

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2541号

昭和62年度

土木研究所講演会

講演集

昭和63年2月5日

建設省土木研究所

Copyright © 1988 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第 2541 号 1988 年

昭和 62 年度

土木研究所講演会 講演集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「昭和62年度土木研究所講演会」の講演内容をまとめたものである。この講演会は、土木研究所が実施している調査研究の成果や最近の土木技術に関する話題、動向などを各方面に紹介することを目的として、毎年1回開催している。

キーワード：土木研究所講演会

目 次

1. 道路環境の進展と景観	道路部長	足立義雄	1
2. 道路橋と限界状態設計法	構造橋梁部長	篠原洋司	27
3. 特別講演「これからの土木技術に望むもの」	東京大学教授 (産業機械工学科)	石井威望	51
4. 最近のダム基礎岩盤と設計について	ダム構造研究室長	大藪勝美	53
5. ダム湛水と地すべりについて	地すべり研究室長	中村浩之	117
6. レーダによる雨雪量観測法の開発	河川部長	橋本宏	143
7. 強制輸送式流雪溝	機械研究室長	長健次	171

道路環境の進展と景観

道路部長 足立義雄

道路環境の進展と景観

1. はじめに

環境問題の歴史は長い。古いものとしては足尾銅山の鉛毒事件が有名であり、鉛山、工場、都市にかかわる事項が環境関係の年譜に見受けられる。道路に関連する紛争としては、通行する馬車と地域の道路維持補修への負担という形で、1600年代にヨーロッパですでに摩擦が生じ、道路の有料制が主張されていたとのことである¹⁾。

わが国の道路環境問題は昭和40年代に入ると少しずつ指摘され始め、その後半から昭和50年代にかけて著しく顕在化してきている。道路建設に反対する住民運動や工事差止め訴訟、賠償請求などが現われており、これに呼応して環境対策の実施、環境影響評価の確立などが積み重ねられている。人間生活の中で経済活動への考え方、価値感の相違、主義主張の隔たりなどがなくなる限り、環境問題としての争いは続いていく。

また、最近では道路景観に対する意見が多くなり、親しみとuringおいのある生活の場を創成することにも力が注がれている。

道路環境に関する講演は昭和52年度に環境影響評価を中心として一度行われている²⁾。今回はその後の進展についてまとめて報告することとしたい。環境問題として苦情が出されているものは、騒音、振動、大気汚染、日照阻害、テレビの受信障害、自然環境への影響、道路景観、地下水枯渇、風害、通風阻害、光害、草害、虫害、器物投棄、ごみ、水はねなど多岐にわたる。ここでは最もわかりやすい道路交通騒音を中心としてふれてみたい。騒音問題は道路環境に限ると最も発生件数が多く、被害者の立場とともに加害者の立場に知らず知らずの間になっていることが多い、生活に密着した課題である。それに影響を与える要因、特性、最近の土木研究所における研究内容について、昭和53年度以降の成果について述べることにする。さらに、道路景観についても同様の順序で取り上げて説明していくつもりである。

2. 道路環境と景観の影響要因

(1) 道路環境に与える影響要因

個々の環境項目毎にその発生伝播には、それぞれにいろいろな要因が関係している。例えば、道路交通騒音では図-1に示すように、発生、伝播、受音に至る過程で道路および交通の要因のみならず、自動車、周辺状況、気象、建物、さらには人の状態によって影響の度合いが左右される。したがって、現象そのものが大変複雑で、評価のむずかしいものであるといえるし、逆に関係分野が多すぎて問題を煩雑にしている面もある。

予測作業に当たっては、すべての要素を考慮に入れることはむずかしく、一般的に言ってより大き

表一 環境関係の年譜

	法 律 等	国 内	国 外
明 23 (1890) 明 30 (1897) 明 39 (1906)		・足尾銅山鉍毒事件発生 ・別子銅山煙害事件 ・大阪アルカリ会社硫酸ガス事件発生 - ー工場公害の先駆ー ・日立銅山煙害事件 ・信玄公旗掛松事件(上告審)判決ー受忍限度論のはしりー	
明 40 (1907) 大 8 (1919)			・ロスアンジェルス スモッグ事件 (米) (1943, 1948)
昭 24 (1949)	・東京都工場公害防止条例公布		
昭 27 (1952)			・ロンドン スモッグ事件 (英) (1952, 1962) ・大気清浄法制定 (英)
昭 31 (1956) 昭 34 (1959) 昭 36 (1961) 昭 37 (1962)	・ばい煙規制法公布	・四日市ぜんそく事件発生	・OECD 発足
昭 38 (1963)		・熊本大学医学部熊本水俣病有機水銀説を発表 ・三島沼津コンビナート設置反対運動起こる ・新潟水俣病事件発生 ・新潟水俣病訴訟提訴 ・四日市ぜんそく訴訟提訴	
昭 39 (1964) 昭 42 (1967)	・公害対策基本法公布 ・公共用飛行場周辺における航空機騒音による障害の防止等に関する法律公布		
昭 43 (1968)	・大気汚染防止法公布 ・騒音規制法公布	・イタイイタイ病訴訟提訴	
昭 44 (1969)	・イオウ酸化物環境基準設定 ・公害に係る健康被害の救済に関する特別措置法公布	・熊本水俣病訴訟提訴 ・大阪国際空港訴訟提訴	・環境保護法制定 (スウェーデン)
昭 45 (1970)	・公害紛争処理法公布 ・公害国会 (第64国会) で、公害14法成立 ・公害対策基本法 改正 ・大気汚染防止法 改正 ・水質汚濁防止法 制定 ・下水道法 改正 ・海洋汚染防止法 制定 ・騒音規制法 改正 ・道路交通法 改正 ・土壌汚染防止法 制定 ・農薬取締法 改正 ・毒物及び劇物取締法改正 ・廃棄物処理法 制定 ・公害防止事業費事業者負担法 制定 ・公害犯罪処罰法 制定 ・自然公園法 改正	・牛込柳町鉛公害事件 ・光化学スモッグ事件	・大気汚染防止法制定 (米) ・国家環境政策法制定 (米) ・OECD 環境委設置
昭 46 (1971)	・騒音環境基準閣議決定	・環境庁発足 ・イタイイタイ病訴訟判決	
昭 47 (1972)	・大気汚染防止法、水質汚濁	・四日市ぜんそく訴訟判決	・OECD, 汚染者費用負担

	法 律 等	国 内	国 外
昭 48 (1973)	防止法改正 ー無過失損害賠償責任ー ・各種公共事業に係る環境保全対策について(閣議了解) ・自然環境保全法公布 ・二酸化窒素及び光化学オキシダント環境基準の設定 ・自動車排出ガス48年度規制実施 (CO強化, HC・NO _x 開始) ・公害健康被害補償法公布 ・瀬戸内海環境保全特別措置法公布		の原則を国際綱領と定める ・ストックホルムで国連人間環境会議開催 ーかけがえのない地球ー ・第1回国連環境計画管理理事会 ー地球環境モニタリングシステムー
昭 49 (1974)		・新幹線公害訴訟提訴	
昭 51 (1976)	・振動規制法公布 ・川崎市環境影響評価条例公布 ーアセス条例の先駆ー	・国道43号騒音排気ガス規制等請求訴訟提訴	
昭 52 (1977)			・OECD「日本の環境政策レビュー」公表 ー日本の環境政策の評価ー
昭 53 (1978)	・二酸化窒素環境基準改定 ・特定空港周辺航空機騒音対策特別措置法公布 ・建設省所管事業に係る環境影響評価に関する当面の措置方針を指示	・西淀川有害物質排出規制等請求訴訟提訴 ・東京都心(環7内側)大型車規制実施	
昭 54 (1979)			・OECD「予見的環境政策に関する宣言」 ーアセスメントへの努力ー
昭 55 (1980)	・幹線道路の沿道の整備に関する法律公布		・OECD騒音低減政策会議 ー騒音低減の勧告ー
昭 56 (1981)	・環境影響法案国会提出	・NO ₂ 環境基準緩和取消し訴訟判決 ・大阪空港訴訟最高裁判決 ・川崎公害差止等訴訟提訴 ・川崎公害差止等第2次訴訟提訴	
昭 57 (1982)		・小牧ゴミ焼却場操業差止等訴訟判決	
昭 58 (1983)	・環境影響法案廃案	・西淀川有害物質排出規制等請求第2次訴訟提訴	
昭 59 (1984)	・環境影響評価実施要綱の閣議決定		
昭 60 (1985)	・建設省所管事業に係る環境評価実施要綱の通知		

表一 2 景観関係の年譜

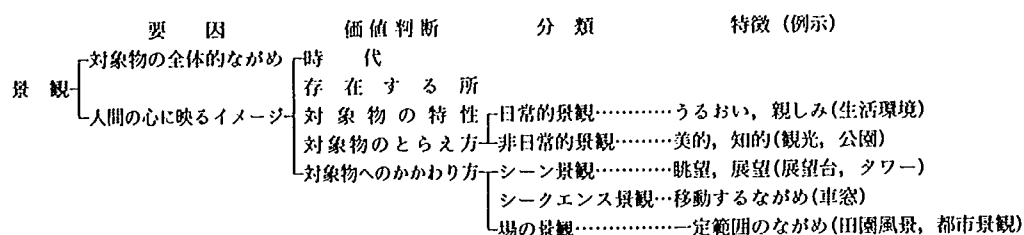
	道 路 景 観	都市景観・土木景観	景 観 一 般
明治	○M4.札幌大通公園 ○M7.銀座に並木(サクラ、マツ、ヤナギ) ○M31.浅草橋(この頃景観的配慮から市街橋に上落式アーチ橋が多用される) ○M44.日本橋(この頃装飾橋梁が多用される)	○M5.市街地洋式化(太政官布達) ○M6.公園制度化(太政官布達) ○M7.銀座赤煉瓦街 ○M16.鹿鳴館 ○M21.都市計画成文化(東京条例) ○M36.日比谷公園	○M27.「日本風景論」志賀重昂 ○明治末から「景観」の語が使用されるが「風景」との区別はない
大正	○T2.四谷見附橋建築(赤坂離宮とのデザインの調和) ○T13.隅田川6橋(震災復興橋梁)総合デザイン計画 ○T15.橋詰広場の制度化(景観を含めた多目的用途)	○T8.都市計画法, 風致地区指定制度 ○T11.明治神宮外苑	○T15.「自動車による公園回遊系統」上原
昭和	○S13.首都高速構想(全線高架案) ○S15.スカイセンター構想(街路の明るさに配慮) ○S28.スカイセンター着工(数寄屋橋デザイン検討・建築物との調和) ○S33.名神線形設計をドルシェ(ドイツ)が指導(景観を考慮したオーバーブリッジ, ラウンディング, 高速道路設計の基礎を確立) ○S37.首都高速1号線供用, 名神沿道の広告物規制を要請(道路公団) ○S38.名神(栗東〜尼崎間)供用この頃街路樹育成施策(松戸・豊橋) ○S39.名神全通(遮音壁の設置), 歩道橋建設ラッシュ ○S43.宮崎県沿道修景美化条例	○S8.この頃美観地区指定(皇居, 大阪・御堂筋・中之島) ○S24.屋外広告物法 ○S25.建築基準法 ○S31.都市公園法・首都圏整備法, 屋外広告物条例(京都・大阪) ○S37.都市の美観風致を維持する樹木の保存に関する法律 ○S39.京都タワー景観論争宅造反対運動(鎌倉) ○S40.丸ノ内美観論争 ○S41.古都保存法 ○S43.都市計画法改正妻籠宿保存事業超高層ビル(霞が関ビル) ○S44.都市再開発法 ○S45.歩行者天国	○S2.日本八景選定 形象心理学 ○S6.国立公園法 ○S12.「橋梁美学」加藤誠平 ○S13.「速度・安全・景観を考慮した高架道路の設計」森安 ○S15.「国土修景と広告物整理並ニ同通牒」広瀬 ○S24.尾瀬保存運動(発電所計画) ○S38.眺望権訴訟で勝訴(猿ヶ京) ○S40.「道路と景観」この訳で「景観工学」の用語を使用(鈴木忠義) ○S43.「広場の造形」(空間の閉鎖性の把握), 「都市のイメージ」(都市景観分析手法)の翻訳 ○S44.歩道橋景観訴訟

い影響を与えるとみなせる要素以外は無視されている。

(2) 道路景観に与える影響要因

景観とは、人がある対象物をながめることによって生ずる現象であるから、人間の心に映るイメージによって大きく影響を受ける。したがって、景観に対する価値判断は個人によって異なることは当然としても、それ以外に同一対象でも時代とともに変遷し、存在する所、対象物のとらえ方、かわり方などによって変化する。簡単にまとめてみると、図一2のような関係によって左右される。

景観を把握するには、この関係を基本として視点、対象物、それを取りまく近景、遠景を一連の要因としてモデル化する手法がよく用いられる。



図一2 景観の分類と特徴

3. 道路環境の諸特性³⁾⁴⁾

道路環境に関する効果要因の定量化はこれまでに土木研究所で調査研究されかなり明確となっている。

(1) 道路構造による特性

平面、高架、盛土、切土の諸構造について道路交通騒音を計算して分布図を作成してみると、道路構造毎に環境面より、異なる性状を有することがわかる。平面、切土構造では地表面の過剰減衰により等レベル性が右上りに傾き、特に切土構造では距離減衰が大きい。盛土と高架構造では回折減衰の効果により地表面に近い程騒音レベルは低くなるが、距離減衰は小さい。

全体的にみて、平面構造の騒音レベルが最も大きく、道路に近い位置では盛土、高架構造が、道路から離れた位置では切土構造が有利な構造であるといえる。

(2) 堀割構造の特性

堀割構造は切土構造ののり面を垂直な側壁とした構造で、開口部の遮蔽、内壁面の吸音処理、遮音壁の設置などの対策を容易に行えるという特徴を有する。平面構造と比較してみると、図一4に

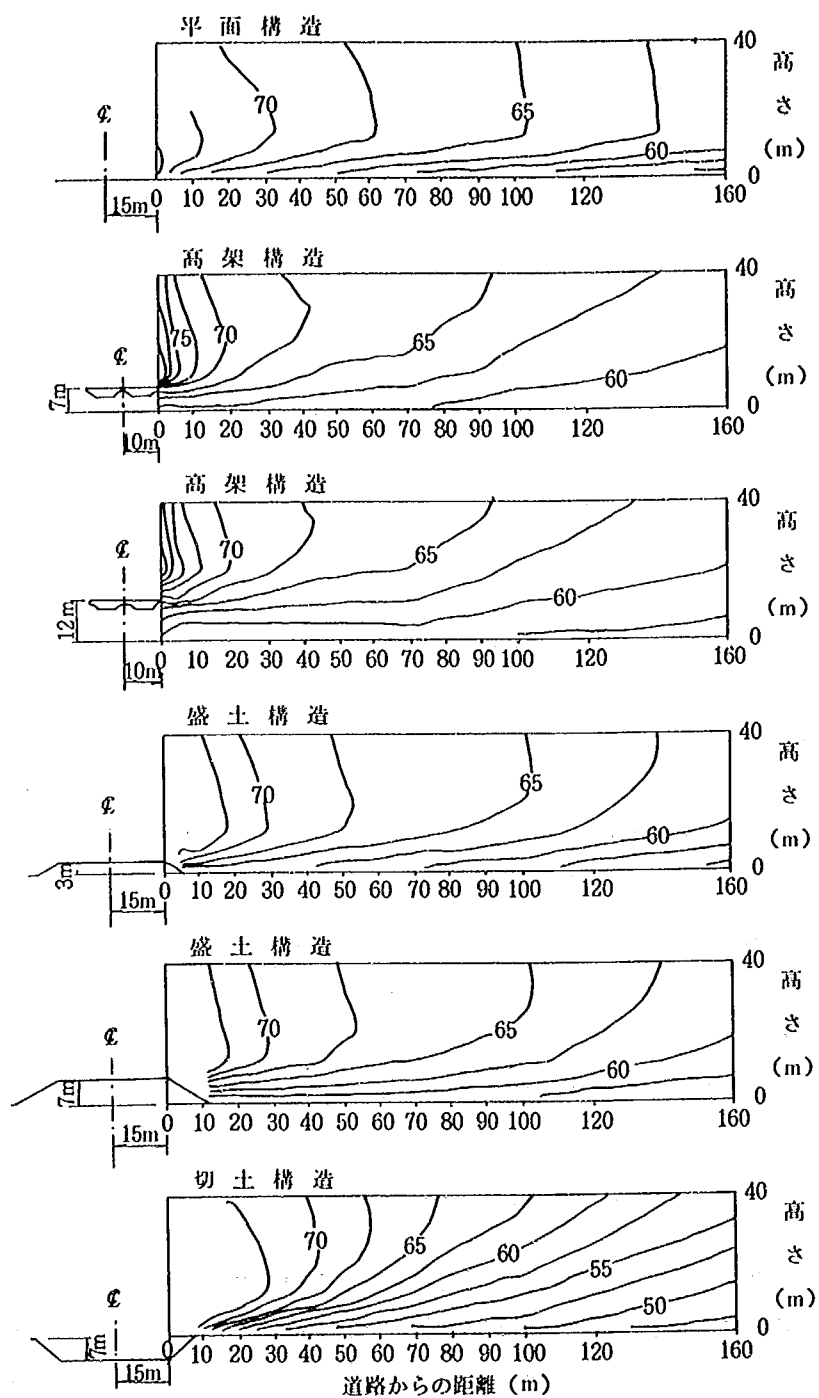
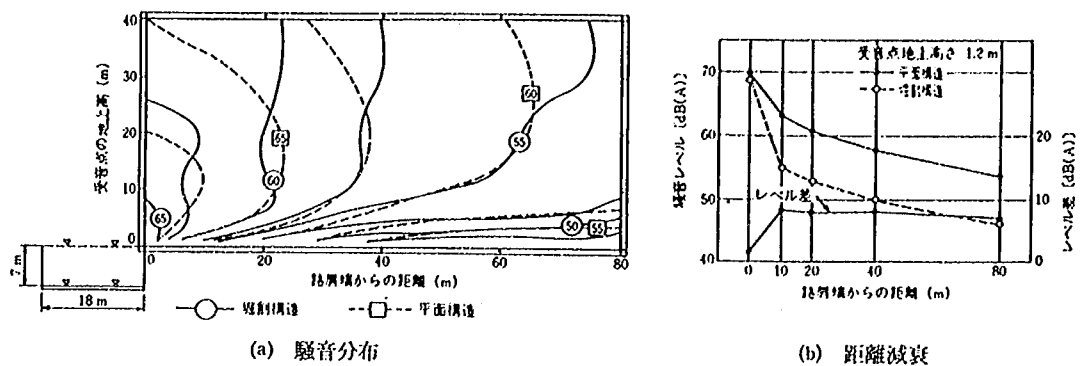


図-3 一般道路の道路構造別騒音分布特性
 (交通量 1,600 台/h/車線, 大型車混入率 15%,
 走行速度 60 km/h)



図一 4 堀割構造と平面構造の騒音分布の比較（模型実験による）

示すように道路より離れた位置での減音効果が大きい。

側壁での反射の影響により走行位置を深くしても効果がそれ程大きくなりず、むしろ幅員を広くすると効果は若干増大する。開口部が遮蔽されるに伴い、道路上方への指向性が強くなる傾向を示す。堀割内部の吸音処理としては、側壁を吸音処理することが最も望ましく、5～7 dB(A)の効果となり、オーバハング部での吸音では効果は小さい。

(3) 建物周辺における特性

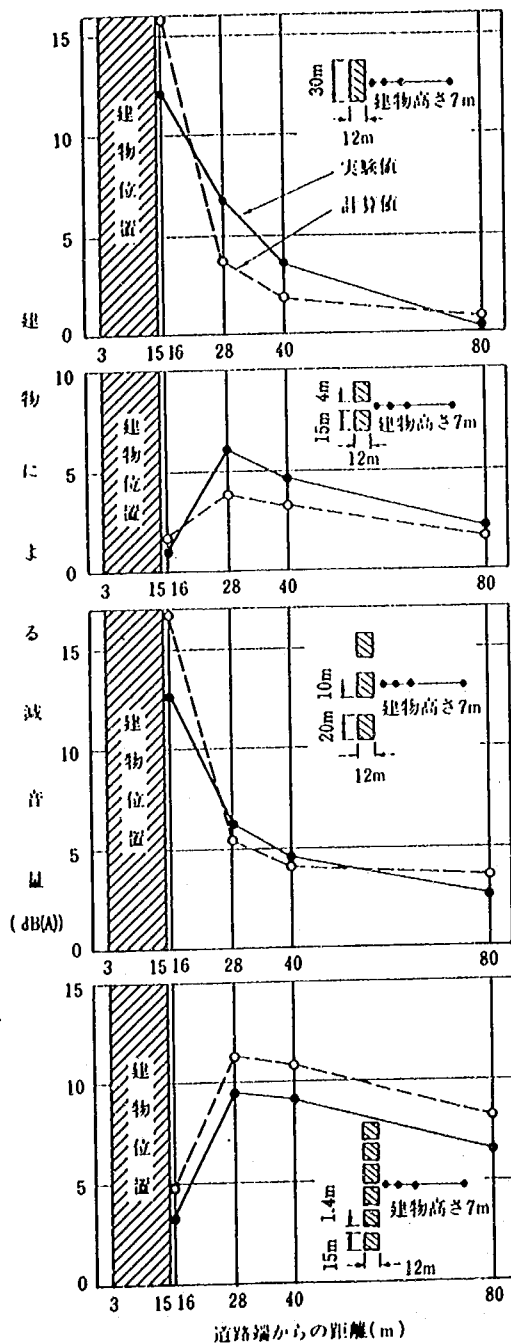
沿道に立地する建物周辺の騒音伝播は建物の上方と側方を迂回する経路を考慮して計算できる。これは Fresnel-Kirchhof の理論を建物周辺の伝播に応用するものである。

図一 5 に建物背後の騒音伝播の事例を、実験結果と計算結果との比較という形で示しておく。建物周辺の騒音伝播は、一般的に言って建物の長さ、高さ、奥行き、間隔、道路に対する角度で変化するが、建物の高さや奥行きはあまり影響を与えず、長さや間隔の影響が大きい。建物間隙部の減音量は建物より離れるにつれて間隙部の影響がほとんど認められなくなる。

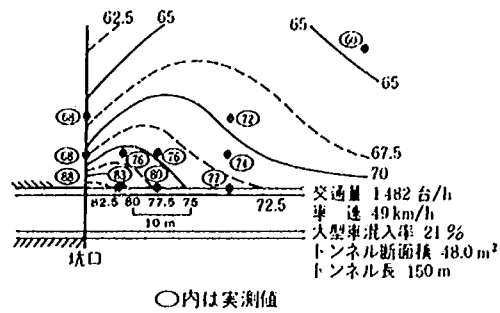
(4) トンネル坑口における特性

トンネル内を通過する自動車より発生する音はトンネル内を多重反射して坑口方向に伝達し、トンネル坑口より指向性を有して放射するという特徴を有する。この特性は、音響エネルギーが等価な仮想音源で置換すると容易に計算することができ、トンネル外から受音点に到達する音とトンネル内部から受音点に到達する音を合成することにトンネル坑口周辺の騒音特性を把握できる。

図一 6 に道路トンネルにおける実測結果との対比を示す。トンネル坑口周辺における騒音は、トンネル延長が長く、内壁の吸音特性が小さい程、大きくなる傾向を有している。



図一5 建物背後の騒音伝播

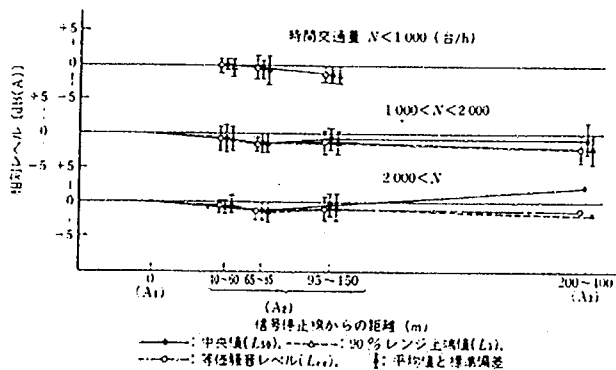


図一6 道路トンネルにおける実測値との対比

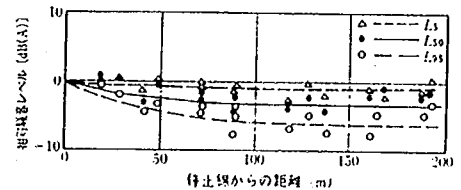
(5) 道路交差部における特性

道路の交差部では、信号サイクルに従って減速、停止、発進、加速がくり返され車群を形成して自動車が走行することによる影響と、交差する一方の道路からの右左折交通による影響という2つの特色がある。両者の影響をそれぞれ別個に調査して騒音レベルの変化として示すと図一7の通りである。

これから、前者の影響はほとんどないことがわかる。パワーレベルの特性、発進位置のずれなどにより緩和されてくるものと考えられる。これに対して、後者の影響はかなり大きい。交差点での影響範囲として、 L_5 で30 m、 L_{50} で70 m、 L_{95} で100 m程度まで及ぶ。



(a) 発進、加速などの影響

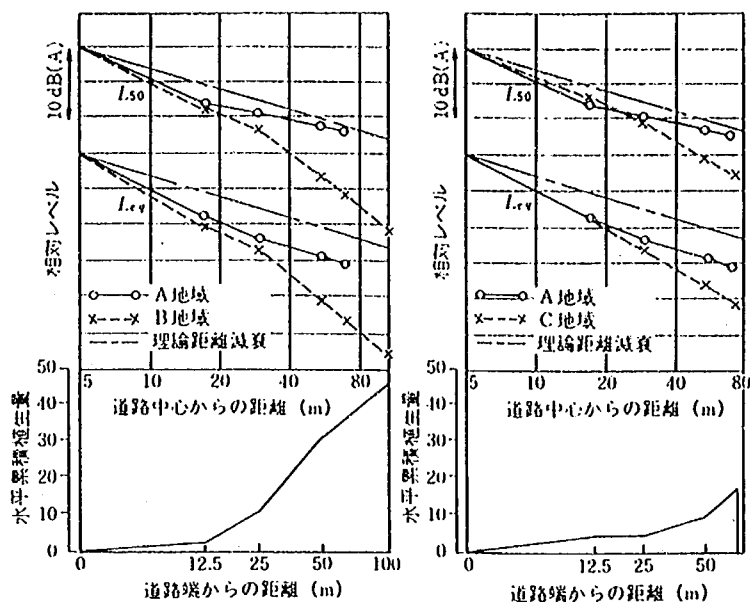


(b) 右左折交通による影響

図一7 道路交差部における騒音レベルの変化

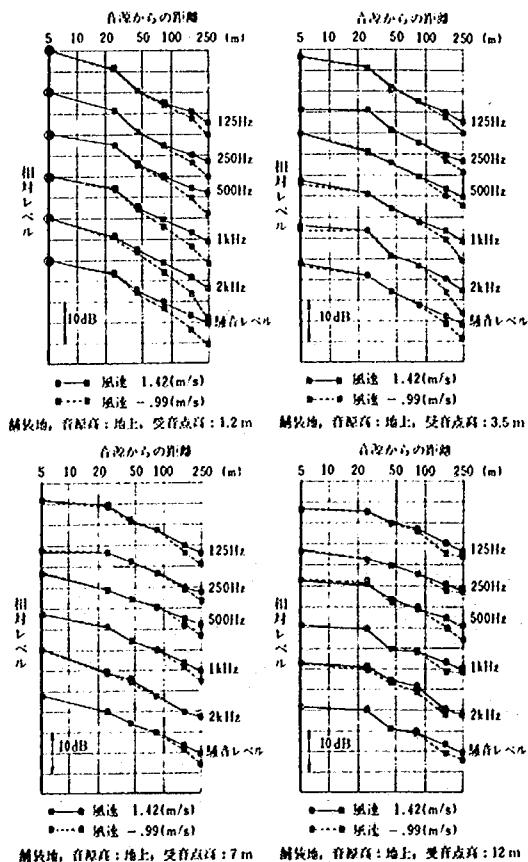
(6) 植樹の特性

沿道の生活環境保全や景観の調和などを図る目的で道路周辺に施工される植樹には、環境保全機能、修景機能、交通安全機能が期待される。このうち、騒音の低減効果については、葉や幹あるいは腐植土による音の吸収、木立による音の散乱、風速の緩和、夜間の結露などが影響を及ぼすもの

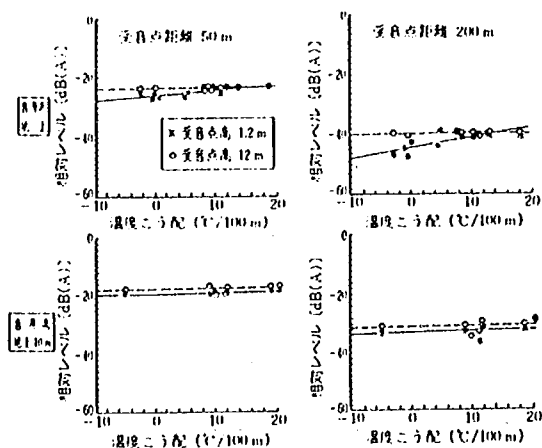


注) 水平累積植生量は地上 1.2 m における水平線上の植生量密度に距離を果して累積したもの。

図一 8 植樹の影響



(a) 風の影響



(b) 気温のこう配の影響

図一 9 気象条件の影響の測定結果

と判断されているが、個々の要因から減音の度合いを推定することは大変むずかしい。

全体的にみて概略の影響を把握してみると、図-8の測定結果となる。道路端近くの植生では地表面の過剰減衰と同程度であり、植生の影響と認めにくい、道路からの距離が大きくなるにつれて樹林としての効果が生ずる。

(7) 気象条件の影響

気象条件の影響としては、風の影響と気温の影響がある。すなわち、風が吹いたり、気温の逆転現象が生ずるときには音が到達しやすいと定性的にいわれている。

これらの影響を調査するために、実測を行った結果が図-9である。風の影響については、音源が地上近くに存在する場合にみられ、地上10mにあるときにはほとんど影響がない。また、受音点が音源から離れる程、その影響は大きく現われる。気温の逆転時についても同様の影響が生じ、音源が地上近くにある場合で、音源からの距離が遠い程、また地表面に近い程、温度こう配の影響が大きく現われてくる。

4. 土研における道路環境の最近の研究

前節で道路交通騒音に関する特性のいくつかについてまとめたが、ここでは土木研究所における最近の研究の中から特色あるものを紹介したい。研究を遂行中であるので、必ずしも結論が得られている訳ではないことをあらかじめ了知願いたい。

(1) 高架周辺の騒音対策

道路がダブルデッキのような二層構造となっている場合には、下層の道路を走行する自動車からの騒音が上層の道路で影響を受けて、伝播しづらくなる。この場合には構造に工夫を加えたり、高架下面に吸音処理を施したりする対策が提案できる。一例として、平面道路上に高架構造が存在する場合の影響と、その場合の吸音処理による効果をまとめて図-10に示す。

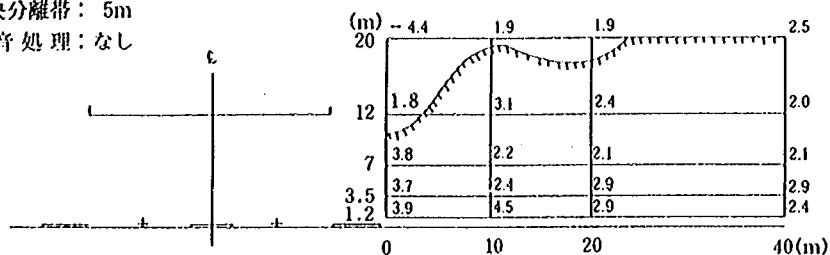
(2) 都市内騒音対策

都市内における平面構造の幹線道路では、沿道利用、交差道路の処理、視距の確保などにより通常の高さの遮音壁設置が不可能である。そこで、遮音壁の高さを低くおさえ、周囲との調和に配慮した遮音壁の設置を考え、その効果とイメージについて検討している。図-11に、実際の道路に設置して効果を測定した結果を示す。歩道部分周辺でかなり効果が見込めることがわかる。

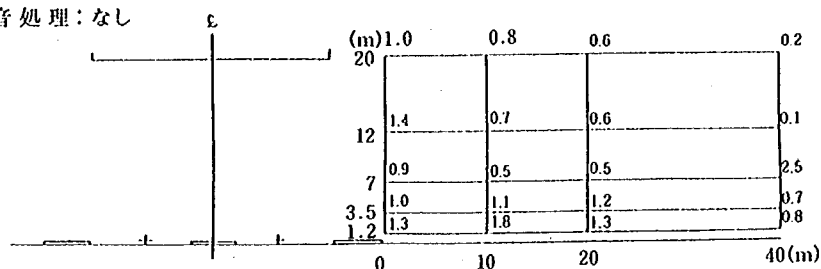
(3) 堀割構造への蓋かけによる対策

堀割構造の特性は前節で述べたが、交差道路の部分や、堀割上部を植樹帯として利用し、より一

- (1) 高架幅員: 30.1m
 高架高さ: 12m
 中央分離帯: 5m
 吸音処理: なし



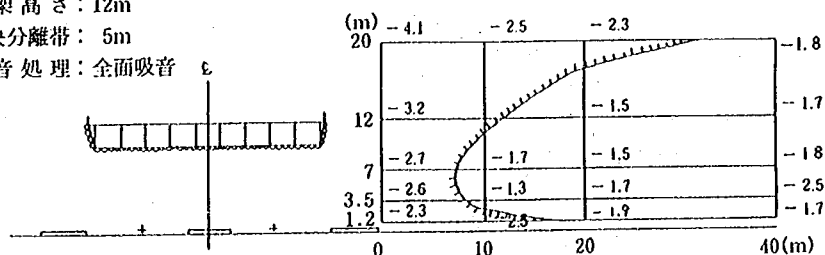
- (2) 高架幅員: 30.1m
 高架高さ: 20m
 中央分離帯: 5m
 吸音処理: なし



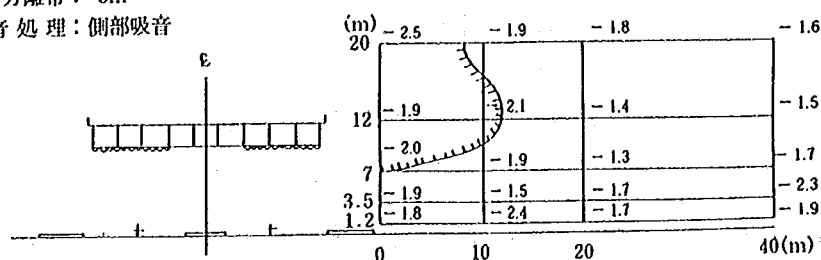
(a) 高架構造による影響 (騒音の上昇量)

- (1) 高架幅員: 30.1m
 高架高さ: 12m
 中央分離帯: 5m
 吸音処理: 全面吸音

(No. 27)

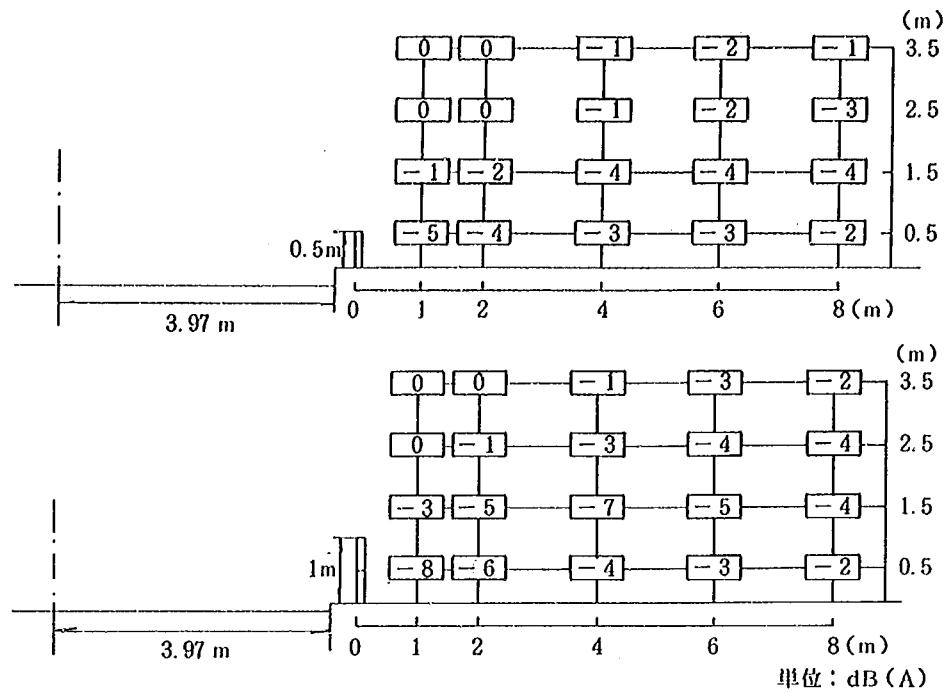


- (2) 高架幅員: 30.1m
 高架高さ: 12m
 中央分離帯: 5m
 吸音処理: 側部吸音

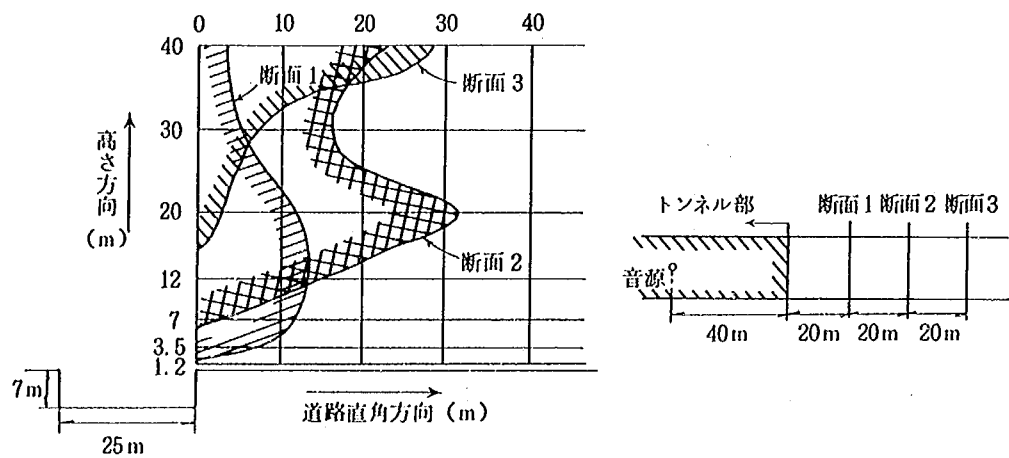


(b) 吸音処理による結果 (吸音による減少量)

図一10 高架構造の影響と対策 (模型実験による, L_{50} , dB(A))



図一11 高さの低い遮音壁の効果 (L_{50} , dB(A))



図一12 蓋かけ部より 2 dB 以上影響を受ける部分

層環境保全をはかるときには、開口部に蓋をかけ、トンネルのような構造となる。この場合の影響について調査した結果が図一12である。トンネル部で指向性が強くなるのと同じような特徴を示し、蓋かけ部より少し離れた高い位置で、その影響を受けることに注意を払う必要がある。

(4) 遮音壁の特性調査

現在高速道路などで多用されている遮音壁で明らかとなっていない特性を追跡している。調査中の項目は吸音率の測定方法による相違、反射型あるいは吸音型遮音壁の設置による効果の相違、遮音壁の経年変化である。このうちから調査結果の一例として、反射型遮音壁と吸音型遮音壁を道路の両側に設置した場合の相違でみると、吸音の有無により図一13に示すように効果が異なる。

(5) 堀割構造の呼吸量

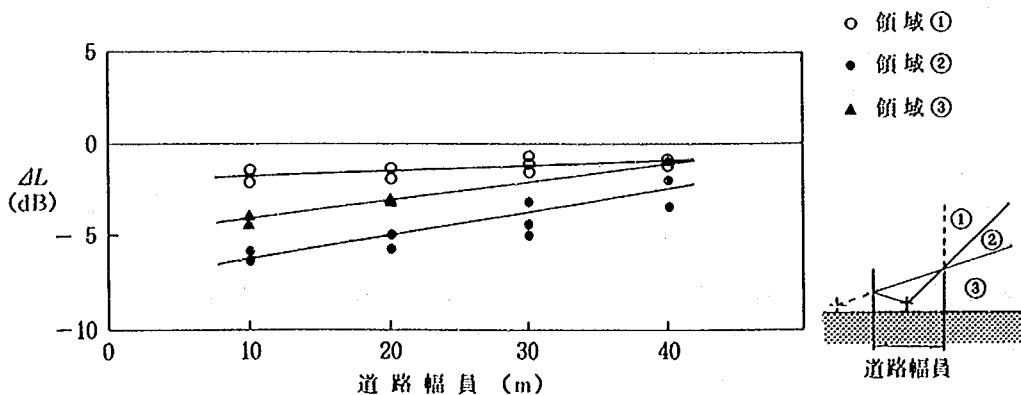
自動車排出ガスの拡散に関する研究についても、以下に若干の性状をまとめておく。

堀割道路を自動車が走行すると、車道空間内に空気の流れが生じ、自動車の前面において空気が堀割外へ排除され、後方において空気が流入してくる。この関係を概念的に呼吸作用と呼び、単位時間に単位面積から流出入する空気量を呼吸量と定義している。

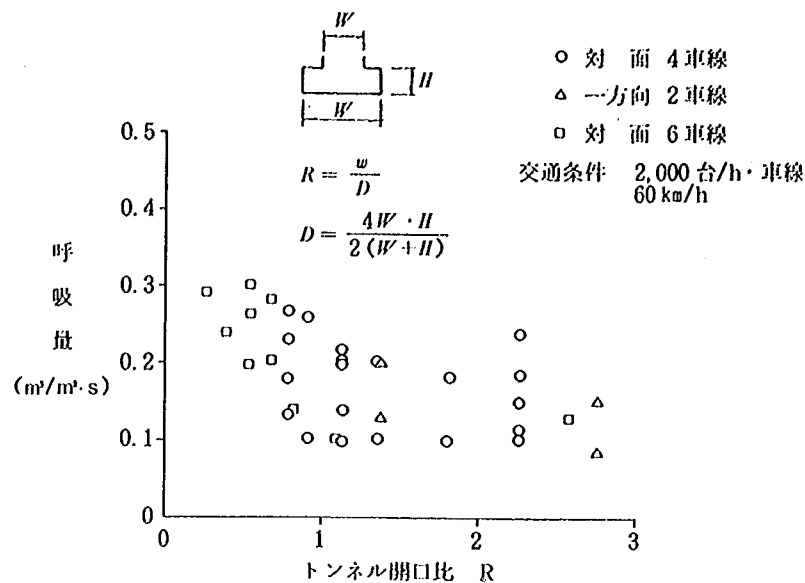
模型自動車走行装置を用いた風洞実験により呼吸量の調査を行うと、図一14の結果となる。交通量、通行方式、幅員などによって影響を受けると考えられるものの、大まかには $0.1 \sim 0.3 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ 程度の値である。これを用いることにより、堀割構造からの拡散状況が明らかとなってくる。

(6) 植物の NO_2 に対する浄化機能

植物は主として葉における呼吸作用と光合成作用により、酸素あるいは二酸化炭素の吸収が行われることはよく知られている。大気中に存在する二酸化窒素 (NO_2) に対しても吸収効果が存するかどうか実験を行っている。一定濃度の NO_2 を送気でき、植物が生育できるように温度、湿度を制御できるガスチャンバーを使用して、植物に対して NO_2 を暴露し、葉の化学分析により含有される窒素量を測定している。結果を図一15に示す。植生の面積は大きいので、有効に働いていると



図一13 道路の両側に吸音型遮音壁と反射型遮音壁を設置したときの差 ($\Delta L = \text{両側吸音} - \text{両側反射}$, 模型実験)



図一14 掘割構造の呼吸量 (風洞実験による)

いえる。

(7) 浮遊粒子状物質の拡散

大気中に浮遊する粒子状物質は、土埃りの舞い上がりから焼却により発生するものなど物理的にも化学的にも多種多様で、大きさも $10^{-3}\mu\text{m}$ から数 $100\mu\text{m}$ のものにまで広い範囲にわたっている。沿道で実測すると、気象条件による影響を受けやすいのか、月間変動が大きい。また、道路近くでの比較的大きな粒子は沈降しやすい傾向にある。機械的エネルギーによるものは粗大側の粒子であり、微少粒子については燃焼が主として生成に寄与している。浮遊粒子状物質の成分を計測してみたものが表一3である。

5. 道路景観の諸特性⁵⁾⁶⁾

道路景観に関与する効果要因を定量化することは重要な業務であるが、現実の景観は多種多様で一定の規範では御しえない。ここで示す景観研究の成果も土木研究所における基礎的分析の一端である。

(1) 道路景観の取扱われ方の変遷

わが国の道路整備において、舗装延長を伸ばすことに重点がおかれた初期の段階から名神、東名に始まる高速自動車国道整備推進の時代、あるいは昭和40年代後半から50年代にかけて環境問題

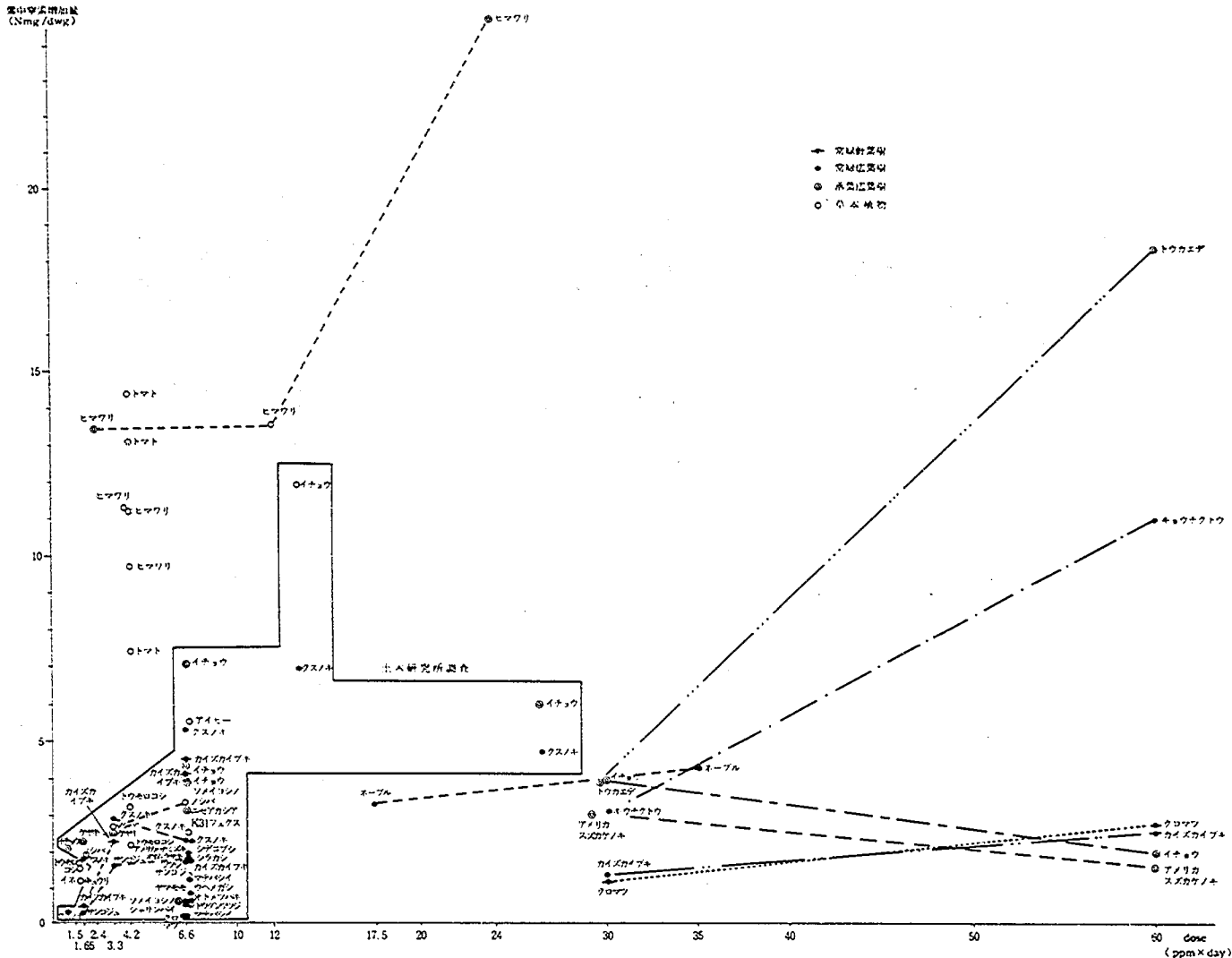


図-15 NO₂暴露による葉中窒素の増加量

表一 3 浮遊粒子状物質成分の計測結果 (単位: %)

種 別		粒 径	ディーゼル車排ガス粒子
排 気 管 (燃 焼 起 因)	原 動 機 (ディーゼルエ ンジン, ガソリ ン エンジン)	微 少	C 73.0~73.5
			S 3.2~ 4.3
			Zn 97~180(ppm)
			Si 900(ppm)以下
			Al 0.6~0.73(ppm)
			Fe 200~ 850(ppm)
			Ca 970~3000(ppm)
			ガソリン車排ガス粒子
			C 38.2~46.7
			S 0.5以下
			Zn 460~3600(ppm)
			Si 6000(ppm)以下
			Al 5(ppm)以下
			Fe 2700~4000(ppm)
			Ca 2.0以下
そ の 他 (飛 散 ・ 落 下)	車 体 付 着 物 積 荷 路 面 堆 積 物	粗 大	道路端粒子
			C 22.6~58.6
			S 4.7~11.2
			Zn 0.1~ 1.6
			Si 3.5~13.8
			Al 0.9~ 4.1
			Fe 1.0~ 4.1
			Ca 0.7~ 3.6
			道路端堆積物
			C 3.2 ~ 5.6
			S 0.2 ~ 0.5
			Zn 0.03~ 0.2
			Si 30.7 ~22.8
			Al 5.3~ 9.5
			Fe 3.3 ~10.5
			Ca 2.8 ~ 5.1
			バックグラウンド粒子
			C 22.5~47.7
			S 4.4~15.5
			Zn 0.2~ 0.7
			Si 3.6~20.7
			Al 0.7~ 3.4
			Fe 0.7~ 2.3
			Ca 0.5~ 2.8

表一 4 数量化Ⅳ類による景観の類型と特徴

景観の類型	特 徴	該当するとみなしうる性格の道路例
1. 自然風景型	道路が海岸や山中を通り、樹林や背景の山並などにより自然要素が卓越する。	観光道路、高速道路
2. 田園型	田園風景に建築物が散在し、開放感がある。	バイパス、高速道路
3. 工場・倉庫型	工場や倉庫地帯を通り、道路には植栽が存在する場合としない場合がある。	バイパス、幹線道路
4. 混在型	多種多様な建物、住宅、ビルなどが混在する。	幹線道路、自専道、街路
5. 街路型	都市内の街路的性格を有して、沿道には住宅が立地する。	住宅内道路、街路
6. 道路緑地型	種々な沿道のタイプにもかかわらず、道路緑地がきわだって豊かである。	バイパス、幹線道路、街路

に揺れた時代と、その時々の社会的価値感の変化に応じて、道路景観に対する考え方も変遷している。簡単に道路関係の雑誌を見ただけでも、30年代には機能美が礼讃され、技術の粋を集めた道路が誉めたたえられている。40年代に入ると、道路美という概念が少しずつ現れ始めているが、安全に利用できるという機能面がむしろポイントになっている。しかし、50年代には殺風景、画一的、調和を欠くという言葉が聞かれるようになり、遮音壁の登場とともに逆に煩雑感、圧迫感という表現で問題が指摘されてもいる。

このようにひとつの対象を取り上げても常に同じ評価を受ける訳ではなく、また逆にこれから景観創造にはたゆみない努力を要することがわかる。維持、更新、開発とフォローする姿勢が必要である。

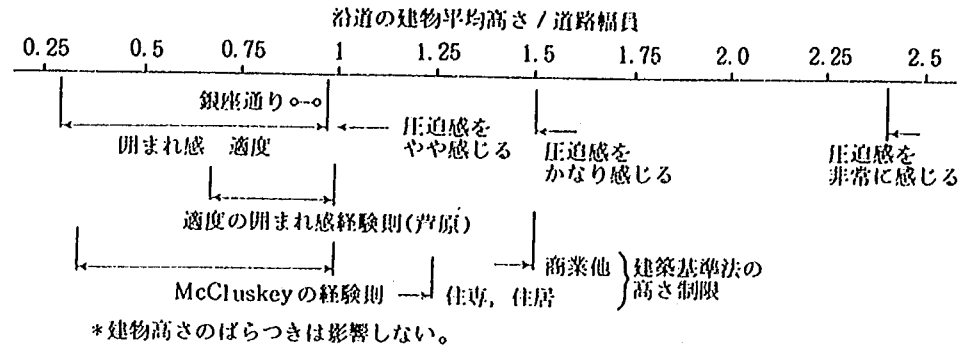
昭和58年に25路線のバイパスを類型化した事例では表一4のような特徴で景観と結びつけられている。

(2) 市街地の街路景観に及ぼす沿道建物の影響

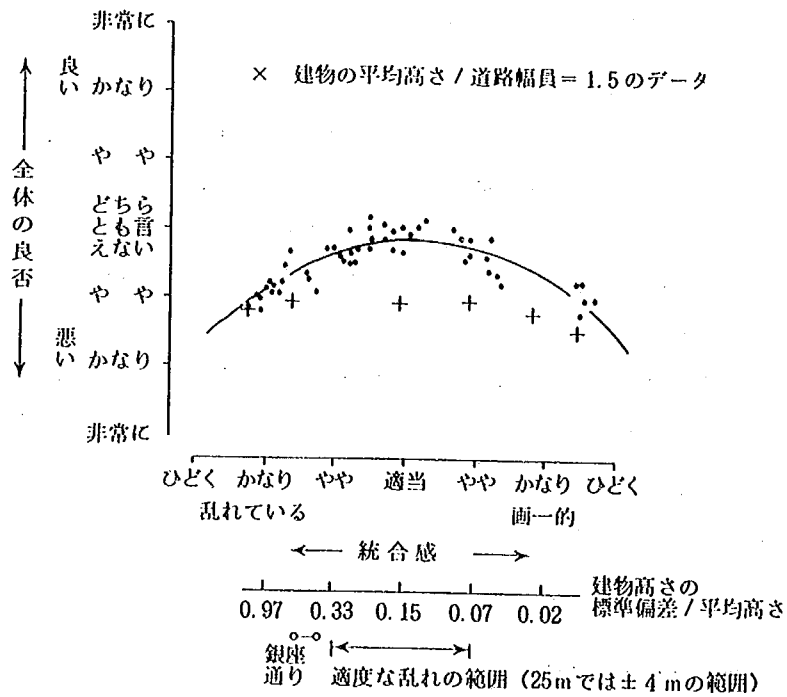
市街地の街路景観は沿道に立地している建物や道路占用物などに依存する面が強いと考えられる。そこで、沿道建物の影響を調査する目的で、道路幅員、建物の高さ・幅および道路と建物の位置関係を変化させて評価実験を実施している。

被験者の感覚から、囲まれている感じ、圧迫を受けている感じ、統合あるいは乱れている感じなどを抽出しており、心理実験より得られた結論の一部をまとめてみると図一16となる。現実の街路景観に含まれる要素は多種多様で複雑なものであるからこれだけでは規定できないが、街路整備に対するひとつの情報を与えているといえよう。

(1) 閉まれている感じ、圧迫を受けている感じ



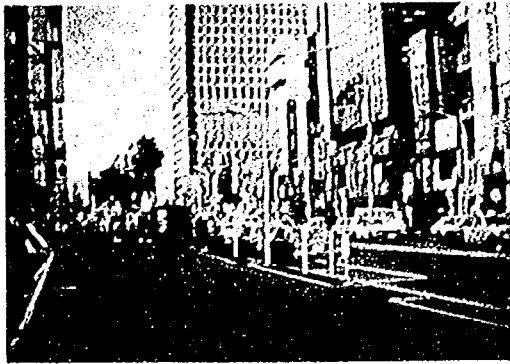
(2) 統合あるいは乱れている感じと全体の良否



図一16 沿道建物による評価感覚 (心理実験による)

(3) 植栽による道路評価の向上

道路緑化は美観の向上という目的他に、冷涼感の確保、騒音感の緩和、視覚的遮蔽などの心理的效果も兼ね備えている。植栽の合成画像による被験者の感覚としては、道路景観の画一さや乱れ感を緩和する効果、殺伐としたイメージを減ずる効果、緑量の大きい樹木は静かな感じを与える効

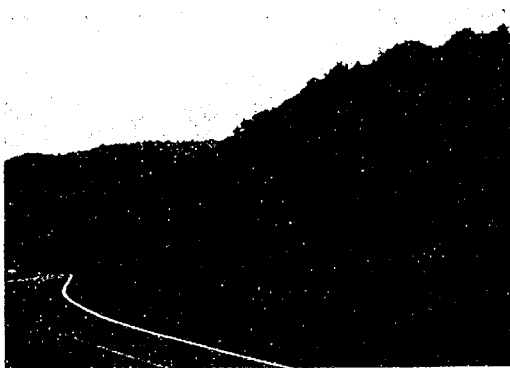


(a) ビル街の基本刺激

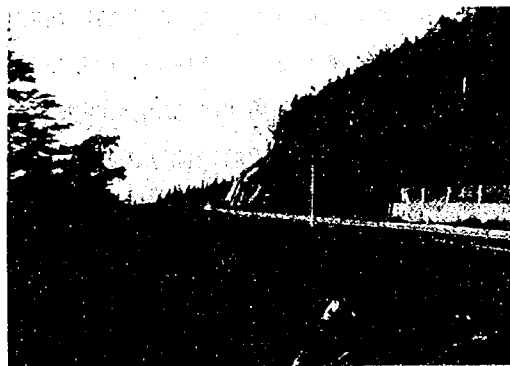


(b) 高木モンタージュ

図一17 道路植栽のイメージ向上実験用画像



(a) 良い評価を受けた例
(のり面が植生で覆われている)



(b) 悪い評価を受けた例
(落石防止網などが目立ち、植生が少ない)

図一18 山地部の道路のり面の評価例

果などが抽出された。

道路のイメージを形成する望ましい植栽形式としては、枝張りの大きな高木であること（キャノピー率が大）、樹種を一定区間一種もしくは二種程度にすること、層構造を有すること、歩道幅員を大きくして低木クローネ幅をできるだけ大きくすることがあげられる。

(4) 山地部の景観に及ぼす道路のり面の影響

自然環境を保全し、周辺との調和をはかる点から、山地部における景観評価も重要な課題である。景観に影響を与える要因としては、植生工、群度、のり肩部の植生のなじみ、周辺植生とのなじみ、土留工、裸地率、地形とのなじみが関係し、のり面の規模は景観面から特に問題にならないという結果が得られている。

景観上望まれる道路のり面は、全体が低木や草丈の高い草本で被覆されて目立ちにくく、のり肩部はラウンディングして低木類を繁茂させているものである。また、冬期においてのり面が際立つので、季節による差の小さいものが評価されている。

(5) 人間の視覚特性

人間の有する視覚特性を知悉しておくことは透視図などを通して良好な景観形成を検討する上で重要である。

- a. 視角：全体として見るためには $H/D=1/2$ ($\theta=27^\circ$)、一群として見るためには $H/D=1/3$ ($\theta=18^\circ$)、物を見やすいのは $10^\circ \times 10^\circ$ 以下
- b. 動視野：速度増加に伴い細部は見えにくくなる。
- c. 熟視角：対象をはっきり見えるのは視角 $1\sim 2^\circ$
- d. 視距離：近景域では樹木が個別に判別でき、中景域では樹冠のふくらみが識別できる。遠景域では単なる地形としてとらえられる。
- e. 仰角、俯角：仰角 45° で完全に囲まれている感じ。仰角 14° で囲まれている感じは失せる。心理実験では見える部分の面積が最も影響する。
俯角 $8\sim 10^\circ$ で眺めがよい。
- f. 対称性：バランスをとるには軸対称が最も確実である。強調されるのは非軸対称。中途半端になるときはデザイン的に好ましくない。

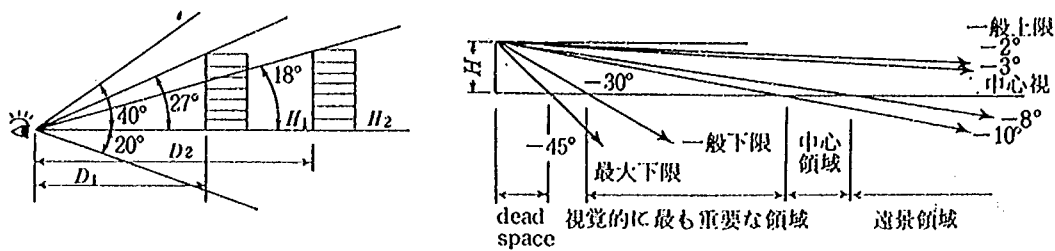
その他に、色彩、肌理、視線入射角など多数の特性がこれまでに調査されている。

6. 土研における道路景観の最近の研究

前節で道路景観に関するこれまでの研究をいくつか取り上げたが、ここでは土木研究所における最近の研究を紹介する。研究を遂行中であるので、簡潔にしか記述できていないことを了知願いたい。

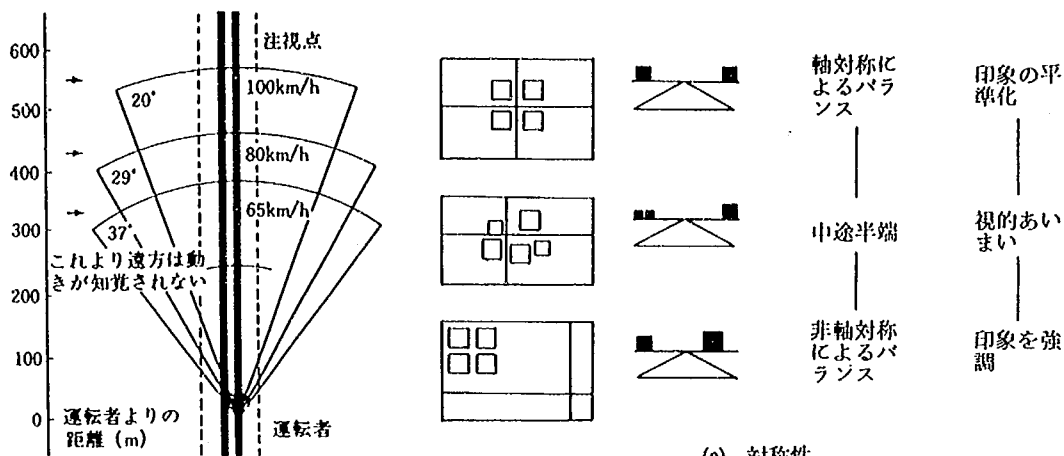
(1) 道路景観の予測と評価

景観の重要性が指摘されているながらも具体的な検討を行いにくい道路景観について整備の方向性を見い出し、沿道部分で積極的な対応をはかるべく模索している。現在、法制度の景観への係わりと景観シミュレーションについて検討している。前者は道路周辺での関係する法制度とその景観への係わり、問題点を整理し、沿道における各種制限をうまく使用することにより景観形成に寄与させようとするものである。後者は事業実施時に必要となる景観予測手法について知見を収集しているものである。



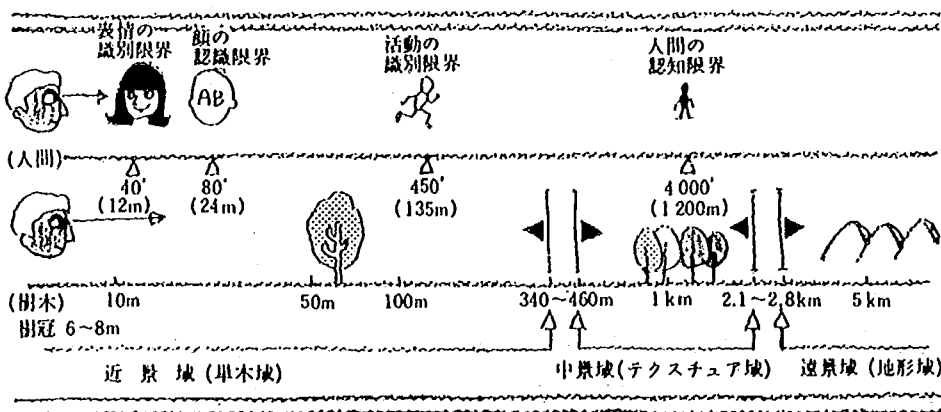
(a) 視角

(d) 俯角



(b) 動視野

(c) 対称性

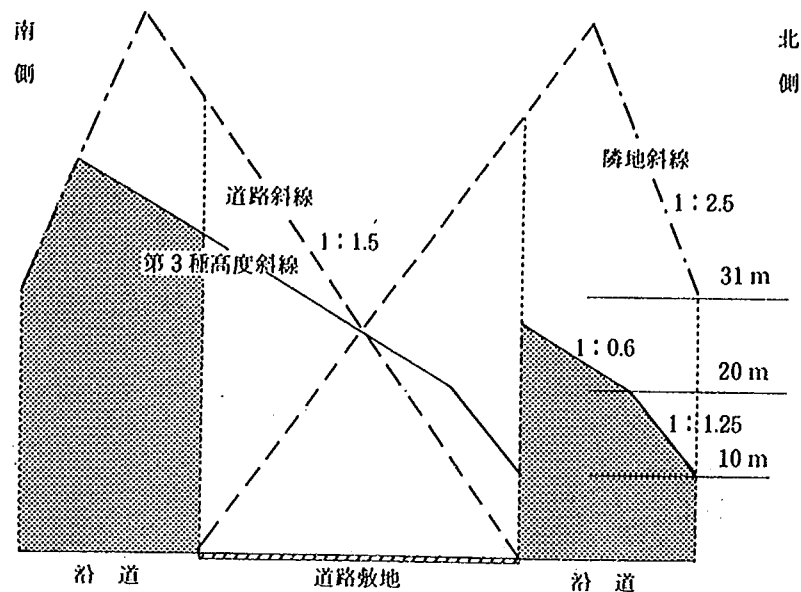


(c) 視距離

図一十九 人間の視覚特性の例

(2) 景勝地における道路構造

景勝地を通過する道路の景観設計手法の開発を目的としている。景勝地の類型化、景観への影響の少ない道路設置事例の抽出などの作業を現在行っている。一般的には表一5のように景勝地は類



図一20 法制度の例（斜線制限の場合）
高度制限により道路の両側で建築物高さが揃わなくなる

表一5 シーン景観の類型

類 型	特 徴	例
点的興味対象型	興味対象が1点のみに集中し、周囲にあまり目が向かない景観	独立峰、湖や沼の遠景、集落の遠景、奇岩、奇木、観音像
線的興味対象型	興味対象が線状に列なっていて、周囲にあまり目が向かない景観	山脈、渓谷の遠景、砂浜海岸、磯浜海岸、河川
面的興味対象型	興味対象が面的に広がっている景観	高原、田園、湿原、湖や沼の中近景、集落の中景、多島海、パノラマ
散在興味対象型	興味対象が面的に散在している景観	ばらばらに点在する島や独立峰(大和三山)
特異空間興味対象型	興味対象が周囲と隔絶した独自の空間を形成している景観	峡谷の近景、森林内景観

型化される。

7. 結 語

以上、土木研究所における研究内容をいくつか列記して説明したが、道路の環境と景観のそれぞれについて本文で意図するところを簡単に結論としてまとめてみると次の通りである。

(1) 人間生活の中で利害関係が相反する限り、意見の衝突により対立する問題が常に存在し続け、道路建設における環境問題もそのひとつとして終焉することはなかろう。それに適切に対応していくためには、対案をあらかじめ有しておき、その中から技術的にも経済的にも、また社会的にも適応したものを迅速に抽出していく必要がある。それらは道路環境の予測手法でもよいし、対策が立案できれば最も望ましい。常日頃からそれらを積上げておくことが土木研究所の業務であると考えられる。今後もこれらの問題に対応できるように短期の調査によりメニュー案を用意していくことが肝要である。

(2) 道路の景観整備は、道路の性格を踏まえて、整備効果、機能、経済性などの視点とバランスをはかった上に、さらに時間的要素も加わることによって、いろいろな答が想定される。これは、道路景観に影響を与える要因が定量的に規範しにくい面を有しているからである。したがって、これらのことを念頭におくと、柔軟な計画が樹てられてしかるべきである。最も大切なことは気くばりの心を醸成することであり事業の各段階でその心を理解することによって、道路景観への適切な配慮が加えられるといっても過言ではない。

最後に、ここで述べた成果については道路部交通環境研究室および緑化研究室が数年にわたり検討を行ってきたものである。研究に関係された方々に心から感謝の意を表するとともに、今後より一層研究が推進されることを期待するものである。

参考文献

- 1) 星 埜 和：道路工学(上)，コロナ社，昭和32年，他
- 2) 金 安 公造：道路と環境に関する諸問題，昭和52年度土木研究所講演会講演集，昭和53年3月
- 3) 足 立 義雄：道路交通騒音に係わる要因の影響度合に関する研究，土木研究所報告，第164号，昭和59年11月
- 4) 清 水 博，足 立 義雄，辻 靖三，根 本 守：道路環境，山海堂，昭和62年10月
- 5) 篠 原 修：土木景観計画，技報堂，昭和57年6月，他
- 6) 土木研究所資料第2330号，緑化による機能効果の評価に関する研究，昭和61年3月，他いくつかの資料による

以 上

道路橋と限界状態設計法

構造橋梁部長 篠原 洋 司

道路橋と限界状態設計法

はじめに

我が国の道路橋は、従来から許容応力度設計法による道路橋示方書を用いて設計されている。しかし、近年、許容応力度設計法にかわる設計法として構造物の照査すべき限界状態を明確にし、従来、材料強度に与えられていた安全率を、確率統計理論などの助けを借り、できるだけ明快に示そうとする限界状態設計法の研究が進められ、既に諸外国においては基準化がなされている。また、我が国においても土木学会を中心に研究が進められ、その成果は、「鋼構造物設計指針」、「コンクリート標準示方書」にまとめられ最近相次いで公表されている。

このような動向に対応し、道路橋示方書に限界状態設計法を導入しようとする機運も高まりをみせ、日本道路協会では、そのために必要な諸検討に本格的に着手しつつある。

本小文は、以上の動きを踏まえ、許容応力度設計法と限界状態設計法の相違、限界状態設計法を既に導入した諸外国の基準、最近我が国で進められている基準化の状況について紹介するものである。

1. 許容応力度設計法と限界状態設計法

我が国の道路橋の設計は鋼橋、コンクリート橋とも従来より許容応力度設計法により行われている。この設計法は構造物に作用する荷重によって部材に生ずる応力度が一定の値（許容応力度）以下であるように部材の諸元を決定する方法である。許容応力度は材料自体の強度特性（鋼の降伏強度、コンクリートの圧縮強度等）および部材寸法の影響を考慮した強度特性（柱や梁の座屈強度）をもとに、これらの強度にたいして一定の安全率を有するように定めたものである。

許容応力度設計法は作用する荷重に対する構造物の安全性の照査を構造物を構成する部材ごとに荷重によって生ずる応力度と許容応力度を比較することによって簡便に行えることに利点がある。

一方、限界状態設計法は、許容応力度法にかわる設計法として近年諸外国で導入され、我国においても研究が進められてきているが、概ね次の条件を具備した設計法といえることができる。

- (1) 照査すべき限界状態（構造物が目的としている機能を全うしなくなる状態）が統一的に明示されていること。
- (2) 照査式が部分安全係数法の書式になっていること。
- (3) 部分安全係数の決定に信頼性理論が導入されていること。

以下にこれらの条件の持つ意味、すなわち限界状態設計法の特徴について許容応力度との対比をとおして概説する。

(1) 照査すべき限界状態が統一的に明示されていること。

限界状態設計法では、照査すべき限界状態が次に示す終局、使用、疲労限界状態に分けて明示される。

終局限界状態：構造物または部材が破壊したり、転倒、座屈、大変形を起し安定や機能を失う状態。

使用限界状態：構造物または部材が過度の振動、変位、変形、ひび割れ等の異常を生じたり、またそれにより耐久性を損なったりする状態。

疲労限界状態：構造物または部材が変動荷重の繰返し作用により疲労破壊する状態。

また、限界状態の照査は、式(1.1)の形式で統一的に示される。

$$v \frac{S(S^*)}{R(r^*)} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに

v ：安全係数

S^* ：設計荷重値

$S()$ ：荷重効果を算定するための構造解析関数

r^* ：設計材料強度

$R()$ ：強度を算定するための強度解析関数

そして、それぞれの限界状態の照査は、照査しようとしている限界状態が明瞭となるような諸量（断面力、応力、たわみ、変位、ひび割れ幅、振動数等）をもって行われる。すなわち、限界状態設計法では、部材の座屈耐力などの部材全体の挙動に注目した照査については断面力、板要素の座屈、疲労などの局所的な応力状態に対する照査は応力度を持って行われるなど、照査内容が照査式から読み取れるように表現される。

一方、許容応力度法においても必要となる照査は言うまでもなく網羅されている。しかしながら、個々の照査が終局、使用、疲労のどの限界状態の照査であるかは必ずしも明確にされていない。また、前述したように、許容応力度法では一部の照査を除き基本的に応力度をもって照査が行われ、照査の実質的内容が照査式から直接理解しにくい形式となっている。

以上のように、限界状態設計法では、設計上考慮すべき限界状態が許容応力度法に比べより明確に統一的に示されることになる。

(2) 照査式が部分安全係数法の書式になっていること

限界状態設計法では、式(1.1)の設計荷重値(S^*)、設計材料強度(r^*)は、さらに式(1.2)、式(1.3)のように、表現される場合が多い。すなわち、荷重係数、材料係数によりそれぞれの荷重や材料強度のばらつきが考慮される。

設計荷重値：

$$S^* = \sum_i \gamma_{si} \cdot S_i \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

設計材料強度：

$$r^* = \gamma_{ri} \cdot r_i \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

ここに

γ_{si} ：荷重 i の荷重係数

S_i ：荷重 i の特性値（規格値）

γ_{ri} ：材料 i の材料係数

r_i ：材料 i の強度特性値（規格値）

また、安全率（ v ）についても式(1.4)に示すように構造解析や強度解析の不確実度に対する安全率 v_s, v_R と構造物の重要度や v_s, v_R に含まれない不確実度を考慮するための安全率 v_c に分けて表現される場合もある。

$$v = v_c \cdot v_s \cdot v_R \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

v_c ：全体安全係数

v_s ：構造解析係数

v_R ：部材係数

一方、許容応力度法では式(1.5)のように、荷重、材料強度のばらつきやその他種々の不確実度を考慮した単一安全率が材料強度に与えられている。

$$\frac{S(S^*)}{R(r^*/v)} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

その結果、式(1.6)、式(1.6')に示す鋼引張部材の照査式の例でも理解されるように、本来、示方書に定める値からのばらつきの小さい死荷重とばらつきの大きい活荷重に同じ安全率が与えられることになる。したがって、死荷重の占める割合の大きい橋では死荷重の占める割合の小さい橋に比べ高い安全率が与えられる結果となる。

$$\frac{\sigma_D + \sigma_L}{\sigma_y / 1.7} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

$$\sigma_y \geq 1.7(\sigma_D + \sigma_L) \quad \dots\dots\dots (1.6')$$

また、式(1.5)から理解されるように安全率が材料強度に与えられているため、荷重と応力度が非線形な関係の構造物の安全性を必ずしも適切には表現できない。

以上からわかるように、限界状態設計では、荷重のばらつきは荷重係数、材料強度のばらつきは材料係数、その他の不確実度は安全係数として許容応力度法における安全率の内訳がより明確に示される。したがって、前述の構造物ごとの安全性の不均衡の問題の改善、非線形挙動を示す構造物の照査の明確化が図られる。

なお、限界状態設計法を実用化する場合においては、必ずしも全ての部分安全係数が明らかな形

で示されるとは限らない。それは、現時点で規定することが不可能な安全係数があること、ならびに、多数の安全係数を用いることが設計を煩雑にする可能性があるとの理由からである。しかし、表現上たとえ許容応力度法のように単一安全率が用いられる場合であっても、その単一安全率が部分安全係数によって示すことが可能であること、換言すると安全率の内訳ができるだけ明確化されていることが重要な意味を持っている訳である。

(3) 信頼性理論が導入されていること

限界状態設計法では、前述した荷重係数や安全係数を確率統計論や信頼性理論を用いて設定しようとの努力がなされる。すなわち、可能な範囲で理論的裏付けを持った荷重係数や安全係数が設定される。

信頼性理論による安全係数の設定方法については様々な提案がなされているが、ここではその基本的な考え方のみについて紹介する。

今、図一1.1に示すように荷重、強度の確率分布を S, R と考えると、構造物の供用期間中の十分な安全性を保つためには供用期間中に S が R を上回る確率 P_F (破壊確率) を十分に小さい値とする必要がある。ここで P_F は式(1.7)で表現できる。

$$P_F = P(S > R) = \int_0^{\infty} f_S(x) F_R(x) dx \dots\dots\dots (1.7)$$

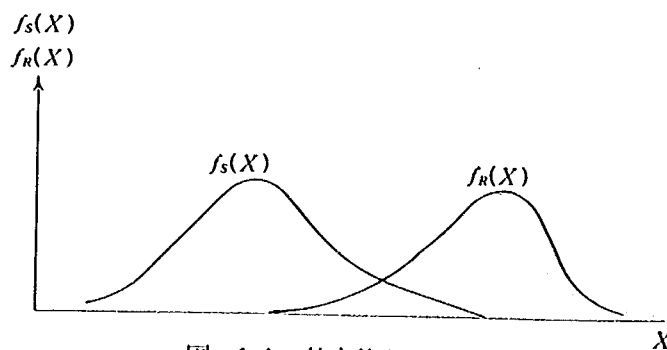
ここで

$f_S(x)$: S の確率密度関数

$F_R(x)$: R の分布関数

この破壊確率をもって構造物の安全性を評価しようとする考え方が古典的信頼性理論と呼ばれるものである。しかし、この方法を用いて安全係数を設定するためには S と R の分布を厳密に把握する必要があることから、 S, R の限られた情報しか得られていない現状では実設計への適用は極めて困難と考えられている。

この実設計への適用上の問題点を解決するために提案された手法に2次モーメント法がある。こ



図一1.1 基本的なモデル

の手法は、安全性指標 β を用いて安全性を評価しようとするものである。 β とは、図—1.2 に示すように

$$M = R - S \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

と定義すると、 M の平均値 (μ_M) が破壊を表す $M=0$ からどの程度離れているかを M の標準偏差 σ_M を用いて表わした指標である。すなわち

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

R, S が統計的に独立であれば

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad \dots\dots\dots (1.11)$$

であるから

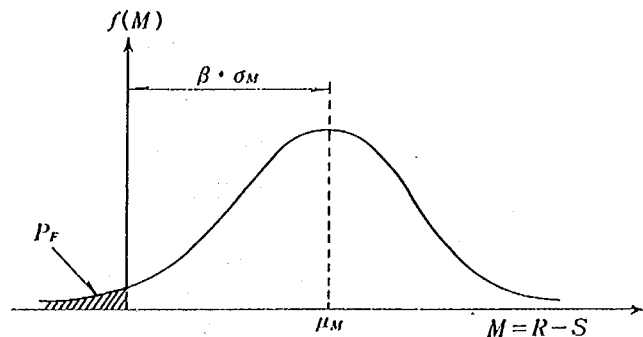
$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \dots\dots\dots (1.12)$$

と表わさせる。この β は、式(1.12)に示すように R, S の厳密な分布が把握できなくても平均値と標準偏差がわかれば算定されることから実設計への適用が可能である。

さらに、2次モーメント法では平均値と標準偏差が同じであれば分布形が異なっても同じ評価がなされるという問題点があるため、これに代るものとして超過確率法が適切であるという提案もなされている。

一方、許容応力度法においては、安全係数は概ね経験に基づく工学的判断で定められておりその根拠は明確ではない。

以上のように、限界状態設計法では、許容応力度法で明確ではなかった安全率の設定根拠が可能なかぎり明らかにされる。したがって、将来の荷重、材料強度の変更や技術進歩に即した安全率の変更が可能となる。



図—1.2 P_F, β の定義

2. 主な海外の基準

2.1 米 国

米国における道路橋の設計・施工は、AASHTO (The American Association of State Highway and Transportation Officials) が制定した道路橋標準示方書に従って行われている。この示方書は、1934年の初版発行以来ほぼ4年ごとに版を重ねて、現在1983年の第13版にいたっている。限界状態設計法の概念が取り入れられたのは1973年の第11版からであり、そのときの鋼橋とコンクリート橋の示方書の内容は、それぞれAISI (American Iron and Steel Institute) およびACI (American Concrete Institute) の規準等が基礎となっている。

この道路橋標準示方書の特徴は、欧州を中心とした限界状態設計法の照査法と若干異なり、式(2.1)に示すように部材や断面力の種類ごとに定めた耐力低減係数を導入し、荷重係数設計法あるいは終局強度設計法と呼ばれる照査法を基本としていることである(右辺は荷重組合せの一例)。

$$\phi U \geq \gamma \{ \alpha D + \beta (L + I) \} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、

D, L, I ; 各々死荷重, 活荷重, 衝撃の影響

U ; 部材の最大強度

ϕ ; 耐力低減係数

γ ; 設計仮定のような全体的な不確実性の影響を考えた係数

α ; 死荷重係数

β ; 活荷重係数

また、実設計の便を考慮して許容応力度設計法に基づいた設計法が荷重係数設計法の導入以来現在も示されており、両者のどちらを用いるかは設計者の判断によることになっている。なお、この示方書において示されている考慮すべき主だった限界状態は次のとおりである。その特徴としては、疲労限界状態や過積載状態に対する永久変形の照査が使用限界状態の中に含まれている点があげられる。

(a) 鋼 橋

(1) 終局限界状態

① 断面の塑性化

② 断面の降伏

③ 座 屈

(2) 使用限界状態

① 疲 勞

② ひびわれ

(b) コンクリート橋

(1) 終局限界状態

① 断面の降伏

(2) 使用限界状態

① 疲 勞

② ひびわれ

③ た わ み

④ 過積載荷重による永久変形

③ た わ み

④ 過積載荷重による永久変形

2.2 英 国

英国の橋梁設計示方書としては、従来 1922 年に初版が発行された BS153 が用いられていたが、1978 年から限界状態設計法に基く BS5400 が章ごとに順次刊行され 1983 年に移行が完了している。

BS5400 では、式(2.2)に示す照査式からわかるように部分安全係数を用いた限界状態設計法を用いている。そして、構造物の設計寿命 (Design Life) として 120 年を規定しており、これに対して統計処理の可能な荷重については基準荷重を再現期間 120 年に対応した値によって定めているほか破壊確率を用いた安全性の評価を行っている。

$$\text{Function}\left(\frac{f_K}{\gamma_m}\right) \geq \gamma_{f3}(\text{effects of } \gamma_{fL} \cdot Q_K) \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに

f_K : 材料の特性強度

γ_m : 材料に関する低減係数 = $\text{Function}(\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2})$ 。ここで γ_{m1} は実際の材料強度の材料基準強度からの低減を補正する係数。 γ_{m2} は γ_{m1} 以外の要因による構造物の強度低下補正係数。

γ_{f3} : 荷重作用評価の不正確さ、構造物中の予測し難い応力分布、建設中に生ずる寸法精度の変化を考慮するための係数。

γ_{fL} : 各荷重ごとに与えられる荷重係数 = $\text{Function}(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2})$ 。ここで γ_{f1} は基準荷重からのばらつきを考慮するための係数。 γ_{f2} はいくつかの荷重が同時に作用する場合の生起確率の低減を見込むための係数。

Q_K : 基準荷重

また、限界状態としては終局限界状態、使用限界状態の 2 つが規定されている。それぞれの限界状態の内容を以下に示す。

(1) 終局限界状態

- 1) 剛体として考えたとき構造物の一部分あるいは全体のつりあいが喪失した状態
- 2) 崩壊を招くような疲労による強度劣力状態
- 3) 座屈状態

(2) 使用限界状態

- 1) 機能が喪失し、または使用者に不安を与え、補修が必要とされる状態
- 2) 歩道橋に適用される振動限界状態

2.3 カナダ・オンタリオ州

カナダでは、従来道路橋設計基準として AASHTO 示方書に基づいた運輸通信省 (Ministry of Transportation and Communications) の基準が用いられていたが、オンタリオ州では 1979 年に従来の許容応力度設計法に代わり限界状態設計法に基づく新しい道路設計基準 (Ontario Highway Bridge Design Code, 1979) が刊行された。その後 1983 年には、初版が刊行されてからの 4 年間の経験と研究の成果に基づいて、改訂版と同時に条項の背景を説明するための解説 (Commentary) が刊行されている。本基準はすべての材料および条件に対して、統一された限界状態設計 Format を採っており欧州、米国の限界状態設計法と並んで広く関心を集めている。

終局限界状態の照査基準を式で表すと次のとおりである。

$$\phi R_n \geq (S_j \text{ の最大値}) \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに

ϕ : 抵抗係数

R_n : 公称抵抗力

S_j : j 番目の荷重組合せにおける設計荷重値

線形的な挙動を示す構造物に対しては、

$$S_j = \sum (\alpha_{ij} \times i \text{ 番目の荷重})$$

ここで α_{ij} は j 番目の荷重組合せにおける i 番目の荷重に対する荷重係数

上式における荷重係数や抵抗係数は、抵抗力と作用力がそれぞれある分布に従うものとして、破壊確率が目標値以下になるように定められている (キャリブレーションと呼ぶ)。本基準では、安全性の評価に 2 次モーメント法を用いており安全性指標 β に対してキャリブレーションされている。この β の値は既設橋梁に対して行った統計解析結果に基づいて定められており、終局限界状態に対して 3.5 に定められている。橋梁の設計寿命は 50 年とし、設計に用いる活荷重は再現期間 50 年に対応した値で定めている。なお終局限界状態の照査については弾性解析法を用いることを規定している。

また本基準では限界状態として終局限界状態と使用限界状態の 2 つを考慮しており疲労破壊については後者に含めている。使用限界状態は、疲労破壊および人間に不快感を与える過大な振動に関するタイプ I と、ひび割れと過大な永久変形に関するタイプ II とに分けられている。

3. 国内における基準化の現状

3.1 基準化の動向

我が国においても前述の諸外国の動向に並行し、道路橋示方書に限界状態設計法を導入するための検討が昭和 49 年から日本道路協会橋梁委員会荷重係数設計法分科会の場において開始された。その後、昭和 56 年には同分科会を限界状態設計法ワーキンググループに改組し、鋼橋の限界状態設計

法についての基礎的検討が着手された。さらに、昭和 59 年 6 月に限界状態設計法分科会が設置され、荷重係数と鋼部材の限界状態に関する検討が進められている。これらの検討は、現在、道路橋示方書の限界状態設計法への移行を昭和 70 年を目途に行うべく実施されており、その前段階として昭和 65 年に試案を作成すべく進められている。なお、検討の概要については次節以降に述べる。

一方、土木学会においても、昭和 40 年頃から始まる欧米諸国における限界状態設計法の概念に基づいた設計基準の相次ぐ公表が契機となって、限界状態設計法に関する調査研究が行われてきている。

そのうち、コンクリート構造物に関する調査研究成果はコンクリートライブラリー誌上で順次公表されている。また、基準化についても「コンクリート構造の限界状態設計法試案(昭和 56 年 4 月)」、「コンクリート構造の限界状態設計法指針(58 年 11 月)」と着実にその形を整え、昭和 61 年 10 月に改訂されたコンクリート標準示方書の中に、必要な手直しが加えられた上記指針の内容が組み込まれるに至っている。その主だった特徴としては、設計法の急激な変化に伴う実設計の混乱を防ぐために AASHTO の道路橋標準示方書と同様に許容応力度設計法も併記されていること、CEB/FIP の設計施工指針の内容を基調として材料係数を設けているとともに、使用、終局及び疲労の三つの限界状態を設定していることなどが挙げられる。なお、同示方書には具体的な荷重係数は示されていない。

また、鋼構造物についても広範な調査研究が行われてきている。その中間的な成果は、コンクリート構造物に関する内容と併せ、「構造物の安全性と信頼性(昭和 51 年)」や「安全性照査のための構造設計基準(策定のガイドライン案について)(昭和 55 年)」にまとめられている。また、昭和 62 年 11 月には、鋼構造物の限界状態設計法のモデル指針としては我が国で最初のものと位置付けられる「鋼構造物設計指針」が公表されている。

3.2 荷重の検討

3.2.1 はじめに

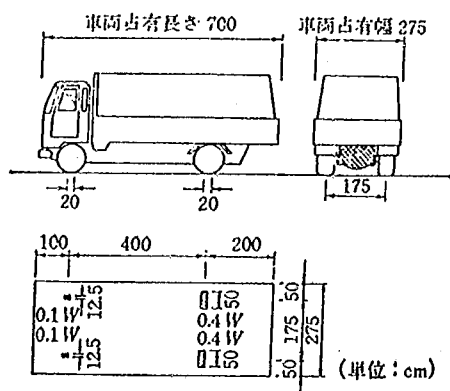
限界状態設計法における設計荷重値の検討は昭和 59 年度から本格的に実施されている。現在までの主な検討対象は、終局限界状態照査に用いる活荷重、死荷重、衝撃、風荷重、温度荷重及び地震荷重等である。終局限界状態照査用の設計荷重値は、ある供用期間中に実際に作用する荷重がこの値を超えることが稀な十分に大きい値とする必要がある。この考え方に従い荷重値の検討は「確率的な扱いが可能なものについては構造物の供用期間 50 年間にその値を超過する確率が 10%である荷重値をもって設計荷重値を求める」との方針で進められている。

ここでは、活荷重について現在までの検討内容を紹介する。

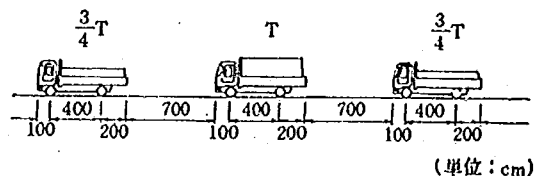
(1) 検討方針

(2) T 荷重係数の検討

この考えにしたがい実態調査は、国道 357 号有明、首都高速道路用賀、国道 17 号熊谷で実施された。その結果、図-3.3 に示すように 3 路線とも厳しい荷重条件下にあることが確認されている。



图—3.1 T 荷 重



図一3.2 連行自動車荷重

表-3.1 車両の諸元に関する基準

	車両制限令の一般的基準		道路運送車両の 保安基準	道路交通法による基準
	高速自動車 国道以外の道路	高速自動車国道		
根拠法	道 路 法		道 路 運 送 車 両 法	道 路 交 通 法
所管官庁	建 設 省		運 輸 省	警 察 庁
担当者	道 路 管 理 者		陸 運 局 長	都道府県公安委員会 (けん引) 警察署長 (積載)
幅(m)	車両の幅(積載物を含 む)は2.5以下	同 左	自動車の幅(積載物は 含まず(は2.5以下	積載物は自動車の左右 にはみ出してはならない
高さ(m)	車両の高さ(積載物を 含む)は3.8以下	同 左	自動車の高さ(積載物 を含まず)は3.8以下	積載物の高さ+荷台の 高さは3.8以下
長さ(m)	車両の長さ(積載物を 含む)は12以下	同 左 ただしセミトレーラ 連結車は16.5以下		積載物のみ出しは自 動車の前後に自動車の 長さ+0.1以下または けん引する自慢車+被 けん引車両は25以下
重量(t)	総重量 (積載物の重量+乗車 人員の重量+車両の自 重)は20以下 ただし、 バン型、コンテナ用セ ミトレーラ連結車は27 以下で建設省令で定め る値	同 左 ただし、 バン型、コンテナ用セ ミトレーラ連結車は34 以下で建設省令で定め る値	総重量 (最大積載量+乗車人 員×55kg+車両の自重) は20以下	積載物の重量は最大積 載量以下
	軸 重 は 10 以 下	同 左	同 左	規 定 な し
	輪 荷 重 は 5 以 下	同 左	同 左	規 定 な し
最小回転 半径(m)	12 以 下	同 左	同 左	規 定 な し

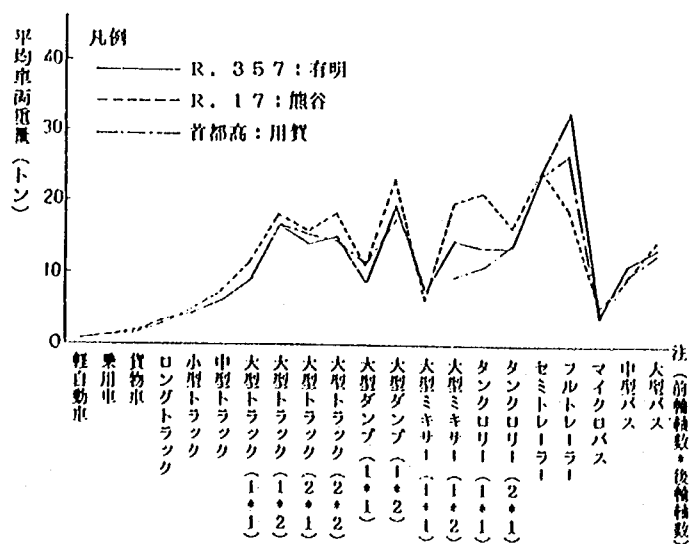


図-3.3 各地点の平均車種別車両重量

現在までに以下の仮定にしたがい T 荷重係数の試算が実施され T-20 規格値に対しては約 3.1, TT-43 規格値に対しては約 2.6 なる値が得られている。

1) 規格値を T-20, TT-43 荷重とする

2) 設計 T 荷重値としては、3 路線の中で最も厳しい荷重条件下にある国道 357 号湾岸線有明で 2 日間に観測された車重データの内、表-3.2 に示す車重が上位 3 位までの車両の軸重とする。ただし、T-20 に対しては、大型ダンプ、TT-43 に対しては、セミトレーラーの実測データを用いる。

3) T 荷重係数は、構造モデル上に規格値及び設計荷重値を載荷したときに生ずる最大断面力（曲げモーメント及びせん断力）の比で表わされるものとする。

なお、T 荷重については、今後、次のような検討が必要と考えられる。

すなわち、ここで紹介した T 荷重係数は、現在の日本において最も厳しい荷重状態にあると考えられる路線で、2 日間に観測された最大総重量及び最大軸重を基に T-20 及び TT-43 を規格値として算定されたものである。観測期間が 2 日間であることを考慮すれば、必ずしも上限値に対応したものとは言えないが、観測対象路線の性格及び過去に観測された最大荷重を上廻るものであることから、現況においては、かなり上限に近い自動車荷重に対応した T 荷重係数と行うことができる。したがって、荷重実態を踏まえる限りにおいて、この活荷重係数は、重交通路線を適用対象とした場合ほぼ妥当な値を示しているものと考えられる。しかし、ここで、T 荷重係数の算定の基礎

表-3.2 T 荷重の算定に用いた軸重

車種	順位	車重 (t)	各 軸 重 (t)
大型ダンプ	1	61.9	$6.0 + 30.4 + 25.5$ $\underbrace{\hspace{1.5cm}}$ 55.9
	2	56.2	$6.4 + 29.8 + 20.0$ $\underbrace{\hspace{1.5cm}}$ 49.8
	3	54.1	$5.2 + 27.8 + 21.1$ $\underbrace{\hspace{1.5cm}}$ 48.9
セミトレーラー	1	86.7	$6.0 + 15.5 + 20.1 + 24.4 + 20.7$ $\underbrace{\hspace{1.5cm}} \quad \underbrace{\hspace{1.5cm}}$ 35.6 45.1
	2	82.1	$4.4 + 17.0 + 17.6 + 21.9 + 21.2$ $\underbrace{\hspace{1.5cm}} \quad \underbrace{\hspace{1.5cm}}$ 33.6 43.1
	3	78.0	$5.1 + 10.0 + 9.4 + 25.1 + 28.4$ $\underbrace{\hspace{1.5cm}} \quad \underbrace{\hspace{1.5cm}}$ 19.4 53.5

と成っている自動車荷重が、本来通行の禁止されている超過積載車両であることを考えると、今後これらの車両をどのように取扱っていくかを中心に、さらに T 荷重係数について検討していく必要があるものと思われる。このほか、T 荷重係数については、L 荷重係数と同様に同一の荷重係数を全路線に適用するとした場合、不経済な設計となる橋梁も生じるという問題があるが、この点に関しては、今後 TT-43 荷重の取扱いも含め検討すべきものと考えられる。ただし、T 荷重については、他の主要路線においても、かなりの重車両が通行していることが観測されていること、ならびに将来さらに重車両の走行頻度が高まる恐れもあり、この点を十分踏まえて検討を行う必要があると思われる。

(3) L 荷重係数の検討

設計 L 荷重値は、供用期間中に時々刻々と変化する橋梁上の載荷状態を評価して設定する必要がある。そのため、設計 L 荷重値の算定は、実際に生ずるであろう載荷状態を再現するシミュレーションを実施し、その結果に基づき行われている。

シミュレーションは、1) 仮定した構造モデル上に自動車荷重モデルを、実態調査から得られた車種別構成比率に対応する確率で発生させ、2) 荷重モデルに対し、実態調査から得られた渋滞時の車間距離をその出現頻度に対応する確率で与え、3) この状態で構造モデル支間中央の曲げモーメント (M) 及び支点上のせん断力 (S) を求め、4) L-20 主載荷荷重載荷時の衝撃を含んだ支間中央曲げモーメント (M_o) 及び支点上せん断力 (S_o) との比 (M/M_o) 及び (S/S_o) を求めるという手順にしたがい実施されている。

また、シミュレーションにおいて、構造モデル上に載荷する自動車荷重モデルは、本来、将来の車両総重量分布などを考慮して設定する必要があると考えられる。しかし、現在までのところこれらに関する検討は十分に行われていない。したがって、T 荷重の場合と同様に便宜的に、現状において重車両の走行頻度がかなり高い路線を対象に自動車荷重実態調査を行い、その結果に基づき作成された表-3.3 に示すモデルが用いられている。

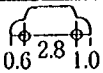
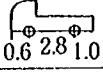
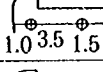
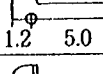
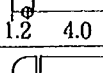
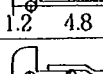
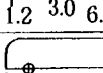
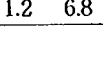
また、シミュレーションは、橋梁上に完全渋滞に対応する自動車列を発生させることにより行われている。これは、一般的に、完全渋滞時において桁に最大曲げモーメントが発生すると考えられることから想定されたものである。しかし、短スパン橋梁においては、低速走行時あるいは通常走行時における衝撃を含んだ荷重による最大曲げモーメントが完全渋滞時における最大曲げモーメントを超過することも考えられる。そこで、完全渋滞時に最大曲げモーメントを与える荷重列に低速走行時及び通常走行時の車間距離分布を与え、これを用いて衝撃シミュレーションを行うことにより、低速走行時、通常走行時についても検討が加えられている。

シミュレーションの条件をまとめて示すと以下のとおりである。

a) 対象スパン：20・60・120 m の各スパン

b) 橋梁上の交通条件：完全渋滞

表-3.3 自動車荷重モデル

車 種	車長 (m)	軸 位 置	軸 重 比		
			一 軸	二 軸	三 軸
乗 用 車	4.4		0.501 W + 0.03	0.498 W - 0.03	—
小型トラック	4.4		0.231 W + 0.76	0.769 W - 0.76	—
中型トラック	6.0		0.182 W + 1.38	0.818 W - 1.38	—
大型トラック	8.5		0.109 W + 3.22	0.891 W - 3.22	—
大 型 ダンプ	7.5		0.081 W + 3.60	0.919 W - 3.60	—
タンクローリー	8.0		0.107 W + 3.01	0.893 W - 3.01	—
セミトレーラー	14.0		0.024 W + 4.19	0.360 W + 0.70	0.616 W + 4.89
大 型 バ ス	10.5		0.376 W - 0.46	0.624 W + 0.46	—

c) 大型車混入率：20，及び40%

d) 構造モデル：単純支持された一本桁モデル

e) 着目断面力：曲げモーメント，せん断力

f) シミュレーション回数：1億回（供用期間50年，非超過確率90%，渋滞回数600回/日を仮定した場合の回数）

g) 曲げモーメント比算定対象車線数：1・2・3各車線

以上のような考え方と条件にしたがい算定された供用期間50年，非超過確率90%の条件で橋梁上に生ずる最大自動車列によって生ずる桁の曲げモーメントとL-20を2.75m幅で載荷した時に桁に生ずる曲げモーメントの比を表-3.4に示す。

この表から1車線の橋で，非常に厳しい載荷条件の橋では供用期間50年の間に約10%の確率でL-20の2.0～2.7倍程度の載荷状態が生ずる可能性があることが理解される。また，2車線，3車線の橋では，同時に複数車数が渋滞する可能性が小さくなることから単純に1車線の比の2倍，3倍とはならず横方行の低減が可能であることが分かる。

また，載荷方法を現行の車道部分載荷から図-3.4に示す車線内載荷に変更した場合のL荷重係数の試算が表-3.4の値に基づき実施されており，その結果，L荷重係数は概ね1.7程度と算定されている。

表-3.4 L 活荷重特性値算定結果

支間長 (l)	大型車 混入率 (%)	対 象 車 線 数		
		1車線対象	2車線対象	3車線対象
20	20	2.05	3.45	4.05
	40	2.05	3.60	4.35
60	20	2.44	3.25	3.95
	40	2.67	3.60	4.45
120	20	2.51	3.20	3.95
	40	2.57	3.70	4.70

注) 2車線, 3車線の場合の特性値は, $\Sigma M/M_0$ を表わす。

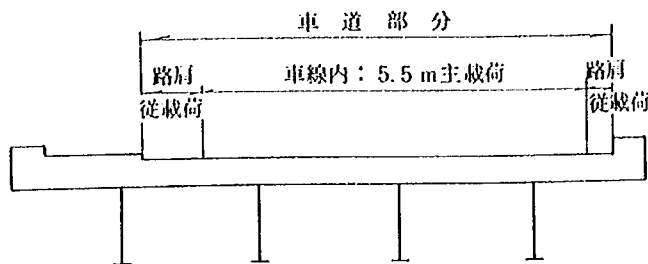


図-3.4 車線内載荷のイメージ

なお, L 荷重については, 今後, 次のような検討が必要である。

すなわち, ここで紹介した L 荷重係数は, 現在, 既設橋梁において実際に生じている載荷状態の中で, かなり上限に近い厳しい状態が, 今後新設される橋梁に供用期間中継続して生じることを仮定した載荷シミュレーション結果にもとづき, L-20 荷重を規格値として, 算出されたものである。すなわち, 将来にわたり車両重量分布及び道路交通状況が現在と同様であると仮定した場合, 最も厳しい載荷状態に置かれる橋梁においても供用期間中 50 年に生じる最大の載荷状態が, ここで定めた L 荷重設計値 (L-20 荷重 $\times$ L 荷重係数) 以上となる確率を 10% にすることができるよう設定されたものである。したがって, ここで求めた L 荷重係数は, L-20 荷重を規格値とした場合における L 荷重係数の上限値に近いもので, 重交通路線の 1 等橋を念頭に定めた L 荷重係数といえることができる。

しかるに, この係数を全ての 1 等橋に用いるとすると, 経済性等の視点から若干の問題が生じる。すなわち, 山間部の路線にかかる橋梁などにおいては, 重車両の載荷される頻度及びそれらの満載される頻度が一般的に臨海部や都市部に比べ少ないと考えられ, このような路線の橋梁では, ここで定めた L 荷重設計値を供用期中上廻る確率が 10% を大きく下廻る場合も生じるものと思われる。したがって, 全ての橋梁に対してできるだけ同一の安全性を確保させるという考え方に立つと, ここで定めた L 荷重係数は, これらの橋梁に対しては過大となり, 不経済な設計結果をもたらす可能性

もある。よって、今後、荷重特性や道路交通状況を設計に反映させ得る多段階のL荷重係数を、その導入の是非も含めて検討すべきものと考えられる。また、これに関連し、本検討では、十分に議論していないL-14荷重及びTT-43荷重の取扱いについても検討する必要がある。

3.3 鋼 部 材

3.3.1 はじめに

限界状態設計法による設計基準を作成する上で、前述したように荷重係数の評価とともに各種部材あるいは構造全体の耐荷力の評価が必要である。特に鋼部材に関しては、圧縮応力の作用下での不安定現象である座屈を考慮する必要がある、これは材料の特性、外力の作用状態、構造全体とその構成要素の形態に影響されうるものであり、今後検討すべき点を含んでいる。

現在、(財)日本道路協会では、現行の道路橋示方書（以下、道示という）の耐荷力規定の見直しを行い、各規定の意味、根拠を明らかにし、プレートガーダーを中心に耐荷力規定に関して今後の検討方針をまとめているところである。ここでは現行における耐荷力規定と限界状態設計法へ移行する上での今後の課題について述べる。

3.3.2 現行道示の耐荷力規定について

現行の道示の耐荷力規定を見ると、基本的に許容応力度設計法を採用しているが種々の点で耐荷力が念頭におかれており、かなりの部分で限界状態設計法の概念が取り入れられている。

図-3.5は、H断面部材の横倒れ座屈の実験結果と現行の道示における耐荷力の算定式を示している。現行道示の耐荷力の算定式は、実験値あるいは、実験値と近似のよい非弾性理論式をもとに定められている。このような耐荷力の算定式は、鋼部材の終局限界状態そのものを表わしており、耐荷力の評価に関して許容応力度設計法と限界状態設計法との違いは書式の違いにすぎない。

種々の部材で構成されたプレートガーダーの耐荷力規定に関しては、限界状態設計といった面からみると不都合であったり、検討を要する点が多い。現行の設計法は弾性座屈理論に基づくが、後座屈強度を安全率を低くすることによって考慮しており、必ずしも部材の耐荷力を明確に表現する形となっていない。また補剛材の剛度についても、水平、垂直補剛材ともに、各々1本の場合の弾性座屈に基づいて決定されており、終局耐荷力との関連性が明確とはいえない面がある。

使用限界状態の照査に相当する規定については、現行の道示では特に明示されていないが、たわみの許容値の規定がひとつの使用限界状態を示していると考えられる。もともと許容応力度設計法では終局、使用、疲労限界状態の区別自体が明確でないが、終局限界状態を想定していると考えられ、これを満足すれば他の限界状態についても自動的に満足されるということが前提となっていると考えられる。

疲労限界状態の照査に関しても、従来より、設計活荷重に相当するような大きさの荷重が繰返し載荷することはきわめてまれであるとの考えから、活荷重の占める割合の大きい鋼床版についての

Beam		Girder	
◇	SM50	■	SM50
◆	As-Weld	▲	HT80
○	HT80	■	SM50+HT80
●	As-Weld		As-Weld

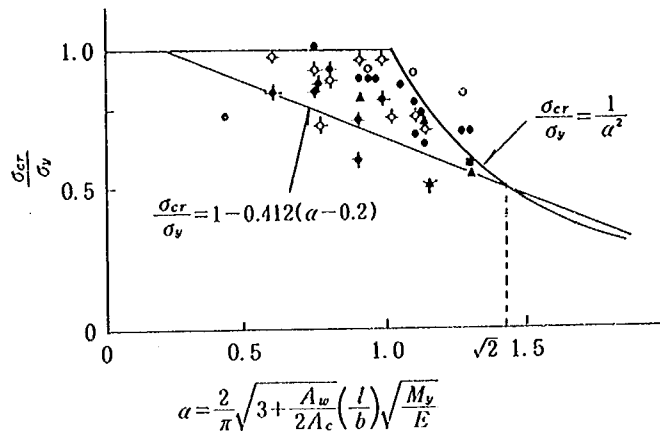


図-3.5 横倒れ座屈応力度と実験値の比較

み考慮されている。規定の内容は、疲労損傷が生じやすい溶接継手部について、200 万回程度の繰返しに対して疲労クラックが発生しないような応力振幅を、疲労に対する許容応力度として表-3.5 のように定めている。照査する場合の荷重については、交通量、輪荷重のばらつき、車両の走行位置のばらつきおよび実橋での測定結果を考慮して荷重 1 台により生じる最大応力度としている。

表-3.5 T 荷重 1 台載荷に対する縦リブの許容曲げ引張・圧縮応力度 (kg/cm²)

鋼 種		SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
母 材		1,400	1,600	1,600	1,600
工 場 溶 接	仕上げした全断面溶込み グループ溶接部	1,400	1,600	1,600	1,600
	仕上げしない全断面溶込 みグループ溶接部	1,000	1,000	1,000	1,000
	リブ十字すみ肉溶接部 ¹⁾	900	900	900	900
	連続縦すみ肉溶接部 ²⁾	1,100	1,100	1,100	1,100
現 場 溶 接		原則として上記の値の80%とする。			

- 1) 応力方向に連続した母材上にある、応力方向に直角なすみ肉溶接
- 2) 応力方向に連続したすみ肉溶接

3.3.3 今後の課題

今後、鋼部材の限界状態設計へ向けて耐荷力に関して検討すべき事項として次のような項目があげられるであろう。

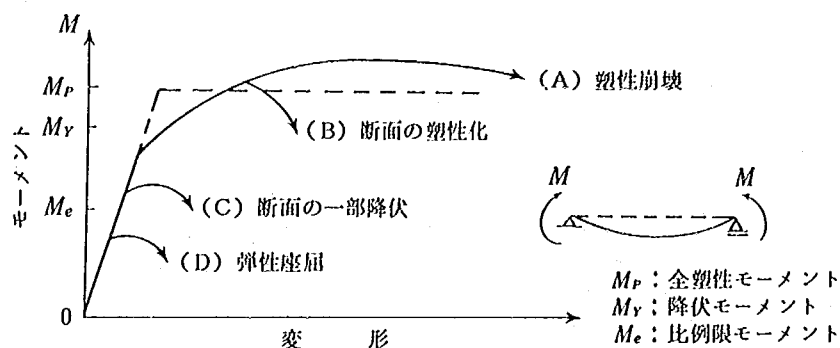
(1) 終局限界状態について

終局限界状態については、耐荷力を決め得る状態を明確にしておく必要がある。曲げを受ける部材について考えると、図一3.6に示すように厚肉か薄肉かという部材断面の性質や、座屈に対する種々の条件によって終局強度が異なってくる。現行の道示による許容応力度設計ではいわば終局限界状態が1つに決められ、簡単にして使い易いという面で優れているが、今後、最適設計、経済設計といった要素を取り込むとすれば限界状態を明確にすることが重要といえる。設計法に関しては、経済性と利便性の両者を含めた形で決める必要がある。耐荷力規定について今後重要と思われる課題としては、部材の局部座屈と全体座屈の連成座屈強度の評価、プレートガーダーの幅厚比規定と補剛材規定の見直しを含めた耐荷力評価法の検討、板要素の圧縮、曲げ、せん断応力作用下での耐荷力の評価等があげられる。

(2) 使用、疲労限界状態について

使用限界状態とは、構造物または部材に過度の振動、変位、変形等による異常が生じたり、また、それらにより耐久性を損なったりする状態を意味するものと考えられるが、具体的な規定となると現在のところ難しい。ひずみや応力の許容値をある範囲内にとどめるということになるだろうと思われる。

疲労限界状態については、作用応力範囲とその繰返し回数および構造細目との関係によって決まってくる。疲労損傷に関しては、近年溶接道路橋において報告されており、今後部材の疲労強度とともに実橋における荷重条件、各部材に生じる応力、繰返し回数との関係を明確にする必要がある。



図一3.6 曲げを受ける部材の終局強度

(3) 各種部材の実験データの蓄積、分析について

限界状態設計法の基礎となる信頼性解析では、終局強度のばらつきの評価が重要といえる。したがって理論解とともに、多くの耐荷力実験結果に基づいたデータベースから耐荷力の統計的性質を把握し、初期不整等の影響による耐荷力の変動性を考慮した上で、基本となる耐荷力算定式を精度よく求めることが必要といえる。

(4) 構造解析の不確かさに伴う余裕について

実際の橋梁において荷重と応力度との関係を考えて場合、ある載荷状態に対して各部材に生じる応力度と解析による計算応力度が異なっている場合が多い。両者の比は、言わば構造解析の不確かさに伴う設計の余裕を表すものであり、限界状態設計を考える上で今後検討する必要があると考えられる。

3.4 コンクリート部材

3.4.1 はじめに

前述のとおり、土木学会のコンクリート標準示方書が限界状態設計法に基づいて改訂されたことを受けて、今後それを参考にコンクリート道路橋の耐荷力算定法等に関する各規定の検討がなされていく予定となっている。ここでは、その検討を進めるにあたってまずその把握が必要な現行道示の設計法の内容と主要な検討項目について述べる。

3.4.2 現行道示の設計法について

現在、コンクリート道路橋の上部構造の設計・施工は道路橋示方書Ⅰ及びⅢに従って行なわれている。このうち、後者の示方書Ⅲは昭和53年に示されたものが最新のものであり、それまで別々の示方書に従い設計が行なわれていたRC橋とPC橋の設計が同じ示方書の中で取り扱われた。それ以前、RC橋は許容応力度設計法のみにより、一方のPC橋は許容応力度設計法に加えて荷重係数設計法あるいは終局強度設計法による照査を行う設計法が用いられていたが、昭和53年の改定の際に、両者とも設計荷重及び終局荷重のそれぞれの荷重作用時に種々の断面応力度と断面破壊に対する照査の必要性が示された。これは、主としてPC橋のように外力と断面応力度が比例関係にない構造物の破壊に対する安全性が、許容応力度設計法では的確に確保しきれないことを考慮したところによる。したがって、現行道示Ⅲは、先に述べたAASHTOの道路橋標準示方書の荷重係数設計法に形の上でかなり近くなっている。ここで、現行道示Ⅲに示されている終局荷重作用時の荷重組み合わせの代表的なものを示すと次の通りである。

$$\left. \begin{array}{l} 1.3D+2.5(L+I) \\ 1.7(D+L+I) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、

D ；死荷重

Ⅰ; 活荷重

Ⅰ; 衝撃の影響

しかしながら、これらの荷重の組み合わせは、個々の荷重の特性等の十分な調査検討に基づいたものとは言えず、許容応力度に含まれる安全率、限界状態設計法によっている諸外国の基準での荷重係数、及び図-3.7に示すように既設コンクリート道路橋が有する設計荷重時断面力に対する破壊耐力の比等から決定論的に決められている。また、風荷重や土圧等の終局荷重作用時での取り扱いが明示されていない。このこともあって、前述のとおり各種荷重に関する調査検討が現在進められているが、現行道示Ⅲでは、とりあえず考えられる荷重組み合わせに対する設計荷重作用時の応力度照査を義務付け、以上の終局荷重作用時の荷重組み合わせでの不足な点を補っている。

また、現行道示Ⅲでは直接的に使用限界状態の照査に関する項目や内容が示されていない。しかし、例えば表-3.6に示すように鉄筋の許容応力度の値は、かなり部材の使用性あるいは耐久性を考慮して定められている。すなわち、鉄筋の許容応力度は鉄筋自身の降伏、言い換えれば断面破壊に対する安全性を確保すること、及び部材の使用性や耐荷力に悪影響を及ぼす有害なひびわれを間接的に防止することを勘案して定められている。前者の理由により定められているのは荷重の組み合わせに衝突荷重あるいは地震の影響を含むような場合であり、鉄筋の強度が高くなるにつれて許容応力度が高く設定されている。これに対して、後者の理由により定められている水中あるいは地下

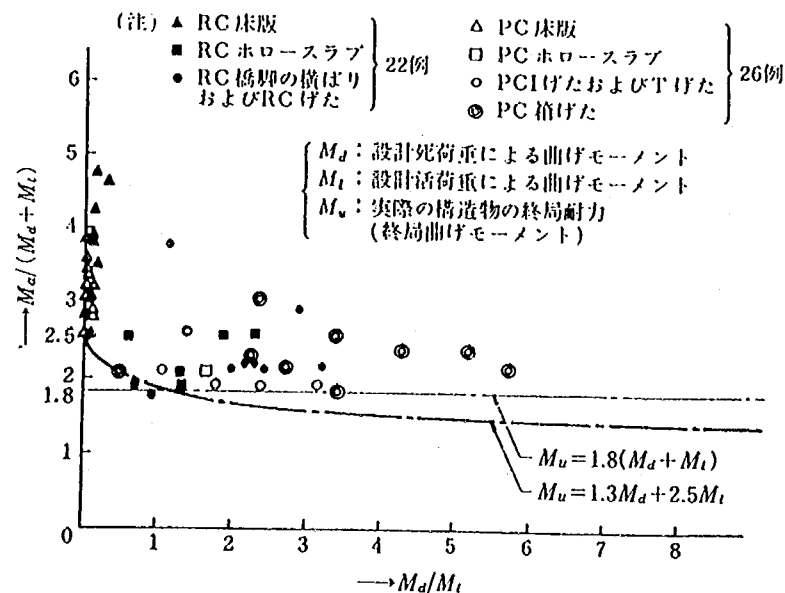


図-3.7 実際の構造物の(終局耐力/設計荷重)と(設計死荷重曲げモーメント/設計活荷重曲げモーメント)との関係

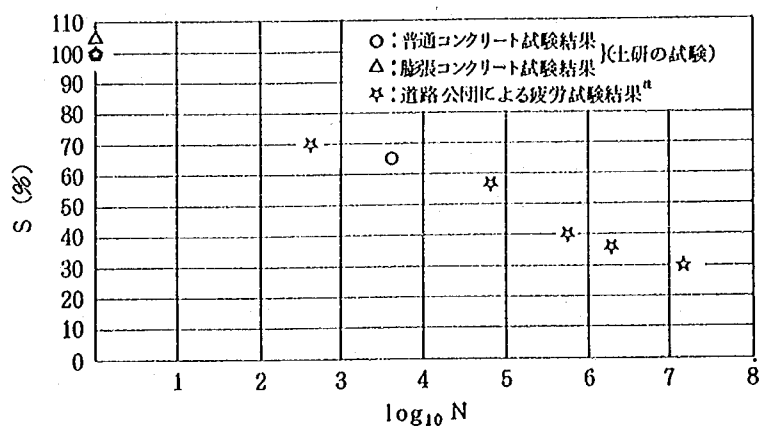
表-3.6 道示IIIにおける鉄筋の許容応力度

(kg/cm²)

応力度, 部材の種類		鉄筋の種類	S R 24 S D 24	S D 30	S D 35
引 張 ・ 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	(1) 一般の部材	1,400	1,800	1,800
		(2) 床版および支間10m以下の床版橋	1,400	1,400	1,400
		(3) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	1,400	1,600	1,600
	(4) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		1,400	1,800	2,000
	(5) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		1,400	1,800	2,000
(6) 圧 縮 応 力 度			1,400	1,800	2,000

水位以下に設ける部材の場合は、鉄筋の強度が高くなっても許容応力度は低く抑えられている。

図-3.8 には多点に繰り返し載荷した際の RC 床版のいわゆる S-N カーブを示している。縦軸は静的強度に対する疲労強度の比を、横軸は荷重の繰り返し回数を示している。これより、RC 床版の強度が荷重の繰り返し回数の増加に伴ってかなり低下していくことが理解されよう。従来、道路橋のコンクリート部材は疲労の影響を考慮する必要性が小さいと考えられていた。しかし、以上のように床版の劣化損傷は自動車荷重の繰り返しに伴う一種の疲労現象であることが明らかになったことを受けて、その対策の一つとして図-3.6 のように鉄筋の許容応力度が他の部材に比べて小さ



S : 静的破壊荷重に対する疲労破壊荷重
 N : 疲労試験における破壊までの繰返し回数
 注 : 水張り状態での試験結果

図-3.8 RC 床版の疲労強度

く定められている。このように、書式や許容値（限界値）はともかく疲労限界状態の照査に相当する内容が既に現行道示Ⅲに含まれている。

3.4.3 今後の検討課題

以上述べたように、現行道示Ⅲはかなり限界状態設計法の概念を取り入れたものとなっている。しかし、コンクリート道路橋の設計を全面的に限界状態設計法に移行するにあたっては、今後検討すべき課題も多い。これに対して、現在既に調査検討が進められているものもあるが、ここで、荷重関係以外の主だった項目を整理してみる。

(1) コンクリート道路橋の限界状態の明確化

一般に限界状態としては、使用、疲労及び終局の三つの状態が考えられる。ここで、それぞれの限界状態をさらに区分した際、何をもって限界状態とするか明確にする必要があるだろう。終局限界状態については、今後その耐力算定の精度を上げる必要があるものの、曲げ、せん断、ねじり破壊等が考えられる。一方、使用及び疲労限界状態は必ずしも明確になっていない。例えば、ひびわれ幅とその関連要因の関係に関する調査研究はかなり進んでいるが、ではコンクリート道路橋の使用限界として、鋼材腐蝕や外観等の要因を考慮してひびわれ幅を何 mm に抑える必要があるかについての調査検討が比較的少ないように思われる。また、これと類似の課題として使用性から決まるたわみや振動の限界値を明確にする必要があるだろう。

(2) 構造物中のコンクリート強度やかぶり等の評価

コンクリート構造物の品質や施工の管理は、一般に小型の供試体や試料による試験や分析で得られた結果に基づいて行なわれる。しかし、この方法によれば、寸法効果な施工方法等の要因が考慮されていないため、例えば、コンクリートの材料試験強度と構造物中の実際の強度が異なる可能性が残る。これに対して、構造物の耐力計算に必要となるのは構造物中のコンクリート強度であることは言うまでもない。したがって、構造物中の強度と材料試験強度との関係について十分に調べ、コンクリート強度の材料係数の設定等に反映させることが必要となろう。また、かぶりについても同様なことが言える。かぶりの大きさは、ひびわれ幅の算定に直接関係するので、例えば、施工条件ごとのその特性等を明らかにしておく必要があるだろう。

(3) 連続桁等における終局荷重作用時でのプレストレス力、コンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力の取り扱い。

(4) 連続桁等の場合の断面力算出におけるモーメント再分配理論の適用性。

あ と が き

以上、限界状態設計法の概要を許容応力度法と対比しつつ述べてきたが、ここにその一端を示したように道路橋に限界状態設計法を適用するにあたっての問題点や検討課題も多い。今後、道路橋の下部工から上部工の設計に至る一貫した設計体系のもとに基準化していくためには、まだ、多く

の調査・研究とデータの蓄積が必要となろう。大方の御支援と御指導を切に望むところである。

参考文献

- 1) 伊藤 学・亀田 弘行訳：土木建築のための確率・統計の基礎，丸善，1977
- 2) 西野 文雄・佐藤 尚次・長谷川彰夫：許容応力度法の内容と問題点，橋梁と基礎，1983. 12, 1984. 1
- 3) 土木学会：構造物の安全性・信頼性，1976
- 4) 金井 道夫：荷重係数設計法・限界状態設計法，道路，日本道路協会，1981. 8
- 5) 成田 信之：限界状態設計法の動向，土木研究所講演会概要集，1981
- 6) 佐伯 彰一：許容応力度法と荷重係数設計法，道路，日本道路協会，1978. 4
- 7) 伊藤 学：設計基準における安全性の取扱い，土木学会誌，土木学会，1986. 11
- 8) 国広 哲男：道路橋の荷重係数設計法，土木技術資料，土木研究センター，1975
- 9) 荷重係数設計法について，道路，日本道路協会，1979. 6
- 10) 米国道路橋示方書，AASHTO，1983
- 11) BS5400，1983 等
- 12) カナダオンタリオ州道路橋示方書，1983
- 13) 国広 哲夫・藤原 稔：英国橋梁設計示方書の設計荷重係，橋梁と基礎，1974. 7
- 14) 西村 昭・加藤 寛・中村 浩志・総田 完治：英国における新しい橋梁共通規準 BS5400 について，橋梁と基礎，1979. 7
- 15) 前田，西堀，松井，石崎，亀井：カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準について，橋梁と基礎，1986. 4
- 16) 九州橋梁構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準 1983 年版（共通編・鋼橋編）日本語訳，1985. 3
- 17) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針（案），コンクリート・ライブラリー第 52 号，1985. 11
- 18) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），1986. 10
- 19) 鋼構造物設計指針，土木学会，1987. 11
- 20) 道路橋示方書 I，II，III，日本道路協会，1980
- 21) 藤野 陽三，高田 信彦：自動車列のフローを考慮した確率論的解析手法，構造工学論文集，第 31 号，1985. 3
- 22) 限界状態設計法分科会荷重班第一次報告書，日本道路協会橋梁委員会資料，1986. 11
- 23) 藤野 陽三・篠原 洋司・岩崎 泰彦・田中 良樹：実態調査結果を用いたシミュレーションによる L 活荷重特性値の検討，土木学会年次講演会概要集，1986. 11
- 24) 藤原 稔・岩崎 泰彦：限界状態設計法における設計 L 活荷重について，第 17 回日本道路会議論文集，1987. 10
- 25) 藤原 稔・岩崎 泰彦・田中 良樹：限界状態設計法における設計活荷重の検討，土木研究所資料 2539 号
- 26) 金井 道夫：鋼構造物の荷重係数設計，土木技術資料，19-6，1977

27) 土木学会：座屈設計のガイドライン，1987

28) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用(上・下)，橋梁と基礎，
1980. 11, 12

特 別 講 演
「これからの土木技術に望むもの」

東京大学教授
(産業機械工学科)

石 井 威 望

..... 久 七

—— 又 —— 七 ——

最近のダム基礎岩盤と設計について

ダム構造研究室長 **大 薮 勝 美**

最近のダム基礎岩盤と設計について

1. はじめに

治水・利水上の要請から従来より数多くのダムが築造されてきている。具体的には建設省所管事業の完成したもの約 280 ダム、建設中のもの約 190 ダム、実施計画調査中のもの約 110 ダムである。これらのダムはそれぞれ異った諸条件のもとで設計・施工が行われてきており、このためダムは 1 品料理あるいは手造り作品と呼ばれている。確かに個々のダムを見る限り個性的でありどれ一つとして同じものはないが、大雑把にみると（ダムがおかれた諸条件を整理してみると）ある程度の分類が可能である。ダムの構造設計に関しては、まず設計の前提条件となる基礎岩盤の状態はその成因・性状などにより、また堤体は断面形状により分類出来、さらに地質条件と堤体断面形状の関係の整理も可能である。我々がダムの調査設計を行う場合、他ダムの例を参考にすることも多いが、当該ダムの条件が分類されたもののどの位置に当るのかを考慮すればより効果的な調査が可能であろうしより合理的な設計・施工もあり得ると考えられる。

本文はこれらのことを考慮して、大まかに分類された重力ダムの調査設計について述べるものである。

2. 基礎岩盤の種類によるコンクリートダムの分類

2.1 完成した直轄ダム

既に完成した直轄ダム（水資源開発公団ダムを含む）の主なものを基礎岩盤の種類によって分類したものが表 1 である。これらのダムについてはいくつかの新しいダムを除き工事誌が作成されており、基礎岩盤の状況と設計の内容を知ることが出来る。これらの詳しい分析はここでは省略するが概括的には次の事が言えるであろう。

昭和 20 年代から 30 年代中頃にかけては非常に良好な基礎岩盤を有するサイトに重力ダムが建設された。30 年代中頃から地質条件が有利なサイトでは堤体積を減じることによって工事費の引下げを図るためにアーチダムが建設されるようになり 40 年代にかけて多くのアーチダムが建設された。40 年代以降の新規なサイトでは地質条件が徐々に悪化してきており数多くのダムが建設される中でアーチダムが少くなっている。また重力ダムにおいても基本三角形断面を有するものが少くなり、早明浦ダムで始めて用いられた上流側にフィレットを付加した断面が数多くなっている。また大川ダムではマット型式の断面も採用された。

このように、ダムサイトの地質条件は徐々に悪化しているが、各ダムにおいてその条件に対応した設計によって立派なダムが建設されてきている。

表一 基礎岩盤の地質によるダムの分類(1)
(完成した直轄・公団ダム)

盤 区 分	ダ ム 名	タイプ	高 さ(m)	地 質					
中 古 生 代 堆 積 岩	丸 天 二 横 鶴 池 新 草 野 安 普 一 大 大	山 瀬 瀬 山 田 田 川 木 村 波 川 庫 渡 川	G A A 中空G G G G G G G G G	98.2 73.0 95.0 80.8 117.5 24.0 44.5 140.0 60.0 84.0 39.0 75.0 96.0 78.0	古生代, 粘板岩, 砂岩, チャート 古生代, 粘板岩, 砂岩 中生代, 珪質千枚岩 古生代, 粘板岩, チャート 中生代, 四万十帯, 砂岩, 粘板岩 中生代, 白亜紀, 砂岩, 頁岩 中生代, 粘板岩, 千枚岩 古生代(秩父帯) 砂岩, 粘板岩 中〜古生代(秩父帯) 砂岩, 粘板岩 中生代, 粘板岩, 千枚岩 中生代, 粘板岩, 千枚岩 中生代, 砂岩, 粘板岩 中〜古生代(秩父帯) 輝緑凝灰岩, チャート, 砂岩, 粘板岩 古生代, 砂岩, 頁岩, 流紋岩貫入				
	広 域 変 成 岩	柳 早 新 真 島 厳	瀬 浦 宮 川 川 木	G G G A G G	55.5 106 42.0 127.5 88.0 115.5	三波川変成帯, 石墨片岩 三波川変成帯, 黒色片岩 三波川変成帯, 砂質片岩 飛弾変成岩飛弾片麻岩 三郡変成帯, 緑色片岩 三郡変成帯, 緑色片岩, 黒色片岩			
		火 成 岩 (深 成 岩)	田 五 鎧 湯 矢 高 小 青 矢 石 土 大 大	瀬 里 畑 田 沢 山 波 寺 作 川 師 石 町	G G G A A A A A G G G G	81.5 112 58.5 89.5 131 67.0 105.0 82.0 100.0 87.0 50.0 89.5 107.0	古生代, かんらん岩, 蛇紋岩 新生代第三紀, 花崗岩 中生代白亜紀, 花崗岩 中生代白亜紀, 花崗閃緑岩 中生代, 黒雲母花崗岩 中生代白亜紀, 黒雲母花崗岩 領家花崗岩 領家花崗岩 領家花崗岩 領家花崗岩帯, 花崗岩, ホルンフェルス 中生代白亜紀, 花崗斑岩 中生代白亜紀, 花崗岩 花崗岩		
			火 成 岩 (火 山 岩)	藤 川 緑 下 松 川	原 俣 川 釜 原 治	G A G A G A	94.5 117.0 76.5 98.0 83.0 140.0	第三紀, 珪化安山岩 新第三紀中新世熔結凝灰岩 第四紀阿蘇熔岩, 熔結凝灰岩 第四紀豊肥熔岩類, 安山岩類 第四紀豊肥熔岩類, 安山岩類 新第三紀中新世, 熔結凝灰岩	
				火 山 性 堆 積 岩	豊 御 耶 浅	平 峽 所 馬 溪 瀬 石 川	A G G G R	102.5 52.5 65.0 96.5	新第三紀中新世, 角礫凝灰岩 新第三紀中新世, 安山岩質集塊岩 第四紀凝灰角礫岩 新第三紀中新世, 凝灰角礫岩

2.2 建設中のダム

現在建設中（建設・実調）のダムを基礎岩盤の種類によって分類したものが表2・表3である。なおこれらの表に300ダム全部が網羅されている訳ではない。

これらのダムでは現在調査設計あるいは施工が鋭意実施されており、多くの成果も得られている。これについては次章において例を示すこととする。

表一 2 基礎岩盤の地質によるダムの分類(2)
(建設・実調中の直轄・公団ダム)

中生代堆積岩	弥栄, 長島, 滝沢, 大滝, 丸山, 余野川, 中筋川, 札内川, 浦山, 口吉, 滝里, 大川, 味噌川, 菅田, 川辺川, 漢那, 細川内, 矢田, 河辺川, 徳山
広域変成岩	富郷, 戸草, 蓮, 設楽, 美和
火成岩(深成岩)	竜門, 八田原, 宇奈月, 比奈知, 小里川, 長井, 灰塚, 嘉瀬川, 三国川, 布目, 温井, 大戸川, 大分川, 城原川, 志津見, 三春, 奈良俣
火成岩(火山岩)	月山, 忠別, 立野, 横川, 赤石川, 定山溪, 玉川, 七ヶ宿, 阿木川, 矢田, 大分川
火山性堆積岩	湯西川, 宮力瀬, 摺上川, 阿仁川, 浅瀬石, 七ヶ宿, 高時川
新第三紀以降堆積岩	美利河, 二風谷, 留萌, 猪牟田

表一 3 基礎岩盤の地質によるダムの分類(3)
(建設・実調中の補助ダム)

中生代堆積岩	浦河, 上の国, 川内, 世増, 日向, 落合, 鷹生, 築川, 大松川, 塩沢, 三河沢, 松田川, 飯田, 緒川, 十王, 塩川, 合角, 河内川, 内ヶ谷, 姉川, 牛内, 成相北富士, 平瀬, 坂本, 石打, 釈迦院, 座間味
広域変成岩	鳴見, 津川
火成岩(深成岩)	小玉, 東荒川, 小山, 箕輪, 佐梨川, 片桐, 久留須川, 丹生川, 石井, 三室川, 四川, 福富, 仁賀台, 益田川, 千屋
火成岩(火山岩)	白老, 朝里, 協和, 徳富, 中木庭, 入畑, 川辺, 神室, 広神, 道平川, 四万川, 常滑川, 浅川, 豊丘, 下諏訪, 角間, 八カ川, 町野川, 九谷, 安室, 轟
火山性堆積岩	久吉, 田沢川, 北木内, 白水川, 黒川, 山口, 行入
新第三紀以降堆積岩	栗山, 当別, 厚幌, 小平, 宮床, 高滝, 片倉, 儀明川, 辰巳, 金城

3. 実際のダムにおける検討事例

ここでは、実際のダムにおいてどのような調査がなされ解明された基礎岩盤の地質構造および物性に対してどのような設計がなされているかについて述べる。

既に完成したダムとしては早明浦ダムと大川ダムの例を選定した。この理由は前者が基本三角形

断面の上流側にフィレットを付加して、後者がマット型式によって基礎岩盤のせん断強度の不足に対処したダムであるからである。

現在施工中のダムとして表2・表3の中から各岩種（ただし火山性堆積物および泥流堆積物は含まれていない）ごとにダムを選定した。これらのダムは現在調査設計が進められているものであるが、いずれのダムもまだ検討中であって設計が固っていないものや概略設計を開始したばかりでダムの形状を示せないものもあり、ダムの最終形状に致るまでにはなお相当の検討がなされる必要があると考えられる。また、これらの例は各岩種を代表するという意味で選定したものでなく地質条件が厳しいため調査・設計を実施する上で相当な苦勞がなされているものを選定したものである。従ってこれらは、このようにすれば良いという一般事例ではなく、あくまでもこの様な例があるという事で述べていることをお断しておく。

(1) 早明浦ダム^{1),2)}

このダムは高さ106 m、堤頂長400 m、堤体積 $1.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ の重力ダムであるが洪水量が非常に大きい（計画高水流量 $4,700 \text{ m}^3/\text{s}$ ）ことや施工中の洪水処理を考慮して重力ダムとされたものである。

ダムサイト付近は三波川結晶片岩地帯に属しており、基礎岩盤は黒色片岩よりなる。この黒色片岩は比較的泥質の石墨片岩で石英脈を層状脈状または塊状に介在しており、片理の発達が顕著で剝離性が強い。片理面の走行は $N 68^\circ E \sim N 87^\circ W$ （ダム軸方向よりやや斜め）でほぼ一定であるが微褶曲がよく発達しているため傾斜の変動が大きい。断層はA断層を除きいずれも小規模であり、またA断層も右岸高位標高部に位置するためダムの構造上問題となるものでなく通常の断層処理で対応出来るものである。

このような岩盤の状況を考慮して、片理面による特性を調べる岩石試験（弾性係数・強度等）や岩盤露頭部での片理面傾斜の測定が数多く実施された。この結果岩石の性質には明らかな方向性があり、片理面沿いのせん断強度は他に比べ弱いこと、岩盤は走行方向を軸として数m～0.5mの振幅で褶曲しており、さらにその間に微褶曲を伴うが片理面の傾斜は $30^\circ \sim 60^\circ$ のものが大部分であり 20° 以下のものは非常に少いことが判明した。このことから片理面の傾斜にこだわらず数多くのブロックせん断試験を行って岩盤の強度を求めることとし、右岸の横坑内で20個の試験が実施された。この結果から設計値は $\tau_0 = 157 \text{ t/m}^2$, $f = 0.9$ と定められた。

しかしダム高（106 m）に対し基本三角形断面のみでは岩盤のせん断強度が不足するのは明らかであり何らかの対策が必要である。これに関して種々の検討がなされた。この検討結果の例を図3・図4に示すが、これら一連の検討を踏まえ堤体の上流側へフィレットを付けることでせん断摩擦に対する安全性が確保されている。

この設計手法（岩盤のせん断強度の不足を上流側のフィレットで対処する手法）はその後のダムで数多く用いられ特に最近のダムのように地質条件が良好と言えないサイトでのダム堤体断面では一般化したものとなっている。

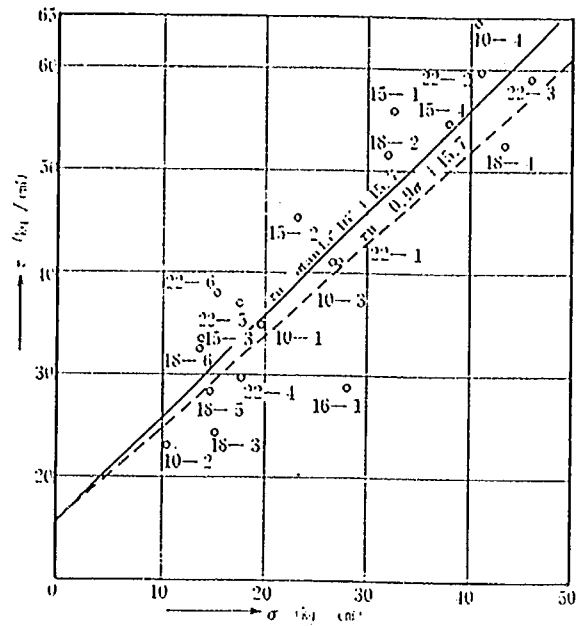


図-2 破壊時における $\sigma-\tau$

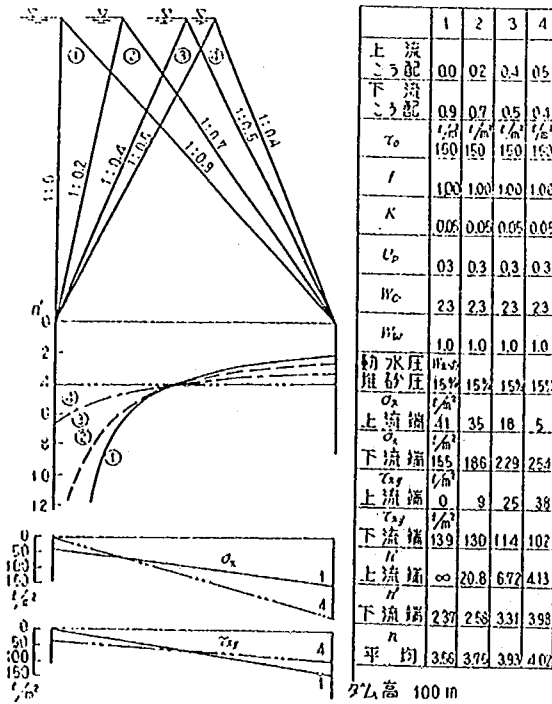
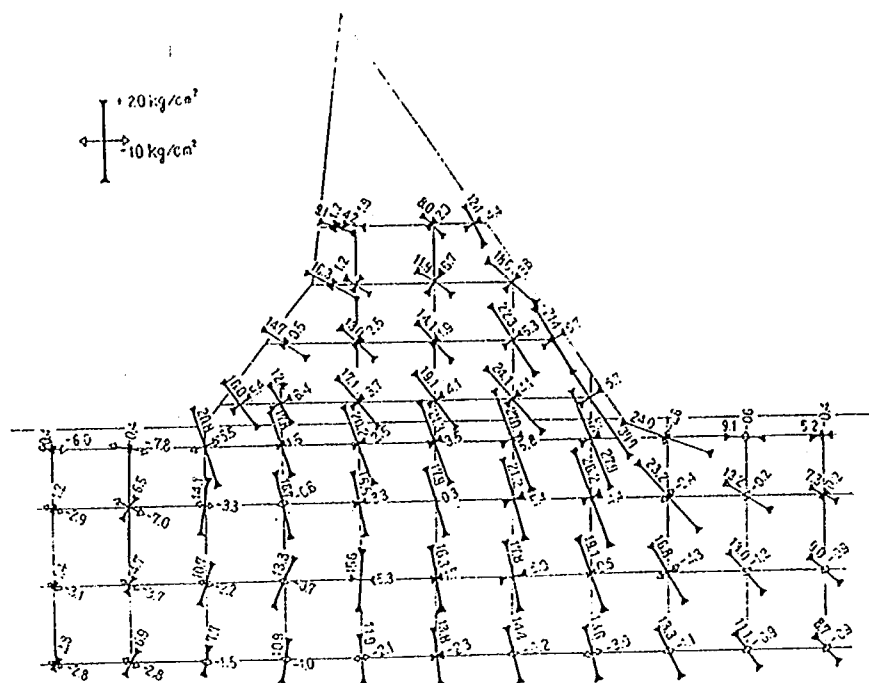


図-3 ダムベースにおける応力，点安全率(重力ダム)



図一 4 早明浦ダム模型実験応力

(2) 大川ダム^{3),4)}

このダムは高さ 78 m, 堤頂長 370 m, 堤体積 $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ の重力ダムである。ダムサイト付近は中世代に属すると考えられる大戸層の砂岩・頁岩とこれを貫く新第三紀の酸性岩類（石英安山岩・石英斑岩・流紋岩）及びホルンフェルスよりなる。大戸層の走向は $N 40^\circ \sim 70^\circ W$ （ほぼダム軸方向でやや右岸上流～左岸下流向き）傾斜は $30^\circ \sim 60^\circ SW$ （上流下り）である。断層の主なものは F1～F8 で N—S 系のものが卓越しており、その幅は F7 断層（破碎幅最大 2～3 m）を除き 1 m 程度である。また火成岩の貫入作用により破碎されている部分が多く脆弱な部分が多い。

ダムサイトの地質構造が非常に複雑であり全体的に良好な岩盤とは言い難いので、姿勢制御式ロックせん断試験や原位置三軸圧縮試験を含む数多くの調査・試験が実施され地質状態の解明と岩盤の力学的性質の把握が行われた。これらの調査・試験の結果から設計検討に用いるせん断強度が次のように定められ単純化した地質モデルが作成された。

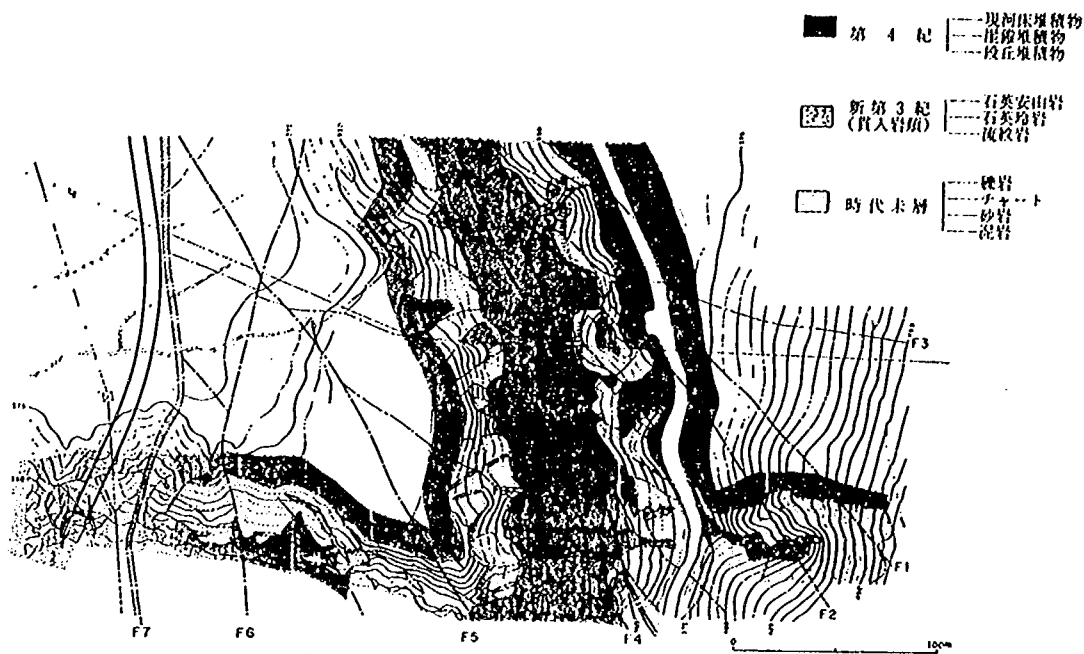
$$C_H \text{級} : \tau = 270 + \sigma \tan 50^\circ \quad (\text{t/m}^2)$$

$$C_M \text{級} : \tau = 160 + \sigma \tan 45^\circ \quad (\text{t/m}^2)$$

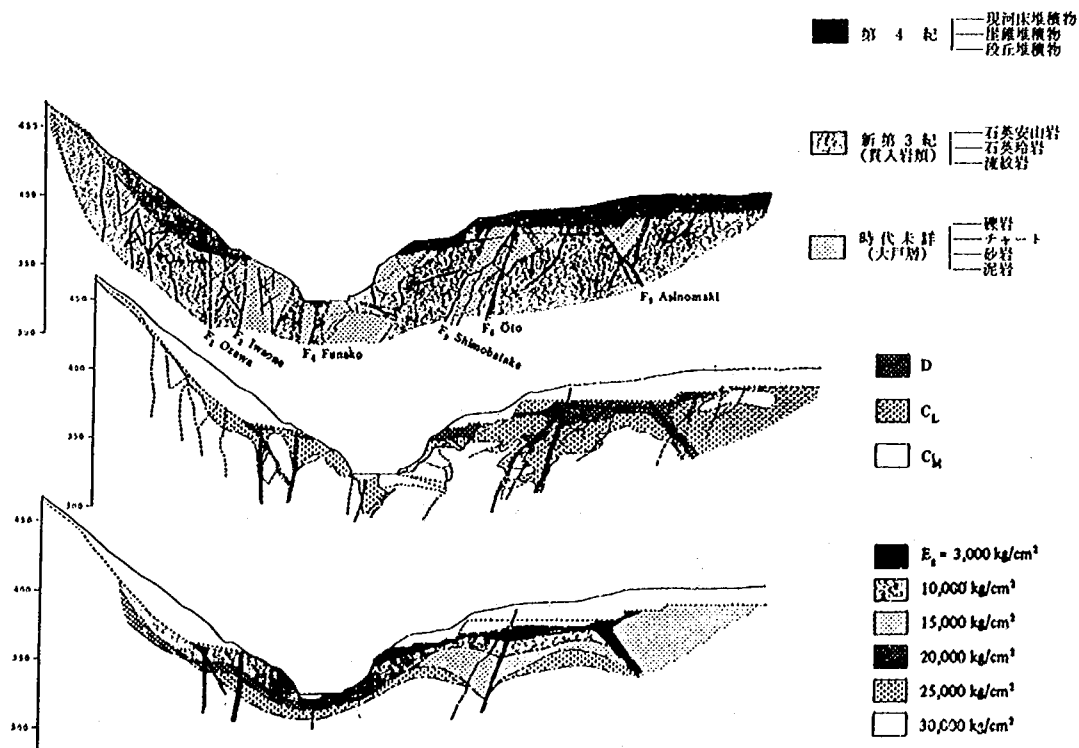
$$C_L \text{級} : \tau = 70 + \sigma \tan 40^\circ \quad (\text{t/m}^2)$$

$$D \text{級} : \tau = 30 + \sigma \tan 35^\circ \quad (\text{t/m}^2)$$

設計に当たってまずダム型式の検討が行われた。検討は主としてダム設計洪水流量の処理と基礎岩



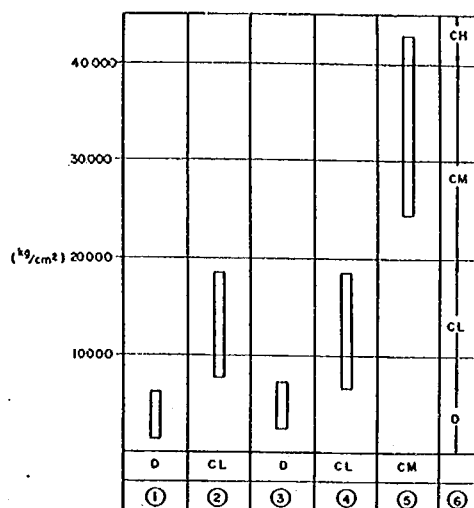
圖—5 地質平面圖



圖—6 地質断面圖

表一 4 地質の調査項目と内容

調 査 項 目		内 容
ボ ー リ ン グ		116 孔
横 坑		33 孔
ト レ ン チ		10 ケ所
変 形 試 験		21 ケ所
岩盤剪断試験	ブロックシェア	24 ケ所
	ロックシェア	9 ケ所 (姿勢制御 3 ケ含む)
三 軸 圧 縮 試 験		3 ケ所



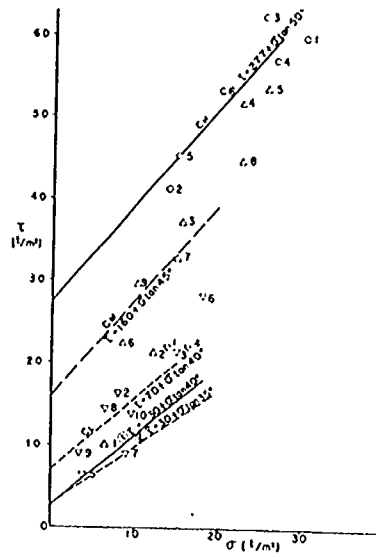
①, ②ホルンフェルス

③, ④, ⑤流紋岩

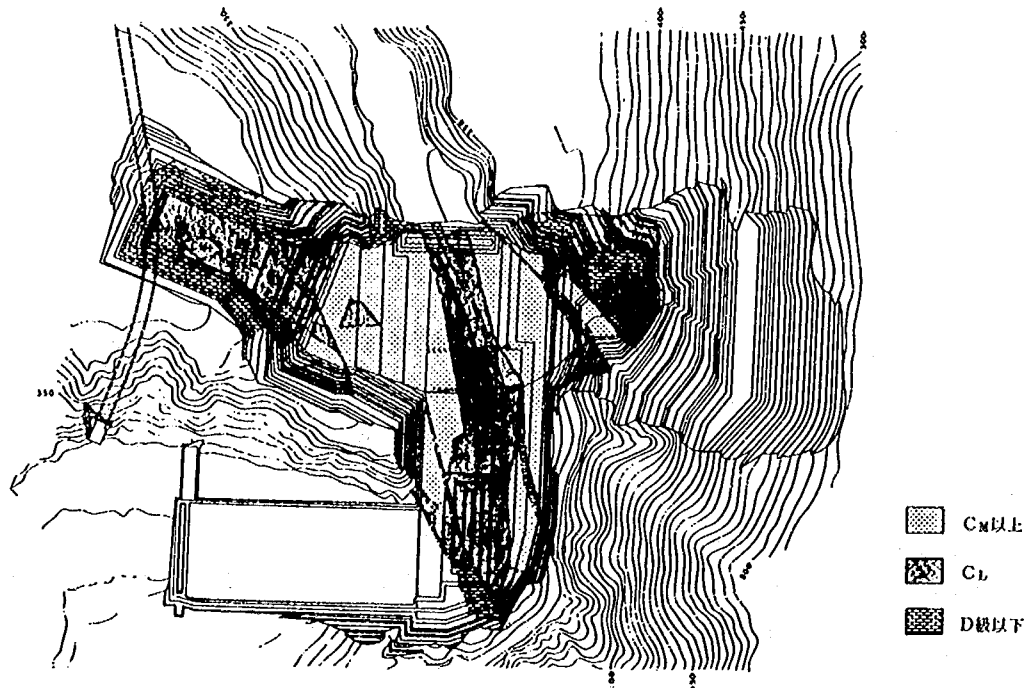
図一 7 変形試験結果

盤のせん断強度について行われた。当ダムのダム設計洪水流量はコンクリートダムの場合で5,200 m³/s, フィルダムの場合 6,300 m³/sと非常に大きい。基礎岩盤は総合的に $C_L \sim C_M$ 級と評価されるのでコンクリートダムとした場合従来経験した程度の断面形状ではせん断強度が不足する。種々検討の結果フィルダムでは洪水吐きを地山に設けねばならず、地形・地質の条件を考慮すると相当大規模な工事となるため重力式コンクリートダムが採用された。

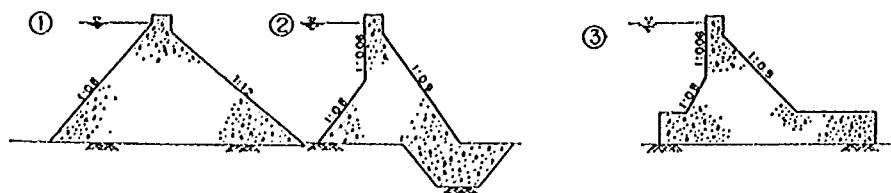
重力ダムの断面形状としては図 10 に示す 3 案が比較の対象とされたが、F.E.M.解析により求めた応力分布と局所安全率の状況、ダムサイトの地形・岩盤状況および施工の難易度等を考察した総合的検討からマット型式が優れていると判断された。マット式重力ダムの設計に当って、マットの長さ・マットの厚さ・ダムの形状について数多くの検討が行われ最終的な断面形状が決定された。



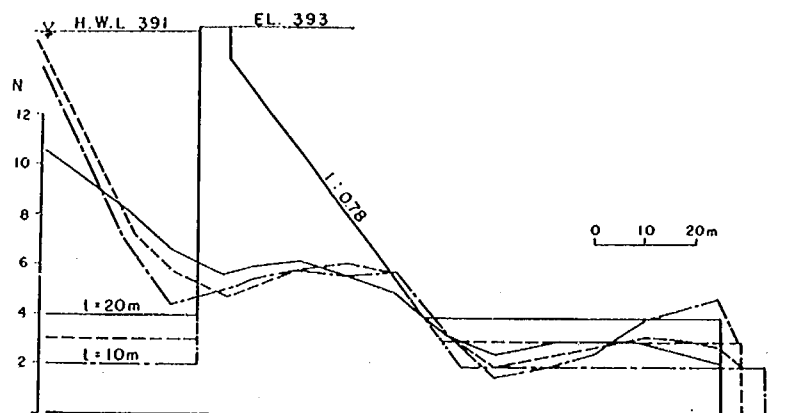
①三軸試験値 (D級)
②せん断試験値 (D級)
図—8 せん断試験結果



図—9 地質モデル



図一10 コンクリート重力式ダムの断面形状



図一11 マット厚と点安全率

(3) A ダム

このダムは高さ約 155 m の重力ダムである。ダムサイト付近の基盤は秩父中古生層に属するチャート・粘板岩・シャールスタインにより構成されている。地層の走向はほぼダム軸方向であり傾斜は $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ で下流落ちとなっている。断層は数多く存在するがこれらは E-W 系（ダム軸方向）、N-S 系（上下流方向）NE-SW 系（左岸上流～右岸下流）の 3 系列に大別される。なお左岸上流側に大規模な崩積成堆積物が存在する。

地質構造が非常に複雑でありダムの規模も大きいため数多くの調査横坑・ボーリングが格子状に配置され地質構造の解明がなされた。また岩盤の物性を知るための原位置試験が数多く実施されている。

基盤となる中古生層と断層等の概要は次の通りである。

チャートはダムサイト付近に最も多く分布しており非常に堅硬である。一般に $B \cdot C_u$ 級であるが地表近くでは C_M 級も存在する。左岸中位標高より上側にはかなり深部までオープンクラックが存在する。

シャールスタインは塊状のものと層状のものが存在する。前者は硬質であり一般には C_u 級であるが若干風化した C_M 級も存在する。なお分布は広くない。層状シャールスタインは剝離性に富み

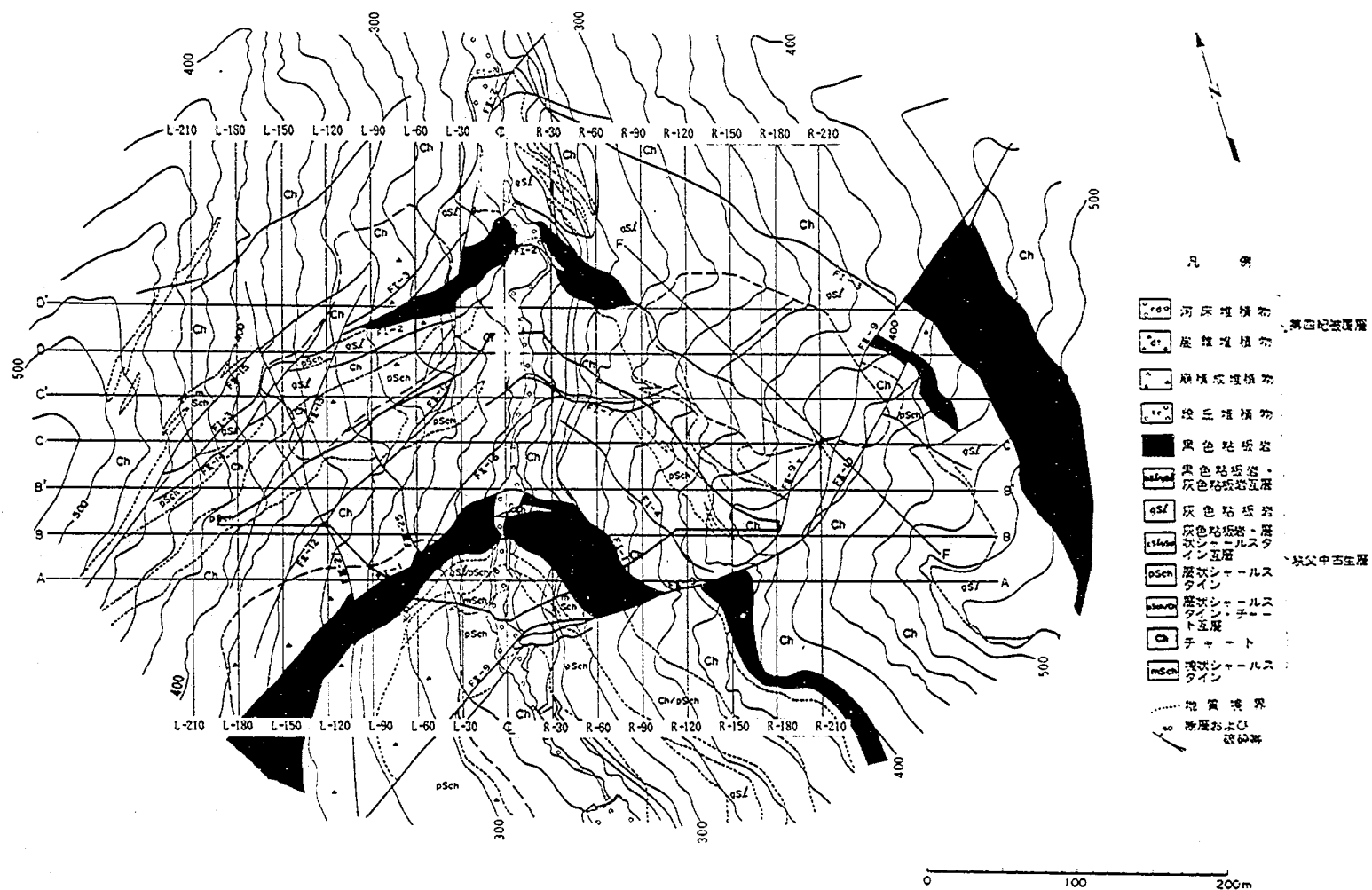
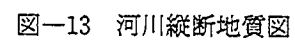


図-12 ダムサイト基盤地質平面図



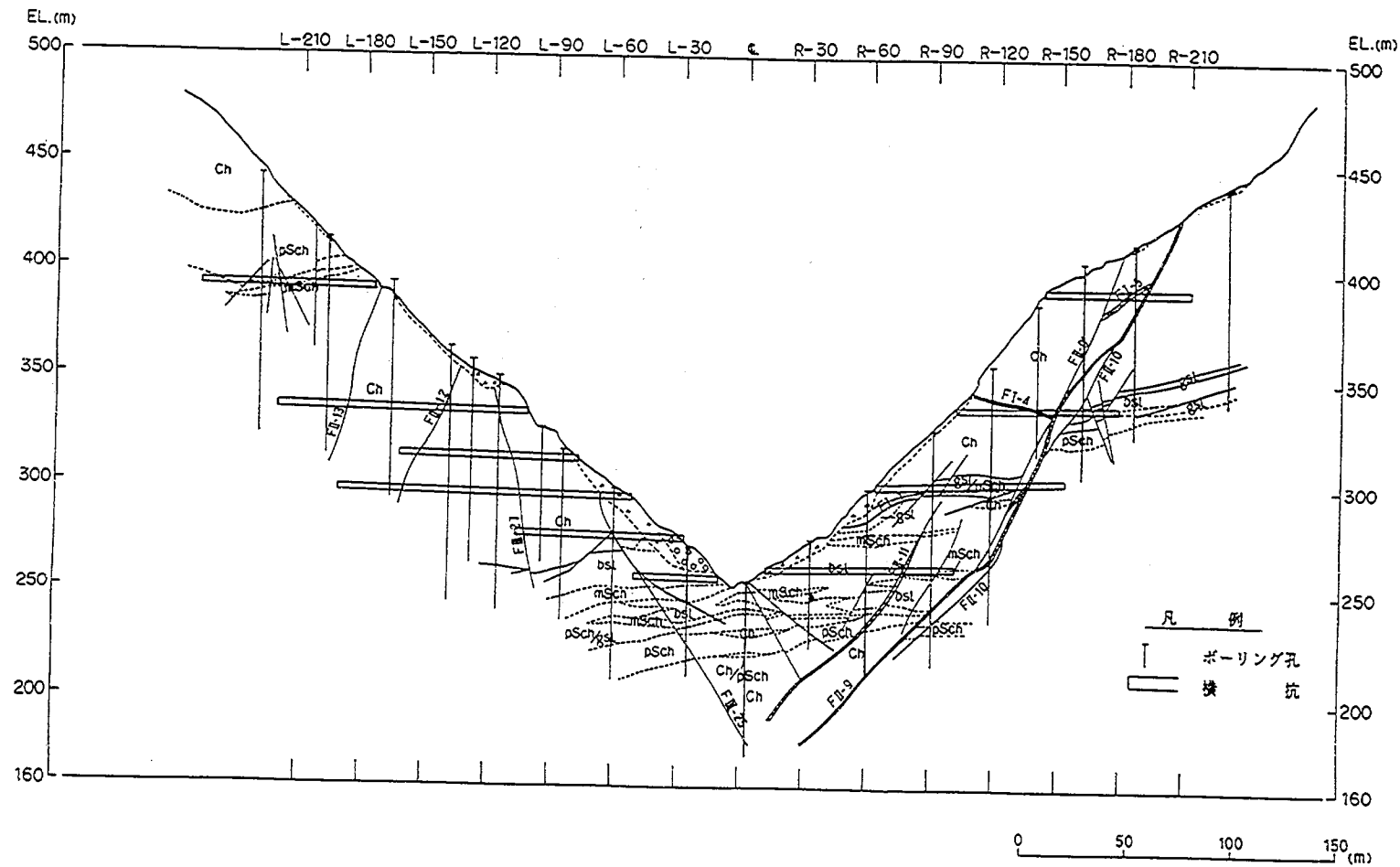


図-14 横坑・ボーリング孔の配置(1)

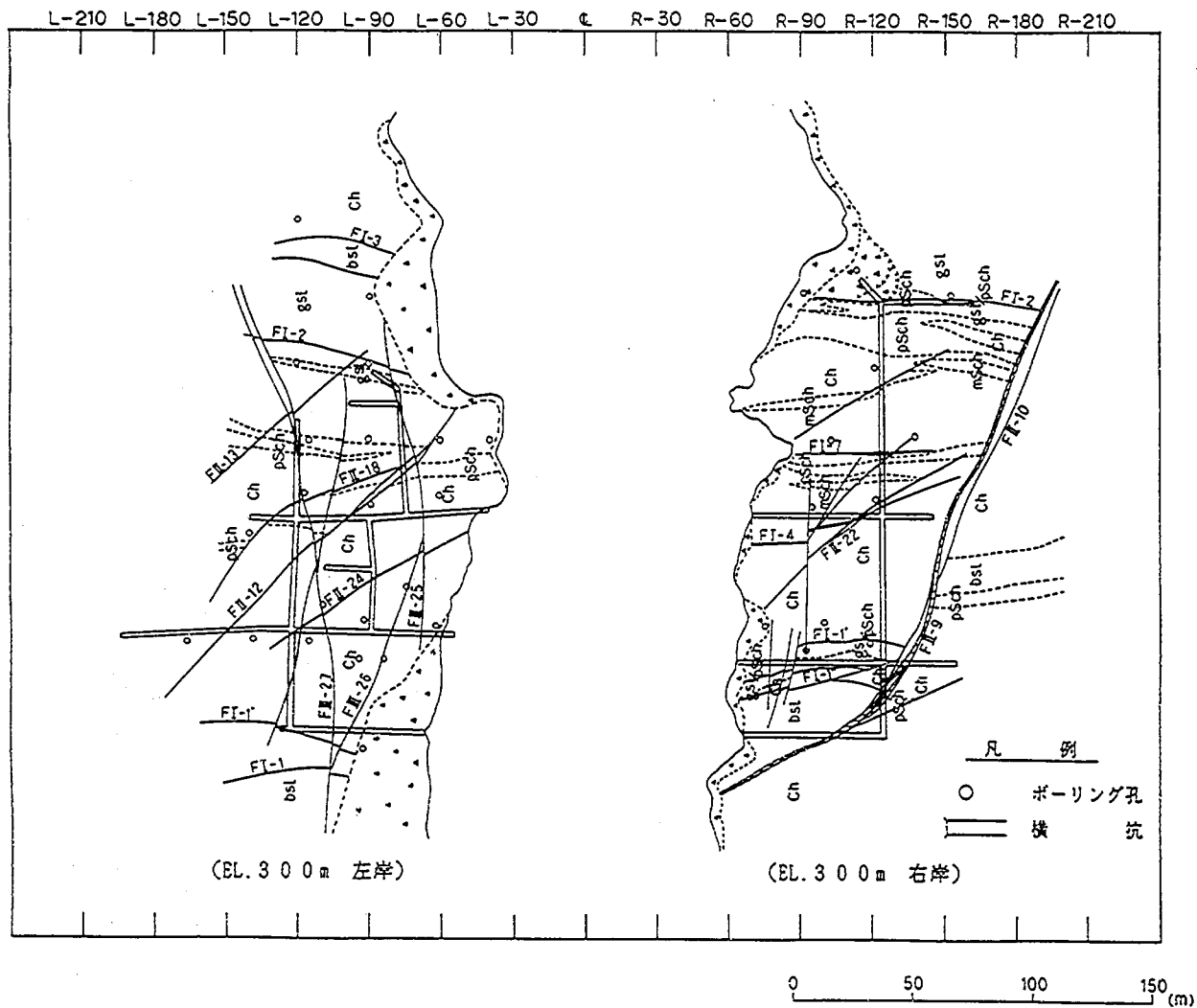
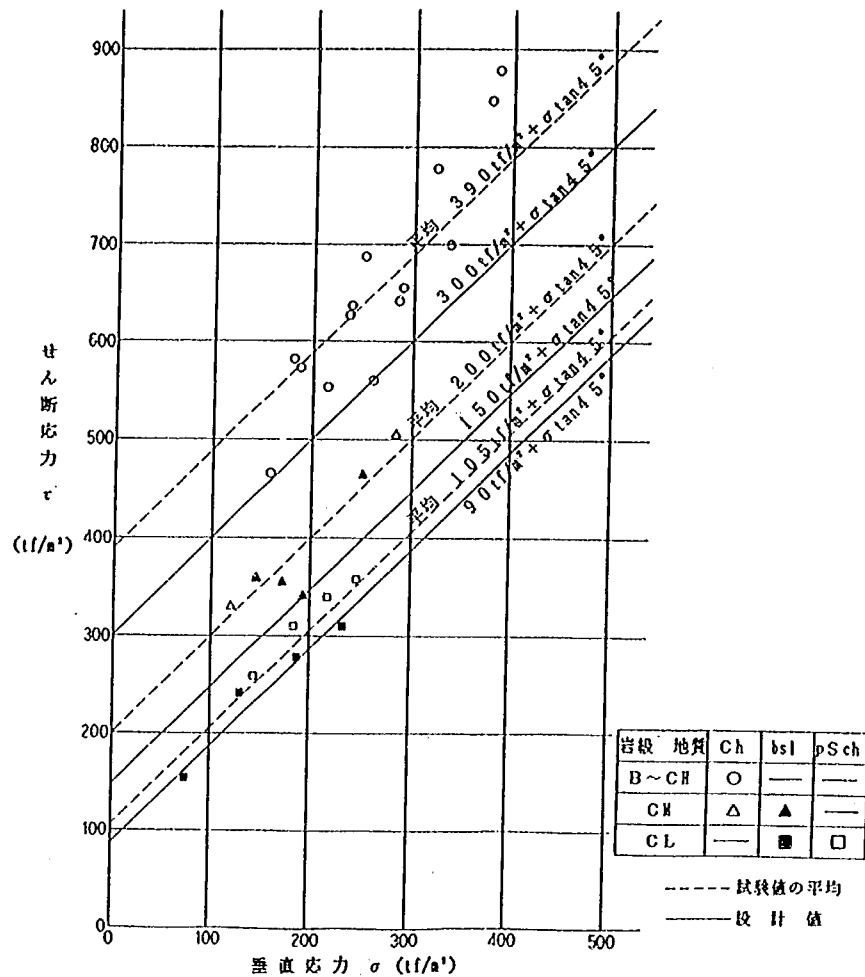


図-15 横坑・ボーリング孔の配置(2)



図一16 せん断試験結果

やや軟質で一般に C_M 級であるが部分的に珪質なものや剥離性が弱い C_H 級も存在する。この分布は高位標高部で広い。なお左岸下流では熱水変質により軟弱化している部分もある。

粘板岩は珪質な灰色粘板岩と剥離性に富む黒色粘板岩がある。灰色粘板岩はおおむね C_M 級であるが劣化した C_L ・ D 級も存在する。黒色粘板岩は左岸低位標高部から河床部にかけては C_M 級であるが右岸側ではやや広い範囲で C_L 級が存在する。

断層は既に述べた様に 3 つの系列に大別されるが、特に主要なものとして F I-1, F I-2, F II-9, F II-12 が挙げられる。F I-1 はチャートとその上流側の粘板岩の境界に、F I-2 はチャートとその下流側の粘板岩・シャールスタインの境界に存在する。F II-9 はこのサイトでは最も大きいもので右岸側アバット部で設計上考慮する必要があるものである。F II-12 は左岸側中位標高のチャート中で顕著にみられるものである。

表—5 主 要 断 層

断層系	断 層	傾 斜	破碎幅 (cm)	特 徴
E-W系	F I — 1	N80W40~50N	50~200	しばしば大きな地質境界をなし、破碎幅も大きい。断層面は不鮮明な場合も多い。同方向の断層が数本並行し、また、しばしばレンズ状のブロックがみ込まれている。50° N以下の角度で傾斜する。
	F I — 2	N80W40N	20~300	
	F I — 3	N75W20N	30~200	
NE-SW系	F II — 9	N40~60E60NW	100~300	断層面は一般に明瞭である。破碎幅の大きなものでは断層粘土が顕著であり、また同方向の断層が並走する場合も多い。一般に50° NW以上の角度で傾斜している。
	F II — 12	N60E70NW	10~100	
	F II — 13	N60E70~80NW	10~20	
	F II — 14	N70E60~80N	5~100	
	F II — 15	N60E70NW	10~50	
	F II — 16	N70E50~60N	10~50	
N-S系	F III — 25	N10E60~80E	10~30	全般に破碎幅は小さいが断層面はシャープである。高角度で傾斜するものが多い。
	F III — 27	N5E70~80E	20~150	
	F III — 29	N25E70~90E	5~20	

注) F I —……………E-W系

F II —……………NE-SW系

F III —……………N-S系

右岸の下流には小さな断層群で切られた弱層があり、かなり深部までゆるみ・風化を受けている。左岸上流崩積成堆積物は幅 250 m、厚さ 20~50 m、総量は 150 万 m³ を超える大規模なものである。左岸下流には崖錐堆積物があり岩盤線が大きく逃がっている。

ダムサイトはこのような地質条件を有しているが、ダムの座取りを考える場合の条件を整理すると表 6 のようになる。これらを総合的に判断してダム軸は B+5 m と決定されたが、結論に到るまでにはオープンクラックと黒色粘板岩 (C_L 級) の分布範囲と性状を把握するための数多くの調査試験が実施され、さらにそれを踏えた堤体の安定性に関する解析が実施されている。

(4) B ダム

このダムは高さ約 140 m の重力ダムである。ダムサイトの地形は非常に急峻であり山腹斜面勾配は 40°~60° をなしている。ダムサイト付近は主として三波川変成帯の御荷鉾緑色岩類(火山角礫岩・凝灰角礫石) が分布しており、所々に貫入岩(輝緑岩・蛇紋岩) が存在する。

ダムの設計を行う上で大きな問題となるのは右岸中位標高で堤敷に幅広く現われる蛇紋岩の存在と左岸上位標高に存在するゆるみゾーンであるが、現在までの調査は最大の問題である蛇紋岩の分布範囲と物性の把握に主眼がおかれている。

表-6 設計上考慮すべき事項

位 置	考 慮 事 項	対 応
洞 床 部	黒 色 粘 板 岩	B測線上流に分布する強度の小さい黒色粘板岩をできるだけ避けて、下流側に広く分布する強度の大きいチャートを基礎とする。
左 岸 側	オープンクラック	オープンクラックを避けるためにできるだけ下流にずらす。
	上流崩積成堆積物	掘削法面のかかる範囲を出来るだけ小さくする。
	下流崖錐堆積物	崖錐塊積物に被われている凹んだ地形によって極端な下流下り断面とならないようにする。
右 岸 側	下 流 弱 層 部	堤体の影響が及ばないようにする。

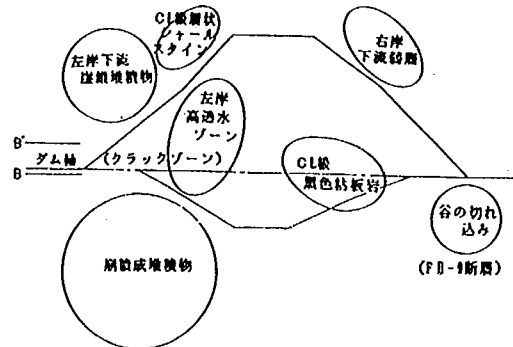


表-7 セン断摩擦安全率計算結果の例

位置	考慮事項	測 線	堤 高	堤敷の岩級区分内訳				平均せん断度 (τ_0)	安全率 "
				黒色粘板岩		チャート			
				$[C_L]$ 100t/m ²	$[C_M]$ 150t/m ²	$[C_H]$ 250t/m ²	$[B]$ 300t/m ²		
洞床	黒色粘板岩 (ダムの最大断面)	E	155.0m	10.1%	34.5%	32.2%	23.2%	212t/m ²	4.03
右岸	黒色粘板岩 (C_L 級岩盤の最大分布)	E-R45	130.m	27.3%	—	48.9%	23.8%	220t/m ²	4.37

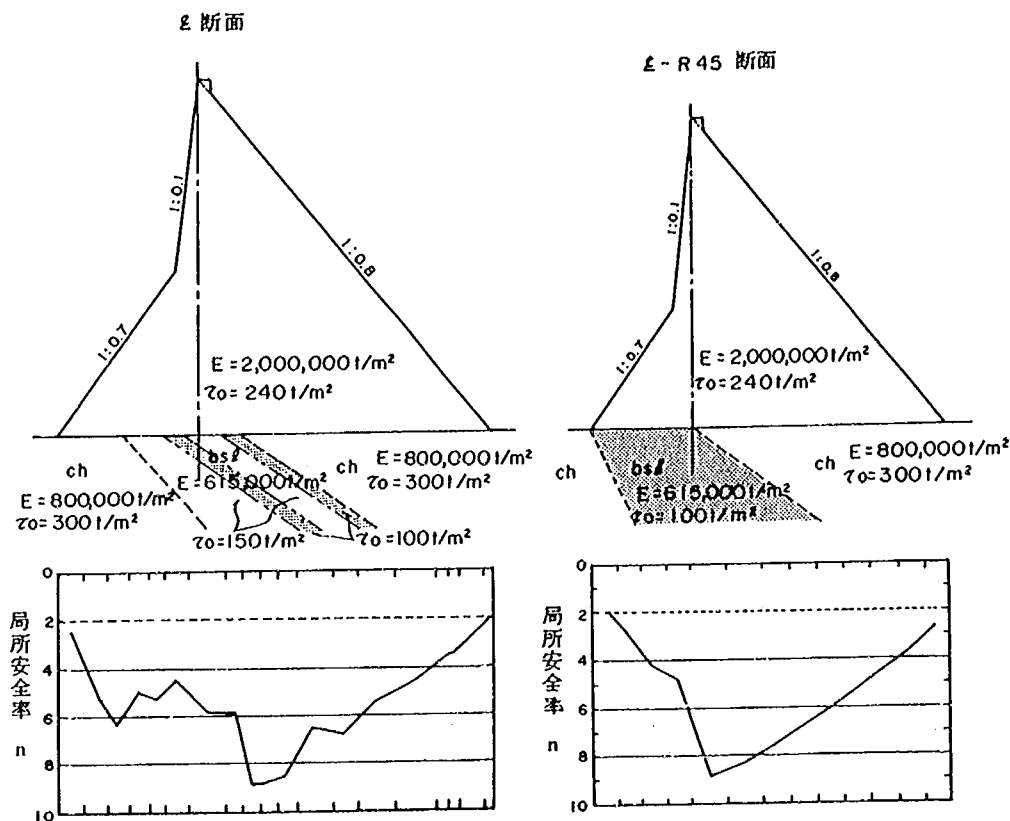
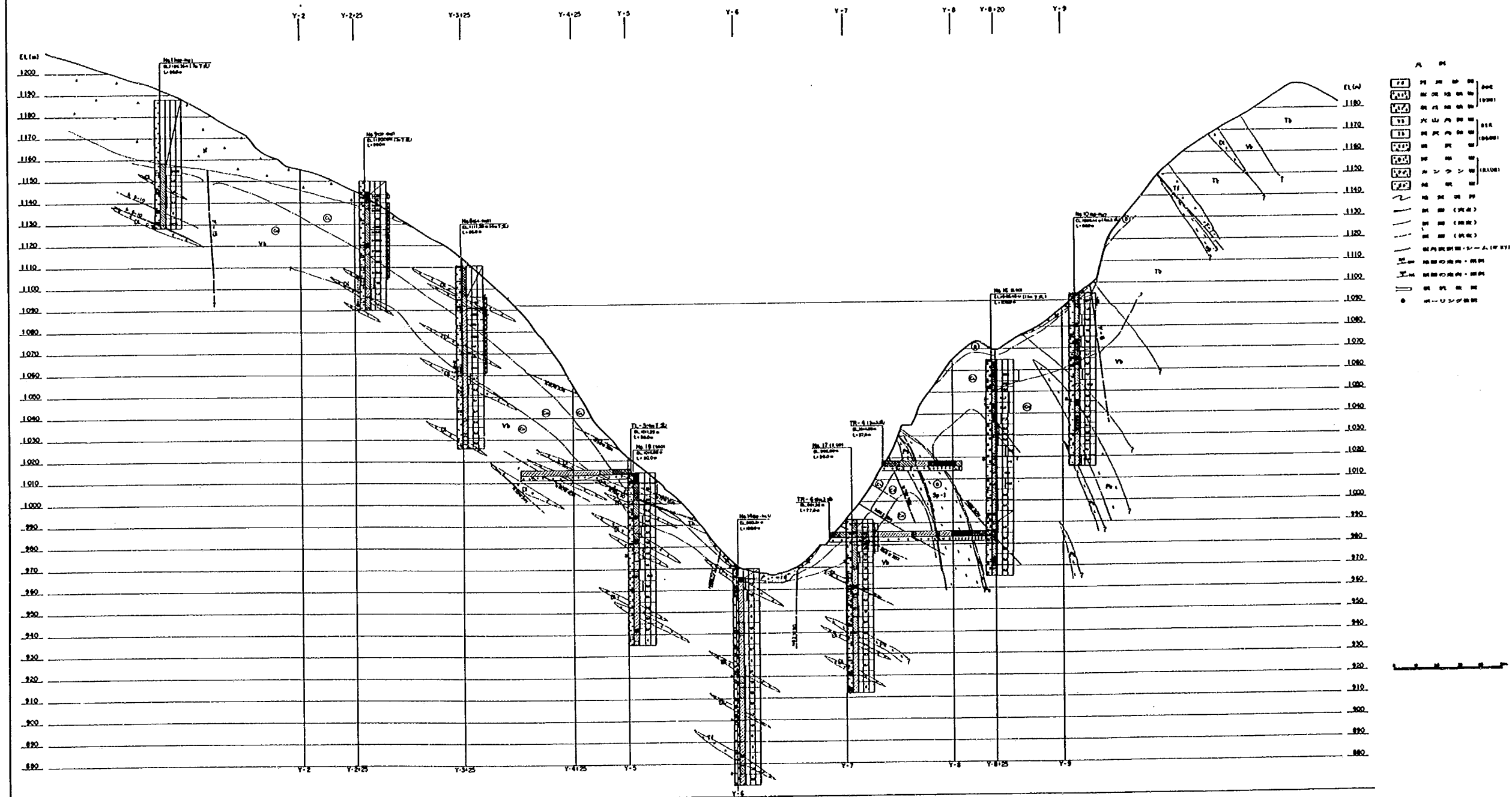


図-17 局所安全率の例

蛇紋岩の岩脈は右岸山差しの鉛直に近い構造をなしその連続の方向は河道と若干斜交しており上
 流程山側へ逃げその幅も狭くなっている。その性状は比較的塊状のものと葉片状のものに大別され、
 塊状のものはやや硬く時間の経過によっても（7～8年）性質の変化は小さいが葉片状のものは油肌
 状のすべり面を有し非常に脆弱で時間の経過により急激に劣化（極端な場合は泥ねい化）する部分
 もある。分布範囲を調べるため数多くのボーリングが施工されたが盤ぶくれ現象のため掘進が困難
 をきわめ深度の深いものは途中で中止せざるを得なかったものもある。このような状況のため岩盤
 の性状を知るには横坑調査に頼らざるを得ないが、新鮮な状態でないと性状把握が出来ないため調
 査そのものが非常に困難さを有している。また岩盤の性状を調べるための原位置岩盤試験を中心と
 して多くの調査が行われているが、岩盤のゆるみを防止するため掘削・支保工建込終了後ただちに
 側壁および天端にモルタル・セメントミルクを注入した横坑内で岩盤試験を行うなど試験面でも
 種々の工夫がなされている。

このように非常に困難の中ではあるが着々と調査試験が進められ現在蛇紋岩の分布範囲と性状把
 握がほぼ完了した段階にあり、今後は左岸ゆるみゾーンの解明に調査の主力が移っていくものと考

X-6

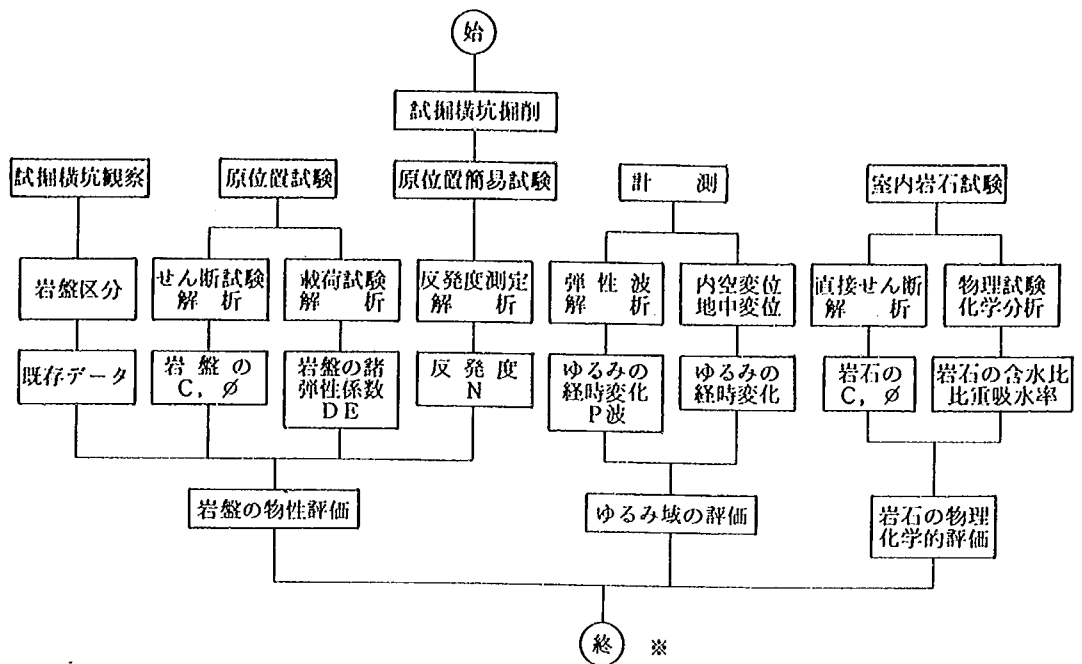


圖—19 地 質 斷 面 圖

表一 8 調 査 内 容 一 覧

項目	項 目		方 法	数 量	得られる効果
地質	試掘横坑観察		試掘横坑の天端、側壁、底盤のスケッチ 緑色岩類：天端および側壁 蛇紋岩：底盤および側壁	$(1.2+1.8 \times 2) \times 32 = 153.6\text{m}^2$ $(2.0+1.8 \times 2) \times 17 = 95.2\text{m}^2$ 計248.8m ²	地質・岩盤状況 および地質構造
	力学試験	原位置せん断試験	原則として岩盤せん断試験 土木学会発刊(昭和58年度)の「原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針—解説と設計への適用—」に準拠	試験面の地質観察で決定 8点	岩盤の強度定数 C, ϕ
平板載荷試験		土木学会発刊(昭和58年度)の「原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針—解説と設計への適用—」に準拠	試験面の地質観察で決定 6点	岩盤の変形係数 弾性係数	
簡易試験	反発度測定		シュミットハンマーを用いて、岩盤の反発度による岩盤分類を試みる。	35測点/1測線 $\times$ 3測線=105点	岩盤分類資料
性状調査	化学的試験	顕微鏡観察	岩石を粉末にし、X線回折分析により、含有する鉱物を同定して、膨張生等についての検討を行う。	6 試 料	
		X線回折分析	岩石を粉末にし、X線回折分析により、含有する鉱物を同定して、膨張性等についての検討を行う。	9 試 料	蛇紋岩の性状
	スレーキング試験		乾燥した供試体を水没し、経過時間毎の形状変化を観察し、スレーキングに関する性質の概略を判定する。	6 試 料	
	坑壁弾性波探査		坑壁に打ち込んだ剛棒に受振器を設置し、岩盤を通るP波速度の経時変化を測定する。	受振間隔2m 測定回数4回程度 測線長 20m 各坑毎に上流側、 測定間隔10日間 下流側で各々行う。	坑壁のゆるみの確認
	内空変位測定		試掘横坑のスプリングライン部の内空変位を測定する。切羽の進行に伴うゆるみ測定および掘削完了後のゆるみ状況を把握するために測定する。	3 測 線	坑壁のゆるみの確認
	相対変位測定		ロッドまたはワイヤーの固定点と岩盤表面の相対変位の経時変化を測定する。	3 測 線	坑壁のゆるみの確認
室内岩石試験		直接せん断試験 3供試体/1ケース	4 ケ ー ス	岩石の強度C, ϕ	

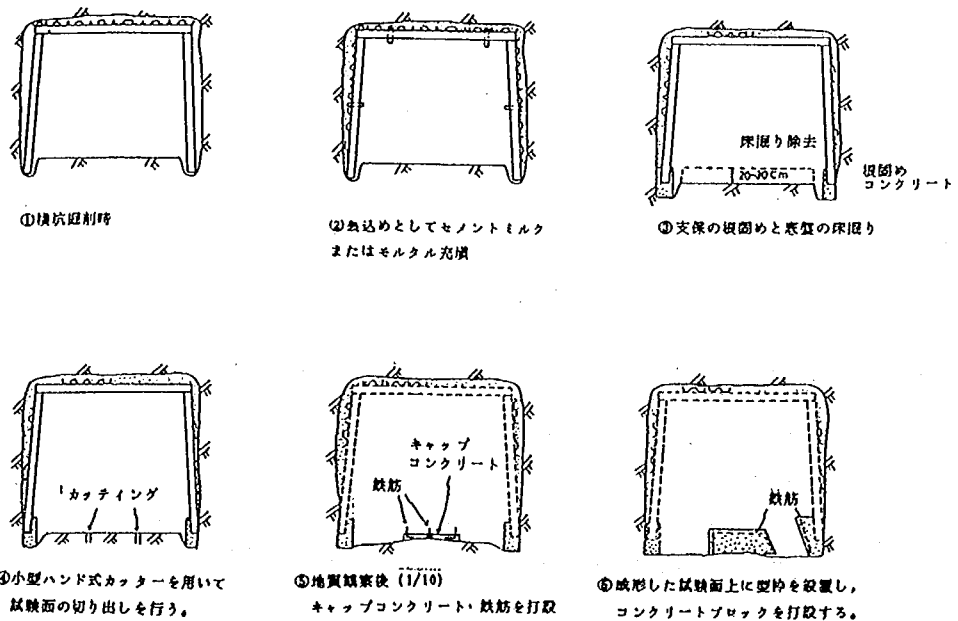
※粘土状部において、相当の厚みが確認された場合には、別途引抜き試験・室内岩石試験等を考慮するものとする。
なお、反発度測定の際には、当社製の打診音測定器も監督員の許可を得て補助的に用いる。



※

1. 地中変位，室内直接せん断試験は実施できた場合として示した。
2. 粘土部の厚さがある場合，引抜き試験，室内三軸試験等を行う。

図一20 蛇紋岩部の各種試験・計測の流れ図



図一21 試験面成形の手順

えられる。

(5) C ダム

このダムは高さ約 100 m の重力ダムである。ダムサイト付近は中世代白亜紀の花崗岩よりなる。このサイトで設計上留意すべき点は左右岸取付部で風化がやや深いことの他に左岸中位標高部に大きな熱水変質帯があることで、この変質帯がダムの基本断面及び座取りに大きな影響を与えるものと思われる。

ダムの調査は昭和 40 年代の中頃に開始され、予備調査において弾性波 5 測線 1,950 m、ボーリング 24 孔 1,110 m、横坑 2 本 105 m が実施されたが、地元の情勢により一時調査を休止し 50 年代の後期に再開されたという経緯がある。当初の調査を現時点で振り返ってみると次の点が指適出来よう。

① 花崗岩という事で風化の厚さが重視されたものと推察されるが、ボーリングや横坑の深度が浅いため全体の地質状況が把握しにくい。

② ボーリング技術上の問題（コアパックの使用前）から堅岩部以外（風化部・変質部）のコア採取率が非常に悪い。このため地質状況の把握が難しいことと実際以上に地質状況が悪いと判断されがちである。

調査再開後、コアパック（樹脂フィルム）を使用してボーリングコアの採取率を向上させると共にボーリング深度を大きくして全体の地質状況を把握することに主眼をおいた調査がなされてきた。これらの調査結果から現時点までに概ね次のことが判明している。

花崗岩は右岸で中粒、左岸で細粒であるが境界は明瞭でない。右岸にはペグマタイト脈がみられるが工学的には影響を与えないものと考えられる。ローモンタイトの細脈は左岸に多く見られるが、河床部～右岸についても部分的に存在する。なお両者がつながるものか否かについては明らかになっていない。また右岸では風化部からただちに新鮮な岩盤（ C_H 以上）に移行するが左岸では C_L 、 C_M 岩盤が比較的厚い。なお河床部右岸側にシーティグジョイトが見られるが、その連続性や分布範囲は小さいと思われ設計上の問題点とはならないものと考えられる。

断層はいずれも規模が小さくかつ高角度であるため変質帯の部分以外は設計上の問題とはならないと考えられる。変質帯付近の断層は規模が小さいのでそれ自体が大きな問題とはならないが、熱水がこれらの断層沿いに上ってきたものと考えられ、変質の分布域と断層の位置関係が非常に重要となるものと思われる。なお変質帯については後述する。ルジオン値は新鮮部で小さいが、風化が進むと共にルジオン値が大きくなる。このため左右岸取付部での 20 Lu 線は深くなっている。左岸変質帯のルジオン値は風化部を除き小さい。なお河床部右岸側にシーティグの影響を受けた 10 Lu 前後のゾーンが存在する。地下水位はほぼ 20 Ln 線と一致しているが左右岸高位標高部で 20 Lu 線よりやや高くなっている。

左岸中位標高部に存在する変質帯は変質の弱い部分も含めると最大幅が 50 m を超える大規模な

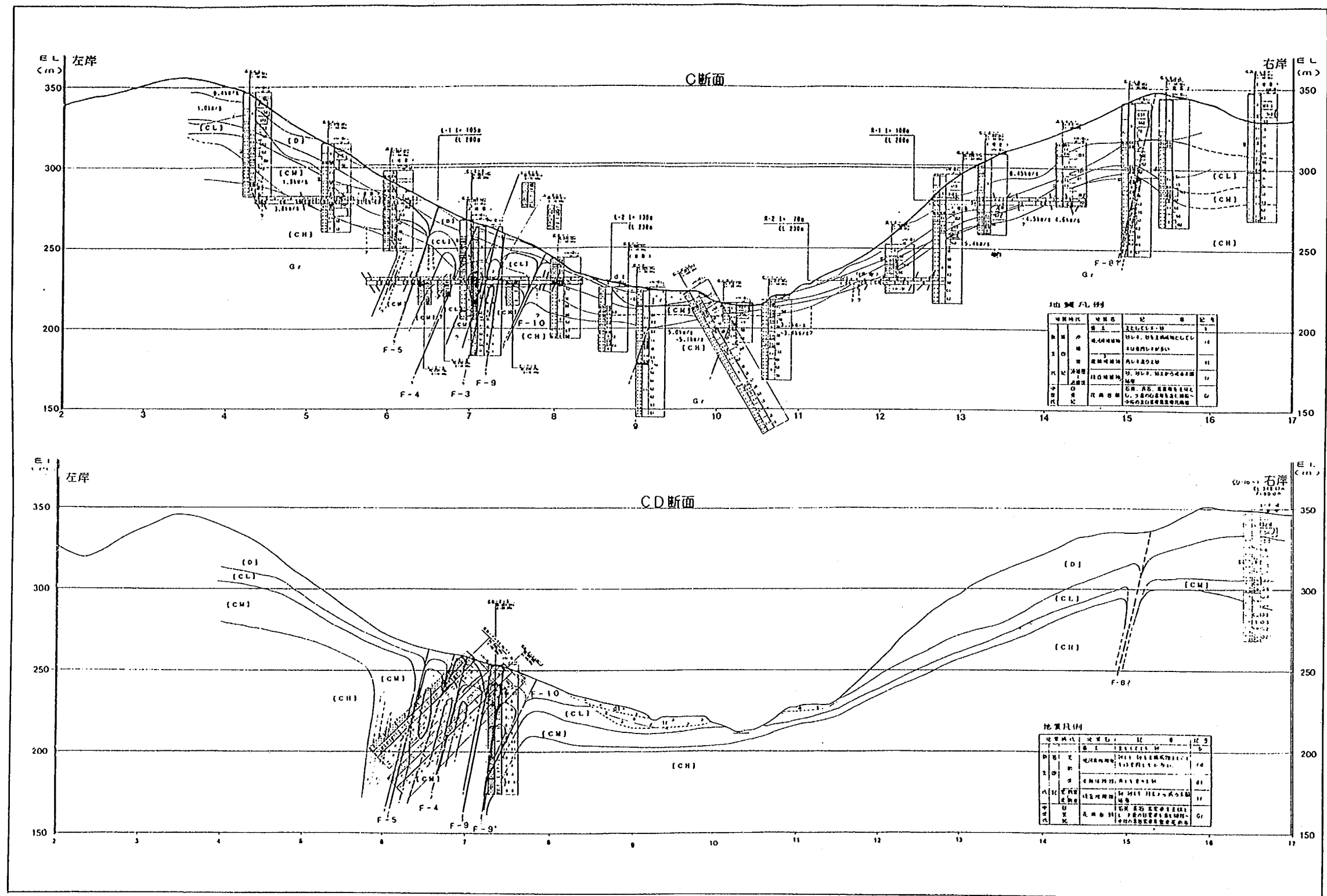


图-23 地质断面图 (I)

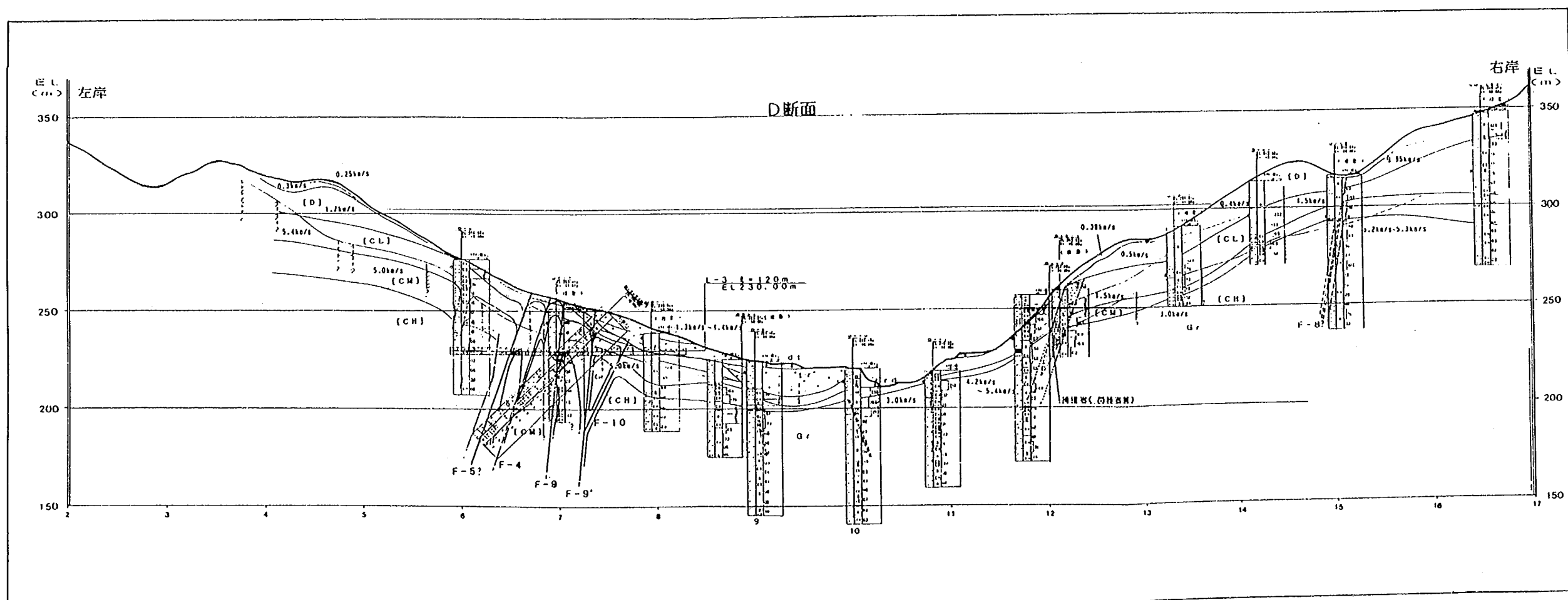


图-24 地 質 断 面 图 (2)

ものであり、地表から 20~30 m 付近までは風化の影響を受けた劣悪な岩盤となっている個所も見られる。この変質帯の分布範囲と変質の程度はダムの設計に大きな影響を与えるためこの部分に対し集中的に調査が実施されている。調査項目は通常の試掘・試錐の他に横坑壁面に対するシュミットハンマ反発度調査・ボーリング孔内載荷試験・鉱物分析などである。変質の程度は F9~F5 間の小規模な断層群沿いが最も大きく断層を離れると C_M 級岩盤も存在する。変質の原因は主として岩盤の割れ目にローモンタイトを伴うモンモリロナイトが脈状に入っているためと考えられるが、強変質部は掘削直後の状態から時間の経過と共にゆるみ・空気・水の影響を受け徐々に悪くなっていくように思われる。このため岩盤の性状を知るためにはゆるみのない新鮮な掘削面での調査が必要と考えられ、岩級区分とともに岩盤試験を行う上での大きなポイントであろう。この観点から岩盤試験を実施する時の留意点として位置の選定だけでなく、横坑拡幅・盤下げ・仕上げ掘削・清掃・コンクリート打設という一連の作業手順(工程)をうまく進めることが挙げられよう。

以上のことからダムの座取りを考える場合最も配慮すべき点は左岸の変質帯であるが、この変質帯はほぼ上下流に延びているため堤敷から避けることが出来ない。従って変質による劣化の程度が弱く範囲が狭い下流側に堤敷を持つことが得策となるが、地形および左右岸の取付けの条件からその範囲が決定されることになる。今後の調査としては全体的な調査精度の向上特にダム軸を下流にした場合のアバット取付部を含めた地質状況の把握(堤趾部の情報は既に得られている)と岩盤の物性値を求める試験(せん断試験・変形試験)を実施することとなるが、ダムの設計としては一般部については基本三角形断面を、左岸変質帯については上流側にフィレットで付加した断面をベースに考えていくことになると思われる。なお実施設計時には風化の厚さを知るための比較的浅いボーリングも必要と思われる。

(6) D ダム

このダムは高さ約 70 m の重力ダムである。ダムサイト付近の地質は第四紀初期の角閃石安山岩類およびこれを不整合に覆う火山岩類とこれらに介在する堆積岩類から構成されている。

地質構造が非常に複雑なため数多くのボーリングが実施され地質構造の解明が図られている。また岩盤の物性(強度・変形性)を知るため横坑内での岩盤試験(せん断試験・変形試験)の他にボーリング孔を利用した孔内載荷試験も数多く実施されている。現在までの調査試験により概ね次のことが解明されている。

河床部から兩岸中位標高まで広く分布する角閃石安山岩類(角閃石安山岩および同質凝灰角礫岩)は局部的に脆弱部も存在するが一般に堅硬であり重力ダムの基礎として十分な強度を有している。また透水性についても一般に小さなルジオン値を示しており通常のグラウチングで対処可能と考えられる。

上部の火山岩類は 2 つに分かれており、初期のもの(下側に存在するもの)は玄武岩類(玄武岩および同質凝灰角礫岩)であり後期のものは輝石安山岩類(輝石安山岩および同質凝灰角礫岩)で

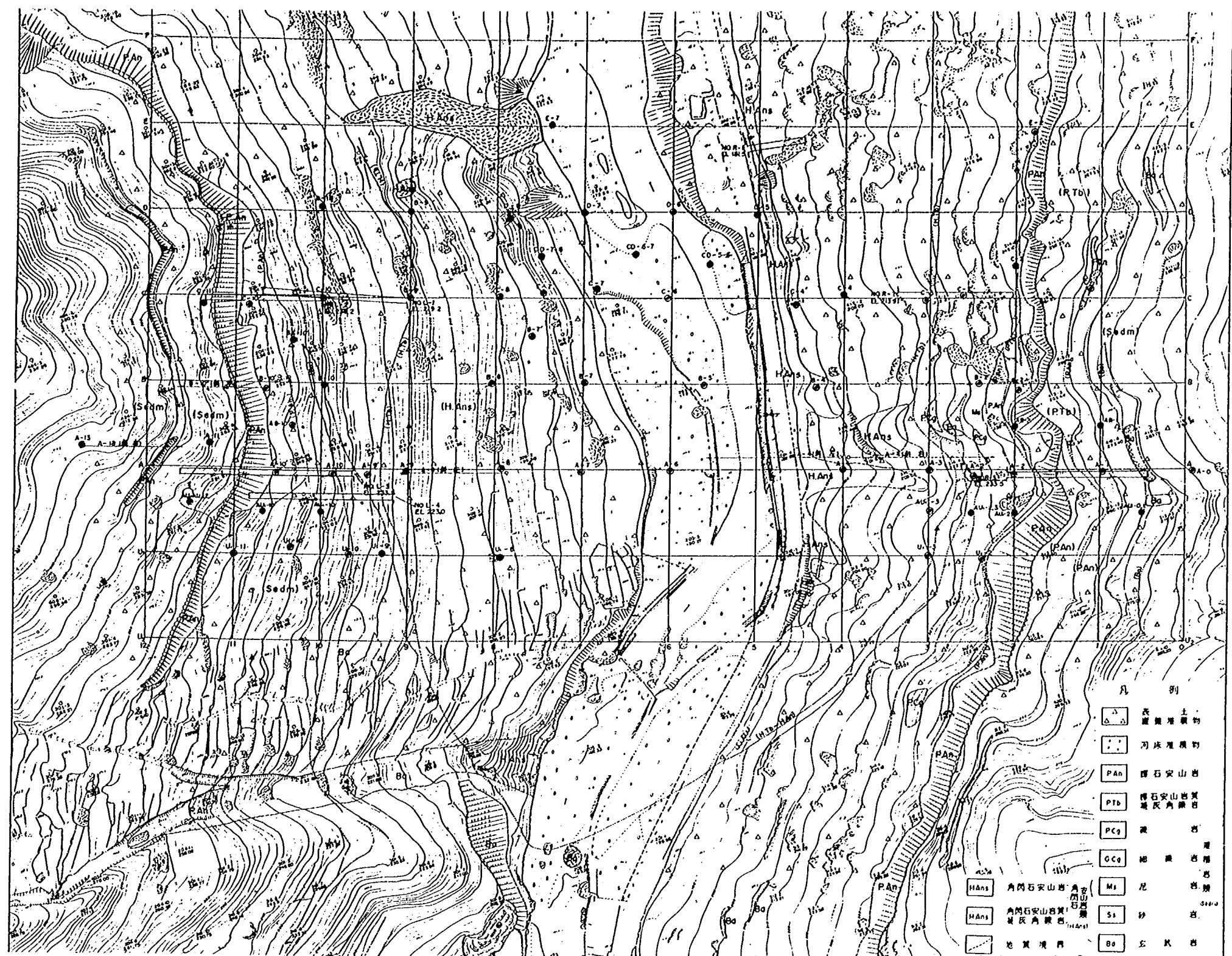


图-26 地质平面图

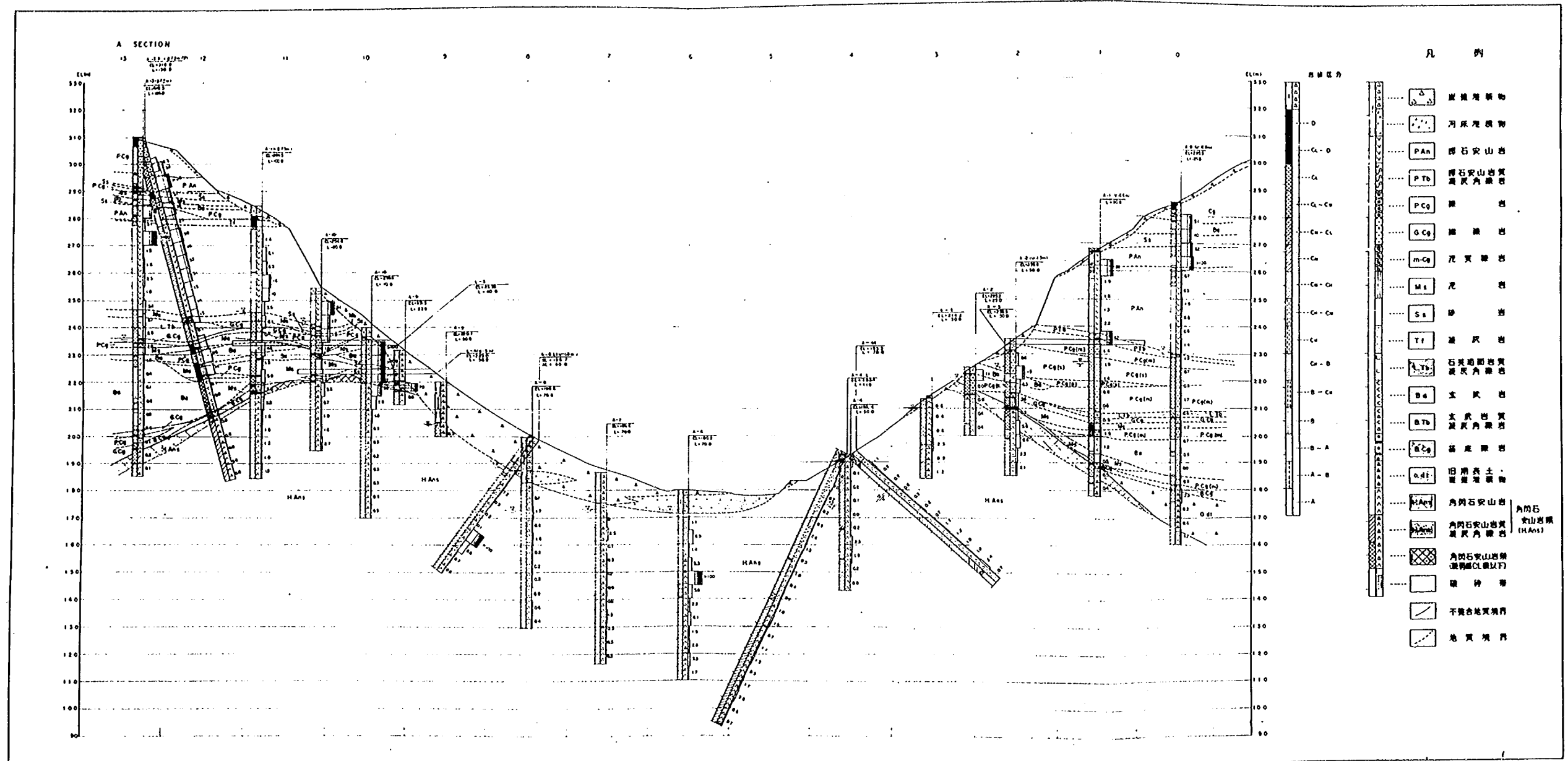
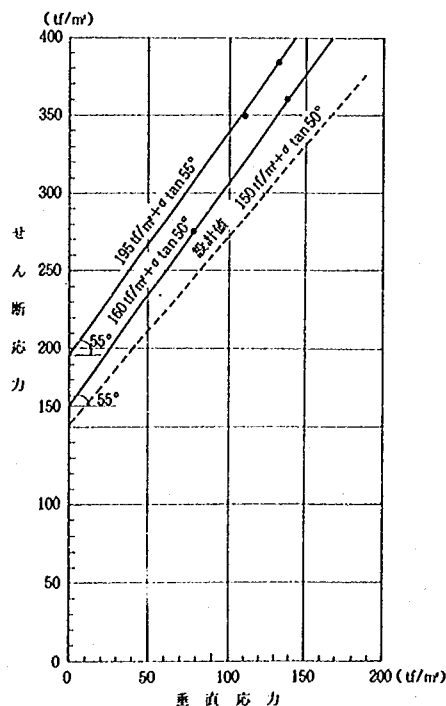


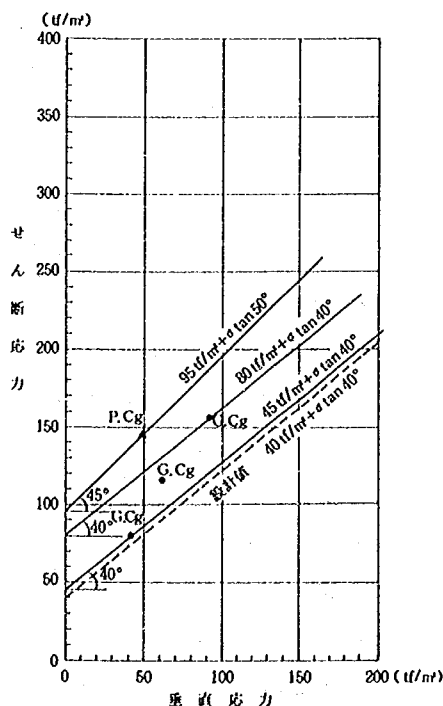
图-27 地质断面图

ある。これらはいずれも非常に堅いが割れ目が発達している。ダムの基礎には玄武岩が存在するがそれ自体は堅硬で強度上の問題は生じない。しかし岩体が小さくその周囲（上下）に強度の小さい堆積岩が存在するため設計上の扱いは単純ではない。輝石安山岩類はほぼダム天端標高以上に存在し、堆積岩のキャップロックの状態となっている。（比較的軟い岩盤の上に割れ目の多い堅い岩体に乗っている）このことは施工条件を著しく悪化させており、基礎掘削やグラウチングトンネル掘削など実際の施工を行う場合の大きな留意点となろう。

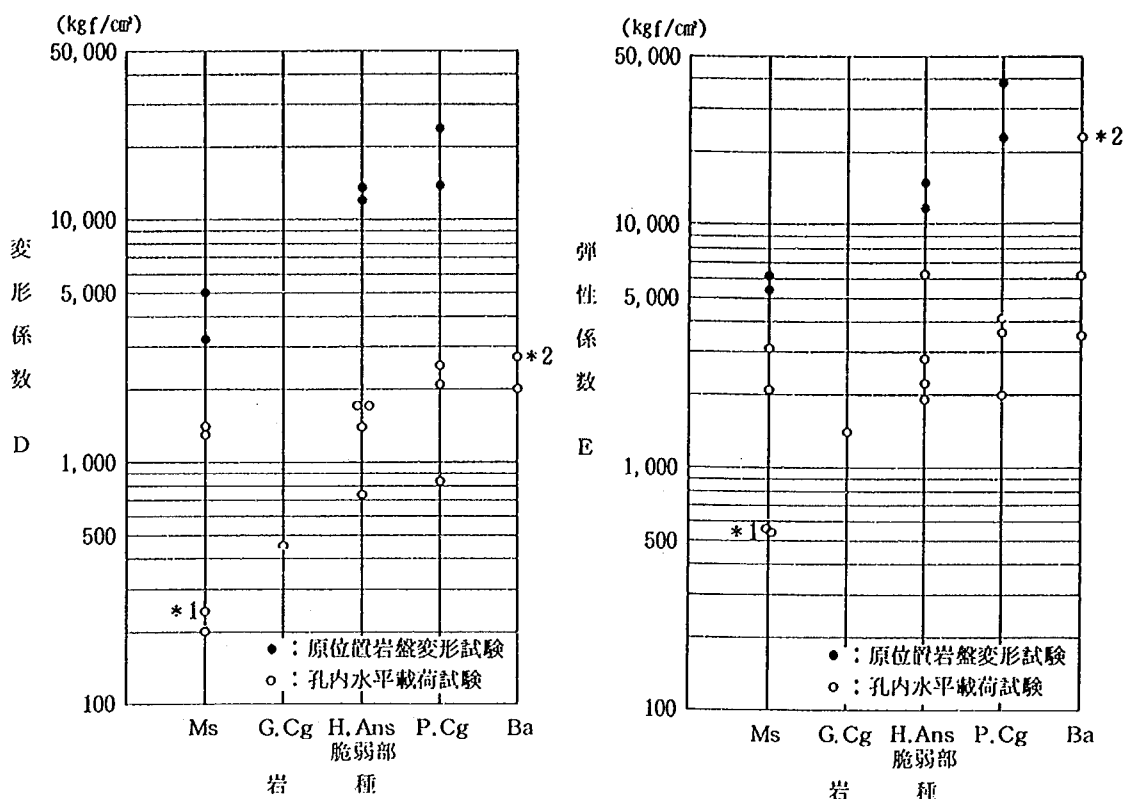
堆積岩類は非常に薄い層が複雑に存在するがダムの基礎岩盤となるのは基底礫岩・礫岩・細礫岩・泥岩・砂岩である。礫岩類はいずれも全般的に泥質の基質を含んでおり良く締まっているが、左岸下流側には細粒分の乏しい幾分ルーズなものも見られる。岩盤のせん断強度は基底礫岩・泥岩・砂岩・細礫岩・礫岩の順に大きくなると考えられるが、泥質のものは含水比の低下によって硬くなることが考えられ横坑壁やボーリングコアにより強度評価を行う場合の留意点となろう。なおダムの堤体断面の検討においては、砂岩～礫岩が明瞭に区分しがたいので一区分とし、礫岩・泥岩および基底礫岩の3種類に分けた岩盤モデルが考えられている。透水性に関しては、基質が乏しいものは大きい透水性を示すが基質に富んでいる部分は透水性が小さい傾向にありボーリングコアによる判断とルジオン値が良く一致する。



図一29 ブロックせん断試験結果
角閃石安山岩類



図一30 ブロックせん断試験結果
砂岩～礫岩



図一31 岩盤変形試験結果一覧

以上のような岩盤状況であるので、ダム軸の選定に当ってはまず高位標高部において角閃石安山岩類が最も高い標高となる個所が検討された。その結果 A 軸から上流 20 m の範囲が最も適していることが判明した。なおこの場合堆積岩類上のダム高は最大約 20 m である。次の検討は堆積岩類の強度とそれぞれの分布状況に関して行われた。その結果ダム軸を A 軸上流 10 m にするのが最も有利であると判断された。なお堤体積はいずれの場合も 28 万 m³ 程度であり有意な差はない。止水処理に関しては A 軸を中心に上下流各 20 m (計 40 m) 間はほぼ同じ条件である。即ち基質が砂質のものの一部にやや高透水を示すゾーンが存在するが、右岸取付部付近には基質が砂質の礫層が上下流に連続して存在するためいずれに軸線を持ってきても有意な差はなく慎重な対応が必要である。

このような経過によりダム軸は A 軸上流 10 m に決定されたが今後の課題としては堆積岩上の堤体形状に対する細い検討と堅硬な角閃岩安山岩類を除く岩盤に対する止水処理の範囲と工法の決定が挙げられよう。特に堆積岩の表層部についてはセメントグラウチングが可能かどうかの境界付近であると考えられ今後の検討が注目されるものである。

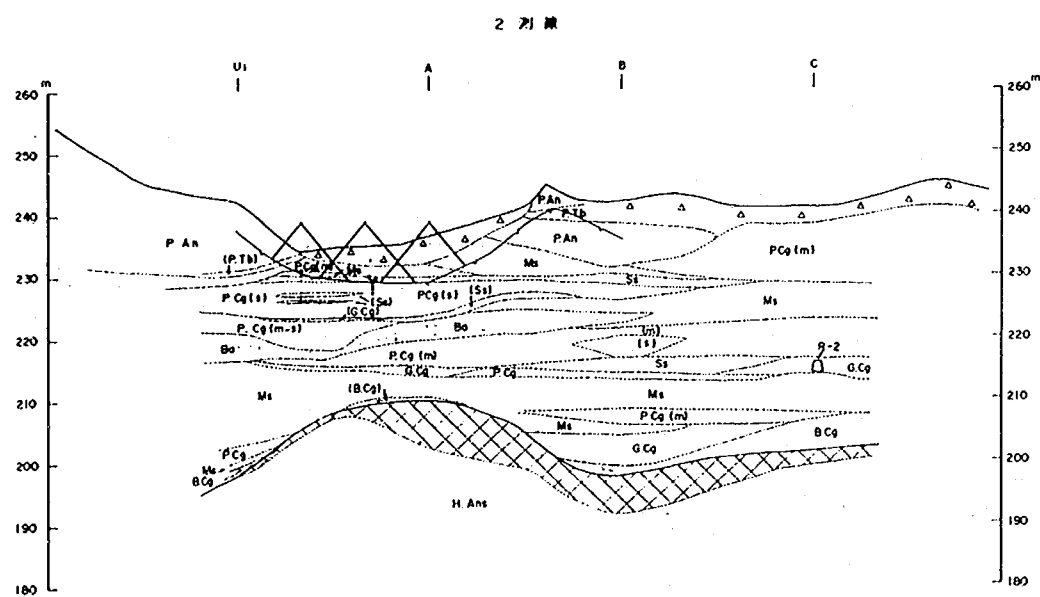
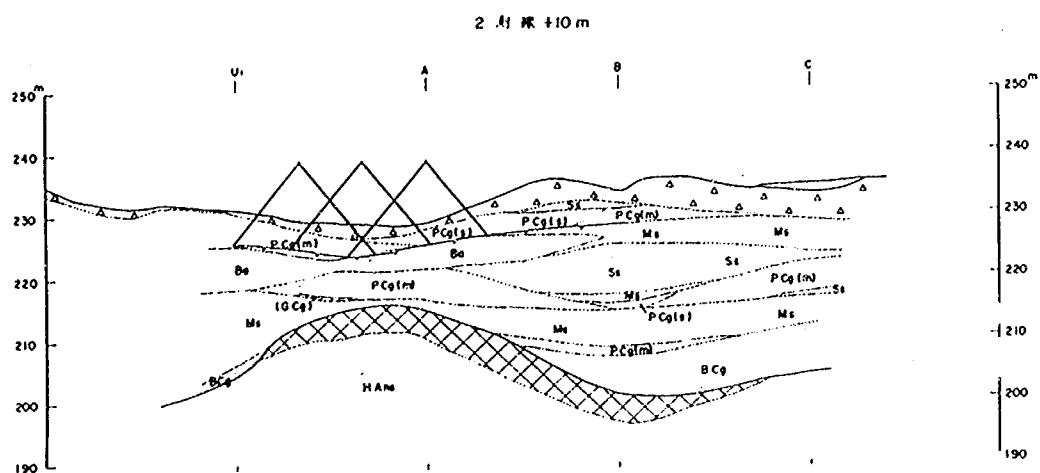


図-32 座取りの検討例

(7) E ダム

このダムは高さ約 40 m の重力ダムである。ダムサイトの基盤は第三紀中新世の礫岩・砂岩・細粒砂岩およびシルト岩よりなる。これらのうち細粒砂岩・シルト岩は固結度も高く透水性も低い、左岸中位標高に分布する砂岩・礫岩は固結度が低く強度が小さい。なお上位標高部ではゆるみと風化のためシルト岩・細粒砂岩ではあるが透水性は大きくなっている。

このような地質状況のため、全体的な物性試験の後左岸中位標高の横坑において砂岩を対象とし

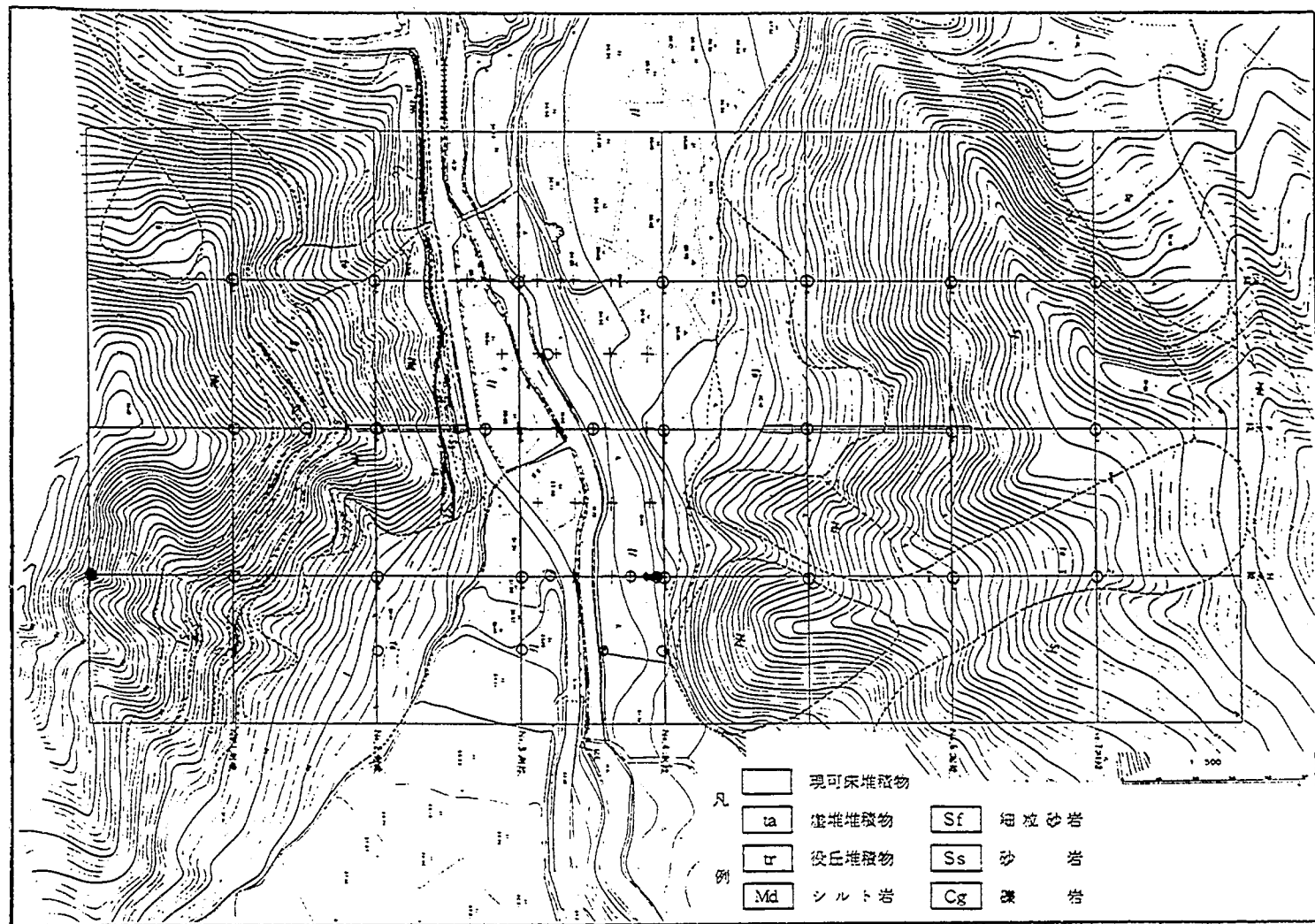
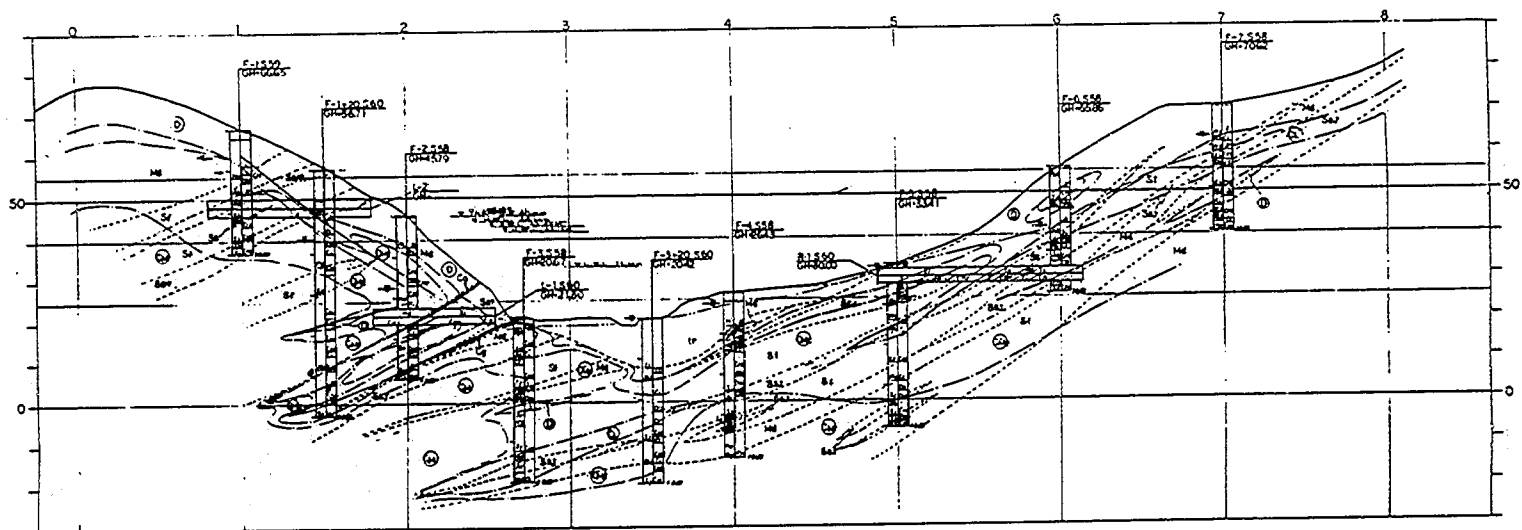


圖-33 地 質 平 面 圖



凡 例

九 天 書 風

[illegible]

圖—34 地 質 斷 面 圖

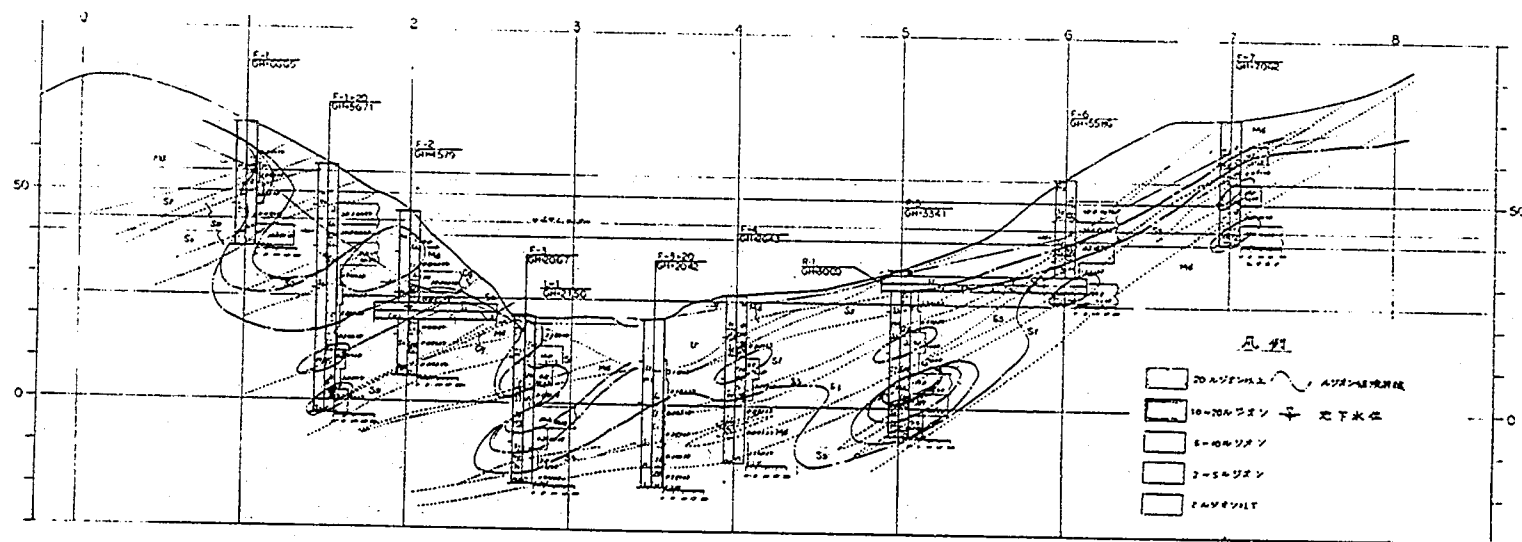


図-35 ルジオンマップ

た種々の調査試験が実施されている。その内容は、針貫入試験を併用した横坑観察によって岩級区分を行い、深度1mごとに岩塊が採取された。この岩塊から簡易ボーリングによって試験用供試体を切り出し、一軸・三軸圧縮試験が実験室内で実施された。これら調査・試験の結果を総合的に検討し岩盤の再区分が行われた後、現位置岩盤試験が実施された。

岩盤せん断試験結果をみると垂直応力レベルの低い3点はやや低い値を示すもののほぼ妥当な値と考えられるが、応力レベルの大きいものはせん断強度が極端に小さくなっている。試験個所の岩盤状態は他のものとほとんど差がないことからこの原因として何らかの試験上の問題があるものと思われるが、その一つとしては垂直応力が大き過ぎたことが推察される。試験は砂岩の最も弱い部分を選んで実施されているが、この部分は圧縮強度も強くない即ち固結度が比較的小さい部分である。このためせん断試験における大きな(10 kgf/cm²)先行垂直載荷によってせん断ブロック着岩面付近が局部的に破壊していることも考えられる訳である。試験結果の分析は終わっていないが、垂直載荷の重要性を考えさせられた試験であろう。

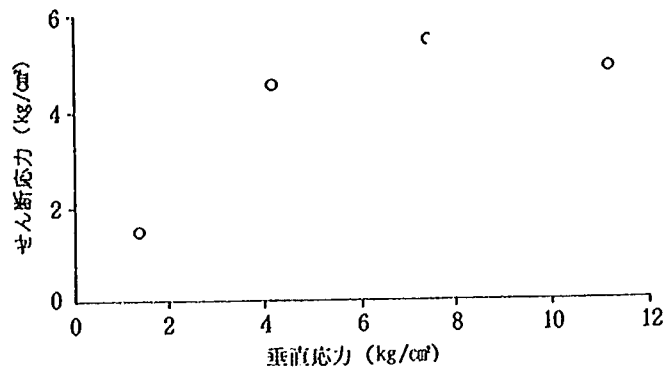
表一9 既設Sダムの岩石とEダム岩石の比較

	S ダム		E ダム		
	砂 岩	シルト岩	砂 岩	細粒砂岩	シルト岩
単位体積重量	2.211	2.142	2.282	2.387	2.118
比 重	2.693	2.724	2.691	2.701	2.719
V _p (km/s)	2.55	2.58	1.78	2.28	2.29
V _s (km/s)	0.86	0.93	1.16	1.16	1.18
圧 裂 強 度 (kgf/cm ²)	1.59 (1.1~2.1)	3.08 (1.7~4.1)	2.19 (1.0~4.0)	4.30 (2.5~5.3)	3.54 (2.7~5.0)
一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	43.3 (22.8~83.5)	36.8 (24.5~16.6)	30.3 (9.4~52.9)	42.7 (33.6~55.3)	41.3 (25.3~60.0)

()内 試験値幅

表一10 Sダムにおける試験結果

岩 種	砂 岩		シルト岩	
	(kg/cm ³)	(度)	(kg/cm ³)	(度)
室 内 三 軸	6	40.5°	11	28.5°
原位置せん断試験	3.5~4.0	30°~40°	6	30°
設 計 採 用 値 (岩種別)	4.0	32°	6	32°
岩 盤 平 均 強 度	$r = 4.6 + \sigma \tan 32^\circ$			



図一36 せん断試験結果 (Ss)

(8) F ダム

このダムは高さ約 25 m の重力ダムである。ダムサイトの地質は新三紀の砂岩および泥岩よりなるが典型的な軟岩である。地層の走向はほぼダム軸と一致しており傾斜は 5~30° 上流落となっている。

泥岩の新鮮部は良く締まっているが亀裂面が見られ、表面近くでゆるんだ部分は水の存在により容易に泥ねい化する。なお透水性に関する問題は生じない。砂岩は細粒~中粒で固結度は一般に低い。ダム敷には現れない。

泥岩に対する現位置岩盤試験および室内一面せん断試験の結果、岩盤自体のせん断強度は比較的大きいがコンクリートとの付着面の強度は余り大きくない事が判明した。この理由としては掘削面の表面に非常に薄い (フィルム状) 弱層が生じこのためコンクリートとの付着が良くないものと考えられる。

以上のことからダムの設計としては付着力 (τ_0) を期待せず摩擦角 (ϕ) のみでせん断力を受けもたせることを基本とした検討が進められている。さらにこの検討に当っては泥岩の性質即ち乾燥によるスレーキングや岩盤をゆるませない掘削形状など施工上の条件も加味されており、種々の断面形状が検討対象となっている。

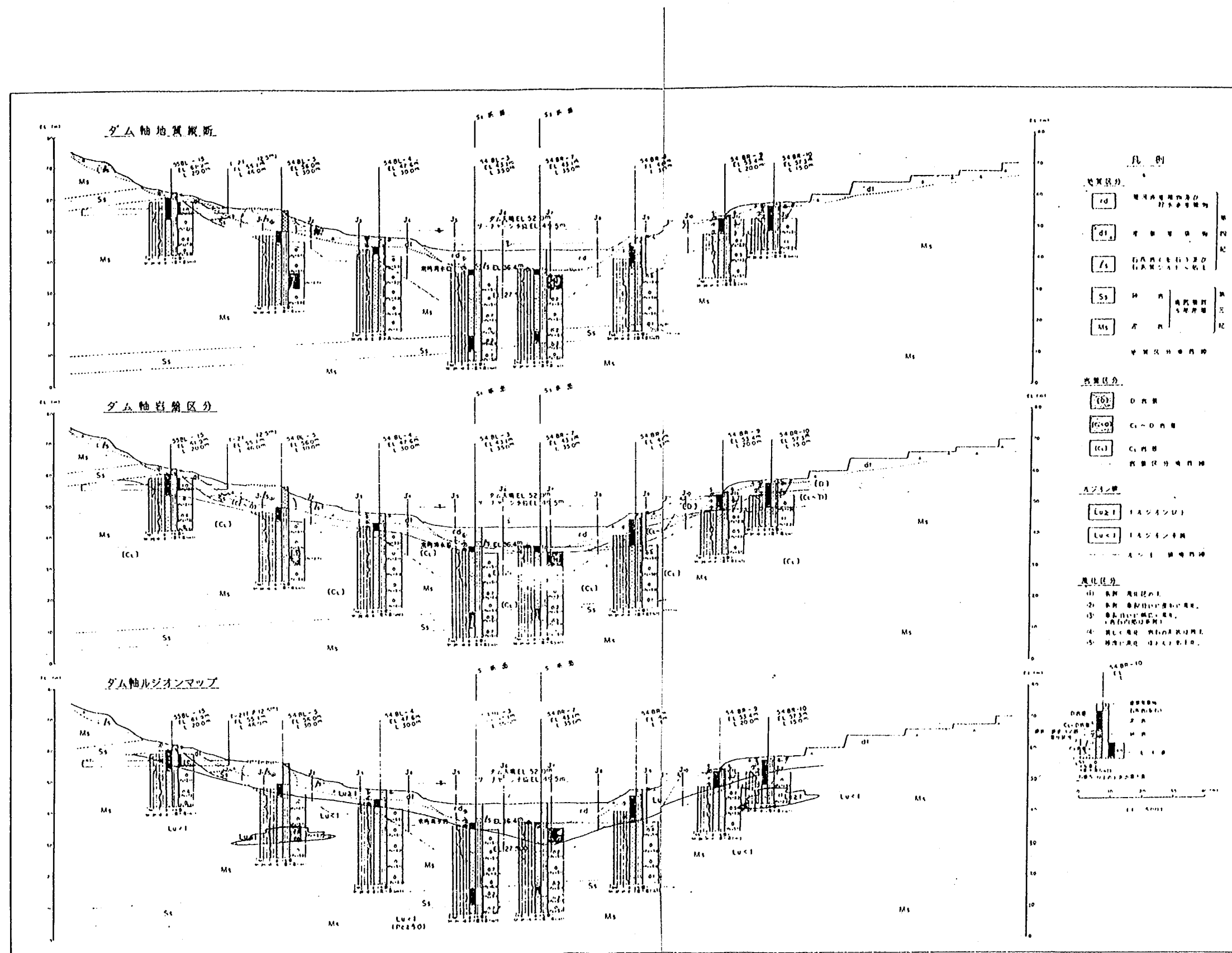
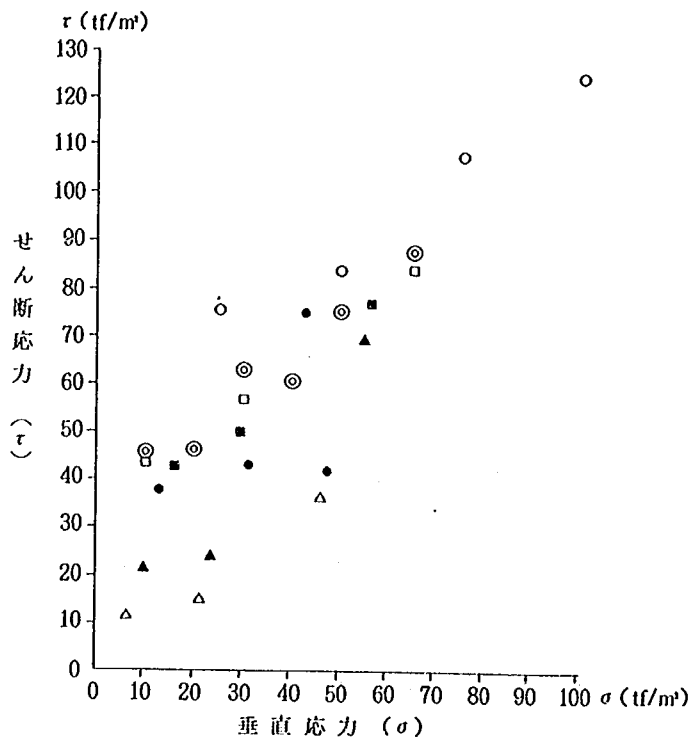
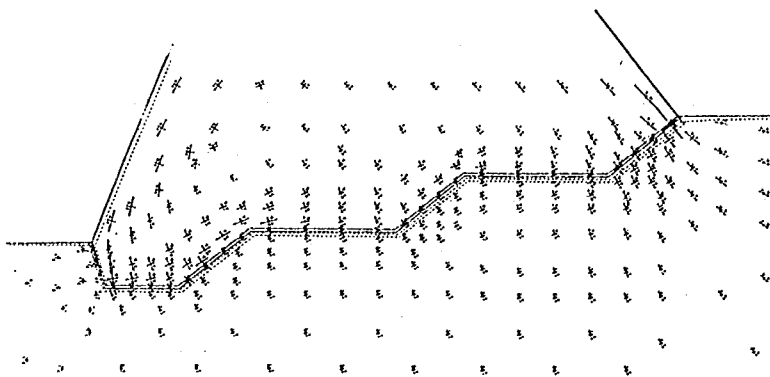


図-37 地 質 断 面 図

●	ブロックせん断試験値	60cm×60cm	$U = 1.67 \text{ tf/m}^2, \text{ min}$
○	一面せん断試験値	φ15cm×3cm	$U = 0.10 \text{ mm/min}$
▲	ロックせん断試験値	90cm×90cm	$U = 250 \text{ tf/m}^2, \text{ min}$
△	ロックせん断残留強度試験値		"
■	修正ロックせん断試験値		"
◎	一面せん断試験値	φ15cm×3cm	$U = 0.05 \text{ mm/min}$
□	"	"	$U = 0.10 \text{ mm/min}$



図一38 各種試験の結果



図一39 応力解析の例

4. ダムの設計に関する若干の考察

4.1 設計上考察すべき地質条件の整理

これまで述べたようにダムサイトの地質条件としては種々のものがあり重力ダムを設計する上で考慮すべき点が多くなるが、これらを整理すると次のようになる。

中古生代の堆積層や変成岩のサイトでは一般に地質構造が複雑であり、各地層の構成と層理面を含むその力学的性質・断層の分布とその性状を把握することが重要であるが、その外に蛇紋岩あるいは蛇紋岩化している部分の存在するサイトもあり風化の進行や地山のゆるみ（クリープ・トップリング等）と相俟って問題がややこしくなることが多い。

火成岩（グリーントフ運動以降のものを除く）のうち最も多いのは花崗岩であるが、このサイトでの問題点としてはまず風化の厚さとその性質（強度・止水性）が問題となる。この外に貫入岩の存在（接触部の傷みなど）や断層・割れ目沿いの変質が挙げられる。

新しい火成岩（グリーントフ運動以降）のサイトでの問題点としては、種々の岩種が非常に複雑に存在しさらに各々の熔岩部と自破碎部が混在することや変質のため力学的性質の把握が一層難しくなることである。特に九州地方で見られる第四紀のものは単層の厚さが小さいものが多く泥岩などの薄い堆積岩を挟在することもあり、強度・変形性や透水特性に劣るものが多い。また比較的層の厚いものは著しい冷却節理を有している。大雑把に言えば第三紀のものは力学的性質を主眼点として考えれば良いが第四紀のものは力学的特性も当然のことながらそれ以上に止水性が重要な着眼点となる。この様に新しい火成岩とは言うものの第三紀のものと第四紀のものはかなり異った性状を示すが、共通して言えることは調査の精度を相当上げ地質構造を把握しないと設計が出来ないことであり、後者の場合特にそれが顕著である。

新第三紀以降の堆積岩では固結度が最も重要となるが一般に粒子が小さい程固結度が大きく、従って強度・透水性ともに粒子の大きいものより良くなる。しかし粒子の小さいもの（泥岩など）ではモンモリロナイトなどの粘土鉱物を含むため乾湿のくり返しによるスレーキングを生じることがあるため施工上の注意が必要となる。地層構成は砂岩・泥岩の互層に代表されるように複雑でなくほぼ同じ層厚で単斜構造を示すことが多いので地質構造の把握はそれ程難しくないが、乱堆積状になっているものやある地層がなくなっていることもあるので注意が必要である。いずれにしても鍵層（key bed）を見つけることが最も重要となる。地質構造を把握した後設計を行うが、堤体の基盤をどの層とし遮水の基本をどの層とするかが重要となる。この場合の着目点としては地層の性質だけでなくその層厚が重要でありある程度厚く（5～10 m 以上）なければ、対象の層とは出来ないことに注意を要する。基礎掘削施工時に注意すべきことはこの種の地層は深く掘ってもより良好とはならないので掘り過ぎないことである。基盤としている地層が厚くない場合における必要以上の掘削は堤体の安定を傷うこともありうるので過掘りに対する注意が必要となる。

4.2 ダムタイプ選定の条件

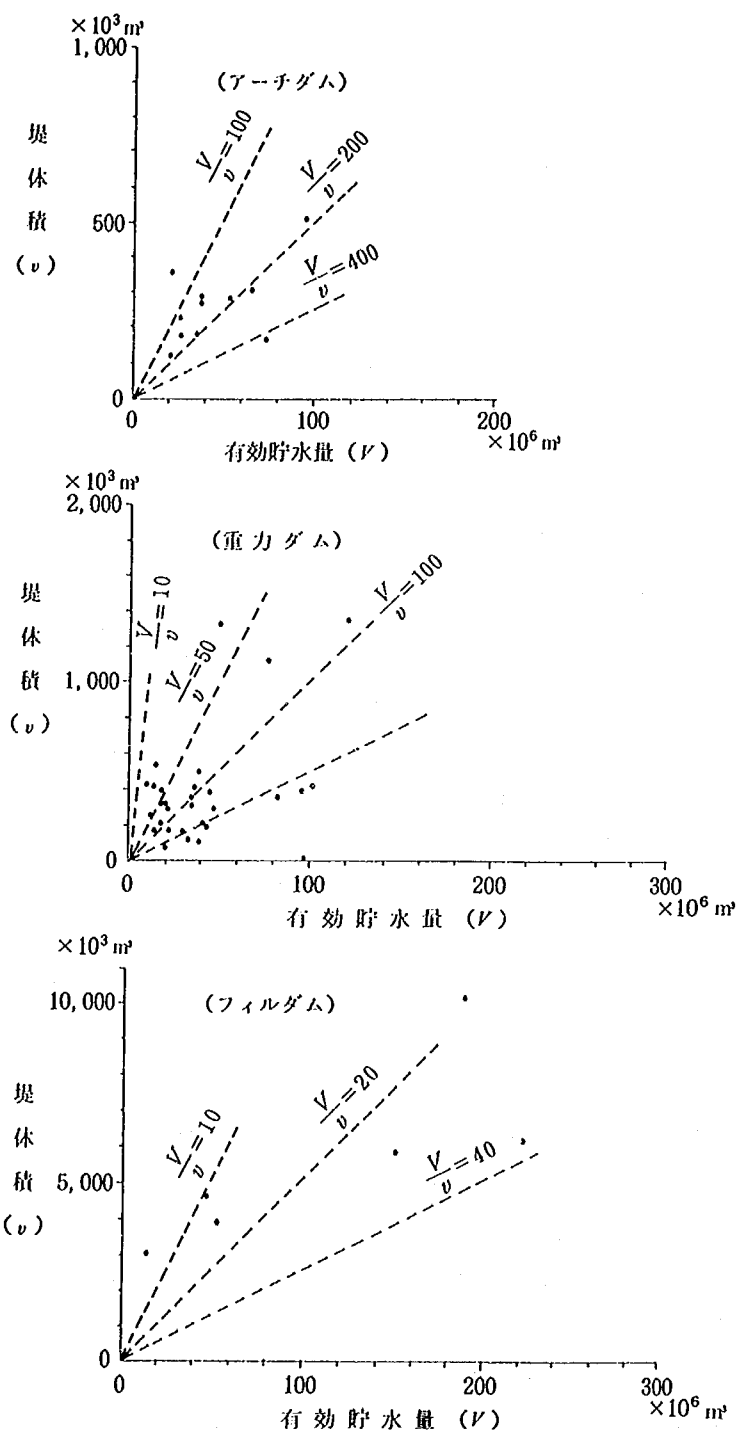
これまで述べた様に重力ダムを建設する場合に種々の問題点があり基礎岩盤の力学的性質が劣悪な場合には、設計上非常に厳しい条件ともなる。この様なサイトでは地質条件への適応性がより大きいフィルダムを採用した方が堤体の設計がより合理的に行えるのではないかという疑問が生じると思われる。そこでダムタイプを選定する場合の条件について触れることとする。

フィルダムは与えられた地質条件に対しての適応性については優れているが次の点でコンクリートダムに比べ不利となる。

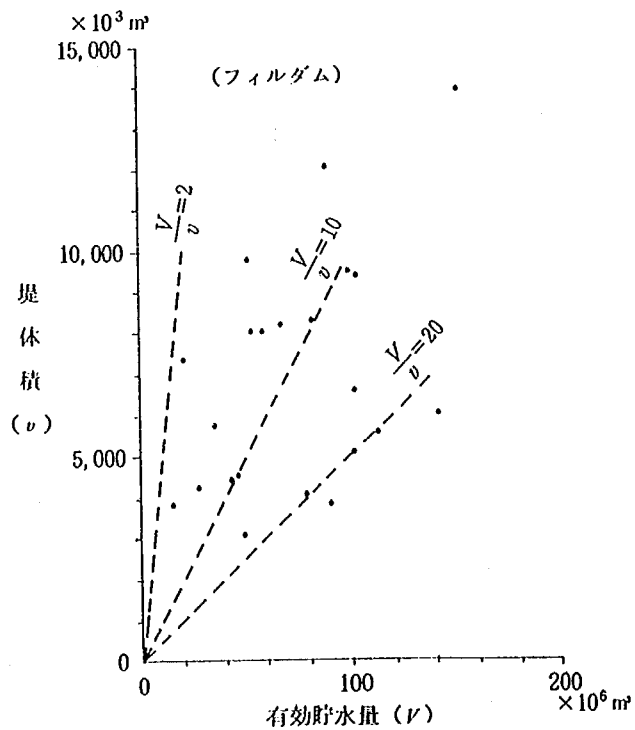
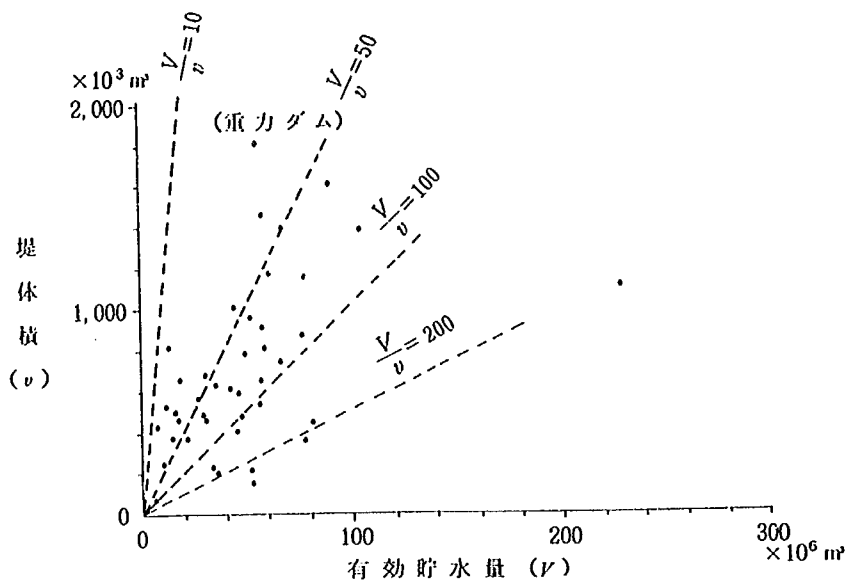
- ① 堤体上および堤体内に放流設備を設置出来ない。
- ② ダム軸より上流側の堤体により貯水容量の減を生じる。

前者については洪水吐きを別個に設置することとなるがこの為の掘削がかなり増加する事例が多く地形が急峻な場合に著しい。建設費用を低減させる方法としてはトンネル式洪水吐きや貯留効果を考慮した洪水処理などが考えられるが、構造的信頼性の問題や洪水量（ボリューム）の見積りと貯水池の大きさ（貯水面積と上げ得る水位の積）の比率の問題があり一般には採用されていない。またダム計画上許されれば思い切ってダムの天端を洪水吐きが設置しやすい標高まで上げる（ダム高を高くする）ことも考えられるが現状では全体費用が大きくなるので採用されない。これらは今後十分検討されてもよい問題と思われるが、いずれにしてもフィルダムはコンクリートダムに比べ洪水吐きの設置において不利な点を有している。洪水吐きに関してはこの外にダム設計洪水流量をコンクリートダムの1.2倍としかつ非越流部の高さを1m高くする規定となっていることやコンクリート施工設備を別個に必要とするなど一般にフィルダムが不利となる事項がある。またダム設計洪水流量が非常に大きい場合は洪水吐き設置そのものが大きな問題となることもある。

直轄・公団ダムにおいて堤体積と有効貯水量の関係を示したものが図40、図41であるが完成したダムに比べ建設中のダムにおいて堤体積が大きかつ有効貯水量と堤体積の比（以下これを「貯水効率」と呼ぶ）が小さい傾向になっているのがわかる。また実際のダムでの比較設計におけるロックフィルダムと重力ダムの堤体積の比が約5となることと両者の貯水効率の比が約1/5となっており、その関係が比較的一致していることが窺える。図42、図43に補助ダムのうち比較的小規模なダム高60m以下かつ有効貯水量500万 m^3 以下のものの堤体積と有効貯水量の関係を示している。この図よりこれらの小規模なダムでは大きなダムに比較して貯水効率がかなり小さいことがわかるが、重力ダムの堤体積がフィルダムのその1/5程度となることとフィルダム堤体積の約1/2がダム軸より上流側にありこれによる貯水量の減少を生じることを考え併せれば、小規模ダムにおいては地質条件が劣悪であっても極力重力ダムを建設したいという事が理解出来よう。



図一40 有効貯水量と堤体積の関係(1)
(完成した直轄・公団ダム)



図一41 有効貯水量と堤体積の関係(2)
(建設・実調中の直轄・公団ダム)

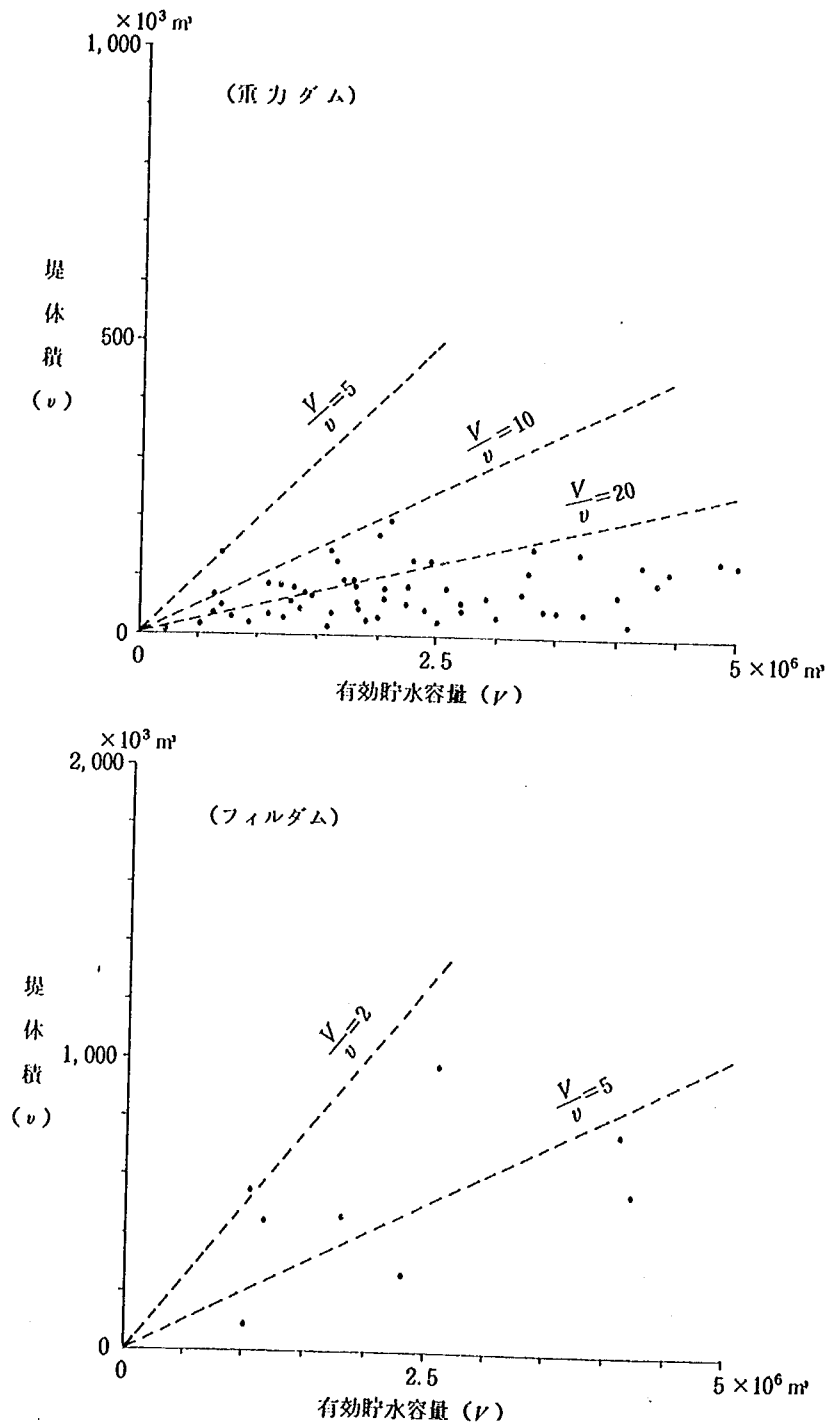
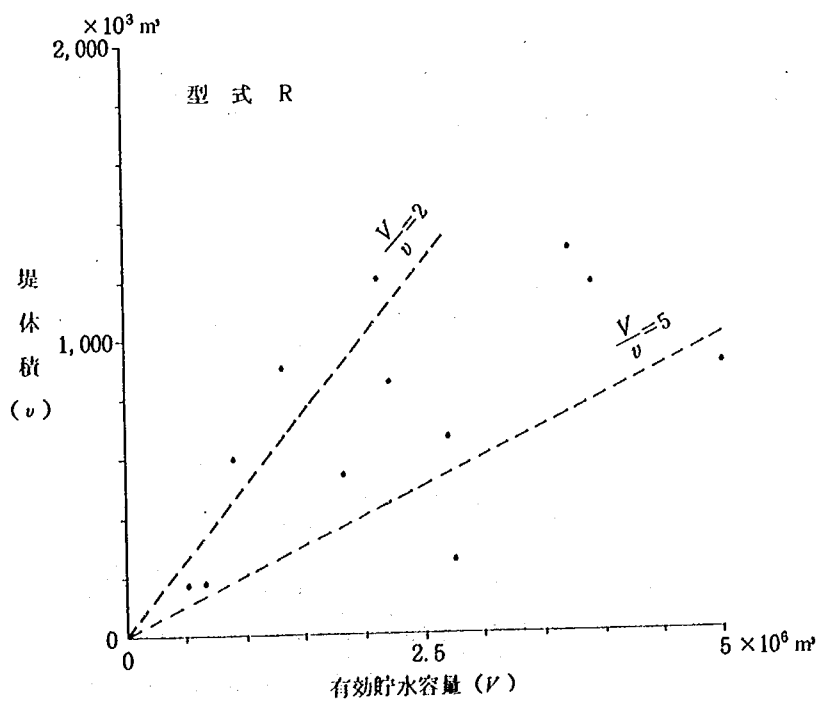
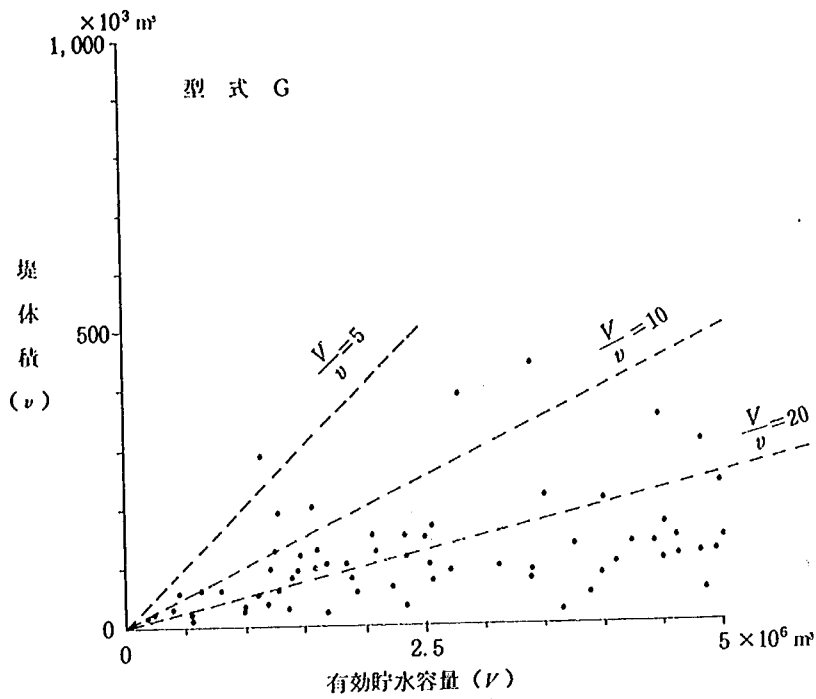


図-42 有効貯水量と堤体積の関係(3)
 (堤高60m 以下かつ貯水量500万 m^3 以下の)
 (完成した補助ダム)



図一43 貯水量と堤体積の関係(4)
 (堤高60m 以下かつ貯水量500万 m^3 以下の)
 (建設・実調中の補助ダム)

4.3 堤体断面検討に際し考慮すべき事項

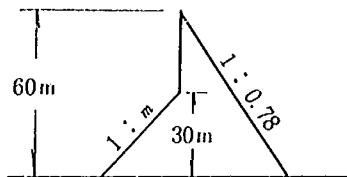
前節に述べた理由により地質条件が相当厳しくても小規模なダムにおいては重力ダムが建設されるが、せん断強度が小さい岩盤上の重力ダムでは上流側にフィレットを付加した断面が一般的となっているのでこれについて若干考察を加える。

表 10 にフィレット勾配を変化させた時の岩盤せん断強度と Henny の安全率 n の関係を示して

表一10 $\tau_0 \cdot f \cdot m \cdot k$ の組合せと Henny の n

(計算条件)

$h=60\text{m}$ $h_w=58\text{m}$ $h_s=24\text{m}$
 $W_c=2.4\text{t/m}^3$ $h'=30\text{m}$ $U_p=1/3$
 $W_s=1.1\text{t/m}^3$
 $C_r=0.4\text{t/m}^3$



Henny の安全率

$k=0.15$ の時

$$\tau_0 : \text{tf/m}^2$$

$$f : \tan \phi$$

$$N_s = \frac{\tau_0 + f \cdot \sigma_y}{\tau_{xy}}$$

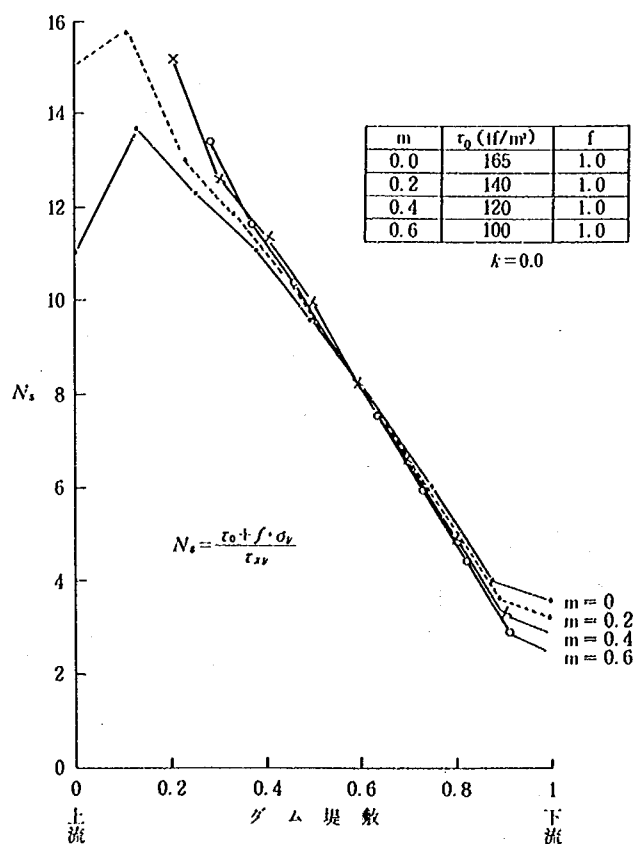
$\begin{matrix} \tau_0 \\ f \\ m \end{matrix}$	165 1	140 1	120 1	100 1	100 0.8	80 0.8
0	4.08	3.63	3.27	2.91	2.69	2.33
0.2	4.58	4.08	3.68	3.28	3.03	2.63
0.4	5.08	4.58	4.09	3.65	3.36	2.92
0.6	5.56	4.96	4.40	4.00	3.68	3.20
0.8	6.03	5.38	4.86	4.35	4.00	3.48
1.0	6.48	5.79	5.24	4.68	4.30	3.75

$k=0.00$ の時

$\begin{matrix} \tau_0 \\ f \\ m \end{matrix}$	165 1	140 1	120 1	100 1	100 0.8	80 0.8
0	5.88	5.24	4.72	4.20	3.88	3.36
0.2	6.69	5.96	5.38	4.79	4.42	3.84
0.4	7.50	6.69	6.04	5.39	4.96	4.31
0.6	8.31	7.42	6.70	5.98	5.50	4.79
0.8	9.12	8.14	7.36	6.53	6.05	5.26
1.0	9.93	8.87	8.02	7.17	6.59	5.74

いる。設計上の規定として地震時に $n \geq 4$ が必要であるが、同一の条件(例えば $n \approx 4$)として求められた断面であっても常時 ($k=0$) における n がかなり異なりフィレットの勾配 (m) が大きくなる程 n の増加が大きくなっている。図 44~46 にこの時のダムベース沿いの局所安全率を示している。堤趾部の安全率は m が大きい程やや小さくなる傾向はあるが地震時の低下率は m が大きい程小さくなる傾向が窺える。図 47 に大きなフィレットが付加された断面における着岩部の応力状態を示しているが、これによると水平方向に 3 kg/cm^2 程度の引張り応力が発生しており値は小さいものの全く無視する訳にはいかないものと思われる。

現在ダム構造研究室においてフィレットの効果について整理を進めており(上に述べたものはそれらの一部である) 近々その成果を示せるものと思うが現時点での概括的な結論として、せん断強度の不足を補うために付加される上流側のフィレットは着岩部付近の堤体と岩盤部の応力状態を有利にするが、例に示すような大きなフィレットの採用に当っては検討を必要とする場合があるということが言える。なおこの検討に当っては内部応力のチェックだけでなく断面形状の検討も同時になされるべきではないかと考える。



図—44 ダムベース上の局所安全率 (節点応力)

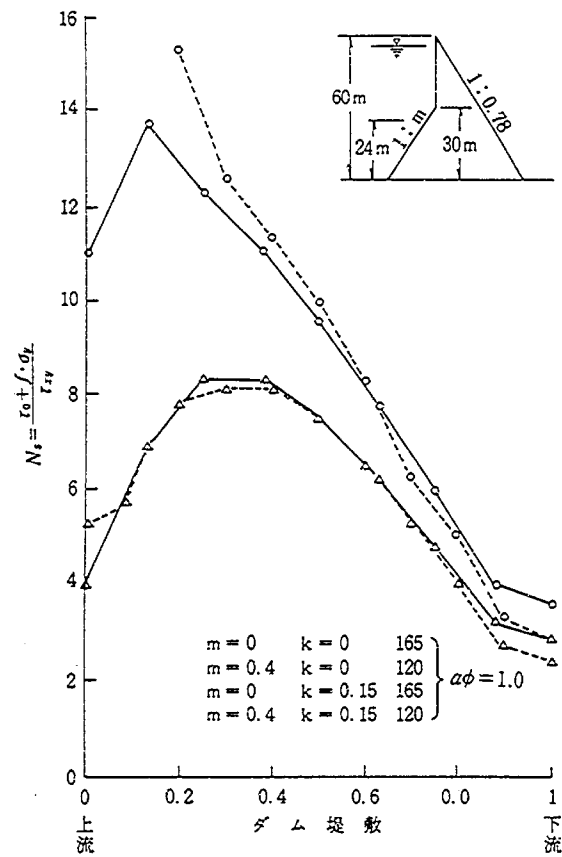


図-46 ダムベース上の安全率の分布

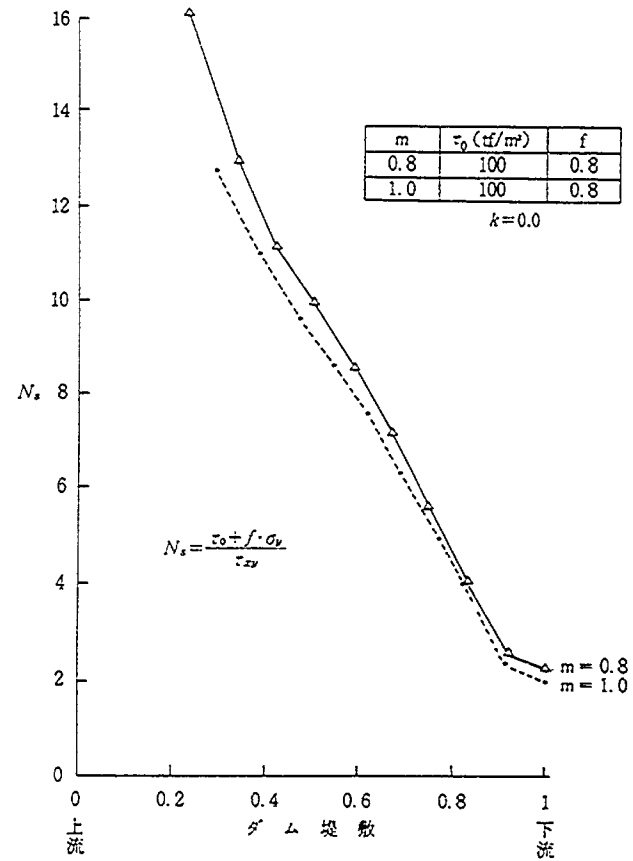


図-45 ダムベース上の局所安全率（節点応力）

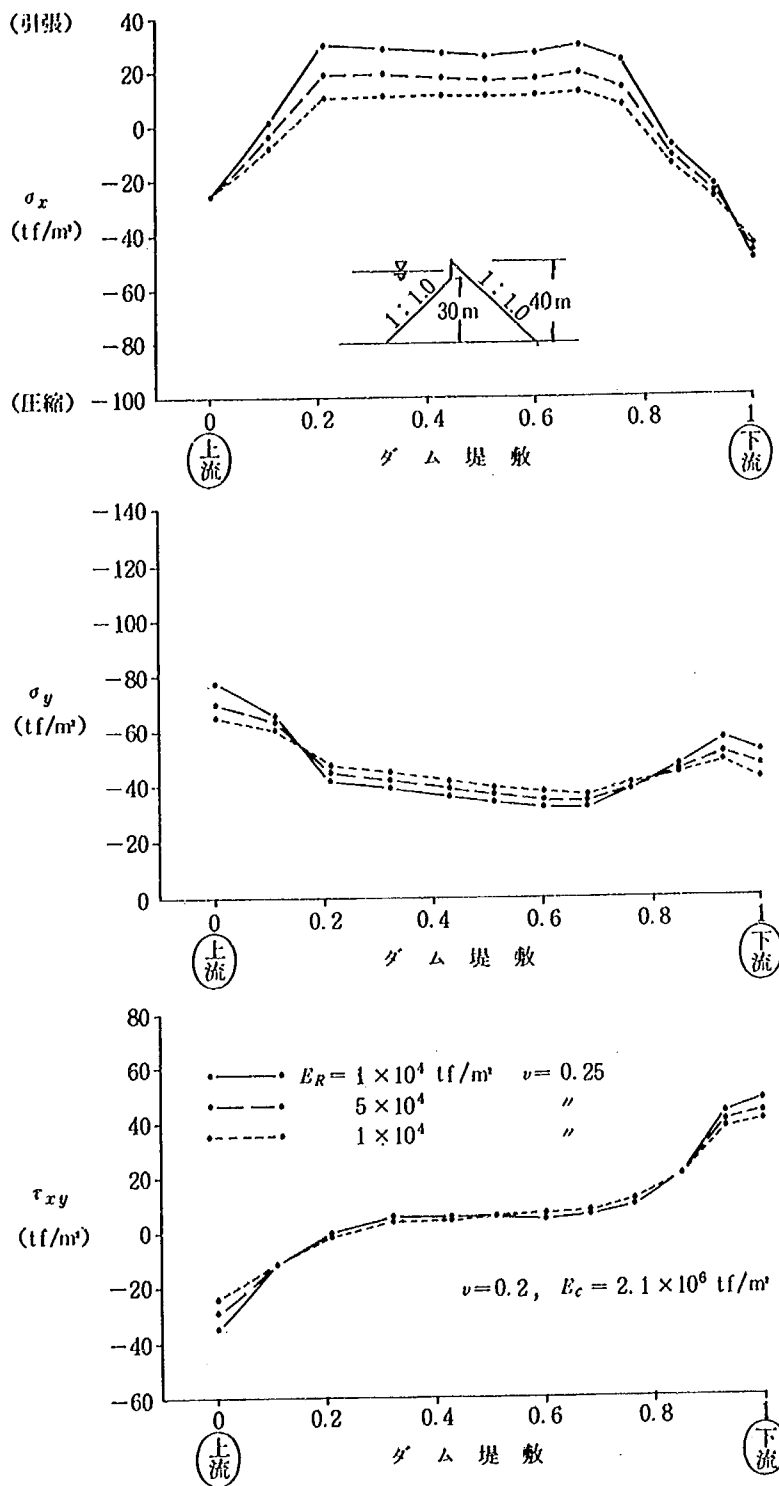


図-47 基礎の変形係数とダム堤敷の応力分布 ($m=n=1.0$, 湛水状態)

あ と が き

ダム建設の技術は言うまでもなく永年の知識と経験の蓄積の上に立っており、現在の技術レベルは先人の血のにじむような努力の成果である。現在我々はその成果を用いて多くのダムを建設している訳であるが、種々の問題を解決していくためには過去の事例を調べたり他ダムの例を参考にすることも多いことと思われる。このような趣旨から本文においては多くの事例を紹介したものであるが、理解が十分でないため正確な説明となっていないものもあると思われる。御容赦願いたい。

3章においては各ダムの工事誌・工事報告・検討資料などから多くの図表を引用させていただき、また2章・4章の図表はダム構造研究室の方々に作成いただきました。厚くお礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 早明浦ダム工事誌
- 2) 石井 文雄, 小林 茂敏; 重力ダムのせん断摩擦抵抗, 土木研究所報告第131号, 昭和42年4月
- 3) 志水 茂明, 竹村公太郎; 軟弱岩盤上のコンクリート重力式ダムの設計と施工, 大ダム NO. 93, 1980年9月
- 4) 齊藤 孝三, 矢沢 克敏, 片平 博; 大川ダムの堤体及び基礎岩盤の安定解析報告書, 土木研究所資料1615号, 昭和55年10月

ダム湛水と地すべりについて

地すべり研究室長 中 村 浩 之

ダム湛水と地すべりについて

1. はじめに

1963年にイタリアのバイオントダム貯水池で発生した地すべりは2,600人余の命を奪ったが、これを契機にわが国ではダム貯水池周辺の地すべり対策が積極的に実施されるようになり、今日に至っている。

ダム湛水が原因で発生する地すべりは初期湛水の貯水位上昇時に発生するものと、ダムの貯水位の急低下によって発生する地すべりがあることは一般に知られている。

Jones 他¹⁾は1941～1953年の間にルーズベルト湖周辺の比較的固結度の低い更新世の水河による堆積物の分布地域での地すべりを調査した。この結果これらの地すべりのうち49%は1941～1942年の初期湛水期間中に起っており、30%は2回の10～20 mの範囲の水位降下時に起っている。残りは小規模の地すべりで、それら以外の時期に発生している。またわが国でもダム湛水により発生する地すべりのうち約60%は貯水位急低下時に発生しており、残りの40%は初期湛水を含めた水位上昇時に発生している²⁾。

本文ではこれら湛水地すべりの実態と解析、地すべり予知調査や対策工法等についてとりまとめてみた。

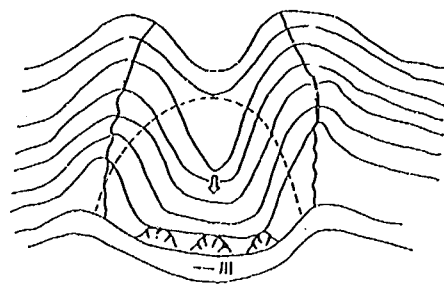
2. 地すべり予知調査

ダムの湛水により地すべりが発生することがないように効果的な地すべり対策を実施するためには地すべりの予知調査が非常に重要となってくる。

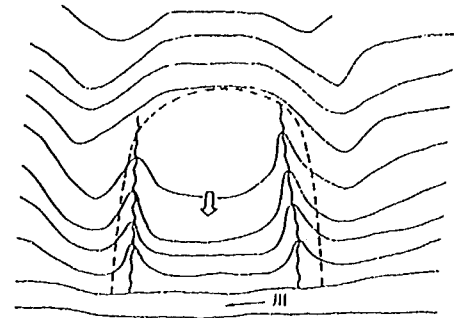
そのためには先ず地すべり地形分布の把握と湛水等による影響を予測し、必要に応じて地すべり対策を実施すべき斜面を抽出する必要がある。

地すべり分布調査では既存の調査資料、文献等の検討、地すべり指定地や地すべり危険個所の確認や空中写真・地形図を利用した地すべり地の分布が推定された段階での現地踏査がある。これらの調査により地すべり地形分布図を作成し、湛水の影響やその斜面の社会性・経済性を考慮して今後の調査が必要な地区を抽出する。広範囲のすべての斜面で精査を行なうことは現実的には不可能なのでこの作業は非常に重要なものとなる。

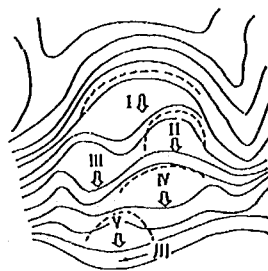
地すべり地形を斜面形でみてゆくと、凸状尾根型斜面、凸状台地状斜面、凹状台地状斜面と凹状緩斜面の四つに分類³⁾される(図-1参照)。凹状斜面については凹部中央に測線を設け地質調査ボーリングを実施し、地質判定によって地すべり面になりうる地層の分布、形状の調べるとか地表面に地盤傾斜計を設置し、地すべりの潜在的な動きを調査することによって地すべりの危険度は比較的容易に判断される。



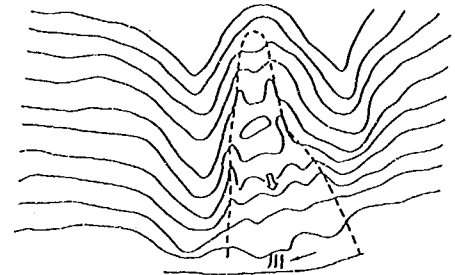
凸状尾根状地形



凸状台状地形



多丘形凹状台状地形



凹状緩斜面地形

図—1 地すべり斜面形 (渡, 酒井, 1975)

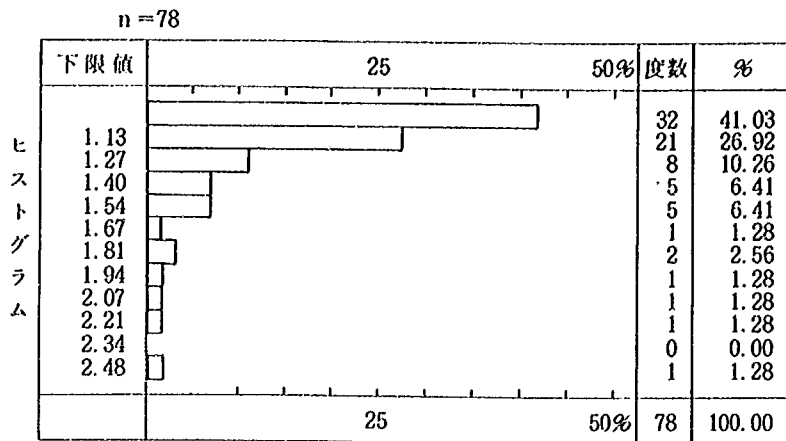
これに反し凸状斜面の地すべり危険度の判断は非常に難しい。凸状斜面は概して安定度が良いと考えられているが、いままでの経験からして凸状斜面の中には非常に安定度の低い斜面が存在していることが認められる。これらの斜面は通常の地すべりの誘因である降雨や融雪等に対しては、斜面の地盤の透水性の良い事もあり安定であるが、ダム湛水、道路による斜面末端部の切取りや地震等の誘因に対しては地すべりを起す場合も生じるものと思われる。

ダム湛水による地すべり末端部の水没による抵抗力の減少と道路建設等に伴う斜面末端部の切取りは基本的に斜面に与える影響という点では同一と考えられる。

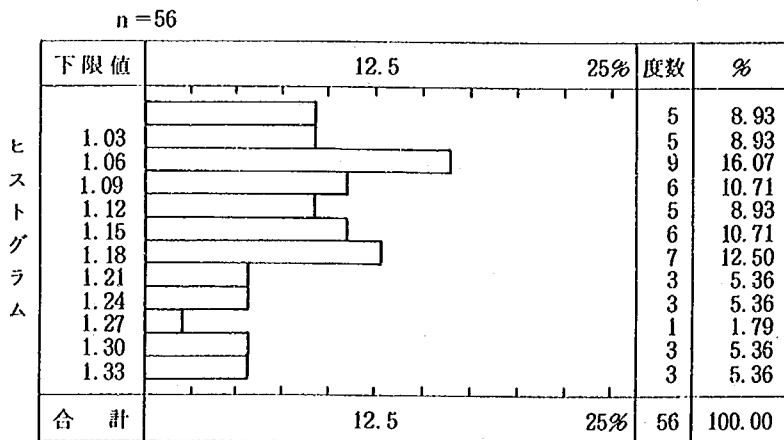
ダム湛水により発生する事例は少ないので道路建設での例をとると道路建設に伴う地すべりは凸状斜面で発生するケースが多いが、これらの地すべりの発生時点の斜面の安全率を 1.0 と仮定し、切取り前の斜面の安全率を逆算すると図—2, 3 のようになる。図—2 は斜面数 78 を対象にして検討し、図—3 はその 56 斜面を特殊事例を除いて集計したものであるが、いずれの図からも元地山の安全率が 1.2 以下のものかなりの割合で存在することが伺える。

ダム湛水の影響を受ける斜面のうちでも、もともとの斜面の安全率の低いものがあるものと考えられるが、数少ないこれらの斜面をいかにして抽出するか大きな課題となっている。

凸部斜面での地すべり発生をみると、尾根部での鞍部が存在するとか、斜面地山のルーズさなど



図一 2 元地山の安全率(1) (高速道路調査会)



図一 3 元地山の安全率(2) (高速道路調査会)

が多いに関係しているものと思われる。これらの特性は斜面内の断層や破碎帯の存在や斜面の形成過程におけるクリープ現象と密接な関連が考えられる。

ボーリング調査による斜面内の弱層を見出す他に、斜面地山のルーズさを定量的に評価することによって地すべり危険斜面を抽出することも可能になるものと思われる。

また湛水地すべりの発生の特性を帰納しそのいくつかを次にあげることができる。

- (i) 崩積土が破碎基岩とともに層理面に沿って滑ったり、崩積土が基岩面に沿って滑動する。崩積土層が基岩面に沿って滑動する事例は多いが、とりわけ流れ盤の斜面に厚い崩積土層が分布する場合には特に注意を要する。
- (ii) ルーズな崩積土層より構成される斜面、あるいは風化した軟弱質の流れ盤斜面では貯水位の

急低下時に斜面の安定度を損なう場合がある。

- (iii) 一般にダム本体に近いほど貯水位の変動幅が大きいので斜面の安定度に与える影響は大きく、地すべりの徴候は早期に現われるが、ダムから離れた斜面では水位の変動幅は小さく、斜面に与える影響度は小さいが、斜面の変状は長時間にわたって継続することになる。

この他ダム湛水によって発生する地すべりは自然発生的な地すべりとほぼ同種の地質、地質構造や地形条件のところで発生しやすいのでそのような体質を持った地域では十分な調査が必要となる。

一方地すべり予知調査で抽出された重要度の高い斜面に対してはボーリング調査等による地質調査や、ボーリング孔を利用したすべり面調査等、計器による地すべり変動調査や地下水調査が実施され、斜面の全容が明らかにされ対策工設計に必要な解析がなされる。

地質調査ではボーリング調査が主であるが必要に応じて調査横坑、調査井の掘削や弾性波探査などが行なわれる。

地すべり変動調査でのすべり面調査では孔内傾斜計、パイプ歪計などが主であり、地表変動調査では地盤傾斜計、伸縮計などが有力な観測計器となっている。

地下水調査では斜面の地下水位観測が非常に重要であり、このための孔内水位観測は不可欠の調査である。その他地下水垂直検層や透水・揚水試験も必要に応じて実施されている。

3. 湛水地すべりの解析

3.1 安定計算

一般に地すべりの安定計算にはスウェーデン式分割法（簡便法）が用いられている。この方法は原則としては円弧すべり面に適用するが、場合によっては非円弧すべり面にも適用している。

簡便式による安全率は次式によって示される。

$$F_s = \frac{\sum \{c\ell + (N - U)\tan \phi\}}{\sum T}$$

F_s = 安全率

N = 各スライスのすべり面に働く荷重の垂直分力

T = 各スライスのすべり面に働く荷重の接線分力

U = 各スライスのすべり面に働く間隙水圧

ϕ = 各スライスのすべり面材料の内部摩擦角

c = 各スライスのすべり面材料の粘着力

ℓ = 各スライスのすべり面の長さ

各水没スライスにかかる荷重計算法にはいくつかの方法があり川上⁴⁾はこれを理論的に検討している。ここではその中の一つの方法を用い従来用いられていた簡便式に水荷重を付加した水没斜面

の安全率算定法によらないことにした。

完全水没スライスの場合 (図一 4 a 参照)

$$\begin{aligned} N &= W' \cos \theta \\ &= \gamma_{\text{sub}} \cdot h_s \cdot b \cdot \cos \theta \\ U &= 0 \\ T &= W' \sin \theta \\ &= \gamma_{\text{sub}} \cdot h_s \cdot b \cdot \sin \theta \end{aligned}$$

部分水没スライスの場合 (図 4 - b 参照)

$$\begin{aligned} N &= W \cos \theta \\ &= (W' + W_t) \cos \theta \\ &= \gamma_{\text{sub}} \cdot h_s \cdot b \cdot \cos \theta + \gamma_t \cdot h_t \cdot b \cdot \cos \theta \\ U &= u\ell = \gamma_w \cdot h \cdot b \cdot \sec \theta \\ T &= W \sin \theta \\ &= (W' + W_t) \sin \theta \\ &= \gamma_{\text{sub}} \cdot h_s \cdot b \cdot \sin \theta + \gamma_t \cdot h_t \cdot b \cdot \sin \theta \end{aligned}$$

ここで

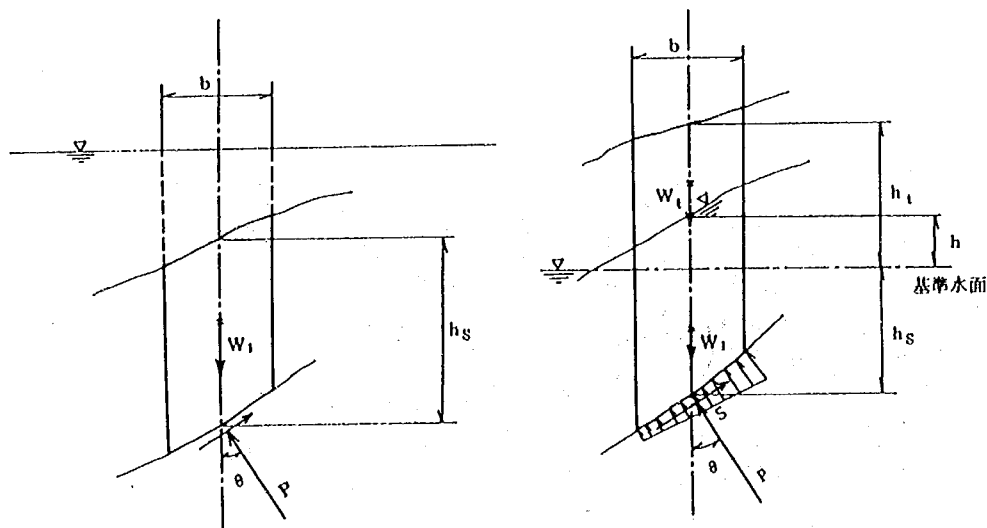
γ_{sub} : 水中単位体積重量

γ_t : 湿潤単位体積重量

γ_w : 水の単位体積重量

(a) 完全水没スライス

(b) 部分水没スライス



図一 4 スライスに作用する荷重

この方法は基準水面以上は湿潤単位体積重量、それ以下は水中重量とし、間隙水圧は基準水面以上では過剰間隙水圧と考えるものである。

さらにこの計算法により図-5に示す地すべり斜面について貯水位の変化と安全率の関係を検討してみた。

計算の条件として、すべり面強さは測定していないため貯水位0の斜面の安全率を1.0と仮定し、(このときの地下水位は図-5のKLM線にあるものとする。) $c-\phi$ 関係図より $c'=1.0 \text{ tf/m}^2$ としたときの $\phi=28.5^\circ$ を求め、この強度常数を用いて貯水位変化に伴う安全率(相対的な値)の変化を計算してみた。

計算では貯水位上昇時の地すべり土塊内への浸水状況は貯水位と同じレベルで上昇するものとした。図-5において貯水位0からサーチャージ水位Ⅳまで水位変化したときの安全率の変化は $J \rightarrow E \rightarrow D \rightarrow C \rightarrow B \rightarrow A$ となり、常時満水位Ⅲと制限水位Ⅱの間の水位で最小の安全率(0.95)をとることになり、水位上昇時には最も危険な水位になることがわかる。

そして貯水位上昇時に降雨等による地下水の増加が地すべり土塊内で生じればさらに斜面の安定度は低下するものと考えられる。

次に貯水位低下時での斜面の安定度を検討してみることにする。貯水位急低下時に地すべり斜面内にどの程度の残留水圧が残るのなかなか難しい問題であり、後述するが、ここでは、サーチャージ水位Ⅳから瞬時に制限水位Ⅱまで低下したときの残留湿潤線をKPとし、制限水位でのPN線とすべり面およびPK線で囲まれた部分を残留過剰水圧として計算し、そのときの安全率(0.77)を求め、F点で示した。同様な計算を常時満水位から制限水位、また制限水位から低水位まで急低下させたときの安全率を求め、0.89, 0.88, 0.90の値をそれぞれ得た。これらの点をG, H, I点で図-5に示した。この場合も降雨等による地下水の地すべり斜面内での増加はその安定度をさらに悪化させることになる。

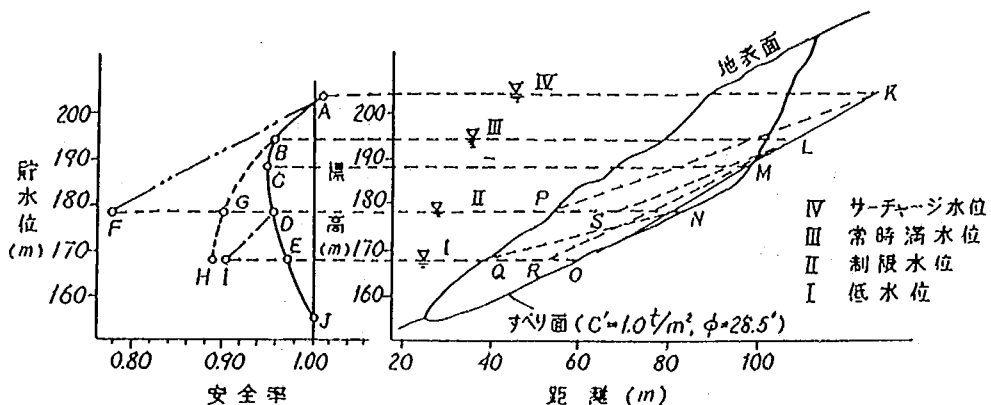


図-5 貯水変化に伴う斜面安全率の変化

同様にいくつかのモデル斜面での安定計算を実施しその検討結果より次のことがわかった。

- ① すべり面における強度定数の粘着力成分が非常に小さい場合には貯水位上昇時に斜面の安定度に対して最も危険な水位が存在する。
- ② 貯水位急低下時には地すべり土塊内での残留間隙水圧のため貯水位上昇時の同レベルの貯水位での安全率よりさらに低下することが考えられる。残留間隙水圧の消散が貯水位低下と同時ならば貯水位上昇時の同水位のときの安全率となるが、消散時間が長くなるにしたがって斜面の安全率は小さくなる。

3.2 モデル斜面での浸透解析と安定計算^{5,6)}

ダム貯水池周辺での地すべりを対象に、貯水位変動に対する非定常浸透流解析を差分法により行い、簡便法に基づく水没斜面での安定計算を実施した。解析事例としてモデル斜面を用い、貯水位の昇降時での地下水の浸入・残留状況を定量的に評価するとともに貯水位変動が斜面安定に及ぼす影響を検討した。

ここでは、地表平均傾斜が約 20° 、すべり深度が約 15 m の A モデル斜面と平均傾斜約 30° 、平均すべり深度約 20 m の B モデル斜面を取扱い、透水係数を仮定して与え、貯水位の昇降時を対象に斜面内へ侵入あるいは残留する地下水の水面高を試算した。

(1) 貯水位上昇時

図-6、図-7 は A、B 斜面において貯水位が $1\text{m}/\text{日}$ で上昇する時の地下水面を経過日ごとに示したもので、破線が透水係数 $k=10^{-3}\text{cm/s}$ 実線が $k=10^{-4}\text{cm/s}$ の場合を示す。図-6、図-7 の結果いずれも貯水位の上昇に伴い貯水池側から斜面内へ地下水が浸入してゆく様子がみられるが、 $k=$

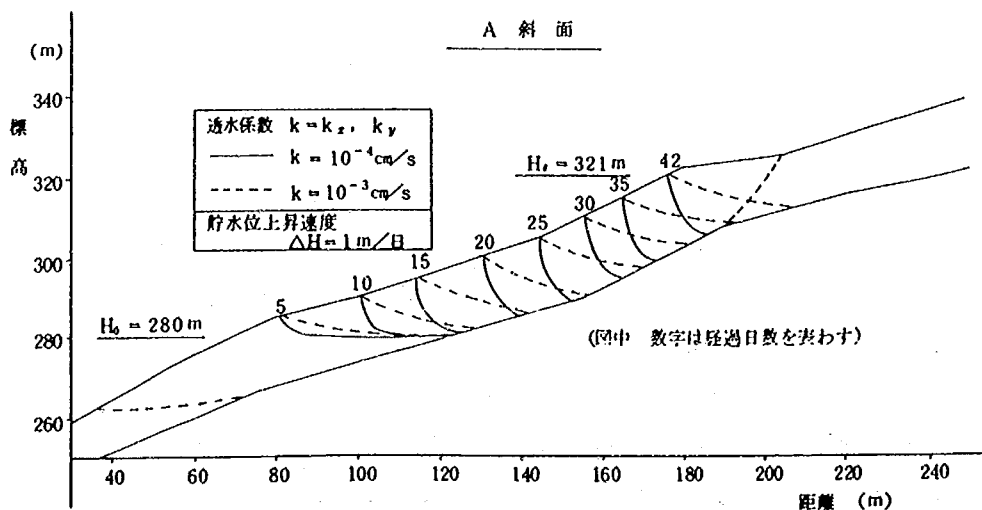
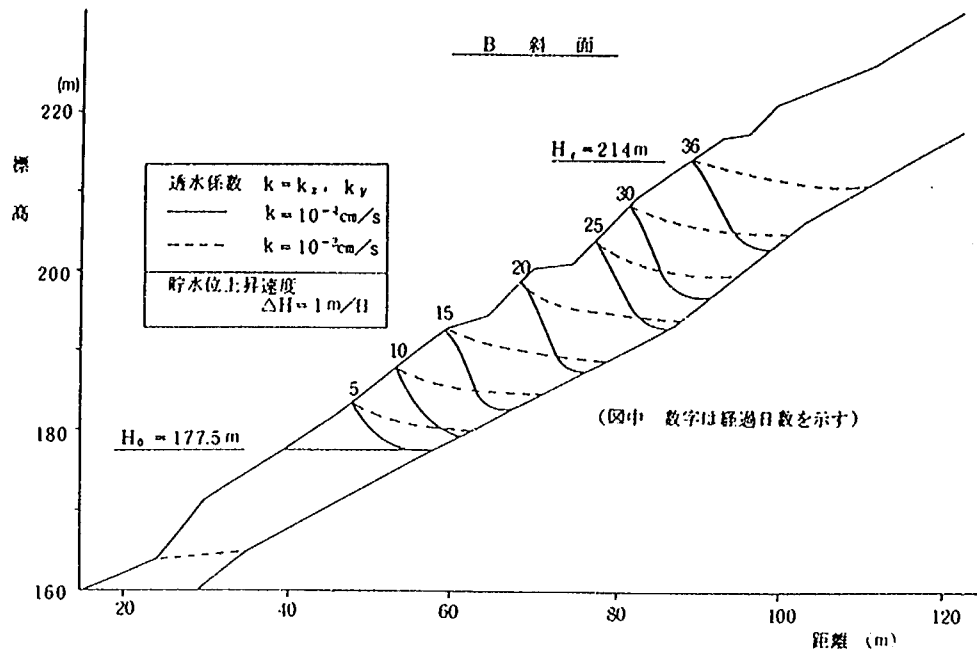


図-6 貯水位上昇時における地下水面の変化(A)



図一 7 貯水位上昇時における地下水面の変化(B)

10^{-4} cm/s の場合には A, B 両斜面ともに地下水位の上昇が貯水位の上昇に遅れ、次第に垂直に立つような格好で浸透するのがわかる。透水係数が 10^{-5} cm/s, 貯水位上昇速度 $\Delta H = 1$ m/日では A, B ともに地下水面が貯水位の上昇に追従せず、動水勾配が逆転し $t = 10$ 日前後で計算不可能な状態となった。

図一 8, 図一 9 は貯水位上昇速度が $\Delta H = 1$ m/日, 2 m/日, 3 m/日の場合での最終上昇時における地下水面高を示したもので、透水係数は 10^{-3} cm/s の条件を用いている。この結果から、両斜面とも貯水位上昇速度が $1 \sim 3$ m/日の範囲で変化しても、最終上昇時での地下水面高は大きく変わらないことが示される。

(2) 貯水位下降時

貯水位低下に伴う地すべり斜面内の残留間隙水圧は地すべり斜面の透水性、有効間隙率と水位下降速度などにより左右される。貯水位下降時の地すべり斜面内の地下水面の現場測定の結果によると結晶片岩を含めた中・古生層で、地すべり土塊が巨礫混りの崩積土で構成された水没斜面において、速度 2 m/日で低下させた場合の斜面の地下水面は図一 10 のように、また粘性地すべりや細粒径の崩積土の場合図一 11 に示すような結果となることが報告⁷⁾されている。

ここでは、有効間隙率 $\beta_n \approx 0.1$ として固定し、貯水池側水位 ΔH を $0.4 \sim 3.0$ m/日の範囲で変化させ、それぞれの場合について透水係数を $k = 10^{-5}$ cm/s, 10^{-4} cm/s, 10^{-3} cm/s として非定常時の地下水面高を計算した。ただし、各条件において斜面内にどの程度の地下水量が残留するかを比較す

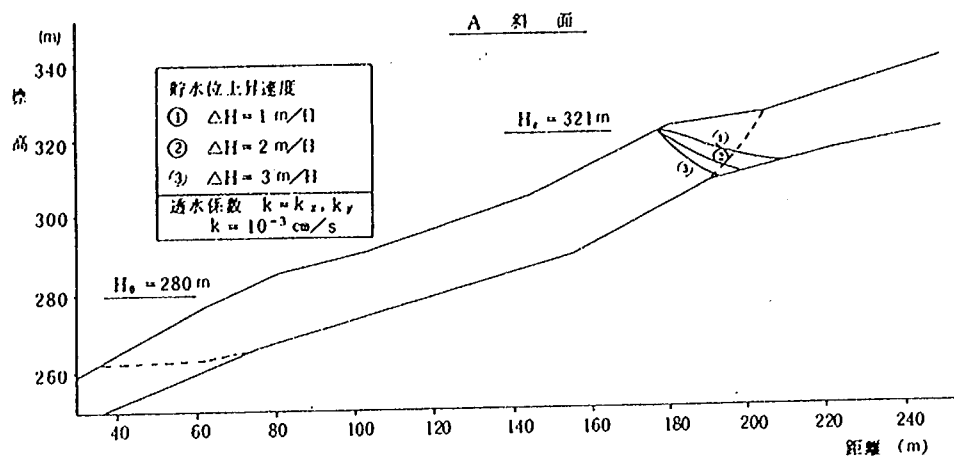


図-8 最終上昇時での地下水面高(A)

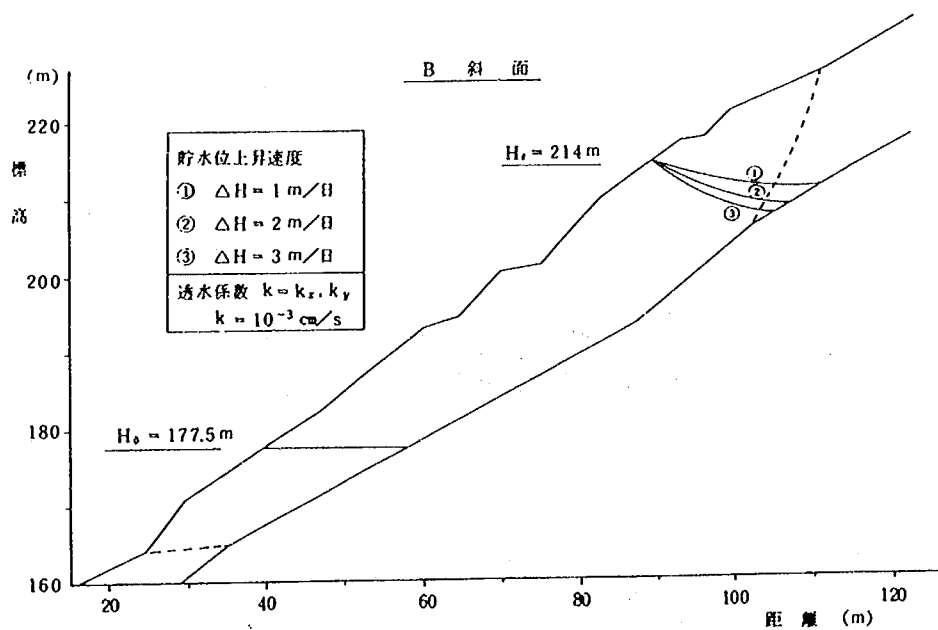


図-9 最終上昇時での地下水面高(B)

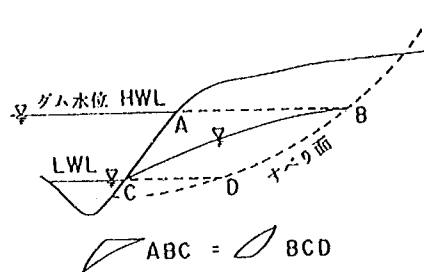


図-10 ダム水位の急降下と地下水面の関係
(巨礫混り崩積地すべり) (渡, 1977)

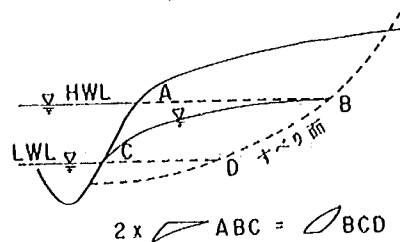


図-11 ダム水位の急降下と地下水面 (細粒の崩積土, 粘性土地すべりの場合)
(渡, 1977)

るため、満水状態（初期状態）での地下水量に対する降下時での地下水量の比を求め残留率 μ (%) として表わすこととした。すなわち、図-12 に従って残留率を求めた。

図-13、図-14 は $\Delta H = 1 \text{ m/d}$, $k = 10^{-4} \text{ cm/s}$ の場合での各経過日における地下水面高を示したもので、同図から A、B 両斜面ともにすべり面近くでの地下水面の降水は鈍く、水面が貯水池側に

$$\frac{\mu}{100} \times \begin{array}{c} \text{A} \quad \text{B} \\ \text{C} \quad \text{D} \end{array} = \begin{array}{c} \text{B} \\ \text{C} \quad \text{D} \end{array}$$

図-12 残留率の計算

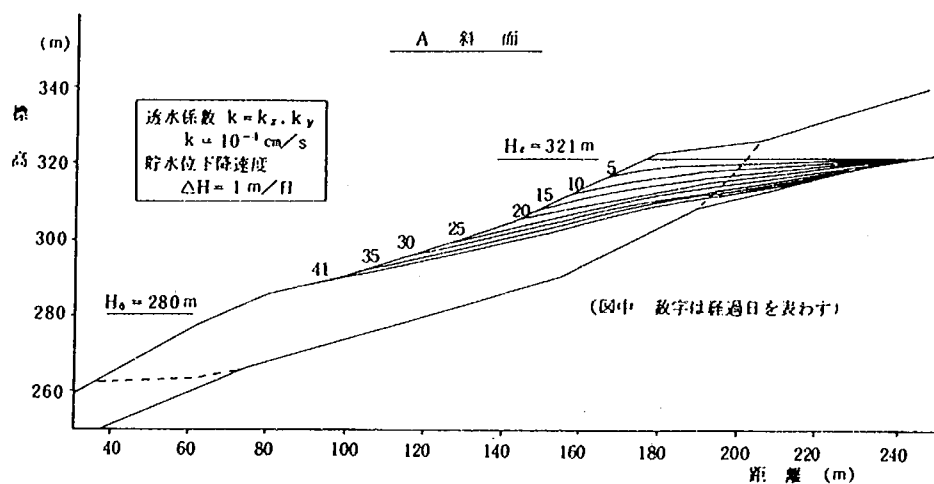


図-13 貯水位下降時での地下水面の変化(A)

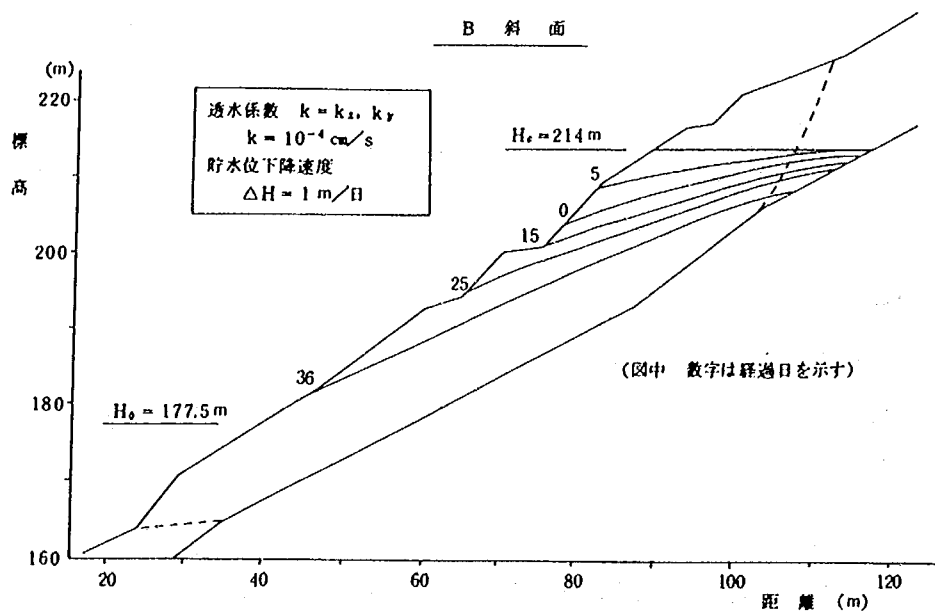
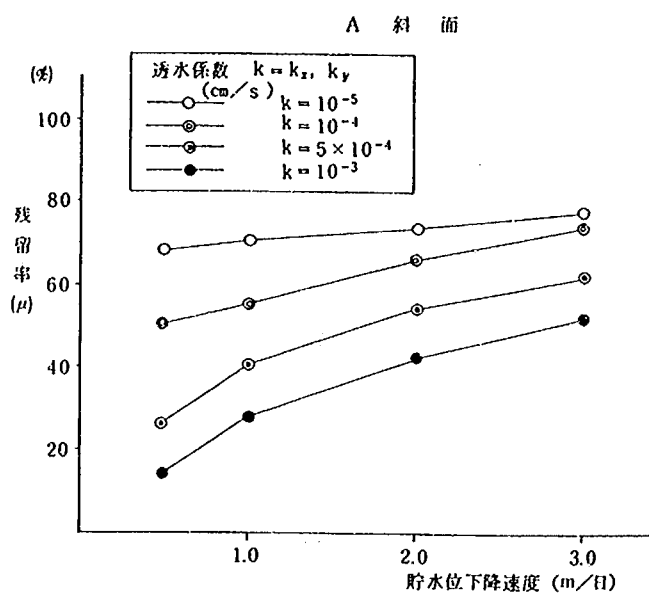


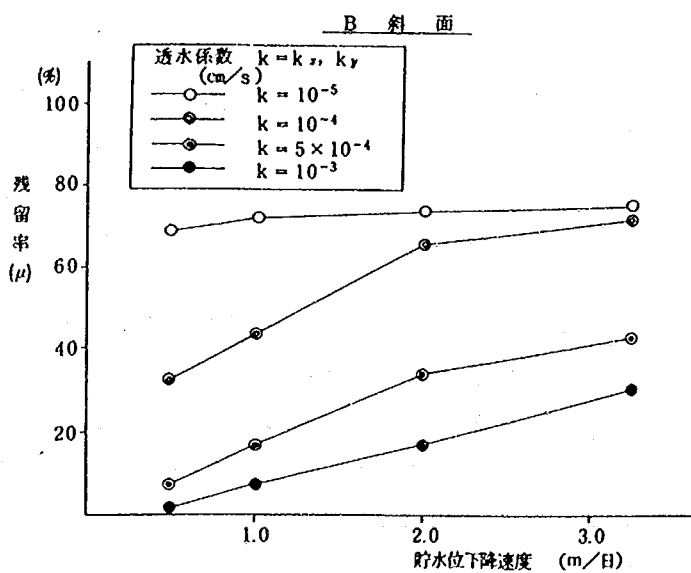
図-14 貯水位下降時での地下水面の変化(B)

傾斜して様子うかがえる。最終降下時(最低水位)での A 斜面, B 斜面の残留率はそれぞれ 55%, 42%であり, すべり面が約 20° と緩な A 斜面のほうが残留率は大きくなる結果を示した。

図一15, 図一16 は残留率と貯水位下降速度との関係を各透水係数値別に示したものである。これにより, A, B いずれも $k=10^{-5}\text{cm/s}$ と難透水性であれば, 残留率は貯水位の下降速度にほとんど



図一15 残留率と貯水位下降速度



図一16 残留率と貯水位下降速度

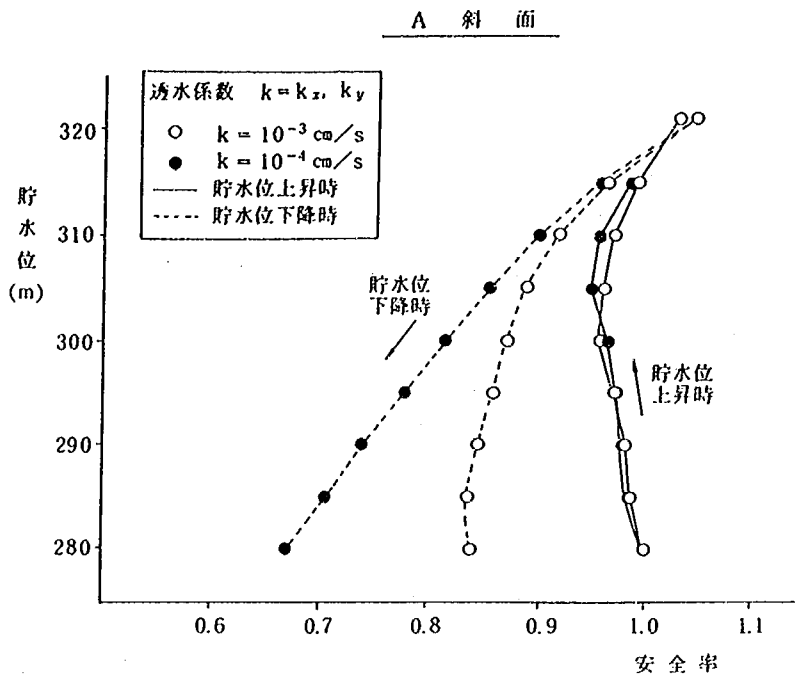
影響されず70~75%と非常に大きな値を示すが、透水性良好な $k=10^{-3}\text{cm/s}$ の場合では数%~50%の範囲で変化することが示される。貯水位下降速度と残留率の関係であれば、非線形性を有し、特に $\Delta H=2\text{m/d}$ 以下でこの問題が強くなる。また、 $k=10^{-4}\text{cm/s}$ と 10^{-3}cm/s とでは残留率は大きく異なり、例えば $\Delta H=1.01\text{m/d}$ では A 斜面で 55% から 29%、B 斜面では 42% から 18% といった値を示す。以上のように、今回での試算結果では、A、B 両斜面とも透水係数が 10^{-4}cm/s ~ 10^{-3}cm/s の範囲の時、貯水位下降速度が 1m/d 以下であれば、そこでの残留率はほぼ 50% 以下となる結果を示す。

ダム湛水に伴う地すべりの対策の設計では常時満水位から低水位に下降させる場合、満水位状態での半分 50% を残留間隙水圧として評価し、計画安全率不足分について対策工を実施するといった方法が慣用的に採用されている。一方、従来での経験から地すべりが発生した場合では、貯水位の下降速度を $0.5\sim 1.0\text{m/d}$ の範囲で地すべりの運動を観測しつつ下降速度を調節することが望ましいとされている。図-15、図-16 での結果は透水係数が $10^{-4}\text{cm/s}\sim 10^{-3}\text{cm/s}$ の範囲であれば、貯水位の下降速度を 1.01m/d 以下に保つことで残留率は 50% 以下となり、上記の経験に基づく慣用法の妥当性を結果的に裏付けたことになる。

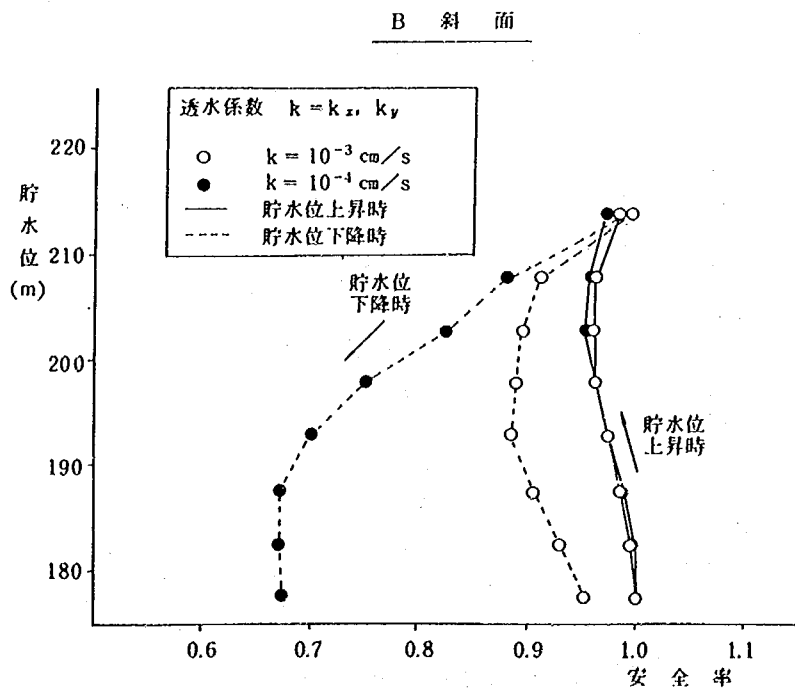
次に A、B 斜面について安定計算を行った。計算では 3.1 で既に述べたように完全水没スライスでは水中重量を用い、また、部分水没スライスでは自重に水中重量+湿潤重量を用い、間隙水圧は地下水位が外水位高に等しい基準水面以上となる場合のみ（地下水面高-基準水面高）の高さを評価するというものである。ここでの計算では、両斜面とも初期地下水位が最低水位 H_0 に等しい時の安全率を 1.0 とおき、A 斜面で $c'=1.8\text{t/m}^2$ 、B 斜面で $c'=2.5\text{t/m}^2$ と仮定し、 $\phi'=20.61^\circ$ 、 $\phi'=32.66^\circ$ を求め、これらを強度定数として使用することにした。

図-17、図-18 は地下水面高 ($k=10^{-3}\text{cm/s}$ 、 $k=10^{-4}\text{cm/s}$ 、 $\Delta H=1\text{m/d}$) をもとに貯水位が上昇する場合での安全率 F_s の変化を各貯水位ごとに示したものである。この結果から、A、B いずれの斜面においても貯水位の上昇時では $F_s=1.0$ から最小値でも $F_s=0.95$ と約 5% の低下であるのに対し、下降時では最小 $F_s=0.66$ と約 30% も低下することがわかる。特に下降時では透水係数の違いによる安全率の変化は大きく、その差は安全率で 0.2~0.22 も異なったものとなる。透水係数で比較すれば、貯水位の上昇・下降ともに $k=10^{-4}\text{cm/s}$ のほうが最小安全率は小さくなる。これは、貯水位上昇時では透水係数の小さな時のほうが水没する部分が透水係数の大きな時に比べ少なく、すべり方向力が相対的に低下しないことに起因する。また、下降時では透水係数が小さいほど貯水位と地下水面との差が大きくなり、間隙水圧が増加するためである。したがって、斜面の透水性が高いほど貯水位と地下水位高の差が小さくなり、貯水位の上昇・下降時の同一貯水位における安全率は近づき、貯水位と同じ高さで地下水が浸透、排水される場合では上昇・下降での安全率の差は生じなくなる。

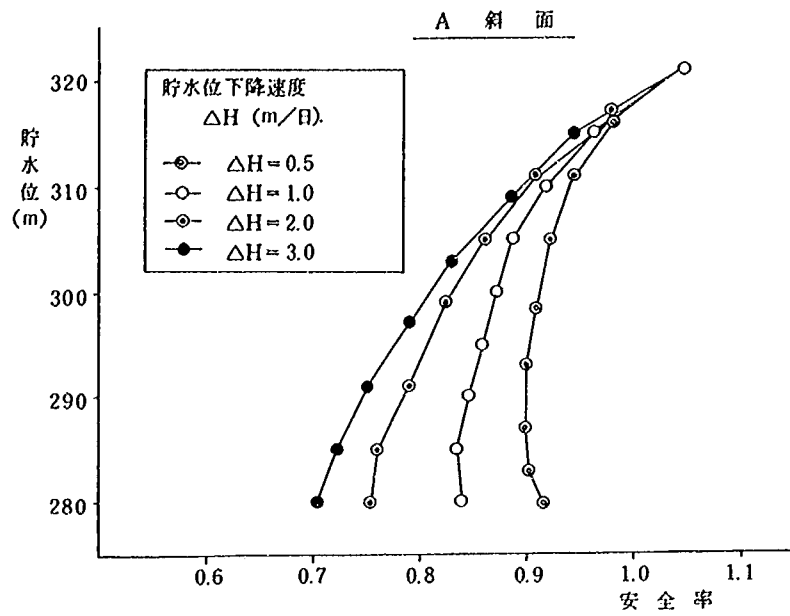
図-19、図-20 は貯水位の下降速度 ΔH が $0.5\sim 3.0\text{m/d}$ で変化する場合における貯水位と安全



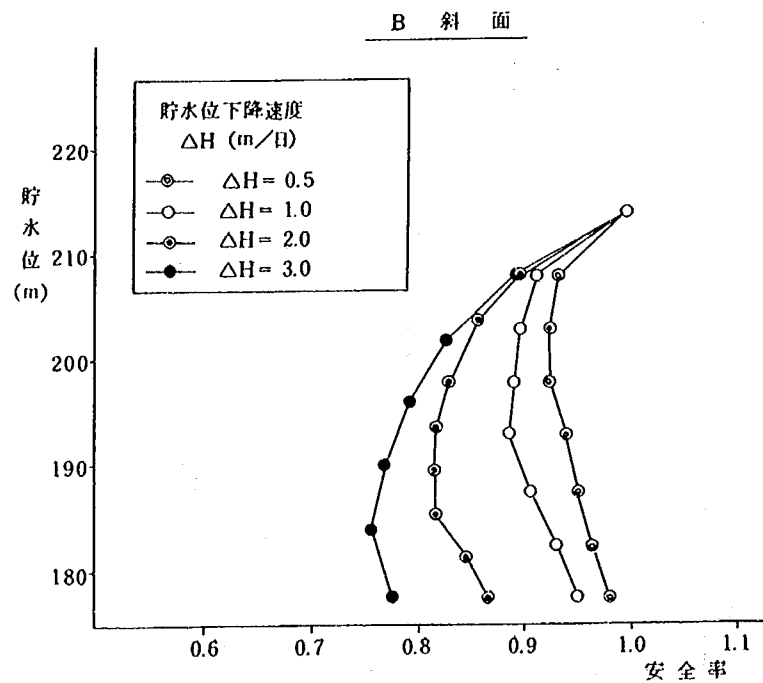
図一17 貯水位昇降と安全率の関係



図一18 貯水位昇降と安全率の関係(B)



図一19 貯水位下降時での安全率変化(A)



図一20 貯水位降下時での安全率の変化(B)

率の関係を示したもので、透水係数は A, B 両斜面とも 10^{-3} cm/s である。この結果から、貯水位の下降速度が上記範囲で変わる時、安全率は 0.2~0.25 の変化を示すことがわかる。また、図-20 から、貯水位の下降速度によっては必ずしも最終降下時での貯水位で最小安全率とはならず、降下の途中で最小となる場合が存在し、この傾向は貯水位下降速度が大きい程相対的に低い貯水位で最小安全率となることが示される。

図-21, 図-22 は図-19, 図-20 の結果を経時的に各々の下降速度ごとに示したものである。これより、貯水位下降速度が $3\text{m}/\text{日}$ と大きくなると極めて短期間に著るしく安全率は低下するが、下降速度が小さくなると徐々に安全率の低下は小さくなり、A 斜面での $\Delta H = 0.5\text{m}/\text{日}$ のように 40 日以降安全率は一定となる場合や、B 斜面のように安全率が増加する場合もみられる。

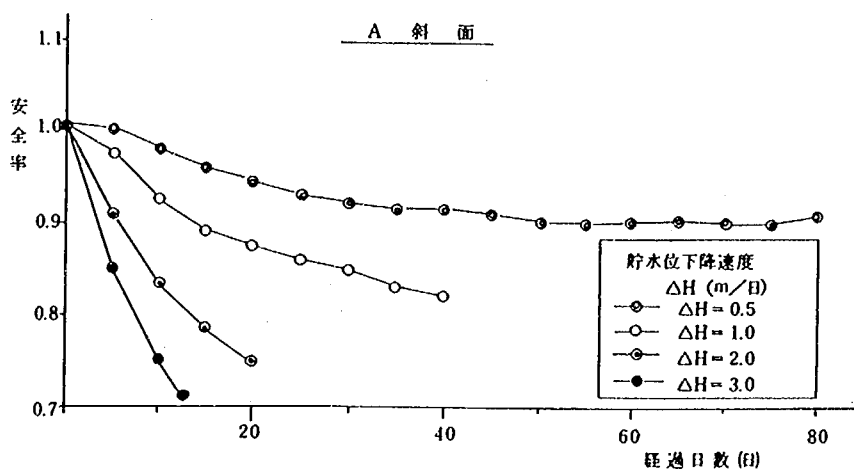


図-21 安全率の経時変化(A)

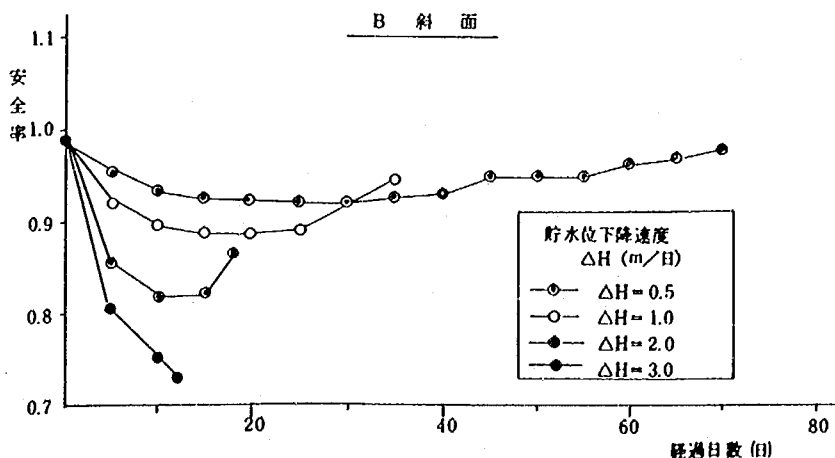


図-22 安全率の経時変化(B)

以上の結果より、貯水位の上昇時と下降時とでは下降時のほうが安全率を大きく低下させること（上昇時最小安全率 $F_s=0.95$ から下降時最小安全率 $F_s=0.66$ ）、貯水位下降時では斜面の透水係数とともに貯水位下降速度が安全率を左右する重要な因子となることがわかる。これより、貯水位降下中に地すべりが発生した場合、可能な限り下降速度を低下させるか、できうれば貯水位を一定に保つことの重要性が理解できる。

4. ダム湛水地のすべりの事例

4.1 貯水位上昇時に発生した地すべり

パイオントダムの地すべりは、最初の湛水の時貯水位 652 m に達した 1960 年に小崩壊を発生しそれと同時に上部台地にクラックを生じた。そのため貯水位を低下させ地すべりに対するいろいろな調査や対策が実施された後、1963 年に第 2 回の貯水が開始された。そして図-23 に示すごとく満水位から水位を降下し始めた直後、2.4 億 m^3 （地すべり土塊の厚さ約 250 m）の土塊が貯水池に滑落し、溢水してピアベ川との合流点のロングローネ部落に段波が襲来などして多数の人命を奪った。

貯水位変化と地すべり移動量および斜面の安全率の関係を図-23 に示す^{8,9)}。この図よりうかがえるように水位変化に伴って地すべり移動量も変化している。すなわち水位上昇のときには動きは加速され、水位下降のときは減速し、停止する。水位 600 m 付近がクリープ運動の限界であり、この水位を超えるとクリープ運動を開始する。水位 710 m で破局的な崩落を起したとして逆算法ですべり面強さを推定し、 $c'=0$ 、 $\phi=24.07^\circ$ とした。この値は他のレポート¹⁰⁾をみてもほぼ妥当な数字といえる。この強度常数をもとに図-24 に示す断面で水位上昇と安全率の関係を求めるために解析を行なった。このとき貯水位と地すべり土塊内の水位は同じとした。この計算によると貯水位 0 のときの斜面の安全率は 1.08 と推定され、水位の上昇とともに安全率は 1.00 に近づき、1963 年 10 月 9

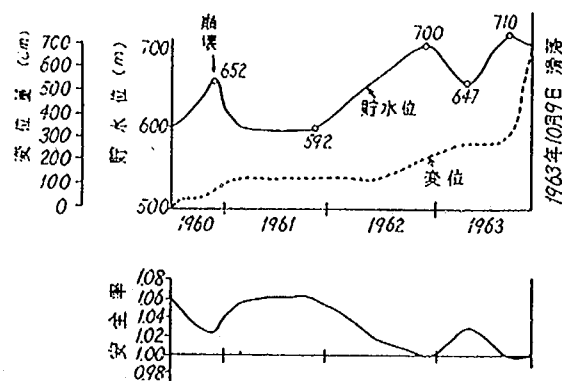


図-23 パイオント地すべりにおける貯水位と地すべり移動量と安全率の関係

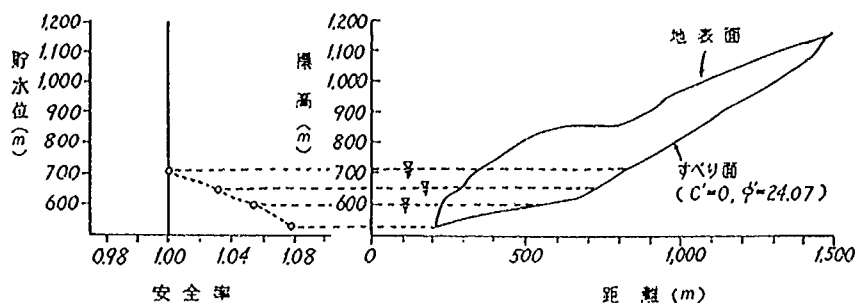


図-24 バイオントダムにおける貯水位と斜面安全率の関係

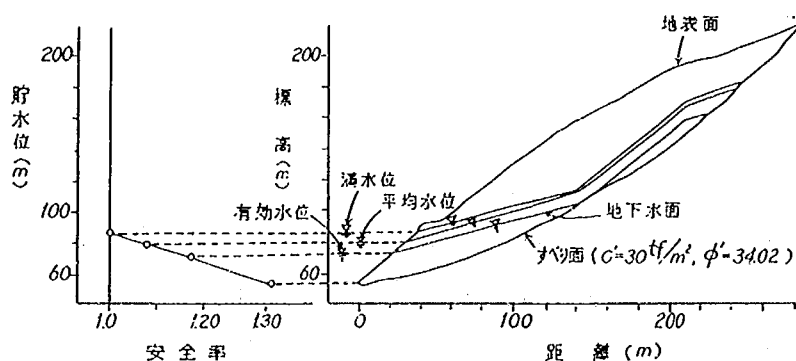


図-25 ある地すべりにおける貯水位と斜面安全率の関係

日の大惨事をまねくことになったものと推定される。図-23はこの計算結果をもとに水位変化と安全率の変化との関連づけを行なったものである。

またあるダムでは貯水を始め、水位上昇中の水位 75 m (H.W.L 86 m) のときに貯水池左岸の沿岸道路 (切り盛りによる施工) 約 60 m が欠潰し、同時に山頂付近の台地部に 10 ha においてクラックが発生した。この地すべりの運動は貯水位を低下させることによって次第に終息した¹¹⁾。

貯水位の上昇と安全率の低下の関係を図-25 に示す。水位 75 m のとき地すべりが発生したものとし逆算で $c=3.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi=34.02^\circ$ としたときの水位変化と安全率の関係を示したものである。この計算結果をみると貯水位 0 での安全率は 1.31 と推定され貯水位のそれに伴う地下水位の変化により斜面の安全率は急速に低下し、水位 75 m で安全率 1.00 となり地すべりを発生させた可能性が大きい。

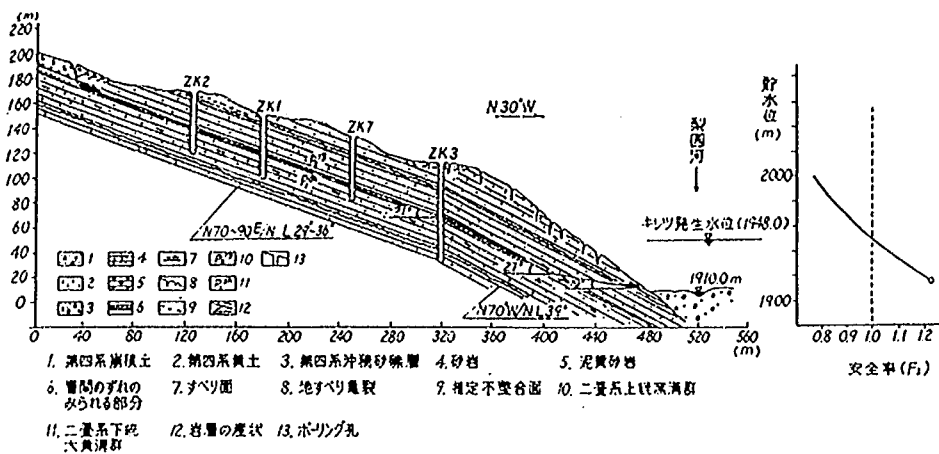
中国甘肅省臨沢県に鸛鵲嘴ダムが 1975 年 9 月に建設されたが、その後高さ 8.2 m の嵩上工事が実施され、貯水量は 2 倍近くになった。貯水位が常時満水位 1,954 m に達する前の 1,948 m のとき斜面に亀裂が発生した¹²⁾。地すべりを起した斜面は平均幅 100 m、長さ約 500 m の細長い凸型の斜面

である。図一26にこの斜面の地質断面図を示したが、単斜構造をなす流れ盤の斜面である。この斜面のすべり面強さはキレツ発生時の斜面の安全率を1.0とし逆算法により $\phi=12.6^\circ$ 、 $c=0.1\text{ tf/m}^2$ とし、またすべり岩塊の単位体積重量は 2.45 tf/m^2 であったので、貯水位上昇に伴う安全率を求め、その変化を図一26に示した。この図よりうかがえるように貯水位上昇に伴って安全率が急速に減少していくことがわかる。

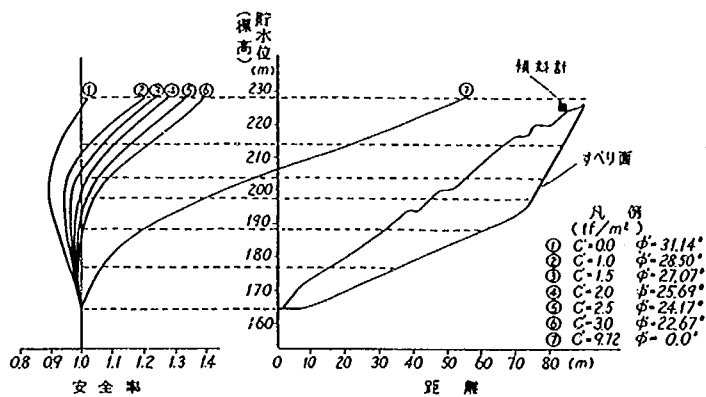
図一27にあるダムの貯水池周辺の一斜面におけるすべり面強さと貯水位の上昇に伴う斜面の安全率の関係を示した。湛水開始前の斜面の安全率を1.0とした。そしてすべり面強さは斜面の安全率が1.0になるように粘着力 c を仮定し、内部摩擦角 ϕ を決定した。これはすべり面強さが明確に推定できなかったからである。図一23の曲線①～⑦は c 、 ϕ' の各組合せに対し、貯水位が上昇するについて変化する斜面の安全率の変化を示したもので示したものである。この計算では斜面内の浸潤線は常に貯水位と同じレベルを保つものとしておこなった。

この斜面は粘板岩、輝緑凝灰岩の互層になっているが著しく風化しており、地すべり移動土塊は主としてこの風化岩より構成されている。湛水前の調査であまり安定度の良くない斜面であることが予想されたので、斜面の上部にその動きを監視するために水管式の傾斜計を設置した。これによって斜面の微小な傾斜運動を測定した。傾斜計の設置位置は図一27に示してあり、図一28には貯水位変動と1日当りの傾斜変動量および日降水量との関係を示した。貯水位は標高188.5 mから上昇速度 1 m/日 で標高204.0 mまで上昇させた。この水位上昇時で標高198 m付近より傾斜計に変動が現われ、標高204.0 mのときに斜面に亀裂が発見された。貯水池周辺の他の個所でも斜面に亀裂が発生するなどの地すべり現象が現われたため、これ以上水位を上昇させることが中止された。図一28でもわかるように傾斜変動量は貯水位の降下時にも変動がみられた。また1985年6月29日以降は8月31日まで一定に保たれたが、この間では降雨時には傾斜変動がみられる。また8月27日、9月25日には台風13, 19号の豪雨に見舞われた。このとき貯水位操作により貯水位は上下するが低い水位での変動であったため傾斜変動はあまりみられなかった。傾斜計はその変動測定結果から貯水時の上昇時、下降時、降雨によって変動することがわかり、これらの時期には斜面の安定度は低下するものと推定される。貯水位下降時に斜面の不安定になる要因は斜面内の残留間隙水圧と考えられ、また降雨時には斜面内の地下水位の上昇が考えられる。

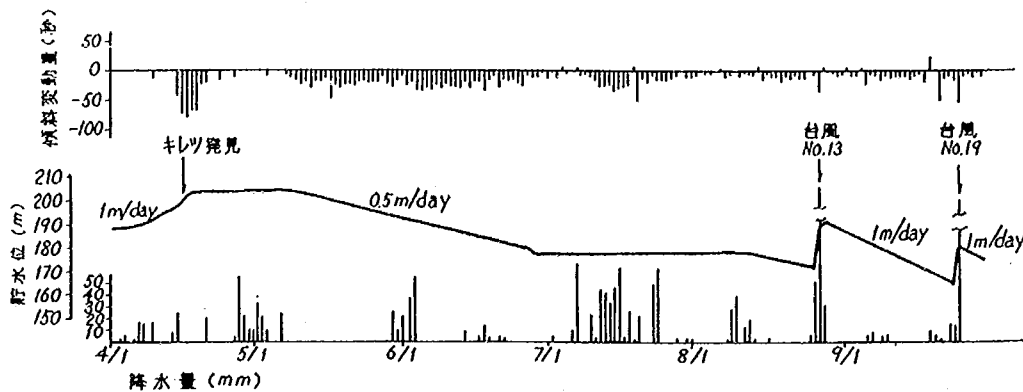
貯水位上昇時の斜面の不安定化は図一27と比較してみるとわかる。すべり面強さは測定されていないのでわからないが $c'=1.0\text{ tf/m}^2$ 、 $\phi'=28.5^\circ$ とすると(曲線②)水位標高198 mで安全率が最小になり、その後の貯水位の上昇によってまた安全率は増加することがわかる。もちろん簡便式の精度やすべり面強さを考えると明言はできないが、貯水位の上昇と傾斜計の変動及び斜面の安定度の低下は密接な関係があると考えられる。他のダム貯水池周辺でも傾斜計による斜面の安定度の監視がされているが、そこでも貯水位の変動によって傾斜計の観測値が変動し、斜面が不安定になる事例がかなりみられる。



図一26 鵜飼嘴地すべり主側線断面図及び貯水位と安全率の関係



図一27 すべり面強さと貯水位上昇に伴う地すべり斜面安全率の変化



図一28 貯水位、傾斜計変動量及び降雨との関係図

中国のある貯水池周辺で貯水位上昇時に発生した地すべりは幅 210 m, 長さ 280 m, 地すべり移動層厚 20~35 m, 総体積 165 万 m^3 のものであるが, 貯水位の上昇初期には水位は 7~11 $\text{m}/\text{日}$ で急激に上昇し, 貯水位が 95 m から 148.9 m に上昇したとき小さな崩壊が起りそれから約半日後地すべりが発生し, 地すべり土塊が突然貯水池に滑り落ち巨大な波が発生した。波の最大高さは 21 m に達した。この波は最大距離で上流 15 km 付近に達したが, この部分でも 0.3~0.5 m の波の高さがあった (図-29)。

この地すべりはダムの上流右岸 1.5 km に位置し, 地すべり発生時のダム水面幅は約 220 m, 水深 50~70 m であった。地すべり岩塊は砂岩, 粘板岩の互層構造をもつ流れ盤の地区に発生しており, 破碎された粘板岩をすべり面として滑動した。

地すべり移動層の滑落速度と貯水池内に生じる波高の問題もダム湛水地すべりでは考慮する必要があるが, この問題についてもモデル実験や数値解析などの報告^{13,14,15)}もなされている。

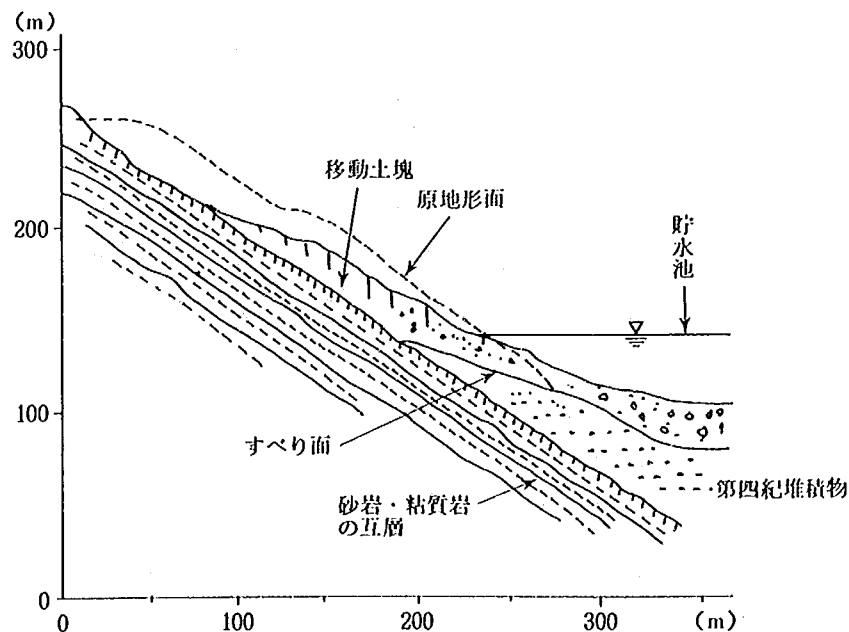


図-29 地すべり構造図

4.2 湛水位の下降によって発生する地すべり

A ダムでは第2回の満水位から水位が低下し始めたときに沿岸道路等にクラックが発生した。この運動は $104\text{mm}/\text{日}$ で、水位降下とともに運動が活発となり、上昇とともに停止する形態を繰返し、運動は徐々に緩和されて停止するに至った。

B ダムでも、ダム修繕工事のため水位を $2\text{m}/\text{日}$ の速度で約 40m 下げたところ、地すべりを発生した。

C ダムでも最初の水位降下時に平均 $2\text{m}/\text{日}$ の速度で下げたところ数ヶ所に地すべりを発生している。

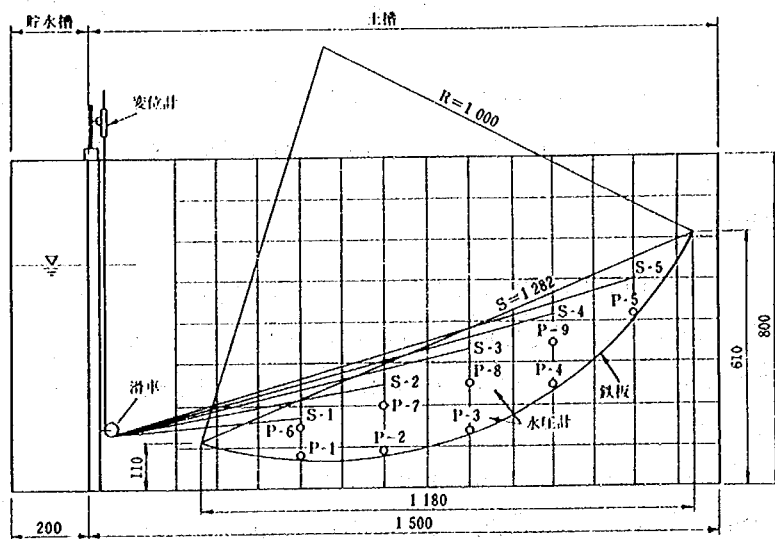
このように湛水池の地すべりの中には、その水位降下時のみに活動するものがあり、これが斜面内の残留間隙水圧によるものと説明されている。

したがって貯水池沿岸で地すべり発生の可能性の高いダムでは、その湛水位の急速な降下はできるだけ避けるように管理し、詳細は浸透流解析などを実施して安全な水位低下速度を決定できるが、最大を $2\text{m}/\text{日}$ 程度に保つことが望ましいし、貯水池沿岸に地すべり発生した時は、できれば $0.5\text{m}/\text{日}$ ～ $1.0\text{m}/\text{日}$ の範囲で、地すべりの運動を観測しつつ降下速度を調節して、その滑落を防ぐことが望ましい。

4.3 貯水変動に伴う地すべりの浸透実験とその解析

貯水位の昇降を対象に地すべり模型斜面を用いた浸透実験の結果に対し飽和—不飽和浸透流解析の適用を試み、得られた斜面水面高とすべり面での間隙水圧とから斜面の安定度を検討した¹⁴⁾。

実験で用いた装置は地すべり滑落試験装置で長さ 150cm 、深さ 80cm 、幅 80cm の土槽と長さ 20



図—30 実験装置概要

cm, 深さ 80 cm, 幅 20 cm の貯水槽とを有するものである。この土槽内に図-30 に示すような半径 100 cm, 幅 80 cm の鉄板製の円筒形すべり面を作成し, この解析に用いた飽和-不飽和浸透流解析は実験結果に対し良好な一致を示すこと, またこの結果を用いた安定解析事例では貯水位の上昇のみならず下降時においても最小安全率となる危険水位が存在し, 特に貯水位上昇時ではすべり末端部が水没するだけで地すべりを発生させる危険性があることがわかった。

5. 湛水地すべりの発生原因

以上湛水地すべりの解析結果や地すべりの事例等から判断すると次の 2 つの主要な発生原因が考えられる。

(a) 斜面が浸水の結果, その安定度が変化する。すなわち地すべり斜面が水没し揚圧力あるいは浮力によってすべり面での有効応力が低下しせん断抵抗を低下させ斜面下部での抵抗力が減少するが, 水面より上部にある岩塊あるいは土塊の部分の荷重は変化せず, このため斜面全体からみると安定度を低下させ, 地すべりの発生原因となる。

(b) 湛水位の急速低下時に斜面内の残留間隙水圧の作用で地すべり斜面が不安定になることがある。透水係数で $10^{-3} \sim 10^{-4}$ cm/s 相当の斜面は残留間隙水圧の発生の可能性が高い。この場合間隙水圧 (揚圧力) によるすべり面強さの低下だけでなく, 地すべり末端部の崩落に誘発され, 背後斜面が大規模に活動するケースも多い。

ダム水位の変化に加え降雨による斜面内での地下水の増加より, さらに斜面の不安定化は促進される。貯水位の急低下時のみならず, 貯水位上昇中でも降雨等により斜面内の間隙水圧 (あるいは揚圧力) が増加して地すべりを発生させる誘因となる。

いずれにしても貯水面のレベルより上にある斜面内の間隙水圧が斜面の安定度を低下させる要因となる。

この他斜面構成材料の物性の変化や貯水による水荷重の作用に伴う地山の破壊等の原因も報告されているがこれらの要因については今後さらに検討して行く必要がある。

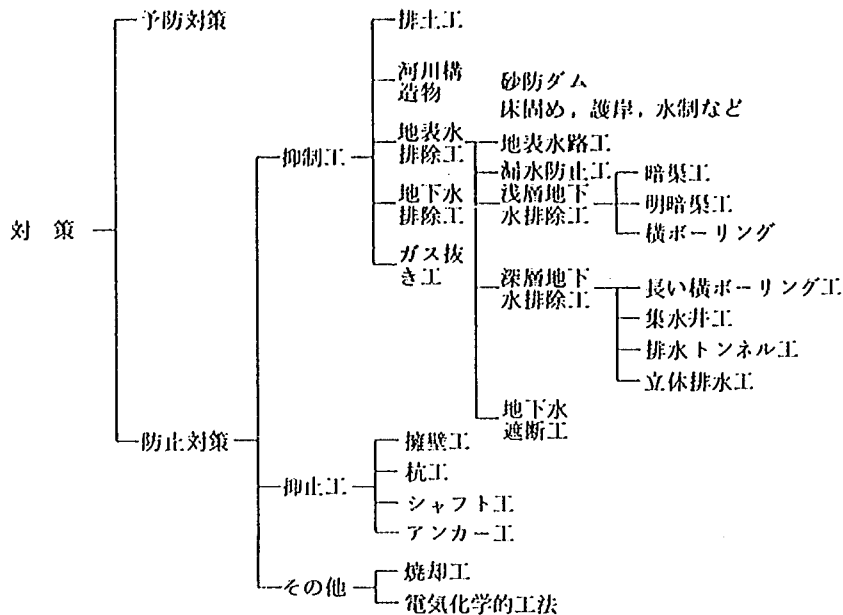
6. 地すべり防止工

地すべり防止工は一般に抑制工と抑止工に分けられている。抑制工は地下水など地すべりの誘因となる因子を変化させ地すべり運動を停止させることを目的とすることに対し, 抑止工は抑止構造物により, 力で地すべりに抵抗させ, 地すべり運動の一部あるいは全部を抑止しようとするものである。

地すべりの防止工の工法を総括すると表-1 のとうりになる。

湛水地すべりの場合, 斜面の一部が水没するため, 通常 of 自然発生的な地すべり (降雨, 融雪など) のような抑制工を主体とした工法の採用が難しく, 抑止工主体の対策工が中心になる。また対

表一 防止工法の分類



策工も湛水開始までに完了する必要があるし、自然発生的地すべりの対策に比して短期間に対応しなければならないケースが多い。また湛水池周辺の保全対象等の重要性からして安全度の確実な工法の採用がなされている。

次に主要な対策工法について述べてみることにする。

アンカー工は比較的小孔口のボーリング孔内に挿入された高強度の鋼材を引張り材として利用し、地すべりの滑動を抑止する工法である。

アンカー工はプレストレスを与えることによりすべり面に対する垂直応力を増大してせん断抵抗力を増大させたり、鋼材の引張り強さを地すべりの滑動力の減殺のために用いるなどの機能がある。地すべり防止工としては主として後者の機能を重視して設計を行なっている。アンカー工は地すべりの変位とともに徐々に抵抗力を発揮し、抑止効果大きい。また初期にプレストレスを与えることによって地すべり抑止効果を発揮するためしばしば湛水池地すべり対策として利用される。

本工法は開発されてから間もない点もあり、設計・施工上の問題も若干あるが、今後地すべり対策上として益々利用されるものと思われる。

クイ工は大口径ボーリング(径 35~60 cm)を行なってクイを挿入することにより、移動層と基盤岩の間にくさびを打込んだ効果を発揮させ、地すべりを抑止しようとする工法である。クイ工は地すべり末端部に設置することを原則とし、クイの谷側の土塊が単独に滑動せず、十分な抵抗力を期待できることが、クイの抑止力を十分に発揮させる上で重要なことである。

地盤が硬い転石を含む地層や、非常に堅い地層（チャートを含む地層など）など大口径のボーリングが困難な場合には直径 1.5～5.0 m の井戸を掘削し、鉄筋コンクリートを打設するシャフト工が用いられる場合がある。シャフト工はクイ工よりも大きな地すべり推力に対応できるが、施工の安全には十分留意する必要がある。

また抑え盛土工もダムの本体の掘削残土を利用するなど有効で確実な工法の一つである。抑え盛土工は地すべりの末端部に擁壁（わく、ふとん簀、蛇簀等によるものが多い）を設置し、これに盛土して地すべり斜面全体の安定化を図るものである。

抑制工としては排土工は効果的な工法の一つであり、一般には中小規模の地すべり対策にしばしば用いられている。地すべりの規模、すべり面の分布等を正確に求めたうえで解析を行ない、所定の安全率を確保できる排土を行なう。

また抑制工の代表工法である地下水排除工は斜面が水没するため湛水面より上部での地下水排除のみに限定される。

7. ダム完成後の地すべりの調査と対応

ダム完成後の地すべり調査は試験湛水時の調査とその後の調査に大別することができる。

試験湛水時の調査ではダム湛水により地すべりの発生の可能性があると想定された斜面に対しては対策工が実施されているが、これらの斜面の貯水位変動に伴う斜面内の地下水の変動、斜面安定度の変化や斜面の変状の観測などによる対策工の効果判定が行なわれる一方、地すべり対策工の行なわれていない斜面の変動の有無も監視される。

湛水後の地すべり調査は地すべり斜面の長期的な変動状況を確認するとともに対策工が長期的に有効にその機能を発揮しているかどうかの確認が行なわれている。

対策工が有効に働いているか否かは、たとえばアンカー工の場合には荷重計を設置し、荷重変化を測定するとか、クイ工の場合にはクイ歪の測定やクイの曲りを測定し、設計時に予想した範囲内に応力やタワミが入っているかどうか確認が行なわれる。万一当初予想した荷重や変形が地すべり防止施設に生じ、周辺地山の変動が確認された場合には防止工の追加工事がなされる。

地すべり斜面の変動状況の調査や地下水調査は通常実施されている調査と同じであり、また地すべり斜面や、各種構造物に変状が生じているかどうか、定期的かつ継続的な目視による観測等を含めた巡視も計器観測と同時に実施されている。

地表変動調査に用いられる傾斜計や伸縮計では管理基準値が設定され、計器の測定値を考慮して地すべりに対応策が策定されるのが一般である。管理基準値の設定についても多くの観測データが集積・分析され、最近ではかなりの確度で地すべり運動を予測することが可能となって来た。斜面に地すべりによる亀裂が発生する以前の地すべり運動の予測は地盤傾斜計により、また亀裂の発生のみられる地すべり運動予測は伸縮計により観測がなされるのが一般的である。さらに貯水位の変

動に伴うボーリング孔内水位の観測データも豊富になり、斜面内への水の出入についても定量的な評価が可能となって来ている。

このように貯水位変動に伴う地すべりの監視は細心の注意をもってなされている。しかし各種観測には多くの人力が必要となってくるため、観測を正確にかつ迅速、効率的に実施し、積雪地帯での観測を含めて常時観測や解析が可能なシステムが開発され、遠隔地においてリアルタイムで、多くの地すべり地の同時観測が最近可能となって来ている。

参考文献

- 1) Jones F.O, Embody D.R. and Peterson W.L.: Landslides along the Columbia River Valley, northeastern Washington. U.S. Geological Survey Professional Paper 367, p. 98, 1961
- 2) Yoshimatsu, H.: Studies on Slope Stability of Landslides along the Reservoir, 地すべり, Vol. 18, No. 2, p. 23, 1981
- 3) 渡 正亮, 酒井 淳行: 地すべり地の概査と調査の考え方, 土木研究所資料 1003 号, 昭和 50 年 3 月
- 4) 川上 浩: 分割法による斜面の安定計算法の一考察, 第 6 回土質工学会発表会講演集, pp.479~482. 1971
- 5) 中村 浩之, 土屋 智: ダム貯水池周辺地すべり斜面における非定常浸透流解析, 土木研究所資料, 第 2283 号, 1986
- 6) 中村 浩之, 土屋 智: 貯水池周辺地すべり斜面での浸透流解析と安定計算, 土木技研資料, Vol. 28, No. 9, pp. 32-37, 1986
- 7) 渡 正亮: ダム貯水池の地すべりの発生機構と予知, 土木技術資料, Vol. 13-5, pp. 19~25, 1971
- 8) Müller, L.: Der Bergrutsch in Vajonttal, Felsmechanik and Ingeniurgeologie, Jg. 2, pp. 3~4. 1964
- 9) Jaeger, C.: The Vajont Rock Slide, Rock Mechanics and Engineering, Cambridge Univ. Press. 1972
- 10) Nonveiller, E.: Zur Frage der Felsrutschung in Vajont-Tal, Felsm. u. Ing.-Geol., Vol. V/I, pp. 2 ~9. 1967
- 11) 渡 正亮: ダム貯水池の地すべりの発生機構と予知, 土木技術資料, Vol. 13-5, pp. 19~25, 1971
- 12) 文 万祥他: 鸛嘴ダム地すべり調査と評価, 「蘭州地すべり学術討論会」論文集, 1985
- 13) Noda, E.: Water waves generated by landslides. Proc., Am. Soc. Civ. Eng., J. Water. Harbors Div., 96 (WW4), pp. 835-855, 1970
- 14) Voight, B.: Rocslides and Avalanches 2, Elsevier, pp. 317~395
- 15) 河西 基: 地すべりによる貯水池の水位変動, 第 28 回水理講演文集, Vol. 28, pp. 819~826, 1984
- 16) 中村 浩之, 土屋 智: 貯水変動に伴う地すべりの浸透実験と安定度の検討, 地すべり, Vol. 23, No. 3, pp. 28~35, 1986

レーダによる雨雪量観測法の開発

河川部長 橋 本 宏

レーダによる雨雪量観測法の開発

1. ま え が き

洪水時の河川管理および積雪地帯の冬季の道路管理を適切に行うためには、広域でかつ面的に正確な降雨量や降雪量についての情報を入手する必要がある。このため土木研究所では過去20年以上にわたり、レーダによる雨量や降雪量の観測法の研究開発を実施してきた。その成果は既にレーダ雨量計として各地方建設局に導入され、活用されている。このレーダ雨量計の技術現況と、より観測精度を向上させ、かつ降雪量の定量観測を目指して土木研究所が開発した二重偏波ドップラーレーダについて総括的に紹介する。このレーダは水平偏波と垂直偏波の交互使用により、降水粒子の特性を把握すると共に、ドップラー効果を用いて風速場の影響を考慮し、降雪量を測ろうとするものであり、わが国では初めての形式のものである。

1.1 レーダによる気象観測

レーダとは Radio Detection and Ranging の略記である。つまり電波により物体を探索し、その位置を決定する無線機がレーダである。人類の視覚による物体の認知能力には限界があり、この能力を増大させる努力が数千年にわたり行われてきた。光学望遠鏡や顕微鏡の発明がこの能力を飛躍的に増大させた。第二次大戦直前に登場してきたレーダは、全く異なった原理で、人類の物体探知能力を飛躍的に増大させた。

レーダの開発当時は、船舶や航空機の探索が主目的であったため、レーダの画像に写る降雨エコーは邪魔者とされ、ノイズ消去の対象としてみられていた。しかし、レーダ画面に写る台風や前線の擾乱が、船舶や航空機の運行に有益な情報であることは直ちに認識され、レーダを用いた気象観測とそれに関する研究が行われるようになった。当時、この分野の研究は、米国を中心とした西欧諸国であった。特に、マサチューセッツ工科大学や米軍における気象学への応用研究は特筆される。

わが国では、1954年に気象研究所に X バンドのレーダが導入され研究が始められた。その後、世界でも最も高地にある富士山レーダの建設を始め、現在では約50機以上の気象レーダが活用されるに至っている。この間、機器の製作技術の進歩のみならず、データの処理技術やレーダ気象学の発達には目ざましいものがある。特に、電子計算機の導入は新たな局面をレーダ気象学にもたらしている。

1.2 レーダ雨量計の開発

建設省では、河川や道路の管理のために、降雨量の情報を得る目的で1966年から建設省研究補助金による研究を開始した。雨量積算レーダ研究会の指導のもとに、赤城山に X バンドのレーダを設

置し、雨量換算の可能性や、その方式の基礎研究を実施した。その後、Cバンドのレーダを用いて1967年から1969年にかけて、科学技術庁の特別研究調整費および建設省の河川総合開発事業費による研究が、気象庁との共同研究として始められた。これらの研究で特に問題とされたのは、受信信号の変動を平均化するための時間積分の方法、降雨量への換算式、データの処理方式などであった。この様な諸問題を解決するためには、高性能の計算機が必要であったが、当時の段階ではまだこの分野の進歩には限界があり、基本的な考え方やレーダの設計方式についての構想が明らかにされたのみであった。その後、関東地方建設局は赤城山レーダを現業に用いる努力を続け、データ送信能力や、電子計算機の飛躍的な進歩と相まって、1975年に実用機を導入できるまでに至った。

この様にレーダ雨量計の開発に当たって長年月にわたる努力がなされ、現在見られるようなレーダ雨量計網が構築されている。また、その利用に関しては河川情報センターを通じて広く利用できるように体制が確立した。

1.3 二重偏波ドップラーレーダの開発

現在のレーダによる降雨量の観測方法は、目標の雨滴や雪片群からの電波の反射強度を測定し降水強度を推定するものである。しかし、現在のシステムによる降雨観測では、得られる情報が1つしかないために、雨滴と氷粒の判別ができず、観測精度の向上が望めない。また、降雪観測は雪による反射強度が弱く、雪片は風の移流を受けるために上空と地上の対応がとり難いために定量的な観測が難しい。

最近、世界各国でレーダで得られる情報を増やし、より精度の高い降雨量や降雪量の測定を目的とした特殊レーダの研究が行われている。土木研究所においても洪水時の河川管理や積雪地帯の冬季の道路管理を適切に行うのに必要な、広域かつ正確な降雨量や降雪量の測定技術として、特殊レーダの一種である二重偏波ドップラーレーダ(DNDレーダ)の開発を昭和61年度より開始した。これは二重偏波レーダにより、水平偏波と垂直偏波の反射特性の差を計測し、雨や雪の形状や形態の判別とその粒度分布の推定を行い、ドップラーレーダにより、上層の水平、鉛直の風を測り粒度分布を推定するものである。この研究開発は、建設省建設経済局電気通信室の協力を得て、降雪観測用レーダ研究会(会員は(株)東芝、日本無線(株)、三菱電機(株)の3社)との共同研究により実施している。

2. レーダによる降雨観測の原理¹⁾

2.1 雨滴群による電磁波の散乱

電磁波が雨滴や雪にあたると、エネルギーの一部は散乱し、また吸収される。雨滴などの対象物が、波長に対して同程度以下の規模の場合にはMieの理論により散乱特性を求めることができる。また、対象物が波長に比較して小さい場合にはレーレー近似を適用できる。即ち波長 λ の平面電磁波が直径 D の球形粒子に当たったときの散乱断面積 σ_r 、すなわち、単位面積当りの入射エネルギー

に対する単位立体角当りの散乱エネルギーは次のように表される。

$$\sigma_r = \frac{\pi^5}{\lambda^4} \left| \frac{\epsilon - 1}{\epsilon + 2} \right|^2 D^6 \quad (2.1)$$

ここで、 ϵ は粒子の複素誘電率である。この式で明らかなように散乱断面積は、直径の6乗に比例する。

雨のように多数の粒子が存在するときには、各々の粒子からエネルギーが散乱する。この場合、単位体積当りの散乱の断面積は、次のように定義できる。

$$\eta = \frac{1}{V} \sum_{i=1}^N \sigma_i \quad (2.2)$$

すなわち、 η はレーダの探査の目標としている体積中に存在する散乱粒子の和を、全目標体積 V で割ったもので、単位体積当りの反射量を示す。

目標とする空間内には、いろいろな直径の粒子が存在することから、単位体積当りの散乱断面積は、単位体積当りの粒径分布関数 $N(D)$ を用いて次のようになる。

$$\eta = \int_0^\infty \sigma_r(D) N(D) dD = \frac{\pi^5}{\lambda^4} \left| \frac{\epsilon - 1}{\epsilon + 2} \right|^2 \int_0^\infty D^6 N(D) dD \quad (2.3)$$

この式において、積分の部分は目標体積内の含水量と密接に関係し、降雨強度を求める場合に重要な値であり、反射因子と呼ばれている。即ち、次のように表すことができる。

$$Z = \int_0^\infty D^6 N(D) dD \quad (2.4)$$

2.2 雨滴群による電磁波の減衰

電磁波は空間を伝播する途中で大気や降水粒子による減衰を受ける。大気中の減衰としては、主に酸素と水蒸気によるものであり、各波長に対する、単位伝播距離当りの減衰量は図—2.1の様になる。

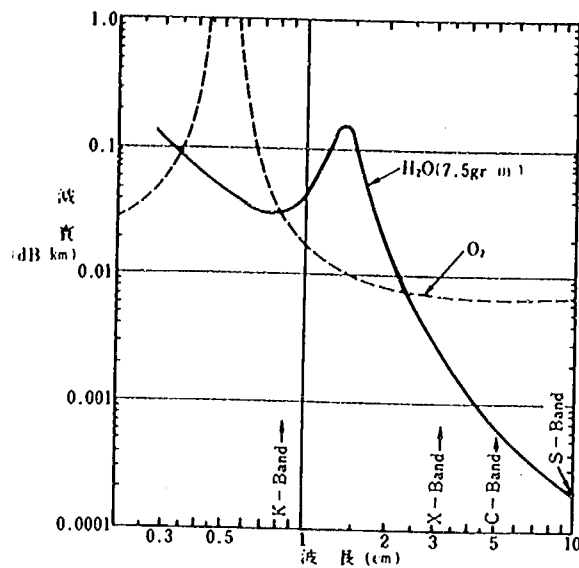
降水粒子による減衰で、吸収によるものは一個の粒子についてその吸収断面積を Q_i とすると降雨による減衰定数は次のようになる。

$$K_r = 0.4343 \int_0^\infty Q_i N(D) dD \quad (2.5)$$

ここで K_r は単位伝播距離当りの降雨による減衰定数 (dB/km) である。

一般には、ある粒径分布を仮定し、式(2.5)より減衰定数を求め、これを $K_r = k_r R^a$ の形で近似している。表—2.1に既往の代表的な降雨減衰定数式を示す。また、図—2.2に降雨強度と減衰の関係を示す。

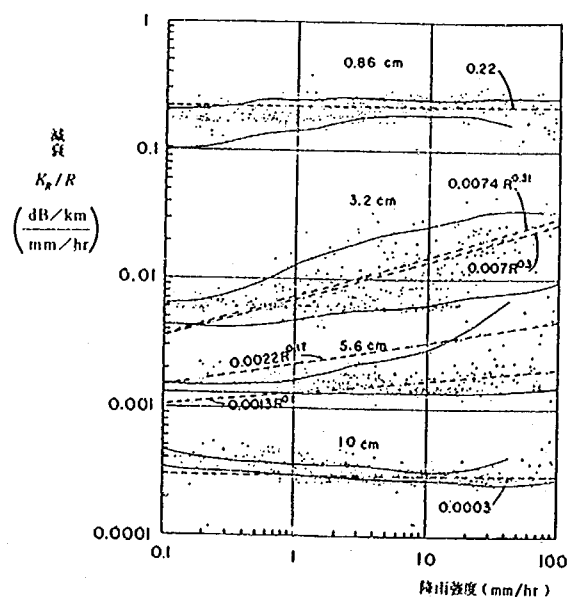
大気ガスと降雨の外に考えられる減衰の原因としては、雲によるものがある。これは雲中の含水



図—2.1 酸素と水蒸気による減衰（水蒸気は含水量で表示）²⁾

表—2.1 降雨による減衰定数 K_r (dB/km)³⁾

波長 (cm)	小 平	今 井	Gunn—East
3.2	$0.005 R^{1.1} \sim 0.013 R^{1.3}$	$0.007 R^{1.3}$	$0.0074 R^{1.31}$
5.6	$0.0013 R \sim 0.0015 R^{1.3}$	$0.0013 R^{1.1}$	$0.0022 R^{1.17}$
10.0	$0.0003 R \sim 0.0005 R$	$0.0003 R$	$0.0003 R$



図—2.2 降雨強度と減衰の関係⁴⁾

量，すなわち霰水量に比例する。しかし霰水量は一般に少なく極端に短いミリ波以外ではほとんど無視できる。

以上，電磁波の伝播中の減衰は，大気ガスによるものを K_a ，雨滴によるものを K_r とすると次のようになる。

$$K = \int_0^r (K_a + K_r) dr = \int_0^r (K_a + k_r R^a) dr \quad (2.6)$$

2.3 雨量強度の算出

レーダから送信された電波が雨に当たって後方散乱され，それを受信することによって降雨強度を求める。この場合伝播中の減衰も考慮する必要がある。これらの関係はレーダ方程式と呼ばれ次のようになる。

$$P_r = \frac{CFZ}{r^2} 10^{-0.2 \int_0^r (k_a + k_r R^a) dr} \quad (2.7)$$

ここで， P_r ：受信電力 (mW)， C ：レーダ装置の特性によって決まるレーダ定数， F ：補正係数， Z ：式(2.4)で表される反射因子 (mm^6/m^3)， r ：レーダ地点から降水粒子までの距離 (km) である。

レーダ反射因子と降水強度の間には，経験的に次の関係が得られている。

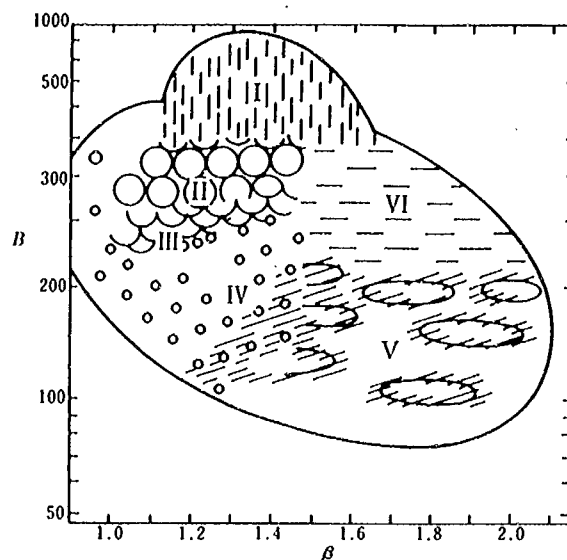
$$Z = BR^\beta \quad (2.8)$$

ここで， B ， β は降雨換算定数と呼ばれるものであり， $B=200$ ， $\beta=1.6$ 程度の値をとる。また，降水強度は次のように降水粒子の粒径分布 $N(D)$ とその落下速度 $V(D)$ によって表すことができる。

$$R = C \int_0^\infty D^3 N(D) V(D) dD \quad (2.9)$$

ここで， D ：粒子径， C ：定数である。反射因子についての式(2.4)と合わせて考えると降雨換算定数 B ， β は降水粒子の粒径分布と落下速度の関数であることが分かる。

藤原⁵⁾ がまとめた結果によると， B ， β は降雨の種類によって異なり，図-2.3に示すようになる。



- I : 雷雨エコーの拡散状のやや重厚な部分、又は乾燥大気中の高い孤立した対流エコー（雨滴の蒸発が大きい）
- II : 雷雨エコーの強い中心部又はいくらか拡散状を呈している強い団塊状エコー
- III : 対流性セルの発生ないし成長段階
- IV : 小さな固い感じの対流性エコーで散乱状ないし線状に並んでいるエコー
- V : 一様に広がった層状エコー又は弱い拡散状エコー
- VI : 雷雨から完全に拡散してしまった終わりの段階又は拡散した部分

図一2.3 降雨の種類と B , β の関係⁵⁾

3. 降雨量のレーダによる観測

3.1 レーダ雨量計システム

建設省でこれまでに開発してきたレーダ雨量計はレーダ装置としては通常の気象レーダと同じであるが、データ処理方法に若干の違いがあり、受信電力を256段階でデジタル化し、それを最終的には8段階の降雨強度に変換して表示している。日本各地に展開してきたレーダ雨量計の主要な仕様を表一3.1に示す。気象関係のレーダとしては、Sバンド(2750MHz:10cm波)、Cバンド(5300MHz:5.6cm波)、Xバンド(9300MHz:3.2cm波)が良く用いられるが、レーダ雨量計は降雨観測に適したCバンドを用いている。レーダ出力は250kwで、120km以内の雨量を定量的に、また198kmまでを定性的に表示する。

一般的なシステムの構成を図一3.1に示す。即ち電磁波を送り受信する送受信装置、データを管理所まで送る通信装置、データの処理と解析を行う収集処理装置、観測結果を送る通信装置に大別できる。

表-3.1 建設省レーダ雨量計の主要性能⁶⁾

サイト名	赤城山	三ツ峠	御在所	深山	明神山	釈迦岳	国見山
送信電力 P_t	250 kW	250 kW	250 kW	250 kW	250 kW	250 kW	250 kW
波長 λ	5.66 cm (5100 MHz)	5.69 cm (5260 MHz)	5.70 cm (5260 MHz)	5.7 cm (5260 MHz)	5.69 cm (5270 MHz)	5.69 cm (5270 MHz)	5.7 cm (5260 MHz)
パルス幅 h	600 m (2 μ s)	600 m (2 μ s)	600 m (2 μ s)	645 m (2.15 μ s)	600 m (2 μ s)	570 m (1.9 μ s)	630 m (2.1 μ s)
空中線利得 G	42 dB	42 dB	41.6 dB	41.51 dB	41.6 dB	41.8 dB	42.5 dB
ビーム幅 $\theta\phi$	1.43°	1.41°	1.5°	1.51°	1.5°	1.41°	1.37°

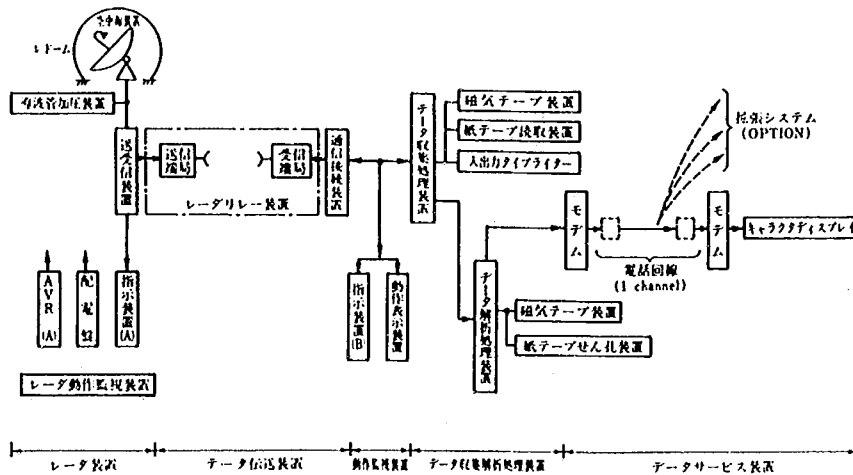


図-3.1 レーダ雨量計の構成⁷⁾

3.2 レーダ定数の同定

レーダによって降雨量を観測するためには種々の定数を同定しなければならない。すなわち、補正定数 F 、降雨換算定数 B 、 β である。また、地上で観測される雨量は非常に狭い一点の値であるが、レーダ雨量計によるものは、地上1~4kmにおける降雨の空間分布を平均したものである。したがって、その対応を取る場合にもこの点に注意する必要がある、地上雨量計の精度が問題となる。土木研究所においては、精度の高い面積雨量を観測するために観測点を配置し、定数の同定法についての研究を行ってきた。その代表的なものとして、1977年の6月から11月にかけての栗橋における高密度観測⁸⁾をあげることができる。

栗橋地区は関東平野の中央に位置し、赤城山レーダ地点から約60kmと降雨の観測に適したところである。ここに、24台の雨量計を配置して観測した。レーダ観測の1メッシュに相当する9km²に16

台の雨量計が配置されている。

同定すべき定数は F , B , β であるが, $B' = F \cdot B$ とし, B' と β について同定がなされた。その際の評価基準としては, 1メッシュの観測域内における1時間平均雨量のレーダ雨量と, 地上雨量の偏差を最小にする B' と β の組合せとした。また降雨による減衰を考慮した場合としない場合についても検討がなされた。降雨例7例, 観測時間171時間についての結果は, 減衰を考慮しない場合には $B' = 20$, $\beta = 1.8$ となり, 減衰を考慮する場合には $B' = 20$, $\beta = 1.9$ となり, この両者には有為な差はなかった。図-3.2に地上雨量とレーダにより観測された雨量の比較を示す。以上述べたような手法を用いて定数の同定が行われており, 現在では, 河川情報センターが, 各レーダ雨量計について精力的に検討を行っている。

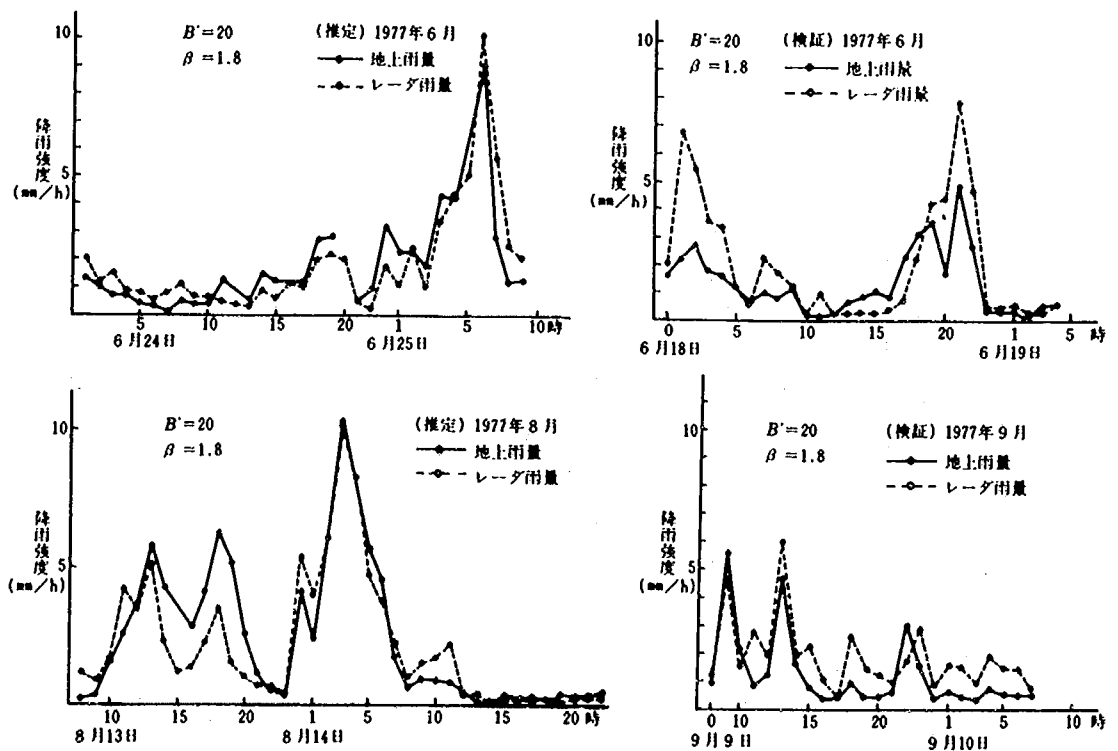


図-3.2 地上雨量とレーダ雨量の比較⁹⁾

3.3 降雨量の観測精度と影響因子

3.3.1 大地クラッター^{10),11)}

レーダ雨量計による観測に際しては, 気象現象による散乱波の他に多量の雑音や大地からの反射波が存在する。精度良い降雨観測を行うためには, これらの雑音を除去する必要がある。この中でも特に問題となるのは, 地表や建造物からの反射波であって, 大地クラッターと呼ばれる雑音であ

る。その除去方法としては次のものがある。

(1) レーダ観測者が高度の熟練によって、気象現象による反射波と大地クラッターを識別して、気象現象のみのスケッチ図を作成する。

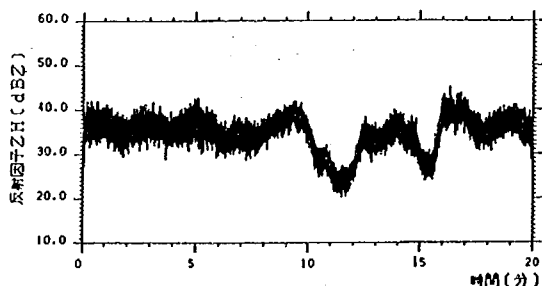
(2) 大地クラッターの存在する領域については、気象現象による反射波の有無に関わらず、情報を除去する。

(3) 晴天時の大地クラッターの強度分布を記憶装置に入れておき、雨天時の信号から減算して降雨量を求める。

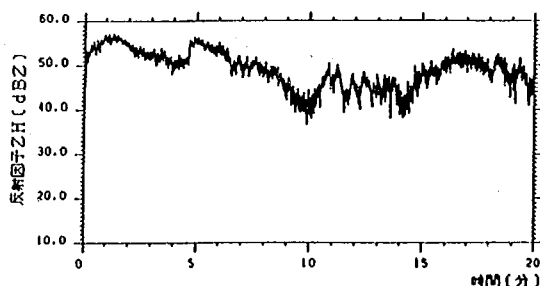
(4) 降雨信号と大地クラッターの信号特性の違いを検出し降雨量を求める。

大地クラッターは地表や建造物などの表面の状態や大気中での電磁波の伝播経路の変動によって、その強度が時間的に変動する。また、大地クラッターの強度が大きいと降雨信号が隠されるために、降雨量の観測誤差が増大し、最小観測可能降雨強度も大きくなる。

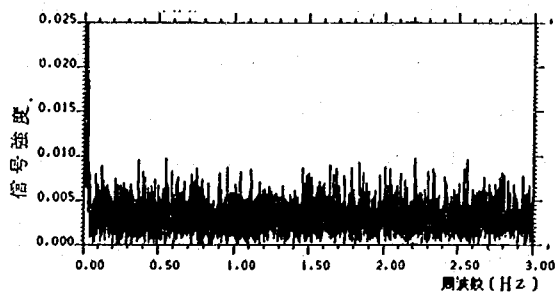
降雨による反射波は降水粒子による散乱波が集合したものであり、図一3.3に示すように短時間に不規則に変動している。一方、大地クラッターの信号は図一3.4に示すようにかなり長期にわたる変動成分を含んでいる。これらの信号の周波数スペクトルを求めてみると、図一3.5と3.6に示すように各々のスペクトル形状が異なっている。降雨信号については直流成分を除き全周波数帯にわたり



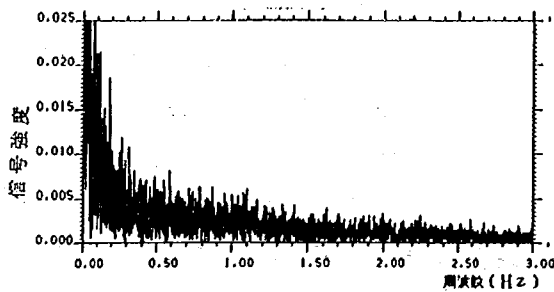
図一3.3 降雨信号の時間変化



図一3.4 大地クラッター信号の時間変化



図一3.5 降雨信号の周波数スペクトル



図一3.6 大地クラッターの周波数スペクトル

ほぼ一様であるが、大地クラッターの周波数スペクトルは2~3Hz以下の低周波域においてエネルギーが卓越し高周波数域ではほぼ一様となっている。したがって、これらの周波数特性を利用すればフィルターによって大地クラッターを除くことが出来る。この方式はMTI (Moving Target Indication) 方式¹²⁾と呼ばれている。

3.3.2 降雨による減衰の影響^{13),14)}

電磁波が大気中を伝播する際には、先に述べたように大気ガスと雨滴による減衰を受ける。特に降雨強度が強く観測点がレーダサイトより離れているほどその影響は強くなる。昭和57年7月7日長崎地方に豪雨をもたらした際の観測値が釈迦岳のレーダによって得られていることより、そのデータを用いて降雨減衰の影響を見てみよう。

降雨減衰の影響は、減衰を考慮した場合と考慮しない場合のレーダ雨量を地上雨量と比較することによって行われた。検討の対象とした地上雨量観測所は、比較的降雨量の大きかった佐賀県、長崎県、熊本県及び大分県の南部に位置する53箇所のアメダス観測所である。また大地クラッターの除去の方法については、大地クラッターマップ差引法を用いたが、受信電力を降雨減衰を受けていない値に直した後で大地クラッターを差し引いた。

降雨減衰を考慮しない場合のレーダ方程式は次のようになる。

$$P_r = \frac{CFZ}{r^2} 10^{-0.2 \int_0^r K_a dr} \quad (3.1)$$

また、降雨減衰を考慮した場合には次のようになる。

$$P_r = \frac{CFZ}{r^2} 10^{-0.2 \int_0^r (K_a + k_r R^a) dr} \quad (3.2)$$

反射因子 Z と降雨量 R の間には

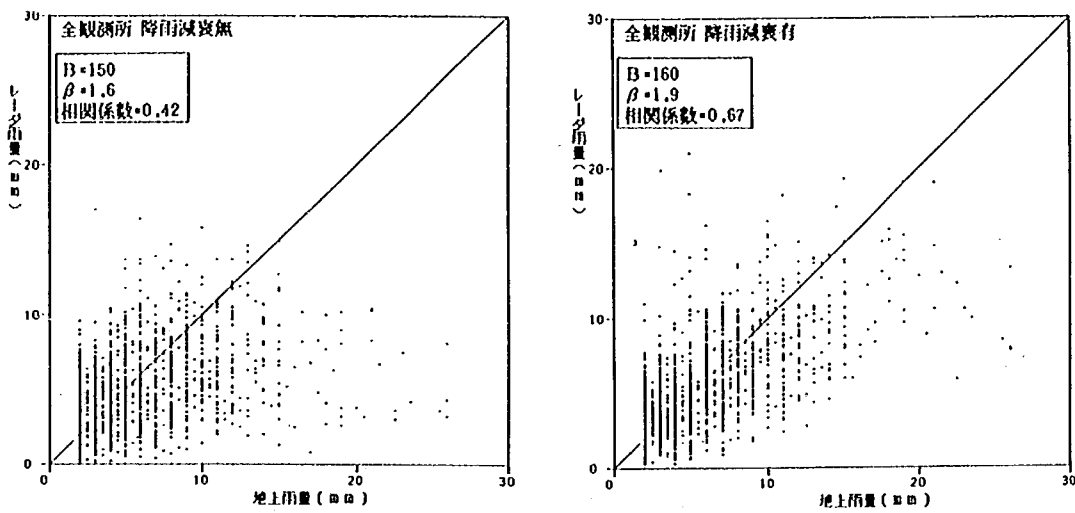
$$Z = BR^\beta \quad (3.3)$$

が経験的に成立する。観測値の比較については、 B と β の値の組についてレーダ雨量と地上雨量の自乗誤差を求め、それが最小になる B と β の組合せを求めた。

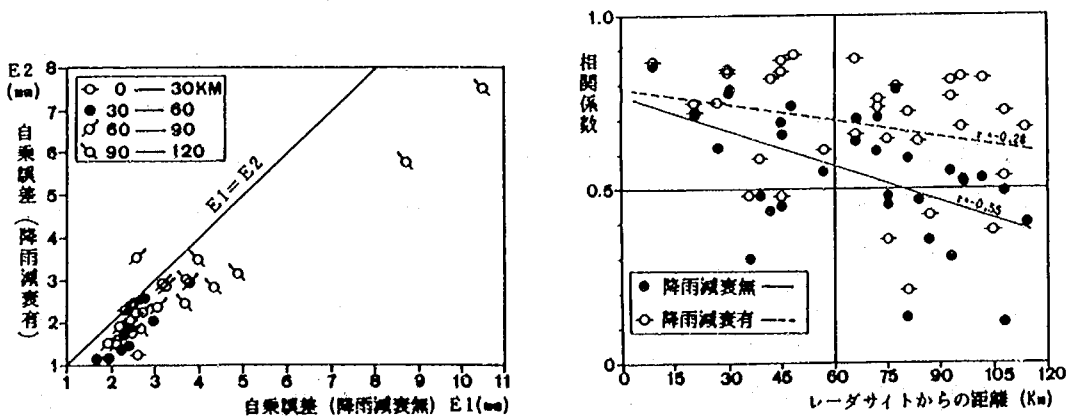
自乗誤差が最小になるように求めた場合の B と β の値とそのときの自乗誤差、相対誤差、相関係数について、降雨減衰を考慮しない場合とした場合の比較を表-3.2に示す。何れの指標でも降雨減衰を考慮した方が精度は良くなっている。これらの B と β を用いてレーダ雨量を各メッシュ毎に比較したものが図-3.7である。また、自乗誤差を減衰の有無で比較したものが図-3.8であるが、1例を除いて減衰を考慮した場合に誤差は小さくなっている。図-3.9は各メッシュについて相関係数とレーダサイトからの距離の関係を示したものであるが、降雨減衰を考慮すると距離が離れるにしたがって精度が低下する現象を防ぐことができることを示している。以上まとめると、降雨減衰を考慮すれば、遠距離、また降雨強度の強いときに観測精度を向上することができることを示している。

表一3.2 降雨減衰項の有無による比較¹⁵⁾

	降雨減衰無	降雨減衰有
最適 B	$B = 150$	$B = 160$
最適 β	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$
自乗誤差	3.73 mm	2.92 mm
相対誤差	53.4%	43.5%
相関係数	0.419	0.671



図一3.7 地上雨量とレーダ雨量の相関¹⁶⁾



図一3.8 自乗誤差の比較¹⁶⁾

図一3.9 相関係数とレーダサイトからの距離の関係¹⁶⁾

3.4 降雨量の予測

レーダ雨量計は短時間の内に広域にわたる観測値を得ることができるために、その値を用いると短時間の降雨予測も可能であり、また河川の流出も予測できる。レーダ雨量計を用いた降雨予測法の開発は、種々の機関で行われている。その中でも主要なものは次のようである。

(1) 重心法

異なった時刻における雨量の分布の各々の重心を求め、その移動方向を雨域の移動方向とし、次の時間の雨量を予測する方法である。

(2) 相互相関関数法

異なった時刻における雨量分布の空間的な相関を求め相関係数が最大となる方向に雨域を移動する。

(3) 雨域追跡法

異なった時刻における雨量分布を2値化してその移動方向を雨域の移動方向とする。

(4) 上層風法

雨域の移動は上層風により支配されていることより、数値予報や高層風の値を用いて雨域の移動を予想する。

(5) ベクトル内捜法

雨域の代表的なパターンを何等かの方法で指定し、その移動状況にもとづいて雨域を移動させる。

これらの方法についてその予測精度を検討したが、どの手法もある時刻の降雨分布を移動させて予測しているために降雨分布のライフサイクルが予測精度を決める要因となっており、その精度はほとんど同じであった。したがって、計算時間の短いものが良いと考えられ、この意味で土木研究所では雨域追跡法による降雨予測手法について検討を行ってきた^{(17),(18),(19),(20)}。

雨域追跡法は中期模程度の現象(100km²のオーグ)を対象とし、モデルが理解しやすく計算が簡単で、雨域の発達や減衰が導入しやすいこと、降雨分布により推定精度が変化しないことなどの特長を有している。その方法は、相続く二つの時刻の降雨分布図から、ある降雨強度(これをいき値と呼ぶ)を境にそれ以上の強度を1、以下を0に対応させ、次の式で定義される関連係数を最大にする方向及び距離を雨域の移動方向とする。

$$C.A = \frac{n_1 n_4 - n_3 n_2}{\sqrt{n_{12} n_{34} n_{13} n_{24}}} \quad (3.4)$$

ここで n は表-3.3に示す値である。また、二つの時刻の移動後の強度差から雨域の発達減衰を求め、その両者により、次の時刻に降雨分布を予測する。

赤城山レーダの観測値を用いて台風や前線など8種類の降雨について予測の精度について検討した結果は表-3.4のようになった。なお、ここでは15分間隔のデータを用い、1時間予測としては予測時点から1時間後の1時間雨量を予測している。計算結果は、1時間予測では相関係数0.6~0.9と安

表一3.3 関連係数算出のためのマトリックス

T時刻の エコーの値	T-d時刻のエコーの値		
	1	0	計
1	n_1	n_2	n_{12}
0	n_3	n_4	n_{34}
計	n_{13}	n_{24}	

（なお、 n はメッシュの数である。例えば n_1 は、 $T-d$ 時刻の2値化したエコー図を平行移動させ、 T 時刻のエコー図に重ね合わせた時における、 $T-d$ 時刻のエコー図の値が1でかつ T 時刻のエコー図の値が1である直交メッシュの数である。）

表一3.4 単純移流モデルによる予測精度²¹⁾

降 雨 名	降 雨 成 因	1 時 間 予 測		2 時 間 予 測		3 時 間 予 測	
		サンプル数	相 関 係 数	サンプル数	相 関 係 数	サンプル数	相 関 係 数
19790514	低 気 圧	2,088	0.72	1,624	0.37	1,289	0.38
19791018	台 風 20 号	5,448	0.86	4,238	0.63	3,489	0.39
19801019	前 線	4,662	0.86	2,835	0.53	1,502	0.34
19810625	前 線	2,620	0.82	1,522	0.57	1,069	0.61
19810822	台 風 15 号	4,042	0.76	3,011	0.42	2,119	0.43
19820729	前 線	2,676	0.63	2,132	0.32	1,642	0.24
19820801	台 風 10 号	4,151	0.64	3,322	0.44	2,659	0.23
19820912	台 風 18 号	5,241	0.82	3,865	0.55	3,099	0.41
1) 適 中 率		84.7		75.1		71.5	
2) C. S. I.		73.5		58.1		49.6	
3) 表 現 率		85.2		74.1		66.5	
4) 一 致 率		84.3		72.9		66.1	

1) 適 中 率 ランク一致サンプル数を全サンプル数で除したもの $\times 100$

2) C. S. I. Critical Success Index = $X/(X+Y+Z) \times 100$

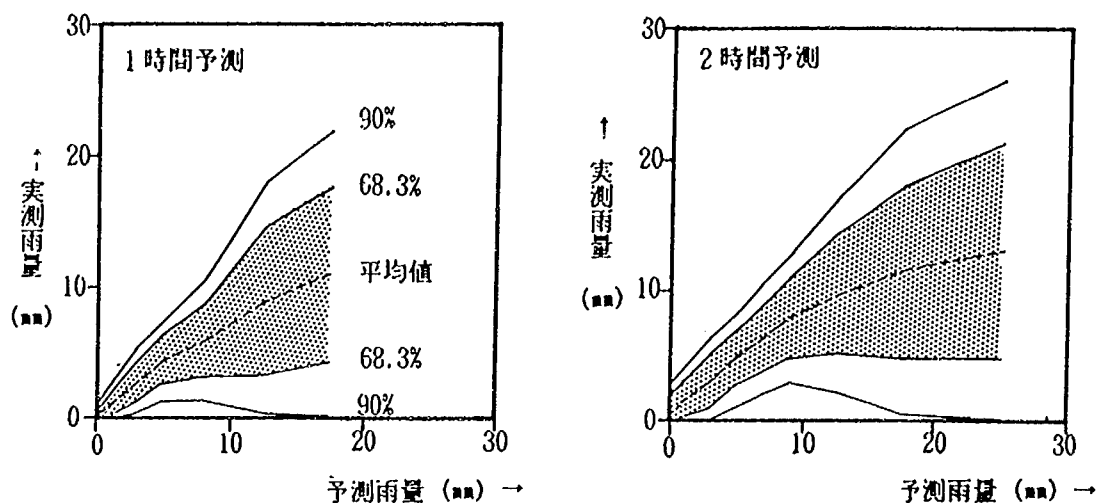
3) 表 現 率 $X/(X+Z) \times 100$

4) 一 致 率 $X/(X+Y) \times 100$

なお、上記4指標は全降雨のデータによる。

実 測 2mm	予測 2mm	
	W	Y
	Z	X

定した精度であり実用性が高い。一方、2時間、3時間予測では精度は低下するが的中率は70%以上有り、定性的な予測には十分であろう。予測結果の信頼性については、図一3.10に示すように予測雨量は実測雨量より大きい値を示し、降雨強度が大きくなれば信頼限界の幅が広がり、時間が延びると精度は低下している。



図—3.10 予測結果の信頼限界²²⁾

4. 二重偏波ドップラーレーダの開発

4.1 マルチパラメータレーダの現況

建設省では、洪水時により的確に洪水に対応するためにレーダ雨量計を全国に展開し、観測を行っている。レーダにより観測される情報は、雨域の時々刻々の消長を5分単位で、かつ半径120kmの範囲を覆うことから、面的な降雨量と、雨域の移動をリアルタイムで監視できることになり、洪水防衛上非常に有効な情報となっている。しかし、現在のレーダシステムには次のような問題がある。

(1) ブライトバンドの識別が困難

上空の気温が 0°C 層付近では、落下してきた氷粒子の表面が融け、付着しやすくなり大氷粒子が形成される。また、表面が固相から液相に変化し、誘電率が大きくなる。これにより反射電力が大きくなり、あたかも強雨域のようなエコーが発生する。

(2) 雨滴とひょうや雪との判別が困難

雨滴とひょうなどは密度、粒径、落下速度及び誘電率が異なるために、同じ反射電力でも降水量が異なる。

(3) 降雨換算定数 B , β の推定が困難

降水粒子群からの反射電力を降雨強度に換算するときに用いる換算定数は、降水粒子群の粒径分布によって異なるため、レーダ情報のみでは定数の推定が出来ない。

最近、レーダによる降雨観測の精度を向上するために、たんに反射電力のみならず、周波数変化の特性や、偏波特性を利用してレーダ観測の情報量を増やすマルチパラメータレーダ(特殊レーダ)の応用が図られている。その中で主要なものは次の通りである。

(1) 二波長レーダ

波長の異なる電波を用いて、雨滴からの反射特性の差を利用し、降水粒子群の粒径分布の観測や、降雨と雹の区別に使うことが出来る。このレーダは、雨滴径に対して十分な長い波長で観測すると共に、減衰の大きい短い波長の電波で観測する。

(2) 円偏波レーダ

円偏波を受けた物体からの反射信号の円偏波抑圧度比及び円偏波信号の相関を観測し、大気中の水物質の種類と形状特性を区別しようとするものである。

(3) 二重偏波レーダ

水平、垂直両偏波の反射因子の差を計測し、水物質の種類を判別し、また雨滴群の粒径分布を観測する。

(4) ドップラーレーダ

ドップラー効果を用いて上空の風速や、垂直上方に向け、水物質の落下速度の分布、すなわち雨滴群の粒径分布特性を測るものである。

以上主な特殊レーダの観測項目と観測対象について述べたが、これらのレーダは、降水現象を後方散乱される受信電力という一つの量だけで行うのではなく、電磁波の散乱特性、減衰特性、ドップラー効果等を利用して、複数量の観測により情報量を増やす方式を採用している。土木研究所においてはこれらの特殊レーダのうち、二重偏波レーダとドップラーを組合せた二重偏波ドップラーレーダ (DND レーダ) の開発に取り組むことにした。

4.2 直交二偏波レーダによる降水強度の観測^{(23),(24),(25),(26)}

二偏波レーダによる降水量の観測法としては、既存型のレーダと同様に反射因子 Z と、降水強度 R との関係式 $Z = BR^\beta$ を用いて求める方法と、二偏波レーダの特徴である。水平偏波と垂直偏波の反射因子の違い Z_{DR} を用いて求める方法がある。前者は、雨滴の粒径分布により B , β が変化するために、精度の高い測度が難しい。後者は、粒径分布を観測値から推定することが出来るために、精度が向上すると考えられる。

水平及び垂直偏波によって得られるレーダ反射因子 Z_H , Z_V はそれぞれ次の式で表される。

$$Z_H = C \int_0^{D_{\max}} \sigma_H(D) N(D) dD \quad (4.1)$$

$$Z_V = C \int_0^{D_{\max}} \sigma_V(D) N(D) dD \quad (4.2)$$

ここで、 $D_{\max}$: 雨滴の最大粒径、 C : レーダシステムによって決まる定数、 σ_H, σ_V : 雨滴の水平、垂直偏波に対する後方散乱断面積である。

降水粒子の形状が球形の場合には Z_H と Z_V は等しいが、雨の場合には降雨強度が増加するにし

たがって形状が偏平になり、散乱特性が異なるために、その違いを次式の Z_{DR} で表すことができる。

$$Z_{DR} = 10 \log(Z_H/Z_V) \quad (4.3)$$

雨滴の粒径分布は、一般に用いられている指数分布を拡張したガンマ分布を用いると次のようになる。

$$N(D) = N_0 D^m \exp(-\Lambda \cdot D) \quad (4.4)$$

ここで、 N_0 , m , Λ は降雨状態を示す定数で、粒径分布は $m=0$ で指数分布になり、ウルブリッヒ・アトラス (Ulbrich・Atlas)²⁷⁾ は $m=2$ を提案している。

この粒径分布を用いると、 Z_H と Z_V との差 Z_{DR} は、次のようになる。

$$Z_{DR} = 10 \log \left\{ \int_0^{D_{\max}} \sigma_H \cdot D^m \cdot \exp(-\Lambda \cdot D) dD / \int_0^{D_{\max}} \sigma_V \cdot D^m \cdot \exp(-\Lambda \cdot D) dD \right\} \quad (4.5)$$

指数 m を設定し、 σ_H , σ_V をあらかじめ理論計算によって求めておけば、式(4.5)より Λ が求められ、続いて式(4.1)の Z_H または式(4.2)の Z_V を用いて N が得られる。したがって、上空の雨滴の粒径分布を推定できる。

粒径分布が得られれば、それから降雨強度や、電波の降雨による減衰も得ることができる。すなわち、この関係は次のようになる。

$$R = 3.6 \times 10^{-3} \frac{4}{3} \pi \int_0^{D_{\max}} \left(\frac{D}{2} \right)^3 V(D) N(D) dD \quad (4.6)$$

したがって、

$$\frac{Z_H}{R} = \frac{10^{-6} \frac{\lambda^4}{\pi^5} \left| \frac{\epsilon+2}{\epsilon-1} \right|^2 \int_0^{D_{\max}} \sigma_H D^m \exp(-\Lambda D) dD}{3.6 \times 10^{-3} \frac{4}{3} \pi \int_0^{D_{\max}} \left(\frac{D}{2} \right)^3 V(D) D^m \exp(-\Lambda D) dD} \quad (4.7)$$

これらの関係により、雨滴の粒径分布形状を表す指数 m 、雨滴の最大粒径 $D_{\max}$ 、雨滴の落下速度 $V(D)$ を設定すれば、式(4.5)と式(4.7)から $Z_{DR} \sim Z_H/R$ の関係が求められ、 Z_{DR} , Z_H の測定値から降水強度 R が推定できる。

4.3 ドップラーレーダによる風観測²⁸⁾

降雪観測においては雪片の風による移流を考慮することが必要であり、上空の風向風速を観測しなければならない。このため、ドップラー現象を利用した観測法を検討した。図-4.1においてレーダ測定点の水平風速を V_H 、風向を ϕ 、ビーム内の降水粒子の平均落下速度を V_F とすると、その点におけるレーダ方位角 θ_a 、仰角 θ_e に対し、ドップラ平均速度 V_D は次式によって与えられる。

$$V_D = V_H \cdot \cos \theta_e \cdot \cos (\phi - \theta_a) + V_F \cdot \sin \theta_e \quad (4.8)$$

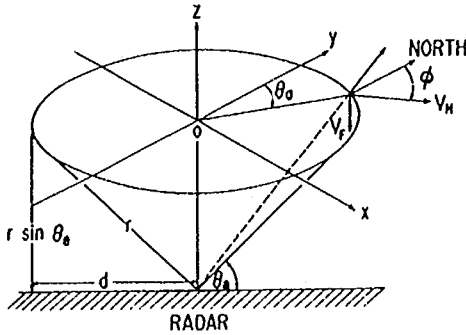


図-4.1 VAD 観測方法²⁹⁾

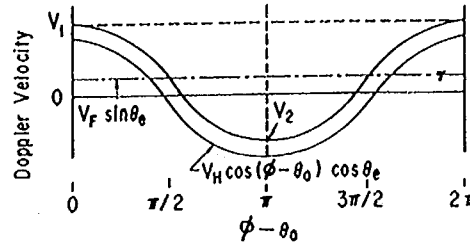


図-4.2 VAD の理論分布²⁹⁾

未知数は V_H , ϕ , V_F の3個である。いま、レーダ観測域内の測定高度面で、この3個の未知数が一定であるとすれば、(4.8)式は図-4.2に示すような余弦曲線になる。 V_D はアンテナの向きが風上方向にあるとき、すなわち $\theta_a = \phi$ で最大値 V_1 をあたえる。また、風下方向、すなわち $\theta_a = \phi + \pi$ で最小値 V_2 をあたえる。 V_1 , V_2 は次のように表すことができる。

$$V_1 = V_H \cdot \cos \theta_e + V_F \cdot \sin \theta_e \quad (4.9)$$

$$V_2 = -V_H \cdot \cos \theta_e + V_F \cdot \sin \theta_e \quad (4.10)$$

したがって、 V_H , V_F は次式のように表せる。

$$V_H = (V_1 - V_2) / 2 \cdot \cos \theta_e \quad (4.11)$$

$$V_F = (V_1 + V_2) / 2 \cdot \sin \theta_e \quad (4.12)$$

しかし、実際に風速分布は空間的に変動しているから、常に式(4.8)に示す理論曲線に乗るとは限らないので、 V_D の観測データに最小自乗法を適用して得た理論分布から、 V_H , V_F , ϕ を求めることになる。なお、この観測方法を VAD 観測という。

4.4 DND レーダの仕様

土木研究所において開発した DND レーダは、二重偏波レーダとドップラーレーダの2つの機能を有している。二重偏波レーダは、水平偏波と垂直偏波の反射因子の差を計測するもので、降水物質の形状の推定及び形態の判別並びに降水粒子群の粒径分布の推定等が可能なレーダで、海外の研究に依れば偏波レーダによる降水強度の測定精度は赤城山レーダ等の既存型レーダより非常に良いと言われている。

二重偏波レーダは世界各国に約15機あり、日本では DND レーダのみである。このレーダの特徴である偏波切替装置は、切り替えスイッチにフェライト(磁性体の一種)を用い、偏波面を0.032秒毎に(1分間に約30回)切り替えることができる。将来は、偏波面を0.0035秒毎に(1分間に280回)切り替えることができるようになる。

また、二重偏波レーダを用いて降水強度の測定を10%以内に誤差で測定するには、水平偏波と垂直偏波の反射因子の差 Z_{DR} を0.1dBの精度で測定する必要がある。このため、アンテナへの給電方法を Rear Feed 方式にし、空中線は水平偏波と鉛直偏波のアンテナパターンが一致するように精巧に作られている。

ドップラーレーダは、ドップラー効果を利用して、上空の水平風、鉛直風の測定並びに降水物質の形態の判別が可能なレーダである。風速の分解能は0.125m/sで、仰角を20°にして観測すれば、高度約170m 毎の上空の風向・風速が測定でき、降雨予測や雪片の移流の推定が精度良く行えるようになる。

表—4.1に既存型の建設省レーダ雨量計（宝達山レーダ）の仕様と対比して、DNDレーダの主な仕様を示している。これから分かるように、二重偏波レーダの送信周波数、送信パルス幅、繰返し周波数は既存のレーダ雨量計とほぼ同じで、これは、将来の実用化を考慮したものである。また、MT収録データは、MTI装置で大地クラッタを除去したものと除去しないもの2種類である。

また、反射電力の弱い降雪現象も正確に観測できるように、最小受信電力は-107.5dBmと既存型レーダより5～10dBm低く、降水強度の測定分解能も降水強度の約1%で、既存型レーダの1/3程度である。

表—4.2に、DNDレーダとカナダのNCR、アメリカのCHILLの偏波レーダとの性能比較を示している。世界に15機程度ある直交偏波レーダの偏波切り替え間隔はパルス毎が主流で、偏波切り替え器にはフェライトスイッチが主に用いられている。

表—4.1 DNDレーダの主要性能

項 目	D N D レーダ		建設省レーダ雨量計 (宝達山レーダ)
	二重偏波レーダ	ドップラーレーダ	
送信尖頭出力	75 kW	75 kW	250 kW
定量観測範囲	40 km	40 km	120 km
送信周波数	5,280 MHz	5,280 MHz	5,260 MHz
空中線径	2 m	2 m	4 m
ビーム幅	1.8°	1.8°	1.2°
主方向利得	36 dB 以上	36 dB 以上	42 dB 以上
副ビーム減衰量	23 dB 以上	23 dB 以上	28 dB 以上
偏波面	水平, 垂直	水 平	水 平
偏波切り替え間隔	10秒, 0.032 秒	—	—
送信パルス幅	2.0 μ s	0.5 μ s	2.0 μ s
繰返し周波数	280 pps	1, 120 pps	260 pps
空中線回転数	6 rpm	1 rpm	5 rpm

表-4.2 偏波レーダの性能比較³⁰⁾

AGENCY	土 木 研 究 所	CHILL	NRC OF CANADA
POLARIZATION TYPE	Z_{DR}	Z_{DR}	CDR, LDR
WAVELENGTH, cm	5.68	10.7	1.8
PEAK POWER, kW	75	1,000	40
PULS E LENGTH, μ S	2.0	0.25, 0.5, 1	0.4
PRF, S^{-1}	280	400 - 1,250	2,000
ANTENNA TYPE	Centre Fed Paraboloid	Centre Fed Paraboloid	Offset Fed Paraboloid
ANTENNA SIZE, m	2.0	8.5	1.6
FEED TYPE	Rear Feed	Potter Horn	Potter Horn, Turnstile Junction
BEAMWIDTH, DEGREES	1.8	0.96	0.89
AZ. COVERAGE, DEGREES	360	360	330
ELEV. COVERAGE, DEGREES	90	90	92
POLARIZATIONS RADIATED	LIN-H or LIN-V	LIN-H or LIN-V	LHC, RHC, Any Linear or Elliptical
POLARIZATIONS RECEIVED	Copolar to Transmit	Copolar to Transmit	Copolar and Orthogonal to Transmit Polarization
MAX. SIDELobe LEVEL, dB	< -23	< -20	< -30
MAX. ANTENNA LINEAR X-POL LOBES, dB	< -29	-20	< -28
POLARIZATION CONTROL METHOD	Ferrite Switch	Ferrite Switch	Manually Operated Polarizer
POLARIZATION CONTROL PERIOD OR RATE	9 Pulses by 9 pulses	Pulse by Pulse	< 10s
CHANNEL-CHANNEL ISOLATION, dB	> 35	25	> 52
POLARIZATION QUANTITIES MEASURED	Z_{DR}	Z_{DR}	CDR, LDR Cross-Corr

5. DND レーダによる観測

5.1 観測概要

DND レーダによる降雪観測は、建設省富山工事事務所三郷出張所（富山県立山町）をレーダサイトとし、半径40km 以内の地域の降雪量（水当量）を測定する予定である。また、約20箇所で地上降水量の測定も行う。観測期間は、昭和61～64年度の毎年12月16日～翌年3月15日迄の3ヶ月間である。

降雨観測は、昭和62年度は建設省富山工事事務所三郷出張所をレーダサイトとし、昭和63～65年度は建設省筑後川ダム統管理事務所（福岡県久留米市）をレーダサイトとし、半径40km 以内の地域の降水量を測定し、また、約20箇所で地上降水量の測定及び4箇所で雨滴の粒径分布の観測も行う予定である。観測期間は、毎年6月1日～9月31日迄の4ヶ月間である²⁸⁾。これらの観測のうち、ドップラーレーダによる風観測、二重偏波レーダによる降雨・降雪観測の結果が一部得られているので、その概要を紹介する。

5.2 ドップラーレーダによる風観測

図-5.1に昭和62年7月17日17時09～15分の仰角 3°, 6°, 12°, 20°, 35°, 50°, 70° のドップラーレーダによる観測値（水平風速度と水平風風向）と同時刻のレーウィンゾンデによる観測値の鉛直プロファイルを示す。なお、レーダのドップラー信号の処理は、パルスペア方式で、折り返し補正前の最大測風速度は±16m/s である。

ゾンデ観測とドップラーレーダ観測では、風速が2～3m/s 程度の相違があるが、全般的にはゾン

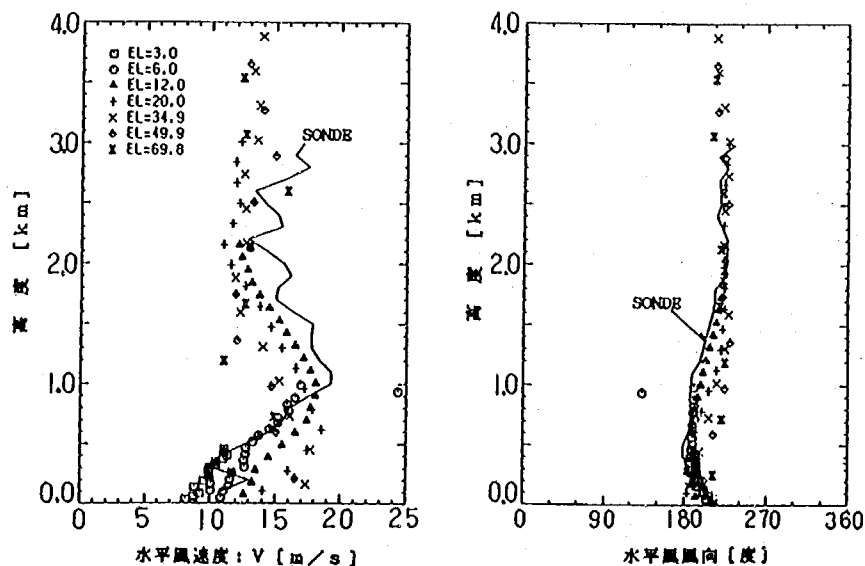


図-5.1 ドップラーレーダ観測値とゾンデ観測地の対比³¹⁾

デ観測とレーダ観測による風向・風速は、良く一致する。風速の鉛直プロファイルと比較すると、レーダ観測値は高度によって滑らかに変化するが、ゾンデ観測値は変動が激しい。これは、ゾンデが地点観測であるのに対し、レーダは観測面の平均値であることと、ゾンデの観測精度によるものと考えられる。これから、ドップラーレーダによる上空の風向・風速の測定精度は良いと言えるので、ドップラーレーダによる測風結果を用いれば、雪片の移流が推定できると考えられる。

5.3 DND レーダによる降雨観測

昭和62年6月17日から7月30日の梅雨期間に、富山県立山町で、DND レーダによる降雨観測を行ったが、その内偏波モードによるブライtbバンドの観測とドップラモードによる前線性降雨の観測例を紹介する。

(1) 偏波モードによるブライtbバンドの観測例

7月14日16時～17時において、高度4,000m～5,000mの地帯にブライtbバンドが発生した。このとき、偏波面を高速（1秒間に約30回）に切り替えて、RHI 観測を行ったので紹介する。

図-5.2は7月14日16時13分に仰角を11°としたときの Z_H の PPI 図（1分間平均値）である。レーダサイトから約20km 地点（高度約4,000m）にブライtbバンドが発生しており、反射因子は40～50 dBz である。

図-5.3は7月14日16時26～32分の間に方位を226°とし、仰角を3°から21°に2°刻みで変えた場合

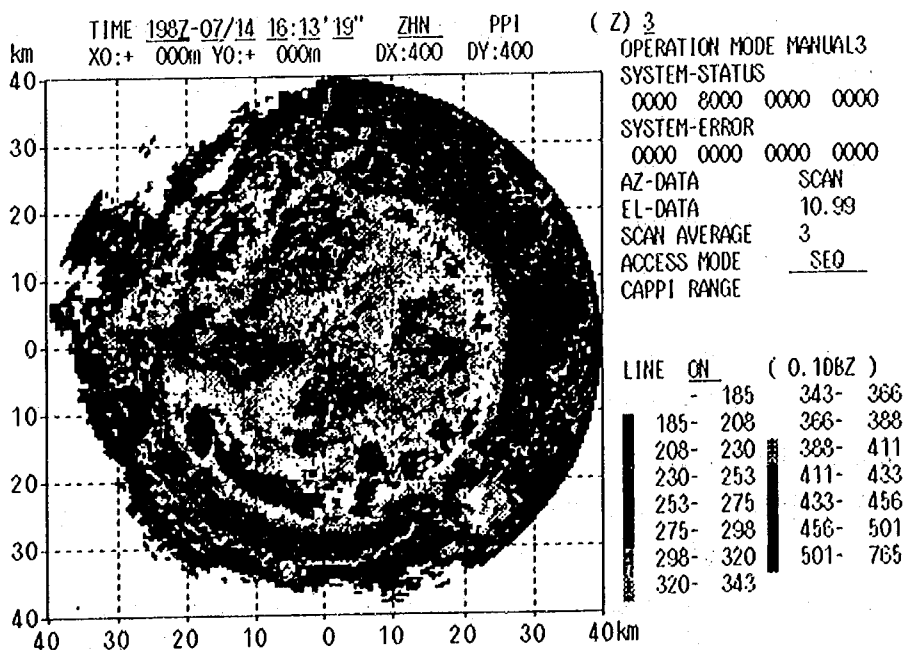


図-5.2 ブライtbバンド発生時の Z_H の PPI (距離・平面分布) 図³⁰⁾

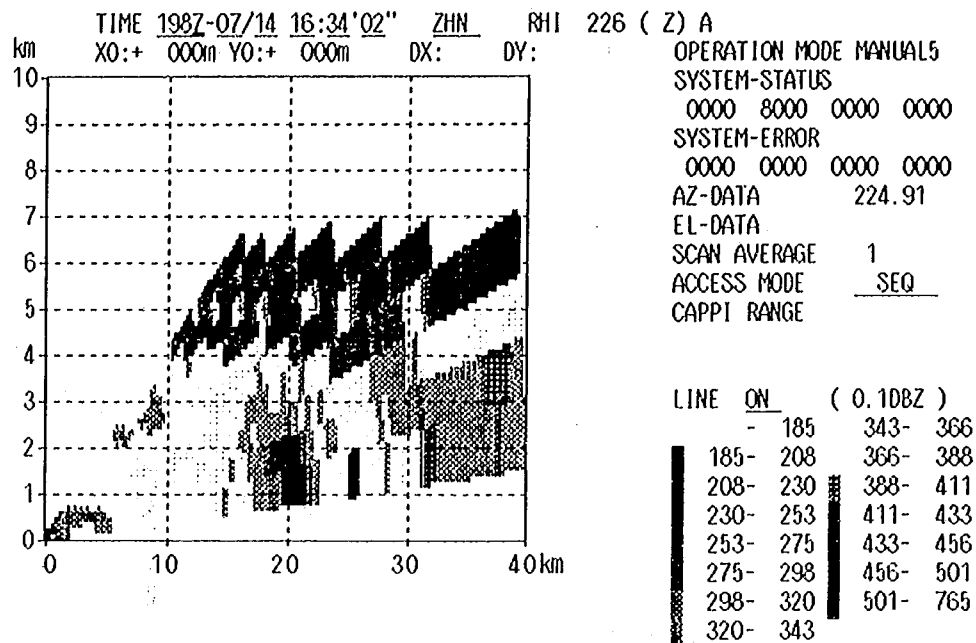


図-5.3 ブライトバンド発生時の Z_H の RHI (距離・高度分布) 図³⁶⁾

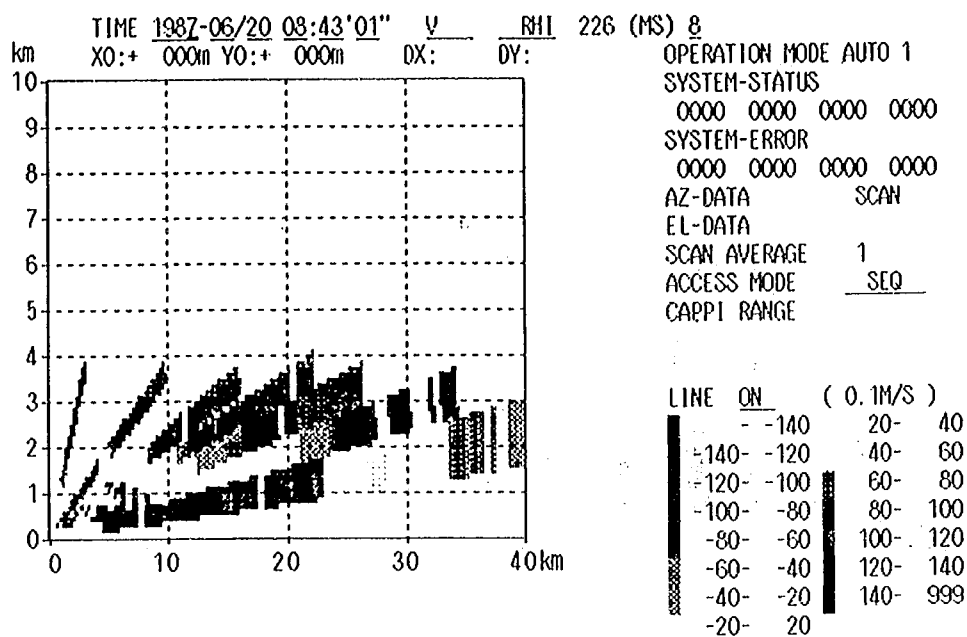
の Z_H の RHI 図である。表示したデータは9パルス平均データをさらに256個平均したものである。1仰角のデータを収集するのに約1分間要した。これから、高度4,000m~5,000m 地点にブライトバンドがあることが分かる。ブライトバンド地点の反射因子は40~50dBZ であり、その下の降水強度は2.0~10.0mm/h 程度であった。このときの Z_{DR} の値は0.3~1.5dB で、ブライトバンド地点で Z_{DR} の値が変化するという傾向はなかった。これは、降水強度が弱いためと考えられる。

(2) ドップラモードによる前線性降雨の観測例

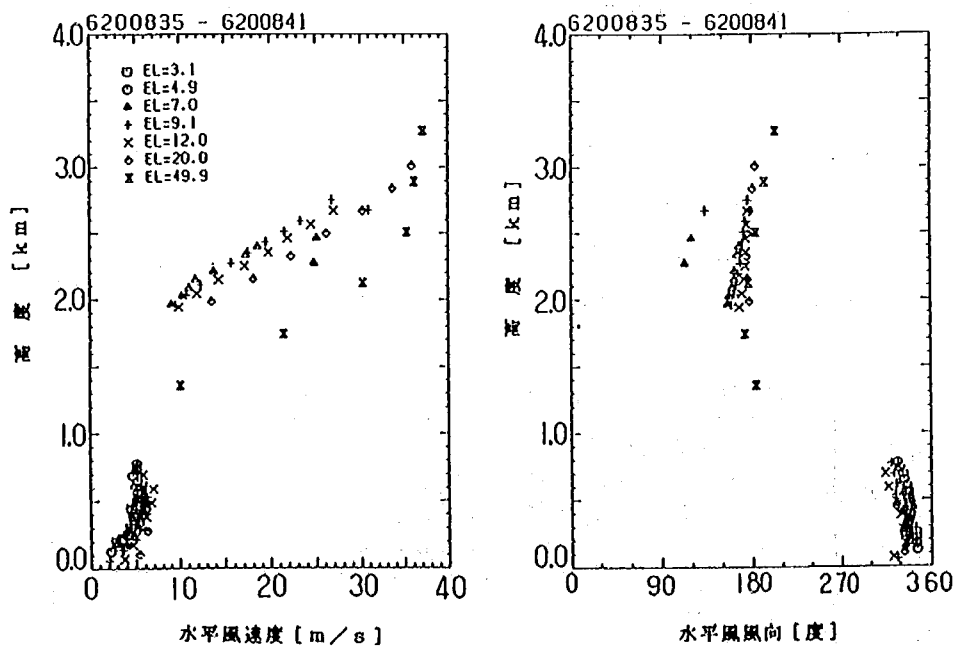
6月20日8時30分頃、北西から冷たい空気が下層に吹き込み降雨が発生するという前線性降雨が発生した。この時ドップラモードで観測を行ったので紹介する。データの表示範囲は40km×40km である。

図-5.4は6月20日8時35分~41分の方位315° (北西) の風速の RHV 図である。これは、仰角を3°, 5°, 7°, 9°, 12°, 20°, 50° の7種類に変えて観測したときの結果から作成したものであり、高度1,000m 以下と2,000m 以上で風向が逆転していることが分かる。

図-5.5は VAD 解析から求めた6月20日8時35~41分の上空の水平風の各仰角における高度毎の風向と風速である。高度1,000m 以下では風向が北北西、風速5m/s で、高度2,000m 以下では風向が南、風速が10~35m/s となっている。したがって、このときの降雨は寒冷前線によるものと推定される。



図一5.4 前線性降雨時の風速の RHI (距離・高度分布) 図³⁶⁾



図一5.5 前線性降雨時の上層風の鉛直プロファイル³⁶⁾

(3) Z_{DR} 法による降雨量の観測精度

雨滴の後方散乱断面積は、雨滴形状をプルパチャ・ピター (Pruppacher-Pitter)³⁷⁾ 型として、ポイントマッチング法³⁸⁾ で計算した。雨滴の粒径分布の定数は、 $m=0$, $D_{\max}=6\text{mm}$ とし、雨滴の落下速度はガン・キンザー (Gun-Kinzer)³⁹⁾ の測定値を近似したベスト (Best) の式を用いて計算した。

$$V(D)=9.58[1.0-\exp\{-(D/1.77)^{1.147}\}] \quad (4.12)$$

ここに、

$V(D)$: 落下速度 [m/s], D : 粒径 [mm]

また、 Z_{DR} が小さい場合、レーダで得られる Z_{DR} 値は粒度分布式から求められるものより若干小さいことが知られている。そこで、 Z_{DR} が 1.5dB 以下の場合にはリプシュツ (Lipshutz)⁴⁰⁾ 等が提案した式で修正した。

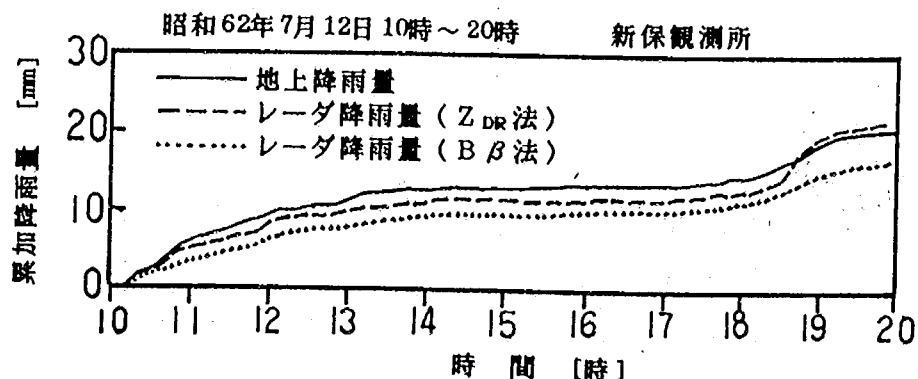
比較の対象とした B , β 法による係数は検討対象降雨で同定したものをを用いた。

図—5.6に、昭和62年7月12日10時～20時の新保観測所地点の地上降雨量とレーダ降雨量の累加雨量曲線を示す。

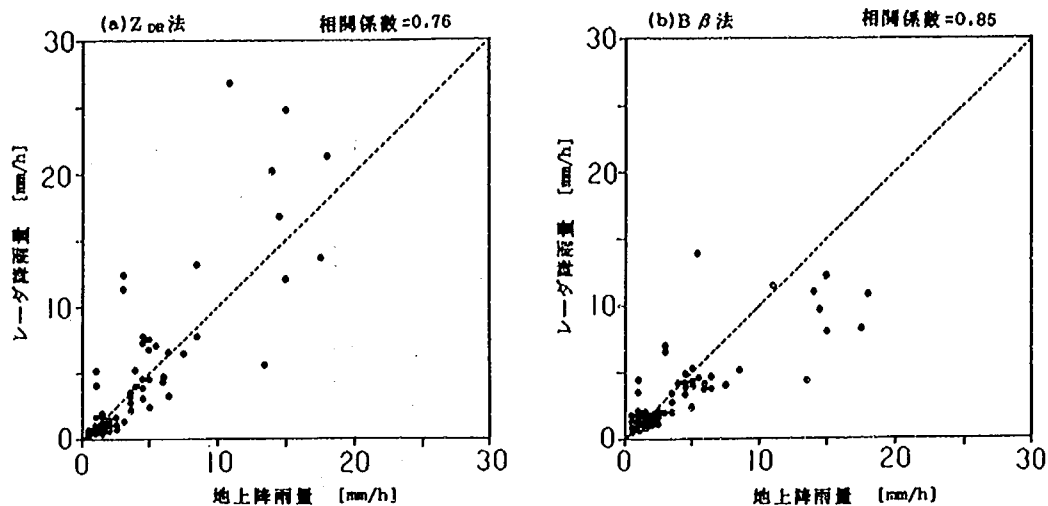
図—5.7に、地上観測とレーダ観測の1時間降雨量の相関図を示す。(a)図は Z_{DR} 法によるレーダ降雨量、(b)図は B , β 法によるレーダ降雨量である。対象降雨は昭和62年6月～9月の間の6降雨45時間、対象観測所は新保観測所を含む8箇所で、検討に使用したデータ数は108個である。(a)図の相関係数は0.76、自乗誤差は4.0mm/hである。(b)図の相関係数は0.85、自乗誤差は2.2mm/hである。

これから、 Z_{DR} 法の降雨強度の測定精度は、比較的良いと言える。また、雨滴の粒径分布式の m 及び最大粒径の設定が降水強度の測定精度に与える影響は今回のデータでは見られなかった。

B , β 法による降水強度の測定精度は、 Z_{DR} 法より少し良かった。この理由は、今回用いたデータは降雨強度が弱く、その上 Z_{DR} の値及び変動量も小さかったため、 Z_{DR} 法の利点が十分に生かされなかった、 $B\beta$ 法は精度を検証した降雨を用いて最適な B , β 同定しているため観測精度が実運用よ



図—5.6 DNDレーダによる降雨観測結果⁴¹⁾



図—5.7 レーダ降雨量と地上降雨量の散布図⁴¹⁾

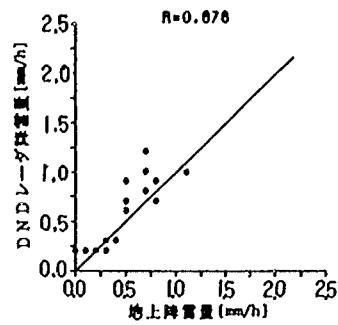
り良くなった、ためと考えられる。

B , β 法は、実運用では降雨毎に最適な B , β の値を事前に求めることはできない。また、 Z_{DR} 法はどんな降雨でも観測精度は同じである。したがって、 Z_{DR} 法の方が降水強度を測定するのに適していると言える。

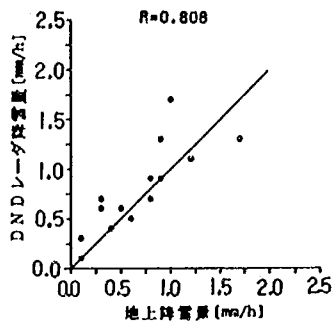
5.4 二重偏波レーダによる降雪観測

図—5.8に DND レーダと地上雨雪量計による時間降水量の散布図、図—5.9に DND レーダと地上雨雪量計による累加降水量と時間降水量を示す。レーダによる観測値は約150km²の平均値、地上の観測値は13箇所の観測所（ヒーター付き0.5mmの転倒樹雨量計）の平均値である。13箇所の観測所はレーダサイトから約15km以内にありビーム高度も1,000m以下で、レーダ観測値と地上観測値を対比させるには非常に良い地点である。なお、レーダによる降水量の算出方法は、 $Z = BR^\beta$ という関係式を用い、 B , β は降雪毎に同定した。

これから、DND レーダ降雪量と地上降雪量の相関は0.8以上と良い。また、時間降雪量の変化図を見ると、地上降雪量値とDND レーダ降雪量値は良く一致している。したがって、DND レーダで広域の面積平均の降雪量の定量観測が可能であると考えられる。

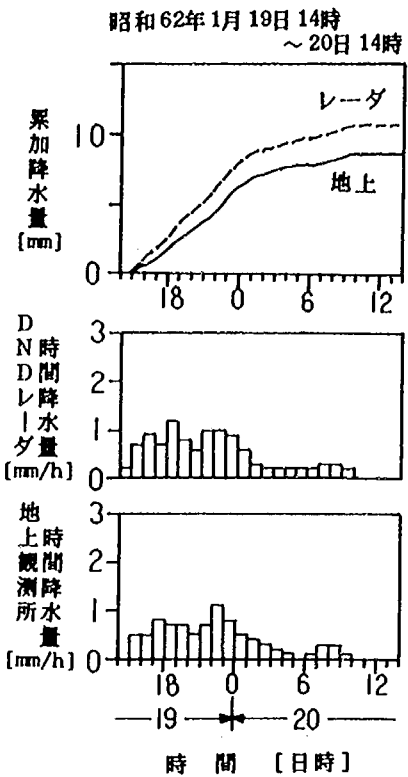


(a) S.62.1/19~1/20



(b) S.62.1/31~2/1

図一5.8 時間降雨量の散布図⁽¹⁾



図一5.9 累加降雪量と時間降雪量⁽¹⁾

6. 今後の研究課題

レーダによる降雨及び降雪量の観測について述べてきたが、DNDレーダについてはまだ研究を始めたばかりであり、これまで行ってきた項目について継続して研究を進めることが必要であるが、それ以外に次のような研究課題が残されている。

まず、基礎的な問題としては降水粒子による電波の散乱特性や粒度分布を明らかにする必要がある。降雨については、地上での観測との対比や降雨予測法の研究が求められている。ここでの研究成果は当然実用化を目指しており、その際に問題となるのは二重偏波レーダの特徴である水平及び垂直偏波の分離性能の向上とデータ処理に関連しては上空に生ずるブライツバンドの処理や、観測で多量に得られるデータの処理とその表示や提供の問題が残されている。

これまで述べてた研究は土木研究所水文研究室が中心となって行ってきたものであるが、その遂行に際しては建設本省、地方建設局をはじめ気象庁、科学技術庁防災センターの関係者の協力を得た。これらの関係者の皆様に感謝の意を表します。また、DNDレーダの開発は(株)東芝、日本無線(株)、三菱電機(株)の3社からなる降雪観測用レーダ研究会との共同研究により実施している。

参考文献

- 1) 小平 信彦：気象レーダの基礎，気象研究ノート，第112号，昭和47年
- 2) 1) と同じ
- 3) 1) と同じ
- 4) 1) と同じ
- 5) Fujiwara, M.: Raindrop-size distribution from individual storms, J. Atmos. Science, Vol. 22, 1965
- 6) 石崎 勝義，中尾 宏臣，大倉 博，吉野 文雄，河関 大祐：レーダ雨量計の降雨観測特性に関する研究，土木研究所報告，第167号，昭和61年1月
- 7) 6) と同じ
- 8) 土木研究所水文研究室：レーダ雨量計の観測特性と精度向上に関する調査報告書，土木研究所資料，第2078号，昭和59年3月
- 9) 8) と同じ
- 10) 8) と同じ
- 11) 立平 良三他：気象レーダのデータ処理，気象研究ノート，第139号，昭和55年
- 12) 11) と同じ
- 13) 土木研究所水文研究室：降水現象のレーダ観測に関する調査報告書，土木研究所資料，第2353号，昭和61年3月
- 14) 吉野 文雄，倉 朝夫，河関 大祐：レーダ雨量計における降雨減衰の評価，水理講演会論文集，No. 30，昭和61年2月
- 15) 13) と同じ
- 16) 13) と同じ
- 17) 8) と同じ
- 18) 吉野 文雄，水野 雅光，河関 大祐：レーダ雨量計による降雨の短時間予測，土木技術資料，Vol. 27，No. 7，昭和60年7月
- 19) 土木研究所水文研究室：レーダ雨量計による短時間降雨予測に関する調査報告書，土木研究資料，第2406号，昭和61年10月
- 20) 吉野 文雄，水野 雅光，倉 朝夫：雨域追跡法による短時間降雨予測の精度，水理講演会論文集，No. 31，昭和62年2月
- 21) 19) と同じ
- 22) 20) と同じ
- 23) 吉野 文雄，水野 雅光，河関 大祐：特殊レーダを用いた降雨観測の現況と問題点，水理講演会論文集，No. 30，昭和61年2月
- 24) 13) と同じ
- 25) 土木研究所水文研究室：直交二偏波レーダによる降水観測に関する調査報告書，土木研究所資料，第2487号，昭和62年3月
- 26) 吉野 文雄，水野 雅光，水野 秀幸，五十嵐久敬：二重偏波・ドップラーレーダによる降水観測による降水観測について，No. 32，昭和63年3月

- 27) Ulbrich, C. W. and D. Atlas: Assessment of the contribution of differential polarization to improved rainfall measurements, Radio Science, Vol. 19, No. 1, 1984
- 28) 気象研究所: ドップラーレーダによる気象・海象の研究, 気象研究所技術報告, 第19号, 1986年3月
- 29) 28) と同じ
- 30) 25) と同じ
- 31) 26) と同じ
- 32) Boerner, W. M., D. W. Carnegie, and A. P. Agrawal: Mono static polarimetric radar backscatter model for rain, March 1986
- 33) McCormick, G. C. and A. Hendry: Techniques for the determination of the polarization properties of precipitation, Radio Science, Vol. 14, No. 6, 1979
- 34) 32) と同じ
- 35) Mueller, E. A. and D. W. Staggs: Capabilities of the CHILL radar after update, 23rd Conference on Radar Meteorology, 1986
- 36) 土木研究所水文研究室: DND レーダによる降水現象の観測に関する共同研究報告書, 土木研究所資料, 昭和63年3月 (予定)
- 37) Pruppacher, H. R. and R. L. Pitter: A semi-empirical determination of the shape of cloud and drops, Journal of the atmospheric sciences, Vol. 28, January 1971
- 38) Oguchi, T: Attenuation of electromagnetic wave due to rain with distorted raindrops, J. Radio Res. Labs., Vol. 7, No. 33, Sept., 1960
- 39) Gunn, R. and G. D. Kinzer: The terminal velocity of fall for drops in stagnant air, J. Meteor., Vol. 6, 1949
- 40) Lippschutz, R. C., J. F. Pratte and J. R. Smart, An operational ZDR-based precipitation type/intensity product, 23rd Conference on Radar Meteorology, Vol. 3, 1986
- 41) 26) と同じ

強制輸送式流雪溝

機械研究室長 長 健 次

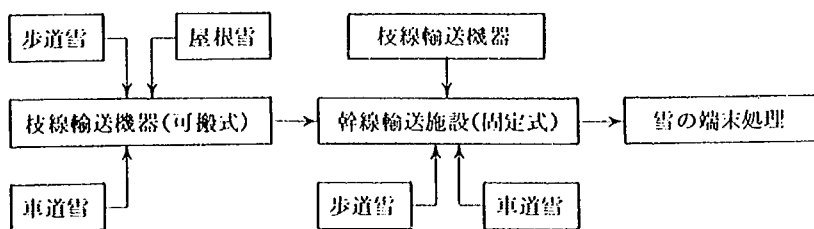
強制輸送式流雪溝

1. ま え が き

わが国の国土面積の約半分は、積雪地域である。北陸をはじめ、北海道、東北、山陰地方などの日本海側がその地域となっており、冬期になると深い雪の中で生活するようになる。これらの積雪地域では、積雪、凍結などによる交通阻害、雪崩あるいは雪処理中の事故等が市民生活に対して大きな障害となっている。

そこで、建設省では総合技術開発プロジェクト“雪に強い都市づくりに関する総合技術の開発”として雪対策に関する既往の研究開発成果を集大成するとともに、効率的な除雪技術の開発、道路構造、建築構造、情報システム等による防雪対策を研究開発し、さらにこれらの技術を有機的に結合して、総合的な除雪対策システムとしての体系化することとなった。

この中で一つの課題となったのが、都市内での面的な除排雪を行なうシステムである。すなわち、国道及び主要地方道等の幹線道路においては、機械除雪によりある程度の除雪レベルが確保されている。しかし、都市部、市街地等のいわゆる人家連担地区においては、一般に道路敷地内の除雪余裕幅が狭いため、除雪機械による堆雪あるいは運搬排雪が困難な場合が多い。とくに豪雪地帯では、道路上の積雪ばかりでなく、屋根の雪おろしによる量も加わり一次的な雪の捨て場所、作業空間の確保などで大きな困難を強いられる。従って、このような既存の除雪方法の適用が困難な場所に対応した図一 1 に示す新しい都市内除排雪システムを提案し、そこで新たに使用される幹線輸送施設と枝線輸送機器の開発を行なうことにした。



図一 1 都市内除雪システム

2. 道路除排雪工法の現状

既存の道路除排雪工法を分類すると、大きく機械（車両）除雪と施設除雪になる。

(1) 機械による除雪、排雪

除雪トラック、除雪グレーダー、ロータリー除雪車、スノーローダを主体に新雪除雪、拡幅除雪などに利用される。また、歩道除雪機械については、ブレード式やロータリー式の専用機械が開発されている他、車道除雪用の機械に特別のアタッチメントをつけて利用する方法も考えられている。

(2) 施設による除雪、融雪

流雪溝、消融雪溝、散水融雪、路面融雪工、電熱融雪、薬剤散布など各種の方法がある。そのうち、流雪溝、散水融雪が広く使われている。流雪溝は豪雪地帯に指定される市町村のうち12%の市町村（59年度現在）で利用されているもので、側溝に雪を搬入し、水と共に川まで流出させるものである。散水融雪は、地下水、河川水等を路面に散水し、融雪または排雪するもので都市中心部の道路、駐車場を主に使われている。

3. 幹線輸送施設

3.1 概 要

幹線輸送施設は、平坦地に設置できる流雪溝とも言うべきものである。

流雪溝は雪を運搬するための動力として雪自身が持っているポテンシャルエネルギーを利用した一種の流体コンベヤで、省エネルギー型の雪処理施設として近年見直されてきている。しかし、その原理上、地形勾配と水が得られることが必要で、従来その適用には限界があった。

そこで、流雪溝を流れる雪と水に機械力によりポテンシャルエネルギーを与えるブーストステーションを設け、平坦部または多少逆勾配の地域でも設置可能な流雪溝を考案した。図-2にその概

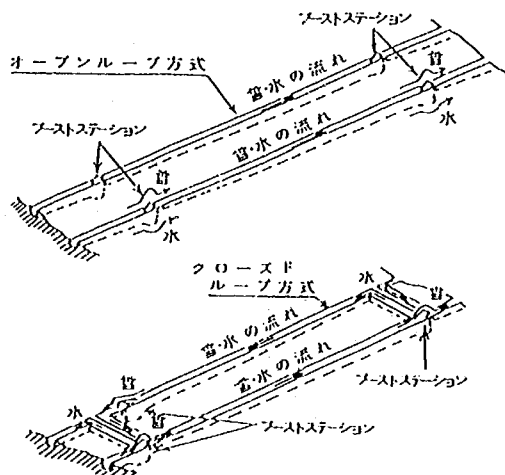


図-2 幹線輸送施設の基本概念

念を示す。ブーストステーションで雪と水のどちらも先送りしてしまうオープンループ方式と、雪と水を分離し、水は循環使用し雪のみ次のループへ移しかえるクローズドループ方式の二種類がある。後者は、水の供給量が少ない地域への適用を考慮した方式である。

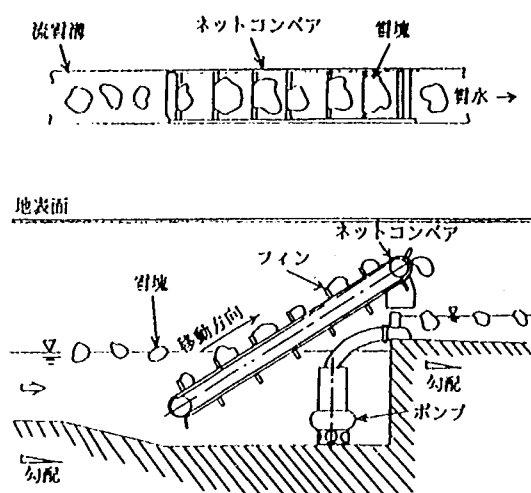


図-3 ブーストステーションの構造

幹線輸送の自然流下部は従来の流雪溝そのものであるから、ここではブーストステーションの構造を検討した。両方式とも雪水の分離排出が要点であることから図-3に示すネットコンベアを利用した機構を考案した。ネットコンベアには雪の捕獲、排出の効率を検討し、フィンとサイドプレート設けた。ポンプはステーションの底部に設けその吐出位置を変えることにより、クローズドループ方式とオープンループ方式の両方に対応することとした。

3.2 実験の概要

この施設のポイントとなるネットコンベアについて昭和58年に実験装置を試作し、昭和59年、昭和60年に改良を加えて各条件での輸送、分離能力を測定した。

(1) 基礎実験装置による実験

試作した実験装置は図-4に示すように、主にブーストステーションでの雪の輸送性を確認するためのものである。供給された水は流量測定部から模擬流雪溝ネットコンベアが設置されたブーストステーション部へと流れ、放流される。なお、放水孔の直前にブーストステーション内の水位を流雪溝と同程度に保つためのせき板を設けた。ネットコンベアのネット幅は流雪溝幅と同じとし、ネットには棚形のフィンを、フレームにはサイドプレートを設けた。

実験時は人力により雪を投入し、測定中は流雪溝の最大能力相当の雪投入量を維持するよう努め

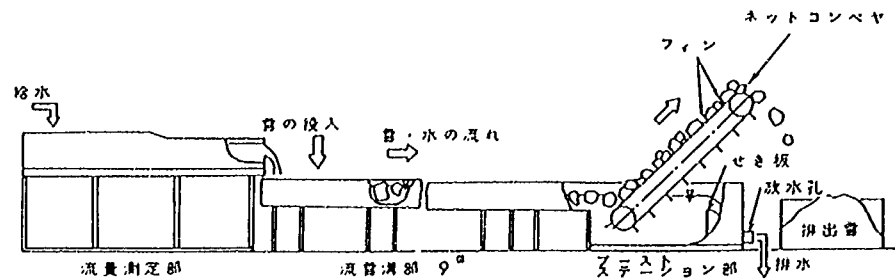


図-4 基礎実験装置

た。測定項目は、ネット速度、ネットコンベヤ所要動力、水量、投入雪量と雪質、排出雪量と雪質、給水温、排水温、ネットコンベヤ上の雪の状況等である。なお、実験に使用した水は湧水であったため、水温が約 10°C と比較的高かった。

実験の結果、流雪溝を流下してきた雪水は、ネットコンベヤにフィン을設けた場合は、全条件について支障なくかき上げる事ができた。実験条件及び結果を表-1 に示す。ここで給水温度が高かった点を考えて、排水温度との差から実験中の融雪量を試算したところ、投入量の約 $1/4$ 程度であった。なお、給水温度が 3°C の場合の融雪量は、投入量の約 10% 程度と試算される。

表-1 実験結果

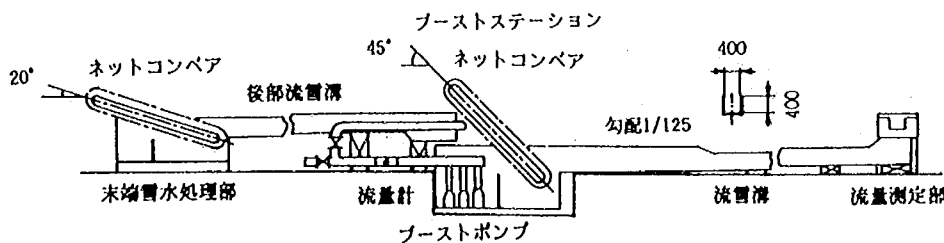
テスト No	運 転 条 件						ネットコンベヤの 機 能	備 考
	傾 斜 角 (度)	ネット速度 (m/s)	フィンの ピッチ (cm)	投入雪量	投入雪量 m^3/min	給 水 量 m^3/min		
1	20	1.37	30	しまり雪	2.5	2.9	○	
2	30	1.36	30	しまり雪	3.2	2.9	○	
3	45	1.36	30	しまり雪	2.9	2.9	○	
4	45	1.38	30	新 雪	3.6	2.9	○	流雪溝閉塞あり
5	45	1.39	30	中しまり	2.3	1.8	○	
6	45	1.36	30	しまり雪	3.2	3.0	○	
7	45	1.38	60	しまり雪	3.3	3.0	○	
8	30	1.39	60	しまり雪	3.1	3.0	○	
9	30	0.78	60	中しまり	3.3	3.0	○	
10	30	0.49	60	しまり雪	3.4	3.0	○	
11	45	0.48	60	中しまり	3.3	3.4	○	
12	20	1.42	フィ ン な し	しまり雪	3.3	3.3	△	
13	20	1.43	フィ ン な し	しまり雪	2.9	3.3	×	給水温度 3°C 流雪 溝閉塞あり

実験時の排雪状況を検討した結果、ブーストステーションにおけるネットコンベヤの条件としては次の通り考えられる。

輸送能力を確保する点からフィンとサイドプレートが必要であり、これによってネットコンベヤ傾斜角度は 20～45 度の範囲で自由に設定できる。またネット速度は、流雪溝の雪水の速度と同程度とするのが適当である。フィンは水中での抵抗が大きいため、形状的に工夫を要し、特に取付ピッチと高さは、ネットコンベヤ傾斜角度、ネット速度等と交互に充分検討し、輸送能力及び動力効率の点から最も有利になる場合を選択する必要がある。(今回の実験範囲では、フィンの高さ 150 mm に対して取り付けピッチは 600 mm 程度で充分であると思われる。) ネットの網目のサイズについては、網目からこぼれ落ちた雪粒は、水と一緒にポンプ等によって排出されなければならないことを考えると、今回の網目より細かい方が良いと思われる。

(2) 改良型実験装置による実験

基礎実験の結果を受け 59 年度に改良型を製作し、基礎実験装置も直列につないだ実験を行うこととした。図一 5 に示すように、装置は流量測定部、流雪溝、ブーストステーション (ネットコンベヤ、ブーストポンプ、水位調節用堰板)、後部流雪溝、端末雪水処理部 (基礎実験でのネットコンベヤ)、貯水タンク他水中ポンプ、ホース等で構成されており (全長 40 m)、水は貯水タンクを介して循環使用した。また流雪溝横に雪の投入台を設け、雪投入は人力で行い流雪溝の最大能力相当 (2～3 m^2/min) を維持するよう努めた。



図一 5 改造型実験装置

実験は、フィン高さ (100 mm, 150 mm) ネット網目サイズ ($8 \times 15 \times 2.6 \phi$, $7 \times 10 \times 1.8$)、ネットコンベヤ運転速度 (0.5 m/s, 1.0 m/s)、ブーストステーション水位 (高, 中, 低)、雪質 (しまり雪, ざらめ雪)、給水温度 (0°C , 6°C)、給水量 ($2 \text{ m}^2/\text{min}$, $3 \text{ m}^2/\text{min}$)、投入雪量 (最大, やや少)、投入パターン (連続, 間欠) 等の各要因を組合せ設定し、投入雪量及び端末排出雪 (各体積, 密度, 含水量)、ネットコンベヤの動力、流雪溝各部の速度、流量、水温及び雪の性状等を測定した。また、後部流雪溝への雪の再投入を行い、流況を観察した。実験の結果を表一 2 に示す。ネットコンベヤは、投入した雪の 3/4 を水から分離することができた。給水温度 0°C では、雪は水と混然一体となっ

表一2 改造型実験結果

テスト №	コンベヤ速度 m/s	投入雪量	投入雪量 m ³ /min	給水量 m ³ /min	ネットコンベヤ の機能	摘 要
1	0.51	ざらめ	2.19	3.05	○	
2	0.52	"	1.50	2.22	○	
3	0.52	"	1.64	3.05	○	
4	0.52	"	1.30	3.00	○	雪を間次投入
5	0.52	"	1.89	2.80	○	
6	0.51	しまり雪	1.89	2.73	○	給水温度当初6℃
7	1.00	ざらめ	2.30	3.05	○	
8	0.51	"	2.03	2.80	○	
9	—	"	2.28	3.00	○	
10	—	"	—	—	○	後部流雪溝の実験
11	—	"	—	—	×	フィンの高さ 100 mm
12	0.51	"	1.69	2.22	○	
13	—	"	1.48	—	○	

てシャーベット化し、ネットコンベヤの網目から抜ける、もしくはネットコンベヤの横や下から抜けるが、その量は、水温 0℃、投入雪 1.48 m³(比重 0.55 g/cm³, 含水量 11%), 排出雪 0.83 m³(水切り後, 0.72 cm³, 9.5%)より、ネットコンベヤ 1 台について投入雪の約 25%であった。ネットコンベヤの運転速度や給水温度を変えても、ネットコンベヤから排出される雪の含水率は変わらず、ざらめ雪で 20~30%であり、昨年の結果とも一致する。

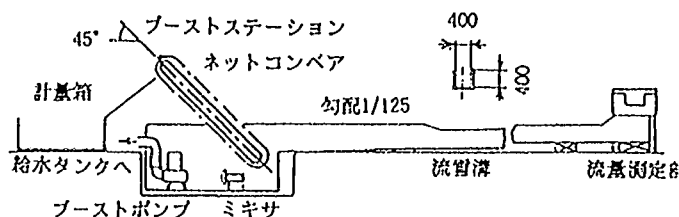
今日の実験では分離排出され、雪はさらに後部流雪溝に投入されるが、後部流雪溝も詰まることなく流れた。実験を見る限りシャーベット化は流雪溝の輸送性には悪影響を与えないことがわかった。

(3) 各種対策の検討と確認実験

ネットコンベヤは雪の 3/4 を水から分離することができるが、水温 0℃では、残りの雪はシャーベット化し水と混然一体となってネットコンベヤの網目や隙間から抜け、ブーストタンクに流入する。そのため、以上の点について対策を行なうこととした。

- ① ブーストポンプの変更
- ② ミキサの設置
- ③ ブーストタンク形状の変更
- ④ ネットコンベヤのネット目

今回の実験は図一6に示すように、流用測定部、流雪溝、ブーストステーション（ネットコンベ



図ー6 再改造型実験装置

ヤ、プーセントポンプ等)、排雪計量箱、給水タンク他水中ポンプ、ホース等で構成し(全長 25 m)、水は給水タンクを介して循環使用した。なお、雪の投入は先の実験と同じである。

実験は、ネットを格子型ネットに交換した状態で、各実験条件について、投入雪及び排出雪(各体積、密度、含水量)、ネットコンベアの動力、流雪溝各部の流量、水温及び雪の性状を測定した。結果を表ー3に示す。

表ー3 対策の効果測定実験結果

テスト No	投入雪質	ネット形状	コンベヤ速度 m/s	流雪溝流速 m/s	排水ポンプ 形 式	適 用
1	しまり雪	格 子 形	0.5	1.1	雑排水用	
2	"	"	0.5	0.7	"	流水中にシャーベット 化した雪を混入
3	"	"	0.5	1.1	ロート付 ヒドロスタイル型	"

実験の結果、ミキサによりプーセントタンクを適度に攪拌でき、シャーベットの蓄積はおこらずその他の問題も生じなかった。

また、ネットコンベヤを取り外しても、量は多くないが、ポンプの旋回流(渦)により、かなりの雪塊も呑込むことができ、相当の対応能力があることがわかった。

ネットの形状変更について、ネットコンベアの目詰まりは、ほとんど起こらなかった。しかし、雪の分離性能は2/3～3/4程度と若干低下している。これは、ネット目を大きくしたことと、目詰まりは起こさないものの食い込みがあることによるものと考えられる。食い込みを防ぐために、ネット目の大きさを確保したまま、線径を太くする方がよいと考えられる。また、今回の実験では、実用時の設置条件を勘案してネットコンベヤ設置角度は45度としたが、雪塊のネット中への食い込みはネットへの雪塊の衝突が一因となっており、設置条件が許すなら30度程度とすれば充分であろうと考えられる。さらに、シャーベット化を実験で可能な範囲(雪水重量比15～20%程度)で人工的に起こして試行したが、特に問題はなかった。若干の投入量の減少は予想された通りであるが、

シャーベット化による流雪溝能力の限界や能力低下の程度については、ここで扱うことができなかった。

以上の実験によって、今までに明らかとなった問題点について解決できることが確認され、この幹線輸送施設の実用化の目的が立った。

3.3 適用上の検討

幹線輸送施設の特徴を生かせるのは、水量が少なく、勾配がなく、流末処理に問題のあるところである。例えば、水量はあるが単に勾配がない地域には、1/2000程度の緩やかな人工勾配をとって流量を多くし、端末処理に問題がなければ流雪溝として充分機能する。また、流末処理が問題であるとすれば、雪と水を混合し管路圧送する方法、ネットコンベヤを延長する方法などが考えられる。

現実的には、従来の流雪溝ネットワークでのネック部の解消のために一部導入する方法、すなわち従来の流雪溝の間に、あるいは接続する形で導入する方法が考えられる。

ブーストステーションでのヘッド差は、1 m程度と考えている。これは、勾配1/200とすれば1スパン200 mとなり、200 mごとにブーストステーションをも設けることになる。ヘッド差が変わってもステーション自体の費用はほとんど変わらないので、その間隔が経済性を左右する。しかし、ヘッド差を大きくすると水路とステーションが深くなる問題がある。また、勾配は流雪溝計画に依るものであり、これらを勘案して雪の輸送量、流量、幅、ヘッド差、勾配、経済性、維持管理の容易さなどを総合的に計画することが必要である。

経済性について、ある試算によれば従来の流雪溝に比べ2割増し程度となる。使用する電力としては、40 cm～50 cm 幅の流雪溝の場合、ネットコンベアで3.7 kw、ブーストポンプで5.5 kw、その他合わせて10 kw程度で充分である。これは2～3基のブーストステーションで、この規模の流雪溝を揚水式とした場合の電力に相当し、運転時間が短いこと、従来の流雪溝に付属することを勘案すれば、ほぼ同等の運転経費になるものと考えられる。

ここで開発された施設、機器は幅広く多数の人に使用されることに価値があると考えられる。それには設計の手順、点検の手法をわかりやすくまとめたものが必要と考えられた。そのためこれまでの実験及び検討結果を踏まえ、強制輸送式流雪溝設計指針、管理運営要領（案）をまとめた。

4. 今後の課題

実用化に当っては、その信頼性、経済性等について、地域性を加味した十分な検討が必要である。

中心となるブーストステーションについて、主要な課題はほぼ解決できたと考える。今後は実績を踏まえた検討を加えることが課題として残されている。また、夏期管理の方法も実証による検討が必要である。主たる課題は次の2点である。

(1) 凍結対策

凍結対策として、外気にさらさない構造としておく以外の、熱を加える方法は経済的に成り立ちにくいと考えられ、凍結は叩いて落とせるような構造及び運用方法、若しくは別の方法を検討する必要がある。

(2) 水回収循環使用のための雪の混入による流雪溝能力低下対策

クローズドロップ方法の場合、上流側に戻る水路を開水路にした場合も管路にした場合も、水を回収して循環使用する場合は、ある程度の雪が上流に戻ってしまうこと、それにより流雪溝としての能力が低下することを勘案して行なうことになる。具体的には、以下の内容が考えられる。

ネットコンベヤの基本的性能として、水の回収能力は70％程度であり、また分離できなかった雪が混入する。このため、水温が低下する、さらに融けきらないで水に雪が混入する、という問題が起こる。したがって、流雪溝能力について、水温と雪の混入度の面から実証により設計に反映できる数値を示す必要がのこされている。

なお、この強制輸送式流雪溝は、試験的に既設流雪溝の水量不足時への対応策としてある県に導入されることとなった。これにより今後の普及に必要な検討が進むものと思われる。

土木研究所講演会講演集

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第2541号

昭和63年2月(1988)

企画部企画課

キーワード：講演会

要旨

本資料は、「昭和62年度土木研究所講演会」の講演内容をまとめたものである。この講演会は、土木研究所が実施している調査研究の成果や最近の土木技術に関する話題、動向などを各方面に紹介することを目的として、毎年1回開催している。

郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課
行

No.

配布先氏名

配布先住所

No.

土木研究所資料第2541号
(土木研究所講演会講演集)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印