

ロックフィルダムの力学挙動と
安全性評価に関する研究

坂 本 忠 彦

目 次

第1章 序論

1.1 研究の目的と背景	1
1.2 本論文の構成	3

第2章 フィルダムの技術的変遷

2.1 序説	4
2.2 ロックフィルダム建設の技術的変遷	5
2.2.1 フィルダムの定義と分類	5
2.2.2 ロックフィルダム建設技術の変遷	6
2.2.3 我が国におけるフィルダム建設技術の変遷	10
2.3 浸透流制御設計の技術的変遷	12
2.3.1 概説	12
2.3.2 浸透流制御方法	12
2.3.3 フィルタ基準に関する研究	17
2.3.4 浸透流解析の理論と各種解法	18
2.3.5 グラウチング技術の変遷	18
2.4 耐震設計の技術的変遷	21
2.4.1 概説	21
2.4.2 フィルダム耐震設計基準の変遷	21
2.5 築堤材料物性評価の技術的変遷	25
2.5.1 概説	25
2.5.2 コア材料（土質材料）	25
2.5.3 フィルタ材料	27
2.5.4 ロック材料	27
2.6 施工の技術的変遷	29
2.6.1 概説	29
2.6.2 積み込み、運搬および転圧機械の変遷	29
2.6.3 洪水吐の施工技術の変遷	33
2.6.4 グラウチングの変遷	35
2.7 建設事例に見る技術的変遷	38
2.7.1 狭山池	38
2.7.2 San Andreasダム	39
2.7.3 La Mesaダム	40
2.7.4 Salt Springsダム	41

2.7.5 Cogswell ダム	12	3.3 基礎岩盤内の浸透流に関する理論的研究	100
2.7.6 Nantahara ダム	13	3.3.1 等角写像による基礎岩盤内の浸透流解析	100
2.7.7 石淵ダム	41	3.3.2 浸透量と透水効率係数K	105
2.7.8 Quoich ダム	16	3.3.3 区間浸透量	108
2.7.9 御母衣ダム	47	3.3.4 まとめ	112
2.7.10 牧尾ダム	19	3.4 浸透流解析結果の応用	113
2.7.11 El Infiernillo ダム	52	3.4.1 ホテンシャルおよび圧力の分布	113
2.7.12 大津岐ダム	53	3.4.2 浸透流観測孔への透水効率係数K	117
2.7.13 喜撰山ダム	54	3.4.3 止水カーテンの効果	119
2.7.14 大岩ダム	55	3.4.4 基礎岩盤からの全浸透量	126
2.7.15 New Melones ダム	56	3.4.5 コアおよび基礎岩盤からの浸透量	128
2.7.16 高瀬ダム	57	3.4.6 理論解析断面と異なる断面への適用	129
2.7.17 御所ダム	59	3.4.7 まとめ	129
2.7.18 寒河江ダム	60	3.5 結語	131
2.7.19 三日月川ダム	61	参考文献	133
2.8 事故事例と教訓	63		
2.8.1 フィルダムの事故	63	第4章 ロックフィルダムの浸透量観測と解析	
2.8.2 ハイシングによる Teton ダムの事故事例	64	4.1 序説	134
2.8.3 堤体越流による Canyon Lake ダムの事故事例	68	4.2 浸透流観測方法	136
2.8.4 基礎の欠陥による Baldwin Hills ダムの事故事例	68	4.2.1 浸透流観測方法の分類	136
2.8.5 クラックの発生した Balderhead ダムの事例	70	4.2.2 堰による方法	136
2.8.6 液状化による Van Norman ダムの事故事例	73	4.2.3 浸透流観測孔による方法	138
2.8.7 地震による Hebgen ダムの事故事例	74	4.2.4 その他の方法	138
2.8.8 事故事例より得られた教訓	75	4.2.5 安全管理における測定頻度	139
2.9 挙動観測方法の技術的変遷	78	4.3 浸透量の長期観測結果	140
2.9.1 概説	78	4.3.1 従来方式による漏水量観測および解析例	140
2.9.2 観測計器の種類の変遷と本研究の目的	78	4.3.2 長期観測結果	141
参考文献	82	4.3.3 まとめ	143
第3章 ロックフィルダムの浸透量に関する理論的研究		4.4 七倉ダムの浸透量解析	145
3.1 序説	87	4.4.1 七倉ダムの概要および地質	145
3.2 コアからの浸透量に関する理論的研究	89	4.4.2 基礎処理	145
3.2.1 単位幅当たりのコアからの浸透量	89	4.4.3 湛水時の浸透量	146
3.2.2 ダルシー則に基づく近似解	90	4.4.4 コアからの漏水量の割合に関する検討	150
3.2.3 コアからの全浸透量	91	4.4.5 基礎からの浸透量としての検討	151
3.2.4 有限要素法による計算値との比較	94	4.4.6 まとめ	152
3.2.5 まとめ	99	4.5 小屋ダムの浸透量解析	154
		4.5.1 小屋ダムの概要および地質	154

4.5.2	基礎処理	154
4.5.3	漏水量観測方法の概要	154
4.5.4	W3～W6の観測値の解析	157
4.5.5	W7の観測値の解析	160
4.5.6	浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の解析	162
4.5.7	まとめ	168
4.6	奥野ダムの浸透量解析	170
4.6.1	奥野ダムの概要および地質	170
4.6.2	基礎処理	171
4.6.3	漏水量観測方法の概要	173
4.6.4	浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の解析	174
4.6.5	漏水量観測装置による浸透量の解析	181
4.6.6	W1からW8の合計観測値の解析	186
4.6.7	まとめ	187
4.7	下湯ダムの浸透量解析	189
4.7.1	下湯ダムの概要および地質	189
4.7.2	ダム設計上の問題点	191
4.7.3	漏水量観測装置による浸透量の解析	191
4.7.4	浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の解析	196
4.7.5	まとめ	202
4.8	四時ダムの浸透流解析	203
4.8.1	四時ダムの概要および地質	203
4.8.2	断層と基礎処理	203
4.8.3	漏水量観測装置および浸透流観測孔の概要	205
4.8.4	漏水量観測装置による浸透量の解析	205
4.8.5	浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の解析	210
4.8.6	まとめ	211
4.9	結語	212
	参考文献	214
第5章 ロックフィルダムの堤体および基礎岩盤の力学挙動と解析		
5.1	序説	215
5.2	調査対象ダム	216
5.3	堤体の外部変形	218
5.3.1	概説	218
5.3.2	最大横断面天端の変位	218
5.3.3	天端の変位	223

5.3.4	最大横断面法面の変位	238
5.3.5	まとめ	240
5.4	堤体の内部変位	242
5.4.1	概説	242
5.4.2	層別沈下測定	242
5.4.3	層別沈下測定結果	242
5.4.4	鉛直ひずみ	246
5.4.5	まとめ	250
5.5	堤体内の土圧および間隙水圧	251
5.5.1	概説	251
5.5.2	築堤時の堤内土圧	251
5.5.3	盛立中の実測データに基づく堤体変形係数の算定	253
5.5.4	盛立中のコアゾーン間隙水圧	254
5.5.5	湛水中のコアゾーン間隙水圧	257
5.5.6	まとめ	260
5.6	監査廊継目の挙動観測と数値解析による予測	261
5.6.1	概説	261
5.6.2	漁川ダムにおける監査廊の継目挙動と三次元有限要素法による基礎岩盤変形解析	261
5.6.3	奈良井ダムにおける監査廊の継目挙動とギャップ要素を用いた二次元有限要素法による基礎岩盤変形解析	266
5.6.4	七北田ダムの斜面上監査廊の継目挙動と二次元有限要素法による基礎岩盤変形解析	271
5.6.5	まとめ	277
5.7	結語	279
	参考文献	281
第6章 ロックフィルダムの地震時の力学挙動観測と解析		
6.1	序説	282
6.2	地震時の力学挙動および地震被害	283
6.2.1	概説	283
6.2.2	地震時のロックフィルダムの力学挙動解析	283
6.2.3	地震によるロックフィルダムの被害	287
6.2.4	その他のダムの挙動	289
6.2.5	まとめ	290
6.3	フィルダムの耐震設計指針(案)による解析	292
6.3.1	概説	292

6.3.2	フィルダムの耐震設計指針（案）の特徴	292
6.3.3	フィルダムの耐震設計指針（案）の適用範囲	297
6.3.4	フィルダムの耐震設計指針（案）の設計手順	299
6.3.5	フィルダムの耐震設計指針（案）によるダムの安全性評価	303
6.3.6	まとめ	309
6.4	ロックフィルダムの地震時の力学挙動と安全性の評価	310
6.4.1	概説	310
6.4.2	兵庫県南部地震におけるダムの挙動解析	310
6.4.3	震度法により設計したロックフィルダムの耐震性評価	319
6.4.4	まとめ	327
6.5	結語	328
	参考文献	331
第7章	結論	332
7.1	序説	332
7.2	結論	333
7.3	今後の課題	337
謝辞		340

1.1 研究の背景と目的

我が国は、列島を縦断する急峻な山脈、外国と比べて短く急勾配な河川、国土面積に比べ長大な海岸線を有している。また、世界有数の地震国、火山国であるとともに、地質は脆弱で、断層や破碎帯も数多く分布している。気候はアジアモンスーン型であり、年間の降水量は多いが、これが梅雨期、台風期に集中する上に、短時間に大量の降雨が発生するために洪水や土砂災害による災害が起きやすく、また降雨を水資源として安定的に利用しにくい自然条件となっている。

我が国の国土は、約75%が山地であり、山から運ばれた土砂が長年にわたり堆積して形成された沖積平野に多くの人口が居住し、高度な社会・経済活動が営まれている。歴史的に見ても、平野にはかつて河川が網の目のように縦横に流れ、洪水が起きれば一気に氾濫していたため、安定的な土地利用は極めて困難であった。このため、我々の祖先は営々と治水に取り組み、流域の荒廃地対策を進め、河道を安定させ、堤防で洪水を防ぎ、さらに水路を切り開いて水を確保してきた。こうして徐々に河川は今日のような姿になり、耕作地の拡大で農業生産は増大し、平野部に都市が形成されて、現在の我が国の国土の基礎が築かれたのである。

このような国土の成り立ちのために、平野部の多くは洪水時の河川の水位よりも低く、洪水が起きれば広い地域が氾濫に見舞われることになる。こうした氾濫地域の面積は、国土の約10%に相当するが、ここに全国の人口の約1/2、資産の約3/4が集中している。ところが、欧米諸国では、河川に比して地盤の高い洪積平野が多く、河川自体も流路が長く勾配も緩く、洪水による被害は局所的・限定的である。こうした事実は、欧米諸国と比べ、我が国にとって治水がいかに重要な国土保全政策であるかを物語っている。

一方、我が国は、世界でも有数の多雨地帯に位置するため、年平均降水量は世界平均降水量の約2倍、約1,714mmである。しかしながら、人口密度が大きいこと、一人当たりの年平均降水量でみると、世界平均の1/5程度であり、決して諸外国に比べ恵まれている状況とはいえない。さらに、近年の降水量の変化をみれば、少雨傾向にあることがいえる。

また、我が国においては、降雨は季節的な変動が大きく梅雨期および台風期に集中し、さらに近年では各年ごとの変動も大きくなっている。加えて、急峻な地形のため、我が国の河川の勾配は急であり、流域は小さく、かつ、流路も短い。このため、河川の流量の変動は大きく、また、流水は急速に流下してしまい、水資源の安定的利用を図る上では極めて不利な気候的・地理的条件下にあるといえる。

最近の水需給の状況については、首都圏を始めとして水資源開発の遅れ等から依然として需要が充足されておらず、河川の水が豊富なときにしか取水できない、いわゆる不安定取水に依存せざるを得ない状況にある。また、核家族化の進展、水利用機器の普及等を反映して生活用水の使用量は増加傾向にあり、また、環境保全、消流雪などのための新たな需要も発生している。さらに、地形的制約等から局地的に水需給がひっ迫している地域もある。地下水については、地下水採取の規制、代替水源の確保等により過剰な地下水採取による広域的な地盤沈下は沈静化の傾向にあったが、平成6年の渇水時には一時的な地下水採取量の増大に伴い、地盤沈下等の地下水障害が発生した。また、消雪パイプでの地下水利用により冬期間の地下水低下およびそれに伴う地盤沈下等も発生している。

このようなことから、近年においても渇水が頻発しており、平成7年までの19年間をとれば、全ての都道府県で渇水が発生している。

以上概観してきたとおり、我が国の流域の社会的特性に起因して、洪水防御と水資源の開発・利用の両面にわたり河川流量を貯留し、調節する施設であるダム建設に対するニーズが強い。また、水力発電、灌漑、さらには河川の流水の正常な機能の維持等の面からもダムの果たすべき役割は大きい。このようにダムは国土の保全と国民生活ならびに社会経済活動の維持・発展に大きく貢献しており、今後も一層の貢献が望まれている。しかしながら、河川の地形的特性から、一般に我が国のダム・貯水池は堤高、堤体積の割には貯水池容量が小さく、貯水効率が悪い。そのため、期待する治水・利水等の効果を達成するための必要容量を確保するために数多くのダムを建設する必要があるが、我が国の地形・地質は極めて複雑であり、地質的に恵まれない地点にもダムを建設するという高度な技術が要求されている。

このような厳しい状況下で、我が国においては、これまでに数多くの安全性の高いダムが建設されてきている。特に、先の兵庫県南部地震において、現行の「震度法」に基づいて設計されたダムが、地震断層の近傍に位置したものも含めて、その安全性に関わるような被害が生じなかったことから現行設計法に基づくダムの安全性の高さを知ることができる。

ダムは堤体を構成する主たる材料によりコンクリートダムとフィルダムに大別できるが、特にフィルダムは、ダムサイト近傍から採取できる土や岩石といった自然材料を用いて築造するため、その物性にはある程度のばらつきが存在することは避けられない。加えて、土や岩石の物性、挙動については鋼材やコンクリートなどの他の土木材料に比べて未解明な部分も多く、また解明されていてもかなり複雑であることが一般的である。そのため、設計に際しては、十分な安全率を見込んだり、既往の事例に基づく経験を重視したりする傾向が強い。そしてその設計が適切であったか否かの判断は建設中および建設後の時間的経過ならびに湛水、地震などの外力に対して各種の挙動観測を行い、観測値が既往の類似ダムと同様の値を示しているか否か、結果的に安全であったか否かを確認することで行うことが一般的である。先述したように、現行の設計基準に従うとかなり安全性の高いダムを建設することが可能であるが、それは設計基準がこのような保守的とも言える設計法の集大成であるからとも言える。

しかし、設計基準はできる限り合理的な力学的判断に基づくものであることが望ましい。さらに、近年、公共土木構造物の建設コストの縮減が大きな政策課題となっている中で、これまで未解明であるため大きめの安全率を取っていた部分、既往の事例に基づいた部分についてその物性を解明していくことにより、設計の高度化、合理化を図っていくことが望まれている。また、十分な精度の品質管理を行いながら施工を行うことはもちろんのこと、建設後の安全管理についても、ロックフィルダムの物性についての十分な知見の下にその高度化を行うことが必要である。

以上のような背景から、本研究においては、フィルダム、特に大型のフィルダムであるロックフィルダムの建設中および湛水時さらには地震時の実測挙動に関するデータを収集、整理、分析することにより、安全に機能しているロックフィルダムの一般的な挙動を把握する。また、ロックフィルダムコアおよび基礎からの浸透流量や地震時の加速度等の実測値と、理論的な検討により、フィルダムの安全性についての考察を加える。これらの成果から、今後のフィルダム、特にロックフィルダムの設計や安全管理の高度化を目指す。

1.2 本論文の構成

本論文は、その研究の背景と目的を述べる第1章（本章）も含めて全7章で構成されている。第2章以降の構成の概要を示すと以下のとおりである。

まず第2章では、本研究を進める前段階として、フィルダムの技術的変遷を、1)ロックフィルダム建設の技術的変遷、2)浸透流制御設計の技術的変遷、3)耐震設計の技術的変遷、4)築堤材料物性評価の技術的変遷、5)施工の技術的変遷、6)建設事例に見る技術的変遷、7)事故事例と教訓、8)挙動観測方法の技術的変遷といった8つの項目に分けて整理する。また、このような技術的変遷についての調査結果を通して、本論文の課題であるフィルダムの実測に基づく挙動現象の解明、およびその成果を基にした安全性の評価がいかに重要であるかを示す。

第3章、第4章においては、現在におけるフィルダムの代表的な型式であるロックフィルダムのコアおよび基礎地盤からの浸透流を研究の対象とする。第3章においては、単純なモデルであるが、コアの形状、止水カーテン長、谷形状などを考慮することにより、ロックフィルダムのコアおよび基礎が均質な透水性媒体である場合にどのような浸透現象を示すのかを理論解析により明らかにする。これにより、設計時に想定している理想的な浸透形態についての情報を得る。また、第4章においては、実際のダムにおける浸透流量の実測値と第3章で求めた理論解により、コアや基礎地盤の透水性を検討したり、安全管理上の問題点を抽出、その原因を分析する。

第5章においては、ロックフィルダムの計測項目のうち堤体の外部および内部変形、堤体内の土圧および間隙水圧、基礎岩盤の変形と底設監査廊の継目変位などの力学的挙動の実測値を解析することにより、安全に挙動しているロックフィルダムの施工時および湛水時の一時的な挙動を把握し、設計および安全管理の高度化に資すると考えられる知見をとりまとめる。

第6章では、ロックフィルダムの地震時の力学挙動解析と安定性の評価について述べる。まず、近年建設省所管のほとんどのロックフィルダムに地震計が設置され、地震時のダムの力学挙動が次第に解明されるにつれ、現行の耐震設計法である震度法の仮定とは矛盾する観測値が得られていることを述べる。これらの知見をもとに、ロックフィルダムの新しい耐震設計法としてフィルダムの耐震設計指針（案）が提案され、現在フィルダムの耐震設計の実務において広く活用されている。筆者は本指針（案）の検討に参画したが、その基本的な考え方や震度法との相違点、適用にあたっての留意点などについて述べる。さらに、兵庫県南部地震においては他の土木建造物に甚大な被害が発生したことに鑑み、現行の震度法で設計されたロックフィルダムの地震時安定性について評価した結果について述べる。

最終章にあたる第7章においては、本論文で対象としたフィルダムの浸透現象、力学的挙動、耐震設計の各分野について研究の結論および今後の課題をとりまとめる。

第2章 フィルダムの技術的変遷

2.1 序説

世界におけるダム築造の歴史は極めて古くその詳細は不明確な部分がある。しかし、古代文明発祥の地であるエジプト、シリア、インドなどにおいて灌漑用あるいは水道用のためにフィルダムを築造したものが最初のダムであるといわれている。このように古代文明の発祥とともに築造されるようになったフィルダムではあるが、当然当時は、現在のように確立された設計体系が存在していなかったために、その築造材料の選定、築造方法については、経験と勘に頼っていた。さらに、ある地域においては有益な技術情報が得られていたとしても、その情報を迅速かつ確実に伝達する手段を有していなかった。そのため、築造されたフィルダムのほとんどが何らかの原因により破壊してしまっている。なお、このようにして築造されたフィルダムの形式は、土質材料により築造されたアースダムがほとんどであった。このようにして経験と勘に基づいて築造されたアースダムは、築堤と破堤を繰り返し、そのなかでその構造と施工方法が極めて長い年月の間に少しずつ安全なものへと進歩していったと考えられる。このような、ゆっくりとしたダム、特にフィルダムの建設技術の進歩は、19世紀後半から20世紀初頭にかけて近代的なダム技術が確立されて、コンクリートダムや大型のフィルダムとしてロックフィルダムが登場するまで続いた。

しかし、19世紀後半から20世紀初頭にかけて近代的なダム技術が確立された後は、その技術進歩の速度はそれ以前とは比べものにならないほど著しく加速された。さらに、これらの技術を用いて多くのダムが建設されてくると、徐々に良好な地質条件を有するダムの建設サイトが減少し、地質条件が厳しいサイトにもダム建設の必要性が高まってきた。このような状況が、ダム技術をさらに進歩させている。

このようなダム、特にフィルダム建設技術の発展の歴史を詳細に調査、分析しておくことは、今後のフィルダムの調査・研究を効率的に進めるのに大いに役立つ。そこで、次節以降では、フィルダムの技術的変遷を、1)ロックフィルダム建設の技術的変遷、2)浸透流制御設計の技術的変遷、3)耐震設計の技術的変遷、4)築堤材料物性評価の技術的変遷、5)施工の技術的変遷、6)建設事例に見る技術的変遷、7)事故事例と教訓、8)挙動観測方法の技術的変遷といった8つの項目に分けて整理する。また、このような技術的変遷についての調査結果を通して、本論文の課題であるフィルダムの実測に基づく挙動現象の解明、およびその成果を基にした安全性の評価がいかに重要であるかを知ることができる。つまり、フィルダムの築堤材料である自然の土や岩石材料はその物性のばらつきがコンクリートなどに比べてかなり大きく、かつその特性については未解明な部分も少なくない。これが、基礎となる自然地盤となるとますます理論体系に従って取り扱うことが難しくなってくる。そこで、実測挙動解析を中心としたフィルダム堤体および基礎の特性および安全性の評価が重要になってくる訳である。

2.2 ロックフィルダム建設の技術的変遷

2.2.1 フィルダムの定義と分類

フィルダムは、土や岩石といった自然材料を盛り上げてつくった部分を主体とするダムとして定義される。フィルダムには各種の型式があるがその分類を次の3点から行うこととする。

第一には、主要築堤材料による分類であり、土（アース）および岩石（ロック）を主要な築堤材料とするものをそれぞれアース（フィル）ダムおよびロックフィルダムと分類する。この分類は明確に行うことはなかなか困難であるが、1958年米国土木学会の“Symposium on Rockfill Dams”での討論の結果に従い、最大堤体断面の50%以上が岩石で構成されている場合をロックフィルダムと呼び、50%以上が土の場合をアースダムと呼ぶ。こととする。

第二には、図-2.2.1に示すように、フィルダムの遮水機能を果たす部分の構造による分類である。まず、堤体の大部分が均一な材料で構成されているか否かで均一型とゾーン型に分類する。ゾーン型は、遮水壁が堤体内にあるか否かで内部遮水壁型と表面遮水壁型に分類し、内部遮水壁型については、ダム中心線が全て遮水壁部に含まれるか否かで中央遮水壁型と傾斜遮水壁型に細分する。なお内部遮水壁は土質材料で構成される場合がほとんどであり、その場合は、それぞれ中央コア型、傾斜コア型と呼ばれることが多い。さらに表面遮水壁型（フェイス型）は、遮水材料として使用する材料によって①木製、②鋼製、③鉄筋コンクリート、④アスファルトコンクリートの各遮水壁型に細分する。

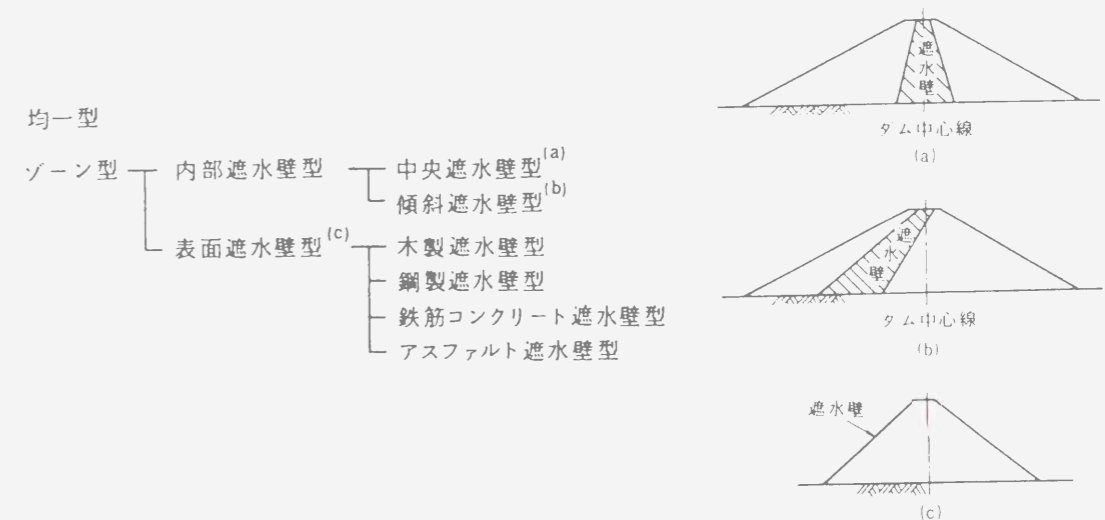


図-2.2.1 フィルダムの分類

第三には、施工法による分類で①人力転圧式、②捨石（ダンフトロック）方式、③水締め式あるいは半水締め式、④射水式、⑤機械転圧式等に分類できる。

以上のような分類方法および名称は、必ずしも絶対的なものではなく例えば、河川法に基づく技術基準である河川管理施設等構造令においては、フィルダムは「ダムの堤体がおおむね均一な材料によるもの」と「その他のもの」に区分されているにすぎない。

2.2.2 ロックフィルダム建設技術の変遷

現在のロックフィルダム建設技術は、古代に発生したフィルダムの建設技術が幾多の改良、特により高いダムをより安全に建設するための技術的改良を経た結果生まれたものである。このためロックフィルダム建設技術の変遷^{4), 5)} はフィルダム建設技術の変遷でもある。

フィルダム建設技術の変遷を型式の変遷の面よりまとめたものを図-2.2.2に示す。この図を参考にしながらロックフィルダム建設技術の変遷を概観する。

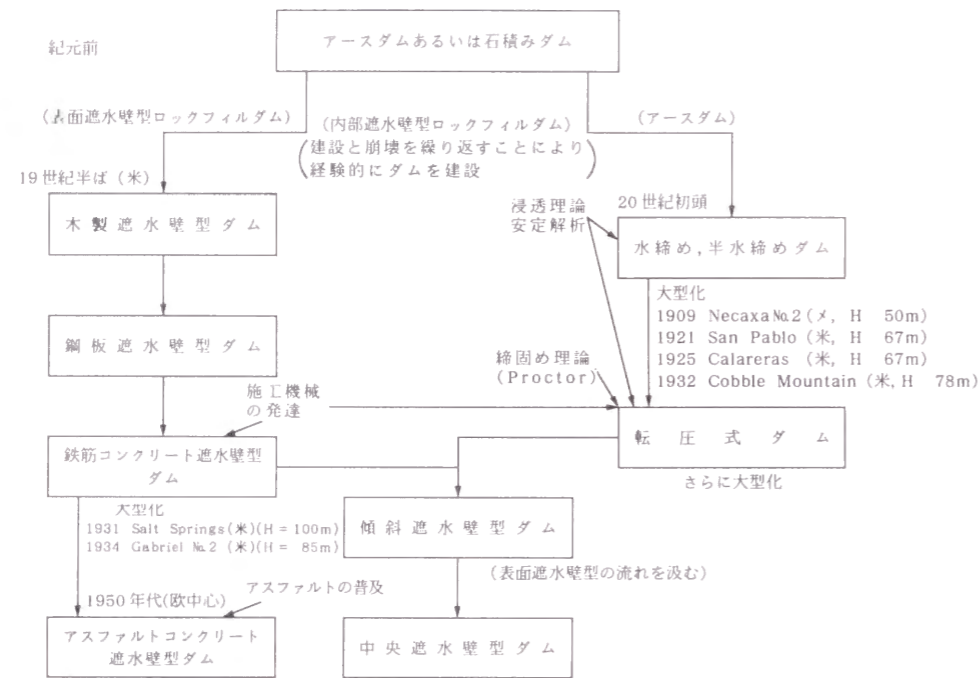


図-2.2.2 フィルダム建設技術の変遷

(1) 古代のアースダムあるいは石積みダム

ダム建設の歴史は極めて古く、紀元前から主として灌漑用水貯水のためにフィルダムが築造されたという記録が残っている。

例えばエジプトにおいては紀元前2600年頃に堤高11mのSadd-el-Kafara (サド・エル・カファラ) ダム⁶⁾ が建設された。このダムは、真中の36m厚のコア部を上下流部においておのおの24m幅の割石積み擁壁で保護した形となっている。

中国においては紀元前6世紀の末、楚国において安豊塘と呼ばれる灌漑用の大貯水池が築造された。紀元前250年頃長江上流に都江堰⁷⁾ と呼ばれる利水施設が築造されたがその分流施設は石積みであった。

日本においても稲作の伝来とともに弥生時代に、狭山池や満濃池に代表される多くの灌漑用のため池が建設されたがこれらはすべてアースダムであった。

古代のダムは土で築造するアースダムか石を積み上げた石積みダムが主流であったが、これらのダムは理論的根拠に基づいて築造されたものではなく経験的に築造されたものである。そのためしばしば破堤することになったが、逆に、この破堤によりダムの経験則による発達があったともいえる。しかしこのような経験則によるフィルダム建設技術の進歩の速度は非常に遅いものであった。

(2) パドルクレイ型アースダム⁸⁾

1800年代に英国では多くのフィルダムが建設された。これらのダムでは事故も多くその経験とともに建設技術は改良されていった。事故の約半分は浸透破壊によるものであった。1850年にはアースダムの英国設計基準が制定されたが、コア材はパドルクレイ (Puddle Clay) と称する高含水比の粘土を使用することとしていた。このコアは基礎をトレンチしてその中へも充填され基礎の止水にも使用された。その後、1824年のセメントの発明以降、トレンチはコンクリートで充填されることもあった。堤体の下流面勾配は1:2.5, 上流面勾配は1:3.0程度が標準とされた。フィルタについての明確な考えはなかったが、コアの両サイドには細粒の透水性の小さな材料が配置された。放流管は初めは堤体内に埋設されたが、やがて暗渠方式となり、さらに地山内のトンネルとなっていった。

19世紀中頃までフランスを中心にヨーロッパではフィルダムの最大高さは20数mと考えられていた。それはこれ以上高くすると施工中にすべりを起す事例があったからである。土質工学が未発達ですべりの原因となる間隙水圧についての概念がなかったのである。

(3) 捨石 (ダンプトロック) 工法と表面遮水壁型ロックフィルダム

このような遅い技術の進歩速度を加速したのは、19世紀半ばのアメリカにおいて登場した表面遮水壁型ロックフィルダム⁹⁾ である。ロックフィルダムは1850~1870年のゴールドラッシュ時代に砂金採取のための水を確保するためカリフォルニアで生まれた。初期のロックフィルダムは豊富な木材を表面に組み立てて遮水壁とし、内部に採鉱技術を応用して採取した岩石を充填した木製表面遮水壁型ロックフィルダムであった。その後技術的改良とともに、鋼材や鉄筋コンクリートを遮水壁に適用することにより遮水壁の耐久性を増したり、施工機械の発達も加わりこの型式のダムは急激な発達を遂げた。

コンクリート遮水壁を使用したロックフィルダムは、堤体の沈下が大きくそのため遮水壁が損傷し、漏水が多かったが決壊するような被害はなかった。1930年から1940年代になると100m級の大規模なフィルダムが建設された。ロックフィルの上下流面勾配は1:1.4程度と急勾配であった。1950年後半に入ると鉄筋コンクリートよりも水密性、可撓性に優れたアスファルトコンクリートを遮水壁に使用したダムがヨーロッパを中心に築造されるようになり、現在では、この型式のダムの中心的存在となってきている。

この型式のダムが建設され始めた頃は、築堤材料を高所より捨石 (投石) し、衝撃で締め固めることを期待するものであった。これを捨石 (ダンプトロック) 工法と呼ぶ。従って、堤体内には空隙が多く残り築堤後にかなり堤体沈下が発生することが予想された。そのため、遮水壁材の可撓性が重要な要因となったのである。しかし現在は、築堤材料を薄層に撒き出し、転圧する工法で築堤されるようになり築造後の沈下量は少なくなってきているため、再びコンクリート遮水壁が見直される機運にある。

(4) 水締め式アースダムおよび半水締め式アースダム

一方、土質材料を主体とするダムも経験則に従って建設されていたが、材料運搬、堤体築造に大きな変革を見い出せないまま19世紀後半までは、低ダムを建設するに留まっていた。ところが、19世紀

後半からアメリカを中心に水締め工法¹¹⁾（ハイドロリックフィル）が流行しだし、50m以上のダムが続々と築造されるようになった。この工法は、土取り場からダムサイトまで土質材料をスラリー状にして送水管により流送し、図-2.2.3に示すように斜面上に流入させ、外部に粗粒を、中央部に至るに従って細粒を沈澱させて中央部に遮水壁を作るというもので、材料運搬と堤体築造の両面に大きな変革をもたらした。なお土取り場とダムサイト間の距離が長く、築堤材料を流送することが不可能あるいは不経済な場合に、ダムサイトまでの材料運搬はダンプトラック等により、盛り立てだけを水流によることがある。この工法を半水締め工法と呼ぶ。しかしこの型式のダムは、1930年代以降経済的な理由から採用されることが少なくなった。また地震時にクイックサンド現象が起りやすいことが明らかになりアメリカにおいては現在その対策が重要な課題となっているが、日本においてはこの型式のダムは無い。

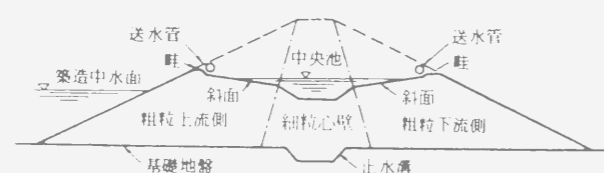


図-2.2.3 水締め工法の模式図

(5) 土質材料を転圧したダム

水締め式ダムに取って替ったのが土質材料を転圧したダムである。土質材料については、1920年代にアッターベルグ限界、1933年にR. R. Proctor（フロクター）の最適含水比と締固め理論、1930年代に圧密試験、直接せん断試験、浸透流解析、フィルタ則、すべりの安定解析、1940年代に三軸圧縮試験など材料と設計理論の基礎が固められた。

これらに施工機械の進歩が相まって、アースダムにおいて遮水壁部分、時にはそれ以外の堤体部分の土質材料が転圧されるようになった。

ロックフィルダムにおいては、岩石部分は捨石工法で、遮水壁部分の土質材料を転圧する内部遮水壁型ダムが発達していった。San Gabriel（サン・ガブリエル）第1ダム¹²⁾（米国、1937年、114m）は初めコンクリート遮水壁で計画されたが、ロックの強度が弱いために土質コアに変更された。Mud Mountain（マッド・マウンテン）ダム¹³⁾（米国、1948年、128m）も捨石工法による厚いコア（水深の約85%相当）の中央土質コア型ロックフィルダムである。これらのダムの沈下は大きかったが厚い中央コアで問題は起らなかった。

このようにして転圧した土質材料による遮水壁とロックフィルを組み合わせることにより100m級のフィルダムの建設が可能となったのである。

(6) 射水工法によるロックフィルダム

捨石工法では、完成後の沈下量が大きかった。これはロック材料が堅硬でないかあるいは、細粒分

が岩塊同士の接触を妨げているからと考えられていた。Cogswell（コグスウェル）ダム¹⁴⁾（米国、1935年、85m、コンクリートフェイス型）は、80%完成の段階の1934年12月31日から1月1日にかけて382mmの異常な豪雨を受けた。天端は雨により1.8m沈下し堤体内の細粒分が洗われたため沈下が生じたと考えられ、盛り立て完了後堤体に更に相当量の射水をしたところ、更に1.2m沈下した。このように捨石に相当量の圧力水を射水することにより堤体の沈下を促進させる工法を射水工法（Sluicing）と呼ぶ。このCogswellダムの事例を契機として、その後、ロック材は良質のものを選り細粒のものを排除するための射水工法の重要性が広く認識されることとなった。Terzaghi（テルツァギー）は、Cogswellダムの事例に関連し、実験を行い、射水が沈下を促進するのは、水が潤滑剤として働くからではなく、岩塊同士の接触点の強度を弱め、角が欠けるためと指摘した。

(7) 転圧式ロックフィルダム

1960年頃までのロックフィルの締固めは、メソソニーのように巨石をクレーンを使って手積みする方法、重量物を落下させる方法、ローラ（無振動）転圧などがあったが主流は高標高から捨石し、圧力水を射水し締固める方法であった。これらの工法に対し、スコットランドのQuioch（キオーチ）ダム¹⁵⁾（英国、1958年、38m）は、おそらく初の振動ローラ転圧によるロックフィルダムである。ロック材料は堅硬な変成岩で、このダムでは、下流の水質対策のためもあり、3/8in（9.5mm）以下の細粒分は除去され、最大粒径50cm、平均粒径15cm程度であった。層厚は60cmであり、はじめに無振動の平滑ローラで転圧し、その後振動ローラを使っている。このダムは完成後の沈下がほとんどなく（1年後に高さの0.04%）、その後のロックフィルダムの施工に大きな影響を与えた。

(8) 転圧方式による内部遮水壁型ロックフィルダム

以上のように、岩石を主体としたダム（表面遮水壁型ダムと考えて良い）と土質材料を主体としたダム（アースダムと考えてよい）の技術の向上の歴史、つまりダムの大型化の歴史について概観してきた。しかし、岩石を主体とするダムでは、あまり大規模なものを建設すると、築堤後の沈下により表面遮水壁に亀裂が生ずる可能性があったり、土質材料を主体とするダムでは、土質材料の強度が岩石に比較して小さかったり、堤体内浸透の問題などから大規模ダムの建設には自ずと制限が加わったりした。

そこで登場したのが、転圧方式による内部遮水壁型ロックフィルダムである。この型式のダムは、安定性と排水性を受け持つ岩石を外側に配置して振動ローラで転圧し、遮水性を受け持つ土質材料（ごく少数ではあるが、アスファルトやコンクリートを遮水壁とするものもある。）を内側に配置し、最適含水比に近い含水比で転圧したものである。なおアースダムでもゾーン型のもは、この型式のダムと同様と考えることができる。この型式が現在主流となっており、この型式の出現により、フィルダムの一層の大型化が可能となった。現在世界で最も高いダムとして建設中である Rogun（ローガン）ダム（ロシア、1998年完成予定、325m）もこの型式である。このように堤体の大型化には、土質力学や水理学の進歩や施工機械の発達が大きな要因となっていることを忘れてはならない。

この型式のダムは中央遮水壁型と傾斜遮水壁型に細分できる。初期には後者の型式が多かったが、最近では、前者の型式が大勢を占めている。この両型式の利点と欠点はかなり議論されているが、前

*ダム名の後の（ ）書は、必要に応じ、国名又は事業者名、完成年、堤高、堤体積、ダム型式の順序で示す。

者が後者に対して絶対的な利点を有しているためではなく、各現場の特殊性や設計者の経験などが両者選択の要因となっているようである。

2.2.3 我が国におけるフィルダム建設技術の変遷

(1) 我が国における1940年以前のロックフィルダム

大阪府の狭山池¹⁷⁾は7世紀初頭に、香川県の満濃池¹⁶⁾は8世紀初頭に築造されたとされるが、これまで1200年～1300年にも及ぶ長い歴史の中で幾度も破堤と修復、かさ上げを繰り返してきたことが、文献記録や地質調査などから明らかにされている。

20世紀半ばの終戦に至るまでの長い間、我が国で建設されたフィルダムはもっぱらアースダムで、大雨による破堤と修築を重ねながら、経験的な方法により施工法が少しずつ改良されてきた。アースダムの堤高は高々30m程度までであり、大規模なフィルダムが登場したのは、戦後ロックフィルダムが建設されるようになってから以降のことである。

(2) 1940年代後半～1950年代頃

我が国最初のロックフィルダムは、石淵ダム¹⁷⁾(建設省、1953年、53m)である。石淵ダムは、当初コンクリートダムとして計画されたが、着工当時は終戦直後で多量のしかも一定品質のセメントを継続して入手することが困難であったことやダム基礎の地質等を考慮して、岩塊堰堤の上流面に鉄筋コンクリートの遮水壁を有する、表面遮水壁型のロックフィルダムとして建設された。

石淵ダムの建設当時はフィルダムの構造基準が未整備であったため、すべりに対する安定性は、現在一般的に用いられている円形すべり面についてのスライス法による検討はなされておらず、海外の先例ダムの事例を参考にして上下流面勾配を設定している。地震力も考慮され、下流面勾配は捨石した場合の自然勾配である1:1.4に地震力を加味して、平均勾配を1:1.6としている。

当時は大型の施工機械の種類も数も限られていたため、盛立工事はダムサイトまで軌道を利用して搬入した岩石を、河岸および橋梁から最大29mまたは24mの高落差で投下し、投石により生じた小岩片の堆積を避けるために高圧水を射水する、投石射水工法で施工された。

表面遮水壁型のダムとしては、このほか皆瀬ダム¹⁸⁾(建設省、1963年、67m)などが建設されたが、この型式のダムは堤体の沈下等により遮水壁に悪影響が生じないようにとの配慮から、通常、堤高は70m程度が限度とされている。

(3) 1960年代～1970年代前半頃

1960年代以降、ダム建設の要請が高まってくるにつれ、ダムサイトの地質条件が次第に厳しさを増し、コンクリートダムに比べて基礎岩盤に対する条件が緩やかなロックフィルダムが脚光を浴びるようになった。

1960年代には、傾斜遮水壁型のロックフィルダムとして、御母衣ダム¹⁹⁾(電源開発、1961年、131m)や九頭竜ダム²⁰⁾(建設省、1968年、128m)などが建設された。御母衣ダムでは、円形すべり面法により堤体のすべりに対する安定性を検討し、土質材料の強度は三軸圧縮試験の結果から設定するなど、フィルダムの設計が経験的な手法から脱皮し、土質力学の理論を取り入れた設計が行われる

ようになった。

1970年代にはフィルダムの技術の集約がなされ、河川法に基づく「河川管理施設等構造令」が1976年に制定された。

(4) 1970年代後半以降

1970年代後半以降現在まで大規模なロックフィルダムが次々と建設されてきたが、傾斜遮水壁型に代わり堤体中央部に土質遮水壁を設けた中央遮水壁型のロックフィルダムが、盛んに建設されるようになった。

堤高が150mを超える大ダムだけをみても、手取川ダム²¹⁾(建設省・電源開発、1979年、153m)、高瀬ダム²²⁾(東京電力、1979年、176m)、奈良俣ダム²³⁾(水資源開発公団、1990年、158m)などが既に完成し、総貯水容量が6億m³を超える徳山ダム(水資源開発公団、161m)が現在建設中である。なお、傾斜遮水壁型のダムとしては、岩屋ダム(水資源開発公団、1977年、127.5m)が建設されて以降、大規模なダムは施工されていない。

これらのダムの建設を通じて、1980年頃には堤体材料全体の約8割を占めるロック材料のせん断強度を求めるための、大型三軸圧縮試験などの材料試験方法が確立された。また、ロック材の盛立方法は投石射水工法から薄層で撒き出し振動ローラーにより入念な締固めを行う薄層転圧方式に様変わりした。転圧締固めを十分行うことにより、完成後の沈下量を減少させるとともに、堤体の力学的安定性をさらに向上させることができた。

1976年に発生したTeton(ティートン)ダム^{24)、25)}(米国、1976年、91.5m)の決壊は、初期湛水時に生じたコアの浸透破壊が主原因とされ、我が国においてもこの事故を契機として基礎処理を入念に行うことの重要性が改めて確認されるとともに、ロックフィルダムの基礎地盤には原則として監査廊を設置することとなった。

ダムの耐震設計は、従来より震度法により行われてきたが、建設省土木研究所ではダムに設置された地震計により得られた地震動の観測記録を整理解析するとともに、フィルダム材料の強度特性や動的解析に関する検討を進めてきた。これらの成果も反映して、地震時の堤体の応答とロック材の内部摩擦角の拘束圧依存性を考慮した修正震度法による新しい耐震設計の手法である「フィルダムの耐震設計指針(案)」²⁶⁾が1991年に公表された。フィルダムの設計にあたっては、震度法による検討とあわせて修正震度法によりチェックを行うこととされている。

1995年(平成7年)1月17日に発生した兵庫県南部地震では多くの公共施設に重大な被害が発生したが、ロックフィルダムを含め、近代的手法により設計・施工されたダムにはほとんど被害が発生せず、地震に対して極めて安全性の高い構造物であることがあらためて実証された²⁷⁾。

2.3 浸透流制御設計の技術的変遷

2.3.1 概説

フィルダムにおいては、貯水時に基礎地盤および貯水池周辺の地山のみでなく、堤体を通して浸透が発生する。この浸透水の作用により間隙水圧や揚圧力が発生し、設計・施工が不適切な場合、パイピングやせん断強度の低下などダムの安定性をそこなうような現象が起こり、堤体決裂の大きな因子となる恐れがある²⁸⁾。そのため、フィルダムの浸透流制御設計にあたっては、フィルダム堤体および基礎地盤の水理学的特性を十分調査、把握しておく必要がある。

本節においては、まずフィルダムの浸透流制御の設計思想および具体的な方法についてとりまとめた後、各種浸透流制御方法の設計を合理的に実施するために有用な研究的成果について概観する。また、岩盤を基礎地盤とする場合、最も一般的な浸透流制御方法であるグラウチングについては、最近の研究、実務的な成果も含めてその技術的変遷をとりまとめる。

2.3.2 浸透流制御方法²⁹⁾

(1) 浸透流制御の基本思想

建設省所管のフィルダムのほとんどはロックフィルダムであり、またそのほとんどが岩盤基礎上に建設されている。しかし、初期のフィルダムや現在においても灌漑用のダムのほとんどはアースダムであり、そのほとんどが土質基礎や砂礫基礎といった岩盤基礎以外の基礎上に建設されている。そのため、以下に紹介する浸透流制御方法のなかには基礎岩盤には必ずしも効果的でない方法もある。

フィルダムの浸透に関する三つの基礎的な問題は、①土粒子の移動による堤体あるいは基礎地盤におけるパイピング (piping)、②浸透力の作用によるヒービング (heaving) や斜面崩壊、③過度の水の流失、である。これら三つの問題を解決するための浸透流制御方法は、次の三つの方法に分類される。

- 1) パイピングやヒービングを防止するためのフィルタ (filter) の設置
- 2) 浸透流の低減 (seepage reduction)
- 3) 排水 (drainage)

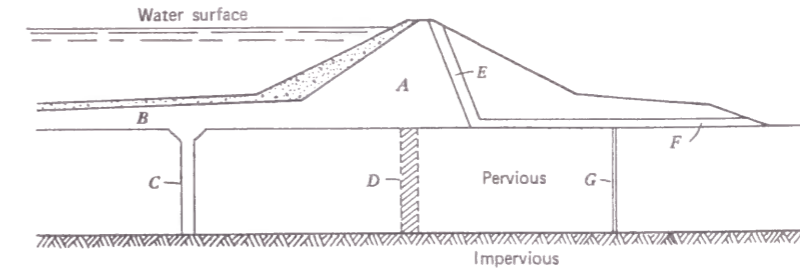
通常、これらの方法は単独で用いられるのではなく、適切に組み合わせて用いられる。

浸透流を低減する方法としては、鋼矢板やコンクリート壁のような薄いカットオフ、上流面における不透水性メンブレンやライニング、上流アースブランケット、ローラーで締固めた遮水材料によるカットオフトレンチ、グラウチング、スラリートレンチなどがある。また、排水方法としては、各種ドレーンやリリーフウェルなどがある。

これらの浸透流制御方法を図-2.3.1に示す。

(2) パイピング破壊の防止

フィルダムの堤体や基礎において発生した浸透流により構成土粒子が流亡する可能性がある。例えば、図-2.3.2に示すゾーン型ダムの場合、浸透力と透水ゾーンの粒子間隙が十分大きいと、浸出面ABおよびBCにおいて侵食が発生する可能性がある。また、均一型ダムの場合、図-2.3.3の浸出面ABにおいてヒービング発生のおそれがある。



- A: 不透水性ゾーン
- B: 上流側土質ブランケット
- C: スラリートレンチ
- D: グラウチング
- E: 鉛直ドレーン
- F: 水平ドレーン
- G: リリーフウェル

図-2.3.1 フィルダムの浸透流制御方法²⁹⁾

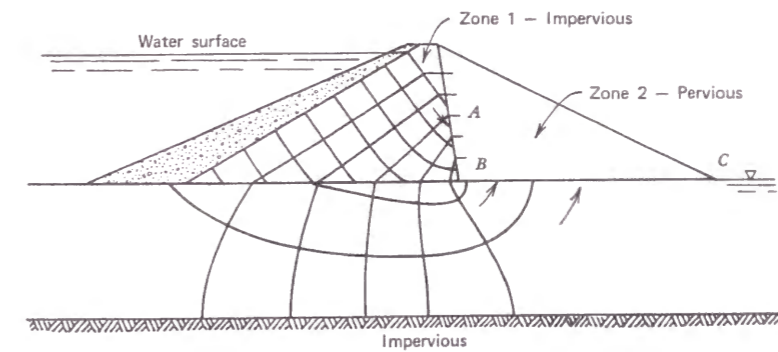


図-2.3.2 ゾーン型フィルダムにおけるパイピング発生予想域 (浸出面 AB と BC)²⁹⁾

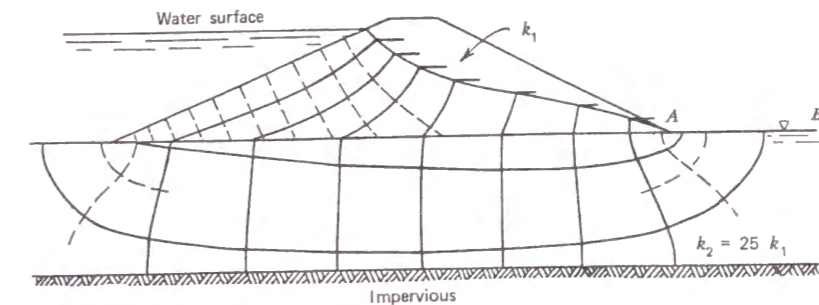


図-2.3.3 均一型フィルダムにおけるヒービング発生予想域 (浸出面 AB)²⁹⁾

このように、ハイヒングやヒーピングの危険にさらされている浸出面においては、堤体および基礎地盤の構成材料の流亡を防いたうえで安全に排水を行うために、適切な粒度を有するフィルタ材料を設置する必要がある。有効に働くフィルタ材料の粒度を規定した基準がフィルタ基準で、これについては多くの研究成果が示されているが、詳細は後述する。

当然のことながら、堅固な岩盤がハイヒングの危険にさらされることはないが、軟岩や風化岩、あるいは侵食されやすい岩や土で構成される基礎はフィルタで保護する必要がある。また、フィルタの設置位置の設計には、各種の浸透流解析を行う必要がある。

(3) 浸透流の低減

a) 薄いカットオフ（鋼矢板、コンクリート壁）

鋼矢板によるカットオフは、1930年代に米国においてよく用いられたが、継目からの漏水や基礎地盤に大きな礫が存在する場合の施工性の悪さなどの理由からその後はほとんど用いられていない。

コンクリート壁については、英国のフィルダムにおいて19世紀以来1950年代までしばしば用いられた。また、米国においては、1920～30年代にいくつかのダムで用いられたが、基礎を機械掘削して遮水材料で埋め戻すカットオフトレンチの方が人力作業の占める割合の多いコンクリート壁より経済的であったため、その後は用いられなくなった。我が国においては、1960年に完成した岩洞ダムにおいて用いられたほか、数ダムで断層処理に使われたが、その後は浅い岩着面処理を除いてほとんど使われなくなった。岩洞ダム（農林省、1960年、40m）のコンクリート止水壁を図-2.3.4に示す。ただし、最近では、機械力を駆使した連続地中壁工法が発達してきており、ダム基礎の浸透流制御方法として使用される事例も徐々に増えてきており、今後のさらなる発展が期待される。なお、最近の施工事例として、只見ダム（電源開発、1989年、30m）の連続地中壁工法を図-2.3.5に示す。

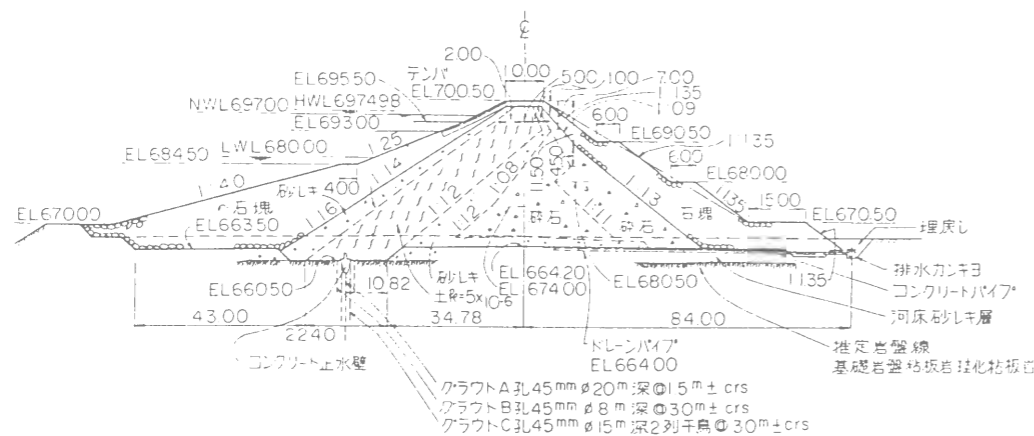


図-2.3.4 岩洞ダムのコンクリート止水壁

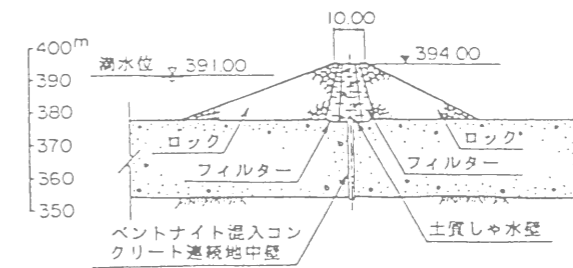


図-2.3.5 只見ダムの連続地中壁工法

b) 遮水材料によるカットオフトレンチ（コアトレンチ）

この工法は、透水性地盤を所定の不透水層まで掘削し、遮水材料で埋め戻す工法である（図-2.3.6参照）。

掘削深さが深くなると地下水の排除、掘削量の増大などでコストが高くなるうえ、洪水によるトレンチ部の被害が甚大となる恐れもあるので、堤高の低いダムで掘削深の浅い場合に限られる。

施工時の地下水排除には、砂利または難透性地盤以外の場合、ウェルホイント工法が有効である。

c) 土質ブランケット工法

土質ブランケット工は、図-2.3.7に示すように貯水池内に遮水材料を敷き均すことにより浸透路長を長くし、浸透流量を減ずる工法である。

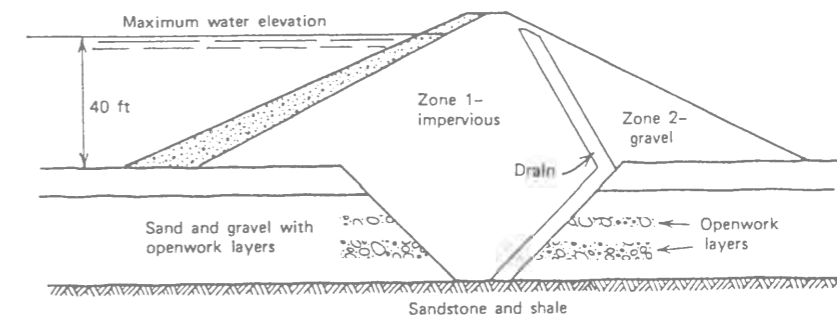


図-2.3.6 遮水材料によるカットオフトレンチ

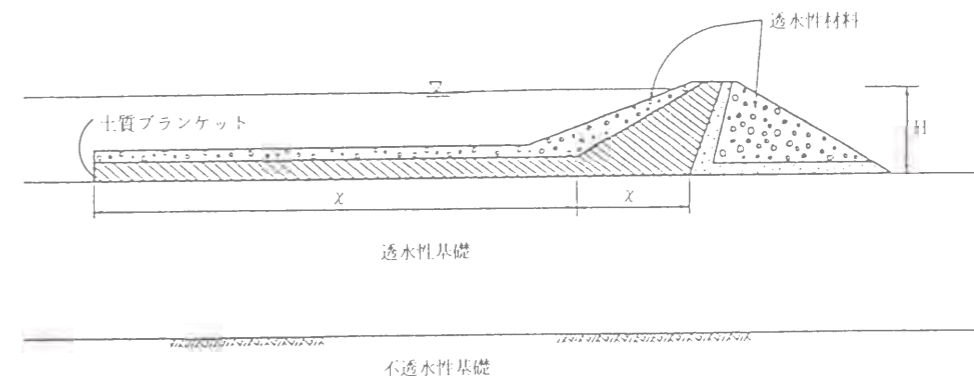


図-2.3.7 土質ブランケット工法

ブランケット材料としては、土質遮水材料、コンクリート、アスファルトなどがある。一般に土質遮水材料は施工性と経済性に優れ、変形に対して順応性もあるので比較的良く用いられるが、堤体断面外に敷設する場合には、土質遮水材料の上にこれを保護するための半透水および透水材料を設置する必要がある。

不透水ブランケット工は、地表での工事であることからグラウチングなどの地中の工事に比べて、仕上がりの確実度が高いのが大きな特徴である。また、不透水ブランケット工は、堤体基礎ばかりではなく、堤敷以外にアバットメント部に分布する透水層保護にも効果があり、この目的で採用しているダムもある。ただし、堤高の高いダムで全面的に使用されることはない。

不透水ブランケット単一ではなく、これとグラウチングを併用して、浸透流量を低減している例もみられる。これは、ダムの基礎処理としては、グラウチングが主対策工であるので、グラウチングのみによる浸透流制御を当初考慮していたが、施工途中で改良目標値までの改善が困難であることが判明し、不透水ブランケットとの併用でグラウチングの改良目標値が達成したのと同程度の基礎処理を行おうとした際によくとられる対策である。この際、貯水池からの浸透量の算定が必要となってくるので、一般にダルシー則に基づく浸透流解析（有限要素法あるいは理論解）を行う。この際、対象基礎がダルシー則の成立するような媒体であるか否かの地質的判断が必要となってくる。

土質ブランケットの施工例によると、ブランケットの厚さは、遮水材料、基礎地盤の透水性、地層状態や厚さ、貯水位などを考慮し、貯水池水頭の1/10を標準として、1~3mとしている事例が多い。また、一定厚さとするのではなく、大きな動水勾配での浸透を抑制するために堤体に近いほど厚くしている例もみられる。また、ブランケットの長さは、貯水池水頭の1~4倍程度を採用している例が多い。堤高では50m程度以下のダムでの適用例が多いといえる。

ブランケットを用いた場合の浸透量の計算では、Bennettの理論^{32), 33)}がよく用いられる。

d) グ라우チング

この工法は、注入材料を基礎地盤中の間隙、あるいは亀裂中に充填することにより浸透流制御を行うものであるが、詳細は後述する。

(4) 排水

a) リリーフウェル

この工法は、堤体下流付近において浸透水圧を軽減するため、直径15~60cmの井戸を設ける方法である。その設置数は透水層内部の間隙水圧を測定し、その結果を検討しつつ増加していくのが普通である。不透水層が厚い場合にはこの方法は効果的である。

リリーフウェルの設計理論としては、Middlebrook & Jervisの研究³⁴⁾がある。

b) ドレーン

堤体および基礎からの浸透水を安全に排水するとともに堤内の浸潤線を下げするために、フィルダム堤内あるいは堤体と基礎の境界部に大きな排水性能を有した砂礫材料を配する場合がある。これがドレーンである。ドレーン材は排水のために十分大きな透水性を有していることはもちろんのこと、ドレーン周辺材の流亡を防ぐのに十分細かい粒度を有していなくてはならない。ドレーン材がこのフィルタ機能を有していない場合には、ドレーン材と周辺材の間にフィルタ材を配する必要がある。

2.3.3 フィルタ基準に関する研究

現在、我が国のロックフィルダムのフィルタ材料に対する粒度基準、つまりフィルタ基準は以下に示すとおりである。この基準は、主としてSherardら³⁵⁾がとりまとめた当時の種々の研究、基準を参考として作成されたもので、建設省河川砂防技術基準（案）設計編³⁶⁾の中にも採用されている。

フィルタ材料の15%粒径 (D_{F15})

$$(1) \frac{\text{フィルタ材料の15\%粒径}(D_{F15})}{\text{フィルタで保護される材料の15\%粒径}(D_{B15})} \leq 5 \quad (\text{透水則})$$

$$(2) \frac{\text{フィルタ材料の15\%の粒径}(D_{F15})}{\text{フィルタで保護される材料の85\%粒径}(D_{B85})} < 5 \quad (\text{パイピング則})$$

(3) フィルタ材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい（平行則）。

(4) フィルタで保護される材料が粗粒材料を含む場合は、その材料の粒径25mm以下の部分について(1)および(2)を適用する（-25mm規定）。

(5) フィルタ材料は粘着性のないもので、200 # (0.074mm) ふるいを通過する細粒分を5%以上含んではならない（細粒分含有率規定）。

なお、保護される材料が粘着性に富む場合には、これらの条件を多少緩和することができるとされている。

(1), (2)の基準は、基本的にはTerzaghi³⁷⁾が提案し、Bertram³⁸⁾が均一な材料に対する実験で検証したものである。

(1)の意味は次のとおりである。比較的均一な砂、礫であれば、材料の15%粒径は有効径である10%粒径と同様に材料の間隙と大きな相関があり、材料の透水性はほぼその2乗に比例する^{39), 40)}。つまり、(1)の基準はフィルタの透水性は保護される材料のその25倍以上（十分大きい）でなければならないことを意味している。

(2)の基準の意味は以下のとおりである。 D_{F15} がフィルタの間隙の大きさを代表していることは前述した。一方、保護される材料の85%粒径 D_{B85} の意味は、Southworth (1980)⁴¹⁾の実験が明らかにしてくれている。彼は、種々の開口幅を持つふるいの上に土を置き、通水し、ふるいの開口幅が、土の80~90%粒径程度より大きくなると粒子の流亡量が急増することを発見した。つまり、土の85%粒径以下の開口幅であれば、粒子の流亡の可能性が少ないということである。よって、この基準はフィルタの15%粒径で表現できる間隙からフィルタで保護される材料、つまりコア材料の85%粒径が流亡することを防止するためのものである。

(3)の基準は、保護される材料の粒度範囲が広くかつ細かい材料を多く含む場合に、フィルタ材の粒度曲線形状が保護される材料のそれに平行に近ければ上記細粒分の流亡を防止できる⁴²⁾、という考えから出て来たものである。この基準は実際の設計にあたって厳密な形で定量的に検討されている訳ではなく、多分に粒度分布曲線の視覚的な判定によっている。

(4)の基準は、保護される材料が大粒径のものを含んでいる場合には施工時に材料分離が発生する可能性も大きくなり、事実上(1), (2)の基準による設計時の粒度の縛りが全く意味をなさなくなることを防止

するためのものである。

最後の細粒分含有率の基準は、本来、フィルタ材料が十分な透水性に加えて非粘着性であることを規定している。つまり、フィルタ材料は、仮に存在するとダム湛水時の水流による侵食を助長する亀裂が、乾燥状態では負圧により安定しているが、湿潤状態になると負圧がなくなるうえ引張強度を有していないために塞かれ、無傷の状態に戻る材料でなければならない。なお、緩和規定は、フィルタで保護される材料が粘着性を有していれば、それ単体でもかなりのハイシंक抵抗性を有している¹³⁾。ことによる。一方、これに対して、最近では、コアゾーンに不等沈下、水圧破碎、施工上の不均一さなど何らかの原因によって集中漏水があることを想定し、これに対するフィルタ基準の新しい考え方も提案されるに至っている¹⁴⁾。これに関して、我が国においては、建設省土木研究所において精力的な研究が進められている¹⁵⁾。

2.3.4 浸透流解析の理論と各種解法

フィルダムの堤体および基礎を通しての浸透による流速、ポテンシャルの分布などについては設計時に適切な精度で把握し、必要に応じて浸透流制御を施す。そのため、フィルダム浸透流制御設計に際しては、浸透流解析に関する知識が不可欠である。

浸透流解析の基礎は、1856年に、Darcy¹⁾ が土中の水の浸透においてその流速は圧力勾配に比例するという、いわゆるダルシー則が発表されたことにより築かれた。引き続き、1886年には、Forchheimer²⁾ が、浸透媒体内の水圧と流速はラプラス方程式によって支配されることを示した。

1900年初期には、ForchheimerとRichardsonがラプラス方程式の近似解を得るために図式解法を開発した。ただし、この方法は、1937年にCasagrande³⁾ がこの方法についての総合的な論文を発表するまであまり広く用いられていなかった。それ以降は、図式解法や電気相似模型実験によりラプラス方程式を解くというのが浸透流解析の基本的な手順となった。

その後、コンピューター技術の発展に伴って、差分法や有限要素法による数値解析による解法が一般的なものになってきた。数値解析、特に有限要素法によると、境界条件や初期条件によって適用範囲が限定されることなく、非定常問題への適用も容易である。また、計算機の性能が許せば三次元問題も比較的容易に取り扱える。さらに、最近では、飽和領域のみならず不飽和領域内の浸透を同時に取り扱えるコードや浸透と変形の連成を考慮できるコードも一般的に用いられるようになり様々な問題に対応できるようになっている。しかし、解析コードのこうした飛躍的な発展に比べて、入力物性値となる浸透特性の評価法についての研究が遅れをとっている。現在、この分野における精力的な研究が進められており、これらの成果による浸透特性の評価精度の向上を待ちたい。

2.3.5 グラウチング技術の変遷

グラウチング技術は、今から200年近く以前の1802年にフランスの技術者であるCharles Berignyにより発明された。彼は、この工法を“Injection Process”と称して、粘土と石灰の懸濁液を注入することにより石積み擁壁の補修を行った¹⁾。その後、注入材料としてポルトランドセメントの登場や着実な工法の改善等によりグラウチング技術は着実に進歩した。さらに、ダム工事にグラウチングが大々的にかつ系統的に用いられるようになったのと時を同じくして、近代的グラウチング工法が1920年代に開花

している。ダム工事における体系的なグラウチング、特にセメントグラウチングは、1932年から1935年にかけて米国のColorado川に建設されたHoover（フーバー）ダム（米国、1936年、221.4m、アーチ式ダム）において結実した²⁾。その後現在に至るまでの半世紀以上の間に、グラウチング技術は着実に進歩してきたが、その技術進歩は他の土木分野の技術とは異なり科学的な調査・研究よりも、現場技術者の経験と勘に負うところが大きかった。我が国においては、このような経験と勘に裏打ちされた技術であるグラウチング技術について、1972年に、土木学会によって「ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針³⁾」がまとめられ、改良の範囲、改良目標値（フィルダムのカーテングラウチングで5Lu（ルジオン））、改良の方法としての中央内挿法などが示された。さらに1983年には、建設省の経験を集約した「グラウチング技術指針・同解説⁴⁾」がまとめられた。この時点で、フィルダムのコア敷きでは全面的にブランケットグラウチングを実施すること、改良目標値として10Luが規定された。このブランケットグラウチングは、フィルダムの浸透破壊の防止に大いに寄与している。また、コンクリートダムも含めて、リムグラウチング範囲は難透水性岩盤あるいは地下水位とサーチャージ水位が交差するまでとの考えが打ち出された。

しかし、近年はダムサイトの地質条件が複雑化し、グラウチングの実施に際して数々の課題が発生している。このような状況下において、グラウチングに対する科学的調査・研究の重要性が増してきている。その自然・社会条件からダム建設に対するニーズが高い我が国においてはなおさらである。

現在、科学的調査・研究により最適なグラウチング方法の確立が望まれているダム基礎として、軟岩基礎がある。軟岩は硬岩に比べると強度がかなり小さく、グラウチング時にリークの恐れがあるため、軟岩基礎においては効率的な高压注入が採用できない。そのうえ、水みちとなる割れ目や岩の孔隙が注入材料であるセメントの粒子径よりも小さいことが多く、効率の悪いグラウチングを強いられる。柴田⁵⁾ は、多数の堆積軟岩や破碎を受けた軟弱岩におけるグラウチングの施工記録を整理・分析し、限界圧力 P_r より $1\sim 2\text{kgf}/\text{cm}^2$ 高い圧力で注入することにより効果的なグラウチングを行えることを指摘している。さらに、理論的および実験的研究を進め、効果的なグラウチングを行うためには、最小水平地圧 σ_{Hmin} より幾分高い圧力（軟弱岩盤で $1\sim 2\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、良好岩盤で $3\sim 5\text{kgf}/\text{cm}^2$ ）を注入圧力に採用すべきであると結論付けている⁶⁾。

また、従来のポルトランドセメントでは $100\mu\text{m}$ 程度である最大粒径を $10\mu\text{m}$ 程度にすることで浸透性の改善した超微粒子セメントの使用や図-2.3.8に示す二重管ダブルハッカー工法の適用により軟岩基礎グラウチングの効果の向上が図られている。

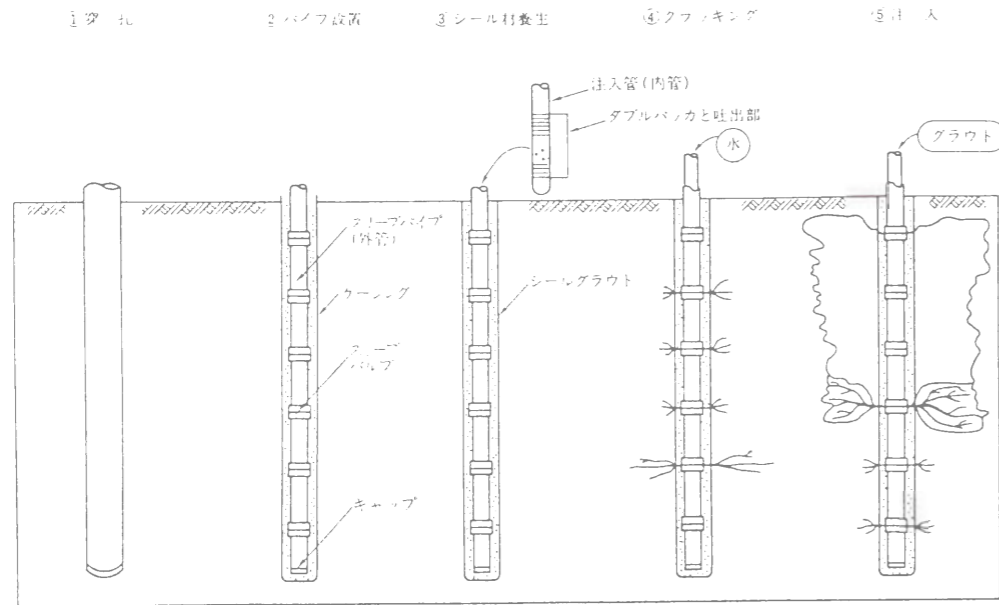


図-2.3.8 二重管ダブルハッカー工法の施工手順

2.4 耐震設計の技術的変遷

2.4.1 概説

1915年に佐野利器¹⁾が「耐震家屋構造論」と題する論文を発表し、構造物に作用する地震時慣性力に着目して地震の影響を震度で表し、構造物の自重にこれに乗じて地震力を求めて設計に取り入れる手法を提案した。1925年には、物部長穂²⁾によって震度法³⁾の概念がダム⁴⁾の設計に取り入れられた。わが国において、ダムの耐震設計に震度法を用いるようになったのはこれ以降のことであり、以来約70年もの間、若干の修正を加えつつも基本的に震度法を耐震設計法として用いてきた。

現在、わが国におけるダムの耐震設計法の法的根拠となっている「河川管理施設等構造令⁵⁾」および「河川管理施設等構造令施行規則⁶⁾」は、ダムの構造に関し河川管理上必要とされる最低限の基準を定めているが、地震に対する安定性は震度法によって確保することとし、用いるべき設計震度の下限値を規定している。地震に対して特別に配慮する必要のない一般的なダムでは、河川管理施設等構造令に定める設計震度の下限値を採用しているものが多い。また、それ以外のダムにあっては、考慮すべき地震の大きさ、基礎の地質、ダムサイトの地震履歴、近傍の既設ダムの設計値等を参考にして、設計者の工学的判断により下限値にある値を付加して設計震度を決めている。

本節では、ロックフィルダムの耐震設計法の変遷について述べる。

2.4.2 フィルダム耐震設計基準の変遷

(1) 物部長穂の震度法の提案(1934年)⁷⁾

ダムの設計において震度法の考え方を導入し、とるべき震度を定めたのは、1925年の物部長穂²⁾による「貯水用重力堰堤の特性並に其合理的設計方法」をその端緒とする。重力式コンクリートダムでは剛性がきわめて高いことから、地盤震度と同一の加速度が堤体内部に作用すると考え、震度法による設計を提案したものである。

その後、物部長穂²⁾は、1934年「地震に因る動水圧を考慮せる重力堰堤の断面決定法」(内務省土木試験所報告)において、ダムの型式別の設計震度を提案した。これが現在の震度法によるダムの耐震設計の基本となっている。物部は、フィルダムについては模型実験と解析とに基づいて堤体頂部は堤底地盤の地震動に比べて数倍振動するとして、土堰堤の設計震度を表-2.4.1のように底部と頂部に区別して設定した。

表-2.4.1 ダム種別設計震度表(1934)⁷⁾

堰 堤	設 計 震 度	理 由
土 堰 堤	底部0.15～ 頂部0.2～0.3	堆積地盤上に築造されること多く、堤体も弾性撓み大、剛性小のため、地震動と共鳴する危険あり。

以降、1957年に明文化された「ダム設計基準⁸⁾」が出るまでの間は、物部の設計法や海外での施工事例を参考に耐震設計がなされていた。

(2) ダム設計基準（日本大ダム会議）^{63）～65）}

1) ダム設計基準（1957年）^{63）}

1957年4月に、国際大ダム会議日本国内委員会ダム設計基準分科会^{63）}（以下、日本大ダム会議と呼ぶ）は、明文化された基準としては初のダム設計基準を発表した。ここで定められた設計震度は、表-2.4.2に示すように、地盤震度も堤体震度も同一の値で、弱震帯と強震帯の地域区分が導入された。

表-2.4.2 ダム設計基準（1957）^{63）}

ダムの種類	東北（福島、秋田、山形）関東、中部、近畿、南四国	北海道、東北（岩手、宮城、青森）、北陸、中国、北四国、九州
ロックフィルダム	0.12～0.20	0.10～0.15
アースダム	0.15～0.25	0.12～0.20

満水時の値を示す。空虚時は2分の1をとる。

2) 改訂ダム設計基準（1971年）^{64）}

フィルダムは1965年以降に建設が盛んになり、フィルダムの技術も飛躍的に進歩したため、日本大ダム会議は1971年5月にダム設計基準の中のフィルダムの規定を全面的に改訂した^{64）}（表-2.4.3参照）。改訂ダム設計基準においては、フィルダムの地盤震度と堤体震度は等しいとした。また、貯水水位に応じて安定計算に用いる震度を示した。

表-2.4.3 改訂ダム設計基準（1971）^{64）}

ダムの種類	東北（青森、岩手、秋田、山形、福島）関東、中部、近畿、南四国	北海道、東北（宮城）、北陸、中国、中国、北四国、九州
ロックフィルダム	0.12～0.20	0.10～0.15
アースダム	0.15～0.25	0.12～0.20

3) 第2次改訂ダム設計基準（1978年）^{65）}

日本大ダム会議は、1978年8月に再度ダム設計基準を改訂した^{65）}。表-2.4.4に示すように、震度を地盤震度と堤体震度に分離した。

表-2.4.4 ダム設計基準（全面改訂）（1978）^{65）}

(a) 地域別地盤震度

区 分	強震帯地域	弱震帯地域
地 域	北海道（根室・釧路・日高・十勝）、東北、関東、中部、北陸、近畿、南四国、鳥取、宮崎	北海道（左記以外）、中部（鳥取を除く）、北四国、九州（宮崎を除く）、沖縄
地 盤 震 度	0.12～0.20	0.10～0.15

(b) 堤体震度

区 分		強 震 帯 地 域	弱 震 帯 地 域
フィルダム	均一型表面遮水型	0.15～0.25	0.12～0.20
	ゾ ー ン 型	0.12～0.20	0.10～0.15

貯水池が空虚時、または貯水位がサーチャージ水位の場合は、この値の2分の1をとる。また、設計洪水位の場合は、地震の影響は考慮しない。

(3) 河川管理施設等構造令施行規則（1976年）^{61）}

ダムの耐震設計法の法的根拠を定めた「河川管理施設等構造令」（1976年7月）^{60）} およびこれを受けた「河川管理施設等構造令施行規則」（1976年10月、建設省令）^{61）} が発令され、河川管理上必要とされる設計震度の基本的基準が定められた（表-2.4.5参照）。

表-2.4.5 河川管理施設等構造令施行規則（1976）^{61）}

ダムの種類		強震帯地域	弱震帯地域
フィルダム	ダムの堤体がおおむね均一の材料	0.15	0.12
	その他のもの	0.12	0.10

この施行規則のうち、設計震度に関する規定（第2条第1項）は1981年10月に改訂され、震度に関する地域区分は強・中・弱震帯の3区分となった^{66）}（表-2.4.6参照）。

表-2.4.6 河川管理施設等構造令施行規則（1981）^{66）}

ダムの種類		強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
フィルダム	ダムの堤体がおおむね均一の材料	0.15	0.15	0.12
	その他のもの	0.15	0.12	0.10

(4) 河川砂防技術基準（案）（1985年）^{67）}

1985年10月には、ダムの地域区分、基礎条件、形式別に設計震度を規定した河川砂防技術基準設計編（案）が定められた^{67）}（表-2.4.7参照）。

この基準は、対外的な法的拘束力を持つものではないが、建設省所管のフィルダムの設計において広く用いられている。

表 2.4.7 建設省河川砂防技術基準（案）（1985）

	ダム、の基礎条件	ゾーン型フィルダム	均一型フィルダム
強地震帯域	通常の基礎岩盤	0.15	0.15~0.18
	土質基礎	0.18	0.20
中地震帯域	通常の岩盤基礎	0.12~0.15	0.15
	土質基礎	0.15~0.18	0.18~0.20
弱地震帯域	通常の岩盤基礎	0.10~0.12	0.12
	土質基礎	0.15	0.18

但し、これらの値は目安の値であり、当該地域の地震歴、地質条件、堤体の動力学的特性を考慮して、これらの値以上とする。

(5) フィルダムの耐震設計指針（案）（1991年）⁷¹⁾

1991年に建設省より示されたフィルダムの耐震設計指針（案）⁷²⁾は、修正震度法に基づくものであり、震度法に基づくこれまでの耐震設計基準とは考え方が基本的に異なる。

修正震度法に基づく耐震設計指針（案）では、観測された地震動や堤体の応答特性を考慮して地震荷重を定めて、地盤震度と堤体に働く地震力の震度を示す堤体震力係数を別々に定めている。

平成3年度以降に実施する建設省所管のフィルダムについては、従来の河川管理施設等構造令（震度法）とフィルダムの耐震設計指針（案）（修正震度法）の2つの基準を満足するように耐震設計が行われている。

フィルダムの耐震設計指針（案）については、「6.3 フィルダムの耐震設計指針（案）による解析」において詳述する。

2.5 築堤材料物性評価の技術的変遷

2.5.1 概説

フィルダムは、ダムサイト近傍から採取される土や岩石を主材料（フィル材料）として築造されるダムである。コンクリートの場合、骨材の物性が多少異なっても、強度や弾性係数などの力学的特性は結合材であるセメントの物性に大きく依存するため比較的狭いばらつきの範囲内に収まるのに対して、フィル材料の力学的特性はサイトごとによりばらつく。つまり、フィルダムの場合、サイトごとに得られた材料の物性を適切に評価し、それらの材料物性に応じた設計を行わなければならない。

そこで本節においては、ロックフィルダムの築堤材料であるコア材料（土質材料）、フィルタ材料、ロック材料の物性評価の技術的変遷についてとりまとめる。

2.5.2 コア材料（土質材料）

フィルダムの設計施工技術の発展に寄与した多くの研究成果のなかでも、Proctor⁷³⁾が土質材料における最適含水比の存在を示したことの貢献度は極めて高い。この成果とタンピングローラーなどの転圧機械の発達により、高密度でかつ均質な堤体の築造が可能となった。フィルダムの築堤材料としての土質材料に要求される機能は、安定性と遮水性であるが、それぞれの指標である強度定数および透水係数と乾燥密度には比較的良い相関が見られる。そのため、現在では、強度定数および透水係数の管理を乾燥密度の値により行うことが一般的である。このことからProctorの研究成果の貢献度の高さを知ることができる。

いま、ゾーン型ロックフィルダムのコア材料を構成する土質材料を考えると、その強度よりも遮水機能に対する要求が相対的に高い。コア材料となる土質材料の透水性は、一般に室内透水試験によって評価される。試験の原理は土中を流れる水の流速はその圧力勾配に比例するというダルシー則⁷⁴⁾に基づいている。室内透水試験は、その原理から定水位法と変水位法に分類できるが、透水性の小さい土質材料については、その透水性が低いため、図-2.5.1に示すように、ある時間内における水位管内の水位の下降を測定して透水係数を算定する変水位法が用いられる。

原位置で盛立てられたコア材料に対しても、盛立て面において直径約30cm、高さ約30cmの手掘りのピットを設け、その中に水を満たし、その水位を一定に保ちながら注水することにより定常注水量を測定するか、孔内水位の低下とそれに要する時間を測定することによって透水係数を算定する原位置透水試験を実施する（図-2.5.2参照）。具体的な試験方法としては、米国内務省開拓局（USBR）のアースマニュアルE-19法⁷⁵⁾が用いられることが多い。ただし、この試験には半日から1日の長時間を要するため、その実施頻度はあまり高くない。実際には、前述したように、乾燥密度と透水係数の相関の高さから、密度管理を主にして、原位置透水試験により確認を行っているというのが現状である。

話題を密度に戻すと、室内の締固め試験では許容最大粒径が制限されているが、実際の締固め施工では、その許容最大粒径を越える粗粒分を含むため、最大乾燥密度（基準密度）の値を粗粒分の混入割合によって補正（礫補正という）する必要がある⁷⁶⁾。

現在、礫補正の一般的な方法としては、室内締固め試験結果を規定ふるいに残留する粗粒分の混入量に応じて補正し粗粒分を含んだ土の密度を求めておき、一方現場では礫の混じったままの土の密度を測定し、それと比較する方法がとられている。

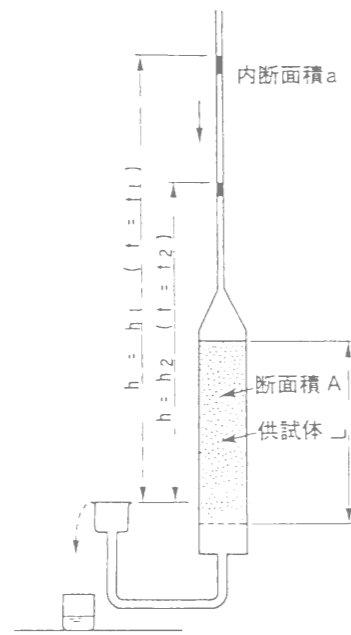


図-2.5.1 室内変水位透水試験の原理

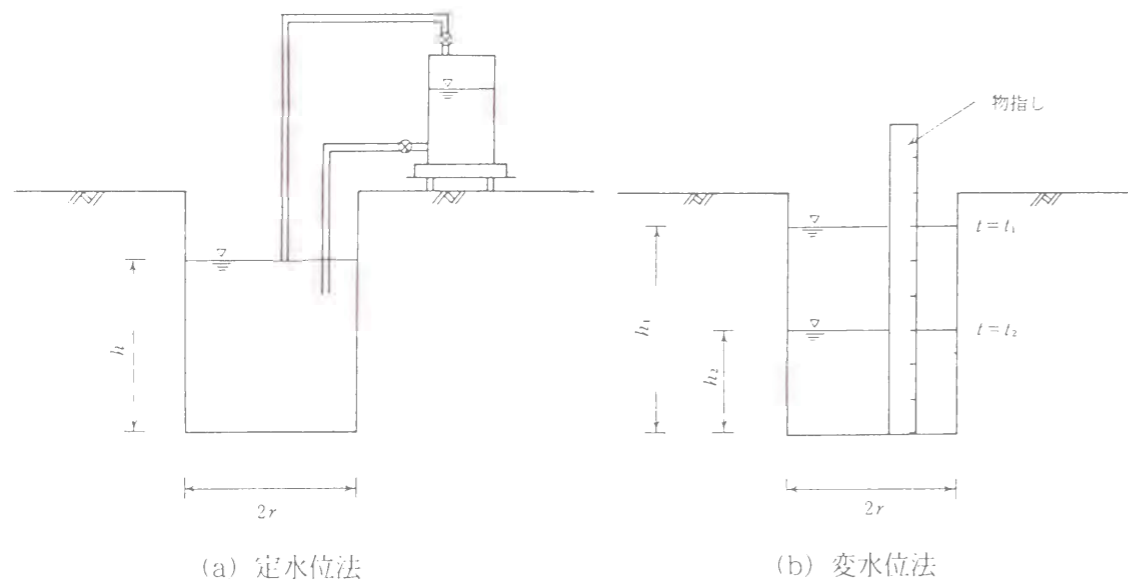


図-2.5.2 原位置透水試験方法

礫補正の方法には、Walker・Holtzの方法²⁾、Humphresの方法³⁾、巻内の方法⁴⁾、および森の方法⁵⁾などがあるが、一般にはWalker・Holtzの方法がよく採用されている。

現場における盛土の乾燥密度を測定する方法としては、主として砂置換法が用いられているが、この方法は測定結果を得るのにかなりの労力と時間を要し、また一度にできる測定個数に限界がある。このため近年、フィルダムコア材料の密度管理には、施工面全体の品質を迅速に把握するためにラジオアイソトープ (RI) による測定方法が用いられるようになってきている。

2.5.3 フィルタ材料

ゾーン型のロックフィルダムでは、堤体中央に遮水機能を受け持つコア材を、その上下流側には細粒分を多く含んだコア材料の浸透水流による流亡を防ぎ、かつ浸透水を安全に排除する機能を有するフィルタ材料を配する。そのため、フィルタ材料は保護すべきコア材料の粒度に応じてある粒度条件を満足しなければならない。これが、いわゆる“フィルタ基準”であり、この基準についてはTerzaghiの提案以後、数々の研究成果が出されている。この詳細については、2.3.3で既に述べている。

2.5.4 ロック材料

ロック材料は、ロックフィルダムの堤体積の約8割を占め、堤体の安定性を主に受け持つ。そのため、ここでは、ロック材料の強度、特に静的強度評価に関連した研究成果を中心に述べる。

1963年に出版されたSherardら⁶⁾の著書においても、大塊を多く含むロック材料の強度を試験により求めることの難しさから、経験に基づく強度設定にならざるを得ないことが示されている。そのため、我が国の初期のロックフィルダムにおいては、諸外国の同種岩の設計値、安息角、あるいは現場においてコンクリートブロックの重量を垂直荷重として実施した現場一面せん断試験の結果などを用いて、堤体形状を決定していた。

このような状況下において、1969年に竣工した関西電力の喜撰山ダムにおいては、超大型（供試体直径1,000mm、高さ2,000mm）、大型（直径300mm、高さ600mm）、中型（直径100mm、高さ200mm）の三軸圧縮試験によりロック材料の体系的なせん断強度の評価が試みられた⁷⁾。

一方、土木研究所においては、一面せん断試験機または三軸圧縮試験機を用いて、ロック材料の強度試験法の確立を目指した研究が進められた。しかし、一面せん断試験機では供試体寸法が小さいこと（直径150mm、厚さ30mm）、せん断面が限定されること、応力条件が不明確であること等の理由から三軸圧縮試験によるせん断試験法を確立する方向がとられた。ロック材料が試験できる三軸試験機（直径300mm、高さ600mmの供試体が試験可能）は1973年に製作され、比較的堅硬な粗粒材料を用いて、供試体径と最大粒径の関係等が調べられた。土木研究所で用いられているロック材料用の三軸圧縮試験機の概要と仕様をそれぞれ図-2.5.3と表-2.5.1に示す。

最大粒径が供試体直径の1/5程度以上になると内部摩擦角は大きくなる傾向にあり、圧密後の供試体密度を一定にした試験では、相似粒度、最大粒径が供試体直径の1/5以下および細粒分（4.76mm以下のもの）の含有率が30%程度以下である条件を満足すれば、供試体の大きさおよび最大粒径の大きさの影響が少なく安定した内部摩擦角が求められることがわかった。

また、三軸圧縮試験法における供試体の端面処理、供試体の一様性およびせん断速度について検討した。その結果は、①端面処理の有無がせん断強度に与える影響は認めらず、②供試体内の密度分布の状態がせん断強度に影響を与えるために丁寧に供試体を作る必要があり、③せん断速度が供試体高さの0.25~2.0%/minの範囲でほぼ一定の安定したせん断強度が求められた。これ以外にも試験法に関する詳細な検討が行われ、ロック材料の試験法の確立が図られた。

ロック材料のせん断強度は、ロック材料の密度と密接な関係があることが、ロック材料のせん断強度試験を行うなかで明らかになってきた。しかし、ロック材料のせん断強度を現場では直接的に求めることが困難な状況から、密度把握は重要である。室内における締固め試験では内径30cmモールドを使用

した場合、ランマーの直径が15cm、重量15kgf、落下高さ50cmの条件が最も効率よく、汎用性があることが明らかになった。密度特性は、内径30cmモールドを使用して締固め試験を実施する場合は、試料の最大粒径が約60mmが適当であり、相似粒度の手法で試料の最大粒径を低減する方法は、細粒分が少ないときは有効な方法であるが、0.84mmを通過する粒径試料が重量百分率で40%を越えると、間隙比が大きくなる傾向にあることなどがわかった。また、ロック材料の相対密度を求めるために、最大密度をASTM基準に準拠して振動締固めによる方法で求めることを試み、一定の振動時間、加速度によって粒子破碎を生じさせず最大密度を求めることができたが、供試体内の材料分離が生じてしまい、この方法による最大密度試験法は採用されなかった。なお、最小密度は材料を落下高さを与えずして投入して行う方法としている。

一方、ロック材の現場密度は、それを評価する試験方法に統一されたものがなく、転圧機械の締固め効果についても未解明の部分が多い。現在のところ、ロック材料の現場密度試験は水置換法により行うのが一般的である。

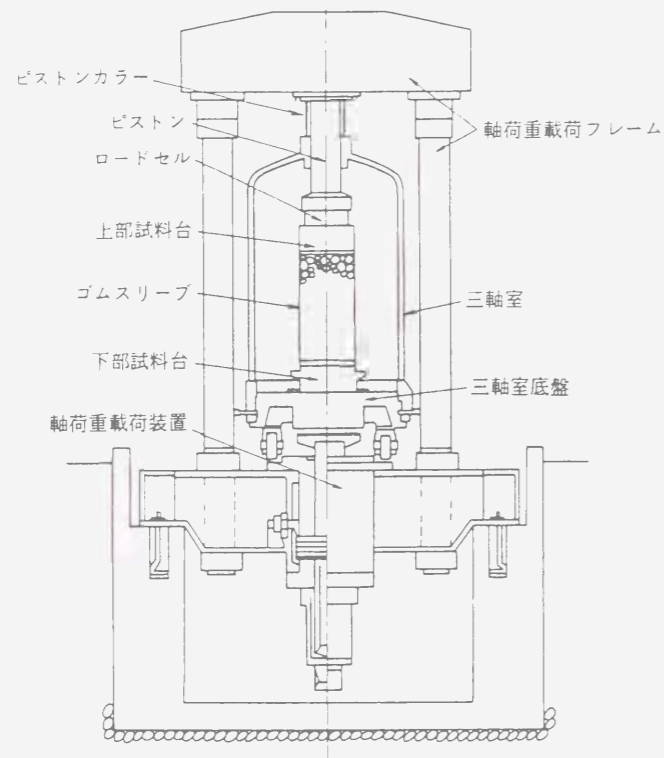


図-2.5.3 大型三軸圧縮試験機（建設省土木研究所）

表-2.5.1 大型三軸圧縮試験機の仕様（建設省土木研究所）

項目	仕様
供試体の寸法	D300×H600mm
最大軸力	150 ton (≒215 kgf/cm ²)
最大側圧	30 kgf/cm ² ($\frac{\sigma_{1max}}{\sigma_{3max}} \approx 7.2$)

2.6 施工の技術的変遷

2.6.1 概説

設計理論の進歩とともに、施工機械の進歩、特に大型化がフィルダムの施工を確実かつ迅速に行なうことを可能にし、さらにはフィルダムの大型化に貢献してきた。フィルダムの施工技術はその時期の堤体設計理論と密接に関係しており、また関係する分野も広い。ここでは近代的なロックフィルダムの堤体建設の標準的な工法となっているロックおよびコアの積み込み、運搬および転圧機械、洪水吐のコンクリート打設の機械設備および代表的な遮水工法であるグラウチングを中心に施工の技術的変遷を概観する。

2.6.2 積み込み、運搬および転圧機械の変遷

(1) 運搬機械の変遷

フィルダムの大型化が進み始めた当初は、堤体材料の運搬に専用軌道を持つ機関車や架空索道を利用したり、水締めダムでは送水管が利用されたりした。これらの運搬機械による運搬量は、人力・畜力に比べれば非常に大きなものとなったが、現在の施工機械の運搬量とは比べものにならず、さらに想定工事量以上の運搬が困難なうえ、故障時の代替が効かないなどの不利な点を有している。そのため、現在、これらの機械を使用するダムはほとんどない。

また、ベルトコンベアによる運搬は、機関車等と同様に工事量の変更に十分対応できないなどの問題があるものの、比較的地形の制約を受けにくいこと、連続的な材料運搬が可能で、労働力を最小とすることができる等の利点があるうえ、最近ではベルトコンベアに対する信頼性の向上も高まっている。このベルトコンベアによる運搬については、アメリカにおいて少数ではあるがその優位性を認めて採用された例²⁹⁾がある。しかし日本においてはストックヤードなどで短い距離の運搬に使用された例があるのみである。

現在の運搬機械の主流は、ダンプトラックである。堤体の大型化にともない材料運搬に使用されるダンプトラックも大型化している。

(2) 積み込みおよび運搬機械の大型化

表-2.6.1に経年的に我が国の代表的なロックフィルダムの建設において使用された積み込み、運搬および転圧機械の種類と台数を示した。

我が国最初のロックフィルダムである1953年（昭和28年）に完成した石淵ダム³⁰⁾の例から見てみる。堤体材料の原石山からダムサイトまでの運搬方法は石淵ダムでは7t用ディーゼル機関車9台を用いて運搬を行なった。ディーゼル機関車が採用されたのは、大型ダンプトラックが入手できないことおよび著しく燃料事情が悪かったためである。ダンプトラックによる盛り立てであるため、レールは堤体内にまで設置され、レールの位置は盛り立ての進捗度に応じて標高が高められ、レールからの捨石の効果が生ずるよう留意して施工された。トロッコに積み込む作業はショベル、クレーンにより行なわれ、一日平均1,000m³で約44万m³の堤体を盛り立てるのに3ヶ年を要した。

1961年（昭和36年）に完成した御母衣ダム³¹⁾においては22tダンプトラックが材料運搬の主役となったが大型建設機械はすべて輸入された。

表-2.6.1 積み込み、運搬および転圧機械の変遷

石淵ダム (1953年完成)		御母衣ダム (1961年完成)		牧尾ダム (1961年完成)	
施 工 機 械	台 数	施 工 機 械	台 数	施 工 機 械	台 数
電気ショベル 蒸気ショベル 蒸気クレーン	8 2 1	4.6m ³ ショベル 0.6~1.2m ³ ショベル 1.5~3.0m ³ ショベル	4 40 15	2.3m ³ ショベル 1.2m ³ ショベル	3 2
6t蓄電車 7tディーゼル機関車 4.5m ³ サイドダンプ式土運車	4 9 85	22tダンプトラック 15tダンプトラック 12tダンプトラック	40 30 20	22tダンプトラック 12tダンプトラック モータースクレイパー	16 4 7
捨石、射水工法 転圧なし		捨石、射水工法 転圧なし		ブルドーザーHD21 (撒き出し用) 50tタイヤローラ (内けん引)	4 1
コンクリートフェイシング型で あるのでコアーなし		20tシープスフートローラ (20~30cm撒き出し, 仕上り厚15cm)		20tシープスフートローラ (20cm撒き出し, 仕上り厚15cm)	1

高瀬ダム (1979年完成)		寒河江ダム (1990年完成)		三国川ダム (1993年完成)	
施 工 機 械	台 数	施 工 機 械	台 数	施 工 機 械	台 数
2m ³ ショベル (コア用) 9m ³ ホイールローダー 7m ³ ホイールローダー 4.7m ³ ホイールローダー	1 4 6 2	10.3m ³ ホイールローダー 8.4m ³ ホイールローダー 7.7m ³ ホイールローダー	4 2 13	10.3m ³ ホイールローダー 7.7m ³ ホイールローダー 4.2m ³ ホイールローダー 2.1m ³ ホイールローダー	2 2 1 2
32~45tダンプトラック 11~18tダンプトラック	41 22	77tダンプトラック 45tダンプトラック 38tダンプトラック以下	8 24 32	77tダンプトラック 45tダンプトラック 11tダンプトラック	4 12 2
13.5t振動ローラ (4回以上) 他	6 5	18t振動ローラ (仕上り厚1.5m, 6回以上) 8.5t振動ローラ以下	7 6	18t振動ローラ (仕上り厚1m, 5回以上)	2
30tブルドーザー (仕上り厚30cm, 6回)	8	30tダンピングローラ (仕上り厚15cm, 12回) 17tダンピングローラ	4 1	30tダンピングローラ (仕上り厚20cm, 12回) 7t振動ローラ	3 1

牧尾ダム⁸²⁾ においてはコア、トランジション材はショベルによる積み込みを行い、運搬には22tダンプトラックを使用した。コアはダンプトラックの他にモータースクレイパーも利用している。ここでも大型建設機械は輸入された。

1979年 (昭和54年) に完成した高瀬ダム⁸³⁾ においては、積み込みはショベルに代わり9m³ホイールローダーが中心的役割を果たすようになってくる。運搬には45t級のダンプトラックが用いられる。なお表中の2m³ショベルはコア材の積み込み用である。

1990年 (平成2年) に完成した寒河江ダム⁸⁴⁾ においては、使用機種の大規模化が顕著である。積み込みには10.3m³ホイールローダー、運搬には77tダンプトラックが使用されたが、これは日本のダム工事で最初の使用であった。

1993年 (平成5年) に完成した三国川ダム^{85), 86)} においては、ほぼ寒河江ダムと同様の重機械が使用されている。

このように積み込みおよび運搬においては、その効率化を求めて機械の大規模化が図られてきた。今後建設が予定されている徳山ダム (水資源開発公団, 161m)、丹生ダム (水資源開発公団, 145m) などの大型ダムで、さらに大型の機械が使用されるか否かは未定であるが使用後の転用の可能性も含めた大型機械使用による経済性を検討して決定されることとなろう。

(3) 転圧機械の変遷と大型化

土質材料の締め固めに、木柱、石、鉄などの重量物を高所より落下させて、突き固める方法、石又はコンクリートのローラで曳いて締め固める方法が古来から行なわれてきた。さらにローラとしては外部を鉄板にしたものや、内部に砂利を詰めるものがあらわれ、牛馬に曳かせる方法やトラクターで牽引する方法へと発展してきた。

ローラに突起を付けて締め固める方法が開発され米国のカリフォルニアで第1号が製作されたのが1905年である。突起の形状が羊の足に似ていることによりシープスフートローラと称している。この機械は土質材料に対し練り混ぜ作用があり、層状に締め固める恐れがなく、ある程度の含水比調整も期待できること、さらに軟岩を砕くのでそのような材料もコア材として利用できるなど、比較的均質なコア部が形成できるということで、米国内務省開拓局 (USBR) が積極的に採用し、我が国にも導入された。早い時期の導入例としては、山王海ダム⁸⁷⁾ (農水省, 1953年, 37.5m) があるが、原機ではうまくゆかず、改良したウェーブローラおよびタンピングローラが効果をあげた。

現在では図-2.6.1に示すようにシープスフートの他にテーパーフート、ペッグフート、クラフフートなど脚の形状を工夫したもので、それらを総称してタンピングローラと呼ばれている⁸⁸⁾。

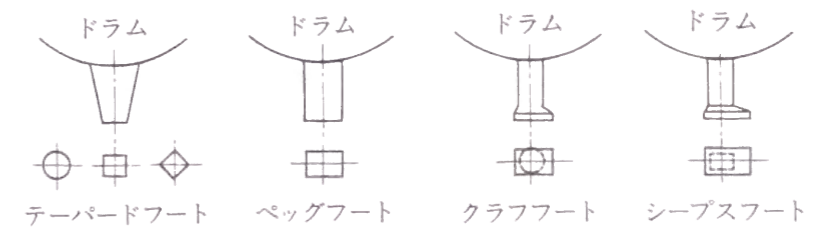


図-2.6.1 タンピングローラの脚の形状

米国陸軍工兵隊（USACOE）は、第2次世界大戦中の飛行場建設で得た経験から、ゴムタイヤローラによるコア材の締固めを高く評価し、フィルダム建設に応用した。締固め効果が大きいため撒き出し厚を大きくできることにより最大許容粒径も大きくできるので能率が良く、ダンピングローラの持つ練り混ぜ作用がない欠点もあるが広く採用されている。

1955年に完成したQuoichダム¹⁾（英国、1955年、38m）において初めて振動ローラによりロックが締固められた。このダムは完成後沈下がほとんどなかったため、その後のロックフィルダムの締固めに大きな影響を与えた。

表-2.6.1よりロックの転圧については牧尾ダムでは50tタイヤローラが使用されたが、高瀬ダムでは30tブルドーザーによる薄層撒出し転圧となり、寒河江ダムおよび三国川ダムで30tダンピングローラが使用されたことがわかる。

コアの転圧については、御母衣ダムおよび牧尾ダムにおいて20tシーブスフートローラが、高瀬ダムにおいて30tブルドーザーが使用され、寒河江ダムおよび三国川ダムにおいては30tダンピングローラが使用された。ロックおよびコアの締固め方法は締固め試験を行なって決定されているが、採用された方法を表-2.6.1にあわせて示している。表-2.6.2にロック材とコア材の締固め方法の変遷と主要な実施例¹⁾を示した。

表-2.6.2 締固め方法の変遷と主要な実施例¹⁾

ロック材	高リフト射水工法	低リフト工法（フルトーサ転圧）		薄層転圧（振動ローラ転圧）		
	(石淵(1950), 御母衣)	(牧尾(1957), 九頭竜, 大雪, 漆沢, 岩屋, 十勝, 魚川)	(S45)	(S55)	(H2)	
年号	(S25) 1950	(S35) 1960	1970	1980	1990	
コア材	千本搦等	シーブスフートローラ (御母衣(1957), 九頭竜, 大雪, 手取川)		タンピングローラ (御所, 七北田, 寒河江, 阿木川, 三国川)		
		振動ローラ (広瀬, 漆沢, 四時, 高見, 下湯)		タイヤローラ (岩屋)	振動タンピングローラ (奈良保)	

(注) 1) は最初の実施ダムと実施年を示す。

このように大型機械を使用することによりロックおよびコアの堤体構成材料としての品質が向上するとともに施工の効率化が図られ、大型ロックフィルダムの建設が可能となっていった。

2.6.3 洪水吐の施工技術の変遷

(1) 洪水吐の配置および施工

現在我が国におけるフィルダムは堤体上にコンクリート構造物を設けることが堤体の安全上禁止されているため、洪水吐は堤体に接して設ける隣接型、あるいは堤体から離して地山の鞍部に分ける分離型となっており、導流部は山腹を開削して水路を設けたり、トンネルを掘削する型式で設置されている。

米国においては分離型とし、流入部はコンクリート構造物とし、導流部および減勢部は掘削岩盤のままの状態にしている。Salt Springsダム¹⁾（1931年、100m）、Hell Holeダム¹⁾（1966年、125m）などの例もあるが、我が国においてはすべてコンクリート構造物となっている。

洪水吐のコンクリート打設は次のような技術上の特徴がある。

- ① ほぼダムの高さに相当する高低差およびその数倍の延長を持った細長い構造物であること
- ② 地形が急峻であることが多く、建設機械の導入に制限があること。
- ③ フィルダム本体施工と一体的に施工しなければならないこと。
- ④ マスコンクリートとしての施工性および経済性の検討を要すること。

このため、各ダムで堤体盛立てとともに洪水吐の施工が重要な技術的課題となり、現在まで各種の技術開発が行われてきた。

(2) 直接運搬およびケーブルクレーンによる運搬

細長いコンクリート構造物を打設するため、必要な個所へコンクリートを運搬する手段が最も重要な技術となる。最も基本的な方法は直接運搬する方法であり、石淵ダムでは盛り立てと同じく軌道方式でコンクリートを運搬した。

牧尾ダムではダンプトラックで運搬し、導流部に設置されたデリッククレーンによる打設が行われた。しかし、これらの方法は地形の制約を受ける。導流部に平行に、あるいは若干の移動を可能にしたケーブルクレーンを設置する方法が最も一般的であるが、ケーブルクレーンの設置について地形の制約を受けることが多い。

寒河江ダムでは軌索式片側走行型ケーブルクレーン(9t)が設置された。しかし、急斜面上の洪水吐をカバーするため、上流側の鉄塔が左岸側45m、右岸側52m、下流固定塔55mと高く、軌索式としての実績が無く、相当の技術開発を必要とした。

(3) コンクリートポンプによる運搬

御母衣ダムでは図-2.6.2に示すようにポンプクリートハイフ（当時の名称による）でコンクリートを運搬し、シュート流して打設している。

三国川ダムでは洪水吐は、高低差130m、延長495m、コンクリート量約264,000 m³と中規模のコンクリートダムに相当する構造物であった。このためその施工にあたり配合設計、施工法、施工機械設備について技術検討を行い、最大骨材粒径80mmを使用してコンクリートポンプによる圧送工法（PCD工法 = Pumped Concrete for Dams）を開発した。80mmの圧送は世界で最初であった。図-2.6.3にその概要を示した。このシステムは機動性、汎用性に優れており、コンクリートポンプによ

りコンクリート連続圧送し、土木工事に改良されたディストリビュータで打設するシステムであり、日最大1,320m³を打設し省力化が図られた。このことは、洪水吐のみでなく、コンクリートダムその他の構造物へのコンクリート打設の合理化に大きく貢献する貴重な成果であった。

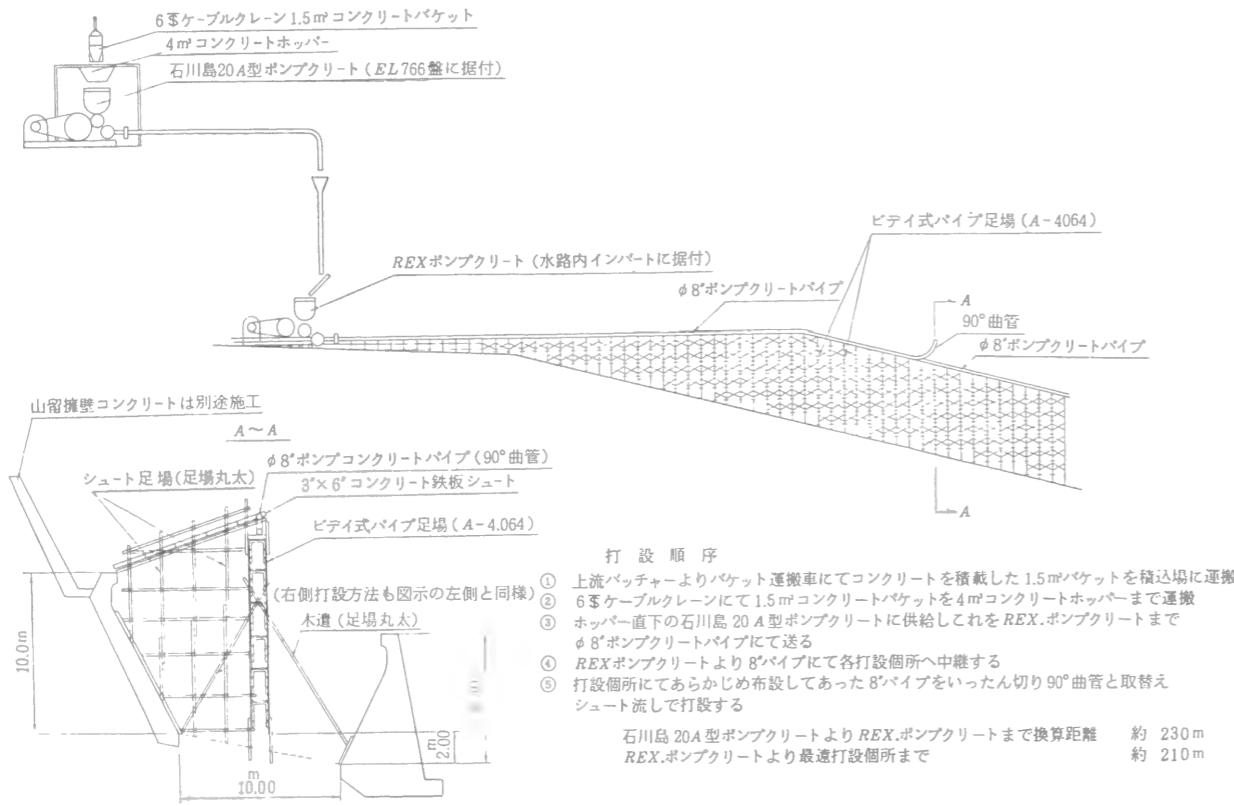


図-2.6.2 コンクリートシュート部打設図(御母衣ダム)

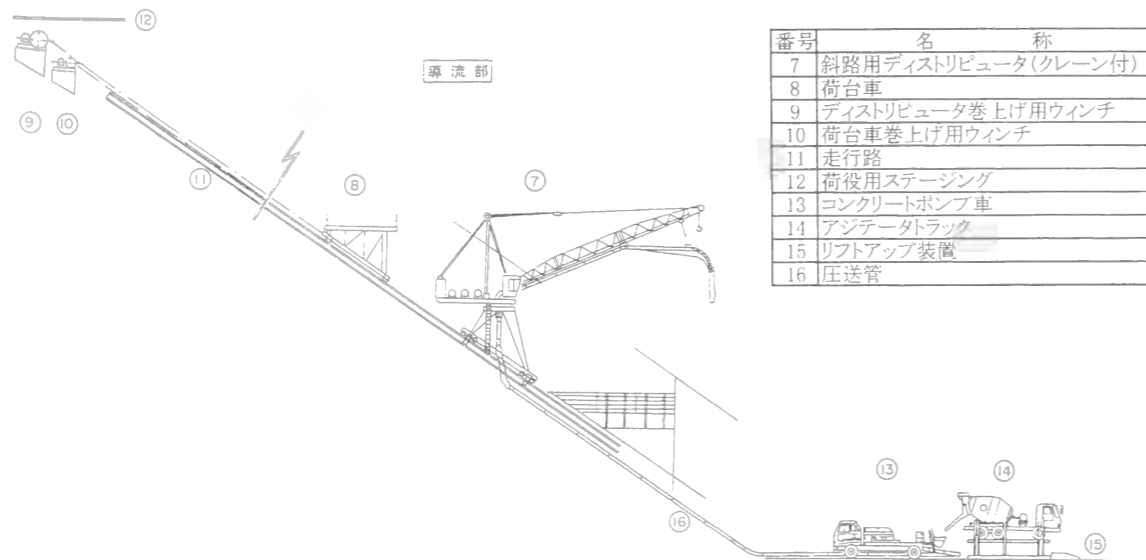


図-2.6.3 三国川ダムにおけるPCD工法による打設(導流部)

(4) ベルトコンベヤによる運搬

七ヶ宿ダムでは洪水吐のコンクリート量が約170,000m³であったが、図-2.6.4に示すようにその運搬をベルトコンベヤで行った。

バッチャープラントとフィーダコンベヤから減勢部下流端までのコンクリートを運搬するため、基本運搬能力80m³/h、ベルト幅600mmの主コンベヤが洪水吐縦断形状に沿って敷設された。打設設備としては流入部にピア部およびアバットメント部のコンクリートの大量な柱状打設を考慮して固定式旋回クライミングスプレッドを、また導流部(シュート部と呼んだ)、減勢部には自走式スプレッドを設置した。打設位置の移動に伴う自走式スプレッドの走行は、導流部においてはインクラインで行い、減勢部では自力で走行する構造になっており、日最大打設量は985.3m³であった。

ベルトコンベヤによるコンクリート品質の変化が心配されたが、運搬前後におけるスランプの差は平均で0.8cm、空気量の差は平均で1.0%前後であり、運搬による品質変化を考慮した品質管理を行えば良いことが確認されている。これらの成果は、以降のコンクリートダムへの打設にも反映された。

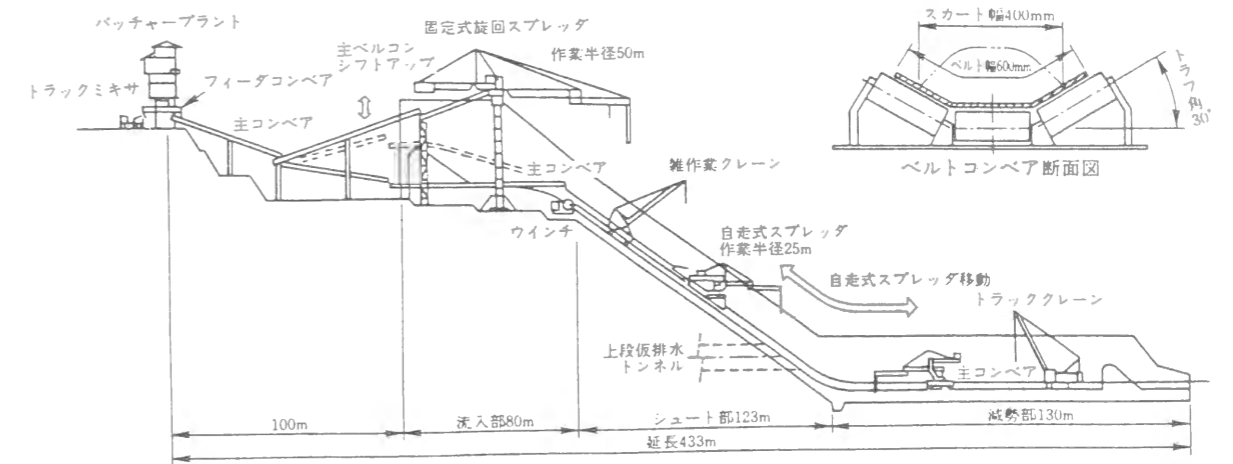


図-2.6.4 七ヶ宿ダムにおけるベルコン工法による連続運搬打設概要図

2.6.4 グラウチングの変遷

戦後大ダムの建設が開始されてみると日米の技術格差は著しく、専らアメリカの著名なダムの設計例、工事例を参考として建設が進められた。グラウチング技術の変遷を具体的に終戦後間もない頃の石淵ダムと最近の三国川ダムの施工例に見てみる。

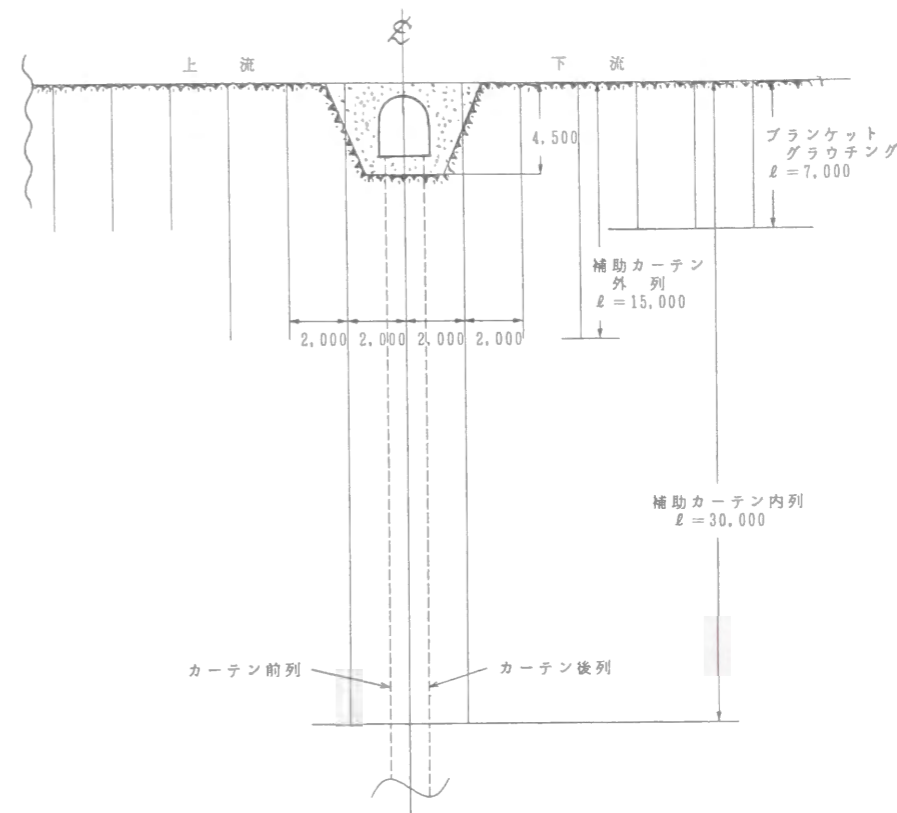
(1) 石淵ダム

コンクリートフェイスングの下端の基礎部に上幅3.0m、下幅1.0m、深さ3~5mのコンクリート止水壁を設けた。カーテングラウチングは、このコンクリート止水壁を利用して1.5mを隔てて、3m間隔の千鳥方式で深さ20~30mで行う計画であった。地質状況が予想外に悪く、実際には止水壁総延長441.2mに対し456孔、平均孔間隔は約97cmで最小間隔38cmであった。80mm口径で回転式でボーリングを行った。ボーリング総延長は9,640m、平均深度21.1mで平均セメント注入量は65kg/mであった。注入圧力は、ダムにより生ずる水圧の3倍を標準として注入することとして、河床部で15kgf/cm²、低丘部で10kgf/cm²、その中間部で12kgf/cm²、両岸取付部で5~7kgf/cm²としている。

このダムのカーテングラウチングを現在の実施例からみると次のことが指摘できる。

- ① ボーリング深度が浅い。
- ② ボーリング孔数が少ない。
- ③ 注入圧力が過大である。
- ④ グラウチングの効果判定を注入セメント量で行っており、現在行われているルジオンテストを併用していない。(石淵ダムでは一部圧力水の注入試験で効果判定を行った。)

しかし、これらは当時の経済力および技術水準からみてやむを得ないことと判断される。



グラウト孔配置断面図

図-2.6.5 三国川ダムのグラウト孔配置断面図

(2) 三国川ダム

三国川ダムの基礎岩盤の透水性は非常に高く、ルジオンマップによれば、コア部掘削面の下に25ルジオン以上のゾーンが残り、その深さは平均すると約20mである。さらにその下は10~25ルジオンのゾーンがあり、また河床部は掘削面より100m程度の深さから下で2ルジオン以下となっている。

三国川ダムの基礎処理についてはグラウチングテストを実施し、図-2.6.5および表-2.6.3のような計画がたてられた。主カーテンの長さは60~110m程度となっている。基礎処理の施工結果を総括したものが表-2.6.4であり、孔数は14,973孔、注入延長192,297m、平均セメント注入量は63.0kg/mとなっている。施工によりカーテン、ブランケット、コンタクトおよびコンソリデーショングラウチングはいずれも改良目標値に達したが、膨大な施工量となった。何らかの方法で岩盤内の透水性の改良状況を把握しながら、必要な場所に必要の改良度のグラウチングを行う技術開発が求められるところである。

岩盤内の透水性の改良状況を把握するための有力な方法としては漏水量観測装置による漏水量、浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の観測値の解析が考えられるが今までのところその解析手法に関する知見は少なく研究の発展が待たれている。

表-2.6.3 三国川ダムのグラウト工種および改良目標値

工 事	工 種	改 良 目 標 値	孔長さ(深さ) (一般孔)
堤 体	主カーテン	2 Lu	60~110m程度
	補助カーテン 内列	-	約30m
	“ 外列	5 Lu 10 Lu	15m
	ブランケット	5 Lu	7m
	コンタクト	5 Lu	10m
洪水吐き	コンソリデーション	5 Lu	10m

表-2.6.4 三国川ダムの基礎処理施工実績総括表

工 事 箇 所	種	孔 数	ステージ 数	ボーリング長 (m)			注 入 長 (m)	注 入 時 間 (HH:MM)	セメント 注入量(kg)	単位注入時間		単 位 注 入 量 kg/m	
				岩 盤	コンクリート	計				Hr	st		Hr/m
洪水吐	流入部	コンソリデーション	1,392	2,422	12,411.7	1,006.7	13,418.4	12,075.0	8,224:48	659,374.4	3.4	0.7	54.6
	減勢部	コンソリデーション	1,128	1,009	3,570.0	674.9	4,244.9	3,352.0	4,353:7	224,779.0	4.3	1.3	67.1
堤 体	ブランケット	6,920	10,900	45,124.9	1,166.6	46,291.5	41,751.9	52,581:42	2,728,783.4	4.8	1.3	65.4	
	補助カーテン	2,896	8,379	38,817.3	2,839.4	41,656.7	38,120.1	45,624:13	2,772,881.3	5.4	1.2	72.7	
	主カーテン	1,500	17,456	87,279.4	1,424.8	88,704.2	87,252.2	95,325:11	5,457,616.5	5.5	1.1	62.5	
	コンタクト	559	1,464	4,787.6	1,379.0	6,166.6	4,787.6	4,223:3	40,086.5	2.9	0.9	8.4	
反排水路 プラグ部	1号	コンソリデーション	302	302	2,416.0	312.4	2,728.4	2,416.0	1,233:43	146,376.9	4.1	0.5	60.6
	1号	カーテン	42	126	630.0	44.9	674.9	630.0	460:48	22,982.1	3.7	0.7	36.5
	2号	コンソリデーション	193	193	1,347.4	196.6	1,544.0	1,347.4	802:9	50,721.7	4.2	0.6	37.6
	2号	カーテン	41	117	585.0	40.9	625.9	585.0	444:30	12,073.4	3.8	0.8	20.6
合 計	計	14,973	42,368	196,969.3	9,086.2	206,055.5	192,297.2	213,273:14	12,115,680.2	5.0	1.1	63.0	

2.7 建設事例に見る技術的変遷

2.7.1 狭山池

(大阪府狭山市、7世紀初期完成、現在の堤高約15m)

我が国において、今から千数百年前にその原形のダムがつくられ、幾多の補修を経ながら、現在においてもなお有効に機能している二つの有名なダムがある。狭山池¹⁾と満濃池である。この両ダムについては、アースフィルダムであるか過去の築造および補修について多くの伝承、記録が存在するとともに最近の補修により堤体構造などが明らかにされている。したがって、古い時代の我が国のフィルダムの技術的変遷を考える上で、貴重な事例である。

狭山池は、大和川水系西徐川(旧天野川)をせき止める形で、灌漑用に築造され使用されてきた貯水池であるが、新たに治水機能を持たすための改修工事が1988年(昭和63年)から行われている。この工事に伴い、1990年(平成2年)に大阪府により「狭山池堤体保存委員会」が設置され種々の調査が行われてきた。

この調査で北堤防と呼ばれる当初西徐川を締め切ったとみられる堤体²⁾を掘削したところ、図-2.7.1のように10次にわたる堤体からなることが明らかになった。

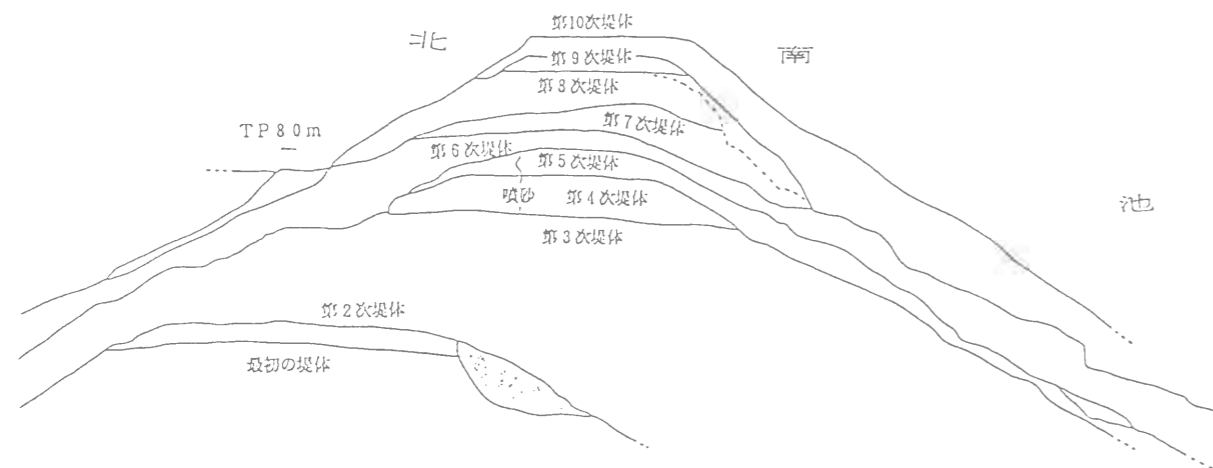


図-2.7.1 狭山池の北堤防断面図(東側・堤体保存)

この図により狭山池の古い時代の堤体を概観してみると以下のようなになる。

(1) 最初の堤体(7世紀初期)

現在の堤体は高さ約15mであるが、最下部に高さ約5.4m、底幅25mの最初の堤体が認められた。堤体は細粒土で丹念に固められていた。自然の谷地形を利用して、延長約600mで天野川を完全に締め切り1~5mの深さで貯水したと考えられている。取水設備である東樋は、長さ70m、材質はコウヤマキで、丸太を半分に割り、内部をくりぬいた樋であり、狭山池築造以前の地層を掘り下げて埋設されており、その上から最初の盛土が施工されていた。この木材は年輪年代法により616年の春から夏にかけて伐採されたものと断定された。日本書紀および古事記ではもっと古い時代と伝えているが同時に出土した須恵器や³⁾Cによる年代測定により最初の堤体の築造は7世紀初期である可能性が高いとされている。堤体の法面全面に、また堤体断面にも5~6mの間隔で上下流方向にも土嚢状のものが積み重ねられていることが確認された。これは、法面上のものは法面の傾斜を確保して盛土すること、堤体内の

ものは作業分担の日印や土を運搬するための通路として使用されたものと考えられ、現代にも通用する合理的な作業管理が行われたものと思われる。この部分の堤体の層には、広葉樹の葉が10~15cm間隔でほぼ均等に何層にも敷き並べられており、これは盛土の圧密沈下促進や、軟弱な地盤の足場対策等のため用いられた当時の最新の土木工法の一つと考えられ「敷葉工法⁴⁾」と呼ばれている。

洪水吐は西側の段丘を3~5m掘削して放水路(除げ)を建設しており、西徐川の名はこれにちなんだものである。

築堤については締め固め、取水設備および放流設備の堤体からの分離等、現在のフィルダム技術要素の萌芽を見ることができる。

(2) 第2次堤体以降

第2次堤体は天平3年(731年)の行基の改修、第3次堤体は天平宝字6年(762年)の改修、第4次堤体は慶長13年(1608年)の改修と考えられている。

各種の記録によれば、狭山池は過去に幾多の破堤と補修をくり返しており、時には廃絶状態にあった時期があったことが明らかにされている。越流による破堤と樋管周辺からの漏水に起因する破堤がしばしば生じたことは容易に各種の記録から推定でき、その防止が古い時代の最も重要な技術的課題であったと考えることができる。

2.7.2 San Andreasダム(米国、1870年(明治3年)、105ft(32m)、540,000cy(413,000m³))

San Andreas(サン・アンドレアス)ダム⁵⁾は、近代的手法により建設された最も古いフィルダムの1つとして有名であるとともに、San Andreas断層を横切って建設されたダムとしても有名である(図-2.7.2参照)。

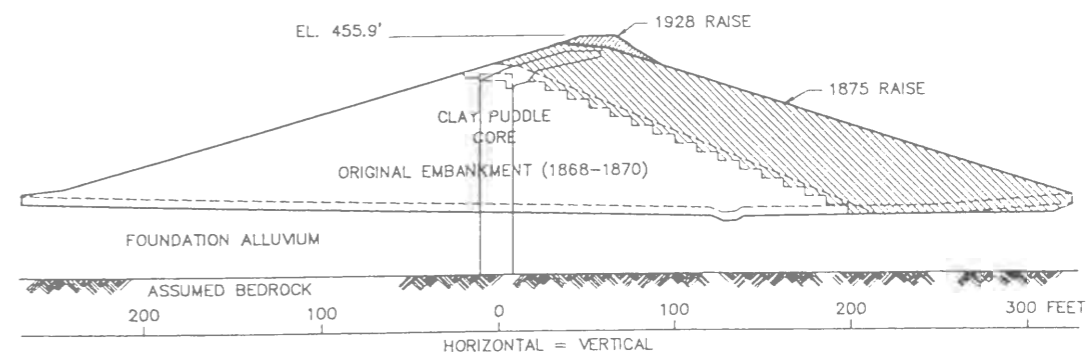


図-2.7.2 San Andreasダムの横断面図

(1) ハドルクレイコア

形式はアースフィルダムであり、中央部に厚さ20ftのハドルクレイコアを持ち、カットオフトレンチが基礎岩盤まで掘削され、この部分もハドルクレイコアで埋め戻されている。ハドルクレイコアは、うすく撤き出された湿った粘土を人力でタンピングして建設され、shouldersと呼ばれる転圧された土質材料で両側から補強された形となっている。この形式は19世紀にイギリスおよび米国で流行した

形式である。2度にわたり合計18ftかさ上げされている。上流側斜面勾配は1:3.5、下流側斜面は1:3である。

(2) San Andreas断層

ダムサイトにSan Andreas断層が存在することはダム建設後に明らかになったことで、San Andreasダムは地震動と断層の動きに十分抵抗するようあらかじめ想定して建設されたものではない。ダム完成後の1906年4月18日にRichterマグニチュードで8.0と評価されているSan Andreas断層地震が発生し、左岸(東側)アバットメントにあったSan Andreas断層は岩盤部で6~8ftのくいちがいが生じた。ダム堤体にもそれに相当する変位が生じたが、破堤等の大事故には至らなかった。この変位は、1928年のかさ上げで見えなくなっている。

現代のダムの安定性については、1982年にSan Andreas断層によるマグニチュード8.3の地震を想定して、静的および動的解析によって検討を行い、重要な被害を受けないとの結論を得ている。

2.7.3 La Mesaダム (米国, 1895年(明治28年), 66ft(20m))

La Mesa(ラ・メサ)ダム¹⁾はカリフォルニア州のSan Diego川に建設されたダムで1895年に完成した。その堤高は66ft(20m)と大きなダムではないが、水締め工法により建設されたごく初期のダムである(図-2.7.3参照)。

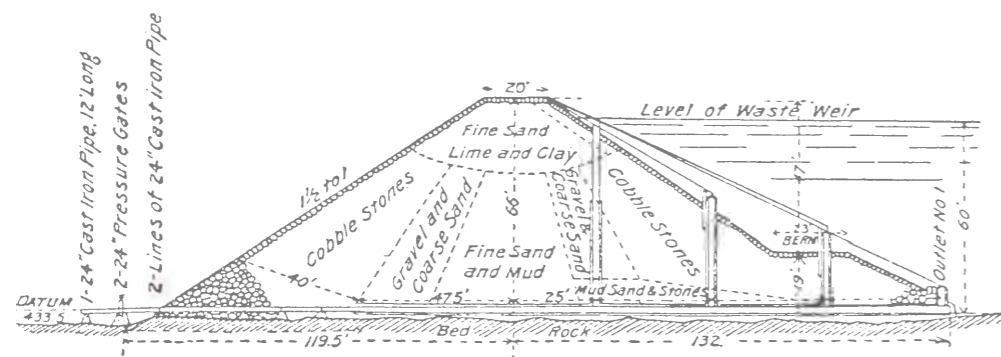


図-2.7.3 La Mesaダムの横断面図

(1) 水締め工法

水締め工法は、ゴールドラッシュ後の米国西部のカリフォルニア州などで1800年代の後半から流行し、水流採鉱(Hydraulic Mining)の技術が応用された。また、この工法はダムばかりでなく鉄道の築堤にも幅広く利用された。

堤体の設計は次のような考えに基づいていた。

- ① 堤体を3分割し、中央部分の1/3に細粒土で不透水壁をつくる。
- ② 不透水壁の上下流に1/3×1/2幅で粗粒土と細粒土でフィルタ層をつくる。
- ③ その外側に各々1/3×1/2幅で、粗粒で透水性の高い材料を配置する。

(2) 日本への影響

水締め工法によるフィルダムは、日本(内地)では建設されなかったが、戦前台湾において八田興一技師により灌漑用貯水池として大型水締めダムである八田堰堤(1929年(昭和4年), 56.1m, 5,300,000m³)が築造されている。これは当時東洋一と称されたものである。現在は烏山頭ダムと改名されている。

水締め工法は、材料運搬と堤体築堤の両面に大きな変革をもたらし、ダム高も50m以上のものが建設可能となったが、その後建設機械の発達により経済性を失い採用されなくなった。また、このタイプのダムは地震時にクイックサンド現象が起こりやすいことが明らかになり、アメリカにおいては現在その対策が重要な課題となっている。

2.7.4 Salt Springsダム(米国, 1931年(昭和6年), 328ft(100m), 2,960,000cy(2,260,000m³))

Salt Springs(ソルト・スプリングス)ダム¹⁾は、カリフォルニア州に建設された発電用のダムで、完成当時は世界最大のコンクリートフェイス型ロックフィルダムであった(図-2.7.4参照)。

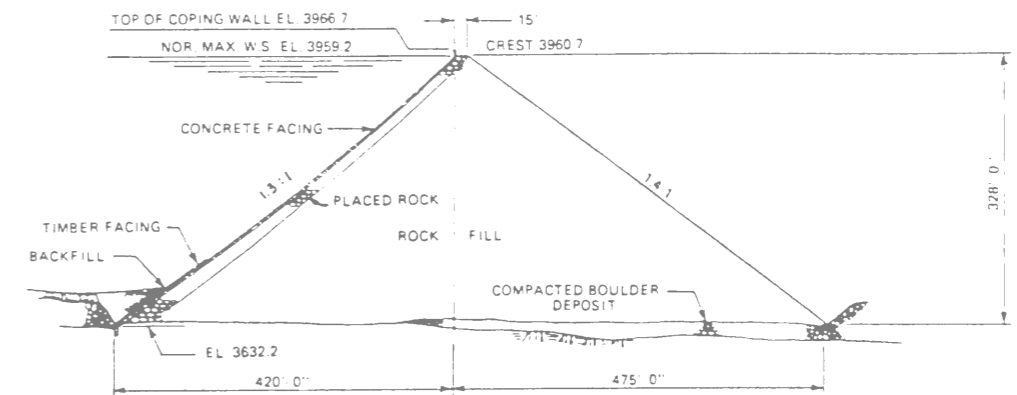


図-2.7.4 Salt Springsダムの横断面図

(1) コンクリートフェイス型の採用

堤体の大部分を構成するロックフィル部分のロックは採石場および非常用洪水吐の掘削により採取され、ロックは小粒径から最大25tまでのものが使用され、平均で3t以上であった。捨石工法で盛り立てられ、細粒径分を洗い流すため低圧力による射水が行われた。下流側斜面勾配は捨石工法であるため1:1.4と岩石の安息角に近い勾配となっており、上流側は厚さ25ftから15ftの岩石層(223,500cy)がデリッククレーンで設置されたため1:1.3となっている。

この岩石層の上に鉄筋コンクリートによりコンクリートフェイスが行われており、その厚さは基礎部分で3ft、堤頂部で1ftとなっている。フェイスは60ft四方の部分にエクステンションジョイントで区切られて施工されている。基礎岩盤付近の遮水に工夫を行っており、カットオフトレンチ内に20ftから50ftの深さでグラウチングが実施されている。

- ③ 傾斜した不透水性コアゾーン ゾーン3
- ④ 傾斜した二層のフィルターゾーン ゾーン4
- ⑤ フィルター保護のためのロックゾーン ゾーン5

ゾーン3の不透水性コアの材料はダムサイト周辺ではごく少量しか入手できなかったため、室内実験を重ねて、230ftの水頭下で、ダム底部で29ft、堤頂部で13ftの厚さの不透水性コアで漏水量は27.5 cfm = 77.8 l/minと予測して、コアの設計を行った。

(2) 施工

ロック材料は、平均高さ50ft~130ftの高さから捨石された。捨石されたロック材料に射水作業が行われ、細粒分や小岩石はより大きい材料の空隙に流し込まれた。不透水性コア材料はブルドーザーを使用して撒き出され、シープスフートルーラにより転圧された。

(3) 挙動観測

ダムからの漏水量を測定するため、漏水量観測堰が設置されている。最初の10ヶ年の満水状態で、無降雨の状態では36gpm = 136 l/min、1985年の同条件の状態では20gpm = 75.7 l/minとなっており、漏水量がほぼ設計値と同一であること、又、時間の経過とともに減少し、安定化する傾向にあることが確認されている。天端に設置された沈下観測標識は1942年3月から継続的に観測されており、最大断面における沈下は43年間で3.99ftである。

捨石工法による施工であるため若干沈下量は大きいですが、比較的薄い不透水性コアでも注意深く設計、施工すれば十分漏水量を小さくし、かつ安定的なダムを設計することができることを示し、傾斜コア型ロックフィルダムの成功例として、後発ダムをリードしたダムである。

2.7.7 石淵ダム (建設省, 1953年(昭和28年), 53m, 442,500m³)

石淵ダム¹⁰⁶⁾は、我が国最初のコンクリートフェイス型ロックフィルダムとして、終戦直後の1946年に着工し、復興途上の1953年に完成した。

このダムの技術的特徴は日本における当時のロックフィルダムに対する考え方あるいは施工技術水準を知る上で貴重なものがある(図-2.7.7参照)。

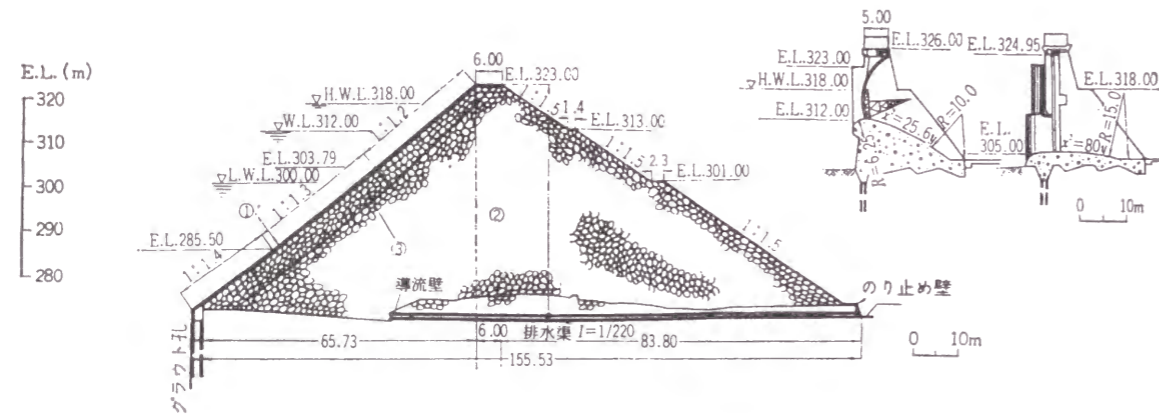


図-2.7.7 石淵ダムの横断面図

(1) ロックフィルタイプの採用
石淵ダム(当時は石淵堰堤と呼んだ。)は、我が国最初の「石塊堰堤」として着工することとなったが、その主な理由は次のようなものであった。

- ① セメント量の節減
終戦直後の我が国のセメント生産量は少なく重力式コンクリートダム工事用として多量のしかも一定品質のセメントを入手することが困難であった。
- ② 輸送量の節減
多量のセメントを継続的に輸送することは当時の燃料および車輛事情からみて相当の困難が予想された。
- ③ ロック採取の便利性
大爆破工法により比較容易に石の採取が可能であり、運搬距離も比較的短いので、ロックフィルダムが経済的に施工できると考えられた。
- ④ ダム基礎の条件
重力式コンクリートダムでは相当莫大な基礎処理が必要となるが、ロックフィルダムでは基礎処理は比較的簡易と考えられた。
- ⑤ コンクリートフェイスの採用
遮水方式は前面遮水壁型、中央心壁型、複合体型、粘土心壁型(いずれも当時の名称による)の4種類が検討された。Salt Springsダム(米国, 1931年, 328ft(100m))を設計の参考としてコンクリートによる前面遮水壁型が採用された。

(2) 捨石工法

諸外国の施工事例を参考にして施工はおおむね次のような方針で行われた。

- ① 石の重量は1ヶ7kg~100kg, 100kg~1,000kg, 1,000kg以上が各々全重量の約1/3となるようにした。
- ② 7kg以下, 最大径が最小径の3倍以上のものは使用しない。
- ③ 射水処理は7kg/cm²の圧力で行ない, 石量の2倍以上とする。
- ④ 採石場からダムサイトまでは第1運搬線1.8kmおよび第2運搬線1.5kmの2本の標準軌が建設された。ダムサイトでは下段と上段の2本の運搬線をダム軸方向に架橋し, 下段の場合で最高29m, 上段の場合で最高24mの高さから捨石した。運搬にはディーゼル機関車と4.5m³積みサイドダンプカーが主として使用された。

(3) 堤体からの漏水量

完成直後の堤体全域からの最大漏水量は277 l/secであった。1977年5月時点の漏水量は120 l/sec、完成後ほぼ40年経過した1997年5月時点では60 l/secで長期的に安定傾向にあるが、中央コア型ロックフィル等と比較して漏水量はかなり多い。

また石淵ダムに引続き建設省によりコンクリートフェイス型ロックフィルダムとして建設された雄物川水系の皆瀬ダム(建設省, 1963年, 66.5m, 58,100m³)においても漏水量が多く両ダムとも

しばしば水位を下げての補修を必要としたため、それ以降のダムではセメント事情の好転とともにコンクリートダムが、またロックフィルダムの場合でも中央コア型が採用されるケースが多くなった。

このように石淵ダムは我が国のコンクリートフェイス型ロックフィルダムの嚆矢となり、この型式のダムに関する多くの知識と経験を与えたが、後継のダムが少なく、この型式のダム技術が進展しなかったことは残念なことであった。

石淵ダムおよび皆瀬ダムは捨石工法により堤体を築造、射水で締め固めを図るものであったため堤体内に空隙も多く、時間の進行とともに自重、水位変動あるいは地震動により堤体の沈下が発生し、コンクリートフェイスを損傷し漏水量の増大をもたらした。しかしながら現在ではロック材料は振動ローラー等で転圧するのが通例であり、この場合の沈下率は捨石方式の場合より著しく小さい。このためコンクリートフェイスの損傷も軽微であると予想される。コンクリートフェイス型ロックフィルダムについては施工技術およびダムの耐震設計技術が終戦直後に比較すれば格段に進歩したこともあり、経済的なダム建設を追求する上からも、改めて総合的な検討を行ってみる必要がある。

2.7.8 Quoich ダム (イギリス, 1955年(昭和30年), 126ft(38m), 386,000cy(295,000m³))

Quoich (キオーチ) ダム¹⁰⁷⁾ は、イギリスのスコットランドに建設されたコンクリートフェイス型ロックフィルダムである。

その堤高は126ft(38m)で決して大型のダムではないが、従来の捨石工法によらず初めて転圧ロック工法で建設され、堤体の沈下量が従来の方式に比較して著しく小さかったため、以降のダムにおいて転圧ロック工法が採用される端緒を与えたダムとして有名である(図-2.7.8参照)。

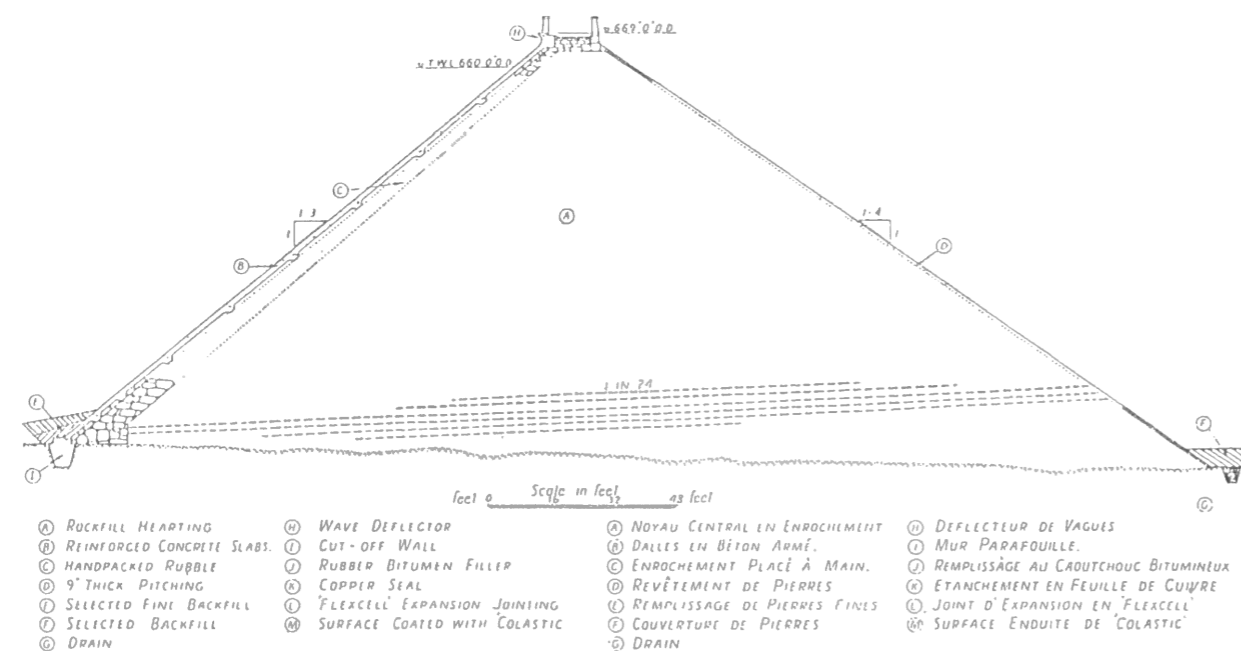


図-2.7.8 Quoich ダムの横断面図

(1) 転圧工法の採用

ロック材料は付近のトンネル工事と採石場より採取され、3/8in(9.5mm)以下の細粒分は全ての材料をスクリーンを通過さすことで除去された。ロック材料はダンプトラックで輸送され、2ft(60cm)の厚さにブルドーザで撒き出し、転圧された。転圧方法は各種の現地試験の結果により決定された。

10tのスチームローラーで2ft(60cm)の撒き出し厚を転圧すると0.086ft(2.6cm)すなわち撒き出し厚に対して4.3%の締め固めが得られ、その後3.5tの振動ローラーで0.038ft(1.1cm)、1.9%の締め固め、合計で0.124ft(3.5cm)、6.2%の結果が得られ、この方法が採用された。

振動ローラーのみの転圧の場合は0.115ft(3.5cm)すなわち5.7%であった。前者の方法の方が良い締め固めが得られるのは、スチームローラーでまず平坦面をつくることで振動ローラーが効率よく作用すると判断された。

射水による水締め工法も併用され、水量は最低各層の厚さの4倍の量が使用され、その半分はスチームローラーの転圧時に、残りの半分は振動ローラーの転圧時に使用された。

締め固めたロック材料の密度測定によれば119.4lbs/cu.ft(1,913kg/m³)、空隙率27.1%で、締め固めないロック材料の空隙率は41%で、現在の施工事例からみても遜色ない。

(2) 挙動観測

多くの表面沈下計および層別沈下計が設置され、建設中および建設後の沈下が測定されている。建設中の最大の沈下は基礎地盤から21ft(6.5m)の位置の0.191ft(58mm)で、層厚に対し0.88%であった。完成後の湛水によっても天端の最大沈下量は0.028ft(8.5mm)、0.022%で、現在の事例からみても少ない方である。

このように、このダムは初めて転圧ロック工法を採用し、極めて沈下量が小さいことを実証したダムとして注目に値する。コンクリートフェイス型ロックフィルダムは、Salt Springsダムのように漏水量が多いことから、一時不人気となっていた。しかし、Quoichダムで沈下が無視できるほど小さかったことから、振動ローラーでロックを転圧したこの型式のダムが見直される契機となった。

2.7.9 御母衣ダム

(電源開発株式会社, 1961年(昭和36年), 131m, 8,091,000m³)

御母衣ダム¹⁰⁸⁾は庄川上流に発電用ダムとして電源開発株式会社が1957年に着工し、1961年に完成させた傾斜コア型ロックフィルダムである。堤高は131m、堤体積は8,091,000m³と当時の我が国の土木工事としては未曾有の大規模なものであった。このダムの建設を通じて多くの知見を得たが、特に重機械による大規模土木施工および複数の材料を混合して良好な土質コア材料を得る知見は、その後に行なわれた我が国のロックフィルダムに多大な影響を与え、高瀬ダム(東京電力, 1979年, 176m, 11,590,000m³)等の大規模ロックフィルダムの建設も、この知見に支えられたと言っても過言では無い(図-2.7.9参照)。

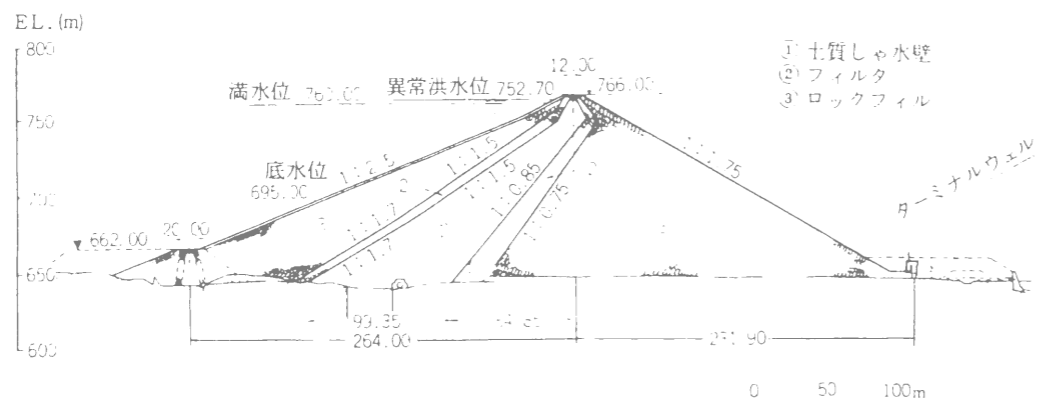


図-2.7.9 御母衣ダムの横断面図

(1) 傾斜型コアの採用と大規模施工

ダム型式は、岩盤の状況および、コンクリートダムにした場合のセメント使用量と輸送費等の比較を行なった結果、ロックフィルダムが採用された。そして、当ダムは豪雪地帯に位置し、コア材の施工可能日数で限られているため、ロック材の先行盛り立てのできる傾斜コア型が選択された。

大土工量工事を効率的に施工するため本工事の施工会社は米国の会社と技術援助契約を結び、また電源開発株式会社は大型重機械を米国より輸入し、施工会社に貸与した。

(2) ロック材料

本体ロックフィルの1回の盛立ては4m以下で射水工法が採用され、盛立量の3倍以上の水量が使用された。上流ロックフィルは将来の沈下はダムの安定に対してほとんど問題とならないとして、射水工法は行われていない。

(3) コア材料とストックパイル

土質コアの採取はダム上流約3.5kmの地点で行なわれた。この地点の山腹急斜面には風化花崗岩(Disintegrated Granite: D.G)があり、山麓部や谷間には表土とD.Gの間に岩屑を含んだ厚い粘土があった。D.Gは密度、せん断強度の大きな材料ではあるが透水係数が高く、粘土は遮水性はあっても含水比が高く、十分な締固めが困難なため、共に単独では土質コア材としては適当ではなかった。しかしこれらをそれぞれD.G約75%、粘土約25%の割合で混合することによって良好な土質コア材ができた。混合はD.Gおよび粘土を交互に薄く約10mの高さにまで積み上げ(ストックパイルと呼んだ)、これを横から切り取って使用する方法で行われた。この方法により、単独で良好なコア材が無い場合でも、周辺を材料を混合することにより良好なコア材を入手することが可能になったこと、含水比管理が可能となり、効率良くかつ最適な条件下で締固めが可能となり、以後の我が国ではほとんどこの方法が採用される端緒となった。土質コアは厚さ20~30cmでブルドーザーで撒き出され、シーブスフートローラーで締固められた。土質コアの施工後の比重は2.2に及んだ。

このような大規模工事を極めて短期間に、しかも経済的に施工し得たことおよび施工を通じてロックフィルダムに関する多くの知見を得たことを考えると我が国におけるエボックメイキングなダムと

言うことができる

2.7.10 牧尾ダム (愛知用水公団、1961年(昭和36年)、105m、2,615,000m³)

牧尾ダムは木曾川上流の王滝川に、愛知用水公団が、1957年に着工し、1961年に完成させた中央コア型ロックフィルダムで、同時期に電源開発株式会社によって施工されていた御母衣ダムとともに我が国における中央コア型ロックフィルダムの源流となったダムである(図-2.7.10参照)。

(1) ダムタイプの決定経過

中央コア型ロックフィルダムについて未経験であった我が国において、米国の技術援助を得て牧尾ダムの設計が行われてゆくが、図-2.7.10に牧尾ダムのタイプ決定経過を示した。

① コンクリートフェイスングタイプ

1955年5月、米国技術顧問が、農林省に提出した報告書では、調査不足もあって、河床岩盤が数mと浅くかつ土質材料が少なく石塊材料は豊富に存在していると判断された(図-2.7.10-1参照)。

② 厚い中心コア型タイプ

その後の調査により、河床堆積物が25mと予想外に深く、不透水性材料が、大量に存在していることが明らかになり、農林省基本計画書の段階では、図-2.7.10-2のような形となった。

③ 傾斜コア型と中心コア型の比較

数多くの討議の末、安全率を一定として両者の比較設計を行った結果、中心コア型の方が経済的であるとの結論に達した。

④ 公団案

現地で簡単に入手しうる材料を基本にするとの考えより公団案を1955年10月にまとめた(図-2.7.10-3参照)。

⑤ ベネット私案

その直後、1955年11月、コンサルタント会議のメンバーの1人であるベネット氏から、図-2.7.10-4のような提案があった。

⑥ 最終設計

その後、1957年9月にシカゴで第1回コンサルタント会議が開かれ、ベネット氏の再検討によって得られた最終設計に落ちついた(図-2.7.10-5参照)。

(2) 技術的特徴

① 堤体断面の設計には、ダムサイトの至近距離で入手できる材料を最も経済的に利用できる断面とすること、気象条件、施工速度その他の施工条件を十分考慮にいて、技術的に不安の残らない断面とすることの2大原則を貫いた。

② その結果、250万m³を越える堤体材料の全量を、ダムからの直線距離1km以内の地域で採取するという好条件となっている。また気象条件からコアの施工日数が年間70~100日に制限されたので、コア最大幅と堤高の比率を27m:105m=1:4という限界までコア幅を減少させた。

③ コア用土としては、粒径4.4mm以上の粗粒子を平均60%含む材料を使用することによって、圧密沈下および間隙水圧発生の難問を解決した。これは、アメリカ陸軍工兵隊およびフランス電力会社における豊富な経験を基礎とし、牧尾ダム現場において、数多くの慎重な試験を重ねた結果、決定されたものである。

④ 築堤材料、特にコア材料はストックパイルを実施して、大いに効果をあげた。これはコア材料の含水比の減少、礫含有率の均一化等の効果が著しかった。

⑤ 堤体の安定計算には、円形すべり面法よりもさらに精密な、修正ヘレニウス法を用いた。地震時の安定については、京都大学において1/30の模型震動実験を行ってチェックした。一方、日本における過去約1,300年間における地震被害記録から、200年確率震度を推定し、安定計算を行った。

⑥ 牧尾ダムは、実質4年という非常に短い工期で完成した。このため大型の土木機械が使用されたが、大部分は米国製であった。

コアゾーンは、一層20cmの厚さに撤き出し、タンピングローラーにより6回転圧し、15cmに仕上げる方法がとられた。ロックゾーンおよびトランジションゾーンは選択的に転圧されているが、射水工法は実施されていない。

⑦ 長野県西部地震（1984年（昭和59年）9月14日）

長野県西部地震のマグニチュードは6.8であり、御岳山南域で局地的に大きな被害が生じた。震央の近くに位置していた当ダムも、強い地震を受け天端に約1.5mの深さの亀裂および天端法肩のゆるみが生じたが基本的には安全であった。

この地震を契機の一つとして、我が国における耐震設計技術の見直しが行われることとなるのである。

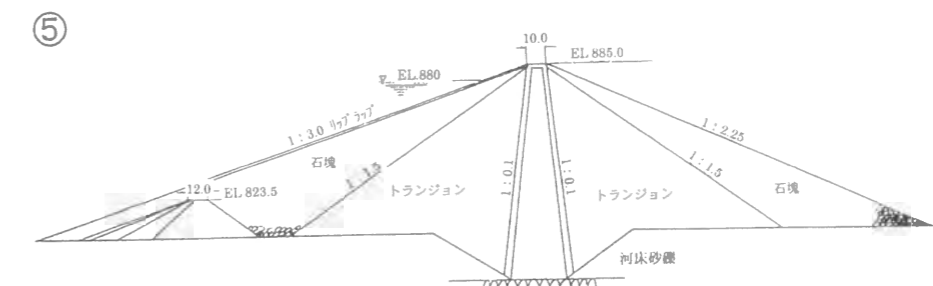
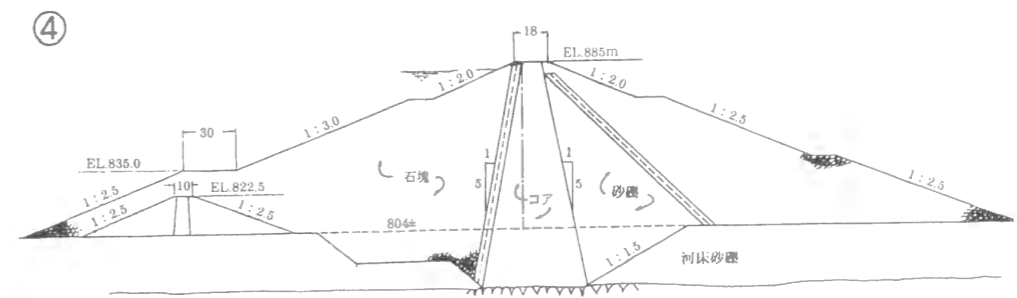
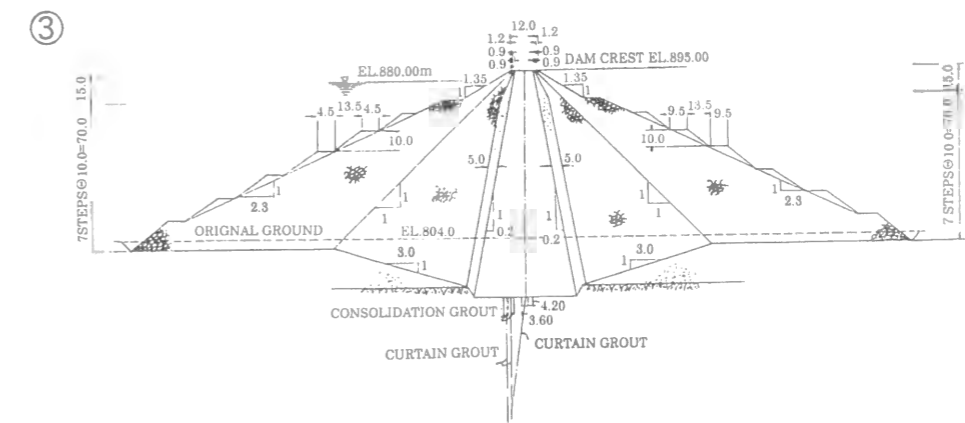
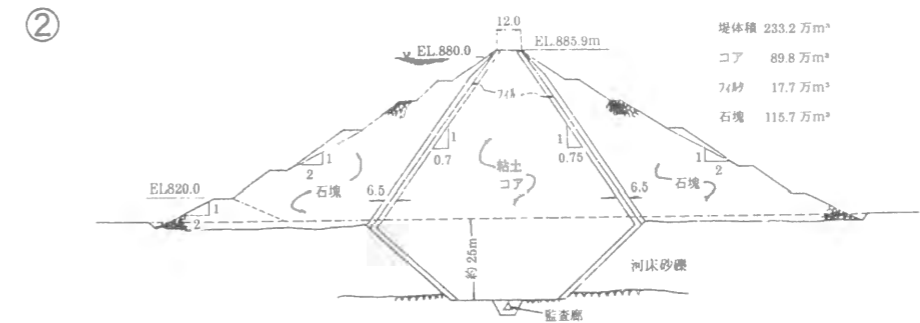
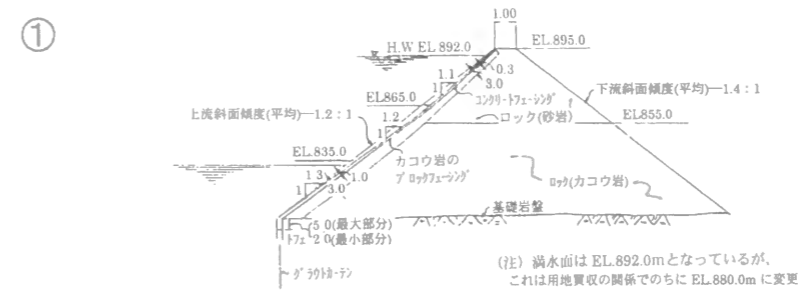


図-2.7.10 牧尾ダムの横断面図の変遷

2.7.11 El Infiernillo ダム (メキシコ, 1964年(昭和39年), 148.5m, 5,600,000 m³)

El Infiernillo (エル・インフィエルニコ) ダム¹¹⁰⁾ は, 1964年の完成当時メキシコにおいて最大のロックフィルダムであり, Prof. Marsal (マーサル) の指導のもとにロックフィル材料の超大型試験を行って, ロック材料の物性値を求めたことで知られている。

また, 1985年9月19日のメキシコ地震の震源地に近い位置にありながら軽微な被害であったことでも知られている(図-2.7.11 参照)。

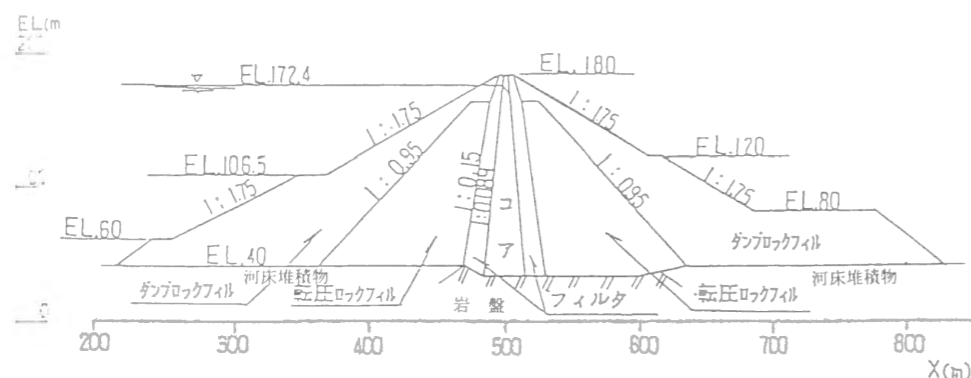


図-2.7.11 El Infiernillo ダムの横断面図

(1) 材料試験

材料試験として特記すべきことは, 通常の3軸試験では大粒径のロック材料に関する試験が行えないため, Prof. Marsalの指導の下に, 直径1.13m, 高さ2.50m, 最大粒径20cmの供試体に対して, 最高25kg/cm²の側圧負荷状態で試験を行える装置をつくり, これによってロック材料の強度・変形物性を求め, 設計に反映したことである。大型の供試体による試験により, ロック材料は抱束圧が増加すると粒子破碎が生じ, 内部摩擦角が減少することが解明された。堤体の法面勾配は, 上下流面とも1:1.75でありかなり急である。ロックゾーンが中央コアに近い部分は転圧工法, 遠い部分は捨石工法となっていることも興味深く, 捨石工法から転圧工法への移行期のダム設計とみることも可能であろう。

(2) メキシコ地震時の挙動¹¹¹⁾

マグニチュード(Ms) 8.1のメキシコ地震により, 堤頂の上下流法肩より内側に必ずしも連続していないが, おのおの1本づつ深さ30cm程度, 幅2mm~15cmの縦亀裂がほぼ全長にわたって発生し, 中央部で約10cm沈下した。当時, コアのかさ上げ工事を実施中で, メキシコ地震の記録は得られていない。

なお, このダムの下流40kmにあるLa villita (ラ・ビリタ) ダム(1968年, 60m, 3,510,000 m³)も中央コア型ロックフィルダムで, メキシコ地震の震源域に位置しているが, 大きな被害は発生していない。

我が国において, 昭和61年度からロックフィルダムの地震時安定性評価のため, より合理的な工学的手法を検討するため, 「ロックフィルダムの耐震調査委員会」¹¹²⁾ が設置された際, 有力な検討材料となっ

たのが, La villitaダムの地震記録とProf. Marsalの指導の下に調査されていた堤体材料の強度, 変形特性を使用して実施された静的および動的解析である。堤体材料の強度, 変形特性および耐震設計の研究を通じて, El InfiernilloダムおよびLa villitaダムは我が国のダムと密接な関係を持っている。

2.7.12 大津岐ダム (電源開発株式会社, 1968年(昭和43年), 52.0m, 362,000 m³)

大津岐ダム¹¹³⁾ は, 電源開発株式会社が只見川上流部の支川大津岐川に建設した我が国における最初の表面アスファルト遮水壁型ロックフィルダムとして有名である(図-2.7.12 参照)。

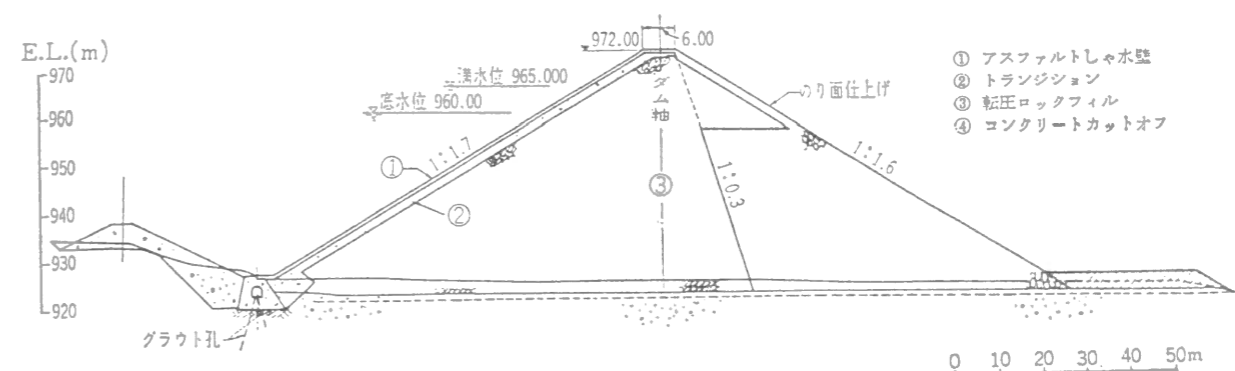


図-2.7.12 大津岐ダムの横断面図

(1) ダム型式の選定

この型式が採用された理由は次のとおりである。

- ① 大津岐ダムは, 日本有数の豪雨地帯である只見川上流に位置し, きわめて交通不便なところであり, 大量のセメント輸送を必要とする重力式コンクリートダムは, 最も不利であった。
- ② この地点の基礎岩盤は花崗岩であり, 一般に風化が進んでおり, アーチ式コンクリートダムに適切な基礎岩盤を得るにはかなりの掘削を必要とし, 経済的でなかった。
- ③ フィルダムについては, ダムサイト付近から盛り立て材料が得られるという利点がある。しかし降水量は年間3,000mm, 降水日数は250日以上と非常に多く, しかも12月から5月までの期間は積雪があるため, 土質遮水壁を経済速度で盛り立てることは不可能であった。
- ④ アスファルト遮水壁は, アスファルトの可撓性および自癒性によって, ダム本体によく順応するので, 遮水材料としてコンクリート遮水壁より優れていると考えられた。
- ⑤ 表面遮水壁型は本体ロックフィルが有効にウエイトして働くので, ダム全体の断面を小さくすることができ, また, 遮水壁自体も工事費, 施行速度の点から内部遮水壁型より有利で, 全体として一番経済的であった。

(2) ロックフィル

ロックおよびトランジョンについて, 盛り立て後の初期沈下を抑制し, アスファルト遮水壁の亀裂の発生を防ぐため, 重ローラーによって十分な締固めを行った。転圧試験により撤き出し厚さが薄い程転圧効果が大きく, 盛り立て量の20%程度の散水を行って転圧すると効果が大きいことが確認された。

(3) アスファルト遮水壁の施工

この施工は、天端にウインチ積載の自走可能なキャタピラ付移動式アンカーであるウインチポータを利用し、斜面上のフィニッシャ、ダンパ、ローラにより行なわれた。アスファルト混合物の供給はジブクレーンにより行なわれた。

その後、この型式のダムは、主として揚水発電所の上池ダムとして、大津岐ダムと類似の施工条件の場所で幾つか建設されてきた。その最大のもは八汐ダム（東京電力、1995年、90.5m、2,109,000 m³）である。しかしコンクリート遮水壁型ロックフィルダムよりは可撓性および自癒性があると言え、地震の多い我が国においては、さらに地震時の挙動について検討すべき課題も多く、比較的低いダムの建設に限られている。

安全でかつ経済的なダム建設が求められている現在、さらに研究を進めるべきダム型式であると言える。

2.7.13 喜撰山ダム (関西電力株式会社、1970年(昭和45年)、91m、2,338,000 m³)

喜撰山ダム¹¹⁴⁾は淀川水系宇治川の右支川寒谷川に関西電力株式会社が建設した揚水式発電の上池ダムで、中央コア型ロックフィルダムである。揚水式発電の上池ダムは一般に標高の高い地点に建設され、流域面積が小さい場合が多い。このような場合には、非常用洪水吐の規模が小さくてすむため、ロックフィルダムの地形、地質の制約が少ないこと、築堤材料が現地で安価に入手でき、急速施工が可能であることなどの特徴が最大限に発揮され、ダム型式の選定においてロックフィルダムが有利になることが多い。当ダムはこのことを実証し、その後揚水式発電の上池ダムとして相続いで建設された、黒川ダム（関西電力、1973年、98.0m、3,620,000 m³）、瀬戸ダム（関西電力、1977年、110.5m、3,740,000 m³）、カッサダム（電源開発、1978年、90.0m、4,450,000 m³）などの先駆者となったダムである（図-2.7.13参照）。

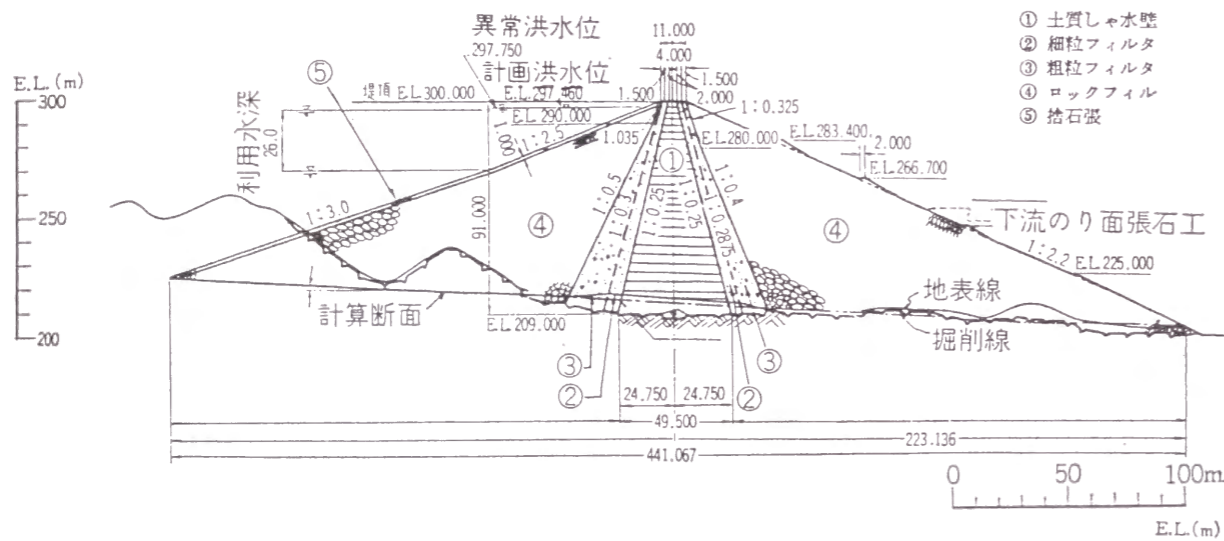


図-2.7.13 喜撰山ダムの横断面図

(1) 設計上の留意点

揚水式発電の上池ダムとして設計上特に留意された点は、6時間に24mにおよぶ貯水位の急速低下時におけるダム上流法面の安定性である。これらを中心に次に列挙するような事項について検討がなされ、設計および施工に反映された。

- ①コア材に関する現場転圧試験、②ロック材に関する現場爆破試験、③ロック材のせん断強さに関する検討、④堤体内の非定常浸透流に関する検討、⑤堤体および基盤内の定常浸透流に関する検討、⑥ロックフィルダムの安定性に関する模型実験、⑦ダム築造中の内部挙動の弾塑性解析と実測値の比較。

(2) 計測設備

喜撰山ダムに対して系統立った計測網を配置する目的で、1967年に喜撰山ダム計測委員会が組織され検討の結果、計測設備が堤体に設置された。これらの観測結果は、その後のロックフィルダムの挙動解析に重要な役割をはたしている。

このように喜撰山ダムは、ロックフィルダムが揚水式発電の上池ダムとして極めて有用なダムタイプであることを実証したダムと言える。

2.7.14 大雪ダム (北海道開発局、1975年(昭和50年)、79.0m、3,874,000 m³)

大雪ダム¹¹⁵⁾は北海道開発局が石狩川上流部に建設した中央コア型ロックフィルダムである。我が国の最寒冷地帯での施工事例として貴重なものがあるが、監査廊内に初めて浸透流観測孔を設置したことおよび集水範囲を明確にした6個所の漏水観測装置（改良方式と呼ばれる）を初めて設置したことで有名である（図-2.7.14参照）。

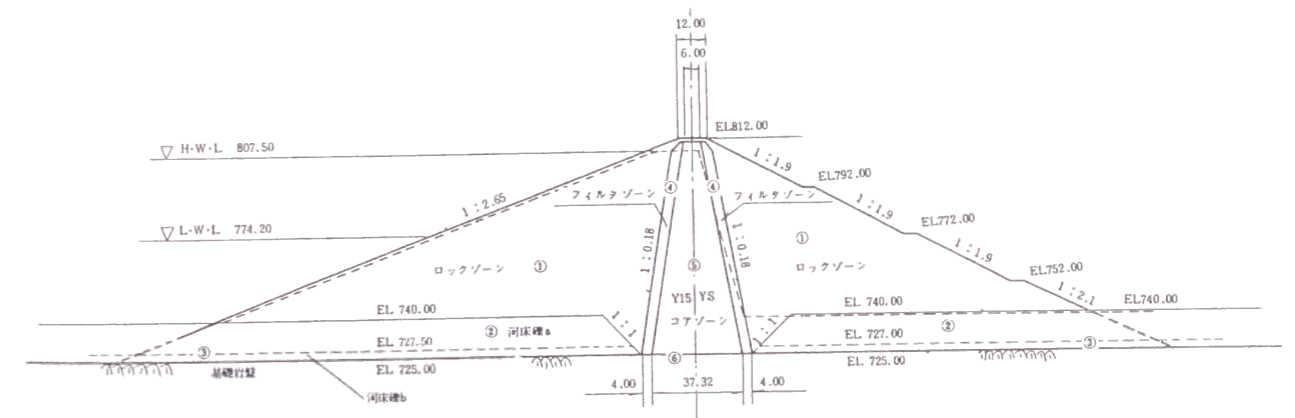


図-2.7.14 大雪ダムの横断面図

(1) 監査廊および浸透流観測孔の設置

1971年、基礎掘削が始まった直後に監査廊をダム軸に沿って設置するよう計画変更された。これは監査廊を利用して盛立工事と併行してカーテングラウチングを実施することにより工程の短縮を図る目的もあったが、主たる目的は監査廊内に浸透流観測孔を設置することであり、この方式は当時の建設省土木研究所ダム部を中心として関係者がロックフィルダムの基礎処理の確実性を向上させるために

考案したものであった。

監査廊内からグラウトカーテンの斜下流方向に深さ 10m の有孔管で浸透流観測孔 10 孔が設置されて、湛水に伴う浸透流観測孔への浸透水の挙動が計測された。特に 2BL (左岸側から監査廊の 2 ブロック) 付近が浸透量が最も多く他の観測孔が 1~7 l/min であったのに対し、70 l/min に達した。このため、観測孔を使用して浸透経路の調査をしながら施工済のグラウトカーテンの補強が行なわれた。このような調査およびリグラウチングが可能となったのは監査廊と浸透流観測孔設置の効果であり、以後の堤高の高いロックフィルダムでは、監査廊と浸透流観測孔が設置されることが主流となって行った。

(2) 改良型漏水量観測設備の設置

堤体および基礎岩盤からの浸透水は、6箇所の漏水量観測装置で計測されている。この方式は、堤体下流端に 1ヶ所漏水量観測装置を設置した従来方式に対し後に改良方式と呼ばれるようになるが、集水範囲を明確にして漏水量を測定できることは、基礎岩盤の状況およびその止水性改良の程度について多くの情報を得ることができる。そのため以後のロックフィルダムでは、ほとんどこの方式が採用される端緒となった。

このように大雪ダムは我が国のロックフィルダムの計測計画に新しい流れを与えた点で重要なダムである。

2.7.15 New Melones ダム

(米国, 1978年(昭和53年), 637ft(194.2m), 15,868,000cy(12,132,000m³))

New Melones (ニュー・メロンズ) ダム¹¹⁶⁾ はカリフォルニア州に建設された、非常に大規模なダムであり、1978年の完成以来、米国では一番高いロックフィルダムであり、米国工兵隊の建設した代表的なロックフィルダムとして有名である (図-2.7.15 参照)。

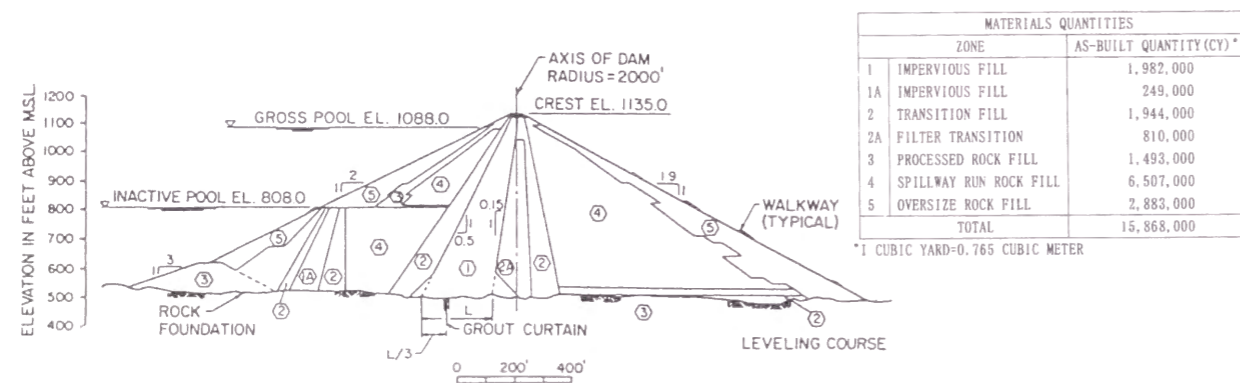


図-2.7.15 New Melones ダムの横断面図

(1) 十分な岩盤処理の実施

このダムは、従来のロックフィルダムに比較して堤高が高く、急峻なV字形の地形であるため、堤体の不均等な沈下の防止と堤体材料と基礎との接着面における浸透流の発達防止に慎重な配慮が払われている。

このため、コアゾーンおよびフィルタゾーンでは一様な傾斜面を作るため、斜面の傾斜角に制限が設けられるとともに、基礎掘削における発破の制限による岩盤のゆるみの防止、人力による突起した岩および開口した岩の除去、オーバーハング部分、クラック、シーム、くぼみ等への不透水性コアおよびコンクリートによる充填等の対策が実施された。また3列のカーテングラウチングがグラウチング効果を判定しながら段階的に施工されている。

(2) コンクリートライニングをしない非常用洪水吐の設置

非常用洪水吐は右岸アバットメントの約1.5マイル上流に位置しており、低い尾根部の岩盤を大規模に掘削した開水路となっている。水路は、掘削した岩盤のままであり、コンクリートライニングされていない。大量の掘削された岩石と土砂は徹底的な利用が図られている。

(3) 挙動観測

ダムの設計に3次元有限要素法による検討が導入され、建設中、初期湛水中およびその後の長期間にわたり実測挙動と測定値の対比が行われた。このダムには各種の計測装置が設置されているが、解析データは、ダムが良好に建設されており、挙動は測定範囲内であることを示している。

このダムの岩盤処理の方法は、その後の我が国の多くのロックフィルダムの施工において参考にされている。コンクリートライニングをしない非常用洪水吐の設置は、非常用といえども、万一使用した場合に、岩盤に不測の洗掘・崩壊が発生することを懸念する日本においては、考えられないことではあるが、その採用を通して各所に見られる経済的にかつ合理的にダムを建設するという姿勢は高く評価されるべきである。

2.7.16 高瀬ダム

(東京電力株式会社, 1979年(昭和54年), 176.0m, 11,590,000m³)

高瀬ダム¹¹⁷⁾ は、信濃川水系高瀬川に、東京電力株式会社が建設した揚水発電の上池ダムであり、その下流に同じく中央コア型ロックフィルダムとして完成した七倉ダム(1978年, 125.0m, 7,380,000m³)を下池としている。

高瀬ダムの完成当時、その堤高176.0mは、黒部ダムについて我が国で2番目に高く、また堤体積は最大であった。堤高、堤体積を総合して見れば、我が国における最大のロックフィルダムとすることができる (図-2.7.16 参照)。

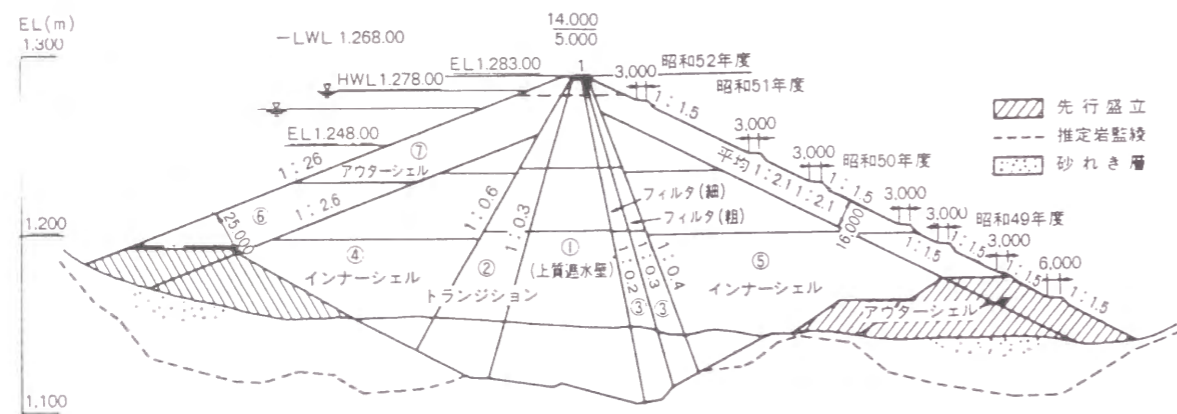


図-2.7.16 高瀬ダムの横断面図

(1) 施工機械の大型化

大規模土工工事を実施するため、施工機械の大型化が図られ、例えば運搬には45tダンプトラック6台、32tダンプトラック12台が使用されるなど、御母衣ダムの22tダンプトラックと比較すれば、施工機械の大きさは約2倍となっている。

(2) 堤体設計の進歩

このような大規模なダムの安全性を確保するため、従来、主として経験的に設計されていた堤体について有限要素法、大型振動実験などさまざまな手法により堤体の安定性が検討されている。また、大型の供試体および試験施工により、ロック、フィルタおよびコア材料の強度特性および締固め特性に関する研究を行い、設計および施工に反映させている。

(3) グラベルフィルダム

経済的理由およびこの地域が国立公園内に位置し、環境保全を図る必要から、堤体材料の全てを工事に伴い発生する掘削土石および貯水池内の堆積物から採取した。堤体の大部分が河床堆積物等から構成されるダムをグラベルフィルダム (Gravel-fill Dam) と呼んでいる。

(4) 転圧ロック方式

インナーシェルゾーンおよびアウターシェルゾーンともブルドーザーで1.5mの厚さで撒き出し、13.5t振動ローラーで4回転圧を行った。すなわち転圧ロック方式で施工され、射水工法は併用されなかった。この時期以降、射水工法は実施されなくなってゆく。

(5) 浸透流抑制

工事中の1976年(昭和51年)6月5日に発生した米国Tetonダムの欠壊事故を考慮し、高瀬ダムについて設計の見直しを行い、右岸中段付近に監査廊(長さ215m)を追加設置し、ダム基礎監視の万全を図っている。コア材と岩盤の接触面における浸透流抑制のため、岩盤掘削仕上げについて緻密な施

工方針が採用された。

このように、高瀬ダムはグラベルフィルダムとして、堤体材料採取面において日本の通常のロックフィルダムと若干異なる要素を持っているものの、堤体設計法および施工法が現在のそれに通ずるものを持った非常に大規模なダムとして七倉ダムとともに高く評価されるべきダムである。

2.7.17 御所ダム

(建設省、1980年(昭和55年)、52.5m、1,010,000m³、重力式コンクリートとの複合ダム)

御所ダム¹¹⁸⁾は北上川上流の雫石川に建設省が建設した中央コア型ロックフィルダムと重力式コンクリートダムとの複合ダムである(図-2.7.17参照)。

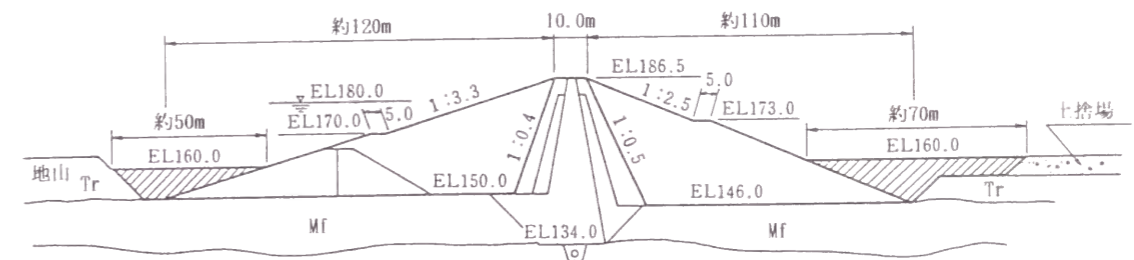


図-2.7.17 御所ダムのロックフィルダム部横断面図

(1) 複合ダム

ダムは、ダムサイトの地質条件等にあわせて、右岸越流部が安山岩質集塊岩(A₈)を基礎とする重力式コンクリートダムと、河床から左岸部を泥流堆積層(M_i)に基礎をおく中央コア型ロックフィル型式とする複合ダムとなった。コンクリートダムとロックフィルダムの間には、セパレートウォールと呼ぶ擁壁を介在させ接合がはかられた。M_iの浸透性について各種の調査が行われ多くの知見¹¹⁹⁾が得られた。

(2) 監査廊

監査廊は設置しないことに一度決定していた。しかしTetonダムの事故などの教訓により監査廊設置が再度議論され、1977年に設置が決定された。この監査廊を利用して浸透流観測孔が設置され、堤体と基礎の観測・管理に使用されることとなった。

(3) 堤体観測計画

複合タイプのダムであること、フィル堤体の基礎が軟岩とも見なされるM_iであることを考慮し工事中および管理移行後まで十分な安全管理を行うこととして堤体観測計画が実施され、施工管理および完成後の管理に多大な成果をあげた。

このように、このダムは非常に大規模なダムではないが、複合タイプのダムであること、フィル堤

体の基礎が軟岩とも見なされるM_rであったことを中心に、従来日本のロックフィルダムがあまり経験しなかった分野での技術開発を要求したダムである。

2.7.18 寒河江ダム (建設省, 1990年(平成2年), 112m, 10,346,000 m³)

寒河江ダム¹²⁰⁾は最上川の支川である寒河江川に、建設省が建設した中央コア型ロックフィルダムで、建設省が建設したロックフィルダムとしては最大のダムである(図-2.7.18参照)。

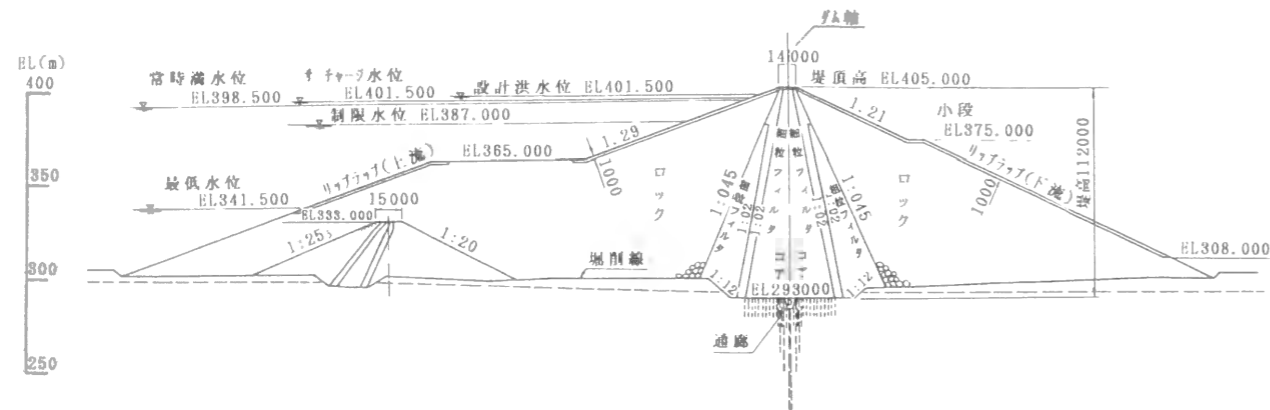


図-2.7.18 寒河江ダムの横断面図

(1) 洪水吐のコンクリート打設

本ダムは流域面積が2312km²と大きかったため、ダム設計洪水流量は2,600m³/sに達した。洪水吐は右岸の屋根地形を利用して、フィル堤体とは完全に分離された型式で設置された。このように地形をうまく利用したが設計洪水流量が大きいため大規模な洪水吐の設置が必要となり、そのコンクリート量は約25万m³と中規模な重力式コンクリートダムにも相当する量となった。

(2) 浸透流解析とグラウチング

基礎岩盤の透水性が高かったため有限要素法により浸透流解析を行い、基礎岩盤からの浸透に対し検討を加え、大量のグラウチングを行った。

(3) 大型機械化施工

ロック材はダムサイト上流約2kmに位置する2ヶ所の原石山より採取した。10.3m³のホイールローダで積み込み、堤体への輸送は77t級ダンプトラックを使用して効率化を図った。この両重機械の使用は国内のダム工事では初めてであった。ロック材の盛立ては18t級の振動ローラーで1層1.5mで6回転圧を行った。

(4) 地すべり対策 -特に左岸堆積層部の対策-

貯水池周辺には地すべり地が多く、対策工を実施した場所のみで19ヶ所にのぼった。特に1981年の融雪期の4月から5月にかけて、ダム軸上流部の崩壊、ダムサイト左岸部を通過する横手トンネルの

変状、法面におけるクラックの発生等が見られるようになった。これらに対する安全対策工としてPCアンカーを実施した。

他の地区においても、主として押え盛土等により対策が実施された。特に左岸直上流部の地すべり対策としての押え盛土は、堤体のロックゾーンをまき込む形で実施された。

当ダムは流域面積が大きい地点で大規模なロックフィルダムを建設した代表的な事例である。

2.7.19 三国川ダム (建設省, 1993年(平成5年), 119.5m, 6,900,000 m³)

三国川ダム^{121), 122)}は信濃川の支川三国川に建設省が建設した中央コア型ロックフィルダムである(図-2.7.19参照)。

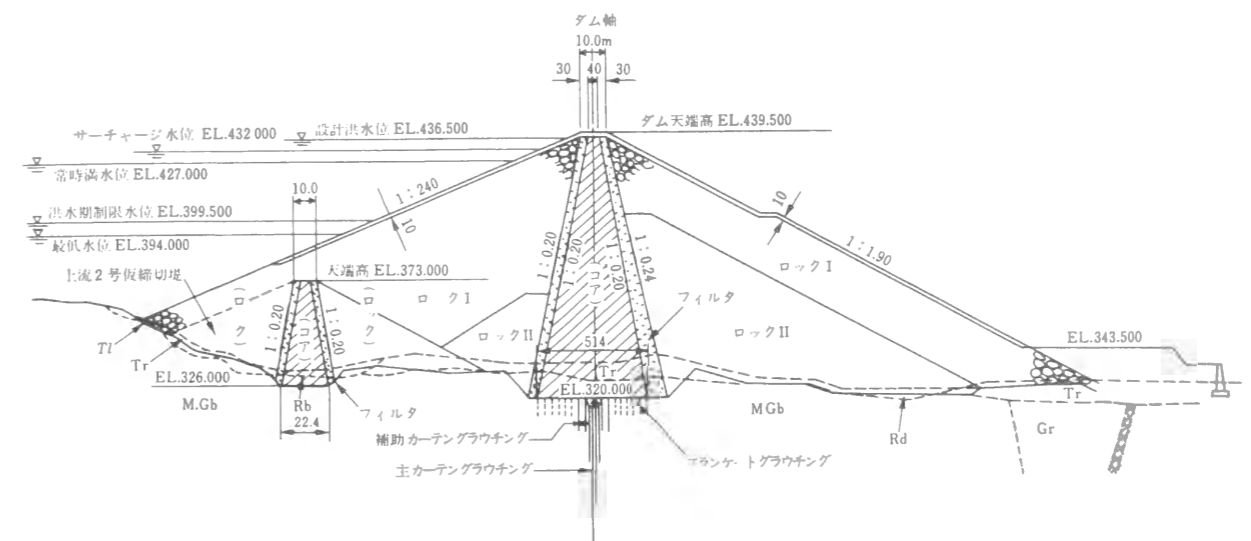


図-2.7.19 三国川ダムの横断面図

(1) 堤体材料および盛立

ロック材は、ダム上流約700mの左岸山腹より良質硬質な斑レイ岩を採取した。フィルタ材はロック山よりフィルタ材に適した材料を破碎して使用した。ロック材の比重は2.99あり、内部摩擦角はロックIで43°、ロックIIで40°であることから堤体断面は上流法面1:2.4、下流法面1:1.9と中央コア型ロックフィルダムの中では非常にスマートな形となっている。日本でも有数の積雪地帯であるので特にコア材の施工管理に注意を払っている。

原石山掘削面法面は、約450mと日本でも有数の長大法面となった。その掘削工法や、法面の安全対策について種々の検討を行い、フリーフレーム工法とPCアンカー等を用いて施工するとともに掘削時の安全を確認するための、荷重計や孔内傾斜計等の測定計器を入れ万全の施工管理をしたことは、高く評価されている。

(2) 非常用洪水吐とPCD工法³⁴⁾

非常用洪水吐のコンクリートの総打設量は約264,000 m³で中規模の重力式コンクリートダムに相当する量である。このため、世界で初めて最大骨材粒径80mmを使用したコンクリートポンプによる圧送工法（PCD工法）を開発し、同工法で洪水吐の施工を行った。

(3) 高透水性岩盤の基礎処理

当ダムサイトの基礎岩盤の透水性は非常に高く、C₂級岩盤は改良しづらい岩質であることを考慮して、コア基礎はC₁級まで掘削された。2度にわたるグラウチングテストの結果をもとに主カーテングラウチングの深度はハイロット孔をダム高相当深さ（約120m）まで施工し、その結果により一般孔の深度を決定することとされたが一般孔で60～110mと非常に深いものとなった。グラウチングの注入延長は192,297m、セメント注入量は12,115tと膨大な量となったが基礎岩盤の透水性は十分に改良され、満水後の漏水量観測においても漏水量が十分に小さいことが確認されている。

このようにこのダムはロックフィルダムの非常用洪水吐のコンクリート打設において新しいPCD工法を導入したこと、深部まで高透水性である岩盤の処理に成功するなどの実績をあげたダムとして評価される。

2.8 事件事例と教訓

2.8.1 フィルダムの事故

1850年～1980年の130年間に建設された世界のダムで事故を起こした件数をダム高別にまとめれば図-2.8.1³⁵⁾のようになる。また、この図には、この期間内に事故を引き起こした最も高いダムの堤高が破線で記入してある。現在までに事故を引き起こした最大堤高のダムは堤高92mのTetonダムである。

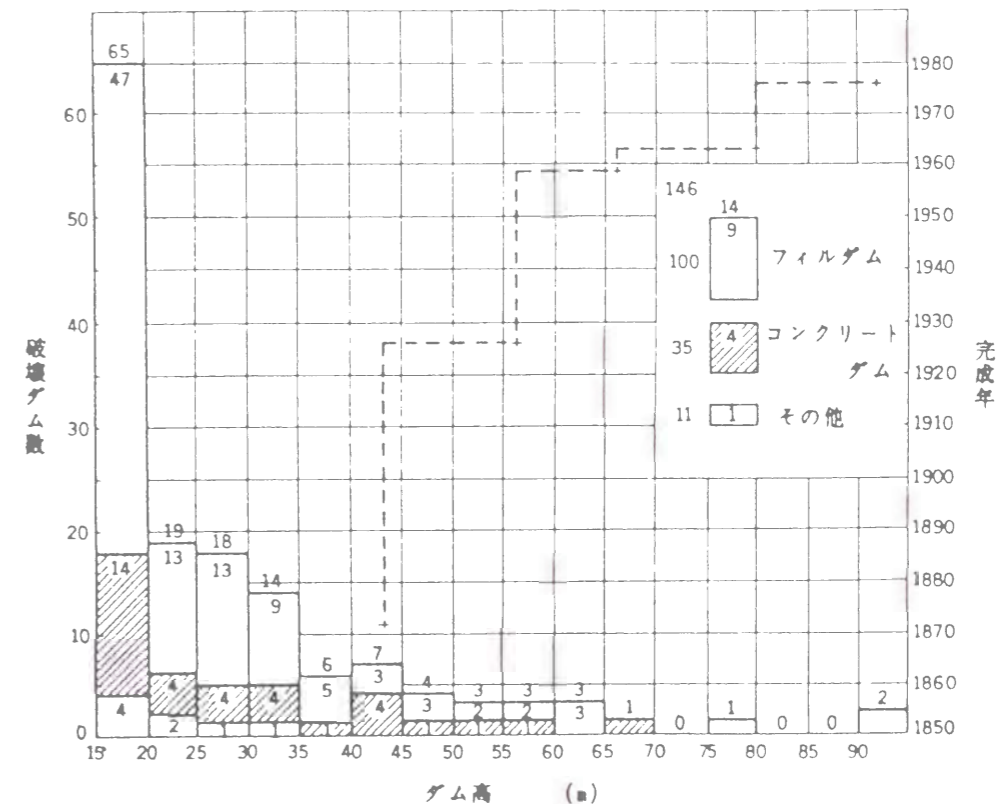


図-2.8.1 ダム堤高別破壊ダム数³⁵⁾

この図から分かるように事故の多くは、堤高35m以下のダムで発生しており、ダム高が高くなるにつれて事故数は急激に減少している。これは、堤高の低いダムに比べて高いダムの数が少ないことも一つの要因と考えられるが、何よりも堤体の設計施工において、十分な試験研究および監督が行われ、完成後も適切な点検監視の行われている大ダムの信頼性が高いことを示しているものと考えられる。

また、1950年代以降に建設されたダムの事故率は、それ以前に比べて減少しており、最新技術による設計施工のダムの安全性は非常に高くなっている³⁶⁾。フィルダムとコンクリートダムの事故比率についてみれば、1950年以降では両者に安全性の差がほとんど無くなってきている³⁷⁾。

次に、堤高15m以上のフィルダムについて、1900年～1975年の間に発生したダムの破壊原因を示せば図-2.8.2³⁸⁾のようになる。すなわち、パイピングおよび浸透水に起因する破壊が最も多く、越流、基礎の欠陥の順となっている。

表-2.8.1 Teton ダムシルト材の工学的性質¹²⁷⁾

項	目	物 性 値
粒 度 分 布	<0.005mm	10%
	0.005~0.074mm	74%
	>0.074mm	16%
アッターベルグ限界	L L	24
	P I	N. P
最大乾燥密度		1.62t/m ³
最適含水比		19.2%
透水係数		3×10 ⁻⁶ cm/s
せん断強度	Co (kg/cm ²)	0.79kg/cm ²
	φ	32° 37'
圧 縮 性	1.4kg/cm ²	1.76kg/cm ²
	3.5kg/cm ²	2.69kg/cm ²

注：中山謙治氏の調査による。

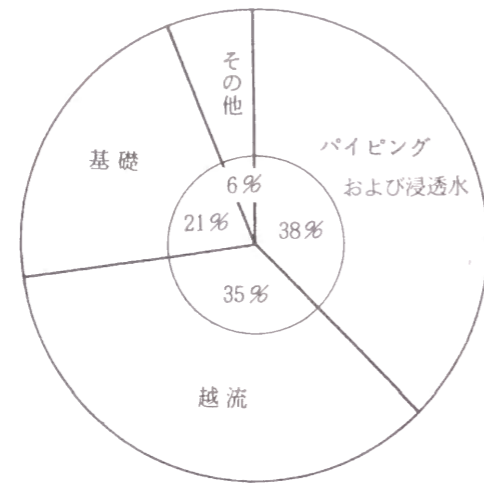


図-2.8.2 フィルダムの破壊原因¹²⁵⁾

2.8.2 パイピングによる Teton ダムの事故事例^{127), 128)}

Teton ダムは、米国アイダホ州に建設された高さ92mのゾーン型アースダムで、1976年6月5日の初期湛水中ではほぼ満水位に達した時点で、右岸基礎付近からのパイピングにより決壊した。この事故により3億トンの水が流出、死者14名、浸水面積1,619km²という大惨事が発生した。堤体の標準断面を図-2.8.3¹²⁶⁾に示す。

コア材は塑性の低いシルトで、その工学的性質は表-2.8.1の通りである。

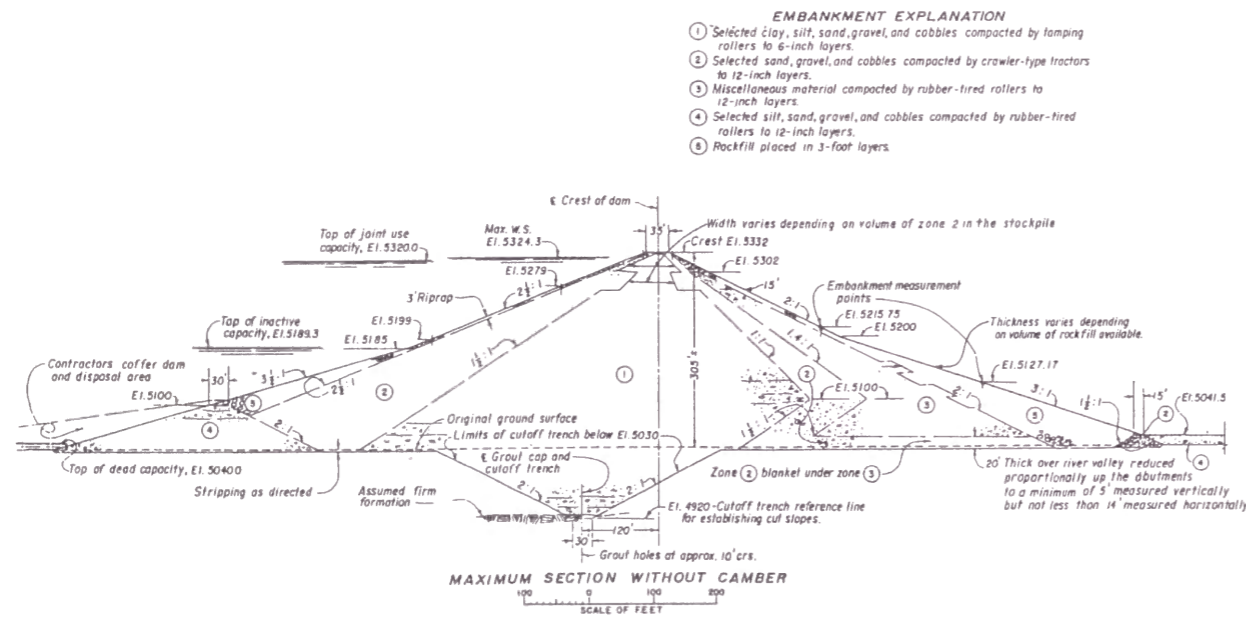


図-2.8.3 Teton ダムの標準断面図¹²⁶⁾

ダムの基礎岩盤は透水性の高い溶結凝灰岩より成り、次のような基礎処理が行われた¹²⁸⁾。

- 左右岸アバット部の標高1,556m以上の部分では、節理の少ない岩盤に達するまで深さ21m以上、底幅9mのキートレンチを掘削し、コア材で置換する。
- 河床部においては、下流岩盤に達するまでカットオフトレンチを施工する。
- ダム軸沿いにカーテングラウチング施工する。
- コア部基礎にブランケットグラウチングを施工する。
- 大きなクラック、節理、空洞等には、太い径のグラウトパイプを使ってスラリーコンクリートを流し込み開口部を塞ぐ。

ダムの決壊までの経緯は概ね次の通りである¹²⁷⁾。1976年6月3日洪水吐減勢工から180mおよび270m下流の河川水位よりわずかに上位の標高部分から湧水が発見された。6月4日には、堤尻より46m下流の右岸アバット部で湧水が見られた。その水量は75 l/minであったが、水は澄んでいた。当時こうした現象は、異常とは認識されてはいなかった。

6月5日午前7時半すぎ、右岸の標高1,539mのダム法尻付近で堤体とアバットメントの接続部に濁った浸透水が発見された。水量は次第に増加し、午前9時頃には1 m³/sec以上となっていた。午前9時には、少量の澄んだ水が標高1,586mの右岸アバットメント部の岩盤から浸出しているのが発見され、9時30分すぎには、標高1,586mの右岸アバットから約6m離れた堤体法面に濡れた部分が発見された。この部分は、急速に侵食されて大きな穴となり水量は次第に増加し、堤体の侵食線は上流側に延びてゆき、午前11時55分には、堤体が崩れ落ち11時57分にはついに決壊に至った(図-2.8.4参照)。

事故後組織された、独立調査団によると事故の原因は次のように説明されている¹²⁸⁾。

- 基礎岩盤の異常な開口節理の存在は良く知られていたが、深いキートレンチと通常のカーテングラウチングだけで浸透流の抑制を図った。
- コアゾーンおよびキートレンチの埋戻しに使用した粘土質シルトは、非常に低塑性で侵食を受けやすいものであった。
- グラウトキャップ直下の岩盤の止水処理が不十分でこの部分からの漏水が原因でキートレンチ埋戻し材のパイピングが始まり、埋戻し材底部を上流から下流に横断する侵食孔が形成された。
- キートレンチの上下流方面勾配は急であり、横断方向のアーチ作用を引き起こしやすい形状をし

ている。有限要素法による応力解析結果より得られたキートレンチ内の応力分布は、垂直応力と材料の引張り強度の和よりも水圧の方が大きくなり得ることを示しており、ハイドロリックフラクチャリングによるクラックの発生が可能であった（図-2.8.5, 2.8.6参照）。

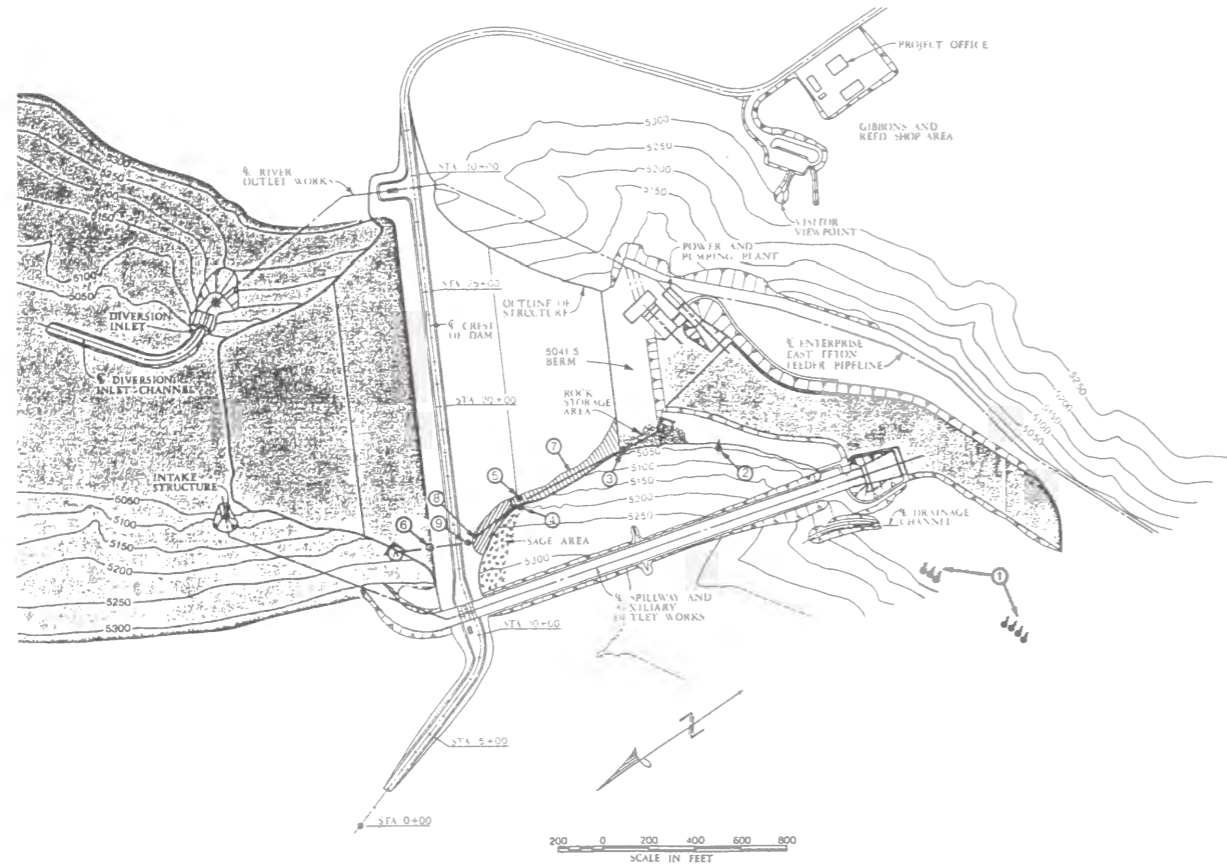


図-2.8.4 右岸アバットメント部からの漏水順序¹²⁶⁾

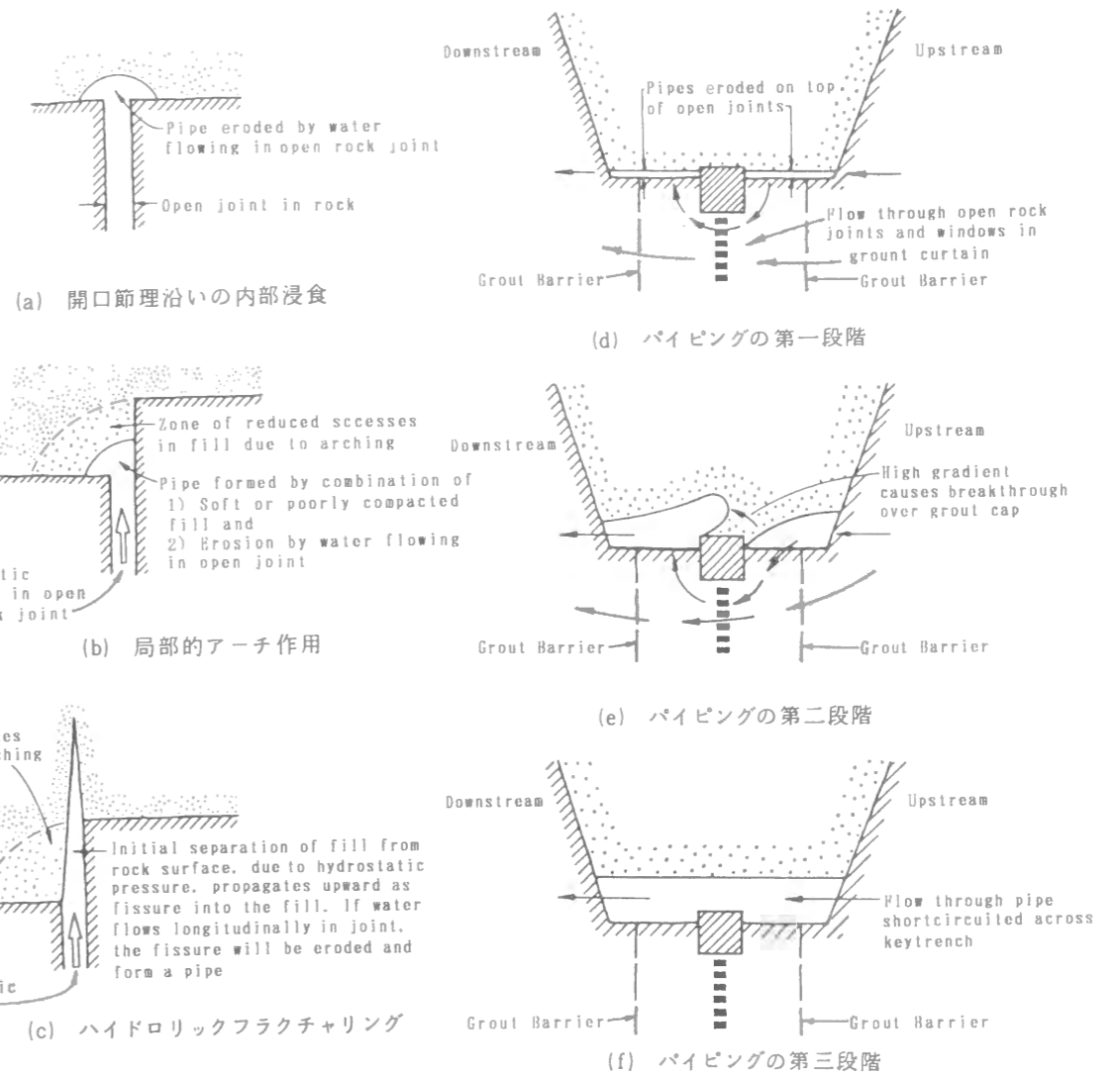


図-2.8.5 コアトレンチ底面における浸透破壊進展経過¹²⁶⁾

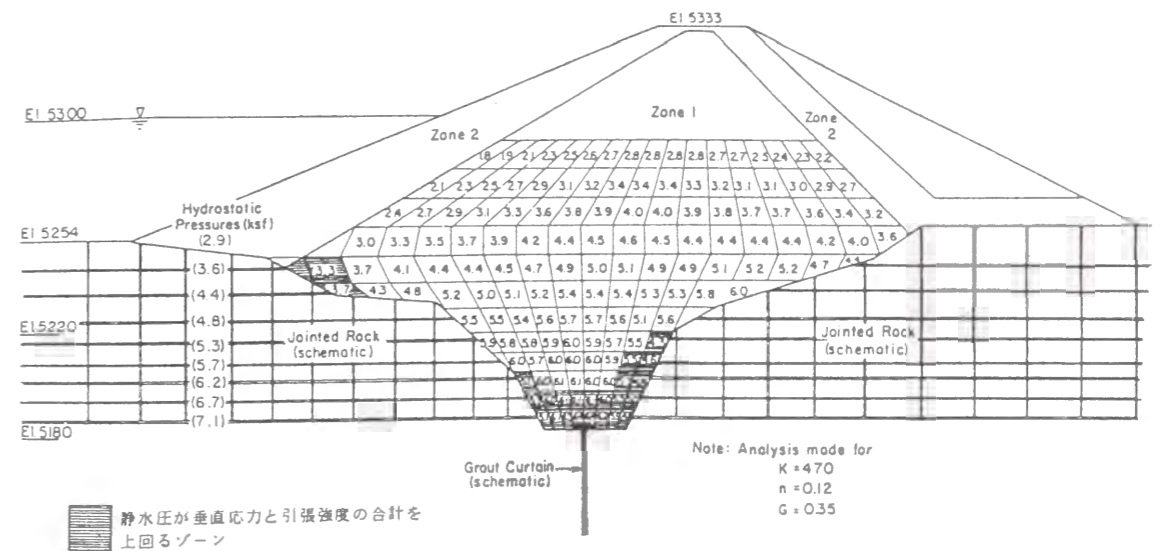


図-2.8.6 有限要素法による解析から得た最小主応力 (STA.13 + 7断面)¹²⁶⁾

2.8.3 堤体越流による Canyon Lake ダムの事故事例¹³⁰⁾

Canyon Lake (キャニオン・レイク) ダムは、米国サウスダコタ州に1983年に建設された堤高6mのアースダムである。本ダムは、1972年6月9日、アメリカ史上でも希な豪雨が発生し、堤体越流により破壊、多数の死者、行方不明者を出した。

6月9日の夕刻早くから降雨が始まり夜まで降り続き、250mmの雨が年平均355mmしかない流域一帯に降り注いだ。こうした激しい雨にもかかわらず、ほとんどの市民はその重大性を認識していなかった。ラジオやテレビでは、丘陵地帯に襲来した豪雨についての臨時ニュースを流していた。付近のラピッドクリーク川の流量は、推定で850 m³/secであった。こうした豪雨により貯水池水位が上昇したため、午後8時30分頃貯水池制御用の洪水吐ゲートを開き放流を開始した。

午後9時からの2時間では150mmという豪雨となり、ラピッドクリーク川の堤防は破堤し、山麓の住宅地が洪水に見舞われた。

午後10時少し前、市長と市の技術者はCanyon Lake ダムの監視を行った。ダム下流の住民に警告を発するため警察と消防署員が派遣された。しかし、多くの住民は危険を過小評価し、避難しなかった。

午後10時30分頃、ブラックヒルズから数フィートの段波がラピッドクリーク川を流下してくるという報告があった。午後10時39分、町に避難命令が発せられた。この時までにキャニオンダムの洪水吐きは漂流物で塞がれ、越流寸前であった。最初の洪水波に対しては何とか持ち耐えたが、次の段波は長さ150mにわたって堤体を越流し、堤体の洗掘が始まり、午後10時45分頃ダムは流失した。

Canyon Lake ダムが決壊した後、漂流物を多量に含んだ洪水は、ラピットシティを直撃した。クリーク近くの建物は轟音を上げて振動し、多くの市民は避難できなかった。移動家屋やトレーラーは流失し、電線は切断され、プロパンガスタンは破壊した。切断されたパイプラインから洩れた天然ガスは垂れ下がった電線から出たスパークで引火し、いたる所で爆発と火事が発生した。

夜明けには嵐はおさまったが死者237名、行方不明者5名、家を失ったもの5,000名以上の大災害となった。

Canyon Lake ダムからわずか24km離れた Pactola ダムでの流入量は62 m³/secとなっており、今回の豪雨が極めて局地的なものであったことも理解できた。

2.8.4 基礎の欠陥による Baldwin Hills ダムの事故事例^{131), 132)}

Baldwin Hills (ボールドウィン・ヒルズ) ダムは、米国カリフォルニア州ロスアンゼルス市西部の丘陵地に1951年に完成した堤高80m、堤長198mのアースダムで、上水道給水池ダムであった。

ダムは、1963年12月14日、地震活動ではないが、基礎の活断層が移動し、貯水池のライニングや暗渠が破壊し、圧力水が高透水性で侵食しやすい基礎の柔らかい砂岩や泥岩に侵入した。このようにして発生した漏水が制御できなくなるや急激に破壊に至った。

ダム基礎は、鮮新世および更新世の堆積層により構成されていた。地質的には、上部からルーズで侵食に弱いシルト、砂、礫により構成されており、その下位は硬質から軟質までの性状を有する粉状砂とシルト層から成っている。最下部は、侵食に強い硬質な密質塊状のピコ層より成っている。当地域では、New Port-Inglewood隆起の最北部に位置し、著名な4大断層の内1つが貯水池の西方約150mの所を走っている。貯水池内には2本の断層 (F-I, F-V) が南北方向に走っており、堤体を横断している。F

-I断層は、幅10cmの粘土を伴い活断層と考えられていた。なお、当地区は油田の採掘および造山運動でブロック運動があり、毎年数cmの沈下が認められ、付近には地割れが生じていた (図-2.8.7, 2.8.8 参照)。

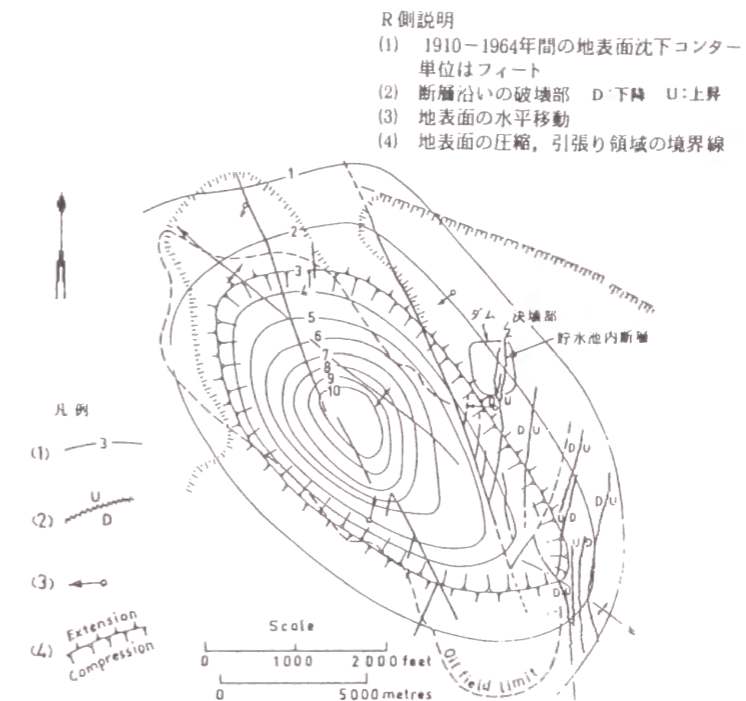


図-2.8.7 Baldwin Hills貯水池の地表面変形コンター¹³¹⁾

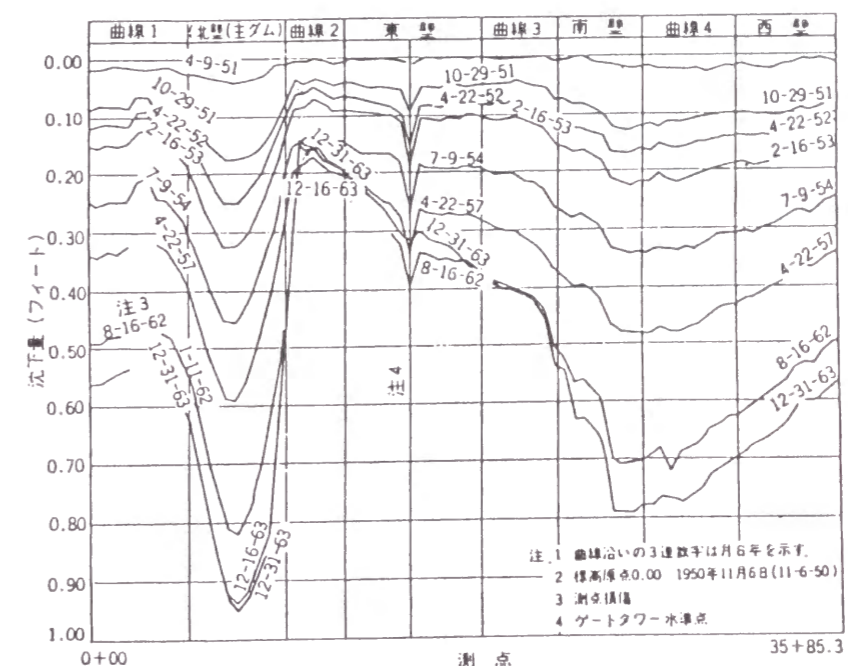


図-2.8.8 ダム天端沈下量の経年変化¹²⁸⁾

事故は竣工後12年目の1963年12月14日、最初の微候があってから数時間内にダムは破壊した。即ち、11時15分、巡視員が漏水監視室に集まる底部排水が濁り、流量が異常に増加している（図-2.8.9参照）のを発見し、直ちに上司に報告した。また、緊急放流バルブ類が全開され、サンドバックの投入および下流市街地市民への避難警報が警官隊によって伝えられた。なお、警報はラジオ、テレビでも流された。

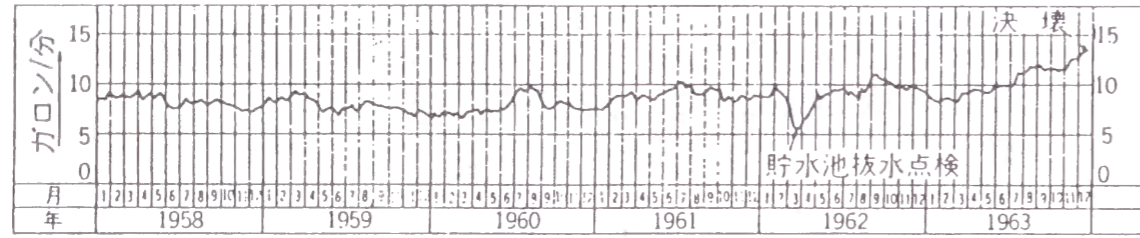


図-2.8.9 全漏水量の経年変化¹²⁸⁾

13時30分、主ダムにクラックが発生し、15分間でその幅は6mm~75mmに拡大し、漏水が目撃された。15時15分には、上流側法面で幅3mにわたり破堤し、多量の水が流出した。15時38分にはダムは完全に決壊した。死者5名、物的損害1千5百万ドルに及んだ。

事故調査委員会によって事故原因は次のように結論づけられた。

基礎の劣化が徐々に進行し、1963年12月14日に限界状態に達し突然破壊に至ったものである。以前の微少な断層の移動によりポーラスなコンクリート製のドレーンが損傷を受け、漏水が断層中に流れ込んでいた。こうした地盤変動は、主に地盤沈下を引き起こしており、弱層を有する断層沿いに集中していた。ブランケットやドレーン下の断層中では侵食が発生し、次第に開口部は拡大していった。また、断層の透水性が高かったために下流法面には浸潤面は現れなかった。12月14日に生じた断層の移動によって不透水性ブランケットが破壊し、貯水池の全水頭が断層や排水システムに作用することとなった。貯水池の全水頭が作用したことによって主ダムの両側アバットメントの下部に漏水が浸出した。透水性が高く侵食されやすい断層や基礎岩盤内に流速の速い流れが発達した。このため急速に流量が増大し、それに伴って侵食が進行してアバットメントにパイプ状の開口部ができ、この開口部に上位の基礎や堤体が崩れ落ちた。

地盤変位や基礎の弱部および侵食されやすい特性は、設計時に配慮されており、十分な地質調査がなされ、入念な施工が行われた。また十分な観測計器も設置し、点検監視も行われた。それにもかかわらずダムは決壊してしまった。これらのことから我々は多くの事を学ばなければならない。

2.8.5 クラックの発生した Balderhead ダムの事故事例^{128), 129)}

Balderhead (バルダー・ヘッド) ダムは1961年~1965年にかけてイギリスにおいて建設された幅の狭いコアを有する中央遮水壁型ロックフィルダムで、そのダム高は48mである。図-2.8.10に標準断面を示す。

1967年4月、ダム天端上流端に大きな陥落口が発見され事故が明らかとなった。

コア材は礫および砂混じり粘土で構成されており、その粒度分布を図-2.8.11に示す。液性限界は30

-40%、塑性限界は12-22%で、最適含水比付近の含水比でタンピングローラーによって厚さ15cmに転圧した。ロック材には頁岩を使用し、大型重機により厚さ75cmに転圧した。ピット法による透水試験を行った結果、透水係数はおおよそ $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ であった。コアの下流側には最大粒径7.5cmの堅硬な石灰岩の碎石を用いたのフィルタ・ドレーンを設けた。フィルタ・ドレーンは振動ローラーで22.5cm厚に締固めた。フィルタ・ドレーンの粒度は、その15%粒径がコア材の85%粒径の3倍を越えないように設計した。この際のコア材の最大粒径はおおよそ2.5cmとした。

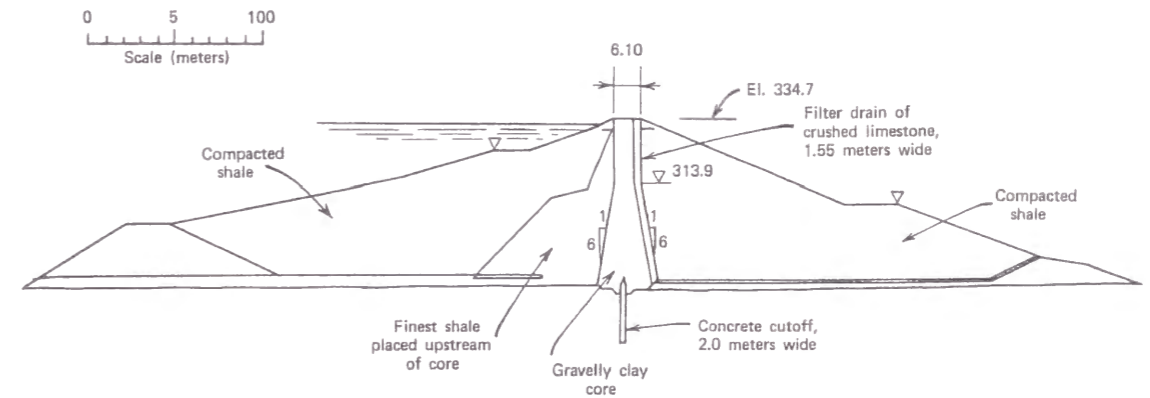


図-2.8.10 Balderhead ダムの標準断面図¹²⁹⁾

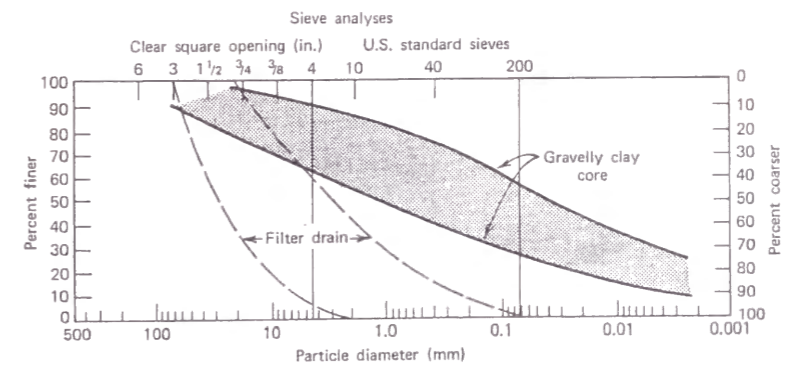


図-2.8.11 コア材および鉛直フィルタ・ドレーン材の粒度分布¹²⁸⁾

1964年10月より貯水が開始され、比較的ゆっくりと水位を上げていき、1966年2月に最高水位に達した。その後、1967年3月までその貯水位を維持した。

1967年1月の終わりに天端の下流端に小さなくぼみが発見され、その後4月の初めに直径3m、深さ2.5mの大きな陥没口が天端の上流端に発見された。このため、4月の中旬までに水位を9m低下させたところ漏水は、 45 l/sec に激減した。天端の上流端には同様な陥没口が発生した。貯水位の低下によって天端中央部はさらに10~15cm沈下した。

1966年春もしくは夏頃より、上流側シェル部に設置されていたピエゾメーター水頭が次第に減少していく傾向を見せており、これは上流側半透水ゾーン内での集中漏水の最初の微候であったと考えられた。

フィルタ・ドレーンからの漏水は、陥没口の見前4ヶ月間では少し濁ったり澄んだりを繰り返されていた。水位の低下開始以降は、濁りは全く見られていない。

事故調査のため下流側フィルタ・ドレーンに深度12mのテストピットを掘削してコア下流面を観察し

たところ、大した損傷は見られなかったが一部軟弱化した粘土が見つかった。ピット内のフィルタ・ドレーン材料は、平均的なものに比べて粗粒であった。コアゾーン内の入念な調査も同時に実施され、図-2.8.12、2.8.13に示すように損傷を受けた部分が明らかとなった。採取した試料より浸透水によりコアの細粒分が下流に流失していることが分かった。損傷を受けた部分の補修はコア部のグラウチング処理およびコンクリート壁の打設により行った。

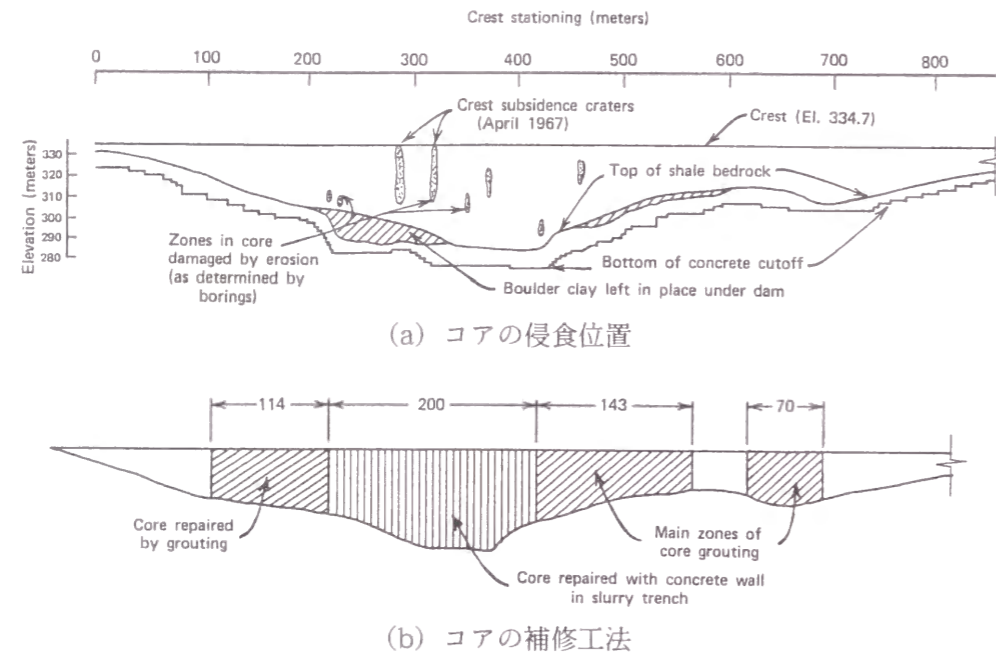


図-2.8.12 Balderhead ダムのダム軸方向断面図¹²⁹⁾

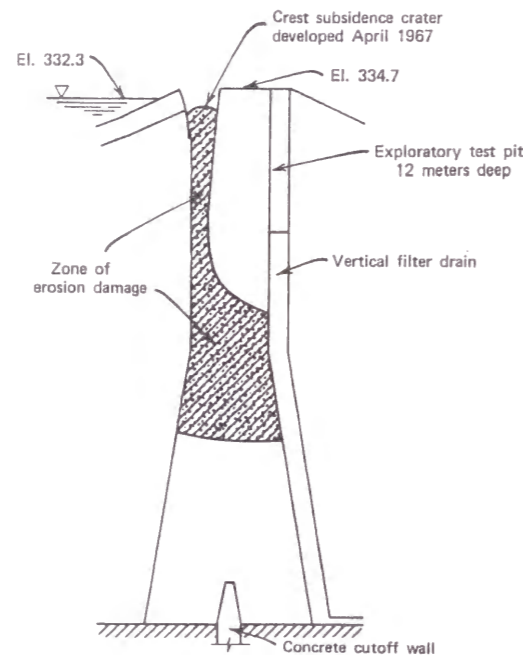


図-2.8.13 コア内の推定侵食ゾーン¹²⁹⁾

事故後調査および補修完了後、再び水位を上昇させたが、全漏水量は7ℓ/sec程度、濁度は1ppm以下で特に異常はなかった。

この事故の原因は、次のように考えられる。

- ① 漏水は、湛水後に生じたコア内の水平クラックにより生じた。
 - ② この水平クラックは、アーチ作用によってコア内の応力が低下した部分に貯水圧が作用することによって発生した。
 - ③ おそらく最初のクラックと漏水はコア内の中～下位部に発生し、貯水位が満水近くになるまでは進行しなかった。
 - ④ 上流シェル部の透水性が高くなったためクラックを通る漏水量とその速度は大きくなかった。
 - ⑤ コア内の浸透流は細粒分を侵食、流失させ、透水経路を拡大してパイピングを引き起こした結果、ダム天端に陥没口が形成された。
- 事故に至る影響因子として以下のことが考えられた。
- ① 鉛直に切り立った非常に幅の狭いコア。
 - ② 大砂利から粘土まで広範囲の粒度分布を持つコア材の物性およびクラックを閉塞するような塑性的性質を持たない粘土分の特徴。
 - ③ 狭いコアの底部に突き出たコンクリートカットオフ。
 - ④ 垂直フィルタ・ドレーンに用いられた碎石の粒度が粗く広範囲であったこと。

2.8.6 液状化による Van Norman ダムの事故事例^{130), 131)}

Van Norman (バン・ノーマン) ダムは、1912年～21年にかけて米国カリフォルニア州に建設されたコンクリート表面遮水壁型アースダムで、水締め工法により施工された。このダムは上下部2つのダムにより構成されているが、上部ダムの堤高は43m、下部ダムの堤高は24mであった。

1971年2月9日、ロスアンゼルス市付近でサンフェルナンド (San Fernando) 地震が発生し、Van Norman ダムは大被害を受けた。しかしその一方で、この被害によりフィルダムの設計、挙動予測解析に一大躍進がもたらされることとなった。地震の規模はリヒタースケールのマグニチュード6.4、ダム基礎の最大加速度は0.5gで、強震は15秒間続いた。また、震央距離は南方約14km、震源の深さは13kmである。

この地震により、下部ダムでは大量のすべり崩壊が生じた。すなわち、上流法面のほとんど全域にわたってすべりが生じ、幅9mにわたり天端は沈下し、貯水池内に広がり落ちた。地震発生時の貯水位は、天端より10.7m下位標高にあり、貯水量は貯水容量(2530万 m^3)の約50%程度であった。ダム破壊後の貯水位と天端とのフリーボードはわずか1.5mであり、天端には鉛直に切り立った幅広く深い縦クラックが生じていた。地震直後、下流部の漏水は一時的に増加し、いくぶん濁りが見られたが翌日には収まった。

一方、上部ダム(貯水容量230万 m^3)には、堤体下流法面に重大な変形が生じていた。フィル部にはいくつかのクラックが生じ、放水管の継手部には開口部が生じ、そのため大きな侵食が発生していた。また、ダム天端は下流方向に最大1.5m変形し、沈下量は約0.9mであった。こうした被害にもかかわらず、地震後も給水が可能であった。もし、この上部ダムが決壊していたら、間違いなく下部ダムで堤体越流が発生し、ダムは決壊していたこと予想される。

両ダムともこのように不安定な状態に陥っていたため、もし強い余震が生じていたら大災害が発生し

ていたことが推測される。ダム下流には、約8万人の住民がいたが、地震発生後速やかに住民の避難が行われ、その間に安全な水位まで貯水位を低下させた。万一、少しでも条件が悪化していたら有史以来最大の被害が生じていたと思われる。

下流ダムでは、アバットメントおよび天端で簡易地震計による地震観測が行われており、基礎地盤での最大加速度は0.5gであり、天端での応答値もほぼ同程度の値を示しており、天端での増幅作用は認められない。図-2.8.14に簡易地震計の観測結果をもとに決定された基礎岩盤加速度波形を用いた動的解析結果を示す。

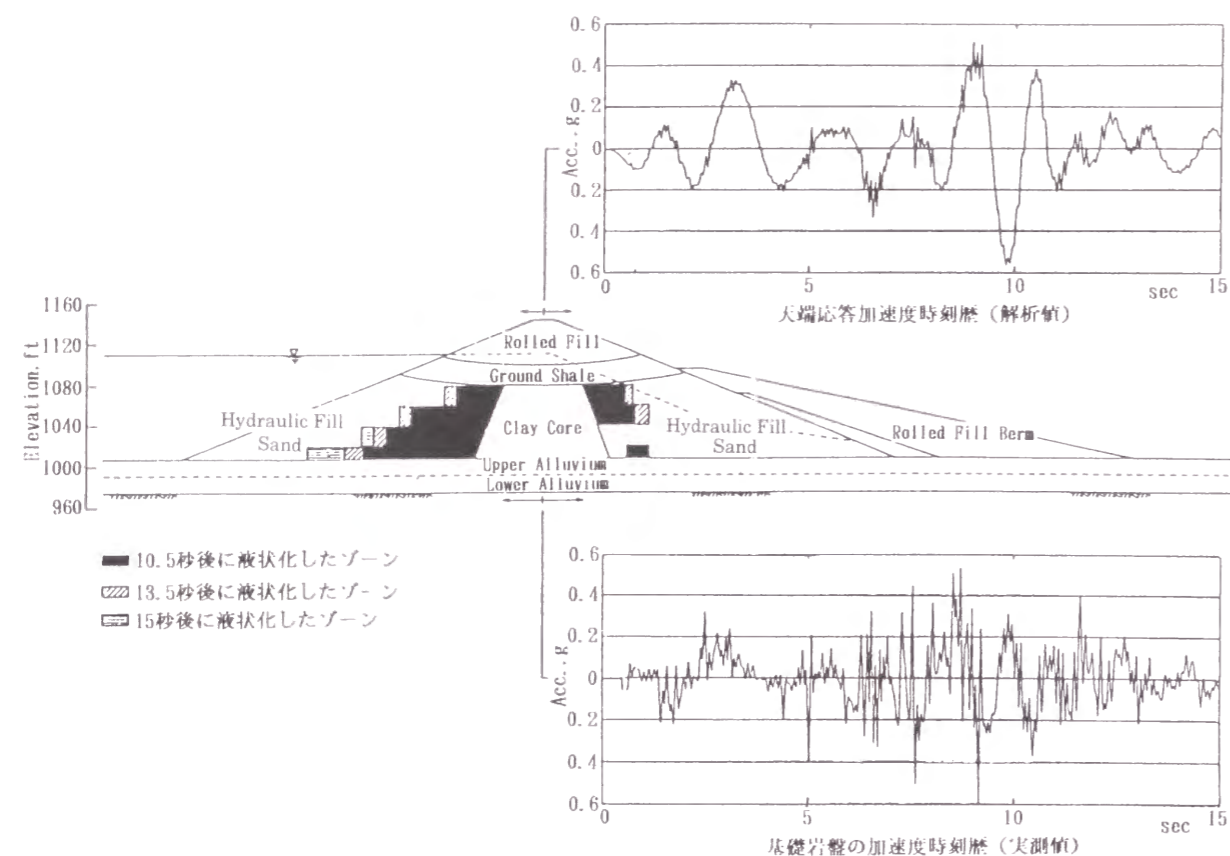


図-2.8.14 Van Norman ダムの動的解析結果¹³³⁾

地震後行われた下部ダムの調査結果より、ダムの破壊原因は次のように結論づけられた。すなわち、基礎の変位がダムを破壊させた証拠はなく、以前から存在していた右岸アバットの断層も移動していないことより、上部法面の滑動は間隙水圧の増大により誘起されたものであり、ダムの破壊は水締めフィル材料の液状化現象によるものと考えられる。

2.8.7 地震による Hebgen ダムの事故事例^{128) 131)}

Hebgen (ヘブゲン) ダムは、1915年に米国モンタナ州に建設された堤高37m、堤頂長219m、貯水容量4億3,000万m³の中央コンクリート遮水壁型アースダムである。

コンクリートコアの幅は、天端で約0.9m、天端から23mの深度で約4.9mである。

1959年8月17日、ダム地点でかなり激しい地震が発生した。地震の規模はリヒタースケールのマグニ

チュードで最大7.8、震度は修正メルカリ法 (Modified Mercalli Scale) で少なくともX (日本の気象庁地震度階ではVIIに相当) と推定された。ダム近傍では、落差5m以上の断層が生じたり、貯水池内に波浪を生じた他、天端には大きなクラックが生じたり、貯水池周辺の地すべり、木造家屋の被害を生じたりした。このようにダム地点では大きな地震動を受けたが、ダムの決壊までには至らなかった。

地震の直後、ダムの監視人は、水深約1mの波がダム天端を越流するのを目撃した。この越流は約10分続き、少なくともこの後3回以上このような越波が発生した。被災後の点検によれば、草や小さな植物は流失していたが、越流水の集中による影響はほとんど見られなかった。露頭した堤体材料は、中程度の塑性を有する礫混り粘土のようであった。被害の概要は次の通りである。

- (1) 堤体は、上下流側とも、着岩しているコンクリートコアに比較して著しく沈下した。天端中央部上流側では最大1.8m、下流側では沖積層の厚い右岸部で1m以上沈下した。
- (2) 露出したコンクリートコアには、約25m区間にわたってほぼ等間隔にクラックが生じており、その最大幅は7.5cmであった。
- (3) コンクリートコアの下流側天端に、ダム全長にわたって縦クラックが発生した。その幅は平均的には数cm程度であるが、右岸部での最大幅は30cmに達した。
- (4) 法面の高標高部には、数多くの縦クラックを生じた。その最大幅は15cmで、100m以上の長さに及ぶものもあった。
- (5) ダムの右岸と堤体の接触部付近からの漏水があったが、当初より濁りはなく、水量も大したものではなかった。
- (6) 右岸のコンクリート洪水吐は、大きな被害を受けた。

復旧工事として、洪水吐の新設、取水設備への制水ゲートの設置、堤体上下流法面の置換盛土、コンクリートコアのグラウチング等を行い、1960年9月に工事は完了した。

2.8.8 事故事例より得られた教訓

これまで具体的なフィルダムの事故例を見てきたが、これからの得られる教訓および事故防止対策について以下に述べる。

(1) 堤体基礎の地質調査¹³⁰⁾

ダムの安全性と基礎の地質条件とは不可分のものであり、建設に先だって十分な調査を実施することが望まれる。ダムサイトや貯水池周辺の地質調査にあたっては実状に応じ、精度の高い調査を行い、危険性の有無やその程度を事前に把握しておく必要がある。

また、地質調査において得られた情報をもとに適切な対策を講じる必要があり、基礎の調査、設計、施工においては慎重な配慮が必要である。

(2) 浸透水に対する配慮

フィルダムは、その構造からパイピングやクラックの発生に起因する浸透破壊など浸透水に対して十分な配慮が必要である。浸透水に起因する事故を防止する対策として以下の項目が考えられる。

- ① 幅広いフィルタおよびトランジションゾーンをコアゾーンの上下流に配置する。

- ② 粒度分布の良い塑性指数の大きいコア材を選定する。
 - ③ 相対沈下を防止するため基礎岩盤の掘削勾配の急変を避ける。
 - ④ 幅の狭い急峻なアバットメント地形で生じやすいコアゾーン内のアーチ作用を防止する。
 - ⑤ 特にコアとフィルタゾーン間など、隣接ゾーン間での引張り応力やアーチ作用を防止するため、隣接ゾーン間での変形特性の急変を避ける。
 - ⑥ コアゾーン基礎での着岩部処理を入念に行い、浸透水の経路となる開口部や水みちを残さない。
- Sherardら¹³⁴⁾によれば、パイピング防止策としてフィルタの設置が特に重要であり、単にフィルター則を満足するだけでなく、コア材の粒度特性に応じて、適切にフィルタ材の粒度を選定する必要があるとしている。フィルタ効果によりかろうじて大事故には至らなかった数多くのダム事例があることも指摘している。また、Sherardらは、コア材料のパイピングに対する抵抗性として表-2.8.2に示すような判定法を提案している¹³⁵⁾。

表-2.8.2 コア材のパイピング抵抗性¹³⁵⁾

抵抗性大	1. 塑性の大きな粘土 (P. I. < 15) . よく締固められたもの。
	2. 塑性の大きな粘土 (P. I. < 15) . 締固め不十分なもの。
抵抗性中程度	3. 粒度分布の良好な粗い砂あるいは砂とれきの混合物に中程度の塑性を持った粘土バインダーを加えたもの (P. I. < 6) . よく締固められたもの。
	4. 粒度分布の良好な粗い砂あるいは砂とれきの混合物に中程度の塑性を持った粘土バインダーを加えたもの (P. I. < 6) . 締固め不十分なもの
	5. 粒度分布の良好な非粘着性のれき, 砂, シルトの混合物 (P. I. < 6) . よく締固められたもの
抵抗性小	6. 粒度分布の良好な非粘着性のれき, 砂, シルトの混合物 (P. I. < 6) . 締固め不十分なもの
	7. 粒度の均等な非粘着性微砂 (P. I. < 6) . よく締固められたもの。
	8. 粒度の均等な非粘着性微砂 (P. I. < 6) . 締固め不十分なもの。

(3) 越流に対する配慮

我が国では、水文観測地点の増強設備が進み、これに伴い水文資料も充実するとともにその信頼性も高まってきている。また、洪水吐等の放流設備の基準等^{136), 137)}も設備され、十分に安全な構造物を合理的に設計できるようになってきている。しかし、水文統計資料は、必ずしも将来を正確に予測し得るものではなく、放流設備の設計においては流域特性を考慮した水文資料の慎重で広範囲な検討が望まれる。

(4) 耐震上の配慮^{137), 138)}

フィルダムの地震被害には、堤体および基礎の液状化の他、堤体のすべり破壊、沈下、クラックの発生等が考えられる。

(a) 液状化

基礎が砂質地盤より成り、そのN値が15以下、均等係数が6以下で、かつ平均粒径 (D_{50}) が0.074~2mmである場合は地震時に液状化を起こす可能性があるため、実験等で液状化の発生しないことを確認した場合を除いて、このような砂質基礎をダム基礎として選定してはならない。

また同様な材料を堤体材料として使用する場合は、十分な締固めを行うとともに、間隙水圧消散のためのドレーンの配置などゾーニングについて配慮する必要がある。

(b) 通常の地震被害

液状化以外の通常の地震被害防止策としては以下の対策が考えられる。

- 1) 堤体内での変形性の不連続を避けるため、隣接ゾーン間の変形特性が急変しないようなゾーニングを行う。
- 2) 万一のクラックの発生やパイピングに備えて、コア材保護のために、幅広い粒度分布の良いフィルタゾーン、トラジションゾーンを配置する。
- 3) フィルダムの堤頂部は、上載荷重や拘束圧力が少なく、クラックが発生しやすい場所であるため、十分な締固め施工を行うとともに、堤頂幅を広目に設計することが望まれる。
- 4) 法面保護および表層付近には堅硬でかみ合わせの良い材料を配置し、十分な締固めを行う。

(5) 安全監視

ダムの安全性にとって施工中、初期湛水期間およびその後の目視観察や観測計器による堤体の安全監視は、特に重要である。

施工期間中の監督員による適切な監督および監視の積み重ねによって、堤体の安全性はより確かなものになる。そのため、日常の施工監督は十分に行う必要がある。

また、観測計器は、施工期間中およびその後の安全監視にとって非常に重要であり、適切な計器配置と遅滞のないデータの解析が必要である。

堤体観測のうち、漏水測定は安全性と直接結びついており、欠かすことができない。漏水測定においては、異常漏水が発生した場合、漏水個所を特定する必要があるため、集水箇所をゾーンごとに区分しておくことが望まれる。また、堤体からの漏水か基礎地盤からの漏水かを区分できるように設計しておく必要もある。

ダムの安全監視は、施工期間中および完成後も引き続き実施しなければならないのは勿論であるが、図-2.8.15に示すように、初期湛水時およびその直後の事故発生率が高く¹²⁵⁾、この期間は特に厳重な監視体制が必要である。

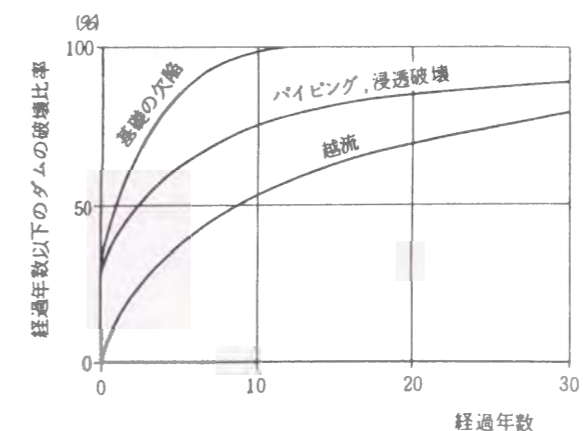


図-2.8.15 完成後の経過年数によるダムの破壊比率¹²⁵⁾

2.9 挙動観測方法の技術的変遷

2.9.1 概説

前節においては、フィルダムの事故事例を概観するとともに、今後の事故防止に向けての教訓をとりまとめた。その中で、フィルダムの施工時および湛水時の目視観察および計器による挙動計測により安全監視を行うことの重要性を指摘した。このうち、目視観察は元来、目で見ることのできる変状を見出し、それに引き続き発生するかもしれない事故を未然に防ぐために実施されるが、目で見た状況を定量的に表示することは極めて困難である。一方、計器による計測値は、それ自体が定量的な値ではある。しかし、フィルダムの築堤材料である土や岩石および基礎岩盤の特性については現時点においても未解明な部分が多いため、計測値の分析は定性的なものにとどまっている。

本節においては、我が国におけるフィルダム、特に大型のフィルダムであるロックフィルダムの挙動観測方法の技術的変遷について概観したうえで、本研究の目的の重要性を明確にする。

2.9.2 観測計器の種類の変遷と本研究の目的

我が国最初のロックフィルダムである石淵ダムでは、堰による浸透量観測、堤体表面に設置された標的の測量による外部変形計測、地震計の設置のほかは、堤内に層別沈下計が設置されているだけである。なお、石淵ダムの概要については、2.7.7を参照されたい。これらの計器による挙動観測は、堤体および基礎の安全管理上、必要最小限程度の項目であることがわかる。

一方、近年完成した大規模ロックフィルダムである寒河江ダムにおいては、外部変形用の標的以外に表-2.9.1に示す数多く(16種類、約400個)の計器が堤体、基礎等に設置されている。寒河江ダムの概要は2.7.18に示したとおりである。これらの計器による具体的な計測項目を盛立時と完成後に分けて、それぞれ表-2.9.2と表-2.9.3に示す。このように、計測項目および計器数が多くなった原因としては、寒河江ダムが大規模であることに加えて、近年、築堤材料および基礎岩盤に種々の問題を抱えていることが多いこと、また、精度の高い計器が種々の目的に応じて多数製作されていることが挙げられる。しかし、その大部分がダム堤体や基礎岩盤の局所的な挙動をとらえるにとどまったり、設計の高度化のための研究用のデータを提供するために設置されている。そのため、安全管理上は、堤体あるいは基礎岩盤の全体的な挙動をとらえることができ、かつ長期間の計測に耐えうる浸透量や外部変形、さらには非常時としての地震時挙動が最も重要な項目といえる。しかし、前述したように、フィルダムの築堤材料である土や岩石、および基礎岩盤の特性については未解明な部分が多いため、主たる安全管理上の計測項目である浸透量や外部変形などについても定量的な分析ではなく、定性的な分析が一般的に行われている。また、地震時の堤体の力学挙動は現行の耐震設計法である震度法の仮定とは矛盾するという観測事実が得られている。そこで本研究においては、以下の章でこれらの計測結果について定量的な評価を試み、安全管理や安定性検討手法の高度化に資する知見を得ることを目的としている。

表-2.9.1 寒河江ダムの埋設計器一覧

計器名	計測ゾーン	記号	計器台数	観測頻度	
間隙水圧計	コア	CW	37個	盛立期間 1点/週 (4月~11月) 盛立休止期間 1点/2週 (12月~3月) 測定値は土圧、間隙水圧、 ともに同一月日のものを採用	
	フィルタ	FW	13個		
	ロック	RW	2個		
	基盤	BW	12個		
土圧計	コア	CE	13個		
	フィルタ	FE	20個		
	ロック	RE	2個		
	基盤	BE	10個		
ゾーン間沈下計	No. 1 8 断面	FU FD	上・下流 各1組 1組9個 計18個		堤体非着雪期 1点/週 (5月~11月) 盛立期間 1点/週 (4月~11月) 盛立休止期間 1点/2週 (12月~3月) 降雪初期・融雪期 1点/週 (11, 12月, 3~6月) その他 1点/2週
水平鉛直変位計	No. 1 8 断面	RH	1組12個 (変位 6個, 沈下 6個)		
層別沈下計 (沈下変位)	No. 1 8 断面	RV CV	RV-1 18個		
			CV-2 21個		
			RV-3 15個		
			CV-4 12個		
			CV-5 13個		
着岩部変位計 (沈下変位)	コアゾーン 左, 右岸 各1ヶ所	CD	1組11個 11×2=22個		
鉄筋計	3 断面	GS	1組7個 7×3=21個 (21-2)=19個 故障		
継目計		GJ	1組3個 3×18ヶ所=54個		
岩盤変位計		BL	8個		
漏水量計		FE	6個		
間隙水圧計	上流二次締切	RE	13個	1点/月	
	左岸堆積層	TW	TL-16 2個 TL-17 7個 計9個		
水平相対変位計	左岸堆積層	TH	1組5個	1点/月	
層別水圧計	左岸押え盛土	TV	TL-16 14個 TL-17 12個 計26個	1点/月 ただし温度計・継目計は3 ヶ月まで1点/週とする。	
温度計		ST	17個		
継目計	洪水吐	SJ	6個		
間隙水圧計		SW	4個		

表-2.9.2 盛立時の計測項目（寒河江ダム）

計測目的	計測項目	計測事項
建設中の 施工管理	堤体および基礎の 変形	<ul style="list-style-type: none"> ・コア、ロックゾーンの層別沈下 ・ゾーン間の沈下 ・下流ロック部の変形（水平鉛直変形） ・着岩部の変形（水平鉛直変位） ・基礎岩盤の変形（沈下）
	堤体および基礎の 間隙水圧	<ul style="list-style-type: none"> ・コア、フィルタ内の間隙水圧 ・基礎岩盤内の間隙水圧 ・下流ロック内の間隙水圧
	堤体および基礎の 土圧	<ul style="list-style-type: none"> ・コア、フィルター内の主応力および主応力の方向 せん断応力（全応力と有効応力） ・堤体内の鉛直土圧
	ギャラリーの変形	<ul style="list-style-type: none"> ・ギャラリー継目の変位（開き、ずれ）
	ギャラリー、 基礎岩盤の土圧	<ul style="list-style-type: none"> ・ギャラリーおよび基礎岩盤の鉛直土圧
	ギャラリーの 内部応力	<ul style="list-style-type: none"> ・ギャラリーの内部応力（鉄筋応力）
	左岸押え盛土、 地山の変形	<ul style="list-style-type: none"> ・左岸破碎帯の変形（水平鉛直変位） ・左岸上流押え盛土および地山の変形（沈下・水平変位）
	左岸押え盛土の 間隙水圧	<ul style="list-style-type: none"> ・左岸押え盛土内の間隙水圧
	選択取水塔基礎の 変形	<ul style="list-style-type: none"> ・選択取水基礎の変形（沈下）
	洪水吐き基礎の 間隙水圧	<ul style="list-style-type: none"> ・洪水吐基礎に作用する間隙水圧
	洪水吐き継目の 変位	<ul style="list-style-type: none"> ・洪水吐の継目グラウト時の継目の開きとずれ
	洪水吐き打設時の 温度	<ul style="list-style-type: none"> ・洪水吐打設時の温度

表-2.9.3 完成後の計測項目（寒河江ダム）

計測目的	計測項目	計測事項
完成後の 安全管理	堤体および基礎の 変形	<ul style="list-style-type: none"> ・コア、ロックゾーンの層別沈下 ・コア、ロックゾーンの地中変位（水平変位） ・ゾーン部の沈下 ・下流ロック部の変形（水平鉛直変形） ・着岩部の変形（水平鉛直変位） ・基礎岩盤の変形（沈下）
	堤体および基礎の 間隙水圧、浸透圧	<ul style="list-style-type: none"> ・コア、フィルタ内の間隙水圧 ・水位急低下時の残留水圧（水位） ・上流側透水部の水圧（水位） ・コア、フィルタの境界面からの浸透流 ・コア、着岩部および岩盤表層の浸透圧 ・基礎岩盤内の間隙水圧 ・下流ロック内の間隙水圧 ・浸潤線と等水圧線
	堤体および基礎の 土圧	<ul style="list-style-type: none"> ・コア、フィルタ内の主応力および主応力の方向 せん断応力（全応力と有効応力） ・堤体内の鉛直土圧
	ギャラリーの変形	<ul style="list-style-type: none"> ・ギャラリー継目の変位（開き、ずれ）
	ギャラリー、 基礎岩盤の土圧	<ul style="list-style-type: none"> ・ギャラリーおよび基礎岩盤の土圧
	ギャラリーの 内部応力	<ul style="list-style-type: none"> ・ギャラリーの内部応力（鉄筋応力）
	左岸押え盛土、 地山の変形	<ul style="list-style-type: none"> ・左岸破碎帯の変形（水平鉛直変位） ・左岸上流押え盛土および地山の変形（沈下・水平変位）
	左岸押え盛土の 間隙水圧	<ul style="list-style-type: none"> ・左岸押え盛土の間隙水圧
	選択取水塔基礎の 変形	<ul style="list-style-type: none"> ・選択取水基礎の変形（沈下）
	堤体、基礎、周辺 地山からの漏水	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体、基礎、ギャラリーからの漏水 周辺地山からの地下水
	ダムサイトの地下 水位	<ul style="list-style-type: none"> ・左右ダムサイトの地下水位
	地震時堤体内動土 圧、動水圧	<ul style="list-style-type: none"> ・地震時の堤体内の動土圧、動水圧
	堤体内の地震動	<ul style="list-style-type: none"> ・地震時の堤体内の加速度

参考文献

- 1) (社) 電力土木技術協会：改訂新版 最新フィルダム工学，第1刷，pp.1 - 14，1981年3月。
- 2) 農林省農地局：土地改良事業計画基準，第3部，第1編，1966年6月。
- 3) ASCE：Symposium on Rockfill Dam, Vol.125, Part II, 1960.
- 4) 坂本忠彦・藤澤侃彦：ダム技術史，土木技術資料，38 - 11，1996年11月。
- 5) 松本徳久：ロックフィルダムの発展，ダム技術，No.89，1994年2月。
- 6) Nicholas J. Schbitter：A History of Dams - The Useful Pyramids, A. A. Balkema, pp.1 - 3, 1994.
- 7) 谷田良實：土木と文明，鹿島出版会，1996年3月。
- 8) J. A. Charles et al.：Internal erosion in clay cores of British dams, Research and Development in the Field of Dams, 1995, Swiss National Committee on Large Dams, 1955.
- 9) United States Committee on Large Dams：Development of Dam Engineering in the United States, 1988.
- 10) Wegmann：The Design and Construction of Dams, John Wiley and Sons, 1922.
- 11) Paul Baumann：Rockfill Dams：Cogswell and San Gabriel Dams, ASCE, Paper No.3064, 1958.
- 12) United States Committee on Large Dams：Development of Dam Engineering in the United States, PP919~924, 1988.
- 13) 9)に同じ
- 14) C. M. Roberts：The Quoich Rockfill Dam, Question No.22, 16th Congress of the International Commission on Large Dams, 1988.
- 15) 田村勝一・木村昌弘・西園恵次：狭山池ダム事業について，ダム技術，No.148，1995年。
- 16) 建設省四国地方建設局国営讃岐まんのう公園工事事務所：満濃池資料集，1989年。
- 17) 建設省東北地方建設局石淵ダム管理所：石淵ダム工事報告書，1952年5月。
- 18) 建設省東北地方建設局皆瀬ダム工事事務所：皆瀬ダム工事誌，1964年3月。
- 19) 間組：御母衣ロックフィルダム工事誌，1964年3月。
- 20) 建設省近畿地方建設局九頭竜川ダム統合管理事務所：九頭竜ダム（建設記録），1992年3月。
- 21) 建設省・石川県・北陸電力株式会社・電源開発株式会社：手取川総合開発業（手取川ダム）工事記録，1982年4月。
- 22) 東京電力株式会社：高瀬川電源開発工事報告，1981年10月。
- 23) 水資源開発公団奈良俣ダム建設所：奈良俣ダム工事誌，1991年3月。
- 24) Independent Panel to Review Cause of Teton Dam Failure：Report to U. S. Department of the Interior and State of Idaho on Failure of Teton Dam, December 1976.
- 25) 岡本舜一：Tetonダムの事故調査，土木学会誌，pp.8 - 15，1976年11月。
- 26) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指針（案），1991年3月。
- 27) Sakamoto, T., Fujisawa, T., Nakamura, A. and Iwashita, T.：Seismic Stability for Sliding of Rockfill Dams, Proceedings of the 28th Joint Meeting of the U. S.-Japan Cooperative Programs in Natural Resources Panel on Wind and Seismic Effects, 1996.
- 28) 山口柏樹・大根義男：フィルダムの設計および施工，技報堂，pp.209 - 263，1973年5月。
- 29) Cedergren, H. R.：Seepage Control in Earth Dams, Embankment - Dam Engineering, - Casagrande Volume -, John Wiley & Sons, pp.21 - 45, 1973.
- 30) (社) 農業土木学会：農業土木工事図譜，第2集フィルダム編，pp.113 - 116，1973年6月。
- 31) 峰上 肇・松村義典・錦織徹雄：只利ダムにおける新基礎処理工法について - (II) ベントナイト混入コンクリート地中壁の設計施工 -，山力土木，No.212，pp.46 - 56，1988年1月。
- 32) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設（昭和62年版），第4巻，pp.312 - 314，1987年12月。
- 33) Bennett, P. T.：The Effect of Blanket on Seepage through Pervious Foundation, Trans, ASCE, Vol. 112, pp.215 - 252, 1946.
- 34) Middlebrook, T. A. and Jervis, W. H.：Relief Wells for Dams and Levees, Trans, ASCE, Vol.112, pp. 781, 1946.
- 35) Sherard, J. L. et al.：Earth and Earth - Rock Dams, John Wiley & Sons, 1963.
- 36) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準（案），設計編I，(社) 日本河川協会編，山海堂，1985年10月。
- 37) Terzaghi, K.：Der Grundbruch on Staumauern und seine Verhütung, Die Wasserkraft, p.445, 1922.
- 38) Bertram, G. E.：An Experimental Investigation of Protective Filters, Harvard University Soil Mechanics Series, No.7, 1940.
- 39) Hazen, A.：Discussion of Dams on Sand Foundations by A. C. Koenig, Trans. A.S.C.E., Vol.73, p. 199, 1911.
- 40) Taylor, D. W.：Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, 1948.
- 41) Southworth, W. J.：An Experimental Evaluation of the Terzaghi Criterion for Protective Filters, presented to the Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., in partial fulfillment of the requirements for the S. M. degree, 1980.
- 42) 米国内務省開拓局編：アースマニュアル（(社) 日本大ダム会議訳），pp.260 - 264，1977年。
- 43) Zaslavsky, D. and Kassiff, G.：Theoretical Formulation of Piping Mechanism in Cohesive Soils, Geotechnique, Vol.15, No.3, pp.305 - 316, 1965.
- 44) 志村孝吉：粘性土における浸透浸食に関わる実験的検討，山力中央研究所報告，377027，1978年5月。
- 45) Sherard, J. L. and L. P. Dunnigan：Filters and Leakage Control in Embankment Dams, Proc. Symp. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, ASCE, 1985.
- 46) 中村 昭・山口嘉一・小嶋光博・藤澤侃彦・矢萩賢仁・田原則雄：非侵食試験によるフィルタ機能の評価，建設省土木研究所資料，第3236号，1994年1月。
- 47) Darcy, H.：Les fontaines publiques de la ville de Dijon, Dalmont, Paris, 1856.
- 48) Forchheimer, P.：Über die Ergiebigkeit von Brunnenanlagen und Sickerschlitzten, Zeitschrift, Architekten - und Ingenieur - Verein, Hannover, Vol.32, No.7, pp.539 - 564, 1886.
- 49) Casagrande, A.：Seepage through Dams, Contributions to Soil Mechanics 1925 - 1940, Boston Society of Civil Engineers, p.295, 1940.
- 50) Karol, R. H.：Chemical Grouting, 2nd Edition, Revised and Expanded, Marcel Dekker Inc., pp.12 - 16, 1990.
- 51) Nonveiller, E.：Grouting, Theory and Practice, Elsevier, pp.V - VI, 1989.
- 52) Verfel, I. J.：Rock Grouting and Diaphragm Wall Construction, Elsevier, pp.19 - 29, 1989.
- 53) Weaver, K.：Dam Foundation Grouting, ASCE, pp.2 - 4, 1991.
- 54) 土木学会：ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針，1972年6月。
- 55) 建設省河川局開発課監修：グラウチング技術指針・同解説，(財) 国土開発技術研究センター，1983年11月。

- 56) 柴田 功：軟岩基礎のグラウチング，建設省土木研究所資料，第828号，59p.，1973年。
- 57) 柴田 功：ダム基礎岩盤における地圧測定と合理的なグラウチング注入圧力選定法，土木学会論文集，No.436 III - 16, pp.121 - 130, 1991年。
- 58) 佐野利器：耐震家屋構造論，審査予防調査会報告，第83号，甲・乙，1915年。
- 59) 物部長穂：貯水用重力堰堤の特性並びにその合理的設計法，土木学会誌，Vol.11, No.5, 1925年。
- 60) 建設省：河川管理施設等構造令，1976年7月。
- 61) 建設省：河川管理施設等構造令施行規則，1976年10月。
- 62) 物部長穂：地震による動水圧を考慮する重力堰堤の断面決定法，内務省土木試験所報告，No.26, 1934年。
- 63) 日本大ダム会議：ダム設計基準，1957年4月。
- 64) 日本大ダム会議：改訂ダム設計基準，1971年5月。
- 65) 日本大ダム会議：第2次改訂ダム設計基準，1978年8月。
- 66) 建設省：河川管理施設構造令施行規則（設計震度の地域区分改訂），1981年10月。
- 67) 建設省：河川砂防技術基準（案），1985年10月。
- 68) 建設省：フィルダムの耐震設計指針（案），（財）国土開発技術研究センター，1991年6月。
- 69) Proctor, R. R. : The Design and Construction of Rolled Earth Dams, Engineering News - Record, 1933.
- 70) Darcy, H. : Les fontaines publiques de la ville de Dijon, Paris, 1856.
- 71) U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation : Earth Manual, 2nd edition, pp.578 - 593, 1974.
- 72) 土質工学会：土質試験の方法と解説，第1刷，pp.201 - 214, 1990年2月。
- 73) Walker, F. C. and Holtz, W. G. : Control of Embankment Material by Laboratory Testing, Proc., ASCE, No.180, 1951.
- 74) Humphres, H. W. : A Method for Controlling Compaction of Granular Materials, H. R. B. Bulletin, 159, 1957.
- 75) 巻内一夫：土の突固めに対する粗骨材の影響，日本大学工学研究所彙報，No.2, pp.25 - 32, 1951.
- 76) 森 満雄：粗粒分を含んだ締固め補正法について，土木学会第17回年次学術講演会講演概要，第Ⅲ部門，pp.77 - 78, 1962.
- 77) Sherard, J. L. : Earth and Earth - Rock Dams, John Wiley & Sons, 1963.
- 78) 大長昭雄：粗粒材料の力学特性解明への草分け - 喜撰山ダムの例 - ，粗粒材料の変形と強度，（社）土質工学会，pp. 263 - 279, 1986年5月。
- 79) United States Committee on Large Dams : Development of Dam Engineering in the United States, pp.833~840, 1988.
- 80) 建設省東北地方建設局石淵ダム管理所：石淵ダム工事報告書，1952年5月。
- 81) 株式会社間組：御母衣ロックフィルダム工事誌，1964年3月。
- 82) 愛知用水公団：愛知用水技術史ダム編，1962年8月。
- 83) 東京電力株式会社：高瀬川電源開発工事報告，1981年10月。
- 84) 建設省東北地方建設局寒河江ダム工事事務所：寒河江ダム工事誌，1991年3月。
- 85) 坂本忠彦：三国川ダム建設の問題点，ダム日本，No.468, 1983年。
- 86) 倉持一則・押田常行・橋爪謙治・青木篤弥：土木工事，取水と制水，No.24, 1994年3月。
- 87) 農林省農地局：山王海ダム工事の記録。
- 88) 竹林征一：ダムのはなし，技報堂，1996年2月。
- 89) C. M. Roberts : The Quoich Rockfill Dam, International Committee on Large Dams, Sixth Congress Reports Question No.22, 1958.
- 90) 10)と同じ。
- 91) United States Committee on Large Dams : Development of Dam Engineering in the United States, pp.905 - 911, 1988.
- 92) United States Committee on Large Dams : Development of Dam Engineering in the United States, pp.969 - 975, 1988.
- 93) 建設省東北地方建設局七ヶ宿ダム工事事務所：工事誌七ヶ宿ダム，1992年4月。
- 94) 田村勝一・木村昌弘・西園恵次：狭山池ダム事業について，ダム技術，No.108, 1995年5月。
- 95) 本條孝雄：狭山池ダムの試験湛水真っ最中に思うこと，ダム技術，No.124, 1997年1月。
- 96) 大阪府：狭山池が語る歴史，パンフレット，1994年5月。
- 97) 大阪府：先人の知恵に見る狭山池改修の歴史，1996年4月。
- 98) 工楽善通：古代築堤における「敷葉工法」 - 日本古代の土木技術に関する予察 - ，奈良国立文化財研究所創立40周年記念論文集，文化財論叢Ⅱ，1995年9月。
- 99) United States Committee on Large Dams : Development of Dam Engineering in the United States, pp.713 - 718, 1988.
- 100) Wegmann : The Design and Construction of Dams, John Wiley & Sons, 1922.
- 101) 大堰堤国際委員会 日本国内委員会：日本大堰堤台帳（八田堰堤），1936年。
- 102) United States Committee on Large Dams : Development of Dam Engineering in the United States, pp.905 - 911, 1988.
- 103) Paul Baumann : Rockfill dams, Cogswell and San Gabriel Dams, ASCE, paper NO.3064, 1958.
- 104) R. Sanches : Damage to Satate Jurisdictional Dams by the January 17, 1994 Northridge Earthquake and After Shocks, CDWS, 1994.
- 105) United States Committee on Large Dams : Development of Dam Engineering in the United States, pp.913 - 918, 1988.
- 106) 建設省東北地方建設局石淵ダム管理所：石淵ダム工事報告書，1952年5月。
- 107) C. M. Roberts : The Quoich Rockfill Dam, International Committee on Large Dams, Sixth Congress Reports, Question No.22, 1958.
- 108) 株式会社間組：御母衣ロックフィルダム工事誌，1964年3月。
- 109) 愛知用水公団：愛知用水技術史ダム編，1962年8月。
- 110) 小野朝男・松井家孝：メキシコ南西部ダムおよび発電所見学旅行記，大ダム，No.78, 1976年12月。
- 111) 田村重四郎：メキシコ地震被害調査報告，大ダム，No.116, 1986年6月。
- 112) 建設省東北地方建設局七ヶ宿ダム工事事務所・財団法人国土開発技術センター：昭和161年度ロックフィルダム耐震設計検討業務報告書，1987年3月。
- 113) 渡辺光基：大津坂ダムの設計と施工，日本ダム協会，1968年。
- 114) 関西電力株式会社：喜撰山発電所工事誌，事務・土木・建築編，1970年。
- 115) 北海道開発局：大雪ダム工事記録，1977年12月。

第3章 ロックフィルダムの浸透量に関する理論的研究

3.1 序説

フィルダムの堤体および基礎地盤からの浸透量は、外部変形とともに安全管理上最も重要な監視項目の一つである。そのため、設計時には、堤体（ロックフィルダムの場合、堤体の遮水機能はコアによっている）および基礎地盤の透水性を把握したうえで、その値を入力物性値として浸透流解析を実施し、貯水時の浸透流量の算定のほか、任意地点での流速や動水勾配を求めて浸透破壊に対する安全性を検討する必要がある。

浸透流解析の基礎は、19世紀半ばから後半にかけての、Darcy¹⁾によるDarcy則の提案と、Forchheimer²⁾による浸透の支配方程式がLaplace方程式であることの提案により築かれた。20世紀にはいると、図式解法や電気相似模型実験によりLaplace方程式を解くことが、浸透流解析の一般的な解法となった。その後、20世紀後半にはいると、大型計算機の発達が目覚ましくなり、浸透流解析の手法も、こうした大型計算機を駆使した差分法や有限要素法などの数値解法が一般的なものとなった。特に、有限要素法を用いると、解析モデルの複雑なゾーンニング、境界条件、さらには透水性の異方性なども比較的容易に取り扱えるほか、計算機の容量にもよるが、3次元への拡張が比較的容易であるなどの多くの利点がある。また、最近では、飽和領域のみならず不飽和領域も併せて取り扱える浸透流解析コードや変形との連成を取り扱える浸透流解析コードも一般的になりつつある。

このような浸透流解析方法の現状から、フィルダムの設計においても有限要素法による浸透流解析が一般的に用いられている。しかし、これらの浸透流解析は、均質な多孔質媒体を対象としたものであるため、実際に解析対象とするものが、均質な多孔質媒体でない場合にはその解析精度に疑問がある。そこで、このような浸透流解析の方法をフィルダム、特にロックフィルダムに適用した場合の問題について考察してみる。堤体の遮水機能を受け持つコアは、人工的に管理しながら築造されることもあり、その物性のばらつきはある程度の範囲内に収まり、有限要素法による浸透流解析が十分適用できる解析対象であると考えられる。しかし、ダム基礎となる自然地盤物性のばらつきは極めて大きいため、浸透量、ポテンシャル分布の定量的な評価を行おうとした場合、同一地層であっても均質な一つのゾーンとして取り扱って実施する解析の精度には大いに疑問が残るところである。さらに、ロックフィルダムの基礎となる岩盤基礎物性は複雑に分布する亀裂のネットワークに大きく影響されるため、そのばらつきは土質や砂礫基礎のそれよりもはるかに大きいことが一般的である。

以上より、多孔質媒体内の浸透を基本とした理論に基づく解析によった場合、たとえ有限要素法を駆使したとしても、ロックフィルダム、特に基礎地盤における浸透現象を定量的に予測することは容易ではないことがわかる。なお、岩盤内の複雑な亀裂ネットワークに着目した岩盤浸透流解析の研究も、最近の石油地下備蓄や放射性廃棄物処分の地中処分等の大規模プロジェクトからのニーズによって飛躍的な発展を遂げている³⁾が、未だ実用段階には至っていない。

このような浸透流解析の解析コードのみならず、その入力物性値やモデリングを含めた総合的な精度の問題から、実際のフィルダムの設計においては、有限要素法に基づく浸透流解析の結果に対してかなり大きい安全率を設定して許容浸透量や浸透破壊に対する安全性を検討するという安全例の対応がとられている。また、フィルダムの安全管理上極めて重要な測定項目である浸透量の実測値についても、主

- 116) United States Committee on Large Dams : Development of Dam Engineering in the United States, pp.1001 - 1009, 1988.
- 117) 東京電力株式会社 : 高瀬川電源開発工事報告, 1981年10月.
- 118) 建設省東北地方建設局御所ダム工事事務所 : 御所ダム工事誌, 1982年3月.
- 119) 飯田隆一 : ダム基礎地盤の止水設計の変遷と問題点, (財)ダム技術センター内部資料, 1996年4月.
- 120) 建設省東北地方建設局寒河江ダム工事事務所 : 寒河江ダム工事誌, 1991年3月.
- 121) 坂本忠彦 : 利川ダム建設の現状と問題点, ダム日本, No.468, 1983年.
- 122) 尾芦直人 : 利川ダムの概要, 取水と制水, No.24, 1994年3月.
- 123) 倉持一則・押田常行・橋爪穰治・古木篤弥 : 土木工事, 取水と制水, No.24, 1994年3月.
- 124) Serafim, J. L. : Safety of dams judged from failures, Water Power & Dam Construction, p.32, December 1982.
- 125) Schnitter, N. J. : Problems of Embankment, 13th International Congress on Large Dams, Q.49, pp. 488 - 493, 1979.
- 126) Independent Panel to Review Cause of Teton Dam Failure : Report to U. S. Department of the Interior and State of Idaho on Failure of Teton Dam, December 1976.
- 127) 岡本舜一 : Tetonダムの事故調査, 土木学会誌, pp.8 - 15, 1976年11月.
- 128) (社)電力土木技術協会 : 改訂新版最新フィルダム工学, pp.704 - 707, 1981年.
- 129) Sherard, J. L. : Embankment Dam Cracking, Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley & Sons, pp.271 - 353, 1973.
- 130) Jansen, R. B. : Dams and Public Safety, U. S. Department of the Interior, Water and Power Resources Service, pp.133 - 135, 1980.
- 131) International Commission on Large Dams : Lessons from Dam Incidents, pp.48 - 58, 1974.
- 132) 建設省土木研究所 : ダム事故例調査, 1978年3月.
- 133) Seed, H. B., Lee, K. L. and Idriss, I. M. : The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971, ASCE GT7, 101, pp.651 - 689, 1975.
- 134) Sherard, J. L. : Trends and Debatable Aspects in Embankment Dam Engineering, Water Power & Dam Construction, pp.26 - 32, December 1984.
- 135) 河上房義監訳 : アースダムとアースロックダム, 森北出版, p.65, 1972年.
- 136) 河川管理施設等構造令研究会編 : 解説・河川管理施設等構造令, (社)日本河川協会, 1978年3月.
- 137) 建設省河川局監修 : 建設省河川砂防技術基準(案), 設計編 [I], (社)日本河川協会編, 1985年10月.

要外力である貯水位との関係における急増傾向の有無により主に安全性を評価するという定性的な評価方法が用いられている。しかし、実測値として得られた浸透量は、貯水位という外力に対するフィルダム堤体およびその基礎の水理特性を反映した応答であることを考慮すると、実測浸透量を定量的に分析する方法を確立し、グラウチングの効果や浸透破壊に対する安全性の定量評価を行うことが望まれる。この際、どのような方法を用いるかが極めて重要であるが、前述したように、有限要素法に基づく浸透流解析では、フィルダムの浸透流量を定量的評価するほどの総合精度が現状では必ずしも十分ではないことに加えて、単純な簡易解析として位置付けるには、それに要する時間および費用が多分に過ぎる。また、有限要素法に基づく浸透流解析は、研究者および設計者には極めて一般的なものであるが、ダム管理を担当する技術者にとっては容易に操ることのできる方法とはなっていないのが現状である。そこで本章においては、現在におけるフィルダムの代表的な型式である中央コア型のロックフィルダムのコアおよび基礎からの浸透問題を考えることとし、単純なモデルを想定するものの、コアの形状、止水カーテン長、谷形状などを考慮することにより、ロックフィルダムのコアおよび基礎が均質な媒体である場合にどのような浸透現象を示すのかを理論解析により明らかにする。これにより、設計時に想定している理想的な浸透形態についての情報を得ることができる。また、4章においては、実際のダムの浸透流量実測値を本章で求めた理論解で解析することにより、コアや基礎地盤の透水性を検討するとともに、安全管理上の問題点を抽出、その原因を分析する。なお、ここで用いる方法は、ダム管理を担当する技術者が容易に取り扱うことのできる方法である。

3.2 コアからの浸透量に関する理論的研究

3.2.1 単位幅当りのコアからの浸透量

図-3.2.1に示したように不透水性岩盤表面にx軸、鉛直上方にy軸をとる。中央コア型ロックフィルダムのコア形状は、通常天端幅は一定でダム軸に対して対称であり、コア幅は鉛直下方に一定割合で増加している。このためコア形状を台形で表示することとして、コアの底幅を l_0 、コア幅のy軸上方への減少割合を1:mとする。コアの透水係数は均質等方として k_i （以下、コアの透水係数であることが明らかかな場合は k で表示することがある。）コア底部からの上流側水位を h_1 、下流側水位を h_2 とし、 $h = h_1 - h_2$ とする。

実際のロックフィルダムにおいてはコアの上流側および下流側にそれぞれフィルタゾーンおよびロックゾーンが配置されているが、フィルタゾーンおよびロックゾーンの透水係数はコアの透水係数より著しく大きいので、浸透量の解析に際してはその存在を無視できるものとする。

このようなコアからの浸透量に関する研究は従来から多く行われているが、次のような理由から一般的な解析解は得られていない。

- (1) 下流側の湿潤面の位置が解析的に決定できないこと。
- (2) コア形状の解析的表示が困難であること。

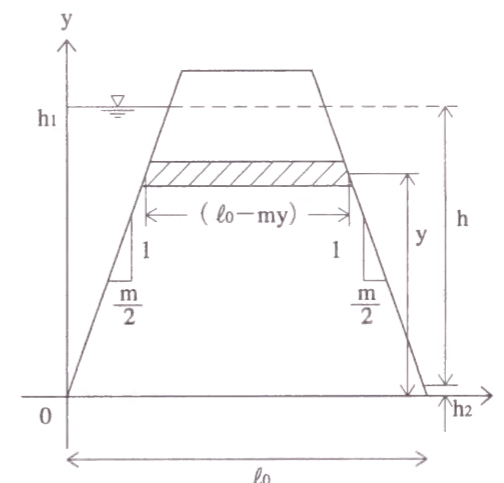


図-3.2.1 単位幅当りのコアからの浸透量に関する模式図

このため、従来から次のような方法⁴⁾が行われてきた。

- (1) 湿潤面を仮定して、ポテンシャル網および流線網を描く方法。
- (2) 湿潤面を仮定して有限要素法で数値計算を行う方法。

湿潤面の位置の決定には通常Casagrande（カサグランデ）の方法が採用されている。しかし、これらの方法では、コアの浸透量問題を考える場合、上流側水深 h_1 の変化に伴うコアからの浸透量の変化について、全体としての傾向を把握することが困難であるので、従来からの知見を参照しながら簡単な数式表示できる近似解を求める。

3.2.2 ダルシー則に基づく近似解

コア内の流れがダルシー則に従うと仮定して、ロックフィルダムのコア内の浸透流を有限要素法で解析した結果⁵⁾によれば、次のことがわかる。

- (1) コア内の流れは水平方向が卓越しており鉛直方向成分は小さいこと。
- (2) 下流側の湿潤面の位置は上流側水位よりやや低い位置に表れること。

このことにより図-3.2.1において底部からyの高さにおける水平方向流速uはダルシー則に従うとして次式で表すこととし、鉛直方向流速vは0とする。

$$\left. \begin{aligned} u &= k \frac{h_1 - h_2}{\ell_0 - my} & (0 \leq y \leq h_2) \\ u &= k \frac{h_1 - y}{\ell_0 - my} & (h_2 < y \leq h_1) \end{aligned} \right\} \quad (3.2.1)$$

従って、単位幅当りの浸透量qは、式(3.2.1)をy方向に積分して次式で求まる。

$$\left. \begin{aligned} q &= \int_0^{h_2} k \frac{h_1 - h_2}{\ell_0 - my} dy + \int_{h_2}^{h_1} k \frac{h_1 - y}{\ell_0 - my} dy \\ &= I_1 + I_2 + I_3 \end{aligned} \right\} \quad (3.2.2)$$

ここに、

$$I_1 = k(h_1 - h_2) \int_0^{h_2} \frac{dy}{\ell_0 - my} = -\frac{k(h_1 - h_2)}{m} \log \frac{\ell_0 - mh_2}{\ell_0} \quad (3.2.2)$$

$$I_2 = kh_1 \int_{h_2}^{h_1} \frac{dy}{\ell_0 - my} = -\frac{kh_1}{m} \log \frac{\ell_0 - mh_1}{\ell_0 - mh_2}$$

$$I_3 = -k \int_{h_2}^{h_1} \frac{y dy}{\ell_0 - my} = \frac{k}{m^2} \left[m(h_1 - h_2) + \ell_0 \log \frac{\ell_0 - mh_1}{\ell_0 - mh_2} \right]$$

通常コア下流側への浸透水は直ちに堤外に排水され、 $h_2 = 0$ とみなせるので式(3.2.2)で $h_2 = 0$ とすると次式が得られる。

$$q = q_1 = I_2 + I_3 = \frac{k}{m^2} \left[mh + (\ell_0 - mh) \log \frac{\ell_0 - mh}{\ell_0} \right] \quad (3.2.3)$$

なお式(3.2.1)において、 $m = 0$ すなわち長方形のコアで、かつ $h_2 = 0$ の場合を考えると次式が得られる。

$$q = \int_0^h k \frac{h - y}{\ell_0} dy = \frac{kh^2}{2\ell_0} \quad (3.2.4)$$

これは、長方形の浸透体からの浸透量を求める簡易式として良く知られているDeputit - Forchheimerの式(3.2.5)において、 $h_2 = 0$ とした形と一致する。

$$q = \frac{k}{2\ell_0} (h_1^2 - h_2^2) \quad (3.2.5)$$

さらに、コアが図-3.2.1のような台形の場合の近似を考えて、

$$\ell = \frac{1}{2} (\ell_0 + \ell_1) \quad (3.2.6)$$

ここに、 ℓ : 平均コア幅

ℓ_0 : コア底幅

ℓ_1 : 上流側水位 h_1 の標高におけるコア幅 $= \ell_0 - mh_1$

とすると、 $h_2 = 0$ の場合、式(3.2.4)は ℓ_0 を平均コア幅 ℓ で代表させて次のようにあらわされる。

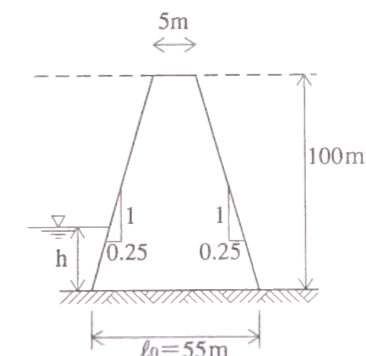
$$q = q_2 = \frac{kh^2}{2\ell} = \frac{kh^2}{\ell_0 + \ell_1} = \frac{kh^2}{2\ell_0 - mh} \quad (3.2.7)$$

コアからの単位幅当りの浸透量を数値計算した例が表-3.2.1である。

同表中に示すように、コア底幅 $\ell_0 = 55\text{m}$ 、 $m = 0.25 + 0.25 = 0.5$ のコアについて、 $h = 10 \sim 100\text{m}$ の範囲における式(3.2.3)の q_1 および式(3.2.7)の q_2 を計算している。両者は各水深においてはほぼ同一の値を示し、 q_2 の簡易式でも十分な精度を有していることが分かる。

表-3.2.1 コアからの浸透量の数値計算例 (単位幅当たり)
(qおよびkをm単位で表示)

h (m)	q_1/k	q_2/k	$(q_2/k) / (q_1/k)$
10	1.00	0.95	0.95
20	4.00	4.00	1.00
30	9.12	9.47	1.04
40	16.72	17.78	1.06
50	27.28	29.41	1.08
60	41.12	45.00	1.09
70	59.12	65.33	1.11
80	82.04	91.43	1.11
90	111.76	124.62	1.12
100	152.04	166.66	1.10



$h = 100\text{m}$ 、 $k = 1 \times 10^{-5} \text{cm/sec} = 1 \times 10^{-7} \text{m/sec}$ のとき

$q_1 = 152.04 \times 1 \times 10^{-7} = 0.0152 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{sec}/\text{m} = 0.0152 \ell / \text{sec}/\text{m}$

3.2.3 コアからの全浸透量

ロックフィルダムのコアおよび基礎岩盤からの浸透量の計測方法に、浸透量を堤体の最下流に導水して、1ヶ所の浸透量観測装置で計測する従来方式と、基礎岩盤部分を複数の区域に分割して、各区域毎の浸透量を計測する堤体分割浸透量観測方式(改良方式)とがある。いずれの方式で計測するにせよ、貯水位の変化に伴うコア全体からの浸透量の変化および基礎岩盤全体からの浸透量の変化の傾向を把握しておくことは観測値を解析する上で極めて重要である。

まず、図-3.2.2に示すような谷状の地形に設置されたロックフィルダムのコアからの全浸透量Qについて検討する。

一番簡便な方法は、式(3.2.3)および式(3.2.7)を利用して、コアをダム軸方向にn分割して各区間

毎の代表値を用いて次式で計算するものである。

$$Q_i = \sum_{i=1}^n \frac{k}{m^2} \left[mh_i + (\ell_i - mh_i) \log \frac{\ell_i - mh_i}{\ell_i} \right] B_i \quad (3.2.8)$$

$$Q_z = \sum_{i=1}^n \frac{kh_i^2}{2\ell_i - mh_i} B_i \quad (3.2.9)$$

ここに、

$h_i = i$ 区間における平均水深

$\ell_i = i$ 区間におけるコア底幅

$B_i = i$ 区間のダム軸方向の幅

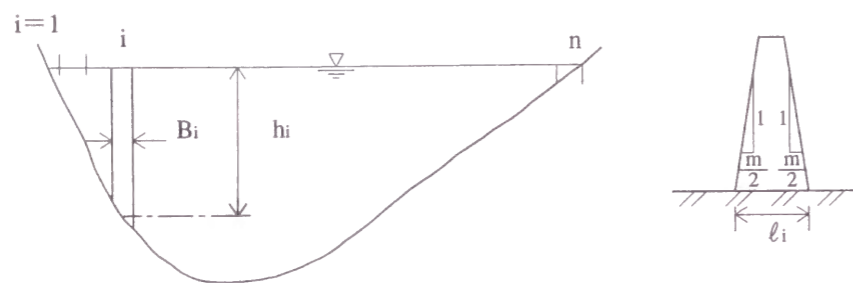


図-3.2.2 コア分割模式図

また、特定の区域の浸透量を計算するためには、対応する i の区間をとれば良いことは明らかである。この方法は実用的ではあるが、貯水位の変化に伴うコアからの全浸透量の変化について、全体としての傾向を把握することが困難であるので、式 (3.2.3) を利用してコアからの全浸透量の近似解の数式表示を求めて見る。

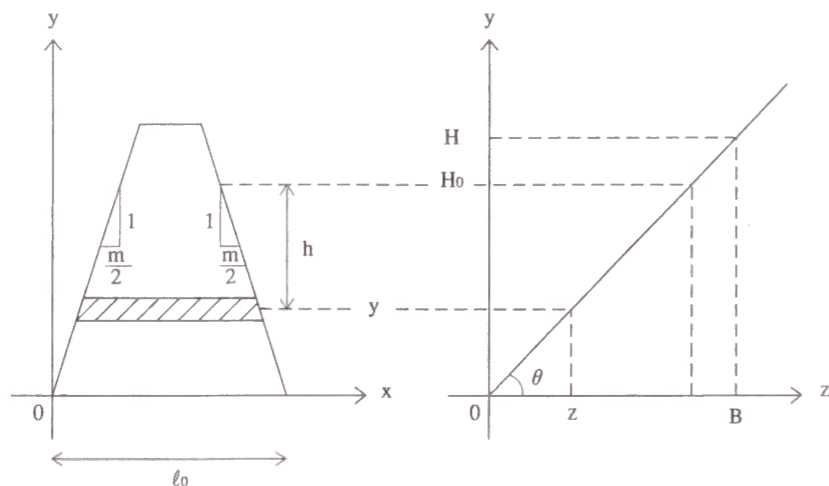


図-3.2.3 コアからの全浸透量計算模式図

図-3.2.3のようにダム軸方向に z 軸、鉛直上方に y 軸、座標原点を谷の最深部にとって、谷の形状をダム高 H のとき谷幅 $2B$ の V 字形と考える。

谷の最深部におけるコア底幅を ℓ_0 とし、任意の位置のコア底幅を ℓ とし式 (3.2.3) を再び書くと、

$$q = \frac{k}{m^2} \left[mh + (\ell - mh) \log \frac{\ell - mh}{\ell} \right] \quad (3.2.10)$$

この式において h および ℓ は z の関数であり、谷底からの水深 H_0 のとき z の範囲および z の位置の河床高はおのこの次式で表される。

$$0 \leq z \leq \frac{BH_0}{H}, \quad y = \frac{H}{B}z \quad (3.2.11)$$

コア底幅 ℓ および z の位置の水深 h はおのこの次式で表される。

$$\ell = \ell_0 - m \frac{H}{B}z, \quad h = H_0 - \frac{H}{B}z \quad (3.2.12)$$

式 (3.2.12) を式 (3.2.10) に代入して、 z 方向の積分を考えると、コアからの全浸透量 Q は次のように表される。

$$\begin{aligned} Q &= \frac{2k}{m^2} \int_0^{\frac{BH_0}{H}} \left\{ m \left(H_0 - \frac{H}{B}z \right) + \left[\ell_0 - m \frac{H}{B}z - m \left(H_0 - \frac{H}{B}z \right) \right] \right. \\ &\quad \times \left. \left[\log \left[\ell_0 - m \frac{H}{B}z - m \left(H_0 - \frac{H}{B}z \right) \right] - \log \left(\ell_0 - m \frac{H}{B}z \right) \right] \right\} dz \\ &= Q_3 = \frac{k}{m^2} \frac{B}{H} \left[H_0 (2\ell_0 - mH_0) - \frac{2}{m} (\ell_0 - mH_0) \ell_0 \log \frac{\ell_0}{\ell_0 - mH_0} \right] \end{aligned} \quad (3.2.13)$$

式 (3.2.13) では水深 H_0 の増加に伴う浸透量 Q の増加の傾向がわかりにくいので、式 (3.2.4) を利用して、さらに簡易式を求めてみる。

ℓ を便宜的に一定値で代表させることとして、式 (3.2.12) を式 (3.2.4) に代入して、 z 方向の積分を考えると、コアからの全浸透量 Q は次式で表される。

$$Q = 2 \int_0^{\frac{H_0 B}{H}} \frac{k}{2\ell} \left[H_0 - \frac{H}{B}z \right]^2 dz = \frac{kBH_0^3}{3H\ell} \quad (3.2.14)$$

そして、 ℓ として水深 $H_0/2$ における値で代表させることとすると式 (3.2.16) が得られる。

$$\ell = \ell_0 - \frac{mH_0}{2} \quad (3.2.15)$$

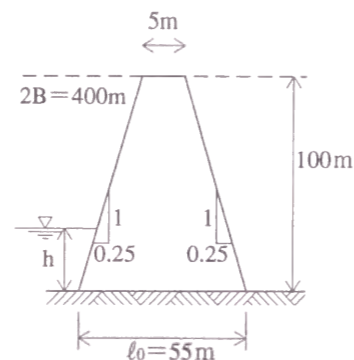
$$Q = Q_4 = \frac{kBH_0^3}{3H(\ell_0 - mH_0/2)} = \frac{2kH_0^3}{3(2\ell_0 - mH_0)\tan\theta} = \frac{2kH_0^3 \cot\theta}{3(2\ell_0 - mH_0)} \quad (3.2.16)$$

式 (3.2.16) 中の $\tan \theta$ はダム軸方向の谷の傾斜を示している。また Q は分母と分子に H_0 が含まれているので、 H_0^3 より若干大きい値に比例することがわかる。このように式 (3.2.16) によれば上流側水深の増加によるコアからの浸透量の増加の傾向が理解しやすい。

コアからの全浸透量を数値計算した例が表-3.2.2 である。同表中に示すようにコア底幅 $\ell_0 = 55\text{m}$ 、 $m = 0.25 + 0.25 = 0.5$ のコアについてダム最大水深 $H = 100\text{m}$ 、ダム天端ダム軸方向幅 $2B = 400\text{m}$ について式 (3.2.13) による Q_0 および式 (3.2.16) による Q_1 を計算している。 Q_1 は水深が大きくなるにつれ、 Q_0 より小さくなり近似度が悪くなるが、おおむね各水深について Q_0 と Q_1 は同程度の値を示し、 Q_1 は Q_0 の簡易式として十分な精度を有していることが分かる。

表-3.2.2 コアからの浸透量の数値計算例 (Q および k を m 単位で表示)

H (m)	Q/k	Q ₁ /k	Q ₀ / Q ₁
10	12	12.6	0.95
20	106	106	1.00
30	380	378	1.04
40	958	948	1.06
50	1,996	1,960	1.08
60	3,708	3,600	1.09
70	6,392	6,098	1.11
80	10,500	9,752	1.11
90	16,796	14,954	1.12
100	26,898	22,222	1.21



$h = 100\text{m}$, $k = 1 \times 10^{-5}\text{cm/sec} = 1 \times 10^{-7}\text{m/sec}$, $2B = 400\text{m}$ のとき

$$Q_0 = 26,898 \times 1 \times 10^{-7} = 2.69 \times 10^{-3}\text{m}^3/\text{sec} = 2.69 \text{ l/sec}$$

3.2.4 有限要素法による計算値との比較

(1) 大雪ダムにおける有限要素法による浸透流解析

ダルシー則を適用した近似解がどの程度の精度を有しているかを有限要素法による計算値と比較して検討する。

大雪ダムは1975年(昭和50年)に完成した中央コア型ロックフィルダムである。コア体積を減少させることが、寒冷地のためコア施工可能日数の少ない大雪ダムにとって大きな利点があったため、コアの厚さは我が国における平均的な厚さの50%程度となっている。コア内の浸透流の挙動については有限要素法による解析⁵⁾が実施されたが、これは我が国における早期の適用例の一つである。図-3.2.4 に堤体縦断面図、図-3.2.5 に堤体標準断面図を示した。

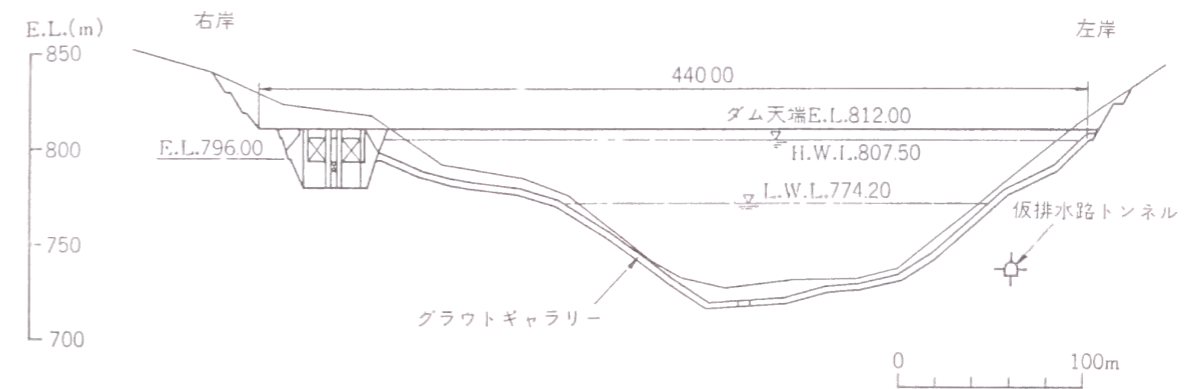


図-3.2.4 大雪ダム堤体縦断面図

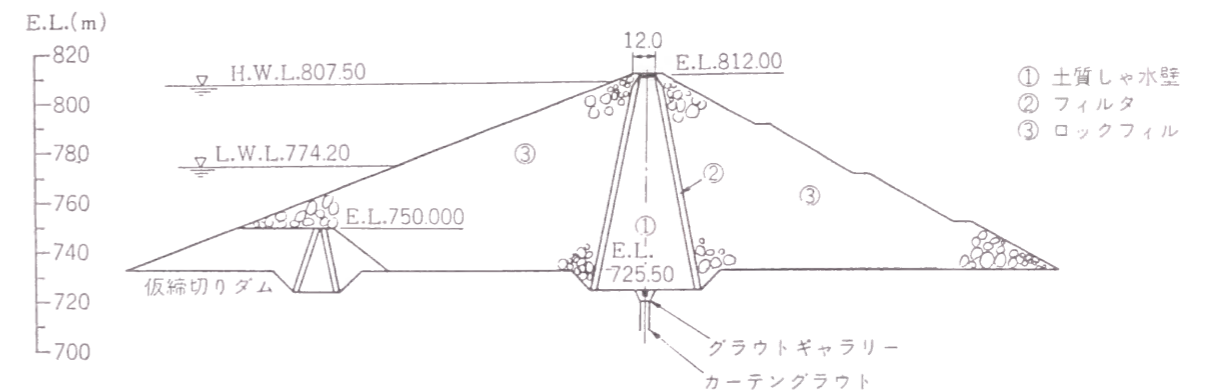


図-3.2.5 大雪ダム堤体標準断面図

大雪ダムでは、ロック層は無視し、コア層と下流側のフィルタ層を一体として有限要素法により浸透流解析を行った。使用した透水係数は次のとおりである。

コア層 $1 \times 10^{-5}\text{cm/sec}$

フィルタ層 $1 \times 10^{-3}\text{cm/sec}$

堤体をダム軸方向に10~23mの間隔で27分割し、最大断面における最大水深を $h = 52, 62, 72$ および 82m の4ケースに変化させて各断面の浸透流解析を行い、流線およびポテンシャル網ならびに浸透量を計算している。その結果、計算された流線およびポテンシャル網の例を図-3.2.6 および図-3.2.7 に示した。図-3.2.6 は最大断面における常時満水位 (H.W.L.)、図-3.2.7 は最大断面における最低水位 (L.W.L.) にほぼ対応している。

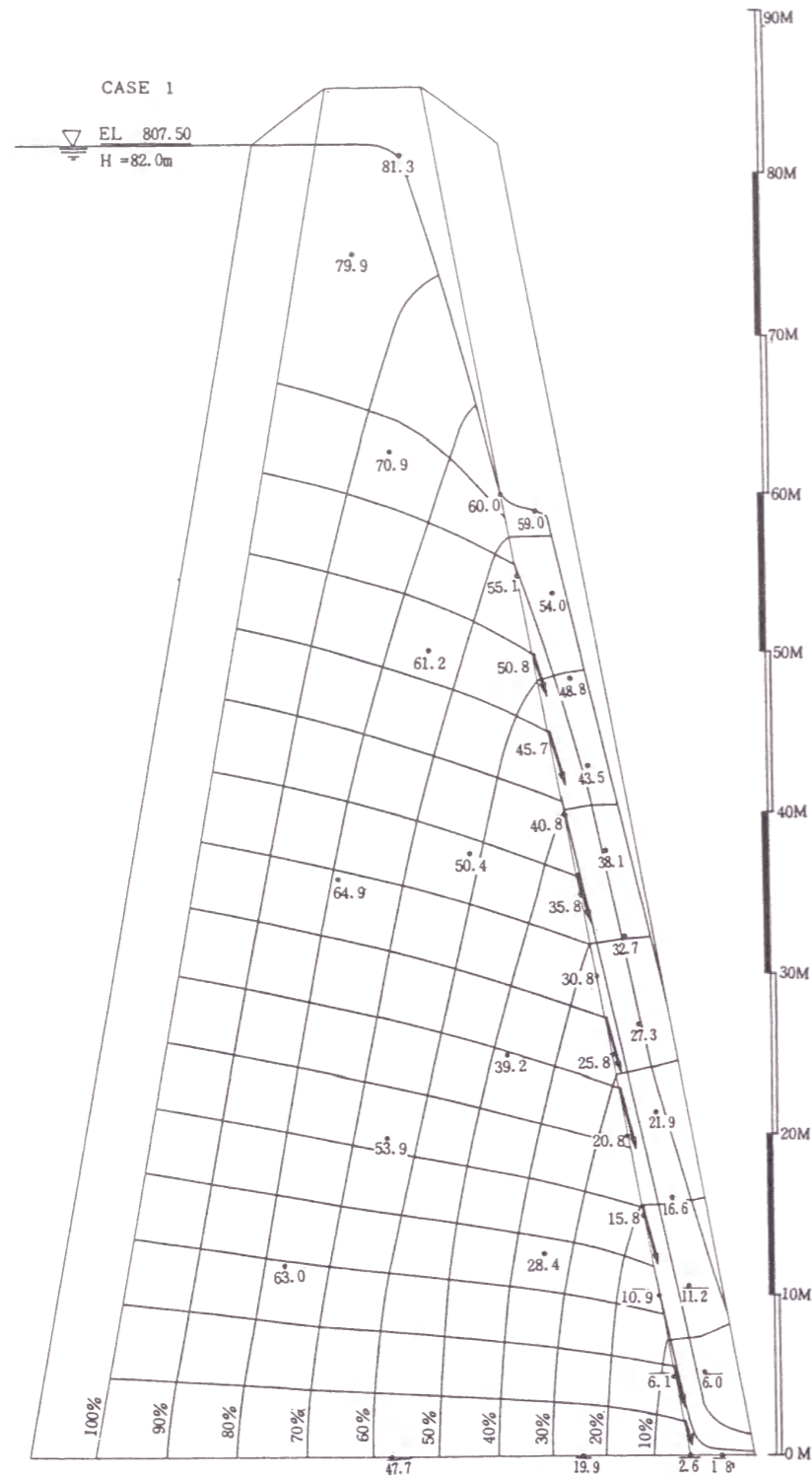


図-3.2.6 大雪ダムの有限要素法による流線網図
 (図中の数値は、ポテンシャルの水頭換算値 (m) である)

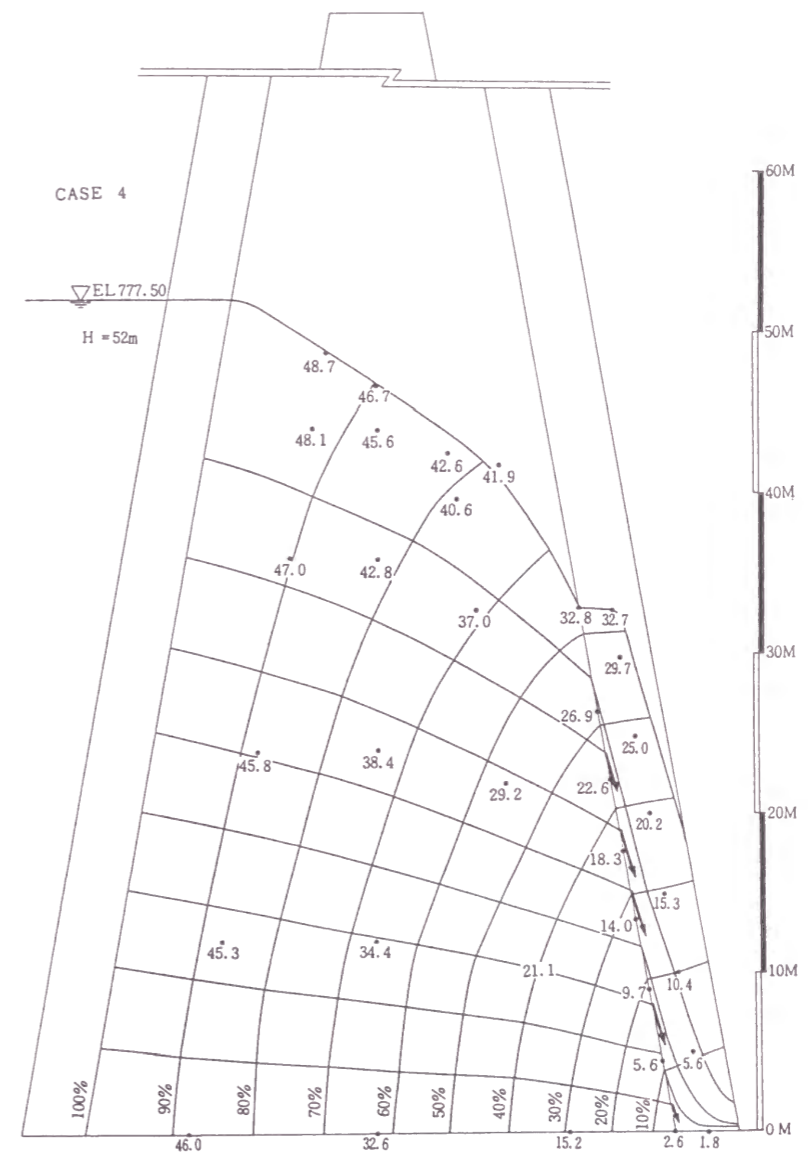


図-3.2.7 大雪ダムの有限要素法による流線網図
 (図中の数値は、ポテンシャルの水頭換算値 (m) である)

(2) 単位幅当りの浸透量の比較

表-3.2.3に有限要素法、近似解 q_1 および q_2 の計算結果を対比して示した。有限要素法では、コア層とフィルタ層を一体として計算しているが、フィルタ層の透水係数がコア層のそれより著しく大きいので、浸透量に及ぼすフィルタ層の効果は実質上無いとして取り扱った。これによれば有限要素法と q_1 は、各計算ケースに対して極めて良く一致していることがわかる。これはロックフィルダムのコアの浸透流解析においては、3.2.2の仮定が十分な精度で成立することを示している。図-3.2.6および図-3.2.7に示されるように、浸潤面の位置が多少上流側水位より下方にあらわれても、コア上部における浸透流速は大きなものではないので、浸透量に与える影響は小さいのである。このことは有限要素法による流線およびポテンシャル網のブロックの大きさがコア上部において著しく大きいことによっても理解できる。

表-3.2.3 各種計算法の比較 (単位幅当りのコアからの浸透量, 単位 $l/sec/m$)

計算法	CASE1	CASE1	CASE1	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
	$l = 37m$ $h = 82m$	$l = 33.4m$ $h = 72m$	$l_0 = 28.7m$ $h = 59m$	$l_0 = 15.8m$ $h = 23m$	$l = 37m$ $h = 72m$	$l = 37m$ $h = 62m$	$l_0 = 37m$ $h = 52m$
有限要素法	0.0131	0.0112	0.0093	0.0023	0.0101	0.0068	0.0047
q_1	0.0135	0.0114	0.0086	0.0021	0.0097	0.0068	0.0048
q_2	0.0151	0.0126	0.0097	0.0023	0.0108	0.0074	0.0049

有限要素法と q_2 を比較すると、 q_1 より若干精度は悪いものの、比較的良く近似できていることがわかる。一般にコアの透水係数の測定精度が十分に高いものではないことを考えれば、十分な精度で近似できているといえる。

(3) コアからの全浸透量の比較

最大水深 h を、 $h = 82, 72, 62$ および $52m$ に変化させた場合の有限要素法と、近似式 Q_1, Q_2, Q_3 および Q_4 によるコアから全浸透量の計算結果を表-3.2.4に対比して示した。有限要素法と Q_1 および Q_2 の計算値は良好な一致を示している。これは Q_1 および Q_2 が単位幅当りの浸透量について良好な近似度を示している q_1 および q_2 を区間毎に積算したものであるから当然のことといえる。

表-3.2.4 各種計算法の比較 (コアからの全浸透量, 単位 l/sec)

計算法	CASE1 $h = 82m$	CASE2 $h = 72m$	CASE3 $h = 62m$	CASE4 $h = 52m$
有限要素法	2.87	2.08	1.27	0.82
Q_1	2.84	1.81	1.13	0.67
Q_2	3.15	2.01	1.34	0.72
Q_3	2.09	1.26	0.73	0.40
Q_4	1.89	1.18	0.70	0.39

Q_3 および Q_4 は、大雪ダムの縦断形状を天端幅 $2B = 374m$ 、最低コア標高から天端までの高さ $H = 82m$ の二等辺三角形として求めたものである。

Q_3 および Q_4 の値は、ほぼ同一の値を示しており、同者の近似度はほぼ同一とみなせる。

有限要素法による計算値の方が Q_3 および Q_4 より大きい方を示しているが、これは実際の大雪ダムの形状がU字形に近く、 Q_3 および Q_4 において二等辺三角形と仮定した形より浸透量が多くなるためである。しかし Q_3 および Q_4 の水深増加に伴う浸透量増加の傾向は、有限要素法のそれと良く一致しており、コアからの全浸透量の傾向を把握する上での数式表示式および簡易計算式としての役割は十分果たしているといえる。

3.2.5 まとめ

コアからの浸透量についてダルシー則にもとづき、簡単な数式表示できる近似解について検討することにより以下の知見を得た。

- (1) 単位幅あたりの浸透量 q は、コアの透水係数 k 、コアの底幅 l_0 、コアの減少率 m 、コア上下流の水位差 h の関数として簡単な数式表示の近似解で表される。
- (2) q について簡易式を求めることができ、 $m = 0$ の場合はDeput - Forchheimer式と一致する。簡易式によれば q は h^2 に比例する。
- (3) 谷形状を考慮したコアからの全透水量 Q も簡単な数式表示の近似解で表される。
- (4) Q について簡易式を求めることができ、 Q は最大水深を H_0 とするとほぼ H_0^3 に比例する。また Q は谷の傾斜勾配を $\tan \theta$ とした時 $\cot \theta$ に比例する。
- (5) これらの近似解および簡易式を有限要素法により検討された大雪ダムのコアからの浸透流解析の結果と比較したところ、よく一致した。
- (6) 簡易な数式表示できる近似解および簡易式は、コアからの浸透特性を把握する上で、また浸透量の観測値を解析する上で有用である。

3.3 基礎岩盤内の浸透流に関する理論的研究

3.3.1 等角写像による基礎岩盤内の浸透流解析

(1) 基礎岩盤内の浸透流の模式化

図-3.3.1 に示すようなロックフィルダムのコア敷下の透水性岩盤内における浸透流を考えることとし、次のように仮定する。

- ① 浸透流はダルシー則に従った定常2次元流であること。
- ② 不透水性岩盤の上に厚さTの透水性岩盤がありその透水性は均質等方で、透水係数 k_2 であること。以下、透水性岩盤の透水係数であることが明らかな場合は、 k とする。
- ③ 透水性岩盤は上下流方向に無限に連続すること。
- ④ ロック部およびフィルタ部は透水性が高いため、無視するものとし、コア部は不透水性層とすること。
- ⑤ 止水カーテン（カーテンウォールまたはカーテングラウチングとも呼ばれる）部分は不透水性でその厚さは無視できること。また、監査廊の大きさは相対的に小さいので無視できること。

これらは、ダム基礎の浸透流問題を考える場合、しばしば行なわれる仮定である。従来からこれらの仮定を用いて現象を単純化して模型実験、ポテンシャル網および流線網を描く図式解法、浸透流の基本方程式を差分法やリラクゼーション法により解析する方法などが用いられてきた。最近は、有限要素法⁶⁾により、かなり複雑な条件のもとでも数値解析が行われるようになっている。しかし、有限要素法による数値解析では、岩盤の浸透量問題を考える場合、全体としての傾向を把握することが困難であるので、従来からの知見⁷⁾を参照しながら、まず、等角写像⁸⁾の手法を用いて、岩盤の浸透問題を考えてみる。

(2) z 平面からの t-平面への等角写像

図-3.3.1 (a) に示すような厚さTの透水性岩盤上に幅2bの不透水性コアが設置されているとする。解析の都合上、不透水性コア幅を2bとしたが、これは3.2におけるコアの底幅 l_0 と等しい。

コア上流端より下流方向へ b_1 、コア下流端より上流方向 b_2 の位置に不透水性で長さSの止水カーテンが鉛直方向に設置されているとする。

透水性岩盤表面下流方向にx軸、止水カーテンに沿って鉛直下方向にy軸をとり、z平面を $z = x + iy$ で表示する。

上流側水位を h_1 、下流側水位を h_2 とし、 $h = h_1 - h_2$ とする。

透水性岩盤内の流れを定常状態とし、x方向の流速をu、y方向の流速をvとするとダルシーの法則に従うことより次式が得られる。

$$u = -\frac{\partial \Phi}{\partial x}, \quad v = -\frac{\partial \Phi}{\partial y} \quad (3.3.1)$$

$$\Phi = k\left(z + \frac{p}{\rho g}\right) \quad (3.3.2)$$

ここに、 Φ : 速度ポテンシャル（以下単にポテンシャルと呼ぶ）

p : 透水性岩盤内の浸透圧力（以下、単に圧力と呼ぶ場合がある）

連続の方程式は式(3.3.3)となり、式(3.3.1)よりLaplaceの方程式である式(3.3.4)が得られる。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (3.3.3)$$

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = 0 \quad (3.3.4)$$

また、流れ関数を Ψ とすると次式（Cauchy - Riemannの関係）が成立する。

$$u = -\frac{\partial \Psi}{\partial y}, \quad v = \frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (3.3.5)$$

式(3.3.1)と式(3.3.5)により次式が成立する。

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = \frac{\partial \Psi}{\partial y}, \quad \frac{\partial \Phi}{\partial y} = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (3.3.6)$$

従って、t平面を図-3.3.1 (b) に示すように、 $t = \Phi + i\Psi$ で表示すると、z表面とt平面の間には等角写像の関係が成立するので、等角写像により Φ および Ψ を求める。

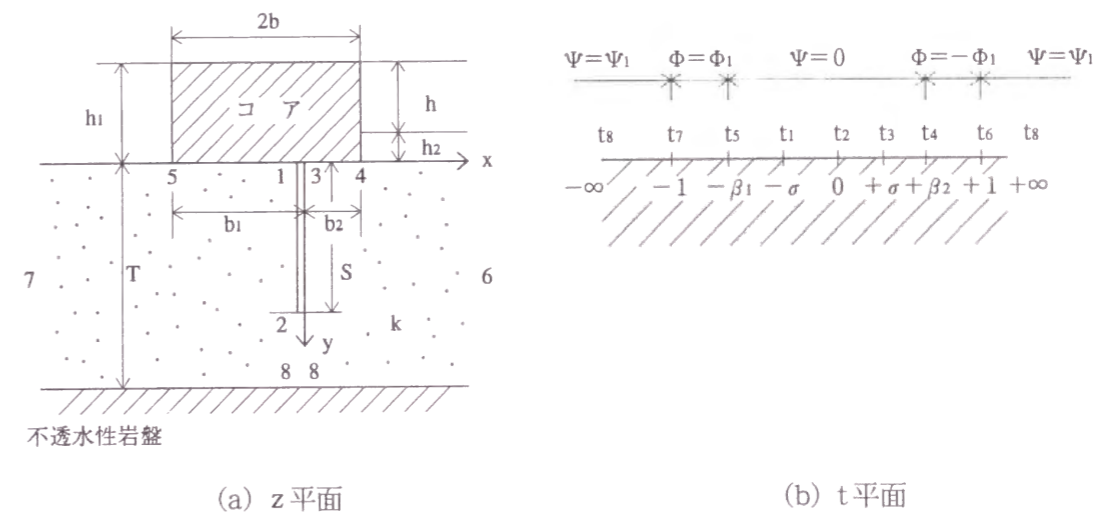


図-3.3.1 基礎岩盤内の浸透流に関する模式図（z平面とt平面の関係）

z平面の1から8までの数字で示される位置がt平面の t_1 から t_8 の位置に対応するものとする、Schwartz - Christoffel（シュワルツークリストフェル）の積分により、図-3.3.1 (a) に示すz平面を図-3.3.1 (b) に示すt平面に写像する変換は次式⁹⁾で示される。

$$z = M \int_0^t \frac{t}{(1-t^2)\sqrt{\sigma^2-t^2}} dt + N \quad (3.3.6)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここで, } \sigma^2 - t^2 = r^2, (1 - \sigma^2) = \sigma'^2 \\ t dt = -r dr \end{aligned} \right\} \quad (3.3.7)$$

と置いて積分を行なうと,

$$z = -\frac{M}{\sigma'} \left[\tan^{-1} \frac{\sqrt{\sigma^2 - t^2}}{\sigma'} \right]_0^t + N = -\frac{M}{\sigma'} \left(\tan^{-1} \frac{\sqrt{\sigma^2 - t^2}}{\sigma'} - \tan^{-1} \frac{\sigma}{\sigma'} \right) + N \quad (3.3.8)$$

点2において $z = iS$ が $t = 0$ に対応するので式 (3.3.8) に代入して N を求めると,

$$N = iS \quad (3.3.9)$$

点3において $z = 0$ が $t = \sigma$ に対応するので式 (3.3.8) に代入すると, 次式が得られる。

$$N = iS = -\frac{M}{\sigma} \tan^{-1} \frac{\sigma}{\sigma'} \quad (3.3.10)$$

式 (3.3.10) を式 (3.3.8) に代入すると, z は次のように表示できる。

$$z = -\frac{M}{\sigma'} \tan^{-1} \frac{\sqrt{\sigma^2 - t^2}}{\sigma'} \quad (3.3.11)$$

ただし, M と σ はまだ決定されていない。

点8において $z = iT$ が, $t = \infty$ に対応するので, 式 (3.3.11) に代入すると,

$$iT = -\frac{M}{\sigma'} \tan^{-1} \frac{t}{\sigma'} i \quad (t = \infty)$$

一般に $\tan^{-1} z = \frac{1}{2i} \log \frac{1+iz}{1-iz}$ であるので, $z = \frac{t}{\sigma'} i$ として代入すると,

$$\tan^{-1} \frac{t}{\sigma'} i = \frac{1}{2i} \log \frac{1-t/\sigma'}{1+t/\sigma'}$$

従って,

$$\frac{1}{2i} \lim_{t \rightarrow \infty} \log \frac{1-t/\sigma'}{1+t/\sigma'} = \frac{1}{2i} \log(-1) = \frac{\pi}{2}$$

$$iT = -\frac{M}{\sigma'} \cdot \frac{\pi}{2}$$

よって,

$$M = -\frac{2\sigma'T}{\pi} i \quad (3.3.12)$$

式 (3.3.12) を式 (3.3.11) に代入すると,

$$z = -\frac{1}{\sigma'} \left(-\frac{2\sigma'T}{\pi} i \right) \tan^{-1} \frac{\sqrt{\sigma^2 - t^2}}{\sigma'} = \frac{2T}{\pi} i \tan^{-1} \frac{\sqrt{\sigma^2 - t^2}}{\sigma'} \quad (3.3.13)$$

式 (3.3.13) を変形すると,

$$\frac{\sqrt{\sigma^2 - t^2}}{\sigma'} = \tan^{-1} \frac{-\pi z}{2T} i = -\tan^{-1} \frac{\pi z}{2T} i = -i \tanh \frac{\pi z}{2T} \quad (3.3.14)$$

$$t = \pm \sqrt{\sigma^2 + \sigma'^2 \tanh^2 \frac{\pi z}{2T}}$$

式 (3.3.12) で得られた M を式 (3.3.10) に代入すると,

$$\frac{1}{\sigma'} \left(-\frac{2\sigma'T}{\pi} i \right) \tan^{-1} \frac{\sigma}{\sigma'} + iS = 0 \quad (3.3.15)$$

$$\tan \frac{\pi S}{2T} = \frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{\sigma}{\sqrt{1-\sigma^2}} = \frac{\sin(\pi S/2T)}{\cos(\pi S/2T)}$$

従って,

$$\sigma = \sin \frac{\pi S}{2T}, \quad \sigma' = \cos \frac{\pi S}{2T}$$

式 (3.3.15) を式 (3.3.14) に代入すると,

$$t = \pm \cos \frac{\pi S}{2T} \sqrt{\tan^2 \frac{\pi S}{2T} + \tanh^2 \frac{\pi z}{2T}} \quad (3.3.16)$$

ここで, $+$ の符号は t 平面の $+$ 部分, $-$ の符号は t 平面の $-$ 部分に対応する。

特に, コアの構造物の先端の位置は,

$$z = -b_1 \text{ が } t = -\beta_1, \quad z = b_2 \text{ が } t = \beta_2 \quad (3.3.17)$$

に対応するので, 式 (3.3.16) に式 (3.3.17) の関係を代入することにより, 次のように得られる。

$$\beta_1 = \cos \frac{\pi S}{2T} \sqrt{\tanh^2 \frac{\pi b_1}{2T} + \tan^2 \frac{\pi S}{2T}}, \quad \beta_2 = \cos \frac{\pi S}{2T} \sqrt{\tanh^2 \frac{\pi b_2}{2T} + \tan^2 \frac{\pi S}{2T}} \quad (3.3.18)$$

(3) t 平面から w 平面への等角写像

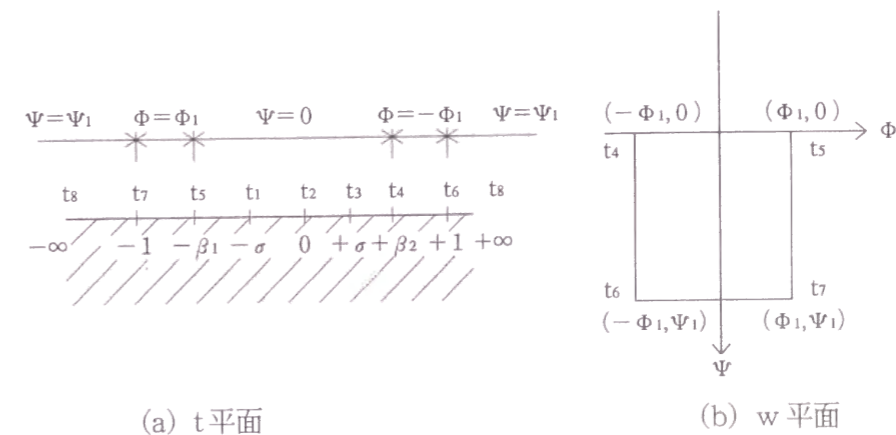


図-3.3.2 t 平面と w 平面の関係

式 (3.3.16) で得られた z 平面と t 平面の関係を利用してさらに t 平面と w 平面の関係を求める。
通常カーテンウォールはコア中央部に設置されることを考慮して、簡略のため $\beta_1 = \beta_2 = \beta$ とする。
図-3.3.2 の関係より t 平面を w 平面に写像する変換は次式で示される。

$$w = M_2 \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(t^2-1)(t^2-\beta^2)}} + N_2 \quad (3.3.19)$$

$t=0$ が $w=0$ に対応することより $N_2=0$ となり上式は式 (3.3.20) となる。

$$w = M_2 \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(t^2-1)(t^2-\beta^2)}} = M_3 \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-t^2/\beta^2)}} \quad (3.3.20)$$

ここに、 $0 < \beta < 1$ である。

$$\left. \begin{aligned} \frac{t}{\beta} = \zeta \text{ とおくと } & \frac{t^2}{\beta^2} = \zeta^2 & 1-t^2 = 1-\beta^2\zeta^2 \\ dt = \beta d\zeta & & \end{aligned} \right\} \quad (3.3.21)$$

式 (3.3.21) を式 (3.3.20) に代入すると、

$$w = M_3 \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-t^2/\beta^2)}} = M_4 \int_0^{\zeta} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \quad (3.3.22)$$

式 (3.3.21) より、 $t=\beta$ のとき $\zeta=1$ となり、 $w=(-\Phi_1, 0)$ が $t=(\beta, 0)$ すなわち $\zeta=(1, 0)$ に対応するので次式が得られる。

$$w = M_4 \int_0^1 \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} = M_4 K(\beta) \quad (3.3.23)$$

ここに、 $K(\beta)$ は母数 β の第一種完全楕円積分である。

$$\Delta\Phi = 2\Phi_1 \quad (3.3.24)$$

とすると式 (3.3.23) より、

$$-\Phi_1 = M_4 K(\beta)$$

$$M_4 = \frac{-\Phi_1}{K(\beta)} = -\frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} \quad (3.3.25)$$

となり、式 (3.3.25) を式 (3.3.23) に代入して次式を得る。

$$w = -\frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} \int_0^{\zeta} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \quad (3.3.26)$$

$w = (-\Phi_1, \Psi)$ が $t=(1, 0)$ すなわち $\zeta=(1/\beta, 0)$ に対応することより

$$w = -\frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} \int_0^{\frac{1}{\beta}} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} = -\frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} [K(\beta) + iK(\beta')] \quad (3.3.27)$$

ただし、 $\beta' = \sqrt{1-\beta^2}$

z 平面において上流から下流側への透水性岩盤内の浸透量は w 平面において流れ関数の差としてあらわされるから、

$$q = 0 - \Psi_1 = \frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} K(\beta') \quad (3.3.28)$$

ここで、ポテンシャルを $\Delta\Phi = kh$ とすると、

$$q = \frac{khK(\beta')}{2K(\beta)} \quad (3.3.29)$$

すなわち、図-3.3.1 (a) に示される単位幅あたりの透水性岩盤からの浸透量は、式 (3.3.29) で求めることができる。

ここで、 $K(\beta)$ および $K(\beta')$ は、 β が式 (3.3.18) より求まるため、第一種完全楕円積分に関する数表を使用して求めることができる。ただし $\beta > 0.99$ では適当な数表が無いことが多いので近似式¹⁰⁾ を使用して計算することとなる。

3.3.2 浸透量と透水効率係数 K

(1) 浸透量

式 (3.3.29) を変形して無次元化した浸透量は次式で表される。

$$\frac{q}{kh} = \frac{K(\beta')}{2K(\beta)} \quad (3.3.30)$$

b/T および S/T を変数として式 (3.3.18) より β を求めた結果が表-3.3.1 および図-3.3.3 に示してある。また、 β より式 (3.3.30) 右辺の値を求めた結果が表-3.3.1 および図-3.3.4 に示してある。

表-3.3.1 β および $K(\beta')/2K(\beta)$

b/T	S/T = 0		S/T = 0.25		S/T = 0.50		S/T = 0.75	
	β	$\frac{K(\beta')}{2K(\beta)}$	β	$\frac{K(\beta')}{2K(\beta)}$	β	$\frac{K(\beta')}{2K(\beta)}$	β	$\frac{K(\beta')}{2K(\beta)}$
3	0.99984	0.145	0.99986	0.143	0.99992	0.137	0.99998	0.123
2.5	0.99922	0.170	0.99934	0.167	0.99961	0.158	0.99989	0.141
2	0.99627	0.205	0.99682	0.201	0.99814	0.188	0.99946	0.164
1.8	0.99302	0.223	0.99404	0.218	0.99652	0.203	0.99898	0.175
1.6	0.9869	0.245	0.9889	0.239	0.99350	0.221	0.98810	0.188
1.4	0.9757	0.272	0.9793	0.264	0.9879	0.242	0.99648	0.203
1.2	0.9549	0.305	0.9617	0.295	0.9777	0.267	0.99353	0.221
1	0.9172	0.347	0.9297	0.334	0.9595	0.298	0.9883	0.241
0.8	0.8501	0.403	0.8737	0.384	0.9281	0.336	0.9745	0.264
0.6	0.7364	0.481	0.7806	0.451	0.8781	0.381	0.9659	0.289
0.5	0.6558	0.533	0.7166	0.494	0.8456	0.406	0.9574	0.301
0.4	0.5569	0.599	0.6412	0.543	0.8094	0.432	0.9481	0.313
0.3	0.4392	0.686	0.5578	0.598	0.7723	0.457	0.9390	0.324
0.25	0.3737	0.743	0.5154	0.628	0.7549	0.469	0.9349	0.329
0.2	0.3042	0.812	0.4749	0.659	0.7391	0.479	0.9312	0.332
0.15	0.2314	0.903	0.4383	0.687	0.7256	0.488	0.9381	0.336
0.1	0.1558	1.031	0.4089	0.712	0.7156	0.494	0.9258	0.338

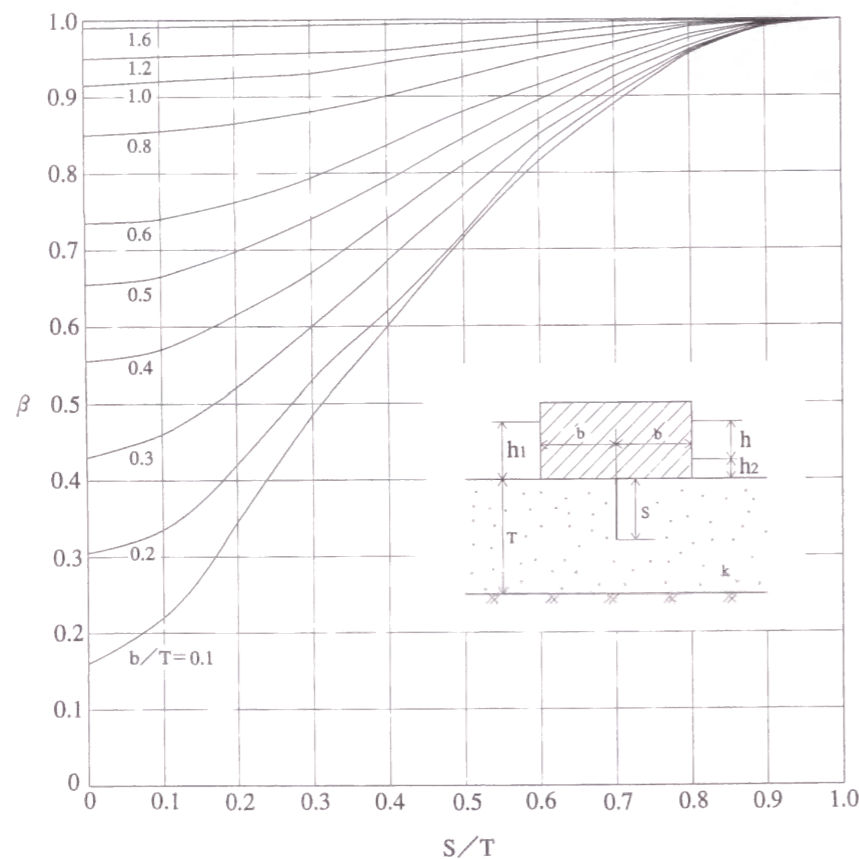


図-3.3.3 b/TおよびS/Tと β の関係

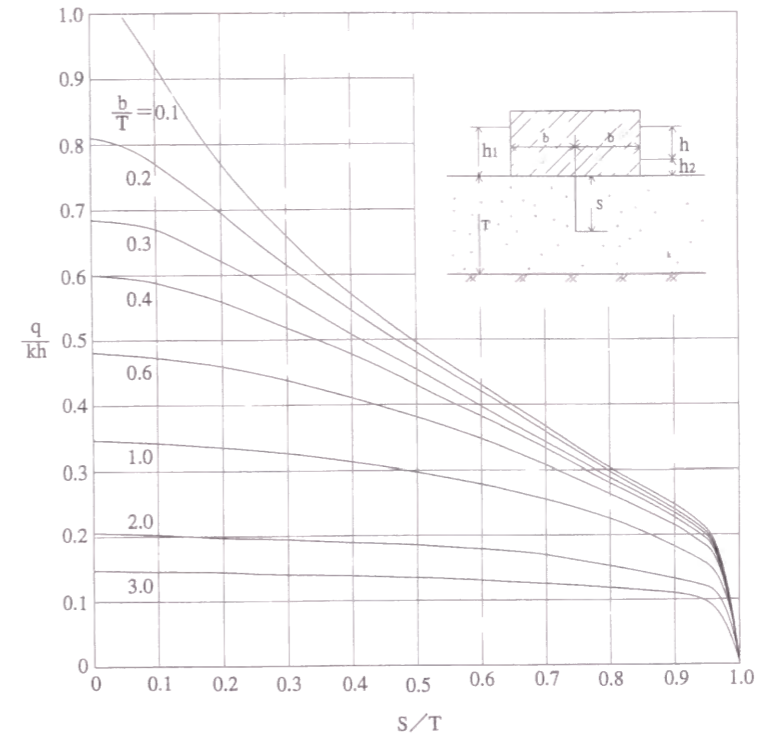


図-3.3.4 b/TおよびS/Tと q/kh の関係

これらの図表、式(3.3.18)、式(3.3.29)および式(3.3.30)により次のことがわかる。

- 1) 透水性岩盤からの浸透量 q はポテンシャル kh に比例する。
- 2) 無次元化した浸透量 q/kh (以下、単に浸透量と呼ぶ場合もある。)は b/T および S/T の増大に伴い低減する。
すなわち、透水性岩盤の厚さ T に対し、コア幅 $2b$ および止水カーテンの深さ S の比率が大きくなるにつれ q/kh は低減する。
- 3) しかし、 q/kh に与える b/T および S/T の効果は一様ではない。
例えば、 $b/T = 1.0$ の場合、 $S/T = 0$ のとき $q/kh = 0.35$ であるのに対し、 $S/T = 0.5$ のとき $q/kh = 0.3$ と、 $0.3/0.35 = 0.86$ 倍に低減するが、減少割合は小さい。しかし、 $S/T > 0.8$ で急激に減少し $S/T = 1.0$ で $q/kh = 0$ となる。
 $b/T = 0.25$ の場合、 $S/T = 0$ のとき $q/kh = 0.75$ であるのに対し、 $S/T = 0.5$ のとき $q/kh = 0.45$ と $0.45/0.75 = 0.60$ 倍に低減し、この間の低減割合は比較的大きい。
- 4) q/kh を十分に小さくすること、例えば $q/kh < 0.1$ にするためには、 b/T の値にもよるがおおむね $S/T > 0.95$ であることが必要である。このことは、断層などで著しく T が大きい場合は、実務上の問題として S/T の値を十分1に近い値にすることが困難であるため、十分な止水効果を得ることが一般に相当困難であることを示している。

(2) 透水効率係数 K

式(3.3.29)は次のように書ける。

$$q = Kh \tag{3.3.31}$$

$$K = k \frac{K(\beta')}{2K(\beta)} \quad (3.3.32)$$

すなわち、 K は透水係数 k (m/sec の次元を持つ)と $K(\beta')/2K(\beta)$ (無次元)の積である。 $K(\beta')/2K(\beta)$ は無次元であるが、ダルシーの法則との対比から(透水断面の高さ/透水経路延長)の要素よりなっていることは明らかであり、透水に関する浸透断面形状の効率を示している。このため、 K を透水効率係数と呼ぶこととする。

K を使用すれば式(3.3.29)を使用して行う浸透量の観測値の解析が著しく便利となる。すなわち、浸透流解析において、 k は均質等方と仮定したが、一般に k は場所的な変化が予想される。 β の計算に使用する b および S の値は比較的正確に決定できるが、 T の決定が困難なことが多い。これに対し浸透量の観測値において通常知りうる値は q と h であり、 K の値は、直接計算できるからである。

観測値から求まる K は、場所的に変化する k や $K(\beta)/2K(\beta)$ の影響をすべて取り入れた形の係数として求まる。すなわち透水効率係数はいわゆるBlack Boxの形で求まるのであるが、 K が求まれば貯水位の変化による浸透量の変化を知るとい意味では浸透流の機構が求まったことになる。

また、式(3.3.32)との対比により K の値を検討することにより透水性岩盤全体の平均的な透水係数 k や、透水効率 $K(\beta')/2K(\beta)$ を通じて止水カーテンの効果等も検討が可能となる。

ここで、 $K(\beta')/2K(\beta)$ の値を調べてみると、表-3.3.1に示したように b/T および S/T を相当変化させても $K(\beta')/2K(\beta) = (0.1 \sim 1.0)$ である。通常想定される堤高100m級のロックフィルダムで、コア幅 $2b = 50m$ 、透水性岩盤の厚さ $T = 100m$ 、止水カーテンの深度75mとすると $K(\beta')/2K(\beta) = 0.328$ であり、 $K = 0.328k$ となる。すなわち K は k と同じオーダーか若干小さい値を示す。これは、すべての値が計算条件通りである場合の結果ではある。しかし多少計算条件が変化してもポテンシャル流として浸透している限りは観測結果より式(3.3.31)を利用して K を求めて k を推定することが可能であると思われる。

実際のロックフィルダムの浸透量観測結果を K を利用して解析した結果については第4章で詳しく述べることとする。

3.3.3 区間浸透量

(1) 区間浸透量

式(3.3.29)はロックフィルダム基礎部からの単位幅当りの下流側への全浸透量を示している。式(3.3.29)を変形した式(3.3.31)は、浸透量観測値の解析に有効であることは既に述べた。しかし、最近では改良方式により浸透量をフィルタ敷とロック敷部分に分割して測定することが多くなっている。浸透量をフィルタ敷およびロック敷部分に分けて、あるいは特定区間について知ることができればより便利である。

特定区間への浸透量は、既に検討した式(3.3.26)の結果を利用して次のように求まる。

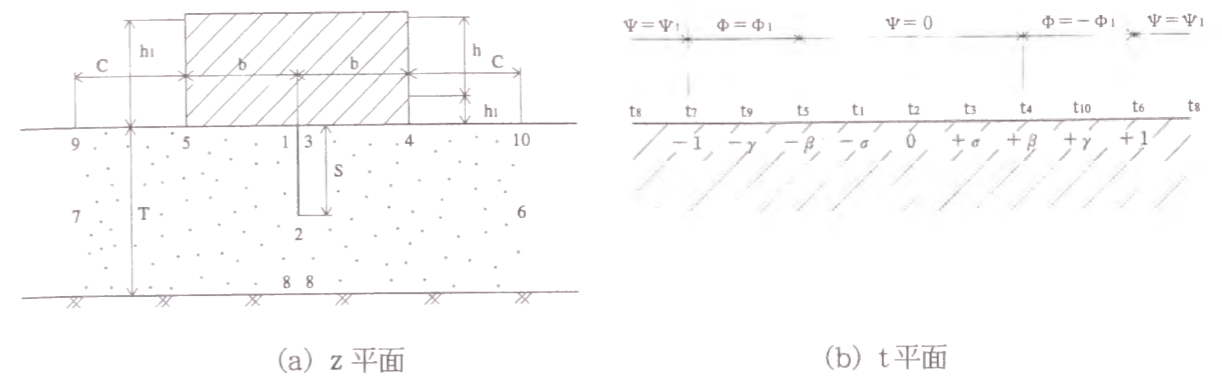


図-3.3.5 特定区間への浸透量を計算するための模式図
(z平面とt平面の関係)

図-3.3.5 (a) に示す平面において、コア上流端より上流側に距離 C の9の位置およびコア下流端より下流側に距離 C の10の位置は、図-3.3.5 (b) に示す t 平面において β_9 および β_{10} として式(3.3.18)より次式で表される。

$$\gamma = \beta_9 = \beta_{10} = \cos \frac{\pi S}{2T} \sqrt{\tanh^2 \frac{\pi C}{2T} + \tan^2 \frac{\pi S}{2T}} \quad (3.3.33)$$

コア上流端より C の位置より浸透する流線は、コア下流端より C の位置に流出してくることは明らかであるので、その流線 Ψ_γ の値を求めると、

$$w = (-\Phi_1, \Psi_\gamma) \text{ は } t(\gamma, 0) \text{ すなわち}$$

$$\zeta = (1/\gamma, 0) \text{ に対応することにより式(3.3.26)より次式のようになる。}$$

$$w = -\frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} \int_0^1 \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \quad (3.3.34)$$

$$= -\frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} \left[K(\beta) + \int_1^{\frac{1}{\gamma}} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \right]$$

$$\frac{1}{\gamma^2} = \frac{1}{1-\beta'^2\zeta^2} \quad (3.3.35)$$

とおくと、式(3.3.34)の積分部分は次式のようになり、式(3.3.34)は式(3.3.36)式のようになる。

$$\int_1^{\frac{1}{\gamma}} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} = i \int_0^{\frac{\sqrt{1-\gamma^2}}{\beta'}} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta'^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \quad (3.3.36)$$

$$w = -\frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} \left[K(\beta) + i \int_0^{\frac{\sqrt{1-\gamma^2}}{\beta'}} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta'^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \right]$$

従って、コア上流端より C の位置までの範囲より浸透し、コア下流端より C の位置までの範囲に流

出してくる q_c 流量は,

$$q_c - \Psi_1 - \Psi_2 = \frac{\Delta\Phi}{2K(\beta)} [K(\beta') - U] = \frac{kh}{2K(\beta)} [K(\beta') - U] \quad (3.3.37)$$

または,

$$\frac{q_c}{kh} = \frac{1}{2K(\beta)} [K(\beta') - U] \quad (3.3.38)$$

$$\text{ここに, } U = \int_0^{\beta'^{-1}} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta'^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \quad (3.3.38)$$

U は第1種不完全楕円積分であり Sn 関数¹¹⁾ で表示すれば,

$$\text{Sn}(U, \beta') = \frac{\sqrt{1-\gamma^2}}{\beta'} \quad (3.3.39)$$

β' および γ は既知であるから, U は数値計算で求めることができる。

表-3.3.2は, 図-3.3.5において $b/T = 1/4$ の場合, S/T を変化させて各区間への浸透量の変化を計算にした結果である。 $T = 100\text{m}$ と仮定すれば $2b = 50\text{m}$ となる。これは, 高さ 100m クラスの中央コア型ロックフィルダムのコア幅に相当する。 $x = nb$ ($n = 2, 3, 4 \dots$) の表示はコア下流端 $x = b$ より $x = nb$ に至る区間内に流出する浸透量を示す。 Δ は全浸透量 q に対する $x = (n-1)b$ より $x = nb$ に至る区間への浸透量の比率である。

表-3.3.2 各区間への浸透量 q_{cx}/kh ($b/T = 1/4$ の場合)

x	$\frac{S}{T} = 0$		$\frac{S}{T} = \frac{1}{4}$		$\frac{S}{T} = \frac{1}{2}$		$\frac{S}{T} = \frac{3}{4}$	
	q_{cx}/kh	Δ	q_{cx}/kh	Δ	q_{cx}/kh	Δ	q_{cx}/kh	Δ
b	0	-	0	-	0	-	0	-
2b	0.41	0.55	0.31	0.50	0.21	0.44	0.13	0.40
3b	0.53	0.16	0.42	0.18	0.30	0.19	0.20	0.19
4b	0.60	0.10	0.48	0.10	0.35	0.12	0.24	0.13
5b	0.65	0.06	0.54	0.08	0.39	0.08	0.27	0.09
6b	0.68	0.04	0.56	0.04	0.42	0.06	0.29	0.06
7b	0.70	0.03	0.58	0.03	0.43	0.03	0.30	0.04
8b	0.71	0.02	0.59	0.02	0.44	0.03	0.31	0.03
9b	0.72	0.01	0.60	0.02	0.45	0.01	0.32	0.02
∞	0.74	0.03	0.62	0.03	0.47	0.04	0.33	0.04

表-3.3.2によれば次のことがわかる。

- 1) 区間毎の浸透量で見た場合, 浸透量はコア下流端に近い部分に集中しており, コア下流端からの距離が遠くなるにつれ浸透量は急激に減少する。例えば, $S/T = 0$ の場合 $x = (b \sim 2b)$ の区間に全浸透量の55%が浸透しているのに対し, $x = (5b \sim 6b)$ の区間では全浸透量の4%にすぎない。

- 2) 通常のロックフィルダムでは下流法面勾配が $1:2.5 \sim 1:3.0$ 程度である。コア幅 $2b$ は通常, ダム高の $1/2$ 程度であるので, フィルタ敷およびロック敷の合計延長は, b で表示すれば $9b \sim 11b$ となる。このためロックフィルダムのロック敷最下流部付近での浸透量は極めて少ないことになる。

ロックフィルダムの浸透量観測装置はロック敷最下流部付近に設置されているので, その観測値はロックフィルダム基礎部からの浸透量の大部分を観測していると判断できる。このことは通常, ロックフィルダムのロック敷より下流部においては貯水に伴う地山からの浸透量が観測されないという経験的事実とも良く一致する。

- 3) S/T が大きくなると $x = (b \sim 2b)$ の区間への浸透量の割合が減少する。例えば, $S/T = 0$ のとき55%であったものが, $S/T = 3/4$ の場合, 40%に減少する。すなわち止水カーテンは浸透量の絶対値を低減させるとともに, さらにコア下流端付近への浸透量の割合を低減させる役割を持っているのである。このことはロックフィルダムにとって, コアの浸透破壊防止が極めて重要な課題であることを考えると重要な知見である。

- (2) フィルタ敷への透水効率係数 K_F およびロック敷への透水効率係数 K_R

式 (3.3.37) において C の位置をフィルタ敷の下流端とすると, フィルタ敷への浸透量を計算することができる。

フィルタ敷への浸透量を q_F とすると, 式 (3.3.31) および式 (3.3.32) に準じて, 式 (3.3.40) および式 (3.3.41) を定義する。

$$q_F = K_F h \quad (3.3.40)$$

$$K_F = \frac{k}{2K(\beta)} [K(\beta') - U] \quad (3.3.41)$$

K_F をフィルタ敷への透水効率係数と呼ぶこととする。

K_F は式 (3.3.41) より計算できるが, $b/T = 1/4$, $S/T = 3/4$, フィルタ敷の延長が b の場合は, 表-3.3.2より $K_F = 0.13k$ のように求めることができる。同様にロック敷への浸透量を q_R として式 (3.3.42) および式 (3.3.43) を定義する。

$$q_R = K_R h \quad (3.3.42)$$

$$K_R = K - K_F = \frac{kU}{2K(\beta)} \quad (3.3.43)$$

K_R をロック敷への透水効率係数と呼ぶこととする。

$b/T = 1/4$, $S/T = 3/4$, フィルタ敷の延長が b の場合は, 表-3.3.2より $K_R = (0.33 - 0.13)k = 0.20k$ と求めることができる。 K , K_F および K_R は, フィルタ敷およびロック敷への浸透量を分離して計測している改良型浸透量観測装置による観測値を解析する際の重要な指標となるはずである。これらの指標を用いて実際の観測値を解析した結果については第4章で詳しく述べることとする。

3.3.4 まとめ

基礎岩盤を有限の厚さ T を持つ透水係数 k の透水性岩盤とみなし、浸透流はダルシー則に従ったポテンシャル流と仮定し、等角写像の手法により浸透流解析を行ない以下の知見を得た。

- (1) 単位幅あたりの透水性岩盤からの浸透流は式 (3.3.29) で表示され、ポテンシャル kh に比例する。
- (2) 式 (3.3.29) における比例常数 $K(\beta')/2K(\beta)$ の算出に必要な β は式 (3.3.18) より求まる。
 $K(\beta')/2K(\beta)$ の値は b/T の増大および S/T の減少に伴ない減少する。ここに $2b$ はコア幅、 S は止水カーテン長である。 $K(\beta')/2K(\beta)$ は浸透に関する断面形状の効率を示しており、通常 (0.1~1.0) の範囲である。
- (3) 断層などで著しく T が大きい場合には S/T を十分 1 に近い値にすることが困難であるため、 q/kh を十分小さくすることは困難である。このことは断層などで深部まで高透水性岩盤において十分な止水効果を得ることは一般に相当困難であることを示している。
- (4) 浸透量は h に比例するがその比例常数 K は $K = kK(\beta')/2K(\beta)$ で表示される。 K を透水効率係数と名付ける。 K を使用すると浸透流の解析に便利である。 K は透水係数 k と $K(\beta')/2K(\beta)$ の積となっているため透水係数 k が推定できる可能性がある。
- (5) 浸透量を区間毎に分割してコア下流端より特定の位置までの範囲に浸透してくる区間浸透量は式 (3.3.37) で表示できる。この式により、ロック敷最下流部付近での浸透量は極めて小さく、ロックフィルダムの浸透量観測装置による観測値は、ロックフィルダム基礎部からの浸透量の大部分を観測していることを明らかにした。また浸透流はコアに近い部分に集中していること、止水カーテンは浸透量の絶対値を低減させるとともに、コア下流端付近への浸透量の割合を低減させる効果を持っていることを明らかにした。
- (6) フィルタ敷への浸透量 q_F およびロック敷への浸透量 q_R を解析するために、 K に準じてフィルタ敷への透水効率係数 K_F およびロック敷への透水効率係数 K_R を定義する。これらは改良方式による浸透量の観測値の解析に有効である。

3.4 浸透流解析結果の応用

3.4.1 ポテンシャルおよび圧力の分布

(1) コア底面および止水カーテン沿いのポテンシャルおよび圧力の分布

重力式コンクリートダムにおいては、コンクリート底面における圧力分布は堤体の滑動および転倒の問題に直接関係するため極めて重要な問題である。一方、ロックフィルダムにおいては、堤体の安定計算において堤体の滑動および転倒の問題に基礎部における圧力分布は直接的には関係しないため、基礎部における圧力分布の検討はあまり行われていない。しかし、ロックフィルダムにとって最も恐ろしいコアの流出問題を考える場合、コアとコア敷となっている岩盤とは両者の物理的性質が全く異なるため、この境界部の挙動には慎重な検討が必要である。このような検討は現在までのところ、有限要素法による個別事例の検討にとどまっているが、等角写像の手法により解析解を求め、その特徴を検討することは重要な意味を持つはずである。

ここでは、コア底面および止水カーテン沿いのポテンシャルおよび圧力の分布について検討することとする。

式 (3.3.26) は式 (3.3.29) を利用して次のようになる。

$$\Phi = \frac{-kh}{2K(\beta)} \int_0^r \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \quad (3.4.1)$$

式 (3.4.1) ではコア上流側でポテンシャルが $kh/2$ 、コア下流側でポテンシャルが $-kh/2$ となっているため、理解に便利のようにコア上流側のポテンシャルを kh 、コア下流側のポテンシャルが 0 となるようにポテンシャルの基準を変更すると式 (3.4.1) は次式となる。

$$\Phi = \frac{-kh}{2K(\beta)} \left[\int_0^r \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} - K(\beta) \right] \quad (3.4.2)$$

ζ を決定するために必要な式 (3.3.18) による値を求める。

1) カーテンウォール底面に沿った区間

図-3.3.5 (a) に示す z 平面において、カーテンウォール上の任意の位置 $z = (0, yi)$ は t 平面においては式 (3.3.18) に z を代入することにより次のようになる。

$$\delta = \cos \frac{\pi S}{2T} \sqrt{\tanh^2 \frac{\pi yi}{2T} + \tan^2 \frac{\pi S}{2T}} = \cos \frac{\pi S}{2T} \sqrt{-\tan^2 \frac{\pi y^2}{2T} + \tan^2 \frac{\pi S}{2T}} \quad (3.4.3)$$

2) コア底面に沿った区間

図-3.3.5 (a) に示す z 平面において、コア底面に沿った任意の位置 $z = (x, 0)$ は t 平面においては式 (3.3.18) に z を代入することにより次のようになる。

$$\delta = \cos \frac{\pi S}{2T} \sqrt{\tanh^2 \frac{\pi x}{2T} + \tan^2 \frac{\pi S}{2T}} \quad (3.4.4)$$

式 (3.3.21) により,

$$\delta = \beta = \zeta \quad (3.4.5)$$

とおくと, 明らかに $\delta / \beta < 1$ である。

式 (3.3.53) は次のようになる。

$$\Phi = \frac{-kh}{2K(\beta)} [U - K(\beta)] \quad (3.4.6)$$

$$U = \int_0^\delta \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\beta^2\zeta^2)(1-\zeta^2)}} \quad (3.4.7)$$

U は第 1 種不完全楕円積分であり Sn 関数で表示すれば式 (3.4.8) となる。

$$\text{Sn}(U, \beta) = \frac{\delta}{\beta} \quad (3.4.8)$$

β および δ が既知であるから, U は数値計算で求めることができる。

なお, 止水カーテン上流面および上流側コア底面に沿ったポテンシャルは, 式 (3.4.6) において $\zeta = -\delta / \beta$ とすることによって求めることができる。また, ポテンシャル Φ と圧力 p の間には次式の関係があることは明らかである。

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{kh} \left[\frac{p}{\rho g} + z \right] = \frac{\Phi}{kh} = \frac{-1}{2K(\beta)} [U - K(\beta)] \quad (3.4.9)$$

ここに, Δh : z の位置における圧力の水頭換算値

p : z の位置における圧力

h : ポテンシャル基準面 (下流水位 h_2) 上の水深

従って, 浸透流観測孔は浸透圧力を計測しているので式 (3.4.9) の換算を行うことにより, その位置のポテンシャルの割合を知ることができる。

(2) ポテンシャル分布の検討

図-3.3.5 (a) に示す断面のポテンシャル分布を検討する。

100m クラスのロックフィルダムを想定して, コア幅 $2b = 50\text{m}$, 透水性岩盤の厚さ $T = 100\text{m}$, 止水カーテンの深さ $S = 50\text{m}$ とする。図-3.3.5 (a) の $5 \rightarrow 1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 4$ の順番に, すなわち上流側コア底面 \rightarrow 止水カーテン上流面 \rightarrow 止水カーテン下流面 \rightarrow 下流側コア底面に沿った, 無次元化したポテンシャルを式 (3.4.6) および式 (3.4.7) により計算した結果を, 図-3.4.1 に示す。

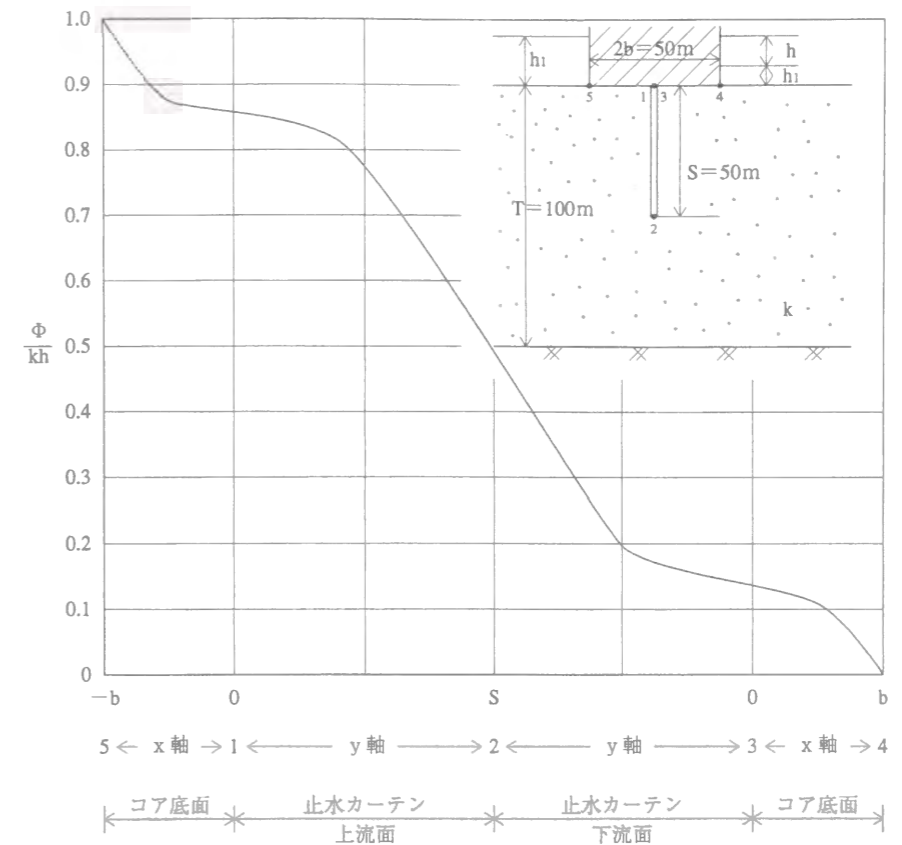


図-3.4.1 コア底面および止水カーテンに沿った Φ/kh の分布

これによれば次のことが分かる。

- 1) 止水カーテンが無い場合はコア基礎面に沿った部分で, ポテンシャルは1.0から0にまで変化するのに対し, 図-3.4.1によれば止水カーテンがあることにより, その分布, 形は大きく変化する。
- 2) ポテンシャルの変化は止水カーテンに沿った部分で大きく, 特に止水カーテンの先端部付近 (2 付近) で大きい。
- 3) コア底面に沿ったポテンシャル変化は大きいものではない。
- 4) 上流面基部 (1 の位置) のポテンシャルは0.86, 下流面基部 (3 の位置) のポテンシャルは0.14 であり, ポテンシャル差は $0.86 - 0.14 = 0.72$ である。止水カーテンが無い場合は, 両者は同一の位置となりポテンシャルは0.5である。このことは, 止水カーテンにより効率よくポテンシャルが減少していることを示している。

コア幅 $2b = 50\text{m}$ の場合, 止水カーテン下流面基部のポテンシャルが T および S の変化によりどのように変化するのかを計算した結果が表-3.4.1 および図-3.4.2 である。

表-3.4.1 止水カーテン下流面基部のポテンシャル値 (Φ/kh)

(S/b , b/T は $b = 25m$ の場合)

S (m)	T = 50m T = 75m T = 100m T = 150m T = 200m					
	S/b	b/T = 1/2	b/T = 1/3	b/T = 1/4	b/T = 1/6	b/T = 1/8
0	0	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
6.25	0.25	0.418	0.420	0.421	0.422	0.422
12.5	0.50	0.346	0.348	0.348	0.349	0.349
25.0	1.00	0.231	0.242	0.245	0.248	0.249
37.5	1.50	0.050	0.175	0.180	0.184	0.185
50	2.00	0	0.060	0.138	0.145	0.145
75	3.00		0	0.030	0.096	0.099
100	4.00			0	0.032	0.051
125	5.00				0.012	0.031
150	6.00				0	0.017
175	7.00					0.007
200	8.00					0

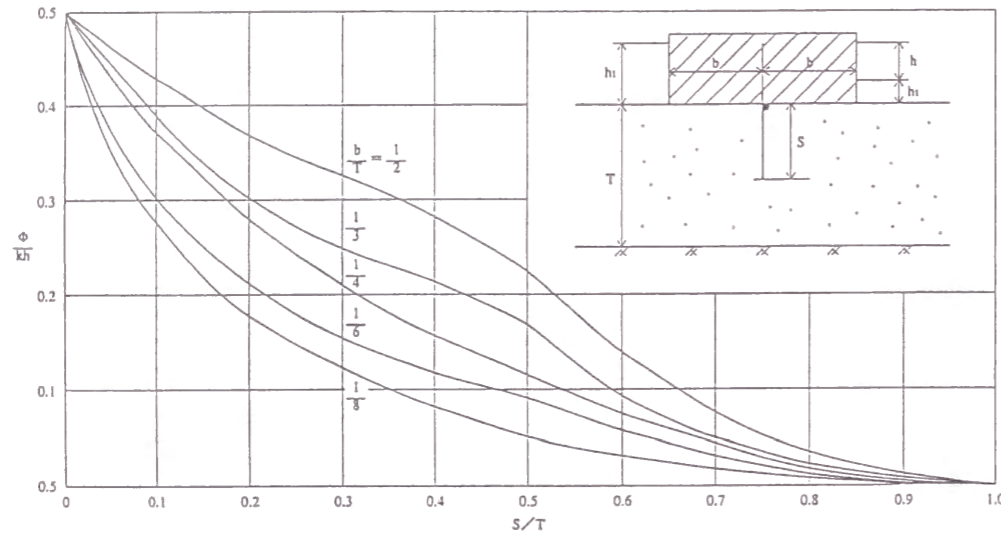


図-3.4.2 止水カーテン下流面基部のポテンシャル値 (Φ/kh)

特に止水カーテン下流面基部に注目するのは次の2つの理由による。

- ① 浸透流観測孔は、止水カーテン下流面基部 (3の位置) から斜め下方に、5~15mのボーリング孔の中に先端部の数mが有孔管となった管が設置されたものである。そのため浸透流観測孔で測定される圧力は、有孔管部分の平均的な圧力を示していると考えられる。浸透流観測孔の長さは止水カーテンの長さSに比較すれば数分の1以下である。また、図-3.4.1でみたように有孔管付近のポテンシャル変化の割合は大きくないと予想される。従って、浸透流観測孔の有孔管の位置を止水カーテン下流面基部の位置で代表させることとしても大きな誤差は無いと考えられる。
- ② 止水カーテン基部の上流面と下流面では大きいポテンシャル差が生じているので、止水カーテンの効果およびコアの流出問題を検討するのに便利な指標となる。

表-3.4.1および図-3.4.2によれば次のことがわかる。

1) 止水カーテン下流面基部におけるポテンシャルは、止水カーテンの長さが $S = 6.25m$, $S = 12.5m$ と比較的短い場合は、透水性岩盤の厚さTが増大してもほとんど変化せずほぼ一定値を示している。

2) 止水カーテンの長さが大きくなるにつれ、急速に止水カーテン下流面基部におけるポテンシャルは減少する。

止水カーテン下流面基部におけるポテンシャルが小さいことは、コア底面に沿ったポテンシャル変化が小さいことを示しており、これはコアの流出を防止する上で極めて好ましいことである。このことは浸透量を減少させるという容易に理解できる現象とともに、止水カーテンの重要な役割である。

3) 止水カーテン下流面基部におけるポテンシャルが小さいことは止水カーテン上流面基部と下流面基部との非常に短い水平区間に、大きいポテンシャル差が生じていることを示している。仮にこの部分の一部、止水カーテンの形成が十分でなく透水性の高い部分があると局部的に極めて大きい動水勾配が生じることとなり、コアの流出にとって重要な検討課題となる。このことは、止水カーテンの施工にあたり、特に止水カーテン基部付近の入念なグラウチングおよびブランケットグラウチングによる浅い基礎部分における難透水層の形成が重要視される経験的事実を裏付けている。

4) 止水カーテン下流部基部付近に設置された浸透流観測孔で圧力を観測することにより式 (3.4.9) あるいは表-3.4.1等を利用して止水カーテンの効果判断することが可能である。

実際のロックフィルダムの浸透流観測孔において、圧力を観測した結果を解析した例については第4章で詳しく述べることとする。

3.4.2 浸透流観測孔への透水効率係数 K_p

浸透流観測孔において観測される浸透量は、基礎岩盤内の浸透流と何らかの関係性を有しているはずであり、両者の関係を検討することは観測値の解析手法を明らかにする上で重要である。

浸透流観測孔は図-3.4.3に示すように、一般にカーテンウォールの下流側に数mの有孔管部分を持つ管が基礎岩盤中に挿入されている。浸透流観測孔は、バルブを閉じて浸透圧力を、バルブを開放して浸透量を測定するという2つの機能を有している。浸透流観測孔で浸透量を観測している時としていない時では、基礎岩盤中の浸透流の状況は多少変化すると考えられる。しかし浸透流観測孔への浸透量は、浸透流観測孔の設置された鉛直断面において、浸透量を観測していない時の有孔管部の下端および上端を通過する流線間の流量に比例すると考えられる。単位幅当りの浸透量は式 (3.3.31) のように表示されるが、この浸透量に対する有孔管の下端および上流端間を通過する流線間の流量の割合を α_1 とする。浸透流観測孔で浸透量を観測している時には、浸透流観測孔へ流出する浸透流と下流側フィルター敷およびロック敷へ流出する浸透流の2種類の流れが共存しているが、浸透流観測孔周辺の流れについては、当然前者が卓越しているであろう。浸透流観測孔は監査廊内に設置されているため、浸透流観測孔の浸透に関係する水位差は、上流側水位と浸透流観測孔の設置位置との差 H_p となる。これは一般には、上流側水位と下流水位との差 h より大きいことが多い。浸透流観測孔を通過する流線の浸透経路は短くなるが、この割合は α_2 を式 (3.4.10) で定義すると $(1 - \alpha_2)$ で表される。

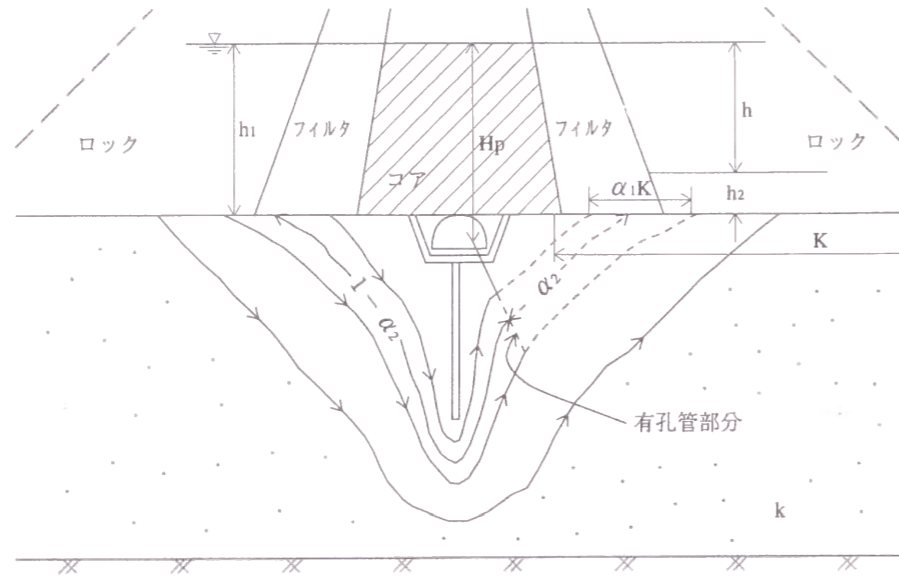


図-3.4.3 浸透流観測孔の浸透機構の模式図

$$\alpha_2 = \frac{P_0}{P} = \frac{\Delta h}{h} \quad (3.4.10)$$

P_0 : 浸透流観測孔で観測した下流水位 h_2 を基準とした浸透圧力

Δh : P_0 の水頭換算値

P : $h = (h_1 - h_2)$ に相当する圧力

浸透流観測孔のダム軸方向への集水範囲が、幅 B_p で代表できるものとする、上記の効果を組み合わせ、浸透流観測孔への浸透量 Q_p は次のように模式化できる。

$$\frac{Q_p}{B_p} = \frac{\alpha_1 K H_p}{1 - \alpha_2} = \alpha_3 K H_p = K_p H_p \quad (3.4.11)$$

ここに、 H_p : 上流側水位と浸透流観測孔設置標高との差

K_p を浸透流観測孔への透水効率係数と呼ぶこととする。浸透流観測孔への浸透量 Q_p は、浸透流観測孔の口径によっても変化するが、通常口径 66mm のボーリング孔を利用してストレーナーが挿入されるため、その場合の浸透量と考える。従って、口径が著しく大きい場合などにおいては、井戸への浸透量問題にみられる口径の影響の考慮が必要である。

なお、コンクリートダムにおいて一定間隔で設置された排水孔の効果を、著者と同様の複素ポテンシャルを利用して理論的に研究した嶋¹²⁾らの結果も、直接的には B_p を決定する手段とならないので、 B_p の決定手段についての今後の研究が必要である。

B_p が適切に推定されていると仮定して α_3 のオーダーを調べる。 α_1 は有孔管部分の延長が数 m、フィルター敷の延長が数十 m であることを考えると $1/10$ 程度である。 α_2 は一般には 0.2~0.5 程度と考えられるので、 α_3 は 0.2~0.5 程度となる。従って、 K_p は (0.2~0.5) K_p 程度と推定されるが、仮定が多いことを考えると K_p は K より 1 オーダー程度小さい値と推定される。

K_p の指標を用いて実際の観測値を解析した結果については第 4 章で述べる。

3.4.3 止水カーテンの効果

(1) 難透水性ゾーンとしての止水カーテンについての大長昭雄の研究

3.3.1 において透水性岩盤からの浸透量を中心として透水性岩盤内の浸透流について検討した。これは見方を変えれば、ダム基礎に設置した止水カーテンの効果を検討したことに等しい。止水カーテンに関する初めての体系的研究は、黒部ダムを対象とした大長の一次元理論による解析および実験的研究^{13), 14)}である。

著者の 3.3.1 における研究は二次元理論によるものであるため、大長の研究と比較して、その差を検討することとする。

大長は、止水カーテンにより浸透流が完全に遮断されるのではなく、ある幅の難透水性ゾーンが形成されるという考え方に立って、難透水性ゾーンの幅、透水係数の改良度合により浸透量、揚圧力がどの程度減少するかについて次のように検討を行っている。

図-3.4.4 に示すように、浸透路長 L 、透水係数 k_1 なる透水性材料があり、その両端に、夫々 p_1, p_2 なる水頭が加えられたとする。また浸透路の中に透水係数 k_2 なる幅 L_2 の難透水性ゾーンが設けられ、その上下流端の水頭は夫々 p_3, p_4 であったとする。難透水性ゾーンより上流側の透水ゾーンの浸透路長を l_1 、下流側の浸透路長を l_2 とする。

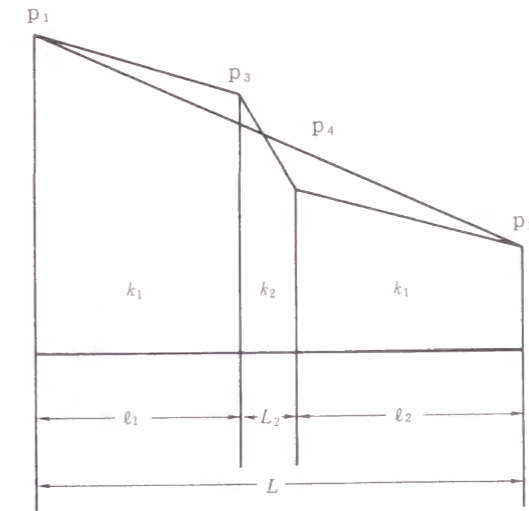


図-3.4.4 一次元水頭分布図

$$\frac{k_2}{k_1} = \alpha \quad \frac{L_2}{L} = \beta \quad L - L_2 = l_1 + l_2 \quad (3.4.12)$$

とすると、 α は難透水性ゾーンの止水性の改良度合を示す係数となり、 β は難透水性ゾーンの幅の全浸透路長に対する割合となる。なお、ここでの α, β は前出の α, β とは全く異なるものである。また、難透水性ゾーンがない時の浸透量を Q_0 、難透水性ゾーンが設けられた時の浸透量を Q とし、難透水性ゾーンによる浸透量の低減率を E_c とすると、ダルシーの法則から次式が求まる。

$$\left. \begin{aligned} Q_0 &= \frac{k_1(p_1 - p_2)}{L} \\ Q &= \frac{k_1(p_1 - p_3)}{\ell_1} = \frac{k_2(p_3 - p_4)}{L_2} = k_1(p_3 - p_4)\ell_2 \end{aligned} \right\} \quad (3.4.13)$$

これにより次式が求まる。

$$\left. \begin{aligned} p_1 - p_2 &= \frac{1}{\beta}[\alpha + \beta(1 - \alpha)](p_2 - p_4) \\ Q_0 &= \frac{k_1}{L}(p_1 - p_2) \\ Q &= \frac{k_1 \cdot \alpha \cdot (p_1 - \beta)}{L[\alpha + (1 - \alpha)\beta]} \\ E_c &= \frac{Q_0 - Q}{Q_0} = \frac{1 - \alpha}{[\alpha + (1 - \alpha)\beta]} = \frac{(1 - \alpha)\beta}{[\alpha + (1 - \alpha)\beta]} \end{aligned} \right\} \quad (3.4.14)$$

また、浸透路長全体の圧力差（水頭差）は $(p_1 - p_2)$ で、難透水性ゾーンの圧力差は $(p_3 - p_4)$ であるから、全浸透路長の圧力差のうち、難透水性ゾーンでの圧力差の占める割合は次式で表される。

$$\frac{(p_3 - p_4)}{(p_1 - p_2)} = \frac{\beta}{[\alpha + \beta(1 - \alpha)]} \quad (3.4.15)$$

また透水性ゾーンでの動水勾配を $(dp/dx)_1$ 、難透水性ゾーンの動水勾配を $(dp/dx)_2$ で表すと次式との関係が成立することとなる。

$$\left[\frac{dp}{dx} \right]_1 = \frac{[(p_1 - p_2) - (p_3 - p_4)]}{(L - L_2)} = \frac{\alpha(p_3 - p_4)}{L_2} = \alpha \left[\frac{dp}{dx} \right]_2 \quad (3.4.16)$$

これから難透水性ゾーンでは透水性ゾーン内の動水勾配に比して、止水性の改良度 α の逆数に反比例して急な動水勾配が形成されることとなる。

原論文では、種々な α 、 β の値に対応する E_c の値をグラフにして示しているが、飯田¹⁵⁾ は大長の理論に従い、具体的な例を取り上げ難透水性ゾーンによる浸透量の低減率、揚圧力の低減率を計算して示している。

例として、高さ100m級の重力ダムを念頭に置き、着岩面近く、あるいはコンソリデーショングラウチングゾーンの直ぐ外側の最短の浸透流経路として、浸透長を100mとして揚圧力を軽減するための排水孔が無い場合の結果を引用する。

カーテングラウチングにより形成される難透水性ゾーンの幅は、1列グラウチングで2m、2列、3列グラウチングで夫々4m、6mとする。従って、各々の場合の β の値は、それぞれ0.02、0.04、0.06とする。

それらの結果が表-3.4.2、表-3.4.3および表-3.4.4に示してある。ただし、飯田は重力式ダムを想定して、揚圧力を軽減するための排水孔がある場合についても、上流面と排水孔の間の浸透路長を $L = 10m$ として計算して併せて示している。

表-3.4.2 グラウチングによる浸透量低減効果 (E_c) (飯田¹⁵⁾ による)

α	排水孔なし			排水孔あり		
	カーテングラウチング			カーテングラウチング	コンソリデーショングラウト	
	1列	2列	3列	1列	2列	$\beta = 1.0$
	$\beta = 0.02$	$\beta = 0.04$	$\beta = 0.06$	$\beta = 0.2$	$\beta = 0.4$	$\beta = 1.0$
1/2	0.020	0.034	0.057	0.17	0.29	0.50
1/5	0.074	0.137	0.194	0.44	0.62	0.80
1/10	0.153	0.265	0.351	0.64	0.78	0.90
1/50	0.495	0.662	0.746	0.91	0.95	0.98
1/100	0.664	0.798	0.856	0.95	0.98	0.99

表-3.4.3 所定の浸透量低減効果が得られるために必要な止水性改良度 (α) (飯田¹⁵⁾ による)

排水孔	グラウチング		$E_c = 0.1$	$E_c = 0.2$	$E_c = 0.3$	$E_c = 0.4$	$E_c = 0.5$	$E_c = 0.6$	$E_c = 0.7$	$E_c = 0.8$	$E_c = 0.9$
	列数	β									
なし	1	0.02	0.153	0.074	0.045	0.029	0.019	0.013	0.008	0.005	0.002
	2	0.04	0.265	0.138	0.085	0.057	0.038	0.026	0.017	0.010	0.004
	3	0.06	0.346	0.194	0.124	0.083	0.057	0.038	0.025	0.015	0.007
あり	1	0.2	0.621	0.444	0.318	0.231	0.167	0.118	0.078	0.048	0.022
	2	0.4	0.783	0.615	0.491	0.375	0.276	0.211	0.146	0.091	0.043
	コンソリ	1.0	0.900	0.800	0.700	0.600	0.500	0.400	0.300	0.200	0.100

表-3.4.4 種々なる α 、 β の値に対応した止水ゾーンによる揚圧力低減率 (飯田¹⁵⁾ による)

排水孔	グラウチング		$\alpha = 1/2$	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/10$	$\alpha = 1/20$	$\alpha = 1/50$	$\alpha = 1/100$
	列数	β						
なし	1	0.02	0.039	0.098	0.169	0.290	0.505	0.671
	2	0.04	0.077	0.172	0.284	0.455	0.676	0.806
	3	0.06	0.113	0.242	0.390	0.561	0.761	0.865
あり	1	0.2	0.333	0.555	0.714	0.833	0.926	0.962
	2	0.4	0.571	0.769	0.870	0.930	0.971	0.985
	コンソリ	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

これらの表の数値を基に具体的な例をあげると、排水孔が無く浸透路長が100mのとき、浸透量を半分に減少させるためには、表-3.4.3より1列のカーテングラウチングでは $\alpha = 0.019$ 、即ち難透水性の透水係数を約1/50に低下させる必要があり、3列のカーテングラウチングでは $\alpha = 0.057$ 、即ち透水係数を約1/17.5に低下させる必要があることになる。これに対して排水孔があり、透水路長が10mとしたときは、浸透量を1/2にするためには、1列のカーテングラウチングでは、 $\alpha = 0.176$ 、即ち透水係数を約1/3.6に低下させればよく、コンソリデーショングラウチングで全浸透路をグラウチングする場合には、透水係数を1/2に低下すればよいことになる。

このように浸透路長が長いときには、止水カーテンによる浸透量の低減効果は低くなり、所定の浸

透量に低減するためには、止水カーテン内の透水係数を大幅に低下させる必要が生ずることになる。これは浸透路長が100mと長いときは、形成される動水勾配も小さく浸透量も少ないため、幅が2~6m程度の難透水性ゾーンを形成しても浸透量の低減は少ないが、浸透路長が10mと短いときは動水勾配も大きく、浸透量も大きいため幅2~10mの難透水性ゾーンの形成は極めて効果的となることを示している。

また、表-3.4.4によれば揚圧力の低減率についても浸透量低減率と全く同様な傾向を示している。飯田¹³⁾は、数値については浸透量低減率 E_c と揚圧力低減率 $(p_3 - p_4) / (p_1 - p_2)$ とは物理的に見て全く同種の比較とはなっていないので、多少の数値の大小により難透水性ゾーンの低減効果が浸透量と揚圧力のいずれに対して大きいかについては論じ難いと指摘している。

(2) 大長の止水カーテンに関する二次元模型実験による研究

前述した一次元理論に基づく考察は、難透水性ゾーンの影響については難透水性ゾーンを通過する流れの影響のみを考慮し、このゾーンの形成による流線網の変化については全く考慮していない。従って、止水カーテンの深さなどを検討する場合には、当然二次元解析へと進んで検討を行う必要がある。

大長は二次元模型実験により検討を行うこととし、黒部ダム（アーチ式コンクリートダム、 $H = 186m$ ）を対象として、止水カーテンの深さを150m, 100m, 50mの三種類、カーテンによる難透水性ゾーンの幅を $L_2 = 6m$ とし、その透水係数については、5種類の計13ケースに対し、寒天模型による模型実験を行っている。これらの実験では、止水カーテンと他の部分との透水係数の関係をPorosityという言葉を用いて示しているが、これを透水係数改良度 $\alpha = k_2/k_1$ で示せばPorosity = α で表される。 $\alpha = 0$ は完全遮水、100%は止水カーテンなしに相当する。

また、各実験ケースにより、等ポテンシャル網の形は異なるが、止水カーテンの効果を判定するために、止水カーテンよりある程度下流で13ケースの実験結果の等ポテンシャルの平均的な方向にPiezometer holeを設け、ここで測定されたポテンシャルの値を指標にして止水カーテンの深さの効率を論じている。

Piezometer holeのポテンシャルの値を、止水カーテンを行わなかった場合と比較したポテンシャルの低減率を図-3.4.5に示した。

図-3.4.5から大長は止水カーテンの深さは効率的にみて限度があり $\alpha = 0$ 、即ち止水カーテン部の透水係数が0で完全に遮水している場合でも、黒部ダム（ $H = 186m$ ）では止水カーテンの深さが100m（0.538H）以上ではPiezometer holeの位置でのポテンシャルの値はあまり改善されなくなることを示している。

これから、黒部ダムの場合、止水カーテンは100m（0.538H）以上深くしても効果的でないとしているが、これが以降のダムの止水計画において、止水カーテンの深さを1/2を目安とするに至ったことでの理論的根拠となっていると考えられる。

この研究が行われた当時は有限要素法等の数値解析法は開発されておらず、この種の研究は模型実験による以外になかったのである。

大長の実験で止水カーテン効果測定するに使用されたPiezometerは、ロックフィルダムの場合、現

在、浸透流観測孔と呼ばれるものである。

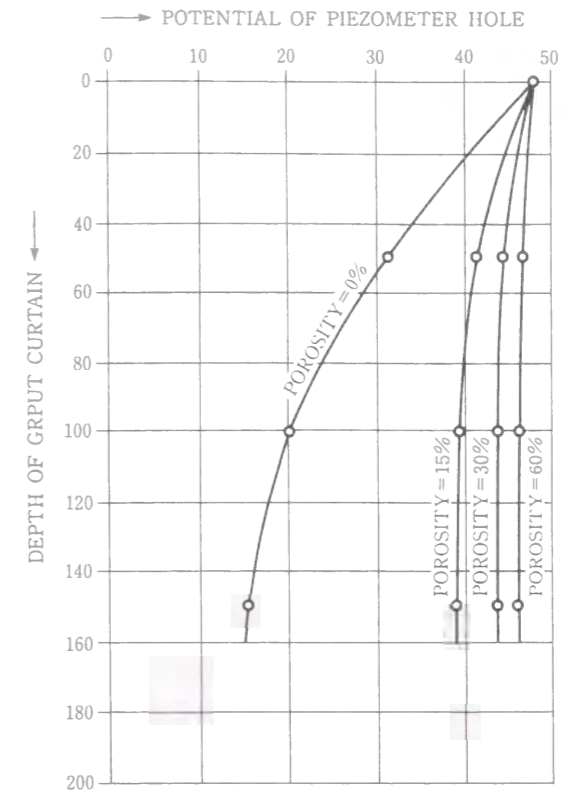


図-3.4.5 止水カーテンの深さと下流側の水頭変化（大長^{13), 14)}による）

(3) 二次元理論による止水カーテンの効果の検討

大長は一次元理論により止水カーテンの効果を論じたが、著者の二次元理論により同様の検討を行う。

止水カーテンが完全に不透水性で止水カーテン長 S と透水性岩盤の厚さ T の関係が $S/T < 1$ の場合は、既に検討した式(3.3.29)で止水カーテンの効果が表される。

止水カーテンが完全に不透水性ではなく、かつ $S/T = 1$ の場合の検討を行う。大長の考え方に従い図-3.4.6に示したように透水係数 k_1 の透水性岩盤の内に透水係数 k_2 の難透水性ゾーンが設置され、その幅を L_2 とし難透水性ゾーンを止水カーテンと考えることとする。難透水性ゾーンがコア底面の中央位置に設置されているとすると、難透水性ゾーン内の流れは y 軸に関して対称となり、水平方向（ x 軸方向）の流れが卓越していることは明らかである。このため難透水性ゾーンの効果は x 軸方向のみに現れるとしても大きな誤差はない。このため、図-3.4.6に示すコア幅 $2b$ は、透水係数 k_1 の一樣な透水層岩盤上の次式で表されるコア幅と同じこととなる。

$$L = (2b - L_2) + L_2 \frac{k_1}{k_2} = (2b - L_2) + \frac{L_2}{\alpha} \quad (3.4.17)$$

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1}$$

ここで改めて、 $2b = L$, $S = 0$

(3.4.17)

と置けば、図-3.4.6は式(3.3.29)で止水カーテンの効果を検討することができる。

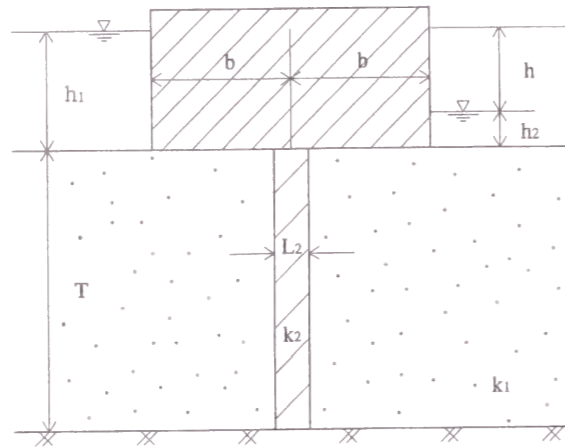


図-3.4.6 二次元理論による止水カーテン模式図

(4) 大長の理論との比較

ここで式(3.4.17)および式(3.4.18)で求まる結果を大長の理論に基づく飯田の検討結果と比較してみる。

飯田はコンソリデーショングラウチングの外側の最短の浸透経路として浸透長を100mとして計算しているため、コア幅 $2b = 100m$ とする。

1列のカーテングラウチングの厚さを2mとして1列、2列、3列の場合は、おのおの $\beta = 0.02, 0.04, 0.06$ とする。 α の値は飯田と同様に $1/2, 1/5, 1/10, 1/50$ および $1/100$ とする。

これらの条件での計算結果を表-3.4.5および表-3.4.6に示した。

表-3.4.5 二次元理論に基づくグラウチングによる浸透量低減効果 (E_c)

α	T = 50m			T = 100m			T = 200m		
	カーテングラウチング			カーテングラウチング			カーテングラウチング		
	1列 $\beta = 0.02$	2列 $\beta = 0.04$	3列 $\beta = 0.06$	1列 $\beta = 0.02$	2列 $\beta = 0.04$	3列 $\beta = 0.06$	1列 $\beta = 0.02$	2列 $\beta = 0.04$	3列 $\beta = 0.06$
1/2	0.014	0.027	0.037	0.013	0.022	0.031	0.007	0.015	0.024
1/5	0.053	0.099	0.143	0.041	0.079	0.114	0.0031	0.061	0.087
1/10	0.107	0.200	0.272	0.089	0.162	0.225	0.069	0.126	0.117
1/50	0.405	0.454	0.671	0.341	0.512	0.612	0.278	0.429	0.528
1/100	0.578	0.733	0.801	0.518	0.677	0.805	0.432	0.599	0.693

表-3.4.6 二次元理論に基づくグラウチングによる浸透量の変化 ($K(\beta')/2K(\beta)$)

α	T = 50m			T = 100m			T = 200m		
	カーテングラウチング			カーテングラウチング			カーテングラウチング		
	1列 $\beta = 0.02$	2列 $\beta = 0.04$	3列 $\beta = 0.06$	1列 $\beta = 0.02$	2列 $\beta = 0.04$	3列 $\beta = 0.06$	1列 $\beta = 0.02$	2列 $\beta = 0.04$	3列 $\beta = 0.06$
1	0.347	0.347	0.347	0.533	0.533	0.533	0.742	0.742	0.742
1/2	0.342	0.338	0.344	0.526	0.521	0.516	0.737	0.731	0.725
1/5	0.329	0.313	0.297	0.511	0.490	0.472	0.719	0.697	0.677
1/10	0.310	0.277	0.252	0.485	0.465	0.413	0.691	0.649	0.611
1/50	0.206	0.189	0.114	0.351	0.260	0.207	0.536	0.424	0.351
1/100	0.148	0.093	0.069	0.257	0.172	0.104	0.421	0.297	0.229

飯田の表-3.4.2と表-3.4.5を比較してみると、表-3.4.5においては透水層の厚さTの変化により浸透量低減効果 E_c が変化しているのに対し、表-3.4.2は一次元理論による計算のため、Tの変化による E_c の変化はないことが認められる。また、表-3.4.2の一次元理論による E_c は二次元理論による表-3.4.5のT = 50m, T = 100mおよびT = 200mのいずれのケースの値より大きい。特に $\alpha = 1/2, 1/5$ のように α の値が大きい時は、一次元理論による E_c は二次元理論による E_c よりTおよび β の値により異なるが1.5倍~2倍程度大きい。これに対し $\alpha = 1/50, 1/100$ のように、 α の値が小さいときは1.2倍程度の大きさである。これは飯田の述べているように、飯田の計算においては浸透流路は着岩面近く、あるいはコンソリデーショングラウチングゾーンの直ぐ外側の最短のものを対象としているのに対し、二次元理論では、コア底部から不透水岩盤に近い部分を通るものまでのあらゆる浸透流路を対象としているためである。いいかえればグラウチングは、短い浸透路の浸透量低減には効果があるが、不透水岩盤に近い部分を通るような長い浸透経路の浸透量低減効果は少ないことを示している。また、一次元理論による浸透量低減効果は、常に二次元理論による計算値より大きい値を示すことから、一次元理論により浸透量低減効果を検討する場合は十分な注意が必要である。

また飯田は、所定の浸透量低減効果が得られるために必要な止水性改良度(α)の計算結果を表-3.4.3のように示している。これについても透水岩盤の厚さTの概念が省略されているが、二次元理論によりT = 100mの場合について同様の計算を行ったものが表-3.4.7である。

表-3.4.7 二次元理論による所定の浸透量低減効果が得られるために必要な止水改良度(α)

排水孔	グラウチング		$E_c = 0.1$	$E_c = 0.2$	$E_c = 0.3$	$E_c = 0.4$	$E_c = 0.5$	$E_c = 0.6$	$E_c = 0.7$	$E_c = 0.8$	$E_c = 0.9$
	列数	β									
なし	1	0.02	0.088	0.041	0.025	0.016	0.011	0.007	0.005	0.002	-
	2	0.04	0.161	0.079	0.048	0.031	0.021	0.013	0.007	0.005	-
	3	0.06	0.224	0.115	0.070	0.046	0.031	0.020	0.014	0.008	-

(注) $E_c = 0.9$ の欄は第一種完全楕円積分の計算において有効数字8桁以上の精度が必要なため計算していない。

飯田の表-3.4.3と比較してみると、所定の浸透量低減効果が得られるために必要な止水改良度 α は、一次元理論による表-3.4.3の一方が二次元理論による表-3.4.7よりいずれのケースにおいても約2倍程度大きい。例えば表-3.4.3の $E_c = 0.5$, 排水孔なし, $\beta = 0.06$ の場合は $\alpha = 0.057$ となって

おり、浸透量を半減させる場合、排水孔なしで、3列の止水カーテンの透水係数を約1/17.5に低下させる必要がある。

これに対し表-3.4.7の $E_c = 0.5$ 、排水孔なし、 $\beta = 0.06$ の場合は $\alpha = 0.031$ となっており、この場合は約1/32.3に低下させる必要があることを示している。これは浸透量低減効果 E_c が一次元理論の場合の方が二次元理論の場合より常に大きいことを考えれば当然の結果である。

従って、所定の浸透量低減効果が得られる止水カーテンの止水改良度 α について検討を行う場合は、二次元理論によって行う必要があり、一次元理論による α は、常に二次元理論による α より大きな値(改良度が不十分な値)を示すことに留意する必要がある。

3.4.4 基礎岩盤からの全浸透量

(1) 基礎岩盤からの全浸透量

基礎岩盤からの単位幅当りの浸透量は式(3.3.29)で求まるが、貯水位の変化に伴う基礎岩盤からの全浸透量の変化について検討してみる。

一番簡便な方法は式(3.3.29)を利用して、図-3.4.7のように基礎岩盤をダム軸方向に n 分割して、各区間毎の代表値を用いて次式で計算するものである。

$$Q = \sum_{i=1}^n \frac{k_i h_i}{2} \cdot \frac{K(\beta'_i)}{K(\beta_i)} \cdot B_i \quad (3.4.19)$$

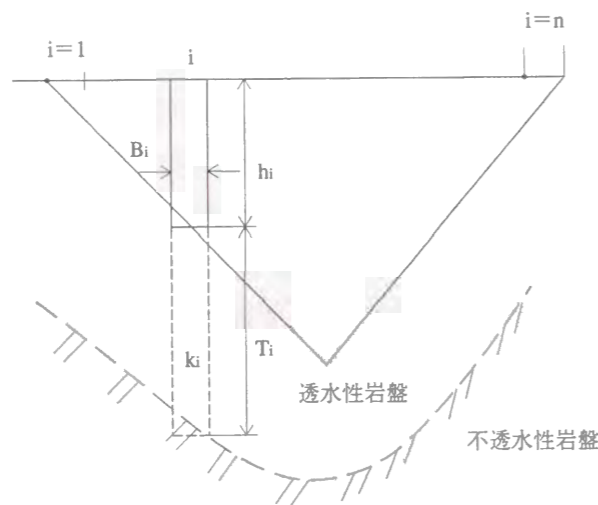


図-3.4.7 基礎岩盤の分割模式図

ここに、

Q = 基礎岩盤からの全浸透量

k_i = i 区間における基礎岩盤の透水係数

h_i = i 区間における平均水深

B_i = i 区間のダム軸方向の延長

$K(\beta_i)$ = 式(3.3.17)で求まる i 断面の β_i を母数とする第1種完全楕円積分の値

$K(\beta'_i) = \beta_i$ の補母数 β'_i を母数とする第1種完全楕円積分の値

T_i = i 区間の透水性岩盤の厚さ

この方法は実用的ではあるが、貯水位の変化に伴う全浸透量の変化について、全体としての傾向の把握が困難であるので、式(3.3.29)を利用して基礎岩盤からの全浸透量を近似的に求めてみる。

不透水性面と考えているコアの底幅は $2b$ は、コア底部の標高により異なる。コア底部から不透水性面と考える岩盤までの透水性岩盤の透水係数 k および深さ T も標高により異なる。従って透水効率係数 K の値はすべての場所で異なるのであるが、簡略のため $K = \text{一定}$ と仮定する。

図-3.4.8に示すようにダム軸方向に z 軸、鉛直上方に y 軸、座標原点を谷の最深部にとってV字形をした対称形の谷幅 $2B$ 、高さ H のロックフィルダムを考える。谷底からの最大水深 H_0 の場合の全浸透量を考える。

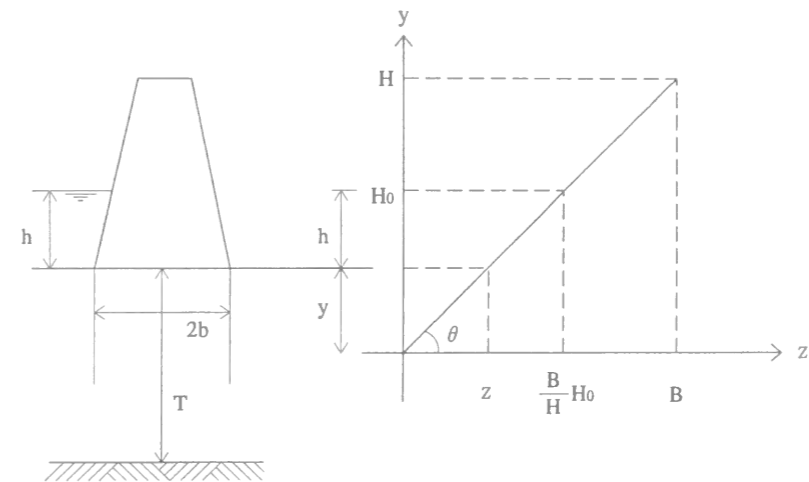


図-3.4.8 基礎岩盤からの全浸透量計算模式図

$$\text{図-3.4.8において、} h = H_0 - \frac{H}{B}z \quad (3.4.20)$$

で表されるので、式(3.4.20)を式(3.3.29)に代入し、 z 方向への積分を考えると、水深 H_0 の場合の全浸透量 Q は次式となる。

$$Q = 2 \int_0^{BH_0/H} K h dz = 2K \int_0^{BH_0/H} \left[H_0 - \frac{H}{B}z \right] dz = \frac{KBH_0^2}{H} = KH_0^2 \cot \theta \quad (3.4.21)$$

$$\cot \theta = \frac{B}{H}$$

式(3.4.21)により次のことが明らかになる。

- ① 基礎岩盤からの全浸透量は、透水効率係数 K を全基礎岩盤において同一と仮定すれば、 K に比例する。
- ② 全浸透量は H_0 の2乗に比例する。
- ③ 全浸透量はダムサイトの地形の形状の影響を受け、 $\cot \theta$ に比例する。

3.4.5 コアおよび基礎岩盤からの浸透量

実際のロックフィルダムにおいてはコアおよび基礎岩盤からの浸透量が各々独立して測定されることは少なく、両者の合計値が測定されることが多い。

(1) 単位幅当りのコアおよび基礎岩盤からの浸透量

単位幅当りのコアからの浸透量 q_c を式(3.2.4)、基礎岩盤からの浸透量 q_B を式(3.4.22)で表すこととすると、その合計量および比は次の通りとなる。

$$q = \frac{k_1 h^2}{2l} + \frac{k_2 h K(\beta')}{2K(\beta)} = q_c + q_B \quad (3.4.22)$$

$$\frac{q_c}{q_B} = \frac{\frac{k_1 h^2}{2l}}{\frac{k_2 h K(\beta')}{2K(\beta)}} = \frac{k_1 h K(\beta)}{k_2 l K(\beta')} \quad (3.4.23)$$

式(3.4.23)のおおよその値を求めてみると、 $h = H$ の最大水深の場合、

$$l = \frac{1}{2}(\ell_0 + \ell_0 - mH) \text{ であり、 } m \approx 0.5 \quad \ell_0 \approx \frac{H}{2}$$

のオーダーであるので、 $l \approx \frac{H}{4}$ となり、 $\frac{h}{l} \approx 4$ のオーダーである。

3.3.2でみたように、 $b/T = 0.250$ のオーダーであるので、表-3.3.1より $S/T = 0$ の時、

$$\frac{K(\beta)}{K(\beta')} \approx \frac{1}{2 \times 0.743} \approx \frac{1}{1.5} \text{ のオーダー、 } S/T = 0.75 \text{ の時 } \frac{K(\beta)}{K(\beta')} \approx \frac{1}{2 \times 0.329} \approx \frac{1}{0.7} \text{ のオーダーである。}$$

従って、

$$\frac{q_c}{q_B} = \frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{K(\beta)}{K(\beta')} \approx \frac{k_1}{k_2} \times 4 \times \left[\frac{1}{1.5} \sim \frac{1}{0.7} \right] \approx (3 \sim 6) \frac{k_1}{k_2} \quad (3.4.24)$$

がオーダーとしての最大値である。

また、 $h \approx 0$ のときは、

$$\frac{q_c}{q_B} \approx 0 \quad (3.4.25)$$

従って、 q_c/q_B は水深が増大するほど増大し、 $h = H$ の最大水深の場合、式(3.4.24)となる。

一般に $k_1 \ll k_2$ であるので q_c/q_B は十分に小さい。

(2) コアおよび基礎岩盤からの全浸透量

コアからの全浸透量 Q_c を式(3.2.16)、基礎岩盤からの全浸透量 Q_B を式(3.4.21)で表すこととすると、その合計量および比は次の通りとなる。

$$Q = Q_c + Q_B = \frac{2k_1 B H_0^3}{3H(2\ell_0 - mH_0)} + \frac{k_2 B H_0^2 K(\beta')}{2HK(\beta)} \quad (3.4.26)$$

$$\frac{Q_c}{Q_B} = \frac{\frac{2k_1 B H_0^3}{3H(2\ell_0 - mH_0)}}{\frac{k_2 B H_0^2 K(\beta')}{2HK(\beta)}} = \frac{4}{3} \cdot \frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{H_0}{(2\ell_0 - mH_0)} \cdot \frac{K(\beta)}{K(\beta')} \quad (3.4.27)$$

式(3.4.27)のおおよその値を求めてみると、 $\ell_0 \approx \frac{H_0}{2}$ であるから、 $H_0 = H$ の最大水深の時

$$2\ell_0 - mH_0 \approx 0.5H \text{ となる。}$$

このとき、

$$\frac{Q_c}{Q_B} = \frac{4}{3} \cdot \frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{H}{0.5H} \cdot \left[\frac{1}{1.5} \sim \frac{1}{0.7} \right] \approx (1.8 \sim 3.8) \frac{k_1}{k_2} \quad (3.4.28)$$

式(3.4.24)と式(3.4.28)を比較してみると、式(3.4.28)が式(3.4.24)の約 $1/2$ の値となっていることがわかる。これは q_c/q_B において式(3.4.25)のように $h \approx 0$ の場合、 $q_c/q_B \approx 0$ となる影響が Q_c/Q_B にあらわれていくためである。

式(3.4.28)のオーダーは主として k_1/k_2 に支配され、 m 、 $\ell_0 (= 2b)$ 、 S 、 T などの多くの変数の影響も受ける。しかし、3.4.5.(1)で検討したように一般に $k_1 \ll k_2$ であるので式(3.4.28)のオーダーは十分小さいことが分かる。すなわち、コアからの全浸透量は基礎岩盤からの全浸透量と比較すると十分小さい。

3.4.6 理論解析断面と異なる断面への適用

コア層およびフィルタ層が深く掘削された基礎岩盤上に設置されている場合など、解析の前提とした図-3.3.1の断面形状と若干異なる断面への適用について検討する。

図-3.3.1の断面形状と異なる断面について仮に等角写像の手法により浸透量についての、解析解が求まったとするとその形は式(3.3.29)と類似の形となり、 $K(\beta')/2K(\beta)$ の項が形状の差異に応じて若干変化するのみであることは明らかである。しかしこの項の計算は相当複雑なものとなるはずである。一方漏水量の観測値の解析においては $K = kK(\beta')/2K(\beta)$ がBlack Boxの形で求められることとなる。従って浸透量についての検討においては、若干の断面形状の差異は K の値に含まれるとして検討することが実用的であり、そのことで大きな支障が無いことは明らかである。また、 K 以外の物理量も、これまでの検討結果が準用できることは明らかである。

このような場合の解析例については4.5および4.7において述べる。

3.4.7 まとめ

基礎岩盤内の浸透流解析の結果を、浸透流に伴って生ずる各種の物理量に適用することにより以下

の知見を得た。

- (1) コア底面および止水カーテン沿いのポテンシャルおよび圧力の分布はそれぞれ式 (3.4.7) および式 (3.4.9) で表示できる。数値計算の結果、ポテンシャルの変化は止水カーテンに沿った部分で大きく、特に止水カーテンの先端部で大きいことを明らかにした。
- (2) 浸透流観測孔で観測される浸透量 Q_r を解析するために、 K に準じて浸透流観測孔への透水効率 K_r を定義した。浸透流観測孔の集水範囲 B_r が適切に推定されていると仮定すると K_r は K より1オーダー程度小さい値であることを明らかにした。
- (3) 止水カーテンを難透水性ゾーンとみなし浸透流解析結果(二次元理論)を利用して止水カーテンの浸透量低減効果を検討した。また大長の一次元理論による結果と比較した。
さらに止水カーテンの透水性が全体の浸透量低減効果に与える影響を明らかにした。
その結果、一次元理論による浸透量低減効果は、常に二次元理論による値より、大きい値となることを示し、一次元理論により浸透量低減効果を検討する場合は十分な注意が必要であることを示した。
- (4) 単位幅あたりのコアからの浸透量 q_c と基礎岩盤からの浸透量 q_b を比較し、オーダーを検討することにより q_c/q_b は十分に小さいことを明らかにした。またコアからの全浸透量 Q_c と基礎岩盤からの全浸透量を比較し Q_c/Q_b は十分に小さいことを明らかにした。
- (5) 理論的解析の前提とし断面形状と若干異なった断面形状についても、上記の結果は準用でき、またすることが実用的である。

これらの知見はロックフィルダムの浸透量の観測値を解析する際の有効な手法になると考えられる。

3.5 結語

ロックフィルダムからの浸透量についてコアと基礎岩盤に別けて、浸透モデルを構築し理論的研究を行った。この結果コア形状、止水カーテン長、谷形状などを考慮した数式表示できる近似解および理論解を導き、コアおよび基礎岩盤の浸透流の特性を明らかにして得られた主要な知見は以下の通りである。第2節におけるコアからの浸透量についての検討から得られた結論は次の通りである。

- (1) コア内の流れがダルシー則に従うと仮定して、コアの形状を考慮して求めた単位幅当りの浸透量 q の近似解は式 (3.2.3) およびその簡易式は式 (3.2.7) のように表示できる。コアの上流側と下流側の水位差を h とすると q はほぼ h^2 に比例する。また、数値計算の結果によれば、両式はDeprit - Forchheimerの式と良く一致する。
- (2) 谷形状を考慮したロックフィルダムのコアからの全浸透量 Q の近似解は式 (3.2.13) のように表示でき、その簡易式は式 (3.2.16) のように近似され、最大水深を H_0 、谷のダム軸方向への傾斜を $\tan \theta$ とすると Q はほぼ H_0^3 と $\cot \theta$ に比例する。
- (3) q および Q について近似解および簡易式を大雪ダムにおける有限要素法による浸透流解析結果と比較したところ、良く一致した。

第3節における基礎岩盤を有限の厚さ T である透水係数 k の透水性岩盤とみなし浸透流はダルシー則に従ったポテンシャル流であると仮定し、等角写像の手法により浸透流解析を行った結果、得られた結論は次の通りである。

- (4) 単位幅あたりの透水性岩盤からの浸透量 q は式 (3.3.29) で表示され、ポテンシャル kh に比例する。
- (5) 式 (3.3.29) における比例常数 $K(\beta')/2K(\beta)$ の算出に必要な β は式 (3.3.18) より求まる。 $K(\beta')/2K(\beta)$ の値は b/T の増大および S/T の現象に伴い減少する。ここに $2b$ はコア幅、 S は止水カーテン長である。

$K(\beta')/2K(\beta)$ は浸透に関する断面形状の効率を示しており通常(0.1~1.0)程度である。

- (6) 断層などで著しく T が大きい場合には S/T を十分1に近い値にすることが困難であるため、 q/kh を十分小さくすることは困難である。このことは断層などで深部まで高透水性岩盤において十分な止水効果を得ることは一般に相当困難であることを示している。
- (7) 浸透量は h に比例すると考えるとその比例常数は K は式 (3.3.32) で表示される。 K を浸透効率係数と名付ける。 K を使用すると浸透量の観測値の解析に便利である。 K は透水係数 k と $K(\beta')/2K(\beta)$ の積となっているため透水係数 k が推定できる可能性がある。
- (8) 浸透量を区間毎に分割してコア下流端より特定の位置までの範囲に浸透してくる区間浸透量は式 (3.3.37) で表示できる。この式により浸透流はコアに近い部分に集中していること、止水カーテンは浸透量の絶対値を低減させるとともに、コア下流端付近への浸透量の割合を低減させる効果を持っていることを明らかにした。
- (9) フィルタ敷への浸透量 q_f およびロック敷への浸透量 q_r を解析するために、 K に準じてフィルタ敷への透水効率係数 K_f およびロック敷への透水効率係数 K_r を定義した。これらは改良方式による浸透量の観測値の解析に有効である。

第4節における浸透流解析の結果を、浸透流に伴って生ずる各種の物理量に適用して検討した結果、得られた結論は次の通りである。

(10) コア底面および止水ウォール沿いのポテンシャルおよび圧力の分布はそれぞれ式 (3.4.6) および式 (3.4.9) で表示できる。数値計算の結果、ポテンシャルの変化は止水カーテンに沿った部分で大きく、特に止水カーテンの先端部で大きいことを明らかにした。

(11) 浸透流観測孔で観測される浸透量 Q_p を解析するために、 K に準じて浸透量観測孔への透水効率係数 K_p を定義した。

浸透流観測孔の集水範囲 B_p が適切に推定されていると仮定すると K_p は K より1オーダー程度小さい値であることを明らかにした。

(12) 止水カーテンを難透水性ゾーンとみなし浸透流解析結果(二次元理論)を利用して止水カーテンの浸透流低減効果を検討した。また大長の一次元理論による結果と比較した。

止水カーテンの透水性が全体の浸透量低減効果に与える影響を明らかにした。

一次元理論による浸透量低減効果は、常に二次元理論による値より、大きい値となることを示し、一次元理論により浸透量低減効果を検討する場合は十分な注意が必要であることを示した。

(13) 単位幅あたりのコアからの浸透量 q_c と基礎岩盤からの浸透量 q_b を比較し、オーダーを検討することにより q_c/q_b は十分に小さいことを明らかにした。またコアからの全浸透量 Q_c と基礎岩盤からの全浸透量を比較し Q_c/Q_b は十分に小さいことを明らかにした。

(14) 理論的解析の前提とした断面形状と若干異なった断面形状についても、上記の結論は準用でき、またすることが実用的である。

ロックフィルダムにおける浸透量の観測値の解析は、ロックフィルダムの安全性を評価する上で最も重要な項目の一つである。しかしながら従来、その評価は定性的なものに留まっていた。それはコアおよび基礎岩盤内の浸透流について、有限要素法などによる数値計算手法では、微視的な現象把握は容易にかつ正確にできても、堤体全体からの浸透量などの巨視的判断は困難であったためである。本章での知見は、数式表示できる近似式および理論解にもとづくものであるため、ロックフィルダムの浸透特性の把握および浸透量の観測値の解析に有効な手段になると考えられる。今後、本成果をダムの設計および安全管理の向上に資するよう努めるとともにさらなる研究の発展が望まれる。

参考文献

- 1) Darcy, H. : Les fontaines publiques de la ville de Dijon, Dalmont, Paris, 1856.
- 2) Forchheimer, P. : Uber die Ergiebigkeit von Brunnenanlagen und Sickerschlitten, Zeitschrift, Architekten - und Ingenier - Verein, Hannover, Vol.32, No.7, pp.539 - 564, 1886.
- 3) 大西有 : 岩盤浸透流と数値解析のためのモデル化の考え方について, 電力土木, No.226, pp.3 - 11, 1990年5月.
- 4) 社団法人電力土木技術協会編 : 最新フィルダム工学, 1972年7月.
- 5) 北海道開発局 : 大雪ダム工事記録, 1977年12月.
- 6) 飯田隆一 : 土木工学における岩盤力学概説, 彰国社, 1978年6月.
- 7) 土木学会岩盤力学委員会 : 土木技術者のための岩盤力学, 昭和54年度版, 1979年8月.
- 8) 寺澤寛一 : 数学概論, 岩波書店, 1967年.
- 9) Harr, M. E. : Ground Water and Seepage, McGraw - Hill, 1962.
- 10) 森口繁一・宇田川久・一松 信 : 数学公式Ⅲ, 岩波書店, 1967年.
- 11) 竹内端三 : 函数論下巻, 裳華房, 1967年.
- 12) 嶋 祐之・荻原国宏 : The Problem of the Seepage Flow in the Rectangular Domain Including a Well, Collected Papers, Vol. III, Dept. Civil Eng. Univ. of Tokyo, 1965.
- 13) 大長昭雄 : アーチダムの基礎内の浸透流に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第97号, 1963年9月.
- 14) 野瀬正儀・横田 潤・大長昭雄 : ダム建設におけるカーテングラウト並びに岩盤内ドレイン設備の設計合理化に関する一考察, 発電水力, No.61, 1962年11月.
- 15) 飯田隆一 : ダム基礎地盤の止水設計の変遷と問題点, (財)ダム技術センター内部資料, 1996年4月.

第4章 ロックフィルダムの浸透量観測と解析

4.1 序説

ロックフィルダムにおける計測事項の中で、浸透量と変形は安全管理上最も重要な計測事項である。ダムの安全管理に必要な計測事項は、河川管理施設等構造令（以下、構造令という）第13条¹⁾でダムの種類とダムの高さに応じて表-4.1.1のように定められている。フィルダムにおいては、「ダムの堤体が概ね均一の材料によるもの」、「その他のもの」のいずれの区分においても漏水量（本論文では浸透量としている）と変形を計測するよう定められている。また、現在ロックフィルダムの計測設備の設計時に参考にされている建設省土木研究所資料「ダムの安全管理」²⁾（昭和57年5月）では、望ましい計測事項として表-4.1.2を示している。構造令においても「ダムの安全管理」においても漏水量と変形は計測事項とされている。これは堤体の大部分を岩石、砂および土で構成されているロックフィルダムにおいて、漏水量と変形が安全管理の面において大変重要であることを端的に示しているが、我々の直観的な判断と十分に一致するものである。

計測値はその値を分析し、ダムが安全に挙動しているか否か評価を行うとともに、その分析結果のフィードバックを行い、設計および安全管理の高度化が資するよう使用することが必要である。しかしながら、浸透量については、浸透経路であるコアおよび基礎岩盤の透水性状の分布が不明であることおよびその流れが観察できないことより、貯水位と浸透量の関係が定量的に分析された例は少ない。

本章においては、ロックフィルダムの浸透量の計測値（以下、計測されたものについては通常用いられている「漏水量」および「観測値」という用語を使用する。）を第3章におけるロックフィルダムの浸透量に関する理論的研究より得られた成果を利用して解析する。

まず、4.2においては浸透量観測装置について、従来型より改良型が望ましいことおよび浸透流観測孔の設置が望ましいことを明らかにする。

4.3においては漏水量の長期観測結果の概要について述べる。

そして、4.4以下において、七倉ダム、小屋ダム、奥野ダム、下湯ダム、四時ダムの観測値を解析し、第3章の理論的研究の結果で浸透現象が統一的に良く説明できることを示し、今後の設計および安全管理の高度化に資すると考えられる知見をとりまとめる。

表-4.1.1 計測装置（河川管理施設等構造令）¹⁾

（計測装置）

第13条 ダムには、次の表の中欄に掲げる区分に応じ、同表の下欄に掲げる事項を計測するための装置を設けるものとする。

項	区 分		計測事項
	ダムの種類	基礎地盤から堤頂までの高さ (単位 m)	
一	重力式コンクリートダム	50未満 50以上	漏水量 揚圧力 漏水量 変形 揚圧力
二	アーチ式コンクリートダム	30未満 30以上	漏水量 揚圧力 漏水量 変形 揚圧力
三	フィルダム	ダムの堤体が概ね均一の材料によるもの	漏水量 変形 浸潤線
		その他のもの	漏水量 変形

2 基礎地盤から堤頂までの高さが100m以上のダム又は特殊な設計によるダムには、前項に規定するもののほか、当該ダムの管理上特に必要と認められる事項を計測するための装置を設けるものとする。

表-4.1.2 安全管理のための計測項目（建設省土木研究所資料1834号²⁾、一部修正）

項目 型式	漏水量	変形量	揚圧力 または 間隙水圧	浸潤線	温 度	応 力 または 土 圧	歪みまた はせん断 変位	地 震
	重力式 コンクリートダム	◎	◎	◎	-	△	△	△
アーチ式 コンクリートダム	◎	◎	◎	-	◎	○	△	○
ロックフィルダム	◎	◎	○	-	-	△	△	○
アースダム	◎	◎	○	◎	-	△	△	○

(注) ◎：必要不可欠な計測項目 ○：比較的重要な計測項目
△：大規模なダム等において計測が望ましい計測項目

4.2 浸透流観測方法

4.2.1 浸透流観測方法の分類

ロックフィルダムにおける浸透流観測方法は、目的に応じて以下に示す3種類の方法に分類できる。

- (1) ロックフィルダムの下流のり尻や堤内に設けられた堰により、主に堤体（コア）からの浸透と基礎浅部の浸透流の合計量を測定しようとするもの。
- (2) 監査廊からカーテングラウチング部の下流側に設置された浸透流観測孔により、基礎浅部からの浸透量を測定しようとするもの。なお、浸透流観測孔では浸透圧力も測定される。
- (3) 地下水位観測結果を利用して、地山の深い部分での浸透流量およびその経路を知ろうとするもの。

4.2.2 堰による方法

(1) 従来方式と改良方式

堤体下流のり尻に堰を設ける従来の浸透量測定法（従来方式：図-4.2.1参照）では、安全管理上の観点から本来測定したいダムの湛水に伴う堤体および基礎からの浸透量の他に、降雨、地山地下水、地表水の影響を受けた流量も含めて測定してしまう。そのため、この方式では、特に安全管理上は最も重要だが実測データ数の少ない時期である初期湛水時に時間遅れなく浸透量の異常を発見することが困難である。よって、下流フィルタゾーンあるいは、それに近い下流ロックゾーンに集水堰を設置して、堤体および基礎からの浸透量のみを測定する必要がある（改良方式：図-4.2.2(a)参照）。集水量を測定する方法には、監査廊内に導水してその水量を測定する場合（図-4.2.2(b)参照）と、下流に流下させて測定する場合（図-4.2.2(c)参照）がある。なお、この改良方式は、北海道開発局により建設され、1975年に竣工した大雪ダムにおいて初めて採用され、その後のロックフィルダムにおける堰による浸透量観測の一般的な方法となっている。

(2) 改良方式を用いる際の留意点

改良方式による堰を用いた浸透量測定を、精度よくかつ合理的に実施するためには、以下の点に留意しなければならない。

- 1) 雨水、沢水が測定する浸透量の中に混入しないよう地形状況を勘案しつつ、図-4.2.3に示すように適切な水切り水路を設置する等の工夫を凝らすことが望まれる。
- 2) 改良方式により堤体および基礎からの浸透量が測定できても、どの部分からの浸透が異常なのかを把握することができなければ、ダムの安全管理および異常発生確認後の対策を適切かつ迅速に実施できない恐れがある。よって、ダムサイトの地形（河床部、アバットメント部等）、地質（どの部分の透水性が大きいかなど）などを考慮して、ダム敷を分割した（少なくとも3箇所）浸透量測定が望まれる（図-4.2.2(a)参照）。
- 3) 堰で集めた水を、ポンプ等による揚水過程を極力発生させず、自然流下による排水が可能となる設計が望まれる。地形条件により、自然流下が困難なときには、浸透量を下流へ流下させるために下流連絡用の監査廊を設けることも検討に値する。この下流連絡用の監査廊は、グラウチング機材の搬入やダム管理のための監査廊への出入り等をも容易にする。
- 4) 改良方式により浸透量を測定する場合でも、地表水、地山地下水等の基底浸透量が存在するか否か、存在する場合はどの程度の量かを把握するために少なくとも湛水開始1年程度前から浸透

量の測定を開始し、基底浸透量を四季を通じて分離する方法を事前に分析しておくことが望まれる。

- 5) 発生する浸透量を余裕をもって排水できる能力を有する施設とすることが必要である。さらに、集水堰とドレーンパイプとの接続部には、適切な粒度のフィルタ材を設置して排水能力の低下を防止することが必要である（図-4.2.2(c)参照）。

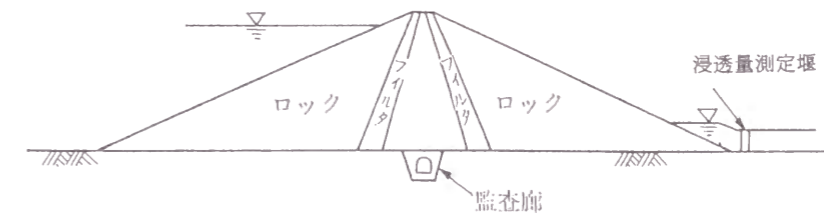


図-4.2.1 下流のり尻に設けられた浸透量測定堰（従来方式）

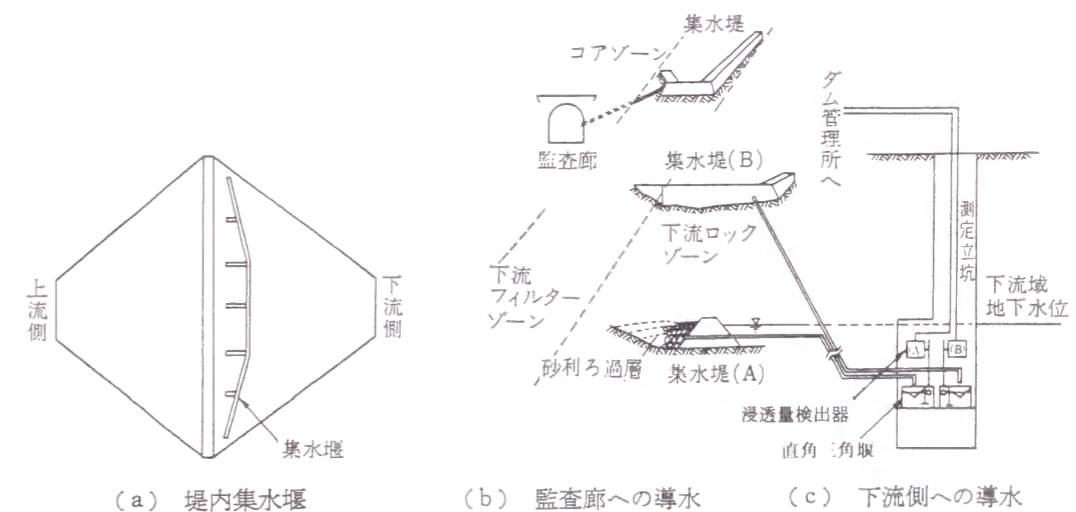


図-4.2.2 改良方式

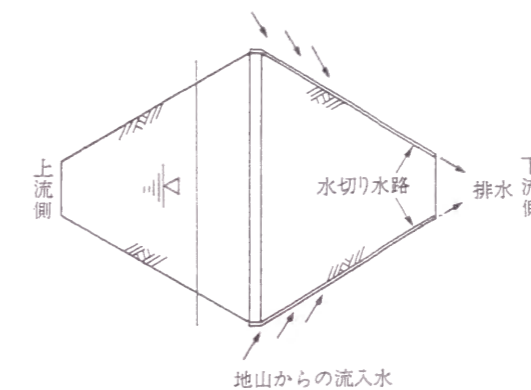


図-4.2.3 水切り水路の例

4.2.3 浸透流観測孔による方法

フィルダムにおいては、特に安全管理上重要である基礎の浅部を浸透する浸透量を測定するために、監査廊からダム軸方向に15mに1孔程度の浸透観測孔を設けている(図-4.2.4参照)。ここで得られる浸透情報は点的なものであるが、その測定点数はかなり多いため、追加グラウチングの必要地点の発見には、堰による方法と同等かそれ以上に役立つ情報を与えてくれる。

なお、この浸透流観測孔は、その設置の型式が、コンクリートダムの排水孔と類似しているが、一般的に排水孔は常時バルブを開いておくのに対して、フィルダムの観測孔は常時バルブを閉じ、浸透量を測定するときのみ開くことになる。その理由は、観測孔のバルブを開いておくと、水の流れが集中し、基礎が軟弱な場合には浸透破壊の可能性が高まるからである。さらに、フィルダムでは、設計上揚圧力を抜くことを想定していないからである。バルブを閉じた時には、浸透圧力を観測することができる。

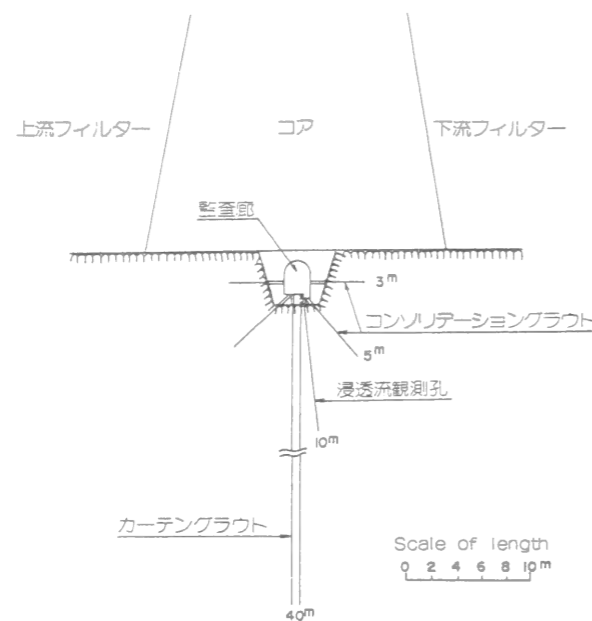


図-4.2.4 基礎の浸透流観測孔

4.2.4 その他の方法

基礎からの浸透のうち、安全管理上重要なものは、先に述べてあるように、基礎浅部からの浸透である。しかし、左右岸地山深部の浸透流量やその経路を把握したい場合に、図-4.2.5に示すような地下水位観測孔からの水位データを利用することがある。さらに、近年はその変形性が大きく、かつ強度が小さいため監査廊の設置が困難な基礎にもフィルダムを建設しなければならない傾向にある。監査廊が設置できず、かつ地形上の制約から下流へ導水しての浸透量測定(図-4.2.2(c)参照)も行えなければ、堰や浸透流観測孔による方法で浸透量を測定することができない。このような場合、基礎の地下水位分布と透水係数を測定することで、浸透量測定の代替法とすることができる。この方法の実施例として北海道開発局により建設された美利河ダムのフィルダム部の例を図-4.2.6に示す配置の地下水位観測孔内の水位を知ることにより、地下水のポテンシャル分布を決定し、それと基礎の透水性から浸透量の算定を試みている。

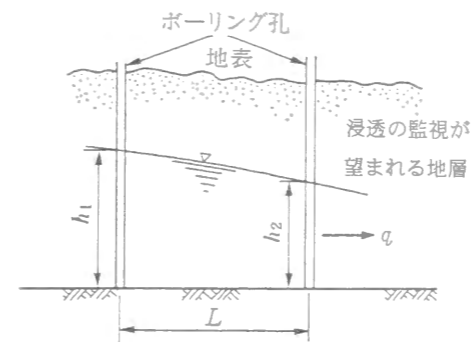


図-4.2.5 地下水位の測定による浸透量の推定

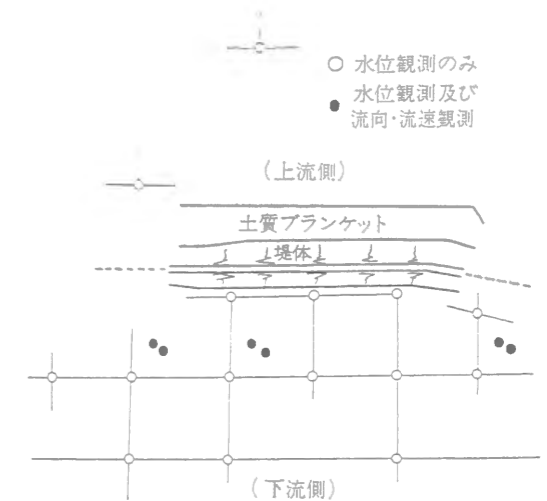


図-4.2.6 地下水位観測による浸透量測定例

4.2.5 安全管理における測定頻度

ダムの安全管理のための計測は、ダム堤体および基礎に異常が生じた場合に、直ちにそれを確認できる程度に頻繁に行わなければならないが、一方で不必要なまでに頻度を高めて測定する必要もない。また、ダム堤体および基礎岩盤の安全性は湛水開始後の経過年数によって当然異なっていく(より安全性は高まる)ものであるから、計測頻度はこれに応じて変えるのが妥当と考えられる。

ダム堤体および基礎岩盤の安全性を判断する場合は、ダムの完成後の年数に応じて次の3つの時期に分けることができる。

- (1) 湛水開始から満水以後所要期間を経過するまでの時期(第1期)。
- (2) 第1期経過以後、ダムおよび基礎岩盤の挙動が定常状態に達するまでの時期(第2期)。
- (3) ダムの挙動が定常状態に達した以降(第3期)。なお、ここにいる定常状態とは、貯水位、堤体の温度等の外的要因を一定とした場合に、計測されたデータがほぼ一定値となる状態をいうものとする。

いま、建設省土木研究所ダム部により作成された「ダムの安全管理」²⁾によると、フィルダムの浸透流に関する測定頻度は、試験(初期)湛水期間に相当する第1期で1回/1日、第2期で1回/1週、第3期で1回/1月を標準としている。このように、湛水開始後の時間経過とともに標準測定頻度が低くなるのは、2.8でも詳しく述べたとおり、フィルダム事故事例のほとんどが初めて大きな外力として貯水圧を受ける初期湛水時に発生することによる。

本章においては、実際のダムにおける浸透流量の実測結果を、第3章において実施した理論的研究の成果を用いて定量的に評価することを試みる。その際、最も測定頻度が高く、貯水位との関係を詳細に検討できる第1期(試験湛水期)のデータを中心に分析する。また、長期的な浸透挙動については、任意の時点で得られる透水性を第1期のデータから得られた基礎岩盤の透水性と比較することにより分析する。

4.3 浸透量の長期観測結果

4.3.1 従来方式による漏水量観測および解析例

従来方式により漏水量を測定したある中央コア型ロックフィルダムの湛水開始より貯水位が満水となり3ヶ月を経過するまでの貯水位、降雨量と漏水量の関係³⁾を図-4.3.1に示す。この図より湛水前には、ほぼ200 l/minの基底流量があることがわかる。湛水開始は2月下旬であるが貯水位が25m以上となると漏水量は増加を始める。4月には貯水位は約30~40mとなるが、漏水量は3000 l/min~6000 l/minの間で大きく変動する。この時期の漏水量の一時的な増大は降雨による流出を合せて観測しているためである。降雨の少ない7月下旬において約1000 l/minの漏水量が観測されているが、湛水前に約200 l/minの基底流量が既にあったので、これを差し引いた800 l/minが本図中の最高水位における漏水量と推定できる。しかし、このような推定方法では、漏水量は降雨の少ない時期にのみ知ることができるだけで、降雨の多い時期に貯水による漏水量の異常（急激な増加）が発生しても、迅速かつ正確に把握することができない。そのため、貯水位と漏水量の関係を求めダム管理に反映させるため、さまざまな検討がダム毎に行なわれている。最も一般的な検討方法は、正常に機能している漏水量観測値Qはその要因別に区分した次式で表されると考え、その係数を解析する方法である。

$$Q = (\text{基底流量}) + a \cdot (\text{貯水位の上昇}) + b \cdot (\text{堤体上への降雨量}) + c \cdot (\text{堤体を除いた集水域への降雨量}) + (\text{その他の不確定要素}) \quad (4.3.1)$$

ここに、a, b, cは係数である。

第2項のaは経時的な変化が予想される。第3項は、堤体上への降雨による流出量、第4項は堤体周辺の集水域への降雨による流出量を表しているため、多くの観測値より各種の解析法でその係数を求めることが可能である。第4項としては降雪地帯における堤体上の融雪水などがある。しかし貯水位と漏水量の関係についての解析が可能であっても、多大の努力を要するとともに、精度上の問題が残る。従って第3項以降の影響をできるだけ排除した改良方式による観測が望まれる。

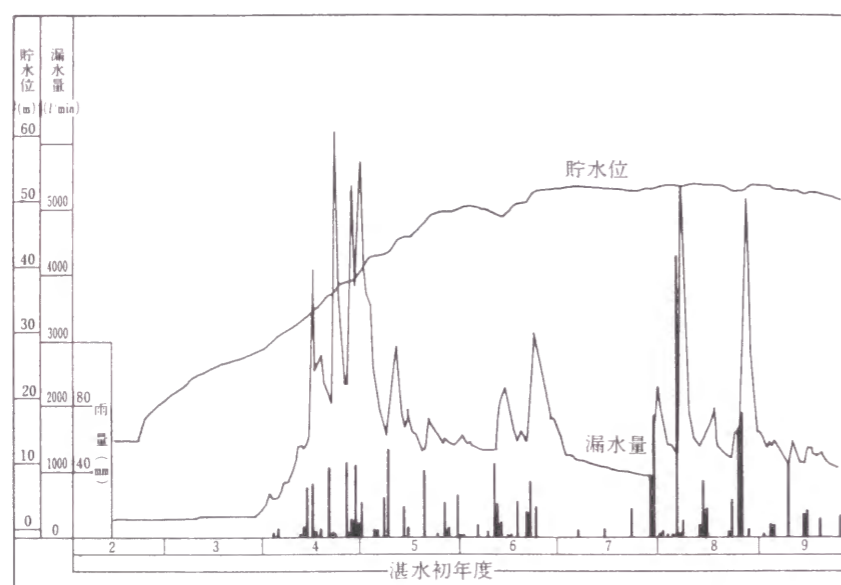


図-4.3.1 Aダムの貯水位、降雨量と漏水量の関係

4.3.2 長期観測結果

(1) 漏水量の長期観測結果⁴⁾

従来方式による長期観測結果の一例として図-4.3.2に石淵ダムの貯水位と漏水量の経時変化を示した。石淵ダムは捨石方式によるコンクリートフェイス型ロックフィルであるため、漏水量がかなり大きい。貯水位と漏水量の間に明瞭な相関関係があることがわかる。また建設当初270 l/secあった漏水量が6000日経過後に120 l/sec、12000日経過後に60 l/sec程度に減少してきており、長期的に漏水量が減少する方向にあることがわかる。これにより石淵ダムは漏水量の面より見れば安定した挙動を示していることが判断できる。

図-4.3.3および図-4.3.4に改良方式で観測された十勝ダムおよび寺山ダムの貯水位と漏水量の経時変化を示した。これらの図においても貯水位と漏水量の間に相関関係が存在することは明かであり、両ダムは漏水量の面より見れば安定した挙動を示していることが判断できる。しかしながら従来方式にせよ、改良方式にせよ、貯水位と漏水量の関係についての定量的な解析、特に浸透機構に注目した解析は従来ほとんど行なわれていない。極論すれば、堤体（コア部）および基礎岩盤からの浸透量の割合すら観測値からは検討されていないのである。ロックフィルダムの設計および管理において堤体および基礎の浸透破壊が生じないようにすることが最重要課題の一つであることを考えると、観測結果に基づいた定量的な解析の進展が求められている。

(2) 浸透流観測孔の浸透量の長期観測結果

浸透流観測孔の浸透量観測結果を図-4.3.5に示す。浸透量は長期的傾向を明らかにするため各ダムとも浸透流観測孔全孔からの合計量を1年間の移動平均としたもので示してある。これによれば寺山ダムや子撫川ダムのように浸透量の減少が著しいダムと、荒川ダムのようにあまり減少しないダムがあることがわかる。浸透流観測孔の観測値の減少には、岩盤内の浸透経路の目詰りによるものと、グラウチングのセメントの遊離石灰の結晶などによる浸透流観測孔の目詰りの2つの原因が考えられ、漏水量観測値との比較などによる慎重な検討が必要である。寺山ダムについては図-4.3.4の漏水量が経年的には減少していないため、後者の影響も含んでいると考えられる。

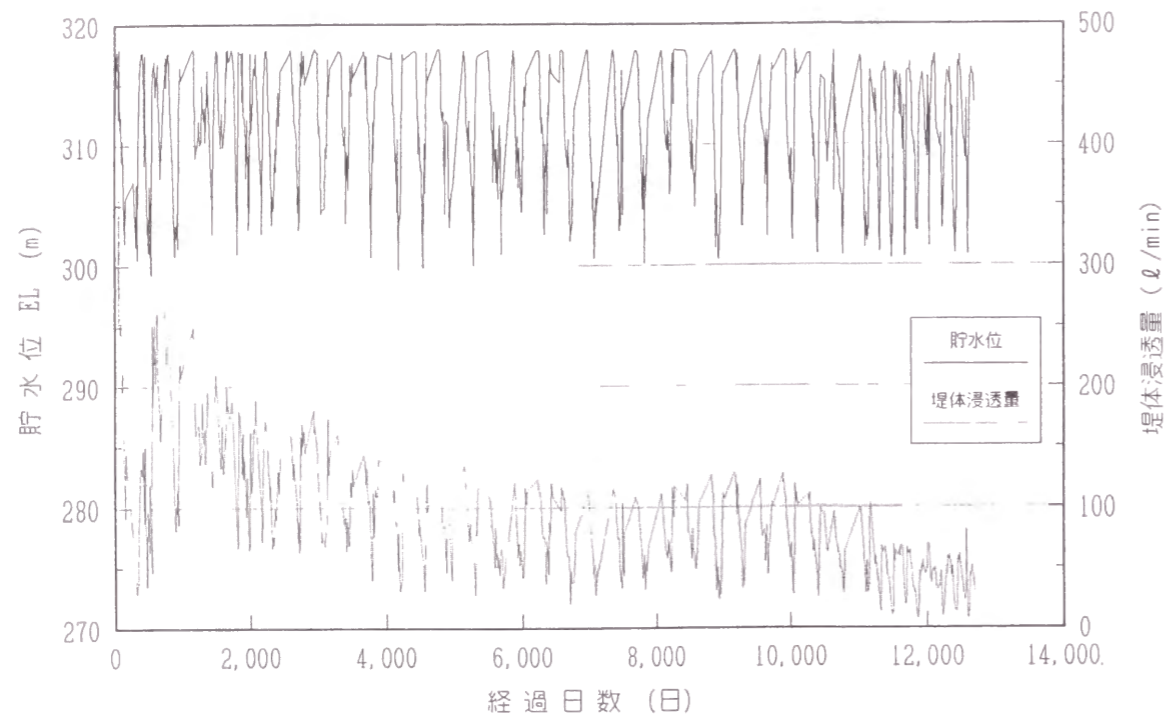


図-4.3.2 貯水位、堤体浸透量の経時変化(石淵ダム)

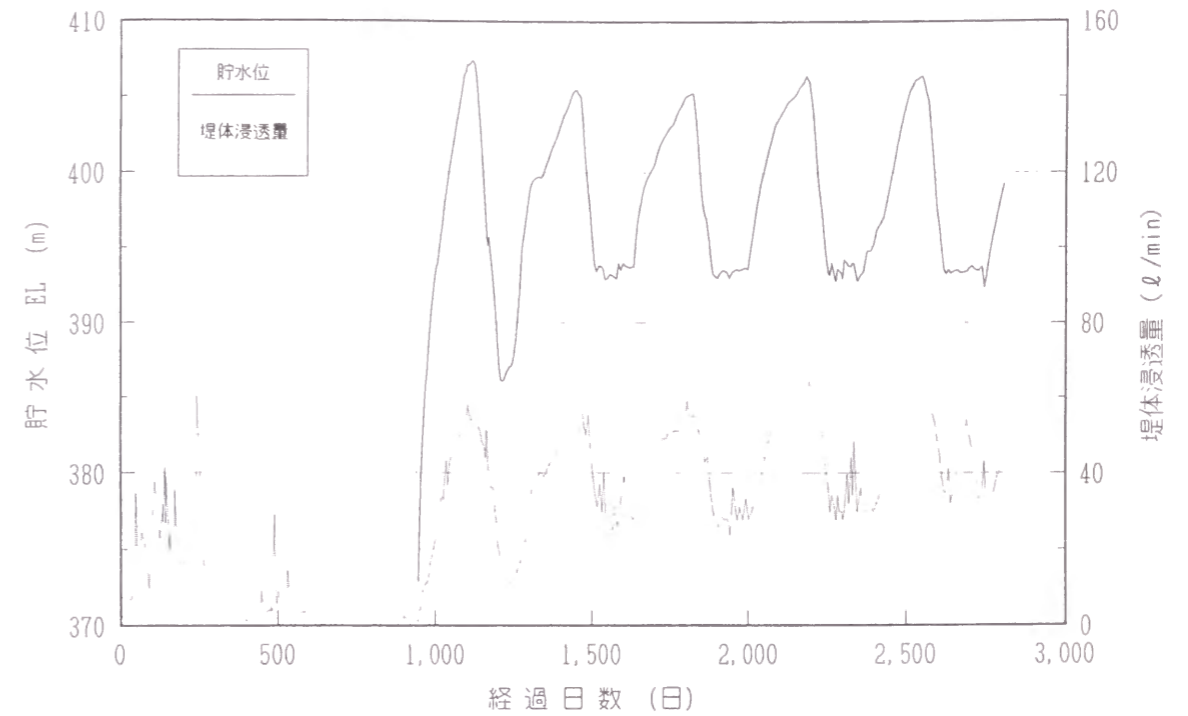


図-4.3.4 貯水位、堤体浸透量の経時変化(寺山ダム)

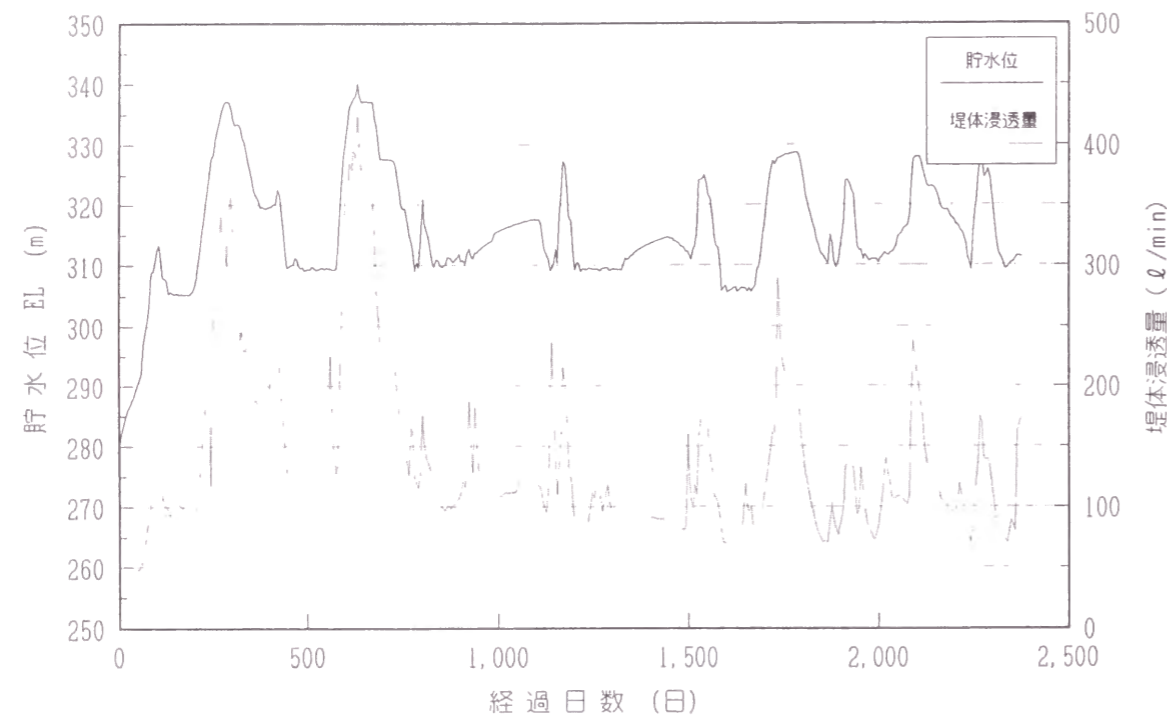


図-4.3.3 貯水位、堤体浸透量の経時変化(十勝ダム)

4.3.3 まとめ

浸透量の長期観測結果を検討し、以下の知見を得た。

- (1) 従来方式による浸透量観測値には、本来観測したい基底流量と貯水位の上昇にともなう浸透量に加え、堤体およびその周辺の集水域への降雨による流出量、堤体上の融雪水などによる流量が観測されており、解析に多大の努力を要する。このため、堤体および基礎からの浸透量のみを測定している割合の高い改良方式による浸透量観測が望まれる。
- (2) 従来方式による石淵ダムの漏水量の長期観測値は、貯水位と漏水量の間に明瞭な相関関係があることおよび長期的に漏水量が減少していることを示した。
改良方式による十勝ダムおよび寺山ダムの漏水量は貯水位と漏水量の間に明瞭な相関関係があることを示した。
これらのダムは漏水量の面より見て、安定した挙動を示していると判断できる。
- (3) 浸透流観測孔の浸透量の長期観測値は長期的に減少傾向を示している。しかし減少の原因には、浸透経路の目詰りと浸透流観測孔の目詰りが考えられるので漏水量観測値との比較など慎重な検討が必要である。
- (4) 漏水量観測値についての定量的な解析、特に浸透機構に注目した解析は従来ほとんど行われていない。このため今後、漏水量観測値について定量的な解析の進展が求められている。

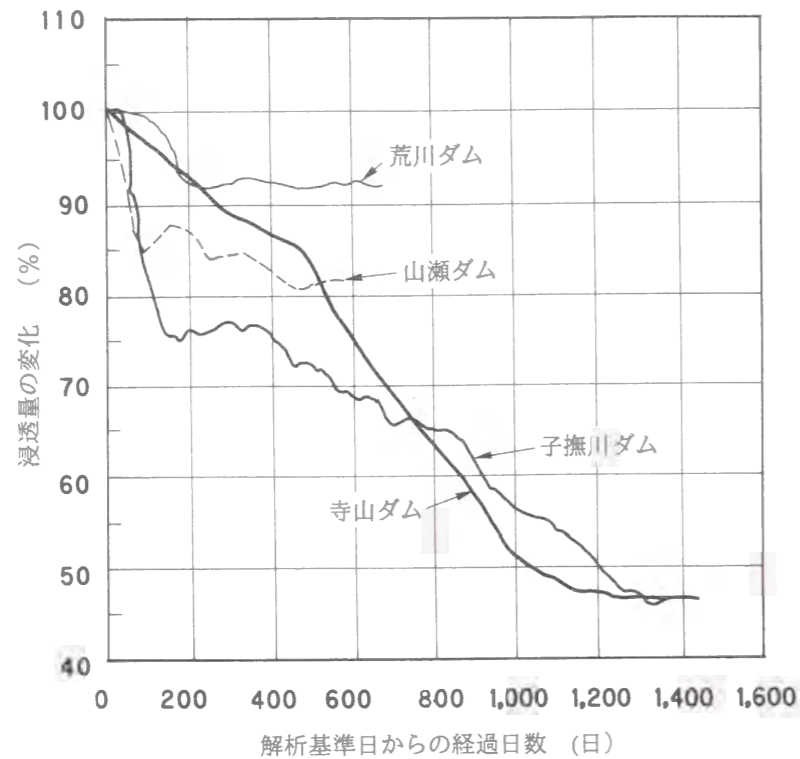


図-4.3.5 浸透流観測孔の浸透量の経時変化

4.4 七倉ダムの浸透量解析

4.4.1 七倉ダムの概要および地質

七倉ダム⁵⁾は一級河川千曲川上流部の高瀬川に、東京電力株式会社が建設した高さ125mの中央コア型ロックフィルダムで1978年(昭和53年)に完成した。

ダムサイトの地質は粗粒花崗岩で構成されているが幅1~5m程度の珩岩等の貫入が認められる。

断層は、右岸上部の七倉A断層、右岸河床付近の七倉B断層、七倉C断層および左岸河床付近の葛断層の4本がほぼ河川に平行に存在している。

透水性は地表より約30mまでは5ルジオン以上、30~40mは2~5ルジオン、40m以深ではおおよそ2ルジオン以下になっているが、左岸と右岸および河床部との差はかなり顕著で、左岸は右岸に比してルジオン値が全体に低い。A断層、B断層、C断層および葛断層部分では90m付近まで5ルジオン以上を示す箇所が存在している。図-4.4.1にダム軸に沿ったカーテングラウトによる改良前のルジオンマップを示した。

4.4.2 基礎処理

(1) グラウチング

通常のブラケットグラウチングおよびカーテングラウチングを施工するとともに、ダム右岸天端に監査廊を設け、A断層に追加グラウチングを実施した。

また、右岸部および河床部には地質調査坑を兼ねたトンネル型監査廊を設置し、監査廊内から通常の下向きグラウチングとともに、地表方向への上向きグラウチングを実施した。各断層部には断層処理を実施している。

カーテングラウチングは目標ルジオン値を2ルジオンとし、カーテンラインの改良深度は1, 2, 3次孔は原則としてH/2(孔の上のダムの高さの1/2)までとした。

表-4.4.1にカーテングラウチングの結果を著者が再整理したものを示した。これによれば、左岸部および河床部に比較して右岸部は最大値でも平均値でも透水性が高く、右岸部においては最大値ではP孔で378.5ルジオン、4次孔でも108.7ルジオンと極めて高透水性のゾーンがあることが分かる。

表-4.4.1 七倉ダムカーテングラウチング実績表

項目	単位	左岸部			河床部			右岸部			計		
		最大	平均	最小	最大	平均	最小	最大	平均	最小	最大	平均	最小
孔数	P孔	10			12			18			40		
	1次孔	11			12			18			41		
	2次孔	21			24			34			79		
	3次孔	31			48			63			142		
	4次孔	16			86			118			220		
	5次孔	4			73			109			186		
	6次孔	-			2			24			26		
	チェック孔	7			11			19			37		
計		100			268			403			771		
ルジオン値	P孔	34.8	2.5	0.3	58.7	2.6	0.2	378.5	9.5	0.3	378.5	5.8	0.2
	1次孔	147.6	3.8	0.1	23.6	2.3	0.3	172.9	12.1	0.1	172.9	7.4	0.1
	2次孔	26.3	2.0	0.1	35.9	2.1	0.1	113.0	5.2	0.2	113.0	3.5	0.1
	3次孔	13.8	1.2	0	25.3	2.3	0.1	134.0	4.8	0.1	134.0	3.3	0
	4次孔	5.0	1.0	0.1	32.5	1.7	0.1	108.7	3.1	0.1	108.7	2.6	0
	5次孔	1.9	0.6	0.1	4.3	1.4	0.1	20.3	1.5	0	20.3	1.5	0
	6次孔	-	-	-	1.7	1.2	0.8	2.7	1.3	0.2	2.7	1.3	0.2
	チェック孔	1.9	0.9	0.2	1.4	0.7	0	45.9	1.4	0	45.0	1.1	0
平均	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

参考文献5)の836ページの表より編集

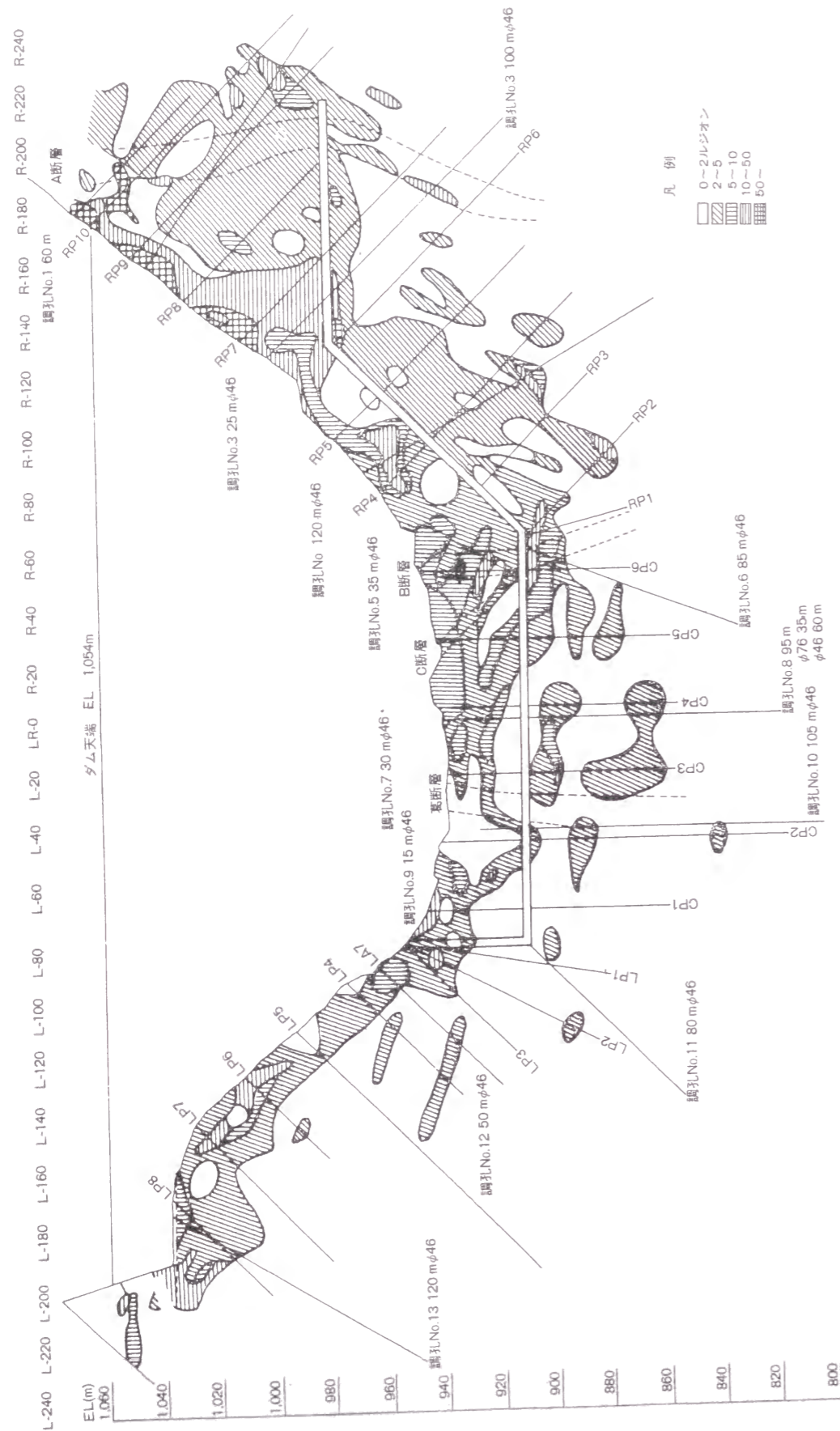


図-4.4.1 七倉ダムのルジオンマップ

(2) 断層処理

A断層については、断層部のカーテンライン上端部にダム天端監査廊から追加カーテングラウト1列を実施した。

葛断層については、基礎面下10mまでを2ルジオン以下に改良した。

B断層およびC断層のうち風化の著しい部分はグラウチング前に、深さで4~7m、体積で約1,000³掘削した後、グラウチングし、完了後さらに約1m掘削除去し、コア材で置き換えた。またコア上流部のB断層およびC断層部に延長20m、厚さ2~8mのコア材によるブランケット工を設けた。

4.4.3 湛水時の浸透量

七倉ダムはこのように入念に基礎処理された岩盤上に建設された。その標準断面図を図-4.4.2に示したが、湛水に伴う浸潤面の発達過程の観測結果が併せて示してある。浸潤面は湛水開始後約1年半で安定形状を示している。

図-4.4.3は、湛水後の漏水量の観測結果⁵⁾を示したものである。七倉ダムでは、図-4.4.3中に示されているように監査廊内への漏水を観測する「地山中央部三角堰」(L-3)とロックフィル部下流端に「ダム下流漏水量三角堰」(L-1)の2つの観測装置が設置されている。L-1はダム直下流堆積層中に土質材料による着岩した不透水壁を築造して測定堰を設置している。

図-4.4.3の観測記録についての記述を引用すると以下のようなものである。

(ダム下流漏水量)

- (a) ダム下流漏水量の湛水初期値は、約400 l/min程度であった。漏水量は、貯水位とよく追従した動きを示している。
- (b) 漏水量の最大値は、前日60mm程度の降水量もあったが最初にHWLまで貯水した昭和54年10月の4,580 l/minである。なお、その後のダム運用でHWL付近まで貯水した場合でもこの値まで復元しない。
- (c) 降雨の漏水量に与える影響は、降雨の連続性、集中性などによって異なるが、漏水量計測結果から20mm/日以上以上の降雨があった場合、3~4日程度の遅れで漏水量に影響が出てくるように思われる。
- (d) 漏水量データを、日雨量20mm以上の有無により、降雨の影響ありとなしに判別し、貯水位と雨量より回帰した結果から見てもダム下流漏水量は、貯水位および雨量との相関性が見られる。

(地山中央部漏水量)

監査廊下部水平坑に設置された地山中央部漏水量は、殆ど降雨および貯水位の影響を受けていない。最大値は100 l/min程度で、平常の場合にもダム下流漏水量の3%程度である。

これらの知見を参考にしながら、ダムからの全漏水量と考えられる(L-1)+(L-2)について、図-4.4.3より約10日間隔で水位と漏水量を読み取り、水位と漏水量の関係を調べたものが図-4.4.4である。図-4.4.4によれば既に(a)で指摘されているように、水位と漏水量の間には明らかな関係があり、水位が上昇するにつれ、漏水量も増大している。

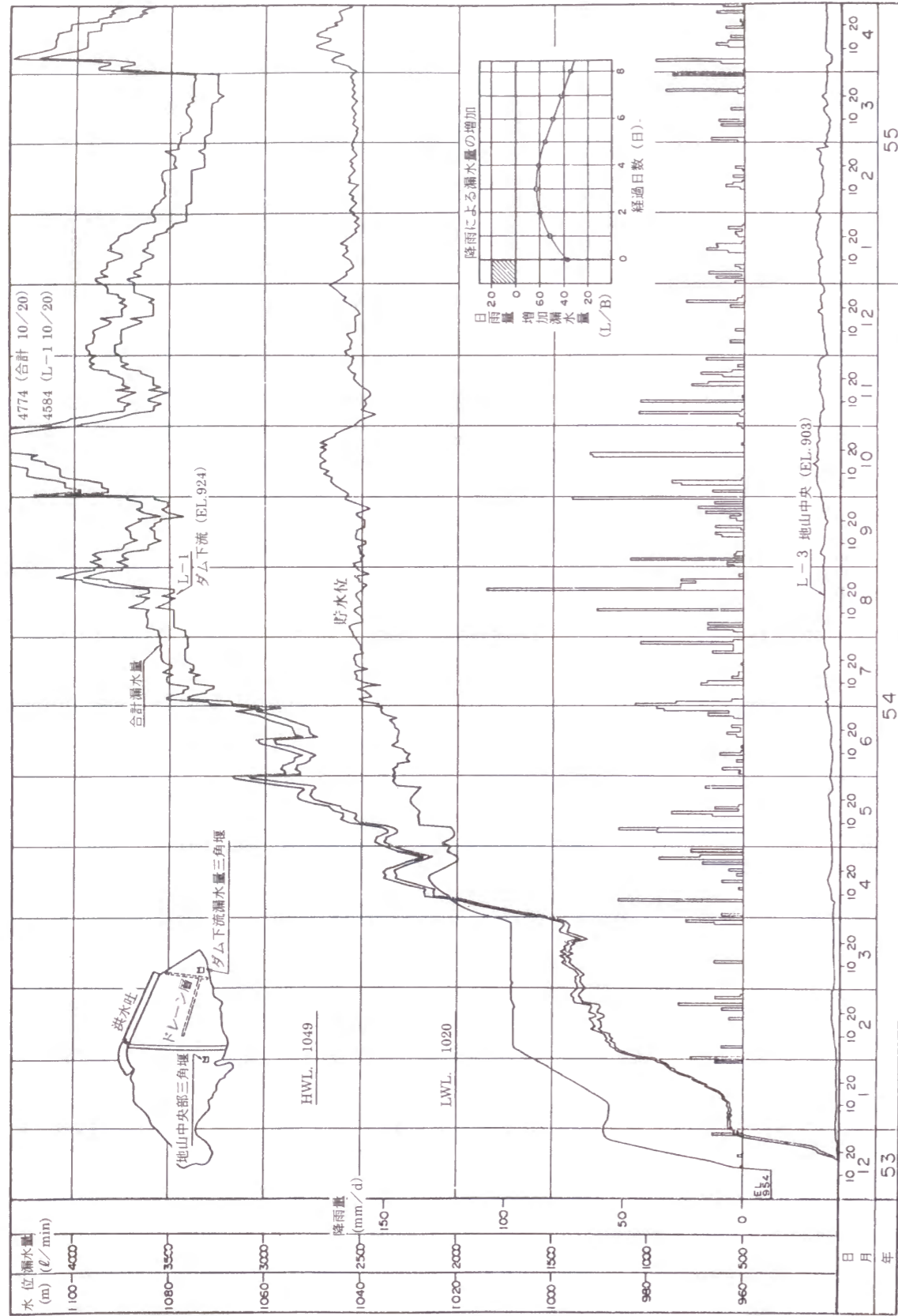


図-4.4.3 七倉ダムの漏水量計測記録

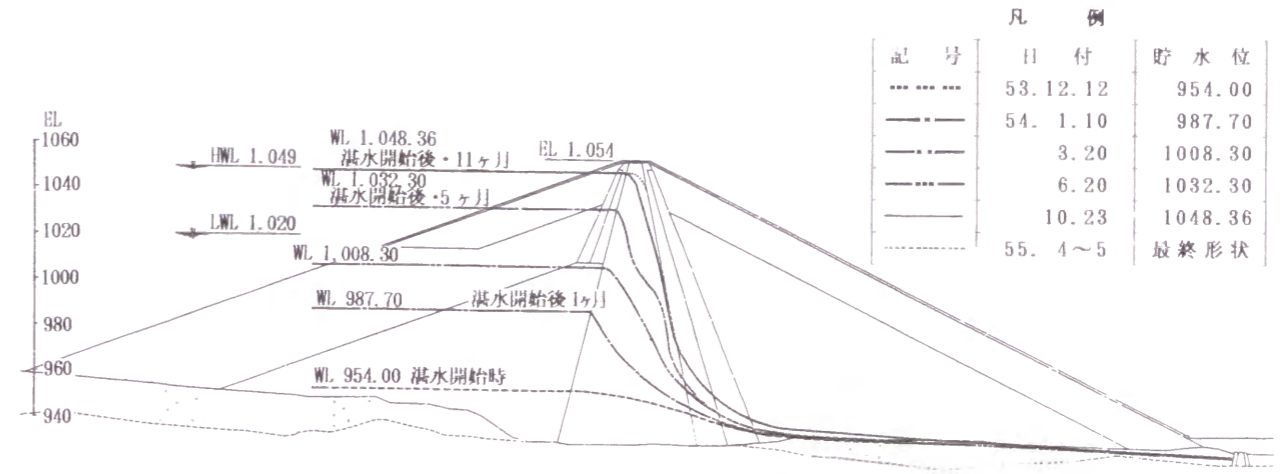


図-4.4.2 七倉ダムの標準断面図および浸潤面分布図

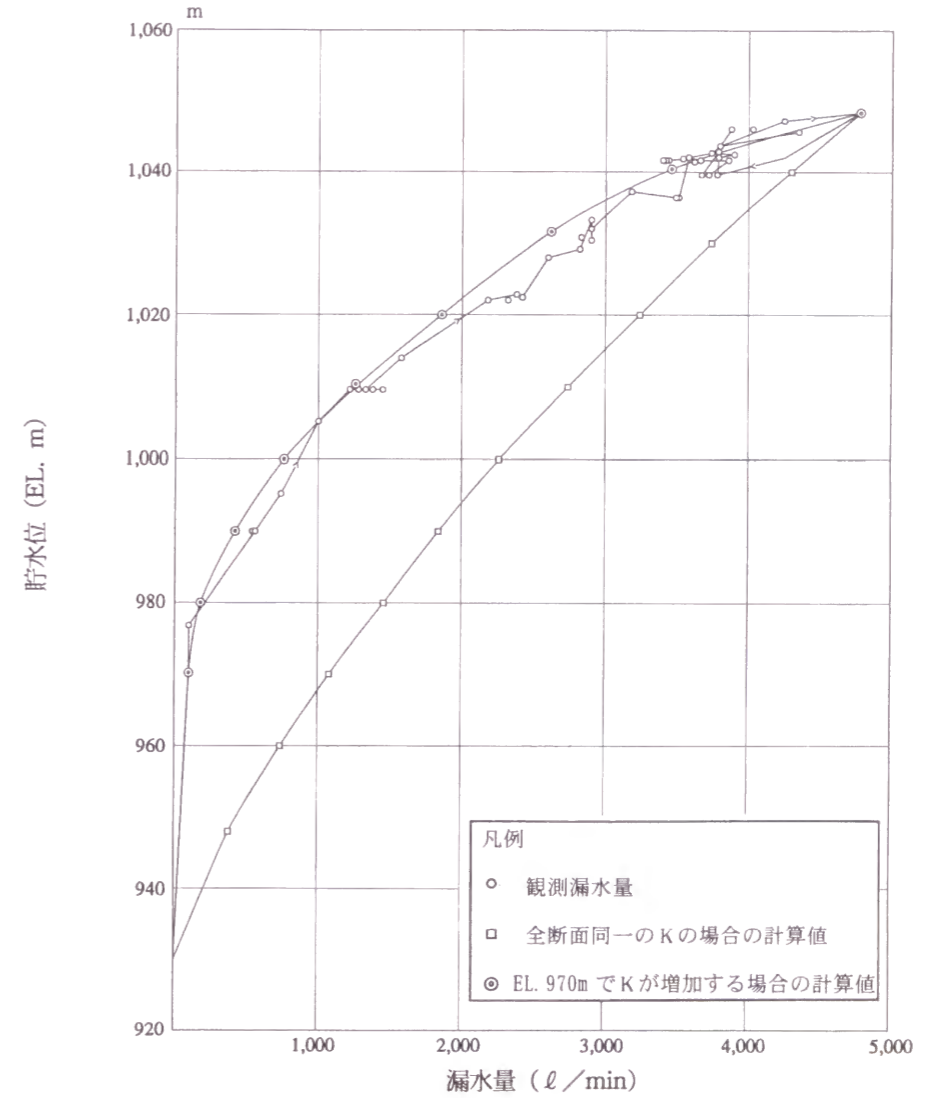


図-4.4.4 七倉ダムの貯水位—漏水量相関図

4.4.4 コアからの漏水量の割合に関する検討

この観測値にコアからの漏水量がどの程度含まれているか検討してみる。

七倉ダムを図-4.4.5のように中央部、左岸部および右岸部に分割して模式化する。最高水位時の漏水量からコアの透水係数を次の仮定により逆算してみる。

- 1) この観測値は全てコアからの漏水量である。
- 2) コアからの浸透量は定常状態にあり、単位幅当りの浸透量は式(3.2.7)で表示される。

Q_1 は中央河床部の浸透量で式(3.2.7)、 Q_2 および Q_3 は左岸部および右岸部の浸透量で式(3.2.16)を適用すると全浸透量 Q は次式で表される。

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = \frac{kH_0^2 B_1}{2\ell_0 - mH_0} + \frac{kH_0^3 B_2}{3H(2\ell_0 - mH_0)} + \frac{kH_0^3 B_3}{3H(2\ell_0 - mH_0)} \quad (4.4.1)$$

関係する諸数値は次の通りであり、 k は式(4.4.2)で求まる。

$$H_0 = H = 114\text{m}, \quad B_1 = 147\text{m}, \quad B_2 = 81.0\text{m}, \quad B_3 = 112\text{m}$$

$$\ell_0 = 65.6\text{m}, \quad m = 0.45, \quad Q = 4474 \text{ l/min} = 74.6 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$k = \frac{Q(2\ell_0 - mH_0)}{H_0^2(B_1 + \frac{B_2 + B_3}{3})} = 21.7 \times 10^{-7} \text{ m/sec} = 21.7 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \quad (4.4.2)$$

コアの透水係数は最大でも $1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ のオーダーであると考えられるので、この値は20倍以上大きい。このためこの観測値に含まれるコアからの漏水量は数%程度以下のはずである。この結果は3.4.5での検討結果と良く一致する。

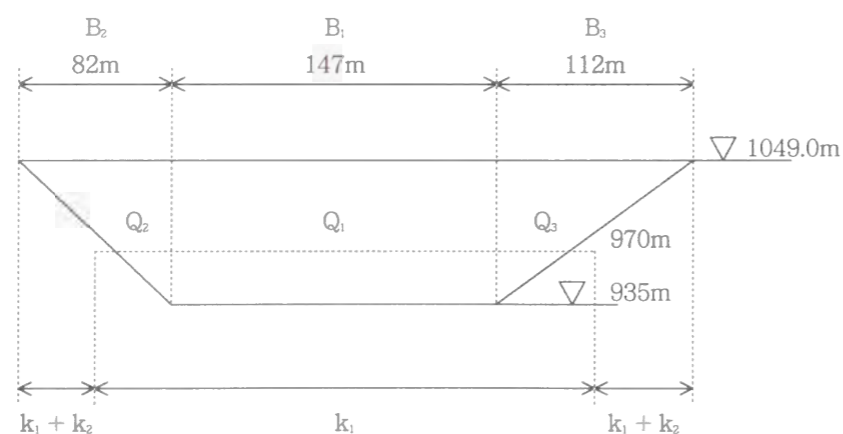


図-4.4.5 七倉ダムの模式化

4.4.5 基礎からの浸透量としての検討

- (1) 全ての場所で透水効率係数が同一と仮定した場合の検討

図-4.4.3における漏水量において降水による影響量はわずかであり、かつコアからの浸透量はほとんど無視できることが分かったので、すべて基礎からの浸透量として検討を行ってみる。浸透に関する基礎岩盤の透水効率係数 $K = \frac{kK(\beta')}{2K(\beta)}$ が全ての場所で同一であると仮定し最大水位時の漏水量から透水効率係数を逆算してみる。

Q_1 に式(3.3.29)、 Q_2 および Q_3 に式(3.4.21)を適用すると全浸透量 Q は次式で表せる。

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = KH_0 B_1 + \frac{KH_0^2 B_2}{2H} + \frac{KH_0^2 B_3}{2H} \quad (4.4.3)$$

所要の数値より K は式(4.4.4)で求まる。

$$K = \frac{k}{2} \frac{K(\beta')}{K(\beta)} = \frac{2Q}{H_0(2B_1 + B_2 + B_3)} = 26.9 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \quad (4.4.4)$$

$$\approx 21 \text{ ルジオン}^*$$

そして、この透水効率係数を使用して各水位における浸透量を計算した結果が図-4.4.4に示してあるが、最大水位以外の全ての水位において計算値が実測値より小さい。このことは、透水効率係数が全ての場所において同一であるとした仮定が誤っていたものと思われる。

- (2) 一定標高以上で透水効率係数が急増すると仮定した場合の検討

図-4.4.4から水位EL.970m付近より水位上昇に伴って、急激に漏水量が増大していることが分かる。

そこで図-4.4.5および表-4.4.2に示したように区域別および標高部別に透水効率係数を2種類に変化させるものとして、おのおの K_1 および $(K_1 + K_2)$ とする。 K_1 は透水性の低い岩盤に対するもので、岩盤の透水係数を参考にして、 $K_1 = 2.5 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ と仮定する。

$(K_1 + K_2)$ は高透水性岩盤に対するもので、 $K_1 + K_2 = 126.9 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ と仮定する。 K_2 は、最大水位時の浸透量が観測値と一致するよう逆算して求めたものである。これらの数値を使用して貯水位と漏水量の関係を求めたものが図-4.4.4に示してある。

この計算値は、観測値と良く一致している。

*) 透水係数とルジオン値の関係⁷⁾は次式によった。

1ルジオン $\approx 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$

この関係はルジオン値が層流状態を想定して求められているため、10ルジオン以上では換算精度が悪くなる。しかし他に適当な換算式が無いため以下の検討においては、10ルジオン以上においても、あえて適用した。また計算結果も有効数字は1~2桁と考えられるがあえて3~4桁表示している場合がある。

表-4.4.2 七倉ダムにおける透水効率係数の分布の推定

区域 \ 標高	EL. 935~970m	EL. 970~1049m
左岸部	K_1	$K_1 + K_2$
中央河床部	K_1	K_1
右岸部	K_1	$K_1 + K_2$

($K_1 = 2.5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$, $K_2 = 124.4 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$)

$K = K_1 + K_2 = 126.9 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 98$ ルジオンという値について検討する。3.3.2(2)における検討によりKはkと同じオーダーか若干小さい値を示すことを示した。表-4.4.1に示したように右岸部には高透水性のゾーンがあり、右岸部のP孔(パイロット孔)のルジオン値は最大で378.5ルジオン、平均で9.5ルジオンを示している。チェック孔においても最大値は45.9ルジオンとなっており、相当な高透水性ゾーンがあることがわかる。従ってP孔の平均ルジオン値より大きい、浸透流に対する平均的なルジオン値を100~300ルジオン程度とすれば、Kの値が95ルジオンとなることは不自然ではない。断層や幅広い破碎帯あるいは高透水性ゾーンがある場合には、著者の試算によればこの程度の数値はしばしば、他のダムの透水効率係数においても現れている。そして、十分なコンソリデーショングラウチングおよびカーテングラウチングが実施されていることを考えると、浸透経路は地中の深い部分を通るものであり、この高い透水効率係数は岩盤の安定性等に影響を与えるものでないことは明らかである。

ここで、次のことに留意する必要がある。

- ① 水位と漏水量の関係の急変化点としたEL.970mという水位、透水効率係数 K_1 および K_2 には、若干の幅があり得ること。
- ② 特にEL.970m以上の透水効率係数については左岸部および右岸部別にかつ、標高別に変化するものであるが、便宜上一定値としたものであること。

七倉ダムサイトについては、右岸部高標高部にA断層があり、深部まで高透水性ゾーンがあることを考えると恐らく、($K_1 + K_2$)の大部分は、右岸部のA断層に関連したもので、右岸部では全体として98ルジオン以上、局部的には数百ルジオンに達し、左岸部では98ルジオン未満ではないかと推定されるが、図-4.4.4のデータではこれ以上の詳細な検討は難しい。

基礎岩盤の透水量を区域別に分割して計測する改良方式による漏水量観測装置および浸透流観測孔が設置してあれば、さらに透水経路について興味ある解析が可能であると思われる。

4.4.6 まとめ

- (1) 七倉ダムの漏水量は従来方式により観測されている。七倉ダムの漏水量観測値の大部分は堤体基礎からの漏水量と推定され、降水の影響は数%、コアからの漏水量も数%程度以下と推定される。このことは3.4.5での検討結果と良く一致する。
- (2) 貯水位と漏水量は明瞭な相関関係を有しているが、貯水位がEL.970m以上で漏水量が急増する。このことに基づき、透水効率係数Kの概念を用いて検討を行った結果、例えば表-4.4.2のように $K_1 = 2.5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$, $K_2 = 124.4 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ とすると計算値と観測値の傾向は非常に良く

一致することが分かった。なお、数値については若干の変動はあり得る。

- (3) EL.970m以上で透水効率係数が急増する理由は、七倉ダムの現地の地質の状況より右岸部高標高部の高透水性ゾーンによるものと推定される。Kの値を右岸部高標高部の透水性と比較したところ、3.3.2(2)における検討結果と良く一致する。 $K = 126.9 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ という値は大きい、この程度の数値は他ダムの高透水性部でもしばしば見られる。
- (4) EL.970m未満の透水効率係数は小さいので河床部付近のB断層、C断層および葛断層の処理を始め、全体的な基礎処理が十分効果を発揮していると推定される。

4.5 小屋ダムの浸透量解析

4.5.1 小屋ダムの概要および地質

小屋ダム⁸⁾は、能登半島先端部の二級河川鶴飼川に石川県が建設した堤高56.5mの中央コア型ロックフィルダムで1991年(平成3年)に完成した。

ダムサイトの地質は、凝灰岩(弱溶結および非溶結)および凝灰角礫岩(弱溶結および非溶結)の互層となっており、一部軽石凝灰岩を挟んでいる。また部分的に安山岩の貫入が見られる。図-4.5.1にダムサイトの地質横断面図を示した。

ダムサイトでの断層は顕著なものではなく、比較小規模なものばかりであり断層処理を要するような大きなものは見受けられない。凝灰岩および凝灰角礫岩、軽石質凝灰岩、安山岩は全体的に緻密で固く不透水性である。

左右岸上部のダムの基礎の透水性は高いが、ダム基礎の大部分は、比較的透水性が低い。図-4.5.2に調査時のルジオンマップを示した。

4.5.2 基礎処理

プランケットグラウチングについては改良目標を5ルジオンとした。改良結果は非超過確率85%値で、3次孔実施後の最終孔で1.7ルジオン、チェック孔で1.4ルジオンであり極めて良く改良されている。

カーテングラウチングの改良目標値は、岩盤の性状を考慮して5ルジオンとした。改良範囲は、パイロット孔によりダム高程度まで調査確認し、一般孔の深度を30mとした。左右岸については、改良目標値を満足する範囲とした。改良結果は非超過確率85%値で、3次孔実施後の最終孔で2.6~1.2ルジオン、チェック孔で2.4~0.8ルジオンであり極めて良く改良されている。

4.5.3 漏水量観測方法の概要

小屋ダムにおいては、図-4.5.3に示すようにW1からW7までの7ヶ所の漏水量観測装置が設置されている。W1およびW2は監査廊内に設置され、各々、右岸および左岸部の監査廊内への施工目地からの漏水量を観測している。

W3からW6は堤体をダム軸方向に4分割する形でフィルタ敷に集水管が設置され、コアからの浸透量およびフィルタ敷からの浸透量を集水し、下流に導水して観測されている。W7はロック敷の最下流部に設置され、ロック敷全体からの浸透量の観測を目的としている。表-4.5.1に漏水量観測装置および観測値の概要を示した。

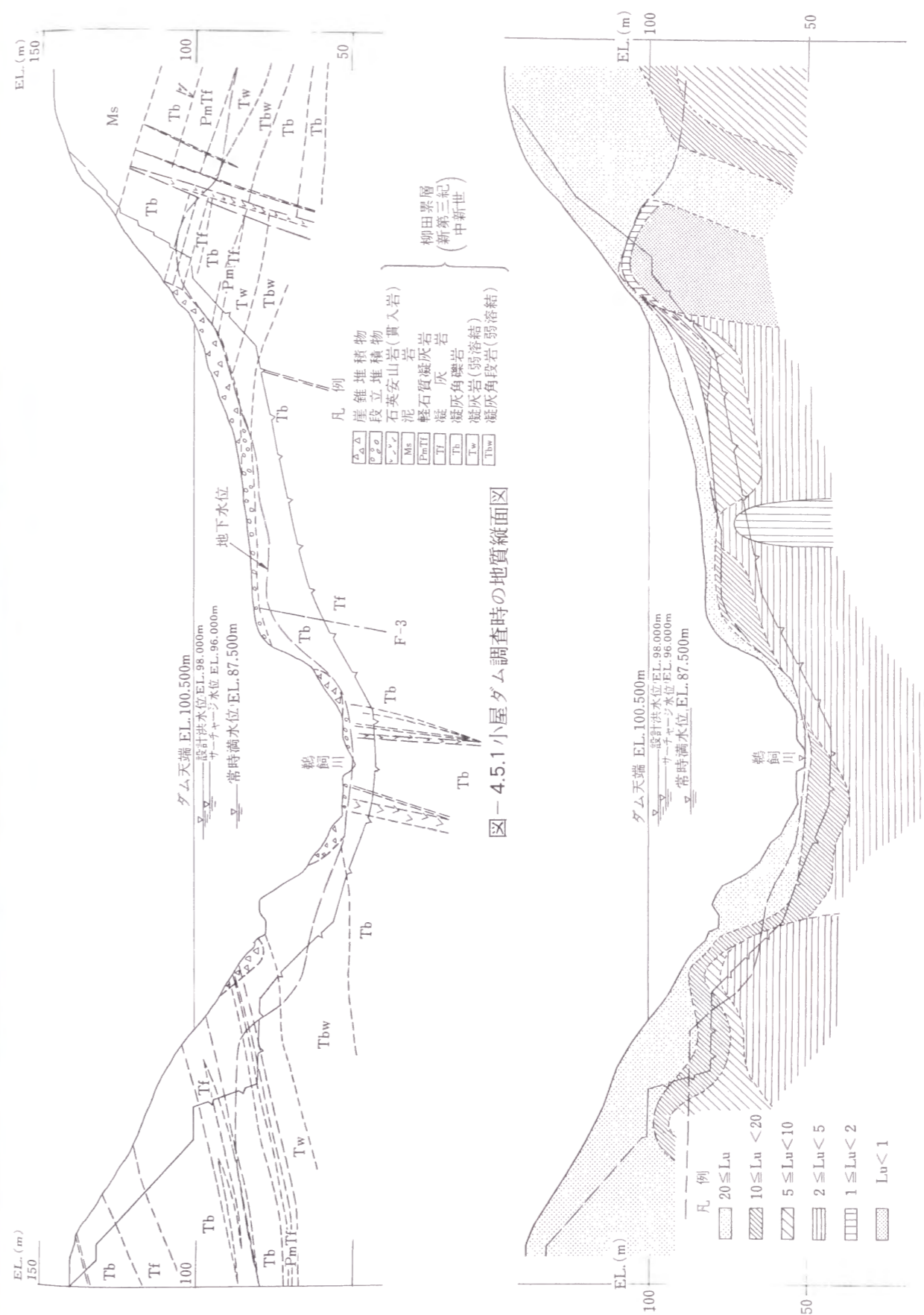
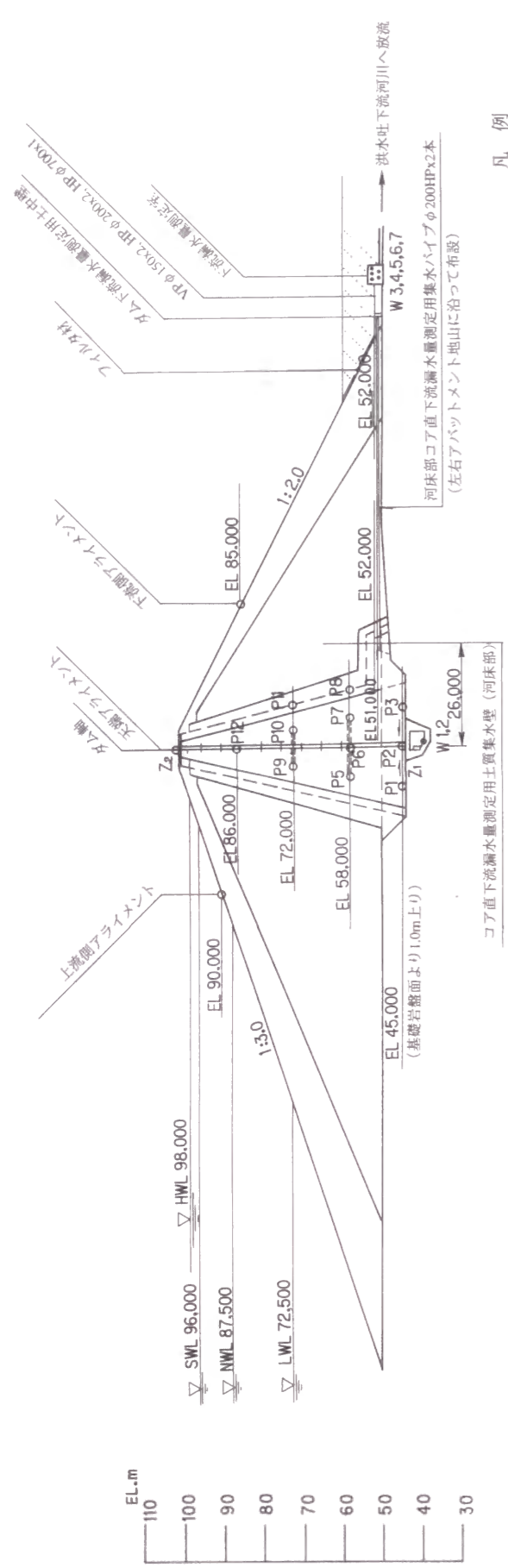


図-4.5.1 小屋ダム調査時の地質縦断面図

図-4.5.2 小屋ダム調査時のルジオンマップ



凡例

計測項目	測定室	測定位置	点数	記号	備考
揚圧力	間隙水圧計 ピエゾメータ	コア直下流(左岸) コア直下流(左岸) コア直下流(左岸)	11 13 2	○ ▽ ●	(P) (D) (W)
漏水量	漏水観測計	下流域 監視廊内	1 2	● □	(W) (Z)
地震	地震計	ダム天端 監視廊内 左岸地山	1 1 1	□ ○ ◎	3成分 2成分 10測点
沈下	層別沈下計	ダムC	1	◎	(F)
沈下および移動	表面沈下移動測定	No.4+10.0m 上流EL.90.0m 下流EL.85.0m	4 6 3) △ △	可動 固定

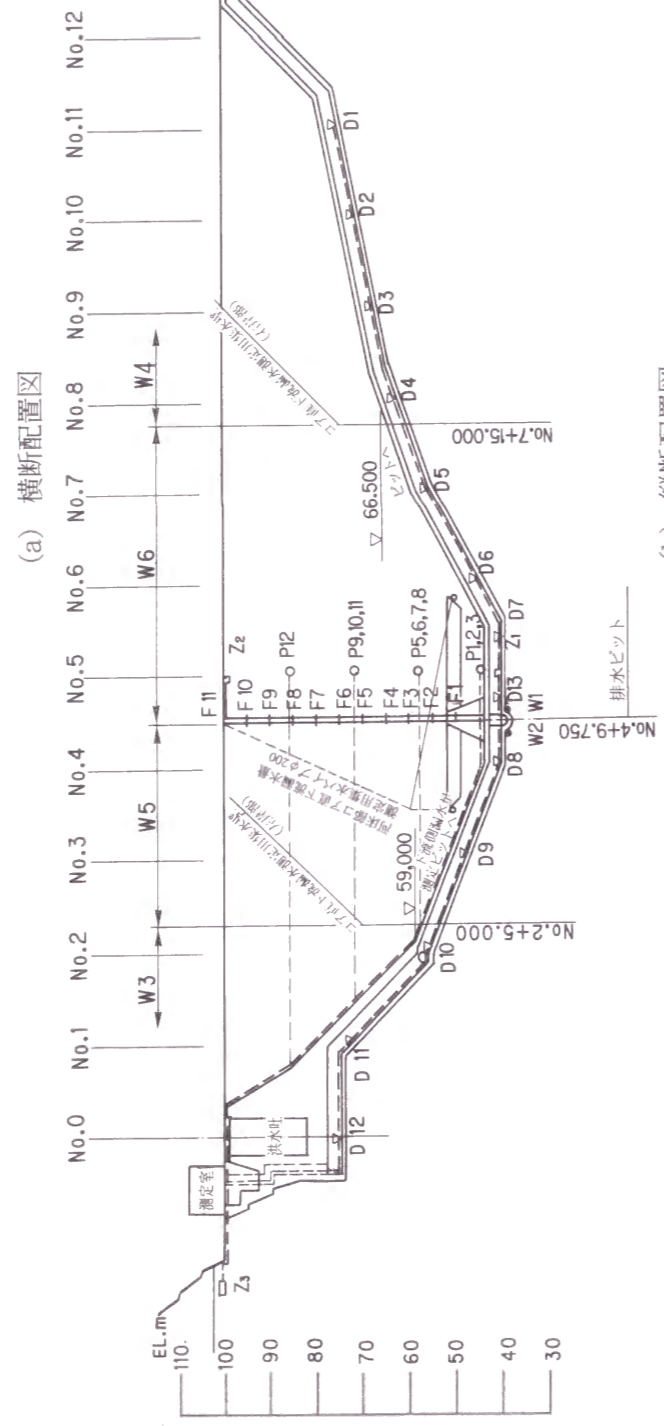


図-4.5.3 小屋ダムの漏水観測装置配置図

計測設備配置図

表-4.5.1 漏水量観測装置および観測値の概要 (小屋ダム)

名称	対象区域	観測対象	ダム軸方向延長B (m)	ポテンシャル基準水位(m)	最高水位時のH _c (m)	最高水位時のQ ₀ (ℓ/min)	ℓ ₀ (m)
W1	右岸監視廊	監視廊への漏水	130	EL.40.5	55.5	1.7	-
W2	左岸監視廊	"	73	40.5	55.5	0.7	-
W3	左岸上部	コアからの漏水およびフィルタ敷への浸透水	34	59.0	37.0	1.4	33.0
W4	右岸上部	"	75	66.5	29.5	13.0	22.0
W5	左岸下部	"	39	52.0	44.0	14.0	29.25
W6	右岸下部	"	55	52.0	44.0	13.5	29.25
W7	ロック敷	ロック敷への浸透水	203	52.0	44.0	78.0	-

浸透流観測孔はほぼ20m毎に、D1からD13まで監視廊に設置され、浸透圧力および浸透量を観測した。観測孔位置は図-4.5.6に観測値とともに示した。

4.5.4 W3~W6の観測値の解析

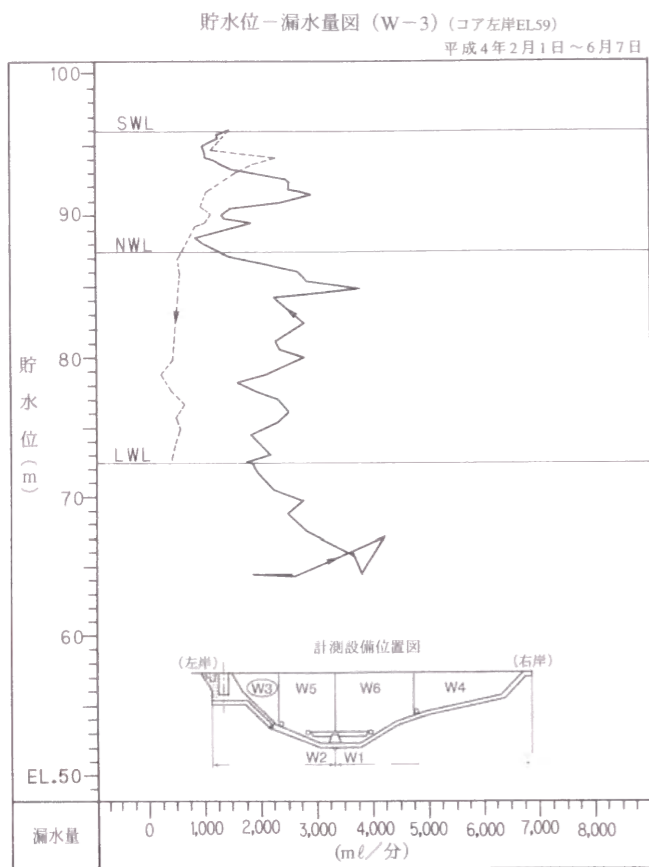
(1) W4の観測値の解析

W3からW7までの観測値について貯水位と漏水量の関係を図-4.5.4に示した。それらを概観してみると水位の上昇過程においては降雨が多かったためその影響を受け漏水量観測値の変動が大きい。水位の低下過程においては降雨が少なかったため観測値は水位と良い相関を持っている。そして漏水量はポテンシャル基準位である漏水量観測値の集水管設置標高を基準とした水位H₀のほぼ1乗に比例している。W4の区間は扁平な形をしているが、最高水位時における面積がほぼ同一になるようH₀=29.5m、B=60mの長方形断面と近似する。コアからの漏水量が主体であれば式(3.2.7)からわかるようにQはほぼH₀²に比例するはずであるので、コアからの漏水量は十分小さいと推定される。例えば式(3.2.7)に表-4.5.1に示した諸数値を代入しコアの係数kを求めると次のようになる。

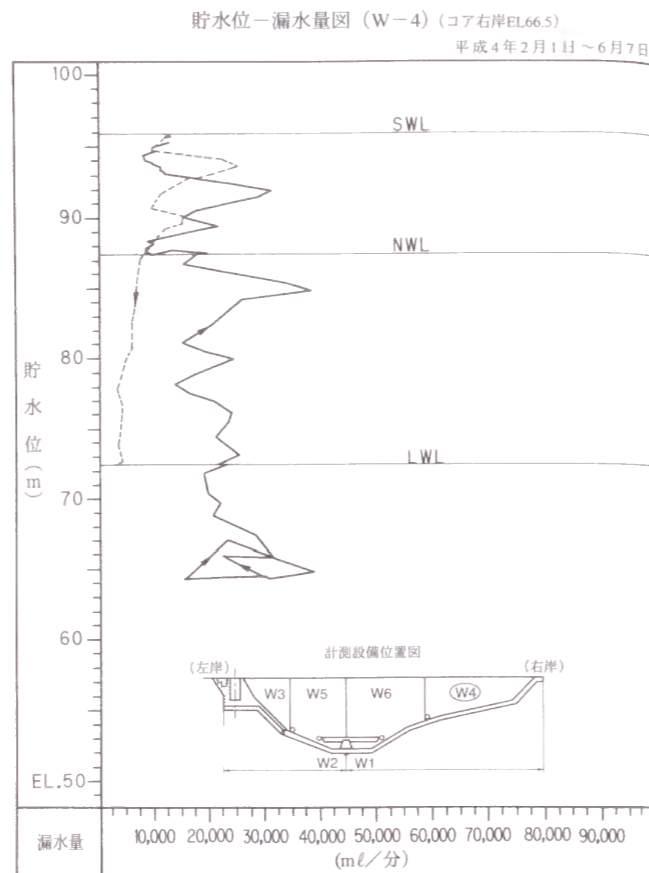
$$k = \frac{Q_0(2\ell_0 - mH_0)}{BH_0^2} = 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

この値はコアの透水係数としてはやや大きい。従って以後、観測値に含まれるコアからの浸透量は十分小さいとして検討を行う。

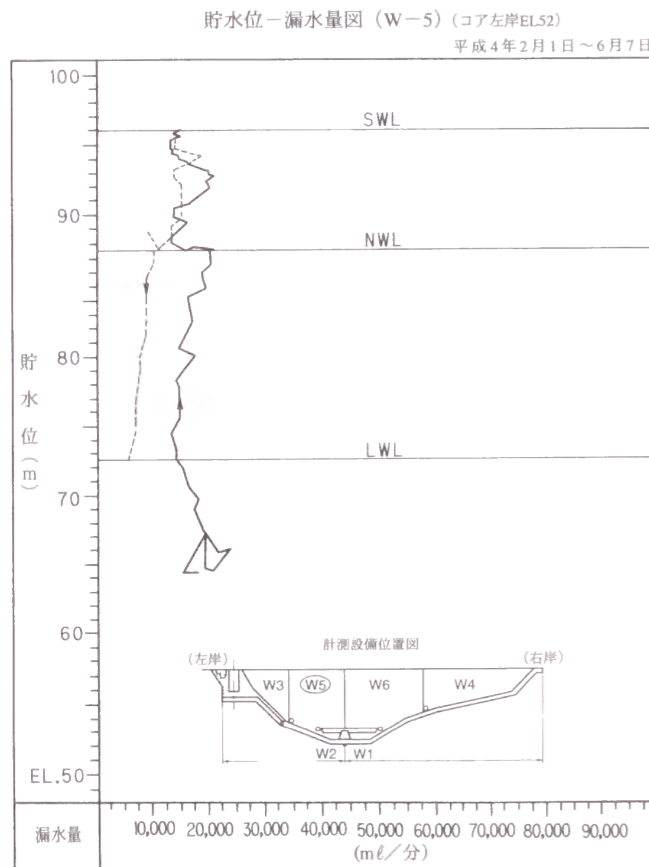
小屋ダムのコア形状は変則的な形状となっており、基礎岩盤の上にコアが薄く設置されており、フィルタが直接基礎岩盤に設置されていない。このためフィルタ層下流端に設置されたW3~W7の観測値は、基礎岩盤よりコアを浸透しフィルタ層に浸透した浸透量を観測していることになる。この部分のコア厚さが薄いため、3.4.6における検討よりこの部分のコアの存在の効果が少ないとして以下の検討を進める。従って検討の結果得られた基礎岩盤の透水係数は、実際のそれより多少小さく評価されていることに注意する必要がある。



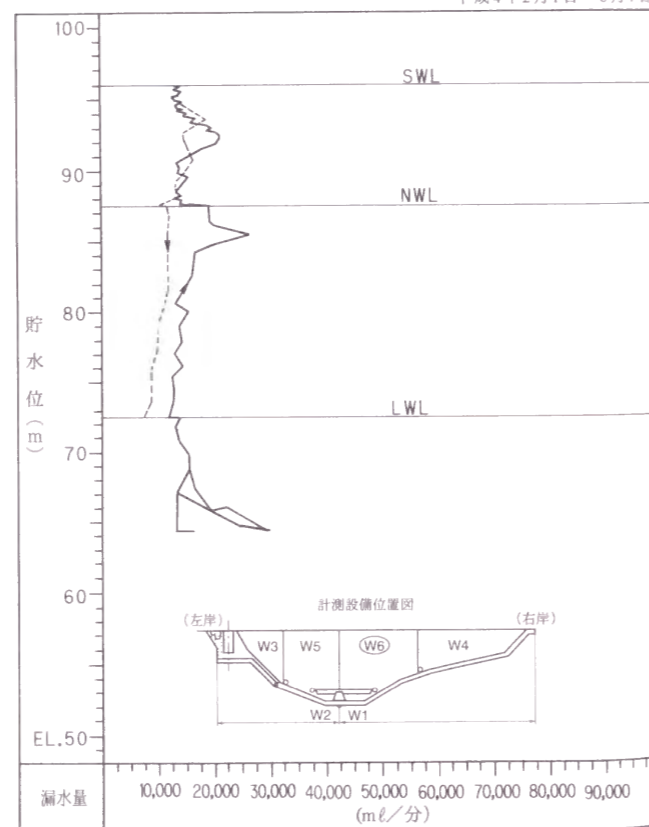
(a) W-3



(b) W-4

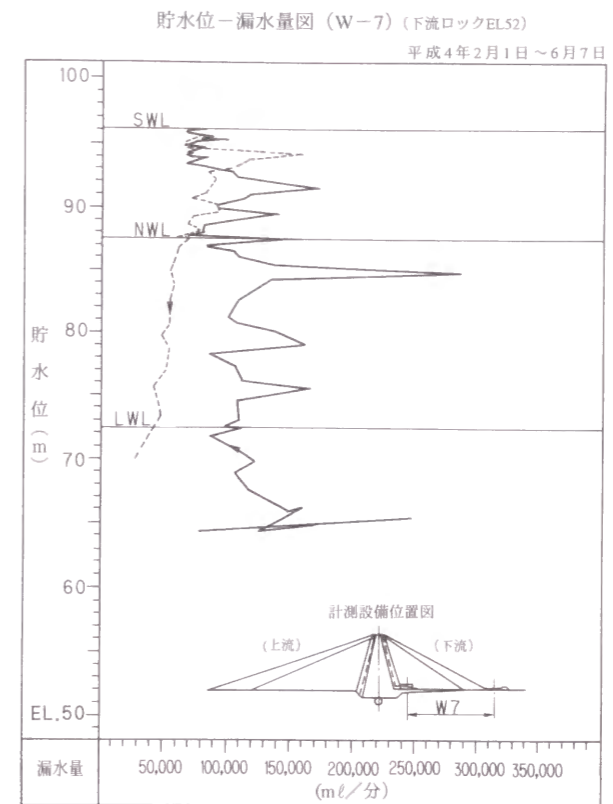


(c) W-5



(d) W-6

図-4.5.4 小屋ダムの貯水位—漏水量相関図



(e) W-7

図-4.5.4 小屋ダムの貯水位—漏水量相関図 (つづき)

浸透量は全量基礎岩盤からの浸透量として最高水位時の諸数値より K_F を求めると次式となる。

$$K_F = \frac{Q_0}{BH_0} = 1.23 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 0.95 \text{ ルジオン} \quad (4.5.1)$$

式 (4.5.1) より求めた K_F は十分小さいが、観測値にコアからの漏水量が含まれていればさらに小さくなる。

(2) W5 の観測値の解析

W5 の区間を平均標高 EL.52.0m の幅 $B = 39\text{m}$ の一様な区間で近似する。Q は H_0 に比例しているの
で W4 と同じく、観測値の大部分は基礎岩盤からの浸透量と判断される。 K_F を求めると次のよう
になる。

$$K_F = \frac{Q_0}{BH_0} = 1.36 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 1.05 \text{ ルジオン} \quad (4.5.2)$$

(3) W6 の観測値の解析

W6 の区間を平均標高 EL.52.0m の幅 $B = 55\text{m}$ の一様な区間で近似する。

K_F を求めると次のようになる。

$$K_F = \frac{Q_0}{BH_0} = 0.93 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 0.72 \text{ルジオン} \quad (4.5.3)$$

(4) W3の観測値の解析

W3の区間をポテンシャル基準水位EL.59mを最低標高とする三角形で近似する。

三角形断面で一様な K_F の場合のフィルタ敷からの浸透量は式(4.5.4)で与えられ、 Q は H_0^2 に比例するが、W3の Q は H_0 に比例しているように見える。

$$Q = \frac{K_F H_0^2}{4 \tan \theta} \quad (4.5.4)$$

従って、W3の浸透機構は式(4.5.4)とは考えられず、W4と同様ほぼポテンシャル基準水位付近の同一標高とみなされる延長 B_1 からの集中的な浸透と考えられる。ここで K_F と B_1 が未知数であるが、W3の K_F をW4、W5およびW6の平均値とすると次のようになる。

$$K_F = 1.17 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 0.90 \text{ルジオン} \quad (4.5.5)$$

式(4.5.7)で得られた K_F を使用して B_1 は次のように推定される。

$$B_1 = \frac{Q}{K_F H_0} = 5.39 \text{m} \quad (4.5.6)$$

この B_1 の部分はポテンシャル基準水位付近の高透水性岩盤の部分として、図-4.5.2および図-4.5.3よりW3とW5の境界部付近の $10 \leq Lu < 20$ の部分と特定される。このことは後に4.5.6において浸透流観測孔D10が著しく高い浸透圧および浸透量を観測していることから明らかにされる。なお、この場合の B_1 は K_F と一体として考慮されるべきもので、 K_F の仮定値により B_1 も変わってくる。

4.5.5 W7の観測値の解析

W7はロック敷からの浸透量を観測している。W7の下流域からの浸透量は少ないと仮定すると堤体基礎からの全浸透量 Q_i はW1からW7の合計値となる。図-4.5.5は水位下降過程の水位と Q_i の関係を示したものである。ポテンシャル基準水位はW5とW6の漏水量観測装置の集水管設置標高であるEL.52mとなる。 Q_i はEL.92~93m付近において降雨の影響を受けており、かつ低標高部の観測値が無いため明らかではないが Q_i はほぼ H_0 に比例しているように見える。

Q_i が H_0 にほぼ比例していることは、ポテンシャル基準標高付近から集中的に集中していることを示している。しかし左岸上部のW3はほとんど浸透量は無いが、右岸上部のW4からはW5およびW6にほぼ等しい浸透量がある。このような場合に Q_i と H_0 の関係はどのようなになるのか検討してみる。

式(3.3.42)で示したように次式が成立する。

$$K_F + K_R = K \quad (4.5.7)$$

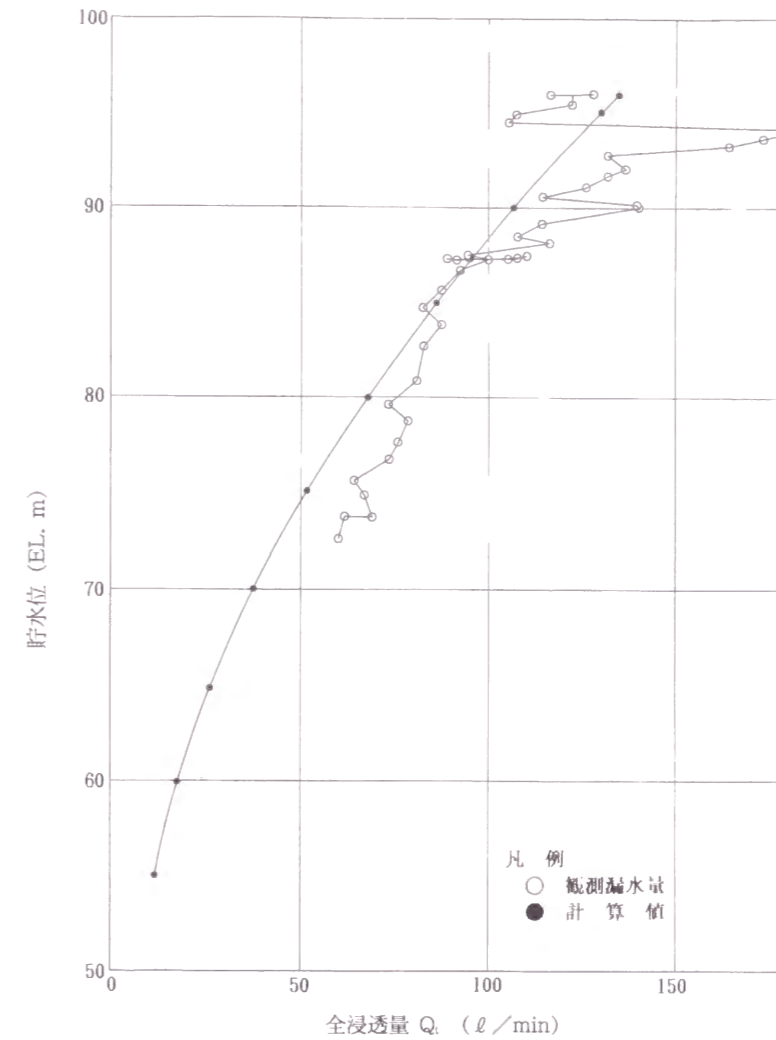


図-4.5.5 全浸透量の観測値と計算値の比較(小屋ダム)

そして、同一ダムで同じような岩盤条件および基礎処理条件の場合には次式が成立すると思われる。

$$\left. \begin{aligned} K_i &= \alpha K_{Fi} \\ K_{Ri} &= \beta K_{Fi} \end{aligned} \right\} \quad (4.5.8)$$

ここに、 α, β : 常数
 i : 区間の番号

W4, W5, W6, の各々の K_F を式(4.5.1), 式(4.5.2), 式(4.5.3)より求まる値とすると最大水位時の Q_i と H_0 の関係は次式となる。

$$Q_i = \sum_{i=4}^{i=6} Q_i = \sum_{i=4}^{i=6} \alpha K_{Fi} H_0 B_i \quad (4.5.9)$$

i はW4, W5, W6に対応して、4, 5, 6とする。既に使用した諸数値を使用して α, K_i および K_{Ri} を求めると次のようになる。W1, W2, W3は浸透量が小さいため省略した。

$$\alpha = 2.91, K_i = 2.91 K_{Fi}, K_{Ri} = 1.91 K_{Fi} \quad (4.5.10)$$

これは本ダムにおいてはフィルタ敷への浸透量の割合は全浸透量の1/3程度であることを示している。

式 (4.5.10) の値を式 (4.5.9) に代入して各水位毎のダム全体からの浸透量を計算した結果が図-4.5.5 に示してある。W3の区域は浸透量が小さいため計算を省略している。

この計算結果は観測値結果とおおむね一致している。これは式 (4.5.8) の仮定を含めて、基礎岩盤からの浸透量が浸透効率係数 K の概念で表現できることを示していると思われる。

既に述べたように K は透水係数 k と浸透経路の効率に関する係数 $\frac{K(\beta')}{2K(\beta)}$ の積であらわされ、通常 $K(\beta') = 0.1 \sim 1$ 程度であるため K は通常透水係数 k と同じオーダーか若干小さい値である。また、 K_1 は K より小さい。表-4.5.2の K と岩盤の透水性を比較してみると基礎岩盤の透水性が高くなるにつれ、 K も大きくなる傾向が認められ、浸透流解析に基づく K の性質と良く一致している。

表-4.5.2 K_F , K および K_p と基礎岩盤の透水性の関係 (小屋ダム)

名称	K (Lu)	K (Lu)	岩盤の透水性		\bar{K} (Lu)
			コア敷直下 一部 $10 \leq Lu < 20$	深部	
W3	局所的に高い K	局所的に高い K	$2 \leq Lu < 5$	$2 \leq Lu < 5$	(4.65)
W4	0.95	(2.76)	$5 \leq Lu < 10$	$2 \leq Lu < 5$	0.28
W5	1.05	(3.06)	$10 \leq Lu < 20$	$2 \leq Lu < 5$	0.81
W6	0.72	(2.09)	$2 \leq Lu < 5$	$2 \leq Lu < 5$	0.29

() は間接的に推定された値。Luはルジオンの略記。

以上の解析を総合的に見れば改良方式による漏水量の観測値を十分解析することは我々に極めて重要な情報を与えてくれることを示している。

4.5.6 浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の解析

(1) 観測値の概観

各浸透流観測孔における貯水位変動に伴う浸透量の観測値を図-4.5.6に、浸透圧力の観測値を図-4.5.7に示した。また、表-4.5.3に観測孔の諸元、観測値、解析結果の概要をまとめて示した。

図-4.5.6によれば浸透量はD10およびD8で大きいが他の観測孔は十分小さいことがわかる。

浸透圧力については次の関係があることが認められる。

$$P_0/P = \alpha_2 \quad (4.5.11)$$

ここに、 P_0 : 浸透圧力で圧力計が監査廊内にあることを考慮し、観測浸透圧力をポテンシャル基準水位上の圧力に換算した値

P : ポテンシャル基準水位上の上流側水位を圧力に換算した値

α_2 : 観測孔毎の一定値

P_0/P は浸透経路中の浸透流観測孔の位置におけるポテンシャルの残存率を示しており、同一観測孔については水位が変動しても一定値である。これは式 (3.4.10) で既に示した関係である。

また、図-4.5.6および表-4.5.3によればD9およびD10においてサーチャージ水位時において次

の値が観測されている。

$$\left. \begin{aligned} P_0/P &= 0.82 & (D9) \\ P_0/P &= 0.62 & (D10) \end{aligned} \right\} \quad (4.5.12)$$

D9およびD10の値は0.5を大幅に越えており、これらの観測孔に対しては止水カーテンによる浸透流のポテンシャル消費効果が有効に働いていないことを示している。またD9では $P_0/P = 0.82$ と大きいのに浸透量が著しく少ないこと、D8では $P_0/P = 0.32$ と小さいのに浸透量が比較的多いことなど一見矛盾する現象が見られる。これらを踏まえて以下代表的な観測孔について個別に解析を行うこととする。

(2) D10の観測値の解析

浸透圧力および浸透量の観測結果を図-4.5.8に示した。図中の「揚圧力」、「漏水量」は、それぞれ本論文における「浸透圧力」、「浸透量」にあたる。これらの観測値を概観すれば、浸透圧力は水位上昇過程においても水位下降過程においても、ほぼ同一の値を示している。浸透量についても同様である。このことより次のことがわかる。

- ① W3からW7の漏水量観測装置の漏水量が水位の上昇過程において降雨の影響を大きく受けているのに対し、浸透流観測孔の浸透圧力および浸透量は降雨の影響をほとんど受けず、水位変化による堤体の浸透現象を把握するのに有効である。
- ② 水位上昇過程と水位下降過程の値が同一水位に対しほぼ同一であることは、基礎岩盤内の透水性がかなり高いことを示すとともに非定常効果が大きくなく、観測値を定常状態における値とみなして解析しても大きな誤差が無いことを示している。

浸透圧力の観測値を見れば、ほぼあらゆる観測値に対して式 (4.5.11) が成立することがわかる。D10の浸透量が図-4.5.8 (h) に示してあるが浸透量は圧力計設置標高である EL.55.71 m を基準とした水位に比例していることが認められる。これは既に3.4.2で述べたように浸透量を観測する際、圧力計を開放するため圧力計設置位置がポテンシャル基準水位となるためである。すなわち、浸透流観測孔の浸透圧力と浸透量を解析する場合、ポテンシャル基準水位が異なってくることに注意しなければならない。ポテンシャル基準水位の差は通常3~4m程度である。上流側水位が低い場合には注意が必要である。

式 (3.4.11) で定義した浸透流観測孔への透水効率係数 K_p を求めると次の通りである。

$$K_p = \frac{Q_p}{B_p H_p} = 10.8 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 8.3 \text{ ルジオン} \quad (4.5.13)$$

ここに、 Q_p : 浸透流観測孔の浸透量

B_p : 浸透流観測孔のダム軸方向集水幅

H_p : 浸透流観測孔についてのポテンシャル基準水位上の水位 (上流側水位 - 浸透流観測孔設置標高)

D10のサーチャージ水位時の諸量は次のとおりとなる。

$$Q_p = 13.0 \text{ l/min}, \quad H_p = 96 - 55.71 = 40.29\text{m}, \quad B_p = 5.0\text{m}$$

表-4.5.3 浸透流観測孔の諸元, 観測値および解析値 (小屋ダム)

名称	設置区域	設置標高	H ₀ (m)	観測浸透圧力 (kgf/cm ²)	P ₀ (kgf/cm ²)	P (kgf/cm ²)	P ₀ /P	Q _p (ℓ/min)	K _p (×10 ⁻⁵ cm/sec)	K _p (ルジオン)
D1	W4	EL.77.07m	18.93	1.1	0.7	1.49	0.47	0.04	0.07	0.05
D2	W4	72.83	23.17	1.1	0.7	1.92	0.37	0.03	0.04	0.03
D3	W4	68.86	27.14	1.6	1.2	2.31	0.52	0.97	1.19	0.92
D4	W4	63.17	32.83	1.6	1.2	2.88	0.42	0.13	0.13	0.10
D5	W6	56.43	39.57	1.9	1.5	3.56	0.42	0.17	0.14	0.11
D6	W6	46.31	49.69	1.6	1.0	4.40	0.23	1.00	0.67	0.52
D7	W6	40.83	55.17	2.1	1.0	4.40	0.23	0.53	0.32	0.25
D8	W5	40.89	55.11	2.5	1.4	4.40	0.32	2.80	1.69	1.30
D9	W5	48.55	47.45	4.0	3.6	4.40	0.82	0.58	0.41	0.32
D10	W3	55.71	40.29	2.9	2.5	4.03	0.62	13.0	10.8	8.31
D11	W3	74.01	21.99	0	0	0	0	0	0	0
D12	洪水吐 (W3)	75.81	20.19	0	0	0	0	0	0	0
D13	W6	40.86	55.14	2.8	0.17	4.40	0.38	0.86	0.52	0.40

注1 ポテンシャル基準水位はD6~D9についてはW5およびW6の漏水量観測装置の集水管設置標高であるEL.52mとした。
 注2 その他の浸透流観測孔については監査廊上面がコア数標高となっているため設置標高+4.00mとした。

なお、B_pは現在までのところ研究されることがないので、コンクリートダムにおける揚圧力を減少させるための排水孔が通常5m毎に設置⁹⁾され、十分効果を発揮されていることを考慮して決定した。従ってK_pは常にB_pと一体的に考慮すべき指標である。

K_pの値はかなり大きくP₀/P=0.62と大きいことと併せて考えると、D10は止水カーテンの効果が相対的に小さく、しかも透水性の高い浸透経路に位置することがわかる。これは図-4.5.6のD10の位置を図-4.5.1および図-4.5.2に重ね合わせて見ればW3とW5境界付近の10≦Lu<20の高透水性岩盤の部分にカーテングラウチングによる止水カーテンの形成に相対的に不十分な部分があったことを推定させる。そしてD10の位置するW3の浸透量がごく少量であることを考えるとその相対的不十分な部分は全体の浸透量には影響しないほど局部的と推定される。その幅は4.5.4(4)においてK_F=1.17×10⁻⁵cm/sec=0.9ルジオンと仮定した場合でB_i=5.39mと推定したがK_Fが大きい場合はさらに小さくなることは明らかである。

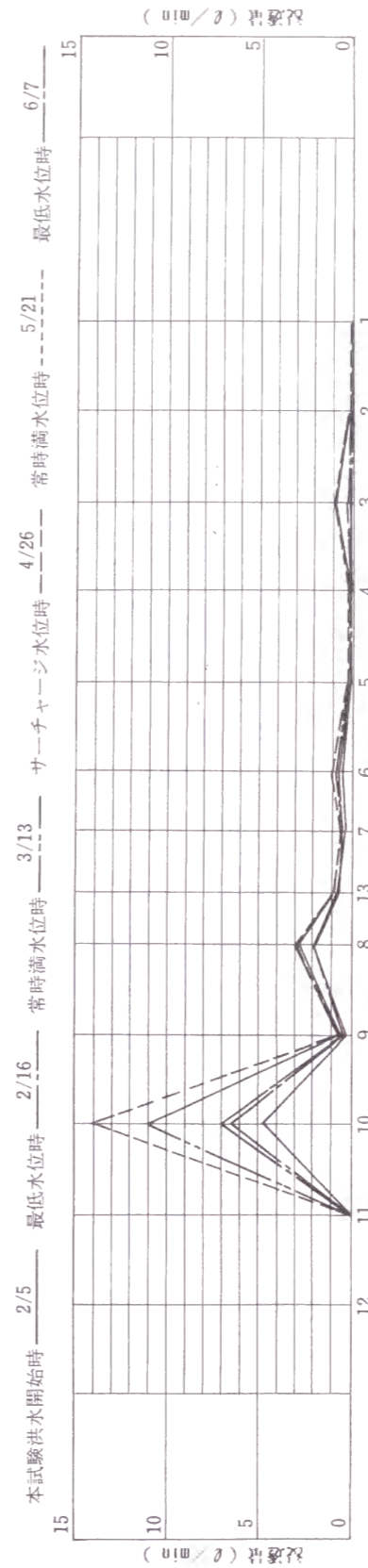


図-4.5.6 小屋ダムの浸透量分布図

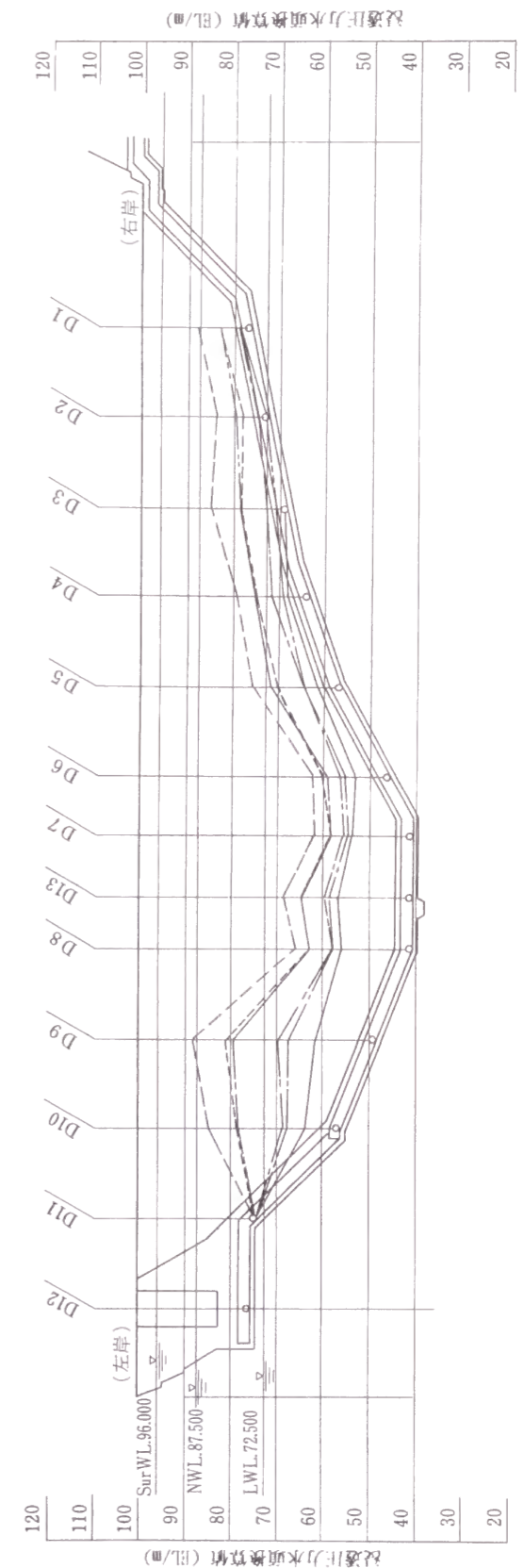
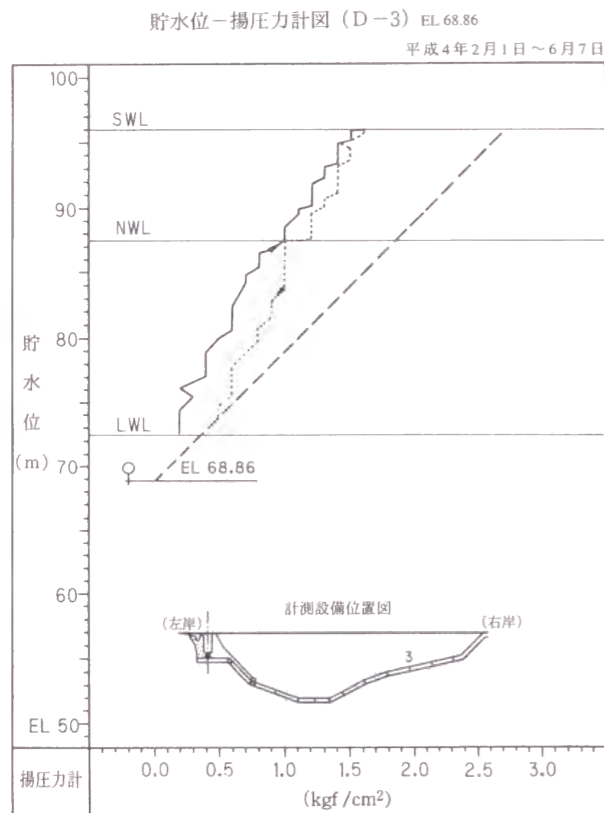
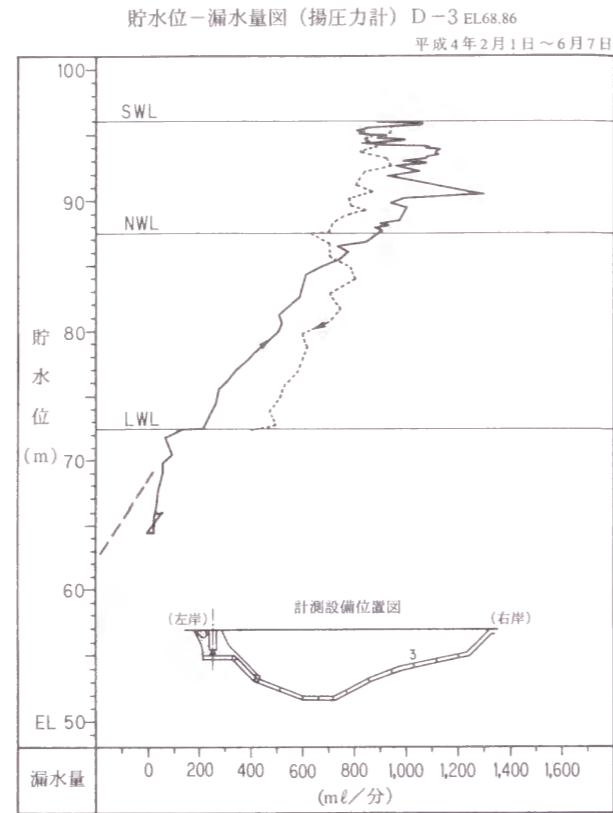


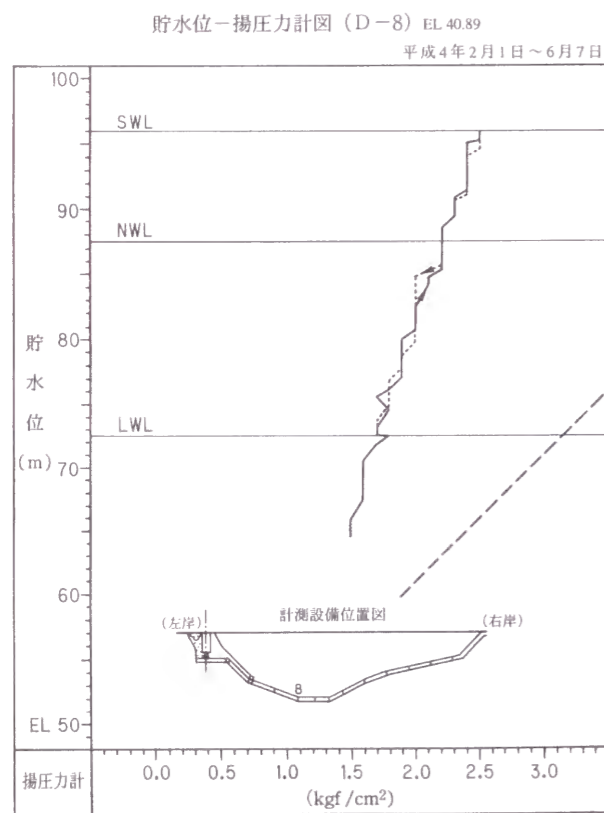
図-4.5.7 小屋ダムの浸透圧分布図



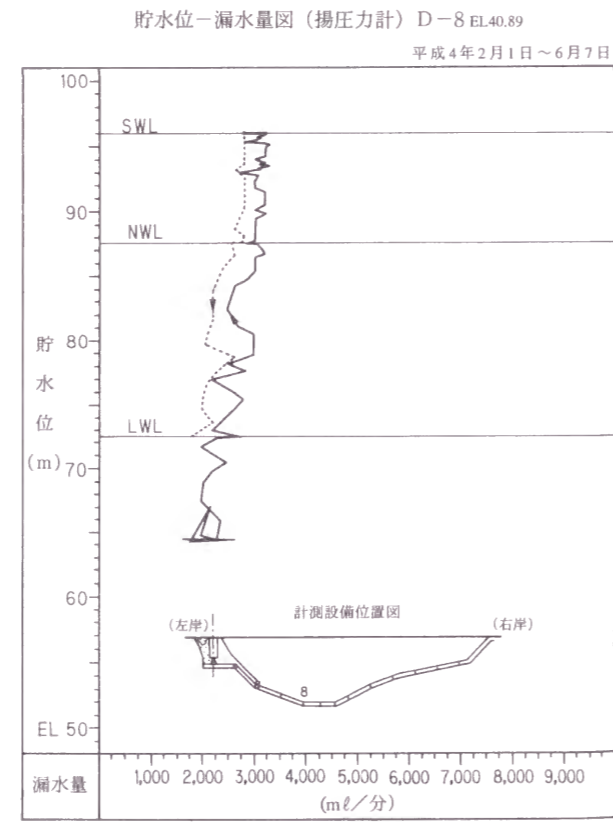
(a) 揚圧力 (D-3)



(b) 漏水量 (D-3)

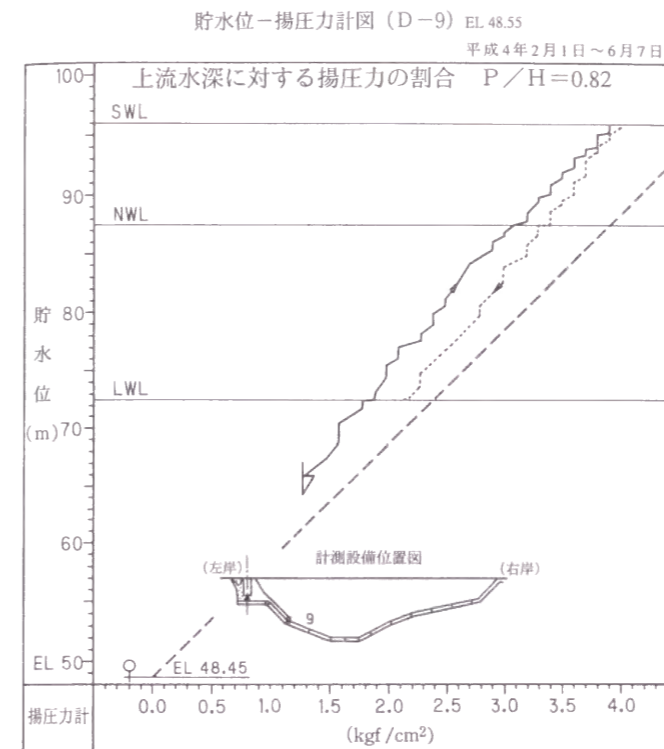


(c) 揚圧力 (D-8)

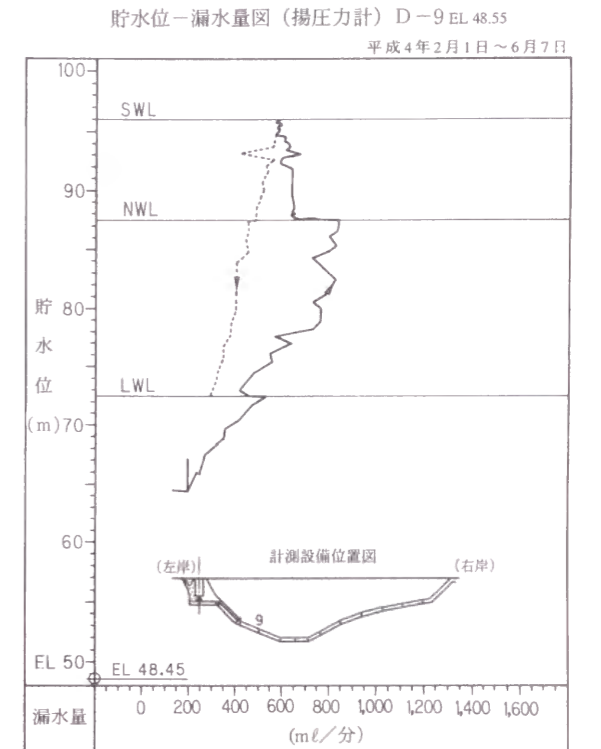


(d) 漏水量 (D-8)

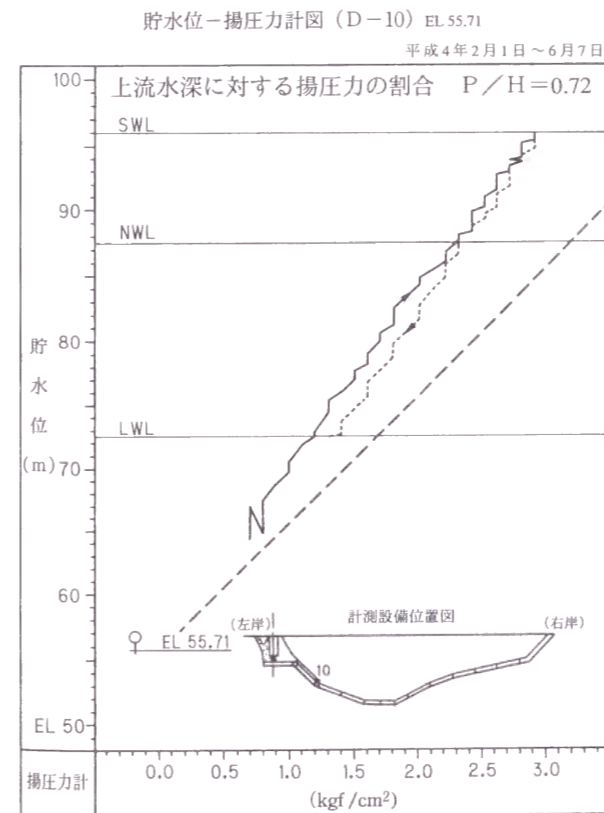
図-4.5.8 小屋ダム浸透流観測孔の観測結果



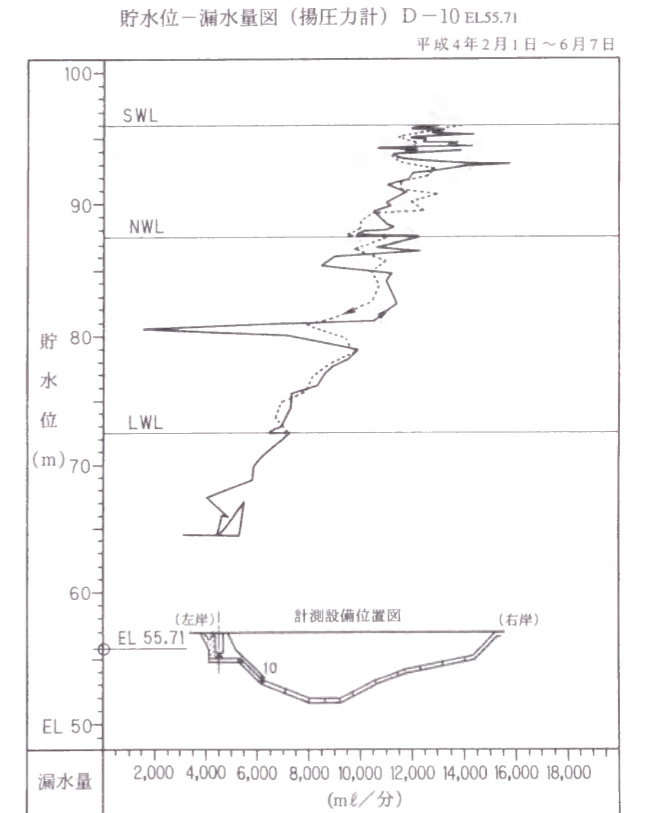
(e) 揚圧力 (D-9)



(f) 漏水量 (D-9)



(g) 揚圧力 (D-10)



(h) 漏水量 (D-10)

図-4.5.8 小屋ダム浸透流観測孔の観測結果 (つづき)

(3) D9, D8およびD3の観測値の解析

(1)で示したようにD9は $P_0/P = 0.82$ と著しく大きい特徴がある。これは浸透経路において、浸透流観測孔より下流の河床部付近の岩盤において大部分のポテンシャルが消費されることを示している。そして浸透量が $Q = 0.58 \text{ l/min}$ と小さいことはD9に至るまでの浸透経路の透水性がかなり小さいことを示している。 K_p は次のようになる。

$$K_p = 0.41 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 0.32 \text{ ルジオン} \quad (4.5.14)$$

D8は $P_0/P = 0.32$ と小さく止水カーテンの効果が認められるが浸透量は $Q = 2.8 \text{ l/min}$ と少し大きい。 K_p は次のようになる。

$$K_p = 1.69 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 1.30 \text{ ルジオン} \quad (4.5.15)$$

右岸部のW4の区域に位置するD3について見てみる。D3は $P_0/P = 0.52$, $Q = 0.97 \text{ l/min}$ とW4の区域の4観測孔の中では大きい値を示している。 K_p は次のようになる。

$$K_p = 1.19 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 0.92 \text{ ルジオン} \quad (4.5.16)$$

その他の観測孔においても浸透圧力と浸透量はそれぞれのポテンシャル基準水位上の水位と良好な相関関係を持っている。 K_p の計算結果を表-4.5.3に示した。

(4) K_p , K_F および K の関係

各観測孔の K_p を漏水量観測装置の対象範囲毎にグループ分けして、その平均値 $\overline{K_p}$ を求めて、表-4.5.2に K_F および K と比較して示した。これによればW3の $\overline{K_p}$ が著しく大きいことがわかる。これはD10の K_p が著しく大きいことによるものである。他の観測孔の K_p と比較すればごく局部的な現象であることが推定される。W3を除いて考えれば $\overline{K_p}$ と K_F の関係は次のようになる。

$$\overline{K_p} \approx (0.30 \sim 0.95) K_F \quad (4.5.17)$$

平均値で表示すると次のようになる。

$$\overline{K_p} \approx 0.55 K_F \quad (4.4.18)$$

これは、3.3.3 (2) で検討した結果と良く一致する。

そして、式 (4.5.10) と式 (4.5.18) を組み合わせれば次式が得られる。

$$\overline{K_p} \approx 0.55 K_F \approx 0.2 K \quad (4.4.19)$$

これは、3.4.2で検討した結果と良く一致する。

式 (4.5.19) は、単位幅当りで考えた場合、本ダムにおいては浸透流観測孔の浸透量は、フィルタ敷に浸透する浸透量の約55%に相当する流量または、全体の浸透量の約20%に相当する流量であることを示している。以上の解析を総合的に見れば浸透流観測孔は浸透経路の透水性および止水カーテンの効果を反映して各観測孔毎に特徴を持っているため、小数の観測孔の観測値のみで全体の性状を論ずることについては十分注意する必要があるが、浸透流観測孔の観測値を十分解析することは我々に極めて重要な情報を与えてくれることを示している。

4.5.7 まとめ

小屋ダムの漏水量観測装置および浸透流観測孔の観測値を解析した結果、次のことが明らかになった。

(1) フィルタ敷に設置されたW3からW6の全漏水量は降雨の影響を受けている。コアからの浸透量

は小さく漏水量の大部分は基礎岩盤からの浸透量である。

(2) W4からW6のフィルタ敷への浸透効率係数 K_F の値は次のように算出された。

$$W4 \quad K_F = 1.23 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 0.95 \text{ ルジオン}$$

$$W5 \quad K_F = 1.36 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 1.05 \quad //$$

$$W6 \quad K_F = 0.93 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 0.72 \quad //$$

W3についてはEL.59mにごくせまい幅の透水性岩盤が存在すると考えられ、その幅は K_F をW4～W6の平均値 $K_F = 1.17 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ と仮定すると $B_1 = 5.39\text{m}$ と推定された。

(3) 堤体全体からの浸透量 Q を解析したところ、平均的にみれば $K \approx 2.91 K_F$ の関係が認められた。これは、本ダムにおいてはフィルタ敷への浸透量の割合は全浸透量の1/3程度であることを示している。

K の値はダム基礎岩盤の平均的な透水係数(ルジオン値)より若干小さい値を示しており、浸透流解析にもとづく K の性質に良く一致するとともにグラウチングによる岩盤の透水性の改良および止水カーテンの形成が良好になされたことを示している。

(4) 改良方式による漏水量の観測値を十分解析することは我々に極めて重要な情報を与えてくる。

(5) 浸透流観測孔の浸透圧力および浸透量の観測値は、ほとんど降雨の影響を受けておらず解析に有効である。水位の上昇過程および水位下降過程の値が同一水位に対しほぼ同一であることは基礎岩盤内の透水性がかなり高いことを示すとともに非定常効果が大きくなく、観測値を定常状態における観測値とみなして解析しても大きな誤差がないことを示している。

(6) 浸透圧力および浸透量はポテンシャル理論により良く解析できることが確認された。ポテンシャル残存割合 $P_0/P > 0.5$ の観測孔としてD3, D9およびD10があった。これは、浸透経路のうち浸透流観測孔より下流の河床部付近の岩盤において、大部分のポテンシャルが消費されることを示している。

(7) 浸透流観測孔への透水効率係数 K_p を算定したところその平均値 $\overline{K_p}$ は、 $\overline{K_p} \approx 0.55 K_F \approx 0.2 K$ となった。

このことは、浸透流観測孔の集水範囲を $B_p = 5\text{m}$ と仮定した場合、浸透流観測孔への浸透量はほぼフィルタ敷に浸透する浸透量の約55%、全体の浸透量の約20%に相当することを示している。また、算定された K_p , K_F および K の関係は浸透流解析の結果と良く一致した。なおD10の K_p が著しく大きいのは、下流河床部付近の岩盤が著しく難透水性岩盤となっており全体として K および K_p の値は小さいが、浸透流観測孔付近までは著しく高透水性岩盤であるため K_p の値が大きくなったことが主原因と考えられる。

(8) 浸透流観測孔の観測値は浸透経路の透水性および止水カーテンの効果を反映している。各観測孔の観測値のみで全体の性状を論ずることについては十分注意する必要があるが、浸透流観測孔の観測値を十分解析することは我々に極めて重要な情報を与えてくれる。

4.6 奥野ダムの浸透量解析

4.6.1 奥野ダムの概要および地質

奥野ダム¹⁰⁾は静岡県伊東市を貫流する二級河川伊東大川に静岡県が建設した堤高63.0mの中央コア型ロックフィルダムで1988年(昭和63年)に完成した。

図-4.6.1に標準断面図、図-4.6.2に縦断面図を示す。

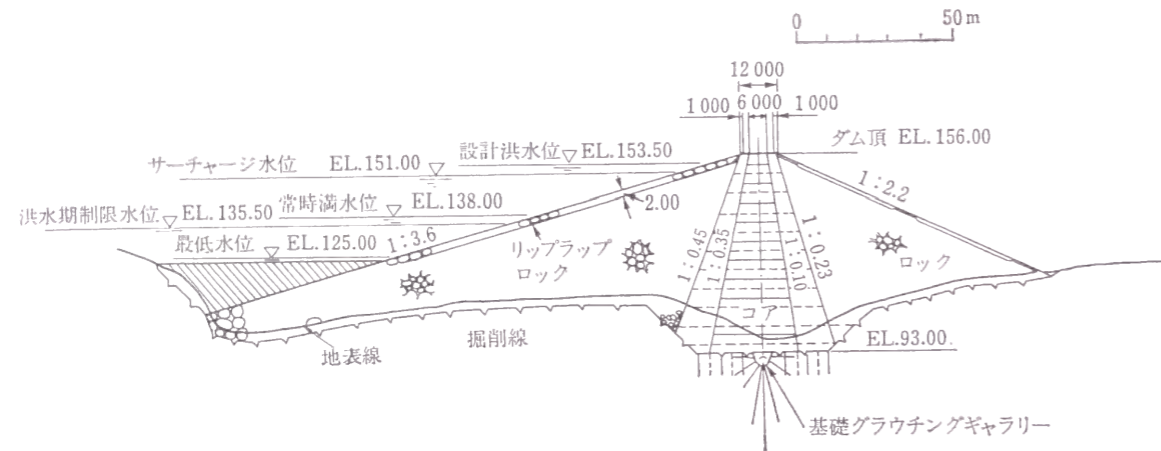


図-4.6.1 奥野ダムの標準断面図

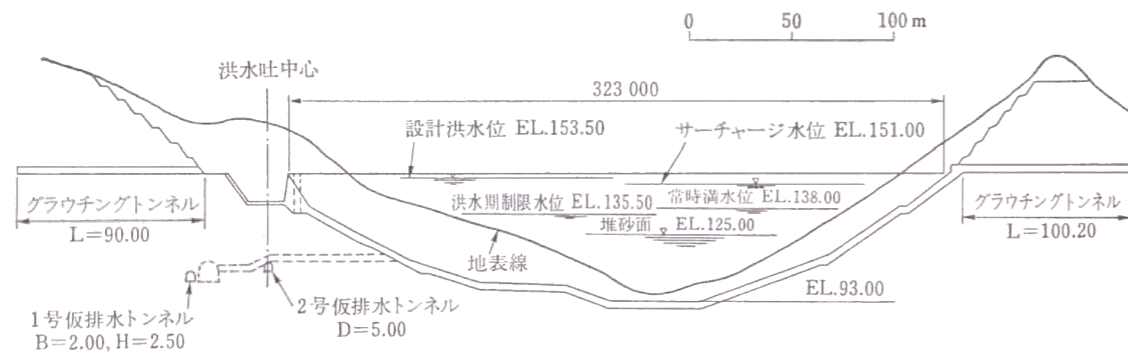


図-4.6.2 奥野ダムの縦断面図

ダムサイトの基礎岩盤は湯ヶ島層群の火山岩類である。ダムサイトの止水カーテン沿いの地質図を図-4.6.3に示した。ダムサイトの主要な断層は、急傾斜で上下流方向に近いものが卓越する傾向があり、大なり小なり熱水変質の形跡が見られる。特に河床部のF₃断層およびF₄断層とF₅断層の間は、コア敷内に幅広い熱水変質帯を持ち、岩盤が脆弱化している。割れ目は深部では少ないが監査廊のトレンチ掘削面には不規則な形状の低角度の割れ目が観測され、ボーリングコアでも同様な割れ目が見られる。

基礎岩盤の20ルジオン以上の高透水性ゾーンは、左岸側では局所的に認められる程度であったが、河床から右岸側ではダム高以上の深さまで続いていて、深くなっても透水性が小さくなるという傾向が認

められなかった。この点が、このダムのカーテングラウチングをどのような深さまで施工すればよいか、最後まで技術的関心が払われた問題¹¹⁾である。なお河床から左岸にかけて随所に見られる大小の断層周辺部におけるルジオン値は、概して高くはなかった。

図-4.6.4にダムサイトの止水カーテン沿いのルジオンマップを示した。

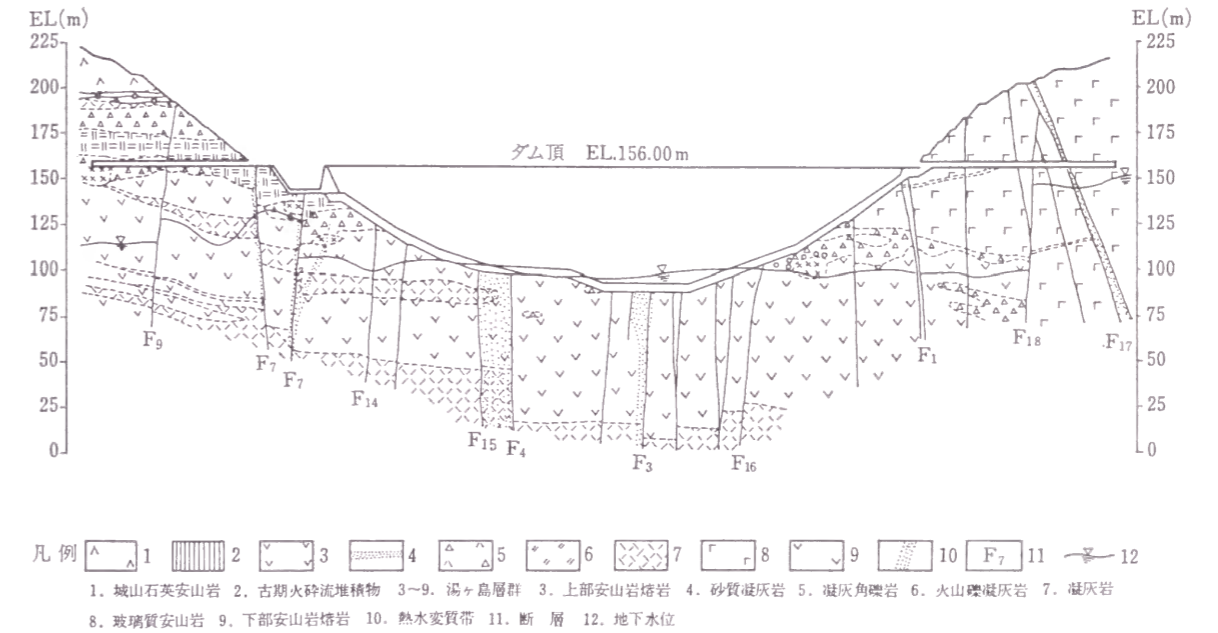


図-4.6.3 奥野ダムの止水線沿い地質断面図

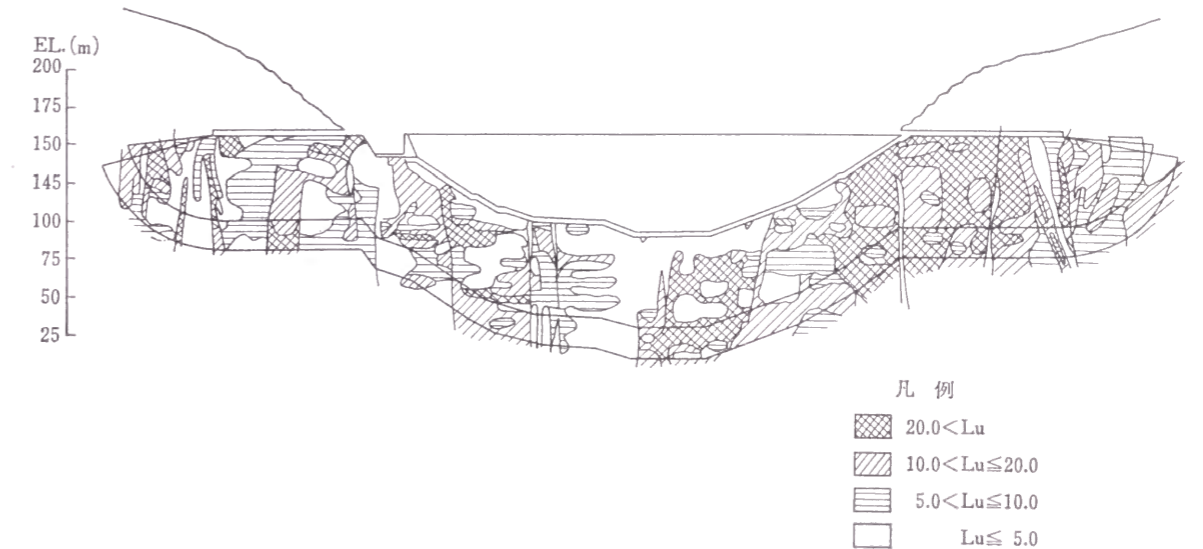


図-4.6.4 奥野ダムの止水線沿いルジオンマップ

4.6.2 基礎処理

(1) 断層処理

F₄断層沿いの変質は、左岸よりのF₁₅断層の間、約20m間にわたって粘土脈やクラックが密集していた。F₃断層沿いの変質もコア敷で1~2mから10mの間で厚い粘土化帯を伴っていた。F₃断層周辺

には、コア敷で上流側に4ヶ所、下流側に3ヶ所の湧水箇所があった。F₄~F₁₅断層およびF₃断層については有限要素法で応力解析を行った結果、表層部の置換えコンクリートと断層補強グラウチングが施工された。

(2) グ라우チング

1) ブランケットグラウチング

奥野ダムの基礎岩盤には次の特性があった。

- ① 深部においても透水性が高い傾向がある。
- ② 風化および割れ目が発達している。

このため改良目標は10ルジオン以下とし、施工深度は監査廊周辺部については、補助カーテンの役割を兼用させるため4次孔、深度20mまで、その他の区域については2次孔、深度10mまでとした。

2) カーテングラウチング

カーテングラウチングの施工深度は、一般に透水性の高い岩盤でもダム高に相当する深度が最大深度とされているが、奥野ダムでは、深部とはいえカーテングラウチングの直下に高透水性岩盤を未処理で残すことは遮水上問題があるので、パイロット孔はダム高さの1.3倍に相当する深度80mまで施工し、必要がある時は、大きな隙間を残さないような最小限度の処理を行うこととした。改良目標は深度60mまでは5ルジオン、深度60~80mでは10ルジオンとした。

施工結果は図-4.6.5に示すように当初の目標を十分満足するものであった。

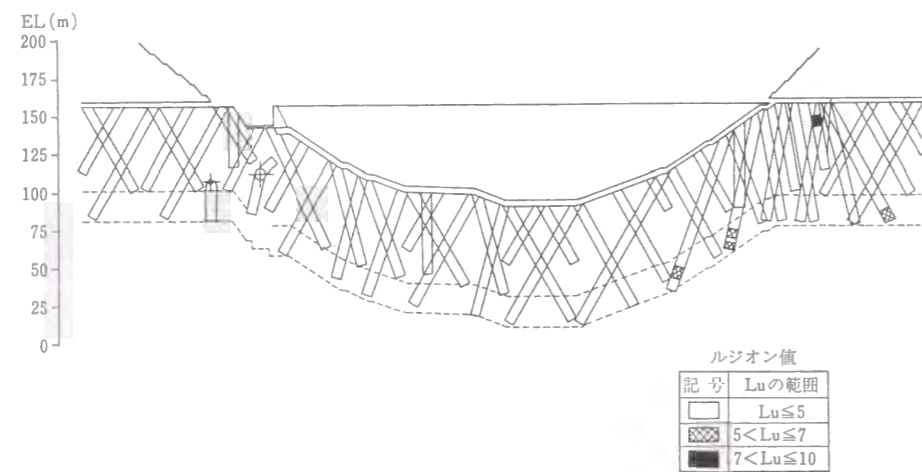


図-4.6.5 奥野ダムの止水線沿いルジオンマップ (注入後)

4.6.3 漏水量観測方法の概要

奥野ダムでは漏水量はW1からW8までの8箇所を観測されている。図-4.6.6に漏水量観測装置の平面図を示した。各観測装置の集水管の設置位置は次のとおりである。

- W1~W5 フィルタ敷内のコアにごく近い位置。W1からW5はW3を中心にしてほぼ対称形に配置されている。
- W6, W7 監査廊内
- W8 河床最深部のロック敷に掘込み水路をつくり、ロック敷への浸透水を下流に導水している。

また図-4.6.7に示すように、概ね25m毎に浸透流観測孔が設置されている。

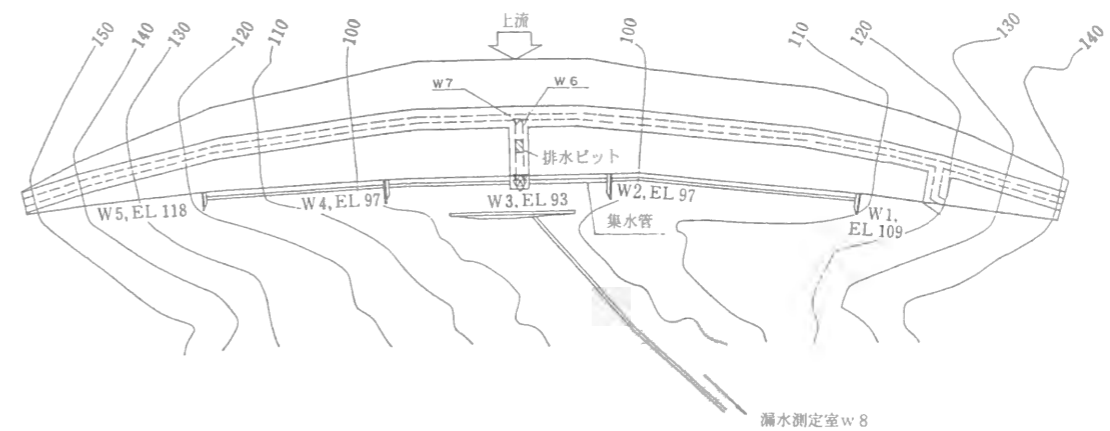


図-4.6.6 奥野ダムの漏水、集排水系統図

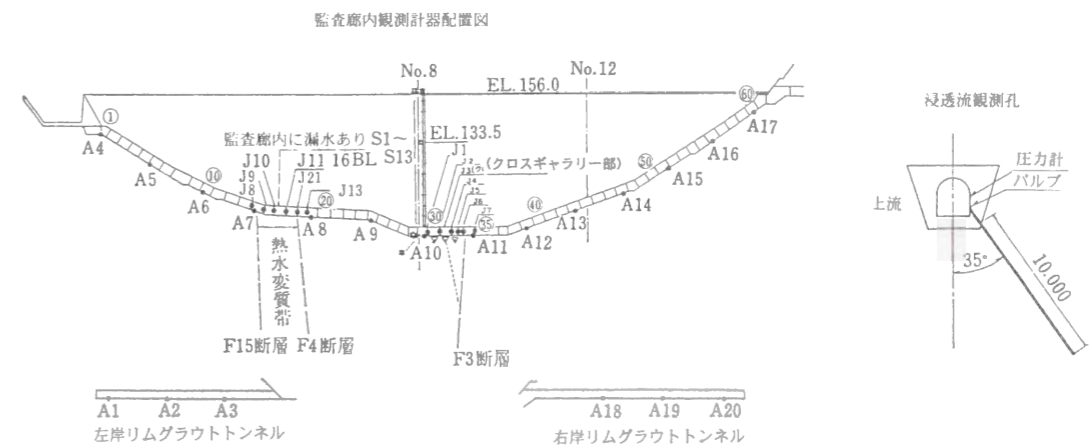


図-4.6.7 奥野ダムの観測計器配置図

4.6.4 浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の解析

(1) 浸透圧力および浸透量の観測値の概観と変化点水位 H_c

当ダムの浸透流観測孔においては、小屋ダムではみられなかった現象が観測されているので、浸透圧力および浸透量の観測値の検討から始める。

図-4.6.8に浸透圧力、図-4.6.9に浸透量の観測値を示した。浸透流観測孔はA4からA17まで設置されているがA4は右岸の、A15からA17は左岸の高標高部に設置されているため、浸透圧力および浸透量が全く観測されていないため省略されている。

浸透圧力および浸透量は基底圧力および基底浸透量（湧水量）がある場合を除き、水位に比例して増加するはずである。

しかしながらA5からA14までの観測値を概観すると貯水位がポテンシャル基準水位を越えて上昇しても、浸透圧力と浸透量が増加せず、あるいは増加量が少なくある水位に達した後浸透圧力と浸透量が大きく増加を始める変化点があることがわかる。以後これを変化点水位（ H_c ）と呼ぶこととする。このような現象は小屋ダムでは観測されなかったことである。

(2) 変化点水位 H_c の生ずる原因

図-4.6.9においてA5はEL.123.5mに設置されているが貯水位がEL.123.5mを越えて上昇しても浸透圧力および浸透量はEL.135mまでは変化せず、EL.135m以上で水位に比例して増加している。

この原因として、止水カーテン部および止水カーテン部より下流側の浸透経路について、それぞれ図-4.6.10に示したことが考えられる。

1) 止水カーテン部の浸透経路

① 止水カーテンは十分形成されていたが、EL.135mに特に高透水性な岩盤が露頭しており、またその岩盤は止水カーテンよりさらに深部において下流側につながっているため、貯留水に接することにより止水カーテンよりさらに深部を迂回する浸透流が発生した（図-4.6.10-①参照）。

② EL.135m付近の止水カーテンに不十分な部分、いわゆるカーテンの穴があり、その部分より浸透した（図-4.6.10-②参照）。

2) 止水カーテン部分より下流側岩盤内の浸透経路

③ 特に高透水性な部分の岩盤内を浸透し、特定部分より集中的に浸透・流出した（図-4.6.10-③参照）。

④ 高透水性部分の岩盤内を浸透し、EL.135m以下の岩盤の広い区域よりほぼ一様に浸透・流出した（図-4.6.10-④参照）。

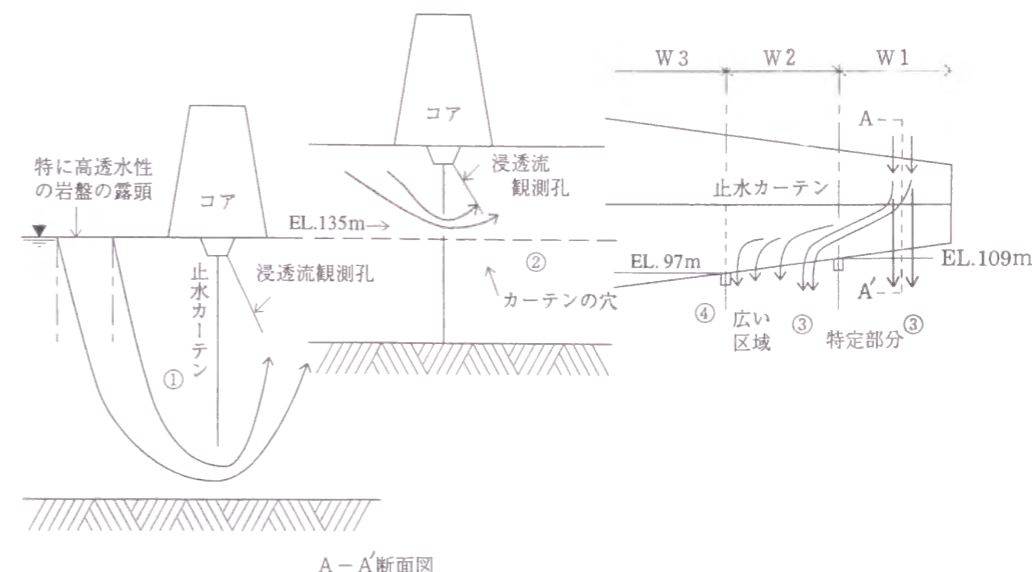


図-4.6.10 止水カーテン部および止水カーテン部より下流の岩盤内の浸透経路模式図

(3) K_{PL} および K_{PU} の定義

このような変化点水位 H_c が存在する場合、ポテンシャル基準水位上の貯水位と浸透量が比例関係にあることを前提に導かれた K_p を全貯水位にわたって同一の値とすることはできない。このため、図-4.6.11のような模式化を行い、 H_c 未満の K_p を K_{PL} 、 H_c 以上の K_p を K_{PU} とし次式で定義するものとする。

$$\left. \begin{aligned} K_{PL} &= \frac{Q_{PL}}{B_p H_{PL}} \\ K_{PU} &= \frac{Q_{PU}}{B_p H_{PU}} \end{aligned} \right\} \quad (4.6.1)$$

ここに、 Q_{PL} : H_c で発生する浸透量

H_{PL} : 浸透流観測孔設置位置をポテンシャル基準水位とした H_c の水深

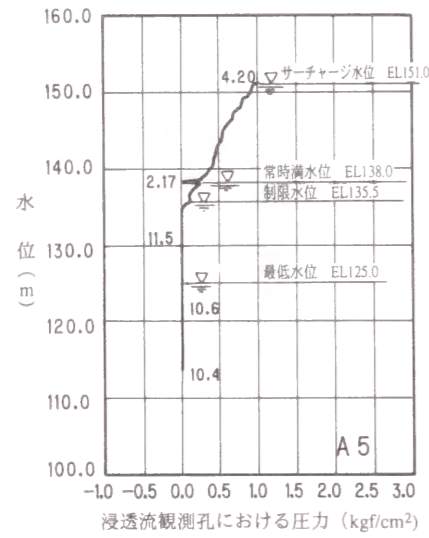
Q_{PU} : H_c 以上で発生する浸透量

H_{PU} : H_c をポテンシャル基準水位とした貯水深

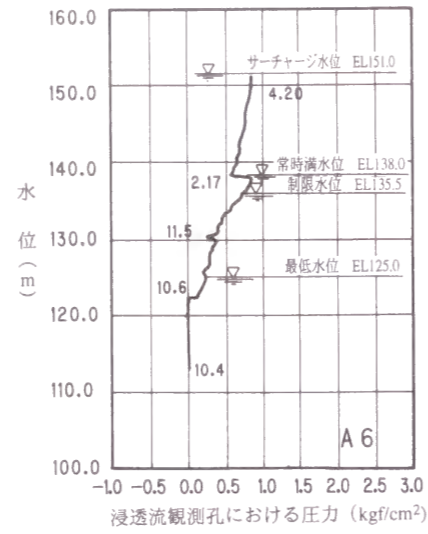
B_p : 浸透流観測孔のダム軸方向集水幅 (m) (4.5.6における検討より $B_p = 5.0m$ と仮定)

H_c が存在しない場合の K_{PL} および K_{PU} は K_p と同一である。式 (4.6.1) のように定義すると、 H_c 未満および H_c 以上での浸透流観測孔への浸透量の変化を議論するのに有効である。

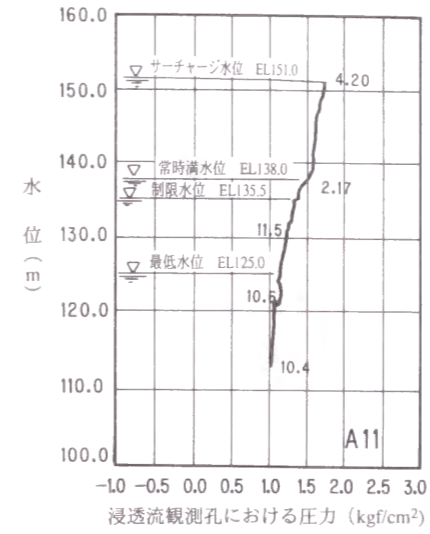
表-4.6.1に各浸透流観測毎に各種の観測値を読み取り、 K_{PU} を求めた一覧表を示した。幾つかの浸透流観測孔の特徴を述べると以下のようなものである。



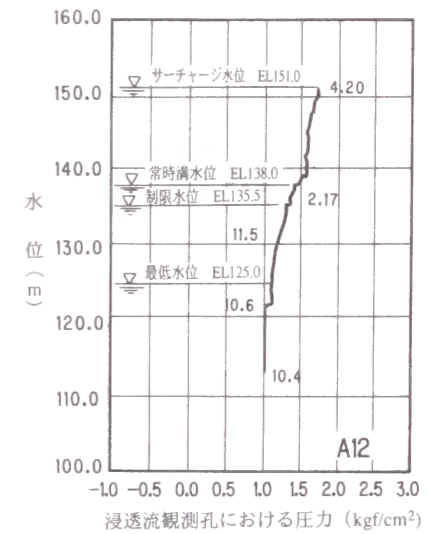
(a) A5



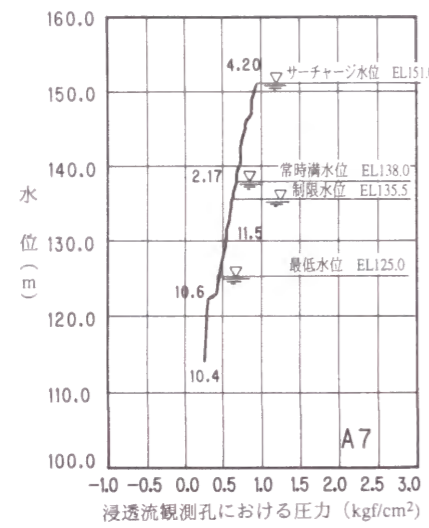
(b) A6



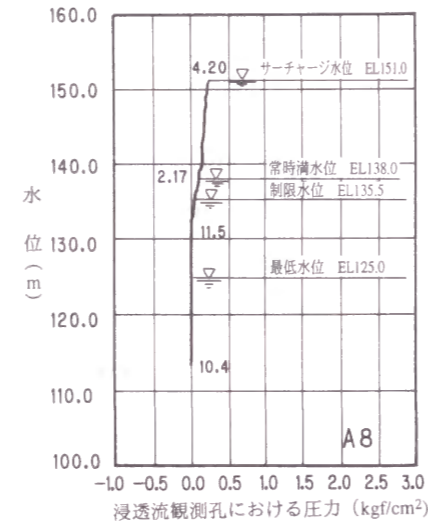
(g) A11



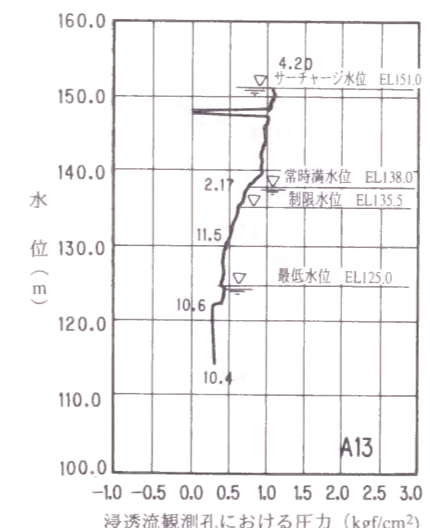
(h) A12



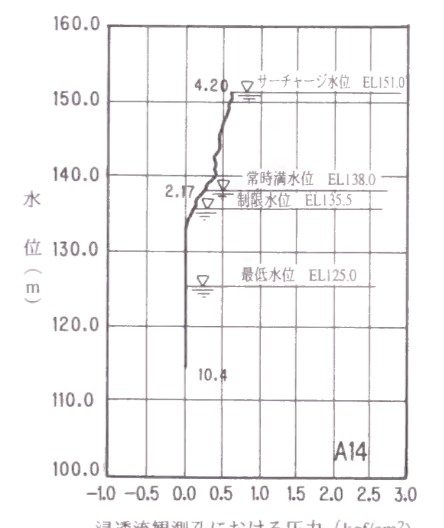
(c) A7



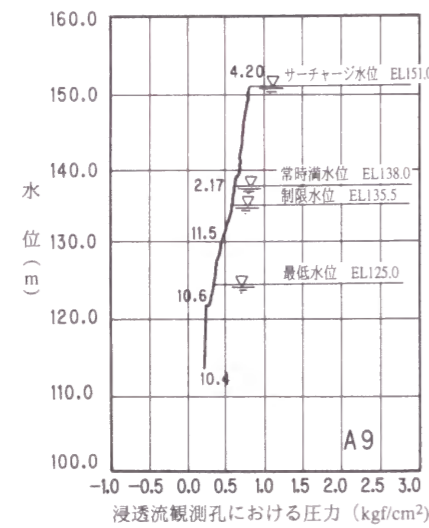
(d) A8



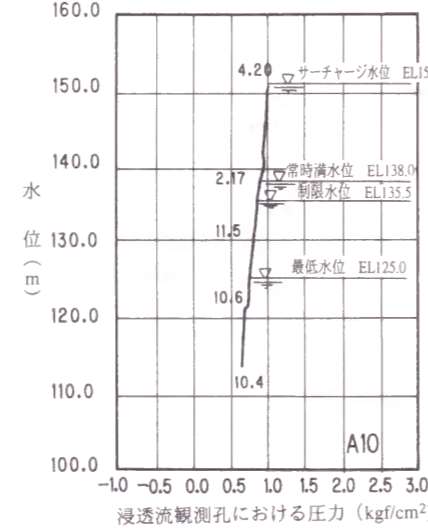
(i) A13



(j) A14



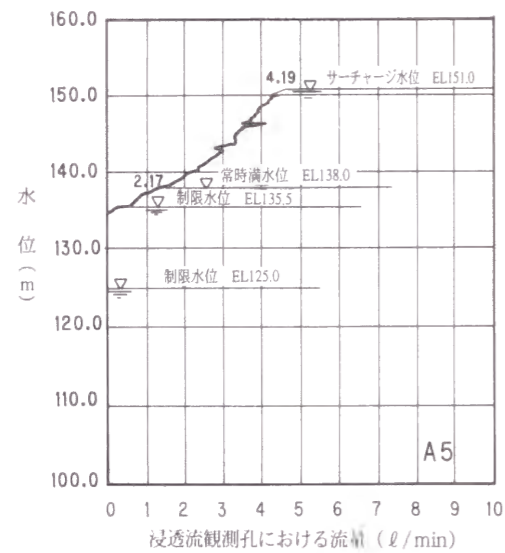
(e) A9



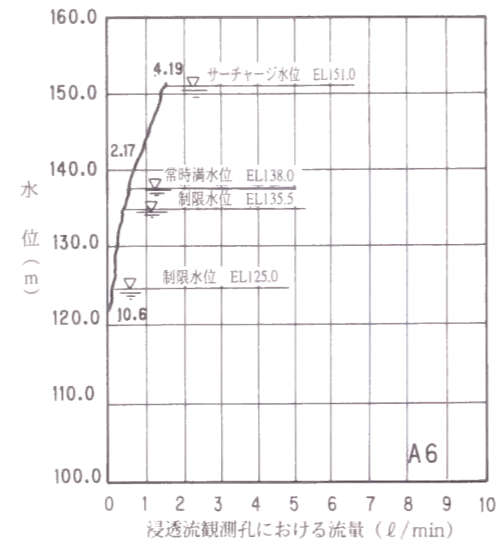
(f) A10

図-4.6.8 奥野ダムの貯水位～浸透圧力相関図 (つづき)

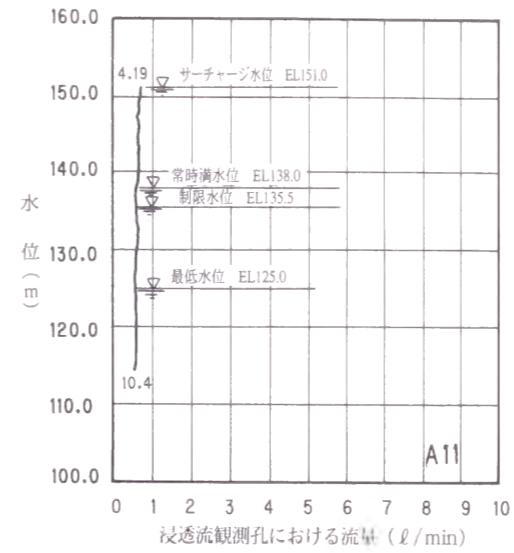
図-4.6.8 奥野ダムの貯水位～浸透圧力相関図



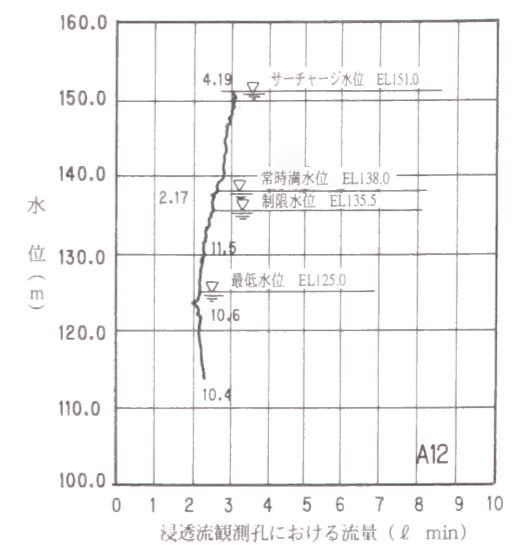
(a) A5



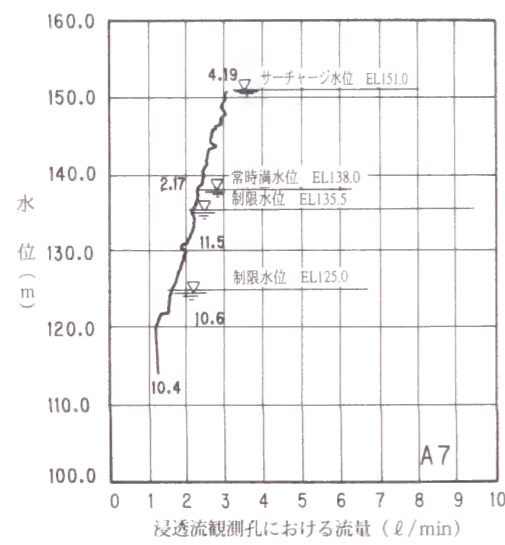
(b) A6



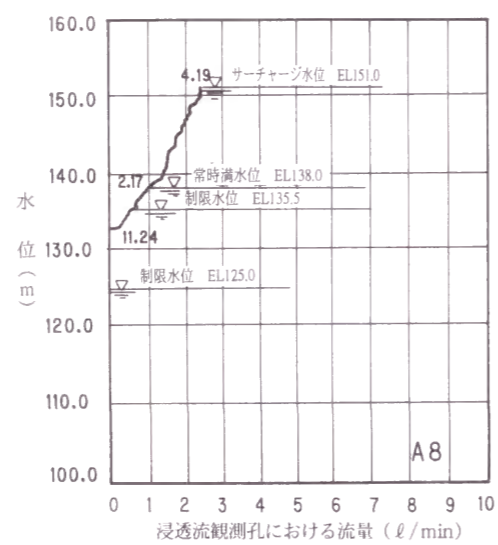
(g) A11



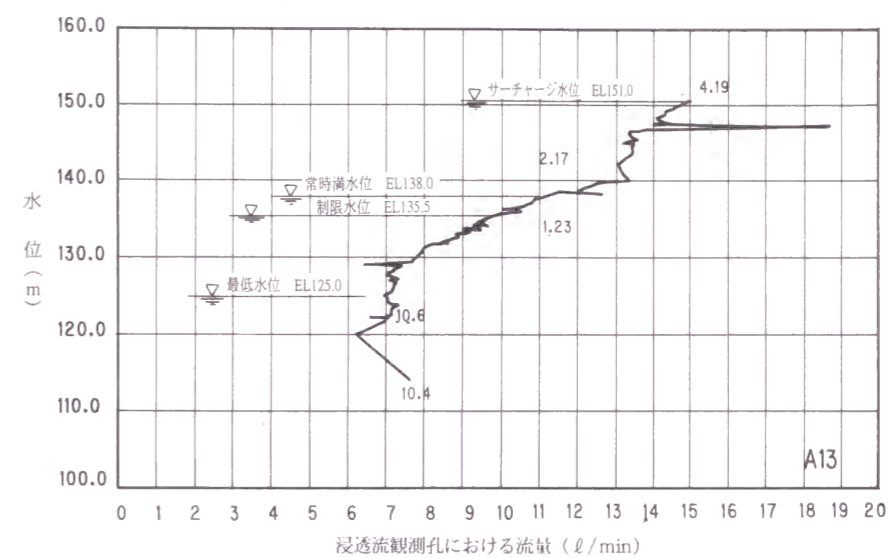
(h) A12



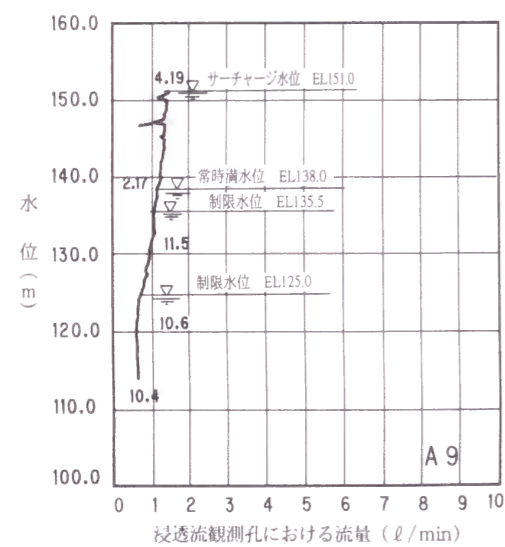
(c) A7



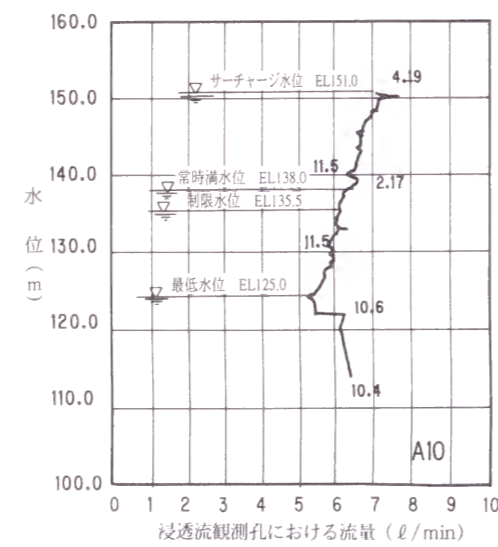
(d) A8



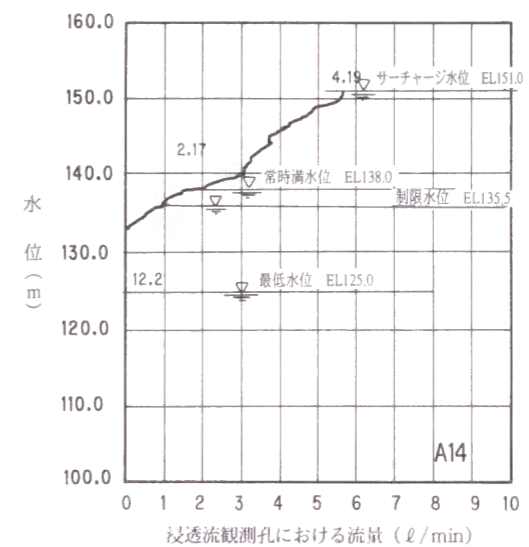
(i) A13



(e) A9



(f) A10



(j) A14

図-4.6.9 奥野ダムの貯水位～浸透量相関図

図-4.6.9 奥野ダムの貯水位～浸透量相関図(つづき)

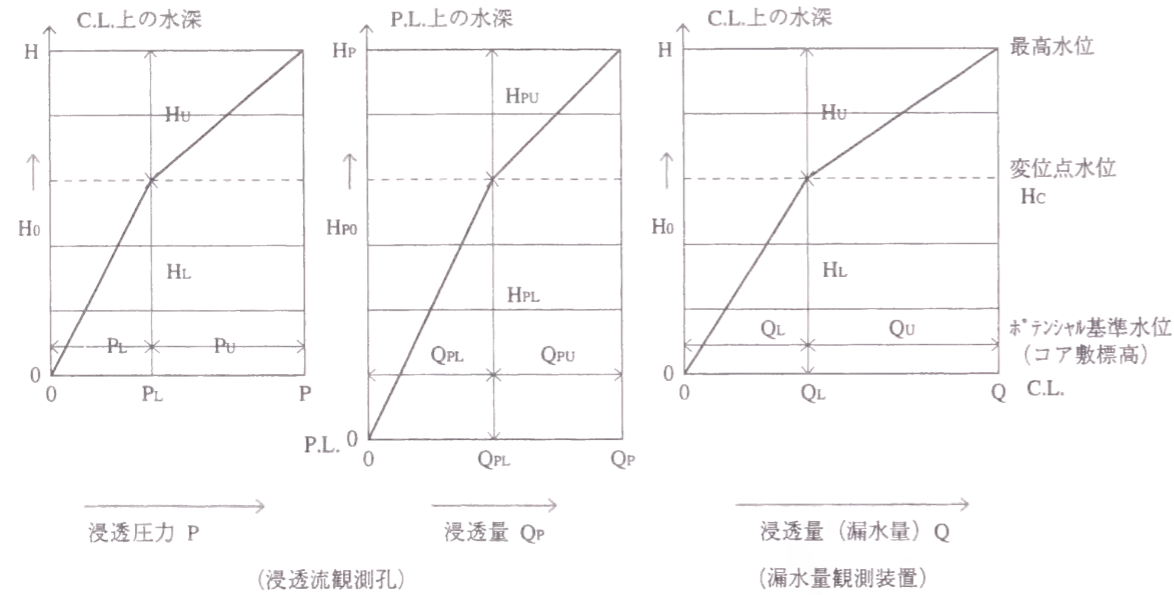


図-4.6.11 H_cが存在する場合の観測値解析の模式図

表-4.6.1 浸透流観測孔の諸元, 観測値および解析値 (奥野ダム)

名称	設置区域	設置標高 (EL. m)	変化点水位 H _c (EL. m)	H _{PU}	サーチャージ水位浸透量 Q ₀ (ℓ/min)	基底浸透量 (ℓ/min)	Q _{PU}	K _{PU} (cm/sec)	K _{PU} (ルジオン)
A17	W5	148.00	-	3.0	0	0	0	-	-
A16	W5	133.50	-	17.5	0	0	0	-	-
A15	W5	121.00	-	30.0	0	0	0	-	-
A14	W5	111.00	133.00	18.0	6.0	0	6	11.1 × 10 ⁻⁵	8.5
A13	W4	101.50	130.00	21.0	15.0	7.0	8	12.7 × 10 ⁻⁵	9.8
A12	W3	92.00	123.00	28.0	3.0	0	3	5.36 × 10 ⁻⁵	4.1
A11	W3	90.50	-	60.5	0.7	0.6	0.1	0.055 × 10 ⁻⁵	0.042
A10	W3	90.50	123.00	28.0	7.0	4.0	3	3.57 × 10 ⁻⁵	2.7
A9	W3	97.00	123.00	28.0	1.3	0	1.3	1.55 × 10 ⁻⁵	1.2
A8	W3	99.20	123.00	18.0	2.4	0	2.4	4.44 × 10 ⁻⁵	3.4
A7	W2	102.00	123.00	28.0	3.0	0	3	3.57 × 10 ⁻⁵	2.7
A6	W2	111.30	123.00	28.0	1.5	0	1.5	1.79 × 10 ⁻⁵	1.4
A5	W1	123.50	135.00	16.0	4.5	0	4.5	9.38 × 10 ⁻⁵	7.2
A4	W1		-		0	0		-	-

1) A17 (EL.148.00m), A16 (EL.133.50m) および A15 (EL.121.00m)

水位上昇に伴う浸透圧力および浸透量の増加は全く認められなかった。このことは、止水カーテンにより完全に止水されていることを示している。

2) A14 (EL.111.00m)

EL.133mまでは浸透圧力も浸透量も増加せず、その後一定の割合で増加している。このことは A15と併せて考える水位 133m付近に A15には関係せず A14のみに関係する浸透経路が存在したことになる。

3) A13 (EL.101.50m)

基底浸透量が 7 ℓ/min 認められる。変化点水位 H_cは EL.130m である。

他の孔に比較して、H_c以上での浸透量の増加割合が大きい。

4) A11 (EL.90.50m)

浸透圧力は EL.122m 以上で増加し始める。浸透量はサーチャージ水位に達するまで、ほとんど増加していない。

(4) H_cに関する考察

このような H_cを総括すると、H_cは次の2つのグループに大別される。

1) グループ I (EL.130~135mのグループ。A14, A13, A8, A5)

A14およびA13は隣接した観測孔であるので、同一の浸透経路の可能性が高い。また、A13, A8およびA5はそれぞれ離れているので、それぞれ独立の浸透経路である可能性もあるが、相互に連絡している可能性もある。このグループの平均の K_{PU}は、 $\bar{K}_{PU} = 9.16 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ でかなり大きい。

2) グループ II (EL.123mのグループ。A12, A10, A9, A7, A6)

これらはいずれも隣接したか、あるいは近くの観測孔であるため、同一の浸透経路を形成している可能性が高い。このグループの平均の K_{PU}は、 $\bar{K}_{PU} = 3.17 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ であり、明らかにグループ I より小さい。

4.6.5 漏水量観測装置による浸透量の解析

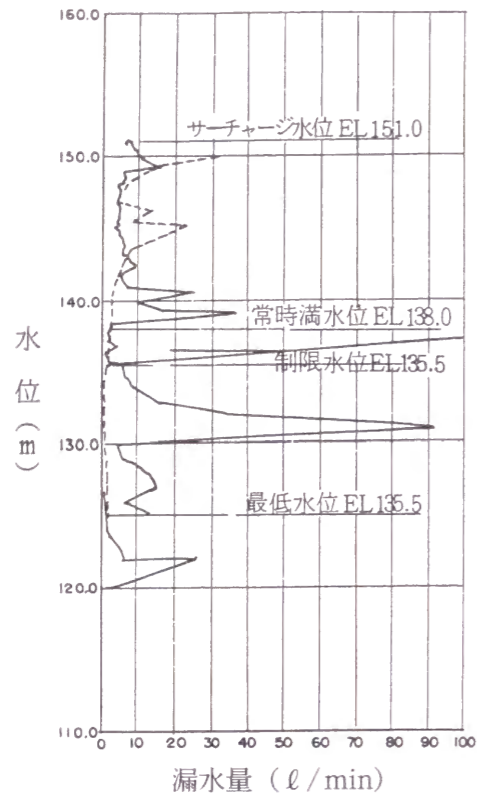
(1) 観測結果の概要

図-4.6.12に漏水量観測装置による観測値について、貯水位と漏水量の関係を示した。

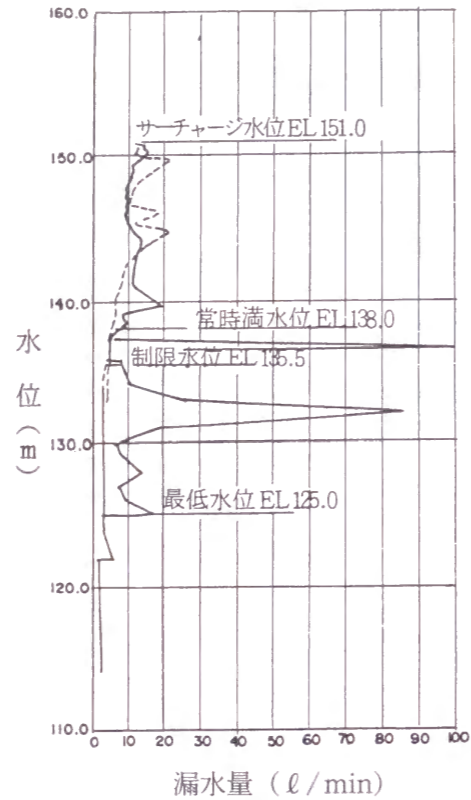
この図から次のことがわかる。

- 1) 河床部の最大断面の W3の貯水位と漏水量の関係のパターンが他のそれと著しく異なること。
- 2) W1~W5の中では W4の漏水量が著しく多いこと。

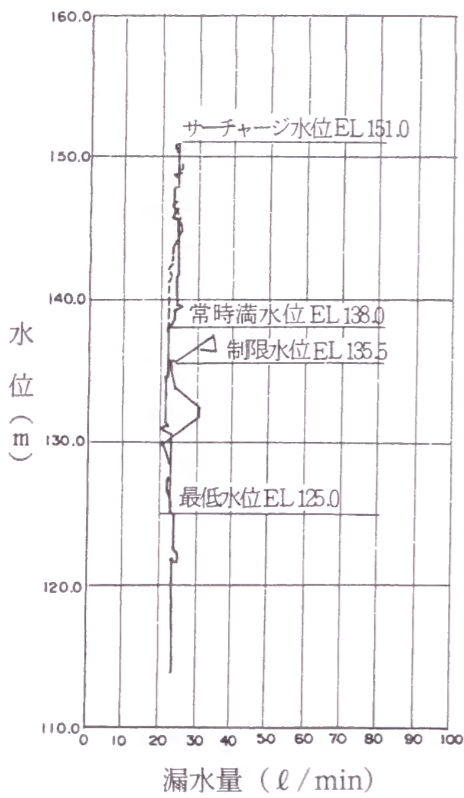
奥野ダムでは降雨の影響を除去するため降雨と漏水量増加の相関関係を求めているが、目視による最小包絡線と大差無いので以下各観測値は降水量を除いた最小包絡線で考えることとして、各観測値について順次検討を行うこととする。表-4.6.2に漏水量観測装置および観測結果の概要を示した。



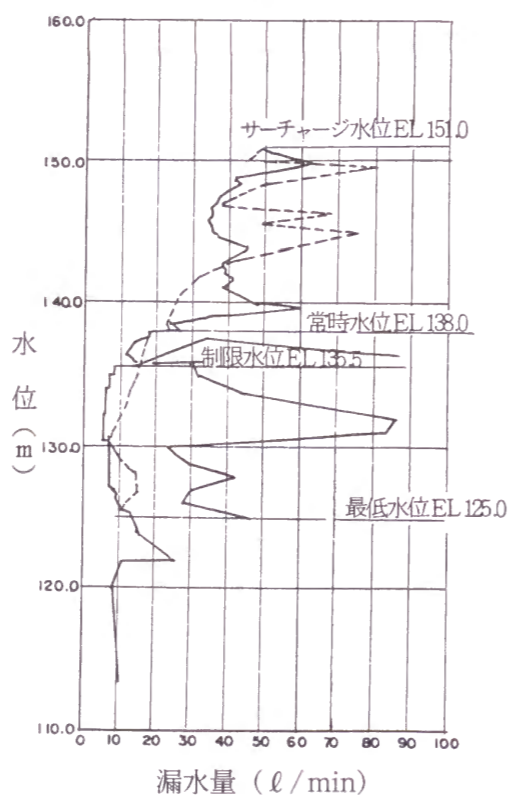
(a) 水位-漏水量曲線 (W1)



(b) 水位-漏水量曲線 (W2)

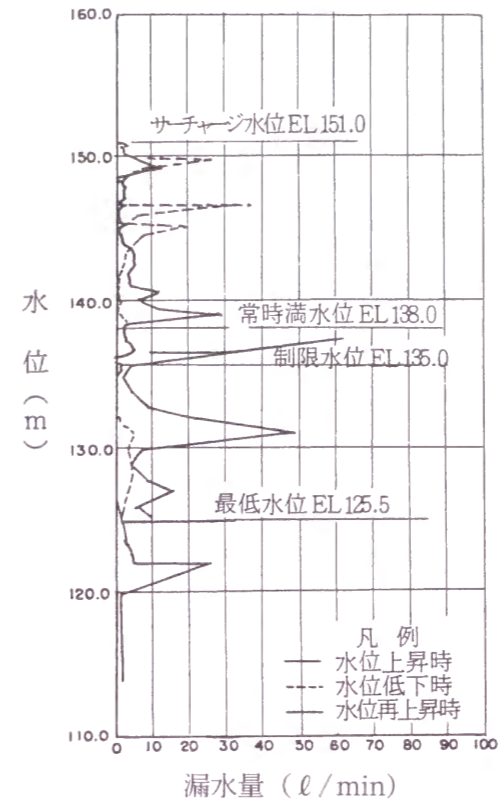


(c) 水位-漏水量曲線 (W3)

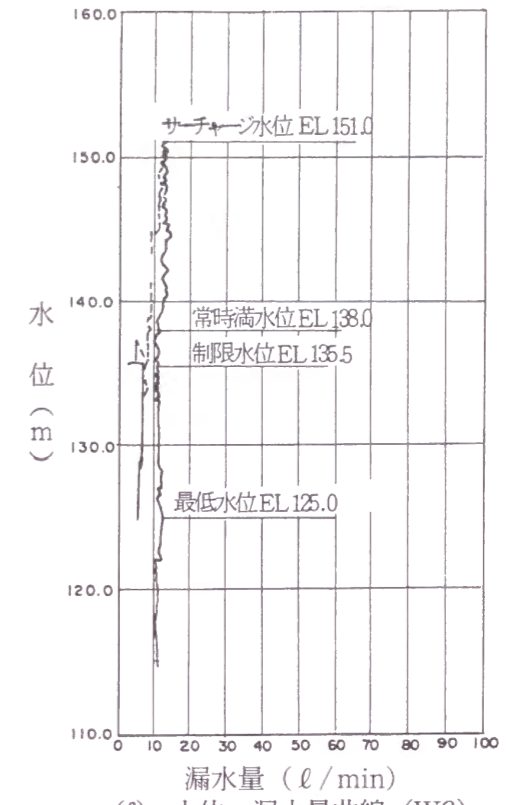


(d) 水位-漏水量曲線 (W4)

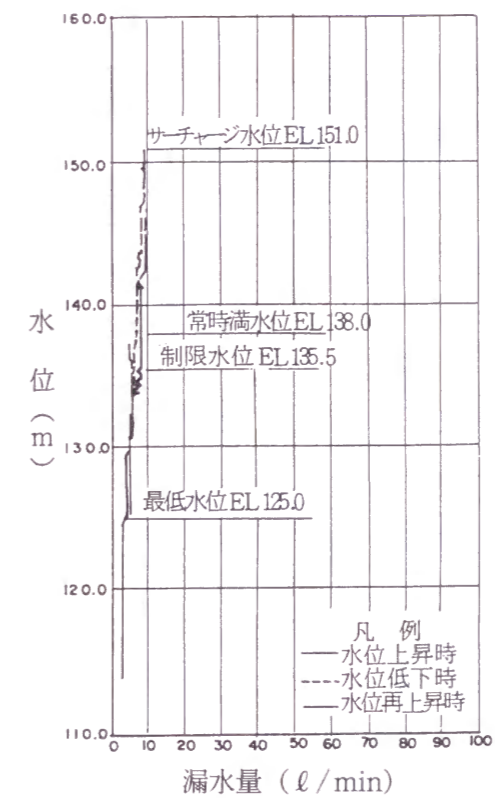
図-4.6.12 奥野ダムの各区分間漏水量



(e) 水位-漏水量曲線 (W5)

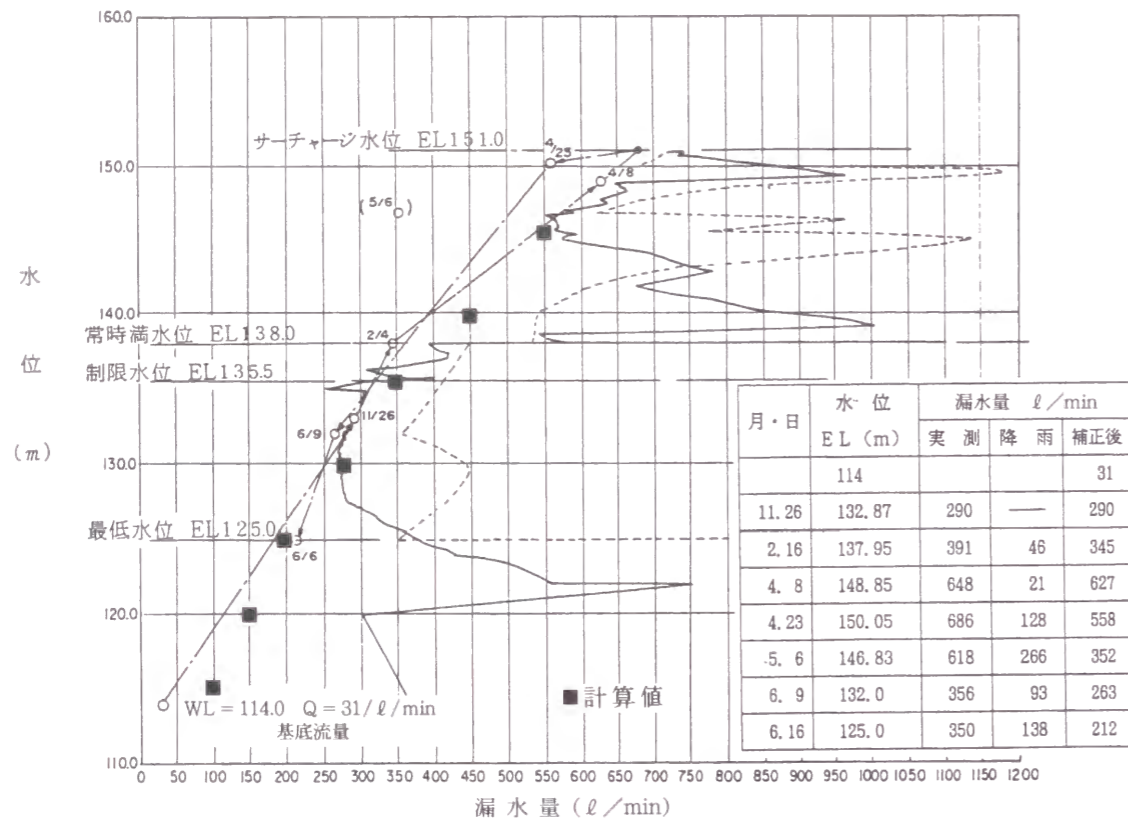


(f) 水位-漏水量曲線 (W6)



(g) 水位-漏水量曲線 (W7)

図-4.6.12 奥野ダムの各区分間漏水量 (つづき)



(h) 水位-漏水量曲線 (W1からW8の合計値)

図-4.6.12 奥野ダムの各区間漏水量 (つづき)

表-4.6.2 奥野ダムの漏水量観測装置および観測結果の概要

名称	対象区域	観測対象	変化点水位 H _c (m)	H _c (m)	Q _U (ℓ/min)	H _U (m)	ダム軸方向 延長B(m)	ポテンシャル 基準水位(m)
W1	左岸上部 斜面部	コアからの 漏水量および フィルタ数へ の浸透量	133	42	7	18	54	EL. 109.00
W2	左岸下部 斜面部		123	54	12	28	55	97.00
W3	河床部		—	58	(13)	—	68	93.00
W4	右岸下部 斜面部		135	54	45	16	78	97.00
W5	右岸上部 斜面部		—	33	(0)	—	68	118.00
W6	左岸監査廊	監査廊への 漏水	—	61.45	13	—	169	89.55
W7	右岸監査廊		—	61.45	10	—	154	89.55
W8	下流フィル ター部	ロック数への 浸透量	—	57.7	580	—		93.30

(2) K_{FL} および K_{FU} の定義

H_cが存在する場合、K_Pと同様全貯水位にわたってK_Fを同一の値とすることはできない。このため図-4.6.11のような模式化を行い、K_Pと同様にK_{FL}とK_{FU}を次式で定義するものとする。

$$K_{FL} = \frac{q_L}{H_L}$$

$$K_{FU} = \frac{q_U}{H_U}$$

ここに、q_L : H_cで発生する単位幅当りの浸透量
q_U : H_c以上で発生する単位幅当りの浸透量
H_LおよびH_U : 図-4.6.11を参照

(4.6.2)

(3) H_cとK_{FU}

1) W1

W1の区間内にあるA5の変化点水位はEL.135mであることを考えると、H_c付近で大部分の浸透流が発生していると考えの方が合理的である。この場合は水深に比例することとなる。

このように考えた場合のK_{FU}を式(4.6.2)を利用して求める。この場合のサーチャージ水位時の諸量は次の通りである。

$$Q_U = 7 \text{ ℓ/min}, H_U = 151 - 133 = 18\text{m}, B = 54\text{m}$$

$$K_{FU} = \frac{Q_U}{BH_U} = 1.2 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 0.92 \text{ ルジオン}$$

(4.6.3)

2) W2

W2の区間内のA6とA7の変化点水位がEL.123mであることを考えると、W1と同様に変化点水位付近で大部分の浸透流が発生していると考えられる。サーチャージ水位時の諸量は次の通りである。以下K_{FU}の計算結果は表-4.6.1に示す。

$$Q_U = 12 \text{ ℓ/min}, H_U = 151 - 123 = 28\text{m}, B = 55\text{m}$$

$$K_{FU} = \frac{Q_U}{BH_U} = 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 1.0 \text{ ルジオン}$$

(4.6.4)

3) W3

W3の水位を浸透量の関係のパターンは他の観測値と比較して、降雨の影響がほとんど認められない特異なパターンとなっている。これはW3の観測装置は、導水管が目詰りを起こしているなどの何らかの原因でW3区間への浸透量を全量集水することができず、集水されなかった浸透量はW8に流入していると考えると合理的に説明できる。降雨の影響がほとんど認められないのは、大量の降雨による流入によりコア堤体とW8の分水壁の間にプール状に流入量が溜まり集水管上に大きな水圧が生じた時のみ若干集水量が増加しているのである。また基底浸透量にも上記の理由により観測上の誤差が含まれていると考えられるが、ここでは基底浸透量を10 ℓ/minとしておく。

W3の区間内のA9, A10およびA12のH_cはEL.123mである。また、A8のそれはEL.133mである。従って、W3もこれらの水位以上で浸透量が急増することが予想されるが、既に述べたようにW3は正確な浸透量を観測していることは認められないのでその確認は困難である。

4) W4

W4ではEL.135mで浸透量が急増することが明らかになった。このことはW4の区間内にあるA13のH_cがEL.130mであることと良く一致している。

W4のK_UはW1およびW2のK_Fに比較して4倍程度大きい値となっており、W4のK_{PU}の浸透経路が特に高透水性であることがわかる。このことは表-4.6.1におけるK_{PU}の比較からも確認できる。

5) W5, W6およびW7の観測値の解析

W6およびW7は監査廊内への施工目地からの漏水量を観測したものである。

水位の上昇とともに漏水量は直線的に増加している。浸透流との関係が予想されるが、ここでの検討は省略する。

4.6.6 W1からW8の合計観測値の解析

(1) Kの解析

W8はW3の下流に位置しロック敷への浸透水を集水しているがW3に集水されなかった浸透量も併せて観測されていることは既に述べた。またW8は河床中央部の最深部に位置しているためW3のみならずW1, W2, W4およびW5のフィルタ敷の浸透水も集水している可能性がある。

W8の水位と漏水量の関係のパターンはEL.135m以上においてW4と類似のパターンとなっており、おおよそ次の関係が認められる。

$$Q_{W8} \approx 15Q_{W4} \quad (4.6.5)$$

ここに、Q_{W8} : W8の漏水量

Q_{W4} : W4の漏水量

この原因として次の2つが考えられる。

- ① W4で大量の浸透量があったが、集水孔の位置の関係よりその一部しか集水できず、大部は岩盤表面を流下してW8で観測された。
- ② W8で大量の浸透量がありかつW4で認められたEL.135m以上で浸透量が急増する性質を持っている。

しかしEL.135m未満においては、降雨の影響が大きくあらわれており、EL.135m未満の水位と浸透量の関係が明らかでないため、原因の確定は困難である。

図-4.6.12 (h) には、W1からW8までの合計値について降雨の影響を除去したものが示されている。図中には湛水開始前に観測した基底流量31 ℓ/minが仮排水路トンネルの呑口標高EL.114.0mの位置に表示してある。

しかし、基底流量はそれなりの意味を持っていると考えられるが、EL.114.0mにおいては、仮排水路の水路のみに河川水が流れている状況でダム上流全面に河川水がある状態では無くダム全体の浸透量問題を考える場合の意味は少ない。従ってダム全面に河川水がある最低水位EL.125.0m以上の観測値で見ると、特にEL.135.0m以上で浸透量が急増する傾向は認められず、むしろ、浸透量は水位の自乗に比例しているように見える。そこで式(3.4.21)からKを求める。

サーチャージ水位時の諸量は次のようになる。

$$Q = 680 \text{ ℓ/min}, H_0 = 151.0 - 93 = 58\text{m}, \tan \theta \approx 0.359$$
$$K = \frac{Q \tan \theta}{H_0^2} = 12.1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 9.3 \text{ ルジオン} \quad (4.6.6)$$

そして、このKを使用して、各水位における浸透量を計算したものが図-4.6.12(3)に併せて示してあるが、計算値は観測値とよく一致している。

ロック敷全体で考えればKが全標高にわたりほぼ一定であることを示しており、W3で認められたEL.135m以上における浸透量の急増が認められない。このことはロック敷全体で考えれば、W3で認められたような高透水性の浸透経路が他にも何ヶ所かあり、全体としてほぼ一律なKとなっていることを推定させる。

(2) KとK_{PU}の関係

(1)で求めたように、K = 12.1 × 10⁻⁵ cm/secである。

A4からA17までの全浸透流観測孔については $\overline{K_{PU}} = 3.82 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ である。従って次式が求まる。

$$\overline{K_{PU}} \approx 0.31K \quad (4.6.7)$$

一方、小屋ダムについては $\overline{K_P} \approx 0.2K$ であった。K_{PU}とK_Pであるためその意味に若干の相違はあるが、おおむね同じオーダーの値を示していることは興味深い。

4.6.7 まとめ

奥野ダムの漏水量観測装置および浸透流観測孔の観測値の解析を行った結果、次のことが明らかになった。

- (1) 浸透流観測孔A5からA14について、その浸透圧力と浸透量を検討したところ、ポテンシャル基準水位を越えて水位が上昇しても浸透圧力も浸透量も増加せず、ある水位に達した後、増加を始める変化点水位H_cがあることが認められた。漏水量観測装置の浸透量急増水位と浸透流観測孔の浸透圧力および浸透量の急増水位の関係を検討したところ、両者は良く一致することが確認され、両者は同じ原因により生ずることが推定された。その原因は、H_cの位置に高透水性な岩盤が露頭しており、貯留水に接することにより浸透量が急増すること、またはH_cの位置に止水カーテンの不十分な部分があることと推定される。

- (2) H_c以上の水位についてK_{PU}を定義した。これはH_c以上の水位での浸透流観測孔への浸透量の検討に有効である。

A5からA14についてH_cを調べたところ、第1グループ(EL.130~135m)と第2グループ(EL.123m)に大別できることがわかった。

第1グループは $\overline{K_{PU}} = 9.16 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 、第2グループは $\overline{K_{PU}} = 3.17 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ であり、第1グループが明らかに第2グループより $\overline{K_P}$ が大きく、高透水性岩盤への接触を示す水位であった。第1グループおよび第2グループの各観測孔はお互いに隣接したまたは近い位置にあるものから構成されており、同一の浸透経路を形成している可能性が高いことが推定される。

- (3) A4, A15, A16およびA17では、水位上昇に伴う浸透圧力および浸透量の増加は全く認められず、

止水カーテンにより完全に止水されていることを示している。このことは、良好に形成された止水カーテンの透水係数は $k_2 \approx 0$ であり、かつ止水カーテンの最下部が不透水性岩盤に達していることを示している。

(4) W1, W2およびW4にも H_c が認められた。 H_c 以上の水位について K_{Fu} を定義した。これは、変化点水位以上での浸透量を議論するのに有効である。

W4の K_{Fu} は、W1およびW2の K_{Fu} に比較して4倍程度大きい値となっており、W4の K_{Fu} の浸透経路が特に高透水性であることが確認できた。

(5) W8はW3の下流に設置され、ロック敷への浸透量を観測しているがW3等で集水されなかった浸透水も集水している。ダム下流へのすべての漏水量を示していると考えられるW1からW8までの合計値から降雨による影響を除去した値について K を求めたところ、 $K = 12.1 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 9.3$ ルジオンとなった。この値により、各水位における漏水量を推定したところ観測値を良く説明できることが確認された。

(6) 漏水量観測装置と浸透流観測孔の観測値を利用して K と $\overline{K_p}$ を求めたところ、 $\overline{K_{pu}} \approx 0.31K$ となった。

小屋ダムにおいては $\overline{K_{pu}} \approx 0.2K$ となっており、おおむね同じオーダーを示していることは興味深い。

4.7 下湯ダムの浸透量解析

4.7.1 下湯ダムの概要および地質

二級河川堤川の中流に青森県が建設した下湯ダム¹²⁾は、ダムサイトの中央の堅岩部に設置した洪水吐、左岸部の堤高70mの中央コア型ロックフィルダム（本ダム）および右岸部の堤高52mの傾斜コア型ロックフィルダム（副ダム）から構成されている複合ダムで、1988年（昭和63年）に完成した。

図-4.7.1に平面図、図-4.7.2に解析の対象とする副ダムの標準断面図、図-4.7.3に縦断面図を示す。

ダムサイトの周辺の基盤である新第三紀層は主に火山砕屑岩や頁岩、それを貫く安山岩や石英安山岩の貫入岩体で構成され、断層や褶曲、更に二次的な風化や変質を受けており、複雑な地質構造となっている。これら新第三紀層を覆って左岸下流部や右岸部には、ダムサイト南方の八甲田山や十和田を起源とした第四紀の火山噴出物が広く分布しており、主に八甲田起源の溶結凝灰岩と十和田起源の軽石混じり火山灰が見られ、両層の下部には旧河床堆積物が埋積されていて、それはダム基礎部において3層が確認されている。ダム基礎部の地質構成を表-4.7.1にダム軸および止水線の地質断面図を図-4.7.4に示した。副ダム右岸の山体は基礎であるT₁（凝灰角礫岩）層の上部にW_{t2}層（溶結凝灰岩）が分布しており、更に一部両地層の間に旧河床砂礫であるG_d層が堆積するという複雑な地質構成をなしている。このうちW_{t2}層は右岸山体に広範囲に分布し開口性の割れ目を多く持つ極めて透水性の大きい地層である。

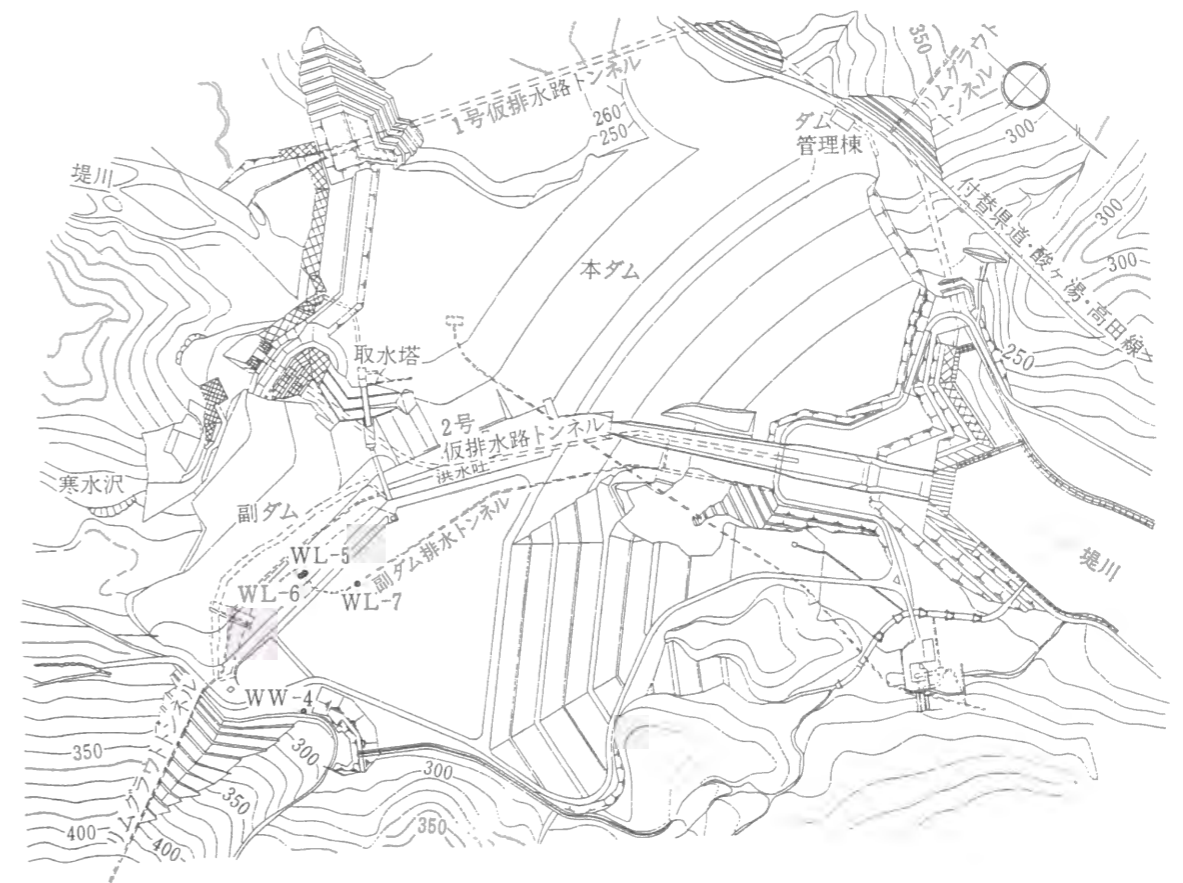


図-4.7.1 下湯ダムの平面図

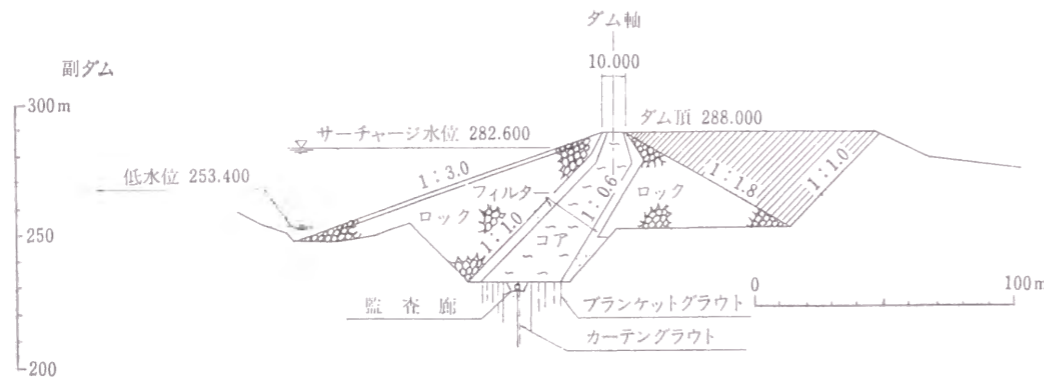


図-4.7.2 下湯ダム副ダムの標準断面図

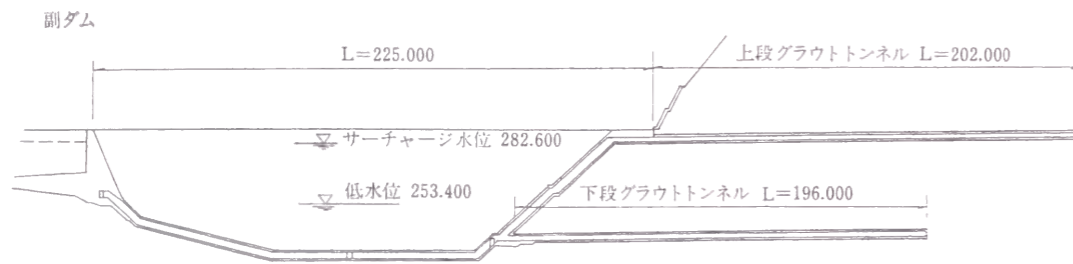


図-4.7.3 下湯ダム副ダムの縦断面図

表-4.7.1 ダム基礎部の地質構成 (下湯ダム)

地質時代	地質名	記号	土質・岩質
第 完 新 世 四 更 新 紀	崖錐堆積物	dt	礫混りシルト～砂：φ5～30cm大の堅硬な礫を多く含む。副ダム右岸のものは締っているが、本ダム左岸側ではややゆるむ。
	現河床堆積物	rd	砂礫：φ10～50cm大の堅硬で円磨された礫を多く含む。
	溶結凝灰岩	Wt	石英安山岩質で、小岩片を含み流理構造をもつ。一部に低溶結な所があるが、概ね硬い。割れ目は多い。
	旧河床堆積物	Gd	砂礫：φ20～100cm大の非常に硬い安山岩や玄武岩の円礫を多く含み、下位のものはよく固結している。
新中 第 新 紀 世	凝灰角礫岩	Tb	安山岩質でφ3～10cm程度の同質の礫を含み、基質の部分は、多孔質となっている。また一部は礫径が20～30cmの火山角礫岩状となる。割れ目はやや多いものの、概ね硬い。
	凝灰角礫岩 火山ガラス質部	Tb (gl)	火山ガラス質の基質と同質のφ1～5cmの礫を僅かに含み、固結力が弱く細かな割れ目が多く発達している。二次的に風化を受けやすく、細片化や軟質化が生じている所がある。
	頁岩	Sh	凝灰質で細かな割れ目が多く、表層付近では風化をかなり受けている。

表-4.7.2 副ダムの漏水量観測装置の概要 (下湯ダム)

名 称	対象区域	観 測 対 象	ダム軸方向	ポテンシャル	H _c (m)	変化点 水位 H (m)	H (m)	Q (ℓ/min)	Q (ℓ/min)
			延長B(m)	基準水位(m)					
WL-5	左岸部	コアからの漏水量 およびフィルタ敷 への浸透量	84	EL. 236	46.6	260	24	70	1050
WL-6	右岸部		141	EL. 236	46.6	(260)	(24)	130	950
WL-7	ロック部	ロック敷への浸透量	225	EL. 245	37.6	-	-	-	230

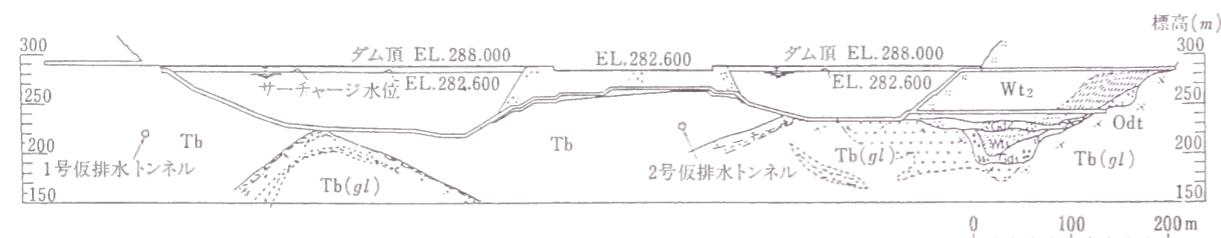


図-4.7.4 ダム軸・止水線地質断面図 (下湯ダム)

4.7.2 ダム設計上の問題点

実施計画調査の段階から、その止水対策について極めて慎重な検討が必要なが強く認識され下湯ダム技術検討委員会が設置され、入念な検討¹⁾が行われた。特に溶結凝灰岩 (Wt₂) については満水位以下に存在するこの地層に対し入念な止水カーテンを施工しない限り大量の漏水が発生することが予想された。このため、初期調査段階からダムサイトの上下流側のかなり広い範囲にわたり溶結凝灰岩の分布が調べられ、現ダムサイトの近辺のみが高溶結凝灰岩の分布が副ダムの右岸アバットだけに限定され、止水対策が必要となる範囲が狭いことが判明し、現ダムサイトに位置が設定されている。入念な止水カーテンを施工するため監査廊の設置、副ダム右岸部に上段グラウチングトンネル202m、下段グラウチングトンネル196mを設置するなどダム構造上の工夫が実施されている。

4.7.3 漏水量観測装置による浸透量の解析

(1) 副ダムの漏水量観測結果

本ダムおよび副ダムにおいて各々、浸透量観測¹⁴⁾が行われているが、ここでは溶結凝灰岩の透水性が問題となっている副ダムについて検討を行う。

副ダム下流部の漏水は三箇所で行われている。

WL-5は左岸部のフィルタ敷、WL-6は右岸部のフィルタ敷に設置されコアからの漏水および基礎岩盤からの浸透水の観測を目的としているがWt₂層に接する副ダム右岸アバットメントからの浸透水はWL-6に集水されることになる。WL-7はロック敷に設置されて基礎岩盤からの浸透水の観測を目的としている。表-4.7.2に副ダムの漏水量観測装置の概要を示した。

図-4.7.5は浸透量と貯水位との関係を示している。この図から明らかなように貯水位がEL.260mを越えた頃からWL-6の浸透量は急に増加し始めている。従って変化点水位H_cが存在する。この標高は副ダム上流でWt₂層の露頭が直接、貯水に接し始める水位であり、副ダムアバットメントに存在する。そしてEL.260m以上でWL-5の浸透量も急増加している。これはWL-6で集水された浸透が600ℓ/minを越えWL-6の集水域とWL-5の集水域を区切る堰をWL-6の浸透量の一部がWL-5へ越水して流入したためと考えられている。また水位EL.260m以下ではWL-5とWL-6の個々の浸透量の値は意味を持たず、両者の合計が意味を持っており、図-4.7.5に(WL-5)+(WL-6)の合計値が示されている。

このことは基礎からの浸透量が大きいと予想される場合には、集水設備の設計に十分な配慮が必要になることを示している。

副ダムの断面形状は図-4.7.2に示したようにコア層およびフィルタ層が深く掘削された基礎岩盤上に設置されており、図-3.3.1の断面形状と若干異なる。しかし、3.4.6の検討結果に従い、以下解析を行なうこととする。

(2) WL-7, WL-5およびWL-6の解析

1) WL-7

WL-7はロック敷への浸透量を観測している。

この観測値は水位と明瞭な相関を示しておりEL.245mをポテンシャル基準水位とした浸透流としてロック敷への透水効率係数 K_R を求めると次のようになる。

$Q = 230 \text{ l/min}$, $H_0 = 282.6 - 245 = 37.6\text{m}$ で、また堤体の最大断面が連続していると近似して $B = 225\text{m}$ とすると、

$$K_R = \frac{Q}{BH_0} = 4.53 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 3.5 \text{ リジオン} \quad (4.7.1)$$

2) WL-5

WL-5はWL-6からの流入がないEL.260mまでは水位と浸透量は直線関係にある。基礎からの浸透水はフィルタゾーンに設置された集水管から監査廊内に引き込まれる構造となっているためポテンシャル基準水位をコア敷高と同一のEL.236mとする。WL-5の区間を延長84mにわたり最大断面が連続していると近似して、フィルタ部への透水効率係数 K_{FL} を求めると式(4.7.2)のようになる。

$Q_L = 70 \text{ l/min}$, $H_L = 260 - 236 = 24\text{m}$, $B = 84\text{m}$ として、

$$K_{FL} = K_F = \frac{Q_L}{B \cdot H_L} = 5.79 \times 10^{-5} \text{ m/sec} \approx 4.5 \text{ リジオン} \quad (4.7.2)$$

この K_{FL} はEL.260m以上においても同一で本質的には K_F と同一と考えられる。

3) WL-6

WL-6はEL.245mで約 140 l/min の浸透量が認められる。これは右岸アバットメント部分からの湧水によると思われるので、除去して検討することにする。EL.260mまでは水位と漏水量は直線関係にあるので、WL-5と同様の近似により K_F を求める。

$Q_L = 270 - 140 = 130 \text{ l/min}$, $H_L = 24\text{m}$, $B = 141\text{m}$ として、

$$K_{FL} = \frac{Q_L}{B \cdot H_L} = 6.40 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 4.9 \text{ リジオン} \quad (4.7.3)$$

WL-5の結果と併せて考えると K_{FL} の指標で見ればWL-5の基礎部分とWL-6の基礎部分はほぼ同じ程度であることが認められる。

(3) Wt_2 層の透水効率係数 K_{FW}

EL.260m以上でWL-5+WL-6の浸透量が急増する原因となっている溶結凝灰岩 Wt_2 のフィルタ敷への透水効率係数 K_{FW} を求めてみる。

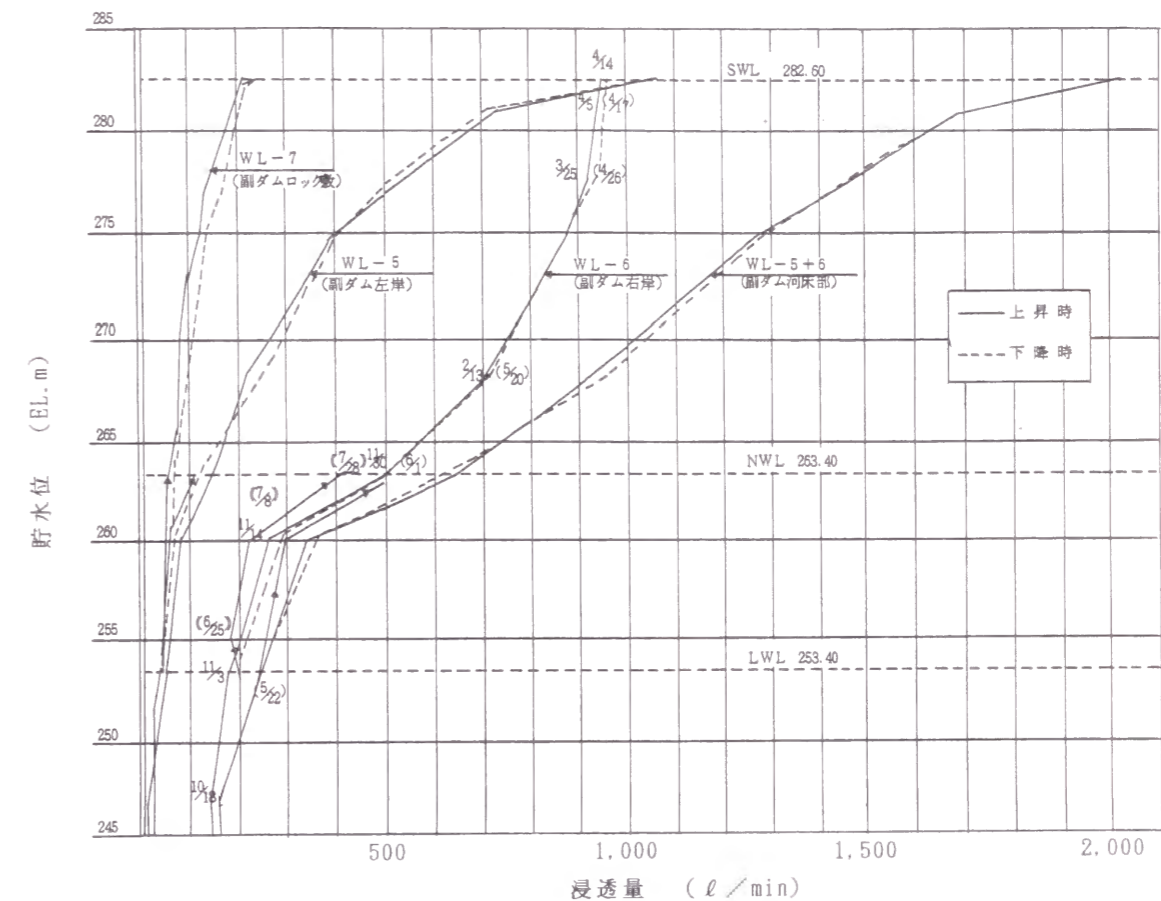


図-4.7.5 副ダムの浸透量と貯水位の関係 (下湯ダム)

1) Wt_2 層による最大水位時の浸透量 Q_w の推定。

$$Q_w = Q_1 - (Q_2 + Q_3) = 1472 \text{ l/min}$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= (\text{WL-5} + \text{WL-6}) \text{ の浸透量 } (2,000 \text{ l/min}) \\ Q_2 &= \text{WL-5でWL-6からの流入が無い場合の推定浸透量 } (136 \text{ l/min}) \\ Q_3 &= \text{WL-6でEL.260mまでの傾向を延長した場合の推定浸透量 } (392 \text{ l/min}) \end{aligned} \right\} (4.7.4)$$

なお、WL-5+WL-6の浸透量が貯水位EL.281m付近から急増しているのは降雪と降雨によるものが含まれていると報告されているが、ここでは浸透量として扱った。従って、浸透量には数%の誤差が含まれている。

2) ダム軸治いの延長Bの推定

Wt_2 層は右岸側の山体に広範囲で分布しているため堤体基礎からの浸透のみならず、右岸アバットメント部より山側に入り込み、迂回して浸透している量が相当であると推定される。これについて

は地下水位観測により、ダム軸上流40mの測線では右岸アバットメントより100m山側までは地下水は貯水位と同標高の水平な地下水位面を形成しているが、それより奥からは地下水面は上昇していること、またダム軸下流40mの測線では川側に向かって極めて緩やかな勾配の地下水面を形成していることが報告されている。そしてダム軸の上下流面で地下水面形状が大きく異なり、特に透水性が高いと見られる右岸アバットメントから100m程度山側までの間で止水カーテンの上下流で地下水面に大きな標高差が現れていることはこの部分の止水カーテンが極めて有効に機能していることを示しているとされている。

このことを参考にし山体の内部でWt₂層内の止水カーテンを上流から下流に浸透する浸透流が発生しており、その延長をダム軸方向にB = 100mと仮定する。

3) K_{FW}の算定

$$Q_w = 1472 \text{ l/min}, H_u = 282.6 - 260.0 = 22.6\text{m}, B = 100\text{m} \text{ であるので,}$$

$$K_{FW} = \frac{Q_w}{BH} \approx 108.6 / \text{sec} = 84 \text{ ルジオン} \quad (4.7.5)$$

Bの仮定の精度に議論の余地はあるところであるが、Wt₂層部のK_{FW}は極めて高い値を示していることがわかる。この値はWL-5およびWL-6がK_{FL} ≈ 5ルジオンであることに比較して約15倍大きく、Wt₂層が著しく高透水性であることと良く一致している。

4) WL-6のK_{FU}の算定

式(4.7.4)の数値を利用して、WL-6のK_{FU}を求めることもできる。ここでのK_{FU}はWL-5への流出量も含めたWL-6が本来示す値とする。Q_U = Q_wとなる。B = 141mであるので、

$$K_{FU} = \frac{Q_U}{BH_U} \approx 77.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 59.2 \text{ ルジオン} \quad (4.7.6)$$

(4) 透水効率係数の推定

WL-7によりロック部への透水効率係数K_Rを求めた。またWL-5およびWL-6により各々フィルタ部への透水効率係数K_{FL}を求めた。K_{FL}はH_cまでのK_Fとみなすことができるので左岸部と右岸部の透水係数Kを求めてみる。

K_Rは堤体全延長に対する平均値であるため、左岸部および右岸部と区別して議論できないが、WL-5およびWL-6の各々のK_{FL}がほぼ同じであるため、左岸部、右岸部ともK_Rで代表されるとすると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \text{左岸部の } K &= \text{WL-5の } K_R + K_{FL} = 4.53 \times 10^{-5} + 5.79 \times 10^{-5} = 10.3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \\ \text{右岸部の } K &= \text{WL-6の } K_R + K_{FL} = 4.53 \times 10^{-5} + 6.40 \times 10^{-5} = 10.9 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \\ \text{全体の } K &\approx \frac{1}{2}(10.3 + 10.9) = 10.6 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \end{aligned} \right\} (4.7.7)$$

すなわち、式(4.7.8)の関係が求まる。

$$K_R \approx K_F \approx 1/2K \quad (4.7.8)$$

これは、3.3.3(2)の浸透流解析の結果と良く一致し、小屋ダム、奥野ダムの観測値の解析結果とも同様の傾向を示している。

(5) 漏水量の時間的変化

図-4.7.5で最大水位に達した後、水位下降過程に入っても同一水位に対しては水位上昇過程とほぼ同じ漏水量であった。このことは、浸透経路の拡大が生じていないことを示している。

図-4.7.6はWL-5およびWL-6の常時満水位付近の1988年8月、9月および10月の各月の漏水量と貯水位の相関図で、降雨の影響等を除去した最小包絡線で示してある。これによれば、WL-5およびWL-6とも、時間の経過とともに同一水位に対して漏水量は減少している。これらから、以後目詰まりにより漏水量は減少することはあっても増大することはないと判断され、当ダムは漏水量は多いが、浸透に対して充分安全であるとの見通しが得られている。

なお、試験湛水後現在までに経験した高水位での漏水量は表-4.7.3の通りであり、試験湛水中の同一水位での漏水量に対して減少しており、ダムは安定化の方向にあることが確認されている。

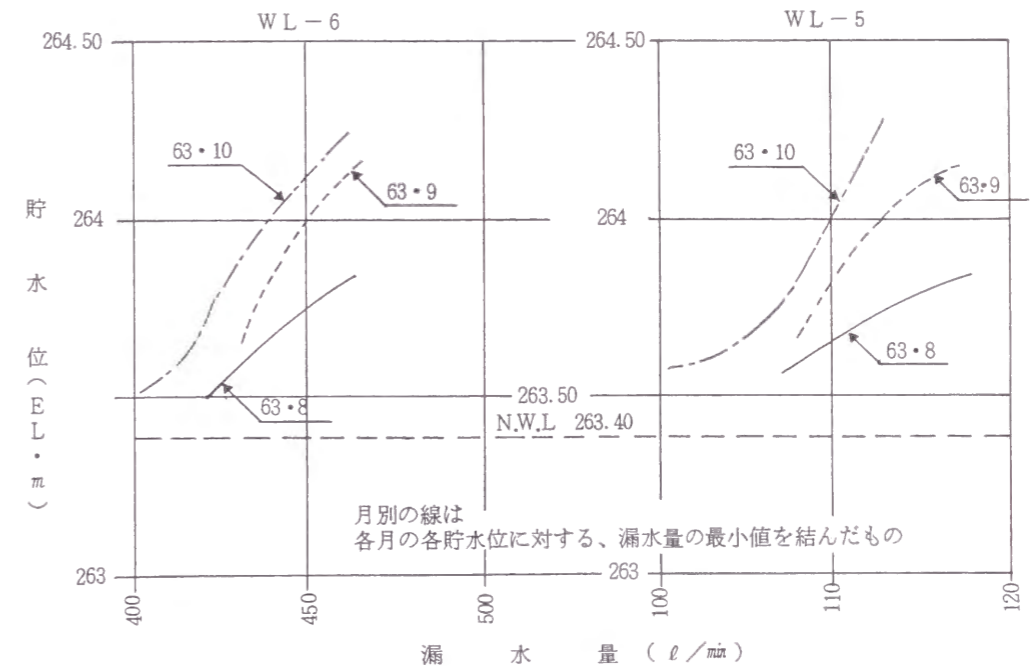


図-4.7.6 副ダムの常時満水位付近の漏水量と貯水位の関係(最小値包絡線)

表-4.7.3 高水位における漏水量記録(下湯ダム)

日時	水位 (m)	WL-6 (l/min)	WL-5 (l/min)	合計 (l/min)	試験湛水中の同一水位での浸透量 (l/min)
1990年(平成2年) 11月4日	E.L. 270.0	688	251	939	1020
1994年(平成6年) 8月3日	E.L. 265.4	325	72	397	650

4.7.4 浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の解析

(1) 浸透流観測孔による浸透圧力観測の概要

副ダムには監査廊内に約10m間隔でWS-1からWS-28と呼ばれる28箇所の浸透流観測孔が設置してある。このうちWS-25およびWS-26は右岸上段グラウチングトンネル内に設置され Wt_2 層内の浸透圧力を、WS-27およびWS-28は右岸下段グラウチングトンネル内に設置してGd層内の浸透圧力を測定している。

図-4.7.7はサーチャージ水位から水位を下降させた時の浸透圧力の水頭換算値および浸透量を示したものである。

サーチャージ水位への水位上昇過程およびサーチャージ水位からの水位下降過程における観測結果はほとんど同じであるので水位下降時のみの図を示している。

- ① 全体的に右岸側に近い方が浸透圧力が高くなる傾向が見られる。
- ② 河床中央部のWS-8から右岸アバットメントのWS-18においては、下流側のポテンシャル基準水位をコア敷標高のEL.236mを基準にして考えた場合、サーチャージ水位EL.282.6mの場合の上流側水頭46.6mに対し、浸透流の水頭換算値がEL.(262~270) m程度であるので圧力水頭(26~34) m程度が観測されている。これは上流側水頭に対して約(60~70)%の値である。通常は止水カーテンによりかなりのポテンシャルが消費されるとすれば50%未満のはずであり、常識的な見解と若干異なる結果となっている。

他ダムの事例においても数多くの浸透流観測孔の中で数孔がこのような現象を示すことがあるが、本ダムのように多くの浸透流観測孔がこのような現象を示すことは珍しい。その原因としては地質構造上、下流側の河床部付近に相対的に難透水性岩盤があり、その部分でポテンシャルが集中的に消費される構造となっていることが考えられる。今後の検討が必要である。

また浸透流については、左岸部のWS-8と右岸部WS-17がやや高い数値を示しており、この付近の透水性が高いことを示している。

(2) ポテンシャル比と K_p

図-4.7.8に左岸部を代表してWS-7, WS-9, 右岸部を代表してWS-16, 右岸アバットメント部の下部監査廊を代表してWS-27の観測結果を示した。

WS-7, WS-16およびWS-27の浸透圧力および浸透量をみるといずれも水位の上昇に対して比例的に増大しており、WL-5およびWL-6で見られたようにEL.260m付近で急増加する傾向は見られない。すなわち4.6.4(1)で明らかにした H_c が存在せず、これらの区域に高透水性岩盤である Wt_2 の影響はおよんでないことを示している。

一方、WS-27においては水位および浸透量ともEL.253m付近で急増加し $H_c = EL.253m$ である。WL-5およびWL-6の $H_c = EL.260m$ と若干の位置の相違が見られるが、 Wt_2 の影響およびその影響が右岸アバットメント部(その山側を含む)に限定されていることは明らかである。この観測結果からも4.7.3(3)における K_{Fw} の推定の妥当性が検証される。

表-4.7.4に浸透流観測孔の観測値を式(4.7.9)により整理した一覧表を示した。

$$\text{ポテンシャル比} = \Delta h / H_0, K_p = \frac{Q_p}{B_p H_p} \quad (4.7.9)$$

Δh : ポテンシャル基準水位上の浸透圧力の水頭換算値 (m)

H_0 : ポテンシャル基準水位上の上流側水深 (m)

(ポテンシャル基準水位はコア敷標高又は排水管設置標高とした)

H_p : 浸透流観測孔設置標高を基準とした上流側水深 (m)

Q_p : 浸透流観測孔の浸透量 ($m^3 \text{ sec}$)

B_p : 浸透流観測孔のダム軸方向集水幅 (m) (4.5.6における検討より $B_p = 5.0m$ と仮定)

表-4.7.4 浸透流観測孔の諸元, 観測値および解析値 (下湯ダム)

観測孔	区域	設置標高 EL (m)	Δh (m)	H_0 (m)	$\Delta h/H_0$	Q_p (ℓ / min)	H_p (m)	K_p ($\times 10$ cm/sec)	K_p (ルジオン)	
WS1	WL-5	259.5	-	20.63	-	0	23.13	0	0	
WS2		253.9	-	26.23	-	0	28.73	0	0	
WS3		246.8	6.94	33.33	0.21	0.70	35.83	0.65	0.50	
WS4		243.5	10.86	36.63	0.30	1.26	39.13	1.07	0.83	
WS5		241.4	13.39	38.73	0.35	0.79	41.23	0.64	0.49	
WS6		239.3	16.20	40.83	0.40	2.34	43.33	1.80	1.38	
WS7		237.5	15.87	42.63	0.37	2.16	45.13	1.60	1.23	
WS8		234.6	26.31	45.53	0.58	27.08	48.03	18.8	14.5	
WS9		232.9	27.80	46.63	0.60	16.92	49.73	11.3	8.72	
WS10		232.8	28.21	46.63	0.61	11.28	49.83	7.54	5.80	
WS11		232.8	29.80	46.63	0.64	10.90	49.83	7.29	5.61	
WS12		232.7	29.51	46.63	0.63	11.92	49.93	7.96	6.12	
WS13	WL-6	232.7	29.65	46.63	0.64	6.86	49.93	4.58	3.52	
WS14		232.8	29.82	46.63	0.64	9.55	49.83	6.39	4.91	
WS15		232.9	31.31	46.63	0.67	9.90	49.73	6.64	5.10	
WS16		233.0	32.18	46.63	0.69	17.44	49.63	11.7	9.01	
WS17		233.0	33.20	46.63	0.71	28.04	49.63	18.8	14.5	
WS18		233.4	33.71	46.63	0.72	15.16	49.23	10.3	7.90	
WS19		240.2	23.77	39.93	0.60	14.16	42.43	11.1	8.56	
WS20		240.6	23.09	39.53	0.58	0.28	42.03	0.22	0.17	
WS21		254.3	11.79	25.83	0.46	0.70	28.33	0.82	0.63	
WS22		260.2	-0.65	19.93	-	0	22.43	0	0	
WS23		266.7	-1.59	13.43	-	0	15.93	0	0	
WS24		275.2	-1.27	4.93	-	0	7.43	0	0	
WS25		281.3	-2.50	-1.17	-	0	1.33	0	0	
WS26		282.5	-1.65	-2.37	-	0	0.13	0	0	
WS27		トコ	240.2	27.45	39.93	0.69	(111.0)	(23.30)	(318)	(239)
WS28		下段	240.2	27.03	39.93	0.68	(150.0)	(23.30)	(429)	(323)

このようにした時 $\Delta h/H_0$ は浸透流観測孔におけるポテンシャル比を示す。

表-4.7.5に $\Delta h/H_0$ と K_p の関係を $\Delta h/H_0$ の値でグループ別けて示した。これによれば $\Delta h/H_0$ と K_p の間には $\Delta h/H_0$ の増加に伴い K_p が増加する強い相関関係があることが認められる。

表-4.7.5 $\Delta h/H_0$ と K_p の関係 (下湯ダム)

$\Delta h/H_0$	観測孔の数	$\Delta h/H_0$ の平均	K_p の平均 (cm/sec)
$\Delta h/H_0 \geq 0.7$	2	0.72	14.6×10^{-5}
$0.7 > \Delta h/H_0 \geq 0.6$	9	0.65	8.28×10^{-5}
$0.6 > \Delta h/H_0 \geq 0.5$	2	0.58	9.50×10^{-5}
$0.5 > \Delta h/H_0 \geq 0.4$	2	0.43	1.31×10^{-5}
$0.4 > \Delta h/H_0 \geq 0.3$	3	0.33	1.17×10^{-5}
$0.3 > \Delta h/H_0 \geq 0.2$	1	0.21	0.65×10^{-5}

(3) K と K_p の関係

表-4.7.4より WS-3から WS-21までの K_p の平均を求めると次式となる。

$$\bar{K}_p = 6.8 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

(4.7.10)

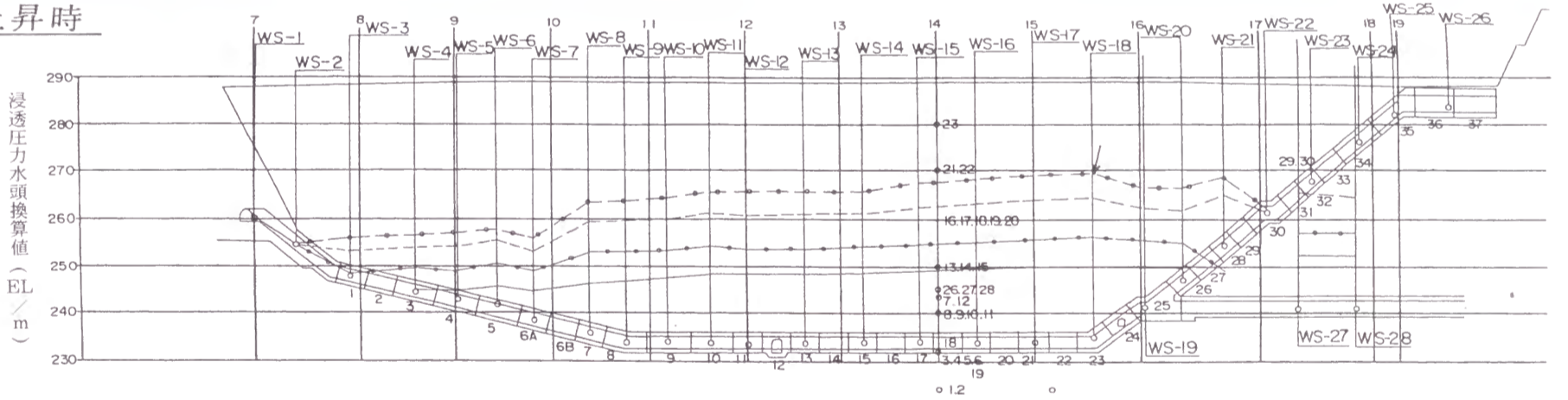
4.7.3(4)で求めた K との関係は次式となる。

$$\bar{K}_p = 0.65K$$

(4.7.11)

これは3.4.2の浸透流解析の結果と良く一致し、小屋ダム、奥野ダムの実測値の解析結果とも同様の傾向を示している。

上昇時



凡例	記号	項目	上昇時		下降時	
			年月日	W.L	年月日	W.L
—		最低水位時	62.11.5	254.43	63.6.23	253.31
○—○		常時満水位時	62.12.4	263.51	63.6.1	263.42
- - -		中間水位時	63.3.15	274.91	63.5.1	275.10
○—○		サーチャージ水位時	63.4.15	282.63	63.4.15	282.63

下降時

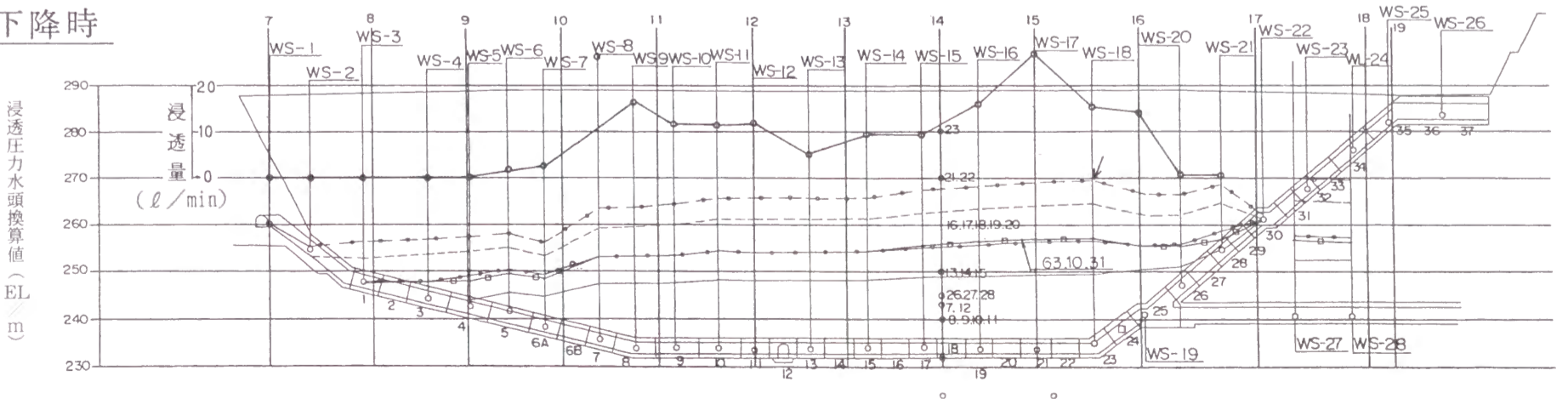
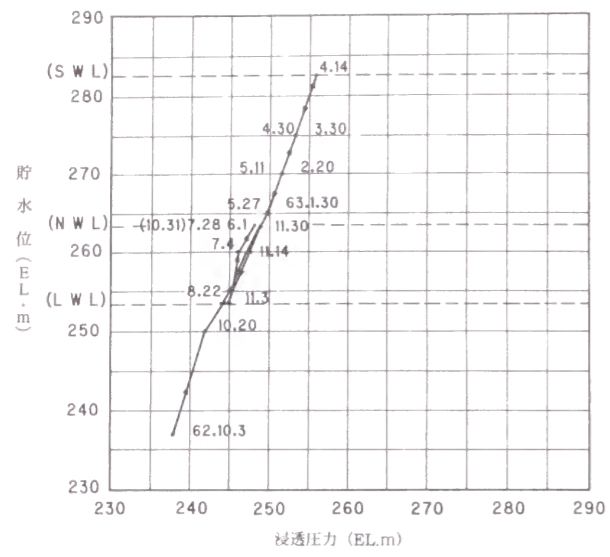
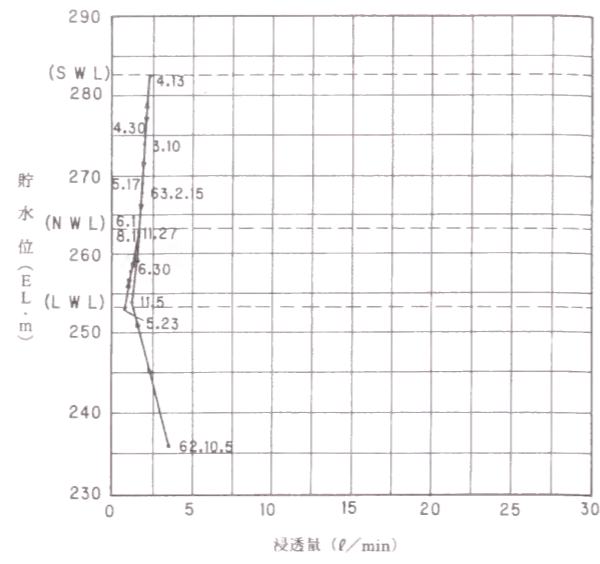


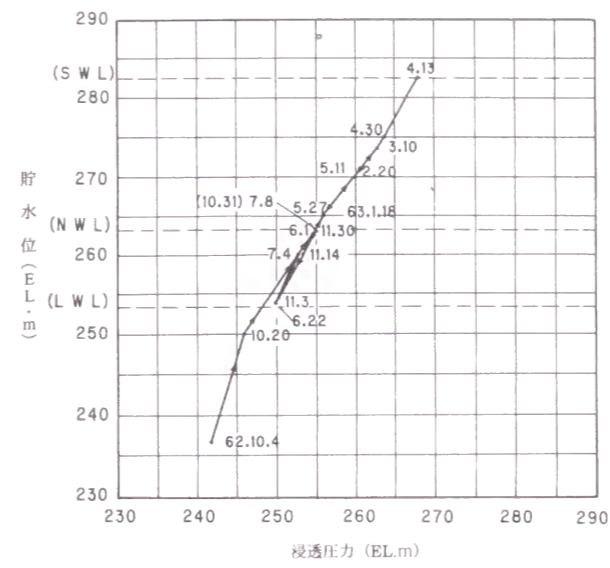
図-4.7.7 副ダム浸透圧力水頭分布図 (下湯ダム)



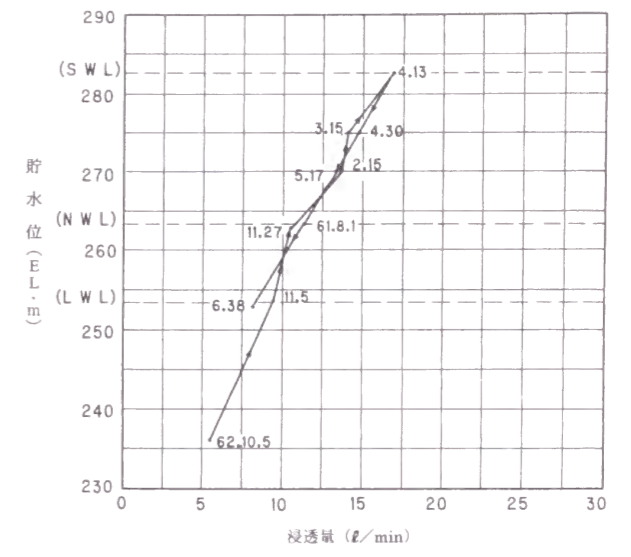
(a) WS-7 浸透圧力 (EL. m)



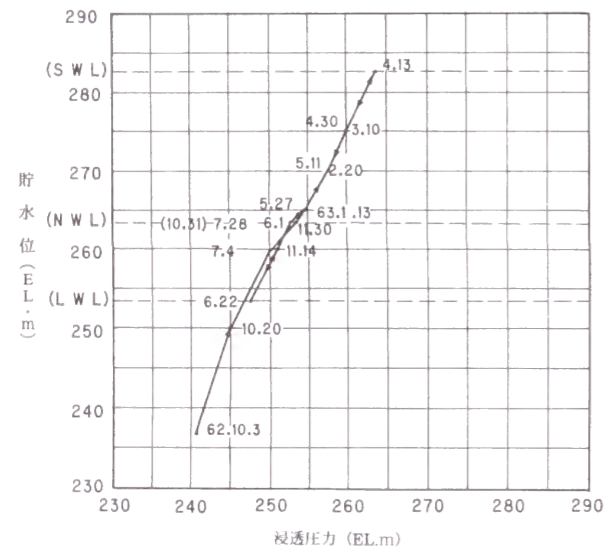
(b) WS-7 浸透量 (l/min)



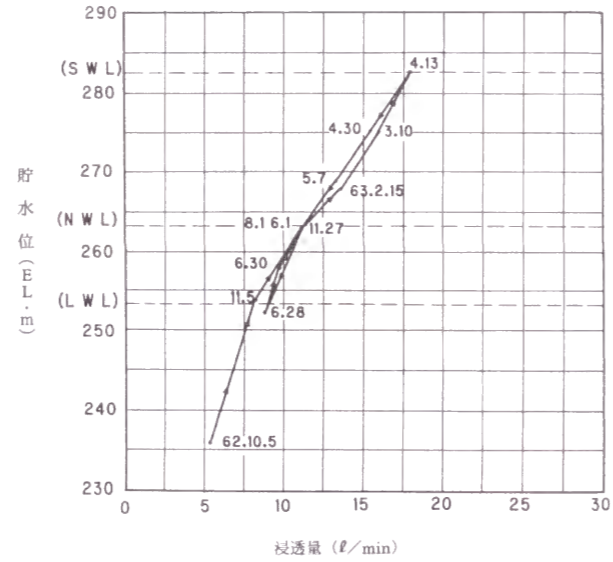
(e) WS-16 浸透圧力 (EL. m)



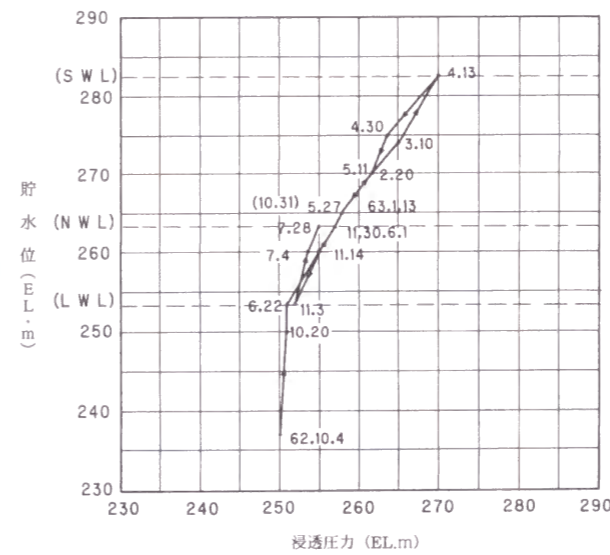
(f) WS-16 浸透量 (l/min)



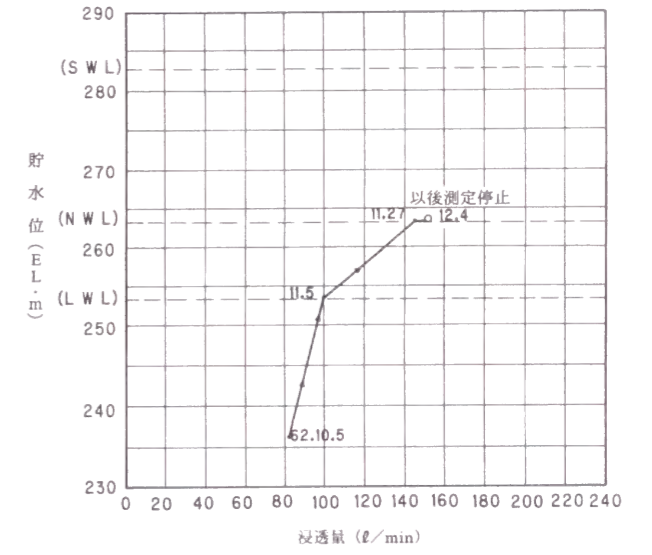
(c) WS-9 浸透圧力 (EL. m)



(d) WS-9 浸透量 (l/min)



(g) WS-27 浸透圧力 (EL. m)



(h) WS-27 浸透量 (l/min)

図-4.7.8 下湯ダムの浸透流観測孔観測結果 (浸透圧力と浸透量)

図-4.7.8 下湯ダムの浸透流観測孔観測結果 (浸透圧力と浸透量) (つづき)

4.7.5 まとめ

下湯ダムとの漏水量観測装置および浸透流観測孔の観測値の解析を行った結果、次のことが明らかになった。

- (1) WL-5, WL-6およびWL-7はいずれも貯水位と明瞭な相関関係が認められる。WL-6の漏水はEL.260m以上の水位で浸透量が大きくなったため集水域を区切る堰を越水してWL-5に流入したと判断され、浸透量が大きくなると予想される場合の漏水量観測装置の設計に十分な配慮が必要なことを示している。
- (2) 浸透量より算定された K_f は
WL-5の $K_f = 5.79 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 4.5$ ルジオン
WL-6の $K_f = 6.40 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 4.9$ ルジオン
とほぼ同一となっており、WL-5とWL-6の基礎部分は K_f という指標ではほぼ同じ程度であることが認められた。
WL-7の K_R は $K_R = 4.53 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 3.5$ ルジオンとなった。
- (3) WL-6およびWL-5が水位EL.260m以上で急増加しているのは、副ダム上流で Wt_2 層の露頭が直接、貯水に接するようになるためであり、 Wt_2 層の K_{Fw} を若干の仮定を置き算出したところ、
 $K_{Fw} \approx 108.6 \text{cm/sec} \approx 84$ ルジオン
となった。
この値はWL-5およびWL-6の $K_f \approx 5$ ルジオンに比較して約15倍大きく、 Wt_2 層が著しく高透水性であることと良く一致している。
- (4) 基礎岩盤の透水効率係数 K を求めたところ、
左岸部で、 $K = 10.3 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 、右岸部で、 $K = 10.9 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 、全体で $K = 10.6 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ となった。
 $K_R \approx K_f \approx 1/2K$ との結果は3.3.3 (2) の浸透流解析の結果と良く一致した。
- (5) 試験湛水の結果、同一水位において水位上昇過程と水位下降過程の浸透量はほぼ同一であることが確認され、浸透経路の拡大が生じないことが示された。また常時満水位付近で水位と降雨の影響等を除去した浸透量の最小包絡線を比較することにより、同一水位に対し浸透量が減少することが月単位で確認された。さらに、試験湛水後の高水位においても、試験湛水時よりも浸透量が減少することが確認された。これらのことより浸透量に対しては経年的に安全性が増大していると評価できる。
- (6) 浸透流観測孔による浸透圧力は河床中央部でほぼ同一の値を示しているがポテンシャル基準水位EL.236mを基準に考えると約(60%~70%)の値を示している。その原因として、下流側の河床部付近による相対的に難透水性岩盤があり、その部分でポテンシャルが集中的に消費される構造となっていることが考えられる。
- (7) 浸透流観測孔のポテンシャル比と K_p の間には $\Delta h/H_0$ の増加に伴い K_p が増加するという強い相関関係があることが認められた。
- (8) 浸透流観測孔への透水効率係数 K_p の平均値 $\overline{K_p}$ と K を比較したところ $\overline{K_p} = 0.65K$ となった。この結果は3.4.2の浸透流解析の結果と良く一致した。

4.8 四時ダムの浸透流解析

4.8.1 四時ダムの概要および地質

四時ダム¹⁵⁾は二級河川鮫川水系四時川に福島県が建設した標高83.5mの中央コア型ロックフィルダムで1982年(昭和57年)に完成した。

ダムサイトの基礎岩盤は古生代御在所統結晶片岩類であり、緑色片岩と石英片岩が主体であり、河床の基礎岩は左岸寄りでは良好であったが、右岸寄りでは断層、破碎帯およびこれに伴う風化の進行により脆弱化した部分が深部まで認められた。

左右岩部では河床部に比較してクリープ帯、シーム、破碎層および断層などとこれに伴う風化の進行により岩盤はかなり劣化し、脆弱層が発達していた。図-4.8.1に調査時のダム軸ルジオンマップを示す。

4.8.2 断層と基礎処理

(1) 主要な断層など

- 1) A断層(右岸) ダム軸においてダム天端付近を通過し、上下流方向に延びているもので、幅8m以上あり、層内には5~15cmの粘土細脈が4~5本存在している。
- 2) D断層(右岸) 幅は最大95cmである。
- 3) E断層(右岸) 幅は180cmで、層内はほぼ粘土物質からなる。
- 4) 破碎層(右岸) 幅は30~50cmで、粘土はほとんど伴わない。
- 5) 破碎層(左岸) 幅30~50cmで、層内は10~25cmの粘土を伴い、軟質化した緑色片岩が充填している状態である。
- 6) クリープ(左岸部) 左岸側にクリープ帯が発達しており、特に厚い所では厚さ20mに達する場所もあった。

(2) 基礎処理

基礎処理のためのグラウチングとして、ブランケットグラウチング、コンソリデーショングラウチングおよびカーテングラウチングを実施している。表-4.8.1にカーテングラウチングの実績を簡略に取りまとめた。これによれば河床部の基礎岩盤の透水性は著しく低くパイロット孔においても1ルジオン以下であることがわかる。左岸部はパイロット孔で11.6ルジオンと高いが、これは左岸部に発達するクリープ部の影響を受けているものと思われる。右岸部はパイロット孔で29.6ルジオン高く、右岸トンネルでは47.6ルジオンとさらに高い。これらはA断層の影響を受けているものと思われる。しかし各場所とも施工回数が進むにつれ、著しく透水性が減少していることがわかる。

表-4.8.1 四時ダムのカーテングラウチング施工実績表

施工場所	次数	孔数	注入延長 (m)	単位セメント量(kg/m)	ルジオン値
左岸トンネル	パイロット孔	4	332	550.4	7.6
	1~5次孔	70	3,373	61.9	3.7
	チェック孔	4	197	0.7	0.7
	小計	78	3,892	99.2	4.0
洪水吐	パイロット孔	11	526	443.6	20.2
	1~5次孔	212	9,179	38.5	5.0
	チェック孔	12	558	6.6	1.5
	小計	235	10,263	57.5	5.6
左岸部 監査廊 (0~4BL)	パイロット孔	7	526	336.6	11.6
	1~5次孔	70	3,506	43.3	1.8
	チェック孔	7	316	0.0	0.1
	小計	84	4,348	75.7	2.9
河床部 監査廊 (5~12BL)	パイロット孔	11	710	7.8	0.9
	1~5次孔	51	2,054	0.7	0.6
	チェック孔	7	285	0.0	0.0
	小計	69	3,049	2.2	0.6
右岸部 監査廊 (13, 14BL)	パイロット孔	2	177	360.7	29.6
	1~5次孔	29	1,495	80.2	12.1
	チェック孔	2	101	13.7	1.4
	小計	33	1,773	104.4	13.6
右岸トンネル	パイロット孔	10	895	713.6	47.6
	1~5次孔	96	6,190	213.1	16.3
	チェック孔	7	534	6.1	1.2
	小計	113	7,619	257.4	19.3
合計		612	30,943	111.8	8.2

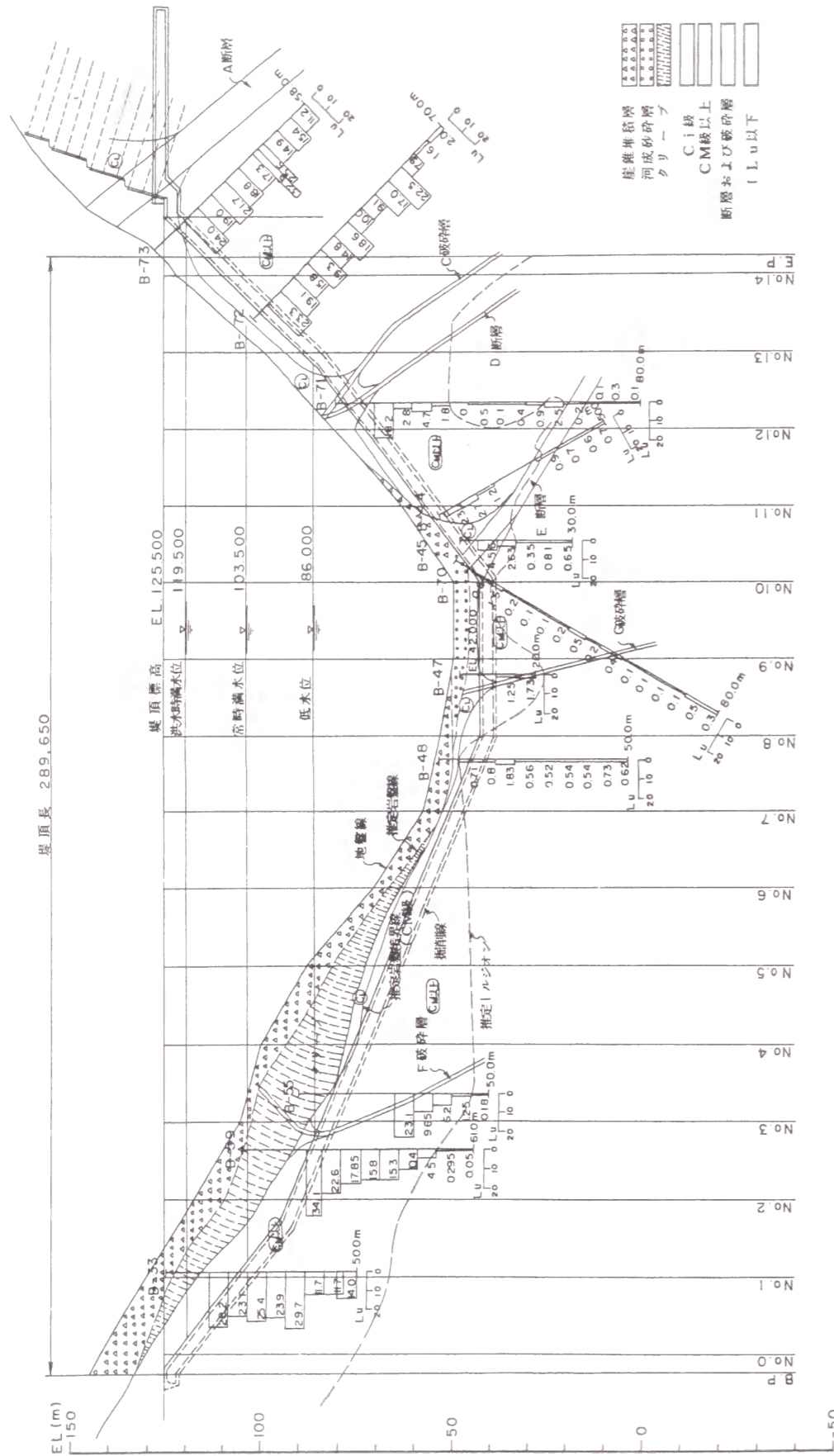


図-4.8.1 四時ダムのダム軸ルジオンマップ

4.8.3 漏水量観測装置および浸透流観測孔の概要

四時ダムにおいては漏水量は、右岸（フィルタ敷）部、左岸（フィルタ敷）部およびロック敷部の3つの区間に分割して観測された。

浸透流観測孔は、左岸部（L）に11箇所、右岸部（R）に14箇所設置され、観測孔の間隔は、水平で平均15.0mとしている。観測孔はφ46mm、 $l = 15.0\text{m}$ の有孔管を下流側に45°の角度で設置した。ただし右岸部R-6~R-14までは右岸部の三角堰による漏水量が増加したため、浸透流観測孔を追加している。図-4.8.2に浸透流観測孔の浸透圧力と浸透量の観測値を示した。

これによれば、浸透圧力は河床部で観測されているが、大きな圧力ではないことがわかる。一方、浸透量は左岸部L-9、右岸部R-6、R-7、R-8などで、集中的に観測されていることおよびその分布パターンは浸透圧力の分布パターンとは著しく異なっていることがわかる。

4.8.4 漏水量観測装置による浸透量の解析

(1) 試験湛水と漏水量の変化

1982年（昭和57年）12月に試験湛水を開始し、1983年3月の貯水位EL.90.0m付近までは左岸部浸透量7 l/min、右岸部浸透量40 l/min程度であったが、4月にはEL.99.34mで左岸部85 l/min、右岸部627 l/minまで増加した。このため貯水位を最低水位EL.86.0mまで降下させた。浸透流観測孔の観測結果と併せて漏水量箇所を調査した結果、右岸部A断層およびD断層部付近に追加グラウチングを104本実施し、1984年2月28日に完了した。1984年3月1日より再度、水位上昇を図

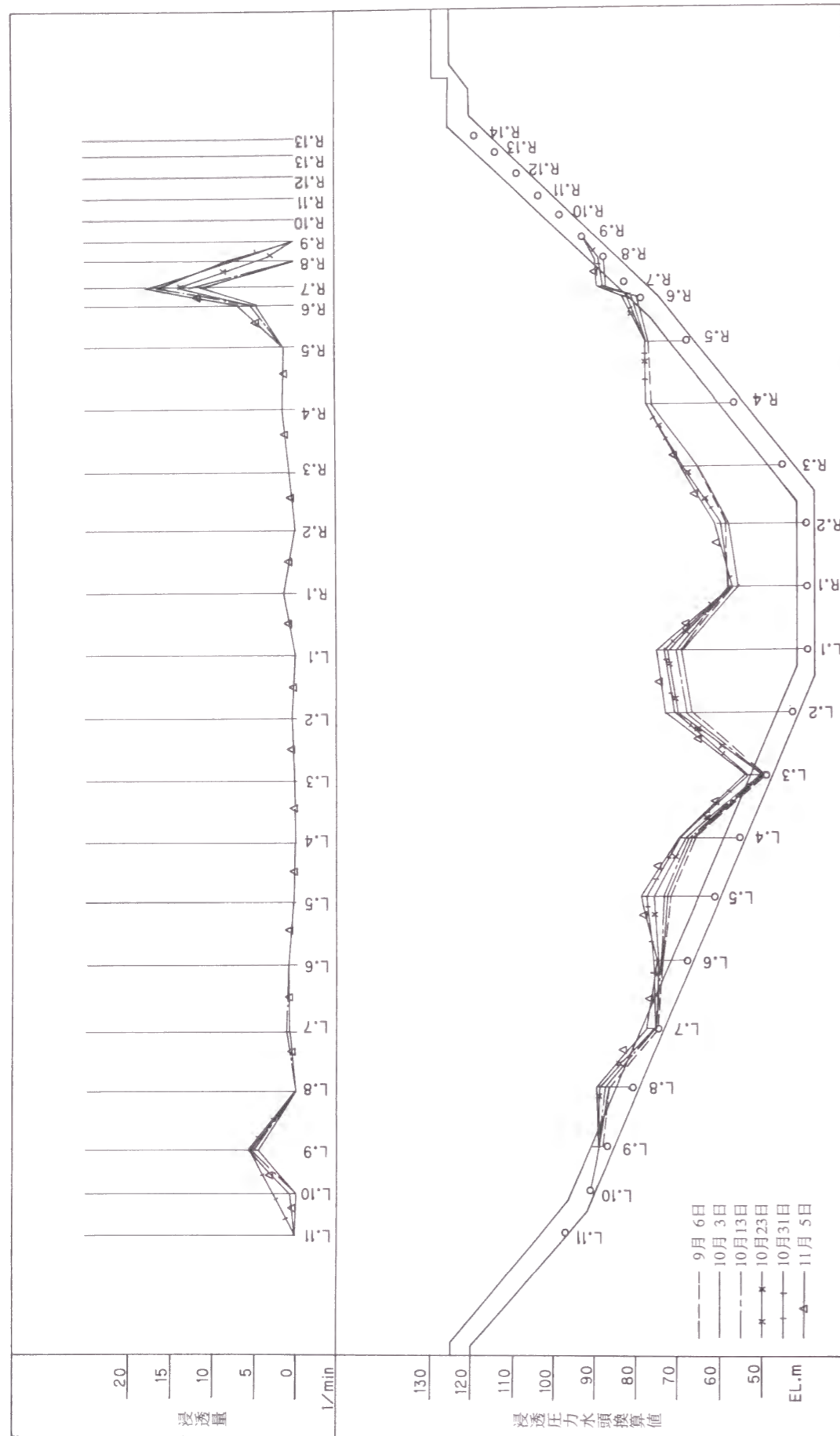


図-4.8.2 四時ダムの浸透流観測孔の観測結果

った。追加グラウトにより、EL.95m~EL.99mの範囲の右岸部浸透量が50~100 l/min減少するなどある程度の減少傾向は認められるが、大きくは減少しなかった。しかしある貯水位で漏水量が急増するような気配が見られないこと、水温、PH、濁度などの異常が認められないことより基礎岩盤の浅い部分からの漏水ではなく、地山の深部を経路とする漏水と想定されたので水位上昇を続行した。

1984年12月15日に満水位まで約3mのEL.116.75mに達した。この時点で、右岸部浸透量は991 l/min、左岸部746 l/min、ロック部174 l/minに達した。貯水池周辺に地すべりが発生し、国道に被害が発生したため以降貯水位を低下させた。

図-4.8.3に1983年9月18日以降の漏水量と貯水位の関係を示した。

図-4.8.3より、次のことがわかる。

- ① 右岸部漏水量はEL.90m前後で急増していること。すなわち $H_c = 90m$ が存在する。
- ② EL.102.5m付近で右岸部浸透量の増加傾向は減少し、左岸部浸透量は急増している。これは、右岸部漏水量観測装置の限度以上の漏水があったため、隔壁を越えて左岸部漏水量観測装置に浸透流が流入したためである。このことは右岸部漏水量観測装置の排出用バルブを操作することで、左岸側部漏水量観測装置の浸透量が変化することで確認されている。このため、EL.102.5m以上では、右岸部および左岸部の浸透量に対して、この点での配慮が必要である。
- ③ EL.115.5m付近までのロック敷部の浸透流は右岸部および左岸部に比較すれば増加傾向は著しく小さい。しかし、EL.115.5m付近でロック敷部からの浸透量が急増する。これは、右岸部および左岸部漏水量観測装置の限度以上の浸透流が発生したため、浸透水が隔壁を越えてロック敷部に流入したためである。

(2) 右岸部 K_{FL} の算定

右岸部の浸透量はEL.90m付近までほぼ直線的に増加している。これはポテンシャル基準水位EL.42m付近の岩盤部より集中的に浸透していることを示している。しかし、図-4.8.2の浸透流観測孔で大きな浸透量を示している観測孔はなく、R-1およびR-4がわずかな浸透量があることを示している。図-4.8.1よりR-1はG破碎層、R-4はE断層の位置に対応していることがわかる。

浸透流観測孔が約15m間隔に設置されているので、この2孔が代表する区間が高透水区域として $B_1 = 30m$ とすると、EL.90mまでの K_{FL} は次のように求まる。

$$\left. \begin{aligned}
 Q_L &= 60 \text{ l/min}, H_L = 90 - 42 = 48m \\
 K_{FL} &= \frac{Q_L}{H_L B_1} = 6.94 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \approx 5.3 \text{ ルジオン}
 \end{aligned} \right\} \quad (4.8.1)$$

(3) 左岸部 K_{FL} の算定

左岸部の浸透量は、EL.92.5m付近まで直線的に増加している。

集中的に浸透している区域は図-4.8.2のL-9およびL-10周辺の $B_1 = 30m$ で、図-4.8.1よりこの区間はF破碎層に対応していることがわかる。EL.92.5mまでの K_{FL} は次のように求まる。

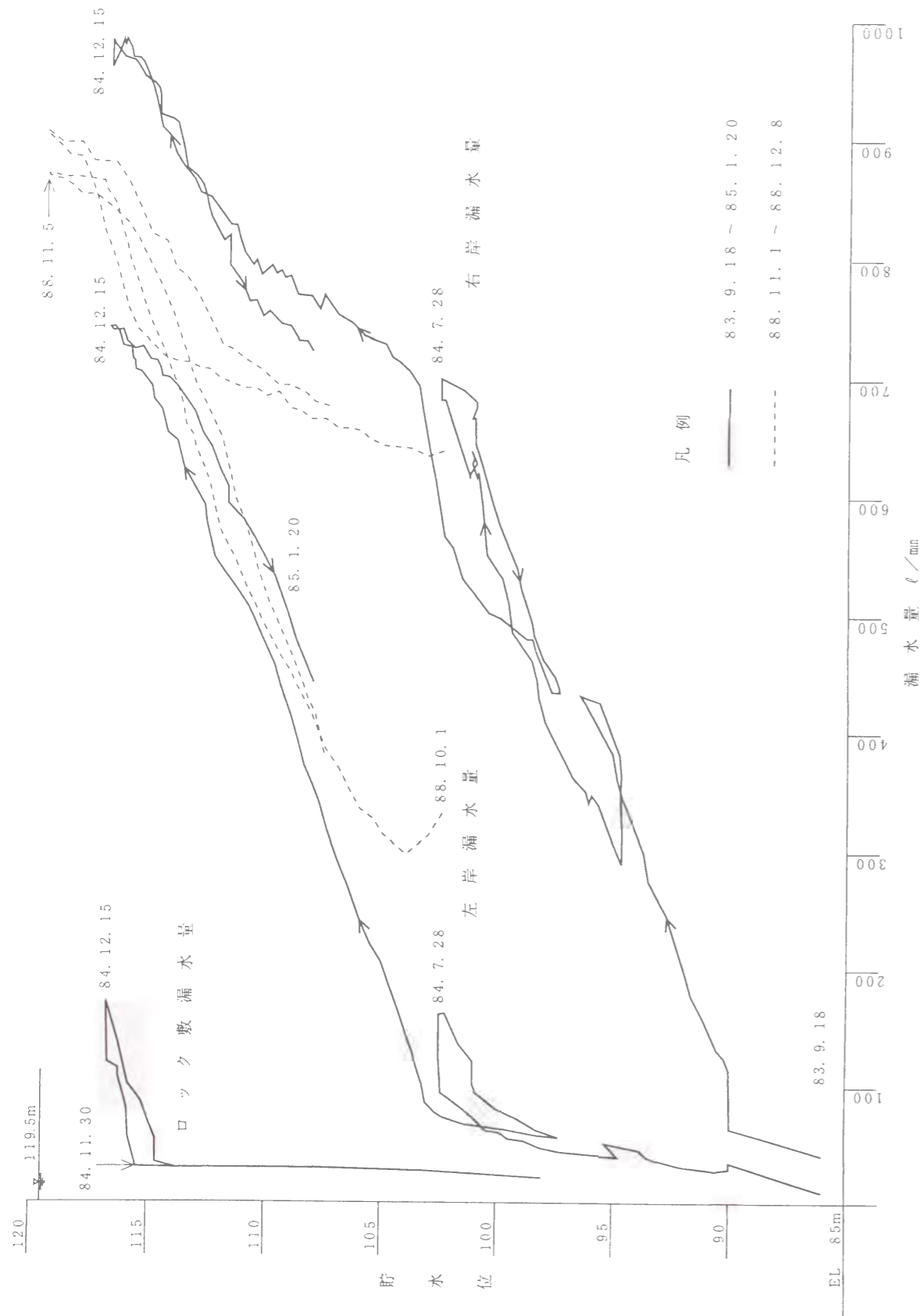


図-4.8.3 四時ダムの貯水位-漏水量相関図

$$Q = 75 \text{ (min, H = 102.5 - 42 = 60.5m)} \quad (4.8.2)$$

$$K = \frac{Q}{HB} = 68.9 \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec} = 53.0 \text{ ルジオン}$$

このKは、EL.119.5mまで変化せず同一の値と推定される。

(4) 右岸部 K_{ru} の算定

右岸部の浸透量はEL.90m以上で急激に増加している。集中的に浸透流が発生している区域は図-4.8.2のR-6よりR-9までの $B_1 = 30\text{m}$ で、図-4.8.1よりこの区域はC断層およびD断層に起因していることがわかる。

右岸部の浸透量が左岸部およびロック敷に侵入して観測されていることを考慮して、EL.90m以上の右岸部の K_{ru} は次のように求まる。

$$Q_u = 1570 \text{ ℓ/min, } H_u = 116.75 - 90 = 26.75\text{m} \quad (4.8.3)$$

$$K_{ru} = \frac{Q_u}{H_u B_1} = 326 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 250 \text{ ルジオン}$$

K_{ru} の値は相当大きい。表-4.8.1の右岸監査廊(13, 14BL)のパイロット孔、1~5次孔およびチェック孔のルジオン値が他の場所よりかなり大きいことより、この部分が高透水性であることが理解できる。このことは4.4.5における七倉ダムの表-4.4.2の結果と良く類似している。また、断層などにより深い部分まで高透水性である場合は、止水カーテンによってKの値の大幅に減少させることは困難であり、Kはほとんどkのオーダーと同じであるという3.3.2(1)の結果と良く一致している。

K_{ru} には、 K_{pl} の効果も含まれているため、EL.90m付近に起因する K'_{ru} は次のようになる。

$$K'_{ru} = K_{ru} - K_{pl} = 319 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 245 \text{ ルジオン} \quad (4.8.4)$$

(5) 4年経過後の再試験湛水

地すべり対策工事を完了した1988年10月3日に再度試験湛水を開始し、1988年11月4日にはサーチャージ水位119.5mに達し、以後水位を低下させ1988年12月8日に試験湛水を完了した。この間の右岸部および左岸部の浸透量と貯水位の関係が図-4.8.3に示してある。また、表-4.8.2に1984年と1988年の試験湛水時の特定の水位に対する浸透量を対比して示した。1984年から1988年の間には追加グラウチングは行われていない。これらによれば、同一水位に対し左岸部の1988年の値は1984年の値に対し増加し、右岸部は減少している。これは右岸部漏水量観測装置が目詰りなどで集水能力が低下した影響が左岸部の浸透水の増大となっているものと考えられる。合計値では、1988年の値が減少している。この減少の原因は浸透経路の目詰りなどによるものと考えられる。これにより、長期的にみて浸透量が減少傾向にあり、ダムが安定化の方向にあることは明らかである。

表-4.8.2 4年経過による浸透量の変化(四時ダム)

水(m)	1984年(昭和59年)			1988年(昭和63年)		
	左岸部 (ℓ/min)	右岸部 (ℓ/min)	合計 (ℓ/min)	左岸部 (ℓ/min)	右岸部 (ℓ/min)	合計 (ℓ/min)
119.53				877	913	1790
115.0	692	950	1642	750	733	1483
110.0	474	796	1270	490	689	1179
105.0	206	734	940	309	642	951

(水位は1日過程の値を採用)

破碎帯周辺の脆弱部を通過し、①止水カーテンの下部を通過および②山側に迂回する、2経路が考えられる。このため、あるいは浸透流観測孔がブランケット層内に設置されている可能性があるため、浸透流観測孔はごく少数の観測孔でのみ浸透量を観測している。

4.8.6 まとめ

四時ダムの試験湛水および再試験湛水に伴う漏水量観測装置および浸透流観測孔の観測値を解析したところ次のことが明らかになった。

4.8.5 浸透流観測孔による浸透圧力および浸透量の解析

(1) 浸透圧力

図-4.8.2に示したように浸透流観測孔の浸透圧力は河床部で大きく、 P_0/P の最大値は河床部のL-1で次のとおりである。

$$P_0/P = 0.46 \quad (4.8.5)$$

この値はポテンシャル消費機構が止水カーテンを中心とした対称形であることを示している。 P_0/P は左右岸部において小さくなっており、十分な止水機能が働いていることが理解できる。

(2) 浸透量

既に述べたように浸透圧力の分布パターンと浸透量の分布パターンは一致していない。貯水位と相関した浸透量はR-7およびR-8のみであり、その他の浸透量はほとんど0である。

また、L-9およびR-6は、ほとんど水位に関係なく5~6 ℓ/minの浸透量を示していることにより、湧水のような挙動をしている。

貯水位と相関しているR-8とR-9の K_{pu} は次のとおりである。

$$\left. \begin{array}{l} R-8 \text{ においては } h_c = 109\text{m であり,} \\ K_{pu} = 32.9 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 25.3 \text{ルジオン} \\ R-9 \text{ においては } h_c = 90\text{m であり,} \\ K_{pu} = 13.4 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 15.6 \text{ルジオン} \end{array} \right\} (4.8.6)$$

小屋ダム、奥野ダムおよび下湯ダムでは、浸透流観測孔の浸透量の合計値はかなり多く、フィルター敷への浸透量と比較できるオーダーであった。しかし、四時ダムでは全浸透流観測孔の合計値で40 ℓ/minで、 $40/1,790 \approx 0.02$ にすぎない。この理由として、次の2つのことが考えられる。

- ① 浸透流観測孔がブランケットグラウチングの有効に働いている層内に設置されているため、ブランケットグラウチング層外の浸透流をほとんど観測していない。
- ② 高透水性の浸透流経路が極めて局部的に存在しているため、浸透流観測孔でほとんど観測されていない。

4.8.4(1)で述べたように、ロック敷部への浸透量は極めて少ない。このことから考えると四時ダムの浸透機構は次のように想定される。

フィルター敷への高透水性の浸透経路が極めて局部的に存在している。その経路としては断層および

- (1) 右岸部漏水量観測装置の対象とする右岸フィルター敷の浸透量は著しく大きく、EL.102.5mで左岸部漏水量観測装置に、EL.115mでロック敷部漏水量観測装置に浸透水が侵入し、それらの観測値に影響を与えている。ロック敷部漏水観測装置の対象とするロック敷部への浸透量は著しく小さい。
- (2) 浸透流観測孔の観測値を利用して追加グラウトを実施した。その結果、浸透量が減少し、ある程度の結果が得られた。
- (3) 右岸部の浸透量はEL.90m前後で急増していて、 $H_c = 90\text{m}$ が存在する。90mまでの浸透量は、浸透流観測孔の観測および現地の状況よりG破碎層およびE断層に起因する。 $K_{FL} = 6.94 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 5.3 \text{ルジオン}$ と算定された。
- (4) 左岸部の浸透量は、浸透流観測孔の観測および現地の状況によりF破碎層に起因する。 $K_{FL} = 68.9 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 53.0 \text{ルジオン}$ と算定された。
- (5) 右岸部においてEL.90m以上で浸透量が急増する理由は、浸透流観測孔および現地の状況によりC断層およびD断層に起因する。 $K_{FU} = 326 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 250 \text{ルジオン}$ と算定された。C断層およびD断層に起因する K'_{FU} は、 $K'_{FU} = 319 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \approx 245 \text{ルジオン}$ と算定された。
- (6) 最初の試験湛水から4年経過後に再度試験湛水を行ったところ、同一水位に対し、左岸部では増加し、右岸部は減少し、合計値では減少するなどの若干の変化が生じていた。これらはいずれも右岸部漏水量観測装置の目盛りおよび浸透経路の目盛りによるものと考えられる。長期的に見て浸透量が減少傾向にあることより、ダムは安定化の方向にあることが明らかになった。
- (7) 浸透流観測孔の浸透圧力は、最大の河床部で $P_0/P = 0.46$ となっており、十分な止水機能が働いていることが想定される。
- (8) 浸透流観測孔の浸透量が観測される観測孔は少なく、浸透圧と浸透量の分布パターンは全く異なっている。
- (9) 浸透流観測孔からの浸透量は、右岸部および左岸部漏水量観測装置の浸透量に比較して著しく少なく、他ダムの事例と大きく異なっている。このことは四時ダムの浸透機構を次のように考えることで説明できる。「フィルター敷への高透水性の浸透経路が断層周辺を通過し、止水カーテンの下部を通過および山側を迂回するなど極めて局部的に存在している。このため、あるいは浸透流観測孔がブランケット層内に設置されている可能性があるため、浸透流観測孔はごく少数の観測孔でのみ浸透量を観測している。」

4.9 結語

ロックフィルダムの漏水量（浸透量）の観測に関する技術的変遷を検討するとともに、観測値を第3章において研究した浸透流理論にもとづき解析した結果、次の知見を得た。

- (1) 従来方式による浸透流観測値には、コアから浸透量、基礎岩盤からの浸透量に加え、堤体上への降雨量および堤体を除いた集水域への降雨量による流出、その他の不確定要素が含まれる。このため改良方式による浸透流観測が望まれる。
- (2) 従来方式および改良方式による長期観測結果を検討したところ、漏水量の長期的な減少傾向が認められるとともに、貯水位と漏水量の間に関連関係が存在することが明らかになった。また浸透流観測孔の浸透量についても長期的な減少傾向が認められた。
- (3) 従来方式による七倉ダムの試験湛水結果を解析したところ、コアからの浸透量は、全体の浸透量の数%以下と推定された。貯水位EL.970m付近より漏水量が急増しているが、その原因は右岸のA断層に起因するものと考えられた。浸透経路は地中の深い部分を通るものであり、問題はない。このことを考慮してKの分布を仮定し貯水位と漏水量の関係を推定したところ、計算値は実測値と良く一致した。

改良方式による小屋ダムの試験湛水結果を解析した結果、得られた知見は次の通りである。

- (4) コアからの浸透量は全体の浸透量に比較して十分小さいと判断された。3区間に分割したフィルタ敷への浸透量を解析することにより各区間のフィルタ敷への透水効率係数 K_F が算出されたが、基礎岩盤の透水係数 k と良く対応していた。
- (5) 浸透流観測孔の浸透圧力および浸透量は降雨の影響をほとんど受けず解析に有効であることが判明した。浸透圧力よりポテンシャル残存割合を検討したところ、3孔が相対的にポテンシャル消費効果が小さいことを示していた。
- (6) 浸透流観測孔への透水効率係数 K_p および透水効率係数 K を算出したところ $\bar{K}_p \approx 0.55K_F \approx 0.2K$ となった。

改良方式による奥野ダムの試験湛水結果を解析した結果、得られた知見は次の通りである。

- (7) 浸透流観測孔の浸透圧力および浸透量が急増する変化点水位 H_c があることが判明した。その原因は、 H_c の位置に高透水性な岩盤が露頭すること、または H_c の位置に止水カーテンの不十分な部分があることと推定された。
- (8) H_c を調べたところ、第1グループと第2グループに大別できることがわかった。 H_c 以上の水位についての浸透流観測孔の透水効率係数 K_{pu} を定義し、算出したところ、第1グループは $\bar{K}_{pu} = 9.16 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 、第2グループは $\bar{K}_{pu} = 3.17 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ となり、各々のグループは同一の浸透経路を形成している可能性が高いことが推定された。
- (9) 8区間に分割した漏水量観測装置の漏水量について各々の K を算出し、各水位の漏水量を推定したところ観測値を良く説明できた。
- (10) 観測値の解析結果 $\bar{K}_{pu} \approx 0.31K$ の関係が得られ、小屋ダムと同様の結果を示した。

改良方式による下湯ダムの試験湛水結果を解析した結果、得られた知見は次の通りである。

- (11) $H_c = \text{EL.260m}$ が存在するが、これは高透水性の Wt_2 層（溶結凝灰岩）に貯水が接するため、若干の仮定により Wt_2 層について $K = 75.4 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ と算出された。
- (12) 基礎岩盤全体について $K = 10.6 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ と算出された。
- (13) 浸透流観測孔の浸透圧力についてポテンシャル比の大きい孔が存在することが明らかになった。ポテンシャル比が増加すれば K_p が増加するという強い相関関係が認められた。 $K_p = 0.65K$ の関係が算出された。

改良方式による四時ダムの試験湛水結果を解析した結果、得られた知見は次の通りである。

- (14) ロック敷部漏水量観測装置の浸透量は著しく小さい。右岸漏水量観測装置の浸透量は著しく大きく、 $H_c = 90\text{m}$ が存在する。 H_c までの浸透量はG破碎層およびE断層に起因し、 $K_{FL} = 6.94 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ と算定された。
- (15) 右岸の H_c 以上において急増する浸透量はC断層およびD断層に起因し、 $K_{pu} = 319 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ と算定された。
- (16) 左岸の浸透量はF破碎層に起因し、 $K_{FL} = 68.9 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ と算定された。
- (17) 浸透流観測孔を利用して追加グラウトを実施し、ある程度の結果が得られた。浸透流観測孔の浸透圧力および浸透量は他ダムの事例と異なっている。四時ダムの浸透機構はフィルタ敷への高透水性浸透経路が断層周辺を通過し、止水カーテンの下部および山側を通過するなど、極めて局所的に存在していると推定された。
- (18) 奥野ダム、下湯ダムおよび四時ダムにおいて共通して貯水位が断層部および高透水性岩盤に接する水位以上で浸透量が著しく大きくなり、漏水量観測装置をオーバーフローし、他の漏水量観測装置に流入し、観測値が正確な値を示さないことがあることが確認された。漏水量観測装置の設計に十分な配慮が必要である。

ダムにおける漏水量観測装置および浸透流観測孔の観測値についての評価は従来定性的なものにとどまっていた。本章において浸透流理論にもとづく研究成果を七倉ダム、小屋ダム、奥野ダム、下湯ダム、四時ダムの観測値に適用し、各ダムの浸透現象が統一的に良く説明できることを示した。今後本成果をダムの設計および安全管理の向上に資するよう努めるとともにさらなる研究の発展が望まれる。

- 1) 河川管理施設等構造令研究会編：解説・河川管理施設等構造令，第2章，第13条，(社)日本河川協会，(株)山海堂，第1刷，1978年3月。(同政令は1976年7月制定，同年10月施行)
- 2) 建設省土木研究所ダム部：ダムの安全管理，建設省土木研究所資料，第1834号，1982年5月。
- 3) 建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室：ロックフィルダムの漏水計測装置の計画の考え方及び漏水計測の留意点(その2)，ダム技術，No54，1991年3月。
- 4) 坂本忠彦・竹林征三・中村 昭・安田成夫・小嶋光博：ゾーン型ロックフィルダムの実測挙動と安全性評価，大ダム，No.150，1994年12月。
- 5) 東京電力株式会社：高瀬川電源開発工事報告，1981年10月。
- 6) 東京電力株式会社：電源開発工事高瀬・七倉ダム計測記録(昭和48年8月～55年4月)，1981年10月。
- 7) 山口嘉一・松本徳久：岩盤のルジオン値と透水係数の関係，土木学会論文集，No454，pp. 123～126，1992
- 8) 小笠原邦和：小屋ダムの試験湛水について，ダム技術，No73，1992年10月。
- 11) 建設省河川局開発課監修：改訂コンクリートダムの細部技術，(財)ダム技術センター，1992年3月。
- 12) 静岡県：奥野ダム工事誌，1990年2月。
- 13) 石川亨右・青木洋治・四條正範：奥野ダムの基礎処理と試験湛水について：ダム技術，No.29，1989年5月。
- 14) 青森県土木部下湯ダム建設事務所：下湯ダム工事誌，1989年3月。
- 15) 飯田隆一：ダム基礎地盤の止水設計の変遷と問題点，(財)ダム技術センター内部資料，1996年4月。
- 16) 川村 強・小山 修：多変量解析による湧水量の予測，ダム技術，No.29，1989年5月。
- 17) 福島県土木部下湯ダム建設事務所：四時ダム工事誌，1984年3月。

5.1 序説

ロックフィルダムの設計は，室内あるいは原位置試験の結果に基づいて決定した堤体および基礎岩盤の設計値を用いて力学的および水理学的な解析を行うことにより進められる。さらに，設計条件を十分満足するように厳密な管理を行いながら堤体および基礎岩盤の施工がなされる。したがって，堤体および基礎岩盤の施工および湛水時の挙動を計測し，質の高い施工および安全管理に資することはもちろんのこと，実測挙動データを解析することにより設計値の評価方法や設計方法の適合性を評価し，設計の高度化を図ることが重要である。特に，ロックフィルダムの築堤材料である土や岩石は，コンクリートとは異なり，建設サイトごとにその力学的特性がかなり異なるうえ，同一サイトの同一ゾーン構成材料中のばらつきもコンクリートに比べてかなり大きいため，実測挙動データの分析結果のフィードバックによる設計の高度化，それから得られる知見に基づく安全管理の高度化が必要である。また，フィルダムは同程度の堤高のコンクリートダムに比較して基礎地盤に要求される強度が小さいため，破碎風化した岩盤や軟岩盤のように強度が小さいサイトでの建設が可能となる場合が多い。これは，フィルダム建設サイトの適用範囲がコンクリートダムのそれに比べてかなり広がるという利点となる反面，ダム築造時の基礎岩盤の変形が相対的に大きく強度が小さいという力学的に不利な点ともいえる。そのため，フィルダムについては，上記の堤体のみならず基礎岩盤も含めた実測挙動データの分析結果のフィードバックによる設計および安全管理の高度化が必要になる。

本章においては，ロックフィルダムの計測項目のうち堤体の外部および内部変形，堤内の土圧および間隙水圧，基礎岩盤の変形と底設監査廊の継目変位といった力学的挙動の実測値を解析することにより，安全に挙動しているロックフィルダムの施工および湛水時の一般的な挙動を把握するとともに，設計および安全管理の高度化に資すると考えられる知見をとりまとめる。

なお，ダムの安全管理のための実測挙動観測(Observation)は，計測計器による計測(Measurement)と目視観測(Visual Inspection)を適切に組み合わせて行わなければならない。計測計器は目視による監視が行えないダムの堤体内や基礎岩盤内にも容易に設置でき，その測定結果から応力，ひずみ，水圧などの挙動を把握することができる。しかし反面，計測計器は，主に経済的理由からダムの最大断面や基礎に断層等の弱部をかかえる断面に選択的に設置されるものが多く，かつ一旦設置した計器の故障や異常値の判断，取り替えなどは，技術的・経済的に必ずしも容易ではないという課題をかかえていることに留意すべきである。

5.2 調査対象ダム

堤体および基礎岩盤の力学挙動データを調査したダムは、表-5.2.1に示す建設省所管の24のロックフィルダムである。24ダム中2ダムがコンクリート表面遮水壁型、3ダムが傾斜コア型である他は中央コア型のロックフィルダムである。前者2タイプのダムは1980年以前に完成しており、建設省所管のロックフィルダムとしては相対的に初期のダムであることがわかる。

建設省所管の第1, 2号のロックフィルダムである石淵、皆瀬ダムは、コンクリート表面遮水壁型のダムで他ダムとは型式が異なるだけでなく、当時のロック材料の締固めが、大型の締固め機械により行われておらず、ロック材料を高所から投下し、その落下エネルギーにより締固める捨石工法が用いられた。そのため、現在最も一般的な薄層転圧工法により締固めた場合よりも多少ロック材の締固め度が小さい。いま、例として、ダムの最大横断面天端の測定開始1000日後の沈下量 dv を堤高 H との関係で整理したものを図-5.2.1に示す。この図より、捨石工法によりロック材料が締固められた2ダムの沈下量が同じ堤高の他ダムに比べて大きいことがわかる。よって、以下の節における分析では原則としてこの2ダムを対象外とする。

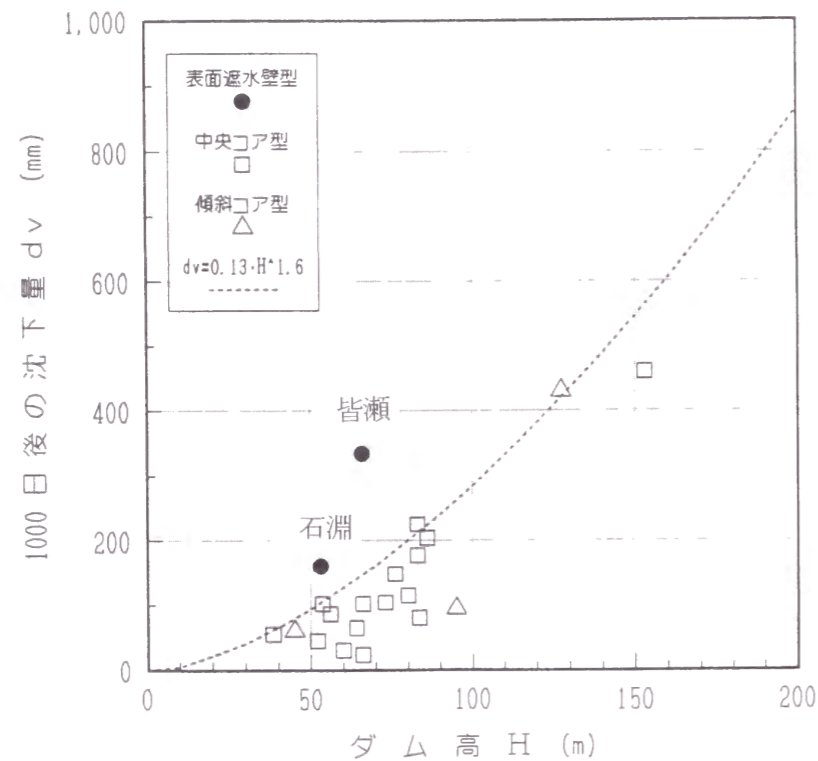


図-5.2.1 ダム高と1000日後沈下量の関係

表-5.2.1 調査対象ロックフィルダムの諸元

ダム名	型式	ダム高	堤頂長	堤体積	完成年
石淵ダム	C. F.	53.0m	345.0m	$0.4 \times 10^6 \text{ m}^3$	1954
皆瀬ダム	C. F.	66.5m	215.0m	$0.5 \times 10^6 \text{ m}^3$	1963
大雪ダム	C. C.	86.5m	440.0m	$3.9 \times 10^6 \text{ m}^3$	1975
樽水ダム	C. C.	43.0m	256.5m	$0.6 \times 10^6 \text{ m}^3$	1976
岩屋ダム	I. C.	127.5m	366.0m	$5.8 \times 10^6 \text{ m}^3$	1977
三保ダム	I. C.	95.0m	587.7m	$5.8 \times 10^6 \text{ m}^3$	1978
子撫川ダム	I. C.	45.0m	224.0m	$0.5 \times 10^6 \text{ m}^3$	1978
手取川ダム	C. C.	153.0m	420.0m	$10.1 \times 10^6 \text{ m}^3$	1979
寺内ダム	C. C.	83.0m	420.0m	$3.0 \times 10^6 \text{ m}^3$	1978
宇曾川ダム	C. C.	56.0m	196.3m	$1.0 \times 10^6 \text{ m}^3$	1979
漆沢ダム	C. C.	80.0m	310.0m	$2.2 \times 10^6 \text{ m}^3$	1980
白川ダム	C. C.	66.0m	348.2m	$2.2 \times 10^6 \text{ m}^3$	1981
御所ダム	C. C.	52.5m	210.0m	$1.0 \times 10^6 \text{ m}^3$	1981
前川ダム	C. C.	50.0m	265.5m	$0.7 \times 10^6 \text{ m}^3$	1982
奈良井ダム	C. C.	60.0m	180.8m	$1.0 \times 10^6 \text{ m}^3$	1982
七北田ダム	C. C.	73.0m	420.0m	$2.7 \times 10^6 \text{ m}^3$	1984
十勝ダム	C. C.	84.3m	443.0m	$3.7 \times 10^6 \text{ m}^3$	1985
寺山ダム	C. C.	62.2m	260.0m	$1.4 \times 10^6 \text{ m}^3$	1984
有間ダム	C. C.	83.5m	260.0m	$1.7 \times 10^6 \text{ m}^3$	1985
荒川ダム	C. C.	88.0m	320.0m	$3.0 \times 10^6 \text{ m}^3$	1985
奥野ダム	C. C.	63.0m	323.0m	$1.8 \times 10^6 \text{ m}^3$	1989
寒河江ダム	C. C.	112.0m	510.0m	$10.4 \times 10^6 \text{ m}^3$	1990
七ヶ宿ダム	C. C.	90.0m	565.0m	$5.1 \times 10^6 \text{ m}^3$	1991
山瀬ダム	C. C.	62.0m	380.0m	$1.6 \times 10^6 \text{ m}^3$	1991

(注記) C. F. : コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム
 C. C. : 中央コア型ロックフィルダム
 I. C. : 傾斜コア型ロックフィルダム

5.3 堤体の外部変形

5.3.1 概説

ゾーン型のロックフィルダムにおいて、変形、特に堤体の外部変形は、堤体および基礎の浸透量とともに安全管理上最も重要な計測項目である^{1), 2)}。そのため、建設省所管のほとんどすべてのロックフィルダムの堤体表面には定期的に（格子点上に）かなりの数の測量用の標的が設置され、ダム貯水池供用中の鉛直変位（沈下）、上下流方向の水平変位が測定されている。なお、数は多くないが、水平変位については、ダム軸方向の測定を実施しているダムもある。

本節においては、調査対象ダムの外部変形測定データを測定箇所、変位方向に着目して整理することにより、安全に機能しているロックフィルダムの外部変位の時間的および空間的变化をこれまでの安全管理で行っているように定性的傾向をとらえるにとどまらず、定量的に分析する。

5.3.2 最大横断面天端の変位

(1) 鉛直方向変位（沈下）の実測値

ダムの最大横断面天端の鉛直方向変位（沈下）の代表的な経年変化傾向として、図-5.3.1に寺内ダムと十勝ダムの沈下の経年変化を示す。図に示した沈下曲線は時間の経過とともに沈下量が収束していく傾向を示している。また、細部に着目すると、沈下曲線には比較的初期に沈下量が急増する変曲点が見られる。この変曲点の生ずる時期は、貯水位が最高水位に達した時点におおむね一致する。そのため、この現象は、最高水位時から水位を低下させる過程において上流側透水（ロック）ゾーンの鉛直方向の有効応力が増加することが一因と考えられる。

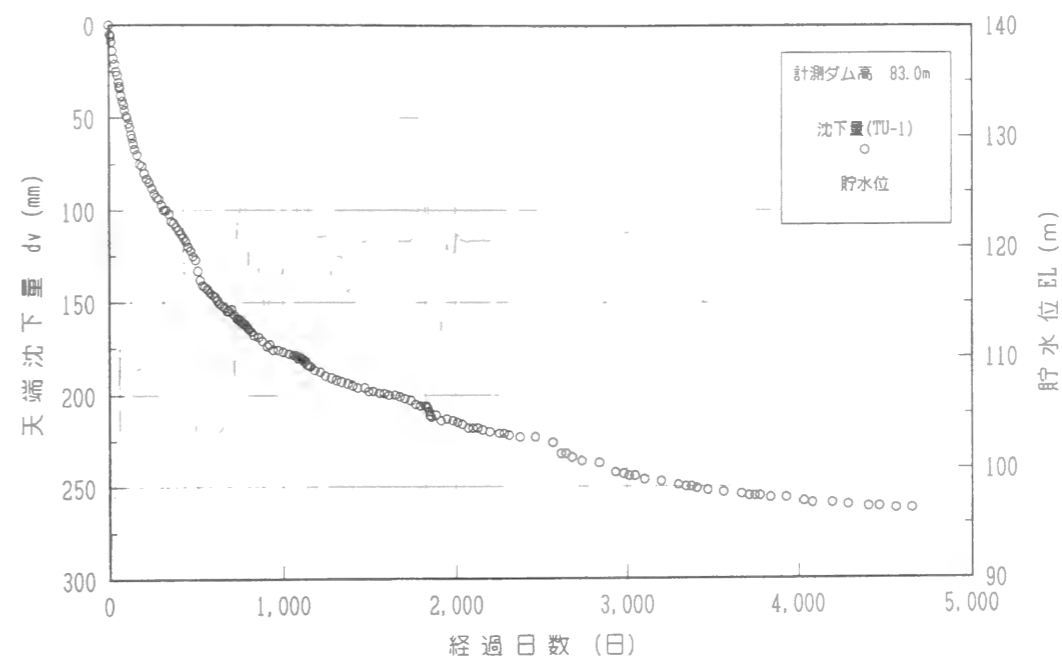
次に、鉛直方向変位（沈下）の定量的評価を試みる。前出の図-5.2.1は、ダム高Hと計測開始より1000日経過後の沈下量dvの関係について示したものである。計測開始時点は必ずしも盛立て完了時点に一致しておらず、かつダムごとの築堤材料物性に差があるためデータポイントはばらついているが、ダム高が高くなるにつれ沈下量が大きくなる傾向が確認される。図中の曲線は、大型締め機械によりロック材料が薄層転圧されている中央コア型あるいは傾斜コア型のダムのうち計測開始時点と盛立て完了時点が比較的一致しているダムにおける1000日後の沈下量の上限包絡線をべき乗回帰により求めたものである。

(2) 沈下量の予測

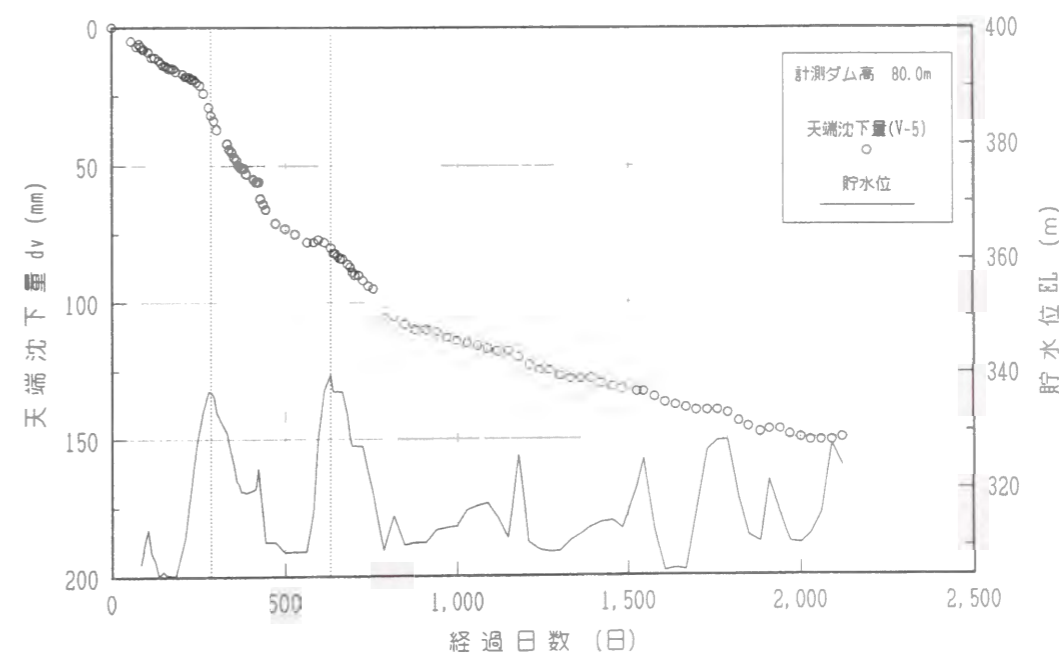
最大横断面天端における最終沈下量 dv_f (m)とダムの堤高H (m)の関係式に関する既往の研究結果を表-5.3.1にまとめて示す。最終沈下量の定義は研究者によって若干異なるので表中の備考に注意されたい。これらの研究成果より、任意時点での沈下量dvとHの関係は次式に示すべき乗回帰による相関が高いことが予想される。

$$dv = aH^b \quad (5.3.1)$$

ここに、dvは任意時点での沈下量 (m)、Hはダムの堤高 (m)である。a、bは回帰係数で、このうちaは時間の関数として表現できるものと考えられる。



(a) 寺内ダム



(b) 十勝ダム

図-5.3.1 天端沈下量の経年変化

表-5.3.1 既往研究における沈下量予測式

研究者あるいは出典	沈下量予測式	備考	参考文献
Lawton and Lester	$dv = 0.001H^{3/2}$ dv = 天端における最終沈下量 (mm) H = ダム高 (m)	1925年から1964年までに建設された11ダムの実測値に基づく。	3)
Sowers et al	$dv_T = (0.0025 \sim 0.01) H$	14ダムの施工後10年時点での実測値に基づく。	4)
Dascal	$dv_T \leq 0.003H$	カナダの15ダムの施工後10年時点での実測値に基づく。	5)
最新フィルダム工学	$dv_T = \{(0.1 \sim 1.7) \times 10^{-5}\} H^{3/2}$	最終沈下量は、1年間の沈下量が堤高の0.02%以下になった時点までの総沈下量として定義している。	6)

本研究の調査対象ダムについては、あるダム高のダムの沈下量の上限値が計測開始時点が盛立て完了時点に比較的近いダムのデータであることから、この上限値の包絡線は盛立て完了後からの沈下量を表していると考えられる。そこで、これらの上限値を示すダムの実測データを用いて、盛立て完了後1000, 2000, 3000, 4000日経過後の沈下量 dv とダム高 H の関係を図-5.3.2としてプロットし、それぞれの経過日数ごとに式(5.3.1)に基づいたべき乗回帰を行うと、係数 a が $1.3 \sim 2.2 \times 10^{-4}$ 、 b が $1.58 \sim 1.64$ の範囲の値として得られた。ここで、傾き b は経過日数によらず一定であると見なして、4つの回帰式から得られた平均値 $b = 1.6$ に固定して再度べき乗回帰を実施したところ、 a の値として $1.5 \sim 2.1 \times 10^{-4}$ の範囲の値を得た。 $b = 1.6$ に固定したべき乗回帰式は図-5.3.2に示しているが、べき乗回帰式とデータポイントとの関係を見るとその相関性は比較的高いことがわかる。これらの4つの a 値と盛立て完了後からの日数に近い計測開始からの日数 T (日) と a の関係は次式で近似できる。

$$a = 5 \times 10^{-5} \ln(T) - 1.8 \times 10^{-4} \quad (5.3.2)$$

ここに、 \ln は自然対数である。

式(5.3.2)と $b = 1.6$ を式(5.3.1)に代入することにより、盛立完了後からの経過日数 T を考慮したダム高 H と沈下量 dv の関係が次式として求まる。

$$dv = (5 \times 10^{-5} \ln(T) - 1.8 \times 10^{-4}) H^{1.6} \quad (5.3.3)$$

式(5.3.3)から求まる盛立て完了後10年の曲線と表-5.3.1に示した既往研究成果として得られた沈下量予測式を図-5.3.3に示す。この図より、建設省所管のダムの沈下量は他の予測式から求まるそれよりもかなり小さいことがわかる。これは、本研究の調査対象ダムが専用の大型締固め重機により薄層転圧されているために、相対的に大きな締固め度が得られているためと考える。なお、本研究において求めた沈下量予測式の盛立完了後の経過時間に10年を代入したのは、盛立完了後10年も経過す

ると沈下量はかなり収束する傾向を示すことが一般的であることに加えて、既往の研究のうち Sowers⁴⁾ や Dascal⁵⁾ はダムの施工後10年経過時点での実測値に基づいて最終沈下量予測式を求めていることによる。

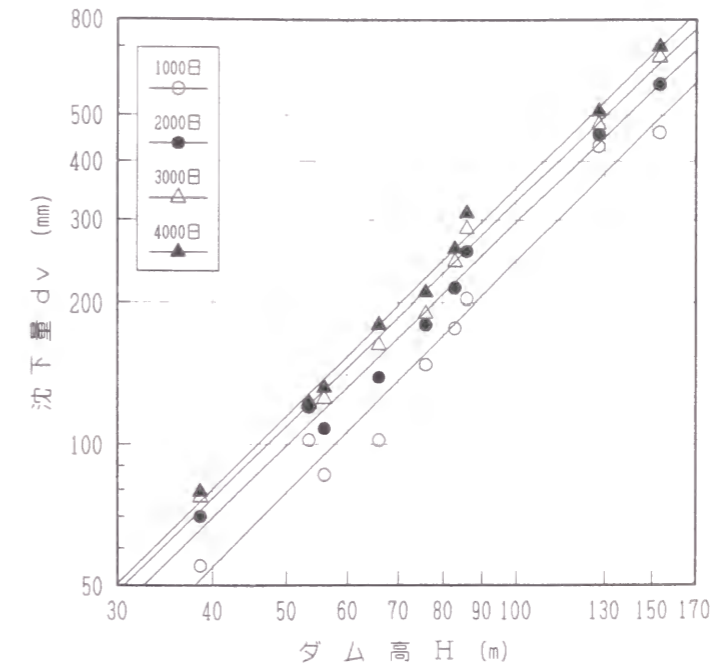


図-5.3.2 ダム高と沈下量の回帰線

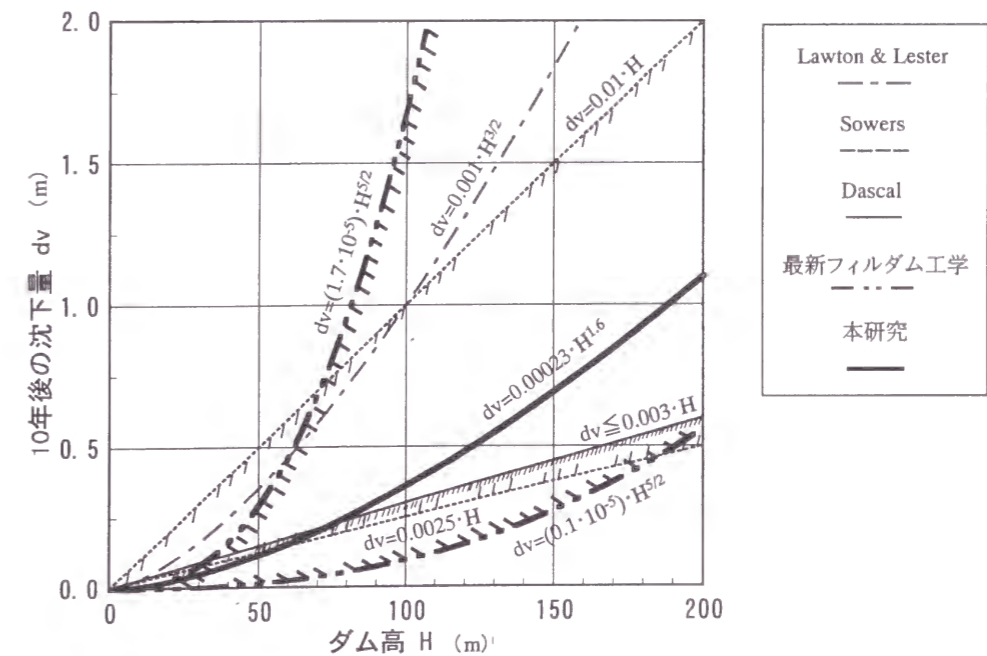


図-5.3.3 ダム高と10年後沈下量

(3) べき数bについての考察



弾性モデルと考えて天端沈下量dvとダム高Hの関係を求めてみる。モデル形状としては一次元と三角形を考える。また、弾性係数Eは一定値の場合と深さ方向に、つまり拘束圧の増加に伴い増加する場合を考える。弾性係数Eとダム天端からの深度hとの関数としては次式を用いた。

$$E = K (\gamma_s \cdot h)^p \quad (5.3.4)$$

ここに、 γ_s はモデルの湿潤単位体積重量で、K、pは定数である。

表-5.3.2に各モデルから求めた沈下量算定式を示す。結果として、Eを一定値とすれば、Hのべき乗数pは一次元モデルで2、三角形モデルで3となる。Eが式(5.3.4)で示す関数形を持つとすると、それぞれ2-p、3-pとなる。緒方ら⁷⁾によると、フィルダムのコア材料についてPの値は0.4~0.7の範囲にあると報告している。よってHの乗数は、一次元モデルで1.3~1.6、三角形モデルで2.3~2.6程度と考えられる。

表-5.3.2 沈下量算定式

	E = const.	E = K · (γ · h) ^p
一次元 	$dV = \frac{\gamma}{2E} \cdot H^2$	$dV = \frac{\gamma}{(2-p) \cdot K} \cdot H^{(2-p)}$
三角形 	$dV = \frac{\gamma}{24E} \cdot H^3$	$dV = \frac{\gamma}{8 \cdot (3-p) \cdot K} \cdot H^{(3-p)}$

一方、実測された沈下量とダム高の関係式(5.3.3)におけるHのべき乗数bは1.6であった。一般に土質材料の変形および強度といった力学的特性は、拘束圧に依存するため、Eを応力の関数として表現の方が実現象をより良く表しているといえる。また、ロックフィルダムの堤体形状を考えると三角形モデルの方が一次元モデルより適切である。しかし、ここで対象としている沈下量は最大断面天端の値であり、基本的にはコアゾーンの沈下を対象としていることになる。コアゾーンでは、フィルタゾーンやアバットメント部に応力が流れやすいため、コア部における鉛直方向土圧が土柱重量(湿潤単位体積重量に考えている地点での盛立高を乗じた値)より減少することにより乗数が低下することが考えられる。以上より、天端の沈下に関するHの乗数は、これらの要因により三角形モデルと一次元モデルの中間的な値で表されると考えられるので、本研究で得られた乗数1.6は妥当な値であると判断する。

(4) 上下流方向水平変位の実測値

図-5.3.4に最大横断面天端における上下流方向の水平変位量の経時変化の代表例を示す。この図では下流側変位を正としている。変位の傾向は、①水位との対応を示しながら全体的傾向としては変位量が単調に増加し収束していく場合、と②一旦下流側へ変位するがその後上流側に戻ってくる場合、の2つのタイプに分類できる。①型が調査対象ダムの7割を占め、特に、昭和50年以降に建設されたダムのほとんどがこの傾向を示す。②型については、昭和50年代前半までに建設されたダムの中にこのような傾向を示すダムが多い。しかし、これらの明確な理由は見つからない。図-5.3.5に初期湛水時の下流側最大水平変位量と、初期湛水以後調査時点までに測定された下流側最大水平変位量(以後、最大水平変位量と称す)の関係を示す。この図より、ほとんどのダムで両者に1:1の関係があり最大水平変位量は初期湛水時におおむね生じていることがわかる。

図-5.3.6に、ダム高H(m)と最大水平変位量の関係について示す。これより、最大水平変位量 dh_{max} (m)とダム高の間には、ほぼ次式の関係が成り立つことがわかる。

$$dh_{max} \leq 0.001 \cdot H \quad (5.3.5)$$

5.3.3 天端の変位

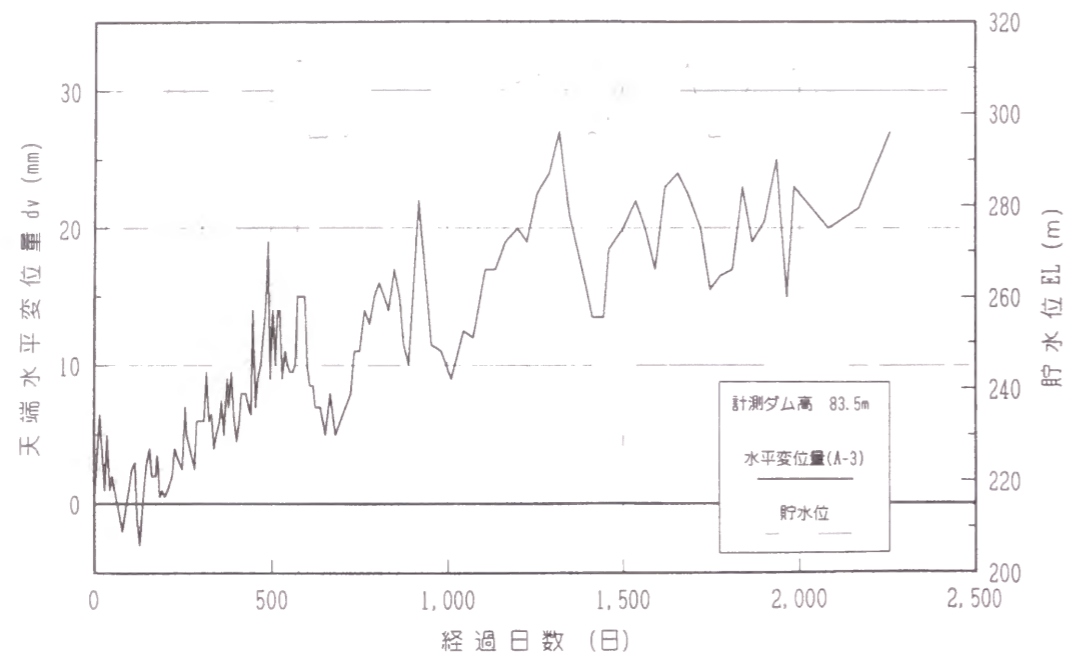
(1) 天端の沈下傾向

前項においては、調査対象ダムの最大横断面天端に設置された標的(堤体外部変位測量用ターゲット)の計測値を収集し、その変位傾向についてとりまとめた。本項においては、堤体天端のダム軸方向に設置されている標的の計測値を収集し、堤体外部変位傾向について、おもに長期的変動を対象にとりまとめた。

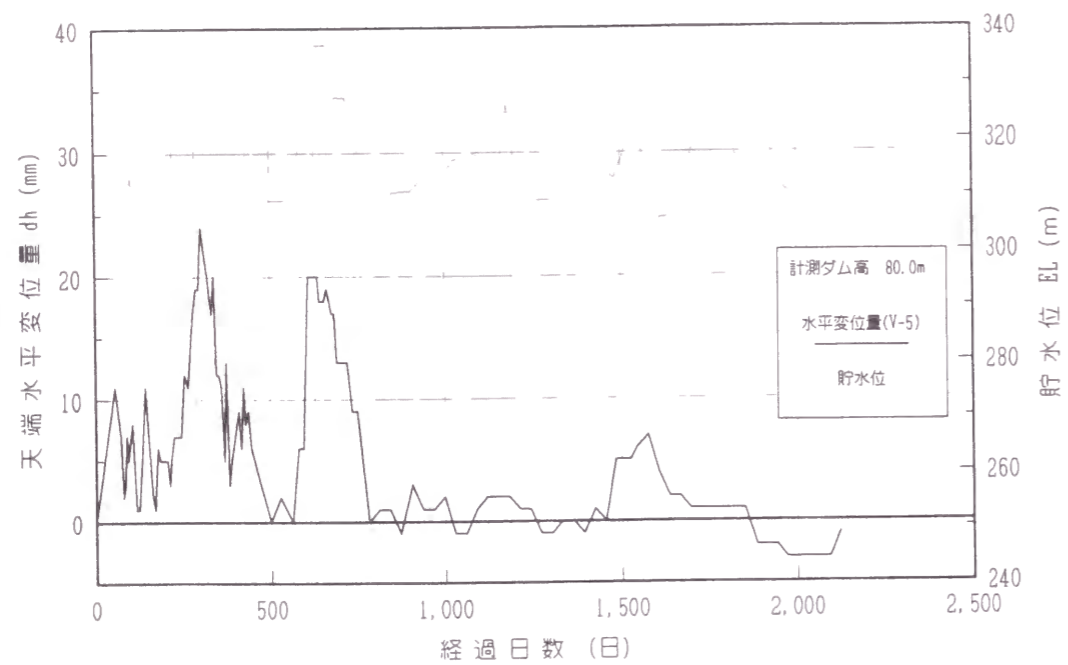
今回対象としたダムは、表-5.2.1に示したダムのうち、計測開始より10年以上のデータが収集できた11ダムである。

図-5.3.7に各ダムの天端変位、つまり沈下量と上下流方向水平変位(以降、水平変位)とダム軸沿いの堤体断面を示す。天端変位は、試験湛水における最高水位時(以降、最高水位時)と、計測開始より3年後および10年後(以降、3年後、10年後)について示している。

変位の傾向としては、沈下量、水平変位ともに、概ねダム軸の中央付近で最大変位が生じているように見える。しかし、10年後の最大沈下量が生じている測点と下流方向水平変位の最大値が生じている測点とが一致しているのは11ダム中4ダムであり、沈下と水平変位の関連性は必ずしも高くはない。最大沈下量は、ほぼダム軸の断面形状(谷形状)に対応し、最終盛立高が大きい測点(つまり、大きな横断面位置にある標的)の値ほど沈下量が大きい傾向を示す。この傾向は、ほとんどのダムで明瞭に認められる。なお、沈下量の経時変化では、増加傾向が急変するような計測値は認められない。



(a) 有間ダム①型



(b) 十勝ダム②型

図-5.3.4 天端水平変位量の経年変化

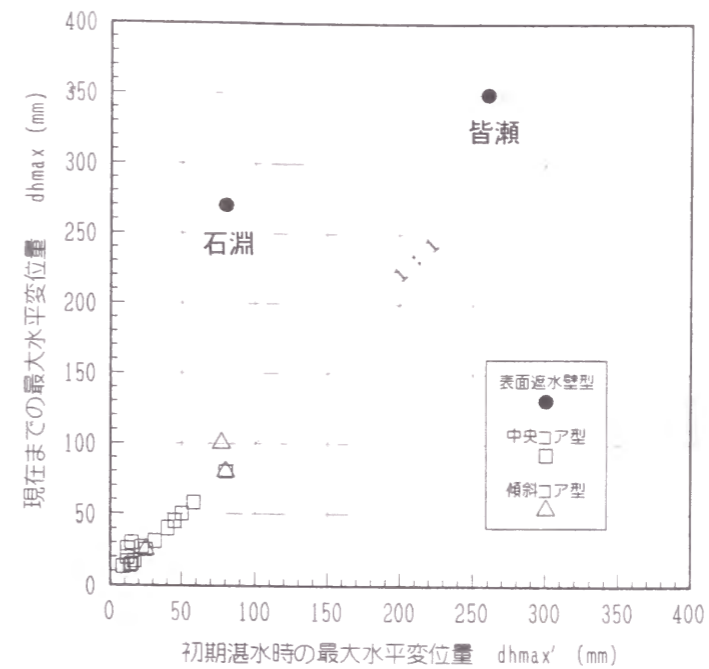


図-5.3.5 下流側最大水平変位量の比較

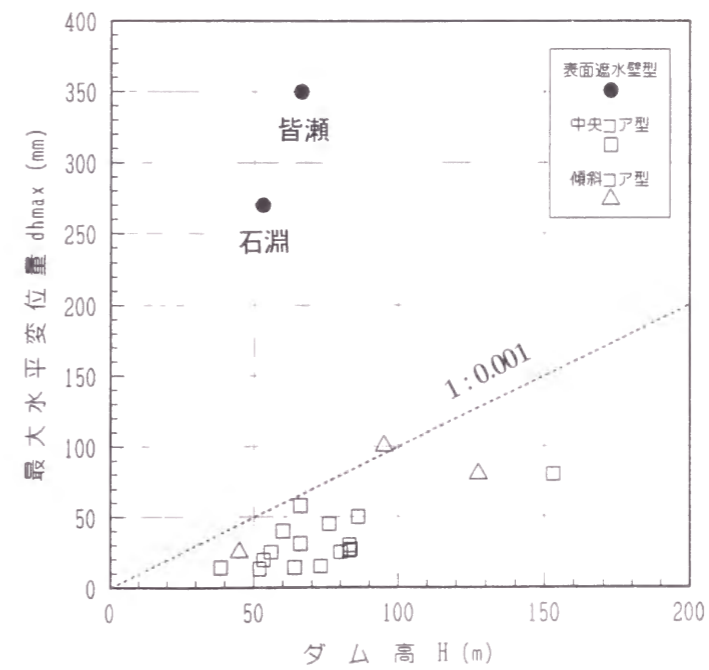
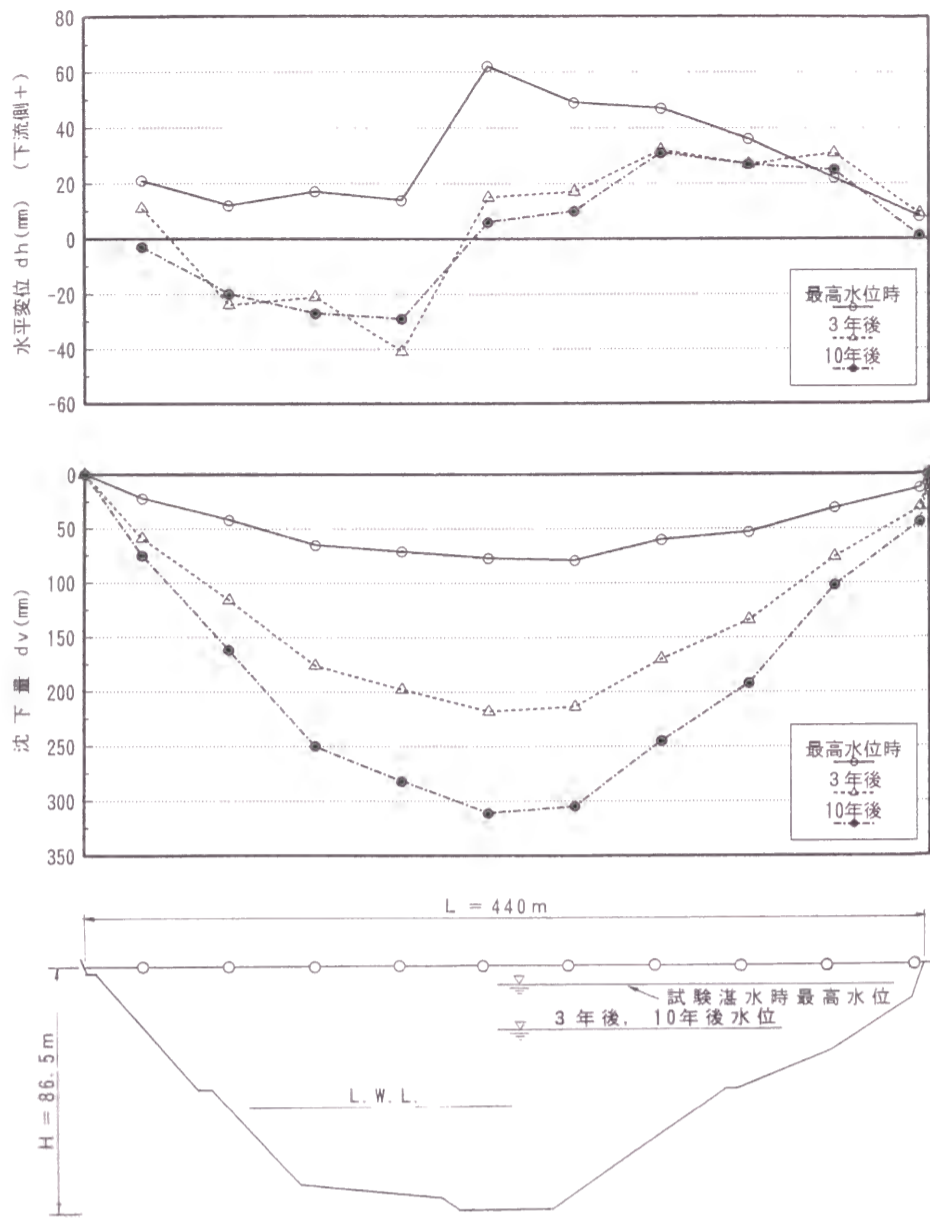
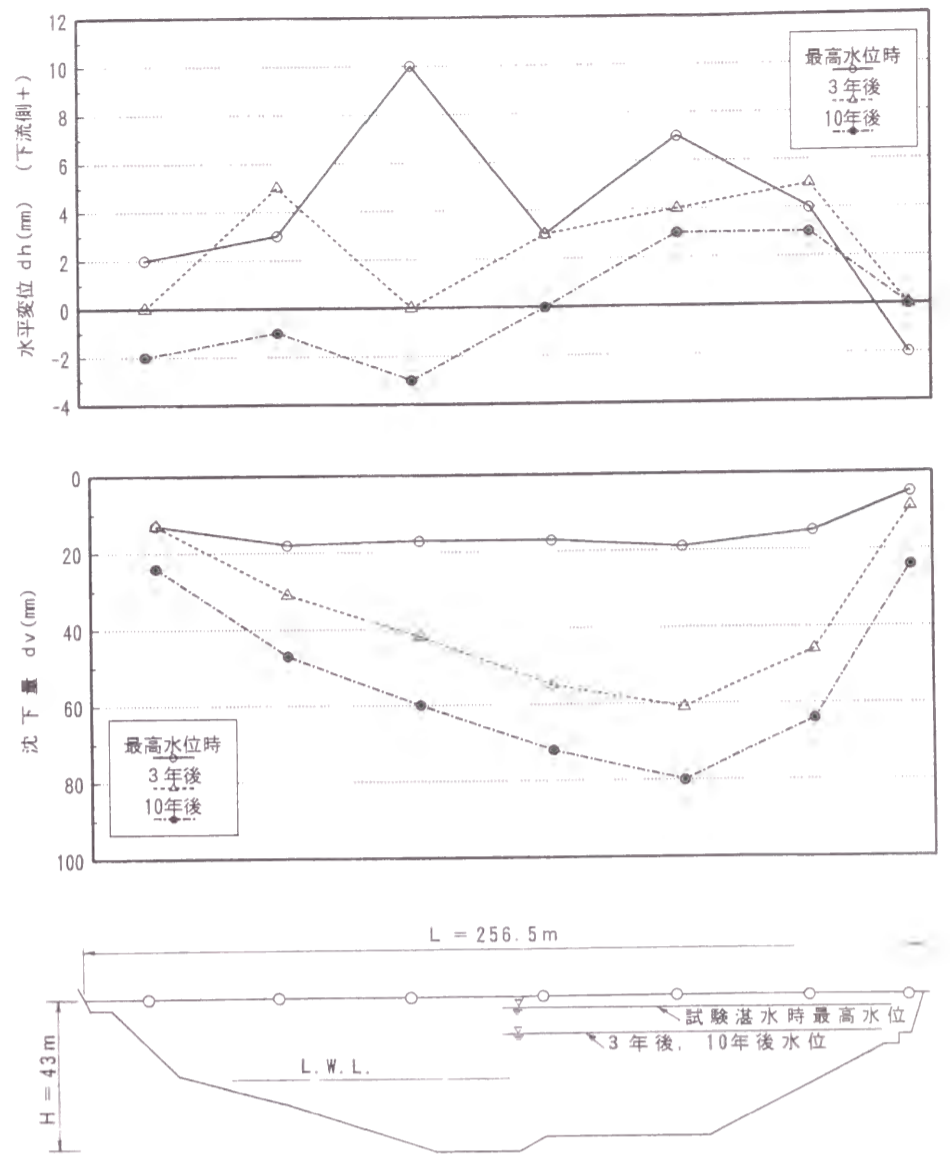


図-5.3.6 ダム高と最大水平変位量の関係

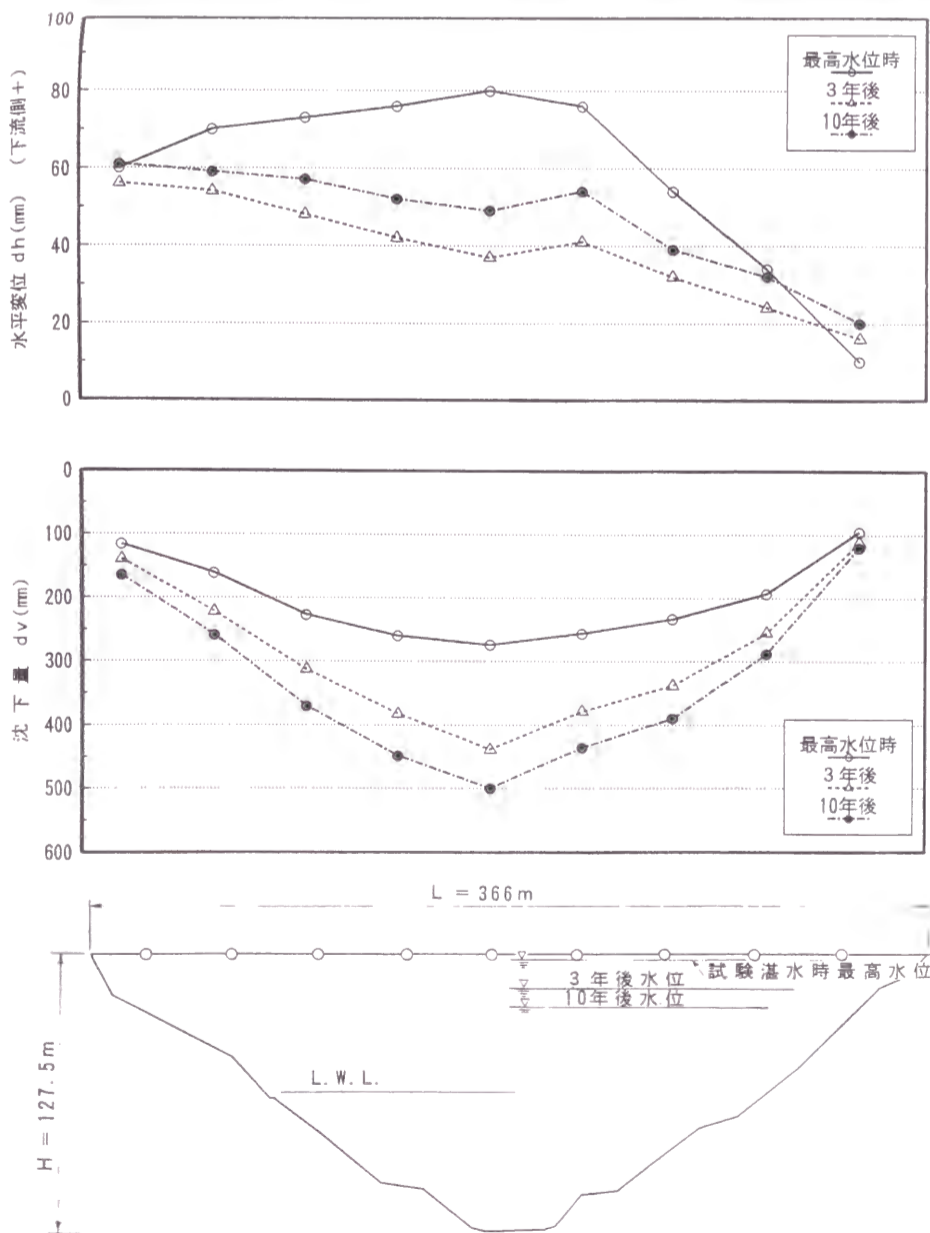


(a) 大雪ダム

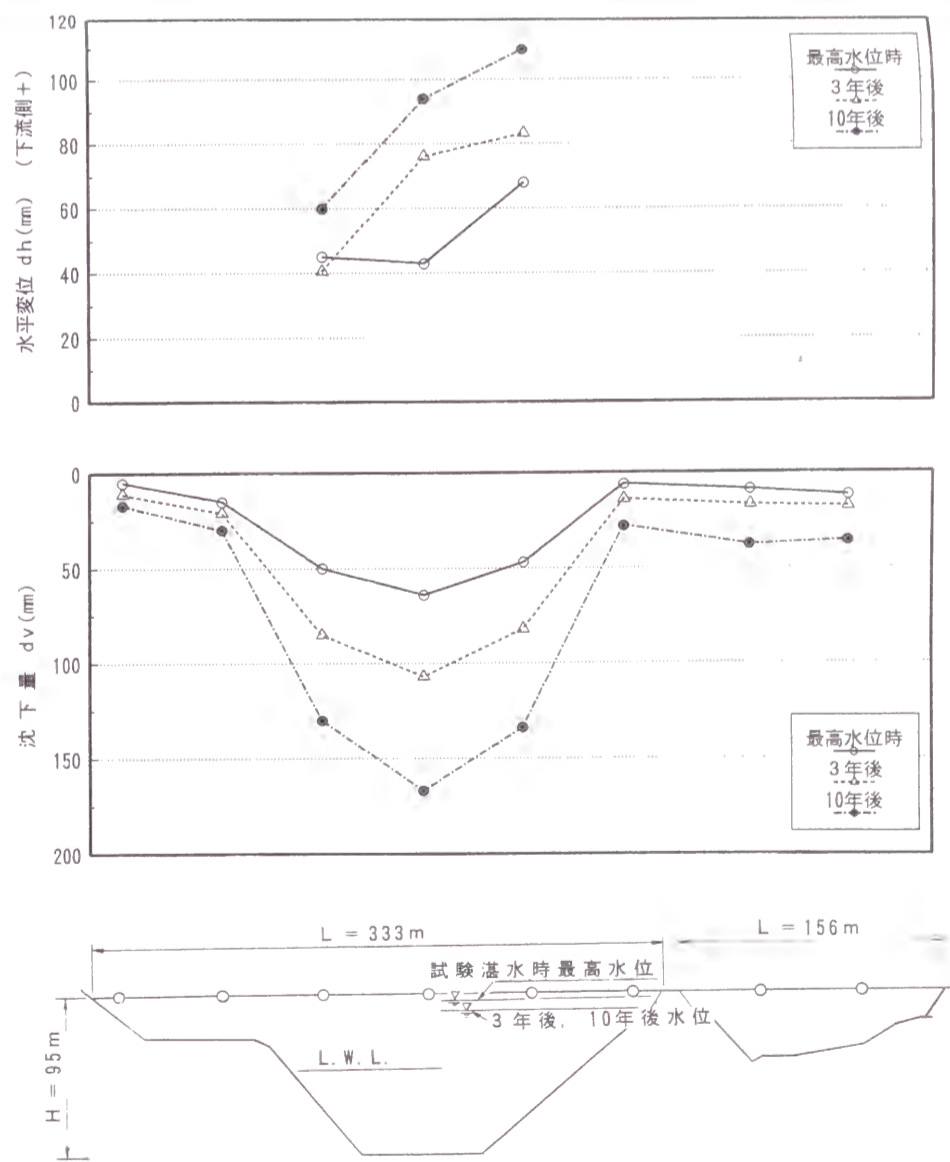


(b) 樽水ダム

図-5.3.7 天端の変位

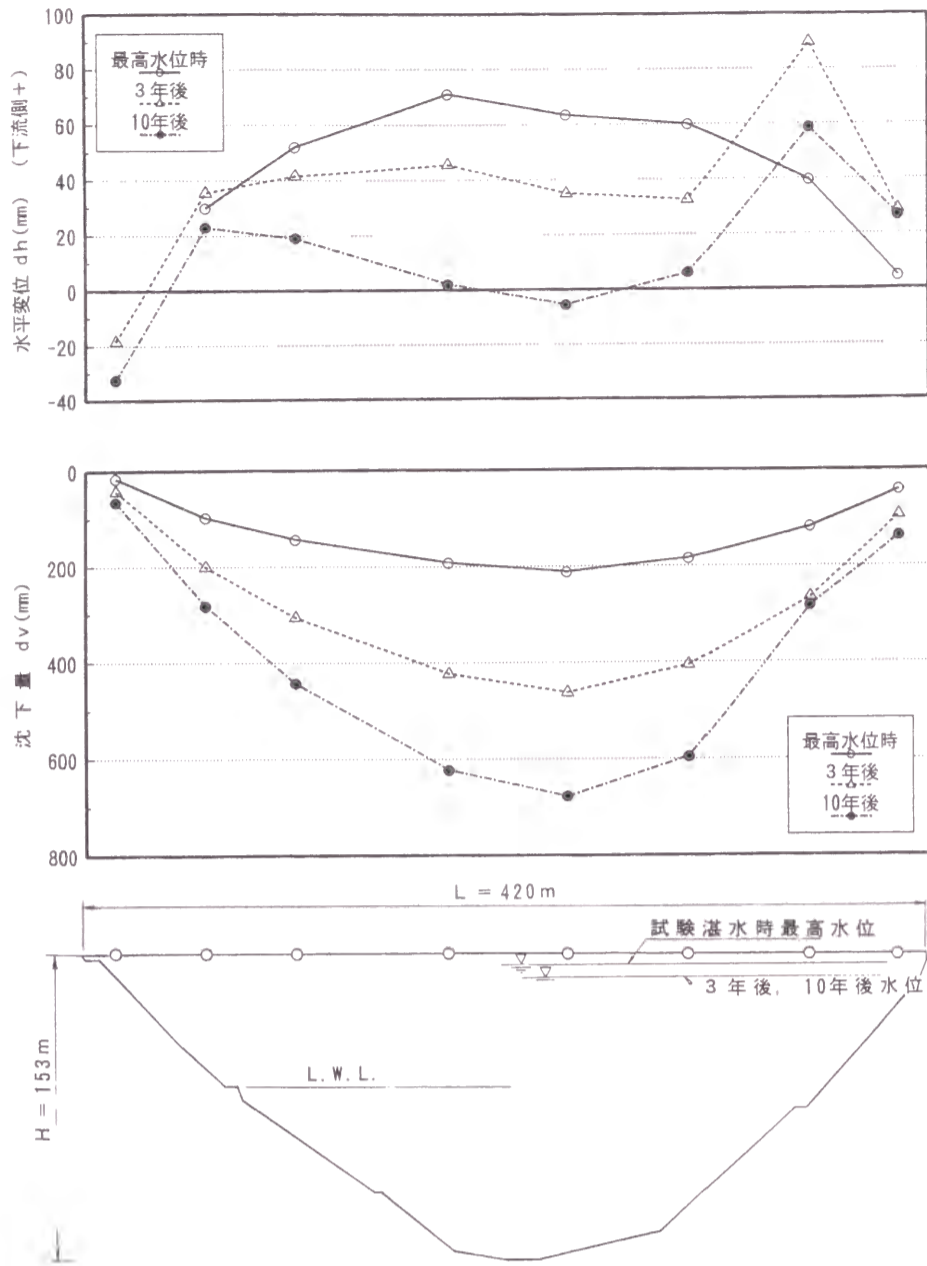


(c) 岩屋ダム

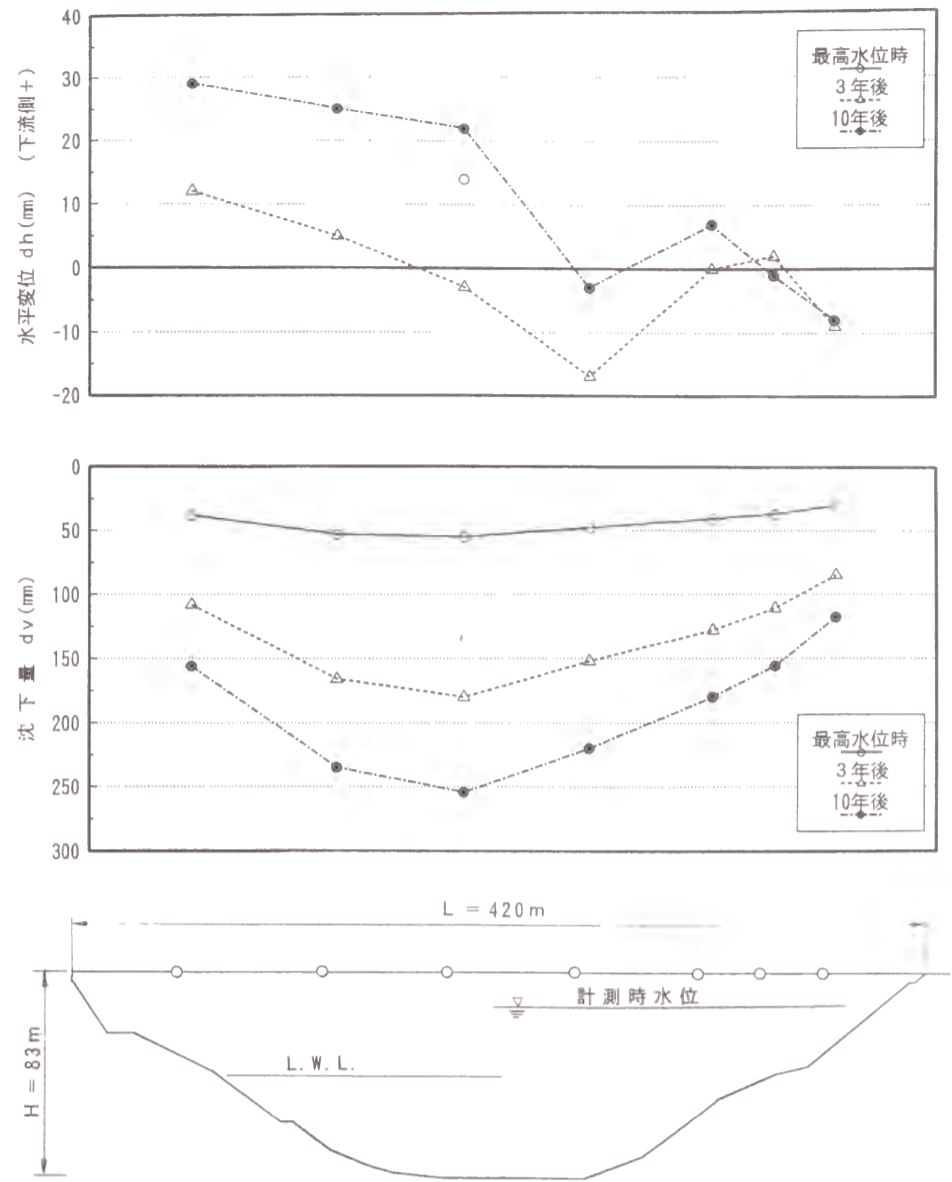


(d) 三保ダム

図-5.3.7 天端の変位 (つづき)

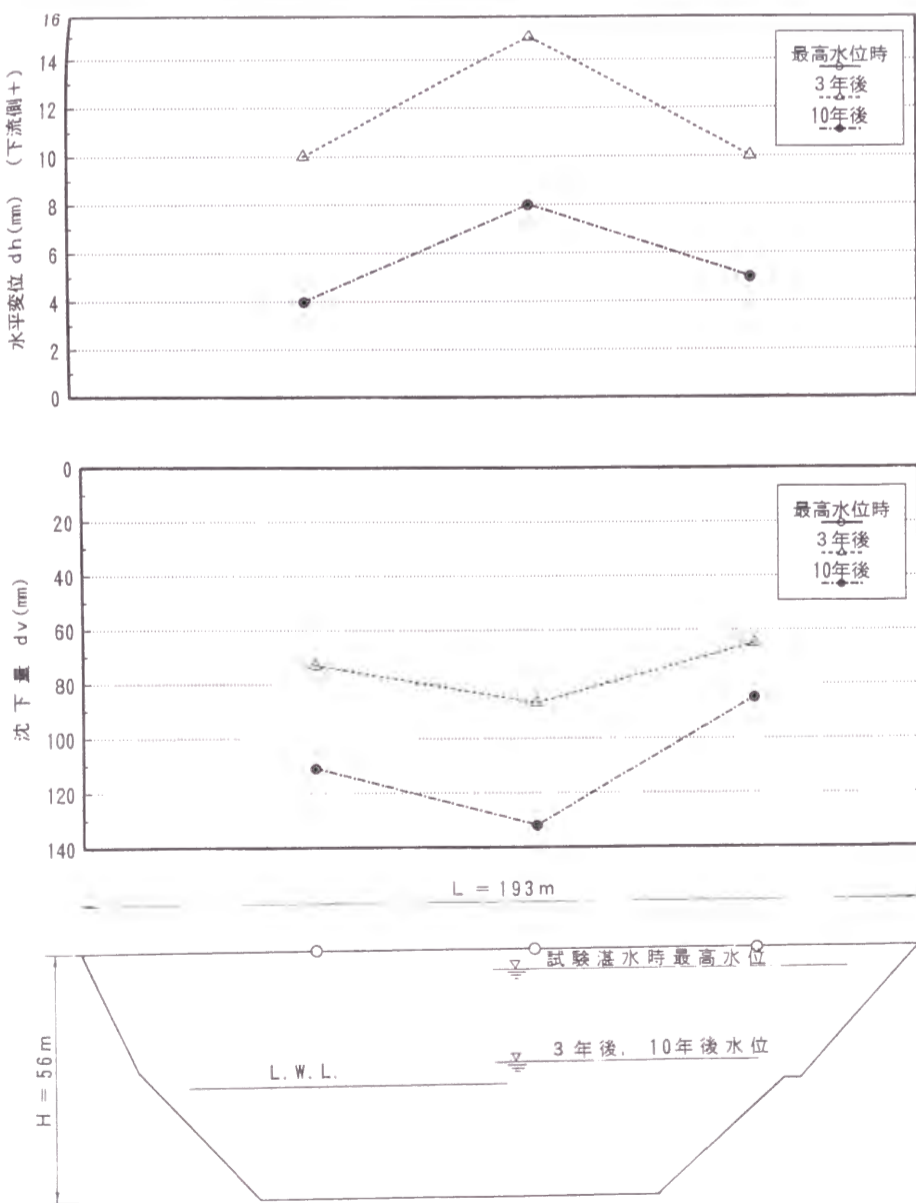


(e) 手取川ダム

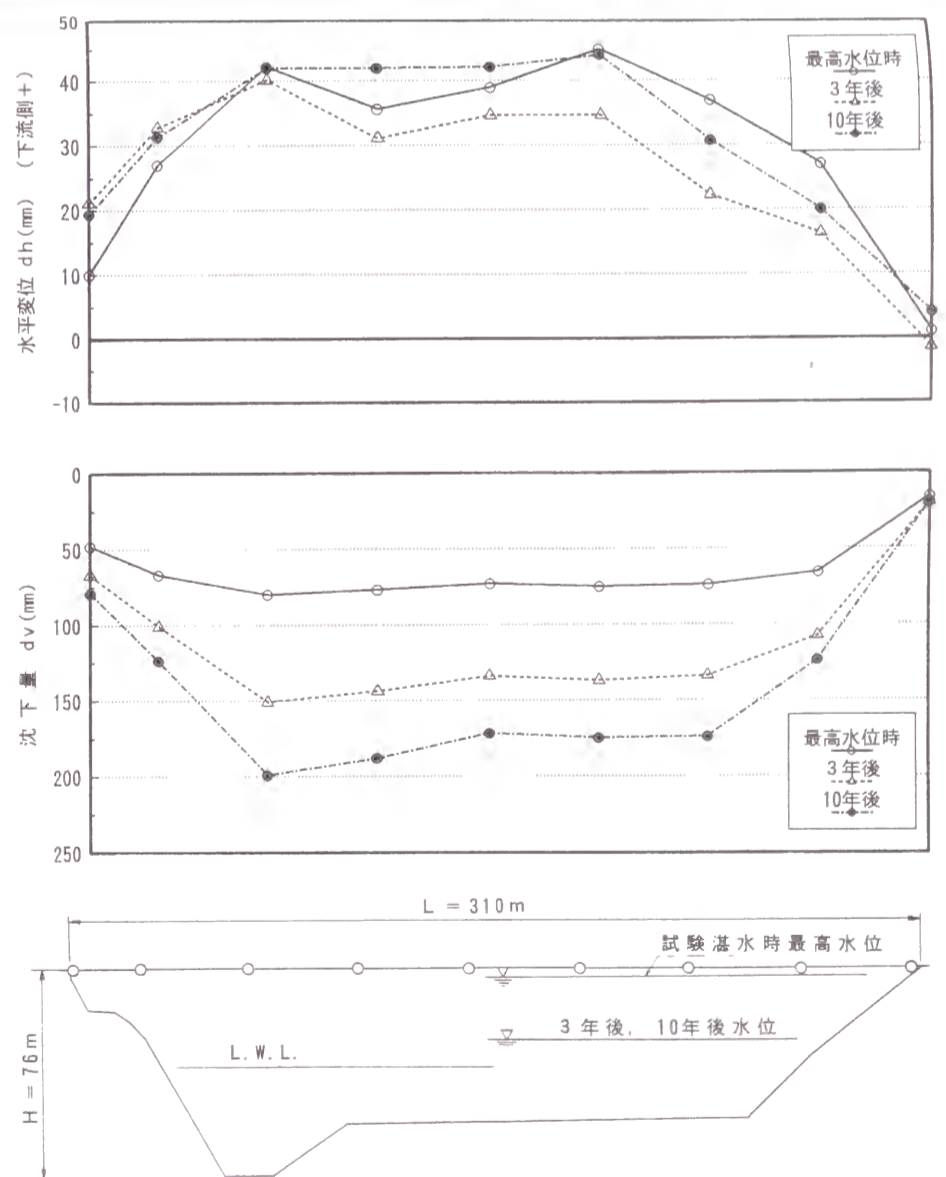


(f) 寺内ダム

図-5.3.7 天端の変位 (つづき)

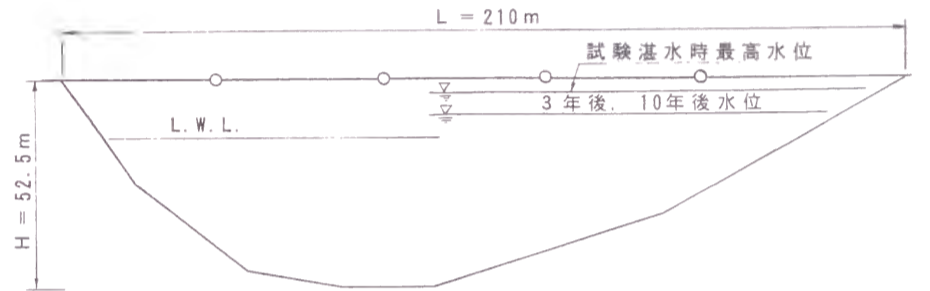
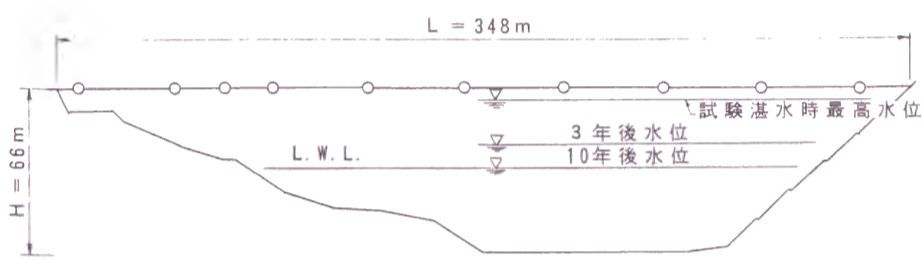
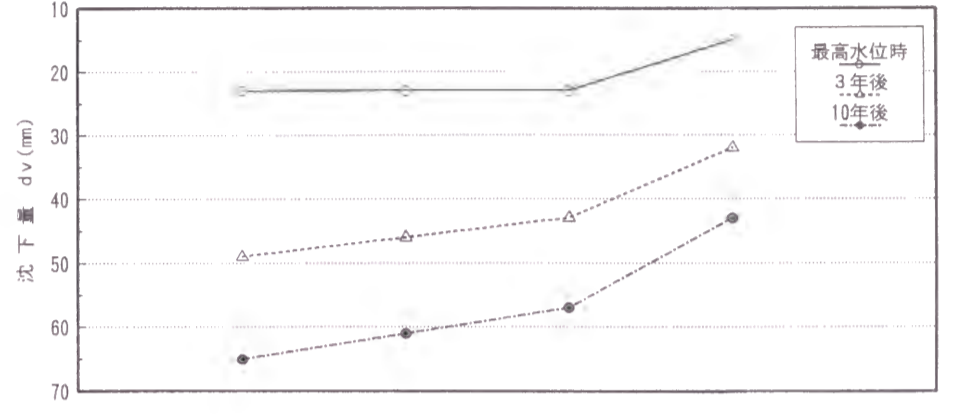
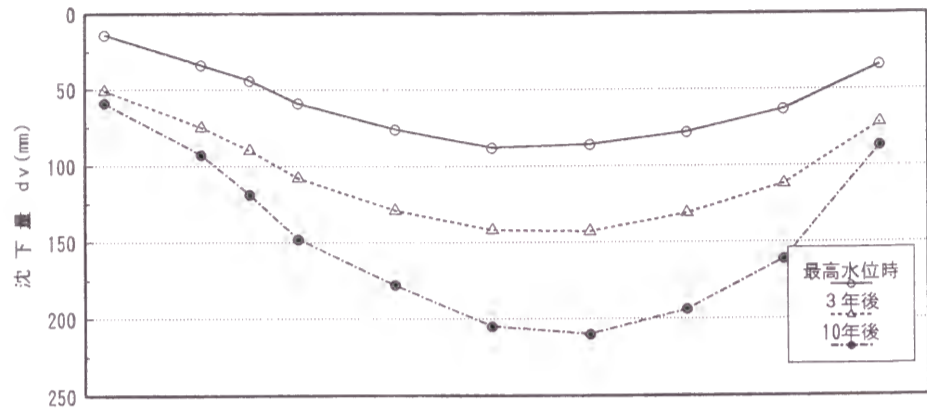
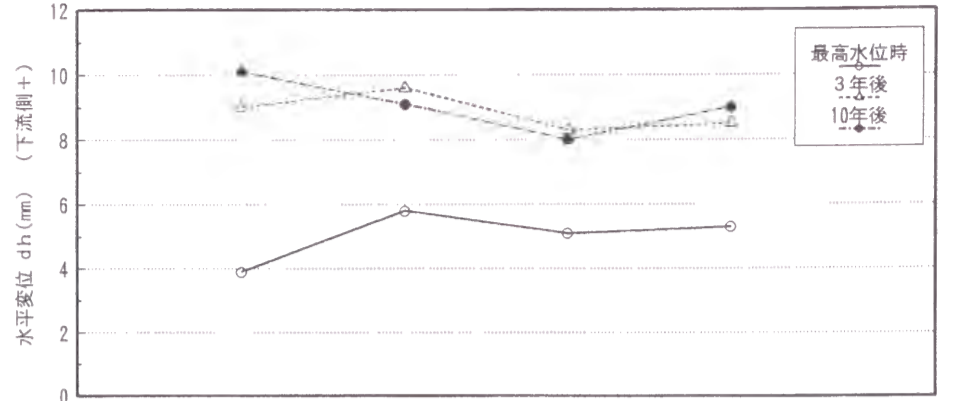
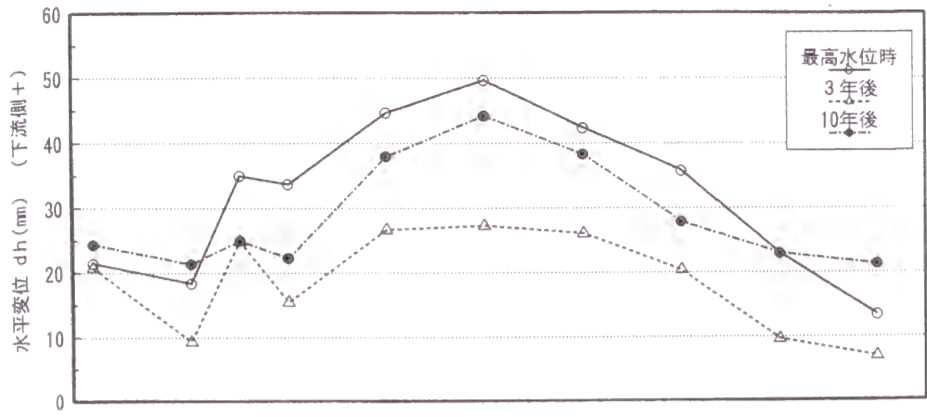


(g) 宇曽川ダム



(h) 漆沢ダム

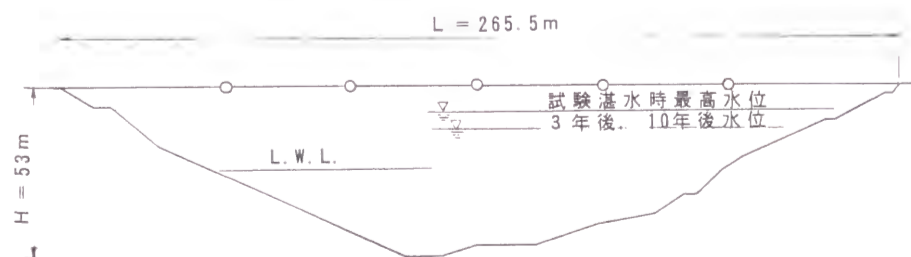
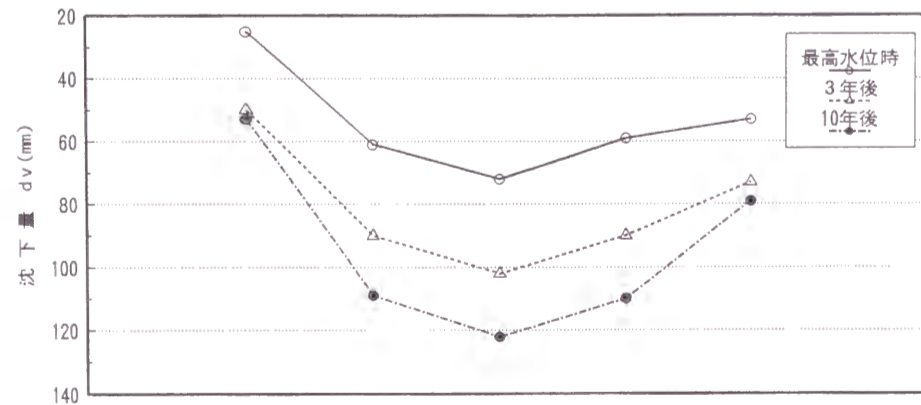
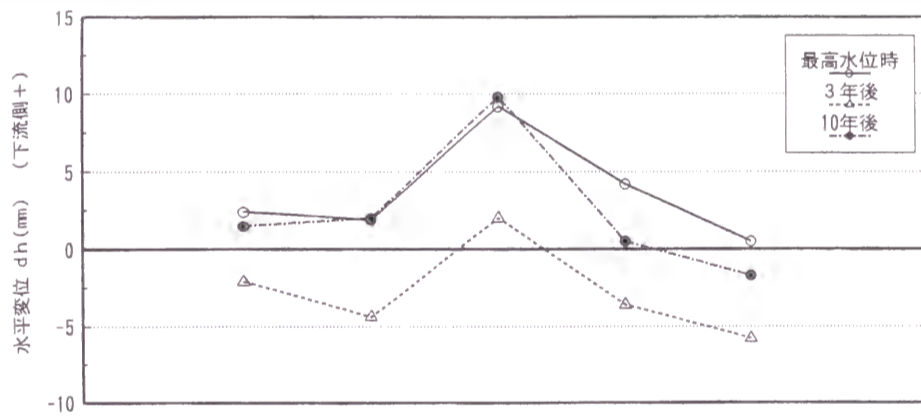
図-5.3.7 天端の変位 (つづき)



(i) 白川ダム

(j) 御所ダム

図-5.3.7 天端の変位(つづき)



(k) 前川ダム

図-5.3.7 天端の変位(つづき)

(2) 最終盛立高と天端の沈下量

図-5.3.8に標的設置位置の最終盛立高と計測開始10年後沈下量の関係を示す。図中の曲線は、前項において、最大横断面での沈下量すなわち最大沈下量とダム高の関係における沈下量上限値のべき乗回帰として求めたを式(5.3.3)の経過日数に10年(3,650日)を代入した次式を図化したものである。

$$dv = 2.3 \times 10^{-4} \cdot H^{1.6} \quad (5.3.6)$$

ここに、 dv は最大横断面天端の沈下量(m)で、 H は最大横断面天端の最終盛立高(m)でダム高に相当する。

ただし、式(5.3.6)は最大横断面天端の沈下量(各ダムの最大沈下量)を包絡するように求められたものであるが、図-5.3.8に示されるように、この式で示される線より大きな沈下量を示す計測値が多く存在する。これは、各ダムの最大横断面以外の天端沈下量をその地点の最終盛立高に基づいて予測する場合、式(5.3.6)を用いたのでは過小評価する可能性があることを示している。

また、図-5.3.9に最終盛立高 H と10年後の沈下量を最終盛立高で除して求めた沈下率 dv/H の関係を示す。この図面を用いた方が、式(5.3.6)から導き出されるよりも大きな沈下量を示す計測値が多いことが明瞭にわかる。全体としてデータのばらつきは大きいですが、11の対象ダム内の最大沈下率は、最終盛立高50m以上の部分で0.5%程度、それより低い部分では0.6~0.7%程度を示す。

この結果から、同一ダムにおいても、河床部よりも盛立高が低いアバットメント部において沈下率が大きいことがわかる。この原因としては、堤体ゾーン間の剛性の違い、ダム軸方向の谷形状、上下流方向の堤体断面形状等により、河床部よりもアバットメント部における方が最終盛立高に対する鉛直土圧の値が大きいことが挙げられる。

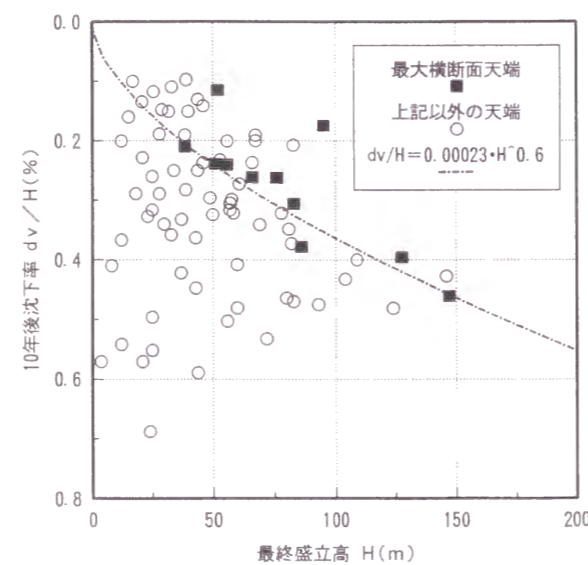
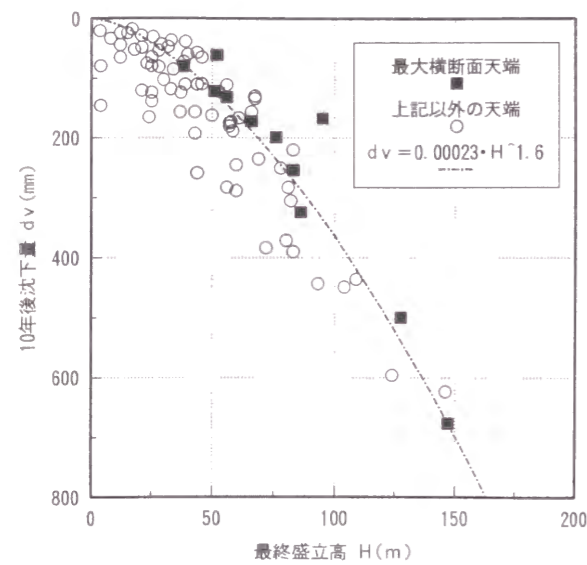


図-5.3.8 最終盛立高と10年後沈下量の関係

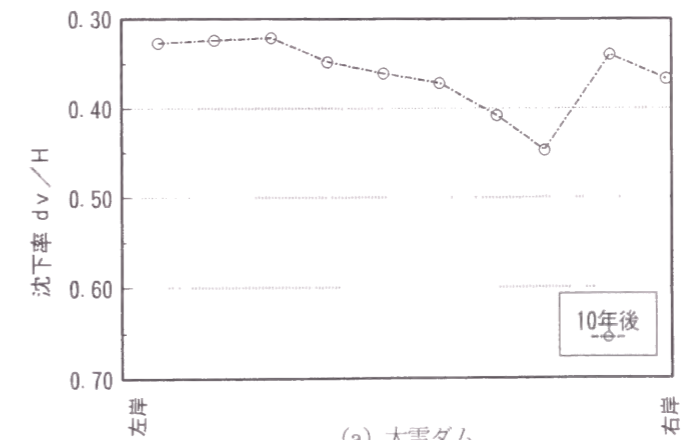
図-5.3.9 最終盛立高と10年後沈下率の関係

(3) 沈下傾向の分析

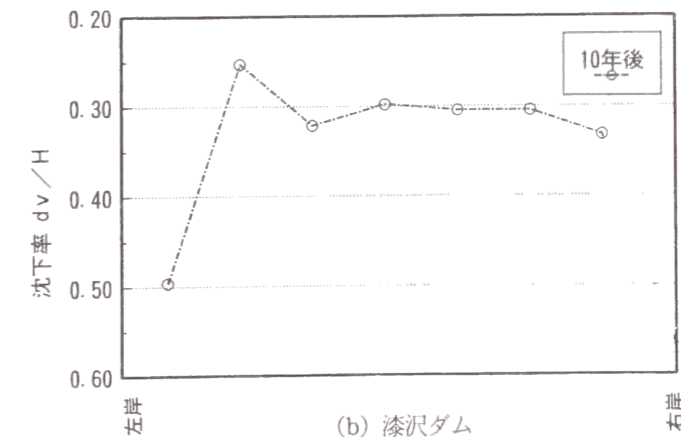
1) ダム形状

天端沈下の傾向に影響を与える要因となりうるダム形状としては、最終盛立高、法面勾配、ダム軸線形、ゾーニング、ダム形式、堤体積などが考えられる。しかし、沈下量に直接的に影響するのは沈下区間長である盛立高といえる。

また、これら以外の要因で影響度合いが大きいと考えられるものに、ダム軸沿い谷形状がある。図-5.3.10(a)、(b)にそれぞれ天端端部沈下率が中央部と等しい場合(大雪ダム)と、異なる(大きい)場合(漆沢ダム)の例を示す。漆沢ダムの天端の標的は右岸側からA-1~9としている。このうち、天端の両岸端部付近で盛立高が0に近いA-1と9を除いて図化している図-5.3.10(b)を見ると、A-6~A-2では天端沈下率がほぼ0.3の一定値を示しているが左岸側のA-8だけが約0.5という他よりかなり大きな値を示していることがわかる。これは、谷形状がU字谷になっているため急勾配となる左岸側(図-5.3.7(h)参照)は、盛立施工中の締固めによる沈下が進行しづらく、完成後において中央部より割合の大きな沈下が起こるものと思われる。また、河床部よりもアバットメント部における方が最終盛立高に対する鉛直土圧の値が大きいことも原因として考えられる。いずれにしても、これらはダム軸沿いの谷形状の影響として総括できる。



(a) 大雪ダム



(b) 漆沢ダム

図-5.3.10 ダム軸断面形状と10年後沈下率の関係

2) 堤体物性値

堤体物性値として、コア材およびロック材の乾燥密度と間隙比を対象とした。また、それらの値は、品質管理試験値の平均値を採用した。沈下率は、各ダム为天端に設置された標的の計測値の平均値とした。ただし、前述のとおり、左右岸側に設置された標的の中には盛立高が極めて低いため極端に大きな沈下率を示すものもあるため、そのような計測値は除いて平均値を求めた。

図-5.3.11~14に式(5.3.1)を求めた時に対象とした9ダムについて、ロック材、コア材の乾燥密度、間隙比と10年後の天端平均沈下率の関係を示した。フィルダムの特徴から、コア材やロック材といった築堤材料はダムごとにその特性が大きく異なることも珍しくなく、同程度の乾燥密度や間隙比を有していてもその変形性が異なる可能性がある。しかし、これらの図からは、乾燥密度が大きいダムほど、また、間隙比が小さいダムほど天端平均沈下率が大きくなる傾向を見いだすことができる。

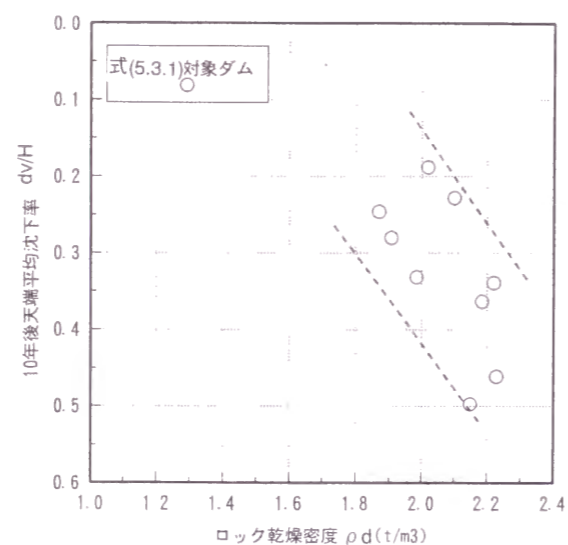
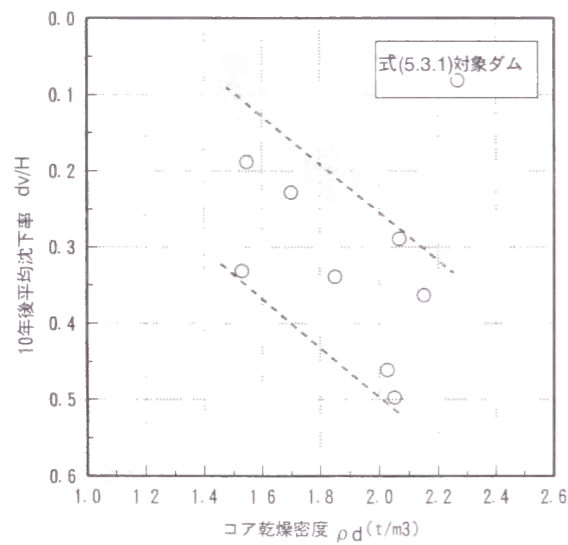


図-5.3.11 乾燥密度と10年後平均沈下率の関係(コア)

図-5.3.12 乾燥密度と10年後平均沈下率の関係(ロック)

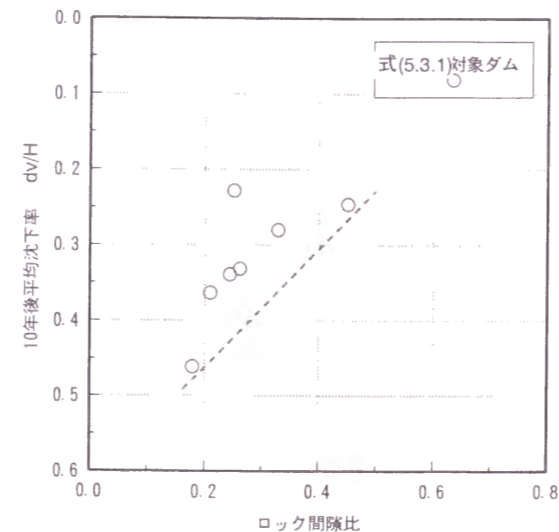
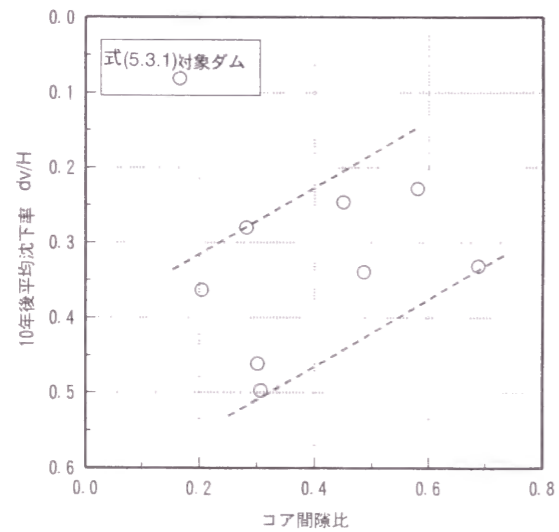


図-5.3.13 間隙比と10年後平均沈下率の関係(コア)

図-5.3.14 間隙比と10年後平均沈下率の関係(ロック)

3) 施工条件

施工条件としては締固め層厚(仕上がり厚)を考えた。しかし、コア材についてはどのダムも15~20cmと締固め層厚の範囲が狭いため、ロック材の締固め層厚と天端平均沈下率の関係についてのみ図-5.3.15に示す。締固め層厚は50~150cmの範囲に分布するが、100~150cmで締められたダムの天端沈下率が50cmの場合のそれに比べて大きいことがわかる。

(4) 天端のダム軸沿い水平変位傾向

水平変位の傾向はいくつかのタイプに分類できる。図-5.3.7より水平変位ダム軸沿い分布の経時変化をみると、変動形状が一定しているダム(宇曾川, 漆沢, 御所ダムなど)と、形状が変化するダム(樽水, 岩屋, 手取川ダム)に大別される。

基本的なダム軸変位形状としてU字型とI字型を定義することができる。U字型とはダム中央付近において大きな下流側変位を示し、左右岸部に向かうにつれて変位は少なくなるタイプである。I字型とは、左右岸端部の一方が最大変位を示し、他方の変位が小さく、斜線的な形状を示すタイプである。また、特異な形状としてダム軸線を境にS字型形状を示す場合がある。これは中央付近を境に左岸側と右岸側で変位に差が生じ、ねじれるように変形するものであるが、試験湛水時からずっとS字型のまま移行する大雪ダムと、試験湛水時にはU字型を示すが、経年後にはS字型になる樽水, 手取川ダムが認められる。各ダムの変位タイプは表-5.3.3にまとめて示す。

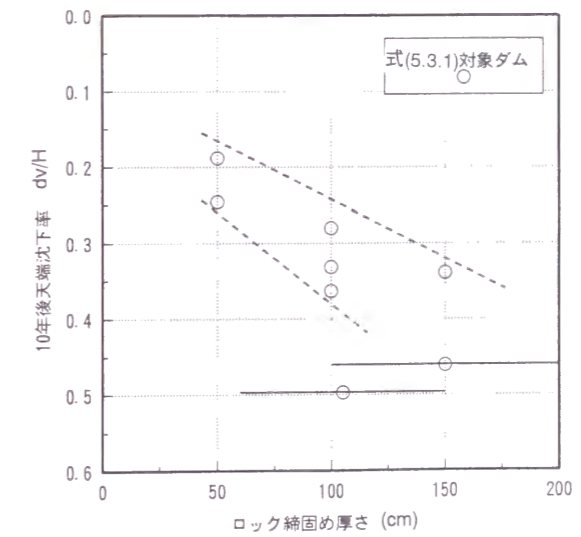


図-5.3.15 締固め厚さと10年後平均沈下率の関係(ロック)

表-5.3.3 ダム軸変位タイプ

ダム名	盛立完了 (年月)	堤高 H (m)	谷形状 L/H	実績水位変動区間		ダム軸変位 タイプ	最高水位時→3, 10年後 水平変位方向
				dWL(m)	dWL/H(%)		
大雪ダム	74.8	86.5	4.39	27	31.2	S	上流側
樽水ダム	75.8	43.0	5.97	2	4.6	U → S	上流側
岩屋ダム	75.11	127.0	2.87	25	19.5	U → I	—
保ダム	77.12	95.0	2.67	10	10.5	I	下流側
手取川ダ	78.10	153.0	2.74	10	6.5	U → S	上流側
寺内ダム	77.1	83.0	4.00	10	12.0	I	—
宇曾川ダ	78.11	56.5	3.44	—	—	U	—
漆沢ダム	79.6	76.0	4.08	20	26.3	U	一定
白川ダム	78.10	66.0	5.28	22	33.3	U	—
御所ダム	80.6	53.0	4.00	12	22.6	U	下流側
前川ダム	80.10	50.0	5.31	7	14.1	U	—

(5) 最終盛立高と水平変位

図-5.3.16に最終盛立高と最高水位時天端水平変位の関係を示す。前項においては、最大横断面を対象とした分析結果から、最終盛立高と天端最大下流側水平変位の関係については、最終盛立高の0.1%以内であることを述べている。図-5.3.16に示したとおり、天端のダム軸方向に設置される標的の下流側水平変位は、最大横断面に限らず、最終盛立高の0.1%をほぼ上限値とする範囲内に分布している。しかし、同じ最終盛立高に着目すると、沈下量の場合と同様に、最大横断面に比べて他の断面の方が水平変位の最終盛立高に対する比が大きいことがわかる。

図-5.3.17に最終盛立高と10年後天端水平変位の関係を示す。なお、10年後計測時の貯水位は最高水位ではなく、多くのダムでほぼ常時満水位の状態であった。図-5.3.16の分布に比較してばらつきが大きく、上流側への変位を示す計測値も認められる。20mm以上の上流側変位を示した計測値は、大雪、手取川ダムの2ダムのものである。

下流側変位を示す計測値は、最終盛立高の0.1%以内にはほぼ分布しているが、最高水位時に比較して大きく増加した計測値も認められる。最終盛立高の0.1%以上の水平変位を示す計測値は、岩屋、漆沢、白川、三保ダムの4ダムにおいて計測されている。このうち、100mm以上の下流側変位を示した三保ダムは通常水位が高く、経年的に徐々に下流側変位が増加しているが、計測開始から6年以降は収束傾向にある。

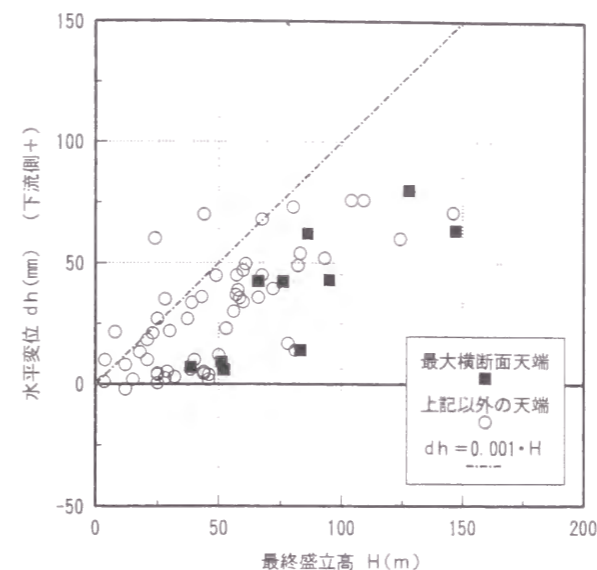


図-5.3.16 最終盛立高と最高水位時水平変位の関係

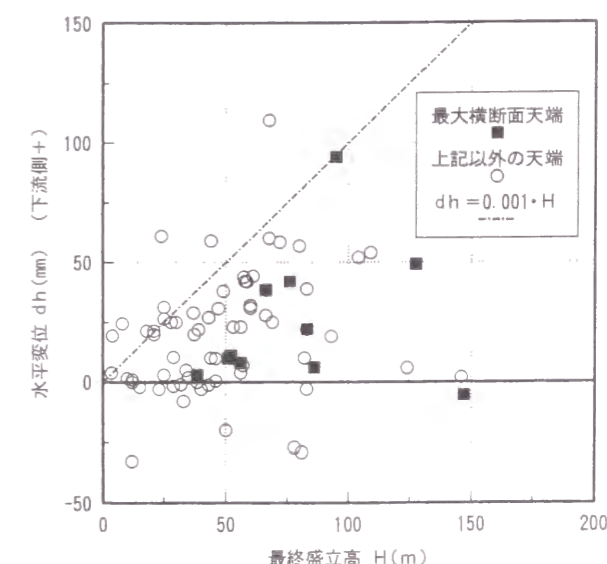


図-5.3.17 最終盛立高と10年後水平変位の関係

(6) 水平変位の要因

水平変位の生じる主な要因は、貯水池からの水圧によるため、各ダムの貯水池運用形態の違いが変位傾向の相違に影響していると思われる。よって、各ダムにおける湛水開始からの貯水位変動傾向について調査し、表-5.3.3に調査結果を示す。

図-5.3.18にdWL/Hとダム軸変形タイプの関係を示す。ここでdWL/Hは、実績貯水位変動区間長(dWL)をダム高(H)で除した値で、ダム高に対する水位変動区間の割合を示す。この数値が大きいほど、ダム高に対して水位変動が大きいことを示す。これによると、水位変動割合が大きいダムは、U字型変位になる傾向がある。つまり、水位変動割合が大きいほどダム軸は全体的に下流側変位を示し、その変位はダム軸中央部ほど大きくなる。一方、水位変動割合が小さいダムでは試験湛水最高水位時には下流変位を示すものの、経年後は上流側へ変位する。なお、大雪ダムは水位変動割合が大きいにもかかわらず、S字型変位を示しているが、このダムは湛水開始以前にすでにS字型変位を示しており、水圧作用以外の条件によるものと考えられる。

もう一つの条件として、L/Hとの関係について図-5.3.19に示す。L/Hは堤頂長(L)をダム高(H)で除したもので、簡易的に谷形状を表現できる値である。これについては明瞭な傾向が認められないが、I字型とU字型に着目すれば、L/Hが大きいダムはU字型、小さいダムはI字型になる傾向にある。

ただし、水平変位の主要因は水位変動割合で、L/Hは従的な要因と考えられるので、この点は注意が必要である。樽水ダムはL/Hが大きいにもかかわらず、水位変動割合が小さいためにS字型となったと考えられる。また、大雪ダムは前述のとおり湛水前からS字型変形を示しているため、大雪、樽水ダムを除いた傾向としてみたものである。

その他の条件として、水位変動回数(頻度)が考えられる。しかし、発電専用以外では、年1~2回

のサイクルであり、今回の調査ダムからは水位変動回数（頻度）の影響は現れにくいと考えられる。

また、表-5.3.3より、完成年が古いダムほどS字型変形が多く、近年はほとんどU字型変形を示していることもわかる。

堤体の変位形態は、貯水池からの水圧作用による本体の挙動が現れることの他に、基礎岩盤の変形挙動が計測結果に現れることも考えられる。

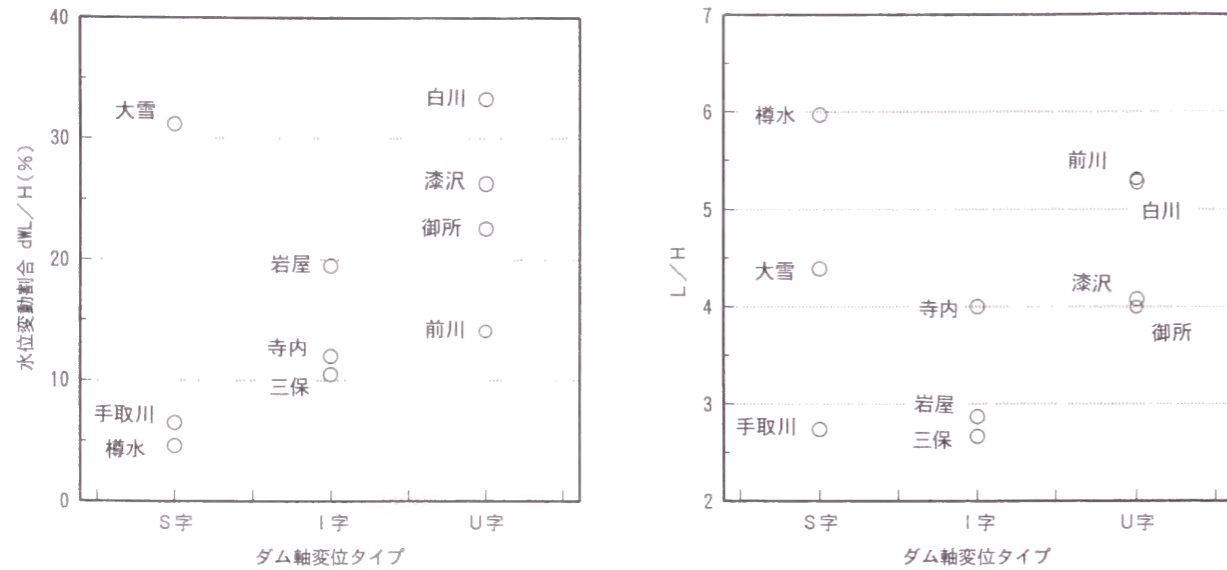


図-5.3.18 ダム軸変位タイプと水位変動割合の関係 図-5.3.19 ダム軸変位タイプと L/H_{max} の関係

5.3.4 最大横断面法面の変位

(1) 最大横断面法面の沈下

本項では、上下流法面の変位傾向を把握することを目的に、最大横断面における外部変位計測値を整理した。対象としたダムは、計測開始より10年以上経過し、かつ上下流法面に標的が設置されている9ダムである。

沈下量は、各ダムともに天端において最大沈下が生じ、法尻に向かうほど沈下が少なくなる傾向を示す。図-5.3.20に、各標的位置の最終盛立高（以降、最終盛立高）と10年後沈下量の関係を示す。図中の破線は、最大横断面天端の最終盛立高と沈下量の関係より求められた式(5.3.6)によって導き出される沈下量である。計測値は概ねこの式で示される曲線を上限値として分布している。このことは、ダム軸沿いの天端沈下については、最終盛立高が小さいと式(5.3.6)より求まる沈下量より沈下量が大きくなる計測値が多かったことは傾向が異なる。

(2) 最大横断面法面の水平変位

図-5.3.21に最大横断面法面の最終盛立高と最高水位時の水平変位の関係を示す。最高水位の水平変位は最終盛立高の0.1%をほぼ上限値とする範囲内に分布している。

図-5.3.22に最終盛立高と10年後の水平変位の関係を示す。図-5.3.21と比較して、上流法面の計測値はあまり変化がないが、下流法面の計測値は変化が認められる。下流法面の計測値は全体的に下流側変位が増加し、特に手取川、白川ダムにおいて顕著である。結果的に10年後の下流法面の水平変位は最終盛立高の0.2%をほぼ上限値として分布している。

10年後水平変位のほとんどの計測値は下流側変位を示す。最大水平変位は、下流面で最も最終盛立高の高い位置に設置された標的の計測値である。ただし、下流面において上流側変位を示すダムが3ダム、上流面で最大下流側変位を示すダムが2ダム認められた。なお、上流面で最大下流水準変位を示す2ダムは、下流面において上流側変位を示す。

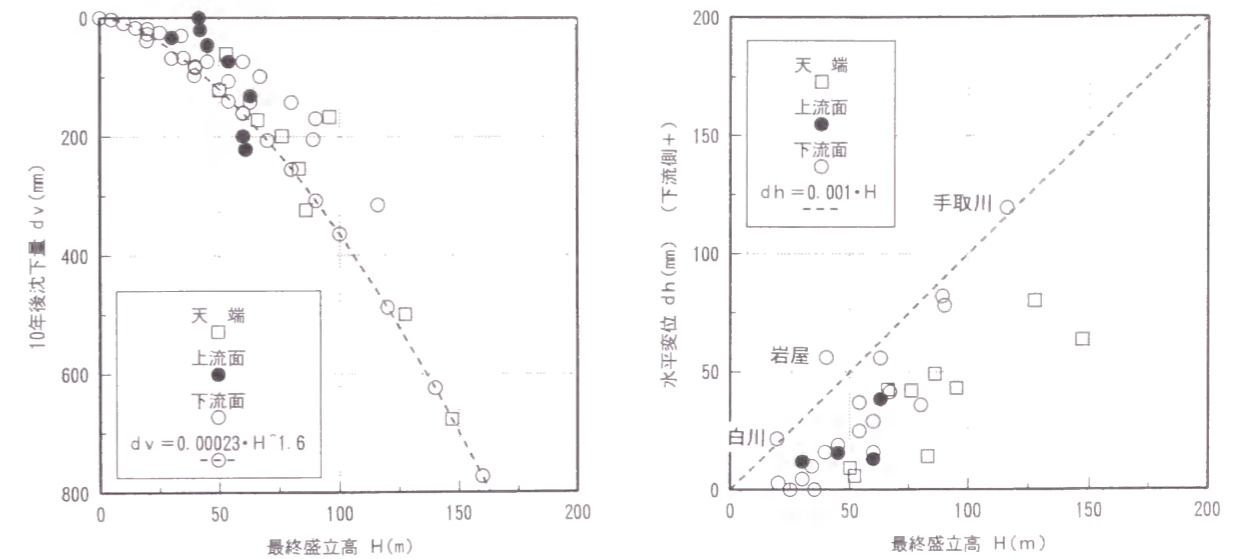


図-5.3.20 最大横断面法面の最終盛立高と10年後沈下量の関係

図-5.3.21 最大横断面法面の最終盛立高と最高水位時水平変位の関係

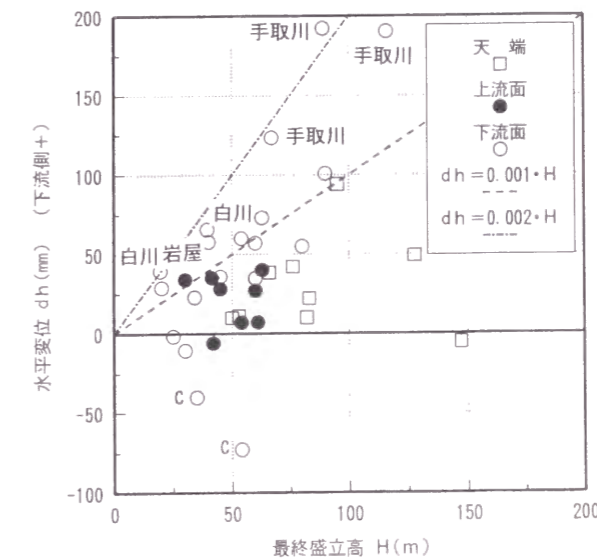


図-5.3.22 最大横断面法面の最終盛立高と10年後水平変位の関係

(3) 最大断面法面の変位傾向

最大断面法面の変位傾向を図-5.3.23に示すように、3タイプに分類した。Aタイプは、上下流法面ともに下流側変位を示す下流変位型で、調査した9ダムのうち5ダムがこのタイプに分類される。Bタイプは、上流法面は下流側変位を示し下流法面は上流側変位を示す下流たわみ型で、同じく3ダム。Cタイプは、上流法面は変位なく下流法面は上流側変位を示す上流変位型で、同じく1ダムである。

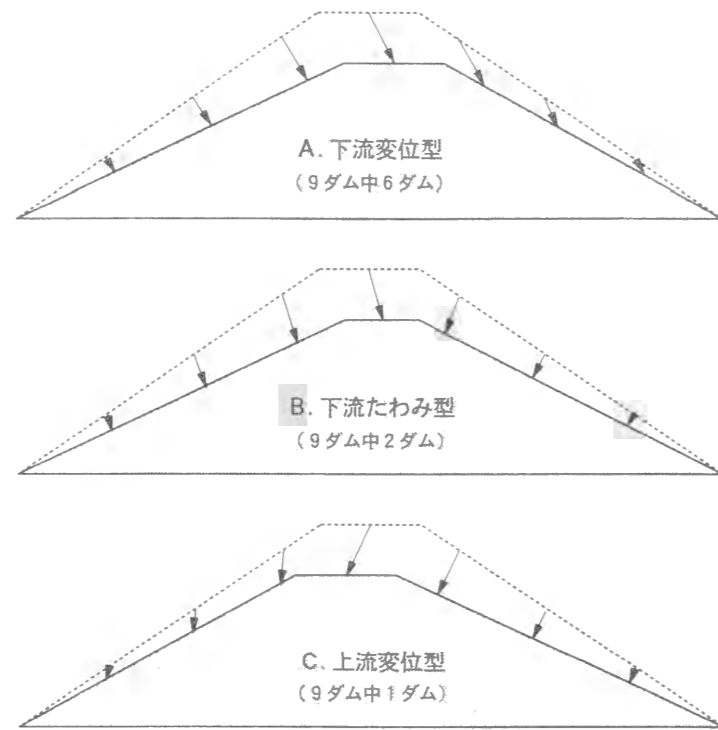


図-5.3.23 最大横断面方面の変位タイプ

5.3.5 まとめ

ゾーン型ロックフィルダムの外部変形測定データの時間的および空間的变化を分析することにより以下の知見を得た。

- (1) 最大横断面の沈下量 dv とダム高 H の関係は、べき乗関数 $dv = a \cdot H^b$ で近似できる。式中の a は盛立後の経過日数の関数（対数回帰による相関が高い）として表現でき、 b はほぼ一定値の1.6であった。
- (2) 最大横断面の下流方向の最大水平変位量 dh_{max} は初期湛水時におおむね生じており、その値はダム高 H の0.1%以下であった。
- (3) 天端の沈下傾向において急変点の存在は認められず、測定点の最終盛立高が高いほど沈下量が大きいの。
- (4) 同一ダムにおいて、河床部よりも盛立高の低いアバットメント部において最終盛立高に対する沈下量、つまり沈下率が大きい。
- (5) 天端の沈下の要因としては、最終盛立高、堤体の乾燥密度および間隙比、ロック材の締固め厚さ

があることがわかった。

- (6) 天端ダム軸沿いの水平変位の傾向は3タイプに分類することができる。
- (7) 天端の各測点における下流方向の最大水平変位量は、各測点における最終盛立高のほぼ0.1%以内である。
- (8) 天端ダム軸沿いの水平変位の要因としては、貯水位の変動割合と谷形状が考えられる。
- (9) 最大横断面法面における沈下および水平変位と最終盛立高との関係については、最大横断面天端のそれらと堤高との関係とほぼ同様な関係であった。
- (10) 最大横断面法面の水平変位傾向を3タイプに分類できた。

5.4 堤体の内部変位

5.4.1 概説

フィルダム堤体内の変位を計測することは、盛立期間中の施工管理および堤体の設計解析のための資料収集、さらには完成後の安全管理までを目的としている。堤体内部変位を計測する主な計器には、層別沈下計、ゾーン間沈下計、相対水平鉛直変位計（水平方向と鉛直方向を別々に計測する計器を含む）、境界面すべり変位計などがある。

層別沈下計は、調査対象のほとんど全てのフィルダムにおいて設置されているが、その他の計器が設置されているダムはあまり多くなく、その測定精度についても議論のあるところである。そこで本節では、堤体の内部変位として層別沈下量を取り上げ、実測データの分析を行う。

5.4.2 層別沈下測定

寒河江ダムにおける層別沈下計の配置を図-5.4.1に示す。このダムでは最大横断面のコア部、上下流ロック部にそれぞれ1セットずつ、ダム軸方向で左右岸部のコア部に1セットずつ、合計5セットの計測計器を設置している。なお、寒河江ダムは堤高100m以上の大ダムで、層別沈下計設置数としては最も多い事例である。また、一般的な層別沈下測定例として、白川ダムの最大横断面のコア部と下流側ロック部に設置された層別沈下計により測定された結果を図-5.4.2、図-5.4.3に示す。図-5.4.3の縦軸は、各層別沈下計直上部の盛立高 H' を盛立高 H で除した値である。

また、層別沈下計のデータからは、沈下量の他に、鉛直ひずみも求めることができる。ここでは、層別沈下量と鉛直ひずみに区分して整理した。

5.4.3 層別沈下測定結果

(1) 最大層別沈下量・沈下率

表-5.4.1にコア部およびロック部の層別沈下計の盛立完了時および3年後における最大層別沈下量（以降、最大沈下量）を示す。また、図-5.4.4に層別沈下計設置部の最終盛立高（以降、最終盛立高）と盛立完了時における最大沈下量との関係について示す。

コア部およびロック部の全計器の最大沈下量とそれが発生した地点の最終盛立高の関係をみると、次の関係式が求められる。

$$ds_{\max} = (0.005 \sim 0.02) \cdot H \quad (5.4.1)$$

ここに、 ds_{\max} は最大沈下量(m)で、 H は最終盛立高(m)である。

これをコア部とロック部に区分すると、最大沈下量は以下のそれぞれの関係式で表現できる。

$$ds_{\max C} = 0.01 \cdot H \quad (5.4.2)$$

$$ds_{\max R} = 0.025 \cdot H - 0.9 \quad (5.4.3)$$

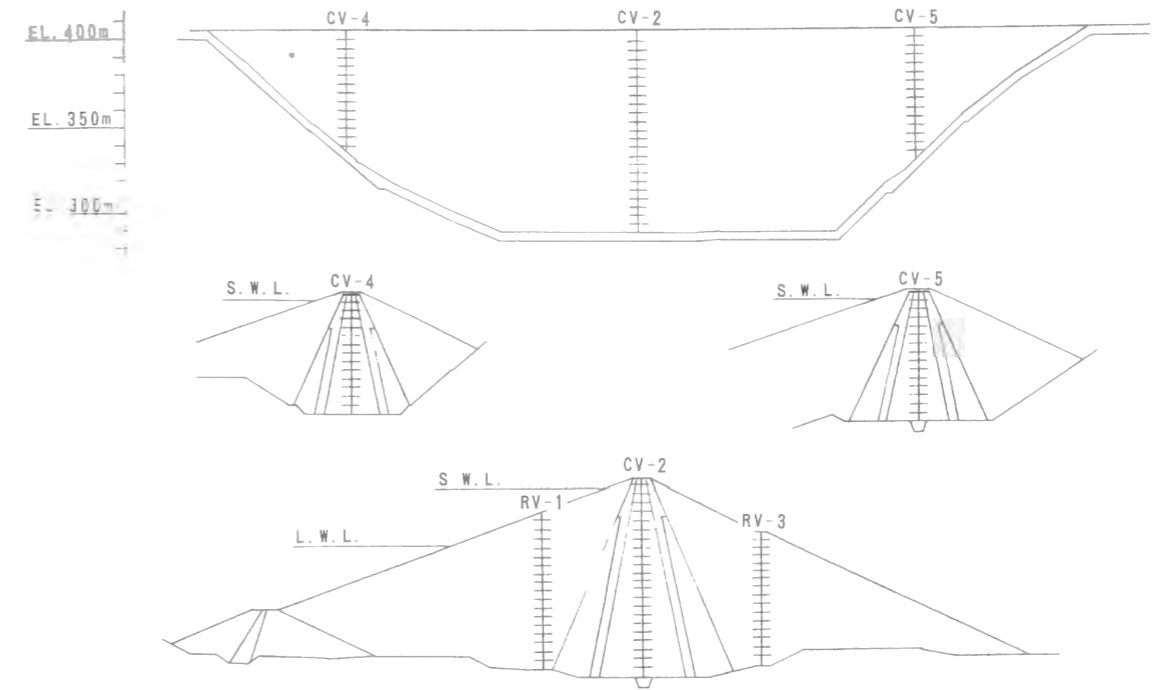


図-5.4.1 層別沈下計設置例（寒河江ダム）

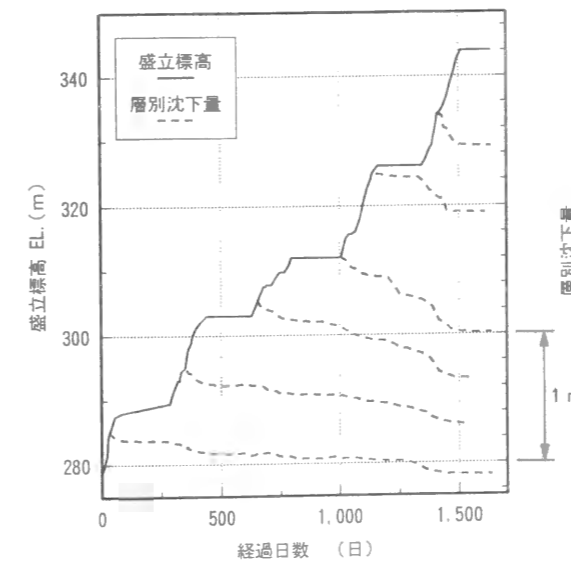


図-5.4.2 層別沈下計測結果（白川ダム）

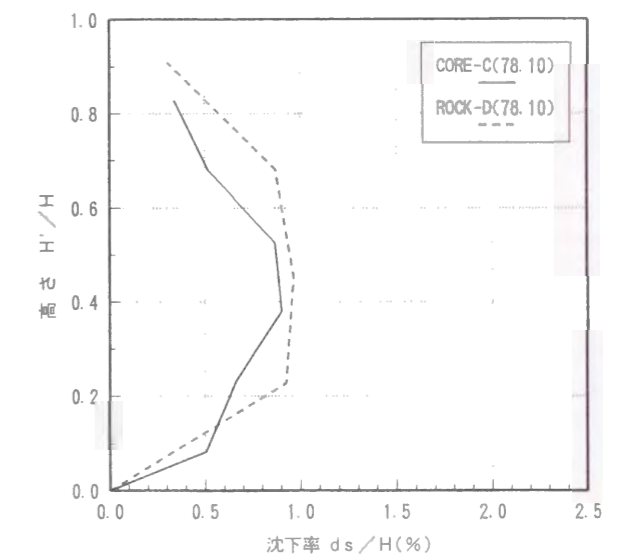


図-5.4.3 層別沈下率曲線（白川ダム）

表-5.4.1 最大層別沈下量

(a) コア部

ダム名	位置	計器番号	計測部 盛立高 H (m)	盛立完了時			3年経過後		
				沈下量 ds (mm)	沈下率 ds/H (%)	位置 h/H	沈下量 ds (mm)	沈下率 ds/H (%)	発生位置 h/H
三保ダム	中央	V 2	92.7	800	0.862	(0.442) (0.604)			
	左岸	V 4	64	460	0.718	0.578			
岩屋ダム	中央		130	1500	1.154	0.615	1900	1.462	0.615
手取川ダム	中央	V 2	144.3	3140	2.176	0.547	3665	2.539	0.547
白川ダム	中央		66	606	0.904	0.380	716	1.068	0.529
奈良井ダム	中央		60	540	0.900	0.333			
七北田ダム	右岸	12	52	422	0.811	0.576	426	0.819	0.576
	中央	19	74	680	0.918	0.540	674	0.910	0.540
	左岸	26	52	462	0.888	0.576	522	1.003	0.576
有間ダム	中央	CR-1	83.5	809	0.968	0.455	847	1.014	0.455
	左岸	CR-3	66.5	759	1.141	0.390			
荒川ダム	中央	V 2	84	1515	1.803	0.619	1484	1.766	0.619
奥野ダム	中央		64	371	0.579	0.484	414	0.646	0.484
寒河江ダム	中央	CV 2	113	1328	1.175	0.528			
	左岸	CV 4	69.7	692	0.992	0.436			
	右岸	CV-5	72.51	669	0.922	0.413			
七ッ宿ダム	中央		90	428	0.476	0.587			
山瀬ダム	中央		62	463	0.748	0.425			

表-5.4.1 最大層別沈下量

(b) ロック部

ダム名	位置	計器番号	計測部 盛立高 H (m)	盛立完了時			3年経過後		
				沈下量 ds (mm)	沈下率 ds/H (%)	位置 h/H	沈下量 ds (mm)	沈下率 ds/H (%)	発生位置 h/H
三保ダム	上流	V 1	80	760	0.95	0.437			
	下流	V 3	74	860	1.162	0.608			
手取川ダム	上流	V-5	124	2140	1.725	0.662	2634	2.124	0.662
	下流	V 4	119	2050	1.723	0.546	2337 2358	1.963 1.981	0.546 0.664
白川ダム	下流		44	425	0.965	0.454	437	0.993	0.454
七北田ダム	下流	19	54	393	0.727	0.925	444	0.822	0.925
有間ダム	下流	CR-2	60	224	0.373	0.450	499	0.831	0.450
荒川ダム	上流	V-1	78	1315	1.685	0.782	1807	2.316	0.782
	下流	V 3	60	1098	1.830	0.600	1161	1.935	0.600
寒河江ダム	上流	RV-1	89.3	1324	1.482	0.486			
	下流	RV 3	77.7	1126	1.449	0.509			
七ッ宿ダム	上流	1	63	534	0.846	0.507			
	下流	3	60	534	0.890	0.566			

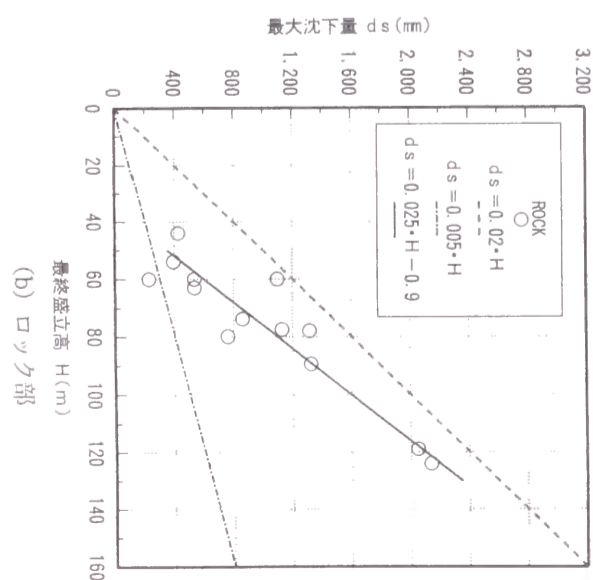
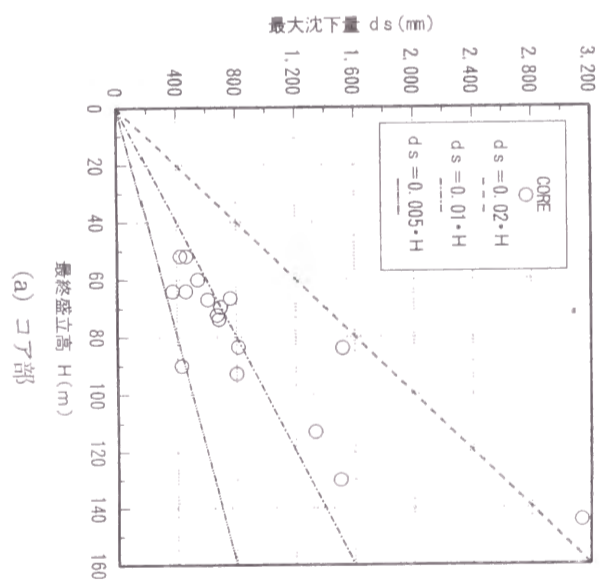


図-5.4.4 最終盛立高と最大沈下量の関係

ここに、 $ds_{max,C}$ はコア部の最大沈下量 (m) で、 $ds_{max,R}$ はロック部の最大沈下量 (m) である。なお、上記の両式において、最終盛立高は40~140m程度の範囲にある。

図-5.4.5に最終盛立高と最大沈下率の関係について示す。最大沈下率とは、最大沈下量を最終盛立高で除した値である。コア部の最大沈下率は1%程度、ロック部は0.8~1.8%の範囲にほとんどの値が分布している。

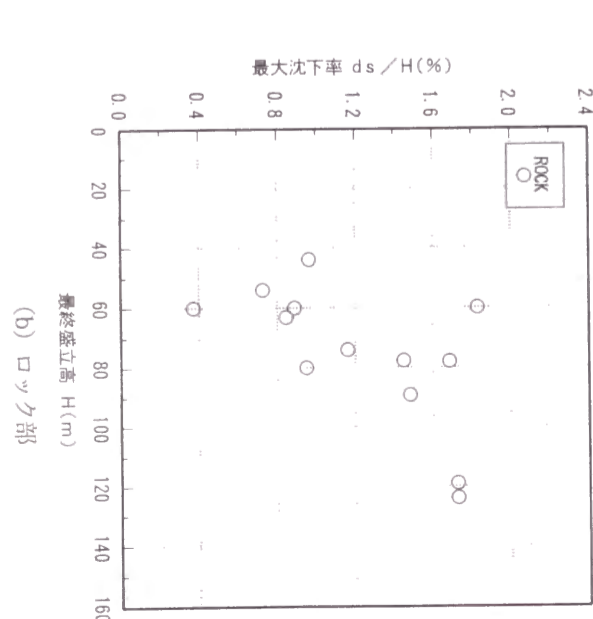
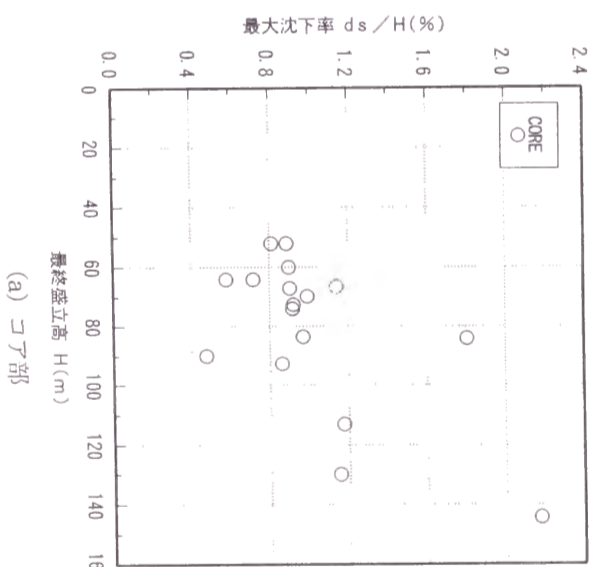


図-5.4.5 最終盛立高と最大沈下率の関係

(2) 最大沈下位置

図-5.4.6に最終盛立高と最大沈下量の生じた位置（以降、最大沈下位置）の関係について示す。コア部およびロック部ともに、最大沈下位置は最終盛立高の40~60%、つまりほぼ中央部で生じている。また、コアにおいては、最終盛立高が高くなるにつれ、最大沈下位置が高標高側に若干移動する傾向がある。

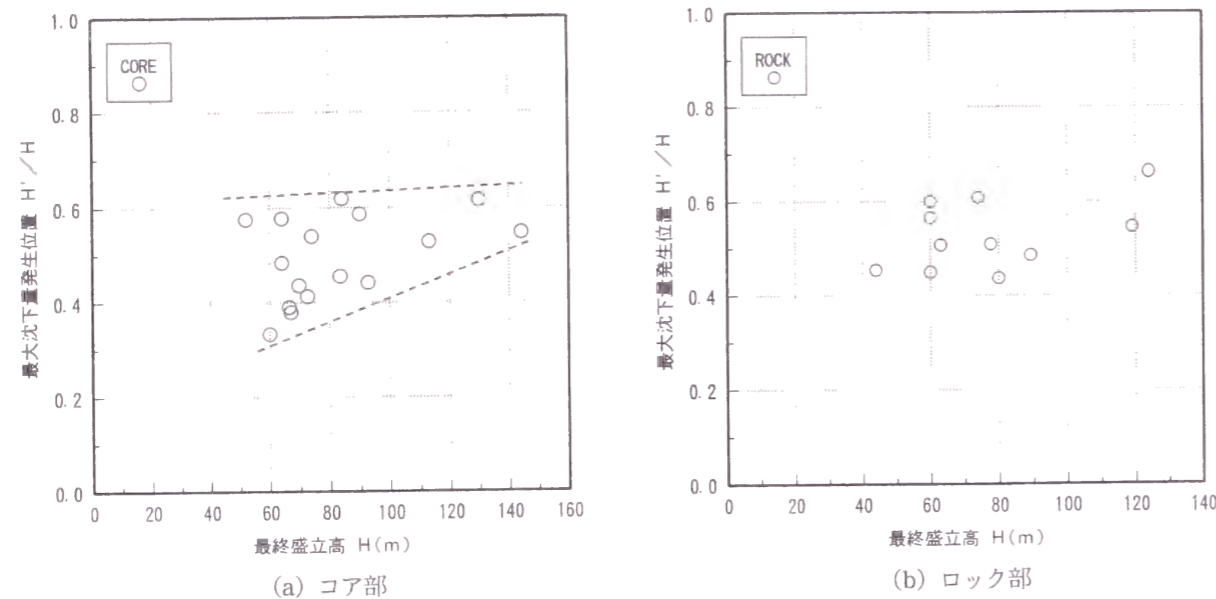


図-5.4.6 最終盛立高と最大沈下量発生位置の関係

(3) 3年後の層別沈下率

例として、図-5.4.7に盛立完了後3年経過時の層別沈下率曲線を盛立完了直後のそれとの比較で示す。実線は盛立完了直後、破線は3年後の層別沈下率曲線である。高さ方向で比較すると高標高部での沈下率増加傾向が認められる。この傾向は計測したすべてのダムで認められ、その増加率は大きなもので0.6%程度の値を示す。

一方、低標高部では沈下率の減少傾向が現れ、この傾向は16事例中9つの事例で確認される。これは、盛立完了後より膨張しているかのような傾向を示しているが、この原因としては、湛水による水圧荷重の作用によって堤体下流側にたわみが生じ、計測区間長が長くなったこと等が挙げられる。

5.4.4 鉛直ひずみ

鉛直ひずみは、層別沈下計のクロスアーム間の圧縮量とその区間長より求められる。図-5.4.8にクロスアームの変位推移の模式図を示し、次式で鉛直ひずみを求める。

$$\epsilon_v = \frac{ds_2 - ds_1 + dT}{T + dT} \times 100 \quad (5.4.4)$$

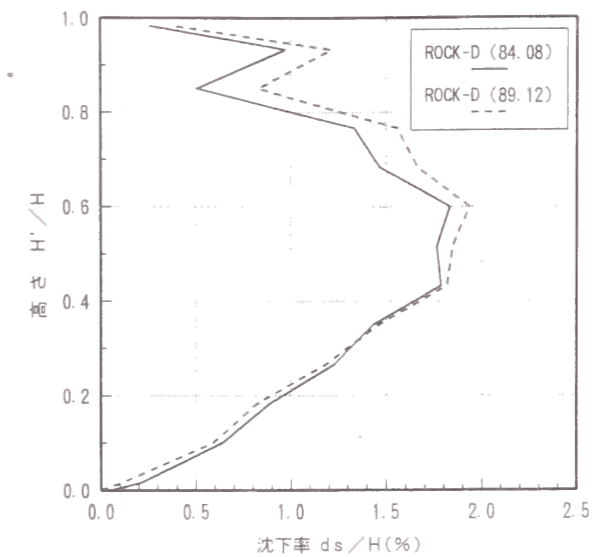


図-5.4.7 層別沈下率曲線（荒川ダム）

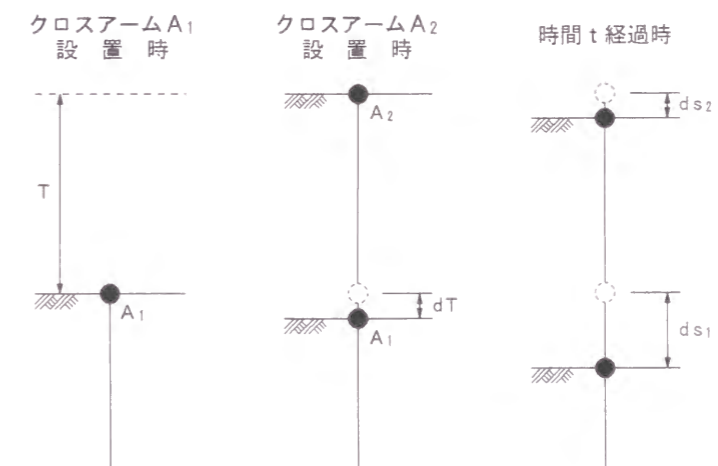


図-5.4.8 クロスアームの変位推移の模式図

ここに、 ϵ_v : 鉛直ひずみ (%)

ds_1, ds_2 : 任意日数経過時における A_1, A_2 の沈下量 (m)

dT : A_2 を設置した時点までの A_1 の沈下量 (層厚の増分) (m)

T : 層間距離 (層厚) (m)

ここで注意しなければならないのは dT の値が計測されていない場合があることである。 dT を計測しておかなければ、 ds_1 と ds_2 の値を継続的に計測しても正確なひずみが把握できないので注意を要する。

表-5.4.2に堤体盛立完了時の最大鉛直ひずみと鉛直ひずみ分布形状について示す。なお、鉛直ひずみ分布形状は図-5.4.9に示す4タイプに分類した。Aタイプは、最大鉛直ひずみが最低標高部で生じ、高標高部に向かうほど双曲線的に減少していく双曲線タイプ。Bタイプは、最大鉛直ひずみが最低標高部で生じ、高標高部に向かって直線的に減少する直線タイプ。Cタイプは、最大鉛直ひずみが最低標高部よ

りある高さまでほぼ同レベルで分布し、その後高標高部に向かって直線的に減少していく台形タイプ。Dタイプは、最低標高部よりある高さまで鉛直ひずみは直線的に増加していき、ピークを示した後は高標高部に向かって直線的に減少していく山型タイプである。

表-5.4.2 盛立完了時最大鉛直ひずみと分布形状

部	ダム名	計測位置	計測部 ダム高 H (m)	最大鉛直 ひずみ ϵ_{vmax} (%)	鉛直ひずみ 分布形状
コア部	白川ダム	中央	66	7.5	A
	七北田ダム	左岸 (26)	52	2.0	C
		中央 (19)	74	3.5	B
		右岸 (12)	52	2.5	B
	有間ダム	中央	83.5	6.5	B
		左岸	66.5	6.0	C
	寒河江ダム	左岸	70	4.0	B
		中央	113	(7.5)	C
右岸	73	5.0	B		
七ヶ宿ダム	中央	90	3.0	B	
山瀬ダム	中央	62	4.2	A	
ロック部	白川ダム	下流	44	4.0	A
	七北田ダム	下流	54	2.0	B
	有間ダム	下流	60	5.0	A
	寒河江ダム	上流	89	5.5	D
		下流	78	5.0	C
	七ヶ宿ダム	上流	63	5.0	A
下流	60	4.0	D		

A: 双曲線タイプ B: 直線タイプ C: 台形タイプ D: 山型タイプ

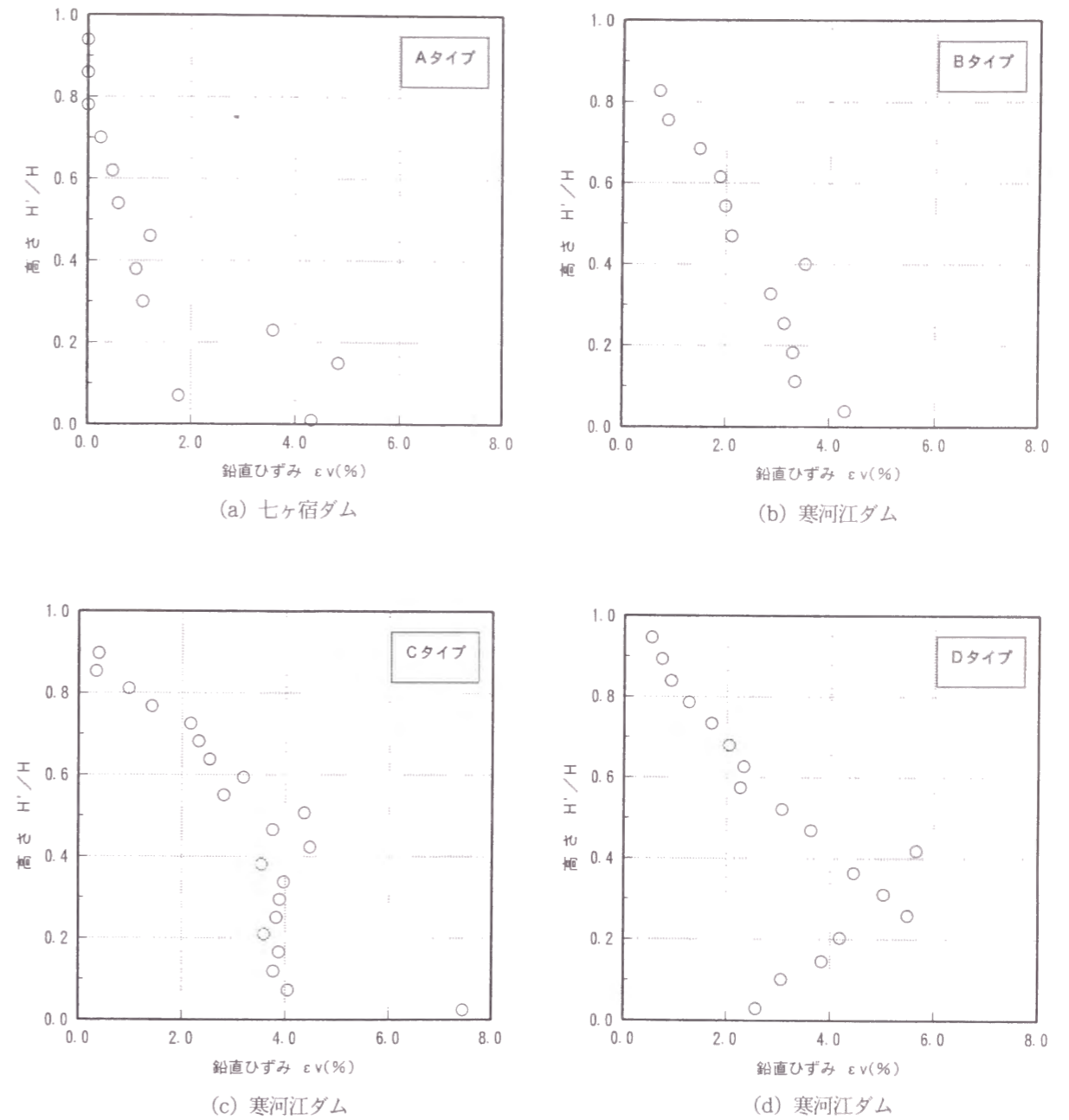


図-5.4.9 鉛直ひずみ分布形状

コア部とロック部には分布形状に違いがある。コア部は、Bタイプを示す事例が多く、Dタイプはない。ロック部は全タイプのものが認められ、集中していない。なお、Dタイプの鉛直ひずみが下部において中部より小さいという現象は実現象として説明しづらい点もあり、層別沈下計による測定上の問題があることの可能性は否定できない。また、実測においてもDタイプの挙動を示す事例は少ない。

この鉛直ひずみの分布形状に影響を及ぼすものとして、応力条件はもとより、材料の圧縮特性が影響していると考えられる。久納ら⁸⁾は、鉛直ひずみ分布形状は、層別沈下量の分布形状よりも堤体材料の変形特性(弾性係数、ポアソン比)の違いに敏感に反応するとし、築堤解析での逆解析例を示している。鉛直ひずみ分布形状は、堤体の変形特性の解析を行う上で一つの指標となると思われる。

最終盛立高と盛立完了直後の最大鉛直ひずみの関係を図-5.4.10に示す。コア部では最終盛立高に対して2~8%、ロック部では2~6%の範囲の値を示す。コア部の計測値は、ばらつきが大きく相関性を論

じることには難しいが、ロック部の計測値は一つのデータを除けば最終盛立高が高くなるにつれ、最大鉛直ひずみも大きくなる傾向が確認できる。

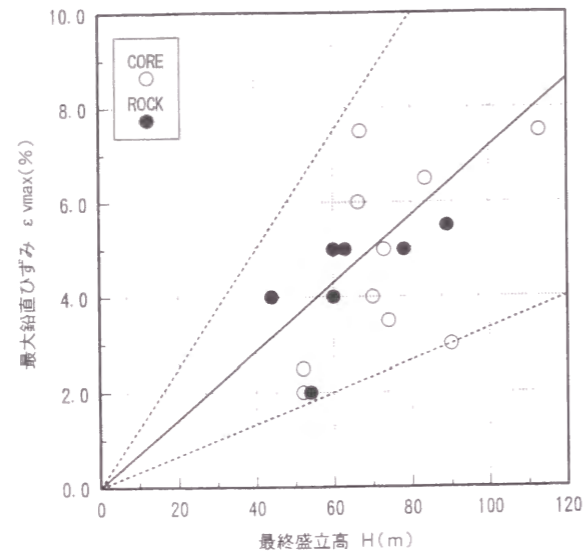


図-5.4.10 最終盛立高と最大鉛直ひずみの関係

5.4.5 まとめ

層別沈下計の計測値を収集し比較した結果、一般的な傾向として次のことが確認された。

- (1) 最大沈下量は最終盛立高の下から40~60%の位置で生じ、その沈下量は、最終盛立高との関係 $ds_{max} = (0.005 \sim 0.02) \cdot H$ で表すことができる。
- (2) 盛立完了後3年経過時の層別沈下率は、盛立完了直後に比べ、高標高部での増加傾向がすべてのダムでみられた。また、逆に低標高部では多くのダムで減少傾向が現れた。
- (3) 鉛直ひずみで表現すると、その分布形状は図-5.4.9に示す4タイプに分類される。
- (4) 最大鉛直ひずみは、最終盛立高に対し、コア部で2~8%、ロック部で2~6%程度の値を示す。

5.5 堤体内の土圧および間隙水圧

5.5.1 概説

フィルダムの安全管理は、主に外部変形および浸透量と外力である貯水位との関係における傾向に基づいて実施されている。しかし、実際のフィルダムには、これらの計測項目以外にも、今後のフィルダム設計の合理化・高度化のために、築堤時および湛水時の堤内の土圧や間隙水圧を測定するための計器が埋設されている。ここでは、これらの計器によって測定されたデータのうち、築堤時の土圧と築堤および湛水時の間隙水圧のデータを分析し、合理的な安全管理に資する知見を得る。

5.5.2 築堤時の堤内土圧

図-5.5.1に寒河江ダムにおける盛立高と土圧計により測定したコアゾーン底部の鉛直全土圧との関係を示す。この図より、盛立の進行に伴い鉛直全土圧が増加していることがわかる。その値は、盛立高の低い期間においてコア材料の湿潤密度と盛立高の積で表わせる土柱重量とほぼ同じ値を示しているが、盛立の進行に伴い、上に凸の曲線を呈し土柱重量と比較して小さな値となる傾向にある。盛立完了時には土柱重量の80%程度となっている。

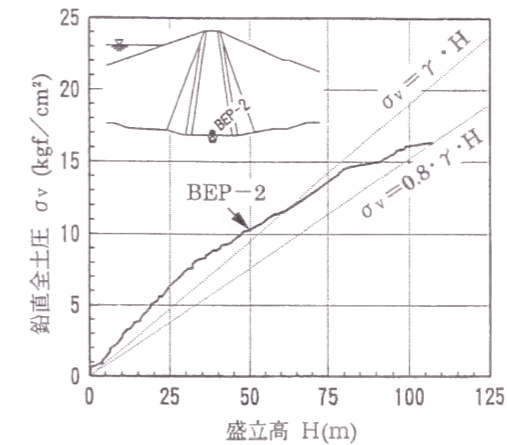


図-5.5.1 コアゾーンにおける盛立高と鉛直全土圧の関係 (寒河江ダム, BEP-2)

図-5.5.2に三保, 白川, 御所, 奈良井, 寺山, 荒川, 寒河江, 七ヶ宿の8ダムにおける実測結果より明らかになった、コア, フィルタおよびロックゾーンにおける土柱重量と鉛直全土圧発生率との関係を示す。鉛直全土圧発生率とは土圧計により計測された鉛直全土圧を土柱重量で除して百分率表示した値である。コアゾーンの発生率は40~90%程度を示し、ロックゾーンは90~100%程度、フィルタゾーンは120~170%程度の値を示した。

図-5.5.3に寒河江ダムの同一標高(EL.350m)におけるコアゾーンとフィルタゾーンの盛立高と鉛直全土圧の関係を示す。盛立高が25m程度までは両ゾーンとも土柱重量とほぼ同じ値で推移するが、これを越えてからは、コアゾーンの値が土柱重量に比べて徐々に減少し始め、フィルタゾーンはその減少分を受け持つかのように増加し始める。最終的に両ゾーンの平均値が土柱重量とほぼ等しくなることから、フィルタゾーンが高い土圧値を示しているのは、フィルタゾーンの方がコアゾーンよりも相対的に堅くアーチ作用による影響が大きいと考える。

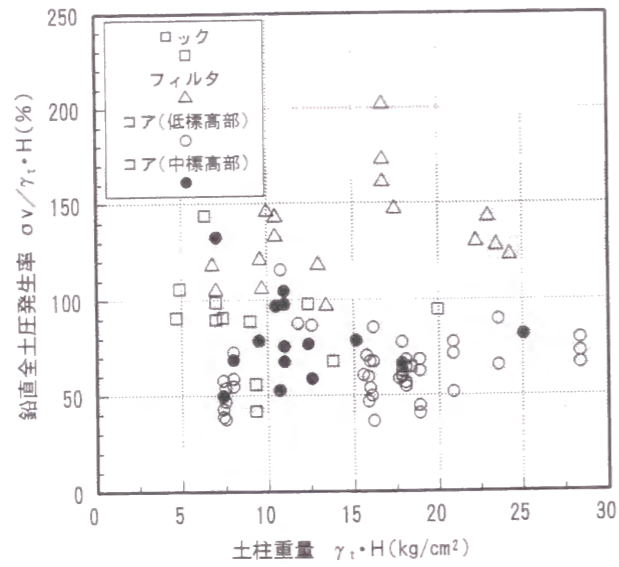


図-5.5.2 土柱重量と鉛直全土圧発生率の関係

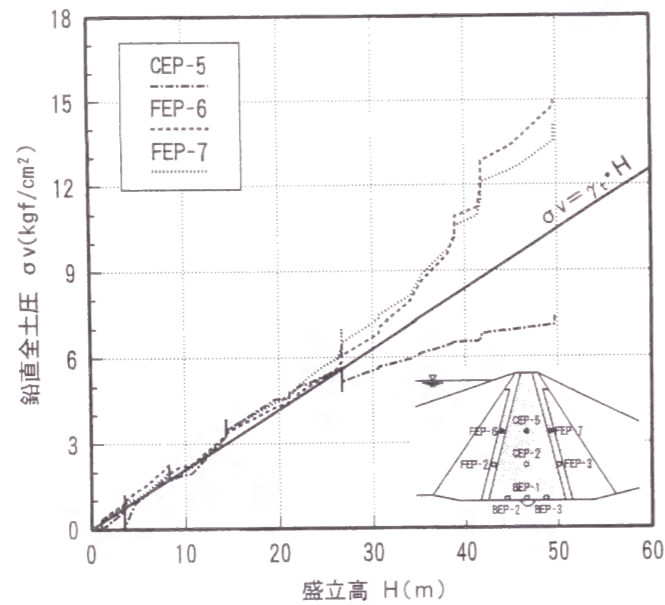


図-5.5.3 同一標高 (EL.350m) におけるコアおよびフィルタゾーンの盛立高と鉛直全土圧の関係 (寒河江ダム, CEP-5, FEP-6, FEP-7)

5.5.3 盛立中の実測データに基づく堤体変形係数の算定

鉛直全土圧とその土圧計と層別沈下計より計測される土圧計設置区間層の鉛直ひずみとの関係から変形係数の算出を試みた。鉛直ひずみは層別沈下計測点区間長でその区間の圧縮量を除した値である。図-5.5.4に寒河江ダムのコア底部付近における鉛直ひずみと鉛直全土圧の関係を示すが、両者にはほぼ直線関係がある。この関係式の傾きを変形係数 (D) とすると、図-5.5.4の場合では $D \approx 230 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の値となる。図-5.5.5に5ダム (三保ダム, 白川ダム, 奈良井ダム, 寒河江ダム, 七ヶ宿ダム) の実測値より求めた変形係数を示すが、コア材料については、概ね $D = 150 \sim 450 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に分布している。また、実測結果から求めたコア材料の変形係数は、鉛直ひずみ ϵ_v が5%までは大きく変化することがないことから、設計時の築堤解析を室内試験結果から求まる一定の変形係数値を用いて解析することに実用上大きな問題がないことがわかる。

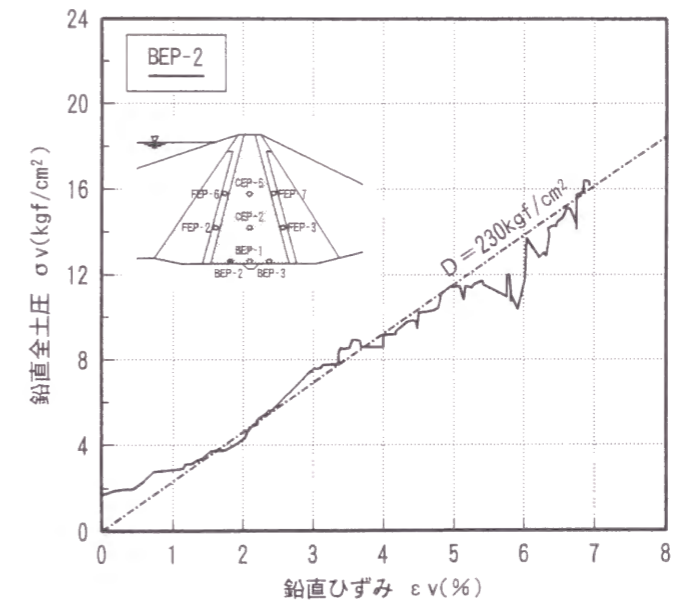


図-5.5.4 コアゾーンにおける鉛直ひずみと鉛直土圧の関係 (寒河江ダム, BEP-2)

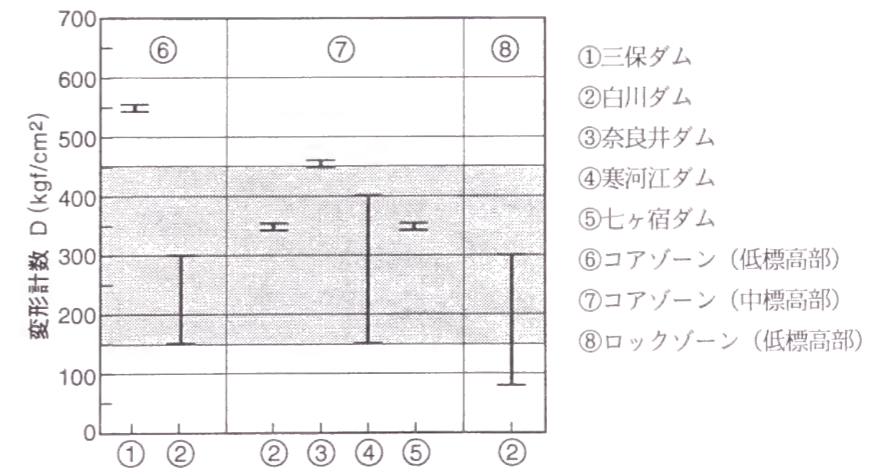


図-5.5.5 ひずみと土圧の関係から算定した変形係数

5.5.4 盛立中のコアゾーン間隙水圧

図-5.5.6に盛立に伴うコアゾーンの間隙水圧の経時変化を示す。図-5.5.6 (a)は寒河江ダムの中標高部の間隙水圧である。盛立の進行に伴い、盛立高に追従するように間隙水圧が増加するが、盛立の休止期間では間隙水圧が消散していくのがわかる。図-5.5.6 (b)は七ヶ宿ダムの低標高部での間隙水圧である。このダムでは盛立ての進行に伴う間隙水圧の増加がほとんどみられないが、一般的にも低標高部の間隙水圧は、中標高部に比較して土柱重量に対する発生割合が低い傾向にある。

図-5.5.7に盛立に伴う間隙水圧分布の変化を示す。間隙水圧はコアゾーンの中央部で最大となり、フィルタゾーンとの境界部で0となるような球根状の分布形状を示す。この傾向は盛立開始時から完了時まで続いている。間隙水圧が最大となる位置は各ダムによって異なるが、次の2つに大別される。1つは、図-5.5.7 (a)のように盛立高の中標高部で最大となるタイプで、もう1つは、図-5.5.7 (b)のように低標高部で最大となるタイプである。このように、ダムによって違いが現れる原因としては、材料の物性、特に透水性、コアゾーンの厚さ等が、複雑に絡み合っていると考えられる。

いま、ダム完成後の間隙水圧分布を推定する方法には、室内試験による方法のほかに、次式のように、土柱重量に一定係数を乗じて推定する方法がある。

$$U = k \cdot \gamma_t \cdot H \quad (5.5.1)$$

ここに、

U : 間隙水圧 (kgf/cm²)

k : 係数

γ_t : 土質材料の湿潤単位体積重量 (kgf/cm³)

H : 土柱高さ (cm)

係数 (k) の目安として0.5~0.8とすれば実用上問題ないとされている。

図-5.5.8に寒河江ダムにおける盛立高と間隙水圧の関係を示す。盛立初期 (盛立高が5m程度まで) においては土柱重量の100%程度の間隙水圧値を示すが、盛立てが進行するにつれて土柱重量に対する間隙水圧の割合は減少し、盛立完了時には土柱重量の50%程度になっている。つまり、間隙水圧は次式に示すように、盛立高が高くなるにつれて増加率が小さくなる放物線で表される。

$$U = \gamma_t \cdot H - \frac{c}{100} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \quad (5.5.2)$$

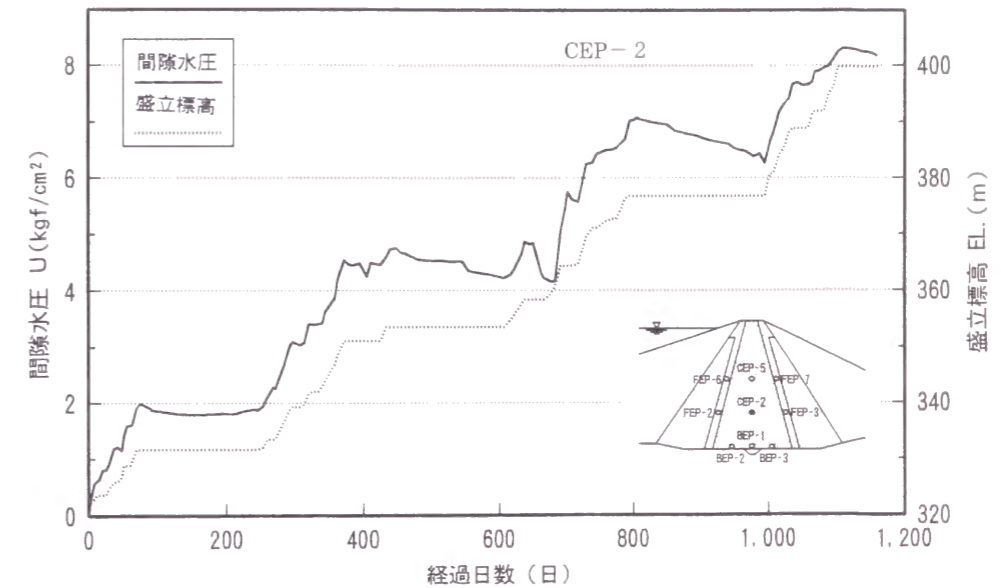
ここに、cは定数であるが、図-5.5.8では0.65となる。

一方、図-5.5.9には盛立高ではなく、鉛直全土圧と間隙水圧の関係を示す。鉛直全土圧と間隙水圧との比は、盛立の進行に伴い、ほぼ一定の関係で推移していくことがわかる。

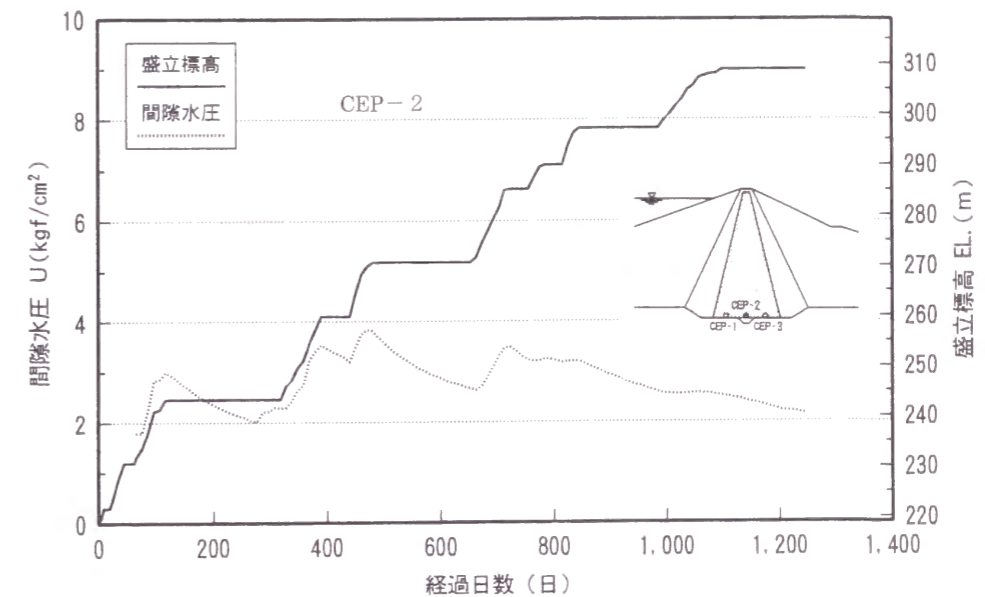
図-5.5.10に18ダムにおける鉛直全土圧発生率と間隙水圧発生率の関係を示す。鉛直全土圧発生率、間隙水圧発生率とは計測された鉛直全土圧 (σ_v)、間隙水圧 (U) をそれぞれ土柱重量 ($\gamma_t \cdot H$) で除し、百分率表示した値を指す。データは計測位置により低標高部と中標高部の2つに区分して表した。コアゾーンの低標高部における間隙水圧発生率は、鉛直全土圧発生率の30%以下である。また、コアゾーン

の中標高部における間隙水圧発生率は、鉛直全土圧発生率の50%程度を示すデータと、鉛直全土圧発生率に係わらず間隙水圧発生率が20%程度のデータとに区分される。

図-5.5.11に鉛直有効土圧発生率と間隙水圧発生率の関係を示す。鉛直有効土圧発生率とは鉛直有効土圧 (σ'_v) を土柱重量で除し、百分率表示した値を指す。コアゾーンの低標高部における間隙水圧発生率は、鉛直有効土圧発生率の50%以下である。また、コアゾーンの中標高部における間隙水圧発生率は、鉛直有効土圧発生率が大きくなるにつれて小さくなる傾向を示す。



(a) 寒河江ダム (中標高部, CEP-2)



(b) 七ヶ宿ダム (低標高部, CEP-2)

図-5.5.6 盛立標高とコア部の間隙水圧の経時変化

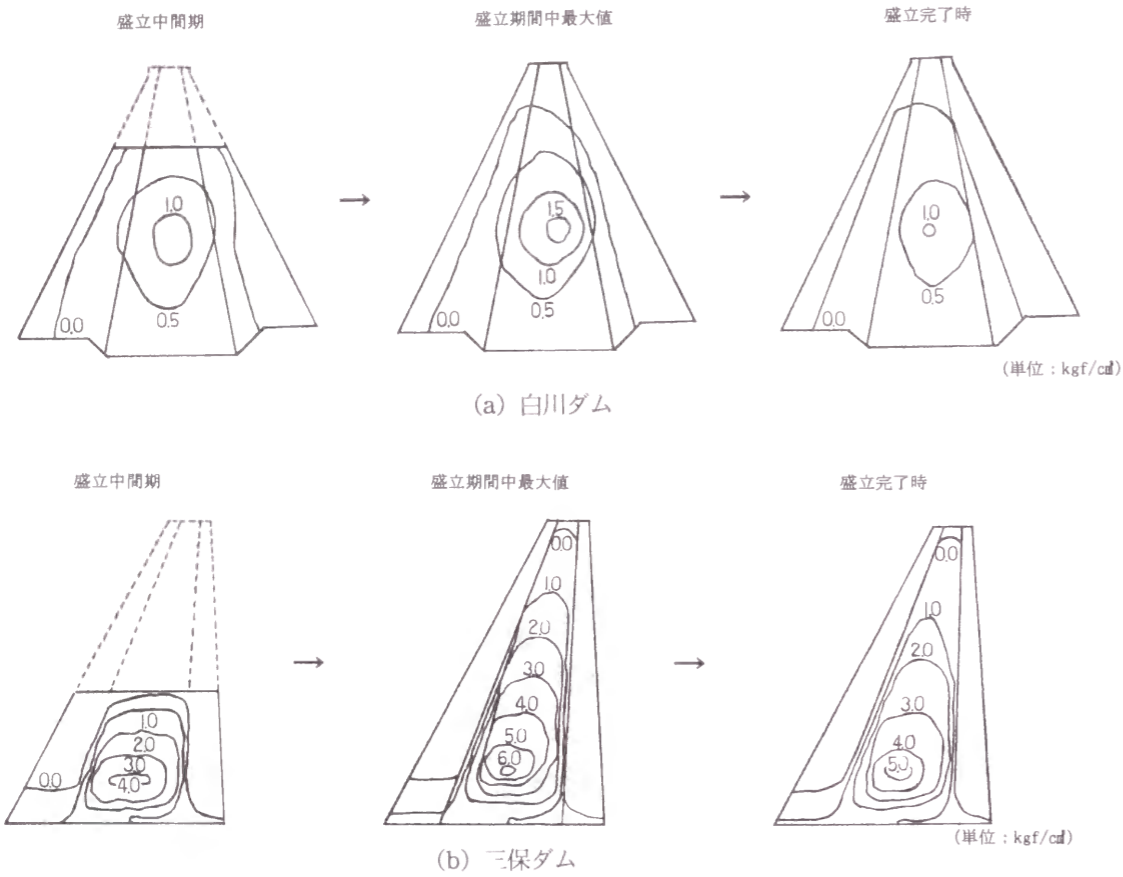


図-5.5.7 コア部の間隙水圧分布の推移

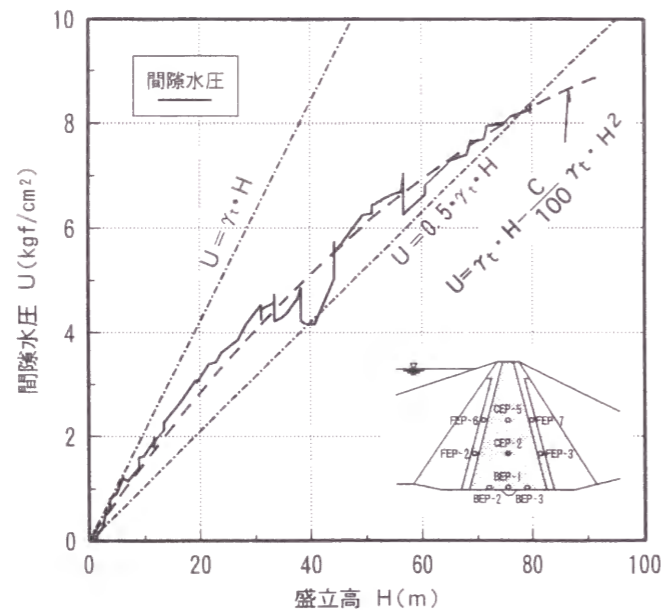


図-5.5.8 盛立高と間隙水圧の関係 (寒河江ダム, CEP-2)

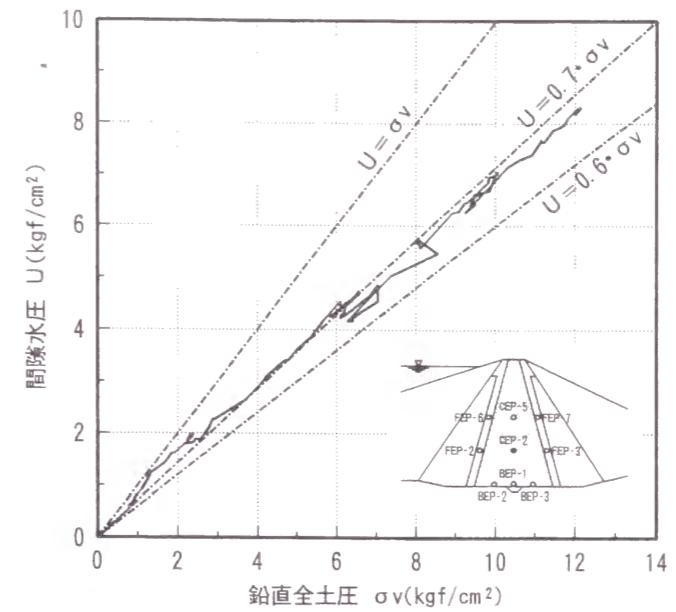


図-5.5.9 鉛直全土圧と間隙水圧の関係 (寒河江ダム, CEP-2)

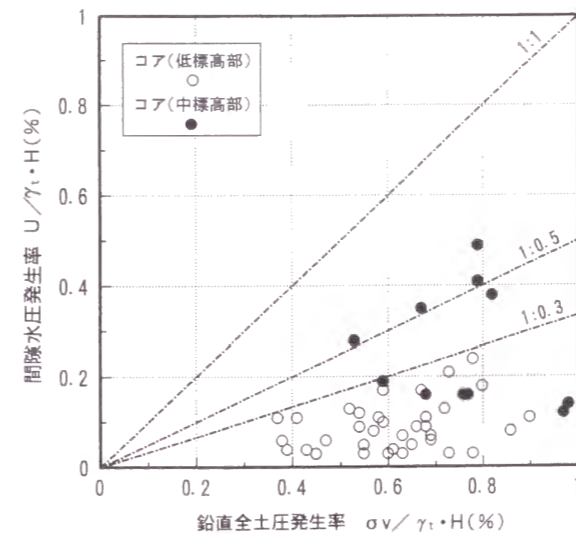


図-5.5.10 鉛直全土圧発生率と間隙水圧発生率の関係

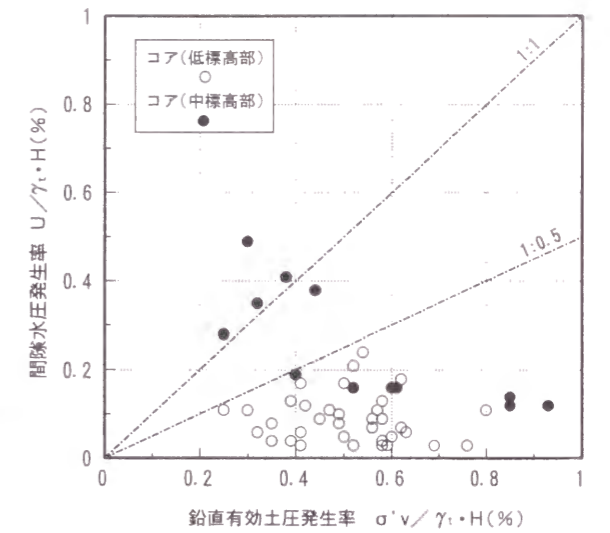


図-5.5.11 鉛直有効土圧発生率と間隙水圧発生率の関係

5.5.5 湛水中のコアゾーン間隙水圧

図-5.5.12に寒河江ダムの初期湛水期間中におけるコアゾーンの底面やや下流側における間隙水圧(BEP-3)の経時変化を示す。このダムは、間隙水圧の最大値が明瞭に認められる例である。最大値は最高水位時から4日遅れて現れていることがわかる。

図-5.5.13に寒河江ダムの間隙水圧計測断面の全計測値について、最大値を示す日の最高水位からの遅れ日数を示す。中標高部では遅れ日数が少ないが、高標高部あるいは低標高部下流側などの位置では遅れが5日以上に及ぶ。これは、盛立完了時の間隙水圧分布形状と関係がある。中標高部の遅れ日数が

少ない位置は、盛立完了時に高い間隙水圧を示す位置であり、遅れ日数が多い位置は間隙水圧の低い（概ね 3kgf/cm^2 以下）位値である。また、遅れ日数間における間隙水圧の上昇値は中標高部では $0.01\sim 0.02\text{kgf/cm}^2$ 程度の値であるが、高標高部や低標高部下流側ではそれよりもやや大きな値となり、 $14\sim 22$ 日の遅れが生じた位置では 0.12kgf/cm^2 の差が生じた。

図-5.5.14に寒河江ダムの湛水開始前と初期湛水期間中の最高水位時におけるコアゾーンにおける間隙水圧分布を示す。この図より、湛水開始前には明らかに残留間隙水圧の存在が認められるが、最高水位時点では上流から下流に向けて滑らかな間隙水圧の減少傾向が見られる。調査したうちの多くのダムでは同様の傾向が見られた。

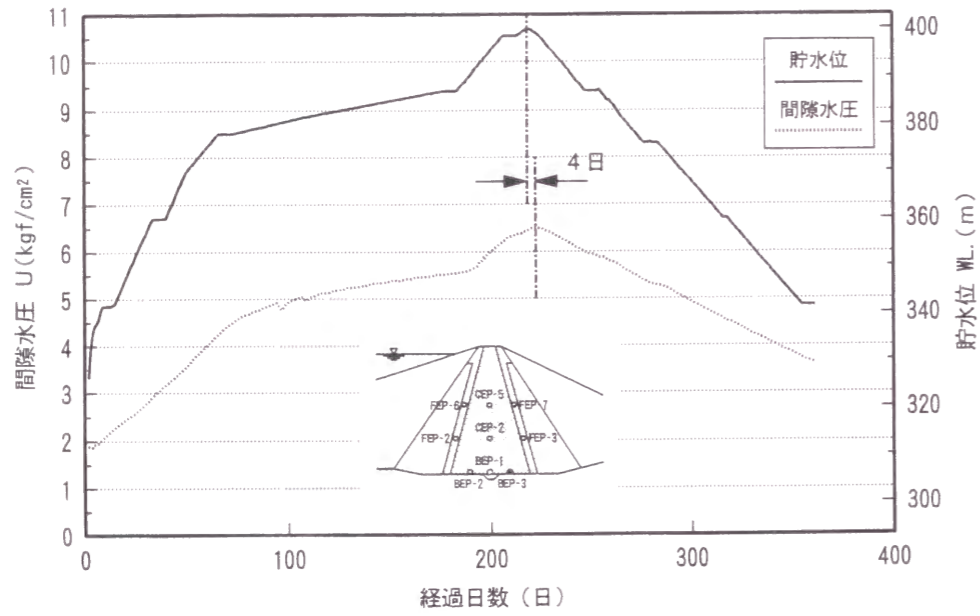


図-5.5.12 湛水期間中の間隙水圧の経時変化（寒河江ダム,BEP-3）

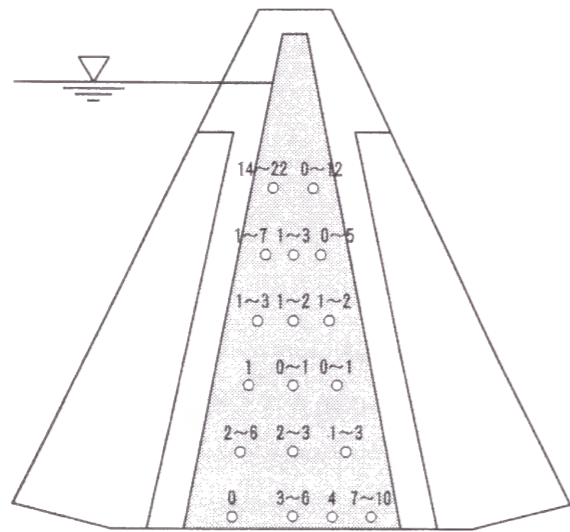


図-5.5.13 最大間隙水圧値を示す日の最高水位日からの遅れ日数

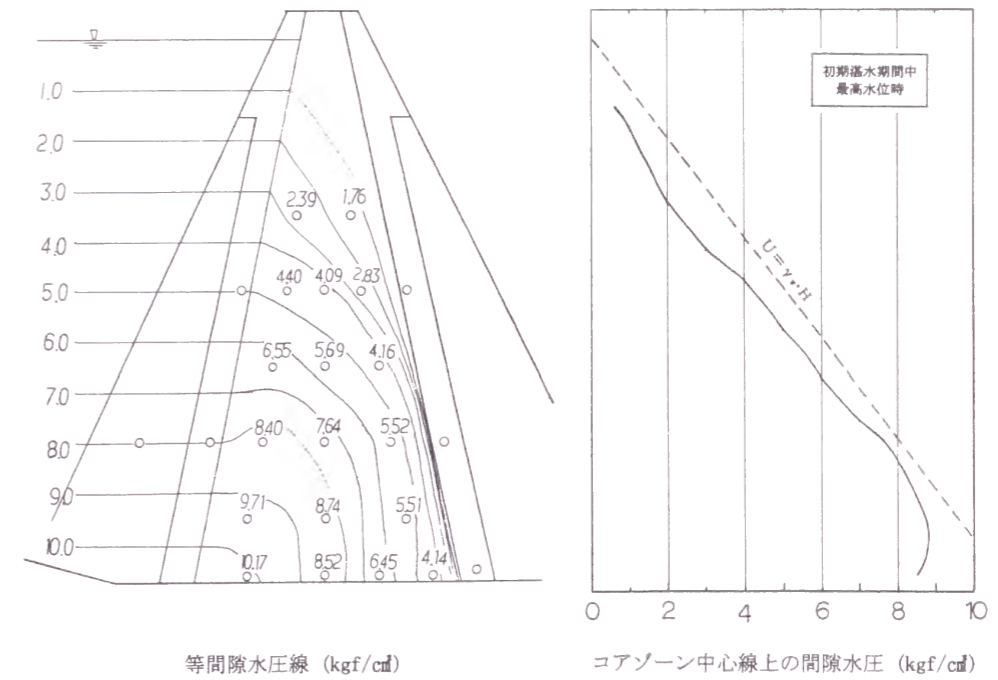
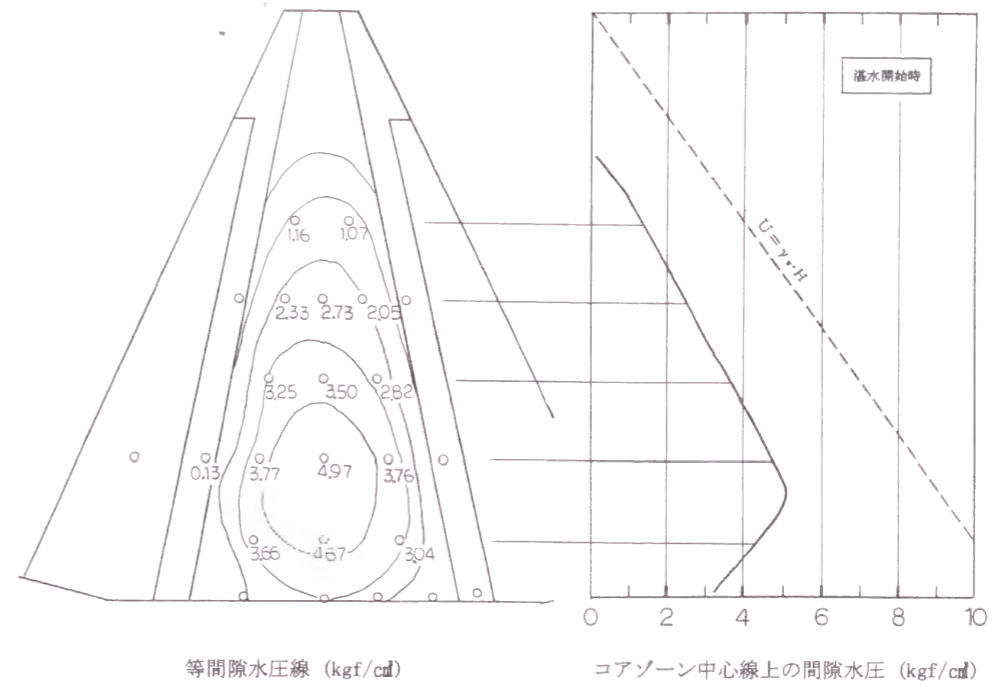


図-5.5.14 コアゾーンの間隙水圧分布（寒河江ダム）

5.5.6 まとめ

ゾーン型のロックフィルダムの土圧および間隙水圧の実測を分析した結果、以下の知見を得た。

- (1) 盛立完了時において鉛直全土圧は、コアゾーンで土柱重量の40～90％、ロックゾーンで90～100％、フィルタゾーンで120～170％程度の値を示す。コアゾーンの過小な値とフィルタゾーンの過大な値はアーチ作用によるものと考えられる。
- (2) コア材の盛立期間において、鉛直ひずみと鉛直全土圧から求まる変形係数は $D = 150 \sim 450 \text{kgf/cm}^2$ を示す。
- (3) コアゾーンの間隙水圧は中央部で最大となり、フィルタゾーンとの境界部で0となるような球根状の分布形状を示す。
- (4) コアゾーンの間隙水圧は盛立の進行に伴い増加するが、消散するため、土柱重量と比較した増加率は小さくなり、盛立高との関係は放物線近似できる。
- (5) 鉛直全土圧と間隙水圧との比は、盛立進行に伴い、ほぼ一定の関係で推移する。
- (6) コアゾーンの低標高部における間隙水圧発生率は、鉛直全土圧発生率の30％、以下、鉛直有効土圧発生率の50％以下である。
- (7) コアゾーンの中標高部における間隙水圧発生率は、鉛直有効土圧発生率が大きくなるにつれて小さくなる。
- (8) 初期湛水期間において間隙水圧計が最大値を示す日は、最高水位時から数日遅れる。その遅れ日数は盛立完了時の間隙水圧が大きい位置ほど短い。
- (9) 盛立期間中の残留間隙水圧は、最高水位時においておおむね消散する。

5.6 監査廊継目の挙動観測と数値解析による予測

5.6.1 概説

我が国で建設されるほとんどすべてのフィルダムでは、以下の利点を考慮して、基礎岩盤内に監査廊を設置している。

- 1) 堤体および基礎の安全管理
- 2) ダム基礎の維持・補修
- 3) グラウチングの工程短縮および効果的注入

監査廊は通常、岩盤内ダム軸方向に平行に全縦断に設置される。必要に応じて河床部または左右岸から下流側に抜ける連絡用の監査廊が設置される場合もある。

監査廊の形式には、オープンカット式とトンネル式があるが、通常は工費が安く施工の容易なオープンカット式が選ばれる。

通常鉄筋コンクリート構造物とされる監査廊の上下流方向断面の鉄筋の配筋設計は、二次元有限要素法による応力解析法により行うことが定着しつつある¹⁰⁾。一方、監査廊の縦断面方向の鉄筋配筋設計は、上下流方向のそれほど定着した手法はなく、経験的設計を行っているのが現状である。

しかし、最近、我が国には良好な基礎岩盤をもつダムサイトが少なくなり、新第三紀堆積岩・第四紀低溶結凝灰岩・風化岩などのいわゆる軟岩を基礎とするダムが多く築造されるようになった。軟岩基礎はその変形性が大きいこと、堤体の盛立てによる基礎岩盤の沈下量は、ダム軸縦断面ではアバットメントから河底部にいくに従って増大し、特に河床部では堤体荷重により谷が押し広げられ伸びの挙動を示すため、監査廊の継目が開く。継目が著しく開いた場合、その部分が水みちとなり、浸透水により堤体材料、特に遮水材料が洗い流される恐れがある。このため、変形性の大きな基礎岩盤上に監査廊を設ける場合は、継目の開きが許容値内におさまるような設計・施工が必要となる。しかし、現在のところ基礎岩盤の変形を予想する手法や、継目の開きの許容値は定まっていないのが現状である。そのため、軟岩や破碎褶曲の著しい岩盤を基礎とするフィルダムでは、堤体の盛立てにより監査廊の継目が開くことを予想して、継目に継目計を設置し、盛立てや試験湛水時の継目の開きを計測し、著しく大きい開きが生じた継目にはジョイントグラウチングを行って止水性を確保している。

今後の監査廊の設計では、特に変形性の大きい岩盤を基礎とするダムの場合、設計時に基礎岩盤の変形量を予想して、継目の配置やジョイントグラウチングの配管の必要性の有無を判断する必要がある。そこで本節では、実際に建設が完了したダムで得られた監査廊の継目の開きの実測値を解析するとともに、二次元あるいは三次元の有限要素法による基礎岩盤の変形解析を行い、継目の開きの予測精度について検討する。

5.6.2 漁川ダムにおける監査廊の継目挙動と三次元有限要素法による基礎岩盤変形解析

監査廊継目の開きを予測するためには基礎岩盤の変形量を把握する必要がある。従来から、ダムの基礎岩盤の変形解析には二次元モデルによる有限要素法解析が行われているが、二次元モデルではダムの自重による応力が平面内でしか拡散しないため、実際の変形量を知ることが困難である。これに対し三次元モデルでは、堤体の自重による応力が三次元的に拡散するため、モデル化の範囲をある程度広くとれば実際の基礎岩盤に近い挙動を解析により知ることができると考えられる。本項では、北海道開発局

の漁川ダムについて監査廊継目の実測データと三次元有限要素法変形解析により求めた結果を比較、考察する。

(1) 漁川ダムの概要

漁川ダムの緒元を表-5.6.1に、ダム軸方向の地質断面を図-5.6.1に示す。ダムサイトの地質は、新第三紀末期の先野幌層の砂岩・礫岩層を基盤として、それを覆って第四紀洪積世の古期段丘堆積層、支笏火山噴出物が堆積している。そのうち、ダム基盤は主に軟岩である軽石凝灰岩層によって構成されている。

表-5.6.1 漁川ダムの諸元

事業者	北海道開発局
所在地	北海道恵庭市漁平
水系	石狩川水系千歳川支川漁川
型式	中央コア型ロックフィルダム
堤高	45.5 m
堤頂長	270 m
堤体積	647 300 m ³
完成年	昭和 54 年 (1979) 7 月 盛立て完了 昭和 54 年 (1979) 11 月 湛水開始

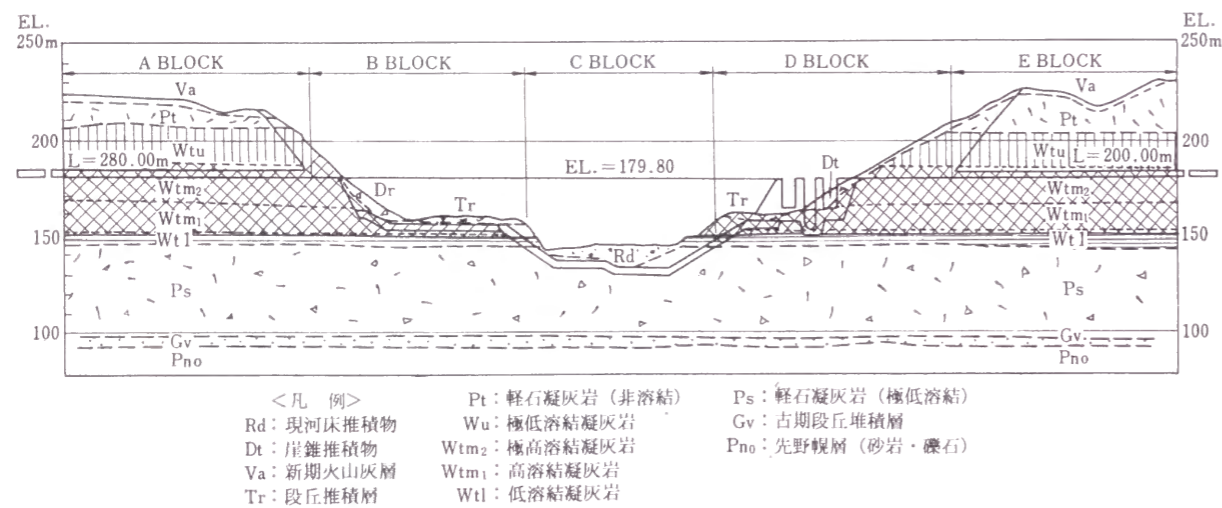


図-5.6.1 漁川ダムのダム軸方向地質断面

(2) 軽石凝灰岩の変形性

ダム基盤のうち、その変形性が特に問題になると考えられる軽石凝灰岩に対して平板載荷試験（載荷板の径30cm、剛体載荷法）を実施した。試験結果を表-5.6.2に示すが、軽石凝灰岩は変形係数が約2,000kgf/cm²とかなり小さい値を示していることがわかる。

表-5.6.2 軽石凝灰岩に対する平板載荷試験結果

試験地点	変形係数(kgf/cm ²)	接線弾性係数(kgf/cm ²)
No. 1	2 300	6 600
No. 2	1 770	5 800
No. 3	1 800	5 800
平均	1 960	6 070

(3) 漁川ダムの監査廊断面と継目計配置

漁川ダム監査廊の断面を図-5.6.2に示す。漁川ダムの監査廊の特徴は、ダム縦断方向のほかに、河床部から下流側に抜ける上下流方向にも設置されていることである。監査廊の1ブロック長は6mを基本としている。

継目計は、図-5.6.2に示すとおり断面の4隅に1個ずつ計4個設置してあり、監査廊軸方向の継目の開きが測定できるようになっている。

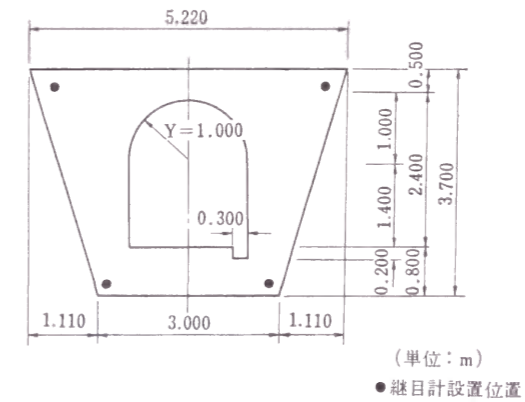


図-5.6.2 漁川ダムの監査廊断面および継目計設置位置

(4) 漁川ダムの監査廊継目開きの実測値

漁川ダムは1979年7月盛立て完了、同年11月より試験湛水を開始した。図-5.6.3は1979年8月23日（盛立て完了約1か月経過後、試験湛水を開始前）の継目の開きを監査廊鳥瞰図に示したものである。これによると、継目が大きく開いているのは河床部の最も標高の低い部分で、最大7mm近い開きを生じている。しかし、その他の継目では右岸斜面部のブロック30-31の間の継目を除いては、大きな開きを生じているところはない。また、継目の開きの経時変化を分析してみると、開き量のほとんどが堤体の盛立て時に発生し、湛水による変化はほとんどみられないことがわかった。

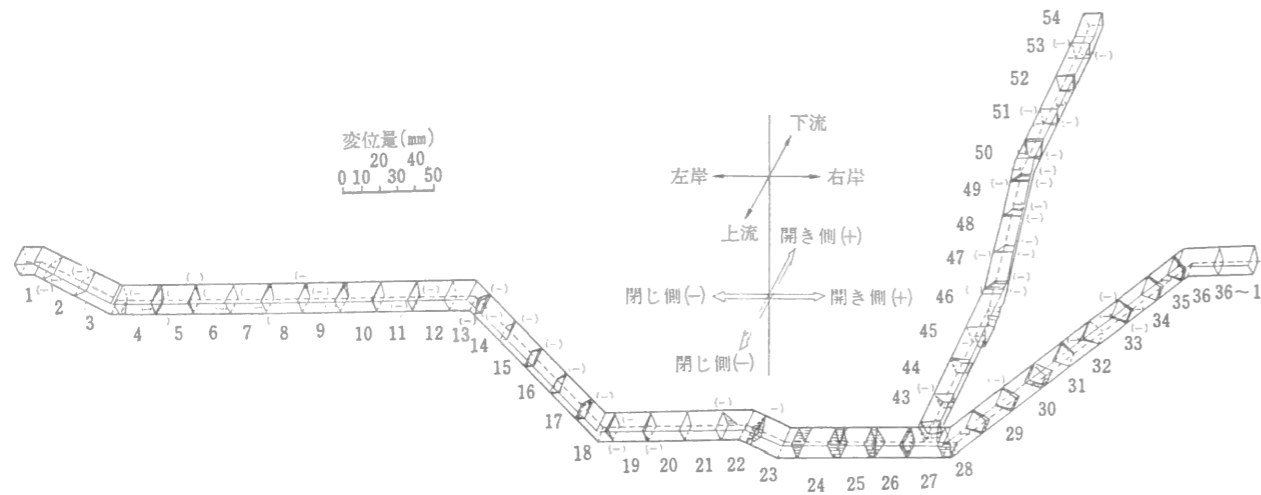


図-5.6.3 漁川ダムの監査廊継目開きの実測値の鳥瞰図

(5) 漁川ダム基礎岩盤の三次元変形解析

i) 解析の概要

変形解析に用いる三次元モデルは、堤体および基礎岩盤を一体とした等方弾性体と仮定した。解析に用いた堤体・基礎岩盤の物性値は表-5.6.3に示すとおりである。弾性係数としては、変形係数を用いた。軽石凝灰岩については、平板載荷試験より求めた変形係数を用いた。低溶結凝灰岩・高溶結凝灰岩については、一軸圧縮強度より推定した。先野幌層については、軽石凝灰岩の変形係数と弾性波速度の比を基に弾性波速度から求めた。コア・ロックの弾性係数は他ダムの事例を参考に決定し、湿潤密度は盛立て管理試験結果より決定した。ポアソン比は、各材質の弾性係数に応じて決定した。

表-5.6.3 解析に用いた物性値

材 質	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	湿潤密度 (tf/m ³)
コア	500	0.4	2.212
ロック	500	0.4	2.210
軽石凝灰岩	2000	0.35	-
低溶結凝灰岩	5000	0.3	-
高溶結凝灰岩	24000	0.2	-
先野幌層(浅部)	3300	0.35	-
先野幌層(深部)	4000	0.3	-

ii) 解析モデル

漁川ダムの三次元モデルは、ダム軸を含む鉛直断面について面対象とし、堤体法面勾配は堤敷きの全長の1/2と堤高の比から1:2.75とした。鉛直方向・水平方向のモデル化範囲は、堤体の基礎岩盤に与える影響範囲は、堤体自重分布を単純化して図-5.6.4に示す円錐分布荷重で近似して、円

錐分布荷重が半無限の弾性体に作用した場合の変形の解析解を用いて検討した。この結果、モデル化の範囲は、鉛直方向には荷重中心の沈下量の減少率が少なくなり、表面での沈下量の30%程度になる220m(堤高の約5倍)まで、水平方向にも同様に考えて円錐分布荷重の外縁から70m(堤高の約1.5倍)とした。解析モデルを図-5.6.5に示す。計算における境界条件は底面は剛接、側面はその面に直角な方向は固定、平行な方向は可動とした。使用した解析コードはNASA(米国航空宇宙局)で開発された有限要素法汎用プログラムNASTRANである。

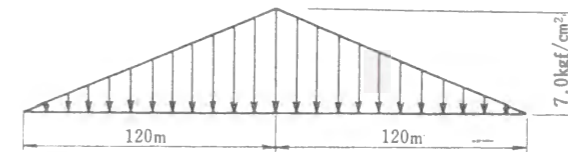


図-5.6.4 モデル範囲の決定に用いた円錐分布荷重

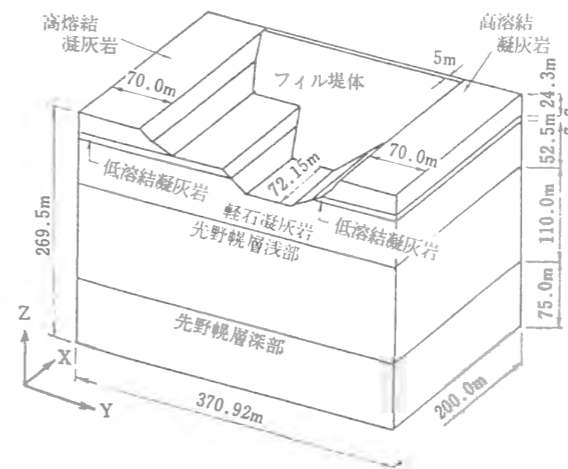


図-5.6.5 漁川ダムの三次元モデル

iii) 解析結果

ダム軸断面(X=200.0m)における変形量分布を図-5.6.6に示す。基礎岩盤の最大沈下量は河床部の25.4cmで、円錐分布荷重による半無限弾性体地盤の最大沈下量の22.3cmにはほぼ等しい。また、モデルの側面端での変化量はほぼゼロに近く、今回はモデル化の側面範囲はほぼ適切であったと考える。図-5.6.6には、フィル堤体着岩面の変形後の伸び値も示してある。この伸びと解析モデルの各区間に対応する実際のダムの監査廊継目の開きの合計を比較したものを表-5.6.4に示す。監査廊継目の開きは4つの継目計の値の平均値を用いた。この表より、岩盤の変形係数を原位置試験により求めた軽石凝灰岩を基礎とする河床部では、対応するブロック間の継目計実測値の合計と三次元解析による変形量は比較的近い値を示している。その他の左岸水平部、右岸傾斜部等では岩盤の変形係数が推定値であるためか、実測値と解析値の対応が良くないが定性的な傾向は似ている。よって、基礎岩盤の変形係数を原位置試験より求め、三次元の変形解析を行えば、かなりの精度で

継目の開きを予測できるのではないかと考える。

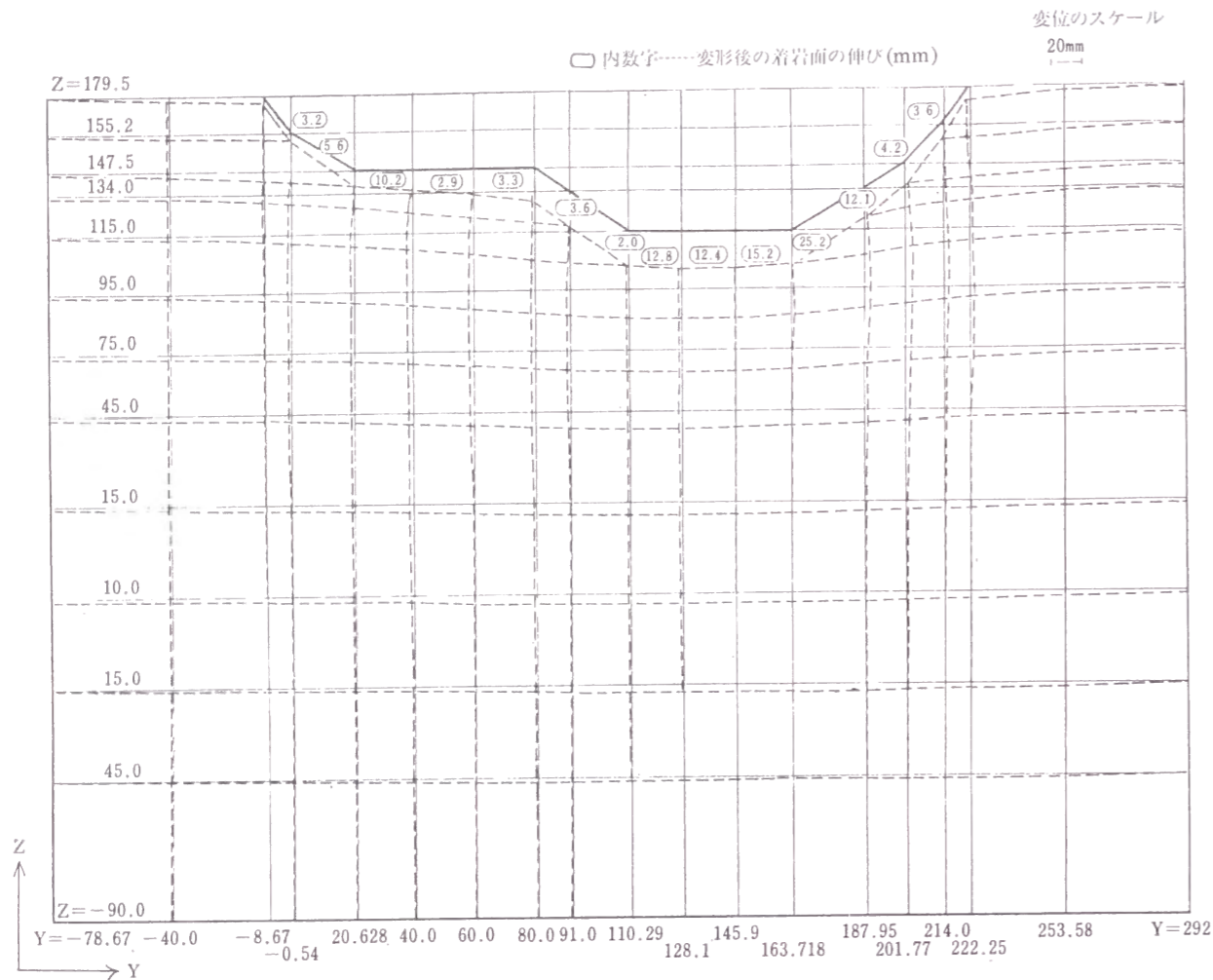


図-5.6.6 漁川ダムの三次元モデルによる変形量の分布

表-5.6.4 漁川ダムの監査廊継目の開き実測値と解析値の比較

継目計 実測値	河床部		左岸水平部		左岸水平部～河床部		右岸傾斜部	
	BL 18 ～BL 28	25.84 mm	BL 3 ～BL 13	1.57 mm	BL 13 ～BL 18	-1.95 mm	BL 28 ～BL 36	6.43 mm
解析値	Y = 110.29 ～163.718	40.4 mm	Y = 20.628 ～80.0	16.4 mm	Y = 80.0 ～110.29	-5.6 mm	Y = 163.718 ～201.770	37.3 mm

5.6.3 奈良井ダムにおける監査廊の継目挙動とギャップ要素を用いた二次元有限要素法による基礎岩盤変形解析

三次元有限要素法による変形解析により、実際のフィルダムの基礎岩盤の変形をある程度推定できることがわかった。しかし、地質構造が複雑で、変形性の著しく異なった岩盤が隣り合って存在するようなダムサイトでは、監査廊ブロックの変位が複雑で、監査廊そのものをモデルの中に入れないと実際の挙動を予測することは難しい。一方、複雑な地質構造や監査廊を含めた三次元モデルを作成すること

は大変困難である。このような場合、モデル化の範囲を合理的に決めることができれば、二次元モデルで監査廊の挙動を予測することが可能であると考えられる。ここでは、長野県の奈良井ダムの監査廊継目挙動をギャップ要素を考慮した二次元有限要素法による基礎岩盤の変形解析により予測可能か否かを検討する。

(1) 奈良井ダムの概要

奈良井ダムの諸元を表-5.6.5に、ダム軸方向の地質断面を図-5.6.7に示す。ダムサイトの基盤は古生代二疊紀の粘板岩、砂岩、チャートより構成されている。付近には大規模な構造断層が存在するため、激しい褶曲、断層の影響により複雑な互層状態を呈している。地層構造は河床にはほぼ平行する南北の走行で、全体としては西側に傾斜する。全般的に右岸では砂岩の分布が多く透水性に富んでいるが、比較的堅硬である。これに対し、河床から左岸にかけては粘板岩が優勢で、断層が多く破碎の程度も進んでいる。

表-5.6.5 奈良井ダムの諸元

事業者	長野県
所在地	長野県木曾郡檜川村表塩水
水系	信濃川水系奈良井川
型式	中央コア型ロックフィルダム
堤高	60 m
堤頂長	180.8 m
堤体積	952 667 m ³
完成年	昭和 56 年 (1981 年) 8 月 盛立て完了 昭和 57 年 (1982 年) 1 月 湛水開始

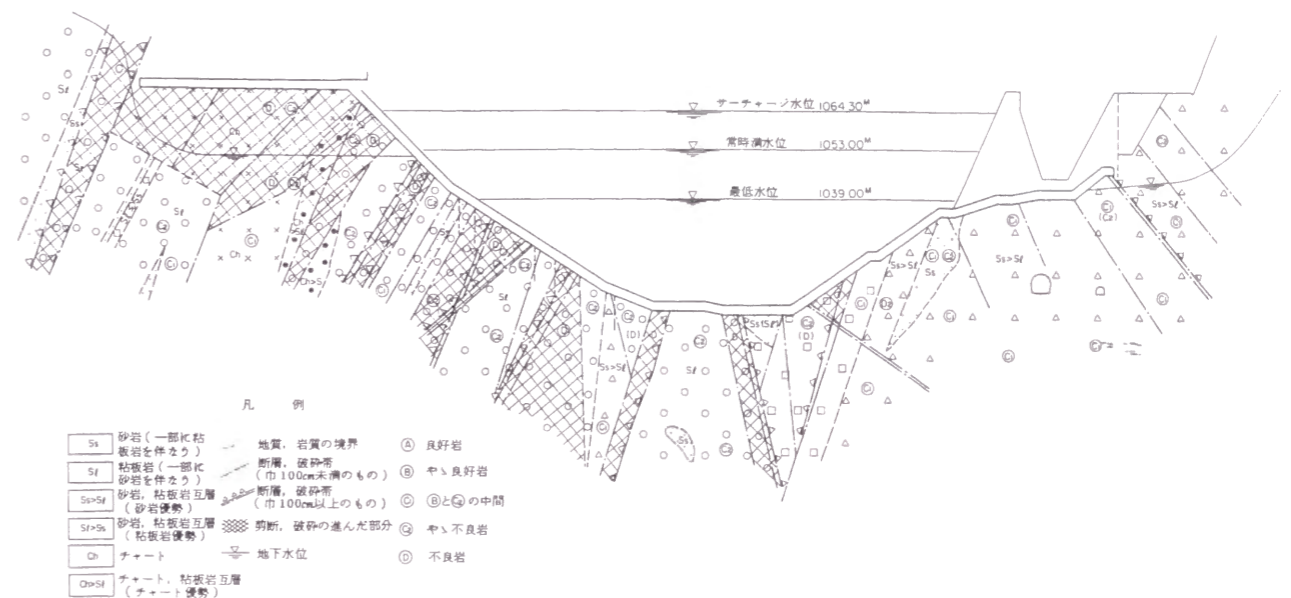


図-5.6.7 奈良井ダムのダム軸方向地質断面

(2) 奈良井ダムの監査廊断面と継目計配置

奈良井ダムの監査廊は、ダム軸方向のみに設置されている。また、監査廊の1ブロック長は7mを基本としている。

継目計は内空断面内に設置され、継目により2成分と5成分の設置をとっている(図-5.6.8参照)。2成分のものは、監査廊軸方向の継目の開きを観測することができ、5成分のものはこれに加えて、ブロック間のズレも測定できるようになっている。

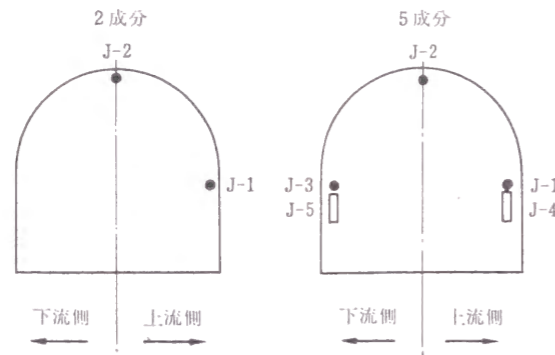


図-5.6.8 奈良井ダムの監査廊継目計の配置

(3) 奈良井ダムの監査廊継目変位の実測値

奈良井ダムは1981年8月盛立て完了、1982年1月より試験湛水を開始した。図-5.6.9は1981年11月28日(盛立て完了から3か月経過後、試験湛水開始前)の継目の開きをダム軸縦断面図に示したものである。継目計の値は内空断面天端と上流側の監査廊軸方向の値のみ用いている。継目が最も開いているのは河床部および右岸低位標高である。開きの大きい監査廊ブロックの継目は、断層破碎帯を基礎とするブロックの継目に多い。継目の開きを経時的に分析すると、漁川ダムの場合と同様に継目の開き量のほとんどが堤体の盛立て時に発生しており、湛水後はほとんど変化していない。

(4) 奈良井ダム基礎岩盤の変形

奈良井ダムではコアゾーン直下の河床部断層破碎帯に岩盤変位計を埋設し、その近傍の着岩面付近に層別沈下計の基礎部と土圧計を設置している。岩盤変位計の沈下量は堤体盛立て完了時で15.0cm(測定長30m)、有効土圧は9.0kgf/cm²で、これより求めた断層破碎帯の変形係数は1,800kgf/cm²となる。また、層別沈下計基礎部の沈下量を沈下計のケーシング内にメジャーのついた探索子を入れることにより測定した結果、約27.5cmであった。これはケーシングの穴曲りにより実際の値よりは大きめであろうが、基礎岩盤の沈下量の絶対値に近いと考えられる。

(5) 奈良井ダムにおけるギャップ要素を用いた二次元変形解析

i) 解析の概要

奈良井ダムの堤体・監査廊・基礎岩盤を含めたダム軸方向断面の二次元モデルを用いて基礎岩盤の変形解析を行った。解析に用いた物性値を表-5.6.6に示す。コンクリートについては、一般的な

値を用いた。コア・岩盤(B~C₁部)・岩盤(C₂)の変形係数は、他ダムの類似コア・岩盤の値を利用した。断層破碎帯の変形係数は、(4)で示した値とした。荷重としては、コアの自重のみを考慮し、湿潤密度の値は施工管理試験結果によった。

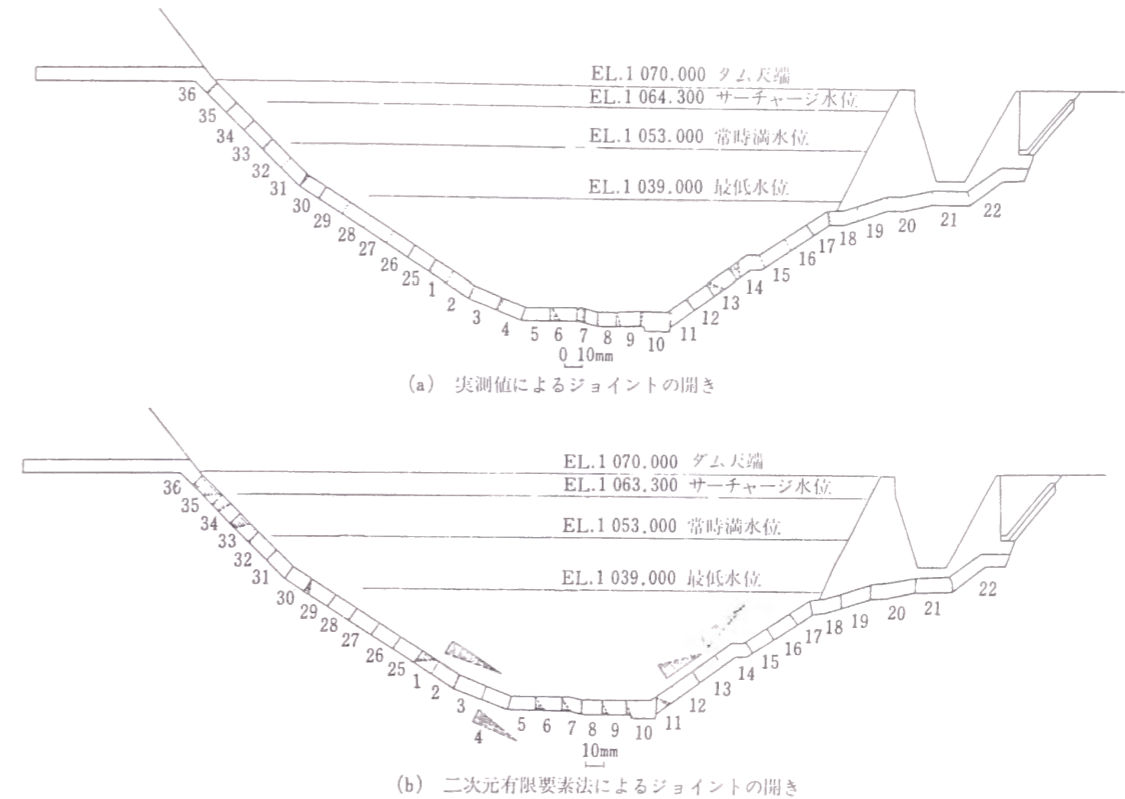


図-5.6.9 奈良井ダムの監査廊継目の開き実測値と解析値

表-5.6.6 解析に用いた物性値

材 質	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	湿潤密度 (tf/m ³)
コ ア	500	0.4	2.31
コ ン ク リ ー ト	210 000	0.17	-
岩 盤 (B~C ₁ 部)	12 500	0.2	-
" (C ₂ 部)	4 000	0.2	-
" (断層 破碎部)	1 800	0.35	-

ii) 解析モデル

解析に用いたモデルの深さ方向の大きさは、コアの土柱重量により、層別沈下量の基礎の沈下量よりわかった岩盤の沈下量とほぼ同程度の沈下量が得られるように決定した。左右岸方向は、経験的に堤高程度とした。

監査廊の1ブロックは原則として1要素とし、継目にあたるにはギャップ要素を入れた。ギャップ要素は2つの節点から構成され圧縮力のみ伝達し、引張力・せん断力は伝達しない性質を与えた。2つの節点の間には、コンクリートの剛性よりも大きな剛性を持ったバネを入れ、接触している

場合の幾何学的形状をできるだけ保つようにした。図-5.6.10に解析モデルを示す。解析での境界条件は下面は剛接、側面はその面に直角な方向は固定、平行は可動とした。使用した解析コードは米国Swanson Analysis Systems社で開発された線形・非線形プログラムANSYSである。

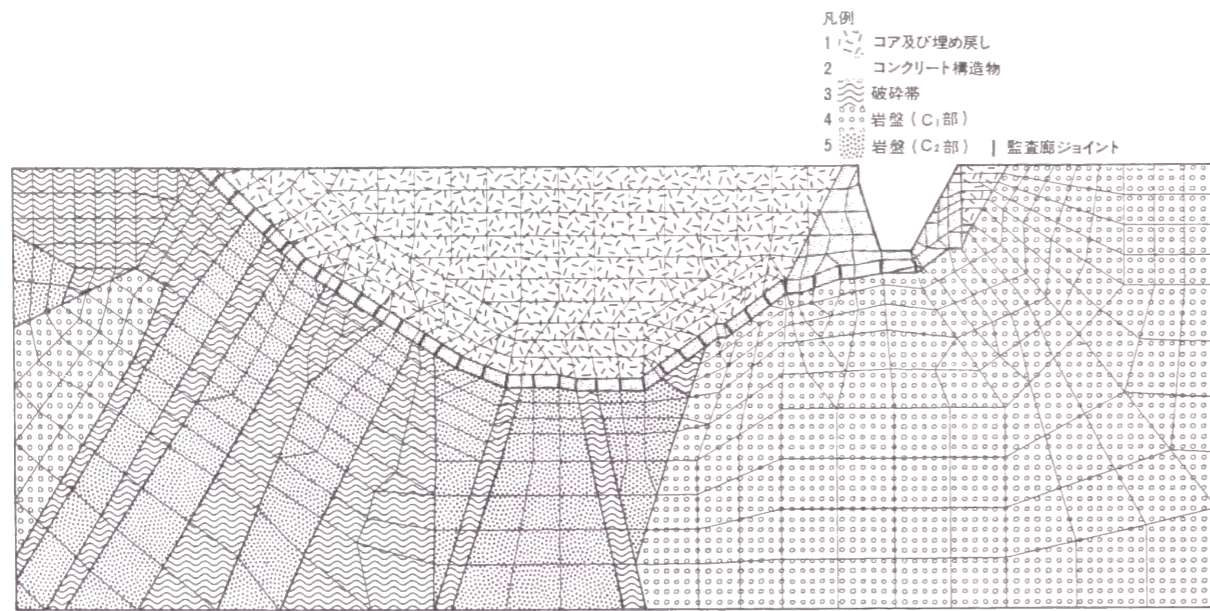


図-5.6.10 奈良井ダムの二次元モデル

iii) 解析結果

前記の図-5.6.9には、ギャップ要素を用いた二次元変形解析の結果求めた継目の開きと実測の継目の開きを示しておいた。継目の開きの実測値と解析値の傾向は、河床から右岸低位標高ではおおむね一致しているが、左岸アバットメント傾斜部では一致していない。また、開きの実測値と解析値の絶対値の河床部ではおおむね一致しているが、左右岸アバットメントでは解析値の方が実測値より数倍大きくなっている。ズレについては、表-5.6.7に示すように、河床部の6~7ブロックの間の継目を除いては解析値の方がはるかに大きくなっている。

以上より、大規模な断層のある河床部の監査廊の変位の実測値と解析値はその傾向においてはほぼ一致しており、ギャップ要素を用いた二次元変形解析を用いれば、変形係数がわかっている河床部監査廊の変位傾向が大略予想できることがわかった。しかし、斜面部では解析値と実測値が大きく異なった。この理由としては、入力物性値である変形係数が、河床部の断層以外すべて推定によっていることが挙げられる。

表-5.6.7 奈良井ダムの監査廊継目のズレ実測値と解析値

ジョイントの位置	継目計の位置	実測値 (mm)	解析値 (mm)
BL 2~3	上流側 下流側	0.69 0.71	74.67
BL 4~5	上流側 下流側	-0.54 -0.08	37.31
BL 5~6	上流側 下流側	1.95 -1.50	8.17
BL 6~7	上流側 下流側	4.14 2.55	3.99
BL 10~11	上流側 下流側	-1.25 0.00	-5.45
BL 14~15	上流側 下流側	-0.09 0.19	-7.88
BL 17~18	上流側 下流側	0.73 0.92	-15.23
BL 19~20	上流側 下流側	0.08 0.20	5.1
BL 21~22	上流側 下流側	0.20 0.19	0.76
BL 30~31	上流側 下流側	0.28 0.19	19.04
BL 35~36	上流側 下流側	0.75 0.15	5.79

注) 左岸側のブロックに比して、右岸側のブロックが相対的に上に変位したら正とする。

5.6.4 七北田ダムの斜面上監査廊の継目挙動と二次元有限要素法による基礎岩盤変形解析

宮城県の七北田ダムは右岸アバットメント上位標高にきわめて軟質な地層をもち、ダム設計・施工にあたっては、この地層の変形性、止水処理が課題となった。ダムの建設にあたっては、この地層に岩盤変位計、透水試験孔を設けて堤体の盛立てに伴う基礎の変形、透水性の変化を調査するとともに、監査廊の継目には継目計を設置して変位を計測した。ここでは、堤体の盛立てに伴う基礎の変形を知る必要があるうえ、斜面上の堤体自重による応力は、堤体を全体一層で載荷して基礎岩盤の変形解析を実施するよりも、逐次盛立てで載荷して変形解析をする方が実現象に近くなるという理由から、堤体を逐次盛立て載荷した場合の基礎岩盤の変形解析を行った。

(1) 七北田ダムの概要

七北田ダムの諸元を表-5.6.8に、ダム軸方向の地質断面を図-5.6.11に示す。ダムサイト付近に分布する基礎岩盤は、新第三紀中新世の砂岩、凝灰質砂岩、凝灰岩、凝灰角礫岩、泥岩等で、厚さ10~30mの互層で存在し、それを新期火山性の泥流堆積物、段丘堆積物などが覆っている。基礎岩の各層は、ダム軸断面では右岸側へ6°~14°傾斜し、上下流方向には上流側へ4°~5°傾斜している。砂岩(Yss)、凝灰質砂岩(Ys)は亀裂が少なく難透水性である。凝灰岩(Yf)はおおむね亀裂の少ない岩盤であるが、オープンクラックが存在し、また凝灰角礫岩(Yt)には開口した大亀裂が存在する。凝

灰質砂岩・泥岩互層 (Ym), 凝灰質砂岩・泥岩互層 (Sm), シルト質凝灰岩・凝灰質泥岩互層 (Sa₂) の各層は層理面に沿う細亀裂が発達する。最上部の砂質凝灰岩 (St) は、固結が不十分で層理面がほとんど見られないが、多くの薄い粘土脈が挟在しているのが見られる。ダム設計・施工にあたっては、この St の工学的性質の把握が重要な課題となった。

表-5.6.8 七北田ダムの諸元

事業者	宮城県
所在地	宮城県泉市福岡字蒜但木
水系	七北田川水系七北田川
型式	中央コア型ロックフィルダム
堤高	73.0 m
堤頂長	420 m
堤体積	2 606 000 m ³
完成年	昭和 58 年 (1983 年) 6 月 盛立て完了

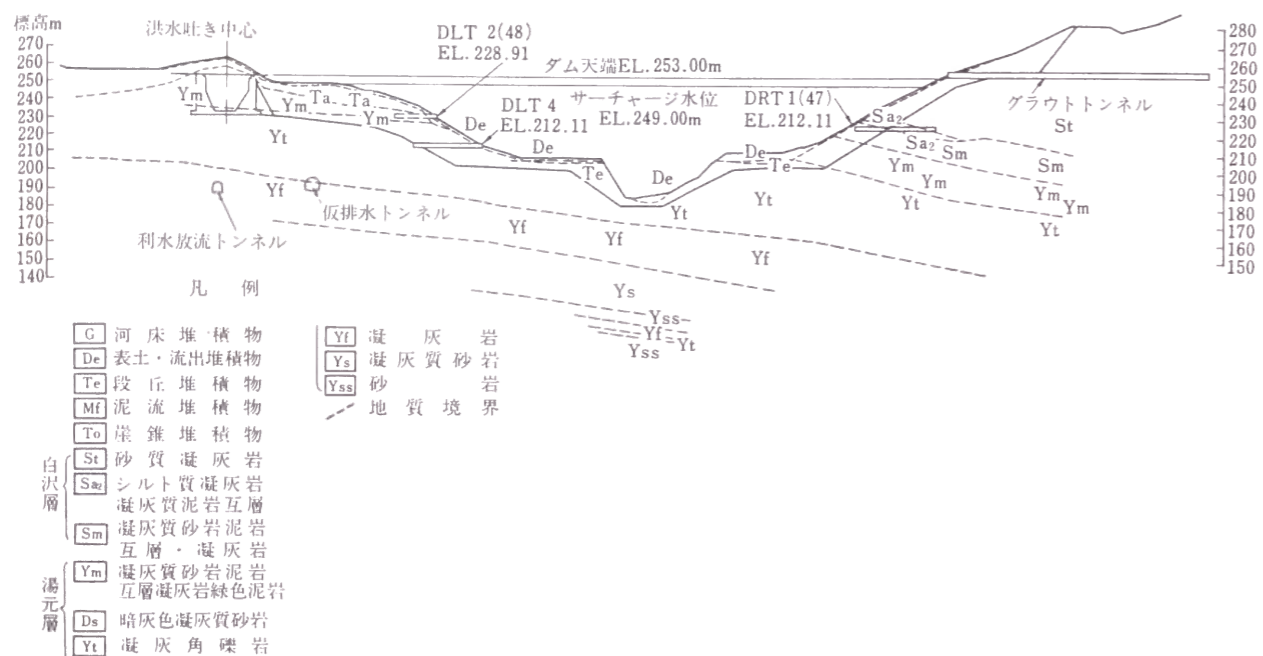


図-5.6.11 七北田ダムのダム軸方向地質断面

(2) 砂質凝灰岩の変形性

砂質凝灰岩に対して、平板載荷試験(載荷板の径30cm, 剛体載荷法)を行った。その結果を表-5.6.9に示す。この表より、砂質凝灰岩の変形係数が2,000kgf/cm²であることがわかる。

(3) 七北田ダムの監査廊断面と継目計配置

七北田ダムの監査廊断面と継目計設置位置を図-5.6.12に示す。また、右岸上位標高の監査廊縦断面図を図-5.6.13に示す。この部分の監査廊の1ブロック長は6mである。継目計は、図-5.6.12に示したように、監査廊内空断面内の3か所の凹部に設置されており、監査廊軸方向の継目の変位のみが測定できるようになっている。

表-5.6.9 砂質凝灰岩に対する平板載荷試験結果

試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)
No. 1	0~10	2 600	No. 2	0~10	1 900	No. 3	0~10	1 700
	10~20	2 300		10~20	2 100		10~20	2 600
	20~40	2 200		20~40	2 000		20~30	2 400
	40~60	1 600		40~50	1 700		30~40	2 300
				50~60	1 300		40~50	1 600
	平均	2 200		平均	1 800		平均	2 100
						全平均	2 000	

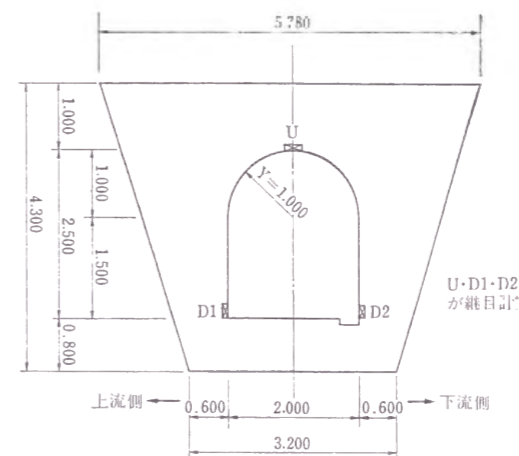


図-5.6.12 七北田ダムの監査廊断面および継目計設置位置

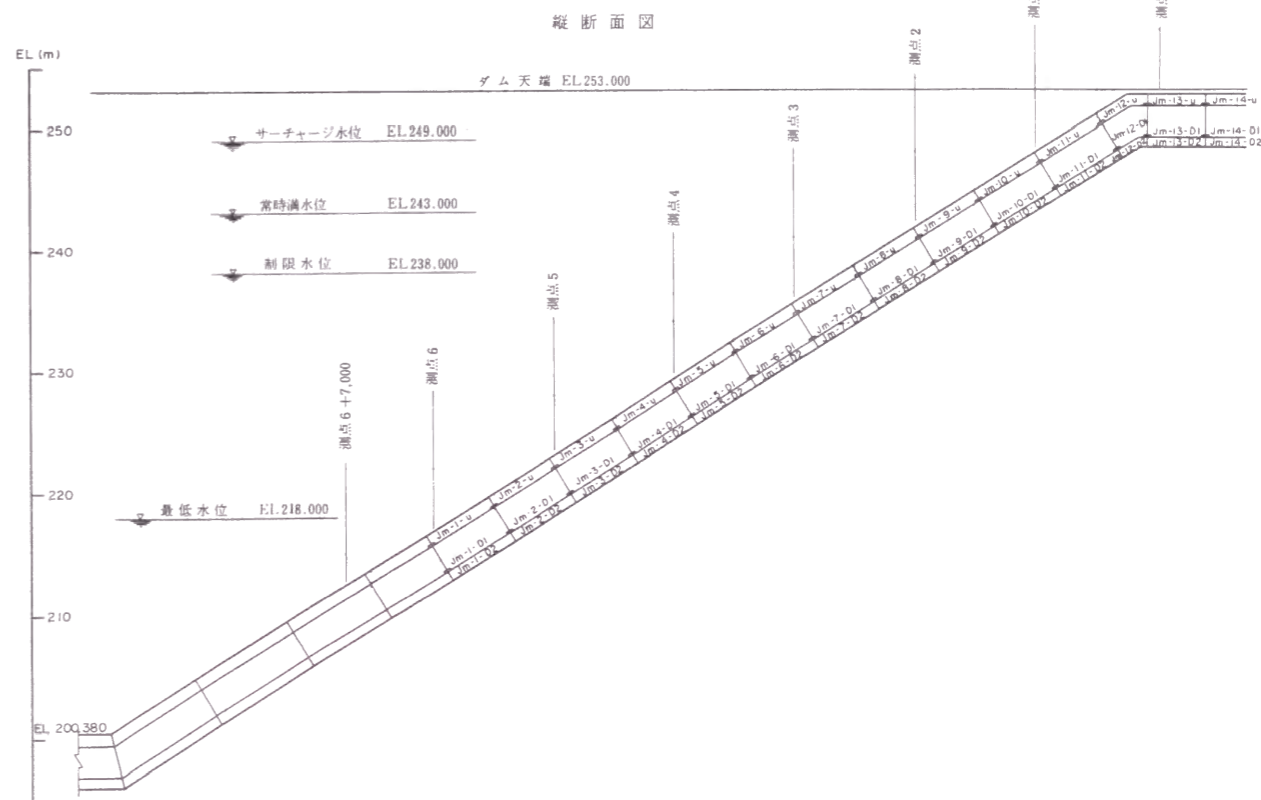


図-5.6.13 七北田ダム右岸上位標高の監査廊縦断面

(4) 七北田ダムの監査廊継目の実測値

全14か所の継目の内、ブロック13~12, 11~10, 10~9, 9~8, 8~7, 7~6, 5~4, 4~3の8か所の継目で閉じる傾向を示している。これは、全体に変形性の大きいアバットメントでは、堤体の盛立てによる荷重は岩盤を押し広げる方向に作用するのではなく、沈下させるように作用し、アバットメントの着岩面に平行に圧縮ひずみが生じたためと推測される。この推論が正しいかどうか検証するため、二次元有限要素法による変形解析を行った。

(5) 七北田ダム基礎岩盤二次元変形解析

i) 解析の概要

七北田ダムの基礎岩盤の変形解析は次のように行った。

- 1) 堤体みの二次元モデルで、非線形の築堤解析を行う。
- 2) 各築堤段階での堤体着岩面における節点反力を求める。
- 3) 節点反力を等方な弾性体である岩盤の二次元モデルに作用させる。
- 4) 各築堤段階の変形量を求める。

築堤解析に用いたコア材の物性値は表-5.6.10に示すとおりである。湿潤密度は、施工管理試験の結果より、その他は三軸試験の結果より決定した。また、岩盤の物性値は表-5.6.11に示すとおりとした。砂質凝灰岩 (St) は、原位置平板載荷試験の変形係数をとって2,000kgf/cm²とした。シルト質凝灰岩・凝灰質泥岩互層 (Sa₂) は、砂質凝灰岩と同じ値とした。凝灰質砂岩泥岩互層凝灰岩 (Ym) については、一面せん断応力とせん断変位から求めた。凝灰角礫岩 (Yt), 凝灰岩 (Yf) については、一軸圧縮強さより推定した。凝灰質砂岩互層・凝灰岩 (Sm), 凝灰質砂岩 (Ys), 砂岩 (Yss) は、横坑内でのハンマーでたたいた状態やボーリングコアなどから推定した。

表-5.6.10 コア材の物性値

湿潤密度 (γ _t)	2.13 tf/m ²	初期ポアソン比 (G)	0.4
初期弾性係数の大気圧に対する比 (K)	240	応力~ポアソン比の関係を表わす係数 (F)	0.1
除荷時の弾性係数の大気圧に対する比 (K _w)	360	粘着力 (C)	2.0 tf/m ²
応力~ひずみ関係を表わす指数 (n)	0.65	内部摩擦角 (φ)	34°
		破壊比 (R _f)	0.85

表-5.6.11 基礎岩盤の物性値

地層名	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
白沢層砂質凝灰岩 (St)	2000	0.3
白沢層凝灰岩泥岩互層 (Sa ₂)	2000	0.3
白沢層砂岩泥岩互層・凝灰岩 (Sm)	3400	0.3
湯元層砂岩泥岩互層・凝灰岩 (Ym)	2700	0.3
湯元層凝灰角礫岩 (Yt)	4500	0.3
湯元層凝灰岩 (Yf)	3500	0.3
湯元層凝灰質砂岩 (Ys)	3000	0.3
湯元層砂岩 (Yss)	2500	0.3

ii) 解析モデル

解析に用いた岩盤モデルの深さ方向の大きさは、堤体自重による荷重を円錐分布荷重で近似した場合の中心部沈下量とコア土柱重量による岩盤の沈下量が同じになるように決定し、121mとした。左右岸方向は、堤高と同じ73mとした。以上より決定した基礎岩盤および堤体モデルを図-5.6.14に示す。境界条件は、築堤解析については境界部接点はすべて剛接とし、基礎岩盤の変形解析については底面は剛接、側面はその面に直角な方向は固定、平行な方向は可動とした。堤体の築堤解析には、堤体材料の応力ひずみ曲線、ポアソン比を双曲線近似とする Duncan - Chan の理論に基づく有限要素法の解析コード ISBILD を、基礎岩盤の変形解析には前述の NASTRAN を用いた。

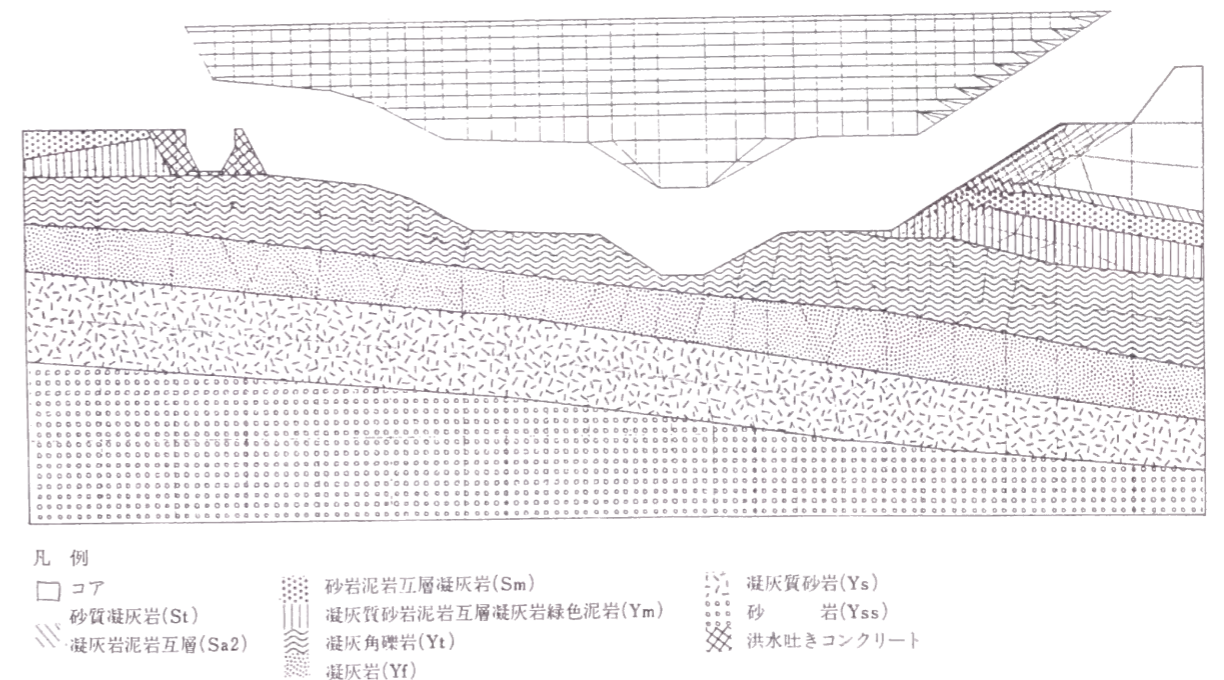


図-5.6.14 七北田ダムの二次元基礎岩盤モデルと堤体モデル

iii) 解析結果

解析による変位・応力を調べてみると、盛立て標高のやや上位では、アバットメントに平行な方向に引張応力が生じ、盛立て標高より下では圧縮応力が生じている。

また、右岸上位標高の監査廊継目の開きについて、いくつかの継目の開きの実測値を合計したものと、その継目に挟まれる監査廊ブロックの位置に相当する節点間距離変化の解析値合計を比較してみた。図-5.6.15に監査廊継目の実測値と二次元モデルによる解析値を示した。ただし、継目の開きの実測値は、監査廊内空断面上部と下部とし、下部の実測値は上流側と下流側の継目計の値の平均値を用いた。

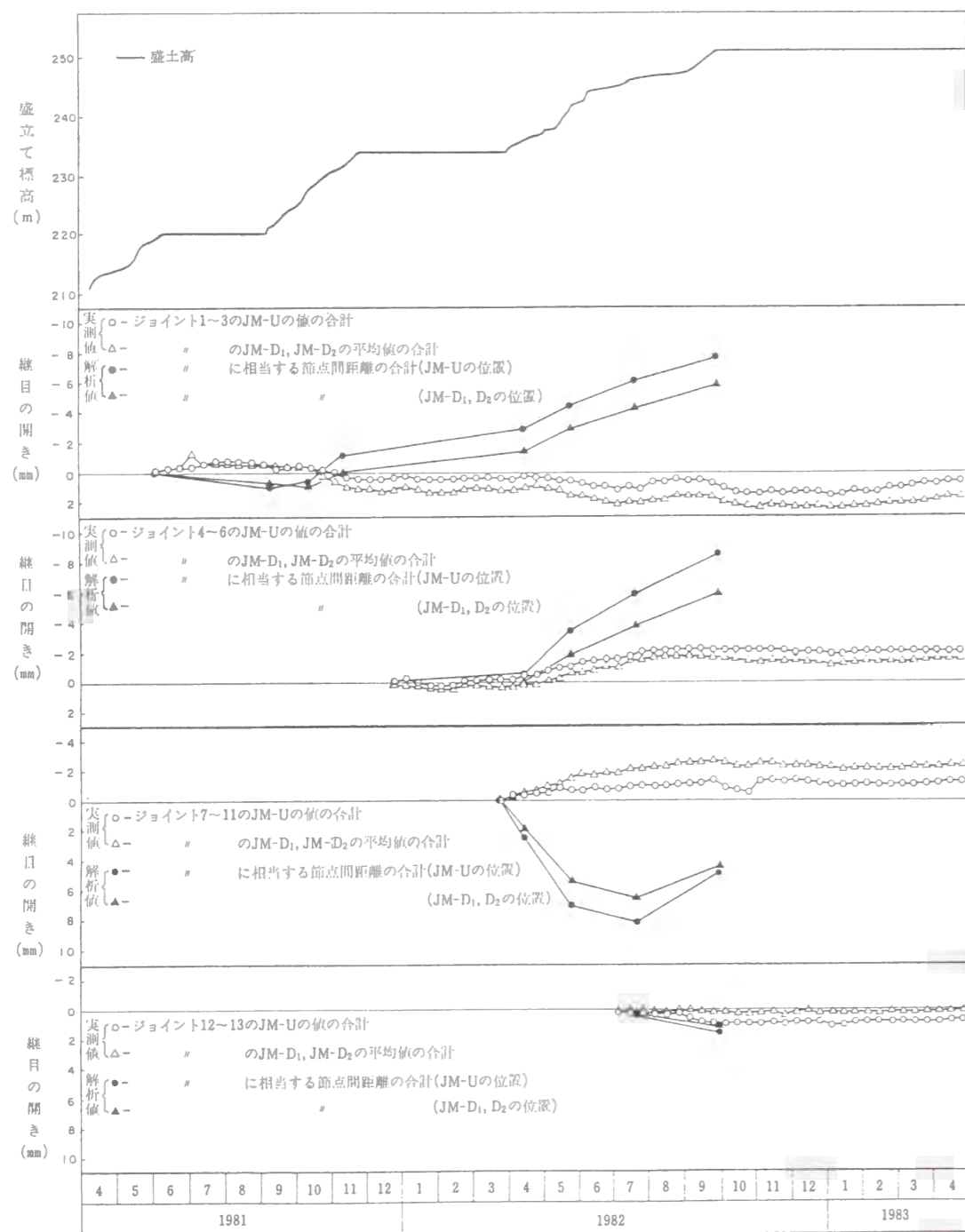


図-5.6.15 七北田ダムの監査廊継目の実測値と解析値

実測値においてジョイント1~3は、全体として継目は開いているが、これはジョイント3の継目の開きが極端に大きいことが影響していると思われる。ジョイント4~6, 7~11は継目が閉じる傾向を示しており、ジョイント12, 13はほとんど変化していない。これに対し、二次元解析の結果では、ジョイント1~3, 4~6に相当する節点間では縮んでおり、また、ジョイント7~11に相当する節点間では当初伸びを示しているが、盛立て標高が高くなるに従って縮みに転じる傾向を示している。この解析より、堤体の盛立てが進むとアバットメント傾斜部の岩盤は斜面に沿って縮むことが明らかとなった。監査廊継目の実測値では、ジョイント4~6, 7~11に見られるようにこの傾向がある程度示していると考えられる。同様なことが、漁川ダムの左岸水平部から河床部にかけての継目計の実測値および三次元モデルによる解析値にも表れている(表-5.6.4参照)。図-5.6.15において、アバットメント傾斜部表面近くの変位は、解析値の方が実測値より大きい傾向を示している。これは、二次元モデルのモデル化の範囲が大きすぎたこと、また、同じく二次元モデルであるため堤体の自重による荷重が十分に拡散せず、変位が実際より大きくなったためであると推測する。また、ジョイント7~11については、継目計の測定を開始したのが1982年3月で、盛立ては1981年12月より標高234mで休止している状態であったため、その期間中に継目計の開きが収束してしまい、継目の開きの傾向が解析値と大きく異なったものと思われる。

5.6.5 まとめ

3つのダムの監査廊継目計の実測値を解析するとともに、三次元および二次元の有限要素法による基礎岩盤の変形解析を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 今回対象とした軟岩基礎上に築造されたロックフィルダムでは、基礎の沈下に伴い底設監査廊の継目に開きが生じることがわかった。しかし、その開き量はさほど大きくないうえ、各ダムでは監査廊の内空部周辺に止水板を設置したり、ジョイントグラウチングを施工する等の止水対策が講じられていた。そのため、盛立て完了後の湛水によってもジョイントの開きが大きくなるような傾向や監査廊内での極端な漏水は見られず、これらのダムの監査廊継目は十分な止水性が確保されていると言える。
- (2) 基礎の変形性の分布が比較的単純なダムサイトでは、基礎岩盤および堤体を含めた三次元有限要素法を用いた弾性変形解析により、基礎岩盤の変形・監査廊継目の開きを予測することが可能である。
- (3) 三次元有限要素法を用いた変形解析ではモデル化の範囲をどれくらいにとるかが重要である。堤敷の長さが240m程度のダムでは、岩盤のモデル化の範囲は深さ方向は堤高の5倍以上、右岸岸方向、上下流方向は堤体の端より堤高の1.5倍以上必要である。このモデル化の範囲を定めるのに、円錐分布荷重による沈下量の解析が有用である。
- (4) 二次元有限要素法のモデルでもモデル化の範囲が妥当であれば、監査廊の継目をギャップ要素等を用いて考慮することにより、ある程度監査廊ブロックの挙動を推定することができる。
- (5) 均一な変形性をもつ軟岩からなるアバットメント傾斜部では、堤体盛土荷重により斜面平行方向に圧力が生じ、監査廊の継目が閉じる傾向にある。この傾向は、堤体の逐次盛立てに伴う基礎岩盤の変形解析を行うことによっておおむね予想することができる。

以上の結果を踏まえて、監査廊ブロックの変位を求めるための基礎岩盤の変形解析の方針をたてると次のようになる。

- (1) 基礎岩盤の地質構造が単純なダムサイトでは、基礎岩盤および堤体を含めた三次元有限要素法を用いた線形の変形解析により基礎岩盤の変形量を求める。この場合、基礎岩盤の変形係数は、原位置平板載荷試験より求める。三次元モデル化の範囲は、円錐分布荷重の解析解を参考にできるだけ大きくとる。
- (2) 基礎岩盤の地質構造が複雑で、変形性が大きく異なる地質が接しているダムサイトでは、三次元のモデル化が困難となるので、監査廊の継目をギャップ要素等で考慮した二次元有限要素法を用いて基礎岩盤の変形解析を行う。また、アバットメント傾斜部の監査廊については、堤体の逐次盛立てに伴う基礎岩盤の変形解析を行う。二次元モデルにおけるモデル化の範囲は、三次元モデルによる有限要素法の解析か円錐分布荷重の解析解により概略の基礎岩盤の沈下量を求め、堤体の土柱重量による基礎岩盤の沈下量がそれと等しくなる範囲とすることが考えられる。

5.7 結語

ロックフィルダムにおける計測のうち堤体の外部および内部変形、基礎岩盤の変形、堤内の土圧および間隙水圧と底設監査廊の継目変位といった力学的挙動の実測値を解析することにより、以下の知見を得た。

第3節における堤体の外部変形についての検討から得られた結論は次の通りである。

- (1) 最大横断面の沈下量 d_v とダム高 H の関係は、べき乗関数 $d_v = a \cdot H^b$ で近似できる。式中の a は盛立後の経過日数の関数（対数回帰による相関が高い）として表現でき、 b はほぼ一定値の1.6であった。
- (2) 最大横断面の下流方向の最大水平変位量 $d_{h,max}$ は初期湛水時におおむね生じており、その値はダム高 H の0.1%以下であった。
- (3) 天端の沈下傾向において急変点の存在は認められず、測定点の最終盛立高が高いほど沈下量が大きいの。
- (4) 同一ダムにおいて、河床部よりも盛立高の低いアバットメント部において最終盛立高に対する沈下量、つまり沈下率が大きい。
- (5) 天端の沈下の要因としては、最終盛立高、堤体の乾燥密度および間隙比、ロック材の締固め厚さがあることがわかった。
- (6) 天端ダム軸沿いの水平変位の傾向は3タイプに分類することができる。
- (7) 天端の各測点における下流方向の最大水平変位量は、各測点における最終盛立高のはば0.1%以内である。
- (8) 天端ダム軸沿いの水平変位の要因としては、貯水位の変動割合と谷形状が考えられる。
- (9) 最大横断面法面における沈下および水平変位と最終盛立高との関係については、最大横断面天端のそれらと堤高との関係とほぼ同様な関係であった。
- (10) 最大横断面法面の水平変位傾向を3タイプに分類した。

第4節においては、堤体の内部変位の代表例として層別沈下測定結果を解析した結果、以下の知見を得た。

- (11) 最大沈下量は最終盛立高の下から40~60%の位置で生じ、その沈下量は、最終盛立高との関係 $d_{s,max} = (0.005 \sim 0.02) \cdot H$ で表すことができる。
- (12) 盛立完了後3年経過時の層別沈下率は、盛立完了直後に比べ、高標高部での増加傾向がすべてのダムでみられた。また、逆に低標高部では多くのダムで減少傾向が現れた。
- (13) 鉛直ひずみで表現すると、その分布形状は4タイプに分類される。
- (14) 最大鉛直ひずみは、最終盛立高に対し、コア部で2~8%、ロック部で2~6%程度の値を示す。

第5節においては、フィルダム堤体内の土圧および間隙水圧の測定結果を解析することにより、以下の知見を得た。

- (15) 盛立完了時において鉛直全土圧は、コアゾーンで土柱重量の40~90%、ロックゾーンで90~100%、フィルタゾーンで120~170%程度の値を示す。コアゾーンの過小な値とフィルタゾーンの過大

な値はアーチ作用によるものと考えられる。

- (16) コア材の盛立期間において、鉛直ひずみと鉛直全土圧から求まる変形係数は $D = 150 \sim 450 \text{ kgf/cm}^2$ を示す。
- (17) コアゾーンの間隙水圧は中央部で最大となり、フィルタゾーンとの境界部で0となるような球根状の分布形状を示す。
- (18) コアゾーンの間隙水圧は盛立の進行に伴い増加するが、消散するため、土柱重量と比較した増加率は小さくなり、盛立高との関係は放物線近似できる。
- (19) 鉛直全土圧と間隙水圧との比は、盛立進行に伴い、ほぼ一定の関係で推移する。

第6節においては、ダムの監査廊継目計の実測値を解析するとともに、三次元および二次元の有限要素法による基礎岩盤の変形解析を行った結果、以下の知見を得た。

- (20) 軟岩基礎上に築造されたロックフィルダムでは、基礎の沈下に伴い底設監査廊の継目に開きが生じることがわかった。
- (21) 基礎の変形性の分布が比較的単純なダムサイトでは、基礎岩盤および堤体を含めた三次元有限要素法を用いた線形の変形解析により、基礎岩盤の変形・監査廊継目の開きを予測することが可能である。
- (22) 三次元有限要素法を用いた変形解析ではモデル化の範囲をどれくらいにとるかが重要である。このモデル化の範囲を定めるのに、円錐分布荷重による半無限弾性地盤の沈下量の解析結果が有用である。
- (23) 二次元有限要素法のモデルでもモデル化の範囲が妥当であれば、監査廊の継目をギャップ要素等を用いて考慮することにより、ある程度監査廊ブロックの挙動を推定することができる。
- (24) 均一な変形性をもつ軟岩からなるアバットメント傾斜部では、堤体盛土荷重により斜面平行方向に圧力が生じ、監査廊の継目が閉じる傾向にある。この傾向は、堤体の逐次盛立てに伴う基礎岩盤の変形解析を行うことによっておおむね予想することができる。
- (25) 以上の結果を踏まえて、監査廊ブロックの変位を求めるための基礎岩盤の変形解析の方針を示した。

参考文献

- 1) 河川管理施設等構造令研究会編：解説・河川管理施設等構造令，第2章，第13条，(社)日本河川協会，(株)山海堂，第1刷，1978年3月。(同政令は1976年7月制定，同年10月施行)
- 2) 建設省土木研究所ダム部：ダムの安全管理，建設省土木研究所資料，第1834号，1982年5月。
- 3) Lawton, F. P. and Lester, M. D. : Settlement of Rockfill Dams, Proc. Eighth International Congress on Large Dams, Q. 32, R. 2, 1964.
- 4) Sowers, G. F., Williams, R. C. and Wallace, T. S. : Compressibility of Broken Rock and the Settlement of Rockfill, Proc. Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, 1965.
- 5) Dascal, O. : Postconstruction Deformations of Rockfill Dams, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.113, No.1, 1987.
- 6) (社)電力土木技術協会編：改訂新版最新フィルダム工学，(株)山海堂，第1刷，pp.266 - 267, 1981年3月。
- 7) 緒方信英・渡辺啓行・三浦健志：フィルダムコア材の動的くりかえし変形特性と強度特性，電力中央研究所報告，No. 377009, 1978年2月。
- 8) 久納 誠：フィルダムの実測値による応力・ひずみ解析，第1回ダム工学研究発表会講演集，1991年3月。
- 9) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設（昭和62年版），第3巻，(財)ダム技術センター，pp.276 - 277, 1987年9月。
- 10) (財)国土開発技術研究センター：フィルダム監査廊の設計・施工の手引き（案），1983年3月。

第6章 ロックフィルダムの地震時の力学挙動観測と解析

6.1 序説

諸外国のダムの事故例を見るまでもなく、ダムが万一破壊すれば下流域に壊滅的な被害をもたらすことは想像に難くない。わが国は、狭小な国土のわずか4分の1の平地に人口、資産の大半が集中しているうえ、世界でも有数の地震国である。ここ5年間をとってみても、1995年の兵庫県南部地震や1993年の北海道南西沖地震などマグニチュード7以上の大地震が5回も発生し、多くの人命が失われ、公共土木施設などに壊滅的な被害を被った。幸いダムは大きな被害を受けていないが、わが国において地震に対するダムの安全性を確保することは必須の課題となっている。

ダムは、耐用年数が著しく長い点に他の公共土木施設とは異なる大きな特徴がある。今後幾世紀もの間、所要の機能を良好に発揮し続けるためには、その間に発生するであろう地震に対して十分な耐震性を有するように設計を行う必要がある。

一方、わが国でロックフィルダムの建設が始まったのは1950年代からであり、地震に対する経験年数は高々40年に過ぎない。わずか数十年の経験をもとに、耐用年数が幾世紀にも及ぶ施設の耐震設計を行う必要がある点に、ロックフィルダムの耐震設計の本質的な難しさがある。

本章では、ロックフィルダムの地震時の力学挙動解析と安定性の評価について述べる。まず、近年建設省所管のほとんどのロックフィルダムに地震計が設置され、地震時のダムの力学挙動が次第に解明されるにつれ、現行の耐震設計法である震度法の仮定とは矛盾する観測事実が得られていることを述べる。

これらの知見をもとに、ロックフィルダムの新しい耐震設計法である「フィルダムの耐震設計指針(案)」が提案され、現在フィルダムの耐震設計の実務において広く活用されている。筆者は本指針(案)の検討に参画したが、その基本的な考え方や震度法との相違点、適用にあたっての留意点などについて述べる。

さらに、兵庫県南部地震においては他の土木構造物に甚大な被害が発生したことに鑑み、現行の震度法で設計されたロックフィルダムの地震時安定性について評価した結果について述べる。

6.2 地震時の力学挙動および地震被害

6.2.1 概説

ダムの耐震設計上考慮すべき地震力を適切に設定するためには、基礎岩盤や堤体に地震計を設置して地震動や堤体の応答挙動を直接観測する必要がある。また、解析手法の妥当性は、計算値と実測値を対比することによってはじめて確認することができる。この意味から、ダムにおける地震挙動の観測は、耐震設計の合理化を目指すうえで不可欠のものである。

新潟地震が発生した1964年(昭和39年)6月当時、建設省所管のダムにおいて地震計を設置済みのダムは数少なく、完全な記録が得られたダムはなかったが、新潟地震以降、地震計の設置台数が急速に増加し、地震観測が積極的に行われるようになった。現在では、建設省所管のほとんど全てのダムにおいて地震計が設置され、観測が行われている。

本節では、わが国のダムにおいてこれまで得られた地震記録をもとに、地震時のロックフィルダムの力学挙動を解析するとともに、地震による被害について述べる。

6.2.2 地震時のロックフィルダムの力学挙動解析

(1) 固有振動周期

1993年釧路沖地震の際、ロックフィルダムの基礎と天端で観測された加速度時刻歴より周波数応答関数を求め、その卓越周波数より算出した固有振動周期 T と堤高 H の関係を、図-6.2.1に示す。両者の関係は概ね線形関係にあり、地震観測や起振実験結果から得られた岡本の経験式¹⁾(6.2.1)、(6.2.2)の範囲にほぼ入っている。

$$\text{上下流方向} \quad T[\text{sec}] = (0.35 \sim 0.65) \times \frac{H[\text{m}]}{100} \quad (6.2.1)$$

$$\text{ダム軸方向} \quad T[\text{sec}] = (0.35 \sim 0.50) \times \frac{H[\text{m}]}{100} \quad (6.2.2)$$

ダム軸方向の固有振動周期は、上下流方向のものより小さくばらつきが大きい傾向にあるが、これはダムサイトの谷方向の拘束や谷形状に起因していると考えられる。

1995年兵庫県南部地震においてもこれと同様の結果を得ているが、「6.4.2 兵庫県南部地震におけるダムの挙動解析」において後述する。

(2) 水平最大加速度と鉛直最大加速度

ロックフィルダムの強震記録をもとに、ダムサイト基礎岩盤における水平方向の最大加速度(上下流方向とダム軸方向のいずれか大きい方)と鉛直方向の最大加速度の関係を、図-6.2.2に示す。大まかな傾向として、水平方向の最大加速度が150gal以下の範囲では、鉛直方向の最大加速度は水平方向の最大加速度の概ね2分の1程度の値をとる傾向にある。

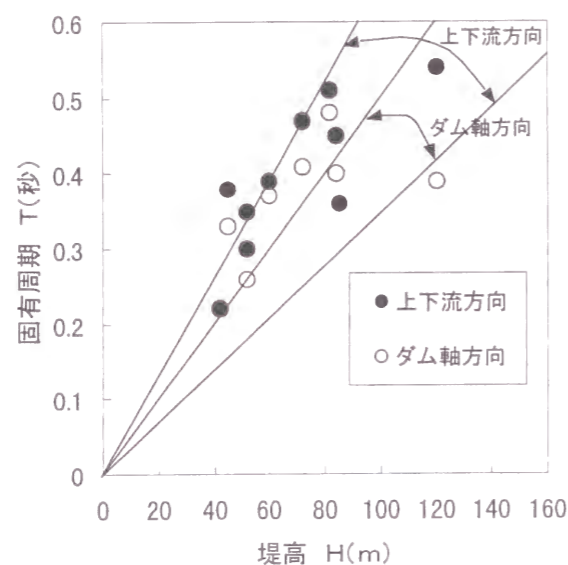


図-6.2.1 固有振動周期と堤高の関係 (1993年釧路沖地震)

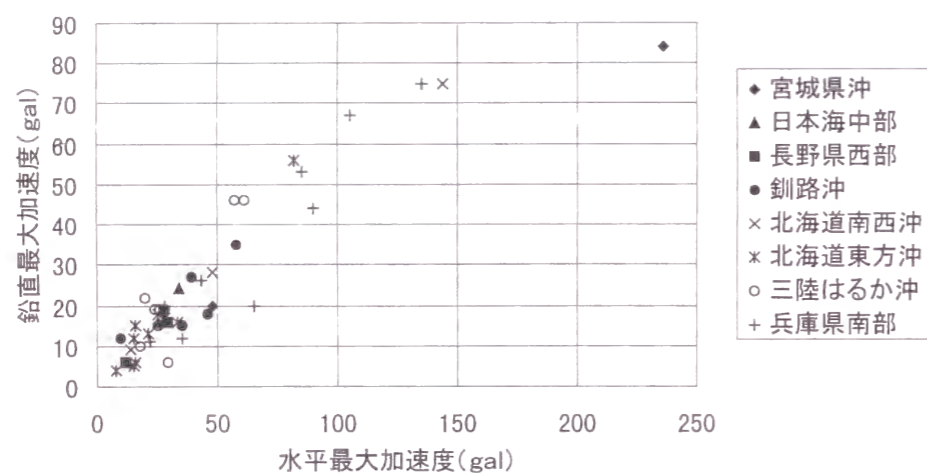


図-6.2.2 ダム基礎の水平最大加速度と鉛直最大加速度の関係

(3) 天端における加速度応答倍率

ロックフィルダムの強震記録をもとに、ダムサイト基礎岩盤での最大加速度と天端における加速度応答倍率の関係を、上下流方向とダム軸方向について、それぞれ図-6.2.3、図-6.2.4に示す。いずれも、基礎岩盤での最大加速度が大きくなると天端での応答倍率は低下する傾向にあり、基礎岩盤の最大加速度が50gal程度以上になると、天端の加速度応答倍率は概ね1.5~4の範囲に入る。

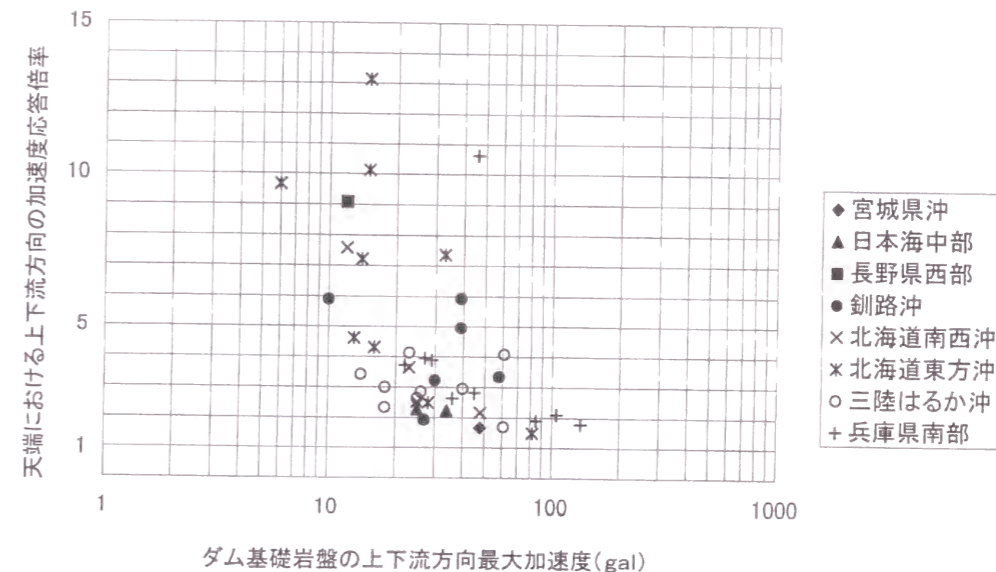


図-6.2.3 ダム基礎の最大加速度と天端の加速度応答倍率の関係 (上下流方向)

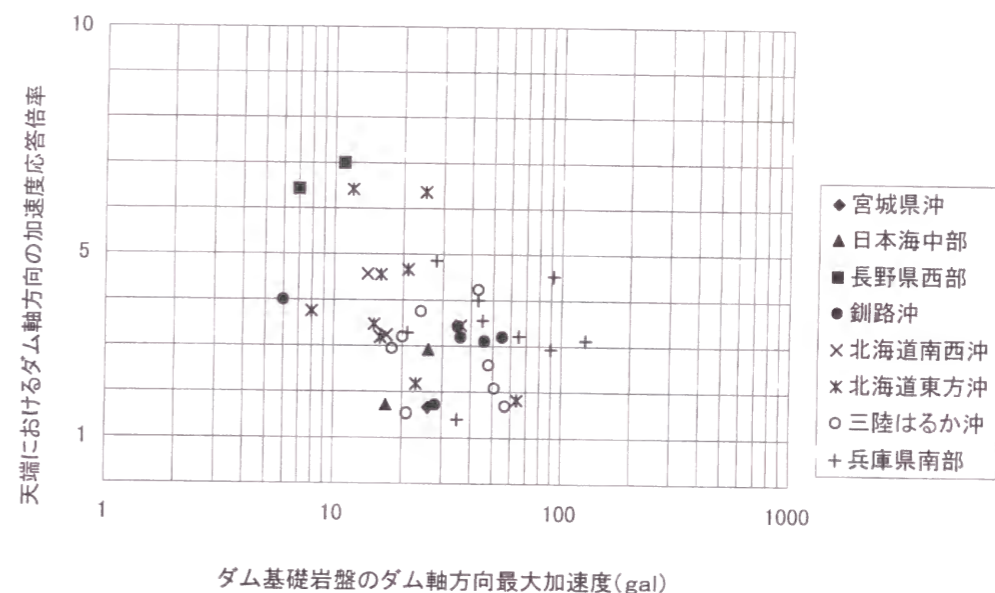


図-6.2.4 ダム基礎の最大加速度と天端の加速度応答倍率の関係 (ダム軸方向)

(4) 最大加速度の高さ方向の分布

中央コア型のロックフィルダムで、コアゾーンの中位標高に地震計を埋設しているダムでは、ダム基礎岩盤、天端のほか中位標高での加速度データが得られている。これらのデータを、堤体高(ダム高に対する地震計の設置高の比)と、応答倍率(基礎岩盤の上下流方向の最大加速度に対する地震計設置標高での上下流方向の最大加速度の比)の関係として整理したのが、図-6.2.5、図-6.2.6である。

データのばらつきは大きいですが、ダムの高さ方向に最大加速度がかなり増幅されることがわかる。ロックフィルダムの現行の耐震設計法である震度法では、震度分布は天端から基礎まで一定としている

が、これらの観測事実とは明らかに矛盾する。

なお、図-6.2.6の1994年北海道東方沖地震において、新冠ダムや高見ダムの天端での応答倍率が10を超えている。これらのダムの堤高は、それぞれ102.8m、120mで堤体の固有周期が0.5sec程度であるのに対して、基礎での加速度波形のパワースペクトルの卓越周期はいずれも2Hz程度であり、きわめて増幅しやすい条件にあったと考えられる。なお、ダムの基礎での最大加速度は、ともに15galと大きな値ではなかった。

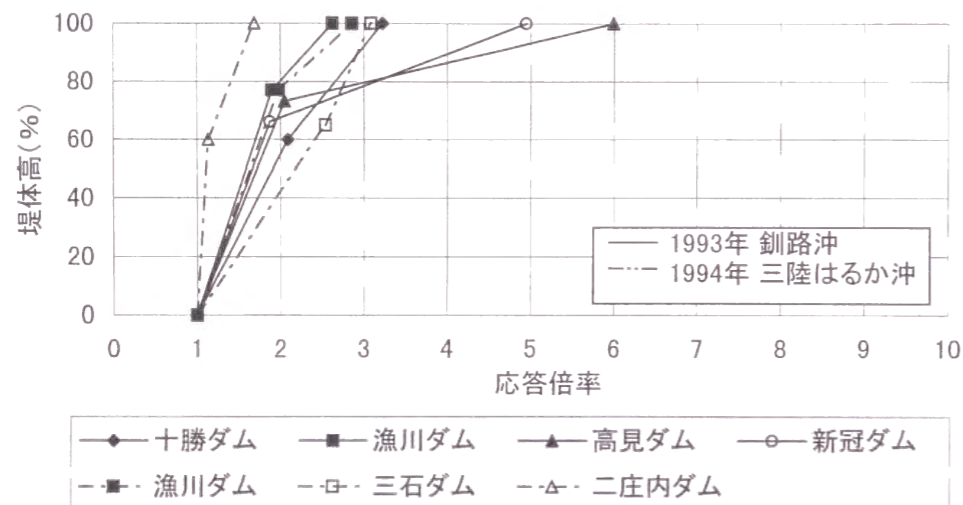


図-6.2.5 堤体高と加速度応答倍率の関係 (その1)

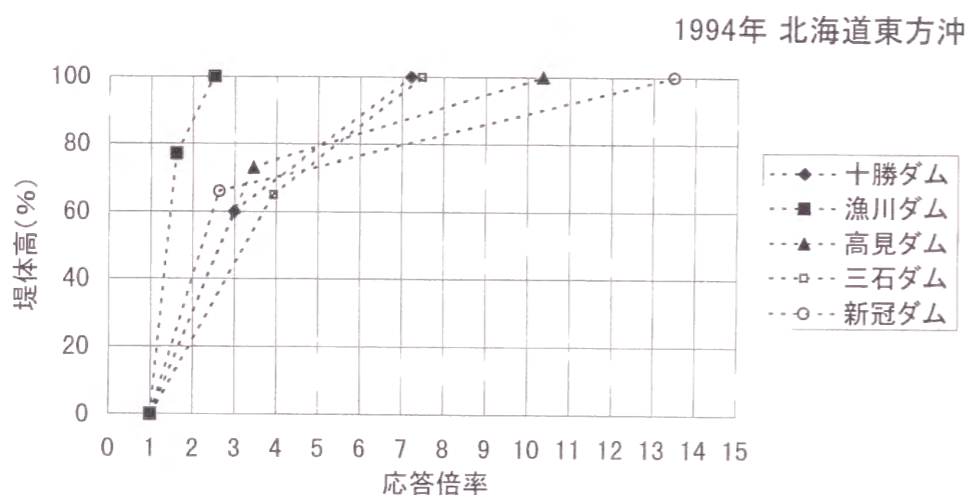


図-6.2.6 堤体高と加速度応答倍率の関係 (その2)

ダムの地震観測記録が数多く蓄積され、地震時のダムの挙動が次第に明らかになってきた。これらの観測事実は、震度法の基本になっている最大加速度と設計震度の関係について、工学的な視点から検討を行う必要があることを示している。

6.2.3 地震によるロックフィルダムの被害

わが国で、地震により変状が生じたロックフィルダムは、以下に示す5ダムである。

(1) 御母衣ダム (1961年北美濃地震)

1961年8月19日午後2時半頃、岐阜県別山付近に震央をもつマグニチュード7程度の北美濃地震が発生した。震源はやや深く25kmであった。

震央から約20kmの距離に御母衣ダムがあり、天端が約3cm沈下し、水平方向に約5cm変位を生じたほかは、特に異常は認められなかった。

御母衣ダムは、1961年に完成した堤高131mの傾斜コア型ロックフィルダムで、法勾配は上流面が1:2.5、下流面が1:1.75である。その後も、1961年と1969年の2回、いずれもマグニチュード7.0クラスの地震が数10kmの範囲内に発生したが、若干の沈下が発生したもののダムの安定上支障となるような被害は生じなかった。

このことは、入念な設計・施工を行ったロックフィルダムは、少なくともこの程度の地震には十分な安全性を有することを実証したものである。

(2) 皆瀬ダム (1964年新潟地震)

1964年6月16日13時02分頃、新潟県粟島付近に震央をもつマグニチュード7.5の新潟地震が発生した。被害は新潟、山形両県を中心として9県に及んだ。

震源から約145km離れた皆瀬ダムでは、地震によって天端が30mm沈下し、33mm下流側へ変位した。また、上流面の表面遮水用コンクリートスラブに0.3~0.5mmのヘアークラックが発生し、下流法面では石塊の転石が見られた。ダムサイトでの震度はVであった。

皆瀬ダムは、1963年に完成したコンクリートスラブによる表面遮水型ロックフィルダムで、完成後1年4ヶ月経過した時点で地震を受けた。漏水量は地震直後に2倍強に増加したが、2日後には平常の量にもどった。

(3) 石淵ダム (1970年秋田県南部地震)

1970年10月16日、秋田県南部地方を震源とするマグニチュード6.2の秋田県南部地震が発生した。震源の深さは0kmであった。

石淵ダムの堤頂が19mm沈下し、上流側へ5mm移動し、漏水の増加が認められた。

石淵ダムは、1953年に完成したわが国初のロックフィルダムで、皆瀬ダムと同様にコンクリートスラブによる表面遮水型のダムである。

(4) 牛野ダム (1978年宮城県沖地震)

1978年6月12日午後5時14分頃、宮城県金華山の東方沖約60kmの海底に震源をもつマグニチュード7.4の宮城県沖地震が発生した。

牛野ダムの上流面石張部において、ダム軸方向に72mにわたりクラックが発生した。クラックの発生位置は、地震時の貯水位EL87.5mよりわずか上のEL89.0mであった。

牛野ダムは、1973年に完成した堤高47mの傾斜コア型ロックフィルダムで、図-6.2.7の標準断面図に示すように、コアを保護するために上流面に間知石張が施工され、石張とコアの間にはフィルタの機能を有する切込砂利が、20~30cmの厚さで施工されている。

クラック発生の原因は、ダム堤体と張石部の剛性の違い、すなわち間知石張が堤体の変形に追従できなかったことにあると考えられる。その後の調査で、クラックはコアに達しておらず、ダムの止水機能への影響はなかった。

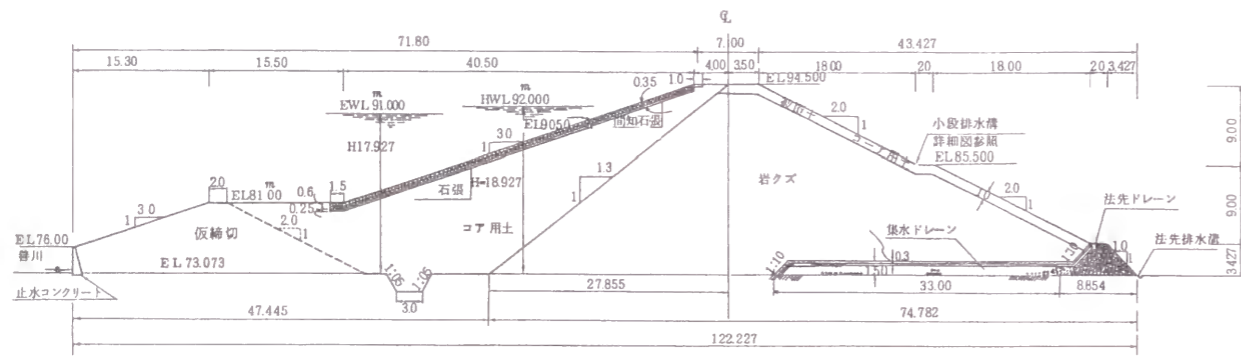


図-6.2.7 牛野ダムの標準断面図

(5) 牧尾ダム (1984年長野県西部地震)

1984年9月14日午前8時48分頃、長野県木曾郡王滝村に震央をもつマグニチュード6.8の長野県西部地震が発生した。

震央域に牧尾ダムがあり、ダム天端のクラック、下流法肩の沈下、下流法面のゆるみが発生した。牧尾ダムは、1961年3月に完成した堤高104.3mの中央コア型ロックフィルダムである。

天端のクラックは、強震を受けたアースダムに見られる種類のもので、強震時に発生する引張応力によるものと考えられる。クラックの深さは、写真-6.2.1に示すように最大で1.5m程度でコアの設計標高まで達しておらず、ダムの遮水機能に影響はなかった。

堤頂下流測法肩では、30~40cmほど段差がついて法面が沈下した。下流法面に設置された道路が一部勾配が急な箇所があり、これが影響しているものと考えられた。

堤体変形の標点がないが、天端ではゆるんだ法肩に設置されていたために、ゆるみの影響のない天端中央の沈下や水平移動は測定されていない。また、斜面上の測点もリップラップの大塊が地震動で移動したために、マクロな意味でのダムの変形は、正確には測定されていない。このようなことから、表層の変位は、上流側測点で水平上流側へ約50mm、沈下は50~100mm、下流側測点で沈下は約50mmと推定された。なお、地震時の貯水池水位は、常時満水位に比べておよそ30m低かった。地震計は、停電のため機能しなかった。



写真-6.2.1 牧尾ダムにおける天端のクラック発生状況

わが国のロックフィルダムで生じた被害をまとめると、以下のようなものである。

- 1) ダムの安定上支障となるような大きな被害を受けた例は皆無である。
- 2) フィルダムの表面に、堤体と剛性の異なる表面遮水壁や間知石張などを設置したダムでは、地震時に堤体の変形に追従できずにクラックが発生する恐れが大きい。
- 3) 御母衣ダム、牧尾ダムのような一般的な型式のロックフィルダムは、大地震時に天端でわずかなクラックや沈下が発生することがあるが、いずれも軽微なもので堤体の安定上問題となるようなものではない。

なお、御母衣、牧尾、石淵、皆瀬の各ダムは、いずれも1950年代から1960年代前半までに完成した、わが国ロックフィルダムの黎明期を飾るダムである。ロックフィルダムの建設が盛んになった1970年代以降に完成したダムでは、これらのダムと比べて施工機械の大型化などにより、より一層丹念な締固めが行われている。このことが、1970年代以降に完成したダムにおいて、地震被害が発生していない理由の一つとなっていると考えられる。

6.2.4 その他のダムの挙動

わが国のロックフィルダムでは、大きな加速度を記録したにも関わらず何ら被害を生じていないダムが数多くある。

基礎岩盤の最大加速度で大きな値を記録したダムは、樽水ダム (236gal, 1978年宮城県沖地震)、三保ダム (193gal, 1976年山梨県東部地震)、鶉ダム (144gal, 1993年北海道南西沖地震)、箕面川ダム

(135gal, 1995年兵庫県南部地震) などである。

このうち、樽水ダムの236galという値は、ダム基礎における加速度記録としては最大級のものである。樽水ダムは、1976年に完成した堤高43mの中央コア型ロックフィルダムで、設計震度は0.15である。瞬時的ではあるが、設計震度の約1.6倍の加速度が基礎岩盤に作用したことになる。天端での加速度記録は得られていないが、堤体の一次固有振動数は、微小地震の観測結果によると約3.8Hzであるのに対し、地震動の卓越周波数は2.0~5.0Hzであり、震度法で考えているように堤体が剛体のごとく振れたとは考えにくい。天端の加速度は、基礎岩盤に対して数倍程度に増幅されていたものと推定されるが、堤体は沈下・クラック等の変状を何ら被らなかつたし、漏水が急増した形跡もなかつた。

観測された加速度波形を図-6.2.8に示す。これによると、最大加速度の236galは単一の衝撃的な波で、ダムの地震応答に対する影響が小さく、被害が生じなかつたものと考えられる。ちなみに、このピークを除けば加速度の値は130gal程度に急激に下がっている。

天端の最大加速度で大きな値を記録したダムは、喜撰山ダム(489gal, 1995年兵庫県南部地震)、権現ダム(417gal, 1995年兵庫県南部地震)、箕面川ダム(400gal, 1995年兵庫県南部地震)、和田ダム(301gal, 1994年三陸はるか沖地震)などがあるが、いずれも堤体に変状は生じていない。

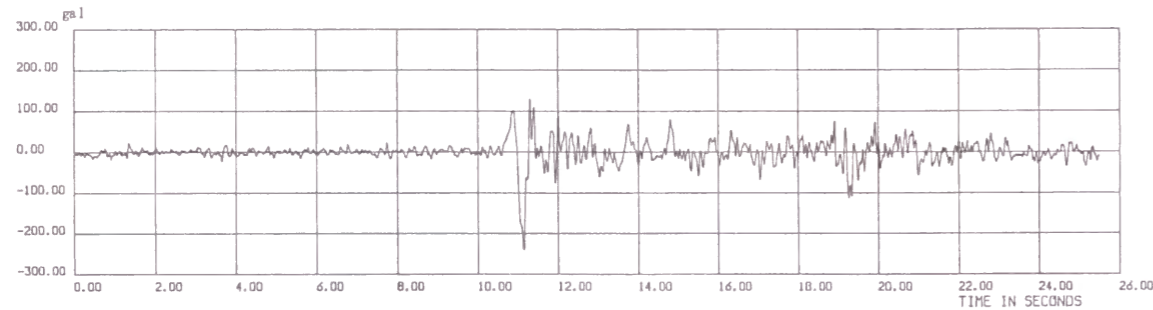


図-6.2.8 樽水ダム 加速度記録(1978年宮城県沖地震, ダム軸方向)

以上のように、これまで基礎岩盤で0.1~0.2g, 天端で0.2~0.5g程度の加速度を記録したダムがあるが、何ら被害を生じていない。

6.2.5 まとめ

本節では、わが国のロックフィルダムでこれまで得られた観測記録をもとに、地震時の力学挙動を分析し、地震による被害についてまとめた。

ダムでの観測記録をもとに、地震時の力学挙動を分析した結果、以下の知見を得た。

- (1) ロックフィルダムの固有振動周期と堤高の関係は概ね線形関係にあり、地震観測や起振実験結果から得られた岡本の経験式の範囲にほぼ入る。
- (2) ダムサイト基礎岩盤における水平最大加速度と鉛直最大加速度の関係は、大まかな傾向として、水平方向の最大加速度が150gal以下の範囲では、鉛直方向の最大加速度は水平方向の最大加速度の概ね2分の1程度の値をとる傾向にある。
- (3) ダムサイト岩盤での最大加速度と天端における加速度応答倍率の関係は、岩盤での最大加速度が大きくなると天端での応答倍率は低下する傾向にあり、岩盤の最大加速度が50gal程度以上になる

と天端の加速度応答倍率は概ね1.5~4の範囲に入る。

- (4) ダムの高さ方向に最大加速度はかなり増幅され、地震によっては10倍程度の応答倍率となる場合もある。ロックフィルダムの現行の耐震設計法である震度法では、震度分布は天端から基礎まで一定としているが、これらの観測事実とは明らかに矛盾する。

また、地震によるロックフィルダムの被害について整理し、以下の知見を得た。

- (5) ダムの安定上支障となるような大きな被害を受けた例は皆無である。
- (6) 堤体法面に堤体とは剛性が大きく異なるコンクリート、張石、張ブロックなどが設置されているダムでは、堤体の変形に追従できずにクラックが発生する可能性が大きい。
- (7) 一般的な型式のロックフィルダムは、大地震時に天端でわずかなクラックや沈下が発生することがあるが、いずれも軽微なもので堤体の安定上問題となるようなものではない。
- (8) 震度法では0.1~0.15程度の設計震度で設計しているが、基礎で0.1~0.2g, 天端で0.2~0.5g程度の加速度を生じたダムでも、安全上問題となるような被害は全く生じていない。
- (9) わが国でロックフィルダムが盛んに建設されるようになった1970年代以降に完成したダムでは、施工機械の大型化などにより丹念な締固めが行われていることが、地震被害が発生していない理由の一つであると考えられる。

これらの観測事実と地震時のダムの挙動は、震度法の基本になっている最大加速度と設計震度の関係について、工学的な視点から検討を行う必要があることを示している。

地震時の観測記録の蓄積を踏まえて、実際の観測事実と矛盾のない地震荷重を適切に設計に反映させた、より合理的な耐震設計法が必要と考えられる。

6.3 フィルダムの耐震設計指針（案）による解析

6.3.1 概説

1991年（平成3年）度以降、建設省、水資源開発公団および各都道府県が実施するフィルダムは、河川管理施設等構造令に基づき震度法により耐震設計を行うのと同時に、新しい耐震設計法である「フィルダムの耐震設計指針（案）」²⁾により耐震性の照査を行い、双方を満足するように設計している。

本指針（案）は、寒河江ダム、七ヶ宿ダム、三国川ダム等の大規模なロックフィルダムの建設、ダム堤体の地震動の観測記録の蓄積、堤体材料の物性値を把握する材料試験方法の進歩等を踏まえて、国土開発技術研究センターが1986年（昭和61年）に組織した「ロックフィルダム耐震設計検討委員会（岡本舜三委員長）」において検討を行いとりまとめたものである。筆者は、当時国土開発技術研究センターにおいて新しい耐震設計法の検討を担当し、引き続き建設省においても検討委員会委員として検討に参画した。

本指針（案）は、河川管理者以外の者が設置する利水ダムの耐震設計においても用いられており、フィルダムの耐震設計の実務において広く活用されている。

本節では、フィルダムの耐震設計指針（案）について、その特徴、適用範囲、設計手順について述べるとともに、平成3年度以前に設計されたフィルダムを対象にしたケーススタディの結果について述べる。

6.3.2 フィルダムの耐震設計指針（案）の特徴

本指針（案）の特徴は、(1)修正震度法、(2)堤体震力係数、(3)材料のせん断強度、の3つである。

(1) 修正震度法

構造物の耐震設計法は、①震度法、②修正震度法、③時刻歴応答解析法、の3つに大別されるが、本指針（案）では修正震度法を採用した。

① 震度法

震度法は、地震荷重を構造物に静的に作用させて計算する耐震計算法であり、従来よりダムの耐震設計法として用いられてきた。震度法に基づき設計されたロックフィルダムは、兵庫県南部地震をはじめとする既往の大地震時においてもダムの安全上支障となるような被害は生じておらず、地震に対して十分な安定性を有することが実証されている。

しかし、震度法では、堤体に作用する地震力を震度によって表し、震度分布は天端から基礎まで一定と仮定しているが、ロックフィルダムでの挙動観測記録によれば、天端の最大加速度は基礎地盤のその数倍程度の応答倍率を示し、震度法の設計条件とは矛盾している。さらに、震度法では0.1～0.15程度の設計震度で設計しているが、現実には堤頂部で0.2～0.5g程度の地震動を受けても大規模な斜面崩壊等ダムの安定性に影響を及ぼすような被害を被った事例は皆無である。

地震に対するダムの安定性という社会的関心の深い問題について、このような観測事実と異なる震度法の設計条件は、一般の人々にダムの安定性に対する無用の不信感を生む可能性もある。

ロックフィルダムの実際の観測記録と矛盾しない形で地震荷重を適切に耐震設計に反映させた、震度法に代わるより合理的な耐震設計法が必要である。

② 修正震度法

修正震度法は、構造物および地盤の地震応答を考慮し、地震荷重を定めて行う耐震計算法である。構造物の固有周期と地盤特性の関係から、設計震度を基準震度に対して補正し、さらに震度法とは異なり、地震荷重を構造物に一樣に作用させずに、構造物の各部に地震荷重の増幅を考慮して作用させる。このため、ダムの設計震度がダムの標高によって異なることとなり、実際の地震観測結果と矛盾しない。

また、修正震度法では堤体の安定性は震度法と同様に静力学的に検討するため、設計の手順は従来の震度法の延長線上にあり、設計計算も簡単であるという実務上の利点を有している。

③ 時刻歴応答解析法

時刻歴応答解析法は、入力として与えた時々刻々変化する地震動に対して堤体に生じる応力や変形を逐次求める解析法で、ダム堤体の物性値の与え方により計算結果が大きく異なり、かつ入力地震動の設定や安全性の評価にも高度な工学的判断を必要としている。

現在、入力地震動、堤体物性値、安全性の評価の各分野について、細部にわたる研究が進展しつつあるが、本解析法を一般的なフィルダムの耐震計算法として規定化することは困難であると考えられる。

したがって、時刻歴応答解析法は、地震に対して慎重な検討を要するダムについて、震度法により定められたフィルダム断面の安定性の確認方法として利用していく必要がある。

以上のことから、新しいフィルダムの耐震設計法として、修正震度法を用いることとした。

(2) 堤体震力係数

震度法では震度は高さ方向に一定としているが、本指針（案）では、安定計算において考慮する円形すべり土塊に働く地震力の震度を、すべり円弧の位置によって異なる値とした。すべり土塊に作用する地震力は土塊中で一樣ではなく標高によって異なり、かつ地震動継続時間中は時々刻々変化する。しかし、安定計算を簡単にするために、土塊に作用する合力としての地震力の地震動継続時間中の最大値に相当する震度を堤体震力係数 k とし、天端標高とすべり面の最も低い標高との差を y 、堤高を H としたとき、 y/H の値に応じて、図-6.3.1のように設定した。

ダムが大きな地震力を受けると、堤体にはすべりが発生し土塊が滑落する。すべり土塊を多数の薄片に分けた場合、各薄片の標高における震度係数と薄片の重量との積は薄片に働く地震力となる。また、土塊を構成する全薄片に働く地震力の和は土塊に働く地震力であり、薄片に働く地震力のモーメントの和は、土塊に働く地震力のモーメントとなる。すべり土塊に働く地震力のモーメントと同じ大きさのモーメントを与えるような、土塊内では一樣と仮定された震度係数を求めておけば、土塊に働く地震力のモーメントは簡単な計算で求めることができる。このように、設計に用いる構造物に働く地震力の分布を表すのに、実務上の取り扱い易さを考慮して土塊内の震力を一定とおく堤体震力係数を採用した。

堤体震力係数は、土塊の形とその最下端の標高によって変わる。最下端の標高が同じである種々の円形すべりを仮定して震力係数を試算した結果、震力係数は土塊の形によってほとんど変わらず、もっぱらすべり土塊の標高 y によって決まる。したがって、震力係数分布を示すカーブはもっぱら y の関

数となる。

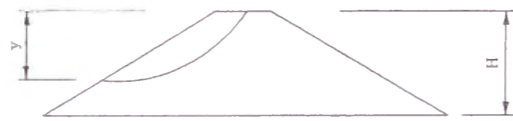
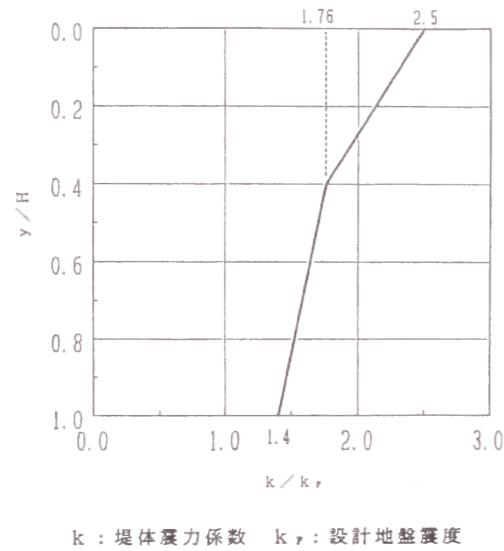


図-6.3.1 堤体震力係数

堤体震力係数を図-6.3.1としたのは、以下の考え方による。

- ① 堤体をせん断梁と仮定し、ダム基礎で実測された地震動加速度の応答スペクトルに基づきモーダル法によって各標高の最大応答加速度を求め、これに既往の震害事例等を考慮して補正し、堤体震度分布を求める。
- ② 堤体を2次元有限要素法モデルで近似し、天端標高とすべり面の最も低い標高の差がyであるすべり土塊に対して、これに生ずる地震時慣性力の地震動継続時間を通じての最大値を求める。そして、yを零からHまで6段階の標高で変化させ、種々の周波数特性の入力地震動に対して堤体震力係数を計算し、y/Hをパラメーターとして整理する。
- ③ 上記①と②を総合して堤体震力係数は図6.3.1とした。なお、①および②において、堤体の減衰定数は0.2を採用している。

実物フィルダムにおけるダム天端とダム基礎における最大加速度の観測記録によれば、地震動が大きくなると天端の基礎に対する応答倍率は低下し、強震時には2~3倍程度となるが、図-6.3.1の堤体震力係数の設定は実測に照らしても妥当と考えられる。

(3) 材料のせん断強度

本指針(案)では、ロック材料のせん断強度を、内部摩擦角の拘束圧依存性を考慮して定めた。

ロックフィルダムの安定計算に用いるロック材料のせん断強度は、三軸試験を3または4程度の相異なる拘束圧下で行い、得られたモールの破壊包絡線が直線で表されると仮定して、粘着力および内部

摩擦角を求める。このとき、試験結果から得られた粘着力成分は、見掛けの粘着力と称して設計上は考慮しない場合が多い。それは、ロック材料のような粗粒材料の場合、破壊包絡線から見掛けの粘着力が得られても、拘束圧が0となった時に真に存在するとは考えにくく、実験の精度等も考慮し安全側で設計値を決めているためである。

しかし、ロック材料のせん断試験結果によれば、破壊包絡線は直線ではなく原点を通る上に凸の曲線で近似できる。これは、ロック材料の内部摩擦角が、拘束圧の増加に対して一定ではなく減少することを意味しており、拘束圧依存性を示すことがわかる。

図-6.3.2は、ロック材料の三軸圧縮試験結果の1例である。この図には、異なる5側圧を与えた場合の軸荷重のピーク値により、供試体の破壊時のモールの応力円が5個描いてある。また、これら5個のモールの包絡線がこの供試体材料の破壊基準を与えると考えると、直線の包絡線および原点を通る曲線の包絡線も記入してある。

すなわち、垂直応力 σ'_n のときのせん断強度を τ_f とし、破壊包絡線が直線であるとすると、

$$\tau_f = C' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (6.3.1)$$

ここに、 C' : 見掛けの粘着力

ϕ' : 内部摩擦角

前述の理由から $C' = 0$ とすると

$$\tau_f = \sigma'_n \tan \phi \quad (6.3.2)$$

包絡線が曲線であるとし、曲線が簡単なべき関数 $A(\sigma'_n)^b$ で表せるとすると、

$$\tau_f = A(\sigma'_n)^b \quad (6.3.3)$$

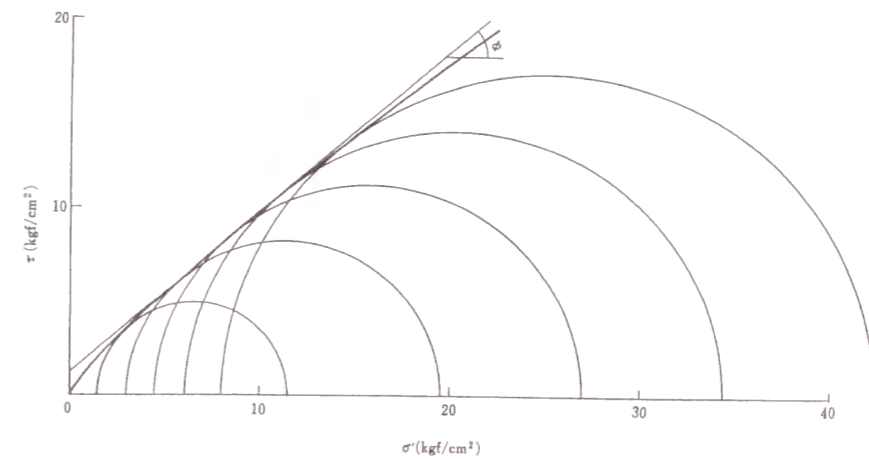


図-6.3.2 ロック材料のモールの応力円

図-6.3.2の場合、式(6.3.1)、(6.3.3)における強度定数は、 $C' = 1.16 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ 、 $\phi' = 40.69^\circ$ および $A = 1.411$ 、 $b = 0.844$ であり、図-6.3.2からもわかるように、 $4 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_n < 12 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲では式(6.3.1)と式(6.3.3)はほぼ同一の τ_r を与える。したがって、円弧すべり計算において、すべり面に働く σ'_n がこの範囲にあれば、式(6.3.1)と式(6.3.3)はほぼ等しい安全率を与えるはずである。また、式(6.3.2)は、式(6.3.1)よりも常に小さな τ_r を与える。

図-6.3.2において、 $\sigma'_n < 4 \text{ kgf/cm}^2$ の応力の小さな領域で、式(6.3.1)または式(6.3.3)のどちらが適切かが問題となる。ロック材料の試験に用いる三軸試験機は、通常大きな側圧での試験を前提として製作している。低拘束圧下でのせん断強度を精度よく求めるために、軸荷重および側圧を低荷重用に改造した三軸試験機により求めたモールの応力円を、図-6.3.3に示す。拘束応力は0.2, 0.4, 0.6, 0.8 kgf/cm^2 の4ケースであり、これによると低拘束圧の状態では包絡線が曲がっていること、換言すれば拘束圧が小さいほど内部摩擦角が大きくなっていることがわかる。図-6.3.3には、式(6.3.3)による破壊包絡線を記入しているが、このような低拘束圧下でも破壊包絡線として式(6.3.3)を適用しうることがわかる。

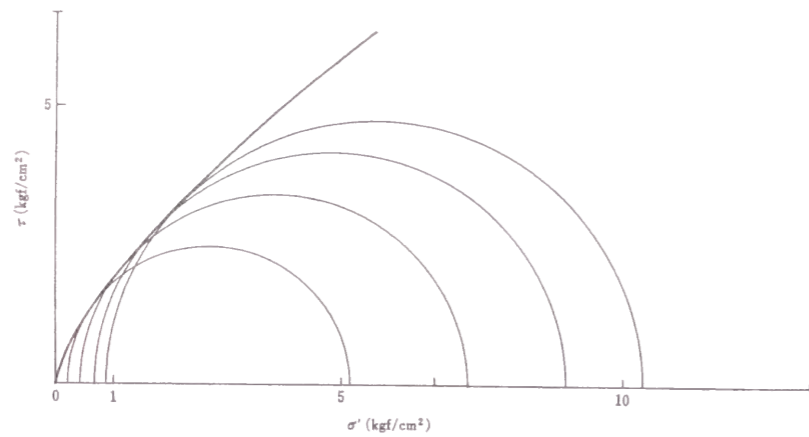


図-6.3.3 低拘束圧下におけるモールの応力円

なお、極めて小さな σ'_n に対して、式(6.3.3)が適用できるかどうかは疑問がある。

ここで粘着力を0とし、一個のモールの応力円へ原点から接するように引いた直線の勾配を内部摩擦角 ϕ'_0 としたとき、次式が成り立つ。

$$\phi'_0 = \sin^{-1} \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_3}{\sigma'_{1f} + \sigma'_3} \quad (6.3.4)$$

ここに、

σ'_{1f} : 破壊時の軸応力

σ'_3 : 側圧

一方、式(6.3.3)が成り立つとして、これから ϕ'_0 を表現すると、

$$\phi'_0 = \tan^{-1} \frac{\tau_r}{\sigma'_n} \tan^{-1} A (\sigma'_n)^{b-1} \quad (6.3.5)$$

式(6.3.5)において、図-6.3.2の $A = 1.411$ 、 $b = 0.844$ を仮定し、 $\sigma'_n = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ とすると、 $\phi'_0 = 63.7^\circ$ となる。

$\sigma'_n < 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ のような低拘束圧下での実験は困難で、 σ'_n が小さい時に式(6.3.3)がせん断強度の表示式として適用性を持つかどうか疑問が残る。しかし、数m以下の土被りの表層すべりの安全率を求める時以外は、すべり円弧の大部分において $\sigma'_n > 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の条件で式(6.3.3)が適用可能であり、極めて低い拘束圧下で問題となるのは円弧が斜面と交わる表面のごく一部に限られ、それに対応するスライスの面積も小さくなり全体の安定計算には支障がない。

以上のことから、本指針(案)では、ロック材料のせん断強度は、内部摩擦角の拘束圧依存性を考慮して定めることとした。

フィルダムの耐震設計指針(案)と震度法の大きな相違は、次の2点である。

1) 本指針(案)では、震度法よりかなり大きな加速度を設計値としている。

これによって、設計震度が実測の最大加速度に比べて著しく小さいという震度法の矛盾は避けることができる。

2) 修正震度法では、材料強度を震度法よりもかなり大きくとっている。

これは、材料試験の結果に忠実にしたがった結果であるが、そのために修正震度法による場合は、材料試験を使用条件とできるだけ同じ条件下で精密に行う必要がある。

6.3.3 フィルダムの耐震設計指針(案)の適用範囲

本指針(案)は、高さ100m程度以下のゾーン型および均一型のフィルダムに適用する。表面遮水型のフィルダムについては、これを準用する。

本指針(案)は、地震力、地形、基礎地盤、堤体構造、堤体材料などに特殊な条件がない、一般的なフィルダムを対象としたものであり、高さは100m程度以下のものを対象としている。これは、100m程度以下のフィルダムについては施工事例が多く、材料物性値や地震時の挙動観測に関する資料が豊富であることによる。

さらに、高さが100m程度以上になると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると、地震力を割り引くことのできる可能性があるためである。

図-6.3.4は、既設ダム地点で観測した水平成分82個、鉛直成分32個の地震加速度記録を用いて加速度倍率スペクトルを作り、固有周期 T が $0.0 < T \leq 3.0$ (sec)の範囲で、82個の地震波に対する加速度倍率 β の包絡線(最大値)を示したものである。これによると、入力地震のマグニチュードが7.5以上の場合、 $T < 0.5$ secの範囲では倍率はほぼ一定値をとり、それより長い T に対しては減少する傾向がある。

ロックフィルダムの平均的な固有周期 T (sec)は、岡本によれば堤高 H (m)に対して次式で与えられる。

$$T = \frac{0.5}{100} \times H \quad (6.3.6)$$

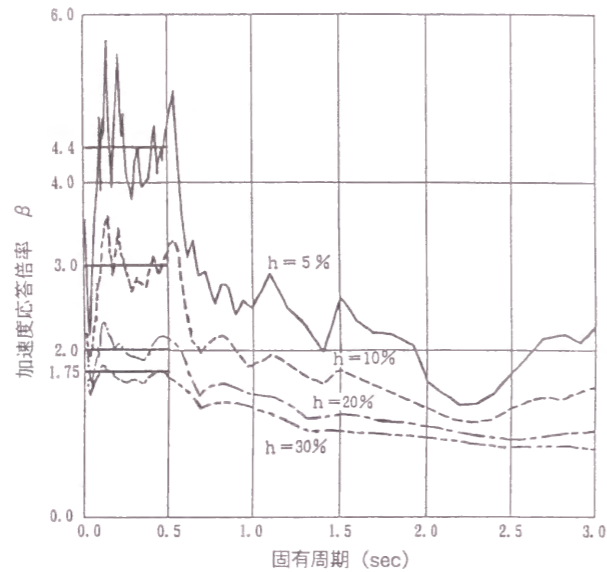


図-6.3.4 加速度倍率スペクトルの最大値

堤高が100m以下の場合、固有周期は0.5sec程度以下となる。図-6.3.4を参照すると、固有周期Tが0.5sec以下の範囲のフィルダムに作用する地震力は堤高によることなく一定で、Tが0.5sec以上では地震力は減少している。

本指針(案)の適用範囲について、高さが100m以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると地震力を減らすことができる可能性があるとしたのは、このためである。すなわち、高さ150m級ダムではβを20%程度低減し得る。

しかし、過去の地震のダムサイトでの実測記録によれば、T=1.0sec程度までβは低下していない例もあることを考えると、高さ100m以上のダムのβについては、ダムサイトの地震事情を考え慎重に決定する必要がある。

表面遮水型フィルダムの場合は、ダム堤体の地震時安定性の検討には修正震度法を適用できるが、遮水壁自体の構造の安定性については別途の検討が必要であるので、準用することとしている。

6.3.4 フィルダムの耐震設計指針(案)の設計手順

(1) 設計地盤震度 (k_F)

本指針(案)において、設計地盤震度は次の値とする。

強震帯地域 0.18

中震帯地域 0.16

弱震帯地域 0.13

建設省では、土木・建築の両分野に共通する耐震設計の基本的諸事項を体系づけた「新耐震設計法(案)」(1977年建設省)をとりまとめている。これによると、震度法に用いる設計震度は次式による。

$$k_H = \Delta_1 \times \Delta_2 \times \Delta_3 \times k_0 \quad (6.3.7)$$

ここに、 k_H ：設計水平震度

k_0 ：標準設計水平震度 (= 0.2)

Δ_1 ：地域係数

Δ_2 ：地盤の特性による補正係数

Δ_3 ：その他の補正係数

ここで、 Δ_1 は強震帯、中震帯、弱震帯の各地域ごとにそれぞれ、1.0、0.85、0.7の値を用いる。地域区分は、図-6.3.5(建設省告示昭和56年10月16日、第1715号)による。

Δ_2 は、地盤の特性によって0.9~1.2のいずれかの値をとり、ダム基礎は一般に岩盤であるため、 $\Delta_2 = 0.9$ とする。 Δ_3 は、0.5または1.0であり各種構造物の実情を考慮して定めるため、 $\Delta_3 = 1.0$ とすると、式(6.3.7)により定まる設計水平震度の少数第3位を切り上げると、

強震帯地域 0.18

中震帯地域 0.16

弱震帯地域 0.13

となる。

本指針(案)では、設計地盤震度(k_F)としてこの値を採用した。

(2) 堤体震力係数 (k)

堤体震力係数は、特別に検討した場合を除き図-6.3.1を用いるものとする。

天端標高とすべり面の最も低い標高の差をy、堤高をHとしたとき、 y/H の値に応じて、図-6.3.1のように与える。すなわち、設計地盤震度を k_F とすると、

$$\left. \begin{array}{l} 0 < y/H \leq 0.4 \text{ のとき, } k = k_F \times \{2.5 - 1.85 \times (y/H)\} \\ 0.4 < y/H \leq 1.0 \text{ のとき, } k = k_F \times \{2.0 - 0.60 \times (y/H)\} \end{array} \right\} \quad (6.3.8)$$

堤体の応答は、入力地震動の周波数特性や堤体の構造等に依存するため、地震動、堤体の構造・材料等に特殊な条件があるときには、当該ダムの特性に応じた震度分布あるいは堤体震力係数を与えるものとする。

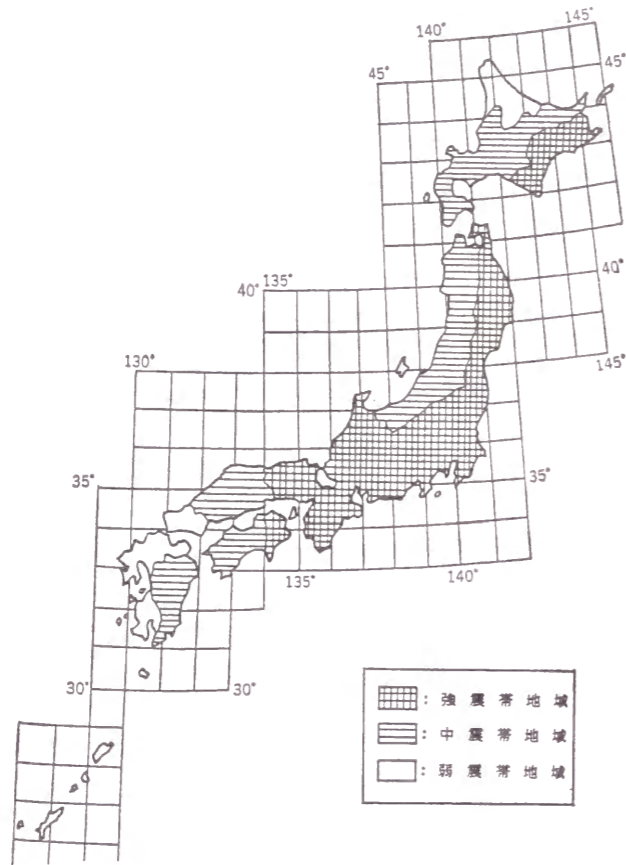


図-6.3.5 地域区分図

なお、堤高が100mを超える場合、岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると、地震力を低減できる可能性があるが、既往の地震観測結果から、堤高150m程度のダムで20%程度低減できると考えられる。

(3) 安定計算

安定計算には、円形のすべり面を仮定しスライス法を用いる。

堤体のすべりに対する安定計算では、すべり面の形状を仮定する必要があるが、本指針（案）では、これを円形とした。この理由は、円形のすべり面は従来のフィルダムの設計で採用されてきたこと、および円形でないすべり面も、多くの円形のすべり面に対する安定性の検討を行う過程で近似されていることによる。ただし、堤体の構造等から、特別のすべり面を仮定すべき場合については、そのようすべり面について安定計算を行う必要がある。

① 安定計算式

1) 円弧すべり

安定計算はスライス法を用い、次式によって安全率 F_3 を求める（図-6.3.6参照）。

$$F_3 = \frac{r \sum (\tau_f \cdot \ell)}{\sum (M_D)} \quad (6.3.9)$$

ただし、 τ_f （材料のせん断強度）については、材料試験結果に応じて、下記イ、ロのうちいずれかにより求める。

$$\left. \begin{aligned} \text{イ. } \tau_f &= (C + \bar{\sigma}_n \tan \phi) \\ \text{ロ. } \tau_f &= A (\bar{\sigma}_n)^b \\ \text{ハ. } \tau_f &= \sigma_n \tan \phi_0 \end{aligned} \right\} \quad (6.3.10)$$

ただし、

$$\bar{\sigma}_n = \sigma_n - u \quad (6.3.11)$$

M_D : 各スライスの滑動モーメント、静水圧下のスライスでは、

$$M_D = \bar{W} \times r \times \sin \theta + k \times W \times h \quad (6.3.12)$$

\bar{W} : 各スライスの単位幅当たりの有効土柱重量（自由水面下については水中重量、自由水面より上位については湿潤重量）

W : 各スライスの単位幅当たりの全土柱重量（自由水面下については飽和重量、自由水面より上位については湿潤重量）

θ : 各スライスの底面が水平となす角度

r : すべり円弧の半径

h : すべり円弧の中心と各スライスに働く地震力の作用線との垂直距離

ℓ : 各スライスのすべり面の長さ

C, ϕ : 材料のせん断強度をモール・クローン式表示したときの定数、それぞれ粘着力および内部摩擦角

A, b : 非粘着性材料のせん断強度に関する定数

ϕ_0 : 非粘着性材料の図-6.3.7で定義される内部摩擦角

ϕ_0 の拘束圧依存性は、

$$\left. \begin{aligned} \phi_0 &= \phi_{\max} - a \log(\bar{\sigma}_n / \bar{\sigma}_0) & (\bar{\sigma}_n > \bar{\sigma}_0) \\ \phi_0 &= \phi_{\max} & (\bar{\sigma}_n \leq \bar{\sigma}_0) \end{aligned} \right\} \quad (6.3.13)$$

ここに、 ϕ_{\max} は拘束圧が小さいときの内部摩擦角の最大値、 a は拘束圧が増すにしたがい内部摩擦角が減少する度合いの係数、および $\bar{\sigma}_0$ は $\bar{\sigma}_0$ 以下の垂直応力では内部摩擦角が一定の最大値 ϕ_{\max} となる応力で、いずれも実験から定まる定数

σ_n : 各スライスのすべり面に働いている垂直応力（全応力）

$\bar{\sigma}_n$: 各スライスのすべり面に働いている垂直応力（有効応力）

u : 各スライスのすべり面に働いている間隙水圧

k : 堤体震力係数（すべり円弧の位置に応じて図-6.3.1に示される値）

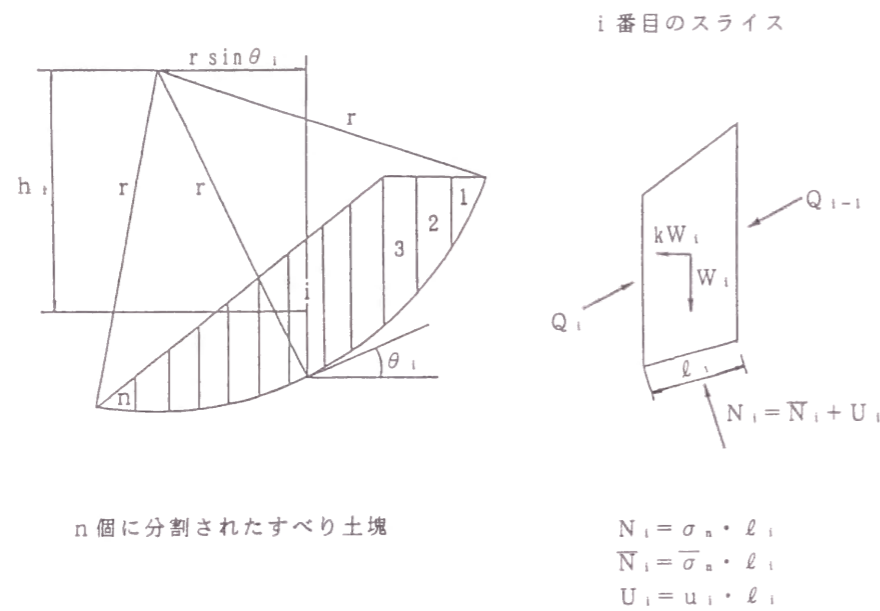


図-6.3.6 スライス法

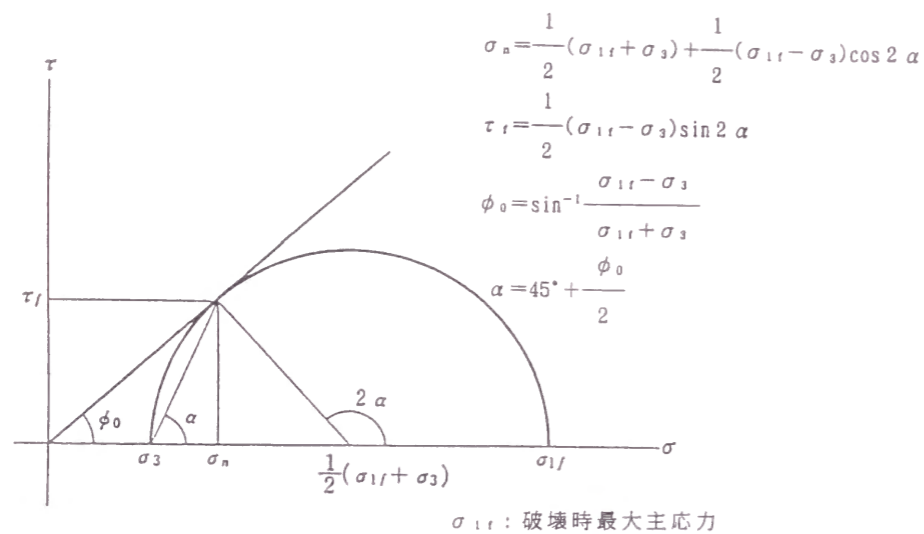


図-6.3.7 内部摩擦角 ϕ_0 の定義

2) 表層すべり

すべり面が浅くなると式 (6.3.10) の $\bar{\sigma}_n$ が小さくなる。このとき小さな $\bar{\sigma}_n$ に対する τ_f は実験の範囲外となることが多い。したがって、実験により式 (6.3.13) の $\bar{\sigma}_n$ および ϕ_{max} が精度よく求められたときを除き、式 (6.3.9) は土柱高さの最大値が 5m 以下の表層すべりには適用しないこととする。このような浅い表層のすべりに対しては、式 (6.3.14) あるいは式 (6.3.15) を使い安定性の確認を行うものとする。

満水時上流側の表層のすべりに対する安全率は、

$$F_s = \frac{1 - k(\gamma_{sat} / \gamma_{sub})i}{i + k(\gamma_{sat} / \gamma_{sub})} \tan \phi_M \quad (6.3.14)$$

貯水池空虚時上流側あるいは下流側の表層のすべりに対する安全率は、

$$F_s = \frac{1 - ki}{i + k} \tan \phi_M \quad (6.3.15)$$

ここに、

k : 堤体震力係数、式 (6.3.8) において $y/H = 0.5$ における k ($= 1.7k_F$)

i : 斜面勾配 (水平面に対する角度を θ とすると $i = \tan \theta$)

ϕ_M : 実験で得られた最小の $\bar{\sigma}_3$ に対する ϕ_0 (確認された範囲の ϕ_0 の最大値)

γ_{sat} : 飽和重量

γ_{sub} : 水中重量

空虚時あるいは下流斜面のときは、式 (6.3.14) で $\gamma_{sat} / \gamma_{sub} = 1$ となり、式 (6.3.15) と一致する。

② 堤体材料のせん断強度

堤体材料のせん断強度については、材料試験結果に応じて、式 (6.3.10) のイ、ロ、ハのうち、いずれか適切な式を用いることとする。

ロック材料、砂礫材料などの非粘着性材料の内部摩擦角 ϕ_0 は、拘束圧、試験方法、材料の構造異方性などに依存しているが、本指針 (案) では、試験機として最も普及している三軸圧縮試験機の試験結果を用いることとした。コア材料などの粘着性材料については、試験方法は、直接せん断あるいは三軸圧縮試験によるものとする。特別の事由があるときには、他の適切な試験方法を用いるものとする。

本指針 (案) に基づいて安定計算を実施する場合、低拘束圧下でのせん断強度を精度よく求めることが重要となる。ロック材料の三軸圧縮試験の場合、通常 $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の拘束圧を対象としていることが多く、これ以下の拘束圧の場合には低容量の荷重計を使うなど精度上の配慮が必要である。

③ 安全率

式 (6.3.9) によって求まる安全率は、1.2 以上とする。

震度法による従来の設計では安全率は 1.2 以上がとられ、それが適正であることは経験的に認められている。本指針 (案) による検討は、本質的には従来の震度法による検討と変わらないから、従来と同じ安全率を設定した。

6.3.5 フィルダムの耐震設計指針 (案) によるダム安全性評価

フィルダムの耐震設計指針 (案) の適用性を検討するため、1991 年 (平成 3 年) 度以前に設計されたフィルダムでケーススタディを実施した。

(1) 検討対象ダム

建設省または水資源開発公団が1991年（平成3年）度以前に設計したダムで、堤体材料の設計値およびせん断強度定数A, bが設定可能なダムを対象に、本指針（案）を適用した。

各ダムの諸元を表-6.3.1に示す。各材料のA, b値を図-6.3.8に示すが、Aは1.2~1.8, bは0.75~0.9程度となっている。

表-6.3.1 検討対象ダムの諸元

事業主体	ダム名	ダム高 H(m)	所在地	地域 区分	地盤 震度	ロック材のせん断強度		設計値 (φ, k)	備考
						A	b		
建設省	七ヶ宿	90.0	宮城県	強震帯	0.18	1.778	0.804	40°, 0.15	
	寒河江	112.0	山形県	中震帯	0.16	1.456	0.826	40°, 0.15	
	三国川	119.5	新潟県	中震帯	0.16	2.100	0.719	43°, 0.15	
	手取川	153.0	石川県	強震帯	0.18	1.418 1.260	0.844 0.918	42°, 0.15	外部ロック 内部ロック
	大分川	95.5	大分県	中震帯	0.16	1.298	0.865	38°, 0.15	
水資源 開発公団	奈良俣	158.0	群馬県	強震帯	0.18	1.494 1.423	0.844 0.856	41°, 0.15	ロックⅠ ロックⅢ
	阿木川	101.5	岐阜県	強震帯	0.18	1.716 1.405	0.805 0.837	42.5°, 0.15	ロックⅠ ロックⅢ

設計値（φ：ロック材のせん断強度， k：設計震度）

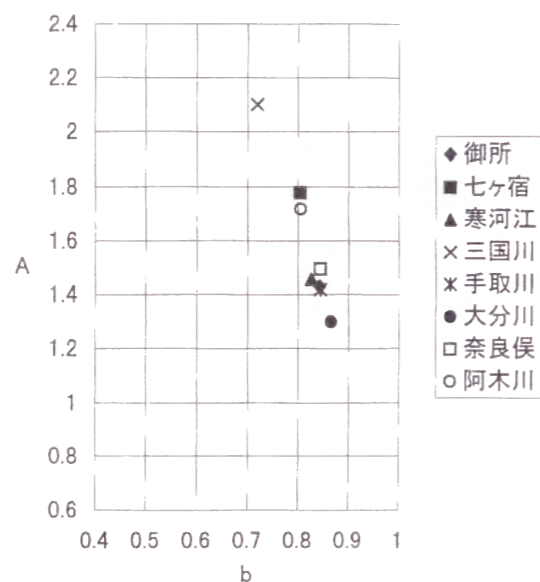


図-6.3.8 検討対象ダムのA, bの値

(2) 安定計算結果

上流面の円弧すべりの計算結果を、表-6.3.2に示す。これによると、堤体材料のせん断強度が大きい三国川ダム、七ヶ宿ダムでは安全率が大きくなっている。なお、堤高が150m以上と高い、手取川ダ

ム、奈良俣ダムでは、震力係数を2割減ずる補正を行っている。

最小安全率となるすべり円弧の深さは従来の震度法に比べ深くなっているが、法面勾配、ゾーニング、貯水位等により微妙に違って来る。

下流面の円弧すべりの計算結果を表-6.3.3に示すが、安全率は上流面に比べて全体的に大きくなっている。

表層すべりの安全率の計算に用いるせん断強度は、既往の三軸圧縮試験結果では、低拘束圧の試験データが少ないので、 ϕ_{max} は $\tau_r = A (\sigma_n)^b$ において、 $\sigma_n = 0.5 \text{kgf/cm}^2$ の時の τ_r と原点を結ぶ直線の傾きとした。安定計算結果は、表-6.3.4、表-6.3.5に示すとおりで、安全率は全て $F_s = 1.2$ より大きく、また円弧すべりの安全率よりも大きくなっており、堤体断面が表層の安全率で決まることはない。

以上のように、修正震度法では表層だけでなく内部の材料のせん断強度も重要となり、従来の震度法で設計された断面の場合、A = 1.3程度以上あれば、 $F_s = 1.2$ 以上となると予測される。

なお、安定計算結果の例を、図-6.3.9、図-6.3.10、図-6.3.11に示す。

表-6.3.2 検討対象ダムの安定計算結果（上流面）

事業主体	ダム名	ダム高 (m)	地盤 震度	法面勾配	ロック材の せん断強度	円弧すべり の安全率	円弧の 半径
建設省	七ヶ宿	90.0	k=0.18	上流 1:2.6 下流 1:2.0	A = 1.778 b = 0.804	1.457	R=128.0m
	寒河江	112.0	k=0.16	上流 1:2.9 下流 1:2.1	A = 1.456 b = 0.826	1.320	R=107.0m
	三国川	119.5	k=0.16	上流 1:2.4 下流 1:1.9	A = 2.100 b = 0.719	1.583	R=235.0m
	※手取川	153.0	k=0.18	上流 1:2.6 下流 1:1.85	A = 1.418(外) A = 1.260(内) b = 0.844(外) b = 0.918(内)	1.224	R=99.0m
	大分川	95.5	k=0.16	上流 1:2.7 下流 1:2.1	A = 1.298 b = 0.865	1.252	R=175.0m
水資源 開発公団	※奈良俣	158.0	k=0.18	上流 1:2.7 下流 1:2.05	A = 1.494(Ⅰ) A = 1.423(Ⅱ) b = 0.844(Ⅰ) b = 0.856(Ⅱ)	1.380	R=112.0m
	阿木川	101.5	k=0.18	上流 1:2.6 下流 1:2.0	A = 1.716(Ⅰ) A = 1.405(Ⅱ) b = 0.805(Ⅰ) b = 0.837(Ⅱ)	1.283	R=74.0m

注) ※手取川ダム、奈良俣ダムは、ダム高150m以上あり、堤体震力係数を2割減じて用いた試算結果である。

表-6.3.3 検討対象ダムの安定計算結果（下流面）

事業主体	ダム名	ダム高 (m)	地盤震度	法面勾配	ロック材のせん断強度	円弧すべりの安全率	円弧の半径
建設省	七ヶ宿	90.0	k=0.18	上流 1:2.6 下流 1:2.0	A = 1.778 b = 0.804	1.648	R=183.0m
	寒河江	112.0	k=0.16	上流 1:2.9 下流 1:2.1	A = 1.456 b = 0.826	1.428	R=277.0m
	三国川	119.5	k=0.16	上流 1:2.4 下流 1:1.9	A = 2.100 b = 0.719	1.522	R=240.0m
	※手取川	153.0	k=0.18	上流 1:2.6 下流 1:1.85	A = 1.418(外) A = 1.260(内) b = 0.844(外) b = 0.918(内)	1.339	R=284.0m
	大分川	95.5	k=0.16	上流 1:2.7 下流 1:2.1	A = 1.298 b = 0.865	1.403	R=65.0m
水資源開発公団	※奈良保	158.0	k=0.18	上流 1:2.7 下流 1:2.05	A = 1.494(I) A = 1.423(II) b = 0.844(I) b = 0.856(II)	1.475	R=342.0m
	阿木川	101.5	k=0.18	上流 1:2.6 下流 1:2.0	A = 1.716(I) A = 1.405(II) b = 0.805(I) b = 0.837(II)	1.298	R=204.0m

注) ※手取川ダム、奈良保ダムは、ダム高150m以上あり、堤体震力係数を2割減じて用いた試算結果である。

表-6.3.4 検討対象ダムの安定計算結果（上流面の表層すべり）

ダム名	堤体震力係数	γ_{sat}	γ_{sub}	上流面勾配	i (tan θ)	安全率	
						ϕ_{0max} (°)	Fs
七ヶ宿	0.31	2.15	1.15	1:2.6	0.38	63.8	1.65
寒河江	0.27	2.24	1.24	1:2.9	0.34	58.7	1.65
三国川	0.27	2.45	1.45	1:2.4	0.42	68.6	2.35
手取川	0.31	2.16	1.16	1:2.6	0.38	57.7	1.29
大分川	0.27	2.17	1.17	1:2.7	0.37	54.9	1.33
奈良保	0.31	2.18	1.18	1:2.7	0.37	59.0	1.39
阿木川	0.31	2.214	1.214	1:2.6	0.38	63.0	1.63

注) 堤体震力係数=地盤震度 $k_F \times 1.7$

ϕ : 既往の三軸圧縮試験結果では、低拘束圧の試験データが少ないので、 ϕ_{0max} は $\tau_t = A (\sigma_n)^b$ において、 $\sigma_n = 0.5 \text{kgf/cm}^2$ の時の τ_t と原点を結ぶ直線の傾きとした。

表-6.3.5 検討対象ダムの安定計算結果（下流面の表層すべり）

ダム名	堤体震力係数	γ_{sat}	γ_{sub}	上流面勾配	i (tan θ)	安全率	
						ϕ_{0max} (°)	Fs
七ヶ宿	0.31	2.15	1.15	1:2.0	0.5	63.8	2.12
寒河江	0.27	2.24	1.24	1:2.2	0.45	58.7	2.00
三国川	0.27	2.45	1.45	1:1.9	0.53	68.6	2.73
手取川	0.31	2.16	1.16	1:1.85	0.54	57.7	1.54
大分川	0.27	2.17	1.17	1:2.1	0.48	54.9	1.65
奈良保	0.31	2.18	1.18	1:2.05	0.49	59.0	1.76
阿木川	0.31	2.214	1.214	1:2.0	0.50	63.0	2.04

注) 堤体震力係数=地盤震度 $K_F \times 1.7$

ϕ_0 : 既往の三軸圧縮試験結果では、低拘束圧の試験データが少ないので、 ϕ_{0max} は $\tau_t = A (\sigma_n)^b$ において、 $\sigma_n = 0.5 \text{kgf/cm}^2$ の時の τ_t と原点を結ぶ直線の傾きとした。

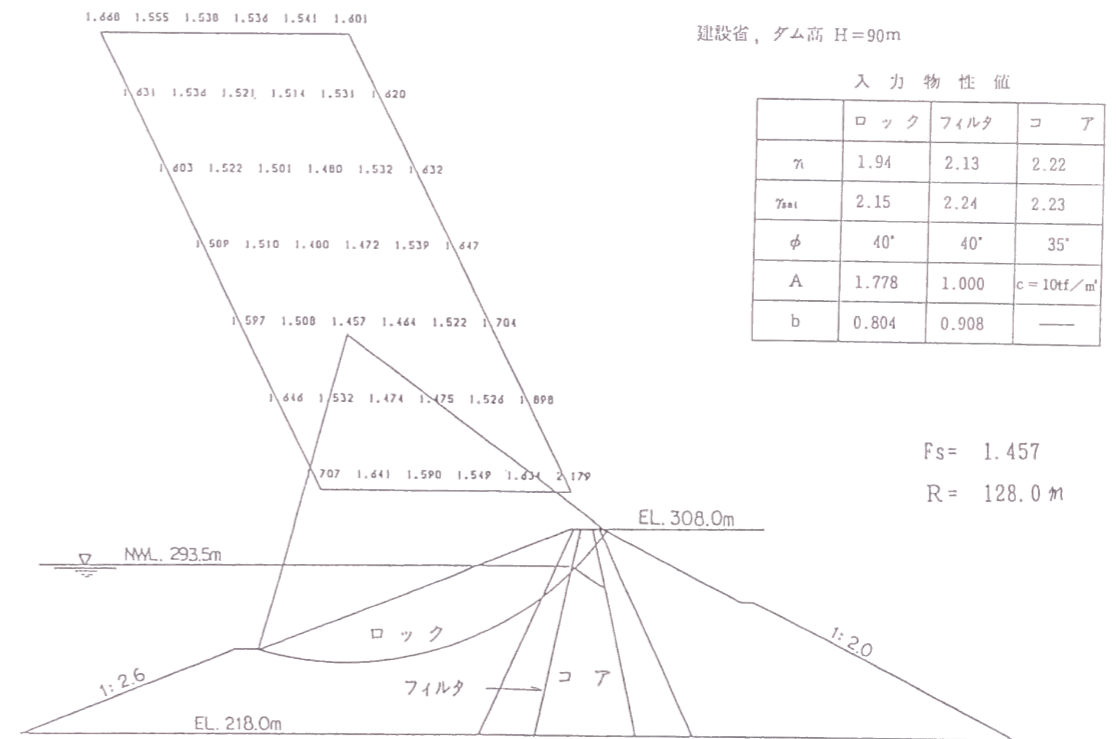


図-6.3.9 安定計算結果（七ヶ宿ダム）

6.3.6 まとめ

本節では、大規模なロックフィルダムの建設、ダム堤体の地震動の観測記録の蓄積、堤体材料の試験方法の進歩等を踏まえて、現行の震度法に動的な考え方を取り入れた修正震度法による「フィルダムの耐震設計指針（案）」と、これによるダムの安全性評価について述べた。

本指針（案）は、設計計算手法としては震度法の延長であり、震度分布を定めれば、荷重、物性値、計算法、安全性の評価はほぼ現行法に準じて明確に定めうる特徴を有している。震度法と比較すると、両者は静力学によっている点、材料強度を静的な試験結果から決めている点で一致している。しかし、震力分布については、震度法は全堤高にわたって一様という実測結果とはかなり違った仮定を設けているが、本指針（案）では、堤体に働く震力分布を地震時の堤体の挙動を考慮して決めている。その意味では、動的設計ということもできる。

本指針（案）を震度法と比較した場合の大きな相違点は、震度法よりかなり大きな加速度を設計値としていること、材料強度を震度法よりもかなり大きくとっていることの2点である。これにより、設計震度が実測の最大加速度に比べて著しく小さいという震度法の矛盾は避けることができる。また、材料強度を大きくしたのは材料試験の結果に忠実にしたがった結果であるが、そのために材料試験を使用条件とできるだけ同じ条件下で精密に行う必要がある。

1991年度以前に設計されたフィルダムを対象に本指針（案）を適用した結果、以下の知見を得た。

- (1) 本指針（案）による検討の結果、いずれのダムでも震度法で設計した断面で安全率が1.2より大きくなり、本指針（案）は、耐震設計法としてバランスがとれたものであるといえる。
- (2) 安全率が小さくなる円弧の位置は、従来の震度法では表層であったが、本指針（案）では深くなった。このため、ロック材をゾーン区分し内部に強度が小さい材料を配置しているようなダムでは安全率が小さくなることもあり、堤体材料のゾーニングに配慮する必要がある。
- (3) 本指針（案）で堤体の安定計算に用いるせん断強度は、式(6.3.10)に示すイ～ハのいずれかを採用する。ロックフィルダムの場合、これら3式のうち堤体の安定性はロまたはハのロック材のせん断強度で決まるのがほとんどである。ロ、ハの強度式は、本指針（案）で新たに採用することとしたもので、材料試験をダムの作用応力全域にわたった広範囲の応力下で精密に行う必要がある。特に、表層の強度については、従来、拘束圧 $\sigma_n = 1.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度以下の低拘束圧下での試験はほとんど実施されていなかったが、新たに $\sigma_n = 1.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以下の低拘束圧下での精度の高い三軸試験が必要となる。
- (4) 本指針（案）の適用範囲はダム高100mまでとしている。高さ100mを超えるダムについては、岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると、地震力を減らすことのできる可能性がある。今回の検討では、高さ150m級のダムで20%程度震力係数を低減したが、ダムサイトに応じて低減の割合が異なると考えられる。したがって、100mを超えるダムについては、ダムサイトの地震特性を考慮し、固有周期による震力係数の低減率を慎重に決定する必要がある。

以上のように、本指針（案）では震度法よりも大きな震度を取り大きな材料強度を採用しているため、結果的には両者の設計断面にあまり違いがないことが確認された。しかし、たとえ設計断面は同じでも、本指針（案）は震度法よりも設計の仮定が合理的であり、第三者に対する説得性においても優れている。したがって、またより適正な耐震設計法への改良の途も開かれていると考えられる。

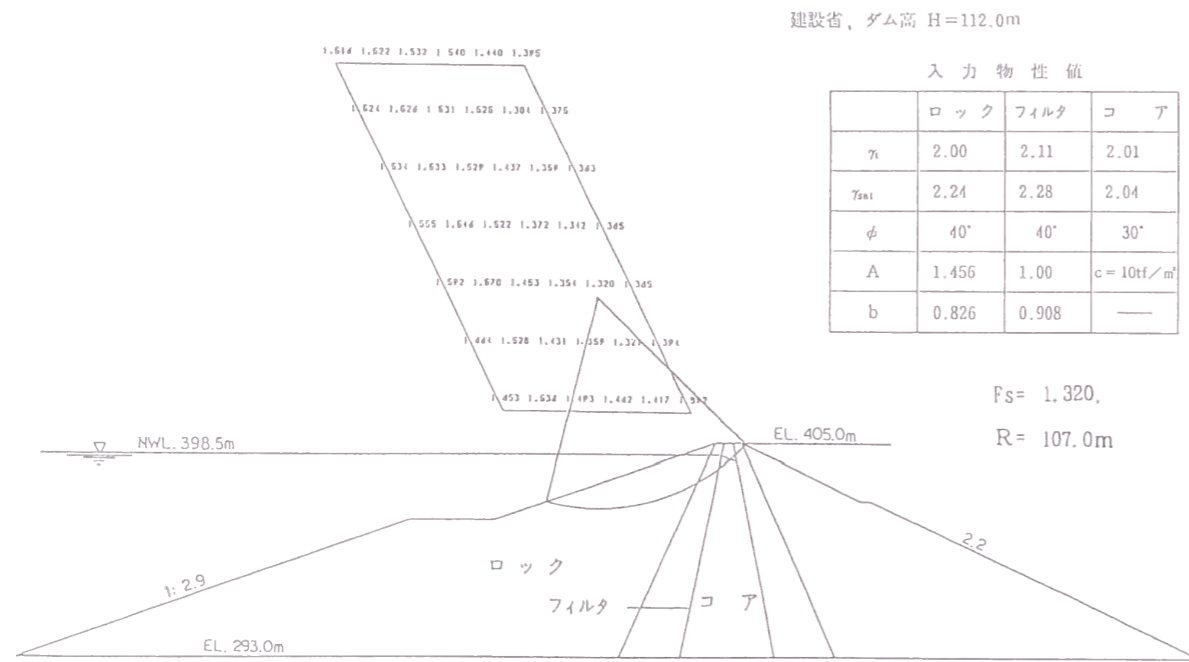


図-6.3.10 安定計算結果（寒河江ダム）

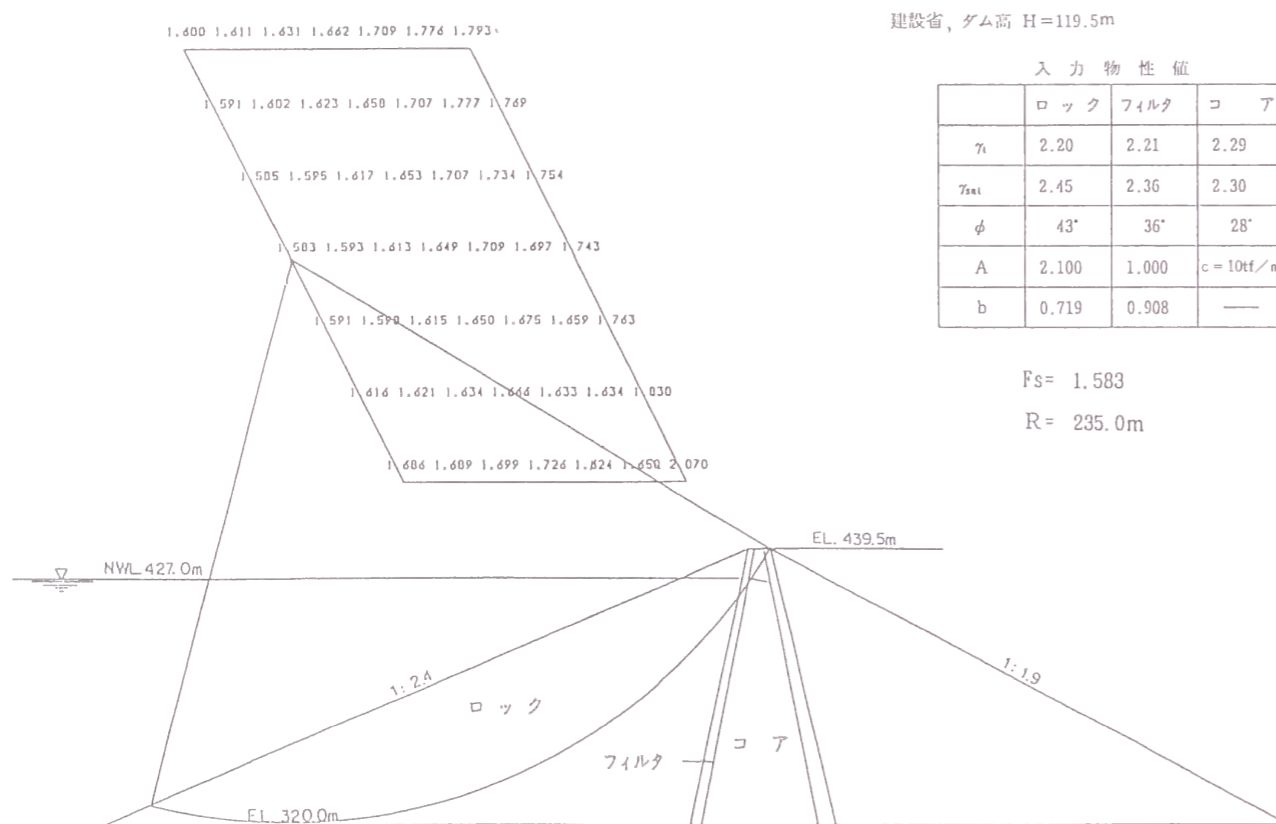


図-6.3.11 安定計算結果（三国川ダム）

6.4 ロックフィルダムの地震時の力学挙動と安全性の評価³⁾

6.4.1 概説

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、マグニチュード7.2の近年まれに見る大規模な直下型地震であり、兵庫県を中心に多くの人命を奪い多大な被害をもたらした。

ダムについては安全性に関わるような被害は発生しなかったが、他の土木構造物では、たとえば道路橋、港湾施設、鉄道施設、上下水道施設などで甚大な被害が発生し、これらの施設については耐震設計基準の見直しが行われている。

本節では、兵庫県南部地震において得られた地震記録をもとにダムの力学挙動を解析し、現行の震度法で設計したロックフィルダムの安全性を評価する。

6.4.2 兵庫県南部地震におけるダムの挙動解析

(1) フィルダムの被害

ロックフィルダムでは、25gal以上の加速度を観測したダム、または震度IV以上のダムが24ダムあったが、基礎の最大加速度が135galを記録した箕面川ダムをはじめとして被害はなく、地震に対して高い安定性を有することがあらためて実証された。

一方、アースフィルダムでは、ダムの安全上支障となるような被害は生じなかったが、以下のように天端のクラックや法面の滑落を生じたダムがあった。

1) 常磐ダム

常盤ダムは、近畿農政局が建設し、北淡路土地改良区に管理委託している1974年に完成した堤高33.5mのゾーン型アースフィルダムで、震央から約10km、地震断層である野島断層から約700mに位置する。図-6.4.1に堤体の標準断面図を示す。ダムには地震計が設置されていなかった。

天端の左右岸袖部で、写真-6.4.1に示すように、上下流方向に長さ5m、幅2~3cmのクラックが発生した。一部のクラックはコア表層にまで及んでいたが、堤体の余裕高の範囲にあり、貯水機能に影響を及ぼすものではなかった。その他の変状は認められなかった。

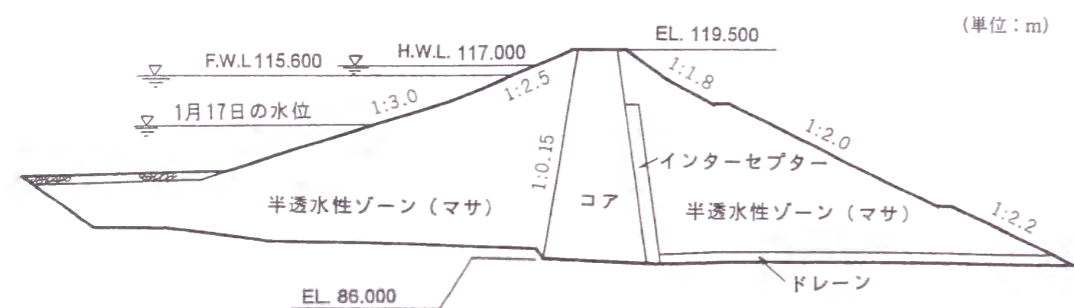


図-6.4.1 常磐ダムの標準断面図



写真-6.4.1 常磐ダム天端右岸袖部のクラック発生状況

2) 谷山ダム

谷山ダムは、近畿農政局が建設し、北淡路土地改良区に管理委託している1974年に完成した堤高28.2mのゾーン型アースフィルダムで、震央から約7kmに位置する。図-6.4.2に堤体の標準断面図を示す。ダムには地震計が設置されていなかった。

写真-6.4.2に示すように、天端で上下流方向に数本のクラックが認められたが、最大でも幅3mm、長さ4.5m程度のものであった。クラックは、いずれもアスファルト舗装面またはアスファルト舗装面直下の保護層内で収束していた。その他の変状は認められなかった。

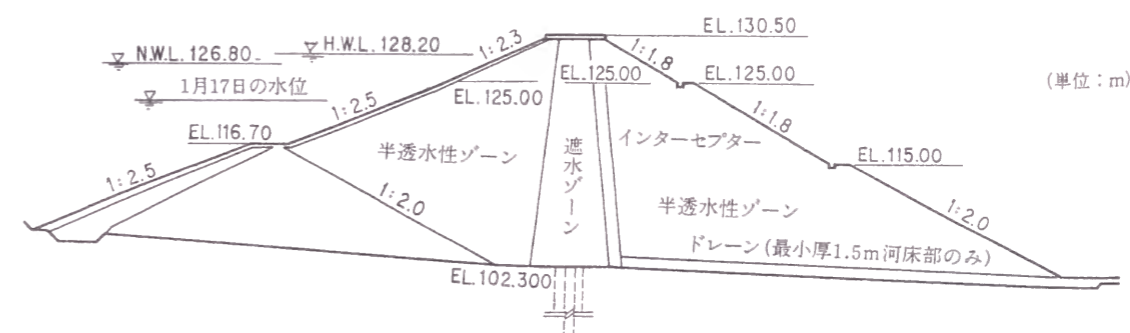


図-6.4.2 谷山ダムの標準断面図



写真-6.4.2 谷山ダム天端のクラック発生状況



写真-6.4.3 北山第1ダムの上流法面捨石張部

3) 北山ダム

北山ダムは、西宮市が管理する1968年に完成した均一型アースフィルダムで、震央から約31kmに位置する。ダムは、貯水池をとりまく第1から第5までの5つのダムで構成されているが、図-6.4.3に示す堤高24.5mの第1ダムの上流法面捨石張部で、写真-6.4.3のようにダム軸方向に延長100m程度にわたって滑落を生じた。滑落は地震当日の貯水位付近に生じ、その上端は貯水位よりもわずかに高い位置にあった。滑落の深さは1~1.5m程度で表層部に限られ、堤体の安定性に影響を及ぼすものではなかった。

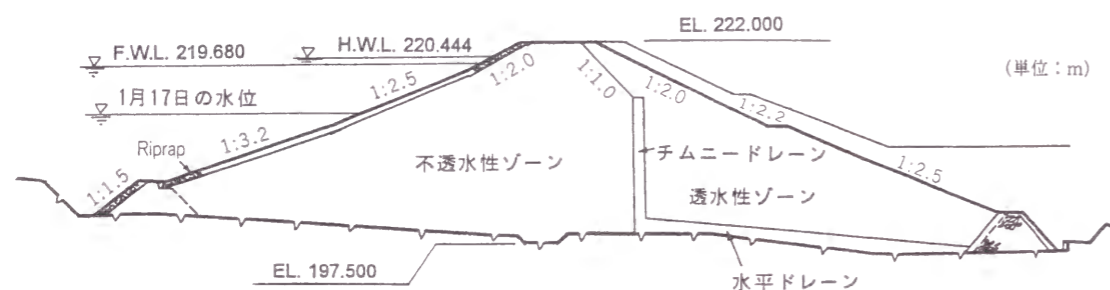


図-6.4.3 北山第1ダムの標準断面図

(2) ダム基礎の最大加速度

フィルダム、コンクリートダムを問わず、今回の地震で観測されたダム基礎の水平最大加速度（上下流方向とダム軸方向の最大加速度のいずれか大きい方）の分布を図-6.4.4に、鉛直最大加速度の分布を図-6.4.5にそれぞれ示す。

ダム基礎の最大加速度と震央距離の関係を、水平成分について図-6.4.6、鉛直成分について図-6.4.7に示す。図中には土質地盤上で観測された最大加速度値（兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会、1995）も併記している。両図より、ダム基礎のような堅固な岩盤の地震動は沖積地盤など土質地盤のものよりもかなり小さいことがわかる。このことが、ダムの被害が少なかった理由の一つと考えられる。

また、水平最大加速度の距離減衰を震源断層からの距離に対して示したものが、図-6.4.8である。ここで、各ダムの震源断層からの距離は、図-6.4.9に示すように、淡路島側では野島断層、神戸側では本震発生日の余震域の中心線を震源断層と見なして、各ダムサイトとの最短距離をとっている。今回の地震で183galの最大加速度を記録した一庫ダムは、震源断層から約10kmの位置にある。また、ダム基礎以外の岩盤で、震源断層近傍において観測された加速度記録として、(株)松村組技術研究所で得られた水平最大加速度213galがある。本地点は、震源断層から10kmの距離（震央距離31km）の位置にあり、岩盤の弾性波速度（P波）も2.67km/secでダム基礎と概ね同等の岩盤と評価できる。これらの結果から、今回の地震でダム基礎となり得るような岩盤に生じた最大加速度は220gal程度と推定される。

水平最大加速度と鉛直最大加速度の比率を、図-6.4.10に示す。水平最大加速度が大きくなると、水平最大加速度に対する鉛直最大加速度の比率が小さくなる傾向が認められる。

また、鉛直最大加速度の水平最大加速度に対する比率は、1/2を中心に1~1/3の範囲に入る。



図-6.4.4 ダムサイト岩盤における水平最大加速度の分布

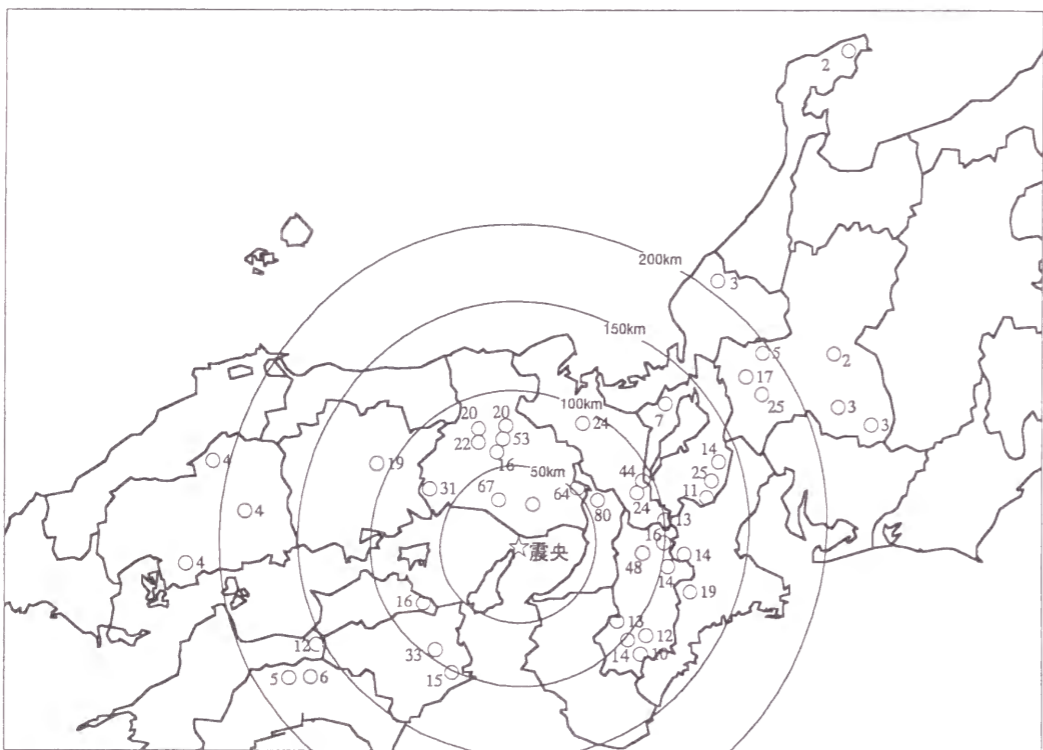


図-6.4.5 ダムサイト岩盤における鉛直最大加速度の分布

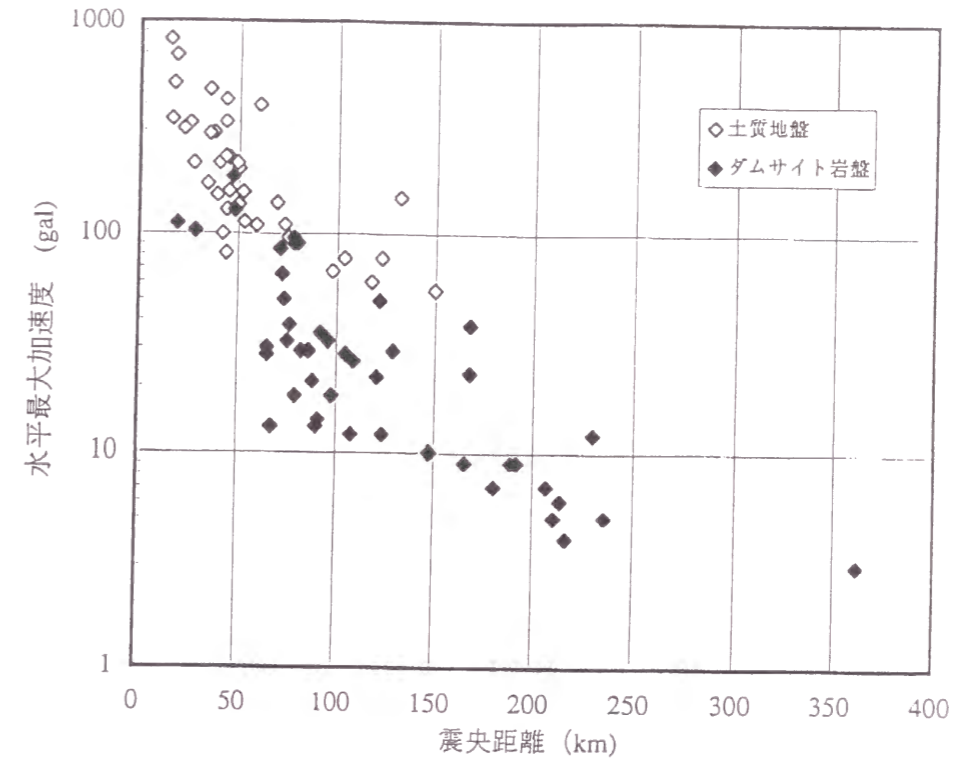


図-6.4.6 ダムサイト岩盤と土質地盤の水平最大加速度

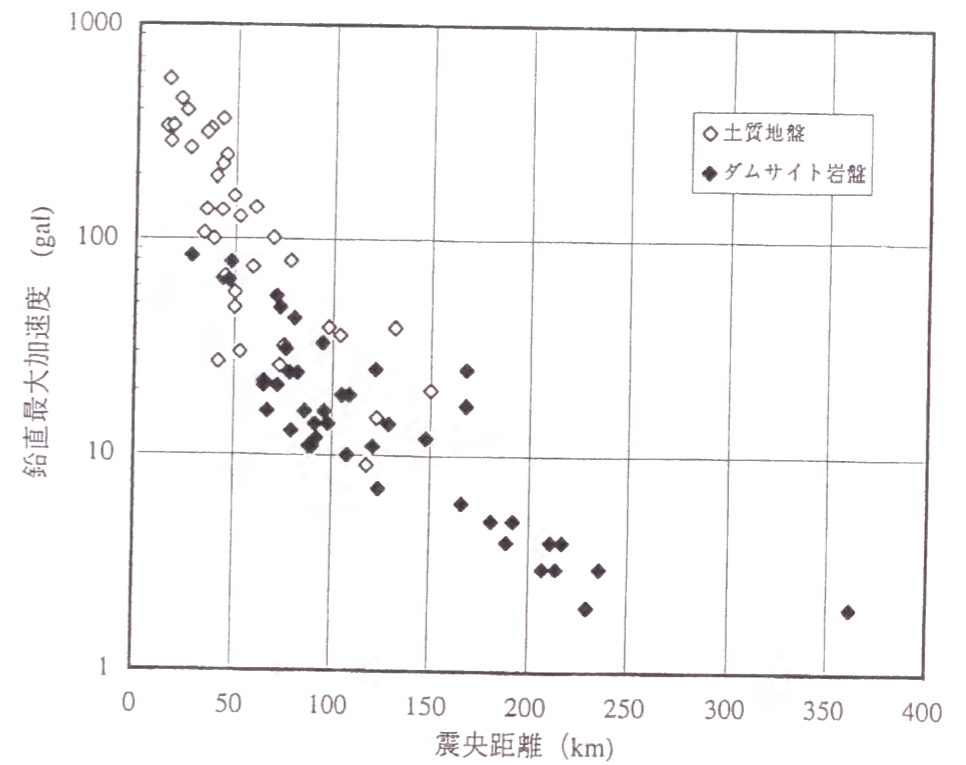


図-6.4.7 ダムサイト岩盤と土質地盤の鉛直最大加速度

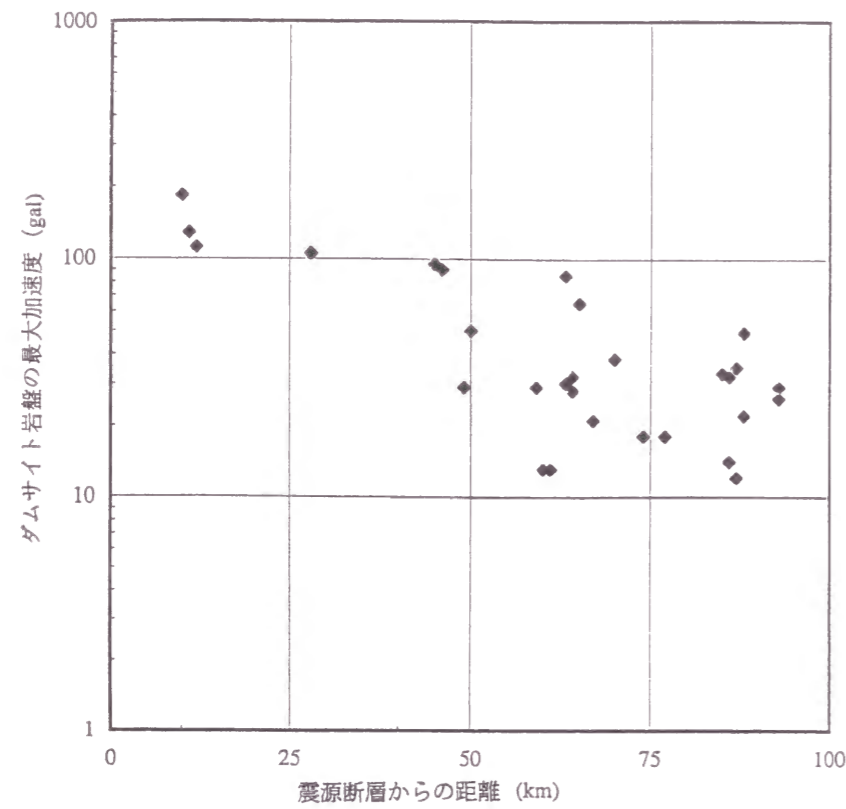


図-6.4.8 水平最大加速度の距離減衰

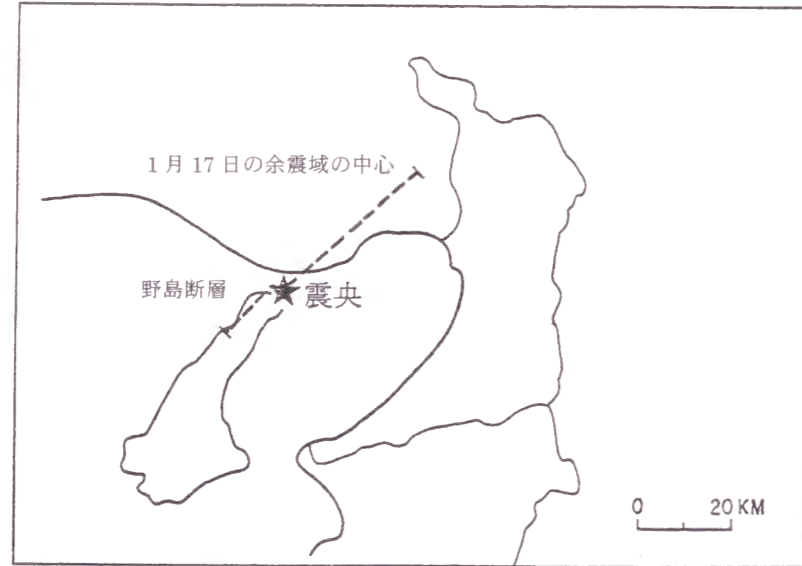


図-6.4.9 震源断層の定義

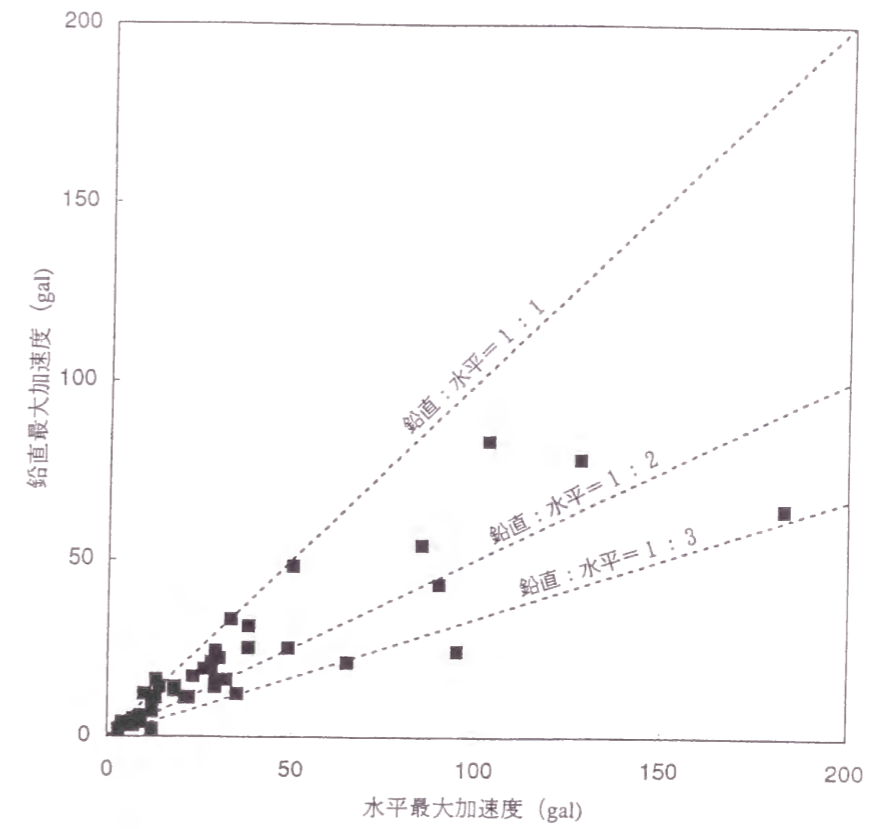


図-6.4.10 水平最大加速度と鉛直最大加速度の関係

(3) 加速度応答スペクトル

箕面川ダムの基礎で観測された加速度波形の加速度応答スペクトルを図-6.4.11に示すが、周期0.5 sec付近の加速度成分が卓越している。図-6.4.12は、コンクリートダムを含む25のダムの基礎での加速度応答倍率を示している。各ダムで得られた加速度応答スペクトルは、形状に多少の差があるものの、固有周期が0.6sec以上になると応答スペクトルは徐々に低減している。また、ダム堤体の振動に大きな影響を及ぼすと考えられる固有周期0.1~0.5secの範囲では、加速度応答倍率は2.5程度となっている。なお、減衰定数hは10%としている。

(4) ロックフィルダムの固有振動周期

8つのロックフィルダムの基礎と天端で得られた上下流方向の加速度波形よりフーリエスペクトル比を求め、卓越周期から基本固有振動周期Tを算出した。基本固有振動周期Tとダム堤高Hの関係を図-6.4.13に示す。両者はほぼ線形関係にあり、岡本の経験式¹⁾(6.4.1)の範囲内にある。

$$T[\text{sec}] = (0.35 \sim 0.65) \times \frac{H[\text{m}]}{100} \quad (6.4.1)$$

6.4.3 震度法により設計したロックフィルダムの耐震性評価

まず、耐震性の検討に用いる動的解析法の精度を確認するため、震源断層の近傍に位置する箕面川ダムを対象に実測挙動解析を実施する。次に、現行の震度法で設計した3種類の堤高を有するモデルダムを設定して動的解析を行い、ロックフィルダムの耐震性を評価する。

(1) 震度法

河川区域に設置する堤高15m以上のダムは、「河川管理施設等構造令」および「河川管理施設等構造令施行規則」に基づいて設計がなされ、耐震設計は震度法によっている。

震度法では、堤体の振動によって生じる慣性力の影響を、堤体各部の重量に比例する静的荷重として評価する。この比例定数を設計震度と呼び、「河川管理施設等構造令施行規則」では、その下限値をダムの型式とダムが設置される地域の区分により定めており、ロックフィルダムでは0.10~0.15の範囲で規定している。ダムの構造の安全性は、堤体の円弧すべりに対して1.2以上の安全率を有することとしている。

(2) 箕面川ダムの実測挙動解析

1) 箕面川ダム

箕面川ダムは、大阪府土木部が管理する1983年に完成した堤高47mの中央土質コア型ロックフィルダムで、震央から約48km、余震域の東端より北東に11kmに位置する。ダムは、震度法により設計され、設計震度を0.15としている。図-6.4.14の堤体の標準断面図に示すように、地震計が底設監査廊と天端に設置されており、基礎での最大加速度は上下流方向に135gal、ダム軸方向に128gal、天端では上下流方向に242gal、ダム軸方向に400galを記録したが、堤体の被害は全く生じなかった。基礎の地質は、中生代丹波層群の砂岩、粘板岩より構成され、弾性波速度 V_p は4km/sec程度以上の堅固な岩盤である。

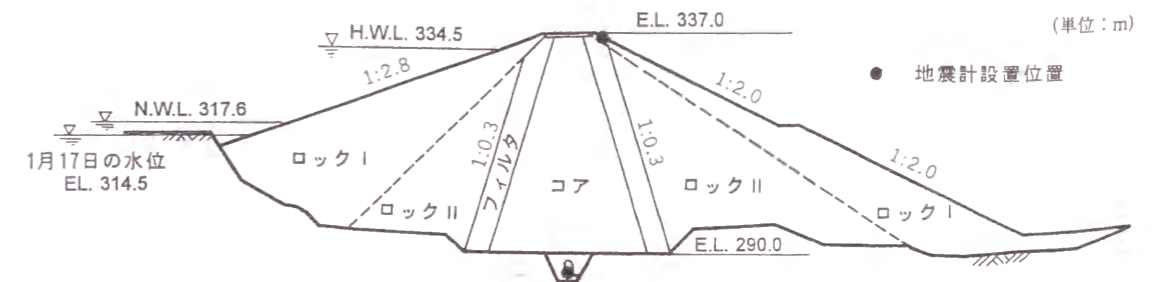


図-6.4.14 箕面川ダムの標準断面図

2) 解析方法および条件

箕面川ダムの標準断面を、図-6.4.15のように2次元有限要素でモデル化した。物性区分図を図-6.4.16に示す。解析に用いた材料の物性値は、箕面川ダムの試験値をもとに、表-6.4.1、図-6.4.17のように設定した。

解析に用いた入力地震波形は、図-6.4.18に示す箕面川ダムの底設監査廊での実測波形のうち、水平上下流方向と鉛直方向の2成分を用いた。また、動的解析における減衰定数は、天端での実測波

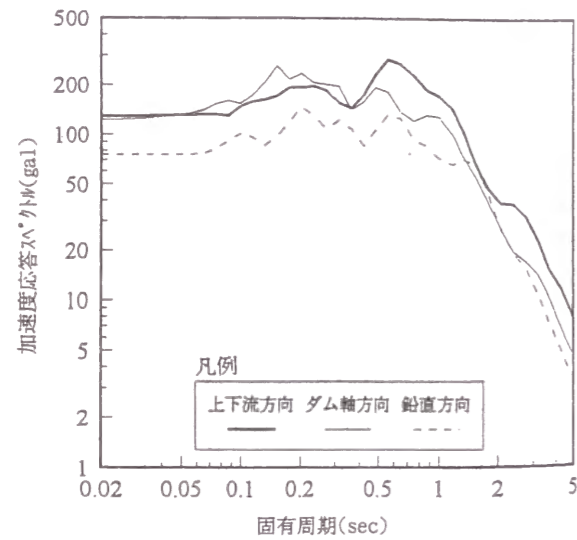


図-6.4.11 加速度応答スペクトル
(箕面川ダム, 底設監査廊)

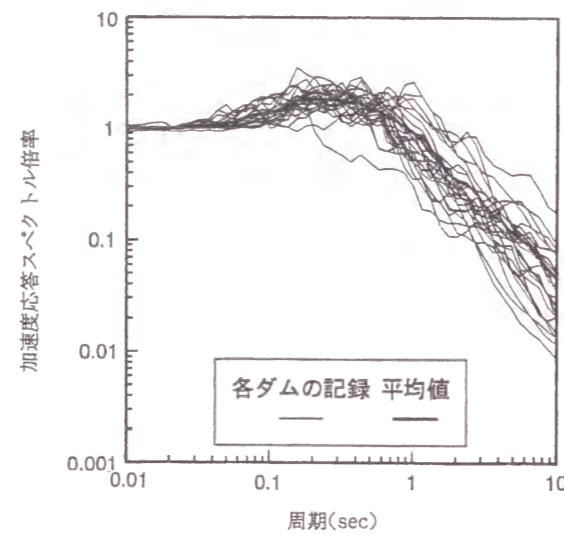


図-6.4.12 加速度応答スペクトル倍率
(ダム基礎岩盤, 上下流方向)

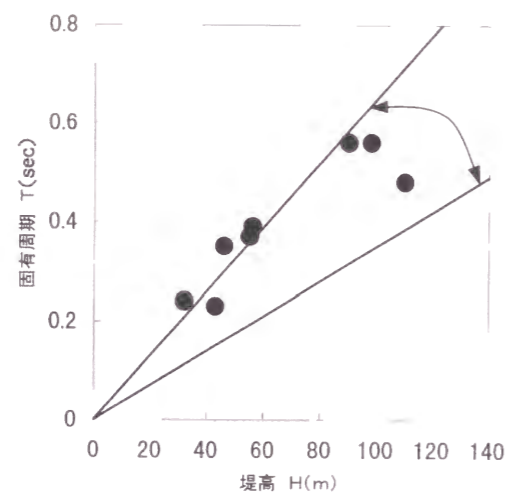


図-6.4.13 固有振動周期と堤高の関係

形と解析により求まる加速度波形の整合性を検討するとともに、これまでの動的解析における減衰定数の設定値を考慮して、材料の履歴減衰+15%とした。

天端の実測波形と解析波形を上下流方向成分について比較したのが、図-6.4.19である。解析波形は、主要動の前半の $t = 4 \sim 5.5$ sec付近で実測波形を精度良く再現しているが、後半では解析波形の振幅が実測波形の振幅よりも小さくなっている。ちなみに、最大加速度は実測値が236galに対して、解析値が206galとなっている。このような差はあるが、全体としては概ね良好な精度で再現していると考えられる。

表-6.4.1 実測解析に用いた物性値

	ロック I	ロック II	フィルタ	コア
比重	2.73	2.74	2.73	2.68*
含水比 (%)	1.40	1.50	4.30	15.40
湿潤密度 (t/m ³)	2.12	2.03	2.23	2.18
飽和密度 (t/m ³)	2.32	2.27	2.35	2.18

*は盛土試験結果より、それ以外は施工管理試験結果より求めた。

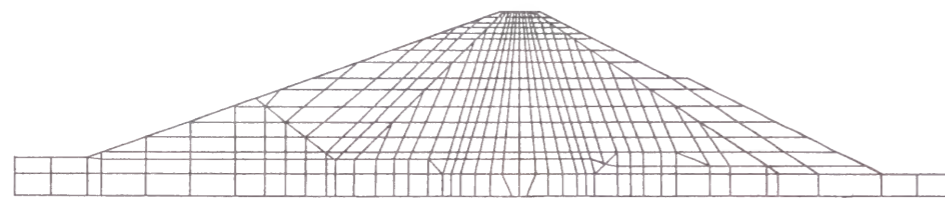


図-6.4.15 箕面川ダムの2次元要素図

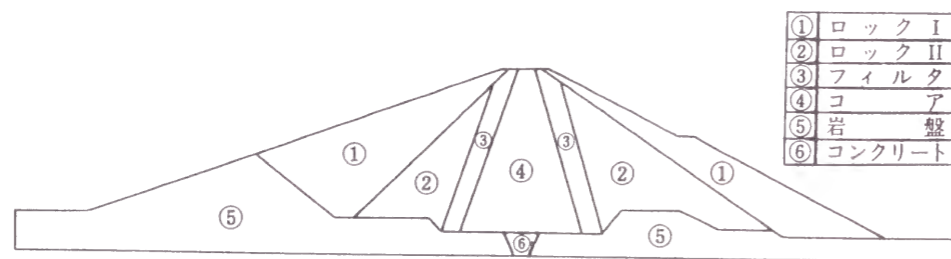


図-6.4.16 箕面川ダムの物性区分図

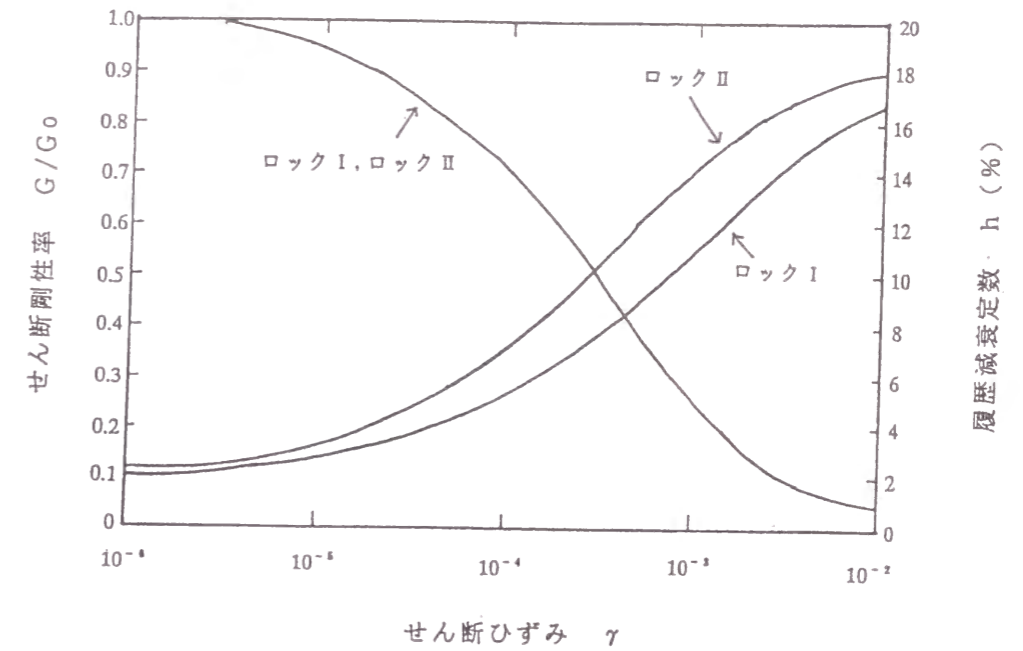


図-6.4.17 ロック材のせん断剛性率と履歴減衰定数のひずみ依存性

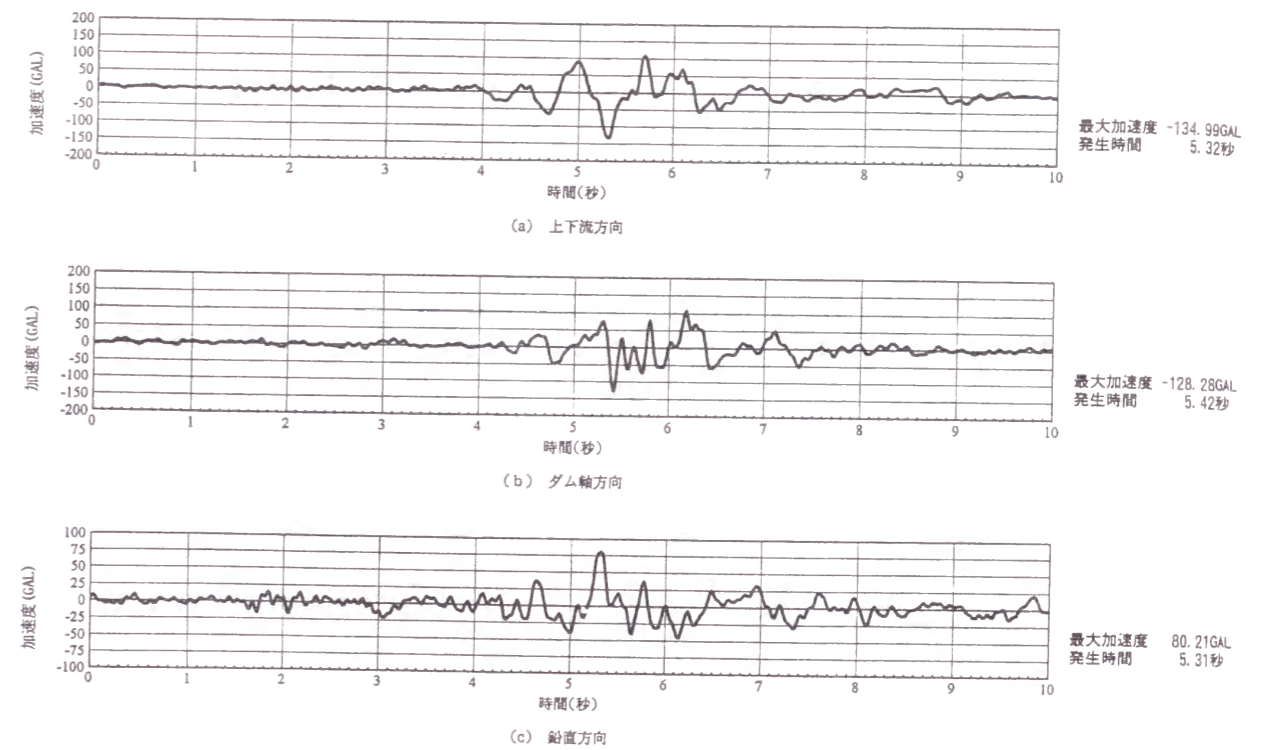
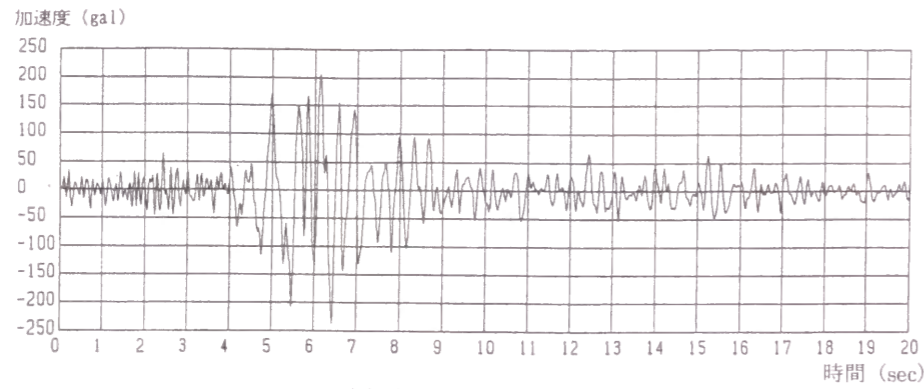
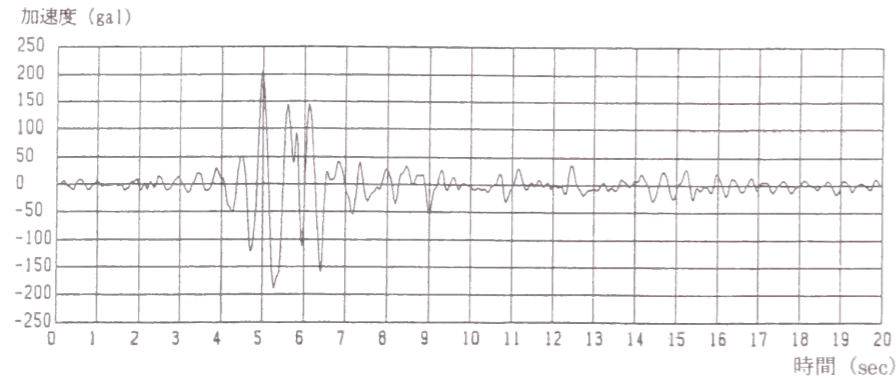


図-6.4.18 箕面川ダムの加速度波形 (底設監査廊)



(a) 加速度の実測値



(b) 加速度の解析値

図-6.4.19 天端加速度の実測値と解析値の比較（上下流方向）

(3) 震度法により設計したロックフィルダムの耐震性評価

1) 入力地震波形

前述のとおり、兵庫県南部地震においてダム基礎となりうるような岩盤で生じた、水平最大加速度の上限値は220gal程度と推定される。そこで、ダムの耐震性を照査する地震動の水平最大加速度を、220galのおよそ1割増しの250galとした。これは、今回の震源断層直近における地震動を上回る地震動と考えられる。

照査に用いる地震波形は、比較的大きな水平最大加速度を記録した波形の中から、色々な周波数特性をもった波形を採用することとして、一庫ダム、箕面川ダム、権現ダム、黒川ダムの4つの加速度波形を選定した。これらの水平加速度波形を、最大加速度が250galになるように引き伸ばし、鉛直加速度波形も水平加速度波形と同じ比率で引き伸ばした。ただし、周波数特性や継続時間については実測波のものをそのまま用いている。

これらの引き伸ばしを行った後の、照査に用いた4つの地震波の加速度応答スペクトルを図-6.4.20に示す。減衰定数hは10%としている。

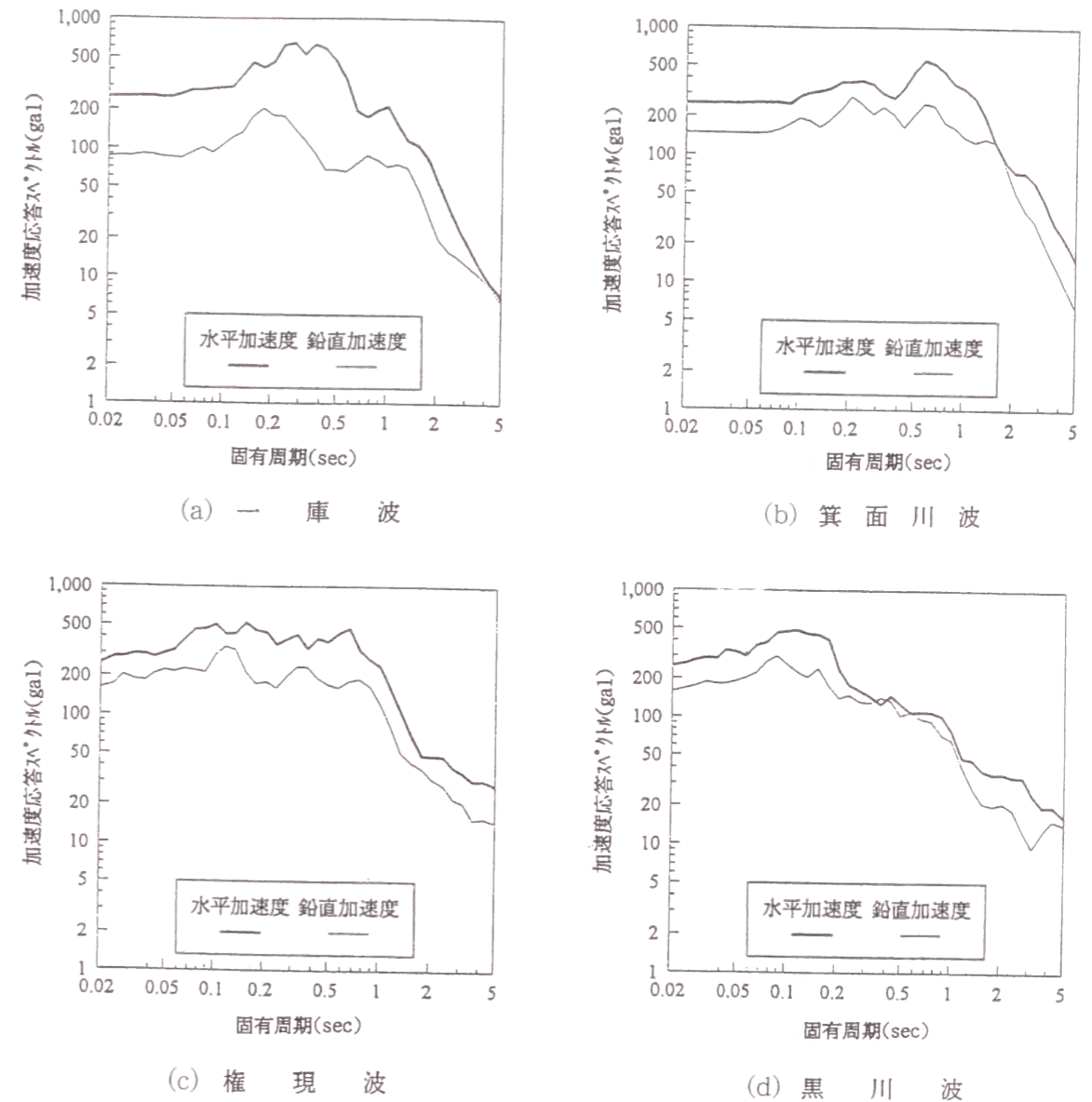


図-6.4.20 入力地震波の加速度応答スペクトル（減衰定数 $h = 10\%$ ）

2) 動的解析条件および方法

耐震性を照査するモデルダムの断面形状は、震度法によって設計震度0.15で設計された七ヶ宿ダムを参考にして、図-6.4.21に示すように、上流側法勾配を1:2.60、下流側法勾配を1:2.00とした。また、堤高は63、110、150mの3種類とし、貯水位は常時満水位とした。

堤体材料の物性値は、七ヶ宿ダムの室内試験値を用いるものとし、表-6.4.2のように設定した。また、ロック材のせん断剛性率比 G/G_0 、履歴減衰定数hのせん断ひずみ依存性は、繰り返し三軸試験結果から図-6.4.22のように設定した。減衰定数は、箕面川ダムの実測解析で、材料の履歴減衰に15%を加えたケースで良好な再現性を得たことなどから、材料の履歴減衰定数に15%を加えた値とした。

動的解析は、時間領域における等価線形法で行った。

表-6.4.2 モデルダムの物性値および強度定数

堤体材料	湿潤密度 t/m ³	飽和密度 t/m	強度定数 (tf/m ² 単位)	
			A	b
ロック	1.88	2.08	1.778	0.804
フィルタ	2.13	2.24	1.0	0.908
コア	2.22	2.23	C = 10	$\phi = 35^\circ$

注) 材料のせん断強さ $\tau_i = A \sigma_n^b$ または $\tau = c + \sigma \tan \phi$
 ここに、 σ : すべり面に作用する垂直応力

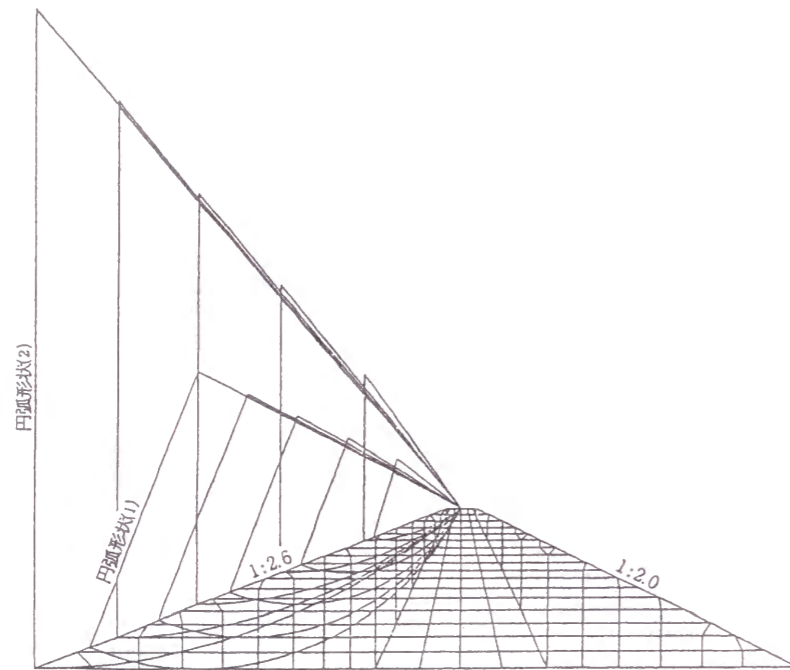
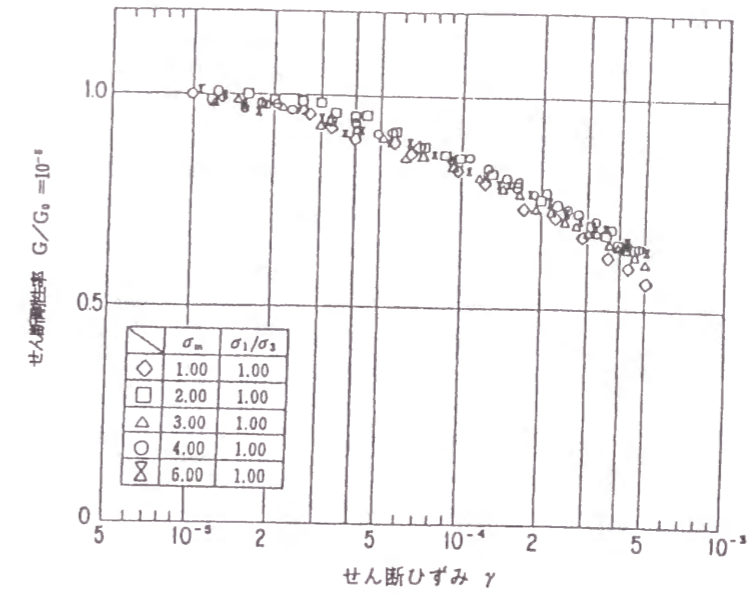
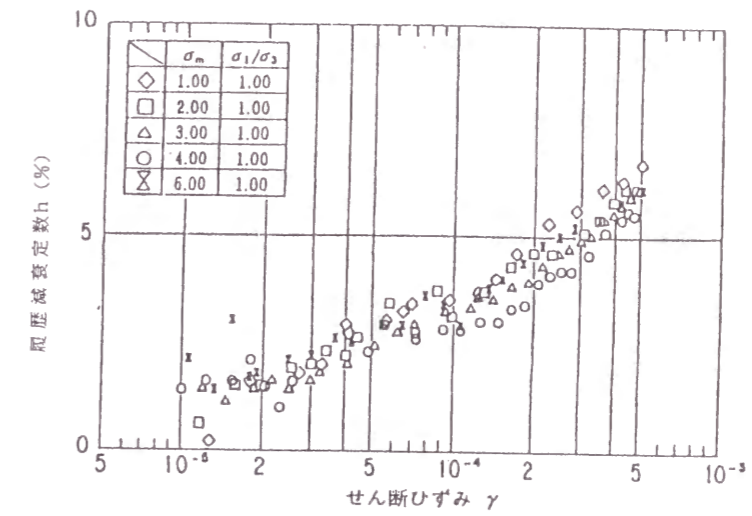


図-6.4.21 モデルダムの断面形状とすべり円弧



(a) せん断剛性率



(b) 履歴減衰定数

注) ここに、 σ_m : 平均主応力 (kgf/cm²)
 σ_1/σ_3 : 主応力比

図-6.4.22 ロック材のせん断剛性率と履歴減衰定数のひずみ依存性

3) すべりに対する限界加速度

ロックフィルダムの地震時安定性を照査するため、図-6.4.21に示す円弧すべりを想定した。一般に下流側法面は上流側法面に比べて安全率の余裕が大きいため、上流方向のすべりのみを対象にした。

この円弧すべりにおいて、モデルダム堤体の各点における応答加速度の時刻歴から、想定しているすべり円弧内の土塊平均加速度の最大値を求めた。

このようにして、3種類の堤高を持つモデルダムについて、図-6.4.21に示す各すべり円弧の土塊

平均加速度の最大値を求めた結果が、図-6.4.23である。

なお、この図には、図-6.4.21に示すすべり円弧のうちすべりに対する安全率が小さい深い円弧(円弧形状(1))の値を示している。

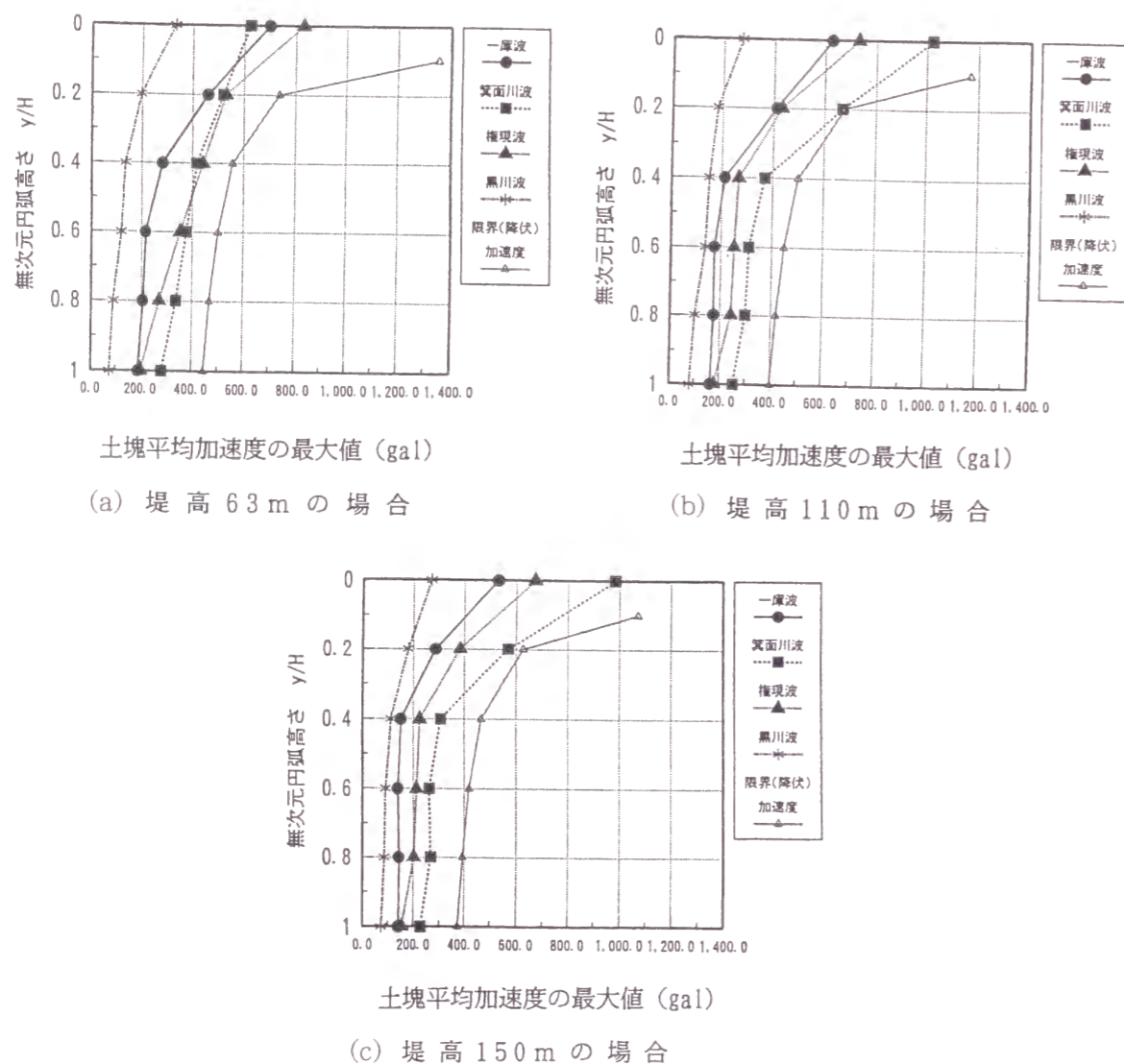


図-6.4.23 土塊平均加速度の最大値と限界加速度の関係

4) 解析結果

円弧すべりの安定計算において、すべりを発生させるために必要な限界加速度を図-6.4.23に記入している。

これによれば、解析に用いた3種類の堤高のモデルダムおよび4種類の入力地震動に対して、各仮想すべり円弧での土塊平均加速度は全て限界加速度よりも小さな値となっており、すべりに対する安定性が確保されているものと判断できる。なお、土塊平均加速度は継続時間中の最大値であり、堤体に作用するのはピーク時の瞬間のみで持続的なものではないため、実際のダムの安全性は計算結果よりも高いものと考えられる。

6.4.4 まとめ

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、都市直下で発生した内陸地震であり、阪神地区・淡路島に大規模な被害をもたらしたが、ロックフィルダムについては、安全性に影響を及ぼすような被害は生じなかった。

今回の地震より得られた数多くの地震記録を解析し、現行の震度法で設計したロックフィルダムの安全性をあらためて評価し、以下の知見を得た。

- (1) ダム基礎のような岩盤での実測最大加速度は、沖積地盤のような土質地盤での実測最大加速度よりも十分小さかった。ダムが堅固な岩盤上に建設されていたことが、今回の地震でダムに大きな被害が生じなかった理由の一つと考えられる。
- (2) ダム基礎で観測された最大加速度の距離減衰関係から、震源断層直近の岩盤での最大水平加速度は220gal程度と推定された。
- (3) 震源断層近傍に位置した箕面川ダムを対象に、ダム基礎で観測された実測加速度波形を用いて動的解析を実施した結果、天端における解析波形は、実測波形を比較的精度良く再現できた。
- (4) 3種類の堤高を有するモデルダムを設定して動的解析を行い、現行の震度法に基づいて設計されたロックフィルダムの耐震性を検討した結果、兵庫県南部地震と同等規模の地震時においてもすべりに対する安全性は十分確保されていることが確認された。

ダムは大規模な構造物であり、地震時を含め安全性の確保に万全を期す必要がある。今後、地震観測体制を強化、充実するとともに、ダムの耐震設計技術のさらなる向上に努める必要がある。

6.5 結語

本章では、ロックフィルダムの実測地震記録を用いてダムの力学挙動を解析するとともに、ダムの耐震性について評価検討し以下の知見を得た。

第2節では、ロックフィルダムの実測地震記録を用いてダムの力学挙動を解析するとともに、地震被害についてとりまとめた。

ダムでの観測記録をもとに、地震時の力学挙動を分析した結果、得られた知見は以下のとおりである。

- (1) ロックフィルダムの固有振動周期と堤高の関係は概ね線形関係にあり、地震観測や起振実験結果から得られた岡本の経験式の範囲にほぼ入る。
- (2) ダムサイト基礎岩盤における水平最大加速度と鉛直最大加速度の関係は、大まかな傾向として、水平方向の最大加速度が150gal以下の範囲では、鉛直方向の最大加速度は水平方向の最大加速度の概ね2分の1程度の値をとる傾向にある。
- (3) ダムサイト岩盤での最大加速度と天端における加速度応答倍率の関係は、岩盤での最大加速度が大きくなると天端での応答倍率は低下する傾向にあり、岩盤の最大加速度が50gal程度以上になると天端の加速度応答倍率は概ね1.5～4の範囲に入る。
- (4) ダムの高さ方向に最大加速度はかなり増幅され、地震によっては10倍程度の応答倍率となる場合もある。現行の耐震設計法である震度法では、震度分布は天端から基礎まで一定としているが、これらの観測事実とは明らかに矛盾する。

また、地震によるロックフィルダムの被害について整理し、以下の知見を得た。

- (5) ダムの安定上支障となるような大きな被害を受けた例は皆無である。
- (6) 堤体法面に堤体とは剛性が大きく異なるコンクリート、張石、張ブロックなどが設置されているダムでは、堤体の変形に追従できずにクラックが発生する可能性が大きい。
- (7) 一般的な型式のロックフィルダムは、大地震時に天端でわずかなクラックや沈下が発生することがあるが、いずれも軽微なもので堤体の安定上問題となるようなものではない。
- (8) 震度法では0.1～0.15程度の設計震度で設計しているが、基礎で0.1～0.2g、天端で0.2～0.5g程度の加速度を生じたダムでも、安全上問題となるような被害は全く生じていない。
- (9) わが国でロックフィルダムが盛んに建設されるようになった1970年代以降に完成したダムでは、施工機械の大型化などにより丹念な締固めが行われていることが、地震被害が発生していない理由の一つであると考えられる。

以上のように、これまで得られた地震の観測記録とその解析結果から、現行の耐震設計法である震度法の仮定とは矛盾する記録が数多く得られている。地震時のダム天端の応答加速度は、基礎の最大加速度の数倍程度の応答倍率を示している。さらに、堤体の高さ方向に最大加速度が増幅され、加速度分布が堤体の高さ方向に一様ではない。さらに、天端での設計震度をはるかに超えるような大きな加速度を観測しているにもかかわらず、ダムの安全上問題となるような被害は生じてはいない。

このような観測事実は、現行の震度法の仮定と矛盾しており、実際の地震時挙動を反映させた、より合理的な耐震設計法が必要であることを述べた。

第3節では、大規模なロックフィルダムの建設、ダム堤体の地震動の観測記録の蓄積、堤体材料の試験方法の進歩等を踏まえて、現行の震度法に動的な考え方を取り入れた修正震度法による「フィルダムの耐震設計指針（案）」と、これによるダムの安全性評価について述べた。

筆者は、本指針（案）の検討に直接参画したが、1991年（平成3年）度以降、建設省、水資源開発公団および都道府県が実施するフィルダムは、従来の震度法により耐震設計を行うのとあわせて、本指針（案）により耐震性の照査を行っているなど、現在ロックフィルダムの耐震設計の実務において広く活用されている。

本指針（案）を震度法と比較した場合の大きな相違点は、震度法よりかなり大きな加速度を設計値としていること、材料強度を震度法よりもかなり大きくとっていることの2点である。これにより、設計震度が実測の最大加速度に比べて著しく小さいという震度法の矛盾は避けることができる。また、材料強度を大きくしたのは材料試験の結果に忠実にしたがった結果であるが、そのために材料試験を使用条件とできるだけ同じ条件下で精密に行う必要がある。

1991年度以前に設計されたフィルダムを対象に本指針（案）を適用した結果、得られた知見は以下のとおりである。

- (10) いずれのダムにおいても、震度法で設計した断面で安全率が1.2より大きくなり、本指針（案）は、耐震設計法としてバランスがとれたものであるといえる。
- (11) 安全率が小さくなる円弧の位置は、従来の震度法では表層であったが、本指針（案）では深くなった。このため、ロック材をゾーン区分し内部に強度が小さい材料を配置しているようなダムでは安全率が小さくなることもあり、堤体材料のゾーニングに配慮する必要がある。
- (12) 本指針（案）で堤体の安定計算に用いるせん断強度は、式(6.3.10)に示すイ～ハのいずれかを採用するため、材料試験をダムの作用応力全域にわたった広範囲の応力下で精密に行う必要がある。
- (13) 本指針（案）の適用範囲はダム高100mまでとしている。高さ100mを超えるダムについては、岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると、地震力を減ずることのできる可能性がある。100mを超えるダムについては、ダムサイトの地震特性を考慮し、固有周期による堤体震力係数の低減率を慎重に決定する必要がある。

以上のように、本指針（案）では震度法よりも大きな震度を取り、大きな材料強度を採用しているため、結果的には両者の断面設計にあまり違いがないことが確認された。しかし、たとえ設計断面は同じでも、本指針（案）は震度法よりも設計の仮定が合理的であり、第三者に対する説得性においても優れている。したがって、またより適正な耐震設計法への改良の途も開かれていると考えられる。

第4節では、1995年兵庫県南部地震より得られた地震記録を解析し、現行の震度法で設計したロックフィルダムの安全性について評価した。その結果、得られた知見は以下のとおりである。

- (14) ダム基礎のような岩盤での実測最大加速度は、沖積地盤のような土質地盤での実測最大加速度よりも十分小さかった。ダムが堅固な岩盤上に建設されていたことが、今回の地震でダムに大きな被害が生じなかった理由の一つと考えられる。
- (15) ダム基礎で観測された最大加速度の距離減衰関係から、震源断層直近の岩盤での最大水平加速度は220gal程度と推定された。
- (16) 震源断層近傍に位置した箕面川ダムを対象に、ダム基礎で観測された実測加速度波形を用いて動的解析を実施した結果、天端における解析波形は、実測波形を比較的精度良く再現できた。
- (17) 3種類の堤高を有するモデルダムを設定して動的解析を行い、現行の震度法に基づいて設計されたロックフィルダムの耐震性を検討した結果、兵庫県南部地震と同等規模の地震時においてもすべりに対する安全性は十分確保されていることが確認された。

ダムは大規模な構造物であり、地震時を含め安全性の確保に万全を期す必要がある。今後、地震観測体制を強化、充実するとともに、ダムの耐震設計技術のさらなる向上に努める必要がある。

参考文献

- 1) Okamoto, S. : Introduction to Earthquake Engineering, pp.474 - 479, University of Tokyo Press, 1984.
- 2) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指針（案），1991年。
- 3) Sakamoto, T., Fujisawa, T., Nakamura, A. and Iwashita, T : Seismic Stability for Sliding of Rockfill Dams, Proceedings of the 28th Joint Meeting of The U. S. - Japan Cooperative Programs in Natural Resources Panel on Wind and Seismic Effects, 1996.

第7章 結論

7.1 序説

本研究では、まず第1章において研究の目的の背景および本論文の構成を述べた。ついで第2章においてフィルダムの技術的変遷を詳細に調査、分析した後、第3章ではロックフィルダムの堤体（コア）および基礎からの浸透量の理論的研究、第4章では第3章で得られた理論的研究の成果を浸透量の実測データに適用することで、これらの成果が実際の浸透現象を統一的によく説明できることを示した。また、第5章においては、ロックフィルダムの堤体の外部および内部変形、堤内の土圧および間隙水圧、基礎岩盤の変形と底設監査廊の継目変位といった力学的挙動の実測値を解析することにより、安全に挙動しているロックフィルダムの施工および湛水時の一般的な挙動を把握するとともに、設計および安全管理の高度化に資すると考えられる知見をとりまとめた。さらに、第6章では、ロックフィルダムの地震時の力学挙動解析と安全性の評価について述べた。まず、近年、地震時の実ダムの力学挙動が次第に解明されるにつれ、現行の耐震設計法である震度法の仮定とは矛盾する観測事実が得られていることを述べた。これらの知見をもとに、ロックフィルダムの新しい耐震設計法としてフィルダムの耐震設計指針（案）が提案され、現在フィルダムの耐震設計実務において広く活用されているが、その基本的な考え方や震度法との相違点、適用にあたっての留意点などについて述べた。最後に、兵庫県南部地震においては他の土木構造物に甚大な被害が発生したことに鑑み、現行の震度法で設計されたロックフィルダムの地震時安定性について評価した結果について述べた。

7.2 結論

第3章から第6章で得られた研究成果の詳細は各章の最終節にとりまとめているが、第2章も含めて、その主要研究成果を結論としてとりまとめると次のとおりである。

第2章においては「フィルダムの技術的変遷」を詳細に調査、分析した。

フィルダムの技術的変遷を1)ロックフィルダム建設の技術的変遷、2)浸透流制御設計の技術的変遷、3)耐震設計の技術的変遷、4)築堤材料物性評価の技術的変遷、5)施工の技術的変遷、6)建設事例に見る技術的変遷、7)事故事例と教訓、8)挙動観測方法の技術的変遷の8項目に分けて詳細に調査、分析し、以下のことを明らかにした。

古代に発生したフィルダムの建設技術は、幾多の技術的改良を経て、現在のコア、フィルタおよびロックを薄層転圧する中央コア型ロックフィルダムに発展してきた。土や岩石といった自然材料を盛り立ててつくる部分を主体とするフィルダムは、その物性および挙動について未解明な部分が多い。そのため、設計および施工が適切であったか否かを確認するためには、また、フィルダムの事故防止のためには、フィルダムの施工時および湛水時の目視観察および計器による挙動計測による安全監視を行うことが重要である。最近、挙動計測の項目数と計器数が増加しているが、安全管理上は堤体あるいは基礎岩盤の全体的な挙動をとらえることができ、かつ長期間の計測に耐えうる浸透量や外部変形、さらには非常時としての地震時の堤体力学挙動が最も重要な項目である。

しかしながら、フィルダムの築堤材料および基礎岩盤の特性については未解明の分野が多いため、主たる安全管理上の計測項目である浸透量や外部変形などについても一般的に定性的な分析が行われている。また地震時の堤体力学挙動と現行の耐震設計法である震度法の仮定とは矛盾する観測事実が得られている。

そこで、以下の章でこれらの計測結果について定量的評価を試み、安全管理や安定性検討手法の高度化に資する知見をとりまとめた。

第3章においては「ロックフィルダムの浸透量に関する理論的研究」をコアと基礎岩盤の浸透流に分けて行い、次の結論を得た。

ロックフィルダムのコアからの単位幅あたりの浸透量 q はダルシー則を適用し、コア形状を考慮すると、近似式(3.2.3)およびその簡易式(3.2.7)で表される。そして谷状の地形に設置されたコアからの全浸透量 Q は近似式(3.2.13)およびその簡易式(3.2.16)で表される。これらは有限要素法による計算値と良く一致する。これらの簡易な数式表示できる式は、コアからの浸透特性を把握する上で、また浸透量の観測値を解析する上で重要である。

ロックフィルダムのコア敷下の透水性岩盤内における浸透流解析を行った。基礎岩盤を有限の厚さ T である透水係数 k の透水性岩盤とみなし止水カーテン長を S とし、浸透流はダルシー則に従ったポテンシャル流として等角写像の手法により浸透流解析を行った結果、単位幅当りの浸透量 q は式(3.3.29)で表示される。コア上流側と下流側の水位差を h とすると q はポテンシャル kh に比例する。その比例常数 $K(\beta')/2K(\beta)$ における β は式(3.3.18)で求まり、 β はコア幅 $2b$ 、止水カーテン長 S 、透水性岩盤の厚さ T の関数である。そして q/kh は b/T および S/T の増大に伴い低減する。

式(3.3.29)より、式(3.3.32)のように表示される透水効率係数 K を定義した。 K は、透水係数 k と $K(\beta')/2K(\beta)$ の積で表わされ、浸透量の観測値の解析に有効である。浸透量を区間毎に分割して、

コア下流端より特定の位置までの範囲に浸透してくる区間浸透量は、式(3.3.27)で表示できる。この式を利用して、Kに準じてフィルタ敷への透水効率係数 K_f およびロック敷への透水効率係数 K_R を定義した。これらは改良方式による浸透量の観測値の解析に有効である。また、浸透流観測孔について、Kに準じて浸透流観測孔への透水効率係数 K_P を定義した。

浸透流解析の結果を利用して、コア底面および止水カーテンウォール沿いのポテンシャルおよび圧力分布を明らかにするとともに、止水カーテンを難透水性ゾーンとみなし、浸透流解析結果(2次元理論)を利用して止水カーテンの浸透量低減効果を検討し、大長の一次元理論による結果と比較した。

ロックフィルダムにおける浸透量観測値の解析は、ロックフィルダムの安全性を評価する上で、最も重要な項目の一つである。本章での知見は、ロックフィルダムの浸透特性の把握および浸透量観測値の解析の有効な手段になると考えられる。

第4章においては「ロックフィルダムの浸透量観測と解析」について研究を行い、次の結論を得た。

ロックフィルダムの浸透量(漏水量)測定法に従来方式と改良方式がある。従来方式による浸透流観測値には、コアからの浸透量、基礎岩盤からの浸透量に加え、堤体上への降雨量および堤体を除いた集水域への降雨量による流出量、その他の不確定要素が含まれる。このため改良方式による浸透流観測が望まれる。また浸透流観測孔の設置が望まれる。

従来方式による七倉ダムの試験湛水結果について、現地の地質の状況に従ってKの分布を仮定して、貯水位と漏水量の関係を解析したところ、計算値は実測値と良く一致した。

改良方式による小屋ダム、奥野ダム、下湯ダムおよび四時ダムの試験湛水結果について、貯水位と漏水量の関係を解析した結果、K、 K_f および K_R が算出され、それらの値は基礎岩盤の透水性と密接な関係を有しており、浸透流解析の結果と良く一致した。

小屋ダムの浸透流観測孔の浸透圧力および浸透量より K_P が算出された。また奥野ダム、下湯ダムおよび四時ダムにおいては、浸透流観測孔の浸透圧力および浸透量が急増する変化点水位 H_c があることが判明した。その原因は H_c の位置に高透水性な岩盤が露頭すること、または H_c の位置に止水カーテンの不十分な部分があることと推定される。 H_c 以上の水位についての浸透流観測孔の透水効率係数 K_{Pc} を定義し算出したところ、現地の地質状況と良く一致した。

ダムにおける漏水量観測装置および浸透流観測孔の観測についての評価は、従来定性的なものにとどまっていたが、浸透流理論に基づく研究成果を七倉ダム、小屋ダム、奥野ダム、下湯ダムおよび四時ダムの観測に適用し、各ダムの浸透現象が統一的に良く説明できることを示した。

第5章においては「ロックフィルダムの堤体および基礎岩盤の力学挙動と解析」について研究を行い、次の結論を得た。

堤体の外部変形について最大横断面の沈下量 dv とダム高の関係は式(5.3.1)のようにべき乗関数 $dv = a \cdot H^b$ で近似できる。aは盛立後の経過日数の関数として表現でき、bはほぼ一定値の1.6であった。天端の沈下要因および天端沿いの水平変位の要因を明らかにするなど、外部変形に関する各種の知見を得た。

堤体の内部変形について層部沈下測定結果を解析した結果、式(5.4.1)のように最終沈下量 $d_{smax} = (0.005 \sim 0.02) \cdot H$ で表すことができる。鉛直ひずみは4タイプに分散されるなど、内部変形に関する各種の知見を得た。

フィルダム堤体の土圧および間隙水圧の測定結果を解析した結果、盛立完了時において鉛直全土圧は、コアゾーンで土柱重量の40~90%、ロックゾーンで90~100%、フィルタゾーンで120~170%程度の値を示す。コアゾーンの過小な値とフィルタゾーンの過大な値はアーチ作用によるものと考えられる。コアゾーンの間隙水圧は中央部で最大となり、フィルタゾーンとの境界部で0となるような球根状の分布をなすなど、フィルダム堤体内の土圧と間隙水圧について各種の知見を得た。

ダムの監査廊継目計の実測値を解析するとともに、3次元および2次元の有限要素法による基礎岩盤の変形解析を行った結果、軟岩基礎上に上に築造されたロックフィルダムでは、基礎の沈下に伴い底設監査廊の継目に開きが生ずることがわかった。基礎の変形性の分布が比較的単純なダムサイトでは、基礎岩盤および堤体を含めた3次元有限要素法を用いた線形の変形解析により、基礎岩盤の変形、監査廊継目の開きを予測することが可能であるなど、監査廊ブロックの変位を求めるための基礎岩盤の変形解析についてその方針を示した。

これらにより、安全に挙動しているロックフィルダムの施工および湛水時の一般的な挙動を明らかにした。

第6章においては「ロックフィルダムの地震時の力学挙動観測と解析」について研究を行い、次の結論を得た。

最大加速度はダムの高さ方向にかなり増幅され、地震によっては10倍程度の応答倍率となる場合もある。現行の耐震設計法である震度法では、震度分布は天端から基礎まで一定としているが、これらの観測事実とは明らかに矛盾する。

地震によるロックフィルダムの被害について整理した結果、ダムの安定上支障となるような大きな被害を受けた例は皆無である。わが国でロックフィルダムが盛んに建設されるようになった1970年代以降に完成したダムでは、施工機械の大型化などにより丹念な締固めが行われていることが、地震被害が発生していない理由の一つであると考えられる。このような観測事実は、現行の震度法の仮定と矛盾しており、実際の地震時挙動を反映させた、より合理的な耐震設計が必要である。

このため、大規模なロックフィルダムの建設、ダム堤体の地震動の観測記録の蓄積、堤体材料の試験方法の進歩等を踏まえて、現行の震度法に動的な考え方を取り入れた修正震度法による「フィルダムの耐震設計指針(案)」とこれによるダムの安全性評価について述べた。

本指針(案)を震度法と比較した場合の大きな相違点は、震度法よりかなり大きな、加速度を設計値としていること、材料強度を震度法よりもかなり大きくとっていることの2点である。これにより、設計震度が実測の最大加速度に比較して著しく小さいという震度法の矛盾は避けることができる。また、材料強度を大きくしたのは材料試験の結果に忠実に従った結果であるが、そのために材料試験を使用条件とできるだけ同じ条件下で精密に行う必要がある。また、1991年度以前に設計されたフィルダムに本指針を適用した結果などについて知見をとりまとめた。

1995年兵庫県南部地震により得られた地震記録を解析した結果、ダム基礎のような岩盤での実測最大加速度は、沖積平野のような土質地盤での実測最大加速度より十分小さかったことが確認された。3種類の堤高を有するモデルダムを設定し動的解析を行い、現行の震度法に基づいて設計されたロックフィルダムの耐震性を検討した結果、兵庫県南部地震と同等規模の地震時においてもすべりに対する安全性は十分確保されていることが確認された。

ダムは大規模な構造物であり、地震時も含め安全性の確保に万全を期す必要があるが、本章での知見は、より適正な耐震設計法への改良の途を開いたものと考えられる。

7.3 今後の課題

本節においては、本研究で対象としたフィルダムの浸透現象、力学的挙動、耐震設計の各分野について今後の課題をとりまとめてみる。

まず、浸透現象に関する問題としては、浸透流解析と浸透量の測定・分析方法について考えてみる。

- (1) フィルダムの堤体は、人工的に管理されて築造されるため、その物性のばらつきは自然状態の基礎地盤のそれに比べるとかなり小さいうえ、岩盤中の亀裂のように卓越した水みちを有することはなく基本的には多孔質媒体とみなせるため、古典的なDarcy則に基づく浸透流解析が適用しやすい状態にある。しかし、フィルダムの遮水機能を受け持つ遮水（コア）ゾーン構成材料である土質材料は、層状締固めによりその透水性には締固め直交方向の透水性が平行方向のそれよりも小さいという異方性があることが一般的に知られている。ただし、室内あるいは原位置透水試験により締固めた遮水材料の異方透水係数を定量的に評価し、設計時の浸透流解析に用いられている事例はほとんどなく、せいぜい締固め平行方向の透水係数を直交方向のその5～10倍程度の値を試験による実証なしに与えて解析している事例を見る程度である。近年、締固めたフィルダム遮水材料の透水性の異方性を室内および原位置試験により評価する研究が精力的に進められようとしている。これらの研究成果がフィルダムの浸透流に関する設計に反映されることを期待したい。
- (2) また、フィルダムの遮水材料はかなり高い飽和度状態で締固められているため、設計時にその不飽和透水特性について厳密な評価がなされていないのが現状である。しかし、浸透流解析コードとしては、自由水面の決定を行うに際して解析モデルの節点移動を行わなくても良いなどの利点を考慮して飽和・不飽和浸透流解析コードがフィルダムの分野においても一般的に用いられているが、築造時から飽和度が高いため入力物性値である不飽和透水特性については解析結果にあまり大きい影響を与えないとの判断から適当な値を与えているのが現状である。飽和度が高いことのほかに、土の水分特性曲線や不飽和透水係数といった不飽和透水特性を求めるのにかなりの時間を要すること、測定方法が基準化されていないことなども原因として挙げられる。現在、地盤工学会において土の不飽和透水特性評価についての研究委員会が精力的に実施されているため、それらの成果に基づいた測定方法の基準化、さらにはフィルダム分野への適用を待ちたい。
- (3) 次に、基礎地盤を対象とした浸透流解析について考える。基礎地盤の透水性のばらつきは、人工的に管理して施工される堤体のそれに比べてかなり大きい。また、大型のフィルダムであるロックフィルダムの基礎としては岩盤が選ばれることが一般的で、この岩盤の透水性は、複雑なネットワークを形成する亀裂系によるため、砂礫や土質地盤に比べてはるかに空間的ばらつきが多いことが多い。また、このような複雑な水みちネットワークを単純にDarcy則が成り立つ連続体として取り扱うことも問題である。このような状況に鑑み、岩盤浸透流の研究分野においては、亀裂ネットワークを直接モデル化して解析する研究や、等価な連続体と見なすものの亀裂の幾何学形状に基づいて透水性テンソルを求める研究などが進められている。また、これらを複合させたものや、透水性の空間的ばらつきを統計的に処理して解析に持ち込む試みもなされている。基本的にこれらの研究は、放射性廃棄物や有毒産業廃棄物等の地層処分の分野で発展してきたが、同じ岩盤を対象とした構造物でも遮水性に対する要求レベルは構造物ごとに異なる。そこで今後は、これらの研究で得られる成果をダムを対象にアレンジして、設計や安全管理に適用していくことが望まれる。

浸透流に関する二つ目の大きな課題であるフィルダム浸透流量の測定方法および測定値の解析について考察する。

(4) まず、本研究の第3、4章で得られた成果を実務レベルへ速やかに移転していくことが最も重要である。この際、4.2で示した浸透流観測方法についての情報のほか、浸透流の異常データの分析には欠かせない基礎地盤の地質や基礎処理結果についての情報を実務レベルで十分把握できるような指導、環境整備が必要である。

また、浸透流観測方法として4.2に示した改良方式を用いた場合でも、降雨の影響を断ち切れない場合がある。しかし、浸透流量はフィルダムの安全管理上最も重要な測定項目の一つであるため、このような事例については、その原因を分析し、その結果を踏まえた浸透流観測方法のさらなる改良が待たれる。また、直接浸透量を測定する従来の方法に加えて、基礎岩盤内の複雑な水圧分布を測定する単孔多段式の地下水圧測定システムや単孔内での流向流速測定など比較的新しい地下水測定器による調査を組み合わせることにより、浸透流の全体像をより鮮明にとらえる努力が必要である。さらに、ボーリング孔間における多数の水圧伝播データを用いて孔間地盤の透水性分布を画像化するパルステストトモグラフィーの適用も必要に応じて積極的に取り入れていくことが望まれる。

2番目の大きな考察の対象は、フィルダムの堤体および基礎の変形、土圧、間隙水圧といった力学的挙動である。

(5) まず第一に、浸透量と並んでフィルダムの安全管理上最も重要な外部変形については、本研究における成果を速やかに実務レベルへ移転していくことが必要である。ただし、本研究では安全に機能しているロックフィルダムを対象としているため、外部変形がこの程度の値を越えるとダムが危険であるという基準値を示すには至らなかった。そこで海外の事故事例における実測値の収集、整理、分析が今後必要となる。

(6) 内部変形、土圧、間隙水圧の測定値は、外部変形に比べると安全管理における重要度はやや低いが、得られた実測値をもとに、築造材料の応力-ひずみ関係の非線形性、過剰間隙水圧の発生・消散機構、透水性の評価などが行える。これらの評価を各種解析コードを用いて行うことで、それらの解析コードの精度の検証および改良を進めることが可能となる。さらに、最終的には堤体設計の高度化が期待される。

(7) 基礎岩盤の変形および底設監査廊の継目変位の設計計算手法としては、本研究の5.6で示した弾性解析に基づく方法が一般的なものとなっている。しかし、こうした変形の問題が発生する軟岩は、硬岩とは異なり不連続面となる亀裂があまり発達していないため、連続体として取り扱うことの問題は少ないものの変形性の非線形性は避けて通れない特性である。既に、地下空洞やトンネルといった他の岩盤構造物においては、岩盤、特に軟岩盤の非線形に着目した設計、施工、安全管理を実施している。今後フィルダムにおいても、不攪乱試料に対する三軸圧縮試験に基づく変形性のひずみ依存性あるいは拘束圧依存性といった非線形性の評価に加えて、平板載荷試験や孔内載荷試験といった原位置変形試験さらには実測の岩盤変形挙動データ分析に基づく変形性の非線形性の統合的な評価およびその特性を考慮した設計計算方法の確立が望まれる。

(8) 兵庫県南部地震後に組織された「ダムの耐震性に関する評価検討委員会」では、現行の「震度法」によって設計されたダムの耐震性について改めて検討し、十分な耐震性を有していることを確認している。

しかし、ダムは大量の水を貯留する大規模で重要な構造物であるため、その安全性については、今後とも、その調査、設計、施工および管理の各段階において十分な配慮を講じる必要がある。そこで、本検討委員会の提言に従い、以下の取り組みが必要となる。

① 地震の観測体制の強化・充実

ダムの管理の一層の充実はもとより、耐震設計上貴重なデータの取得などの目的に資するように、すべてのダムに地震計を設置して地震の観測体制の強化、充実を図ることが望まれる。

② ダムの耐震設計法の高度化

ダムの耐震設計の一層の高度化を図るため、地震動の特性、堤体材料の動的特性、ダムの動的解析手法および耐震性評価手法について今後とも引き続き研究を進めていく必要がある。

本研究で得られた成果が、今後のフィルダムの設計や安全管理の高度化の一助となれば幸いである。

謝 辞

本論文を執筆するにあたり、京都大学工学研究科の足立紀尚教授をはじめ、村本嘉雄教授、小野鉦一教授、青山吉隆教授および大西有二教授より、終始親切なご指導を賜ったことに心より感謝申し上げます。また本論文執筆に必要な資料の収集、整理にご協力を頂いた財団法人ダム技術センターの松本徳久氏、藤澤侑彦^氏および建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室の吉田 一^氏等氏ならびに山口嘉一氏に厚く感謝申し上げます。

本論文の執筆にあたり、多くの参考文献、研究報告、工事報告および工事誌等を参考にさせていただきました。ダムの建設および管理にあたり、各種の計測を計画し、長期的に継続実施し、計測値を整理、保管するとともに、主要なものについては工事誌等を通じて公表されているダム事業関係者の皆様に厚く御礼申し上げます。