

## 土質データのばらつきと設計

### 5. 実際の構造物への適用

まつ松    もと本    のり徳    ひさ久\*    ほん本    じょう城    ゆう勇    すけ介\*\*

#### 5.1 土構造物

##### 5.1.1 概説

本節では、土構造物の代表例としてフィルダムを取り上げ、これを中心に土質データのばらつきと設計・施工の関係について述べる。

土質データのばらつきという観点からフィルダムの種々の問題を考えるとき、これを極値問題と平均値問題の2つに分類して考えると便利であろう<sup>1)</sup>。前者は、ばらつきの極値（最大値または最小値）が問題となるような場合で、堤体や基礎地盤の弱部が構造物全体の安全性の鍵となる場合である。この種の問題は、概念的には図-5.1.1の最弱リンクモデル（鎖全体の強度はその中の最も弱いリンクの強度で規定される）によって表される。一方後者は、全体の安全性がその構成要素の平均的特性で決まるような場合である。円弧すべり面を仮定して堤体や基礎の安定を検討する問題は、その仮定されたすべり線上の要素の平均値が抵抗力を支配すると考えられ、平均値問題の典型例である（図-5.1.1）。

フィルダムの過去の破壊例を見ると、余水吐の容量不足による越流を除くと、パイピングなど堤体や基礎内の浸透流による侵食に起因するものが群を抜いている<sup>2)</sup>。これは、堤体や基礎内部の弱部に起因する事故であり、前述の極値問題として分類される。原因となる弱部の代表的なものは次のようなものが考えられる。

- ・ 構造物や岩盤とコア部の接触部分の締固め不足。
- ・ 岩盤亀裂に対するグラウト処理が不十分。
- ・ 不同沈下などに起因する堤体の亀裂。
- ・ 調査不足による弱層、透水層などの見逃し。

フィルダムの建設に当たり実施される調査・設計・施工の多くの手続きは、いかにこのような弱部を発見し処置するか、また弱部を作らないようにするかという問題に対する、長い経験から得られた知識の集積の結果であると言っても良いほどである。極値問題に類する問題に対して、通常の定量的な設計計算の中で取り扱うことのできるものはほとんどないと言っても過言ではない。これらの問題では、調査・設計・施工のすべての段階で、弱部を減らし、細部

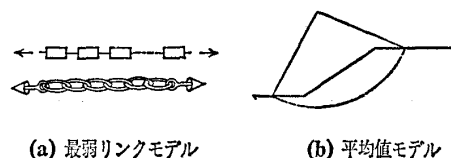


図-5.1.1 極値問題と平均値問題の概念説明図

に至るまで安全性を折り込んで行くような配慮が要求される。

一方、実際の定量的な設計計算に現れる問題は、平均値問題に分類される（あるいは、平均値問題と仮定されている）。堤体と基礎の安定計算、フローネット等による浸透流解析などはその代表例である。堤体の斜面崩壊など平均値問題に属する破壊が重大事故に結びついた事例は少なく、これは見方によってはこの種の問題に対する土質力学理論に裏付けられた設計法の有効性を物語っているとも解釈できる。したがって設計者が、極値問題に対して十分な設計・施工上の配慮を行っていると確信できれば、平均値問題については土質データのばらつきを考慮した設計を行う事も意味があり、場合によっては設計の最適化もある程度可能であろう<sup>1)</sup>。また土構造物の問題の中には、軟弱地盤上の盛土のように、ほとんど平均値問題として扱ってさしつかえないものも存在する。

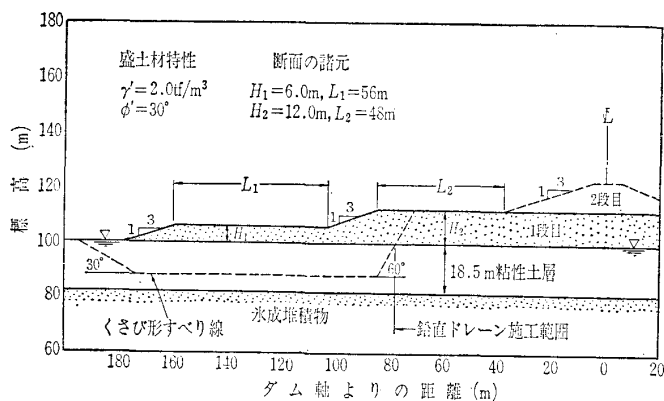
フィルダムの設計に用いられる土質データのばらつきの原因を考えると、2.1で述べた誤差要因のすべてが含まれている。これらを補正する系統だった手法は、現在のところ存在しないが、設計上問題となる弱層、透水層などは、地盤の生成過程など地質学的な問題と深く結びついており、この種の知識を活用する事は極めて重要である<sup>3)</sup>。このような考察の一例は、5.1.3の事例の中でふれられている。

以下本節では、まず5.1.2で平均値問題における土質データのばらつきへの対処の一事例として、軟弱地盤上に建設されるダム堤体盛土の安定解析に、安全性指標を用いた設計法(表-4.1)を適用した場合を紹介する。次に5.1.3では極値問題に属する事例として、グラウティングによって岩盤の透水性を改良する際の考え方について述べる。最後に5.1.4では、フィルダム盛土施工上問題となる締固め密度のばらつきの管理について、若干の統計学的な考察を述べ、読者の参考とした。

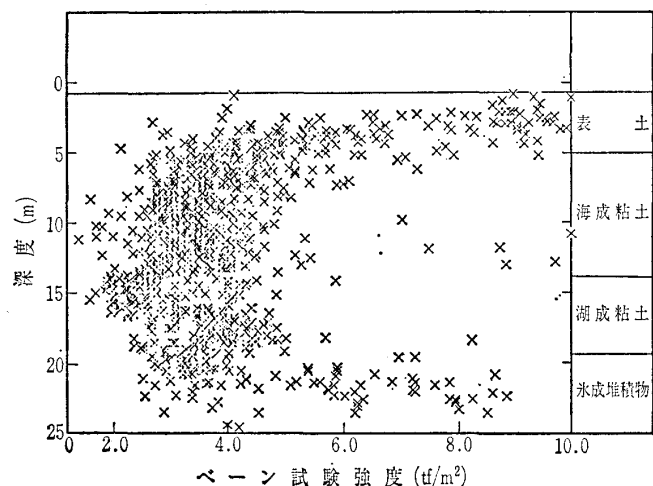
\*建設省 土木研究所 ダム部フィルダム研究室長

\*\*竹中技術研究所 研究員

講 座



図—5.1.2 安定解析標準断面



図—5.1.3 全原位置ベーン試験結果

5.1.2 軟弱地盤上に建設されるダム堤体盛土の設計

本節で紹介するのは、北米の大規模な電源開発プロジェクトに伴い飽和粘性土地盤上に建設される堤体盛土の設計に、土質データへのばらつきを考慮して設計安全率の設定を試みた事例である<sup>4),5)</sup>。本プロジェクトでは、ここで紹介する検討に先立ち、経験のある地盤工学技術者たちのグループが設計で採用すべき安全率について提案を行っており（以下ではこれを前委員会による提案と呼ぶ）、今回の検討ではこの提案の妥当性を信頼性設計の立場から見直す事を目的としている。飽和粘性土地盤上の盛土の安定問題は、施工直後にかかなり高い破壊確率を持つ事、また、破壊事例が多く設計法自身に含まれる誤差を解明しやすい事、などの理由により地盤工学では最も早く信頼性設計の考え方の導入された分野である。この問題では信頼度を用いた設計法もすでに実用段階で用いられるレベルまで研究が進んでいるが<sup>6)</sup>、この事例で用いられているのは、安全性指標を用いた設計法である。

工事は、図—5.1.2に示すような断面を持つ堤体盛土を900mにわたって施工するものであり、ドレーンを打設後第1段階の盛土を行い、圧密による強度増加を待って第2段階の盛土を施工する計画である。土層は上部の海成粘土（約12m厚）と、下部の湖成粘土（約7m厚）より成り、この下は水成堆積物である。なお、湖成粘土層の上部2mほ

どは、やや強度の低い弱層である。土質データとしては、多数の原位置ベーン試験（Nilcon field vane test, 図—5.1.3）と、ブロックサンプルによる合計21個の各種CK<sub>0</sub>U（K<sub>0</sub>圧密非排水）試験、圧密試験などである。なおここでは紙面の制約上、粘性土の圧密による強度増加の取扱いについては記述を省略した。

本講座第1章（61年12月号）に従うと、ダム堤体盛土の設計法のレベルはD<sub>1</sub>、地盤諸係数推定レベルはE<sub>3</sub>（三軸試験で強度を求めているが、ベーン試験によりばらつきを評価しているため、E<sub>2</sub>から1ランク下で評価した）と考えられるので、設計地盤諸係数の評価レベルはIIであり、対応する設計法は安全性指標βを用いた方法となる。すなわち、第1章での評価と、この事例で用いた評価法は一致したものであることが分かる。

(1) 一次処理

原位置ベーン試験は、比較的地盤を乱さない状態で簡便に試験を行えるという利点はあるが、三軸試験などに比べて著しくひずみ速度が速い事、強度の異方性の影響が明確でないなど多くの問題点を持っており、その測定値は地盤強度そのものではなく、1つの指標と解釈するのが妥当であると考えられる。2.4、図—2.18で示したBjerrum（ベラム）の原位置ベーン試験に対する補正係数μもこのような考えに基づいていると言える。ここではブロックサンプル試料に基づくCK<sub>0</sub>U試験の結果により、独自に補正係数μを求め設計を行っている。

粘性土の非排水強度を室内試験で求めるとき、2.2で議論されたように多くの問題点がある<sup>7)</sup>。ここではまず供試体を、試験機の中でできる限り現実の応力径路に従って試験することにより非排水強度を求めている。すなわち、供試体をK<sub>0</sub>圧密後、所与のOCR（過圧密比）まで鉛直荷重を除荷した後すべり線上の各破壊モードに応じてTC（三軸圧縮）、TE（三軸伸張）、DSS（単純せん断）の各試験結果を使い分ける。またサンプリングの乱れについては、いわゆるSHANSEP法の土の正規化挙動（Normalized Behavior）の考え方をを用いて除去する<sup>7)</sup>。また室内試験（ $\dot{\gamma} = 0.5\%/hr$ ）と実際の破壊のひずみ速度の差による強度の過大評価と、軸対称応力状態（TC、TE）と平面ひずみ状態の差（中間主応力の影響）による過小評価は打ち消し合うという仮定を設けて、ひずみ速度と中間主応力の影響に対処している。また進行性破壊に対しては、図—5.1.4(b)で示しているように、TC、TE、DSSの各試験で得られた強度を同一のひずみレベル（この場合2%）で平均化して設計強度とする事により考慮している。表—5.1.1にこの方法で整理して非排水強度を求めた。この強度とベーン試験値を比較することにより補正係数μを決定した。

(2) 二次処理<sup>8)</sup>

統計解析ではまず、得られているベーン試験値 $c_{FV}$ が、①強度の空間的ばらつき（spatial variation） $c_{sp}$ と、②

表-5.1.1 補正係数  $\mu$  の  $CK_0U$  試験による設定

土層	サンプル(数)	深度(m)	$I_p$ (%)	$I_L$	OCR	CK <sub>0</sub> U 試験										補正係数 $\mu$		備考
						ピーク強度				ひずみレベルを統一(2%)				原位置ベーン		$\mu$	$c_u/\sigma_p'$	
						$\tau_C/\sigma_p'$	$\tau_D/\sigma_p'$	$\tau_E/\sigma_p'$	$\gamma$	$\tau_C/\sigma_p'$	$\tau_D/\sigma_p'$	$\tau_E/\sigma_p'$	$\tau_{\alpha 0}/\sigma_p'$	$c_u/\sigma_p'$	備考			
海成粘土	5	5.3 ↓ 11.6	16.5 ↓ 9.5	1.3 ↓ 2.5	3.3 ↓ 1.9	0.34 ±0.025	0.23 ±0.02	0.17 ±0.01	2%	0.26 ±0.015	0.225 ±0.02	0.16 ±0.015	0.215 ±0.01	0.225 ±0.03	n=8	1.0 ±0.075	0.225	
湖成粘土	2	13	8	2.2 ±0.4	1.5	0.315 ±0.04	0.19 ±0.01	0.145 ±0.0	2%	0.22 ±0.03	0.19 ±0.0	0.14 ±0.01	0.185 ±0.08	0.165 ±0.02	n=8	(1.0) (±0.015)	(0.165)	CK <sub>0</sub> U試験の数が少なく、追加調査が望まれる

(1) 記号 C, D, E はそれぞれ, 三軸圧縮, 単純せん断, 三軸伸長試験に対応,  $\sigma_p'$  は最大圧縮応力  
 (2) 上段は(平均値), 下段は(±標準偏差)を表す

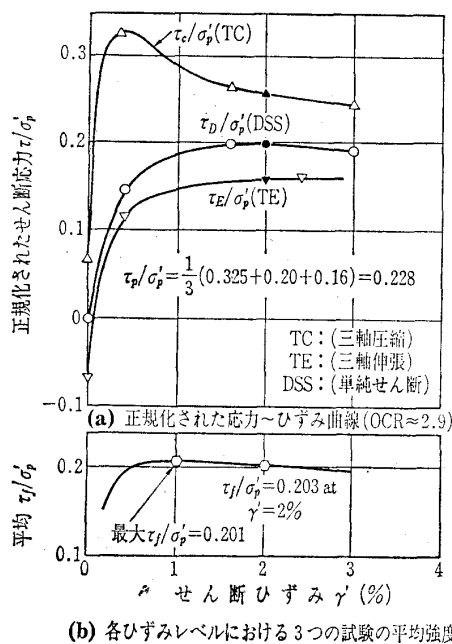


図-5.1.4 海成粘土(OCR=2.9)のCK<sub>0</sub>U (K<sub>0</sub>圧密非排水)試験結果。表示は, 標準化挙動 (Normalized Behavior)。

確実性の大きな違いは, 前者が円弧すべり線などある大きい土塊についての  $c_u$  の平均を取るとその分散が減少するのに対し, 後者の分散は平均化によっては減少しないという点である。ここでは平均化による分散の低減を係数  $R$  によって表現している。以上の議論より最終的に設計で用いる  $c_u$  は,

$$c_u = \mu c_{FV} = \mu (c_{sp} + c_{st}) \dots \dots \dots (1)$$

ここに,  $c_{sp}$  は平均  $\bar{c}_{FV}$ , 分散  $Var(c_{sp})$  を持つ。また  $c_{st}$  は平均は0であり, 個々のサンプルが独立であると仮定すると,

$$Var(c_{st}) = Var(\bar{c}_{FV}) \approx Var(c_{FV})/n \dots \dots \dots (2)$$

によって推定できる。4章の式(10)と(11)を用い, 二次モーメント法によって  $\bar{c}_u$  と  $Var(c_u)$  を求めると,

$$\bar{c}_u \approx \bar{\mu} \bar{c}_{FV} = \bar{\mu} \bar{c}_{sp} \dots \dots \dots (3)$$

$$Var(c_u) \approx \bar{\mu}^2 Var(c_{sp}) \cdot R + \bar{\mu}^2 Var(c_{st}) + \bar{c}_{FV}^2 Var(\mu) \dots \dots \dots (4)$$

$R$  は先に述べた分散低減係数である。

表-5.1.2 原位置ベーン試験データの解析

	海成粘土 (n=62)	湖成粘土 (n=37)
平均: $\bar{c}_{FV}$ (tf/m <sup>2</sup> )	3.45	3.12
標準偏差: $\sqrt{Var(c_{FV})}$ (tf/m <sup>2</sup> )	0.814	0.849
空間的分散: $\bar{\mu} \sqrt{Var(c_{sp})}$	0.631 (ばらつきの60%)*	0.849 (ばらつきの100%)*
系統的誤差:	0.279	0.490
統計的推定誤差: $\bar{\mu} \sqrt{Var(\bar{c}_{FV})}$	0.104	0.140
系統誤差: $\bar{c}_{FV} \sqrt{Var(\mu)}$ ( $\mu$ の不確実性)	0.259	0.469

\*自己相関関数より推定

表-5.1.3 安全率の感度分析:円弧すべり面による安定解析の場合

パラメーター $X_i$	$\Delta F/\Delta X_i$	分散 $Var(X_i)$		$(\Delta F/\Delta X_i)^2 \cdot Var(X_i)$	
		系統的	空間的	系統的	空間的
盛土材の内部摩擦角 $\phi'$ (度)	0.01	3.0	1.0	0.0003	0.001
盛土材の単位体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	0.06	1.0	1.0	0.0036	0.0036
表土層厚 (m)	0.008	0.036	0.964	0.000	0.0001
基層深度 (m)	0.056	1.0	0.0	0.0031	0.0000
$c_u$ (湖成) (tf/m <sup>2</sup> )	0.219	0.240	0.721	0.0115	0.0346
$c_u$ (海成) (tf/m <sup>2</sup> )	0.137	0.078	0.398	0.0014	0.0075
総分散				0.0199	0.0459
総標準偏差				0.141	0.214

計測誤差 (noise)  $c_e$  に分離する。前者は, 空間的に連続性をもった変化であるからある程度長周期の変動であるが, 後者は個々に独立な原因によって生じるためホワイトノイズ的変動であると考えられる。 $c_e$  は計測の誤差によるデータのみかけのばらつきであるから, 設計値設定において考慮する必要はない。この事は推定された  $c_{FV}$  の自己相関関数によって裏付けられ, 両者は図-5.1.5のように分離できる。このほか非排水強度  $c_u$  の不確実性には, 計測されたデータのばらつきには表れない③系統誤差 (systematic error) と言われるものがある。これには限られた数のサンプルより  $\bar{c}_{FV}$  を推定する事に伴う統計的誤差  $c_{st}$ , 補正係数  $\mu$  の不確実性 ( $Var(\mu)$  で表す) などがある。①と③の不

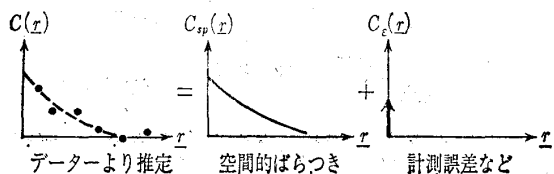


図-5.1.5 自己相関関数の分解

表—5.1.4 解析結果の一覧(解析誤差7%考慮)

ケース	① 現在考えられている断面の安全率の平均値, 標準偏差および安全性指標				② 前委員会が提案した設計安全率			③ 本検討で提案された設計安全率		
	$E[F_s]$	s.d. [ $F_s$ ]	$\beta$	$P_F$	$F_s$	$\beta$	$P_F$	$F_s$	$\beta$	$P_F$
I 第1段(円弧すべり)	1.453	0.198	2.29	0.011	1.4	2.02	0.022	1.5	2.53	$0.57 \times 10^{-3}$
II 第1段(ブロックすべり)湖成層上部の弱層を考慮	1.244	0.126	1.94	0.026	1.7	5.55	$>10^{-6}$	—	—	—
III 第2段(円弧すべり)	1.427	0.153	2.79	0.0026	1.7	4.57	$0.2 \times 10^{-6}$	1.5	3.27	$0.53 \times 10^{-4}$

海成粘土と湖成粘土の  $c_u$  の計算例を表—5.1.2に示した。

(3) 設計計算

表—5.1.3に, 安全率  $F$  の各要素に対する感度を分析するため  $F$  に影響を与える各要素を, それぞれ独立に(平均値) — (標準偏差) と設定して円弧すべり解析を行い,  $F$  の変化を示した。この計算では盛土材料の性質や基層までの深度など, 上に述べた以外の土質データのばらつきも考慮し,  $F$  の感度分析を行っている。湖成粘土による不確実性が他に比べかなり大きい事が分かる。空間的な平均を取る事による分散低減係数  $R$  を 0.2 とし, 過去の破壊例より推定される解析法自身の不確実性の標準偏差を平均安全率の 7% と考えると  $F$  の分散は,

$$\begin{aligned} \text{Var}[F] &= 0.2 \times 0.0459 + 0.0199 + (0.07 \times 1.453)^2 \\ &= 0.039 \end{aligned}$$

よって, 信頼指標  $\beta$  は,

$$\beta = (1.453 - 1.0) / \sqrt{0.039} = 2.29$$

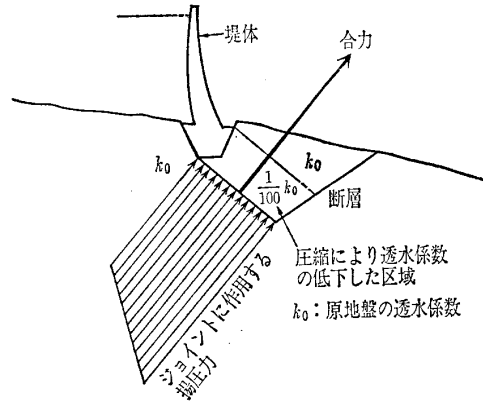
同様の方法は, 第1段階盛土で湖成粘土上部の弱層を通るブロックすべり線を仮定した場合(図—5.1.2参照), および最終段階盛土の場合にも適用され, 表—5.1.4のような結果を得た。この表には, 先に述べた前委員会提案の安全率も合わせて示した。

(4) 設計安全率の決定

今回行った解析結果から見ると, 前委員会の提案は  $\beta$  から考えても, 安全率に正規分布を仮定して推定された破壊確率  $P_F$  から考えても, 安全性の程度がまちまちで一貫性がない。特に注目すべき点は, 前提案では弱層を通過するブロックすべり(ケースII, 図—5.1.2参照)に対する安全率を 1.7 とする事を提案しているが, これを  $\beta$  から考えると過度に安全になってしまう点である。これは弱層の強度に比較的ばらつきが少ないためと考えられる。今回の検討ではケースIとIIIに安全率 1.5 を用いる事を提案している。 $F$  は同じでも  $\beta$  あるいは  $P_F$  は異なる。ケースIIIは最終段階であり, この安全率は他のダムの  $P_F$  との比較(4章図—4.8)により求めた。一方ケースIは仮設状態であり,  $10^{-3}$  オーダーの  $P_F$  は許容されると考えている。ケースIIには安全率の提案を行っておらず, 検討する必要はないと考えたと思われる。

5.1.3 基礎の止水処理とばらつき

(1) 止水処理における極値問題と平均値問題

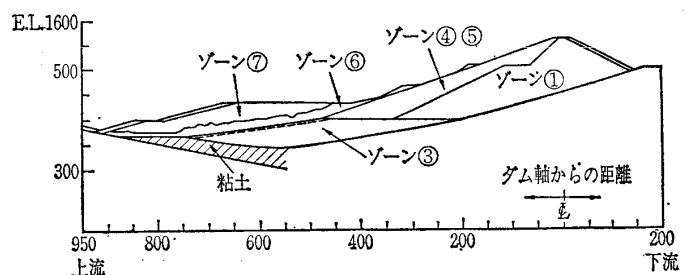


図—5.1.6 マルパッセダムの基礎の模式図

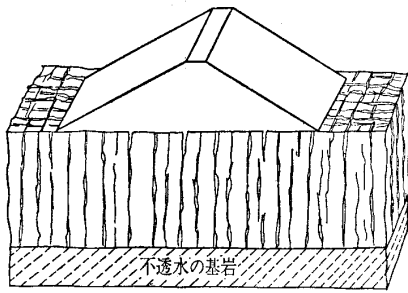
5.1.1において, データーのばらつきの問題を極値問題と平均値問題に分けて論ずると便利であると述べた。ダムにおける浸透流対策のための基礎処理においても, まず問題を極値問題なのか平均値問題なのかを見極めることが重要である。

はじめに例を示そう。図—5.1.6は, 1959年に破壊したマルパッセダムの左岸部の基礎岩盤の模式図<sup>8)</sup>である。この図は, 貯水により, 特定のジョイントに過大な揚圧力が作用し, 下流の断層沿いにすべり変形を起こしダムを破堤に至らしめたことを説明しようとしている。これをばらつきの問題として捉えれば, 数あるジョイントや断層から成る不連続面の組み合わせの中で, どの特定の不連続面が応力や揚圧力の作用の下で最弱のものとなるかを検討すべき極値問題となる。したがってこの種の問題では, 地質調査の精度が鍵となる。なお, このマルパッセの事故が岩盤について, 力学的検討が必要であることを多くの人々に認識させる重要な契機になったのである。

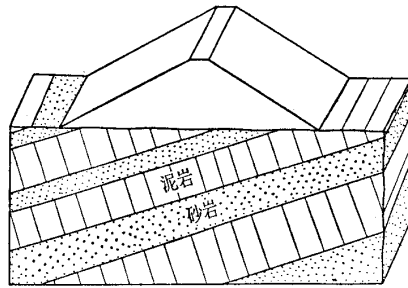
図—5.1.7は, 1981年に堤体が移動を始め, 緊急に押さえ盛土によりすべりを押さえたサンルイスダムの問題の箇所



図—5.1.7 サンルイスダムの堤体および基礎の断面図



図—5.1.8 鉛直方向の節理の発達した岩盤上のフィルダム



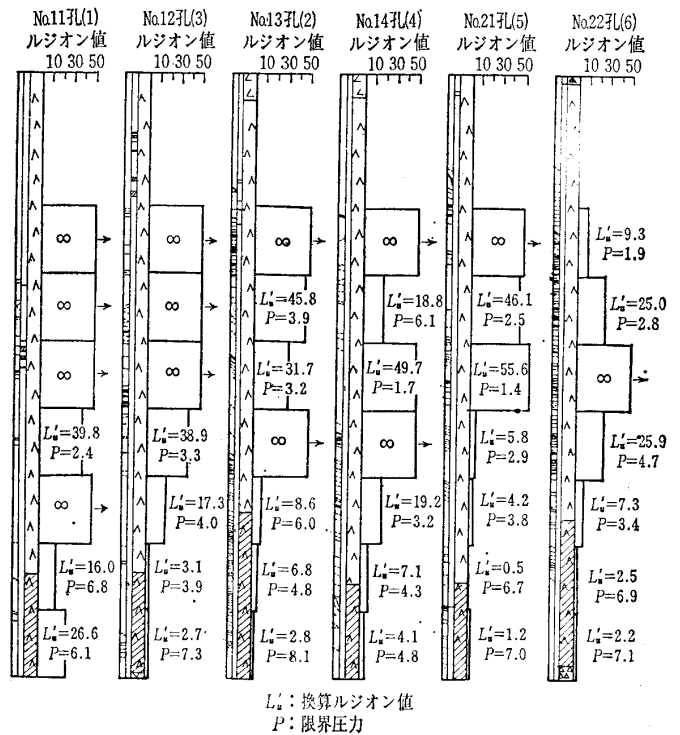
図—5.1.9 傾斜した堆積岩(砂岩, 泥岩)上のフィルダム

の断面図である。すべりの原因は、下流への用水補給のため、設計以上の速度で貯水位を低下させたことにより、上流堤趾付近の粘土層の部分に過剰間隙水圧が発生し、堤体および基礎を通るすべり面の安定を欠くことになったとされる。この問題は、盛土の下部に残した粘土層に、水位急低下時に生ずる間隙水圧を見積もる問題で平均値問題に分類できる。というのは、各地層および堤体各ゾーンの平均的な透水係数が分かれば、間隙水圧の算定は可能となるからである。

(2) 透水性のばらつきと地質

さて、上記の2例はいずれも浸透流の作用により基礎を含む堤体の安定が問題となった事例であるが、次にダム基礎自体の浸透流制御におけるばらつきを考えてみよう。図—5.1.8は、鉛直方向の節理が著しく発達している岩盤上のフィルダムの模式図である。本来、節理の発達した硬岩は、ダムタイプとしてはコンクリートダムの方がなじみ易いが、説明の便宜上、フィルダムを建設するとして、基礎地盤の透水係数のばらつきについて考えてみよう。一方、図—5.1.9は、堆積岩上のフィルダムである。堆積岩は、砂岩と泥岩より成り、地層の走向はダム軸方向、傾斜は上流落ちとする。砂岩は固結度が低く、間隙があり、多少の透水性を持ち、泥岩は、固結度は高く、岩自体は不透水であるが地層に直角方向の潜在的なヘアクラックが発達しているとしよう。図—5.1.8と5.1.9は、フィルダムの基礎岩盤として、極めて対照的な透水特性を持っていることになる。

ダムの基礎の透水性は、一般にルジオン値で表現される。ルジオン値とは、基礎岩盤中にせん孔したボーリング孔に圧力水を10 kgf/cm<sup>2</sup>の圧力で注水し、孔長1 mの部分に毎分注入される水量をリッターの単位で表したものである。



図—5.1.10 ボーリング孔とルジオン値

1 ルジオンはおよそ1.0×10<sup>-5</sup>cm/sに相当し、1 ルジオン以下は事実上不透水と考えてよい。通常ボーリング孔において、5 mを1区間(ステージ)としてルジオン値を求めている。図—5.1.10は、図—5.1.8に例示される開口亀裂の発達した岩盤における6本のボーリング孔におけるルジオン値の分布を示す。これによれば、上部の10m区間は透水係数が大きすぎて試験を実施してないが、透水試験を実施しているそれ以深の上位標高の5ステージはほとんどが無限大のルジオン値であり、いくつかのステージで20~50の値が見られる。これは図—5.1.8のような節理性の岩盤(不透水の基岩を除く部分)では、ボーリング孔が開口亀裂に当たればルジオン値は無限大に近くなり、たまたま開口亀裂に当たらないステージが、小さなルジオン値を示しているにすぎない。このような岩盤では、不透水地盤に達するまでカーテングラウチングを実施し、確実な止水膜を形成しなければならない。

一方、図—5.1.9のような場合には、図—5.1.8の場合に比べればルジオン値は小さく、ばらつきも少ないはずである。図—5.1.9の砂岩と泥岩の固結度が低い場合には、ルジオン値のばらつきは、むしろ試験法自体の難しさに起因することが多い。すなわち、堆積岩の固結度が低いときには、小さな送水圧力で試験区間の状態を乱してしまい、真の透水係数が求めにくいのである。このようなときには、揚水試験等別の試験法を併用し、ルジオン値のばらつきを究明する必要がある。図—5.1.9のような場合には、浸透流路を長くとり、動水勾配を減じることにより浸透流を抑制することが可能であるから、グラウチング等による止水

講座

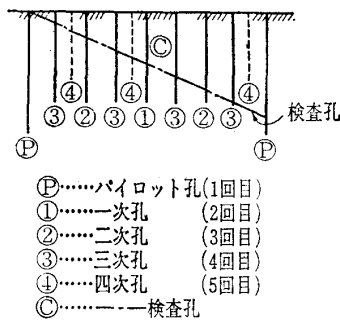


図-5.1.11 カーテングラウチングの施工順序 (中央内挿法)

だけでなくブランクット工法でも対処可能である。

図-5.1.8と5.1.9は、ダム基礎として両極端の場合であるが、基礎岩盤は、もともと地質の生成時のばらつき、その後の断層やしゅう曲による傷み方の差によるばらつき、およびさらにその後の変質や地表からの風化の影響の差によるばらつきを含んでいる。したがって、透水性の指標であるルジオン値もばらつくのが当然である。しかしここで重要なのは、ばらつきの原因についての地質要素の調査を徹底し、あいまいさを残さないという点にある。

(3) ばらつきとグラウチング

ダム基礎の止水をグラウチングによって実施するとき、一般には、グラウチングの実施順序は、中央内挿法と呼ばれる方法による。すなわち、図-5.1.11<sup>10)</sup>に示すように、順次内側にグラウチングを内挿するわけである。図-5.1.11において三次孔までが設計孔であるとすれば、三次孔までは、パイロット孔や一〜二次孔の透水状況によらず必ず施工し、三次孔のグラウチング前の透水試験で透水性が規格値より大きいときには、四次孔を追加孔として施工するわけである。つまり、グラウチングの基本的な考え方は、ルジオン値の平均値を小さくすることではなく、大きなルジオン値の場所をなくすことであるからこのような方法がとられるのである。その理由は、図-5.1.8のような岩盤において、1本でも開口亀裂がグラウチングされずに残ったとしたら、かなりの漏水量となるからである。したがって、この段階までは、ルジオン値やセメント注入量のばらつきに対して統計的な手法は用いられず、ルジオン値が達成目標以下となるよう、追加孔を施工し、もつぱら、ばらつきを押さえ込むための工事が続けられる。

さて、次にかかなりのグラウチング工事が進んだとしよう。この段階になると、効果的なグラウチングが遂行されているかどうかについて、ばらつきに対する統計的考察が用いられるようになる。図-5.1.12<sup>10)</sup>のように、次数が進むにつれて、ルジオン値と単位セメント量が減少していれば、一応順調なグラウチングが実施されていると考えてよい。また、図-5.1.13<sup>10)</sup>のように、ルジオン値のばらつきを超過確率により表示し、グラウチングの次数別の効果を統計的に判断している。

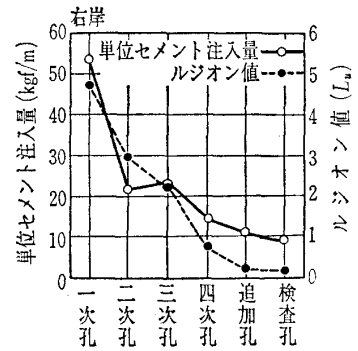


図-5.1.12 次数別のルジオン値と単位セメント量の遞減

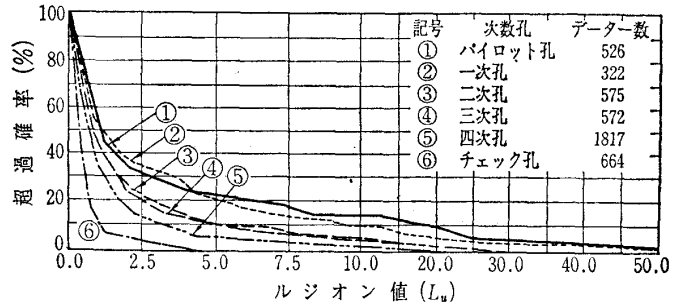


図-5.1.13 ルジオン値の次数別超過確率

カーテングラウチングの止水膜の仕上がり状況は、最終的には、検査孔をボーリングし、ここでルジオン試験を実施することにより確認される。図-5.1.8のように極端に開口亀裂の連続した岩盤を除けば、大きなルジオン値がごく局所的に限られた場所に存在し、連続性がないことがはっきりすれば、検査孔によるサンプリングに対して、100%の合格率でなくても許されよう。通常、検査孔において、ルジオン値の規格値を満たすものが85%程度以上のときは追加孔を実施しない。ただし、このときもばらつきの分布をみる必要がある。図-5.1.14<sup>11)</sup>に例示するように、規格値を満たす確率が同じでも、満たしていない箇所の分布の仕方によって判断が異なるのは当然であろう。

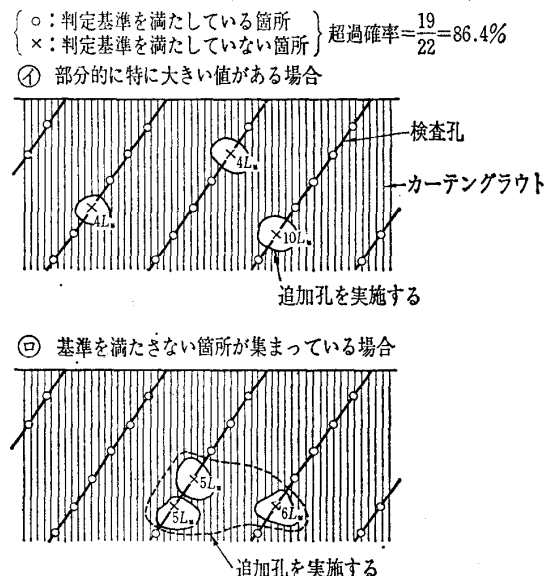


図-5.1.14 検査孔ルジオン値分布模式図

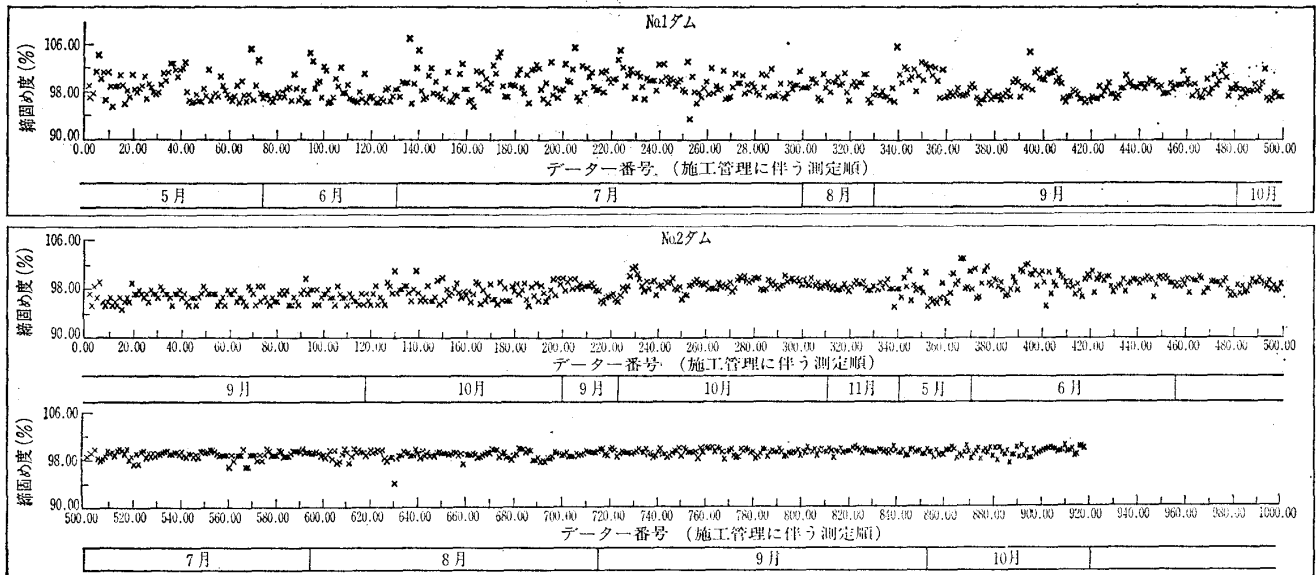


図-5.1.15 2つのダムにおける締固め度(D値)の経時変化

以上基礎の止水処理におけるばらつきの対処法を要約すれば、ルジオン値のばらつきに対しては地質的要因を整理し、グラウチングの進行にあたっては連続した透水路をすべてつぶすべくルジオン値を規格値内に押さえ込む施工を行うということである。

5.1.4 施工管理におけるばらつきの考え方:一つの試み

フィルダムコア材の一般的な施工管理の基本的な考え方は、堤体の安定上重要な透水係数( $k$ )や強度定数(例えば $\phi$ )を原位置で多数測定する事は難しいので、材料の含水比をあらかじめ定めた最適含水比付近の規格値内に収め、規定した方法によって締固めを行い、この現場乾燥密度 $\rho_a$ を計測し締固め度(例えばD値)が規格値内に入っている事によって間接的に $k$ や $\phi$ が設計値を満たす事を確認する。

以上のような管理法を主に材料のばらつきという観点より考えた場合、次のような問題点(あるいは疑問点)が指摘できると思われる。ここでは締固め度(D値)を例とする<sup>2)</sup>。

- (1) D値と本来設計上満足されるべき $k$ や $\phi$ の値との相関関係は完全ではないので、例えD値を規格値内に収めても、 $k$ や $\phi$ が設計値を満足しない場合が存在する可能性がある。
- (2) (1)の問題は別としても、D値の測定頻度が少な過ぎて、D値が規格値を下回っている部分が存在する可能性がある。また近年RI測定法など簡易な密度測定法の普及により測定頻度が増し、その結果D値が規格値を下回る場合もある程度許容せざるをえないときもある。しかしどの程度規格値を満足しなくても良いかという事について、その決め手は現在のところ全くない<sup>2), 12)</sup>。

図-5.1.15に、最近施工された2つのフィルダムコア材の品質管理のため測定されたD値の経時変化を示した。い

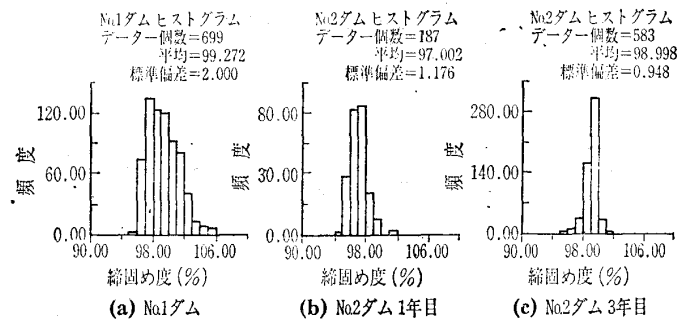
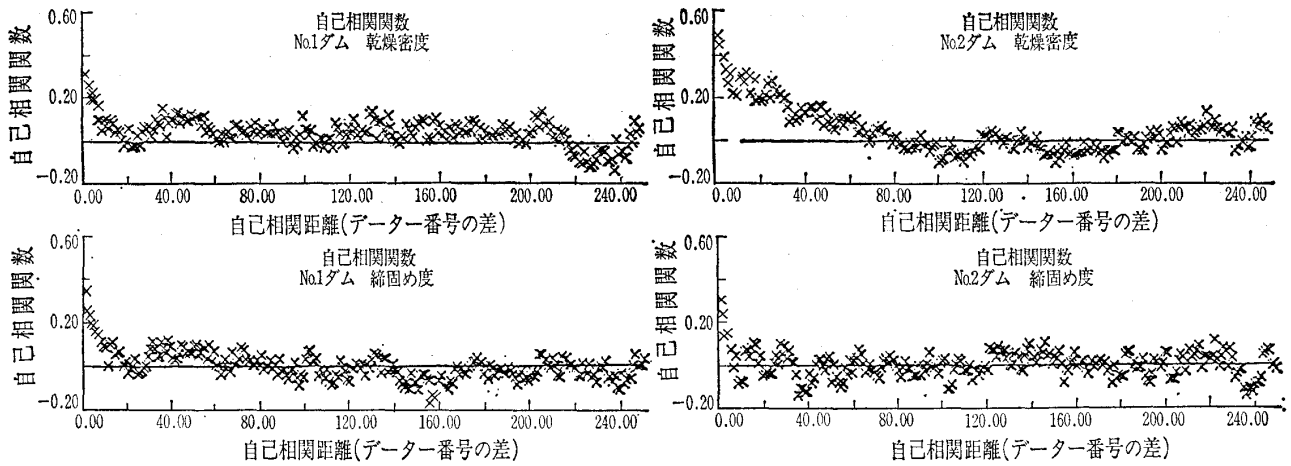


図-5.1.16 締固め度(D値)のヒストグラム

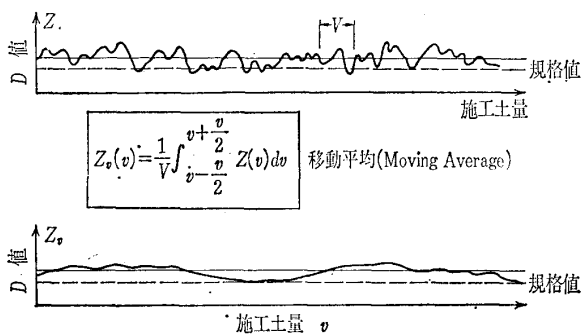
ずれの施工例でも、工事の進捗とともにD値のばらつきは小さくなって行くが、その詳細はさまざまである。ばらつきが小さくなって行くのは工事の進捗に伴い施工管理の状態が安定して行くためと考えられる。図-5.1.16にNo.1ダムと、No.2ダムの1年目と3年目のD値のヒストグラムを示した。なお、それぞれのダムのD値の規格値はそれぞれ、96%と95%である。

本講座3.1.3(3月号)で説明した自己相関関数は、確率過程の制御や予測などの理論では中心的な役割を果たす。これは、自己相関関数がある点の挙動がそこから $\Delta x$ 隔たった別の点の挙動とどの程度の相関の強さを持っているかを $\Delta x$ の関数として表したものである、という事からも直感的に理解される。それぞれのダムの $\rho_a$ とD値に関する自己相関関数を推定したのが図-5.1.17である。推定された自己相関関数の第一の特徴は、これが $\Delta x=0$ から1の間で大きな不連続を示している事である。これは“nugget effect (金塊効果)”と呼ばれる現象であり、この確率過程がサンプル間隔より短いスケール(短周期成分)でも激しく変動している事を意味する。このような短周期成分の変動の原因としては、計測誤差、土のよりミクロな構造による変動などが考えられる。この構

驛 座



図—5.1.17 乾燥密度 ( $\rho_d$ ) と締固め度 ( $D$ 値) の自己相関関数推定値 (No. 2 ダムについては 3 年目のデータのみ使用)



図—5.1.18 移動平均過程の定義

造を特定するには、より短い間隔でサンプリングを行い、調べる必要がある。一方、 $D$ 値や $\rho_d$ のデータには、いずれのダムにおいても長周期のある程度長い相関構造が存在する事も分かる。以上見て来たような締固め施工管理データの自己相関関数の存在は、このような自己相関関数を利用した確率過程の諸手法の、管理手法への適用の可能性を暗示している。

ところで、工学的には $\rho_d$ や $D$ 値はある1点で満足されなくても、ある工学的に意味のある体積についての平均値(図—5.1.18の移動平均)が規格値を満足していれば十分であるとも考えられる。このように $D$ 値の移動平均過程を管理の対象とすれば、移動平均を求める体積が土のミクロな変化のスケールより十分大きい場合は、先に述べた計測誤差やミクロな構造によるホワイトノイズ的なばらつきは平均化され消滅し、例えば図—5.1.17で示した例では、移動平均過程の分散はもとの分散より相当程度小さくなる事

が予測される。もちろんこの管理法では、 $D$ 値の移動平均値がある規格値を下回らないよう管理を行うのであるから、個々の測定値の中には規格値を満足しないものもある程度許容されることとなるのは当然であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) De Mello, V.F.B.: Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams, Geotechnique, Vol.27, No.3, 17th Rankine Lecture, 1977.
- 2) 山口柏樹・大根義男: フィルダムの設計および施工, 技報堂出版, 1973.
- 3) 土質工学会編: フィルダムの調査・設計から施工まで, 2章, 1983.
- 4) Baecher, G.B.: Class note of Case studies in foundations and earth structures, at MIT, Spring term, 1983.
- 5) Baecher, G.B.: Simplified geotechnical data analysis, in Reliability theory and its application in structural and soil mechanics, (ed. P. Thoft-Christensen), Martinus Nijhoff Publishers, 1983.
- 6) 松尾 稔: 地盤工学—信頼性設計の理論と実際, 技報堂出版, 1984.
- 7) Ladd et al.: Stress-Deformation and Strength Characteristics. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977.
- 8) J. Bellier, P. Londe and J. Langhein: The Malpasset Dam, Proceedings of the Evaluation of Dam Safety, A.S.C.E., p.127, 1976.
- 9) R.W. Kramer, Discussion on Question 52, 14th Congress on Large Dams, Vol. II, Rio de Janeiro, pp.166~169, 1982.
- 10) 建設省河川局開発課監修: グラウチング技術指針・同解説, 国土開発技術研究センター, 1983.
- 11) 建設省河川局開発課, 土木研究所: ダム基礎岩盤グラウチングに関する研究, 第35回建設省技術研究会報告, pp. 1~33, 1981.
- 12) 久野悟郎: 締固め施工管理雑感, 土と基礎, Vol.34, No.5, 1986.