性が高い。
リニアメントの走向	リニアメントの走向が一般的な崖や方向と直交あるいは斜交しているか。平行な場合には侵食により形成された崖の可能性が高い。
リニアメントの直線性	リニアメントの直線性か否か、直線的でなければ、侵食・地すべりなどで形成された可能性が高い。

て行う。これらは断層の存否、活動性評価の検討資料とし、地表踏査などで確認する。

5.5.3 地質踏査

文献調査、地形・リニアメント調査で抽出された断層、リニアメント沿い地域で地表地質調査を実施し、地質構造、岩石分布、断層の存否、規模・性状を参考にして活動性について調査を行う。

断層露頭の調査と合せて地質構造、岩石分布などの把握を行う。断層の存否は露頭でその存否を明らかにすることが望ましいが、なお、明確にし得ないものについても、周辺の地質構造からの検討が考えられる。

断層の活動性については、断層の上載地層、特に第四紀層（段丘堆積物、火山灰層、赤色土など）の性状を調査し、必要に応じてこれら地層の年代を判定するための調査を行う。

5.5.4 海底地質調査

海底地質構造調査における断層の調査は比較的新しく発展した分野である。全国の沿岸海域をカバーする海底地質構造調査は海上保安庁水路部および工業技術院地質調査所により実施されている。これらの調査成果により、沿岸海域の地質構造、特に断層の分布についてその概要を知ることが出来るが、断層の活動性把握を主体とした詳細な調査を必要とする地域では各地で海底地質調査が実施されている。

海底地質調査の主体をなす手法は音波探査である。音波探査には目的に応じた適切な手法の選択と地質条件に恵まれれば、陸上における連続露頭の地表調査に匹敵する探査記録を得ることが可能である。音波探査記録の解析・解釈により断層の活動性を判定するに際し、必要な判定要素は次の2点に要約されよう。

- ① 断層存否の判定
- ② 断層が存在する地層および上載地層の生成年代の判定

音波探査記録から断層の存在を判定するに際しては、概ね次の要素を主体としている（緒方・本荘，1981）。

① 地層の切断 ② 地層傾斜の急変 ③ 水平方向の岩相の急変 ④ 地層面（反射面）の不連続

①は音波探査記録上で対応する反射面に明瞭な落差が認められるものであり、陸上の断層露頭における地層の切断に相当し、最も確実な断層判定である。②，③，④はそれぞれ断層存在の可能性を示すものであり、使用した探査手法の要素（分解能，記録の縦横縮尺比など），周辺海域の地質構造の特徴，および隣接測線における性状などを考慮して断層の存否を判断する必要がある。特に②，④における褶曲と断層の判別（音波探査の原理上，背斜構造は真に近い形で表現されるが，急傾斜の向斜構造は地層の不連続と見ることが多い，③における記録上岩相変化を示す諸要因（礫層，火山岩相の分布など）についての十分な考察が必要である。

②の地層年代の判定は，音波探査記録のパターンによる地層性状，岩質の概要把握と，陸上で既知の地層との対比を基本とする。必要に応じ海底ボーリング，ドレッジ等による試料の採取を実施する。海域には陸域に対比すべき地層が分布しない特有の堆積層が見出されることも多い。地層年代の判定と，断層による変位の範囲とを考慮して海底断層の活動性が判定される。海底地形の特徴，特に海底面の段差もまた断層の最近の活動性を示す要素となるが，断層以外の原因による地形生成について十分な考察が必要である。

5.5.5 断層内物質による調査

断層は多くの場合は断層内に断層粘土や角礫を有しているので，それらの物質を用いて断層の活動性を評価する手法が試みられている。この方法は放射性核種を用いて絶対年代を測定するものと，断層内物質の性状から相対的な年代を推定する方法に分けられる。前者は ESR（電子スピン共鳴）法，TL 法，フィッシュトラック法，イライト K-Ar 法があげられる。活動年代を直接測定する方法は，断層運動がおきることによって，放射線による断層内物質への影響がそこで一度ゼロセットされ，そこから新たに年代がカウントされていくことを利用したものである。後者は断層内が岩石化または再結晶しているかどうかによる判定，断層内の石英粒子表面構造による判定などがある。図 5.5.1 に断層内物質の調査フローを示す。

ESR 法（電子スピン共鳴法）

放射性元素からの放射線によって物質は電子をはじき飛ばされ電離する。電子は不純物などに捕獲されて安定になる。捕獲電子や電子の抜穴である正孔は不対電子と呼ばれ，電子スピンのための小磁石の性質を示す。この様な原子レベルの放射線傷量は時間と共に増加するので，現在の放射線傷量および年間放射線量を測定することによって年代値を求めることができる（田中，1986）。

対象となる試料は，断層粘土中の石英粒子，化石等を主としているが，最近では堆積物そのものを測定する試みがなされている。

TL 法（サーモルミネッセンス法）

ESR 法と原理はほぼ同様であり，ESR 法で述べた捕獲された電子が熱エネルギーを与えられると，運動が激しくなり，原子の抜穴から飛出すという性質を利用したものである。飛出すのに必要なエネルギーは，損傷に固有な量であり，ある温度に試料を熱すると電子は飛出す。飛出す際には一定以上のエネルギーが必要となるが，一度抜出すとそのエネルギーはいらなくなるので蛍光として発せられる。発せられた

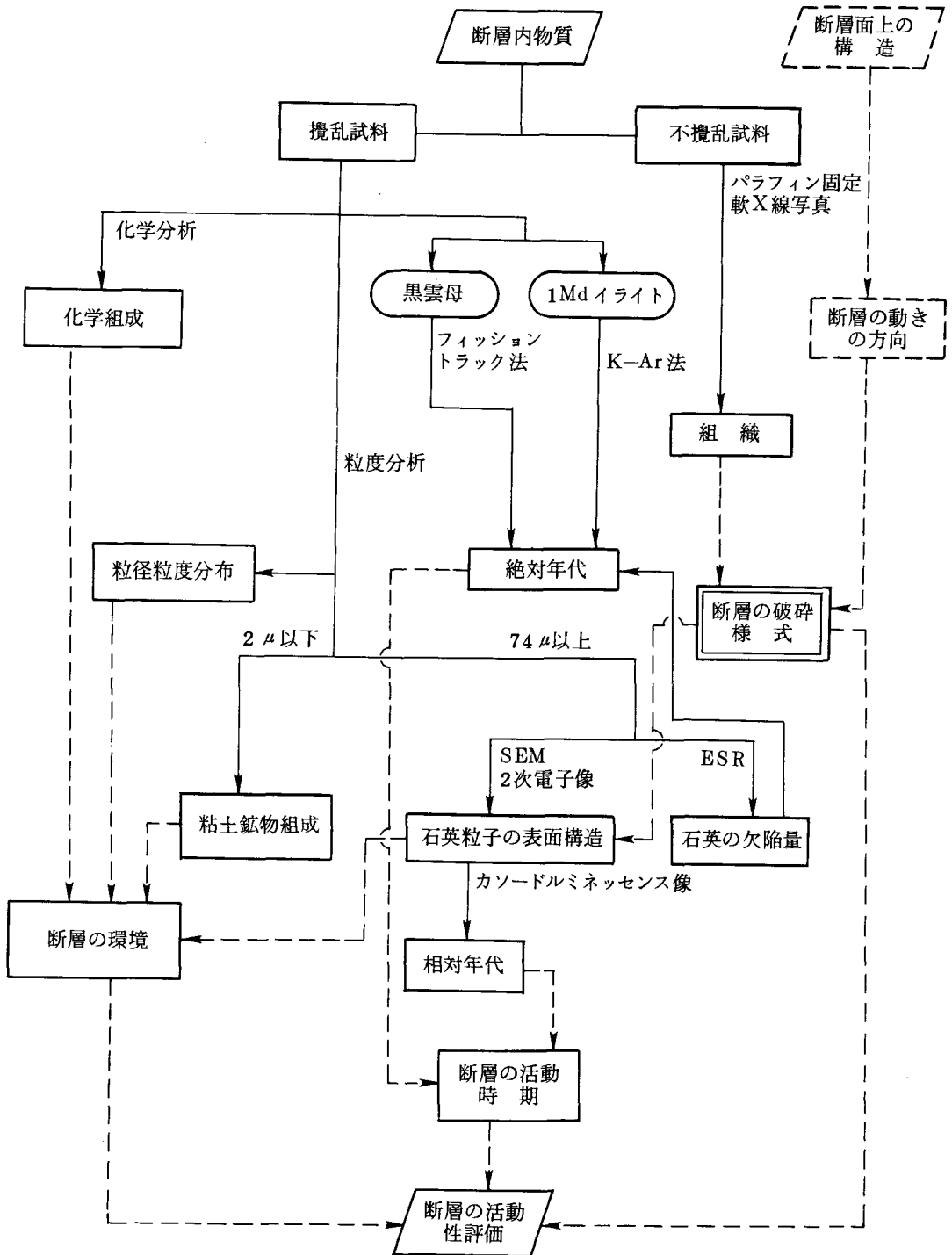


図 5.5.1 断層内物質調査のフロー図 (Kanaori and Satake, 1986)

全蛍光量は飛出した全電子数と比例し、飛出した全電子数も全損傷量に比例する。

対象となる試料は、ESR法の試料と同じものである。

フィッシュントラック法

フィッシュントラック法は ^{238}U が自発核分裂を起こす際に生ずる飛跡を利用した年代測定法である。飛跡数は試料中のU含有量および年代の関数となるので、試料中のU含有量および飛跡数を知る事により、年代が求まる。

対象となる岩石は主として火成岩、凝灰岩等があるが、最近では断層粘土そのものの測定の可能性が検討されている。

石英粒子の表面構造

断層粘土に含まれる石英粒子の表面構造は、それぞれの断層に特有な構造を持っている。その表面構造はなめらかさ、起伏の程度、空洞の発達状況を、断層運動が生じてからの時間の関数として表現出来る。これは、断層運動の際に石英が破断して表面が鋭く尖った状態になり、その後風化等の影響を受けて、表面がなめらかになったり、やがては空洞が生じる状態になることを利用したものである。

この手法とESR法を対比することによって、間接的に断層の最終活動年代を推定している(Kanaori et al, 1985)。

5.6 調査結果の評価

5.6.1 原子力発電所の例

1978年6月に「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」が原子力安全委員会により定められた(原子力安全委員会, 1978)。わが国の原子力発電所の耐震設計はそれに基づいて行われている。この指針は陸上の発電用原子炉施設に限って適用されるものである。

この指針では基準地震動は敷地の開放基盤表面の地震動に基づいて評価するものとし、その強さの程度に応じて2種類の基準地震動 S_1 及び S_2 が選定される。基準地震動 S_1 をもたらす地震は、設計用最強地震といわれ、「歴史的資料から過去において敷地又はその近傍に影響を与えたと考えられる地震が再び起こり、敷地及びその周辺に同様の影響を与える恐れのある地震」としている。

活断層としては、

- (1) 歴史資料により、過去に地震を発生したと推定されるもの
- (2) A級活断層に属し、10,000年前以降活動したもの、又は地震の再来期間が10,000年未満のもの
- (3) 微小地震の観測により、現在の活動性が顕著に認められるもの

があげられている。

基準地震動 S_2 をもたらす地震は設計用限界地震といわれ、「地震学的見地に立脚し設計用最強地震 S_1 を上回る地震について、過去の地震の発生状況、敷地周辺の活断層の性質及び地震地体構造に基づき工学的見地からの検討を加え、最も影響の大きいものを想定する。」とされている。

S_2 地震は、地震地体構造、活断層、及び直下型地震($M=6.5$)を考慮して定められるが、活断層としては、

- (1) 上記の S_1 地震評価の(2)を除き、A級活断層に属するもの、
- (2) BおよびC級活断層に属し、50,000年前以降活動したもの、又は地震の再来期間が50,000年未満のもの

があげられている。

原子炉施設は耐震設計上の施設別重要度を、地震によって発生する可能性のある放射線による環境への影響の観点からAs, A, B, Cクラスに分類され、それぞれに対応した地震又は設計震度が定められている。

このため、原子力発電所における活断層調査では、上記の指針に基づいて、陸域、海域のサイト周辺地域の断層を評価し、地震動 S_1 を発生する断層として、 S_1 相当断層、地震動 S_2 を発生する断層として、 S_2 相当断層、及び耐震設計上震源断層として考慮しない断層に分けることとしている（図 5.6.1）

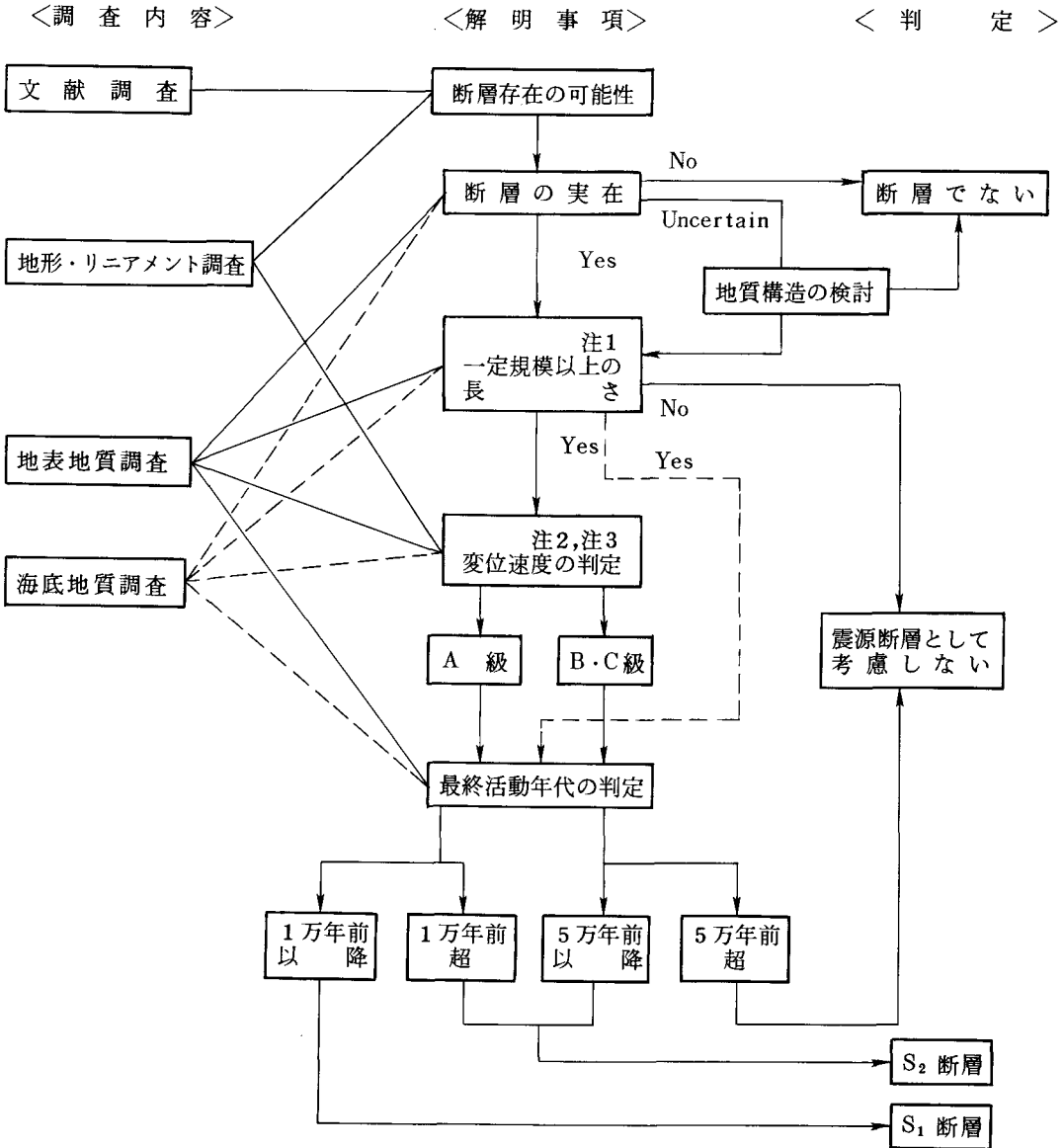


図 5.6.1 原子力発電所広域調査における断層活動性調査の流れ図（土木学会，1985）

..... は必要に応じて検討する。

注1 広域では、長さ10 km程度以上。敷地近傍ではより短くなる。

注2 一般には、判定は困難であり、破線の経路をとる場合が多い。

注3 便宜上、平均変位速度 S は 10^3 年につき、A級 $1\text{ m} \leq S$ B級 $10\text{ cm} \leq S < 1\text{ m}$ C級 $S < 10\text{ cm}$ とする。

5.6.2 ダムの例

ダムは巨大な構造物であり、もし崩壊等の事故があれば甚大な被害を生ずる恐れがある。したがってダムの安全性については格段の注意が払われ、入念な調査が行われている。

断層が活動した場合のダムに対する影響は、地震動と地表面に生ずる変位（ずれ）の2点である。地震動については、現行の耐震設計の体系で外力としての地震動を適切に決定することによって対応することができる。地表面に生ずる変位の問題は、まだ有効な設計法が確立しておらず、建設省では変位の生ずる恐れのあるところはダムサイトとしてさける方針を取っている。

活断層という用語の定義が必ずしも明確でないことと使い方によっては誤解される恐れがあるので、建設省では第四紀に活動した断層を第四紀断層と呼び、特にダムの耐用年数を考慮して工学的なスパンで将来活動する恐れのある断層を「要注意な第四紀断層」としている。「要注意な第四紀断層」に相当する断層を定義する試みはアメリカやニュージーランド、国際原子力委員会等の諸国や諸機関で行っており、これらは地質学的な“研究”と調査技術によるところが大きいと思われる。

土木研究所では確率的な扱いや、地域性を考慮した地震と断層との関係（頻度）等の検討を行っている。「要注意な第四紀断層」とは、現時点では未だ明確な判断基準が確立されているとはいえないが、相当の安全率を見込んで下記のような考え方もある。

- ① 最終活動時期が10,000年前以後の断層。ただし火山性や地すべり性等のような活動が一過性のものを除く。
- ② 最終活動時期が10,000年前～30,000年前の断層で、かつ断層の長さが大きい断層。
- ③ 第四紀後期に繰り返し活動した規模の大きい断層。

10,000年という区切りはほぼ完新世に対応したもので、地質学的には地球的な規模での氷期が終了し、地殻応力の状態がほぼ現状に近い状態になったものと考えられる。したがって、この間に活動していれば“地殻の応力状態が継続しており”近い将来再び活動する恐れがあると考えられる。

ダムの安全を確保すべき期間に活動する懸念のある第四紀断層のほとんどは、①に示した最終活動時期が10,000年前以降という区分に含まれると考えられるが、調査の不完全性や活動時期のバラツキを考えると、最終活動時期が10,000年前～30,000年前のものについても、断層の長さが大きいものについては「要注意な第四紀断層」と考えることもある。これは次のような理由によるものである。すなわち、日本内陸の地震断層では断層の長さ（L, km）と地震の大きさ（M, マグニチュード）には、 $\text{Log } L = 0.6 M - 2.9$ という関係が成立つといわれている。一方、わが国の地震断層では、Mが6.5以下では地表に変位が生じていない。したがって、将来共地表に変位が生じる可能性のある断層は、長さ10 km程度以上のものと考えられる。

阿寺断層や跡津川断層のように、第四紀後期における累積変位量が著しく大きく、長さも大きいものについては、地質学的に最近まで活動し、その断層運動は広域的な地殻応力に支配されているものであり、繰り返し活動する可能性が強く、1回の活動の規模（活動した断層の長さと同変位量）も大きいと推定されるので、その最終活動時期によらず安全側をとって「要注意な第四紀断層」と考えられる。

5.7 地震の予知

日本列島は歴史的にしばしば大地震に見舞われ、その度に大きな災害を引き起こされてきた。地震国日本にとって大地震の予知は工学的な各種防災対策と並んで、災害を最小限に食い止めるために有効な方法

であり、その達成は国家的・国民的な課題となっている。このため、1965年以降、地震予知研究は国家プロジェクトとして取上げられ、現在までに5次にわたる研究計画が実施されている。

5.7.1 地震予知の戦略

地震の予知とは、①地震発生の場所、②地震の規模（マグニチュード）、③時期、時間、を知ること、即ち、どこで、どの位の地震がいつ起きるか、ということを経験的・科学的に予測することである。これを地震予知の3要素という。このうち、時間の特定にはかなりの幅がある。そこで、発生までの時間の長さによって地震予知は、長期予知、中期予知、短期予知、直前予知等に区分されている。しかし、この区分には明確な定義がある訳ではない。地震発生迄に数十年から数年あるというのは長期予知で、2～3時間は直前予知、その間が中・短期予知にあたる（宇津，1987）。

我が国の地震予知の指導原理は前兆現象の検出による上記3要素の予測である。地震は地下の岩石の物理的な破壊現象だから、本破壊に先立つ様々な前兆現象（先行現象）を捉え、これから本破壊の発生の場や時期を予知しようというものである。

前兆現象には、発生する地震の規模（M）が大きい程早い時期から前兆が現れてくる第1種先行現象と、Mに関係無く本震の直前に現れる第2種先行現象とがある。第1種先行現象が現れてから地震が発生するまでの時間T（日単位）と地震のMとの間には経験的に

$$\log T = 0.60M - 1.01 \quad \dots\dots\dots (1) \quad (\text{Rikitake, 1979})$$

の関係が得られている。M=7ならTは4.2年である。しかし、この式はMが7より大きい場合には当てはまらないことも多い。また、第1種先行現象が現れる地域、即ち、地殻変動の起きる地域の半径rとMとの関係は、

$$M = 1.96 \cdot \log r + 4.43 \quad \dots\dots\dots (2) \quad (\text{壇原, 1979})$$

の経験式が得られている。

この様な前兆現象の把握から、予知の3要素を求めるための段階的な戦略が考えられている（力武，1976）。即ち、先ず最初に全国的な測地測量の繰り返しなどによって地殻歪の蓄積状況を知り、地震の発生確率を求め、その高い地域を抽出する（長期的予知）。次に、その地域に観測網を展開して第1種先行現象をキャッチする。その広がりからrを求め、(2)式によりMを求める。そして、(1)式のMとTの関係から、およそ地震発生時期を確率的に求める（中・短期予知）。そして、対象地域でありとあらゆる観測によって第2種先行現象を捉え、本震を予知しよう（直前予知）というものである。

しかし、実際には第1種先行現象の認定が難しい上、(1)式でTの長さがMの僅かな違いで大きく変化するため、この戦略は事実上实用にならない（石橋，1978）という批判がある。

石橋（1978）は長期予知から短期予知までの全てを前兆現象から求めようとする考えに対し上記のような批判を行い、より有効な予知を目指して以下の指摘を行っている。

即ち、地震現象には、①岩石の破壊という物理的・普遍的側面と、②地球の構造運動の現れという地学的・個別的な側面がある。地震予知を推進するにあたって、前者については震源断層モデルと岩石の破壊プロセスに関する理解が必要である。後者については、地震の構造運動における意味付け、即ち、サイスマテクトニクスに関する研究・知識が必要である。これらの研究の統合によって地震危険度の高い地域の指摘や地震規模の推定を行うことができる。さらに地震発生プロセスが解明されれば、その中における各種先行現象の意味が明確になり、その結果、前兆とノイズの識別などが可能になる。このようなことから、

前兆把握のための各種観測と共に、サイスモテクトニクスを加えた地震現象の解釈・吟味が必要である。

現在実際に地震予知観測網が展開されている東海地方、駿河湾地域はプレートの沈み込み、周期的巨大地震活動、内陸での地殻歪の蓄積といったサイスモテクトニクスの観点に基づいて東海地震発生危険性が指摘されたものである。東海地域では、短期から直前予知として地震の前兆を捉らえるための観測網が展開され、テレメータによる常時観測が実施されている（図 5.7.1）。

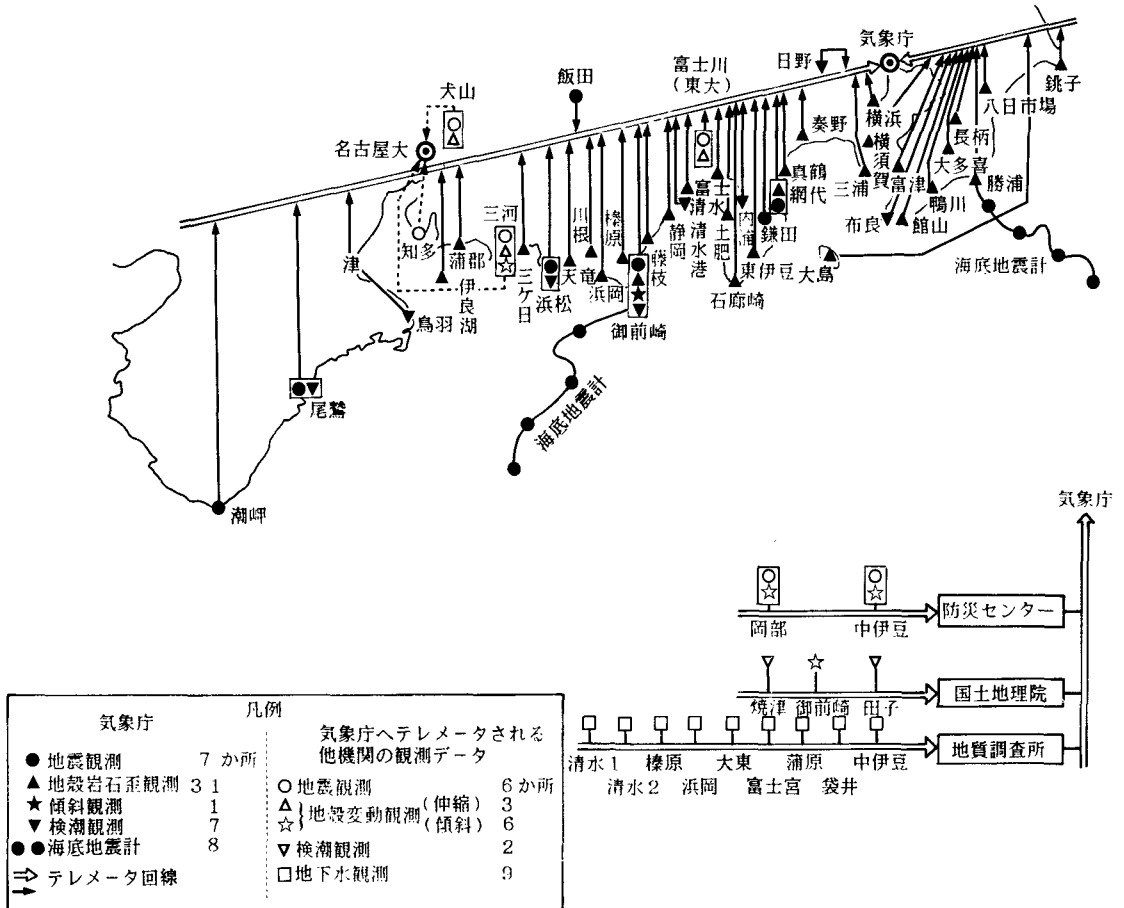


図 5.7.1 東海地域における地震常時観測網（1986年3月31日現在）（津村，1987）

5.7.2 前兆現象

地震予知で観測されている前兆現象は多種多様だが、その代表例として測地測量と地震観測で認められる前兆について紹介しよう。

1) 測地測量等で認められる前兆現象

地震の長期的な予知のために三角測量や水準測量が繰り返し行われている。三角測量の結果の時間的な比較から地域的な地殻歪の蓄積がわかり、これから地震発生確率が求められる。後者は本震の数年前から変化パターンに異常が現れることが知られている。図 5.7.2 は新潟地震の前に日本海沿岸で認められた水

準点の異常を示している。この異常は地震発生の8~9年前から各地で急速な隆起が始り、これがやや治った後本震が発生したものである。この他、直前予知のために本積歪計、傾斜計、伸縮計などによる連続観測が行われている。これらは変化を連続的に観測し、通常と異なる変化を捉らえて地震を予知しようとするものである。しかし、高精度観測のため、地震の前兆以外の広域地殻変動、潮汐、気温、降水、その他機械的ドリフト等様々なノイズも捉らえており、これらを排除しながら前兆現象を検出せねばならぬところに難しさがある。

2) 地震観測から認められる前兆現象

長期予知に役立つ前兆としては大地震発生地域に空白域が形成されることである。大地震を起こす能力がありながら、最近長い間大きな地震の起きていない地域を第1種空白域という(Mogi, 1979)。これはプレートの沈み込みによって、しばしば大地震が発生する海溝沿いの地域で認められることが多い。

一方、大地震の起きる前にその震源域で中小の地震が顕著に鎮静化することがある。これを第2種空白域という。1983年の日本海中部地震の震源域では、M4以上の地震に注目すると1978年頃から空白域が形成されていたという(茂木, 1984)。

また、この第2種空白域を囲んで逆に地震活動が活発化することがある。これをドーナツパターンという。1978年島根県中部地震(M6.1)では地震の半年前から震源域の周辺で微小地震活動が活発化した(山科, 1987)。

大地震の直前には震源域で前震活動が起こることがある。前震を伴う地震は余り多くない(全体で数%以下)が、前震が顕著な場合には災害が大きく軽減されることがある。1986年の陸羽地震や1930年の北伊豆地震では、本震の前に前震活動がかなり活発になり、多くの人々が大地震がくるに違いないと感じ、警戒していた。このため家屋の倒壊はあったものの火災の発生は少なく、人命の損害は最小限に食い止められた。このように、前震の把握は地震の直前予知に有効である。しかし、前震は群発地震との区別が難しく、また、群発地震が前震になることもあり、これらが予知を困難にしている。

5.7.3 活断層と地震発生予知

内陸地震の予知に関しては、活断層研究の進展に連れその果たす役割は増大している。衣笠・垣見(1983)はこれについて以下三つの役割を指摘している。

① 場所及び規模に関する地震予知

大きな被害をもたらす浅い震源の内陸大地震は、そのほとんどが活断層の活動で引き起こされている。従って、活断層の存在を指摘することは将来の震源位置を知ることになる。また、断層長Lは地震の規模Mと関係があるので、活断層調査から地震予知の3要素の内時間以外の要素は推定できる。これから、耐震設計等に必要なる諸パラメータも得ることができる。

② 再来周期からの地震予知

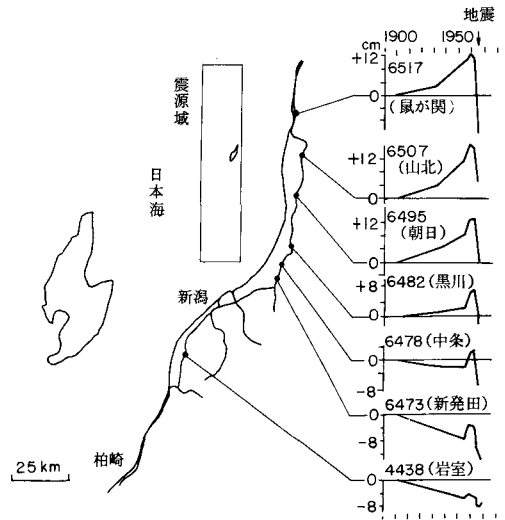


図 5.7.2 1964年新潟地震前の日本海沿岸の水準点上下変化、柏崎を不動点とする。(壇原, 1973)

一方、活断層の運動は多少のばらつきはあるが周期的に活動を繰り返すと考えられるので、これを利用して、近い将来活動の危険性のある要注意活断層の指摘を行うことができる。Matsuda (1977) は活断層の周期的な活動を仮定し、その周期 R と現在までの活動の無い期間 t との比 t/R をその活断層の地震危険度とした。そして、 t/R が 0.5 以上の活断層を要注意活断層として図示した(図 5.7.3)。しかし、日本の歴史記録はたかだか 1000 から 1500 年程度であり、上記の t は大きな誤差を含んでいる。また、 R 自体が得られていない場合が多い。そこで、実際に個々の活断層から t や R を知る必要がある。このため最も有効なものが活断層のトレンチ発掘調査である。

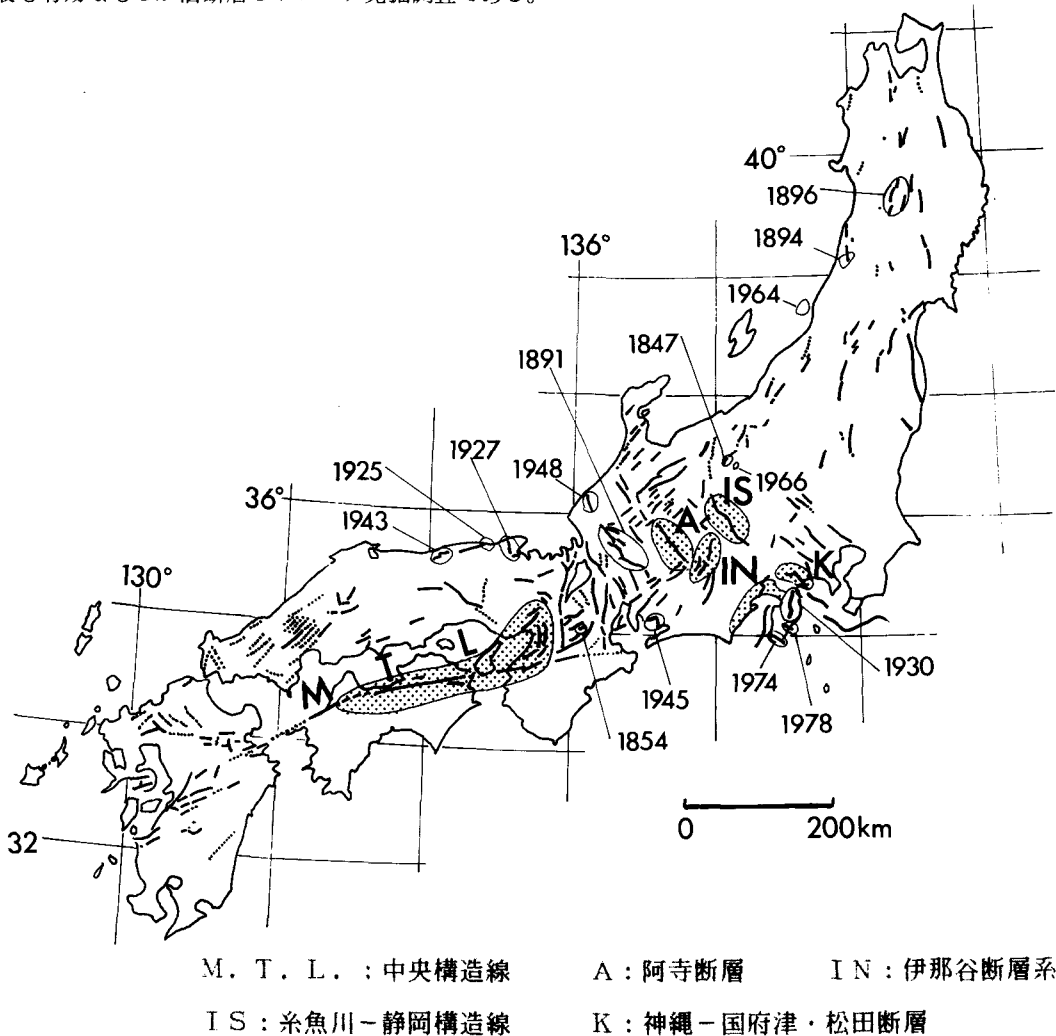


図 5.7.3 要注意活断層の分布 (Matsuda, 1977)
 網目の地域は地震危険 (t/R) 0.5 以上の要注意活断層を含む地域。数字は地震断層が認められた大地震の発生日

③ 前兆現象と活断層

具体的な t や R から地震危険度が求まり、要注意活断層が指摘できれば、これは中・短期的な地震予知を行ったことになり、次に前兆把握による直前予知の段階に進むことになる。活断層に注目すれば、これをまたぐ測量網の設置や断層破砕帯周辺での各種集中観測などによって、効果的に前兆現象を捉えらるこ

とが可能となる。また、活断層周辺のサイスモテクトニクスの研究の進展によって地震発生のからくりが明らかになれば、前兆現象の意味もより詳しく理解され、よりの確な地震予知が可能となろう。

以上のように、内陸地震の予知に関して活断層研究は極めて大きな役割を果たすものと考えられる。今後、サイスモテクトニクス研究を含む活断層研究の一層の推進が必要である。

参 考 文 献

阿部勝征(1974)：地震断層の運動，科学，44，139－145。

Abe, K. (1975) : Relative estimation of the seismic moment of large earth-
quakes, Jour. Phys. Earth, 23, 381－390。

阿部勝征(1985)：地震と断層モデル，地震と活断層，41－92，ISU(株)

(阿部勝征・岡田篤正・垣見俊弘 編著(1985)：地震と活断層，アイ・エス・ユー，760p。)

Ando, M. (1974) : Faulting in the Mikawa Earthquake of 1945. Tectonophysics, 22,
173－186。

粟田泰夫・佃 栄吉・山崎晴雄・水野清秀(1986)：阿寺断層の最近の活動史，第2回阿寺断層現地シン
ポジウム報告集，1－11。

Bolt, B (1978) : Earthquake A Primer, W.H. Freeman and Company, pp.241。

Bonilla, M.G. (1967) : Historic surface faulting in Continental United States
and adjacent parts of Mexico. USAEC. Report TID-24124。

————— (1970) : Surface faulting and related effects in “Earthquake
Engineering” (Wiegol, R.L., ed.), Prentice-Hall, 47－74。

Bucknam, R.C. (1969) : Geologic effects of Benham underground nuclear
explosion, Bull. Seism. Soc. Am., 59, 2209－2220。

地学団体研究会 編 (1981)：増補改訂地学事典，平凡社，pp. 1612。

Chigira, M. (1982) : Dry debris flow of pyroclastic fall deposits triggered
by the 1978 Izu-Oshima-Kinkai earthquake ; the “collapsing” landslide
at Nanamawari, Mitake-Iriya, southern, Izu peninsula, Jour. Nat. Desast,
Sci, 1－32。

地質調査所(1982)：阿寺断層のトレンチ発掘調査，地震予知連絡会会報，28，299－303。

————— (1986)：阿寺断層の第2次トレンチ発掘調査，地震予知連絡会会報，36，157－163。

ダム工学懇談会(国土開発技術研究センター)(1983)：ダム工学に関する第四紀層の検討，
18－25。

壇原 毅(1973)：新潟地震前・時・後の地殻変動，地震予知連絡会会報，9，93－96。

————— (1979)：地震による地殻変動範囲とマグニチュードの関係(改定式)，地震予知連絡会会報，
21，167－169。

土木学会(1985)：「原子力発電所 地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」，
土木学会。

藤田和夫(1968)：六甲変動，その発生前後 —西南日本の交差構造と第四紀地殻運動—，第四紀研究，
7，248－260。

- Geller, R.J.(1976) : Scaling relations for earthquake source parameters and magnitudes, Bull. Seism. Sec. Am., 66, 1501 - 1523.
- 原子力安全委員会 (1978) : 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針。
- 平野信一・中田 高 (1981) : 阿寺断層に沿う第四紀後期の断層変位から推定した地震活動, 地理評, 54, 231 - 246。
- 星野一男 (1956) : 断層の観察された地震のマグニチュードについて, 地震2, 8, 161 - 162。
- Ichikawa, K.(1980) : Geohistory of the Median Tectonic Line of southwest Japan. Memoirs Geol. Soc. Japan, 18, 187 - 212。
- Iida K.(1965) : Earthquake magunitude, earthquake fault, and source dimensions, Jour. Earth Sci., Nagoya Univ., 13, 115 - 132。
- 伊神 輝・安久 勉・青木治三 (1972) : 阿寺断層付近の低い地震活動, 地震2, 25, 232 - 242。
- 石橋克彦 (1978) : 地震予知の実際的戦略, 地震予知の方法, 193 - 209, 東大出版会。
- 伊藤谷生・上杉 陽 (1982) : 平山断層 (神奈川県山北町) の最近 20,000 年間における非線形的な変位累積過程, 日本第四紀学会講演要旨集, 72 - 73。
- Kanaori, Y., Tanaka, K. and Satake, Y. (1985) : Further studies on the use of quartz grains from fault gouges to establish the age of faulting, Engineering Geology, Vol. 21, 175 - 194。
- and Satake, Y.(1986) : Activity evaluation of fault in the Japanese islands by studying intrafault materials - perspectives for application in engineering geology, Engineering geological problems in Asia, Science, Press, Beijing, China, 59 - 81。
- Kaneko, S(1966) : Transcurrent displasement along the Median Tectonic Line, South - Western Japan. New Zealand Jour. Geol. Geophy., 9, 1・2, 45 - 49。
- 活断層研究会 (1980) : 日本の活断層 - 分布図と資料 - 東大出版会, pp. 363。
- 木村敏雄 編 (1984) : 地質構造の科学, 朝倉書店, 67 - 77。
- 衣笠善博・垣見俊弘 (1983) : 活断層の地質学的意義と地震予知, 地学雑誌, 92, 542 - 546。
- 小島圭二・大塚康範・山田敏博 (1981) : 断層密度および規模の分布とその予測の試み, 応用地質, 22 巻1号, 88 - 103。
- 京都大学防災研究所 (1985) : 中央構造線 (岡村断層) のトレンチ調査, 地震予知連絡会会報, 33, 446 - 454。
- 町田 洋 (1984) : 巨大崩壊, 岩屑流と河床変動, 地形, 5, 155 - 170。
- 松田時彦・岡田篤正 (1968) : 活断層, 第四紀研究, 7, 188 - 199。
- (1969) : 活断層と大地震, 科学, 39, No 8, 402 - 406。
- (1973) : 活断層としての中央構造線, 中央構造線, 239 - 251, 東海大出版会。
- (1974) : 1891年濃尾地震の地震断層, 地震研研究速報, 13, 85 - 126。
- (1975) : 活断層から発生する地震の規模と周期について, 地震, Ser.2, 28, 269 - 283。
- (1976) : 活断層と地震 - その地質学的研究, 地質学論集, 12, 15 - 32。

- Matsuda, T. (1977): Estimation of future destructive earthquakes from active faults on land in Japan. *J. Phys. Earth*, 25, Suppl., S251 - 260.
- 松田時彦 (1983): 地殻変動の大きさと頻度, 地形, 4, pp. 151 - 165.
- Mogi, K. (1979): Two kinds of seismic gaps. *Pure Appl. Geophys.*, 117, 1172 - 1186.
- 茂木清夫 (1984): 1983年日本海中部地震の長期的前兆, 地震予知連絡会会報, 31, 43 - 47.
- 中村康夫 (1983): 日本内陸に分布する活断層の地域性, 土木技術資料, vol. 25, No. 7, 485 - 490.
- 緒方正虔・本荘静光 (1981): 電力施設の耐震設計における断層活動性の評価, 応用地質, 22巻, 1号, 67 - 81.
- 岡田篤正 (1968): 阿波池田付近の中央構造線の新期断層運動, 第四紀研究, 7, 15 - 26.
- (1970): 吉野川流域の中央構造線の断層変位地形と断層運動速度, 地理評, 43, 1 - 21.
- (1973): 中央構造線の第四紀運動について, 中央構造線, 49 - 86, 東海大出版会.
- ・松田時彦 (1976): 岐阜県東部, 小野沢峠における阿寺断層の露頭と新期断層運動, 地理評, 49, 632 - 639.
- ・寒川 旭 (1978): 和泉山脈南麓域における中央構造線の断層変位地形と断層運動, 地理評, 51, 385 - 405.
- ・安藤雅孝 (1979): 日本の活断層と地震, 科学, 49, 158 - 169.
- Okada, A. (1980): Quaternary faulting along the Median Tectonic Line of southwest Japan. *Memoirs Geol. Soc. Japan*, 18, 79 - 108.
- (1981): 活断層としての阿寺断層, 月刊地球, 3, 372 - 382.
- 大草重康・安間 荘・毎熊 弘・藤田至則・叔倉克幹 (1986): 1984長野県西部地震による斜面崩壊とその特徴, 応用地質, 27巻, 128 - 140.
- 大森房吉 (1921): 大正7年信州大町地方激震調査報告, 震災予防調査会報告, 94, 16 - 69.
- 大塚弥之助 (1936): 昭和10年4月21日, 台湾中部地方に起った地震に伴える地震断層, 付地震断層の諸特徴, 地震研彙報別冊, 3, 22 - 74.
- Rikitake, T. (1979): Classification of earthquake precursors, *Tectonophysics*, 54, 293 - 309.
- 力武常次 (1976): 巨大地震-発生メカニズムと予知への挑戦 講談社 pp. 269.
- 寒川 旭 (1977): 紀ノ川中流域の地形発達と地殻運動. 地理評, 52, 578 - 595.
- 寒川 旭 (1980): 西南日本中央部の第四紀における地殻運動と地形発達. 西村嘉助先生退官記念地理学論文集, 60 - 65.
- Sieh, K. (1978): Prehistoric large earthquakes produced by slip on the San Andreas fault at Pallet Pallet Creek, Galitifornia, *Jour. Geophys. Res.*, 83, 3907 - 3939.
- Sugimura, A. and Matsuda, T. (1965): Atera fault and its displacement vectors. *Geol. Soc. Am. Bull.*, 76, 509 - 522.
- 田中和広 (1986): 電子スピン共鳴 (ESR) 年代測定法による断層の活動時期の検討 - 跡津川断層にお

ける予備的検討一，電中研，研究報告，385021，pp. 32。

Tanaka, K. (1985) : Some earthquake induced landslides in Japan. Proc. IVth Intern. Conf. Field Workshop on landslides, Tokyo, 345 - 350。

Tocher, D. (1960) : Creep rate and related measurement at Vineyard, California, Bull. Seismol. Soc. Am., 50, 396 - 404。

津村建四郎(1987) : 地震予知体制の現状，地震の事典，朝倉書店，447 - 454。

Tsuneishi, Y., Yoshida, S. & Kimura, T. (1975) : Fault - forming process of the Komyo Fault in Central Japan, Bull. Earthq. Res. Inst., 50, 415 - 442。

宇津徳治(1987) : 地震予知の方法：予知の確率，地震の事典，朝倉書店，404 - 409。

山田直利(1978) : 阿寺断層を追って(1, 2)，地質ニュース，283, 284, 37 - 49, 30 - 36。

山科健一郎(1987) : 前兆的地震活動，地震の事典，朝倉書店，420 - 427。

山崎晴雄(1981) : 地震断層の出現形態とその形成条件，地調月報，32, 574 - 575。

第6章 侵食と堆積

6.1 侵食・堆積と防災地質

6.1.1 侵食の場と堆積の場

現象として見た時、侵食・堆積が災害となり得る現象として意識されるのはそれらの進行が急速で単位時間当りの物質移動量が大きい場合である。ここに言う物質とは土砂や水であるが、運動体の内容や運動形式、場の特性に応じて様々な災害が生じ得る（図6.1.1）。これらの災害の防災地質の内容については既に他章において詳述された。本章では緩慢な侵食・堆積現象の防災地質の意味について述べられるであろう。

本来、侵食と堆積は時間的な前後関係によって結ばれた普遍的な地質・地形形成作用である。空間的に見て、山地・丘陵地から海域に到るまでのあらゆる場所で侵食と堆積の両作用が働いている。しかし、長期的にどちらの作用が卓越するかによって、侵食の場と堆積の場を区別することが出来よう（図6.1.1参照）。空間をマクロに見た場合には、例えば典型的な侵食の場として山地・丘陵地を、堆積の場として海域を考

地 形	山地・丘陵地	台地・低地	海 域
地質・地形 形成作用	侵 食	堆 積	
運 動 体	土砂の運動	水の運動	
主な災害形態	谷頭部崩壊 山腹崩壊 地すべり 土石流 溪岸崩壊	河岸侵食 洪水 内水氾濫	海岸侵食 漂砂

図6.1.1 侵食・堆積の場と災害

るのが普通であろうが、少しミクロに見ると山地・丘陵地にあっても山麓や山間盆地のような堆積の場、海域においての汀線周辺での侵食の場のように、見るサイズに応じてそれぞれの場で二つの作用が錯綜し、しかもそれらは時間的にも変化している。場における二つの作用の空間的錯綜性と時間的変化とが防災地質的観点を構成する上で重要であろう。

6.1.2 緩慢な侵食・堆積と災害発生

災害発生の背景には様々な要因が関係しているが、要因相互の関係について高橋（1975）は図6.1.2のような構造を与えている。誘因、素因の他に拡大要因ならびにこれらの要因全部にかかわる環境要因が取上げられている。地盤災害の面では、素因は局所的な場の条件、拡大要因はより広い範囲の場の条件と云い換える事が出来よう。また、環境要因は災害発生構造の時間的変化を示すものと捉らえることができる。

場の条件という点に関しては、緩慢な侵食・堆積の場であっても特有な災害形態と結びついている場合がある。例えば、大河川中流の自然堤防地帯や台地間低地の下流部は緩慢な堆積の場であると同時に洪水時の冠水域として災害の場となり、災害をさらに周辺へと拡大する要因ともなり得る。この場合でも自然堤防など微高地では冠水を免れ、あるいは洪水流の流下が緩和されるなど、周辺の後背湿地部との場の条

件の違いが災害の内容に大きく影響する。最近の利根川支流小貝川の堤防決壊（1981年，1986年）は緩慢な堆積の場の条件が拡大要因になった災害の典型的な様相を示すものであった。

侵食・堆積の場において一方の作用が長期にわたって継続するとそれが災害の発生につながる場合がある。斜面上の凹地への長期的な土砂集積の後に生じた崩壊，溪岸の侵食に伴う崩壊など災害となり得る多くの現象は，緩慢な侵食・堆積により場の条件が変化した結果生じたものである。すなわち，緩慢な侵食・堆積によって，災害発生に到る場の条件が準備されてゆくことになる。

この過程は図 6.1.3 のようにモデル化できよう。侵食あるいは堆積に伴い地盤の災害ポテンシャル（不安定ポテンシャル）が経時的に増加してゆくものとすると，この過程のある時点で災害誘因の規模によって定まる限度に達し，災害となり得る現象が発生する。誘因はやはり時間的に変動しているのでこの限度は一定値を有するものではない。ともあれ，災害発生時点で災害ポテンシャルは低下し，次の発生時点までポテンシャルは再び増加してゆく。このように考えると，緩慢な侵食・堆積を理解することが災害発生の本質を理解することにつながると言っても過言ではない。図 6.1.3 の時間的スケールは，B. P. Ruxton（1968）がまとめた様々な地象に対するタイムスケール（図 6.1.4）などを参考にすると $10^2 \sim 10^4$ 年程度と見積ることができる。

6.1.3 侵食・堆積と防災

上記においては，侵食・堆積と災害発生との関係につき場の特性とその時間的変化という2つの点について概観した。これらのことを防災につなげるにはどうしたらよいであろうか。以下に取り組みの方向を示唆する例を挙げておく。

山腹斜面に発生する崩壊について塚本（1973）は凹形地形に多発することを確認し，この凹形地形を0次谷と呼んだ。そして，0次谷へのほ行土，崩積土の集積という時間的過程そのものが斜面の安定性を減少させる過程であるとした。すなわち，山腹斜面という広い意味での侵食の場の中にある小さな単位の堆

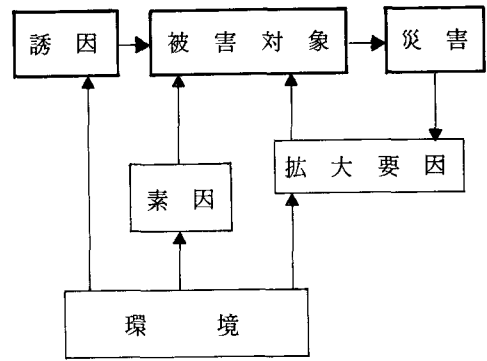


図 6.1.2 災害の構造（高橋，1975）

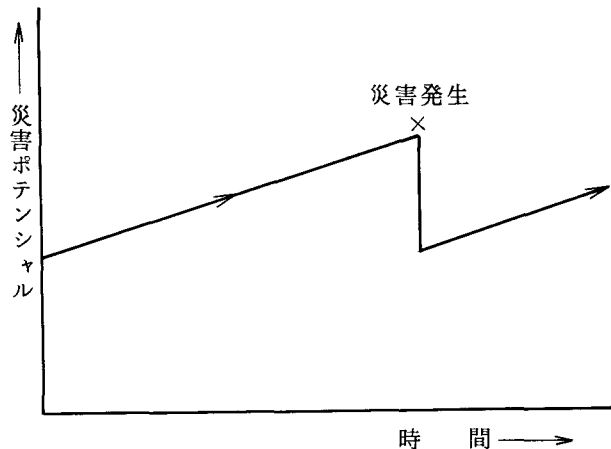


図 6.1.3 災害ポテンシャルの時間的変遷

積の場とその時間的條件変化の重要性が指摘されている。0次谷の存在と成長は河川域への土砂の流出、堆積にも直接影響するものであり（松村他，1984），防災地質的な立場からの研究が今後にも必要である。

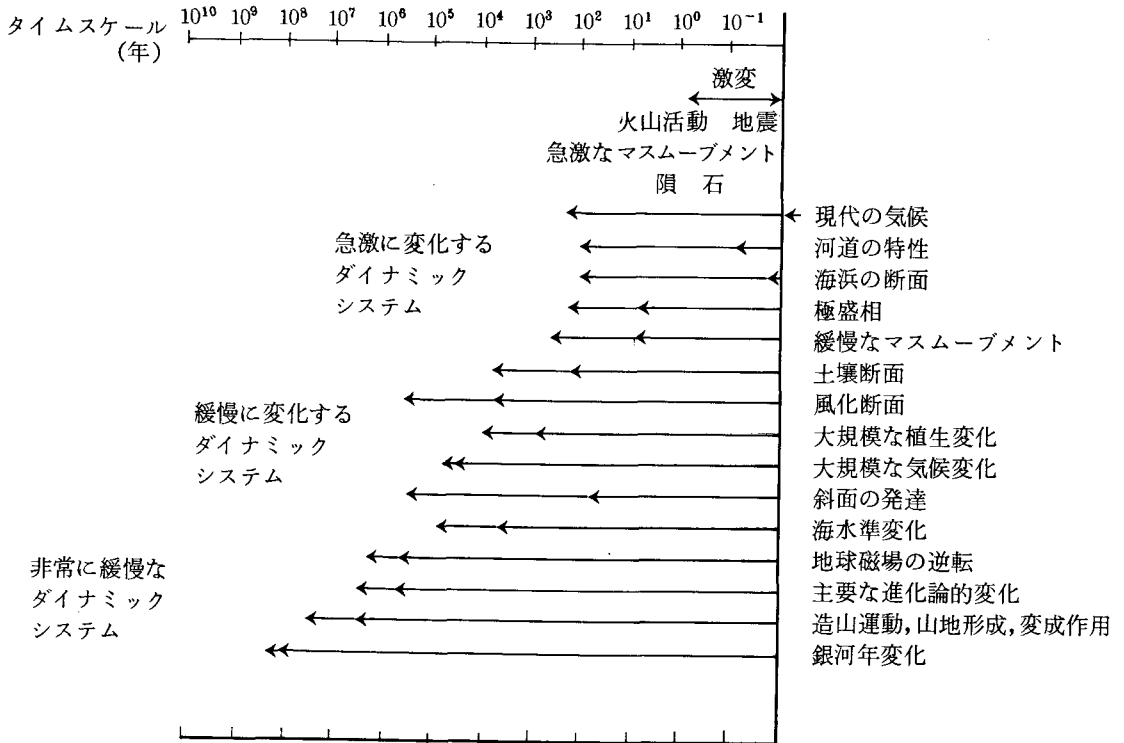


図 6.1.4 地象ダイナミックシステムのタイムスケール (B. P. ラクストン, 1968 による。一部改変)

侵食と堆積が錯綜する谷底低地の平面形態も防災地質的に興味深い。馬場他(1983), 中村他(1983)は土石流の流動, 堆積と谷幅との関連を検討した中で, 谷の拡幅部において土石流の減衰, 堆積が促進されることを述べている。谷の拡幅部を土砂調節機能を持つ天然の遊砂池として位置づけ, 積極的にその機能を利用することが防災上合理的であると, 人工的な堆積空間を組み合わせた砂防計画について提案を行なっている。谷の拡幅部が形成される機構ならびに形態変化や配置に関する一般則を追求する試みは以上の点からも意義のあるものであろう。谷幅の変化は例えば図 6.1.5 のように地質分布と相関があり, この点で各地河川中流域の谷幅を側方侵食されつつある基盤岩の物性と結びつけた鈴木他(1983)の考え方はさらに上流地域の防災計画を考える際にも参考になると思われる。

6.1.4 侵食・堆積と人間活動

関東平野に堆積した沖積層の体積は 90 km^3 と云われる(遠藤他, 1984)。およそ $6 \times 10^6 \text{ t/y}$ 前後の堆積速度ということになる。そして, 現在の東京湾では年間 $1.2 \times 10^6 \text{ t}$ の土砂が堆積しつつある(松本・斎藤, 1984)。自然の営力の結果は極めて大きいものであるが, 近年の沿岸域の埋め立て, すなわち人為的な堆積は局部的に見ると自然の堆積速度よりも 2~3 桁大きい(清水, 1983)。さらに陸上部での土砂採掘や造成はいわば人為的な侵食・堆積作用と言える。様々な人為活動に伴う土砂移動は今や全国的規模で

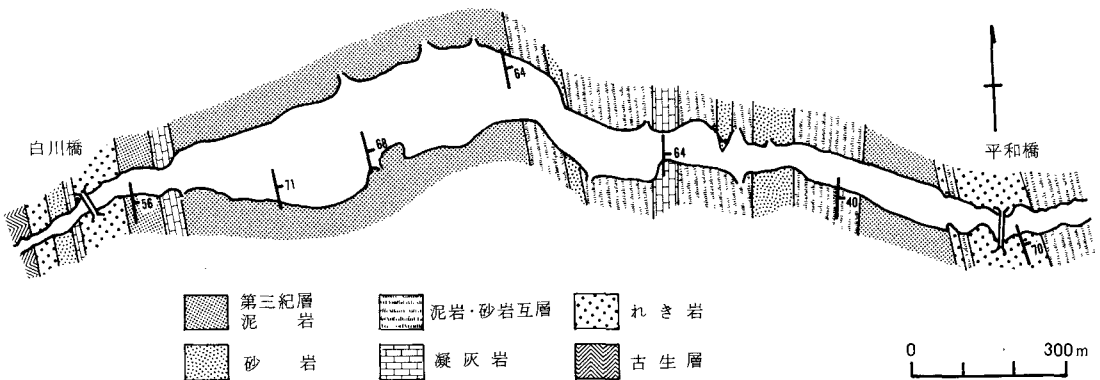


図 6.1.5 谷幅と地質 — 荒川上流三峰～白久間

自然作用に匹敵し、一部では凌駕するに到っている。この意味で陸域でも海域でもかなりの規模の侵食・堆積現象が身近かに起こっていると言うことができる。

一方、侵食・堆積は河川上流から下流、さらに海域へと連続してゆく現象であるだけに流域の防災を一体としてとらえる視点も必要である。土地や水の高度利用が進む一方で流域内の一部での災害発生が思わぬ形で流域内に広く影響する可能性も増しつつある。

人間活動の影響に対しても防災地質の観点での取り組みが今後一層要求されるものと考えている。

6.2 山地・丘陵地の侵食と防災地質上の意義

6.2.1 概況

山地・丘陵地には雨、風、流水、氷などの営力が働き、それは次第に侵食される。山地・丘陵地の侵食は、これらの営力により、雨食、河食、地下水による侵食、氷食、および風食に分けられる。日本の山地・丘陵地での主要な侵食は、雨食、河食、および地下水による侵食である。斜面崩壊や土石流は侵食に含められることも多いが、本書では別章で扱われる。また、氷食や風食は、日本では過去の氷河期には卓越した地域もあるが、現在それは、ほとんど働いていない。侵食は、崩壊および土石流を除けば、直接的に災害をひきおこすよりも、徐々に斜面を不安定化させ、クリープ、地すべり、および崩壊の誘因となる。

風化と侵食とは必ずしも別の現象ではないが、例えば石灰岩が溶けて空洞が形成されるような場合、それは侵食に含め、長石や粘土鉱物の成分の一部が溶脱され、2次鉱物が残留する場合には、それは風化に含めることにする。

侵食については多数の成書があるが（例えば吉川，1985；Holy，1980）、今までの研究の多くは、個々の溪流、斜面、または山体を対象にするというよりも、日本列島全体あるいは河川流域全体を対象にするといった大きなスケールのものである。一方、防災地質の立場からは、大きなスケールでの研究も必要ではあるが、前記のように詳細なスケールでの研究が不可欠である。本章では、このような観点に立ち、できるだけ細かいスケールで侵食について述べたい。従って、ここではDavisやPenck以来の地形の輪

廻については言及しない。

6.2.2 雨食

雨食は、降雨によってひきおこされる侵食であり、特に裸地で著しい効果を示すことから農学の分野で主に研究されて来た。日本には裸地として、火山体の斜面、崩壊地等があり、これらにおいても雨食は重要な役割を持つ。

雨食は、降雨とその後の表面流出の順で雨滴侵食、布状侵食、ガリー（およびリル）侵食に分けられる。

雨滴侵食は、雨滴が地表に衝突し、はねかえることにより土粒子が侵食されるものである。Ellison (1947)は、土壌の侵食過程に於いて雨滴侵食が重要であることを、野外事実（農地の土壌ロス）と簡単な実験とにより示した。そして、構成粒子に分離しやすい土壌が急斜面にある場合には、雨滴侵食は表流水と同程度の侵食作用を持つことを示した。実際、天然の崩壊地や盛り土などにおいて、土壌や未固結層が雨滴侵食を受け、土柱状になることは極めて一般的に認められ。高さ数cm程度の土柱は1回の降雨によっても形成される。土柱は、たいていの場合、ある程度の高さになるとくずれて運び去られる。雨滴は、単に土粒子を侵食するだけでなく、それらに支えられている礫をも不安定化させる。

降雨がある程度強くなると、雨水は地面に浸透しきれなくなり、表面を布状に流れる。そして、面的に土壌を侵食する。地面は決してなめらかで均質な面ではないために、次第に小さな水みちが形成されてゆき、侵食はこの水みち沿いに進むようになる。この水みちの小規模なものはリルと呼ばれ、大規模なものはガリーと呼ばれる。リルやガリーでは当然細粒分が容易に侵食されるが、礫などがある場合には、礫と礫との間の基質が失なわれるために、次第に礫も侵食されてゆく。Collins and Dunne(1986)は1980年に噴火したSt・Helensの噴出物の侵食を3年間にわたり観測した。その結果、噴火直後にはリル侵食と布状侵食が卓越するが、両者の速度は3年間の内に1/10 - 1/100オーダーに減少し、安定したリルネットワークが形成されることを示した。

雨食により、どの程度土壌が侵食されるものかについては、Smith and Wischmeier(1962)がモデル的な式を提案しているが、各地域においてパラメーターを決定することは実質的には困難であろうし、雨食の速度自体もCollins and Dunne(1986)が示したように経時的に変化する。

図6.2.1に、日本でもしばしば見られる土柱の例を示す。これは、雨滴侵食、布状侵食、およびガリー侵食の複合した雨食によって形成されたものである。

以上の雨食の重要性は、土木従事者には良く知られており、盛り土や崩壊地の表面には、植生工や排水工が実施されるのが通例である。しかしながら、火山体の広大な斜面やすべての崩壊地にこのような対策を実施するのは無理であるし、また得策でもない。火山噴出物の斜面、またマサの崩壊地、堆積岩の崩壊地等、個々の地質に応じて、雨食とくにその速度について研究することが必要であろう。

6.2.3 河食

雨食が主として土壌や岩屑に対して有効に作用するのに対して、河食は土壌から硬質の岩盤にまで作用する。岩盤に対する河食の強さは、山地のゴルジュや凹穴によって端的に示される。

防災地質的に見た河食の重要性は、大洪水時のように短期間における強い侵食が直接的にひきこす効果と河食が長期間にわたり作用したことにより周辺山地に及ぼす効果とに大別して考える必要がある。

短期間の強い侵食は、岩盤を深く侵食することなく、河床の堆積物や河岸の岩屑や土壌を侵食する。特

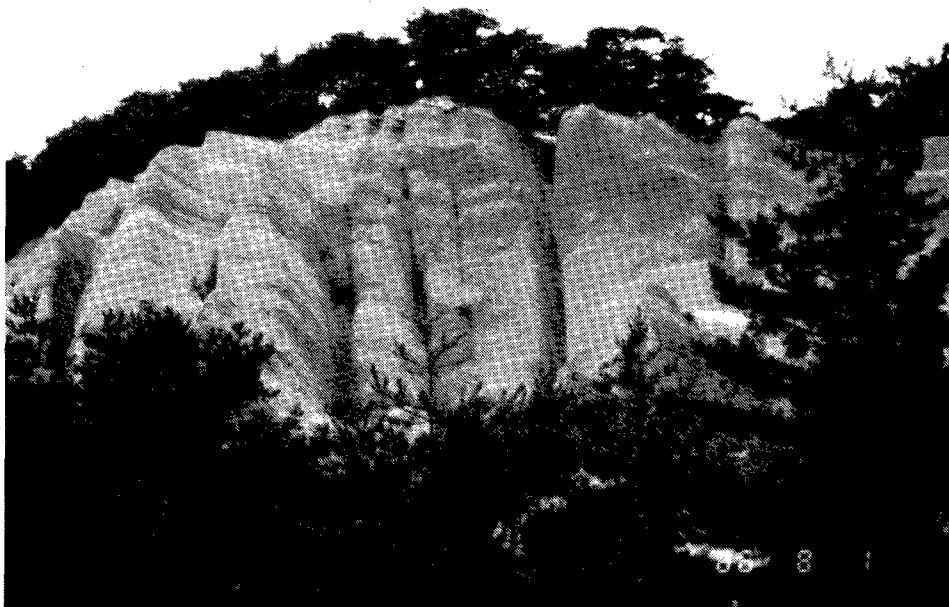


図 6.2.1 雨食により形成された土柱。第三紀中新世の青木層の礫岩。長野県上田市

に、河岸では斜面下部の物質が取り去られるために、斜面の岩屑等が不安定となり、崩壊することが多い。

河食が長期間にわたり作用することにより、山地は下方および側方侵食を受け、谷が形成される。谷の形成にマスムーブメントがかかわっていることは論を待たない。谷は、地質や気候等の違いに応じて、鋸挽谷、V字谷、U字谷等の横断形をなす。これらの谷の形状が形成されるには少なくとも数千年以上は要していると考えられ、谷の斜面はその程度の期間はその形状に応じた応力状態におかれていたわけである。従って、斜面にはそれらの谷の形状に応じてシーティングや岩盤クリープが認められる場合が多いであろう。氷河によるU字谷では、U字谷形成時のシーティングとU字谷形成後のシーティングとの2種類のシーティングが認められる場合がある(Kiersch, 1964)。また、河食は山体に谷をうがつ、つまり、山体の側方の拘束を開放するだけでなく、山体の荷重を除去する。アメリカやカナダでは、河川の除荷により河川沿いに背斜軸が形成された例が報告されている(Huntton, 1982)。一方、日本は湿润変動帯にあり(吉川, 1985)、隆起速度および侵食速度ともに大きいためこの“除荷”速度は大きいはずである。従って、日本にもこのような例がある可能性はある。

河食は必ずしも強度的に弱い部分にそって進むわけではなく、かえってその近くの強度的に強い岩盤中を進行することも多い。このことは、山崎断層(活断層研究会, 1980)や鶴川断層(Yoshida, 1985)のように幅広い破碎帯を持つ断層にも河とほぼ平行に伸びながらも河からある程度離れているものが多いことからわかる。河はいわゆる先行河川のように、一旦流路が定まると、大きく位置を変更できないのかもしれない。このように、河川近くに弱い部分があり、河食が長期間続くと、岩盤クリープから地すべりや崩壊が発生することも多いと考えられる。

6.2.4 地下水による物理的侵食

山地・丘陵地では、当然動水勾配が大きいために、条件によっては地下水の流速が著しく大きくなりパ

パイピングが生じ崩壊につながることもある。この意味で地下水の物理的侵食の持つ防災地質上の意義は大きい。パイピングは、砂礫、岩屑、および火砕降下物のような未固結地盤に生じる。

パイピングが防災地質上極めて重要であることは、岩松(1976)により明確に示されている。岩松によれば、従来シラス災害と言われていたもののがかなり多くは、シラスの上ののるボラと呼ばれる火砕降下物がパイピングされた結果生じたものである。

パイピングが砂礫地盤にごく普通に生じることは、段丘堆積物中にパイピングとそれに続く地盤の陥没により形成された断層が見られることや、実際に砂礫の露頭でぽっかりとあいた穴から砂が流れ出ていることがしばしば見られることから明かである(図6.2.2)。このようなパイピングが崩壊の原因となることは明かであるが、実際に崩壊した後調査してもその証拠を見いだすことは困難であることが多い。

パイピングやそれに伴う水みちについては、最近渡辺らにより水理地質学的な研究がなされている(渡辺・今井, 1985)。

長崎県で頻発しているいわゆる北松地すべりは、第三紀の堆積岩上に礫層と玄武岩がのった地域に多く生じており、それらの一部はこの礫層の侵食によるものと筆者は考えている。

6.2.5 地下水による化学的侵食

地下水による化学的侵食は広くとらえれば岩石の風化をも含んでしまうことになるが、ここでは、鉱物が溶食されてそこに空隙ができるような場合を化学的侵食として溶食と呼ぶ。

地下水による溶食で実際的に重要なのは石灰岩におこるものである。蒸発岩なども溶食されやすいと思われるが、これは日本には存在しない。石灰岩の溶食の程度は地下水に含まれる二酸化炭素濃度によって決まり、それが高いほど溶食が進む。二酸化炭素は空気および土壌などから供給される。石灰岩地域で溶食が進むと、ドリーネ、ウパーレ、およびカレンなどを有するカルスト地形が形成される。地下には鍾乳洞が形成される。ここでは、これらの地形については言及しない。

日本には石灰岩からなる山体の大規模崩壊はないようであるが、外国には多数の実例がある。Saidmarreh(Harrison, 1938), Madison(Hadley, 1964)などが知られている。これらの大崩壊において石灰岩の溶食が原因であると指摘されてはいないが、その可能性はある。つまり、長期間の溶食によって斜面の安定性が減少していた可能性はある。

山体すべてが石灰岩からなっていない場合でも、方解石が鉱物脈として網目状に岩体内に存在することは極めて多い。1例として先第三系の砂岩で方解石脈を多量にもつ地域のボーリング調査結果を示す(図6.2.3, 4)。図に示すように、V字谷の斜面でも表層から10-20 m程度まで方解石脈が溶食され、透水性が高くなっていることがわかる。

以上のように、方解石脈や石灰岩は溶食され、次第に岩体としての強度を低下し斜面の不安定化を促進することがある。

6.2.6 侵食の速度

ここまで各種の侵食の重要性について述べてきたが、防災地質の立場からは、それぞれの侵食速度が極めて重要な問題である。従来、侵食速度は河川に含まれる化学成分から間接的に推定されたり(北野, 松野, 1980), ダムの堆砂量から推定されたりしている(吉川, 1984)。しかしながら、本章で述べた個別の侵食について、それらの速度の詳しい検討はあまりなされていない。その中で比較的検討するデータ



図 6.2.2 バイピングによって砂礫層中に生じた空洞と流出した砂礫。御前崎礫層。静岡県御前崎町。

があるのは河食であろう。

吉川(1984)は、日本列島の隆起、侵食について総合的に議論している。それによると、隆起速度は中央日本や西南日本外帯などの高い山地で1-3mm/y、西南日本内帯などの低い山地で0.1mm/yのオーダー、一方、削剥速度は前者では最大1mm/yのオーダーで平均的には0.1mm/yのオーダー、後者では

0.01mm/yのオーダーである。ただし、この場合の削剥速度はダムの堆砂速度から推定したものである。吉川は、西南日本外帯および中央日本の山地ではこの程度の隆起、削剥速度が第四紀を通じてほぼ一定であったと考えている。吉川の議論では山地、丘陵地をある程度

の広さにわたり一括してとらえているために、実際の河食の速度よりは小さい侵食速度が得られているものと考えられる。

Brakenbridge(1985)は石灰岩地域で河食速度が1m/100yと報告している。また、長谷川他(1982)が四国の三波川結晶片岩類の地すべり岩体について調査した結果を検討すると、川をせきとめた地すべり岩体の河食の速度は1m/150y程度、また、地すべり岩体にせきとめられた水が河岸を越流してそれを侵食した速度は1m/25y程度と見られる。ただし、長谷川他(1982)から得られた河食速度は通常

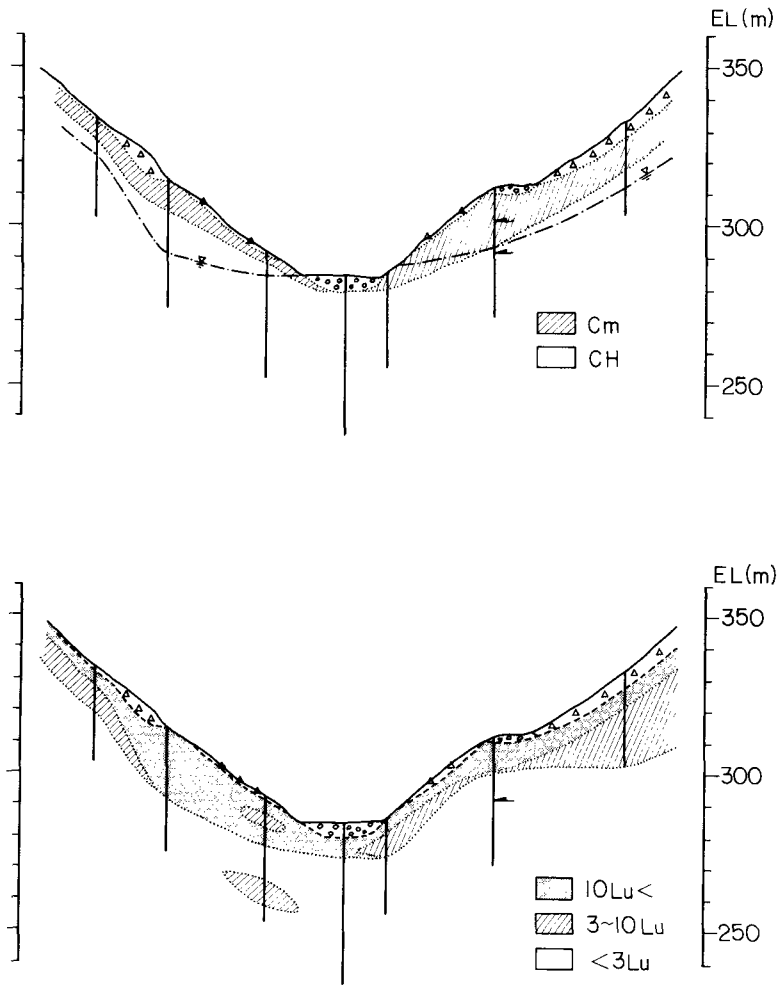


図 6.2.3 方解石脈を多く含む砂岩からなるダムサイトの地質断面図(上)とルジオンマップ(下)。

矢印は図 6.2.4 の位置を示す。C_H、C_M は電研式岩盤分類。ルジオン値はボーリング孔の 1 m 区間に 10 kg f/cm² の圧力をかけた時の注入水量 (ℓ/min)

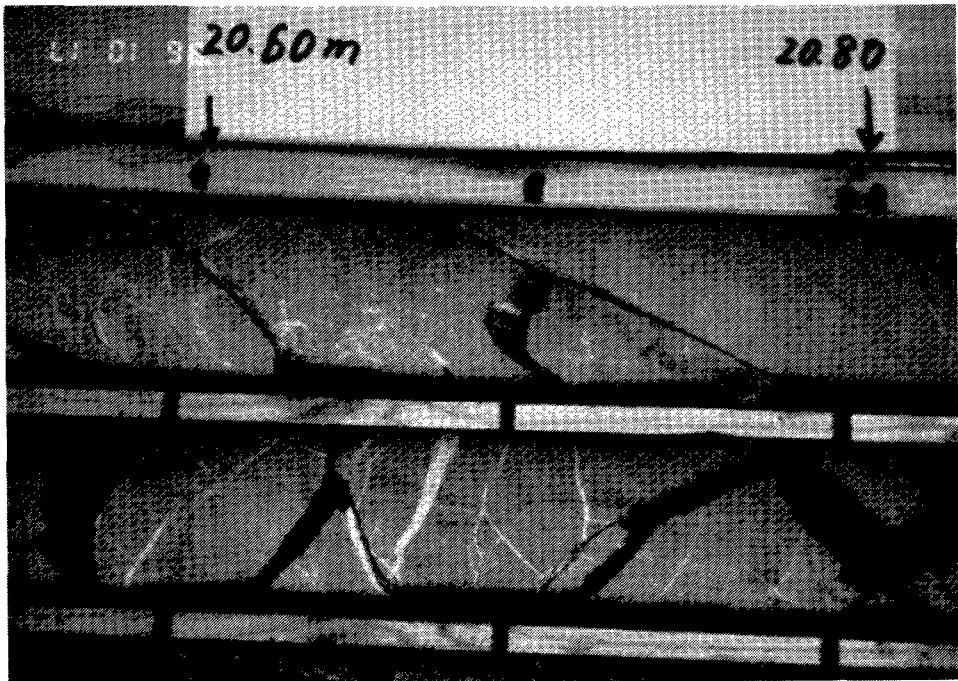
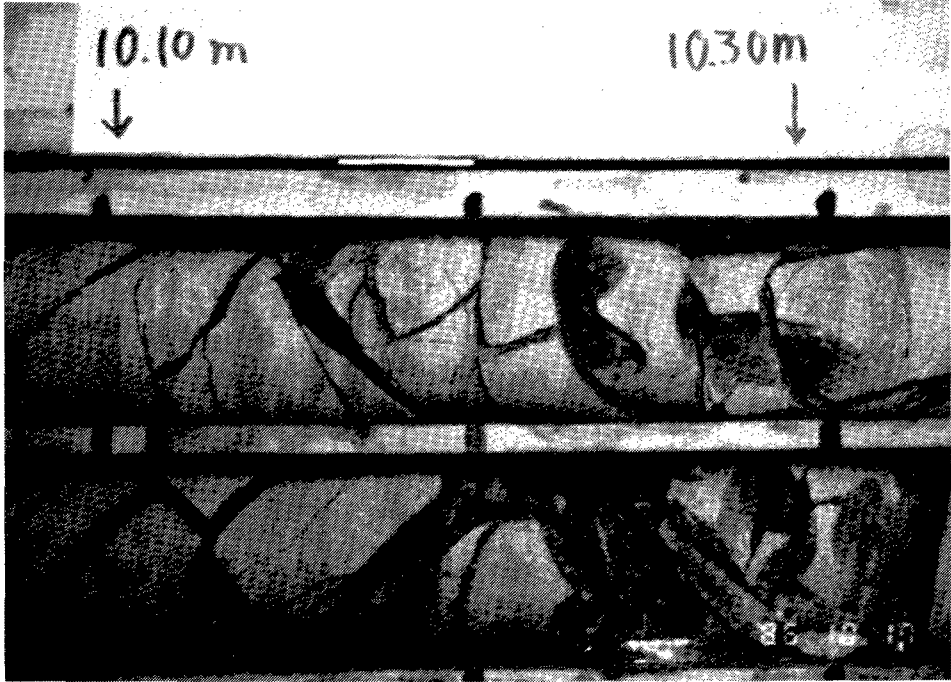


図 6.2.4 砂岩中の方解石脈（下，深度 21 m 付近）と
 それが溶食された状況（上，深度 11 m 付近）
 写真の位置は図 6.2.3 に矢印で示してある。

6.2.7 歴史的に見た山地・丘陵地の侵食

今までの節では侵食を詳細に小さなスケールで考えて来たが、防災地質では小さなスケールだけでなく、ある程度大きなスケールで考えることも重要である。詳しい調査を行わなくても、地形的または地質的特徴から侵食について検討し防災に役立てることができるからである。その場合には、単に空間的にだけでなく時間的にもスケールを広げて考えることが必要である。

例えば、河食について例をとると、第四紀には氷期と間氷期が何回か繰り返されたために、河川は侵食および堆積の場をかえてきており、その結果複雑な河岸段丘が形成された。同じ平坦面をなす段丘面もある場所では侵食段丘であり、またある場所では堆積段丘である。ある段丘面の縁で崩壊が起こる場合には、それはたいていの場合堆積段丘であろうし、(岩石)侵食段丘の縁では大きな崩壊はあまり起こらないであろう。

また、山地の上部で斜面傾斜が緩く下部で急で、両者の間に傾斜変かん線がある場合には、この遷急線はしばしば侵食前線と呼ばれ(江川他, 1976)それに沿って崩壊が多く発生することも指摘されている。これらの侵食前後は、新しい火砕流堆積物を侵食する河川沿いにも多く見られる。

地下水による物理的侵食を考える場合にも、歴史的な見方は重要である。この侵食を受ける物質がいつ頃形成されたものであるのかを知ることにより、それらの物質の侵食に対する抵抗の程度について考えることができよう。また、それらの物質がどの程度の期間どのような環境におかれていたのかを知ることにより、今後人為的な環境変化を与えた場合のレスポンスの有無について考えることができるであろう。

6.3 河川侵食と堆積

6.3.1 概説

侵食作用は、まず、岩石の風化作用からはじまる。水分の凍結、融解などの機械的風化作用によって、岩石は砕かれ、さらに、造岩鉱物が化学的風化作用によって変質し、細粒化する。

風化を受けた岩石は、重力、流水、氷河、波、風などの作用で侵食される。この中で、地表を流れる水は、最大の侵食営力である。これらは、しだいに集まって河川となり、洗掘作用によって、河道の下刻、側刻および谷頭の侵食を行う。

河川による物質の運搬には、溶流、浮流および掃流の3形式がある。地下水の化学的作用によって、造岩鉱物を溶解した水が河川に流入して運搬される形式が溶流である。これに対して、細粒物質が水中を浮遊しながら運搬されるものを浮流と呼び、粗粒の砂礫が転がりながら運ばれていくものを掃流と呼ぶ。山地部の急流河川では、この掃流運搬が多くなる。

河床の勾配が小さくなったり、水深が浅くなったり、あるいは、河幅が広くなることによって、流速が小さくなると、流水の運搬力は低下し、堆積が行われる。堆積物質は、下流方向に向かって、しだいに細粒化し、自然のふるい分けがなされる。

山地から運ばれてきた土砂は、山麓や低地に堆積し、各種の堆積地形を形成する。急斜面下には崖錐が形成され、川が山地から平坦地に出たところには扇状地が形成される。埋積谷あるいは谷底平野は、比較的ゆるやかな谷底に形成された堆積平坦地である。これらの堆積地形を流れる川が再び下刻をはじめると、かつての河床面は高位置にとり残され、段丘となる。

地表面の勾配が1000分の1程度以下の緩傾斜地では、河川は自由に蛇行して、流路を変更しつつ、土砂を堆積して、沖積原を形成する。沖積原は自然堤防、旧河道および後背低地からなる。

河川は、海への流入部において、蛇行や分流を繰り返しながら、海面すれすれの高さに砂泥を沈泥させる。このような三角州の形成には、河川の堆積作用だけでなく、海の営力も関わりを持っている。

細長い国土とその中央を走る山脈のために、日本の河川は、流路長および流域面積が非常に小さい。大部分の河川の流域は、平地よりも山地の占める面積の方がはるかに大きい。このため、ヨーロッパなどの大陸の河川の縦断勾配と比べると、図 6.3.1 にしめすように、日本の河川のそれは非常に急勾配である。したがって、河川の運搬力は大きく、比較的下流部でも礫が堆積している。

日本は、降水量が多く、著しい乾季がないため、河川の流量は一般に豊かである。また、台風時の豪雨などによって、流量の年間変動が大きいことも日本の河川の特徴である。河川の最大流量と最小流量の比を河状係数と呼ぶ。表 6.3.1 は日本と外国の河川におけるこの係数を比較したものであるが、日本の河川流量の変化の著しさがこれからもうかがえる。このように、洪水時に大流量を流す必要があるため、日本では河原の広い河川が多い。

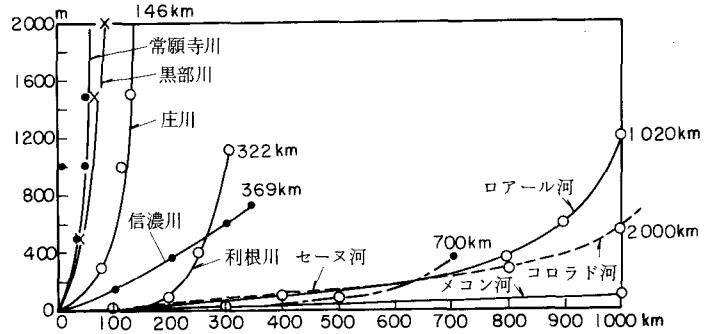


図 6.3.1 日本と外国の河川の縦断勾配比較図
(水利科学研究所編, 1962)

表 6.3.1 日本と外国の河川の河状係数 (山本三郎, 1958)

河川名	地点	最小流量 (m ³ /sec)	最大流量 (m ³ /sec)	河状係数	河川名	地点	最小流量 (m ³ /sec)	最大流量 (m ³ /sec)	河状係数
本邦河川					外国河川				
北上川	登米	25	6,500	260	アルデーシュ	パァロン	2.5	7,500	3,000
阿武隈川	館矢	25	5,500	220	ロアル	フリール	35	9,118	261
雄物川	秋田	33	5,570	169	ガロンヌ	トゥールーズ	36	6,000	167
最上川	新堀	23	7,000	304	ミューズ	セダシ	13	700	54
阿賀野川	湯川合流点	14	3,060	218	ソヌ	シャロン	40	3,000	75
	川東	79	6,950	88	ローヌ	サンモーリス	18	636	35
信濃川	大河津	140	9,000	64	セヌ	パリ	48	1,652	34
千曲川	村山橋	78	6,500	83	ソンム	アベプイル	27	60	2.2
神通川	大沢野	40	5,570	139	ネッカー	ハイデルベルグ	28	4,818	172
荒川	川口	28	4,170	149	ウェーゼル	バーデン	73	4,600	63
富士川	鵜沢	14	5,600	400	エルベ	メルニック	38	4,300	113
天竜川	天竜橋	97	11,130	114		アルトレンブルグ	154	3,600	23
木曾川	犬山	68	14,000	206	オーデル	ブレスラウ	22	2,450	111
淀川	枚方	83	8,650	104		キュストリン	125	3,260	26
紀ノ川	岩出	14	5,600	400	ライ	バーゼル	330	6,000	18
斐伊川	出西	5	3,600	720		ケルン	660	10,000	16
吉野川	河口	67	15,000	224		リース	787	9,000	12
那賀川	羽浦	16	8,500	531	ドナウ	イラー河口	24	753	30
渡川	具同	17	14,000	824		ノイブルグ	125	2,100	17
筑後川	久留米	28	8,500	321	オハイオ	ピッツブルグ	33	12,000	364
大淀川	宮崎	50	7,000	140	ミズーリ	カンサス	277	20,830	75
利根川	栗橋	20	17,000	850	ミシシッピー	ミネソタ	28	3,325	119
					テムズ	ティントン	13	103	8
					ナイル	カイロ	400	12,000	30

ただし、日本の河川は、現在では、そのほとんどが両岸に堤防を連ねる直線状の人工河川となっている。自然状態では、洪水氾濫時に河道周辺に堆積した土砂は、現在の人工河川では、河道内に堆積して天井川をつくる。このため、洪水はしばしば破堤氾濫という激しいかたちをとる。また、河道内に設置されているダムや橋脚などの構造物は、運搬、堆積土砂量のバランスを変化させる。さらに、流域の開発は、洪水や低水の流出機構を変え、新たな災害を産むことになる。

6.3.2 土砂の運搬と河道変遷の水理

ここでは、河川による土砂の運搬と河道変遷に関する水理学的事項をしめす。

(1) 限界掃流力

水の密度を ρ 、重力加速度を g 、径深（流水断面積 A を潤辺 S で除したものを）を R 、エネルギー勾配を I_0 とすると、水路底に沿って作用するせん断力 τ_0 は(1)式となる。

$$\tau_0 = \rho g R I_0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

この力を掃流力と呼ぶ。この値がある限度を越えると、土砂は移動しはじめる。

この時の掃流力を限界掃流力 τ_{*c} という。限界掃流力についての公式には、これを平均粒径に関する Reynolds 数の関数とした Shields の実験公式 (Rouse, H., 1949) があり、(2)式で表わされる。

$$u_{*c}^2 / (\sigma/\rho - 1) = \phi(u_{*c} d / \nu) \quad \dots\dots (2)$$

ここに、 $u_{*c} = \sqrt{\tau_{*c} / \rho}$ で、これは限界摩擦速度と呼ばれ、 d は土砂の平均粒径、 σ/ρ は土砂の比重、 ν は水の動粘性係数である。関数 ϕ は図 6.3.2 にしめす曲線から求められる。

(2) 掃流砂量

掃流砂の単位時間当りの容積を掃流砂量という。これを求める公式には次のものがある。

(A) Du - Boys 公式

(防災ハンドブック編集委員会編, 1964)

河床の土砂掃流力によって、層状の滑動が生じるという考え方で導かれた古典的な実験公式であり、(3)式で表わされる。

$$q_B = c \tau_0 (\tau_0 - \tau_{*c}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 q_B は単位幅当りの掃流砂量、 c は土砂の性質による定数である。

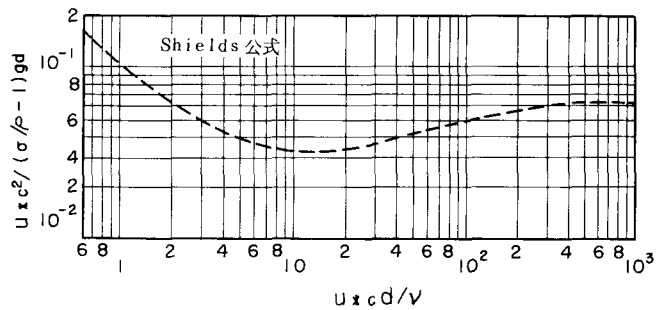


図 6.3.2 Shields 公式による限界掃流力の無次元表示

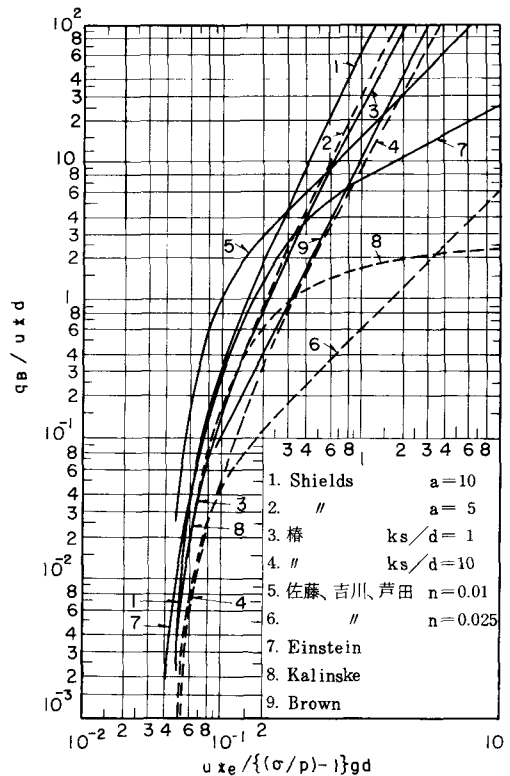


図 6.3.3 各種掃流砂公式比較図 (防災ハンドブック編集委員会編, 1964)

(B) Kalinske公式およびBrown公式(Rouse, H., 1949)

$$q_B/u_* d = f \{ u_*^2 / (\sigma/\rho - 1) g d \} \dots\dots\dots (4)$$

(4)式をKalinske 公式というが、f の値として10を用いたものを Brown 公式という。これらの各公式およびその他の公式をまとめて図 6.3.3 にしめす。

(3) 浮流砂量

(A) 浮流砂の濃度分布: Rouse公式 (Rouse, H., 1937)

等流状態の流れにおける浮流砂の濃度分布式であり、(5)式で表わされる。

$$c/c_a = \{ (h-y)/y \cdot a/(h-a) \}^z, z = w_0/ku_* \dots\dots\dots (5)$$

ここに、y : 水路底よりの距離、h : 水深、c_a : y = a における濃度、w₀ : 土砂の沈降速度、k : Kármán の定数で純水の時 0.4 となる。しかし、濃度が大きくなると、0.4 より小さくなる。

(B) 浮流砂量

浮流砂の濃度と流速との積を、浮流限界点 y = a から水面 y = h までの全領域にわたって積分することによって、理論的に得られる。この方法による公式のうち、Lane-Kalinske公式 (Lane, E.W. and A.A. Kalinske, 1939) は(6)式で表わされる。

$$q_s = qc_a P \exp (15 aw_0/h u_*) = q c_0 P_1 \dots\dots\dots (6)$$

$$c_a = 5.55 \Delta F (w_0) \times \{ 1/2 (u_*/w_0) \exp \{ -(w_0/v_*)^2 \} \}$$

ここに、q_s : 単位幅当りの浮流砂量、q : 単位幅流量、P : 図 6.3.4 にしめす w₀/u_{*} および n/h^{1/6} の関数、n : Manning の粗度係数、c_a : 河床における濃度 (ppm)、ΔF(w₀) : 沈降速度 w₀ という土砂が河床中に含まれる割合 (%) である。

この公式の形は複雑であるが、実測によると、流量 Q と浮流砂量 Q_s との間には、(7)式の関係があることが知られている。

$$Q_s = \alpha Q^n \dots\dots\dots (7)$$

ここに、α : 浮流土砂による係数、n : 指数でほぼ一定値 2.0 と考えられている。

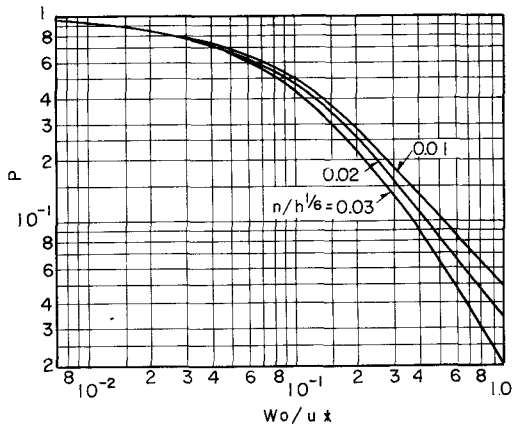


図 6.3.4 Lane-Kalinske 公式における P の値

(4) 洗掘と堆積

流路に沿う上流と下流の二つの河川断面を考えた場合、両断面を通過する全流砂量 (浮流砂量と掃流砂量の和) の差が正であるか、負であるかによって、その区間で洗掘が生じているか、堆積が生じているかを判定する資料となり得る。これは河床変動の問題にもつながるものであり、非常に重要である。

また、この他に、これに関連する問題として、橋脚、橋台周辺の局所洗掘、水たたき下流部の洗掘などが挙げられる。現状では、こうした問題を明らかにする手法としては、模型実験が用いられ、実際の設計にも適用されている。しかし、相似律の問題など未解明の事項も多く、実験結果を定性的に判断するに留まっている。

6.3.3 二次的な災害

河川の侵食や堆積の作用がある特定の場所、あるいは、ある特定の条件の下で増幅されて、洪水の氾濫などを引き起す。そして、それが人間社会に影響を与え、災害を発生させる。

これらの二次的な災害の発生は、地形などの土地条件と密接な関わりを持っており、土地条件から災害の発生しやすさをおおよそ判定することができる。

ここでは、二次的な災害としての、洪水による氾濫を起しやすい地形や土地の条件についてのべる。

(1) 河道の屈曲部

河道が屈曲しているところでは、洪水流は凹岸部に突きあたって、そこを洗掘し、ついには破堤に至ることがある。また、流れの慣性のために、流心が凹岸部に片寄り、その水位を高めて、越流を起しやすい。

対岸の凸岸部では流速が低下して、砂礫堆が形成される。この作用が、流れをさらに凹岸部に押しやって洗掘を激しくする。

屈曲部をカットして、河道を直線状に改修すると、流路長が短くなって、河底が低下したり、洪水の到達時間が短くなる現象が生じる。また、砂礫堆が移動して新たな洗掘部を形成する。これは治水、利水工作物の機能にも影響を与える。

(2) 河道勾配の急減部

河床の縦断勾配が急に減少するところでは、土砂の流送能力が急減して、堆積が生じる。そのために、河床が上昇して氾濫が起しやすい。このような場所は、流路が山地から急に開けた平坦地に出たところや、扇状地の下端部などの地形的な境界域に多い。

(3) 河道を横断する工作物の付近

橋脚は流水断面積を減少させ、橋の上流側の水位をせき上げる。特に、流木などが橋脚にからまると、水位のせき上げの度合いがひどくなって、越流の危険が生じるとともに、大きな水位差のため河床洗掘が激しくなり、橋梁が破壊される危険が生じる。

(4) 河道の合流点付近

大きな支流との合流箇所では流量が急増する。特に、本川および支川の洪水のピークが一致した場合に、この傾向は顕著となる。また、合流点では、河川断面積の急増のため砂礫堆が形成されやすい面もあり、洪水による氾濫の危険を大きくする。

(5) 河道幅の急変部

両岸に山地や台地が迫っているところなどの河道幅の急減部では、河川断面積が小さくなり、せき上げが生じて、上流側の水位が上昇する。このような場所は谷底低地の盆地に多い。

(6) 天井川

扇状地河川は、扇頂部では扇面を掘りこんで流れ、扇端部では逆に河床が扇面よりも高い天井川となっ

ているところが多い。このような天井川となっている河川は一般に水害の危険が大きい。

(7) 水が浸透しやすい箇所

旧河川を締め切った場所、堤防に接して池のあるところ、樋門や樋管などの構造物のあるところなどは、水が浸透しやすい場所であることが多い。このような場所では、漏水から破堤に至る可能性がある。

河川が氾濫した場合の被害の程度をしめす浸水域の広さは、洪水位によって変化するが、一般には周辺の地形に左右される。例えば、扇状地性平野のような地表面勾配の大きい平野では、浸水域は余り側方には広がらず、平坦な氾濫平野や三角州では広く拡大する。

6.3.4 河川調査

日本の河川は、現在では、そのほとんどが自然状態ではなく、人工河川となっている。そのため、河道を安定河道の状態に保つために、様々な河川調査が行われている。

安定河道とは、本来、縦断形状、横断形状および平面形状のいずれも変動しないような河道のことをいう。しかし、土砂の侵食、堆積などの現象が必然的に生じるため、現実にはこのような河道は存在しない。そのため、従来から、安定河道という言葉は、一般に、縦断的な意味で用いられている。すなわち、各断面における流砂量が等しい場合には、いずれの断面間においても、平均的にみて、洗掘も堆積も生じない。このような河道が安定河道と呼ばれる。

ここでは、安定河道を目ざす河道計画をたてる上で必要な河川調査についてのべる。

河川調査において、調査すべき項目は次のとおりである。

① 流域諸特性

流域面積、形状、地質、地被状態、地勢、山地崩壊状況など

② 河道の諸特性

① 縦横断形状、平面形状

② 河床構成材料

③ 護岸、水制、床固め、水門、樋門、樋管などの河川構造物

③ 水文、水理諸量

① 降水量 ② 流出量 ③ 水位 ④ 流速

④ 流送土砂量

① 浮流砂量 ② 掃流砂量

これらのうち、ここでは主として、土砂に関する調査を中心にしてのべる。

(1) 河床変動調査

河道は時間的に変動しているため、変動の予測を行うには、現状および過去の状況を把握する必要がある。そのため、この調査では、河道の縦横断測量を毎年定期的に行うのが最良である。河床変動量は、各断面の平均河床高の差に横断間隔を乗じて求められる。この際、横断測量間隔は、通常、100～200 m程度にとられる。

(2) 河床材料の調査

河床を構成する材料については、河道全川にわたる調査が必要である。流送土砂と河床変動との媒介になるものが河床材料である。例えば、上流部から下流部の間に、浮流砂から掃流砂に変化する地点があるが、これを推定するには、全川にわたる河床材料の調査が不可欠である。

(3) 流送土砂調査

(A) 浮流砂量

浮流砂量 Q_s と流量 Q との関係は、6.3.2章でしめしたように、経験的には、(7)式で表わされる。

$$Q_s = \alpha Q^n \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに α 、 n は定数で n は、概ね、2.0 であるが、 α は場所により変化する。この α の値を実測により決定するという手法が、通常、行われている。

浮流砂量は、採水器による水深方向の含砂率分布の測定値と各点の流速の測定値との積によって求めるか、採水器を一定の速度で上下して求めた平均含砂率と単位幅当りの流量との積によって求めるかであるが、いずれにしても、採水器による含砂量の測定が中心である。それには、図 6.3.5 にしめす、簡易型採水器がよく用いられる。

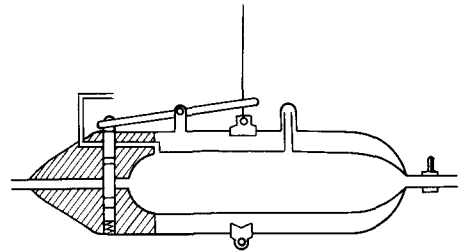


図 6.3.5 簡易型採水器

(B) 掃流砂量

掃流砂の採取器も種々作られているが、この測定は非常に困難であって、決定的な方法はない。これは採取器を挿入すると、そのことが流砂量に影響を与えてしまうためである。したがって、どの採取器を用いるにしても、採取回数を増やして、平均的な値を求めるようにすべきである。

6.3.5 二次災害の対策工の基本

河川氾濫に対する制御の対策は、ダムや遊水池によってできる限り洪水流量を調節する一方で、連続堤防や放水路によって洪水流をできる限り早く海へ放流する方法からなっている。洪水調節用のダムは、出水時に洪水の一部を貯留し、ピーク流量を減らして、ピーク時間を遅らせる機能をもつ。ただし、その後の放流によって、洪水継続時間が長くなり、氾濫を起している地域では、かえって、湛水時間が長びく可能性がある。また、遊水池は、平地において、河道の幅を著しく拡大して、洪水流を一時貯留するものであるが、適地が得られる河川は少ない。

氾濫を起させずに、洪水を流下させるための構造物には、堤防、護岸、水制などがある。河道の屈曲部はカットして捷水路をつくり、下流部では放水路によって海への放水を早める。護岸は、洪水流の洗掘作用を防止し、堤体への浸透および漏水を防止するためのもので、法面の被覆と基礎を保護する根固めからなる。水制は、流速を低下させ、水流の方向を変えて、衝撃を減らす機能を持っている。

全体計画は、過去の洪水流量や降雨観測データに基づいて求められる確率洪水流量を基礎としてたてられるが、河床の縦断形状を安定な状態に維持するには二次災害の因となる土砂の運搬、堆積の作用を安定に保っておくことが重要である。

6.4 海岸侵食と海底崩壊

6.4.1 海岸侵食に及ぼす地質的要因

海岸侵食は、ある地域の漂砂の供給量が沿岸波浪などによる他地域への流失量を下回るときに生じる。本節ではこの侵食過程における地質的要因についてのみ注目する。

海岸工学等で挙げられる要因には、1) 漂砂の性質 2) 波浪特性 3) 人為活動などが挙げられるが、その中に地質と直接関連する要因を挙げる例は少ない。他の災害、例えば地すべり現象等は地山の地形あるいは地質のもつ特性より直接災害をある程度予測可能な場合も多い。一方、海岸侵食はより多くの自然現象の影響を受けその地域の地質のみから直接侵食を予測することは極めて困難であり、むしろ「地球科学」的レベルで把握する必要のある現象と言えるであろう。しかし、このように海岸侵食の要因に地質が直接結びつかないとしても、いくつかの影響を見るのが可能である。すなわち、土砂を供給する陸上の地質は底質の形状、粒径及び比重に影響し、また、漂砂の供給量にも大きな影響を与えよう。さらに、海底地形も波浪の特性に影響を与える。

6.4.2 海浜海岸の侵食

(1) 地質構造区分と海浜区分

海岸侵食は種々の要因が複雑に影響し合うため、同様な条件の海岸に必ずしも同じ現象が発生せず、このようなときこれをその対象とする海岸の「地域性」として扱う場合も多いようである。この「地域性」として扱われる未解明な部分にはその地域あるいはより広い地域の「地質構造」が含まれることも十分考えられる。しかし、先にも述べたように、地質と関連させて論じた例は極めて少ないが、田中(1983)は豊富なデータをもとに図6.4.1に示したような海浜区分の試案を提案している。

同図より明らかなように、その区分はいわゆる日本の地質構造区分と共通した地域性を多く持っていることがわかる。本項では、以下この田中(1983)の考え方を紹介する。

1) 東北日本：陸上地形では大規模な盆地や沖積平野が発達する。流域面積4000 km²以上の大規模河川が東北では西南日本の約3.5倍あり、支川が発達している。一方、同じピーク流量の河川を比較すると、その勾配はゆるく、また海底地形の水深100 mまでの勾配も西南日本に比べてゆるい。漂砂の供給源としての河川をそのダムの堆砂量より比較すると、東北日本は大河川が多いにもかかわらず、その量は全国平均流砂量(357.2 m³/km²/年)の約3分の1にすぎない。

2) 西南日本：地塊運動による地形の細分化により盆地の規模は小さく、4000 km²以上の大規模河川は東北日本の3分の1であるのに比べて、100 km²~1000 km²の小規模河川は東北日本の10倍に達し、支川の発達も悪い。また、同一ピーク流量の河川を比較するとその勾配は東北日本より急であり、海底勾配も比較的急である。平均流砂量は西南日本は全国のその約2.5倍、すなわち東北日本の約7.5倍である。西南日本外帯のみでは、東北日本の約10倍に達する。

(2) 海浜海岸の規模と底質特性

1) 東北日本：海岸線が数10 km連続する大規模海浜が発達する。底質は、太平洋岸が細砂($0.074 < d_{50} < 0.42$)、日本海岸は粗砂($0.42 < d_{50} < 2.00$)が多い。太平洋岸と日本海岸におけるこの底質の相違は地形・地質とは関係なく、むしろ波浪特性の影響が大きいと田中(1983)は述べている。

2) 西南日本：内帯では小規模海浜が発達し、外帯では種々の規模の海浜が比較的一様に分布している。

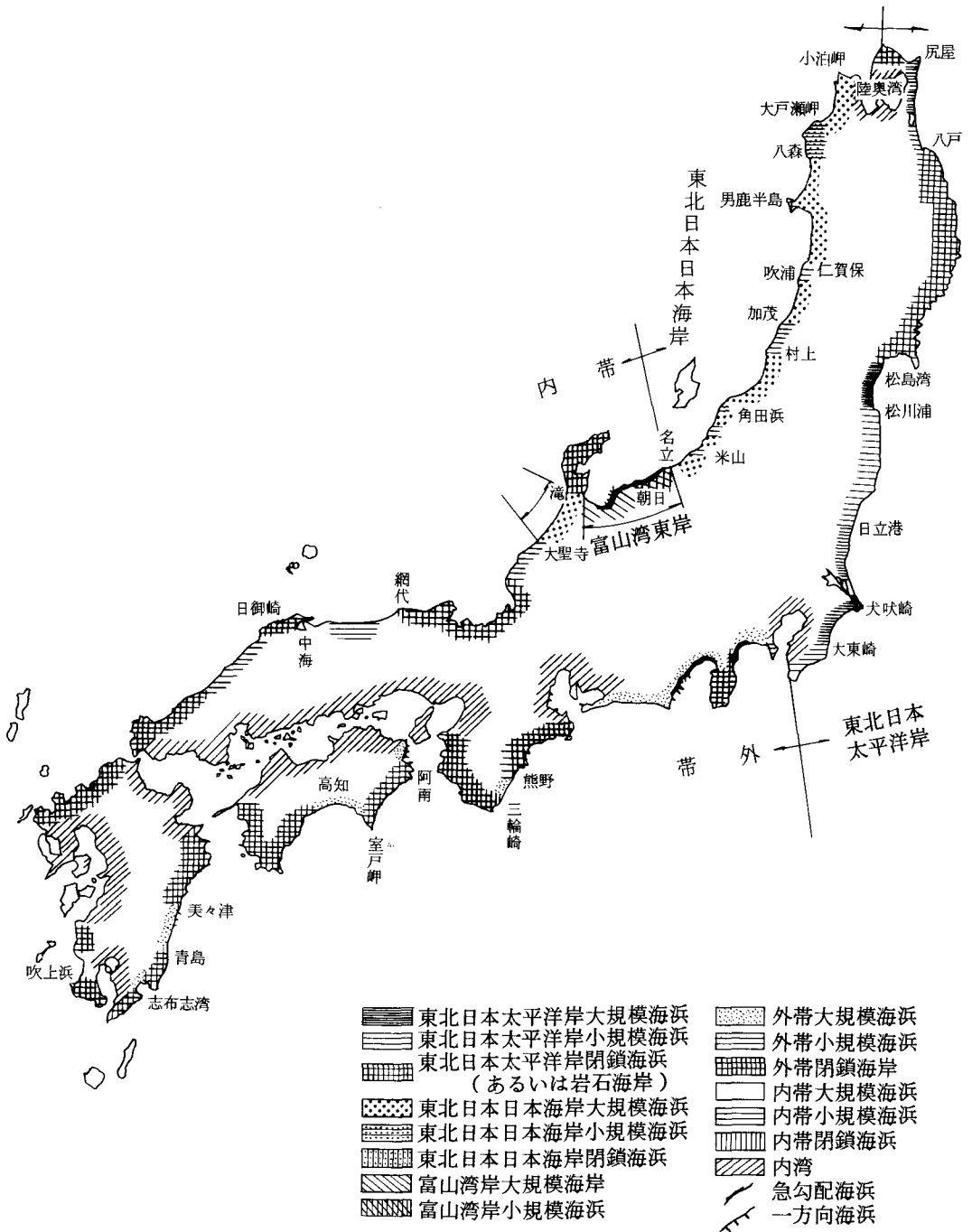


図 6.4.1 我が国の海浜区分試案 (田中, 1983)

底質は礫 ($d_{50} > 2.00$) である海浜が多く、河川勾配の急な特性と対応している。

(3) 海浜変形の全国分布

海浜が侵食されつつあるか否かを知るためにはまず対象とする地域の実態を調べ、その変動の割合と全国的な分布を明らかにしなければならない。海岸線を局部的に見れば後退している部分があってもより広範囲を見ると前進している部分が多く平均的には堆積性海岸であるということもある。図 6.4.2 は全国の各区分における汀線変化の実態を示したものである。ある海浜区間をまず 1 km 格子にメッシュ分割し、この各メッシュについて前進(堆積)、後退(侵食)の判定を行ない(その割合については後述)、この区間の全メッシュに対するそれぞれの占める割合が百分率で各海浜ごとに示されている。

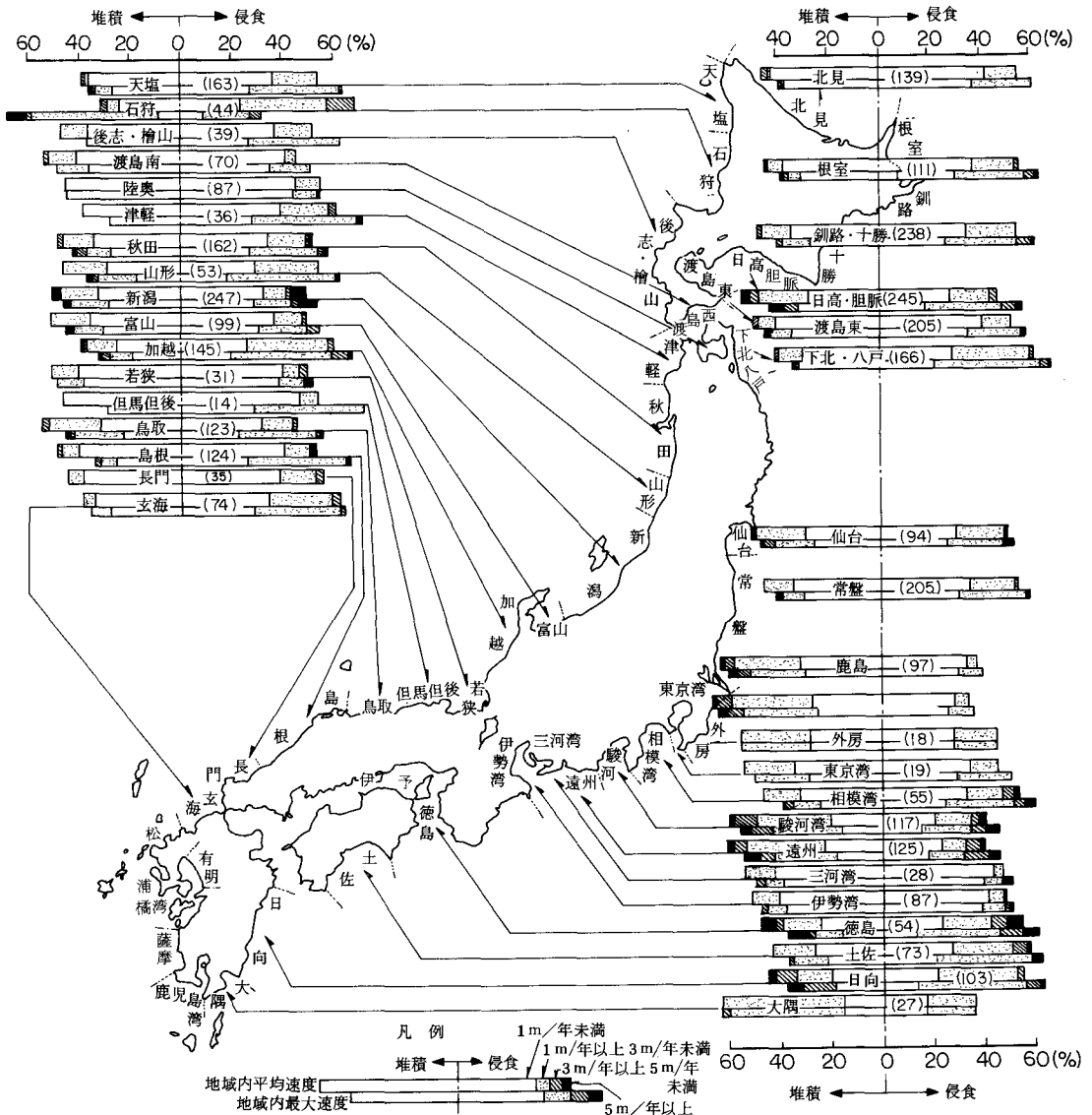


図 6.4.2 汀線変化の実態 (田中, 1983)

1メッシュの堆積あるいは侵食の判定を行うために田中(1983)は撮影年代の異なる航空写真を用いて1メッシュをさらに沿岸に沿って160mごとに分割し、その速度をメッシュについて平均したものが平均変化速度であり、メッシュ内で最大なものを最大速度(同図凡例参照)としている。一方、その変化速度については、汀線の前線・後退ともに1年に1m未満の海岸は安定な海岸と考えられるが、同図凡例では白ヌキの棒グラフが多いほど安定した海岸線が多いことを示し、また、グラフの黒色が濃いほど変化がはげしく、この場合でもグラフが左右対象であればその地域としては漂砂の流入・流出の収支は平衡していることを示している。

これらの結果は地質構造との関連を見るために図6.4.1に示した地質構造区分にしたがってさらに表6.4.1のようにまとめられている。同表における大規模、中規模及び小規模変化速度とは、それぞれ5m以上/年、5~3m/年及び3~1m/年を表わし、図6.4.2の凡例と対応している。これらの各変化速度のメッシュ数を各地域ごとの全メッシュ数で除したものを百分率で示してある。同表より、最も安定している地域は北海道(70.2%)であり、最も変化の激しい地域は安定海岸が49.43%を示す外帯であることがわかる。堆積性海岸が侵食性海岸を上まわる地域は北海道胴体部、日本海岸、東北日本外帯及び西南日本外帯のみであり、これら以外の地域では、侵食性海岸が堆積性海岸を上まわっている。

(4) 海浜侵食の現状

表6.4.2は堆積性海岸と侵食性のその比率を、明治以降の地形図をもとにした小池(1974)の結果と先の田中(1983)の表6.4.1の結果をまとめて示したものである。同表より、昭和20年頃まで全体として堆積性海岸であった日本の海岸は、それ以後わずかながら侵食性海岸に転じたことを示すものと田中(1983)は指摘している。また、表6.4.1より約4000kmの海岸線のうち、約18%が侵食を受けていることがわかる。小規模の侵食速度を2m/年、中及び大規模のそれを4m/年、6m/年として、年間侵食面積は約0.122km²/年、侵食土量は、百数十万m³と試算される(田中, 1983)。

なお、以上のような海浜区分とその特性に応じた港湾対策等についても田中(1983)は述べており、地質構造区分と海浜区分が比較的良く対応しており、興味深い。土砂生産量が多いにもかかわらず安定している海岸、すなわち、堆積と侵食が釣合っている西南日本外帯地域は、おおざっぱに言って、わずかな人為活動で急激な侵食海岸となり得る素因をもっていると言えよう。

6.4.3. 岩石海岸の侵食

岩石海岸は陸地の沈水によって形成される場所に多く見られる。砂浜により構成される海浜海岸は侵食されても、新たな漂砂の供給により回復することはあるが、岩石海岸は2度と回復しないという点でより深刻な問題となろう。岩石海岸の比率は総延長の約4分の1を占めると言われている(今村他, 1983)。

侵食速度は砂浜と比較すると海岸の地質、すなわち、構成岩石の硬軟に支配される。

表6.4.3は砂村(1975)によってまとめられた岩石海岸の侵食速度であるが、明らかにその速度は岩質に左右され、軟岩類の場合は1m/年に達している。軟岩の侵食はまず基部の侵食から上部の崩落と加速される。

千葉県屏風ヶ浦では基部の消波工設置によって侵食速度を約70%減少させたことを堀川(1972)が報告している。

表 6.4.1 地質構造区分(図 6.4.1)にしたがった各海浜の
汀線平均変化速度(数字は%) (田中, 1983)

地域区分	地域	調査延長(km)	堆積			安定	侵食			地区
			大規模	中規模	小規模		小規模	中規模	大規模	
北海道 胴体部	太平洋岸	484	1.45	2.48	15.70	60.95	17.98	1.45	0	日高・胆振, 釧路・十勝
			19.63				19.42			
	日本海岸	207	0.48	1.93	17.39	63.78	16.43	0	0	天塩, 石狩湾
			18.84				16.43			
オホーツク海	250	0.40	0.40	3.20	80.80	14.40	0.80	0	北見, 根室	
		4.00				15.20				
胴体部小計	941	0.96	1.81	12.75	66.84	16.68	0.96	0	太平洋岸, 日本海岸, オホーツク海岸	
		15.52				17.64				
北海道半島部	341	0	0.64	8.92	80.25	10.19	0	0	後志・檜山, 渡島東, 渡島西	
		9.55				10.19				
北海道小計	1255	0.72	1.51	11.79	70.20	15.06	0.72	0	北海道胴体部, 北海道半島部	
		14.02				15.78				
東北 日本	太平洋岸	563	0.36	1.24	14.92	62.88	19.72	0.71	0.18	下北, 仙台, 常盤, 鹿島
			16.52				20.60			
	日本海岸	498	1.00	1.00	13.05	66.66	13.25	1.61	3.41	津軽, 秋田, 山形, 新潟
			15.06				18.27			
	内湾域	106	0	0	3.77	86.79	9.43	0	0	陸奥湾, 東京湾
		3.77			9.43					
外帯	261	0.77	6.13	26.44	50.57	11.88	2.30	1.92	九十九里, 外房, 相模湾, 駿河湾	
		33.33				16.09				
東北日本小計	1428	0.63	1.96	15.55	63.72	15.27	1.26	1.61	太平洋岸, 日本海岸, 内湾域, 外帯	
		18.13				18.14				
外帯小計	696	1.58	4.89	23.13	49.43	15.95	3.45	1.58	東北日本外帯, 西南日本外帯	
		29.60				20.98				
西南 日本	外帯	435	2.47	4.14	21.15	48.73	18.39	4.14	1.38	遠州灘, 紀伊西岸, 土佐湾, 日向灘, 大隅, 薩摩
			27.36				23.91			
	内帯(日本海岸)	646	0.15	0.62	11.76	68.42	17.34	1.39	0.31	富山湾, 加越, 若狭湾, 但馬丹後, 鳥取, 島根, 長門, 玄界灘
			12.54				19.04			
内湾	235	0	0	7.66	79.14	12.77	0	0.43	燧灘, 伊予, 三河湾, 伊勢湾, 鹿児島湾, 豊前・豊後, 松浦 湾, 有明海, 橘湾, 大阪湾	
		7.66				13.19				
南日本小計	1316	0.76	1.67	14.13	63.83	16.97	2.05	0.68	外帯, 内帯, 内湾域	
		16.56				19.60				
全国合計	3999	0.70	1.73	13.90	65.79	15.73	1.35	0.80	北海道, 東北日本, 西南日本	
		16.33				17.88				

表 6.4.2 堆積性海岸と侵食性海岸の比率

調査期間	堆積性	侵食性	調査員
明治～昭和20年	1.24	1	小池 (1974)
昭和21～	0.91	1	田中 (1983)

表 6.4.3 岩石海岸の侵食速度(砂村, 1975)

発表者	地域	地質	後退速度 (m/y)	対象期間	調査方法 手段	岩石の力学的 性質の調査	波浪の 侵食力 の調査
山内(1964a)	大甕海岸	泥岩・砂岩	0.3～0.7	1912～1952	保安林分布図	ペネトロメータ による貫入値	—
山内(1964b)	渥美半島南西部	洪積統	0.6(max)	1888～1959	地籍図・ 地形図	ペネトロメータ による貫入値	—
Hodgkin (1964)	Point Peron	石灰岩	0.001	1953～1962	鋼鉄製丸 棒	—	—
矢島(1965)	新島・羽伏浦	火山灰砂	5.5	1961～1965	地形図・ 実測	—	—
Zenkovich et al.(1965)	黒海沿岸	{ flysh 火成岩	{ 0.02～0.03 ≤ 0.01 }	(20年間)	平板測量 水平写真	—	—
堀川・砂村 (1967)	大熊海岸	泥岩・砂岩	{ 0.62 0.31 1.08 }	{ 1947～1961 1961～1963 1963～1965 }	航空写真 実測	圧縮強度	—
Sorensen (1968)	{ Santa Cruz Montara }	泥岩 礫岩	{ 0.15～0.39 0.26～0.29 }	{ 1851～1948 1912～1965 }	地形図・ 鉄道路線 図など	—	—
Wood(1968)	Grenham湾 東端	Chalk	0.08～0.4	1872～1932	地形図	—	—
堀川・砂村 (1969, 1970)	屏風ヶ浦	泥岩	{ 0.73 0.79 0.91 1.47 }	{ 1884～1969 1946～1967 1960～1967 1965～1967 }	航空写真 地形図	圧縮強度・ 引張強度	—
野田(1971)	明石海岸	洪積統	1.0～1.5	1894～1955	地形図	—	—
Sunamura (1973)	太東岬	泥岩	{ 1.11 0.70 }	{ 1960～1966 1966～1970 }	航空写真	—	—
大島(1974)	常磐南部海岸 (末統～広野)	{ 珪藻質シル ト岩 シルト岩 砂岩	{ 0.80 1.4 0.74 }	1947～1973	航空写真	{ 音波伝播速度 (Vp, Vs) 圧縮強度・ 引張強度	—

6.4.4 海底崩壊

海底崩壊は地震等によってしばしば生じているとも考えられるが、海中であるため報告された事例は少ない。新潟県の粟島(斎藤, 1976)や鹿児島湾の新島(科学技術庁, 1976)の事例では、急勾配の海底面上部への漂砂の急速な堆積が原因と考えられている。

粟島の場合には約107万m³の土砂が水深30～60mにかけて流出し、防波堤をはじめとするいくつかの構造物に大きな被害が生じた。この海底地すべり現象は、治まるまで8時間以上を要したと報告されている。

6.4.5 海水準変動と人為活動

海水準の変動が海岸侵食に与える影響は大きいがこの変動に及ぼす人為活動としては地下水汲上げによる地盤沈下が知られている。これについては第4章で述べられているのでここでは省略し、海水準変動についてはやや間接的ではあるが近年議論されつつある問題について触れておこう。

過去には海水準が百数十mも現在より高い時期があり、これは主として氷河の拡大・縮小、すなわち過去の気候と関係していることは良く知られている。この気候の変動は極めて長周期的なタイムスケールの大きなものであった。しかし、近年人為活動の気候に及ぼす影響についてレポート(U.S.N.A.S.1982, 1983)が出され、また、気候の「温暖化」と「寒冷化」に及ぼす人為活動の大きさがしばしば議論されている。

前者は、いわゆる化石燃料消費等に伴うCO₂の増加による「温室効果」であり、後者は粉塵等による日照量減少に注目した「アルベド効果」である。

仮に平均気温が2～3℃上昇すると両極の氷河は溶けて海面は上昇するが、1000年のオーダーであろう。それ以前に水温の上昇に伴う海水の膨張によって、海水準の上昇を数十年で数十cmと見積る意見もある。これを確かめるためには海面の全世界的な測定が必要となり、精密な測定が可能ではあるが、局地的な変動を受けやすい水準測量より、SEASATのような人工衛星による海面高度の測定(宝来,1985)が必要となろう。また、現在これらの問題に何らかの手を打ったとしても、20年後にならないと効果は現れないという意見(Tolba,1983)もある。

気候の問題は「防災」というには、エネルギー問題や社会問題を含むあまりにも大きな問題であり、本文の範囲を越える。「温暖化」に向うにしても「寒冷化」傾向が強まるにしても要はその速度であるが、これは専門家の調査・研究に待つとして、環境問題と同様に人為活動の自然への影響とその加速性というものを今後は念頭に置く必要がある。

6.5 ダム堆砂

近年、わが国では洪水調節や水資源開発などの目的で数多くのダムが建設され、治水・利水の面で大きな効果をあげてきている。反面、地形が急峻で地質も複雑な上に豪雨が多いことなどから、出水ごとに多量の土砂が河川に流出し、これがダム貯水池に堆積することによって、貯水量の減少や、貯水池上流の河床上昇さらにはダム下流部の河床低下といった点で、大きな社会問題としても取り上げられている。

以下では、このようなダム堆砂についてその現状と問題点、堆砂機構、影響因子と予測および堆砂防除対策について述べる。

6.5.1 堆砂の現状と問題点

(1) 堆砂の現状

わが国には数多くのダムが築造され、ダム高15m以上の大ダムは現在2400個以上にも達している。このうち総貯水容量100万m³以上のダム425個について、その堆砂量を地方別にみると表6.5.1となる。堆砂量は急峻な高山地帯を有する中部地方で多い。逆に起伏の少ない緩やかな隆起準平原が広く発達している中国地方で少なく、地域差が非常に大きいことがわかる。こうしたダムの堆砂量は建設時の予想量をかなり上まわる所もある。

図6.5.1は貯水池上流側の河床上昇の例として、大井川千頭ダムの経年的な変化状況を示したものであ

表 6.5.1 地方別堆砂状況 (100万m³以上の貯水池, 1977年現在)
(国土開発技術センター, 1979)

地 方	ダム数	当 初 総貯水容量 (10 ⁶ m ³)	堆 砂 量 (10 ⁶ m ³)			全堆砂率 (%)	年 平 均 堆積土砂量 (10 ⁶ m ³ /年)
			有効容量内	死水容量内	合 計		
北 海 道	39	1,349	12	40	51	3.8	2.39
東 北	38	995	13	31	44	4.4	1.62
関 東	37	1,173	19	16	36	3.0	0.62
北 陸	73	3,081	44	127	171	5.5	7.22
中 部	55	1,784	106	212	322	18.1	30.72
近 畿	37	1,546	19	37	56	3.6	1.10
中 国	47	1,033	7	9	15	1.4	0.36
四 国	37	965	36	24	60	6.3	1.57
九 州	62	1,287	29	41	70	5.4	1.93
全 国	425	13,215	285	537	825	6.2	47.53

る。このダムでは堆砂が進行するにつれて貯水池上流側の河床が徐々に上昇している様子がわかる。

一方、ダムの下流側では一般に上流から供給される土砂の大部分がダムによって堰止められることから、微細な浮遊物質以外は下流に流送されなくなり、下流河床は低下の傾向を示す。図 6.5.2 および図 6.5.3 は天竜川秋葉ダム (昭和 33 年竣工) 下流の河床変動の状況を示したものである。ダムの下流約 6 km の地点 (40.7 km 地点) では、ダムの完成前後で著しい河床低下がみられることがわかる。

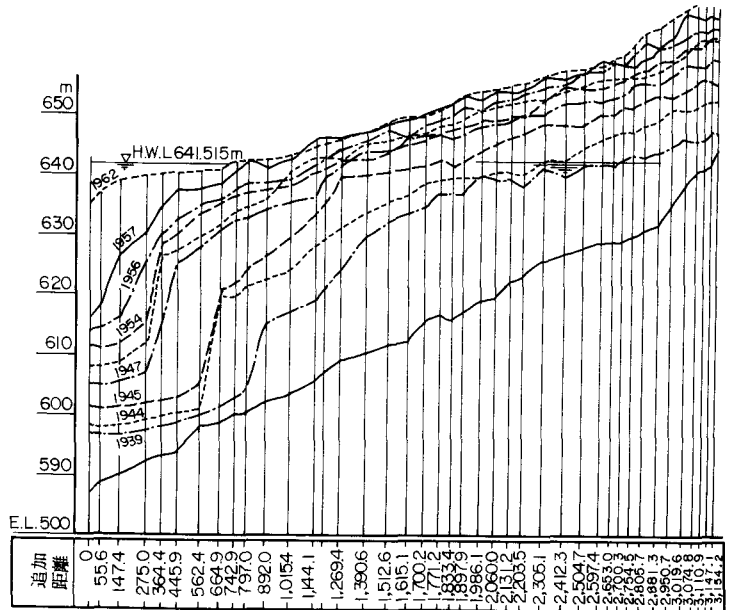


図 6.5.1 千頭貯水池縦断面形状図 (建設省河川局, 1977)

(2) 堆砂の問題点

ダムの堆砂は貯水池容量を減少させることにより、洪水調節をはじめ、農業用水、都市用水および水力発電等本来の治水・利水目的である貯水機能の低下を招く。またその堆砂の進行に伴ってダム付属構造物の機能障害も生じてくる。

次に、貯水池上流側では堆砂や背水区間の遡上によって河床が上昇し、洪水位や地下水位の上昇を引き起こす。その結果として洪水被害や排水不良区域の増大による内水被害の原因となることがある。

一方、ダムの下流河道では、ダム貯水池での堆砂により土砂の供給が妨げられ河床の低下を起こす。この結果、護岸・橋脚などの浮き上がりや洗掘・倒壊、利水施設の取水障害、堤内地の地下水位低下による井戸の取水不能、塩水の遡上、さらには海岸侵食の助長など多くの障害を引き起こすことがある。

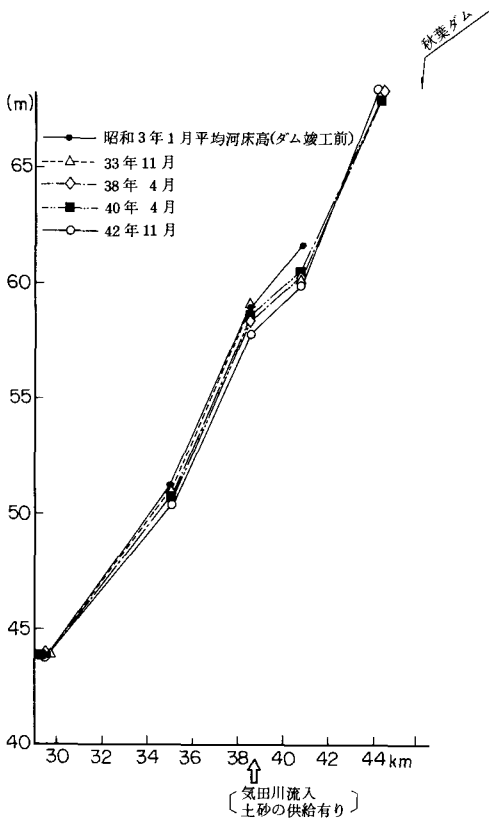


図 6.5.2 天竜川秋葉ダム下流の河床縦断面図 (山本, 1973)

図中の(i)および(ii)はいわゆるデルタと呼ばれているもので、河床を転動してきた掃流砂および浮遊砂のうち粒径の比較的粗い部分であり、貯水池内で掃流形式の運動を行う。このうち(ii)はデルタの肩を通過し

貯水池の堆砂形状は、流入土砂の粒度分布、貯水位の変化状況、貯水池形状などの要因に支配されているいろいろの場合があるが、芦田他(1983)は最も典型的な形状として図 6.5.4 を示している。

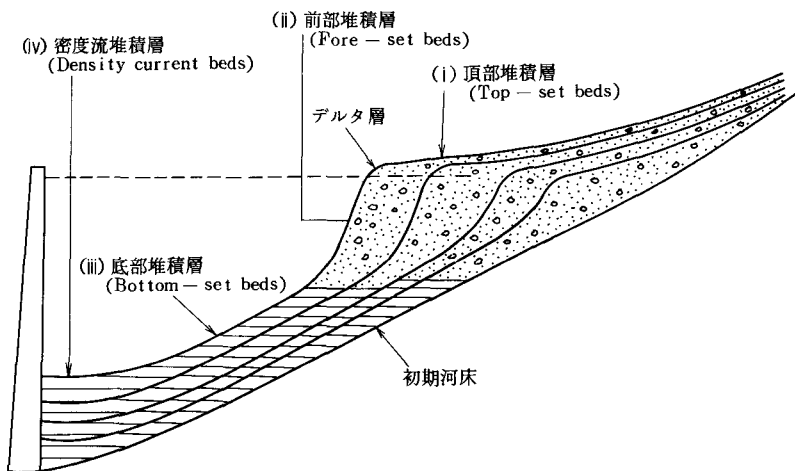


図 6.5.4 典型的な堆砂形状と堆砂過程 (芦田他, 1983)

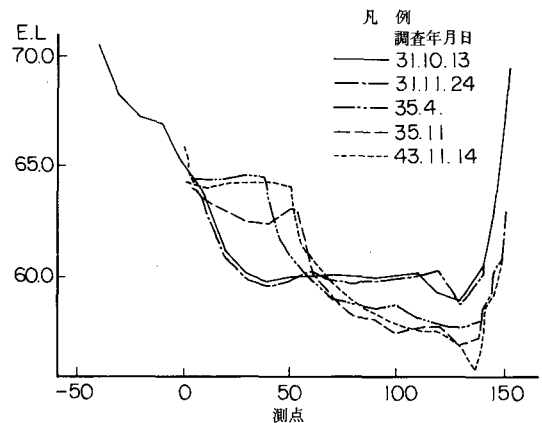


図 6.5.3 40.7 km地点横断面変化 (山本, 1973)

6.5.2 堆砂機構

一般に土砂礫の移動形態は掃流力が増加するにつれて、静止→掃流→浮遊と遷移し、掃流力が減少するにつれてその逆の遷移が生じる。ダムの貯水池は、掃流力が減少する場所であるので、土砂礫の移動は後者の形態を示す。これが貯水池の堆砂現象である。

貯水池の堆砂形状は、流入土砂の粒度分布、貯水位

た掃流砂がその直下流に堆積し、それに浮遊砂による堆砂の影響が加わって形成される比較的勾配の急な部分である。このデルタは一般に時間とともに前進すると同時にその上流端は上流へ遡上するいわゆる背砂現象を生じる。(iii) および (iv) の領域の堆積物はほとんど粒径が微細でありウォッシュ・ロードの成分である。

実際の貯水池ではいろいろな堆砂形状が現れてくるが、江崎(1976)はわが国各地の貯水池の堆砂形状を調査して図 6.5.5 のような基本形に分類している。

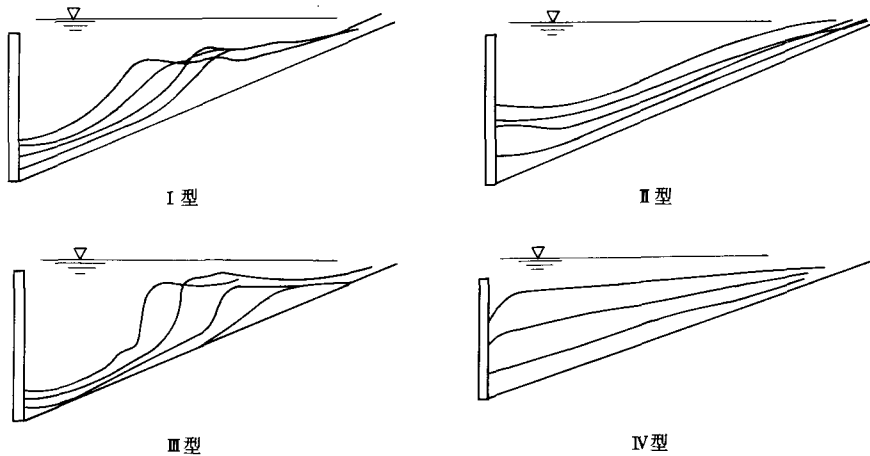


図 6.5.5 堆砂形状の基本型と堆砂過程 (江崎, 1976)

堆砂形状 I 型は掃流砂、浮遊砂とも相当量流入する場合に形成される。最上流に位置する貯水池で、流域に崩壊地がかなり存在し、土砂生産が活発な地域ではこの型をとる。堆砂形状 II 型は掃流砂の流入はほとんどなく、流入土砂の大部分が微細な浮遊砂の場合であって、直上流に大規模な貯水池がある場合にはこの形式をとる。また貯水池の上流に緩勾配の区間があって掃流砂の流入が少ないような時にもこの形式をとる場合がある。堆砂形状 III 型は浮遊砂の供給源の少ない流域で、かつ堆砂の比較的初期の段階において現れる。堆砂形状 IV 型は、規模の小さい貯水池で、ダム付近まで著しく土砂が堆積し、掃流砂堆積層と浮遊砂堆積層との区別が明瞭でなく、ダム地点に近いほどむしろ堆積層の厚さが増加している場合である。

6.5.3 堆砂の影響因子と予測

(1) 堆砂量

(A) 影響因子

貯水池の堆砂量に関係する因子は非常に多いが、建設省河川局(1977)によれば大別して土砂を生産、運搬する要因(流域および気象的特性)とこれを受けとめる貯水池捕捉要因(貯水池特性)とに分けられる。このうち流域および気象的特性としては、流域面積、地形・地質、植生、気象、河道の水理的特性、さらには人工的諸作用(森林の乱伐、開墾、道路工事、植林、砂防工事等)があげられる。また、貯水池特性としては、ダムの立地条件、貯水池の規模、貯水池の水理学的特性(主として密度流)、さらには人工的諸作用(堆砂防除施設の有無、浚渫または密度流などを利用した混濁水の放出等)があげられる。

(B) 予測手法

ダムの堆砂量には多数の因子が複雑に関係しているので、これを的確に推定することは困難であるが、

概略的に求める実用的方法として種々の予測手法が提案されてきた（建設省河川局，1977）。これらの予測手法は①経験的な方法および②水文・水理学的概念による方法に大別される。このうち、経験的な方法は、同一水系あるいは近傍類似水系に設けられた既設貯水池の堆砂実績から類推したり、堆砂量に影響する因子との関係を既設貯水池の実測資料から統計的に処理した経験式に基づいて類推する方法である。この方法には、田中の方法、石外の方法、江崎の方法、鶴見の方法、吉良の方法および砂防ダムの堆砂資料による経験式等が提案されている。一方、水文・水理学的概念による方法は、土砂の流送過程に流砂量公式を導入して堆砂量を推定したり、偶発的な土砂の生産、堆砂過程を確率過程とみなして時系列解析を行い堆砂量を予測する方法である。

（２） 堆砂形状

（Ａ） 影響因子

貯水池の堆砂形状も堆砂量の場合と同様に種々の因子に影響されている。これらの影響因子は、建設省河川局（1977）に詳しいが大別して ①流入土砂の粒度特性と ②貯水池の水理特性に区分することができる。このうち、流入土砂の粒度特性に関するものとしては、流入土砂の粒度および貯水池の位置などがあげられる。また、貯水池の水理特性に関するものとしては、貯水池の流入量、貯水位の変動、貯水池の形態および貯水池の堆砂率などがあげられる。

（Ｂ） 予測手法

貯水池および河床の堆砂機構は、多くの因子に支配される複雑な現象で、現在のところ分布形状を的確に推定することは容易でない。しかしながら、堆砂による貯水池容量の減少や背水域の洪水危険度の増大などに対して合理的な対策を講じるためには、堆砂量のみならず、その形状を的確に予測することが重要であって、これに関する研究が盛んに行われてきた。現在までに提案されている推定方法は、①経験的な方法および②水理学的な方法があげられる。このうち、経験的な方法は、近傍類似の既設貯水池の堆砂形状から傾向を類推したり、堆砂形状に影響する特定の因子と堆砂形状との相関から推定する方法である。建設省河川局（1977）によれば、全堆砂率と堆砂勾配比の相関による方法、Area—Increment法、Empirical Area Reduction法、掃流堆砂面の形状特性から巨視的に推定する方法等が提案されている。一方、水理学的な方法は、堆砂の過程を水理学的な河床変動理論で解析し堆砂形状を予測するものである。また、水理模型実験を実施して将来の堆砂分布形状を推定することもある。

（３） ダム下流部の河床低下の予測

ダム下流部の河床低下に関する予測手法として、吉良（1982）によれば ①河床砂礫の移動量の連続条件から予測する方法、②砂礫の移動を確率過程として取扱う方法および③経験的な方法があげられている。河床砂礫の移動量の連続条件から予測する方法は、通常の河床変動計算におけるように、不等流式、流砂量式および流砂の連続式などの基礎式が用いられ、分級作用を考慮する場合には、これらの式の他に粒度分布の変動を規定する式が必要である。砂礫の移動を確率過程として取扱う方法は、砂礫移動の確率を考慮して armor coat の粒度分布や河床低下量を予測する方法である。また、経験的な方法は、現地河川や水路実験での実測結果に基づいた方法である。

6.5.4 堆砂防除対策

ダムの恒久的な有効利用を図るとともに、堆砂による2次的な諸災害を防止するためには、既設ダムにあっては堆積土砂の防除・利用、今後のダム計画においては総合的な堆砂制御システムの確立等、貯水ダ

ムの保全に努める必要がある。

貯水ダムの堆砂防除対策としては、①ダム計画段階における対策、②土砂生産地における対策、③土砂輸送河道における対策および④貯水池内での対策などに大別できる。

(1) ダム計画段階における対策

ダム計画ではダム建設位置の選定条件として経済的で安全な諸項目があげられているが、堆砂問題の面からみると、流域面積(F)と総貯水容量(C)との比 C/F や年間総流入量(I)と総貯水容量(C)との比 C/I が大きく、さらに流域の地質、地形、地被因子の特性として起伏量や高度が低く、地すべり、山くずれ、または土壌浸食などが発達しがたく、森林面積率が大きく、地被密度の大きい流域のダム地点を選ぶことが、貯水池の埋没速度を軽減し、その寿命を長くするために有利である(建設省河川局, 1977)。

(2) 土砂生産地における対策

堆砂の供給源である流域面からみると、流域の規模、地形・地質・地被条件、水象・気象条件または土地利用区分等によって決まる生産土砂量が堆砂制御を考える上で重要となる。その主な対策としては流域山地における各種の植栽・山腹工事、または造成地における各種の土壌浸食防止工法等がある(吉良, 1982)。

(3) 土砂輸送河道における対策

ここでは上流側河道区間や背水終端付近における流送・流入土砂の調節・防止・利用が重要な対策となってくる。

このような土砂輸送河道においては掃流力を減少させることが堆砂防除を考える上で重要である。掃流土砂を貯水池上流河道部において調節防止する対策としては、護岸工、砂防ダム、床固工などの溪流工事がある。また、貯水池背水終端付近で流入土砂を積極的に軽減する方法としては、①背水終端でいったん防止し掘削利用する方法、②背水終端付近で適切な排砂施設やバイパス方式で貯水池外に放流する工法があげられる(吉良, 1982)。

(4) 貯水池内での対策

貯水池内およびダム堤体部分における堆砂制御としては、貯水池堆砂の浚渫・掘削および排砂門・排砂管による排砂があげられる。

参 考 文 献

6.1 侵食・堆積と防災地質

- 遠藤邦彦・高野 司・関本勝久(1984): 関東地方の軟弱地盤, 地球, №65, 672-676。
- 馬場仁志・中村太士・新谷 融(1983): 富良野川上流域における堆積域の分布特性と土砂移動規模, 新砂防, 36-1, 8-16。
- 松本英二・斉藤文紀(1984): 東京湾の人為的環境変化—地質時代の環境変化との比較, 地調月報, 35-6, 243-260。
- 松村和樹・鈴木 宏・上島隆雄(1984): Wash loadの生産・流出機構と長期土砂量, 新砂防, 37-2, p.28-34。
- 中村太士・新谷 融(1983): 土砂堆積形状と堆積空間, 新砂防, 35-3, 8-16。
- 応用地質研究会編(1981): 応用地質, 国際科学振興財団, p.201。
- 清水恵助(1983): 東京湾における埋立て地について—埋立て地の地質学的考察, 地質学論集, №23, 141-154。
- G.A. スチュワート編(1968): 地域の計量と評価, 鹿島出版会, p.62。

鈴木隆介・野田弘幸・安倍義郎(1983)：日本における河川の側刻速度，地形，4-1，33-47。
田口雄作・吉川清志(1983)：小貝川破堤(1981年8月)による浸入流の挙動について，地理学評論，
56-11，769-779。

高橋浩一郎(1975)：災害の科学，NHKブックス，p. 88。

塚本良則(1973)：侵食谷の発達様式に関する研究，新砂防，25-4，4-13。

6.2 山地・丘陵地の侵食と防災地質上の意義

Brakenbridge, G.R.(1985)：Rate estimates for lateral bedrock erosion based on radiocarbon ages, Duck River, Tennessee. *Geology*, 13, 111-114。

Collins, B.D. & Dunne, T.(1986)：Erosion of tephra from the 1980 eruption of Mount St. Helens. *G.S.A. Bull.*, 97, 896-905。

江川良武(1976)：航空写真による崩壊地調査法，建設省 国土地理院，373p。

Ellison, W.D. (1947)：Soil erosion studies—Part V. *Agricultural Eng. for Aug. 1947*, 349-353。

Hadley, J.B. (1964)：Landslides and related phenomena accompanying the Hebgen Lake earthquakes of August 17, 1959. *U.S. Geol. Surv. Prof. Paper*, 435, 107-138。

Harrison, J.V. (1938)：An ancient landslip at Sadimarreh in southwestern Iran. *Jour. Geol.*, 46, 296-309。

Holy, M. (1980)：Erosion and environment. Pergamon Press Ltd。

Huntoon, P.W. (1986)：The meander anticline, canyonlands, Uta：An unloading structure resulting from unloading on salt. *G.S.A. Bull.*, 90, 941-950。

長谷川修一・永峰良則・川上祐史(1982)：愛媛県加茂川流域の地すべり発生年代，応用地質学会，57年度シンポジウムおよび研究発表会予稿集，86-89。

岩松 暉(1976)：シラス崩災の一型式—1976年6月梅雨前線豪雨による鹿児島市柴原台地周縁部の崖崩れについて— 鹿児島大学 理学部紀要，No. 9，87-100。

Kiersch, G.A. (1964)：Vaiont reservoir disaster. *Civil Engineering*, 34, 32-39。

北野 康・松野武雄(1980)：地球と環境化学，岩波書店。

Smith, D.D. and Wischmeier, W.H. (1962)：Rainfall erosion. *Advances in Agron.* 14, 109-148。

活断層研究会編(1980)：日本の活断層分布図と資料，東京大学出版会，363p。

吉川虎雄(1985)：湿潤変動帯の地形学，東京大学出版会 132p。

———(1984)：湿潤変動帯の地形学，地理評，57(Ser.A)-10，691-702。

Yoshida, S. (1985)：Mode of fracturing along the Tsurukawa fault, west of Tokyo. *J.Fac. Sc. Tokyo Univ. Sec. II*, Vol. 22, 101-114。

渡辺邦夫・今井 久(1985)：斜面上の局所崩壊部周辺の地下水流れ特性に関する基礎研究，応用地質，26，1-9。

6.3 河川侵食と堆積

- 水利科学研究所編(1962)：水利学大系2，水利河川学，地人書館。8。
- 山本三郎(1958)：河川工学，朝倉書店，22p。
- Rouse, H. (1949)：Engineering Hydraulics, John Wiley & Sons, 794p。
- 防災ハンドブック編集委員会編(1964)：防災ハンドブック，技報堂，321p。
- Rouse, H. (1937)：Modern Conception of Fluid Turbulance, Trans. ASCE, vol. 102。
- Lane, E.W. and A.A.Kalinske(1939)：The Relation of Suspended to Bed Material in Rivers, Trans. AGU.

6.4 海岸侵食と海底崩壊

- 今村遼平・岩田健治・足立勝治・塚本 哲(1983)：画でみる地形—地質の基礎知識 鹿島出版会，202p。
- 科学技術庁研究調査局(1976)：鹿児島新島の海岸欠落に関する特別研究報告書。
- 小池一之(1974)：砂浜海岸線の変化について(予報) 地理学評論，47，11，719—725。
- 斎藤 祥・橋本 宏・谷岡誠一(1976)：栗島災害について，第23回海岸工学講演会論文集，262—267。
- 砂村継夫(1975)：波による岩石海岸の地形変化，地理学評論，48，6，395—411。
- 田中則男(1980)：漂砂および海浜特性の観点に立った我が国海浜の地域区分，港湾技術研究所報告，19，4，56—99。
- Tolba M.K. (1983)：「温室効果」説明には20年かかる(訳)，始まった気候変化，ハイライフ出版，88—91。
- 宝来帰一(1985)：人工衛星による海面高度の測定，科学，55，3，155—163。
- 堀川清司・砂村継夫(1972)：千葉県屏風ヶ浦の海岸侵食について(3)，第19回海岸工学講演会論文集，13—17。
- U.S.National Academy of Sciences (1982)：Carbon Dioxide and Climate, A Second Assessment, National Academy Press, Wash., D.C.
- (1983)：Changing, Climate, National Academy Press. Wash., D.C.

6.5 ダム堆砂

- 芦田和男・高橋 保・道上正規(1983)：河川の土砂災害と対策，森北出版。
- 江崎一博(1976)：貯水池の堆砂に関する研究，京大学位論文。
- 建設省河川局監修(1977)：多目的ダムの建設(第1巻)，土木施工管理技術研究会。
- 吉良八郎(1982)：ダムの堆砂とその防除，森北出版。
- (1982)：ダム計画と堆砂(その1～その6)，農業土木学会誌，50—11～51—4。
- 国土開発技術研究センター(1973)：ダム堆砂対策調査報告書。
- 山本晃一(1973)：ダム下流の河床低下，土木技術資料 15—6。

昭和62年11月25日印刷

昭和62年11月30日発行

編集者 〒160 東京都新宿区高田馬場2-1-9
日本応用地質学会 研究特別委員会

発行所 〒160 東京都新宿区高田馬場2-1-9
日本応用地質学会

電話 03-202-3614

印刷所 〒102 東京都千代田区平河町1-4-15 平河町小池ビル

電話 03-263-5579

(株) 建設経営新社
