

藤岡ダムの施工管理結果と埋設計器観測結果 についての報告と検討

大根義男・成田国朝・立花速雄*・下原秀樹**

On the Examination of the Results from Quality Control and Field Measurements for Fujioka Dam

Yoshio OHNE, Kunitomo NARITA,
Hayao TACHIBANA* and Hideki SHIMOHARA**

In the construction of recent high earth dams, sufficient field observations and maintenance after construction, as well as severe quality control during construction, are required in order to confirm high margin of safety of the embankment.

In the present paper, field observation data for settlements, earth pressures, pore water pressures and discharge through the dam body and abutment foundations, which were obtained in an existing high earth dam, were examined and compared with quality control data during construction. Some remarks were then offered for the interpretation and the use of field data for improving the method of quality control.

1. はじめに

藤岡ダムは、兵庫県篠山川沿岸地区の県営かんがい排水事業の一環として構築された堤高43.4m、堤体積36.2万 m^3 の中心コア型のロックフィルダムである。本ダムは、昭和48年に調査が開始されて以来、約10年経過した昭和57年11月に完成した。本堤盛土は、昭和56年7月に着手され、約17ヶ月を要して昭和57年10月に終了した。そして、盛土終了後の昭和58年3月から処女湛水が開始され、同年9月末には計画満水位に達した。

ダムの盛り立てに際しては、各ゾーン毎に各種施工管理試験が行われ、その品質管理が遂行された。また、本ダムには、施工中及び湛水時のダムの挙動を把握し、安全性の管理を行うための各種の観測計器が、堤体内及びその基礎地盤内に埋設されている。

本報告は、施工中に実施された盛土の管理試験結果と施工中および初期湛水を通じて観測された各種埋設計器の記録を整理し、主として下記の点について検討を加えたものである。

- 1) 築堤材料の盛土管理実績に基づく施工状況とダムの安全性

- 2) 各種埋設計器による観測記録に基づくダムの挙動（沈下、土圧、間隙水圧および浸透性状と漏水量）と安全性

2. ダムの概要

図-1に藤岡ダムの標準断面図と各種埋設計器の設置位置を、また、ダムの諸元を表-1に示した。

3. 盛土施工管理結果の総括

表-2に盛土の施工管理試験結果に基づく各種物性値の代表値(平均値)、ならびに実績密度(D 値または相対密度 D_r 値)に対応した盛土のせん断強度定数(推定値)を示した。また、図-2には各ゾーンの粒径加積曲線を示した。各ゾーンの盛土施工状況を要約すると下記の通りである。

- (1) Zone 1 (不透水性ゾーン)

築堤材料は大別して3つに分類されるが、これらの材料の物性値(D 値、乾燥密度、含水比、レキ率、飽和度、透水係数)は、ある狭い範囲の中で分散しているだけであり、大きなバラツキや特別な異常値は見当たらない。したがって、ゾーン全体としての品質は概ね均一に施工されたものと見なすことができる。

- (2) Zone 2, 4, 5 (透水性ゾーン)

* 兵庫県篠山川農業水利建設事務所

** 日本技研株式会社

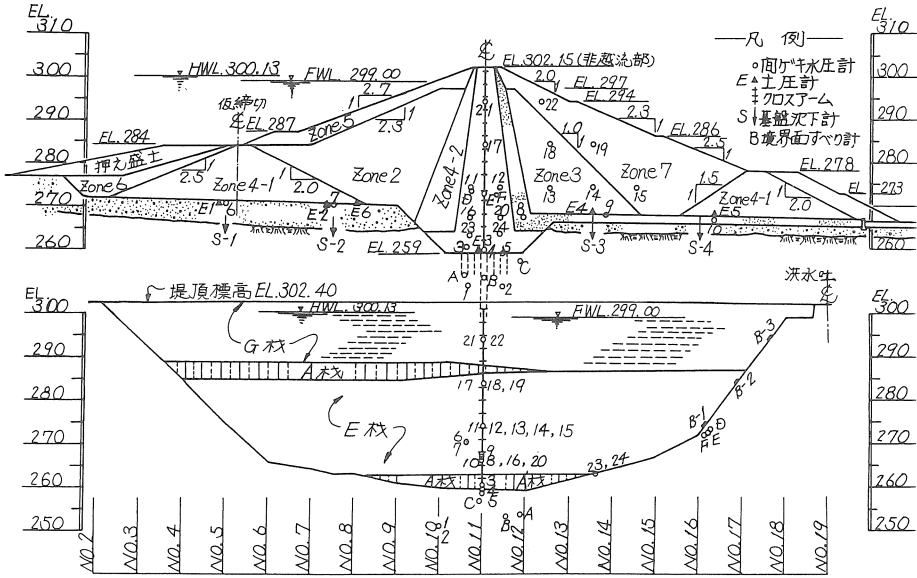


図-1 堤体標準断面図及び観測計器埋設位置

表-1 ダム概要

型 式	中心コア型 ロックフィルダム
集水面積	1.94km ²
満水面積	0.08km ²
堤 長	164.6m
堤 高	43.4m
堤 体 積	362,000m ³
総貯水量	870,000m ³
有効貯水量	784,000m ³
利用回数	1.7
設計洪水量	95.0m ³ /s
取水設備	斜樋スルースバルブ φ300×5門 φ500×1門
最大取水量	0.418m ³ /s

各ゾーンの物性値(乾燥密度, 間げき比, タルボットの指数, 相対密度, レキの比重, 吸水率)は極めて均一であり, 岩材料自体も均質で良好である。

(3) Zone 3, 7 (半透水性ゾーン)

両ゾーンは築堤材料の種類による明確な区別はないものの, 材料の物性値 (Zone 2, 4, 5と同様) は均一で良好な施工状況になっている。なお, 現場透水試験の結果では両ゾーンは実質的には透水性ゾーンと見なすことができる。

(4) フィルターゾーン

図-2にも示したように, フィルターゾーンとしての粒度的な適性は満足されており, かつ施工密度, 岩質等も均一で良好な施工状況になっている。また, 透水係数

についても $k \approx 1 \times 10^{-2}$ cm/s であり, 排水性についても何ら問題はない。

以上, 各ゾーンの盛土施工状況について要約した。表-2は, 盛土の施工状況に基づいてその諸物性値を整理したものである。表-2の諸実績値, およびこれに基づく諸定数と本ダムの設計数値とを比較すると, いずれも実績値が設計値を上回っており, 堤体のすべりに対する安定性は確保されていることが判る。また, 透水係数からみた浸透に対する安定性は, 各ゾーンの実績値が示すように, ゾーンとしての機能を十分満足しており, この面においても特に問題となるような点はない。

4. 埋設計器観測結果の総括

4.1 クロスアーム (層別沈下計) の解析結果

(1) 計測値の動向

図-3において, (a)図の実測値(累積沈下量)は明らかに一般的な理論解の傾向とは異なり, 数ヶ所の計器において異常値が認められる。しかし, (b)図で見られるように, 盛土が終了した時点からは概ね一定の割合で沈下

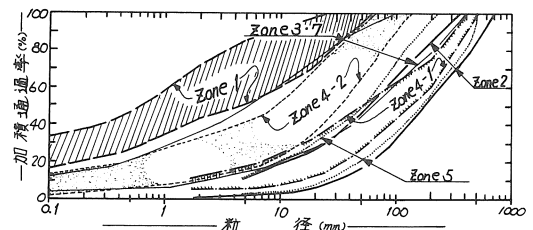


図-2 盛土材料の粒径加積曲線

表-2 盛土実績値及びそれに基づく各ゾーンの諸定数

項目	盛土対象区分	Zone 1	Zone 2	Zone 3・7	Zone 4(透水性)		Zone 5	フィルタ	Zone 6	押え盛土	コンタクトクレー	河床砂レキ		
		(不透水性ゾーン)	(透水性ゾ)	(半透水性ゾーン)	4-1	4-2	(透水性ゾーン)	ゾーン	(仮締切コア)					
盛土実績値 (平均値)	D 値 (%)	98.2	—	—	—	—	—	—	97.2	—	99.2	—		
	乾燥密度 γ_d (t/m ³)	1.66	2.06	2.04	2.04	2.05	2.08	2.08	1.77	—	1.65	1.92以上		
	含水比 or 吸水率 (%)	20.9	1.1	1.8	1.5	1.7	0.8	1.3	16.7	—	20.5	4.0		
	レキ率 P _{+19.1} (%)	14.4	—	—	—	—	—	—	21.0(+25.4)	—	5.9	70(+5.0)		
	飽和度 Sr (%)	88.8	—	—	—	—	—	—	87.0	—	85.1	—		
	現場透水係数 $\times 10^{-6}$ (cm/s)	3.5	—	8.2×10^{-3}	—	4.9×10^{-3}	—	9.2×10^{-3}	(Zone1)	—	3.7	—		
	間ゲキ比 e	0.64	0.25	0.23	0.27	0.23	0.23	0.23	0.51	—	—	0.41以下		
	タルボットの指数 n	—	0.58	0.41	0.62	0.44	0.58	0.48	—	—	—	—		
	相対密度 Dr (%)	—	90.0	87.7	91.9	89.4	90.8	94.1	—	—	—	—		
	土粒子 or レキの比重	2.71	2.59	2.55	2.60	2.56	2.61	2.58	2.68	—	—	2.56(レキ)		
実績値に基づく定数	密度	湿潤密度 γ_t (t/m ³)	2.00	2.08	2.07	2.07	2.08	2.10	2.11	2.07	1.80	—	—	
		飽和重量 γ_{sat} (t/m ³)	2.05	2.25	2.22	2.23	2.24	2.29	2.26	2.11	1.80	—	2.27	
		水中重量 γ_{sub} (t/m ³)	1.05	1.25	1.22	1.23	1.24	1.29	1.26	1.11	0.80	—	1.27	
	強度	完了直	粘着力 C (t/m ²)	4.4	0	0	0	0	0	(0)	(0)	—	(0)	
			内部マサツ角 ϕ°	25.5	39.6	37.9	39.3	37.8	45.7	38.4	(0)	(0)	—	(33.0)
		完成後	粘着力 C (t/m ²)	4.6	0	0	0	0	0	(0)	(0)	—	(0)	
	内部マサツ角 ϕ°	25.8	39.6	37.9	39.3	37.8	45.7	38.4	(0)	(0)	—	(33.0)		
備考		●Zone 1 : A材, E材, G材の平均値 ●Zone 2, 5 : 砂岩 ●Zone 4-1 : 砂岩 ●Zone 3, 7 : 砂岩及び粘板岩 ●Zone 4-2 : 上流フィルターゾーン, 砂岩及び粘板岩 ●フィルターゾーン : (下流側) 砂岩のクラッシャー材料 ●"強度" 欄中, ()内の値は設計時の値である。												

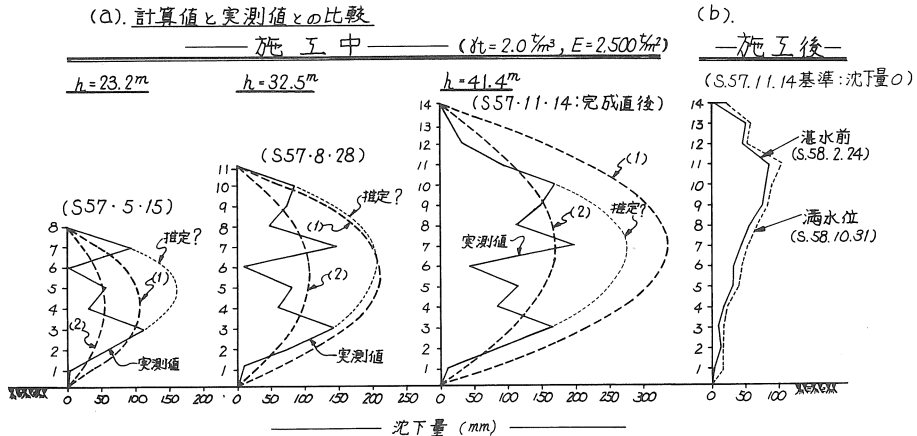


図-3 施工中及び施工後の沈下

量が増加しており、これ以降の湛水期間中は沈下がほとんど進行していない。そして初期満水位時点(S. 58. 10. 31)において沈下は概ね収束していると考えてよい。

なお、(a)図を見る限りでは、クロスアームT-4, T-6, T-8がかなり異常な挙動を示しているようである。これらの異常値を除いて、T-1~T-2間, T-

2~T-3間およびT-8~T-8間の直上土かぶり圧(σ)とクロスアーム間の圧縮ひずみ量(ϵ)との関係を示したものが図-4である。図で3つの計器間の σ ~ ϵ 曲線の平均勾配を概略求めると、施工中の盛土の弾性率Eは約2500tf/m²と判断される。

(2) 施工中の沈下

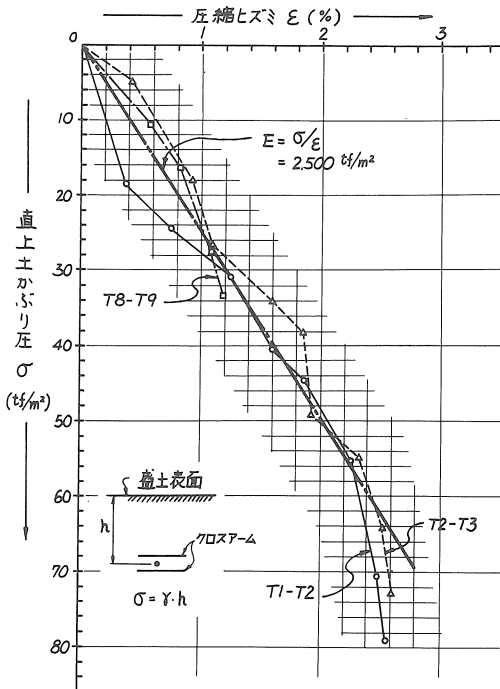
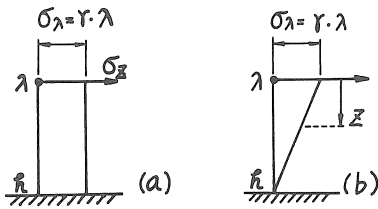
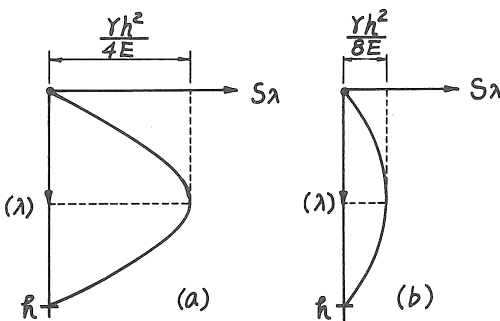


図-4 土かぶり圧と圧縮ひずみの関係



盛土荷重の伝達



施工中の沈下

図-5 沈下の理論解析

図-3(a)は施工中の沈下量の分布に関して計算値(破線)と実測値(実線)を比較したものである。計算は下記の2つの場合について行っており、各式の番号と図中の(1), (2)は対応するものである。

i) 荷重分散がなく、盛土荷重が深さ方向に様に伝達される場合：図-5(a)

$$S_{\lambda} = \frac{\gamma}{E} \lambda (h - \lambda) \quad \dots\dots(1)$$

ii) λより上部の盛土による土かぶり圧σλが深さ方向に比例的に低減しながら伝達される場合：図-5(b)

$$S_{\lambda} = \frac{\gamma}{2E} \lambda (h - \lambda) \quad \dots\dots(2)$$

式(1), (2)でγ, Eは土の単位体積重量と弾性率, hは施工中の盛土高, λは盛土表面からの任意深さ(例えばクロスアーム設置位置)である。図-3の計算値は表-2からγ = 2 tf/m³, 図-4からE = 2500tf/m²としたものである。

図-3(a)は施工中の3つの段階について比較しているが、実測値はいずれも計算値(1), (2)の中間の値を示している。しかし、盛土中高部のクロスアームに異常値があることを考慮して、これらを無視して推定の実測沈下曲線を描くと、図の点線の分布が得られる。これらと比較すると、盛土初期では推定の沈下曲線が計算値を大きく上回り、盛土が進行するにつれて計算値(1), (2)の中間の値をとる傾向が見受けられる。

ここで、盛土荷重の伝達について実際の状況を考えてみると、フィルダムなどは比較的狭い谷に建設されることもあって、左右両岸のアバットメントによりアーチング作用が生じ、荷重伝達が比較的小さいことが予想される。さらにロックフィルダムのコア部などでは、コア両側のロック部によるアーチ作用によってやはり盛土荷重の下部層への伝達は著しく妨げられるものと思われる。従って、実際の荷重伝達の様相は、式(1)で表される図-5(a)より、式(2)で表される図-5(b)に近い(場合によっては(b)よりさらに盛土荷重の低減が大きい)ことが考えられる。このことから、図-3(a)の推定沈下曲線が実際の沈下曲線に概ね近い動向であると考えられ、盛土中高部の極めて不自然な沈下曲線は、計器の異常によるものであると理解した方が妥当である。これは、盛土施工管理結果において、コア部に極端な高密度層または低密度層部が狭在されていなかった状況からもうなずけることである。

(3) 施工後の沈下

図-3(b)は、昭和57年11月14日の計測値を盛土完了時点の基準値と考えて、それからの各クロスアームの沈下量分布を示したものである。これによると、盛土完了時から約3ヶ月後の昭和58年2月24日(湛水前)までに一定の沈下量の増加が見られるが、それ以降は約8ヶ月後の10月31日まで沈下はほとんど進行していない。この間

の沈下量の変動は、微小量の増加や減少の繰返しであり、これらは計器の誤差範囲内と考えられる。

施工後の堤体の圧密沈下や貯水圧(あるいは浸水飽和)による沈下は、一般的には堤体天端付近で徐々に沈下量が大きくなっていき、最終的にはダム天端の沈下量が

$$\frac{\gamma H^2}{2E} \left(1 - \frac{U}{100}\right) \gamma$$

γ：単位体積重量，E：弾性率，H：盛土高，U：盛土完了時の圧密度)で表される沈下分布様相になるのが普通である。しかし、これも築堤材料の特性や施工状況などによってダムごとに程度が異なることは十分考えられる。本ダムの場合、図-3(b)のごとく湛水前の沈下分布形でほぼ沈下は停止しており、初期湛水が終了してからの10月31日段階においても変動が極めて小さい。このことから、これ以上の沈下の進行はあまり考えられない。また沈下の経緯からみて、コア部の沈下の大部分は施工中に終了したものとみなすことができる。

4.2 基盤沈下計の解析結果

本ダムは図-1にも示すごとく、河床堆積層が厚く分布していたため、表層から深度4～5 mまでの軟弱層を掘削除去し、最大約6 m程度残した状態で、Zone 2, 4 および Zone 3, 7の基礎としている。そして、この河床砂レキ層の盛土荷重による沈下動向を把握するため、同図のようにS-1～S-4の基盤沈下計を河床砂レキ層

表-3 沈下量の動向(単位:cm)

ケース	S-1	S-2	S-3	S-4
盛立直後	5	23	7.5	9
貯水開始時	5	23	9	10
満水位時	6	54	10	11

上面に設置している。

(1) 基盤(河床砂レキ層)の性状

河床砂レキは、統一分類でGW, GCおよびGpuに属し、レキ分主体(平均85%)の砂レキ層である。また現場の堆積状態は、乾燥密度 $\gamma_d = 2.00t/m^3$, 間ゲキ比 $e = 0.36$ であり、概して高い方である。このような点から想定すると、特に沈下に対して懸念される要素はないものと考えられる。

(2) 沈下の動向

図-6は各沈下計の測定値の経時変化を、横軸に時間、縦軸に沈下量をとって示したものである。図では縦軸に計器直上土かぶり荷重および貯水位をとり、経時的な盛土(荷重)状況ならびに湛水状況が同時に比較できるようにになっている。図から各計器の沈下量を読み取ると表-3のようになり、以下のように考察される。

i) S-1, S-3, S-4

この3つの計器の沈下量は概ね10cm程度であり、河床砂レキ層の「掘りゆるみ」または計器誤差などを考えれば妥当な値である。なお、上流貯水池側に埋設されたS-1は貯水が開始(S.58.3.10)されても無視できる程度の沈下量である。

ii) S-2

盛土荷重による沈下量自体は他の3つの計器よりも大きい。上述のように掘削時のゆるみ、または砂レキ層の不均質性を考慮すれば、差程異常な値とは考えられない。ちなみに、盛土終了時の沈下量は計器直上盛土高の1.2%程度である。

しかし、昭和58年3月の湛水開始以来、貯水位が増加するにつれて沈下も進行していくという動向は理解し難い現象である。すなわち、S-2周辺の盛土および基盤

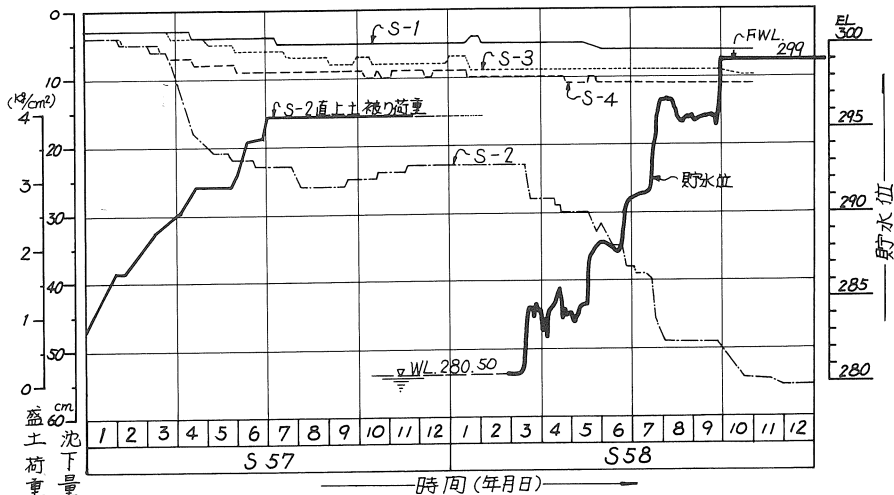


図-6 基盤沈下計観測結果

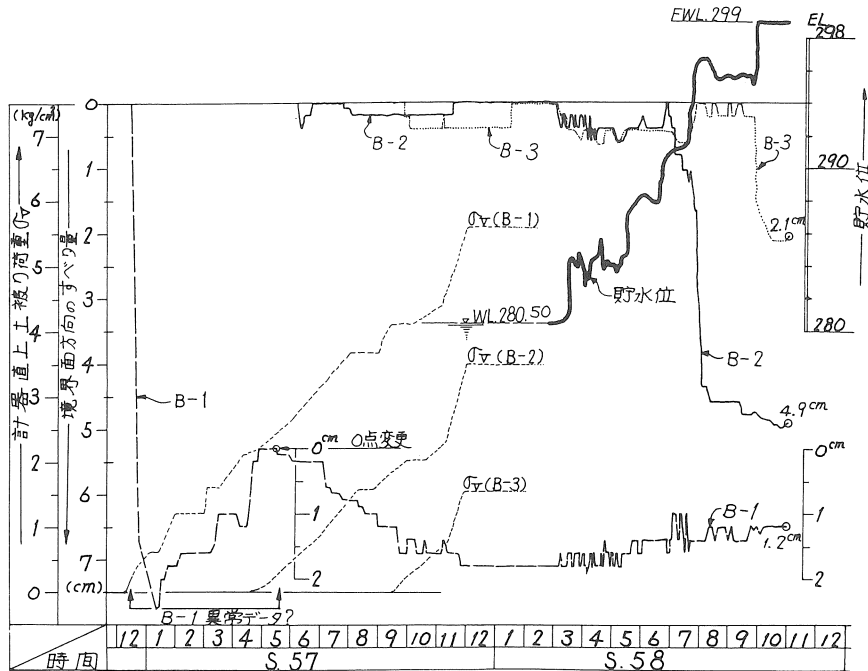


図-7 境界面すべり計観測結果

は透水層であり、貯水位の増加による基盤層への荷重増加は考え難いのである。これについては、貯水位と沈下動向が連動していることから、計器の構造上の欠陥（計器ヤリード線の防水不備など）が予想され、落水時の資料も含めて今後さらに検討を進めていく必要があると思われる。

4.3 境界面すべり計の解析結果

境界面すべり計は図-1にも示したように、ダム軸右岸アバット部の床掘面上（コンタクトクレー内）に3個（B-1、B-2、B-3）設置されている。

(1) すべりの動向

図-7は、図-6と同様に経過時間と境界面方向のすべり量および計器直上土かぶり荷重、貯水位との関係を示したものである。計器ごとに実測値を考察すると以下のようなになる。

i) B-1

B-1は一担激しく沈下した後、浮き上がっている。この理由としては、この現象が盛土の初期において発生していることから、計器の設置が不安定であったこと、埋戻し土の転圧が不十分であったこと、あるいはこの部分の盛土に際して転圧機械等による異常な外力が作用したこと、などが考えられる。そして、この変形の後の昭和57年5月中旬からの観測結果はほぼ正常なすべり曲線を示していることから、この異常期間を除いた昭和57年5月の時点初期値とみなすことができる。また、湛水期

間にわずかな変位の増減が見られるが、これらは計器誤差や計測誤差と考えられる。以上を考慮すると、岩着部のB-1より下部の盛土の変形は、その大半が昭和57年5月から11月の盛土期間中に発生し、それ以降はほとんど進行していないことが分かる。

ii) B-2、B-3

両すべり計で計測された変位量は、盛土段階では極くわずかで無視し得るほどであるが、貯水時に著しく増大している。そして、B-2では貯水位が計器埋設標高に達してから約100日後において、またB-3では約60日後において急激なすべり変位が起り、その後はほとんど安定している。また、変形が開始した時点での計器上の水深は、B-2で約7 m、B-3で約2 mである。

(2) 考察

昭和58年10月31日（満水時）の各計器で観測されたすべり変位量（S）は図-7から、

$$B-3 \quad S = 2.1\text{cm}$$

$$B-2 \quad S = 4.9\text{cm}$$

$$B-1 \quad S = 1.2\text{cm}$$

であり、この結果をそのまま解釈すると、B-3とB-2の区間では伸張、B-2とB-1の区間では圧縮の変形が生じていることになる。コア内の伸張ひずみはダムの安定上好ましいことではないが、後に言及するように、本ダムの場合は伸張ひずみ自体が小さく、また、この部分に作用する水圧も小さいこと、さらに湛水時に極端な

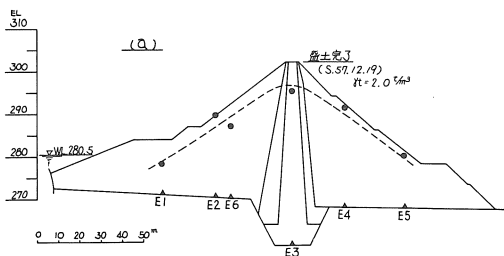
漏水量の増加が見られなかったことなどから、水理的破壊現象（ハイドロリック・フラクチャー）につながるような事態はほとんど考えられない。しかし、一般には、コア内にこの種の引張り現象が発生すれば、これがハイドロリック・フラクチャーの誘因となることを予想しなければならない。

通常、この種のすべりは浸水時の土の軟化現象によるものと考えられている。すなわち、飽和度の低い盛土では、貯水時の飽和作用によって土が軟化することが知られているが、この軟化によって堤体内には局部的な沈下が発生し、アーチ作用等によって拘束圧が低下する。拘束圧の低下度合が大きくなると、水圧によって堤体内にきれつが発生したり、土粒子の流失によって水みちができたりして、これが水理的破壊現象に発展することになる。したがって、盛土時の含水比調整の重要性が改めて指摘されるのであるが、この種の破壊現象は、アバットメントやコアトレンチの特異な形状が間接的な原因となり、これが堤体内の不等沈下を誘発して拘束圧不足やきれつの発生につながって起こることもある。本ダムではこれを防止するために、アバットメントの形状を突角部がないように緩かに掘削修正し、さらに岩着部には良質のコンタクトクレイを施工したことなどから、極端な不等沈下の発生は見られず、水理的破壊に関する危険性はほとんどないと判断される。

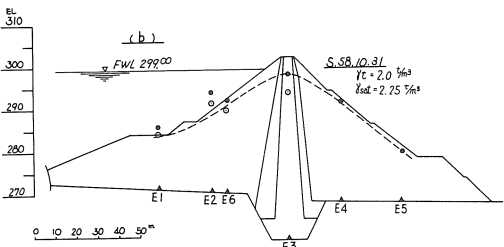
4.4 土圧計の解析

(1) 観測値の評価

図一8(a), (b)は、盛土完了後および初期満水時の鉛直土圧の代表的な動向を示したものである。図では計測さ



図一8(a) 鉛直土圧計による土柱高分布 (S57.12.19)



図一8(b) 鉛直土圧計による土柱高分布 (S58.10.31)

れた鉛直土圧 σ_v を単位体積重量 γ で除して直上盛土高を求め、これを各計器位置からの高さとして●印でプロットしてある。このような整理を行うと、盛土高に対して実際の土圧がどの程度の割合で発生しているかが明瞭となる。ここで γ の値は、厳密には計器直上のゾーンによって異なるのであるが、施工管理結果を参照して、(a)については全てのゾーンが $\gamma = 2.0t/m^3$ であると考え、(b)については、 $\gamma = \gamma_{sat} = 2.25t/m^3$ とした。これらは概略値であるが、施工管理結果と高々 $0.1t/m^3$ 程度の差しかないと考えてよい。なお、(b)の場合は上流側を $\gamma = 2.0t/m^3$ とした場合(●印)と、 $\gamma = \gamma_{sat} = 2.25t/m^3$ とした場合(◎印)の2つのプロットを行って比較してある。

図一8(a), (b)から言えることは、まず全般的にみて鉛直土圧計は正常に作動しており、かつ合理的な値を示していることである。これは、土柱高の分布曲線がほぼ堤体形状に沿っていることからうかがわれる。反面、通常想定される動向と異なる動きを示しているのがE-3である。すなわち、E-3のように床掘削削の底部に設置された土圧計は、両側の掘削斜面によるアーチ作用によって直上盛土高より小さい値を示すことが予想されるが、実測結果は(a)のごとく盛土高の90%に近い非常に高い値を示している。この原因として、2つの要因が考えられる。1つは床掘削削が比較的広く行われており、また掘削部の上下流側斜面がそれほど急でないため、アーチ作用があまり生じないこと、第2は施工管理結果から、床掘削の盛土に使用されたコア材(EL.260~EL.264mの範囲)が比較的軟質であったため、やはりアーチ作用が生じにくいことである。後者の点については層別沈下計のT-2、T-3などの沈下量が大きいことから裏付けられる。

(2) 浸透破壊に対する安全性

定常浸透状態と判断される時(次節参照)のコア底部に設置されたE-3土圧計の鉛直土圧は、平均的に $\sigma_v = 7.7kg/cm^2$ である。また、この時の平均的な貯水圧は、 $p_w = 3.8kg/cm^2$ である。これより、 σ_v/p_w を計算すると、 $\sigma_v/p_w \approx 2$ となり、コアと基礎との接合部における浸透破壊に対しては安全性が高いと考えられる。

4.5 間ゲキ水圧計の解析

図一9(a), (b), (c)は堤体の中央横断面(Zone 1)について、完成後、湛水中ならびに満水位時の代表的な間ゲキ水圧分布を描いたものである。なお、間ゲキ水圧分布や次項のフローネットを描くに当たっては、上下流のシェル部やフィルター部を完全な透水層と考えている。

(1) 間ゲキ水圧の分布について

(a)図の完成後の間ゲキ水圧分布は、上流貯水位をEL.280.50mと考えると描いている。図で、発生した間ゲキ水

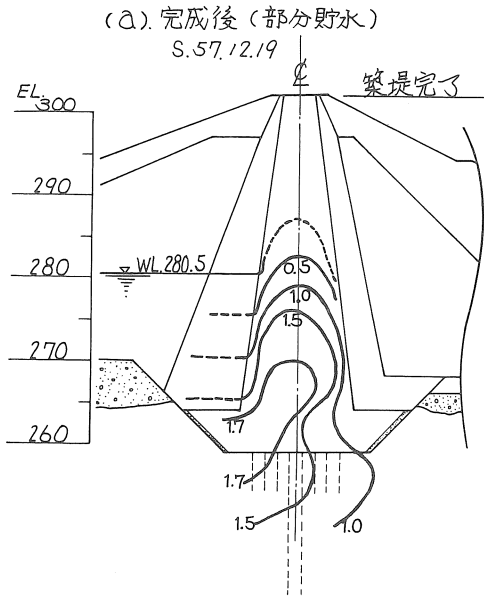


図-9(a) 間げき水圧分布 (S57.12.19)

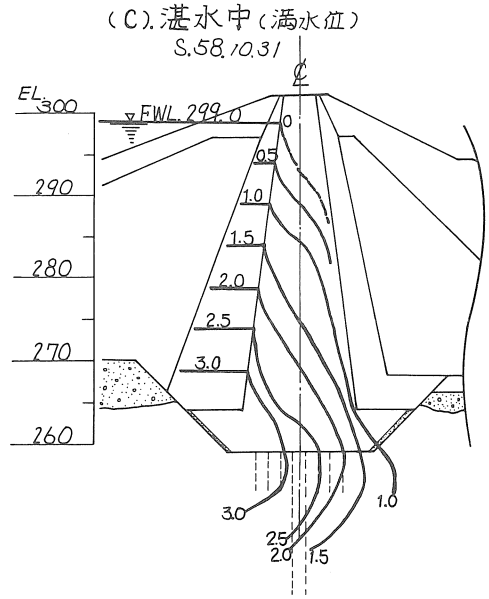


図-9(c) 間げき水圧分布 (S58.10.31)

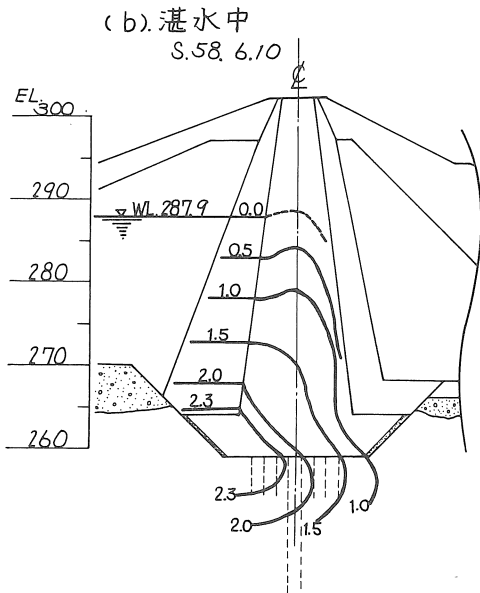


図-9(b) 間げき水圧分布 (S58.6.10)

圧 u と計器直上土被り圧 σ との比 u/σ を計算すると、平均的に20~30%程度である。本報告中には掲載していないが、盛土標高がEL.280~284m時点の u/σ 値が最も大きく、40~60%の値を示している。この様に施工中に発生した間げき圧は、施工が逐次進行するにつれて徐々に低下し(消散)、(a)のごとく貯水位が初期水位になった段階では、貯水による水圧の影響が見られる。(b)、(c)の湛水中の間げき水圧分布は、貯水位が上昇するにつれて定常浸透時の分布に近くなり、(c)ではほぼその分布に至

ったと考えてよいようである。

(2) 湛水中の浸透流について

図-10(a), (b)は、図-9(b), (c)に対応したフローネット図である。図-10(a)では、施工中に発生し、残留していた過剰間げき水圧によって、コア中上部の水の流れは、コア中心から上下流側へ向う様相を示している。しかし、貯水位が高くなるに従ってこの様な流れは徐々に消滅し、定常浸透時の流れの様相が卓越する。そして、図-

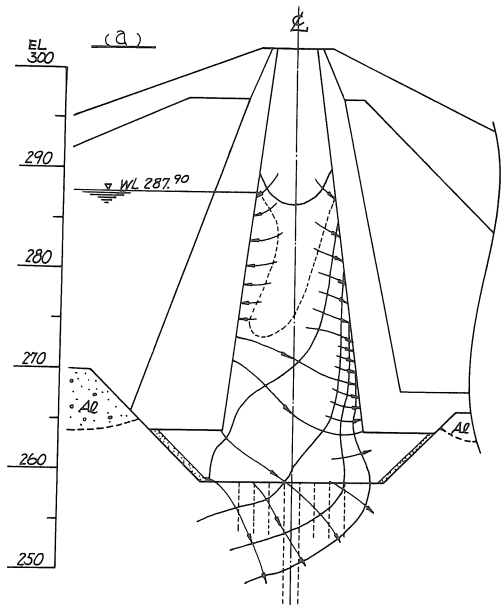


図-10(a) 実測間げき水圧に基づくフローネット (WL=287.9)

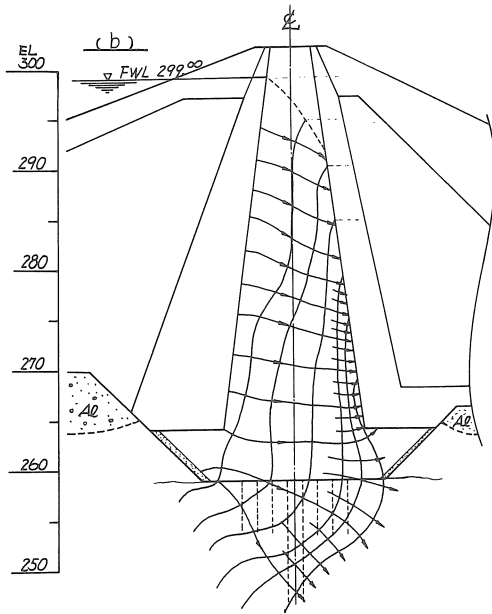


図-10(b) 実測間げき水圧に基づくフロネット (WL=299.0)

10(b)のごとく、ほぼ定常浸透に近い流れとなる。このフロネットでの特徴は、下流側フィルターの近傍でフロネットが密になっていることである。この原因の1つとして考えられることは、この部分のコアが浸透水圧によって圧縮され(密になって)、透水係数がかなり低下していることである。この種の現象は他のダムについても

幾つかみられている。

4.6 漏水量の解析

図-10に示した湛水中のフロネットおよび図-11(a), (b)に描いた地山を迂回する浸透の代表的なフロネットに基づいて、堤体および基礎、ならびに地山からの漏水量を以下のように算出した。

- (1) 堤体および底部基礎からの浸透量

$$Q = \frac{N_f}{N_p} \times \Delta h \times k \times L \quad \dots\dots(3)$$

ここで、 N_f , N_p はフロネットの流管数とポテンシャル区間数、 k は透水係数である。 Δh は上下流の水位差であるが、この場合は上流貯水位と間ゲキ水圧計P-8のポテンシャル差をとった。 L は平均断面長であり、上流貯水位と床掘削削底部(EL.262mと考える)の中高点での堤体縦断面長をとった。

- (2) 地山の迂回浸透による浸透量

$$Q = \frac{N_f}{N_p} \times \Delta h \times k \times z \quad \dots\dots(4)$$

ここで、 N_f , N_p , Δh , k は上式と同じである。 z はある流線に沿った平均的な通水断面積(単位幅当り)であり、計算では $z = (2/3) \cdot \Delta h$ と仮定する。

図-10(a), (b)で代表されるようなフロネットを適当な貯水位ごと(WL.280.5~WL.299.0mの間)に描けば、式(3)により堤体および底部基礎からの浸透量と貯水位の関係が求められることになる。また、図-11に基づいて各貯水位ごとに式(4)を計算すれば、貯水位と迂回浸透量

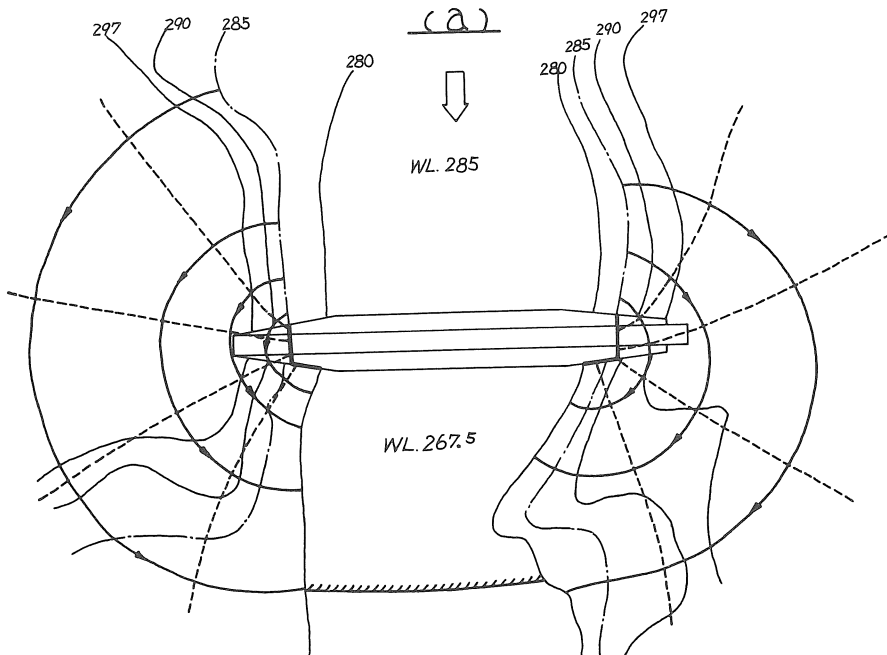


図-11(a) 地山迂回浸透フロネット (WL=285)

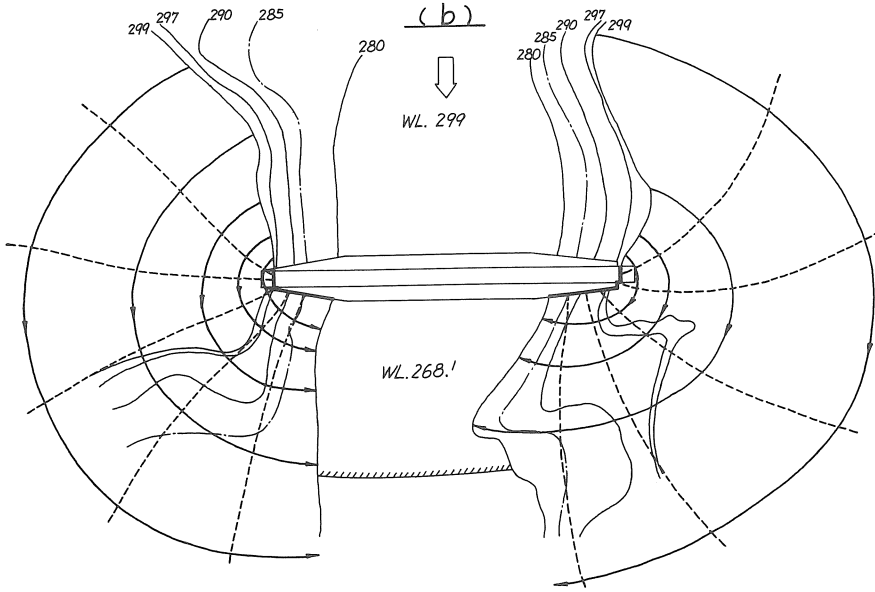


図-11(b) 地山迂回浸透フローネット (WL=299)

の関係が求められる。

実際の三角ゼキによって観測される漏水量は、上記(1)と(2)によって求められた浸透量を加算したものであるから、この関係を貯水位と漏水量の関係で表すと図-12を得る。図中の①、②は(1)の堤体および底部基礎からの浸透量であり、透水係数 k が①では $k = 5 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ (コア部の施工管理実績値の上限)、②では $k = 7 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ (コアの設計透水係数)の時の値である。また、③、④、

⑤は(2)の地山迂回浸透量であり、調査段階で得られた地山の透水係数を、それぞれ $k = 1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$, $1.5 \times 10^{-4} \text{cm/s}$, $1.9 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ とした時の値である。

図-12から、三角ゼキによる実測漏水量曲線は、(1)と(2)によって求められた浸透流量を加算した値、すなわち上限が②+④ないしは②+⑤、下限が①+③ないしは②+③の貯水位～漏水量曲線の範囲内に分布している。また、その曲線形を見ると、ある任意の貯水位から急激

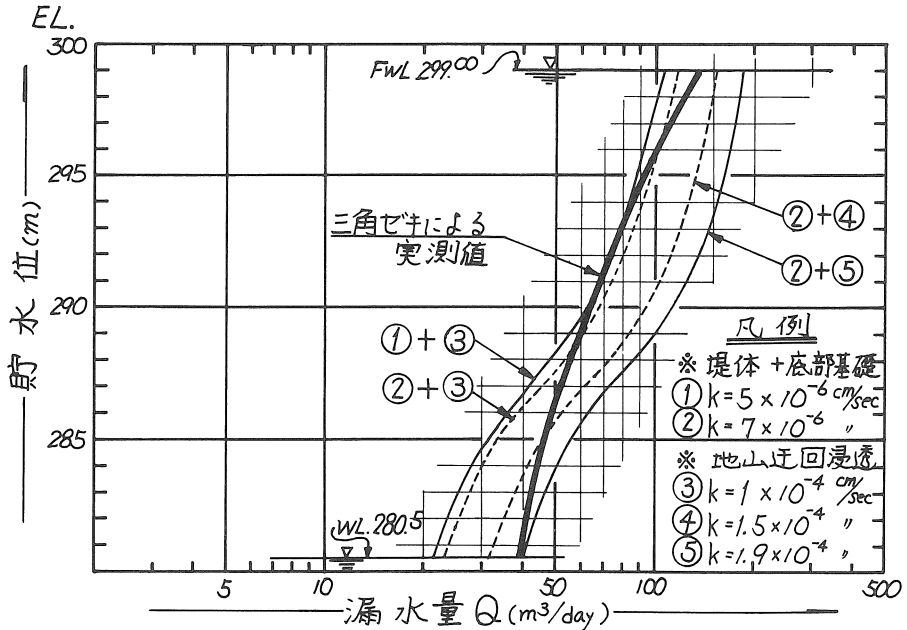


図-12 貯水位と漏水量の関係

に漏水量が増加しているような傾向もない。以上のことから、本ダムの浸透性状および漏水量と貯水位の関係は、概ね妥当と思われる傾向を示している。

5. おわりに

以上、藤岡ダムの盛土施工管理結果および埋設計器観測結果の概要を述べてきた。このなかで、特に埋設計器の観測結果に対する評価は、ダム全般の挙動を把握する意味で極めて重要であることが理解された。本ダムの場合、2、3の埋設計器で不自然な動向を示すものの、全般的な観点からすれば、ダムの安全性は確保されていると判断してもよいと思われる。ただし、処女湛水で初めて満水位まで達した状態であり、今後の落水に伴う埋設計器の動向については、注意深く監視していくことが必要であろう。

参考文献

- 1) 山口柏樹, 大根義男: フィルダムの設計および施工, 技報堂, 1975.
- 2) 北海道開発局農業水産部: フィルダムの計測に関する技術基準(案), 1977.
- 3) 兵庫県篠山川農業水利事業所: 昭和53年度藤岡ダム土質試験・設計委託業務報告書(施工: 日本技研㈱), 1981.
- 4) 同上: 昭和56年度藤岡ダム築堤工事盛土試験結果報告書(施工: ㈱森本組), 1981.
- 5) 同上: 昭和58年度藤岡ダム観測資料解析業務委託報告書(施工: 日本技研㈱), 1983.
- 6) 成田国朝: フィルダムのきれつ発生機構に関する研究, 東京工業大学学位論文, 1977.

(受理 昭和59年1月17日)