

December 1971

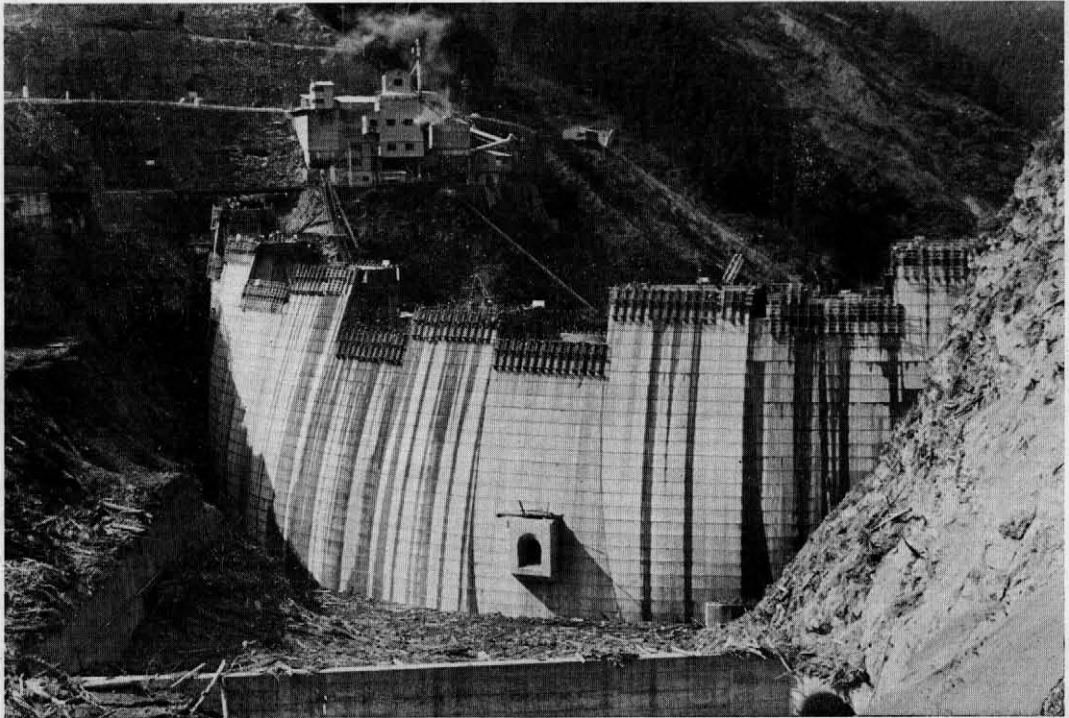
農業土木技術研究会

水と土

第 7 号

大迫ダムの打設状況

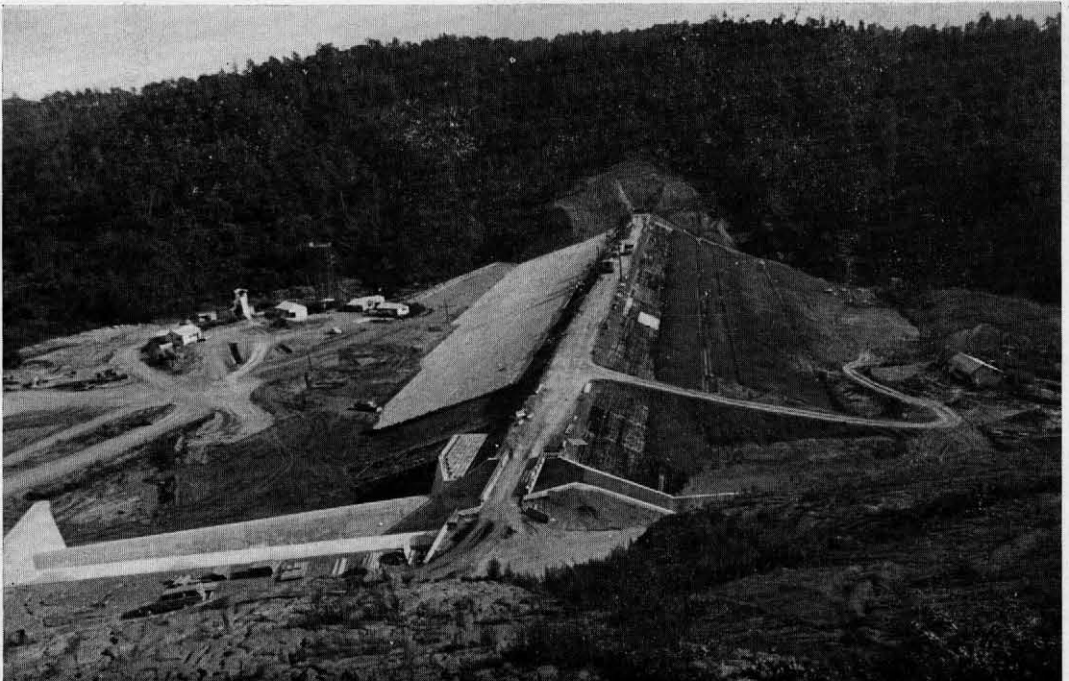
(S. 46. 10)



下流より望む

完成近い幌新ダム

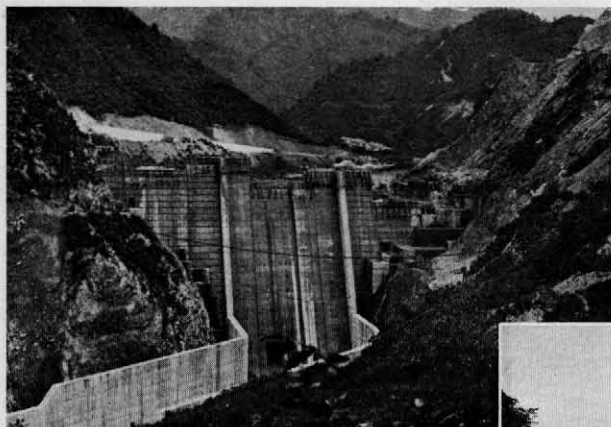
(S. 46. 9)



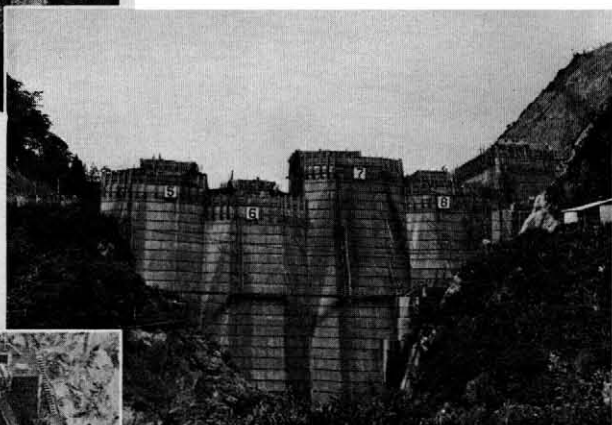
右岸より望む

内の倉中空重力ダム

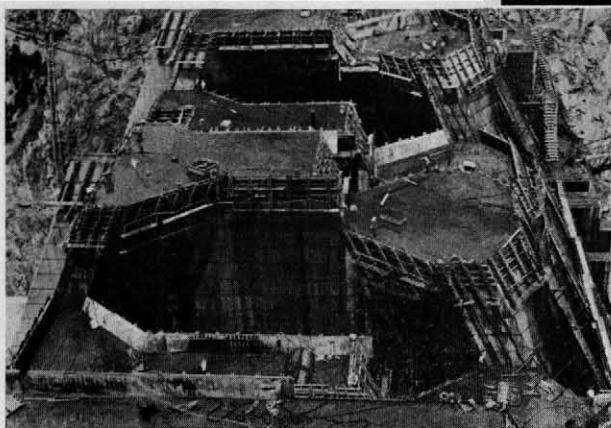
(S. 46. 9)



下流遠望



上流よりダムを望む



左岸よりホローを望む

事業名：北陸農政局，加治川農業水利事業

内の倉ダム

河川名	加治川水系内の倉川
流域面積	47.5km ²
計画洪水量	710m ³ /S
湛水面積	0.996km ²
総貯水量	24,800,000m ³
有効貯水量	22,200,000m ³
かんがい	16,900,000

上水	1,100,000
洪水調節	4,200,000
型式	中空動式
堤高	82.5m
堤長	166m
堤体積	210,000m ³

水

と

土

No. 7

1971

December

目 次

グラビヤ

大迫ダムの打設状況
完成近い“幌新ダム”
内の倉中空ダム

座談会

最近のダム技術について

報 文

大迫ダムの設計施工について

内山 則 夫……(17)

深山ダムの設計と施工

井 上 幸 一……(33)

日新ダムの地下しゃ水壁の施行について

萩 原 成 元……(41)

幌新ダムの施工と堤体安定計算について

手 島 茂……(47)

西原ダムの設計施工について

渡 部 恭 雄……(55)

講 座

最適化手法の考え方(第4回)

中 道 宏……(71)
山 口 保 身

フィルダムのアスファルトしゃ水工法(その2)

伊 藤 勤……(77)

会 告

……(83)

編集後記

……(85)

座 談 会

最近のダム技術について



と き：昭和46年 8月27日

と ころ：農林年金会館

農業土木技術研究会

出席者

- | | | | |
|---------|--------------------|-------|--------------------|
| 澤田 敏男 | 京都大学農学部 | 広瀬 利雄 | 建設省河川開発課 |
| 仲野 良紀 | 農業土木試験場 | 高木 宏 | 大成建設深山ダム建設所長 |
| 大島 純義 | 大成建設大迫ダム建設所長 | 堀 徹部 | 三祐コンサルタンツインターナショナル |
| 萩原 成元 | 旭川開発建設所富良野地域かん排事務所 | 手島 茂 | 札幌開発建設部幌新えん堤建設事務所 |
| 井上 幸一 | 東北農政局設計課 | 西川 公也 | 栃木県那須土地改良事務所 |
| 田中 順 | 北陸農政局加治川農業水利事業所 | 内山 則夫 | 近畿政局十津川紀の川農業水利事業所 |
| 渡部 恭雄 | 中国四国農政局, 勝英開拓建設事業所 | 細谷 信行 | 農地局防災課 |
| 司会 勝俣 昇 | 農地局設計課 | | |

(司会)勝俣 「只今から『水と土』誌主催の『最近のダム技術について』の座談会を始めさせていただきます。まず始めに遠路はるばる北海道や関西方面に亘り、御多用にもかかわらず態々御出席下さいましたことを厚く御礼申し上げます。

座談会の進め方について御説明いたします。まず話題提供ということでコンクリートダムから二人、ロックフィルダムから二人、アースダムから二人、アスファルトフェイシングから一人の方々の工事報告をお願いいたします*。続いてこれに対する質疑応答および問題点のピックアップをお願いし、最後に共通問題についてディスカッションを行ないながら諸先生の御意見など伺って参りたいと考えております。よろしく御協力をお願いいたします。

* この詳細については本号報文を参照されたい。

なお座談会が始まります前に、『最近のダム技術について』というテーマが出てまいりました背景について、一寸御説明いたします。御存知のように近年米の生産過剰問題を契期としまして農政問題は非常に難しい段階を迎えております。農地局関係におきましても、全力をあげてこの難関に取り組んでいるわけであります。このような面を反映いたしまして、私共農業土木技術者もかつての技術主導の考え方から政策主導の考え方に大勢がおもむいております。しかしながら農業基盤整備事業の主体は相変わらずダム・頭首工・水路・道路といった基幹土木構造物であります。とくに水源開発としてのダムの比重は著しく増大し年間に県営国営含め30~40個の計画が続いておる現状であります。しかも、最近のダムサイトや材料条件は難しい問題を持つものが多く、新技術の開発が必要になっております。このようなことからダム技

術の向上ということにももう一度目を向けることが必要と判断され、この座談会が企画されたような次第であります。

このような観点から、本日の座談会は、特に積極的な発言をお願いいたします。

(以下各ダムの担当者より概略次のような報告がなされた。)

田中 (内の倉ダム; ホローグラビディ)



- ① 内の倉ダムは加治川沿岸の水田補水と上水道用で計画されたが、41、42年の大洪水により大災害を生じ、洪水調節用を加え計画変更された。
- ② 刀利ダムのコンクリート打設設備を転用した結果設備容量が少なく、コンクリートを昼夜二交代で打設した。
- ③ ホローダムのため頭初クレーン計画がなかったが、昼夜二交代で打設したことおよび一部マスコンクリートの部分があることのため高温が発生しパイプクレーンで温度規制を行なった。
- ④ 基礎地盤が不良なためホローグラビディタイプとした経過があり、とくに岩盤改良のためのグラウチングが重要な工事となっている。
- ⑤ ホロー部閉鎖の逆勾配部の型枠について特別な考慮を払った。
- ⑥ 岩盤と本体の挙動をみるため観測計器を埋設し構造物の合理的管理を考えている。

内山 (大迫ダム; アーチダム)



- ① 付替道路工事中の地之りにより、ダムサイトの地質不良説が出て、再調査の結果右岸湖ウィークゾーンの対策として、スラストブロック案とダイビングアーチ案を比較検討し後者とした。
- ② 余水吐の減勢工については、スキージャンプ方式と中央落下式を検討し、基礎岩盤対策上後者とし、また 2500m³/sec の洪水量に対し減勢部でオーバーフローしないように考え27mにも及ぶガイドウォールを設けこれにロックアンカー工法を採用した。この工法は道路地之りの抑止工法として有効であった。
- ③ 基礎処理のグラウチングは特に入念に行なわれている。
- ④ コンクリートの施工管理は、ダム設計上の最大応力

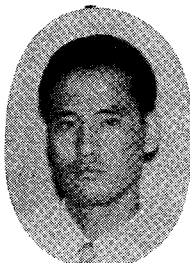
80kg/cm² に対し安全率4、変動係数15%とし、 $\sigma_{91} = 400\text{kg/cm}^2$ と設定し、実際の管理は $\sigma_{28} > 250 \pm 15\%$ kg/cm² で行なっている。

手島 (梶新ダム; 均一型アースダム)



- ① 梶新ダムは第三紀の軟岩地帯でローム以外に材料がなく均一型のアースダムとした。
- ② 用土が高塑性であり含水比も高いので間隙水圧の発生が予想され、インターセプターの外に水平ドレーンまで考慮した転圧方法についても盛土試験を行なうなどして計画したが、施工中含水比の低下がありピエゾメーターで間隙水圧はほとんど0と観測される状態になり、水平ドレーンは廃止した。
- ③ 盛土可能日数は降雨日から近傍のデーターを利用して推定したが、比較的用土条件が良かったためと施工者の努力で、8月までに施工が完了し問題とならなかった。
- ④ 土量換算係数は実績と設計では差がなかった。
- ⑤ 施設工管理はD値を95として行ない、ほとんど施工結果はD97~100となっている。
- ⑥ 45年度に施工結果に基づいて、堤体の安定度をチェックしている。

西川 (千振ダム; ゾーン型アースダム)



- ① 高含水比の関東ロームのダムで、ごく少量の風化安山岩を有効に利用するため、これを安全度の最も低下する上流側に台形に設けたが、このため逆傾斜のコアー型となった。風化安山岩をこのように利用しないと上流側は関東ロームの $\phi 11^\circ$ で4割近い勾配になる。
- ② 関東ロームは自然含水比140%、液性限界145%、塑性限界80%で、トラフイカピリティの確保のため含水比低下が必要となり、リッパー砕土を行なって含水比を110%以下とすることができた。
- ③ 施工管理は、施工含水比附近では含水比と締め固め乾燥密度との関係が極めて少ないことから湿潤密度で管理した。
- ④ 計器類は間隙水圧計と沈下計を埋設した。間隙水圧は設計では土重の50%としているが、実際には39%であった。

荻原 (日新ダム; 傾斜コアー型ロックフィルダム)



- ① 日新ダムは溶結凝灰岩の軟岩ダムである。
- ② ダムの基礎は火山泥流の透水性およびやや軟弱地盤で、止水工法としてスラリートレンチ工法を選んだ。
- ③ 沈下にとまらぬ止水効果の問題があり止水壁はコアよりプランケットを出して本体より上流の滑り面の外に設けた。

- ④ スラリートレンチ工法は比較設計の結果エルゼ工法が最も経済的ということになり、止水面積1㎡当り35,000円であった。観測能力は928㎡を400時間で行っておりほぼ2㎡/hrである。
- ⑤ 止水壁は施工前に試験工事を行ない、また施工後も掘削してそのかみ合せを確認している。また透水テストも行なった。ジョイントは開口はしていないが数cmのずれは認められ、透水は壁の反対に浸出することがなかった。

渡部（西原ダム；ロップイルダム）



- ① コア着岩部の条件から傾斜コア型を採用している。
- ② 施工日数はコア材料125日、ロック材240日としている。
- ③ ロック材は輝緑岩で耐圧強度1000kg/cm²の良質岩で、ベンチカット工法により、クローラードリル穿孔、爆薬はANFO

とコーズマイト、孔間隔2m最小抵抗線1.5mで施工している。

- ④ 施工は20m³トラクターショベル、8tonダンプ運搬700m、23tonブルドーザー撤出転圧として、トランション40、ロック60cmのまき出し厚さで、密度はいづれも2.15程度である。
- ⑤ 施工単価としてロック材で710円/m³、またダム費は1850円/m³で中四国地方としては安い部類に入る。これは良質ロックであること、基礎が不透水でグラウト費が少ないこと、余水吐と仮排水工が小規模であることが理由として考えられる。

井上（深山ダム；アスファルトフェイシングタイプダム）

- ① 深山ダムは、那須野原総合開拓パイロット事業の水源と、栃木県営発電事業、電源開発株式会社の揚水発電事業、栃木県新都市計画の上水道事業の事業で行う共同ダムである。
- ② これら共同事業であるため工期が極めて短い。
- ③ 70mを超える高ダムで、アスファルトフェイシング



とした事は、設計上施工上非常に問題が多い。とくにカットオフとギャラリーの基礎を固化帯や急傾斜部に設ける場合の断面や処理方法、あるいは沈下対策、アスファルトの厚さや配合の決定、長大斜面の施工方法などについて慎重な検討が必要と

なった。

司会 ただいま各地区の代表的なダムについて、いろいろと問題点やら御報告をいただいたわけですが、これから、これをもとに質問と問題点の提起をお願いします。

先程の順番でまず内の倉のホローダムについて、まず何か御質問がございませうか。

大島 ホローダムの閉塞部の型枠は非常に重要だと思いますが詳しく説明願いたいと思います。

田中（以下詳細説明あり）

大島 大迫ダムの場合アーチ部のオーバーハングの型枠について、私共の現場でいろいろ方法を考案しまして、これからいよいよ実施の段階に入らなれども、大いに参考になりました。

（以下広瀬氏より、型枠の締付け方法、その安全率のとり方、施工時型枠の変形などについて質問あり。）

あり。）

司会 それでは問題点というようなことで、ちょっと司会のほうから出しますが、内の倉の経験から、ホローグラビティダムは施工上非常に問題が多くあり、あまりメリットがないという話をよく耳にしますが、その原因というのはどういうところにあるのでしょうか。

田中 私が直接感じたところによりますと、従来グラビティができないところにホローグラビティを採用する例が多いわけですが。そういうところは、地質的にも悪いということ、それから、一般的に申し上げまして非常に谷幅の広い、V字谷でなくてU字谷のところでは型枠や仮設段取りが、普通のグラビティに比べて非常に複雑になってまいります。施工上から非常にめんどろだというふうな感じを受けるわけですが。かりにブロックを打つにしましても、型枠のきめ方、あるいはそのスライドの方法等に普通のグラビティ以上の工法と金がかかるのでめんどろさいならもっとほかのタイプのダムがよかろうと、こういうふうな御意見だらうと思う。

広瀬 ぼくなんか直感的に見まして、やはり内の倉はホローグラビティの地点じゃないと考えます。

といいますのは、いまお話があったようにV字型です。場合によってはアーチがかかるような——地形から見ますとね——そういうところですね。

司会 岩質的にはどうですか。



広瀬 ですから、岩質的に悪かったからアーチじゃなくてホローグラビティということが考えられたんだろうと思いますけれども、この内の倉という地点だけ限って見ますと、ホローグラビティの問題点が非常にはっきり出たわけです。たとえば、非常に急勾配であるためにダム軸方向の地震がかかったときどうとか、

その場合に、反対に岩盤が悪いため、その辺の問題が集中的に出てくる。

まあ、これを計画されたときにはそれなりの判断があったんだろうと思いますけれども、いま、われわれなりに現時点でこのダムをどういうふうに計画するんだということになると、やはりホローグラビティというのは好ましくなかったんじゃないかというのが率直な意見です。

司会 岩盤が悪かったということからいうと、アーチにはとれない。そうするとグラビティだということですか。

広瀬 はい。

これも余談になりますけれども、いままでダムの形式といえますときまっているわけですね。アーチ、グラビティ、それからフィルタイプと……。それで、そのコンバインということが考えられてきたわけですね。しかしそれは平面的なコンバインなんですね。

私どもがいま考えておるといふか、これから開発しなくちゃならないなと思っているのは、たて方向のコンバインということを考えてもいいんじゃないか。ですから、この内の倉のダムで申し上げますと、下のほうがV字型になってますね。そこをグラビティタイプにし、それはもう基礎岩盤だと考える。それでU字型を造り出して、ホローグラビティということを考えれば、あるいは非常におもしろい有利な計画ができたんじゃないかということも、いまなら考えられるわけです。

司会 それに対して田中さんのほうで、ホローでよかったんだという積極的な御意がございませうか。

田中 私自身、積極的にホローでなければいけないんだという理由はありません。

司会 先ほど温度測定で高温が発生してクーリングしたということですけども、これは、よくホローグラビティについてはコンクリート量があまりたくさんないので発熱はないのが利点だというふうな言い方もされているわけですけども、発熱があったというのは非常にふしぎな感じがしますが、その辺はどういういきさつがあ

りますか。

田中 ホローグラビティの一番前の部分をダイヤモンドヘッド、それからまん中の部分をウェーブ、それから一番下流の部分をフランジと申しているわけですが、特にダイヤモンドヘッドにつきましてはかなりのマス(量)を持っておるわけでございます。

普通一般的に言われていることは、ホローグラビティタイプそのものとしては非常に空気に接する面積が多いと申しますか、そういうふうなことで自然に放熱されるんだというふうなことを一般に言われておるわけでございます。ただ、特にダイヤモンドヘッド部分は普通の重力タイプと変わらないぐらいのマスを持っているわけで、したがってコンクリートの内部温度が非常に上がってまいります。それで、特にダイヤモンドヘッド部につきましては温度計も入れて管理をしておりましたので、そういう事態が発生したことがわかり、それを回避すべくパイプクーリングの設備を設けまして施工をやっているところということでございます。



堀 基礎岩盤の弾性波速度は大体どれぐらいになっているのございませうか。

田中 これは、現在やっておりますのは大体1.5から2キロまでと非常に悪いわけでございます。岩盤改良の目標を3 km/secということにしておるわけでございます。

ところが、現実の問題としまして悪いところでは3キロまで改良されてないところもございませう。2.7 km/sec ぐらいのところもございませう。

堀 ようやく3 km/secといえますと、重力ダムでは安全率の4という数字はとても満足できないのではないかと思います。そういう意味では、やはりやるとすればホローグラビティということになるのではないのでしょうか。

田中 中空か、ロックフィルかということになったんだろうと思います。

広瀬 しかし、ほんとうに悪いのは左岸の上のほうなんです。そこはいまでもグラビティタイプでやっているわけです。

堀 岩盤改良は現在のところグラウトだけでいいですか？

田中 現在コンソリデーショングラウトをやっております。ただ、私どものダムでは当初グラウト計画なるものを立てておりませんでしたので、現在カーテングラウトを、いわゆるパイロット孔と称しまして、50m程度のものを12mおきに調査孔として掘っているわけでございます。その結果により、あらためて補強のグラウト工法について、あるいはカーテングラウトの基本計画について構想を練りまして施工するというようになっております。

現在河床部だけしかやっておりません、そのほうに

については、現在パイロット孔の調査中でございます。

司会 内の倉につきましては沢田先生にいろいろ御指導いただいておりますが、いまのタイプの問題について先生はどのように感じておられますか。

澤田 お話出てましたように、当初調査時代には、いわゆるV字谷で L/H というのは2程度ですから、ダムサイトの谷の形としてはアーチに向くということで、アーチの計画があったんです。その後基礎岩盤の調査に入りましたところ、特に予備調査の段階においては、非常にアプローチしやすかった右岸のほうは岩質がよかったですね。ところが、左岸のほうは調査に入ってみますと非常に悪く、特にベントナイト系の粘土等がぼつぼつとレンズ状に入るというような形で出て来たんです。

いまの技術からいきますと、それでもぼくは基礎処理はできたと思うんですが、大事をとって、これではアーチには少し不向きだ。あるいは、やるとしても非常に基礎処理に金がかかるということで、当時としては、グラビティというのはちょっと芸がないからホローでいこうと、そういう考えがある程度あったんですよ。(笑声) 農林省としても、何とか新しいタイプのホローをひとつやってみたいという希望もあったんですね。しかし、経済ベースを無視するわけにまいりませんから、それじゃホローでやった場合にとんとんでいけるかどうか、その辺を検討して決定したわけです。

それから、技術的に考えますと、先ほどからも話が出てますようにグラビティであればなおそう安定性確保のために基礎処理を必要とするけれども、ホローの場合にはシェアフリクションの問題にしましても相当水重というものを利用できますからプラスになる。それから、部分的にはひとつ底面のフーチングをつけてカバーしたらよかろうと、そういうふうなことでホローに踏み切ったんだと思います。

私もその後ずっと関係させていただいていますが、やはり仰せのように簡単にグラビティ、あるいは、いいところに岩があればいまだたらロックフィルに持っていきたいと思えますね。相当ホローで苦勞された……。

しかし、北海道のたとえば金山ぐらいの程度の、幅がありまして、いま田中さんおっしゃったようにU字谷と申しますか、そういう長方形の断面に近いような谷であったら、80mクラスのホローですから、相当ぼくはメリットがあったと考えておるんです。そういう点、今後のプランニングにあたりましては今度の経験を十分お生かしになられるとけっこうかと思えます。

司会 一般的な問題として、施工者の側から見るとや

はりホローダムというのはあまり魅力がございませんか、大島さんどうですか。

大島 やはり一度やってみたいと思います。重力を前にやらしていただきまして、いまアーチをやっておりますが、できましたらホローも……(笑声)

司会 それは技術的な興味から……

大島 そうですね。

司会 では内の倉はこのくらいにいたしまして、次に大迫ダムですね。これについて何か御質問ございますか。

内山 一つ補足させていただきますが、施工管理の面でございますけれども、実は、このダムの設計は当初ここにお見えになってます京大の沢田先生のところで基本設計をいろいろやっていただきまして、その後詳細設計を新日本技術コンサルタントが行っております。

その設計の意図を確実にするために、うちのダムの場合は新日本技術コンサルと請負契約を結びまして、いわゆる施工管理ではございませんけれども、大迫ダムの施工に伴う技術上の検討業務ということで、年間約1000万円にして約100万程度を費やしております。これにより技術検討会を月1回持つ。それから、毎週1回設計者であるコンサルタントが来まして、現地の状況を確認しまして適切なアドバイスをしていく。それを受けた例は、採用に価すると思えば、うちの監督が業者と協議して決定するという仕組みをとっているわけです。したがって、ふなれな大迫ダムのアーチダムですけれども、そういった点で私どもは安心してやっておるというふうな状況にあるわけです。

これはちょっとほかの現場でもあまりないかと思えますので、つけ加えさせていただきます。

司会 施工管理の外注ということですか。

内山 施工管理ということばはこれまた誤解を受けますので、私どもは言うなれば家庭教師を呼んでおると考えているわけです。

司会 施工のためのコンサルタントですね。

追加の御説明がございましたが、御質問ございませんか。

広瀬 このダムにつきまして、私は当時のいきさつを知っておりますのでちょっとつけ加えさせていただきます。減勢工について「減勢効果と安全性について再検討の結果中央越流方式にした」ことになっておりますけれども、もうちょっとかみくだいて御説明させていただきますと、先ほど地すべりというお話がありまして、両岸があまりよろしくない。ところが当初設計のスキージャンプでは相当掘削しなくちゃならん。掘削して地すべりが起きないのかどうかということが非常に心配だったということが一つ。それから、スキージャンプですとダムから離れるからプロテクトしなくてもいいんじゃないかというような考え方もあろうかと思えますけれ

ども、現在のわれわれの考え方では、スキージャンプの落下地点から下流もある程度の範囲に限ってプロテクトをしなくちゃならないという原則に立っているわけでございます。それと、スキージャンプを使いますと、途中で空気中で当てて、いわゆるエアレーションをさせてエネルギーを殺したほうがいいということになっておりますと、非常にしづきが上がる。そのしづきがやはり地すべりを助長するんじゃないかというようなことをいろいろ検討してこのように全面中央越流型にしたらどうだろうかという意見が出てきたと、こういうことでございましてのでひとつつけ加えさせていただきたいと思っております。

司会 30mを越えるような直壁をアンカーで引っぱって設計されたことはおみごとと思えますけれども、こんな直壁をつくる理由はあるわけですか。2段にするとか、斜にするとかということはどうなんですか。

内山 その問題は当然あったわけです。一番最初水理模型実験のときには直壁ですべてやられた。それでもって副ダム、あるいは頂部の余水吐の形状も全部決定されている。そいつを斜にしますと、水面の形状がかなり変わってくる。もう一回やり直す必要が出てくる。デフレクターとか、副ダムの高さ自体ももう一度再検討の必要が出てくる。それではまたあと戻りになるということで、工期的にこれはやはり直壁でやらざるを得ない。

そして、その当時の設計が重力式とロックアンカーバーを考えておったわけです。たまたま大成建設が、特許契約をしているロックアンカー工法があったわけで、これが地すべりで非常に成功した。したがってこれを検討に加えようということで、重力式と、アンカーバー方式と、ロックアンカー方式を検討したわけですけど、その結果工事の安定性と、ちょっとコスト的には高いんですけど、建設省とも協議して、やはりこれがいい、安定性があるということで踏み切ったわけです。

荻原 いまのウォールについてちょっとお尋ねします。ウォールの背面に裏込め状にあるのはブアーなコンクリートなんでしょうか。

内山 これはコンクリートです。普通のダムの配合とまったく同じコンクリートを使っております。

それから、高さが14mと13mに分かれておりますが、まん中にジョイントを設けてまして、ここで応力の発生は全然受け持たないという形にしまして、上と下を切り離し下の14mの部分は、側面的に見ますと10mの幅で切っておるわけです。そして、高さが14m、横が10mで一つの版を考えて、それを4点でロックアンカーと、こういう技術をとっているわけです。

司会 それでは1つ問題を提供してみたいと思っておりますが、先ほどの御説明の中で河川協議を進めながら設計を変更していったという経過がお話になっておりますけれども、これは農林省の技術力で解決できなかったという意

味でしょうか？

内山 昭和42年ごろ、建設省との間で、ここに書いてある「形状B」というタイプ、これは左右対称型の、いわゆるドーム型のアーチで、アバットは方向アバットを採用し、また、越流方式はスキージャンプと中央越流との併用方式ということで協議が進められていたわけです。

それでは協議成立しようとしておった時点の42年の5月、地すべりがダムサイトの左岸の直上流部で発生しこれに起因して、地元の間から「大迫ダム地質不良論」という問題が出、奈良県の中でも大きな問題になり、当時の知事が大迫ダムは問題があるからやめるといふようなところまでいったわけです。そういう背景がありまして、建設省協議の過程で地質調査はもう一度十分行なう必要があるということになりました。特に右岸側が悪かったんですが、もう一度調査した結果、やはり右岸側に15m幅もあるウィークゾーンがあるということがはっきり確認されたわけです。それではということで、ここに出てますようなダイビングアーチというタイプに変更になった。ここに広瀬さんお見えになりますが、広瀬さんよく経過御存知だと思いますが、両方で検討を加えながらこういう形になったということです。

澤田 私からも若干説明します。スピルウェーのタイプにつきましては、ここにありますように異常洪水量2500トンということで、非常に洪水流量が多いわけですが、しかもそこにアーチ計画するわけですから、自由落下にした場合大量の洪水による震動の影響を考慮したのが1点と、それから、直下流に発電所、パワーステーションを設けたいと、そういう問題があったんですね。それから少し谷幅も広いというような問題から私の記憶では、スキージャンプにさせていただきたいというのは建設省のほうから出た案なんです。スキージャンプでなるべく速くに飛ばし、しかも2つにして、それにプラスチック放流の自由落下を加えて2500トンを吐く計画であったわけです。

司会 そこでちょっとお伺いしたいと思いますのは、下流側でも地すべりが起きてはいけないといふ配慮があったということは、実際に調査して地すべりの可能性をつかんでいるかどうかということと、単に水がかかったぐらいで地すべりが心配されるようなところは、ほかにもっと対処すべきではないかという考えが浮かんでくるわけですが、その点はどうですか。

内山 そういう懸念は、いまちょっと広瀬さんおっしゃったけれども、その程度ですべるようなことはあり得ない。

広瀬 それは主要原因ではなくて、一番大きいのはスピルウェーで大量に掘削しますね。そうするとすべる危険性があるということですね。

澤田 別の問題ですが、PC導入の保守管理ということについて私どもも非常に問題点としておるんです。といいますのは、たとえば岩盤改良であるとか、ゲートのサポートのためにPCが非常に多く使われているわけです。ここでも使われているわけですけれども、やはりこういうPC導入したところは重要物については5年に1ぺんぐらい、そのほかについては10年に1ぺんぐらい点検しなくちゃならないんじゃないかということで、一般的に点検をするよう指導しているわけです。

ところが問題点として出てきましたのは、応力が集中しますその頭が、ある場合にはさびているということが出てきたわけなんです。そこがさびますと肝心なところが破損してしまいますので、応力導入がきかないわけですね。そういう対策を、一体設計あるいは施工のときにどういふふうに対処しておくかということが問題点で、まあ、コンクリートで埋めておこう。コンクリートといっても、その間にたとえばアスファルトであるとか、あるいは塗料であるとかで防錆してその上にまたコンクリートを充てんし、5年なり3年なりに1ぺんぐらい取って点検しようということにしているわけでございますけれども、この場合にはどういふ配慮をされたか、もしあれば……

司会 技術導入された大成さん、何かそれについて対策はありますか。

大島 地すべりの抑止工に使いました、PCにつきましては180本ほどアンカーしまして、その大部分はアンカーヘッドをコンクリートで充てんしておりまして、そのうち数本につきましてはロードセルを挿入しており、それで随時チェックできるようにしております。

それと、やはり先ほどおっしゃったようにアンカーヘッドを全部おおってしまうというようなことをいましております。

広瀬 けっこう錆びますね。結局カーボンが多い鋼材を使わなくちゃなりませんから、どうしてもさびが強いようです。それから、われわれの工事ですとダムで水をためるといふので湿気がやっぱり強いわけですね。2つの原因が相まって、どうもやっぱりさびる。

大島 それと、二次注入をするかわりにグリスのようなものを中にごすと入れるというケースもあります。

司会 幌新ダムについて何か御質問ございますか。一（特に質問なし）

それでは私のほうから質問させていただきますが、土量換算係数を実測されて、2回やって平均したら設計値とびったり同じになっというお話ですが、0.63という土量換算計数の値は、たしかあれは伊丹さんがアメリカの公道局の実例から拾い上げられた土量換算係数だというふうに考えていますけれども、私どもが経験したところでは、あの値はブルドーザー施工の値で、フィルダムの

ように重機械転圧した場合にはもっと変わってくるはずだというように考えますが、これはやはりびたり一緒になったという理解でよろしいですか。設計書の0.63ということに引ばられたということはありますか。

手島 別に設計書に合わせたとか、そういうことはございません。（笑声）

司会 それともう一つ伺いたいんですが、間隙水圧計にマイナスが出たとか、それからホモジニアスタイプのダムで間隙水圧が発生しなかったという点が非常に奇異に感ぜられますけれども、これについてはどういふふうに理解しておられるんでしょうか。

手島 一応カールソン型のものが入っているわけですが、温度修正の段階でマイナスが出たというのはわずかなマイナスですから、おそらく温度修正のミスか測定ミスか何かじゃないかと思うんです。

それから、発生しなかったというのは、徐々に上がってきていますので、もう少し長い年月を経ればある程度のデータが集まってくるんじゃないかと思っております。

司会 施工可能日数を雨量から推定したが、実際には雨よりも堤体の状況のほうで支配されたようなお話でしたが、そこら辺もうちょっと詳しく御説明いただけますか。

手島 土取場のほうは乾燥状態に入っても、堤体の雨水処理その他がうまくいかなかったために施工できないという状態だったわけです。

ですから、一応雨量で推定いたして設計数値をつくりましたけれど、この数値はあまり意味がないということになるかもしれません。

ただ、参考にしました暑寒ダム恵岱別ダムの52日というのは、これは土取場の地山含水比と、気温と雨量と、全部ある程度関係づけております。しかも恵岱別においては実績が大体それに似通った数字が——推定値ですけど——出ておりますので、結果はある程度信用おける状態です。

堀 さっき勝俣さんが言っておられた、間隙圧が発生しないということは、私もちょっと理解に苦しむ。このような均一型で、やはり盛り上がったときが一番大きな値を示すと思うんです。だんだん年とともに小さくなってしまふ。北海道では非常に施工日数が少ないことから、急激な築堤ということは少ないだろうと思っておりますから、そう心配しなくてもいいかもしれませんけれど、やはり土質がMHだとかいような材料でございますからね。しかも、粒度曲線見ますと非常に間隙圧の多いようなところの材料でございますね。だから、やはりもう少し間隙水圧計を入れられて、施工に万全を期していただいたほうがいいんじゃないか。

よくすべらしておる例がございますので、ことに均一

型でございまして、上流斜面をすべらすというのが非常に多いようございまして。日本でも、私の知っているので4つか5つぐらいすべらしたわけですが、[皆均一型で、やはり粒度配合MHぐらいで、それで上流側にドレーンとか、そういうものを入れない場合で、少し施工スピードが早いというケースが該当しておりますから、ちょっとその辺御検討していただいたほうがいいんじゃないかというように考えます。

司会 仲野さん、計器についてはだいぶほかのほうで苦労しておられるようですが、何か問題があるということなんでしょうか。

仲野 カールソン型の場合、土圧計でもマイナスの土圧が出ることもある。



ということは、やはりイニシャルです。要するに差が問題になるんですから、どこをスタートにとるか、そこを非常に注意しなければいけない。たとえばこの辺でちょっとはかったとします。これこれが原点だというので埋めます

ね。そうすると、カールソンは横にした場合とたてにした場合でも違ってくる。ですから、完全にセットして、ちゃんとセットがし終って、それからスタートのメーターを読む。

たぶんそうやっていらっしゃると思いますけれども、そこをよほど注意しなきゃいかんということですね。それをちょっと誤ると、それから次にとったときマイナスがでる。土圧計でもよくそういうことがあるんです。

それから、カールソン自体が、実はピアノ線みたいなのが入ってるんですけど、あれがクリープするんですよ、長時間たつと。ですから、私、土圧計を何も加重のかからない状態で置いておいてずっとはかったことあるんですけど、かなり、見かけ上かかっているようになっちゃうわけです。

それから、温度補正がかなり大きな項目になってくるんですね。プラス・マイナスやりますと、はかっている値が最初プラスでだんだんふえていくのに、温度補正やるとマイナスが出てきたりするわけです。ですから、計器自体がやはりかなり問題があると言えらると思います。

司会 いま堀さんのほうから、間隙水圧計をさらに入れて調べたほうがいいのかというようなお話がありますけれども、もうすでにこのダムは全部で上がったものですが。

あとから入れてはかる方法というのはありますか。

堀 あとからですか？

直接挿入するというのはちょっとないでしょう。

仲野 いや、飽和状態なら問題ないと思うんですよ。不飽和の状態にあるから間隙水圧計にエアが入ってい

る。これはむずかしいですよ。完全に水位が上がってくるならいいですけどね。

この場合も不飽和状態に当然なっていると思うんですが、そうするとダイアフラムには空気も入っている、水も入っているという状態ですよ。その辺のところ、もう一つ問題がむずかしくなる原因なんですけどね。

司会 これについて手島さん、いま現地から離れておられるんですけども、間隙水圧の結果についての解析は進められる計画はありますか。

手島 本年度一応観測が終わりました時点で、今年の冬か、あるいは来年度、どこかにお願いして解析していただくかということです。

司会 次は関東ロームの千振ダムを議題にしたいと思いますが、何か御質問ございしますか。

澤田 ちょっと、先ほどお話の出ましたいわゆる埋設計器によりいろんな強度観測をしていくことについて一寸申し上げます。計測に正確を期するという点では、私もいままで経験してまいりましたし、あるいはいろいろ拝見させてもらった結果では、計器の完全性というのはまずこれは望まなくちゃならないと思うんです。それと同時に、現場における埋設方法、あるいは埋設管理、これが大切だということを痛感しておるんです。

これは、コンクリートダムにおきましても、あるいはフィルダムにおきましても、ああいう計器は相当デリケートな、あるいは高精度のものが多いもんですから、埋設に当たっての取り扱いの正確さが要求されると思うんです。

そこで、いままで農林省関係のダムで成功しておる例としましては小矢部のアーチダムです。それからいまおやりになっている内の倉のホローダム、それから大迫アーチ、これらが非常にうまくいっておると私は考えておるんですけども、フィルダムにおきましてもそういう埋設管理というものをもう少し正確にやるべきだと思います。

その場合、土木技術者が埋設しますとわりに粗雑になりまして、よくコードを切ってしまったり、あるいは埋設するフィルターの前の仕上げを間違ったりして正確に出ない場合が多いと思う。ですから、メーカーに注文をつけて、埋設、あるいは途中における観測、そのデータの解析並びに検討まで責任を持たせるという方法が一つあるんじゃないかと思うんです。これは、現場においてそこまで係官をおきめになってやられるというのが望ましいことなんです。なかなか人手の関係等でむずかしいんじゃないかと思うんです。ですから、そういうメーカーの技術を活用する。そして、せっかく埋めた諸計器なんです。正確なデータが得られて、それを施工管理並びに完成後のダムの維持・保全に役立てることが必要だと感じております。

司会 非常に貴重な御意見だと思います。どうもありがとうございました。

それでは、千振ダム関係で何か御質問ございますか。

堀 ロームを使っているゾーンで、C値管理を行っていますが、一般にいわゆるZVAカーブにほぼ平行のような突き固め曲線となる場合ですとC値管理でもそう問題ないが、この突き固め曲線を見ますと、含水比が少々変わっても密度があまり変わらない。こういう場合にはC値管理というのは将来のすべりという問題で非常にこわいわけですが、一般に、こういうZVAカーブに対してほぼ水平のような締め固め曲線を描きますような用土——これが火山灰の特性なんです、この場合、水中では強度低下を起し、また乾燥による亀裂の発生だとかいう問題が起ります。したがって一般的な管理方法でなく飽和度で管理すべきと考えます。現場で施工されて別にこの辺は検討しなかったわけですか。

西川 ええ、これで非常によかったと思うんです。

大きな密度も得られませんし、乾燥密度でほとんど変わらない状態なんです。それで、施工含水比も高かったですけれど、95%ぐらいまで下げることができたんです。95でも8回はタイヤローラー歩けないんです。大体6回でやめるんです。3往復ですね。そうしますと、いつ乾燥密度をとりましても皆D値をオーバーしてたわけなんです。

C値で管理してますけど、含水比をとり、次の日には必ず、乾密がどのくらいいっているか確認してあります。

堀 一般に関東ロームをいわゆる乾燥密度で処理しますと、ばらばらになってしましまして、統計処理して管理できない例が多い。ただ、同じ関東ロームでもものによりましては乾燥密度が1以上あったり、しかも普通の沖積粘土と変わらんような突き固め曲線を描くのもありますから、これは一がいに言えないが、自然含水比を液性限界で割った数値が0.7以上ぐらいになりますと、関東ロームでは非常に処置をしにくいという範囲に入っているわけです。もちろん、その0.7以上と申しますのは古い年代のロームが多いんじゃないかというようなことを言っておられる方もおられますが、それから見ますとこの場合いいロームでないということが言えると思う。

そのようなことから、その辺のこわさを非常にはらんでいる土じゃないかというように考えるわけなんです、うまくD値に相関できたということですが、わりあいD値に関係が深かった用土ではないかなというようにも考えられます。一般には、関東ロームの系統のものを使う場合、C値か、せいぜい飽和度の管理しかできないことが多いようです。

また関東ローム系になりますと、オーバーコンパクションをかけますとかえって転圧効果がマイナスになって

いく。その辺から、透水係数を一つの目安に置いて基準をきめることが考えられる。

司会 当時千振ダムの設計に関係があったので御紹介しますが、このダムは、逆傾斜のイングラインドコア—という非常に特殊な構造になっています。これは、上流側の透水ゾーンに利用する風化岩が3万立米と限定された量しか採取できないという条件があり、少ない安山岩を、ダムの安定値を高めるためにどういうふうにご利用したらいいかということで、上流側の安全率が非常に低くなることに着目して、上流側へどかっとこのゾーンを据えた。したがってイングラインドコアがさかさの方向に向ったわけです。当時試験所の中村場長が、少なくともいままでのダムはダムセンターから上流で水を止めていたんだから、ダムセンターの下流までいって水をとめるのは問題があるだろうというようなご意見を出され、いまのような構造になっておるわけですが、そのような経過がありますのでちょっと追加させていただきます。(以下逆傾斜コア型の透水関係について質疑応答があった。この件の詳細は「土とコンクリート」誌58号参照)

次にロックフィルダムに移りまして、日新ダムの地下しゃ水工法を主体とした報告について何か御質問ございますか。

堀 鉛直壁の、10数メートルのラップはうまくいきましたか？

荻原 前のコンクリートを打ってから1日ないし2日で掘削が終わってしまうため、まだコンクリートが完全に固まっていないうちに、バケットを少しだぶらせそこに歯型をつけるということで対処したわけですね。

実は、そのジョイントにやはり問題があるんじゃないかということで、ボーリングをして——そのボーリングが、うちの場合地下壁が75cmの幅だったもんですから、鉛直にといってもなかなかボーリングできませんので問題があったんですけども、ボーリングをやった結果、4キロぐらいで漏水したわけですね。で、これじゃいかんというわけで試験掘削してみたら、やはりボーリングが斜めになっていて片側10cmぐらいのかぶりしかなかったもんですからそこで漏水したようですね。そのため今度は壁の上流から圧力かけて試験してみたわけですね。一応 10^{-6} cm/sec程度の透水係数が得られています。

堀 各ロット毎の地下壁は完全にラップされてましたか？

荻原 試験工事をやりまして、施工したあと下まで掘って見たし、また実際の工事後も3ヶ所掘ってみて確認してるんです。10数メートルの範囲ではまあまあだいたいようぶだったということのようですね。

一番深いところで13cmですが、はっきり言って、びたなんていうところは1カ所もございませんでした。

(笑声)ところが、5 cm から 3 cm 程度、一番ずれているところで 10cm 程度。初のうちずっと斜めに入ってきて、あとはずっとまっすぐになるというのがほとんどの現象でございました。

司会 これは裏話になるんですけども、荻原さんと相談して、どうもあの壁 1 枚で終わらしておくのは危険だということで、あとから補強グラウトを十分やっておるわけです。エルゼを選んだことからいえばやや弱腰ですけれども、第 2 の補強策はとっておるんです。

司会 一つ御意見を伺いたいと思います。土質基礎の中へコンクリートウォールという連続地下壁を入れたわけですが、当時耐震対策に対しての解析はしてないわけです。ただ、配慮としては、鉄筋を入れて、もし地震でクラックが入っても壁が分離しないようにしたわけです。多少のヘアークラックなら入ったって大事に至らんだろうというようなことで、鉄筋を入れた程度ですけれども、ああいう地下構造物と土質基礎というような点を考えて、何かやっぱり解析する適確な方法というのはあるんでしょうか。

澤田 震動の問題は全般に関連することなんですけど、ここのエルゼの日新の場合に、基礎地盤が一番深いところが 15m で築堤加重による沈下を計算すると一応 36cm になる。

この場合には、エルゼのウォールは一応不動に等しい。土質基礎と壁との間の垂直的な沈下量の差はどこで吸収するというように考えておられたんですか。

荻原 ダムセンターに地下壁を設けず、ブランケットの先端に設け、荷重および沈下量の軽減を計っております。

澤田 こういうリジッドの構造物と、フレキシビリティに富む粘土構造物とのジョイントの不等沈下の問題はわれわれが構造解析をやる場合の一番心配な点なんです。

とくに地震波を考慮しようとする、ダイナミックな解析方法をとらないとはっきり解明できない。静的な地震の安定計算では解析できない。

その動的な地震解析の場合に一番問題になるのは、北海道なら北海道地方においてどういう地震力を考慮するのがいいのか。地震力とは、震幅、周期あるいは継続時間を意味します。日本全国にわたってそういう地震波形というものを、地域的にとらえ、それがオーソライズされておればわれわれが水利構造物の耐震計算を行う場合弾性的に取り扱う方法とか、あるいは粘弾性的に取り扱う方法、あるいはせん断振動として取り扱う方法とかにより適切な解析を進めることができるわけです。

しかし、静的に考えましても、こういう場合に一番の問題は、すべりだとかそういうことよりも漏水ですね。漏水の問題、パイピングの問題、そういうのが一番問題

になりますので、不等沈下が起こった場合にどういう安全対策をとるのか検討する必要があります。

エルゼ工法によるウォールと、ブランケットの間のディスプレイメントがどういふふうになっておるのか、そいつが一番問題でございますから、そういうのをできるだけ注意をして観測願いたいと思いますね。

司会 それでは次に移らせていただきます。西原ダムでインクラインドコーアを採用した理由はどういうことですか？

渡部 第 1 の条件は、ダムセンターの基礎岩盤が不良なため基礎処理をできるだけ上流測でしようということ、それから、透水量の関係で、浸透路長を極力長くとする、そういう 2 つの条件があげられると思います。

司会 もう一つ質問させていただきますが、これは農林省のほかのダムでも言えることですが、ロックフィルのロックの ϕ を推定値のまま設計して終わってしまう例が多いわけです。何らかの根拠なり、施工結果から直接計算するなりすべきだと思うんですが、その点は非常に良質な岩盤であって、それに対して 37 度から 42 度とってあるから十分だといっただけでよろしいんでしょうか。何か対策は考えておられませんか。

渡部 現場での直接せん断試験をやればよろしいけれど、そういう設備もとりにくいので、いまのところは設計基準などの粒度曲線からのみ推定している状況でございます。

堀 現在、粒体力学のほうから最上先生がロックの摩擦角の推定の式を出されておられますが、これは均等係数、粒度、間隙比あるいは岩石の比重がわかれば、大体摩擦角が出るようになっております。そういうものに照らし合わせまして、 ϕ をチェックするということが必要じゃないかと考えます。もちろん、現場でせん断試験をやれば ϕ は得られるが、施工管理で単に密度密度ということじゃなくて、設計における間隙がちゃんと出ているかどうか、その辺も重要な問題じゃないかと思えます。

井上 いま堀さんが言われたように、私のほうの会計検査で密度の問題が出てきたわけです。私のほうは、いままでのロックフィルの管理基準のように一応 1 万 6000 立米に 1 回ずつ、約 1 立米程度のものを掘りまして、水置換法による密度測定をやりまして設計密度の対比をしておたわけでございます。が、そうしますと、現場といたしましてはほとんどが大き目に出ているわけですね。私どもの設計密度 1.8 に対しまして、現場では約 2、大きいのでいきますと 3.1 ぐらいに出たわけですね。これを会計検査で現場の管理試験の表を見せましたら、非常に大きい。設計で 1.8 にしておるのをわざわざ 3.1 も出す必要はないんじゃないか。これは転圧回数をもう少し減らしてもいいんじゃないかと、そういう話が出てきたわけです。

それで、いま堀さんが言われてましたように、これは必ずしも密度だけの問題じゃないんだ。均等係数から内部摩擦角に影響してくる。だから、粒子の小さいものを多く含んでおれば、同じ密度でも内部摩擦角が小さくなる。だから、うちのほうの設計は密度は1.8だけれど、内部摩擦角は40°を一応規定しておるんだ。40°を規定するためには、こういう粒度のものは密度が少なくとも3.1なければだめなんだ。そういう両方から一応会検には説明したわけです。

司会 西原ダムの転圧方法はどのようにしていますか？

渡部 当初30トンタイヤローラーでやり始めましたんですけど、トランジション材料についてはかなり効果があるわけです。ところがロックにつきましてはほとんど効果がないものですから、現在は行なっておりません。

ロックゾーンは、まき出しブルドーザーで行います。機械の振動で非常に効果が大きい。現在では、23トンブルドーザーで撒出し厚さ60cmでまき出しながら、5～6回走向するという方法です。

司会 いまロックについてはパイブレーションローラー転圧というのが大体定説になっているかに聞いてますけれど、その辺の検討はされてないわけですか。

渡部 これは、当初4.5トンでちょっと小型でございまして、パイブレーションローラーを導入したわけですが、機種が小型でございましてから非常に走行上無理がある。ブル転圧の方が効果が出ております。密度からいきまして、大体2.1が出ておりじゅう分と考える。

司会 効果は23トンでじゅう分ですが、ブルドーザーの23トンを転圧機械に使うんじゃないような感じがします。

渡部 これはまき出しながらやっているわけです。

司会 深山ダムのロックはどういう転圧ですか？

井上 これは、アスファルトフェーシングという特殊なロックフィルダムということで10.5トン、約11トンの震動ローラーで転圧をやっております。

それから、関西電力でやりました喜撰山ダムは、ロックゾーンの転圧というのをやっていない。湛水時点で相当の沈下はあるけれど、いろいろな計器を埋設して測定した結果ダム本体に対する危険というものは考えられないと、そういうような話も聞いておりますが、この考え方はどうでしょうか？

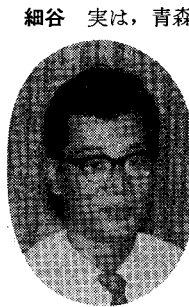
広瀬 いままでは安全率が低かったためそのようなことが考えられた。ところが今度安全率が1.2ということになりますと、内部摩擦角が40数度にならないととても経済的にペイしないと思うんです。ということになると、摩擦角を高くする。それに対応する施工方法ということになると、いま勝俣さんがおっしゃったように震動

ローラーを使わざるを得ない思うんです。

司会 次に深山ダムに移りたいと思いますが、御質問やら問題点ございましたら提起していただきたいと思えます。

細谷 カットオフの問題なんですけれども、カットオフにギャラリーをつけた場合に、水をためたときに浮力が働くだろうと思うんですけれど、深山ダムの場合その点はどのように考慮されたか……。

井上 一応それは、水圧と、揚圧力と、自重と、バックからのロックの土圧を総合いたしまして一応安定計算をやっております。



細谷 実は、青森の二の倉ダムは、同じアスファルトフェーシングでギャラリーを持ったカットオフを設けていますが、やはり中が中空になっておりますので、そういう直接的な浮力に対して、ある程度上に押え盛土というふうな計画がいまなされているわけです。

浮力そのものを考えた場合に、押え盛土にするのか、あるいは岩盤とコンタクトするののかという問題があるだろうと思えますけれども、押え盛土をするということのほうが工期的にも、あるいは工事的にも非常に簡単なものですから、押え盛土で行なう。その場合に、フェーシングとカットオフとの継ぎ目の、あとの管理の問題とどうからんでくるかというふうなことがいまちょっと問題になっているものですから、その辺を深山のほうでどのようにお考えになっているか、ちょっとお伺いしたわけです。

井上 ギャラリーの計算では上向の水圧として扱っています。なお浮力についての、アスファルトのジョイントは特別に考慮していない。しかし、堤体の沈下とアスファルトの変形については、平塚の農土試で実験的に検討している。

司会 それでは問題点をひとつ提起したいと思えますが、一つはダムタイプですけれども、あそこへアスファルトのフェーシングタイプを導入したということも、先ほどの内の倉のホローダムで新しいタイプを求めたという点やや似ておるんですが、当時はコアーに対する考え方が、非常に細粒な土を考えていたということでコアータイプが考えられなかったようなんですけれども、実際にあの現場へ行ってみますと電発の工事現場を見ても、崖錐性のコアー材料がいっぱいあるようなんですが、中心コアータイプとすべきではなかったという問題があるんですが、それについてはどうでしょうか。



井上 非常にむずかしい問題で、調査自体にやっぱり問題があったらと思うんです。それと、当初電源開発が参加しないで、ダムの高さも約7mぐらい低かったわけでございますので、ダムの両サイドの取付、その他掘削の関係も違ってきておったわけです。そうこうことで、設計調査時点においてはやはりコアタイプは材料が不足だという問題の結果に基づきまして、コアタイプは採用しなかったと思います。

しかし、実際やってみますと、いまコアにいたしましても、細粒分だけでなくある程度粒度の大きいものまで含めたコアを使っても十分な止水効果があるような結果が出ておりますので、そういうものまで考え合わせますと、左右岸の掘削材料を使えばコアタイプができたのではなからうかというような感じはいたします。

司会 それと、もう一つの問題としては、ギャラリーの話が先ほど出ていましたけれども、はたしてギャラリーが必要かどうかということが問題点があるかと思うんですが、その点はどうでしょう。

高木 これは施工者の意見をお聞きいただきたい。特にあの辺は那須火山帯のそばで、先ほど井上さんが言われたとおり、左側の山は流紋岩とはいえ相当亀裂が走ってしまっていて、大げさに言えばレンガ積みみたいなものでして、ためののりがなかなか保てないというようなことで、崩壊も起こしております。かなり透水性が強いところだと思うんです。右岸についても、凝灰岩でありますけれども、やはり相当の透水性地盤となっている。

カットオフにああいうグラウティングギャラリーをつけたということは、工程的に非常にきつい、作業とすれば非常に成功であったというふうに思います。

司会 工程的には必要であると……。

細谷 同じようなタイプ、先ほど出ました二の倉でことし試験貯水をやったわけですが、はっきりした調査結果というのは、まだ私のところに来ておりませんのでわかりませんが、この前現地へ行きましてその辺の話もしてきたんですが、一部やはり漏水が出てきたというふうな問題があります。それがちょうど水深にして上から3分の1ぐらいのカットオフの付近に、カットオフのコンクリートのジョイントに問題があるのか、あるいは岩盤との継ぎ目に問題があるのか、その辺がまだはっきりわかっておりませんが、そこから相当量の漏水があった。それを一番底部のギャラリーの中で発見したというふうな事例が現在あるわけです。

そういう点から考えますと、ギャラリーがもしもないとすれば、試験貯水やって水を落とした。そいつがおそ

らく裏側でバックの水圧になって、何らかの影響をアスファルトに起こしたんじゃないかというふうなことも考えられる。だから、確かに施工面について非常に入念な管理をやられるんでしょうけれども、やはり万一ということがないとも言えないというふうなことを考えますと、やはりギャラリーは置いておいたほうがいいんじゃないかという気はしております。

司会 ちょっと、司会の立場を離れて議論に参加させていただくと、いま言ったような、漏水系路をつかむとか、排水に使うとかいうことであれば、何もギャラリーの中空のものを置いておく必要はないわけです。パイプで、バイパスなりダム下流なに抜けばいいわけですから、その意味ではギャラリーの必要はないわけです。ギャラリーをつけて、そのために大量の掘削を生じ、岩盤の強化を生ずるということは、決してプラスにはなりやせんという感じがするんですけれども、ギャラリーなしというのがよほど施工しやすいように思うんですけれども、その点はどうでしょう。

広瀬 それはちょっと問題の提起のしかたがおかしいと思う。やはり、われわれは設計というのと管理というのを結びつけて考えなくちゃならないだろうという基本的な考えに立っているわけです。非常に管理が将来しやすいものであれば、もっと極端な言い方すれば、安全率を下げる。しかし、将来の管理、監視が非常にむずかしいものは、やはり安全率を高くしておくべきだろう。基本的な考え方としてですね。

だから、おっしゃったように水が出るか、出ないかはわからないわけですね。それがどこから出るかわからないわけですね。そういうものを適確にキャッチして、このダムが水を引き続きためてもいいかどうかということ判断するためには、やはりギャラリーとか何かをつけてどこからどんな程度の水が、どんな状態で出るんだということまで把握しなくちゃならないだろうというのが基本的な態度なんです。

司会 ですから、私が申し上げたのは、いまギャラリーについている程度のドレーンコックを、パイプで全部抜いて持ってきたらどうか。

広瀬 ですから、それがたとえば出てきたとしますね。どこからどのように出てきて、どういう状態か明確にキャッチできない。それで、もしも補修しなければならない場合、どこからするかというわけです。全部水を下げましてすればいいわけだが問題が多い。

これからダム地点がなくなりまして非常に多角的になるわけです。それで、いま深山で経験されておりますように、発電が乗ってくる、上水が乗ってくる。ということになりますと、水を下げるということは社会的に非常に困難、あるいは不可能になると思うんです。そうするとやっぱり、水をためながら、安全性をキャッチしなが



ら補修工事をするということが、私は設計の段階においても考える必要があろうと思う。

司会 それとも一つ、深山のダムのと看でも、アスファルトが全面的に止水効果を失ったときにどうなるかという話がありまして、安定計算をやって、浸潤線がどうなるとか、こうなるとかいうことをやったわけです。いま、ああいう砂礫材料までまざったようなロックで施工すると、透水係数が 10^{-4} ぐらいですね。それ自体がフィルター的な粒度になっているわけですね。そういうダムが、かりにアスファルトが決壊したって大事に至るということはありません。

広瀬 ですから、いまの問題の把握のしかたなんですけれども、アスファルトがこわれたときでも安定であるということが基本的な条件であるのか、チェックの段階であるのかということなんです。勝俣さんの言われるのが基本的な状態であるとすれば、私は議論があると思うんです。しかしチェックの段階であるということであれば、当然技術屋としてやっておかないかん。

司会 チェックはある一つのダムぐらいでやって、アスファルトの信頼度が増してくればもう必要ないわけですが、その点はどうですか。

広瀬 そういう段階になればそれでよろしいんじゃないですか。だから、基本的な条件ではなくてチェックだというわけです。

司会 将来はギャラリーは消える方向にあると考えていいですか。

広瀬 ギャラリーは消えないでしょうね。(笑声)

高木 私もちよっと申し上げますと、いまのような大きなギャラリーを入れたということが今後とも必要かどうかということについては、もちろん議論があると思うんです。ただ、日本みたいにどこのダムがひっくり返っても困るような人口稠密な地帯ですから、ある程度のインスペクションギャラリーはやはりあったほうが、将来万一欠陥があったときに都合がいいんじゃないか。特に、深山ダムみたいに水位を下げるということが容易に許されないような場合ですね。

広瀬 まあ、深山ダムという特殊な例でギャラリーがあるかどうかという議論になりますから、いろいろの経緯がありますから、ちょっとむずかしい状態になるんだろうと思いますけれども、アスファルトフェーシングじゃなくて、センターコアであるとか、ロックフィル、いろいろありますね。これでも次第にギャラリーをつけるということが多くなってきてますね。これはやっぱりインスペクションとともに、施工もその方が有利だということが言われ始めてきたように私は思うんです。

で、私先ほど、設計というものは管理状態、監視状態と対応して考えるべきだというお話をしたと思いますけれども、そういう状態になればやはりそれなりの設計条

件なり何なりを考えていってもいいんじゃないかというふうに考えていますね。

なお、私は、きょう深山ダムを施工している大成建設さんから、だいぶ御苦勞なすったから、もうギャラリーはこんりんざいいやだという御意見が出るだろうと思っていたんですが(笑声)

高木 実は、いまそういう点も御考慮になって勝俣設計官が発言したと思うんですが、私ども確かにえらい苦勞をいたしました。それと、ごらんとおりカットオフの基礎地質も悪かったので、カットオフのセンターすらあっちこっち変わった。しかも、カットオフが遅れたため施工手順からいっても非常にうまくなかったと反省しておるんですが、だからといってカットオフ不用というふうには、私どもは考えておりません。

堀 勝俣さんのおっしゃるようなギャラリーのないアスファルトフェーシングのダムというのは、モントゴメリーというのは確かにギャラリーありません。

高木 マレーシアにもやっぱりある。

司会 これで各ダムについての問題点等は終わりましたが、いままでのお話でとり上げられなかった問題が一つあります。それは防災ダムです。これについて、ごく最近九州の申木野の防災ダムが問題になってますが、防災ダムのあり方という点ちょっとディスカッションしていただきたいと思います。

まず、細谷さんどうですか、申木野のこの前の問題というのはどういうことであつたか簡単に説明していただけますか。

細谷 8月の5日でございますけれども、例の19号台風に伴う集中豪雨で、鹿児島県の申木野という防災ダム、ちょうどことしの3月に完了したダムがあるんですけども、このダムが貯水能力を完全にオーバーしまして、余水吐から越流させた。その段階で、ダムの調節放流工のゲートをあけたということがありまして、それがたまたま下流側で堤防が決壊した時期と重なったものですから、結局ダムの操作の誤りで下流側に洪水を起こしたんじゃないかということが地元その他で問題になりました。新聞でもたたかれたりというふうな経過が一つあったんです。

司会 問題点としては2つぐらいあるような感じがするんですが、1つは、農業用の防災ダムの対象洪水量が少ないんじゃないかということと、もう一つは、穴あきダムといえどもある程度の操作はつけるべきでないかという点があるかと思うんですが、その点はどうですか。

細谷 そうですね。結局、何で防災ダムをつくりながら下流側を決壊させたんだということになるわけですけども、計画を大幅に上回った雨が降ったのが原因だと言ってしまえば、これは国会答弁用のまったく身もふたもないような話で、技術者の話としては不じゅう分

す。いまの防災ダム計画は、うちのほうでいきますと大体50分の1の雨量を対象にしている。これは建設省のほうともいろいろ打ち合わせをしたんですけども、2級河川では大体50分の1が標準だ。普通河川では30分の1ぐらいになるというふうなことになりますので、大河川重要度から50分の1の雨量度を対象にするという計画そのものに特に大きな欠点はないだろうというふうに考えるわけです。

ただ、いま勝俣さんがおっしゃられた操作の問題になるわけですけれども、いまの計画でいきますと、ある河川流域に同じ雨を適用させるわけです。同じ雨を適用させまして、それで全部洪水量計算をやる。ところが、今回——というよりも、最近特にそうなんですけれども、特徴的なのは、台風に刺激されました集中豪雨が、一つの河川流域で山間部からずっと時間をかけて平野部に回っているというふうな問題があるわけです。そこで、ダムそのものの貯水量がピークに達したという時期で、普通その時期から、操作ダムですとダムを操作しながら下流側の洪水に対処するという形になるわけですけれども、ダムの操作時期と、下流側がピークにある時期——一つの流域に同じ雨を適用いたしますと、到達時間の関係があるものですから、大体下流側がピークを過ぎてからダムの操作に入るという形になるわけです。ところが、今回のようにずっと時間を追って平野部にまいりますと、ダムの操作時期と下流側のピーク時間が一致しちゃう。しかも、今回特にまズかったのは満潮とぶつかったというふうな関係がありまして、オーバーした。

そこで、今回のやつを契機にして十分検討しなくちゃいけないのは、一つの流域の中でほんとうにある一つの雨の強度を適用していいのかどうかという問題が出てくる。そうなりますと、結局問題はその時間的経過をどう考えるか、つまり、下流側に余裕があるときにできるだけ上流側のダムのほうで放流してやるというふうなことを加えざるを得ないんじゃないか。そうしますと、たとえ穴あきダムといえども放流設備は必要となる。それで、下流側に余裕のあるときには、計画上どうあるともダムにはためない。下流側の余裕と雨を勘案しながらその辺の操作を考えていかないと、ほんとうにこれからの雨に対処できないんじゃないかというふうな気がしているわけです。

司会 これについて、治水上常にいろいろと問題を処理しておられる広瀬さん、何か農業防災ダムについて御意見はありますか、

広瀬 いまのお話の中で、2つに問題が分けられるんじゃないかと思うんです。一つは設計降雨のとり方、一つはダム管理のあり方。

最初の雨のとり方でいきますと、私どもでやっておりますのは、対象点というのを見つめるんです。そうする

いろいろな雨の降り方があるわけですね。そういういろいろな雨を降らせるわけです。たとえば、ダムの近くにもすごく降って上流に降らない雨、それから上流に降ってダムの近くに降らない雨、そういうものを全部処理するわけです。それで、一番いい方法は何かと見つける。

ところが、おっしゃるようにいまダムの規模というものが限られますから、どの雨がきてもだいじょうぶなようなダムを計画するわけにはいかんわけです。それで、カバー率というわれわれの中での概念を入れているわけです。どういふものかという、過去にあった100%の雨に対しては対応できないけれども、80%の雨に対しては安全なようなダム操作ができる。これは下流の基準点に対して。そういうふうな雨のとり方をしているわけです。だから、いまおっしゃったように流域全部同じ雨を降らせるという処理のしかたではない。それを農林省で御採用になるかどうかは別ですけれども、私どもの考え方はそうやっております。

それから、2番目の操作ということですが、これはいまおっしゃることにちょっと異論を唱えるようですけれども、私は、管理というものはそうなまやさしいものではないという基本的観念に立っているわけです。小さいダムは特に、いろいろ複雑な操作をやりましても基準地点にあまりきかないんです。それに引きかえ、人為的に操作をしますから、人為的に操作をすることが原因でなくて下流の堤防の破壊が起こったとしても、堤防の破壊イコールダム操作ということと結びつけられちゃうわけです。ですから、私どもとすれば、小さいダムは非常にシンプルにしてください。反対に穴あきにしてください。それで、管理人は置くけれども、穴が詰まったかどうかを見るぐらいにしてください。そのかわり、その流域の中に大きなダムをつけよう。これには管理設備とか情報網を皆あれしめて、これは状況状況に応じた——不定期操作と言ってるんですけど、そういう基準をつくらうと、こういう考え方なんです。

これをもっとふえんして言いますと、たとえば関東地方でいいますと、関東地方全域を統轄するいわゆる統合管理事務所を置こう。それから、その下の、たとえば利根川で言いますと前橋に利根川上流管理事務所というのがあつたわけです。そこは中規模の基地だ。関東地建は大隊、ここは中隊、それから小隊というのはこのダム。これは非常にシンプルにやる。そんなふうに段階的に考えていこうということになっております。

司会 どうもありがとうございました。

それでは、広瀬さんに農業用のダムに対する御注文なり、ちょっと承りたいと思います。

広瀬 その前に、いろいろな河川法手続きの設計協議のときに御無理なお願ひをして申しわけありませんとい

うことを、まずおわびしておきます。(笑声)

この協議でいままで問題になりましたのは、主として余水吐の設計容量と、それからフィルダムの安全率の関係だったわけです。ところが、この2つとも、御不満はあろうかと思えますけれども、一応合意に達しまして、現在は進んでいると理解しております。

それで、いまだどういふことを気をつけなくちゃいけないかと言われると、打ち合わせをできるだけ早くしていただきたい。といいますのは、皆さま方もそうだと思いますけれども、実施段階の協議は非常に困難な問題がともなう。そのため私共もできるだけわれわれの内部基準的なものも活字にして、皆さま方のほうにまでお知らせしたいというふうに努力しております。

それから、フィルタイプダムの今後の問題点としてわれわれが考えているということ、ちょっと御参考までに紹介させていただきますと、地震荷重についてやはり今後検討していきたい。といいますのは、フィルダムの地震係数が小さいんじゃないか。現在0.12ですけれども、高さの規定がございません。ですから、極端なことを言いますと15mのダムであっても200mのダムであっても同じようなかけ方をしておる。しかし、これは剛体としての設計々算としてはわかるけれども、必ずしも剛体と言えないようなフィルダムに対してはちょっと問題があるだろうということで、高さを規定するといえますか、高さに応じたといえますか、そういう地震加重のきめ方というものを検討しております。

それから余水処理でございますけれども、これは余水吐の能力としてだいぶ大きくとっている御迷惑をおかけしておりますけれども、日本の基準でいきますとフィルダムにおいては100年確率の1.2倍。これは確率的に言いますと大体300年だ。ところが、世界大ダム会議あたりから照会がありまして日本の設計基準は幾らなんだというときに、100分の1、あるいは100分の1に1.2倍というのは異常に少ないんです。というのは、彼らのは1000年とか、5000年とか、そういう点で、少なくとも300年ぐらいには延ばしていくべきじゃないか。といいますのは、河川の安全度が、現在のところ一番高いのが100分の1ですけれども、これを300分の1に上げてあります。それとともに、その水系につくられるようなダムの対象洪水というの、いまの100年から300年に上がるんじゃないかというふうに思います。

それから、これは皆さま方のほうにうれしいような検討ですけれども、小流域に大きなダムをつくるということが非常に多くなってきております。たとえば導水をしてくる。ところが、現在の設計基準でいきますと、余水吐の設計のときにダムにおける貯留効果というものを考えておりません。それで、何かこれは基準をつけます、貯留効果のある程度余水吐の場合には考えてもいい

んじゃないかというような考え方にしております。ところが、現在のところ残念ながらその基準的なものが見つかっておりません。それで、小さいダムも大きいダムも貯留効果はないということで皆さまのほうに御無理をかけておりますので、皆さま方のほうでも、何かいい基準でもありましたらぜひ教えていただきたいというふうなお願ひでございます。

それからもう1つ、堤体内に構造物を入れないということで、余水処理の問題、それから導水管の設計でいろいろ御不便をしておろうかと思えますが、この辺も、もう少し何か斬新的に基準をきめて、いわゆる禁止条項をゆるめていくべきじゃないかというふうに考えておりますので、これまた、勝俣さんのほうで何か案でもありましたら教えていただきたい。以上でございます。

司会 それでは、最後に沢田先生にこれからのダムの設計というようなことでお話を承りたいと思います。

澤田 私は、計画面、それから設計・施工面、維持・管理面と、そういうふうな点ですつとながめさせていただきますと、御承知のように計画面においては、設計洪水流量のとり方であるとか、あるいはキャパシティのきめ方であるとか、非常に進歩を見ておる。なお一そう、利水の面、あるいは治水の面からも、今後もう少しダイナミックプログラミングといえますか、DPとわれわれがよく呼んでいます。そういうふうな手法がどんどん取り入れられた計画がなされなくちゃならんんじゃないか。一部そういうきざしがありますけれども……。

ただ、その場合に問題なのは水文データなんです。そういう水文データが日本においては不足しておる。先ほど広瀬さんがおっしゃいましたように、ドイツなんかで300年間ほどあるようなところだったら1000年確率ぐらいにとるのが、水系学的にも当たらずとも遠からずというところなんです。しかし、日本のように80年ぐらいいしか精査ないところで1000年というのは、理論的に言いますと無謀じゃないかと私は思うんです。だんだんとデータを集積しまして、あるいは平面的にもそのデータを集積して、合理的な計画設計がなされますように、そういうことを一つ希望したいんです。

その手法はもう相当開発されてきておる。また、コンピューターを使うことによってわりあい簡単に計算ができる。いろんなトライアルができる。そういうことになっておりますから、そういう点に今後心がけて、たとえばダム群の設計にしましても、計画にしましても、あるいはいろんな多目的な利水の問題、あるいは治水と競合するような問題についても、何とかあらゆるトライアルをして合理的な線を見つけていくということが必要じゃなかろうかと思えます。

それから設計の面では、安全率の問題が至上使命であると、そういうふうに考えますが、バランスのとれた安

全率というのが必要じゃなからうか。たとえば、フィルダムのスリップサークルメソッドにおける安全率が1.2です。1.2というのが真の安全率をあらわしているかどうかという問題はありますのですけれど、そういう問題と、それから余水吐のキャパシティ決定の安全率の問題とか、あるいは広瀬さんいまおっしゃいましたように、たとえば堤体内にはストラクチュア、構造的なものはつくりません。なぜつくりませんか。こいつは、一番心配なのは地震時の問題なんです。その地震時の安全率というものをどういうふうに考えていくのか、そういうバランスのとれたといいますが、ウエイトの同じような安全率を、ダムストラクチュアの各部分について考えなくちゃならないか。

それから、力学的な取り扱いとしましては、現在は相当進んできております。御存知のようにファイナイトエレメントメソッドというようなものを使ってまいりますと、3次元的にも計算ができるようになっておりますし、計算手法としてはもう大体見当がついたんじゃないか。ただ、広瀬さんも先ほど御指摘になった物性の研究ですね。力学的な諸性質のきめ方、テストの方法、こういうことがまだまだ進めなくちゃならない。フィルダムにおきましても、全応力法でいくのがいいのか、有効応力法でいくのがいいのかというのは、当然それは有効応力でいくのがいいんだ。一番正確な計算ができるんだと、そういうことになりますけれども、その有効応力の出し方が問題なんです。そういうことの隘路が、今後われわれ研究者としましては取り組んでいかななくちゃならない問題かと思えます。

それから、先ほどちょっと私見として申し上げましたが、今後ダムの耐震的設計というのが一番問題になる。

早くもう少しすっきりした姿にしくちゃならない。これはコンクリートダムにおいても同じことだと思う。そういう動的な設計の方法というものを、特に地震国であるわが国においては開発をしていかななくちゃならないと思えます。そのためには、私の考えとしては、各地方地方における、少なくともこの地震力というものを外力として考えなさいというそういう基準を持つ必要があると思えます。しかし、そいつには観測データが必要で、そういうふうな問題を今後研究開発をしていかななくちゃならないと考えております。

それから、維持・管理の問題では、やはり計器観測による維持管理であるとか、ダムの管理にしましても、一つの長期予報なり、あるいは時系列論的な考え方をいれて例えば貯水能力ですね、先ほどの防災ダムの効果を完全に発揮させようとする、時系列論的な待ち合わせ理論とか、モンテカルロの理論とか、そういうものを今後水文データの集積と同時に取り入れて、合理的な維持・管理に持っていくべきではなからうかと、そういうふうな考える次第です。

まだたくさん重要な問題があろうかと思えますけれども、私の感じておりますのはそういう点です。

これは、研究者としましてはもっと積極的に取り組まなきゃならぬ問題だと反省しておりますし、積極的にいま勉強しつつあるところで、現場のほうでもそういう点いろいろございましたら御注意いただいたり、あるいはデータの提供をいただいたりしまして、1歩2歩進歩してまいりたいと考えております。以上でございます。

司会 どうもありがとうございました。

それではこの座談会を終わらせていただきます。

故齊藤美代司遺稿集「黄金の船」購読のお願い

第2次世界大戦の末期から、内地引揚げまでの満洲農地開発公団の一理事としての苦難にみちた体験を物語風に綴ったもので、ソ連の参戦に始まり約一年の半捕虜的生活から、最後に帰還船により博多に上陸するまでの貴重な体験記は、日本人であるわれわれに深い共感を呼びおこすものである。あえて一読をお勧めする次第である。

(田村徳一郎)

体裁 A5判オフセット印刷316頁

頒価 1口 ¥1,000 (送料本会負担)

購読申込先 (〒105) 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館

全国農業土木技術連盟内

故齊藤美代司遺稿刊行会

大迫ダムの設計施工について

内 山 則 夫*

目 次

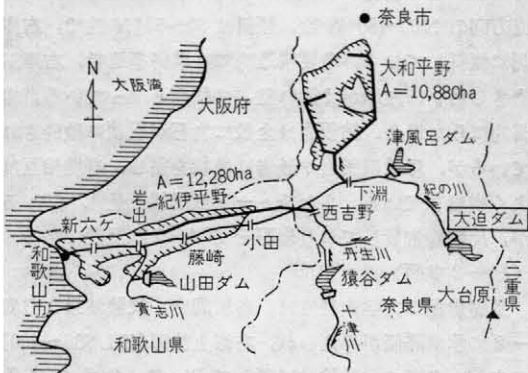
まえがき.....(17)	2-3. 基礎処理計画施工実績.....(24)
1. ダムの設計の概要.....(18)	2-4. コンクリート打設および骨材製造計画.....(28)
1-1. ダムの諸元.....(18)	2-5. コンクリート配合設計と品質管理.....(29)
1-2. 設計の概要.....(18)	2-6. コンクリート打込.....(31)
2. 施工計画.....(24)	2-7. 埋設計器.....(32)
2-1. 仮排水路・仮締切工.....(24)	2-8. 工程計画.....(32)
2-2. 基礎くっさく.....(24)	あとがき.....(32)

まえがき

大迫ダムは、十津川・紀の川総合開発事業の一環として計画され、1級河川紀の川（吉野川）の上流、奈良県吉野郡川上村大迫地先に、高さ70.5mのアーチダムとして目下築造されつつある。（昭和45年4月28日コンクリ

ート打設開始、46年7月末現在約10万m³、47年度中完成、48年4月貯水開始を目標）。想えば、この事業計画が決定されてから20年という歳月が流れたわけで、この間の関係者の努力の積み重ねがようやく実を結ぼうとしているわけである。

ダム形式についても昭和27年当初は、重力式であり、その後伊勢湾台風（昭34年9月）の発生により、洪水調



図一 計画概要図

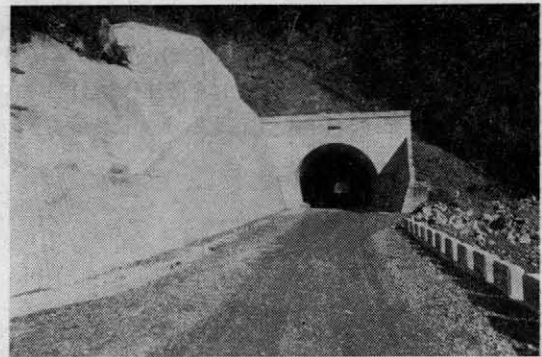


写真2 付替 県道 状況

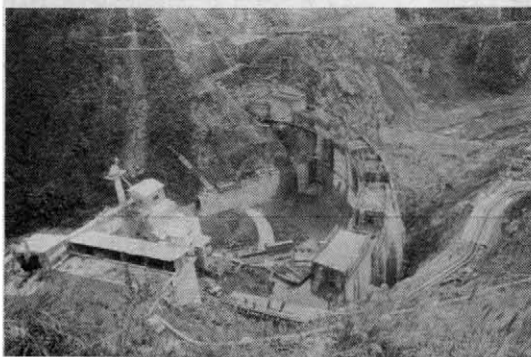


写真1 ダム 打設 状況

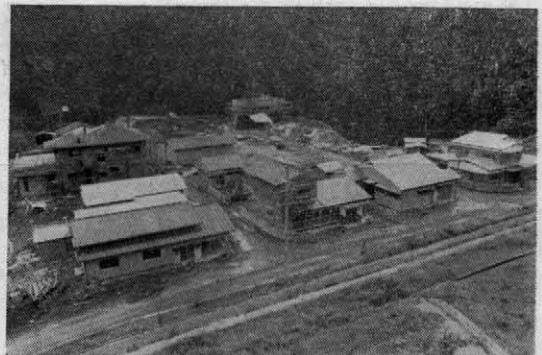


写真3 宅地造成地における建築状況

* 近畿農政局 十津川紀の川農業水利事業所

節併用案が検討されるに及び地質調査も更に進められ、昭和40年の第2回計画変更において、現設計の基本となった有効貯水量 26,700千 m^3 、高さ70.5mのドーム式アーチダム（「形状-B」と呼称）が確定されたのである。しかし昭和42年5月ダムサイト左岸直上流部で予期せぬ大規模な崖錐すべりが発生し、これの処置（約30万 m^3 にのぼる排土、ロックアンカ工法による抑止工）を講ずるとともに、河川管理者である建設省およびダム専門家との慎重な協議の結果、「ショルダー安定性の確認」と「洪水処理方式の安全性の確保」の2点について再検討することとなり、前者については、特に右岸EL・375の追加坑調査を行ない、右岸基礎岩盤上部に弱帯（CL級）の存在を確認、これに対処するため、フォークアバットメントを廃し、黒部第4ダムで実証済のダイビングアーチの採用となり、後者については全量中央自由落下越流方式とし、副ダム、デフレクターにより減勢することとして、水理模型実験により確認して決定された。この結果、発電所（関電KK）のダム併設案も廃し、右岸側に取水塔導水トンネルを設けることとなり、ダムの設計も最終的に「形状-Ds」に変更されたのである。

なお、この大迫ダムは、奈良県大和野 10,882 ha、和歌山県紀伊平野 12,280haの水田、果樹園に対する農業用水および奈良県上水道用水（給水人口；20万人）を確保するために計画された「十洲川・紀の川総合開発計画」における4つの水源施設の1つであって、この事業によりすでに完成した山田ダム（昭32）、猿谷ダム（昭32）、津風呂ダム（昭36）とともに年間補給水量136,000千 m^3 のうち、45,000千 m^3 （1.8回使い）を補給しようとするものである。

1. ダムの設計の概要

1-1 ダムの諸元

主な諸元は表-1に示すとおりである。

1-2 設計の概要

(1) ダムサイトの地形・地質

地形は、河床部は幅約50mで、両端から約45°の勾配

表-1 大迫ダムの主な諸元

1. 形式	アーチ式コンクリートダム (ダイビング型)
2. 堤頂標高	400.5m
3. 基盤標高	330.0m
4. 地質	砂岩、粘板岩
5. 堤高	70.5m
6. 堤長	222.3m
7. 堤体積	150,000 m^3
8. 総貯水量	27,750,000 m^3
9. 有効貯水量	26,700,000 m^3
10. 集水面積	114.8 km^2
11. 溝水面積	107ha
12. 計画洪水量	2,090 m^3/s
13. 最大取水量	20 m^3/s
14. 取水方式	表面越流取水

で両岸部がたちあがり、谷の横断面は、河床に対してほぼ左右対称で著しい不規則は存在しない。また、流路は直線的で著しい屈曲はみられない。

地質は、いわゆる中世層の粘板岩、チャート、砂岩、輝緑凝灰岩の互層で構成されている。地層の走向は、河流方向のN60~80°W性、傾斜は30~50°N性で、右岸側に傾斜しており、地質構造的には単斜構造で、右岸が「さし目」、左岸が「流れ盤」の状態となっている。岩質的にみた場合、粘板岩は全般に岩石が板状に破碎されているが、輝緑凝灰岩や砂岩は塊状を呈し、岩塊相互はよく密着している。またチャートは層状を呈しているが、比較的密着しており岩石そのものは堅硬である。

(図-2参照)

基礎岩盤の力学的特性は、各種調査、試験結果より表-2に示す評価が与えられ、右岸上位部(EL380~400)のウィークゾーンを除けば概してB~C_Mクラスに入り、アーチダムの岩盤としては良好である。特にアーチ推力の大きくかかる下部の岩盤(EL370以下)は静弾性係数が約50,000~150,000 kg/cm^2 の岩盤で、アーチ推力に対して十分安全を確保できることが明らかとなっ

表-2 大迫ダムサイト基盤力学的特性評価表

岩級	せん断強度 (kg/cm^2)		内部まさつ角 (°)	弾性係数 (kg/cm^2)	備考
B	22.5~27.5	平均 25	40	80,000以上	R345の9m以深
C _H	17.5~22.5	20	40	50,000~80,000	R360の5m以深
C _M	7.5~17.5	12.5	40	20,000~50,000	{ R390の15m以深 L390の24m "
C _L	2.5~7.5	5.0	40	10,000~20,000	{ R390の15mまで R375の支坑のほとんど
D			35		

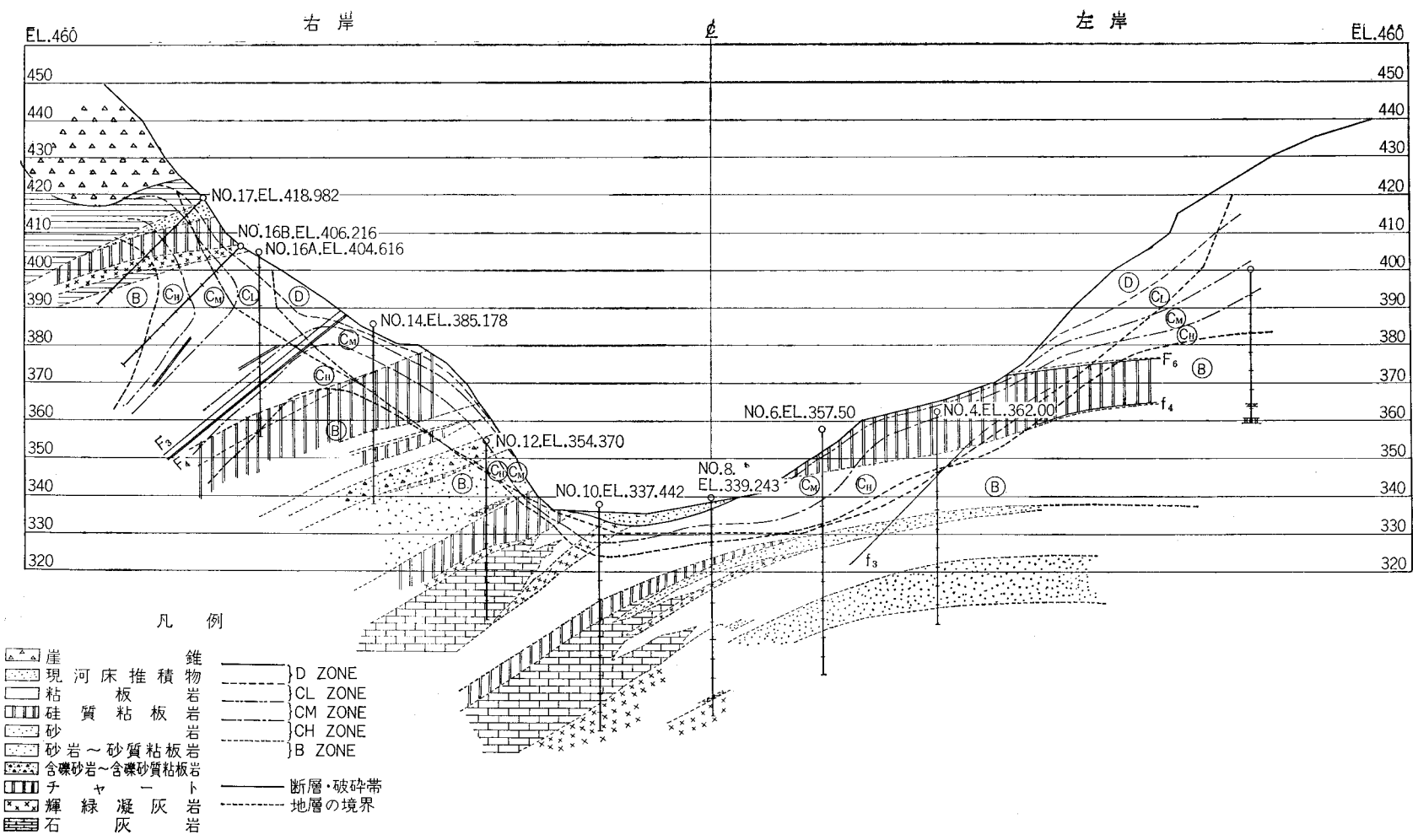
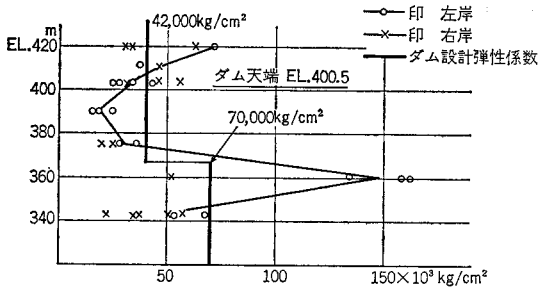


図-2 ダムサイト地質図

ている。(表一2参照)

しかし、右岸上位部のウィークゾーンは、著しい片理構造をもった粘板岩からなっており、全体の厚さが15m位もある規模のもので、ハンマーで中程度の打撃を加えれば表面が次々と崩れ、岩塊相互の粘着力は減少しており、試験結果、弾性係数 22,000kg/cm²、せん断強度 4 kg/cm² で、全般的な岩盤の等級は C_L 程度と判定された。ダム設計に用いた弾性係数は、図一3に示すように E L 367 以上は 42,000kg/cm²、E L 367 以下は 70,000 kg/cm² であり、従ってこの部分は他に比べて力学的性質が劣っており、設計上からの対処が必要とされた。



図一3 基礎岩盤弾性係数

(2) ダム本体の設計の考え方

当初設計案は、昭和40年当時作成された「形状一B」と称するもので、ダムに関しては左右対称のドーム型アーチダムであり、兩岸アバットメントにその地質状況に適合するようフォークアバットメントを有し、これを介して基礎岩盤に着岩する設計となっていた。なお、ダムの底部 E L 338 には水平継目を設け引張応力度の軽減を

はかることとしている。

しかし、その後の調査により上記のとおり右岸上位部に厚さ15m程度のウィークゾーンが存在していることが判明、ダム築造に対して致命的なものではないが、この部分に大きな力を作用させないよう配慮することとし、これに対処する方法として

①スラストブロック案(図一4 参照)

②ダイビングアーチ案(図一5 参照)

の2案について検討された。その結果、安定性、工事の容易性、工事費の軽減といった面から、ダイビングアーチ案が有利であるとの結論に達し、この案を採択することとした。このため、右岸側はフォークアバットメントを廃し、E L 375 以上のダム本体(天端から25mの部分)を 1:0.8 の斜面で切り落し着岩させないこととし、基礎岩盤とダム本体との間に出来る空間は、アーチ法線方向上流側に設けるウィングダム(重力式)によって止水することとしている。

力学的にみた場合、ダイビングアーチダムはアーチダムが本来有しているダイビングアーチ作用*を積極的に利用したものであって、すでに黒部第4ダムにおいても実証済であり、安全性をそこなうものではない。とくに大迫ダムのように比較的スパンの広いダムでは、この傾向が強くなり、ダイビング型アーチを採用するうえで有利でもある。ただ、ダイビング型アーチの採用により、この部分のダムの剛性の減少は否めないため、右岸アバットメント附近におけるダムの厚みをできるだけ大きくすることとし、最終設計を行ない「形状一D_s」として確定した。この断面形によるダムの応力計算結果は、表一3に示すとおりで、これによると右岸上位部のダイビング部

表一3 最大応力一覽表(kg/cm²)

荷 重	位 置	形状一B		形状一D _s (CLOSED)		形状一D _s (OPEN)	
		圧縮応力	引張応力	圧縮応力	引張応力	圧縮応力	引張応力
静 荷 重	上 流 面	55.6	-6.9	58.0	-5.3	60.7	-10.3
	下 流 面	43.4	-3.1	52.7	-6.3	68.5	-3.5
動 荷 重	上 流 面	75.8	-13.2	80.0	-12.3	88.6	-17.9
	下 流 面	59.1	-5.9	73.6	-9.7	97.5	-5.0

分を3次元(CLOSED)構造とした方が、2次元

(OPEN)構造より優れていることが分り、この部分の一体化をはかる必要があり、このため、ジョイントグラウトの施工はもちろん、片持梁作用による引張応力の発生をできるだけ小さくするため図一6に示すように E L 375 に 監 査 廊 を 設 け ダ ム 天 端 と の 間 に 1.5 ~ 2.0 m 間 隔 で P S ケーブルを配し、プレストレスを与えることとし

* (注) ダイビングアーチ作用とは、アーチダムに作用する水圧により、ダムのクラウン附近ではほぼ水平に作用していたアーチの推力が、アバットメントへ向うに従って、接線方向の剪断力のために、下向き(ダイビングする)となり、ダムの力は下部の方へ集中するようになる。このようなダムの挙動をダイビング作用と呼ぶ。

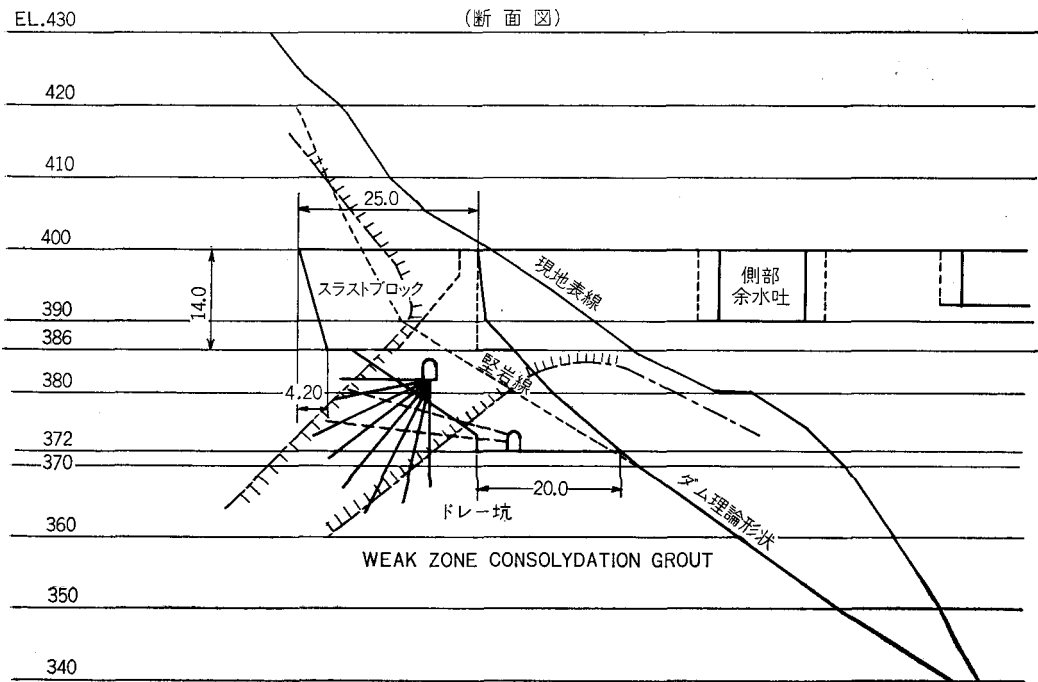
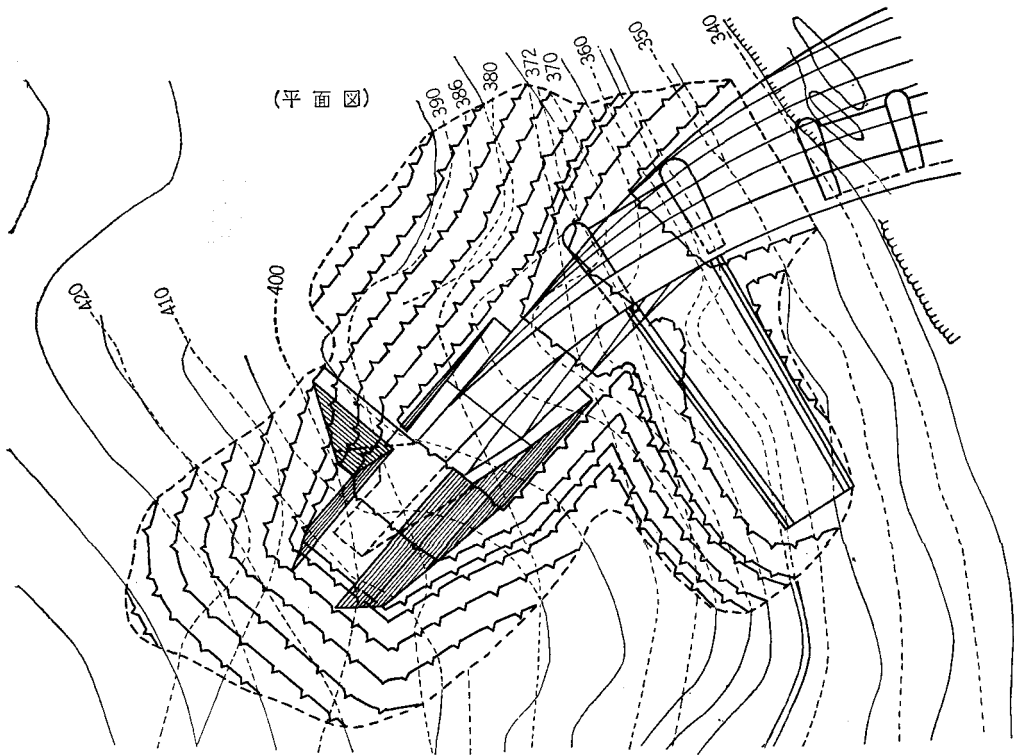


図-4 スラストブロック案

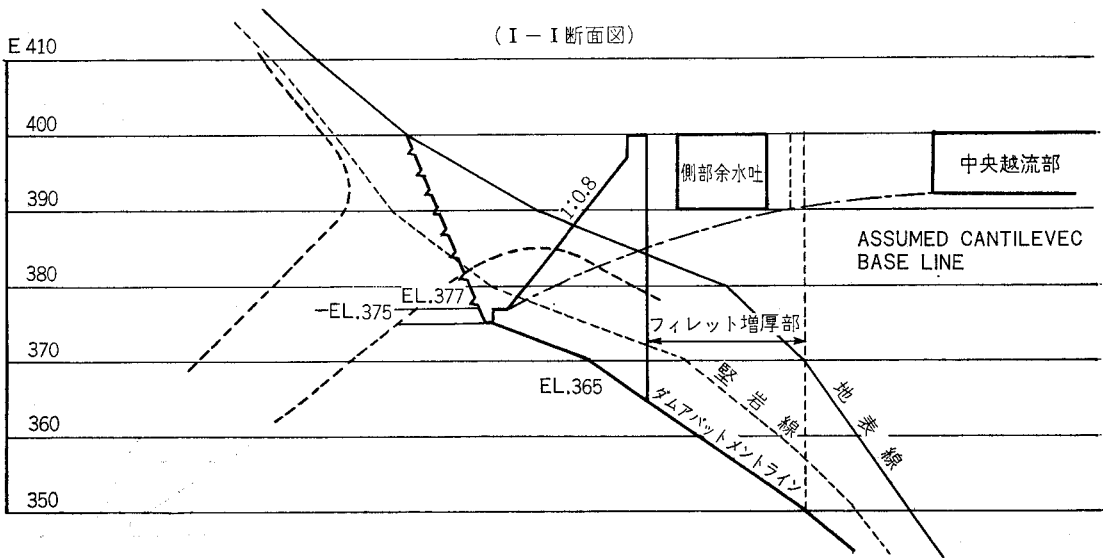
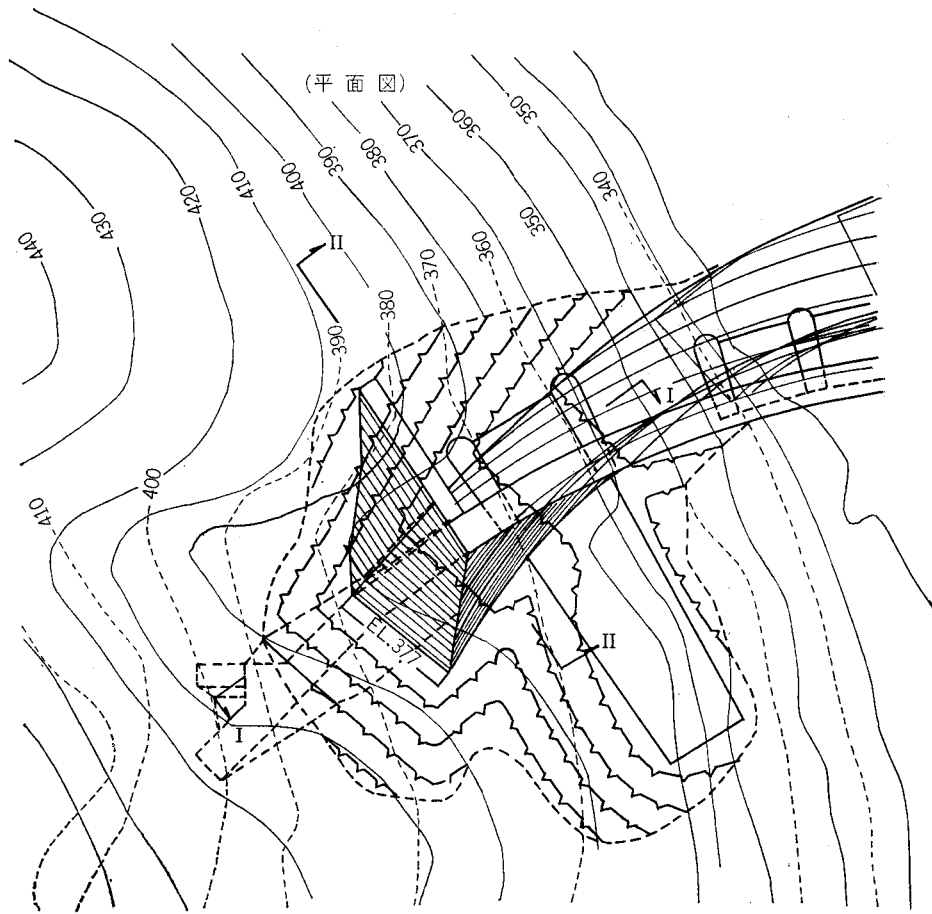


図-5 ダイビングアーチ案

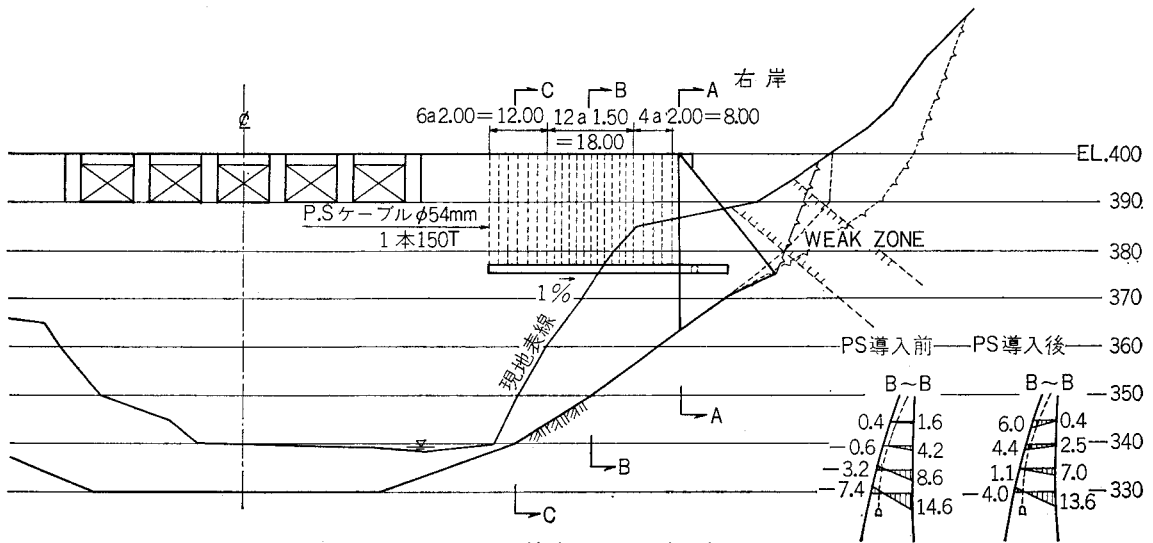


図-6 断面補強PSケーブル計画図

ている。

(3) 余水吐・減勢池の設計の考え方

余水吐の設計は、当初「形状-B」において中央自由

落下越流方式と左右岸スキージャンプ方式の併用であったが、その減勢効果と地山に対する保護工、安全性等について再検討の結果、全量中央自由落下越流方式に変更することとなり、これを水理模型実験によって検証して

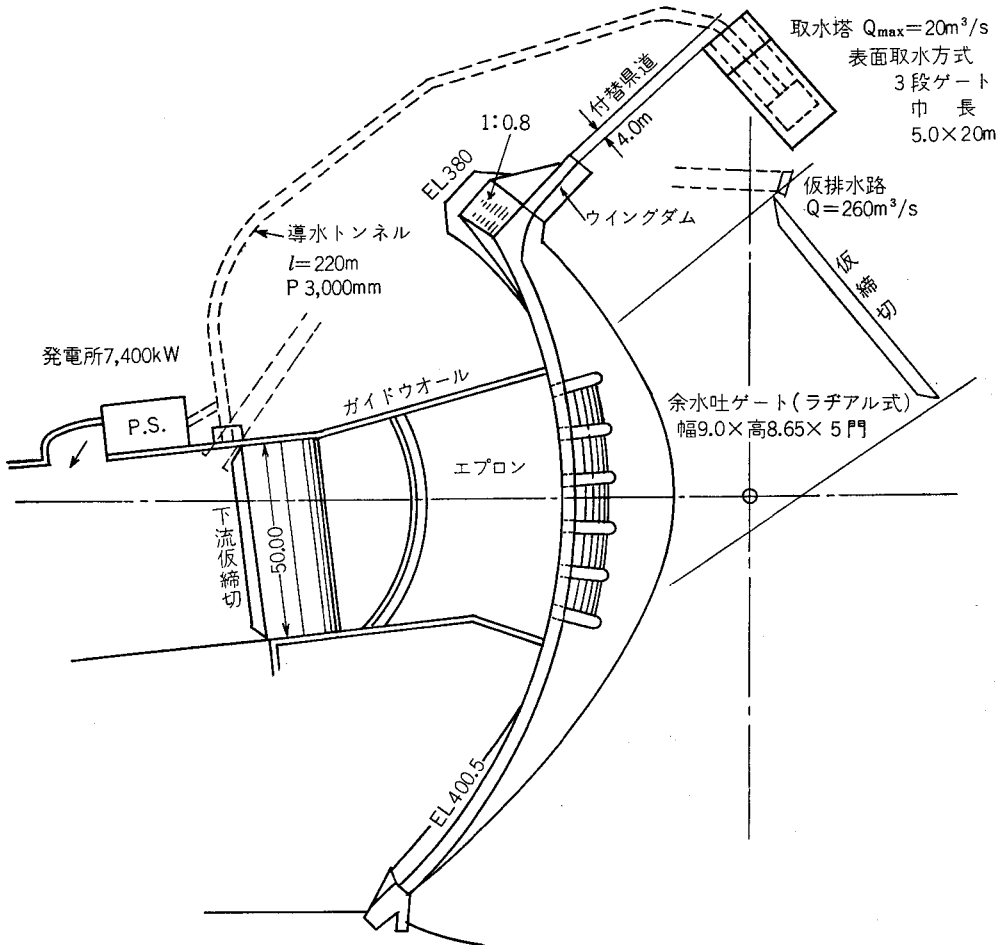


図-7 ダム平面図

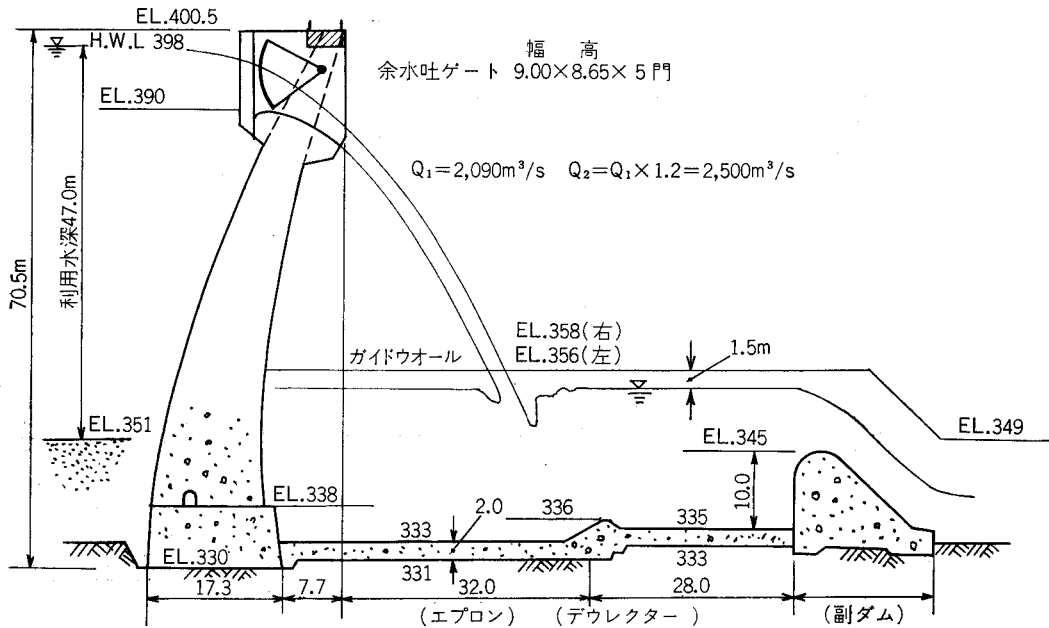


図-8 ダム標準断面図

決定することとした。すなわち、計画洪水量 $2,090 \text{ m}^3/\text{s}$ およびこれの20%増の $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の異常洪水量を、これらの構造物が水理的に支障なく、かつその効果を発揮しうるかどうかについて実験的検討を加えて設計することとし、縮尺1/50の水理模型実験を行なった。この結果、余水吐はダム中央部に5門(敷高EL 390, スパン9m, 越流水深8m)設けることに決定した。(図-7, 図-8参照)

減勢池については、幅50m, 長さ68mとし、中央部に高さ3mの変向デフレクターを円弧を附して設け、エプロンの敷高をデフレクターの上流側EL 333とし、下流側は335とした。副ダムは高さ10m(原案14m)とするとともに負圧が生じないよう断面形を定め、左右岸のガイドウォールは鉛直とし、洪水時の水面に1.5mの余裕高を見込み高さを右岸側EL 358, 左岸側EL 356と決定、この結果ガイドウォールの高さが25~27mにも及ぶので、その安定を確実にするためロックアンカー工法を採用することとしている。(図-9参照)

(4) 取水塔・導水トンネルの設計の考え方

取水方式は、ダム上流50mの右岸側地山に斜樋式の取水塔を設け、導水トンネルによりダム下流へ放流する計画とし、かんがい、発電いづれにも供せられるようトンネル最末端の減勢バルブの少し手前に分岐管を設け発電所を経て河川への放流が可能となるようにしている。

取水塔は、吉野川に生育するアユ等の魚族、稲作を考慮して、表面取水方式(越流水深2.5m, 3段式ドロップゲート設置)を採用、夏期の平均河川水温 20°C を確

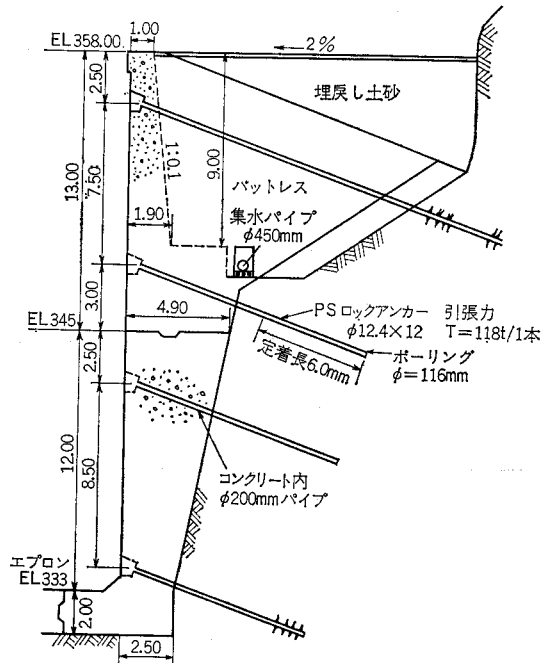


図-9 ガイドウォール標準断面図

保することとした。導水トンネルは最大取水量 $20 \text{ m}^3/\text{s}$ で内径 $3,100 \text{ mm}$ とし、水頭50mにも及ぶ圧力トンネルとなるので巻厚50cmとし、鉄筋コンクリートライニングとしている。

2. 施工計画

2-1 仮排水路・仮締切工

仮排水路は、トンネル方式とし、地形・地質を考慮して右岸側に設けられた。流下能力としては、年1～2回の仮締切越水を覚悟して $Q=260\text{ m}^3/\text{s}$ とした。堤内仮排水路は $Q=15\text{ m}^3/\text{s}$ の能力で、ダム中央部 $EL\ 342$ に設けている。

仮締切は、上流1次、2次および下流仮締切とし、いずれもコンクリート重力式壁としたが、下流仮締切は、河床砂礫層部に鋼矢板を打設し、薬液注入により砂礫層を固結して止水する工法をとり成功している。

なお、コンクリート打設中の仮締切越水は、昭45年2回（7月 $810\text{ m}^3/\text{s}$ 、8月 $380\text{ m}^3/\text{s}$ ）、昭46年3回（8月 $430\text{ m}^3/\text{s}$ ・ $700\text{ m}^3/\text{s}$ 、9月 $540\text{ m}^3/\text{s}$ ）記録され、このうち昭46年8月30日（台風23号）はダム打設天端（ $EL\ 365$ ）から溢流するにいたり、水深30m、背水2kmに及び上流の県道が12時間冠水という事態になった。予期していたことであり、ダム本体の中央3ブロックを $EL\ 365\sim 368$ で打止めするとともに緊急用の仮り道をダム上流に設ける処置を講じて地元川上村、水没する入の波部落にあらかじめ了解をとりつけ、緊急時にそなえて職員を配置していたことで、大きな不安もなく、今年の洪水期も去り、ホットしている。

2-2 基礎くさく

仮締切工事が完了次第直ちに着手された。44年10月から5カ月で完了する計画で、1日 $800\sim 1,000\text{ m}^3$ くさくすることとして、総くさく量 $150,000\text{ m}^3$ （うち岩 $100,000\text{ m}^3$ ）を45年3月に完了した。ベンチカット工法（高さ5m）、小発破工法および手掘工法の順で施工し、特に岩盤をゆるめないよう留意した。

なお、45年3月30日、京大沢田教授、電発KK広田顧問を迎え岩盤検査を行ない、「浮石を十分に処理するとともに、シーム・断層・破碎帯等については、その規模と形状に応じた適切なデンタルワーク、スラブ処理あるいは置換工法等を行なえば、ダム本体コンクリートの打ち込みを行なってもよいと認められる。」との結論に達した。さらに打設直前にその都度河川管理者（建設省近畿地方建設局）による岩盤検査を受けることになり、第1回は45年4月17日実施され、4月28日コンクリート打設が開始された。じ来46年10月までに8回受検し、本体については完了している。

2-3 基礎処理計画と施工実績

(1) 一般基礎処理

ダムサイト基礎岩盤の透水性は、図-10に示すように1ルヂオン以下となる範囲は、河床部で約20～25m、両岸部で約25～30mとなっており、10ルヂオン以上となる線はくさく線から5m以内にはない。またグラウト注入セメント量は平均 $50\text{ kg}/\text{m}$ 程度を示しているが、右岸

上部部のウィークゾーンは $15\text{ kg}/\text{m}$ を示しているのが特徴である。

① 1次コンソリデーショングラウト

グラウト孔の配置は、1次孔が6m格子、2次孔は1次孔格子の中央とし、孔長は各孔とも7mで岩盤面に垂直に穿孔する。注入は1次、2次孔についてはコンクリート打設前に施工され、3次孔はパイプで下流に引出し、打設後注入することとした。注入圧力は $3\text{ kg}/\text{cm}^2$ である。

② 2次コンソリデーショングラウト

上下流フィルコンクリートの表面から孔間隔3mとし、アーチのアバットを含む鉛直面内で穿孔を行ない、孔深は着岩面から15mの範囲とし、図-10に示すように、下流側からX、Y、Z孔、上流側からV孔を施工する。注入は当孔直上のコンクリート打上がり高さが12m以上となった後に行ない、圧力は深度0～5m（1ステージ） $3\text{ kg}/\text{cm}^2$ 、5～10m（2～3ステージ） $5\text{ kg}/\text{cm}^2$ としている。

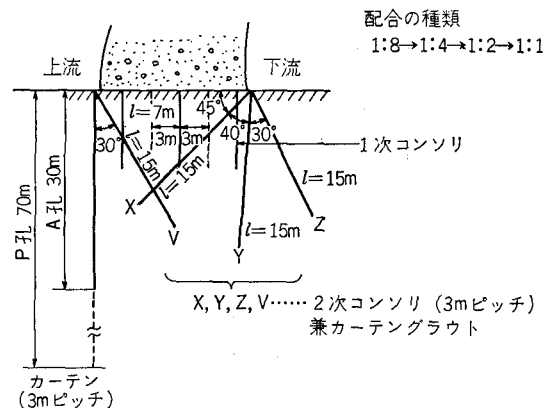


図-11 グラウト計画図

③ カーテングラウト

孔深（ d ）は一般的に、 $d=1/3H+C$ （ H ：水深、 C ：8～25m）で、悪い岩の場合 $d=H$ とする例もあるが、当大迫ダムは $H=70\text{ m}$ であるので、A孔30m、P孔70mとし、その間隔を3mとしている。穿孔は上流側のアバットメントラインより鉛直方向に行なうが、原則として5mずつのステージ工法による。注入はコンクリートの打上がり高さが20m以上になったら開始するものとし、注入圧力は深度が大きくなるに従い高圧とする。（図-12参照）

④ リムグラウトおよびドレイン坑

ダム直上流左岸には崖錐すべりが、右岸にはウィークゾーンが存在するので、これらに対して貯水位の上下変動による影響をなくすため、ダム上流左右岸にカーテングラウトを施行するとともに岩盤内の排水を行なうためドレイン坑を設ける計画で、目下詳細設計中である。

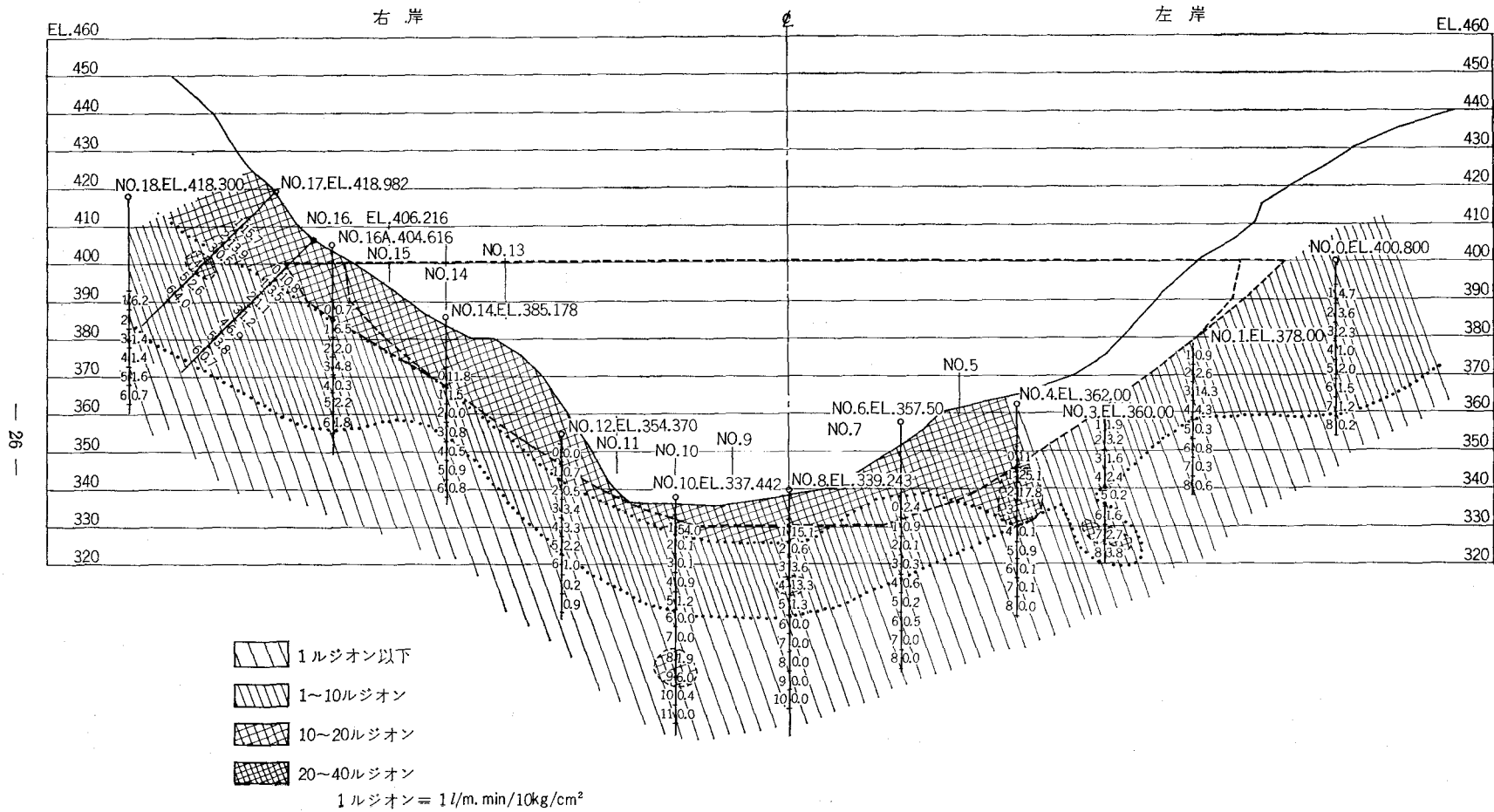


図-10 ルジオン値分布図(透水グラウト試験)

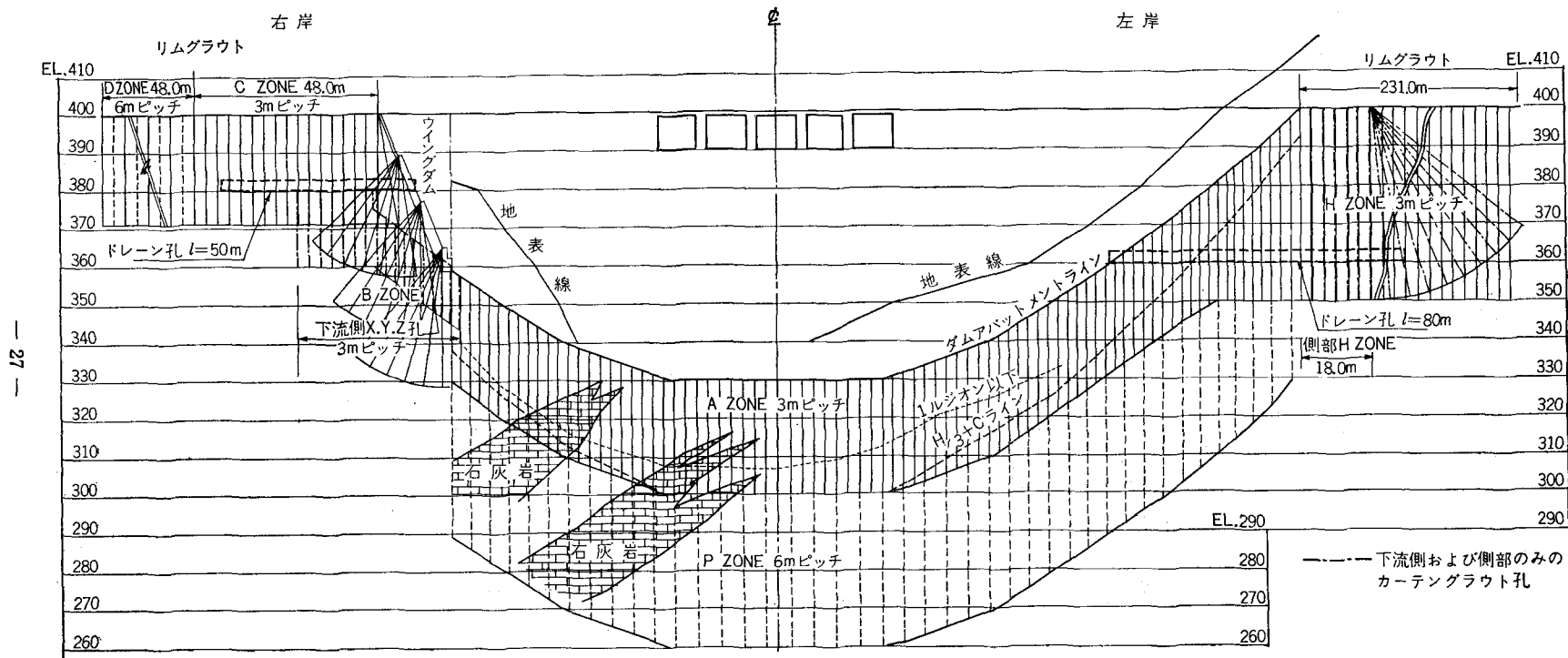


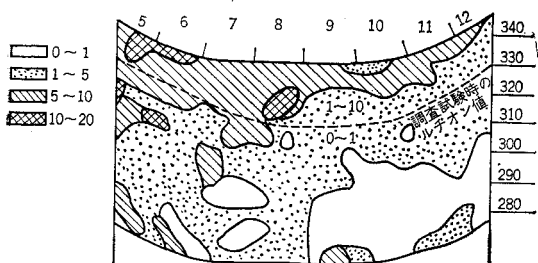
図-12 カールングラウト展開図

(左岸側) グラウト; $d=50\text{m}$, 間隔 3m , 92孔
 ドレーン坑; $l=160\text{m}$ (EL 375)
 $l=80\text{m}$ (EL 360)

(右岸側) グラウト; $d=30\text{m}$, 間隔 $3\sim 6\text{m}$, 26孔
 ドレーン坑; $l=50\text{m}$ (EL 380)

⑤ グラウトの施工実績

45年度において施工した1次コンソリ, 2次コンソリ
 およびカーテングラウトの施工実績を示すと表-4, 表
 -5および図-13に示すとおりである。



(注) 以上の注入結果から、カーテンのチェック孔(P-3本、A-9本、V-11本)により
 透水量はほとんど3ルヂオン以下、セメント注入量は10kg/mとなった。

図-13 ルヂオン値マップ (調査時と実績)

表-4 1次コンソリグラウトの実績
 (孔数 340孔, $\Sigma l=2,380\text{m}$)

セメント注入量	河床部	80~100 kg/m
	右岸	20~40 "
	左岸	10~30 "
	(平均)	40 " (他ダム並)
ルヂオン値	河床部	20~50ルヂオン
	右岸	3~24 "
	左岸	10~17 "
	(平均)	16 "
弾性波速度 (岩盤改良度)	グラウト前	平均 3.3km/s
	グラウト後	" 4.7

なお、目標の基盤透水量を幾らにセットするかは難しい問題であるが、当計画では、基盤止水をA・P孔のカーテン膜のみならず2次コンソリのX, Y, Z, V孔により、基盤の可成りの幅にわたって透水量を落すことにより止水効果を高めようとしているので、全体的な目標透水量は数ルヂオン程度に考えて良いものと思われる。

表-5 カーテングラウト実績 (孔数 205孔, $\Sigma l=4,630\text{m}$)

- BL No.5~BL No.12の河床部 -

孔種	施工場所	孔数	孔長	ルヂオン値				セメントm当注入量 (kg/m)			
				1~3 ステージ 0~15m	4~6 ステージ 15~30m	7~14 ステージ 30~70m	平均	1~3	4~6	7~14	平均
A	BL 5~12上流	23	690	7	7	1~2	4.9	15	60	30	36.8
P	"	22	1,540								
V	"	46	690	9	—	—	8.8	17	—	—	18.6
X	BL 5~12下流	38	570	7	—	—	7.3	15	—	—	15.6
Y	"	39	585	10	—	—	9.9	25~30	—	—	26.7
Z	"	37	555	17	—	—	17.2	45	—	—	52.3
平均		205	4,630				7.9				32.1

(2) 特殊基礎処理

ダム基礎岩盤において各所にみられる0.3~1.0mの幅をもつシーム, 断層, 破碎帯などの弱層については, デンタルワークを施すものとし, 必要に応じ補強鉄筋をソール厚さ1.0~2.0mのスラブを置くこととしている。

(No.8, 9, 11ブロック)

なお, 各ブロック共打設直前に直接岩盤の状況を観察し, 必要に応じグラウト配管をし, コンタクトグラウトを行ない, 岩着面および表層岩の補強を行なっている。

2-4 コンクリート打設および骨材製造計画

(1) コンクリート打設計画

ダムのコンクリート量は, ダム本体, エプロン, ガイドウォール及び副ダムをあわせて $150,000\text{m}^3$ (当初計画 $135,000\text{m}^3$) で, これを26カ月 (当初は20カ月) で打設することとし, 標準作業時における月間打設量を平均 $7,500\text{m}^3$ と計画した。従って1日の平均打設量は, 月間稼働日数を21日 (気象条件から5~6日, 電休・公休の4日を除外) として $7,500\text{m}^3 \div 21\text{日} = 360\text{m}^3/\text{日}$ とし, これを8時間で処理することとして1時間当たり打設能力を $360\text{m}^3 \div 8\text{hr} = 45\text{m}^3/\text{hr}$ と設定した。

(2) コンクリート混合・運搬・打設設備

コンクリート打設計画に基づき、次のように設備能力を決定した。

①パッチャープラント

1 サイクル3分とすれば、ミキサー能力は $45\text{m}^3 \div 60/3 = 2.25\text{m}^3$ となり $0.75\text{m}^3(28\text{切}) \times 3\text{台}$ と決定する。

②バンカー線

左岸のダム直下流に設置したパッチャープラントより E L 385 の等高線にそって $I=140\text{m}$ 敷設する。

③ケーブルクレーン

コンクリート重量 $0.75\text{m}^3 \times 3\text{台} \times 2.4\text{t/m}^3 = 5.4\text{t}$ およびバケット重量 1.7t を考慮して 7.5t とし、両端移動の軌索式1基を設置する。なお、資材運搬用として 5t ケーブルクレーン1基を併設する。

④セメントサイロ

セメント使用量 250kg/m^3 とすれば、1日当必要セメント量は $360\text{m}^3 \times 250\text{kg/m}^3 = 90\text{t}$ となり、5日分貯蔵することとして 450t 1基を設ける。

(3) 骨材製造計画

ダム用コンクリートの骨材は、すべてダムサイト上流 700m の左岸側の原石山から採取し、その右岸側に設置する骨材プラントに投入して製造したものを使用する計画とする。

①原石山必要量

原石山から採取する必要骨材量は、ダムコンクリート $150,000\text{m}^3$ のほかに取水施設、下流ガイドウォール、県道1, 3工区等のコンクリート $25,000\text{m}^3$ の計 $175,000\text{m}^3$ を対象として $175,000\text{m}^3 \times 2.1\text{t/m}^3 = 367,000\text{t}$ となり、これを原石山の地山に換算すると、原石山における採取

ロス10%、骨材プラントにおける製造ロス15%とすれば $367,000 \div 2.65 \times 1/0.85 \times 1/0.9 = 180,000\text{m}^3$ となり、E L 400.5以上を採取すればよい。

②骨材プラント製造能力

月間稼働日数25日、日実働時間7.5時間、製造ロス15%として、

$$\text{必要能力} = \frac{360\text{m}^3 \times 2.1\text{t/m}^3}{7.5\text{hr}} \times \frac{21\text{日}}{25\text{日}} = 85\text{t/hr. とする。}$$

骨材別に分けると、ダムコンクリートの配合より大砂利 18.5t 、中砂利 24.6t 、小砂利 18.5t 、砂 23.4t/hr となる。

③原石山採取計画

1日当骨材プラントへの必要投入量が $85\text{t/hr} \times 7.5\text{hr} \div 85\% = 750\text{t/日}$ となるので、原石山における採取量としては $750\text{t/日} \times 1.1 = 825\text{t/日}$ となり、これを地山容積に換算すると $825\text{t/日} \div 2.65\text{t/m}^3 = 310\text{m}^3/\text{日}$ となる。従ってこれをベンチカット工法(高さ 5.2m 、幅 3.2m 、長さ 9.3m を1ベンチとし、1日2ベンチ)で採取することとしている。

2-5 コンクリート配合設計と品質管理

(1) 配合強度

ダム本体の応力度から必要なコンクリートの所要配合強度 (σ_{91}) を求めると次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{配合強度 } \sigma_r &= \text{設計基準強度 } \sigma_{ck} \times \text{割増係数 } \alpha \\ &= (\text{許容応力度 } \sigma_1 \times \text{安全率 } f \div \text{修正係数 } \beta) \\ &\quad \times \text{割増係数 } \alpha \end{aligned}$$

表-6 配合強度計算表

荷重状態	発生位置		設計基準強度 σ_{ck}				割増係数 $V=15\%$ の時 α	配合強度 σ_r $\sigma_{ck} \times \alpha$
			応力度 σ_1	安全率 f	修正係数 β	$\sigma_{ck} = \sigma_1 \times f \div \beta$		
静荷重時	上流面	E L . 375	kg/cm ² 58.0	4	1.002	kg/cm ² 231.5	1.11	kg/cm ² 257
	下流面	E L . 375	52.7	4	0.895	235.5	1.11	262
動荷重時	上流面	E L . 375	80.0	4	0.922	347.1	1.11	385
	下流面	E L . 375	73.6	4	0.837	351.7	1.11	390
	"	E L . 390	66.6	4	0.757	351.9	1.11	391

- (注) 1. 割増係数1.11は変動係数 $V=15\%$ に相当
2. 修正係数 $\beta = 1 + \sigma_2/\sigma_1$ として算出したもの

上表により、材令91日の所要配合強度 $\sigma_r = 400\text{kg/cm}^2$ と決定する。(動荷重時の割増30%は安全側として考慮しない。)

(2) 示方配合

各種試験結果より次に示すとおり決定しており、現在

も変更する理由もなく設計どおり実施している。

(3) 材料

①セメント……中庸熱ポルトランドセメント75%、フライアッシュ30%の割合のフライアッシュセメントを使用。

表-7 示方配合表

種 別	G _{max} (mm)	スラップ の 範 囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水・ セメント比 W/C+F(%)	細骨材率 S/A(%)	単位量(kg/m ³)	
						水 W	セメント C
A. 本体コンクリート	120	4±1	3.5±1	40	26.2	100	175
B. モルタル						245	429

種 別	単 位 量					混 和 剤 kg
	フライアッ シュ F	細骨材 S	粗 骨 材			
			L G 120~60	M G 60~20	S G 20~5	
A. 本体コンクリート	75	540	427	656	442	0.63
B. モルタル	184	1,323				1.53

②骨材……骨材はすべて原石山から採用して骨材プラントにおいて製造したものを使用。硬砂岩80~90%、粘板岩・石灰岩・チャート類10~20%の混入である。

③混和剤……分散剤としてポゾリス No.8, AE剤として No.202 を使用。

(4) 品質管理

パッチャープラントに近接して試験室を設け、

- ①スラップ試験 } …… 1~2 時間に 1 回程度測定
- ②空気量試験 }

③圧縮強度試験……ダム本体コンクリートは1ブロック1リフト毎に9本、導流壁・エプロンは150m³に9本のテストピースを採取。材令7日、28日、91日として

重量、圧縮強度を測定している。

品質検査は、 $\sigma_{91}=400\text{kg/cm}^2$ を基準としているが、現場においては $\sigma_{28}=250\text{kg/cm}^2$ を標準とし、この場合の変動係数を15%以下におさえるよう特別仕様書で規程しており、さらに現場管理をじん速に行なうため σ_7 を測定して目安をたてることとしている。そして月毎に、①圧縮強度の試験値が $0.8\sigma_{ck}$ を1/20以上の確率で下らないこと、② σ_{ck} を1/4以上の確率で下らないことの2つの条件について可否の判定を行なうとともに、 $\bar{X}-R$ 管理図を作成し、製造工程の安定度をチェックしている。昭和45年度の実績を示すと表-8に示すとおりで、特に問題は無い。

表-8 コンクリート品質検査実績

月 別 (月)	打設日数 (日)	打設量 (m ³)	資料数 (個)	ス ラ ッ プ		空 気 量		圧 縮 強 度 (kg/cm ²)		同 左 変 動 係 数 (%)	
				平 均 (cm)	変 動 係 数 (%)	平 均 (%)	変 動 係 数 (%)	σ_{28}	σ_{91}	σ_{28}	σ_{91}
S.25											
5月	14	3,100	18	3.9	36	2.9	29	409	527	8	7
6	18	6,100	35	4.1	15	3.1	17	364	487	14	10
7	23	7,600	41	3.9	16	2.7	17	283	395	10	10
8	19	6,100	38	3.8	15	3.4	24	290	416	12	11
9	27	10,400	54	3.7	17	3.1	18	304	437	10	10
10	26	9,700	43	3.8	15	3.3	21	323	444	13	9
11	26	8,300	35	4.1	19	3.5	19	333	484	11	11
12	24	8,200	28	3.9	16	3.3	16	343	473	10	8
1	15	3,600	15	3.4	15	3.2	9	344	470	9	6
2	15	3,400	14	4.0	17	3.3	14	340	473	9	9
3	12	4,800		3.7	5	3.5	13	323	487	10	9
実績 月平均	20.8	6,480	32.1	3.8		3.2		331	463	11.3	9.1
(参考) 設 計	21	7,500		3~5		2.5~4.5		250~	400~	~15	~15

2-6 コンクリート打込み

(1) 打設ブロック割

ダム本体の厚さは下部 (EL 338 附近) で15m, 上部 (EL 390 附近) で6m程度であり, 半径方向についてはブロック割は不要であるが, 接線方向については延長が200m程度あるので, これを15ブロック (中央4ブロックは12.5m, その他は15m) に分割している。1リフト高さは1.5m原則とし, 長い日数打止めた場合は0.75m (ハーフリフト) で数リフト重ねることとしている。昭和46年の洪水期 (7月~9月) には, ダム上流の部落に対して洪水時バックウォーターの影響を考慮して中央3ブロックを所定の標高 (No.8, No.10ブロックはEL 365m, No.9ブロックは368m) で約6カ月間打止めたので, これにより両サイドのブロックも許容高低差である4リフトまで打上げたものの2~5カ月間打止める結果となり, 打設再開時には各ブロックとも0.75mリフトを4回重ねるとともに用心鉄筋網を一層配置することとした。

(2) 打込み・養生

「大迫ダムコンクリート打込み施工基準」を定め, これに準拠して施工しているが, その要点は次のとおりである。

① 打込みを中止する時

- 外気の温度が0°C以下, 30°C以上のとき。
- コンクリートの打込み温度が5°C以上を保持出来ないとき。

ないとき。

- 4 mm/hr 以上の降雨・降雪のあるとき。

② 打込み・養生の方法

- コンクリート一層の厚さは40~50cmとし, 水平に分けて打ち, コールドジョイントを発生させない。
- 新コンクリートは1.5mリフトの場合5日, 0.75mリフトの場合3日に達してから打ち継ぐ。敷モルタルは1.5cm厚とする。型枠は打設後72時間経過してから取りはずす。
- 隣接ブロックのリフト差は2リフト以上4リフト以内とし, 全体としてセンターブロックを低く, 両サイドの高い中凹みとする。

表-9 埋設計器一覧表

埋設計器の種類	個数	埋設場所
歪計	425	
無応力計	13	BL.8, 各グラウトリフト頂
継目計	68	グラウトリフト頂, 各ジョイント
3軸変位計	6	水平ジョイント(EL.338)部, BL.6, 8, 11
温度計	47	ジョイントグラウトリフト頂, 各BL
間隙水圧計	9	BL.5, 8, 10 各3コ
岩盤変位計	4	左右岸, 2成分

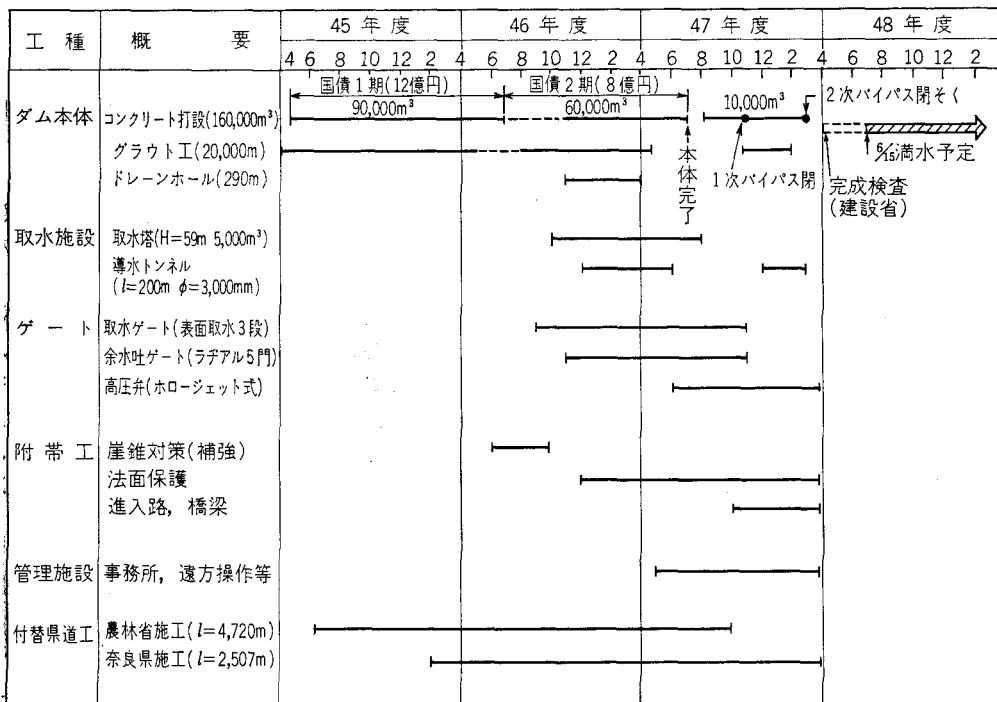


表-10 大迫ダム工程表

○養生は表面が乾燥しない湿潤に保つ。

○グリーンカットは打設完了後6～10時間に行なう。

(3) クーリング計画

ダムコンクリートの温度は、①打設直後の水和熱発生による温度上昇の抑制を行なうとともに、②ジョイントグラウト時に十分冷えているようコントロールされる必要があり、このため方法としてパイプクーリングを採用している。最高温度は35°Cに規制、ジョイントグラウト時目標温度10°C、温度降下量20°Cとしたクーリング計画に基づき、口径 $\frac{3}{4}$ "のパイプを1. m間隔に敷設し、1次クーリングは打設直後より約1カ月間、自然の河水を利用し、通水量 15 lit/min を標準として行なっている。

2-7 埋設計器

ダム施工中の管理および完成後の挙動等の管理を適切に行なうため、ダムクラウン部にプラムラインを設けるほか、前頁に示す計器を埋設している。

2-8 工程計画

工程表に示すとおり、ダム本体のコンクリート打設を昭47年6月末に完了し、11月にはバイパスの閉そく開始、48年3月には堤内バイパスの閉そく、つまり湛水開始を目標に目下進めている。

あとがき

当大迫ダムは、その詳細設計をK・K新日本技術コンサルタンツ (NEWJEC) により行ない、施工は大成建設K・Kが請負っているが、総合的かつ高度の技術を要するため、その施工管理 (主体は農林省) の適正な推進をはかることとして、前記3者による技術検討会を定例的 (月に1回程度) にもち、①基礎岩盤の処理 ②コンクリートの品質 ③グラウト ④埋設計器 の4項目について技術上の検討を加えながら実施しており、この取りまとめとして年2回報告書を作成している。このためNEWJECとの間に「大迫ダムの施工に伴う技術上の検討業務」という件名で年間約1千万円の契約を行なっている。

幸い現在まで特に大きな問題は発生しておらず、順調に進んでいることを心から感謝している。 以上。

新刊紹介

「農業土木に生きた八十年誌」

牧 隆 泰 著

この記録は他人の人々からみると興味はないが、自分にとっては一生涯の自伝であり歴史でもあり、一生を捧げた農業土木関係の仕事の沿革史の一端を示すものであり、筆者の性格とその運命とがよくわかる。

この記録はこれを多年間継続の日記帳から取ったので、年月とか記録中の人名などが正確であるのみならず、自分自身ありのままの個性と行為とをさらけだした偽らざる告白書でもある。そもそも本稿はこれを生前に活字にして、知人に見て貰うことは考えなかったが、わが娘に先立たれて以後感ずるところあり、これを多くの方々に見て貰い、わが拙なきそして長い人生劇の記事が何かの御参考に供し得ることあらば、筆者生涯の幸甚であると思ったことにあった。

(序文より引用)

購入御希望の方は、下記へ直接(1口 1,000円)御申込下さい。

申込先 東京都港区新橋5丁目34の4 農業土木会館内
農業土木学会 古西龍次宛

TEL. 436-3418

深山ダムの設計と施工^{(*)(*)}

(特にカットオフおよびアスファルトフェーシング)

井 上 幸 一*

目 次

1. まえがき.....(33)	3-3. 左岸部.....(37)
2. カットオフの設計.....(33)	3-4. アスファルトの取付部分.....(37)
2-1. カットオフのタイプ.....(33)	3-5. 下流側ドレーンホールについて.....(37)
2-2. カットオフの安定計算.....(34)	4. アスファルトフェーシングの設計.....(37)
2-3. 計算結果に対する検討.....(35)	4-1. 厚さの決定.....(37)
2-4. 今後の検討.....(36)	4-2. アスファルトコンクリートの配合.....(38)
3. カットオフの施工.....(36)	4-3. アスファルトフェーシングの施工計画.....(39)
3-1. 標準型.....(36)	5. むすび
3-2. 河床部.....(37)	

1. まえがき

深山ダムは国営那須野原土地改良事業，栃木県営板室発電事業，栃木県営那須新都市水道事業および電源開発

株式会社沼原発電事業の用に供するため，那珂川の上流栃木県黒磯市深山地区内に築造するロックフィルダムである。このダムは止水壁がアスファルトコンクリートであり，止水壁と基礎地盤との取付部分にはコンクリートの

表—1 ダムの諸元

ダ ム		貯 水 池	
河 川 名	那珂川水系那珂川	湛 水 面 積	97.4ha
位 置	栃木県那須郡黒磯市深山	常 時 満 水 位	E L 753m
流 域 面 積	直接52.9km ² ，間接13.5km ²	洪水時満水位	E L 753.8m
地 質	流紋岩および安山岩質火山礫凝灰岩	ダム天端標高	E L 756.5m
形 式	表面アスファルト舗装型ロックフィルダム	有 効 水 深	32m
堤 高	74.5m	総 貯 水 量	25,800,000m ³
堤 頂 長	323.5m	有 効 貯 水 量	20,900,000m ³
堤 体 積	1,853,400m ³	計 画 洪 水 量	840m ³ /sec
堤 頂 巾	7.0m	最 大 取 水 量	11.16m ³ /sec

カットオフを設ける必要がある。このカットオフ及びアスファルトフェーシングの設計及び施工に当り検討した問題点について報告します。

2. カットオフの設計

2-1 カットオフのタイプ

カットオフには監査廊についているものとつかないもの

のとがある。工事費の点から検討すれば監査廊のつかないものが格段に安い。これはカットオフ自体の構造が小さくなることのみならず，これを施工する地山の掘削量まで影響する。しかしダム全体から考えれば監査廊を設けることによって盛立と併行してグラウトの施工が出来ることや，ダム完成後の追加グラウトの施工も可能である。さらに重要な点はアスファルトフェーシングの漏水量をチェックすることが出来る。

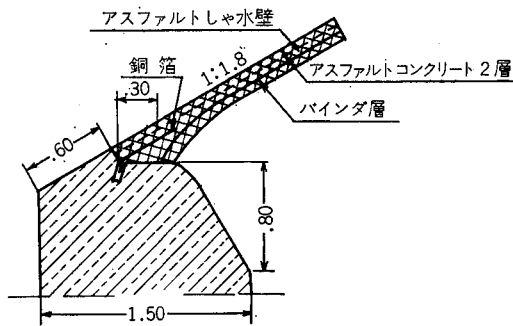
(*)(*) 深山ダムの全体計画については創刊号を御参照下さい

* 東北農政局設計課

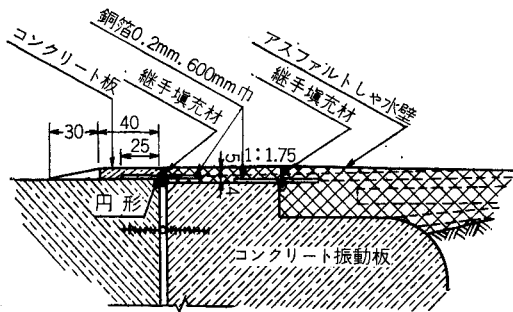
カットオフのタイプについては諸外国の例をみても必

ずしも一様ではない。水圧荷重に重点をおいたものや、カットオフと堤体を切離した施工を考えているものや、堤体の一部となっているものなど種々のタイプがある。しかし近年多く用いられているのは、良質の岩盤に切込んだタイプが多い。

次にカットオフとフェーシングの取付け部分は漏水の原因となり易い重要な個所である。その対策として図-1のようにそれぞれのダムにおいて種々の工夫がなされているが、ある程度の曲げに対して抵抗でき、止水壁に亀裂が生じても漏水を防ぐことができる材料を用いて補強している場合が多い。



Ulmbach ダムのカットオフ



Innerste ダムのカットオフとしゃ水壁の接続部

図-1 カットオフと止水壁の取付部

カットオフの設計に際しては、フェーシングの機械施工ができる形状を選ぶことが大切であり、フェーシング下端とカットオフの接合部分ではできるだけ直線上、もしくは緩い曲線とするのが望ましい。またカットオフ背面は盛立ての転圧が十分にでき、しかも沈下量が少なくなるように工夫する必要がある。そのためカットオフの背面勾配は1:0.3よりも緩やかに設定し、掘削岩盤面よりのカットオフの高さはフィルとの相対的変位を防ぐため低い方がよい。

2-2 カットオフの安定計算

カットオフの安定計算についてはロックフィル内部に働く応力を考えて検討する必要がある。即ちロックフィルが満水時水圧を受けて背面からの土圧がどのように作

用するかということは、ダムの内部応力分布を知る必要がある。この値は手計算では明解な数値を得ることが難かしいため有限要素法を用いて計算した。この計算方法の概略を示せば次のとおりである。

有限要素法の計算仮定としてはロックフィル自体を弾性体と考えることである。ロックフィルの弾性係数については個々のロックの値は室内試験により決定できるがフィルとしての弾性係数は載荷試験等をおこなって決定しなければならない。しかし概略は値としては1,500~2,000 kg/cm²である。次にポアソン比については大きく変化しないので一般に用いられている0.2~0.3の範囲を使用すればよい。

次に計算の方法としては

- 1) 連続体を小さな三角形要素に分割する
- 2) 各々の要素間の力の伝達は三角形のエレメントの節点においてなされる。
- 3) 各々の節点において変位の適合条件を考慮して力の釣合い方式を作成し、これを解いて各節点の変位を決定する。
- 4) 各節点の変位が算定されたら個々の三角形エレメントの節点変位より各三角形の内部応力を計算する。

当初カットオフの基礎岩盤は良好であり、ロックフィルも水圧を受けても十分な反力(受動土圧)が働くものと想定して図-2のようなタイプを考えて計算をおこな

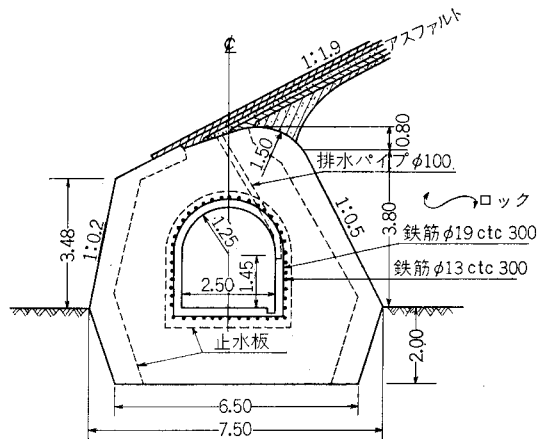


図-2 カットオフ(当初案)

った。しかるにロックフィルを弾性体とした場合(弾性係数を2,000kg/cm²とする)受動土圧を働かせる迄には、水圧により圧密変形を受け、これに追従してカットオフも変形を生じる結果となった。このため再度タイプを検討し、岩盤の中に切り込む図-3のように変更した。また図-4は基礎岩盤が凝灰岩の末固結(圧縮強度は150 kg/cm²以下)のものや、破碎帯があったため、予定通りの弾性係数を得ることが難かしいので自立型と

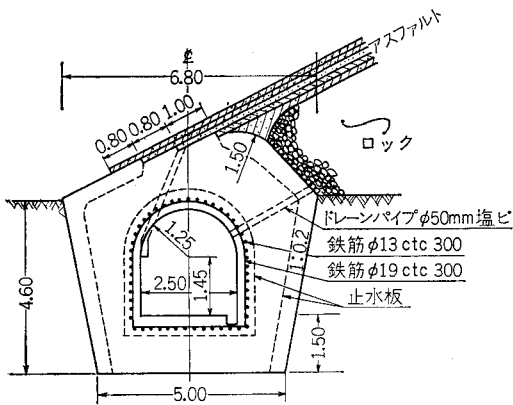


図-3 カットオフ (標準型)

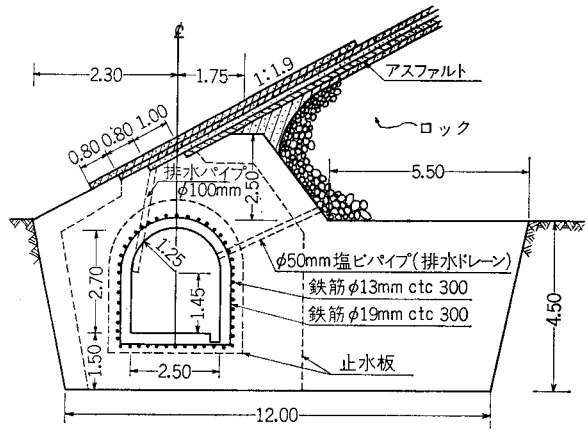


図-4 カットオフ (河床部)

して計算した。

荷重としては水圧、揚圧力、自重、地震力、下流側ロックの土圧 (堤体の内部応力) を考慮した。また各部分の物理的常数は表-2のとおりである。

2-3 計算結果に対する検討

1) Case 1 および Case 2 の場合

図-5 の如くカットオフの上流からかかる水圧が外力としては支配的であり、それと比較して地震の慣性力はあまり大きくない。水圧によりカットオフに加わる水平の反力をカットオフ背面のロックフィルおよび岩盤が分

表-2 物理的常数

名 称	単位重量	弾性係数	ポアソン比
コンクリート	t/m^3 2.3	kg/cm^2 210,000	0.2
岩 盤	2.6	60,000	0.2
ロ ッ ク	2.0	2,000	0.3

タイプ		A				B				C				D			
		[Diagram A]				[Diagram B]				[Diagram C]				[Diagram D]			
応 力 度 (kg/cm^2)																	
底版部上流端周辺の 引張応力度	コンクリート a	37.0				31.0				22.0				10.5			
	岩 盤 b	22.0				24.0				54.0				13.5			
底版部下流端周辺の 圧縮応力度	コンクリート c	-37.5				-41.0				-71.0				-68.5			
	岩 盤 d	-16.5				-18.5				-38.0				-49.0			
監査廊本体のコンクリート	引張強度 e	29.5				25.5				19.5				9.0			
	圧縮強度 f	-59.5				-54.0				-71.0				-68.5			

註) 点線より上流側は水圧により、カットオフと岩盤が離れている。

(A)は揚圧力はH/3, (B), (C), (D), はHとする。

図-5 応 力 図 Case-1

担するが、Case-1 の場合ロックフィルよりの反力は岩盤のそれと比較して非常に小さい。

Case-1 の場合水平荷重の反力をほとんど岩盤のみで受けるため、カットオフ全体には水平の偶力により時計方向の回転が生じる。このようにアスファルト表面に働く水圧はカットオフの背面に上流側から働く水圧と逆向きで力が働くこと期待したが、あまり効果はなく、この力

はほとんど垂直に岩盤に吸収されている。

Case-2 の場合、水平荷重の作用点と反力の作用点との偏心が Case-1 に比較して著しく小さくなっているので、カットオフ自体の変位も小さくなり、これによる応力も必然的に小さい。この場合荷重状態がCのときには岩盤も許容応力度以下となるがDのときは引張応力度が $10kg/cm^2$ となっている。しかし実際の荷重状態はCと

タイプ 応力度 (kg/cm ²)		A	B	C	D
底版部上流端 周辺の引張応 力度	コンクリート a	11.0	6.5	4.0	3.0
	岩盤 b	18.5	12.0	4.0	10.0
底版部下流端 周辺の圧縮応 力度	コンクリート c	-19.5	-26.5	-28.5	-31.5
	岩盤 d	-11.5	-12.5	-12.5	-14.0
監査廊本体コ ンクリート	引張強度 e	8.0	11.1	8.0	7.0
	圧縮強度 f	-31.0	-38.5	-36.5	-42.0

註) 点線より上流側は水圧によりカットオフと岩盤が離れている。
(A)(B)(C)は揚圧力はH/3, (D)はHとする。

図-6 応力図 Case-2

Dの間にあると想定されるので問題はないと思われる。

2) Case 3 の場合

Case 3 の場合カットオフ上部 および その周辺のロックフィルに引張りが働いている。これはカットオフ上部の形状およびロックフィルの弾性係数が、コンクリートのそれに比べて小さいためと思われる。従ってこの部分のロックフィルの弾性係数をできるだけ高め、変位を小さくする必要がある。

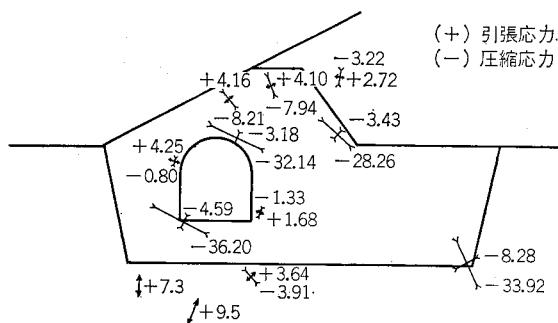


図-7 応力図 Case-3

カットオフ低部岩盤およびコンクリートには、ほぼ接触面全体にわたって 3~4.5kg/cm² の剪断力が働いている。

局部的 (カットオフ底部上流端) には岩盤およびコンクリートにそれぞれ 7.3kg/cm², 9.5kg/cm² の剪断力が働いているが、滑動に対しては十分安全である。

監査廊の周りにはかなり大きい圧縮応力が上下に働いている。これに挟まれて引張応力が生じているが、その応力は 4.2kg/cm² であるので問題にはならない。

2-4 今後の検討

以上有限要素法による計算の結果を述べたが、基本となる物理的常数に変化があると想定されるので、水圧を

受けた場合計算通りの力が働くかどうかを検討する必要がある。即ちロックフィルの土圧をとってみても内部摩擦角を40°および35° (河床礫) として計算しているが、この値は粒度や密度 (間隙比) によって変わってくる。また粒度や密度は試験によって決定されるが、現場においては相当のばらつきがある。即ちフィル自体の圧密による密度の増加や、まき出し、転圧による細粒化により粒度曲線も変化する。またカットオフ内部の応力分布についても計算結果どおり働くかどうかを検討する必要がある。

以上の点を考慮して次の計器を埋設した。

- 1) ひずみ計 (コンクリート内部応力の測定)
- 2) 鉄筋計 (鉄筋の引張応力を測定)
- 3) 土圧計 (カットオフ下流背面に働くフィルの土圧測定)

3. カットオフの施工

3-1 標準型

標準型は岩盤が良質である河床の一部と右岸および左岸の取付部分である。この岩質は流紋岩および安山岩質火山礫凝灰岩で、十分な強度 (圧縮強度 700~1,500 kg/cm²) である。

基礎岩盤の仕上げは入念に施工する必要がある。即ちカットオフは岩着部分が非常に短いため動水勾配が大きい。故に不良部分があれば漏水の原因となり、さらに進むとパイピング現象を起してダムに危険性を与えることとなる。

コンクリートの打設方法としては底版打設後監査廊部分のスライドセントルおよび天端セントルを設置し、ベルトコンベアーで打設した。配合はフライアッシュセメント (混合率20%) を使用し、スランプは底版 5 cm, サ

イドおよびアーチウォールは 7.5cm とした。また施工継目は 9m に 1カ所ずつ設け、この部分には塩ビの止水板(幅30cm)を 2重に施工した。しかしコンクリートの打設結果よりみて止水板の効果が必ずしも 100%働いていないところもあるので、全体にわたってジョイントグラウトを施工する予定である。

アスファルト取付部分には各層毎に小段を設けたが、メンテナンスがたまり図面どおりの施工が困難であった。

3-2 河床部

河床部の岩質は角礫凝灰岩で固結度が低く、物理探査の結果 1.5~1.8km/sec の速度層であり、目標の 2km/sec に達せず、ピースによる圧縮強度も非常に小さかった。このようにカットオフの基礎としては必ずしも適当とはいえなかったが、地形上軸線の変更が不可能なためコンソリデーショングラウトをおこない地盤を改良すると共に、下流側岩盤の反力を期待しない自立型のタイプで施工した。基礎の掘削およびコンクリートの打設方法は標準型に準じた。

3-3 左岸部

左岸は当初標準型で設計していたが、基礎岩盤が流紋岩で予定より風化が進み且つ亀裂も多く計画どおりの掘削が出来なかったので自立型として施工した。特に亀裂が流れ目になっているところはアンカーにより補強する計画である。

3-4 アスファルトの取付部分

アスファルトとカットオフの取付部分はフィニッシャーによる施工が出来るように堤体と同一勾配(1:1.9)とした。これはアスコンの施工において温度の高いうちに転圧することが強度や止水効果を得るために必要である。Hardap ダムや Wahnbach* ダムの如くフェーシングとカットオフの取付部分が曲線になっていると、フィニッシャーによる作業が出来にくいので人力でまき出し、転圧をすることとなり作業に時間を要し、アスコンの温度が下って転圧効果が悪くなる。一方フィニッシャーの場合まき出し作業と併行してそれ自体でも転圧をおこなうので(フィニッシャーの転圧効果は90%以上)上述の如く良質の止水壁が得られる。

3-5 下流側ドレーンホールについて

堤体の基礎岩盤は必ずしも下流に傾斜しているとは限らない。上流側に傾斜している場合、地山からの湧水や地下水、雨水等が堤体内に浸透してカットオフの背面に集まることがある。これが湛水前や水位の低下時にフェーシングの背面よりバックプレッシャーとして働くことがあるので図-3に示す如くφ50mmの塩ビパイプを4.5mピッチに施工した。

* ファイルダムの管理およびアスファルト止水壁ファイルダムについて(日本大ダム会議)

4. アスファルトフェーシングの設計

4-1 厚さの決定

深山ダムの止水壁は表層および基層に水密性の高い密粒度アスコンをを用いて 2重の止水機能をもたせ、また十分な排水能力を有する開粒度アスコンよりなる中間層を設ける。さらにカットオフ取付部分には止水壁の厚さを増加するため補強層を設けてその安全性に十分な配慮をおこなっている。なお中間層への漏水は監査廊でチェックできるようにドレーンパイプを 9m に 1カ所ずつ設置している。

アスファルトフェーシングの厚さは下記の項目について検討し決定した。

1) 耐久性に対する検討

設計基準第21条により 6cm 以上とする。

2) 不透水性に対する検討

アスコンの透水試験より得られる透水係数を基に漏水量を計算し、ダムの許容漏水量と比較して決定する。深山ダムの場合 $K=5 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ とした場合、全面積からの漏水量は $457 \text{ m}^3/\text{day}$ となり許容漏水量に比べて十分小さい数値となった。

3) 透水層の厚さ

透水層は表層から漏水してくる水を集めて監査廊に導くもので、透水係数は 10^{-2} cm/sec 程度の開粒度アスコンを使用する。この透水層は漏水を完全に流下させ残留水圧が残らないような透水係数をもつことが必要であり、表層密粒度の透水係数によって厚さが変わってくる。計算の結果では施工誤差を含めて 8cm とした。

4) 水圧に対する検討

アスファルトフェーシングはコンクリートのようにそれ自体で水圧に抵抗することは到底不可能である。このためフェーシングの基礎はロック盛立時に入念に施工し、特にトランジション部分は粒度のよい砕石を用いてよく締固め、不等沈下の起らないようにする必要がある。勿論水圧によりロックフィルは変形するが、これに追従してアスファルトフェーシングも変形する。この場合

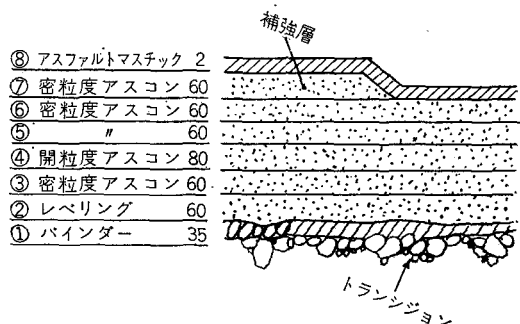


図-8 アスファルト止水壁

破壊しない最大ひずみ量としてはアスコンの材質にもよるが、経験的にφ50cmの供試体で中央のひずみが直径の1/10になっても亀裂を生じない程度の可撓性が適当といわれている。又アスファルトには高圧の下ではフェーシングに僅小の亀裂が発生しても、ある程度の時間が経過すれば癒着して漏水は減小する傾向がある。

5) 斜面勾配に対する安定性

設計基準より内部マサツ角を 32°00' に取り、粘着力を 1.1kg/cm² とすれば 32cm の厚さで十分安全である。

4-2 アスファルトコンクリートの配合

アスファルトフェーシングの構造は不透水層、透水層、レベリング層、シールコート等によって構成され、これらの合材は現地の厳しい気象条件に耐え得るよう十分締固められ、安定性、耐久性に富み、外力、気象、基盤の条件に応じてアスファルト材料の有利性を十分発揮でき

ることと、斜面という特殊な現場で材料の分離を起さず各作業（敷均、締固、表面仕上げ等）が容易にできるものを作成する。

各合材の配合はマーシャル試験、剪断試験、曲げ試験、透水試験、スロープフロー試験およびたわみ試験等をおこない示方配合を決定する。

1) 材料

a) アスファルト

アスファルトは現地の気象条件を勘案し、針入度60～80のもので試験をおこなった。

b) 骨材

細粒骨材は現場採取ができなかったため、ダム下流25km 地点の那珂川産を使用する。骨材の物理的性質は表-3のとおりである。

表-3 骨材の物理的性質

試験項目	砕石4号	砕石5号	砕石6号	砕石7号	スクリーニングス	備考
表乾比重	2.653	2.654	2.636	2.610	2.641	黒磯市晩翠橋
吸水率(%)	2.10	2.15	2.56	2.41	2.48	"
ロスアンゼルス減量(%)	36.3	19.9	24.2	26.3	—	"
洗い減量(%)	0.2	0.3	0.1	0.3	11.7	"

表-4 フィラーおよびアスベストの試験表

	比 重		合 水 量		強 熱 減 量	
	規 格	試 験 値	規 格	試 験 値	規 格	試 験 値
フ イ ラ ー	>2.7	2.837	Max 0.5%	0.06%	—	—
ア ス ベ ス ト		2.664	Max 2.5	0.48	13~16	14.77

c) フィラーおよびアスベスト

フィラーおよびアスベストの試験結果は表-4のとおりである。アスベストについてはアスコンの性質、主として圧縮および引張強度を増加して斜面の安定性を増す目的で0.8%添加した。

2) 配合

各合材の配合に使用する標準粒度は水利アスファルトの設計基準により理論配合をおこない、この配合に基づいてアスファルト量を変化させ試験をおこなった。この試験の結果、密粒度および開粒度の配合は表-5のとおり

表-5 配合表(重量百分率)

名 称	4 号	5 号	6 号	7 号	スクリーニング	フィラー	アスベスト	アスファルト
密粒度アスコン	%	%	36%	22.5%	26.1%	5.6%	0.8%	9%
開粒度アスコン	30.7	21.6	22.1	12.5	9.1			

りである。これらの配合による合材について各テストをおこなった結果は表一6のとおりである。

表一6 合材の試験表

名 称	密 粒 度 アスコン	開 粒 度 アスコン
密 度	2.344	2.075
間 隙 率(%)	2.34	24.8
飽 和 度(%)	89.8	
スロープフロー(mm)	0.34	
透水係数 (cm/sec)	1×10^{-8} 以下	6.1×10^{-2}

4-3 アスファルトフェーシングの施工計画

1) 密粒度

ダムの止水壁として十分な機能をもつアスコンを造るためには、アスファルトプラントにて混合された材料を高温のうちに転圧し十分締固める必要がある。しかしフィニッシャーの速度は経験上から1.2~1.5m/min程度とされている。深山ダムの法長は約160mもあるため、まき出し開始から完了までは2時間以上もかかり、2次転圧をおこなう場合、最初にまき出された部分は温度が低下して転圧効果が悪くなるので2段に分けて施工する予定である。

2) マカダムおよびレベリング層

マカダムおよびレベリング層は上層に施工する密粒度アスコンの基盤となるもので、これ自体に止水効果を期待するものではない。故に施工速度も2~3m/min程度は可能であり、全法長を1回で施工することができる。故に深山ダムにおいては46年10~11月でレベリング層まで施工し、47年5月より10月末まで密粒度アスコンを完成する。これはトランジションまで施工して越冬した場合、表面(50~60cm)が凍結(ダムサイトの冬期最低気温は-15°C程度)、47年のアスコン施工時点でトランジションの再転圧が必要であり、また凍結した部分が融解するまでアスコンの施工ができない点(凍結部分が融解するのは5月の下旬となる)などを考慮した。その外ロックフィルは盛立完了後でも微小ではあるが沈下が進むので、止水壁として重要である密粒度アスコンの施工はできるだけ遅い方がよい。

3) 施工温度

アスコンのまき出し温度はテストの結果より160°C前後となっているが、前述の如く160mの法長を舗設すれば、最初の部分は温度が低下し転圧効果が悪く、設計目標である 10^{-8} cm/secの透水係数を得ることが難しいので2段に区分して施工する。これにより2次、3次転圧も高温のうちに施工できるので、透水係数や強度についても設計値に満足する値が得られる。

次に温度と転圧の関係について現地でおこなった試験(施工者大成建設)の結果は下記のとおりである。

a) 時間の経過に伴うアスコン合材の温度変化

アスコンの温度はプラント排出直後では190~200°Cである。図-9はフィニッシャー舗設後から4時間経過までの温度化を示す。(大気温は平均12.5°C)このようにアスコンの温度低下は予想以上に大きいので、有効な転圧をおこなうためには1~2時間以内に舗設を完了する必要がある。

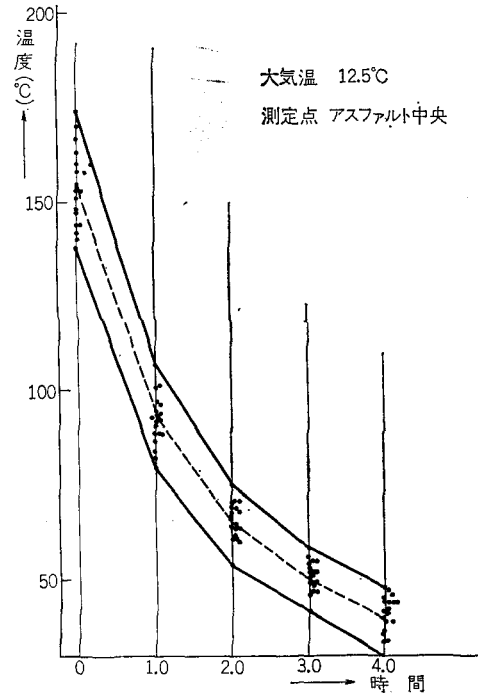


図-9 合材の温度と経過時間

b) フィニッシャー、1次、2次、3次ローラーの転圧効果

アスファルトフェーシングの施工機械の配置は(水と土、創刊号)に示した如く、ウインチポータル、フィニッシャー、1次、2次、3次振動ローラーよりなる。このセットで転圧回数を変化させた場合の締固め度を示し

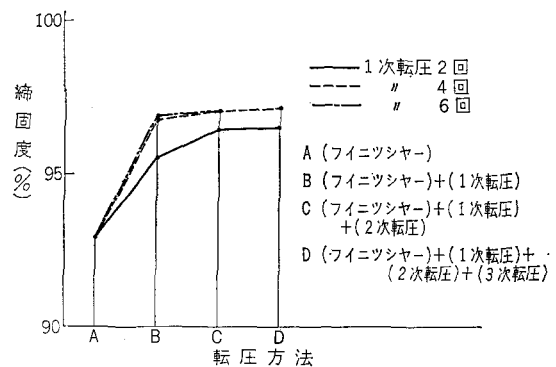


図-10 転 圧 効 果

たのが図-10である。この図より転圧回数2回は4、6回に比べて締固め度は小さいが、4、6回ではほとんど同じである。

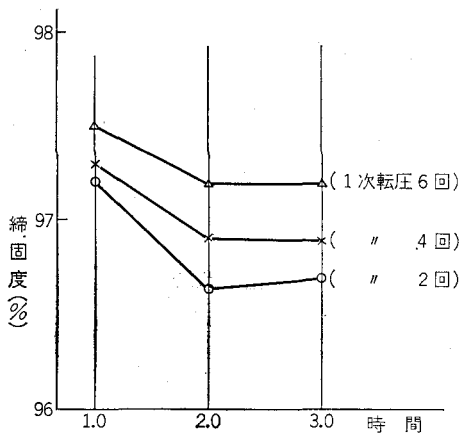


図-11 2次転圧の時間差による効果

c) 2次転圧の時間差による締固め効果

1次転圧後2次転圧開始までの時間を変化させて締固め度を測定したものが図-11である。この結果2次転圧は1時間以内におこなったものが優れており、2、3時間以後におこなったものはほとんど変わらないことから、アスコンはある温度以下になると転圧効果はほとんどなくなることがわかる。

5. むすび

深山ダムも46年10月よりアスファルトの舗設にかかり、47年12月の湛水を目標に鋭意努力をおこなっている。終りにアスファルトフェーシングダムという新しい型式をめぐる種々の技術的問題を解決するため御指導を賜った深山ダム施工技術検討委員会(委員長、京大澤田教授)の各委員をはじめ、農業土木試験場、大成建設の関係各位に紙面を借りて厚く御礼申し上げます。

好評!発売中

農地保全工学

農学博士 種田行男 著

A 5判・330頁・上製クロス装堅牢本

定価 1800円 (送料当社負担)

農地保全の生きた教科書!!

土地なくして、農業はなりたたない。農業にとって、土地は決定的な意味をもつ。本書は、地形的に侵食を受けやすいわが国の農地を、侵食から守るために必要な工法と農法(営農)について、国内外の豊富な具体例をもってときあかす。土地保全の權威が多年にわたる研究成果をまとめた待望の書。大学生、現場技術者はもちろん、農業関係者の必携書!

かんがい施設の

多目的利用と自動化

畑地農業振興会・かんがい施設の多目的利用と自動化委員会(委員長山崎不二夫)編

A 5判 160頁 価 850円 千65円

装置化・システム化の初の理論体系!

畑地かんがいは、水分補給だけでなく防除、液肥施用、糞尿処理、凍霜害防止、ハウス用水など、多目的利用が可能となった。多目的利用の成否のカギである労力節減のための自動化も、いまや実現の段階に達している。本書はすでに自動化を実施した畑カン地区の調査・文献の検討・試験を行なってまとめられた「多目的自動化畑カン技術」の集大成である。

農林技術出版社

東京・港区芝琴平町3大塚ビル31号

TEL東京 (502) 7915・7916

振替 東京 163349

日新ダムの地下しや水壁の施工について

荻原 成元*

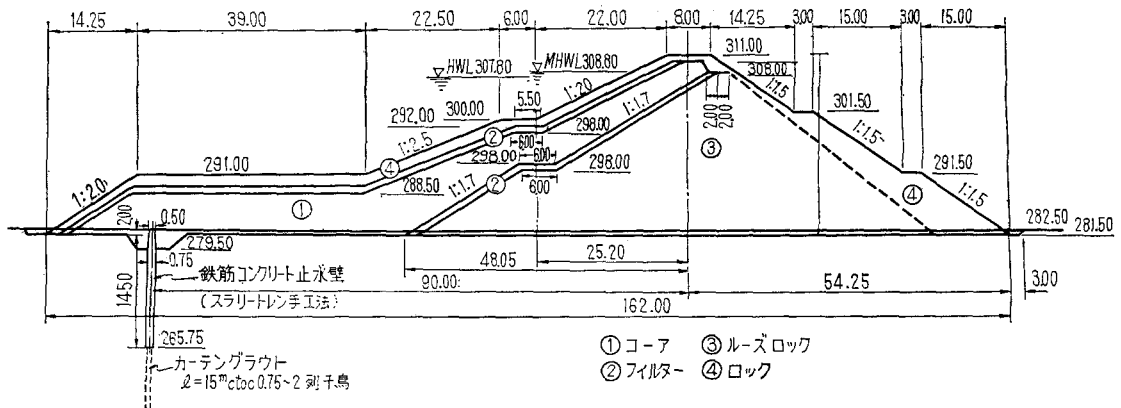
目 次

1. 地区概要.....(41)	5. 試験工事.....(43)
2. 基層の概要.....(41)	6. 本工事.....(44)
3. 基礎止水工法の比較.....(41)	7. むすび.....(45)
4. エルゼ工法.....(42)	

1. 地区概要

日新ダムは、国営かんがい事業として、北海道空知郡上富良野町地内に築造されたフィルタイプダムで、総貯水量450万トン、堤高29.5m、堤長219m、堤体積345千 m^3 のダムである。昭和40年に着工し、40年は工事用電

力設備、41年に付替道路、42年に仮排水隧道、43年より46年の4年間で盛土を完了するとともに、余水吐、取水設備等も完成させ、46年秋には試験湛水、47年に、照明、管理人宿舎、手摺等附属設備をおこない、ダムのすべての工事を完成させる予定である。



図一 ダム標準断面図

2. 基層の概要

この地帯の母岩は熔結凝灰岩で、真比重が2.1程度の軽い軟石で形成され、ダム地点は、この母岩の上に、この岩の砂礫層が、最深部で15m堆積している。この砂礫層は、粒度分布が良く、締り具合も、締固め試験の最大密度以上であるが、地表面より5m、及び10m程度の所に、厚さ2m程度の青粘土と砂の層が狭在している。この層はルーズで、N値も10程度で、ダムの基礎としては軟弱で、沈下も一応、36cmと計算されている。

3. 基礎止水工法の比較

前述のように、最深部で15mの堆積層があるが、これをどのようにして処理して止水させるかについて、工事

費の概算比較を次のような考え方で行った。

I ケーソン工法

幅3.2m、長さ9.6~11.6mのケーソンを、基礎岩盤まで沈下させ、ケーソンとケーソンの間はクラブバケットで掘削し、水中コンクリートを打設し止水壁とすることとした。この工法は潜函病予防のため、施工監督とも大変であり、着岩が確認出来るのは良いが、工費が高かった。

II イコス工法

苫小牧工業用の幌別ダムで採用されていたが、着岩の現実性を考え、径600mmのビット工法と比較した。ペントナイト液を掘削孔中に注入して壁の崩壊を防いで掘削するため、掘削後堆積するペントナイトケーキの除去と、継手が多くなることと、エルゼ工法に比較して若干高くつくことで見送られた。

III エルゼ工法

* 旭川開発建設所富良野地域かん排事務所

表-1 基礎工法と工事費の比較

項 目	(1) ケーソン工法	(2) スラリートレンチ工法		(3) ウエルポイント開削工法	(4) ブランケット工法	(5) グラウト工法
		a. イコス工法	b. エルゼ工法			
堤 体 積	本堤 340,596m ³ 両袖置換 12,175m ³	341,054m ³	341,054m ³	本堤 341,054m ³ 埋戻 47,067m ³	本堤 312,322m ³ ブランケット 107,720m ³	341,054m ³
堤体工事費	637,511千円	591,948千円	573,970千円	618,309千円	551,852千円	621,884千円
内訳 基礎掘さく	14,791 "	14,932 "	14,932 "	14,720 "	12,027 "	14,932 "
盛土工	452,521 "	454,860 "	454,860 "	450,404 "	419,130 "	454,860 "
基礎工	ケーソン 74,320 "	70,719 "	52,741 "	83,173 "	93,603 "	河床部 125,000 "
グラウト工	置換 19,831 "					両袖 27,092 "
	76,048 "	51,437 "	51,437 "	70,012 "	27,092 "	
堤体工事費比率	100	93	90	97	87	98
全基礎処理費	170,000	122,000	104,000	153,000	121,000	152,000
止水壁工1㎡当り 単価	64,900円/㎡	49,960円/㎡	37,260円/㎡	78,760円/㎡	66,130円/㎡	71,100円/㎡

イコス工法と同じく、イタリアで開発されたスラリートレンチ工法（掘削孔中にベントナイト液を満たして壁の崩壊を防ぐ工法）の一つで、今までの基礎工法の中では騒音も少なく、幅は40～100cmで、長さは3.8m掘削出来る。また2t～3tのマストにより、ある程度の岩は破碎して掘削出来る。ベントナイトケーキは掘削後でも掘削に使用したバケットで掘削出来る。掘削断面が大きく、掘削能率が良いので、工費も比較的安くジョイントが少ないのでこの工法を採用することにした。

Ⅶ ウェルポイント工法

ウェルポイントで周囲からの水を遮断し、基礎岩盤までオープン掘削し、コアを盛上げる方法で、掘削法面を1.5割、ライザーパイプ7m3段とし、孔間隔を1.5mとした。この工法は最も確実であるが、掘埋土が、それぞれ4万m³となり、北海道のようなコア盛土日数の少ないところでは工期的に困難であり、工事費も高いところから採用出来なかった。

Ⅴ ブランケット工法

ダムサイトから約1.5kmの台地にある大量のコア用土を利用して行なうもので、平均厚さ2m、長さ260mにわたって張るもので、他の工法に比べて非常に安く有利であったが、ブランケットの厚さ、長さの解析に疑問があり、当地区のような透水性の大きい基盤に対して充分止水効果が得られない例があることから採用に至らなかった。

Ⅵ グラウト工法

基礎砂礫層にケミカル材料でグラウトして止水する工法で、有効幅4mで3列、1m間隔で水ガラスとアクリルアミド、又は尿素系のケミカル材を併用して固める。ぞん新な工法であるが出来上りの確認が難しいこと、

工費がウェルポイント工法に次いで高くなる欠点がある。

4. エルゼ工法

Ⅰ エルゼ機の構造

図-2がエルゼ機の略図であるが、本体フレームとしてはベースと固定マストからなり、固定マストに可動マストが取付けられて、これが上下運動をワイヤーで行なう。この可動マストに掘削用バケットが取付けられ、パワーショベルと似た動作で掘削し、トラック等に直接排土積込みを行なうが、バケットは底開きによりその位置で行なうので、トラック等は積込み出来る位置まで移動しなければならない。その他に移動用装置、その位置で旋回出来る旋回装置等を有するが、総重量が40tonにも達する機械なので、長時間を要する。動力は電動機で安易に電力が得られるよう220Vで設備され、電動機がウインチ、油圧装置を動かしている。

Ⅱ 施工概要

掘削に先立って、掘削予定位置をはさみ、左右両側にそれぞれ逆L型のコンクリートのガイドウォールを設ける。これは掘削位置を明確にするとともに、その上に乗る40tonの機械を安定よく据付け、また、上部の比較的軟らかい土の崩壊を防ぐために行なう。この後に周囲に排水溝等により地下水位を下げるが、この高さは掘削後に溝中に満たすベントナイト液面より1m程度下げれば良い。ベントナイト液は掘削壁面の崩れを防ぐため掘削溝中に注入し、水面は一定にしておかねばならない。このためベントナイト液は長時間均一な懸濁性を保つことが必要なため、テルナイトBというような粘性抑剤や粘性剤としてCMC（化学糊）等を適宜添加することが

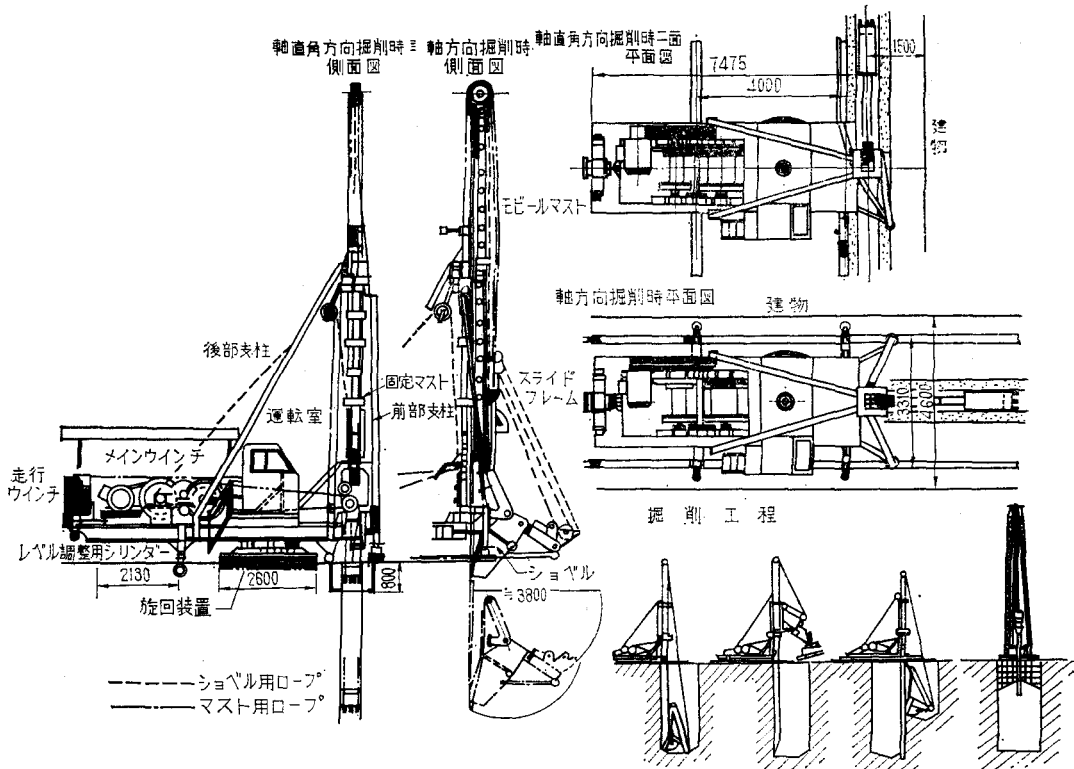


図-2 エルゼ機械と掘削工程

重要である。若し管理が悪くと、掘削壁を崩壊させるばかりでなく、掘削溝中にベントナイトケーキを沈澱させたり、出来上りのエルゼ壁の厚さを一定に出来ない等の障害が出て来るからである。とくにベントナイト液は、セメントに接するとカルシウムイオンの作用で安定性を失ない、ゲル化して極端に粘性を増す性質があるので注意しなければならない。掘削は掘削すべき所をまたいで、ガイドウォールの上に据付けた機械で掘削するが、(場合によっては掘削軸と直角に据付けることも出来る)掘削長さは3.8mで、幅は40cm~100cmに調節出来るが、ベントナイト液の管理さえよければ、数スパンを1度に掘削することも可能である。バケットは可動マストを支点にして、真下から横へ4分の1円をえがいて掘削を行なう。掘削が完了したならば、あらかじめ組立てた鉄筋籠を入れ、トレミー管により孔底より水中コンクリートを打設する(コンクリート以外の材料で置換することもあるが)。この時にベントナイト液は水位が一定になるように、ベントナイトプールにもどさなければならない。これで1スパンは完了であるが連続的な壁を作る場合は、コンクリートが完全に硬化する前に、次の掘削を行なうが、この時、前のコンクリートにバケットの歯により凹凸をつけた継手溝を作り、出来るだけ一体のコンクリートとなるようにする。

Ⅲ エルゼの施工例について

日本における施工としては、一番多いのが建築工事の地下外壁である。これは騒音が少ないことと、近接の地下及び地上構造物に障害を与えないためであるが、その他には河川堤防や干拓堤防の地中遮水壁、地下鉄の地中外壁あるいは土留壁として幅広く使用されている。外国のダム of 遮水壁としては、イタリアのモナステルダム、ニュージーランドのマタヒナダム、オーストラリアのクルムダンの3例が紹介されている。

5. 試験工事

本工事に先立って、昭和42年度に3スパン、約120㎡、延長11.4mの試験工事を実施した。これはダム止水壁としては日本で初めてということで、着岩状況、歩掛、出来型、継手、基礎グラウト等について調査するためであった。掘削は土質が最大径約10cm以下の砂礫、砂、ミルト質であったので、非常に順調であったが、計画着岩線上2m位よりは非常に固くなり、可動マストを3~4m落下させ、その先端で破碎しながら進むことと、無理することにより、ロープの切断がしばしばであった。(表-2参照)着岩の判定は掘削ズリの色、硬さ、掘削進度より判定した。本試験工事では、エルゼ機を180度回転させ、1つの孔を左右両方から掘削出来るターンテーブルの用意をしなかった事により、一方からの掘削のみによるので、硬いものがあるとその向う側は掘削出来な

表-2 エルゼ壁試験工事実績表

区別	工種		止水壁工事稼働時間														合計	所要日数													
			掘							削									コンクリート												
			掘削	コリント	組立	解体	掘削	着岩掘削	移検	故障	段取	その他	計	鉄筋吊込	トレミー	コンクリート打設			時間待	その他	計										
合計	123.3	90	41	00	19	00	47	50	8	25	3	40	7	55	5	50	133	40	2	30	1	15	6	50	2	35	13	10	146	50	16.6
掘削作業時間	123.3	90	—	—	23.3	41	18	38	28	35.8	1.7	0.8	4.6	1.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1スパン当り作業時間																	50	25	2	16	52						4	23			3.2

表-3 コンクリートの示方配合表

粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	単位水量 (kg/m³)	単位セメント量 (kg/m³)	水セメント比 W/C (%)	絶対細骨材率 (%)	単位細骨材 (kg/m³)	単位細骨材 (kg/m³)	単位ポリス量 (kg/m³)	摘要
40	18	4±1	153	390	39.3	33	598	1.256	1.95	

い、或は一つの岩も両方から爪を掛けることにより掘削可能になると言う事が出来なかった。掘削終了後約30分位掘削孔中を静かにして、ベントナイト液中のスライムを沈澱させ、それを機械で静かに除去した後、あらかじめ組立てた鉄筋籠を孔に入れ、トレミー管を利用して孔底より打設した。示方配合はベントナイト液中と言う事で、セメント量を多くした。これが圧縮強度試験は150mmのボーリングで採取後、成型キャッピング等を行ない材令91日で19資料について行なった結果、最大354kg/cm²、最小248kg/cm²、19資料の平均は310kg/cm²であった。更に最大粒径が10cmであることより相当の余掘りがあると考えられたが、コンクリート打設面積は122.41㎡で打設コンクリート量は90m³であるところから、掘削バケット幅は75cmにもかかわらず、壁厚は74cmとなってしまうが、鉄筋、グラウト用鉄管等を控除すると76cmとなり1cmの余掘りがあったことになった。グラウトは間隔1.1mの2列千鳥とし、あらかじめ鉄筋に75mmのガス管に取付けて沈設させたものより行なった。注入は完全に着岩していないと考えられるので1ステップは3m、2、3ステップは各6mとしてセメントの注入を行なった。

試験工事が完了後、1ブロックと2ブロックの継手の所を岩盤まで掘削して出来形を調査した。掘削して見ると砂礫層に1m程度ベントナイトの層が出来ており、更にコンクリート壁に1cm程度のベントナイトが附着しており、これからも相当の止水効果があるものと期待された。壁面はかなり平滑で出来形をとり得なかった。継手ではIIブロックが地表より4.5m間で15cm下流側に

ズレていたが、それ以下についてはそのままのズレであった。これは最初のセットの段階で垂直でなかったが、或る程度の深さになると可動マスト、バケットの重量により垂直になって来たものと考えられた。継手部は比較的硬いベントナイトでおおわれ、水滴状のにじみ水もなかったが、1.0kg/cm²程度の圧力であり、貯水時の水頭に比較すると少ないので更に試験がまたれるところである。着岩についてはコルピックを使用しないと掘削出来ないような、径20cm程度の角礫層ではあったが、約50cm程度で着岩していなかった。この原因はターンテーブルを使用しなかったためと考えられる。掘削のバケットの軌道を考えると、可動マストを支点として4分の1円を描くので、支点の反対側にはどうしても掘削出来ない部分が生ずる。このことより本工事においてはターンテーブルを使用し両面より掘削することが絶対必要であることが判明した。このようなことよりグラウト工事が重要になって来たのであるがその実績は表-4の通りで、テスト孔の結果透水係数が10の-6乗必要であるが-4乗までしか改良出来なかった。そこで更に薬液による改良を考え、尿素系のユリロック及びブミソイルによる注入を行なった結果完全に所定の透水係数を得たので、止水壁下部の施工についても目途をつけることが出来た。

6. 本工事

昭和43年度に本工事を行なったが、試験工事と異なるところはターンテーブルにより両側より掘削することであった。この結果は非常に良好で、試験工事ではセメン

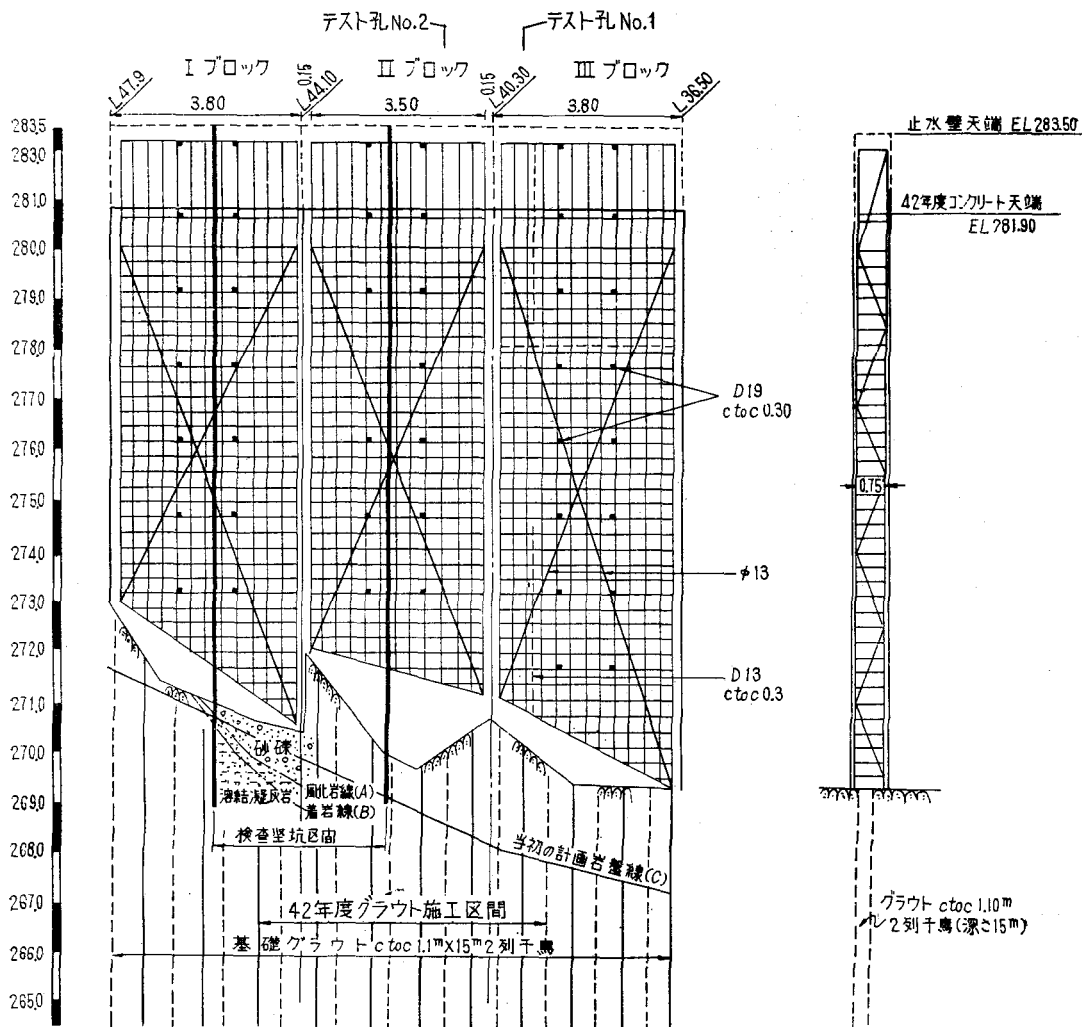


図-3 止水壁出来形図

トのグラウトでは駄目なので薬液により改良する予定であったが、その必要もなく全部セメントによるグラウトを行ない得たことから分る。縦孔も3箇所掘削したが同様であった。継手についての試験は65mmのボーリングを2箇所行なった所、両方とも地表より10m程度の所で洗滌水がリターンせずに抜けてしまった。掘削して見るとボーリング孔がわずかではあるがズレた事によるのと洗滌水を上げるポンプが最高7kg/cm²まで上がるポンプを用いた事と洗滌水であるために、はげしく動いて洗い出されたと考えられた。ダム止水壁にかかる水圧は完全な静水圧であることから、継手にはりつけるようにコンクリートを打ち、そこにパイプを埋設してエルゼの継手に水圧がかかるようにして行なった。その結果は継手が破壊されることもなく、反対側にもニジミ水もなかったが、毎分注入水は10cc~60cc程度あった。これはほとんどが最初が多いことから吸着水として吸収された

水と考えられるが、長時間の場合でも10cc程度の注入があったが、これについては逃がっている所を種々調査したが不明であった。この程度であればホースの継手等よりのニジミ水等を総て集めればその程度になるのではないかと結論をつけた。継手の厚さは75cmあるわけであるが、ボーリングを行なった25cm位しか継手幅のない所で3kg/cm²の圧力をかけたが、ここでも継手が抜けるようなことはなかった。

7. むすび

昭和43年度の工事費は約3千万円で930m²を処理したが、北海道は賃金が高い上に機械の輸送費もかさむことから考えるとメリットはあったと考える。継手については不安が残らないわけではないが、前述のような試験から見ると心配はない。このようなことから基礎岩盤が深いダム工事のエルゼ工法はターンテーブルを使用して行

表-4 カーテングラウト実績表

孔番号	注入前透水試験			注入後透水試験			注入セメント量			注入セメント量M当り		
	1工程	2工程	3工程	1工程	2工程	3工程	1工程	2工程	3工程	1工程	2工程	3工程
No 1号孔	1.5×10^{-2}	9.5×10^{-5}	1.7×10^{-4}				401.5	107.3	121.1			
2 "	1.9×10^{-4}	4.6×10^{-5}	1.1×10^{-4}				79.2	158.2	87.0			
3 "	5.0×10^{-4}	1.4×10^{-4}	5.5×10^{-5}				200.9	177.2	156.6			
4 "	1.1×10^{-3}	5.0×10^{-5}	1.7×10^{-4}				345.1	102.7	334.4			
5 "	5.4×10^{-4}	4.4×10^{-5}	1.0×10^{-4}				437.3	103.5	147.1			
6 "	1.0×10^{-3}	3.6×10^{-4}	6.8×10^{-5}				631.8	1,954.0	197.1			
7 "	1.3×10^{-4}	1.5×10^{-4}	2.0×10^{-4}				78.3	173.8	551.0			
8 "	2.6×10^{-4}	7.6×10^{-5}	3.4×10^{-5}				940.8	221.7	254.2			
9 "	5.3×10^{-4}	2.7×10^{-5}	1.0×10^{-4}				174.2	189.1	102.0			
10 "	7.8×10^{-5}	2.2×10^{-5}	1.8×10^{-4}				20.2	200.0	567.1			
11 "	2.4×10^{-4}	4.3×10^{-5}	2.2×10^{-4}				234.0	65.9	143.0			
12 "	3.5×10^{-4}	4.6×10^{-4}	1.5×10^{-4}				184.2	2,963.7	332.3			
ラスト孔 1				1.5×10^{-4}	2.9×10^{-6}	2.6×10^{-6}						
" 2				2.5×10^{-5}	3.4×10^{-6}	3.2×10^{-6}						
計	5.3×10^{-4}	1.2×10^{-4}	1.1×10^{-4}	9.3×10^{-5}	3.2×10^{-6}	2.9×10^{-6}	3,727.5	6,417.6	2,993.9	118.3	85.2	40.8

表-5 本工事実績表

	掘 削					コンクリート			
	面積	実働	ワイヤー 取 換	修 理	計	m ³	実働	手持	計
合 計	928.0 m ²	341.25 hr	21.30 hr	39-35 hr	400.30 hr	649.6 m ³	34-10 hr	22.40 hr	56-50 hr
単位当り		0.367 hr/m ²	0.023 hr/m ²	0.042 hr/m ²	0.431 hr/m ²		0.052 hr/m ³	0.034 hr/m ³	0.087 hr/m ³

なえば最も有効な止水壁工事と考えられる。最後になり 様の御指導を深く感謝いたします。
 ましたが、熊谷組技術研究所田中部長はじめ熊谷組の皆様

幌新ダムの施工と堤体安定計算について

手 島 茂*

目 次

まえがき.....(47)	3. 工事費に対する検討.....(51)
1. 事業概要とダム計画.....(47)	4. 堤体安定計算について.....(52)
2. 施工計画および施工.....(48)	あとがき.....(54)

ま え が き

幌新ダムは可働日数に恵まれない北海道北空知にホモジニアスダムで計画され、40年度に着工、盛土工事は42年の仮締切盛土より46年の盛土完了まで5ケ年にわたり施工し、47年度に試験タン水、48年度より取水の予定である。盛土工事の設計にあたり可働日数の決定、含水比の調整、盛土管理値の決定などについては、種々考慮がはらわれてきたが、施工資料がまとまったので対比してみた。また堤体安定計算は39年度と42年度に実施したが、大ダム会議基準(案)により設計条件が異なったため44年度までの盛土施工実績より設計数値を決定し大ダム会議基準(案)に準じて安定性の検討を45年度に実施した。以上2点を主体として本報告をとりまとめたものである。

1. 事業概要とダム計画

1.1 事業概要

幌新ダムは国営直轄かんがい排水事業幌新地区の水源

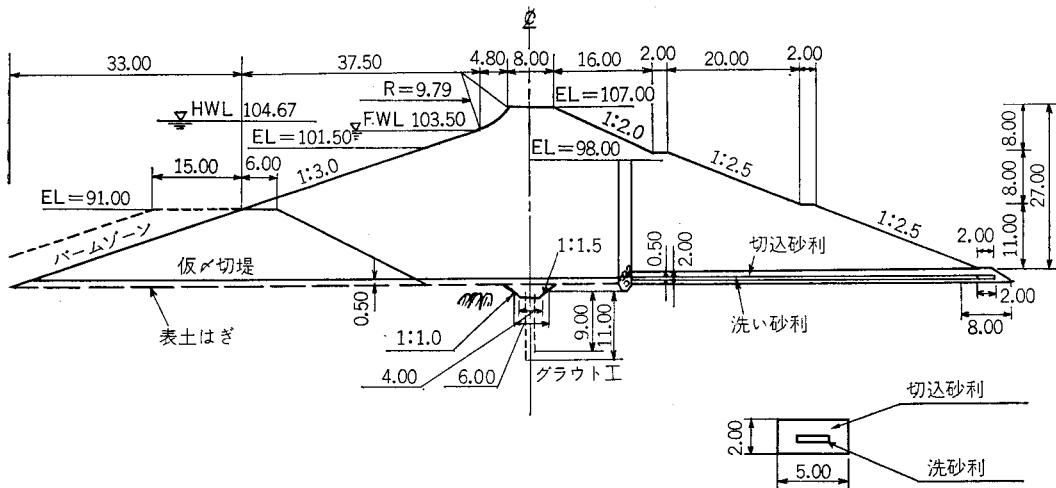
* 札幌開発建設部

として幌新太刀別川支線の沢に建設し、幌新太刀別川恵比島地点に揚水機を設置これより幹線用水路8,400mを新設して沼田町西南一帯と隣接する北竜町の補水と新規開田を目的として事業着工となった。しかし開田抑制にともない事業変更の必要が生じた。幌新ダムは44年度工事にて余水吐越流堤コンクリートを打設していたのでダム規模を変更することなく余剰水は深水カンガイ、畑地カンガイに向け、現在事業計画の変更作業を進めている。

1.2 ダム計画

ダム諸元は、表一1のとおりである。ダム源流支線の沢は流域面積12.35km²で全流域が山林である。流域面積に比し貯水量が大きく融雪水を貯水する計画なので、ゲート操作時期の選定にはかなりの困難が予想される。支線の沢はダムサイト上流8kmに源を発し下流0.5kmで幌新太刀別川に合流する。河床コウ配は上流で1/80、下流1/100~1/300程度で広く谷を形成している。川は屈曲が多く河岸段丘が発達し良好なポケットを形成している。

ダムサイトの基盤岩は新第3紀天塩層に属する砂岩泥



図一1

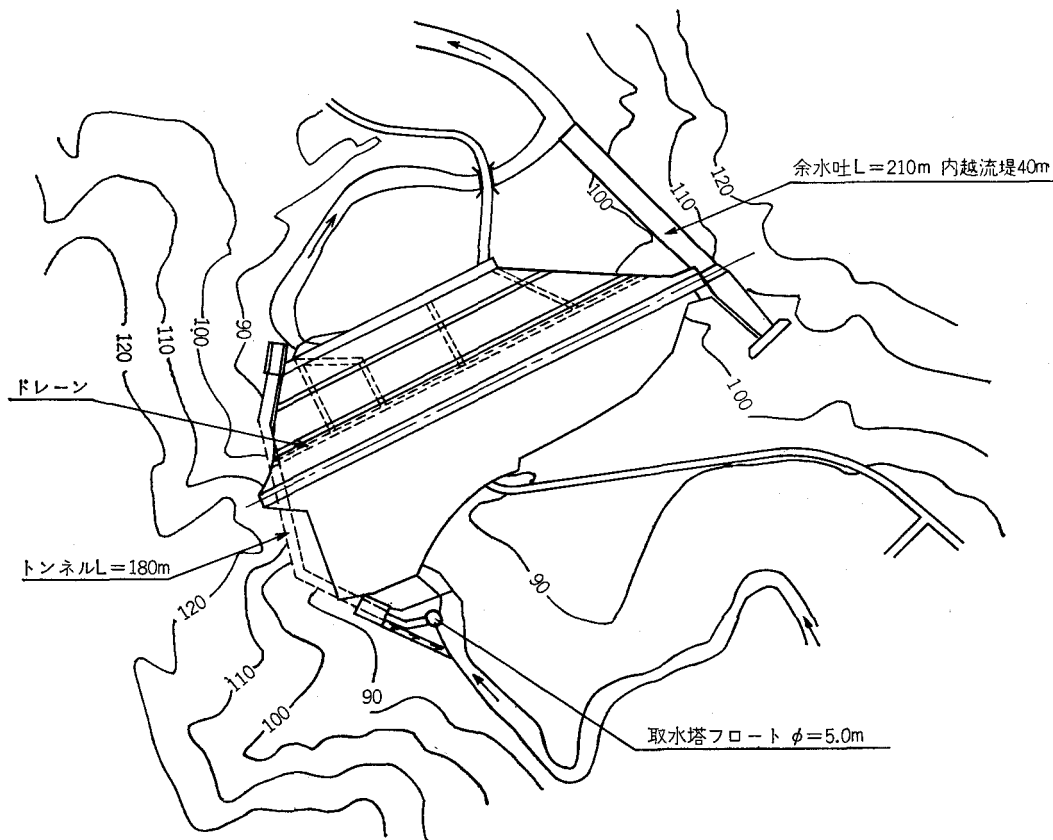


図-2

岩の互層より構成され他地域の同時層に比較して軟らかいが成層状態は良好である。

表-1 ダム諸元

位 置	雨竜郡沼田町幌新
流域面積	12.35km ²
満水面積	63.3 ha
堤長	283.1 m
堤高	27.0 m
堤体重	284.000 m ³
総貯水量	5,705,000 m ³
有効貯水量	5,222,000 m ³
利用水深	16.9 m
設計洪水量	100 m ³ /s

1.3 用土の性質

土取場はダムサイト上流400m～2,000m附近の右岸丘陵斜面および余水吐附近で、用土は統一土質分類のSM、MH、CH材料からなり主体はMH、CHによって占められている。用土としては、一般的に好ましいものでなく施工管理の面でも困難とされている。材料の特色から設計施工上考慮した事項は次のとおりである。

(1) 試験結果より乾燥密度が増すとせん断強度も増す

ので極力乾燥密度を高めるべきである。

(2) 圧密が進行するとせん断強度が増すので年間盛土量の決定は圧密の促進を考え決定すべきである。

(3) 間ゲキ圧は大きな値が予想されるので施工時の含水比転圧方法について十分配慮すべきである。

(4) 浸透水をすみやかに排除するためドレーンには水圧のかからないよう十分な断面とし水平ドレーンは河床部のみでなく数条施工する必要があるかも知れない。その材料は $k=1 \times 10^{-3}$ 以上のものとする。

盛上転圧試験は42年度工事に含めて仮締切堤において6tタンピングローラー、10tタイヤローラーによって実施し42年度工事実績をも加味し43年度以降の転圧は、まき出し厚20cm転圧回数8回以上6tタンピングローラーに決定した。

2. 施工計画および施工

2.1 可働日数

盛土可能期間は気象条件および近傍ダムコアの施工実績より決定した。ダム建設現場は比較的積雪の多い地帯で融雪の完了は5月10日頃におよぶこともあり、融雪後乾燥のための余裕を考え盛土開始は5月20日とした。また近傍ダムコアの施工実績によると延9ヶ年間で10月に

施工したものは1ケ年に過ぎず幌新ダムでは9月30日迄を盛土可能期間と考えこの間で降水量、近傍ダム実績より設計上の施工期間、可働日数を決定した。暑寒ダム35年～38年の実績は設計52日に対し単純平均43日作業を要しない日を考慮した平均48日である。恵岱別ダム37年～41年の実績は設計52日に対し単純平均33日作業を要しない日を考慮した平均38日である。恵岱別ダムは中心コアであり透水性材料盛土の作業待があったことが資料にあらわれているので補正すると5月26日～9月30日の可能

日数は45日程度と推定される。日雨量と休止日数については河上房義氏が基準値を2ケ示している。恵岱別ダムの施工期間中の降雨状況を基準1,2で計算を行うと基準2において5月28日～9月30日に43日の可働が見込まれこれはさきに補正した45日に近い値を示す。

幌新ダムの可働日数は32年～41年10ケ年の日雨量を基準2により計算し、可働率の大きい期間を施工期間とした。42年の仮締切より45年まで約95%の盛土を施工したが設計値と実績値は表-2、3のとおりである。

表-2 年度別可働日数

年度	設 計				実 績							
	期 間	期間日数	盛土日数	可働率	施工期間	施工期間日数	実施期間	実施期間日数	盛土日数	可働率		
										施工期間	実施期間	
42	7月1日 ～8月31日	62	22	35%	7月1日 ～8月7日	38	7月10日 ～8月7日	29	23	61%	79%	
43	5月20日 ～9月5日	109	44	40	5月20日 ～8月6日	79	5月25日 ～8月6日	74	45	57	61	
44	5月20日 ～9月5日	109	44	40	5月20日 ～9月10日	114	6月17日 ～9月10日	86	34	30	40	
45	5月25日 ～8月31日	99	40	40	5月25日 ～9月29日	128	6月7日 ～9月29日	114	26	20	23	
計		379	150			359		303	128			
平均	42～45	95	38	39		90		76	32	42	51	
	43～45	106	43	40		107		91	35	36	41	

施工期間には開始までの気象条件による作業待日数を含んでいる。

表-3 月別可働日数

年 度	5月	6月	7月	8月	9月	計
設 計	6	14	12	10	2	44
42	—	—	16	7	—	23
43	3	25	15	2	—	45
44	0	11	15	6	2	34
45	0	11	13	—	2	26

幌新ダムはダム軸が南北に走り、左岸側は日照時間が少ないので気温の低い5月および6月前半は乾燥が悪く土取場よりダムサイトに制約を受ける結果となった。また44、45年2ケ年は9月に可働したが、45年は取付盛土で本格的盛土工事を9月に施工したのは、44年のみである。各年とも8月後半以降は気温が急激に下り連続降雨も多く可働率が極度に低下するので大量の不透水性用土を盛土する場合今後十分に検討すべき問題であると考えられる。

2.2 土量の変化係数

盛土工事の設計の際、機械の基準作業量に土量の変化係数を乗じて単価を算出し、また盛土量より土取場土量

面積を決定するなど土量の変化係数は重要な要素を占めている。幌新ダムでは用土の大半がMH、GHという細粒土なので国営土地改良事業直轄工事機械施工積算要領および北海道開発局歩掛表に記載の粘土の土量の変化係数を採用し施工中に調査を実施したがその結果は表-4のとおりである。

土量の変化係数の調査は2回実施したがいずれも施工機械の休止日である降雨後の湿潤側施工限界附近で実施したもので調査時期に問題があると考えられる。調査は施工と同じ工程でブルドーザー集土タンピングローラー転圧を実施し積込運搬過程において、実測1は30cm×50cm×15cm程度の資料箱に集土した土を人力にて入れ計量し、実測2はショベルにてダンプトラックに積み込み計量した結果である。地山および締固めの密度測定は比較的容易に行われ資料のパラツキも少なかったが、掘りゆるめた場合の密度の測定はパラツキが多く疑問を残している。

実測1は資料箱に土を入れる器具、方法に問題があり実測2はダンプトラック荷台での土の均し方および測定した含水比が荷台資料の平均値であったかに問題がある。

表-4 土量の変化係数

種別	土質	元の土の状態		換算すべき状態			摘要
		状態	乾燥密度	地山のまま	掘りゆるめた場合	締固めた場合	
設計	粘土	地山のまま (A)	t/m ³	1.00	1.43	0.90	
		掘りゆるめた場合 (B)		0.70	1.00	0.63	
		締固めた場合 (C)		1.11	1.59	1.00	
実測1	粘土	(A)	1.141	1.00	1.48	0.90	43年7月調査
		(B)	0.769	0.67	1.00	0.60	
		(C)	1.272	1.11	1.65	1.00	
実測2	粘土	(A)	1.180	1.00	1.37	0.90	45年6月調査
		(B)	0.861	0.73	1.00	0.66	
		(C)	1.306	1.11	1.52	1.00	

2.3 土取場合水比調整と堤内排水

用土の突固の試験結果では最適含水比30~39%に対し土取場の含水比は40~50%である。土取場は丘陵山林地なので後背地よりの地下水を遮断するため採用深さ以上に幹線排水溝を等高線沿いに施工したがほとんどの排水溝底面は着岩した。次で波状形地形を利用して傾斜面方向に支線排水路を施工した。降雨による含水比の変化は地表下5cm, 15cmの点について調査した結果、連続晴天の場合はほとんど変化なく5mm以下の降雨で40~47% (5cm), 40~45% (15cm), 10mmを超えると共に50%以上の含水比になる。この結果より42, 43年の施工にあたっては乾燥促進のためレーキドーザーの播土を計画した。しかし施工結果では、ダムサイトの乾燥が悪くレーキドーザは堤体乾燥専用になり44年よりは土取場の播土は廃止した。

堤内降水処理として42, 43年は防水被覆を計画した。

工事はビニールシートで実施し降雨、露に対してかなりの効果があったが、反面急な気温上昇や太陽の直射にあって水蒸気がシートで結露し雫となって還元され、被覆時間が問題となった。43年本えん堤盛土になり被覆面積も大きく被覆、取外しに労務者10人で2hrもかかり効果より悪影響が大きく44年工事より廃止し、降雨が予想される場合ダンプトラックのタイヤにより転圧面を平滑に仕上げる作業のみにとどめた。

これらの結果自然状態で盛土を施工することとなり晴天でも露の影響を考慮すると1日の実働時間は13hr程度で集土より転圧までの作業のずれを考慮すると可働時間は10hr程度しか見込むことが出来ない。

2.4 盛土工事および施工管理

盛土工事は42年の仮締切りより46年の盛土完了まで5ケ年にわたり施工し各年の盛土量は表-5のとおりである。

表-5 年度別盛土量

年度	土 取 場					計	摘 要
	A	B	C	D	石狩川		
42	(220m) 25,300					25,300	m 仮締切 EL=91.00
43	(1,000m) 26,500	(1,220m) 58,000	18,300		7,200	110,000	m H=13.00 EL=93.00
44		(1,660m) 39,200	41,200		2,600	83,000	m H=5.00 EL=98.00
45			5,000	(2,000m) 46,000		51,000	m H=5.50 EL=103.50
46			800	(2,260m) 13,900		14,700	m H=3.50 EL=107.00
計	51,800	97,200	65,300	59,900	9,800	284,000	

施工機械は、工事契約が各年契約であり歩掛も年々是正され、さらに官有機械の転用もあって一様でなく、各年で最も有利な機種を選定した。45年の機種台数は表一6に示す。可働日数の項にも記したとおり8月後半以降は可働率が低くなるため実施には設計の20~30%増の機械を準備して施工した。

表一6に示すとおり圧密の促進を考え基礎部分で高く漸次盛高を低くした。44年は盛高が中だるみになっているが、これは余水吐取付擁壁工程および天候の制約を受

表一6 45年度可働機械

作業	機械名	台数	摘要
集土	19tブルドーザー	4	官有 堤体掘土
積込	0.6m ³ パワーショベル	4	
運搬	8tダンプトラック	16	
まき出し	11tブルドーザー	5	
転圧	6tタンピングローラー	2	
掘土	デスクハロー	1	

けたものである。

施工管理は土取場合水比と最適含水比の差が大きく、土質試験より圧密の進行によりせん断強度が増すので標準規定値はD値95%以下でも止むを得ないとの意見もあったが、42年施工実績より95%確保の見通がついたのでD値95%と定めた。密度測定は突き砂置換法によりおおむね盛土500m³に1回以上実施した。管理試験は急速管理試験法により実施し、42年~44年の管理値の集計は表一7のとおりである。表中盛土量は運搬機台数より等出したので年間盛土量と一致せず、 \bar{x} は算術平均値 \bar{x} は加重平均値である。摘要欄の土量はC値98%以下の盛土量を示す。

施工結果を検討すると密度規定を行ったD値はほぼ100%近い値を示しておりC値は規定していないが仮に98%を規定値とすると盛土量で3.3%程度が1.3~0.2%下回る。用土の状況、土取場合水比などを考慮すれば高塑性土の盛土としては良好な盛土施工が出来たものといえよう。

表一7 施工管理値集計

年度	盛土量	D 値 %					C 値 %				摘要
		標準 規定値	実 測 値				実 測 値				
			max	min	\bar{x}	\bar{x}	max	min	\bar{x}	\bar{x}	
42	m ³ 25,470	95	106.3	97.7	101.08	101.07	104.7	97.8	101.57	101.45	m ³ 1,351
43	102,684	95	109.0	95.3	99.61	99.29	109.6	96.7	99.85	99.66	1,218
44	80,565	95	102.2	95.3	99.34	99.37	105.6	97.7	101.02	100.88	4,375
計, 平均	208,719	95	109.0	95.3	99.83	99.54	109.6	96.7	100.59	100.35	6,944

2.5 堤体の計測設備

- (1)漏水量測定装置 (3)間ゲキ圧測定装置
(2)沈下量測定装置 (4)土圧測定装置

堤体の計測設備としては上記の4装置を計画または施工している。漏水量測定装置はドレーン末端に集水壁をつくり浸透水をパイプにて観測室に導き三角ゼキにて測定する。沈下量は堤体内と堤体表面の2種類計画した。堤体内のものはE・L・83.50mに水平移動も測定出来る水平垂直変位計を設置した。表面沈下測定装置は46年施工予定であるが、各年とも盛土工事終了時盛土に鉄筋を打ち翌年沈下量を測定している。その給果は4~7mm程度である。間ゲキ圧、土圧漸定装置の機種を選定は、測定の個人差が少なく操作が簡単で精度の高いカールソン型を採用した。配置については間ゲキ圧計は最大間ゲキ圧発生が予想されるダム中心部を主体とした。土圧計は各施工区毎に定置ブロックによって水平に1ヶ、上下流にそれぞれ45°の傾斜のもの各1ヶ計3ヶを配置して

主応力の大きさ方向を求めるに便なる様にした。施工は計器メーカー専門技術者の立会指導により盛土が設置予定高より1.0m以上進んだ段階で掘削設置した。

3. 工事費に対する検討

盛土工事の請負契約は各年毎の契約で盛土運搬距離も各年異なり、施工方法も改善されているので盛土単価の内訳は画一でないが45年度の例を示すと表一9のとおりである。また地区全体工事費より水価、ダム費、堤体1m³当り単価を求めると、水価=158円/m³、ダム費=2,906円/m³、堤体1m³当り単価=2,042円/m³となる。これを勝俣技官の報文の北海道平均値より検討すると堤体1m³当り単価は、堤体積が少なく施工機械の可働率の低い幌新ダムとしては安価なものといえよう。その原因は土取場が比較的近く、堤体との標高差がなくしかも集約されているという土取場条件と、43年度を除き余水吐工事との同時施工で可働率低下のカバーによるものと

考えられる。水価、ダム費についてはダム効率との関係曲線附近にありいずれも北海道の平均単価以下である。

表一八 事業費 (千円)

工種	工事費	金額
総事業費		1,950,000
ダム費		825,244
堤体	堤体積 284,000m ³	579,953
トンネル	延長 180m	49,099
余水吐	" 210m	155,999
取水塔	1基	40,193
水路費	機場 1ヶ所 用水路延長 8,400m	363,037
諸費		591,719

表一九 45年度盛土単価内訳

工種	内訳	単位	数量	金額	摘要
掘削	19tブルドーザー	m ³	1,000	109,320	
積込	0.6m ³ パワーショベル	"	1,000	96,560	
運搬	8tダンプトラック	"	1,000	226,720	2,000m
まき出し	11tブルドーザー	"	990	51,321	厚 20cm
"	人力	"	10	1,165	" 15cm
転圧	6tタービングレーダー	"	990	39,501	8回転圧
"	80kgランマー	"	10	7,066	
計		"	1,000	531,653	

表一〇 盛土管理試験による推定値

年度	n	盛土量 m ³	項目	含水比 w %	湿潤密度 γ_t t/m ³	乾燥密度 γ_d t/m ³	摘要
42			実測最小値	min	27.7	1.702	1.214
			" 最大値	max	47.1	1.997	1.491
~			算術平均値	\bar{x}	34.8	1.805	1.338
			加重平均値	\bar{x}	34.62	1.800	1.339
44	94	206,166	標準偏差	α	3.5247	0.0517	0.0594
			推定値	$x_{m1} = \bar{x} + \frac{1}{2}\alpha$	36.38	1.826	1.369
計				$x_{m2} = \bar{x} - \frac{1}{2}\alpha$	32.86	1.775	1.309

排水試験 (三軸圧縮Cテスト) 結果より求めるのが妥当であるが試験資料が少ないので直接セン断試験 (圧密度

4. 堤体安定計算について

4.1 安定計算の経緯および安定計算

堤体の安定計算等は39年度と42年度に実施しているがいずれも手計算で1~2ヶのスベリ面についてすべてのケースを計算した。44年度工事終了時で盛土の77%を施工し、管理結果がまとまったことと大ダム会議基準(案)により計算条件が現行基準と異なったことにより安定性の再検討を加えた。

計算は円形スベリ面法は電算機により水中重量方式、飽和重量方式についてスベリ面中心座標5.0mを標準とし臨界円附近のみ2.5mにて求めた。複合スベリ面法は水中重量方式で求めた各ケースの臨界円附近にて手計算で、ウェッジ法、修正フェレニウス法により水中重量方式と同条件で計算を実施した。

設計数値は39年度のもは32年~39年の土質試験より42年度のもは42年調査の試験結果より決定した。今回の設計数値は前記各試験および42年~44年の盛土管理結果より決定した。湿潤密度、乾燥密度は管理資料の加重平均値を設計数値とした。セン断強度については盛土管理においてセン断試験を実施していないが、土質試験結果より同一組成の土の力学的性質は締め固め密度に影響されるので試験時の乾燥密度とセン断強度の関係を求め施工管理値を代入セン断度を求めた。しかしこの場合加重平均値を採用することはセン断試験結果にもバラッキがあり過大値を与えることも推察されるので標準偏差を差引いた値を用いるのが妥当と考え $\gamma_d = \bar{\gamma}_d - \alpha$ より粘着力、内部マサツ角を求めた。

完成直後と完成後では圧密度が異なり当然セン断強度も異なるので完成直後は32年~42年の非圧密非排水試験 (三軸圧縮Uテスト) 結果より求めた。完成後は圧密非

90%) 結果より求め設計基準に準じて20%低減した値を採用した。以上の結果各年設計数値は表一〇のとおりで

表-11 各 年 設 計 数 値

年 度	区 分	比 重 G _s	含 水 比 w %	単 位 重 量 t/m ³				粘 着 力 Ct/m ²	内 部 マ ナ ツ 画 φ (度)
				乾 燥 γ _d	湿 潤 γ _t	飽 和 γ _{sat}	水 中 γ _{sub}		
39	完成直後	2.74	30.0	1.35	1.76	1.86	0.86	4.5	15°-00'
	完成後	2.74	30.0	1.35	1.76	1.86	0.86	4.5	15°-00'
42	完成直後	2.68	40.0	1.27	1.69	1.80	0.80	3.2	17°-07'
	完成後	2.68	40.0	1.27	1.78	1.80	0.80	4.9	18°-16'
45	完成直後	2.68	34.42	1.339	1.80	1.84	0.84	6.05	9°-00'
	完成後	2.68	34.42	1.339	1.80	1.84	0.84	4.65	17°-20'

表-12 安 全 率 の 総 括

方式	ケース	堤 体 条 件					安 全 率			摘 要
		状 況	地震力	水 位	斜 面	間ゲキ圧	円形スベリ面法	ウェッジ法	修正フェレニウス法	
水 中 重 量	1	完 成 直 後	な し	0	上 流	30%	1.5763	3.489	1.80	間ゲキ圧は土柱重量のパーセント
						50	1.4522	3.283	1.60	
						70	1.3252	3.077	1.50	
					下 流	30	1.4445	3.289	1.50	
						50	1.3299	3.088	1.40	
						70	1.2173	2.886	1.30	
	3	完 成 後	K _h = 0.075	急低下	上 流	30	1.2262	1.926	1.40	
						50	1.1244	1.811	1.30	
						70	1.0239	1.685	1.20	
					下 流	30	1.1478	1.830	1.30	
						50	1.0547	1.716	1.20	
						70	0.9634	1.602	1.10	
4	完 成 後	0.15	100%	下 流	なし	1.4270	2.766	1.85		
					なし	1.2318	1.825	1.35		
					なし	1.2235	2.418	1.34		
5	完 成 後	0.15	50	上 流	なし	1.1770	2.240	1.68		
					なし	1.1770	2.240	1.68		
飽 和 重 量	5	完 成 後	0.15	上 流	あり	100	1.2598			間ゲキ圧はフローネットによる
						70	1.1101			
						60	1.1042			
						50	1.1113			
						40	1.1294			
						30	1.1566			

ある。

4.2 安全率の検討

各ケースの安定計算の安全率は表-12に示す。計算結果より考察すれば次のとおりである。

- (1) 円形スベリ面法において安全率(F_s)と間ゲキ圧(P_P)の関係はP_Pの増加にしたがってF_sは低下しほぼ直線関係にある。
- (2) 円形スベリ面法ケース1において地震力を考慮し

た場合としない場合とでは、上流側で22%下流側で20%地震力を考慮すると F_s は低下する。

- (3) 円形スベリ面法 F_s 、コンターは各ケースとも単純卵形となるが、臨界円の位置はケースによって必ずしも同一でない。
- (4) 飽和野量方式において F_s と貯水位の関係はほぼ双曲線を示し最小安全率は60%水位附近に現われる。

幌新ダムの安定計算において円形スベリ面法ケース1地震力を考慮し土重の70%の間ゲキ圧を想定すると下流側の F_s は 0.963 > 1.0 となる。しかし修正フェレニウス法は $F_s = 1.1 > 1.0$ となり一概に不安定とは言えない。用土はMH、CHで間ゲキ圧の大きい材料であるが、盛土は5ケ年で施工し盛土期間も5月下旬より8月中旬約90日程度で残り270日は休止している。この間にある程度間ゲキ圧の消散は期待出来るものと考えられる。

あ と が き

幌新ダム工事は46年度で基幹工事はすべて完了し、47年には試験タンクを実施するとともに周辺整備工事を施工する。まだ残された問題としては安定計算を44年度迄の実績値で計算しているため45、46年度の盛土管理値を統計処理し今回の設計数値のチェックを行うとともに、埋設計器の観測資料を解析して安定性のうらづけを行う必要がある。また今回のように管理値より設計数値を決定する際、転圧後の土せん断強度については資料が少なくしかも盛土量と関連づけることが困難な現状なので今後施工管理方法決定にあたり考慮すべきことと考えられる。

40年度着工以来7年この間多くの御指導を頂いた関係各位に心から感謝を申し上げる次第である。また施工は鹿島建設札幌支店、設計業務は三祐および日本農業土木コンサルタンツが担当されたことを御報告する。

土地改良事業および災害復旧事業等で施工される水路の

設計積算業務の合理化を可能にする！

『鉄筋コンクリートフリーム標準設計』

農林省農地局制定〔昭和45年10月7日付45農地D第945号（設）農地局長通達〕

全国農業土木技術連盟発行

A3判 オフセット印刷 86頁・表紙ビニール張
バインダー綴
頒価 3,000円（送料無料）

目 次

1. 概 要
2. 適用上の留意事項
3. 適用除外
4. 設計条件
5. 適用方法
6. 適用例
7. 水理計算図表

附 図 表

標準設計諸元一覧表 ($\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$)
標準設計諸元一覧表 ($\sigma_{ca} = 60 \text{ kg/cm}^2$)
標準設計記載例図面
水理計算図表
標準設計図面

3. 載荷重の大きさと計画水路内幅の値を知れば、表により該当する図面を選定することができる。
4. 自動車荷重、盛土荷重等の載荷重の計算が簡単である。
5. 材料の数量計算が簡単である。

概 要

1. 対象水路：現場施工の長方形鉄筋コンクリート水路
2. 対象範囲：水路壁高……50cm～125cm（5cm間隔）
水路内幅……水路壁高の2倍
3. 図化枚数：66枚
4. 設計条件：鉄筋の許容引張応力度（SD30）
 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
 $\sigma_{sa} = 70 \text{ kg/cm}^2$ （ 60 kg/cm^2 の場合も適用可能）
土砂（地下水位より上）の単位重量
 1.8 t/m^3 （ 1.6 t/m^3 の場合も適用可能）

特 長

1. 煩雑な曲げモーメント計算、鉄筋量の計算、および製図が下要である。
2. 66枚の図面で約1,400ケースを網羅している。

申込先 全国農業土木技術連盟

〒105 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館内
電話 03 (434) 5 4 0 7
振替口座東京 5 4 1 7 1

西原ダムの設計施工について

渡 部 恭 雄*

目 次

1. まえがき.....(55)	4-1. 築堤計画.....(62)
2. 堤体の設計および安定計算.....(56)	4-2. 転圧実験.....(63)
2-1. ダムタイプの決定.....(56)	4-3. 盛土, 施工管理.....(63)
2-1-1. 地形, 地質条件.....(57)	5. 余水吐水理模型実験(射流河川への合流について).....(65)
2-1-2. 材料, 施工条件.....(57)	5-1. 実験の目的.....(65)
2-1-3. 基本断面の決定.....(57)	5-2. 模型の縮尺.....(66)
2-2. 堤体の安定計算.....(58)	5-3. 実験方法.....(66)
2-2-1. 安定性の検討.....(58)	5-4. 原設計に対する実験結果.....(67)
2-2-2. 安定計算.....(59)	5-5. 模型の修正.....(68)
3. 基礎処理.....(59)	5-6. 最終実験成果.....(68)
3-1. 基礎処理計画.....(59)	5-7. 余水吐流量係数.....(69)
3-2. グラウト.....(61)	6. むすび.....(69)
3-3. 断層処理.....(61)	
4. 盛立および締固め.....(62)	

1. まえがき

西原ダムは岡山県勝田郡勝央町外4ヶ町に亘る受益地945haの畑地がながい用水確保のため、地域北東部の奈

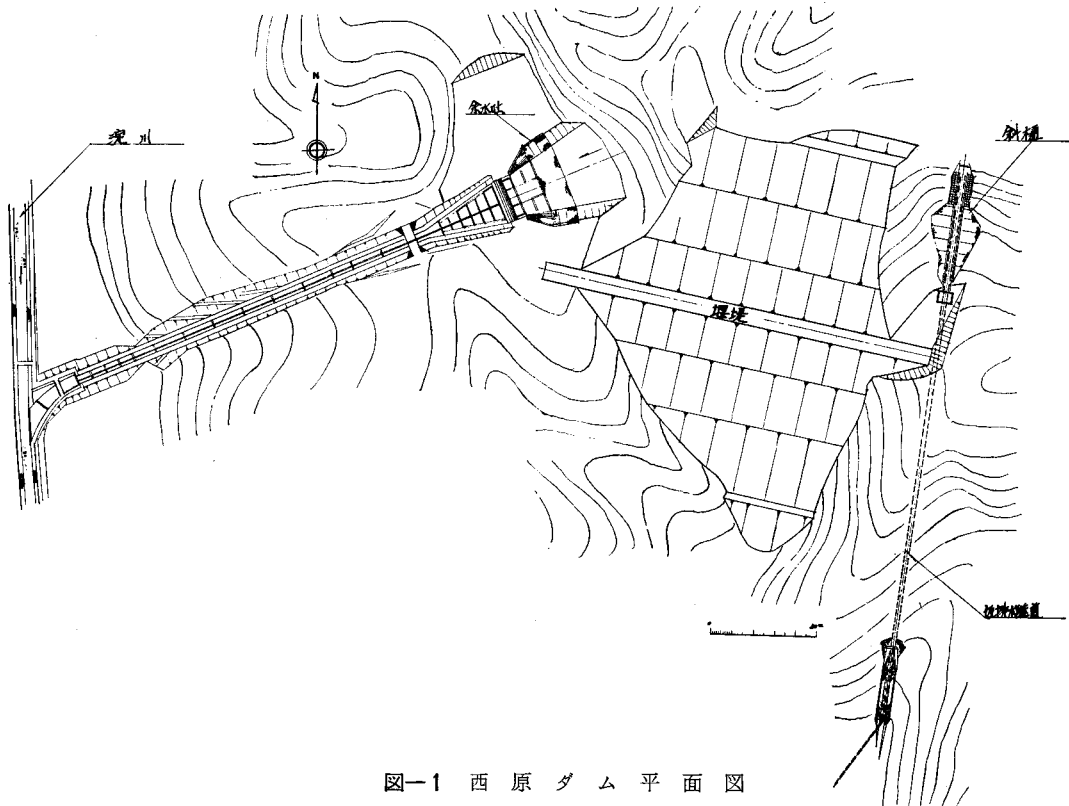
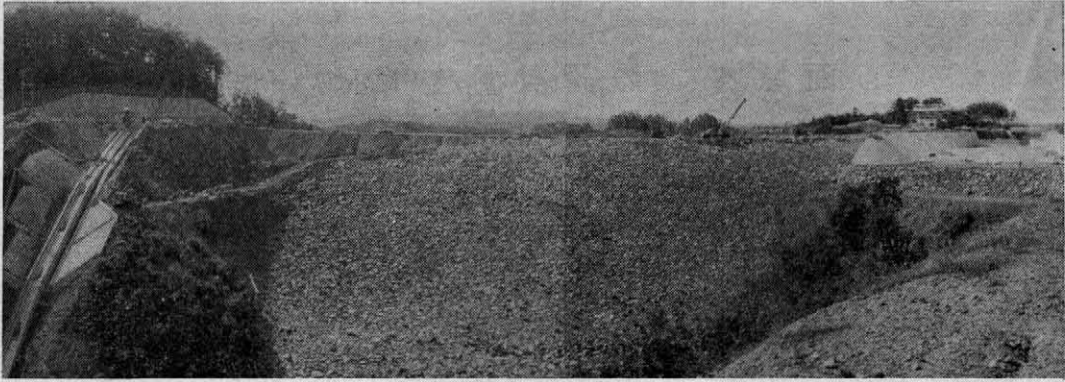


図-1 西原ダム平面図

* 中国四国農政局勝英開拓建設事業所

(上流側より)



(左岸側より)



(右岸側より)

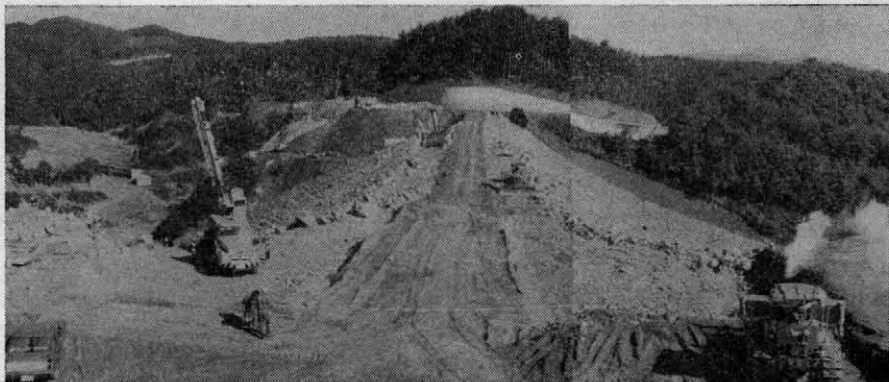


写真1-1・2・3 全 景

義町西原に建設されているフィルダムであるが、直接流域が狭少(1.2km²)のため、間接流域(13.1km²)である1級河川吉井川水系梶並川支流馬桑川より導水するもので、馬桑川に小坂頭首工を構築し、主として降雨時の出水を取入れ(最大取水量3.01m³/s)隧道(延長1,010m)で導水するものである。

ダム諸元は表-1ダム概要表のとおりである。

表-1 ダム 概 要 表

ダム名	西原ダム
型式	傾幹コア型 ロックフィルダム
堤高	47.40m
堤頂長	192.00m

堤頂幅	8.00m
堤体積	337,000m ³
満水面積	0.168km ²
総貯水量	2,003,000m ³
有効貯水量	1,867,000m ³
斜樋型式	油圧バルブ φ 500mm 5孔 600mm 1孔
斜樋取水量	0.90m ³ /s
余水吐型式	越流堰シュート型
計画洪水量	31.5 m ³ /s
計画満水位	E L . 268.00m

2. 堤体の設計および安定計算

2-1. ダムタイプの決定

フィルダムのタイプはダムサイトの地形、地質条件およびダムの周辺で採取される築堤材料によって決定されるものであるが、本ダムの場合は次のとおりである。

2-1-1. 地形、地質条件

本ダムは岡山県北端の背稜山脈那岐山系の南麓に広がる標高150m～300mの高原の東北の隅に位置し、基盤は古生層の千枚岩、粘板岩とそれに貫入した輝緑岩であり、谷底附近に露頭がある。

ダムサイトの候補地点は数ヶ所あったが、貯水効率、受益地との標高関係、間接流域（馬桑川）からの導水の難易、ダムサイト両岸の地形などの条件を総合的に検討して、現地点に白羽の矢が立ったような次第である。

ダムサイトの風化は稜線に向うに従って深くなり、谷底では1.0m前後で新鮮岩に達するが、天端附近では粘土に近い完全風化帯が10.0mにおよんでいて、更に下層に10.0m以上の風化帯が介在している。

地震探査の解析によれば、弾性波速度は $V_L=1.6\text{km/s}$ 以下の速度層が天端附近で最大20m以上の厚さに達している。透水係数は中心線上の5本のボーリング孔による透水テストの結果、右岸の表層で $k=1\times 10^{-3}\text{cm/s}$ を示し、その下層および左岸の地表から25.0mの深さまでは $k>1\times 10^{-4}\text{cm/s}$ となっている。

基礎岩盤については、ダム中心線上では千枚岩の分布が優勢であるため、輝緑岩の分布が優勢である上流側で基礎処理を行うことが、より効果的であるという地質面の配慮と、基礎の浸透路長と少しでも長くとり、漏水あるいはパイピングなどにおける動水勾配を、小さくするように基礎処理を行うことが望ましいという浸透面の配慮により、河床部でダム軸より約35m上流で基礎処理を行うことにした。

2-1-2. 材料、施工条件

本ダムのダムサイト周辺で採取可能な築堤材料は輝緑岩、千枚岩とその風化岩および強風化粘土である。

これらの材料で強風化粘土は不透水性材料として、充てん止水目的を果す材料であり、風化岩および新鮮岩はトランジションおよびロック材料として使用可能である。

上記材料のうち、強風化粘土はダム周辺で大量に採取することが可能であるが、この材料のみ使用することは堤体断面積の増大に伴う地形的制約、含水比コントロールによる施工上の制約などにより経済的な方法でない。また最近地震などによるフィルダムの被害調査の結果では被害を受けたほとんどが均一型に近いタイプが多く、ロックなどを築堤したフィルダムの被害はほとんど認められない。

このことから耐震性がよいと考えられるロック材料を多く使用した安定性の良いダムタイプが望ましいのでロックフィルタイプが採用されることになった。

2-1-3. 基本断面の決定

前述の地形地質条件および材料施工条件によるダムの安定性から考えられる本ダムタイプ選定条件を要約すると次のとおりである。

- (1) 基礎処理は地質的条件および基礎の安定条件のうえで、ダム敷内のできるだけ上流の位置で行うことがより効果的である。
- (2) 地形的な制約と施工上の有利性から、セメント特性の比較的小さい不透水性材料を少なく使用し、セメント特性の大きいトランジション、ロック材料を多く使用することが、ダム安定上有利である。
- (3) (2)と反対の条件になるが、トランジション、ロック材を採取するための原石山掘削、余水吐、コアートレンチ掘削等により強風化粘土が多量に採用されるが、この材料を有効に利用するため、不透水性断面をある程度大きくすることが経済的である。

以上の各項目を考慮して、ダムサイドに適した図-2のような標準断面を決定した。

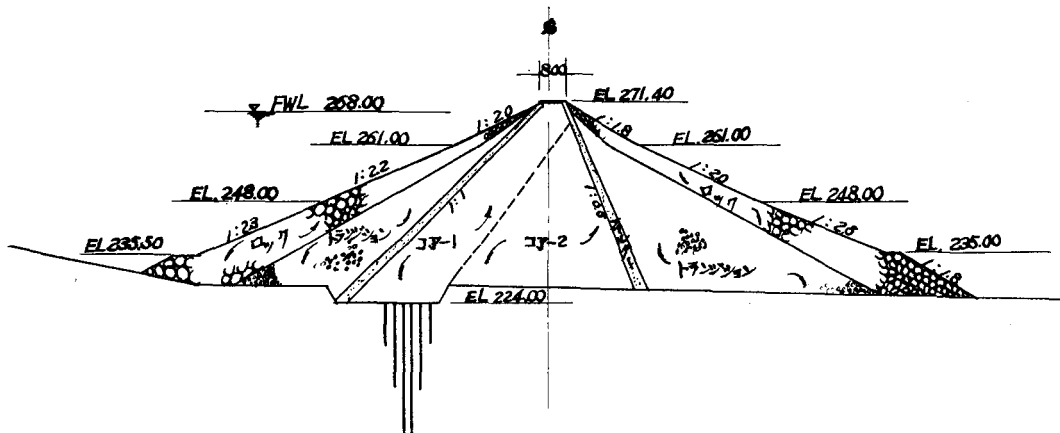


図-2 標準断面図

2-2. 堤体の安定計算

2-2-1. 安定性の検討

(1) 設計数値

本ダムのダムタイプは2-1で述べたように、土取場、原石山の材料の性質、材料の採取順序、築堤方法を勘

案して標準断面のような不透水性ゾーンの幅を大きくとり、コア-1ゾーン、コア-2ゾーンとした。

各ゾーンの設計数値については表-2のとおりである。

表-2 設計数値一覧表

用土	乾燥密度	湿潤密度	飽和重量	水中重量	内部マサツ角	粘着力	透水係数	
コア	完成直後	1.558	1.982	1.989	0.989	25°00'	3.6t/m ²	cm/s 2.35×10 ⁻⁷
	完成後不飽和	1.558	1.982	1.989	0.989	27°10'	5.8t/m ²	
	完成後飽和	1.558	1.982	1.989	0.989	25°20'	3.1t/m ²	
トランジション	1.964	1.984	2.250	1.250	37°00'	—	—	
ロック	1.897	1.897	2.207	1.207	42°00'	—	—	

(2) 浸潤線

水平にまき出し転圧した場合、水平(K_h)と垂直方向(K_v)の透水係数は相違してくる。

この相違は盛土初期の含水比、転圧機種に大きく左右され、一般に転圧面が平滑に仕上がるタイヤローラー系のもは K_h/K_v は25、平滑に仕上がらないタンピング系のもは K_h/K_v は5程度といわれている。

本ダムの場合、コア-部はタンピングローラーで転圧

するので K_h/K_v は5を採用し、水平方向の断面を√K_h/K_v倍縮少した変形断面によりカサグランデの方法で浸潤線を求め、これをもとの断面に復元した。

なお隣接する材料の透水係数の差が10²以上になれば透水した水はすみやかに排除されるので浸潤線の計算はコア-部のみとした。

計算結果は表-3および図-3のとおりである。

表-3 浸潤線計算結果

水位標高	h	l ₁	l ₂	d=0.3l ₁ +l ₂	y ₀ =√h ² +d ² -d	α	C = $\frac{\Delta a}{a+\Delta a}$	a+Δa = $\frac{y_0}{1-\cos\alpha}$	Δa
E L 268.00	44.0	18.9	13.6	19.27	28.76	78°	0.283	36.31	10.28
E L 250.00	26.0	11.3	21.2	24.59	11.20	78°	0.283	14.14	4.00
E L 235.00	11.0	4.8	27.7	29.14	2.10	78°	0.283	2.54	0.72

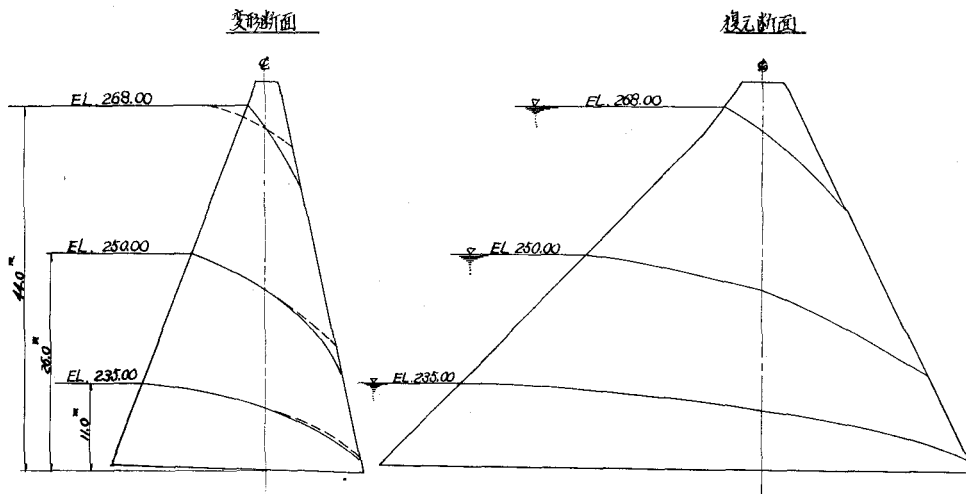


図-3 コア - 浸潤線図

(3) 間げき水圧

(i) 完成直後

完成直後に残存している間げき水圧を推定する方法は圧密試験の結果より求める Hilf 氏の計算式に築堤中の消散係数 (<1) を入れた式により設計値を算定している場合が多いが、本ダムの場合は大根義男氏の実験公式により算定している。

即ち本ダムの築堤施工期間を約1.5年として、圧密係数 C_v および H の値を次の値にとり

$$C_v = 1.04 \times 10^{-2} \text{cm/s} \text{ (土質試験結果の最大値最少値の平均)}$$

$$\Delta t = 1.5 \text{ケ年} = 4.73 \times 10^7 \text{sec}$$

$$H = 36.3 \text{m} = 3,600 \text{cm} \text{ (床掘線上流端より不透水部分の中心までの長さ)}$$

間げき圧の消散率 u を求める。

即ち間げき消散速度 T_u を

$$T_u = C_v / H^2 \Delta t = 1.04 \times 10^{-2} / 3,600 \times 4.73 \times 10^7 = 0.04$$

$T_u = 0.04$ として、 $T_u \sim u$ の関係図より間げき圧消散

量; $u(\%)$ を算定すれば38%になるので、設計に際しては施工期間中1.5ケ年に38%消散するものとして計算する。

(ii) 完成後水位急降下

水位が急降下した場合、堤体不透水性ゾーン(コアゾーン)には浸透水が貯水時のまま残存している。

これらの水の挙動に対しては、確なる推定方法がないので貯水位が排水不能速度で降下したとして、浸透水が残存するものとして計算する。

2-2-2. 安定計算

滑動に対する安定性の検討は円形スベリ面法により次の諸ケース(表-4)についてそれぞれ行う。

それぞれのケースにおける堤体の受ける諸条件は前項までに求めた浸潤線、間げき圧を考慮して行う。

また完成後地震時のケースの地震力は「1/100 確率の震度図」に基づいて $\alpha = 0.15g$ をとる。

各ケースについて安定計算の結果は(表-5)のとおりであり堤体の滑動に対する安全性は十分である。

表-4 安定計算諸ケース

ケース1	完成直後	上下流斜面	施工中に発生した間げき圧を考慮。
ケース2	完成直後貯水時	上流斜面	施工中に発生した間げき圧を貯水圧と同時に考慮。
ケース3	完成後水位急降下時	上流斜面	完成後満水時より水位が急に降下した場合の浸透水圧を考慮。
ケース4	完成後地震時	上下流斜面	上流斜面については常時部分貯水(中間水位)時に地震のあった場合、下流斜面については、満水貯水時に地震のあった場合をそれぞれ考慮。

表-5 安定計算の結果

ケース	斜面	貯水位	安全率	限界安全率	摘要
1	上流	なし	1.62	1.3	完成直後空虚
	下流	なし	1.92	1.3	
2	上流	EL 250.00	1.34	1.3	完成直後貯水
	上流	EL 268.00	1.90	1.3	
	下流	EL 268.00	1.91	1.3	
3	上流	EL 268.00 → EL 250.00	1.60	1.2	常時水位急低下
	上流	EL 268.00 → EL 235.00	1.58	1.2	
4	下流	EL 268.00	1.35	1.2	常時満水地震 $k=0.15$ 常時部分貯水地震
	上流	EL 250.00	1.22	1.15	

3. 基礎処理

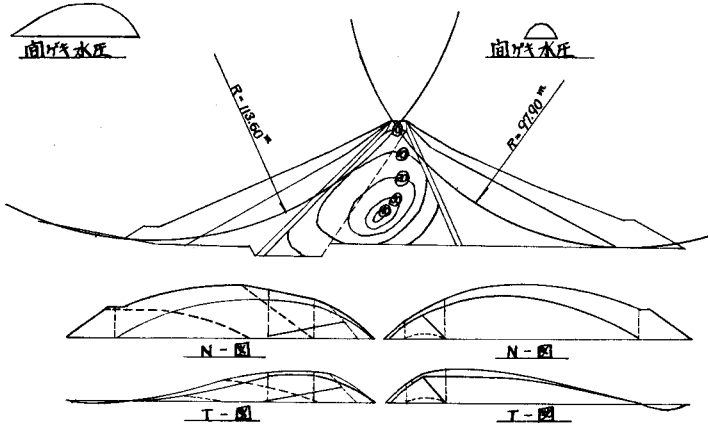
3-1. 基礎処理計画

本ダムの基礎岩盤は地質の項で述べたように、河床部は僅かな掘削で新鮮な輝緑岩に達するが、両アバットメントは約20m位の深さまで風化が進んだ輝緑岩および千枚岩である。

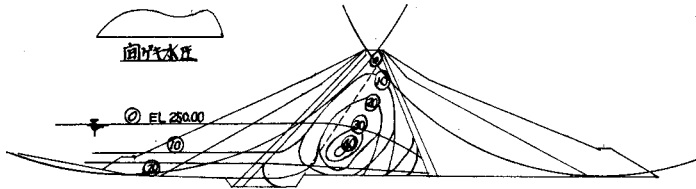
従ってこれらの風化帯を全部掘削することは事実上困難であり、またフィルダムとしての支持力には特に問題はないと考えて、先づ完全に風化変質した土砂状を呈する軟弱層を掘削除去し、風化岩盤上に基礎をおくことを考える。

そのうえで基礎岩盤をとる漏水防止のためと、揚圧力軽減のためのカーテングラウトを行う。

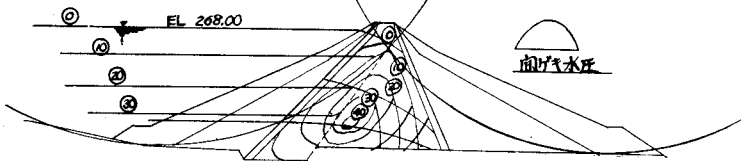
ケース1. 完成後空盛



ケース2. 完成直後部分貯水



ケース2. 完成直後満水



ケース3. 水位急低下

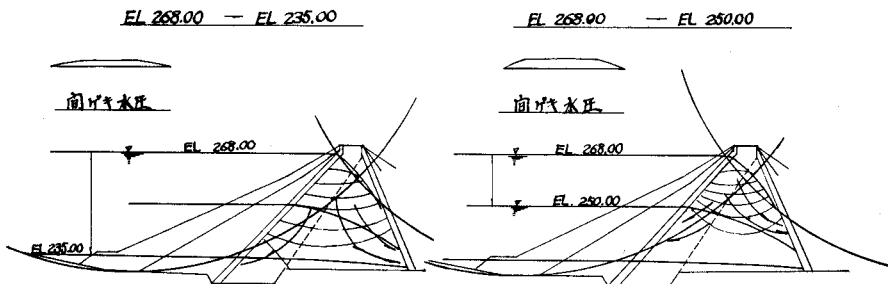
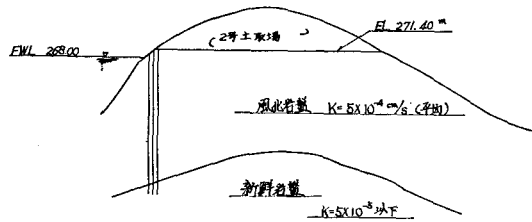


図-4 堤体安定計算図

しかしながらコアートレンチ表層部1.5m程度はカーテングラウトに基盤改良が充分行なわれない部分もあるので、コアー盛立を5m~10m施工したうえでコンタクトグラウトを行い、コアーと基礎岩盤との接着部にもセメントミルクを注入し、基盤の止水性を改良している。



図一五 堤体右岸地山断面図

また、余水吐取付部の右岸地山は図一五に示すように馬の背状になり、地山をとる浸透水による流出破壊が問題になると考えられるので、堤体コアートレンチ部のカーテンと余水吐カーテンを連続させる形で、新鮮岩盤に達するカーテングラウトを行う。

又仮排水路については、ダム軸延長上においてトンネル内部よりグラウトカーテンを設け堤体グラウトカーテンに連続させている。

3-2. グラウト

コアートレンチの孔配列は、風化の進んだ上層部ではグラウト効果が新鮮岩のように期待出来ないでカーテン幅を広くとることにより各グラウト孔の相乗効果も期待でき風化岩盤における透水係数を $k=1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下に改良できるものとして、新鮮岩盤を対象とする主カーテングラウトは2列とし、風化岩盤を対象とするものおよび風化帯上部を対象とする補助カーテングラウトは4列とし計6列のカーテングラウトを行っている。

各列の間隔、各孔の間隔は図一六のとおりである。

余水吐右岸袖部のグラウトカーテンは新鮮岩盤まで深くすることにして、列数は主カーテングラウトを3列としている。

主カーテンの孔深度は原則として Simonds の公式により

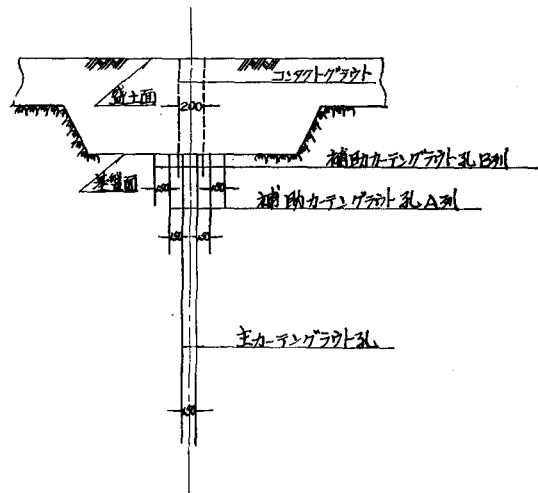
$$D = \frac{1}{2}H + C \quad D; \text{グラウトカーテンの深さ} \\ H; \text{貯水水頭} \quad C; 15.0\text{m}$$

算定し、設計深度は22m~38mとしている。

又補助カーテンについてはA列(主カーテンに近いもの)については新鮮岩盤着後2.0mまで、B列(A列の外側)についてはA列×1/2の深度までグラウトを行うことを原則として孔深を決定している。

注入は3次のステージ工法で行ない、5.0mまでを1ステージ、5.0m~15.0mを2ステージ、15.0m以上を3ステージとして行っている。

孔間隔は2.0mの間隔とする。



図一六 グラウト孔配列図

注入圧($P \text{kg/cm}^2$)は貯水池水深の静水圧($H \text{kg/cm}^2$)、注入孔長に等しい静水圧($h \text{kg/cm}^2$)とした場合に

$$P = H + h$$

の2倍程度の圧力で注入することを原則としているが、注入後の透水テストは $P = H + h$ の水圧で実施して、透水係数(k)の値を $k < 1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ であるか否かをテストしている。

注入量の実績は、主カーテン補助カーテン共1ステージ当り $2^{\text{h}} \sim 3^{\text{h}}$ の所要時間で 200l/h 程度の注入量であった。これを注入長1.0m当りのセメント量で表わすと $10 \text{kg/m} \sim 20 \text{kg/m}$ 程度である。

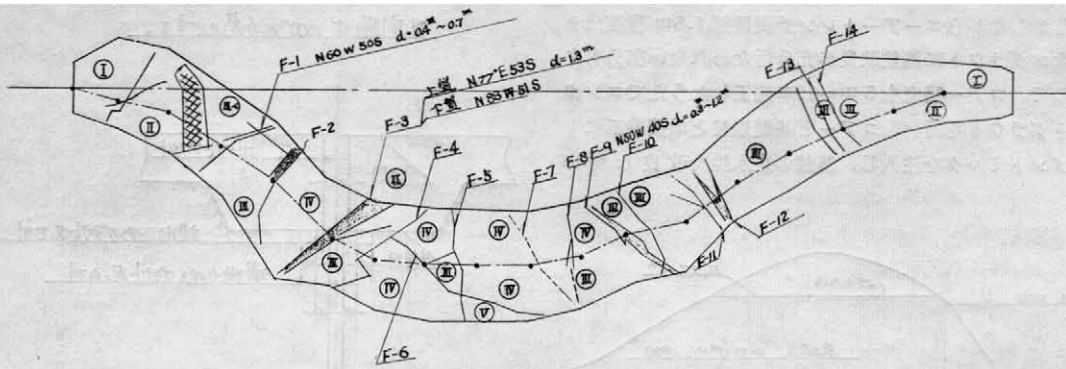
コンタクトグラウトは盛土上よりケーシングパイプ($\phi 2"$ のガス管)を盛土高さ打込み、岩盤部を1.0m~2.0m 削孔しセメントミルクを注入した。

注入量は注入長1m当りのセメント量で表わすと 30kg/m 程度である。

コンタクトグラウトの注入効果測定については、テストホールとして岩盤部を1.1m穿孔し、岩盤部の表面より0.1mの位置にパッカーを設定して、河床部では 4.0kg/cm^2 の水圧で透水テストを実施したが、その結果透水係数(k)は $k = 1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s} \sim 3.0 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ であった。

3-3. 断層処理

断層処理については、コアートレンチの掘削の結果、図一七に示す岩質区分Ⅲの部分および各断層の交点附近は深さ50cm程度Vカットして、コンクリートを填充したがF1、F3、F9のような幅1.0m程度の断層については、幅3.0m、深さ1.0m、コアートレンチセンター付近では深さ、幅とも3.0m程度カットして、コンクリートで填充し、この断層と交叉するような方向に補強グ



岩石分類基準表

区分	岩質	備考
I	固結度の低いもの風化のはなはだしい脆弱なもの	完全除去，良質岩中にある場合は置きかえ
II	第3紀の岩石で固結度の高いもの。風化岩の場合は開口，又は岩片がもろい	水圧の大きい区間は完全除去，天端附近残存
III	第3紀の岩石で最も固結度が高いもの。節理割れ目に酸化鉄の薄層が挟まる	水圧の大きい区間では完全除去，透水性改良には特に留意する
IV	多孔質火山岩類のようにかなり堅硬で節理割れ目はほぼ密着しその間隔は20~50cm	基礎地盤として支障ないが透水性処理を行う
V	花崗岩の未変質部のように堅硬で良好な石材として利用し得る割れ目は一般によく密着している	基礎地盤として問題はない

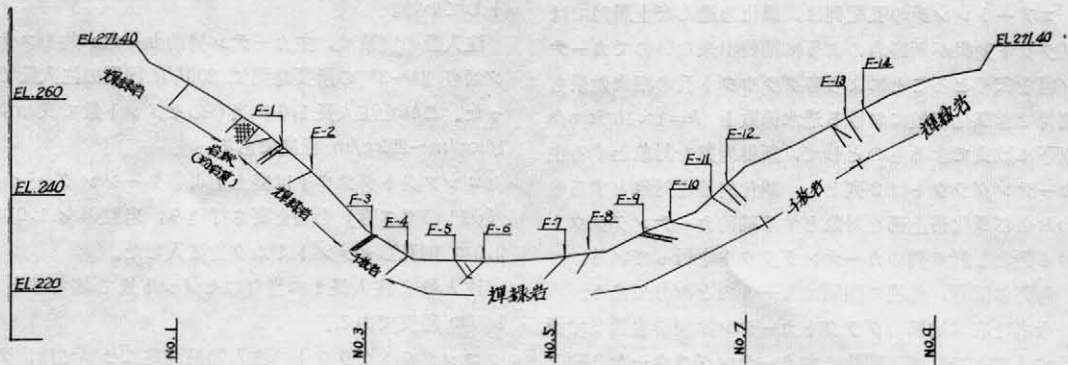


図-7 コア-床掘部平面，縦断面図

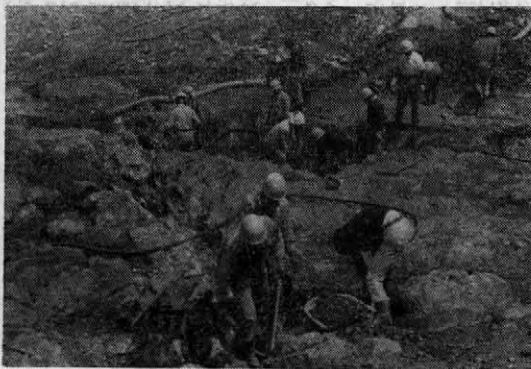


写真-2 河床部基礎掘削状況

ラウトを実施したが，注入量は注入長1.0m当りのセメント量で表わすと僅か5kg/mであった。

4. 盛立および締固め

4-1. 築堤計画

西原ダムの堤体積は前述のとおり337,000m³であるが，その内訳は不透水性材料が117,000m³，透水性材料が220,000m³（フィルター材を含む）である。

従って，施工計画にあたっては年間施工日数を不透水性材料では125日，透水性材料では240日とし，築堤工期を不透水性材料では18ヶ月，透水性材料では21ヶ月とし

て施工計画をたてている。

4-2. 転圧実験

盛立、締固め作業で各ゾーンの設計数値を確保するには転圧諸元を決定するための転圧実験を行わなければならない。

転圧実験の場所は、不透水性材料については2号土取場(余水吐附近)に60㎡のフィールドを2面設定して実験を行ったが、透水性材料については、施工時期の関係で下流側トランジション、ロックゾーンを約5m盛立てからその上で実施した。

転圧実験の方法は



写真一三 転圧実験状況

まき出し厚さ	コア用土	10cm, 15cm, 20cm, 30cm
	フィルター	10cm, 20cm, 30cm, 50cm, 60cm
	トランジション	40cm, 60cm

について行い

機種は タンピングローラー(6t)、振動ローラー(4.5t)、タイヤローラー(28t)、11tブルドーザー、ランマー

を用い、機種および必要に応じ1速～4速の速度で締固めを行った。

実験の結果は、振動ローラーが各用土について、最も締固め効果が大きかったが、転圧面の凹凸による走行の安定性に難点があった。

タイヤローラーも締固め効果は振動ローラーに次ぐが同様な傾向が特に砂質土についてみられた。

タンピングローラーは粘性土に効果があったが、砂質土においては表層をはげしく乱すと同時に爪跡層をも乱している傾向がみられた。

ブルドーザーの締固め効果はかなりあり、特に層厚の薄い砂質土、レキ(トランジション材)には効果があった。

表一六は転圧実験から得られた盛立基準である。

表一六 転圧実験に基づく盛立規準

	コアー1		コアー2		フィルター		トランジション	ロック
	堤体中央部	岩首部	堤体中央部	岩着部	堤体中央部	岩着部		
締固め機械	タンピングローラー	ランマー	タンピングローラー	ランマー	ブルドーザー or タンピングローラー	ランマー	ブルドーザー or タイヤローラー	ブルドーザー
撒き出し厚	15cm	10cm	20cm	15cm	30cm	20cm	40cm	60cm
速度	2～3速		2～3速		2～3速		2速	2速
転圧回数	8	8	8	8	10	5	10	10

4-3. 盛立、施工管理

(i) 不透水性材料

コア用土は1号土取場(ダム右岸に続く南側の山)、2号土取場(余水吐の上層部)、3号土取場(原石山の上層部)およびダム床掘削部風化土の掘削材料(1号土取場に仮置きしたもの)をあてている。

この材料はいずれも統一分類法によるSM、GMグループに属している。

用土の掘削は含水比調節のため、ブルドーザー(18t)で上層より薄く掘削し集積したものを、トラクターショベル(1.7m³積)でダンプトラック(8t)に積込み運搬しているが、運搬距離は平均500m位でダンプトラック

ク使用台数4台として1日6hr稼働で310m³/dayを基準にして運土している。これが2編成即ち620m³/dayでコアー1ゾーン、コアー2ゾーンの所要土量を運搬している。

まき出しは11tブルドーザー2台で行ない、まき出しがすみ次第このブルドーザー2台で盛立基準によりタンピングローラー2台のけん引を行っている。

まき出しに当って特に注意していることは、まき出し面がダンプトラックの走行により施工面が平滑になり鏡肌状を呈するので、まき出し直前にタンピングローラー、あるいはレーキドーザーでまき出し面をよくかき起してから、まき出し作業を行っている。

また地山との接着部は地山を乱さぬようによく清掃して含水比の高い高塑性材料をランマーで転圧しているが地山の凹凸が少なく漸変しているような地形ではBoMAG (750kg) を使用して施工能率をあげている。

また、地山との接着部のまき出しには2tブルドーザーを使用することにより、労力が節減できる。

現場密度の測定は不透水性ゾーンについては1施工日あたり3ヶ所以上で砂置換法により測定し、D値 $\geq 95\%$ を目標に管理しているが、含水比の関係でD値 $\geq 95\%$ が得られない場合には、D値 $\geq 90\%$ まで認め、C値 $\geq 98\%$ で管理している。

ここにいうD値、C値とは次のとおりである。

$$D \text{ 値} = \frac{\text{盛土乾燥密度}}{JIS \text{ 最大乾燥密度}} \times 100$$

$$C \text{ 値} = \frac{\text{盛土乾燥密度}}{\text{盛土含水比における } JIS \text{ 突固め乾燥密度}} \times 100$$

現場透水試験については、盛土標高5.0mおきに孔底法により現場透水係数を測定している。

また、堤体内には間隙水圧計30ヶ所、三面体土圧計5ヶ所、層別沈下計、水平垂直変位計各1組を埋設しているので盛立期間中もこれを観測し、施工管理上の指針としている。

なお施工管理の結果は表-7のとおりである。

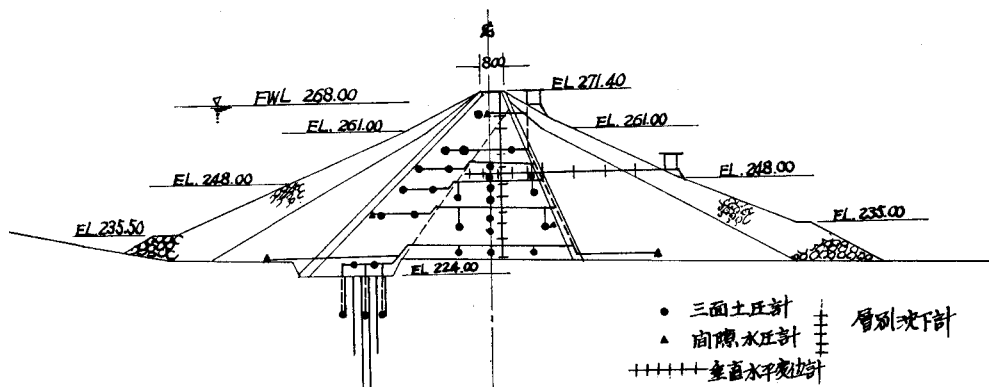


図-7' 観測計器埋設図

表-7 コア-施工管理の結果

盛土の(t/m ³) 湿潤密度	盛土の(t/m ³) 乾燥密度	(%) (最適含水比) -(施工含水比)	(%) 最適含水比	締固め管理値		(cm/s) 現場透水係数
				D 値 (%)	C 値 (%)	
2.022	1.697	-1.2	27.1	98.6	100.7	4.8×10 ⁻⁶

(ii) フィルター

フィルター材は鳥取県智頭町で産する風化花崗岩(真比重2.55)を製砂水洗した山砂で、粒度は50%粒径で0.45mm~1.2mmのもので0.075%以下の含有量は5%以下で、フィルターの法則に適合した材料である。

まき出しは11tブルドーザーで30cm厚さに行っているが地山附近はコア同様2tブルドーザーと人力を併用して規定まき厚に留意している。

転圧は盛立基準により、タンピングローラーで10回程程度転圧している。

転圧後の現場透水試験の結果、透水係数(k)の値はk=5×10⁻²cm/sである。

(iii) 透水性材料

原石山は堤体の北東約500mに位置し、必要な原石は表土、風化土約13mに被覆されている。

岩質は主として輝緑岩で色は深藍色で一部緑色を呈しており、細粒~微粒の岩石で片状構造を呈し、一般にはげしく圧砕されている。

比重は一般に高く新鮮な材料では2.80~2.85に達するものもあり、安定性試験の結果、その損失量は風化岩では30%前後を示し、新鮮岩では10%前後を示している。

なお、圧縮強度は新鮮な岩石では平均1,400kg/cm²程度を示しているが風化岩でも500kg/cm²以上の強度は得られると思われる。

原石山は表土はぎとり後、築堤計画に合せて、風化土の一部はコア用土として使用したが、大半は原石山東側の谷底に押土整理したうえで、原石の採取に着手した。

原石の採取にあたっては「ベンチカット工法」と「坑道による大発破工法」について検討したが、

(イ) トランジション材料として適当な上層の風化岩の採取（リッパ作業）を原石の爆石作業と平行して進めて行く必要があること。

(ロ) 1ヶ月の採取量が 6,000m³～7,000m³ 程度の量で足りること。

等の理由で高さ 8m の「ベンチカット工法」を採用して爆破テストを実施した。

爆破テストには穿孔機械にはクローラードリル（CD3型）を使用し、爆薬には硝油爆薬（AN-FO）とコーズマイトの2種類を使用して行ったが、その結果孔間隔を 2.0m、最少抵抗線を 1.5m、爆破係数は AN-FO で 0.3、コーズマイトで 0.25 を採用した場合に最良の結果を得た。

以上より原石採取の実施にあたっては 1日7時間施工で13孔を穿孔装薬爆破して 310m³（地山量）を採取することを基準にして施工している。

次に原石の積み込み運搬は、風化岩および新鮮岩のうち破碎されたものはトランジション材に、新鮮岩の中で比較的大塊に爆破されたものはロック材および法面仕上げ材にと大まかに区分して、トラクターショベル（2.0m³

積）でダンプトラック（8t積）に積み込み、運搬距離約 700m をダンプトラック 5台を使用して原石 310m³（地山量）を 1日実働 6時間 で運搬することを基準にして施工している。

まき出しにはブルドーザー（18t～23t）を使用して、トランジションゾーンでは 0.4m 厚さに、ロックゾーンでは 0.6m 厚さにまき出しているが、各ゾーンともダンプトラックの走行により施工面が平滑になり鏡肌状を呈するので、まき出し直前に、リッパを掛けて表面をよくかき起して、かみ合せよく施工出来るよう留意している。

また、地山との接着部で不良土が残存している場合にはバックホーショベルでかき落して搬出しているが、なお残積する場合には透水性に影響のない範囲で（ $k=10^{-1} \sim 10^{-2}$ cm/s）残積土と築堤材料をレーキで充分混合してタイヤローラーやブルドーザーの履帯で転圧している。

トランジション、ロックゾーンともまき出しの過程で、あるいはブルドーザーの履帯転圧の過程で築堤材料の細粒化の傾向が強く破碎されやすい。

このため表-8のとおり転圧後の乾燥密度 γ_d はトラ

表-8 トランジション、ロック施工管理の結果

ゾーン名	湿潤密度 (t/m ³)	乾燥密度 (t/m ³)	比重	吸水率(%)	現場透水係数 (cm/s)
トランジション	2.23	2.15	2.79	1.4	58×10^{-1}
ロック	2.22	2.16	2.81	1.3	1.1

ンジション部で 2.15t/m³、ロック部で 2.16t/m³ を示し、設計数値より高い値を示している。

この密度測定は盛土標高 5.0m ごとに各ゾーン別に約 0.7m³ 程度の孔を掘削し、水置換法により現場密度を測定し、設計密度と比較している。



写真-4 岩材料の密度測定状況

現場透水試験は同じく密度測定孔を利用して孔底法により実施し透水係数をチェックしている。

内部摩擦角 ϕ については、現在のところ直接剪断試験は行なっていないが、密度測定孔内の岩石の粒度分析を行ない、その 50% 粒径をもって判断している。

現在までの粒度分析の結果では 50% 粒径が 2cm～10cm 程度であるので ϕ は 40° 程度は期待出来るものと判断している。

上、下流ロックの法面仕上げについては、上流側は張石工、下流側は捨石工を採用している。

上流の張石工は堅硬で偏平でない新鮮なロックを 10t クレーンを使用して、かみ合せよく張石し、間隙は充分間詰めして、岩屑等の流動防止に留意している。

下流の捨石工はこれも堅硬で、よい程度の新鮮な岩石をバックホーショベルや人力でこでかみ合せよく仕上げている。

5. 余水吐水理模型実験（射流河川への合流について）

5-1. 実験の目的

余水吐は越流型で、堤体から離れた地山を掘削し、1

級河川吉井川水系梶並川支流淀川へ合流させる。

淀川は、床勾配 1 : 60 程度の改修済み射流河川である。従って、洪水中に余水吐放流水が淀川に合流する場合、淀川本流の跳水状態、合流部の水面形、流量増加に伴う下流の水面上昇等を実験によって確認し、合流に伴う防災対策費を、合理的に軽減できるように、原設計の模型を改造して比較実験を行い、最適の改造案を得るのが主目的である。

5-2. 模型の縮尺

(i) 流量

模型は縦横とも原型の 1/20 に製作した。縦の寸法を h 、横の寸法を l 、縮尺比を r とし、原型の値に p 、模型の値に m を付すと

$$h_m/h_p = l_m/l_p = 1/r = 1/20 = 0.05$$

従って流速 V 、流量 Q の比は

$$V_m/V_p = 1/r^{0.5} = 1/20^{0.5} = 0.22361$$

$$Q_m/Q_p = 1/r^{2.5} = 1/20^{2.5} = 0.00055902$$

これから、原型と模型の流量の対応は、次のようにとり決める。

淀川50年確率洪水量	$Q_p = 68.5 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_m = 38.30 \text{ l/s}$
余水吐計画洪水量	" = 31.5 "	" = 17.61 "
" 異常洪水量	" = 37.2 "	" = 20.80 "
" 50年洪水量	" = 17.41 "	" = 9.73 "
" 河川協議洪水量	" = 16.0 "	" = 8.94 "
" 50年時差流量	" = 11.9 "	" = 6.65 "

(ii) 壁面粗度

コンクリートの粗度係数 $n_p = 0.015$ を採用している。

Manning 相似から

$$n_m = n_p/r^{1/6} = 0.015/20^{1/6} = 0.015 \times 0.015 \times 0.606989 = 0.0091$$

この値は、殆んどガラス面または純セメント仕上げ面程度の滑面であるから、模型では、できる限り表面を滑らかに仕上げるようにする。

従ってラワン合板 (18mm) 表面に、防水と目潰を兼ねてエポキシ系接着塗料を塗り、エポキシ系ビニール塗料を 3 回吹付ける。

淀川合流点附近の断面は、図-8 のとおりである。

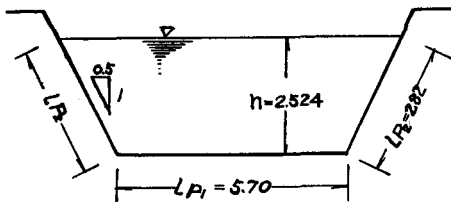


図-8 淀川断面図

原設計では、淀川の平均粗度係数 $n_p = 0.033$ を採用しているが、断面の斉一さからみて、 $n_p = 0.03$ 程度と思

われる。砂レキの河床に対しては $n_{p1} = 0.035$ 、コンクリートブロック張り護岸は $n_{p2} = 0.025$ と推定すると

$$l_{p1} \times n_{p1} + 2l_{p2} \times n_{p2} = (l_{p1} + 2l_{p2}) n_p$$

$$5.70 \times 0.035 + 2 \times 2.82 \times 0.025 = 10.34 \times 0.03 = 0.340$$

で、ほぼ条件を満足する。

さて、模型の平均粗度は

$$n_m = 0.030 \div 20^{1/6} = 0.03 \times 0.606989 = 0.018$$

模型河床の粗度 $n_{m1} = 0.020$ 、側壁面粗度 $n_{m2} = 0.016$ とすれば

$$l_{m1} \times n_{m1} + 2l_{m2} \times n_{m2} = (l_{m1} + 2l_{m2}) n_m$$

$$28.5 \times 0.02 + 2 \times 14.1 \times 0.016 = 57.7 \times 0.018 = 1.0386$$

となって、条件を満足する。

普通のコンクリート面では上記の値に達しないから、 n_{m1} は $d = 5 \sim 10 \text{ mm}$ 、 n_{m2} は $d = 3 \sim 5 \text{ mm}$ の小砂利を篩でとり、これでモルタル仕上げ洗出し粗面を作り、エポキシビニール塗料を 3 回以上吹付ける。

(iii) 模型の製作

淀川の模型は、予定路線に幅 1 m 厚さ 10 cm のコンクリート板を打ち、コンクリートブロックで概形を作り、防水モルタル掛けをした後、淀川各断面をベニヤ板に切抜き、これを取付けて上型とし、水路側壁と底とを別々に、洗出しモルタル仕上げにした。

また淀川の蛇籠床固め工は、 $d = 10 \text{ mm}$ 割砂利埋込みをし、放水路側壁および床は淀川と同様に洗出しモルタル仕上げにした。

余水吐上流ブロック積工の部分は $n_m = 0.016$ とみて、淀川側壁と同様に $d = 3 \sim 5 \text{ mm}$ 小砂利の洗出しモルタル掛けにした。

(iv) 流量測定、水面高測定

淀川上流には $\phi = 150 \text{ mm}$ ポンプ、余水吐上流には $\phi = 100 \text{ mm}$ ポンプで別々に送水し、それぞれ吐口の三角堰で流量を測定した。

また淀川合流後の流量も、別の三角堰で測定できる。

三角堰の流量は Strickland 公式で計算し、hook-gage の最少読みは 0.1 mm である。

水路底高および水面高の測定には、多点用 point gage を使った。測定断面の両岸には木片を接着し、測定台を置く位置を木片上に記し、多点用 point-gage 測定台を常に一定の位置に置けるようにした。

5-3. 実験方法

淀川の通水量は、常に 50 年確率洪水量 $68.5 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、余水吐通水量は、次の 6 case にして実験した。

- 1) 余水吐からの放流がない場合
- 2) 計画洪水量 $31.5 \text{ m}^3/\text{s}$ を流した場合
- 3) 異常洪水量 $37.2 \text{ m}^3/\text{s}$ を流した場合
- 4) 50 年確率洪水量 $17.41 \text{ m}^3/\text{s}$ を流した場合

5) 河川協議洪水量 $16.0\text{m}^3/\text{s}$ を流した場合

6) 50年確率時差流量 $11.9\text{m}^3/\text{s}$ を流した場合

方針として実験を3段階に分け、まず原設計通りの模型で通水して不備の点があればこれを見定め、次に改良案を数種類簡易な形で作って通水比較実験を行い、最も適当と思われる改良案を精密な模型に仕上げて最終実験をする。

また断面の呼称区分は淀川は原設計の合流点を $No. 0$ とし 10m 間隔に測点を取り、上流は $No. +$ 、下流は $No. -$ で表す。これは別に、余水吐では越流堰の断面を $St, 0$ とし、 100m 間隔に下流へ $St, +$ で表示している。

5-4. 原設計による実験結果

(i) 合流部の放水路の形は全面的に改造を要する
放水路が淀川に合流する部分は、図-9の位置に落差 1.488m の堰があり、合流部は断面が拡大されている。

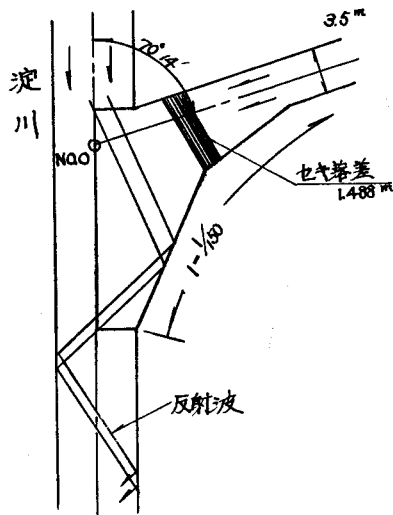


図-9 原設計合流部

この形には次の欠点が認められた。

1) 淀川は射流河川である。淀川だけ通水した場合、川幅の拡大によって拡がった流れが、左岸側壁に衝突して反射し、淀川下流に反射波が発達する。第1反射波が当る部分の水面高は、現在の側壁より高くなり危険である。

これを防ぐには、合流部の構造を変える他はない。

2) 余水吐放水路の中心線と、淀川中心線のなす合流角が大きい ($70^{\circ}14'30''$) ので、放流水は淀川下流向きの速度成分が小さく、合流による淀川本流の運動量損失が大きい。その結果淀川の射流は合流部で跳水するだけでなく、水面上昇が大きくなるので、この部分の改造を要する。

予備実験では、合流部付近の形状が自由に換えられ、かつ容易に原形に復帰できることが必要である。

改造第1案では次の2点を変えた。(図-10参照)

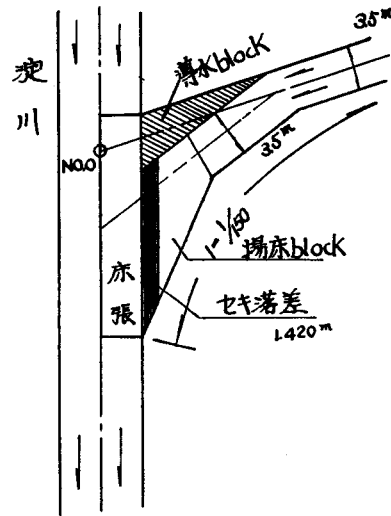


図-10 改造1案合流部

1) 淀川だけ通水した時に合流部の断面変化がなければ、流れの拡散も衝突もなく、反射波が生じないので、放水路床高を水面まで上げる揚床ブロック(下流面勾配 $1:0.5$)を置いた。

2) 合流角を小さくして、流入水の下流向分速を増加し、合流後の流速を増加(水面を低下)させるために、三角形導水ブロックを置いた。この結果反射波を生ぜず、また合流による水面上昇も著しく小さくなったが、なお改良の余地があった。

改造1案では、放流水が淀川に落ち込む形で合流する。

この形は淀川だけ通水する場合には、合流部の断面変化が全くなくてよいが、合流する場合には、合流水の位置の勢力が大きいため、これを小さくするために、折衷案として、次の三点を改良した。

1) 淀川合流部の放水路堰頂は、計画洪水時の水面落差を考慮して、 0.5m 下げる。

2) 原設計の堰の位置に、落差 0.5m の堰を新に設ける。堰以外の放水路床勾配は、原設計通り $1:150$ とする。

3) 原設計と改造1案の時、取付けていた淀川床張は敷高が高いので除去して、河床並にした。

これは、 $No. 0 \sim No. -3$ 間の河床を低い全面床張に修正する予定で実施したことである。

以上の臨時的な模型改造結果からみて、改造2案の放水路直線部を、円滑な曲線形に直せば、最終実験ではさらに良い結果を得るものと判断した。

(ii) 改造2案時淀川合流点附近の側壁高

1) 淀川対岸、 $No. -1 \sim No. -3$ 間は、側壁高を 1.5m 高くし、その両岸をそれぞれ $No. 0$ 、 $No. -4$ の現在の天端に結べば、淀川と余水吐とに同時に50年確率洪水を通した場合も安全である。(この状況は、放水路の曲線化

によって更に改善されるものと思われる)

2) 静水池出口の St.2+19.016 の側壁高は、改造2案でも設計原案の場合と同様な改造を要する。

3) 淀川 No. -2 左岸と放水路左岸との交点の側壁高は、0.5m高くする必要がある。

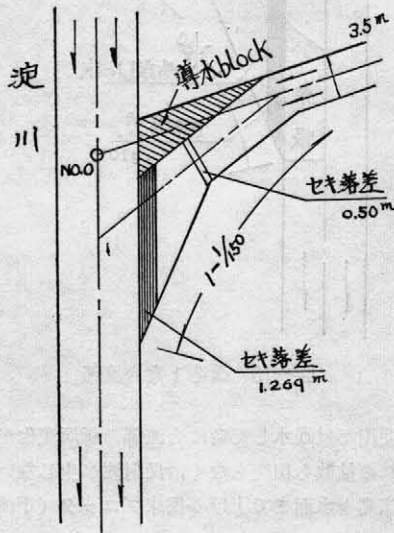


図-11 改造2案合流部

5-5. 模型の修正

5-4 の改造をそのまま実行して、図-12のような結果を得た。

図-12の放水路底面および中心線は、次のように定めた。放水路左岸法尻(左岸底)は図-11の改造2案の3接線に内接する円弧を採用すると、 $r_1=24.95\text{m}$ 円中心の位置は St.2+23.516m。

放水路中心線は $r_2=26.7\text{m}$ 円中心位置は St.2+24.616m 放水路右岸法尻(右岸底)は $r_3=28.45\text{m}$ 円中心位置は St.2+25.716m である。

左右両岸法尻円を同心円にしないで、1.2m 離れたのは、合流部の堰頂を長くして、淀川水面上昇を押えるた

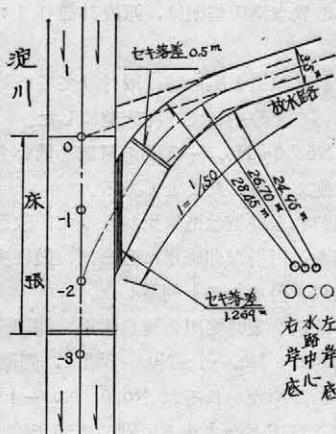


図-12 最終案合流部

めである。

放水路中心線の延長は、淀川 No. -2 と結ぶものとする。

以上が図-12の実験における放水路平面形である。

台形断面の側法勾配、および堰の下流面勾配は、淀川同様に 1:0.5 である。

放水路入口(台形断面)から合流点までの側壁高は、St.2+19.016 で原設計より1.0m高、No. -2 左岸交点で0.5m 高くする。

淀川右岸合流点付近の側壁高は、淀川50年洪水に余水吐50年洪水を合流させた場合を基準にして、図-13の修正線を採用する。

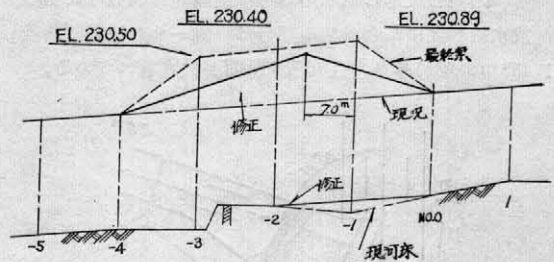


図-13 合流部淀川右岸側壁高

合流角を小さくすると、合流部の水面上昇を小さくできることは、理論上は正しいが、図-12以上小さくしても、水面上昇部を下流へ移すだけであり、工事費を増すだけである。また実質上、流入部の瀬割堤の突端は、30cm 程度の面取りをした方がよい。

合流部の淀川床張は、No. 0~No. -3, またはNo. -2+5.9 の床固め工までの全面床張とし、床高が高くならぬようにコンクリートを打つ。

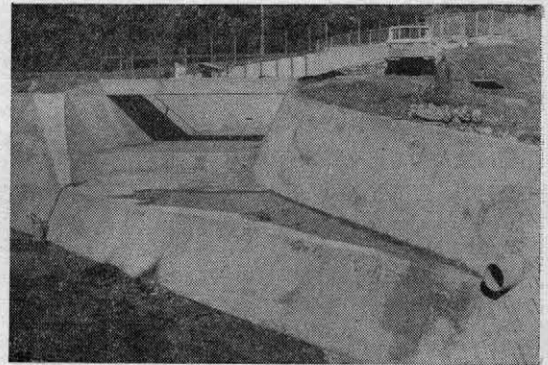


写真-5 淀川合流部施工状況

5-6. 最終実験成果

実験結果は予想通り、満足できる流れであった。

合流点附近を特に詳細に画いたのが図-14である。

図-15は、計画洪水と50年確率洪水時における、淀川合流点における水面の様態を、等高線で示し、かつ表面水の流向を矢印で示してあるが、部分流速は計らなかつ

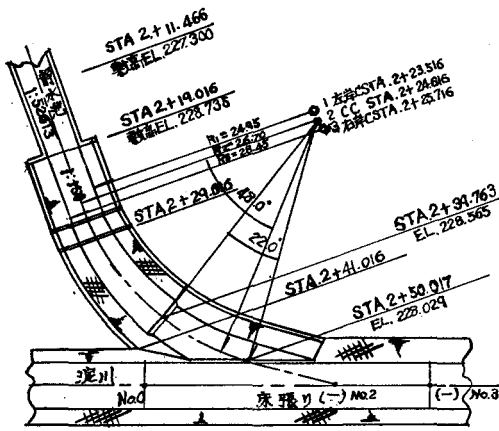


図-14 淀川、放水路合流部平面詳細図

たので、矢の長さは流速とは関係がない。

図-15の下に示した水面形は、淀川を中心線に沿って

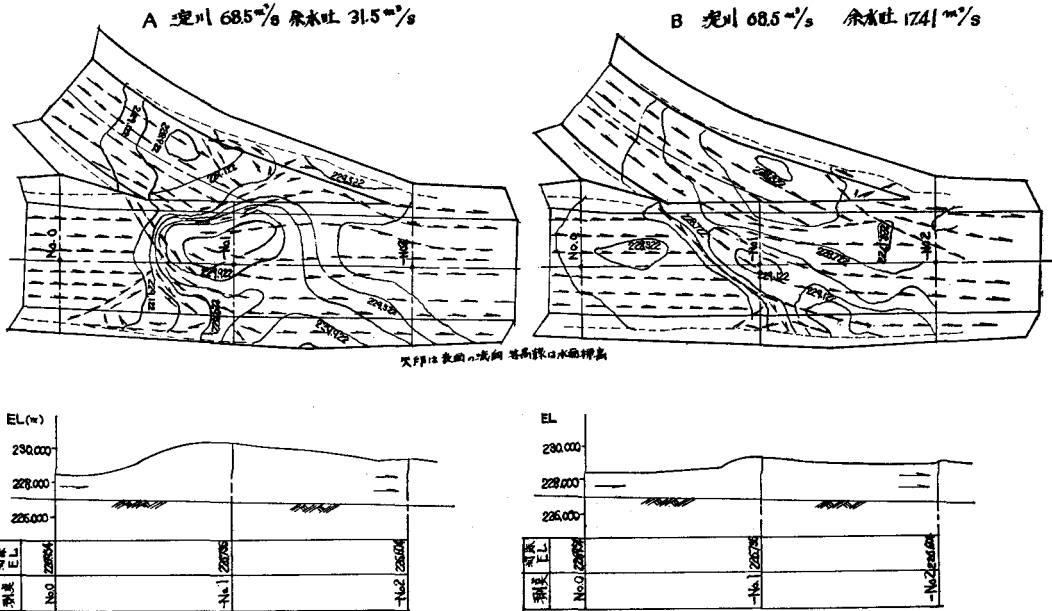


図-15 淀川合流部水面高、流向図

$$C = 2.0655$$

異常洪水時 $H_0 = 0.0456\text{m}$ (原寸0.912m)

$$C = 2.0952$$

しかし、この相違は小さいので、まず問題ないと思う。

6. むすび

西原ダムは昭和44年11月より着工し、全工期28ヶ月、(築堤工期21ヶ月)で鋭意施工中であるが、昭和46年9月末で約90%の盛立を完了し、本年12月末には盛土を完了する見込みである。

また水源である小坂頭首工および導水トンネルも本年

画いたものである。

5-7. 余水吐流量係数

原設計の余水吐流量計算式には、岩崎公式が使っている。すなわち、

$$C = Q / BH_0^{3/2} \quad (1)$$

$$C_d = 2.200 - 0.416(H_d/W)^{0.99} \quad (2)$$

$$C = 1.60 \{1 + 2a(H_0/H_d)\} / \{1 + a(H_0/H_d)\} \quad (3)$$

西原ダム余水吐では、設計洪水時 $H_d = H_0 = 0.8\text{m}$ に設計してあるから、(2)式の $C_d = 2.1584$ 、(3)式の $C = C_d$ とおいて、 $a = 8.5361$ 、故に(3)式は

$$C = 1.60 \times \{1 + 1.0722(H_0/H_d)\} / \{1 + 0.5361 \times (H_0/H_d)\}$$

$$\therefore \text{計画洪水時 } H_0 = 0.80\text{m} \quad C = 2.1584$$

$$\text{異常洪水時 } H_0 = 0.884\text{m} \quad C = 2.1952$$

となるが、模型実験では H_0 が僅か増し C が僅かに小さくなった。

$$\text{計画洪水時 } H_0 = 0.0412\text{m (原寸0.824m)}$$

12月末には完了するので、来春2月には貯水開始の見込みである。

貯水開始にあたっては、埋設計器の観測を活潑に行ない、貯水によるダムの挙動を観測する予定である。

西原ダムの設計施工にあたって、特に京都大学沢田教授、岡山大学渡辺教授、愛媛大学桑野教授にはご指導をうけ、また三祐コンサルタントインターナショナルKKの技術陣の皆様には長期に亘るご援助を受けましたので、ここに謝意を表する次第である。

最適化手法の考え方

第 4 回

中 道 宏* 山 口 保 身*

目 次

3. システムの評価.....(71)	3-3-4 第 4 段階.....(72)
3-1 システムの評価とは.....(71)	3-3-5 第 5 段階.....(72)
3-2 システムの経済的評価.....(71)	3-3-6 B/Cアナリシスの改良の必要性.....(72)
3-3 費用対効果分析 (B/Cアナリシス).....(71)	3-4 新しいB/Cアナリシス.....(72)
3-3-1 第 1 段階.....(71)	3-4-1 社会的割引率.....(73)
3-3-2 第 2 段階.....(72)	3-4-2 資本の社会的機会費用.....(73)
3-3-3 第 3 段階.....(72)	

3. システムの評価

3-1 システムの評価とは

過去 3 回で最適化手法の概念が得られたことであろう。そこで今回はシステムの評価の方法について考えてみたい。本講座の第 1 回をもう一度読みかえしていただきたい。そこではシステムの評価とは、問題の設定であるとか、選択のルールの選定であるとか、最適解の解釈であるとか述べた。もう少し平たく一言で言うと数学的な最適化手法の人間臭い解釈であるといつてもよいかもしれない。システム工学は理論の学問ではない。われわれの生活に密着したエンジニアリングである。たとえば水資源開発というシステムをめぐって利水者側の利益、治水、環境保全の立場、社会的慣習、政治的風土、補償金等が複雑にからみあう。こうした要素をなくしてシステムに役立てるのがシステム工学であつて、それ故システムの評価という作業はシステムの始点から終点迄極めて重要であるということになる。つまりシステムの範囲を定めるのも評価のうちであり、目的函数の設定も評価のうちであり、計算途中の入力、出力も皆吟味されなければ社会に密着した結果は得られないというものである。

3-2 システムの経済的評価

先にも述べたとおりシステムの評価は人間の社会活動のあらゆる分野にわたつて行われるべきであるが、ここでは代表例として経済評価について考えてみよう。おそらくシステムの経済的な評価はあらゆる評価のうちで最も重要で、最も発達している。たとえば土地改良事業の計画では投資効率の算定が非常に大きなウエイトを占めている。

システムの経済的評価のなかにもいくつものやり方が考えられてきている。それ等を大別すると次の 5 つに分類できるだろう。

- (1) 投下資本の最小化
- (2) 資本の限界生産性の最大化
- (3) 資本の集中の最大化
- (4) 雇用機会の最大化
- (5) 最多目的の充足

これらの考え方で現在世界の最も普遍的な考え方は Benefit-Cost Analysis (費用対効果分析) である。特にこれは後進国援助の場合に議論の中心となるのでその点を念頭において考えてみたい。

3-3 費用対効果分析 (B/Cアナリシス)

B-Cアナリシスとは概ね次の 5 段階の作業等であると考へられている。

- (1) 一事業のうちの各工事の分解と各々の費用の算定。
- (2) 事業による効果の算定。
- (3) 投資の年次計画と効果の経年変化。
- (4) 投資の効果の同一時点への換算。(例えば現在)
- (5) 事業の規模と、投資順位の判定。

以下順に従つてかんがい排水事業における B-C アナリシスの各段階の作業内容を考へてみよう。

3-3-1 第 1 段階

ここでの費用とは工事費のみならず雑務管理費、補修費を含む。新規かんがい地区の排水費用などこれ迄なかつた種目についても考慮しなければならないことがある。事業によるマイナス効果、例えば道路、鉄道の移設費、住居の移転費等もこのなかに含まれる。

ここで注意しなければならないのは副次的費用 (As-sociated Costs) である。例えば新規かんがい排水事業

* 農地局建設部設計課

注) 図、表、式、参考文献の番号は第 3 回に連続している。

の効果に充分に発揮させるためには新種の種子の導入が必要かもしれないし、それに伴って肥料の使用にも変化があらうし圃場整備の程度も高度化する必要があるかもしれない。よくいわれる米や小麦の新品種の導入による“グリーンレボリューション”には以上のような要素の整備が伴う必要があった。この点は日本の土地改良事業が今までは米の増産効果で事業を判断してきたのと著しく異なる点である。普通この副次的費用は投資額に加えられるのではなくて効果から相殺されることになっている。

3-3-2 第2段階

これはかんがいとか水力発電等の効果の算定であって2種類ある。1つは増加生産量で計るもの(例えばかんがい用水とか発電)ともう1つは費用の軽減度を計るもの(例えば洪水防除)とがある。増産効果といっても東南アジア等では市場価格の存在しないことがある。よくある例は電気の価格である。この場合は水力発電以外の方法(たとえば重油火力、又は原子力)で発電される電気の価格をもって置きかえる。但しこの場合実際に発電に対して100%の需要があること的前提に立たなければならぬし、火力分は原子発電所を維持できる技術水準があるかどうか検討しなければならない国もある。

かんがい効果については高度に発達した経済の下では競争の原理で考えることもできる。つまり事業地域の農家は競合地域の農家に打ち勝つためにはどれだけ払いまされるかという金額をベースにするわけである。しかし大概の国では“with and without principle”一有か無かの原理一で考える。つまりその事業でない場合とある場合を比較するわけである。この比較は事業施行前と施行後の比較と混同してはならない。時間の経過で必ず他の要素が混ざってくるものだからである。

3-3-3 第3段階

投資は勿論工事期間中が最大であるが、管理、維持、補給の費用はずっと続く。期間は耐用年数であるが、海外協力の分野では、100年を使うことがある。単位は1年である。

3-3-4 第4段階

費用と効果の同一時点での比較の一方法としては換算係数を使う方法がある。日本では計面部で毎年きめている他、各種の係数がある。これも物価の上昇率の高いためであろう。アメリカは長らく長期債の利率を使っていた。しかし最近で連邦はやはり物価の上昇率が急上昇してきている。

3-3-5 第5段階

事業の規模を考える当っては次の図27を見ていただきたい。例えば事業の規模の単位としてダムの高さを考えるとその変化に伴う費用と効果の変化は図のようにあらわされるであろう。第1点迄はダムの高さが小さくて貯水等が少なすぎてとてもペイしないという状態である。

ここを過ぎると事業はかなり広い範囲で成り立つことになる。しかし規模が大きになると単位効果当りの費用は徐々に増えてくる。又効果の全体額の伸びも小さくなる。

第2点でB/C比は最大となる。つまり投下資本の単位量に対する効果は最大となる。この点を越えると効果の全体額は依然として延び続けるが、B/C比は減少に転ずる。第3点時点ではB/C比の減少度は一定となり純益で考えれば減ってくる。

この図は費用も効果もなめらかに変動するという設定に立っているが、実際は細かい階段状に書かれるべきかもしれない。

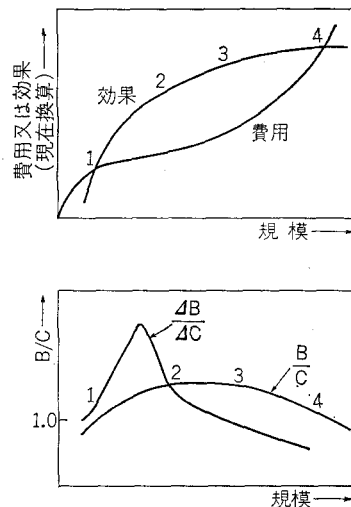


図27 事業の規模

3-3-6 B/Cアナリシスの改良の必要性

B/Cアナリシスにおける数々の設定のうちで次の2つの根本的な設定についてもバシュリ(注52)は疑問を投げかけている。その第1は、物品の市場価格は常に社会的価値を相応しているということである。この設定は完全な競争状態にある社会では成立つが、後進国においては両者はかけ離れているのが普通である。第2はその事業によって生ずる資本集中の効果、再投資の効果ひいては経済成長促進の効果は計算に入れられないということである。裏を返して言えば、公共投資による個人の会社の利益は考慮に値せず受益者負担はなく、すべて政府資金によるということである。

この2点についてもバシエリは改良したB/Cアナリシスの手法の提案をしているが、これは後進国援助の場合有効であると思われるので以下これに沿って考えていこう。

3-4 新しいB/Cアナリシス

ここでは上記の欠陥を克服するために、社会的割引率(social rate of discount)と社会的機会費用(social

opportunity cost)の概念が導入され公共投資が一国の資本蓄積率 (rate of national capital accumulation) にどんな影響を与えるかを示し、又その投資による利益の分配と再投資について考えてみよう。

3-4-1 社会的割引率

B/C アナリシスに当てはまる連続する期間をなんらかの単位に分割しなければならない。たとえば1月とか1年を使う。次に投資にしろ効果にしろ金額には必ず時間の変化があるので、同一の基準で較べるために係数をかけるなりなんなりある操作が必要である。最も一般的な方法はこの係数として年利率をとるやり方である。複利計算と同じ方法で、時間の基準として現在をとった場合次のようにあらわされる。

$$P = \sum_{t=0}^T \frac{R_t - C_t}{(1+i)^t} \dots\dots\dots(67)$$

ここで P : 純利益の現在価値

R : 利益

C : 費用

i : 年利率

t : 年数

現在は $t=0$ であり t は最終的に T にまで達する。

当然ながら i の値が極めて重要で、あるプロジェクトの成否の鍵は i が握っているといってもよい。たとえば、いささか古いだが、1962年に陸軍工兵隊の着手した事業 (ほとんどが多目的ダム) では年利率は 2.625% で計算した。それでいずれも投資効率は 1.0 以上だったわけであるが、もし利率が 4% であったら全体の 9% の事業が効率 1.0 を割り、更に 6%, 8% であったらそれぞれ 64%, 80% が失格したという。

わが国の公共投資では概ね 6% 前後の利率が使われているが、後進国では資金のひっ迫から非常に高い利率を余儀なくされている。闇市場では 3割以上にもなる程である。これでは上記のような考え方はあらゆる投資が妥当われしてしまう。そのジレンマを解決するためには固定した i の値という考え方を改めねばならない。そこで考え出されたのが次の 2つの利率を使おうという考えである。1つが時差 (time preference) の評価を行う割引率であり、もう 1つは資本の機会費用を計る資本生産性率 (capital productivity rate) である。

先ず社会的割引率について考えてみよう。公共投資の目的がより大きな社会福祉であるということには疑問はない。この社会福祉が社会消費の関数であることも異論はないだろう。ただ社会消費が消費の全体量で計られるのか、1人当りの消費量で計られるのか、あるいは又その両方なのかという問題が残る。いろいろな議論があるがここでは社会福祉を次のように定義づけよう。

$$W_t = f\left(N_t, \frac{C_t}{N_t}\right) \dots\dots\dots(68)$$

ここで、 W_t : 時点 t における社会福祉

N_t : 時点 t における人口

C_t : 時点 t における総消費量

C_t/N_t は 1人当りの消費量で、 C_t/N_t が一定ならば人口が増えた方が社会福祉は増すであろうという考えである。

一人当り消費量が一定であるか、又は増加しているときには総消費量の増加は限界効用の減少をもたらさないから

$$\frac{d^2W}{dN^2} = 0 \dots\dots\dots(69)$$

である。しかし一人当りの消費量には限界効用の減少があるから

$$\frac{d^2W}{d\left(\frac{C}{N}\right)^2} < 0 \dots\dots\dots(70)$$

である。

ここで人口の増加率を l , 国民総生産の伸び率を g とすると国民総消費と国民総生産は比例するから一人あたりの消費量の伸び率は $(g-l)$ である。その他のすべてのファクターを省略して社会的割引率は消費の限界効用の変化の割合に等しいとすると

$$r = \frac{d}{dt} \left(\frac{dW}{d\left(\frac{C}{N}\right)} \right) \dots\dots\dots(71)$$

となる。 r は社会的割引率である。ここで

$$g-l = \frac{d\left(\frac{C}{N}\right)}{dt}$$

であるから

$$r = - \left(\frac{d\left(\frac{C}{N}\right)}{dt} \right) \left(\frac{d^2W}{d\left(\frac{C}{N}\right)^2} \right) = -(g-l) \left(\frac{d^2W}{d\left(\frac{C}{N}\right)^2} \right) \dots\dots\dots(72)$$

仮に

$$\frac{d^2W}{d\left(\frac{C}{N}\right)^2} = 1 \quad \text{とすると}$$

$$r = g-l$$

即ち、社会的割引率は個人所得の率化の割合に等しいということになる。

3-4-2 資本の社会的機会費用

次に資本の社会的機会費用を考えてみよう。政府の公共投資というものは、それがなかった場合の資本の動き、資源の利用の可能性を奪うものである。つまりその金額とか水量は私企業によって利用され得るものだから、公共投資は現在の消費水準を減少させるか、又は個人投資を弱めるか、又はそのどちらをも減少させることになる。この現象をモデルにして資本の社会的機会費用を考えると次のようになる。まず文字の定義から始めると、

X : 年間国民総生産

L : 総雇用

N : 統人口

X_i ; セクター i における国民総生産額 (年間)

L_i ; " 労働人口

K_i ; " 総資本額

w_i ; " 労働賃金

δ_i ; " 減価償却率

a_i ; " 消費中間材料の価格

(X_i に対する割合で表わされる)

ρ_i ; " 投下資本に対する平均償還率

m_i ; " 生産に対する操業税率

r_i ; " 利益に対する法人税率

τ_i ; " 賃金に対する所得利率

生産は資本と労働の関数であるが、技術水準が指数函数的に伸びている場合は X_i は次のように表わされる。

$$X_i = f(L_i, K_i, e^{\varepsilon_i t}) \dots\dots\dots(73)$$

ここで ε_i はセクター i における技術の進歩の度合いである。生産関数として Cobb-Douglas 関数を用いると、

$$X_i = A_i L_i^{\alpha_i} K_i^{\beta_i} e^{\varepsilon_i t} \dots\dots\dots(74)$$

ここで、 A_i は比例係数、 α_i と β_i は定数で、 $\alpha_i + \beta_i = 1.0$ である。

セクター i における生産コストには次のようなものが含まれる。

中間材料のコスト $M_i = a_i X_i$

労働コスト $W_i = w_i L_i$

資本の償還コスト $D_i = \delta_i K_i$

操業税 $m_i X_i$

投下資本 $\rho_i K_i$

ここで Π_i をセクター i における税引後の利益 (操業税を差し引くか法人税を引いていない) とすると

$$\Pi_i = X_i - a_i X_i - w_i L_i - \delta_i K_i - m_i X_i - \rho_i K_i$$

又は $\Pi_i = (1 - a_i - m_i) X_i - w_i L_i - (\delta_i + \rho_i) K_i$

たとえばこのセクターが一企業だとすると、 Π_i を資本 K_i 労働 L_i について微分して 0 になる点が Π_i が最大になる点であるから、

$$\frac{d\Pi_i}{dK_i} = \frac{d}{dK_i} [(1 - a_i - m_i) X_i - w_i L_i - (\delta_i + \rho_i) K_i] = 0$$

$$\frac{d\Pi_i}{dL_i} = \frac{d}{dL_i} [(1 - a_i - m_i) X_i - w_i L_i - (\delta_i + \rho_i) K_i] = 0$$

この 2 式に (74) 式を代入すると

$$(1 - a_i - m_i) \beta_i \frac{X_i}{K_i} - (\delta_i + \rho_i) = 0$$

$$(1 - a_i - m_i) \alpha_i \frac{Y_i}{L_i} - w_i = 0$$

これを書きかえると

$$\rho_i = (1 - a_i - m_i) \beta_i \frac{X_i}{K_i} - \delta_i \dots\dots\dots(75)$$

$$w_i = (1 - a_i - m_i) \alpha_i \frac{Y_i}{L_i} \dots\dots\dots(76)$$

法人税引き後の純利益を F_i とすると

$$F_i = (1 - r_i) \rho_i K_i = (1 - r_i) [(1 - a_i - m_i) \beta_i X_i - \delta_i K_i] \dots\dots\dots(77)$$

このセクター i による国税収入を G とすると

$$G_i = m_i X_i + \tau_i w_i L_i + r_i \rho_i K_i \dots\dots\dots(78)$$

第 1 項からそれぞれ、操業税、所得税、法人税である。これに (75)(76) 式を代入すると

$$G_i = m_i X_i + \tau_i (1 - a_i - m_i) \alpha_i X_i + r_i K_i \times \left[(1 - a_i - m_i) \frac{\beta_i X_i}{K_i} - \delta_i \right] \dots\dots\dots(79)$$

以上をまとめてセクター i における生産活動は次のように表わされる。

$$X_i = M_i + W_i(1 - \tau_i) + D_i + F_i + G_i \dots\dots\dots(80)$$

つまりセクター i における生産は中間材料のコストと、所得税引き後の労賃と、資本償還コスト、純利益と、国税収入の総計であるということである。

ここで生産の伸びを g_i とすると

$$g_i = \frac{\frac{dX_i}{dt}}{X_i} \dots\dots\dots(81)$$

これに (74) 式を代入すると

$$g_i = \alpha_i \frac{dL_i}{L_i} + \beta_i \frac{dK_i}{K_i} + \varepsilon_i \dots\dots\dots(82)$$

ここで $\frac{dL_i}{L}$ は労働の伸びであり、これを l_i とする。

又 $\frac{dK_i}{K}$ は資本集積の伸びであり、これを k_i とする。

そこで (82) 式を書きかえると

$$g_i = \alpha_i l_i + \beta_i k_i + \varepsilon_i \dots\dots\dots(83)$$

もし g_i と l_i が既知であり、又 α_i , β_i と ε_i が定数とすると

$$k_i = \frac{g_i - \alpha_i l_i - \varepsilon_i}{\beta_i} \dots\dots\dots(84)$$

そこで生産の伸び率が g_i に達するための資本の集積は

$$I_i = k_i K_i = \frac{g_i - \alpha_i l_i - \varepsilon_i}{\beta_i} K_i \dots\dots\dots(85)$$

となる。

ター*i*における資本の集積はセクター*i*における利益によるものであるとする。つまり F_i の何割かは再投資にふりむけられるわけである。とすると F_i の残りの部分、つまり $(F_i - I_i)$ は配当として投資家に還元されることになる。

一般的な B/C アナリシスの公式は次のような形で与えられる。

$$\max Z = \sum_{t=1}^T \frac{b_{ty} - O_{ty}}{(1+i)^t} - C_y \dots\dots\dots(86)$$

ここで、 Z は効果の現在価格、

y は開発の規模

b_{ty} は時点 t における規模 y の効果

C_y は規模 y に対するイニシャルコスト

O_{ty} は時点 t における規模 y の維持管理費

i は利率

T は耐用年数

であってこの式の目的の効果を最大にする規模 y を見出すことである。ここで

$$B_y = \sum_{t=1}^T \frac{b_{ty} - O_{ty}}{(1+i)^t}$$

と置きかえると Z を最大にするには、次の条件が満たされなければならない。

$$\frac{dB_y}{dy} - \frac{dC_y}{dy} = 0$$

$$\text{又は } \frac{\frac{dB_y}{dy}}{\frac{dC_y}{dy}} = 1 \dots\dots\dots(87)$$

つまり限界費用効果比 (marginal benefit cost ratio) は 1 に等しくなければならないということである。

ここに社会的割引率と資本の社会的機会費用を導入すると、(86)式は次のとおりとなる。

$$\max Z = \sum_{t=1}^T \frac{b_{ty} - O_{ty}}{(1+r)^t} - \theta_y C_y \dots\dots\dots(88)$$

ここで r は社会的割引率

θ_y は単位金額当りの資本の社会的機会費用である。 Z を最大にする条件は

$$\frac{dB_y}{dy} - \theta_y \frac{dC_y}{dy} = 0$$

$$\text{又は } \frac{\frac{dB_y}{dy}}{\frac{dC_y}{dy}} = \theta_y \dots\dots\dots(89)$$

大方の場合、 $r < i$ であり $\theta_y > 1$ であるので(89)式は(87)式に対して大いに意味をもっているのである。

今回は水資源開発システムの経済的評価を考えるつもりが、前置きが長くなってしまって経済学の話のようになってしまった。スペースの関係で今回はここで止めておき、次回は多目的ダムを中心とした水資源開発の最適化法の考え方について具体的な計算例を加え乍ら述べてみたいと思う。

参考文献

52) Mobasher, Fereidoun, Economic Evaluation of a Water Resources Development Project in a Developing Economy, Water Resources Center Contribution No.126, University of California, Berkeley 1968

農業土木技術者のための

プログラミングの数学

— 数値解析, 統計解析, 最適計画入門 —

「やさしいプログラミング」の姉妹編
 第1編 数値解析・第2編 統計解析・第3編 最適計画の手法

農林省農地局設計課監修
 農業土木技術連盟発行

B5判 頒価 1,200円 (送料無料)
 10冊以上一括申込みは 1割引 学生は 1割引

フィルダムのアスファルトしゃ水工法

(そ の 2)

伊 藤 勤*

目 次

2. アスファルトコア.....(77)
 2-1. 概 要.....(77)
 2-2. アスファルトコアの性質.....(78)

2-3. コアの施工例.....(78)
 あとがき.....(82)

2. アスファルトコア

2-1 概 要

新しいしゃ水壁材料としてアスコンが登場し、アスファルトフェイスングのダムが急速に広く採用され、かつアスコンの性質が次第に明らかになるにつれて、アスファルトコアの可能性についての論議がなされるようになっていても不思議ではない。

アスファルトコアのダムはフェイスングのダムよりずっと遅れて出現したもので、まだわずか10年の歴史を有するに過ぎないし、完成したダムも15個しかないのであるが、フィルダムのしゃ水壁がダムの上流面にあるものより内部にあるものの方が、しゃ水壁を損傷する外力に対して強いという理由で、コア型のダムをより好むダム技術者は多い。

アスファルトコアの特徴を次に列挙する。

- a. ダムの内部にあるので、しゃ水壁に対する破壊作用から十分に保護されている。
- b. ダムの基盤が透水性地盤の場合は、しゃ水壁の下端を地盤中に延長し、不透水性のカットオフをつくらなければならない。このような場合、カットオフが上流端にあると、ダム本体の自重によって基盤の上、下流端部が側方に変形するため、カットオフにひび割れを生じさせるおそれがある。したがって、このような基盤に設けるダムに対してアスファルトコアが有利になる。
- c. またアスファルトコアの場合は、上述の透水性地盤に設けたカットオフの上に同じ厚さのコアを定着させるため、土質材料のコアよりもその接合部が構造的安定性という点で優れている。
- d. アスファルトコアは傾斜させて設けることもできる。鉛直のコアよりも傾斜させてコアを設けることによって、ダムの静力学的安定条件がよくなり、ダムを経済的につくり得る場合がある。

- e. ダム盛立ての進行に伴って生ずる基礎地盤の変形およびダム完成後湛水によって生ずる基礎地盤の変形に対して、アスファルトコアはたわみ性に富むので、これに順応することができる。
- f. コアの直下流面にコアに平行の透水層を堤体内に設けることによって、コアのしゃ水性を監視することができる。
- g. ダム盛立て中の側圧、または貯水圧によって、コアにひび割れが生じて、アスコンにたわみ性があるので、自然にそのひび割れがふさがり得る可能性がある。
- h. さらに、コアの直上流側に注入工事を行なうことによって損傷箇所を修理することもできる。
- i. 理論的に解明されていないが、フェイスングよりもコアの方が地震の衝撃力に対して強いのではないかという考え方があり得る。これは既設フィルダムの地震による被害状況とか、フィルダムの震動実験などによって想定できる。
- j. ダムの盛立てと並行して貯水を行なうことができる。上水道に使用される貯水池の場合、池内の有機物を洗流する作業をダムの盛立てと並行して行なえるので経済上有利になる。オーストリアの Rotgüldensee ダムでこの長所が十分利用された。
- k. 計画したフィルダムが、その下流の計画中のダムによってできる貯水池の中に位置し、そのダムの下流側にも将来は貯水される場合、つまり、ダムの下流水位が、そのダムの上流貯水位と同程度の高さになるようなフィルダムの場合は、アスファルトコアが適当である。西ドイツでは、ある地域の水需要に合わせて、まず小規模のダムをつくり、将来そのダムの下流に大きなダムをつくり、初めのダムをそのときになって下流ダム背水終点付近の風致保持、砂防、大貯水池の通過道路などに利用する場合、このダムを上流ダム (Vordamm) と呼んでいる。このようなダムのしゃ水壁は、アスファルトコアが好都合である。

* 大成建設株式会社土木部技術室技師

1. 上述のような多くの長所があるので、この形式のダムは他の形式のダムに比べコストが割安になる場合が多い。

監視用の通廊や、基礎地盤のカーテングラウチングなどのコストを含め、同一条件のもとで比較してアスファルトフェイスングのダムより安くなる場合もある。

以上のような種々の項目を合せ考えると、この形式のダムが著しく優れていることが容易にわかる。ヨーロッパのダム専門家の中には早くからこれに興味を持つ者があつた。しかし、このようなダムをつくり得るまでには数多くの実験研究の裏付けが必要であつたことはいうまでもない。

2-2 アスファルトコアの性質

アスファルトコアがダムのしゃ水壁である以上、その不透水性がまず問題になることは、フェイスングの場合と同じである。また、水圧の作用を受けてアスコンの中からアスファルトが押出されないためのフィルタの問題についても、フェイスングについて考えたことが、そのまま当てはまる。これについては既に述べた所であるが、コアの安定性の問題は、フェイスングと異なるので、これを簡単に説明する。

フェイスングの場合は、静力学的に考えて、それが斜面に沿って崩れ落ちることに対する安定性を検討した。また、通常使用するアスコンのフェイスングは、十分なせん断さを有しており、水圧を受けない場合でも100倍の安定性があること、水圧を受ければ更に安全側になること、などについても述べた。

これに対して、アスファルトコアの場合、安定性は別の検討を必要とする。鉛直壁をなすコアの場合は、コアと両側のダム本体ロックフィルとの間の摩擦力を無視すれば、コアの自重による鉛直方向の荷重は深さと共に直線的に増加する。

高さ50mのアスファルトコアの底部では、その垂直圧は、

$$50 \times 100 \times 2.4 = 12000 \text{ g/cm}^2 = 12 \text{ kg/cm}^2$$

になり、この鉛直方向の圧力は、コアに接するダム本体のロックフィル部に対し相応する水平圧力を及ぼす。この水平方向の力が大きくなると、ダム上流面のこう配を変える必要が生ずるおそれがあると考えられる。

ある鉛直圧によって生ずる水平力の大きさは、アスコンの配合によって変化する。アスファルト量の過大なアスコンまたは純粋なアスファルトでは、水平圧が鉛直圧に等しくなる。つまり、液体的な性質になる。これに対し、アスファルト使用量の小さいアスコンではその強度は、ダムのロックフィル本体材料と同じような値を示し、ダム本体の安定性にとって何ら問題がない。

したがって、コアに適したアスコン強度はどんな値か求める必要がある。

1953年から Strabag Bau 社において行なわれたコアの安定性試験は次のようなものであつた。コアの実際条件をできるだけよく再現させるために、数カ月にわたって一定温度下において、コアに鉛直力を作用させ、水平方向の変形を測定する試験が最初に行なわれた。

この試験器は、ヤング率のわかっている鋼製薄肉円筒で、高さ3m×直径60cmのもので、これを20個のセクションに分解できるような構造の円筒である。この円筒にコア用のアスコンを詰めて、上下方向に100tジャッキによって荷重をかけ、横方向の変形を求めた。

また、この試験の結果を更に検討するため、別に高さ90cm、直径30cmの粗粒アスコンテストピースを試験することのできる大型三軸試験器をつくり、これによって、アスコンの静止土圧係数の測定を行なつた。当然のことながら、これらの試験は極めて大規模なもので、1つの試験の準備に少なくとも1カ月を要し、荷重のかけ方も、個々の圧力段階で1カ月近く一定に圧力を保つなどの注意を必要とした。また試験が恒温室内で行なわれたことも当然である。

1953年から1959年まで行なわれたこれらの試験の結果をここで詳細に述べることはできないが、これらの試験により、結論的にいって、コア用に調製したアスコンは決して流動性を持つものでなく、高い内部摩擦角と粘性によって、強度特性はダム本体材料のそれに近く、したがって、ダム本体の安定性に何ら不利な力を及ぼさないということである。

また、ダム内部の温度変化は、フェイスングの温度変化に比べて極めて小さい。温度変化の幅は、小さなダムでも多分フェイスングの温度変化の幅の $1/10$ 以下であろう。したがって、アスファルトの針入度を安定性に対する要求度に応じて変化させることができる。たとえば、基礎地盤に大きな変形が予想されるような場合に、アスコンのたわみ性を増すため、やわらかいアスファルトを使用することもできる。

上に述べたことその他、アスコンの中に適当な添加物を入れることによって、曲げやフロアに対し抵抗性の高いものを得ることもできる。

アスファルトコアに要求される性質を十分満たすためには、フェイスングと同様に、骨材の性質と配合、アスファルトやフィラーの使用量と性質など、しゃ水用アスコンの基本的な諸項を十分に検討して選定しなければならない。

2-3 コアの施工例

1) Dhünn ダム

1960年から62年にかけて、西ドイツのKöln市から約

50 km 東, Dhünn 峡谷に高さ35mのロックフィルダムが建設された。これは本格的なアスファルトコアを備え

たロックフィルダムの最初のものである。ダムの断面を 図-9 に示す。

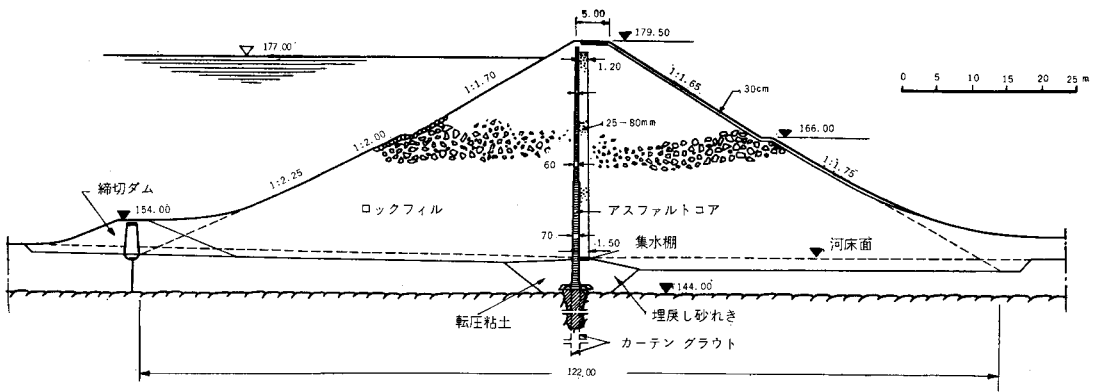


図-9 Dhünn ダム一断面図

ロックフィルの体積は35万 m^3 , 貯水量は730万 m^3 , 年間流量の約33%である。ダムの主目的は年間800万 m^3 の飲料水の確保であり, その他に冬の雨季の水を200万 m^3 貯水し, 渇水期の流量増加にあてるなどである。

Dhünn 峡谷の利水計画工事が将来完成した後では, このダムは“上流ダム”としての機能を果たすことになる。したがって, 将来このダムはその上下流両側に貯水することになっている。アスファルトコアが好都合になるのはそのためである。

ダム盛立て材料は粘板岩と硬砂岩で, ダム地点の上流約300mの付近から採取された。ロックの盛立て前にダム地区から除外したのは, 粘土質の表土だけである。

基礎岩盤の中に埋込まれたコンクリートのカットオフの詳細を 図-10 に示す。このカットオフは基礎岩盤の止

水用カーテングラウティングの施工に当って, グラウトキャップの役目を果たし, さらにアスファルトコアと基礎岩盤の接合部の役割をする。

カットオフの頂面の高さを岩盤面より50cm高く作り, その表面を清掃してアスファルトのカットバックをプレーコートし, その上に3cm厚さのマスチック層を設ける。アスファルトコアは, この上から始まっている。マスチック層によって, コア基部の若干の横移動を許し, しかもこの部分に渇水が生じないようにしている。また, マスチック層をおおっている砂れきフィルタは, マスチックが周辺のロックフィルに押出されるのを防ぐ目的で設けられている。

コアの基部は, その厚さを1mに広げ, マスチックとの密着をよくしてある。このフーチングの上のコアの厚さは, 直上部が70cm, 頂部では50cmとテーパをつけて, 厚さを減少させてある。

コアの下流側には, 25~80mmの粒径の玄武岩の砕石が幅約1.5mで設けられて, フィルタの役目を果たしている。このフィルタには2つの目的がある。1つはコアの漏水を1.5m幅の集水棚に集めることであり, もう1つはコ

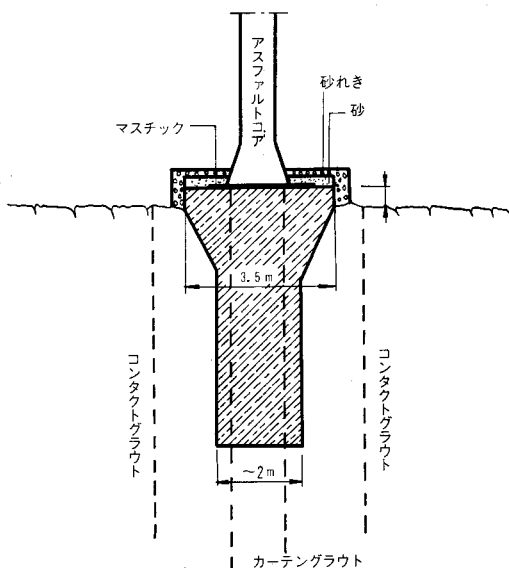


図-10 Dhünn ダム一カットオフ詳細図

表 コア用アスコンの配合 (重量 %)

硬砂岩	砕石	15~30mm	15.2%
"	砕石	12~25	16.1
石灰岩	砕石	8~15	14.2
"	砕石	5~8	14.2
石灰岩	砂	1~3	9.5
川	砂	0~1	18.0
フィラー		0.09	7.8
アスファルト B65			5.0
			100.0%

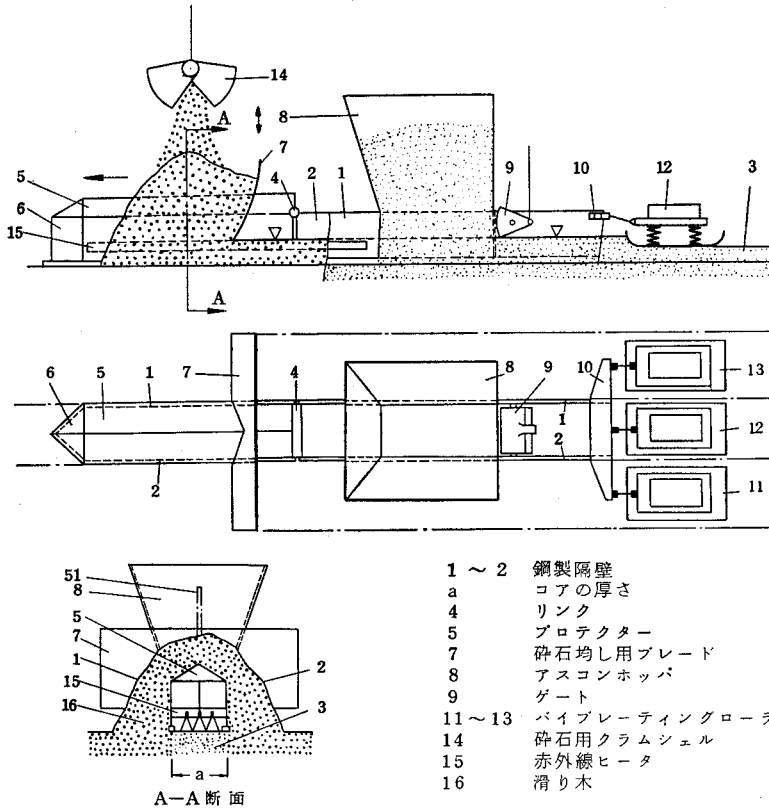
アが荒いダム本体に押し込まれ分解することのないようなフィルタの役目をもつ集水棚は7cmの厚さのアスコンでつくられている。この設置位置は、河床部では地下水位より高い位置の十分締固められた埋戻し砂利層上にあり、斜面部ではコンクリートの基礎面におかれた。棚は3区間に分けられ各区間で受けた水を別々のパイプによって下流に導くようになっている。

コアのアスコンは、表に示すとおり7種の骨材を用いて製造した。舗設時のアスコンの分離を防ぐため、骨材の最大寸法を30mmに決めた。アスコンの最適配合は、プロクタテストで求めた。重量比で5%のアスファルトB65および約5%のフィラーを加えた配合で最大密度が2.49 t/m³のものも得られた。この配合のアスコンは5

kg/cm²の試験水圧に対して十分の不透水性を有していた。

アスコンは、ミキシングプラントで160~180°Cの混合温度で混合され、保温バケツでダム地点に運ばれ、特殊舗設機械で舗設された。

この特殊機械は、低速ギヤトラクタで牽引される。図一11に示すように前部に水平のブレードがついていて、コアの両側のダム盛立て材料を除去するようになっている。ブレードの前にプロテクターがあってコアをカバーし、碎石がコアの上に落ちないようにしてある。またプロテクター内部には赤外線ヒータが装備されており、前の層のアスコンを加熱し、水平継目を確実に密着させるようになっている。



図一11 コア施工機械

コアおよび隣接するダム盛立て材料は、ダム軸方向に前進する2枚の鋼板隔壁によって、完全に分離された状態で同時に敷均らされ、次いで隔壁の後方でこれが一体となって3台のパイプレーティングコンパクタによって締固められる。

コアの1層の施工厚を20~25cmにすると、コアと碎石の結合が十分良好になる。また、これ以上リフトを大きくすると、アスコン中の空気を逃がしてやるのが困難になる。図一12にアスファルトコア施工の順序を示す。

Dhünn ダムにおいて初めて採用されたこのような施工法は、原理的には満足できるものである。いうまでもないが、現場における作業の流れがスムーズにいくことが必要であった。

ダムは1962年4月から使用されている。

2) Bremge ダム

西ドイツ最大の貯水池 Bigge の工事と関連して、貯水の予備浄化、貯水池背水終点付近の風致保持などの目的で、4個の“上流ダム”が築造された。Bremge ダムは

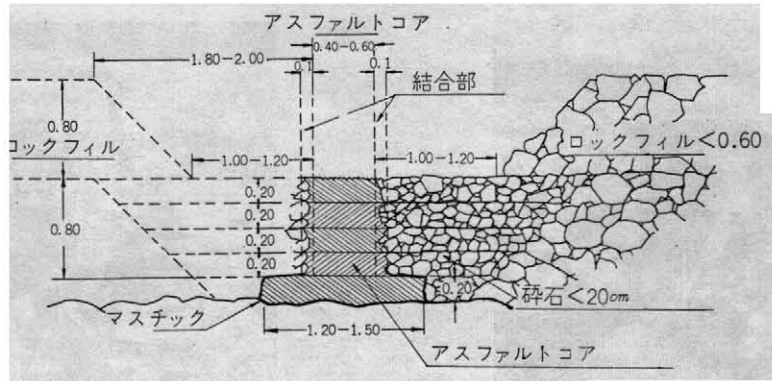


図-12 アスファルトコアの施工順序

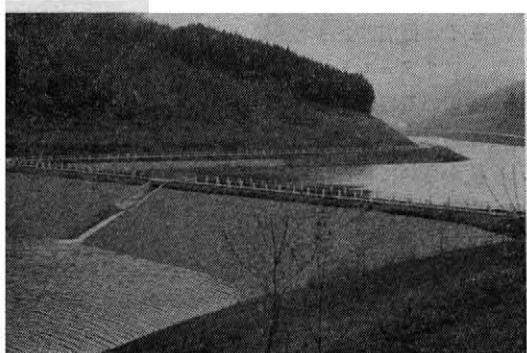


写真-5 Bremge ダム

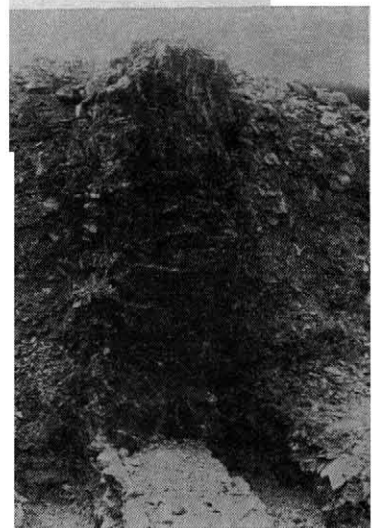


写真-6 Bremge ダム—余水吐掘削

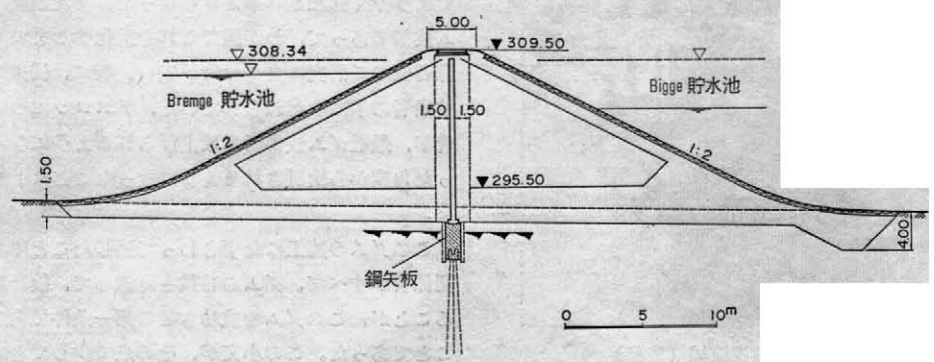


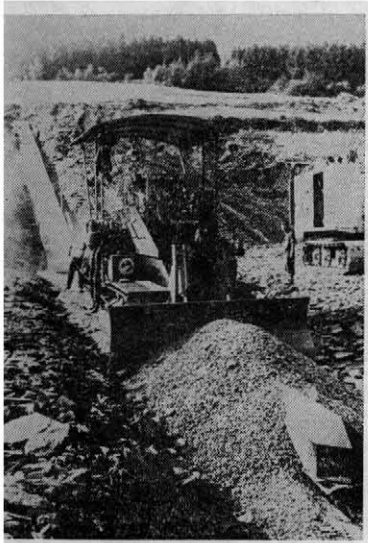
図-13 Bremge ダム—断面図

そのうちの1つで、アスファルトコアのダムである。事業主は Essen 市のルールダム連合会 (Ruhrtalsperren Verein, Essen) である。

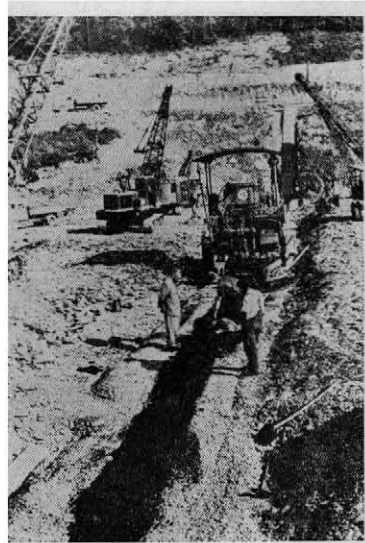
写真-5に Bremgeダムの全量を示す。上流ダムは、常時はその貯水池水位をほぼ満水状態に保ち、下流の貯水池の水位を変動させて流量調節を行なう。写真の左側に Bigge 貯水池の背水終端がみられる。

また、このダムの1つの特徴であるが、余水吐がダムの中央部に設けられている。アスファルトコアを全部完成させたあとで、ダム中央部を掘削してこの余水吐をつくったものであるが、その工事によってアスファルトコアと両側のロックフィルが極めてよくかみ合わされている状態を確認することができた (写真-6)。

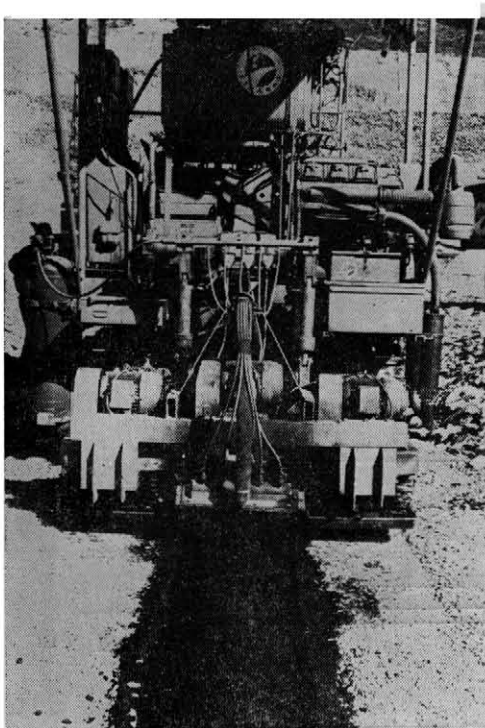
ダムは長さ 130m、高さ17mで、ダム本体の材料は、



写真一七 コア舗設機械（前部）



写真一九 コアの施工—Bremge ダム



写真一八 コア舗設機械（後部）

エイの掘削によって生じたずりである。

アスファルトコアの舗設機械は、転圧機械と一体になっている自走式の機械が用いられた。いうまでもなく前述の Dhünn ダムで使用した機械で得た経験が、ここで生かされている。自走式機械であるから、オペレータは直線でも曲線でも自由に、定められたコアの線上を走らせることができる（写真一七、写真一八および写真一九）。

あ と が き

アスファルトシャ水壁を設けたフィルダムが、わが国でようやく採用されるようになった。まだ歴史の浅いダム技術であって、わが国でこれを消化するまでには、関係各位のご研究にまつ分野が広い。特に、従来道路関係技術者の手にゆだねられていた、アスコンについての研究が、最近ダム技術者に取上げられるようになって、違った角度から検討されるようになったことはよろこばしい。

このダムの施工にたずさわって感じたことであるが、関係者がすべて、ダムの特徴を認識して、設計施工に当ることが、このダムを成功させる第一条件であるということであった。この小文が、その点で少しでもお役にたてばと念じて欄筆する次第である。

粘板岩と硬砂岩である。これは新しくつくられたハイウ

農業土木技術研究会役員

会 長 杉田 栄司 農地局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 山本 純 農地局設計課長
 " 長 高連 " 技術課長
 " 岡部 三郎 農地開発機械公団監理官
 " 牧野 俊衛 関東農政局建設部長
 " 茶谷 仁 農業土木試験場土地改良部長
 " 井上 弘 茨城県農地部長
 " 松井 芳明 水資源開発公団第二工務部長
 " 永田 正董 土地改良建設協会専務理事
 " 高嶺 進 三祐コンサルタンツ取締役
 " 小川 孝 鹿島建設株式会社技師長
 " 内藤 正 大豊建設株式会社常務取締役
 監 事 伊藤 茂松 農業土木事業協会常務理事
 " 真田 光夫 日本農業土木コンサルタンツ理事
 顧 問 井元 光一 水資源開発公団理事
 " 小川 泰恵 八郎瀧新農村建設事業団理事
 " 梶木 又三 参議員議員
 " 金子 良 日本大学教授
 " 小林 国司 参議院議員
 " 桜井 志郎 日本農業土木コンサルタンツ
 " 佐々木四郎 水資源開発公団理事
 " 重政 庸徳
 " 清野 保 愛知工業大学顧問
 " 高月 豊一 京都大学名誉教授
 " 田町 正誉 九州大学名誉教授
 " 中川 一郎 衆議院議員
 " 野知 浩之 日本農業土木コンサルタンツ顧問
 " 福田 仁志 東京大学名誉教授
 " 山崎平八郎 衆議院議員
 主任顧問 住吉 勇三 農地局参事官
 " 田村徳一郎 明治大学教授
 参 与 山口 重雄 東北農政局設計課長
 " 棚橋 正治 関東農政局設計課長
 " 善木 正敏 北陸農政局設計課長
 " 中川 稔 東海農政局設計課長
 " 浅原 辰夫 近畿農政局設計課長

" 島岡 俊輔 中四国農政局設計課長
 " 桑原 昇 九州農政局設計課長
 " 難波 康夫 北海道開発局土地改良課長
 " 梶浦 和年 北海道土地改良第一課長
 " 山下 潔 青森県土地改良第一課長
 " 清水 孝純 岩手県耕地建設課長
 " 国広 安彦 宮城県耕地課長
 " 山内 一郎 秋田県耕地課長
 " 城野 忠雄 山形県耕地課長
 " 佐藤 英明 福島県耕地課長
 " 松村 進 茨城県耕地建設課長
 " 横山 新 栃木県土地改良課長
 " 小島 洸 群馬県耕地開発課長
 " 雨宮 堯郎 埼玉県土地改良課長
 " 宮地 寛 千葉県耕地課長
 " 仲田 真己 東京都農地課長
 " 飯塚 晴信 神奈川県耕地課長
 " 丸茂 高男 山梨県耕地課長
 " 国政 義範 長野県耕地第一課長
 " 山田 卓郎 静岡県農企企画課長
 " 杉山 英郎 新潟県農地建設課長
 " 鍋田 実 富山県耕地課長
 " 嘉藤章太郎 石川県耕地課長
 " 竹内 岩雄 福井県耕地課長
 " 井田 宗 岐阜県農地建設課長
 " 勝又 讓 愛知県耕地課長
 " 渡辺 靖六 三重県耕地課長
 " 大辻小太郎 滋賀県耕地課長
 " 中村 吉隆 京都府耕地課長
 " 吉岡 孝信 大阪府耕地課長
 " 藤本 理 兵庫県耕地課長
 " 窪田 博 奈良県耕地課長
 " 小川 力也 和歌山県耕地課長
 " 坂根 勇 鳥取県耕地課長
 " 村田 稔尚 島根県耕地課長
 " 村上 澄雄 岡山県耕地課長
 " 二井岡 広 広島県耕地課長
 " 中村 源三 山口県耕地課長
 " 平井 公雄 徳島県耕地課長
 " 杉平 鉄雄 香川県土地改良課長
 " 白井 俊昭 愛媛県耕地課長
 " 弘田 定男 高知県耕地課長
 " 田中 善市 福岡県農地計画課長
 " 相川 稔 佐賀県土地改良第一課長
 " 宮本 安一 長崎県耕地課長
 " 広嶋 常次 熊本県耕地第一課長
 " 森田 実 宮崎県耕地課長
 " 森田 克美 大分県耕地課長

参 与	百元 和夫	鹿児島県耕地課長	東 京	旭コンクリート工業株式会社	1口
幹 事	武田 健策	水資源開発公団第二工務部設計課長	大 分	梅林建設株式会社	"
"	須恵 務	農地局かんがい排水課	東 京	技研興業株式会社	"
"	高田 徳博	" 開墾建設課	"	久保田建設株式会社	"
"	小藤 裕二	" 防災課	"	五洋建設株式会社	"
"	中川 稔	東海農政局設計課長	大 分	㈱ 後 藤 組	"
"	柴田巳千夫	農地局企画調整室	"	㈱ 佐 藤 組	"
参 与	棚橋 正治	関東農政局建設部設計課長	東 京	新生興産株式会社	"
"	白滝 山二	農工大学助教授	"	豊水産業株式会社	"
"	前田 芳郎	農地開発機械公団工務課長	愛 知	塩 谷 組	"
"	内藤 克美	農地局総務課公域農業開発対策室	東 京	世紀建設株式会社	"
常任幹事	石川 明	農地局設計課	青 森	田中建設株式会社	"
"	伊藤祿太郎	農業土木技術連盟事務局長	東 京	㈱ 武井工業所	"
"	勝俣 昇	東北農政局津軽総合開発調査事務所長	"	㈱ 田原製作所	"
編 集 員 長	岡部 三郎	農地開発機械公団管理官(幹事会担当理事兼務)	香 川	大成建設㈱高松支店	"
編集委員	幹事及常任幹事		大 分	高山総合工業株式会社	"
			東 京	中央開発株式会社	"
			岡 山	中国土木株式会社	"
			香 川	㈱チェリーコンサルタント	"
			東 京	帝国ヒューム管株式会社	"
			"	東急建設株式会社	"
			秋 田	東邦技術株式会社	"
			東 京	東京索道株式会社	"
			"	(有)東洋測量設計	"
			"	㈱土木測器センター	"
			茨 城	中川ヒューム管工業株式会社	"
			新 潟	新潟コンクリート工業株式会社	"
			東 京	日本舗道株式会社	"
			"	日本技術開発株式会社	"
			"	日本海上工事株式会社	"
			"	日本国土開発株式会社	"
			"	日本プレスコンクリート工業株式会社	"
			"	日本エタニットパイプ株式会社	"
			"	日曹マスタービルダーズ株式会社	"
			"	日兼特殊工業株式会社	"
			"	パシフィックコンサルタンツ株式会社	"
			"	羽田コンクリート工業株式会社	"
			福 岡	藤増総合化学研究所	"
			東 京	㈱ 圓井製作所	"
			"	㈱ 丸島水門製作所	"
			石 川	真柄建設株式会社	"
			東 京	水資源開発公団	"
			京 都	山品建設株式会社	"
			愛 知	若鈴コンサルタンツ株式会社	"
			東 京	I N A新土木研究所	"
			福 岡	新日本コンクリート株式会社	"

賛助会員

(五十音順)

東 京	㈱ 荏原製作所	3口
"	㈱ 大 林 組	"
"	鹿島建設株式会社	"
"	㈱ 熊 谷 組	"
"	久保田鉄工株式会社	"
"	佐藤工業株式会社	"
愛 知	㈱三祐コンサルタントインターナショナル	"
東 京	大成建設株式会社	"
"	㈱電業社機械製作所	"
大 阪	㈱ 西島製作所	"
東 京	西松建設株式会社	"
"	(財)日本農業土木コンサルタンツ	"
"	㈱ 間 組	"
"	㈱ 日立製作所	"
"	㈱ 青木建設	2口
"	株木建設株式会社	"
大 阪	㈱ 奥 村 組	"
東 京	勝村建設株式会社	"
大 阪	㈱ 栗本鉄工所	"
東 京	三幸建設株式会社	"
"	住友建設株式会社	"
"	大豊建設株式会社	"
"	前田建設工業株式会社	"
山 形	前田製管株式会社	1口

70社 106口

農業土木技術研究会会員数

46.12末現在

地方名	通常会員					賛助会員		地方名	通常会員					賛助会員					
	県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数				
北海道	403	343	5	81	832	—	—	近畿	滋賀	86	46	—	2	134	—	—			
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森手	188	40	1	—	229		1	1	京都	54	56	8	23	141	1	1	
		城田	142	30	2	—	178		—	—	大阪	53	26	5	52	136	3	8	
		形島	135	84	6	—	242		—	—	奈良	96	28	2	3	129	—	—	
		福	211	77	—	27	315		1	1	和歌山	64	28	—	2	94	—	—	
			157	34	—	5	196		—	—	計	75	26	—	1	102	—	—	
北	計	160	48	—	1	209	—		—	計	428	210	15	83	736	4	9		
関東	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	茨城	119	54	—	6	179		1	1	中国	鳥取	68	15	1	—	84	—	—
		栃木	69	28	5	4	109		1	1		岡山	47	25	7	1	80	—	—
		群馬	80	16	—	—	96		—	—		山梨	87	107	5	4	203	—	—
		埼玉	90	19	—	13	122	—	—	徳島		—	—	—	1	1	—	—	
		千葉	109	51	—	9	169	—	—	香川		63	—	—	1	64	—	—	
		東京	1	226	19	238	484	48	99	愛媛		37	14	—	—	51	—	—	
		神奈川	71	31	—	20	122	—	—	高松		61	91	7	1	160	2	2	
		山梨	4	13	—	1	18	—	—	高知		39	1	5	6	51	—	—	
		長野	153	23	4	3	183	—	—	四国		24	2	1	2	29	—	—	
		静岡	174	37	—	—	212	—	—	計		426	255	26	16	723	2	2	
北	計	870	498	28	295	1,691	50	81	九州	福岡	93	47	14	27	181	2	2		
陸	新潟 富山 石川 福井	新潟	353	134	1	14	502	1		1	佐賀	103	31	3	1	138	—	—	
		富山	151	14	2	3	170	—		—	長崎	28	6	—	—	35	—	—	
		石川	105	103	—	3	211	1		1	熊本	148	102	—	5	255	—	—	
		福井	132	11	—	—	143	—		—	大分	178	33	—	1	212	4	4	
計	741	262	3	20	1,026	2	2	宮崎	93	7	1	—	101	—	—				
東	岐愛 三	岐	102	28	5	6	141	—	—	鹿	127	25	1	—	153	—	—		
		愛	105	180	1	108	394	3	3	沖	4	—	2	1	7	—	—		
		三	72	55	1	1	129	—	—	計	774	251	21	36	1,082	6	6		
計	279	263	7	115	664	3	3	内地計	4,914	2,395	114	700	8,123						
北海道	計	279	263	7	115	664	3	3	外国	28	—	—	—	28					
合計	4,942	2,395	114	700	8,111	70	106	合計	4,942	2,395	114	700	8,111	70	106				

編集後記

この研究会の事業として座談会を開くことが決められたとき、いろいろのテーマが検討されたが、結局技術的に問題の多いダム技術について、現場担当者、施工者、コンサルタント、河川管理者、学者などにお集りいただいて「最近のダム技術について」座談会を行ない、これを「水と土」誌の特集となることになった。頭初は石川幹事が司会を行ない私は一般出席者ということで愉しみにしていたところ石川幹事が公務のため出席されないこ

とになり、急に司会役がこちらに廻って来て、口を封じられるハメになってしまい残念至極でもあり、また不馴れな司会で果して纏め得たのか大いに気になるのである。が内容は大分長文になるようであるが、かなり新しいニュースや設計施工の考え方が湧き出ている。また実際の座談会は、4時間にわたって行なわれ、その原稿は今回記事の倍近いもので、止むを得ず割愛した記事にも貴重なものが多い。紙面の都合上、御出席の方には誠に申し訳ないことで、深くお詫びを申し上げる次第である。(勝俣)

水と土 第7号

発行所 東京都港区新橋5-34-4
 発行人
 印刷所 東京都新宿区下落合2-4
 -12

昭和46年12月25日発行
 農業土木会館内 TEL (436) 1960
 振替口座 東京 2891
 農業土木技術研究会
 TEL (953) 4461 (代表)
 一世印刷株式会社