

I S S N 0386—5878
土 研 資 料 第 1786 号

23

土 木 研 究 所 資 料

研究報告並びに発表論文概要集

昭和57年 2 月

建設省土木研究所
ダム構造研究室

目 次

昭和 54 年度 試験研究費報告	
コンクリートダムの設計技術の高度化に関する研究	3
昭和 55 年度 試験研究費報告	
コンクリートダムの設計技術の高度化に関する研究	11
昭和 54 年度 河川総合開発事業調査費報告	
軟弱岩盤の基礎処理方法に関する調査試験	19
ダム設計法の合理化に関する調査	26
ローラー締固めによるコンクリートダムに関する調査	32
昭和 55 年度 河川総合開発事業調査費報告	
軟弱岩盤の基礎処理法に関する調査試験	41
ダム設計法の合理化に関する調査	47
ローラー締固めによるコンクリートダムに関する調査	53
コンクリートダムの耐震設計法に関する調査	59
コンクリートダムの嵩上げに関する調査	62
昭和 54 年度 地方建設局依頼調査試験報告	
コンクリートダムの動的解析	71
大川ダム本体安定解析	77
温井ダム本体構造設計	81
富郷ダム本体構造設計	87
昭和 55 年度 地方建設局依頼調査試験報告	
ダムの耐震性に関する調査	95
大川ダム本体安定解析	97
温井ダム本体構造設計	99
富郷ダム本体構造設計	102
昭和 54 年度 受託研究費報告	
奥三面アーチダム設計業務	107
昭和 55 年度 受託研究費報告	
奥三面アーチダム設計業務	115
一日土研	
昭和 49 年 一日土研	
重力式ダムの岩盤せん断強度の設計値のとり方について岩盤せん断試験結果における 純せん断強度と内部摩擦角の関係について	124

昭和50年 一日土研	
岩盤試験方法の統一について	125
岩盤における安全率の取り方について	127
昭和52年 一日土研	
FEMを用いたダム基礎の応力解析の条件について	128
漏水とダムの安全性について	132
ダム基礎附近の地質調査について	134
岩盤剪断試験結果と設計強度との関係について	141
ダム基礎の強風化部の処理例について	142
仮排水路トンネル内の漏水について	146
ダム事故の実例について	147
昭和53年 一日土研	
ダムサイトのボーリングにおけるルジオンテストの施工指針(案)について	150
昭和54年 一日土研	
パイプクーリングの効果の判定方法について	154
土木技術資料	
昭和49年	
多段脚柱をもつテンターゲートの設計(49.3)	157
昭和50年	
コンクリートダムの新しい施工法 (50.3)	164
昭和51年	
3次元有限要素法によるアーチダム基礎岩盤の応力解析(51.3)	170
昭和54年	
コンクリートダムの地震解析及び実測との比較(その2)(54.8)	176
昭和55年	
コンクリートダムの温度応力解析(I) (55.7)	182
コンクリートダムの温度応力解析(II) (55.9)	189
昭和56年	
原位置岩盤せん断試験時における岩盤内ひずみ測定 (56.1)	195
ISRM (INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF ROCK MECHANICS), SOFT ROCK	
1978年	
STUDY OF DEFORMATION CHARACTERISTICS AND ANALYSES OF JOINTED ROCKMASSES	203

1981年

PROCEDURES FOR THE INVESTIGATIONS OF PERMEABILITY AND SEEPAGE CONTROL IN SOFT ROCK FOUNDATIONS FOR DAMS	215
CONSTRUCTING A CONCRETE GRAVITY DAMS ON SOFT ROCK	221
岩盤力学に関するシンポジウム (第11回 1978年2月)	
岩盤変形試験と内部ひずみ分布特性	229
地質と調査 (1981年第2号)	
岩盤せん断試験	235
土木施工 (1981年3月)	
ダム完成後における計測	245

昭和54年度
試験研究費報告

昭和55年5月

第 二 章

公 司 的 經 營 管 理

第 二 章

5. 土木構造物の設計合理化に関する研究

5.3. 構造物の計画設計手法に関する研究

5.3.1. コンクリートダムの設計技術の高度化に関する研究

ダム構造研究室 室長 水野 光章

依光 春実

白江 健造

片平 博

1. まえがき

コンクリートダムの耐震設計は、現在、震度法によつて行なっている。しかし、この方法では現実のダムの地震時挙動をうまく説明しきれない点もあり、より合理的な設計手法について検討する必要がある。昨年度は、これらの事を修正震度法という観点から考えた。より直接的に地震時のダムの挙動を計算するのは動的解析ということになるが、今年度は、動的解析の入力となる設計地震動について整理、考察した。

各構造物での地震記録については、記録数も多く、その特性も明らかにされつつあるが、ダム基礎としての岩盤での地震動特性については、まだ不明な点が多い。一般の構造物の基礎とダムの基礎は特性が大きく異なるので、地震動もかなり差があることが予想される。

2. 研究目的

これまでに既設のダムで観測された地震加速度記録を整理し、岩盤での地震動特性を見い出す。

3. 加速度記録の整理

整理した記録の一覧表を、表-1に示す。今回は、ダム基礎岩盤での地震動特性を整理するという意味で、重力ダムに限定しなかった。

なお、表-1において、いずれのダムも地震による被害は出していない。

4. 解析の方法

記録された地震波をスペクトル解析して、その地震動特性を調べる。

4.1. 加速度波形の補正

4.1.1. 長周期傾差の除去

記録された加速度波形は、記録紙の回転ムラ等によって、長周期成分からなる基線傾差を生じている場合がある。その為、基線修正を行なつて長周期の傾差成分を取り除く必要がある。

数値濾波を行なう時の変換函数は、それが台形の濾波特性の時、(1)式のようにになる。

表-1 記録を収集したダム一覧表

ダ ム 名 (型 式)	所在地県 (完成年)	堤 高 (m)	地震名又は (発生位置) および 発 生 日 時	マグニ チュード M	深 さ (km)	震央距 離 (km)	最 大 加 速 度 (gal)				観 測 計 器
							岩 盤		堤 体		
鶴 田 (重 力)	鹿 児 島 (19662)	117.5	(鹿児島県北部) 1979. 3. 17	4.9	0	7	X Y Z	360 186 94	X Y Z	273 195 80	SMAC D
四十四田 (重 力 ア ー ス 複 合)	岩 手 (196810)	55.8	十 勝 沖 1968. 5. 16 9:49	7.9	0	2353	Y	51		スケール アクト	電磁式
			(岩手県 北部海岸) 1974.9.4 18:20	5.6	4.0	84	Y	16	X	64	
			(岩手県沖) 1976.7.8 20:47	5.9	3.0	122	Y	4	X	23	
横 山 (中 空 重 力)	岐 阜 (19643)	80.8	岐阜県中部 1969. 9. 9 14:15	6.6	0	60	X Y Z	14 19 17	X Y Z	99 99 26	SMAC B2
湧 田 (アーチ 重 力)	岩 手 (1965)	81.5	(岩手県沖) 1976. 7. 8 20:47	5.9	3.0	168	X Y Z	5 6 4	X Y Z	58 11 8	電磁式
			宮城県沖 1978. 6. 12 17:14	7.4	4.0	169	X Y Z	25 22 21	X Y Z	183 42 31	
密 花 (アーチ)	長 野 (1969)	83	松代群発 1966. 8. 20 14:21	5.3	0	17	(NS) (EW)	73 77			SMAC B2
			松代群発 1967. 12. 9 19:50	4.9	0	23	(NS) (EW)	279 163			
			松代群発 1978. 2. 20 11:10	4.4	0	21	X Y Z	60 32 21			
鳴 子 (アーチ)	宮 城 (19575)	94.5	宮城県沖 1978. 6. 12 17:14	7.4	4.0	141	X Y Z	68 61 39	X Y Z	90 54 60	電磁式
樽 水 (ロック フィル)	宮 城 (1976)	43	(宮城県沖) 1978. 2. 20 13:37	6.7	5.0	140	X Y Z	63 102 37			SMAC B2
			宮城県沖 1978. 6. 12 17:14	7.4	4.0	117	X Y Z	184 236 84			
皆 瀬 (ロック フィル)	秋 田 (1963)	66.5	宮城県沖 1978. 6. 12 17:14	7.4	4.0	167	X Y Z	48 26 21	X Y Z	81 43 93	石本式
三 保 (ロック フィル)	神 奈 川 (1978)	95	山梨県東部 1976. 6. 16 7:63	5.5	2.0	12	(NS) (EW) Z	193 139 51			SMAC Q
広 瀬 (ロック フィル)	山 梨 (1974)	75	山梨県東部 1976. 6. 16 7:36	5.5	2.0	42	X _r Y _r Y _o	27 29 65	X Z	110 52	電磁式

X: 上下流方向、Y: ダム軸方向、Z: 鉛直方向

$$H(f) = \frac{f_T - f}{f_T - f_0} \quad (f_0 \leq f \leq f_T) \quad \left. \begin{array}{l} f_0 : \text{切断周波数} \\ f_T : \text{濾波終端周波数} \end{array} \right\} (1)$$

$$H(f) \quad (f > f_T)$$

4.1.2 短周期成分の補正

地震計が S M A C - B 2 型の時、周波数が高くなるにつれ感度が急激に悪くなる特性を持つ。その為、高周波成分が削られ波形が全体的に滑らかになり、最大加速度は小さめに記録される事になる。そこで、以下の様に地震計を一質点系と考え、その変位応答倍率の周波数応答関数を用い入力波形を逆算し、真の波形を求めた。

入力波のフーリエ変換を $F(\Omega)$ 、計測された波のフーリエ変換を $G(\Omega)$ 、地震計の変位応答倍率の周波数応答関数を $Z(\Omega)$ とすると、(2)式のようになる。

$$G(\Omega) = F(\Omega) \cdot (-Z(\Omega)) \quad (2)$$

ここに、 $Z(\Omega) = -\frac{\omega_0^2}{(\omega_0 - \Omega)^2 + i 2h\omega_0\Omega}$, ω_0 : 地震計の固有円振動数

よって、(1)式より

$$F(\Omega) = G(\Omega) / (-Z(\Omega)) \quad (3)$$

となり、(3)式から $F(\Omega)$ を求める事ができる。 $F(\Omega)$ をフーリエ逆変換し、(1)式を考慮した波が、真の入力波となる。

4.2 フーリエスペクトル

時間領域で観測された地震波を周波数領域で表わす方法であり、これによって、卓越周波数を見い出すことができる。

有限フーリエ近似による(4)式によって、時間領域の地震波形を近似したとき、

$$x(t) = \frac{A_1}{2} + \sum_{k=1}^{N/2-1} \left[A_k \cos \frac{2\pi k t}{N \Delta t} + B_k \sin \frac{2\pi k t}{N \Delta t} \right] + \frac{A_{N/2}}{2} \cos \frac{2\pi(N/2)t}{N \Delta t} \quad (4)$$

有限フーリエ係数 A_k 、 B_k は、(5)式のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} A_k = \frac{2}{N} \sum_{m=1}^{N/2-1} x_m \cos \frac{2\pi k m}{N} \quad k=0, 1, 2, \dots, \frac{N}{2}-1, \frac{N}{2} \quad m=0, 1, 2, \dots, N-1 \\ B_k = \frac{2}{N} \sum_{m=1}^{N/2-1} x_m \sin \frac{2\pi k m}{N} \quad k=1, 2, \dots, \frac{N}{2}-1 \end{array} \right\} (5)$$

このとき、 K 次成分の周波数時の振幅は(6)式で表わされるが、これに $T/2$ をかけたものが、フーリエ振幅となる。

$$X_k = \sqrt{A_k^2 + B_k^2} \quad (6)$$

4.3 応答スペクトル

地震波が一質点系によって代表される構造物に与える、最大の影響を表現するものである。

重畳積分によって求められた一質点系の時間変化による応答の中で、最大応答を示す時の値は(7)式のようになる。

$$\left. \begin{aligned}
S_d &= \frac{1}{\omega_d} \left| \int_0^t y(\tau) e^{-\lambda_d(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \\
S_v &= \left| \int_0^t y(\tau) e^{-\lambda_d(t-\tau)} \left[\cos \omega_d(t-\tau) - \frac{h}{\sqrt{1-h^2}} \sin \omega_d(t-\tau) \right] d\tau \right|_{\max} \\
S_a &= \omega_d \left| \int_0^t y(\tau) e^{-\lambda_d(t-\tau)} \left[\left(1 - \frac{h^2}{1-h^2} \right) \sin \omega_d(t-\tau) + \frac{2h}{\sqrt{1-h^2}} \cos \omega_d(t-\tau) \right] d\tau \right|_{\max}
\end{aligned} \right\} (7)$$

S_d : 最大相対変位、 S_v : 最大相対速度、 S_a : 最大絶対加速度、 ω_d : 減衰固有円振動数、 ω : 固有円振動数、 h : 減衰定数

4. 4. 速度、変位

地動の加速度時刻歴から、線形加速度法によって、地動の速度、変位を求める。

時刻 t における地動の加速度を y_t 、時刻 $t + \Delta t$ における地動の加速度、速度、変位を、それぞれ $\dot{y}_{t+\Delta t}$ 、 $\dot{y}_{t+\Delta t}$ 、 $y_{t+\Delta t}$ とする。 $\dot{y}_{t+\Delta t}$ 、 $y_{t+\Delta t}$ をテイラー展開し、時間 Δt の間で加速度が直線的に変化するものとすれば、時刻 $t + \Delta t$ における地動の速度、変位は(8)式ようになる。

$$\left. \begin{aligned}
\dot{y}_{t+\Delta t} &= \dot{y}_t + \frac{(\Delta t)}{2} \ddot{y}_t + \frac{(\Delta t)^2}{6} \ddot{\dot{y}}_t \\
y_{t+\Delta t} &= y_t + (\Delta t) \dot{y}_t + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{y}_t + \frac{(\Delta t)^3}{6} \ddot{\dot{y}}_t
\end{aligned} \right\} (8)$$

5. 解析の結果

各地震波についてフーリエスペクトルを求め、その卓越周波数から周期を求めた。周期と震央距離、マグニチュード、最大加速度との関係を、それぞれ図-1～3に示す。参考の為、図-1にSeedによる値を示したが、今回、このような明確な関係は見られなかった。図-2において、震央距離をパラメーターにとることを無視すると、大まかにはマグニチュードの大きな地震の方が卓越周期も長いようである。図-1または図-2によれば、地震の加速度の水平動と鉛直動の卓越周期を比べると、必ずしも鉛直動の周期が短いということもない。図-3によれば、最大加速度の大きなものは短周期のものが多く、0.5秒くらいの周期で200 galを越えるものもある。全体にダムサイト岩盤における加速度波の卓越周期は、沖積地盤等に比べて卓越周期は短い。

最大加速度の20%以上の値が継続する時間とマグニチュードとの関係を、図-4に示す。この結果では、ほぼ、 $M=5$ で5 sec、 $M=6$ で10 sec、 $M=7$ で15 sec、 $M=7.5$ で25 secの対応がありそうである。

最大加速度と震央距離、マグニチュードとの関係を、それぞれ図-5、6に示す。マグニチュード6程度の地震では、震央距離が大きくなると急速に最大加速度は低下している。また、鉛直方向加速度は水平方向加速度の概ね1/2以下である。

最大速度と震央距離、マグニチュードとの関係を、それぞれ図-7、8に示す。

最大加速度と最大速度との関係を、それぞれ図-9、10に示す。

最大加速度と最大速度との関係を、図-11に示した。

6. 今後の課題

ダム基礎岩盤での地震波の実測記録はそれほど多いわけではなく、今回の整理だけで一般的な結論を出すわけにはいかない。しかし、ダムの動的解析では入力として設計地震動を定める必要があり、今後、以上の成果をもとに設計地震動の決め方を検討したい。また、ダムサイトにおける地震観測を強化することが基本であるのでこの点も努力を続ける。

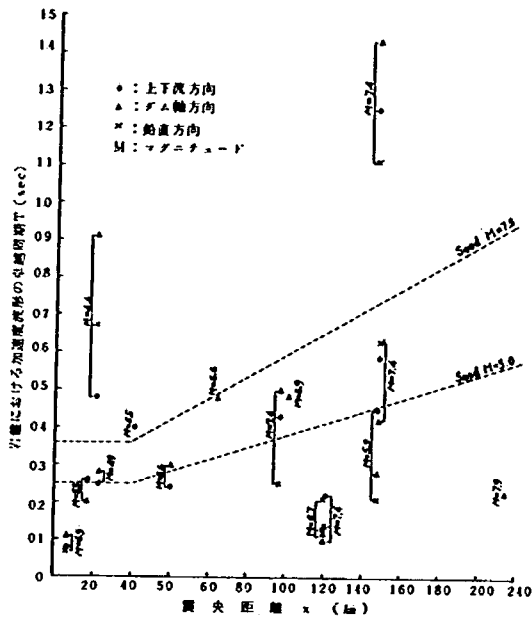


図 - 1

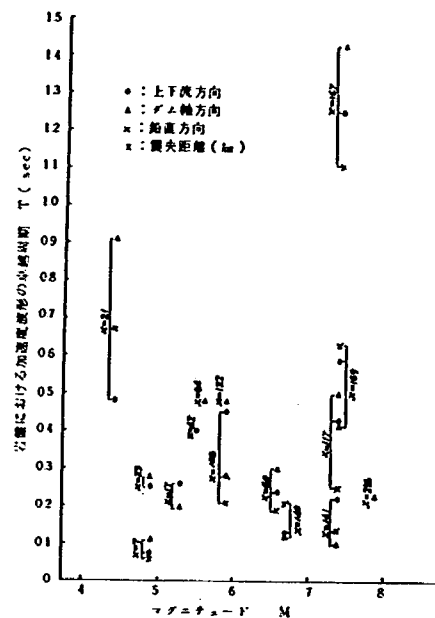


図 - 2

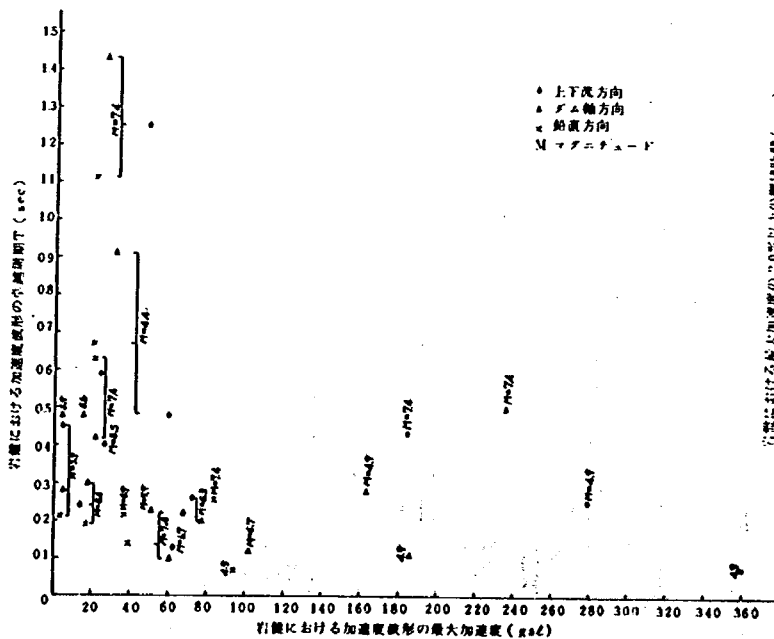


図 - 3

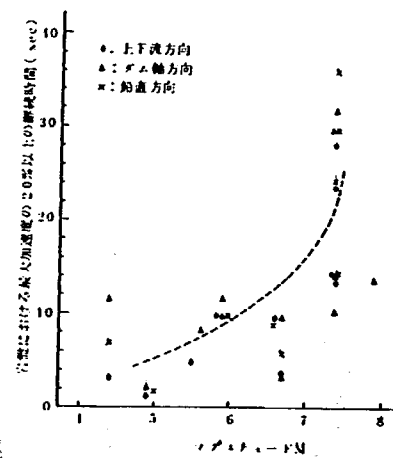


図 - 4

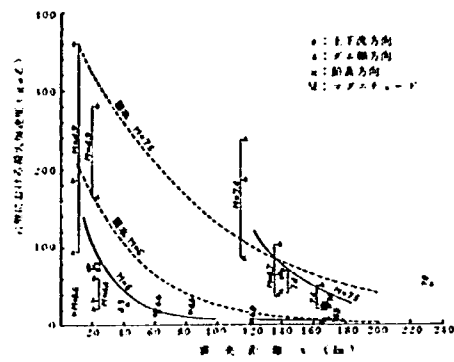


図 - 5

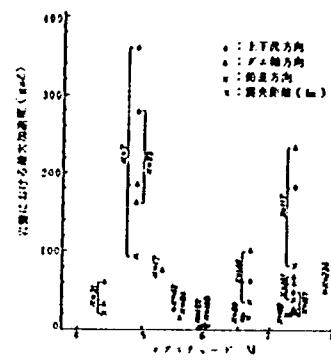


図 - 6

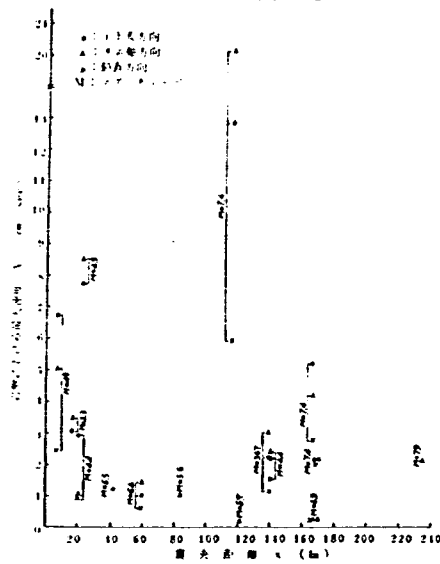


図 - 7

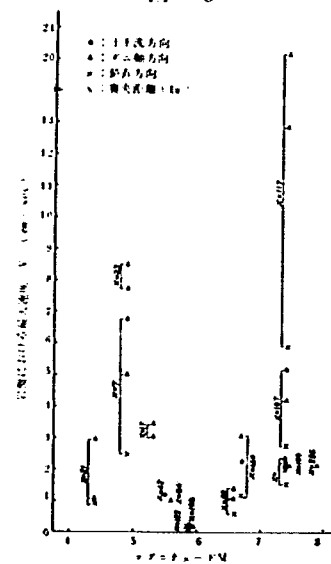


図 - 8

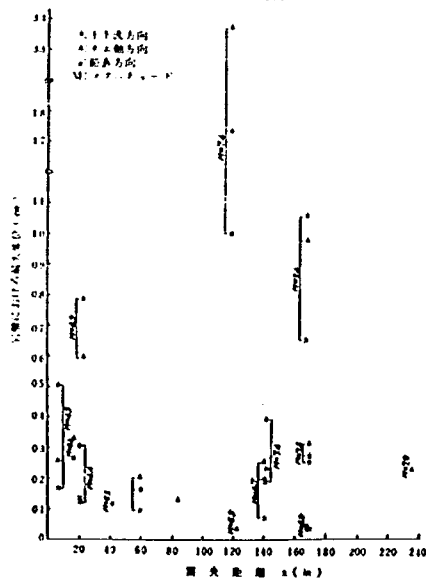


図 - 9

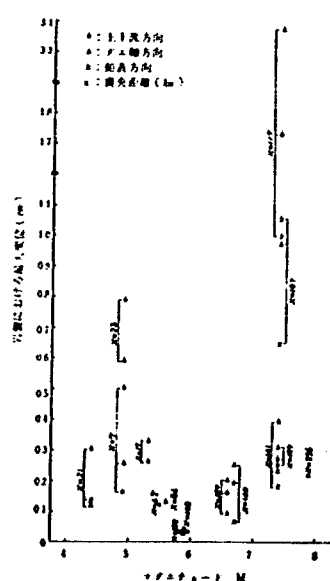


図 - 10

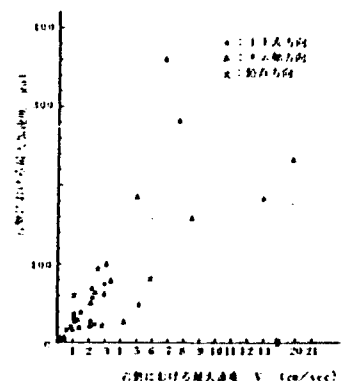


図 - 11

昭和55年度
試験研究費報告

昭和56年5月

THE NEW YORK PUBLIC LIBRARY

ASTOR LENOX TILDEN FOUNDATION

1215 5th Ave. New York, N.Y. 10029

5. 土木構造物の設計合理化に関する研究

5.3. 構造物の計画設計手法に関する研究

5.3.1 コンクリートダムの設計技術の高度化に関する研究

ダム構造研究室 室 長 水野光章

研究員 永山 功

依光春実

矢沢克敏

白江健造

1. まえがき

電子計算機を利用した数値解析技術の進歩は著しいものがあり、構造解析の分野においても例外ではない。特に有限要素法による応力解析技術は構造解析系分野に大きな影響を与え、また今日においてはより複雑な力学問題への適用も可能となってその利用範囲も増々増大しつつある。さらには、仮想仕事の原理を用いた定式化から、汎関数の最小化、Galerkinの方法など数学的方法に基づく定式化より非構造系分野にも広く応用されつつある。本研究はこのように発展を遂げつつある数値解析法についてダム工学において応用可能な手法について調査研究を行うものである。

2. 研究目的

ダムおよび基礎岩盤における構造解析、水理解析方法について、新しい解析手法の適用性について検討する。

3. 研究方法

数値解析手法の調査開発およびその適用にあたっての物理的裏付けの考察と適用限界の検討。

4. 研究結果

4.1 今年度の調査内容

今年度は非引張（ノンテンション）解析の調査検討を行った。ノンテンション解析とは構造系中に引張応力の発生を許容しない解析法であり、その適用例としては、①基礎岩盤の引張強度を0としたまたは引張抵抗を期待しない基礎岩盤の安定解析、②ダム堤体、監査廊等周辺に発生したクラックの発展性の識別等が考えられる。また解析手法の変形として、せん断破壊に対する逐次解析、所定応力に対しないと応力が伝達できないような要素考慮することにより、非連続体の近似的取扱いも可能となりうると考えられる。

4.2 非引張（ノンテンション）解析の概要

4.2.1 反復法

非引張問題を有限要素法を用いて解析する一方法として、弾性係数を引張応力の発生状態に応じて変化させていく反復法がある。この場合、構造系はまず通常の方法で解析され、その結果引張応力を生じた要素はその方向の弾性係数を極めて小さな値とした異方性体で置換され、再び構造系が解析される。このような過程は引張応力が生じないと近似できる状態まで継続させる。一旦引張応力を生じた要素応力は繰返し計算の過程で再び圧縮応力に転ずることがある。この場合要素の弾性係数は元の状態に回復したものとして取扱われる。反復法は直観的には理解しやすいが、解の収束性は一般には保証されず、また繰返し計算過程でその度ごとに剛性マトリックスを求める必要が生じる。

4.2.2 応力伝達法

非引張問題を有限要素法を用いて解析するもう1つの方法として応力伝達法がある。この場合構造系はまず通常の方法で解析される。この結果発生した引張応力は構造系が変形しないように解放される。これには構造系の釣合を保つ拘束節点力が必要となる。次にこの拘束力を解放するために、これと等大異符号の節点力を作用させて構造系が解析される。求められた変位・応力は次々に加算される。このような過程は引張応力が生じないと近似できる状態まで継続される。応力伝達法は直観的には理解しがたいが、解の収束性が保証されていること、構造系の剛性マトリックスが不変なこと、引張応力0以外の条件も容易に考慮できることなどの利点が挙げられる。

応力伝達法を理解しやすくするためその数学的表現を以下に示す。まず、3角形要素の有限要素法による表現は次のとおりである。

$$\begin{aligned} \{f\} &= A\{B\}^T\{D\}\{B\}\{u\} \\ \{\sigma\} &= \{D\}\{B\}\{u\} \\ \{\epsilon\} &= \{B\}\{u\} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\{f\}$: 節点力 $\{u\}$: 節点変位 $\{\sigma\}$: 要素応力 $\{\epsilon\}$: 要素ひずみ

A : 要素面積 $\{B\}$: ひずみ変位関数 $\{D\}$: 弾性マトリックス

である。いま要素の弾性マトリックスが $\{D\}$ から $\{D\}-\{D'\}$ に変化したりすると、(1)式は次式で改められる。

$$\begin{aligned} \{f\} &= A\{B\}^T(\{D\}-\{D'\})\{B\}\{u\} \\ \{\sigma\} &= (\{D\}-\{D'\})\{B\}\{u\} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2)$$

いまここで

$$\{\sigma'\} = \{D'\}\{B\}\{u\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

とおけば(2)式は次のように変形される。

$$\begin{aligned} \{f\} + A\{B\}^T\{\sigma'\} &= \{f\} + \{f'\} = A\{B\}^T\{D\}\{B\}\{u\} \\ \{\sigma\} &= \{D\}\{B\}\{u\} - \{\sigma'\} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4)$$

従ってみかけの節点力と初期応力を考慮すれば要素の剛性マトリックスは不変のまま（従って構造系の剛性マトリックスも不変のまま）非引張解析を行うことができる。さきに述べた拘束力を

解放するための節点力は $A[B]^T \{ \sigma' \}$ で表わされる。(4)式を構造系全体に拡張すれば次の方程式が得られる。

$$[F] + [F'] = [K][U] \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで注意すべきことは $[F']$ は $[U]$ の関数であり、これをあらかじめ求めることができないことである。従って $[F'] = 0$ を初期状態として次の逐次解析が行われる。これが応力伝達法の繰返し過程である。すなわち、次式で表わされる繰返し計算が行われる。

$$[F] + \Sigma [F'_i] = [K]([U_0] + \Sigma [U_i]) \quad \dots\dots\dots (6)$$

次に解の収束性について検討する。みかけの節点力の定義から

$$E_i = \frac{1}{2} [U_i]^T [F_i] \quad \dots\dots\dots (7)$$

は引張応力を生じた要素内に貯えられた引張ひずみエネルギーであり、 $[F_i]$ によってその要素に貯えられたエネルギーである。また

$$E_{i+1} = \frac{1}{2} [U_{i+1}]^T [F_i] \quad \dots\dots\dots (8)$$

は $[F_i]$ によって構造系全体に貯えられたエネルギーである。従って、厳密な証明を行ってもなく

$$E_{i+1} \leq E_i \quad \dots\dots\dots (9)$$

が成立することは容易に理解できる。また当然ながら

$$E_{i+1} < E_i \quad \dots\dots\dots (10)$$

が成立する。従ってひずみエネルギー E_i は定値に収束し、物理的に意味のある答の場合は明らかにこれは 0 でなければならない。

このような応力伝達法による解析は、 $[D']$ または $\{ \sigma' \}$ を適当に定めることができるため、反復法に比べより広範囲な応用が可能となる。

4.3 非引張解析

4.3.1 解析モデルの概要

非引張応力解析を行ったモデルは図-1のような上流側の弾性係数が高く、下流側の弾性係数が低い基礎岩盤上のダムである。これは大渡ダムにおいて遭遇した例であり、基礎岩盤は過大な引張力に対して抵抗できないという考えから、基礎岩盤内に発生する大きな引張応力を除去するために上流側岩盤を除去した解析モデル(図-5参照)で解析が行われた経緯がある。このような解析は非引張応力解析を用いることにより合理的に解析が可能となる。解析プログラムは市販のFINE1を用いた。

4.3.2 解析結果

(1) 解の収束性の検討

解の収束性を確認するため、最初の繰返し計算で引張応力の生じた代表的要素に対して繰返し計

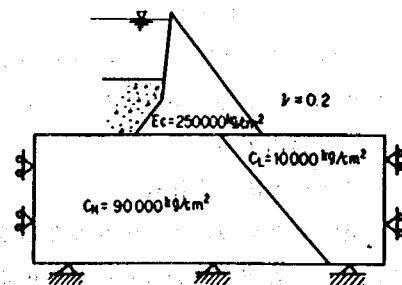


図-1 解析モデル

算過程毎の発生応力の変化を調べたのが図-2である。要素応力の収束は等比級数的であり、必要以上の繰返しは回数割には応力状態の改善がみられない。概ね5回の繰返して所定の精度が得られると思われる。

(2) 堤体内部応力の検討

通常の計算では上流側基礎岩盤に大きな引張応力が作用する結果、堤内にも大きな引張応力が発生する。従って基礎岩盤内に大きな引張応力が生じなければ当然堤体内応力の分布も変化するはずである。

このようなことから堤体応力の比

較を試みたのが図-3である。フィレット周辺の応力分布に大きな差が見られる。

(3) 着岩部の応力分布の検討

重力ダムの安定性を規定する要素の1つに着岩部でのせん断摩擦安全率があげられる。そ

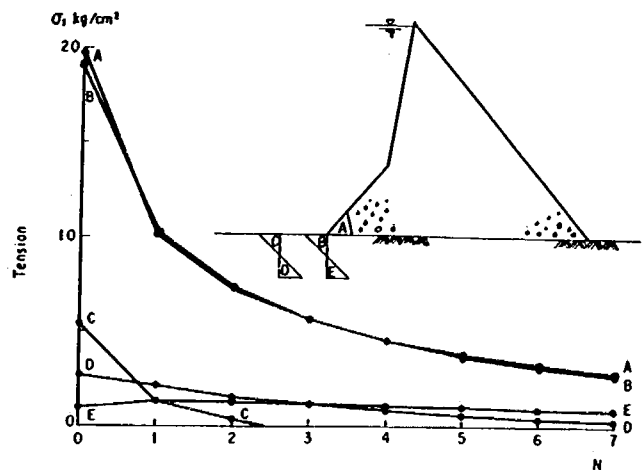


図-2 引張応力の収束性の検討

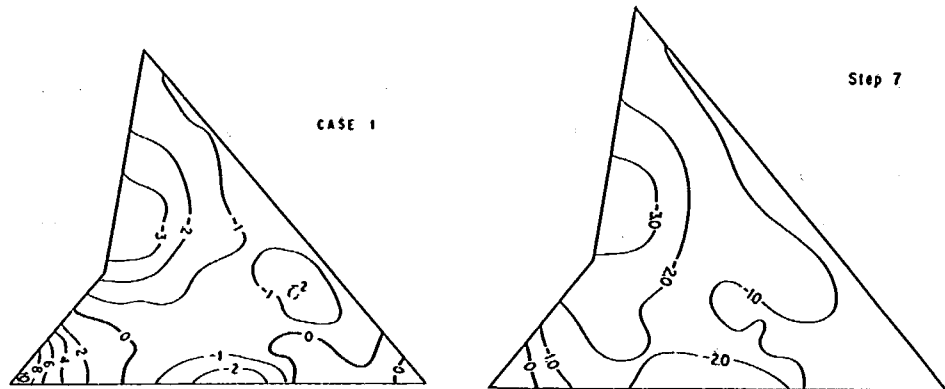


図-3 堤体応力の比較(第1主応力の等高線)

こで着岩部の応力分布を通常の解析と非引張解析に対して比較した結果が図-4である。両者の差は上流端の限られた区間を除けば著しい差は見られない。これは発生引張応力が主として水平に近い方向であることが原因であると考えられる。

(4) 他の解析方法との比較

引張応力を認めないという条件を考慮する解析法には、上に述べた非引張解析を用いるほかにも、境界条件を適当に設定することによって近似的に解析

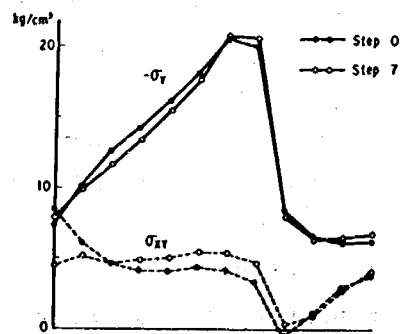


図-4 着岩部応力の比較

する方法が考えられる。そのような近似解法例を図-5に示す。ケース1は非引張解析，ケース2は上流側の支持条件を除くことにより引張応力を生じにくくする方法，ケース3は引張応力を生じるであろう要素を全く除外して計算を行う方法である。これらの方法が有効であればあえて非引張解析に頼らずとも廉価に精度よい解析が行えることになる。そこでこれらの方法による解析結果を非引張解析の結果を比較したものが図-6である。図は堤体内の応力の等高線を表わしたものであり、図-3と比較されるべきものである。

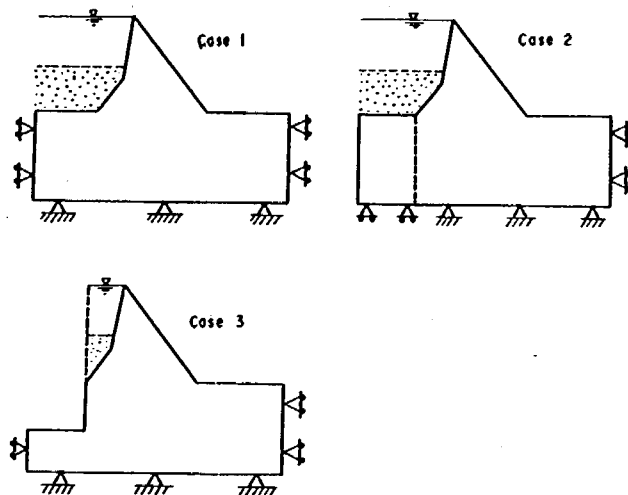


図-5 解析モデルの近似法



図-6 堤体応力の分布（第1主応力の等高線）

ケース2は通常の解析方法と大きな差はなくフィレット内に大きな引張応力を生じている。ケース3では引張応力の発生が見られないかわりに上流面に大きな圧縮応力が見られる。これは、上流側基礎岩盤を無視したことにより、上流側へ基礎岩盤がはらみだす結果と考えられる。以上の結果より、近似的な非引張解析は必ずしも妥当な近似方法でないことがわかる。

4.4 その他の応用例に対する考察

4.4.1 局所破壊の進行性の検討

非引張解析では発生した引張応力は解放され、他の部分へ再配分される。この場合、引張応力による破壊領域が進行する場合とそうでない場合の2つの場合が想定される。前者は逐次的破壊を意味し、後者は安定した状態を意味する。さらに、4.2.2に示した引張ひずみエネルギー E が0に収束しない場合は全体的な破壊を意味すると考えられる。従って、非引張解析の繰返し計算過程をたどることにより、破壊の進行性の有無が確認されることになる。

4.4.2 破壊条件（繰返しの判定条件）に対する考察

反復法の計算は計算結果から系全体の剛性マトリックスを修正し再度計算を繰返す方法であり、この計算手法の他の破壊条件に対する応用は、繁雑とならざるを得ない。一方、応力伝達法は要素の弾性マトリックスの変化を応力ないしはみかけの節点力の変化として取扱うため、破壊条件として任意の状態として取扱うことが容易になる。その例としては、

- (1) ある値以上の応力を伝達しえない条件（摩擦抵抗）
- (2) ある値以上に応力レベルが達しないと応力を伝達しえない条件（擬似的な非連続問題）
- (3) 内部的な初期引張応力の開放（温度ひずみ）

などが挙げられよう。(1)(2)は非引張解析とは直接関係がないが、非引張解析プログラムに多少の修正を施すことにより容易に適用可能なものとなると思われる。

5. 今後の問題点

今年度の研究は主として、非引張解析の解析手法とその実例について検討を行ったが、次年度以降の課題としては次のものがあげられよう。

- (1) 非引張解析プログラムをさらに広範囲にわたって適用できるような改良を行う。
- (2) その他の数値解析法の調査検討（非連続体の解析、非線形解析等）
- (3) 解析手法の物理的裏づけ

昭和54年度

河川総合開発事業調査費報告

昭和55年 5 月

RECEIVED

THE NATIONAL ARCHIVES

RECEIVED

1. ダムの基礎処理方法に関する調査

1.1 軟弱岩盤の基礎処理方法に関する調査試験

ダム構造研究室 室長 水野 光章

主任研究員 斉藤 孝三

依光 春実

白江 健造

1. まえがき

近年、水需要の逼迫にともなってダム建設計画が多くなってくると、良好な基礎岩盤のみではなく固結度あるいは溶結度の低い軟岩や著しく破砕風化の影響を受けたいわゆる軟弱な岩盤を基礎とするダム地点も増えて来ている。一般的にこの種類の岩盤は、せん断強度が不足し、変形性も大きいためダムの基礎岩盤としては問題となる。このため、この種類の力学的性質については、適切なる調査試験方法を検討し、力学的特性の問題点を把握し整理する必要がある。そのうえで、ダム基礎岩盤とした場合の問題点を整理し、効果的な改良工法、施工方法について調査検討を行わなければならない。

2. 調査目的

昭和50年度から52年度に涉って、軟弱な岩盤の力学的性質を知るための原位置試験方法について調査検討を行い、特殊な試験方法、装置を考案し、実施している。53年度からは、特にキレツの多い破砕風化岩盤に着目し、このキレツ等の不連続面が岩盤の力学的性質にどのような影響を及ぼしているかを解明すべく調査試験を試み、原位置岩盤試験時の岩盤内ひずみ分布を測定している。即ち、キレツ、節理等の岩盤の不連続面での岩盤の複雑な挙動を把えるべく、今年度に於いても同様な試験を行っているが更にキレツの少ない良好な岩盤でも同様のひずみ測定を行い、両者の比較を行い、キレツによる挙動特性を明らかにするべく検討を行ったものである。

3. 調査方法

原位置変形試験及びせん断試験では試験体の材質の特性によって特徴的な変位をあらわす。実際の岩盤は岩石とキレツや節理との複合的なものであるため、そのひずみも複雑な挙動を示すことが多い。このことは、変形試験では昭和52年度の報告で既に述べてあるが、せん断試験時では未だ詳細に調査研究された例がないため、今年度はせん断試験時における岩盤内のひずみ挙動を知ることが主眼としキレツの少ない良好な岩盤とキレツの多い岩盤についてそれぞれひずみを測定し解析を試みたものである。図-1に示すような3方向のひずみ計を作製し、これを原位置岩盤せん断試験体に埋設した。

試験地点は、東北地建赤川ダム、中部地建長島ダム、中国地建温井ダムの各工事々務所の協力により、各ダムサイト地点で、各工事々務所が計画していたせん断試験ブロックに、ひずみ計埋設を御願

各試験地点の地質性状の概略を表-1に示す。
また、岩のキレツ状態を解り易くするために試験

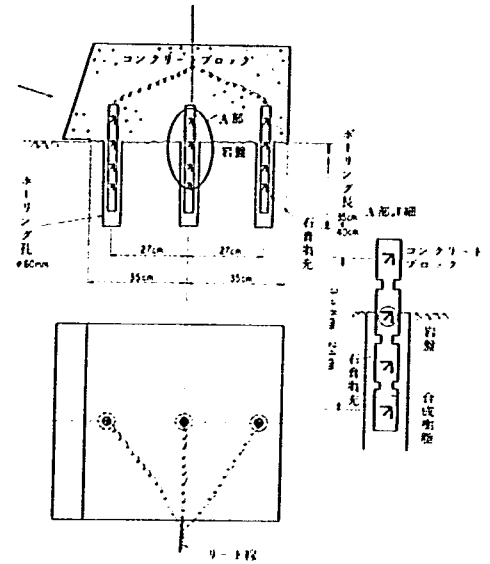
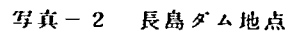
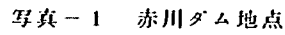


図-1 ひずみ計埋設図

表-1 測定地点の地質的性状

地 点 名	赤川ダム	長島ダム	温井ダム
	BL-4	AL-4	AL-2-1
岩 種	角礫凝灰岩	粘板岩と砂岩 のシェーズン	花崗岩
岩 級	CM	CM	B
岩盤の弾性係数 E _a (kgf)	30,000	20,000	170,000
岩盤のせん断強度 (kgf)	30	13	35
試 験 地 点 の 岩 盤 観 察	角礫も10~15cm程度と大きく硬いがマトリックスの凝灰岩は比較の変形性大きい。	片状の厚さ数cmの脆い粘板岩と厚さ数cmの硬い砂岩の薄層から成る互層帯	ボーリングコアの中に1~2本キレツない良好な岩盤

地点のボーリングコア及び試験点表面の写真 1 ～ 3 を示す。

なお、せん断試験とは別に変形試験を行った際の岩盤内部のひずみ測定も長島ダム、温井ダムでは実施しており、昭和52年度に行った方式によって変形試験からみた岩盤内部のひずみ挙動特性を調査整理することにした。

4. 調査結果

今年度は、53年度試作したひずみ計の若干の改良もあり、3地点とも比較的良く計測されている。

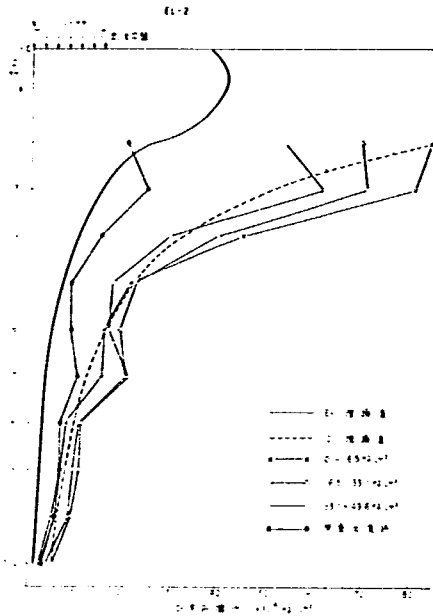


図-2 長島ダム地点岩盤内ひずみ分布

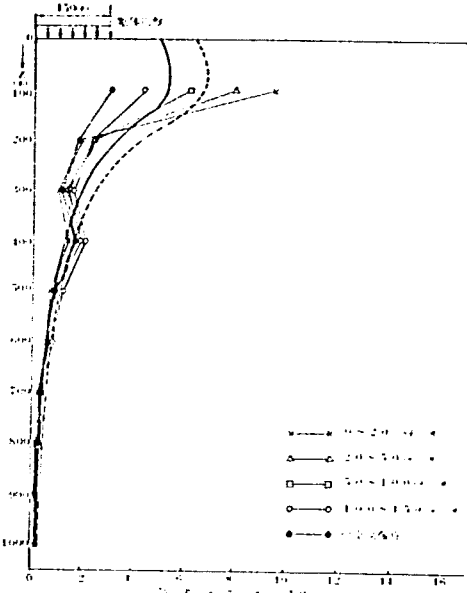


図-3 温井ダム地点岩盤内ひずみ分布

最初に、岩盤のキレツの数の極端に差がある状態での岩盤内部のひずみ分布の特徴を把握するために行った変形試験でのひずみ測定結果を図-2～3に示す。せん断試験個所と地質状態的には、全く類似していると考えて差支えない地点である。

この図により、長島ダム地点は、キレツが多く、かつゆるみのある岩盤であることが良く解る。更にこれが荷重の増加にともなって次第に締固まってゆく状態を示しているが、表面より50cm以下の深さでは、変形性の大きい粘板岩の影響のためか、荷重増加の中途の段階でひずみ増分が大きくなっている。また、温井ダム地点は、岩石が堅硬でキレツが少なく、かつそのゆるみも無い岩盤のひずみ分布の特徴を如実に示している。即ち、表面から20cm以下の深い地点では極めて弾性的な挙動を示しており、表面より深さ20cm位までがわずかに横坑掘前によるとと思われるキレツ面のゆるみを示している程度である。以上の変形試験時のひずみ分布からキレツの数の差とその面の状態による挙動の特徴は、いずれも、52年度に報告した通りの結果を示したものであると云えよう。

次にせん断試験時の変位-応力曲線を図-4、8、12に各々示す。これらについてせん断時のひずみ測定結果に入る前にいくつかの特性について若干の検討考察を加えた結果を述べると、

まず、第一に、表-1に示してある各々の地質性状及び変形試験でのひずみ分布図の各々の特性に合致した通りの変位特性を示していると云えるであろう。温井ダム地点は、破壊寸前まで極めて弾性的な動きを示し、水平変位量も小さい。これに対し、長島ダム、赤川ダム地点は、載荷々重の低い時点から水平変位量が少しづつ増加し、破壊時まで緩かな曲線を描いていて、やゝ非弾性的な動きを示していて、破壊点付近までの水平変位量も前者と比較してかなり大きい。

以上迄のことは、岩盤の有するキレツ数、キレツ面の状態に応じて示す一般的傾向であることは既

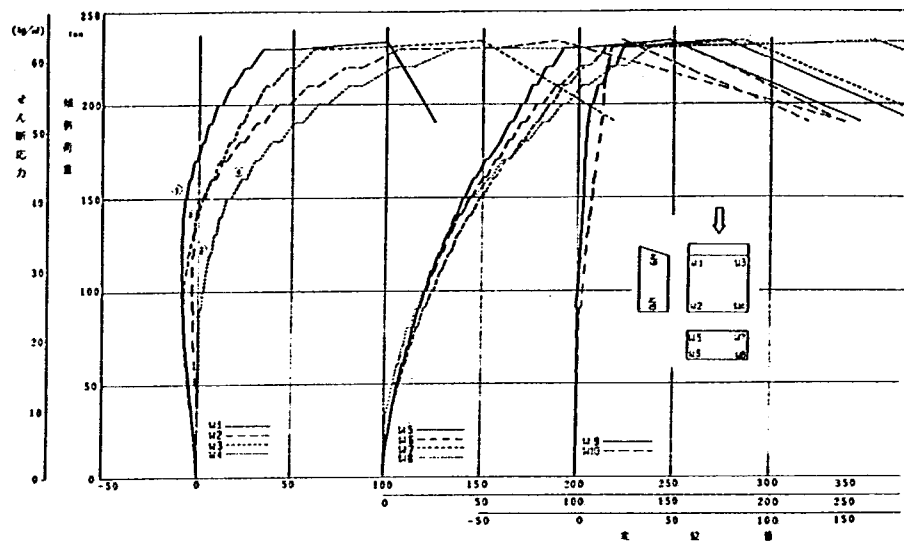


図-4 赤川ダム応力-変位量曲線 (供試体 No. BL-4)

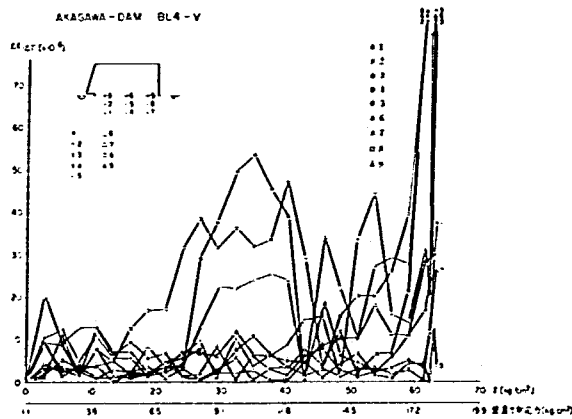


図-5 赤川ダムせん断試験ひずみ分布

(BL-4) V成分

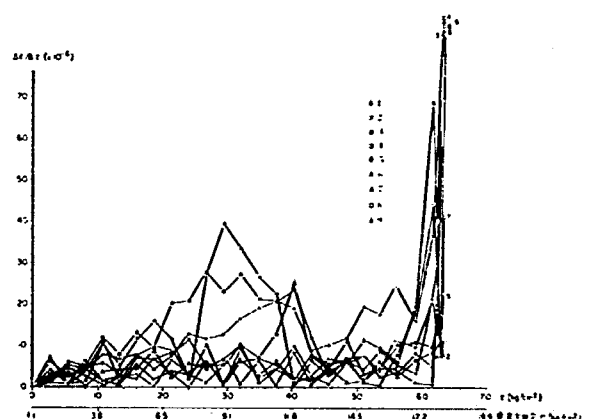


図-6 赤川ダムせん断試験ひずみ分布

(BL-4) D成分

に解っていることである。これに対して、せん断試験時の岩盤内部のひずみがどのように挙動しているかということに対してはこれまで測定された例がほとんど無く、また研究された例が少ない。従ってこれ迄の種々な資料に加えて岩盤解析の新たな資料が得られることを期待してひずみ測定を行ったものであり、その結果を図-5~7、9~11、13~15に示す。整理方法は、とりあえず、変形試験時と同じく単位荷重当たりのひずみ増分図で表わしたものである。

これによると非常に興味ある結果を示している

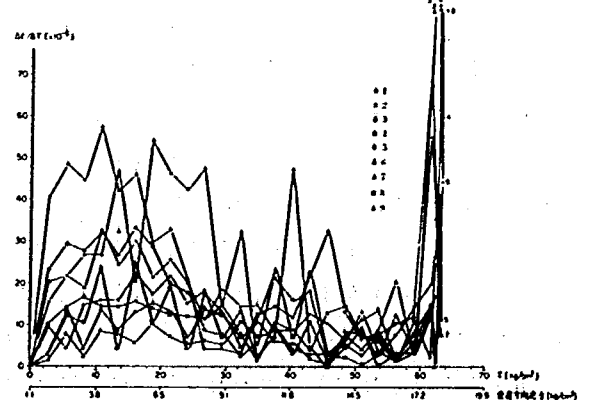


図-7 赤川ダムせん断試験ひずみ分布

(BL-4) H成分

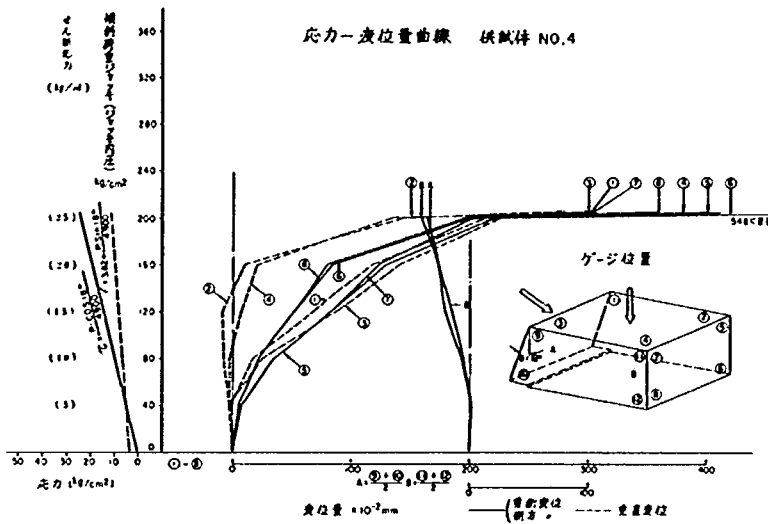


図-8 長島ダム応力-変位置曲線 (供試体 No. 4)



図-9 長島ダムせん断試験

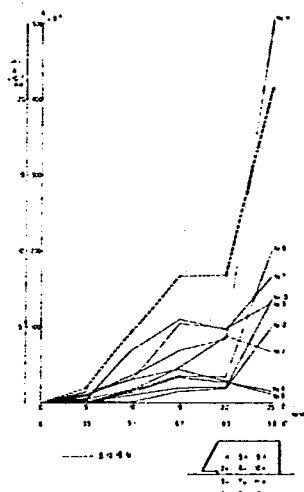


図-10 長島ダムせん断試験



図-11 長島ダムせん断試験

ひずみ分布 (No. 4) V成分

ひずみ分布 (No. 4) D成分

ひずみ分布 (No. 4) H成分

即ち、岩盤の変位-応力関係が極めて弾性的挙動を示した温井ダム地点ではせん断荷重を増加していても、ひずみ増分は、破壊荷重付近までほぼ一定値を示している測点が多い。これに対しこれ迄の他の計測でも最も非弾的な挙動を示した長島ダム地点では、破壊点前の水平変位急増付近で、ひずみ増分が一旦減少を示す点が多いことである。また、キレツは無いが、マトリックスの硬灰岩が角礫に比して変形性が大きかった赤川ダム地点では、せん断応力-垂直変位曲線の通称、浮上り点付近でひずみ増分の急激に大きくなっている点が見られることである。これらの結果については、数少ないデータでもあり、ハッキリした考察は出来ないが、一応の岩盤のキレツ性状に応じた特徴を示していると考えられる。即ち、岩盤のせん断破壊でも、キレツや節理などの不連続面が大きく関係していると云えることであろう。温井ダム地点のようにキレツが少ない岩盤では、破壊寸前まで、ほぼ均等なひずみ分布を示すが、キレツが多かったり、中に変形性の大きいものが挟在する岩盤では、岩盤の破

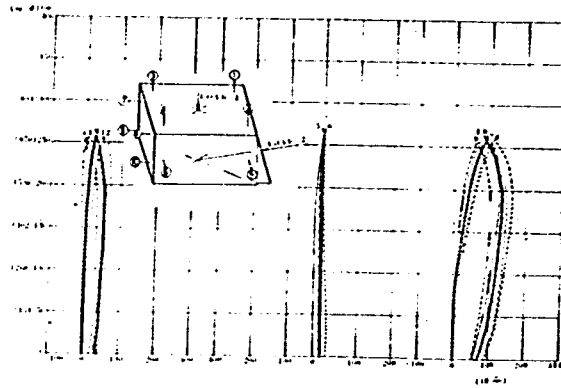


図-12 温井ダム応力-変位量曲線
(供試体AL-2-1)

壊までのひずみ分布が、せん断応力の増加段階でかなり複雑な挙動をなしていることが、ハッキリ示されているからである。このことは、温井ダムのようなキレツが少なく、またそのゆるみも無い岩盤は、せん断荷重に対していわゆる岩盤が一体として抵抗しているが、キレツが多かったり、また変形性の大きいものを挟在する岩盤は、せん断荷重の小さい初期の段階では、せん断ブロックの中のいわゆる岩盤として抵抗はしているが、荷重の増加に伴ってキレツ等の不連続面が、応力の伝達に影響を及ぼし始め岩盤の中の岩石及びキレツとして固有のひずみ値を示すためと推定されるためである。

5. 今後の問題点

岩盤のせん断強度は、キレツや節理などの不連続面の性状、間隔、方向に強く支配されていることが解っている。現在、ダムの基礎岩盤のせん断強度は、純せん断強度(粘着力)と内部摩擦角によって定義されているが、現在までの調査結果からは、むしろ内部摩擦角よりも、不連続面の構造特性に支配されやすいことが解ってきた。また実際の岩盤においては、この不連続面の幾何学的な分布とその面の性状による影響を考慮してゆかね

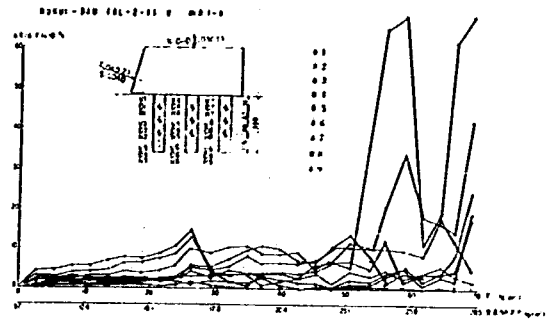


図-13 温井ダムせん断試験
ひずみ分布(AL-2-1) V成分

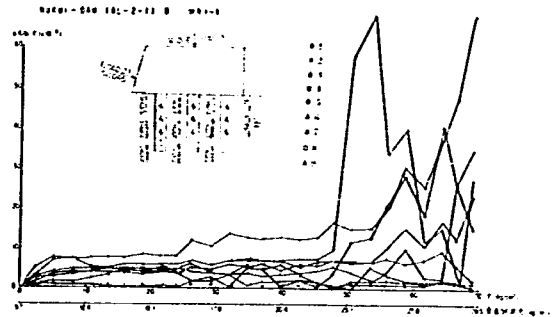


図-14 温井ダムせん断試験
ひずみ分布(AL-2-1) D成分

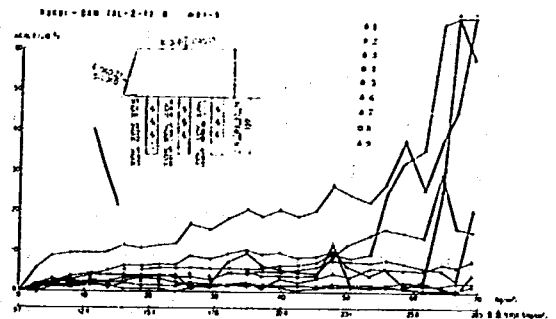


図-15 温井ダムせん断試験
ひずみ分布(AL-2-1) H成分

ばならない。今後も、ひずみ計の改良を検討しながら、更にこの種のデーターの積みかさねを続け、とりあえず、初期荷重時から、破壊までのひずみの変動特性を把握し、岩盤における不連続面とせん断破壊との関連を調査する予定である。

4. 水資源開発施設の設計の合理化および標準化に関する調査

4.1. ダム設計法の合理化に関する調査

ダム構造研究室 室 長 水野 光章

主任研究員 竹村公太郎

研究員 永山 功

依光 春実

矢沢 克敏

白江 健造

1. まえがき

アーチダムは、材料としてのコンクリートの強度を最大限に利用する構造物であり、従って堤体の応力解析法は十分な精度を有する方法であることが要求される。現在、アーチダムの応力解析法として常用されている方法は、荷重分割法によって堤体形状と発生応力の検討を行ない、最終的には模型実験によってその検証を行なう方法である。しかるに、近年、有限要素法によるアーチダムの応力解析が注目され、模型実験に代って有限要素法によって最終的な検証を行なうことが検討されている。

荷重分割法・模型実験法・有限要素法の特長を述べれば以下の通りである。

荷重分割法——アーチダムをアーチ要素と片持梁要素からなる格子構造として解析する方法であり、手軽で安価な方法であるが、種々の仮定を設けているため、精度面で多少の問題があり、他のより正確な方法を用いて精度を保证する必要がある。

模型実験法——実物ダムを模型として完全に再現できれば最も優れた方法であるが、材料・載荷方法・計測方法等に関して誤差要因を有している。また、模型の製作等に関して多大の費用と労力を必要とする点が最大の弱点である。

有限要素法——アーチダムを変形特性を仮定した数多くの要素の結合体として解析する方法であり、解析誤差を理論的に評価することが可能である。従って、十分な精度を有する解析を行なうことは理論的に可能であるが、要素分割に関連して実績に乏しい。

本研究は、アーチダムの解析を2つの有限要素法による解析手法を用いて検討し、その適用性について考察するものである。

2. 研究目的

アーチダムを、2種類の有限要素法による解析法(ASKA、ADAP-2)と荷重分割法によって解析することにより、有限要素法の精度を相対的に確認し、また荷重分割法の精度について検討する。

3. 研究方法

3.1. 検討事項

有限要素法の基本的な精度を検討するために、理論解（数値解）が得られている薄肉円筒モデルの解析を行ない、その結果に基づいて、モデルアーチダムの解析を行ない各解析法の精度を検討する。

3.2. 有限要素法の概略

3.2.1. ASKA

ASKAは、三次元6面体要素（HEXEC27）を解析の主体にしている。一要素は、中間節点を有する27節点で表わされる。各節点は、X、Y、Z方向の変位と三つの自由度を有しその変位分布は、各稜に対して2次元の変位分布を仮定できるようになっている。

3.2.2. ADAP-2

ADAP-2は、殻（Shell）要素（Thkshell）を主体にしている。一要素は、2つの表面にShellの厚さを規定するそれぞれ8節点を有しているが、各対応する節点の中心に設けられた中央節点が解析において、実質的意味を有する。各節点は、 ξ 、 η 、 ζ 方向の変位と $\xi \cdot \eta$ 軸まわりの曲げの5つの自由度を有している。その変位分布は、厚さ方向には1次元、表面の辺に沿っては2次元の変位分布を仮定できるようになっている。

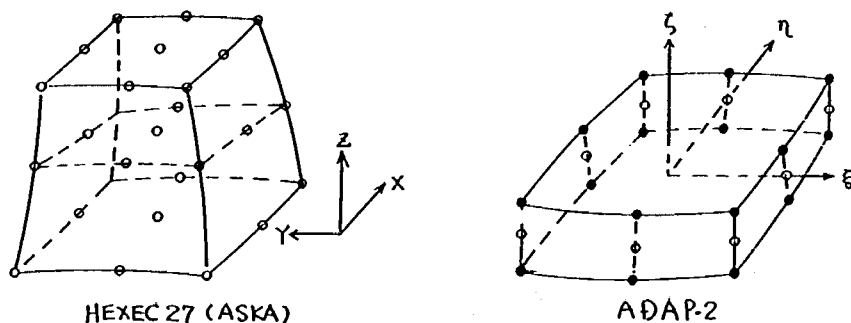


図-1 要素

4. 研究結果

4.1. 薄肉円筒モデル

図-2に示した円筒容器の外側に静水圧を作用させ得られる理論解と、ASKA、ADAP-2の比較検討を行う。 $Z > 20m$ では、変位分布、応力分布が簡単な形で表現できるため理論値と解析値はよく一致する。 $Z > 20m$ では、たわみが応力に較べ合いがよいのは、解析が変位法によるためである。

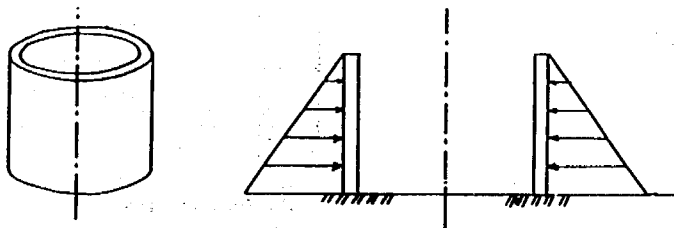


図-2 薄肉円筒モデル

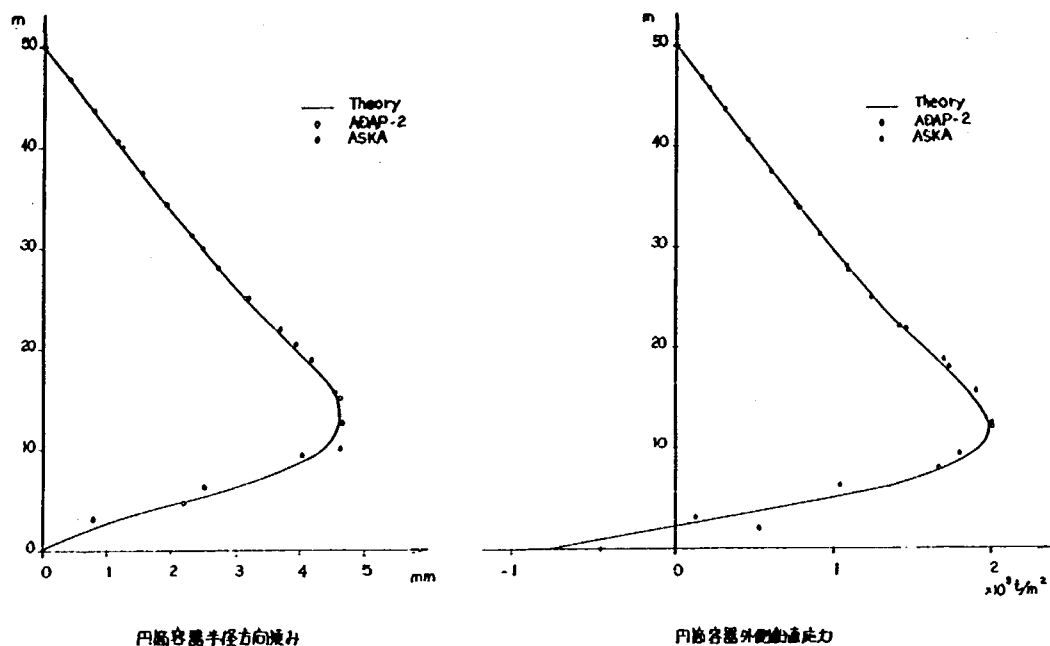
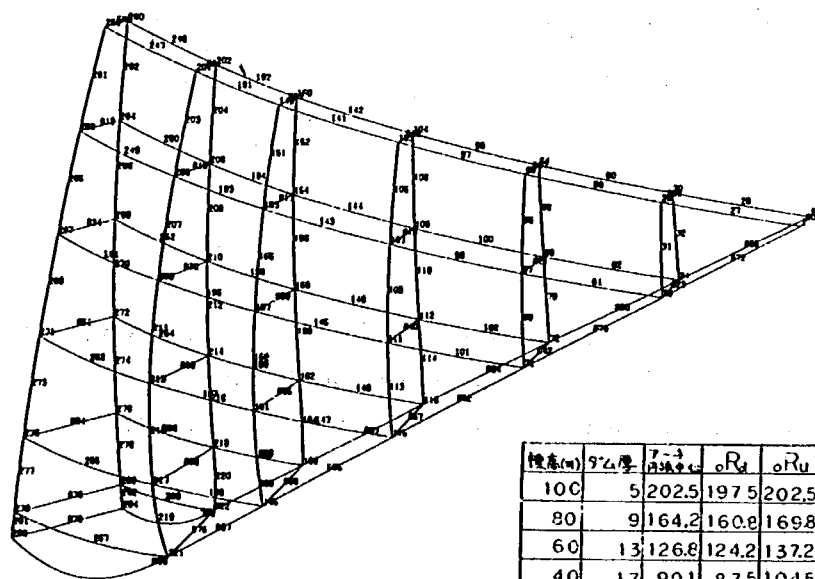


図 - 3



高さ(m)	9°分厚	7-4 円筒中心	σR_d	σR_u	$i R_d$	$i R_u$	Φ_0	Φ_1
100	5	2025	197.5	2025	347.5	352.5	20°	35°
80	9	164.2	160.8	169.8	284.8	293.8	"	"
60	13	126.8	124.2	137.2	222.2	235.2	"	"
40	17	90.1	87.5	104.5	159.5	176.5	"	"
20	21	54.2	50.8	71.8	96.8	117.8	"	"
5	24	27.9	23.3	47.3	49.8	73.8	"	"
0	25	19.2	14.2	39.2	34.2	59.2	"	"

単位: 9°分厚

σR_d : 内側7-4下流部半径 $i R_u$: 外側7-4上流部半径
 σR_u : 内側7-4上流部半径 Φ_0 : 内側7-4中心角
 $i R_d$: 外側7-4下流部半径 Φ_1 : 外側7-4中心角

図 - 4 解析モデル

4.2. モデルアーチダムの解析

4.2.1. 解析モデル

解析に用いたモデルは、アバットメント固定の条件で図-4に示したように要素分割した放物線アーチダムに類似させた三心等厚対称アーチダムである。外力として、静水圧だけを作用させASKA、ADAP-2、荷重分割法によって解析を行なった。

4.2.2. 変位の比較

ASKA、ADAP-2の変位は、ほぼ完全に一致する。これらは薄肉円筒モデルの解析で得られた結果のように、十分真の値に近いと考えられる。荷重分割法では、これら2つと大きな差を生じ天端で最大40%近くの差となる。

4.2.3. 応力の比較

解析結果を見ると、三次元有限要素法であるASKA、Shell要素を用いたADAP-2は、ほぼ一致すると言えるが、これら2つと荷重分割法は、少なからず差が見られる。ASKA、ADAP-2と荷重分割法を比較検討してみる。

- 1) クラウン水平方向応力では、上流面 $Z=0\sim60\text{ m}$ の区間で荷重分割法は、ASKA、ADAP-2に比べ圧縮側へ10%前後移行する。 $Z=60\text{ m}$ から天端へ行くに従い逆に引張側へ10%前後移行する。下流面では、荷重分割法が二者に比べ常に応力は小さくでている。中標高でほぼ一致しているが、上下標高で差を生じ $Z=100\text{ m}$ で最大となり10%の差が引張側へ生ずる。
- 2) クラウン鉛直方向応力では、下流面でASKA、ADAP-2は一致するが、荷重分割法は圧縮側へ大きくずれ、このずれは下標高へ行くに従い大きくなりASKAとの差では、最大50%の差がある。上流面では、 $Z=60\sim100\text{ m}$ 区間では三本の線はほぼ一致するが、荷重分割法が最も引張側である。 $Z=0\sim20\text{ m}$ 区間になると、ADAP-2が圧縮側へ10%ずれるが、これは荷重分割法が模型実験に比べこの部分で引張側へ移行することと一致する。
- 3) 天端水平方向応力では、ASKA、ADAP-2は完全に一致するのにも、荷重分割法は、これらと全く異なる応力分布を示す。荷重分割法はクラウンで10%、アバットメントで30%程度他の2つと差を有している。
- 4) 下標高で荷重分割法の応力は、全体的にASKA、ADAP-2に比べ小さくでている。上標高へ行くに従い応力は、2者に比べ小さくなりアバットメント近くで大きくなる。応力のちがいはアバットメントで最も大きい。

5. 今後の問題点

荷重分割法は、従来よりアーチダムの設計に最も多用されてきた解析法であり、またアーチダムの数値解析法として確立されたものになっている。しかし、荷重分割法はその解析過程に多くの仮定を有し、その結果にはいくつかの誤差が生じることが模型実験との比較から確められている。

一方、有限要素法は、種々の解析結果から類推して十分精度をもった解析が行えると考えられているが、アーチダムに適用した例は少なく、解析方法としての信頼性が十分得られていないといえる。

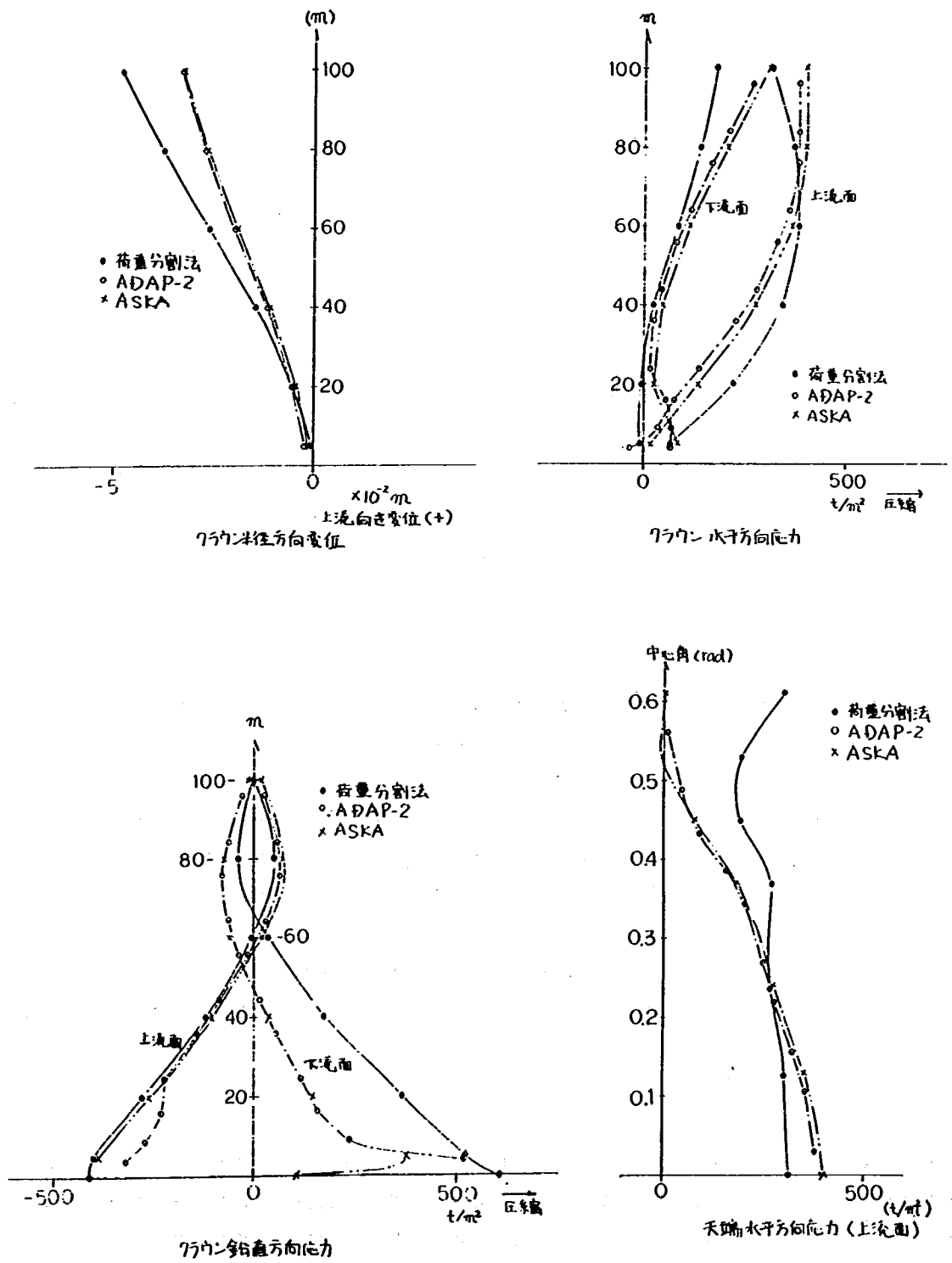


図-5 変位、応力図

本解析は、2種類の有限要素法による解析と荷重分割法の比較を行うことにより、有限要素法の精度を評価したものである。しかし、本解析はまだその初歩段階であり、今後はさらに基礎岩盤まで含めた解析を行って、その精度を確認していくことが必要であろう。

なお、有限要素法によるアーチダムの解析を進めていくにあたり、今後検討を必要とする項目は以下の通りである。

- 1) アーチダム堤体の自動要素分割法
- 2) 解析に考慮すべき基礎岩盤の範囲とその自動分割法
- 3) 荷重の自動入力

次年度は、これらの点に着目した解析を進める予定である。

4. 水資源開発施設の設計の合理化および標準化に関する調査

4.5. ロールー締固めによるコンクリートダムに関する調査

ダム構造研究室 室長 水野 光章
主任研究員 斉藤 孝三
研究員 永山 功
依光 春実
矢沢 克敏
白江 健造

1. まえがき

従来のコンクリートダムの経済性の追求は、アーチダム・中空重力ダムに代表される高品質のコンクリートによる堤体積の減少という材料面での追求であった。しかるに、近年、大型機械を用いた省力化による経済性の追求が検討され、その1方法としてRCD(Roller Compacted Concrete Dam)が注目されている。

RCDの施工は、固定ケーブルクレーン・ダンプトラック等を併用した運搬方法の効率化および振動ローラーを用いた締固め作業の効率化を特長としている。施工面における調査・研究は、島地川ダム・大川ダムでの現場施工を中心に鋭意検討がなされているが、設計面においても種々の対応が要求されている。1例を挙げれば次の通りである。

(1) 貧配合・超硬練りコンクリートの配合設計

(2) マスコンクリート内の温度応力に対する対処法

このうち、配合設計法については、通常のダムコンクリートの設計思想に基く室内および現地試験等により、一応の手法は確立しているといえる。従って、当面解決すべき問題は、マスコンクリート内の温度応力の問題とそれに基づくクラックの発生を防止する温度規正の問題であり、昭和52年度より本研究が進められている。

2. 研究目的

RCDの最大の特長は機械施工の採用であり、このことから施工面積が大きなことが有利となる。また、振動ローラーによる締固めを行なうため、パイプクーリングの施工が困難であり、縦継目を設けない全面レヤ打設が行なわれる。従って、ダム高に関連して長大ブロックが生じ、これに関して温度応力とクラックの発生が問題とされている。本研究は、マスコンクリート内の温度応力の発生機構を検討し、RCD工法における温度規正法の確立をめざすものである。

3. 研究方法

本研究の検討項目は以下の通りである。

- (1) コンクリートダムの温度履歴特性の検討
- (2) コンクリートダムの温度応力の発生機構の検討
- (3) コンクリートダムの温度応力解析法の検討

4. 研究結果

4.1. コンクリートダムの温度履歴特性

打設されたコンクリートの温度履歴に影響を及ぼす因子は次の通りである。

- ① コンクリート中のセメントの種類・配合
- ② 打設ブロックの形状・打設間隔
- ③ 人工クーリングの有無
- ④ 外気温の変化・養生の方法

このうち、①については、断熱温度上昇と温度履歴の関係は比例関係にあるから特に検討は必要としない。また④については、各サイト特有の条件であり、今回の解析対象から除外する。従って、ここでは、打設ブロックの形状・打設間隔・人工クーリング法について検討する。

コンクリートダムの温度履歴は、打設ブロックの形状に関連して1次元問題として近似できる。このような場合には、通常 Carlson の方法が用いられる。解析に先立ち、次の解析条件を設定する。

	コンクリート	岩 盤
断熱温度上昇 (deg)	$20 \times (1 - e^{-0.001t})$	0
単位体積重量 (t/m^3)	2.5	2.5
比 熱 (Kcal/ $t \cdot deg$)	240	240
熱 伝 導 率 (Kcal/ $m \cdot day \cdot deg$)	48	48

4.1.1. 打設リフト高ないし打設間隔と温度履歴の関係

ダムコンクリートの温度履歴特性の例として、打設リフト高（以下Hで表わす）を1.5 m、打設間隔（以下Tで表わす）を5日とした場合の解析結果を図-1に示す。図より明らかなように着岩部付近を除いた一般リフトの温度履歴は、その場所によらず一定であるから、以下には一般リフトの温度履歴について論じる。

リフト高と打設間隔の比 H/T を打設速度と定義し、図-2、図-3に、打設速度と一般リフトの温度履歴の関係を示す。

温度履歴に大きな影響を及ぼす要素は打設速度であり、打設速度が一定であれば、リフト高の影響は比較的小さいことがわか

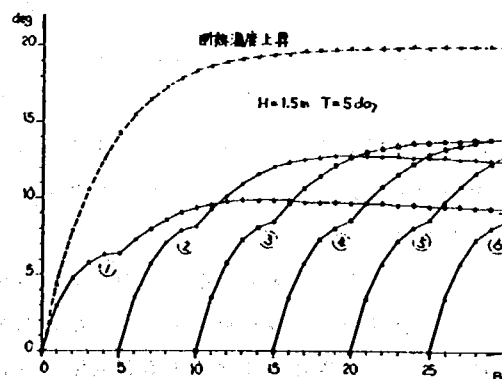
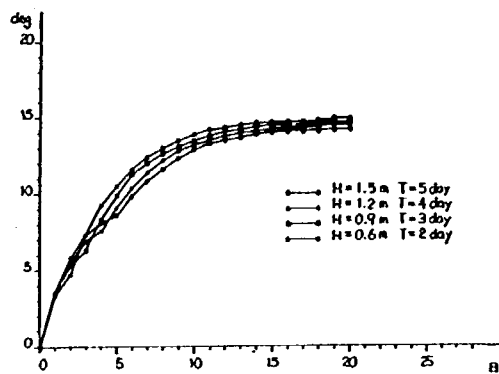
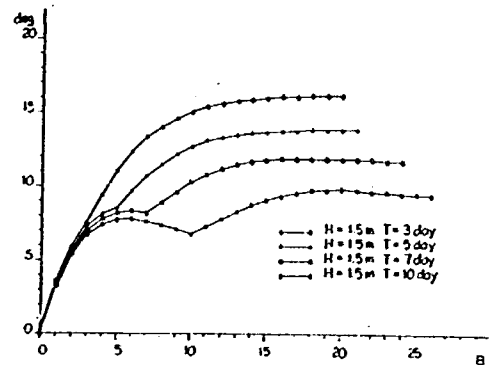


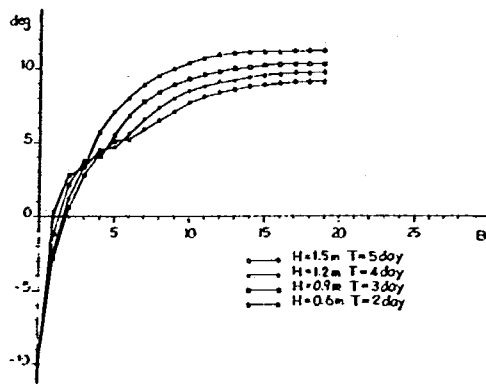
図-1 各リフトの平均温度の履歴（クーリングなし）



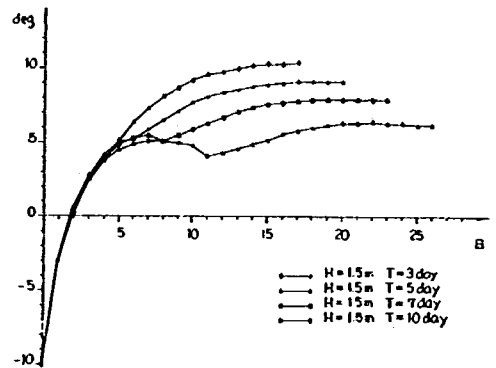
(クーリングなし)



(クーリングなし)



(ブレイクーリング)



(ブレイクーリング)

図-2 打設速度一定とした場合の温度履歴

図-3 打設速度と温度履歴

る。

4.1.2. クーリング方法と温度履歴の関係

打設速度を一定とした場合、特定のクーリングを行なわない時とブレイクーリングを行なった時の温度履歴の差を、図-4に示す。なお参考までに、パイプクーリングを行なった場合の履歴も併せて示す。ブレイクーリングによる最高温度の低下は、ブレイクーリングを施した温度の約50%に相当している。

4.2. コンクリートダムの温度応力の発生機構

コンクリートの硬化熱(セメントの水和熱)によってダム堤体内に発生する温度応力は、その発生機構より次の2つに分類される。

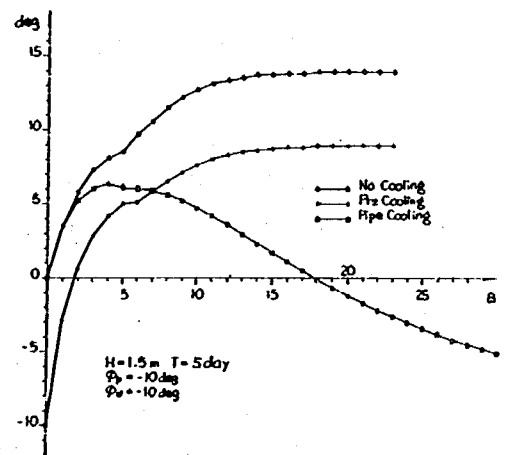


図-4 クーリングの方法と温度履歴

① 内部拘束による温度応力：内部拘束による応力とは、打設されたコンクリート内に温度勾配が生じた時、そのコンクリート内における膨張・収縮による歪量の差が原因で発生する応力である。内部拘束による温度応力は、セメントの水和熱に基づく温度上昇が生じている時期・外気温が急激に低下した時期に問題となる。

② 外部拘束による温度応力：外部拘束による応力とは、打設されたコンクリートと岩盤ないし旧コンクリートの変形性の差に起因する応力である。外部拘束による温度応力は、打設されたコンクリートが最高温度から冷却される過程で岩盤ないし旧コンクリートから収縮に対する拘束を受けて発生するのが一般であり、そのような時期に問題となる。

4.3. 外部拘束による温度応力

外部拘束による温度応力の算出には、一般に外部拘束度（いわゆる岩盤拘束度）という概念を用いる。外部拘束度とは、打設されたコンクリートが一樣な温度変化を受けた場合に、実際に生ずる応力と変形を完全に拘束された場合に生ずる応力の比であり、次式で求められる。

$$R = \frac{\sigma_1}{E_c \alpha \Delta \phi} \quad \dots\dots (1)$$

ここに、 E_c はコンクリートの弾性係数、 α はコンクリートの熱膨張率、 $\Delta \phi$ はコンクリートの温度降下量、 σ_1 はコンクリート内に発生する応力である。

外部拘束度の大きさは、打設されたコンクリートのレヤの長さの絶対値ではなく、コンクリートの打上り高さとレヤの長さの比 H/L によって規定される。外部拘束度の分布例を図-5に、

また、外部拘束度の最も大きくなる着岩面中央における値を種々の H/L に対して図-6に

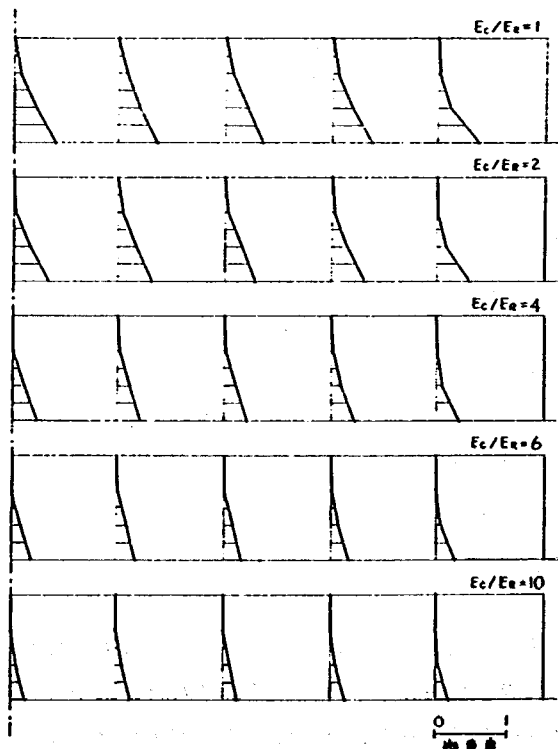


図-5 外部拘束度の分布

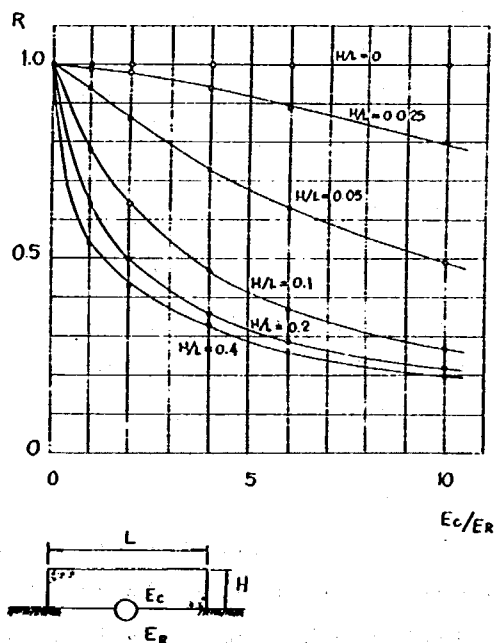


図-6 外部拘束度の大きさ

示す。ここに、 E_r は岩盤の弾性係数である。外部拘束度の大きさは、打上り高さとレヤの長さの比が大きいほど、またコンクリートと岩盤の弾性係数比が大きいほど小さくなることわかる。従って、長大ブロックは必ずしも外部拘束に対して好ましくないものではなく、打設速度を一定に保ち、急速な温度降下を生じないような配慮を行えば、クラックの発生を見ることなくコンクリートを打設することも可能であると考えられる。

図-7 は、図-6 を下に作成したコンクリートの許容温度降下量である。なお、許容温度降下の算出にあたっては、コンクリートの破壊規準を引張ひずみを 10^{-4} とした。

4.4. 内部拘束を考慮した温度応力

内部拘束による応力は、温度勾配が最も大きな時期、すなわち、打設直後のコンクリートの発熱が継続している時期に問題となる。従って、厳密には若い材令におけるコンクリートの物性についての検討が必要になる。

本解析においては便宜的に、コンクリートを次式で表わされる弾性体と仮定して取扱うことにする。

$$E_c = 250000 \times (1 - e^{-0.0001t}) \text{ 短} \dots (2)$$

また、解析は岩盤の影響が無視できる一般リフトを対象とする。なお、コンクリートの熱的特性は 4.1. に準じるものとする。

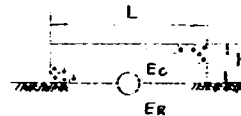
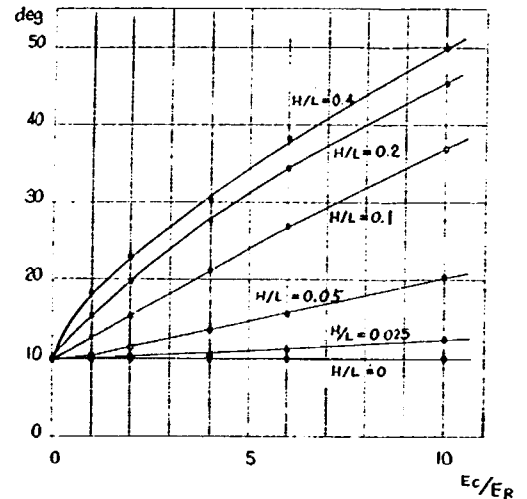


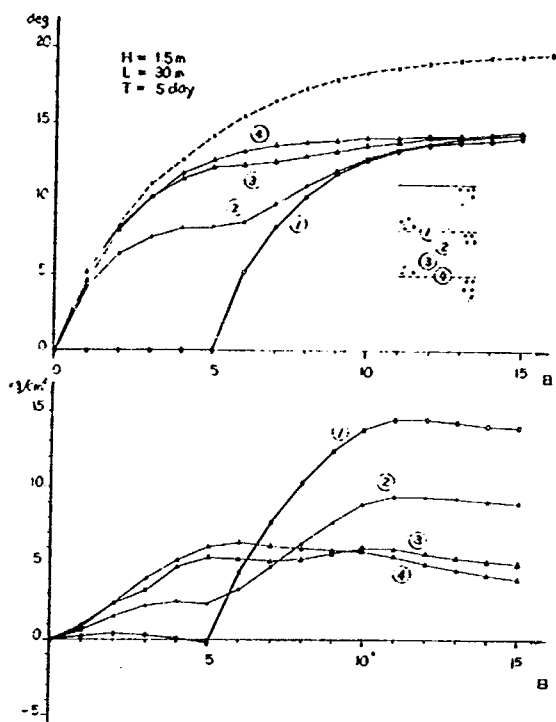
図-7 コンクリートの許容温度降下量

打設リフト高を 1.5 m、打設間隔を 5 日とした場合の一般リフト内の各部分の温度履歴とその時の温度応力の履歴を図-8 に示す。外気温を一定とした場合は一般に内部拘束による引張応力が問題となることはないが、表面付近に生じる圧縮応力は上部リフトが打設されるまではほぼ 0 に近く、外気温の変化に関連してクラックの発生する可能性は十分あると考えられる。この場合、表面付近の圧縮応力の大きくなるブレーキングがクラック発生防止に対して有利となる。

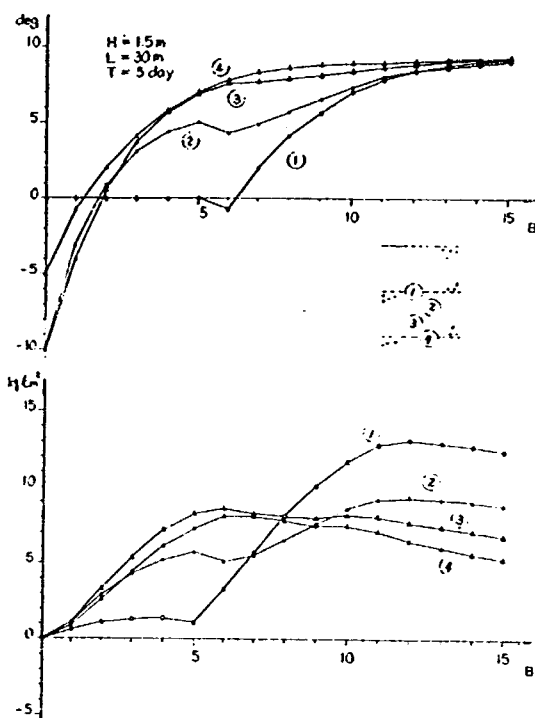
図-9 は、打設を中断した場合の最上リフト内の各部分の温度履歴とその時の温度応力の履歴を示したものである。長期間打設を中断した場合には温度勾配による引張応力がリフト内部まで進行していくことがわかる。この場合もブレーキングが有利となる。

5. 今後の問題点

外部拘束に基づく温度応力を把握する方法は、理論的な試みがなされ、長大ブロックに対しても適切な打設方法を用いれば従来のダムコンクリートと同様に打設できることが確認された。しかし、内部拘束に基づく温度応力は、コンクリートの初期材令における物性、外気温の変化が重要な影響を有するため、今後これらの点を考慮した検討が必要であろう。

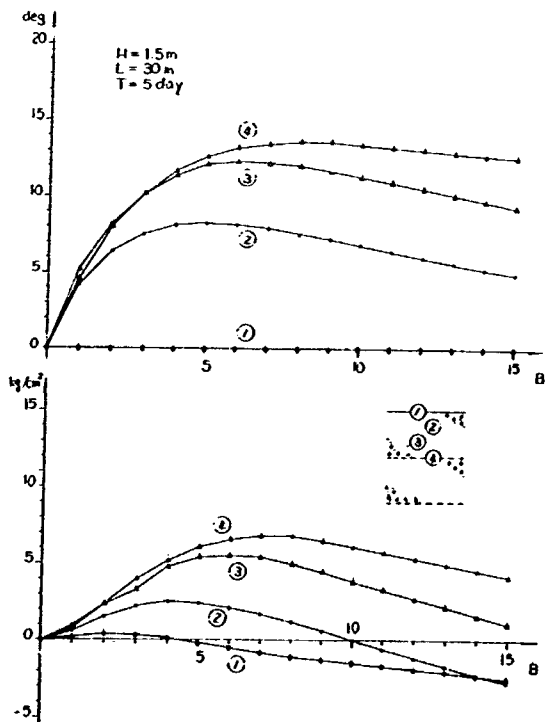


(クーリングなし)

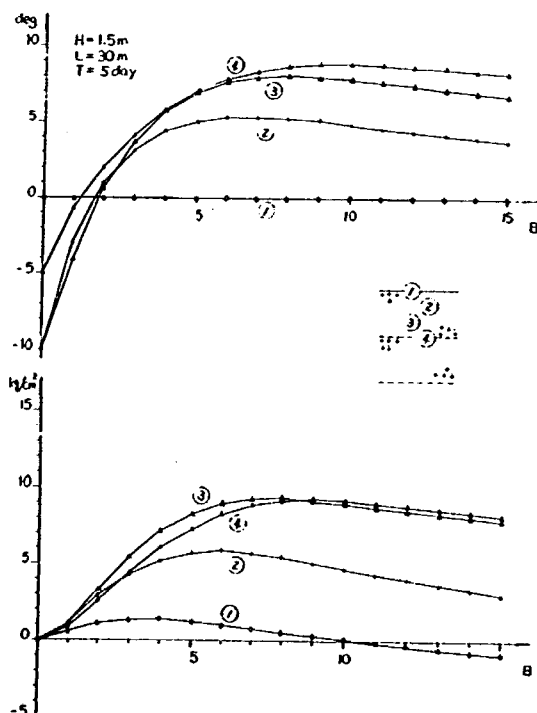


(プレクーリング)

図-8 一般リフトの温度応力履歴



(クーリングなし)



(プレクーリング)

図-9 打設を中断した場合の最上リフトの温度応力履歴

昭和55年度

河川総合開発事業調査費報告

昭和56年 5 月

11-10-1950

11-10-1950

11-10-1950

1. ダムの基礎処理方法に関する調査

1.1. 軟弱岩盤の基礎処理法に関する調査試験

ダム構造研究室 室 長 水野光章

主任研究員 斎藤孝三

依光春実

片平 博

1. まえがき

ダム建設計画が多い近年は、破砕風化の進んだ軟弱な岩盤を基礎とするコンクリートダムサイトも増えて来ている。破砕風化岩は、元々は硬岩がキレツや割れ目から風化が進み軟弱化したものと、岩の構成鉱物が風化しやすい物質であるため互いの結合力が低下し軟弱化したものがあり、いずれも元の硬岩とは性質を異にする。一般に力学的には強度が小さく、変形性も大きいため、コンクリートダム基礎としては問題が多い。また、透水性についても、従来の良好な岩盤とは、かなり異なり、キレツや割れ目沿いに風化が進んだものと、岩石全体が一樣に風化したマサでは、両者の間でも全く異なる。したがって、ダム基礎及び貯水地周辺地山の止水法も、従来の良好な岩盤と同一な方法は適用出来ないことが多い。以上の理由により、この種類の岩盤の工学的性質については適切な調査試験法を検討し、工学的特性を把握すると共に、コンクリートダム基礎岩盤としての問題点を検討し、効果的な改良工法について調査試験を行うものである。

2. 調査目的

今年度は、破砕風化岩の力学的特性に関するせん断強度について調査検討を行った。ダム基礎岩盤の評価は一般に熟練された地質技術者によって、岩石の硬さ、割れ目の間隔、割れ目の風化程度の詳細な観察による岩級区分に基づいて行われ、設計に使用する力学的定数については、各岩級区分地点で原位置試験を行って決定されている。岩級区分法は既に標準的な手法（土木学会：土研式・電研式）が一般化しており、それに基づいて判定された地点で試験が行われているものとすれば、岩級区分と得られた物性値とは対応性がなければならない。しかし、岩盤は、成因や性状が複雑で、実状は、個々のダム地点では相関性があっても、ダム相互間では、必ずしも対応性が良くない。岩級区分と変形性については以前から調査試験が行われ、岩石の硬さを一定とした場合には、岩盤の割れ目の間隔と割れ目の風化状態が変形係数及び弾性係数に定性的な影響を与えることが確かめられている。岩盤の割れ目が、せん断強度に与える影響については、前年度から原位置試験時の岩盤内部のひずみ測定を実施し、せん断荷重の小さい初期は岩盤が一体として抵抗するが荷重の増加に伴って、割れ目が応力の伝達に影響を及ぼし、岩盤の中の岩片及び不連続面としての各々の挙動を示すことを確認している。

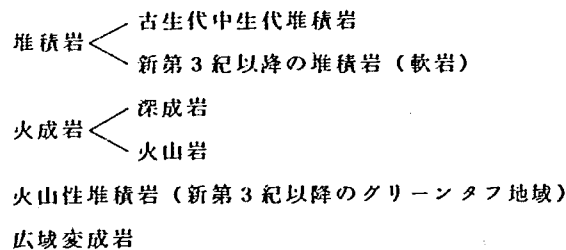
コンクリートダムの設計上、岩盤のせん断強度は最も重要であるため、ほとんどのダムで、原位置せん断試験が行われている。原位置試験の方法は標準化（土木学会）されたものであり、各ダム地点

の試験資料を収集すると膨大なものとなる。従って、これを整理することにより、ダム基礎の岩級区分と強度との大略的な相関性を有するのではないかと推定される。

一般に、コンクリートダムの設計は、地質調査途中においては概略設計が行われることが多い。この場合に用いられる岩盤の強度は、一般に他ダムの同様な地質で行われた試験値が参考とされることが多い。しかし、上記の様に岩盤の性状は複雑であり、同じ地質でも力学的定数も必ずしも同じとはかぎらない。したがって、ある一定の岩盤評価基準を設定して数多くの試験資料をまとめた場合には一応の目安値が得られるのではないかと推定される。岩盤評価基準とは、現在行われている岩級区分の岩石の硬さ、割れ目の間隔、割れ目の方向性、割れ目の面の風化程度等が考えられる。

3. 調査方法

全国の直轄主要ダムで行われた原位置せん断試験の岩種別の区分を行ったものを表-1に示す。表の区分の考え方は、地質年代別とする方法もあるが、岩の成因別とした方が、きれつや割れ目の発達状態、構成岩石の物理的性質などが似ているため、ほぼ同じ特性を示すものと推定されるためである。調査の対象としたダムの試験地点の地質について成因別に分類すると次の様になる。



上記の地質区分に基づいて各ダム試験資料を分類し、次に図-1の要領により応力変位曲線の整理、せん断破壊時の応力の整理、荷重載荷時の変位特性の整理を行ったものである。

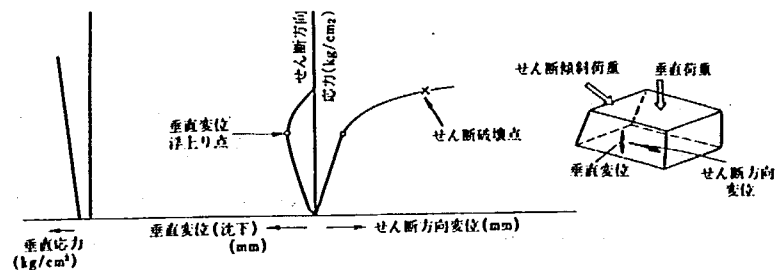


図-1-1 せん断試験応力 - 変位曲線

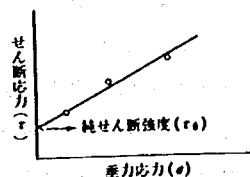


図-1-2 せん断強度と垂直応力の関係

表-1 ダム名と成因別岩種区分表

ダム名	タイプ	高さ(m)	岩 種 名	ダム名	タイプ	高さ(m)	岩 種 名
① 中生代堆積岩				② 火成岩深成岩			
大 滝	G	100	砂岩、粘板岩、チャート	緑 川	G	35	片麻岩質石英閃緑岩
草 木	G	140	砂岩、粘板岩	矢 作	A	100	両基母花崗岩
大 渡	G	96	輝緑凝灰岩	真 名 川	A	127	片麻岩、ひん岩、花崗岩、輝緑岩
大 滝 沢	G	140	輝緑凝灰岩、砂岩、粘板岩	大 石	G	87	角閃石黒雲田花崗岩
川 辺	A	107.5	砂岩、粘板岩、砂岩と粘板岩互層	弥 栄	G	120	粉岩
弥 栄	G	120	粘板岩、チャート	大 町	G	107	黒雲母花崗岩
野 村	G	60	砂岩、粘板岩	宇 奈 月	G	97	石英閃緑岩
大 川	G	78	砂岩、泥岩	八 田 原	G	84.9	黒雲母花崗岩
長 島	G	112	粘板岩、砂岩、互層帯	温 井	A	155	黒雲母花崗岩
一 庫	G	75	粘板岩、砂岩、粘板岩と砂岩の互層	布 目	G	72	花崗岩
平 取	G	52.5	砂岩				
③ 広域変成岩				④ 火成岩火山岩			
達	G	78	砂質片岩、黒色変岩	大 川	G	78	流紋岩
蔵 木	G	117	結晶片岩類	玉 川	G	100	玄武岩
安 波	G	86	千板岩(粘板岩質)	定 山 沢	G	112.5	石英安山岩、石英斑岩
音 久 川	G	41.5	千板岩(輝緑凝灰岩質)	浅瀬石川	G	96.5	玄武岩
早 明 滝	G	106	黒色片岩	鹿 の 子	G	55.5	輝石安山岩
富 郷	AG	111	変成岩類				
島 地 川	G	88	結晶片岩				
A:アーチ式, G:重力式				⑤ 火山性堆積岩 (新第三紀以降)			
				川 治	A	140	凝灰角礫岩
				玉 川	G	100	凝灰角礫岩
				浅瀬石川	G	96.5	凝灰角礫岩
				赤 川	G	125	凝灰角礫岩
				耶 馬 沢	G	65	凝灰角礫岩
				宮 ヶ 瀬	G	155	火成礫凝灰岩

4. 調査結果と考察

試験体にせん断荷重を与えると、岩盤を構成する岩片の硬さ及び割れ目の状態によってそれぞれ特徴的な変位を示す。今回の応力-変位曲線の整理結果から図-2-1~3に代表的なものを示したが、ほぼ3種類の型に分類出来る。この3種類の変位特性は、

① 弾性的挙動型(図-2-1)

- 破壊応力付近までの全変位量が極めて小さい。
- 単位応力当りの変位量が一定で小さく、応力レベルの高さに伴う単位変位量の漸増性も一定

② 弾塑性的挙動型(図-2-2)

- 垂直変位の浮き上りを生ずる付近の応力までは変位量は小さいが、それ以上の応力になると変位量が大きくなる。
- 単位応力当りの変位量は浮き上り点付近までは一定で小さいが、それ以上の応力では次第に大きくなる。
- 応力レベルの高さに伴う単位変位量の漸増性は浮き上り点付近までは、ほぼ一定で、それ以上の応力では増加する。

③ 塑性的挙動型(図-2-3)

- 破壊応力付近までの全変位量が極めて大きい。
- 単位応力当りの変位量は大きい。

c. 応力レベルの高さに伴う単位量の漸増水位は著しい増加の傾向を持つ。
 等が上げられる。全般的にみて、①の弾性的挙動をするものは極めて少なかった。この種の挙動を示すものは岩片も堅硬でキレツや節理はあるが、そのゆるみはほとんどない岩級区分 B~CH 級の岩盤である。最も多いのは②型で、次に岩級区分 CL 級以下になると③型を示すようである。上記のことより多くの岩盤は垂直変位の浮き上り点付近応力以下の荷重では弾性的挙動を示すが、それ以上の荷重では非弾性的挙動を示すと判断される。

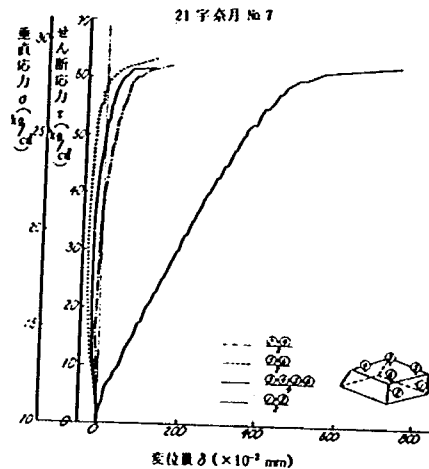


図-2-1 応力 - 変位曲線
 (字奈月 No. 7)

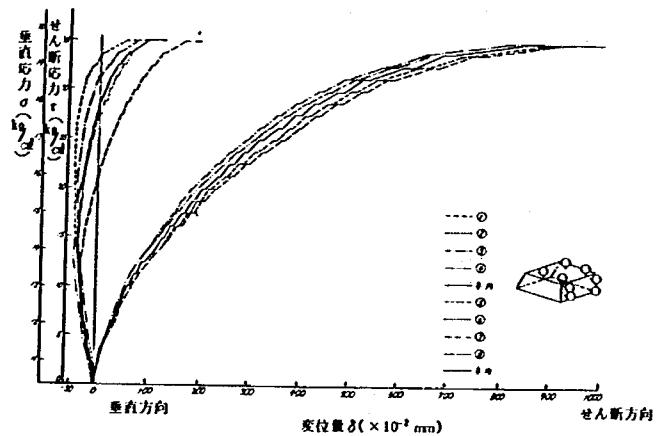


図-2-2 応力 変位曲線 (弥栄 T-18 No. 15)

次に、表-1の岩の成因別区分表にしたがって各試験で得られた破壊時のせん断応力(τ) 垂直応力(σ)の全試験値をプロットしたものについて例を示せば図-3-1~5のようになる。これからクーロンの内部摩擦理論にしたがい、純せん

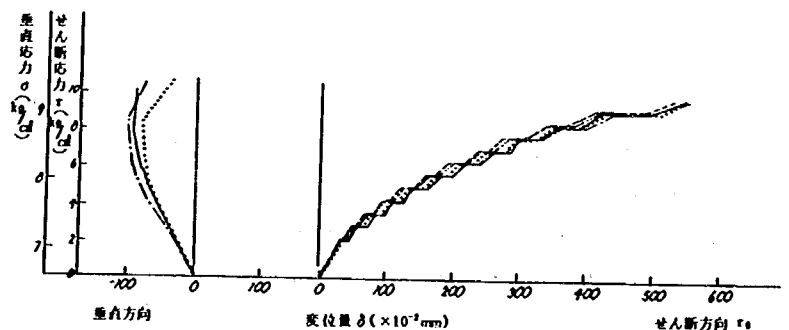


図-2-3 応力 - 変位曲線 (大川ダム R412)

断強度(τ_0)、内部摩擦角($\tan \theta$)を算出したものを表-2及び図-4に示す。これによると岩級区分とせん断強度については、概ね対応性があることを示している。また、 τ_0 と θ については τ_0 が大きければ θ も多少大きい傾向を示している。全般的には同一岩級区分でも火成岩系の岩盤は堆積岩、変成岩より τ_0 がやや高い傾向を示しているようである。また、 θ については中生代の堆積岩と火山性堆積岩は岩級区分に関係なく、ほぼ一定値を示したことは興味深い。

次に、各ダムでは設計を行ううえで、それぞれの岩種・岩級区分別に試験値を整理しており、これを同様に整理してみると図-5及び表-2の()内数値の様になった。これによると図-4の数値と同じか若干小さいものも2、3あるが、全般的に τ_0 が平均30%程度大きいようである。このことは、

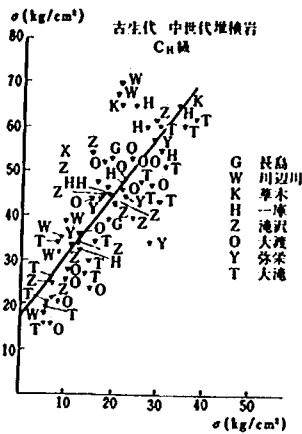


図-3-1 τ-σプロット図

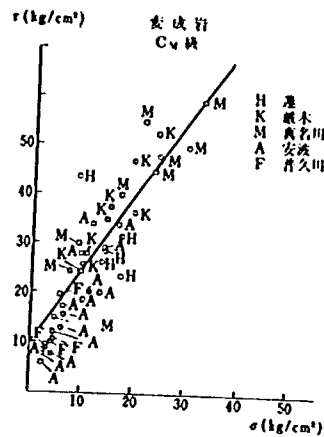


図-3-2 τ-σプロット図

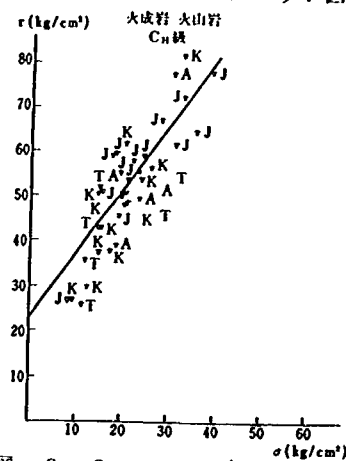


図-3-3 τ-σプロット図

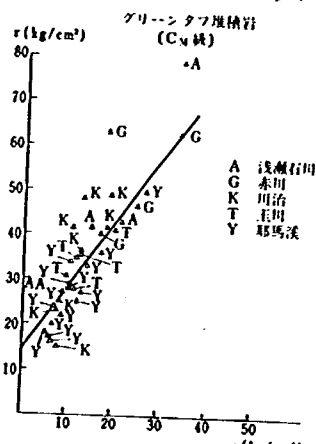


図-3-4 τ-σプロット図

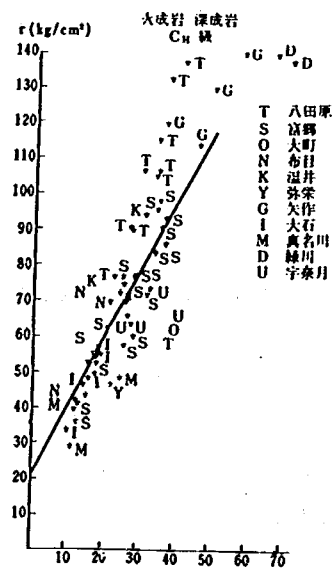


図-3-5 τ-σプロット図

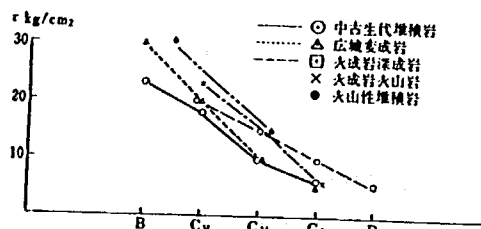


図-4 岩級区別せん断強度

表-2 成因別区分に基づく純せん断強度と内部摩擦角

成因別岩種区分	岩 級 区 分							
	B		C _N		C _M		C _L	
	r_0	$\tan\theta$	r_0	$\tan\theta$	r_0	$\tan\theta$	r_0	$\tan\theta$
中生代堆積岩	23 (33)	54°	18 (25)	54°	10 (16)	54°	6 (7)	54°
広域変成岩	30 (40)	60°	20 (18)	58°	10 (13)	56°	5 (7)	50°
火成岩深成岩			20 (26)	62°	15 (19)	60°	10 (12)	60°
火成岩火山岩			23 (21)	55°	15 (15)	50°	6 (8)	50°
火山性堆積岩			18 (30)	53°	15 (22)	53°		

() 内値は、各ダム地点別の整理値の平均値

図-3の $\tau-\sigma$ 関係図をみると明らかであるが、垂直応力 σ が大きくなると τ も平均的な直線より上側に飛び出しているものが増えている。したがって、この付近の垂直応力レベルのものだけで平均的に $\tau-\sigma$ 線を引くと表-2の τ_0 より高い数値となる訳である。ダムの高さが、100mクラスのダムでは岩盤に大きな垂直応力が作用するが、高さ50m程度のダムでは垂直応力 20 kg/cm^2 以下であり、高さが低いダムの高い垂直応力レベルでの試験と τ_0 の決定には問題がありそうである。

次に、岩種別(成因別)についてのせん断強度特性について検討を行った結果の概要を記すと

① 中生代堆積岩

砂岩の方が粘板岩より強度が大きい。砂岩と粘板岩の互層帯では粘板岩が風化していて強度が小さい。また、輝緑凝灰岩は蛇紋岩化している所は強度が平均値より小さい。

② 広域変成岩

砂質や結晶質の片岩は片理面が存在し、片理面沿いにはく離し、片理面に平行なせん断力には弱いようである。また、片理面沿いのゆるみや風化がみられる所は強度も小さい。

③ 火成岩深成岩

割れ目が発達していると強度も小さいが、収集資料の中では $\tau-\sigma$ のプロット図でも最もバラツキが少ない。強度は全般的に他の岩種に比して大きく、アーチダムの基礎として3箇所あった。

④ 火成岩火山岩

収集資料の多くは地質年代新第3紀以降のものが多く、節理が割合風化していないとみられる C_H C_M 級の岩盤は強度が大きい。

⑤ 火山性堆積岩

収集資料の全部が新第3紀以降のグリーンタフ地域の角礫凝灰岩で、割れ目が無く、マトリックスの結合度を高く、強度は大きい傾向を示した。

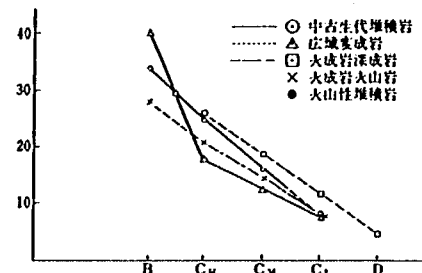


図-5 岩級区分別純せん断強度
(ダム地点別整理値)

5. 今後の問題点

- 1) せん断試験時の応力-変位曲線で、岩質岩級区分別に応力-変位増分の特性について検討を要する。また、岩盤内部の応力-ひずみ曲線の関係も同様で、今後の弾塑性解析への基礎資料上重要である。
- 2) $\tau-\sigma$ 図でのバラツキの原因の検討を行う。試験面でのわれ目数(間隔、頻度)と傾斜、風化度を基準にした場合の強度特性についての検討も考えられる。
- 3) 他のダム基礎岩盤調査資料、室内一軸、三軸試験、弾性波速度値、シュミットハンマー測定値、透水試験値(ルジオン値)等と原位置試験値との相関性を検討する必要がある。

4. 水資源開発施設の設計の合理化および標準化に関する調査

4.1. ダム設計法の合理化に関する調査

ダム構造研究室 室 長 水野 光章
研究員 永山 功
研究員 安田 成夫
依光 春実
矢沢 克敏
白江 健造

1. まえがき

アーチダムは材料としてのコンクリートの強度を最大限に利用する構造物であり、従ってその設計に際しては信頼性の高い応力解析法が必要となってくる。従来アーチダムの設計に採用されている数値解析手法は荷重分割法と呼ばれているものであり、これは構造系をアーチ要素と片持梁要素の2種類の構造系に分割し、3次元体を2次元体に還元してその応力解を求める方法である。しかし、この方法は特に着岩面付近に大きな解析誤差を有することが確認されており、従ってその最終的な応力値の検証は模型実験法によって行われている。しかし、模型実験法も必ずしも最適な応力検証法ではなく、実験経費、実験期間が嵩む、水圧荷重の適切な荷重載荷方法がないなどの問題点があげられている。

このような背景から、有限要素法によるアーチダムの応力解析が試みられており、将来的には模型実験法に代る最終的な応力検証方法として重要な役割を果たすものと期待されている。しかし、アーチダムの3次元有限要素法による応力解が最も真値に近いという保証を得ることは極めて困難を有することであり、精度の確認のための種々の検討が試みられている。また、3次元体のモデル化は複雑な作業で要素分割の自動化についても検討が加えられるべきものである。

2. 研究目的

- (1) 3次元有限要素法によるアーチダムの応力解析法の確立。
- (2) アーチダムの要素分割の自動化。
- (3) 重力アーチダムの解析手法の確立。

3. 研究方法

- (1) 3次元有限要素の精度の検討。
- (2) アーチダムの要素自動分割プログラムの作成。

4. 研究結果

4.1 使用プログラムの概要

3次元有限要素法では精度の向上、変位関数の決定の容易さなどの理由から isoparametric 要素の使用が一般である。本解析で用いた2つのプログラムでは次の要素をその解析の主体に置いている。

(1) ASKA: 27節点6面体要素 (HEXEC 27) を主体としている。

この場合、各節点は要素に設けられた局部座標系 $\xi - \eta - \zeta$ 方向の3変位に対する自由度を有している。この場合、変位関数は

$$u = \sum_{i,j,k=1}^3 N_{ijk}(\xi, \eta, \zeta) u_{ijk} \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。ここに、

$$N_{ijk}(\xi, \eta, \zeta) = L_i(\xi) L_j(\eta) L_k(\zeta) \quad \dots\dots\dots (2)$$

であり、 $L_i(\zeta)$ 等は例えば

$$L_1(\xi) = \frac{(\xi - \xi_2)(\xi - \xi_3)}{(\xi_1 - \xi_2)(\xi_1 - \xi_3)} \quad \dots\dots\dots (3)$$

(2) ADAP-2: 8節点殻要素 (THKSHEL) を主体としている。

この場合、各節点は要素に設けられた局部座標系 $\xi - \eta - \zeta$ 方向の3変位に対する自由度と ξ, η 軸まわりの回転に対する自由度の計5自由度を有している。この場合変位関数は

$$u = \sum_{i=1}^8 N_i(\xi, \eta) u_i \quad \dots\dots\dots (4)$$

で表わされる。ここに、 N_i は次式で定義される。

長方形の隅の節点:

$$N_i(\xi, \eta) = \frac{1}{4} (1 + \xi_0)(\xi_0 + \eta_0 - 1) \quad \dots\dots\dots (5)$$

辺上の中点:

$$\begin{aligned} N_i(\xi, \eta) &= \frac{1}{2} (1 + \xi^2)(1 + \eta_0) & (\xi_1 = 0 \text{ の場合}) \\ N_i(\xi, \eta) &= \frac{1}{2} (1 + \eta^2)(1 + \xi_0) & (\eta_1 = 0 \text{ の場合}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、

$$\xi_0 = \xi \xi_1 \quad \eta_0 = \eta \eta_1 \quad \dots\dots\dots (7)$$

である。なお、この場合、着岩部付近の要素に対しては3次元体としての性質を考慮するために16節点6面体要素 (3DSHEL) が用いられる。また、基礎岩盤は8節点6面体要素 (3D, 但しこの要素は1つの節点なし変数を含んでいる。) が用いられる。

4.2 基本的な精度の検討

4.2.1 円筒モデル

基本的なモデルでの応力解析値の検証は既に多くの例があるが、ここでは、荷重分割法と有限要素法を比較することが最終的命題であるから、図-2に示すような円筒モデルを選択した。この例題は軸対称モデルであるから、次のような単純な要素分割での解析が行われた。

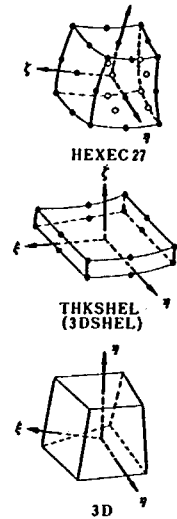


図-1 要素形状

- ①荷重分割法……アーチ要素を4標高に想定
- ②ASKA……中心角 7.5° として8要素に分割
- ③ADAP-2……中心角 15° として4要素に分割

ASKAの分割が細かいのは計算実施時期が異なっているためであり、特別な意味はない。解析結果例を図-3から図-5に示す。なお理論値は殻理論をもとに算出したものである。上記3種の解析値は理論値と比較的よい一致度を示す。しかし詳細にみると、下部の鉛直応力の分布をみると有限要素法の精度が劣り、水平応力の分布をみると荷重分割法が劣っていることが分る。有限要素法については下部の変位分布に見合った変位関数表現しうるだけの要素分割が行われていないことがその理由として考えられる。また、殻理論による固定端条件は弾性論による固定条件と一致しないから、ASKAの場合は完全には一致し得ない。荷重分割法については下部の変位が理論値と多少ずれていること、また鉛直応力と水平応力が互いに独立でポアソン比の影響が含まれないことなどの理由が考えられる。荷重分割法の解析値が理論値とよく一致しているのは、軸対称問題であること、境界条件が固定であることなどのため、一般に荷重分割法で問題となる多くの仮定が排除されているためである。

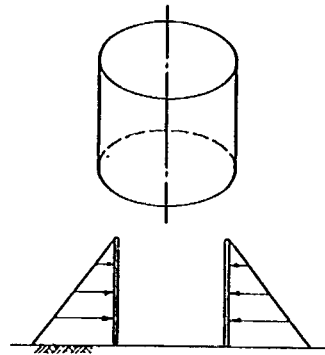


図-2 円筒モデル

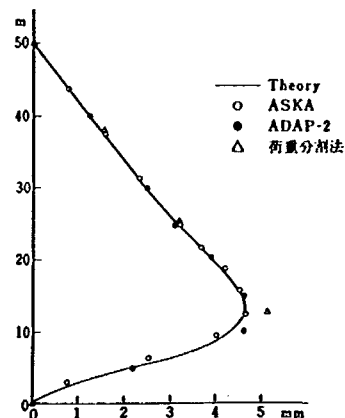


図-3 半径方向変位

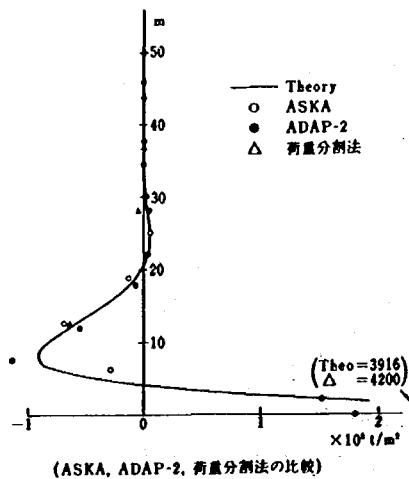


図-4 内側鉛直応力

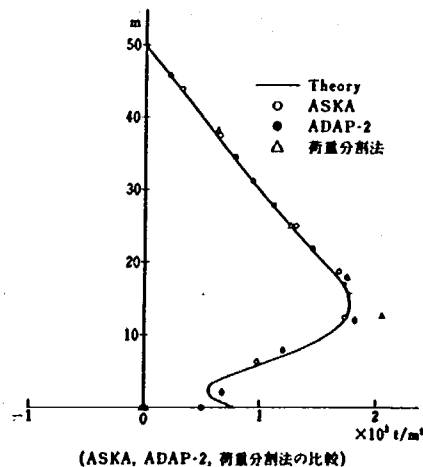


図-5 内側水平応力

4.2.2 広い谷巾上の超薄肉U字型アーチダム

次の検討例は円筒モデルを円周方向に3等分したモデルである。この場合境界条件は固定として取扱っている。また荷重分割法によるアーチダム解析プログラムは鉛直な谷地形は取扱えないため、図-6に示すようなモデルを想定した。解析は荷重分割法とASKAにて行った。ASKAの要素分割は32分割と94分割を想定した。解析結果例を図-7から図-9に示す。荷重分割法と有限要素法とは大きな差が生じている。この場合いずれが最近似値かを確かめる明確な方法はないが、粗密両様の要素分割によって有限要素法の解析結果にほとんど差を生じていないため、その近似度は比較的高いものと考えられる。次に4.2.1のモデルとの対比から精度を検討してみよう。すなわち、円筒容器を円周方向に3等分したモデルをとり出し、その側方境界条件が変位=0となるように外力を付加すれば、ここでのモデルの解と一致するはずである。このような付加力を各標高の2次元スライスに対して求め、またこの付加力による応力を求めてみるとこの値は比較的小さいことがわかった。従って、拱頂片持梁の応力に関する限り4.2.1と4.2.2の解析値に大きな差はないはずである。事実、図-4、5と図-8、9の解析値はよく一致している。このことから有限要素法の解析結果は真値に近いと考えてよいであろう。

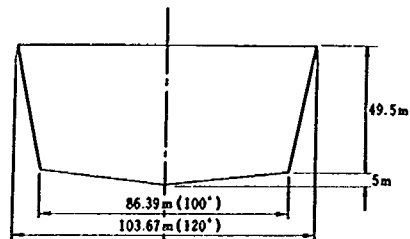


図-6 超薄肉U字型アーチダム

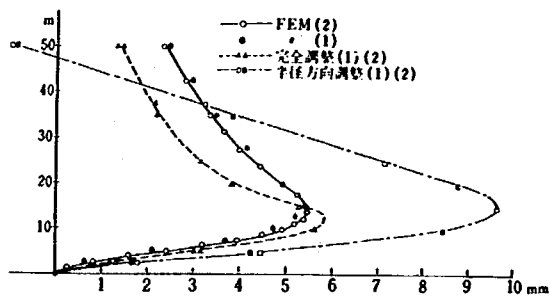


図-7 拱頂片持梁半径方向撓み

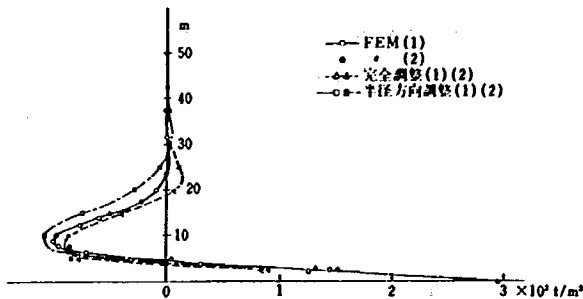


図-8 下流面鉛直応力(拱頂片持梁)

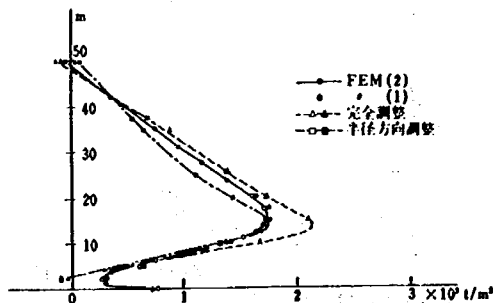


図-9 下流面水平応力(拱頂片持梁)

4.3 アーチダムの応力解析

次に実際に近いアーチダムをモデルとして荷重分割法と有限要素法の比較を行う。対象モデルは図-10に示すような放物線アーチダムであり、有限要素法モデルではダム高と同じ深さまでの基礎岩盤を考慮した解析を行っている。解析結果を図-11から図-13に示す。拱頂片持梁の変位は、荷重分割法、ASKA、ADAP-2とも比較的良好一致した。しかし、これは恐らく偶然の結果であり、基礎岩盤を剛と仮定した場合は荷重分割法の変位が他よりも大きくなっている（54年度報告等参照）。次に鉛直応力を比較すると上流面の応力は比較的良好一致している。また水平応力について比較すると、ASKAとADAP-2についても差が見られる。基礎岩盤を剛と仮定した場合は両者にほとんど差が見られないことから、これは基礎岩盤の要素分割に起因していると思われる。ちなみに基礎岩盤の要素分割は、ADAP-2は8節点要素、ASKAは27節点要素を用いている。

次に、模型実験、有限要素法、荷重分割法の3者の傾向を拱頂片持梁に対してまとめてみると次のようになる。

- ①半径方向変位……上記計算例では荷重分割法と有限要素法は比較的良好一致している。一方模型実験と荷重分割法を比べると計算値と実験値が一致している例が多いが、青蓮寺ダムのように計算値が著しく小さい例や豊平峡ダムのように計算値が著しく大きい例がある。
- ②上流面鉛直応力……上記計算例では特に下部標高において有限要素法は荷重分割法より引張側の応力を示しているが、模型実験では全て計算より圧縮側の値を示している。
- ③下流面鉛直応力……上記計算例では有限要素法は荷重分割法より引張側の値を示している。模型実験

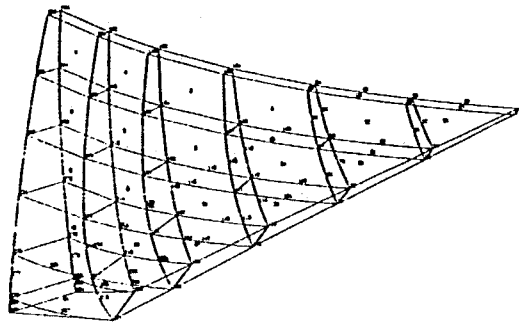


図-10 放物線アーチダム

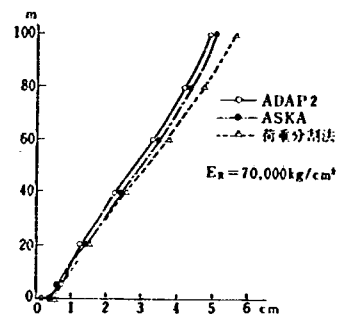


図-11 拱頂片持梁半径方向撓み

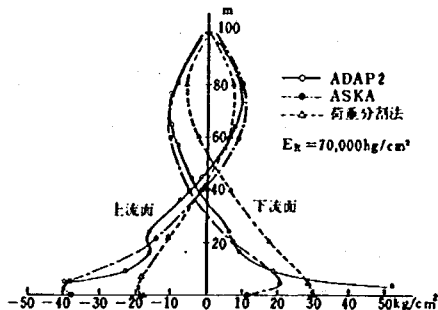


図-12 鉛直応力（拱頂片持梁）

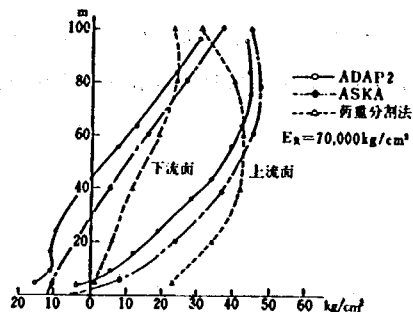


図-13 水平応力（拱頂片持梁）

でも同様な傾向がみられる。

④上流面水平応力……上記計算例では上部標高においては有限要素法は荷重分割法よりも大きな応力を示し、下部標高ではその逆の傾向を示している。一方模型実験と荷重分割法を比べると逆に上部標高では実験値の方が小さな応力を示し、下部標高では逆になっている。

⑤下流面水平応力……上記計算例では、上部標高の一部を除き有限要素法は荷重分割法よりも引張側の応力を示す。模型実験でも同様な傾向がみられる。

4.4 アーチダムの応力解析に対する有限要素法の適用性の検討

以上の解析結果をまとめてみると、円筒モデル、超薄肉U字型アーチダムにおいては有限要素法の精度はかなり高いと考えてよい。しかし、実際に近いダム形状に対して解析すると、模型実験と荷重分割法との差異と必ずしも対応しない。従来より模型実験結果は正しいものとされているからこれを認めれば、有限要素法の精度は極めて悪いと断定させざるを得ない。しかし、前記2例から推察すれば有限要素法の精度をある程度認めざるを得ず、逆に模型実験結果が必ずしも正しくないとも考えることもできよう。確かに着岩部付近の要素分割はその応力分布の複雑さから見て多少粗いといわざるを得ない。しかし、全般に見て要素分割は粗いと思われず、いずれの解析法が正しいかは今後さらに検討する余地があろう。幸いに、有限要素法理論からの有限要素法で求めた構造系のひずみエネルギーは常に真値より小さく、要素分割を徐々に細分化していけば、解は単調に真値へ収束することが証明されている。また最近ではコンピュータの高性能化より大容量の計算も比較的廉価に実施することが可能となっており、今後はこの点に着目した精度の検討を行っていきたい。

4.5 アーチダムの解析における要素分割の自動化

本年度はADAP-2に対して基礎岩盤を含む放物線アーチダムの要素自動分割プログラムを作成した。しかし、ADAP-2においては着岩部付近の要素に対してのみ3次元要素を用いるプログラムとなっており、要素分割を細かくするにはこの条件は不適である。従って、今後はASKAに対しても要素自動分割プログラムを作成する予定である。

5. 今後の問題点

以上の解析結果を踏まえ、今後は次の項目について行う。

- (1) 要素分割の細分化による有限要素法の解の収束性の確認
- (2) ASKAに対する要素自動分割プログラムの作成
- (3) 重力アーチダムに対する有限要素法の適用性の検討

4. 水資源開発施設の設計施工の合理化及び標準化に関する調査

4.5 ローラー締固めによるコンクリートダムに関する調査

(1) フィルセメント

ダム構造研究室 室 長 水野光章

主 研 斎藤孝三

研究員 永山 功

安田成夫

依光春実

矢沢克敏

白江健造

1. まえがき

ダムコンクリートを打設する際に必ず問題となるのが温度規正の問題である。コンクリートは硬化時に多量の水和熱を発生する。ダムのような巨大な構造物ではその熱放散が悪いことから、水と熱はダム堤体に大きな温度変化をもたらし、膨張ないしは収縮による体積変化を生じさせる。この体積変化が拘束されると温度応力が発生し、ひいてはクラックの発生となって現われることになる。クラックが堤体の安定性に及ぼす影響はその発生個所、大きさに依存するが、クラックの発生は極力避けるべきで、この現象を避けるために行われるのが温度規正であり、ここでは主としてコンクリートの材料としての熱特性及び初期材令における力学特性について行った試験を中心にまとめたものである。

2. 研究目的

現在、コンクリートダムの温度規正方法は従来から行われて来た簡易的方法により行われている例が多いため、温度応力の発生機構を解明し、温度応力の算出方法を確立する必要がある。またコンクリートダムの温度履歴の実測データは数多く得られているが、測定値間のバラツキが多く、数値解析値とも一致しない。そこでコンクリートの物性値を実験により調査し、実測データの信頼性、温度計の精度、数値解析法の問題点等を整理し、温度規正法の合理化を目的とするものである。

3. 研究方法

コンクリートの材料としての初期材令における熱的特性及び力学的特性についての材料試験を行い、温度規正法に考察を加えた。

4. 研究結果

4.1 コンクリートの熱的特性

試験の測定項目は、熱拡散率、比熱、密度であり、熱伝達率、水和熱はコンクリートブロックを打設し、その結果より解析的に求めた。熱的特性は骨材率と骨材特性に影響を受けるため配合は現場示法配合に対しW:C:(S+G)の比を一定となる配合とし、セメントは中熱セメントを使用した。

4.1.1 熱拡散率、比熱

熱拡散率は一般に骨材率の影響を受け、骨材率が増せば大きくなり、比熱は反対に小さくなる傾向を示す。熱伝達率と骨材の関係は認められなかった。

4.1.2 コンクリートブロックの温度履歴測定

コンクリートブロックは、図-1に示すような形状であり、側面、底面を厚さ5cmの断熱材により保護し、近似的に一次元モデルとして取扱えるようにし、この中にC-C(銅-コンスタンタン)熱電対型温度計10個を埋設し、温度分布とその経時変化の測定を行った。併行して、一般にコンクリートダムで使用されるひずみゲージ型温度計の精度の検討を行った。

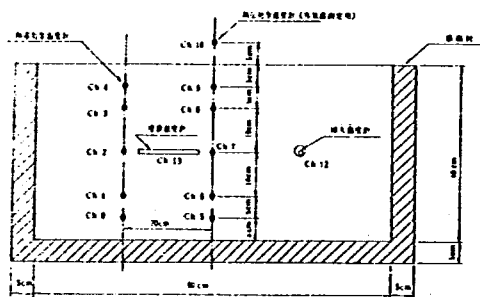


図-1

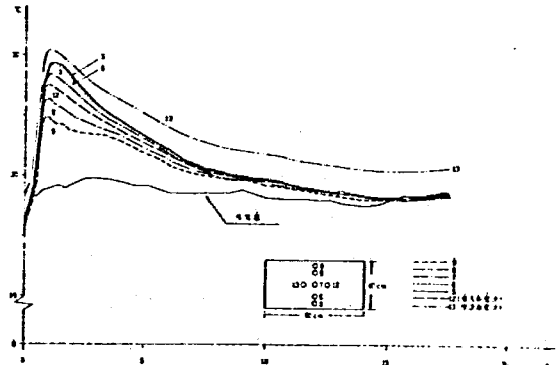


図-2 実測によるコンクリートブロックの温度履歴

コンクリートブロックの温度履歴の結果を図-2に示す。図-3はブロック中央断面の温度分布であるが、この結果よりひずみゲージ型温度計の精度の検討を行う。埋設温度計は図上においては誤差が大きい、零点補正が検定値とずれていたと考えれば熱電対型温度計と良く一致する。挿入温度計の場合、零点補正は検定値とよく一致していたが、温度上昇が熱電対より1割程度低下しているが、これはパイプ内の空気の影響が考えられる。

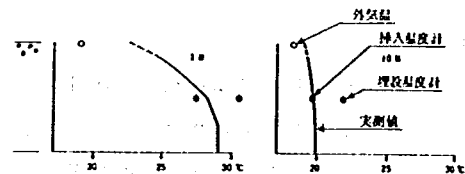


図-3 実測によるコンクリートブロック内の温度分布

次に、コンクリート表面からの熱放散の割合を表わす熱伝達率を求めるが、従来の温度履歴計算では、コンクリート表面の温度は外気温に等しいとして計算を行っていたが、図-3より明らかなようにコンクリートの温度と外気温の差が大きい事がわかる。そこでコンクリートブロックの発熱終了後、安定温度に達してから、外気温を変化させコンクリート内部の温度変化を測定し、この結果についてCarlsonの一次差分法によりシュミレートし熱伝達率を求めた結果、

$$\alpha \approx 10 \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{hr} \cdot \text{deg}$$

となる。この熱伝達率を考慮して Carlson の方法によりシュミレートした結果を図-4 に示すが、外気温と計算値が良く一致する事がわかる。

表-1 に示す条件により、Carlson の方法によりコンクリートブロックの温度履歴についてシュミレートした結果を図-5 に示す。尚、断熱温度上昇は何回かの試行により最近似値を求めたものである。

この結果よりケース1 が最も実測値と良く一致しており、コンクリートの温度履歴を厳密に求める場合には総発熱量を

$$Q(t) = Q_0 \exp(-mt^A) \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わした方が適切であるといえよう。

以上の結果より、ダムに埋設されている温度計の実測値と Carlson の方法によりシュミレートした結果の一部を図-6 に示す。

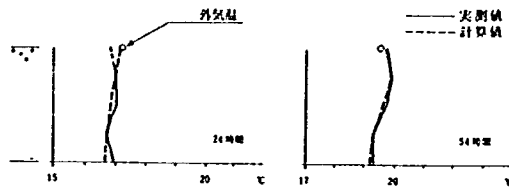


図-4 実測と計算の温度分布の比較

表-1 解析条件

	Case 1	Case 2	Case 3
熱伝散率	$0.79 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{hr}$		
比熱	$0.253 \text{ kcal/kg} \cdot \text{deg}$		
熱伝導率	$1.74 \text{ kcal/m} \cdot \text{hr} \cdot \text{deg}$		
密度	2460 kg/m^3		
セメント量	$C = 2571 \text{ kg/m}^3 \quad F = 85.7 \text{ kg/m}^3$		
総発熱量	15870 kcal/m^3		24000 kcal/m^3
断熱温度上昇	$\phi_0 \{1 - \exp(-mt^A)\}$		
	$\phi_0 = 25.5 \text{ deg}$	$\phi_0 = 25.5 \text{ deg}$	$\phi_0 = 38.6 \text{ deg}$
	$m = 0.87(1/\text{day})^{0.68}$	$m = 0.6(1/\text{day})$	$m = 0.6$
	$A = 0.68$	$A = 1$	$A = 1$
熱伝達率	$10.0 \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{hr} \cdot \text{deg}$		考慮せず

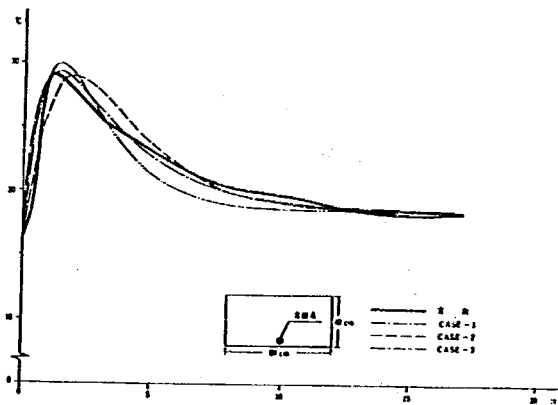


図-5 実測と計算の温度履歴の比較 (ch 5)

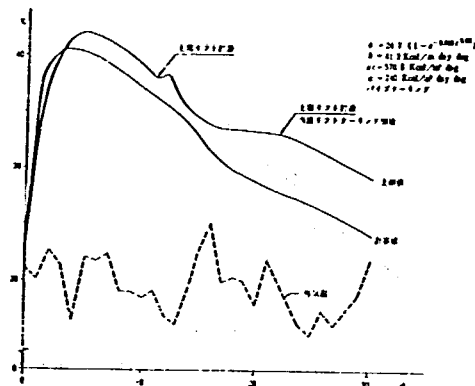


図-6 実測と計算の温度履歴の比較

4.2 コンクリートの力学的特性

コンクリートの重要な力学的特性には、圧縮強度、引張強度、弾性係数、クリープ係数等があり、今回は前の3項目の初期材令(1~28日)の特性に着目して測定を行った。

図-7 に引張強度の経時変化を示す。また、これらの結果を経時的に見るとほぼ比例関係にあり、骨材の種類、単位セメント量によらずほぼ一定である。これを図-8~10 に示す。

図-8 は弾性係数と圧縮強度の関係を示したものであるが、これらは骨材の種類、性質により、図中の関係は必ずしも普遍的なものではないが、弾性係数の大きさは圧縮強度より推定する事が可能である。

図-9 は同様に圧縮強度と引張強度の関係を示したものであるが、非常に高い相関性を有して

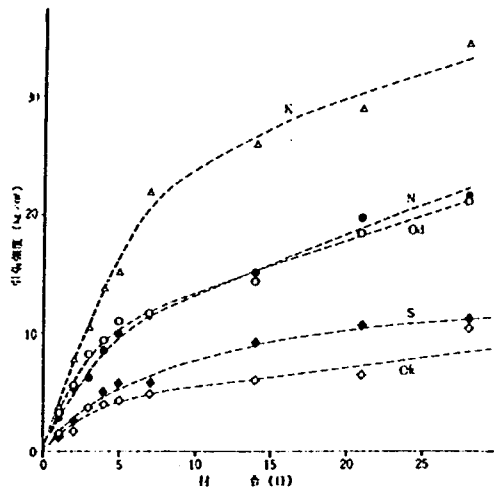


図-7 引張強度の経時変化

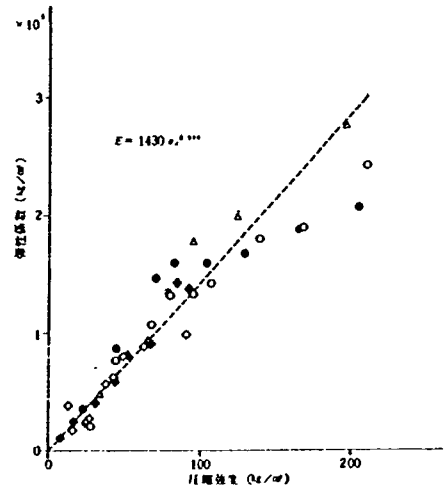


図-8 圧縮強度と弾性係数の関係

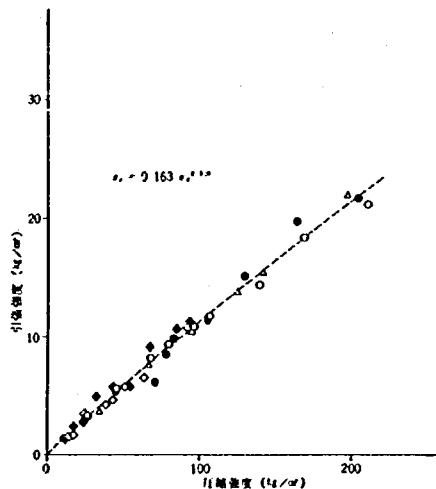


図-9 圧縮強度と引張強度の関係

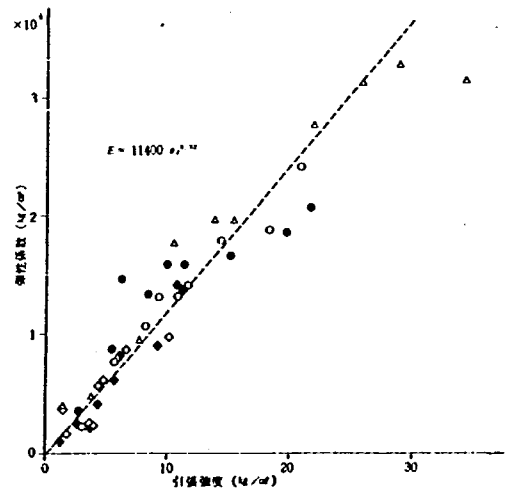


図-10 引張強度と弾性係数の関係

いる。従って引張強度は圧縮強度より精度よく推定する事が可能である。

図-10は引張強度と弾性係数の関係を示したものであり、今回の実験のうち最も重要な結果の一つである。引張領域における応力ひずみ関係は、圧縮領域における応力ひずみ関係よりも直線性があると思われるから、これを完全な直線関係と見なせば、破壊時の引張ひずみは図中の相関式より、材令によらず、

$$\epsilon_1 = 8.77 \times 10^{-5} \sigma_1^{-0.02} \div 9 \times 10^5 \quad \dots\dots\dots (2)$$

で表わされることになる。すなわち、クラックの発生原因として限界ひずみを考えれば、概ね引張ひずみが 9×10^{-5} に達した時点でクラックが発生すると考えることができる。

また図中の関係式は初期材令において成立するものであり、材令が大きくなりコンクリートが

十分硬化してくると、圧縮強度、引張強度に対する弾性係数の伸びは低下する傾向にある。

4.3 コンクリートダムの温度規正

4.3.1 外部拘束に対する温度規正

一般に温度上昇による圧縮応力の影響はコンクリートが十分硬化しておらず十分な弾性係数は発揮されない。また、クリープ等の影響も大きいとして、これを無視した取扱いが行なわれている。この場合、外部拘束による温度応力は外部拘束度を用いて次式より算出することができる。

$$\sigma_t = RE_c \alpha \phi \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 E_c ：コンクリートの弾性係数、 α ：コンクリートの熱膨張率（約 1.0×10^{-5} ）、 ϕ ：コンクリートの温度降下量、 R ：外部拘束度であり、外部拘束度の大きさは長方形ブロックに対して図-11のように与えられる。

いま、温度降下時の弾性係数をほぼ一定と仮定し、4.2で述べたように引張破壊時の限界ひずみを

$$\epsilon_t \div 1 \times 10^{-4} \quad \dots\dots\dots (4)$$

で表わせれば(3)式より許容最大温度降下量は、

$$\phi = \frac{\epsilon_t}{R\alpha} = \frac{1 \times 10^{-4}}{R \times 1.0 \times 10^{-5}} \div \frac{10}{R} \text{ deg} \quad \dots\dots\dots (5)$$

となり、図-12のように表わすことができる。なお、同図には安全率は考慮されていない。

ここで、クリープの影響を無視して考えれば、図-12から明らかなように、コンクリートブロックの打設高 H が大きい程、また、コンクリートの弾性係数が大きいほど許容最大温度降下量は大きくなる事がいえる。従って、ダムコンクリートが最高温度に達するまでは別として、それ以後の過冷却は一般に好ましくない。

4.3.2 内部拘束に対する温度規正

コンクリートのブロック内の温度分布を $\phi(x)$ で表わせれば

$$\phi(x) = \phi_a + \{\phi(x) - \phi_a\} \quad \dots\dots\dots (6)$$

が成立するから、第1項を外部拘束による温度応力に関する項、第2項を内部拘束による温度応力に関する項と考えることができる。 ϕ_a はブロック内の平均温度である。ここで、新たに打設された1リフトのコンクリートを考えると、当該リフトの温度変化による曲げ変形の影響は小さいと思われ、平面保持の原則に従えば $\{\phi(x) - \phi_a\}$ は全て拘束応力に転化されることになる。いま、等温度面に垂直な方向の変形は自由であるから、温度勾配による温度応力は平面応力状態の

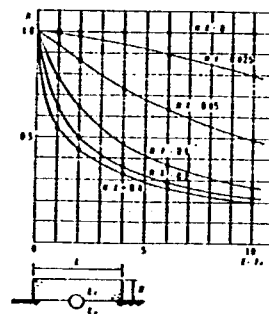


図-11 長方形ブロックに対する外部拘束度

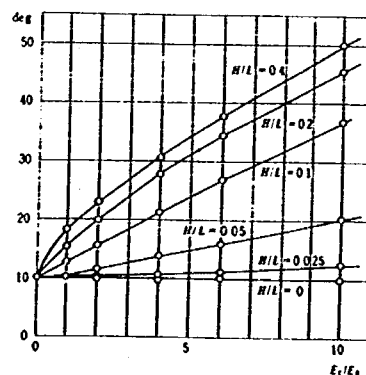


図-12 長方形ブロックに対する許容最大温度降下量

応力ひずみ関係式で近似され、

$$(x) \quad \sigma = \frac{E\alpha}{1-\nu} \left[\{ \phi(x) - \phi_n \} + \nu \{ \phi(x) - \phi_n \} \right] = \frac{E\alpha}{1-\nu} \{ \phi(x) - \phi_n \} \quad (7)$$

で表わされることになる。さらにコンクリートの硬化過程を考えた場合、(7)式は、

$$\sigma(t) = \int_0^t \frac{E(\tau)\alpha}{1-\nu} \left\{ \frac{\partial \phi(x, \tau)}{\partial \tau} + \frac{d \phi_n(\tau)}{d \tau} \right\} d\tau \quad (8)$$

と表わされることになる。一軸引張の場合と二軸引張の限界ひずみを等しいと考え、破壊規準を

$$\frac{(1-\nu) \sigma(t)}{E(t)} = \epsilon_t \div 1 \times 10^{-4} \quad (9)$$

と仮定すれば、

$$\epsilon(t) = \int_0^t \frac{E(\tau)}{E(t)} \alpha \left\{ \frac{\partial \phi(x, \tau)}{\partial \tau} + \frac{d \phi_n(\tau)}{d \tau} \right\} d\tau \quad (10)$$

が任意の時刻、場所において(9)式を満足しなければならない。内部拘束によるクラックの発生は(10)式より求められる。今、一般に内部拘束が問題となる打設直後の温度変化を考えれば、弾性係数の変化は直線的であり、温度の変化速度もほぼ一定であるから、打設温度を一定とすると式(10)は

$$\epsilon(t) \div 0.5 \alpha \{ \phi(x, t) - \phi_n(t) \} \quad (11)$$

で近似することができる。また、コンクリートが硬化した後の温度変化、または急激な温度変化に対しては弾性係数は一定とみなせるから、

$$\epsilon(t) = \alpha \left[\{ \phi(x, t) - \phi_n(t) \} - \{ \phi(x, t') - \phi_n(t') \} \right] \quad (12)$$

で近似することができよう。従って(11)、(12)式から内部拘束による温度応力を防ぐためには、任意の点の温度と外気温との温度差を 10 ~ 20 deg 以下に抑える必要がある。

これらの許容温度降下量、ブロック全体の温度差はクリープ効果が期待できる場合には、材令にもよるが上記の値を 50% 程度は割増すことができよう。

5. 今後の問題点

初期材令におけるコンクリートの物性値の把握を中心に試験を行い、その結果を用いて現場の温度履歴データーを数値計算によりシュミレートした訳であるが、一般に実測値を十分な精度で解析することは困難である。この要因となるものは、現場の実測においては計器の埋設方法、測定方法、外気温、打設温の測定方法等であり、数値解析においては境界条件、断熱温度上昇曲線の妥当性等多くの問題があり、今後これらの問題も十分検討し研究を進める予定である。

5. ダムの耐震設計法に関する調査

5.2 コンクリートダムの耐震設計法に関する調査

ダム構造研究室 室 長 水野光章

研究員 永山 功

研究員 安田成夫

依光春実

白江健造

片平 博

1. まえがき

我が国は世界でも有数の地震国であるために、構造物に耐震設計法をいち早く取り入れてきた。ダムにおいても1930年竣工の小牧ダム以後地震力が考慮されるようになり、それには震度法が用いられている。以来震度法によって地震力を静力学的に取扱ってきたが、近年ダムサイトとしての適地が少なくなり、地震活動度の高い地域にダム高100m以上の重力式コンクリートダムを建設する機会が増えており大地震に対するダムの安全性をより合理的に評価する耐震設計法の確立が望まれている。

最近有限要素法の進歩により動的解析の方法は大いに進歩している。しかしながら実用に促するには尚多くの問題を含んでおり、コンクリートダムについても、3次元的に取扱うには未だ不充分であり、また振動の非線型性についても良くわかっていない。これらの問題を取扱うには、振動模型実験は力学手法であり当研究室においても、昭和56年度より模型振動実験を行うべく準備を進めている。

2. 調査目的

模型を製作する場合に、最初に問題となるのは相似律であるが、更に材料は実際に模型を振動させたときに計測の精度を高めるためには、加速度が入力加速度に対しある程度増幅されるものである必要がある。例えば石膏のような材料では剛体振動的となるので相似律を合わせるためには、高周波の振動が必要になり、実験に無理が生じる。そこで、今年度は本研究課題の初年度でもあり、重力式コンクリートダム模型の材料の検討と模型振動箱の製作を行った。

3. 梁の曲げ振動と材料の検討

重力式コンクリートダム模型を揺すった場合、模型は堤高と底幅がほぼ等しく、挙動は上下流方向の曲げ振動と考えられる。ここで重力ダムの振動はクサビ状片持梁の曲げ自由振動と考えられ次式で与えられる。

$$\frac{rA}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots 1)$$

A : 断面積 E : 弾性係数
I : 断面2次モーメント r : 模型材料の密度
g : 重力加速度

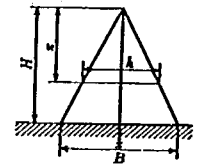


図-1 クサビ状片持梁

また、クサビ状の梁の高さをH、底幅Bとすれば(図-1)

$$h = \frac{B}{H} x \quad I = \frac{B^3 x^3}{12 H^3} \quad \dots\dots\dots 2)$$

これらを1)式に代入すると

$$\frac{r x}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \frac{EB^3}{12 H^3} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(x^3 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots 3)$$

3)式を解いて一次および二次振動同期は次式で与えられる。

$$T_1 = 1.183 \frac{H^2}{B} \sqrt{\frac{12 r}{g E}} \quad T_2 = 0.413 \frac{H^2}{B} \sqrt{\frac{12 r}{g E}} \quad \dots\dots\dots 4)$$

重力式ダムでは、 $\frac{B}{H} = 0.7 \sim 0.8$ でありダム高60~70cmの模型を考えると、石膏のように弾性係数が大きい場合高周波で揺すらなければならず実験施設の能力上問題があり、弾性係数の小さい材料が望ましい。

そこで堤体材料として検討したのがプラスチックで、これは弾性係数を $E = 300 \sim 3000 \text{ g/cm}^2$ の範囲で任意に変化させることができる。ポアソン比は約0.5である。

この材料は、塩化ビニールを主体とし、これにジフタル酸ジオクチルを加えたものでこれを150℃前後の高温で加熱すると相転移を起し均質なゲル状となり常温まで冷やすと弾性に富んだ樹脂体となる。そして次のような特長を持っている。

- 密度・弾性係数などの材料特性が長期間変わらない。
- 加工手直しが容易であること。

しかしながら、弾性係数は検討の結果、室温の影響を受け易く図-2に示すように室温が20℃異なると弾性係数は380g/cm²から580g/cm²まで変化する。したがって恒温状態で

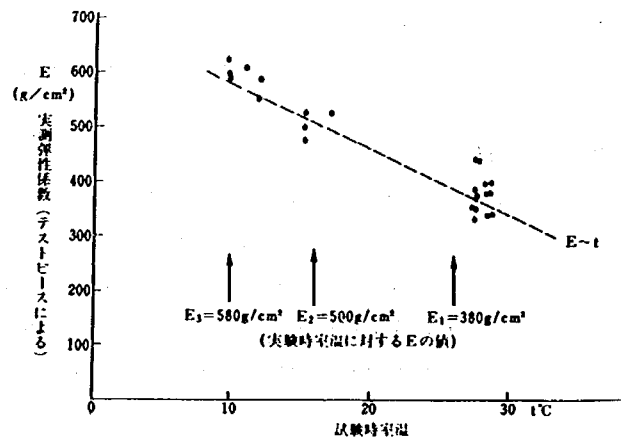


図-2 弾性係数と室温の関係

実験を行う必要がある。また、プラスチックは弾性係数が高いと型枠に流し込むときの流動性にも難点があることがわかった。(図-2)

4. 今後の研究方針

来年度(S56年度)は、水槽内のV字形をした基礎岩盤(石膏で作る)の上にプラスチックを打設

して振動実験を行う。

入力振動波形は調和波と実地震波、測定項目には加速度変換器による応答加速度及び高速度撮影機による応答変位を検討している。

実験の目的としては更に吟味を必要とするが次の項目を考えている。

- (1) 基礎岩盤の影響：地震波が堤体に伝わり再び基礎岩盤に戻る逸散減衰は減衰定数に大きくかわると考えられる。
- (2) ジョイントの影響：嵩上げダムも含め建設時に設けられたジョイントが堤体の地震時挙動にどのように影響を及ぼすか。あるいはジョイントがあるために振動エネルギーが減少し、減衰定数値はもっと大きな値となるのか。
- (3) 動水圧の評価：水槽内に水をはり、3次元的に動水圧の評価を行う。

これらの項目を掲げ、ダムの地震時挙動の適正な把握を通じ、より合理的な耐震設計法の開発を目指す。

Ⅶ. 貯水池の再開発技術に関する調査

Ⅶ.1. コンクリートダムの嵩上げに関する調査

ダム構造研究室 室 長 水野光章

研究員 斎藤孝三

研究員 永山 功

研究員 安田成夫

矢沢克敏

片平 博

1. まえがき

日本の高度経済成長期の時流に乗り工業用水・都市用水の止まるところを知らない需要があり、それに応じるために水資源開発の旗手として数多くの多目的ダムが建設されてきた。当時のダムサイトは堅固な岩盤に恵まれていたのであるが、そのような好条件は最近では少なくなっている。しかしながら水需要は我が国の経済成長が安定期に入っても頭打ちどころか依然として伸び続けている。そこでこのような情勢に対応できるようにというので、脚光を浴びつつあるのが、ダムの嵩上げである。嵩上げダムは、過去において堅固な岩盤上に建設されたコンクリートダムの上に新たにコンクリートを打設しダム高を高くし貯水容量を増やすことを目的としたものである。

2. 研究目的

我が国の嵩上げダムの歴史は諸外国に比べて浅くその緒についたばかりである。また嵩上げダムの建設に伴い設計あるいは施工にかなりの問題点が挙げられる。

(1) 新コンクリートの硬化熱による温度応力

旧堤体に打設された新コンクリートは硬化熱のために温度が上昇し、最終安定温度まで冷却するのに伴い収縮を起し堤体上流面に引張応力を生じさせる懸念がある。

(2) 新旧堤体の弾性係数の相違による影響

打設されたばかりの新コンクリートの弾性係数が旧コンクリートほどに達していない場合、新旧堤体が一体となって外力に抵抗せず新旧堤体の荷重分担割合がどちらかへ片寄るのではないか。

(3) 基礎岩盤の影響

通常ダム軸は堅固な岩盤上に決定される。将来そのダムが嵩上げを行うとすれば新堤体が旧堤体の岩盤同様に堅固なところに建設されるとは限らず、この時も新旧堤体の荷重分担割合の片寄りが考えられる。

(4) 新旧堤体の打継目の影響

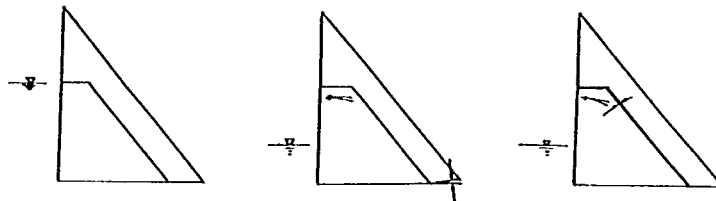
硬化熱による新コンクリートの収縮、膨張、もしくは嵩上げ完成後の貯水位変動によって新旧

堤体にずれ変形が生じ新旧堤体が外力に対して一体となって抵抗しないばかりか、ずれ変形によって打継目にすき間が生じそこへ貯水池水が浸透する恐れがある。

(5) 貯水位による影響

ダムの嵩上げを行う場合、発電・上水等の諸機能を果たさなければならないとすると嵩上げ施工時の貯水位をある程度維持しなければならない。その状態で新コンクリートを打設すると、嵩上げ完了後に貯水位が下がった場合図-1のように打継目が離れることが考えられる。

今年度においてはこれらの問題点のうち、数点に着目し検討を行った。



3. 研究方法

3.1 現行の設計法

我が国における嵩上げ

図-1 施工時水位の影響

ダムは新コンクリートを旧堤体の天端及び下流面に打設する、いわば“平行な嵩上げ”である。その設計法として広く用いられているのが垣谷博士による「嵩上げ公式」（“高堰堤の安定計算について”昭和21年3月、日発K. K. 土第1202号）である。

その公式では、堤体着岩部の応力分布は旧堤体の応力分布と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堤体の応力分布との和になるとしており、新ダムの下流面勾配は上流端着岩部の応力が0もしくは圧縮側となるように決定される。

3.2 弾性論による応力解析

嵩上げ公式は剛体論に基づいているのであるが、ここではダム堤体の応力分布状況を前述の問題点について検討するために有限要素による弾性計算を行った。

計算に用いたモデルダムの断面は、図-2を用いた。荷重条件としては図-3に示すように、旧堤体に作用する荷重が堆砂圧・静水圧・堤体自重、嵩上げ後に新たに加わる荷重として静水圧・新堤体自重・地震時慣性力・地震時動水圧である。しかしながら岩盤を含めた弾性計算なので堤体着岩部の間隙水圧が相殺され揚圧力は計算に載

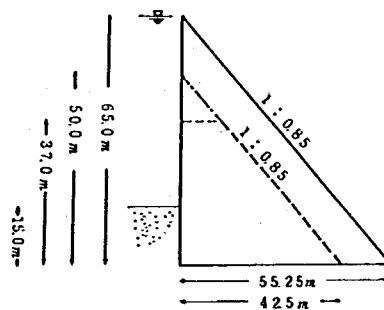


図-2 モデルダムの断面

らない。計算は2段階に分けられ、第一段階では旧堤体の断面及び荷重条件を用いて堤体の応力を求め、第二段階では新堤体の断面と荷重条件、それに第一段階で求められた応力を初期応力として用いた。

さらにその時の諸数値は次に示す。

コンクリートの単位体積重量	$r_c = 2.3 \text{ t/m}^3$
土の水中重量	$r'_s = 1.0 \text{ t/m}^3$
水の単位体積重量	$r_w = 1.0 \text{ t/m}^3$
土圧係数	$C_e = 0.4$
コンクリートの弾性係数	$E_c = 2.5 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
C_H 級岩盤の弾性係数	$E_{CH} = 5.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
C_M 級岩盤の弾性係数	$E_{CM} = 2.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

以上の事柄を踏まえて次の検討項目を設定した。

A. 基礎岩盤の影響

図-4のように3ケース行った。

B. 弾性係数の影響

新コンクリートの弾性係数を旧堤体の弾性係数の80%として、計算を行った。

C. 貯水位による影響

貯水位が満水時と最低水位時の場合について比較し、合わせて施

工時水位が旧天端標高の嵩上げと最低水位の状態で施工した嵩上げについても比較を行った。

D. 新旧堤体の打継目の影響

旧堤体下流面の打継目において新旧堤体が一体となっていないとしたケースと旧堤体下流面及び旧天端においても新旧堤体が一体となっていないとしたケースを用いた。

E. 地震力の影響

地震時と常時について満水時の場合は下流向きの地震力を、最低水位時の場合は上流向きの地震力を設定し検討を行った。

4. 研究結果と考察

3種類の基礎岩盤状況について堤体着岩部の鉛直応力を比較したのが図-5である。実線で示されているものは剛体論によって求めた応力値で、破線は新旧堤体岩盤が C_H 級・一点鎖線は C_H 級の旧堤体岩盤及び C_M 級の新堤体岩盤、二点鎖線は C_M 級の旧堤体岩盤及び C_H 級の新堤体岩盤を表わしている。最低水位時には岩盤の影響は満水時ほどは現われていない。満水時の場合の状況、一点鎖線で示した応力分布は旧堤体着岩部において変化の割合が他の2ケースよりも大きくなっており、上流端で

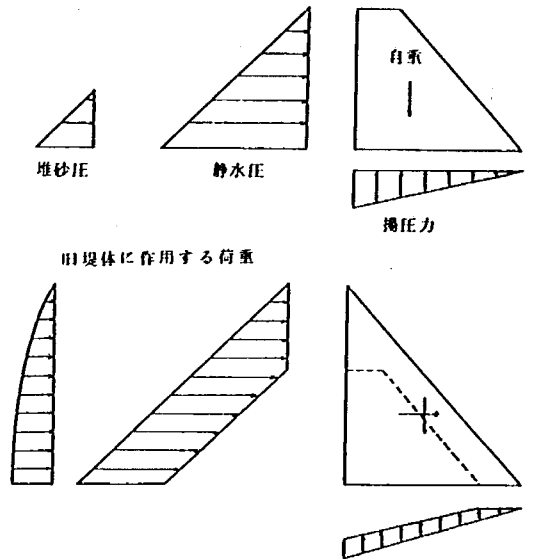


図-3 モデルダムの荷重条件

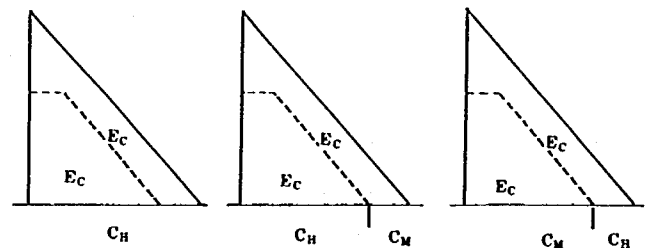


図-4 基礎岩盤の影響

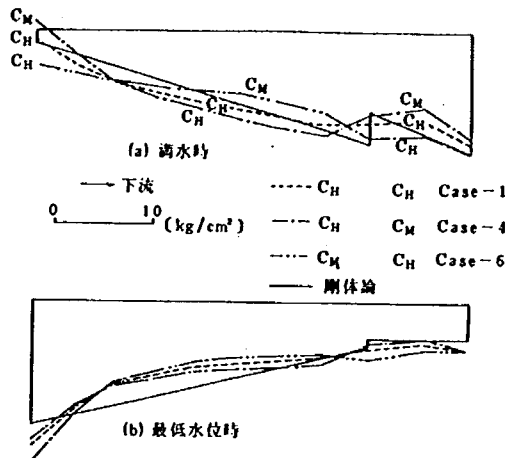


図-5 堤体着岩部の鉛直応力分布 (節点)

は引張応力が生じ易い傾向にあることがわかる。従って新堤体岩盤が旧堤体岩盤よりも低い弾性係数のときには新堤体岩盤に何らかの処理が必要となる。

図-6は弾性係数の影響を堤体着岩部応力に着目し各岩盤状況について示したもので、破線は最終的な弾性係数値を持った新堤体、一点鎖線は最終値の8割の弾性係数が発揮されている新堤体である。何れの岩盤状況においても応力値に相違は殆ど見られない。実際の嵩上げダムの施工では、初期に打設された新コンクリートは最終的な弾性係数値に達しており、新旧堤体の弾性係数の相違による基礎岩盤の荷重分担割合の片寄りとは殆ど発生しないと考えられる。

新旧堤体が一体となっているとした場合の打継目のせん断応力を示したのが図-7であるが、満水時において下流面のせん断力は空虚時に比べて著しく変化しており、絶対値の最大は 2 kg/cm^2 となっている。施工時水位が旧天端標高と最低水位標高の2つの場合について、第一主応力を比較したのが図-8である。貯水位を旧天端標高で嵩上げ施工を

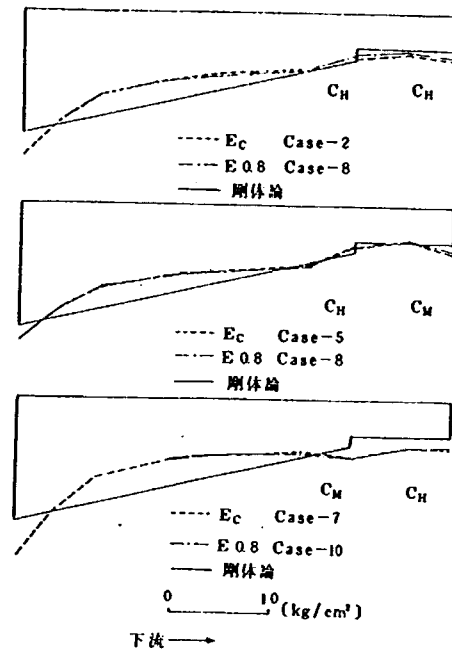


図-6 各岩盤状況における弾性係数の相違による影響 (着岩部鉛直応力)

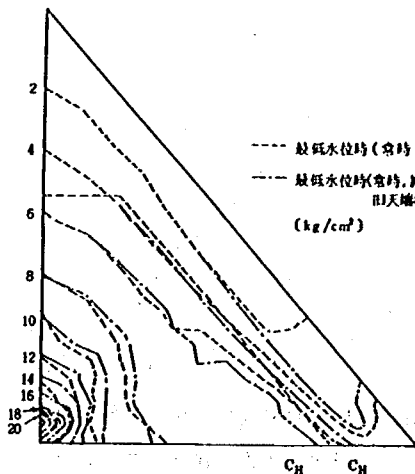


図-8 堤体内の第一主応力

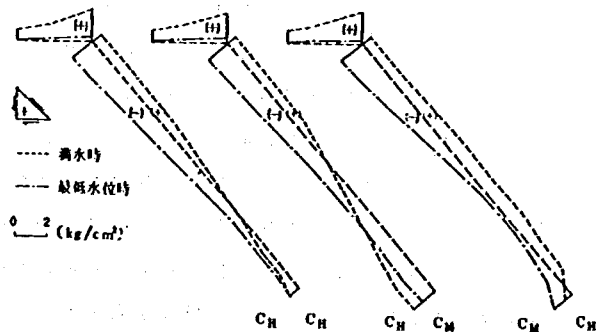


図-7 打継目のせん断応力 (新旧コンクリートが一体化されている場合)

行くと新堤体下流面に圧縮応力が最低水時の場合よりも大きく現われ、下流端部で $2 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ の応力差が生じている。

地震力の影響は、地震時と常時の計算を行うことによって検討した。新旧コンクリートが一体化されているとした場合の打継目の応力状況は垂直応力・せん断応力ともに相違は小さく、また応力レベルも低くせん断応力で最大値が 2 kg/cm^2 となっている。

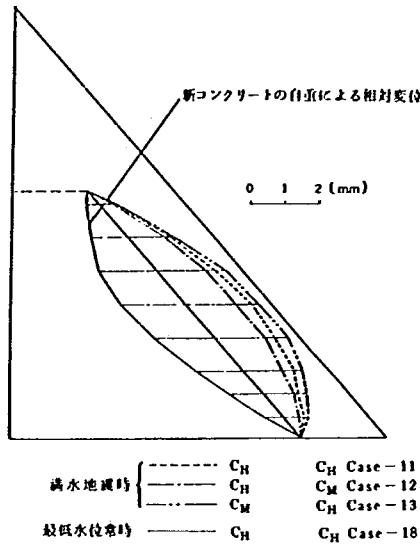


図-9 下流面打継目において新旧コンクリートが一体化されていない場合の水平相対変位

図-9は旧堤体下流面の打継目において新旧堤が一体となっていないと仮定して有限要素法による弾性計算を行ったものである。図では旧堤体が打継目において新堤体に食い込んだ状況になっている。満水状態で最大 $2 \sim 3 \text{ mm}$ 食い込んでおり、新堤体岩盤の弾性係数が旧堤体岩盤の弾性係数よりも大きい場合に特に大きくなっている。この図には旧堤体に作用する荷重が新堤体自重だけの場合も示されているが、今度は新堤体が旧堤体に食い込んだ状況になっている。変位量は最大で約 2 mm である。したがって、たとえば打継目に沿って堤体に $1 \sim 2 \text{ mm}$ 幅のキレツが入ったとしても計算上閉じてしまうことになる。図-10は打継目において新旧コンクリートが一体化しているとした場合とそうでないとした場合について、堤体着岩部の鉛直応力を比べたものであるが際立った相違は見られない。

新旧堤体が旧下流面ばかりでなく旧天端の打継目におい

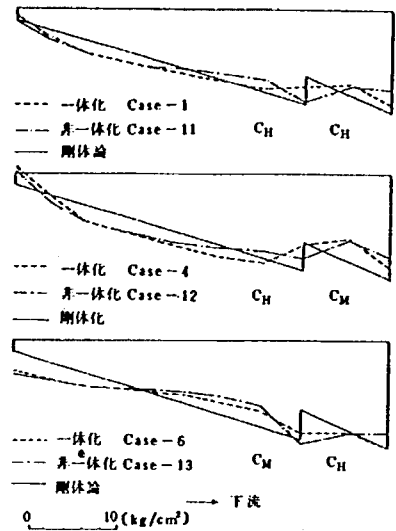


図-10 新旧コンクリートが旧堤体下流面打継目において一体化されている場合とされていない場合（満水時）の鉛直応力

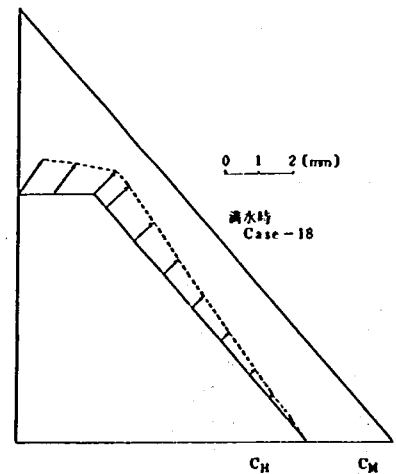


図-11 打継目全体に渡って新旧コンクリートが一体化されていない場合の新旧堤体の相対変位

でも一体化していないとした場合の新旧堤体の相対変位が図-11に示されている。荷重条件は満水の地震時であるが、この場合も旧堤体に食い込んだ状況を呈している。

5. 今後の問題点

弾性計算の検討項目で、基礎岩盤の影響については新堤体岩盤・旧堤体岩盤の弾性係数に相違があっても問題となるような応力分布状況にはなく、新コンクリートの弾性係数が旧堤体の8割でも10割の場合と殆ど変わらない堤体着岩部の鉛直応力分布を示している。施工時の貯水位による影響も新堤体下部標高上流面で圧縮応力が 2 kg/cm^2 ほど、施工時水位が最低の場合に比べて大きくなっている程度で地震力による影響同様問題とならない。

新旧堤体の打継目に関しては、堤体が一体になってなくても荷重を十分に支持できるのではないかといった意見も聞かれる。実際に有限要素法による弾性計算を新旧堤体が打継目で一体になっていないモデルに適用したところ、果して新旧堤体が打継目において離れていたとしても閉じてしまう傾向にあることがわかった。こういった結果は注目すべきものであり、実際の嵩上げダムの継目の挙動にも興味をひかれる。幸いにも川上ダム（山口県）では打継目に継目計及びせん断変位計を設置し昨年からの試験洪水をしており、埋設計器の観測記録が収集されている。来年度は、その観測記録を解析することになる。

新コンクリートの硬化熱による影響に関しては、今年度は触れていないが、新コンクリートの硬化熱がどのように旧堤体に影響を及ぼすか完全に把握されていないのが現状であり、今後早急に解決しなければならない問題である。

さらには地震に対する動的応答についても、新旧堤体が打継目において一体となっていない場合、新旧堤体がそれぞれ異なった卓越周期を持ち、異った挙動をするのか耐震上のアプローチも必要と考えられる。

以上の事柄を踏まえ嵩上げダムの合理的設計施工の検討を行う。

昭和54年度

地方建設局依頼調査試験報告

昭和55年 5 月

10-20-60

10-20-60

10-20-60

2.11. コンクリートダムの動的解析

ダム構造研究室 室 長 水野 光章
依 光 春実
白 江 健造
片 平 博

1. まえがき

宮ヶ瀬ダムは、関東地方建設局が相模川水系中津川に現在計画・建設中の高さ155mのダムで、重力式コンクリートダム設計が進められている。このダムの位置するところは関東大震災の震源地にも近く、現行の設計法である震度法による設計だけではなく、動的解析手法による検討も行うことにした。動的解析による重力式ダムの耐震設計は現在のところまだルール化されているわけではないので、今回の検討は予備的なものである。

2. 研究目的

動的解析手法の精度の検討は、実際に発生した地震の記録にもとづいてダム堤体の解析を行い、実測応答とこれを比較してみるのが一番確実な方法であろう。1979年3月17日、九州地方建設局鶴田ダム（設計震度0.12）において、地盤で最大加速度 360 cm/s^2 という設計震度の約3倍の地震動を記録したが、堤体には何ら異状はなかった。もともと震度法における設計震度は単なる地震加速度の最大値ではないという認識もあり、また現実には既往の大地震におけるダムの挙動を見ても、設計震度を上回る加速度の地震動を受けても一部のアースダムを除いて被害を出していない。今回の鶴田ダムの記録もこのような例のひとつであるが、加速度記録として貴重なものであり、これを解析することはコンクリートダムの動的解析による耐震設計の問題点解明に寄与するものであろう。

3. 研究方法、および結果

3.1 ダムの諸元

まずはじめに、宮ヶ瀬ダムと今回解析に用いた鶴田ダムについて、諸元を表-1に示す。

3.2 加速度記録

1979年3月17日、鹿児島県北部（北緯 $31^{\circ}57'$ 、東経 $130^{\circ}34'$ ）を震央とする、マグニチュード4.9の地震が発生し、震央から12km離れた鶴田ダムの地震計は、この時の地震動を記録した。鶴田ダムにおける地震計の設置位置は、ダム堤体の天端（3成分）及び、ダム本体から約

	宮ヶ瀬ダム	鶴田ダム
型 式	重力式 コンクリートダム	重力式 コンクリートダム
岩 盤 標 高	EL138m	EL 40m
堤 高	155m	117.5m
堤 長	100m	450m
勾 配	上流側 0.2(0.5)	0.07
	下流側 0.9	0.79
堤 体 積	2200000 m^3	1119000 m^3
地 質	火山れき・凝灰岩 火山れき岩	砂 岩
湛 水 面 積	49 ha	3.61 ha^2
有効貯水量	$183 \times 10^6 \text{ m}^3$	$123 \times 10^6 \text{ m}^3$

表-1 両ダムの諸元
(宮ヶ瀬ダムKもってば予定の諸元)

350 m 程上流の貯水池右岸岩盤上（3 成分）の計 2 ケ所であった。

記録された加速度記録をデジタル化し、再プロットしたものを図 - 1 に示す。

加速度記録の最大値は、上下流、ダム軸、鉛直方法の順に岩盤ではそれぞれ、360、186
94 cm/S^2 ダム天端ではそれぞれ、273、195、80 cm/S^2 であった。一般にダムの上
下流方向における地震記録では、天端における最大加速度が基礎岩盤のそれに対して増幅されて

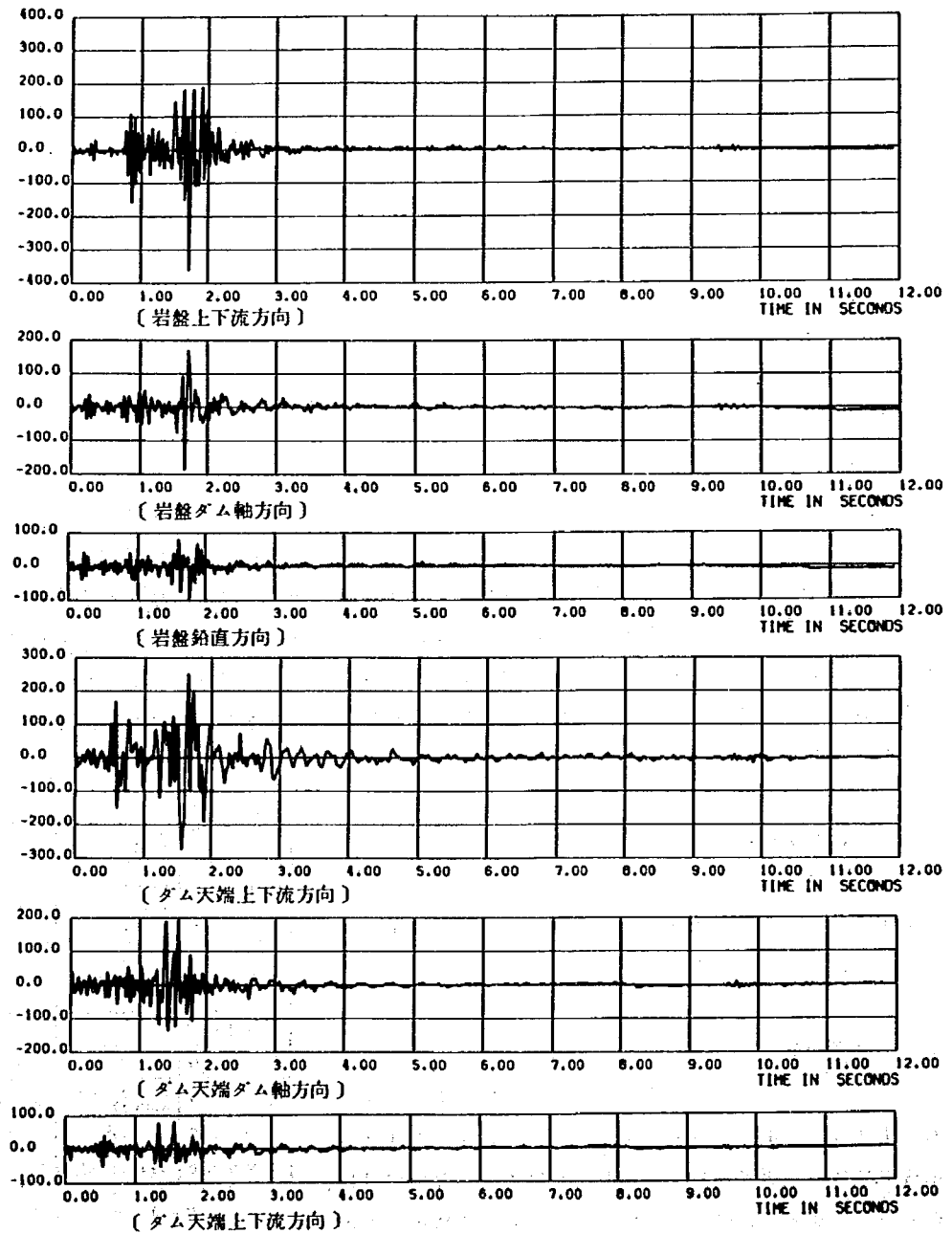


図 - 1 加 速 度 波 形

大きくなる場合が多いが、今回の鶴田ダムにおいては逆に小さい。しかしながら最大値以外の部分においては、天端のほうが必要な振幅を示している。また、上下流方向加速度記録の3～4秒の間では、岩盤の加速度が小さいのに対し、堤体ではなお自由振動的な部分が残っている。

加速度記録は水平2成分、鉛直1成分の計3成分が記録されているが、動的解析を2次元で行うとすると最も重要な成分は上下流方向である。したがって以後の解析においては主として上下流方向について述べる。

3.3 スペクトル解析

地震動の周波数特性を調べるため、スペクトル解析を行なった。

岩盤及び天端の上下流方向におけるフーリエスペクトル $G(\omega)$ 、 $F(\omega)$ を図-2に、また天端の岩盤に対する周波数応答関数 $Z(\omega)$ を図-3に示す。 $G(\omega)$ 、 $F(\omega)$ 、 $Z(\omega)$ のそれぞれの値は、岩盤及び天端における時刻歴を $g(t)$ 、 $f(t)$ とすると次式によって求められる。

$$G(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} g(t) e^{-i\omega t} dt \quad (1)$$

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2)$$

$$Z(\omega) = F(\omega) / G(\omega) \quad (3)$$

フーリエスペクトル

岩盤上下流方向のフーリエスペクトルでは、7.3、13.0、15.0 Hzで大きな振幅を示しており、天端のものは、岩盤のものより低周波に寄っている。すなわち地盤の地震成分は、ダムの固有周波数よりも高い成分が多く、かなり高い周波数成分(20 Hz 前後)まで含んでいる。これは地震規模が小さく、震央距離が短かったためだと考えられる。

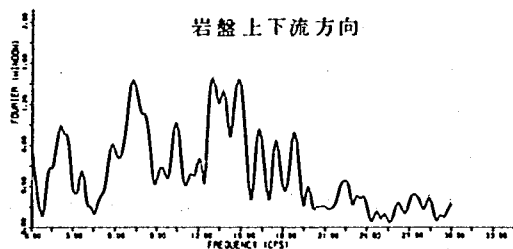


図-2 フーリエスペクトル

周波数応答関数

加速度記録の比較から予想できるように、最大でも8倍程度とそれほど大きな値を示し

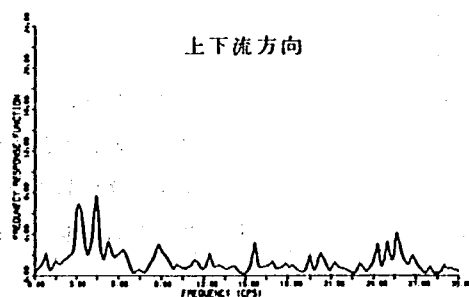


図-3 周波数応答関数

てはいない。最大値を示しているのは 3.0、4.5 Hz 前後であり、このことは天端の加速度波形の 3～4 秒間に表われている波の振動数と一致することからも、ダムの固有周波数ではないかと考えられる。

3.4 動的解析

実測された加速度記録をもとに動的解析を行い、実測応答と計算応答の比較検討を行なった。計算プログラムは、湯田ダムの地震解析の際に使用した EADHI という計算プログラムを今回も使用した。EADHI は基礎岩盤の加速度記録を入力とし、ダムを 2 次元有限要素解析することによって任意の点の時刻歴応答（加速度、応力）を求めるものであり、コンクリート重力ダム用のプログラムである。

計算に用いた物性値は、水の単位体積重量 1.0 t/m^3 、コンクリート単位体積重量 2.3 t/m^3 、弾性係数 $2.5 \times 10^4 \text{ t/m}^2$ 、ポアソン比 0.2 である。入力波形は実測波形とし、減衰定数を 3% として天端における応答を求めると、最大加速度 3.000 cm/s^2 、周波数応答関数の最大値約 5.0 倍を得たが、これは実際の記録と著しく異なるものであった。減衰定数を 3% としたのは、上記の湯田ダムの解析でこのような減衰定数により実測応答がうまく説明できたからである。

減衰定数を 3% としたのは、現実のダムの挙動を説明できないので、減衰定数を 30% とした。他の物性値は同じである。また貯水池の堤体に与える影響は、(1)空虚、(2)Westergaard の付加質量近似、(3)Chopra の副構造物概念の 3 種の条件で計算した。各ケースの計算条件を表-2 に、また天端における上下流方向加速度時刻歴応答の計算結果を図-4 に示す。全ケースとも最大値は 7.000 cm/s^2 前後であり、実測値からするとまだかなり大きい、 1.000 cm/s^2 前後より小さな部分に関してはだいたい実測値に近い値を示している。

図-5 に、各ケースの計算から求めた上下流方向周波数応答関数を示す。図-5 を図-3（実測から求めた周波数応答関数）と比較すると、図-5 は減衰定数を大きくしてあるために、周波数応答関数の山が、つぶれており、図-3 とはかなり異なる。しかし固有周波数については、貯水池空虚（H-NW）では 4.0 Hz、H-W で 3.4 Hz、H-C で 3.2 Hz と、ほぼ実測に合っている。尚、計算による周波数応答関数の値は、鉛直方向入力地震動による影響は無視したものであるが、鉛直地震動は水平方向地震動（上下流方向）に比べてその値は小さく、したがって、それによる影響も小さいと考えられる。

上記の計算に用いた物性値（減衰定数 30%）において、応力計算を行なった。任意の要素における鉛直方向応力の時刻歴応答を図-6 に、引張最大主応力の分布を図-7 に示す。

発生した応力を主応力でみると、引張主応力は、上流側着岩部で約 9%、天端付近の勾配が変化する部分において約 3% 程度発生している。また、応縮主応力は、下流側着岩部付近で最大になり、23% 程度であった。ここにおいて応力の値はすべて、静的な応力を加えた値である。

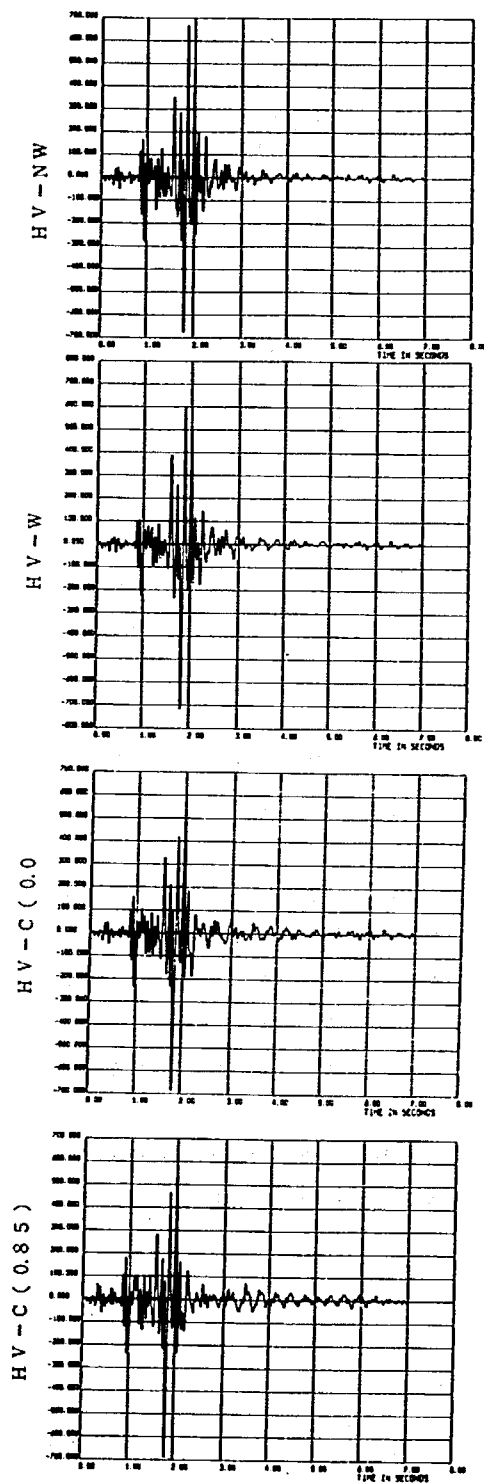


図-4 天端加速度 (EADHI)

ケース名	入力地震動	動水圧の評価
HV-NW	水平動+鉛直動	貯水池空處
HV-W	"	Westergaard
HV-C(0.0)*	"	Chopra(00)
HV-C(0.85)*	"	Chopra(085)

(*) 内は貯水池底面における波動の反射率 α

表-2 計算条件

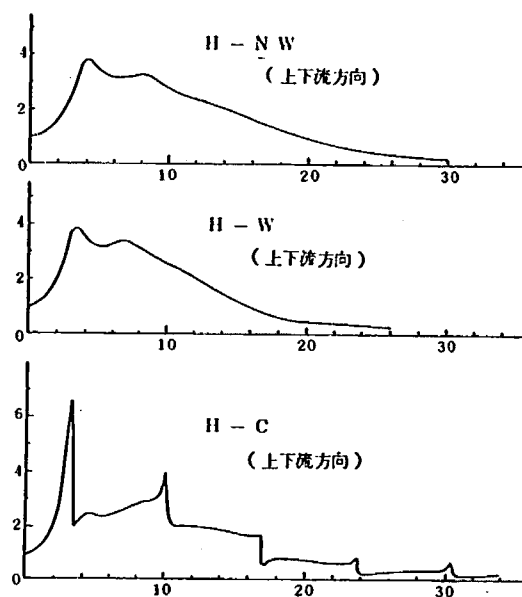


図-5 周波数応答関数 (EADHI)

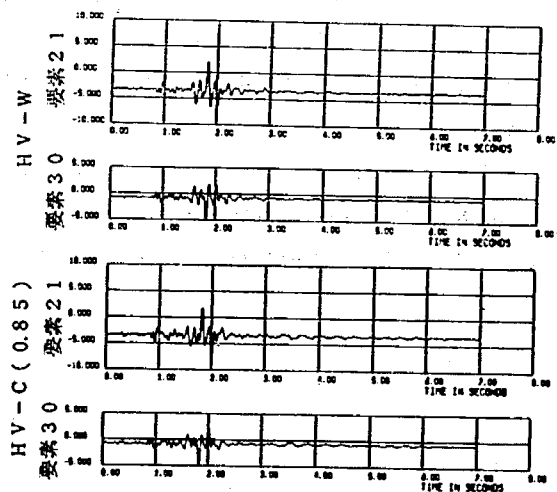


図-6 鉛直方向応力

4. 考察と今後の課題

ダムの耐震設計のために動的解析手法を使い上で、まず第1に結めるべき点は以上の解析及び実測と解析結果の比較の上から、減衰の問題である。すなわち、昨年度調査費による湯田ダムの解析では、減衰定数は3%で実地震挙動をよく説明できたが、鶴田ダムの解析では、減衰定数はもっと大きくとらねば実地震動を説明できない。この差は、

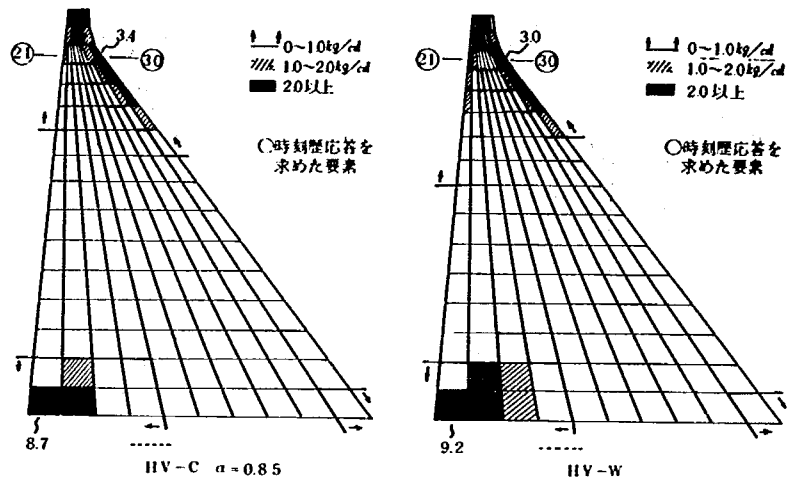


図-7 引張主応力

実測記録における岩盤の地震計の位置にあると推定される。すなわち、湯田ダムの岩盤の地震計は、アバットメント内の坑口より5.6m奥に設置されていたのに対し、鶴田ダムでは、地山ではあるが地表に設置されていた。このことから、湯田ダムの場合は基盤の地震動と考えられるが、鶴田ダムの場合は、基岩の地震動が地表で増幅されたものであると考えられる。ダムの基礎には、基岩の地震動が入射し、これが更に、地山に逸散しているはずなので、地表で記録された地震動をダムの入力として使うのは適切でなかったのかも知れない。つまりこの間の逸散減衰等を考慮すると、堤体に30%以上の減衰をみてやらねば、つじつまが合わないということになったと考えている。

第2に結めるべき点は、表-2に示した計算条件にあるように、貯水池の影響の表価方法である。今回の鶴田ダムのように入力の加速度成分が、貯水池の固有振動数よりも高周波側にある場合には、Westergaard の解は使えないはずであり、Chopra の解の方が精度が良いはずであるが、Chopra の解が他の解に比べて実測記録によく合っているというわけではなかった。

第3には、動的解析の結果得られる動的引張応力に対してのコンクリートの強度的判断基準が挙げられる。

今回の解析・検討の結果から、以上のように、(1)減衰、(2)貯水池の表価、(3)動的引張応力についての判断基準の3つの問題点を得たので、今後はこの3点を主として検討し、精度を上げ、より合理的なコンクリートダムの耐震設計法の開発をめざす。

3.6. 大川ダム本体安定解析

ダム構造研究室 室 長 水野 光章

主任研究員 齊藤 孝三

矢沢 克敏

白江 健造

1. まえがき

大川ダムは阿賀野川水系、大川に北陸地方建設局が建設中の高さ78mの重力ダムである。当ダムサイトの地質は、砂岩、泥岩の古生層とこれを買く幅広い流紋岩類からなり、これらの岩盤を切って多数の断層が発達し、非常に複雑な地質構造を呈している。この地質をなす流紋岩は、岩級区分もD~C_Hと幅はあるが、ダム敷を占めているのは概ねC_L~C_M級である。また、散在的に各所にみられる古生層の泥岩は、著しく変質作用を受けているものもあり、一部はホルンフェルス化していて全体的にモザイク状の割れ目が発達していて脆い。断層も河道にほぼ平行なNS系、河道を横断するEW系、右岸側に多くみられる低角度断層の3系統に分類され、このうちダム構造の安定上、問題となったのは、断層規模も大きく破砕帯を伴うNS系とダムのすべり安全性を左右する低角度断層とその周辺の破砕風化の進んだ流紋岩の強度である。したがって、これらダム基礎岩盤の安全性を主体としたダム本体及びその取付部の構造安定解析を行ってきた。これらの構造解析は53年度でほぼ終了したため本年度は、コンジットパイプの断面が高さ5m幅6.5mとブロック巾に対して比較的大きいことによる応力集中が心配されるため、コンジットパイプ周辺のダム本体の局所応力を調べるための計算及び解析を行った。

2. 研究目的

ダム堤体内には放流管、監査廊などの空洞部が設けられているが、そのような空洞部が存在するとその周辺に局所的な応力集中が生じるため、ダムの堤高が大きい場合や空洞部の断面積の大きい場合には、引張応力の絶対値やその生ずる範囲が大きくなるため、厳密な応力解析が必要になる。本ダムでは高さ5m、幅5.6mの大断面を有するため大きな応力集中が予想されるため、この解析を行い周囲配筋等の資料に供する。

3. 研究方法

放流管等のダム本体の空洞部周辺の応力解析法について

放流管等の空洞部では局所的な応力集中が生じ、大断面の場合では、引張応力の絶対値やその発

生する範囲が大きくなる。また重力ダムの場合には、その解析断面が第一主応力の方向と直交するため解析方法が複雑になってくる。大川ダムの場合には高さ5m、幅5.6mという大きな断面のコンジットを有しており厳密な応力解析を行う必要性が生じ、二次元有限要素法により応力解析を行った。

解析に用いたモデルは、上下流断面において、放流管、ゲート室を含む堤軸方向1ブロックを取り出し、その半分をモデル化した。この見取図を図-1に示す。

解析に用いた断面は図-1のD断面のダム軸方向断面A、B、Cでこれを図-2に示す。

解析は、まず断面DのA、B軸上の鉛直応力 σ_z 及びC軸上の水平応力 σ_x を求め、これより各断面への作用力を求めて入力し応力解析を行う。

解析条件を表-1に示す。

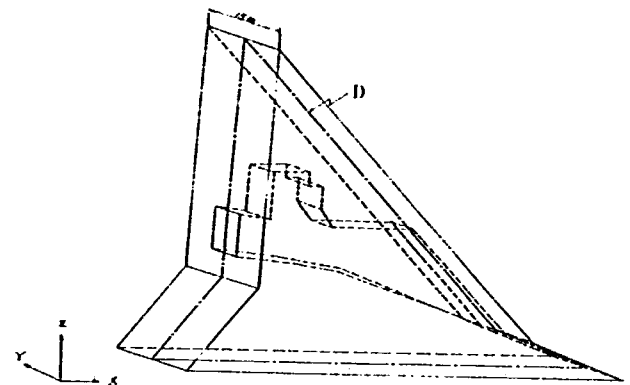


図-1 見取図

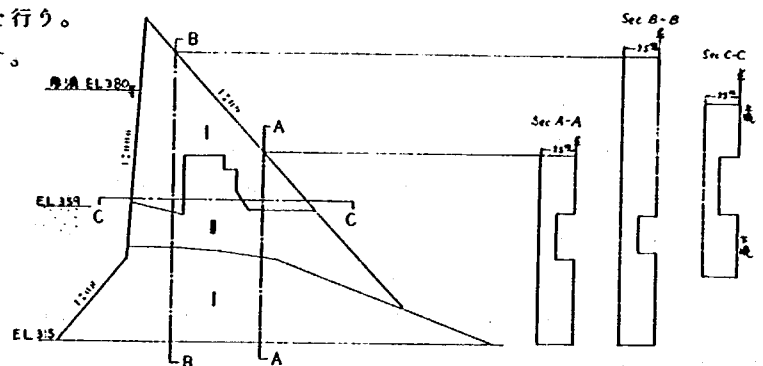


図-2 放流管周辺解析断面図

4. 研究結果

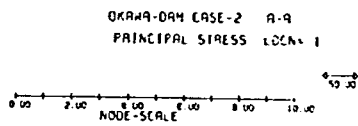
断面A、B、Cの主応力図を図-3～5に示す。

断面Aでは、図-3より、放流管の上、下部にはほぼダム軸方向の引張領域を生じており、その最大値は3.9%である。また圧縮応力は、解析断面全領域に発生し、放流管の中流部に最大9.1%の応力が発生している。

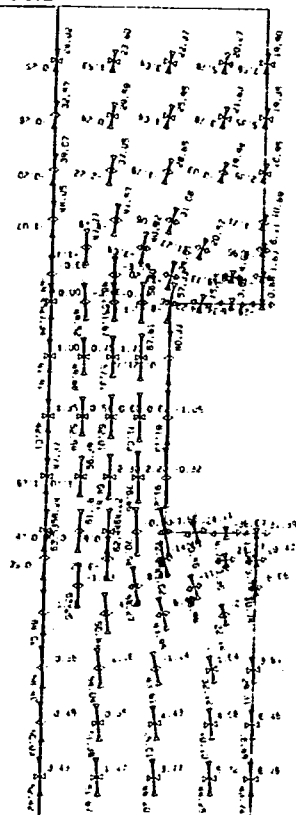
断面Bでは、図-4より、断面Aの場合を同様な応力分布をしており、放流管の上、下部に引張

	I	II
コンクリートの弾性係数(1/m ²)	2.5×10^4	9.3×10^4
コンクリートの単位体積重量(1/m ³)	2.3	2.3
コンクリートのポアソン比	0.2	0.2
設計震度	0.12	
水位:常時満水位		
荷重:静水圧+堆砂水圧+ダム自重		

表-1



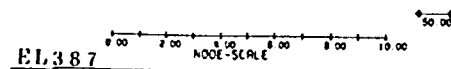
EL. 369.2



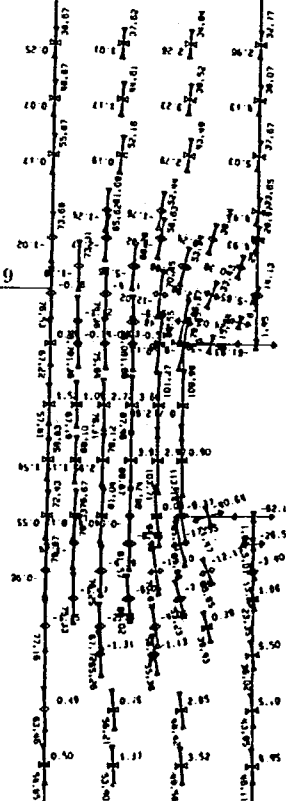
EL. 335

図 - 3

OKAWA-DAM CASE-2 B-B
PRINCIPAL STRESS LOCN. 1



EL. 359



EL. 335

図 - 4

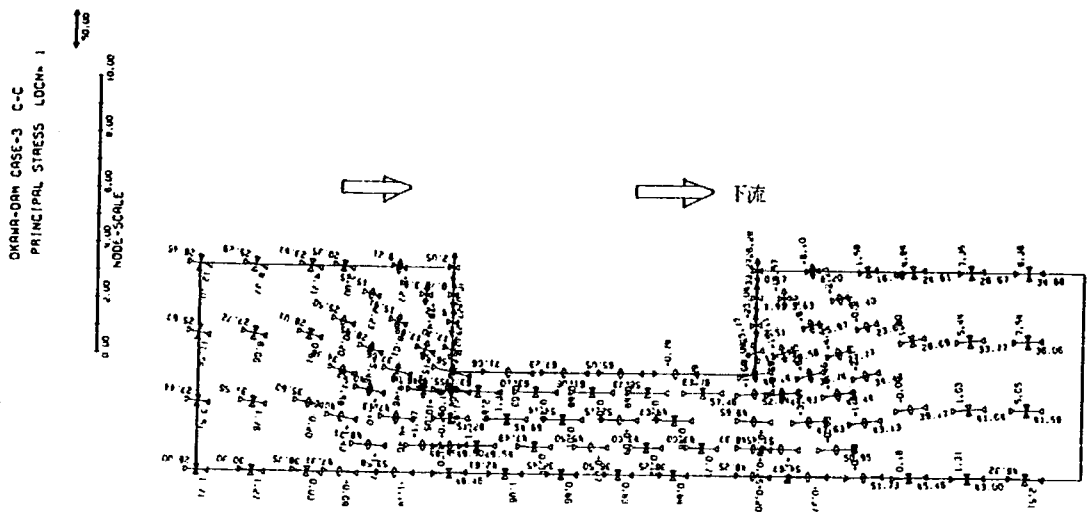


図 - 5

応力を生じ、最大 6.2 % となっている。

断面 C の水平断面では、断面 A、B の鉛直断面より小さな応力になっており、放流管の上、下流部にはほぼダム軸方向の引張応力を生じており、最大引張応力は、放流管の上流部に 3.6 % となっている。

以上より、最大 6.2 % のダム軸方向引張応力を有する領域が広く存在しており、この領域を中心に補強鉄筋の検討が必要であることが分った。

5. 今後の予定

大川ダムについては、基礎岩盤から、本体の内部応力まで、およそ問題点として提起されたものについては、今年度をもって全て解析および検討を終了させている。このうち、基礎岩盤の調査検討については、53年度に報告書の作成を終っているが、ダム本体関係については、今年度の部分も含めて55年度に報告書を作成する予定である。

6.2 温井ダム本体構造設計

ダム構造研究室 室 長 水野 光章
主任研究員 斉藤 孝三
研究員 永山 功
矢沢 克敏
片平 博

1. まえがき

温井ダムは太田川水系滝山川（広島県山県郡加計町）に建設予定のダム高約155mの洪水調節、都市用水の確保を目的とする多目的ダムである。昭和52年度より建設事業に入っている。

ダムサイトの地質は中生代末の広島花崗岩に属する粗粒な黒雲母花崗岩を主体とし、細粒な花崗岩と斑状花崗岩が所々に点在している。断層も大小数本あり、大別してNW系、NE系、NS系の3系統に区分され、ダムタイプをアーチ式とした場合は、NW系、NS系が問題となり、重力式とした場合は断層とは異った低角度節理が問題となる。このダムは、現在まで、アーチ式コンクリートダムと重力式コンクリートダムの両案が比較検討されて来たが、本年度は、現地工事々務所が、ダムタイプ決定のための基礎岩盤の工学的評価の基準となる原位置岩盤試験を行ったのに際し、岩盤内部のひずみ測定を実施し、岩盤評価の補助資料を得た。

2. 調査目的

ダムサイトの地質特性について概略述べると、岩盤の風化状況は、河床および右岸は約10m前後であるが、左岸はやゝ深く20m前後となっている。つぎに断層および節理については河床のF-5に代表されるN-W系（ほぼ流心方向）、左岸F-13に代表されるN-S系、左右岸方向のN-E系の断層がみられ、さらに低角度節理等が存在する。

ダムタイプを重力式とした場合においては、ダムの高さが増大するにつれて基礎岩盤の所要せん断強度が厳しくなる。しかしながら当ダムサイトでは、左岸低標高部から河床にかけての低角度節理群があり、強度的に期待薄の感じがあるため重力式ダムの設計に対し、このことが著しく不利な条件となっている。そこで、堤体に作用する力を左右岸の基礎岩盤に有効に伝えるアーチ式ダムの検討も同時に行い、その結果、技術的、経済的な比較を慎重に行って来たものである。したがって、地質調査も重力ダム、アーチダム両案の予備的な設計が可能な様に進められて来ている。今年度の当研究室の調査目的は、ダムタイプをアーチ式にした場合に、兩岸の基礎岩盤に求められる大きなせん断強度と弾性係数を原位置岩盤試験から評価することであり、また、同時に岩盤内部のひずみ測定を実施し、岩盤評価の補助資料を得ることである。

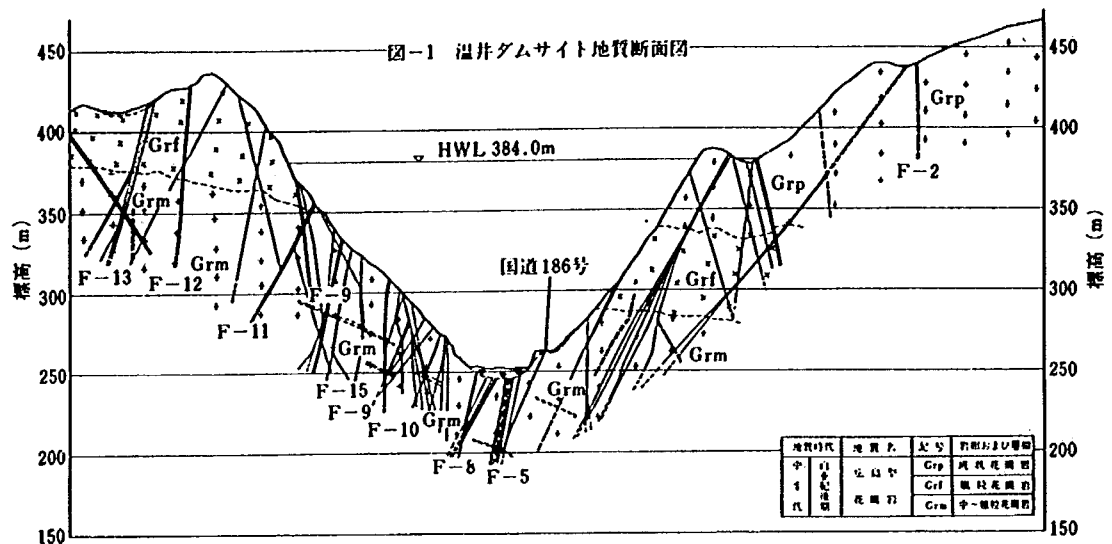


図-1 温井ダムサイト地質断面図

3. 調査方法

今年度、工事々務所はアーチダムの基礎岩盤として最低必要なCM級以上の岩盤を対象にして、変形試験及びせん断強度試験を行っている。その際に、岩盤内部にひずみ計を埋設し、ひずみ計測を行ったものである。その結果を変位特性と対比させながら、岩盤の工学的評価を行った。

一般に岩盤の中には、キレツ・節理等の不連続面が大なり小なり存在していて、この不連続面での複雑な機構が岩盤の力学的特性を支配している。この不連続面が岩盤試験時に及ぼす影響を観測するために、岩盤内部のひずみ測定を行うのであるが、これまでの当研究室の研究結果に依れば、岩盤の不連続面の状態に非常に良く対応した岩盤内部のひずみ分布を示すことが解っており、岩盤評価のための重要な資料となっている。

試験地点の地質は、粗粒質黒雲母花崗岩である。岩級区分CM級とは判定されているが、キレツは非常に少ないものである。今回の試験によって得られた代表点の諸数値は次の通りである。

変形試験

岩級区分	測点	応力範囲(0~50%) 変形係数	弾性係数	応力範囲(50~100%) 変形係数	弾性係数
CM	ALD-3-2	71,000	99,000	84,000	120,000
CM	ARD-3-3				

せん断試験

岩級区分	測点	せん断破壊時応力(%) 垂直応力	せん断応力
CM	AR-3-2	18.2	63.2
CM	AR-3-3	31.6	81.9

4. 調査結果

変形試験時の応力-表面変位関係を示したものを図-2~3およびせん断試験時の応力-供試体変

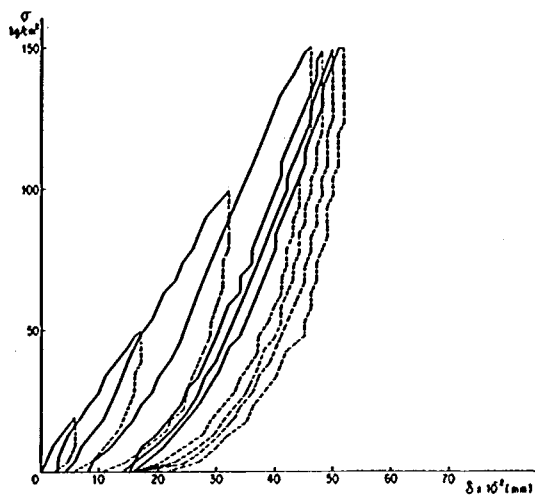


図-2 変形試験ALD-3-2 変位量

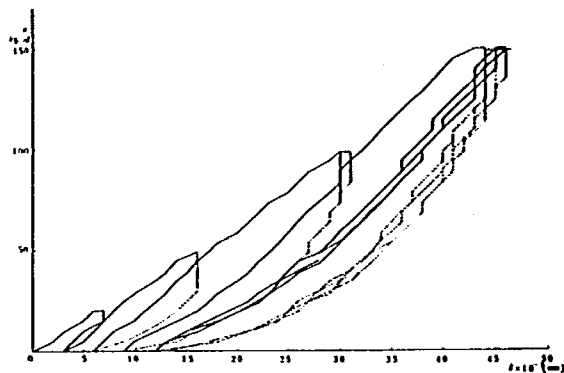


図-3 変形試験ARD-3-3 変位量

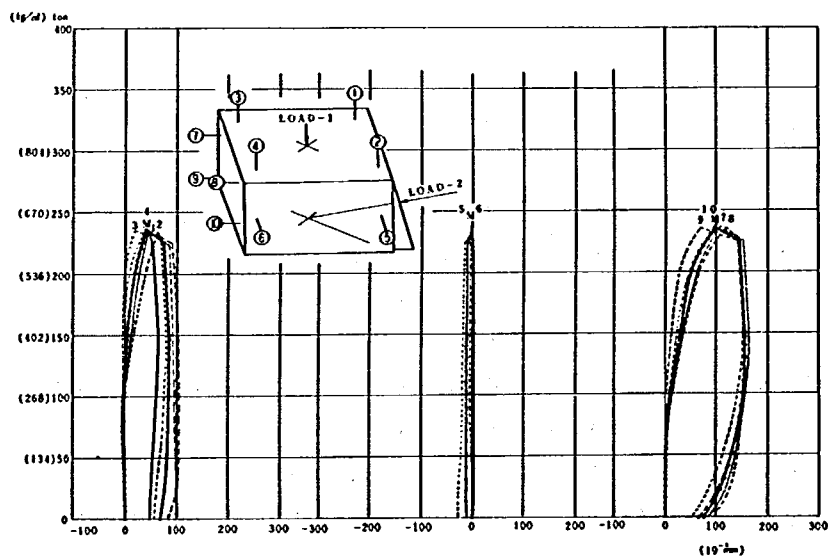


図-4 せん断試験応力-変位量曲線供試体AR-3-2

位関係を示した代表的なものを図-4に示す。

上図をみると、いずれも変位量はかなり小さい。図-2及び3の変形試験では、直線的な部分がかなり長く、荷重除荷時の残留変位量も小さいことから、岩盤のキレツ面のゆるみは、非常に小さいことが推定される。一般に、岩盤の変形係数(D)は、岩盤の節理やキレツのゆるみの影響を受け、弾性係数(E)とDの差はゆるみの程度、締め固まり現象の程度を表わすとすれば、温井ダムの場合、弾性係数に対する変形係数の比(D/E)が0.70程度もあり、最近の他ダム地点における平均的な数値0.4~0.5よりかなり大きいものであることから、キレツが少なく、ゆるみも少ない岩盤であることが裏付けられる。また、図-4のせん断試験時の変位についても破壊寸前まで水平変位量はかなり

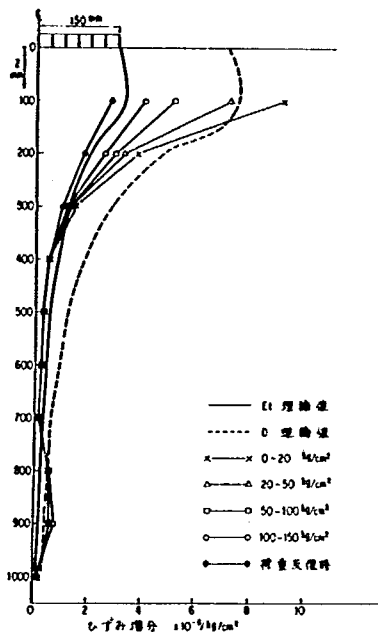


図-5 変形試験岩盤内ひずみ分布 (ALD-3-2)

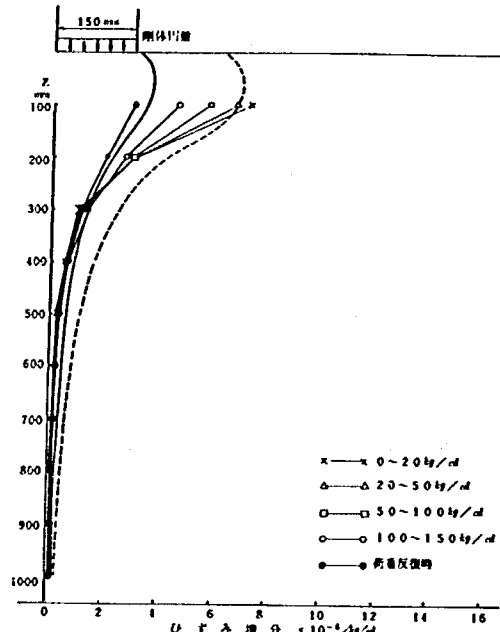


図-6 変形試験岩盤内ひずみ分布 (ARD-3-3)

小さいことが特徴であろう。

次に、変形試験時における岩盤内部のひずみ分布を図-5～6に示す。これについて若干の考察を加える。当研究室が、数多く行ってきた変形試験から岩盤のタイプをいくつかに分類することが出来るが、温井ダムの試験地点の場合は、次の2つの種類に分類されるとみられる。

- ① 岩石が堅硬で、キレツや節理の不連続面にゆるみも無く、狭雑物も無い岩盤
- ② 岩石が堅硬で、キレツや節理の不連続面にゆるみがあり、狭雑物が無い岩盤

①のタイプの岩盤の内部ひずみ分布は図-5～6の表面より20～30 cm以下の深い部分に観られ、極めて弾性的な挙動を示していることである。すなわち、この地点の岩盤を構成する岩石の弾性係数をもつ弾性体に近い挙動をしていると云えよう。次に②のタイプの岩盤のひずみ分布は同図の表面より20～30 cmの浅い部分に観られ、この部分の特徴は、表面変位より求めた弾性係数をもつ弾性体のひずみより大きい値となっていて、それが荷重の増加によって次第に減少して行、締固まていく様子を示している。

したがって、この温井ダム地点の①、②のタイプの岩盤の力学的な取扱いについて考察してみると①タイプについては弾性体として取扱ってもほとんど差し支えないものであり、②のタイプについても載荷当初は、やゝ非弾性的な挙動を示しているが、荷重を加えるとゆるみは容易に締まり、次第に弾性挙動を示していることから、理論的に準弾性体として取扱い得るものであろう。すなわち、②タイプのゆるみは、岩盤が堅硬であったため構坑掘削時の火薬使用量が多く、その影響によって表面付近のキレツにゆるみが生じたためであろうことは容易に推察される。

次に、せん断試験時における岩盤内部のひずみ分布を図-7～9に示す。このひずみ計は、コンクリートブロックの下面岩盤内に上下方向に8 cmの間隔をもって埋設され、鉛直、水平、斜めの3方向

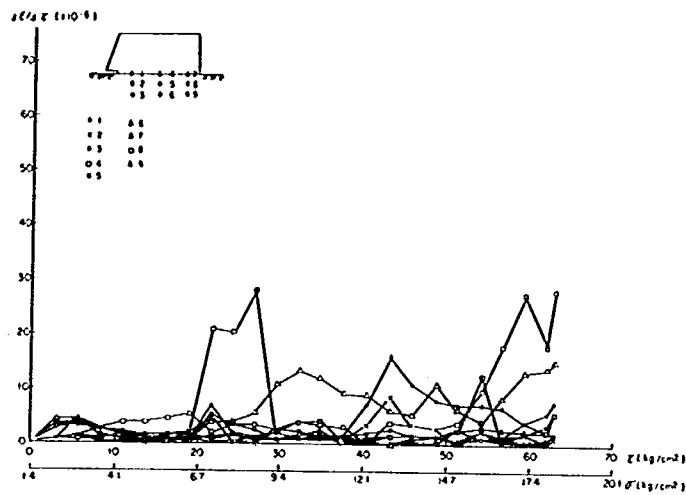


図-7 せん断試験岩盤内ひずみ分布 (AR-3-2) V成分

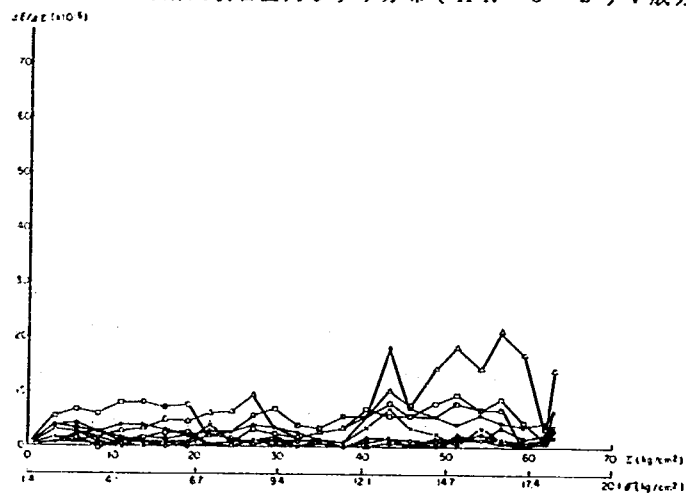


図-8 せん断試験岩盤内ひずみ分布 (AR-3-2) D成分

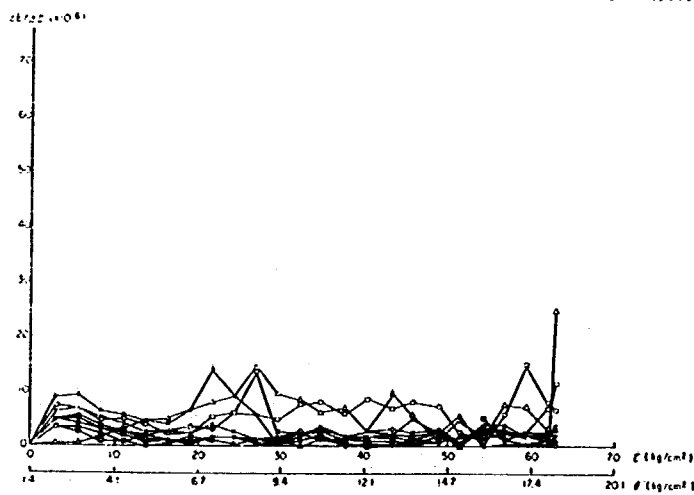


図-9 せん断試験岩盤内ひずみ分布 (AR-3-2) H成分

のひずみ成分が測定されたものである。整理方法は、とりあえず、変形試験時のひずみ分布と同じく、単位荷重当りのひずみ増分で表わしたものである。これについては図-4のせん断試験応力-変位量曲線の特性とよく対応していると云える。すなわち、載荷初期から破壊点付近まで2、3の点を除いて荷重増加をしていっても、ひずみ増分量が非常に小さく、ほぼ一定していることである。わずか23点で、載荷途中に於いてひずみ増分が大きくなっているが、これは、たまたま存在したキレツ面の方向に合ったひずみ計が、複雑な挙動を示したものであろうと推察される。したがって、温井ダムのせん断試験地点のような岩盤は、キレツが少なく、またそのゆるみも少ないため、せん断荷重に対しては、いわゆる岩盤が一体として抵抗していると考えて良いであろう。このことは、当研究室が、以前行っている他ダム地点のキレツの多い岩盤での同様の測定結果では、著しく複雑なひずみ分布図が得られていることから裏付けられるものである。

5. 今後の問題点

今年度はダムタイプをアーチ式とした仮定した場合に求められる基礎岩盤の設計条数を検討するために行われた原位置岩盤試験に際して、岩盤内部にひずみ計を埋設し、温井ダムサイト地点の変形特性及びせん断特性について、岩盤内部まで検討を加え、アーチダム基礎として充分満足出来る岩盤であることを確認した。しかしながら、ダムサイトには、アーチダム基礎岩盤として最も問題となり易い河身にその走行が平行でほぼ垂直な傾斜を持つ断層が両岸にあり、この安全性については充分な検討がなされなければならない。即ち、アーチダムとした場合、これらの問題のある断層に対しては、アーチ形状を考慮してアーチスラストを有利に働く様にするとか、ダム軸を、種々変えて最も安全性の大きくとれる位置等を検討して行く必要がある。また、岩盤の物理的性質については、今年度実施した岩盤試験結果からほぼ把握できると思われるが、問題となる断層の構成材料については、設計値を推定することが難かしいことが考えられるので、適切なる試験法があれば、試験を実施し決定することが必要であろう。

7.1. 富郷ダム本体構造設計

ダム構造研究室 室 長 水野 光章
研究員 永山 功
依光 春実
矢沢 克敏

1. まえがき

富郷ダムは、吉野川水系銅山川（愛媛県伊予三島市富郷町地先）に建設を予定している洪水調節・都市用水（上水道・工業用水）確保を目的とした多目的ダムであり、昭和44年度から予備調査、昭和49年度からは実施計画調査に着手している。

富郷ダムの規模は、高さ111m、総貯水容量 $52 \times 10^6 m^3$ 、有効貯水容量 $50 \times 10^6 m^3$ である。

ダムサイト周辺の地質は、三波川変成帯に属する結晶片岩（Sch）からなり、これにかんらん岩体（Pd）の貫入を受けている。ダムの基礎岩盤はこの貫入岩体を主体としているが、一部上部標高で結晶片岩の影響を避けることはできない。かんらん岩は一般に堅硬であるが、その一部は蛇紋岩（Sp）化を受けている。また比較的規模の大きな連続性の高い断層も数本確認されている。

当ダムは、当初、重力ダムとして検討が進められてきたが、地質調査の進展と相俟って、地形・地質上アーチダムとしても十分築造が可能であることが確認されてきたため、昭和52年度よりアーチダムの検討を依頼されている。

2. 研究目的

本研究の最終目的はアーチダムと重力ダムの経済比較にあるが、研究の主体は、アーチダムとして設計した場合の問題点の整理と今後行なうべき調査方法の検討にある。

3. 研究方法

本研究は以下の事項の検討からなる。

- (1) アーチダムの座取りの選定
- (2) アーチダムの形状の検討
- (3) 基礎岩盤の安定性の検討
- (4) 今後行なうべき地質調査方法の検討

4. 研究結果

4.1. アーチダムの座取り

アーチダムの座取りを検討するための条件として、①アバットメントにおける耐荷性（強度・変

形性)・②ショルダーの確保・③堤体積および基礎掘削量が挙げられる。このほか、④施工設備の配置も検討の対象となる。

ダムサイトの地形・地質を総合的に判断すると、ダムの座取りを現位置より下流へ下げるとアバットメントおよびショルダーにおける結晶片岩の影響が大きくなり、また逆に上流へ上げると地形的に基礎掘削量が大きくなるため、微小な変更を除いて現案に対する大きな変更は考えられない。この場合、最終的な座取りの決定には、かんらん岩が蛇紋岩化した部分との位置関係が問題となる。

4.2 アーチダムの形状

アーチダム堤体形状は、①基礎岩盤内のせん断破壊に対する安全性②堤体応力分布を検討することにより決定される。この場合、アーチの中心角・厚さおよびクラウン片持梁（最大断面）形状が大きな決定要素となる。

従来からの当研究室での研究成果によれば、上記①・②の条件を満足するためには放物線アーチを用いるのが適切であることが確認されており、またその中心角は $70 \sim 75^\circ$ がよいとされている。すなわち、放物線アーチを採用することによって、堤体応力上問題となるクラウン付近の曲率を大きくし、また、アーチスラストを地山深部に向けることにより基礎岩盤のせん断破壊に対する安全性を向上させることが可能となるわけである。

アーチダムの軌跡方程式を図-1に示す。

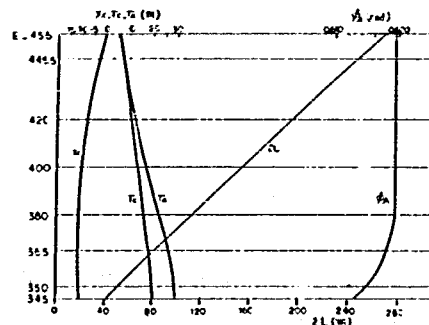


図-1 アーチダムの軌跡方程式

4.3 堤体応力の検討

堤体応力の解析は、表-1に示す条件に対し、次の荷重条件に対して行なった。なお、解析方法は荷重分割法のうち半径方向調整計算によった。

①常時満水位 : 自重+静水圧+泥圧+地震時動水圧+地震時慣性力

②サーチャージ水位 : 自重+静水圧+泥圧+地震時動水圧+地震時慣性力

③設計洪水水位 : 自重+静水圧+泥圧

④最低水位 : 自重+静水圧 + 地震時動水圧+地震時慣性力

なお、設計震度は、②においては①の $\frac{1}{2}$ とした。また地震時の堤体許容応力の割増しは30%である。

堤体の応力分布を、設計洪水位に対して図-2に示す。なお、荷重分割法の解析結果を考察する場合には、以下の点に留意しなければならない。

- (1) クラウン片持梁の上流面着岩部付近に生ずる鉛直の引張応力は、模型実験によれば $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ 圧縮側に移行する。
- (2) アーチクラウンの下流面着岩部付近に生ずる水平の圧縮応力は、模型実験によれば $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 引張側に移行する。
- (3) 側方片持梁の下流面着岩部付近に生ずる鉛直の圧縮応力は、模型実験によれば $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 引張側に移行する。

堤体応力は概ね満足のゆくものであるが、なお改善の余地が残っている。最終的な堤体応力の検討は、ダムの座取りと基礎岩盤の力学特性が決定された後に行われるものとする。

4.4. 基礎岩盤の安定性

基礎岩盤の力学的な安定性は、せん断破壊に対してHennyの式で表わされる安全率および局所安全率が所要の条件(4および2)を満足することによって確認される。これらの検討は、想定されるせん断破壊面ないし弱層に対して行われるべきであるが、予備設計段階においては所要

表-1 堤体設計に用いる諸条件

① ダムの寸法	② 設計に用いる基本数値	③ コンクリートの特性
ダム天端の標高 EL456.0m	貯水の単位重量 1.0 t/m^3	単位重量 2.3 t/m^3
基礎岩盤の標高 EL345.0m	堆砂の単位重量 1.0 t/m^3	弾性係数 $2 \times 10^4 \text{ t/m}^2$
常時満水位 EL445.0m	土圧係数 0.6	ポアソン比 0.2
サーチャージ水位 EL445.0m	岩盤の弾性係数 $7 \times 10^4 \text{ t/m}^2$	熱膨張係数 $1 \times 10^{-5} \text{ 1/deg}$
設計洪水位 EL454.0m	岩盤のポアソン比 0.2	
堆砂位 EL390.5m	地震係数 0.24	

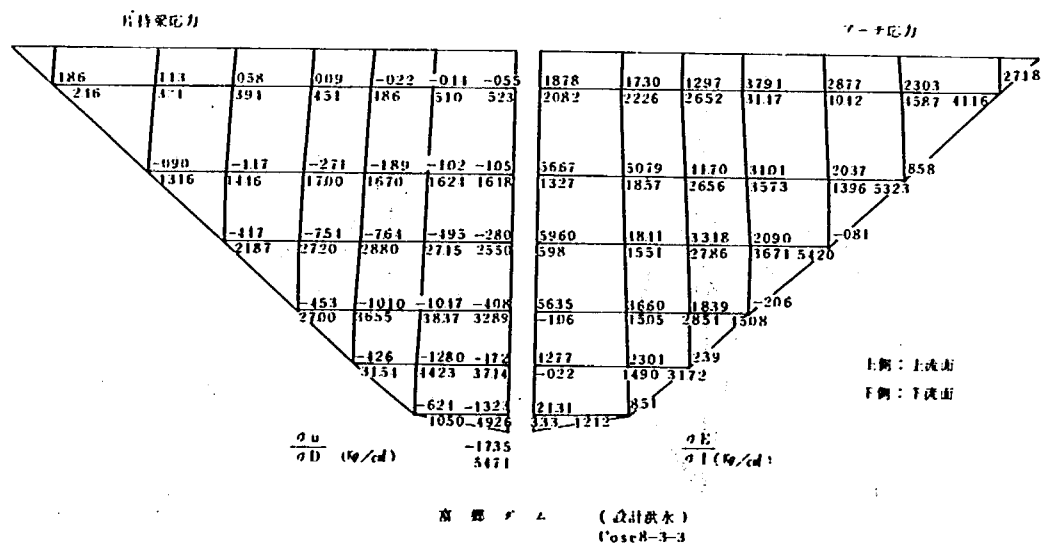


図-2 堤体応力分布 (設計洪水位)

堅岩線による検討を行なうものとする。

所要堅岩線とは、アーチダムアバットメント上流端から任意の方向のせん断破壊面を想定した場合、Henny の式から逆算して求められた必要せん断面の長さを包絡して得られる曲線であり、せん断破壊に対する安全性を確保するために最低必要な堅岩の範囲である。これはあくまでアーチダムの根入れ深さを検討するための資料であり、基礎岩盤の安定性は別途詳細な検討が必要である。

所要堅岩線の長さは

$$l = \frac{nR \cos(\theta + \theta_0) - f(R \sin(\theta + \theta_0) - 5W)}{r_0 - 0.15fW}$$

で求められる。ここに、

R : アーチスラストの大きさ

θ_0 : アーチスラストがアバットメントの垂線となす角

θ : 想定せん断面がアバットメントとなす角

W : アバットメント上流端における揚圧力

である。

一方、現在までに実施されたせん断試験結果によれば、表-2 および図-4 に示される強度が概略設計採用値として用いられている。所要堅岩線の長さを求める際に用いる岩盤強度として、 $r_0 = 1.5 \text{ } 0t/m^2$ 、 $f = 1.5$ を用い、蛇紋岩化の著しい SP ゾーン等による安全率の割増しを行ない $n = 5$ として所要堅岩線を求めると表-3 および図-6 のようになる。

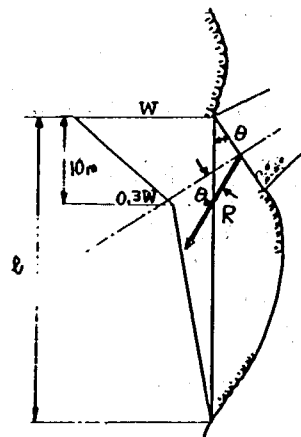


図-3 所要堅岩線の算出法

表-2 岩盤強度

岩 種	f	r_0
non SP ~ (SP)	1.6	$150 \frac{t}{m^2}$
SP	1.6	40
Mb	1.6	150
Sch	1.6	150

5. 今後の問題点

現段階における情報を総合的に判断すれば、富郷ダムはアーチダムとしても十分築造が可能であり、また経済的にもアーチダムと重力ダムは同等に評価することができる。

なお、アーチダムの詳細な検討を進めていくには、次の情報をより精度よく求める必要がある。

- (1) かんらん岩体中の蛇紋岩化ゾーンの分布の把握
- (2) 追加せん断試験による岩盤強度の確認
- (3) アーチダムとしての地質図の見直し

標高 (m)	アーチスラスト (l/m)	アーチスラストの方向 (deg)	所要堅岩線長 (m)				
			0	10°	20°	30°	40°
444.5	2680	-281°	—	—	0.05	1262	2480
420	4293	0.95°	—	—	9.61	3636	6205
400	5387	6.13°	—	—	27.65	5989	9039
380	6000	14.02°	—	2348	5772	9032	12030
365	5668	19.12°	1036	4188	7228	10063	11211
350	3537	1520°	—	2086	4178	6162	7975

表-3 所要堅岩線長 (常時満水位)

おて気象
コンクリートで築造 (70%以上)
計画築造 (%)
(単位: kg/cm²)

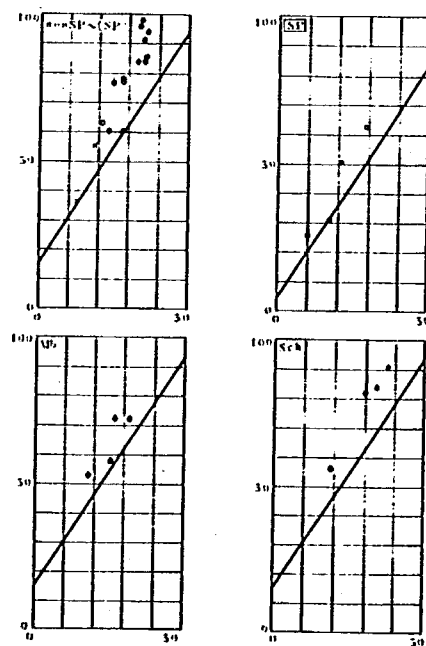


図-4 岩盤試験結果

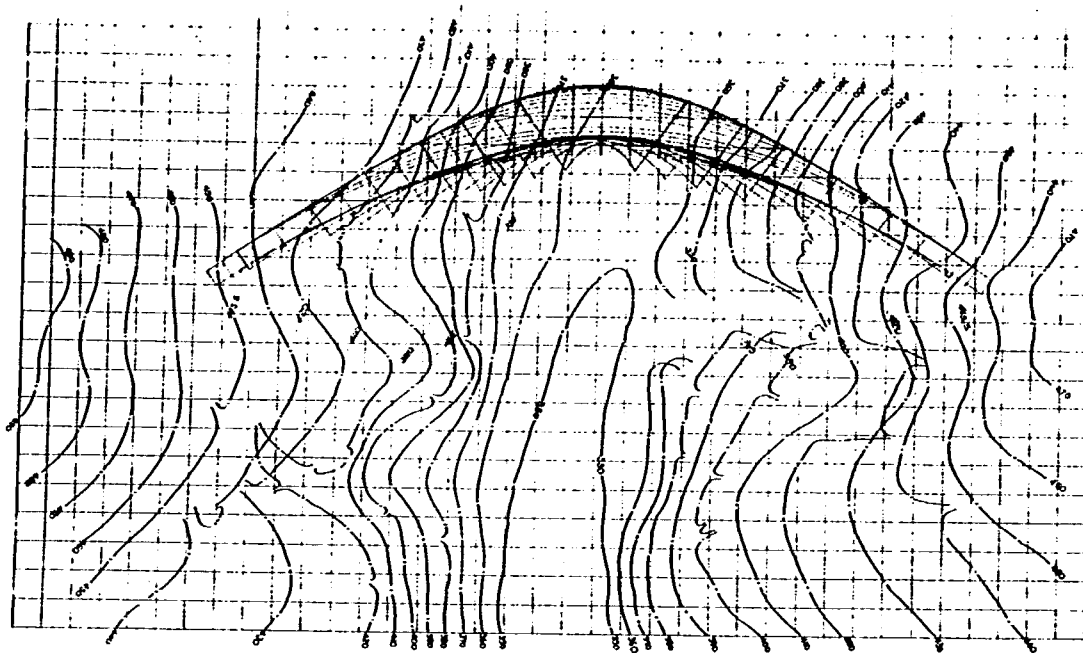


图-6

昭和55年度

地方建設局依頼調査試験報告

昭和56年 5 月

2.10 ダムの耐震性に関する調査

ダム構造研究室 室 長 水野光章

研究員 安田成夫

依光春実

白江健造

片平 博

1. まえがき

土木構造物の地震に対する安全性は重要であり、ダムにおいてはそれが決壊した場合その下流域の人命や財産に甚大な被害を与えるため特に問題となる。我が国は世界有数の地震国で、構造物の耐震性は国民の大きな関心事の一つとなっている。このような状況下において、宮ヶ瀬ダムは洪水調節、上水の供給を目的とする多目的ダムとして建設省関東地方建設局の神奈川県下相模川に建設中のダムで、堤高155m、堤頂長400m、総貯水容量193千万 m^3 、昭和62年度竣工予定であるが、地震多発地帯の伊豆地方に隣接し耐震性が検討された。

2. 調査目的

ダムの応力を動力学的に解析する場合、動水圧の影響をどう評価するかあるいはどのような物性、解析手法を用いるか等のほかに、動的解析の入力としての最適な設計地震動の検討も必要である。ここでは、宮ヶ瀬ダムに用いられた設計地震動の設定経緯及びそれによる動的解析結果を示し、合理的な耐震設計法への一つのアプローチとする。

3. 設計地震動

設計地震動を設定するためのパラメータとしては、最大加速度・周波数特性・継続時間がある。宮ヶ瀬ダムでは設計地震動として、被害地震歴により定めた特性（最大加速度・周波数特性）を持つように他のダムサイトで記録された実地震波を補正した波と補正を加えない実地震波を用いた。但し、継続時間は計算プログラムの便宜上所定の長さが用いられた。

1) 補正波

- 1) ダムを中心として、半径約200km以内の被害地震歴から設計地震のタイプを定め周波数特性と最大加速度を求める。（表-1）

表-1 設計地震の特性

設計地震タイプ	マグニチュード	卓越周期	最大加速度
I	7.9	0.4	270
II	6.75	0.35	280

2) 地震波形の補正

1) 原波の選定

ダム部所有の実地震記録の中から次の2条件

- ⑦設計地震動のマグニチュードに近い。④卓越

表-2 計算ケース

	原 波	卓越周期	最大加速度
Case-1	四ッ田 FY	0.38 sec	270 gal
Case-2	樽 水 FX	0.34 sec	280 gal
Case-3	網 代 EW	0.24 sec	350 gal

周波数が明瞭であること、を満たすように原波を選定した。

ii) 原波の補正

選定された波を表-1で示された特性を持つように以下の作業を行う。

- ①時間軸を変更し設計地震動の卓越周波数に合わせる。
- ②地震波らしさを失わないように高周波成分を残し卓越周波数以外の周波数成分を切捨てる。
- ③原波の最大加速度を設計最大加速度に拡大縮小する。

ii) 補正を加えない地震波

1980年6月に伊東市沖合で地震が発生した際に網代で記録された地震波を用いた。

以上表-2の3つの計算ケースを考えた。

4. 動的解析と今後の問題点

解析には計算プログラムEADIIIを用い、減衰定数10% (1~6次の振動モード一律) Chopraの動水圧評価とした。

図-1は設計地震波3ケースについて堤体の最大引張応力を時刻歴に無関係に示したものである。(但し静的応力を加えてある)何れのケースにおいても堤体上流面及び下流面の引張応力は10~20 kg/cm²の範囲にある。ところでコンクリートの引張強動は圧縮強度の1/10程度が期待でき、ダムコンクリートは圧縮強度が250~300 kg/cm²は期待できるから25~30 kg/cm²の引張強度が期待できる。従って図-1の引張応力は安全の範囲内にあることがわかる。

Case-1では設計地震動の最大加速度がCase-3に比べて小さいにもかかわらず、大きな引張応力が発生している。これはCase-1の設計地震の卓越周期が貯水池の共振周期に近い値を持っていたためと考えられ、Chopraによる貯水池評価の特徴である。

今年度を以って建設省関東地方建設局依頼の「ダムの耐震性に関する調査」は終了となり、設計地震に関する問題はある程度解決された。しかしながら動水圧の評価にしても、現在有力な手段であるWestergaard, Chopraの方法で貯水池の地震時の挙動が正確に把握されている

とは言えず、あるいは堤体の減衰定数、コンクリート自体の動的強度についても不明確な部分が多い。したがってより合理的な耐震設計法の開発を目指し、今後一層の研究が必要である。

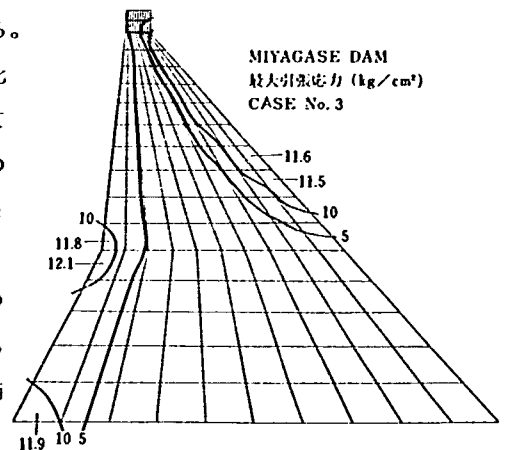
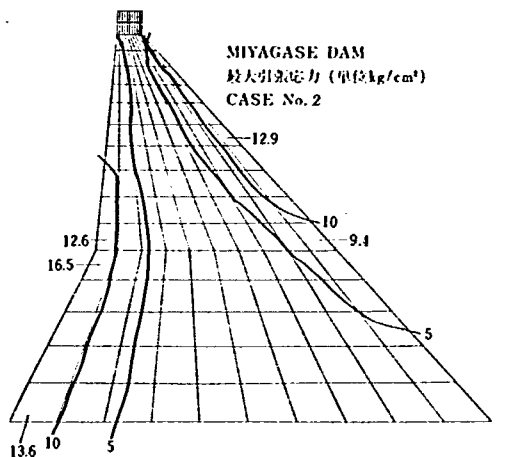
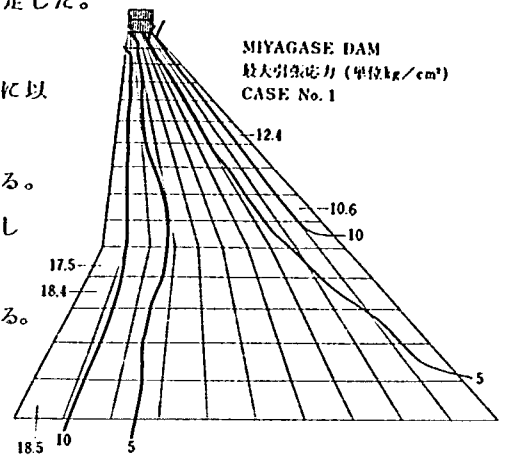


図-1 最大引張応力

3.7 大川ダム本体安定解析

ダム構造研究室 主 研 斎藤孝三

矢沢克敏

片平 博

1. まえがき

大川ダムは阿賀野川水系大川に北陸地方建設局が建設中の高さ78mの多目的重力ダムである。今年度は、当ダムにおいて行われてきた安定解析結果を報告書に整理し、また若干の追加計算を行った。

2. 研究目的

ダムサイトの基岩は、中世代の砂岩、泥岩とこれ貫く新第3紀の幅広い流紋岩類から成り、これらの岩盤には多数の断層が発達し、また火成岩の貫入作用によって破砕された部分が多く、従来の他の重力ダムの基礎岩盤に比して著しく脆弱であった。しかし、当ダムにおける設計洪水量が非常に大きなことから、越流に対して安全性の高いコンクリートダムをどうしても建設せざるを得ない状態にあった。そこで劣悪な岩盤に対して安全性の高いダム本体形状を検討すると共に、特に破砕風化の著しい右岸側に対しての安全性を検討する必要がある。

3. 研究方法及び結果

3.1 基本形状（最大断面）の検討

ダム基本形状の選定に当たっては、まずどのような断面にすべきかを模索する為に数種の形状について比較・設計が行われた。形状としては主に普通形、基礎岩盤を凹形に掘削してせん断抵抗を増そうとするウェッジ形、従来の岩盤上にコンクリートの人工岩盤を設けるマット型の3種類であり、岩盤を含めたFEM解析の結果次の事が判明した。(1)普通形ではせん断に対する安全性は確保出来ない(2)ウェッジ形は掘削量が増えると共に周囲の岩盤を傷める危険性があり、その割に安全性の向上は少ない(3)マット形はせん断に対して最も安全性があり、応力を分散させることが出来る。これらの理由により比較的問題点の少ないマット形が設計断面に採用された。

次にマット形のダムとしての詳細検討では、マット厚について10、15、20、25mのそれぞれにおいてFEMにより解析した結果、応力を十分に分散できる範囲と経済面から判断し、20mが最適であるとされた。マット厚を20mとした時に、安全性を確保するのに必要なマット長は180m程度であったが、減勢工の関係から更に40m程延長し下流自由に接岩させることとなった。またマット部のコンクリートを合理化施工することにより、弾性係数が本体の1/2程度に低下した場合の応力解析も行っており、マットの変形性が岩盤の変形性に追従しやすくなる為に、応力状態はマットにとって有利になることが判明している。最大断面の形状と応力分布状態を図-1に示す。断層上部のコンクリート内に引張応力が発生しているが、大きな値でもなく用心鉄筋など

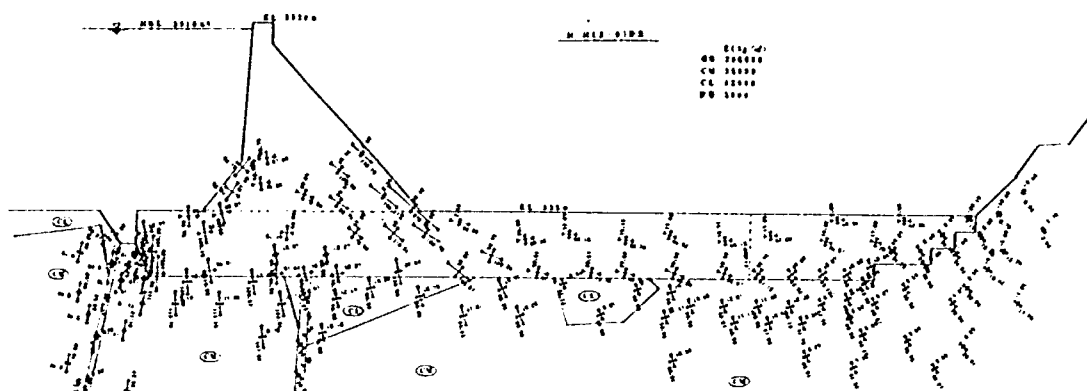


図-1 河床部最大断面

施工面で考慮されたようである。

3.2 右岸段丘部の安定計算

右岸段丘部では、重力ダムの安全性に大きな影響を与える水平断層が確認されており、最も危険と目される第16ブロック（B1 355 m）で安定計算を行った。その結果 B1 345 m 以上の部分に水平断層がある場合は安全性を確保出来ないことが判明し、危険な断層は掘削された。

右岸側は予想以上に岩盤の性状が悪く、掘削法面と本体との間隙に詰める間詰めコンクリートを9 m程度のフィレットとして計画することとなり、このフィレット効果を検討した。①フィレットなしの場合、②下流側にフィレットを設けた場合、③上・下流側にフィレットがある場合の計3ケースについて FEMにより岩着面の点安全率を求めると図-2の通りとなり、フィレット効果の大きなことが判明している。

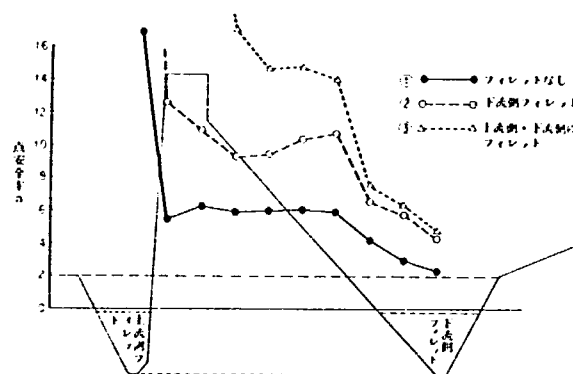


図-2 フィレット効果

3.3 A-A'断面の安定計算

A-A'断面においては、その基礎岩盤の大部分がC_L級以下の脆弱な岩盤であることが判明しダムの安定性に不安が生じた為、今年度追加計算を行った。結果から応力分布と岩着面の点安全率を図-3に示す。ダムベース沿いのコンクリート内に最大3 kg/cm²程度の引張応力が発生しており、施工時に十分な考慮が望まれる。節点応力から求めた点安全率は下流端の弱層部でnⁱ=2.0以下の部分が存在するが、節点応力はその周辺の要素応力の平均値であることから、単にその部分の応力を表しているものではなく、現に岩盤内の要素応力から点安全率を計算した

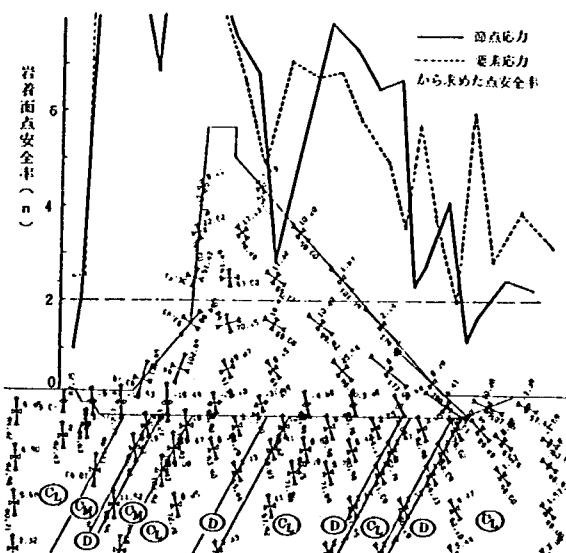


図-3 A-A'断面

ところ満足する結果となり、安全性は確保できるものと考えられる。

6.3 温井ダム本体構造設計

ダム構造研究室 室 長 水野光章

主任研究員 斎藤孝三

研究員 永山 功

矢沢克敏

片平 博

(併) 新高庸介

1. まえがき

温井ダムは太田川水系滝山川に建設中のダム高 155m の多目的ダムである。昭和52年度以降アーチダムと重力ダムの両案で比較検討を行ってきたが、本年度よりアーチダムとしての本格的な地質調査、堤体設計を実施することとなり、その一部を地連から依頼され研究したものである。

3. 研究目的

工事々務所で実施された地質調査及び試験を基にダムサイトの地形、地質に適合したダムを設計する為に堤体応力、座取り、基礎岩盤の安定性等の検討を行い問題点を整理する。

3. 研究方法

新しく加わった地質情報を基にして過去に検討された堤体形状を見直す。更に荷重分割法（半徑方向調整）により堤体応力を算出し基礎岩盤の安定性を Henny の式等で検討し今後必要な調査を考える。

4. 研究結果

4.1 基礎岩盤構造の特徴

左岸側には河に平行な NW 系の F-4, F-6, F-7 等と下流に於いて河に抜ける NS 系の F-21, F-22, F-19, F-18 等の 2 系列の断層がある。断層そのものの幅は小さく、同一断層でも部分毎に性状が変化し雁行またはアンジュレーションを伴い、真直ぐ連続するものは稀である。

右岸側には NW 系の F-11, F-10, F-9 等の断層が存在し、上流部では NE 系のものも見られる。更に河床部では当サイト中最大級の規模である F-5 が河に平行に存在しているが最大級といっても他ダムと比較してそう大きいものではなくアーチダムとして問題はないと考える。また地形的には左岸側下流での逃げ等で左岸尾根部が少し薄くなっている。

4.2 座取りの基本姿勢

基礎岩盤面は Ch 級で十分であると考へ基盤として E₂ 230m を選ぶ。左岸側と右岸側を比較すると左岸側の方が NW 系、NS 系の組合せ、下流での地形の逃げが気になる一方右岸側は断層の河側への抜けはあまり考えられず、なるべく左岸側山方向にスラストを向けるように設計する。

4.3 基本形状

基礎岩盤の滑り破壊に対する安全性、堤体応力の分布に対して有利な放物線アーチを採用し、アーチ中心角、厚さ及び片持梁の形状については図-1に示す値を選定した。

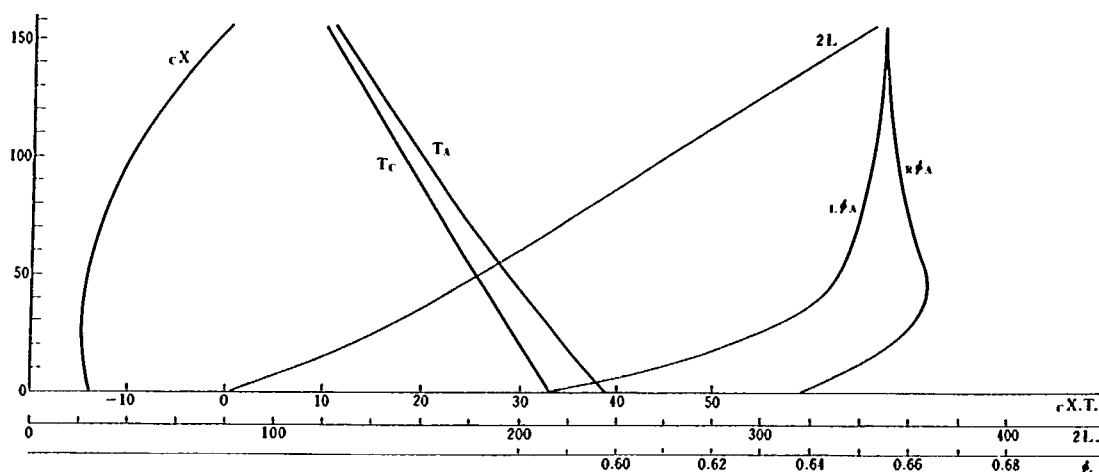


図-1 軌線方程式

4.4 堤体応力度の検討

常時満水位、サーチャージ水位、低水位の堤体応力度を比較し表-1に示す。

表-1 各ケースの応力度 (kg/cm²)

場所	水位	常時水位 (Eℓ360 ^m)	サーチャージ水位 (Eℓ381 ^m)	設計洪水水位 (Eℓ384 ^m)	低水位 (Eℓ289 ^m)
クラウンベース	σ_u	-31.19	-36.43	-29.61	14.41
クラウンベース	σ_d	88.09	96.48	87.49	26.71
アバット (下)	σ_i	83.84	99.30	85.49	-17.78
クラウン (上)	σ_e	78.19	91.64	76.66	-16.82
クラウンベース	σ_i	5.73	5.60	5.97	3.27

最大圧縮応力についてはアーチ応力、片持梁応力共に約 100 kg/cm² となっている。また最大引張応力は片持梁クラウン基礎で約 40 kg/cm² に達している。このうち後者の値は模型実験では 30 kg/cm² 位圧縮側に移行するものと思われるが、圧縮、引張両応力とももう少し小さくなるように形状修正すべきであろう。

4.5 基礎岩盤の安定解析

2次元スライスに於ける Henny の式の概略法と結果を図-2に示す。(サーチャージ水位時)

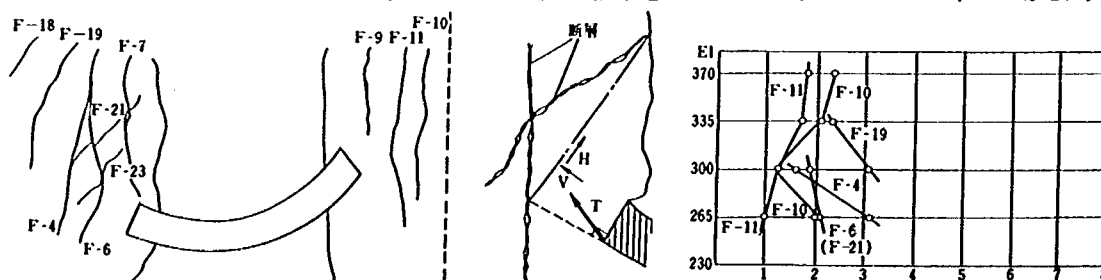
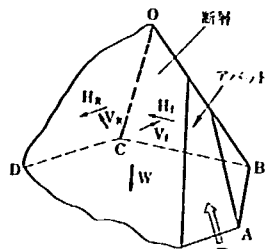


図-2 2次元スライスに於ける Henny の値



左 岸			右 岸		
標 高	弱 質 名	安全率	標 高	弱質名	安全率
385 ~ 350	F-14, F-18	33.2	370 ~ 335	F-11	8.8
350 ~ 330	F- 2, S-31	42.5	335 ~ 300	F-11	12.3
330 ~ 310	F-19, F-20	25.1	370 ~ 300	F-11	8.2
310 ~ 290	F- 4, F-20	11.9			
290 ~ 280	F- 21	94.7			
280 ~ 265	F- 6, F-21	13.5			
265 ~ 250	F-23	40.1			

このように現実の破壊状態に近いと考えられる剛体滑り法に於いては十分な安全性（工学的安全性の判断に関して規準を6とした。）が確保されている。

以上述べたように断層沿いの滑りに対する全体的安全率に於いては3次元的に十分安全と言えるが2次元的には問題がある。更に堤体応力面でも圧縮、引張共に少し大きすぎるので現在実施されている左岸側のNS系とNW系の交叉部の状態及び断層の連続性の調査を踏えて修正改善する必要がある。

- 101 -

7.3 富郷ダム本体構造設計

ダム構造研究室 室 長 水野 光章
 研究員 永山 功
 安田 成夫
 依光 春実
 矢沢 克敏

1. まえがき

富郷ダムは吉野川水系銅山川建設予定の堤高111mのダムであり、三波川変成帯に属する結晶片岩中に貫入したかんらん岩体をその基礎にしている。堅硬な岩盤と急峻な両岸の地形よりアーチダム案についても検討されたが、現在では重力アーチダムとして検討も進められている。

2. 研究目的

富郷ダムの基本形状を決定する。

3. 研究方法

- (1) 重力アーチダムの設計に対する基本的考察
- (2) 重力アーチダムの設計手法の調査、設計手法の検討
- (3) 富郷ダムの基本形状の決定

4. 研究結果

4.1 アーチダム案としての概略設計結果

アーチダムを考えた場合の概略設計最終案を図-1

および図-2に示す。

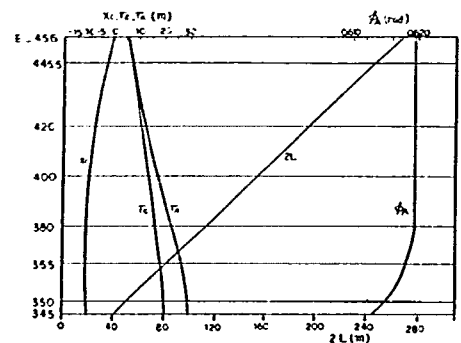
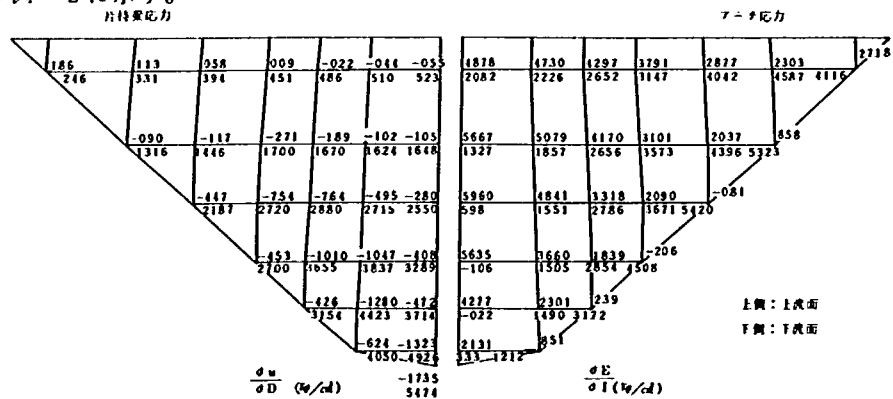


図-1 軌跡方程式



富郷ダム (設計洪水)
 Case8-3-3
 図-2 応力解析結果

4.2 重力アーチダム案に対する検討事項

4.2.1 重力アーチダムの位置づけ

従来のコンクリートダムの設計は梁理論に基づく2次元設計（重力ダム）と荷重分割法による3次元設計（アーチダム）に分れる。しかし急峻な地形においては重力ダムの左右岸ブロックの安定性を上下流方向の2次元解析でよしとするのはいささか疑問でもあり、またさらに積極的に重力ダムに曲率を持たせ3次元的に設計し、堤体積の節減と安定性の向上を計る方向も当然考えられるべきである。重力ダムの3次元設計はその究極においては薄肉アーチダムと一致するはずであるが、例えばアーチダムの基礎岩盤ほどの堅固な岩盤を有していない場合でもダム軸に曲率を設けることによってより合理的な設計が可能となる。

4.2.2 解析手法の検討

初期のアーチダムは厚肉アーチとして設計され、アーチダムとして分類されるよりも重力アーチダムと分類されるものが多い。“ダム総覧”によれば、湯田、七色、高山、新成羽川、阿武川ダムが重力アーチとして登録されている。これらのダムの応力解析は荷重分割法によって行われており、最終的には模型実験による検証が行われている。

荷重分割法は構造系をアーチ要素と片持梁要素に分割して応力解を求める方法である。片持梁理論による応力解は鉛直応力についてはLevyの楔解と一致するため解析上の問題は少ない。一方、アーチ要素については、アーチ理論の適用限界は曲率半径が梁高の2倍以上の場合とされており、重力アーチダムの解析には必ずしも適当でない。事実、重力アーチダムの荷重分割法による解は大きな解析誤差を有することが確認されている。

このようなことから、重力アーチダムの設計に際しては3次元有限要素を広範囲に適用することが要求される。有限要素法による解は、要素分割によって規定された拘束変形条件における構造系の内部エネルギー最小解であり、要素分割を細分化すれば無限に真値に収束することが理論的に証明されている。従って今後の課題は実用上最適な要素分割を求めることにあり、またこのような要素分割の自動化にある。基本的な要素の精度の検討は既に行われており、来年度は重力アーチダムの解析に適した要素分割を検討し、富郷ダムの重力アーチダム案としての設計に着手する。

5. 今後の問題点

- (1) 荷重分割法による解析の定性的・定量的な誤差の把握。そのうえでの適用性の検討。
- (2) 有限要素法による最適要素分割法の検討。
- (3) 有限要素法における要素自動分割法の検討。
- (4) 富郷ダム形状決定とその応力解析。

昭和54年度

受託研究費報告

昭和55年5月

1940

1941

1942

9. 奥三面アーチダム設計業務

ダム構造研究室 室長 水野 光章
研究員 永山 功
依光 春実
矢沢 克敏

1. まえがき

奥三面ダムは、三面川水系三面川（新潟県岩船郡朝日村大字三面地先）に建設を予定している多目的ダムであり、洪水調節、発電を目的としている。ダムの高さは約115m、総貯水容量 $121.5 \times 10^6 m^3$ 、有効貯水容量 $104 \times 10^6 m^3$ の放物線型アーチダムである。

三面川流域の地質としては、上流地域では中世代白亜紀の花崗岩が広く分布しており、中間（三面部落付近）には古生層の粘板岩が分布し、さらにダムサイト近辺には新第三紀の流紋岩質凝灰岩が分布している。貯水池内は、これら岩盤地帯を段丘及び崖錐堆積物が覆っている。

ダムサイトの地形は急峻なV字峽を呈し、河床巾は10～20mである。また基礎岩盤は堅岩が露頭し風化は一般に少ない。

以上のような状況において、経済的な面からは勿論、また観光的な要請（カネツボ渓谷）からも事業主体となる新潟県より、昭和52年度から構造設計を委託されたものである。

2. 研究目的

アーチダムは、コンクリートの強度を最大限に利用し、アーチ作用によって兩岸の岩盤に大きな力を伝達させる構造物である。従って

(1) 最適な座取りと合理的な堤体形状による堤体コンクリートの強度の確保

(2) 最適な座取りと堤体の根入れ深さによる基礎岩盤の安定性の確保

が究極の目的といえる。この過程においては、地質特性を十分に整理し、その対応の難易性を考えるとともに、重力ダムとの技術的・経済的有利性を常に考慮しておく必要がある。

3. 研究方法

3.1. ダム軸の選定

ダム軸は、アバットメントにおける基礎岩盤の状況、アーチダムのショルダーの確保等の地質特性、堤体傾、基礎掘削量さらに洪水処理設備等の経済性、施工設備および施工法等の施工性を総合的に判断して決定する必要がある。

3.2. 堤体形状の選定

既存の同規模のダムを参考にして、クラウン片持梁の形状、アーチ中心角および厚さ等を決定する。根入れ深さは所要堅岩線から決定するが、基礎岩盤の安定性の面から重力ダムより深くな

る。

3.3. 堤体応力の検討

堤体応力の検討は荷重分割法で行うが、最終的には模型実験と対比して妥当性を検討する。この際、堤体応力とコンクリートの強度、ダム基礎に作用するスラストと岩盤強度の関係が主な検討対象になる。

3.4. 基礎岩盤の安定性の検討

基礎岩盤の安定性の検討は所要堅岩線により決定する。さらに安定を損う恐れのある弱層に対しては、個々にHennyの式によるせん断摩擦安全率および局所せん断摩擦安全率を検討する。

4. 研究結果

4.1. 堤体の設計条件（表-1）

表-1 堤体設計に用いる諸条件

① ダムの寸法	② 設計に用いる基本数値	③ コンクリートの特性
ダム天端の標高 E L 238.0 m	貯水の単位重量 1.0 t/m ³	単位重量 23 t/m ³
基礎岩盤の標高 E L 123.0 m	堆砂の単位重量 1.0 t/m ³	弾性係数 2×10^6 t/m ²
常時満水位 E L 228.0 m	泥圧係数 0.6	ポアソン比 0.2
サーチャージ水位 E L 228.0 m	岩盤の弾性係数 7×10^5 t/m ²	熱膨張係数 1×10^{-5} /deg
設計洪水水位 E L 237.0 m	岩盤のポアソン比 0.2	
堆砂位 E L 188.0 m	地震係数 0.24	
	岩盤の内部摩擦係数 0.8	
	岩盤のせん断強度 150 t/m ²	

4.2. ダム軸および堤体形状の選定

ダム軸の選定については、ダムサイト周辺の岩盤は流紋岩質凝灰岩よりなっており、深部の調査が十分なされていない現状においては、専ら地形上の特性から現サイトが選定される。

一方堤体形状については、基礎岩盤のせん断破壊に対する安全性、堤体応力の分布に対して有利な放物線アーチを採用する。アーチの中心角、厚さおよびクラウン片持梁の形状については、図-1に示す値を選定した。

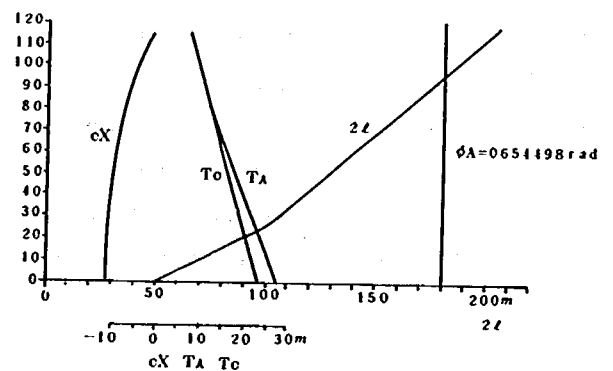


図-1 軌跡方程式

4.3. 堤体応力の検討

4.1.に述べた設計条件に対し、次の荷重条件について計算を実施した。

- (1) 常時満水位 : 自重+静水圧+泥圧+地震時動水圧+地震時慣性力
- (2) サーチャージ水位 : 自重+静水圧+泥圧+地震時動水圧+地震時慣性力

(3) 設計洪水位 : 自重+静水圧+泥圧

(4) 最低水位 : 自重+静水圧+地震時動水圧+地震時慣性力

なお(2)の動水圧、慣性力はダム設計基準より(1)の半分とした。さらに、予備検討であることを考慮して半径調整計算のみを行い、完全調整計算は省略した。計算結果より(1)のケースの応力が支配的となるので、これを図-2に示す。

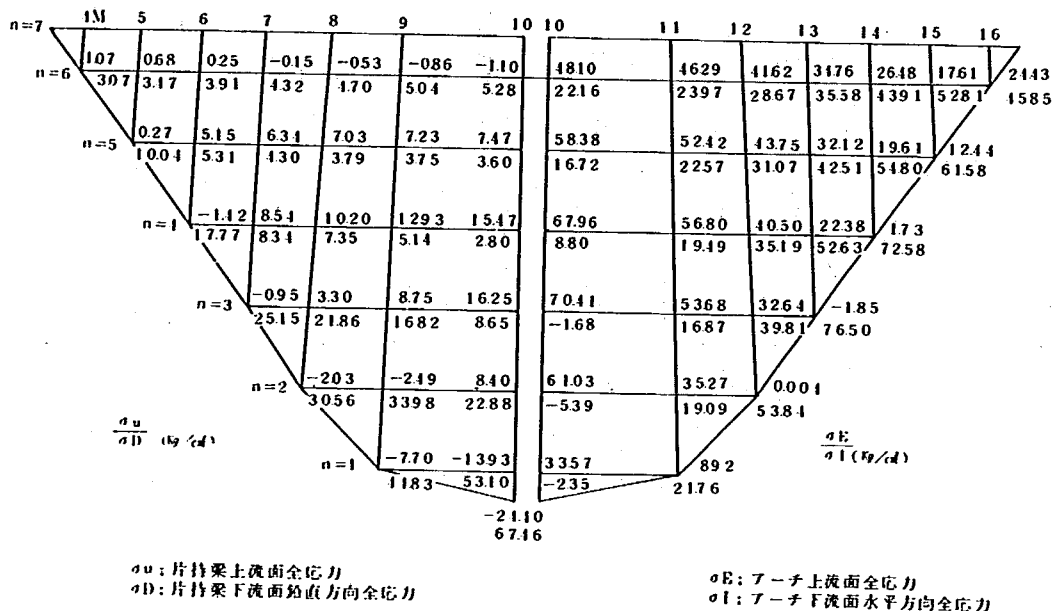


図-2 堤体応力の分布

最大圧縮応力については、地震時の許容応力の割増しを考えれば十分安全な範囲に収まり、また最大引張応力については、クラウン片持梁下部上流面に約 25 kg/cm^2 の引張応力が示されているが、これは模型実験によれば圧縮側に移行する傾向にあり、十分許容応力内に収めることができよう。

4.4. 基礎岩盤の安定性の検討

基礎岩盤の安定性の検討は所要堅岩線により決定されるが、基礎岩盤の地質構造が十分に解明されていないため、地形から推定した想定堅岩線に対して所要堅岩線による根入れ深さの検討を行った。

所要堅岩線は、Hennyの式による安全率4を確保するために最低必要な堅岩の範囲である。所要堅岩線による根入れの検討はアーチダムの座取りを決定するための手段であり、基礎岩盤の安全性の検討は別途解析が必要である。所要堅岩線を図-3に示す。

さらに所要堅岩線を厳密な弾性解析により局所せん断摩擦安全率との関係の検討を行った。解析には、 $N=5$ (EL200)、 $N=3$ (EL160)の2標高について、想定せん断面 ($\theta=10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$)

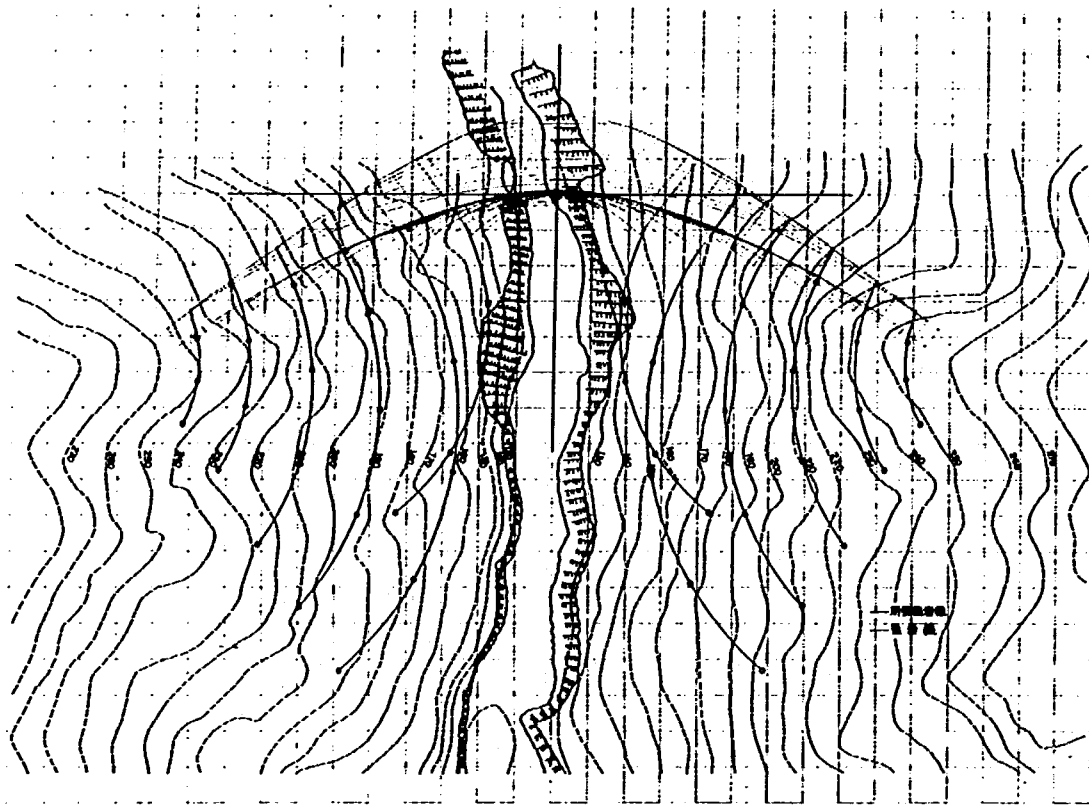


圖-3 所要堅岩線

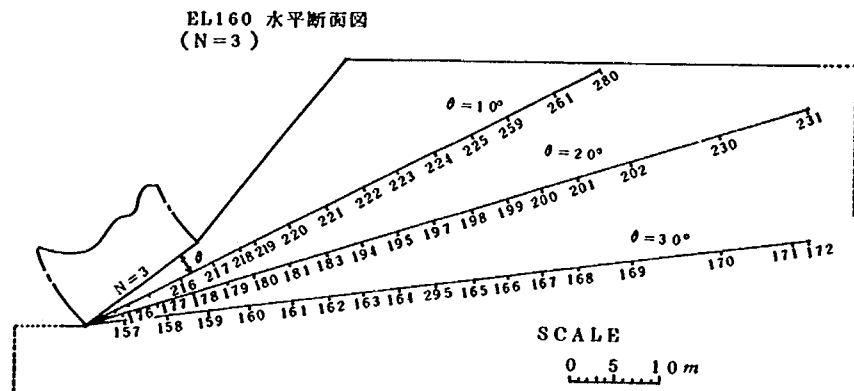


図-4 見取り図

上における所要堅岩線、局所せん断摩擦安全率の関数を検討した。解析の見取り図を図-4に、所要堅岩線と局所せん断摩擦安全率の関数の一部を図-5に示す。

解析の結果、所要堅岩線は θ が大きく、下部傾高になるほど長くなることがわかる。しかし、所要堅岩線の末端付近での応力は各点とも 2 kg/cm^2 以下となっており、Hennyの式より算出された所要堅岩線ほど岩盤の深部まで応力は伝達されないものと思われる。これとは逆に θ が小さく、上部傾高になると所要堅岩線は短く算出され $N=5$ 、 $\theta=10^\circ$ では零になり、計算上では摩擦力のみで対応できることになる。しかし、所要堅岩線が零の場合にも想定せん断面においては局所せん断摩擦安全率が2程度の箇所もあるので注意を要する。

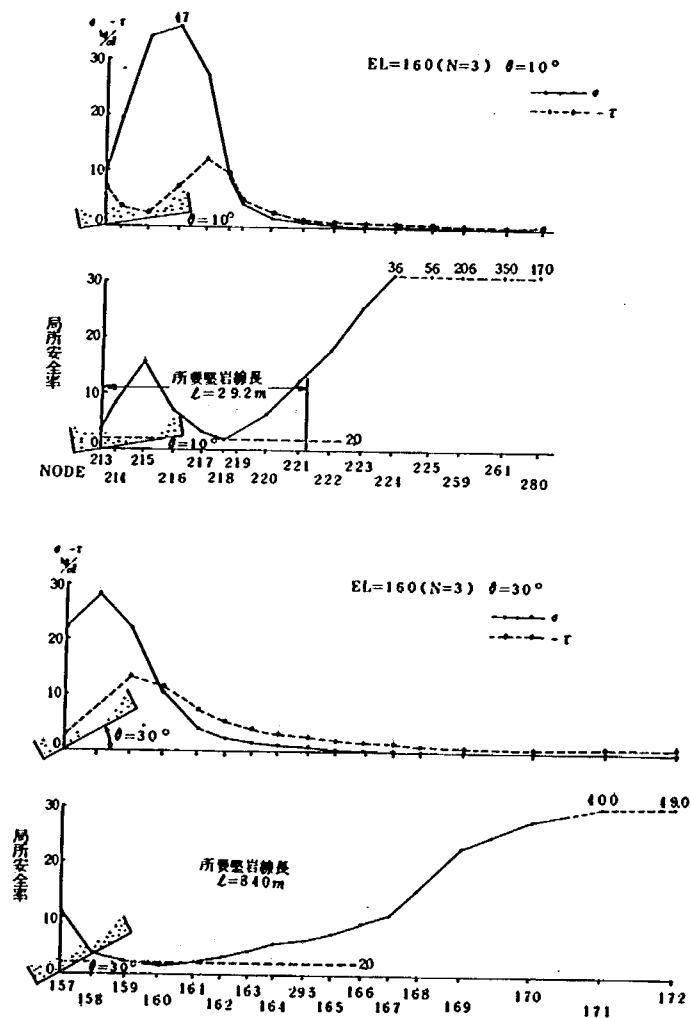


図-5 所要堅岩線と局所せん断摩擦安全率の関係

5. 今後の問題点

ダムサイトは急峻なV字谷を呈し、また基礎岩盤表面の風化も極めて強くB~C_H級の岩盤が地表面近くまで現れており、地形・地質上アーチダムのサイトとしてふさわしい条件を具備しており、現在の予備設計段階では、アーチダム堤体および基礎岩盤に大きな問題はない。

しかし、アーチダム詳細設計を行うためには、いまだ岩盤の地質特性・力学的特性等に対する資料が十分得られておらず、今後詳細設計を行うにあたって以下の調査が早急に要求される。

5.1. ダムサイトの地質調査

まず、ショルダー部の厚みの調査があげられる。一般的にアーチスラストの大きなダム高に対し $1/3$ の高さの標高付近は特に注意を要する。次に着岩面における堅岩線の性状の調査があげられる。その他ダムサイトの地質図 ($1/500$) の作成、ダムサイトの地形図 ($1/500$) の作成、力学試験、透水試験等が早急に要求される。

5.2. 断層・シーム等の確認

アーチダムの場合、最も危険な断層は上下流方向の走行のものであり、これに対して性状、連続性の確認が必要となる。さらに、これら断層、シーム、ジョイント等との組み合わせによりすべり面の形成されることもあり、断層、シーム、ジョイント等の関連を十分確認しておく必要がある。そのために地質精査図を早急に作成する必要がある。

5.3. その他の注意事項

本サイト直上流右岸に地回り地形の個所があり、堤体設計上直接関連は少ないが、工事段階では重要な課題となる可能性もあり、予め十分な調査と対策を考えておく必要がある。

一方、アーチダムはさきにも述べた通り、コンクリートの強度を最大限に利用する構造物であるので、コンクリート用骨材については物理・化学特性を十分検討しておく必要がある。

昭和55年度

受託研究費報告

昭和56年5月

1950

1951 1952 1953 1954 1955 1956

1957 1958 1959

8 奥三面アーチダム設計業務

ダム構造研究室 室長 水野光章

研究員 永山 功

依光春実

矢沢克敏

1. まえがき

奥三面ダムは、三面川水系三面川（新潟県岩船郡朝日村大字三面地先）に建設中の多目的ダムであり、その規模は堤高 115 m、総貯水容量 $121.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、有効貯水容量 $104 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。ダム型式としては放物線型アーチダムとすることが決定されている。

ダムサイトは兩岸とも岩盤が露頭し、極めて急峻な V 字谷を形成している。ダムの基礎岩盤は新第三紀の流紋岩質凝灰岩からなり、またその下部には、ダム軸付近で河床下約 80 m のところで古生層の粘板岩と不整合で接している。

基礎岩盤は地表付近を除き、極めて堅硬で割れ目も比較的少なく、B～C_H 級の岩盤からなっている。ただし、かなり深部まで開口亀裂の発達が見られている。開口亀裂の方向は河道の方向とは一致せず、急峻な地形の影響よりも、基盤の古生層の変形性に関連があるものと考えられている。基礎岩盤の透水性は、一般には小さいが、開口亀裂に関連して所々に高透水性を示す部分が存在し、また地下水位も極めて低い。また断層は左右岸に数本確認されているが、走行、規模の連続性の確認が未だ十分に行われていないので今後の調査結果が待たれるものであるが、アーチダムの設計に致命的な問題となる断層は現在のところ存在していない。

このような地形、地質条件による経済性からの要請のほか、国立公園内のカネツボ溪谷の景観という観光面での要請も相俟って、昭和 52 年より新潟県からアーチダムの構造設計を委託されており、今年度で概略設計は概ね終了する。

2. 研究目的

アーチダムは堤体コンクリートの強度と基礎岩盤の強度とを最大限に利用する構造物であり、従ってその設計には次の 4 つの条件を考慮しなければならない。

- ① ダムサイトの地形に合致した最適堤体形状を求めることによる堤体コンクリートの有効利用。
- ② 最適な座取と根入れ深さを求めることによる基礎岩盤の安全性・施工の経済性の確保。
- ③ 仮設備の配置との関連を考えた施工性。
- ④ 洪水処理施設の配置。

本受託業務の最終目標は、以上の点を考慮しつつ、堤体の座取、形状を決定することにある。

3. 研究方法

- (1) 所要堅岩線による堤体座取，根入れ深さの決定。
- (2) 荷重分割法による堤体応力の検討。

4. 研究結果

4.1 堤体の設計条件

堤体形状を決定するための設計条件は次のとおりである。但し，コンクリートおよび基礎岩盤の物性値は推定値を用いている。

表-1 堤体設計に用いる諸条件

① ダムの寸法	② 設計に用いる基本数値	③ コンクリートの特性
ダム天端の標高 EL 238.0m	貯水の単位重量 1.0 t/m^3	単位重量 2.3 t/m^3
基礎岩盤の標高 EL 123.0m	堆砂の単位重量 1.0 t/m^3	弾性係数 $2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
常時満水位 EL 228.0m	泥圧係数 0.6	ポアソン比 0.2
サーチャージ水位 EL 228.0m	岩盤の弾性係数 $7 \times 10^5 \text{ t/m}^2$	熱膨張係数 $1 \times 10^{-5} / \text{deg}$
設計洪水水位 EL 237.0m	岩盤のポアソン比 0.2	
堆砂位 EL 188.0m	地震係数 0.24	
	岩盤の内部摩擦係数 0.8	
	岩盤のせん断強度 150 t/m^2	

4.2 ダム軸および堤体形状の選定

ダム軸は，基礎岩盤内の堅岩等高線，断層の位置，走向に基いて決定されるべきものであるが，これらの資料は十分に整理されていない現状では専ら地形条件から推定された堅岩等高線によってダム軸が選定される。また基礎岩盤の強度は表-1に示す推定値を用いる。この場合，ダム軸および根入れ深さは図-1のように選定される。

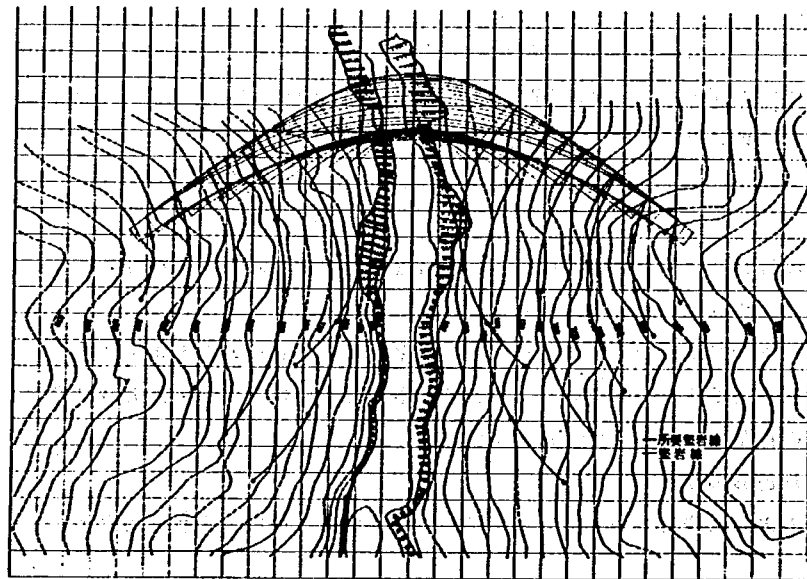


図-1 アーチダムの座取

堤体形状は、他ダムを例に種々検討した結果、概略設計最終案として図-2に示す軌跡方程式を採用した。

4.3 堤体応力の検討

アーチダムの設計水位は①常時満水位、②サーチャージ水位、③設計洪水水位、④低水位からなる。

それぞれの水位に対する堤体応力の解析結果を図-3から図-6に示す。

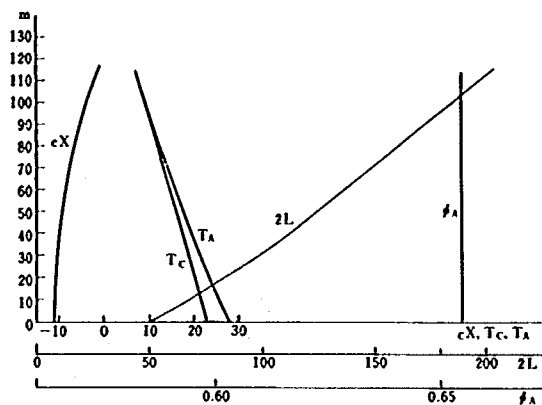


図-2 軌跡方程式

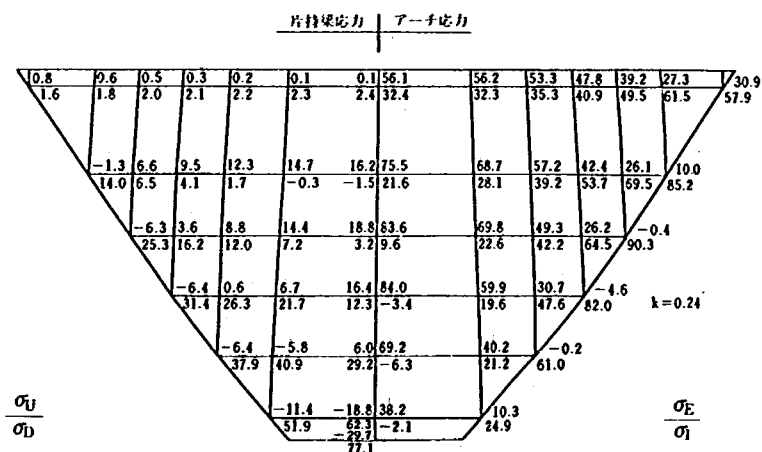


図-3 常時満水位時堤体応力

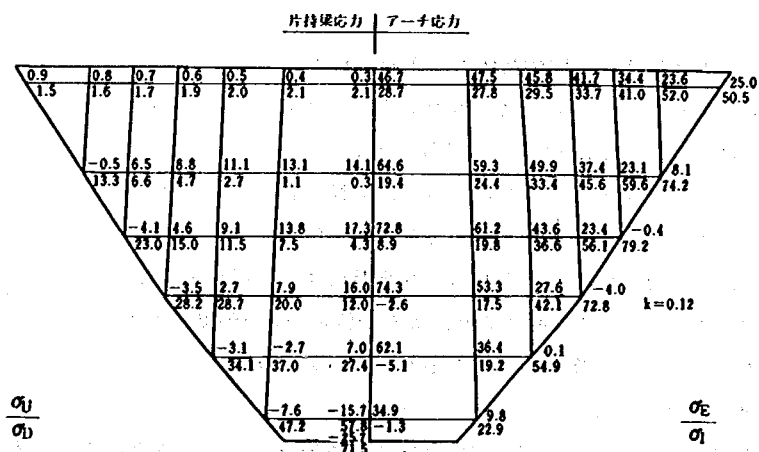


図-4 サーチャージ水位時堤体応力

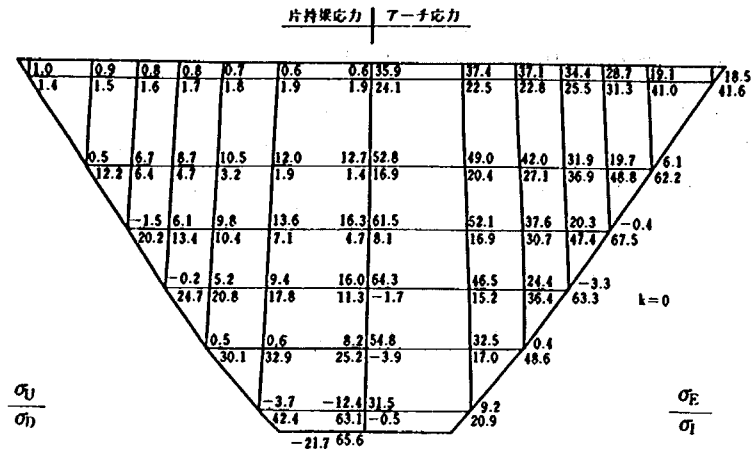


図 - 5 設計洪水位時堤体応力

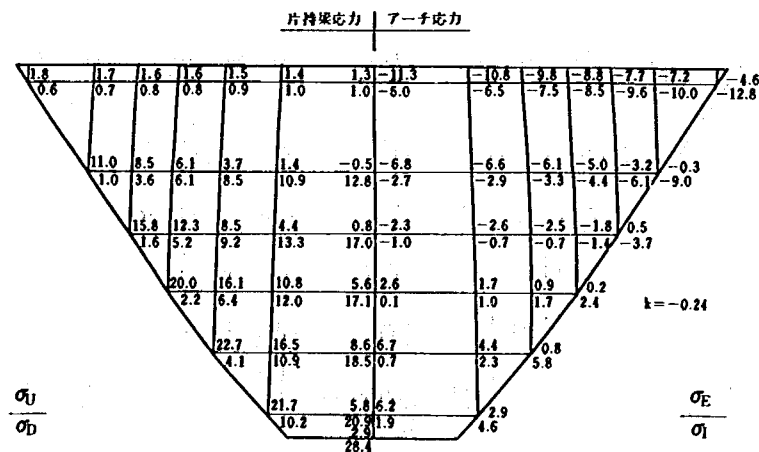


図 - 6 低水位時堤体応力

一般に、荷重分割法の結果は次のような解析誤差を有することが模型実験等より確認されている。

上流面水平応力：計算値は比較的精度よく求められる。

下流面水平応力：クラウン下部標高の応力値は計算値より $10 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ 引張側へ移行する。アバットメント付近の応力値は $60 \sim 80 \%$ に減ずる。

上流面鉛直応力：クラウン下部標高の応力値は計算値より $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ 圧縮側へ移行する。

下流面鉛直応力：クラウン下部標高の応力値は計算値より $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 引張側へ移行する。

従って、この点を考慮して図 - 3 から図 - 6 を見直すと、堤体応力は最大圧縮応力は常時で 70 kg/cm^2 地震時で 90 kg/cm^2 程度であり、また引張応力は 10 kg/cm^2 程度であり、概略設計段階では設計応力との対応は十分見通しのあるものといえよう。

4.4 基礎岩盤の安定性の検討

基礎岩盤の安定性は主として岩盤内に存在する断層・シームの強度、走向、連続性等に依存する。従って詳細検討は今後の地質調査結果を待たねばならないが、概略設計の段階ではこれを所

要堅岩線による安定解析によって代用する。

所要堅岩線は均一岩盤の全体安全率を算出するために開発された方法であり、弱層沿いの滑り破壊が支配的条件となるような基礎岩盤に対しては、その適用はあまり意味がない。従って本解析はアーチダムの基礎としての必要最低条件を備えた基礎岩盤かどうかを検討するにすぎないことに留意する必要がある。

所要堅岩線は、Hennyの式による安全率

$$n = \frac{\tau_0 \ell + f(V - U)}{H} \dots\dots\dots (1)$$

が4になるために必要なせん断長さ ℓ を逆算して求め、これをせん断方向の角度 θ の関数と考え、 ℓ と θ の関係をプロットして得られる図形である。すなわち、所要堅岩線は次式で表わされる。

$$\ell = \ell(\theta) = \frac{4H - f(V - U)}{\tau_0} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

H：せん断面沿いのせん断力

V：せん断面沿いの垂直力

U：せん断面沿いの揚圧力

f：せん断面の内部摩擦係数

τ_0 ：せん断面のせん断強度

である。なお、揚圧力の大きさはアバットメント上流端で貯水位水頭に等しい圧力、10m下流で30%、せん断面末端で0を仮定している。

解析結果を図-1に示す。基礎岩盤強度、堅岩等高線、基礎岩盤内の弱層に対する安定性など、今後検討しなければならない問題点は存在するが、概略設計段階ではアーチダムの基礎岩盤としての条件を備えた岩盤と判断することができよう。

4.5 アーチダムのサイトとしての評価

奥三面ダムサイトは急峻な地形と比較的堅硬で緻密な基礎岩盤を有し、また上流側で開いた谷形状と相俟ってアーチダムのサイトとしては最良の条件を備えている。堤体および基礎岩盤の応力解析の結果、現在のところアーチダムとしての構造上の問題点は比較的軽微であるといえる。しかし、何分地質調査がアーチダムを設計するために十分な範囲を網羅しているとはいえず、アーチダムの最終的な座取、形状の決定は今後の地質調査結果を待たねばならない。

5. 今後の問題点

昭和52年度より行ってきたアーチダムの概略設計結果からは、未だアーチダムのサイトとしての不都合な条件は見出されていない。しかし、アーチダムの詳細設計と併行した各種調査試験が要求される。今後調査すべき問題点を列挙すれば次のとおりである。

(1) 基礎岩盤の岩級区分の確認

アーチダムは基礎岩盤に作用する荷重が大きいため、その基礎は高い耐力力が広範囲にわたっ

て要求される。従って、ダムアバウトメントおよびショルダー部の堅岩の広がり进行评估すること（堅岩コンターの作成）が早急に必要となろう。

(2) 基礎岩盤内の弱層部の規模、連続性の確認

ダムサイトの横坑内に見られる断層、シームは規模、連続性の確認が十分に行なわれておらず、横坑間での断層、シームの連続性が悪い。これは本来的にそのような性状を示しているのかまたアンジュレーション、雁行によるものかの確認が必要である。ダムサイトの地質調査は巨大な基礎岩盤の極めて一部を調査しているにすぎず、従って全体を把握するには地質学的解釈を伴う仮定を全体的に拡大する必要がある。このためには地表面の地質の露頭状況、系統だった横坑、ボーリング調査が必要であろう。

(3) 基礎岩盤の物性値の把握

ダムサイトは概ねC_H～B級岩盤から構成されるが、各岩級毎の変形ないしは弾性係数、およびせん断強度の把握が必要である。

(4) 基礎岩盤の透水性の把握

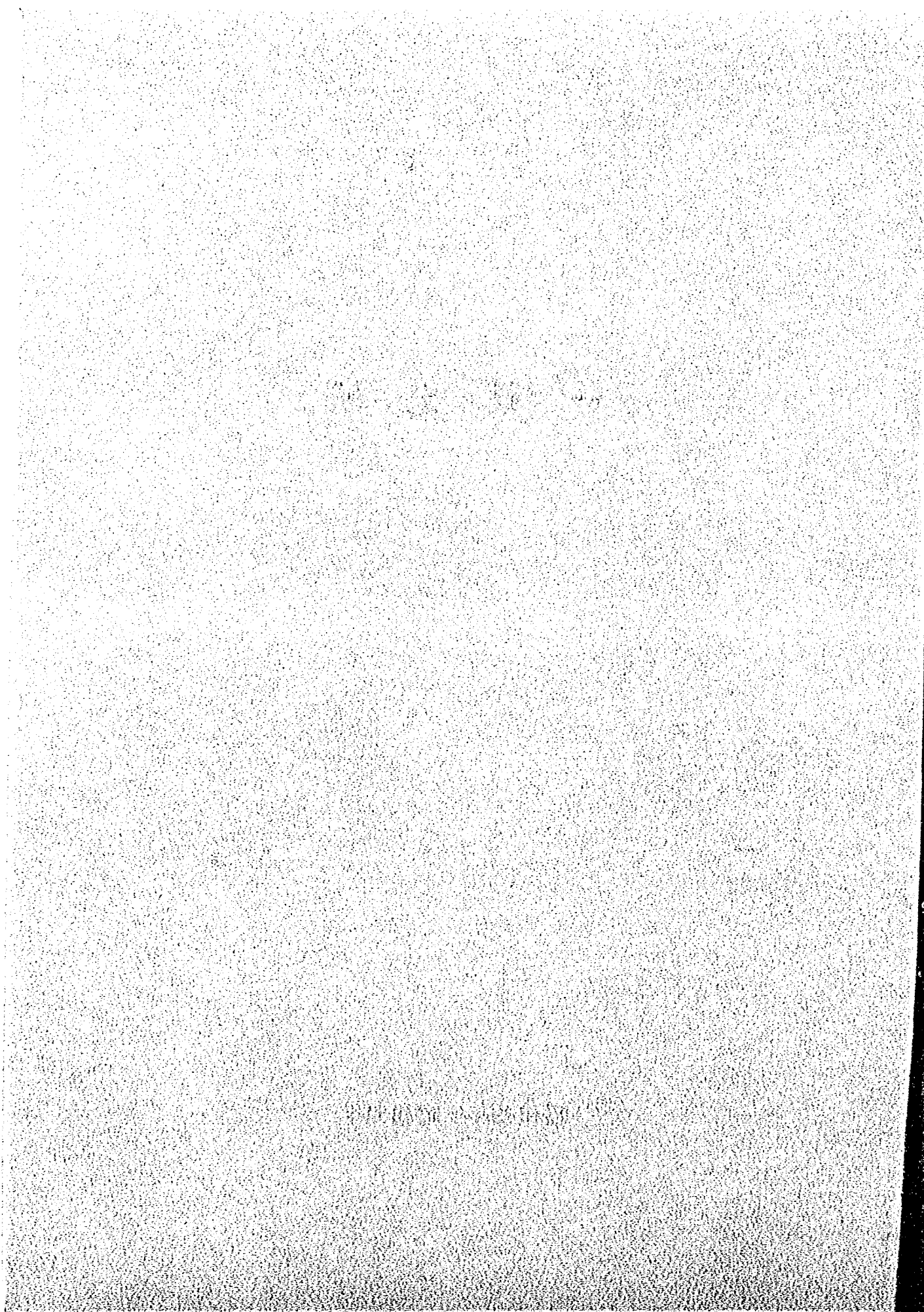
基礎岩盤の透水性は一般に小さいが、これに反して地下水位は極めて低く帯水性が悪い。これは地形が極めて急峻なことも一因として考えられるが、基礎岩盤内に見られる開口亀裂、高透水ゾーンの存在によるものとも考えられる。従って、地下水の低い原因を調べるとともに、開口亀裂等の分布、頻度等の把握が必要である。

(5) ダムサイト直上流の地すべりについて

ダムサイト直上流の地すべりおよび貯水池内の地すべり地形についてその規模と安定性を把握しまたこれに必要な対策を講じておく必要があろう。

一 日 土 研

昭和49年～昭和54年



重力式ダムの岩盤せん断強度の設計値のとり方について (49. 中部)

(質 問)

せん断強度の異なる2～3種の岩盤が分布する場合における基礎岩盤設計値のとり方についてご教示願いたい。

(蓮ダム)

(回 答)

せん断強度の異なる岩盤をダムの基盤に用いる場合には、ダムの安定性に問題となる範囲内の岩盤の強度、変形性を求めておくのが原則である。一般にこれらの岩盤を分級する方法としては、周知の様に、岩の固さ、割れ目の間隔、割れ目の状態に着目した岩盤の等級分類が行なわれており、その等級毎に、強度、変形性試験を行なって、等級別に岩盤の性質を把握しておく。ダムの安定性に問題となるような範囲内の岩盤が、2種類以上の岩質からなる場合には、岩質によって、強度、変形性は異なるものであるから、岩質別に岩盤の分級を行ない、強度、変形性を求めておく必要がある。さて、この様に、岩質、岩盤分級毎に、強度、変形性が求められた場合、各岩級の变形性に大きな差異がなければ、Hennyの式による極限安全率は、岩盤の設計強度として岩質岩級毎の強度を用いて得た、加重平均強度を用いてよい。

しかしながら、変形性に大きな差異がある場合には、変形性の小さな部分に応力集中が起り、上述の加重平均強度を用いる検討だけでは、妥当ではない。このような場合には、実際のモデルにおいて、弾性論に基づく岩盤内の応力分布を算出して、局所的な破壊が起こるかどうかの検討を行なう必要がある。これが、点安全率の検討である。このような検討を行なえば、変形性の大きな弱層が重力ダムの上流端にある場合と下流端にある場合とでは、加重平均強度を用いたHennyの極限安全率では同じであっても、点安全率に着目した局所的な安全率では、大きな差異が出てくるのである。

このような点安全率に着目した検討が必要か否かの変形性に対する判断は、ダム基盤として用いる岩盤の弾性係数によって行なうものとすれば、 $\frac{E_{min}}{E_{max}} = \frac{1}{3}$ 程度と考えられ、これ以上大きければせん断強度の異なる岩盤が分布する場合においても、加重平均強度を用いてのHennyの式による安全率の検討のみで充分であろう。点安全率に着目した局部破壊の検討は、当研究室の保有する有限要素法のプログラムにより容易に可能である。むしろこの場合の問題点は、強度、変形性の異なる岩盤の分布状況を、いかに正確に地質図(岩級区分を勿論含む)に表わすかという点であろう。

その他、特に蓮ダムの問題点として注意すべきことは、基礎岩盤が片岩より成ることである。片岩は、強度、変形性の点で特に異方性の顕著な岩盤である。すなわち、片岩の片理面に対する荷重のかける方向によって、強度、変形性が大きく異なる。従って、実際の現位置試験に際しては、実際のダムからの作用力の方向に基づいた試験を行なうべきである。

連ダムにおいては、 $H=79\text{ m}$ であるので、 C_m 級の岩盤まで当然基盤として用いるべきで、黒色片岩の C_h 、 C_m 、砂質片岩についての C_h 、 C_m に対して、せん断強度を求めるべきであり、変形性については、従来の試験では $\frac{E_{C_m}}{E_{C_h}} \leq \frac{1}{3}$ となる様な例は少ないので、場合によっては変形試験を省略しても差し支えない。設計強度としては、加重平均による強度を用いて差し支えないと思われる。内部摩擦係数については、鉛直応力 σ を色々変えたケースについて測定値を得て、試験より得るのを原則とするが、実際にダムからの作用力 σ の近傍で測定値を多く得る様にすれば、内部摩擦角の推定による誤差は相殺できるので、この様な試験を行なって便宜上内部摩擦角を 45° に取る場合もある。

(ダム構造研究室)

3-5

岩盤せん断試験結果における純せん断強度と内部摩擦角の関係について

(49. 中部)

(質問)

弥栄ダムで岩盤せん断試験を行い、岩級別グループの試験値を最少自乗法で整理した結果、内部摩擦角が 45° より大きくなった。しかし設計に用いる場合、他のダムの例に 45° より大きい値を採用した例がないと思う。このため 45° を目安として純せん断強度を大きくしては行けないか。又ダムの安全性から考えて、 52° (試験結果)を 45° として用いる方が妥当なのか意見を聞かせていただきたい。

(弥栄ダム)

(回答)

岩盤の内部摩擦角が 45° 以上になることは理論的にもあり得ることで、岩級区分原位置試験が正しく行われ、得られた試験結果が $\tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi$ の直線関係を満足しているときは、当然それから得られた内部摩擦角を用いるべきである。

一般に中生層の堆積岩、花崗岩などの硬岩の場合には内部摩擦角は 45° 以上で、風化花崗岩や、新第三紀の堆積岩のように固結度の低い軟岩のときは 45° 以下である。

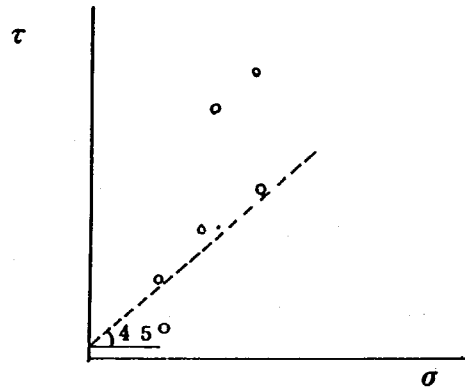
しかし、岩盤は場所によるバラツキが著しく、 $\tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi$ のきれいな関係が得られることは稀である。これは

- a) 岩級区分は横坑の側壁で行われ試験は横坑の底面で行われることが多い。このために岩級区分と試験地点の状況とが一致しないことがある。これは試験地点で試験の前後に面の入念の観察を行えば或る程度避け得る。
- b) 現在行われている岩級区分方法は一般的に適用し得る規準を示しているので個々の地点では最も適当な区分方法でない場合がある。これは試験地点の入念な観察と、試験結果の入念な検討を行えば、試験結果に強い影響を与えている因子を見出すことは可能であり、その結果をもとに再区分を行えば解決可能なことが多い。

c) 試験の巧拙

これは破壊面の観察、荷重—変位曲線を検討すれば判定可能である。

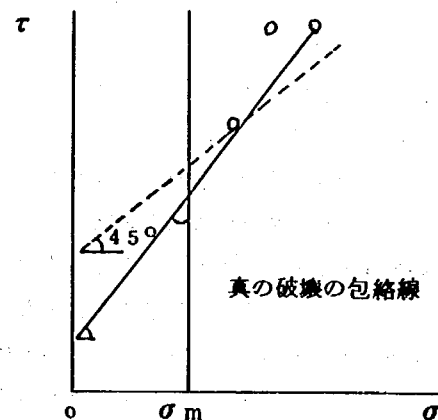
などによると考えられるが、ここに述べた検討を行えば解決出来ることが多い。しかしこれらの検討を行っても $\tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi$ のきれいな関係が得られないことがある。このような場合に最小自乗法を用いて整理するのは危険側の推定をする可能性があるので、図—1に示すように、極端な値を除外し、内部摩擦角を 45° に仮定し、測定値を下側に包絡するような直線を引き、せん断強度の設計値を得る方法を便宜的にとっている。



図—1

しかし基本的には a) ~ c) に述べた検討により解決すべきものである。

前述した便宜的方法を用いたときに注意すべきことは、行われた試験の破壊時の垂直応力がダムと基盤との接触面上の平均鉛直応力が σ_m よりいづれも上回っているときは図—2に示すように σ_m のときの破壊強度を過大にとる結果になる。このため、せん断試験を実施するに当って、破壊時の垂直応力が σ_m を下回るものも含むように配慮する必要がある。



図—2

この σ_m は

ダムの高さ $H = 150 \text{ m}$ $\sigma_m \div 15 \%$

$H = 100 \text{ m}$ $\sigma_m \div 10 \%$

$H = 50 \text{ m}$ $\sigma_m \div 5 \%$

で、 100 m 以上のダムではこのような試験を行うのは容易であるが低いダムでは σ_m が小さくなるのでせん断ジャッキを低角度で取付けなければならず、曲げ生じ易くなり難かしくなるので注意を要する。

弥栄ダムの場合、せん断試験結果をみるとCHおよびCM級の岩盤については比較的正しい $\tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi$ の直線関係を得ている点、実際にダムに作用する鉛直応力の範囲内での測定値を数多く得ている点からみて、 $\phi = 52^\circ$ および $\phi = 52^\circ$ として得られる純せん断強度を用いて設計するのが妥当な方法と考えられる。

(ダム部)

岩種や岩級により岩盤の力学的性質が異なるために、岩盤せん断試験等の岩盤試験方法については、岩盤とコンクリートの接着面、荷重速度、荷重の適用範囲等をダム毎に変えて試験を行っていることが多い。

したがって岩盤試験方法の統一ができれば、ダム毎の試験値の他に同じ地質の他ダムの試験値も参考にでき、設計に用いる岩盤の定数はより客観性を増したものとなるが、岩盤の試験方法の統一は考えられないか、教示願いたい。

(弥栄ダム)

原位置岩盤試験を行なり目的は主として2つに分けられる。

- このうち、2の目的で行なう岩盤試験はその着眼する点に応じて試験の細目が異なるのは当然であらう。

しかしながら岩盤試験を行なう基本理念は上述のようなことであるにしても、同程度の岩盤を有する他ダムの岩盤試験の結果を試験方法が異なるために厳密な意味で比較し得ないことは、質問者が指摘するように由々しきことであるのは事実である。

せん断試験については、試験方法（ブロックせん断、ロックせん断、3軸試験）、供試体のサイズ、荷重速度、直応力の範囲、 τ 、 f の整理の仕方等について定説がなく、各機関で試行しているのが現状である。

- 試験方法 比較的良好な岩 (C M以上) ブロックせん断
 " 不良な岩 (C e以下) ロックせん断または3軸
- 供試体のサイズ 比較的良好な岩 60 cm×60 cm×40 cm
 " 不良な岩 100 cm×100 cm×50 cm

いずれにしても、岩盤の種々の性質がはっきりすれば、前述したようなせん断試験の示様にしても統一した方法で行なわれるのが妥当であるので上記の岩盤力学委員会でも準備を初めている。

岩盤における安全率の取り方について

(50. 中国)

(質 問)

ダムは安全率は岩盤とコンクリートの部分で4以上としているが、岩盤の断層部および尾根の安定解析を行う場合どの程度の安全率が必要なのか教示願いたい。

(弥栄ダム)

(回 答)

コンクリートの安全率は応力破壊の条件に照らし合わせて4であり、ダムの設計の場合の岩盤の安全率は極限の状態では4であり、コンクリートの安全率とは異なる。同様の応力破壊条件の安全率(いわゆる点安全率)では、通常の重力ダムの設計では、2~2.5の安全率になる部分が生ずることがすでに報告されている。

一方フィルダムの斜面の安定に対する安全率は通常1.2を用いており、これは極限状態における安全率である。ダムの安全性が社会に与える影響については同じであるから、これらの安全率が表面異なっているが、本質的な安全率については同等でなければならない。この点については、系統だった説明をすることは不可能であるが、現在のところ表面上の安全率の差異は材料としての性質の差で説明される。

すなわち、コンクリートは安全弾性体であり一部分の降伏が全体の降伏につながると考えられる。一方フィル材料は塑性体であるから応力の均等化が生じ極限状態まで、各部分は荷重を保持し得る。

岩盤については、一応現在のところ弾性体と考えているが、岩盤内の不連続面、粘性等によって、かなりの応力の均等化は期待できるので、応力破壊の安全率をコンクリートと同様に考える必要もないであろうと思われる。

このように安全率は材料の性質に応じて所要の値を決定すべきであることがわかる。

質問の断層部の安全率については、断層の性状による点も大きいですが、いくつかの断層せん断試験において、塑性的な性質が確かめられている。従って極限安全率を岩盤なみに取る必要はないと考える。しかしフィル材料なみの1.2を取ることは断層強度の推定の不確かさ、解析方法の不確かさ、断層上部の岩盤のゆるみ等を考慮すると危険であろう。2~3がこの場合の目安となる。

自然地山の安定解析については、自乗の取り扱い、解析方法等によって安全率を考察する必要があるが、一般的には、想定破壊面の材料の性質に応じて上記の値を基本にして考えるのが妥当である。

(ダム部長)

FEMを用いたダム基礎の応力解析の条件について

(52. 沖縄)

(質 問)

FEMを用いてダム基礎の応力解析を行う場合その条件(入力条件)の取扱いについては未確定のものが多い。例えば基礎岩重、上流水重、揚圧力の取扱い方や計算範囲等である。これらの取扱い方についての見解を御教示願いたい。又、この方法を用いた上流傾斜断層上の安定解析について方法、注意事項等を断層規模別にお聞きしたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

有限要素法を用いて基礎岩盤を解析する場合に問題となるのは

- (1) 岩盤の物性のとり方
- (2) 基礎岩盤をどの程度の広さまで解析の対象とするか。
- (3) 境界条件のとり方
- (4) 上流側水重の取扱い方
- (5) 揚圧力の取扱い方
- (6) 基礎岩盤の自重、地震力の取扱い方

などである。これらについて簡単に説明を加えよう。

まず、(1)の岩盤の物性についてであるが、元来岩盤は弾性体ではないが、一盤の岩盤の解析は弾性体として行われている。これは主として、

- (i) 非弾性体としての解析は極めて複雑で、計算に要する労力も電子計算機使用料もかなりのものになる。
- (ii) 非弾性体としての解析は、ある程度実用化されているものは、物性論的にみて無理と考えられる仮定が導入されており、一方、物性論的にみて妥当と思われる方法はその計算に用いる諸係数の決め方が確立していないなど、どちらかといえば未だ研究段階にあると言える。
- (iii) ダム基礎の場合に、弾性体として解析しても、非弾性体として解析してもその差は10~30%で、つぎに述べる岩盤の弾性係数、強度などの推定方法による誤差の方がはるかに大きい。などの理由による。

ここでわかるように、この問題で最も重要なのは(iii)に述べたように設計解析に用いる弾性係数、強度などの数値の決め方である。これらの値は一般には岩盤の原位置試験により求められるが、これらの値は質問7にも指摘されているように一般にかなりバラついており、これらを十分に整理し、検討しないで値を決定すると1.5~2倍程度の誤差を生ずる可能性があるので注意を要する。

(質問7の回答参照)

(2)の解析の対象とする基礎岩盤をどの程度の範囲にすべきかという問題については、問題の種類

と(3)の境界条件のとり方により異ってくるが、重力ダムの場合境界条件のとり方が適切であれば、図-1のように、ダムの上下流にダムの底面の長さの2倍以上、深さ方向にもダムの底面の長さの2倍以上とればよい。

(3)の境界条件のとり方については、同じく図-1に示すように、基礎岩盤の上下流側の鉛直方向には移動可能、水平方向には移動不能なように固定し、底面は鉛直：水平方向とも固定するのがよい。

(4)の上流側水重は厳密には考慮すべきである。上流側水重の影響はダム本体の底面の上流端付近の応力および上流側の基礎岩盤の応力にはある程度の影響を与えるが、ダム本体および基礎岩盤の下流半分の応力にはあまり影響を与えない。したがって、ダムの下流付近および下流側の基礎岩盤の応力分布を問題にするときは、これを省略してもさしつかえない。

(5)の揚圧力の取扱い方は厳密にはかなり複雑な手続が必要となる。ダムの設計ではダム本体および岩盤内の間隙水圧を仮想の切断面でこれに垂直に作用する圧力として解析している。しかし、有限要素法のような連続体としての力学では、この切断面にすぐ隣の平行な切断面に反対方向の圧力が作用しているので、こ

の2つの切断面の間にはさまれる部分にその圧力差だけ容積力として作用していると考えなければならなくなる。(図-2)

したがって、揚圧力を厳密に考慮するためには、

(i) 先ずダム本体および基礎岩盤の浸透流の解析を行い、

(ii) 各要素の動水勾配を求め、

(iii) これを各要素の容積力として弾性解析を行う。

という手順が必要となる。とくに(i)を行うためには

(a) カーテングラウトゾーンの厚さとその透水係数

(b) コンソリデーショングラウトゾーンの範囲とその透水係数

(c) ドレーン孔の効果

などを推定しなければならず、かなり複雑となる。このような

手順で解析を行うときは上流側水重は考慮しなくてよいが、計算はかなり複雑となり、今までにもこのような手順で解析した

例はわずかにすぎない。(鯖石川ダムなど)

簡単で多く用いられる方法は揚圧力を考慮しないで基礎岩盤

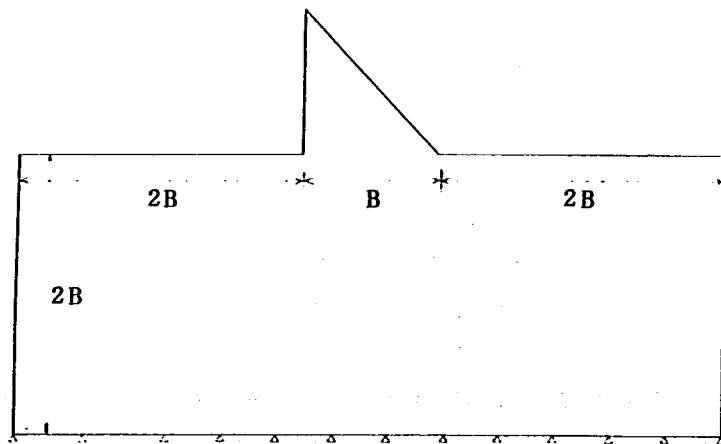


図-1

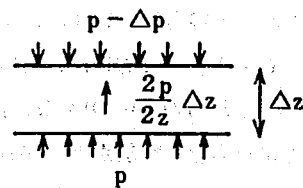


図-2

の応力解析を行い、各点の直応力から推定した間隙水圧を差引く方法である。この場合間隙水圧の推定はダムの底面近傍はダム設計基準にもとづいて行えばよく、これから離れた所は浸透流のフローネットなどを用いてもよい。(下釜ダム)

(6)の岩盤の自重、地震力の取扱い方は極めて複雑である。先ず自重について述べると、基礎岩盤の自重も外力として加えて解析すると、岩盤の深い所程低い安全率を示すような結果が得られるのが一般である。このような常識と異なる結果となるのは主としてつぎの二つの理由による。

(i) 自重を加えること自体の有する矛盾

(ii) 岩盤の強度評価に関する矛盾

先ず(i)については、岩盤はダムが築造される以前から自重が作用し、平衡状態を保っていたと考えるのが妥当である。したがって、単純に言えばダムを新たに築造したための応力のみを対象にするのはよいが、岩盤の自重まで新たに付加するのは荷重のかけ過ぎである。

つぎ(ii)については二つに分けて考えることができる。ひとつは岩盤の強度をクーロンの式で定義することによって生ずる固有の結果である。すなわち、点安全率はつぎの式で表わせるが、ここで岩盤の自重を考えると、

$$n = \frac{\tau_0 + f \cdot \sigma}{\tau}$$

ここで、 n = その点での安全率

τ_0 = 岩盤の純せん断強度

f = 岩盤の内部摩擦係数

σ = その点での仮定方向の垂直応力

τ = その点での仮定方向のせん断応力

σ および τ は岩盤の深さに応じて増加する正の関係であるが、 τ_0 は深さに関係のない定数である。したがって、点安全率 n は深さに応じてその値が小さくなることがわかる。

二つめは、岩盤の強度は一般に深部の方が新鮮で強度も高いが、普通はこのことを考慮に入れることが少いことによる。

通常このような理由が考えられるが、これだけでは十分説明しきれないようである。この点に関しては、堆積岩の上載荷重による締固め過程からある程度の説明がつくようであるが、やや専門過ぎるのでここでは省略する。

また、地震力については、境界条件のとり方で色々な結果が得られ、明確な取扱い方については未知である。一般的には、岩盤の地震力は考慮せずに解析する方が常識的な結果が得られるようである。これらの点については今後の研究にまつべきであろう。

質問の岩盤に断層がある場合の解析は、上記の点に留意すれば充分であるが、特に注意すべきことは断層の弾性係数 E_f と堅岩の弾性係数 E_R との比と断層の巾 B の値により結果は大きく異ってくる。

E_R/E_f の値を 10 以上にとり、 B を 5 m 以上にすれば、断層の影響はかなり著しくなるが、

E_R/E_f が5以下でBが2 m程度だと断層の影響は著しくない。したがって、 E_R/E_f とBの種々の値について解析して、傾向を捕えると興味ある結果が得られ、問題のダム基礎がそのどのあたりに相当するかを見定めるとよい。

また、断層を有限要素法で表現する際に、その巾Bをせまくすることは、要素分けから困難なことが多い。この場合に、 $B \cdot E_f$ を同じにとれば、Bは要素分けし易いようにとっても、大体同様の結果が得られる。

(ダム構造研究室)

漏水とダムの安全性について

(52. 沖縄)

(質 問)

福地ダムにおいては堤体周辺の漏水量が全体で約 $2 \text{ m}^3/\text{min}$ あり、これらの漏水は直接貯水池と通々であったり関係なかったりと考えられるものである現在、これらの漏水量の測定を実施し経年変化を記録検討しているが次の事についてお伺いしたい。

- ① 現在の漏水量とダムの安全性との関連
- ② 漏水の調査方法
- ③ 漏水量から岩盤等改良の判断基準について

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

漏水量の測定はダムの安全管理にとって最も重要な測定の一つである。

この漏水量として測定される水量は次の3つに大別される。

- (i) 貯水池からの水ではなく、表流水または貯水池とは無関係な池下水
- (ii) 堤体からの漏水
- (iii) 基礎岩盤からの漏水

このうち、(i)はダムの安全性とは関係のないもので、ダムの安全管理上注目すべきものは(ii)と(iii)とである。

コンクリートダムにあっては、一般に監査廊で漏水量の測定が行われるので、表流水が混入することはほとんどなく、(i)の貯水池と無関係な水はダムを建設する前からあった地下水の湧水のみである。この分離は、個々の排水孔の漏水量のグラフを描き、貯水位とは無関係で、雨量に強い相関性を示すものを除外することにより可能となる。フィルダムでは底設監査廊を設けているものはコンクリートダムと同様な方法により分類することができる。フィルダムで底設監査廊のないものについては、ダムの下流側の堰で全漏水量の測定が行われているのみであるので、表流水の流入も多く、この分離は極めて困難である。しかし、これら表流水および貯水池に無関係な地下水は降雨の後数日でかなり減少するので、数日間(3～5日間)降雨のなかった時の漏水量から、貯水池からの漏水量を推定する以外にない。

(ii)と(iii)の分離はコンクリートダムでは堤体のキレツ、継目などは季節的な温度変化により開閉するので、堤体からの漏水は季節的に変動するのに対し、基礎岩盤からの漏水は季節的に変動しないので容易に識別できるが、フィルダムの場合にはこのような特徴的な相違がないために集水箇所との相違から区別する以外にない。この(ii)と(iii)の分離は補修工事を行う場合、補修箇所を見出す上では重要となる。このため、建設省のフィルダムは一般にこの点を補うために、特別な場合をのぞいて底設監査廊を設け、部分部分の漏水量を測定し得るような設備を設けているが、福地ダムはアメリ

カ工兵隊から引継の時点で底設監査廊なしでダム本位の盛立てが行われていたもので、これらの設備を設けることができなかった。この点を補うために右岸に二段のトンネルを設け、そこから追加グラウトを行うと共に、これらのトンネルで、右岸の基礎岩盤を通しての漏水量の測定も行われている。

さて次にこれらの漏水量からダムの安全性をどのように判定するかについて述べよう。結論から述べると漏水量の大小からダムの安全性を判断するのは困難で、同一の水位で漏水量が一定か減少しているときは、今後も漏水が増加する可能性がないので安全であると判断し、漏水量が同一の水位で増加する傾向にあるときは、浸透流路が大きくなっていると考えられるので、直ちに補修する必要があると判断するのが一般である。

ダムの漏水量はダムの型式、規模、漏水量の測定方法によって異なり、100 m程度ダムで言えば、コンクリートダムで監査廊により漏水量を測定しているときは100~300 ℓ/min が通常であり、フィルダムでも底設監査廊により測定した場合にはこの程度である。一方、フィルダムで、下流側の堰で測定した場合には1~3 m^3/min が通常である。

漏水量がこれ以上でも、同一の貯水位での漏水量が減少する傾向にあるときは、ダムは安全であると判断してよい。

同一の貯水位での漏水量が減少傾向にあるときは、漏水についてさらに詳細な調査を行う必要はないが、はっきりした減少傾向を示さないときは

- (i) 漏水に濁りがあるか否か調査する。
- (ii) 部分部分の漏水量を調査し、漏水量が多い部分、漏水量が増加傾向にある部分を調べる。この際、工事中のグラウトの実績、グラウト工事中的 Lu 値なども調べると有益である。
- (iii) (ii)の調査結果にもとずき、水路と考えられる部分にボーリングして透水性を測定してグラウトを行う。

という手順で行われる。しかし、監査廊がない場合には部分部分の漏水量を測定することができないので、グラウトの実績を参照して、水みちを推定する以外にない。

この場合に、漏水量が減少傾向を示しているときはダム本体および基礎岩盤は浸透水に対し、安定した平衡状態にあるので、これを乱すようなボーリングなどは避け、漏水量が減少する傾向をはっきり確認することが重要である。

福地ダムの場合、漏水量は2 m^3/min と多いが、その経時的な変化は安定ないしやや減少傾向にあり、その安全性には問題は無いと考えられる。

(ダム構造研究室)

ダム基礎附近の地質調査について

(52. 沖縄)

(質 問)

ダム基礎の調査は適切に行えば、調査数が少なくても所定の目的を達成しうると考えられる。そこで調査に当たっての一般的な注意事項（種類、範囲、規模、密度、時期等）について、ダムタイプ別、規模別に御教示願いたし。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

1. まえがき

ダム建設の技術的な難易性は、先ず、基礎の設計がうまく行われるかどうかにかかっている。ダム基礎の設計はダムの型式・規模と地形・地質的条件（とくに岩盤の工学的性質）との相関をよく把握して行われる。ダム本体の形状はそれぞれのダムの型式同士では、ダムサイトの地形に順応した形状をなしていて、多くのダムでも地形的差異を除けば大きな差はないといえる。しかし、基礎については各ダムサイトにおいて、型式・規模に応じて独自の配慮がなされている。だが、それは外観からは判じ難い。このことから、ダムサイトにおける基礎岩盤の地質調査はダムの建設において非常に重要な役割をもっている。

以下一般論として基礎の調査について述べる。

2. 地質調査の順序

ダムの地質調査の順序は表-1に示すように、概査、設計調査、施工中および完成後の調査と進められる。しかし、これはダム建設計画上の段階とは必ずしも一致していない。概査は一つの水系にダム建設計画が樹てられ、既存資料及び地形上の判断から1ないし数箇所の候補地点が選定された場合に、おおよその高さ、型式及び工事の難易を判定し、ダム建設の可能性あるいは優劣について判断するために必要な地質情報を求めるための予備的な調査試験である。

表-1 ダムの地質調査の流れ

地質調査区分		概 査	設 計 調 査	施工中および完成後の調査
建設計画区分		予 備 調 査		管理および かさ上
			実施設計調査 建 設	
ダム タイプ 区 分	アーチダム	地 形 地 質 構 造 ダム軸比較 地表踏査 (弾性波探査)	横 坑(主) (岩盤強度) ボーリング >主 左右兩岸岩盤強度 下流側堅岩線 劣化部処理計画 ルジオンテスト 岩 盤 試 験	基礎岩盤掘削後のチェ ックと保護 グラウトおよび透水性 のチェック
	重力ダム	" " " 横 坑 河床ボー リング	基礎岩盤の調査 (とくに河床)(岩盤試験) 透 水 性 骨材の確保	透水性のチェック 掘削岩盤の安定性と劣 化部の処理 (仮設構造物基礎の安定)
	フィルダム	" " " ボーリング (主) (透水試験) 横抗・堅坑	河床の透水性 ダムサイトおよび 貯水池 地すべり 材料選定 洪水吐基礎および 法面	掘削面の安定(とくに 地すべり) ダム軸および広域の透 水性と地下水位 地すべり対策

設計調査は、おおよそダム建設の可能性があると判断された地点について、ダムの高さ、型式規模、位置及び中心線などを選定し、ダムの設計及びダム建設に付随する工事に必要な地質情報を求めるための調査試験である。

施工中および完成後の調査は、ダム基礎掘削前、掘削途中、掘削後において実施する地質調査で、とくに基礎岩盤の掘削面の評価にもっとも重点がさかれる。

またダム本体工事に先行して施工される仮締切工、仮排水トンネル工、ダム用仮設備工等によって得られる地質試料は、ダム基礎の地質解析上、各種の地質調査を補足する貴重な資料となる場合が多く、これら資料は、施工段階にとりまとめておかなければならない。

完成後においても、漏水を監視するための地下水調査や、貯水池内の地すべり地の計測が続けられることも珍しくない。

3. 概 査

概査の初期においては、ダムの型式による調査の方法や数量についての大きな差はみられない。要するにダム建設計画をすすめることが妥当かどうかを判断する。そのようなことから、地形調査、空中写真判読、地表踏査による地質図の作成(地質構造、岩質、風化および表層堆積層の概略を把

握する), および弾性波探査が先行する。地質図は普通の場合 $1/5,000$ 地形図を基本として使用し, 地質図作成範囲は図-1 に示すように, 想定される貯水池全域を含み, ダム中心線より上流側およびダム敷では想定される満水面よりそれぞれ山側へ $300 \sim 500 \text{ m}$, 下流側へは貯水池上流端までの距離の約半分について川の中心線よりそれぞれ山側へ $300 \sim 500 \text{ m}$ にわたる範囲を原則とし, 他流域への漏水の危険性がある場合, 材料調査を兼ねる場合, 付近に大きな地質構線が存在すると想定される場合等については, 必要な範囲まで拡大して実施する。

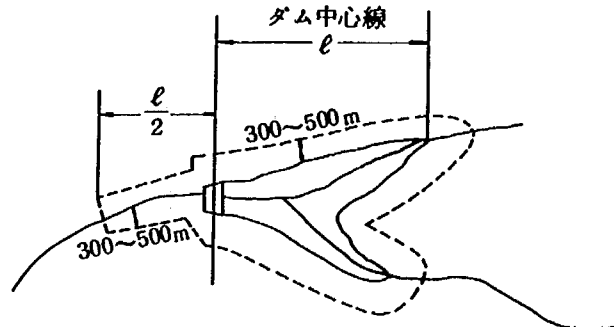


図-1 概査における地質図作成範囲

物理探査(弾性波探査など)を実施する場合は, 測線がそれぞれ想定されるダムの基礎面の外側へ少なくとも 200 m 以上は延長するように配置する。

この段階で基礎岩盤の地質上の特徴を把握する。

概査の後期においては, 調査横坑およびボーリングを実施する。ダムの型式が未定の場合は, ほぼ重力ダムを想定し, ダム軸付近を中心として調査を実施する。(図-2)

概査段階での調査横坑は, ダム高 50 m ごとに, 左右兩岸山腹に少なくとも1本以上を必要とし(ダム高 50 m 未満左右岸各1本, $50 \sim 100 \text{ m}$ 左右岸各2本, $100 \sim 150 \text{ m}$ 左右岸各3本), 原則として想定ダム中心線上に深さ 30 m 以上掘進し岩盤の部分の少なくとも全長の半分以上に及び, 岩盤が存在すると判断できるまでとする。更に岩質および地質構造の判定上, あるいは, 地すべりの測定上必要であれば調査横坑の数および深さを追加延長するものとする。

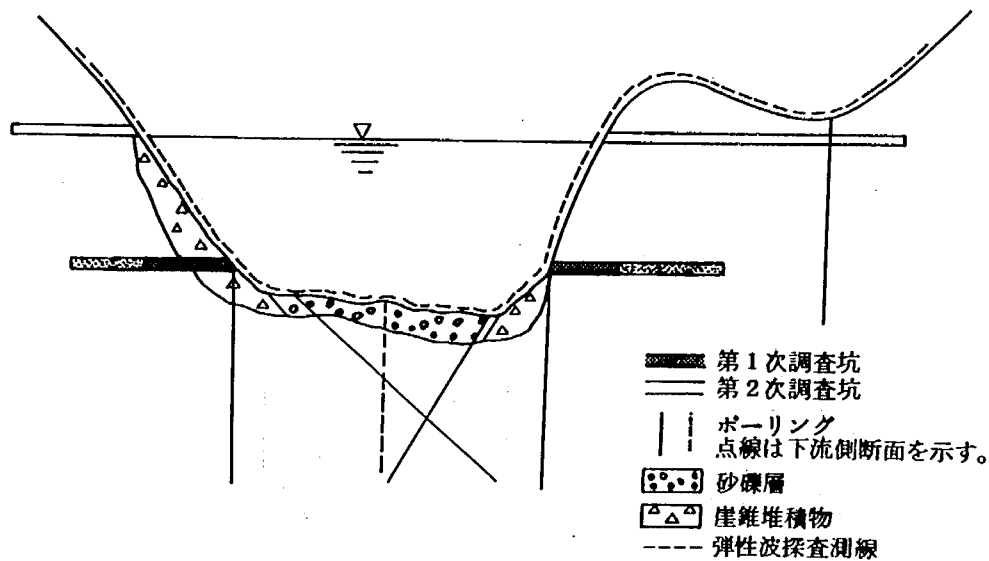


図-2 概査における地質調査配置図

ボーリングは原則として想定ダム基礎面のうちの河床部を中心に5～10本配置し、河床下で交差する1組の斜ボーリングを実施する。ダム高50m未満では、河床部3本、左右両岸山腹部各1本、50～100mでは河床部5本、左右両岸山腹部各1本、100～150mでは河床部7本、左右両岸山腹部各2本を一応の標準とする。深さは少なくともダム高の半分以上とし、最も短いもので50mを一応の下限とする。このほか、地すべり、漏水層、大規模な破碎帯などの存在が予想され、ダム建設計画に関係が深いと判断される場合には、必要な位置に適切な深さのボーリングを実施することがある。ボーリングを実施する場合には、岩盤部では原則としてルジオンテストを行う。

調査横坑とボーリングを実施する順序は、ルジオンテストへの影響を避けるためにボーリングを先行させ、ルジオンテストの終了後に調査横坑を掘削するものとする。特に基礎岩盤の透水性を調べる目的で、ルジオンテストに重点を置くボーリングの場合には、既設調査坑から少なくとも20m程度離れた位置に配置すべきである。

タイプ別では、アーチダムが計画されている場合はとくに、アバットメント候補地点から下流側にかけて、またダム高で河床から1/3程度の位置から調査横坑を優先させて始める。重力ダムの場合はダム軸山腹部（とくに河床に近い位置と天端）の調査横坑を、河床部でボーリングを実施する。フィルダムの場合は、ダム軸線にボーリングを先行させ、表層堆積物や風化の状況を調べ、ルジオンテストを実施して透水性を把握する。コアの採取のために無水掘を必要とする場合には、別に清水掘ボーリングを行って、ルジオンテストを実施しなければならないこともある。また、この時期に広域の地表踏査による地質図を作成し、材料の確保について目途をたてておく必要がある。

概査の段階から設計調査へ移行する場合には、概査において実施したすべての地質調査の成果を整理して、ダム建設の可能性について判断するための総括的な地質概査報告書を取りまとめる。

4. 設計調査

設計調査ではダム型式・規模を一応考慮した上で地質調査が行われるので、調査の主眼点、調査方法、数量などには若干の違いがでてくる。

重力ダムは上流に作用する荷重をダムの自重によって基礎へ伝える構造物である。

重力ダムでは基礎岩盤の強度、特に剪断強度が小さい岩質がはさまっていないか、基礎岩盤全体としての剪断強度を低下させるような地質構造になっていないか、浸透水による揚圧力がダムに大きな影響を与えないか、という点に重点が置かれるべきで、特に河床部の状況に注意を払う必要がある。(図-3)

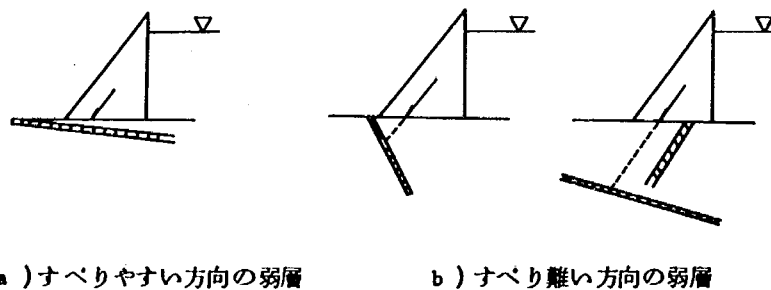


図-3 重力ダム基礎と弱層の関係

アーチダムは上流面に作用する荷重を水平なアーチ作用と鉛直な片持ばり作用によって左右岸と河床の基礎へ伝える構造物である。

アーチダムでは、アバットメントの兩岸山腹から下流にかけて、アーチスラストの方向に対して不利な方向の地質的弱線がないかどうか重点を置き、下流側の堅岩線の状況に注意を払う必要がある。(図-4)

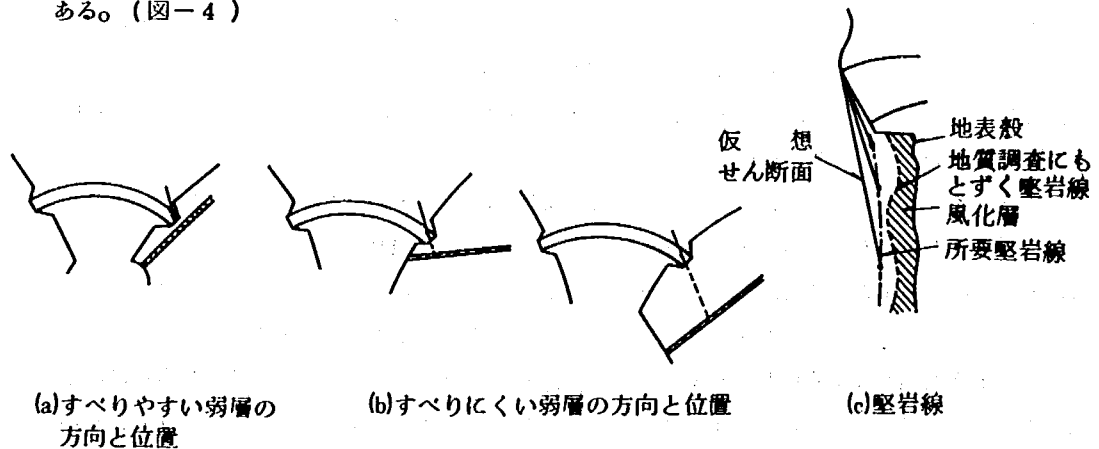


図-4 アーチダム基礎と弱層の関係

フィルダムは天然の岩や土を盛りたてて、水圧をその自重によって基礎に伝える構造物である。フィルダムでは、基礎岩盤からの漏水、施工性および材料の選定に重点が置かれ、コア基礎部分

ダム高を H ㎞ とする	平 面			断 面	略 図
	上 流 側	下 流 側	左 右 岸	河 床	
重力ダム	ダム敷上流端 より $H/2$	下流端 より H	ダム敷より H 天端標高地表から 山側へ H (投影)	掘削面より $H/2$ 河床から H	
アーチダム	上に同じ	上に同じ	ダム敷より H	掘削面より $H/2$	
フィルダム	ダム敷上流端	下流端より $H/2$	上に同じ	コア敷面より $H/2$	
L-値5以下の線が満水面より上位になるまで左右岸は調査する。					

の透水性、洪水吐の基礎と掘削斜面、仮排水路出入口の掘削斜面の安定に重点が置かれる。

とくに、質量共に所要の材料がダムサイト近傍から得られるか否か、を調査する材料調査に大きな力点がかかってくる。

設計調査における基図は原則として1/500実測図であり、高いフィルダムや広域の止水計画に使用する場合には1/1,000実測図を使用することがある。

地質調査は調査横坑やボーリングのような岩盤内部の性状を直接判定できる方法が主になり、調査横坑の観察から岩級区分が実施され、岩盤の強度分布を推定し、現位置変形試験・せん断試験と結びつけて、岩盤の設計強度が設定される。ボーリングはほとんどすべてルジオンテストが実施され、透水性の分布図が作成される。

このような横坑およびボーリングは、グリッドシステム(平面図上に基線、たとえばダム中心線を設けてそれに平行および直交する調査網を設定する。間隔はダム高に応じて10m~40mである。高さ方向にも標高ごとに平面と同様の間隔で基準面を設ける。つまり、立体的な格子を形成し、地質調査箇所、方向、長さ(深さ)などの座標設定を行うものである)によってなされる。

地質調査の範囲は地質条件やダムの規模によって異なるので一般論としての範囲を図-5に示す。とくに左右岸については、アーチ、重力、フィルの順に横坑ボーリングと主な調査手段が変わっていくと考えてよい。コンクリートダムにおいては標高方向のグリッドによる基準面で水平地質断面図が作成できる程度には調査横坑がはいっていないかならなければならないだろう。

さらに施工中においては、掘削面の詳細な岩盤図を作成して、将来のための記録として残しておくかなければならない。

5. 参 考 文 献

- 1) 多目的ダムの建設 第1巻 建設省河川局 1977
- 2) 建設省河川砂防技術基準 調査編 建設省河川局 1976
- 3) ダムの地質調査 土木学会 1977
- 4) 最近のダムの地質 岡本隆一, 土木技術資料 Vol.115, No.7, 1973

岩盤剪断試験結果と設計強度との関係について

(52. 沖縄)

(質 問)

粘板岩、千枚岩系統の地質の場合、剪断試験結果は層理の方向や、微小クラック等に大きく影響され、値がバラつくことが安波ダムにおける試験結果から判明している。このような値を整理解析し、設計値を求める場合どのような注意が必要かについて御指導願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

粘板岩、千枚岩に限らず、一般に岩盤試験結果はかなりバラついている。この原因としては、

- (i) 岩盤区分はかなり詳細に行われた場合でも、数メートルの間の平均的所見にもとづく場合が多い。一方、岩盤試験結果は載荷面およびその近傍数十cmの部分に支配される。
 - (ii) 岩盤試験は横坑内で行われることが多いが、岩盤区分は側壁での所見にもとづいて、底面の状況を推定していることが多く、試験箇所との対比が完全に一致していないことが多い。
 - (iii) 試験の巧拙
 - (iv) 適用している岩盤区分方法が、その地点の岩盤の力学的性質に適しているか否か。
- などがあげられる。

このうち、(i)、(ii)については最近載荷面に対して、試験前と試験後の写真とスケッチを残すようにしているので、ある程度解決してきているが、(iii)、(iv)については未だ十分に検討されていない例が多い。

ここで留意すべきことは、いかにバラついた値でも、個々の値についてはそれなりの意味を持っていることである。すなわち、測定値および、荷重—変位曲線を入念に観察すれば、その試験が適正に行われていたか否かは、明らかになるし、載荷面を入念に観察すれば、何故にその試験結果が予想に反して低い値であったか、あるいは高い値であったかは理解できる場合が多い。

多くの場合、岩盤区分を既定のものとして受け入れるためにバラついた値となっており、試験後バラついた原因を確かめ、自分で再区分するつもりで整理すると、それ程バラついていないことを発見することが多い。

岩盤試験の結果にもとづいて、設計に用いる値を決定することは基礎岩盤の設計において最も重要であり、また最も誤差の生じ易いところである。これをバラついたまま低目の値をとって設計することも一法であるが、ダムの建設も一つの経済行為である以上、バラついた原因を充分検討し、それにもとづいて合理的に設計に用いる値を決定すべきであると考えられる。

なお、この検討の具体的な事例は、「多目的ダムの建設」第3巻、P. P326～P. P330 に述べられているので参照されたい。

(ダム構造研究室)

ダム基礎の強風化部の処理例について

(52. 沖縄)

(質 問)

沖縄の地山は風化層が厚いため、ダムのアバットを風化部にのせる場合も考えられる。掘削除去以外の処理方法の実例について示していただきたい。又、ダム基礎の止水目標として、一般に1～2Luの値が採用されているが、福地ダム、新川ダム等の例では3～5Luが限度である。この程度の値で処理する場合の配慮について又、1～2Luの設定根拠について御教示願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

コンクリートダムを強風化部に取り付ける場合に問題となるのは、

- (i) 止水上の問題
- (ii) 岩盤強度の問題

の2点である。

先ず、(i)の止水上の問題について述べると、最上部の強風化部は、グラウトなどによる改良は全く望めないが、案外難透水なことが多い。その下の半風化部は未だ岩石の心部は硬く、節理は残っ

ているが、節理面沿に風化が進行し、その一部は泥化したり、流入粘土が入っている部分であるが、一般に透水度は高く、貯水した場合に非ダルシー流となって流れる場合もある。この部分がグラウトなどにより改良されるか否かは極めて難しい問題であって、グラウト試験などを行い、調査しなければ明確な答は出し難い。一般的に言って、この部分で、上載荷重が小さい所は、グラウトによる改善は望み難い。上載荷重が大きい所では、グラウト圧もそれに応じて上げられるので、ある程度の改善が望みうることもある。

その下の堅岩部は、一般の堅岩と同様にグラウトにより改善される。

一般には以上のような状態なので、

- (i) 全面的にグラウトにより改善する。
 - (ii) 半風化部の上部以上を除去して、その部分にフィルダムを入れ、その下はグラウトにより改善する。
 - (iii) 止水壁を入れる。
- などの工法がとられている。

(i)を行うには、半風化部のグラウトが充分行いうることと、強風化部が不透水であることの確認が必要であるが、ある程度不安が残るのが一般であり、実際には半風化部までしか取付かない時にこの方法はとられている。

(iii)の工法はトンネルバイトンネルにより、止水壁を施工する工法（美和ダム、皆瀬ダムなど）と連続壁工法（大町ダムで計画中）とある。前者は施工が極めて複雑で、一般にトンネル掘削に当っては鉄製支保が必要となり、これを除去せずにコンクリートが打設されるために逆に水みちを作る可能性もあり、さらには周辺の地山をゆるめる難点もある。後者は施工上上部がある程度平地である必要があり、どうしても満水面上の無駄掘りが生ずる。また連続壁の下をグラウトする場合には施工上の困難さとともに、その連続性に十分留意する必要がある。したがって、(ii)の工法が最も多く用いられている。

次に、コンクリートダムの基礎としての岩盤の強度の面からこの問題を検討してみよう。

強風化部および半風化部にコンクリートの堤体を載せた場合、この部分に対しても現在のダム設計基準のせん断摩擦抵抗安全率を4以上にとるとすると、ほとんど泥化した強風化部にコンクリートダムをのせることは困難であるし、半風化部でも10～15m程度のダムをのせるのが限度であろう。

このように考えると、止水面から考えた対策の(i)～(iii)のうち、(i)および(ii)は岩盤強度の面からみた構造設計上に問題が生ずることになる。

とくに、ダム天端の標高まで半風化が存在するときはこれにコンクリートダムを直接取付けてい

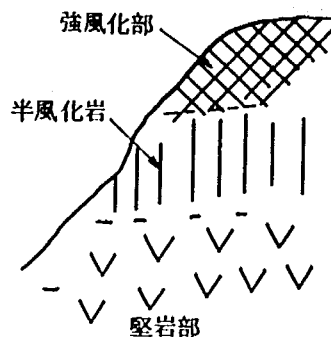


図-1

る例はあるがダム天端の標高まで半風化部が存在せず、強風化部に直接取付けた例はない。

したがって、ダム天端の標高で強風化部しか存在しない場合には、半風化部ないし風化していない部分にコンクリートダムとフィルダムを接合させる隔壁を設け、これより山側はフィルダムとして設計するのが一般である。（山神ダムなど）

このように設計されると、一般には隔壁の山側は大巾に掘削されるので、この部分はフィルダムのコアーにより止水し、フィルダムは半風化部に対して上載荷重がある程度あってグラウトによる改善が可能と考えられ、強風化部に対しては浸透路長が充分で止水が可能と考えられるまで延長し、以後はグラウトにより処理が行われているのが一般である。

美和ダムの場合には、止水壁が設けられているが、この部分はコンクリートダムを直接取付けることが可能な程度の風化部であり、大町ダムでは上部の河岸段丘に対して、連続壁工法による止水が計画されているが、河岸段丘への堤体の取付けはフィルダムを介在させることにより行われている。

つぎにダム基礎の止水目標であるが、従来のコンクリートダムは $1\sim 2\text{ Lu}$ 程度までグラウトにより改良してきたということで、フィルダムでは $4\sim 5\text{ Lu}$ でとどまっているのもかなりあり、コンクリートダムでも部分的には $4\sim 5\text{ Lu}$ までしか改良できなかった例はある。しかし、これらのダムは湛水後やや漏水は多いようであり、 $1\sim 2\text{ Lu}$ は一つの目標であって、ここまで全般的に改良し得たときは、漏水量が比較的少く抑えることができた例が多いという経験的なものである。

$1\sim 2\text{ Lu}$ は透水係数にして $1\sim 2\times 10^{-5}\text{ cm/sec}$ であり、 $4\sim 5\text{ Lu}$ は透水係数にして $4\sim 5\times 10^{-5}\text{ cm/sec}$ で、両者の間に本質的に大きな差があるわけではない。要は $1\sim 2\text{ Lu}$ まで全般に改良すれば安心して湛水しうるという目標値であって、ここまで改良できないときは直ちにダムが危険であるということではない。

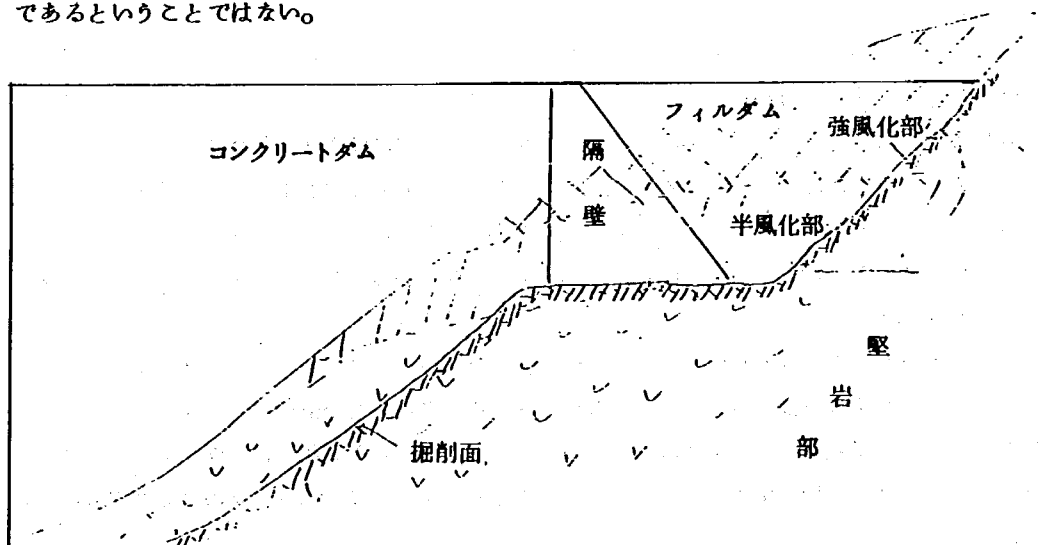


図-2

しかし、10 Lu 以上ではかなり速い流速を観測したこともあるので、部分的にも高々4～5 Lu 以下にするように努力する必要があると考えられる。

(ダム構造研究室)

仮排水路トンネル内の漏水について

(52. 沖縄)

(質 問)

仮排水トンネルは堤体盛立後コンクリートで閉塞され、この中に利水管 ($\phi 1500$) が埋設されているが、この利水管のまわりから $400\ell/\text{min}$ 程度の漏水が生じている。原因等については不明であり、何らかの処置を計画中であるが、次の事項についてお伺いしたい。

- ① 漏水の原因調査方法
- ② 止水対策と方法論

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

仮排水路は一般にカーテングラウトの面か、やや上流側で閉塞され、周辺の岩盤はコンソリデーショングラウトにより止水されている。この仮排水路の掘削に当っては周辺の岩盤をかなりゆるめており、また閉塞後はコンクリートプラグの直上流まで水を呼び込んでおり、プラグの下流では間隙圧を大気圧まで下げているので、プラグ周辺はダムの基礎岩盤内では最も強い動水勾配が形成される所となっている。

従って、仮排水路のプラグ周辺は他の部分に比して漏水が多いのは一般的傾向であって、福地ダムだけの特別な現象ではない、仮排水路からの漏水が $400\ell/\text{min}$ は他の例よりはやや多いようであるが、これより多くても、次第に減少した例はいくらかもある。

原因は

- (i) 仮排水路の掘削に際して生じた周辺岩盤のゆるみが完全にグラウトされていない。
 - (ii) 動水勾配が強すぎる。
 - (iii) 利水管周辺の止水が充分でない。
- の3つが考えられる。

(i), (ii) の場合には仮排水路のライニングからの漏水が主であり、(iii) のときは利水管の周辺からの漏水が主である。

そこで漏水箇所が利水管周辺からか、ライニングからか分けて測定しておく必要がある。

ライニングからの漏水が主であるときは、プラグの周辺にグラウトを行い、さらに漏水が減少しないときはプラグの下流側のライニングを厚くし、この部分にもグラウトを行えばよい。

利水管の周りからの漏水が主なときは、利水管周辺の止水を強化することになるが、どのような方法が適切かは設計図を見ただけでないと判断できない。

又、ダムの安全性からは漏水量ではなくその経年的変化が重要である。

福地ダムの場合、仮排水路での漏水が $400\ell/\text{min}$ 程度で同じ貯水位での漏水量が一定ないし減少傾向にあり、ダムの安全性については問題ないと考えられる。対策方法はケースバイケースであり一概に言えない。

(ダム構造研究室)

ダム事故の実例について

(52. 沖縄)

(質 問)

最近、米国のティートンダム、ソ連のダム等、ダムに関する事故報告を耳にするが昭和年代における世界、日本における事故の実態とその原因について調査資料がありましたら御教示下さい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

ダムの事故の例として代表的なものは、戦前にアメリカカリフォルニア州のセントフランシスダムの破壊、1959年のフランスのマルパッセダムの破壊、1963年のイタリアのバイオントダムの地這りによる越流、1976年のアメリカアイダホ州のテートンダムの破壊などであり、これらはその下流にかなりの被害を出している。その他1971年のアメリカのロサンゼルス地震に際してのサンフェルナンド下ダムおよび上ダムの破壊は下流にはダム破壊による被害は生じなかったが、有名である。幸い、我が国においては、大正年代に長野県の小諸ダムが破壊した以外に20m以上のダムの破壊例はなく、1968年の十勝沖地震の際に小さな溜池が決壊したなど小さな農業用の溜池の破壊例をみるだけである。

次に、これらのダムの破壊例の原因とその後の設計の対処について述べよう。

1) セントフランシスダムとマルパッセダム

この両ダムとも基礎岩盤が破壊したためである。特に1959年のマルパッセダムの破壊は、各国が争って薄いアーチダムを設計し、建設していた時期でもあったので、大きな反省をうながすこととなり、それ迄の設計がダム本体の応力に主眼を置いていたのに対し、基礎岩盤の安定の方がダムの安全性にとってより重要であるとの認識を高める結果となり、岩盤力学という新しい分野が開拓されるに至り、ダム本体と同等またはそれ以上に基礎岩盤の安定性を検討するようにダムの設計が変わっていった。現在ダムの調査でみられる岩盤試験やダム基礎の安定解析はすべてマルパッセダムの破壊以降に登場したものである。

2) バイオントダムの地這りによる事故

バイオントダムの事故は貯水池左岸上部にあった貯水容量を上回る容積の土塊が瞬時に貯水池内に崩落し、これがため貯水が100m以上の水深でダムを越流したものである。この地這りは建設当時知られていたが、余りにも規模が大きいために対策の講じようがなく、地這りが生じないであろうとの想定のもとに灌水を開始したところ、この土塊が動き出したため、急激に貯水位を下げたため、逆に急激な崩落を来したようである。

我が国では未だこのような大規模な地這りは見られないし、またバイオントダムの事故以前から貯水池周辺の地這りに対しては充分な調査と入念な対策が講ぜられて来たが、バイオントダムの事故以降はさらにこれらの調査と対策には慎重を期しており、貯水位の上下に対してもかなり

厳格な規制が行われている。(ので、今後このような事故は起りえないようになっている。)

3) サンフェルナンド下ダムおよび上ダムの事故

サンフェルナンドダムは1920年代に水締め工法により施工されたダムである。ロサンゼルス地震に際して破損したが、幸い貯水位が低かったので、貯水は下流に流れ出ず、ダム破損のための被害はまぬがれた。また、この際このダムの附近にあって、現在行われている転圧工法により施工されたバイパスダムは全くの無傷であった。

このダムの破損の原因は地震による砂の流動化によるものであるとされ、その後アメリカではカリフォルニア州の全フィルダムに対し再検討が行われ、転圧工法により施工されたダムは地震時の流動化に対し充分安全であることが結論づけられた。

我が国のフィルダムは戦前に施工された農業用溜池を除いて、いずれも転圧工法により施工されている。(地震により流動化現象の起る危険は全くない。) また、我が国でも、これを契機にフィルダムの耐震性について検討されたが、我が国の大きなフィルダムは充分な耐震性をもっていると結論づけられている。

4) テートンダムの破壊

アメリカ、アイダホ州のテートンダムは1976年6月最初の湛水時のほぼ満水に近い状態になったとき、右岸の着岩部から大きな漏水が起り、大凡3時間後に全面的に破壊するに至った。

このダムの破壊の原因としては

- (i) 基礎岩盤に無数の開口した冷却節理が発達し、透水性が極端に高かったこと。
 - (ii) これに対する止水クラウトが不十分であったこと。
 - (iii) コアゾーンおよびキートレンチの埋戻しに使用した風積シルトは可塑性に欠け非常に侵食されやすい材料だったこと。
 - (iv) キートレンチの形状が悪く、また底面の整形が不十分のため、アーチ作用や締固め不良が生じ、不等沈下やハイドロリックフラクチャリングによるクラックが発生しやすかったこと。
- などがあげられている。

テートンダムの基礎岩盤は第4紀の流紋岩質熔結凝灰岩で、下位標高は比較的マシだった。が、上位標高は開口した冷却節理が多数存在し、極めて透水性が大きかった。我が国でも第4紀の熔結凝灰岩は、冷却節理が発達し透水性が極めて大きく、ダムの基礎としては最も困難なものの一つとされている。この種の岩盤で浸透流の測定を行うと1cm/sec以上の流速が観測され、真の透水係数は10cm/sec程度となることがある。したがって、この種の岩盤上にダムを建設する場合には、ダム本体および下流流域に有害な浸透流が生じないよう慎重な調査と設計が要求される。我が国のダムではこの種の岩盤の下盤となる第3紀以前の岩盤が満水面以上となるまでグラウトして湛水している例や、満水面が地下水位以下となるようダム高を制限した例もあり、この種の岩盤上のダムは浸透流に対する安全が保障されない限り事業として採択されないだろう。

この点でテートンダムの設計は極めて不備であり、クラウチング不良、侵食されやすい材料の使用、キートレンチ形状、底面処理不良、開口亀裂に対する処理不良等の欠陥が指摘され、この種の岩盤上のダム設計に対する米国開拓局の経験不足から来た設計ミスが事故の基本原因となっ

ている。

以上は代表的なダムの事故例とその後の対応であるが、これらの事故に共通して言えることは、地震による事故を除き、いずれも最初の湛水の時に事故が生じており、事故の直前に大きな漏水をともっており、さらにいずれも漏水、変位などダムの安全管理に不可欠と考えられる観測が充分に行われていなかったことである。

ダムの湛水を行い、安全管理を行う上で重要なことは、これらの異常現象をできるだけ早く処置可能な時期に捕え、対策工事を行うようにすることである。

この点に関しては、我が国では既に10年以上前から、過去の事故例にのっとり、ダムの安全管理規制を設けている。すなわち、ダム完成後の年数に応じて

第1期：ダム完成後初めての湛水まで

第2期：初めての湛水後ダムの挙動が定常状態に達するまで

第3期：ダムの挙動が定常状態に達したとき以後

の3つの時期に分けて行っている。

特に第1期はダムの安全管理上最も重要で、ほとんどの事故がこの時期に起っていることから、この時期は工事関係者が残り、補修用の工事費が残っている段階で行い、変位、漏水量など主要な観測は毎日行い、ダムの事故につながる恐れのある異常現象はできるだけ早く捕え、速刻対処するようにしている。

このような、管理規準は我が国以外では未だ行われておらず、テートンダムを建設したアメリカの開拓局は1940年代に完成したボールダーダムやグラントクリーダムの埋設計器による観測は今でも行われている反面、テートンダムにおいては漏水量の測定は行われておらず、地下水位の測定が月に1回程度行われているにすぎないなど、どちらかと言えば安全管理の観点からは観測は行われておらず、研究的な目的で行われているようである。

このようにみると、ダムの安全管理はダムの大きな事故を防ぎ、適切な処置を行う唯一の手段であるので、現在行われている安全管理規準に従って万全の安全管理体制をひいて湛水を行えば、ダムの事故は完全に防げる筈である。

(ダム構造研究室)

ダムサイトのボーリングにおけるルジオンテストの施工指針(案)について (53. 関東)

(質 問)

ダムサイトのボーリングでルジオンテスト施工指針(案)に基づいて、現場透水試験を実施した結果、おおむね20ルジオン以上においては、従来のルジオン値に比べて、かなり大きな差が生じた。これは、口元圧力を注入圧力に補正する時の、管内抵抗による損失水頭 h_3 が流入量 Q^2 に比例することが、大きな要素となっているものと思われるので、この取扱いについて御教示願いたい。

・口元圧力を注入圧力に補正する式(ルジオンテスト施工指針(案))

$$P = P_0 + r_w (h_1 - h_2 - h_3) \quad (kg/cm^2) \quad \dots\dots\dots (1)$$

P : 注入圧力 (kg/cm^2)

P_0 : 口元圧力 (kg/cm^2)

h_1 : 圧力計から基準面までの標高差 (m)

h_2 : 地下水位から基準面までの水頭 (m)

h_3 : 管内抵抗による損失水頭 (m)

r_w : 水の単位体積重量 $1 \text{ t/m}^3 = 0.1 \text{ kg/cm}^3/m$

$$h_3 = \alpha Q^2 L \quad \dots\dots\dots (2)$$

Q : 注入量 (ℓ/min)

L : 注入管長 (m)

α : 10^{-4} 程度 (min^2/ℓ^2)

(例) 口元圧力 10 kg/cm^2 で 80 m 地点の注入圧力

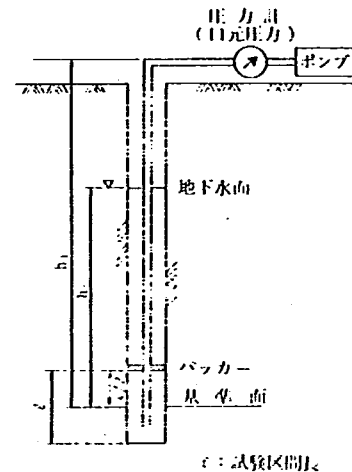
$$h_1 = 80 \text{ m} \quad h_2 = 70 \text{ m} \quad Q = 100 \ell/min \quad P_0 = 10 \text{ kg/cm}^2 \quad h_3 = 80 \text{ m}$$

$$h_3 = 10^{-4} \times 100^2 \times 80 = 80 \text{ m}$$

$$P = 10 + 0.1 (80 - 70 - 80)$$

$$= 10 - 7 = 3 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{注入量 } Q \text{ が多くなればなるほど } h_3 \text{ が大きくなり注入圧力 } P \text{ は小さくなる})$$

・従来のルジオン値(ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針)



注入圧力の求め方

$$Lu = \frac{10 \cdot Q}{P \ell}$$

Lu : ルジオン値

Q : 注入量 (ℓ/min)

P : 注入圧力 (kg/cm²)

ℓ : 試験区間長 (m)

注入圧力は調査時において、テストするステージ中点までの静水頭を考慮して修正する。

(例) ルジオン値の比較

従来のルジオン値	施工指針(案)
11	12
24	64
20	41
4	4

(宮ヶ瀬ダム工事々務所)

(回答)

ルジオンテスト施工指針(案)では注入圧力を試験区間にかかる実効圧力と規定している。したがって従来行われている試験孔(ボーリング孔)の口元圧力(多くの場合ポンプの位置)とか、地下水位のみの補正では不十分である。指針(案)では影響する全ての補正要因を考慮することとし、さらに補正する場合の基準面を試験区間の中点に決めている(図-1)。

口元圧力を注入圧力に補正は(1)式で表わせるから(2)式のαやQ²は多くの実験から求めたものである。したがって注入量Qが大きくなれば損失水頭h₃が飛躍的に大きくなり、その影響は無視できなくなる。多くの例では注入量が50ℓ/minを越えるとその影響が現われ、100ℓ/min以上では損失水頭が大きすぎて注入管の先端に

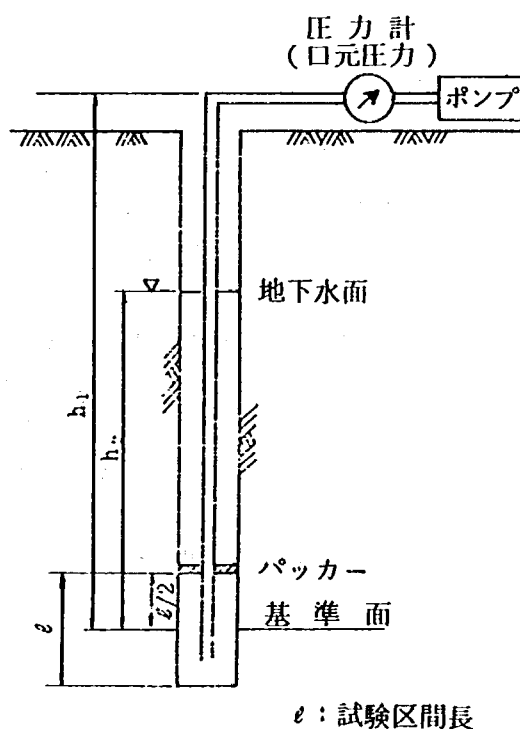


図-1 注入圧力の求め方

はほとんど圧力の増加が期待できなくなってしまう(口元圧力の増加に比べ注入量の増加は小さい)。

表-1はルジオンテストの1例である。試験区間は深さ123.50~128.50mで試験区間長は

5 mである。地下水位は - 1.20 m, 試験孔と口元圧力計までの累加距離は 3.5 mである。したがって $h_1 = 126 \text{ m}$ (地表と口元圧力計の標高差 1.0 m), $L = 129.5 \text{ m}$, $h_2 = 123.8 \text{ m}$ となる。

表- 1 口元圧力～注入圧力～注入量

口元圧力 (kg/cm^2)	注 入 量 (ℓ)	単 位 注 入 量 (ℓ/m)	損 失 水 頭 (m)	注 入 圧 力 (kg/m^2)
0	17	3.4	3.74 0.37	- 0.15 0.18
3	50	10.0	32.38 3.24	- 0.02 2.90
6	70	14.0	63.46 6.35	0.13 5.59
8	78	15.6	78.79 7.88	0.36 7.43
10	87	17.4	98.02 9.80	0.42 9.24
12	100	20.0	129.50 12.95	- 0.73 10.93
16	118	23.6	180.32 18.03	- 1.81 14.42

注) 損失水頭および注入圧力の上段は α を 10^{-4} とした場合である。同様に下段は $\alpha = 10^{-5}$ とした場合である。

ここで最も大きな補正要因は注入管の管内抵抗による損失水頭であるが、表- 1 に示すように補正係数 α によって大きく異なる。表中上段は $\alpha = 10^{-4}$ 、下段は $\alpha = 10^{-5}$ とした場合の h_3 を求めたものである。これによって注入圧力を求めると $\alpha = 10^{-4}$ の場合には先端部には圧力はほとんどかからないことになってしまう。しかし口元圧力をあげることによって注入量が増大しているので当然注入圧力(先端部圧力)もあがらなければならないはずであるが、計算上注入圧力が負(-)になるのは補正係数 α を過大に評価しているためと考えられる。なお注入圧力があまり増大しないで注入量が増える現象も見られるが、これは注入管(ロッド)の継ぎ目からの漏水である。漏水はタコ糸等を巻きつけて防ぐことができる。

図-2は表-1を図示したものである。△印は補正を全然行わないもの、○印は $\alpha = 10^{-5}$ としてその他の補正も合せて行ったもの、×印は同様に $\alpha = 10^{-4}$ としたものである。ここで未補正と $\alpha = 10^{-5}$ の場合の値があまり変わらないのは地下水位が高いことによるもので通常はあまりない例である。図-2からルジオン値を求めると未補正の場合で17.5、 $\alpha = 10^{-5}$ の場合で18.5となる。 $\alpha = 10^{-4}$ の場合には注入圧力がほとんど上らないのでルジオン値は見かけ上無限大になってしまいうので α は過大に評価されていると考えざるを得ない。

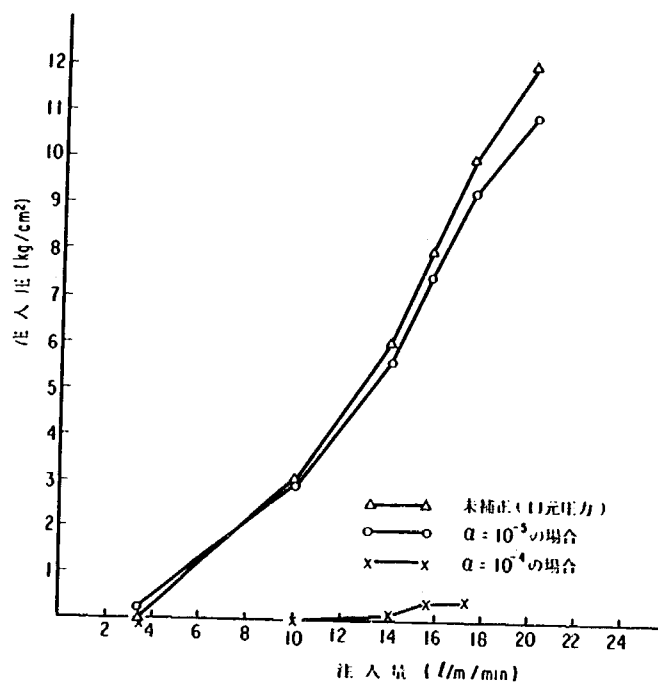


図-2 注入圧～注入量曲線

注入管の管内損失水頭は、管の内壁の粗さによって決まる摩擦損失水頭、管の縮少拡大損失水頭、弁類損失水頭、分岐合流損失水頭等であるが、これらの損失水頭については個々に求める方法が確立しているが、条件が変わると係数が異ってしまうので実管による試験以外によい方法はない。ルジオンテスト施工指針(案)は数件の実験結果から求めたものであるが、同一注入管を使っても実験によってかなりのバラツキがあることが判明している。さらに注入管の内壁の粗さの注入管の使用の程度やセメント等の付着による状態変化で著しく異なる。

以上の事実から損失水頭を求めるためには実際に使用する注入管による実験が最もよいことが分るであろう。

パイプクーリングの効果の判定方法について

(54. 九州)

(質 問)

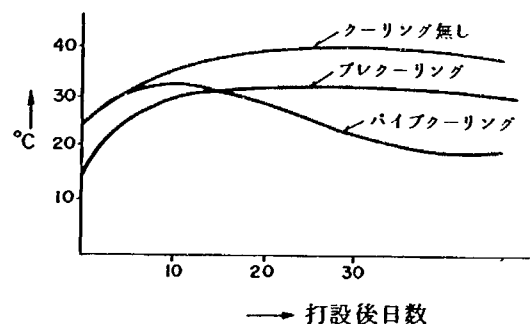
コンクリート標準示方書によると「旧コンクリートの材令が1.5 m～2.0 mのリフトの場合は、5日に達した後でなければ新コンクリート打継いではない。」と規定し、さらに「人工冷却によって温度調節を行なう場合には、これを緩和することができる。」と規定されているが、パイプクーリングを行なう場合にその効果の判定方法と日数の短縮割合を御教示をお願いします。

(熊本ダム工事々務所)

(回 答)

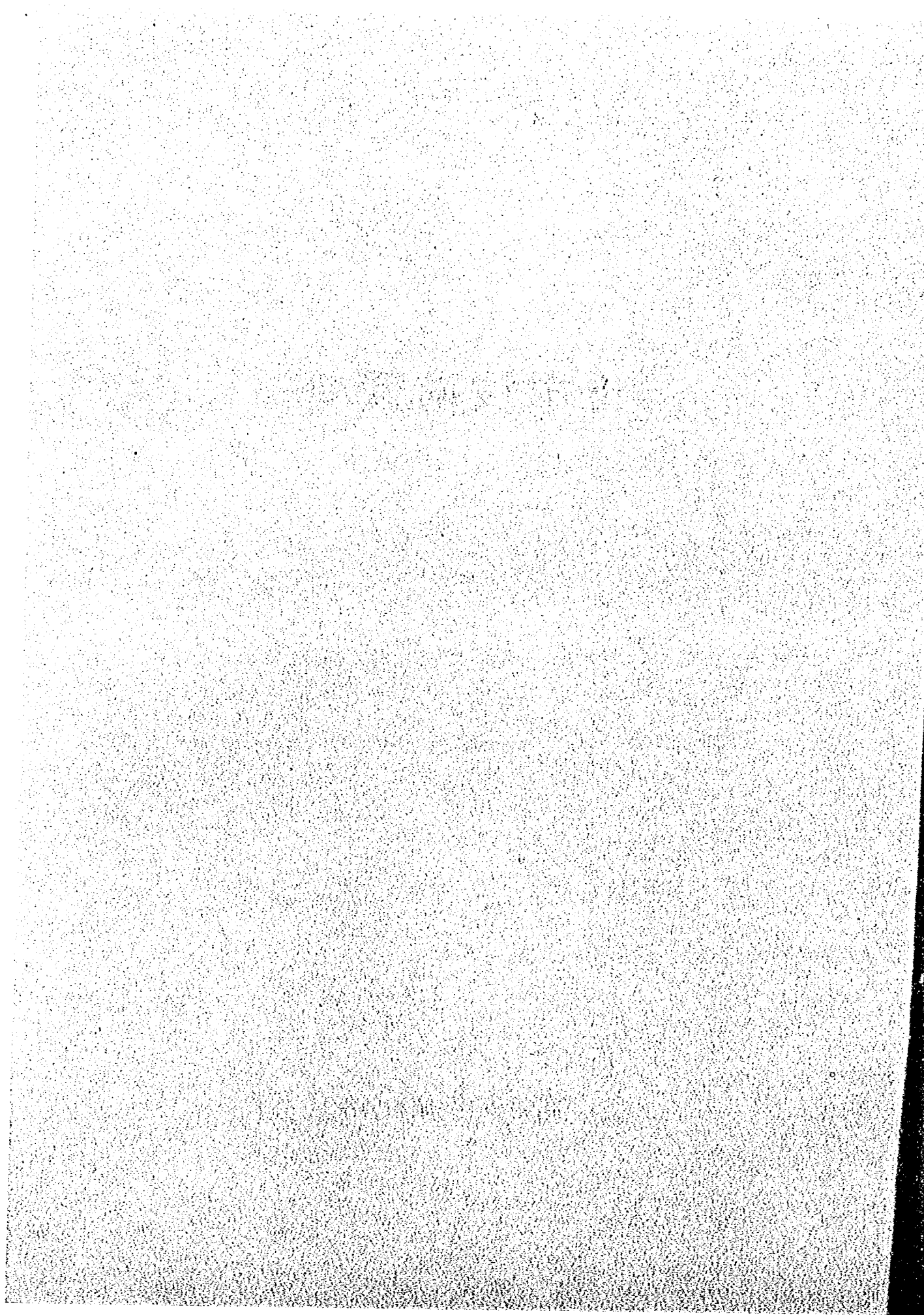
質問の趣旨は、ダムコンクリート標準示方書に依れば、人工冷却によって温度調節を行なう場合、現在、標準とされている打設インターバル0.75～1.0 mリフトの3日、1.5～2.0 mリフトの5日以上の日数を緩和することが出来るとされているので、パイプクーリングを行なう場合の打設直後の温度調節の効果の有無の判定と、そのインターバルの短縮割合の考え方についてのものと思われる。右の図は、あるダムを例にとって外的温度条件、コンクリートの熱的特性を用いて、クーリング無し及びクーリングの方法による温度履歴の差を計算により求めたものであるが、これによると、パイプクーリングの効果はコンクリート打設後3～5日頃から現われはじめるとみてよい。したがって、ブレイクーリングのように、打設温度を直接降下させる方法とは異なりパイプクーリングの場合は、打設直後の温度調節の効果は少なく、自然放散によるものとあまり大きな差はないと考えて良い訳で、標準示方書で示されている打設インターバルの短縮は、難かしいと判断される。即ち、打設直後から温度調節を行なうためには、クーリングの負荷を過大としなければならずこの場合、初期材令時にパイプの周囲だけを急冷却し、引張応力を生じさせることにもなりかねないためである。

(ダム構造研究室)

(ブロック長さ30 m, 2 mリフト, 打設間隔)
(5 日, 打設8 日)

土木技術資料

(昭和49年～昭和55年)



多段脚柱をもつテンターゲートの設計

柴田 功* 斎藤 孝三** 尾川 友義***

まえがき

テンターゲートの設計上の問題点は多数あるが、ここでは特に主要な脚注に発生する応力と部材断面の設計法に限定して研究することにする。

テンターゲートは、戸溝およびゲート下端の放流時の水理上の問題が少ないのでよく用いられる。構造的には、側面が扇形で、その中は十分剛な構造となるように設計することを基本的な考え方としている。

構造上最も重要な部分である脚柱は2段形式が多く、高いゲートの場合に3段脚柱が用いられる。

脚柱と主桁は、平面状でπ形のラーメンを形成する。これは脚を主桁の中央に寄せることにより、脚に作用する曲げモーメントを減少させ、脚柱の断面を減らして経済的にしようとするもので、きわめて小さい断面の脚柱をもつ設計がみられるようになってきた。しかし、現行の設計法のように、ゲートの各部を単独にとりだして2次元構造物とみなす設計では、全体としての立体的な挙動を把握することは不可能であり、特に、前述のようにスレンダーに設計される脚柱では、ゲート全体としての構造が剛とみなせなくなるのではないかということが予想される。そこで、3次元応力を算出し現行の2次元設計法に問題がないかを研究する必要がある。

ここでは、3段の脚柱をもつクレストテンターゲートについて3次元応力解析を試みたので、その概要を報告するとともに、今後の設計に対する重要な問題点を指摘することにした。

1. 応力解析

構造物を3次元的に解析することはむずかしい問題で、種々の研究があるが、すべてのものに通用する解析法はいまだ開発されていない。特に一般の実例でみられるテンターゲートでは、スキンプレート付近の鋼板を支える格子構造と、脚部の骨組構造の組合せの複雑な高次不静定構造であり、その解析はきわめて困難である。そこで、テンターゲートを、後でのべる仮定に従がい、立体的剛結トラスにおきかえて応力解析することにした。

解析法は骨組構造を材料の弾性域で解析するもので、部材力と変位の関係を示すスティフネス・マトリクスを

解いて、部材軸に関する端力および端モーメントを求める。

部材 ij を考えたとき、 i 点における断面力は次式で示される。

$$f_x^i = \frac{E \cdot A}{l_{ij}} (d_x^i - d_x^j) - f_{ix}^j$$

$$f_y^i = \left(\frac{1}{\frac{I_{ij}^2}{12EI_x} + \frac{l_{ij}}{GA}} \right) (d_y^i - d_y^j) - \left(\frac{1}{\frac{I_{ij}^2}{6EI_x} + \frac{2}{GA}} \right) (\theta_y^i + \theta_y^j) - f_{iy}^j$$

$$f_z^i = \left(\frac{1}{\frac{I_{ij}^2}{12EI_y} + \frac{l_{ij}}{GA}} \right) (d_z^i - d_z^j) - \left(\frac{1}{\frac{I_{ij}^2}{6EI_y} + \frac{2}{GA}} \right) (\theta_z^i + \theta_z^j) - f_{iz}^j$$

$$M_x^i = \frac{G \cdot I_x}{l_{ij}} (\theta_x^i - \theta_x^j) - M_{ix}^j$$

$$M_y^i = - \left(\frac{1}{\frac{I_{ij}^2}{6EI_y} + \frac{2}{GA}} \right) (d_y^i - d_y^j) + \frac{2EI_y}{l_{ij}(GAI_{ij}^2 + 12EI_y)} \{ 2(GAI_{ij}^2 + 3EI_y)\theta_y^i + (GAI_{ij}^2 - 6EI_y)\theta_y^j \} - M_{iy}^j$$

$$M_z^i = - \left(\frac{1}{\frac{I_{ij}^2}{6EI_z} + \frac{2}{GA}} \right) (d_z^i - d_z^j) + \frac{2EI_z}{l_{ij}(GAI_{ij}^2 + 12EI_z)} \{ 2(GAI_{ij}^2 + 3EI_z)\theta_z^i + (GAI_{ij}^2 - 6EI_z)\theta_z^j \} - M_{iz}^j$$

したがって、一般の節点方程式を

$$M_{AB} = - \frac{EI}{l} \left(2\alpha\theta_A + \beta\theta_B - \gamma \frac{\sigma}{l} \right) + C_{AB}$$

とすれば、

$$\alpha = \frac{GAI^2 + 3EI}{GAI^2 + 12EI}$$

$$\beta = \frac{GAI^2 - 6EI}{GAI^2 + 12EI}$$

$$\gamma = \frac{2GAI^2}{GAI^2 + 12EI}$$

として計算できる。なお断面力を示す式中の記号は次のとおりである。

f_x, f_y, f_z : x, y, z 軸方向の力

M_x, M_y, M_z : x, y, z 軸のまわりのモーメント

d_x, d_y, d_z : x, y, z 軸方向の変位

* 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室長
** " " 研究員
*** " " ダム構造研究室

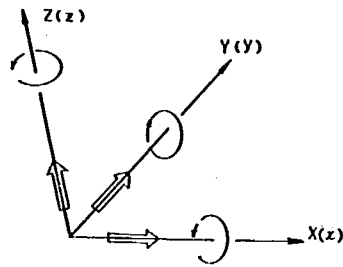


図-1 座標軸の正方向と断面力の正方向

- $\theta_x, \theta_y, \theta_z$: x, y, z 軸方向の回転角
 A : 部材 ij の断面積
 l_{ij} : 部材 ij の長さ
 E : 弾性係数
 G : せん断弾性係数
 I_x : x 軸に関する断面極モーメント
 I_y, I_z : y, z 軸に関する断面二次モーメント

計算に用いる座標系は、絶対座標系と、部材に沿って x 軸をとる部材座標系を設け、算出される力およびモーメントの正の方向は次の図-1 に示すとおりである。

テンターゲートを骨組構造におきかえて応力解析するには、いくつかの問題がある。この報告で用いた主要な条件を次のべる。

① 主桁 主桁の桁高が大きい場合にはこれをトラスにおきかえる。その場合、骨組の関係で I 形主桁の桁高と、おきかえたトラス上下弦材の距離をそろえることができないので、I 形主桁の断面二次モーメントと上下弦材のそれとが等しくなるようにする。この関係は主桁中央の下流側へのたわみをほぼ等しくするためである。

次にウェブプレートと面内せん断変形に対する剛性は

斜材で補なうことにする。長方形 $a \times b$ 、厚さ t の板の等価斜材の断面積は次式で示される。

$$A = \frac{Gt}{Eab} (a^2 + b^2)^{1/2}$$

このようにして計算した斜材は、両端ヒンジの門柱とし、自重は I 形主桁のそれと等しくなるよう比重を小さいものとする。

② スキンプレート スキンプレートの面内せん断剛性は、主桁のウェブプレートと同様の等価斜材で補なう。

③ ジョイント この報告では部材の両端のジョイントは表-1 に示したとおりとする。ただし前述の主桁ウェブおよびスキンプレートをおきかえた斜材はピン接合とする。

④ 変断面部材 部材の両端が異なるものの断面の諸性質は、両端の平均値とする。

⑤ ゲートの支持 トラニオン部では X 軸のまわりの回転だけが自由で、他軸のまわりの回転および直交 3 軸方向の変位は許されない。

特定の場合を除き、ゲート前部は下部主桁上の巻上点で鉛直方向の支持をされる。側部はサイドローラーの位置で X 軸方向の変位が拘束される。

⑥ 荷重 荷重の種類は静水圧荷重、自重、巻上荷重とする。

静水圧荷重は原則として縦桁に作用するものとする。スキンプレート上の荷重の配分は単純桁とみなす。自重は各部に下向きの等分布荷重として作用させる。ただしスキンプレートは縦桁に作用させる。巻上力は原則として絶対座標系の 3 方向の分力を作用点にかける。トラニオンピンのまわりの摩擦力は 2 次元計算で分配された上下脚柱のスラストに比例して作用するものとして取扱

表-1 解析ゲートの構造一覧表

ケース	構 造	脚 柱 略 形 状	中 間 支 持 材
1	旧部材断面そのままのものを脚柱中間支持材の取付部をヒンジとする。		
2	ケース1と同様な部材断面で脚柱中間支持材の取付部を剛結としたもの。		同 上
3	ケース2のラーメン構造で中間支持材の断面二次モーメント (I_y 面内) を脚柱と等しくしたもの、端部は剛結とする。		脚柱 I_y と同じ断面部材
4	脚柱中間支持材の部材を極めて細い $90 \times 90 \times 7$ の等辺山形鋼に替え、中部脚柱と下部脚柱間に斜材を入れる。端部はヒンジとする。		等辺山形鋼 $90 \times 90 \times 7$
5	ケース4の中間支持材端部を剛結としたもの。		同 上
6	ケース4について脚柱の水平面上トラニオンピンから 820mm の位置にある折曲りも除去したもの。		同 上
7	ケース5について脚柱の水平面上トラニオンピンから 820mm の位置にある折曲りも除去したもの。		同 上

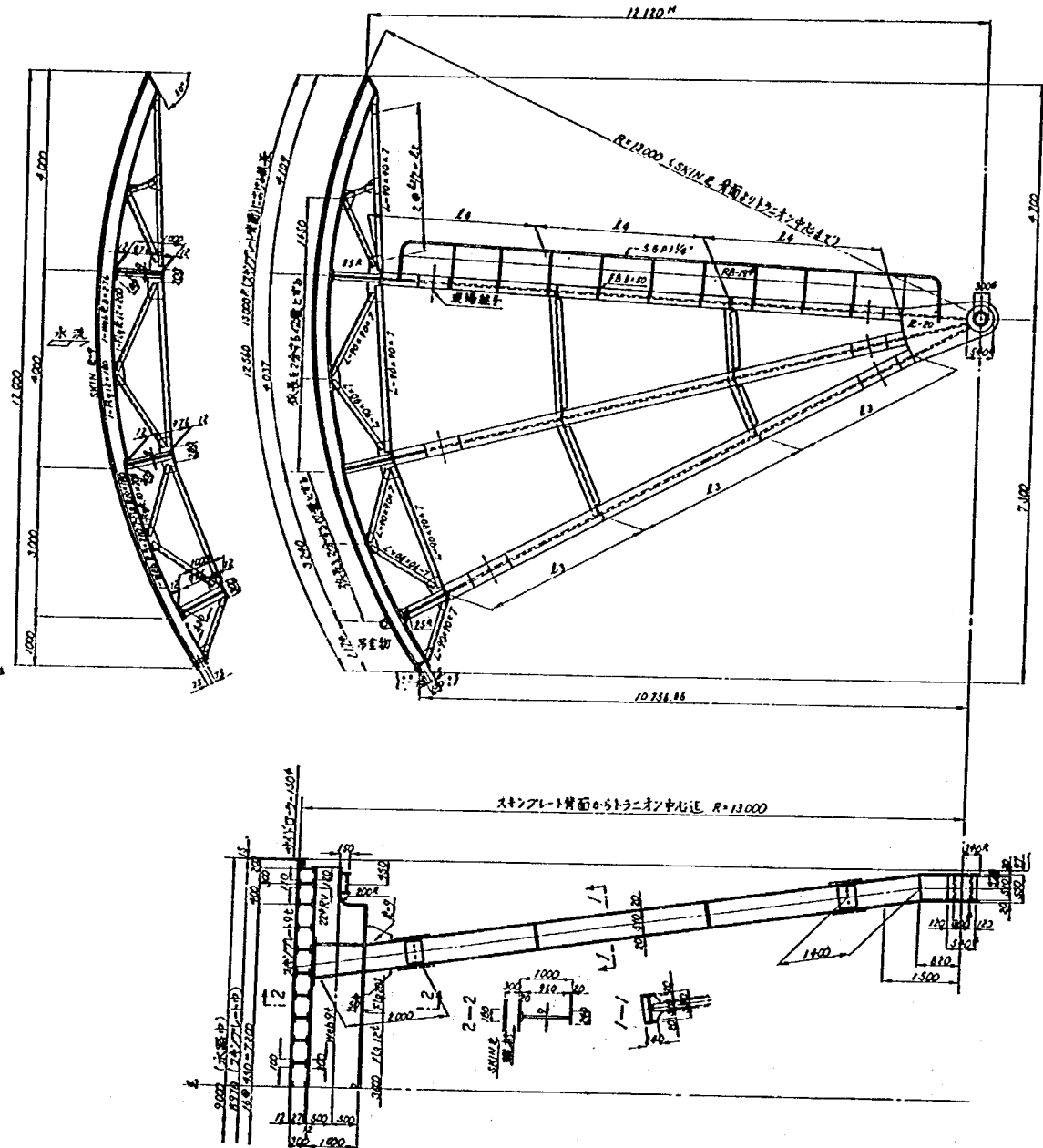


図-2 テンターゲート扉体断面図および平面図

5。

⑦ E, G $E=2,100,000 \text{ kg/cm}^2$, $G=810,000 \text{ kg/cm}^2$ とする。

2. 解析ゲートの構造

解析ゲートの構造は、図-2 に示すとおりで、流量調整操作時に変状を来し、種々の調査がなされたものである。ここでは、このゲートについて表-1 のようなケースについて解析を行なった。

3. たわみ

解析によって得られた脚柱のたわみの一部を示せば図-3 のとおりである。

この図によると、ラーメン系のケース1, 2では下方に大きくたわむが、ケース3ではかなり改良されている。トラス系としたケース4, 5ではずっと小さくなる。脚柱トラニオン付近の平面形状の折れ曲りをなくしたケース6~7では、たわみはほとんどないといっている。

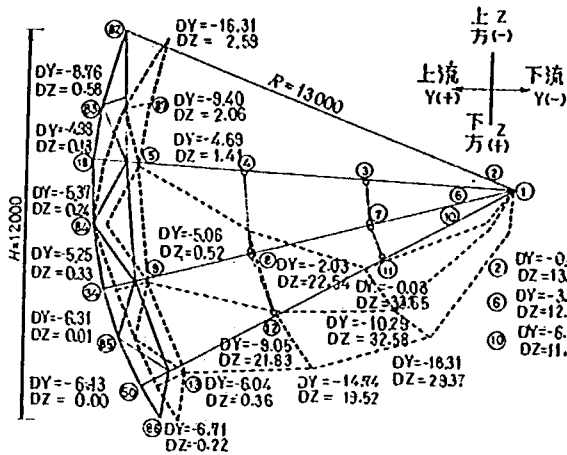


図-3.1 ケース1 脚柱たわみ図 (単位: mm)

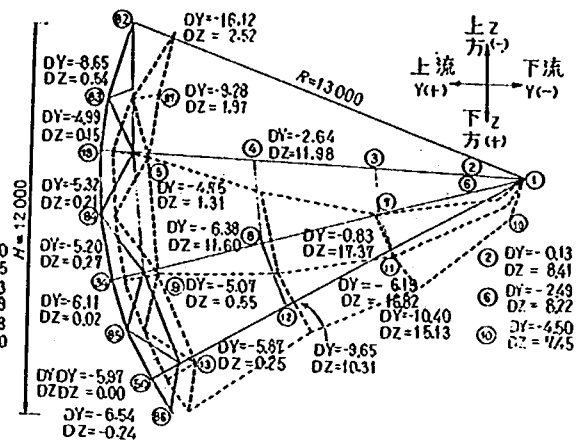


図-3.2 ケース2 脚柱たわみ図 (単位: mm)

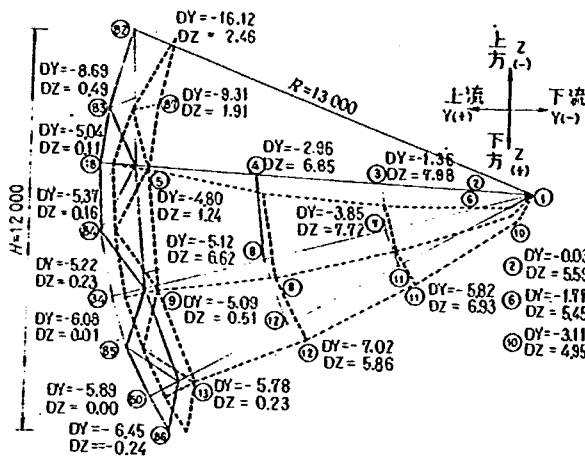


図-3.3 ケース3 脚柱たわみ図 (単位: mm)

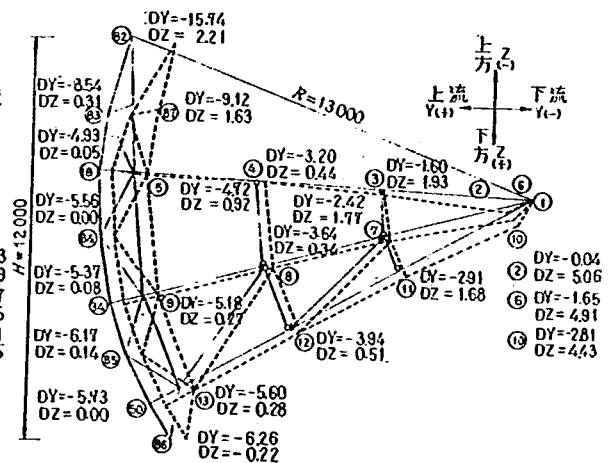


図-3.4 ケース4 脚柱たわみ図 (単位: mm)

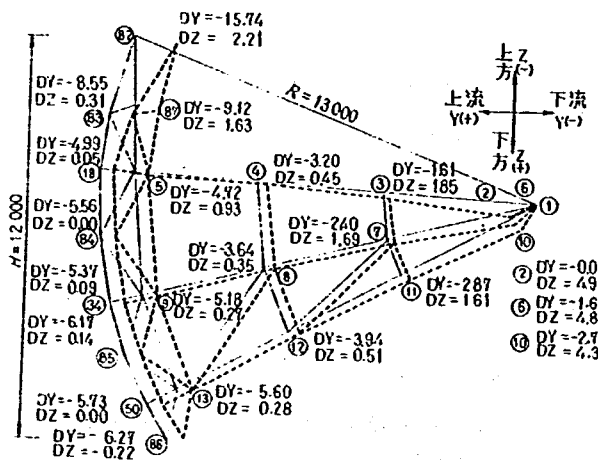


図-3.5 ケース5 脚柱たわみ図 (単位: mm)

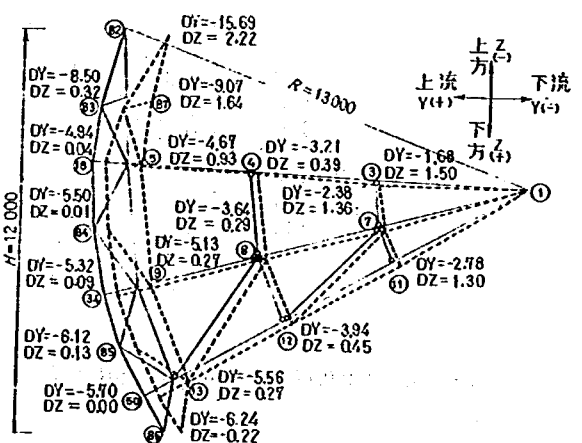


図-3.6 ケース6 脚柱たわみ図 (単位: mm)

4. 応 力

解析によって得られた脚柱についての断面力、断面の性質および応力のうち、トラニオン付近のものについて

ケース1、ケース4およびケース6の例を示せば、表-2 になる。なお、計算に用いた節点の番号は図-4のとおりである。

この表-2 によれば、トラニオン付近の脚柱の折れ曲

表2 脚柱の断面力と断面特性および応力

ケース	位置	部材	節点	F _x			F _y			F _z			M _y			M _z			M _x		
				軸力	A	応力	せん断力	A _y	せん断力	せん断力	A _z	せん断力	曲げモーメント	I _y	曲げ応力	曲げモーメント	I _y	曲げ応力	振れモーメント	I _x	せん断応力
1	上脚	1-2	1	114,920	141.9	810	16,331	45.9	356	-11	96.0	0	58,285	4,610	152	1,118,500	77,350	398	36,365	140	30
			2	-114,920	141.9	-810	-16,331	45.9	-356	-80	96.0	-1	-311,500	4,610	-811	220,970	77,350	79	-36,365	140	-30
			3	116,070	141.9	818	-265	45.9	-6	63	96.0	1	-311,780	4,610	-812	-223,370	77,350	-79	-3,629	140	-7
	中脚	1-6	1	127,390	157.9	807	18,342	45.9	400	-154	112.0	-1	-17,971	7,310	-34	1,467,700	88,550	456	49,901	162	36
			6	-127,420	157.9	-807	-18,342	45.9	-400	56	112.0	1	427,610	7,310	819	36,049	88,550	11	-49,897	162	-36
			7	128,730	157.9	815	-67	45.9	-2	-86	112.0	-1	-431,390	7,310	-826	-19,894	88,550	-6	-11,760	162	-9
	下脚	10-11	10	147,220	171.0	861	21,157	51.0	415	-306	120.0	-3	-40,313	9,004	-67	1,814,700	95,300	524	58,705	177	38
			11	-147,280	171.0	-861	-21,157	51.0	-415	205	120.0	2	502,060	9,004	836	-79,693	95,300	-23	-58,700	177	-38
			10	148,790	171.0	870	-124	51.0	-2	-91	120.0	-1	-497,410	9,004	-829	119,390	95,300	34	13,740	177	-9
			11	-149,030	171.0	-872	124	51.0	2	-344	120.0	-3	450,740	9,004	751	-165,460	95,300	-48	13,738	177	9
4	上脚	1-2	1	114,720	141.9	808	16,340	45.9	356	632	96.0	7	69,882	4,610	182	1,146,900	77,350	408	69,882	140	24
			2	-114,710	141.9	-808	-16,340	45.9	-356	-723	96.0	-8	247,160	4,610	643	193,300	77,350	69	247,160	140	-24
			3	115,870	141.9	817	-233	45.9	-5	706	96.0	7	-247,310	4,610	-644	-195,210	77,350	-69	-247,310	140	-5
	中脚	1-6	1	140,260	157.9	888	20,097	45.9	438	1,019	112.0	9	-27,596	7,310	-53	1,469,100	88,550	456	-27,596	162	29
			6	-140,260	157.9	-888	-20,097	45.9	-438	-1,117	112.0	-10	341,030	7,310	653	178,510	88,550	55	341,030	162	-29
			7	141,810	157.9	897	-122	45.9	-3	1,087	112.0	10	-349,720	7,310	-670	-165,520	88,550	-51	-349,720	162	-7
	下脚	10-11	10	134,320	171.0	785	19,006	51.0	373	1,092	120.0	9	-42,285	9,004	-70	1,347,400	95,300	389	-42,285	177	30
			11	-134,370	171.0	-786	-19,006	51.0	-373	-1,187	120.0	-10	389,920	9,004	650	211,180	95,300	61	389,920	177	-30
			10	135,710	171.0	794	-298	51.0	-6	1,310	120.0	11	-408,000	9,004	-680	-179,490	95,300	-52	-408,000	177	-6
			11	-135,950	171.0	-795	298	51.0	6	-1,745	120.0	-15	157,060	9,004	-262	69,114	95,300	20	-157,060	177	6
6	上脚	1-3	1	115,700	141.9	815	-66	45.9	-1	494	96	5	100,070	4,610	260	-51,950	77,350	-18	48,986	140	40
			2																		
			3	-115,680	141.9	-815	66	45.9	1	-995	96	-10	-67,625	4,610	-176	24,721	77,350	9	610	140	9
	中脚	1-7	1	140,770	157.9	892	127	45.9	3	913	112	8	-31,868	7,310	-61	49,429	88,550	15	53,247	162	39
			6																		
			7	-140,910	157.9	-892	-127	45.9	-3	-1,455	112	-13	-106,300	7,310	-204	-5,984	88,550	-2	135	162	2
	下脚	10-11	10	136,370	171.0	797	157	51.0	3	1,150	120	10	-80,753	9,004	-135	97,686	95,300	28	58,622	177	38
11	-136,660	171.0	-799	-157	51.0	-3	-1,682	120	-14	-123,560	9,004	-206	-58,913	95,300	-17	97	177	1			

土木技術資料 16-3 (1974)

り点②, ⑥, ⑩で, 中間支持材を含む鉛直構造(主構と呼ぶことにする)面内の曲げモーメント M_y によって大きな応力が発生している。また, この折れ曲りのあるものについては, トラニオンの点⑩で, 主構面外の曲げモーメント M_z による大きな応力が発生している。これらの現象は, 脚柱をまっすぐにしたケース 6~7 では認め

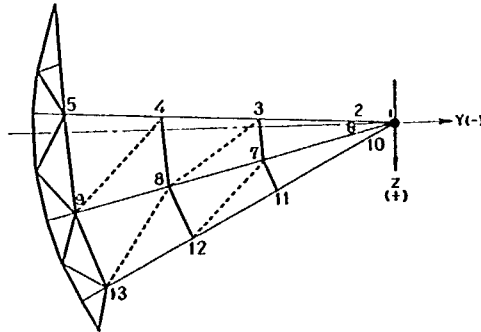


図-4 脚柱の節点番号

表-3 脚柱の軸力 F_x (主桁取付部) (t)

	脚 柱	ケ ー ス 1	2 次 元 計 算
F_x	上 脚	116.01	118.3
	中 脚	129.24	130.2
	下 脚	149.68	145.5

表-4 脚柱最大圧縮応力 (kg/cm²)

位 置	脚	節 点	1 ケ ー ス	2 ケ ー ス	3 ケ ー ス	4 ケ ー ス	5 ケ ー ス	6 ケ ー ス	7 ケ ー ス
主桁取付部	上	⑤	1,550	1,040	1,060	1,020	1,020	1,000	1,000
	中	⑨	930	1,360	1,240	850	850	820	820
	下	⑬	1,800	1,420	1,320	920	930	900	900
主 桁 側 支 柱 取 付 部	上	④	1,070	1,040	1,170	910	910	920	930
	中	⑧	960	1,200	1,430	850	1,060	860	860
	下	⑫	1,260	1,300	1,400	880	880	890	890
トラニオン側 支 柱 取 付 部	上	③	1,420	1,300	1,320	1,090	1,110	1,010	1,030
	中	⑦	1,550	1,490	1,410	1,190	1,220	1,110	1,140
	下	⑪	1,670	1,340	1,210	1,080	1,090	1,040	1,050
トラニオン部	上	①	1,360	1,420	1,450	1,400	1,400	1,100	1,100
	中	⑤	1,300	1,330	1,320	1,400	1,400	980	980
	下	⑨	1,450	1,120	1,160	1,240	890	970	970
脚柱折曲部	上	②	1,710	1,600	1,540	1,530	1,530	—	—
	中	⑥	1,650	1,580	1,530	1,620	1,620	—	—
	下	⑩	1,730	1,550	1,490	1,530	1,520	—	—

表-5 中間支持材最大応力 (kg/cm²)

部 材	部 材	1 ケ ー ス	2 ケ ー ス	3 ケ ー ス	4 ケ ー ス	5 ケ ー ス	6 ケ ー ス	7 ケ ー ス
垂 直 支 柱	3-7	-30	-2,450	-760	-430	-1,230	-190	-810
	7-11	-40	+3,140	+1,090	+660	+1,360	+210	+800
	4-8	+10	-1,670	-470	-60	-80	-60	-80
	8-12	-30	-2,240	-780	+290	+330	+270	+310
斜 材	3-8	—	—	—	—	—	—	—
	7-12	—	—	—	-980	-1,050	-900	-1,000
	4-9	—	—	—	—	—	—	—
	8-13	—	—	—	-510	-580	-530	-600

(+) 引張応力 (-) 圧縮応力

られない。このようなことから, 脚柱の平面形状をトラニオン付近で折り曲げることは避けなければならない。

ケース 1 について, 軸力 F_x を 2 次元設計で算出した値と比較すると表-3 のようになる。

3 段形式の脚柱をもつゲートでは, 各脚に作用する軸力は不静定構造となるので, 普通は, 縦桁を連続梁と考えて反力を求め, これを脚に伝えるという設計がなされるが, 支点の移動があるため, 幾分, 下脚に力が集中していることになる。

脚柱について, 軸力 F_x による軸方向圧縮応力, 曲げモーメント M_y および M_z による曲げ圧縮応力を, 簡単に合計して, 各部の最大圧縮応力として示せば, 表-4 のようになる。ケース 1~2, ケース 4~5, ケース 6~7 は, それぞれ同じ中間支持材の構造系について, ヒンジと剛結として解析したもので, 実物に働く応力は, これらが上下限値となる。

中間支持材を含む鉛直構造を, 全体がピン結合であると仮定して, 部材数 m , 格点数 j および静定反力数 3 のとき,

$$m + 3 = 2j$$

の関係をもつときを静定系と呼ぶこととし, これより部材数が少ないときを不静定系と呼ぶことにする。このようにすると, トラス組が不静定系となるケース 1 と 2 の

間では応力の大きなバラツキがみられるのに対し, 構造を静定系としたケース 4 と 5, ケース 6 と 7 の間ではほとんど同じ値を示している。また, ケース 2 のラーメンで支柱の断面を大きくしたケース 3 でも, 主構面内の曲げモーメント M_y が大きいことため応力の減少はわずかであるが, 静定系としたケース 4 および 5 では, トラニオン付近の脚柱の折れ曲りの影響を除けば大きく減少している。脚柱の折れ曲りをまっすぐに修正したケース 6 および 7 の応力状態は最も滑らかで, かつ小さい値を示している。したがって, 脚柱の中間支持材の数は, 脚柱を含む主構がピン結合であると仮定したとき, 静定トラス組となるようにすべきである。

次に, 中間支持材に発生する応力を表-5 に示す。

不静定系のケース 1 と 2 の間には極度に大きいバラツキがあり, きわめて不安定であることが認められる。不静定系のケース 1~3 と, 静定系のケース 4~7 との間では, 脚柱の応力におよぼす中間支持材の影響が大きいので, 中間支持材

も主要部材とみなさざるを得ない。しかし、静定系としたときは、応力はさほど大きくない値で安定しているので、二次部材として取扱っても支障はない。

なお、静定系とするために設けた斜材を逆のブラットトラスとすれば、別途の研究で、引張応力となり、部材長の短い垂直支柱に圧縮応力が出るので有利となることを確かめてある。

ケース4～7の解析に用いた中間支持材は、等辺山形鋼 $90 \times 90 \times 7$ というきわめて細いもので、その細長比は垂直支柱で $40 \sim 92$ 、斜材で $145 \sim 175$ となっている。実際の設計では、斜材についての細長比を150以下にすること（水門鉄管技術基準第20条）、および最小板厚を8 mm以上にすること（水門鉄管技術基準第20条解説中形以上の水門扉の項）によって決められる断面形を全体の設計断面として、静定形となるように配置するのがよい。

む す び

テンケーゲートは、水理設計上きわめて優れた形式のものであるが、和知ダムの事故以来、脚柱を2段形式に限定するという傾向が強くなっているように見受けられる。

しかし、この報告でのべたように、

- (1) 脚柱と中間支持材を含む鉛直構造がピン結合であるとしたとき、静定トラス組となるような数の中間支持材を入れること。
- (2) トラニオン付近で脚柱の平面形状を折り曲げてはならない。

という結論にしたがう限り、脚柱を2段形式に限定する必要はまったくない。

むしろ、形鋼が負担し得る支持力に応じてゲートに作用する荷重に対応する段数の脚柱を用いる方が合理的でかつ経済的な設計であるとさえ考えられる。

脚柱の断面の設計法は、特別に大きいゲートでない限り、現行の2次元設計法によっても支障ないが、許容応力のとり方については検討を要するかもしれない。

中間支持材は、前述のとおり静定トラス組となるように配列するが、下脚に力の集中があるので、これに斜材を取付ける。斜材の方向はこの方向とは逆のブラットトラスがよいであろう。また、中間支持材の断面は、水門鉄管技術基準に定める細長比150以下、および中形以上

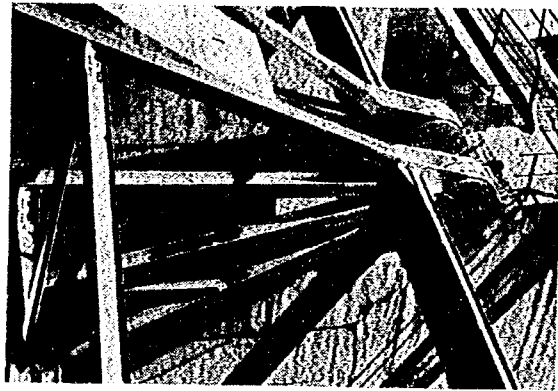


写真-1 Folsom ダム4段脚柱のテンケーゲート (岩崎氏)

の最小板厚8 mmに準拠して定めればよい。

最後に、この結論でのべたようなゲートの例として、岩崎正亮氏から拝借した米国カリフォルニア州の Folsom ダム (U. S. B. R.) のクレストゲートの写真をあげておく。

参 考 文 献

- 1) 林 毅編：軽構造の理論とその応用
- 2) 水門鉄管協会：水門鉄管技術基準

コンクリートダムの新しい施工法

飯 田 隆 一*

まえがき

コンクリートダムは現在いくつかのブロックに分け、ケーブルクレーンにより打設されているのが一般である。この工法は採用されてからすでに40年たち、経済性の追求は主としてダム型式の面で行われ、中空重力ダム、アーチダムの採用により堤体積の低減の面で努力が払われてきた。しかし、最近ではアーチダムに適する地点が少なくなってきたおり、中空重力ダムは形が複雑であるため、型枠の設置が複雑となり、コンクリート打設も人手間がかかるため、必ずしも経済的でなくなっている。このため、コンクリートダムのほとんどは重力ダムとなりつつあるが、最近の人工費の上昇により、大型施工機械による大量施工の可能なフィルダムの方がかなり割安になっており、現在はフィルダムの全盛時代を迎えているといっても過言でない状態である。

しかし、フィルダムは堤体を越流することは絶対に許されないこと、堤体に余水吐をのせることが許されないことなどの条件のために、洪水量の多い地点においては仮排水路、余水吐の設計、施工に問題があり、コンクリートダムが建設されることもかなり多いが、このような状況に対応して、ダムコンクリートに要求される条件を洗い直し、40年来行われてきた施工法も検討することにより、より経済的で合理的なコンクリートダムの施工法を追求する必要が生じて来ている。

1964年にイタリアの Alpe Gera Dam が全く新しい施工法により建設され、にわかコンクリートダムの新しい施工法が注目され、国際的にも強い関心が払われるようになって来た。

たまたま、筆者は昨春秋、3カ月ばかり欧米に行く機会を持ったが、その際この問題に関して得られた事項について紹介を試みよう。

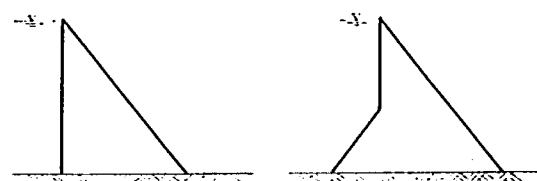
1. 問題の出発点

現在、ダムのコンクリートではセメント使用量は一般に $150\text{kg}/\text{m}^3$ 以上となっており、骨材としてもかなり堅く良好なものが用いられている。これはセメント使用量をこれ以下にすると均質なコンクリートが得難くなり、透水性、耐久性の面で問題が出るのとことから、 $150\sim 140\text{kg}/\text{m}^3$ がセメント使用量の最低限度とされ、混和材を用いた場合、あるいは入念な試験研究によりこ

れ以下のセメント使用量にした例はあるが、未だ特例の範囲にとどまっている。このために、ダムのコンクリートの強度は材令91日で $250\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上のものが用いられている。

一方、重力ダムでは発生する最大圧縮応力 (kg/cm^2) は高さ (m) の 0.3 倍程度であるので、高さ50mのダムで高々 $15\text{kg}/\text{cm}^2$ 、100m のダムで $30\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の最大圧縮応力しか発生していない。このため、50m程度の重力ダムで発生する最大圧縮応力の15~20倍の圧縮強度のコンクリートが、100m程度の重力ダムで8~10倍の圧縮強度のコンクリートが用いられているというのが現状である。

さらに、最近では岩盤のせん断摩擦抵抗の不足から、上流側に大きなフィレットを付けている重力ダムが多くなって来ている。このようなダムでは、当然発生する応力は通常の断面をしたダムより小さくなっており、コンクリートの強度は余っているはずであり、常識的に考えて、岩盤の強度の不足から断面が厚くなったダムでは、堤体コンクリートは、岩盤よりある程度強度の高いコンクリートを用いれば強度的には十分なはずである。



(a) 基本三角形断面のダム (b) フィレットも用いるダム

図-1

このように、100m以下の重力ダムではコンクリートの強度は明らかに余裕があり、セメント使用量を少なくし、より安い骨材を用い得るようにすることにより、コンクリートの単価を安くする方法がないかという意識はダム技術者の中には早くから芽生えていた。

透水性、耐久性の問題にしても、従来のコンクリートの概念では $140\sim 150\text{kg}/\text{m}^3$ 以下のセメント使用量では問題があるにしても、極端な話がフィルダムのコアは粒度分布と、含水比と締固めとにより、セメント使用量が0でも透水性の面では問題をなくしているのであるから、コンクリートの概念を変えることにより、さらに少ないセメント使用量が可能になるはずである。

また、コンクリートの打設方法にしても、ブロックに

* 建設省土木研究所ダム部長

分けて打設する方法は、水和熱が放熱する際の収縮により生ずるキレツを継目に集中させ、継目の止水を配慮すればダム止水性を容易に確保し得るという利点があるが、型枠の設置、打設作業を複雑にし、コンクリートの単価を高いものにしてゐる。これをフィルダムの施工法と類似したものにし得るならば、工費はかなり引き下げられるはずである。

このように従来のダムコンクリートに対する条件と打設方法に対し再検討を加えるならば、より経済的で合理的なコンクリートダムの施工法があるはずであり、これが新しいコンクリートダムの施工法の出発点となるはずである。

2. 新しい施工法で建設された イタリアのダム

前述したように、1964年にイタリアでフィルダムの施工法に近い方法で打設された Alpe Gera ダムが完成し注目を集めた。筆者は昨年秋(1974年)にこのダムを視察し、主任技術者の Gentile 氏 以下設計担当者とは会う機会を得たので、Alpe Gera ダムについて紹介すると共に、その後のイタリアでのこの分野での状況を述べることにする。

Alpe Gera ダムはミラノの北々東およそ 150km の所にあり、スイスとイタリアの国境をなすアルプスの分水嶺に近い標高 2,100m の所で、有名なサンモリッツの近くにある。このダムは高さ 170m、堤頂長 528m、堤体積 1,715,000m³ の重力ダムである。Gentile 氏の説明によると、このダムの付近は堅い岩と軟い岩との互層になっていて、河床勾配も波打っていた。このような場所に高いコンクリートダムを建設するには、堅い岩盤の上にダムをのせる必要があり、場所的に極めて限定されていた。このダムを設計するに当って比較されたタイプはアーチダム、マルチプルアーチダムと重力ダムとであったが、アーチダムはショルダーがなく、さらに堅い岩盤の

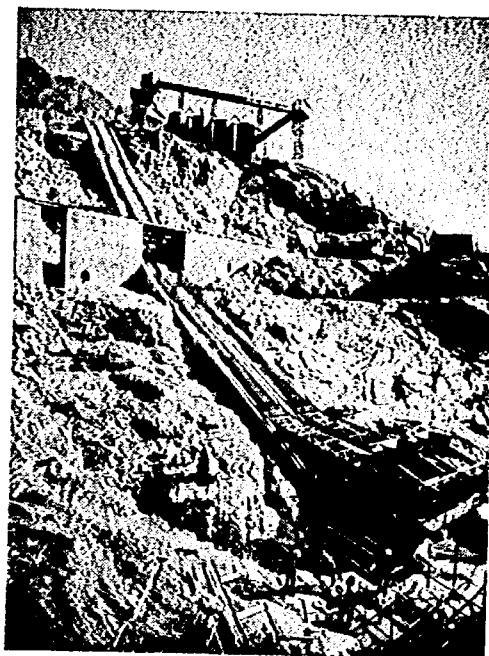


写真-2 Alpe Gera ダムのインクライン

上にのせきることができなかった。また、マルチプルアーチダムは堤体積は 25% 節減できたが、掘削が深くなりすぎ、応力が大きくなりすぎる、型枠が複雑になりすぎる、クラックが多いなどの理由から不採用とし、重力ダムを採用し、セメント使用量を減らし、打設工法を改良することにした。特にこのダムは標高 2,100m の所にあり、打設期間が年間 5~6 カ月しかとれないので、打設速度をあげることに留意したとのことであった。

コンクリートの打設は写真-2 に示すような左岸に設けられたインクラインを通して 6m³ のバケットがリフト面まで下される。ここでホッパーを通してコンクリートはバケットからダンプに積みかえられる。ダンプはリフト面上を自走し、適当な所でコンクリートをあけ、これをブルドーザーで敷きならし、パイブローダーで締固める。コンクリートを打設した後 12 時間経た頃から、グリーンカットを行い、これと同時に横継目の切断を行った。この継目の切断は写真-4 に示すように、自走車に振動する鉄板を取付けたもので行った。この鉄板は厚さ 4cm、長さ 3m、高さ 1m のもので、上下に振動が与えられるようになっており、マンガン鉄の刃がついていて、ジャッキにより上下に動かすようになっている。

リフトは 70cm の厚さで行われた。下流面にはスライドフォームが用いられ、上流面には止水のために全面に鉄板が張られ、これが型枠としても用いられた。

継目の止水板および上流面の鉄板の詳細は図-2 に示すごとくである。上流面の鉄板の背面には

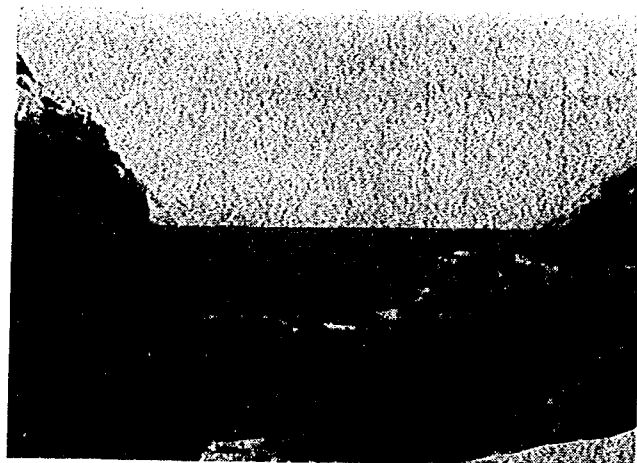
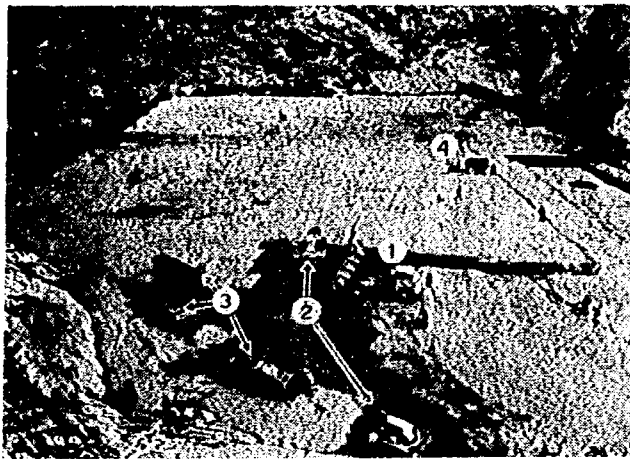


写真-1 Alpe Gera ダム



①ダンプトラック、②ブルドーザによる敷きならし、③パイプドーザによる締固め

写真-3 Alpe Gera ダムにおける打設状況

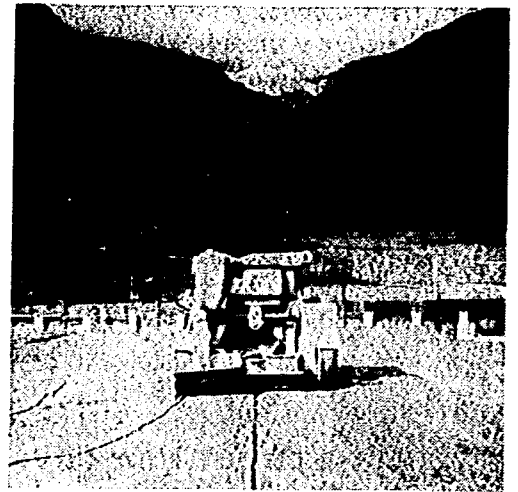


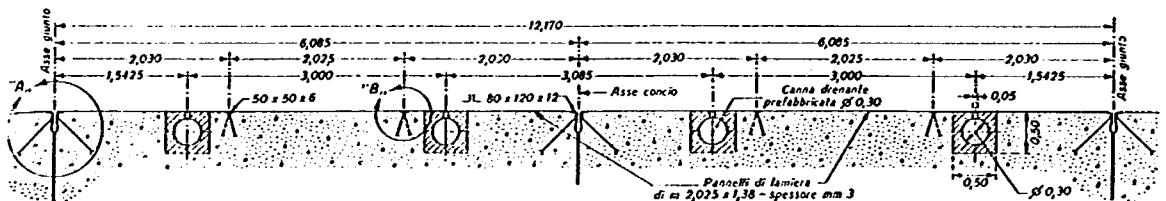
写真-4 継目切り作業

図-2に示すように、鉄板背面の揚圧力をぬくために排水孔が設けられ、この排水孔はグリーンカットを行う際の水の排出孔にも用いられた。上流面の着岩部の詳細は図-3のごとくである。継目間隔は12 mで、ブロックの中央に鉄板の熱応力を除去するために遊びが設けられている。

セメント使用量は図-4に示すごとくである。この図を見るとダムの下部および上下流面は $300 \sim 250 \text{ kg/m}^3$ であるが、ダムの心部は上部に行くに従いセメント使用量は減少し、標高2,024 m以上では 115 kg/m^3 と極端に

セメント使用量が少なくなっている。これはダムの下部は応力が高いからセメント使用量を多くし、上部に行くに従って応力が小さくなるのでセメント使用量を減らしたのかと思い Gentile 氏に質問したところ、初めはこのような施工法に自信がなかったのでセメント使用量を多くしたが、打設中に造った供試体および現堤からとったコアを試験したところ、十分に強度が出てバラツキも少ないことが判明したので、 200 kg/m^3 、 150 kg/m^3 、 115 kg/m^3 と試行的にセメント使用量をへらして行ったことであった。ダンプで運び、ブルドーザで敷きな

(a) 平面図



(b) "A" 詳細図

(c) "B" 詳細図

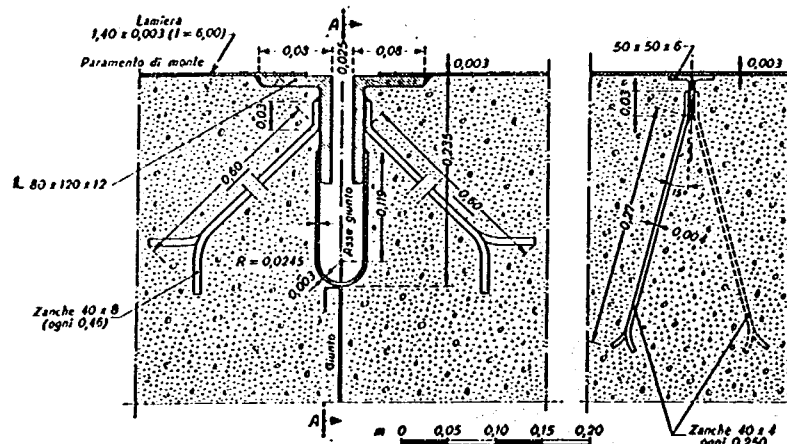


図-2 上流面詳細図

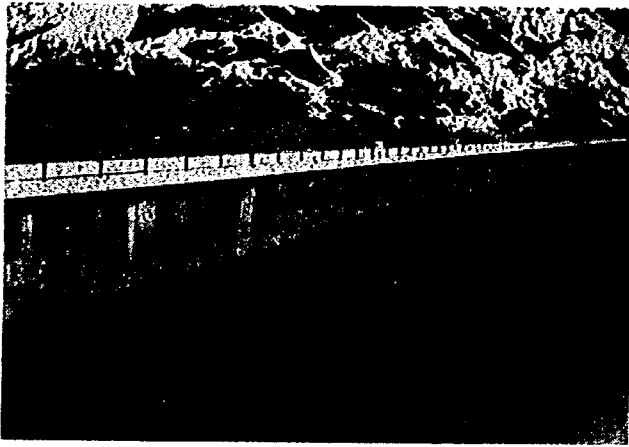


写真-5 Alpe Gera ダム上流面

PARTICOLARE DEL PIEDE

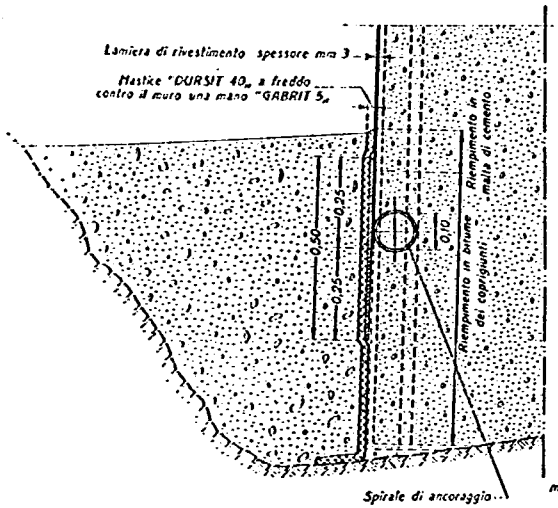


図-3 上流面着岩部詳細図

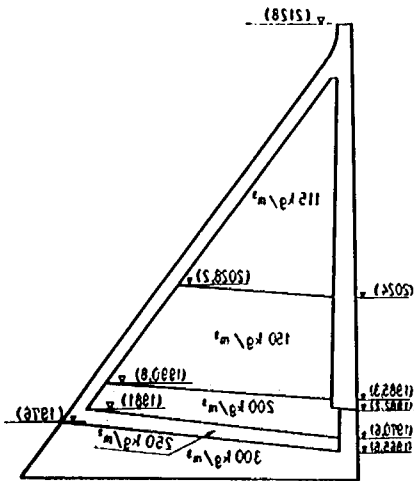


図-4 Alpe Gera ダムのセメント使用量

らすという作業の中では、従来のウォークアビリティの他にトラフィカビリティが問題になり、スランプが極端に

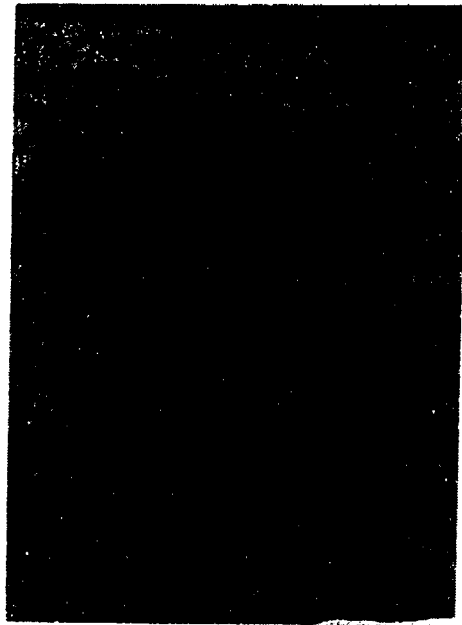


写真-6 Alpe Gera ダムの下流面

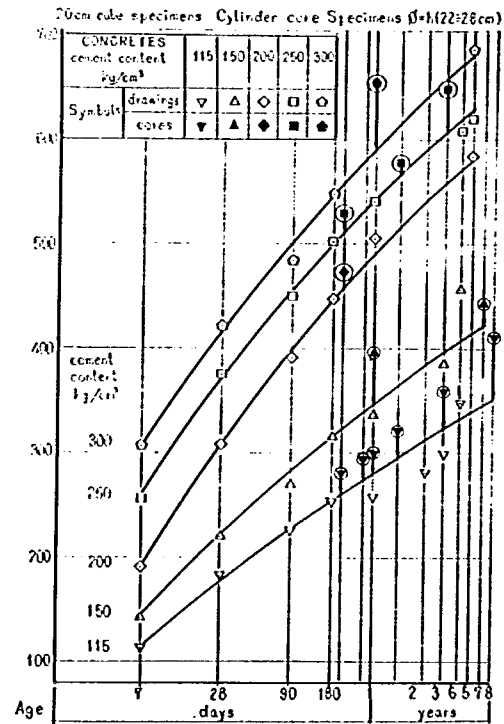


図-5 Alpe Gera ダム各配合の強度

小さく、セメント使用量も少ない方が施工し易いといった事情もあったようである。このために、このダムのセメント使用量は非常に少なくなり、平均で $125 \text{ kg}/\text{m}^3$ となったとのことである。なお、各配合のコンクリートの強度は図-5に示すごとくである。

下流面の仕上りは、このような打設方法をとった割にきれいで、他のイタリアのコンクリートダムと大差はな

かった。継目は写真-6に見るように、打設後に設けた割によく一直線に通っていた。漏水量は満水位で 60 l/sec で、ダム規模に比して極めて少なかった。

監査廊は一般に設けられる着岩部上流面近くのものの他にクロスギャラリー、堅坑、堤軸に平行なものなど数多く設けられており、これがクラックの原因となっていた。このような施工法をする割に無神経に監査廊を入れ過ぎた傾向があり、もう少し細部設計に注意すればクラックは減らし得たのではないかと思われた。

このダムを見た限りでは、上流面に止水のために鉄板を張ったことが将来の耐久性の面で問題はあがるが、漏水量が極めて少なく、コンクリートの表面の仕上がりも良いことからみて、このダムで採用した施工法は成功したとみてよいであろう。

このような打設方法を用いたことにより、仮設備費、型枠費、打設手間がかなり引き下げられたのではないかと Gentile 氏に質問したところ、それはむずかしい問題で何とも言えないが、少なくともセメント使用量を大幅に減らしたので、工費は安くなっており、打設速度は非常に早くなっており、このために 1 日最高 7,114 m³、月間最高 146,700 m³ の打設が可能となり、年間 6 カ月以下の打設期間しかないのに 1,700,000 m³ のコンクリート打設をおよそ 3 年間で終了することができたと言っていた。

しかし、この打設方法は Gentile 氏の指摘している利点の他に、仮設備費、型枠費、打設手間など低下させることが可能なはずであり、さらに前節で述べたような応力が低いダムでは骨材費も低下させることが可能であり、将来より経済的な施工法へと発展させることが可能なはずである。

イタリアではこの施工法はその後 Quaira della Minera ダムに適用され (1967 年完成)、このダムでは兩岸の勾配が急なため、インクラインが取り付けられなかったため、両端固定のケーブルクレーンが用いられ、ケーブルクレーンで運んだコンクリートをダンプで受けて運んだとのことであった。なおこのダムでは上流面の止水の

ための鉄板は用いず、継目の止水は図-6 に示すような方法で行われたとのことであった。

これらイタリアで用いられた施工法は、継目を打設後設けたこととリフト高を 70cm としたこと以外は大きく、コンクリートをパイブローダーで締固めているなど、従来のコンクリートの概念を変えているものではない。しかも、リフト高についても、従来も着岩部ではハーフリフト (75cm のリフト高) が用いられていたので大差なく、容易に受け入れやすい工法である。にもかかわらず、このように省力化した施工法が可能であることは興味深かった。

3. アメリカの工兵隊における 貧配合コンクリートダム

筆者は不勉強のため、Alpe Gera ダムで新しい施工法が採用されたことは知っていたが、アメリカでこの種の検討が行われていることは出発前には知らなかった。

たまたま、アメリカからヨーロッパに渡る直前に Corps of Engineers (Department of Army) の研究所である ミシシッピの Waterways Experiment Station を軟岩の研究状況と大型水理実験施設を視察する目的で訪問した際に、Corps of Engineers でもこの種の検討を行っていることを知った。このような状況で準備不足であったため、詳細に知ることはできなかったが、受けた説明と入手した文献から簡単に紹介しよう。

1973 年オレゴン州の Lost Creek ダムでテストサイトを選び、大規模な貧配合コンクリートの打設の試験が行われた。テストされた配合はセメント使用量 140 kg/m³ を標準とし、セメントをフライアッシュ、ボゾランなどの混合材に置きかえたもの、セメント+混和材の使用量を 100 kg/m³ まで減らしたものと 13 種類のものであった。これを大規模なテストサイトでダンプで運びブルドーザーで敷き広げ、パイブレイティングローラーで転圧するという方法で行われた。リフト高は 20cm である。

この試験では未だ固まらないリフト面に打継いだ場合、すでに固まったリフト面に打継いだ場合の打継面の強度などもボーリングコアにより試験している。

これらの一連の試験から、貧配合コンクリートをパイブレイティングローラーで締固めを行う場合でも、すでに固まったリフト面に打継いでも、2cm 以上の骨材を除いた豊配合のものを硬化したリフト面に敷きならせば、通常の打設方法の場合と同様な付着強度が得られるとの結論を出していた。これらの結果にもとづき、1975 年にはワシントン州の Zintel Canyon ダム (高さ 30m) をこの施工法で建設する予定とのことであった。

このダムの設計の詳細を入手しようと試みたが、研究所のため資料がなく、Walla Walla の District に問合

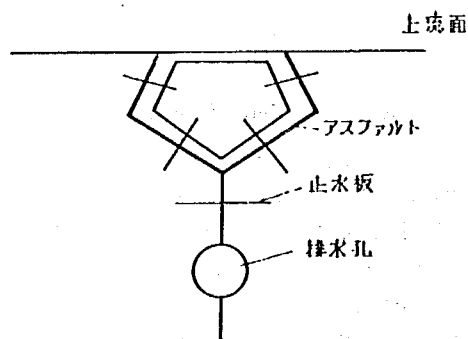


図-6 Quaira della Minera ダムの継目構造

せてほしいとのことで、入手できなかったのは残念だった。

4. 今後の問題点

以上、イタリー、アメリカにおける新しいコンクリートダムの施工法について紹介した。この他、筆者の訪問したスペイン、ポルトガルでも強い関心を持っており、将来コンクリートダムの施工法はこの方向に変わっていくであろうということは皆一致していた。

しかし、この問題を掘り下げると、今後検討しなければならない多くの問題を持っている。すなわち、

1) Alpe Gera ダムではスライドフォームが用いられたが、この種の施工法にとってどのような型枠が最も適しているか。特に耐久性で問題のある骨材を用いた時は良い骨材を用いたプレキャストのコンクリートの型枠を用い、これを被覆とすることが考えられないか。

2) コンクリートの混合機械

3) コンクリートの運搬方法

4) コンクリートの締固め方法とリフト高

Alpe Gera ダムではパイブローダーが用いられ、工兵隊ではパイブレイティングローラーが用いられている。これらに最も適当したリフト高はいくらか。打継面は透水、強度の面から弱点となるので、リフト高が大きい方が構造的にはよいが、機械の効率からみたらいずれがよいか。

5) 打継面の処理

打継面はグリーンカットが必要か否か、また、打継面に従来しかれていたモルタルは施工機械に応じてどのような配合がよいか。

6) 継目

継目は絶対に必要か。上下流面での止水工如何によつては継目を設けない方法はないか。もし必要な場合、Alpe Gera で用いた以外の方法はないか。

7) コンクリートに要求される性質

コンクリートの施工法が変われば、施工しやすいコンクリートの性質も変わり、ウォーカビリティの他にトラフィカビリティも問題になるはずである。これに対応してコンクリートの配合も変わるはずである。

8) セメント使用量

9) 骨材として、耐久性、強度の点でどの程度まで劣る材料が用い得るか。

10) 細骨材の粒度分布

セメント使用量が減り、締固め方法が変わった場合に、それに適合した粒度分布は当然変わってくるはずである。これは土の粒度分布と最適含水比と同じような見方で見直す必要がある。

11) セメント使用量、水セメント比と強度

このようなコンクリートでは、水セメント比と強度との関係だけでなく、ソイルセメントにおけるように、セメント使用量も強度に関係するはずであり、普通のコンクリートとソイルセメントとの接点における強度の法則性を見出す必要がある。

12) 骨材製造過程を湿式から乾式に変えられないか

この問題は最近污水处理で多額の工費がかかっていることからみて重要である。

など多くの問題があり、これらは互いに関連し合っている。これらの研究を進めるに当たって重要なことは、現在のダムコンクリートの単価の中でどの部分が大きいか、どの部分を節減することにより単価の効率より引き下げが可能であるかという考察をもとにして出発することであろう。

しかし、Alpe Gera ダムは上記の問題点をすべて検討したのではなしに、容易に改良し得る点のみを改良して、新しい施工法を行っている。これから、今後の方向として2つの道が考えられる。すなわち Alpe Gera ダムにおけるように、容易に改良し得る点のみを改良しながら漸進的に進めていく方法と、上記の問題点を相互に関連させながら検討し、新しい施工法に適合した新しい概念のコンクリートを研究していく方向とである。この2つの方向は一見異なっているように見えるが一体のものであって、両者が合まって新しいコンクリートダムの施工法が可能となるとと思われる。

この問題は我が国でも関心が高まっており、すでに国土開発技術研究センターにより委員会が開催され、検討されており、一方土木研究所においても、上記の問題のいくつかについて研究に着手している。

3 次元有限要素法によるアーチダム基礎岩盤の応力解析

水野光章* 永山功**

はじめに

人口・財産の著しい都市への集中に伴い、従前に増して水資源開発・洪水防除が必要になり数多くのダムが建設を予定されている。一方ダムを築造するうえでは、良好なサイトはすでに開発が進み比較的地質の悪いサイトにもダムを築造せざるを得ない現況にある。

このような場合、ダムを支持する基礎岩盤の安全性が大きくダムの安全性を支配することになる。基礎岩盤の安全性を正しく判断するには、次の2点が必要となる。

- ① 基礎岩盤の応力と破壊の関係を正しく把握する。
- ② 基礎岩盤中に発生する応力を正しく推定する。

後者の問題は従来より2次元化した問題として取扱われる場合がほとんどであったが、アーチダムのような3次元的な構造物では、発生する応力を厳密に算出するとすると3次元解析を行わざるを得ない。

3次元解析には、従来より光弾性実験・模型実験が行われてきたが、弾性係数の異なる材料の組合せからなる場合や、基礎岩盤中に薄い断層を含むような場合には、これらの実験では実際上取扱い不可能である。このためアーチダムにおいても3次元解析を行なった例は2, 3を数えるにすぎない。

しかるに、最近の電子計算機の発達と有限要素法の手法の開発に伴い、比較的容易に任意のモデル内の応力を算出できるようになった。しかしながら、有限要素法も2次元計算ではかなりの実績があり所要の精度を得るためのモデル化の程度（境界条件・要素分割等）は確立されつつあるが、3次元解析では実施例も少なく、モデル化の程度と精度の関係について不明な点が多い。

筆者は川治ダムの基礎岩盤の安定解析を行なうに際して3次元有限要素法プログラムASKAを用いて解析を行なった。その予備的な検討として、いくつかの解析モデルについてモデル化の程度と精度の関係を調べたが、その一部について報告し、合わせて川治ダムで行なったアーチダムの基礎岩盤の安定解析の手法についても紹介し、類似の解析の参考に供しようとするものである。

1. 川治アーチダムの基礎岩盤の安定解析の考え方と解析結果

1.1 川治ダムの概要と基礎岩盤安定上の問題点

川治ダムは利根川水系鬼怒川に建設中の直轄では最高の高さをもつ 140m のアーチダムである。すでにダム本体の設計は終り基礎掘削中であるが、図-1, 2に示すような卓越した上下流方向の走行を有しほぼ鉛直な傾斜を持った断層によりダムを支持する基礎岩盤はロッキーピラー化しており、アーチ推力を受けた場合に基礎岩盤の一部が断層沿いに下流側へ抜け出ていくことが懸念された。このためにこの安全性を検討し、必要な場合にはこれらの卓越断層のコンクリート置換などのいわゆる基礎処理を行なわなければならない。基礎岩盤の安定解析はこれらの卓越断層沿いのせん断破壊安全率の算出、有効な基礎処理の位置と規模を検討するために行なったものである。

1.2 基礎岩盤の安定解析法とその結果

基礎岩盤の安定解析は現在のところ次の2通りの方法で行なわれるのが普通である。

- ① 仮想破壊線（面）沿いの破壊力と抵抗力の総計を比較しその比の大小により安全性を判断する方法。（全体的安全率）

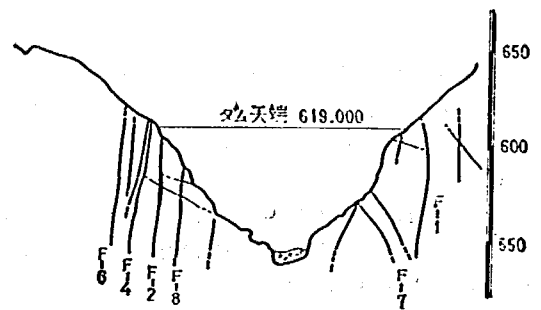


図-1 地質鉛直断面

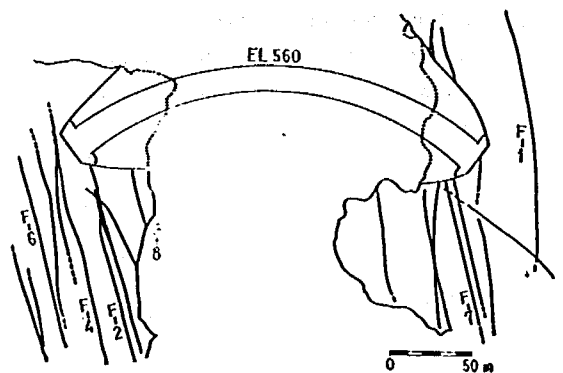


図-2 地質水平断面

*建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室主任研究員
**関東地方建設局川治ダム工事事務所

② 岩盤(断層)内の応力を算出し岩盤(断層)の応力破壊条件に照らし合わせて安全性を判断する方法。
(局所的な安全率)

従来は主にHennyの式で代表される①の方法で解析が行なわれたが、岩盤内に発生する応力が正しく求め得るなら、鋼やコンクリートと同様②の方法のみで良いはずである。しかし岩盤特有のクラック・ジョイントや粘性等によりこのアプローチを著しく困難にしているのは周知のとおりである。

①の方法は十分実績のある優れた方法であるが、飯田¹⁾が指摘するように①の方法のみでは、岩盤内に弱部が存在する場合、その部分での降伏が全体の降伏につながるという逐次破壊の有無を識別できない。このため川治ダム基礎岩盤の安定解析に際してはそれぞれ利点を有する2つの考え方を併行して取入れた。最終判断を得るための解析の流れは図-3に示すとおりである。以下にこれら解析法の考え方について示そう。

◎2次元スライス上におけるHennyの安全率

この方法は従来より最も多く用いられ、2次元スライス上においてHennyの式の安全率が4になるようにダムの根入れ深さを決める方法が常用されている(例えば所要堅岩線²⁾がこの考え方に属する)。川治ダムの場合、所要堅岩線よりダムの根入れ深さが決められており、卓越断層沿いのせん断破壊の検討のみが問題となる。

Hennyの式により検討する場合に問題となるのは滑り破壊線をいかに正しく推定するかということである。ここでは滑り線を以下の条件より想定した。

- ① 滑り線はアバット上流端より始まりアバット岩着面に垂直にのび断層に至る。
- ② 以下断層面沿いに破壊は進み、断層から地表に至るまでの滑り線は断層と45°の角をなす。

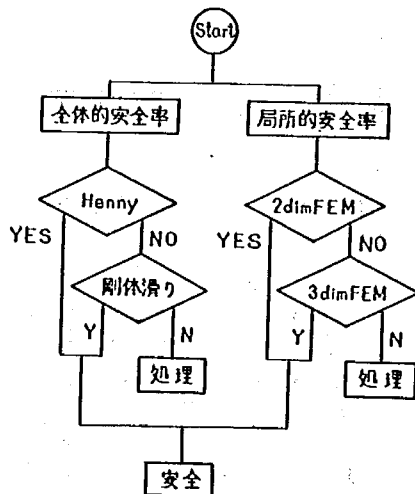


図-3 川治ダム基礎岩盤の安定性に対する検討のフローチャート

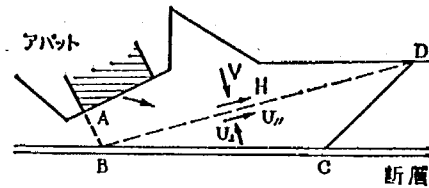


図-4 Hennyの方法による想定滑り線と外力の分解法

- ③ この条件の下に安全率が最小となる滑り線を試行により求め(図-4のCが試行になる)、これを想定滑り線とする。

Hennyの式による線安全率の算出には次の点を考慮した。

- ① 図-4に示すAB部分は応力解析の結果滑り線に直交する方向には引張領域となるため、岩盤内には不連続面があることを考慮し、この部分のせん断抵抗力を無視する。
- ② 破壊力の作用方向を平均滑り方向BDとし、破壊力の方向とせん断抵抗力が生ずる方向が合致しない矛盾をできるだけ排除できるようにした。

安全率を算出する式は次式となる。

$$f_s = \frac{\tau_F l_F + \tau_R l_R + f(V - U_1)}{H + U_1} \dots\dots\dots(1)$$

ここで

- l_F, l_R : 断層・堅岩沿いの滑り線長
- T : アーチスラスト
- U : 間隙水圧
- H, U_1 : 上記の力の平均滑り線方向成分
- V, U_1 : 上記の力の平均滑り線に垂直な成分
- f : 断層の内部摩擦係数(安全側を考慮)
- τ_F, τ_R : 断層・堅岩のせん断強度

Hennyの式による卓越断層沿いのせん断破壊の安全率は各標高毎に図-5に示すとおりである。

◎剛体滑り法によるせん断破壊の安全率

Henny法による卓越断層沿いのせん断破壊の安全率は

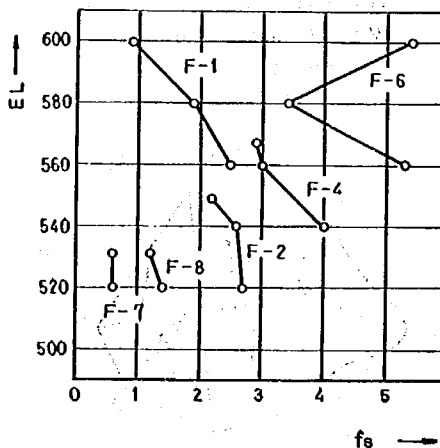


図-5 Hennyの公式による各標高別安全率

図-5に示すように十分に安全であるという結果が得られなかった。しかし2次元スライスによるHennyの方法は実際の破壊が3次元的な岩盤のマスで生ずることを考えると真の破壊の安全率を表わしているとはいえない。すなわち、

① 3次元的な破壊を想定した場合に背面は断層で切れるとしても底面は堅岩を切っていくかねばならないがこの部分のせん断抵抗力が考慮されていない。

② 3次元的な破壊を想定した場合、岩盤の自重が安全側に働くはずであるがこれが考慮されていない。

以上のような矛盾をふまえ、3次元的な岩盤マスのせん断破壊に対する安全性をHennyの方法に準拠して行なった解析法が剛体滑り法である。

剛体滑り法においても想定した破壊の岩盤マスの形状の真実性が解析の良否を決定する。この岩盤マスは、各標高で得られたHenny法による最小安全率を与える滑り線を包絡して得られた形状とした。底面は水平面とし、しかも堅岩として安全率を算出しているが、底面が傾斜している場合、底面に断層が存在する場合にも別途解析しているがここでは省略する。目標とした安全率を6としたが、これは底面が傾斜している場合の安全率の低下を考慮したものである。

剛体滑り法の解析モデルを図-6に示す。アーチ推力 T は断層部OBD、堅岩部OCDでせん断力 H_F 、 H_R 、抵抗力 V_F 、 V_R に配分される。この配分は、2次元有限要素法を用いた応力解析の結果に基づいて決めたものである。

この時、剛体滑り法による安全率は次式で示される。

$$f_s = \frac{\tau_F A_F + f(V_F - U_F) + \tau_R A_R + f(V_R - U_R) + \tau_B A_B + f_B(W - U_B)}{H_F + H_R} \quad (2)$$

ここで、 τ ：せん断強度

f ：内部摩擦係数

A ：滑り面の面積

V ：滑り面に垂直なスラスト（推力）成分

H ：滑り面に平行なスラスト成分

W ：剛体（岩盤）自重

U ：間隙水圧

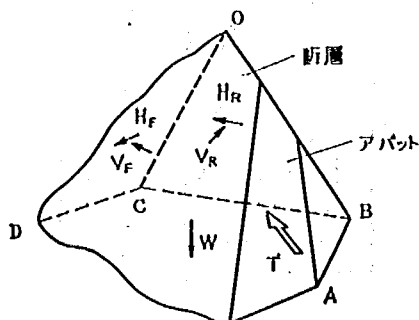


図-6 剛体滑り法解析モデル

サフィックス F ：断層部

" R ：堅岩部

" B ：底面部

剛体滑り法による各標高を底面とし卓越断層で切られた岩盤マスの剪断破壊に対する安全率は図-7に示すとおりである。この結果を見ると目標とする安全率6を全ての標高と卓越断層で満足し、全体的安全率では大々の処理は必要としないという結果を得た。

次に局所的な安全率の解析結果を示す。

◎2次元有限要素法による応力解析より得られる点安全率の検討

すでに述べたように基礎岩盤内に弱点部を残しておくことは逐次破壊に対して問題があり岩盤内の応力解析が必要となってくる。またこれは基礎処理施工箇所を決定する指標ともなる。

応力解析は、3次元解析の煩雑さを考えまず2次元スライスによる2次元応力解析を行なった。解析モデルは図-8に示すもので、所要の精度を得るための境界条件の設定・要素分割については十分検討を加えた。断層面上の応力が求めれば点安全率は次式で算出される。

$$f_s = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau} \quad (3)$$

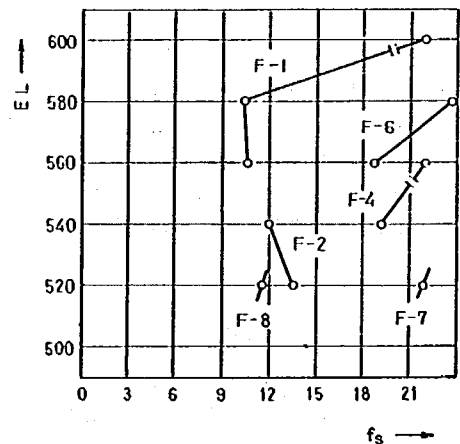


図-7 剛体滑り法による各標高別安全率

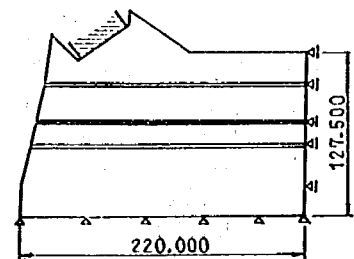


図-8 2次元有限要素法による解析モデル

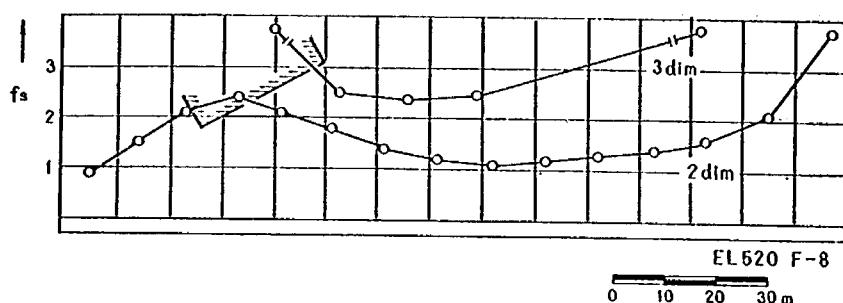


図-9 有限要素法による断層沿いの点安全率の分布

表-1 2次元有限要素法による断層沿いの最小点安全率

断層	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
EL						
600	1.0	—	—	—	—	—
580	1.4	—	—	—	—	—
560	2.6	—	—	—	1.1	—
540	—	0.6	—	1.0	—	—
520	—	1.1	0.9	1.2	—	—

ここで

τ, σ : 断層面に働くせん断応力および垂直応力

τ_0, f : 断層のせん断強度およびせん断摩擦係数

解析の一例として卓越断層沿いの点安全率の分布を標高520mのF-8断層について図-9に示す。また表-1には各卓越断層沿いの点安全率の最小値を標高毎に示したが目標とした安全率2をほとんど全ての卓越断層について得られないことが判明した。このため、より真実に近い3次元応力状態における応力の算出が必要となった。

2. 3次元有限要素法によるアーチダム基礎岩盤の応力解析

2.1 所要の解析精度を得るための予備的検討

3次元解析における有限要素法はまえがきに述べたように優れた方法であるが、体系化されていないため、所要の精度を得るにはあらかじめ境界条件・要素分割等について検討を要する。解析は3次元有限要素法ASKAを用いて行なったが、まず予備的検討の結果について示す。

◎使用する要素の選択

ASKAには現在使用可能な42種の要素タイプがあるが、まず所要の精度を最も経済的に得られる要素を選択する必要がある。ASKAの要素には最も単純な4節点からなるTET4から中間節点を含め27節点を有するHEXE27まである。ASKAの場合変位法であるので、要素によって要素内に仮定し得る変位分布について考察してみる。TET4の場合節点数は4であるから仮定し得る変位 u は

$$u = a_0 + a_1x + a_2y + a_3z \dots\dots\dots(4)$$

となる。一方 HEXE27 の場合は節点数27ゆえ、より高

次の変位分布を仮定し得る。

$$\begin{aligned} u = & a_0 + a_1x + a_2y + a_3z + a_4x^2 + a_5xy + a_6y^2 + a_7yz \\ & + a_8z^2 + a_9zx + a_{10}x^2y + a_{11}x^2z + a_{12}y^2x + a_{13}y^2z \\ & + a_{14}z^2x + a_{15}z^2y + a_{16}xyz + a_{17}x^2yz + a_{18}y^2xz \\ & + a_{19}z^2xy + a_{20}x^2y^2 + a_{21}x^2z^2 + a_{22}y^2z^2 + a_{23}x^2y^2z \\ & + a_{24}x^2z^2y + a_{25}y^2z^2x + a_{26}x^2y^2z^2 \dots\dots\dots(5) \end{aligned}$$

したがって要素分割の数を同じにとりTET4とHEXE27を用いて解析を行なうならば後者を用いた場合が良好な結果を得るのは自明である。しかし計算コストは後者が高くなる。一方 TET4 を用いても要素分割を細かく行なえば精度が向上することは当然予想できる。したがって最も経済的に所要の精度を得るための要素の選択が必要となる。図-11はこの点に関して片持梁の変位について各要素毎に精度と計算時間の関係を整理したもので、多節点要素が有利なことがわかる。要素毎にどの程度計

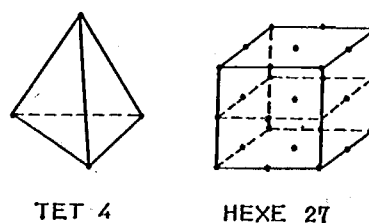


図-10 ASKAの要素

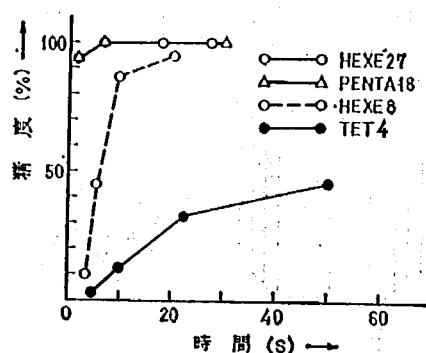


図-11 解析の精度と計算時間の関係

算コストに差を生じるかは解析するものの変位応力の分布形によるが、分布形が複雑になる程多節点要素がコスト的に有利となる。

◎半無限体に帯荷重が作用する場合のBoussinesqの解の解析

前項の結果に基づき、HEXE27を用い本解析に使用する要素分割の程度・境界条件等を検討した。解析モデルは半無限体に帯荷重が作用した場合を採用したが、これはアーチスラストが岩盤に作用するモデルに類似していると考えたからである。解析ケースは要素分割の程度・境界条件の設定、断層の入力を想定して薄い要素を挟んだ場合で図-12に示す4ケースである。解析結果と理論解を比較して図-13に示すが、解析結果から次のことが分かる。

- ① 全体的に実用上さしつかえない程度の精度は得られる。
- ② 同じ要素分割 (B_1, B_2) で境界を固定とした B_2 では、固定している x 方向の応力精度が B_1 に比して悪い。
- ③ 固定点付近の精度は悪いが、固定点から離れると直ちに理論値に近づき、固定の誤差は荷重面付近の実際に問題となる応力には、ほとんど影響を与えない。
- ④ 従来研究はあまり偏平な要素は精度の上から不適当とされていたが、今回の検討は B_2, B_4 の結果はほとんど同じであり、薄層を挟んでも精度に悪影響を与えない。

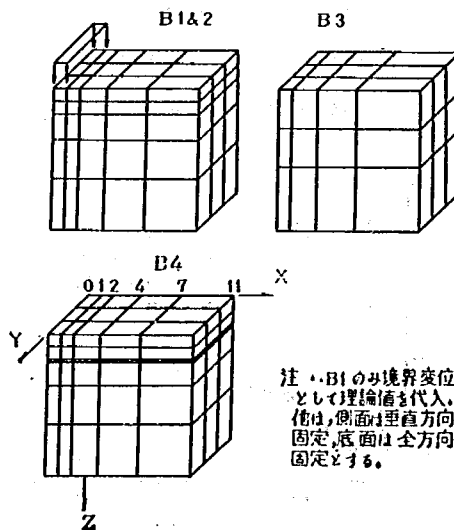


図-12 解析モデル

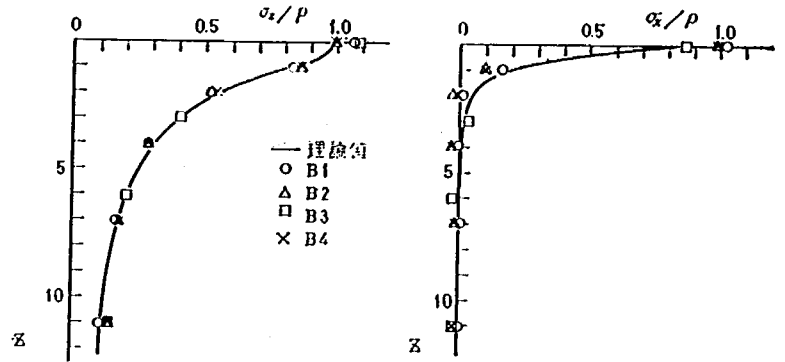


図-13 解析結果の比較 ($X=0$)

全体として B_3 程度の要素分割でさしつかえない程度の精度を得られることが判明した。

2.2 川治ダム基礎岩盤の応力解析

2次元応力解析で満足すべき結果が得られなかったため、前節の検討をふまえて基礎岩盤の3次元有限要素法による岩盤内応力の算出を試みた。解析モデルは右岸では無限基盤を有限に設定する誤差 (予備的検討の B_1 と B_2 の差) をできるだけ小さくするため、図-14に示すように計算を2回に分け1回目は比較的境界を広くとり、この解析で得られる変位を2回目の計算の小モデルの境界へ入力した。小モデルに直すことにより、要素数を少なくし断層を入力することが可能になる。この解析法をズーム解析法と呼ぶ。左岸でこの方法をとらなかったのは、問題となるダム近傍の応力に小モデルの検討で境界変位の入力の有無で差を生じないことが判明したためである。

このようにして算出して得た応力を用いて点安全率の検討を行なった。その結果の1例を2次元解析結果とならべて示せば図-9のとおりとなる。さらに最小点安全率

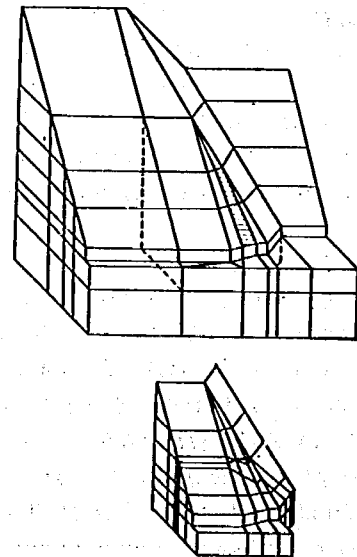


図-14 3次元有限要素法による川治ダム解析モデル (右岸)

表-2 3次元有限要素法による断層沿いの最小点安全率

断層 E.L.	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
600	5.4	—	—	—	—	—
580	3.5	—	—	—	—	—
560	—	—	—	—	—	—
540	—	3.8	—	2.0	—	—
520	—	2.7	2.1	2.2	—	—

を示せば表-2のとおりであり、全ての標高・卓越断層で目標とした安全率2を満足していることがわかる。この結果、川治ダムの基礎岩盤の安定性に関しては基本的な安全性が確認されたが、掘削時の地山のゆるみ等を考慮して現在のところPS工による補強程度を基礎処理工法として考えている。

3. 3次元有限要素法を用いて解析を行なう場合の所要の精度を得るために必要な要素・分割・境界条件に対する考察

有限要素法による解析の精度および計算コストは主として使用要素・要素分割・境界条件によって定まる。この点に関しては2次元有限要素法と本質的な差はないが、3次元有限要素法では要素分割が粗いためこの影響が著しく、2次元解析以上に注意を払う必要がある。

まず、使用する要素は多節点要素（たとえばHEXE27、PENTA18等）を用いるのが最も有利なことはすでに述べたとおりである。

要素分割については次の点を考慮する必要がある。

- ① 応力の集中する箇所は分割を細かく、応力分布が一樣ないし応力の小さい箇所は分割を粗くする。
- ② 極端に扁平な要素は避ける。
- ③ 隣接する要素の大きさは極端に変化させない。

これらは、要素内の応力分布を一樣に保ち、要素毎の応力変化を一樣に保つことにより計算誤差を一樣にすることが有利であることを示している。実際の要素分割にあたっては、上記諸点に留意して、他の類似した解析モデルを参考に決定することが望ましい。この時、幾何学的相似性と力の重ね合わせの原理が利用できる。

これを例題によって説明しよう。

【例題】図-15に示す①の片持梁のメッシュ切りでA%の精度が得られた。この時、②の片持梁でA%の精度を得るためのメッシュは如何？

（解）荷重に対しては重ね合わせの原理より（当然ながら有限要素法でもこの原理は成立する）要素分割には無関係である。

次に幾何学的相似性より、例題のメッシュは②と同値である。

したがって与えられた問題の答えは②となる。

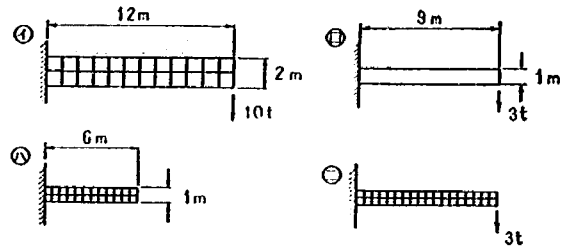


図-15 片持梁による要素分割の例

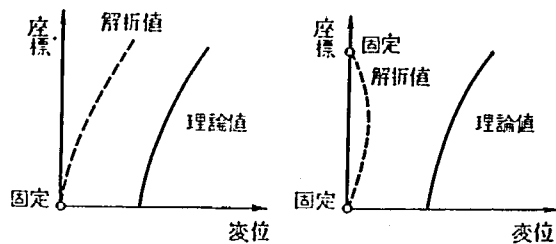


図-16 解析値と理論値の関係

次に、境界条件も同様に、他の類似解析モデルを参考に決定することが望ましい。ここで注意を要することは、境界面の個数により境界の位置を変化させることが必要なことである。たとえば図-12のモデルについて説明すると、X方向は2つの境界面があり、1つの境界面しかないZ方向より境界を遠方にとる必要がある。なぜなら、1点での変位しか拘束されてないZ方向の変位は実際の変位と相似な変位分布を取り得るが、X方向は2点での変位が拘束されているため相似な変位を保ち得ず、変位の微係数によって定まる応力には大きな差を生ずるためである（図-16参照のこと）。

境界の支持条件は、外力・内力の状態によって決定されるべきであるが、この点については2次元解析と全く同様に考えてよい。

以上、所要の精度を得るための手法について簡単に述べてきたが、3次元有限要素法による解析はいまだ数多くなされておらず、所要の精度を得るための要素分割等については体系化された法則が確立されていないのが現状である。今後とも十分な基礎的研究が必要であると考えられる。

最後に、本報告は紙数が足りないことや筆者が未熟なために中途半端な内容になってしまったが、詳細は土研資料にまとめる予定なのでそちらを参照されたい。

参考文献

- 1) 飯田隆一他：土研資料337号「ダム基礎の合理的設計法」
- 2) 岡本舜三、柴田功：大ダムNo. 57「アーチダムのフラット化に関する研究」

コンクリートダム地震解析及び実測との比較(その2)

松本 徳久* 近 藤 悟** 依 光 春 実***

はじめに

本誌1978年11月号において、コンクリートダム地震解析の問題点および1976年7月8日の地震による湯田ダムの実測挙動と解析の比較を報告¹⁾した。この報告では湯田ダムのコンクリート堤体を二次元弾性体と仮定し、地震による貯水池の影響を、(1)無視したとき、(2)Westergaardの付加質量²⁾で評価したとき、(3)Chopraの方法³⁾で評価したときの3方法で計算し、ダム天端における応答を実測記録と比較した。また実測加速度記録からダムの基礎岩盤に対する動的相対変位を求める方法を示した。

以上の計算は1977年に行ったものであるが、その後、1978年6月12日に宮城県沖地震が発生し、これによる湯田ダムの地震動記録が得られた。前回の地震(=1976年)においては基礎岩盤の加速度の最大値は5.7ガルであったが、今回の地震(=1978年)では24.6ガルで、加速度の最大値は約5倍となっている。また前回の地震時には貯水位はEl. 219.8m(ダム高の76%)であったのに対して、今回はEl. 231.9m(ダム高の89%)であり貯水位の条件が異なっている。したがってまず第1に実測記録の周波数応答特性が前回と今回の地震で同じであるかどうか、第2に、前回の地震については解析と実測がよく合っていたが、今回の地震について全く同じ断面・物性値を用いて計算して実測と合うかどうかの2点に興味をもたれる。第1の点は、加速度レベルが5倍異なる2回の地震で実測応答特性が同じであれば、コンクリートダム堤体はある範囲で線型弾性体として扱えることを示す。また異なる貯水位が応答特性にどのような影響を与えているかも興味深い。第2の点はいえれば前回の計算手法・断面・物性値の検証となる。

1 湯田ダムの概要

湯田ダムは1964年に建設省東北地方建設局によって完成され

た高さ89.5mのアーチ重力式コンクリートダムである。ダムの平面図を図-1に示す。地震計(電磁式加速度計)は左岸アバットのグラウトトンネル内に1台、堤体第8ブロック天端に1台、計2台設置してある。

2 1978年宮城県沖地震による湯田ダムの加速度記録

1978年6月12日に東経142°10'、北緯38°09'を震央とするマグニチュード7.4の地震(=1978年宮城県沖地震; 気象庁発表による)が起った。湯田ダムは震央の北西169kmに位置している。この地震による湯田ダムの加速度記録(デジタル化したものを再プロットしたもの)を図-2に示す。図-3はこれらのパワースペクトルである。

堤体と基礎の加速度の最大値の比は、上下流方向が7.4、ダム軸方向が1.9、鉛直方向が1.4である。また岩盤の加速度波形の卓越周期は堤体のそれよりも長周期である。

3 湯田ダム堤体の周波数応答関数

湯田ダムの1976年と1978年の2回の地震に対する挙動特性を比較する最も簡明な方法は、実測記録から周波数応答関数を求めて、これを両地震について比較することであろう。

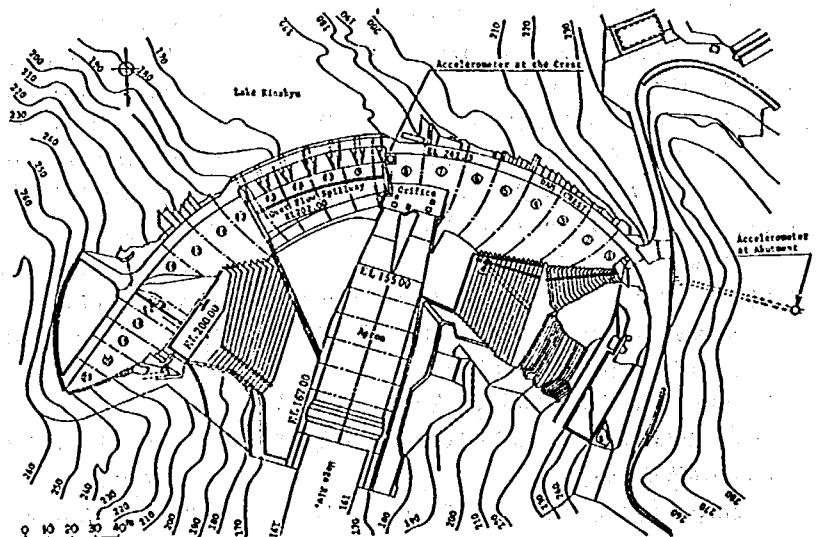


図-1 湯田ダムの平面図

* 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室主任研究員

** 同フィールド研究室研究員

*** 同ダム構造研究室

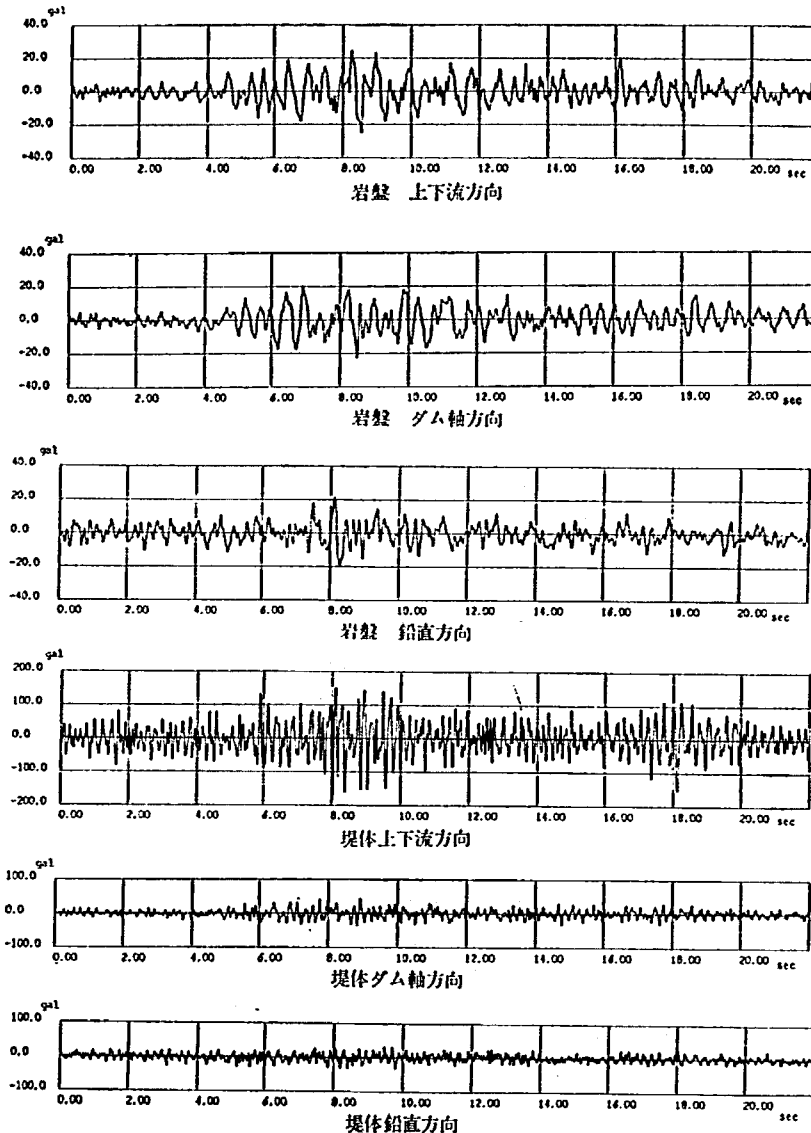


図-2 実測された加速度

いまダム基礎および堤体における時刻歴をそれぞれ $f(t)$, $g(t)$ とすると,

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$G(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} g(t)e^{-i\omega t} dt \quad \dots\dots\dots(2)$$

によって、フーリエスペクトル $F(\omega)$, $G(\omega)$ が求められる。このとき堤体の基礎に対する周波数応答関数 $Z(\omega)$ は

$$Z(\omega) = G(\omega)/F(\omega) \quad \dots\dots\dots(3)$$

によって与えられる。

湯田ダムは三次元構造物であり、たとえば上下流方向の地震動は堤体の上下流方向だけでなく、ダム軸方向、鉛直方向にも影響を与えている。しかし、ここでは簡単のため、これらのカップリングを無視して、各方向成分毎に式(3)を実行して周波数応答関数を求めてみよう。

図-4, 5は上記の方法で求めたそれぞれ1976年, 1978年

の地震における湯田ダム天端の周波数応答関数である。図-4と図-5を比較すると,

1) 上下流方向: 5 Hz 前後の周波数応答関数の形と振幅はよく合っている。8~15 Hz 付近ではピークの位置と振幅が異なる。15 Hz 以上の高周波領域では 1976 年地震では 1978 年地震に比べて振幅が非常に大きくなる。

参考のため、2次元計算(貯水池の影響は付加質量として考慮)による固有周波数を表-1に示す。表-1で推定される第3と固有周波数までは図-4, 5においても対応した周波数でおおまかなピークをもっているが、図-4, 5ではピークの山が何個かに割れている。これは、数値解析上の周波数分解精度の問題もあり断定できないが、ダムがアーチであるために近接した固有モード(対称・逆対称など)が複数個あることによるものと推察される。

貯水池の共振周期 $T(\text{sec})$ は、貯水池とダムを二次元で仮定した場合次式で与えられる。

$$T = \sqrt{\frac{16wH^2}{gk}} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに w : 水の単位体積重量 (t/m^3)

H : 貯水深 (m)

g : 重力加速度 (9.8m/sec^2)

k : 水の体積弾性率 (t/m^2)

湯田ダムはダム高と河幅が同じ程度であり、二次元の仮定を適用するときには貯水深のとり方に問題があるが前回の解析で用いた第5ブロック断面の基礎 El. 174.0m を代表的な貯水池底標高と考えると、1976年地震時の水位では 7.8 Hz, 1978年地震時の水位では 6.2 Hz が貯水池

表-1 解析による固有周波数

固有モード	固有周波数 (Hz)	
	貯水位が 219.8m のとき	貯水位が 231.9m のとき
1次	4.6	4.0
2次	9.3	8.7
3次	15.0	13.1
4次	17.6	15.6
5次	24.8	21.6

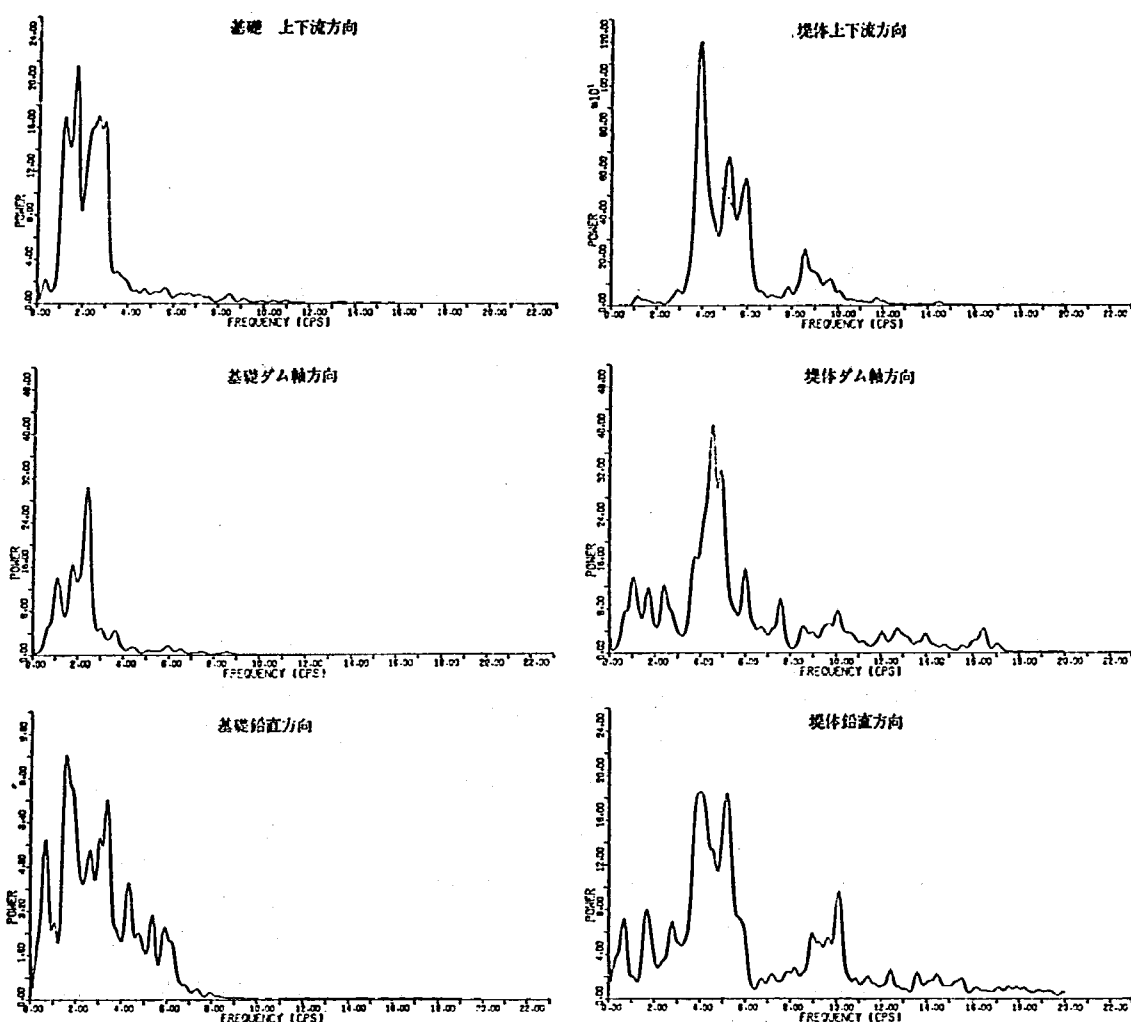


図-3 実測加速度のパワースペクトル

の共振周期となる。8 Hz 付近で周波数応答の形が異なるのは貯水位の差を反映しているとも考えられる。15 Hz 以上で1976年地震の場合周波数応答関数の値が大きくなっているのは原記録の入力波の振幅が小さくデジタル化の際読みとり間隔をとばしているために、高周波部では式(3)の分母の精度が分子に比べて悪く小さな値となっているためと推定される。

15 Hz 以下の周波数領域で二つの地震に対する周波数応答関数がよく似ていることから、湯田ダムが2地震の加速度レベルの範囲内では線型弾性体として挙動しているといえよう。

2) ダム軸方向：形状・振幅ともよく類似している。ピークを与える周波数が1978年地震の方がやや小さめなのは貯水位の影響であろう。

3) 鉛直方向：1976年の周波数応答関数はフラットであるが、1978年のそれは10.2 Hz, 13.7 Hz, 15.2 Hz でピークを持っている。この理由としてはもともとカップリ

ングを無視して式(3)を使って求めていることとデジタル化の精度の問題が考えられる。

さて、上記のように実測から求めた周波数応答関数を考察するにあたっては、デジタル化の過程における周波数成分の誤差の導入に注意を払う必要がある。両地震における原記録の状態に触れておこう。1976年の地震記録においては記録紙の紙送りスピードは4 cm/secであり、堤体上下流成分を除いては振幅が小さく、振幅の小さい成分については読みとり点は少なく、これらを全記録一様に1/100 sec キザミに直線補間している。1978年地震については、紙送りスピードは10 cm/secでこの地震では基礎は堤体の8倍の感度でとっていたために、各成分とも同程度の精度でデジタル化されている。

4 動的解析

前回と同様、基礎の地震動を入力として堤体の動的解析を行った。解析方法、物性値、断面(図-6)は前回と

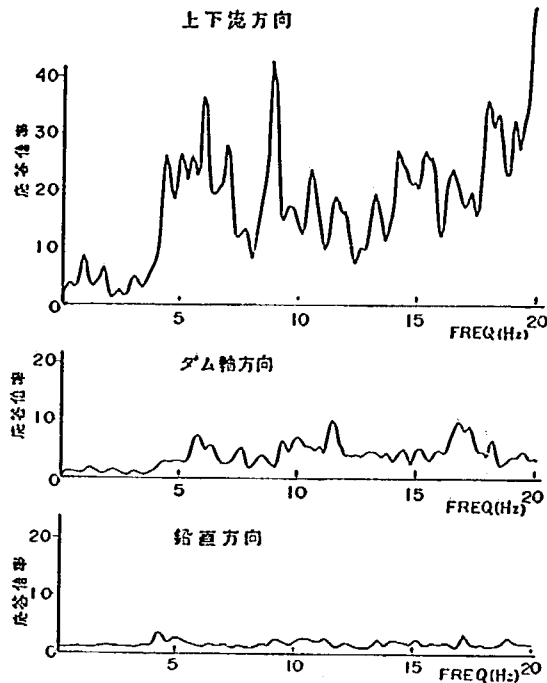


図-4 周波数応答関数(1976年地震)

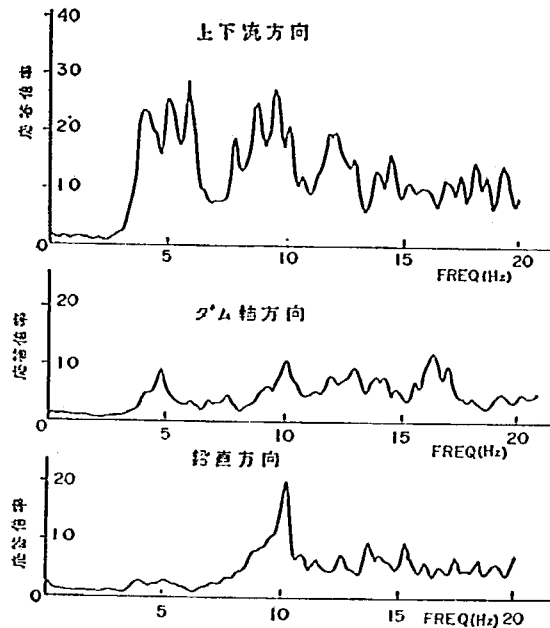


図-5 周波数応答関数(1978年地震)

全く同じである。入力加速度については水平動だけのときと水平+鉛直動の2ケース、貯水池の評価については Westergaard と Chopra の2方法による2条件を組み合わせているので合せて次の5ケースの計算を行った。

ケース	記号	入力	貯水池の評価
1	H-W	水平動	Westergaard
2	H-C	水平動	Chopra
3	HV-W	水平動+鉛直動	Westergaard
4	HV-C($\alpha^*=0.0$)	水平動+鉛直動	Chopra
5	HV-C($\alpha^*=0.85$)	水平動+鉛直動	Chopra

* 貯水池底面における波動の反射率

なお前回は貯水池が空虚という条件で計算したが、その結果は実測に比べて応答値が小さめであった。このため、今回はこの条件の設定は省いた。

堤体天端における応答加速度を図-7.8に示す。

計算結果と実測を表にして比較したものが表-2である。

以上から解析結果と実測の比較を列記しよう。

1) 上下流方向加速度：岩盤での記録によれば、 $t=4.5\text{sec}$ あたりよりS波が到達し、 $t=6.0\sim 9.0\text{sec}$ で加速度振幅は大きい。その後 $t=16.0\text{sec}$ まで加速度はやや小さめで、 $t=16.0\sim 19.0\text{sec}$ で二度目の主要動が到達した。堤体はこの岩盤の入力波形を反映して、 $t=6.0\sim 10.0\text{sec}$ 、 $t=17.0\sim 19.0\text{sec}$ で大きく応答している。解析結果では $t=6.0\sim 10.0\text{sec}$ についてはどのケースも大きな振動を示し実測と合っているが、その後の実測において振動が減衰している $t=10.0\sim 17.0\text{sec}$ の部分はケース1を

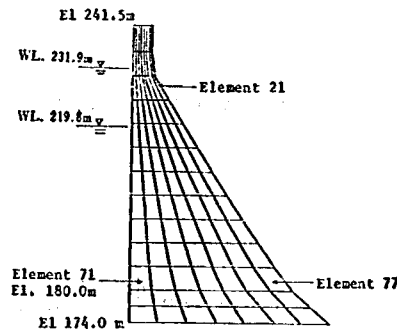


図-6 解析に用いた有限要素断面

除いて合っていない。ケース1と3を比べると波形は似ているが全体に鉛直動を考慮したケース3が大きめである。ケース2と3は波形・振幅とも類似しており $t=12.0\sim 14.0\text{sec}$ で共振的に振動しているのが特徴的である。これは岩盤の原波形の $t=12.0\sim 14.0\text{sec}$ の部分に堤体の固有周期に近い高い周波数成分が含まれており、Chopraの方法では貯水池を弾性体としているので1次モードの共振が計算されたためと推定される。Chopraの方法で鉛直動を考慮したケース4と5を比較すると貯水池底の波動反射率の影響は小さかった。

2) 鉛直方向加速度：基礎の実測鉛直動は水平動と異なりS波成分ははっきりせず、基礎・堤体とも加速度の大きさはフラットである。鉛直動はケース1と2では入力に鉛直動を入れてないので水平入力によって生じる鉛直動であり、ケース3と4は入力で鉛直動も考慮してい

表-2 実測と解析の比較

	実 測 値	H		H		
		H-W	H-C	HV-W	HV-C($\alpha=0.0$)	HV-C($\alpha=0.85$)
水平最大加速度 (gal)	下流	152(8.10)	168(8.33)	135 ^(8.23) 13.59, 13.83	194(8.70)	143(13.59)
	上流	183(8.02)	169(7.91)	139(8.53)	176(7.92)	130(13.21)
鉛直最大加速度 (gal)	上	29(9.69)	25(7.99)	23(13.6)	35(10.77)	37(12.84)
	下	31(9.78)	30(8.63)	22(12.76)	44(8.62)	37(7.9)
水平最大変位 (cm)	下流	0.211(18.13)	0.173(16.31)	0.183(12.77)	0.200(7.67)	0.195(13.21)
	上流	0.187(18.25)	0.186(16.17)	0.177(13.83)	0.198(7.53)	0.179(6.46)
鉛直最大変位 (cm)	上	0.066(8.14)	0.030(6.85, 16.31)	0.032(12.77)	0.034(7.67)	0.034(13.21)
	下	0.074(8.29)	0.033(16.17, 8.30)	0.030(13.83)	0.039(7.53)	0.031(6.46)

*()内は其の発生時刻 (sec)

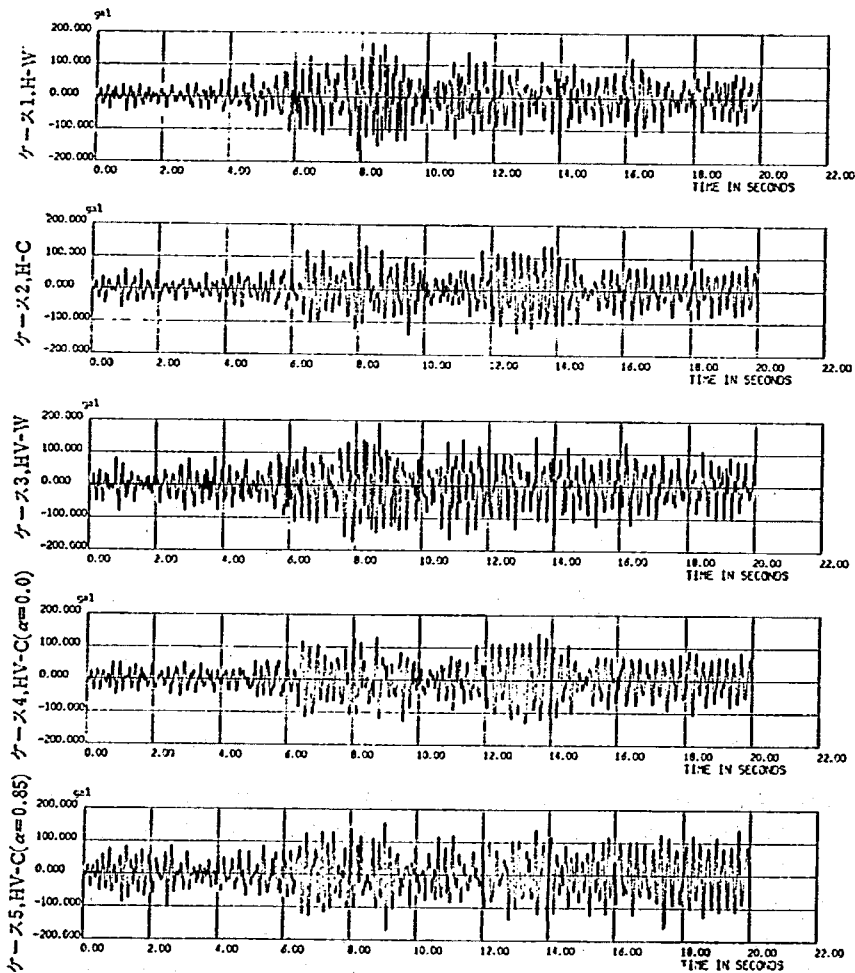


図-7 解析による天端応答加速度(上下流方向)

るので水平入力と鉛直入力による応答を加えたものである。ケース1と3は実測に比較的近いが、ケース2では高周波成分が少なく、実測と合っていない。逆にケース4では低周波に高周波成分が乗っているが、これは貯水池底から高周波鉛直振動を堤体に入射している仮定により鉛直動の共振周波数が18Hzになっているためである。

以上の傾向は1976年地震の解析の場合にも観察された事項と共通している。前回と今回の両地震についての解

析で貯水池の影響を Westergaard と Chopra の2 方法を使っているがどちらかと言えば、Westergaard の方が実測によく合っている。Chopra の方法では貯水池を半無限の弾性体としており、堤体と貯水池の連成振動が現れる。これに対して Westergaard の解はもともと貯水池を弾性体としているのであるが、付加質量近似する段階で地震動の周期を単一のものとするため、貯水池は単にマスとしてのみ働くため堤体自体の2次以上の固有振動が

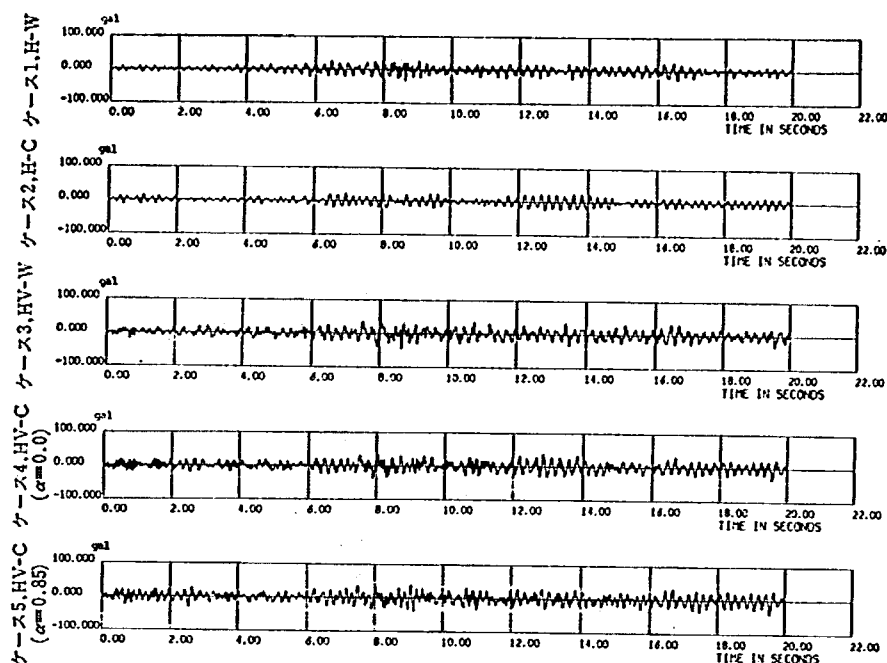


図-8 解析による天端応答加速度(鉛直方向)

現れやすくなる。この他にダム上流面は実際には三次元であり動水圧がダム軸方向に逃げる余地があるのに対して計算は2次元で行っており計算の条件が厳しすぎることも考えられる。

5 まとめ

1) 1976年と1978年の2回の地震について湯田ダムの周波数応答関数を求めた。2回の地震において加速度の大きさは5倍異なるが、15Hz以下の周波数領域では周波数応答関数(上下流方向)はどちらの地震に対してもかなり似たものといえる。すなわち湯田ダムは2地震の加速度レベルの範囲内では線型弾性体として応答している。

2) 1978年の地震についても前報告と同じ断面・物性値を使って解析を行った。ダム天端における応答を解析と実測と比較するとよく合っており、解析方法・物性値の仮定が妥当であることがわかった。地震時における貯水池の評価方法については、湯田ダムの場合 Chopra の方法より Westergaard の方法が現象的には合った。この理由として貯水池を二次元として仮定していることが考えられるが、さらに検討を要する。

おわりに

コンクリートダムの耐震設計は、現在のところわが国では震度法によって行われている。震度法は簡明であり、かつこれによって設計されたダムは地震による安全性にかかわ

る被害を出していないという経験的事実があるのであるが、震度分布を一様としていること、設計震度が小さめであること、周波数特性を無視していることなどダムの現実の動力学的特性との対応を欠きがちである。震度法に代ってダムの特性を表現する方法は動的解析ということになるが、解析手法と物性値のとり方が適切であるかどうかの検証は、現実のダムの実測記録と比較するのが一番良い方法である。もともとコンクリートダムの地震記録は世界的に少ないのであるが、2年を隔てて得られた2個の湯田ダムの加速度記録はコンクリートダムの耐震設計上貴重なものである。

この報告書中の地震記録は東北地方建設局湯田ダム管理支所の測定によるものであり、記録のデジタル化は土木研究所振動研究室による。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 松本徳久, 豊田光雄, 「コンクリートダムの地震解析及び実測との比較」土木技術資料 20-11(1978) pp. 15-20
- 2) Westergaard, H. M., "Water Pressures on Dams During Earthquakes," ASCE Trans., Vol. 98, pp. 418-433, 1933.
- 3) Chakrabarti, P., and A. K. Chopra, "Earthquake Analysis of Gravity Dams Including Hydrodynamic Interaction," Earthquake Eng. Struc. Dyn., Vol. 2, pp. 143-160, 1973.

$$\rho c(\phi_i - \phi_i') = \frac{k\delta t}{l} \left(\frac{\phi_{i-1} + \phi_{i+1}}{2} - \frac{\phi_i + \phi_i'}{2} \right) - \frac{k\delta t}{l} \left(\frac{\phi_i + \phi_i'}{2} - \frac{\phi_{i-1} + \phi_{i+1}}{2} \right) + \frac{\rho c l}{2} (\Delta\phi_i + \Delta\phi_{i+1}) - f_i k \delta t \left(\frac{\phi_i + \phi_i'}{2} - \frac{\phi_{i-1} + \phi_{i+1}}{2} \right) \dots (2)$$

ここに、 ϕ_i, ϕ_i' は時刻 $t, t-\delta t$ での節点 i の温度、 ϕ_{i-1}, ϕ_{i+1} はクーリング水温、 $\Delta\phi_i$ は節点 $i-1$ および i 間の時間 δt 当りの断熱温度上昇であり、 f_i はクーリングの効果、 l は節点間距離である。

いま節点 1 での断熱変化を仮定すれば、次の漸化式が得られる。

$$C_1 = 2\phi_1 + (2S - 2 - f_1 l) \phi_1 + 2S \Delta\phi_1 + f_1 (\phi_{i-1} + \phi_{i+1})$$

$$Z_1 = \frac{2}{2(S+1) + f_1 l} \quad L_1 = \frac{Z_1 C_1}{2}$$

$$\phi_1 = Z_1 \phi_2 + L_1 \dots (3)$$

および

$$C_i = \phi_{i-1} + \phi_{i+1} + (2S - 2 - f_i l) \phi_i + S(\Delta\phi_i + \Delta\phi_{i+1}) + f_i l (\phi_{i-1} + \phi_{i+1})$$

$$Z_i = \frac{1}{2(S+1) + f_i l - Z_{i-1}} \quad L_i = (L_{i-1} + C_i) Z_i$$

$$\phi_i = Z_i \phi_{i+1} + L_i \dots (4)$$

ここに、

$$S = \frac{\rho c l^2}{k \delta t} \dots (5)$$

である。これをダムコンクリートの打設スケジュールに従った境界条件の下に解けば、任意の節点における温度履歴が求められる。

3.3 有限要素法^{2), 4), 5)}

2次元体としての温度履歴解析または温度応力解析を行うための温度履歴解析には、有限要素法による解析が必要となる。

いま3角形要素内の温度分布をその3頂点に設けられた3節点の温度 ϕ_i を用いて

$$\phi = \frac{1}{2A} (a_i + b_i x + c_i y) \quad \phi_i \dots (6)$$

で表わす。ここに、

$$a_1 = x_2 y_3 - x_3 y_2 \quad b_1 = y_2 - y_3 \quad c_1 = x_3 - x_2$$

$$a_2 = x_3 y_1 - x_1 y_3 \quad b_2 = y_3 - y_1 \quad c_2 = x_1 - x_3$$

$$a_3 = x_1 y_2 - x_2 y_1 \quad b_3 = y_1 - y_2 \quad c_3 = x_2 - x_1$$

$$A = \frac{1}{2} (a_1 + a_2 + a_3) \dots (7)$$

である。この時(1)式より次式が得られる。

$$(q) = (K)(\phi) - (Q) + (P) \left[\frac{\partial \phi}{\partial t} \right] + (F) [(\phi) - (\phi_{\infty})] \dots (8)$$

ここに、 q_i は単位時間当りの等価節点熱流入量、 Q_i は単位時間当りの等価節点発熱量であり、マトリックス (K) 、 (P) は次式で表わされる。

$$k_{ij} = \frac{k}{4A} (b_i b_j + c_i c_j)$$

$$\rho_{ij} = \frac{\rho c A}{12} \times \begin{cases} 2 & (i=j) \\ 1 & (i \neq j) \end{cases} \dots (9)$$

また、辺 ij 間でクーリングの効果 f が与えられている場合、マトリックス (F) は次式で表わされる。

$$f_{ij} = f_{ji} = \frac{k f l_{ij}}{6}$$

$$f_{ij} = f_{ji} = \frac{k f l_{ij}}{12} \dots (10)$$

ここに、 l_{ij} は辺 ij の長さである。また、温度の時間微分は

$$\left[\frac{\partial \phi}{\partial t} \right]_i = - \left[\frac{\partial \phi}{\partial t} \right]_{i-1} + \frac{2}{\delta t} [(\phi)_i - (\phi)_{i-1}] \dots (11)$$

で表わされる。これらの式を解析する系全体に拡張すれば、任意の節点における温度履歴が求められる。

4 コンクリートダムの温度履歴特性⁵⁾

4.1 解析条件の設定

1) 解析を行うブロックの上下流方向の長さは十分長くその方向の熱の流れは無視できるものとする。またダム軸方向の熱の流れは隣接ブロックとの関係で無視できるものとする。したがって熱の流れは鉛直方向のみに限られる。

2) 打設されるコンクリート内の温度は一樣であり、ブレイククーリングを行う場合を除いて、外気温に等しいものとする。また外気温は一定とする。

3) パイプクーリングの水温は各リフトおよびリフト内のあらゆる点で一定とする。またコイル間隔は 1.5 m とする。

4) コンクリートおよび基礎岩盤の物性値は次のとおりとする。なお、コンクリートの断熱温度上昇とその温度履歴の関係は単なる比例関係にあるから、以下の解析結果は任意の断熱温度上昇に対して適用できる。

$$\Delta\phi = 20(1 - e^{-0.25\phi}) \text{ deg}$$

$$\rho c = \rho_R = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$c_C = c_R = 240 \text{ kcal/t} \cdot \text{deg}$$

$$k_C = k_R = 48 \text{ kcal/m} \cdot \text{day} \cdot \text{deg}$$

$$f = 1.5 \text{ l/m} \dots (14)$$

ここに、 $\Delta\phi$ はコンクリートの断熱温度上昇であり、単位セメント量に換算すれば、140~150 kg/m³ に相当している。またサフィックス C, R はそれぞれコンクリートおよび岩盤を意味している。

なお、以下の解析は、外気温を基準の温度 (0 deg) として取扱うものとする。

4.2 リフト高と温度履歴の関係

打設速度を 0.3 m/day とした時、クーリングを行わない場合の各リフトの平均温度*の履歴を 1.5 m リフトに

*平均温度とはリフト内の鉛直方向の温度分布の平均値を意味する。

対して図-1に示す。また種々のリフト高に対する一般的なリフト*の平均温度の履歴を図-2に示す。着岩リフト付近を除いた一般的なリフトの温度履歴は各リフトに対して一定であり、またその温度履歴は打設速度が一定であればリフト高に関係しないことがわかる。

同様に、ブレクーリングを行った場合の各リフトの平均温度の履歴を1.5m リフトに対して図-3に示す。また種々のリフト高に対する一般的なリフトの平均温度の履歴を図-4に示す。着岩リフト付近を除いた一般的なリフトの温度履歴は各リフトに対して一定であるが、温度上昇はリフト高が高いほど小さくなることわかる。

パイプクーリングの場合は、クーリングコイルの埋設という施工上の制約があるため、リフト高を小さくすることは不利であると考えて解析から除外する。

4.3 打設速度と温度履歴の関係

リフト高を1.5mとした場合の種々の打設速度に対する一般的なリフトの平均温度の履歴を、クーリングを行わない場合に対して図-5に示す。温度上昇は打設速度が遅いほど小さくなることわかる。同様の傾向はブレ

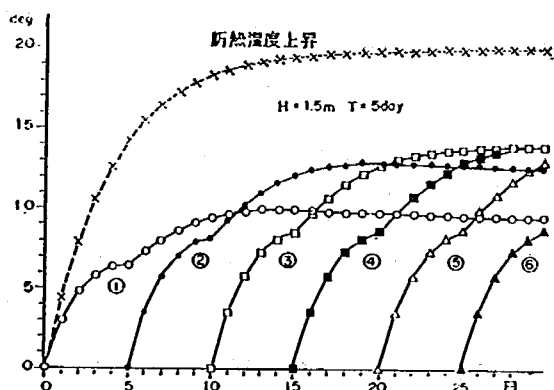


図-1 各リフトの平均温度の履歴 (クーリングなし)

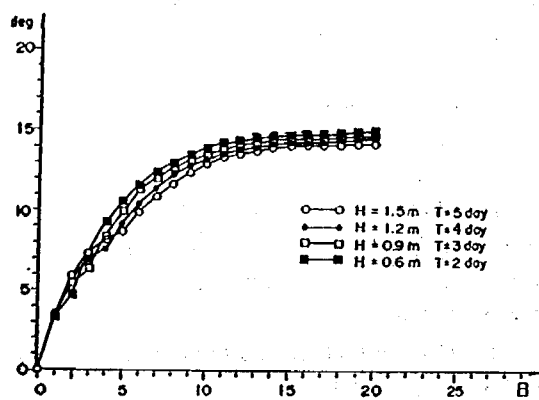


図-2 打設速度一定とした場合の一般リフトの平均温度の履歴 (クーリングなし)

*一般的なリフトとは基礎岩盤によってその温度履歴に影響されないリフトを意味する。

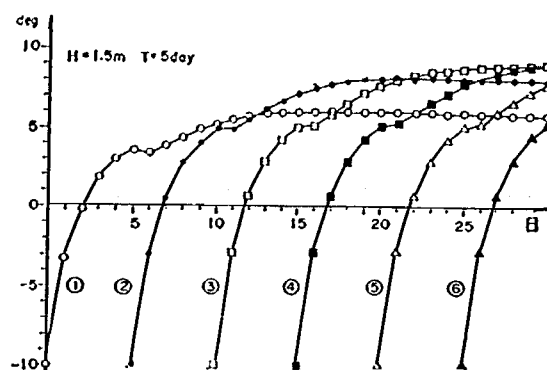


図-3 各リフトの平均温度の履歴 (ブレクーリング=10deg)

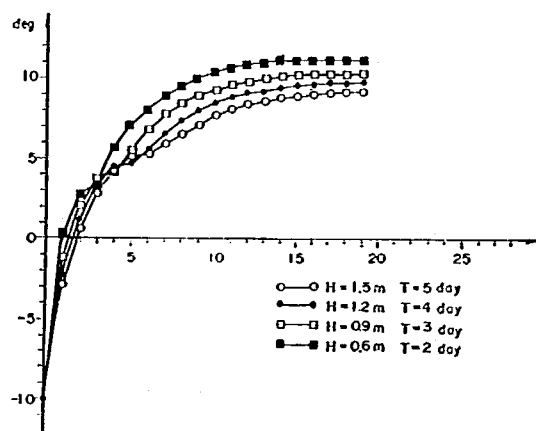


図-4 打設速度一定とした場合の一般リフトの平均温度の履歴 (ブレクーリング=10deg)

クーリングを行った場合にも成立する。これを図-6に示す。

次に、パイプクーリングを行った場合の一般的なリフトの平均温度の履歴を図-7に示す。この場合、打設速度が温度上昇に及ぼす影響は比較的小さく、また温度降下過程は打設速度によらずほぼ一定であることがわかる。

4.4 クーリング方法と温度履歴の関係

リフト高を1.5m、打設間隔を5日として、クーリングを行わない場合、ブレクーリングを行った場合、パイプクーリングを行った場合に対する一般的なリフトの平均温度の履歴の比較を図-8に示す。これより以下のことが示される。

- 1) クーリングを行わない場合、最高温度は最も高くなるが、その後の温度降下は極めて緩慢である。
- 2) ブレクーリングを行った場合、クーリングを行った温度の約50%が最高温度の抑制に効果を表す。また最高温度以降の温度降下は極めて緩慢である。
- 3) パイプクーリングを行った場合、その効果は打設後3日前後から顕著に現れる。また、温度上昇はクーリングを行わない場合に比べ約半分程度までに抑えること

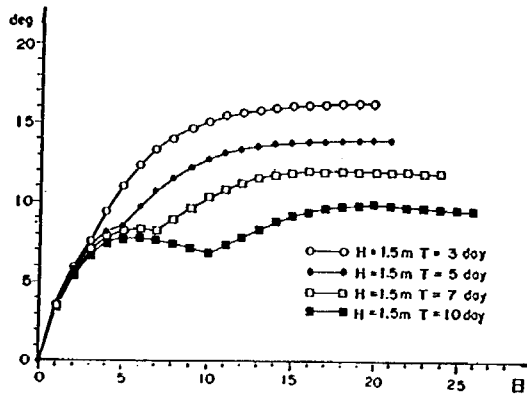


図-5 打設速度と一般リフトの平均温度の履歴 (クーリングなし)

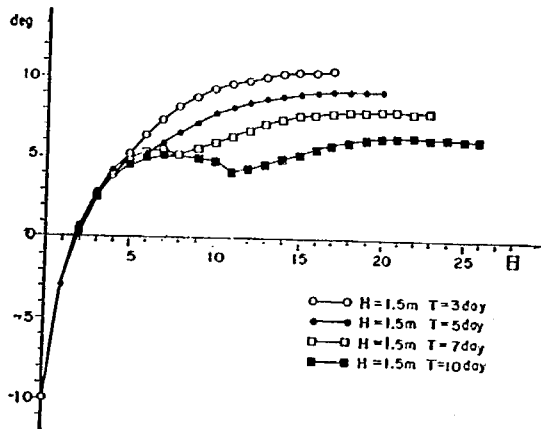


図-6 打設速度と一般リフトの平均温度の履歴 (プレクーリング=10deg)

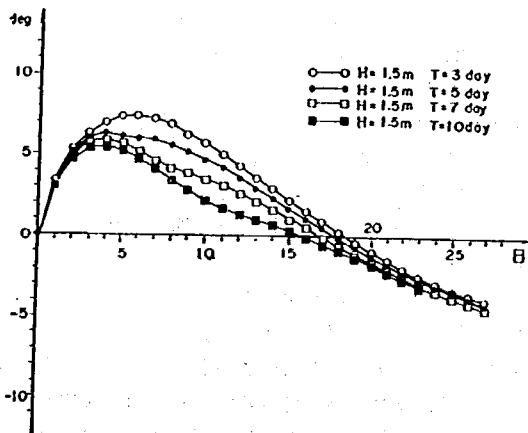


図-7 打設速度と一般リフトの平均温度の履歴 (パイプクーリング=10deg)

が可能である。最高温度以降もクーリングを継続した場合その時の温度降下速度は極めて急速である。

4.5 パイプクーリングと温度履歴の関係

パイプクーリングはプレクーリングと比べてその適用

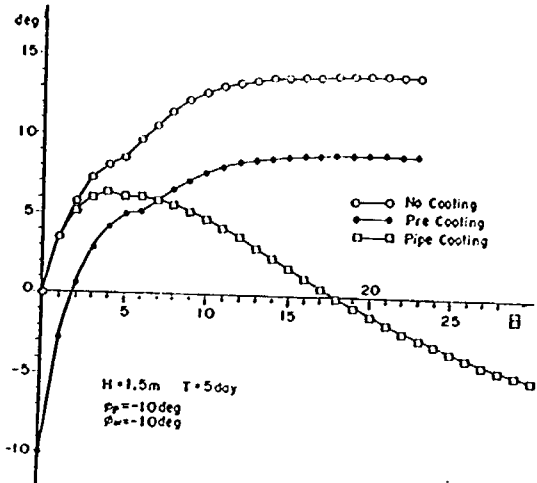


図-8 クーリングの方法による一般リフトの平均温度の履歴の比較

に柔軟性を持たせることができるという特徴がある。すなわち、パイプクーリングはクーリング水温とクーリング期間を適切に設定することにより、任意の期間に任意の割合でクーリングを行うことが可能である。そこでリフト高を1.5m、打設間隔を5日とした場合、クーリング水温と一般的なリフトの平均温度の関係を図-9に、クーリング期間と一般的なリフトの平均温度の関係を図-10に示す。これより以下のことが示される。

1) クーリング水温の差に比べて最高温度の差は比較的小さい。しかし最高温度以降の温度降下はクーリング水温に大きく影響される。

2) クーリング期間は温度履歴に大きな影響を与える。すなわち、短期間のクーリングは最高温度の規正のみに有効であり、長期間のクーリングは最高温度を規正するとともにその後の温度降下をもたらす。

4.6 クーリング方法とリフト内の温度勾配

リフト高を1.5m、打設間隔を5日として、クーリングを行わない場合、プレクーリングを行った場合、パイプクーリングを行った場合に対する各リフト内の温度分布を図-11に示す。図は第7リフト打設直前の温度分布を示しているが、表面付近の温度分布は一般的なリフトの温度分布を代表している。これより以下のことが示される。

1) クーリングを行わない場合、各リフト内の温度分布は着岩部付近および表面付近を除けばほぼ一定である。また温度勾配は上記3者の中で最も大きくなる。

2) プレクーリングを行った場合、各リフト内の温度分布は着岩部付近および表面付近を除けばほぼ一定である。また温度勾配は三者の中で最も小さくなる。

3) パイプクーリングを行った場合、各リフト間の温度分布は表面付近で最も高くなり、下部リフトほど低い

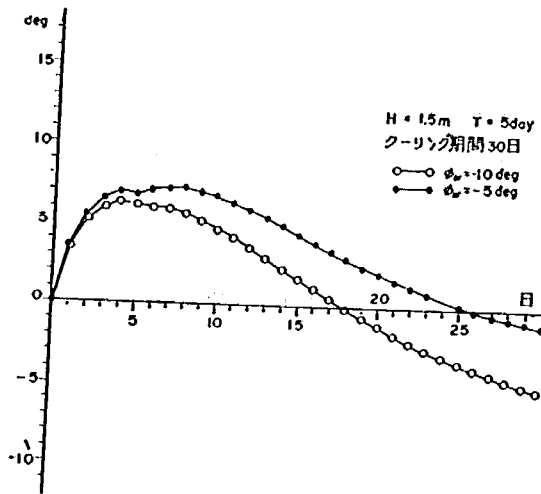


図-9 クーリング水温の差による一般リフトの平均温度の履歴の比較 (パイプクーリング)

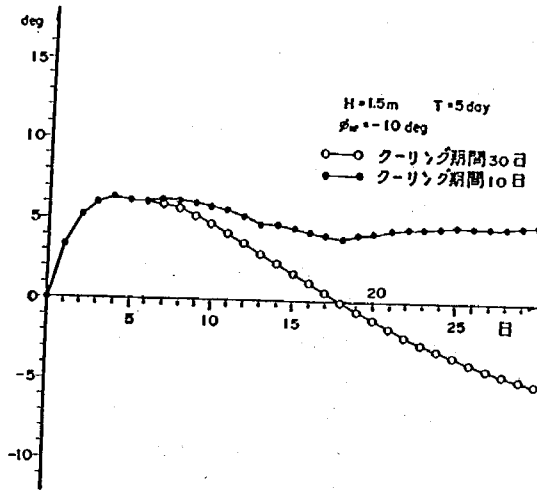


図-10 クーリング期間の差による一般リフトの平均温度の履歴の比較 (パイプクーリング)

温度を示す。またクーリングコイル周辺には局所的な温度勾配を生じる。

次に、パイプクーリングに対して、クーリング水温およびクーリング期間による各リフトの温度分布の差を図-12に示す。これより以下のことが示される。

- 1) クーリング水温が低いほど各リフト間の温度差は大きくなり、したがって温度勾配は大きくなる。またクーリングコイル周辺の温度勾配も大きくなる。
- 2) クーリング期間を短くするほど、各リフト間の温度差は小さくなり、リフト間の温度分布は一様に近づく。

5 ダムコンクリートの温度特性に関するまとめ

ダムコンクリートの温度規正を適切に行うためには、

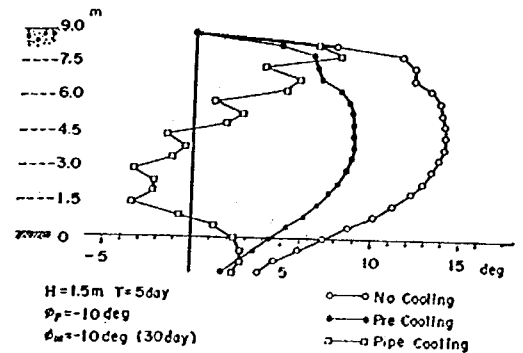


図-11 クーリングの方法による温度分布の比較

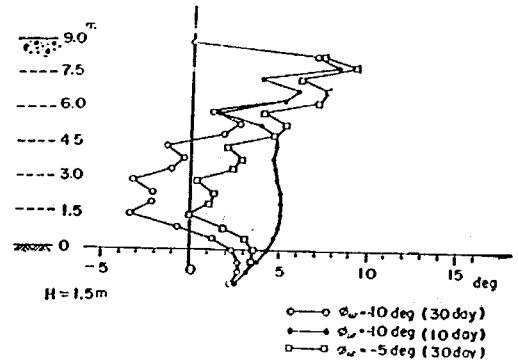


図-12 パイプクーリングの程度による温度分布の比較

さらに温度応力に対する検討を進めていく必要があるが、これについては次号で取扱うものとして、ここではダムコンクリートの温度特性について考察を加える。

すでに述べたように、温度応力に起因するクラックの発生を防止するためには最高温度の規正と温度勾配の規正が要求される。一般的に、温度勾配の大きさは最高温度と相関性を有するから、ここでは最高温度に着目した議論を進める。

最高温度の規正は、コンクリートの単位セメント量を抑えるほか、以下のような打設方法によっても達成することができる。

- 1) 一定かつゆっくりとした打設速度でコンクリートを打設すること。
- 2) パイプクーリングを行うこと。
- 3) ブレクーリングを行うこと。

しかし、リフト高が直接に最高温度に及ぼす影響は一般に小さく、リフト高と打設間隔の比 (打設速度) によって最高温度が規定される。したがって、一般にはリフト高は最高温度を規正する大きな要素にはなり得ない。ただし、ブレクーリングを行った場合は、リフト高を大きくすることが多少有利に作用する。

次に、クーリング方法と温度特性の関係を整理すると次のとおりである。

- 1) クーリングを行わない場合、最高温度は最も高く

なるがその後の温度降下は極めて緩慢である。

2) プレクーリングを行った場合、クーリングを行った温度の約50%が最高温度の低下に寄与する。また、最高温度以降の温度降下は極めて緩慢である。

3) パイプクーリングを行った場合、その効果はクーリング期間とクーリング水温で調整することができる。クーリング期間はクーリング終了時の温度に影響し、短期のクーリングは最高温度のみを規正する。長期のクーリングは最高温度以降の急速な温度降下をもたらす。クーリング水温の差が最高温度に及ぼす影響は比較的小さいが、一般に温度上昇をクーリングを行わない場合の半分程度に抑えることができる。また、クーリング水温の差は最高温度以降の温度降下速度に大きく影響する。

4) リフト表面付近の温度勾配を抑制するためには、プレクーリングが最も効果的であり、次いでパイプクーリングが有効である。しかし、パイプクーリングはクーリングコイル周辺に局所的な温度勾配をもたらすほか、長期のクーリングはリフト間に温度差を生じさせる。

したがって、最高温度の規正・リフト表面付近の温度勾配の規正には、プレクーリングまたはパイプクーリングが有効であるといえる。

しかし、ここで留意しなければならないことは、長期のパイプクーリングによるリフトの平均温度の降下とクーリングコイル周辺の温度勾配の問題である。これによ

る温度応力はクリープの効果によって相殺されることが前提とされているが、これらはあくまでも引張応力を発生する要因である。したがって、パイプクーリングの程度は、クリープが期待できる期間とその大きさを考慮して決定する必要があると考えられる。

あとがき

紙面の都合で温度応力に関する検討は今回報告することができなかった。これについては、次号において報告する予定である。

参考文献

- 1) 柳田 力・飯田隆一：コンクリートの温度履歴計算，土木研究所資料第209号，1966年
- 2) Zienkiewicz : The Finite Element Method, McGraw Hill, 1966.
- 3) U. S. B. R. : Design of Gravity Dams, 1976年, p. 107~136
- 4) 高橋堅太郎・永山 功・矢沢克敏他：コンクリートダム の温度応力解析について，土木研究所資料第1318号，1978年
- 5) 下村 周・永山 功・矢沢克敏：コンクリートダム の温度応力に関する考察(I)，土木研究所資料第1558号，1980年

$$(S_x)_{2-1} = \frac{E\alpha\Delta\phi}{2(1-\nu)} b_i$$

$$(S_x)_{2-1} = \frac{E\alpha\Delta\phi}{2(1-\nu)} c_i \dots\dots\dots (6)$$

一方、応力ひずみ関係式(1)は

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu\epsilon_y) = \frac{E\alpha\Delta\phi}{1-\nu} \dots\dots\dots (7)$$

と改められるから、(6)式で表わされる見かけの節点力と(7)式で表わされる初期応力 $E\alpha\Delta\phi/(1-\nu)$ を考えれば、通常の応力解析と同様の取扱いが可能となることがわかる。

3 コンクリートダムの温度応力解析

3.1 外部拘束による温度応力

3.1.1 解析条件の設定

- 1) コンクリートおよび基礎岩盤は弾性体と考える。
- 2) 解析断面は上下流方向の2次元断面とする。またダム軸方向には15m程度間隔の横継目にて区切られているため、応力状態は平面応力状態と考えられるものとする。
- 3) 解析するコンクリート断面内の温度分布は一様であるとする。
- 4) コンクリートおよび基礎岩盤の物性値は次のとおりとする。ただし、これらの弾性係数については、解析中ではすべてその比の形で取扱っているため、任意の値を仮定することができる。

$$\nu_c = \nu_R = 0.2$$

$$\alpha_c = 1 \times 10^{-5} \text{ 1/deg} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 ν_c 、 ν_R はそれぞれコンクリートと岩盤のポアソン比、 α_c はコンクリートの熱膨張率である。

3.1.2 外部拘束度^{*)}

外部拘束とは、打設されたコンクリートと基礎岩盤ないしは旧コンクリートとの間の温度変化量の差ないしは温度変化に対する変形特性の差に起因する拘束であり、外部拘束に基づく温度応力は、コンクリートが最高温度から最終安定温度まで冷却される過程で変形を拘束されて発生する引張応力である。

外部拘束による温度応力は、外部拘束度* という概念を用いて無次元化して取扱うことができる。

すなわち、外部拘束度とは、打設されたコンクリートが一様な温度変化を受けた場合に実際に生ずる応力と変形を完全に拘束された場合に生ずる応力の比であり、一次元応力の場合次式で表わされる。

$$R = \frac{\sigma_i}{E_c \alpha_c \Delta\phi} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 σ_i はコンクリート内に実際に生ずる温度応力であり、 $\Delta\phi$ はコンクリート内に生ずる温度降下量である。2次元平面応力状態では、(7)式より

$$R^* = \frac{(1-\nu)\sigma_i}{E_c \alpha_c \Delta\phi} \dots\dots\dots (10)$$

を外部拘束度と定義した方が適切であるのだが、一般には(9)式が用いられている。

3.1.3 コンクリートの打上り高と外部拘束度

外部拘束度の大きさは、一般に打設されたコンクリートブロックのレヤの長さが大きいほど大きな値になると考えられているが、理論的には、外部拘束度の大きさはレヤの長さの絶対値ではなく、コンクリートの打上り高さ H とレヤの長さの比 H/L によって規定されることが確かめられている⁵⁾。またその値はコンクリートと基礎岩盤の弾性係数の比 E_c/E_R にも関係している。この関係を解析した結果の一例を図-1に示す。また、外部拘束の大きさが最も大きくなる着岩面中央の値を、種々の H/L 、 E_c/E_R に対して解析した結果を図-2に示す。これより以下のことが示される。

- 1) 外部拘束度の大きさは、コンクリートの打上り高さ H とレヤの長さの比 H/L が小さいほど大きな値となる。
- 2) 外部拘束度の大きさはコンクリートと岩盤の弾性係数の比 E_c/E_R が小さいほど大きな値となる。
- 3) 外部拘束度の大きさは、着岩面で最も大きくなり、上部ほど小さな値となる（この傾向は H/L が大きいほど顕著になる）。

次に、図-2に基づいて、外部拘束による応力により、クラックを生じないためのコンクリートの許容温度降下量を算出すると図-3が得られる。この時コンクリートの許容引張ひずみ量を 10^{-4} と仮定した。当然のことながら、外部拘束度の大きさが小さいほど許容温度降下量は大き

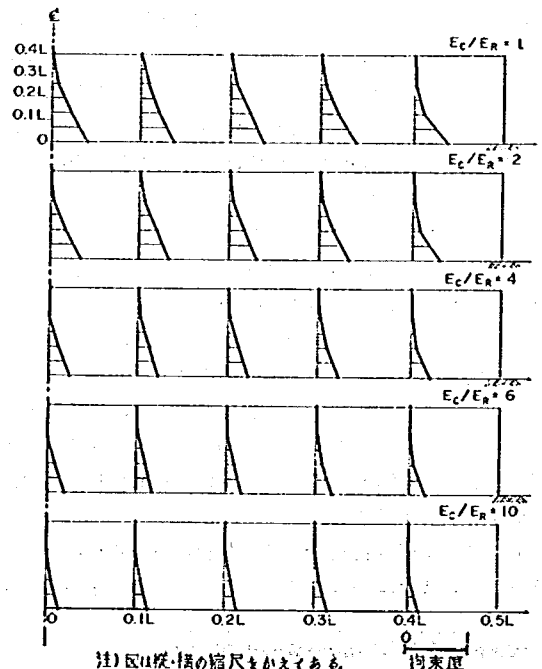


図-1 コンクリートと岩盤の弾性係数の比とブロック内の外部拘束度分布の関係 ($H/L=0.4$)

*)外部拘束度は一貫には岩盤拘束度と呼ばれているが、拘束は必ずしも岩盤によるとは限らないのでここでは外部拘束度と呼ぶことにする。

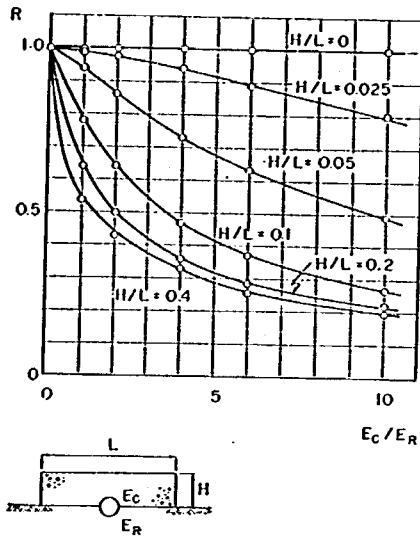
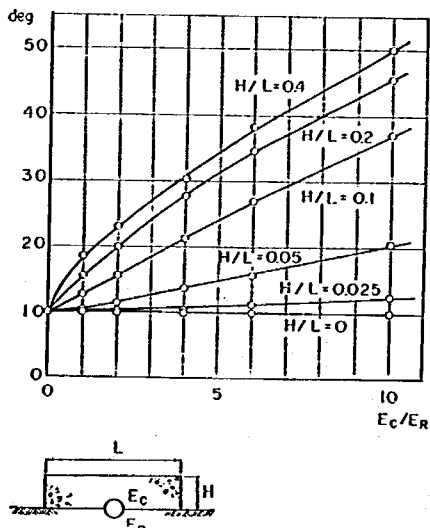
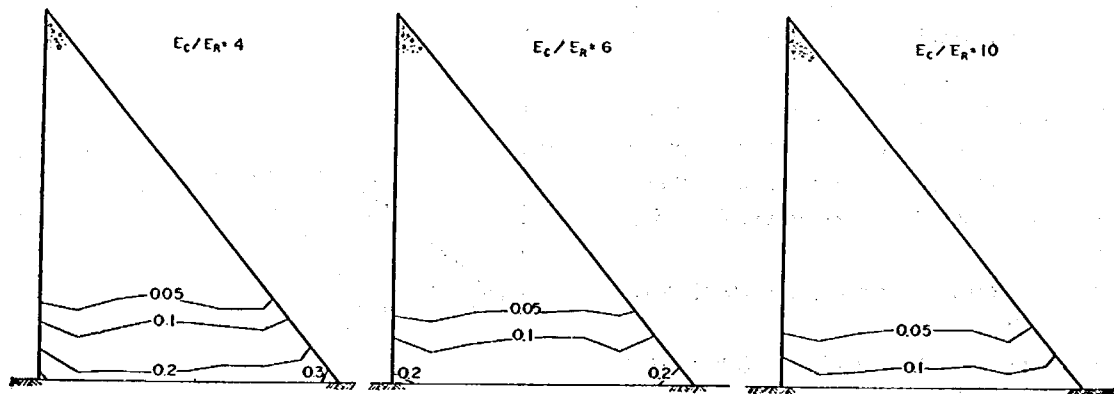

図-2 種々の H/L に対する E_c/E_R と外部拘束度の関係

図-3 種々の H/L に対する E_c/E_R と許容温度降下量の関係


図-4 完成後のダムの外部拘束度

くなる。

3.1.4 完成したダムの外部拘束度

外部拘束度はコンクリートの打上がり高が高いほど小さな値を示す。したがって、ダムが完成した後の外部拘束度が最も小さな値を示すことになる。これを全面レヤ打設に対して求めたものが図-4である。この場合、応力の方向は2次元であるので、外部拘束度 R^* によって表現してある。したがって従来の概念で図を見る場合にはその値を $1.25 (=1/1-\nu)$ 倍する必要がある。これより以下のことが示される。

- 1) 完成したダムの外部拘束度の大きさは、コンクリートと岩盤の弾性係数の比によって定まる。
- 2) 完成したダムの外部拘束度の影響は、その着岩面付近 $1/4$ の部分に限られる。

3.2 内部拘束を考慮した温度応力

3.2.1 内部拘束による温度応力^{5),6)}

内部拘束とは、打設されたコンクリート内の温度勾配によるひずみ量の差に起因する拘束であり、内部拘束に基づく温度応力は、打設直後のコンクリートが発熱している時期に最も支配的な応力である。したがって、ここではそのような時期の温度応力について取扱う。

3.2.2 解析条件の設定⁴⁾

- 1) 解析は基礎岩盤の影響を受けない一般リフトを対象とする。
- 2) コンクリートは各材料において弾性体と考え、クリープの影響は無視する。
- 3) リフトのレヤの長さは 30m、高さは 1.5m とする。またリフトの打設間隔は 5 日とする。
- 4) 各リフト内のコンクリートは同時に打設され、その打設温度はリフト内で一様であり、ブレーキングを行った場合を除いて外気温に等しいものとする。また外気温は一定とする。
- 5) パイプクーリングの水温は各リフト内のあらゆる点で一定とする。またクーリングパイプの間隔は 1.5m とする。

6) コンクリートの物性は次のとおりとする。

$$\Delta\phi = 20 \times (1 - e^{-0.25t}) \text{ deg}$$

$$\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$c = 240 \text{ kcal/t} \cdot \text{deg}$$

$$k = 48 \text{ kcal/m} \cdot \text{day} \cdot \text{deg}$$

$$f = 1.5 \text{ 1/m}$$

$$E = 250,000(1 - e^{-0.175t}) \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu = 0.2$$

ここに、 $\Delta\phi$, ρ , c , k はそれぞれコンクリートの断熱温度上昇、密度、比熱、熱伝導率であり、 f はクーリングの効果である。

なお、以下の解析は、外気温を基準の温度(0deg)として取扱うものとする。

3.2.3 人工クーリングを行わない場合の温度応力

人工クーリングを行わない場合の一般リフトの温度応力履歴を図-5に示す。これより以下のことが示される。

1) 内部拘束による温度応力はリフト表面では引張、リフト内部では圧縮の応力を示す。この温度応力はリフトの平均温度上昇に伴う圧縮応力と相俟って、結果的には圧縮応力として作用する。

2) 上部リフトが打設されると、その発熱の影響を受け、当該リフト上部では圧縮応力が増大する。一方、リフト下部ではその影響は小さい。

3) 外気温を一定とした場合は、内部拘束による引張応力が問題となることはない。

3.2.4 プレクーリングを行った場合の温度応力

プレクーリングを10deg行った場合の一般リフトの温度応力履歴を図-6に示す。これより以下のことが示される。

1) プレクーリングを行った場合の温度勾配は、クーリングを行わない場合よりも小さくなるが、リフト表面と内部の温度上昇時期に関連して、内部拘束による温度応力はクーリングを行わない場合と比べ大きな差はない。しかし、リフトの平均温度の上昇に伴う圧縮応力が大きいため、温度応力は全体に圧縮側に移行している。

2) 外気温を一定とした場合、内部拘束による引張応力が問題となることはない。外気温が変化した場合にも、引張応力が生じる可能性は表面の圧縮応力が大きいためクーリングを行わない場合よりも小さい。

3.2.5 パイプクーリングを行った場合の温度応力

パイプクーリングを行った場合の一般リフトの温度応力履歴を図-7に示す。パイプクーリングの効果は、打設温度よりも10deg低いクーリング水を30日

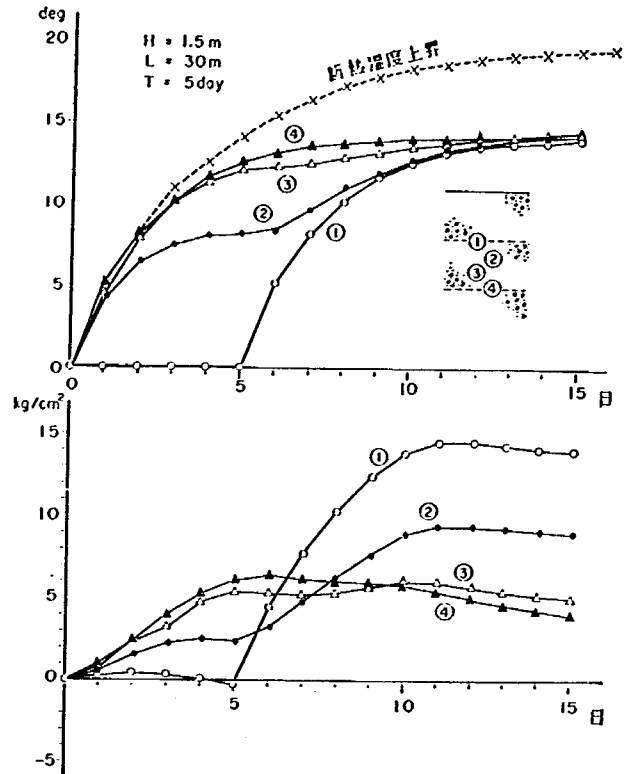


図-5 一般リフトの温度応力履歴 (クーリングなし)

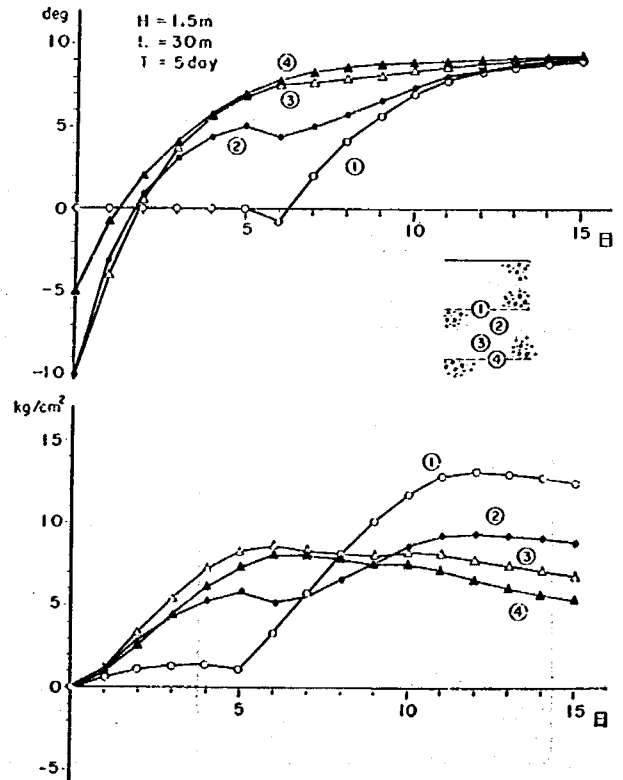


図-6 一般リフトの温度応力履歴 (プレクーリング)

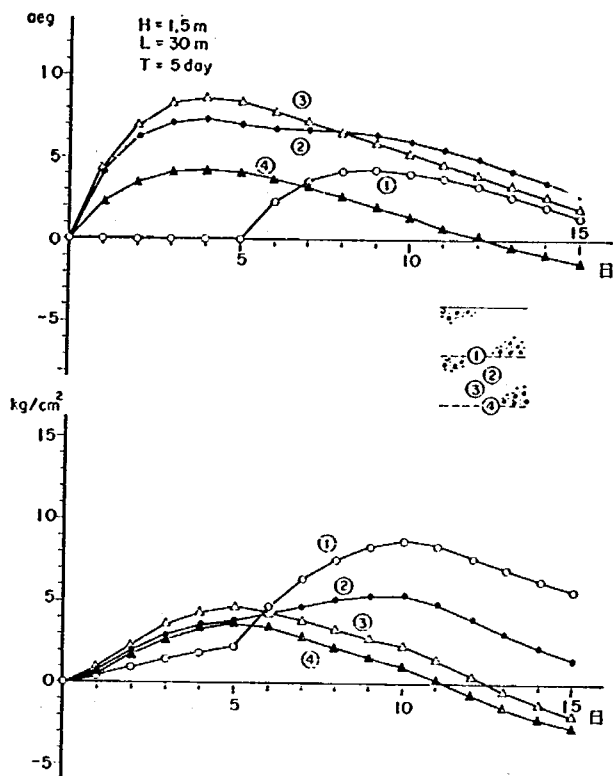
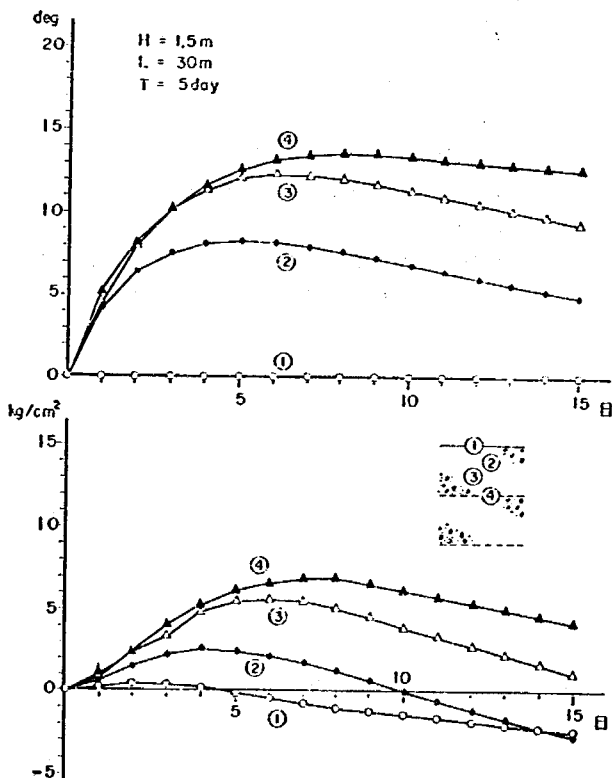


図-7 一般リフトの温度応力履歴 (パイプクーリング)

図-8 一般リフトの温度応力履歴 (クーリングなし)
— 打設を中断した場合 —

間通水した場合を想定した。これより以下のことが示される。

1) 温度勾配によって生ず引張応力は、リフト表面およびクーリングパイプ周辺に現れる。この温度応力はリフトの平均温度の上昇に伴う圧縮応力と相俟って結果的に圧縮の応力として作用する。

2) リフト表面の応力は、温度勾配が小さいため、クーリングを行わない場合に比べ圧縮側に移行している。したがって外気温の変化に対しては、クーリングを行わない場合に比べて有利に作用する。

3) クーリングパイプ周辺の温度応力は、打設後10日以降になると引張応力として作用する。また、リフト全体の応力も平均温度の低下に伴って引張側に移行し始める。

3.2.6 打設を中断した場合の温度応力

次に、打設を一時中断した場合に、最上部リフト表面に生じる内部拘束による温度応力について検討する。解析結果を、先の解析において表面付近の圧縮応力の小さかったクーリングを行わない場合について図-8に示す。解析結果により以下のことがわかる。

1) 打設を一時中断した場合、温度勾配の影響がリフト内部まで広がってくる結果、リフト内の温度応力は徐々に引張側に移行し始める。

2) 打設後10日以降になると、最上部リフトの上半分の領域は引張応力を示す。したがって、長期間打設を中断した場合には内部拘束によるクラックが発生する可能性が高い。

4 温度応力を規正するための配慮

ダムコンクリート内に温度応力に起因するクラックが発生する原因には、外部拘束と内部拘束が考えられる。外部拘束によるクラックは構造物全体に及ぶ可能性のあるクラックであり、その発生防止には十分注意を払わなければならない。内部拘束によるクラックは表面付近のクラックであり、単独では構造物の安定性に影響を及ぼすほどのものではないが、往々にして外部拘束によるクラックに発展する可能性のあるクラックである。

外部拘束によるクラックを防止するためには、式(9)より明らかなように、温度降下量を小さく抑えることおよび外部拘束度を小さくすることが必要である。前者は比較的ゆっくりとした打設、プレクーリングまたはパイプクーリングを行って、コンクリート内に生ずる最高温度を規正することによって達成できる。後者については従来十分な配慮が払われていたが、本解析で明らかなようにコンクリートが十分打上ってから温度降下を生じさせることが有

利なことがわかる。このためには一定な間隔で連続した打設を行うことが望ましい。

パイプクーリングを行った場合、一般に最高温度以降の温度降下は急速である。この温度降下量は、クリープの効果を期待しつつ引張応力が引張強度を上回らない範囲と規定されており、従来の例では1次クーリング期間は30日とし、温度降下速度は $0.5 \sim 1 \text{ deg/day}$ と規定しているのが一般である⁴⁾。しかし、現在の米国開拓局の規定が、クーリングを中止しても再び最高温度以上の温度まで達しない期間として10~16日と規定しているように、パイプクーリングの期間の決定に当っては外部拘束度の大きさとの関連を考慮する必要がある^{1), 3)}。

さらに重要な性質は、外部拘束度の大きさはブロックのレヤの長さの絶対値には直接関係せず、コンクリートの打上り高とレヤの長さの比によって規定されることである。したがって、長大レヤは必ずしも温度応力の点で好ましくないものではなく、打上り高と温度降下時期の関係が適切であれば、長大レヤを生じない場合と同様に扱うことができる。

内部拘束による温度応力は、本解析では外気温を一定としたため引張応力の発生はほとんど見受けられなかったが、現実には外気温の変化に伴って表面付近にさらに大きな温度勾配を生じ、それがクラックの発生となって現れることは十分に考えられる。これを防止するためには、あらかじめリフト表面付近の応力を圧縮側へ移行させておくことが有利であり、それにはブレイクリングないしはパイプクーリングを行うことが有利である。なおパイプクーリングを行う場合には、クーリングパイプ周辺の温度勾配についても注意する必要がある。

内部拘束による温度応力は打設を中断した場合に問題となる。これは温度勾配が徐々に内部まで影響し、引張応力の大きな範囲が拡大するため、これを防止するためにも、一定速度で連続した打設を行うことが望ましく、

打設を中断する場合には、熱の逸散を防ぐためにその表面に保温材をおおう等の配慮が望ましい。

あとがき

コンクリートダムの温度規正は、ダムを施工するうえでの最も大きな問題の一つであり、数多くの経験および理論的な研究によって現在の温度規正法が確立されてきた。しかし、コンクリートダム内に発生する温度応力に基づくクラックは極めて複雑な現象が複合されて発生するものであり、これを完全に防止することおよび理論的に究明することは非常に多くの困難を要する。本解析はその第一歩であり、今後さらに検討を進める必要があらう。ここに示した解析手法、解析結果をより確実なものとしていくため、現在 2, 3のダムを対象に実測解析データとの比較検討を行っているが、その結果については別の機会に報告する予定である。

最後に本研究に際し、御指導・御助言を頂いたダム構造研究室長水野光章氏に感謝の意を表します。

参考文献

1. C. L. Townsend: Control of Cracking in Mass Concrete Structures, Bureau Reclamation, 1965.
2. Zienkiewicz: The Finite Element Method, McGraw Hill, 1966
3. U. S. B. R.: Design of Gravity Dams, 1976, p. 107 ~ 136
4. 建設省河川局: 多目的ダムの建設, 1977年, p. 169 ~ 197
5. 高樋堅太郎・永山功・矢沢克敏他: コンクリートダムの温度応力解析について, 土木研究所資料第1318号, 1978年
6. 永山功・矢沢克敏: コンクリートダムの温度応力に関する考察(I), 土木研究所資料第1558号, 1980年

に示した各々の岩盤の性状に合致した特性を示している。すなわち、キレツの少ない岩片の硬い岩盤の温井ダム地点は、破壊応力近傍まで他の試験地点に比して極めて弾性的な動きを示し、破壊点付近までの変位量も少ない。これに対し、キレツや割れ目の非常に多い長島ダム地点は、せん断応力の低い時点から水平変位量が徐々に増加し、破壊まで緩やかな曲線を描いていて、かなり非弾性的な動きを示して、破壊点付近までの変位量も前者と比較すると、垂直及び水平ともに5倍以上も大きい。

2.2 ひずみの測定結果

岩盤内ひずみの測定は、垂直 (V)、斜め (D)、水平 (H) の3方向のひずみ計を組みにしたロッドを埋込んだもので測定された。試験ブロックの破壊に至るまでのひずみの増加状況を明確にするため各々の方向の成分ごとに単位荷重当りのひずみ増分について整理したが、そのうち、ダム地点ごとに代表的なものを表したものが、図-5~7である。なお、それぞれの変位の増分についても太い点線で表示している。これらの図を観察すると、破壊までのひずみ分布は、せん断応力の増加に伴い、いずれも複雑な挙動を示している。一様にいえることは、各ダム地点とも完全破壊応力以前の段階でひずみ増分がいったん増大して減少する凸形状

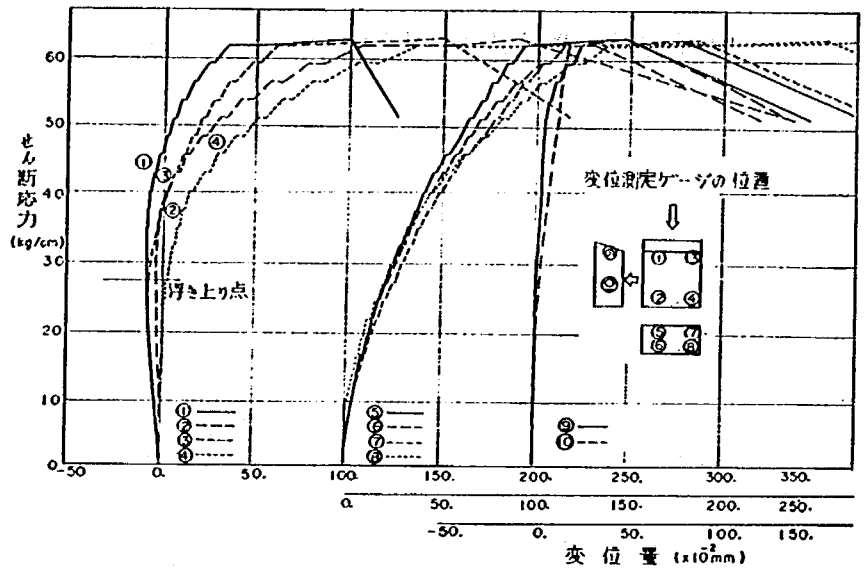


図-2 赤川ダム応力変位量曲線 (供試体 No. BL-4)

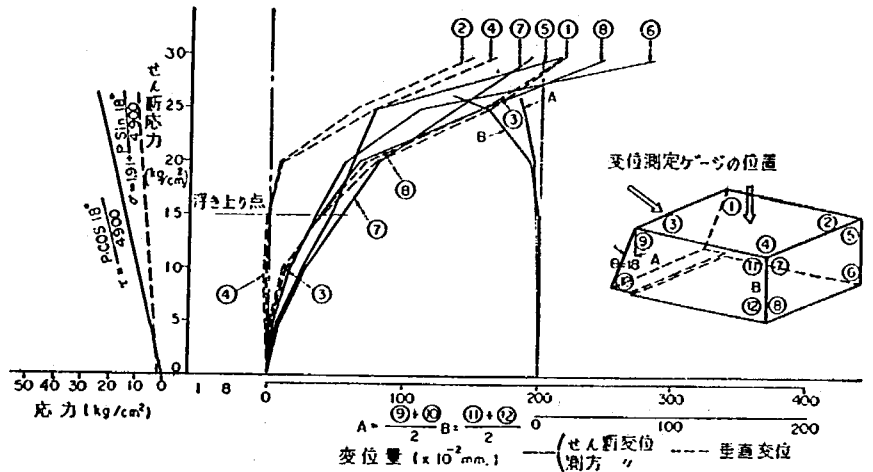


図-3 長島ダム応力変位量曲線 (供試体 No. 3)

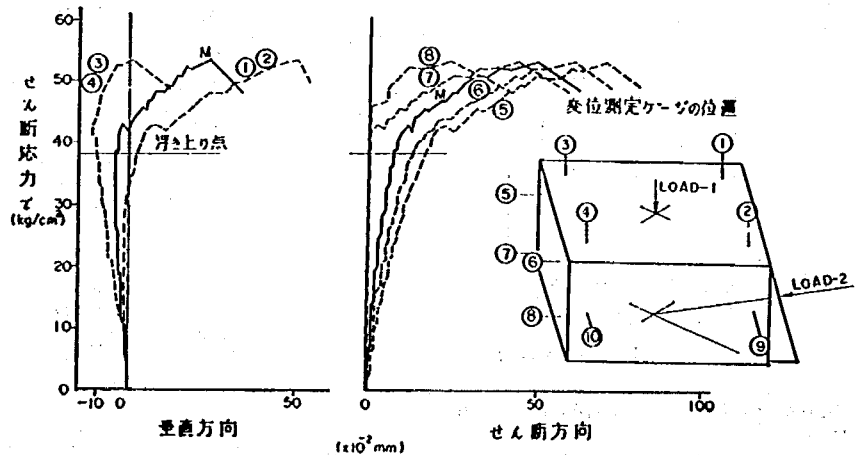


図-4 温井ダム応力変位量曲線 (供試体 No. AL-2-2)

表-2 応力及び変位量測定表

地 点 名		赤川ダム	長島ダム	温井ダム
		BL-4	No.3	AL-2-2
せん断破壊時	垂直応力 a (kg/cm ²)	17.8	9.8	15.5
	せん断応力 b (kg/cm ²)	62.5	25.6	53.2
	垂直変位量 $c \times 10^{-2}$ mm	84	187	25
	水平変位量 $d \times 10^{-2}$ mm	114	233	49
垂直変位の浮上り点	せん断応力 e (kg/cm ²)	26.8	15	38.6
	水平変位量 $f \times 10^{-2}$ mm	23	43	7
	e/b (%)	43	58	73
	f/d (%)	20	18	14

(注) 垂直変位: 変位測定ゲージ番号 1~4 に表示されるブロック垂直変位の平均値
 水平変位: 変位測定ゲージ番号 5~8 に表示されるブロックのせん断すべり方向の水平変位の平均値
 垂直変位の浮上り点: 試験ブロックの荷重変位曲線のうち、垂直方向の変位が沈下から浮き上りに転ずる点を称している

を示している個所が存在していることである。

2.3 応力分布

各試験地点の近傍における変形試験で得られている弾性係数を用いてひずみ測定値から、主応力を求めると同時に、さらに同様な弾性係数をもつ均質な弾性体として、有限要素法にて同一個所の主応力を求めたが、そのうちブロックの「垂直変位浮き上の点」が生じた前後のものを示せば、図-8~10となる。これによると、主応力の方向は長島ダム地点が実測値と計算値でやや異なる他はほぼ一致し、またその値は全体的に実測値が大きい。特に完全破壊後にみられるせん断面付近の値が著しく大きいことが特徴である。次に、岩盤に埋め込まれたひずみ計

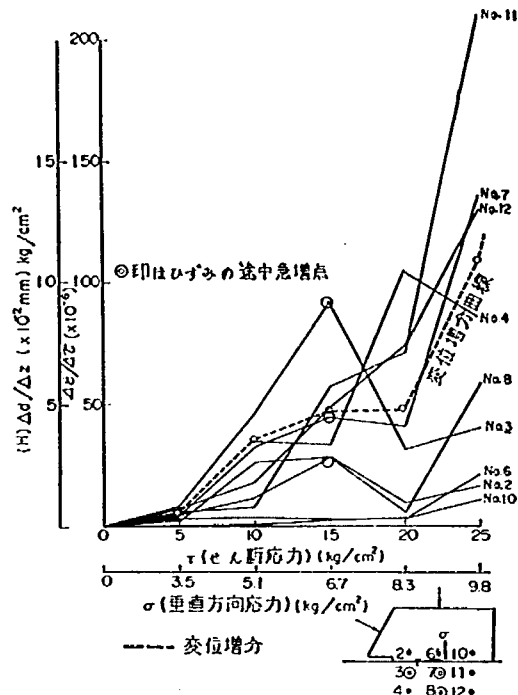


図-6 長島ダムひずみ分布 H成分 (供試体 No. 3)

のうち、せん断破壊面付近3個所について各々の載荷時に生じた引張主応力の履歴図を示すと図-11~13のようになる。これによると、載荷荷重の初期段階から引張応力が生じていて、それが試験体完全破壊以前の載荷荷重の段階で最初のピークに達する個所が存在している。

3 測定結果における考察

これまでの測定結果から、特徴的な事項を列記すると

1) 荷重-変位増分図と荷重-ひずみ増分図の形状は、ほぼ対応しており、ひずみ測定はおおむね妥当な結果を得たと思われる。

2) ひずみ増分図によると試験体のせん断破壊面付近では、試験体の完全せん断破壊応力以前の段階でひずみ増分が急激に増大し、さらに減少する(凸形状)現象を示す個所が存在し、一般に試験ブロックのせん断荷重載荷側に近い点に表われやすい傾向がある。

3) 上記のひずみ増分図の凸形状を示す付近には、図-5及び図-7からも解るように変位増分図の変曲点が存在しているようである。このことはひずみ増分図の凸形状

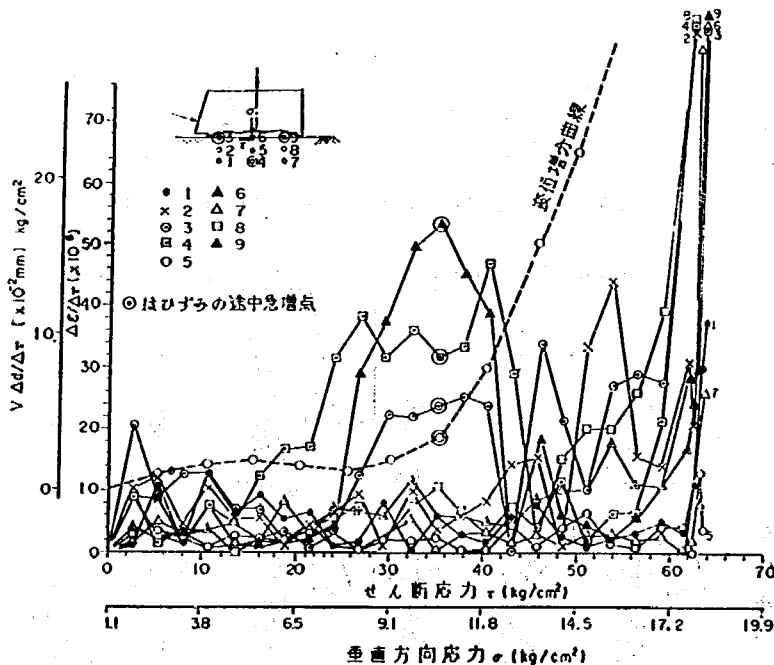


図-5 赤川ダムひずみ分布 V成分 (供試体 No. BL-4)

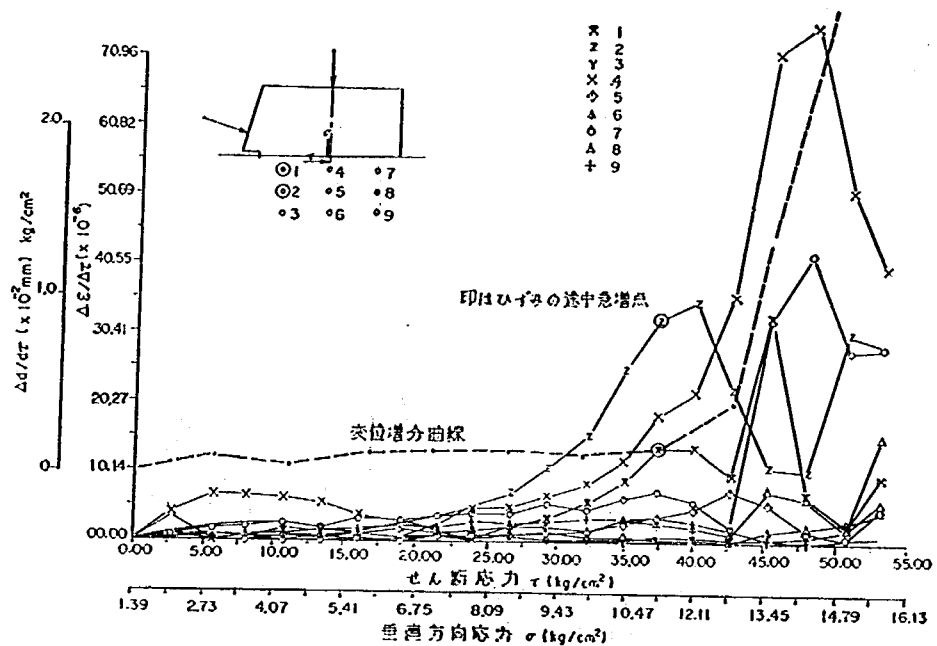


図-7 温井ダムひずみ分布 V成分 (供試体 No. AL-2-2)

を示す応力点と試験ブロックの垂直変位で示されている「浮上り点」の応力点とは一貫性のあることを示すものである。

4) 実測ひずみから得られた応力は、試験ブロック直下のせん断破壊面付近の特にせん断荷重載荷側に近いものが著しく大きい。

5) 実測ひずみで得られた応力と、計算値応力を比較するとキレツの多い岩盤は主応力の方向の一致性が無い。一般に実測値は計算値に比して、引張応力が大きく、それが最初のピークとなる時点が先の「垂直変位浮上り点」の近傍付近の載荷荷重段階を示している点が多い。

等が上げられる。これらの事項につき以下に簡単な考察を加えてみる。

まず、岩盤のせん断時の挙動にはキレツや節理などの不連続面が大きく関係しているといえる。すなわち温井ダムのようなキレツが少なく、そのゆるみも無い岩片も堅硬な岩盤では、せん断荷重に対して破壊応力近傍まで岩盤が一体として抵抗し図-4のような極めて弾性的な挙動を示す。一方、個々の岩片は堅硬でもキレツが多かったり、変形性の大きいものを挟在する岩盤

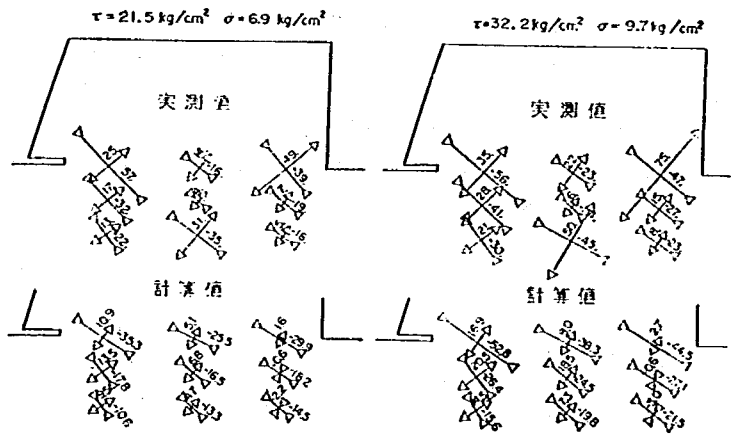


図-8 赤川ダム実測主応力と計算値 (垂直変位浮上り点前後)

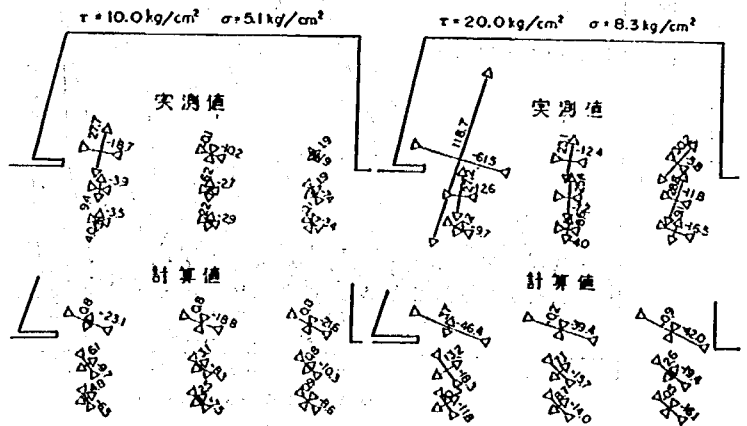


図-9 長島ダム実測主応力と計算値 (垂直変位浮上り点前後)

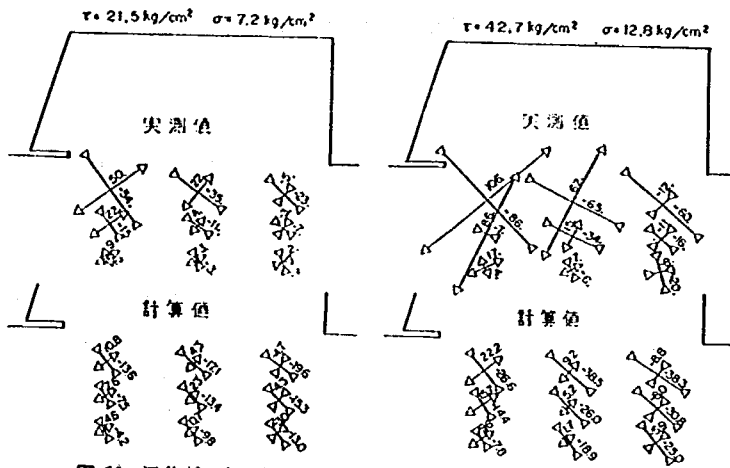


図-10 温井ダム実測主応力と計算値 (垂直変位浮上点前後)

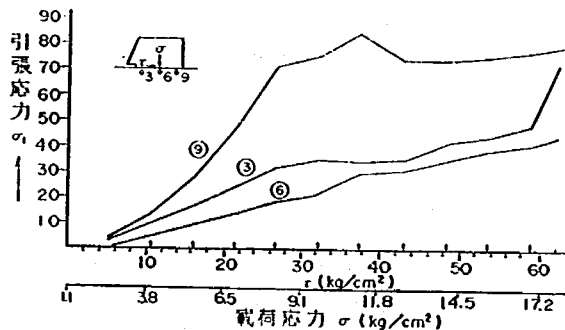


図-11 赤川ダム引張主応力履歴 (供試体 No. BL-4)

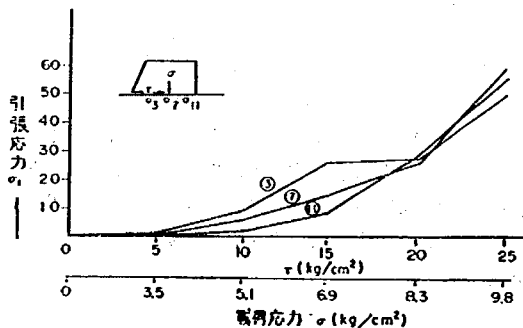


図-12 長島ダム引張主応力履歴 (供試体 No. 3)

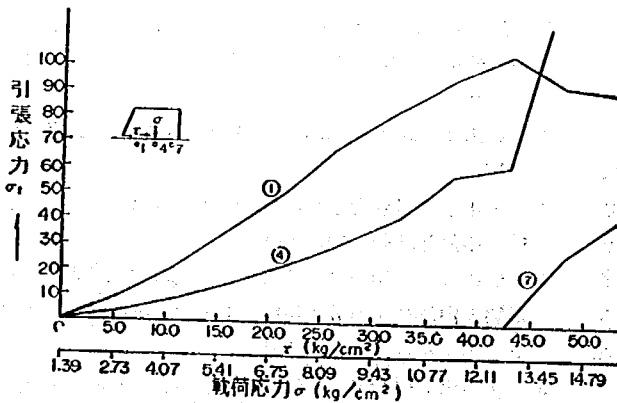


図-13 温井ダム引張主応力履歴 (供試体 No. AL-2-2)

は、せん断荷重の小さい初期には一体として抵抗しているが、荷重の増加に伴ってキレット等の不連続面が、複雑に挙動し始めるため、応力の伝達に影響を及ぼし、岩盤の中の岩片及びキレットとして別個の挙動を示し始めるといえる。したがって、キレット面の挙動が小さい荷重段階から起こり始めるため破壊までの応力-変位曲線 (図-2~3) も非弾性的である。長島ダム地点応力図のように実測主応力と計算主応力値が著しく方向性が異なるのは、キレットが非常に多いため岩盤が比較的小さい岩片から構成されていて、この岩片が

載荷荷重の増加により周囲の岩片と平衡を保たずにスリップを生じるためと思われる。

また、図-8~10に示されている実測ひずみにより算出した応力値が弾性解による計算値に比して著しく大きいことも、この不連続面が荷重を伝達し難い特性をもつためと推定される。すなわち、試験ブロック周辺には岩盤を弾性体と仮定したものよりは荷重の伝達が少なくブロック直下により多くの荷重が集中したためにそのひずみが大きくなったものであろう。このことはすでに、ダム構造研究室が行っている岩盤変形試験時のひずみ測定からも明らかにされている⁵⁾。

次に、試験供試体の完全破壊点以前の載荷段階でせん断面付近のひずみ増分に急激な変曲点 (4) の凸形状が生じていることについて考察してみると、この付近を過ぎると主応力の引張応力の大きさは試験体の完全破壊応力付近までは急増することが少ないことから、キレットや節理面での局所的な小さいスリップ現象を起こす部分があったのではないかと推定される。すなわち、岩盤は載荷荷重の増加によって、節理やキレット面に次第にゆるみが生じ、小さな岩片となり、岩片の中の部分には応力が伝達され難くなりその中のひずみの増分は起らず、代りに節理やキレット部分の変位が、次第に増加することによるものであろう。

次にせん断試験時の垂直変位の「浮上点」との関連について検討を加えてみる。各ダム地点ともに垂直変位増分曲線の勾配変化点とひずみ増分曲線の急増点 (凸形状) とは一致性があること、また、実測主応力の引張応力が最初のピークを示す付近となっていることは、局所的にもキレットや節理面に何らかの移動が生じたことによるものと思われるのは前述のとおりである。このことを仮に岩盤が完全破壊に至る前の局所的な破壊進行を示す最初の現象とするならば、現在のダム基礎岩盤のせん断に対する安全性の一検討方法として用

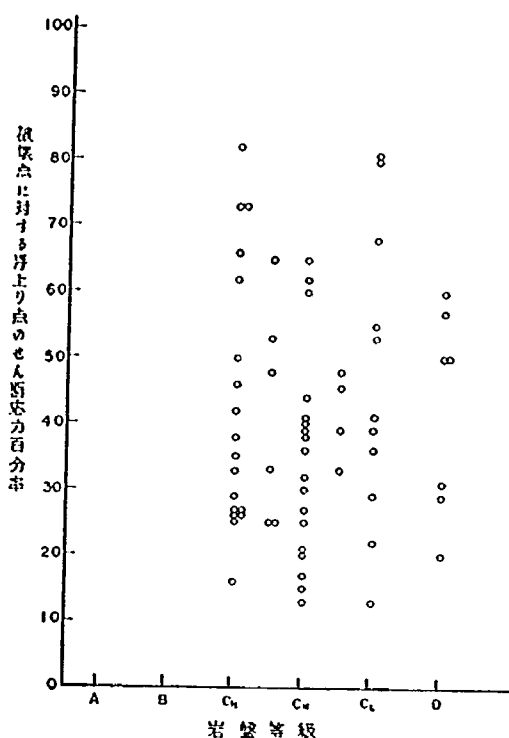


図-14 最近行われたダム基礎岩盤せん断試験の試験ブロック浮上り点応力の破壊応力に対する割合

いられている局所安全率の考え方の根拠となっている原位置せん断試験時の垂直変位の「浮上り点でのせん断強度」をもって検討されていることが実に良く理解できる。

次に、安全率の考え方について言及すると表-2による「垂直変位浮上り点」時のせん断応力のせん断破壊時のせん断応力に対する割合は、岩盤の状態によって異なり40～70%で、現在一応の目安となっている値の60% (所要安全率 $n = \frac{100}{60} = 1.66 \div 2.0$) も平均的に妥当な数値となっている。しかし、厳密にいうならば40%と70%とでは、安全率のとり方が異なる (例えば40%では $n = 2.5$, 70%では $n = 1.4$) わけである。すなわち、岩盤のせん断強度はキレツや割れ目の影響が支配的となり、岩盤によってそれは相当大幅に異なる。精密な検討を行うには、各々のダム地点で行われた原位置せん断試験によって「浮上り点」時のせん断応力によって所要安全率が検討されるべきものであろう。

ちなみに、最近行われた直轄ダム12地点での原位置岩盤せん断試験結果から破壊点に対する「浮上り点」のせん断応力を調査してみると図-14 のようになり、かなりのバラツキがあることを示している。今回のひずみ測定によって「浮上り点」が、岩盤の完全せん断破壊に至る前の局所破壊の最初の現象であることが考察されるため、あえてこの点にも検討を加えてみたものである。

以上の事柄について簡単にまとめると次のようになる。

1) 岩盤は、せん断荷重の小さい初期は岩盤が一体として抵抗するが、荷重の増加に伴って、キレツや節理の不連続面が応力の伝達に影響を及ぼし、岩盤の中の岩片及び不連続面としての各々の挙動を示す。

2) 原位置岩盤せん断試験では完全破壊以前のせん断荷重の段階でせん断面付近のひずみが急増する点が見られ、この点を越えるとひずみ増分は減少の傾向を示す。これは、キレツや節理の付近において荷重の増大に伴うゆるみが生じ、岩塊の中の部分には応力が伝達され難くなるためと考えられる。

3) 原位置せん断試験による垂直変位の「浮上り点」とひずみ増分図の変曲点とは一致性があり、局所破壊の進行を示す最初の現象であることが推定される。このことにより現在行われているダム基礎岩盤の局所せん断摩擦安全率のとり方については、原位置せん断試験での浮上り点応力によって検討されることが望ましい。

4) キレツや割れ目を多く有する岩盤の弾性的な取扱いとしては現在行っている弾性論に基づく応力ひずみ解析法は、精度的には適切でなくこの種の岩盤の性状に合致した解析法の開発が必要である。

おわりに

ダム基礎岩盤の原位置岩盤せん断試験時における、岩盤内部のひずみ分布を測定することは岩盤の破壊現象を知ることと、岩盤の構造解析を行う基礎資料を得る上で、以前から強く望まれていたが非常に困難で、今回、初めて試みたものである。ひずみ計、測定法ともまだ完全とはいえないまでも、今回は相応の成果を得たと思われる。なお、今回は、測定資料の整理法については、土木研究所研究調整官飯田隆一氏に御指導をいただき、東北地方建設局赤川ダム工事事務所、中部地方建設局長島ダム工事事務所、中国地方建設局温井ダム工事事務所の関係者には現地測定で多大の御協力をいただいたので心から謝意を表します。

参考文献

1. 飯田隆一、小林茂敏著：「割れ目を有する岩盤の非弾性的挙動に関する理論的研究」土木研究所報告 144 号の2
2. 飯田隆一著：「土木工学における岩盤力学概説」彰国社
3. 土木学会岩盤力学委員会：「原位置岩盤のせん断試験—指針と解説」1978年11月
4. 飯田隆一、柴田功、西岡正、斎藤孝三：「岩盤変形試験と内部ひずみ分布特性」土木学会第11回岩盤力学シンポジウム、1978年2月
5. ダム構造研究室、地質研究室：「岩盤の変形係数測定法に関する2,3の考察」土木技術資料 Vol. 5-9.

**INTERNATIONAL SYMPOSIUM
ON WEAK ROCK
(I.S.R.M.)**

RECEIVED BY THE AMERICAN

INDUSTRIAL GROUP

(M-8.83)

STUDY OF DEFORMATION CHARACTERISTICS AND ANALYSES OF JOINTED ROCKMASSES

By Ryutichi Iida*, Koji Hojo**, and Kozo Saito***

1. Abstract for the theoretical treatment of jointed rockmasses.

The theoretical treatment of jointed rockmasses has already been reported in other papers¹⁾, but to be able to understand the studies which are presented in the later sections more clearly, an abstract of the theoretical treatment is explained briefly.

This method analyzes the non-elastic behaviors which are caused by slips on discontinuous planes based on the theory of plasticity. In this method, the individual discontinuous planes are not taken into consideration and the groups of discontinuous planes which have definite direction are taken into account. In two dimensional problems two groups of discontinuous planes can be taken into account and in three dimensional problems five groups can be taken into account.

In the theory of plasticity, in the plastic area the yielding criterion has the same meaning as the restricting condition for stresses and the relations between the strain increments and the stress increments are determined under the conditions that the stress changes occur so as to satisfy these restricting conditions for stresses. It was assumed that this theory can be applied to nonelastic behaviors of jointed rockmasses and that the yielding criterion for slips on the discontinuous planes can be expressed by Coulomb's internal friction theory.

According to von Mises's theory, the variation of the increment of the plastic strain energy by stresses has the stationary value near the real solution,

$$\delta \sigma d w^p = d e_x^p \delta \sigma_x + d e_y^p \delta \sigma_y + d e_z^p \delta \sigma_z + d \gamma_{yz}^p \delta \tau_{yz} + d \gamma_{zx}^p \delta \tau_{zx} + d \gamma_{xy}^p \delta \tau_{xy} = 0 \quad (1)$$

In this equation, the number of the variational variables is equal to 3 in two dimensional problems and 6 in three dimensional problems. Then, two restricting conditions for stresses can exist in two dimensional problems and five conditions can exist in three dimensional problems. Regarding these restricting conditions as the yielding criteria for each group of discontinuous planes, these yielding criteria are assumed to be represented as follows:

$$f_v(\sigma_{ij}) = k \quad (2)$$

* Head, Dam Division, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan. ** Chief Research Engineer, Dam Division, *** Research Engineer, Dam Division.

If Lagrange's Multiplier Method is applied to eq. (1) and (2), the next relations can be deduced.

$$d e_{ij}^p = \frac{\lambda}{\nu} \left(\partial f_{ij} / \partial \sigma_{ij} \right) d \lambda_{ij} \quad (3)$$

Using these relations, let us consider the yielding criterion in a case where there is a group of discontinuous planes parallel to the yz plane and that these discontinuous planes are smooth. In this case

$$d u^p = d w^p = 0, \quad d v^p \neq 0, \quad \partial (d v^p) / \partial y = \partial (d v^p) / \partial z = 0 \\ \partial (d v^p) / \partial x = 0$$

From these relations, the increments of plastic strains are represented as follows:

$$d e_x^p = d e_y^p = d e_z^p = d \gamma_{yz}^p = d \gamma_{zx}^p = 0, \quad d \gamma_{xy}^p \neq 0$$

From eq. (3)

$$\partial f / \partial \sigma_x = \partial f / \partial \sigma_y = \partial f / \partial \sigma_z = \partial f / \partial \tau_{yz} = \partial f / \partial \tau_{zx} = 0 \\ \partial f / \partial \tau_{xy} \neq 0$$

Therefore, the yielding criterion is a function of τ_{xy} only. Then, the yielding criterion follows Tresca's theory.

Next, let us consider the slips in a case where the yielding criterion on the discontinuous planes follows Coulomb's theory.

In this case, the yielding criterion is represented as follows:

$$f(\sigma_{ij}) = |\tau_{xy}| - (k + \sigma_x \tan \phi) = 0$$

From eq. (3)

$$d e_x^p = -\tan \phi \cdot d \lambda, \quad d \gamma_{xy}^p = \pm d \lambda \\ d e_x^p / d \gamma_{xy}^p = \mp \tan \phi$$

If it is assumed that the plastic deformations occur only on discontinuous planes and that on discontinuous planes uniform slips occur,

$$d e_x^p / d \gamma_{xy}^p = d (d u^p) / d (d v^p) = \mp \tan \phi$$

From above-mentioned considerations, the yielding criterion for slips along the smooth discontinuous planes must follow Tresca's theory and slips which follow Coulomb's theory must occur in the direction of inclining ϕ to discontinuous planes.

Then, it can be concluded that if the yielding criterion for slips along discontinuous planes follows Coulomb's theory, undulations exist on the discontinuous planes and the angle between the undulated planes and the discontinuous plane is equal to ϕ .

Based on these considerations, it can be assumed that at first, rockmasses are in an initial loosened state and after loading they change to a compacted state, next to the later loosened state and finally to the failure, as shown in Fig. 1. The physical properties and the yielding criterion in each state are shown in Table 1.

Based on the above-mentioned assumptions, the analytical method based on the anisotropic plastic theory for the stratified rockmasses and the blockformed rockmasses were proposed¹⁾.

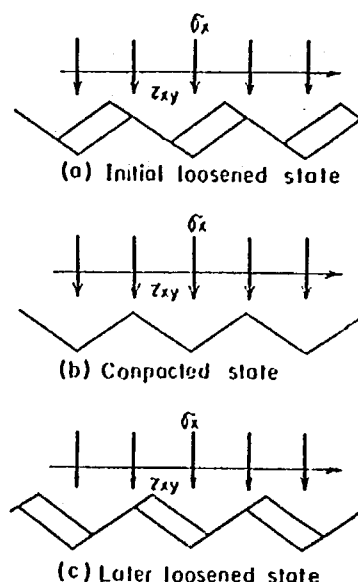


Fig. 1 Model of Discontinuous Planes

Table 1 Physical Properties and Criterion of each State

Stage	State	Physical Property	Yielding Criterion	Dilatation Shrinkage	Hardening Deterioration
I	Initial Loosened State	Elastic	$ \tau_{xy} = C - \sigma_x \tan \phi$		
II		Elasto-plastic	$ \tau_{xy} = C - \sigma_x \tan \phi$	Shrinkage	Hardening
III	Compacted State	Elastic	$ \tau_{xy} = C + \sigma_x \tan \phi$		
IV	Later Loosened State	Elasto-plastic	$ \tau_{xy} = C + \sigma_x \tan \phi$	Dilatation	Deterioration
V	Failure				

2. In situ deformation tests

Based on the foregoing theory, analyses were made for the behaviors of rockmasses obtained from in situ shearing tests, and good qualitative agreements were obtained¹⁾.

To confirm the validity of this theory quantitatively and to grasp the deformation characteristics of rockmasses, in situ deformation tests were carried out.

In these tests, new types of meters which can measure continuous strain

distributions were developed²⁾ and used by embedding them into the jointed rockmasses at the centers of the loading plates, 25 cm and 50 cm from the centers to measure the strain distributions.

Tests were carried out at six sites i. e. at sites A and B of Kawaji Dam and at sites No. 1 through 4 of Takizawa Dam. The kind of rock, the geological condition, the loading method etc. at each site are shown in Table 2.

Moreover, the moduli of elasticity of cores which were obtained by boring to embed the meters were measured.

3. Results of tests

The moduli of elasticity of cores E_C , the moduli of deformability D and the moduli of elasticity E_R obtained from the measured surface displacements are shown in Table 2.

As shown in Table 2, rock pieces of each test site are hard and have a high moduli of elasticity. And the rockmasses at sites A and B of Kawaji Dam, sites No. 3 and 4 of Takizawa Dam are very sound and have little deformability, but the rockmasses at sites No. 1 and 2 of Takizawa Dam are not so sound, having many joints with fillings such as soil and have high deformabilities.

As examples of both types, the load-displacement curves at sites A and B of Kawaji Dam and sites No. 1 and 2 of Takizawa Dam are shown in Figs. 2 - 5, and the distributions of strain increments in rockmasses at these sites are shown in Figs. 6 - 9.

In Figs. 6 - 9, the distributions of strain increments per unit stressed which were measured at the first loadings from 0 to 20 kg / cm², from 20 to 40 kg / cm², from 40 to 60 kg / cm² and at repeated loadings from 0 to 60 kg / cm² are shown and also those of elastic bodies which have the moduli of elasticity equal to the moduli of deformability, the moduli of elasticity of their rockmasses and the moduli of elasticity of their cores.

4. Studies of the measured results

As clearly seen in Figs. 6 and 7, at the sites such as sites A and B of Kawaji Dam, No. 3 and 4 of Takizawa Dam at which the rockmasses are sound having joints without fillings and the moduli of elasticity of the rockmasses are somewhat smaller than E_C ($E_R / E_C > 0.4$), it is observed that at the parts near the surfaces ($Z < 30 - 50$ cm) the strain increments show much larger values than those of the elastic bodies of which moduli of elasticity are equal to E_R by the effects of excavating adits, but in the deeper parts rockmasses indicate behavior nearly equal to those of the elastic bodies of which moduli of elasticity are equal to E_C .

On the contrary, as seen in Figs. 8 and 9, at the sites such as site No. 1 and 2 of Takizawa Dam at which the rockmasses are not so sound, having many joints with fillings, and the moduli of elasticity of rockmasses are much smaller than E_C ($E_R / E_C < 0.4$), the effects of excavating the adits are not distinguishable and the effects of the frequency of joints and of the existence of fillings are more distinguished. And as a whole the rockmasses indicate the distributions of the strain increments near those of the elastic bodies of which moduli of elasticity are equal to E_C .

Table 2

Name of Test Site	Kawaji Dam		Takizawa Dam			
	A	B	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
Kind of Rock	Diorite	Diorite	Slate	Slate	Sandstone	Sandstone
Number of Cracks/m	6	6	20	19	12	14
Fillings of Cracks	No	No	Soil	Soil	No	No
Loading Plate	Flat Jack	Flat Jack	Rigid Pla.	Rigid Pla.	Flat Jack	Flat Jack
Dia. of Plate	80 cm	80 cm	30 cm	30 cm	80 cm	80 cm
Modu. of Elas. of Core (E_c)	212,000 kg/cm ²	292,000 kg/cm ²	174,000 kg/cm ²	320,000 kg/cm ²	343,000 kg/cm ²	345,000 kg/cm ²
Modu. of Def. (D)	71,000 kg/cm ²	51,000 kg/cm ²	31,000 kg/cm ²	26,000 kg/cm ²	168,000 kg/cm ²	125,000 kg/cm ²
Modu. of Elas. (E_R)	145,000 kg/cm ²	122,000 kg/cm ²	44,000 kg/cm ²	40,000 kg/cm ²	233,000 kg/cm ²	158,000 kg/cm ²
D / E_R	0.490	0.419	0.705	0.650	0.721	0.791
E_R / E_c	0.683	0.418	0.253	0.125	0.679	0.458

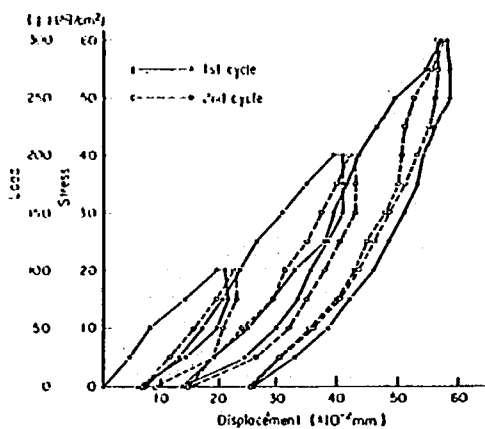


Fig. 2 Load-displacement Curve at Site A of Kawaji Dam

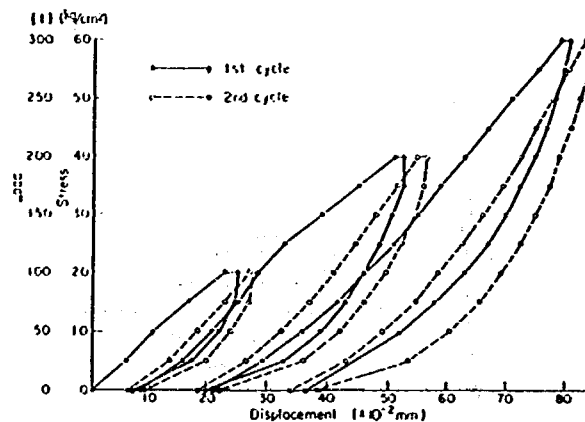


Fig. 3 Load-displacement Curve at Site B of Kawaji Dam

Next, let us observe the relations between the load intensities and the strain increments. At site A and B of Kawaji Dam, Nos. 3 and 4 of Takizawa Dam, there is a tendency that in the parts near the surfaces ($Z < 50$ cm) the larger the loads applied the smaller the strain increments indicated and the strain increments measured under repeated loads are smallest, but in the

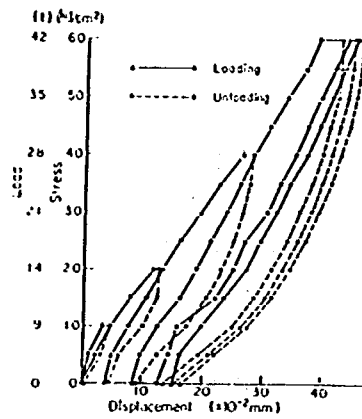


Fig. 4 Load-displacement Curve at Site No. 1 of Takizawa Dam

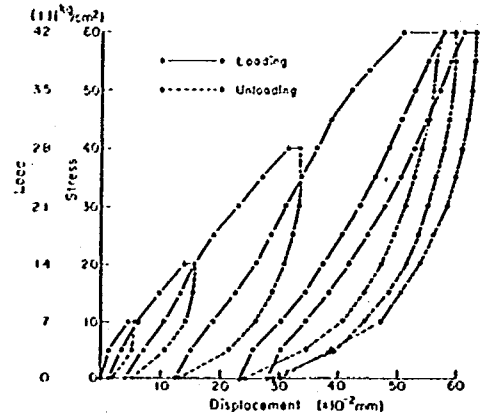


Fig. 5 Load-displacement Curve at Site No. 2 of Takizawa Dam

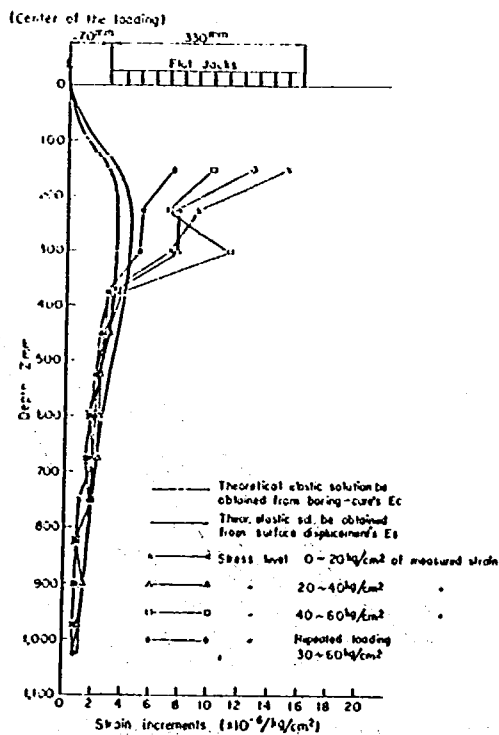


Fig. 6 Distribution of the Strain Increments in the Rockmass at Site A of Kawaji Dam

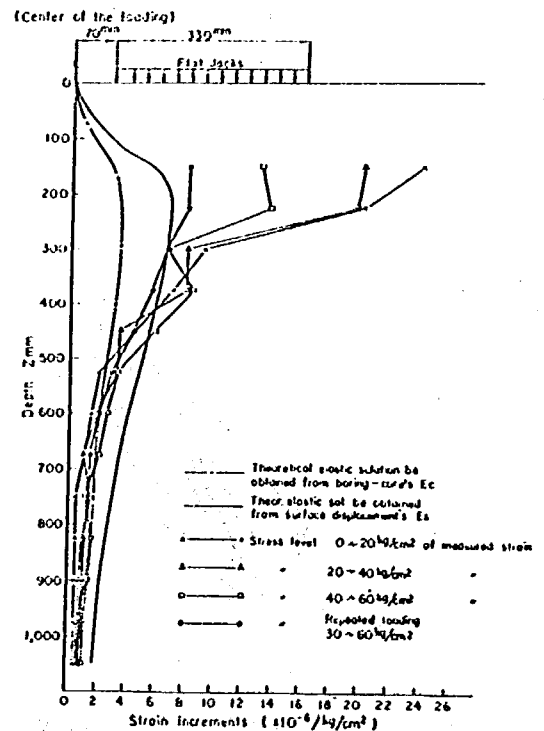


Fig. 7 Distribution of the Strain Increments in the Rockmass at Site B of Kawaji Dam

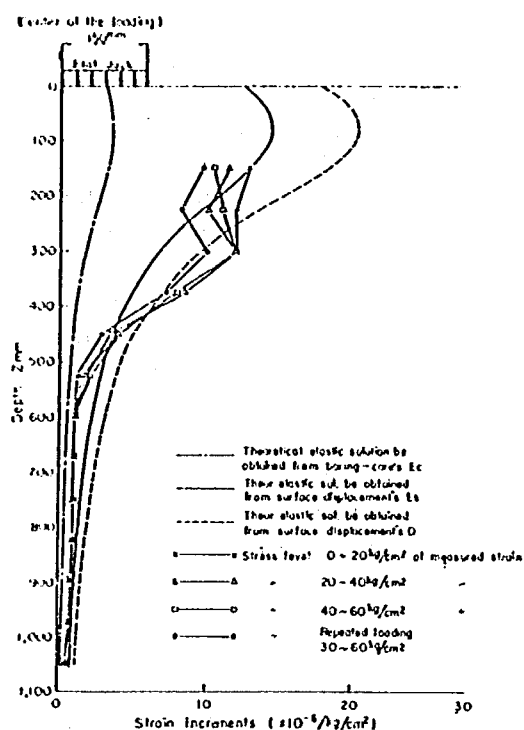


Fig. 8 Distribution of the Strain Increment in the Rockmass at Site No. 1 of Takizawa Dam

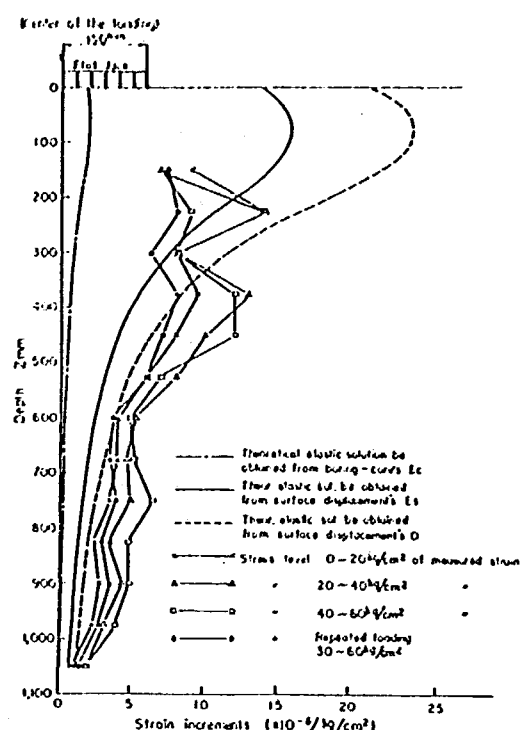


Fig. 9 Distribution of the Strain Increment in the Rockmass at Site No. 2 of Takizawa Dam

deeper parts the strain increments show constant values independent of the load intensities. At site No. 1 and in the part near the surface of No. 2 of Takizawa Dam there are no distinct tendencies. But in the deeper part of site No. 2 of the Takizawa Dam, there is a tendency that the larger the loads applied the larger the strain increments indicated.

Based on the above-mentioned observed facts, let us consider the physical meanings of the moduli of deformability and the moduli of elasticity obtained by such in situ deformation tests and the validity of the analytical method proposed by authors. In the deeper parts of A and B of the Kawaji Dam and Nos. 3 and 4 of Takizawa Dam, the rockmasses indicate behaviors same as those of the elastic bodies of which moduli of elasticity are equal to E_C . These facts mean that such sound rockmasses having joints without loosenesses and fillings indicate behaviors same as those of the elastic bodies of which moduli of elasticity are equal to E_C . But all moduli of elasticity measured at these sites are smaller than E_C . What is the meaning of these facts?

In the parts near the surfaces of these sites, the larger the loads applied the smaller the strain increments indicated, and compacting phenomena can be observed. But under repeated loadings, although the rockmasses are already compacted, the measured strain increments are comparatively larger than those of the elastic bodies of which moduli of elasticity are equal to E_C .

These facts seem to mean that although the loosenesses caused by excavating adits are compacted by applying loads, they cannot be compacted to the intact state and looseness and point touches remain on discontinuous planes. Then, the moduli of elasticity of these parts become lower.

By these considerations, it is concluded that the moduli of elasticity of the rockmasses near the measuring points correspond to the strain increments under repeated loadings at the measuring points respectively and that the differences between the strain increments under the repeated loadings and the strain increments under the first loadings show loosenesses compacted by loadings. This means that if the difference between the strain increments under the first loading and that under repeated loading is large, the difference between the modulus of elasticity and the modulus of deformability of a rockmass becomes large. This relation can be seen clearly by comparing Table 2 and Figs. 6 - 9.

Then, the values of the moduli of elasticity E_R obtained from the surface displacements are something like the mean values of the moduli of elasticity at the measuring points. The surface displacement w can be expressed as follows:

$$w = \int \partial w / \partial z \, dz = \int e_z \, dz \quad (4)$$

Therefore, the areas which are integrated the strain increments measured under repeated loadings along the z axis must be equal to the areas which are integrated the strain increments of elastic bodies of which moduli of elasticity are equal to E_R . Figs. 6 - 9 satisfy this relation approximately.

It becomes clear by these considerations that the modulus of elasticity of a rockmass obtained by this kind of in situ deformation tests is effected by the excavation and that to obtain the deformation characteristics of a rockmass it is necessary to devise the removal of these effects.

Comparing the relations between the change of the strain increments under the first loadings by the stress levels and the geological conditions, jointed rockmasses can be divided into four types as follows,

- a) jointed rockmasses with no loosenesses and no fillings such as soil,
- b) jointed rockmasses with loosenesses and no fillings,
- c) jointed rockmasses with no loosenesses and fillings,
- d) jointed rockmasses with loosenesses and fillings.

The rockmasses which belong to a) can be seen in the deeper parts of sites A and B of Kawaji Dam, and Nos. 3 and 4 of Takizawa Dam and indicate elastic behaviors the same as that of the elastic bodies of which moduli of elasticity are equal to E_c . The rockmasses which belong to b) can be seen in the parts near the surfaces of sites A and B of Kawaji Dam, and Nos. 3 and 4 of Takizawa Dam, indicate somewhat smaller values of the moduli of elasticity than E_c and show nonelastic behaviors. This type of rockmass indicates a tendency that the larger the loads are applied the smaller the strain increments indicated and a compacting phenomena.

The rockmasses which belong to c) can be seen in the deeper part of site No. 2 of Takizawa Dam, indicate much smaller values of the moduli of elasticity than E_c and indicate nonelastic behaviors. This type of rockmass

indicates a tendency that the larger the loads are applied the larger the strain increments indicated and does not indicate a compacting phenomena, because it has no loosenesses.

The rockmasses which belong to d) seen at site No. 1 and in the part near the surface of site No. 2 of Takizawa Dam, indicate much lower values of the moduli of elasticity than E_c and indicate nonelastic behaviors. They do not indicate a definite tendency, because they have the characteristics of type b) and c).

From these considerations, it is concluded that type a) can be analyzed as an elastic body; type b) can be analyzed by the analytical method proposed by the authors; and to analyze type c) and d) it is necessary to study the non-elastic behaviors of fillings and to take into account their characteristics.

5. Comparison of the analytical results with the measured results.

As clearly known from the considerations stated in the former section, the analytical method proposed by authors seems to be suitable to b) type rockmasses. Then, taking the rockmass at site B of Kawaji Dam as an example, analysis was made for the behaviors and the analytical results were compared with the measured results.

To simplify the analysis, the modulus of elasticity of the rockmass was assumed to be $200,000 \text{ kg / cm}^2$ uniformly and the initial loosenesses in the rockmass are assumed to be obtained from the differences between the measured strain increments under the first loading and those of the elastic body of which modulus of elasticity is $200,000 \text{ kg / cm}^2$, and assumed as follows:

0 - 15 cm from the surface	initial looseness	$\sigma_e = 5 \times 10^{-3}$
15 - 30 cm from the surface	initial looseness	$\sigma_e = 5 \times 10^{-4}$
30 - 52.5 cm from the surface	initial looseness	$\sigma_e = 5 \times 10^{-5}$
Deeper than 52.5 cm from the surface	initial looseness	$\sigma_e = 1 \times 10^{-6}$

The yielding criterion at the initial loosened state is assumed as follows:

$$\tau - \sigma \tan \phi = 1.0 + (9.0 / \sigma_e) \times \int d\epsilon_P$$

and the yielding criterion from the compacted state to the later loosened state is assumed as follows:

$$\tau + \sigma \tan \phi = 10.0$$

The comparison of the load-surface displacement curve is shown in Fig. 10 and the comparisons of the strain increments are shown in Fig. 11.

These assumptions have defects as follows:

- i) As clearly seen in the considerations stated in the former section, the assumptions for the moduli of elasticity of the rockmass are too simple, i. e. too high in the part near the surface and too low in the deeper part.
- ii) The assumption for the coefficient of the strain hardening is too small.

By these defects, although both the surface displacement and the distribution of the strain increments give fairly good agreements under a load of $0 - 20 \text{ kg / cm}^2$, they indicate smaller values under loads of $20 - 40 \text{ kg / cm}^2$ and $40 - 60 \text{ kg / cm}^2$.

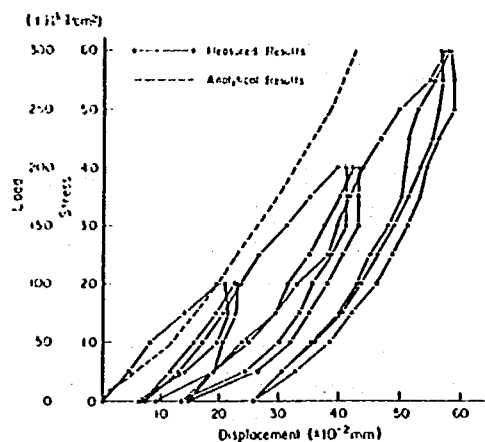


Fig. 10 Comparison of Load-displacement Curve of Analytical Result with Measured Result

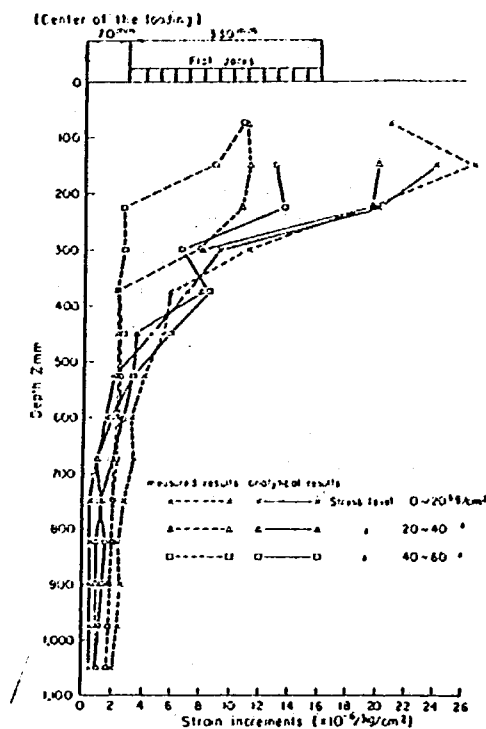


Fig. 11 Comparison of Strain Increments of Analytical Results with Measured Results

Taking into account these defects in the assumptions, the agreements between the analytical results and the measured results are very good and this analytical method is fairly effective for rockmasses with loosenesses and no fillings.

In these tests, type b) rockmasses are found only in the parts near the surface which were loosened artificially by excavations, but this type of rockmass is found in volcanic rock with cooling joints and etc. in the intact state and this method seems to be suitable for these rockmasses.

6. Conclusions

By these studies, it is concluded that

- 1) The in situ deformation tests which are currently used give lower values not only for the moduli of deformability but also for the moduli of elasticity caused by the effects of excavations. Then, it is necessary to devise a removal of these effects.
- 2) Rockmasses are divided into four types as follows,
 - a) jointed rockmasses with no looseness and no fillings
 - b) jointed rockmasses with loosenesses and no fillings
 - c) jointed rockmasses with no loosenesses and fillings
 - d) jointed rockmasses with loosenesses and fillings

Type a) can be analyzed as an elastic body; type b) can be analyzed by the analytical method proposed by the author; and type c) and d) must be analyzed

by a method which takes into account the mechanical characteristics of fillings.

References

- 1) "A Mechanical Consideration on the Stress Distributions and the Characteristics of Deformation in Rockmasses." by R. Iida and S. Kobayashi, 2nd Cong. of ISRM 1970 and "Theoretical Study on the Nonelastic Behaviors of Jointed Rockmasses." by R. Iida and S. Kobayashi, Journal of Research, Public Works Research Institute, Vol. 16, 1974.
- 2) "In Situ Tests and Theoretical Studies on the Relations between Loosenesses and Deformation Characteristics of Jointed Rockmasses." by R. Iida, K. Hojo and J. Harada, 3rd Cong. of ISRM, 1974.

ABSTRACT

Authors proposed an analytical method for jointed rockmasses based on the theory of plasticity and reported that this method is suitable to explain the nonelastic behaviors observed at in situ shearing tests qualitatively in other papers.

To confirm the validity of this theory quantitatively and to grasp the deformation characteristics of rockmasses, a series of in situ deformation tests were carried out and the deformation characteristics and the continuous distributions of the strain increments in the rockmasses were measured.

In this paper the characteristics of the deformations and the strain increments in the rockmasses obtained from these tests are studied, the physical meanings of the modulus of deformability and of elasticity obtained from this type of tests are discussed and the defects of this type of tests are pointed out. Furthermore, the analytical results by the method proposed by authors are compared with the measured results and the validity and the limits of the application of this theory are also discussed.

PROCEDURES FOR THE INVESTIGATIONS OF PERMEABILITY AND SEEPAGE CONTROL IN SOFT ROCK FOUNDATIONS FOR DAMS

Isao Shibata

Chugoku Regional Construction Bureau, Ministry of Construction, Hiroshima, Japan

Ryuichi Iida

Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan

Norihisa Matsumoto

Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan

1 INTRODUCTION

In the rock-masses which consist of hard rocks (shall be called as "hard rocks" hereafter), seepage through the joints and cracks existing in the rock-masses prevails, and its permeability have been evaluated with Lugeon value in Japan.

On the other hand, in the diluvial strata on which homogeneous earth-fill dams have been constructed, the permeability of the foundation is evaluated by the permeability coefficient obtained from the *in situ* permeability test which is generally used in the field of soil engineering.

In the soft rock foundations, Lugeon value is used in some cases and the permeability coefficient is used in other cases, which often causes confusion. The critical pressure of soft rocks is generally low compared with hard rocks, and thus soft rocks have their peculiar problems such as the measurement of permeability at low pressures. Furthermore, since the critical pressure is low, grouting for soft rocks is less effective compared with hard rocks and the control of grouting operations for soft rocks are sometimes difficult.

This paper describes the features of permeability and seepage control of soft rocks.

2 THE DIFFERENCE OF PERMEABILITY BETWEEN HARD AND SOFT ROCKS AND ITS EXPRESSIONS

In hard rocks joints and cracks comprise the paths of seepage, because of the rock itself being impermeable. And in hard rocks, the measurement of permeability is generally carried out by the water pressure test in a borehole, and is expressed using the Lugeon value obtained from it. In the Lugeon test, the permeability of rock is measured by applying the water pressure to the portion

of borehole sealed off with a packer, as shown in Fig.1. Lugeon value is the quantity of water takes of rocks, which is expressed by liters per minute in a meter length of borehole at the pressure of 10 kg/cm^2 .

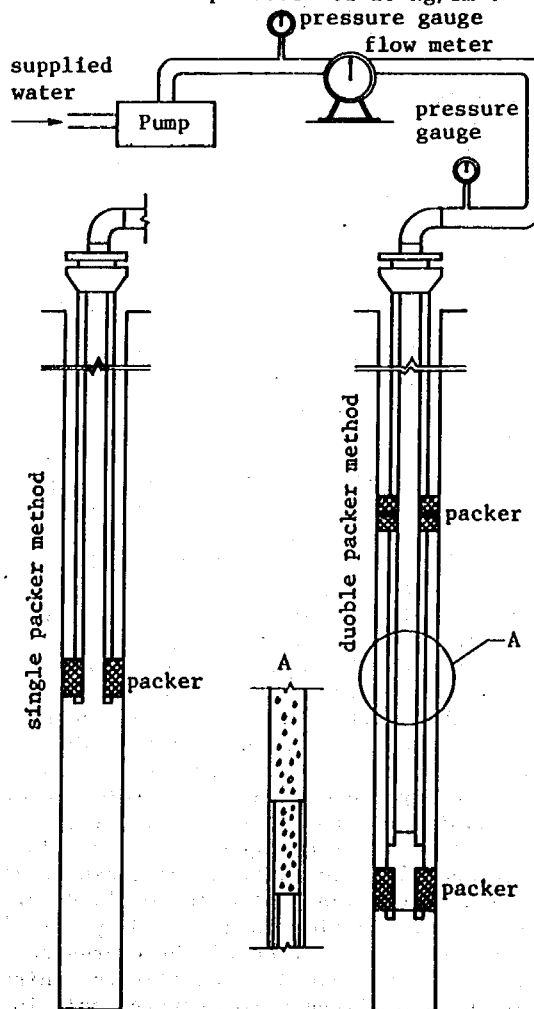


Fig.1 Water pressure testing in borehole

If the length of borehole under testing is enough long compared to the diameter of the borehole and it is possible to assume that the seepage flow in rocks is governed by Darcy's law, the permeability coefficient in Darcy's law will be given by the following equation (Bureau)

$$k = \frac{Q}{2\pi HL} \log \frac{2L}{D} \quad (1)$$

where, Q : water-lakes (cm^3/sec)
H : head of pressure in borehole (cm)
L : length of testing (cm)
D : diameter of borehole (cm)

Then,
Lugeon value (=Lu) will be related to permeability coefficient as follows :

$$1.0 \text{ Lu} = 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec (if } D=6.5\text{cm)} \quad (2)$$

$$= 1.4 \times 10^{-5} \text{ cm/sec (if } D=4.5\text{cm)}$$

From equation (2), it can be said that 1 Lu is approximately equal to $1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$. In the hard rock foundations for dams, this Lugeon value have been used for the evaluation of permeability, and the control of grouting works. Empirical knowledge obtained from many grouting works in hard rocks will be summarized as follows :

1. The permeability of rocks having the Lugeon value less than ten is comparatively low, and observed seepage in these rocks usually corresponds to the discharge estimated from seepage analysis by using the relation of $1 \text{ Lu} = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$.

2. The permeability of rocks having the Lugeon value more than ten is considerably large. These rocks usually have open joints. The permeability of the rocks having the Lugeon value more than 20 to 30 is very large, and the velocity of several centimeter per second is often observed in the seepage measurements. The velocity and leakage observed in these rocks are sometimes 10 to 100 times larger than the value estimated from the seepage analysis using the permeability coefficient which is calculated from the relation of $1 \text{ Lu} = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$. These rocks often show the phenomena which indicate that the seepage flow in these rocks is not governed by Darcy's law.

3. Jointed rocks having large Lugeon values show the large variance of Lugeon value. Lugeon value depends entirely on whether the drilled borehole is encountered by a big open joint or not. Most of the leakage through these rocks must be caused by the seepage through a few extremely wide open joints, and the exceptionally large Lugeon value is often ignored in computing the permeability coefficient of rocks resulting in an erroneous estimation of leakage.

If the seepage flow is governed by Darcy's law, the permeability should be expressed by using the permeability coefficient which is directly applicable to seepage analysis. However, the Lugeon value has been used for

the evaluation of the permeability of hard rocks. This may be due to the following three reasons.

1. In order to investigate the permeability at the depths of rocks, it is necessary to use boreholes, and Lugeon test is simplest and most convenient among the permeability tests using boreholes.

2. Since improving Lugeon values by grouting is expectable in hard rocks which Lugeon values are very large, it is effective and practical to use Lugeon values obtained from borehole water pressure tests as the index of improvement.

3. Since the seepage flow is not Darcy flow in open jointed rocks, the use of permeability coefficient is often misleading.

Next the characteristics of seepage in soft rocks will be discussed.

Although there is a considerable variance in the concept of soft rocks, here the term of soft rocks denotes Tertiary sediments, Quaternary low welded tuff and weathered granitic rocks. According to this definition of the soft rocks, their degree of induration is poor, and they are not jointed or the joints are closed even if they exist. Since most of soft rocks are susceptible to rapid weathering, potentially existing open joints are closed due to weathering so that open joints rarely exist in soft rocks except Quaternary welded tuff.

Recently dams have been constructed on these soft rock foundations in Japan. The permeability characteristics and seepage control measures for these soft rocks will be summarized as follows (Shibata) :

1. The relation between injection pressure and water takes in borehole water pressure tests is illustrated in Fig.2. At the critical pressure, the rate of water injection increases considerably. The critical pressures of soft rocks are low. The more poorly they are indurated, the lower critical pressures are.

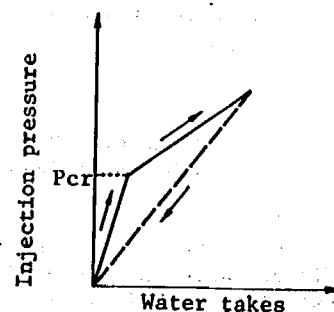


Fig.2 Critical pressure, Pcr

2. Permeability tests should be performed using the injection pressure less than the critical pressure, because the excess pump-

ed water fractures the rocks surrounding the borehole.

3. Generally soft rocks are not jointed. In the case when the joints exist, seepage through joints are remarkably larger than in other portions.

4. In soft rocks having large permeability of 20 to 30 Lugeon, neither non-Darcy flow nor large velocity is seldom observed, which is different from hard rocks. Seepage in soft rocks are estimated from the analysis using the permeability coefficient.

As mentioned above, soft rocks show the different characteristics from hard rocks, and thus it is necessary to establish the testing method of permeability and seepage control procedures in soft rocks.

3 PERMEABILITY TESTS IN SOFT ROCKS

In soft rock foundations as well as hard rocks, water pressure testing in boreholes is the main measures for the investigation of permeability at the depths of rocks. Low critical pressures in water pressure tests in soft rocks raises a problem for the accurate measurement of permeability. Sudden increase of water takes at the excess pressures larger than the critical pressure may be caused by the following reasons.

1. Excess pressures may be larger than the strength of soft rocks and develop new cracking, resulting in a sudden increase of water takes.

2. The hydraulic gradient around the packer may exceed the allowable hydraulic gradient of surrounding soft rocks as shown in Fig.3, resulting in a piping around the packer.

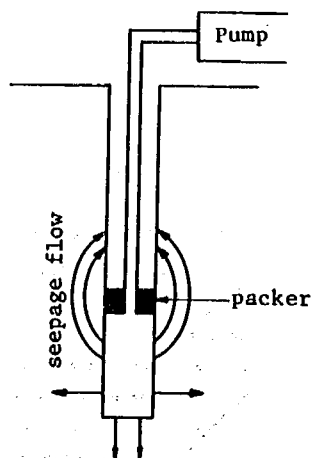


Fig.3 Seepage around packer

These phenomena are attributed to the nature of soft rocks of low strength. The critical pressures in water pressure tests are considered to be related to the tensile strength and the weight of the overburden.

$$P_{cr} = f \cdot \gamma \cdot d + \sigma_t \quad (3)$$

where,

P_{cr} = critical pressure (kg/cm²)

f = coefficient (= ratio of principal stresses)

γ = unit weight of rock (kg/cm³)

d = depth of testing portion from the ground surface

σ_t = tensile strength

One of the authors investigated the relationship between the critical pressure and the depth of overburden cover by measuring the heave at the ground surface as shown in Fig.4 (Shibata). The results of this work will be summarized as follows :

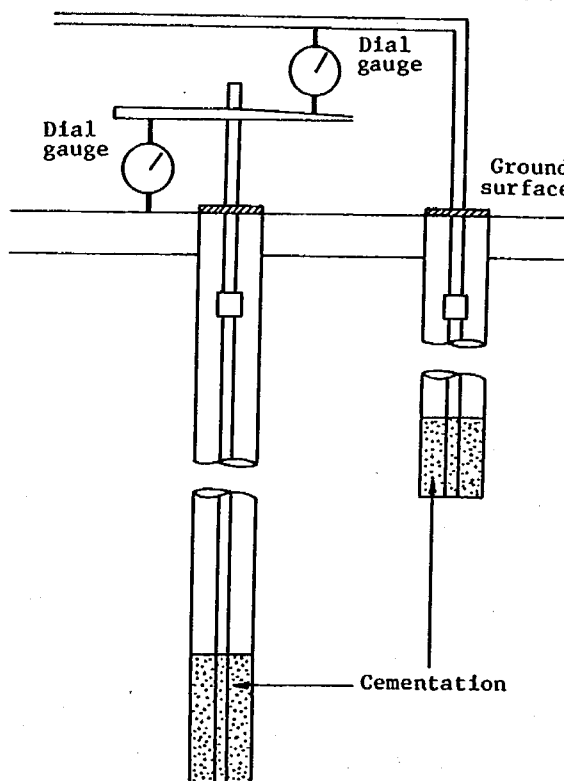


Fig.4 Displacement measurement device

1. When the injection pressure in a borehole reached the critical pressure resulting in a sudden increase of water takes, the heave of the rock surface was observed, which indicates that the pumped excess water cracked the rock and intruded into it.

2. The relations between the critical pressure and the depth of the overburden cover at several damsites are shown in Fig. 5,6. The results show that the critical pressures become larger with the increase of the depth of the location of testing, having a considerable variation though. The poorer the induration of the rock is, the smaller the increase of the critical pressure is.

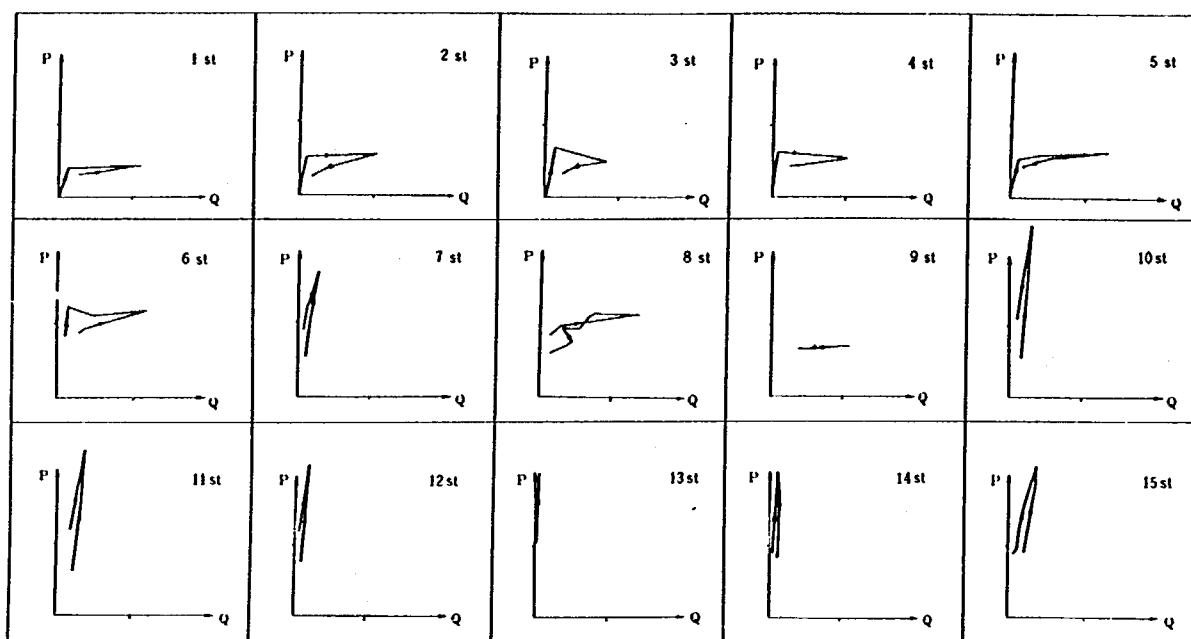


Fig.5 Pressures and water takes in borehole in Aseshigawa Dam

In hard rocks which are fractured and weathered, critical pressures are low and increase with depth as well as soft rocks. However it is possible to increase critical pressures by grouting. Fig.7 shows the results of test grouting in Arima Dam, which indicate the improvement of critical pressures in tertiary holes. Since rock itself is of high strength in fractured hard rocks, it might be deduced that grouted fissures result in an increase of critical pressures.

From these results it might be concluded that the permeability of soft rocks should be tested at the pressure lower than the critical pressure and it is essential to determine the critical pressure for the successful control of grouting operations. If the piston pump is used for the water pressure testing, control for low pressures is so difficult due to the fluctuation of the pressures that the use of rotary pump is recommended. If the critical pressure is as small as 2 kg/cm^2 , tanks set up at different elevations are provided for water pressure test. In Izarigawa Dam and Goshu Dam, the permeability tests using the pits were carried out as well as water pressure tests in boreholes in which the pressure is regulated carefully as stated above, and both results agreed with each other.

In these damsites the soft rocks have few joints and opening of joints are very small even if they exist.

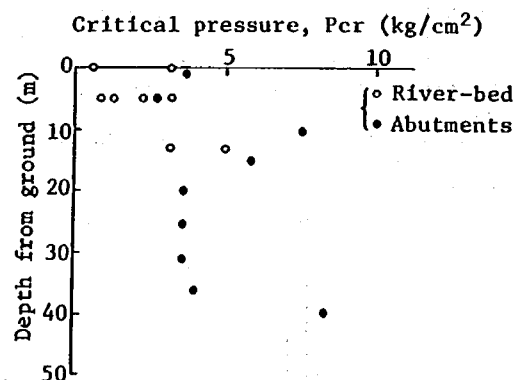


Fig.6-1 Sabaishigawa Dam

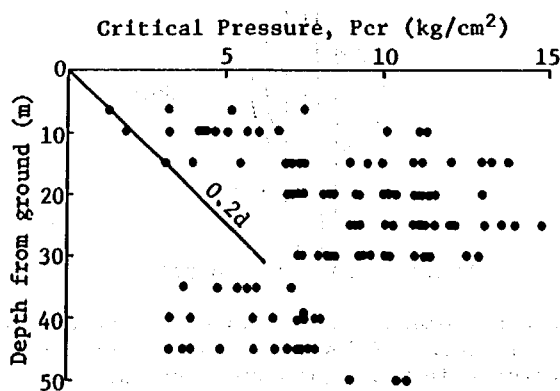
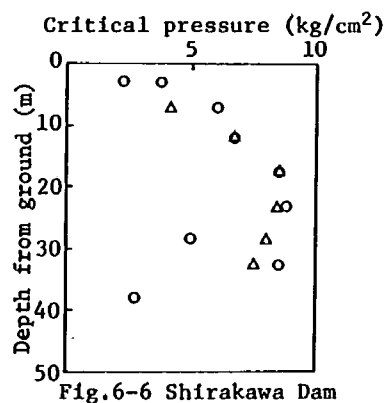
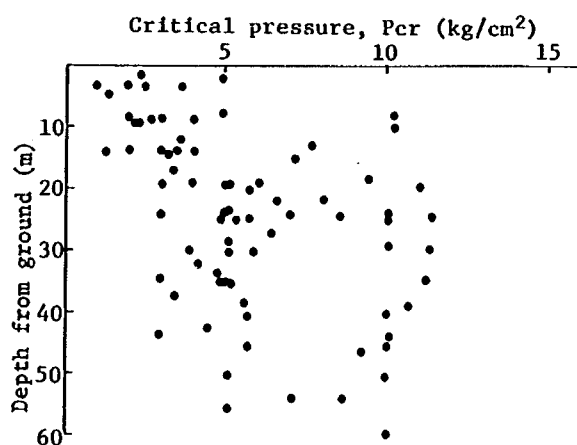
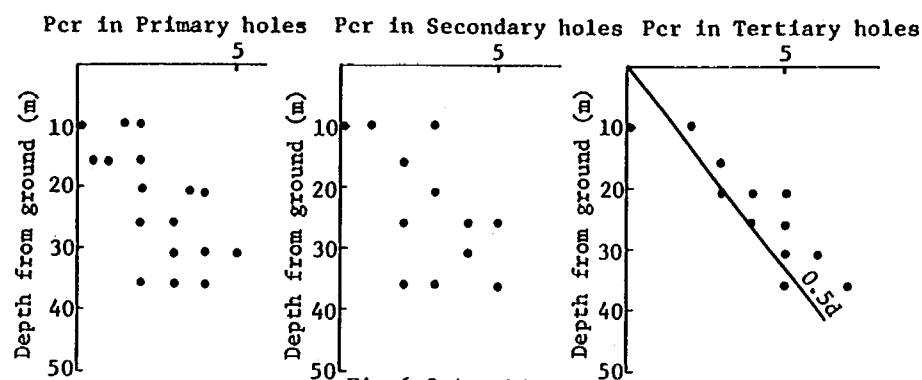
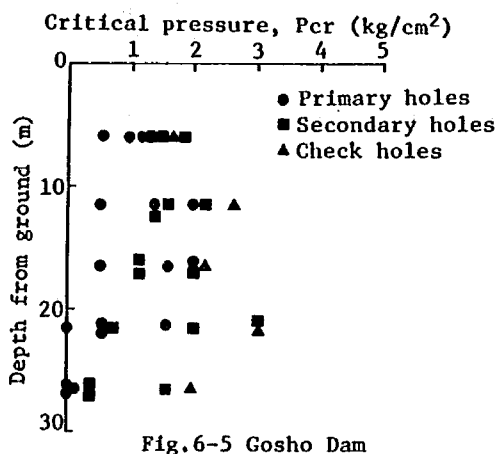


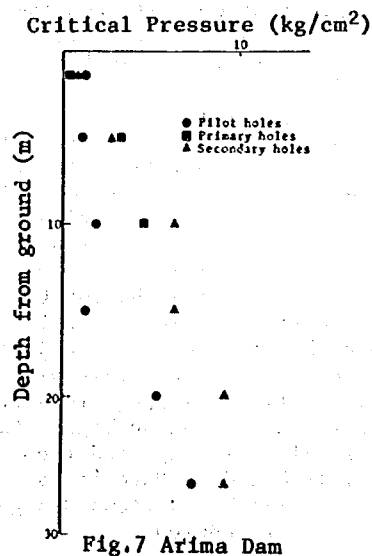
Fig.6-2 Kameyama Dam



In these rocks, it might be considered that improving the permeability of the soft rock itself would be difficult and the potentially existing cracks would be grouted effectively. Though most of these soft rocks were impermeable, soft rocks of Kameyama, Aseshi and Izarigawa Dam were permeable having the Lugeon value larger than 10. Phenomena of seepage flow observed in these soft rocks agreed with the phenomena estimated from the seepage analysis using the permeability coefficient assuming Darcy's law.



From the discussions above, if the pressure in the borehole is controlled carefully by using hydrostatic pressure or constant regulation of the pump throughout the tests, the results will agree with those from pit tests, and if the seepage through the joints is small, the permeability of soft rocks can be evaluated by the Lugeon value.



4 SEEPAGE CONTROL DESIGN CONCEPTS FOR SOFT ROCKS

In soft rocks, as referred to previously, the critical pressures are low, the resistivity to large hydraulic gradient is small, and improvement of the permeability of soft rock itself by grouting is not much expected. However the permeability within the critical pressure is low in most cases.

Well indurated mudstones of the Neogene sometimes have semi-closed joints, through which seepage could be possible to flow. Low welded tuff of the Quaternary sometimes have cooling joints spaced with several meters. It is possible to decrease the permeability of these soft rocks by grouting judging from the foregoing tests and executed works. Although potentially existing joints in weathered granite can become the paths for seepage flow, these joints were successfully grouted with cement milk as in the case of Hirose Dam. However, it is hardly expectable to inject cement milk into the soft rock itself and to improve it by grouting.

Although in the rocks of Aseshi Dam the critical pressures increased by grouting, in general it is not expectable to improve critical pressures by grouting, because the low critical pressures are due to the low induration of rock itself.

These data indicate that in constructing dams on soft rock foundations it is requisite to carry out grouting for the sealing of the paths of potentially existing joints and some improvement of permeability can be expected. However, it is difficult to improve the permeability of soft rock itself and increase the critical pressure. This also indicates that it is difficult to expect much effect of cut off from the formation of grout curtain, and even if cut off of the grout curtain is formed, large hydraulic gradient across the thin grout curtain is possible to make the seepage flow unstable, because the materials of soft rocks are susceptible to large hydraulic gradient due to their low critical pressures. Therefore in constructing dams on soft rock foundations, formation of cut off by grouting is possible if the permeability of rock is low, i.e. having the permeability coefficient less than 1×10^{-3} cm/sec, and paths of water of open joints are limited. However, in contrast with hard rocks, the velocity and seepage in soft rocks having the Lugeon value higher than 20 to 30 is small as is expected from the seepage analysis based on Darcy's law, and dams have been built by cautious design and construction procedures.

5 REFERENCES

Bureau of Reclamation, 1974, Earth Manual 573-578

Shibata, I, 1980 A study on permeability and waterproof design in soft rock foundation for dams, No.153, Public Works Research Institute, Ministry of Construction.

CONSTRUCTING A CONCRETE GRAVITY DAM ON SOFT ROCK

M. Mizuno

Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan

Y. Itobayashi

Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan

Y. Ando

River Development Department, Niigata Prefectural Government, Japan

FOREWORD

Sabaishigawa Dam, a 37 meter high concrete gravity dam, is the first such dam to be built in Japan on soft rock whose compressive strength is less than 100 kg/cm^2 . It is now seven years since this dam was completed in 1973.

This paper will first of all discuss the mechanical properties of the dam's foundation rock, as obtained from both laboratory and in-situ tests, and will then briefly describe the design and construction work.

In conclusion, the necessary precautions to be taken in constructing a concrete dam on such soft rock will be explained in reference to the behavior of the dam since filling.

1 DAM-SITE GEOLOGY

Many dams are necessary in a country like Japan, whose restricted and mountainous land gives rise to short, fast-flowing rivers that flow like waterfalls with the consequent need for flood control and the development of water resources. In such conditions, the danger of dams being overtopped is so great that the most suitable type is a concrete gravity dam. However, in order to build this kind of dam safely and economically, certain specific geological requirements must be fulfilled. Soft rock is one of the most difficult rocks to build a dam on.

Soft rock formed after the Neogene period typically lacks strength, is highly deformable and is in addition extremely sensitive to variation in the moisture content. Because of all these causes, it has been considered very difficult to build a dam on such rock. Fill-type dams,

however, are not always economical as an alternative in such cases, in addition to the danger of overtopping, it is often difficult to find materials for the embankment around the site, and the same problem as with concrete dams occurs in construction of the outlet works on soft rock.

However, the great efforts made in studying how to build a concrete gravity dam on such rock were finally crowned with success with the completion of Sabaishigawa Dam in 1973. This paper deals with the construction of this dam and the necessary considerations in constructing a concrete gravity dam on soft and weak rock.

The foundation strata of this dam belong to the so-called Uonuma Group formed from the end of the Pliocene to the beginning of the Pleistocene Quaternary, and consist of rather recent sandstone, conglomerate, and mudstone. The sandstone and conglomerate are almost unconsolidated, and the mudstone is only consolidated to a limited extent. These rocks have a tendency to turn to mud and collapse when subjected to repeated drying and wetting, but not to the extent seen in regions of Green Tuff. Beneath the Uonuma Group lie sedimentary rocks of the Neogene Tertiary period which are deposited regularly, but the rock quality changes gradually and divisions between the various strata are not clearly marked. The strata incline downstream at an angle of about 20° around the dam-site due to folding, and for this reason the strata get older in the upstream direction. The Uonuma Group is observed to have a thickness of more than 1000 meters, with the lowest point being in the vicinity of the damsite. Figure 1 shows a typical geological section of the dam-site.

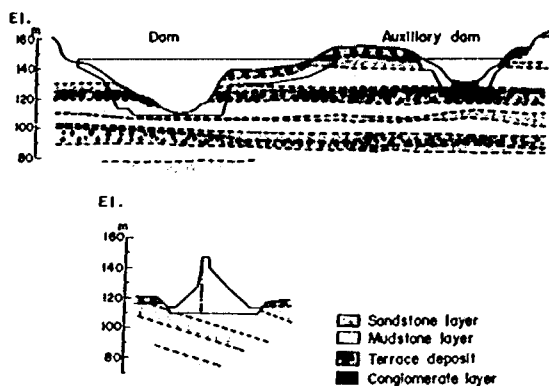


Fig. 1 Typical geologic profile of damsite

2 MECHANICAL PROPERTIES OF THE FOUNDATION ROCK

The foundation rock consists of sandstone, mudstone, and alternating layers thereof. They are rather thin, ranging from about 3 ~ 30 meters in depth. The mudstone is massive and homogeneous with few joints and cracks, and cementation has progressed considerably. It is, however, soft enough to be gouged with the edge of a hammer or cut with a knife.

The sandstone is very loose and has little cementation, being found close to the sand layer. The grading differs from place to place. Coarse-grained sandstone sometimes contains small pebbles, and this is called conglomerate. Its degree of cementation is almost the same as that of sandstone. All of these rocks turn to mud if exposed to repeated drying and wetting, but are not as sensitive as the rocks of the Green Tuff region.

The geological survey and rock tests were begun in 1967. At that time the characteristics of soft rock were not recognised, and there were no standard testing methods, and sufficient tests were not necessarily done. Mudstone was tested under rigorous dry and wet conditions to discover its mechanical properties. The results of these tests are shown in Table 1. The intact state properties are considered to be the same as those under wet conditions. However, it was not possible to test sandstone because of the difficulty of obtaining samples.

In these geological conditions, the most suitable method for surveying is boring, the defect of seismic prospecting being the impossibility of obtaining a reading for a low-velocity layer lying under a high-velocity one. Consequently boring was mostly employed.

Table 1 Mechanical properties of mudstone in laboratory tests (average)

Contents	Conditions	
	Dry	Wet
Density (g/cm^3)	1.52	1.94
Effective porosity (%)	42.1	42.1
Compressive strength (kg/cm^2)	136.2	57.3
Tensile strength (kg/cm^2)		5.2
Static elastic modulus (kg/cm^2)	13,900	11,300
Dynamic elastic modulus (kg/cm^2)	26,000	20,500

The P-wave velocities of rocks are in general as follows:

Sandstone: 1.5 ~ 2.0 km/sec
 Loosened mudstone: 2.0 ~ 2.5 km/sec
 Mudstone: 2.7 ~ 3.0 km/sec

In-situ deformation and shear tests were carried out to obtain the mechanical properties of rocks in the intact state. In these tests a continuous load was imposed on the rocks to check the time-dependant deformation characteristics. In deformation tests the load was kept constant for 3 hours at the fourth loading stage through all of five different and repeated loads. Two representative stress-displacement curves are shown in Figure 2.

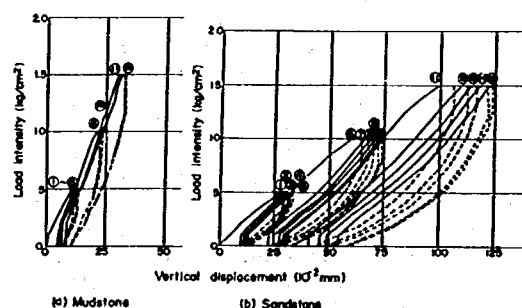


Fig. 2 Load-displacement plot

From these curves it will be seen that the plastic and residual deformations are remarkable in the case of sandstone. However, the deformation and elastic moduli

are almost constant with changes in the load intensity, suggesting that the rocks were formed historically by loads higher than those imposed in the tests.

The moduli obtained in the tests are as follows:

	Deformation Modulus	Elastic Modulus (kg/cm ²)
Sandstone	1,500~3,500	4,000~6,000
Mudstone	6,000~10,000	9,000~14,500

A "block shear test" was adopted for the in-situ rock shear test. This type of test was selected because the loading condition is very similar to that of the prototype gravity dam. It was thus considered that the strength and deformation characteristics obtained through this test could be used in the design of the prototype dam.

Continuous load was also imposed on the rock for each added 2 kg/cm² of shear stress at all stages. Figure 3 shows examples of the time-displacement curve and Figure 4 the representative stress-displacement curves for the block shear tests.

Mudstone shows a little time-dependent deformation under 6 kg/cm² shear stress, though this depends on the normal stress

level. When the stress increases it shows a remarkable time-dependent deformation and then suddenly fails, at which time the displacement is very small, about 0.4 ~ 1.1 mm. Another interesting fact is that the apparent shear modulus lowers with the increase in shear stress. Changes in the creep rate with stress were first considered as the cause of this, but this explanation is inadequate in view of the very short time - only two minutes - between successive load increases. Other probable causes are a reduction in the effective stress due to pore pressure, or the occurrence of progressive failure in the shearing plane while loading, but further study will have to be done on the real causes.

Sandstone shows time-dependant deformation from the very beginning of loading. It fails gradually accompanied by a large deformation just prior to failure, this being quite different to the case for mudstone. The amount of displacement is also greater than that for mudstone. The mechanical properties of sandstone originate from its looseness, and are very similar to those of soil. The apparent shear modulus, mentioned above, changes greatly at each stress level.

Two other block shear tests were carried

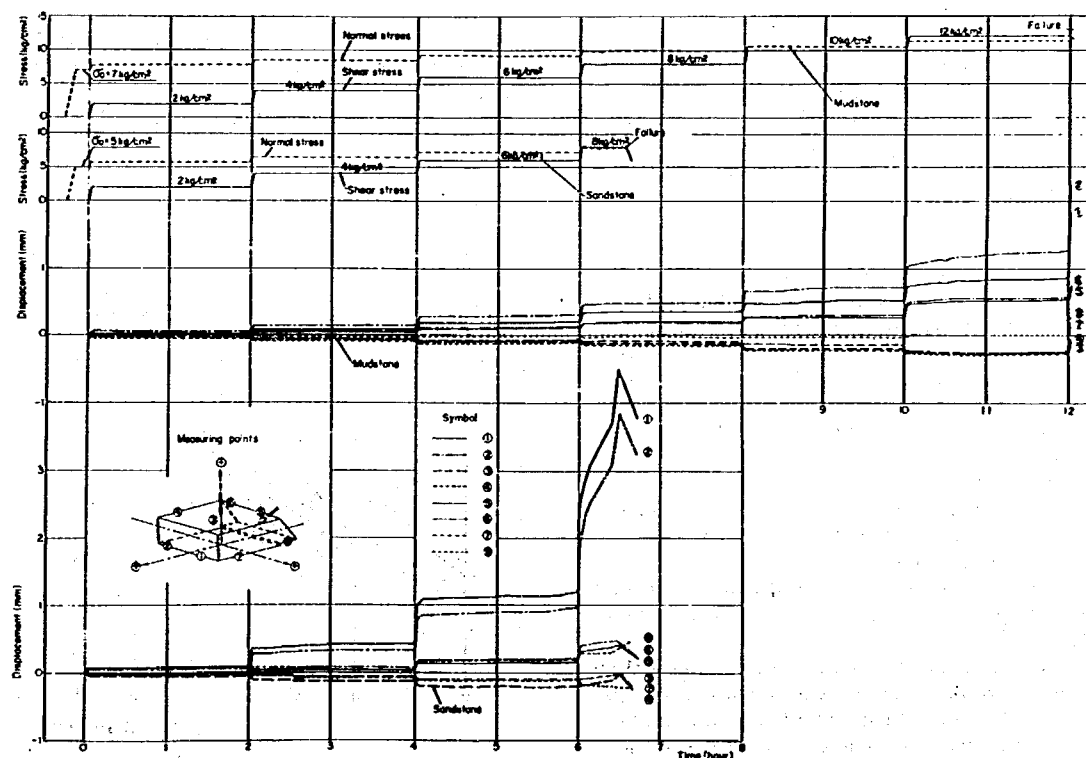


Fig. 3 Time history of displacement

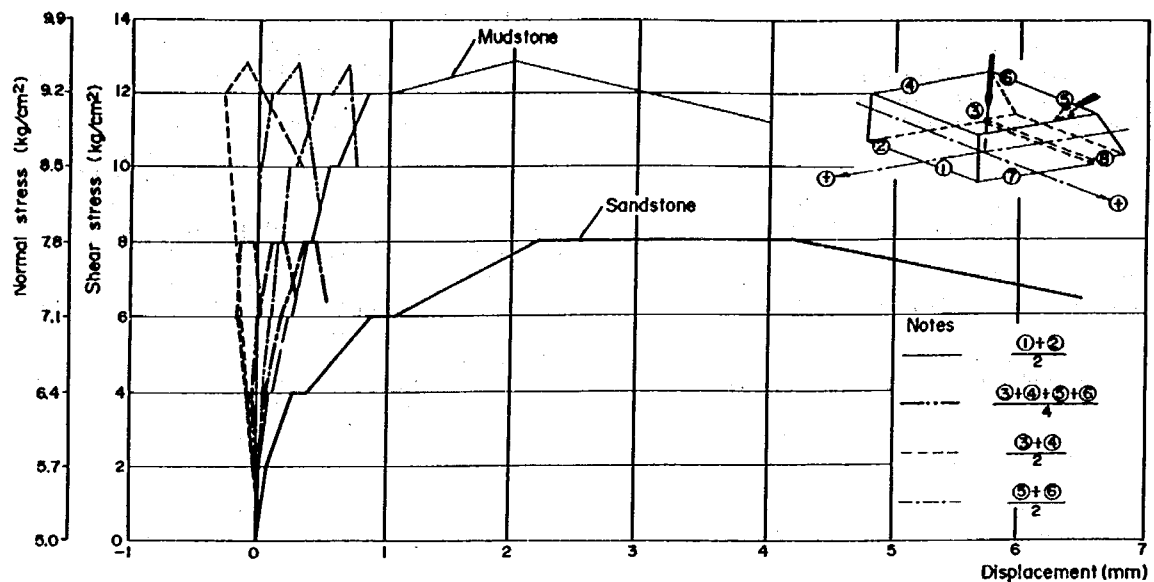


Fig. 4 Load-displacement plot (in-situ shear tests)

our for mudstone, but because the surfaces of the blocks became dried out, some slaking occurred. The data were excluded from the overall results because they were exceptionally low.

3 DESIGN AND CONSTRUCTION

Figure 5 shows the peak strength of the rocks as obtained from the block shear tests. The design strength of the rocks was accordingly based on these results, making the necessary allowances. As its strength and other factors show that mudstone is superior to sandstone as the foundation for a dam, Sabaishigawa Dam was designed so that the highest monolith of the dam stood at a point where the mudstone was most widely distributed on the river bed. The cross section of the dam was determined from the sliding condition. Figure 8 shows the standard profile of the dam. The shear friction safety factor was taken as 4 based on Henny's formula. An additional portion was added on to the normal triangular section at the upstream face to compensate for the lack of rock strength. This design has proved useful in allowing an even distribution of stress along the contact face of the dam and the foundation.²⁾

During construction great care was taken to prevent weakening of the rocks through drying, and foundation grouting was also done carefully. To prevent weakening or slaking, the rocks were covered with

sheets immediately after the completion of excavation and sprinkled with water to keep the rock surface continually wet. In addition, 10 cm of the weakened surface layer were removed just prior to concreting and the application of mortar. Only a bulldozer with rippers was used for excavation. It has recently been found that the best method of preventing slaking is to cover the rocks with wet straw or sponge mats.

There are many complicated problems with

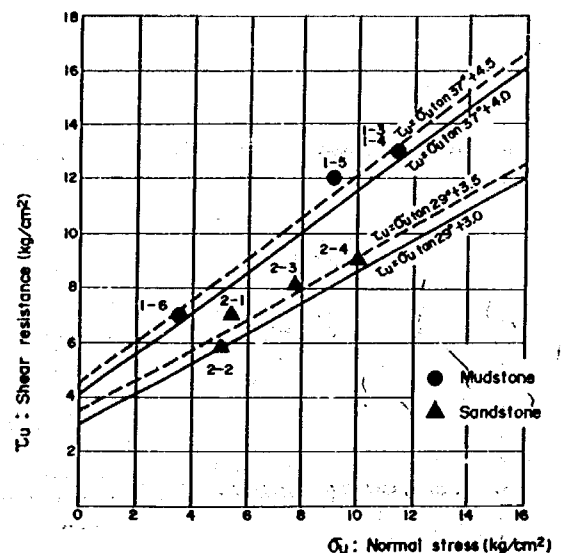


Fig. 5 Shear resistance of rock

regard to foundation grouting on soft rocks. Shibata³⁾ however, has already discussed these on the basis of his wide experience, including Sabaishigawa Dam, and so this subject will be omitted here. It will be simply pointed out that colloid cement and chemicals were used for grouting.

4 BEHAVIOR OF THE DAM AFTER FILLING

Impounding commenced in October 1973. In this section the observed deformation and uplift pressures after filling the reservoir will be mainly discussed. The points of measurement for deformation and uplift are shown in Figure 6. Figure 7 shows the downstream displacement of the foundation rock as measured by a reverse pendulum and the uplift pressure and leakage from the drain holes since initial impounding.

The impounding was conducted in three stages. The initial stage was from an elevation of 110 m, corresponding to the foundation rock surface, to 130 m. The secondary stage took it up to normal water level, 135 m, and the final stage was to an elevation of 145.5 m corresponding to the highest water level. The following observations made during the filling stages are remarkable:

A. Plastic displacement took place when the water level dropped from the highest level in the final stage.

B. No time-dependent deformation occurred when the water level was maintained at the normal level.

A. can be easily predicted from the results of the in-situ repeated deformation tests, and no problems are anticipated in the future. B. is also quite natural, because if we calculate the stresses in

the prototype, we get 2.8 kg/cm^2 for the effective normal stress, $\sigma-u$ and 0.5 kg/cm^2 for the shear stress at the normal water level, and 2.6 kg/cm^2 for $\sigma-u$ and 1.1 kg/cm^2 for τ at the highest water level. It has already been confirmed in the continuous loading tests that no time-dependent stress takes place under these stresses. As mentioned above, the measured displacement of the foundation rock is within the range predicted from the in-situ rock tests, thus confirming the safety of Sabaishigawa Dam.

These suggest the importance of estimating the mechanical properties of foundation rock by careful in-situ rock tests. The results will allow accurate prediction of the behavior of a prototype, and the block shear test is recommended as a suitable in-situ test in the case of gravity dams.

As regards leakage, the total amount in

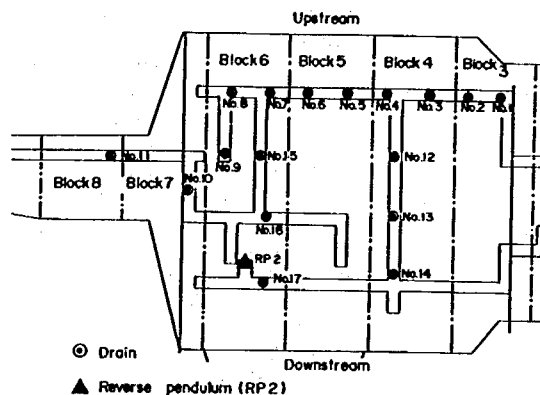


Fig. 6 Locations of galleries and measurement system (El. 112 m)

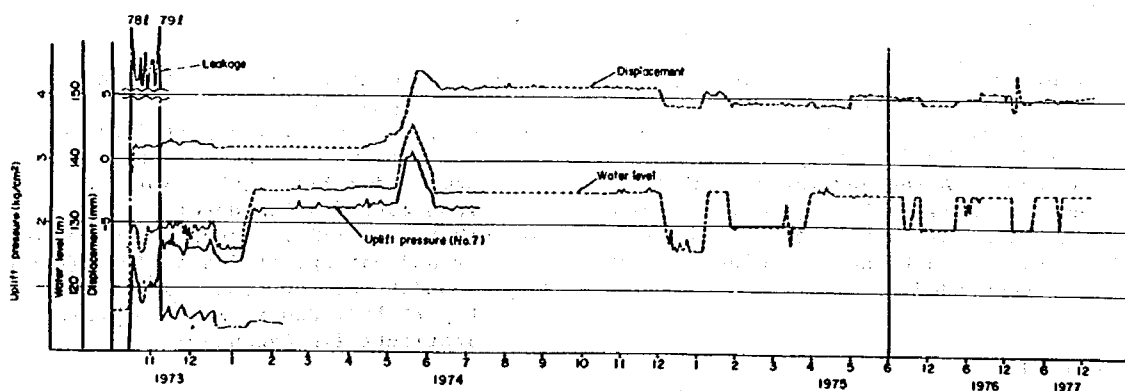


Fig. 7 Measured rock displacement, leakage and uplift pressure after filling of reservoir

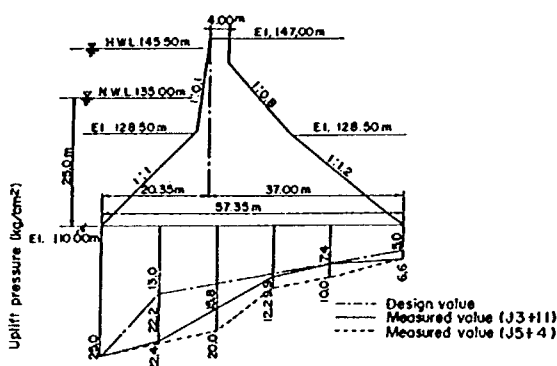


Fig. 8 Measured distribution of uplift along the cross section of the dam

the initial impounding stage measured from all the drain holes was quite considerable, even from the low hydrostatic pressure generated by the 20 m head. This led to concern that piping might occur into one of the drain holes, and so these were sealed at the risk that the uplift pressure would increase. Some holes were then drilled along the cross gallery to check the distribution of the uplift pressure just before secondary impounding.

Figure 7 shows the variation of uplift pressure with time at position No. 7. Figure 8 also shows the distribution of uplift along the cross gallery. The uplift pressure and the water level show a good correlation, and furthermore the value of the former is almost the same as the hydrostatic pressure. The distribution of pressure in the up/downstream direction is very similar to that obtained by Darcy's law.

These facts indicate that foundation grouting is not so effective in preventing seepage or lowering uplift pressure in dam foundations on soft rock. It is thus very important to investigate the resistance of rocks to piping in the survey stage, and if there is any doubt about it, it will be a wise precaution to omit the drainage system normally installed on dams. In such a case it is essential to anticipate the real distribution of uplift at the design stage. A rectangular distribution obtained by unifying the hydrostatic pressures at both the downstream and upstream ends safer from a technical point of view, and is recommended.

5 CONCLUSION

A concrete gravity dam was built on soft and weak rock that had previously been

given up. Seven years have passed since the filling of the reservoir, and the behaviour of Sabaishigawa Dam is mostly satisfactory and as planned. As a result of this experience some problems in the construction of concrete dams and their proposed solutions can be stated.

They may be summarised as follows:

1) The time-dependent deformation of soft rock is related to the strength characteristics, and it is advisable to discover these characteristics because plasticity greatly affects strength. So it is very important to ascertain this relation through in-situ rock tests;

2) The block shear test is the most suitable in this case as its loading condition closely resembles that of the prototype dam;

3) As the observed distribution of uplift pressure after filling suggests, it is very difficult in general terms to improve the permeability of such soft rocks with ordinary foundation grouting work;

4) Drain holes, usually installed on a gravity dam to reduce the uplift pressure, are liable to promote piping and are thus better sometimes omitted;

5) If the drainage system is omitted, the actual distribution of uplift must be estimated in the design stage taking into account the absence of a drain and the lack of grouting efficiency;

6) To prevent slaking or weakening of the rock after excavation, it is advisable to cover them with wet straw or sponge mats.

As the result of the experience of building Sabaishigawa Dam, quite a few concrete gravity dams have been built in Japan on similarly soft and weak rocks. Among these are Kameyama Dam (height 34.5 m, non-Green Tuff, Pliocene) and Shozenji Dam (height 47 m, Green-Tuff, Pliocene).

REFERENCE

- 1) Final report on Sabaishigawa Dam, 1974 (in Japanese)
- 2) Ishii, F., et al. 1968, Rational design for dam foundations. Technical Memorandum 337, Public Works Research Institute (in Japanese)
- 3) Shibata, I. 1980, A study on permeability and waterproof design in soft rock foundations for dams. Technical Report 153, Public Works Research Institute (in Japanese)

岩盤力学に関するシンポジウム

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

岩盤変形試験と内部ひずみ分布特性

建設省土木研究所

飯田隆一, 柴田 功, 西岡 正, ○斎藤孝三

1. 序論

一般に岩盤の中には、キレツ・節理の不連続面が大なり小なり存在していて、この不連続面での複雑な機構が、岩盤の力学的特性の解明に障害となっていることは周知の通りであるが、我々はこの複雑な挙動を詳細に調査する目的で、現位置載荷試験の際に岩盤表面変位のほかに岩盤内のひずみ分布の測定を実施している。特に、この不連続面が変形試験時に及ぼす影響を観測するために、岩盤表面から深部までの連続したひずみ計を開発して以来、数カ所のダムに於いて岩盤内部の詳細なひずみ分布が得られている。このひずみ計の構造について簡単に紹介すると、長さ約 10 cm のひずみ計を互に少しづつラップさせながらこれをエポキシ樹脂で棒状に固めたものであり、ボーリング孔の深さ約 1 m の全長にわたりひずみ測定が可能なものである。このひずみ計によって得られた変形試験時の岩盤内部のひずみ分布については、岩盤のキレツや節理の不連続面の状態に非常に良く対応している興味ある結果を示しており、ここに代表的なものについて紹介する。

2. 変形試験と岩盤内ひずみ測定

これまで岩盤内部のひずみ測定を行った中から今回紹介するものについて地点別に変形試験結果、その他の諸数値を整理したものを示すと表-1 の様になる。

表-1 測定地点の詳細

地 点 名	川 治 ダ ム		滝 沢 ダ ム		大 川 ダ ム			
	A	B	No 1	No 2	No 301	No 303	No 403	No 405
岩 種	閃緑岩	閃緑岩	粘板岩	粘板岩	流紋岩	流紋岩	流紋岩	流紋岩
クラックの本数(本/m)	6	6	20	19	多 数	多 数	多 数	多 数
不連続面の挟持物	な し	な し	土	土	粘 土	粘 土	粘 土	粘 土
載荷板の種類	フラット ジャック	フラット ジャック	剛 板	剛 板	剛 板	剛 板	剛 板	剛 板
載荷板の直径(cm)	80	80	30	30	30	30	30	30
コアの弾性係数 E_C (kg/cm ²)	212,000	292,000	174,000	320,000	供試体採れず測定不能			
岩盤の弾性係数 E_R (kg/cm ²)	145,000	122,000	44,000	40,000	18,700	22,000	16,100	16,500
岩盤の変形係数 D (kg/cm)	71,000	51,000	31,000	26,000	7,800	11,700	4,100	8,200
D/E_R	0.49	0.42	0.70	0.65	0.42	0.53	0.25	0.50
E_R/E_C	0.68	0.42	0.25	0.12				

今回は変形試験載荷面中心部のひずみ分布について述べるものであり、同位置に深さ約 1.2 m のボーリングを行い長さ 100 cm のひずみ計を埋設したものである。測定例として川治ダム地点での荷重-変位曲線、ひずみ計によって測定した最上部および最深部での荷重-ひずみ曲線を各々図-1~3 に示す。

なお、大川ダムの No 303 および No 405 地点は、後述する横坑掘削の際に生ずると考えられたゆるみによる影響を除去するために約 50 cm 程掘削面を盤下げて試験を行ったものである。

3. 岩盤内ひずみ分布の測定結果

各地点岩盤内ひずみ増分の分布を図-4~7 に示す。各々の図は、変形試験時の各載荷々重段階での処女曲線の勾配、繰返し荷重時の勾配を各ひずみ計について整理してある。また、表面変位から求めた弾性係数と同じ弾性係数を有する弾性体としたときのひずみ分布と、ボーリングコアによる供試体が作製出来たものについては、それと同じ弾性係数を有する弾性体と仮定したときのひずみ分布を示している。次に、このひずみ分布の状況について各地点別に詳細に述べる。

3-1 川治ダム地点について

試験地点は、非常にキレツの少ない堅硬な閃緑岩である。興味を引くことは図-2の最上部の荷重-ひずみ曲線が図-1の荷重-変位曲線と類似していて非弾性的であるのに対し、図-3の最深部でのそれは極めて弾性的なことであろう。この関係は図-4に明確に表われている。即ち、表面から40~50cm付近までのひずみ測定値は、表面変位より求めた弾性係数あるいはコアの弾性係数をもつ弾性体のひずみより大きい値となっていて、荷重の増加によって次第に減少している。また、より深い部分になると荷重増加をしてもひずみ増分は変化せず、表面変位およびコアの弾性係数をもつ弾性体のひずみ増分とはほぼ一致している。このことは、この地点の岩盤を元々は岩石の弾性係数をもつ弾性体に近いものだったと推定すると、発破掘削の影響によって表面付近のキレツにゆるみが生じたためであり、これが荷重の増加で次第に締固まってくるからであろうと解釈出来る。

3-2 滝沢ダム地点について

川治ダム地点はキレツの少ない良好な岩盤であったので、この地点は一般的なキレツの多い岩盤についての測定を主眼として、古生層粘板岩のキレツが多く、その面にも狭雑物を有するものについて行った。測定結果で、興味を持たれることは、深い部分であり、図-5で明らかな様に、深さ30cm以上の部分で荷重の増加にともなって、ひずみ増分も大きくなる傾向を示したことである。この地点については、更にボーリングコアおよび周辺を良く観察したところ、キレツも川治ダム地点等よりかなり多く、その面にも粘土状の狭雑物がゆるみなく詰まっている岩盤と判定出来た。したがってこの深部の現象については、荷重の増加によってキレツに存在する粘土質の狭雑物が降伏するために、逆にひずみ増分が大きくなったのではないかと推定された。

3-3 大川ダム地点について

弾性係数の高い所だけでなく、キレツもゆるみも多い地点でのデーター集積を行う目的で、試験地点は流紋岩でキレツや節理に富み、著しく風化が進み粘土を挟んでいる所である。したがってボーリングコアは礫状化していていずれも室内試験用供試体として整形することが出来なかったものである。この地点での試験の特徴は、川治ダム地点での結果から横坑掘削によるゆるみの影響を除去することにし、No 303およびNo 405地点では他地点より更に50cm程試験面の盤下げを行ったことである。ひずみ分布は全体的に深部までゆるみのある現象を示しながらも荷重の増加によって、ひずみ増分は一様に減少し、締固まってくる傾向を示した。

盤下げを行った結果についてみると、No 301地点とNo 303地点およびNo 403地点とNo 405地点は互に近傍で地質性状はほぼ同様とみて良いが、盤下げを行ったNo 303およびNo 405地点は各々の近傍地点に比して変形係数で約2倍、弾性係数で2~30%程度の大きい値となっていて、表面近くでのひずみ分布も小さい。した

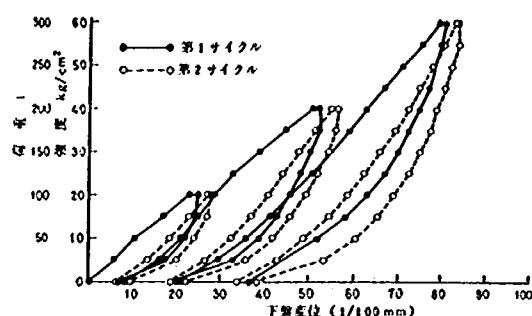


図-1 川治ダムB地点荷重-変位曲線

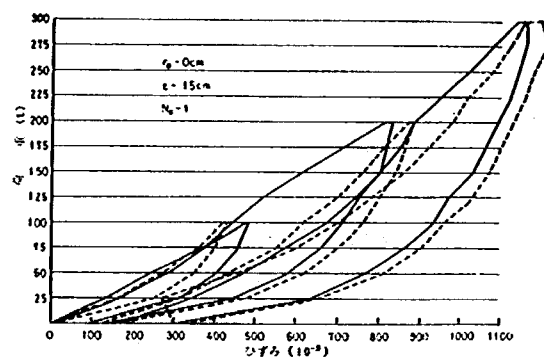


図-2 B地点荷重-ひずみ曲線

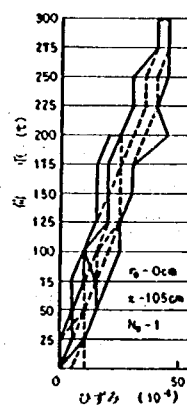


図-3 B地点荷重-ひずみ曲線

が、元々からゆるみの存在する岩盤で火薬使用量の少ない所でも横坑掘削の際表面付近のゆるみを助長していることを裏付けている。弾性係数の値が余り大きくならなかったのは、もともと存在していたゆるみが、掘削の影響によるゆるみより大きかったためであろう。

4. 測定結果に対する考察

これまでに行った岩盤内部のひずみ測定結果から、キレッツや節理の不連続面に注目した場合について巨視的に云うならば、

- 1) 横坑掘削にともなう岩盤表面のキレッツのゆるみが、ジャツキ法による岩盤変形試験にかなり影響を及ぼしている。
- 2) 岩盤を不連続面の状態によって分類するならば極めて対応性のある挙動を示している。

ことであろう。これについて更に詳細な考察を以下に述べる。

4-1 横坑掘削に伴うキレッツのゆるみの影響について

① 変形性が小さく弾性係数の高い岩盤 ($E_R > 100000 \text{ kg/cm}^2$) は表面から 30~50 cm の部分とそれより深い部分のひずみ増分の差が著しい。表面付近でのひずみ増分は、岩石の弾性係数をもつ弾性体の理論値に比して極めて大きく、深い部分では岩石の弾性解に近い挙動を示している。これらのことは、横坑掘削によるキレッツのゆるみによって、岩盤の変形特性である変形係数と弾性係数の差を強調させていることになり、かつ弾性係数の値も小さく測定されていると推察出来る。

② 変形性が大きく、弾性係数の低い岩盤 ($E_R \leq 20000 \text{ kg/cm}^2$) で掘削面を盤下げて試験を行った結果、そうしないものに比して表面付近のひずみ増分は小さく、変形係数も大きかった。このことはもともとゆるみが存在する岩盤でも掘削の影響でこれを助長させて変形係数と弾性係数の差を大きくしていると考えられる。

上記のことがまとめられよう。したがって、従来のジャツキ法による変形試験では、変形係数と弾性係数の差を大きくし、特に良好な岩盤では、弾性係数も低く測定されている懸念があり、この影響を避けるためには 30~50 cm 手掘で、ていねいに周囲の岩盤をゆるませない様に除去して行うことが必要であろう。なお、例え横坑掘削の火薬使用量が少ない所の変形性が大きく弾性係数が低いと想定される岩盤でも大川ダム地点での例が示す様に、表面付近は相当にゆるみを助長していることもあるので同等の除去を要するものと思われる。

4-2 岩盤の不連続面の状態に応じたひずみ分布の特性について

- ① 岩石が堅硬で、キレッツ面にゆるみも無く、狭雑物も無い岩盤は、岩石の弾性係数と同じ弾性係数をもつ弾性体に近いひずみ分布をする。
- ② 岩石が堅硬で、キレッツ面にゆるみの存在する岩盤は、荷重増加によって、そのゆるみは次第に締まり、ひずみ増分も減少する。しかし、岩盤の弾性係数は岩石のそれに近い値にはなり難い。このことは、キレッツ面での岩石間の点接触が、たとえ締固められても再びゆるみが生じる以前の面接触に近い状態になることが出来ないためであろう。
- ③ キレッツ面に狭雑物は有るが、ゆるみは無いと見られる岩盤は、非弾性的で、ひずみ増分も一定した値を示さず、その挙動も複雑である。試験地点によっては、ゆるみの有る部分とは逆に荷重増加に従ってひずみ増分も増加する傾向を示す場合もある。

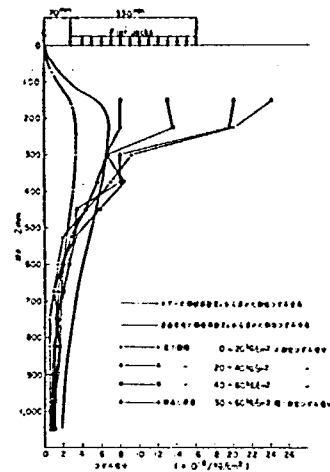


図-4 川治ダムB地点ひずみ分布図

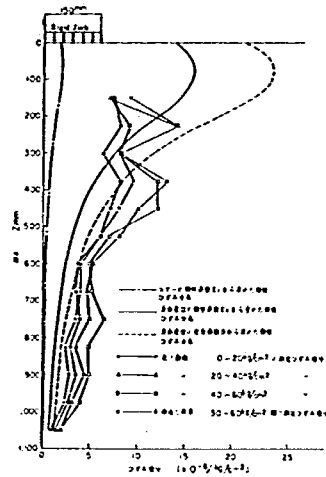


図-5 滝沢ダムNa2地点ひずみ分布図

- ④ キレツ面に狭雑物も在り、ゆるみもかなり有る岩盤は、全般に挙動も非弾性的で弾性係数の値も低い。荷重増加に従ってひずみ増分は減少する傾向を示している。

なる特徴が上げられる。いま上記を更に簡単に整理することにし、岩盤を、岩石と不連続面で構成されているものとした場合、その不連続面の状態により分類するならば、

- (1) 不連続面にゆるみも狭雑物も無い岩盤
- (2) 不連続面にゆるみは有るが、狭雑物は無い岩盤
- (3) 不連続面にゆるみは無いが、狭雑物の有る岩盤
- (4) 不連続面にゆるみも狭雑物も有る岩盤

となろう。いずれも岩石は堅硬なものであるとすると、(1)の岩盤は岩石の弾性係数と同じ弾性係数を持つ弾性体に近い挙動を示し、(2)の岩盤は非弾性的な挙動を示すが、荷重を加えると、ゆるみが締まり、ひずみ増分は減少するものである。(3)の岩盤は非弾性的で、荷重増加とひずみ増分の関係は狭雑物の性質により複雑に異なるようである。特に、荷重の増加に従ってひずみも増加する傾向を示すものもある。(4)の岩盤も非弾性的で弾性係数も他の岩盤に比してかなり低いものであるが、ひずみ増分も荷重が大きくなるに従って減少する傾向を示すものと云えよう。

5. 結 論

ジャッキ法による変形試験では横坑掘削の影響により、岩盤表面付近の不連続面にゆるみが生じたり、または、元からあったゆるみを助長させるため、変形係数と弾性係数の差を大きくし、特に良好な岩盤では、弾性係数も低く測定される懸念がある。真の試験値を得るには、表面付近の30~50cmを手堀で周囲の岩盤を傷めぬ様でいねいに除去する必要がある。

また、岩盤を、その不連続面の状態によって、上記4つのタイプに分類したときは、各々特徴ある挙動を示すことが明らかとなってきた。

このうち設計上(1)の不連続面にゆるみも狭雑物もない岩盤は、弾性体として取扱っても問題はない。非弾性体として取扱いを要する岩盤のうち、(2)についても飯田²⁾らによってその取扱い方法が研究されている。しかし、不連続面に狭雑物を有する(3)及び(4)については、その狭雑物の物性、不連続面の頻度などに応じて適切な解析法を検討していかなければならないものである。

参考文献 (1) 飯田隆一、小林茂敏：現地載荷試験時における岩盤の挙動特性の測定

土木技術資料14-8

(2) 飯田隆一、小林茂敏：割れ目を有する岩盤の非弾性的挙動に関する理論的研究

土木研究所報告第144号

(3) Ryuichi Iida, Koji Hojo, Kozo Saito ; Study of Deformation Characteristics and Analyses of jointed Rockmasses, (Second International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, June 1976)

(4) 建設省阿賀川工事々務所：大川ダム岩盤変形試験報告書

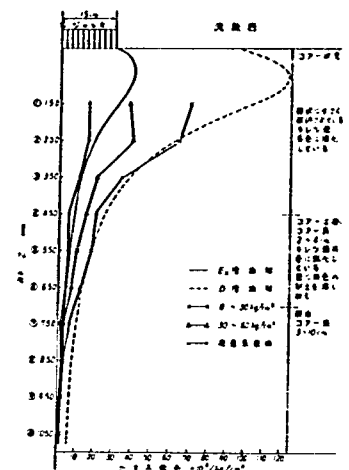


図-6 大川ダムNa.301地点ひずみ分布図

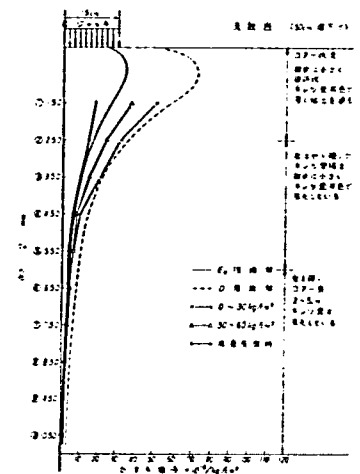


図-7 大川ダムNa.303地点ひずみ分布図

地 質 と 調 査

3 5 1 4 00

岩盤せん断試験

水野 光章*

1. はじめに

岩盤を基礎とする構造物には、ダム、原子力発電所、橋脚等があるが、ダムや吊橋の橋脚等は側方から大きな力を受けるので、岩盤の支圧強度よりはむしろせん断強度の方が問題になる。

岩盤の強度は変形よりも直接的に構造物の安定性に影響を与え設計を支配するので、より慎重な取組みが必要である。岩盤せん断試験が設計を行なうための入力条件を整えるために行なわれる以上、試験と設計の間に有機的な体系化がなされていなければならないが、筆者にはこの点不十分なように思われる。

そこで本稿ではまず、岩盤せん断試験と設計との関連における問題点を述べ、その後、試験実施上の留意点、試験結果の評価について解説しようと思う。

なお、岩盤せん断試験の技術的な問題についてはすでに土木学会の岩盤力学委員会 第3分科会においてとりまとめた「原位置岩盤のせん断試験—指針と解説—」（土木学会誌、1978年11月号）があるので、そこでふれられていない問題について、筆者の専門であるダムを中心に述べることにする。

2. 岩盤試験の設計に関連する諸問題

2.1 岩盤分類の問題点

岩盤せん断試験の結果を設計に有機的に結びつける手法として岩盤分類がある。重力ダムのように巨大な構造物では堤体と岩盤の接触面積だけでも数万 m^2 、ダムからの応力が作用し、破壊に対する安全性のチェックが必要になる立体的に広がった岩盤の体積は数十万 m^3 ～数百万 m^3 に達する。一方、これだけの量の岩盤に対して実際に実施されるせん断試験の面積はせいぜい $10m^2$ 程度であるから、その代表性が大きな問題となる。そこで

考え出された方法が岩盤分類である。

岩盤分類では通常上記の膨大な量の岩盤がその力学的特性において4～5種類に分類できるという点に論拠を置いている。しかしながら、この所に岩盤せん断試験の評価で最も苦慮するばらつきに対して根本的な問題を含んでいるように思える。

岩盤の強度は風化や割れ目の密度に応じて図1のごとく連続的に分布するものと思われる。岩盤分類ではこれを図に示すように帯状に区分けしているから、各等級は本質的にある幅を持っていることになる。次にある岩種の力学的性質の変化の度合は図1の勾配で象徴的に表現される。この傾きは硬岩の塊状きれつ性岩盤ほど急で軟岩ほど緩いと考えられる。現実には硬岩においては、岩級区分ごとの強度の差は相当に大きいので、岩級をどちらに判定するかは結果的に経済性に大きく影響する。したがって、強度の幅の大きい岩盤については、現在行なわれている岩盤分類よりさらに区分を狭くすべきであると筆者は考えるがどうであろうか。

岩盤分類の第2の問題点は岩盤分類を行なう手法である。一般には横坑観察やボーリングから得た線上のデータを地質構造あるいは地質図に基づいて見えない部分

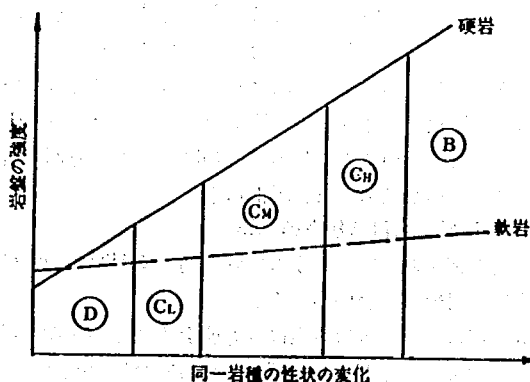


図1 岩盤の性質と岩級区分

* 建設省土木研究所ダム構造研究室長

へ面的に拡張するという方法を取っているこれは理学的に十分意味のある方法であろうが、岩盤分類法が従来ほとんど視察を基にしたものであることを含めて実証性に欠けるうらみがある。この点に関してすでにいくつかの試みがなされており、横坑表面付近の弾性波速度を簡単な方法で測定しその値で分類する方法、さらにこれを拡張して横坑を利用して横坑間の弾性波速度を計測し見えない各部分の岩盤の動弾性係数から岩盤分類を行なう試みもなされている。硬岩においてはその性質を支配するものは割れ目の頻度と開口性であり、これは物理的に動弾性係数に最も良く反映されるはずであるから、今後は有力な方法であると考えられる。

2.2 設計のための岩盤せん断試験の意義

岩盤の力学特性と設計体系の結びつきが十分でないため、現状では力学特性を調べる試験と設計に用いる試験とを区分けして行なわざるを得ない。

前者の試験では、せん断そのものは一つの載荷手段にすぎず、試験時のひずみや応力の計測から最もその岩盤に適合した力学的体系を思考する材料を得ることが第一の目的となる。このため試験体としては、対象とする岩盤の典型があればよく、不連続面の性質にある種の規則性があることが望ましい。またこの場合、サイトの代表性とは無関係に試験体を選択することができる。この点は設計を目的とする試験とは根本的に異なる点である。

設計のための岩盤せん断試験においては、常に設計への応用を念頭におくことになるので、試験値のサイトにおける代表性と試験法の設計法に対する相似性が重要となり、この時の岩盤の強度は必ずしも真の強度と一致するとは考えられていない。

すなわちダムで最も良く使われるブロックせん断試験は載荷の方法が実物ダムと同等であるところに意味があり、岩盤の本質的な強度を求める試験法としては必ずしも適切な方法とは考えられていない。また載荷方向を実際の構造物の載荷の方向に合わせるのも同様の理由による。

これらの試験はいずれも岩盤の力学特性を明らかにする点では同目的であるが、両者の意図するところはこのように著しく異なる。これは岩盤が本質的に持っている力学性状の複雑さとその性質のばらつきを設計に十分に考慮できないことに起因するわけで、この方面の研究をさらに推し進める必要があろう。

2.3 設計における種々の問題

最近のダムの設計における岩盤に関する問題の一つに不均質な岩盤の取扱いがある。

重力ダムではダム軸方向には連続を考えない2次元設計法を採っているが、せん断に対する安全性の検証にはこれを拡張させて各ブロックの安定問題として取扱うこ

とにしている。この場合、不均質な岩盤の組合せからなる基礎岩盤のせん断抵抗力の求め方は

$$\Sigma R = \sum_{i=1}^n r_i A_i + \sum_{i=1}^n f_i V_i \quad (1)$$

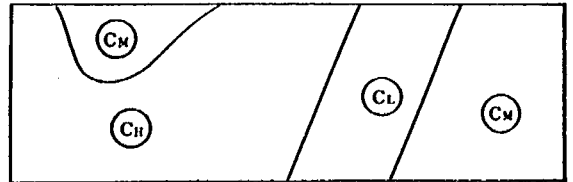


図2 不均質な岩盤のせん断抵抗力の算定

ΣR : 総せん断抵抗力

r_i, f_i : 各岩級区分ごとのせん断強度

A_i : " の面積

V_i : " に作用する垂直力

と便宜上しているが、重力ダム堤体の変形は岩盤に比べて剛体的であるから、変形性の大きい岩盤が終局強度に達する以前に変形性の小さい堅岩は破壊することになり終局強度を全て和すことには問題がある。このため、現行設計法では局所安全率の検討を行なうことにしている。

局所せん断摩擦安全率は

$$n' = \frac{\tau_0 + f(\sigma - u)}{\tau} \quad (2)$$

ここで n' : 局所せん断摩擦安全率

σ, τ, u : 想定せん断面に作用する垂直応力, せん断応力および間隙水圧

と表現される。岩盤内部各部の応力が算出されれば(2)式によって局所的岩盤の破壊の安全率が算出される。

局所安全率とせん断強度との関係における問題点として、局所がどの程度の大きさを指すかということがある。これはどの程度の細かさで応力を算出し得るかという応力解析上の問題と、解析にのせるための地質条件のモデル化に密接な関係がある。この種の物性の異なる材料の組合せからなる系の応力解析は、有限要素法が最も得意とするところであるが、実際に細密な地質条件をモデル化して解を得ることは実務上不可能でせいぜい1有限要素の面積で5m²程度が限度である。局所破壊は厳密な意

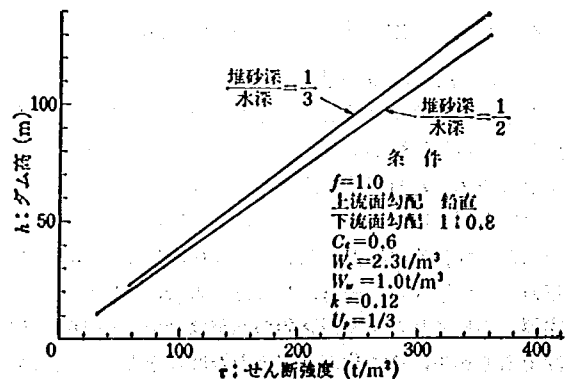


図3 ダム高と岩盤の所要せん断強度 (Middle Third の条件より決定した設計断面の場合)

味では、どのような微細な部分も指し得るが設計上においては、有限要素で表現される大きさとせざるを得ず、厳密に局所安全率の評価を行なうには、理想的には、有限要素の大きさと表現される大きさの岩盤に対して直接試験値が求められている必要があるが、試験実施上は大きな困難を伴う。このように局所安全率で重要な判断を行なっているわりには、そこに使用する強度については十分検討されていないのが実情である。

次に岩盤せん断試験が設計上不必要になる場合について解説しておこう。重力ダムは主に転倒とすべりに安全となるように設計するが、転倒に対して必要な断面の上、下流面勾配はダムの高さによらずほとんど一定である。一方、岩盤との接触面に作用するせん断力は主として水圧によるものと地震慣性力によるものであるから、これらはダムの高さのほぼ2乗に比例することになる。しかし岩盤との接触面積は高さに比例して増加するのみであるから、ダム高が増すのに応じて岩盤の強度が増さない限り、この条件が支配的になり、岩盤との接触面積を増さざるを得なくなる。この設計例がフィレットを付した設計である。

図3は転倒 (Middle Third) の条件から得られる断面が同時にせん断の条件を満足するために、岩盤の強度がどれほど必要かを示したもので、ダム高が増すに従ってほぼ直線的に増加する。この図から次の点が理解される。一つはダム高が小さくなるに従って岩盤の所要強度

は小さくてよいから、ダム高との関係で図3に示す値より明らかに岩盤強度が大きいと考えられる場合は試験を省略できることである。また岩盤強度が小さい場合はせん断の条件のみで設計が決まるから、せん断試験の結果が安全性と経済性に大きく影響するというものである。

3. 試験実施上の留意点

岩盤分類に種々問題はあるが岩級区分図が作成されれば、設計上必要となる岩級の岩盤が明らかになるから、これらについてせん断試験を実施する。試験実施上の様々な技術的問題については冒頭に紹介した「指針と解説」の中に詳しく述べられているので、ここではそれ以外の点について土木研究所のダム構造研究室で実施あるいは指導した事例を引用しながら解説することにする。

3.1 岩盤せん断試験の方法とその特長

岩盤せん断試験の方法には一面せん断の方法によるブロックせん断試験、ロックせん断試験および原位置三軸試験、室内試験があり、まれに断層等の弱層に対しては引拔せん断試験が実施される。

ブロックせん断試験は岩盤上に打込んだコンクリートブロックに載荷し岩盤内で破壊を生じさせて、せん断強度特性を求めるものであるが、本法は実物ダムの載荷状況と相似していることで、この分野では最も適当な試験方法と考えられている。本試験法の弱点はブロックコンクリートと岩盤の付着面であるいは強い岩盤になるとコ

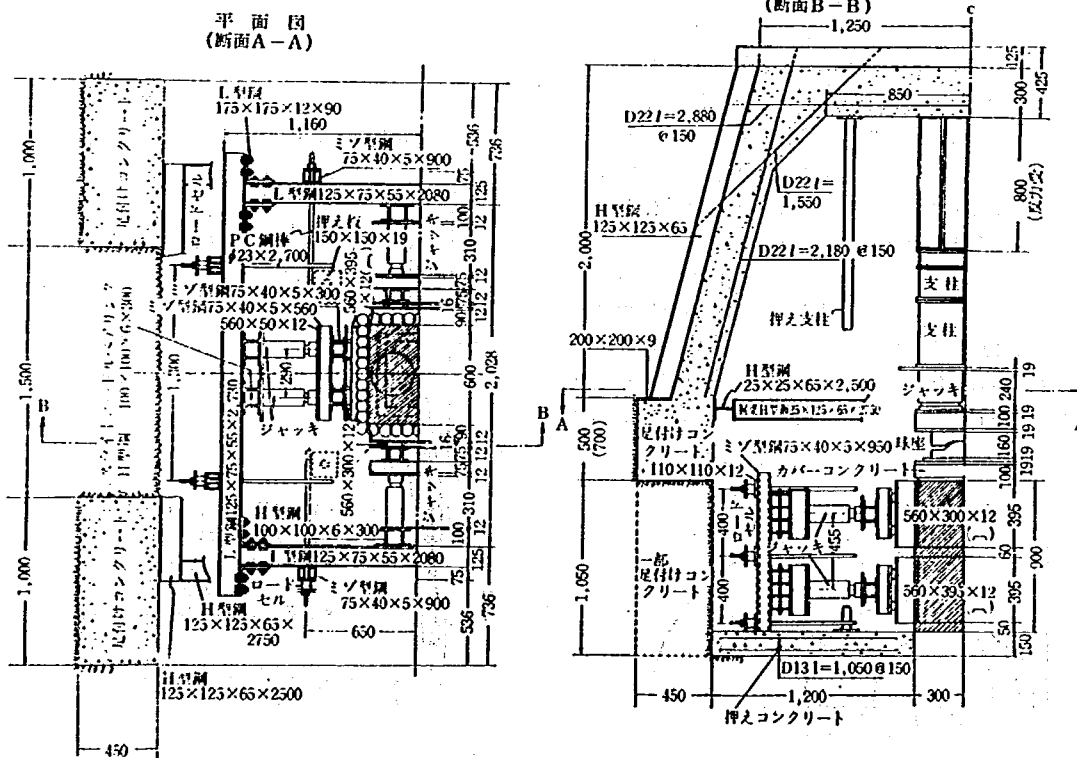


図4 原位置三軸圧縮試験装置 (大川ダム)

ソクリートブロック内部に破壊が生じてしまい、岩盤の強度を直接求められない場合があること、せん断面に作用する応力の不均衡により厳密な意味での岩盤の強度とはなっていないと考えられる点等である。

本試験の利点は先に述べた相似性のほかにその簡便性にある。総試験費用を同一に取るならば他の方法に比して数を最も多く実施できる。岩種、岩級が多いサイトでは必然的に試験個数が多くなるので本試験法が最も適当である。

ロックせん断試験は確実に岩盤内部でせん断させることができる。このため地下発電所等岩盤内部の強度が必要となる場合に実施されることが多い。

ロックせん断試験の弱点は試験費用が高価なことで、このため数多くの試験を実施しにくく、ダムではブロックせん断試験を主にし、ロックせん断試験を従に実施している。

ブロックせん断試験、ロックせん断試験はいずれも一面せん断試験であり、せん断破壊を確実に起こさせるには後述するように曲げや回転を起こさせないことが必要である。これに対して三軸試験は供試体内の応力分布を一定に保て、真実に近い強度が求め得ると考えられている。

大川ダム（建設省）ではきれつの発達したD級の流紋岩で原位置三軸試験を実施した。供試体形状、載荷装置は図4に示すようなもので、載荷ジャッキが供試体の変形を拘束しないように、各面に16個のスライドニードルベアリングを配している。また下部の供試体周辺の岩盤のはらみ出しを防ぐため、押えコンクリートを打設している。この試験結果は通常的一面せん断試験に比してばらつきが少なく図5に見るように好結果を得ている。

軟岩のようにきれつがほとんどない岩盤にあっては、岩盤と岩片の強度はほぼ等しくなるので、供試体を取り出してきて室内試験を実施することにより岩盤のせん断強度を求めることができる。原位置と室内が同一の答えを出すためには、供試体をゆるめない、含水量を変化させないことの2点が大切である。ゆるめないためには実験室への運搬時の取扱いを慎重に行ない、またビニール袋等でよく被覆し供試体が乾燥しないように留意する必要

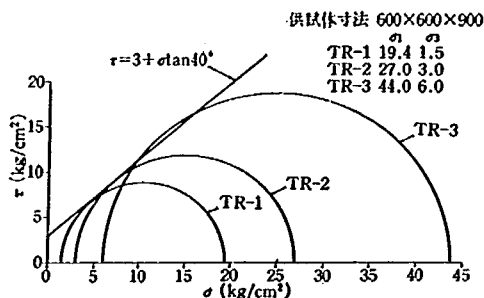


図5 原位置三軸圧縮試験結果（大川ダム）

がある。

3.2 試験時の留意点

試験の準備段階で試験結果に影響を与える比較的重要な事項に盤下げと供試体の作成がある。

盤下げは試験地点である横坑の表面のゆるみを除去するための作業をいう。横坑表面は掘削時の発破によるゆるみ、応力解放によるゆるみにより本来の状態 (Intact) とは異なる状態にある。このゆるみの深さについては変形試験時のひずみ分布の測定から30~50cm程度となることが確認されており（図6参照）、通常この程度の盤下げを行なう必要がある。この段階で試験面の観察で岩級区分が1ランクあがる場合があるので、試験面をよくスケッチして試験後の評価に備える。盤下げ作業はピックハンマー、手のみ等で行なう。このようなゆるみの除去が実際の施工に当たって可能かということが時として議論されるが、この点は試験値より設計値を決定する際に評価すべきであると考えられており、ゆるみを除去した後せん断試験を実施しようとするのが現在のすう勢である。

ロックせん断試験においては、供試体作成時に供試体岩盤をゆるめないことが最も重要である。このため従来より岩盤の切出しにはラインボーリングが用いられてきたが、最近ではカッターによる方法が有効である。写真1は長島ダム（建設省）で使用したダイヤモンドカッターである。エアコンプレッサーを動力とし、約40cmの深さを切削可能で切口は4mm程度となる。供試体一個を約1日で切出せると報告されている。岩盤の状態によ

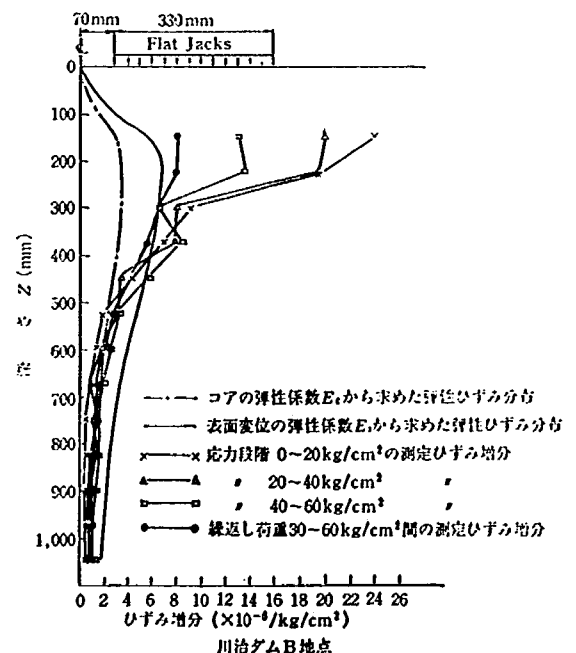


図6 変形試験時のひずみ分布測定例



写真1 ダイヤモンドカッター

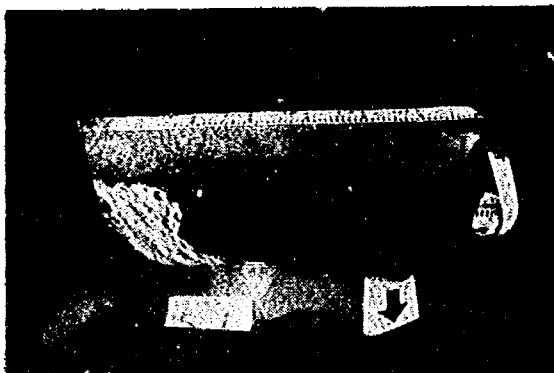


写真2 カッターによる切断面

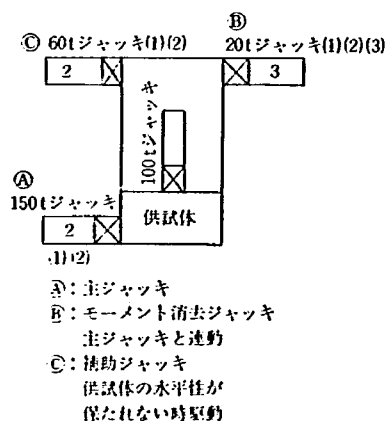


図7 姿勢制御式岩盤せん断試験概念図

ってはブレード（刃先）の損耗が激しく、取替えを必要とするが、従来の方法に比して、はるかに安価に供試体を作成できる。

載荷に際して注意すべき点は載荷の方向と主ジャッキの載荷の角度である。層状岩盤では異方性が強く出るので設計のための試験では実ダムの載荷方向に実施する必要がある、異方性が顕著でない岩盤についても同様に実施している。

次に重要な点は主ジャッキの作用傾斜角である。この傾斜角がゆるければ、鉛直応力 σ の小さい領域での試験値を得ることができる。中小ダムにおいては実際に岩盤に作用する応力は小さいにもかかわらず、 σ の大きい領域のみの試験を実施している場合をみかけるが、このような例は岩盤強度の推定に誤差を生じる原因となる。設計のための試験では必要な σ の範囲を念頭において鉛直荷重、主ジャッキの載荷角度を選定する必要がある。従来の試験では $10^\circ \sim 25^\circ$ の範囲内で選択されている。主ジャッキの載荷角度が小さくかつ鉛直荷重が小さい場合は、載荷方向の微妙な狂いや、応力の偏りが供試体に曲げを生じやすくするから丁寧な試験が必要である。

この弱点を補うためにせん断荷重を水平に載荷し、それによって生じるモーメントは逆方向にジャッキで載荷することによって打消すようにした「姿勢制御式」と称するせん断試験が大川ダムで実施された。この概念図を図7に示す。

4. 試験結果の評価

岩盤せん断試験の結果を岩盤分類に応じて τ - σ 軸上にプロットしても、クーロンの破壊規準による直線が容易に引けるほどのばらつきの少ない測定値が得られることはまれである。試験値にばらつきが生じる原因としてはすでに述べた岩級が本質的に持っているばらつき以外に次のものが考えられる。

- ① 試験の良否
- ② 岩盤分級の誤認
- ③ 岩盤せん断試験特有の誤差

試験の良否に関してブロックせん断試験、ロックせん断試験では特にブロックの隅に応力集中が生じやすく、また抵抗する側の岩盤の不均一性、ジャッキの据付、操作の不備によっては、ブロックは回転したり、曲げにより引張破壊が生じやすいことが指摘されている。この傾向は硬岩になるほど顕著である。たとえば図8はブロッ

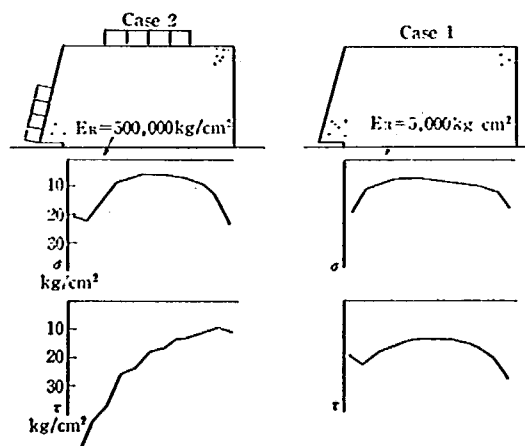


図8 岩盤せん断試験時の応力分布

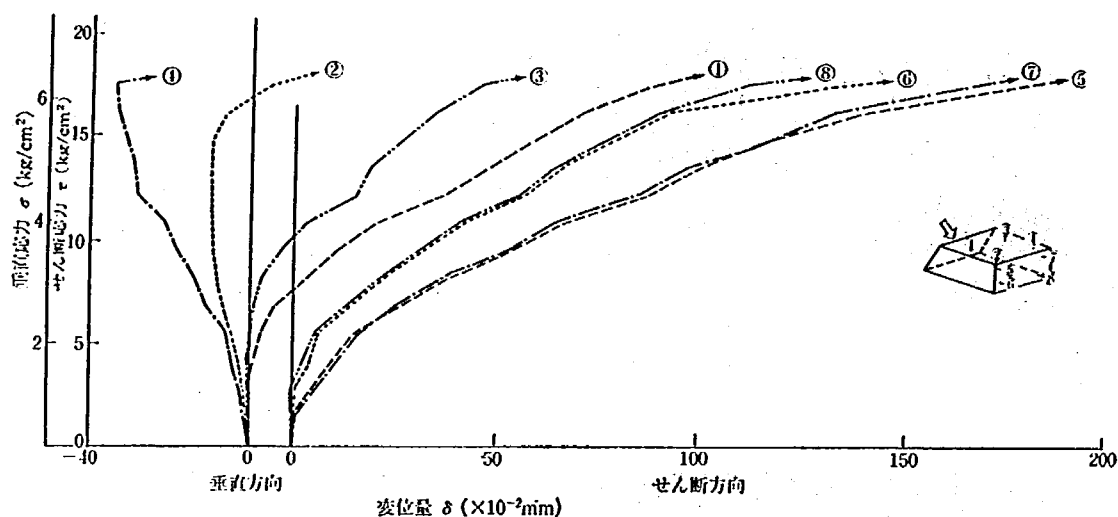


図9 供試体の挙動

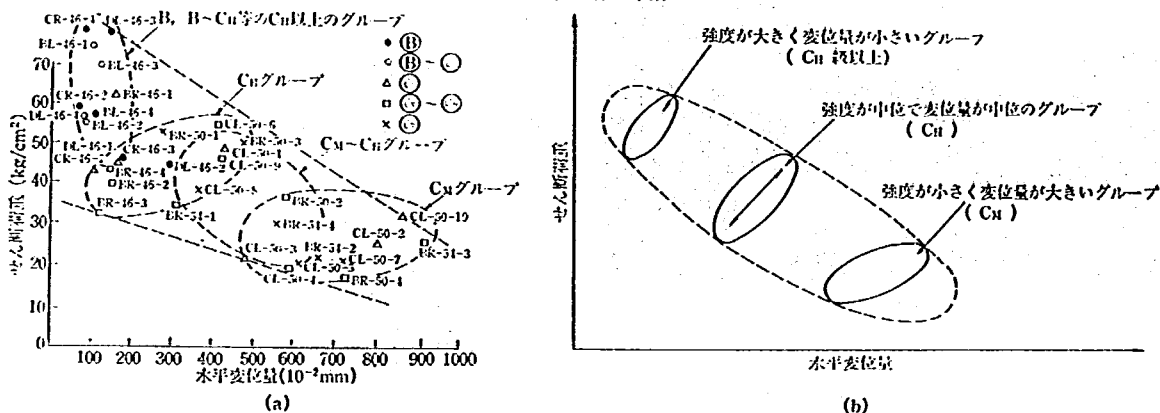


図10 試験値のパラッキ (滝沢ダム)

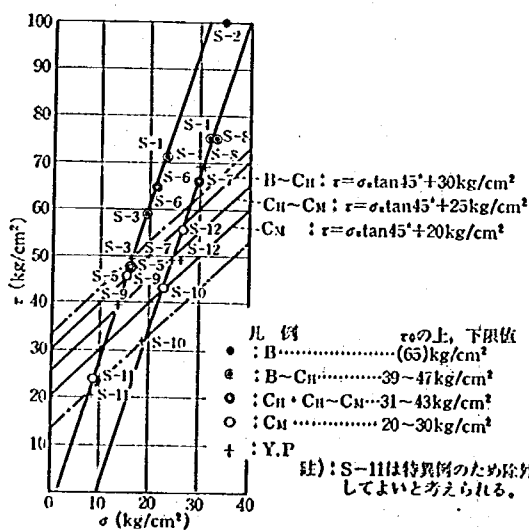


図11 塊状岩盤の試験結果 (草木ダム)

クせん断試験時の岩盤表面の応力を計算で求めたものである。弾性係数の小さな岩盤では、比較的応力が均等に

作用しているのに対して、硬岩では載荷側に大きな応力の集中が見られる。

実際の岩盤にあっては、さらに割れ目や岩質の差の影響が加わるので応力の不均衡は大きくなる。曲げ引張による破壊が生じると、破壊強度はみかけが小さくなるからこれを棄却しないと、このデータによって試験値は過小に評価されることになる。試験の良否は試験時のブロックの挙動から判断する。図9は各部の変位履歴をプロットしたものである。ブロックの鉛直変位を示す①, ②, ③, ④のうち、載荷側の①, ③点は載荷直後から浮上りをしてこの部分が曲げ引張を受けていることがわかる。

悪い試験データを棄却しても、塊状岩盤では相変らずばらつきが大きいのが普通である。これは塊状岩盤では特に割れ目の影響が強く出るためで、試験する岩体内の割れ目の位置及び形状によって、強度が大きく左右される。これは必ずしも岩級区分の誤認とは言えずむしろ岩盤分類からはじまる現在の手法の限界を示すものと考えられる。たとえば図10 (a)は滝沢ダム(水資源公団)の全せん断試験結果を岩級区分を付して縦軸に破壊時のせん

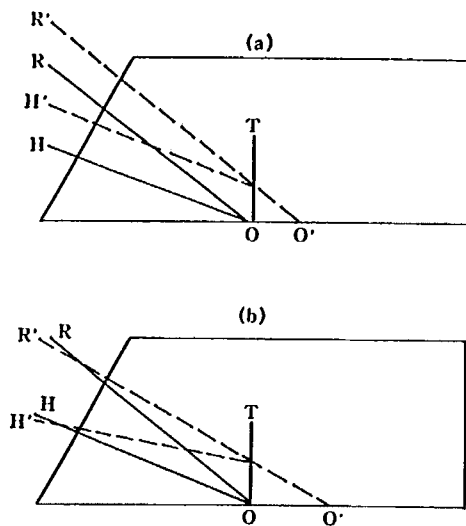


図12 せん断荷重のずれ

断荷重を横軸に破壊時の水平変位量を取ったものである。この図は岩級区分が正確になされているならば、図10(b)のような傾向を示さなければならないが、実際には相当なばらつきがみられる。これは視察による岩級区分を試験結果によってある程度修正せざるを得ないことを示しており、当初の視察による岩級区分がそれほどあてにならないと言える。滝沢ダムでは図10(a)の点線によるグルーピングを行ない、それらを整理して岩級区分ごとの強度を求めている。以上試験結果のばらつきの修正には試験の良否の判定と岩級区分の見直しが必要なことを示した。

他の試験値のくせに岩盤試験特有の載荷に原因するとみられる強度の変化がある。図11は塊状岩盤での試験結果の例である。 σ の大きい領域でのせん断強度が飛び抜けて大きい。このことに関して高樋は一般に鉛直応力が大きいほど、初期せん断強度は大きく出ることを指摘している¹⁾。この傾向は硬岩になるほど強く出て σ の大きい領域の測定値を用いると見かけ内部摩擦角は異常に大きくなり、その時の初期せん断強度は岩級の下のものより小さくなったりする 경우가多々ある。この原因は未だはっきりしないが、高樋はこの原因についてせん断試験時に図12に示すように、先行鉛直荷重が小さい場合や載荷角度が小さい場合には、載荷点のずれが生じやすいため、 σ の小さい領域での強度が真の強度より小さく出たためではないかと推定している。多くの問題を含むが現状ではこれらの試験値は棄却せざるを得ない。

試験の異常値を棄却した後、クーロンの破壊条件式に基づいて、 τ_0 および ϕ を求めることになるが、これには、

- ① 最小2乗法を用いて最適解を得る。
- ② 強度の範囲を帯で表示する。

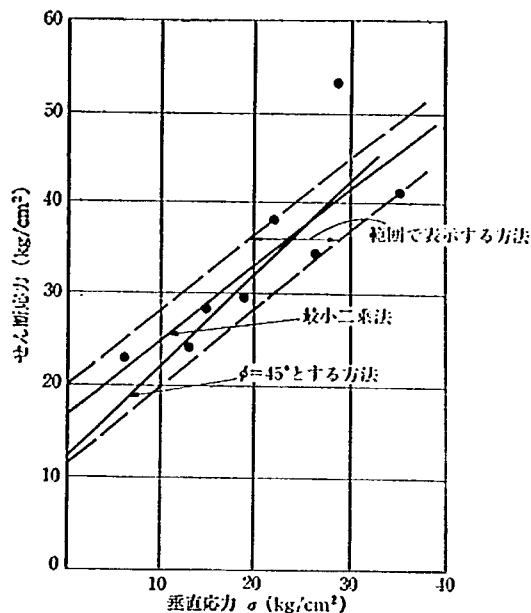


図13 試験結果の整理法

- ③ 実設計の応力レベルを考慮して内部摩擦角は45°とする。

等の方法が取られている。③の方法は実質的に強度で差を生じないので、無理にクーロンの直線式を引くより良いとの判断で過去に用いられたことがある。②の方法が岩級区分の本来の意味から言ってもっとも妥当な表現方法であろう。

試験値が得られれば後は設計値の決定が残るが、これには決まった手法はないが、この決め方が実質的な安全率に大きな差を生じるので重要である。これには従来より最下限値をとる、平均値を取るの2通りの考え方があ。どちらを採るかには試験体の個数、ばらつきの程度によるものと思うが、ばらつきが大きい場合には下限値を採用しておくのが妥当であろう。

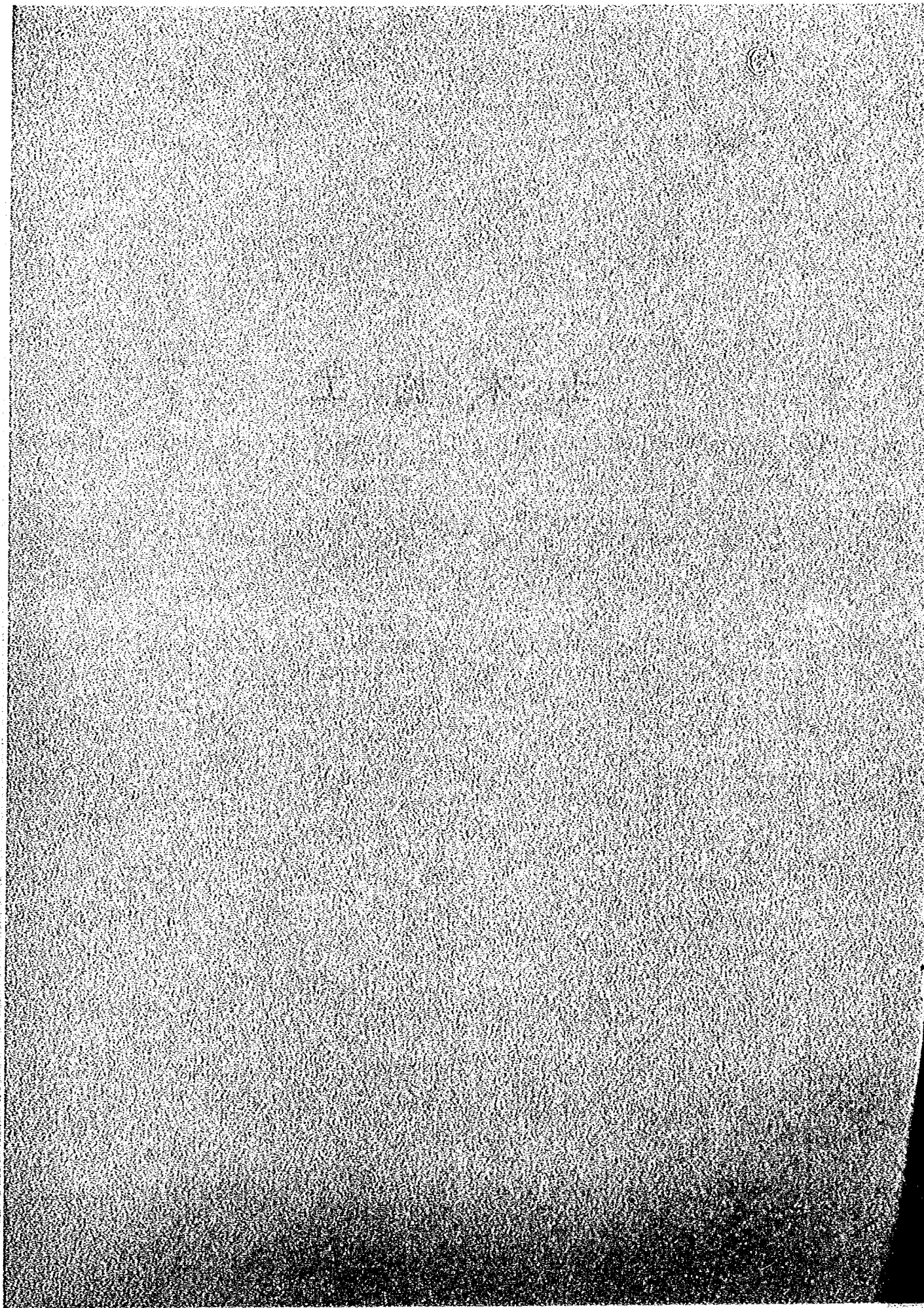
5. あとがき

岩盤せん断試験の試験技術については、非常な発展を遂げてきたが、それらの結果を設計に適用するまでの取扱いはまだ十分ではない。その辺のところを地質屋さんに理解して貰いたいために拙文を書いた。少しでも参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 高樋・永山・依光：「原位置せん断試験における試験体の挙動と試験値の判断に関する考察」、土木研究所資料、1320号、昭和53年3月。
- 2) 斉藤・依光：「ダム基礎岩盤の原位置試験に関する調査とその検討(1)」、土木研究所資料1571号、昭和55年2月。
- 3) 柴田・西岡・斉藤：「ダム基礎岩盤における力学的原位置試験とその検討—大川ダムの例について—」、土木研究所資料1462号、昭和54年2月。

土 木 施 工



3. ダム完成後における計測

水野光章* 松本徳久**

(1) 概 要

i) 計測の目的

ダムの重大な事故を後から詳細に調べてみると、事故の直前に堤体あるいは堤体付近になんらかの異常現象を示していた場合が多い。ティートンダム（1976年、アメリカ、パイピングによりフィルダム堤体流出）では堤体のパイピング現象を目で発見する以前に、ダム下流周辺の地下水観測井の水位が異常に高い値を示していたことが後の調査で報告されている。また、コンクリートダムのすべり破壊の事例では、破壊直前にドレーン（排水孔）からの漏水量が異常に増えていたことが報告されている。

ダムは、その破壊が人命や財産に重大な損失をもたらすから、もとより慎重に築造されているわけであるが、少なからぬ事故例は、完成後もダムの挙動を正しく計測し、その安全性を常に確認しておくことの必要性を示しており、上記の事例は破壊直前の異常な観測現象に基づいて、貯水の放出等早急な対応策をとるならば、重大な事故は防げたかもしれない例である。これがダム完成後の計測が必要な第1の理由である。

第2のダムの完成後の計測の目的は、ダム設計法の実測による照査である。ダムは社会的に高度の重要性を持った構造物であり、慎重にして詳細な検討に基づいて設計を行なっているが、岩盤等の自然条件を直接的に組み入れるなどの理由によ

り、設計自体がある種の仮定の上に成り立っていることをまぬがれない。そこでより真実に近い設計法の確立が望まれるわけで、実ダムの変形・応力等の測定結果から設計法のチェックを行ない、より合理的な設計法の確立を目指すことが必要になる。以上、ダムの完成後の計測の目的は「安全管理のための計測」と「設計の高度化のための計測」に大別できる。

実際のダムの計測では、上記2つの目的のために計器を設置するが、1つの計測が両方の目的に適合したものとなる場合は少なく、一般には、両者を分けて各目的に応じた計測を行なう場合が多い。

安全管理を目的とした場合には、コンクリートダムにおいてもフィルダムにおいても漏水量と変形が主たる計測となる。

設計高度化のための計測は大別して、設計荷量算定のための計測と堤体設計法の照査を行なうための計測とに分けられる。前者の計測には、地震観測、揚圧力の計測（コンクリートダム）、間隙水圧の計測（フィルダム）等があり、後者としては、ひずみ、変形、応力（フィルダムでは土圧）、温度（コンクリートダム）等の計測がある。

目的から明らかなように、設計の高度化のための計測はすべてのダムで実施する必要はなく、計測結果と照合すべき内容が十分検討されているダム、計測体制が十分なダムなどで実施すべきである。

ii) 安全管理のための計測

安全管理を正しく行なうためには、測定量の経

* 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室長

** 同部フィルダム研究室長

3. ダム完成後における計測

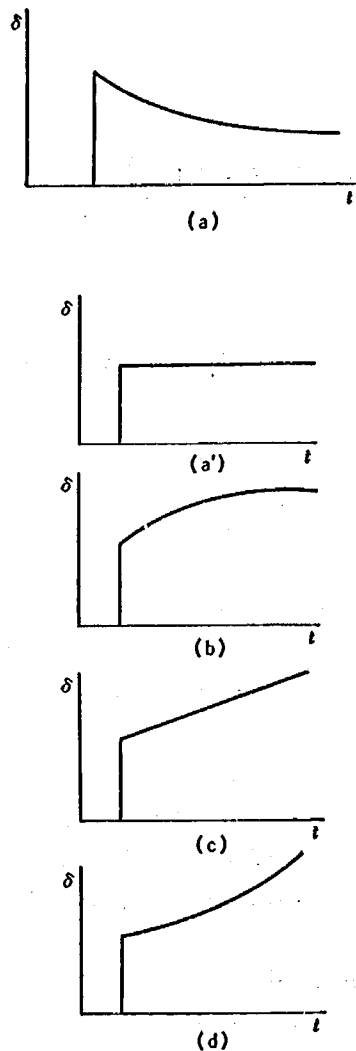


図-1 経時変化量

時的な変化に対する正しい解釈が必要である。たとえば岩盤には割目等に起因する塑性的変形やクリープという性質がある。このため、岩盤に直接載っているダム堤体の変形もこれらの影響を受け弾性的ではない。岩盤の非弾性的性質も一般的には収れんし、ついには弾性的挙動を示すので、堤体の変形が一時的に非弾性的であっても必ずしもダムが不安定とはいえない。これが経時変化量の正しい解釈が必要な理由である。以下に典型的な経時変化量の形態を示し(図-1)簡単な解説を加えることにする。

(a) 漏水量、間隙圧、たわみ、応力等の測定

値が外荷重の変動によって増減するが、同一の荷重状態でみるときは、時間とともに減少する場合

(a') 測定値が同一荷重状態のときには、時間に無関係で一定している場合

(b) 測定値が同一荷重状態のときに時間とともに増加しているが、その増加する割合が時間とともに減少している場合

(c) 測定値が同一荷重状態のときに時間とともに増加していて、その増加する割合が一定している場合

(d) 測定値が同一荷重状態で時間とともに増加していて、その増加する割合が時間とともに増加している場合

これらのうち、(a)、(a')は完成後数年経過したダムでよく見られる現象で、ダムは良好な状態にある。特に、漏水量は最初の満水時以降(a)の変化を示す場合が多い。変形については比較的遅く、最初の満水後数カ月ないし2～3カ年経過したのちに、このような状態になることが多い。

(b)は一般にアーチダムのたわみに見られる現象で図からも想像されるようにいずれは安定化する傾向を示している。

(c)は一つの危険信号と見ることができるが、(b)の状態にあって収れんが遅い場合にも(c)の状態にあるように見えることが多い。したがって、この場合には測定間隔を詰めるなどして、入念な観察を続けることが必要で、その測定値が従来の経験に比して大きいとき、あるいは増加する割合が大きいときは危険信号と見なして、原因、対策などの調査を早急に行なう必要がある。

(d)は明らかに危険信号であるが、それが局所的な現象として起こっているのか、全体の現象として起こっているのかで対応策は異なってくるが、水位を低下させるなどの応急対策が必要になる。

過去のアメリカにおけるダムの事故例の報告によれば、処女湛水時に事故が集中するといわれている。また、その中で浸透水に起因するものが約30%と多い。そのうち、浸透流に起因する事故の80%が湛水後5年以内に起こっていると報告されている。さらに堤体もしくは基礎の変形に起因す

表-1 ダム構造物管理基準による管理の期間の区分とそれに応じた測定項目頻度の基準

管理の期間の区分	管理区分の定義	測定項目ごとの測定頻度			
		漏水量	揚圧力	浸潤線	変形
第1期	湛水開始から満水以降所要期間を経過するまで (満水以降最低2ヵ月)	1日に1回	1週ごとに1回	1週ごとに1回	コンクリートダム：高さ100m以上の重力ダム 高さ30m以上のアーチダム1日に1回 その他のコンクリートダム：1週ごとに1回 フィルダム：1週ごとに1回
第2期	第1期経過以降ダムの挙動が定常状態に達するまで (ただし3年以上とする)	1週ごとに1回	1ヵ月ごとに1回	1ヵ月ごとに1回	コンクリートダム：高さ100m以上の重力ダム 高さ30m以上のアーチダム1週ごとに1回 その他のコンクリートダム：1ヵ月ごとに1回 フィルダム：1ヵ月ごとに1回
第3期	第2期経過以降	1ヵ月ごとに1回	3ヵ月ごとに1回	3ヵ月ごとに1回	コンクリートダム：高さ100m以上の重力ダム 高さ30m以上のアーチダム1ヵ月ごとに1回 その他のコンクリートダム：3ヵ月ごとに1回 フィルダム：3ヵ月ごとに1回

計測項目

(1) コンクリートダム

形式	重力および中空重力		アーチ	
高さ	50m未満	50m以上	30m未満	30m以上
項目	漏水量 揚圧力	漏水量 揚圧力 変形	漏水量 変形	漏水量 変形 揚圧力

(2) フィルダム

形式	表面しゃ水壁形	ゾーン形	均一形
項目	漏水量 変形	漏水量 変形	漏水量 変形 浸潤線

る事故数も30%と多い。これらの事実は堤体の監視に基づいてダムの安全管理を行なうには漏水量と変形の計測が重要であり、期間的には、処女湛水時およびそれから数年の間が最も監視体制を強めるべきことを示している。

以上のようなダムの特性を踏まえて、日本大ダム会議では、「ダム管理基準」を設け、ダムの期別を設定し、期別ごとに測定すべき項目と測定の頻

度を表-1に示すように定めている。これらは標準の計測を示すものであって、必要と思われる計測については各ダムの個別の事情に応じてその都度検討して決めるべきものである。また、漏水量、揚圧力については、その計測点の重要度、計測量の絶対値あるいは変化の割合に応じて、不必要な計測点は第2期、第3期においては、省略してもよい。

管理の期間の区分の判定は、満水を経験し貯水位が最低の水位に至る1サイクルの期間を第1期とし、第2期と第3期の判定は先に述べた経時変化量の区分より判断する。すなわち、図-1でa, a', bの挙動であることが確認できれば第3期としてよい。

次に一般的な安全管理のための計測設備の配置について述べる。

コンクリートダムにおける漏水量の測定は基礎岩盤付近の堤体に設けた監査廊（通常基礎ギャラリと呼ぶ）から削孔した排水孔を用いて行なう。排水孔は本来、重力ダムに作用する荷重としては比較的大きな揚圧力を軽減するための水抜き孔で

3. ダム完成後における計測

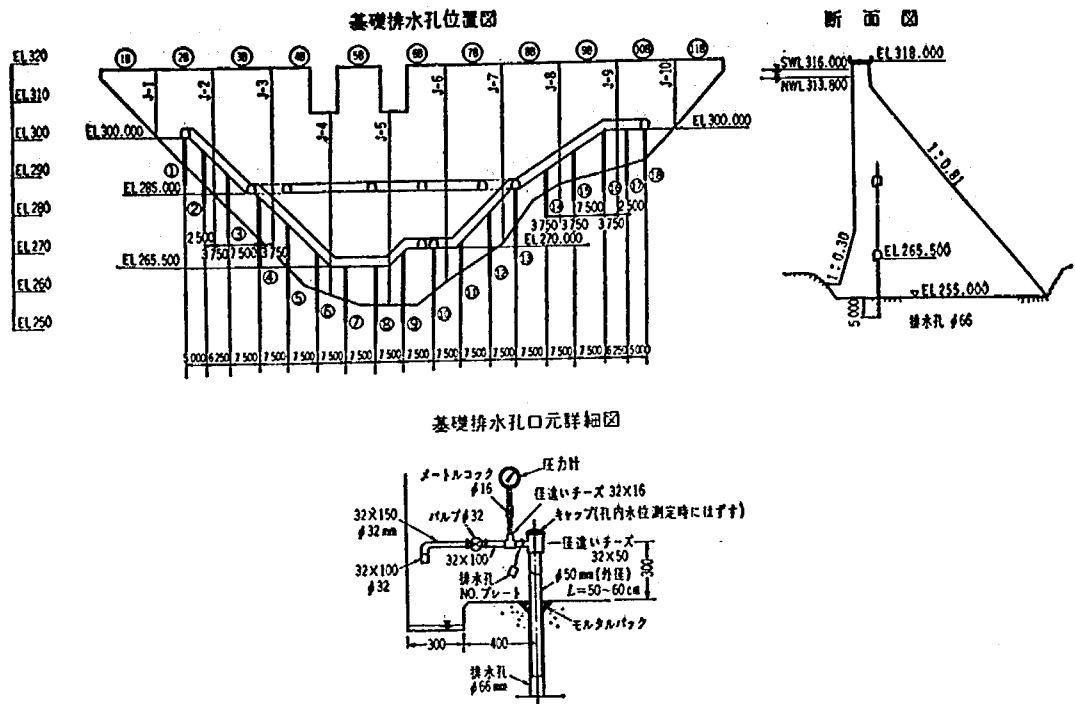


図-2 排水孔配置例 (広島ダム)

あって、基礎岩盤内部を通過する全漏水量を測定できるものではないが、通常堤体1ブロックに2～3本削孔する(間隔にして5～7.5 m)ので、基礎岩盤内部の局所的な変調を十分知り得ることが可能であると考えられる。この排水孔は径66 mmのロータリボーリングによって基礎岩盤との接触面から5 m程度の深さまで削孔する。排水孔にはバルブを付け揚圧力の計測もできるようにする。これらの排水孔は個々にバケツなどを用いて1分間あたりの漏水量を計測するが、また全体にも側溝等を用いて集水し、三角堰等で計量し、総漏水量としても整理する。前者によって局所的な状態を、後者によって全体的なダムの状態を知り得る。

コンクリートダムの変形はブラムライン(下げ振子)を用いて行なう。ブラムラインはダム高が最高となるブロックの天端付近に固定端を設け、数標高に測定室を設け各部の相対的な変形を測定する。ブラムラインでは、相対的な変形量しか把握できないため、倒立ブラムライン(Reverse Pendulum)を設け、堤体と岩盤との接触面の変形量を計測できるようにして、ブラムラインと組み合わせ、ダムの各部の絶対変形量を計測できる

ようにする場合もある。倒立ブラムラインはダムの高さにもよるが、岩盤深部30 m程度まで削孔して碇着し、この位置を不動点と考えて絶対変形量を計測するものであり、フロートによりピアノ線に張力を与えて、ピアノ線の鉛直性を利用して計測するものである。ブラムラインを設けずに、この倒立ブラムラインのみで各部位の絶対変形量を計測する場合もある。ブラムライン、倒立ブラムラインの設置例を図-3に示す。

フィルダムにおける漏水量の測定は、以前は堤体のり尻に締切り堰を設けてここを通過する流量をもって漏水量としていたことが多かった。この方法の欠点は漏水個所がわからないこと、また降雨や貯水池と関係のない地下水や沢水なども計測してしまう欠点があり、最近では堤体各部の漏水位置のわかる測定や底設監査廊を利用して基礎の浸透流の測定が工夫されている。これらの測定方法についてはiii)で実例により示す。

フィルダムの変形は堤体表面に標的を設置してこれを測量する方法(外部変形)と盛立て施工中にクロスアームや傾斜計を埋設し、これを測定する方法(内部変形)とがある。

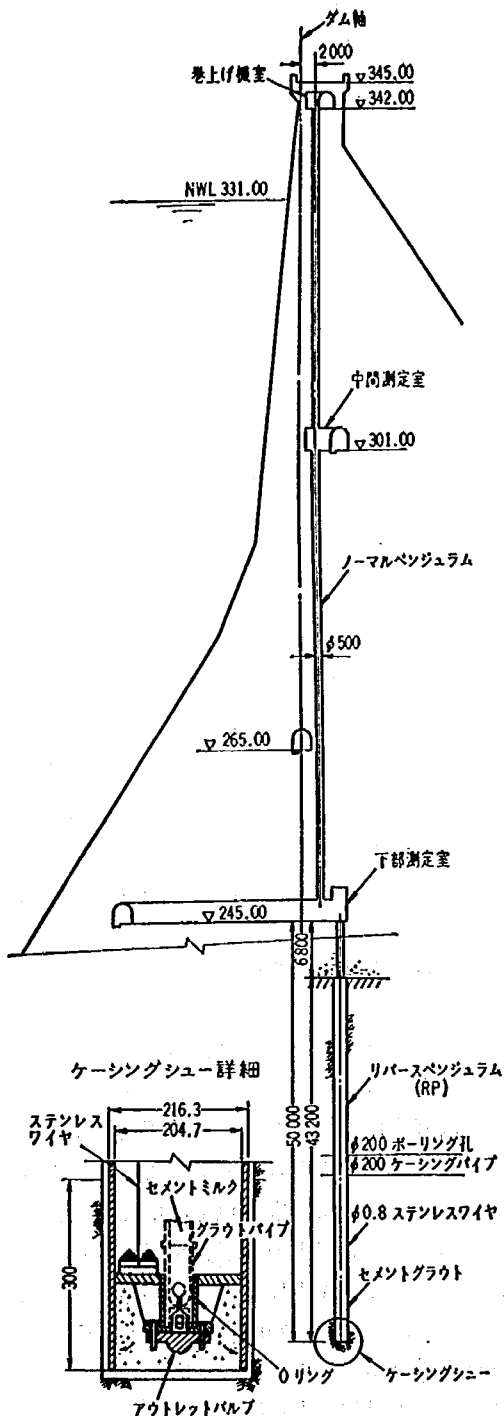


図-3 ブラムライン (ペンデュラム) 設置例
(早明浦ダム)

その他フィルダムにおける安全管理のための計測項目としては均一形ダムでは施工中の間隙水圧の測定と浸潤面の測定とが必要である。また基礎

の地質によっては基礎の浸透流観測が重要である場合も多く、このときには地下水位や埋設された間隙水圧計により水圧を測定する。

iii) 設計の高度化のための計測

設計の高度化のための計測には、すでに述べたように、応力測定等の設計解析方法の妥当性を検証するための測定と地震力、揚圧力等設計荷重の妥当性を検証するための測定に大別できる。

前者の典型的な計測の事例は、アーチダムにおける、応力、ひずみ、温度等の計測である。これらの計測では温度を除いては、計測の精度も十分ではなく、必ずしも満足すべき結果は得られていないが、昭和40年代までのアーチダムでは盛んに行なわれた。

応力計、ひずみ計の測定原理は、いずれも金属材料の線長の変化が電気抵抗に比例するという事実から、ホイストンブリッジ (図-4) によってこの電気抵抗の変化を計測し、ひずみ、応力等に換算するものである。温度計も温度変化によるコイル線長の変化を電気抵抗の変化として取り出すものである。

ひずみ計、応力計は電気抵抗にノイズがはいり、周囲のコンクリートのなじみなどの問題、応力計ではさらにその部位でのコンクリートの弾性係数が応力値を得るまでに介在するなどの問題があって、あまり精度はよくないようである。最近では、フルブリッジ形式 (通称ボンド形) のほうがスイッチの接触抵抗を除けるなどの利点があるために、従来のカールソン形計器に代わってよく用いられるようになってきている。アーチダムにおける応力の計測例を図-5、6に示す。これらひずみ計、応力計の測定結果もダムの安全管理に使用できるように思えるが、測定精度、計器の耐久性等の問題があり、補足的にしか用いられていないのが現状である。

重力ダムでは、設計手法が単純なこと、作用応力と強度の間には大きな余裕があるなどの理由で、応力、ひずみなどの計測が行なわれた事例はほとんどなく、その必要もないと考えられる。特殊な事例として嵩上げ重力ダムにおいて、新旧コンクリートの接触面の挙動および応力の流れなど

3. ダム完成後における計測

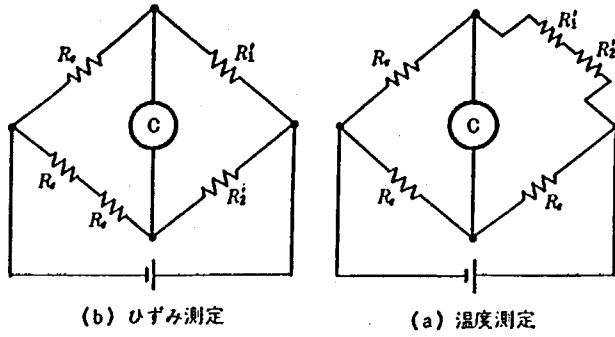


図-4 ホイストンブリッジ

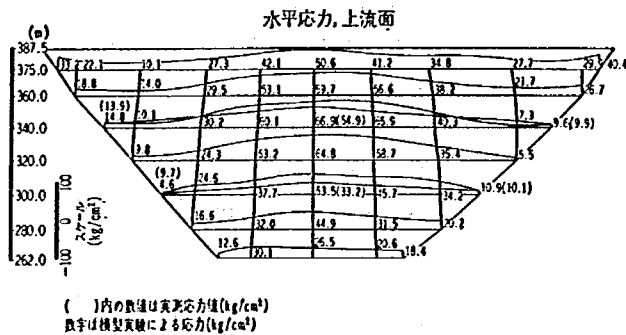


図-5 アーチダムの応力測定例, 模型実験応力と実測応力との比較(真名川ダム)

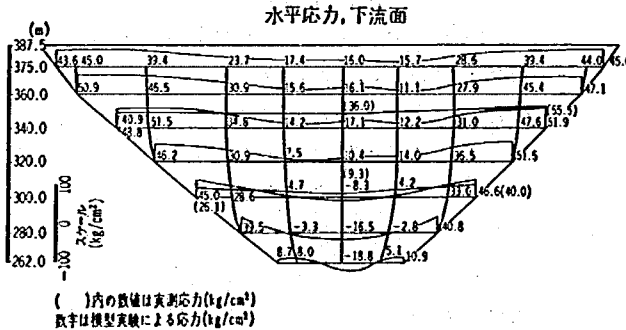


図-6 アーチダムの応力測定例, 模型実験応力と実測応力との比較(真名川ダム)

を調べるために図-7に示す計測を行なっている事例もある。

設計外力をチェックするための測定の代表的なものとして、地震力と揚圧力の計測がある。地震力の測定については次項で詳しく述べる。揚圧力の測定を行なうには先に述べた排水孔に圧力計を設置して測定する場合と間隙水圧計を用いて測定する場合があり、前者の測定を行なう場合には、堤体の上下流方向に設置した通称クロスギャリ

が必要である。このようにして測定した揚圧力分布の計測例について図-8に示す。

フィルダムでは、材料の力学的性質が非線形であることと材料が各ダムによって異なることから最終的には応力-ひずみの特性を知るために土圧計、間隙水圧計、内部変位計が使われる。フィル材料の破壊基準(モールクーロン)からして堤体各部における主応力比を知ることはたいせつであるがこのためには3面土圧計が使われる。3面土圧計の埋設は、通常盛立て面を50 cm程度掘削し、斜面の角度を45°として底面と両側の斜面へ2個の計3個を配置するがこのとき盛土により生ずるアーチアクションを避けるために図-9のように埋設して、良好な結果を得た例もある。フィル材料の力学的性質が非線形である1つの例として、弾性定数が拘束応力に依存しているという事実があるが、これを知るためにP波、S波速度を物理探査の方法で求めることもある。またフィル材料の経年変化による劣化の1つの要因は、温度変化にあると考えられるが、堤体内部の温度変化を測定した例もある。

iv) ダムの地震観測

地震力はダムの設計外荷量のひとつであるが、たとえば水圧に比べれば荷重の与え方の精度は著しく低い。したがって設計の高度化のためにダムの地震観測は重要である。またダムの管理基準によれば、ダムサイトにおいて震度Ⅳ以上の地震または設計震度の1/3以上の地震動をダムが受けたと

ときにはダムの安全を点検することが義務づけられているので、ダムで地震観測を行なうことは安全管理にも役立つ。このために地震動加速度の最大値のみを知る目的であれば、加速度の最大値をデジタル値で表示する加速度表示装置が役立つ。加速度の受信器を基礎岩盤と堤体天端の2点に各3成分(上下流、堤軸、鉛直方向)計6成分配置し表示装置を管理事務所に置く。場合によっては上下流方向だけでもよい。

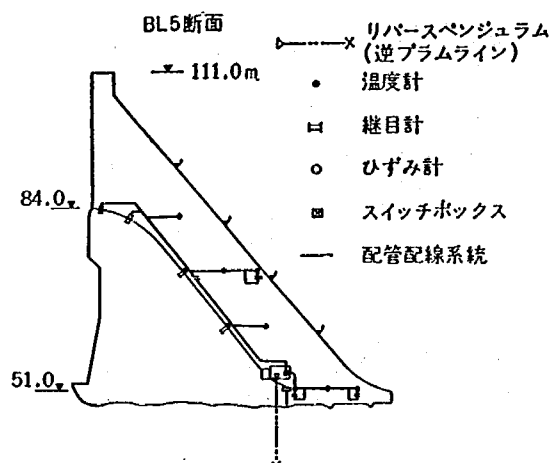


図-7 嵩上げダムの測定例 (川上ダム)

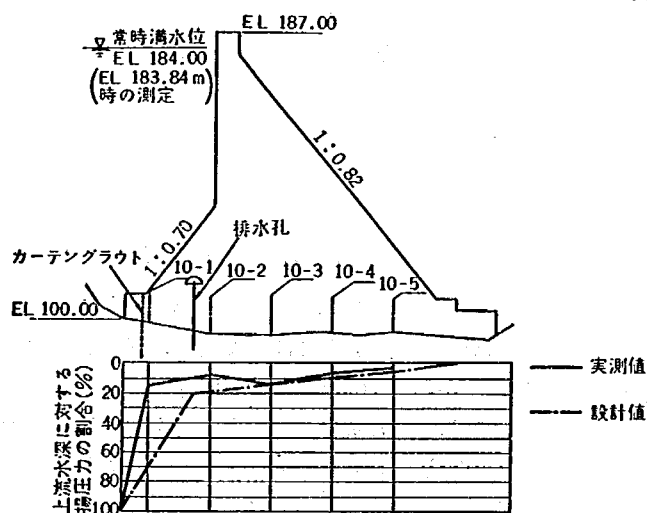


図-8 揚圧力の計測例

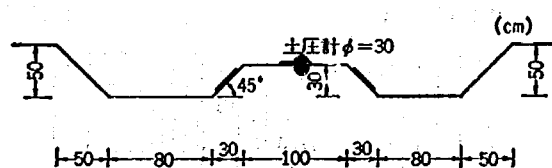


図-9 土圧計の埋設例

設計高度化のためには地震動は加速度の最大値のみでなく加速度波形を記録しなければならない。このために一般的に使われるのが強震計である。強震計は基礎岩盤と天端に各1台配置するのが最小であり、コンクリートダム、フィルダムともダムの天端が特に増幅して振動することがわか

っている。天端よりダム高の1/4程度下の標高に強震計をもう1台配置するとなお好ましい結果が得られる。さらにダムの動的挙動を詳しく調査研究する場合には、基礎岩盤の左右岸、中央の3点、堤体中にも各標高ごとおよびフィルダムであれば上下流のり面付近などにさらに密に地震計を配置し、記録は管理所で一括して記録する。記録にはオシログラフにより、感光紙に記録する方法と磁気テープ（カセット式もあり）による方法があるが、記録を多くとるのであれば後の波形のデジタル化の手間を考えると高価ではあるが後者の方式がよい。

ダムに置く地震計について注意点をあげると、他の構造物に配置する地震計に比べて、①岩盤の地震動波形は高周波を含むので高い周波数領域まで感度のよいものを使うこと、②ダムに置く地震計は湿気による故障が多いのでカバーを厳重にするなど防湿対策を十分とること、③雷に打たれたり誘導電流により計器が損傷することがあるので、埋設形地震計には雷防止装置をつけることが望ましいこと、④地震時には停電することがよくあるわけであるから、他に電源を必要とするものについては通常時に充電しておく予備の蓄電池を持たせることの注意が必要である。

地震の計測は、地震がいつ起こるかわからないものだけに、地震が起こったとき計器が故障していたりして、他の計測に比べてよい記録がとりにくい。地震記録をとるためには、日頃の保守点検をこまめに行ない、異常があればすぐに専門家に直してもらい、いつ起こるかわからない地震に常に備えておくことが肝要である。

(2) コンクリートダムの計測例

ここでは、筆者が最近経験した2事例について述べるとともに、測定値の整理方法についても若干の解説を加えることにする。

1) 漏水

アーチダムの漏水量の測定事例について述べ

3. ダム完成後における計測

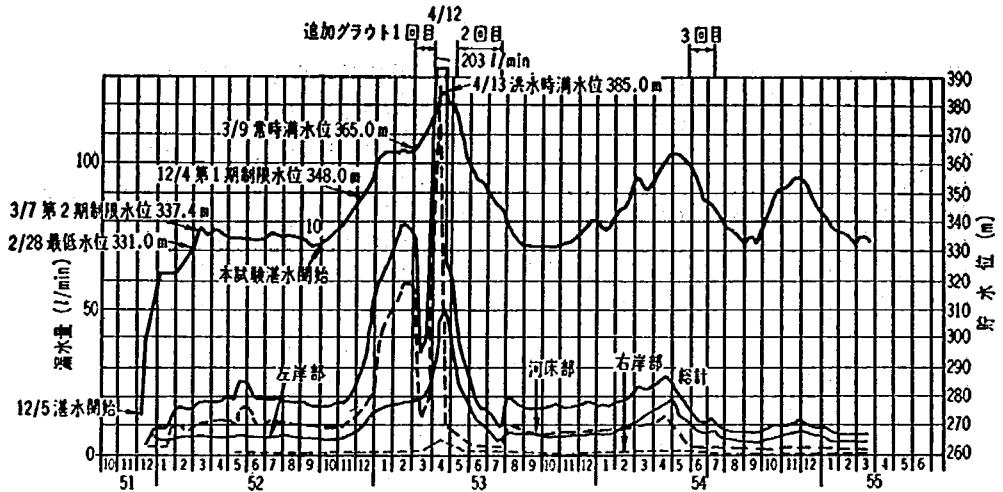


図-10 貯水位と漏水量との関係

る。Aダムは堤高127.5mのアーチダムであるが、基礎掘削中に石灰岩中の空洞が発見されたこともあり、止水のための基礎グラウチングを慎重に行ない湛水を迎えた。図-10は湛水直後からの貯水位と排水孔からの漏水量の関係を時刻を横軸に整理したものである。湛水から昭和53年1月のEL364mまでの区間は、漏水量は貯水位の増減に対応して、安定した挙動を示している。しかしEL364mで貯水位を一定に保った昭和53年1月より3月の間の漏水量は増加傾向を示したので、基礎ギャラリより追加グラウチングを実施した。その結果は図からも明らかなように漏水量は貯水位を上昇せしめているにもかかわらず減少傾向を示し、追加グラウチングがよく効いていることがわかる。

さらに貯水位を上昇せしめ、洪水時満水位までもっていく過程で図に見るように、左岸部の漏水量が急激な増加傾向を示した。そこで漏水の原因と考えられる左岸上位標高の岩盤を中心に再度の追加グラウチングを実施した結果、漏水量は減少する傾向を示した。以上がAダムの湛水に伴う漏水量の変化と対策の関係の大まかな解説である。一般に貯水位と漏水量あるいは貯水位と揚圧力の関係は図-11に示すような縦軸に貯水位、横軸に漏水量あるいは揚圧力を表示した図で整理するのが有効である。貯水位の変化する状況は各年で季節的には同一の傾向を示すので、もう1つの漏水量の支配要因である季節的な変動を図-11では打

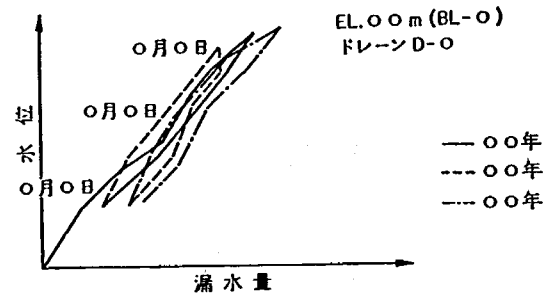


図-11 貯水位～漏水量曲線の整理法

ち消すことができる。このため経年的に、漏水量、揚圧力を表示すれば、安定したダムではグラフは年々左側に移行することになり、縦軸一定の線上では、貯水位を一定に保ったときの経年的な変化の状況を示すことになるのでダムの状態を一目で判断することが可能になる。

Aダムの漏水量と揚圧力をこの図に整理したものが図-12、13である。まだ十分長い年月を経過

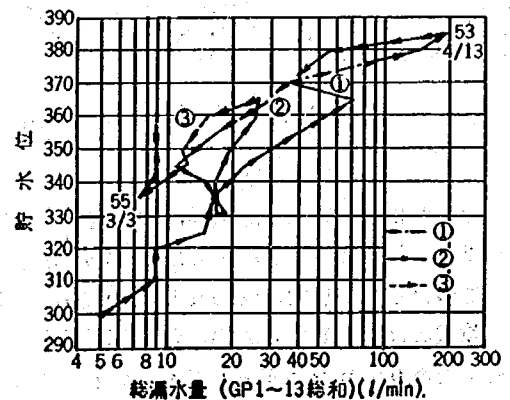


図-12 貯水位～漏水量の経時変化

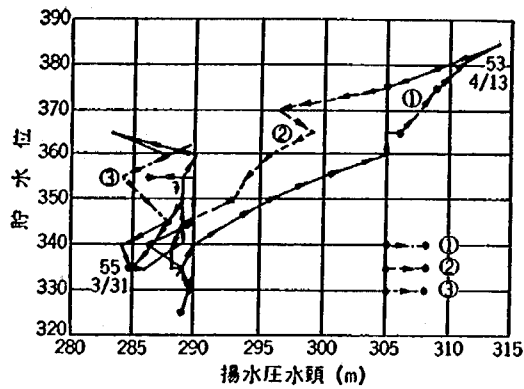


図-13 貯水位～揚水圧水頭の経時変化

していないが、3回の追加グラウチングの効果は明瞭で全体としてグラフが経年的に左側に寄っていく傾向がうかがわれ、ダムが安定した方向に向かっていることを示している。

以上、Aダムの漏水量とダムの安定性の関係について述べたが、この事例からもわかるように、ダムの安全性の判断は観測量（漏水量）の絶対値ではなくて（もちろん、絶対値も貯水池の機能のうえから重要であるが）経時変化によって行なう

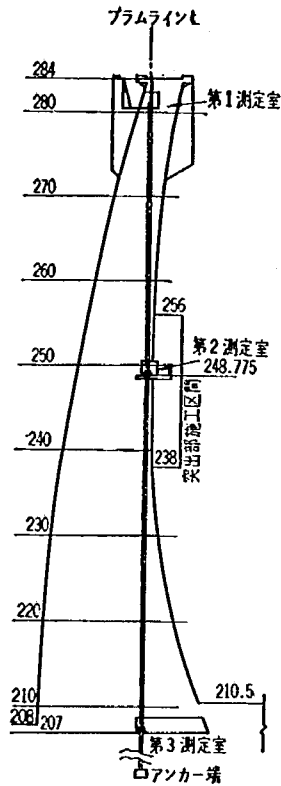


図-14 たわみ測定装置

べきことを示している。

ii) 変形

重力ダムは剛性が大いので、計測される変形量は少く、堤体そのものの変形量からダムの安定性を判断するには若干の困難を伴う。このため局所的な地質上の欠陥をコンクリート置換したような事例で着目した変形の計測を行なう以外には計測量の価値としてはあまり大きいものではない。

アーチダムでは、変形量が大きく、基礎岩盤の塑性変形に対し

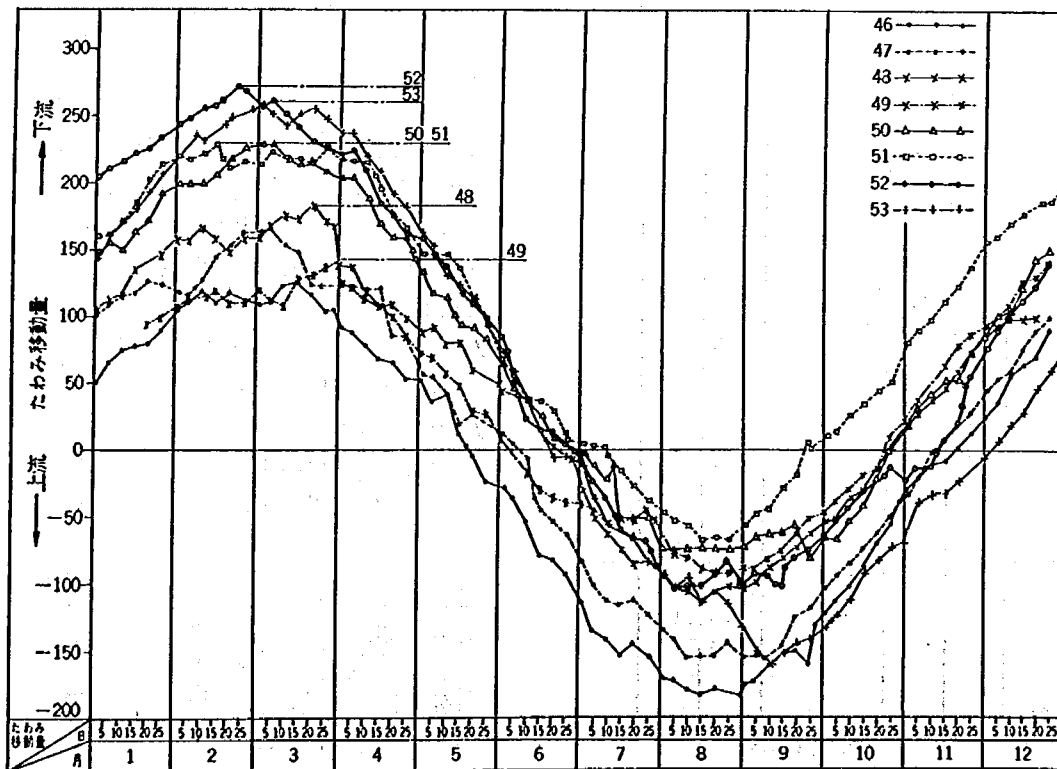


図-15 たわみの経年変化

3. ダム完成後における計測

て、その安定性が鋭敏な構造物であるので、変形量の経時観測はダムの安定性を判断するうえで、最も重要な計測量となっている。ここではBダムの計測について解説する。

Bダムは堤高82mのアーチダムで完成後約10年を経過している。このダムの変形量の計測装置は図-14に示すように岩盤内に不動点を持った倒立ブラムラインの形式を採用しており、各観測点において絶対変形量を計測できる。第1計測室ではほぼダムの最大たわみを、第3計測室では基礎岩盤表面部の変形を計測できる。

第1計測点における上下流方向のたわみを経年的に整理したものが図-15である。アーチダムのたわみは貯水位よりも温度変化が支配的であるので、各年ごとの温度変化と同様の正弦波状の変化を示す。しかしながらこの図から年々ダムのたわみは、下流に漸増していく傾向があることが読み取れる。すなわちこのダムが安定した状態であるか否かが問題となる。

もう1つのダムの安定性の判断から重要となる漏水量の変化は図-16に各年とも4月1日と9月1日の漏水量を貯水位とともに表示してある。漏

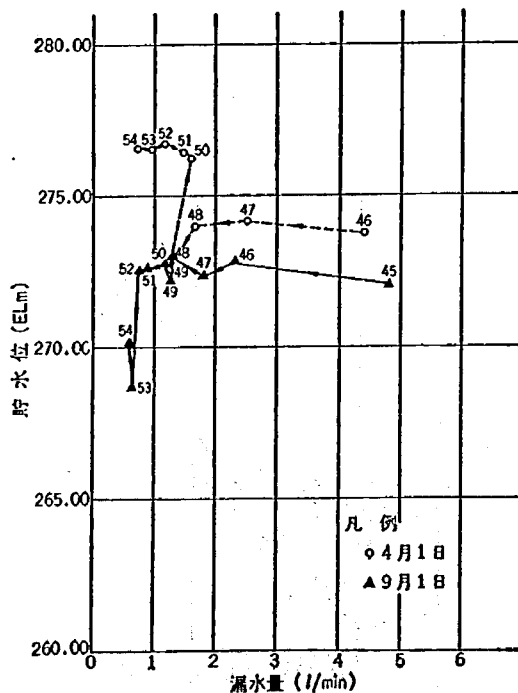


図-16 漏水量の経年変化

水量は絶対量も極端に少なく、かつ年々確実に減少していていることがわかる。

第3計測室における岩盤表面変位の経年変化を示したものが図-17である。一部(昭和48,49年の上流向きに大きく変化しているデータ)不可解な挙動を示している部分もあるが、この変形量の経時変化からはダムが下流へ動いていく傾向はうかがわれず、この2つの計測量からはダムは安定した挙動を示しているといえる。

そこでダムの最大たわみの経時変化に解釈を加えるべく次のような検討を行なってみた。

アーチダムのたわみを支配する主要因として、堤体温度(T)、水圧(H)があるので、たわみ δ を式(1)で表わし、岩盤およびコンクリートのクリープを含めたその他の要因によるたわみを δ' と表示することにする。

$$\delta = f_1(T) + f_2(H) + \delta' \dots\dots\dots (1)$$

δ' は注目すべき経時変化量も表わすことになるので、この量の性質を明らかにすることが重要になる。ここで堤体温度によるたわみ、水圧によるたわみは堤体が十分弾性的で堤体中にクラックを生じていなければ、極めて安定した挙動の繰り返しとなるはずである。そこで、これらの温度ならびに水圧によるたわみを計測されたたわみから抜き取り、残差たわみ δ' の経時変化の状況を見ることにする。いま、堤体温度および水圧によるたわみは昭和45年5月より昭和54年5月までのデータを用いて実測解析より得た次式で表現されたと考える。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} f_1(T) &= -1.245t_1 - 1.049t_3 + 8.921\alpha_1 \\ &\quad - 9.774\alpha_2 - 0.6623\alpha_3 \\ f_2(H) &= 0.005671(h-205)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

ここで、 t_1 : 10BL EL 212mの平均温度($^{\circ}\text{C}$)

t_2 : 10BL EL 267mの平均温度($^{\circ}\text{C}$)

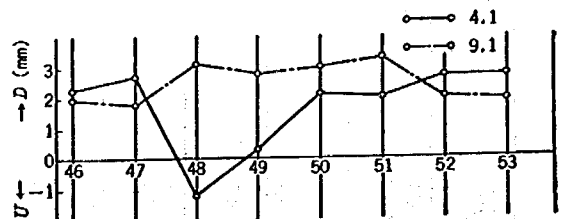


図-17 岩盤変位の経年変化

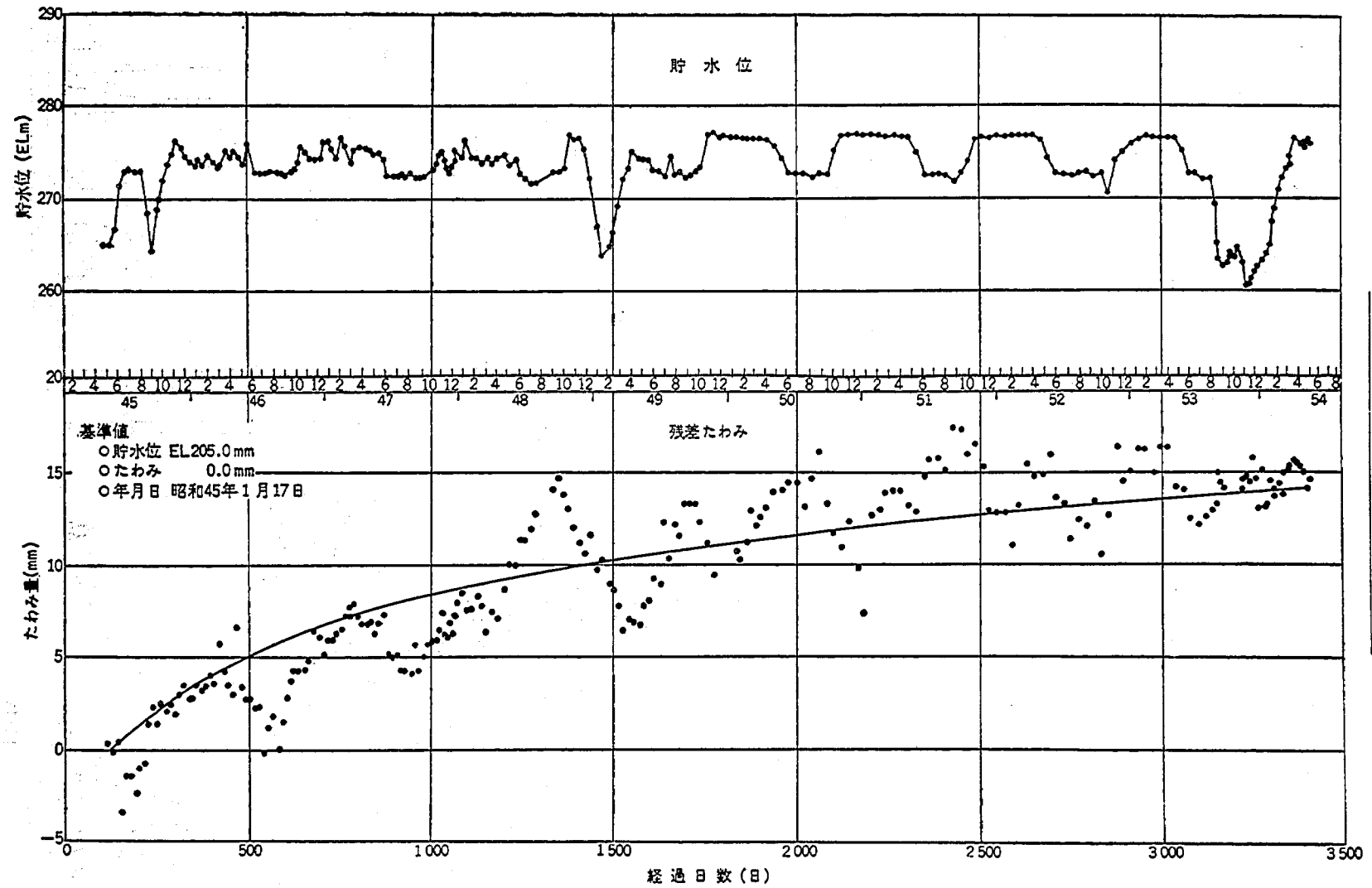


図-18 残差たわみの経年変化

3. ダム完成後における計測

- α_1 : 10BL EL 212mの温度こう配
- α_2 : 10BL EL 230mの温度こう配
- α_3 : 10BL EL 267mの温度こう配
- h : 貯水位 (EL・m)

である。この両式を用いて残差たわみ δ' を算出し経年変位の状況を整理したものが図-18である。この残差たわみでは、必ずしも正弦波状に変化する温度たわみを完全に除去できていないが、全体的傾向として、頭打ちの負の指数関数状を呈し、ダムが安定期に入る直前の状態であることが判断できた。

本項では残差たわみという考え方を示したが、これをさらに理論的に行なう方法として重回帰分析による実測解析があるが専門書にゆずることにする。

(3) フィルダムの計測例

フィルダムの安全管理上、必要な測定項目は主として漏水量と変形であり、間隙水圧（基礎および堤体の）がこれに次ぐ。フィルダムには均一形、ゾーン形、表面しゃ水形などの形式があり、均一形ダムの場合には浸潤面（間隙水圧）の測定は重要であるが、ここでは主としてゾーン形ダムを対象として実例に基づいて以下に解説する。

コンクリートダムの場合には、堤体の変形特性が、フィルダムに比べてより弾力的であるので、変形量がフィルダムよりも明確な意義を持ち安全管理の有力な指標となる。フィルダムでは、変形量も重要であるが、堤体の変形特性が材料や施工によって決まる面が強く、変形量の許容限界は決めにくい。またフィルダムの堤体は浸透流に対する抵抗性がコンクリートダムよりも弱いものであるから、漏水量の測定がダムの安全管理上第1に重要となる。

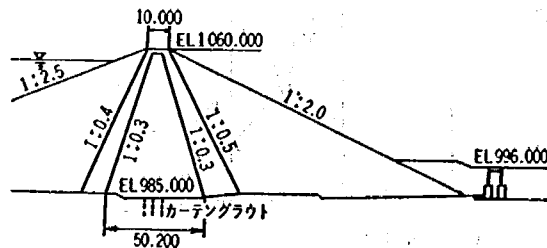


図-19

1) 漏 水

フィルダムにおける漏水量の測定は、図-19に示すように、下流のり尻に締切り堰を設け、ここを流れる流量を、ダムの漏水量として測定する場合が多い。この方法は谷がU字形やV字形で河床堆積物の少ない河川では、適用が容易である。このような締切り堰による方法で漏水量を測定した例を図-20に示す。図-20には、貯水位、漏水量、雨量が示してある。湛水開始とともに漏水は増加するが、4、5月には全漏水量は著しく変動し量も多い。このときは雨量も多く、降雨による地表水（沢水）が下流透水ゾーンより流れ込んだため、みかけ上の「全漏水量」が多くなっている。7月には貯水位はほぼ満水位となるが、このときの「漏水量」は約1000l/分であり、これから貯水前の「漏水量（湧水等）」200l/分を差し引いた800l/分がこのダムの貯水による漏水量と考えられる。したがって、図-20の方式による漏水測定では、湛水前1～2カ年の「漏水量」のデータを取り、地下水や沢水の影響を把握しておかないと漏水量によるダムの安全管理はむずかしい。

次に、より改善した漏水量の測定方法として、漏水箇所を分離して測定している例を紹介しよう（図-21）。下流フィルタゾーンに4箇所堰を設け、ここからパイプを下流のり尻に引いて、漏水がどこからのものかわかるようにしてある例である。図-22がそれで、旧河道部の⑥ルートが一番多いが、それでもたかだか88l/分程度である。この漏水量は降雨には影響されないので、安全管理の確かな指標となり得る。また漏水量と貯水位は強い相関関係にある。このような測定は、万一漏水が多かったときでも漏水箇所のおよその見当

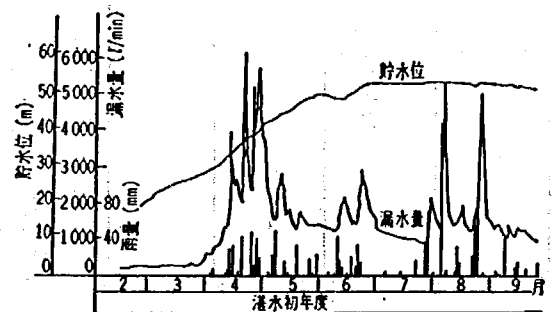


図-20

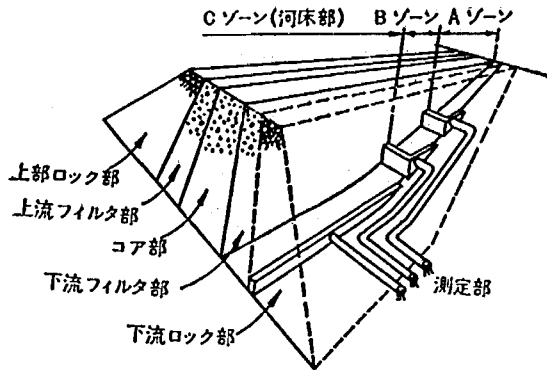


図-21 ロックフィルダムにおける漏水量測定例

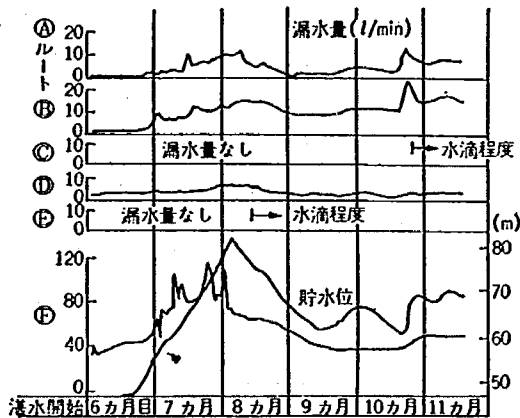


図-22

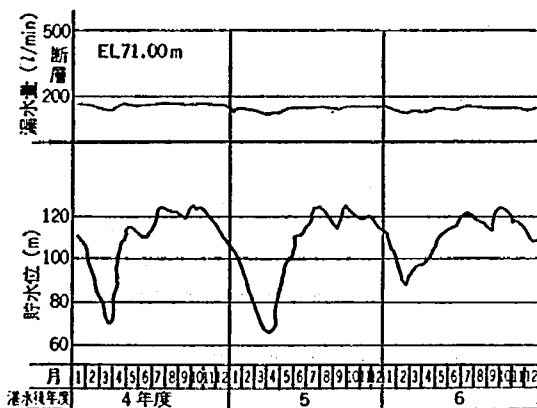


図-23

がつき、湛水に伴うダムの挙動を調べるうえで大いに有益なものである。

次に基礎の漏水観測について紹介しよう。図-23は基礎の深い部分の断層に堅坑を入れてこの漏水量を測定したものである。図-23の漏水量は、120～180 l/minに一定しており、貯水位と鈍い相関関係にあることがわかる。つまり基礎の深

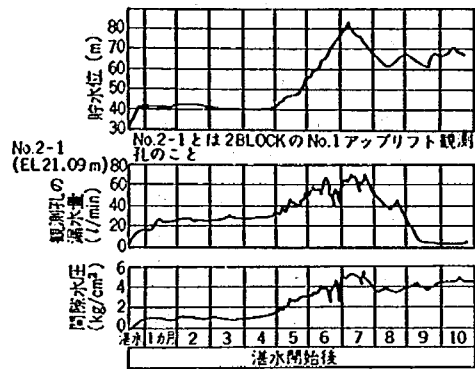


図-24

い部分の浸透流は貯水位に対して敏感でない。

図-24は基礎の浅い部分の浸透流の例である。これはしゃ水ゾーンの下部の岩盤中の監査廊に設置した、重力ダムの揚圧力計と同様の計器によって測定している。貯水位の上昇によって漏水量、間隙水圧ともに増加する。漏水量が60 l/minを越したので、この部分の基礎のグラウトカーテンに破れがあったのではないかと疑い、再グラウチングを実施した。これによって漏水量は2 l/minまで減少し、グラウチングの成功が証明された。もともと60 l/minの漏水が基礎の漏水量として危険な量というわけではないが(100 l/min以下ならまず安心である)、再グラウチングによって漏水が抑えられれば、ダムの安全管理上大きな安心となる。この例では、間隙水圧は、逆にグラウチング後増加している。つまり浸透流路の断面が狭くなると流量が減少する代わりに圧力は上昇することもあるわけで、間隙水圧の測定だけでは基礎の浸

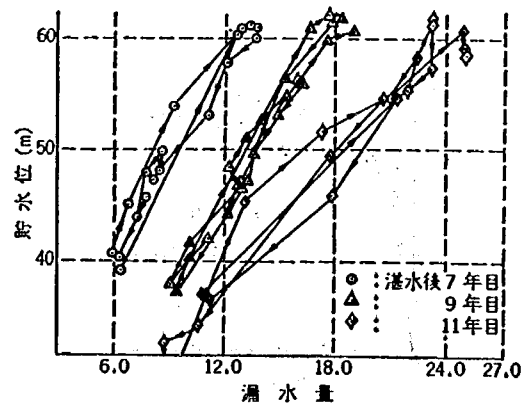


図-25

3. ダム完成後における計測

透流の安全管理にはならないことを示している。

図-25は表面しゃ水壁形ダムの貯水位と漏水量の関係を示す。図-25によれば、1年単位では、貯水位と漏水量には一定の関係があるが、もう少し長い目でみると、漏水量は年々増加している。表面しゃ水壁のクラックは、中央コアなどと異なり、1度クラックが発生すると自癒作用が期待できないわけで、ある時点で補修が必要となる。表面しゃ水壁形ダムを計画するときには、しゃ水壁の補修の可能性を考え、水位を下げられるように設計しなければならない。

ii) 変形

変形には鉛直変位と水平変位がある。鉛直変位は鉛直下方の変形が主であるので、沈下量ともいわれる。フィルダムにおける変形の測定は、大きく分けて2つある。1つは内部変形であり、1つは外部変形である。内部変形は、層別沈下計または水平変位計を用い、いずれも埋設管を施工中に準備しておかなければならない。これに対して外部変形は、堤体盛立て後、堤体表面に標的を設置し、これを視準すればよいので測定は比較的簡単である。内部変形は、堤体内部の各点の変位を測定するもので、いわばひずみ量を求めるうえで意義がある。一方、外部変形は、構造物のたわみに相当するもので、構造物の巨視的な挙動を知るうえで重要である。したがって、フィルダムの安全管理では、まず外部変形の計測により見当をつける場合が多い。

図-26は、フィルダムの天端中央における沈下と水平変位の経年変化を示したものである。沈下

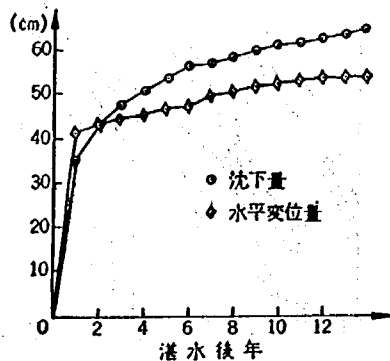


図-26

量は、初めの1年で50%強発生するが、その後も年々沈下が進む。これに対して水平変位は最初の満水でかなりの変形を示し、その後の変形量はそれほど多くない。すなわち沈下量がクリープ的であるのに対し、水平変形量は、弾塑性的である。図-26のダムはわが国の比較的古いロックフィルダムで、透水ゾーンは巨粒のロック材より成り、重機による転圧は実施していない。最近のフィルダムのように転圧を行なった場合には、図-26とは異なる変形特性を示す。

図-27は、図-26とは別のダムの沈下と水平変位を貯水位に関連して示したものである。このダムでは、貯水位の増加に従って、水平変位が増し、6月に貯水位を下げると水平変位は上流側へ逆に変形している。また、10月に貯水位を上げると水平変位は増加した。すなわち水平変位は、貯水位という荷重に対して極めて弾性的に対応していることがわかる。これに対して沈下量の挙動はもう少し複雑である。初期満水の過程では、沈下量は、ばらつきを示し、むしろ貯水位低下によって沈下は促進される傾向にある。すなわち、貯水位が増加するということは、堤体に浮力を与えるものであり鉛直上向きの力を与え、貯水位を下げると、逆に有効応力を増加させ沈下を促進させると理解される。このダムは竣工後1カ年

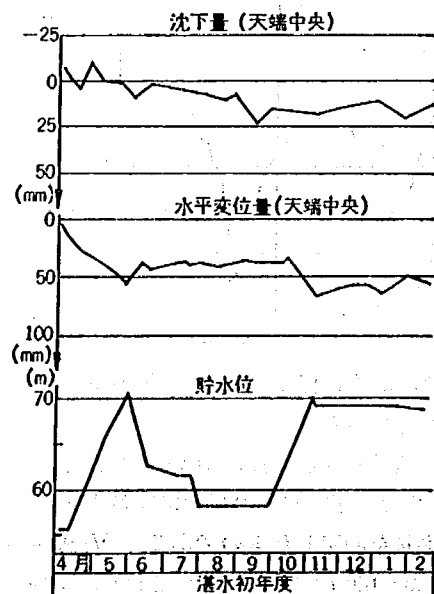


図-27

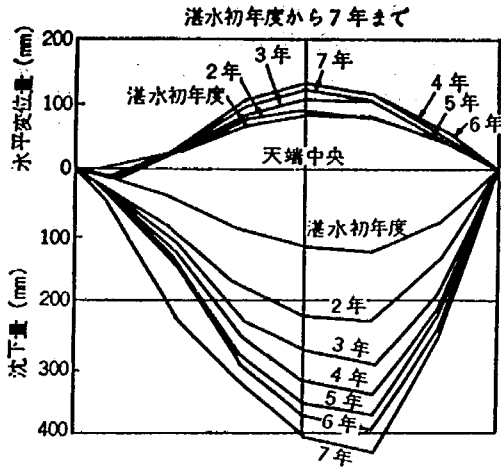


図-28

を経たのち、湛水が開始されるという特殊な事情があったために、圧密またはクリープ的な沈下は相当部分落ち着いていた。

図-28は別のダムの天端における沈下および水平変位である。沈下については、最初の1年の量がかかなり多いが、なおその後も沈下が継続する。水平変位は、湛水初年度で全量の70%くらい発生しその後の変位は少ない。この傾向は図-26とはほぼ同様である。図-28で注目すべきは、沈下の分布で天端中央のダム高の最も高い地点よりも右岸寄りで最大の沈下を示している。これは右岸が急峻なアバットでこの影響によるものであると推定される。ただちに危険というわけではないが観測にあたっては、留意しておくべきである。

III) 間隙水圧

基礎中の間隙水圧については、i) の漏水の項で述べたので、ここでは主として堤体内の間隙水圧について説明する。

堤体中の間隙水圧の測定は、一般に代表的な1断面ないし2断面に間隙水圧計を埋設して測定する。コア材料が含水比の高い粘性土であったり、均形ダムのようにしゃ水ゾーンの幅が広い場合には、施工中に間隙水圧が上昇し、すべりを発生させることがあるので、間隙水圧の測定は重要な意味を持つ。しかし幅の狭いしゃ水ゾーンのダムでコア材が粗粒分を含むときには間隙水圧の上昇は比較的小さく、また盛立て完了後の間隙水圧についても、たとえ、ある計器の値が大きくてもそ

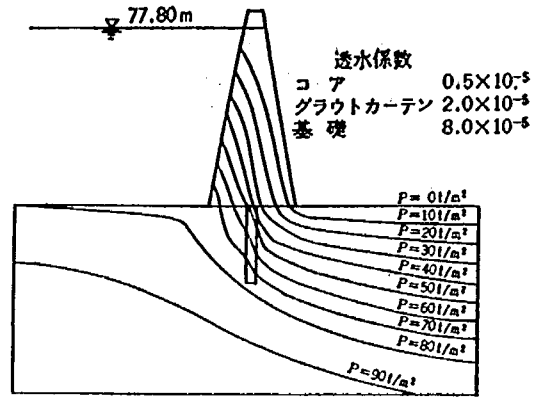


図-29

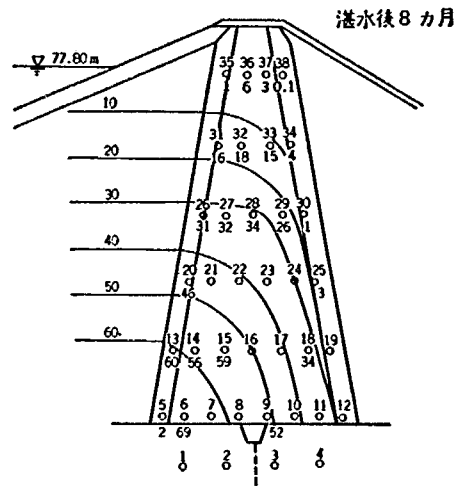


図-30

れがローカルな現象であるのか、全体の現象であるのか、あるいは計器の故障によるものなのか判断がつけにくく、安全管理上の意義は薄い。

堤体中の浸透流については、おおまかにはダルシーの法則が適合すると考えられるので、まず図-29に二次元浸透流計算による等水圧分布を示した。図-30は実物の実測結果である。基礎岩盤中の浸透流は、本来パイプフローであり、ダルシーの法則にあてはまらないが、図-29には基礎中の浸透流をダルシーフローで解析して、グラウトカーテンの効果を知らうえで参考とした。図-29から流量を調べると、堤体よりも基礎からの漏水量が多い。図-29と図-30を比較すると、実測結果においてはしゃ水ゾーン下位標高下流側の動水こう配は計算値よりもきつい。

3. ダム完成後における計測

<参考文献>

- 1) R. Iida, K. Hojo, N. Matsumoto: Safety Monitoring of Dams during First Filling of Reservoirs, ICOLD 13 th Congress, New Delhi, 1979,

Q-49, R. 26, p 385~406

- 2) 水野光章, 大槻光雄: フィルダムの安全管理手法に関する研究 (I), 水資源公団試験所構造試験室資料 7701 号, 昭和 52 年 10 月

☆

☆

☆

研究報告並びに発表論文
概要集

ISSN 号
土研資料第 1786 号
昭和57年 2 月(1982)
ダム構造研究室室員

キーワード：コンクリートダム，基礎岩盤，安定解析，
FEM 2次元弾性計算，基礎処理

No. _____

配布先氏名

配布先住所

