

RCD工法によるダム施工

昭和 56 年 7 月

(財)国土開発技術研究センター 編集

R C D 工法によるダム施工

訂 正

6章 施工と実績(2)の中の p.204の上から4行目と5行目を次のとおり訂正いたします。

このことは下流地山直前で洪水処理上20mほどの段差を付けることを避け、水理学的にも問題がない等の配慮したものである。

RCD工法によるダム施工

昭和 56 年 7 月

(財)国土開発技術研究センター 編集

まえがき

最近、世界的なすう勢としてフィルタイプダムが数多く建設されるようになってきた。これは、完成ダム数の増加に伴って地形地質上、コンクリートダムに適したダムサイトが数少なくなってきたことの他に、そのすぐれた施工性にもよっている。すなわち、フィルダムは、その工程が単に天然材料の大量移動にしかすぎず、コンクリートダムと違って、そこには化学変化を伴うような過程が含まれていないために、掘削から運搬、盛立て、転圧等の各工程が基本的には鉱山や他の土木工事に使用されている汎用機械の組合せで施工が可能であり、これらの機械が戦後30年間の技術革新の波に乗って大型化し、性能の向上がなされた結果、経済的な施工が可能になり労働賃金の高騰とあいまって、フィルタイプダムがダムの分野で優位性を発揮するようになってきたのである。

しかしながら、フィルタイプダムは、建設中、完成後を問わず堤体越流に対する抵抗が劣ること、堤体上に洪水吐やバルブ等の構造物の設置が許されないこと等の欠点を有している。特にわが国のようにダムの規模に比べてダム設計洪水流量が大きく、さらに洪水調節用の放流設備を必要とするような場合には、全体工事費の中に占める洪水吐設備の工費の割合が大きくフィルタイプダムの優位性が損なわれる場合が多い。事実、現在建設省所管事業として工事中または実施計画調査中のダムの約70%がコンクリートダムで計画されていることは、堤体と洪水吐とを合わせた全体工事費で考えると、洪水調節を主目的とする多目的ダムの場合には、コンクリートダムのほうが有利な場合が多いことを物語っている。

現在採用されているコンクリートダムの施工技術は、1936年に完成したフーバーダムを建設する際に、アメリカで従来のダム技術を集大成して確立したものであり、その後45年間、大きい変革のないまま踏襲されているものである。この伝統的な手法から脱却して「より急速で経済的な施工技術」の開発を目指した研究は1960年に入ってから各国で開始された。そして、イタリアやソ連では、連続的なコンクリート打設を可能にした新しい方法が開発され、それによって大ダムを成功裏に完成させている。

このような背景の下に、コンクリートダムの長所を生かしつつ、フィルタイプダムの短所を補う合理的なダム施工法を確立するために昭和49年度に(財)国土開発技術研究センターの中に「コンクリートダムの合理化施工に関する研究委員会」が設立された。RCD工法は、この委員会及び幹事会の研究成果であり、この成果は大川ダムのマット部と島地川ダムの本体で実際に試みられた。その結果島地川ダムはRCD工法を用いてダム本体のコンクリートを打設した世界最初のダムとなった。ダムは湛水され、工事は成功し、ここにRCD工法という新しい工法が確立され

たのである。この工法を実際に施工した結果、予期以上に効果を発揮した点、苦心した点、今後対策や改良を必要とする点、RCD 工法の制約となる点や限界等が明白になってきた。

本書は、島地川ダムの完成を契機に、昭和49年度に研究に着手して以来、現在に至るまでの6カ年間に実施してきた RCD 工法に関する検討、試験、施工についての諸成果を取りまとめたものであり、この成果を踏み台にして、わが国においては、なおニーズの多いコンクリートダムの合理化施工に関する工法がさらに洗練されていくことを期待するものである。なお、本報告書はとりあえず講習会用に建設省関係の若手の技術者が中心に短時間にとりまとめたものであり、技術的にもまだ十分に考察しつくされていない箇所も多く見られる。それらについては、コンクリートダム合理化施工委員会の諸先生のご指導ならびに皆様方のご指摘を受けて後日訂正してまいりたいと考えている。

本報告書の作成に当たり、RCD 工法を確立するに際して、終始熱心に検討し、討議して戴いた委員会及び幹事会の各位に、また、この新しい工法を実際に現場に適用して成功裏に工事を完成させた工事現場で活躍された方々に、そして、とりまとめに際してご協力を戴いた関係者に対して深く感謝の意を表わす次第である。

昭和 56 年 5 月

編集委員長
前建設省土木研究所ダム部長
糸林芳彦

「RCD 工法によるダム施工法」 講習会テキスト編集委員会

編集顧問

国分正胤

阪西徳太郎

編集委員長

糸林芳彦

副編集委員長

柳田力

編集委員及び幹事

小宮山克治

竹林征三

今野隆一郎

寺田斐夫

坂田俊之

伴登義懿

佐藤勝三

松永憲佳

志水茂明

水野光章

鈴木徳行

山住有巧

高樋堅太郎

山本兼次

目 次

1 章 概 説

1.1 RCD 工法の輪郭と定義	1
1.2 コンクリートダムの発展と RCD 工法	2
1.3 コンクリートダムの合理化施工の方針と RCD 工法	4
1.3.1 各種の検討と価格分析	4
1.3.2 基本的な配慮事項	5
1.4 RCD 工法の検討の経緯	6
1.5 RCD 工法によるダムの施工	8
1.5.1 島地川ダムの施工	8
1.5.2 大川ダムの施工	11
1.5.3 新中野ダムの施工	13
1.5.4 外国における施工例	16

2 章 RCD 用コンクリートの品質と配合

2.1 RCD 用コンクリートのコンシスティンシー	23
2.1.1 硬練りコンクリートのコンシスティンシー試験方法	23
2.1.2 VC 値と VC 試験	25
2.2 RCD 用コンクリートの工学的性質	28
2.2.1 圧縮強度	28
2.2.2 水密性	30
2.2.3 打継部のせん断強度	31
2.3 RCD 用コンクリートの配合設計方法	32
2.3.1 配合設計の考え方	32
2.3.2 単位水量	33
2.3.3 単位セメント量	34
2.3.4 細骨材率または単位粗骨材容積	35
2.3.5 混和材料	36
2.3.6 配合設計の手順	36
2.3.7 ダムコンクリートの配合比較	37
2.4 試験方法	40
2.4.1 振動台コンシスティンシー試験 (VC 試験)	40
2.4.2 モルタルの単位容積重量試験	41
2.4.3 強度試験	44

3 章 RCD 工法におけるコンクリートの締固め

3.1 各種振動ローラの締固め性能について 49	3.2.3 転圧回数と圧縮強度 61
3.1.1 実験に用いた振動ローラの機種 49	3.3 振動ローラによる締固めの問題点 61
3.1.2 各種振動ローラによる締固め性能試験結果 49	3.4 振動ローラの締固め解析 63
3.2 締固め方法についての比較検討 55	3.4.1 振動ローラの締固め機構 63
3.2.1 締固め層厚とコア密度、圧縮強度 55	3.4.2 振動ローラの締固めエネルギーとコンクリートの密度 65
3.2.2 卷出し締固め方法と圧縮強度 58	3.4.3 締固めにおける振動加速度と作用時間 67
	3.5 大型振動ローラの締固め効果 67
	3.6 大型供試体による室内振動締固め 72

4 章 温 度 応 力

4.1 コンクリートダムと温度応力 79	4.4.3.4 結果の考察 96
4.2 クラック発生のメカニズム 79	4.5 外部拘束による温度応力解析 96
4.2.1 外部拘束に基づく応力 79	4.5.1 岩盤拘束度を用いた温度応力の算出法 96
4.2.2 内部拘束に基づく応力 81	4.5.2 解析条件の設定 98
4.3 温度規制法 82	4.5.3 コンクリートの打上がり高さないしはブロックのレヤ長と外部拘束度の関係 98
4.3.1 基本的な考え方 82	4.5.4 ダム完成後の外部拘束度 99
4.3.2 RCD 工法と温度規制 83	4.5.5 外部拘束に対する温度応力規制の配慮 101
4.4 温度履歴解析 84	4.5.6 島地川ダムにおける考察例 103
4.4.1 温度履歴解析法 84	4.5.7 大川ダムにおける考察例 104
4.4.2 温度履歴解析の例 87	4.6 内部拘束による温度応力解析 104
4.4.2.1 解析モデルの設定 87	4.6.1 水平打継面に生ずる内部拘束による温度応力 105
4.4.2.2 リフト高と温度履歴 89	4.6.1.1 解析条件の設定 105
4.4.2.3 打設速度と温度履歴 90	4.6.1.2 特定のクーリングを行わない場合の一般リフトの温度応力 106
4.4.2.4 クーリング方法と温度履歴 91	4.6.1.3 プレクーリングを行った場合の
4.4.2.5 温度履歴特性のまとめ 92	
4.4.3 島地川ダムの温度履歴—実測例と計算例一 92	
4.4.3.1 計算条件 93	
4.4.3.2 温度測定位置 93	
4.4.3.3 計算における配慮 93	

一般リフトの温度応力 107	4.6.2 上・下流面に生ずる内部拘束による温度応力 108
4.6.1.4 水平打継面における温度応力規制に対する配慮 107	4.7 ま と め 109

5 章 施工と実績 (1)

—島地川ダム—

5.1 施工計画 111	5.3.11 河床部のコンクリート打設 138
5.1.1 RCD 工法採用の経緯 111	5.3.12 頂部コンクリート打設 140
5.1.2 施工方法の概要 112	5.4 型 枠 141
5.1.3 コンクリート運搬打設方法の検討 114	5.4.1 本体型枠 141
5.1.4 仮設備計画 115	5.4.2 打止め型枠 143
5.1.5 試験施工 118	5.5 横縫目の施工 144
5.1.5.1 施工試験 118	5.5.1 概 要 144
5.1.5.2 導流壁 120	5.5.2 加工パネル 144
5.1.5.3 副ダム 120	5.5.3 振動圧入式目地切機 148
5.2 施工機械の組合せ 121	5.5.4 接岩部の横縫目造成 150
5.2.1 概 要 121	5.6 グリーンカット 151
5.2.2 施工機械の組合せ 121	5.6.1 概 要 151
5.2.3 施工機械の能力及び使用決定理由 121	5.6.2 実施時期 152
5.3 RCD 工法によるコンクリートの打設 125	5.6.3 使用機械 153
5.3.1 コンクリートの練混ぜ 125	5.6.4 作業方法 153
5.3.2 コンクリートの運搬及び荷卸し 126	5.6.5 作業能力 154
5.3.3 1 リフトの厚さ(打設リフト高さ) 127	5.6.6 施工上の注意事項 154
5.3.4 モルタルの敷均し 128	5.7 コンクリートの養生 155
5.3.5 コンクリートの敷均し 131	5.7.1 概 要 155
5.3.6 打込み間隔 133	5.7.2 打設面の養生 155
5.3.7 コンクリートの締固め 133	5.7.3 型枠部の養生 157
5.3.8 異種配合部の打設 134	5.7.4 その他の養生 158
5.3.9 コールドジョイントの処理 136	5.8 止水工 159
5.3.10 打設方法 138	5.8.1 概 要 159
	5.8.2 止水板の品質・規格 159
	5.8.3 施工要領 159
	5.8.4 溶接及び検査方法 160
	5.8.5 頂部止水、排水工の詳細 164
	5.9 放流設備 164

5.9.1 オリフィス及びクレスト	164
5.9.2 利水及び低水位放流管	165
5.9.3 選択取水設備（利水放流設備）	
.....	165
5.10 観測設備及び堤体付属構造物	166
5.10.1 観測設備	166
5.10.1.1 埋設計器	166
5.10.1.2 プラムライン	170
5.10.1.3 量水塔	170
5.10.2 堤体付属構造物	171
5.10.2.1 堤体構造部の打設方法	171
5.10.2.2 RCD工法での堤体付属構造物に共通する問題点及び反省点	172
5.10.2.3 通廊	173
5.10.2.4 エレベーター	173
5.10.2.5 天端橋梁	174
5.11 施工管理	174
5.11.1 島地川ダムにおける工程管理	
.....	174
5.11.2 リフトスケジュール	174
5.11.3 月別打設実績	176
5.12 品質管理	177
5.12.1 品質管理基準	177

6 章 施工と実績（2）

—大川ダム—

6.1 施工概要	197
6.1.1 ダムの概要	197
6.1.2 ダム型式とRCD工法の採用	
.....	197
6.1.2.1 地質	197
6.1.2.2 ダムの設計	199
6.1.3 ダムの施工概要	205
6.1.4 仮設備計画	205

6.1.4.1 全体計画	205
6.1.4.2 コンクリート打設用の主要機械設備	
.....	210
6.2 RCD工法の試験施工	211
6.2.1 上流2次締切における試験施工	
.....	211
6.2.1.1 試験概要	211
6.2.1.2 上流2次締切ダムの諸元と施工	

5.12.2 各種コンクリート示方配合	180
5.12.3 夏冬における品質管理	180
5.12.3.1 夏期コンクリートの打設	180
5.12.3.2 冬期コンクリートの打設	180
5.12.4 コンクリートの品質管理	181
5.12.4.1 締固め管理	181
5.12.4.2 コンシステンシー管理(VC値)	
.....	182
5.12.4.3 圧縮強度管理	182
5.12.4.4 コアの目視管理	182
5.12.4.5 表面水量試験	182
5.12.4.6 骨材の品質	185
5.12.5 含水管理	189
5.12.6 ボーリングコアによる検証	190
5.12.6.1 エプロン部における抜取りコア	
.....	191
5.12.6.2 ダム本体における抜取りコア	
.....	192
5.13 総合検討	193
5.13.1 合理化施工の検討	193
5.13.1.1 施工の安全性	194
5.13.1.2 省資源	194
5.13.1.3 急速性、経済性	195
5.13.2 合理化施工の今後の課題	195
概要	212
6.2.1.3 RCD工法による施工概要	212
6.2.1.4 RCD工法によるコンクリートの使用材料	213
6.2.1.5 RCD工法によるコンクリートの配合	215
6.2.1.6 施工条件	216
6.2.1.7 試験施工の結果	217
6.2.2 マット部下流端における試験施工	
.....	220
6.2.2.1 試験概要	220
6.2.2.2 RCD工法によるコンクリートの使用材料	220
6.2.2.3 RCD工法によるコンクリートの配合	222
6.2.2.4 施工要領	222
6.3 RCD工法の施工概要	225
6.3.1 施工のフロー及び機械配置	225
6.3.2 RCD工法によるコンクリート打設の区画割りと施工	230
6.3.3 異種コンクリートの配合と使用区分	230
6.3.4 収縮目地の設置	233
6.4 RCD工法によるコンクリートの混合	
.....	236
6.4.1 バッチャープラント	236
6.4.1.1 RCD工法によるコンクリート製造設備	236
6.4.1.2 ミキサーの型式選定	236
6.4.1.3 混合	237
6.5 RCD工法によるコンクリートの運搬卷出し	
.....	239
6.5.1 RCD工法によるコンクリート運搬路	239
6.5.1.1 主要運搬路	239
6.5.1.2 打設現場内の運搬路	239
6.5.2 ダンプ運搬	243
6.5.2.1 運搬台数とサイクルタイム	243
6.5.2.2 ダンプ足洗い	243
6.5.2.3 打設面上の障害物整理	244
6.5.3 卷出し	245
6.5.3.1 卷出し方法	245
6.5.3.2 骨材分離防止対策	246
6.5.3.3 打設面の平坦性確保	247
6.5.3.4 施工環境の維持	247
6.6 転圧締固め	248
6.6.1 使用機械	248
6.6.2 振動ローラによる締固め	248
6.6.2.1 標準締固め方法	248
6.6.2.2 打止めのり面の整形と締固め	249
6.7 異種コンクリート接合部の打設方法及び湧水対策	250
6.7.1 異種コンクリートとの接合部の打設方法	
.....	250
6.7.1.1 概要	250
6.7.1.2 異種コンクリートの締固めに使用した主要機械	252
6.7.1.3 異種コンクリートの締固め及び接合部の打設方法	252
6.7.2 岩着部コンクリートの湧水対策	
.....	253
6.7.3 堤内仮排水路部の打設方法	256
6.8 目地切り及び止水工	256
6.8.1 収縮目地造成	
.....	256
6.8.1.1 目地切機械	256
6.8.1.2 目地の種類	258
6.9 打継目処理	261
6.9.1 グリーンカット及び清掃	261
6.9.1.1 グリーンカット開始時間	261
6.9.1.2 グリーンカットの方法	262
6.9.1.3 打込み区画縁切り	263
6.9.2 越冬後の打継目処理	264

6.9.2.1 チッピング処理	264
6.10 養 生	264
6.10.1 施工後の養生	264
6.10.1.1 空中噴霧	264
6.10.1.2 淹水養生	264
6.10.1.3 部分養生	264
6.10.2 越冬養生	265
6.11 埋設計器	265
6.11.1 計器埋設位置	265
6.11.2 計器類埋設方法	265
6.11.2.1 溫 度 計	265
6.11.2.2 繼目計	265
6.11.2.3 間隙水圧計	265
6.11.2.4 地震計	267
6.11.3 ケーブル配線	267
6.11.3.1 配線埋設方法	267
6.11.3.2 収縮継目部のケーブル横断方法	268
6.12 施工上の問題点	268
6.12.1 気象条件とその対応	268
6.12.1.1 気象状況の把握と対応	268
6.12.1.2 RCD工法によるコンクリートの打込み規制と各種条件での対策	268
6.12.2 RCD工法によるコンクリート運搬路の確保	269
6.12.2.1 運搬路を2系列以上確保することの必要性	269
6.12.2.2 構造上の制約と運搬路	269
6.12.2.3 ダンプトラック走行による留意点	270

6.12.3 広大な区画内の清掃作業	270
6.13 施工管理	270
6.13.1 品質管理基準	270
6.13.1.1 材料の管理	270
6.13.1.2 細骨材の表面水管理	273
6.13.1.3 RCD用コンクリートの品質管理基準	273
6.13.1.4 締固め管理	274
6.13.2 品質管理結果	275
6.13.2.1 材料の物理試験結果	275
6.13.2.2 骨材の表面水管理結果	275
6.13.2.3 RCD用コンクリートの品質管理結果	278
6.13.2.4 締固め管理結果	283
6.13.2.5 その他	284
6.13.3 工程管理	287
6.13.3.1 骨材製造	287
6.13.3.2 RCD工法によるコンクリート打設	287
6.13.4 その他	289
6.13.4.1 ダムサイトにおける気象	289
6.14 マット部と本体部との接続部	290
6.14.1 接続部の施工	290
6.15 総合検討	292
6.15.1 施工性	292
6.15.2 経済性	293
6.15.2.1 配合	293
6.15.2.2 施工	293
6.15.3 安全性	293
6.15.4 大川ダムにおけるRCD工法の今後の課題	293

7.2.1 ひび割れ深さ実験	296
7.2.1.1 実験方法	296
7.2.1.2 実験結果のまとめ	296
7.2.2 層厚1.0mと層厚1.5mとの比較試験	299
7.2.2.1 実験方法	299
7.2.2.2 実験結果のまとめ	300
7.3 減勢工基礎部におけるRCD工法の施工	304
7.3.1 施工方法	304
7.3.2 施工のまとめ	304

8章 RCD工法の今後の方向と課題

8.1 RCD工法の一般的特徴	307
8.1.1 概要	307
8.1.2 評価	308
8.1.3 RCD工法の特徴についての個別的考察	313
8.1.3.1 構造諸元	313
8.1.3.2 材料と配合	313
8.1.3.3 施工	314
8.2 RCD工法の今後の課題	316
8.2.1 施工を通じて明らかになった課題	316
8.2.1.1 コンクリートの性質	316
8.2.1.2 施工	316
8.2.2 今後の課題	316

7章 施工と実績(3)

—新中野ダム—

1 章 概 説

1.1 RCD 工法の輪郭と定義

コンクリートダムのコンクリート打込みに関する標準的な工法は次のような流れで行われる。

①バッチ練混ぜ→②バケット運搬→③型枠で形成された打込み点での荷降し→④部分的な敷均し→⑤内部振動機による締固め

ちなみにフィルダムの盛立てを同様な流れで書くと次のようになる。

①材料採取→②ダンプ運搬→③面内での所定点での荷降し→④全体的な敷均し→⑤ローラによる面的な転圧

両者は材料を所定の高さ（ダム天端）まで積上げ、構造物を築造する作業でありながら双方を比較すると明らかな違いが感じられる。すなわち、後者は前者よりも①面的、②連続的である。また実際の場面では、後者はより機械作業の占める部分が多いことである。

ダムをより合理的に築造するということは、いい換えれば所定の安全性をもったダムを最も経済的に築造するということである。この目的を達するためにはいろいろな要素とその組合せが考えられるであろうが、少なくとも連続的にできるだけ省力化して行うことは合理化の方向に適っている。

そのことから近年内外において、フィルタイプの大規模なダムの築造が多く見られるようになったのも納得されることである。しかしながら、ダム地点によっては必ずしもフィルダムが総合的により経済性が高いとばかりはいい切れない。このことはわが国で特に強調して取り上げなければならない理由からである。すなわち、

- ① 洪水吐等の水理構造物を堤体から独立して作る必要があること
- ② 築造時の河流処理が大規模になること
- ③ 材料採取量が多くなり、運搬路が大規模になること

等であるからであり、またこれらのことから周辺環境への影響も相対的に大きくなる。

そこで、コンクリート重力ダムの施工にフィルダム施工の利点を取り入れたならば、より合理的なダム築造を行い得る可能性がある、との出発点に立った新しいコンクリートダム築造の概念が RCD 工法である。すなわち、RCD 工法は構造材料としてのコンクリートを改良したものを目指すのではなく、コンクリートダム築造の一つの新しいシステムを指している。

このことを基にして RCD 工法の特徴について述べると次のとおりである。もちろん、ダムサイトの条件やダムの規模等によって、コンクリートの性状や施工の細部について変化した方法がとられるのは当然である。

- コンクリートが超硬練りである。
- 一般にコンクリートの単位セメント量は少ない。
- パッチャープラントから打込み区画までの運搬には、一般に固定ケーブルクレーン、インクライン、ダンプトラックなどを用い、打込み区画ではダンプトラック、ベルトコンベアなどを用いる。
- 締固めには振動ローラを用いる。
- 堤体全面をレヤ打込みによるのを標準とする。
- 1 リフトの高さは、締固め効果を考慮して堤体部分では 70 cm 程度を標準とする。
- 収縮縫目のうち横縫目は、コンクリートの敷均し直後、または締め固めた後切断する方法で施工し、縦縫目は一般に設けない。
- パイプクーリングの施工は一般に行わない。

1.2 コンクリートダムの発展と RCD 工法

コンクリートダムの原型は石塊ダム (masonry dam) に求められ、1850年ごろまでは、ヨーロッパ等で多く作られている。現在遺跡として残っているものから見た最も古い構造物はほぼ B.C 2000 年ごろアラビアのイエメンで作られたもので、堤体積は約 12 000 000 m³ あったと推定される。

これらの石塊ダムは主として経験を基に設計されたもので、理論的に確立されたものではない。したがって例えば高さに比して堤敷長が異常に長いことや、部分的に極端に危険箇所がある等の不合理が見られ、いわゆる合理的な安全率の概念が入っていない。

1824年にイギリスでポルトランドセメントの製法特許が確立して以来ダムへの利用もおいおい盛んとなった。しかし1900年ごろまでのダムコンクリートは（コンクリート一般にもいえることであるが）今日のそれと大いに異なっており、それについておよそ次のような例をあげることができる。

- ① セメントの粒子が非常に荒い
- ② 骨材の水洗いは行わない
- ③ 練混ぜは手練りで行う
- ④ 石塊を軟らかいコンクリートで填充する巨石コンクリートが多い
- ⑤ 締固めはタンピングで行う

19世紀の終わりから20世紀の初頭にかけて「ミドルサード理論」や「アーチ及びクラウン片持梁理論」等の研究が次々と発表され重力ダム及びアーチダムの設計が一段と合理的になった。安

全率に関するいわゆる Henny の式が発表されたのは1934年である。材料面でもセメントの品質が向上し、骨材も水洗いが一般的となり考え方も整理されてきた。またコンクリート強度に関する水セメント比則が発表され練混ぜ水の管理がいわれるようになった。このころから重力ダムの単位セメント量は不文律として 223 kg/m³ が定まり、骨材最大寸法は 7.6 cm が一般となった。ダムコンクリートに生ずるクラックについて本格的に調査、研究が始まったのもこのころである。

コンクリートダムの概念をほぼ今日のものにしたのは Hoover ダムの建設である。高さ 218 m、堤体積 3 400 000 m³ の構造物は現在でも巨大であるが、当時としては全く画期的なものであり、それまでの技術の单なる延長では処理できるものではなかった。そのため、設計理論、施工法、材料にわたって膨大な実験と研究がなされ、そこから数々の技術が生み出されて今日のダム工学の基礎となった。その主なるものは次のような事項である。

- ① 試し荷重法による本格的なアーチダムの応力計算
- ② 年間打込み量 1 220 000 m³ を行った施工設備
- ③ 本格的な内部振動機による締固め
- ④ パイプクーリングによる人工冷却
- ⑤ ブロック工法の採用とジョイントグラウチング
- ⑥ 合理的な安全率の見直し

重力ダムのセメント量は 223 kg/m³ が長らく不文律として守られてきたが、1940年に完成した TVA の Hiwassee ダムが初めてそれを破って 168 kg/m³ を採用し、1954年に完成したアメリカ陸軍工兵隊の Pine Flat ダムでは 140 kg/m³ となった。わが国でも1959年に完成した田子倉ダム（電源開発）で早くも内部コンクリートとして 140 kg/m³ を採用している。また、ブレクーリングは1940年ごろから始まり、本格的に行なったのは1945年に完成した Norfork ダム（アメリカ陸軍工兵隊）が最初で、その後アメリカ陸軍工兵隊の築造するダムで盛んに実施されている。

コンクリートの硬化熱の低減に関連してポゾランの使用も見逃すことはできない。1920年代の終わりごろに築造された Dalton ダム（米）はセメント量の 20% を天然ポゾランで代替しており、本格的に使用した最初である。

わが国でも 50 m 以上の約 130 のコンクリートダムを調査した結果によると 1/3 弱のダムでフライアッシュを用いている。しかしながら、アメリカやイギリスではより盛んにフライアッシュや天然ポゾランが用いられ混入割合も多いようである。

コンクリートの耐久性を高めるうえで、導入空気が卓越した働きがあることが見い出されたのは1945年ごろである。ワーカビリティの改良にも効果が認められることから、その後内部コンクリートでも AE 剤の使用は広く行われている。

以上のように近代的なコンクリートダムの歴史は100年余りである。その間をひとことでいえば“コンクリートダムを合理的に築造する方法を求める歴史”でもあった。それは次のように分類することができよう。

1) 設計面：合理的な完全率の追求、薄肉アーチダム等合理的な堤体断面の追求、例えば最近アメリカ開拓局で築造された Crystal ダムは高さ 109 m、堤頂長 220 m、クレスト厚 3.1 m、ベース厚 8.8 m で堤体積は 110 000 m³ にすぎない。

2) 施工面：施工設備の改良。最近、アメリカ陸軍工兵隊で築造された Dworshak ダムでは 3 m³ ミキサー10台、高走行性の 20 t 型ケーブルクレーン3基で日平均 7 500 m³ のコンクリート打込みを行っている。

3) 材料面：適切な材料の選択、セメント量の低減。

これらの発展は各事項が単独になされることもあるが、例えば、セメント量の少ない硬練りコンクリートは能率のよいバケット運搬設備がなければ存在しないように、各々の事項は多くの場合関連をもって発展がなされてきている。

ここで RCD 工法に同様な見方をすると、まず設計面からは、最近のように比較的劣弱な基礎地盤上に築造するのに適した堤体断面の決定への関連で把えることができる。これはアーチダムが応力のより高度な集中を目指して、比較的高強度のコンクリートを使用することによる合理化を意図したのとは逆に、応力の分散による比較的弱い基礎岩盤への適用を求めた合理化といえよう。

次にそれに対応した施工設備システムの選択がある。これは点を対象にしたシステムから面を対象にしたシステムへの変換かもしれない。最後の材料は設計強度及び施工システムから求められる合理的な材料とその組合せを考えることにある。このことについて主としてフレッシュな（まだ固まらない）コンクリートの性状が検討の対象となろう。このように RCD 工法は現在に対応したコンクリートダムの一つの合理的な建設の手法を求めている、いい換えれば、あくまで近代的なコンクリートダム発展の歴史の延長線の上にある。

1.3 コンクリートダムの合理化施工の方向と RCD 工法

1.3.1 各種の検討と価格分析

コンクリートダムを施工する場合の工種は多岐にわたっており、ざっと数えても次のような事項が考えられる。

- ① 河流処理
- ② 掘 削
- ③ 施工設備
- ④ 骨材採取、製造、運搬、貯蔵
- ⑤ コンクリート製造、運搬、打込み、養生
- ⑥ 型 枠
- ⑦ クーリング、ジョイントグラウチング

⑧ 潜水処理

ダム施工の費用を算出するに当たっては、これらの工種について各々検討するわけであるが、その際基になるのが固定費とランニングコストの区分である。固定費として考えられるものは①製作費、②据付け費、③土木費、④撤去費等であり、ランニングコストとしては①人件費、②機械損料、③燃料費である。

これらの各要素について、その方向性をおおまかに規定するのがダムの規模、形式及び工法である。例えば一つのダムの規模（堤体積）を仮定すると工種の中での選択がある範囲に限定されると見なしてよい。また工法の選択で例えばブロック工法でコンクリートの打込みを行うと仮定すると、標準的な手法、手順が存在する。

RCD 工法も各種の検討課題の一つとして、その標準的な例について各工種にわたる費用の検討がなされた。それを基にすると、従来の標準的なブロック工法に比較して明らかに経済的な優位さのあるのはコンクリート運搬等の施工設備、コンクリート打込み費、型枠、ジョイントグラウチングであり、クーリングについてはプレクーリングとパイプクーリングの比較などダムの規模等によって異なるが、一般に優位にある。また、その他の工種については本質的に違いないものと場合によって異なるものに分かれる。もとよりダム工事は個々の工種が独立してあるのではなく、システムとして把えるべきものであるから、一つの条件要素を動かすことは他の条件要素に影響を与えることを十分に考慮する必要がある。

1.3.2 基本的な配慮事項

RCD 工法の検討に当たって基本的に配慮したことは、設計体系上あくまで従来のコンクリート重力ダムの考え方を踏襲することである。現在の重力ダムはもちろん今後の変化はあるとしても、長年の各分野にわたる研究と実際の成果を基にしてでき上がった設計体系の中で成り立っている。例えせん断に対する安全率 4 は、ある定められた試験法、あるいは強度基準に基づいて定められた岩盤またはコンクリートの強度を基に得られるべきものである。また、堤体越流の条件も普通考えられるマスコンクリートの性状を基にしたものである。

このことから、まだその性状が十分に確立されていない材料を用いたり、また、従来にない特殊な形状や外観を採用することは対象の中には入らない。具体的に基本的な条件として考慮した事項は次のようなものである。

- ① 基本的にフレッシュコンクリートはプラスチックな、あるいはそれと類似したコンクリートであること
- ② コンクリートの硬化過程が従来のマスコンクリートと同様であること
- ③ 標準的な打設間隔をとること
- ④ 基本的な重力ダム断面及びそれと類似した断面であること
- ⑤ コンクリートの表面に要求される物理的性質は、従来の重力式コンクリートと変わらないこと

- ⑥ 止水等の条件は従来の重力ダムと変わらないこと

1.4 RCD 工法の検討の経緯

最近建設されるハイダムは、コンクリートに比較してフィルダムが多くなっている。これはダム地点の地形、地質が、コンクリートダムを建設するに適した地点が少なくなってきたこと、ならびにフィルダムは施工性等にすぐれた経済性を得やすいことに起因している。

しかし、フィルダムはその堤体が建設中、完成後を問わず洪水の堤頂越流に対して弱いこと、堤体内に洪水吐を設置できること、またダム地点付近に大容量の洪水吐を設けると掘削のり面が長大になることが多くその維持が困難であること等があって、ダムの洪水に対する安全性を解決するために、本質的に不利な面をもっている。

一方、コンクリートダムは、水密性及び耐久性が高いこと、構造解析の信頼性が高いこと、完成後の堤体変形がほとんどなく維持管理が容易であること等の特徴を有している。

これらのコンクリートダムの長所を生かし、フィルダムの短所を補うため、コンクリートダムの施工上の問題点を改善して、建設工期の短縮と経済性を高めて、コンクリートダムが適するダム地点にあってその建設を容易ならしめ、さらに近年のダム地点の地質、地形等の幅広い条件の変化にも対応し得る合理的なダム施工法を確立することを目的として昭和49年に「コンクリートダム合理化施工に関する研究委員会」（国土開発技術研究センター）が発足した。

その後島地川ダム、大川ダム等のRCD工法による施工が具体化するとともに、個々の問題点をより詳しく検討するために昭和53年には「島地川ダム RCD コンクリート検討部会」「大川ダム RCD コンクリート検討部会」が設置された。同時にRCD工法をより大規模なダムに適用した場合の問題点を詳しく検討するため「大規模ダム RCD コンクリート検討部会」も設けられた。

本委員会で当初提言された検討事項は概略以下のようなものであり、基本的にはそれらの提言に基づいて以後の調査、研究及び実際の施工が実施されている。

(1) 施工法の合理化の考え方

- ① コンクリートダムの施工法はフィルダムの施工法に比較して従来工法を尊重する傾向があるのでコンクリートダムの施工法を見直す時期にきている。
- ② 世界的にみてフィルダムの施工が多い。フィルダムは自由な形に造れることや、大型機械導入等によりコンクリートダムに比べて経済的になっているからである。したがって、コンクリートにもフィルダム的発想を入れるべきである。
- ③ 施工法の合理化の中には工学的、技術的なものもあるが、経済性に立脚したものが相当大きな比重を占めている。したがってコンクリートダムの工事分析をする必要があり、工費節減に効果のある分野を調査する必要がある。
- ④ ダムの合理化については、技術、工法の根幹に触れた検討が必要である。
- ⑤ コンクリートダムは工期が長いが、その原因を検討する必要がある。

⑥ 根本的な設計、施工に関する合理化には相当時間を要するので、短期的に解決できる問題と長期的に解決すべき問題を分けて検討する。

⑦ 最近は比較的強度の低い基礎岩盤上にコンクリートダムを築造しているので、これらの基礎岩盤の状況に対応したコンクリートダムの概念を検討すべきである。

(2) ダムコンクリートの問題点

- ① 施工法の合理化施工といつてもダムは永久構造物であるから、コンクリートの質的堕落であってはならない。
- ② ダムのコンクリートに不可欠と考えられる要求を満たした材料を検討する必要がある。
- ③ コンクリートダムの課題はひび割れの発生をできるだけ押えることである。ひび割れ発生を少なくする要求からセメント使用量を減らすのであり、必ずしも経済性から減らすのではない。例えば、打設手間を考えれば必ずしもセメント使用量減が合理化にはならない。このことから、超硬練りコンクリートはセメントを減らし必要な強度を保持するためのW/Cを一定にするうえで有利である。

(3) 施工法の合理化の1方法

- ① 従来のコンクリートダムは堤体コンクリートで強度と止水に対して同時に対応しているが、両機能を別途に処理する考え方もある。
- ② わが国のセメントは良質であるので、その他のセメント物質あるいは害のない增量剤をダム現場で混入すればダムコンクリートとして必要なセメントの性質を得ることができる。
- ③ 従来のダムの施工設備計画は機械設備をシステムとして扱える発想が少なく、既製機械の組合せ方に終始していた。したがって、ダムの機械設備に対する要望や基本的条件を明確にして、適切な機械設備のシステムを作る必要がある。
- ④ 労務者の不足が大きな問題になっている。

昭和49年度に始まったRCD工法の研究から7年が経過したが、現在に至るまでの経過はおよそ次のとおりである。

委員会が発足した昭和49年度には、数少ない関連した資料等を参考にしてわが国でRCD工法を実施する場合の問題点及び方針について検討された。ここでわが国で蓄積されたコンクリートダムの施工技術を基にすれば、RCD工法の実施は大いに可能性があるとの目安を得て、今後鋭意研究を進めていく方針が出された。

昭和50年度には、RCD工法の主眼点は施工法にあるとの認識から、モデルダムを想定して、それにRCD工法を適用した場合の工事全体の検討を行った。わが国でダムを築造する代表的な建設会社がそれぞれにユニークなシステムの提案を行った。いずれのケースでも従来工法に比較して工期の短縮と仮設備費の低減は見られ、また細部にわたる検討がなされた結果、RCD工法の施工の可能性は大いに高められた。

51年度に入ると、施工法の細部についてより深く比較検討されると同時に、初めて大がかりな野外実験が行われた。これは、大川ダムの上流仮締切り（堤体積1万m³）で実施したもので、

超硬練り貧配合コンクリートの振動ローラを用いての締固めの可能性が実際に確かめられ、RCD工法のダムへの適用が大きく前進した。また、打込み後の切断による継目施工も可能なことが確かめられた。

52年度には、振動ローラの施工性をより詳しく調査するため、各種の振動ローラを用いての実験を行った。同時に、振動ローラによるコンクリートの締固め特性を調べる各種の実験が行われた。これら野外実験及び室内実験の多くは（財）建設機械化研究所で実施された。

これら一連の実験に基づいて島地川ダム及び大川ダムのマット部のRCD工法による施工が基本的に決定され、53年度当初には、実際に使用する材料を用いて島地川ダムサイトにおけるテストピットを用いての現地施工試験が実施された。最終的なコンクリート示方配合、打込み手法、工程計画等も決定され、9月には島地川ダムの本体コンクリートの打込みが開始された。

54年度には、例えば薄層敷均しが材料分離の防止に効果的であることなど、島地川ダムの実際の施工で生じてくる問題に対処すると同時に、より大きなダムへの適用についての検討も開始された。また、大川ダムのマット部のコンクリートは10月から打込みを開始し、おおいにその能率の高さを立証した。

55年度にはRCD工法によるコンクリートの性状をより深く検討する各種実験を進めると同時に、新中野ダムの減勢池がRCD工法によって施工された。ここでは層厚や骨材寸法についてより新しい分野に挑戦したのが注目される。これと相前後して島地川ダム及び大川ダムマット部のコンクリート打込みが終了し、コンクリート重力ダムの施工に新しい分野を開拓した。RCD工法を用いてダム本体を施工したのは世界でも初めての例であろう。

1.5 RCD工法によるダムの施工

1.5.1 島地川ダムの施工

(1) ダムの諸元等

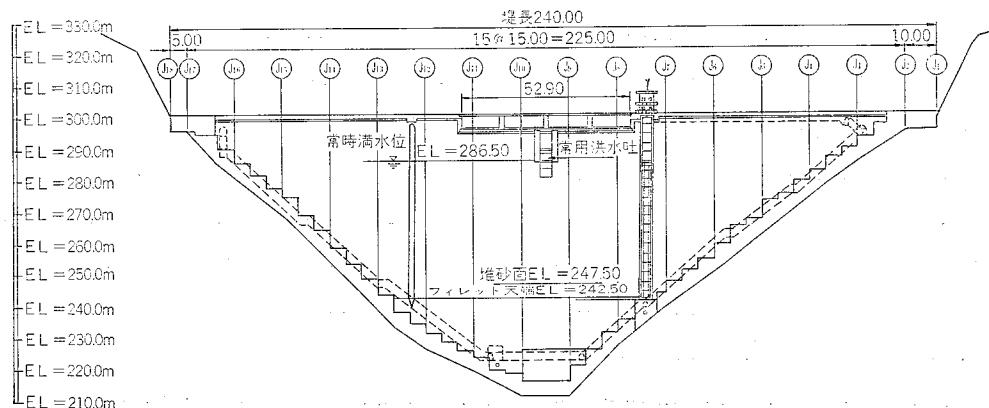


図 1.1 上流面図

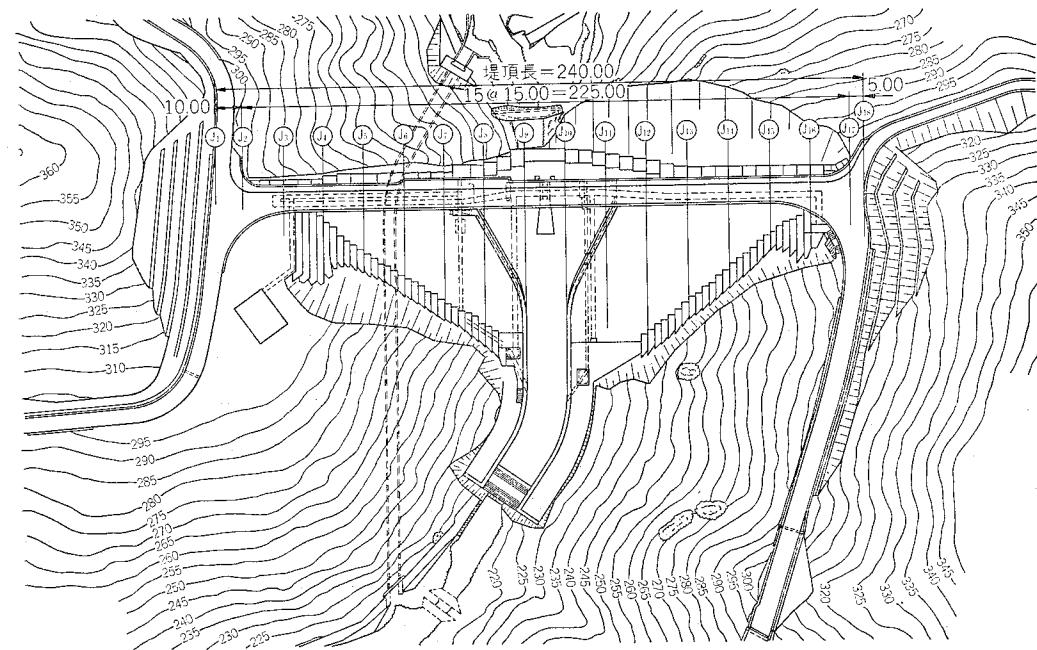


図 1.2 平面図

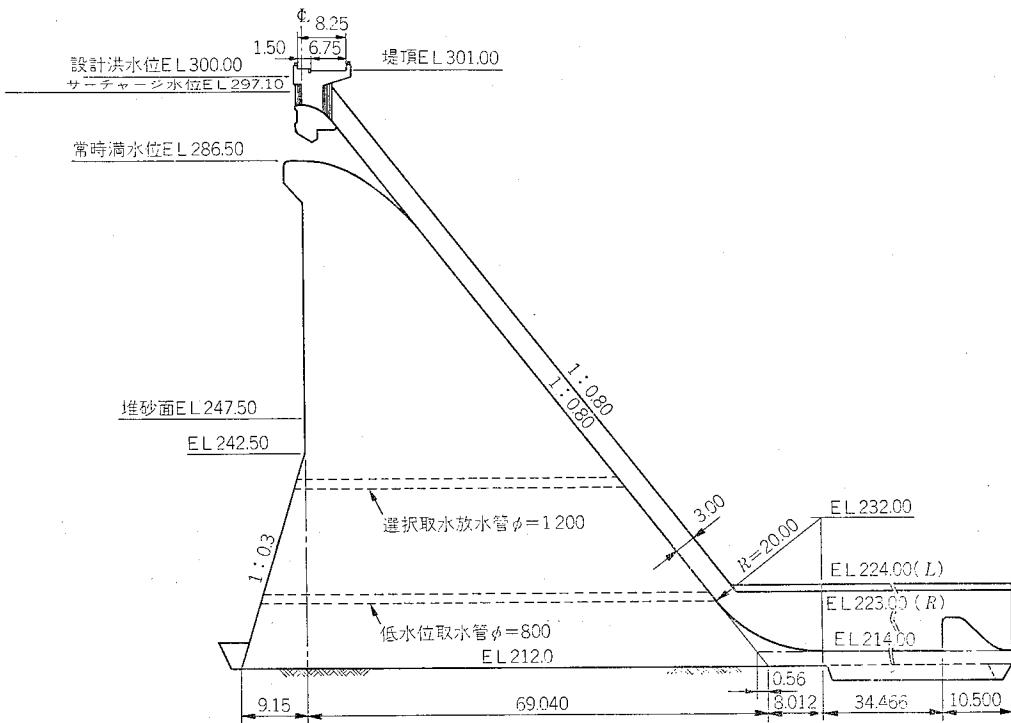


図 1.3 標準断面図

表 1.1 ダム及び貯水池諸元

位 置	山口県新南陽市大字高瀬	有効貯水容量	19 600 000 m ³
型 式	重力式コンクリートダム	常時満水位	EL 286.5 m
高 さ	89.0 m	サーチャージ水位	EL 297.1 m
長 さ	240.0 m	設計洪水位	EL 300.0 m
堤 体 積	317 000 m ³	水没物件及び付替え道路	
非越流部標高	EL 301.0 m	田	5.8 ha
越流部標高	EL 296.75 m	畠	2.3 ha
基礎岩盤標高	EL 212.0 m	宅 地	0.9 ha
岩 質	砂質片岩、緑色片岩、黒色片岩	山林及びその他	98.8 ha
集水面積	32.0 km ²	家 屋	9戸
湛水面積	0.83 km ²	付 替 え 道 路	12.1 km
総貯水容量	20 600 000 m ³		

(2) RCD 工法採用の経緯

昭和49年度から発足した「合理化委員会」の研究成果に基づいて RCD 工法の施工の可能性が確認されたので、昭和51年度から島地川ダムの建設を RCD 工法で行う方向で具体的な検討が開始された。島地川ダムはゲートレスの自然調節ダムであり、堤内構造物が比較的少ないと、中規模ダムとして標準的な形状であること等が RCD 工法を採用する理由であった。

RCD 工法として施工法の改良を主たる目的にすることから、まず従来工法との比較が検討された。

島地川ダムの場合、地形上の制約から標準的な走行型ケーブルクレーンの設置が難しい。したがって、RCD 工法を採用した場合にその難点が解消されることも大きなメリットの一つであった。ここで、種々の組合せを検討した結果、固定ケーブルクレーンとダンプトラックの組合せによる方法が採用された。

(3) 現場における画期的な施工実例

試験施工や実際のコンクリート打込みを通じて、現場で生ずる問題に対して具体的な対応を行ってきたが、最も懸念されたのは材料の分離である。

島地川ダムにおいては、2軸の強制練りミキサーを使用したため、極めて均質なコンクリートの製造に成功したが、貯水池内のテストピットで試験施工した結果骨材の分離が原因と考えられるポーラスな個所があった。この点について検討した結果、ブルドーザによって厚さ 15~20 cm の薄層で放射状に敷き均すことによって骨材分離が解消され、この方法が最適であることが判明した。これは、骨材分離をブルドーザの排土板で再混合させること及びブルトランクされたためと思われる。

(4) 島地川ダムにおける評価

島地川ダムは、コンクリート重力ダムの新しい建設システムの概念である RCD 工法によって、堤体全体が施工された恐らく世界で最初のダムと思われる。その計画、設計から施工、完成に至る過程で、RCD 工法の経済的及び技術的な実用性の確証は十分得ることができた。

島地川ダムは RCD 工法を全面的に採用した最初のダムであり、また当初は従来のブロック工法によって計画されていたこともあり、各種の分野で改善の余地は残されている。また、実際の施工の中で試行錯誤を重ねたことも否定できない。これらのことから、RCD 工法の本来の利点が全体を通じて発揮されたことは必ずしもいえないが、島地川ダムの経験によって、ダムの規模やダムサイトの条件等の適性を考えれば、RCD 工法の将来の展望は十分開かれたものと確信できる。

1.5.2 大川ダムの施工

(1) ダムの諸元等

表 1.2 ダム及び貯水池諸元

位 置	(右岸) 福島県会津若松市大戸町大字大川 (左岸) 福島県南会津郡下郷町大字小沼崎	
総事業費	56 000 000 千円	工 期
		昭和46年度~昭和58年度
貯 水 池		ダ ム
集水面積	825.6 km ²	型 式 動力式コンクリートダム (マット式)
湛水面積	1.9 km ²	堤 頂 高 EL 393.0 m
湛水延長	8.6 km	堤 高 78.0 m
洪水時満水位	EL 391.0 m	堤 頂 長 370.0 m
常時満水位	EL 380.0 m	堤 頂 幅 6.0 m
洪水期制限水位	EL 373.0 m	堤 体 積 1 000 000 m ³
洪水時制限水位	EL 370.0 m	堤体のり勾配 上流面 1:0.06 下流面 1:0.9
計画堆砂面	EL 359.0 m	コンジットゲート(常用) 幅 5.0 m × 高 5.6 m × 5門
総貯水容量	57 500 000 m ³	クレスゲート(非常用) 幅 12.0 m × 高 7.5 m × 4門
有効貯水容量	44 500 000 m ³	予備ゲート 幅 8.0 m × 高 8.6 m × 2門
堆砂容量	13 400 000 m ³	選択取水設備一式(常用)
洪水調節容量	32 400 000 m ³	利水放流設備 利水放流水管(非常用) φ2.0m
維持用水容量(洪水期)	2 100 000 m ³	計画高水流量 3 400 m ³ /s
都市用水容量(洪水期)	1 300 000 m ³	計画放流量 2 600 m ³ /s
かんがい容量(洪水期)	2 700 000 m ³	調節流量 800 m ³ /s
揚水発電容量	10 000 000 m ³	

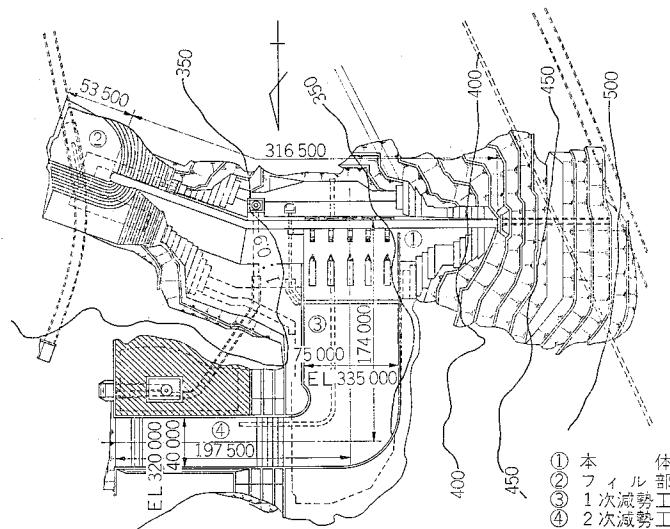


図 1.4 ダム平面図

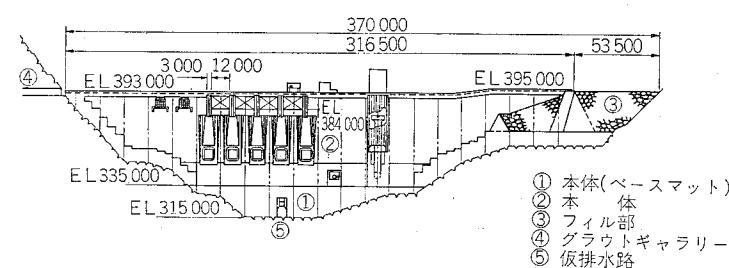


図 1.5 上流図面

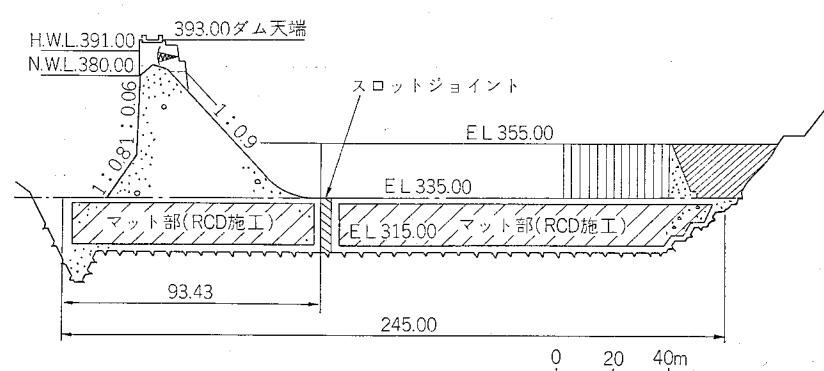


図 1.6 大川ダム標準断面図

(2) RCD 工法採用の経緯

大川ダムでは、地質調査の結果、基礎岩盤の平均せん断強度（粘着力）が約 70 t/m^2 と低いため、ダムの形式や形状をいかにするかについて検討がなされた。

このような地質条件に恵まれないダムサイトでは、普通フィルタイプダムが考えられようが、大川ダムでは、流域面積 826 km^2 と大きく設計洪水流量が $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上にもなり、地形上堤体外の洪水吐設置が困難であるため、堤体に洪水吐を有するコンクリートダム形式としたとした。また、基礎岩盤におけるせん断抵抗を増大させる基本形状について、応力分布を含め種々比較検討した結果河床部に厚さ約 20 m 、長さ 180 m のコンクリートマットを敷くことにより、安全なせん断抵抗を発揮させることとした（図 1.6 参照）。

このように基礎岩盤及び地形条件から、堤体基本形状としてマット式重力ダムを採用した。このためマット部分の内部コンクリート（約 30万 m^3 ）を RCD 工法によって施工し、経済性を高め、工期の短縮を図ることにした。

(3) 大川ダムにおける評価

大川ダムのマット部は地質条件から設計上合理的な形状として編み出されたものである。厚さが約 20 m 、平面積は約 15000 m^2 に上る縦長の構造物は従来の重力ダムの堤体としては異例であり、そのことがまた RCD 工法となじみやすいものとなっている。

RCD 工法の特徴は機械を用いることによる省力化に求められるが、その優位さを最も発揮できるのは広い施工面積を持つことである。特に大川ダムのマット部のように、途中固定ケーブルクレーン等の機器が介入することなく、バッチャープラントから打込み地点まで直接ダンプトラックによる運搬が可能である場合には、施工能力は一段と上昇する。最近のように比較的バッチャープラントの設置、移設、撤去が容易になったことを考慮すると、工程の自由度はより柔軟となるであろう。大川ダムのマット部は約 30万 m^3 のコンクリート体積を持つが、冬の休止期間を除いて約 9 カ月でこれだけのコンクリート打込みを行ったことは、まさに RCD 工法の真価を発揮したものといえる。

1.5.3 新中野ダムの施工

(1) ダムの諸元等

表 1.3 ダム及び貯水池諸元

ダム	型式	新堤体		旧堤体	
		堤頂高	重力式コンクリートダム	堤頂長	53.0 m
		74.9 m		248.0 m	162.0 m
		4.0 m		4.0 m	3.0 m
	上流面勾配	1 : 0.08		1 : 0.08	1 : 0.08
	下流面勾配	1 : 0.78		1 : 0.78	1 : 0.78
	堤体積	増加分 201.000 m^3			75.400 m^3

		新堤体	旧堤体
ダム	非越流部標高	EL 270.9 m	EL 249.00 m
	越流部標高	EL 267.30 m	EL 246.00 m
	基礎岩盤標高	EL 196.00 m	EL 196.00 m
	地質	安山岩	安山岩
	放流設備	オリフィス 2.00 m × 2.00 m	排泥管 $\phi 1200$ mm
	取水設備	1基	1基
貯水池	湛水面積	0.175 km ³	0.077 km ³
	総貯水量	3 340 千m ³	764 千m ³
	有効貯水量	2 820 千m ³	600 千m ³
	洪水調節容量	1 740 千m ³	—
	既設上水道容量	600 千m ³	600 千m ³
	夏期不特定容量	480 千m ³	—
	冬期不特定容量	1 280 千m ³	—
	サーチャージ容量	940 千m ³	—
	最低水位	EL 242.70 m	EL 229.50 m
	夏期制限水位	EL 255.00 m	—
常時満水位	常時満水位	EL 261.20 m	EL 246.00 m
	洪水時満水位	EL 267.30 m	—
	設計洪水位	EL 269.60 m	—

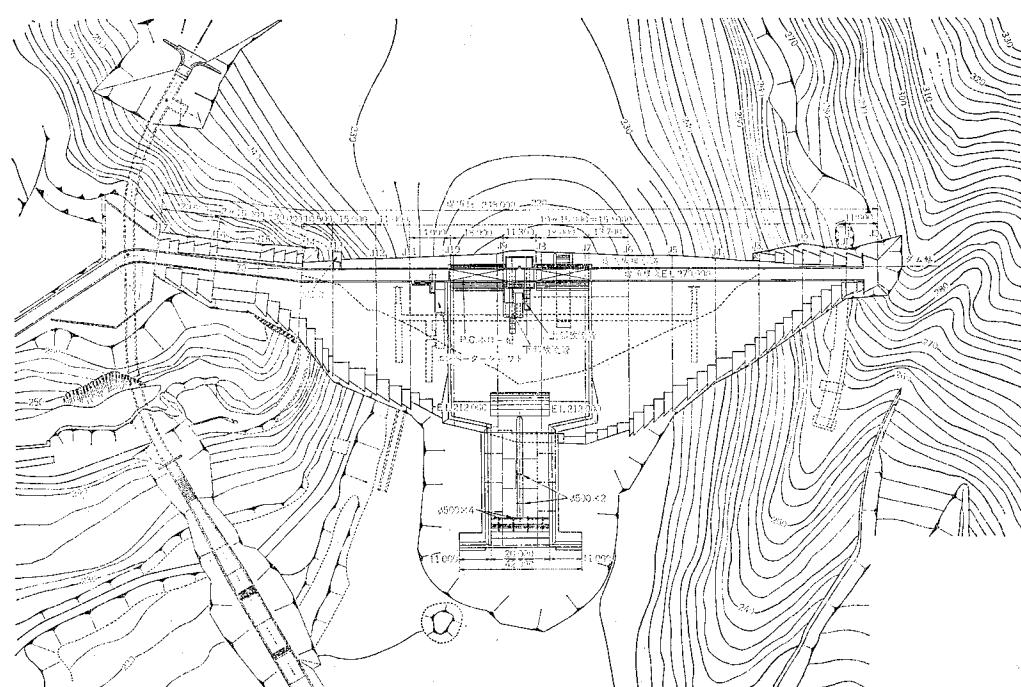


図 1.7 新中野ダム平面図

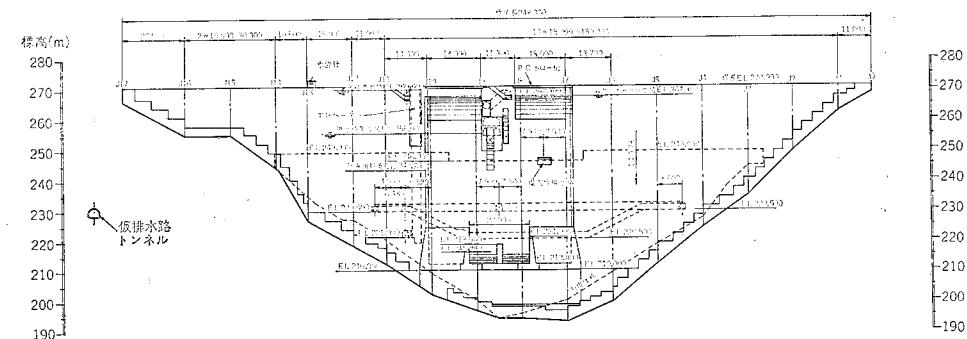


図 1.8 新中野ダム下流面図

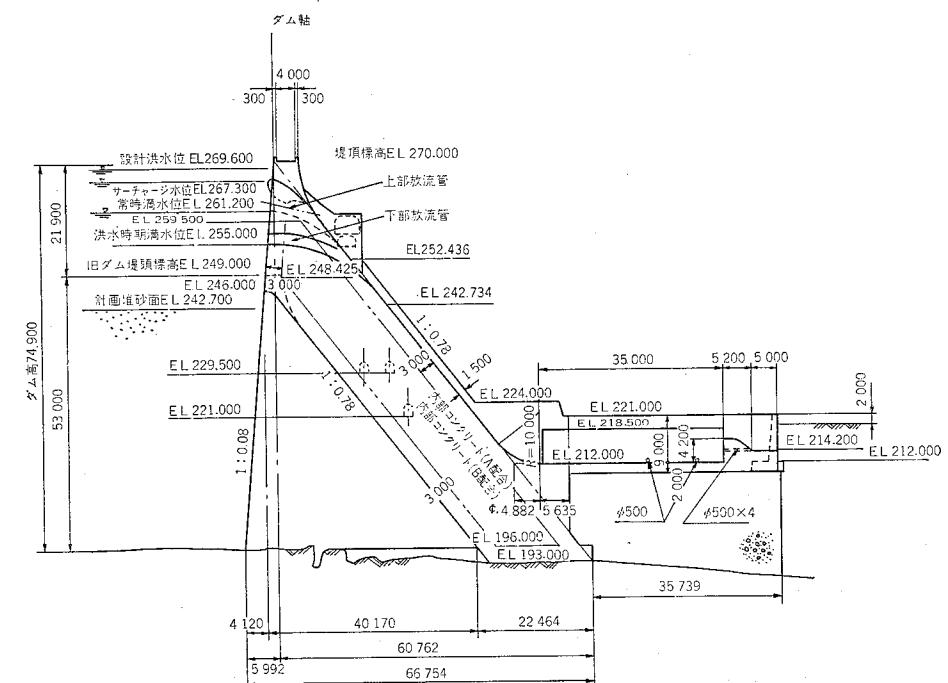


図 1.9 新中野ダム標準断面図

(2) RCD 工法採用の経緯

新中野ダムは旧ダムに約 22 m のかさ上げを行って、堤高 75 m のダムにする工事であり、この本体部分に RCD 工法が用いられるわけではない。本ダムの減勢池の標高は基礎岩盤から約 20 m の高さになっている。かさ上げを行うに当たってこの減勢池部分の基礎に約 13 000 m³ のコンクリートが必要で、このコンクリートを RCD 工法で施工しようとしたわけである。

このように必ずしも高品質のコンクリートを必要とするわけではなく、RCD 工法の高い施工性と経済性に注目され採用された。また、ダム本体に施工する場合よりも許容される範囲が広いことから、各種の試みや調査を行うことによって、RCD 工法の今後の展開に寄与することも考

慮されている。

(3) 本試験(施工)で注目されること

本試験では骨材最大寸法(G_{max})150mmのコンクリートも用いられている。従来、外国の文献等によても、RCD工法のような場合最も懸念しなければならないのは材料分離であり、そのためには G_{max} が小さいことが望しいとされてきた。わが国の島地川ダムや大川ダムの例でも G_{max} を80mmとしており、従来のマスコンクリートで多く用いられる G_{max} 150mmを採用するに至っていない。

今回、施工部分のコンクリート品質がそれほど問われないことから G_{max} 150mmのコンクリートも用い、また層厚についても1mを行った。その結果については今後の詳しい検討を待つ必要があるが、RCD工法の進展に資するものと考えられる。

1.5.4 外国における施工例

わが国における島地川ダムや大川ダムのように、本体、あるいは本体の主要な部分をRCD工法で施工した例はいまのところ他に例はないであろう。最近アメリカコンクリート協会(ACI)から出された報告書「ローラ転圧コンクリート」で二、三の例が紹介されているが、いずれも部分的な使用である。

しかしながら、RCD工法と非常に類似した施工例はイタリアにあり、またソ連でも連続打設による方法でユニークな例がある。以上それらについて紹介する。

(1) ACIレポートで紹介された例

① Lost Creekダム(アメリカ)

アメリカ陸軍工兵隊がオレゴン州に築造したLost Creekダムでの実験で、研究所で行った野外試験の追試の意味をもっている。

各種の試験結果が示されており、例えセメント41kg/m³、フライアッシュ78kg/m³のコンクリートのコア試験では、材令120日の圧縮強度が161kg/m²を得ているのが注目される。また、打継部の固着性を得るために、 G_{max} の小さい富配合コンクリートが有効なことを示している。

② Tarbelaダム(パキスタン)

最初の湛水で放流水工の一つのトンネルが壊れた際にその再設置部分、さらに減勢工導流壁の埋戻し部分を貧配合のコンクリートをダンプトラックで運搬し振動ローラで締め固める工法を採用し修復した。1975年の初めである。日平均打設量7600m³、日最大打設量19000m³で44日間の作業で行われた。これは雨期の始まりを控えて、極めて限られた施工期間を克服した例である。

③ Zintel Canyonダム(アメリカ)

これはアメリカ陸軍工兵隊がワシントン州に計画しているダムであるが、資金難からまだ計画の決定に至っていない。もともとフィルタイプで計画されていたが、例えば図1.10に示すよう

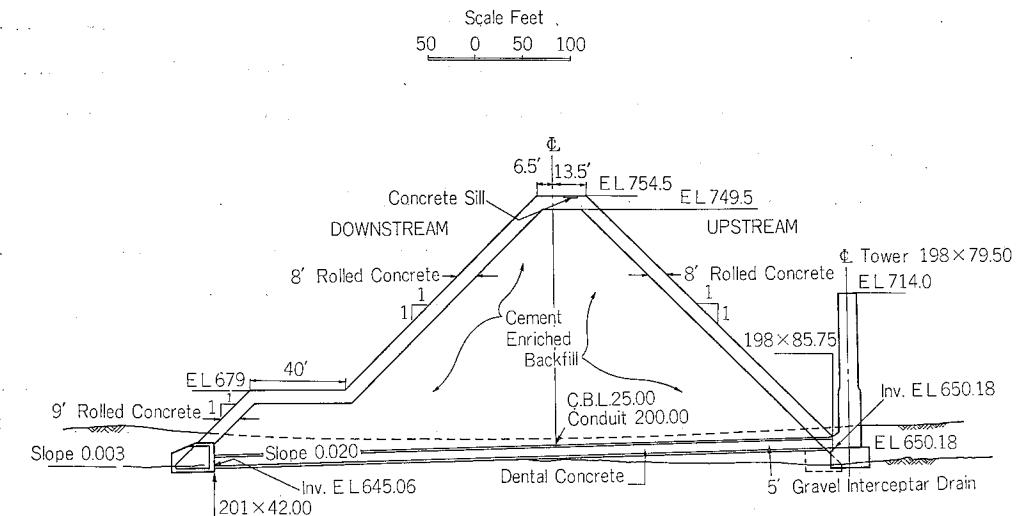


図1.10 Zintel Canyon Dam 計画図

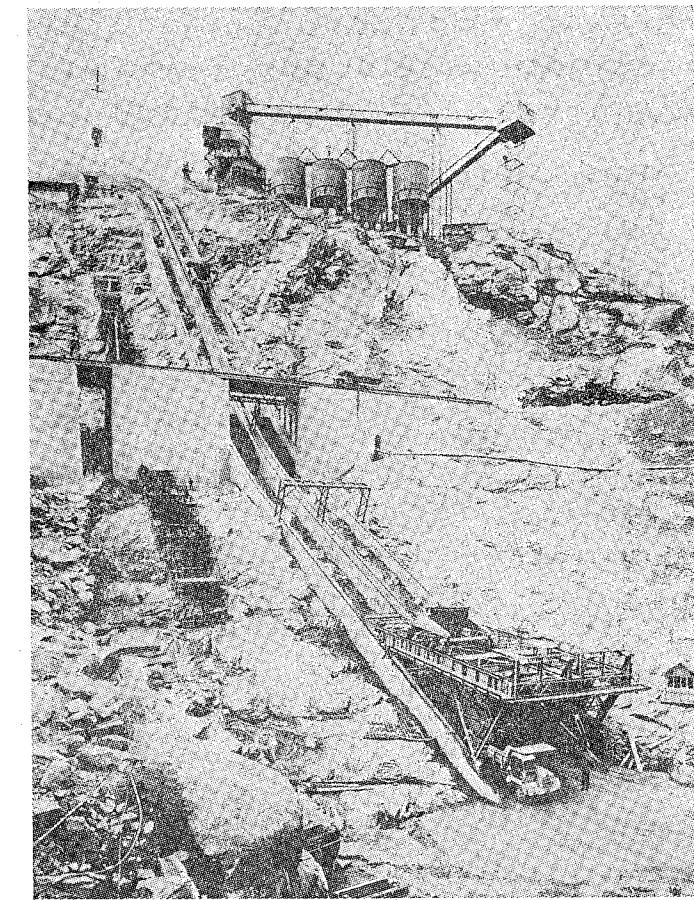


図1.11 打設面でコンクリートを荷卸しするインクライン。上方にコンクリートプラントとセメントサイロ。下方にはコンクリートのトラック積換え用ステーションがある。

な断面をとることによって、工費が 10~15% 節減すると算出している。本ダムの構造上の特徴は、盛立材料にセメントを添加することによって強度の増加を図り、そのまわりの一種の被覆コンクリートとしてローラ転圧による貧配合の超硬練りコンクリートを施工することである。

④ Chena River 計画（アラスカ）

アメリカ陸軍工兵隊は Chena River 計画の洪水水路末端のシルの 7500 m^3 のコンクリートを、ローラ転圧によって打込みを行っている。普通の土運搬及び締固め用の機械が用いられ、使用した骨材はフィルダムのトランジション用の粒度のよい砂質材料であった。

（2）イタリアにおける施工例

イタリアのイタルストラーデ㈱が実施した Alpe Gera ダム（重力式コンクリートダム、堤高 175 m、堤体積 1700000 m^3 ）では、低熱高炉セメントを使用し、ダムをブロックに分断せず堤体の水平面全体にわたって所定の厚さのコンクリートを打設する工法で施工した。

コンクリートの打設面への供給は、ダムアバットメントに平行して設けた 2 本のインクライン（全長 200 m、最大高低差 112 m）とダンプトラックによった。インクラインの届かない低標高部分の堤体コンクリートはインクラインの末端からコンクリートにより道路を設け、これを利用してダンプトラックにより運搬した。また 20 t 固定ケーブルクレーンが、インクラインにより運搬できない高標高部分の堤体コンクリートを運搬する補助運搬施設として使用された。

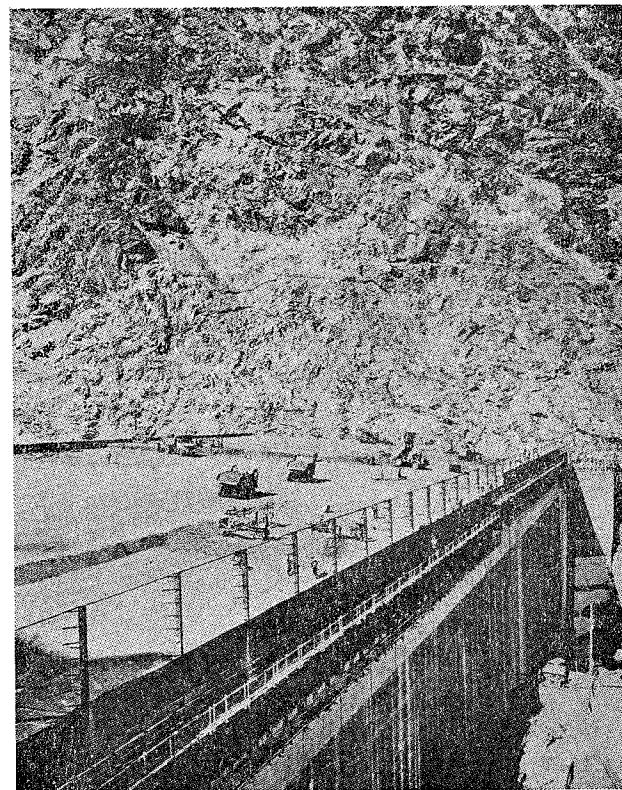


図 1.12 Alpe Gera ダムの打設状況

パッチャープラントからインクライン及びケーブルクレーンへのコンクリートの供給は、バンカー線上を走る電気機関車に牽引される運搬車（コンクリート容量 6 m^3 積み）によった。インクラインの下端には 2 個の 12 m^3 ホッパーが設けられており、コンクリートはインクラインを上下する機器からホッパーに投入され、ホッパーからダンプトラックに積み込まれ、打設現場に運搬する。なお、インクライン下端のホッパーはコンクリートの打設が進むにつれて高標高へ引き上げることができる（図 1.11 参照）。

コンクリート運搬用のダンプトラックは 6 m^3 積みで、トラックから投下されたコンクリートはアングルドーザによって 80 cm 厚さに撒出される。アングルドーザには 4 台のパイプレーターを装備しているので、これによってコンクリートを締め固める。締め固め後の厚さは 70 cm であった。

打設コンクリートの収縮目地は型枠を使用するとダンプトラックの運転に支障を与えるので、コンクリート打設した数時間後までに特殊な目地切りカッターを使用して、コンクリートを切断して設けた。この目地切りカッターは 4 個のゴム車輪の付いた台車に積載され、支持枠とともにジャッキで垂直に動く。カッターの刃はマンガン鋼製で厚さ 40 mm 、長さ 3 m 、幅 1 m と報告されている。刃は総圧 2.5 t の 2 台の水圧ジャッキと毎分 3000 回の振動を与える電動振動器の作用で、1 層 70 cm のコンクリートを切断する。

コンクリートの打設面は、新しくコンクリートを打設する前に高圧水と空気で完全に水洗した。

コンクリート 1 m^3 あたりのセメント使用量は $115\sim300 \text{ kg}$ であるが、現場が標高 2000 m の寒冷地であり、コンクリートを 1 層厚 70 cm で打設したことによって、セメント水和熱の消散が早く、コンクリートの人工冷却は必要でなかった。このシステムでのコンクリート打設量に 1 日最大で約 7000 m^3 、1 カ月最大で 146000 m^3 を記録した（図 1.12 参照）。

また、ほぼ同じような方法で Quaira della Miniera ダム（諸元は表 1.4）が築造されている。Alpe Gera ダムの場合は表面にトランジション部分を鉄板を張り付けることによって止水工を行っているが、本ダムの場合は図 1.13 に示すような方法を用いており注目される。施工中の上流図及び写真は図 1.14、1.15 に示す。

表 1.4 主要な諸元

(1) タイプ：重力ダム	
(2) 天端標高	2252 m
(3) 河床の標高	2180 m
(4) ダム基礎の最低地点からの高さ	8535 m
(5) 満水位における天端余裕高	2.50 m
(6) 堤長	4.64 m
(7) 天端厚	4.00 m
(8) ダムの傾斜	上流側 0.02 下流側 0.70
(9) ダムの容積	610000 m^3

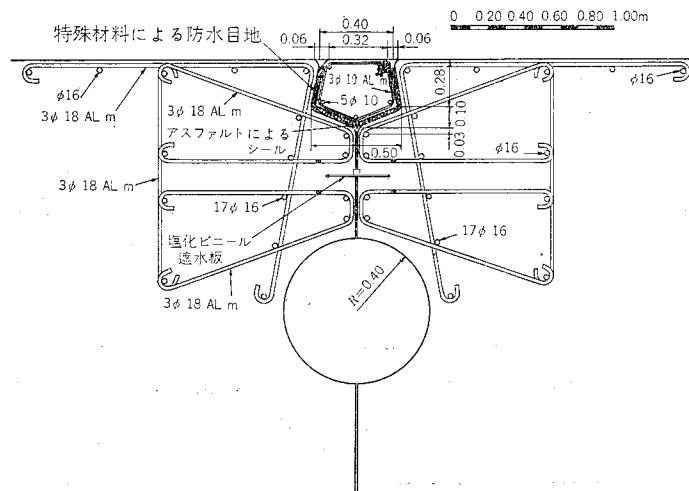


図 1.13 止水工詳細図

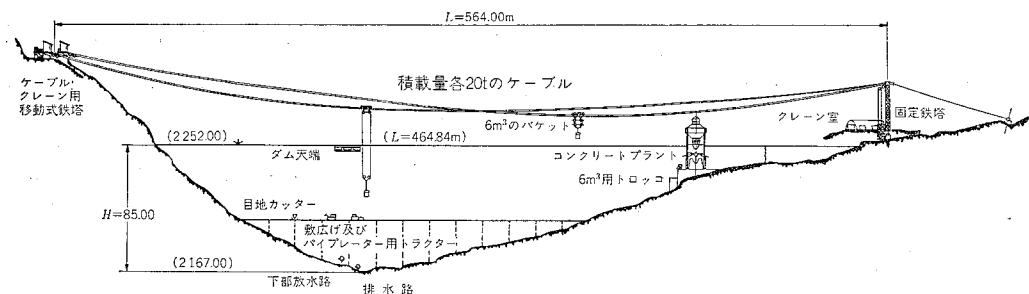


図 1.14 コンクリート配達設備概要図



図 1.15 Quaira della Miniera ダム（上流面）

(3) ソ連における連続的コンクリート打設法

ソ連の Krasnoyarsk ダム等の建設工事において、一種のコンクリート連続打設システムが採用された。これはコンクリートの混練り、運搬、打設が 1 本の自動送りのラインによって操作さ

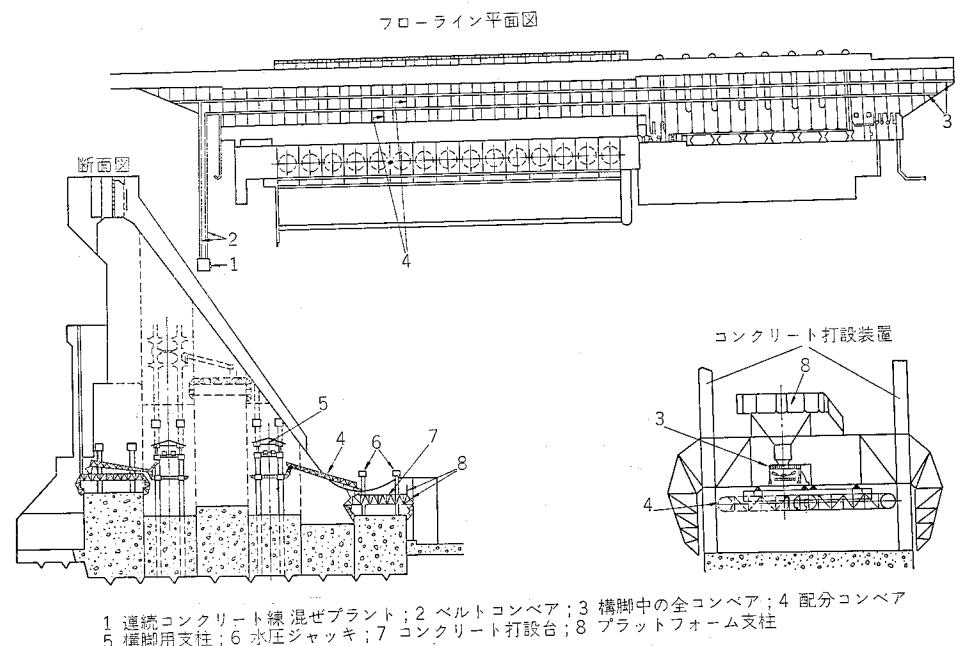


図 1.16 Krasnoyarsk ダム工事におけるコンクリート打設の流れ作業工法

れるものである（図 1.16 参照）。

コンクリートは連続運転するコンクリートプラントで規定の配合に製造され、打設現場までトレッスル上に設けられた主コンベアで連続運搬される。打設ブロック内で、コンクリートは主コンベアより垂直シートに投入され、シート下端に設けられたフィーダーから打設ブロック内に設けられた配分コンベアに供給して、配分コンベアで所定の位置に打ち込む。打設されたコンクリートはパイプロドーザで締め固める。

コンクリート混練りプラントには、連続的に作動する計量ホッパーが砂利、砂、セメントの貯蔵ピンの下部に設けられ、それぞれの材料を連続計量してベルトコンベアに帶状に乗せる（図 1.17 参照）。ベルトコンベアの末端には連続作動のコンクリートミキサーがあって、ベルトコンベアからコンクリート材料は乾燥状態でコンクリートミキサー受口のホッパーに投入され、ここで水を連続的にジェット状態で注入する。コンクリートミキサーはドラム型で、内部に螺旋状の回転羽根があり、これによってコンクリートを連続的に混練り・排出する（図 1.18 参照）。排出されたコンクリートは主コンベアに乗せられ、打設現場まで運搬する。

コンクリート敷き均し用の配分コンベアは、型枠上の一定の高さに設置された架台に取り付けられている（図 1.18 参照）。コンクリートの打設が終われば油圧ジャッキによって次の打設に必要な高さまで持ち上げられる。

1 系統の打設システムの能力は、最大毎時 150 m³ であり、Krasnoyarsk 水力発電所工事（重

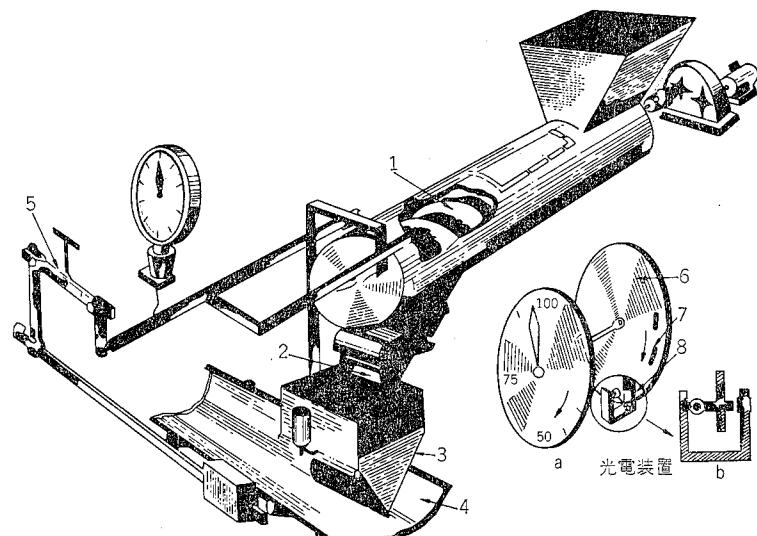


図 1.17 光電制御式連続作業コンクリートバッチャー (Krasnoyarsk
ダム工事)

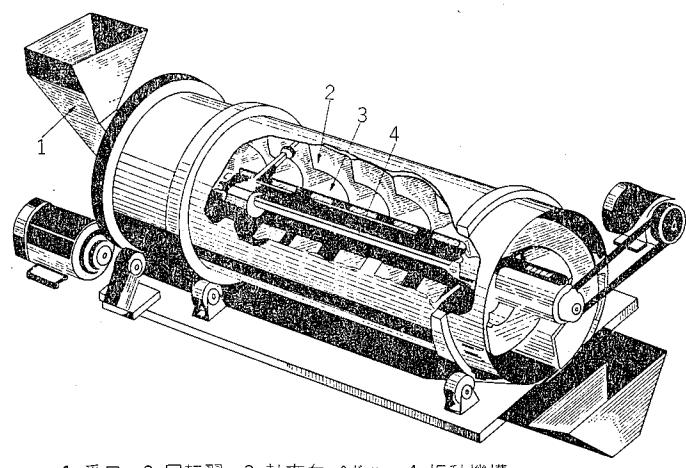


図 1.18 振動装置付き連続作動コンクリートミキサー (毎時 80 m³)
(Krasnoyarsk ダム工事)

力式コンクリートダム、堤高 119 m、積体積 3 800 000 m³) では、この工法で月あたり 250 000 m³ (2 系統) の打設システムの基礎的な設備の設置・移動のため、工事区域内に 1 000 m スパンの 25 t ケーブルクレーン 1 基を設置したと報告されている。

2 章 RCD 用コンクリートの品質と配合

2.1 RCD 用コンクリートのコンシスティンシー

2.1.1 硬練りコンクリートのコンシスティンシー試験方法¹⁾

コンクリートの施工において、コンクリートは適正なコンシスティンシーをもっていなければならない。適正なコンシスティンシーは、構造部材の形状寸法、あるいは施工方法などによって、それぞれ定まるものである。鉄筋が多く形状も複雑な部材では、コンクリートが鉄筋を包み、さらに型枠のすみずみにまでゆきわたるようなコンシスティンシーでなければならないし、舗装版のように比較的単純な形の場合は、所定の品質が得られると同時に締固め機械の施工能率に見合ったコンシスティンシーをもっていなければならない。

コンクリートのコンシスティンシー試験としては、一般にスランプ試験が用いられているが、スランプ 2 cm 以下になると尺度としての役割が不十分になるので、このような硬練りコンクリートには、VB 試験、締固め係数試験、ドロップテーブル試験などが用いられている。

これらの試験のうちでは、締固め仕事量の目安とし得る点で VB 試験が最もすぐれており、硬練りコンクリートの代表とも考えられるような舗装用コンクリートのコンシスティンシー試験方法でも、この VB 試験を基本とし、振動台の振動数とコーンの寸法を実用的に変更した振動式コンシスティンシー試験方法を用いている。

試験機の概略は、大別するとテーブル振動機 (1 500 rpm, 全振幅 0.8 mm), 容器 (内径 24 cm, 高さ 20 cm), コーン (上端内径 15 cm, 下端内径 20 cm, 高さ 22.7 cm) 及びすべり棒の付いた透明な円板 (全重量約 1 kg) より構成されている。

試料をコーンに 2 層に分けて詰め、各層を突棒で 35 回均等につく。コンクリートをコーンに詰めたのち、上面をコーンの上端に合わせて均し、ただちにコーンを静かに鉛直に引き上げ、すべり棒の付いた透明な円板を載せ、テーブル振動機を始動する。

振動によりコンクリートが締め固められてコンクリート上面にセメントペーストが浮かび上がってき、ついには円板下面全面にセメントペーストの膜ができたような状態になる。テーブル振動機の運転を開始してから、この状態に達するまでに要した時間を秒で測定し、これを沈下度何秒として表示する。

舗装コンクリートについて行われた研究の一部を示すと以下のように、この試験方法は比較的容易に適正な細粗骨材の割合を見い出すことができるし、また、単位水量のわずかな変化もよく表現することができる。

(1) 沈下度と単位粗骨材容積

単位セメント量及び単位水量を一定にしておき、単位粗骨材容積（コンクリート 1m^3 に用いるられる粗骨材の容積）を変えた場合の実験例²⁾ を示すと 図 2.1 のごとくで、粗骨材容積が小さい場合には沈下度は大きい値を示し、単位粗骨材容積を増すと沈下度は徐々に小さくなり、ある単位粗骨材容積で最低値を示し、この値より単位粗骨材容積が大きくなれば再び沈下度は大きくなる。すなわち、締固め仕事量が最小となるような単位粗骨材容積が存在し、これが最適骨材容積と呼ばれる。

そして、沈下度～単位粗骨材容積を通る縦軸の平行線に対してほぼ対称形をなしている。したがって、配合設計の際に最適単位粗骨材容積を用いれば、沈下度を一定とする場合の単位水量が小さくなるとともに、計量誤差などによる単位粗骨材容積の変化に対して沈下度の変化が小さくなり、単位水量の小さい、均一なコンシスティンシーのコンクリートを造ることができる。

(2) 沈下度と単位水量

粗骨材の最大寸法その他によって、単位水量の絶対値が異なることは当然であるが、各コンクリートについて単位水量の座標を適当にとれば、沈下度と単位水量との関係は、半対数紙上で図 2.2 に示すごとく同一直線で表わすことができる²⁾。すなわち、コンクリートの品質のいかん

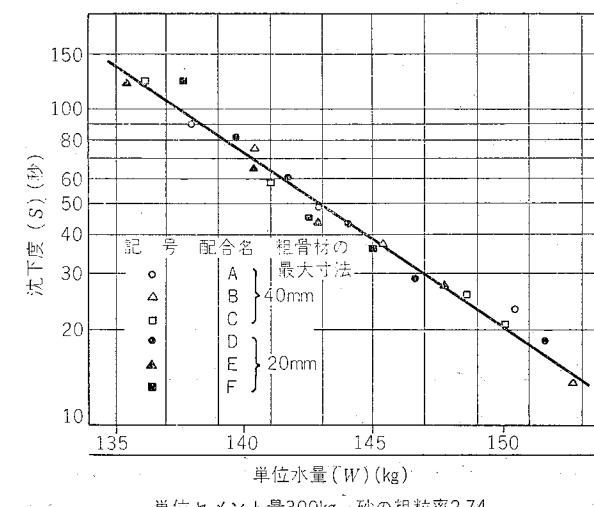


図 2.1 単位粗骨材容積と沈下度の実験例²⁾

にかかわらず沈下度をある値だけ変えるに要する水量はほぼ一定であり、 \log 沈下度と単位水量とは直線関係が成立する。

2.1.2 VC 値と VC 試験

振動ローラを用いてコンクリートを締め固める際に、コンシスティンシーが大きすぎると振動ローラの運転ができなくなる。一方、小さいときは、一見、施工はできるが、空隙が多く残り、十分な強度も耐久性も期待できない恐れがあるので、適正なコンシスティンシーを選ぶことが特に大切である。

大川ダム上流仮締切りの施工に当たっては、前述の振動式コンシスティンシー試験装置と VB 試験とを参考として、①振動台の振動数 3 000 cpm 程度とする。②コーンは使用しない。③載荷 (20 kg) により締固めを促進するなどの諸点を改良した装置を用い、振動により容器に詰めたコンクリートの表面全体にペーストが浮上し、プラスチック円盤に付着するまでの時間 (秒) を測定して、この時間をコンシスティンシーの尺度とした。なおこの値を、他の試験方法の測定値と区別するため、VC 値 (Vibrating Compaction 値) と呼び、現場施工で VC 値 10～40 秒程度であればほぼ満足すべきコンクリートが得られた。しかし、10 秒以下の場合は、振動ローラが沈んで転圧が困難となり 60 秒以上となると十分に締固めができないようであった。

試験装置を定めるまでに、コーン使用の有無、載荷重の大きさについて検討が行われたが、RCD 用コンクリートの場合は、コーンを用いると振動開始と同時に試料の上部が崩れ、粗骨材が片寄るので、測定値のばらつきが大きかった。また、載荷重を用いないときは、載荷重が 20 kg の場合の 3.5 倍程度大きな VC 値を示した。

コンシスティンシーの選定は、理想的には、締固め機械により、コンクリート層の下部が受ける

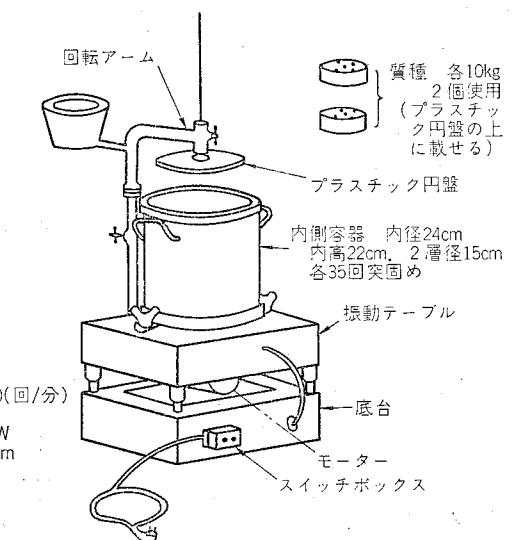


図 2.3 VC 試験 (小型容器) 装置

表 2.1 VC 試験機比較表

名 称	中国技術事務所型	道 路 協 会 型	大 川 ダ ム
振動数	700~6 000 cpm	1 500 cpm (50 Hz) 1 800 cpm (60 Hz)	2 600 cpm (50 Hz)
振幅	3段切替え 1 mm 0.8 mm 0.3 mm	切替えなし, 上, 下方向 0.8 mm 水平方向 0.3 mm	1 mm
モールド寸法	直径 高さ ① 24 cm 20 cm ② 48 cm 40 cm	直径 高さ 24 cm 20 cm	直径 高さ 24 cm 20 cm
コーン寸法	上直径 下直径 高さ ① 15 cm 20 cm 22.7 cm ② 30 cm 40 cm 45.4 cm	上直径 下直径 高さ 15 cm 20 cm 22.7 cm	—
振動台形状	パイプレチングテーブル 60 cm × 60 cm	31.5 cm × 42 cm	31.5 cm × 42 cm

振動エネルギーとその作用時間とを考慮して十分な締固めが行われるような値とすることが望ましい。このためには、試料とするコンクリートもウェットスクリーニングしたものでなく、フルサイズのコンクリートを用いて振動台式コンシスティンシー試験を、試験施工と並行して行い、その施工状況に応じて適正な値を定めることがよいと考えられる。

このようなことから、中国技術事務所に、大型 VC 試験装置が設置され、その後、この改良された装置が島地川工事事務所に設置され、RCD 用コンクリート配合決定に使用された。

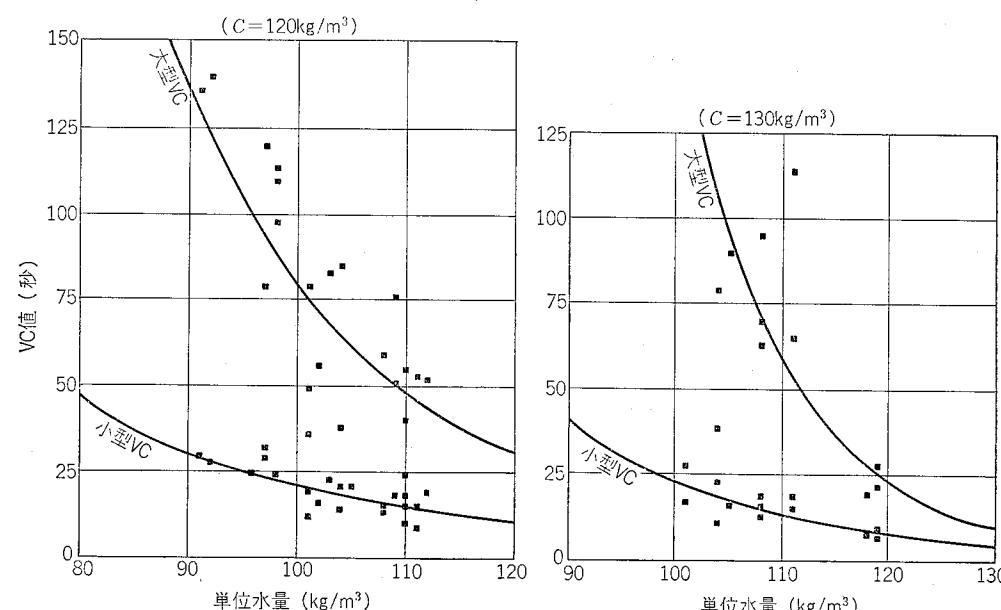


図 2.4 単位水量と VC 値

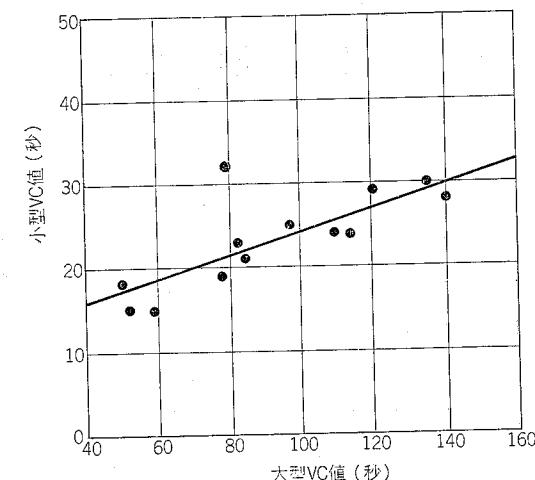


図 2.5 大型 VC 値と小型 VC 値との関係

以上の各種試験装置を比較すれば表 2.1 のとおりである。

島地川ダム工事事務所では、大型 VC 試験に適した振動台の振動数、振幅及び載荷重についても検討を行ったが、特に低い振動数以外では、それなりの試験結果が得られた。しかし、高い振動数で、大きな振幅の場合は装置に過大な負荷を生じて故障が多く生じた。このようなことから、大型 VC 試験では振動数 4 000 cpm、振幅 1mm、載荷重 20 kg として測定を行うこととした。なお、管理試験のためには、大型 VC 試験に用いた振動台の上に小型容器を載せて、VC 値を測定した。

島地川ダムコンクリートに使用する骨材を用いた場合の単位水量と VC 値との関係とを示すと図 2.4 のとおりである。

また、大型 VC と小型 VC 試験との関係は図 2.5 に示すようであるので、あらかじめ関係を明らかにしておけば、小型の場合の VC 値を推定することは容易である。

コンクリートのコンシスティンシーは時間に伴って低下するが、その程度は、気象条件などによって大きく変化する。

室温 16°C、湿度約 50% の場合、VC 値の時間的変化の一例は次のようにあり、練混ぜ後約 1 時間までは、練混ぜ直後とあまり大きな差異は認められなかったが、その後次第に大きくなつた。

島地川ダム及び大川ダムにおける施工結果から判断すると、VC 値の目標値はフルサイズのコンクリートを用いて大型容器で試験した場合で 60±20 秒程度、40mm フリイでウェットスクリーニングしたコンクリートを用いて小型容器で試験した場合で 20±10 秒程度とするのがよいと思われる。

2.2 RCD 用コンクリートの工学的性質

2.2.1 圧縮強度

RCD 用コンクリートは、振動ローラによる締固めの都合からパイプクーリングによる人工冷却は困難なので、単位セメント量を少なくするのが望ましく、この場合には、期待し得る強度にもおのずから限界がある。しかしながら、例えば島地川ダムの場合、ダム高さが 90 m ほどであり、堤体内の主応力からも、せん断応力からも、必要な圧縮強度は、 110 kg/cm^2 程度と比較的低く、また、大川ダムの場合も 80 kg/cm^2 程度であるので、いずれも RCD 工法によるコンクリートの施工により、この圧縮強度を確保することは可能である。

品質管理試験結果によれば、島地川ダムの場合（5.12.4 参照）、材令 91 日の圧縮強度の平均値は 239 kg/cm^2 で変動係数が 10.5% あった。なお試験値の総数は 440 個であった。大川ダムの場合（5.13.2 参照）、同様に材令 91 日の圧縮強度の平均値は、平均値が 142 kg/cm^2 で変動係数が 15% であった。なお、試験値の総数は 297 個であった。

RCD 用コンクリートのような比較的セメント量の少ないコンクリートの長期材令の強度について資料が少ないと、2 年間にわたる実験例では表 2.2 のように、 $C+F$ が 120 kg/m^3 程度でも強度低下は認められなかった。

新しい施工方法であるので、水中養生の供試体による強度試験以外に、施工後のボーリングコアを多数採取してコンクリートの品質を確認した。島地川ダムの場合、ダム堤体から延長 370 m、試料数 360 個のコア（ $\phi 17 \text{ cm}$ ）を採取して、圧縮強度試験を行った。試験結果は 5.12.6.1 に示すとおりで、リフト厚、巻出し方法、転圧回数にかかわらず、材令 91 日の試料 91 個中 110 kg/cm^2 未満は 1 個 (104 kg/cm^2) のみで、各試料の平均値はおおむね 140 kg/cm^2 以上が確保されていた。しかし、リフトの上層部と下層部との強度差は、振動機を挿入して締め固める工法と比較してやや大きく、下層部の圧縮強度が 220 kg/cm^2 に対して、上層部は 137 kg/cm^2

表 2.2 長期材令の圧縮強度

W/C (%)	$C+F$ (kg/m^3)	圧縮強度 (kg/cm^2)				静弾性係数 ($\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)			
		91日	180日	365日	730日	91日	180日	365日	730日
59	230	220	277	288	290	2.89	—	3.32	3.35
74	180	147	172	201	204	2.18	—	2.22	2.98
103	140	82	92	102	114	2.01	—	1.88	2.02
122	120	60	68	73	85	1.52	—	1.28	1.68
140	100	48	69	78	76	1.02	—	1.36	1.59

供試体寸法： $\phi 20 \times 40 \text{ cm}$ 、石灰溶液 (0.15%) 養生、骨材最大寸法：80 mm、スランプ： $1.5 \pm 0.5 \text{ cm}$ 、空気量：目標 2.5%， $C+F$ ：上記のとおり、 $F/C+F$ ：0.3、 W ： $133 \sim 146 \text{ kg/cm}^2$ 、ポゾリス No.8A+303A

表 2.3 圧縮強度試験結果の対比³⁾

記号	C+F (kg/m^3)	$\frac{W}{C+F}$ (%)	W (kg/m^3)	V/B (秒)	層番号	層厚 (cm)	材令 1 年 5 カ月～1 年 9 カ月の圧縮強度		材令 13 週～16 週の圧縮強度		品質管理用供試体 注3)	施工日						
							平均値 (kg/cm^2)	最大値 (kg/cm^2)	最小値 (kg/cm^2)	増加率 $\sigma/\sigma_{13 \sim 16 \text{ 週}}$	材令 (月)							
P ₁	120	75	10～40	50	14	236	273～214	1.34	0.96	20	176	252～120	0.72	13	95	172	246[143]	S.51 12/ 6
P ₂	120	80	10～40	50	15	223	270～184	1.20	0.93	20	185	222～153	0.77	13	74	163	241[148]	12/ 8
P ₃				37.5	4	136	145～122	1.08	1.10	21	126	136～114	1.02	16	34	98	124[127]	10/30
P ₄	120	90	10～40	50	8	160	162～156	1.67	0.82	21	96	112～83	0.49	14	54	118	194[164]	11/11
V ₂				37.5×2	11	162	204～124	1.40	0.77	21	116	138～96	0.55	13	53	117	211[180]	S.51 11/23
V ₁	120	85	10～40	50	16	224	234～214	1.20	0.81	20	187	224～167	0.68	13	91	221	276[125]	12/11
				75	10	114	120～110	1.21	0.77	21	94	122～81	0.64	14	36	85	148[172]	11/17
				75	12	130	156～119	1.28	0.76	21	109	148～94	0.59	13	47	133	184[138]	12/ 3
				75	17	240	261～229	1.22	0.83	20	197	209～176	0.68	13	98	198	290[146]	11/26
							平均 1.27	平均 0.86				平均 0.70					平均 0.70	

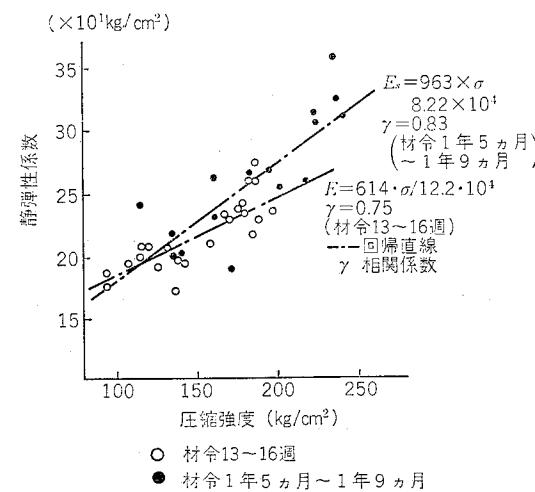
注1) $F/C+F$ はいずれも 20%

注2) 全層（第 4～23 層）についての平均値

注3) 原則として各層のコア採取率あるいはその附近に打設したコンクリートにより作製した供試体についての平均値

全層の平均値

（第 19～23 層については第 20 層を除く）

図 2.6 圧縮強度と静弾性係数の関係³⁾

を示す例などあって、締固め厚さ 70 cm の場合で平均 27%，上層部は下層部に対して低い値を示した。このような強度差が生ずる原因については十分に確かめるまでには至っていないが、採取したコアを詳細に目視すると、扁平な粗骨材の下面に空隙が比較的多く、特に上、下層部を比較すると上層部に多く見られる。これは、振動ローラによる表面締固めによってコンクリート中の空気が十分に抜け切れず、粗骨材の下面に付着したものと考えられ、強度差を生じた一因と考えられる。

リフト間の水平打継面における接着は良好で、敷きモルタルにカラーモルタルを用いた観察の結果からも、敷きモルタルが上部コンクリートの粗骨材間に相当な厚さまで入り込んで一体となっていることがわかった。

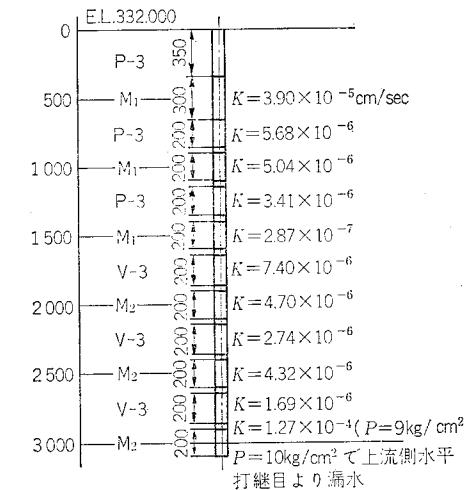
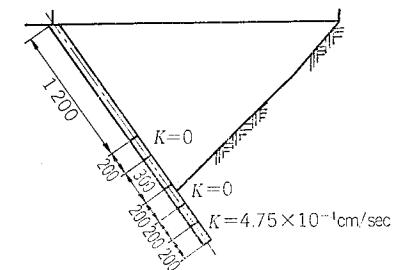
大川ダムの場合、RCD 工法で施工した上流部仮締切りの約 1.5 年後、コア ($\phi 18 \text{ cm}$) を全長で 30m 採取し圧縮強度試験を行った。その結果は表 2.3 のように、13~16 週で採取したコアの圧縮強度に比較して平均 27% の強度増加が示された。また、静弾性係数は、 $1.9 \sim 3.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあり、平均値で $2.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であった。13~16 週のコア圧縮強度試験で得られた結果と比較すると平均 1.24 の増加率を示していた。静弾性係数と圧縮強度との関係を示すと図 2.6 のとおりである。

2.2.2 水密性

内部コンクリートの水密性は、現地透水試験とコアの水密性試験によって確かめられた。

打設した RCD 工法によるコンクリートにボーリング孔を開け圧力水を送水してコンクリート内部の透水性を調べるために現位置透水試験を行った。図 2.7 に内部コンクリート、図 2.8 に外部コンクリートの試験結果を示す。

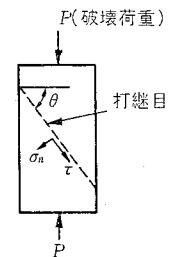
図 2.7 によれば、内部コンクリートの透水係数のオーダーは $10^{-6} \sim 10^{-7} \text{ cm/s}$ であり配合に

図 2.7 内部コンクリート透水試験結果³⁾図 2.8 外部コンクリート透水試験結果³⁾

よるばらつきも大きな差はなかった。なお $W/(C+F)=65\%$, $s/a=26\%$ 程度の配合で材料分離が激しかった個所の透水係数は $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm/s}$ であり水密性が極めて悪かった。

このことにより、材料分離を防止し、コンクリートの均質性を確保すればコンクリートの水密性も高まることが判明した。

また、図 2.8 によれば、外部コンクリートの透水性は現位置透水試験では測定不可能な微少量であり全く問題のないものと判断できた。

図 2.9 水平打継目せん断強度試験³⁾

2.2.3 打継部のせん断強度

引張強度試験については JIS A 1113 に準じて行い、水平打継目のせん断強度試験については図 2.9 に示すような方法で行い、破壊時におけるせん断応力と垂直応力 σ_n を次式で計算した。

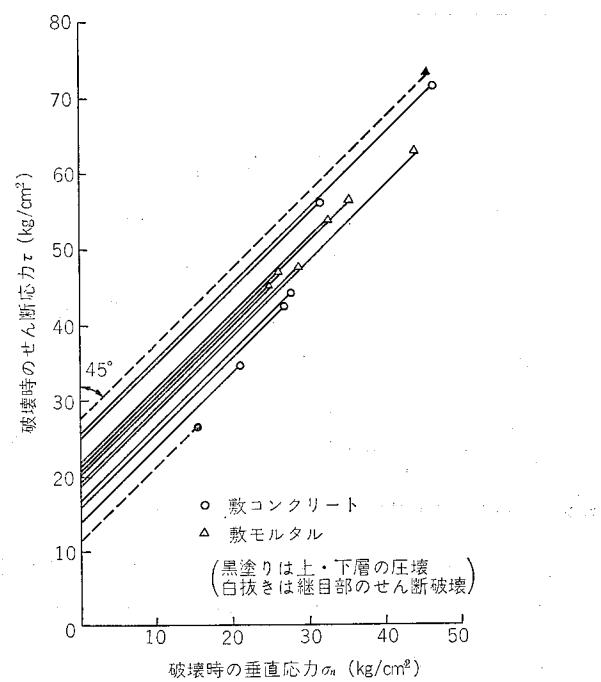
$$\tau = \frac{P \sin \theta \cdot \cos \theta}{A}$$

$$\sigma_n = \frac{P \cos^2 \theta}{A}$$

なお、せん断強度 τ_0 は内部摩擦角を 45° と仮定して求めた。

水平打継目については、コア外観の観察の結果、敷きモルタルを施工した個所、敷きコンクリートを施工した個所のいずれの場合にも、全体の 80~90% 程度が一体として採取でき、また、付着状態も良好と見受けられた。

また、せん断強度試験からも、打継目及びその付近のせん断強度は、敷きモルタル、敷きコンクリートの両者とも図 2.10 に示すように平均で 20 kg/cm^2 ($10 \sim 25 \text{ kg/cm}^2$) 程度となっている。

図 2.10 水平打継目のせん断試験結果³⁾

2.3 RCD 用コンクリートの配合設計方法

2.3.1 配合設計の考え方

RCD 用コンクリートの配合設計方法も、原則的には、一般的なダムコンクリートの配合設計方法と異なるところはない。しかし、一般的なコンクリートでは、コンシスティンシーを施工できる範囲で小さくしておけば、まず良好なコンクリートが得られるのに反して、RCD 用コンクリートの場合は、振動ローラの走行性だけからではわからないために、通常の走行回数では十分に締め固まらないような程度にまでコンシスティンシーを小さくしてしまい、そのようなコンクリートを良好なコンクリートと誤って判断してしまう恐がある。

RCD 用コンクリートの場合は、まず、モルタル量が粗骨材のもつ空隙率に見合った量となっていることを、また、ペースト量が細骨材のもつ空隙率に見合った量となっていることを検査し、最終的には、現場試験を行って、仮に定めた示方配合のコンクリートが、所定の締め固め方法によって十分に締め固まることを確かめなければならない。

比較的硬練りコンクリートを使用している製品用コンクリート、舗装用コンクリートの分野における配合設計の考え方は以下のようである。

(1) 製品用コンクリート^{4),5),6)}

製品用コンクリートは、10 000 rpm 程度の高速の振動成形機によって非常に硬練りコンクリートを締め固め、即時脱型する生産方式が通常行われている。コンクリートは、土が湿った程度のパサパサな状態なので、コンシスティンシーの適否は、実際の製造状態で、コンクリートの空隙が十分に小さくなるように締め固められるか否かで判定される。

このような超硬練りコンクリートでは、空隙率と圧縮強度との間に重要な関係があり、そして、空隙率は単位水量及び成形機の振動加速度の二つに特に密接な関係がある。

製品用コンクリートの単位水量は、即時脱型の可能な範囲でなるべく多くするほうが、空隙率が小さくなり強度も増加するため望ましいとされている。細骨材率は、モルタル量として不足することなく、かつ十分に振動締めのできる範囲で小さく選ぶのがよい。

(2) 舗装用コンクリート^{1),7)}

舗装版は単純な形であり、埋設物が比較的少なく、また、所要の縦横断勾配をもつ平坦な面とする必要があるので、舗装コンクリートは、比較的硬練りである。そして、重い交通車両に耐えるために高い強度が要求されるので、比較的高配合のコンクリートである。

コンシスティンシーの測定には、スランプ試験あるいは振動式コンシスティンシー試験が行われている。後者の試験装置の仕様は、振動数 1 500 rpm、振幅 0.8 mm、振動加速度約 0.8 g であって、これは、一般に用いられているフィニッシャーで締め固めるコンクリート内部の振動状態と近いものにすること及び沈下度の値が測定上都合のよい範囲になることを考慮して定められている。

打込み場所において、沈下度が30秒程度（スランプでは 2.5 cm 程度）であれば振動機により容易にかつ十分に締め固めできることが確かめられている。

舗装用コンクリートでは、細骨材率に代わって単位粗骨材容積を用いているが、これは、単位水量及び単位セメント量を一定とし、単位骨材容積を変化させた配合のコンクリートを用いて、適当な振動条件のもとで締め固め実験を行い、締め固めに要する仕事量が最少になるような単位粗骨材容積を求める（図 2.1）。単位粗骨材容積とは、コンクリート 1 m³ に用いる粗骨材の重量をその骨材の単位容積重量で除した値で、いわば、粗骨材のかさ容積のことである。

セメントコンクリート舗装要綱（日本道路協会）に、通常の場合の単位水量及び単位粗骨材容積または配合修正のための配合参考表が示されている。

最終的には、舗設時のコンクリートの性状から配合を修正し、これを示方配合とする。

2.3.2 単位水量

単位水量は、使用するセメントの種類、骨材の粒度・粒形などによって異なることになるので試験練りを繰り返し、十分に締め固めることができ密実なコンクリートが得られるように定めなければならない。通常のダムコンクリートでは、単位水量は作業ができる範囲内でできるだけ少なくなるよう、試験によって定めることを原則としている。通常、まず試し練りを行って所定の

スランプ (3~5 cm) が得られるような単位水量を求め、次に実際の施工設備を用いて試験施工を行い、室内試験により求めた水量が妥当であるかどうかを検討し、必要があれば修正を加えるという手順を取る場合が多い。RCD 用コンクリートの単位水量は従来のダムコンクリートと比較すると、かなり少なくできるようであるが、限度を越えると通常の締固め時間（振動ローラの走行回数）では十分な締固めが期待できず、かえって空隙を多く残し、コンクリートの品質を低下させる (3.5 及び 3.6 参照)。

RCD 工法技術指針（案）（昭和56年8月、国土開発技術研究センター刊）によれば RCD 用コンクリートの配合については現在のところ資料が少ないので、試験は以下の 3 種類について行い総合的に単位水量を決定するのがよいと述べられている。

① モルタルの単位容積重量試験

② 強度試験

③ 振動台式コンシスティンシー試験—RCD 用—(VC 試験)

①は、粗骨材の空隙がすべてモルタルで満たされている状態ならば、モルタルの空隙（空隙+水の絶対容積の和）を最も少なく得る水量はコンクリートの空隙を最も少なくし得る単位水量と考えられるので、概略値を知るために行う試験である。②は、振動ローラの振動条件とほぼ同じ状態で供試体を締め固め、十分な締固めを期待し得る単位水量であるかどうかを、圧縮強度試験により判定するものである。③は、十分な締固めを行うために、前述の VC 値が得られるかどうかを確認するための試験である。

前記に、2.1.2 に述べたように島地川ダム及び大川ダムにおける工事実績から、適当と考えられる VC 値が、小型容器で試験した場合で 20±10 秒程度、大型容器で試験した場合で 60±20 秒程度であることがわかつてきたので、前述の手順のうち③の VC 試験をまず行い、必要に応じて、①及び②の試験を行って単位水量を定めるのが適当である。なお、RCD 用コンクリートにおいて単位水量の決定は、極めて重要と考えられるので、実際に使用される予定の振動ローラなどを用いて施工実験を行って最終的に決定することが望ましい。

粗骨材の最大寸法が 80 mm で 7 t 両輪振動ローラを使用して締固めを行った島地川ダムの場合、単位水量は 105 kg、同様に大川ダムの場合は 102 kg であった。

2.3.3 単位セメント量

通常のダムコンクリートのセメント量は、所要の強度が得られると同時に外部コンクリートは耐久性、水密性も考慮して定められている。内部コンクリートにおける単位セメント量の最小量は土木学会ダムコンクリート標準示方書によれば 140 kg となっているが、それはわが国の代表的なダムの施工実績から定めたものであって、粗骨材の最大寸法 150 mm のものであり、材料や単位水量の管理をよくし、材料分離を生じないように打ち込み、そして十分に固めるといった施工設備及び施工管理が全般にわたって良好であることが前提である。

RCD 用コンクリートは、単位セメント量を少なくできるが、施工管理の点からも十分に検討

を行い、必要があればフライアッシュなどの混和材を添加して不足な微粒分を補うことが大切である。

島地川ダムの施工試験では、当初単位セメント量を $C+F=120 \text{ kg/m}^3$ ($F/C+F=30\%$) とし、単位水量、締固め層厚、転圧回数、敷均し方法などの条件を変えてテストピットで締固め試験を行った。その結果、単位セメント量 120 kg/m^3 でも単位水量及び細骨材率を適当に選定すれば十分な締固めができるようなワーカビリティが得られるが、しかしコアの圧縮強度試験の結果によると、島地川ダムの設計上必要な強度をわずかに下回る場合も生じることが明らかになった。このようなことから、単位セメント量を 10 kg/m^3 増して $C+F=130 \text{ kg/m}^3$ とした配合についても試験を行い、設計応力の高い下部標高の部分には 130 kg/m^3 、それ以外には 120 kg/m^3 とすることが決定された。

2.3.4 細骨材率または単位粗骨材容積

単位水量及び単位セメント量を定めることができれば、骨材の絶対容積を知ることができる。そして、細骨材率を定めることができれば細骨材量を、単位粗骨材容積を定めることができれば粗骨材量をそれぞれ知ることができる。

細骨材率及び単位粗骨材容積は、通常のダムコンクリートについては、既往の報告書や配合参考表を利用して定めることができるが RCD 用コンクリートの場合は、硬練りコンクリートであり、しかも締固めの振動エネルギーが高いので、より多量の粗骨材量が適当であって、現在のところ試験を行って定めるのがよい。

振動台式コンシスティンシー試験の一例を示すと図 2.11 のようで、この場合、細骨材率 32% 程度が適当と考えられる。

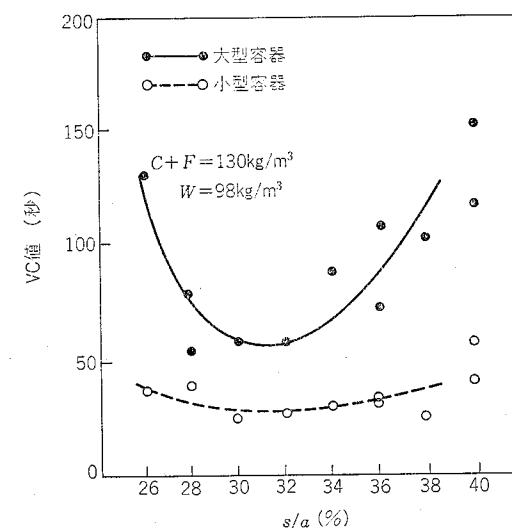


図 2.11 振動台式コンシスティンシー試験の例

この試験では単位セメント量と単位水量を一定にしているから、細骨材率を大きくするとモルタル中のペーストの割合が少なくなるので、モルタルは硬練りのものとなりコンクリート試料の上面にペースト分が浮き上がってくるまでに長時間要する結果となる。また逆に、細骨材率をあまり小さくすると粗骨材の量が増えるのに対してモルタル量は少なくなる。このため振動締固めによって粗骨材の空隙をモルタルが満たした後に余分のモルタルがコンクリート試料の上面に浮き上がってくるまでの時間が長くかかることになる。

図 2.11 は、VC 値が最低値を示すときの細骨材率を選定すれば、最も締め固めやすいコンクリートが得られる事を示すものであり、この試験結果から細骨材は 32~34% 程度が適当と判断された。島地川ダム及び大川ダムの施工例などによれば、細粗骨材率の割合は通常の配合参考表から得られる値と比較して、粗骨材最大寸法 80mm の場合、細骨材率で 5% 程度小さく、単位粗骨材容積で 0.06 程度大きくできると考えられる。

アメリカの TVA の工事に適用される仕様書⁸⁾では、ローラ締固めコンクリートの場合に適当な粗骨材量は絶対容積で示されており、その値は、粗骨材の最大寸法が 75mm のとき、57~61%，最大寸法が 150mm のとき、63~64% である。

2.3.5 混和材料

RCD 用コンクリートに用いられる混和材料は、一般に混和材としてフライアッシュなど、混和剤としては AE 剤または減水剤などである。また、石粉を適当量用いて好結果が得られたとの報告もある。

フライアッシュは JIS A 6201 に適合したもので、品質のばらつきの少ないものでなければならない。

フライアッシュの使用は、一般にセメントとフライアッシュを合計した量の 30% までとするが、外国の試験例ではそれ以上のフライアッシュを混入して好結果をもたらした例もある。この場合には、フライアッシュ粒子のすべてがセメント成分と同様に水和作用にかかるわけではなく、ワーカビリティを改良するために用いられているようである。

RCD 用コンクリートは、一般に内部コンクリートとして用いられるので、耐久性の点から空気量を必要とすることはないが、品質のすぐれた AE 剤または減水剤などの混和剤を適切に用いることによって単位水量を減らすことができ、また、ワーカビリティを改善することも期待できる。

また、一般に RCD 工法によるコンクリートは施工面積が広くなることから、フレッシュコンクリートの打継目的一体性を十分確保するため、季節に応じて硬化遅延作用のある適切な混和剤を用いるのがよい。

2.3.6 配合設計の手順

配合設計の手順は、セメントの種類、混和材料の使用の有無と使用量、粗骨材の最大寸法、所

表 2.4 配合設計の手順

ステップ	項目	試験方法または算出方法	参考事項
1	W の決定	VC 試験を行った所要の VC 値（小型で 20 秒、大型で 60 秒程度）を満足するのに必要な単位水量を得る。	島地川ダム : 105 kg/m ³ 大川ダム : 102 kg/m ³
2	C の決定 (C が既知のときを除く)	強度上必要な C は、C/W と σ ₉₁ の関係式から、C/W を求め、次いで C を得る。 混和材料を使用する場合は、同様な使用材料で関係式を求めておく。	
3	s/a または CV _G 決定	① 従来の配合参考表をもととし、対象の粗骨材の最大寸法に相当する s/a、または CV _G を求め、細骨材の F, M, W/C、粗骨材の形状などについて修正した後、最大寸法 80mm の場合、s/a は 5% 程度小さく、CV _G は 0.06 程度大きくする。 ② VC 試験を行って、最適と考えられる値を得る。 ① 細骨材率を用いる場合 $a = 1 - \{W/1000 + C/\rho_c \times 1000 + A(\%) / 100\} (m^3)$ $S = \{a + s/a\} \cdot \rho_s \times 1000 (kg/m^3)$ $G = \{a - s/\rho_s\} \times 1000 (kg/m^3)$ ② 単位粗骨材容積を用いる場合 $G = W_{G0} \times CV_G (\%) (kg/m^3)$ $S = \{1 - W/1000 + C/\rho_c \times 1000 + G/\rho_G \times 1000 + A(\%) / 100\} (kg/m^3)$ a : 単位骨材量の絶対容積、A: 空気量(%) W, C, S, G : 水、セメント、細骨材、粗骨材の単位量(kg/m ³) ρ_c, ρ_s, ρ_G : セメント、細骨材、粗骨材の比重 CV_G : 単位粗骨材容積 (%)	アメリカ 207 委員会報告 ⁹⁾ (粗骨材の絶対容積) 75 mm : 57~61% 150 mm : 63~64%
4	S または G の算出		

要の強度を確保するために必要な水セメント比、所要のコンシスティンシーの程度及び締固めに用いる振動エネルギーの程度（振動ローラの種類と走行回数）などが事前に定められていることを前提として表 2.4 の手順によるのがよい。

2.3.7 ダムコンクリートの配合比較

試験施工に用いたコンクリートならびに既往のダムコンクリートの配合例について、種々の配合特性を計算して比較してみると表 2.5 のとおりである。

表 2.5 に示した配合特性の α の値は、ペーストの容積と細骨材の空隙容積との比を示すもので、式 (2.1) で算出した。ただしここでは、ペーストの容積にはコンクリート中の空気の容積を含めないものとした。β の値はモルタルの容積と粗骨材の空隙容積との比を表わすもので、式 (2.2) で算出した。ペーストの場合と同様に、モルタルの容積には空気の容積を含めないものとした。したがって α の値が 1 より大きい場合には、細骨材の空隙を満たす量よりも余分のペースト

表 2.5 各種コンクリートの

用途種別 または配合記号	配合合											
	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ または値 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメント比 $F/C+F$ (%)	フライアッシュ 率 s/a (%)	細骨材 単位粗骨材容積	単位量			W	セラマイアソシュ $C+F$	細骨材 S
							水	セラマイアソシュ	細骨材			
RCD 用コンクリート	島地川ダム	上下流面	80	4±1.5	3.5±1	59	30	34	0.78	130	220	670
	島地川ダム	内部-1	〃	—	1.5±1	81	〃	〃	0.83	105	130	749
	島地川ダム	内部-2	〃	—	〃	87.5	〃	〃	0.84	〃	120	752
	島地川ダム	構造物着岩部	〃	4±1.5	3.5±1	49	〃	31	0.76	140	285	593
	島地川ダム	仮締切り内部型枠際	80	—	1.5±1	85	20	〃	0.83	100	120 (200) 186 (24)	694
ダムコンクリート	大川ダム	内部	80	—	1.5±1	85	20	〃	0.89	102	120	691
	大川ダム	型枠際	〃	2±1	3.5±1	52	〃	30	0.85	110	210	604
	重力ダム	釜房	150	4±1	3±1	68	0	25	0.89	115	170	523
	重力ダム	小河内	〃	〃	〃	61	0	27	0.87	110	180	560
	アーチ小天子	矢作川天ヶ瀬	〃	〃	〃	48	0	25	0.89	〃	230	512
舗装コンクリート			40	2.5	4	42	0	36	0.74	126	300	709
積みブロック用コンクリート			20	—	—	45	0	40	0.70	108	240	838

トが用いられていることを意味している。この余分のペーストは全骨材の表面を覆うためにある程度は必要である。同様に β の値が 1 より大きい分だけ余分のモルタルが用いられていることを示すものである。

$$\alpha = \frac{\text{コンクリート } 1\text{ m}^3 \text{ 中のペースト容積}}{\text{コンクリート } 1\text{ m}^3 \text{ に用いる細骨材の空隙容積}} \\ = \frac{W+C/\rho_C+F/\rho_F+S/\rho_S}{(1000/W_{go}-1/\rho_S) \cdot S} \quad (2.1)$$

配合特性比較表

(kg/m³)	使 用 材 料					配 合 特 性		備 考
	比 重			单 位 容 積 重量(kg/m³)		α ①	β ②	
	粗骨材 G	混和剤	セメント	細骨材	粗骨材	ペーストの容積	モルタルの容積	
1337	ボゾリスNo.8 0.55	2.77	2.66	2.70	1725* (1850)	1774	1.39 (190)	1.73
1476	—	0.325	〃	〃	〃	〃	1.23	1.52
1482	—	0.30	〃	〃	〃	〃	1.20	1.50
1341	—	0.71	〃	〃	〃	〃	—	—
1353	—	0.45	〃	〃	〃	〃	—	—
1481	—	2.94	2.53	2.61	1760*	1780	1.20	1.58
1408	—	〃	〃	〃	〃	〃	1.45	1.67
1490	ボゾリスNo.8 0.3	2.92	2.57	2.60	1770*	1675	1.18	1.30
1430	ボゾリスNo.8 0.525	〃	〃	〃	〃	〃	1.71	1.37
1571	ボゾリスNo.8 0.425 No.202 255 cc	3.21	2.61	2.61	1570	1760	1.27	1.27
1564	ワインザル 0.162	3.20	2.60	〃	(1650)	〃	1.34	1.36
1554	マジノン 0.575	〃	〃	2.64	〃	1793	1.60	1.27
1718	ボゾリスNo.8 0.575	〃	2.67	2.72	1800	1943	1.87	1.34
1549	ボゾリスNo.8 0.575	3.19	2.60	2.63	(1650)	1810	1.51	1.41
1243	減水剤 0.75 AE 剤 0.005	3.15	2.63	2.65	〃	1680	1.38	1.81
1224	0	〃	2.70	2.63	1820	1745	1.23	2.09

$$\beta = \frac{\text{コンクリート } 1\text{ m}^3 \text{ 中のモルタル容積}}{\text{コンクリート } 1\text{ m}^3 \text{ に用いる粗骨材の空隙容積}} \\ = \frac{W+C/\rho_C+F/\rho_F+S/\rho_S}{(1000/W_{go}-1/\rho_S) \cdot G} \quad (2.2)$$

W_{so} : 振動台で締め固めた細骨材の単位容積重量

W_{go} : 粗骨材の単位容積重量

セメントコンクリート舗装要綱の配合設計例から引用した。
文献(1)の試験配合の中から代表的と思われるものを選んだ。

2.4 試験方法

2.4.1 振動台コンシスティンシー試験 (VC 試験)

この試験の目的は、単位水量と VC 値の関係を調べ、RCD 用コンクリートの単位水量を決めるための資料を得ることである。

振動ローラの締固め作業に適した VC 値の大きさは、コンクリートの層厚、振動の加速度とその作用時間などと関係するので、一概に決められるものではない。

図 2.4 によると、単位セメント量 120 kg/m^3 と 130 kg/m^3 の二つのケースは、どちらもほぼ同じような傾向を示している。単位セメント量 120 kg/m^3 の場合、小型 VC 値 10, 20 及び 30 秒に対応する単位水量は、それぞれ、約 110, 100 及び 90 kg/m^3 という結果になっている。

また、小型 VC 値の曲線は、VC 値が 20 秒程度より大きい範囲で著しく急な勾配になっており、この範囲では、単位水量のわずかの変化によって、VC 値が大きく変化する。

大型 VC 値の測定結果は、小型 VC 値に比べてかなりばらつきが大きいようであるが、両者の値を比較すると、小型 VC 値の 20 及び 30 秒に対応する大型 VC 値は、それぞれ、70 及び 140 度量となっている。

図 2.12 は、島地川ダムで単位水量と VC 値との関係を調べた試験結果の一例であり、振動数を種々変えた場合について比較したものである。振動条件は、振動数 4 000, 3 500, 3 000 及び 2 500 cpm の 4 種類で、いずれの場合も振幅及び載荷重量は、それぞれ、1mm 及び 20kg で一定としている。

図 2.12 の結果から、振動数 2 500 cpm の場合を除けば、どの振動数 (3 000~4 000 cpm) を使用しても、コンクリートの品質管理の目的は達せられることがわかる。

振動台式コンシスティンシー試験 (VC 試験) は次のように定められている

振動台式コンシスティンシー試験方法 (VC 試験方法)

(1) この試験は、RCD コンクリートのコンシスティンシーを試験するのに用いる。

(2) 試験装置は、振動台、容器、すべり棒の付いた円板から構成されている。これらの性能は次のとおりとする。

振動台：振動数は大型容器を用いる場合は 4 000 cpm 程度、小型容器を用いる場合は 3 000 cpm 程度、振動数が可変の場合は前記の値を含むものとする。

振幅 全振幅約 1mm

容器：金属製で次の 2 種類とする。

大型容器 内径 48 cm, 内高 40 cm

小型容器 内径 24 cm, 内高 20 cm

容器は、振動台に固定できるようにに設計されたものとする。

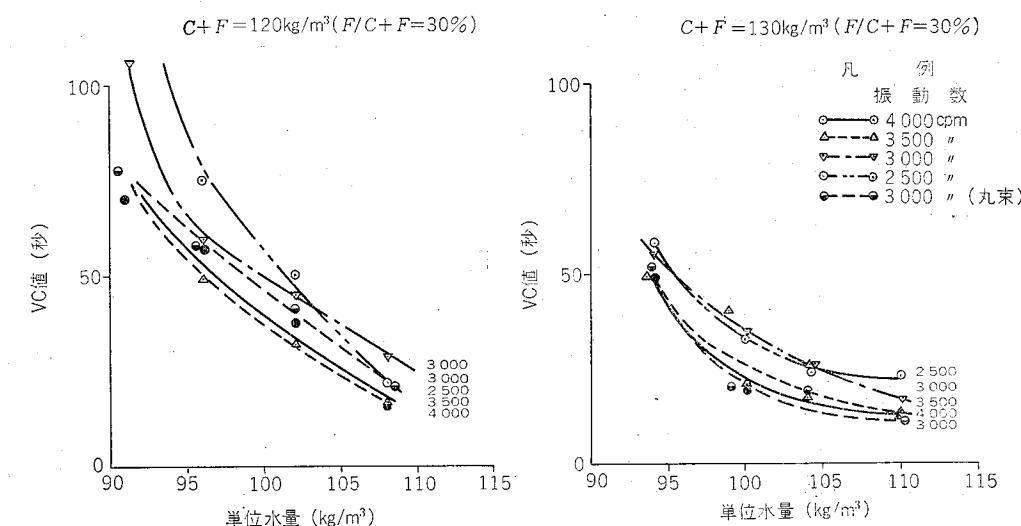


図 2.12 振動数を変化させた場合の単位水量と VC 値の関係

円板：所要の載荷重に耐える材料を用い、締固めに生ずるセメントペーストの浮かび上がりが確認できる構造とする。

おもり：20kg

(3) 試験

① 突き棒により、大型容器にフルサイズのコンクリートを大きな空隙が残らないように、均等質な試料となるように詰める。

② 容器の縁より 3 cm 程度下がった位置に、コンクリート層が達したら、表面をならして円板を置く。

③ 振動台を運転し、運転を継続するとモルタルが表面に浮かび上がって円板下面に接する。運転開始から円板の下面全体にモルタルが接するまでに要した時間を測定する。円板が不透明な場合は、円板の周辺、あるいは円板に作ったスリットに生じたセメントペーストの浮かび上がりにより判定する。

④ 管理試験のために実施するには、小型容器によりスクリーニングした試料を用いて、フルサイズの場合と同様に実施する。

⑤ コンシスティンシーは③に述べた振動時間を秒で測定し、これを VC 値何秒として表示する。また、締め固めた試料は、重量を測定し、単位容積重量を求めて表示する。

2.4.2 モルタルの単位容積重量試験

この試験は、モルタルの単位水量を変化させた場合の単位容積を測定して空隙率を算出し、モルタルの空隙が最も少くなる単位水量を求め、RCD 用コンクリートの単位水量を決定するための資料とすることを目的としている。

この試験の方法は、次のとおりである。

モルタルの単位容積重量試験方法

- ① この試験は、RCD 用コンクリートの配合設計において、単位容積重量から締め固めやすく、コンクリートの空隙が最も少なくなる単位水量を知るためのものである。コンクリートの単位水量は、モルタルの単位水量から推定する。
 - ② 重量測定の容器は、原則として JIS A 1104「骨材の単位容積重量及び実績率試験方法」における内径 14 cm、内高 13 cm のものを用いる。
 - ③ 振動締めによる場合の振動台は、2.4.1 に示す振動台式コンシスティンシー試験に用いる振動台と同性能のものとする。
 - ④ 表面乾燥飽和状態の砂とセメントを RCD 工法によるコンクリートにおける配合比（おおむね 1:6）となるように調整し、これに所定の水量を加えて練り混ぜたモルタルを試料とする。
- 試料は、はじめ容器の 1/3 程度入れ突き棒で 25 回突き、さらに突きあとが消えるまで軽く側面を木ハンマーで叩く。次いで容器の 2/3 程度になるまで試料を入れ同様に締め固める。この作業を容器に一杯になるまで繰り返す。水量が多くなると、締め固めは容易であるが、水は分離しやすくなるので締め固めの程度を加減し、著しい分離が生じないように注意する。必要な場合は、振動締めを行い、棒突き法の場合と比較する。
- ⑤ 重量を測定し、モルタルの単位水量と単位容積重量との関係を作図する。コンクリートの単位水量は次式により推定定する。
- $$\text{コンクリートの単位水量} = (\text{モルタルの単位水量}) \times (1 - \text{粗骨材の絶対容積})$$

ここでいう空隙とは、モルタル中の空気容積と水の容積との合計であり、モルタル容積に対する空隙の比率を空隙率と呼んでいる。

モルタルの空隙が最も少なくなる単位水量はモルタル及び砂の種類によって当然異なるが、その他に、セメントと砂の配合比、混和剤の使用、単位容積重量測定時における試料の突き固めの程度などによっても多少影響される。

大川ダム及び島地川ダムの RCD 用コンクリートの示方配合をみると、セメントと砂の配合比は、それぞれ、1:5.76 及び 1:6.27 となっている。これらの配合例からみて、RCD 工法によるコンクリートの場合、セメントと砂の配合比は 1:6 前後であると思われる。モルタルの単位容積重量試験方法の中でセメントと砂の配合比について（おおむね 1:6）としていることは、これらの配合例を参考としたものである。

図 2.13 はモルタルの単位容積重量試験結果の一例を示したもので、材料はフライアッシュセメント ($F/C+F=20\%$)、川砂 ($C+F:S=1:6.3$) 及びポグリス No.8 を用いている。図 2.13 から、空隙率が最少となるモルタルの単位水量は約 180 kg/m^3 であること、このときの空隙は空気 70 l/m^3 、水 180 l/m^3 、合計 250 l/m^3 (空隙率 0.250) であることなどを読み取ること

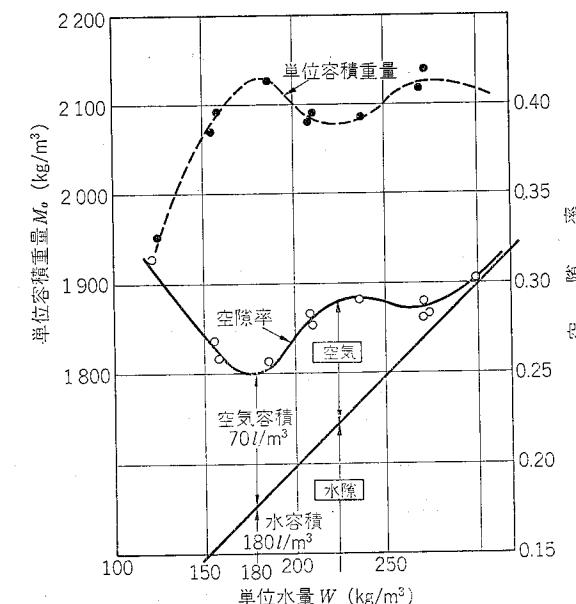


図 2.13 モルタルの単位水量と単位容積重量及び空隙率との関係

ができる。

モルタルの単位容積重量試験の結果から推定したコンクリートの単位水量と、実際の RCD 用コンクリートの示方配合例の単位水量を比較してみると、次のようにある。

大川ダムにおいて、セメント、砂、混和剤の種類及びそれらの配合比を RCD 用コンクリートとほぼ同じにして試験した結果、モルタルの空隙率が最小となるときの単位水量は、約 230 kg/m^3 となった。この水量から推定されるコンクリートの単位水量 W は

$$W = 230 \times (1 - 0.573) = 98.2 \text{ kg/m}^3$$

となる。ただし、単位粗骨材量 : 1490 kg/m^3

粗骨材の比重 : 2.60

$$\text{コンクリート } 1 \text{ m}^3 \text{ 中の粗骨材の絶対容積} = 1490 / 2600 = 0.573 \text{ m}^3$$

大川ダムの RCD 用コンクリートの示方配合における単位水量は、 102 kg/m^3 と決定されているのでこの値は、上記のモルタル単位容積重量試験結果から推定される値の 1.04 倍 ($= 102 / 98.2$) となっている。

同様の比較を島地川ダムの場合について行うと、モルタルの空隙率が最小となる単位水量は約 220 kg/m^3 であり、これから推定したコンクリートの単位水量 W

$$W = 220 \times (1 - 0.549) = 99.2 \text{ kg/m}^3$$

となる。ただし、単位粗骨材量 : 1482 kg/m^3

粗骨材の比重 : 2.70

$$\text{コンクリート } 1 \text{ m}^3 \text{ 中の粗骨材の絶対容積} = 1482 / 2700 = 0.549 \text{ m}^3$$

島地川ダムのRCD用コンクリートの標準示方配合は 105 kg/m^3 となっており、この値はモルタル単位容積重量試験から推定される値の1.06倍($=105/99.2$)である。

以上の二つの例によると、RCD工法によるコンクリートの単位水量は、モルタルの空隙率が最小となる水量から推定した値よりわずかに大きい値になっている。

2.4.3 強度試験

ある限度を越えて水量を減らしていくと、水セメント比は小さくなるにもかかわらず強度が低下する現象が生じる。これは、単位水量が極端に小さくなると、強力な振動締固めを加えても十分な締固めが行われず、コンクリート供試体の中に多くの空隙が残るためである。このような極端に単位水量の小さいコンクリートの性質については、超硬練りコンクリート工場製品の強度に関する研究があり、単位水量がある限度以下になると、コンクリートの強度は水セメント比法則に従わず、コンクリートの空隙率と密接な関係をもつようになることが明らかにされている。

強度試験は、振動ローラとほぼ同じ振動条件で供試体を締め固め、単位水量と圧縮強度の関係を調べ、単位水量の減少に伴って強度が低下し始めるような限界を見い出すことによって、RCD用コンクリートの単位水量を決定するための一つの資料を得ようとするものである。

図2.14は、島地川ダムのRCD用コンクリートについて、単位水量と圧縮強度の関係を調べた試験の結果であって、単位セメント量 130 kg/m^3 の二つのケースについて、単位水量を変えた場合の圧縮強度を示している。

図2.14によると、単位セメント量 $C+F=120\text{ kg/m}^3$ の場合には単位水量が $90\sim100\text{ kg/m}^3$

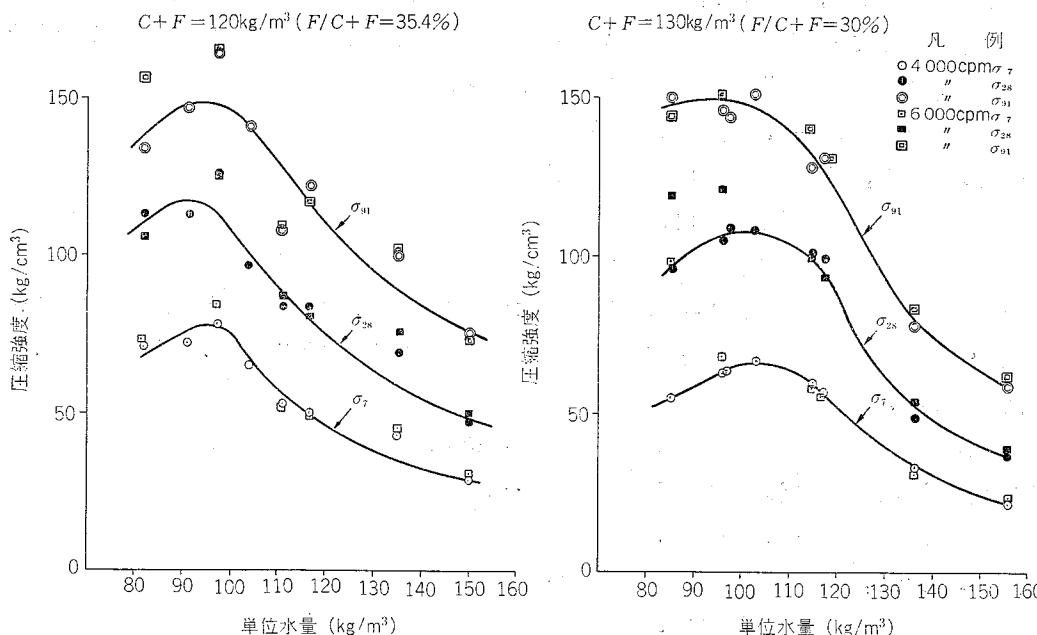


図2.14 単位水量と圧縮強度の関係

の範囲で圧縮強度のピークが現われており、 $C+F=130\text{ kg/m}^3$ の場合には $90\sim110\text{ kg/m}^3$ の範囲で比較的緩やかなピークを示している。振動数を4000及び6000cpmの2種類に変えたことによる影響はあまり明瞭ではないが、単位水量 $80\sim95\text{ kg/m}^3$ 程度の比較的な水量の少ない幾つかのケースでは、振動数の高い場合のほうがやや大きい強度を示している。

圧縮強度試験用供試体の作り方は次のとおりである。

圧縮強度試験用供試体の作り方

- ① RCD用コンクリートにおける圧縮強度試験の目的は、コンクリートが所定の品質のものかどうかを知るために、同時にコンシステンシー管理のためでもある。内部コンクリートにあっては比較的後者に重点があると考えてよい。
- ② 圧縮強度試験の供試体寸法は、管理試験の場合、通常直径15cm、高さ30cmの円柱形とする供試体は3本を1組とする。
- ③ 40mmふるいでウェットスクリーニングした試料を型枠内に3層に入れて、大きな空隙の残らないように、しかも均等質となるように突き棒で突き固め、その後各層ごとにモルタルが表面に浮き上がってくるまで振動台で振動締固めを行う。振動台は振動台式コンシステンシー試験に用いるものと同性能のものとする。
- 手持ち式振動機を用いる場合も同様とする。
振動締固めにおける載荷重の大きさ、振動時間は試験を行って定めるものとする。
- ④ 供試体は製作後、所定材令まで $20^\circ\pm3^\circ\text{C}$ の水中養生を行う。
- ⑤ 促進温水養生を行う場合は、 $70^\circ\pm3^\circ\text{C}$ に調節できる水槽を用いる。供試体は製作してから24時間経った後、恒温水槽に入れて、さらに24時間養生する。その後、水槽から取り出して室温まで冷却する。
- ⑥ キャッピングには硬質石膏を用いるとよい。
なお、脱型はなるべく圧縮強度試験の直前に行うのがよい。

図2.15は、島地川ダムにおいて単位水量と圧縮強度の関係を調べた試験結果の一例であり、供試体を締め固める方法として、VC試験機の振動台を利用する場合は、ハンドバイブレータ(小型の棒状振動機)を用いる場合及びボッシュタンパー(表面振動機)を用いる場合の2つについて、圧縮強度を比較したものである。

この結果では、締固め方法による圧縮強度はほとんどなく優劣はつけにくいこと及びVC試験機の方法は個人誤差を防ぐ点では有利であるが、型枠の着脱、供試体成形に手間がかかって不便であることなどがわかった。

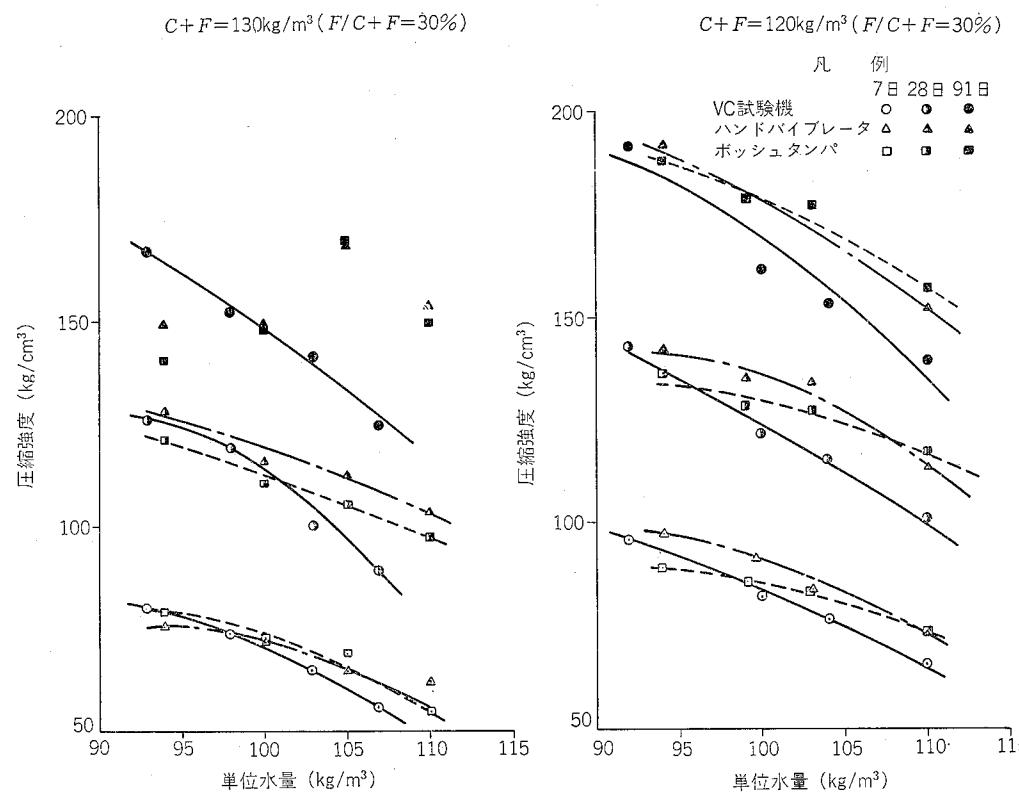


図 2.15 供試体の締固め方法を変えた場合の単位水量と圧縮強度との関係

10) 中原康ほか：超かた練りコンクリートの考え方とコンシスティンシー；セメントコンクリート，No. 384, 昭和54年2月

参考文献

- 1) 近藤泰夫訳：コンクリート配合設計指針；国民科学社
- 2) 伊東茂富ほか：舗装用コンクリートの単位水量および単位粗骨材容積について；セメントコンクリート，No. 233, 昭和41年
- 3) 広瀬利雄ほか：RCD コンクリート工法によるダムの施工に関する研究；土木学会論文集, No. 303, 昭和55年11月
- 4) 伊福部宗夫ほか：超固練コンクリートブロックの研究（その一），（その二）；共和コンクリート工業研究報告
- 5) 阪本好夫：超硬練り貧配合コンクリートの振動締固めによる充填性および強度について；土木学会論文集第159号, 昭和43年11月
- 6) 木村恵雄：供試体成形機の実験結果について；土木コンクリートブロック, 10巻3～5号
- 7) セメントコンクリート舗装要綱（昭和55年版）：昭和55年8月, 日本道路協会
- 8) 国土開発技術研究センター：コンクリートダム合理化施工に関する研究（参考資料）；昭和52年9月
- 9) ACI Committee Report: Roller Compacted Concrete J. of ACI; 1980年7～8月
- 9) 林俊彦ほか：ダム用ノースランプコンクリートに関する2, 3の基礎的実験；第32回土木学会年次講演会概要, 昭和52年10月

3 章 RCD 工法におけるコンクリートの締固め

3.1 各種振動ローラの締固め性能について

RCD 工法において対象としているコンクリートは、従来のダムコンクリートに比べてはるかに硬練りコンクリートであるので、所要の品質をもった構造物を得るために、コンクリートの配合、施工方法、特に締固め作業に密接なコンシステンシーの程度、振動ローラの性能、締固め厚さ及び転圧回数等についてあらかじめ知っておく必要がある。

このようなことから、まず、各種の振動ローラを用いて、振動ローラの性能（振動輪の重量、起振力、振動数など）とコンクリートの締固め度との関係を明らかにする実験が行われた。なおこれは、本研究で振動ローラを用いたコンクリート締固めに関する組織的な野外実験の最初のものである。

3.1.1 実験に用いた振動ローラの機種

締固め効果に關係すると想定したトータル線圧（単位締固め幅あたりの自重と起振力の和）及び振動数等を勘案して、5 機種、6 ケースを選び試験を行った。これらのうち現場施工に用いられた A 機種及び 3.5 に記述している B 機種について、振動数と振幅の関係、振動数と起振力との関係を示すと 図 3.1, 3.2 のとおりである。

3.1.2 各種振動ローラによる締固め性能試験結果

(1) コンクリートの配合

実験に用いたコンクリートの配合を 表 3.1 に示す。細骨材、粗骨材は富士川産の川砂利で、粒度調整のため碎石を一部混入している。

(2) 試験条件と実施要領

コンクリートの配合は前記の 1 種類とし、締固め厚さは原則として仕上がり 50 cm とした。また、振動ローラの締固め速度は 1 km/h に統一し、締固め回数は、予備転圧として無振動 2 回、振動締固めは 12 回までとした。ここで、締固め回数とは振動輪の通過回数をいう。両輪振動の機械の場合には、1 往復で 4 回締固めを行ったことになる。また、測定項目は、コア密度、圧縮強度、振動輪及びコンクリート内の振動加速度等である。締固め終了後のコンクリートは直ち

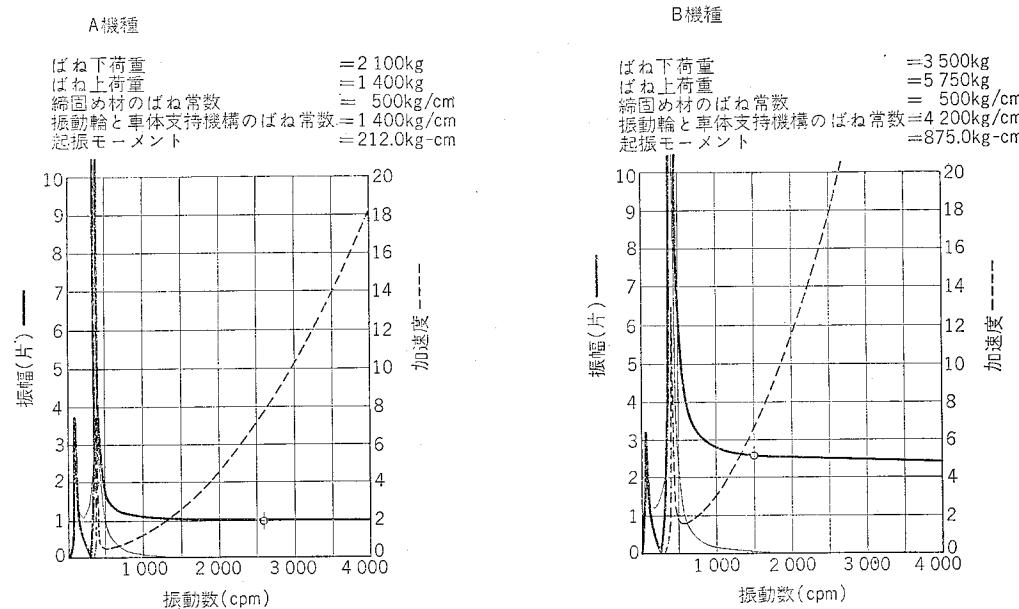


図 3.1 振動数と振幅(片), 加速度

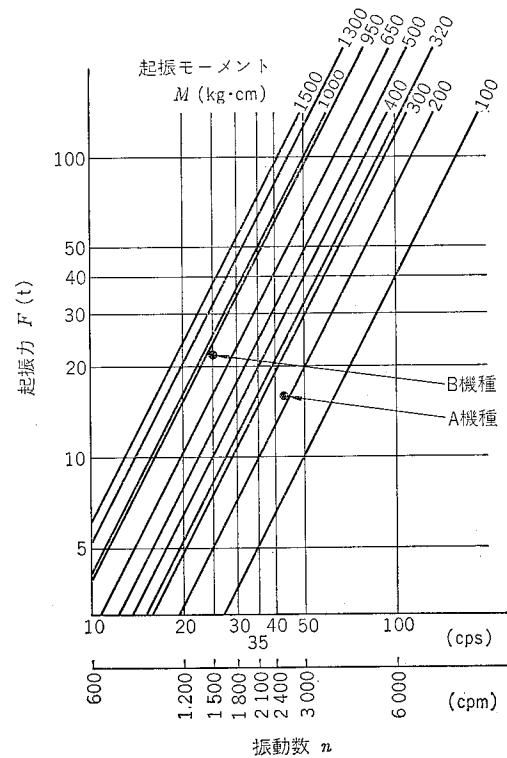


図 3.2 振動ローラの振動特性

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラン プの範 囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメ ント比 $\frac{W}{C+F}$ (%)	フライ アッシュ 比 $\frac{F}{C+F}$ (%)	細骨 材率 $\frac{s}{a}$ (%)	単位量 (kg/m³)						
						水セメント 材			粗骨材 C			
						W	C	F	S	粗骨材 C 5 mm 25 mm	粗骨材 C 20 mm 40 mm	粗骨材 C 40 mm 100 mm
80	0	—	79	0	34.7	95	120	0	793	665	222	591

に養生マットで覆い、適宜に散水して湿潤状態を保持した。コアの抜取りはコンクリート打設後28日、そして、水中養生後、材令91日で密度及び圧縮強度等の測定を行った。コア寸法は直径180mmを原則とし、比較のため密度用として直径300mmのものも若干抜き取った。

(3) 試験結果とその検討

この種の試験では、十分な品質管理が行われたとしても、試験ごとにコンクリートの性質がある程度変動することはどうしても避けられない。そこでこの試験においてはこのような変動の影響をできるだけ少なくするため、各試験ごとに、その試験に用いられたものと同じコンクリートを一定のエネルギーで締め固めた供試体を作成し、その密度及び圧縮強度を基準としてローラによる締め度及び強度を評価することにした。具体的には、内径500mm、高さ650mmの円筒形モールドにコンクリートを詰め、これを上から加振機（重量230kg、振動数1870回/分）で締め固めた。締め固めの時間は60秒である。

(i) 締め度と圧縮強度

- ① 締め度は、各試験ケースごと平均値で $2.325\sim2.410\text{ t/m}^3$ （理論最大密度に対して93~96%）、圧縮強度は同じく $111\sim205\text{ kg/cm}^2$ であった。両者の相関を図3.3に示す。

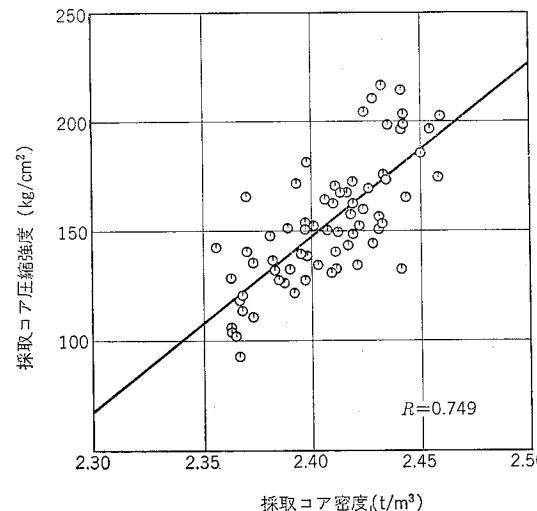


図 3.3 採取コア密度と圧縮強度

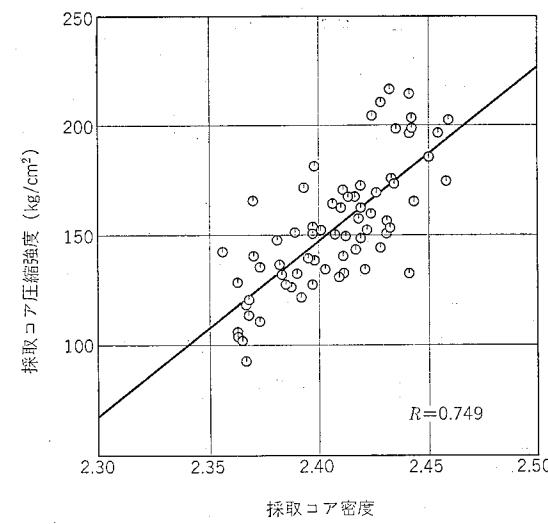


図 3.4 締固め度と圧縮強度比

② 無振動締固め区間の密度は、約 2.24 t/m^3 (理論最大密度に対して 89%), 無転圧区間の密度は、約 2.0 t/m^3 (同, 80%) であった。

③ 大型供試体密度及び圧縮強度に対する各試験ケースの締固め密度及び圧縮強度の比（それぞれ締固め度、圧縮強度比と称する）は非常に強い相関を示す（図 3.4）。

(ii) 締固め深さ

① 締め固めたコンクリート上層の密度・引張強度は、平均 $2.43 \text{ t/m}^3 \cdot 23.9 \text{ kg/cm}^2$, 中層は、 $2.38 \text{ t/m}^3 \cdot 18.9 \text{ kg/cm}^2$, 下層は $2.23 \text{ t/m}^3 \cdot 10.5 \text{ kg/cm}^2$ で、今回の試験では、下層が上・中層ほど締め固まらなかった。これはその後行った野外試験や実際の施工における一般的な傾向、すなわち、上層が弱く下層が強いこと、と逆の結果である。その原因を推測すると、一つはコンクリートが堅練りすぎたこと、すなわち単位水量がその後の標準的な配合より 10 kg/m^3 以上少ないと想定され、また敷きモルタルを行わなかったことに原因すると考えられる。

② 今回の試験のように、敷きモルタル等による処理を行わない場合は、基礎部の条件にもよろうが締固め底面より約 5~10 cm の間の締固めは困難であると考えられる（図 3.5）。

(iii) コア観察

① コア観察による締固め程度の等級区分で C・D 級（不良）の割合は、試験ケースにより 3~28% であった。

② A 級と評価されたものの密度・引張強度は、平均 $2.43 \text{ t/m}^3 \cdot 24.1 \text{ kg/cm}^2$, A 及び B 級と評価されたものは $2.37 \text{ t/m}^3 \cdot 18.9 \text{ kg/cm}^2$, A, B 及び C 級は、 $2.31 \text{ t/m}^3 \cdot 14 \text{ kg/cm}^2$ であった。

(iv) ローラの振動条件と締固め効果の相関

コンクリートの配合や撒出し厚さ、締固め回数及び速度等の条件を一定にした場合に、振動ロ

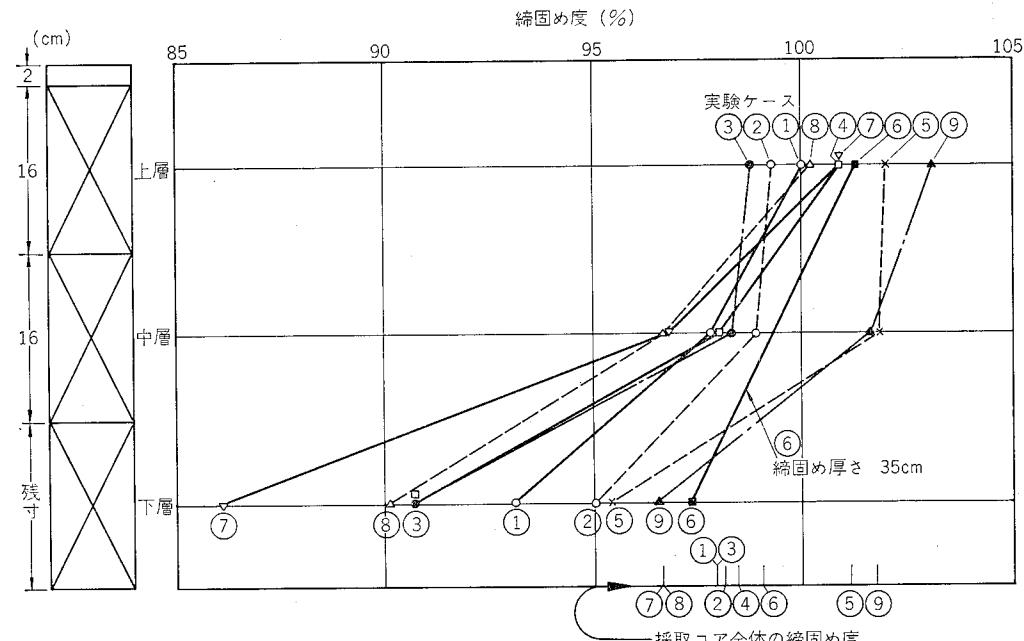


図 3.5 締固め度と深さ

ーラの振動条件すなわち静線圧や起振力、振動数、振幅などがコンクリートの締固めにどういう影響を持っているのかということは、今回の試験結果からは、それぞれの振動条件単独には締固め効果との明確な相関は認められなかった。すなわち、

- ① 起振力単独では締固め度との相関は認められなかった。ただし、同一機種、同一振動数の場合には起振力が大きくなれば（加速度、振幅も大となり）締固め度は大きくなる。
- ② 振動数単独では締固め度との相関は認められない。ただし、同一機種、同一起振力の場合には振動数が小さいほうが（振幅が大きくなり）締固め度は大きくなる。
- ③ トータル線圧単独では締固め度との相関は認められなかった。
- ④ 振動輪加速度単独では締固め度とよい相関は示さなかった。

以上のように個々の振動条件単独では RCD 工法によるコンクリートの締固め度とは相関が認められなかったが、これらを総合した締固めエネルギーと締固め度には相関のあることが認められた。

ここで、振動締固め機の締固めエネルギーの表現法としては種々のものが考えられる。

(a) TDM (Total Downward Movement) (図 3.6)

TDM とは、コンクリート舗装の分野でフィニッシャの振動締固めの締固め効果を示す一つの経験式として用いられているもので、次式で与えられる。

$$TDM = \frac{n \cdot a \cdot L}{V} = n \cdot a \cdot t \text{ (cm)}$$

ここで、n: 振動数 (cpm), a: 振幅 (cm), V: 締固め速度 (cm/min), t: L/V (min)

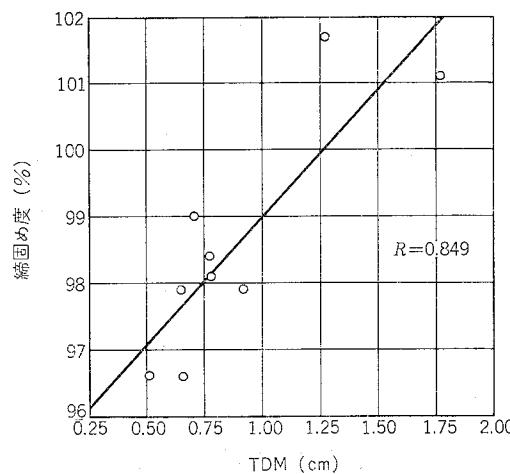


図 3.6

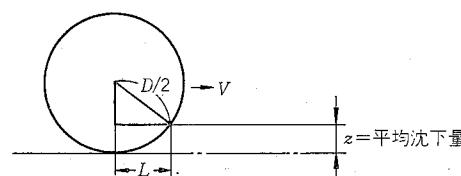


図 3.7 振動輪の接地長さ

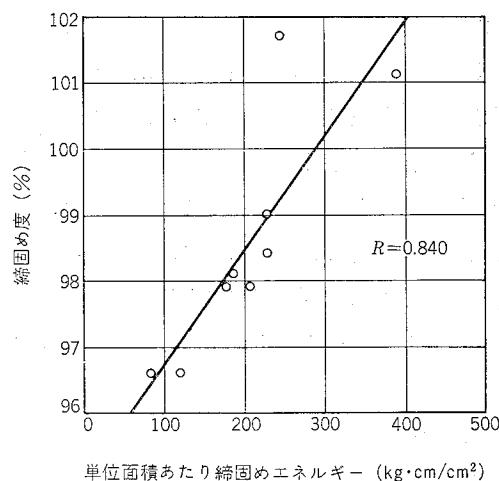


図 3.8

なお、振動輪の接地長さ L は 図 3.7 で近似した。

(b) 締固めエネルギーの式 (図 3.8)

基本の式 (谷本喜一「土の締固め機構と締固め機械の理論」昭和35年9月) として次のものが

ある。

$$E_0 = 2a \left(W_V + \frac{F}{2} \right)$$

ただし、 $\beta \geq 1$ の場合に適用する。

ここで、 $\beta := F/W$

E_0 : 1サイクルあたり締固めエネルギー (kg·cm/サイクル)

a : 振動輪の振幅 (片) (cm)

W_V : 振動部重量 (kg)

F : 起振力 (kg)

この式を基として、振動ローラの振動数、転圧速度、転圧回数及び締固め幅等を考慮した実用的な締固めエネルギー式として次のようなものを考えた。なお上式中の振動部重量 W_V については、振動輪の軸荷重 W を用いた。

$$E = 2a \left(W + \frac{F}{2} \right) \cdot \frac{L}{V} \cdot n \cdot N \cdot \frac{1}{B \cdot L}$$

ここで、 E : 振動ローラの締固めエネルギー (kg·cm/cm²)

a : 振動輪の振幅 (片) (cm)

W : 振動輪の軸荷重 (kg)

F : 起振力 (kg)

V : 振動ローラの転圧速度 (cm/min)

L : 振動輪の接地長さ (cm)

n : 振動数 (cpm)

N : 振動輪の転圧回数 (回)

B : 締固め幅 (cm)

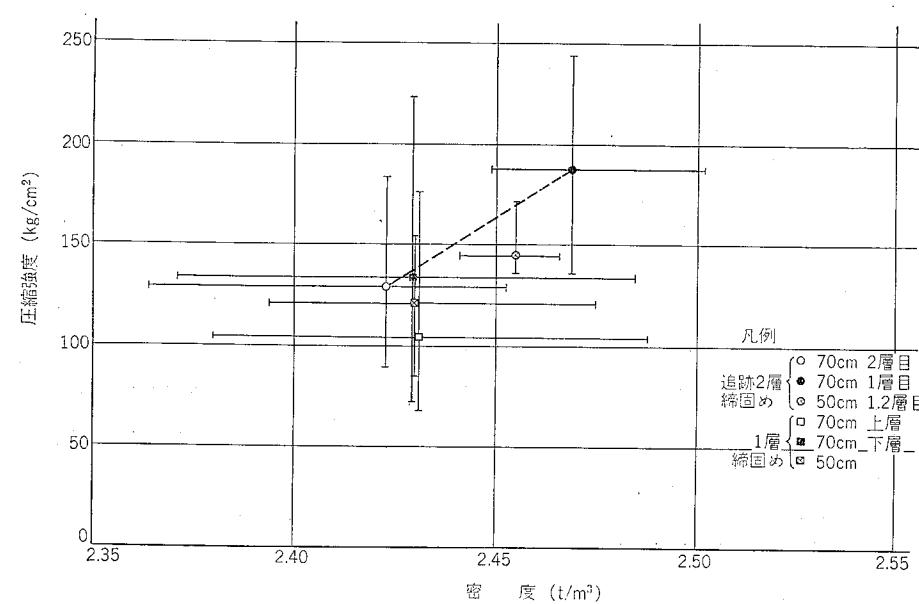
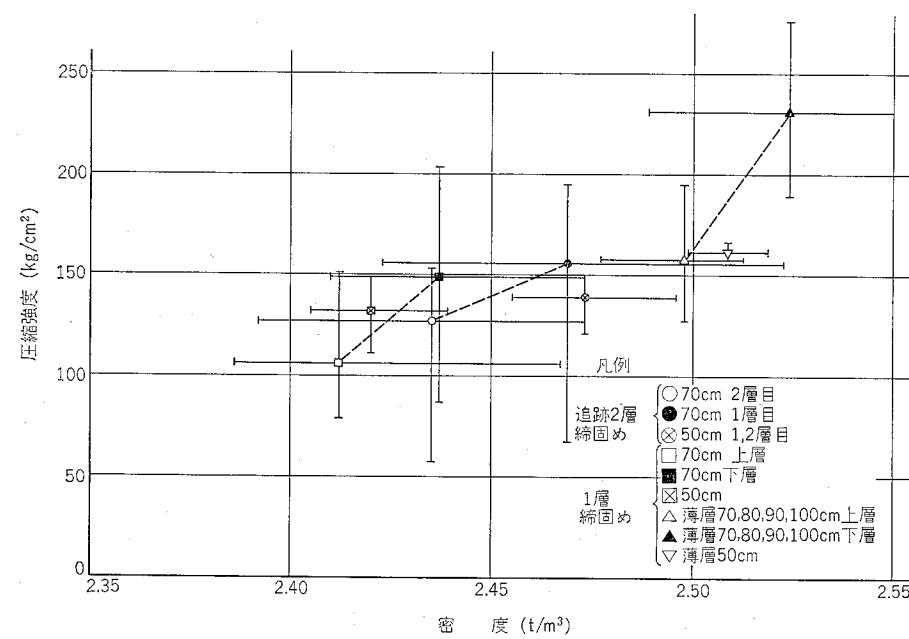
また、加速度測定値は、実効値で、上層 4.5 g~1.9 g、中層 4.0 g~1.5 g、下層 3.0 g~1.1 g であり、コンクリート内圧測定値は、上層 7.1 kg/cm²~4.6 kg/cm²、中層 6.6 kg/cm²~2.2 kg/cm²、下層 3.7 kg/m²~1.6 kg/cm² であった。

今回の試験条件で、ローラ締固め密度 2.4 t/m³ 以上、締固め度 98% 以上を期待するすれば、締固め層厚 35 cm の場合、ローラ振動輪振幅 2mm 以上で、締固めエネルギー 200 kg·cm/cm² 以上または TDM の値が 0.8~1.0 cm 以上あればよいと考えられる。

3.2 締固め方法についての比較検討

3.2.1 締固め層厚とコア密度、圧縮強度

島地川ダムの施工試験の結果からまとめた採取コアの密度と圧縮強度 (σ_{01}) の分布を 図 3.9、3.10 に示す。図は、試験結果の全数について、追跡 2 層締固め $C=120 \text{ kg}/\text{m}^3$ と $C=130 \text{ kg}/\text{m}^3$

図 3.9 密度と圧縮強度 (σ_{91}) ($C=120 \text{ kg/m}^3$)図 3.10 密度と圧縮強度 (σ_{91}) ($C=150 \text{ kg/m}^3$)

m^3 , 1層締固め $C=120 \text{ kg/m}^3$ と $C=130 \text{ kg/m}^3$ 及び $C=150 \text{ kg/m}^3$ の薄層巻出し 1層締固めの条件に分けて表わしたもので、単位水量、転圧回数、巻出し厚については細分していない。

図から次のことがいえる。

- ① 圧縮強度、密度とも締め固めた層厚の上層（または2層目）は、下層（または1層目）に比べて小さい。
- ② 薄層巻出し 1層締固めの下層は、他の条件に比べて、圧縮強度、密度とも群を抜いてすぐれている ($\sigma_{91} \div 190 \sim 270 \text{ kg/cm}^2$)。また、上層についても、他の条件の圧縮強度の大きい下層に匹敵する。なお、下層の密度が理論最大密度に比べてかけ離れて大きい理由については、コンクリート内の骨材粒度分布の違い等が推定されるが、明確ではない。
- ③ $C=130 \text{ kg/cm}^3$ の場合、圧縮強度、密度の優劣は、薄層巻出し 1層締固め (50, 70, 80, 90, 100 cm とも), 35 cm 追跡 2層, 70 cm 1層締固めの順となる。

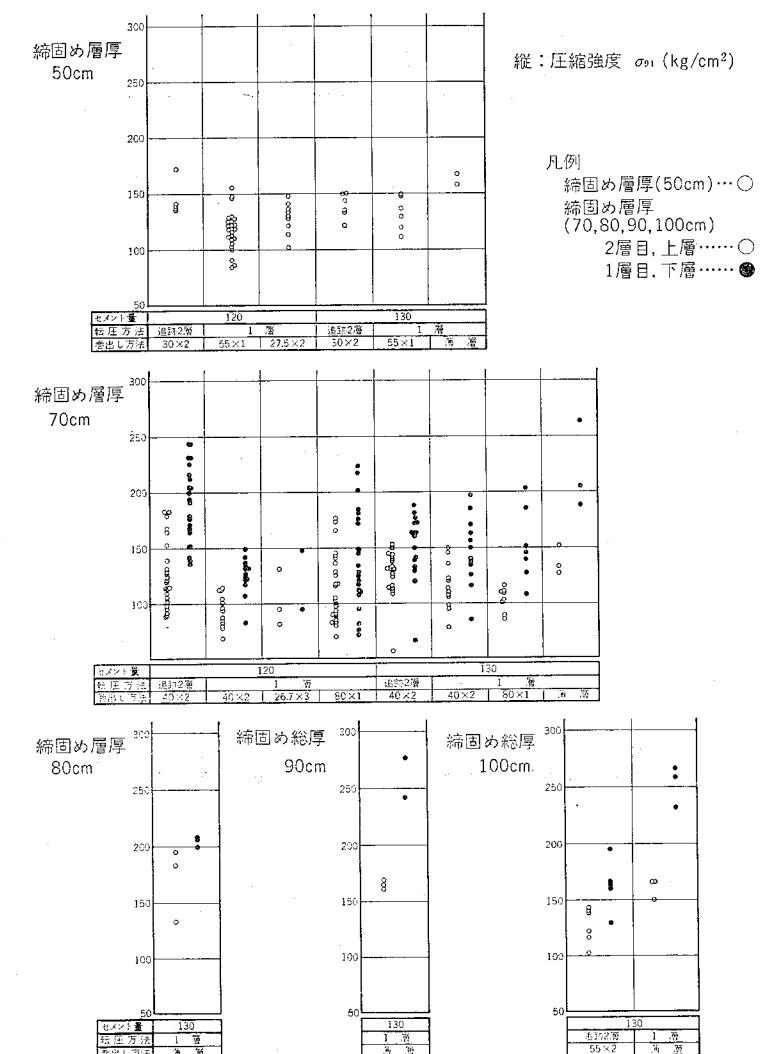


図 3.11 卷出し締固め方法～圧縮強度

3.2.2 卷出し締固め方法と圧縮強度

(1) 島地川ダム

卷出し締固め方法による、圧縮強度の相違について表わしたもののが図3.11である。図から、圧縮強度の目標値 $\sigma_{91}=110 \text{ kg/cm}^2$ を上回っている試験条件は、次の3条件である。

- ・薄層巻出し1層締固め (50, 70, 80, 90, 100 cm とも)
- ・締固め層厚 50 cm の1層締固め ($C=130 \text{ kg/m}^3$)
- ・締固め層厚 30 cm × 2層の追跡2層締固め ($C=120, 130 \text{ kg/m}^3$ とも)

ただし、この結果はコアの圧縮強度だけからみた場合であり、追跡2層ではどうしても2層目下部に豆板状の粗骨材の分離が目立つ。50 cm 1層締固めの圧縮強度下限値と目標強度とが接近しているので、これまで行った施工方法では、薄層巻出し1層締固めの工法が適している。

また、表3.2、図3.12は薄層巻出し1層締固めにおける締固め層厚 50, 70, 80, 90 cm 及

表3.2 薄層巻出し1層締固めの密度と圧縮強度

上段：密度 t/m^3

下段：圧縮強度 kg/cm^2

条件	単位水量 kg/m^3	転圧回数 回	層厚 cm	上層	下層	上・下層 の平均	上・下層の差	上層の 伸び率 %	下層の 伸び率 %
1	101	9	50	2.509 162.5				131	
2	101	13	70	2.498 137.3	2.501 220.0	2.500 178.6	0.003 82.7	162	155
3	102	15	80	2.500 170.3	2.530 204.3	2.515 187.3	0.030 34.0	172	133
4	99	17	90	2.493 164.3	2.532 258.5	2.512 211.4	0.093 94.2	146	178
5	108	19	100	2.499 160.0	2.534 252.0	2.516 206.0	0.035 92.0	176	145

注：伸び率は $\frac{\sigma_{91}}{\sigma_{28}}$

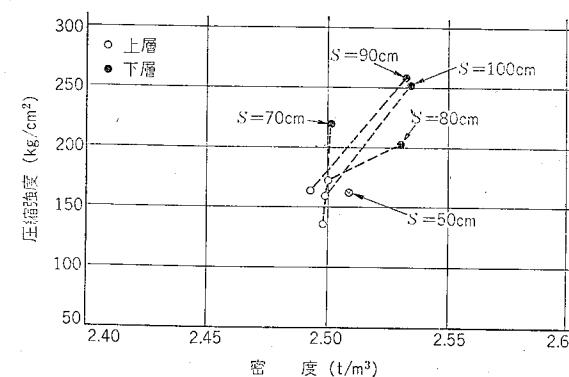


図3.12

び 100 cm における密度と圧縮強度の平均値を示したものである。これから、次のことがいえる。

- ① 薄層巻出し1層締固めが良い結果を示している原因としては、
 - イ) 分離が少ないとこと
 - ロ) プルドーザの走行により、予備転圧され、モールドの層突固めに近い効果を示している
- ② 圧縮強度は、明らかに下層は上層よりも大きい。

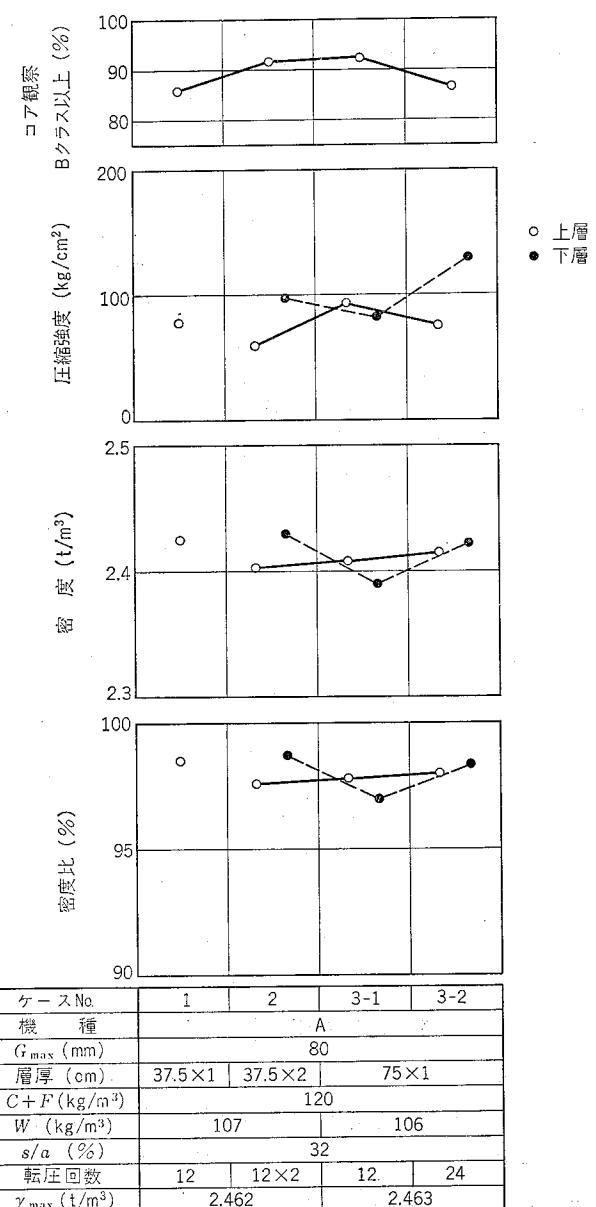


図3.13 卷出し締固め方法について

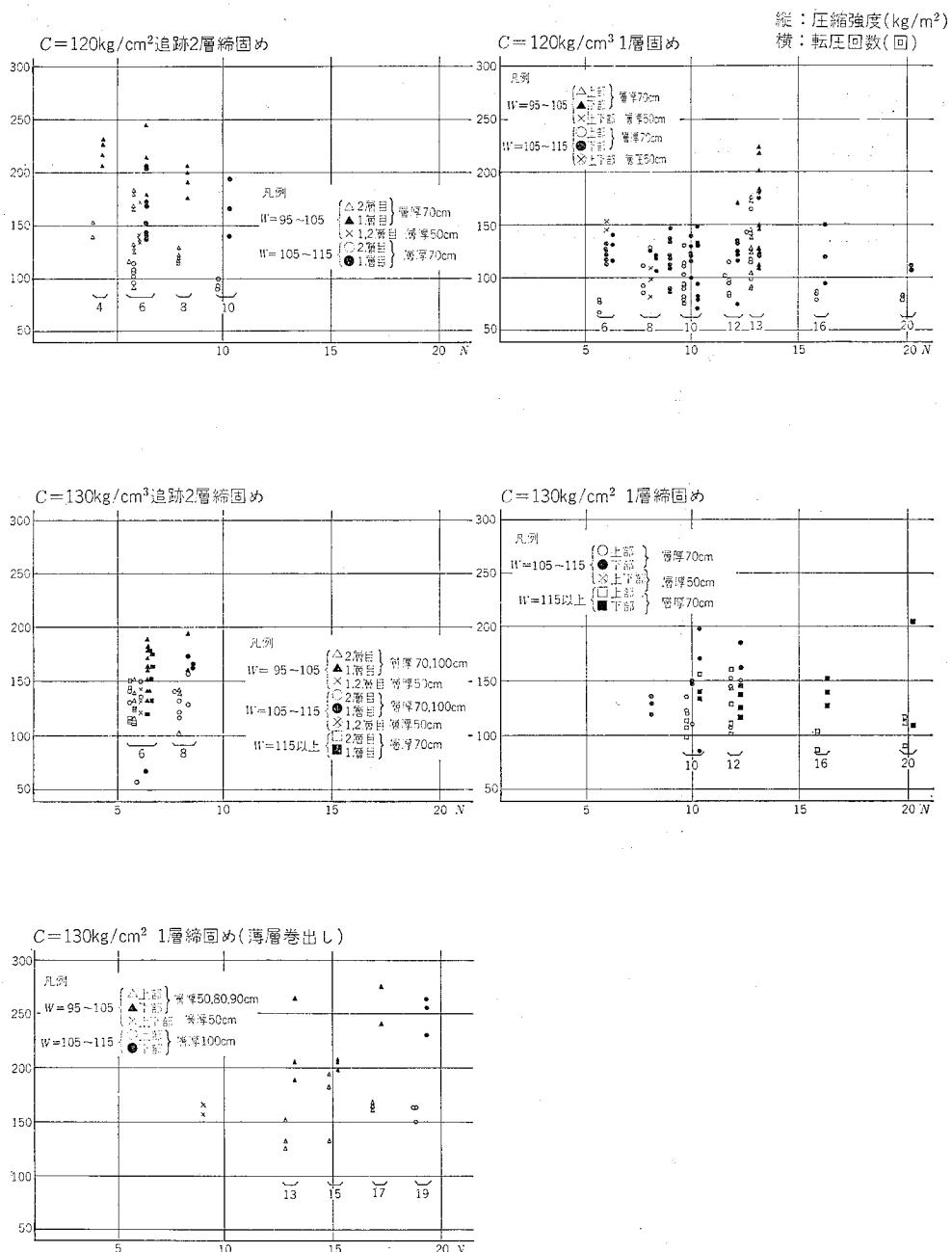


図 3.14 転圧回数～圧縮強度

- ③ 一般的に、上層の密度・圧縮強度は、厚さに関係がなく約 2.5 t/m^3 , $\sigma_{91} \cdot 160\text{ kg/cm}^2$ 前後にあり、これまで試験された他の巻出し方法の値の上限に近い（図 3.10 参照）。
- ④ 密度が、理論最大密度よりも大きいが（特に下層）その原因はコンクリート内の骨材粒度分布等によるものと推定されるが明確ではない。
他の巻出し方法では、理論最大密度になるものがほとんどない。

⑤ 圧縮強度の伸び率は大きいと考えられるが、フライアッシュの混入によること等の材料に基因するものか、施工特性によるものかは明確でない。

(2) 大川ダム

A機種振動ローラについて、巻出し締固め方法による密度、強度の値を図 3.13 に示す。

- ① 追跡 2 層締固めの場合、島地川ダムでは 1 層目に比べて 2 層目の強度が弱かったが、今回の試験でも同じような欠陥の出ることがわかった。
- ② 75 cm 1 層締固め（薄層巻出し）の圧縮強度は他に比べてよい値を示している。また、転圧回数を増やせば上層の強度は同じであるが、下層の強度は大きくなっている。これは島地川ダムの場合も同じであった。

3.2.3 転圧回数と圧縮強度

図 3.14 は転圧回数と圧縮強度の関係について、単位水量を $65\sim105\text{ kg/m}^3$, $105\sim115\text{ kg/m}^3$ 及び 115 kg/m^3 の配合に区分して、単位セメント量、巻出し締固め方法別に表わしたものであり、ある一定以上の転圧回数を越すと圧縮強度の伸びが小さい。また、転圧回数によって上、下層の強度差の傾向はほとんど変わらない。

3.3 振動ローラによる締固めの問題点

(1) 締固め層厚の限界について

現在、RCD 工法の最大の問題である材料分離を極力避けるために、15~20 cm の薄層で巻き出す工法を採用し、1 層 70 cm を施工している。さらに薄層巻出し 1 層 80 cm, 90 cm, 100 cm 締固めのケースについても試験を行い、振動ローラ A 機種の 1 層締固め厚さの転圧限界を検討した。

この結果は、薄層巻出し 1 層締固めでは図 3.11 のコア圧縮強度だけからみると、場合によつて締固め層厚 80 cm, 90 cm, 100 cm のコアが締固め層厚 50 cm, 70 cm のコアと同等か逆にすぐれているとも受けとめられる。しかしながら、図 3.15 に示すコア観察結果によると、締固め層厚が大きくなると、コア観察等級の B (ほぼ良), C (やや不良) が多くなる傾向にあるので、必ずしも薄層巻出し 1 層締固めの場合、締固め層厚 80~100 cm でもよいということにはならないと思われる。

(2) 締固めによる側方盛上がりについて

試験施工においては、同一わだち跡の繰返し転圧の試験方法で行っていたため、あまり注目されていなかったが、本体施工の場合は、あるレーンの転圧終了とともに転圧幅だけ横方向にシフトしながら締固めが継続され、このとき、まだローラの通過していないレーンを転圧することにより既に転圧が終了したレーンがローラの転圧時にコンクリートが側方に流動して再び盛り上がる。

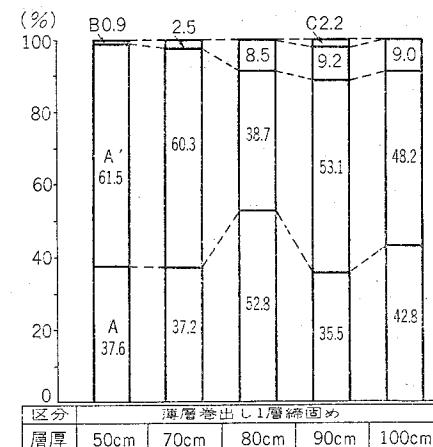


図 3.15 コア観察結果 (薄層巻出し1層締固め)

数は少ないがその調査データによっても、締固め沈下量の大部分が側方盛上がりの形に置き換わっていることがわかった。RCD工法による硬練りコンクリートの締固めはまだ経験が浅いので、この現象がコンクリートの品質に対してどのように作用しているのかはよくわかっていないので、沈下、圧力分布、側方流動の性状等の調査が残された問題点の一つであると思われる。

(3) 上層、下層の強度差 (島地川ダム)

追跡2層締固めの場合、2層目より1層目が及び1層締固めの場合、上層より下層の強度が大きい。この原因として、

- ① 1層目は2層目に比べて振動エネルギーの累加が大きい (追跡2層)。
- ② 2層目及び上層コンクリートの重量が下の層に加わる。
- ③ 水の分離とその上昇。

等が当初考えられた。実験を重ねるに従い、①については否定できないが、薄層巻出し1層締固めの試験結果からわかるように、振動エネルギーの小さい下部の強度が大きいことからも支配的ではない。

次に、②はいわゆる加圧養生が行われると強度が増すといわれる。また、締固め時のコンクリートの荷重の影響も考えられるが、いずれも今後の検討事項である。

③水の分離、上昇については、超硬練りコンクリートのため、水セメント比に著しく影響するほど多量に、水が分離することは考えにくく、この点は支配的ではない。

したがって、その原因については今後の検討にまたなくてはならないが、考えられる要因としては次のようなものがある。

- ① 鉄輪走行時に生じるヘヤークラック
- ② 側方盛上がり等による強制的流動が硬化の始まったコンクリートへの影響
- ③ 骨材周辺、特に上部に見られる空隙
- ④ 表面部から空気が抜けないことによる空隙の残留 (図 3.16)

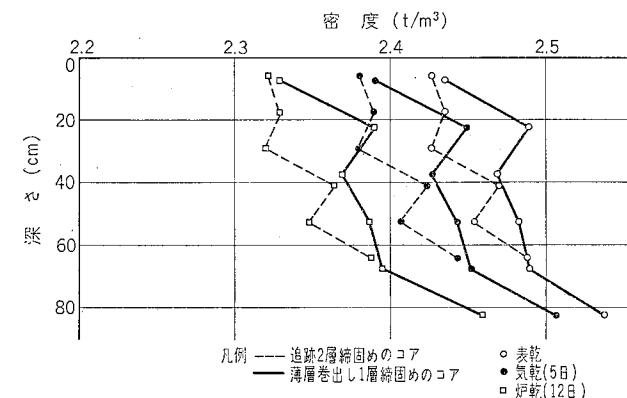


図 3.16 採取コアの乾燥方法による密度の違い

3.4 振動ローラの締固め解析

3.4.1 振動ローラの締固め機構

振動ローラによる超硬練りコンクリートの締固めに対する振動の効果は、一般にコンクリートの振動、衝撃、繰返しひずみ等のメカニズムで説明される。すなわち、まだ固まらない超硬練りコンクリートに振動を与えると、コンクリート内骨材間のかみ合いによる摩擦力がとかれるとともに、セメントペーストまたは骨材粒子間の粘着力が低下するので、骨材粒子の移動、再配列が容易になる。同時にコンクリート内の気泡や余剰水がいっせいに逃げ、コンクリートは最小の体積となるよう締め固まる。

衝撃は、振動輪が振動する際に、表面から離れなければ生じないが、この現象は締固めが進行するとともに大きくなるもので、特に、振動振幅の大きい振動ローラの場合はこの効果が期待できる。

次に、繰返しひずみであるが、これは、振動ローラの転圧回数によるコンクリートの繰返し変形から成る骨材粒子の再配置である。

図 3.17 は、振動ローラによる振動締固めの概念図を示すものである。図において(A)は、振動ローラ進入前の状態を仮に示したもので、この状態では振動輪のコンクリートに与える垂直力は0であり、締固めも0である。次に(B)は、振動輪に振動を与えないスムースローラに相当する無振動締固めの状態を示すもので、ローラ重量による静的垂直力のもとでの締固め効果を表わしている。最後に(C)は、振動力が静的垂直力に加えて、その振動による動的成分によりさらに締固めが行われることを示したものである。

振動ローラにおける振幅 (または振動加速度) と振動数の関係を示したのが図 3.18 である。

また、図 3.19 は共振動数よりも高いある一定の振動における振動振幅を制限する要因効果に

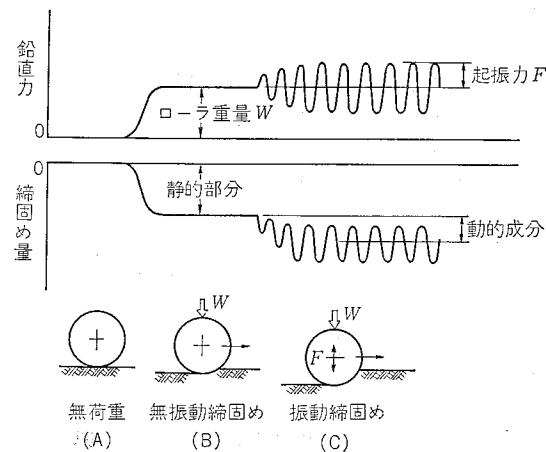


図3.17 振動ローラの締固め機構

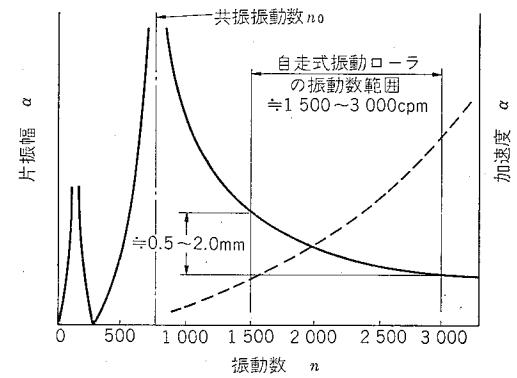


図3.18

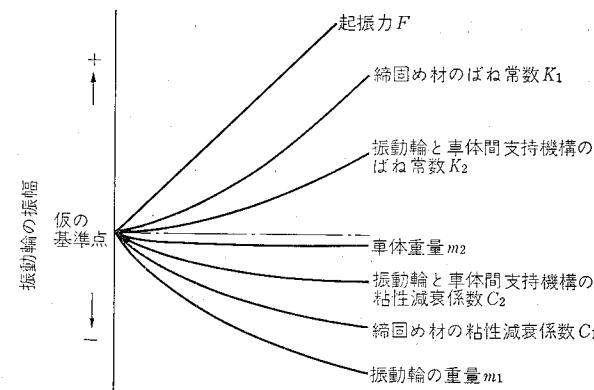


図3.19

について定性的に図示したものである。

3.4.2 振動ローラの締固めエネルギーとコンクリートの密度

RCD工法によるコンクリートの締固めに供用している振動ローラのA機種について、締固めエネルギーと採取コアの平均密度比 $\left[\frac{\text{採取コア平均密度}}{\text{理論最大密度}} \times 100(\%) \right]$ で表わすと 図3.20 のようになる。

なお図は、単位水量 105~110 kg/m³ の範囲内にある採取コアについて、大型供試体試験で得られた単位水量 110 kg/m³ の密度締固めエネルギー線を基準にプロットしたものである。

また、単位面積あたりの締固めエネルギーについては 3.1.2(3) に示した下式から求めた。

$$E = 2a \left(W + \frac{F}{2} \right) \cdot \frac{L}{V} \cdot n \cdot N \cdot \frac{1}{B \cdot L}$$

ここで、振動輪の振幅(片)

$$a = 0.1 \text{ cm}$$

振動輪の軸荷重

$$W = 3545 \text{ kg}$$

起振モーメント(1軸あたり) $M = 212 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

起振力

$$F = \frac{M \cdot \omega^2}{g} = \frac{212}{980} \left(\frac{2\pi \cdot 2430}{60} \right)^2 = 14000 \text{ kg}$$

転圧速度

$$V = 1.04 \text{ km/h} (1733 \text{ cm/min})$$

接地長さ

$$L$$

振動数

$$n = 2430 \text{ cpm}$$

転圧回数

$$N \text{ 回}$$

締固め幅

$$B = 190 \text{ cm}$$

図3.20 から、単位水量 105~115 kg/m³ の場合、次のことがいえる。

- ① 転圧回数 6 回の締固めエネルギーでは、その密度比は、単位水量 105~115 kg/cm² で約 96~99%，これに対応する強度は約 125 kg/cm³ である。

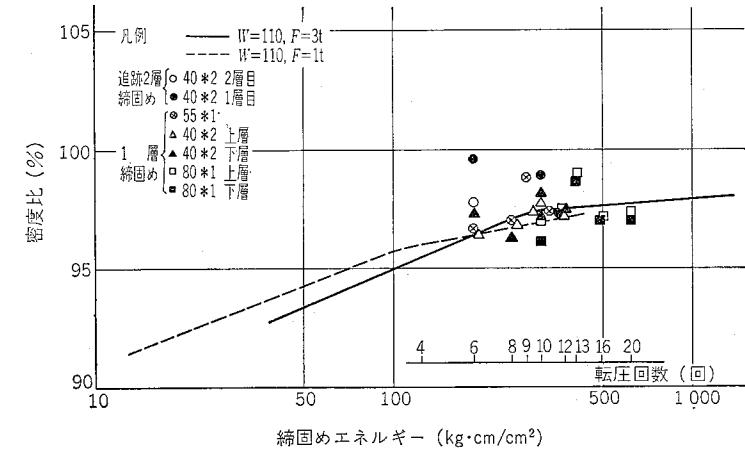


図3.20 締固めエネルギーと密度比(単位セメント量 120 kg/m³)

- ② 振動ローラA機種で最低6～8回の転圧回数が必要と思われ、これ以上転圧回数を増しても、与えるエネルギーに対する密度、圧縮強度の伸びは比較的小さい。
- ③ フィールドの密度比は大型供試体試験の締固め線の上、下約2%の範囲にあるが、薄層巻出しのみが異状に高い。
- なお、コンクリートの配合が決まり締固め機械も限定されると、ある締固めエネルギーを越すと与えるエネルギーに対して密度・圧縮強度ともその伸びは小さい。そのため、振動ローラA機種を用い、同じ単位セメント量でより以上の圧縮強度を期待するには、単位水量を減じる以外に

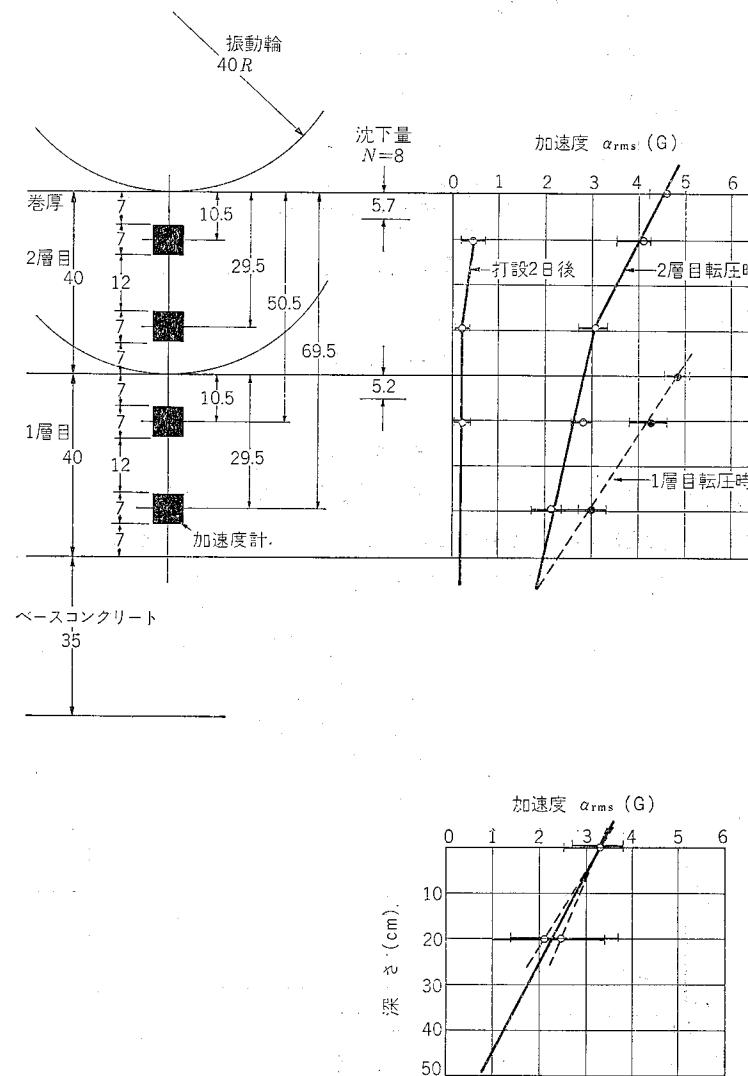


図 3.21 振動加速度の深さ方向の分布

方法がないと考えられる（施工法を除く）。しかし、単位水量が不足すると施工性ともあいまって圧縮強度のばらつきが目立つ傾向にあるため、そこで再びより強力な振動ローラが要求されることになろうかと思われる。

3.4.3 締固めにおける振動加速度と作用時間

A機種の転圧中の振動加速度の深さ方向分布及び1回転圧あたりコンクリート内振動の作用時間を図3.21, 3.22に示す。

3.5 大型振動ローラの締固め効果

RCD用コンクリートは従来コンクリートのように内部振動機による締固めは困難で、ローラの重量、起振力及び振幅の3者の要素を組み入れた“谷本の式”を基本とする締固めエネルギー式が比較的締固め効果に相関することがわかった。締固め度と圧縮強度の関係が原則的に比例関係にあるとすれば、コンクリートの強度をより期待するための最も簡単な手段として大型振動ロ

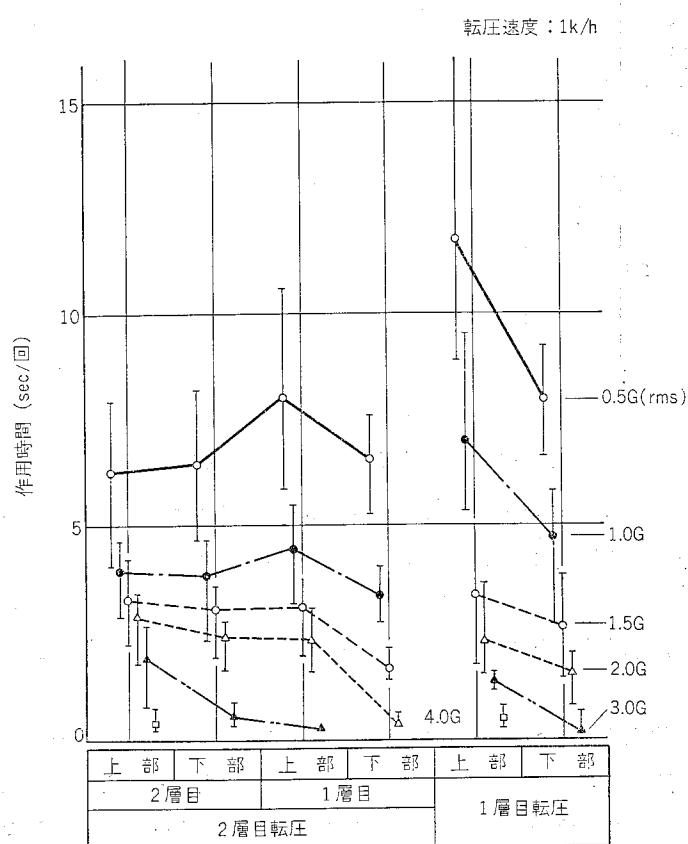


図 3.22 1回転圧コンクリート内振動の作用時間

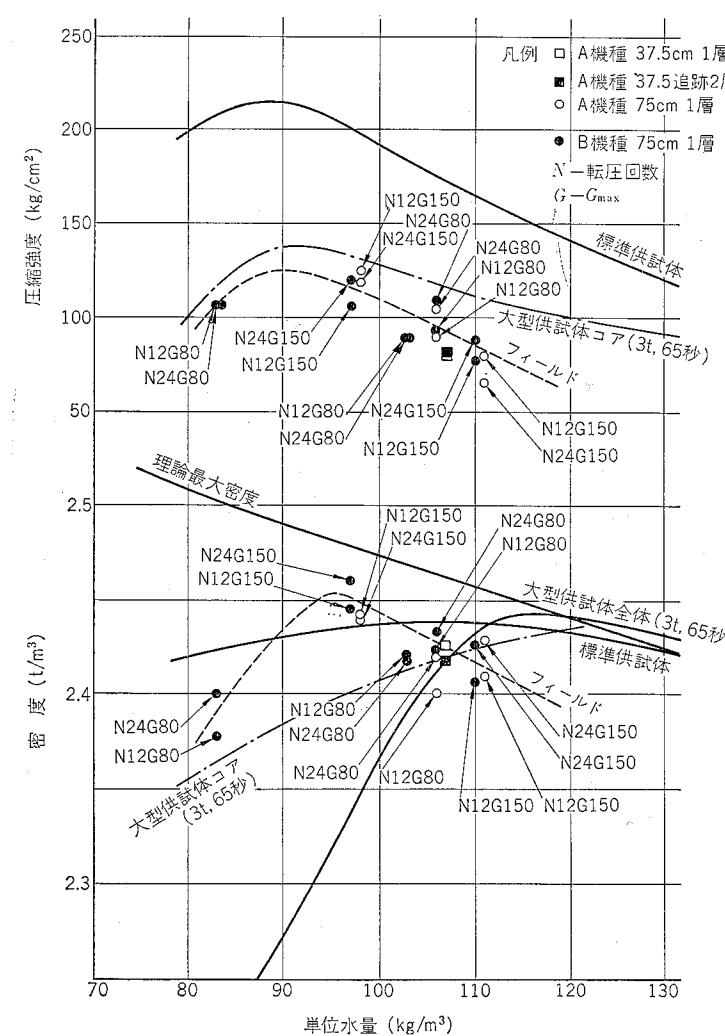


図 3.23 単位水量と密度・圧縮強度の関係

ーラを用いて締固めエネルギーを高めて、高い締固め度を得ることが必要となる。

このようなことからA機種に対して約1.7倍の振動エネルギーをもつB機種を用いて試験施工を行った。

① 図3.23は、単位水量と75cm全層の平均圧縮強度及び密度の関係を示したものである。

図から、単位水量83kg/m³を除いた全ケースについて大型振動ローラB機種とA機種を比較すると、圧縮強度、密度でもそれぞれある単位水量をピークとする一定の傾向線上にあることが認められる。すなわち、RCD工法によるコンクリートの締固めについても、土の締固め特性と同様に、密度、強度ともそれぞれ最大値を示す単位水量があり、密度より強度

のほうが少ない単位水量のところで最大値が現われている。

② G_{max} 80mmにおいて転圧回数が同一の場合、密度はB機種がA機種より大きい傾向にあるが、圧縮強度は、ほぼ同一となっている。

G_{max} 150mmの場合は、単位水量97kg/m³、転圧回数24回の密度は、B機種が大きい値を示し、一般的に単位水量が少なくなるとB機種はA機種より密度が大きくなる傾向を示している。

③ 図3.24は、 G_{max} 80mm、B機種の場合の単位水量と転圧回数による影響を上層、下層に分けて示したものであるが、圧縮強度における上層、下層の差は単位水量が多いほど大きく、少ないほど小さい傾向を示している。密度、密度比は、単位水量83kg/m³を除くほとんど上下層とも同じであり、転圧回数による差もない。

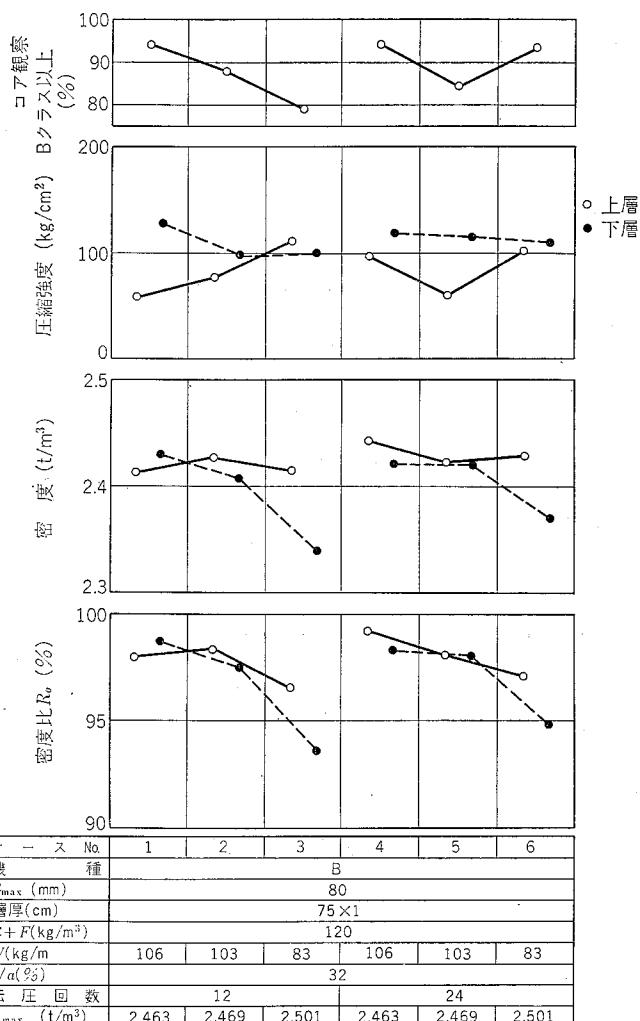


図 3.24 大型振動ローラの締固め効果(単位水量)

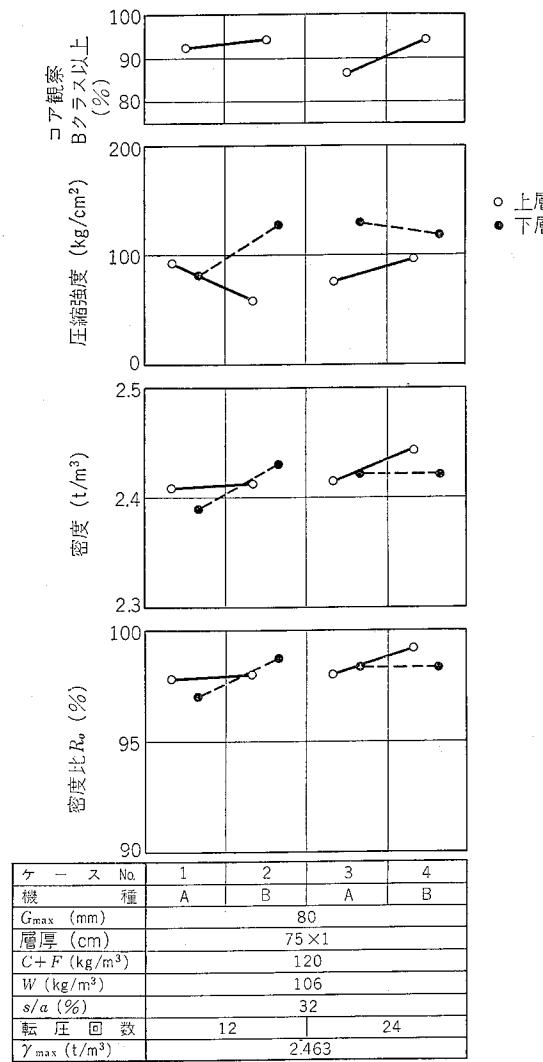


図 3.25 大型振動ローラの締固め効果 (A, B 機種の比較)

- ④ 図 3.25 は、 G_{\max} 80mm の場合の B 機種と A 機種を比較したものであるが、図から密度、密度比とも A 機種より B 機種がわずか大きい値を示していると思われる。
- ⑤ 図 3.26 からわかるように、B 機種の振動加速度は、締固め表面から深さとともに曲線的に減衰し、約 70 cm 底の深さでは加速度が約 $0.4 G_{\text{rms}}$ と非常に小さな値で、B 機種が発した表面の振動加速度約 $5 G_{\text{rms}}$ に比べると、ほぼ $1/12.5$ に減衰している。一方、このと伝達は、最下部で約 $4 \text{ kg}/\text{cm}^2$ できのコンクリート内の圧力上部に比べて $1/4$ に減少した振動締固めが行われている。

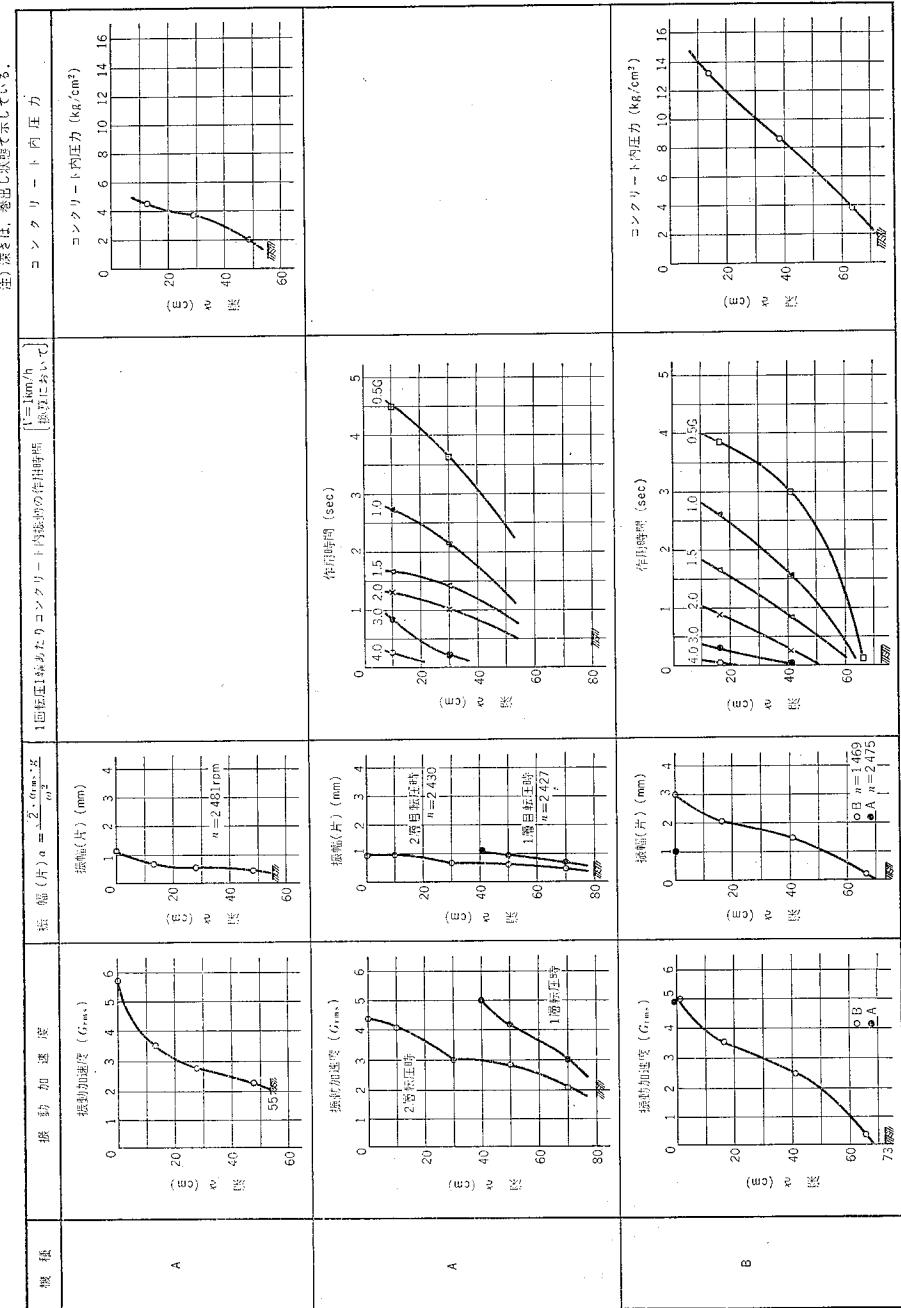


図 3.26 振動加速度の深さ方向分布 (フィールド試験)

3.6 大型供試体による室内振動締固め

ローラ転圧による締固め効果を判断するには、現場施工によるのが最も好ましいが、これには膨大な経費が必要となるので、ある程度室内試験により要因を限定することが必要と考えられる。このようなことから、大型供試体による室内試験を計画した。

この試験は、2種類の大型供試体試験装置（起振力1t, 3t）を用いて、コンクリートの配合（特に単位水量）が、コンクリートの振動締固めに及ぼす影響について検討したもので、フルサイズで練り混ぜたコンクリートを用い、振動ローラの締固め機構と同じ締固めを行うことを前提にしている。表3.3、図3.27に大型供試体の作製方法、装置の仕様を示す。

コンクリートの配合は、セメント量は 120 kg/m^3 、 $s/a=34\%$ 一定で、水量を 10 kg/m^3 きりみに $70\sim150\text{ kg/m}^3$ の範囲で変化させた。

島地川ダム及び大川ダムにおける試験結果のそれぞれについて以下に図示する（図3.28~3.33）。

表3.3 大型供試体の作製方法

試験名	内容	試料の詰め方
Test-A	1. 各試験とも加振条件一定で65秒間締め固めた大型供試体の全体密度を求め基準密度とする。 2. 65秒間締め固めた大型供試体から $\phi 17\text{ cm}$ のコアを3本抜き取り、圧縮強度を測定して、基準圧縮強度とする。	フルサイズ試料（一定量）を $\phi 25$ 丸棒で各層25回固め、3層詰めを行う。その後加振機による1層締めを行う。
Test-B	各試験とも加振条件一定で、締め時間と締め密度（全体密度）の求める。	

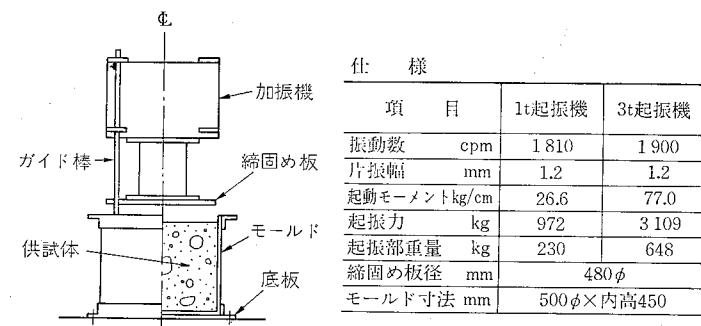


図3.27 大型供試体の作製装置

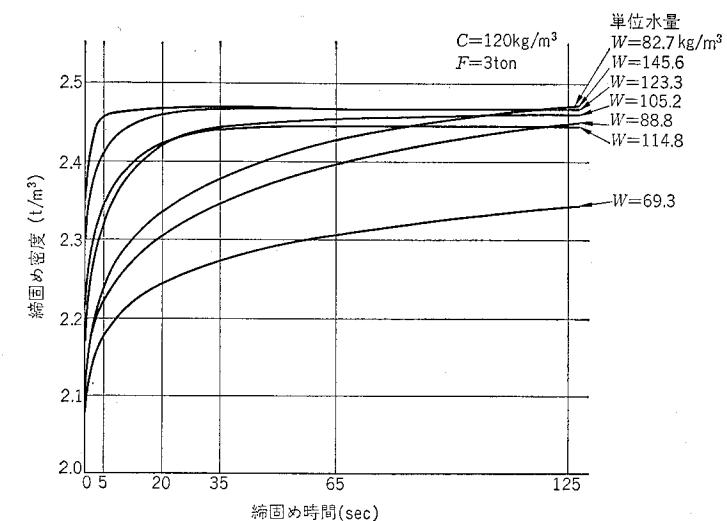


図3.28 締め時間と密度 (島地川ダム)

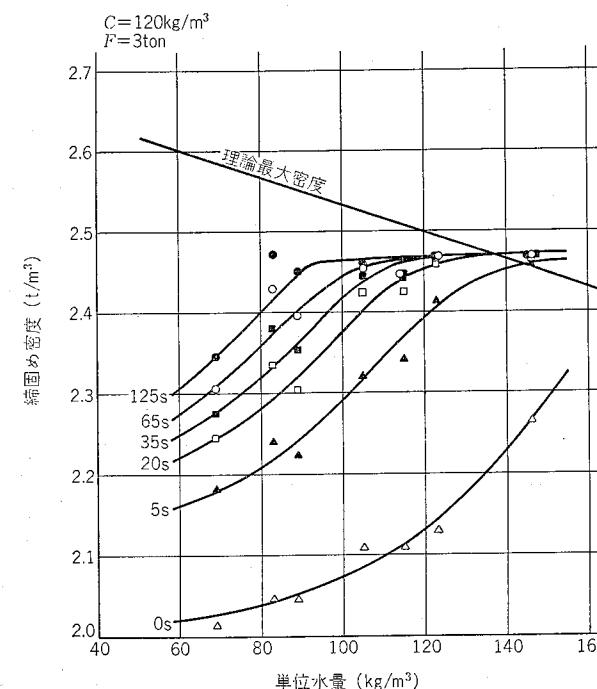


図3.29 締め密度と単位水量 (島地川ダム)

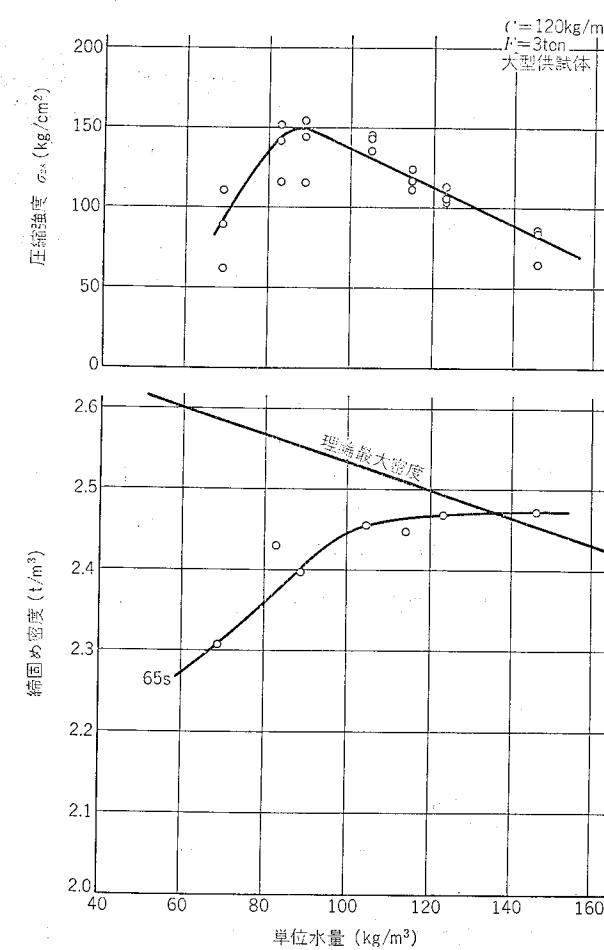


図 3.30 締固め密度・圧縮強度-単位水量 (島地川ダム)

図 3.27 に示す大型供試体の仕様値及び図 3.34 の大型供試体試験データから求めた締固めエネルギーまたは締固め時間と密度比の関係を図 3.35 に示す。

ここで密度比とは、 $\frac{\text{締固め密度}}{\text{理論最大密度}} \times 100$ (%) である。

以上、RCD 工法によるコンクリートの締固め機構については、これまでの調査、試験、研究ならびに実際のダムにおける施工実態をふまえて次第に解明しつつある。すなわち、大局的には、適切な配合（特に単位水量、細骨材率など）のコンクリートを、分離を少なくする方法で敷き均し、大型振動ローラを用いて締固めを行うことによって所定のコンクリートの品質の得られることが判明してきている。しかし、反面では、振動エネルギーがどのような機構によってコンクリートを締め固めているのか、また、振動のどの要素が締固めに有効に作用するのか、あるいは、それらの数量的な関係については、残念ながらこれまでの試験研究によって十分解明するこ

とができなかった。

これらの相互の関係を明確にするためには、今後、基礎的研究がさらに必要と考えられる。

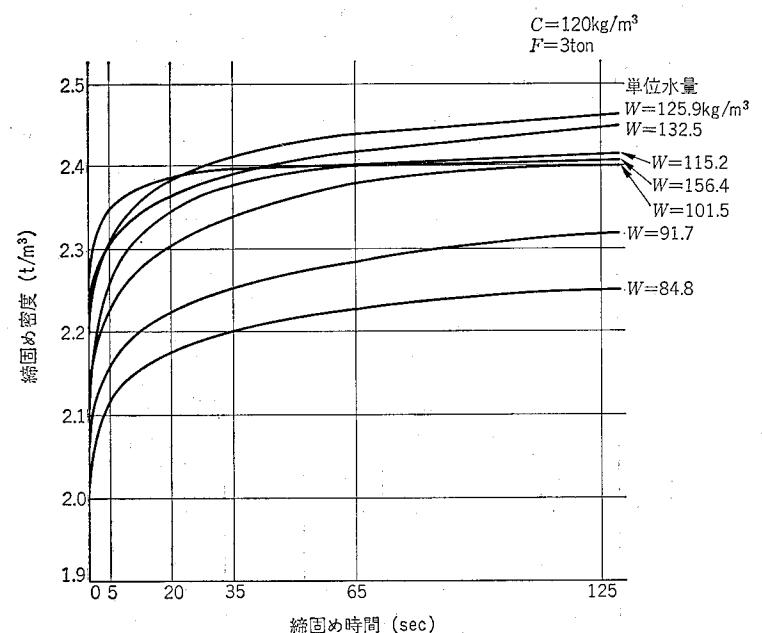


図 3.31 締固め密度と時間 (大川ダム)

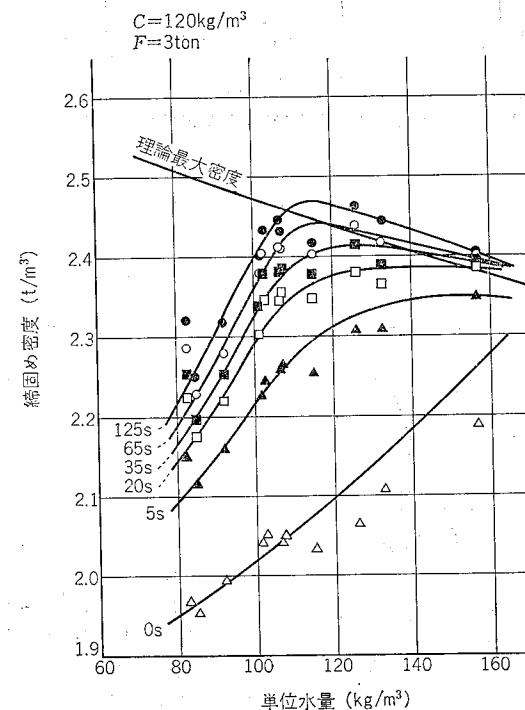


図 3.32 締固め密度と単位水量 (大川ダム)

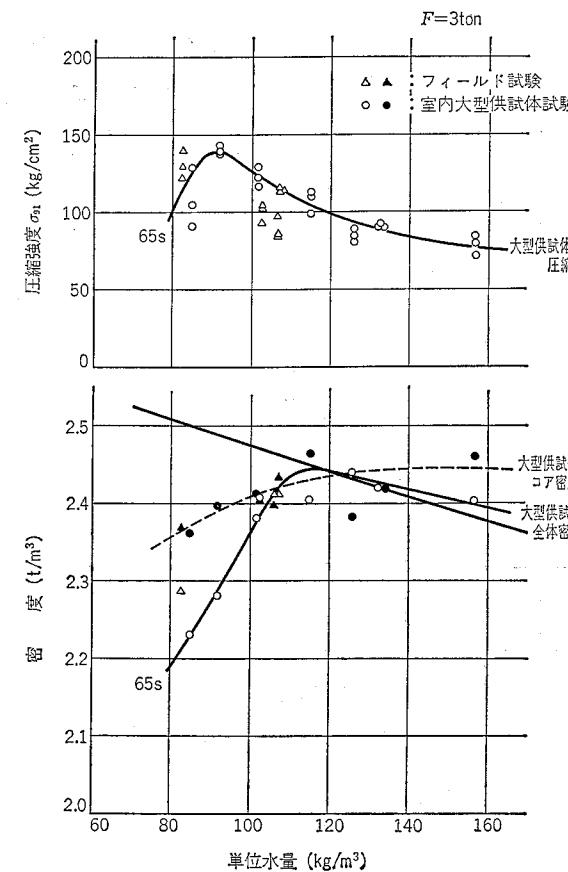


図 3.33 締固め密度・圧縮強度と単位水量（大川ダム）

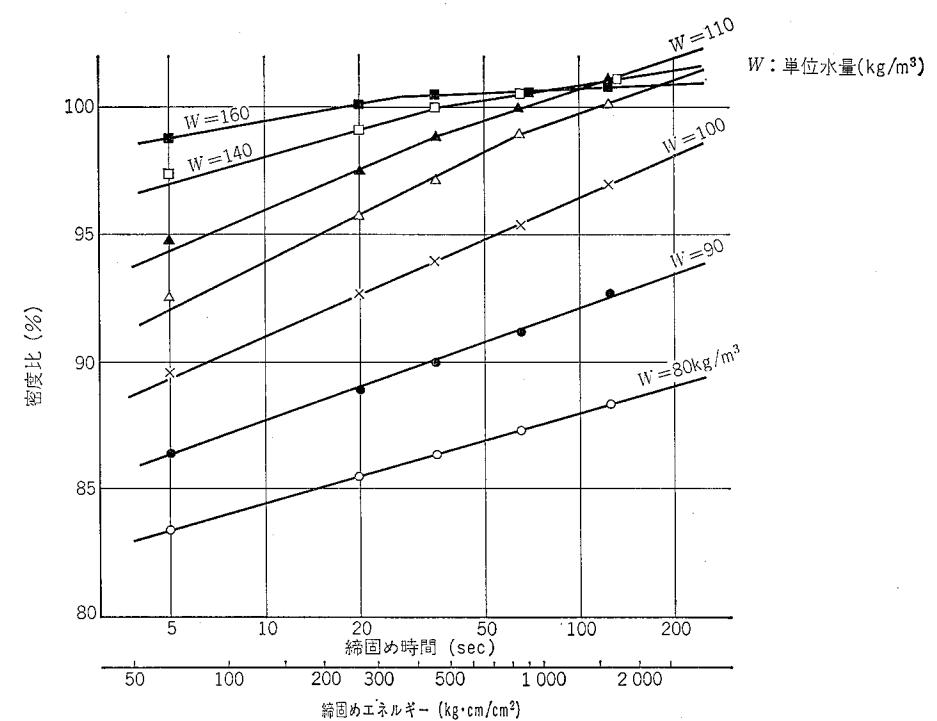


図 3.35 締固めエネルギーと密度比（起振力 3t）

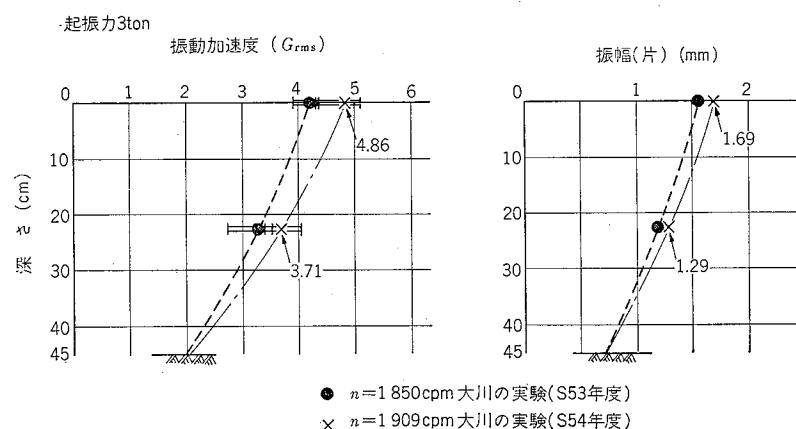


図 3.34 大型供試体試験の振動加速度の深さ方向分布

4 章 温 度 応 力

4.1 コンクリートダムと温度応力

コンクリートが、セメントの水和作用による凝結を材質の基本としている以上、その過程で発生する水和熱の影響を避けて通ることはできない。水和熱の影響でわれわれが注意を払わなければならないのは、温度変化による膨張と収縮であり、このことによるコンクリート内のクラックの発生である。ダムコンクリートのようなマッシングな構造物では、その熱放散が悪いことから、水和熱の問題は特に重要視される。したがって、コンクリートダム建設の歴史は水和熱の制御の歴史であるといつても過言ではない。

低発熱性セメントの開発等による材料面からの改良、ケーブルクレーンの使用や人工冷却等による施工面での進歩は、従来ではほとんど不可能と思われていた大規模なコンクリートダムの建設を可能にした。水和熱の制御によって大きな進歩があったわけである。しかし、コンクリートダム内に発生するクラックを完全に防止するに至らず、また、発見に至らない微小なクラックの存在も否定できない。

このようなことからコンクリートダムの設計から施工、それに管理に至るまでの温度応力の検討は今日的な主要な課題であり、RCD工法におけるコンクリートの施工に当たっても、基本的には従来のマスコンクリートにおけるのと同じような検討や配慮が必要である。

4.2 クラック発生のメカニズム

4.2.1 外部拘束に基づく応力

外部拘束に基づく応力とは、打設コンクリートと岩盤ないし旧コンクリートとの温度変化量の差または温度変化に対する変形特性の差に起因して発生する応力である。

打設されたコンクリートは、水和作用によって熱を発生しながら凝結する。人為的な熱の制御を行わないならば、その温度履歴は次のようになる。すなわち、まずコンクリート温度は徐々に上昇するが、一方、表面からの放熱等により、その温度上昇は次第に鈍くなり、ある時点で最高温度に達し、以後は徐々に温度は下がっていき、やがて周期的な外的温度条件によって決まる最

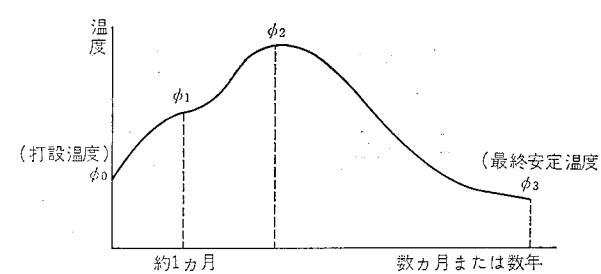


図 4.1 コンクリートの温度履歴

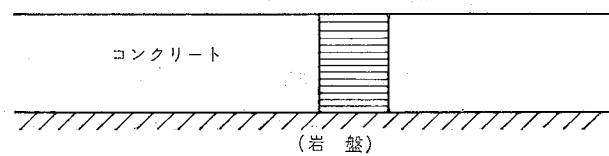


図 4.2

終的に安定した温度の状態に至る。この過程を示したもののが 図 4.1 である。

もしコンクリートが自由に変形が可能な状態におかれているならば、この温度履歴をたどる際に温度上昇時には膨張、温度降下時には収縮する。さて、この過程を岩盤上に打設された薄いコンクリートで考えてみる。もし、岩盤が完全剛体であり、しかもコンクリートが岩盤に剛結されているとすれば、コンクリートは前記の温度履歴過程で膨張も収縮もできないことになる。このために、コンクリート中にはひずみが発生し、応力が生じる。

一般に物体が温度変化によって、膨張、収縮する場合、その容積変化が自由に行われる限りでは、その物体内に温度応力は生じない。物体内に温度応力を生ずるためにには、そこに、膨張、または収縮に対する拘束が存在しなければならない。ダムコンクリートの温度応力を考えていくうえでは、二つの拘束の存在が考えられる。その一つは前記の岩盤による拘束であり、他の一つは、コンクリート内部間の拘束である。

まず、岩盤拘束について考えてみる。十分細長い完全な弾性体が長さの方向に膨張も収縮も絶対に生じないように完全に拘束されている場合、その方向に生ずる圧縮（膨張）または引張の直応力は、次式で表わされる。

$$\sigma = E \alpha \Delta \phi \quad (4.1)$$

ここに σ : 応力

E : 物体の弾性係数

α : 熱膨張または収縮係数

$\Delta \phi$: 温度変化

である。

一般に、完全な拘束はあり得ないし、岩盤も実際には弾性体であるから、この拘束を緩めて、

ある一定の拘束を加えるだけに止めるならば、その物体内に生ずる応力 σ は

$$\sigma = RE \alpha \Delta \phi \quad (4.2)$$

と修正される。ただし、ここで R は拘束度である（完全な拘束であれば $R=1$ となる）。次にコンクリートが、図 4.1 に示す温度の履歴を示したときの応力の履歴を考えてみる。このコンクリートは、温度上昇過程で圧縮応力を受けるが、最高温度 (ϕ_2) を過ぎると、コンクリートは収縮を始め、引張応力に転じ、最終安定温度 (ϕ_3) に至るまでに、引張応力は徐々に増していく。式 (4.1) によって、この応力は、コンクリートの弾性係数、熱膨張または収縮係数、温度変化量によることがわかるが、一般には、この温度履歴過程において、熱膨張係数はそれほど変化しないことが知られている。一方弾性係数は、初期材令で小さく、材令を経るに従ってその値が大きくなる。また、温度変化量は最終安定温度のほうが一般には打設温度 (ϕ_0) より低いために、変化量はマイナスになる。このことは、最終的なコンクリート中の応力が引張応力となることを示している。また、コンクリート温度が上昇している際の弾性係数は小さいものであるから、この際に発生する圧縮応力もまた小さいと推定することができ、岩盤拘束による応力は通常引張応力と考えることができる。

4.2.2 内部拘束に基づく応力

内部拘束に基づく応力とは、打設コンクリート内に温度勾配が生じたとき、そのコンクリート内における膨張・収縮によるひずみ量の差が原因で発生する応力である。例えば、打設されてまもないコンクリートの内部では、セメントの発熱に基づく温度上昇がコンクリートを膨張させるように作用する。一方コンクリートの表面付近では、セメントの発熱は外気に放散する結果、温度上昇はほとんど起こらず、また外気温が急激に低下した場合には逆に表面の温度降下がコンクリートを収縮させるように作用する。したがって、コンクリート内部は表面付近から変形を拘束され、逆に表面付近は内部から変形を拘束されることになる。この変形の拘束が温度応力となって現われ、上の例の場合表面には引張応力、内部には圧縮応力が作用することになる。

コンクリートの強度が十分でない初期材令時において、急激な温度降下があると、コンクリート内には上記の温度分布が出現する。表面付近のコンクリートは温度降下に伴って収縮しようとするが、内部コンクリートは収縮しないから、表面付近のコンクリートの収縮を拘束する。このときに引張応力が生じ、クラックが発生する。したがって、このようなクラックは、

① 打設後数日の冷えこんだ夜明け。

② 主として夏場に打ち込んだコンクリートが数週間を経て経験する秋冷時に発生しやすいことが経験的にも知られている。

このクラックは、いわゆるヘーアクラックで表面数十 cm に限られた非常に小規模なクラックであることが発見した時点で行われる調査でしばしば明らかにされている。Kダムには、比較的この種のクラックが数多く発生しているが、このクラックの深さの調査によれば、その深さは 7 cm 前後であった。

この温度勾配に基づく応力は、例えば1個の弾性体（コンクリート）内に温度勾配が生じ、温度分布形状が中心に関して対称な放物線形状をした弾性体の板と考えると、温度応力は次式で表わすことができる。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma = \frac{1}{3} E a \Delta \phi \text{ (中心)} \\ \sigma = -\frac{2}{3} E a \Delta \phi \text{ (表面)} \end{array} \right\} \quad (4.3)$$

ここで E は、弾性係数、 a は線膨張率、 $\Delta \phi$ は中心と表面の温度差である。なお、中心のほうが表面より高温のとき、表面は引張、中心は圧縮となる。

4.3 溫度規制法

4.3.1 基本的な考え方

ダムコンクリート内に温度応力に基づくクラックが入るのを防止するために、その温度管理を行うことを温度規制という。今までに温度規制の方法あるいはクラックの発生を防止する方法として行われているものには次のようなものがある。

- ① コンクリートダム内に適当な間隔に収縮縫目またはスロットを設けて、収縮縫目またはスロット間のコンクリートブロックのひび割れを防止する方法。
- ② セメントの使用量を他の面からの要求を満たす範囲内で極力少なく抑え、かつセメント単位重量あたりの発熱量の少ないもしくは発熱速度の緩やかなセメントを用いる方法。またはフライアッシュ等の混和材をセメントの代替物として使用する方法。
- ③ コンクリートを適当な厚さのリフトで打ち、次のリフトを打ち継ぐまでに適当な日数をおいてその間リフト表面からの熱の自然放散を図る方法。
- ④ ダム下部の堤幅の厚い部分や拘束を受ける度合いの大きい着岩付近のコンクリートの打設を、気温の低い時期に実施できるような打設工程を計画する方法。
- ⑤ コンクリートを打設する前にその材料の一部または全部を適当な方法で冷却し、コンクリートの打設温度を下げコンクリートの最高温度を減じる方法（プレクーリング）。
- ⑥ コンクリートを打設する際に鋼管コイルをあらかじめ堤体内に埋め込み、これに冷水を通してコンクリートを冷却しコンクリートの温度上昇を減じる方法（パイプクーリング）。
- ⑦ 長期間コンクリートの打設を中断する場合、打設リフト表面に保溫シートを覆い表面付近のコンクリートの過冷却を防止する方法。

これらの方法は一般に単独に用いられていることなく、幾つかの方法が組み合わせて用いられている。これらの温度規制法の効果を内部拘束及び外部拘束に分けて考えるとおおむね次のように区分することができる。

内部拘束応力に有効な方法：②, ③, ⑤, ⑥, ⑦

外部拘束応力に有効な方法：①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥

このような温度規制法はいずれもクラックの発生防止に有効な方法であるが、その適用を誤ればかえってクラックの発生を助長しかねない。そのためにはダムコンクリート内の発熱・冷却現象を正しく把握し、それが温度応力にどのような影響を及ぼすかを解明しなければならない。

4.3.2 RCD工法と温度規制

岩盤の拘束によって生じる温度応力に対するわが国における従来からの対処の方法はアメリカ開拓局のそれを踏襲した柱状工法→パイプクーリング→ジョイントグラウチングである。この方法は、コンクリートを適当な大きさに分割して打設し、分割接触面（すなわち縫縫目）でクラックが発生するように操作し、湛水前に最終的に安定した温度の状態になるように人工的にパイプクーリングにより冷却し、このクラックを最大限開かせ、この部分にセメントミルクを注入するジョイントグラウチングを実施し、設計上の要件であるダムの一体化を図るものである。

この方法の温度応力の規制に対する基本的な考え方は次の2点である。

- ① ブロックの大きさ（長さ）が拘束度に関係するので、ブロックの分割に対応する。
- ② 材令3週間から1ヶ月程度のコンクリートは十分弾性的となって、以後の温度変化は応力に変換されるので、この1ヶ月程度のコンクリート温度を人工冷却によって規制する。

①に関して、横縫目の間隔は12~20mの範囲で採用されているが、縫縫目間隔は50m程度までとられており、この縫縫目間隔は明解な理論の基に決定されているものではない。

一方、もう一つの温度（応力）の規制の方法にアメリカ工兵隊を中心に行われているレヤ打設→プレクーリングの方法があり、日本でも過去幾つかのダムで実施された。

工兵隊のプレクーリングは、コンクリートの打設温度を下げることによって、上記コンクリートが十分弾性的となる材令のコンクリート温度を低下させるもので、最終安定温度まで迅速にコンクリート温度を下げる手段を持っていないので、縫縫目は設けない。工兵隊がこのプレクーリングを開拓局のパイプクーリングよりすぐれていると考えているのは次のような理由によるものである。

- ① 縱ジョイントのジョイントグラウチングが確実に行えるとは思えないでダムを連続体（Monolithic）にするという意味では縱ジョイントを設けるのは賢明ではない。
- ② パイプクーリングとプレクーリングの経済比較でプレクーリングが約50%の費用ですむ。
- ③ パイプクーリングでコンクリートを急冷却するとコンクリート中に引張応力が生ずる可能性がある。

以上、岩盤拘束に対する温度応力には経験的に2とおりの対処の方法があることを示したが、いずれの方法も理論的に厳密な裏付けがあつてのものではない。

また、温度勾配に基づく温度応力の対処の仕方としては、①隣接ブロックのリフト差の制限、②湿潤散水による養生等で対応してきている。以上いずれの応力も発生応力と強度の関係で整

理、説明されて現在の設計施工法が確立したものではないことを指摘しておかなければならぬ。

RCD 工法においては、締固めの方法から見て、従来より行われてきたパイプクーリングは不可能である。また縦縫目を設けることは不可能ではないが、RCD 工法のメリットを大きく後退させる。したがって RCD 工法においては、全面レヤ打ちを採用したいが、そのときに、重力ダム堤体にクラックを入れないか、またクラックを入れないためにには、どのような温度規制が必要となるかが、特に大規模ダムでは最重点課題となる。

ここで、コンクリート中に発生する温度応力について、RCD 工法を用いた場合に従来のブロック工法との差異は次のような事項が考えられる。

外部拘束に関しては、

- ① ブロックが長くなり、拘束度が大きくなる可能性。
- ② パイプクーリングを行わないことによるコンクリートの最高温度の上昇。
- ③ パイプクーリングを行わないことによって温度降下が緩くなって拘束度を小さくする可能性。
- ④ 貧配合コンクリートを用いることによるコンクリートの最高温度を低くする可能性。

内部拘束に関しては、

- ① 水平打縫面については、ブロックが長くなり拘束度が大きくなる可能性。
- ② 上下流面については、基本的に変わらない。
- ③ 横縫目面については、外気暴露しないので、RCD 工法では原則として生じない。

したがって、基本的には従来のブロック工法との違いで RCD 工法における温度応力の問題点をクローズアップする必要が生じる。この場合に、必要によってはある程度慣習化された概念をもう一度復習し、見直す作業も生ずることもある。

4.4 溫度履歴解析

4.4.1 溫度履歴解析法

一様な等方性固体の中に互いに平行な 2 面を考え、各面はそれぞれ ϕ_1 , ϕ_2 なる一定温度に保たれているとする。いま、この 2 面に直交する箇を考え、これによって切り取られる面積を A とする。このとき、2 平面間の距離を l とすれば、時間 t の間に高温な面から低温な面に流れる総熱量 Q に、

$$Q = k \frac{\phi_1 - \phi_2}{l} At \quad (4.4)$$

で表わされる。ここに k を熱伝導係数と呼ぶ。次に、体積 V , 密度 ρ , 温度 ϕ なる固体を考え、この固体に Q なる熱量が発生または流入し、固体の温度が一様に ϕ' まで上昇したとすると、

この温度上昇量は、

$$\phi' - \phi = \frac{Q}{\rho c V} \quad (4.5)$$

で与えられる。ここに c を比熱と呼ぶ。いま、これを微分方程式で表現すれば次式が得られる。これが熱伝導の基本式である。

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{k}{\rho c} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) + \frac{Q_c}{\rho c} \quad (4.6)$$

ここに、 Q_c は単位体積あたりの発熱量である。ここで、

$$h^2 = \frac{k}{\rho c} \quad (4.7)$$

を熱拡散係数と呼ぶ。

従来、温度履歴計算として常用されてきた方法に Carlson の方法がある。これは方法論的には 1 次元の差分法である。

この方法は近似式を用いたやり方であり、そのための制約があるが、計算手法が簡単であり、一般に実用上差し支えない精度をもっている。

なお、Carlson の方法をダムコンクリートの打設に当てはめる場合、着目されるブロックが打設されて間もなく、上に載っているリフト数が少ない期間は、熱伝導が鉛直方向に卓越しているからその方向に Carlson の方法を適用し、着目しているブロックより上のリフトが十分上昇して水平方向の熱伝導が卓越してきた後は水平方向に Carlson の方法を適用させている。

より厳密な温度履歴計算や温度応力の計算を行う場合には、有限要素法を用いるのが便利である。これは熱伝導の基本式を変分原理で表現し、以下適当な要素に分割して計算を進めるものであり、例えば表面付近の温度応力を求める場合などは特に有効といえる。

Carlson の方法と有限要素法による方法の特徴を比較すると一般に次のことがいえる。

- ① Carlson の方法は問題を 1 次元に還元して解くため、有限要素法に比べて計算が簡単である。
- ② 有限要素法は任意形状のモデルに対して適用可能であるが、Carlson の方法は任意形状の 2 次元体への拡張が困難である。
- ③ Carlson の方法は 1 次元問題の場合に適し、有限要素法は 2 次元問題の場合に適している。
- ④ 温度応力解析を厳密に行う場合（一般に有限要素法によって解析する）、Carlson の方法は新たにデータを作成しなければならないが、有限要素法は一連の解析として処理でき能率的である。

したがって、Carlson の方法と有限要素法のいずれを用いるかは、構造物の重要度、温度解析の重要度に応じて決定する必要がある。

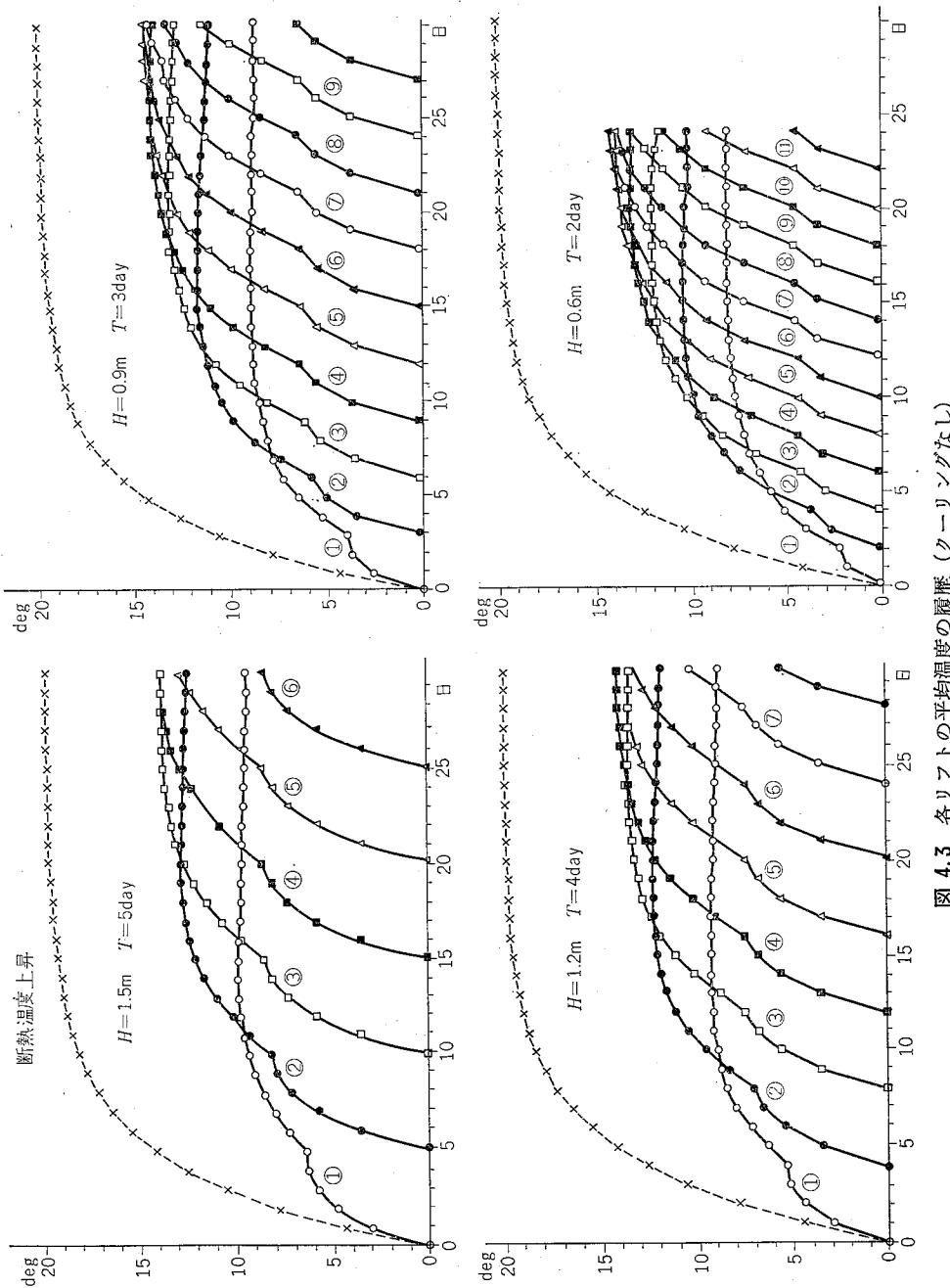


図 4.3 各リフトの平均温度の履歴（クーリングなし）

4.4.2 溫度履歴解析の例

4.4.2.1 解析モデルの設定

モデルダムの温度履歴解析をするに当たっての解析条件は以下のとおりとする。解析はCarlson法を用いる。

- ① 解析を行うブロックの上下流方向の長さは十分長く、その方向の熱の移動を無視できるものとする。また、ダム軸方向の熱の移動は隣接ブロックとの関係で無視できるものとする。したがって、熱の移動は鉛直方向のみと仮定する。
- ② 各リフト内のコンクリートは同時に打設され、またその打設温度はリフト内で一様であり、プレクーリングを行わない場合は外気温に等しいものとする。
- ③ 外気温は一定であると仮定する。
- ④ パイプクーリングの効果については、クーリング水温はコイル途中で暖められることなくコイル内を通じて一定であるものとする。またコイル間隔は 1.5 m とする。
- ⑤ コンクリート及び基礎岩盤の物性値等は以下のように仮定する。
 - コンクリートの断熱温度上昇: $\phi = 20 (1 - e^{-0.25t}) \text{ deg}$
 - コンクリートの単位体積重量: $\rho_c = 2.5 \text{ t/m}^3$
 - コンクリートの比熱: $c_c = 240 \text{ kcal/t.deg}$
 - コンクリートの熱伝導率: $R_c = 48 \text{ kcal/m.day.deg}$
 - 岩盤の単位体積重量: $\rho_R = 2.5 \text{ t/m}^3$
 - 岩盤の比熱: $c_R = 240 \text{ kcal/t.deg}$
 - 岩盤の熱伝導率: $K_R = 48 \text{ kcal/m.day.deg}$
 - クーリング係数: $f = 1.5 \text{ m}$

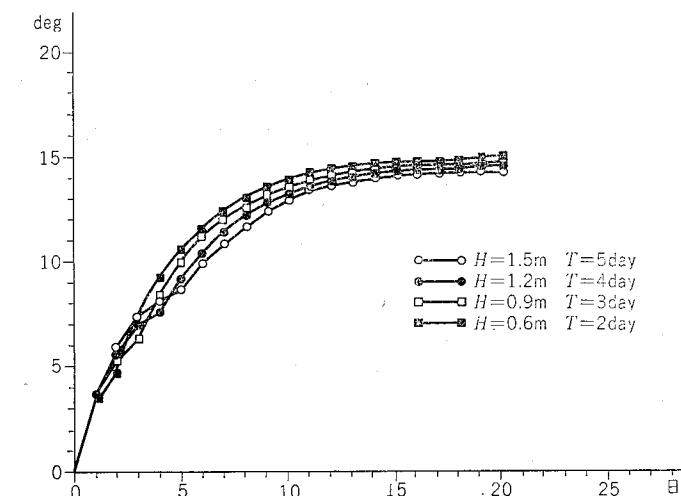


図 4.4 打設速度一定とした場合の一般リフトの平均温度の履歴（クーリングなし）

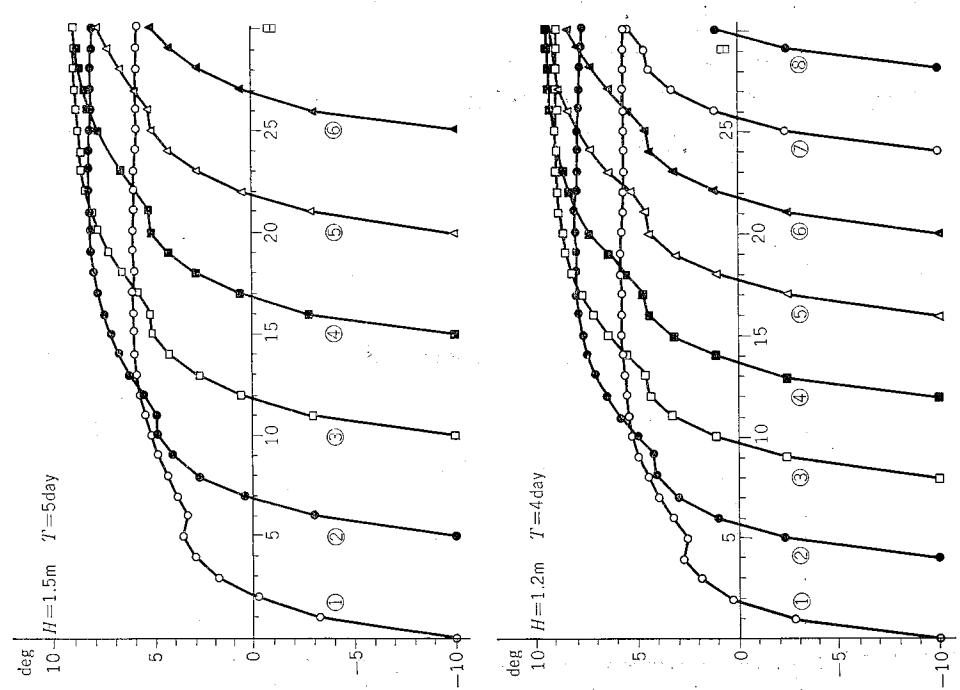


図 4.5(a) 各リフトの平均温度の履歴 (プレクリーリング=10 deg)

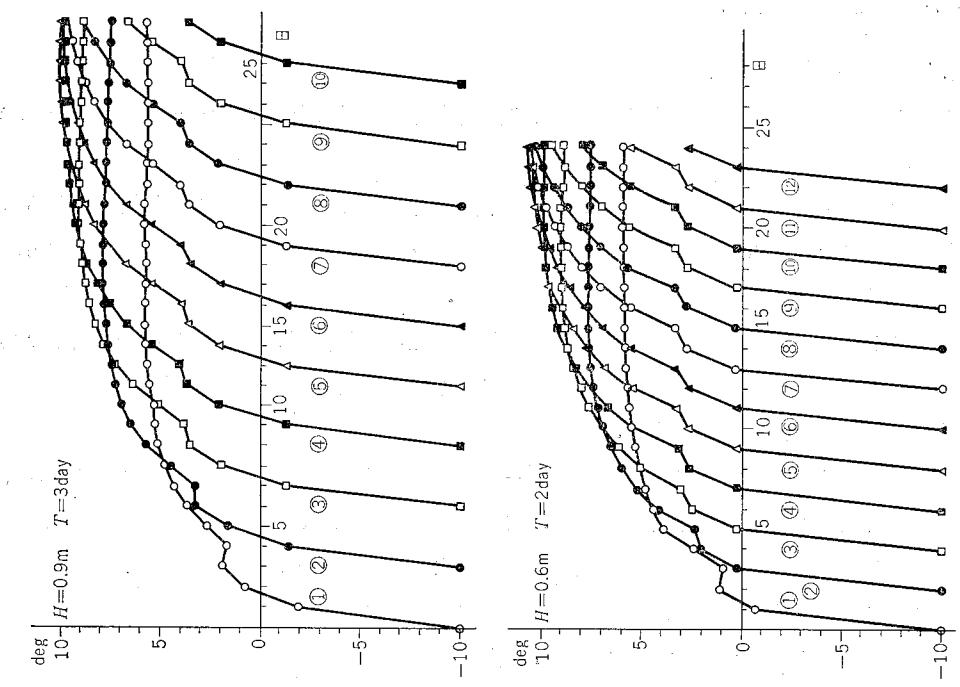


図 4.5(b) 各リフトの平均温度の履歴 (プレクリーリング=10 deg)

リフトの表面の熱伝達率：一般に考慮しない

4.4.2.2 リフト高と温度履歴

打設速度 30 cm/day に従いながらリフト高を種々に変化させた場合の各リフトの平均温度の履歴を、クリーリングを行わない場合、プレクリーリングを行った場合に対して解析し、その結果をそれぞれ 図 4.3 から 図 4.4 及び 図 4.5 から 図 4.6 に示す。これらの結果より次のことがいえる。

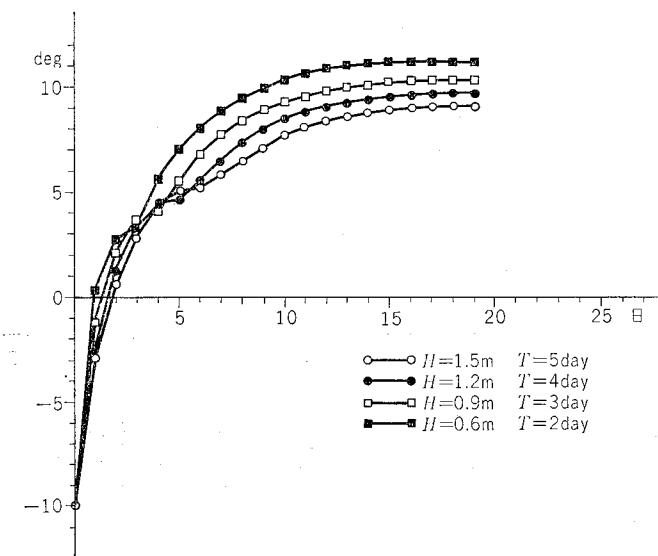


図 4.6 打設速度一定とした場合の一般リフトの平均温度の履歴 (プレクリーリング=10 deg)

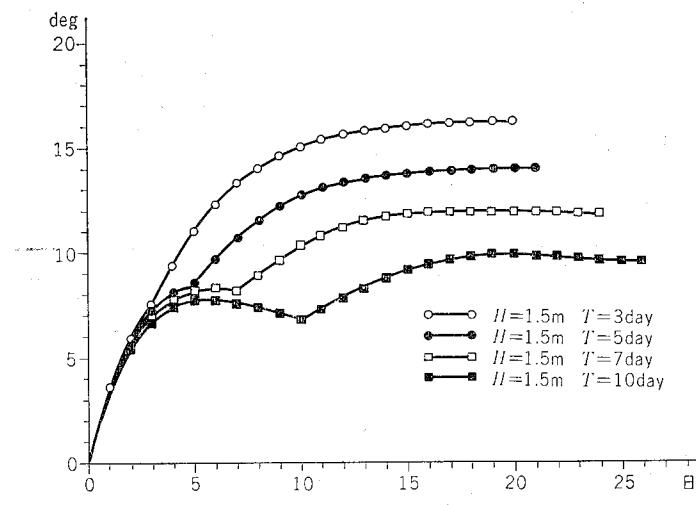


図 4.7 打設速度と一般リフトの平均温度の履歴 (クリーリングなし)

- ① 各リフト高に対し、着岩リフト付近を除いた一般リフトの温度履歴はどのリフトも同様な履歴を示す。着岩部の影響を受けるリフトは着岩面から3~4mまでの高さに限られる。
- ② クーリングを行わない場合、一般リフトの温度履歴はリフト高によらずほぼ一定である。
- ③ プレクーリングを行った場合の一般リフトの温度履歴については、打設速度が一定ならばそのリフト高が大きいほど最高温度が低くなる傾向を示す。

4.4.2.3 打設速度と温度履歴

次に、リフト高を1.5mに固定した打設速度を変化させた場合の各リフトの平均温度の履歴

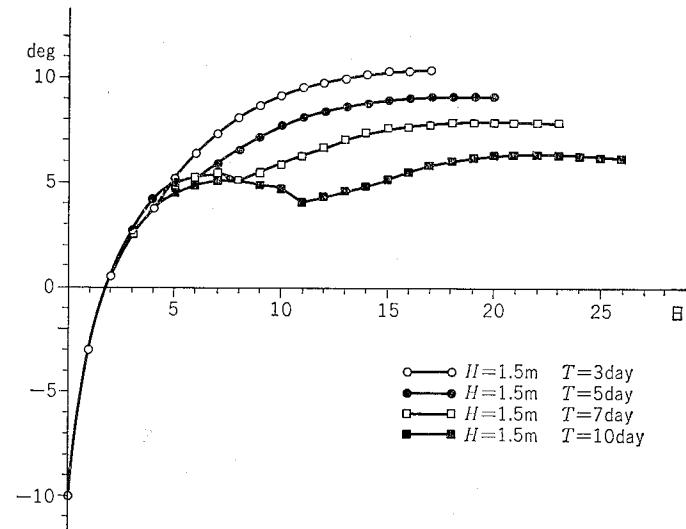


図 4.8 打設速度と一般リフトの平均温度の履歴 (プレクーリング=10 deg)

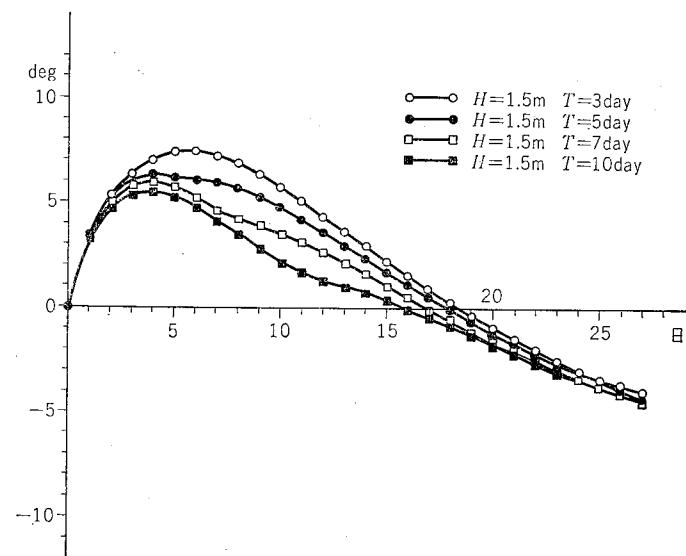


図 4.9 打設速度と一般リフトの平均温度の履歴 (パイプクーリング=10 deg)

を、クーリングを行わない場合、プレクーリングを行った場合、パイプクーリングを行った場合に対して解析し、その結果をそれぞれ図4.7から図4.9に示す。解析結果から以下のことが理解される。

- ① クーリングを行わない場合、打設速度が遅いほど最高温度は低くなる。打設速度が15cm/day程度になると温度履歴は二つのピークを持つようになる。
- ② プレクーリングを行った場合、打設速度が遅いほど最高温度は低くなるが、①の場合よりも差が小さくなる。打設速度が15cm/day程度になると温度履歴は二つのピークを持つようになる。
- ③ パイプクーリングを行った場合、打設速度が遅いほど最高温度は低くなるが、その差はクーリングを行わない場合、プレクーリングを行った場合に比べて著しく小さくなる。また温度降下過程は打設速度によらずほぼ一定である。

4.4.2.4 クーリング方法と温度履歴

一般にコンクリートの打設に際して行われる人工クーリング法には、パイプクーリングとプレクーリングがある。この二つの人工クーリング法と特に人工クーリングを行わない場合の一般リフトの平均温度の履歴を、リフト高1.5m、打設間隔5日に対して解析したのが図4.10であり、またその内部の温度分布を示した例が図4.11である。ここでクーリングの効果については、プレクーリングは打設温度を10deg下げた場合、パイプクーリングについてはクーリング水温を打設温度より10deg低い温度で30日間通水した場合を想定した。解析結果から以下のことが理解される。

- ① 人工クーリングを行わない場合、最高温度は最も上昇するが、その後の温度降下は極めて

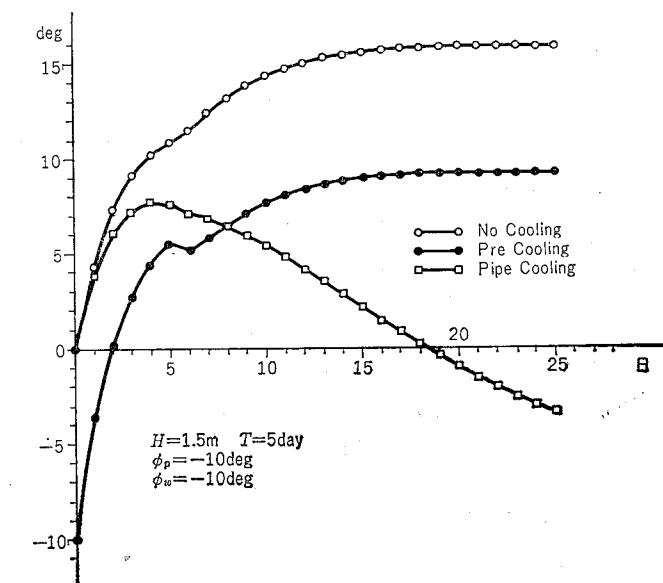


図 4.10 クーリングの方法による一般リフトの平均温度の履歴の比較

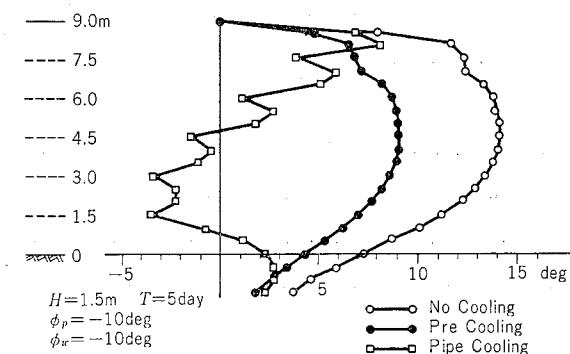


図 4.11 クーリングの方法による温度分布の比較

緩慢である。また各リフト間の温度分布は着岩部付近と表面付近を除きほぼ一定である。

- ② プレクーリングを行った場合は最高温度を低く押えることができる。その効果はプレクーリングを行った温度の約半分程度である。また最高温度に達した後の温度降下は極めて緩慢である。各リフト間の温度分布は着岩部付近と表面付近を除きほぼ一定である。
- ③ プレクーリングを行った場合は最高温度を低く押えることができる。その効果は、パイプクーリング水温にもよるが、温度上昇をクーリングを行わない場合の約 50% 程度に押えることができる。また最高温度に達した後の温度降下は極めて急速である。各リフト間の温度分布は表面付近のリフトで最も高く、下のリフトほど低い温度を示している。

4.4.2.5 溫度履歴特性のまとめ

- ① コンクリートの温度履歴に大きな影響を与える因子は打設速度である。また打設速度が一定の場合、リフト高の差による温度履歴の差は、プレクーリングを行った場合を除き比較的小さい。
- ② クーリングを行わない場合、最高温度は高くなるが、その後の温度降下は極めて緩慢である。
- ③ プレクーリングを行った場合、最高温度を低下させる効果はプレクーリングを行った温度の約半分程度である。この場合も最高温度以後の温度降下は極めて緩慢である。
- ④ パイプクーリングを行った場合、その効果はクーリング水温とクーリング期間で調整することができる。この効果は最高温度以降の温度降下過程で顕著であり、クーリング水温の差が最高温度に及ぼす影響は比較的小さく、一般にクーリングを行わない場合に比べ、温度上昇を半分程度に減少することができる。また、最高温度以降もクーリングを継続した場合は、その温度降下速度は極めて急速である。

4.4.3 島地川ダムの温度履歴

—実測例と計算例—

島地川ダム工事事務所で実施した堤体の温度履歴計算と実測から代表的な例を取り出して検討

する。

4.4.3.1 計算条件

コンクリートの単位体積重量 $P = 2.45 \text{ t/m}^3$

コンクリートの比熱 $C = 0.22 \text{ kcal/kg}\cdot\text{°C}$

コンクリートの熱伝導率 $K = 1.2 \text{ kcal/m}\cdot\text{h}\cdot\text{°C}$

コンクリートの熱拡散率 $h^2 = 0.0534 \text{ m}^2/\text{day}$

コンクリートの断熱温度上昇 $Q = 14.2(1 - e^{-0.08})\text{°C}$

境界条件（リフト表面の温度）

$$1/3\{\text{水温} + 2 \times (\text{打設コンクリート上面より } 1/4 \text{ リフト内部の点の温度})\}$$

リフトスケジュール

実績

初期条件（コンクリートの初期温度）

コンクリート練上がり温度

4.4.3.2 温度測定位置

図 4.12 に示す。

4.4.3.3 計算における配慮

図 4.13, 4.14 を見ればわかるように実測値と計算値はかなり一致している。これは計算をす

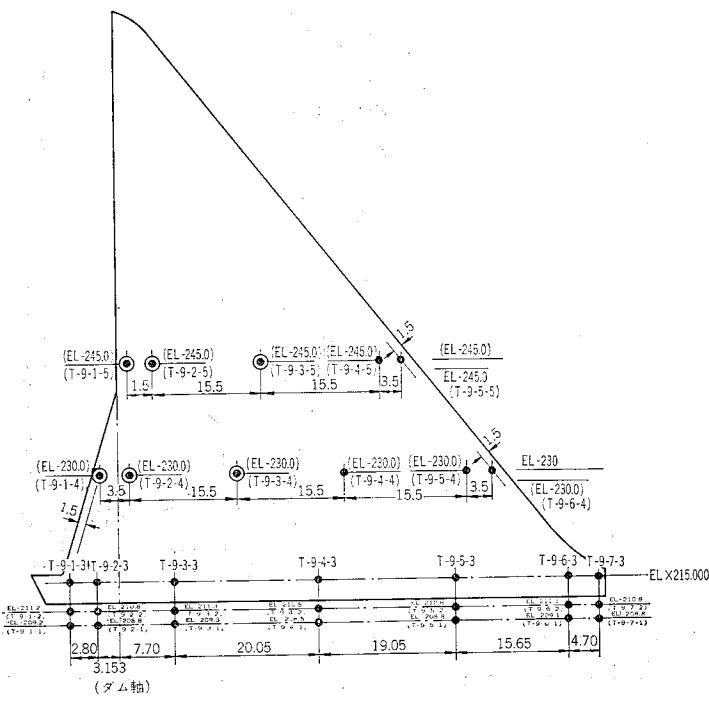


図 4.12 島地川ダム温度計埋設位置

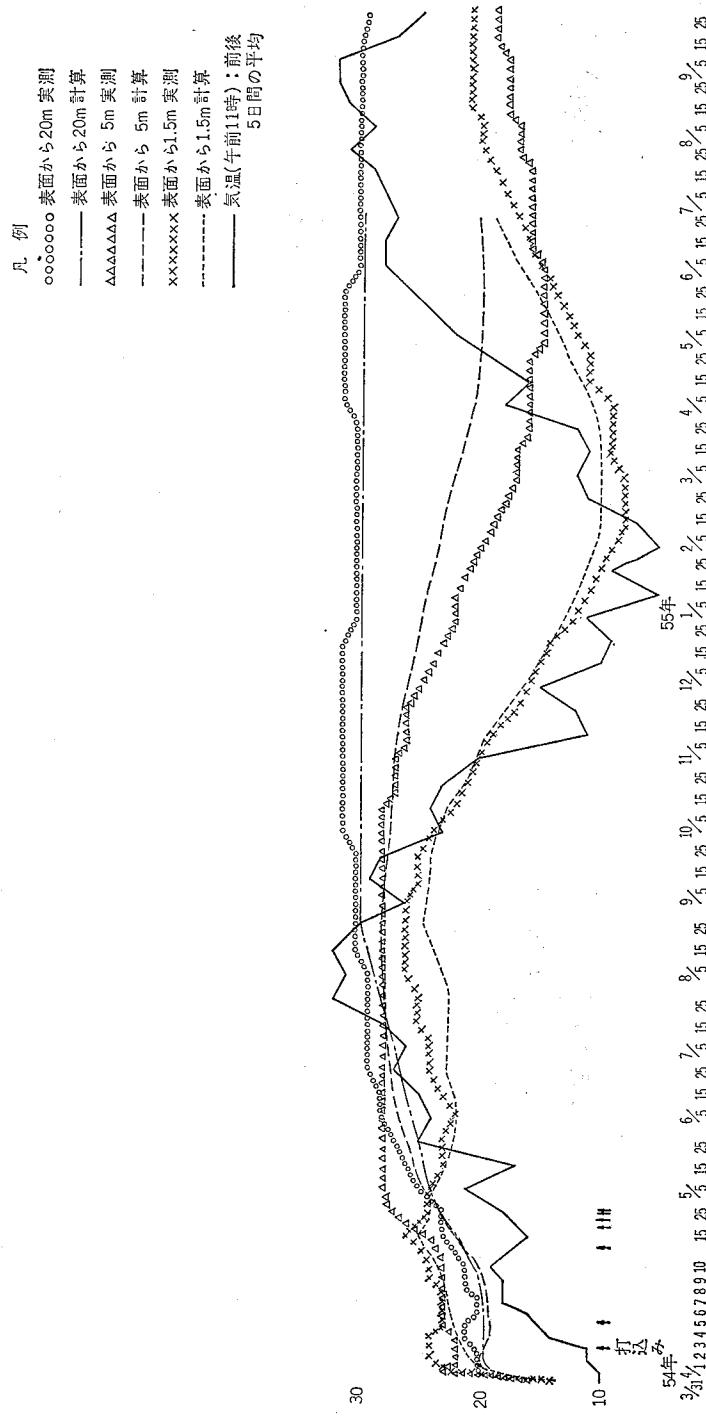


図 4.13 春季打設リフトの温度履歴（実測値と計算値）

る際に条件を調整して、計算値を実測値に合うようにしたためである。

計算条件のなかで、例えばコンクリートの単位体積重量などのように配合が定まればほぼ一意的に定まるものがある。しかしながら熱伝導率などの係数は実際の材料での実験から求めること

は大変な作業であり、多くの場合過去の例を基にして定めることが多い。またそれ以上に不確定と見なされるのは境界条件で、例えば外気温に設定した表面温度に熱伝達の考えを取り入れたりすることによって結果にかなり違いが出る。また打込み直後の温度変化（上昇）が後の温度履歴に影響することからみても特に打込み直後の計算上の時間間隔の取り方も配慮する必要がある。

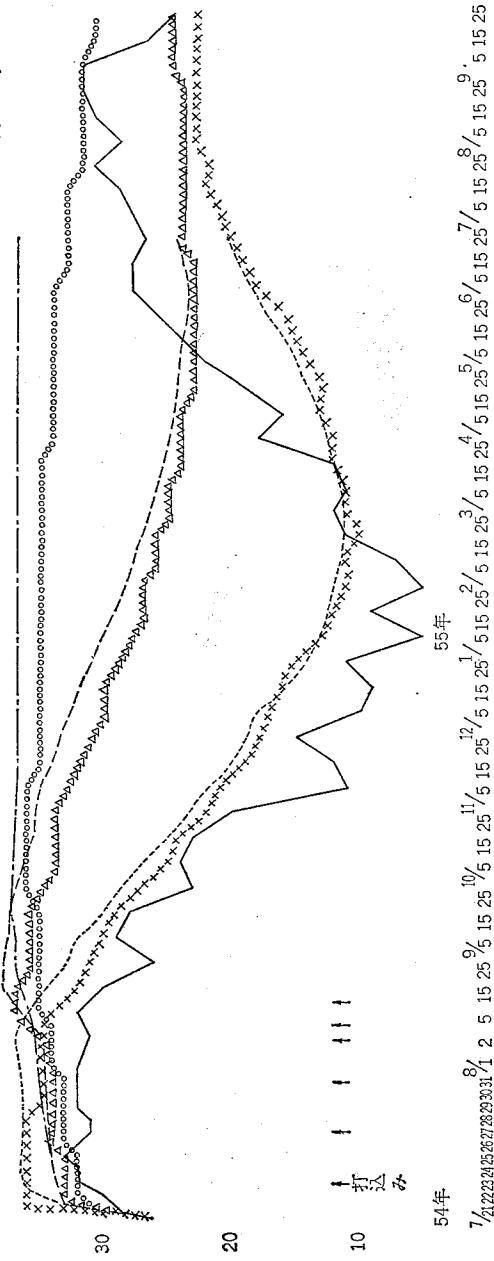


図 4.14 夏季打設リフトの温度履歴（実測値と計算値）

当計算においても、最初の計算トライアルでは次のような条件設定を行い、その場合打込み後60日で実測値と計算値に約6°Cの差異が生じている。

- ① コンクリートの初期温度を実績の外気温と仮定
- ② 境界条件を外気温
- ③ 予定リフトスケジュール
- ④ 外部コンクリートの影響を無視
- ⑤ コンクリートの断熱温度上昇の式中のm値として0.225を用いる。

以後条件を調整して、最終的には4.4.3.1示す計算条件の組合せでほぼ実測値に近似した計算値を得ているわけである。しかしながら、例えばm値などは過去の例と比較してあまりにも違いますので、必ずしも納得できるものではない。また境界条件に別の考え方を取り入れることも考慮の余地がある。

4.4.3.4 結果の考察

図4.13, 4.14から次のような事項が考えられる。

- ① 表面から20mの点では周期的な気温変化の影響は受けない。
- ② 表面から5mの点では約6カ月のずれで周期的な気温変化の影響をわずかに受ける。
- ③ 表面から1.5mの点では1カ月程度のずれで周期的な気温変化の影響をかなり受ける。
- ④ 周期的な打込みを行った場合、内部コンクリートでは夏季打込みでは約1カ月後、春季打込みでは約3カ月後にはほぼ最高温度となる。
- ⑤ 夏季打込みの内部コンクリートでは打込み後1年も経過すると温度が下がり始めるが春季打込みの場合は約1年後も最高温度状態で持続し、両者の差が小さくなる。
- ⑥ 打込み温度は内部コンクリートの最高温度に大きく影響する。
- ⑦ 夏季打込みの場合最初の低温期における内外の温度差がかなり大きくなる。
- ⑧ 富配合コンクリートは特に打込み後3~4カ月の内部コンクリートの温度履歴に影響し、また表面付近では打込み後1~3日後にはかなり温度上昇を示し、外気温との差が著しくなる。

4.5 外部拘束による温度応力解析

4.5.1 岩盤拘束度を用いた温度応力の算出法

従来、コンクリートの温度応力を求める方法として岩盤拘束度を用いた方法が利用されてきた。この方法によれば、温度応力は、

$$\sigma = RE_c \alpha \Delta \phi \quad (4.8)$$

で求められる。ここに、

σ : コンクリートに発生する応力

R : 岩盤拘束度

E_c : コンクリートの弾性係数

α : コンクリートの熱膨張率

$\Delta \phi$: コンクリート内に生ずる温度変化

である。この式をみてわかるとおり、これは未知の要素をすべて岩盤拘束度の中に取り入れた形となっている。したがって、岩盤拘束度は種々の物理量の関数で表わされるわけであるが、その具体的な形はまだ明らかにされていない。そこで、ここでは岩盤拘束度の具体的な表現法について考察する。

いま、岩盤拘束度に影響するパラメータとして考えられる物理量としては、コンクリートの弾性係数 E_c 、岩盤の弾性係数 E_R 、コンクリートブロックの長さ L 、高さ H 、ブロック内の位置 (x, y) が考えられる。したがって、パッキンガムのπ定理より、岩盤拘束度は次の関数で与えられる。

$$R = R\left(\frac{E_c}{E_R}, \frac{H}{L}, \frac{x}{L}, \frac{y}{H}\right) \quad (4.9)$$

岩盤拘束度がなぜこのような形で表わされるかを簡単に説明すると次のようにになる。

例えば、コンクリートの変形が完全に拘束された場合、コンクリートには

$$\sigma = E_c \alpha \Delta \phi \quad (4.10)$$

の応力が作用するから、コンクリート全体では、単位幅あたり

$$P = \sigma H = E_c \alpha \Delta \phi H \quad (4.11)$$

の力が発生する。この力をコンクリートの着岩面積 L で抵抗するわけであるから、単位面積あたりの抵抗力は、

$$P = \frac{P}{L} = E_c \alpha \Delta \phi \cdot \frac{H}{L} \quad (4.12)$$

となる。次に、岩盤が変形することを許せば、岩盤内に生ずるひずみは次式で表わされる。

$$\epsilon = k \frac{P}{E_R} = k \frac{E_c}{E_R} \alpha \Delta \phi \cdot \frac{H}{L} \quad (4.13)$$

ここに k は比例定数である。したがって、コンクリート内に発生する温度ひずみ $\alpha \Delta \phi$ のうち、式(4.13)で表わされる ϵ だけがコンクリートの変形として緩和されるから、コンクリート内に発生する温度応力は、

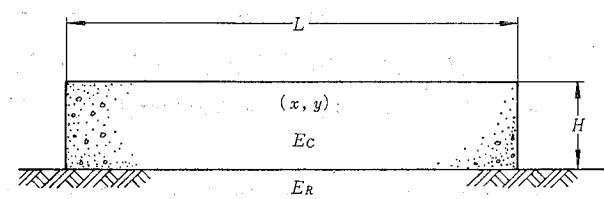


図 4.15

$$\sigma = E_c (\alpha \Delta \phi - \varepsilon) = E_c \alpha \Delta \phi \left(1 - k \cdot \frac{E_c}{E_R} \cdot \frac{H}{L}\right) \quad (4.14)$$

となる。これと式(4.8)を比べれば岩盤拘束度 R が E_c/E_R と H/L の関数になることが理解されよう。

以上の検討で明らかなように、岩盤拘束度の大きさはコンクリートブロックの長さ L によって直接定まるのではなく、ブロックの高さとの比 H/L によって定まるという結果は非常に重要である。

4.5.2 解析条件の設定

温度応力は一般に外部拘束に対する解析と内部拘束に対する解析を分けて行うほうが都合が多い。ここでは、まず外部拘束に対する検討を行う。

モデルダムの解析に際して、以下のような解析条件を用いる。

- ① コンクリート及び基礎岩盤は弾性体と考える。
- ② 解析断面は上下流方向の2次元断面とする。ダム軸方向には 15 m 程度の間隔の横縦目で切られているので、応力状態は平面応力状態と考えられるものとする。
- ③ 解析するコンクリート断面内の温度分布は一様であるとする。
- ④ コンクリート及び基礎岩盤の物性値は次のとおりとする。

コンクリートのポアソン比 $\nu_c = 0.2$

岩盤のポアソン比 $\nu_R = 0.2$

コンクリートの熱膨張率 $\alpha = 1 \times 10^{-5}/\text{deg}$

4.5.3 コンクリートの打上がり高さないしはブロックのレヤ長と外部拘束度の関係

一般に外部拘束度の大きさはブロックのレヤ長が大きいほど大きくなると考えられている。しかし、厳密には、外部拘束度の大きさはレヤ長の絶対値ではなく、ブロックの打上がり高さとレヤ長の比によって規定されることが理論上確かめられる。図 4.16 は外部拘束度の分布をブロックの打上がり高さとレヤ長の比 $H/L = 0.025$ 及び 0.4 に対して示したものである。こは水平方向応力に対してプロットしたものであり、鉛直方向応力はブロック端部を除けばほぼ 0 に等しいことが解析より得られている。図 4.17 は拘束度の大きさが最大となる着岩面中央部における外部拘束度の大きさを種々の H/L , E_c/E_R に対して示したものである。ここに E_R は岩盤の弾性係数、 E_c はコンクリートの弾性係数を示している。解析結果から次のことが理解される。

- ① 外部拘束度は、ブロックの打上がり高さとブロックのレヤ長の比 H/L が小さいほど大きな値となる。
- ② 外部拘束度はコンクリートと岩盤の弾性係数の比 E_c/E_R が小さいほど大きな値となる。
- ③ 外部拘束度の大きさはブロックの底面で最も大きくなり、発生する応力は底面に平行な方

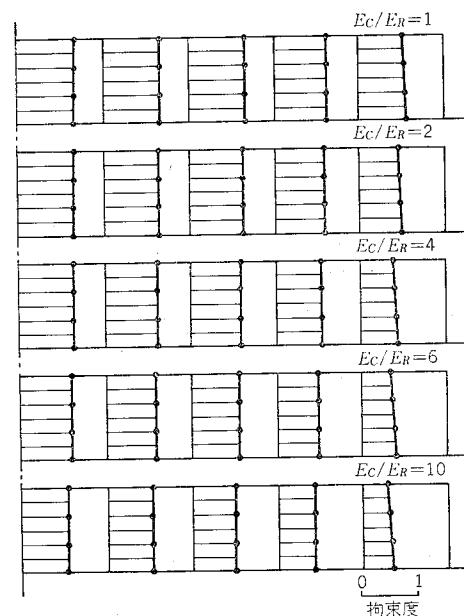


図 4.16(a) コンクリートと岩盤の弾性係数の比と
外部拘束度の関係 ($H/L=0.025$)

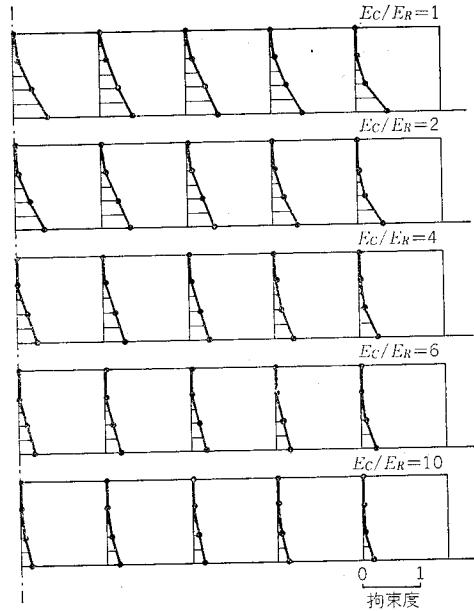


図 4.16(b) コンクリートと岩盤の弾性係数の比と
外部拘束度の関係 ($H/L=0.4$)

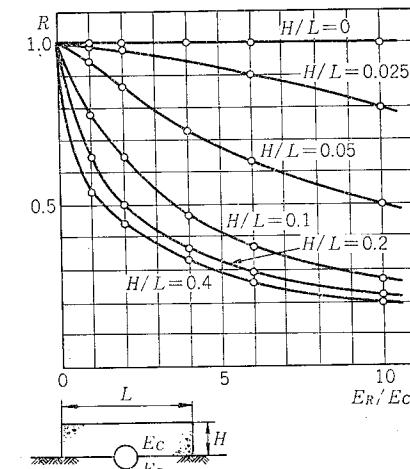


図 4.17 種々の H/L に対する E_c/E_R と外部拘束度の関係

向の応力である。またブロックの上部ほど外部拘束度は小さくなるが、この傾向は H/L が大きいほど顕著である。

4.5.4 ダム完成後の外部拘束度

前節において、外部拘束度はブロックの打上がり高さとブロックのレヤ長の比が大きくなるほ

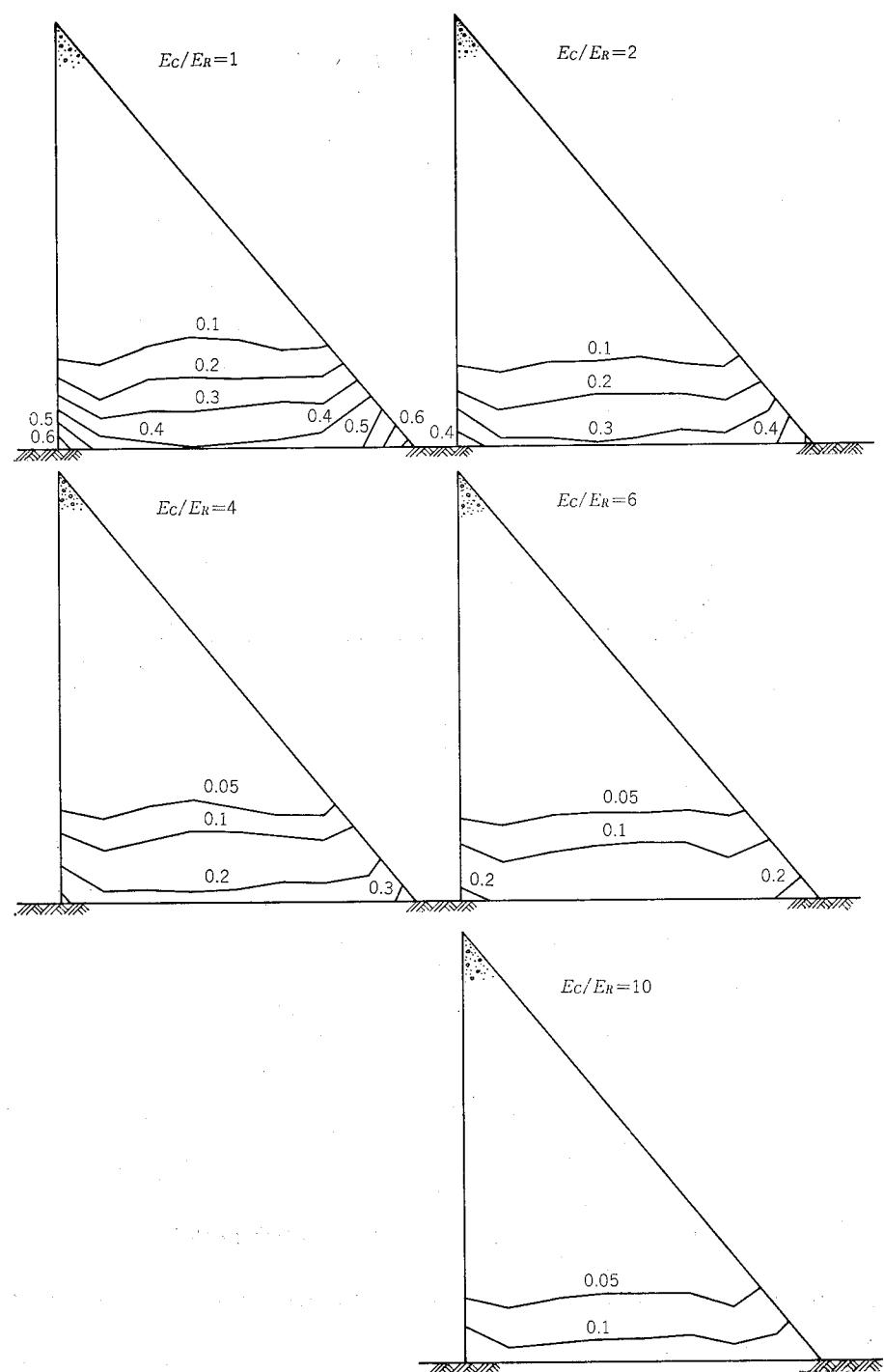


図 4.18 ダム完成後の外部拘束度

ど小さくなることが確認された。したがって、ダムが完全に打ち上がった時点での拘束度が最も小さくなることが理解される。そこで、ダム完成後の外部拘束度を求めたのが 図 4.18 である。このような状態は、パイプクーリングを行わないで比較的速い速度で打ち上がったダムに適用できる。解析は拘束度が最も大きくなるレヤ打設の場合に対して行った解析結果から以下のことが理解される。

① 外部拘束度の大きさはダム高によらず、その上下流面の勾配及び堤体と基礎岩盤の弾性係数比によって定まる。

② 完成したダムの外部拘束度の影響はその着岩面付近 $1/4$ の部分に限られる。

次に、ダムの各部分で温度の異なる場合、例えば旧コンクリートの上に打設された新コンクリートの外部拘束度の大きさを検討する。このような状態は長期間打設を中断した後のダムのブロックに対して適用できる。解析結果を 図 4.19 に示す。解析結果から以下のことが理解される。

① 旧コンクリートに対する新コンクリートの外部拘束度の大きさは、旧コンクリートがある程度打ち上がっていれば、岩盤の弾性係数の影響をほとんど受けない。

② 拘束度の大きさには打上がり高さの影響がほとんどない。

③ 旧コンクリートに対する新コンクリートの外部拘束度の大きさは、 $E_c/E_R=2$ とした場合の岩盤に対するコンクリートの外部拘束度に近い値を示す。

4.5.5 外部拘束に対する温度応力規制の配慮

既に述べたように、外部拘束度に基づくクラックは、打設されたコンクリート全体の温度降下に基づくものであり、したがって堤体内的広範囲の領域にわたるクラックであり、ダムの構造上及び機能上の大きな問題となるクラックである。このようなクラックの発生を防止するためには、外部拘束度に基づく温度応力を小さな値に押える必要があり、そのためには式より明らかなように、

① コンクリート内に生ずる温度降下を小さくする。

② 外部拘束度の大きさを小さくする。

ことが必要である。特に、ここで注意を要することは、外部拘束度の大きさは構造物の形状によって依存する量であり、したがって、設計者の意志によってある程度決定することができる量であることである。したがって、外部拘束に対する温度規制は、単にコンクリートの温度降下量の規制にとどまらず、外部拘束度の関連で決定する必要がある。

外部拘束によるクラックの発生を防止するための温度規制の適切な方法は、上の①、②を満足する方法でなければならない。4.4 に述べた温度履歴解析結果及びここに示した外部拘束度の解析結果を基に、外部拘束に対する温度規制について考察すると次のようになる。

① コンクリートの温度降下量を押えるためにはコンクリート内に生ずる最高温度を低く押えることが必要である。このためには、プレクーリングまたはパイプクーリングが有効であ

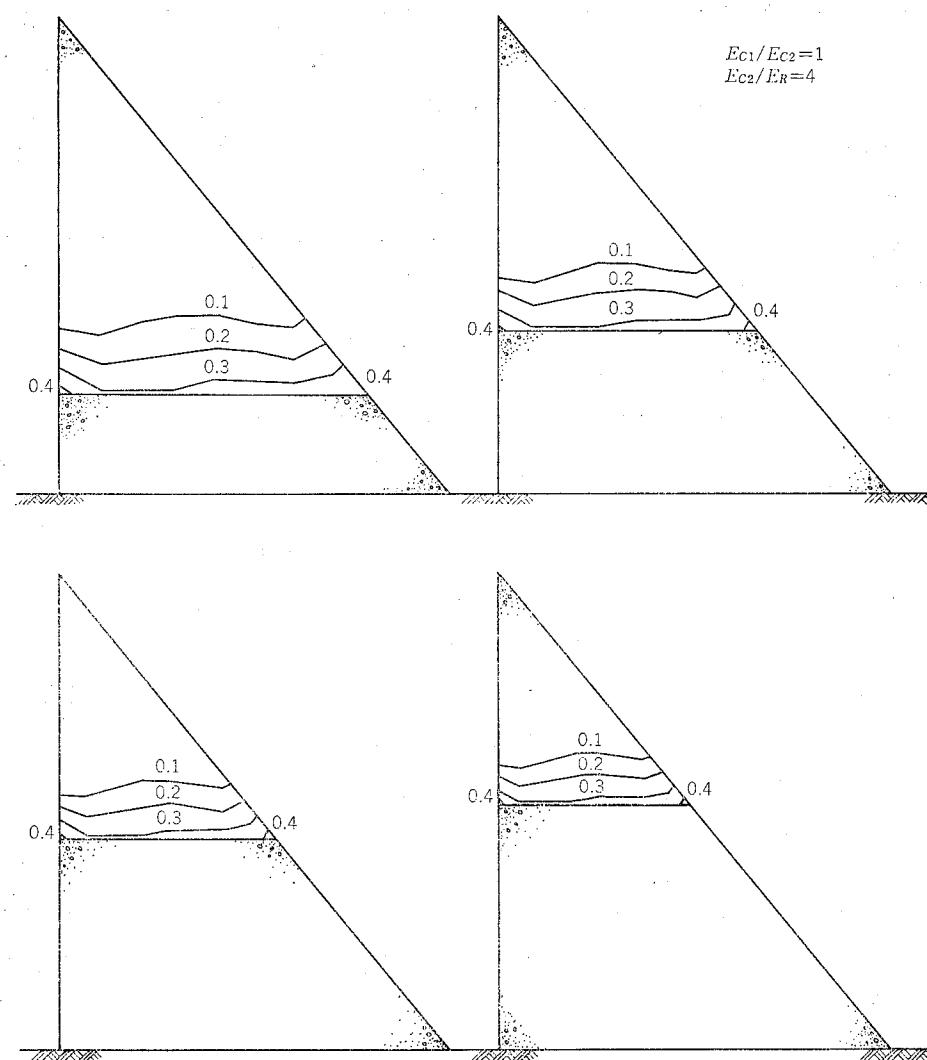


図 4.19 旧コンクリートに対する新コンクリートの外部拘束度

る。

- ② コンクリートの最高温度の規制は、打設間隔を大きくすることでもある程度達成することができる（ただしこの場合、内部拘束によるクラックを発生しやすいので注意を要する。詳しくはを 4.6 参照）。
- ③ パイプクーリングはその適用次第によって外部拘束の規制に有効である。この場合、長期にわたるクーリングは急激な温度降下をもたらす。比較的材令の若いコンクリートはクリープの影響が大きいため、この温度降下のすべてが温度応力に転化するわけではないが、外部拘束による温度応力という面からは好ましくない。
- ④ 外部拘束度はコンクリートの打上がり高が大きくなるほど小さくなる。したがって、最高温度以降の温度降下速度を極力小さく抑え、コンクリートが十分打ち上がってから温度降下

に生じさせることが外部拘束に対して有利である。このためには、このような時期には急激なパイプクーリングを行わないことが望ましく、また打設間隔を一様にして一定速度で打設することが望ましい。

- ⑤ H/L が小さくなることからブロック工法は外部拘束度を小さくすることができるが、④の条件を満足すればレヤ工法との間にそれほどの差はない。
- ⑥ 外部拘束度は打設ブロックのレヤ長の絶対値に関係するものではなくその高さとの比によって規定される。したがって、長大ブロックは必ずしも外部拘束上好ましくないものではなく、打設速度を一定に保ち、急速な温度降下を生じないような工夫を図ることが可能であれば、クラックの発生を見ることなくコンクリートを打設することができる。

4.5.6 島地川ダムにおける考察例

図 4.14 からもわかるようにダムの内部コンクリートは、最高温度が高くなる夏季打込み部分についても 1 年経過後の温度降下量は 1.5°C 程度である。このことから見てパイプクーリングを実施しない場合に最終安定温度近くまで下がるのは、少なくともダム完成後であると考えてよい。

そこで、島地川ダムで発生すると見られる外部（岩盤）拘束に基づく温度応力については、その標準値としてはダム完成後の形状を基にして考えればよいことがわかる。

いまここで、岩盤拘束度の考え方を取り入れて温度応力を計算すると概略次のようになる。

$$\sigma = RE_c \alpha \Delta \phi$$

ここで $R=0.25 : E_c/E_R=5$ と仮定し、図 4.17 から定める。

$E_c=2 \times 5 \text{ kg/cm}^2$: クリープによる応力緩和を考慮し、有効弾性係数をとる

$\alpha=1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$: 一般的によく用いられている値をとる

$\phi=25^{\circ}\text{C}$: 実測値の最高温度と最終安定温度の差

$$\sigma=0.25 \times 2 \times 10^{-5} \times 1 \times 10^{-5} \times 25=12.5 \text{ kg/cm}^2$$

引張応力 12.5 kg/cm^2 をどのように評価するかについては次のような諸点から必ずしも明確ではない。

- ① コンクリートの有効弾性係数の数値
 - ② コンクリートの線膨張係数の数値
 - ③ コンクリートと岩盤の弾性係数の比
 - ④ コンクリートの許容引張強度及びその試験方法
 - ⑤ 全体を均一なものとした前提でなされた計算
- しかしながら、次のような諸点から島地川ダムにおいては基本的に外部拘束による引張に対しては安全と見なせる。
- ① コンクリートの引張強度を仮に圧縮強度の $1/10$ とするダム完成後の引張強度は 12.5 kg/cm^2 以上を十分期待できる。

- ② ダム完成後、自重や静水圧等による応力は圧縮として働き、引張を打ち消す傾向である。
- ③ 拘束度は着岩面付近の値をとっているが、その付近では必ずしも最高温度はそれほど高くない。
- ④ コンクリートの不均一さについては、弾性係数と強度が一応比例関係にあると考えられることから、高い応力の発生する場所ほど高強度である。

4.5.7 大川ダムにおける考察例

大川ダムのマット部のように版状構造物の場合は、最初の冬を経過するとほぼ最終安定温度に達すると見なしてよい。

そこで、大川ダムのマット部で発生すると見られる外部（岩盤）拘束に基づく温度応力については、その点の温度が最初に最低値に至ったときの形状を基にして考えればよいことがわかる。

岩盤拘束度の考え方を取り入れて温度応力を計算すると、概略次のようになる。

$$\sigma = RE_c \alpha A \phi$$

ここで、 $R=0.4 : E_c/E_R=5$ と仮定し、図 4.17 から定める

$E_c=2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ：クリープによる応力緩和を考慮し、有効弾性係数をとる

$\alpha=1 \times 10^{-5}/\text{°C}$ ：一般によく用いられる値をとる

$\phi=15^\circ\text{C}$ ：実測値の最高温度と最終安定温度の差

$$\sigma=0.4 \times 2 \times 10^5 \times 1 \times 10^{-5} \times 15=12 \text{ kg/cm}^2$$

大川ダムのマット部は着岩部分の長さに比して厚さが薄いことから、拘束度 R は比較的大きくなる。一方、自然熱放散がきくことから最高温度が低くなる。したがって、結果として島地川ダムとほぼ同じ数値となった。

この引張応力に深く言及するためには、計算の仮定等にもっと考慮の余地はある。しかしながら、現場の実際の形状が比較的目視観察に適しており、詳しく調査をして外部拘束によると見られるクラックは発見されていないことから考えて、この種のコンクリートに発生する応力とクラックに関して一つの目安とはなろう。

4.6 内部拘束による温度応力解析

内部拘束による応力は、①水平打継面におけるもの、②上・下流面におけるもの、③横（または縦）継目面におけるものの3種類に分けて考えると都合がよい。このうち③は RCD 工法では本質的には無関係であり、また定性的には②と同じと見なされる。②は特に RCD 工法に特有のものではなく、コンクリートダムに共通の問題である。①もコンクリートダムには共通の問題と見なしてよいが、水平打継面積（長さ）が大きくなることで状態の変わる可能性がある。

そこで、上部リフトへの影響などから最も問題となる水平打継面における検討を詳しく述べるとともに上下流面における内部応力についても概略述べる。

4.6.1 水平打継面に生ずる内部拘束による温度応力

4.6.1.1 解析条件の設定

水平打継面に生ずる内部拘束による応力は、温度勾配が最も大きな時期、すなわち、打設直後の材令の若い時期に問題となる。したがって解析はこのような若い材令のコンクリートを取り扱う必要があり、コンクリートの物性に対して大きな仮定を含めざるを得ない。そこで以下のようない解析条件を仮定する。

また、解析は内部拘束による温度応力のみに限らず、外部拘束による温度応力をも含めた打設直後のコンクリートに生ずる温度応力全体について取り扱うものとする。

- ① コンクリートに各材令において弾性体と考えクリープの影響は無視する。
- ② コンクリートの各材令ごとの弾性係数及びポアソン比は次のとおりとする。

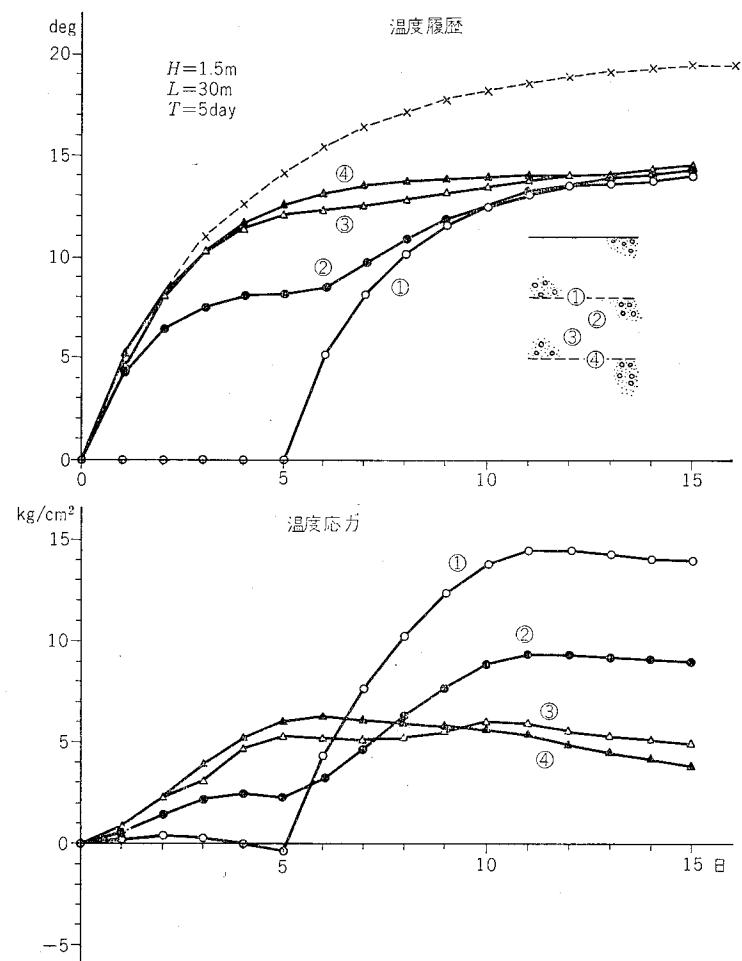


図 4.20 一般リフトの温度履歴と応力（クーリングなし）

$$E_c = 250\,000 \times (1 - e^{-0.175}) \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu = 0.2$$

- ③ コンクリートの熱的性質は 4.5 に準ずる。
- ④ 解析断面は上下流方向の 2 次元断面とし、リフト高は 1.5 m、レヤ長は 30 m を想定する。応力状態は平面応力状態と考えられるものとする。
- ⑤ 各リフトの打設間隔は 5 日とする。
- ⑥ 各リフト内のコンクリートは同時に打設され、またその打設温度はリフト内で一様であり、プレクーリングを行わない場合は外気温に等しいものとする。
- ⑦ 外気温は一定であると仮定する。
- ⑧ 解析は岩盤からある程度立ち上った部分の一般的なリフトに対して行う。

4.6.1.2 特定のクーリングを行わない場合の一般リフトの温度応力

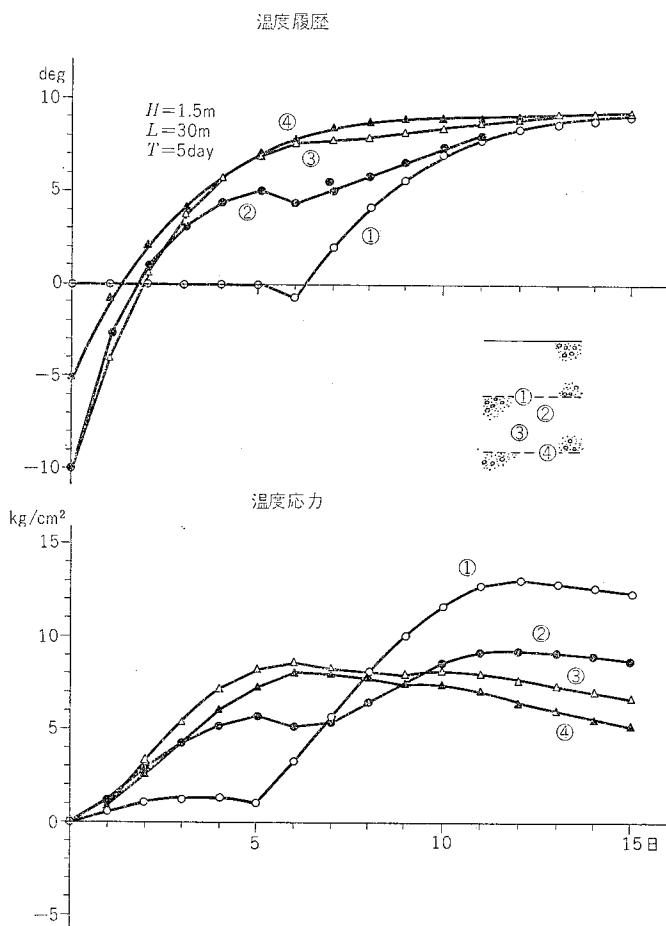


図 4.21 一般リフトの温度履歴と応力（プレクーリング）

パイプクーリングやプレクーリングなどの人工クーリングを行わない場合の一般的なリフト内部の温度履歴及びそのときの温度応力履歴を 図 4.20 に示す。打設間隔は 5 日であるから、図は上にさらにリフトが打設された時点までの温度履歴・温度応力履歴を示している。解析結果から以下のことが理解される。

- ① 温度勾配（内部拘束）によって生じる温度応力はリフト表面では引張、リフト内部では圧縮の応力を示す。この温度応力は、リフトの平均温度に伴う外部拘束に基づく圧縮の温度応力とあいまって、結果的には全体的に圧縮の温度応力として作用する。
- ② 上部リフトが打設されるとそこでの発熱の影響を受け、当該リフト上部では大きな温度上昇を生じ、その結果圧縮の温度応力は大きく増大する。一方、リフト下部では温度応力の変化は小さい。
- ③ 外気温の変化を考えた場合は、リフト表面付近の圧縮応力がほとんど 0 に近いため、引張の温度応力を生じクラックを発生させる可能性は十分あると考えられる。

4.6.1.3 プレクーリングを行った場合の一般リフトの温度応力

次にプレクーリングを行った場合の一般的なリフト内部の温度履歴及びそのときの温度応力履歴を 図 4.21 に示す。プレクーリングの効果は打設温度を 10 deg 下げた場合を想定した。打設間隔は 5 日であるから、図は上にさらに 2 リフトが打設された時点までの温度履歴・温度応力履歴を示している。解析結果から以下のことが理解される。

- ① プレクーリングを行った場合の温度勾配は、クーリングを行わない場合よりも小さくなる。またリフトの平均温度の上昇に伴う外部拘束に基づく圧縮の温度応力が大きいため、クーリングを行わない場合よりも温度応力は全体的に圧縮側へ移行している。
- ② 上部リフトが打設されるとそこでの発熱の影響を受け、当該リフト上部ではその後温度上昇が生じ、その結果圧縮の温度応力は大きく増大する。一方、リフト下部では温度応力の変化は小さい。
- ③ 外気温の変化を考えた場合、リフト表面に引張応力が作用する可能性もあるが、その可能性はクーリングを行わない場合よりも小さい。

4.6.1.4 水平打継面における温度応力規制に対する配慮

水平打継面における内部拘束に基づく温度応力は、通常の打設スケジュールに従っておれば、必ずしも問題になることはない。しかしながら、今回詳しい検討を行っていないが外気温の日変化に関連して、問題となることは十分考えられる。この場合に生ずるクラックは、リフト表面に生ずるクラックであり、単独でダムの構造上及び機能上の障害となることは比較的少ないと考えられる。しかし、このようなクラックは往々にして外部拘束によるクラックの発端となることが多い。

またブロックが長くなることによる影響は基本的に考えなくてもよく、端部にわずかな拘束の違いが考えられるだけである。

内部拘束によるクラックの発生を防止するためには、温度勾配を急にしないことが必要で、こ

のため温度規制を整理すると次のようになる。

- ① 各リフトの打設間隔を一様に保ち、常に一定速度で打設を行うことにより、特定のリフト表面を長期間外気にさらすことを抑制し、温度勾配の発生を防止する。
- ② クーリングを行わない場合、リフト表面付近での圧縮応力はほとんど0に近く、外気温が急激に低下する場合にはクラックの発生をみる可能性が高い。
- ③ プレクーリングを行うことは、温度勾配を小さくするとともに、平均温度の上昇によって温度応力を全体に圧縮側へ移行させることができる。

4.6.2 上・下流面に生ずる内部拘束による温度応力

コンクリート打込み後最初の寒冷期においては、堤体内部と表面付近の温度差は相当なものとなり、特に夏季打込みのリフトについては著しい（図4.14参照）。

この場合に、島地川ダムにおいて平面ひずみ状態を仮定して、各平面におけるダム軸方向の応力を有限要素法を用いて計算されているが、表面で最大 33 kg/cm^2 の最大引張が生ずる結果を得ている。この場合の計算条件は次のとおりである。

- コンクリートの弾性係数 $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- コンクリートの線膨張係数 $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$
- コンクリート打込み後約1カ月を初期無応力状態とする。

この計算から得た結果に対しては、次のような配慮が必要である。

- ① この計算は弾性計算であり、瞬間に温度状態が変化した仮定である。徐々に内外の温度差が生じた場合にいわゆるコンクリートのクリープ性状をどのように考えるか。
- ② 2次元平面ひずみ状態での最も厳しいと思われる場合に関する数値であり、応力の分散が考えられる。

しかしながら、いずれにしても上・下流面にはかなりな引張応力が生ずることは予想される。



図4.22 空中散布による養生（大川ダム）

従来堤体表面にクラックが発生した例が幾つか報告されているが、かなりの材令が経過して強度を持った時点でも厳しい自然条件にさらされた場合には大いに注意すべきことである。このことから、特に最近アメリカ等で断熱材による表面保護が促されているのもうなづけることである。

大川ダムのマット部の場合には、この状態は仕上がり後の水平表面に適用できる。基本的な考え方方は変わらないが、外気温の影響はより強く反映している。また日照、ある場合には風の通り方、等の短い時間間隔の温度変化の影響を水平面であることから強く受けていることも推定されるので、特に材令の新しい時期における配慮が必要であろう。

なお、内部拘束に基づく応力については、計算の時間間隔、応力の初期条件等に配慮を加えて、現在さらに検討を進めている。

4.7 まとめ

ダムコンクリートの温度応力に関して、RCD工法とブロック工法との違いは次のようなことである。

- ① ブロックの長さ
- ② リフト高
- ③ 打設間隔
- ④ 人工冷却
- ⑤ セメント量

このうちセメント量についてはその影響が一意的であり、また工法の違いと必ずしも連動するものではないので、①～④の事項を着目点としてまとめる以下のようななる。

(1) 外部拘束に基づくクラックを防止するための温度規制

- ① 外部拘束に基づくクラックを規制するためには、コンクリート内に生じる温度降下量を小さくすること及び外部拘束度の大きさを小さくすることが必要である。
- ② 温度降下量を小さくするためには、適切な範囲で打設間隔を大きくすること、適切な期間パイプクーリングを行うことまたはプレクーリングを行うことが有効である。
- ③ 外部拘束度の大きさは構造物の高さ H と水平方向の長さ L に関係する。外部拘束度を小さくするためにはこの比 H/L を大きくとる必要がある。このためにはブロックのレヤ長を小さくとること、またコンクリートが十分打ち上がってから温度降下を生じさせることが必要である。後者はコンクリートの最高温度からの降下速度を小さく抑え、また打設速度を一定にすることによって達成できる。長期にわたるパイプクーリングは急速な温度降下をもたらすため好ましくない。

(2) 内部拘束に基づくクラックを防止するための温度規制

- ① 内部拘束によるクラックを規制するためには、コンクリート内に生じる温度勾配を小さくすることが必要である。

- ② 溫度勾配を小さくすることは、適切な打設間隔で一定速度の打設を行うことによって達成される。長期間にわたる打設の中止は1リフト以上にわたる温度勾配ないしは引張応力を与えるため、このようなことは極力避ける必要がある。
- ③ 水平打継面に関連して打設直後には、外部拘束による圧縮の温度応力が内部拘束による引張応力を打消す方向で作用する。この効果はプレクーリングを行った場合に最も大きくなる。
- ④ 上・下流面に生ずるクラックを防止するためには、適当な断熱材を用いた表面保護が効果的である。
- ⑤ 水平打継面では、日単位の気温変化が大きい場合に表面付近にクラックの発生が懸念されるので、十分な養生と場合によっては断熱保護が必要である。
- ⑥ マット部分のような水平露出面の広い場合は、外気の影響をより大きく受けるので、入念な温度管理が必要である。

(3) RCD工法におけるブロック工法との違い

- ① 外部拘束によるクラックについては、縦継目を設けないことによる長大ブロックの影響とパイプクーリングを行わないことによる最高温度の上昇が考えられるが、適切な打設間隔をとることによってほぼ満足な結果が得られ、特に必要な場合にプレクーリングを行えばよい。逆に、急激な、あるいは長期のパイプクーリングによる悪影響から免れる。
- ② 内部拘束によるクラックについては、横継目及び縦継目には基本的に問題がなくなる。上・下流面については同じである。水平打継面については適切な打設間隔をとることが最も大事であり、このことからRCD工法がやや有利である。

5章 施工と実績(1) 一島地川ダム

5.1 施工計画

5.1.1 RCD工法採用の経緯

島地川ダムにおいては、当初バッチャープラントは右岸ダム軸下流の位置に計画することとし、コンクリートの運搬打設の方法について、弧動ケーブルクレーン案、ジブクレーン案の2案を検討した。

弧動ケーブルクレーン案は、地形的には最も有利な案と考えられ、右岸側ダム天端高(EL 300m)盤上に設置するバッチャープラントよりパンカーラインを経て、右岸を固定端としダム軸より下流に約120mの走行路を有する13.5tケーブルクレーンを設け、これによってコンクリートを打設しようとするものである。問題は、左岸走行路を予定している個所の地質が、ボーリング、試掘横坑等の調査結果から川落ち方向の小断層等も認められ、移動塔の水平荷重(約200t)に抵抗しうる地盤まで切り込むと、切土量が増えかつ切取り斜面の安定の問題が生じることである。結局走行路盤を水平幅10m程度に切り込み、切土斜面に防護工を施工し、走行路床版の水平、垂直支持力の不足は大口径ボーリングによるPCアンカー深基礎工法等により確保する必要がある。

一方、ジブクレーン案は、右岸側EL 277mの位置にバッチャープラントを設け、ダム軸と平行に軸下流27m、EL 277mの位置にクレーン走行のトレッスルガーダーを設けるもので、ジブクレーンのサービスエリアはほとんど弧動ケーブルクレーンのそれに等しい。高さ90mのダムを走行路の盛替えなしで打設しようとするため、橋脚が最高60m程度となり、総鋼材重量約1120tの設備を必要とする。

以上の2案を比較して、経済的にも、安全度の点においても、ジブクレーン案が有利であるとの一応の結論を得ていた。

このようにして島地川ダムにおいては既に設計も進み、仮設備等の具体的検討も行われていたが、たまたまこの時期に、国土開発技術研究センター内に「コンクリートダム合理化施工に関する研究委員会」が設置され、イタリアのアルペゼラダムの施工例、アメリカのロストクリークダムにおける実験施工等を参考として、独自のコンクリートダムの合理化施工の検討が進められて

おり、島地川ダムがゲートレスダムで比較的堤体構造が簡単であること及び地形、地質的にも主運搬設備に制約があることなどから、わが国における合理化施工の試行ダムとして、他ダムに先がけ急拠昭和51年度からコンクリートの運搬打設方法の計画を再検討することとなった。

したがって、合理化施工を前提とした全体の計画、設計の再検討を行う時間的余裕も少なく、既に決定していた計画、設計の範囲の中でコンクリートの運搬打設作業の合理化を行うこととし、種々検討の結果、後述のようなRCD工法により堤体の築造を行うこととなったものである。

5.1.2 施工方法の概要

堤体コンクリートの配合区分は図5.1、表5.1のように決定し、いわゆる外部コンクリート（上、下流面）にはA種コンクリートを、堤内の通廊、構造物周辺には富配合なC種コンクリートを使用することとし、これらのコンクリートはいずれも従来と変わらない内部振動機によって締め固めることとした。

したがって、残された内部コンクリートが合理化施工法の対象となるRCD工法によるコンクリートであり、これをB種配合で表現することとした。

このB種配合コンクリートの配合は表5.2のとおりであり、これの打設フローは図5.2のとおりである。堤体コンクリートの施工方法の概要はおよそ次のとおりである。

- ① バッチャープラントで混り混ぜられたコンクリートはバケットに投入され、ダム軸近くに

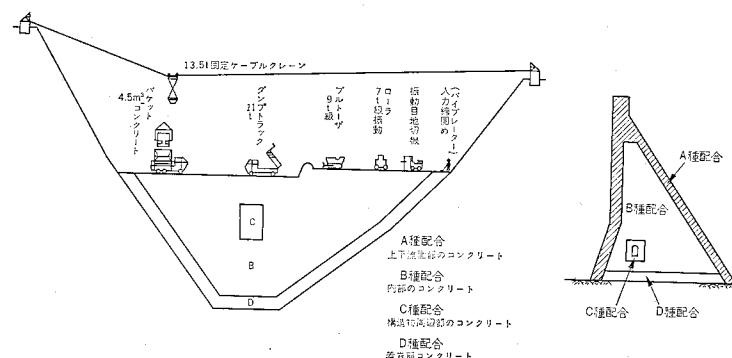


図 5.1 堤体コンクリート配合区分図

表 5.1 配合別数量一覧表

	コンクリート数量
A種配合	76 000
B種配合	165 000
C種配合	40 000
D種配合	32 000
その他の	4 000
合 計	317 000 m³

表 5.2 島地川ダムコンクリートの標準示方配合

	粗骨材 の最大 寸 法 mm	水、セ メント 比 (W/ C+F) %	フライ アッシュ 比 (F/ C+F) %	細骨材 率 (s/a) %	スラン プ %	空気量 cm %	水 (W) kg/m³	セメント (C) kg/m³	フライ アッシュ (F) kg/m³	細骨材 (S) kg/m³	粗骨材 (G) kg/m³	混和材 kg/m³	備 考
A種	80	59.1	4 ± 1.5	3.5 ± 1	130		$C+F=220$	670	1 377	0.55			上・下流部の表面に使用
								154	66				
B-1種	80	80.8	30	34	—	1.5 ± 1	105	$C+F=130$	749	1 476	0.325		RCD用コンクリート
								91	39				
B-2種	80	87.5	30	34	—	1.5 ± 1	105	$C+F=120$	752	1 482	0.30		構造物周辺に使用
								84	36				
C構	80	49.1	30	31	4 ± 1.5	3.5 ± 1	140	$C+F=285$	593	1 341	0.713		構造物周辺に使用
								199	86				
D種	80	76.1	30	34	4 ± 1.5	3.5 ± 1	137	$C+F=180$	687	1 353	0.45		着岩部に使用
								126	54				

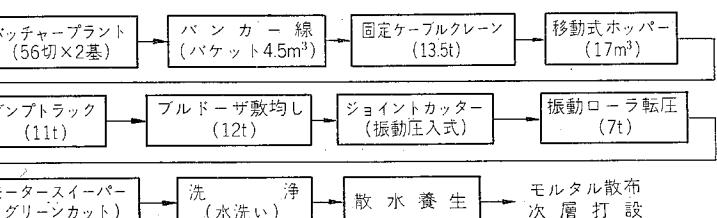


図 5.2 コンクリート打設フロー図

架設された固定ケーブルクレーンで堤体内に運搬され、固定ケーブルクレーンの直下に設けられた移動式ホッパーに仮受される。

- ② 堤体の小運搬は、ダンプトラックで行い、敷均しはブルドーザ、締めは振動ローラの転圧によって1リフトを50~70cmとして行う。
 - ③ 打設は広範囲なレヤ方法を採用し、横目地の設置はコンクリート敷均し後、1リフトごとに振動圧入式目地切機で行い、グリーンカットはモータースイーパーによって行う。
 - ④ コンクリート打設作業はすべて建設機械によって行う関係で、クーリングパイプ等の設置は適当でない。発熱に対しては極力セメント量を少なくして発熱の抑制を行い、かつ高温となる7~9月の昼間には打設を行わない。
 - ⑤ 外部コンクリート（A種配合）及び構造物周辺用コンクリート（C種配合）も同リフト厚で敷均しを行い、締めは従来と同様な内部振動機で行う。
- なお、このRCD用ダムコンクリートの打設方法を、従来からのブロック方法による打設方法

表 5.3 コンクリート打設方法比較表

比較事項	従来のブロック打設工法	RCD 工法
コンクリート	$C=150 \text{ kg/m}^3$ 以上で、スランプも 3 cm 前後	$C=120 \text{ kg/m}^3$ ($C+F=84+36$) でスランプは 0 cm 超硬練り
使用ミキサー	傾胴型（重力式）	2軸強制練型（ペグミル型）
打設方法	ブロックシステム	広範囲なレヤシシステム
堤体への運搬	弧動ケーブルクレーンまたはジブクレーン	固定ケーブルクレーン（またはインクライン）
堤体内の小運搬	同上	ダンプトラック（またはベルトコンベア）
敷均し	バケットより直接排出（人力）	ブルドーザ
レイタンス除去	ジェット水	モータースイーパー（またはボリッシャー）
締固め	棒状バイブレーター（バイプロドーザー）	振動ローラ（ソイルコンパクター）
横継目	型枠で形成	振動圧入式目地切機で造成
発熱対策	パイプクーリングで堤体コンクリートを冷却	貧配合としクーリングをしない

と比較すれば、およそ表 5.3 のとおりである。

なお、コンクリートの温度応力によるひび割れ発生の問題について種々議論したが、リフト厚、打設インターバル、単位セメント量の減量、季節による打設時間制限等により対処することとした。横継目上流側の止水方法は二重の止水板を使用することとし、補剛した横継目パネルとセットで A 種配合コンクリート中に設ける。また、水平打継面は、延べ面積が従来工法の 2 倍以上となるので、能率的に処理する必要があるのでモータースイーパーで施工することとした。

5.1.3 コンクリート運搬打設方法の検討

島地川ダム本体を RCD 工法で施工するに際し、その基本となるコンクリートの主運搬設備について、次の 4 案を比較検討した。

第1案：固定ケーブルクレーンとダンプトラックによる方法

第2案：固定ケーブルクレーンとベルトコンベアによる方法

第3案：インクラインとダンプトラックによる方法

第4案：インクラインとベルトコンベアによる方法

各工法の概要は次のようにある。

第1案：ダム軸よりやや下流側に 13.5 t 固定ケーブルクレーンを設置し、ケーブルクレーンによりコンクリートバケットで堤体内まで搬入する案で、バッチャープラントからの運搬はバンカー線により、堤体内ではダンプトラックによって打設個所まで運搬する。上部になると打設幅が狭くなり、ダンプトラックの作業性が悪くなるため、ブルポータの使用または固定ケーブルクレーンのバケットから直取りする方法をとる（敷均し、締固め等の作業はいずれの案も共通）。

第2案：堤体内までのコンクリートの搬入は第1案と同様であるが、堤体内では自走式ベルトコンベアによって打設個所まで運搬する。なお、上部になると第1案同様固定ケーブルクレーンからの直取り及びブルポータによって運搬する。

第3案：ダム軸右岸下流側の堤体掘削斜面に沿ってダム天端より河床に向かってインクラインを設け、スキップカーを使用しコンクリートを運搬する案で、堤内ではダンプトラックによって打設位置まで運搬する。

バッチャープラントからインクラインまでの運搬はサイロバスによって行う。なお、インクラインのレールは埋設しとし下部積込み用架台はリフト上昇とともに上部へ移動する。上部の打設は、第1案と同様の方法で行う。

第4案：堤体内までのコンクリートの搬入は第3案と同様であるが、堤体内での運搬は固定式及び自走式のベルトコンベアによって行うもので、インクラインの埋設し、積込み用架台の移動等は第3案と同様である。

なお、上部の打設は第3案と同様の方法で行う。

これら4案について、経済性、施工性、品質管理面等について比較検討した結果は表 5.4 に示すとおりであり、固定ケーブル案はインクライン案に比べて施工性にすぐれており、またダンプトラック案は巻出し位置の変化に対して順応性があり、配合の切換えが容易である。このような総合評価の結果、島地川ダムでは第1案の固定ケーブルとダンプトラックによる方法を採用することとした。

5.1.4 仮設備計画

(1) 概要

堤体積約 30 万 m^3 のコンクリートを約 2 年で打設しようとすれば、既往のダム工事の実例等から主打設設備として、3 m^3 ミキシングプラントと 9 t クレーンあるいは 4.5 m^3 ミキシングプラントと 13.5 t クレーンの組合せを必要とする。比較検討の結果、後者によることとし、これに対応するクラッキングプラントの規模を製品 200 t/h として、一連の仮設備計画を検討することとした。

しかし、後日 RCD 工法によるコンクリートダムの合理化施工を実施することとなり、コンクリート運搬設備としては 13.5 t の固定ケーブルクレーンを設置したが、主要な仮設備については、およそ次のように計画した。

(2) 骨材製造運搬

骨材の原石採取候補地として、当初、ダム近傍の結晶片岩帯を避け、上流域の変成を受けていない地域で 2, 3 の地点の実地調査を行ったが、運搬道路、除去すべき表土及びその処理場等の問題で適地がなく、結局ダムサイト上流貯水池左岸の山腹より骨材原石を採取することとした。

岩質は主として砂質片岩であり、一部黒色片岩が混じる。必要量の骨材原石採取のために、20 万 m^3 弱の表土または不良岩の除去を必要とする。ダムコンクリート用骨材としての適性については、諸種の試験に合格するが、結晶片岩特有のやや扁平に割れるという性質は免れない。

クラッキングプラントの設置場所については、ダム付近の地形がすべて急峻であることから、その選定に苦慮したが、原石採取地直上流の河川弯曲部に延長 260 m の転流トンネルを設け、

表 5.4 コンクリート運搬方法比較表

項目 運搬方法	施工性	工作業性	現地点への適応性	コンクリート	工事工程(本体のみ)	特徴	微	総合評価
固定ケーブル クレーン ダンプトラック	○運転付近の任意の位置に運搬機材を搬入できる。ダム高に関係なく一定である。	○配合の切換えが容易で搬出する順応性がある。EL 290.0 m 以後に限る。でもケーブルが量も適応性がある。	○大きな堤内構造物で骨材分離が少ない。	○骨材分離が多い。	◎14.6カ月併行施工ができない。	(1)諸資材の搬入等にケーブルクレーンが使用できる。(2)上部になつて重機械を用いなければない。	○経済性、品質面で優れていている。	○経済性、品質面で優れていている。
固定ケーブル クレーン と ベルトコンベア	○運転付近の任意の位置に運搬機材を搬入できる。	□EL 290.0 m 以後に限る。でもケーブルで搬出しがちである。	○同上	△ベルトコンベアの分の位置骨材分離がある。	△14.6カ月併行施工ができない。	(1)コントラクト方式による輸送途中での骨材分離が問題ある。	○品質管理の面で、若干問題がある。	○品質管理の面で、経済性第2位
インクライン と ダンプトラック	□資材の搬入及び EL 297.4 m 以上のインクラインによるコンベア搬入が不可能なリート搬入が不可となる。たためダンプ台数は標高に関係なく一定である。	□EL 279.4 m 以後に限る。でも打設が容易で、かつ搬出しがちである。	□主運搬設備としてインクライン搬入設備としして固定されるとともに、他の設備との連携が必要。	○骨材分離が少ない。	○17.6カ月削後にインクライン設置期間が必要である。	(1)インクライン航条基盤の掘削がダム掘削よりも不要。(2)上部にシベアによる輸送が可能である。	○品質管理の面で、経済性と工程的な面で問題がある。	○品質管理の面で、経済性第3位
インクライン と ベルトコンベア	△資材の搬入及び EL 297.4 m 以上のインクラインによるコンベア搬入が不可能なリート搬入が不可となる。たためダンプ台数は標高に関係なく一定である。	△EL 279.4 m 以後に限る。でも打設が容易で、かつ搬出しがちである。	△主運搬設備としてインクライン搬入設備としして固定されるとともに、他の設備との連携が必要。	△ベルトコンベアの分の位置骨材分離がある。	○18カ月削後にインクライン設置期間が必要である。	(1)インクラインの切換えが難形狀の変化に伴って大がかりとなる。(2)打設面の大きさによっては、骨材分離が必要となる。	△工程的配給は連続的で、切換えが難形狀の変化に伴って大がかりとなる。	△工程的配給は品質管理などの面で問題がある。

注) ○(非常によい) □(よい) ×(普通) △(悪い) ×(極めて悪い)

工事工程には、コンクリートシャンクラウトの方法による影響は考慮されていない。

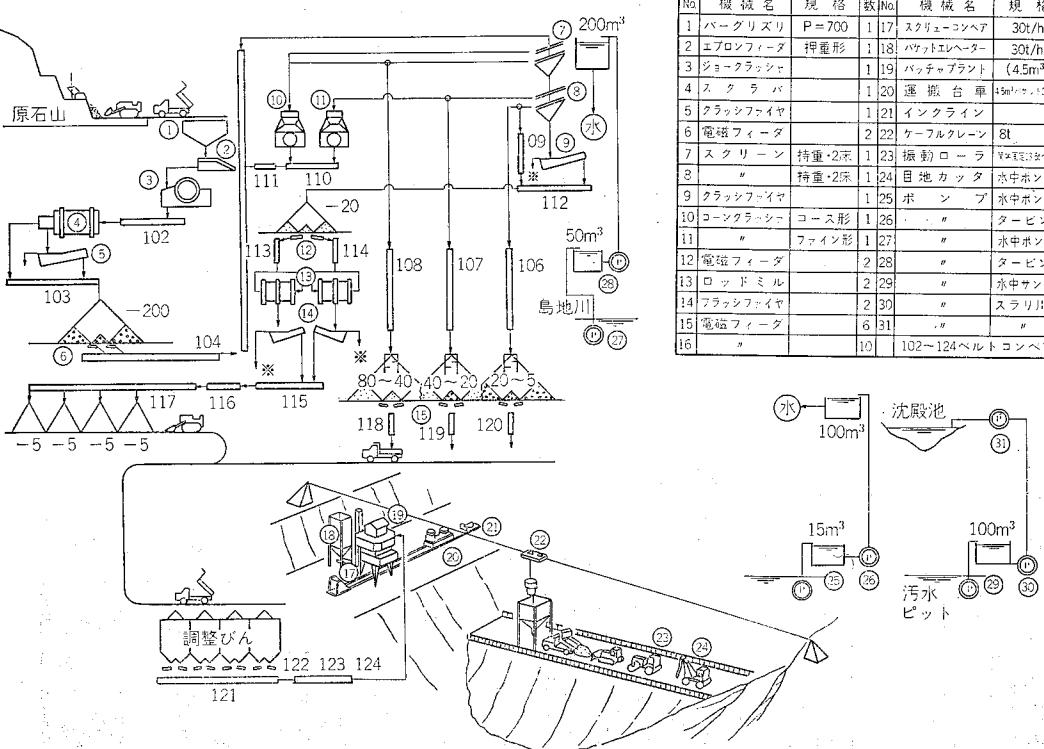


図 5.4 施工計画フローシート

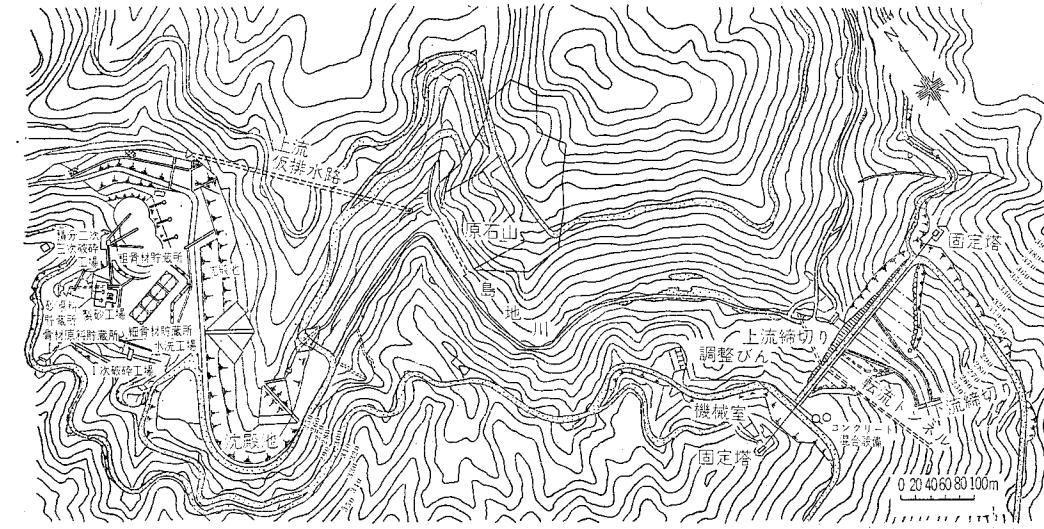


図 5.3 主要施工設備配置図

No.	機械名	規格	No.	機械名	規格
1	バーグリズリ	P=700	117	スクリューコンベア	30t/h
2	エプロフィーダ	押重形	118	ハッパエレーター	30t/h
3	ショーカッシュ		119	バッチャプラント	(45m³)
4	スクランバ		120	運搬台車	45m³
5	クラシックライ		121	インクライン	
6	電磁フィーダ		122	ケーブルクレーン	6t
7	スクリーン	持重・2t	123	振動ローラ	45m³
8	"	持重・2t	124	回地ガッタ	水中ポンプ
9	クラシックライ		125	ポンプ	水中ポンプ
10	コンクリーシ	コース形	126	"	ターピン
11	"	ファイン形	127	"	水中ポンプ
12	電磁フィーダ		128	"	ターピン
13	ロッドミル		129	"	水中サンド
14	クラシックライ		130	"	スラリ川
15	電磁フィーダ		131	"	"
16	"		102-124	ベルトコンベア	

右岸山腹及び河川敷を利用してクラッシングプラント、濁水処理池等を計画した。工事中の出水による被害を考慮し、バイパストンネルの断面、クラッシングプラントの設置標高等を決定した。クラッシングプラントからミキシングプラントまでの骨材輸送は、右岸付替え道路を利用しダンプトラックによることとした。代替え案としてベルトコンベアによることを検討したが、経費的にも高く利点が少ないと判断した。

なお、主要施工設備配置図及び施工計画の概要を示すフローシートは図 5.3、5.4 のとおりである。

(3) コンクリート運搬設備

島地川ダムではダムサイトの地形、地質の関係から固定ケーブルクレーン（13.5t）を設置せざるを得なかったため、堤体内の小運搬はダンプトラック（11t）で行うこととした。

このため、コンクリートの運搬打設作業には多くの機械を使用することとなり、堤体下部から中部の比較的スペースの広い所では問題はないが、打設スペースが狭くなる中部から頂部においては大型機械の使用は困難であり、少しでも使用機械を少なくしてゆくことを考える必要がある。

一つの方法として少なくとも堤頂部幅の範囲内は直接パケットが届くようにわずかでも可動できるようにすれば打設作業も比較的スムーズになるものと考えられる。

5.1.5 試驗施工

5.1.5.1 施工試驗

減勢工において、EL 210.50 m までは岩着部としてD種コンクリートを打設し、その後B種コンクリートを用い RCD 工法で全面レヤ方式によって4 リフトを厚さ 70 cm, 5 リフトを厚さ 50 cm で本体打設と同様に施工した。

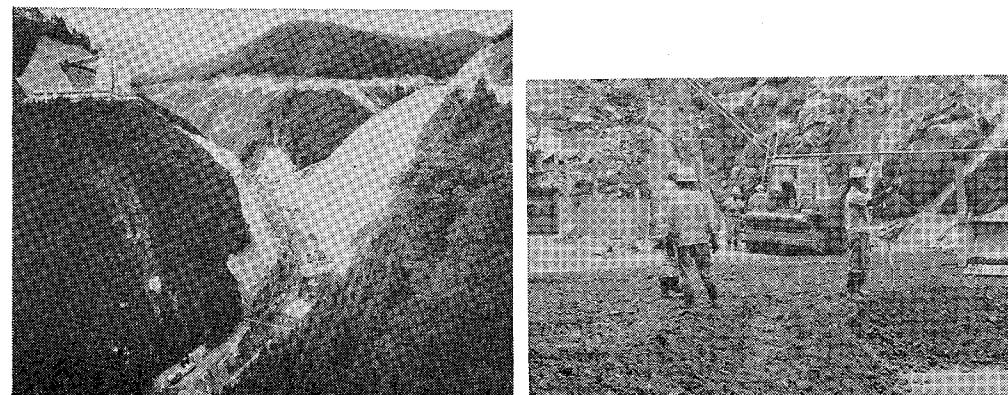


図 5.5 エプロン部施工試験実施状況

このB種コンクリートは後日、減勢工の表面よりボーリングしてコアを採取し、密度・強度・目視観察等、品質の確認を行った。

図 5.6 にエプロン部詳細図を示す.

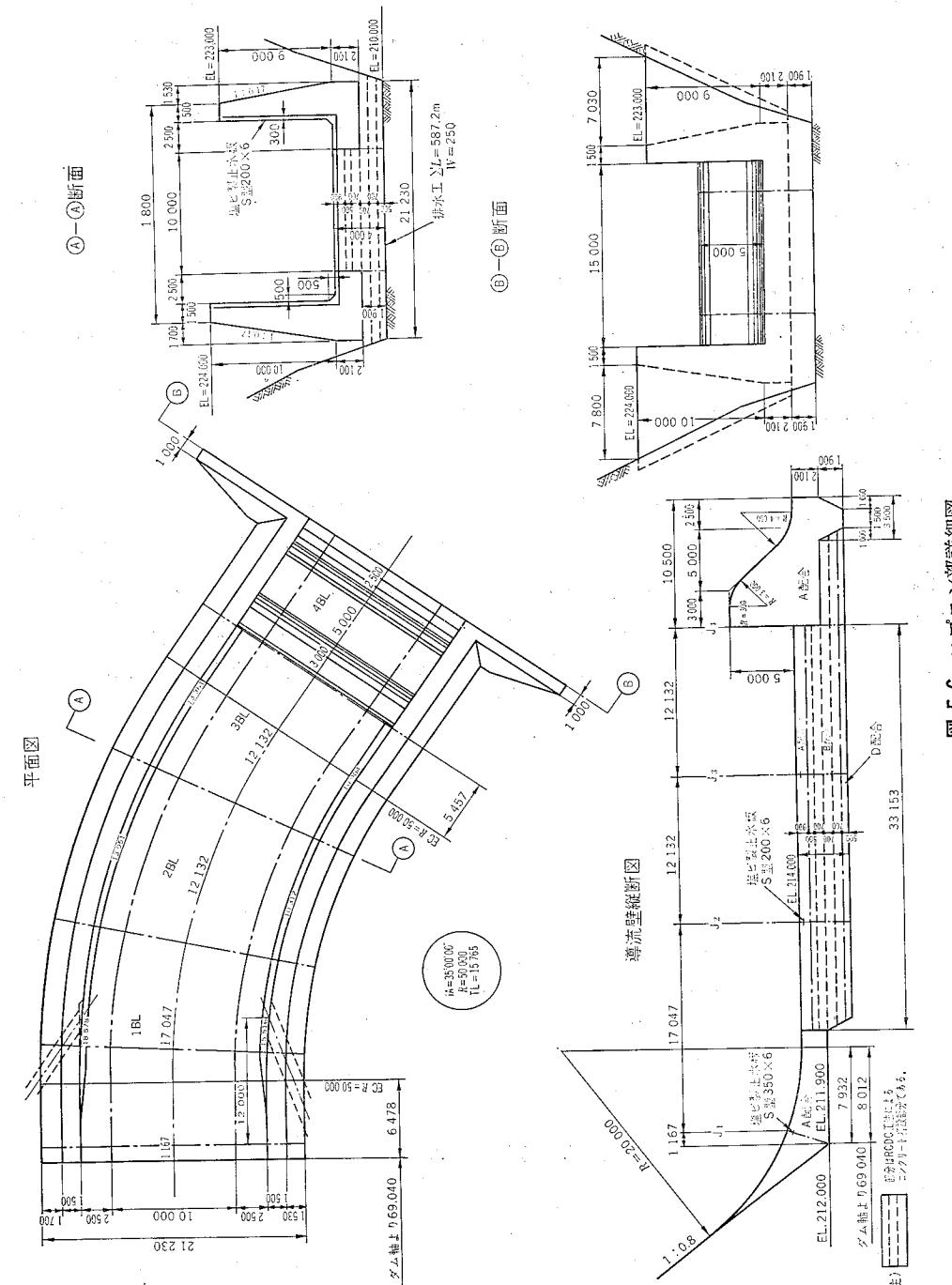


図 5.6 エプロン部詳細図

5.1.5.2 導流壁

減勢工の導流壁の EL 211.90 m 以上におけるコンクリート打設の方法は次のとおりである。上流側本体 9 Block より 1.5 m^3 パケットにコンクリートを入れ、ダンプトラックに 2 基パケットを積み、ダム本体下流まで小運搬し、28t つりトラッククレーンでパケットをつり、所定位置に運搬して、ベース部より順次上層に 4 リフト分、高さ 9.80 m を打設した。また、本体 8,9 Block のコンクリート打設が遅れ、隣接ブロック間の打設リフト差が大きくなるためと、導流壁 5 リフト目（最終）のコンクリート量が僅少なため、昭和55年11月20日以後は下流旧国道側を利用し約 1.0 m^3 程度のコンクリートを入れた 1.5 m^3 パケット 2 基を積載したダンプトラックによりバッチャープラントから現場まで運搬し、その後 28t つりトラッククレーンを用いて打設した。

5.1.5.3 副ダム

副ダムの左・右岸各々 2.50 m の区間は導流壁と一緒に打設した。副ダムの中央部 10.00 m の区間は昭和54年12月に C 配合コンクリートを下流旧国道側を利用して 1.5 m^3 パケット 2 基を積載したダンプトラックによりバッチャープラントから現場まで運搬し、その後 35t つりトラッククレーンでつり込み打設した。

副ダム基盤部のコンクリートは、昭和53年9月に打設を完了しており、湿潤養生をして15ヵ月経過した後コンクリートを継ぎ足すため、継目の安全を見込み、図 5.7 に示すようにロックボルト $\phi 24$, 長さ 1.50 m, 29本を上・下流千鳥配置で埋設した。副ダムは高さ 5.00 m であり下部打設高さ 2.30 m, 上部打設高さ 2.70 m の 2 リフトでコンクリートを打設した。

打設時期が12月で外気温が低いため、打設後は全面にシート及び養生マットで覆った。

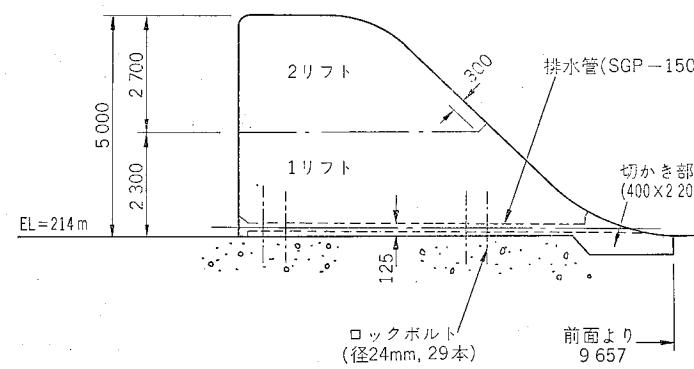


図 5.7 副ダム

5.2 施工機械の組合せ

5.1.2 概要

島地川ダムの場合は、超硬練りで貧配合の RCD 用コンクリートとプラスチックな富配合コンクリートとの両者の施工ができ、コンクリートの打設工程からして時間あたり最大打設量 90 m^3 が可能な施工機械の組合せが必要となった。施工機械の組合せは前記の条件から下記の機械を選定を組み合わせた。

5.2.2 施工機械の組合せ

施工機械の組合せは 図 5.8 の機械組合せフロー図のとおりである。

5.2.3 施工機械の能力及び使用決定理由

(1) ミキサー

一般的な硬練りコンクリートであれば、従来ダムのバッチャープラントで多用している傾胴式ミキサーで十分に練り混ぜが可能であるが、超硬練りのコンクリートでは材料分離が考えられるので、同一骨材を使用して同容量の強制練りミキサーと傾胴式ミキサーとでコンクリートを練り混ぜ比較した。

その試験結果は 表 5.5 のとおりである。

その結果材料分離、強度、コンシステンシーの点で強制練りミキサーのほうがはるかにすぐれていることが判明した。したがって、実施工においては 2 軸のバグミル型の強制練りミキサーを使用することとした（図 5.9 参照）。

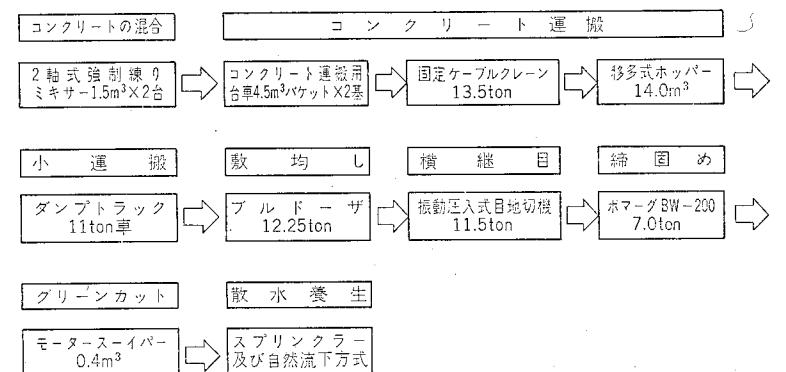


図 5.8 機械組合せフロー図

表 5.5 試験結果比較表

	傾胴式ミキサー	強制練りミキサー
スランプ試験（スランプコーンを取って、目視による観察）	初めの部分は、ポーラスで膚もかさかさした感じで、中間、終わりとも平均してバランスがとれており格差がないように思われた。	一般的に初め、中間、終わりとも平均してバランスがとれており格差がないように思われた。
VC 試験	材料が分離して、初めの部分に粗骨材が多いため、光沢はあるが、VC 値が 99 秒と大きくなる傾向にあり、中間、終わりの部分は、粗骨材の細粒分及びモルタル分が多く VC 値も 3~4 秒と非常に早くブリージングした。	材料がおおむね均等に練り混ざっており、VC 値も初め、中間、終わりとも 26~29 秒と平均的値を示した。
圧縮強度試験	島地川ダム室内試験の結果と同程度の値を示した。	σ_{28} 及び σ_{91} は傾胴式に比較し 8~9 % 増の強度を示した。
コンクリート洗い分析試験	各骨材間でばらつきが目立つ。特に初めの区分に粗粒分が集中している。	初め、中間、終わりとも比較的バランスがとれていた。
ミキサーから排出された状態（トラック上での 3 山の目視観察）	初め 粗骨材の粗粒分がほとんど集中している感じで、裾部では材料の分離が見られる。 中間 ほとんど中間と終わりの見わけはつけにくいが、初めに比較して粗粒分が少なく、特に終わりの区分には砂が多い 終わり (モルタル分が多い)。	初め いすれもバランスがとれており、特に 3 山の区分はつけにくい。裾部にも材料の分離は見られない。 中間 終わり

* 初め……コンクリートの練り混ぜ終了後、初めに放出した全量の約 1/3 のコンクリート。

中間……同様にして中間に放出した残りのコンクリートの約 1/2 のコンクリート。

終わり……ミキサーに残っているコンクリートの放出（全量の約 1/3 のコンクリート）。

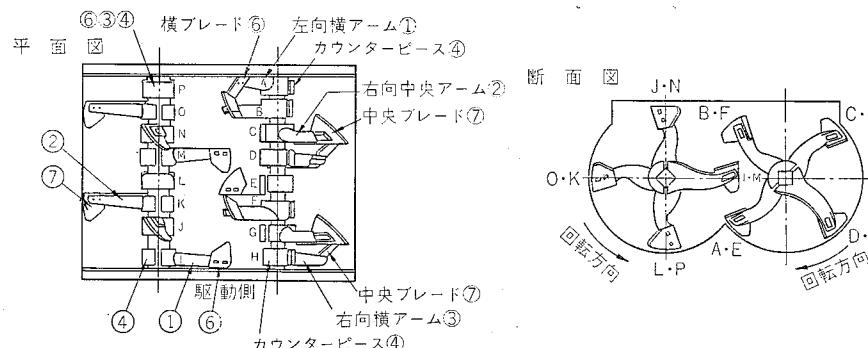


図 5.9 強制練りミキサー (1.5 m³) 構造図

(2) 振動目地切機

本機は、油圧ショベル 12-HT をベースマシンとし、振動目地切機のアタッチメントを装着し、ベースマシンの油圧源を利用した全油圧駆動により作動するものである。

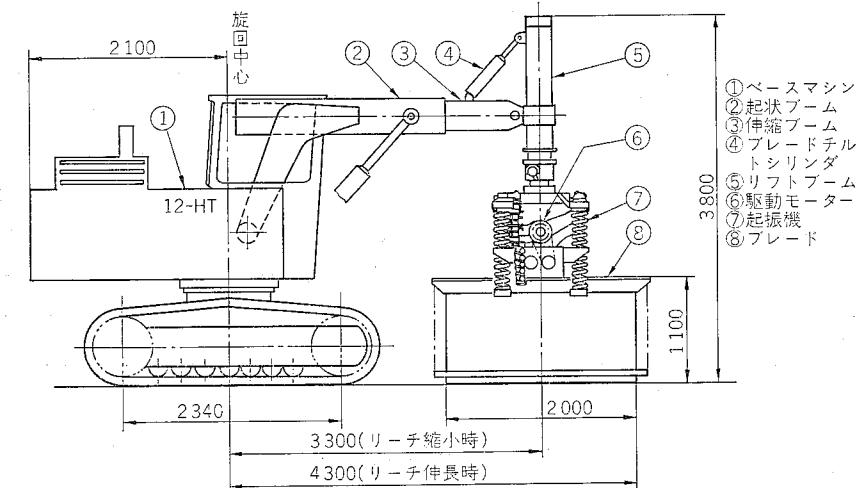


図 5.10 振動目地切機 (12-HCV-64)

表 5.6 振動目地切機仕様

振動目地切機	仕様
型 式	12-HVC-64
全 装 備 重 量	11 500 kg
振 動 数	1 800 rpm
最 大 切 断 深 さ	900 mm
ブレードの押込み力	3 000 kg
ブレードの大きさ	2 000×1 100×16 mm
走 行 速 度	0~0.2 km/h

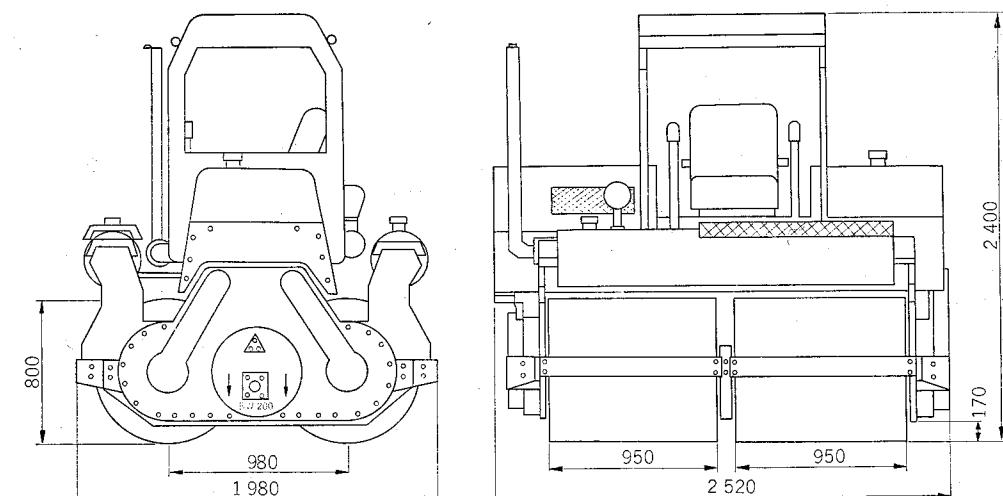


図 5.11 ボマーグ BW-200 振動ローラ

表 5.7 振動式ローラ主要諸元素

仕 様	内 容	仕 様	内 容
型 式	ボマーグ BW-200	登坂可能勾配	25°
主 要 尺 法 全 長	1 980 mm	全装備重量	8 000 kg
全 幅	2 520 mm	振動数	2 600 cpm
全 高	2 400 mm	起振力	32 000 kg
軸 距	980 mm	エンジン型式	ドイツ F4L-912 空冷 4サイクル
ロ 一 ラ 尺 法	800(外径)×950(幅) mm	総排気量	3 768 cc
走行速度	1速～3速	定格出力	56 PS/2 300 rpm
作 業 幅	2 000 mm		

表 5.8 主要使用機械一覽表

機械名称		数量	単位	使用期間	機械名称		数量	単位	使用期間
1	堤体工(ダム本体)				2	骨材製造・輸送設備			
バッチャープラント 90 m ³ /h	1	基	53. 7~55. 8		エアコンプレッサ 7.5 kW	4	台	53. 7~55. 7	
固定式ケーブルクレーン 13.5t	1	"	53. 7~55. 8		1次破碎設備	1	式	53. 7~55. 7	
コンクリート運搬台車 4.5 m ³	1	台	53. 8~55. 8		2次, 3次破碎設備	1	"	53. 7~55. 7	
コンクリートバケット 4.5 m ³	3	"	53. 8~55. 8		節分設備	1	"	53. 7~55. 7	
コンクリートバケット 1.5 m ³	6	"	53. 8~55. 8		製砂設備	1	"	53. 7~55. 7	
コンクリートホッパー 15 m ³	3	"	55. 9~55. 5		BP供給コンペア	1	"	53. 8~55. 8	
ダンプトラック 11t	3	"	53. 9~55. 5		調整ピン	1	"	53. 8~55. 8	
ブルドーザ(D53A)	1	"	53. 7~55. 8		水中ポンプ 揚程 φ200×40m	4	台	53. 7~55. 7	
振動目地切機 11t	2	"	53. 9~55. 4		タービンポンプ 揚程 φ150×75m	4	"	53. 7~55. 7	
振動ローラ(BW-200) 7t	2	"	53. 9~55. 4		ダンプトラック 11t	8	"	53. 8~55. 8	
パイプレータ HIB-130	8	"	53. 9~55. 8		トラクタショベル	1	"	53. 7~55. 7	
モータスイーパー T-92HD	1	"	54. 2~55. 5		トラクタショベル D75S	1	"	53. 7~55. 7	
スカリファイヤーB-48	4	"	53. 9~55. 8		ブルドーザ D85HR	2	"	53. 7~55. 8	
電動バキューム JE-54	4	"	53. 9~55. 8		クローラドリル	1	"	53. 7~55. 7	
タイヤショベル 510	1	"	53. 7~55. 8		3 潜水処理設備				
ホイルクレーン 2.9t	2	"	53. 9~55. 8		濁水送水ポンプ 揚程 φ200×125m	2	台	53. 7~55. 8	
簡易ケーブルクレーン 2t	2	基	53. 12~55. 8		濁水処理設備 200 T/H	1	式	53. 9~55. 8	
エアコンプレッサー 150 kW	1	台	53. 7~55. 8		4 電気設備				
エアコンプレッサー 37 kW	1	"	53. 7~55. 8		受変電設備 750 kVA×3台	1	式	53. 7~55. 8	
揚程 水中ポンプ φ150×15m	3	"	53. 7~55. 8		電気設備	1	"	53. 7~55. 8	
タービンポンプ 揚程 φ100×175m	3	"	53. 7~55. 8		熱明設備	1	"	53. 7~55. 8	

主ブーム（起伏でき、かつ伸縮可能）の先端にはテレスコープ型のリフトブームを装着し、ブレードを上下させ、押し込むようになっている。このブレード（幅 2 000mm×高さ 1 100mm×厚さ 16mm）の上部には油圧駆動の振動機を設け、ブレードに振動を与え、リフトブーム内の油圧シリンダの押込み力でコンクリート中にブレードを圧入する構造とした。

なお、現場の作業性を考え、ブレードは360度回転可能とし、垂直性の調整にチルトシリンダを設け、リフトブームは伸縮可能とした(図5.10,表5.6参照)。

(3) コンクリートの締固め

振動ローラの機種としては、汎用性があり他の機種に比較して非常にコンパクトで狭い場所においても作業性がよく、方向転換等のスペースが不用で、既に大川ダム上流仮締切りの試験施工で使用されその効果が認められているボマーグ BW-200 を使用した（図 5.11、表 5.7 参照）。

以上、RCD 工法に関する主要な施工機械の能力等について記述したが、これらの主要機械とともに、従来のダムコンクリート打設にも適し、RCD 工法にも併用される汎用機械を表 5.8 に示すように配置した。

5.3 RCD 工法によるコンクリートの打設

5.3.1 ヨンクリートの練混ぜ

(1) 材料の投入順序

ミキサーは前述したように2軸式強制練りミキリー(1.5 m³×2台)を使用し、4.5 m³バケットを使用するため1台は1回練り、他の1台は2回練りで実施した。材料の投入及び練混ぜに要する時間は、表5.9のとおりである。

(2) 計量記録

コンクリートの練混ぜにおいて記録すべき項目は下記のとおりとした。

表 5.9 練混ぜサイクルタイム (1 バッチ 1.5 m³)

表 5.10 消耗品損耗量（コンクリート練り上がり量にて表示）

名 称	Max 80 mm の場合	備 考	名 称	Max 80 mm の場合	備 考
	Max 40 mm の場合			Max 40 mm の場合	
側面ライナ	10 000~12 000 m ³	1/4	ゲートライナ	8 500~10 000 m ³	1/10
	50 000 m ³			100 000 m ³	
タイル	9 000~10 000 m ³	下部 2 列のみ交換	ダストカバー	100 000 m ³	
	60 000 m ³	1/6		50 000 m ³	
上部ライナ	100 000 m ³		リングライナ	100 000 m ³	
	100 000 m ³			50 000 m ³	
ゲートシール板	100 000 m ³		ブレード	9 000~10 000 m ³	2 500~3 000 m ³ ごとに調整
	150 000 m ³			50 000 m ³	1/5
側面ゲートライナ	9 000~10 000 m ³	1/8	摩耗防止板	9 000~10 000 m ³	1/5
	80 000 m ³			50 000 m ³	

混合月日、時間、バッチ番号、配合種別、大砂利、中砂利、小砂利、砂、セメント、水、混和剤（含空気連行剤）、水分率

(3) 含水管理の自動化

RCD 工法によるコンクリートは単位水量 100 kg/m³ 程度の超硬練りコンクリートであるので、含水管理が極めて重要なポイントとなる。そのため本ダムでは特殊な高周波による静電容量水分計を計量ビンの中にセットし、連続的に各バッチごとに含水率を測定し、直ちに自動的に計量補正を行うシステムとした。

(4) 強制練りミキサーの部品消耗

ダム用コンクリートプラントとして初めて強制練りミキサーを採用した結果、コンクリートの品質は良好であったが次のような問題を提示した。

- ① コンクリート練り混ぜに際し、ブレードとゲートライナの間隙が約 60 mm であるため、骨材が周速運動を起こすので特にゲートライナの摩耗が G_{\max} 40 mm の骨材を使用した場合に比較して早い。
- ② アームのリブを練混ぜ量 15 000~20 000 m³ ごとに肉盛りする必要がある。
- ③ タイルとブレードの間隙調整を練混ぜ量 2 500~3 000 m³ ごとに行う必要がある。

強制練りミキサーの消耗品の実績調査結果は表 5.10 のとおりであった。

5.3.2 コンクリートの運搬及び荷卸し

RCD 工法によるコンクリートは超硬練りで単位セメント量が少ないため、材料分離が起きやすい。島地川ダムにおいては、2軸の強制練りミキサーを使用したため、極めて均質なコンクリートの製造に成功したが、ダム現場への搬入施設が固定ケーブルクレーンであり、移動式ホッパーに仮受けされダンプトラックで打込み地点に運搬される。これらの作業による材料分離が最大

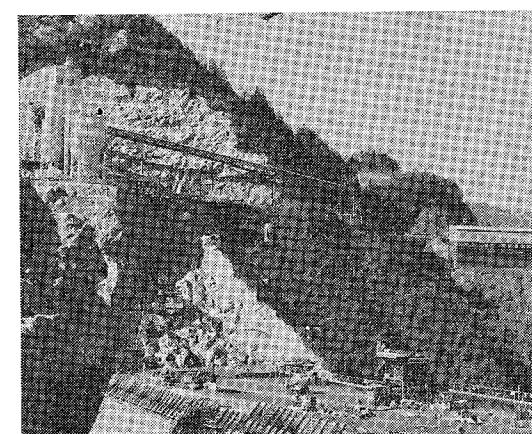


図 5.12 固定式ケーブルクレーン (13.5t)

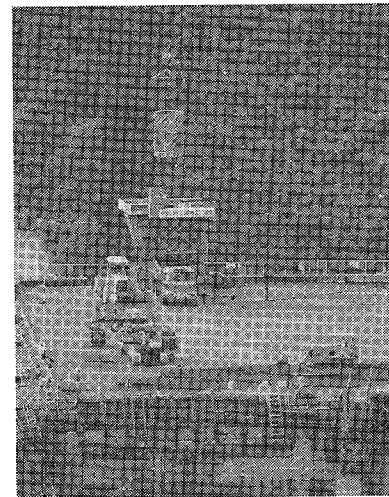


図 5.13 移動式ホッパーによる仮受け

の問題であり、材料分離を少しでも解消するため各設備の排出落下高さをぎりぎりに短く押えた。特に移動式ホッパーはコンクリートがすべりやすく 2 口に分けて同時に排出される構造としてダンプトラックに積んだ荷姿はできるだけ後荷で 2 山積みとした。敷均し場所にダンピングする場合は材量分離を少なくするため 2 山積荷を 1 山ごとに前に卸した山のり面に半分程度ラップするようできるだけダンプトラックのボデーを押し付けて転び落ちる長さを短くなるように誘導員を付けてダンピング（ラップダンピング方法）するように努力した。

ダンプトラック走行路には次のような理由によりシートを設置した。

- ① 水平打継面上を直接ダンプトラックが走行するとコンクリートの骨材がはく離する。
- ② モルタル等による汚れを最小限にする。
- ③ ダンプトラックの走行路を決めることにより作業の安全度を高める。

5.3.3 1 リフトの厚さ（打設リフト高さ）

島地川ダムでは、当初 35 cm の層を追跡 2 層で締め固めてゆくことを考えていたが、本体打設に先立って行った施工試験の結果、追跡 2 層の締め方法では、上層と下層に大きい強度差のあること、上層下部に空隙が発生することがあり、このような場合には必要強度の確保が困難であることなどの理由からこの方法を断念し、薄層敷均しによる全層同時転圧方式を採用した。この結果、ダム本体下部にあっては、当初計画の 1 リフト 70 cm (35 cm × 2 層) を 50 cm 厚で施工することとした。

なお、1 リフト 50 cm で施工する範囲を堤体下部 20 m と計画していたが、夏期コンクリートにおける温度応力を検討した結果、夏期打設（7 月～9 月）中も 1 リフト 50 cm で施工することとしたため 1 リフト 50 cm 施工範囲は堤体下部 40 m となった。それ以外の上部については、並行してテストピット等で種々施工試験をした結果、1 リフト 70 cm でも 1 リフト 50 cm

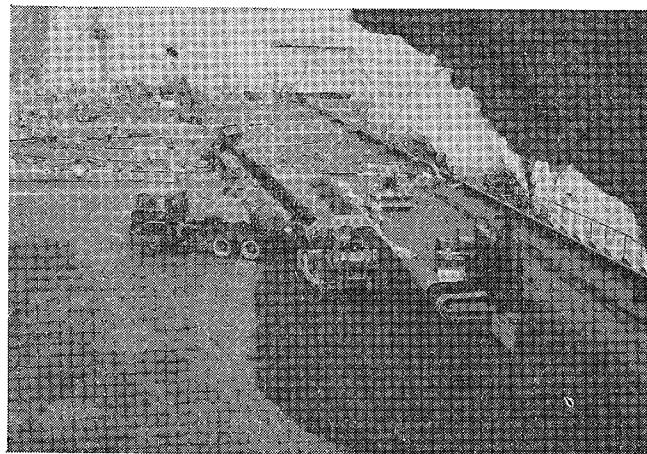


図 5.14 RCD 工法によるコンクリート打設状況

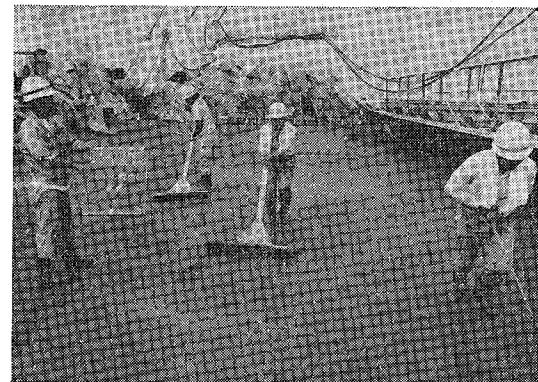


図 5.15 モルタル敷均し状況

と変わらない強度の得られることが確かめられたため、1リフト 70 cm でコンクリート打設を実施した。

5.3.4 モルタルの敷均し

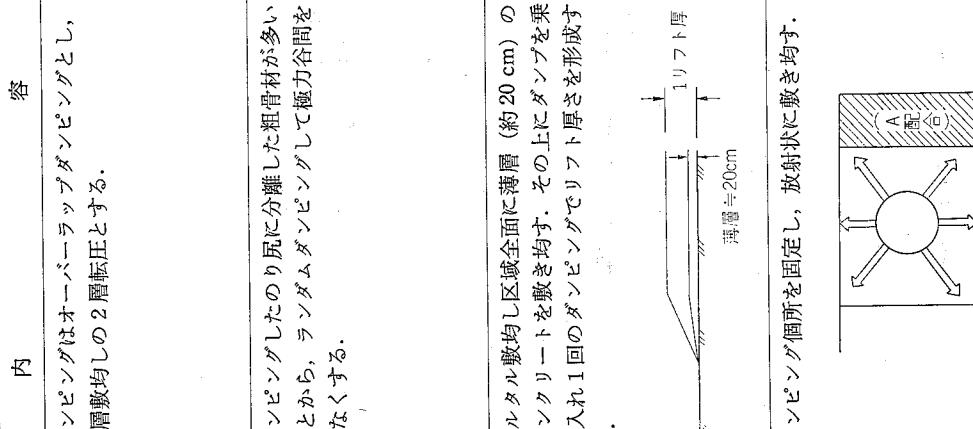
コンクリート打設前にコンクリートを打設する範囲（1ゾーンの大きさはコンクリート打設2時間を標準とした）に、コンクリート水平打継面 1.5 cm、岩盤部 2.0 cm のモルタルを人力により均一に敷き均した。

モルタル敷均し後ダンプトラック走行により、モルタル厚の確保が問題となったが、これらに対し次のような対策を実施した。

- ① 走行頻度の多い場所は最後になるように施工した。
- ② モルタル散布面への通過頻度が少くなるように移動式ホッパーを設置した。
- ③ モルタル散布面へコンクリートを敷き均し、ダンプトラックは極力その上を走行した。
- ④ ダンプトラック通過後は再度人力により敷均しを行った。

表 5.11 コンクリート敷均し方法の検討

敷均し方法	内 容	所	短 所
① 追跡2層方式	ダンピングはオーバーラッパダンピングとし、2層敷均しの2層転圧とする。	① 薄層敷均しに比較してブルワークが少なくなくてすむ。 ② 早期転圧（締固め）ができる。	① 上下層の強度差が大きい。 ② 2層目のインスター・バルが長くなる。 ③ 現場での作業が非常に複雑となる。 ④ 施工ジョイントのインター・バルが長くなる。 ⑤ 斜面部の転圧が困難となる。
② ランダムダンピング方式	ダンピングしたのり尻に分離した粗骨材が多いことから、ランダムダンピングして極力谷間を少なくする。	① ブルワークが少なくてすむ。 ② 施工ゾーンの端部より仕上げられ転圧作業の能率がよい。 ③ 早く規定のリフト厚となる。	① ポーラスな個所は運航しないが、数多く点在する。 ② ランダムといえどもダンピング状況は同一パターンとなる。 ③ 骨材分離を起こした個所の作業が困難である。 ④ モルタル散布面の保持が困難である。
③ 全面薄層ベース敷均し方式	モルタル敷均し区域全面に薄層（約20 cm）のコンクリートを敷き均す。その上にダンプを乗り入れ1回のダンピングでリフト厚さを形成する。	① 敷均し回数が2回と少ないため施工性がよい。 ② ある程度広範囲に施工できる。 ③ モルタル面への接着は非常によい。	① 薄層敷均しのベース部には骨材分離はないものの、2層目には骨材分離が見受けられる。 ② トラブル時の対応が複雑となる。 ③ 1層目の敷均しコンクリートの表面乾燥が大きくなる。
④ 1点集中ダンピング敷均し方式	ダンピング個所を固定し、放射状に敷き均す。	① ダンピング個所が固定される有利さ。 ② モルタル散布面の保持はよい。	① 設計厚さに敷均すのにかなり長時間必要となる。 ② ブルドーザーの作業範囲が非常に広くなり、安全面でかなり危険となる。 ③ 広範囲に敷き均すため、コンクリートの表面乾燥が大きくなる。 ④ ブルワークによる骨材の破碎が大きくなる。



敷均し方	内 容	長 所	短 所
⑤ バケット直受けペイローダー運搬方式	骨材の分離回数を少なくするもので、バケットから放出したコンクリートをペイローダーで運搬し設計厚に敷き均す。	① 直受けすることで骨材の分離回数が1回減となる。 ② 所定の場所に必要量のコンクリートが運搬される。 ③ プルワーカの作業が少なくてすむ。	① 作業能率が低下する。 ② モルタル敷均し面の走行が多くなる。 ③ 直受けする水平打離面がペイローダーのバケットで傷みやすい。 ④ 固定ケーブルのため直受けする場所は固定されているため異種コンクリートの強入が大となる。 ⑤ 骨材の小分離が点在する。
⑥ 剣先型敷均し方式	ダンピングされたコンクリートを剣先状に厚さ約20 cm程度、勾配約1:8程度に端部を仕上げる。なお、敷均しは放射状を行う。	① ダンピングしたコンクリートを完全に移動させるように敷き均せば骨材分離は少ない。 ② コンクリートの仕上げ面が端部より遠次できあがるので作業の手順はよい。	① 熟練されても、端部を剣先状に仕上げることは非常に困難である。 ② プルワーカ作業が複雑となる。
⑦ 3層薄層敷均し方法	全面薄層ベース敷均し方法とよく似ているが1リフトの仕上げ厚さを3層～4層に全層薄層(15～20 cm)で敷き均す。	① 骨材の分離が非常に少ない。 ② プルワーカによる転圧効果が大きい。 ③ モルタル散布面保持が非常によい。 ④ 水平打離面への接着が非常によい。 ⑤ コンクリート強度のばらつきが少ない。 ⑥ 打止め型枠付近の転圧作業が容易であり確実である。	① トラブル時の対応が困難である(コードジョイント大)。 ② 全厚1層敷均しに対しコンクリートの乾燥は大である。 ③ プルワーカが大であるため危険性は大となる。 ④ 施工管理は複雑となる。

5.3.5 コンクリートの敷均し

ダンピング方法は、施工試験の結果に基づいて最も骨材の分離の少ないと思われるラップダンピング方法を採用した。この方法は、施工試験時の敷均し条数は1条程度の限られた範囲での試験であったので良好な結果が得られたが、実施工では広いスペース(縦断方向)で施工するため敷均し条数が多くなるので各条間にできる谷間(横断方向)の骨材分離が問題となり表5.11に示す7種類の敷均し方法を試験的に実施した(図5.16～5.18参照)。

これらの比較検討を行った結果、1リフト50 cmの場合は3層薄層敷均し方式(1リフト70

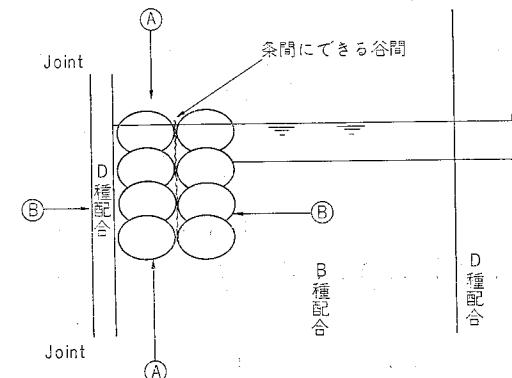


図 5.16 コンクリート敷均し平面図

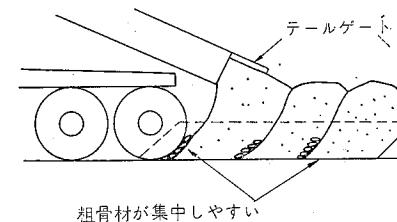


図 5.17 ④-⑤断面

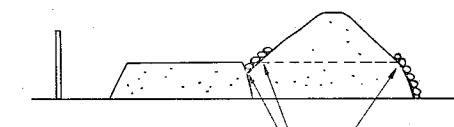


図 5.18 ⑧-⑨断面

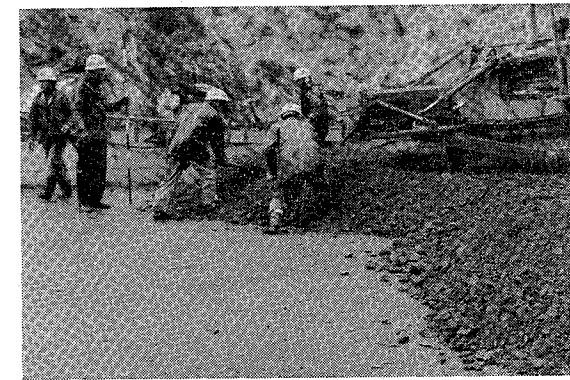


図 5.19 コンクリートの敷均し状況

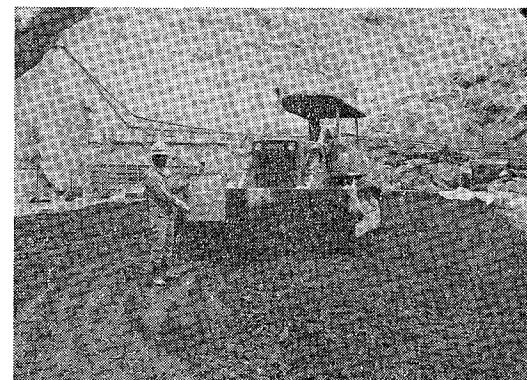


図 5.20 ブルドーザによる薄層敷均し

cm の場合は、4 層薄層敷均し) がコンクリートの粗骨材分離の解消及び施工性等も非常にすぐれていることが判明した。

薄層敷均し (1 リフト 50 cm) の敷均し方法を具体的に記述すれば、次のとおりである。敷均し厚さは、1 層目 $t=16 \text{ cm}$, 2 層目 $t=18 \text{ cm}$, 3 層目 $t=20 \text{ cm}$ とし、1 リフト = 5^0 cm の設計厚に対し、約 10% の沈下量を見込んで総厚 54 cm とした。まず 1 層目の施工は、施工ゾーンにモルタル $t=1.5 \text{ cm}$ を敷き均してダンプトラックによるダンピングは、上・下流方向に直角配置とし、ダンピングされたコンクリートは、ブルドーザ (12 t) により施工ゾーン全面に厚さ 16 cm を目標に、不陸のないよう敷き均すとともに異種コンクリートの混入及び異種コンクリートの表面をこねまわさないよう十分注意した。

ブルドーザの初期転圧効果も期待できるので、ダンプトラックの進入を妨げることのないよう敷均し後も常に稼働し、敷均し中の転圧効果も期待する。これらの作業を随時繰り返しながら 1 層 16 cm を敷き均す。

2 層目は、敷均し厚さ 18 cm を目標に、1 層目と同様な作業を繰り返し 2 層 18 cm を敷き均す。

3 層目も敷均し厚さ 20 cm、総厚 54 cm を目標に、1 層目、2 層目と同様な作業を繰り返し不陸のないよう十分注意しながら敷均しを完了させるものである。

これら敷均しの施工管理器具として、レーザーレベルを使用することによって施工管理の省力化を図った。

以上、薄層敷均しは、コンクリートの運搬荷受途中及びダンピング時に生じた骨材分離を、作業最終段階でブルドーザの排土板を最大限に利用した現場での再混合の意味からも非常に有効であった。

なお、水平打継面に散布されたモルタルは、敷き均しされたコンクリートの中に食い込み、振動ローラによる転圧によって相当の高さまで上部コンクリートに浸透することが確かめられた。これにより超硬練りで、単位セメント量の少ないために生じる材料分離をカバーするのに非常に有効であった。

5.3.6 打込み間隔

表面の熱放散、下部コンクリートへの振動圧力の影響、型枠組立上の強度等を考慮して、打込み時間間隔は通常部は原則として 24 時間以上、河床着岩部 1 リフト 75 cm の場合は 120 時間以上とした。また夏期は練上がり温度が高いため 7 ~ 9 月の打込みは夜間のみに限定し、この場合は 72 時間以上経過後に次のリフトを打設した。この仕様では晚秋から冬期にかけ薄層敷均し方式による施工のため、型枠の解体組立時にコンクリート強度が不足するため、水平面は電熱シート、立上がり部は電熱シート及び投光器で保温養生し、打設計画に合わせて打設を進捗させるための努力を行った。

5.3.7 コンクリートの締固め

RCD 工法によるコンクリートの締固めは振動ローラ (BW-200) により薄層敷均し、全層同

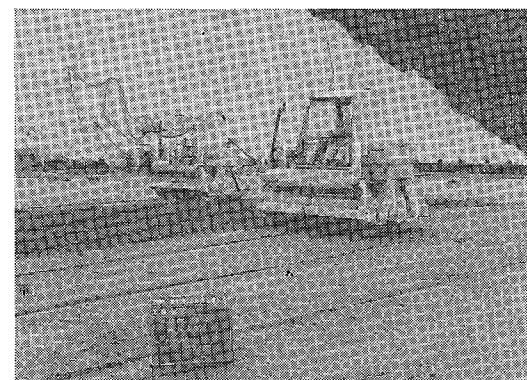


図 5.21 ボーマー (BW-200) による転圧状況

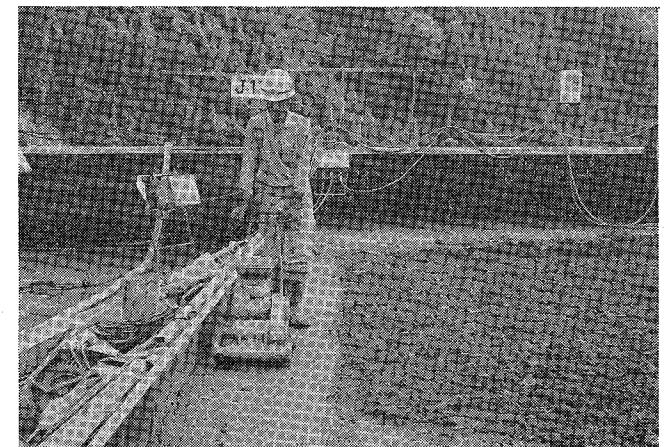


図 5.22 ビブロプレートによる転圧状況

時転圧を実施した。

ボマーグBW-200、走行速度1km/hで転圧幅(ローラ幅2.0m)は0.5m重複させ、有効幅1.50mで1リフト50cmの場合には無振動2回、振動9回、計11回とし、1リフト70cmの場合には、無振動2回、振動13回、計15回で転圧することとした。

なお、コンクリート表面を振動ローラが通過するとき、規定回数の半分程度から「はねかえり現象」が見られ、ローラの前進側は沈下がはなはだしく、後輪の通過後隆起し、コンクリート表面にクラックの発生が見られた。このために締固めの後に無振動で2回程度の転圧を行うこととした。

打止め型枠側の転圧は、ボマーグBW-200で型枠より70~100cmまで近接して締め固めるが、これ以上の接近は難しいのでビブロプレートを使用し、3~4層に分け転圧を行った。

5.3.8 異種配合部の打設

(1) 概要

上・下流面及び岩着部ならびに構造物周辺は、プラスチックな富配合コンクリートを使用しており、これらのコンクリートを除く堤体積の約5割の内部コンクリートに超硬練りのRCD用コンクリートを使用している。したがってプラスチックなコンクリートと超硬練りコンクリートの接合部(境界部)の締固め方法が心配されていたが、超硬練りコンクリートを締め固める振動エネルギーは強烈であり、隣接するプラスチックコンクリートにも相当の締固め効果が認められ、境界部のコンクリートが比較的ワーカブルとなって棒状バイブレータの使用が可能となり、異種

配合との接合状況は、ボーリングコアによる検証の結果、完全な接合体となっていた。なお、図5.23に本体コンクリート配合区分図を示す。

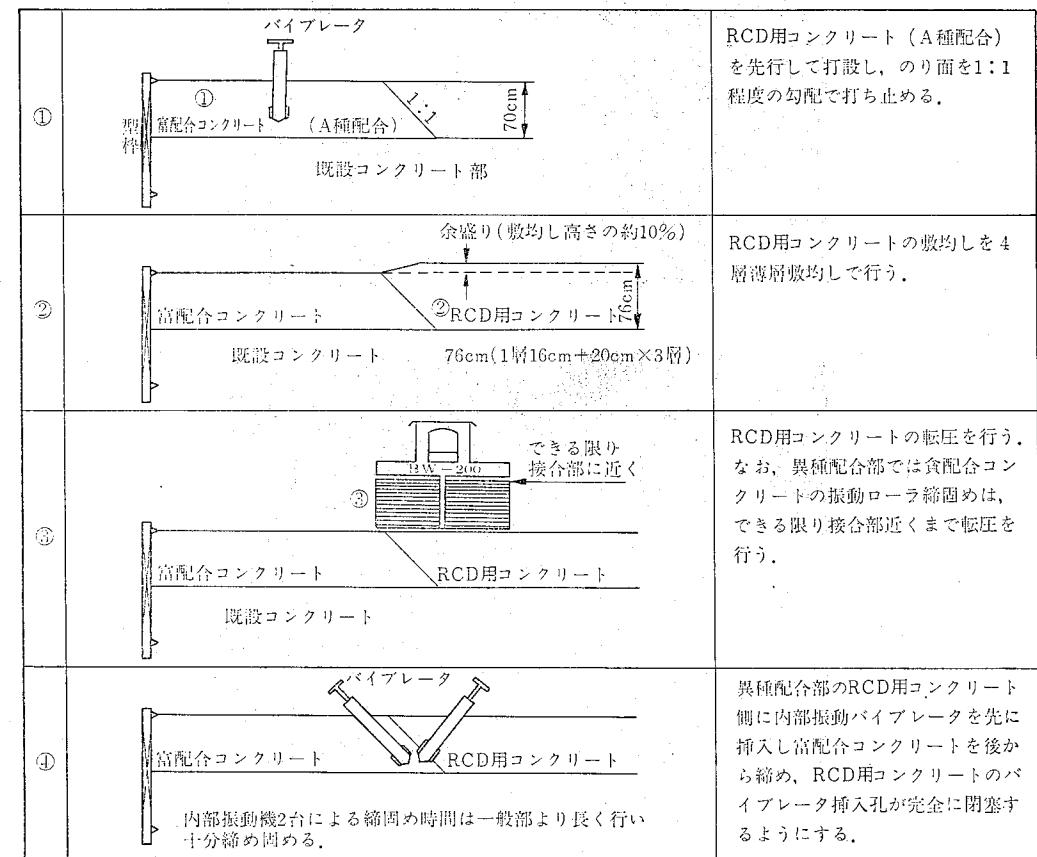


図 5.24 異種配合部の施工要領 (1リフト70cm)

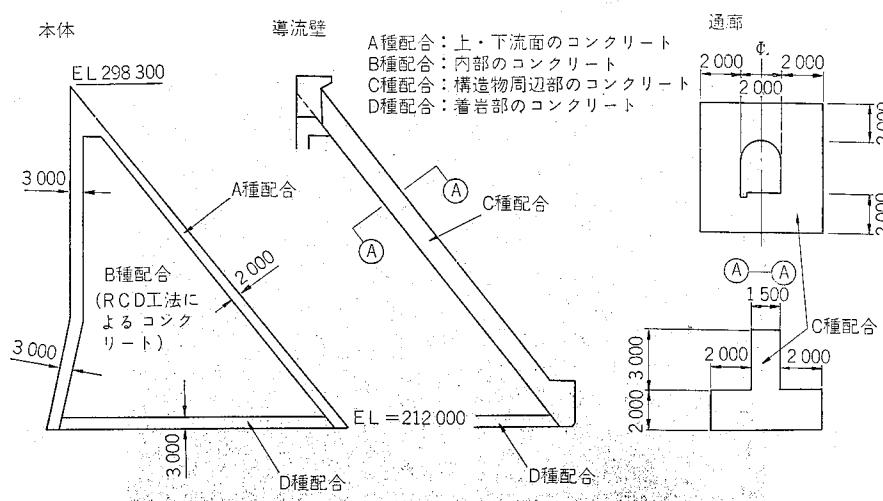


図 5.23 本体コンクリート配合区分図

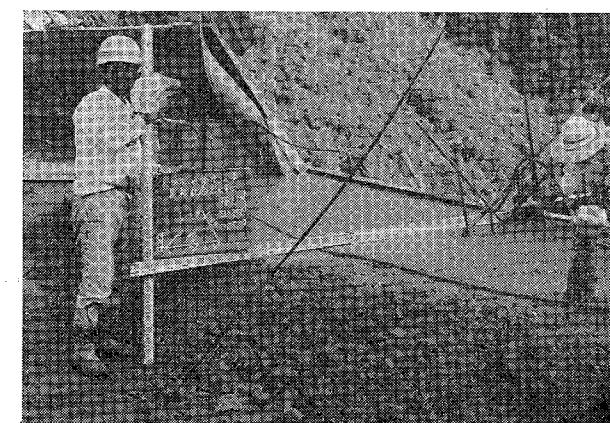


図 5.25 異種配合部状況

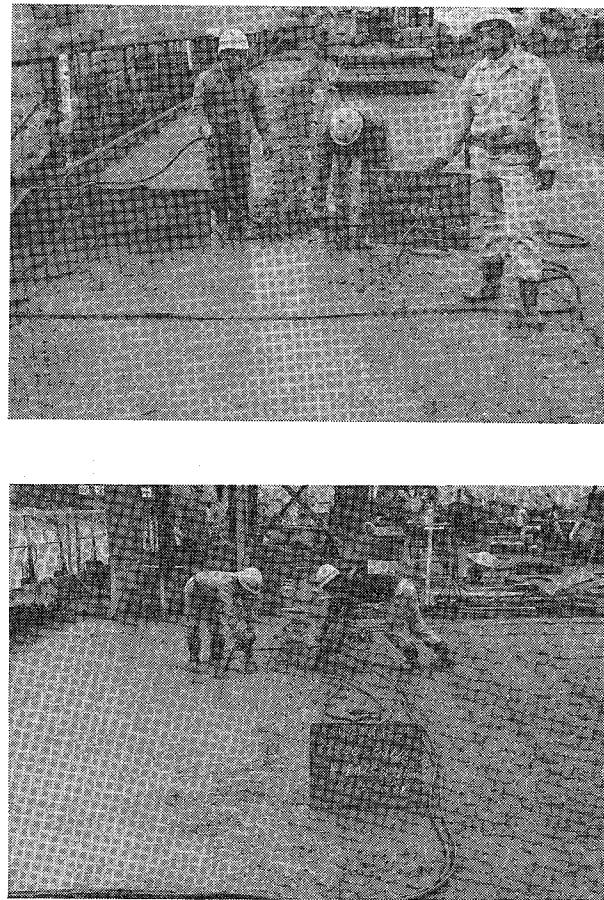


図 5.26 内部振動機による施工状況

(2) 異種配合部の締固め

富配合コンクリートと RCD 用コンクリート（B 種配合）の接合部の施工方法は 図 5.24 に示すような要領で実施した。

5.3.9 コールドジョイントの処理

降雨その他不時の場合でコンクリート打設を中止した場合は、コンクリートを敷き均した所まで振動ローラで締め固め、端部ののり面は勾配 30° 程度に仕上げビブロプレート転圧及びスコップで叩きつけ、モルタル分が洗われるのを防ぐためシートをかけて作業を中止した。これを再開するときは締固めの不十分なり先を高さ 25~30 cm 程度スコップ等で除去し、モルタルを敷き D 種コンクリートを幅 1.0 m 程度打設し、B 種コンクリートを打設することとした。

表 5.12 コンクリートの打設に伴う本体の分割経過

No.	施工期間	標高(リフト)	分割数	構造物の有無	分割理由	1 分割あたり平均打設量
1	S53.10/10 54.2/1	EL 214.25 ~ 223.50	2 分割	低水位取水設備放流管	1 リフトの打設量が大きいため 2 分割とした。	803 m³
2	2/3~2/26	EL 223.50 ~ 226.00	3 分割	通廊、低水位取水設備副ゲート室	通廊（クロス）が、コンクリート運搬に支障となるため 3 分割とした。	628 m³
3	2/28~5/8	EL 226.00 ~ 236.00	2 分割	通廊	1 リフトの打設量が大きいため 2 分割とした。	989 m³
4	5/10~12/20	EL 236.00 ~ 266.80	3 分割	通廊、選択取水設備副ゲート室、量水塔、プラムライク、エレベーター	2 分割での打設量が大きくなつたことと夏季期打設制限（夜間のみ打設）のため 3 分割とした。	788 m³ ※ 999 m³
5	12/23~12/25	EL 266.80 ~ 267.50	全面レヤ	通廊、量水塔、プラムライク、エレベーター	左岸より打設開始し、全面レヤ打設を行う。	※ 2,844 m³
6	55.1/8~1/22	EL 267.50 ~ 269.60	2 分割	"	3 分割での打設量が少なくなったので 2 分割とした。	※ 1,192 m³
7	1/24~4/2	EL 269.60 ~ 280.80	4 分割	通廊、量水塔、プラムライク、常用洪水吐、エレベーター	昼間のみしか打設ができなくなり、2 分割での打設量が大きいため 4 分割とした。	※ 636 m³
8	4/8~4/9	EL 280.80 ~ 281.50	全面レヤ	"	右岸より打設開始し、全面レヤ打設を行う。	※ 2,050 m³
9	4/14~4/28	EL 281.50 ~ 284.30	3 分割	"	4 分割で打設していたが、さらに打設量が少なくなつたので 3 分割とした。	※ 579 m³

注) ※は 1 リフトで 70 cm 施工。

5.3.10 打設方法

(1) 概要

本ダムでは、プラントの練混ぜ能力等を考慮して堤体打設面を2~4分割とした比較的広範囲なレヤ打設を行ったが、従来の横型枠の建込みが不要で、コンクリート打設面全体の見通しもよく安全性にもすぐれしており、リフト厚を大きくすることが可能になれば確実に施工の急速化も実現できるものと思われる。ただし、構造物周辺等、RCD用コンクリート以外のコンクリートの練混ぜ作業が、打設能率を低下させており、ダム構造そのものを広範囲で能率的な機械施工のできる形状及び設計にすることにより、さらにRCD工法のメリットが増加するものと考えられる。

(2) 打設方法の経緯

コンクリート打設方法に伴う本体の分割経過は表5.12に示すとおりである。

5.3.11 河床部のコンクリート打設

(1) 概要

従来の可動式ケーブルクレーンであれば、河床部のコンクリート打設は問題ないが、島地川ダムでのコンクリート運搬設備は固定ケーブルクレーンとダンプトラックとの組合せであるため、着岩部においてもダンプトラックの走行等のダム軸に直角方向の運搬が必要であるので、種種検討の結果、仮桟橋を設置して、その上をダンプトラックの走行することにより運搬した。

岩着部コンクリート(D種配合)は、下層より1リフト約90cm、2~4リフト70cmでEL=215.00まで打設した。

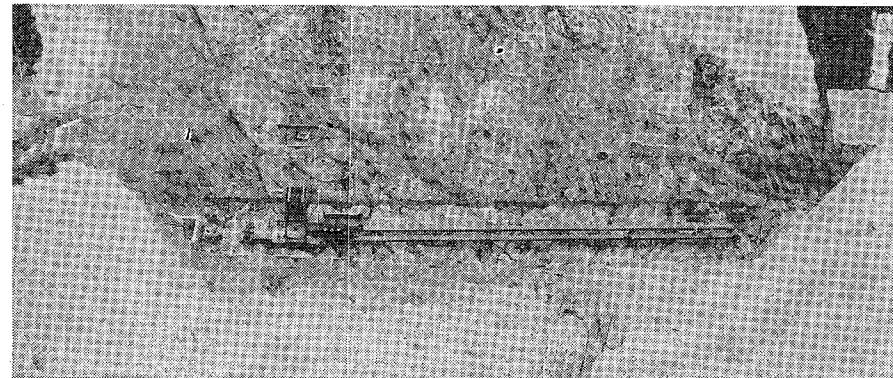


図 5.28 河床部コンクリート打設状況

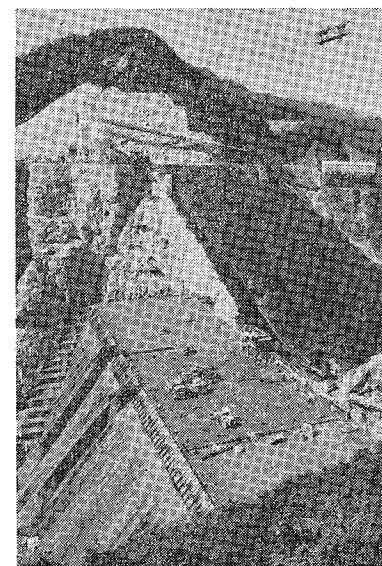


図 5.27 広範囲なレヤ方法による施工状況

1リフトのコンクリート打設は岩盤が凸凹のため1層厚を30~50cmで打設し、2層目で正規の厚さとした。

(2) 施工方法

鋼製桟橋上をダンプトラックで小運搬したコンクリートをダンピングし、1層約40~45cm

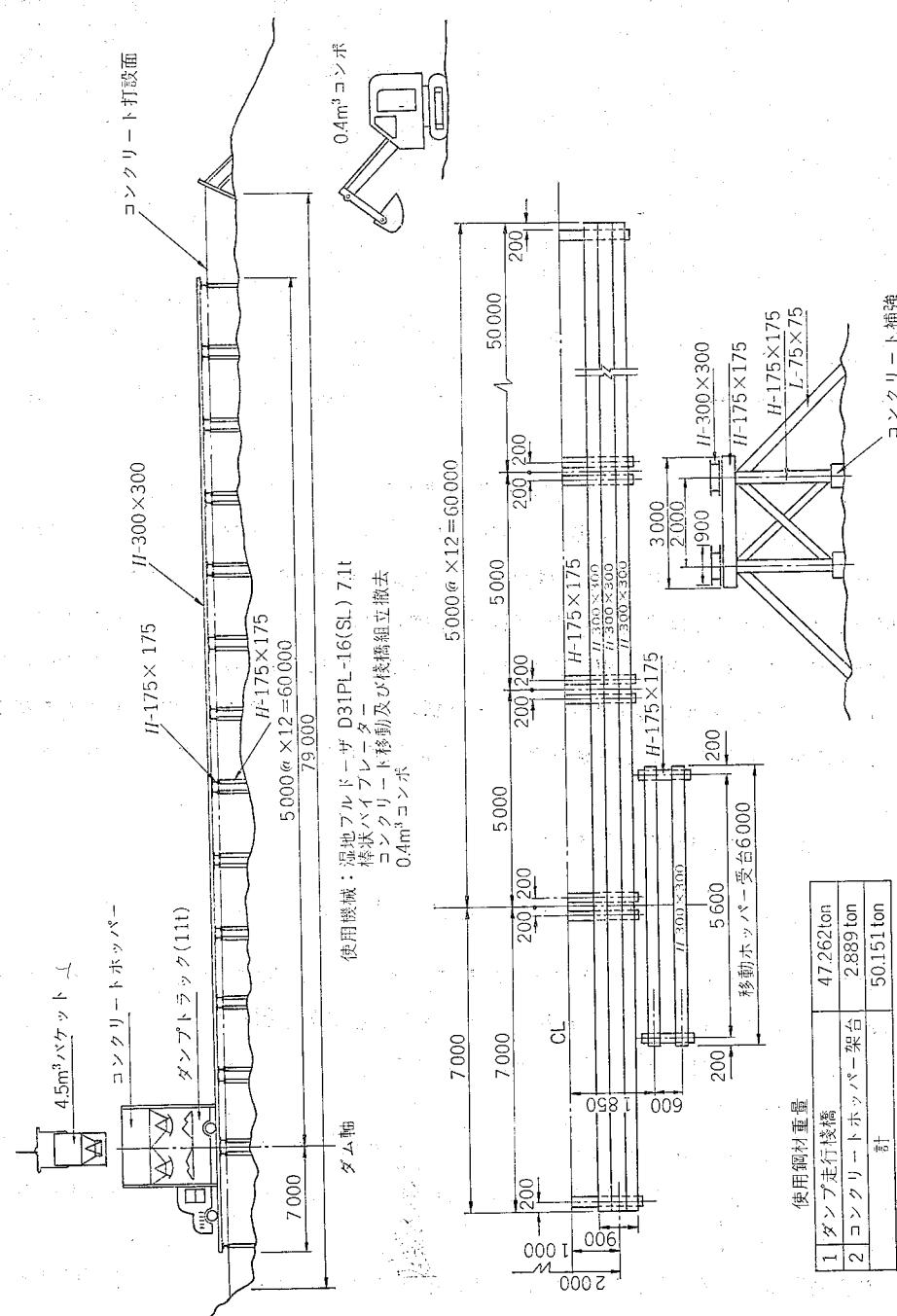


図 5.29 河床着岩部打設模式図

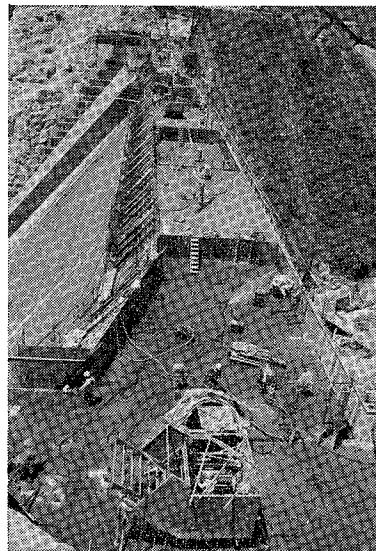


図 5.30 埋殺し型枠による打設

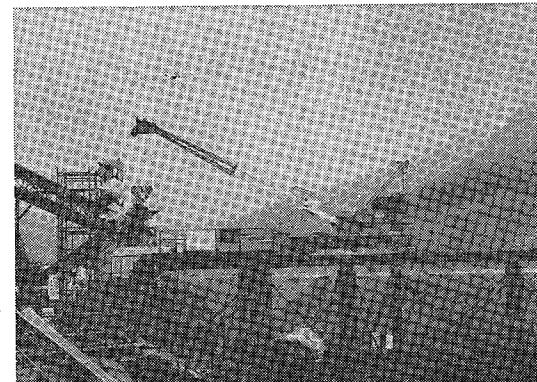


図 5.31 補助クレーン（右岸側）による打設

に敷き均し、棒状バイプレーターで締固め桟橋下流部を完了させた。1層目の40~45cmのコンクリートは湿地ブルドーザーで巻き出し、棒状バイプレーターによる締固めを行い、2層目はダンプされたコンクリートを型枠ぎわまで押し出し、所定の高さに敷き均し、棒状バイプレーターにより締め固め、施工順序は端部より中央側に仕上げられた。下流より1スパンが仕上がったときに桁の取り外しを行い順次上流側に仕上げる。桁の撤去は0.4m³ ユンボにより左岸側桁枠外(10プロック)に置き、右岸桁も左側に引き寄せ同様にして左岸に置く。鋼製脚部は桁を撤去した後に0.4m³ ユンボにより引き抜き左岸プロックに仮置した。その後棒状バイプレーターで締め固めた。

なお、図5.29に打設模式図を示す。

5.3.12 頂部コンクリート打設 (EL=284.30~EL=301.0 A種コンクリート)

当初の打設計画では型枠をスライドさせて打設するブロック打設を考えていたが、下部をRCD工法により広範囲なレヤ方式で打設してきたこと及び堤体下部を50cmリフトで打設した関係で、工程が約2ヶ月遅れたことから頂部での打設もレヤ打設とし横断型枠を埋殺しにして1リフトを連続して打設する方法とした。

打設面での運搬はバックホウで簡単に行つたが、左・右岸の着岩部ではバックホウで運搬できないためドーザーショベル(ホイル型)で行ったが、スペースが十分にとれず打設作業は非常に手間がかかった。

なお、右岸側には新しく頂部通廊を計画したため固定ケーブルクレーンでは直接打設できないため補助クレーンにより打設した。

5.4 型 枠

5.4.1 本体型枠

(1) 概 要

ダム本体のスライド型枠の構造はキャンチレバー方式とし、アンカーボルトは、スライド作業に時間的余裕が少ないのでコンクリートの強度等を考慮し、図5.32のように2リフトを通して埋め込む長さとした。アンカーボルトの径はφ22で長さは上流側及び導流壁のものはl=1220mm、下流側のものはl=1070mmとした。型枠のスライドは2リフトに1回ごと(1リフト=70cmの場合)に行いドリームクレーン(2.9tづり)を使用した。

<RCD工法と型枠>

利点としてジョイント型枠と前面または背面型枠等の交点がないので立ち上がり途中の修正が簡単である。

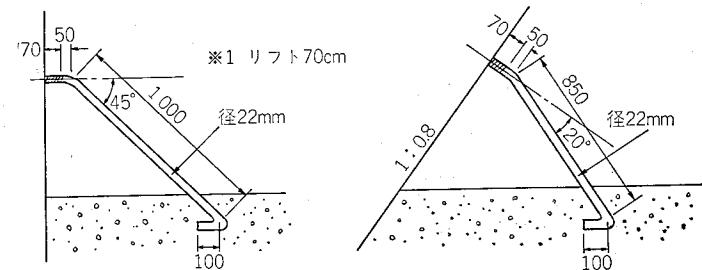


図 5.32 上・下面スライド型枠アンカーボルト詳細図

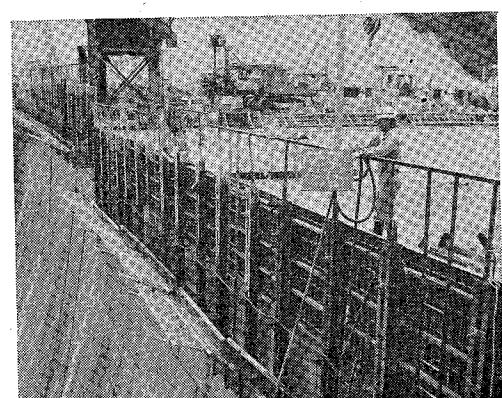


図 5.33 上流面型枠

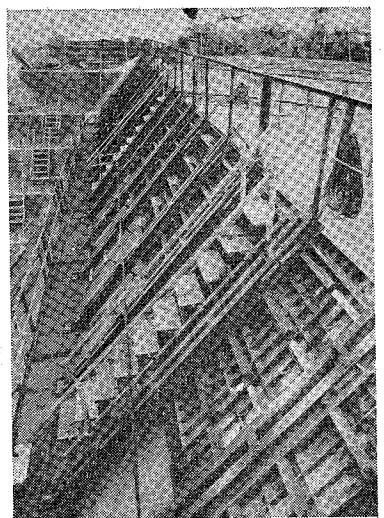


図 5.34 下流面型枠



図 5.35 型枠スライド状況（上流面）

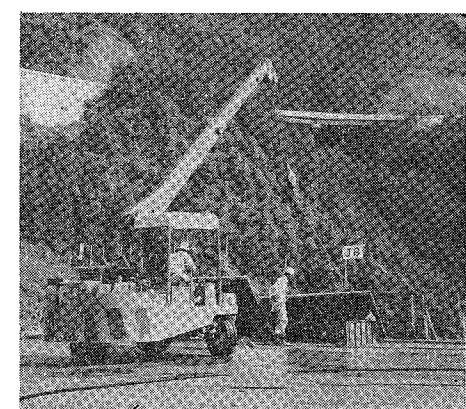


図 5.36 下流面

・スクリュージャッキの支圧板を大きくしないと材令が若いコンクリートに対して反力がとれない。

(2) スライド時期

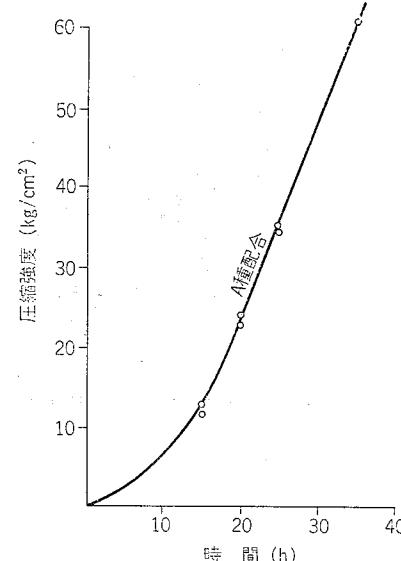
型枠の解体、スライド時期に当たってはコンクリートの初期硬化に悪影響を与えるので、その時期、方法等については、十分注意して施工に当たりコンクリートに害を与えない方法とした。

テストピースを作成し現地養生の後、圧縮強度試験結果を参考にし、一般部においては、圧縮強度が 35 kg/cm^2 以上となってかつコンクリートに荷重を掛けないような方法により解体し、スライドを行った。なお図 5.37 に圧縮強度試験結果を示す。

型枠の解体、スライド方法は、本体においてはドリームクレーンを用いた。木製型枠（岩着部、フィレット部）においては人力により解体、スライドを行った。ドリームクレーンによる方法では、過度の荷重を掛けないように慎重に運転を行うこととした。

(3) スライド計画

上・下流面の型枠のスライドは表 5.13, 5.14 に示すような計画で実施した。



注) A種配合の現場放置による短期材令の圧縮強度である。
なお、試験期間中の平均気温は23.3度であった。

図 5.37 A種配合の現場放置での圧縮強度

表 5.13 4分割スライド計画（冬期）

曜日 位 置	月	火	水	木	金	土	日
本 体	4・5・6BL	打設		スライド		打設	
	7・8・9BL			打設		スライド	休
	10・11・12BL		スライド		打設		日
	13・14・15BL		打設		スライド		打設

約48時間

表 5.14 3分割スライド計画（夏期）

曜日 位 置	月	火	水	木	金	土	日
本 体	6・7・8 BL			打設	スライド		
	9・10BL	打設	スライド		打設	スライド	
	11・12BL		打設	スライド			打設

約40時間

5.4.2 打止め型枠

(1) 概要

1リフトのコンクリート打設はコンクリート混合設備等の関連でリフト内に打継目を設ける必要がある。

当初重機械の走行に支障を起こすことのないよう图 5.38 のように約2割の勾配を付け打ち止めるよう考えていたが、のり尻コンクリートの処理、また、のり面転圧の困難さから图 5.39 のようなジョイント（15mごとの横継目位置）に打止め型枠を設置して打設することとした。

(2) 脱型

3～4分割して1日1分割を打設すると、上下流面の型枠については時間的余裕があり問題ないが、打止め型枠は解体まで余裕がない所が生じるので最善の養生及び保護を行い、脱型までの時間を長く保つため、型枠を全部外さず施工に支障のない所のみ外し、打設が進行するに伴い脱

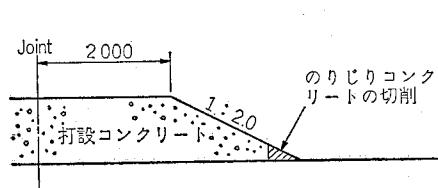


図 5.38

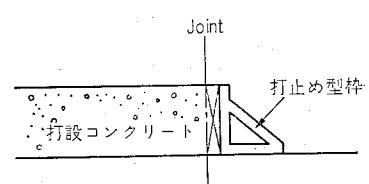


図 5.39

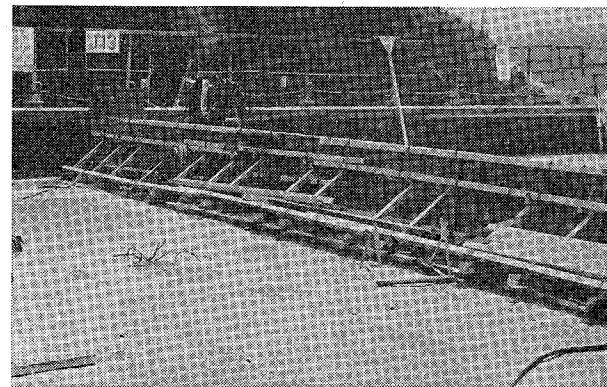


図 5.40 打止め型枠設置状況

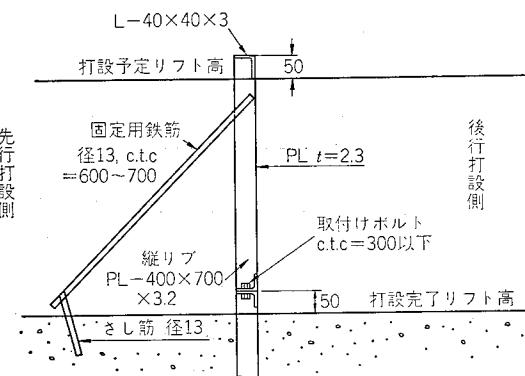


図 5.42 加工パネル設置図

型、清掃を行うという方法を取った。

5.5 横縫目の施工

5.5.1 概 要

横縫目の施工は、図 5.41 に示すように(a)～(b), (c)～(d)の加工パネルを打設前に設置するものと、(b)～(c)間を振動圧入式目地切機により $t=0.27\text{ mm}$ 亜鉛引鋼板を圧入設置するもの及び打止め用の打止め型枠を設置するものの 3 種類の施工法により形成した。

5.5.2 加工パネル

横縫目パネル部の詳細は図 5.42 のとおりで形状は、I 型・II 型・III 型がある。I 型は 3 ピースに分かれ、また II 型は塩ビ止水板をはさむ構造とし、また III 型は上下流側フィレット部と通廊

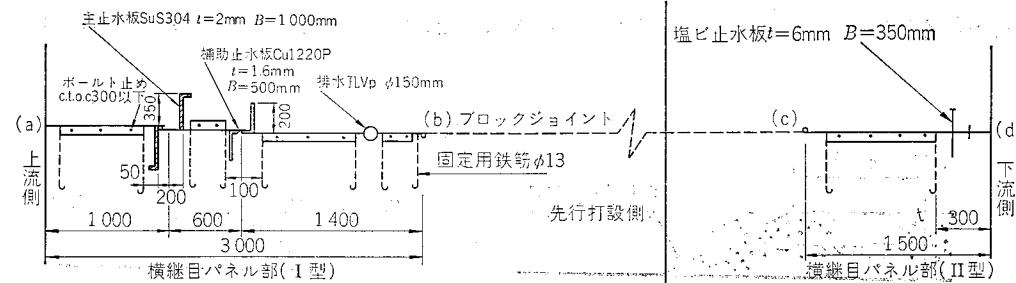


図 5.41 横縫目詳細図

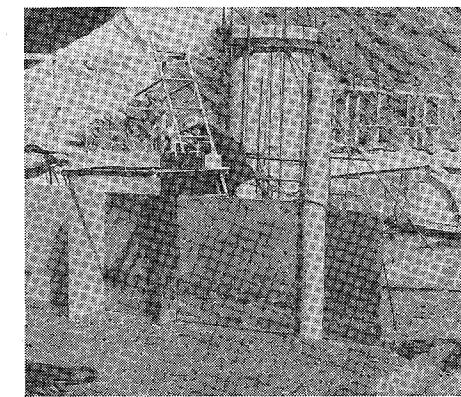


図 5.43 上流側の横縫目と止水工（ステンレスと銅板）

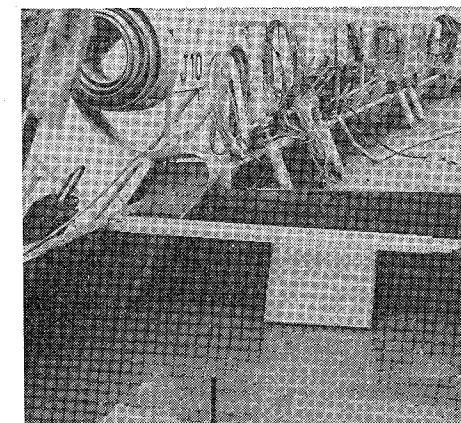


図 5.44 下流側横縫目

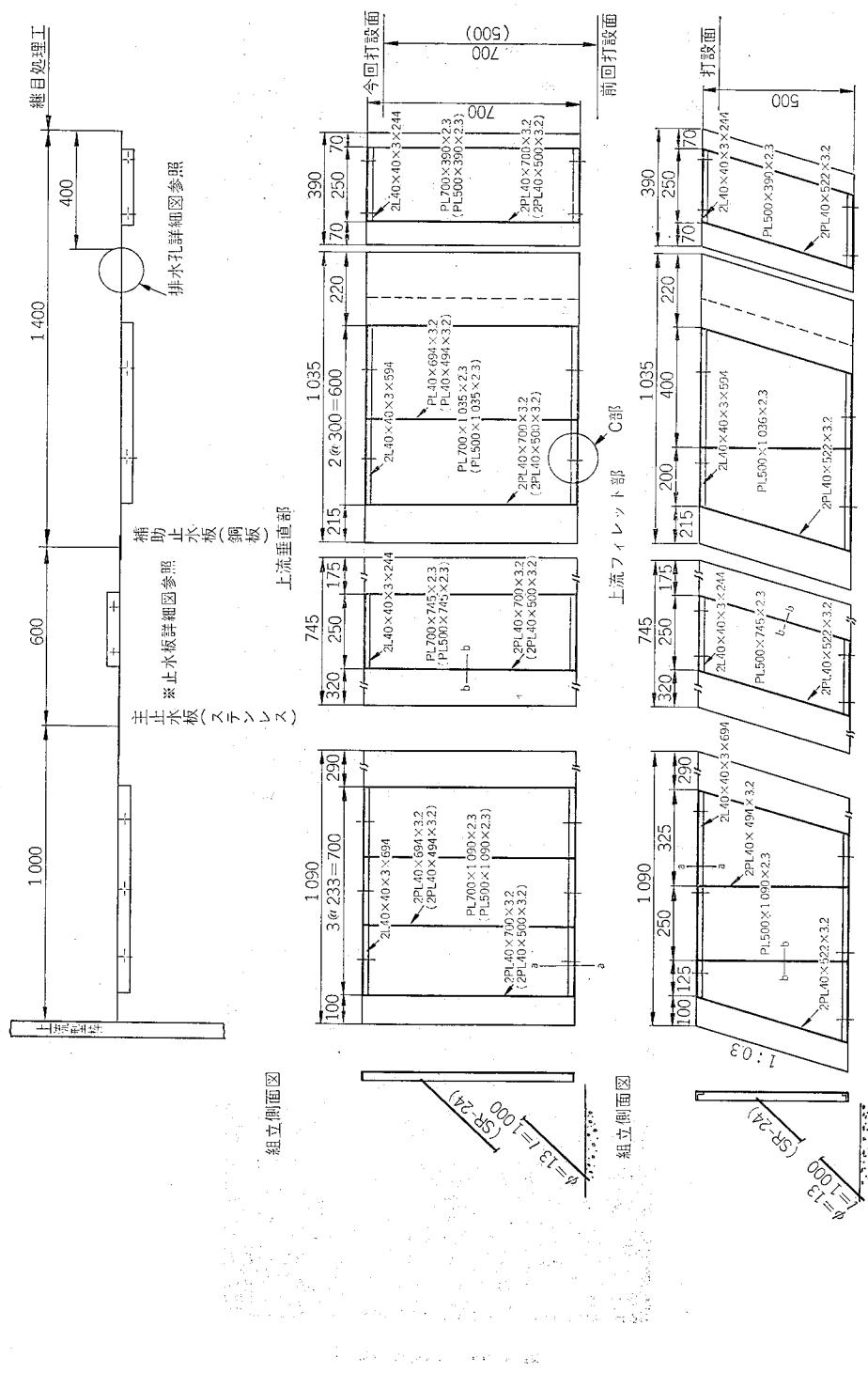


図 5.45 継目 I 型（上流部）詳細図

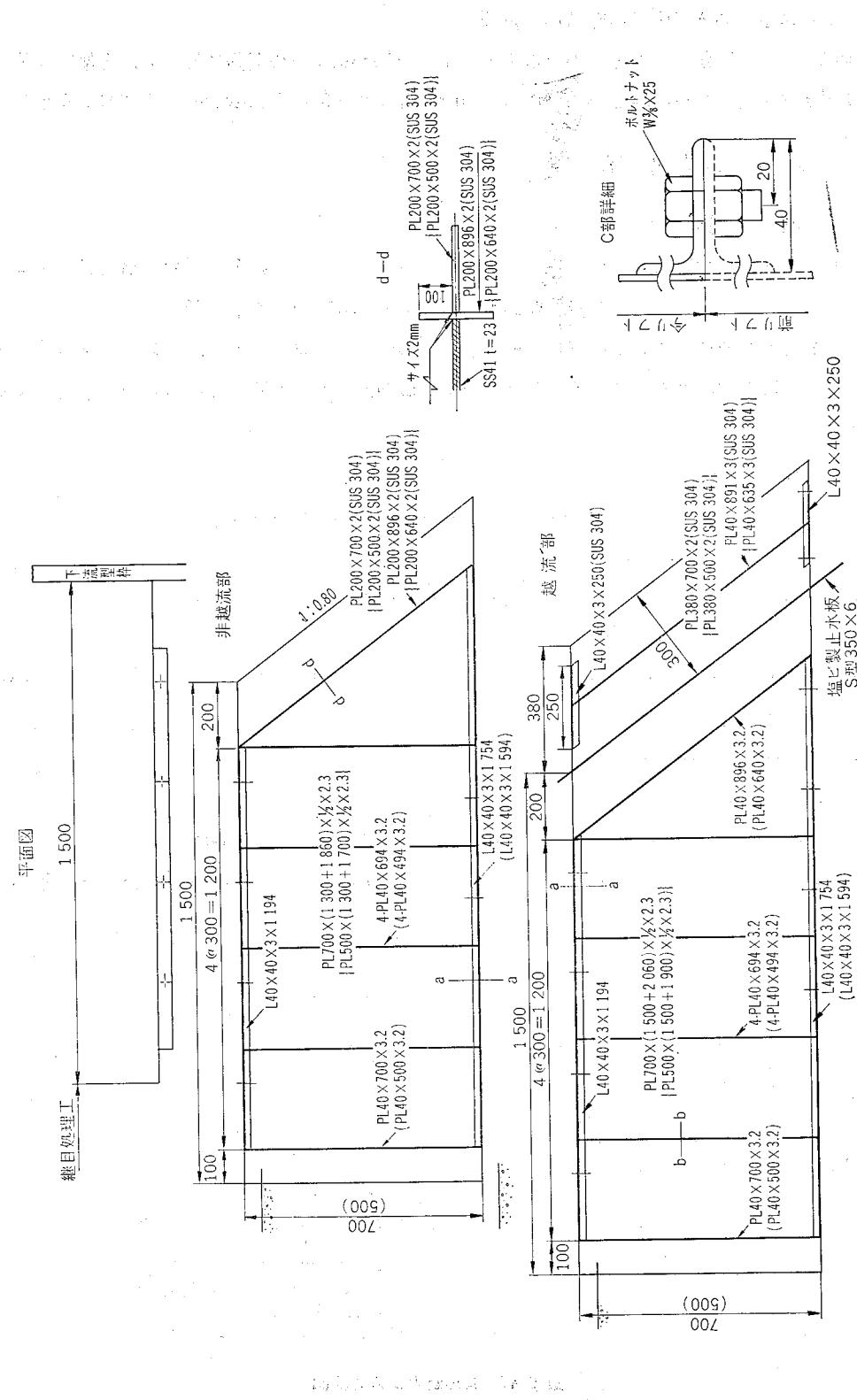


圖 5.46 繼目 II 型（下流部詳細圖）

回り用の構造である（図 5.45, 5.46 参照）。

新規パネルと既設パネルを下端でボルドにより 300 mm 以下の間隔で接合し、上端は前後・左右の傾きを調整した後、埋込み鉄筋に $\phi 13 \text{ mm}$ 丸鋼で 600~700 mm の間隔で溶接固定した。

5.5.3 振動圧入式目地切機

(1) 概 要

島地川ダムでは油圧ショベル 12-HT をベースマシンとした振動圧入式目地切機を開発し、これによってブルドーザ敷均し後に亜鉛引鋼板（厚さ 0.27 mm）を取り付けたブレードを振動圧入して横縫目を造成している。この機械は極めて機動性、作業性にすぐれており、超硬練りコンクリートに限らず、プラスチックコンクリートの広範囲なレヤ打設における目地の造成にも有効である。

(2) 施工手順

- ① 1 ゾーンごとに（幅約 6~8.0 m）RCD 用コンクリートの転圧が完了する。
- ② 横縫目方向に測点を落とし水糸を張る。
- ③ 振動目地切機が水糸を跨ぎブレード板を水糸に合わせ、ブレードを水平に保ち、ブームを調節しながら切りを行う。
- ④ リフト厚さに合った目地材 ($t=0.27 \text{ mm}$, $B=900 \text{ mm}$ 亜鉛引鋼板) 2 枚をブレードにはさむ（図 5.49 参照）。
- ⑤ 目地材を所定深さまで圧入する。
- ⑥ 目地材のみコンクリート内に残し、ブレード板を抜く。
- ⑦ 目地材挿入完了個所のコンクリートの緩みをビプロプレートで整形する。

以上③~④までの作業に要する時間が約 3 分間で、準備期間を入れ、横縫目長さ 2 mあたり

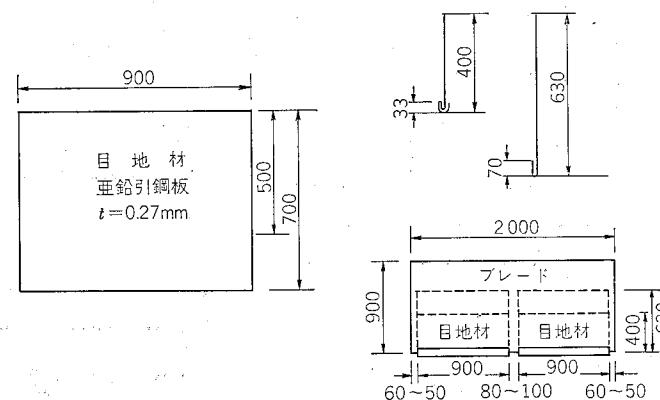


図 5.47 目地材の圧入方法図

平均 3 分 30 秒を要する。

横縫目は前記手順で施工していたが、EL=233.0 m から上部標高においては下記の理由により RCD 用コンクリートの敷き均し後、ボマーグ BW-200 による転圧前に目地材を圧入することとした。

- ① 締め固めたコンクリートを緩める。
- ② 既に締め固まっている粗骨材の横移動が起こる。
- ③ 作業に時間を要し施工工程が遅れる。
- ④ ビプロプレートの再締めによる周辺への影響。
- ⑤ 目地切機の移動に伴う締め表面の荒れ。
- ⑥ 締め固め後の作業では、目地切り機械のトラブルが発生しやすい。

なお、目地切機のカッタブレードは、運転者の操作方向で作業するほうが施工結果が良好で、

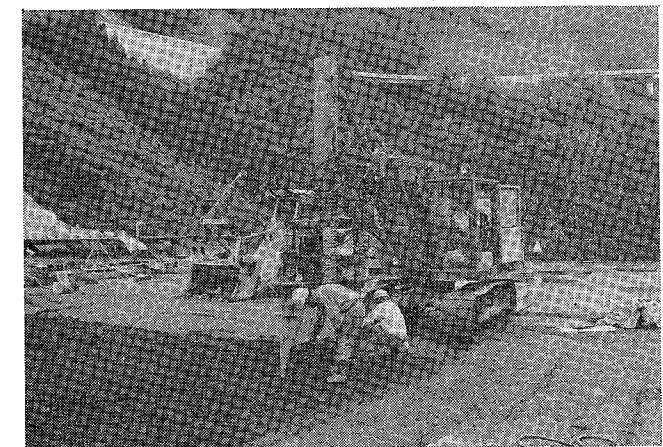


図 5.48 目地切機による横縫目の造成

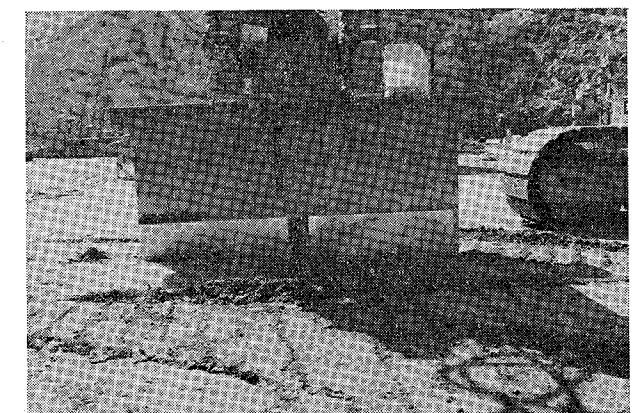


図 5.49 ブレードに亜鉛引鋼板を取り付けた状況

表 5.15 目地材挿入観察結果

目地材名称	価格 (安値順位)	摘要
ろう引き段ボール紙 (3.5 mm × 0.3 m × 0.70 m)	1	腰が弱い。挿入時に力を加えることができない。
ペニヤ板 (2.0 mm × 0.45 m × 0.90 m)	2	適当な剛度があり、施工性がよい。挿入後コンクリート面より出ている部分の除去が容易である。木材の樹液によるコンクリートの変色・変質する恐れがある。
亜鉛引鋼板 (0.27 mm × 0.90 m × 0.90 m)	3	薄鉄板のため剛性がなく、運搬・挿入時に簡単に変形しやすい。挿入後コンクリート面より出ている部分の除去に手がかかる。
塩ビ板 (0.1 mm × 0.45 m × 0.70 m)	4	単価が高い。挿入後コンクリート面より出ている部分の除去が困難である。

直角方向では作業性が悪く、施工結果もよくない。

(3) 使用目地材

目地材は、ろう引き段ボール紙、ペニヤ板、亜鉛引鋼板、塩ビ板の4種類について検討したが、目地開口部への挿入、突出部分の除去等施工性と材料の価格から、厚さ0.27mmの亜鉛引鋼板とした。なお、目地材挿入観察結果を表5.15に示す。

目地材の挿入は、亜鉛引鋼板($t=0.27\text{ mm}$)の先端を二重のフック(フック長約3cm)にして目地切りブレードに抱き合わせ、目地切りと同時に挿入した。

5.5.4 接岩部の横縫目造成

岩着付近で振動目地切機で施工不能な部分は、目地材挿入用補助鉄板に亜鉛引鋼板(目地材)を目地切機のブレードと同様にはさみ図5.50のように棒状バイブレーターを使用し、目地材を残し補助鉄板を抜いた。なお補助鉄板は $t=9\text{ mm}$ で、上部の両側にハンドルを設けた簡単な平板の圧入板である。

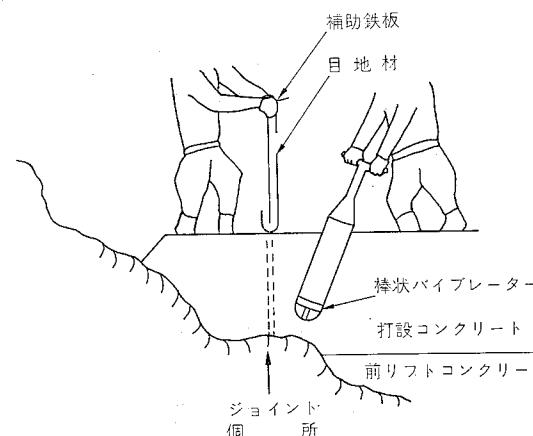


図5.50 接岩部の横縫目造成

5.6 グリーンカット

5.6.1 概要

堤体の打設に伴うコンクリートの配合は表5.16のとおりであるが、打設の進歩に伴って次の三つに大別されることとなる。

1段階…河床部においては、上流端から3.0m、下流端から2.0mの部分はA種配合を用い、その間の中間部分は河床岩盤被覆厚さとして3.0mまでD種配合で打設した。

2段階…上流端から3.0m、下流端から2.0mの部分はA種配合、両袖岩盤被覆部3.0mまではD種配合を用い、その間の中間部分はB種配合(RCD工法により施工)で打設した。

3段階…ダム本体に導流壁・通廊・エレベーターシャフト等鉄筋コンクリートを施工する段階になると前記に加えて鉄筋の使用個所2.0mの幅はC種配合が打設された。

1リフト面で $\begin{cases} 1\text{段階 A・D種配合} \\ 2\text{段階 A・D・B種配合} \\ 3\text{段階 A・D・B・C種配合} \end{cases}$ とコンクリートの配合により硬化時間が各々

異なるのでグリーンカットの時期等には難しさがある。また鉄筋・型枠・上、下流端縦目周辺等の付近のグリーンカットには機械化施工がなじまず人力で施工した。

表 5.16 島地川ダムコンクリートの標準示方配合

	粗骨材 の最大 寸 法 比 $(W/C+F)$ mm	水、セメント 比 (W/C) %	フライ アッシュ 比 $(F/C+F)$ %	細骨材 率 (s/a) %	スラン プ %	空気量 %	水 (W) kg/m³	セメン ト (C) kg/m³	フライ アッシュ (F) kg/m³	細骨材 (S) kg/m³	粗骨材 (G) kg/m³	混和材 kg/m³	備考
A種	80	59.1	30	34	4 ± 1.5	3.5 ± 1	130	$C+F=220$		749	1 476	0.325	上下流部の表面コンクリート
								154	66				
B-1種	80	80.8	30	34	—	1.5 ± 1	105	$C+F=130$		752	1 482	0.30	RCD用コンクリート
								91	39				
B-2種	80	87.5	30	34	—	1.5 ± 1	105	$C+F=120$		593	1 341	0.713	構造物用コンクリート
								84	36				
C種	80	49.1	30	31	4 ± 1.5	3.5 ± 1	140	$C+F=285$		687	1 353	0.45	着岩部のコンクリート
								199	86				
D種	80	76.1	30	34	4 ± 1.5	3.5 ± 1	137	$C+F=180$		670	1 337	0.55	上下流部の表面コンクリート
								126	54				

RCD用コンクリートは従来のダムコンクリートに比較しブリージングは少なく、レイタスはほとんど見られなかった。しかしモルタルの吹出し部と異種配合との接合部はレイタスが多い場合があること及び貧配合で硬化の遅いB種配合は、表面を歩くことにより表面の粗骨材が緩むことがあり、これらをモータースイーパー及びポリシャー（レイタスクリナー）とジェット水で水洗し、電動バキュームを使用して清浄にした。また鉄筋部・型枠・鉄製横縦目の両側及び岩盤とコンクリート接合部の約0.50~1.50mはワイヤーブラシで行った後ジェット水で水洗し、電動バキュームを使用して清浄した。

水洗した汚濁水はリフト面に設けた60cm×60cm×30cmの釜場より水中ポンプ径2インチで上流側堤外に排出した。なお釜場は下部標高の広い1ブロックで6個所程度設置し、打設面の減少により釜場の数は必要により6~2個所に減少させた。

グリーンカットに着手する時間によって表面のレイタスを除去するだけでなく、粗骨材を緩め、モルタルの洗い流しが多くなることがあるので、季節により着手時期が変化する。また夏期はコンクリートの硬化が速く、A・D・C種配合とB種配合と硬化時間差が大きく、グリーンカットに手間がかかり、ムラができるので、コンクリート遅延剤の使用等の配慮が考えられる。

5.6.2 実施時期

グリーンカットに着手する時期、施工実績は表5.17のとおりである。

表 5.17 グリーンカットに着手する時期及び施工実績

区分	期間	打設完了からグリーンカット着手までの時間		摘要
		A・C・D種配合	B種配合	
春 期	4月1日~6月末日	24時間内外	24~36時間	
夏 期	7月1日~9月末日	20時間内外	24~30時間	
秋 期	10月1日~11月末日	24時間内外	24~36時間	
冬 期	12月1日~翌3月末日	30時間内外	48~56時間	

表 5.18 使用機械一覧表

機械名	台数	仕様	重量	出力
モータースイーパー	1	T-92HD	1900kg	63PS
ポリシャー(レイタスクリナー)	4	3P-120B	35kg	1PS
ヒドロスイーパー (電動バキューム機)	3	JE-54	45kg	1.7×4kW
水中ポンプ	10	径2インチ、総揚程17m、400l/min	30kg	3PS
廃土コンテナ	6	容量3.0m ³ 底開き式		
気水混合ジェット	5	エア圧力7kg/cm ²		

5.6.3 使用機械

使用機械は表5.18の一覧表のとおりである。

夜間作業はグリーンカットの状態が不明瞭になるため、なるべく昼間作業で実施した。

5.6.4 作業方法

- ① モータースイーパー及びポリシャーでブラッシングを3回行う。
- ② ジェット水でダストを集積し表面を水洗する。
- ③ 凹部やコーナー部及びポリシャーがかかる部分は、ワイヤーブラシにより人力でブラッシングを行う。
- ④ モータースイーパー及び人力により集積したダストは排土コンテナ(容量3.0m³)に積み込む。



図 5.51 モータースイーパー及びジェット水によるグリーンカット (B種配合)

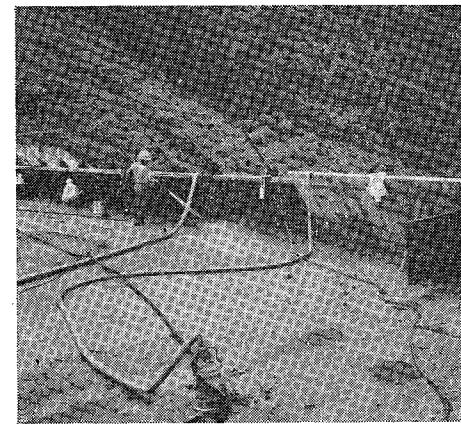


図 5.52 ジェット水によるグリーンカット (A種配合)

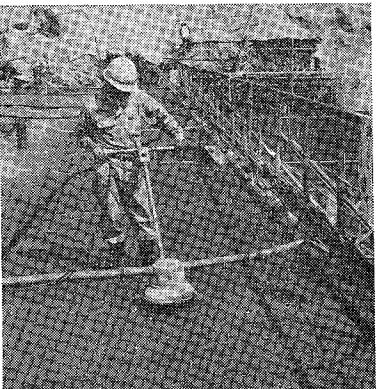


図 5.53 ポリシャーによるグリーンカット (A種配合)

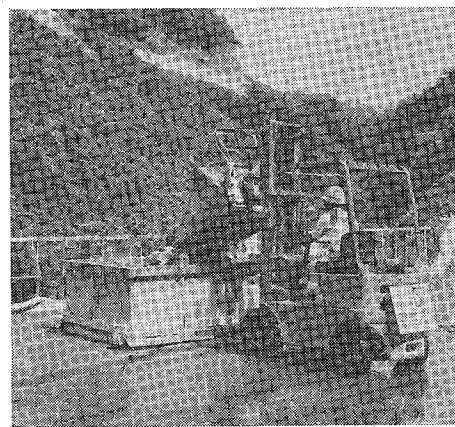


図 5.54 廃土コンテナ

み、ケーブルクレーンで堤外に運搬排出する。

- ⑤ 水洗した汚濁水は堤体内に設けた釜場に集まり水中ポンプで堤外に排出した（上流へ転送し、濁水処理装置で処理）。

5.6.5 作業能力

- ① モータースイーパーの速度は 3.0~4.0 km/s で 3 回ブラッシングしても $300\sim400 \text{ m}^2/\text{h}$ の作業能力があり最大打設面積 1800 m^2 で、所要時間 5~6 時間程度である。
- ② ポリシャー（レイタントスクリーナー）は主に A・C・D 種配合のコーナー部、型枠接近部及び岩着部等モータースイーパーのかからない部分に使用する。実績能力は $100 \text{ m}^2/\text{h}$ 程度で、 1800 m^2 の 30~40% を施工するとして、所要時間は $650 \text{ m}^2 / 100 \text{ m}^2 \times 3 \text{ 台} \approx 2$ 時間程度で完了した。

5.6.6 施工上の注意事項

- ① コンクリートの硬化途中の作業であり、衝撃、過剰水圧等を加えない。
- ② 着手時のコンクリート硬化状態に注意し、表面の粗骨材を緩めたりモルタル部分のとりすぎ等は行わない。
- ③ コンクリート表面の汚濁水は完全に除去、またはヒドロスイーパーで吸い取る。
- ④ モータースイーパーには、補助者を付けて粗骨材の浮き上がり等コンクリートに影響を与えないように監視を行いながら作業を行う。
- ⑤ 鉄筋部及び構造物周辺は特に入念に行い、鉄筋・型枠等に付着したダストは水洗し清浄にする。
- ⑥ グリーンカットの厚さについて実績調査した結果は平均 7.0 mm 程度であった。
- ⑦ RCD 工法は従来のダムコンクリートに比べ、リフト厚が薄層（50~70 cm）であるため水平打継面処理が約 2~3 倍の面積増となる。

5.7 コンクリートの養生

5.7.1 概 要

コンクリート打設後硬化するまで急激な温度の変化、乾燥及び上載荷重等に対して十分保護養生されねばならない。また、当ダムでは、混入率が 30% のフライアッシュセメントを用いており比較的初期における水和反応が遅いため原則として 3 週間程度湿润、または保温養生の必要があり、その後も表面の乾燥をできるだけ長期間防ぐ必要がある。そこで打設面と型枠面の養生は下記の方法で行うこととした。

5.7.2 打設面の養生

(1) 夏 場

表面の凝結防止、硬化熱拡散対策

スプリンクラーによる散水または水マット等の養生とする（図 5.55, 5.56 参照）。

(2) 冬 場

凍結防止、スプリンクラーによる散水または一部湛水養生とする。

温床線マット敷設（図 5.57 参照）。

散水養生または湛水養生のいずれの場合も隣接ブロックは打設前の清掃中かコンクリート打設作業中となるので、コンクリート打設時隣接ブロック側をわずかに高く打設し、洗浄水の流入を防止した。

温床線マット（防水用ワイドヒーター）

寸 法: $0.9 \text{ m} \times 6.00 \text{ m}$

電 圧: 220 V

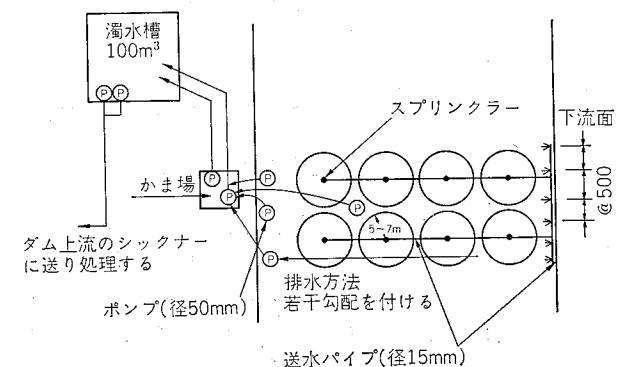


図 5.55 スプリンクラー散水略図

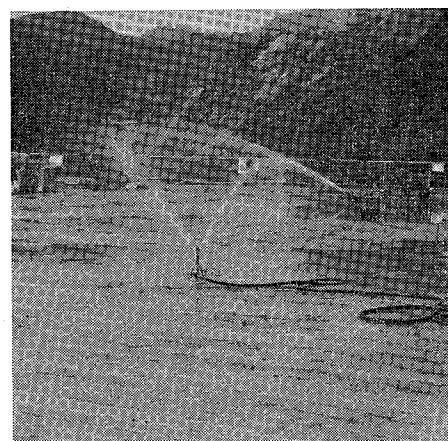


図 5.56 スプリンクラーによる打設面の養生

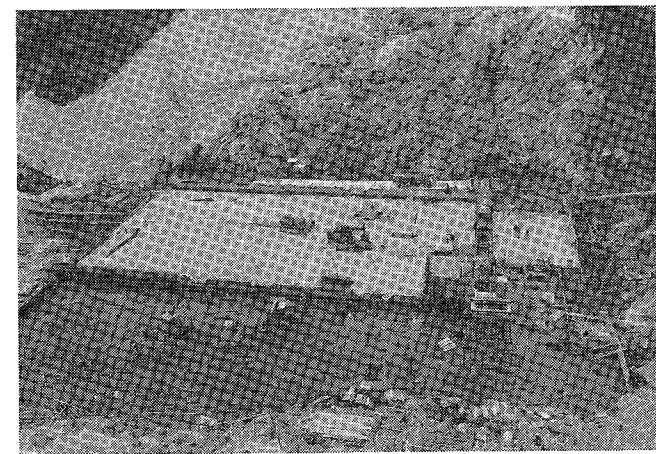


図 5.59 温床線マットによる養生

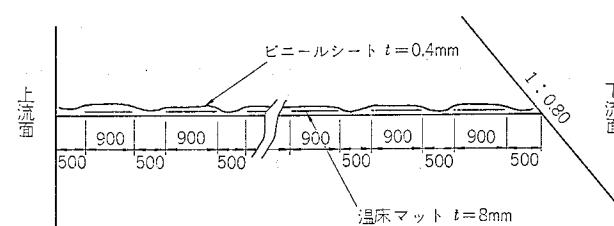


図 5.57 温床マット養生略図

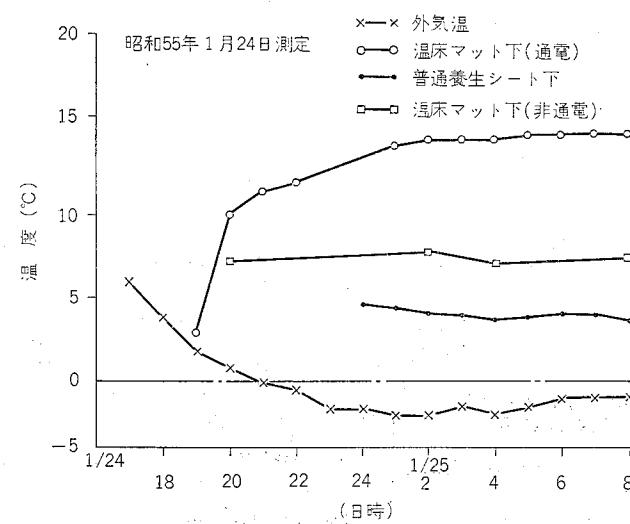


図 5.58 養生温度測定結果

電 力: 600 W

温床線マットを使用した養生温度は図 5.58 に示すように外気温 -2°C に対し、通電の場合 15°C 、通電しなくても 7°C 、また、普通ビニールシート 1 枚で 4°C 程度であった。

5.7.3 型枠部の養生

(1) 夏期

スプリンクラーによる散水養生（図 5.60 参照）。

(2) 冬期

上・下流型枠及び打止め型枠についてはビニールシートで覆い、アイランプで保温養生を行つ

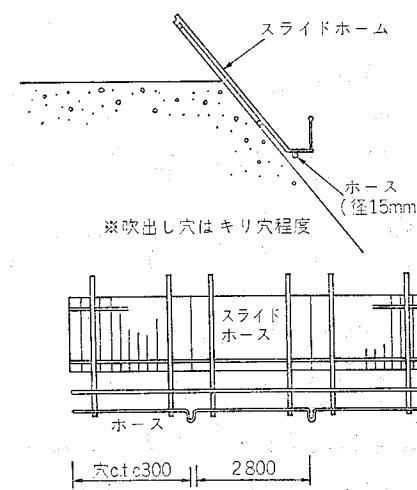


図 5.60 上・下流面散水養生略図

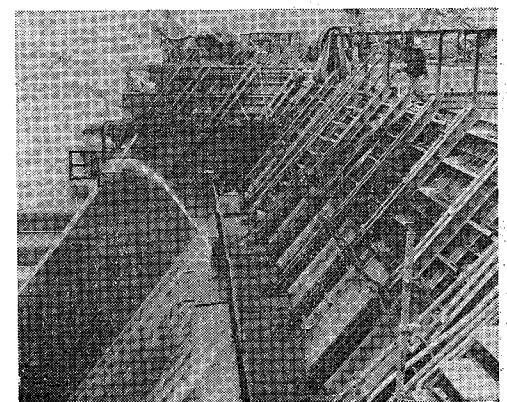


図 5.61 下流面型枠へスプリンクラーによる散水養生

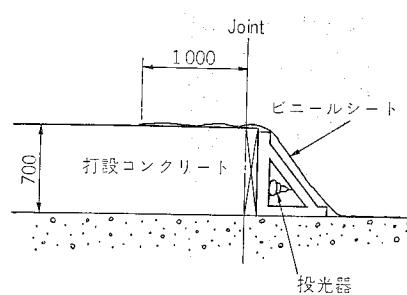


図 5.62 打止め型枠養生

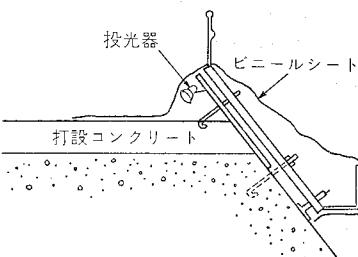


図 5.63 上・下流型枠養生



図 5.64 打止め型枠養生

た(図 5.62~5.64 参照)。

5.7.4 その他の養生

(1) 通廊部の養生

通廊及びエレベーターシャフトの入口は空気の流入をしゃ断するため、シートを3個所張る。

(2) 打設現場の噴霧養生

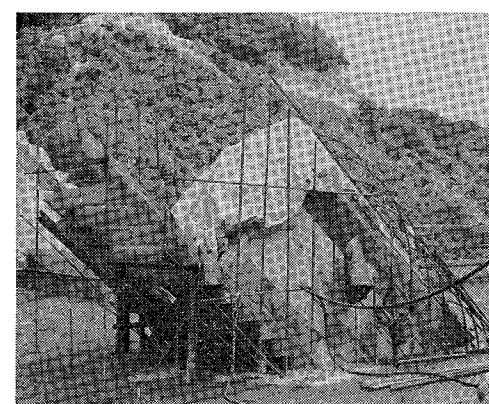
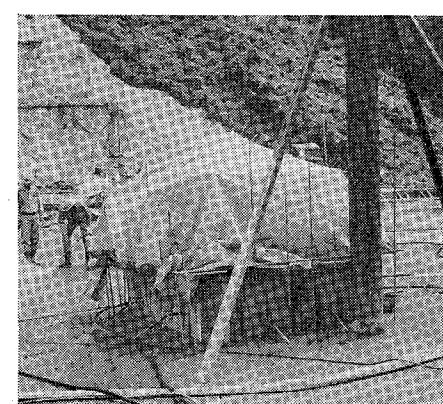
図 5.65 空気の流入をしゃ断するためのシート養生
(通廊部)

図 5.66 エレベーターシャフト部

打設面の冷却とは別に、堤体にジェット水の噴出装置を設け、ジェット水を空中に噴出させ、打設現場が絶えず噴霧状態にあるよう心掛けた。

5.8 止水工

5.8.1 概要

止水板は堤体上流A種配合($W=3.0\text{ m}$)のところで完全に止水するため、水中で防食性が高く、また加工性のすぐれたステンレス製の主止水板と従来から多用されて信頼度の高い銅板製の補助止水板の二重構造にした。

下流側越流部の止水は塩ビ止水板を使用した。

5.8.2 止水板の品質・規格

主 止 水 板: ステンレス SUS 304	厚さ 2.0mm	幅 1.0 m
補 助 止 水 板: 銅板 C 1220 P-1/4 H	厚さ 1.6mm	幅 50 cm
下流背面止水板: 塩ビ製	厚さ 6mm	幅 35 cm
排 水 管: 塩ビ製	径 150mm	半割管

5.8.3 施工要領

(1) 埋設位置

埋設位置は図 5.67 に示すとおりである。

(2) 岩着部

岩盤をコールピックハンマーにより基準面より図 5.68 に示すように 50 cm の深さに掘り下げるステンレス及び銅板止水板を所定の位置に建て込み、打設時に移動しないよう固定し清掃後基準面まで透水防止のためモルタルを充填する。

(3) 標準部(堤体内)

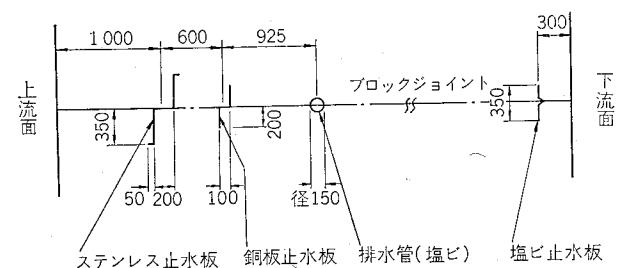


図 5.67 平面図

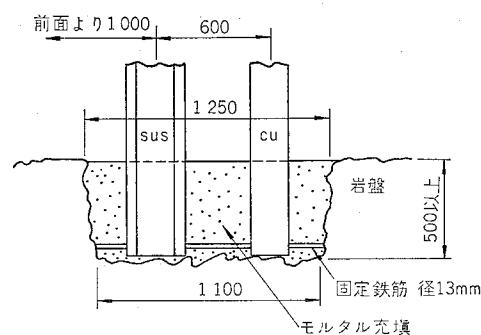


図 5.68 岩着部固定要領図

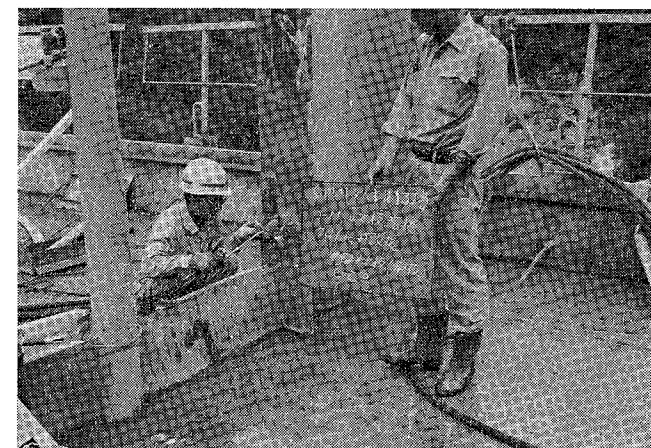


図 5.72 止水板溶接

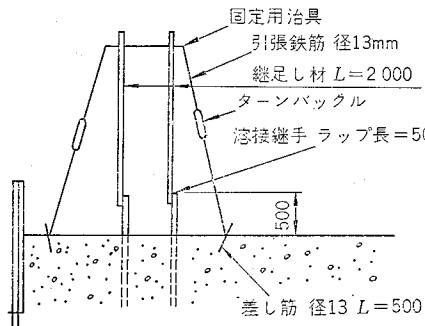


図 5.69 止水板固定方法

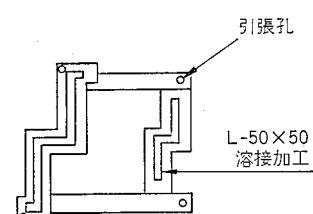


図 5.70 固定用治具

止水板ステンレス、銅板は1枚の長さを2.0mとして加工し、現場に搬入する。岩着部より施工した止水板はコンクリート打設に伴い順次継ぎ足して施工した(図5.69, 5.70)。

5.8.4 溶接及び検査方法

(1) 止水板溶接方法

止水板の溶接については特に慎重に施工する。

施工前に止水板用の足場を組立、それに固定し、移動のないようにする。また、溶接面はエ

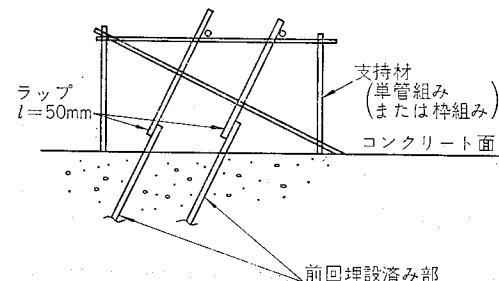


図 5.71 止水板溶接方法

ス等によりきれいに清掃し所定の場所にセットする(図5.71参照)。

(2) 使用溶接棒

i) 主止水板(ステンレス)

使用棒 Osten 308 $\phi 2.0\text{mm}$ 低温棒

特性 耐熱性、耐食性が良好で、硬化・脆化のないオーステナイト系の溶接棒である(表5.19, 5.20参照)。

ii) 補助止水板(銅板)

使用棒 Copsil 2 $\phi 1.6\text{mm}$ 低温棒

特性 流動性がよく、作業性がすぐれている。銅の接合にはフラックスが不要で、ロウ付き部の熱伝導、電気伝導は良好な溶接棒である(表5.21, 5.22参照)。

表 5.19 化学成分(%)

C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr
0.07	0.34	1.18	0.028	0.0008	10.15	19.48

表 5.20 機械的・物理的性質

引張強さ	伸び	熱膨張係数	硬さ
6.22 kg/cm ²	45.4%	18.7 × 10 ⁻⁶	180~200 HV

表 5.21 化学成分(%)

P	Ag	その他	Cu
6.5~7.5	1.5~2.5	0.2	残

表 5.22 機械的・物理的性質

引張強さ	伸び	比重	硬さ
20~25 kg/cm ²	11~13%	約 8.0	130~150 HV

(3) 止水板溶接継手の検査方法

ステンレス主止水板及び銅板補助止水板ともに継目を要するもので溶接は慎重に施工する。施工後に溶接部の検査を行う。溶接面に石けん水を塗布し、後面より圧縮空気を吹き付けて、空気の吹出しによる溶接不良箇所の検査を行う（図 5.73 参照）。

(4) 塩ビ止水板の取付け

塩ビ止水板の取付けは次の要領で実施した（図 5.74 参照）。

- ① 岩着部の埋設については基岩に悪影響を与えないようにコールピックハンマーにより掘削する。
 - ② 各部の継目は、その溶接を確実にするとともに支保工・治具により固定する。
 - ③ 使用前に止水板を検査し、また他の施工時に変形及び破損を与えないようとする。特に塩ビ止水板に金物等を当てないように注意した。
 - ④ コンクリート打設前には、ウエス・水を使用して付着ダストの清掃をする。

(5) 塩ビ止水板の溶接及び検査方法

溶接方法は突合わせ溶接方法で電熱板ごてを使用して溶着する。検査方法は目視と引張及び折曲げテストにより良否を判定する。

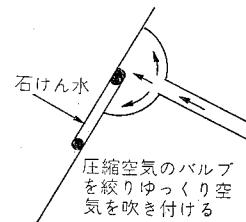


図5.73 要領図

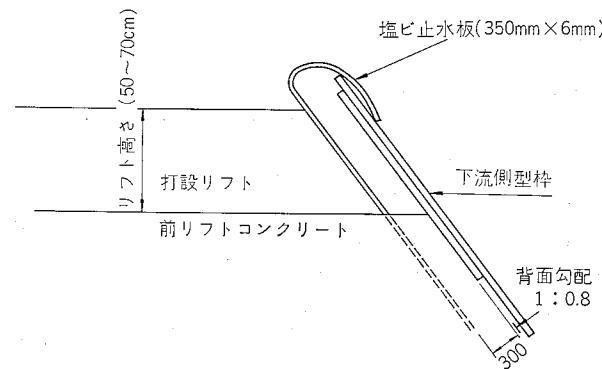


図 5.74 塩ビ止水板

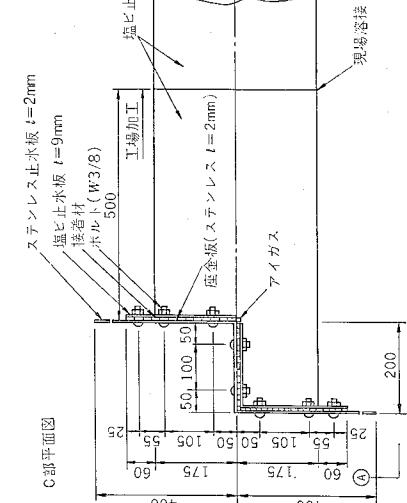
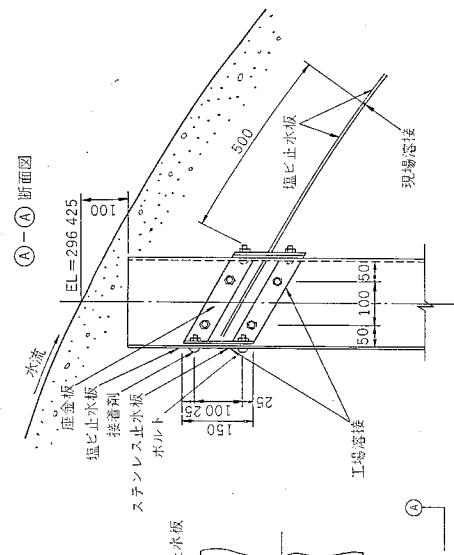


図 5.75 越流部詳細

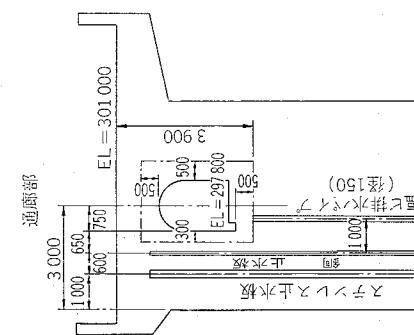
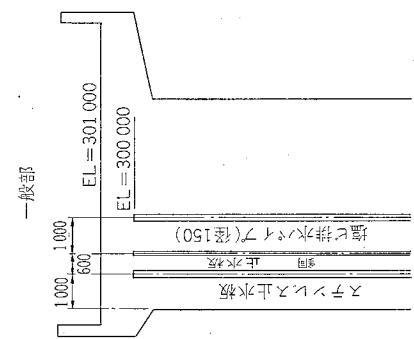


圖 5.76 非越流部詳細

5.8.5 頂部止水、排水工の詳細

頂部止水・排水工の詳細は、図 5.75, 5.76 に示すとおりである。

5.9 放流設備

5.9.1 オリフィス及びクレスト

島地川ダムの洪水調節方法はゲートレスの自然調節型であるが、試験湛水時に水位を上昇させ、ダム及びダム周辺の挙動調査を行うため、オリフィスに鋼製ローラゲート($4.01\text{ m} \times 3.3\text{ m}$, 1門)を設けることとした(図 5.77 参照)。オリフィス及びクレストの施工に当たっては、背面直線部は鋼製の定尺($2.1\text{ m} \times 3.0\text{ m}$)のスライド型枠を使用し、EL 284.30 m よりのオリフィス部においてはハーフリフト用(70 cm)の鋼製スライド型枠を使用し、EL 290.80 m からは櫛型の木製型枠を使用した。また、クレストについては EL 294.90 m から櫛型の木製型枠を使用し、天端の仕上げ(天端幅約 90 cm)は、人力によって行った。

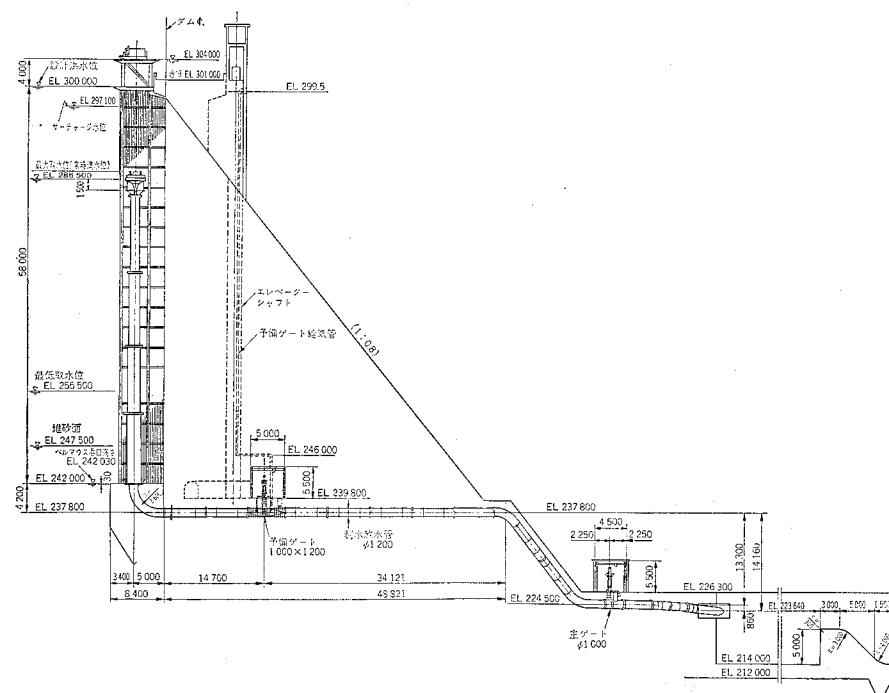


図 5.77 選択取水設備(シリンドーゲート)の一般図

5.9.2 利水及び低水位放流管

利水、低水位放流管は $\phi=1200\text{ mm}$, $\phi=800\text{ mm}$ と埋設管としては小さく、据付けも全体的に水平に近く布設したため、これらの施工は非常に楽であった。しかし、機械化施工であるため鋼管と型枠の違いがあるにせよ通廊と同様な問題がある。

クロスギャラリイ(利水、低水位放流管バルブ室連絡通廊)と同様な施工上の配慮が必要である。

5.9.3 選択取水設備(利水放流設備)

島地川ダムでは、レヤ打込みによる方法を採用したため、従来のように取水施設を堤体の前面に張り出す構造形体では、コンクリートの打込み作業に支障をきたすこととなる。したがって、上下流面の型枠はそのまま打設工程に従ってスライドさせる必要があり、取水施設は堤体築造後に設けることのできる独立した構造形式とせざるを得なかった。構造形式の選定に当たっては、

- ① RCD 工法の実施に支障のないこと
- ② 表面取水ができること
- ③ 任意の水深からも取水が可能であること
- ④ 将來の維持管理が容易なこと
- ⑤ 微少な流量調節が可能であること

等を考慮して種々検討の結果、円筒形のシリンドーゲート(高さ 45 m, 最小直径 1400 mm)を採用することとした。なお堤体内にはジェットフローゲートを配置した $\phi 1200\text{ mm}$ の放流管を設けた。



図 5.78 溫度計埋設状況

5.10 観測設備及び堤体付属構造物

5.10.1 観測設備

5.10.1.1 埋設計器

(1) 概要

埋設計器としては、構造令により決められた計測装置、漏水計、変形（プラムライン）及び揚圧力（排水孔及び間隙水圧計）と施工管理上必要な温度計を埋設した。

埋設に当たっては RCD 工法はわが国で初めての施工法であるため建設省土木研究所の指導を

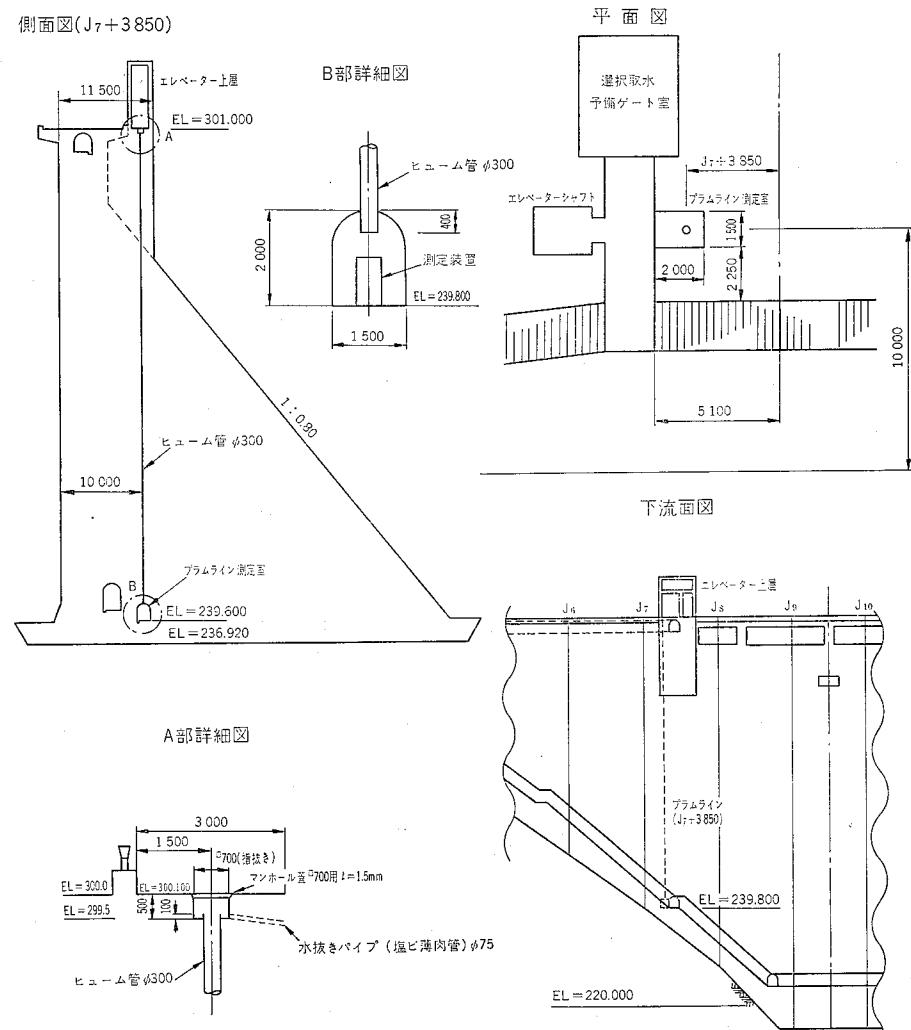


図 5.79 プラムライン設置位置図

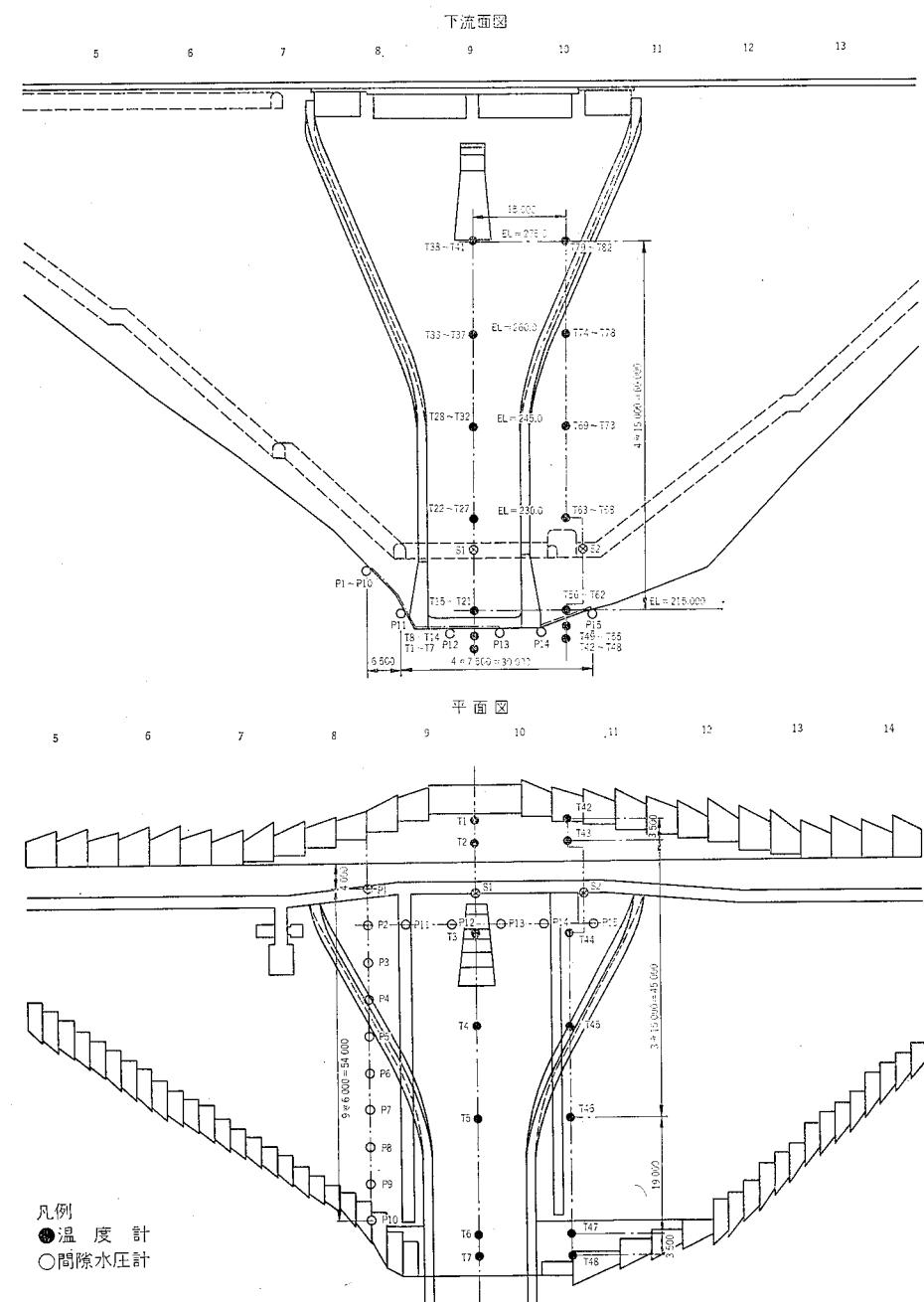


図 5.80 温度計、間隙水圧計埋設位置図

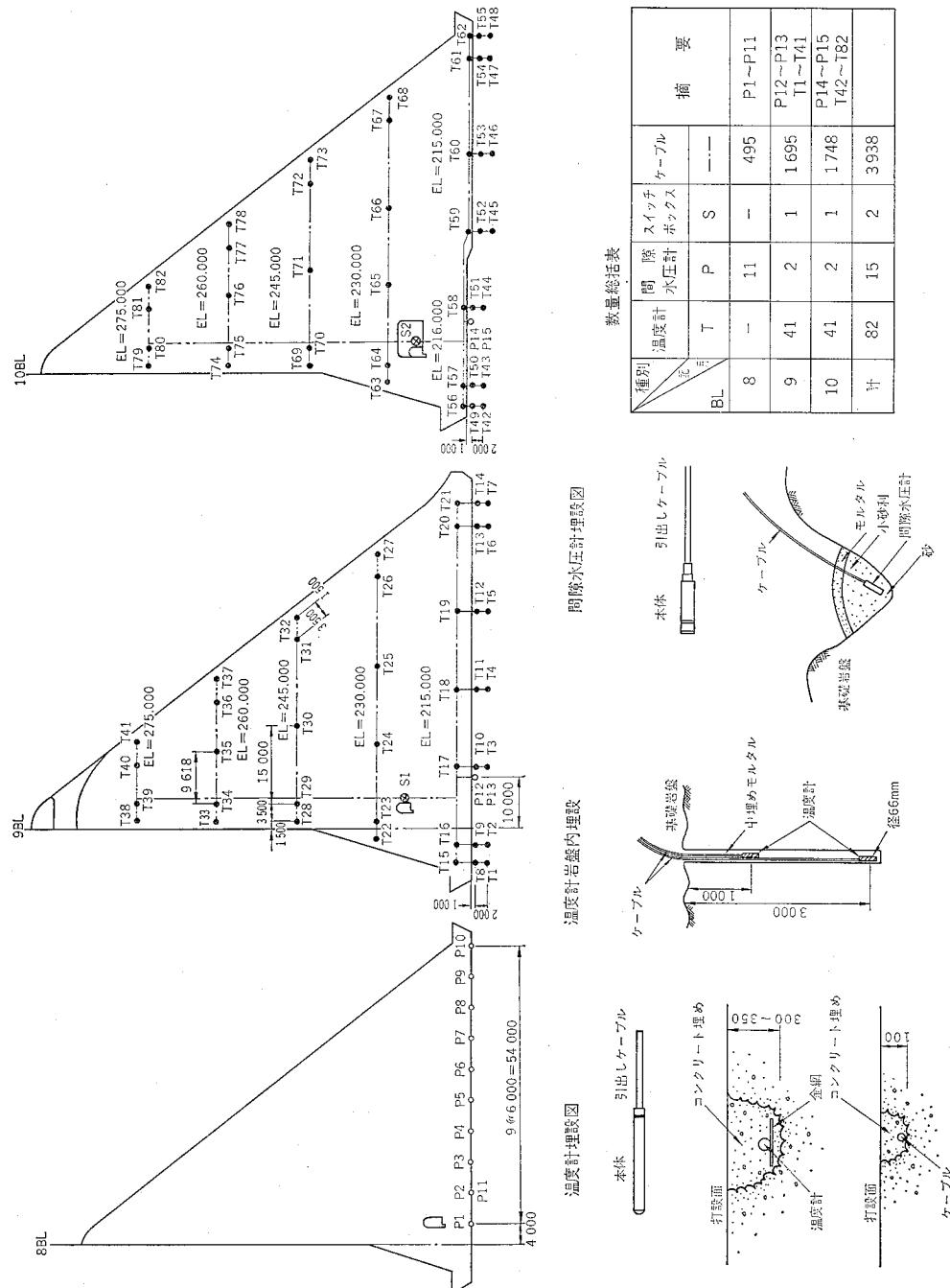
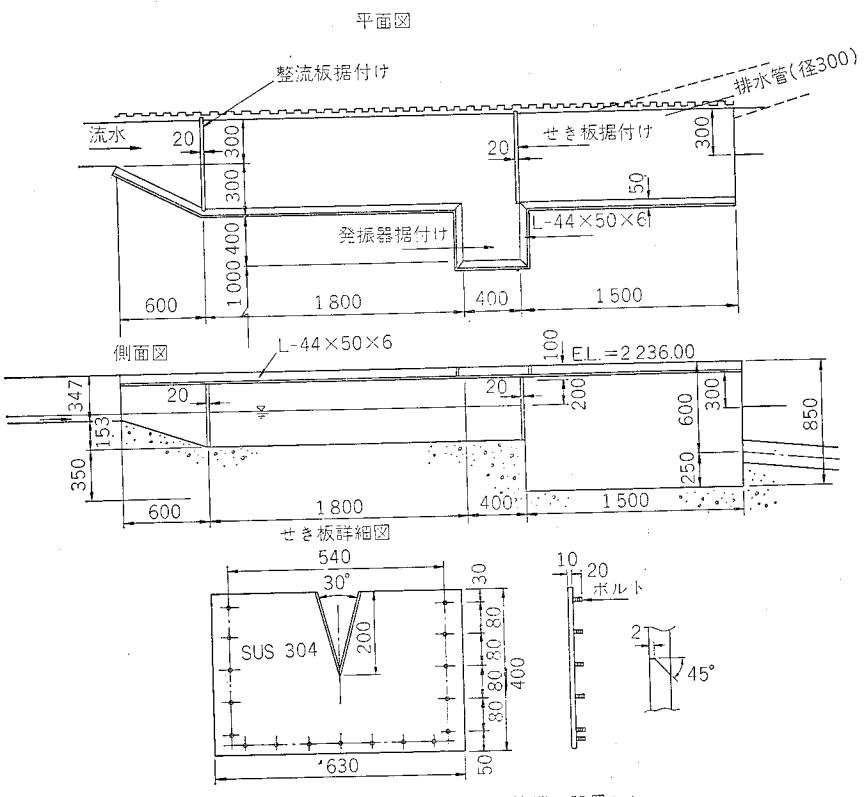


図 5.81 溫度計及び間隙水压計埋設詳細図



※漏れ計は堤体内右側のクロスギャリの下流端に設置した。
※せき板は60°と30°の2種類を作り微少流量にも対処できるようにした。

図 5.82 漏れ計詳細図

受けた。温度計は、従来各ブロックに埋設していたのを広範囲なレヤ打設のため各ブロックでの内部温度差が生じないこと、また施工性からもできるだけ埋設個所が少ないほうがよいので9, 10ブロックのみに埋設することにした。

図 5.79~5.82 に各計器の埋設位置及び詳細図を示す。

各種計器類の埋設は各機械に破損されないよう注意した。なお、埋設設計に接続するケーブルの埋設及び立上がりで若干苦労した。

反省及び対応策

ケーブルの埋設は、埋設リフト面に台型の型枠を設置し、BW-200 で転圧し箱抜き状に施工した。

次層の打設に当たってはコンクリート敷均し転圧等に注意し施工した。また、ケーブルの立上がりは支柱を建込み、それに結束し保護した。支柱の周囲約 1.5 m は異種配合で打設した。

(2) 溫度計の埋設方法

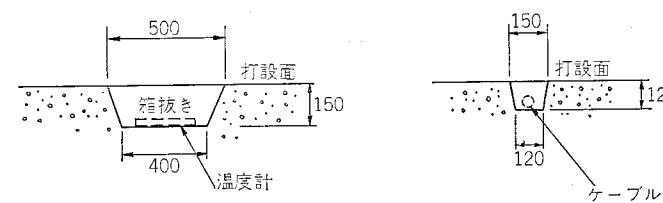


図 5.83 温度箱抜き詳細図

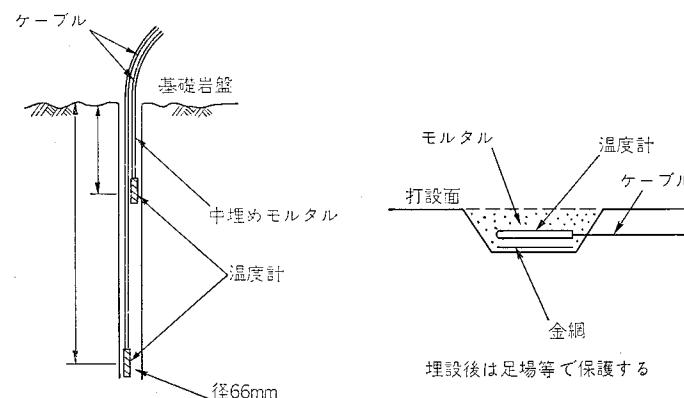


図 5.84 埋設要領図

<温度計>

埋設方法は、木製埋込み型枠を使用し、図 5.83 に示すようにケーブルのための箱抜きは、台形バタ角を使用する。

温度計の埋設に当たっては、図 5.84 埋設要領図に基づき慎重に埋設した。温度計がそれぞれ各計器ごとに補正係数が違うため、温度計には番号を取付け間違いないようにした。

5.10.1.2 プラムライン

プラムラインのシャフトには、 $\phi 300\text{mm}$ のコンクリートヒューム管を使用し、ホイールクレーンにより 図 5.85 のような施工要領で建込みを行った。なお、設置位置図については、図 5.86 に示す。

5.10.1.3 量水塔

コンクリートダムの量水塔は、クレストに設けられたピアの中に設けられる場合が多いが、島地川ダムではレヤ打込みによる RCD 工法を採用しているため、堤体内構造物を極力少なくすることが望ましいので図 5.86 のように堤体前面いっぱいの所に設置することとした。量水塔のガイド管には、 $\phi 800\text{mm}$ のコンクリートヒューム管 ($1170\text{kg}/\text{本}$) を使用し、ホイールクレーンによって運搬、据付けを行い、転倒防止及び鉛直維持のため引張機で固定しながらコンクリートを打設した。なお、ヒューム管の中にはステンレス製のタラップを設けるとともに、外部の型枠

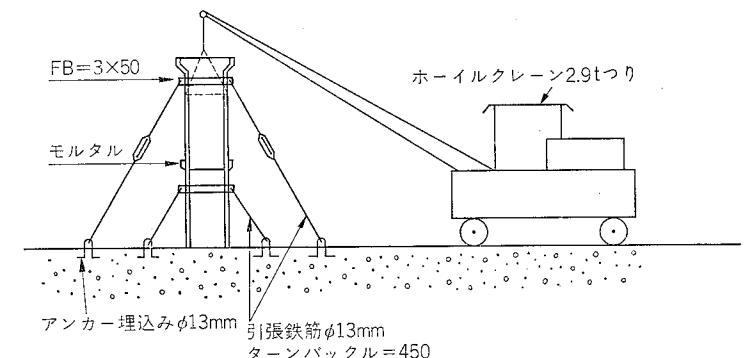


図 5.85 プラムラインシャフトの据付け

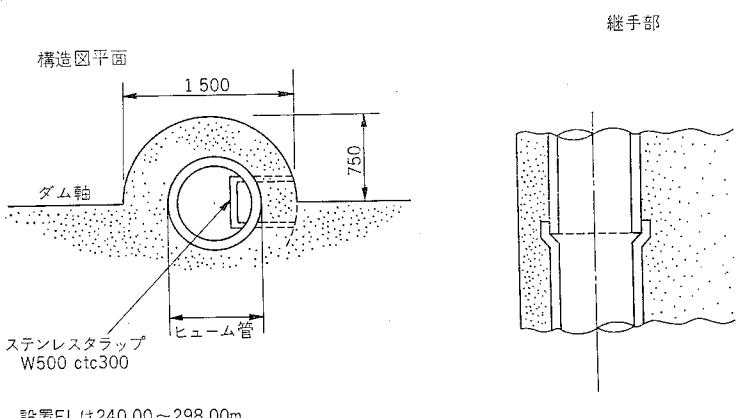
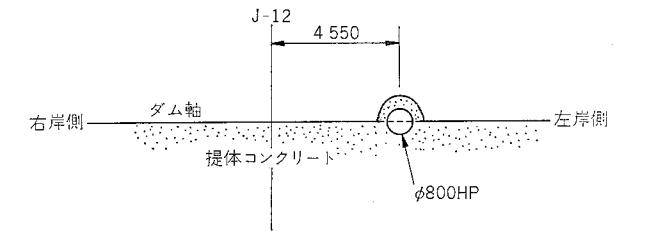


図 5.86 量水塔位置図

は上流面型枠と同時にスライド可能な円形スライド型枠を使用したが、量水板の取付けを築造後にいったため、高所における垂直面での取付け作業となって慎重な施工が必要となった。今後は、型枠内に前もって量水板を設置しておけば、このような危険な作業は避けることができる。

5.10.2 堤体付属構造物

5.10.2.1 堤体構造物部の打設方法

構造物部の打設方法は 図 5.87 に示すように鉄筋部コンクリートを施工した後、B種配合コン

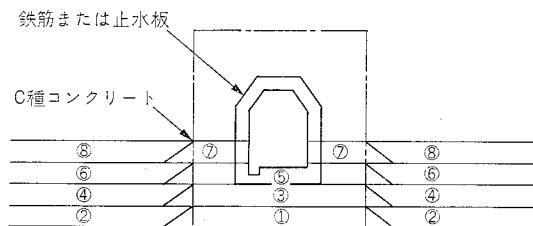


図 5.87 堤体構造物の打設方法（例：通廊部）

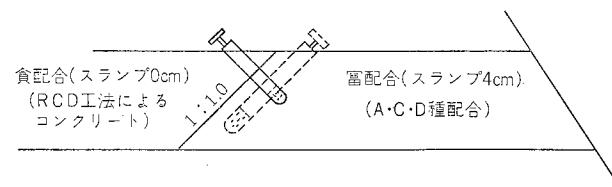


図 5.88 異種配合間の締固め図

クリートを打設する。

5.10.2.2 RCD 工法での堤体付属構造物に共通する問題点及び反省点

共通する問題点及び反省点

① 固定ケーブルクレーンのためコンクリートの横方向の作業性がやや欠けること。

①-1 移動式ホッパーの据付け場所がケーブルクレーンの走行軸に固定されるので、ダンプトラック走行等、コンクリート運搬の作業性がやや落ちる結果となった。

②-2 施工範囲（施工ゾーン）の決定にあたり構造物が支障となり、現場ではやや苦労した。

② RCD 用コンクリート（B種配合）と異種配合の接合部の締固めにやや手間がかかった。

③ 構造物用コンクリート（C種配合）と RCD 用コンクリート（B種配合）では硬化速度がかなり異なるため構造物付近の打継面処理に慎重な配慮が必要であった。

④ 構造物周囲の同時打設が困難なため型枠等に必要以上に注意を要した。

反省及び対応策

接合部の締固めは図 5.87 の状態であり、通常ダムコンクリート締固め時間の 5~6 倍もの時間を要した。また、A, C, D 種配合を先行打設するため図 5.88 のとおり端部のり面勾配は約 1 割勾配に成形しなければならずその規定断面に成形するにはダンプトラックでのダンピングでは十分行いにくく、タイヤショベルを使用せざるを得ない。ブルドーザ施工はキャタピラーのため水平打継面に与える影響が悪く施工は適さない。

以上②~④の問題点は作業能率を左右する事がらであり、基本的には構造物の少ない単純断面とすべきであるが、これらの反省としては配合区分の決定を十分に検討する必要がある。なお、使用配合もできるだけ種類を少なくすることも今後必要である。

5.10.2.3 通廊

(1) 移動ホッパーの据付け位置と縦方向通廊は同一線上となり、施工上支障となった

① ホッパーの据付け架台、ダンプトラックの荷受け桟橋等を 1 リフトごとに据付け撤去作業が必要となった。

② 同場所の鉄筋組立は 1 リフトごとの圧接溶接継手となる ($l=50\text{ cm}$)。また、型枠組立等もリフトごとの作業となる。

反省及び対応策

① 5.10.2.2 ① と同様、固定ケーブルクレーンの設置に当たっては通廊等の構造物の位置を考慮する必要がある。その他例えば少し移動可能なタイプを用いる等の方法も考えられる。

② 打設ブロックの関係で通廊部上を通過しなければならぬ（特に横方向バルブ室連絡通廊）桟橋がかなり必要となった。

(2) 利水、低水位放流管のバルブ室連絡通廊の位置について

上記通廊の位置 (EL) は低水、利水とも同レベルに設計されたため、ダンプトラックの通路確保、打設ブロックの決定において慎重な配慮を必要とした。

反省及び対応策

① 対応としては、打設ブロックを増し（打設ブロックの分割）通廊部上を通過しなくてもすむ打設ブロック割りをした。また、桟橋で通過可能時期になれば、桟橋の仮設によりブロック割りもある程度自由に決定できた。

② 反省点としては低水、利水バルブ室連絡通廊を段違いにすることによりダンプトラックの通路及び打設分割も楽になると思われる。

(3) 縦方向通廊（階段部）について

i) 岩とのかぶり 3.0 m では重機の通路として十分でなく作業能率をかなり低下させた。

反省及び対応策

① できるだけダンプトラックの運搬ができる打設ゾーンを考え作業したが、タイヤショベルの小運搬がかなり必要となった。

② 反省点としては、岩とのかぶりは十分とり、図 5.89 のように機械施工に支障にならないようにすれば作業能率も低下しなくてすむのではないかと思われる。

5.10.2.4 エレベーター

シャフトは、高さ約 62 m、内空寸法 2.3 m × 2.0 m の垂直箱抜きのため、型枠のスライド作業には慎重な配慮が必要であった。特に堤体背面の上部の施工は、ダム本体からはみ出した構造となっているため、次のような点で施工上の配慮を必要とした。

① 壁厚が 50 cm であるため、コンクリートの打設は、ベルトコンベアを併用した手打ち作

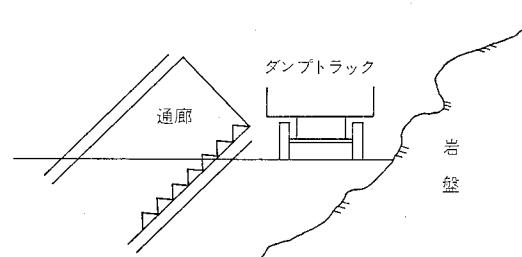


図 5.89

業となった。

- ② 薄いコンクリート壁であるので、型枠の固定には十分注意する必要がある。
- ③ 高所での引出し作業のため、プランケットを設けた足場を必要とした。

5.10.2.5 天端橋梁

島地川ダムは、ダム下流両岸に国道376号が通っているため、ダムの築造に伴ってこれらの道路を改築するとともに、ダム堤頂部に両岸道路を接続させるための国道を通している。したがって、一般のダム管理用道路と異なり幅員も広く、クレストの径間長によっては橋梁の桁高も非常に高くなるので、クレスト径間長($L=52.9\text{ m}$)を4等分し、橋長13.52mのプレテンション方式中空床版橋(桁高55cm)を採用して、ダム本体が高くなるのを極力避けた。

5.11 施工管理

5.11.1 島地川ダムにおける工程管理

島地川ダムにおける工程管理図は図5.90のとおりである。

5.11.2 リフトスケジュール

島地川ダムでは当初主運搬機械にジブクレーンを使用した柱状打設工法を計画していたが、合理化施工の試行により、主運搬機械として固定ケーブルクレーンを使用したRCD工法による全面レヤ打設方法を採用することとなった。

これら工法の相違によるリフトスケジュールの比較は表5.23のとおりである。

この表5.23のように、従来のブロック打設工法による2.0mのリフトスケジュールとRCD工法による0.7mリフトのレヤ打設を比較してみると、リフト高はブロック打設の場合の1/3程度であっても、約2カ月の工期短縮となる。しかしRCD工法による全面レヤ打設は初めての試みであり、解決しなければならない不明確な要素が多かったためリフトスケジュールの標準目標を22カ月とした。

コンクリートの打設作業は昭和53年8月7日のエプロン部の施工から開始され、ダム本体の打

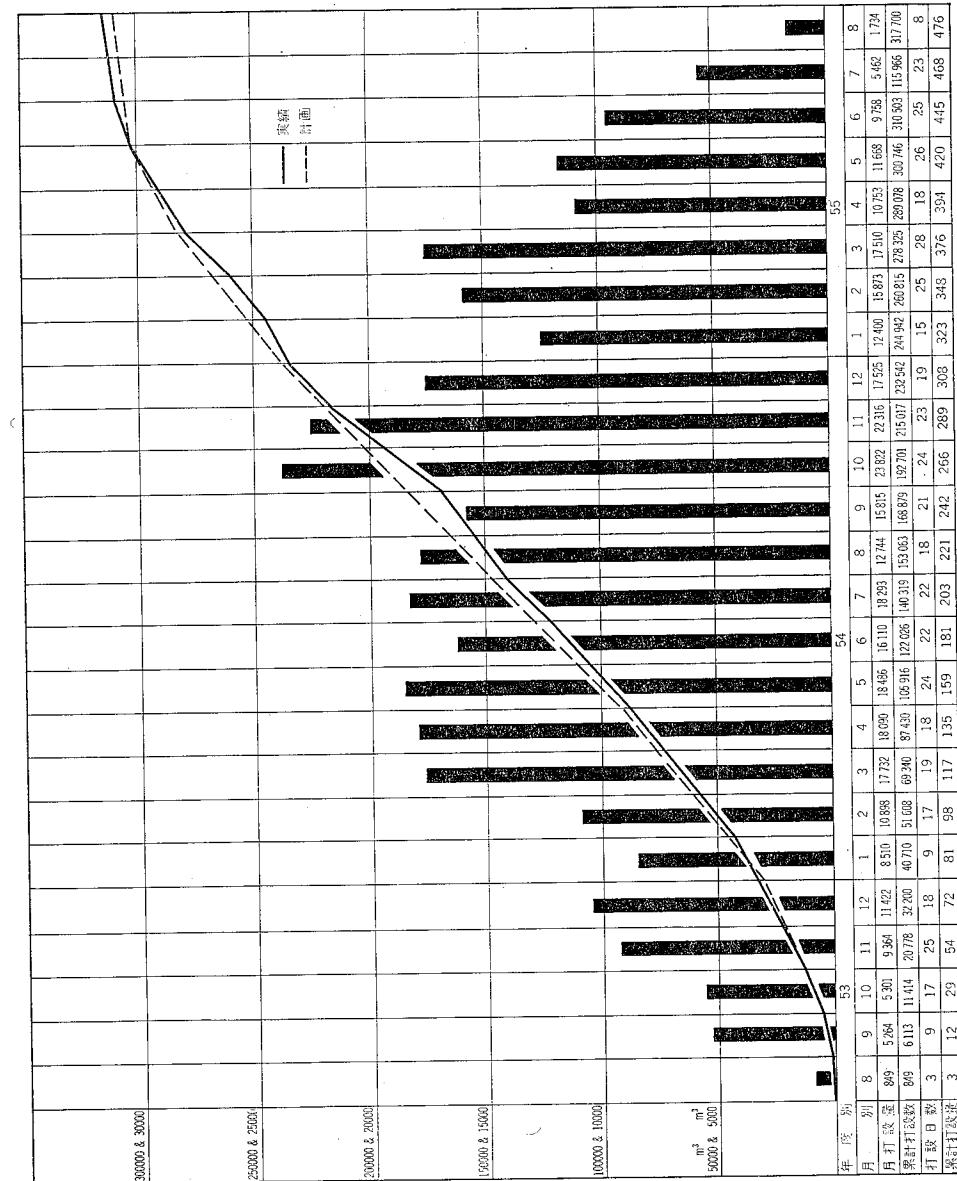


図 5.90 工程管理図

表 5.23 リフトスケジュール比較表

比較事項	従来の柱状打設		RCD工法によるレヤ打設		
	リフト厚 所要期間	1.5mリフト 31カ月	2.0mリフリ 22カ月	0.5mリフト 23カ月	0.7mリフト 20カ月
累計打設数	89	5301	11422	1535	1755
月打設量	89	5364	11442	1539	1740
累計打設日数	89	6113	11414	20778	32200
打設日数	3	9	17	25	18
累計打設日数	3	12	29	54	72

設は9月5日から始まったが、諸試験の結果、計画されていた70cmリフト(35cm×2層)の追跡2層打設は改良の余地があると判断されたため、1リフトの厚さを50cmとして10月25日からRCD工法コンクリートによるダム本体の打設が本格的に開始された。

当初の計画では、この50cmリフトも堤体下部着岩部より高さ20mの比較的主応力の大きい所のみとし、これ以高については70cmリフトとする予定であったが、品質管理等に問題があったため、着岩部より高さ40mまで50cmリフトで打設せざるを得なかった。このため当初のリフトスケジュールに対し約3ヶ月の遅れを生ずることとなった。このような状態の中でリフト厚70cmへの研究及び最も能率的な打設区画の検討ならびに頂部打設方法の検討が行われ、これらの実施により、後半の打設において約1ヶ月の工期回復を図り、最終的にはブロック打設2.0mリフトの場合の所要工期内で本体の打設を完了した。

したがって、当初から70cmリフトで施工していたとすれば、計画どおり所要工期は20ヶ月で十分可能であり、従来のブロック打設工法に対して2ヶ月間の工期短縮となつたであろうと判断される。また、ブロック打設によるリフトスケジュールのクリティカルパスは一般に打設ブロックの段取りといわれているが、RCD工法の場合、次のような点が要因としてあげられる。

- ① 冬期打設の場合、グリーンカット作業は比較的長時間のインターバルを必要とする。
- ② 広範囲なレヤ打設のためグリーンカットの対象面積が大きく廃棄物・浮石・浮モルタル等の処理にやや時間を要する。
- ③ プレクーリングを行わなかつたため熱発散等のためのインターバルが必要である。特に夏季は夜間打設のみとしたので、大幅に打設能力が低下することとなった。
- ④ 中標高が断面・打設量的に最もRCD工法を有効に活用できるが、ブロック打設の場合より仮設能力は大きくとておく必要がある。
- ⑤ RCD用コンクリートの場合、特に骨材の表面水量管理が重要となるので、骨材のストップ量を増大し自然排水による表面水管理(水切り)を行うことが必要であるが、このような場合でも打設能力の増大に対処可能な骨材の供給能力が必要となる。
- ⑥ 堤体内の構造物は極力少なくすることが急速施工に極めて大切である。また、プレキャスト化等によってRCD工法によるコンクリートの施工範囲を増すこと等も検討する必要がある。

5.11.3 月別打設実績

月別打設実績は表5.24のとおりである。

表5.24 コンクリート打設実績表

年月	月あたり打設量 (m ³)	打設日数 (日)	打設時間 (h)	時間あたり打設量 (m ³)	日あたり打設量 (m ³)
53. 8	849.5	3	30.50	27.9	283.2
9	5 263.1	9	139.67	38.2	593.0
10	5 301.6	17	170.80	31.0	311.9
11	9 363.3	25	293.67	31.9	374.5
12	11 422.4	18	268.40	42.6	634.6
54. 1	8 509.6	9	170.67	94.5	945.5
2	10 898.0	17	237.32	45.9	641.1
3	17 732.0	19	329.50	53.8	933.3
4	18 089.1	18	315.32	57.4	1 005.0
5	18 487.1	24	344.83	53.6	770.3
6	16 110.4	22	310.83	51.8	732.3
7	18 292.4	22	337.50	54.2	831.5
8	12 744.8	18	234.88	54.3	708.0
9	15 815.6	21	284.73	55.5	753.1
10	23 821.6	24	351.60	67.8	992.6
11	22 316.4	23	337.15	66.2	970.3
12	17 525.4	19	290.70	60.3	922.4
55. 1	12 399.8	15	204.45	60.6	826.7
2	15 873.0	25	256.95	61.8	634.9
3	17 510.3	28	288.12	60.8	625.4
4	10 752.5	18	190.20	56.6	597.4
5	11 668.1	26	228.33	51.1	448.8
6	9 758.2	25	239.10	40.8	390.3
7	5 461.5	23	178.97	30.5	237.5
8	1 734.3	8	74.33	23.3	216.8
計	317 700.0	476	6 108.52	1 227.8	16 380.4
平均	12 708.0	19	244.34	52.01	667.4

5.12 品質管理

5.12.1 品質管理基準

島地川ダムでは、「島地川ダム施工管理基準」に基づき、品質管理を実施したが、「コンクリートの品質管理基準値及び変動の許容範囲」について、室内試験ならびに試験施工等に基づき、主要な項目について表5.25のように定めた。

なお、現場におけるRCD用コンクリートの品質管理については、特に次の項目を管理の基本とした。

(1) コンシステンシー試験

原則として1時間に1回以上、バッチャープラントのホッパーより採取した試料により、40

表 5.25 品質管理基準値及び変動の許容範囲

項目	基準値	変動の許容範囲	摘要
圧縮強度	目標強度	±15%	σ_{91} での変動率
スランプ試験	4 cm	±1.5 cm	RCD 用以外コンクリート
V C 試験	15秒	±10秒	RCD 用コンクリート
単位容積重量	目標値	±2%	JIS A 1116
空気量	3.5%	±1%	RCD 用以外コンクリート
空気量	1.5%	±1%	RCD 用コンクリート
細骨材粗粒率(FM)	2.6	±0.2	

表 5.26 現場における観察項目

測定及び実施項目	測定及び実施方法	測定基準	測定及び実施場所
締固め時の沈下量及び転圧回数の測定	① 卷出し厚を測定する（転圧を行う前に実施）. ② 転圧終了後厚さを測定する。 ③ 沈下量測定時の転圧回数を計測する。	原則として1時間につき1回以上、その他監督職員が必要と認めて指示した場合	打設現場
コンクリート表面の状況 (観察)	① 振動ローラ転圧時のね返り現象の有無。 ② プリージングの有無。 ③ ウエーピング現象の有無。 ④ 材料の分離現象の有無。 ⑤ 転圧終了後の表面状況（クラックの発生等）。	打設時當時	"
打込み開始及び終了時刻の記録	各層ごとの打込み開始及び終了時の時刻の記録。	打設日報に記録する。	"

mm ウェットスクリーニングを行って改良型 VC メーターにより VC 値の測定を行う。また監督員の指示により大型モールドによるフルサイズの試料での測定及び打設現場における VC 値の変化も測定する。

(2) 強度試験

VC メーターの振動台を利用して供試体の作成を行った。

1回あたりの作成試料は σ_7 2本, σ_{28} 3本, σ_{91} 3本とし, 供試体の採取は配合別にリフト1回以上(ただし 500 m^3 以上は2回以上)とし, 初期においては1月に1回 σ_{365} の供試体を採取する.

(3) 洗い分析試験

1月に1回及び品質に異状を認めな上

(4) ヨンクリートの温度測定

各供試体作成時及び各リフトの打込み開始及び終了時

(5) 現場における観察項目

表 5.26 に示す項目について目視による観察を行う

表 5.27 島地川ダムコンクリート示方配合一覧表

表 3-24 島理川ダムコンクリートボルト配筋一算表

項目		細骨材セメント比 (W/ C+F) % mm		細骨材 (s/a)		スラン ブ(SL)		水 (W)		セメントフライ ス(F)		細骨材粗骨材 (S)		セメント 混和剤 (G)		使用 区 分	
A-1	80	57.8	30	34	4±1	3.5±1.5	133	C+F=230	676	1329	0.575	堤体の上流面 2m、下流面 2m の部分の外部コンクリートならびに減勢工インパート(81 Lift EL=253.5以下)を					
A-2	80	59	30	33	4±1.5	3.5±1	130	C+F=220	670	1377	0.55	A-1 種の細骨材率を 34% から 33% に修正					
B-1	80	87.5	30	34	—	1.5±1	105	C+F=130	749	1476	0.325	リフト 50 cm の比較的強度を必要とする堤体下部の内部コンクリート(82 Lift 以上)					
B-2	80	87.5	30	34	—	1.5±1	105	C+F=120	752	1482	0.30	リフト 70 cm の内部コンクリート(82 Lift 以上)					
C	80	49.1	30	31	4±1.5	3.5±1	140	C+F=285	593	1341	0.713	通廊、エレベーター・シャフト、量水塔、導流壁、低水位予備室、選択取水放水管等配筋を必要とする部分、低水位放水管、選択取水放水管、選択取水放水管の部分のコンクリート					
D	80	76.1	30	34	4±1.5	3.5±1	137	C+F=180	687	1353	0.45						
E	40	56	30	38	12±2.5	4±1	175	C+F=310	679	1124	0.775	試掘坑の閉塞用コンクリート(ポンプ打ち)					
F	40	43.8	30	38	12±2.5	4±1	173	C+F=395	652	1085	0.988	減勢工導流壁天端コンクリート(C種同等強度を必要とするポンプ打ち)					
G	20	55	30	48	12±2.5	4±7.5	165	C+F=300	855	941	0.75	試掘坑の閉塞用コンクリートでE種の最大骨材変更(ポンプ打					
M	—	60	30	—	—	—	300	C+F=500	1294	—	1.25	打継用					
I	40	44	30	38	8±2.5	4±1	150	C+F=340	704	1161	0.85	C配合に相当するもの					

5.12.2 各種コンクリート示方配合

各種コンクリートの示方配合は表5.27の一覧表のとおりである。

5.12.3 夏冬における品質管理

5.12.3.1 夏期コンクリートの打設

島地川ダムではコンクリート打設に当たってはクーリングを行わないため、練り上がり温度が25°C以上になる恐れが生ずる7月～9月（7月2日～9月13日）間は昼間のコンクリート打設は中止することとし、原則として夜間打設のみとした。また上部リフトへの打継はコンクリートの発熱放散を考慮して中3日の期間をあけて打ち継ぐこととした。

RCD工法では、ブルドーザによりコンクリートを広い範囲に敷き均すため振動ローラによる締固めの完了まで長期間コンクリートを放置することとなり、表面乾燥によりコールドジョイントの可能性も生じてくる。この対応策としては、上・下流面の型枠にジェット水の噴出装置を取り付け、打設現場を絶えず噴霧状態におくよう心掛けるとともに、気温の高いときには散水及びシート等で対処し、転圧・締固めが完了した所にはスプリングクラー及び水マットで養生を行った。

なお、島地川ダムにおいてRCD用コンクリートの良好なコンシステンシーを確保できる時間は5時間が限度であり、実施においては1ゾーンの敷均し、締固め作業が4時間以内に終了するように配慮したゾーンシステムによるレヤ打設を行った。

＜その他＞

- この間の夏期打設は1リフト50cmとし、打設厚を小さくする。
- 次リフトの打設インターバルを72時間以上とする。

等の配慮を行って夏期におけるコンクリート打設を行った。

5.12.3.2 冬期コンクリートの施工

寒中におけるコンクリートの打設については「ダムコンクリート標準示方書」（土木学会）においてコンクリート打設時の外気温が4°C以下の場合には、コンクリートの練混ぜ・打込み及び養生について適切な処置をとるよう規定している。

従来の柱状打設工法によるコンクリートではRCD工法によるコンクリートに比べ富配合なコンクリートを使用しているためコンクリートの硬化が早く打設ブロック数も多いため、あまり問題にされなかったが、島地川ダムではレヤ打設方式であるため打設ブロックが大きくなるとともに他の富配合コンクリートとRCD用コンクリートとでは硬化の速度が大きく異なるため水平打継面処理がリフトスケジュールのクリティカルパスとなった。特に冬期におけるコンクリートの施工は急速施工を前提としたRCD工法の今後の検討課題である。

これら寒中コンクリートの対応策としては、混和剤の変更、電熱シートによる保温養生と合わせて混合水に温水を使用し、コンクリートの練り上がり温度を5°C以上に保つ等の措置を講じ

た。

温水は40°Cを使用したが、外気温が一定でも骨材の表面水率の増減に伴い練り上がり温度は変化している。特にRCD用コンクリートの場合、他の配合に比べて骨材が多く混合水が非常に少なくなっているため、骨材の（特に砂）表面水率が高いと温水を使用する効果も少なくなるが、現場の最低気温が-5°Cとなったときでもコンクリートの練り上がり温度は5°C以上を保ち、一般に冬期におけるコンクリートの練り上がり温度を10°C前後に保つことができた。

このほか特に気温が下がる夜間においては岩着部・型枠・鉄筋等に氷着が起こるため、型枠（スチール）周辺にアイランプを使用し、電熱シートで被うなどして保温養生にも格段の配慮を行いながら冬期コンクリートの施工を行った。

5.12.4 コンクリートの品質管理

RCD工法によるコンクリートの施工は初めての試みであり、コンクリートの品質管理手法も確立されていないので現場施工においては、次のような基本的な考え方を立てる品質の管理を行うこととした。

- ① バッチャープラントでの表面水量の管理等に重点を置き、均質なコンクリートの製造に努めた。
- ② VC値によるコンシステンシー管理を行う。
- ③ 材料分離が少ないような運搬・敷均しを行う。
- ④ 卷出し厚の管理を正確に行う。
- ⑤ 締固め管理は回数管理とし、正確に行う。
- ⑥ 標準供試体による強度管理だけでなく、場合によってはボーリングコアの採取による諸試験の検討も行う。

5.12.4.1 締固め管理

当初の計画では、1リフト70cmとし、1層35cmを2層に分けて転圧していく、いわゆる追跡2層打設を考えていたが、度重なる施工実験の結果、下層の35cmは比較的良好な結果が得られるのに対し、上層の35cmは下層よりポーラスであり、圧縮強度も下層より30%程度低く、中間の水平打継面近くに空隙ができることがあるので、これを変更し、全層を同時に転圧することとし、1リフトの厚さが50cmとなるよう15～20cm程度の薄い卷出しを3回行い、表面から振動ローラ（BW-200）で、無振動2回、振動9回の転圧による締固めを行った（70cmリフトの場合は、4回卷出し、無振動2回、振動13回）。この方法によると、転圧による沈下量は、卷出し総厚の平均7.2%であり、2山のラップダンピングの13.7%に比較してはるかに小さく、薄層卷出しによる各層転圧の効果が認められ、均質性への向上に大きく貢献した。

なお、振動転圧後に発生する表面の浮き石対策として、規定の転圧回数終了後、無振動1往復の仕上げ転圧を行った。

また、敷均し厚の施工管理は締固め厚（仕上がり厚）の管理に重要なポイントとなるので、計測作業の迅速化と省力化を考えてレザーレベルを使用し極めて良好な結果が得られた。

5.12.4.2 コンシスティンシーの管理 (VC 値)

島地川ダムにおける RCD 用コンクリートのコンシスティンシー管理は VC 試験機による VC 値で行うこととした。

VC 試験機の規格

振動数: 4 000 cpm (可変式)

幅幅: 1 mm (可変式)

モールド寸法: 小型 径 24 cm 高さ 20 cm

大型 径 48 cm 高さ 40 cm

載荷: 20 kg

測定は原則として 1 時間に 1 回とし、許容範囲当初は 20±10 秒を管理目標としたが、含水管理の精度が向上するにつれて、VC 値の範囲も縮まり、途中から 15 秒を基準値とし変動の許容範囲を 10 秒としたが、終わりには変動の許容範囲も 7 秒前後となって極めて均質な RCD 工法によるコンクリートの製造に成功した。

また、RCD 用コンクリートに使用した単位水量の変動は時間とともに単位水量の平均値も小さくなってきており、経験を重ねることによって次第に良質なコンクリートが得られるようになったことがうかがえる。

5.12.4.3 圧縮強度管理

RCD 用コンクリートの圧縮強度管理は、島地川ダム品質管理基準に従って σ_7 , σ_{28} , σ_{91} の各材令につき 15 cm × 30 cm の標準供試体によって行った。なお、供試体の作成方法は VC メーターの振動台（振動数 4 000 cpm, 振幅 1 mm）を使用し、4 個同時に作成することとし、3 層に分け 1 層 30 秒とし、各層ごとに 5 kg の載荷を使用してコンクリートを締め固めた。

その結果は、図 5.91 のとおりである。

各配合別の平均圧縮強度と材令を図 5.92 に示す。

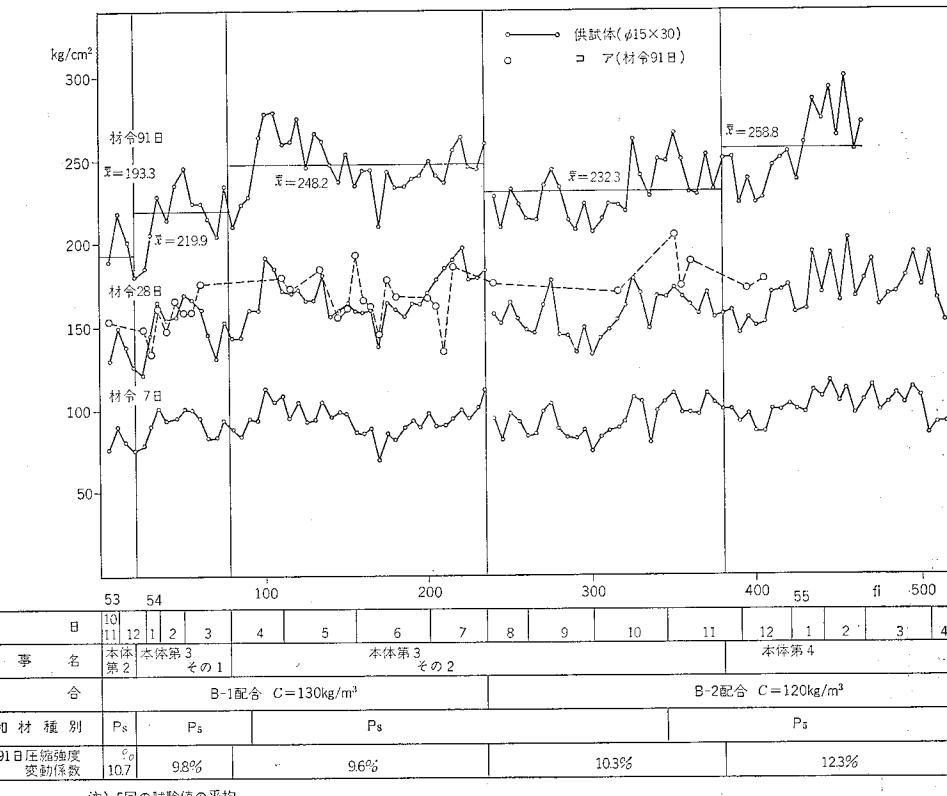
5.12.4.4 コアの目視管理

ダム本体より採取したコアは圧縮強度試験等に使用したが、使用に先立ち、品質管理の補助として目視による等級区分の観察を行った。

その例を示せば図 5.93 のとおりである。

5.12.4.5 表面水量試験

粗骨材については JIS による表面水量試験を午前 1 回（9 時または打設着手時）、午後 1 回（13 時 30 分、または打設開始前）行うこととし、細骨材については、原則としてバッチャープラントの計量ビンにセットされた静電容量型水分計により管理を行う。ただし、JIS による表面水量試験も打設期間中 1 時間ごとに行い、相関性の把握と静電容量型水分計の精度の向上に努める。



注) 5回の試験値の平均

図 5.91 RCD 用コンクリート圧縮強度管理図

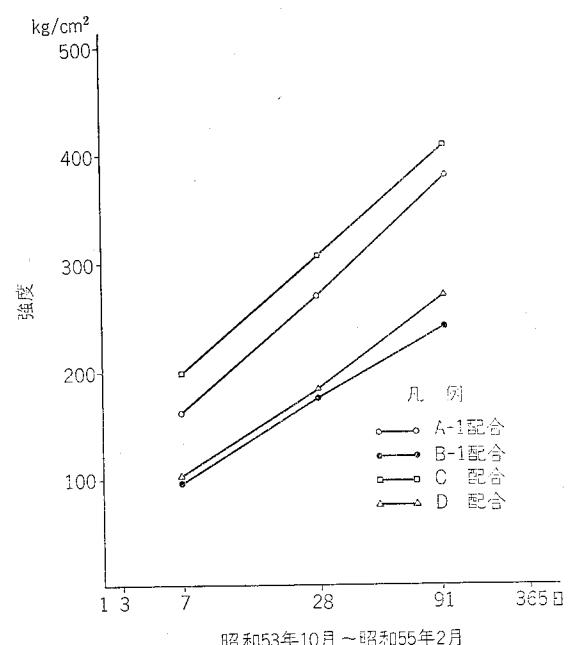


図 5.92 平均圧縮強度と材令 (19 日)

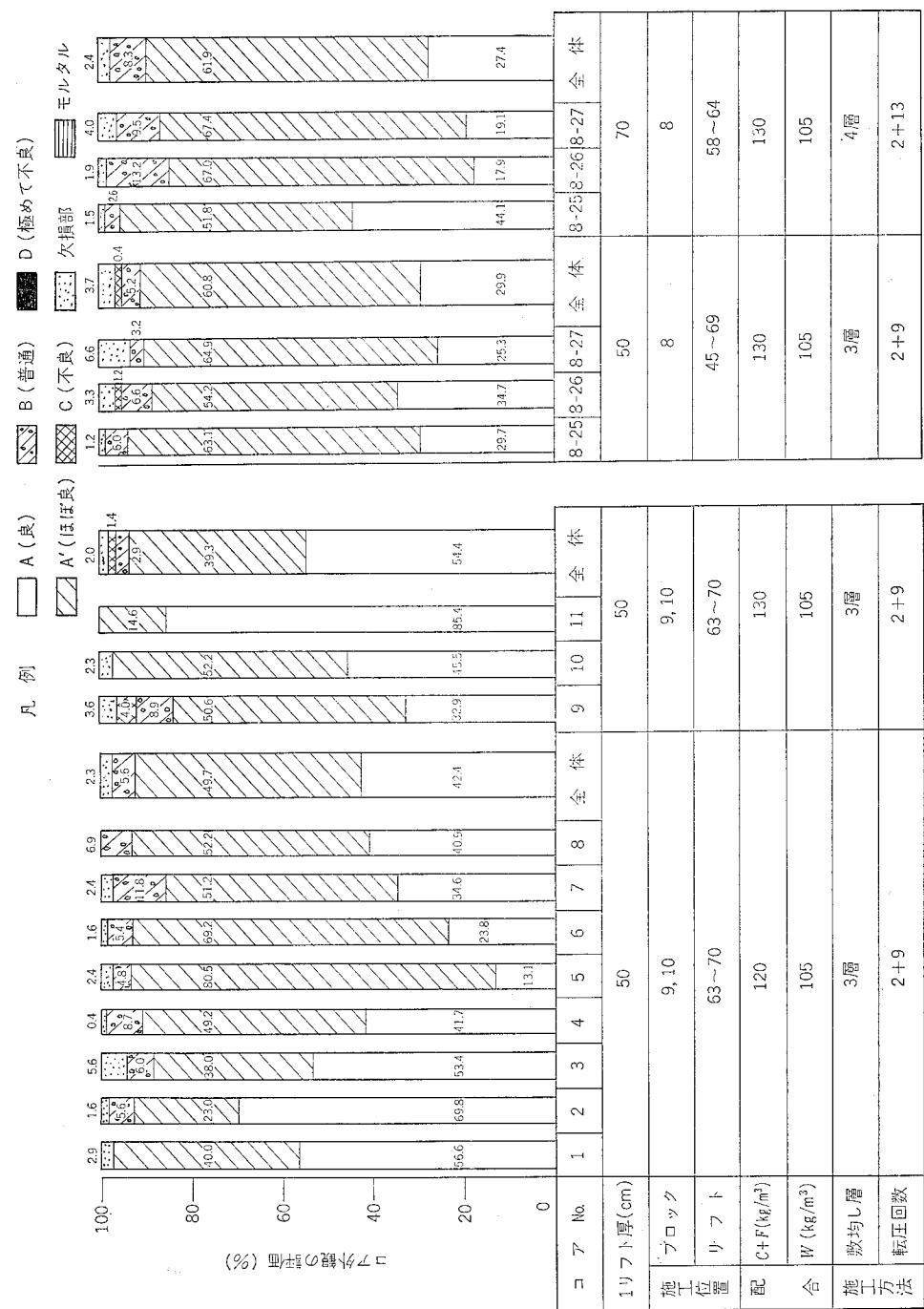
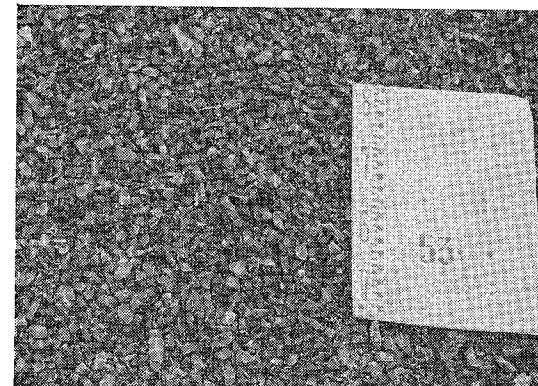


図 5.93 コア外側等区分図

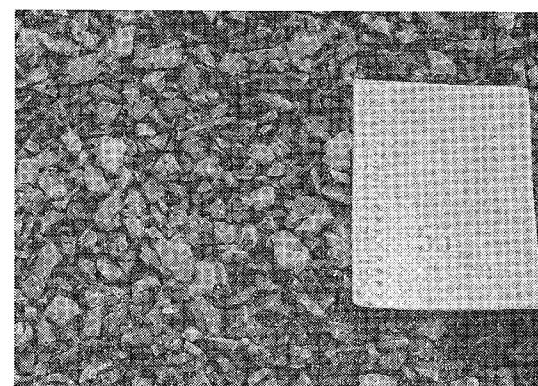
5.12.4.6 骨材の品質

島地川ダムでは、現地産の片岩を骨材に使用している。

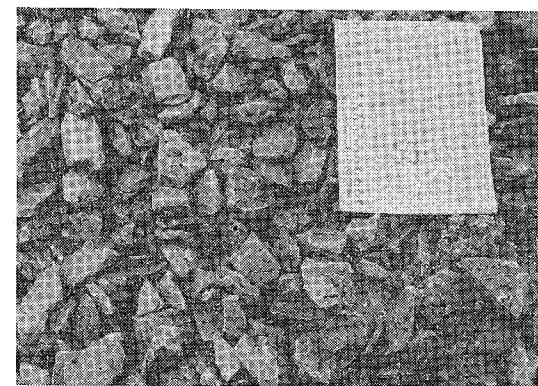
この骨材は、片岩特有の偏平な形状を呈し、RCD 用コンクリートの骨材としては必ずしも良好な条件のものということはできない。



粗骨材 5~20 mm



粗骨材 20~40 mm



粗骨材 40~80 mm

図 5.94 島地川ダムのコンクリート骨材

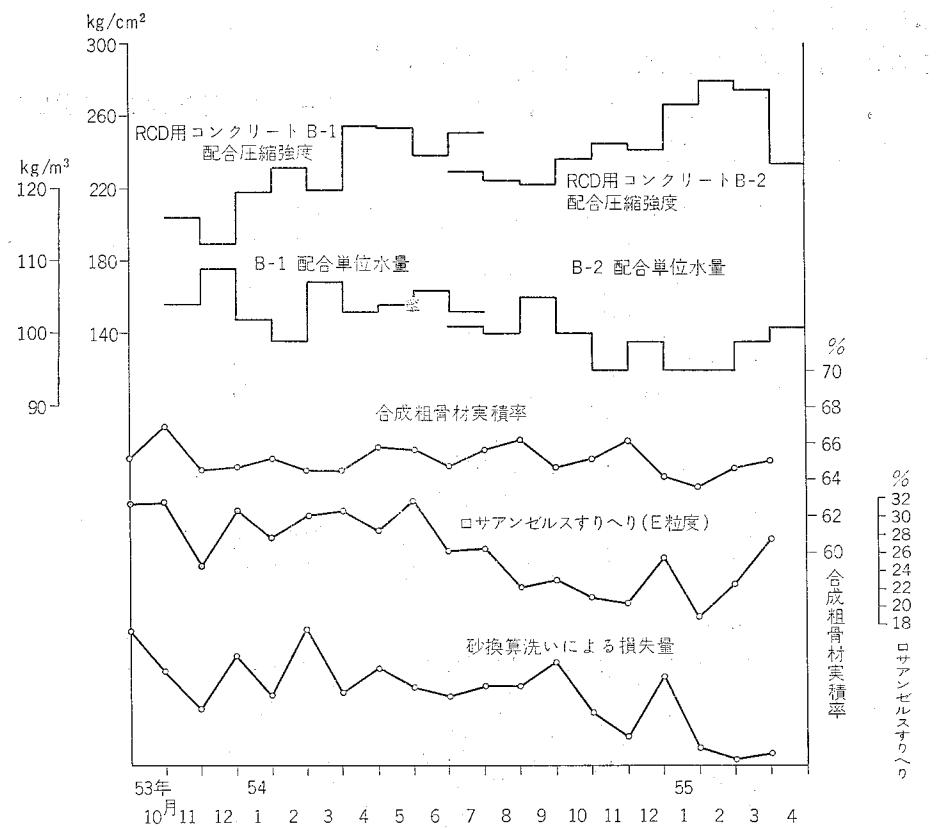


図 5.95 骨材試験及びコンクリート圧縮強度

また、岩質的にも微粒分が多く、コンシステンシー的に均質なコンクリートであっても、微粉量の変化によって単位水量の増減を誘発し、圧縮強度に変化をもたらすこととなる。

当初は原石山の浅部である関係もあって図5.94のように極めて偏平な骨材であったが、原石山の深部になるに従って、砂質片岩となって硬度も増し、粒形的にもよくなってきて、図5.95に示すように単位水量も少なくなり、結果として強度も増大している。

昭和53年12月ごろにコンクリートの圧縮強度低下の傾向が見受けられたので、その原因を調べるため粗骨材の再破碎調査を行った。

生産直後から練り混ぜまでの間に、図 5.96, 5.97 に示すように変化しているのがわかる。

コンクリート圧縮強度の低下は、粗骨材間の粒形変化、粗骨材から細骨材の移動等は現場において粗骨材合成粒度等で対応できる。考えられるのは、骨材の再破碎によって生ずる強度低下である。

(1) 島地川ダムにおける骨材の再破碎要因について

原石の特性にもよるが、島地川ダムの骨材の原石には片岩が使用されており、製品が運搬途中で再破碎されやすい不利な特徴があるのは明らかである。

粗骨材が再破碎を起こす原因としていろいろと考えられるが、運搬途中における中継荷受け時

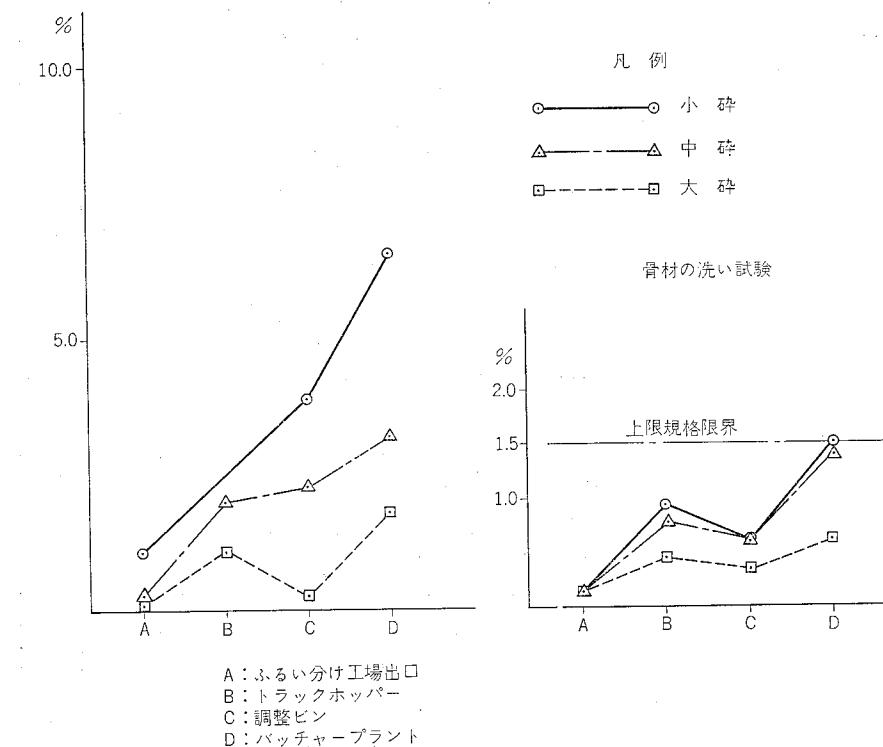


図 5.96 5 mm 以下の百分率図

が一番大きな原因である。その中で荷受け落下高が高いものほど破碎率が高いのは当然である。具体的には島地川ダムの粗骨材の運搬フローは図 5.98 のとおりであり、骨材がバッチャーブランケットに供給される運搬過程において、

ホッパー

 →

ダンプトラック

、

ダンプトラック

 →

調整ビン

 の過程は荷受け落下高が大きく、破碎率も大きい。このことは前述したように、特に RCD 用コンクリートの品質に対し好ましくないものである。

これらの対応としては、ホッパー、調整ビン、バッチャープラント受材室等を常に満杯に保ち、荷受け落下高を最小限に維持してある程度解消できた。今後、このような再破碎されやすい原石を使用する場合、中継荷受け数を極力少なくするとともに骨材落下高も極力小さくするよう十分考慮に入れた設備計画が必要である。

(2) 細骨材の貯蔵設備が混合水に与える影響

RCD 用コンクリートは、単位水量 105 kg/m^3 程度の超硬練りコンクリートであり、骨材の含水量の管理が重要なポイントになることは前述のとおりである。

島地川ダムのコンクリートの混合水量管理の手法としては静電容量型水分計により連続自動補正されるのであるが、混合水量管理を複雑にしている原因として次のような点が見受けられた。

コンクリート打設のピーク時には砂の表面水量が非常に大きく(7~9%)ばらついたものがバッチャープラントに供給され、RCD用コンクリートの単位水量 105 kg/m^3 に対し、混合水

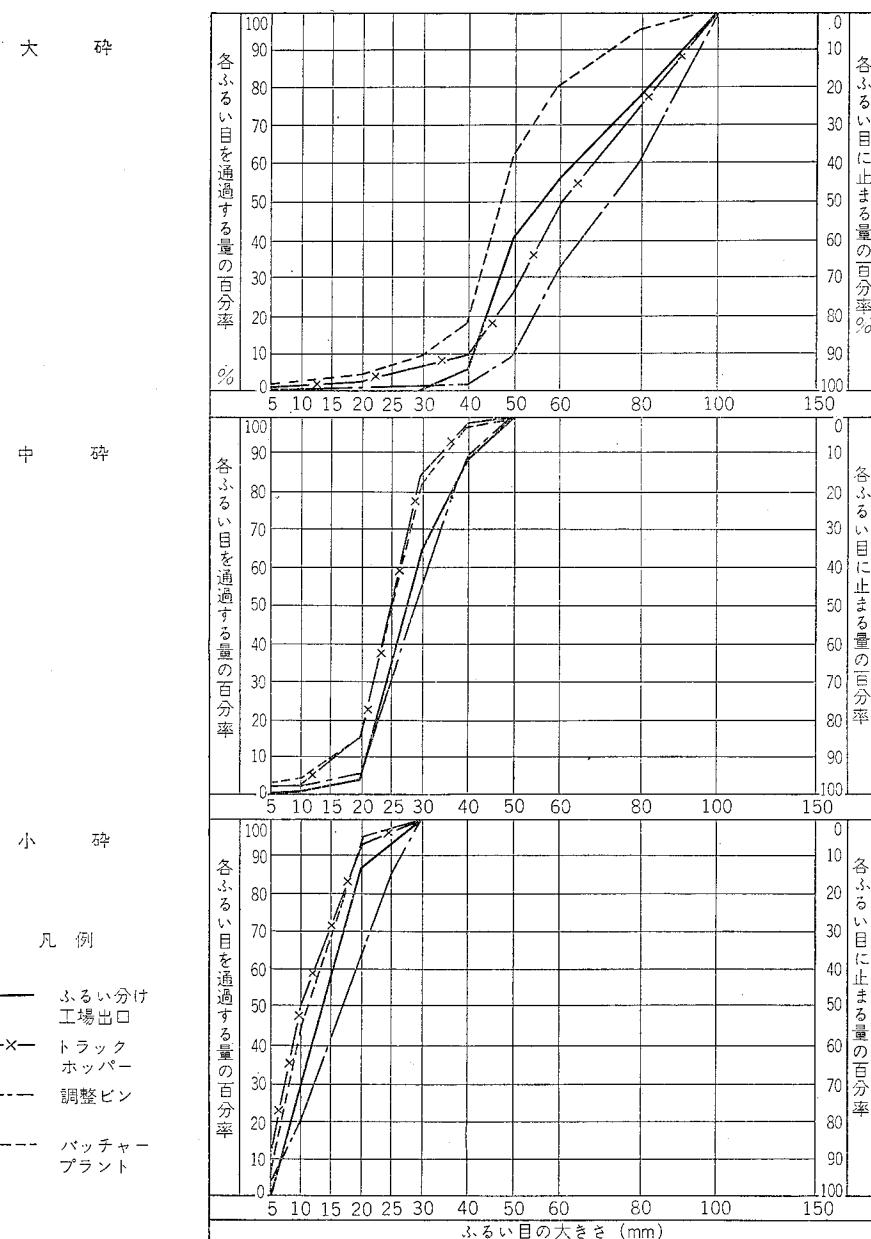


図 5.97 粒度曲線図

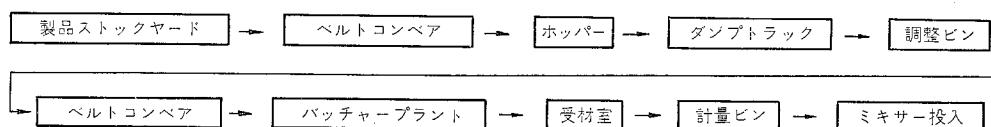


図 5.98 粗骨材の運搬フロー図

の投入量が数 kg/1.5 m³ 前後の計量が見受けられた。

このことは、粗骨材の表面水量は一定として扱われているので、場合によっては投入水量が負になるということも起こり得るので、コンクリート製造が不可能になる。

表面水の大きなものが供給される原因として砂のストックヤードでの水切り時間が非常に短い。また、冬期にはパイル端が凍結で水切効果を非常に悪い。これらのことから骨材プラントの砂のストックパイルの容量、形状等は十分な配慮が必要と思われる。

5.12.5 含水管理

RCD 用コンクリートは 0.5% の含水誤差が品質に大きく影響するので、自動化された迅速性のある含水管理が必要となってくる。島地川ダムでは、静電容量水分計を砂の計量ビンの中にセットし、連続的に各バッチの含水率を測定し、直ちに自動的に計量補正を行うシステムとした。この自動含水管理は比較的高い精度であり、強制練りミキサーの使用とあいまって、含水変動の多い細骨材の使用にもかかわらず、極めて均質な RCD 用コンクリートが得られた。なお、この静電容量水分計電極部取付け詳細を 図 5.99 に示す。

この水分計は細骨材の静電容量を計測することによって表面水率を測定しようとするもので、表面水率と静電容量が 図 5.100 のような直線関係にあるのを利用したものである。

(1) 主要な特徴

- ① 水分による静電容量値を測定するために、原石の種類の影響をあまり受けない。
- ② 測定回路は特殊な高周波回路を使用しているので、従来の静電容量式水分計よりも広範囲に表面水率を測定できる。

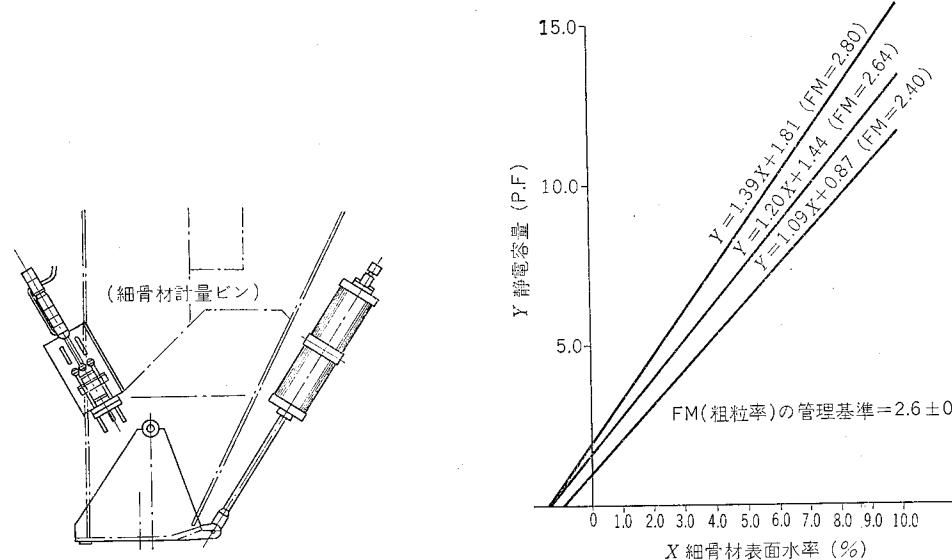


図 5.99 電極部取付け詳細図

図 5.100 静電容量と表面水率の直線式

- ③ 連続して各パッチごと測定でき、測定値はデジタル表示が可能である。
- ④ 水分補正是自動で行い、補正值は移動平均値（過去3回の測定値の平均）を使用する。
- ⑤ 測定の過誤をなくすため、規定範囲外の測定値は移動平均に算入せず、警報装置で知らせる。
- ⑥ 表面水率と静電容量の関係の検量線はある範囲で任意に設定でき、高い精度が期待できる。

(2) 主なる仕様

静電容量式水分計仕様

<一般仕様>

測定方式：静電容量式

測定範囲：0～20% 水分率（チャップマン法基準）

データ処理：3回測定値の移動平均方式

使用温度：0～40°C

電源：AC 100/200 V 50/60 Hz

大きさ：480(W)×374(L)×299(H)

パネル取付け盤

<水分計本体>

測定対象：コンクリート用

測定範囲：0～20% 水分率（チャップマン法基準）

出力

デジタル表示：LEF (11mm) 3桁表示

アナログ出力：DC 0～2V/0～20% (水分率)

(3) 静電容量水分計の精度

静電容量水分計の実用プラントへの応用は初めてであるため、従来法（炉乾燥法）による表面水率のチェックを1時間ごとに行って、この水分計の精度の向上を図った。図5.101は従来法と静電容量式水分計の偏差（従来法を正しいとして）のヒストグラムである。これは正規分布曲線に当てはめてみると、偏差が±0.5%以内に入る確率は76%となる。

5.12.6 ボーリングコアによる検証

島地川ダムではRCD工法の初めての試みであり、かつ品質管理手法が確立されていないこともあって、検証も兼ねて数次にわたり、相当数のボーリングコア（φ170mm）を採取し、目視、強度、密度等について品質の確認をするとともに、同種コンクリートの標準供試体との比較を行ってみた。

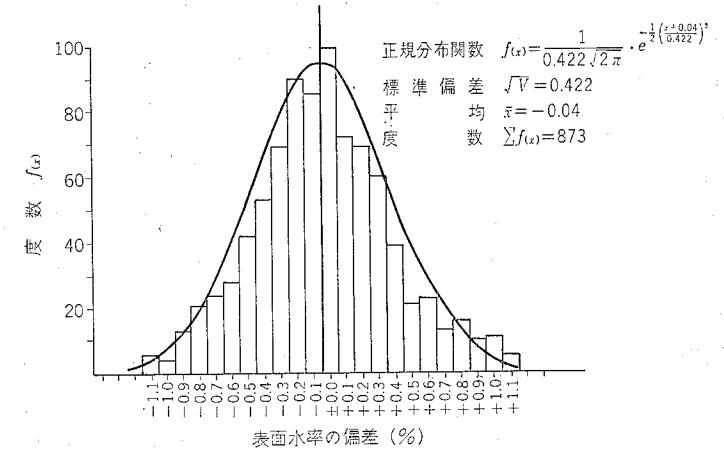


図 5.101 表面水率の偏差ヒストグラム (54/4～54/12)

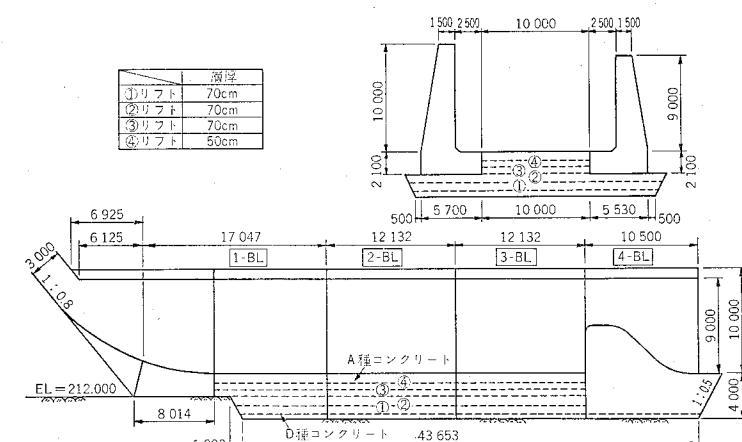


図 5.102 エプロン部施工試験断面図

5.12.6.1 エプロン部における抜取りコア

ダム本体での打設を目前にして、施工試験を兼ねて図5.102のようにエプロン部においてRCD工法によってコンクリート打設を行い、ボーリングコアを採取し、品質の確認検証を行った。その結果、およそ次のような傾向が把握された。

- ① 全般的にテストピットでの実験に比較し、密度、強度、目視度ともにばらつきの少ないコンクリートが打設されていた。
- ② σ_{91} は、いずれも 120 kg/cm^2 以上（平均 140 kg/cm^2 程度）となっており、おおむね材令56日で本体における必要強度に達することが確認された。
- ③ σ_{91} における上層の強度が下層の強度より遞減している率は平均 22% であり、テストピットでの実験結果の平均 27% より小さく、上層の強度も高くなっている。

④ σ_{91} において 70 cm 厚の下部第1～第3リフトのそれぞれ下層の強度が、50 cm 厚の第4リフトの強度より 16% ほど高くなっている。

5.12.6.2 ダム本体における抜取リコア

ダム本体からは9回にわたりコアボーリングを行い、延長370 m、試料数360個を採取して試験を行った。その結果、次のような傾向が認められた。

① リフト厚、巻出し方法、転圧回数にかかわらず、材令91日の試料91個中 110 kg/cm² 未満は1個 (104 kg/cm²) のみであり、各試料の平均値はおおむね 140 kg/cm² 以上が確保されている。

② 採取試料中、単位重量が 2.35 t/m³ 以下のものは皆無であり、総平均は 2.476 t/m³ であった。

③ 50 cm 厚の場合、 σ_{91} の平均値での上層、下層の強度差はほとんどなく、比較的良好かつ均質なコンクリートが打設されていると考えられる。

④ 70 cm 厚の場合は、テストピットでの実験と同様、上層、下層の強度差が確認されており、上層は下層強度に対し、平均 27% の遞減傾向がみられた (材令91日)。

⑤ 締固め厚 30 cm, 50 cm, 60 cm 及び 70 cm いずれの場合も σ_{91} 強度については特に著しい差異は見られないが、70 cm 厚の下層部の強度が高く、30 cm 厚の強度とほぼ同程度であった。

⑥ 採取したコアを詳細に目視すると、扁平な粗骨材の下面に比較的気泡が多く見られるが、これは振動ローラによる表面締固めの結果、コンクリート中の空気が抜け切れずに、上部の粗骨材の下面に付着したものと考えられる。

⑦ しかし、採取コアの透水係数は $1 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$ 程度であり、透水が憂慮されるような空隙等はないと思われる。

⑧ 各リフト間の接着状況 (水平打継面) は良好であり、モルタルが相当の厚さまで浸透しており、結果的に水平打継面の上部は単位セメント量の増加となっているものと考えられる。

⑨ 標準供試体とボーリングコアとの間には、表 5.28 に示すように σ_{91} において $\frac{\text{ボーリングコア}}{\text{標準供試体}} = 0.60 \sim 0.75$ 程度の差が見られ、ボーリングコアは強度供試体のほぼ 70% となっている (上・下層の場合は平均値を採用)。

⑩ $C+F=120 \text{ kg/m}^3$ と 130 kg/m^3 との間には特に強度上の一定した傾向はみられず、セメント量よりも季節 (気温) に応じたコンシスティンシーの確保が均質性の高いコンクリートをつくり出すのに重要であると考えられる。しかしダム本体下部では相当の強度が必要であり施工性と強度の両面を考慮して単位セメント量の増加、リフト厚の遞減等の配慮も必要と考えられる。

表 5.28 堤体ボーリングコアと標準供試体比較表

打設年月日	54. 3. 5 ~3.12	54. 3. 7 ~3.15	54. 5. 3	54. 5. 3 ~8. 8	54. 12. 6 ~12.24	54. 10. 13 ~10.17	55. 2. 27 ~3.30		
プロック及びリフト	9BL, 28~30	11BL, 28~30	8BL, 45	8BL, 45~69	6, 7BL, 67, 101	6BL, 83~84	12BL, 112, 120		
リフト厚	60 cm	70 cm	70 cm	70 cm	70 cm	70 cm	70 cm		
C+F 及び W	130, 105 kg	130, 105 kg	130, 105 kg	130, 105 kg	120, 105 kg	120, 105 kg	120, 105 kg		
締固め条件	4-13	5-15	4-15	3-11	4-15	4-15	4-15		
ボグ 1コア 数	σ_{91} 最大 4 σ_{91} 最小 4 σ_{91} 平均 162	184 kg/cm^3 (2) 134 162	(150) 183 (141) 167 (146) 177	(152) 265 (127) 189 (137) 220	(218) 212 (114) 137 (160) 168	(157) 241 (109) 161 (132) 193	(150) 201 (137) 198 (144) 200	(211) 227 (151) 184 (178) 213	
標準 供 試 体 数	個	σ_{91} 最大 9 σ_{91} 最小 9 σ_{91} 平均 239	273 kg/cm^3 217 224	245 6 224	290 6 242	294 69 191	277 30 200	291 12 193	320 6 223

○締固め条件…3-11……3層巻出し、11回転圧

○ボーリングコア：上段 () は、各リフトの上層部強度、下段は下層部強度

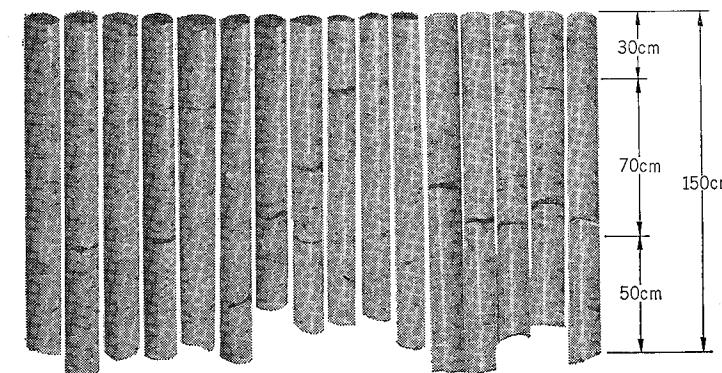


図 5.103 採取したボーリングコア ($\phi 170 \text{ mm}$, $L=1.5 \text{ m}$) 状況

(注) コアの切断はジャンカや接着不良ではなく長尺のため引上げ時に折れたもの。

5.13 総合検討

5.13.1 合理化施工の検討

島地川ダムでは、主として RCD 工法によるコンクリートのダム堤体施工の可能性を追求することとし、コンクリートの品質の適正化及び向上を主眼に、そのなかで、極力汎用性のある施工機械を用いて急速施工に努めた。その結果は、次のようにまとめられる。

- ① 島地川ダムは、RCD用コンクリートの運搬機械として垂直方向に固定ケーブルクレーン、水平方向にはダンプトラックを採用したが、従来工法の場合に予定していたジブクレーンと比べると運搬に関する仮設備費が少ない。
- ② RCD工法では、従来の横縦目型枠の建込みが不要であるから、今後の研究でリフト厚が増せば急速性はさらに進むであろう。なお、横縦目の造成は必要であるが、振動圧入式目地切機の開発によって作業性、機動性に富みその迅速性は大である。
- ③ 水平打継目の面積は、従来工法の2倍以上となるが、従来のダムコンクリートに比べ、レイタンスが少ないこと、コンクリート表面が広範囲にわたり平坦であるため、打継目の処理に大型機械が使用でき、省力化が図りやすい。
- ④ 大型機械による施工であるから、狭い場所での施工にはあまりなじまず、構造物周辺部の施工はやや煩雑となる。
その対策としては、堤体の形状及び堤体に設置される洪水吐、監査廊等が合理化施工に支障を及ぼさないような配置及び構造とすることの検討が必要となる。
- ⑤ 島地川ダムでは、クーリングを実施しないので、クーリング費、継目グララト費が軽減した。
- ⑥ RCD用コンクリートのセメント量は 120 kg/m^3 で従来のダムコンクリートの最少量 140 kg/m^3 に比べてより少ない貧配合のコンクリートであり、セメントの節減をとらえても省資源時代に即した工法である。
- ⑦ 島地川ダムでは、度重なる試験によってコンクリートの打設層厚を当初の 50 cm から 70 cm まで厚くすることができるようになった。今後研究を進め 1.0 m 以上の層厚での施工が可能となれば、経済性を追求した急速施工もさらに前進するであろう。このように、島地川ダムの堤体施工はコンクリート打込みの合理化研究の一環として実施したのであるが、その結果、ハイダムに適用できることを実証した。
これらの事項の中で、コンクリートダム合理化施工の主目的である省資源、急速性、経済性等については、島地川ダムの施工から次のように判断され、RCD工法がコンクリートダム築造工法として極めて将来性を有する工法であることが実証されたといえる。

5.13.1.1 施工の安全性

現代における建設工事は技術的な面だけでなく、労務対策も含めた現場の安全管理にも細心の配慮が必要であり、これは新しい技術の摸索するうえにおいても極めて重要な要素である。RCD工法による広範囲なレヤ打設は左右岸たえず平坦性を保ちながら漸次打ち上げられていくので、死角のない見通しのよい作業現場が形成されており、従来のブロック工法に見られない安全性の高いダムの築造法であることも実証された。

5.13.1.2 省資源

従来、重力式ダムコンクリートの内部コンクリートのセメント量は 160 kg/m^3 前後とされている場合が多いが、島地川ダムでは 30% のフライアッシュを混入したセメント量は 120 kg/m^3

であり、約 7000 t のセメント量が節約されたこととなる。

将来、RCD用コンクリートの製造法の確立とともに、骨材の製品の品質を下げることが可能になれば、相当の省資源効果を有するコンクリートとなる。そして、その効果は大規模なダムに利用されるようになれば、より以上にその効果が發揮されることとなる。

5.13.1.3 急速性、経済性

長期間の工期を必要とするダム工事にあっては工期の短縮は即経済性につながるものである。RCD工法は 5.11.2「リフトスケジュール」に記述したように、従来のブロック打設工法に比較し、基本的に急速性の高い施工法である。

島地川ダムの場合は外部コンクリート、構造物周辺部のコンクリートにプラスチックな富配合コンクリートを使用した従来の断面のままでの内部コンクリートへの利用であるため、作業スペースが小さく、必ずしも機械化施工に適したダム構造であったとはいいくらい。そのうえ、本ダムは初めての試みでもあったため、結果的には大半のコンクリートの打設は 1 リフト 50 cm で実施された。したがって、今後のダムにおいて 1 リフトの厚さ 70 cm 、もしくはこれ以上にして、作業スペースを広くとるようにすれば、極めて急速性の高いダム築造工法であることは論を待たない。

5.13.2 合理化施工の今後の課題

島地川ダムでは、コンクリートダムの合理化施工の一環として、超硬練り、貧配合コンクリートを固定ケーブルとダンプトラックにより運搬し、振動ローラ (BW-200) で締め固めていくRCD工法を採用したが、これはあくまでもコンクリートダムの合理化施工の1手法であり、今後このような手法にさらに改良と検討を積み重ね、コンクリートダムの利点を有効に活用した合理的なコンクリートダムの姿をさらに追求していかなければならない。このような考え方方に立つと、島地川ダムでのRCD工法によるダム施工の具体化は、新しいコンクリートダムへの出発点でもある。

幸いにして、島地川ダムでは、本体での施工に先立ち RCD用コンクリートについて、数多くの試験及び実験を行うこととなり、暗中模索であった施工前に比較して、格段の進歩を得たものと評価してよいだろう。今後転圧エネルギー等の検討が進められれば、材料分離を防ぐ薄層巻出しと併用することによって、相当な厚さのより均質なコンクリートを得ることが可能となり、経済性を追求した急速施工も確実に実用性を伴って前進することは明白である。

そのためには、

- ① 転圧エネルギーと締固めメカニズムの解明
- ② 適正かつ合理的なコンクリート配合法の検討
- ③ 材料分離をさらに少なくする施工方法の検討
- ④ RCD用コンクリートの温度応力に関する検討

が必要であり、今後とも RCD工法に関する研究は続けられなければならない。

前述のように、島地川ダムにおいては、RCD工法を主軸とした合理化施工が実施されたが、コンクリートダムの合理化施工をより前進させるためにさしあたり次のような諸点について具体的な研究が必要と考えられる。

- ① RCD用コンクリートの粗骨材最大粒径を150mmとすることの検討。
- ② 1リフト施工厚さを増加し、施工速度を高める検討。
- ③ RCD用コンクリートの薄層敷均しと締固め作業の同時施工（改良キャタピラーによるブルドーザ等の考案）の検討。
- ④ 表面に型枠と外部コンクリートとの役目を兼ね備えたプレキャスト型枠を使用した全面的レヤ打設の検討。
- ⑤ 小規模ダムにおける思い切った合理化施工の実施。
- ⑥ 仮設備とコンクリート運搬方法の合理化の検討（ダンプトラック、ベルトコンベア、インクライイン、ポンプ打設等）。
- ⑦ 骨材の製造コストの低減の検討（1次破碎による製造、ドライクラッシング、スラッジの混用、掘削岩の活用等）。
- ⑧ 合理的なクーリング方法の検討。

これらはいずれも早急に検討すべきものと考えられるが、それぞれのダムの立地条件等を十分考慮に入れた具体的検討が必要であり、これらの研究及び試行は今後のコンクリートダムの合理化施工に残された重要な課題である。

6章 施工と実績(2)

一大川ダム

6.1 施工概要

6.1.1 ダムの概要

大川ダムは阿賀野川総合開発計画の一環として、福島県内の阿賀野川本川（通称阿賀川、大川ともいう）に建設を進めている洪水調節、流水の正常な機能の維持、特定かんがい、水道用水、工業用水及び発電を目的とした総貯水容量5750万m³の特定多目的ダムである。

大川ダムの概要は図6.1~6.3に示すとおりであり、総コンクリート量は900000m³で、その内訳は表6.1のとおりである。

表6.1 大川ダムコンクリート立積内訳表

構造区分	単位	数量	内訳
本体部	m ³	450 000	EL 335 m~393 m
マット部	m ³	350 000	基岩~EL 335 m
2次減勢工部	m ³	60 000	マット部下流~2次減勢工末端部まで
その他	m ³	34 000	マット部導流壁 34 000 m ³ ロック部総立積 101 000 m ³ ロック部 $\left. \begin{array}{l} \text{ア}=11 800 m^3 \\ \text{フィルター}=26 000 m^3 \\ \text{ロック}=63 400 m^3 \end{array} \right\} =101 200 m^3$
合 計	m ³	900 000	

6.1.2 ダム型式とRCD工法の採用

6.1.2.1 地質

(1) ダム地点の地質

ダムサイトの基盤を構成する地質は恐らく中世帯に属すると考えられる大戸層の砂岩、泥岩とこれらの地質に岩脈状に貫入した新第三紀の酸性岩類（石英安山岩・石英斑岩・流紋岩）及びホルンフェルス等から構成される。

ダムサイトの左右岸には、EL 360 m付近より高い部分は厚さ10~20 m程度の崖錐または段

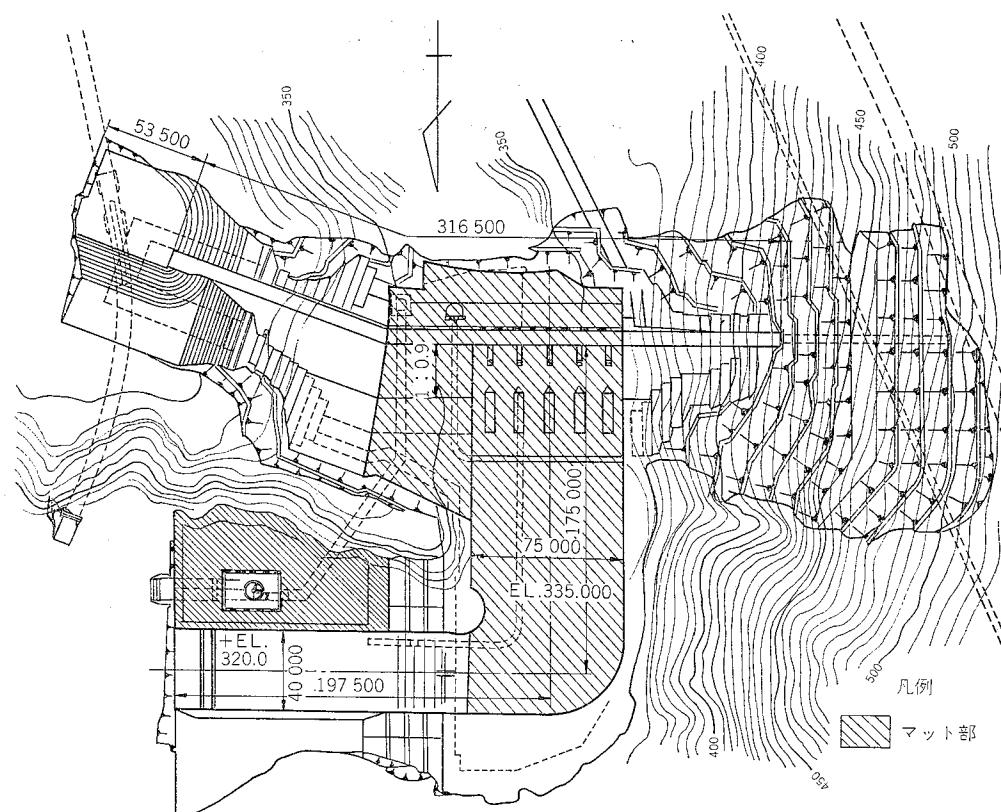


図 6.1 ダム平面図

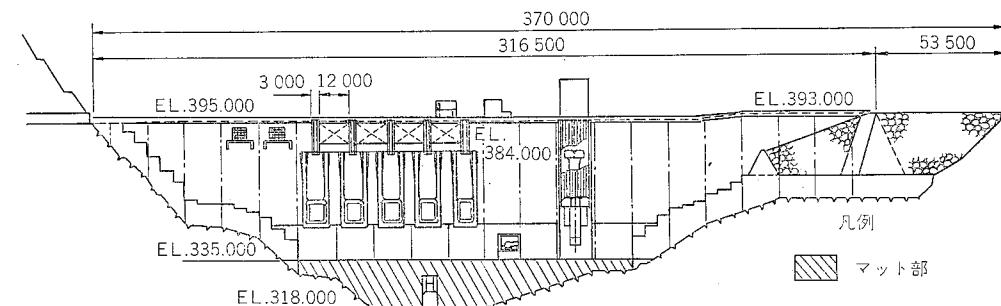


図 6.2 上流図面

丘堆積物が発達して基盤岩類を被覆している。

また、基盤は大小の断層ならびに火成岩の貫入作用によって破碎されている部分が多く塊状岩体をなす閃緑ひん岩（大戸層とほぼ同時代）の部分を除けば、一般に脆く岩級区分の B, C_H 級に相当する岩盤の分布は局部的であり、全体的な岩級区分は C_L～C_M 級である。

(2) 基礎岩盤の力学的性状

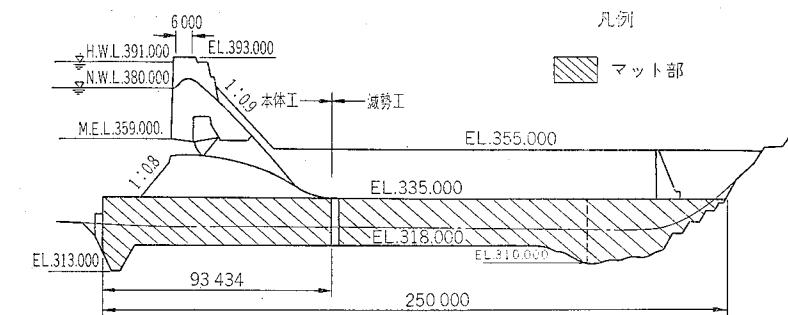


図 6.3 標準断面図

表 6.2 地質の調査項目

調査項目	内 容
ボーリング	116孔 4 764 m
横坑	33坑 2 313 m
トレーンチ	10個所
変形試験	21個所
岩盤せん断試験	24個所
（ブロックせん断試験）	岩盤せん断試験 9個所（姿勢制御3個含む）
3軸圧縮試験	3個所

ダムサイトの基盤の地質構造は前述のごとく非常に複雑であるので、表 6.2 に示す調査によって地質状態の解明と岩盤の力学的性質の把握を行った。

岩盤の力学的性質の試験は、ボーリング・横坑及びトレーンチ掘削による地質調査の結果を考慮に入れ基盤内の大部分を占める流紋岩及びホルンフェルスを対象として行った。

試験は、変形試験とせん断試験の2種類である。

これらの結果より、当ダムサイトにおいて岩盤の弾性係数はおおむね次のようになる。

D級, $E_d = 2000 \sim 6000 \text{ kg/cm}^2$, C_L級, $E_d = 6000 \sim 20000 \text{ kg/cm}^2$, C_H級, $E_s = 20000 \sim 40000 \text{ kg/cm}^2$. なお、変形係数 E_s と接線弾性係数 E_d との比 E_d/E_s は、D級岩盤で 4～6, C_L級及び C_H岩盤で 2～4程度となっている。

また、せん断強度は、C_H級岩盤 $\tau = 270 + \sigma \tan 50^\circ (\text{t}/\text{m}^2)$, C_M級岩盤 $\tau = 160 + \sigma \tan 45^\circ (\text{t}/\text{m}^2)$, C_L級岩盤 $\tau = 70 + \sigma \tan 40^\circ (\text{t}/\text{m}^2)$, D級岩盤 $\tau = 30 + \sigma \tan 35^\circ (\text{t}/\text{m}^2)$ であり、3軸圧縮試験及びせん断試験双方の結果から内部摩擦角の下限である 35° をD級岩盤の内部摩擦角とした。

6.1.2.2 ダムの設計

(1) ダム型式の選定

当ダムの型式をコンクリート重力ダムとするかフィルタイプダムにするかについての選定に当たっては、主に設計洪水流量の処理と基礎岩盤のせん断強度の二つの問題が重要な検討課題となつた。

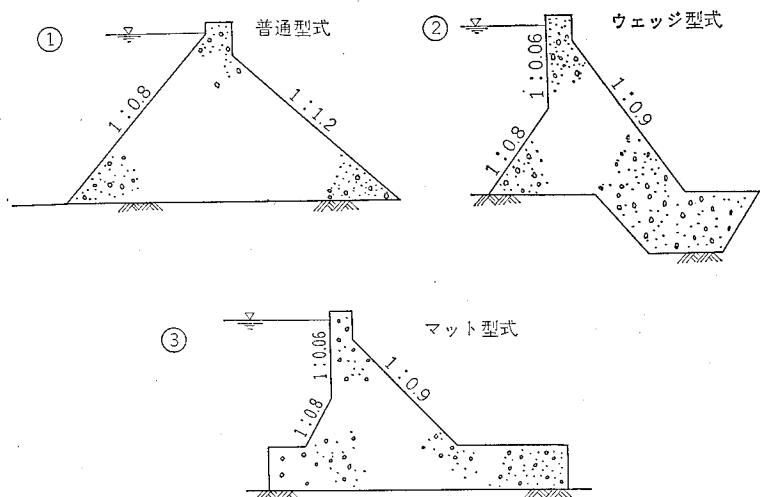


図 6.4 コンクリート重力式ダムの断面形状

洪水処理については、当ダム地点での流域面積が 825.6 km^2 であり、設計洪水流量はコンクリートダムの場合は $5200 \text{ m}^3/\text{s}$ 、フィルタイプダムの場合はコンクリートダムの 1.2 倍の $6300 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

設計洪水流量を安全に流下させるには、フィルタイプ型式の場合には流量の規模が大きくなることと洪水吐を地山に設けねばならないことのため、当ダムサイトの地山の地形、地質条件から相当大規模な工事を伴うこととなることから、ダムタイプはコンクリート重力式とし、洪水吐を堤体内に設置するのが得策と考えられる。

他方基礎岩盤の地質条件は総合的には $C_L \sim C_M$ 級と評価されるので、通常の標準的なコンクリート重力式ダムとした場合には所要の岩盤強度が得られず、この面からすればダム型式をフィルタイプとすることが望ましい。

以上のような基本的な問題については総合的に検討を加え、基礎岩盤の強度の対策としては下記に述べるように断面形状の検討によって対処できることにより、ダム型式はコンクリート重力式とした。

(2) 断面形状の選定

ダム型式をコンクリート重力式とし、その断面形状を次の三つの型式について比較検討を行った（図 6.4 参照）。

- ①普通型式：せん断強度の不足を補うため全体を肉厚にし岩着部を広げる。
- ②ウェッジ型式：下流河床部岩盤内にキーを設け、せん断抵抗力を増す。
- ③マット型式：岩着部にマットを設け、応力の分散を図り、せん断抵抗力を増す。

これらの型式の中で、最も好ましいものを選定する手順としては、FEM 解析により応力分布と点安全率のチェックを行い、その後、ダムサイトの地形、岩盤状況及び施工の難易等を総合的に判断するものとした。

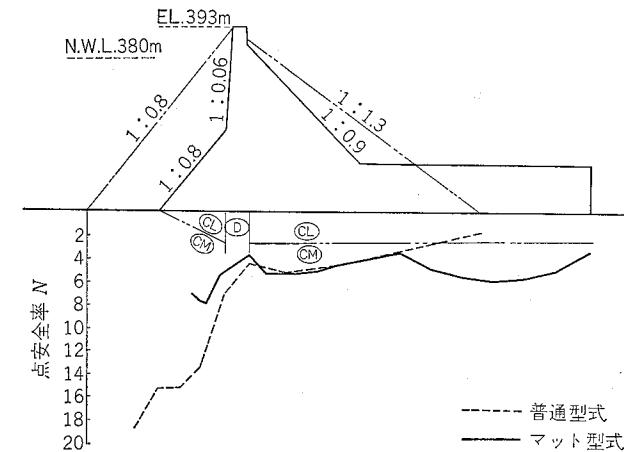


図 6.5 点安全率（ダムベース）

普通型式とマット型式の FEM の解析による結果の主応力図をみると、特徴的なこととして、マット型式では上流ゾーンのみ局部的には発生していた引張応力が普通型式では、ダムベースでコンクリートの下流ゾーンまで引張応力が発生していることである。

これは、ダム本体が軟弱岩盤上にあるためダム全体がたわみ、曲げを受けるためダムベース全域で引張応力が発生しているものと考えられる。

また、図 6.5 に示すダムベース岩盤接触面での点安全率の分析によれば、普通型式は点安全率の変化が極めて大きく、ダム下流端では点安全率 2.0 を割るのに対し、マット型式ではすべての点で 2.0 を確保し、ダムベース全体で均等に安全性を確保している傾向がうかがわれる。

以上のことから普通型式よりマット型式のほうがすぐれているものと判断された。

また、重力ダムで最も危険度の高い下流部の軟弱岩盤部をコンクリートで置換するウェッジ型式は、重力ダムの型式では合理的な方法である。しかし、大川ダムのような軟弱岩盤においては所要のウェッジは深さ約 30 m、幅 20~40 m となり、実際の地形との関係からその掘削量は約 10 万 m^3 に達する。このウェッジ型式は、机上の諸計算では十分な安全を確保するものではあるが、軟弱岩盤での掘削を考えると、その周辺の基礎岩盤に影響を与えるにはおかず、ダム基本三角形がのる岩盤にまで弛みを生じさせてしまう可能性がある。このようにダム施工時にダム設計上の基本条件を確保することが困難なダム形状は好ましくないものと判断された。

以上の検討からマット型式の重力ダムは、断層等軟弱層によるせん断強度の不足を面的に広げたダムベースで補うため、マット長さの調整によりすべりに対する安全性を十分確保できるものであり、最も有利な形状であると判断した。

また、このマット型式は基礎岩盤の予測せざる岩盤の変化にも十分対応でき、河床掘削が最小限ですむという利点がある。

なお、マット部分は、広い面積に多量のコンクリートを打設しなければならないが、これを経

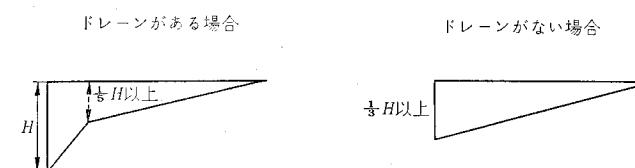


図 6.6 揚圧力分布図

漸的に施工する工法として RCD 工法が採用されることになった。

(3) マット式重力ダムの設計

マット式重力ダムの設計における重点は、マットの長さ及び厚さをどのようにするかという点であり、マットより上部の構造においては従来の普通型の重力式ダムと同様である。

1) 設計条件

a) 水平震度

水平震度は、ダム設計においては、余裕高、基本三角形の形状の決定等、その及ぼす影響が極めて大きい。

ダムの構造計算に用いる設計震度は河川管理施設等構造令によれば 0.12 以上であり、また、河川砂防技術基準（案）設計編によれば通常の岩盤基礎の場合 0.12、また風化または破碎の著しい岩盤基礎または新第三紀以降の地質で未固結の岩盤基礎では 0.15 である。

以上の検討により、設計水平震度は 0.12~0.15 と考えられるが、本ダムは 0.15 を設計震度とした。

b) 揚圧力

重力ダムの底面に作用する揚圧力は、堤体と基礎岩盤との接触面に垂直な荷重として作用するものとし、ダム設計基準では 図 6.6 に示す値となっている。

マット部においては、ドレーンの有無のどちらでも大差はないが、マットが極めて長くなるとドレーンなしのほうは全揚圧が大きくなるので、安全サイドをとり形状の設計ではドレーンなしとした。

2) マット長

マットの長さは、ダムに作用する全水平力と、ダムベース面でのせん断抵抗力の比が少なくとも 4 以上となるよう（ヘニーの式）に定められる。当ダムサイトにおいては基盤のせん断強度が一様でないので、せん断抵抗力は次式により算定した。

$$\tau = \sum_{i=1}^m (\tau_{0i} + f_i \cdot \sigma_i) l_i$$

m : 分割されたゾーン数

τ_{0i} : 各ゾーンにおける岩盤のせん断強度

f_i : 各ゾーンにおける岩盤の摩擦係数

σ_i : 各ゾーンにおける岩盤の平均垂直応力

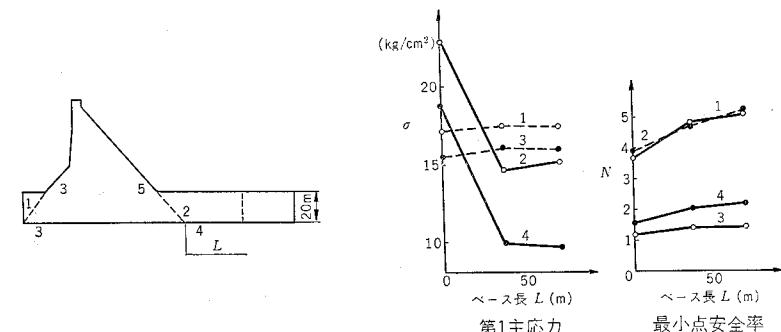


図 6.7 ベース長と各点の主応力と点安全率

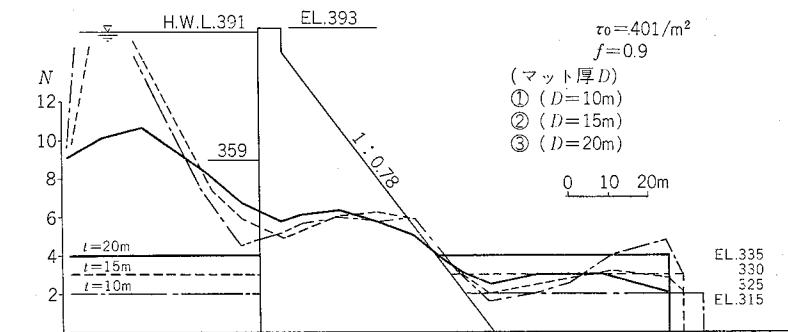


図 6.8 マット厚と点安全率

l_i : 各ゾーンのせん断に抵抗する長さ

この結果、基盤での平均せん断強度 ($\tau / \sum l_i$) は $\tau_0 = 60 \text{ t/m}^2$, $\phi = 37^\circ$ となる。この値を使ってベースマットの長さを計算すると所要長は 180 m となる。

他方、下流側マット長による堤体内応力及び基盤内応力への影響を本体ベース下の上・下流部で第 1 主応力の推移状況をみると、下流側マット長を長くしても堤体上下流端の堤体内応力は大差ないが減少する傾向にある。

また、最小安全率はマット長に比例して増加の傾向にある（図 6.7 参照）。

3) マット厚

また、ヘニーの安全率を同一としてベースマットの厚さを 10, 15, 20 m の 3 種に変えて岩盤接触面での点安全率をみると 図 6.8 のようになる。これでわかるようにベースマットが厚いほうが全体的にみて点安全率の変化幅が小さくなっている。特に下流面ではその傾向が顕著である。

このような比較検討の結果、ベースマットの厚さはダム全体の高さの約 1/4 の 20 m とした。

（4）ダムの形状

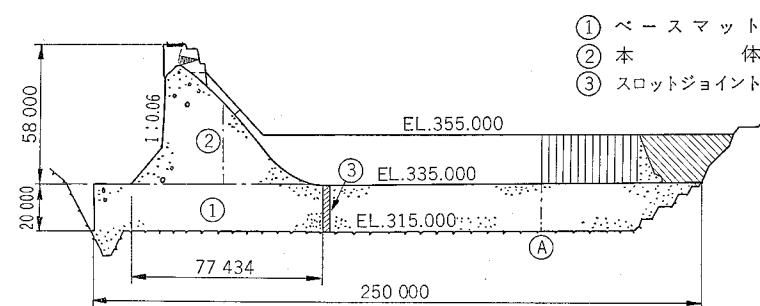


図 6.9 ダム標準断面図

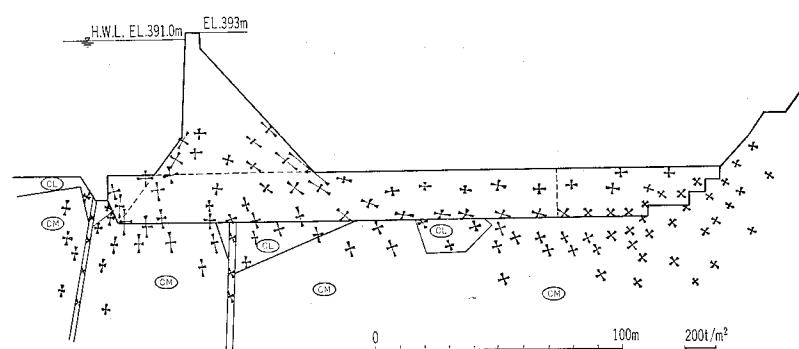


図 6.10 ダム主応力図

前項までの検討の結果、ダムの最終形状は図 6.9 のようにした。マットの長さは前項までの検討では 180 m (Ⓐ線まで) でよいと考えられたが、大川ダムサイトの下流地山の変曲点があり 20~30 m と接近しているため、マットは下流地山まで延長し着岩させることにした。

このことは下流地山直前で洪水処理上 20 m ほどの段差を付けることを避けたとともに、滑動に対して、下流地山のストラットの効果も期待できると判断されたためである。

この最終形状に対する応力状態は FEM 解析によると 図 6.10 のようになった。

このようなダムの最終形状としてマット式としたために、堤体積の増大を余儀なくされた。特に、マット部分は広い面積に多量のコンクリートを打設しなければならない。

このためマット部 (約30万 m³) について RCD 工法を採用し、工事の経済性と工期の短縮を図ることにした。

なお、マット中央部に設けたスロットジョイントは幅 3 m の施工収縮縫目であり、マット部コンクリートの温度がほぼ安定した段階でこれを閉塞し、上下流一体化した構造とし応力の分散機能の有効化を図るものである。

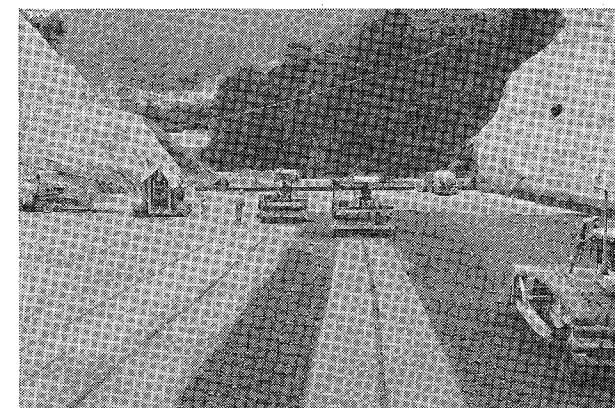


図 6.11 RCD コンクリートの打設

6.1.3 ダムの施工概要

ダム本体工事は昭和50年3月に契約し、昭和51年度に転流工を完了、基礎掘削 120 万 m³ は昭和53年8月に概成させ、引き続いて河床部の基礎処理グラウト工を施工、平行して進められた諸施工設備（骨材製造プラント最大 360 t/h, バッチャープラント 2 基、各 6 m³ 練り、濁水処理施設 750 t/h）等も昭和54年6月に完了した。

コンクリートの打設は、昭和54年6月15日から行われ本格的な RCD 工法によるコンクリートの打込みは昭和54年7月から開始された（図 6.11）。

RCD 工法によるコンクリートの打込みは時間あたり最大 220 m³、平均で 190 m³ 程度のハイベースで進められ、マット部の RCD 工法によるコンクリート約30万 m³ は昭和55年7月に打込み完了した。

冬期の12月中旬から翌3月中旬までの3カ月間を休止したので実質9カ月の期間である。現在は引き続いてダム本体部のコンクリートをケーブルクレーン工法 (13.5 t) による従来工法により打設中であり、全体のコンクリート打設完了は昭和58年秋を予定している。

6.1.4 仮設備計画

6.1.4.1 全体計画

ダムコンクリートの打設計画と骨材生産の当初計画は表 6.3, 6.4 のように設定した。

本体部に先がけて施工する RCD 工法によるマット部コンクリート打込み用の $1.5 \text{ m}^3 \times 4$ 型 = 6 m³ 練りバッチャー 2 基のうち 1 基を、また 1000 t セメントサイロ 1 基をいずれも昭和55年7月15日までに、本体コンクリート用として、右岸高台に移設し、本体コンクリート打設（ケーブルクレーンによる従来工法）を行う計画とした。

仮設備の一覧表、コンクリート打設のフロー及びその平面図をそれぞれ 表 6.5, 図 6.12~6.

表 6.3 コンクリート打設計画

構造区分	単位	コンクリート量	打設期間
マット部 (RCD工法)	m ³	400 000	S54.7~55.7
本体部 (ケーブルクレーン工法)	m ³	400 000	S55.7~58.8
その他 (導流壁, その他)	m ³	200 000	S56.4~58.8
計	m ³	1 000 000	

表 6.4 コンクリート骨材生産計画

構造区分	コンクリート量	コンクリート1m ³ 分	骨材必要量	骨材生産期間
マット部 (RCD工法)	400 000m ³	2.16 t	864 000 t	S54.6.15~55.7.15
本体部 (ケーブルクレーン工法)	400 000	2.07	828 000	S55.7.15~58.8.31
その他 (導流壁, その他)	200 000	2.07	414 000	S55.7.15~58.8.31
計	1 000 000		2 106 000	

コンクリート製造設備

名 称	規 格	能 力	数 量
荷卸ホッパー	鋼製 20 m ³		2基
骨材調整ビン	コルゲート製 φ14 m, 2 000 m ³		2基
骨材調整ビン	コルゲート製 φ13 m, 1 600 m ³ , 1 765 m ³		各2基
振動フィーダ	800×1 200 mm 900×1 500 mm	300 t/h 500 t/h	1基 2基
スクリューコンベア	φ300×7.0 m	40 t/h	1基
スクリューコンベア	φ300×5.5 m	40 t/h	2基
バケットエレベーター	27.9 m	40 t/h	1基
セメントサイロ	φ9.5 m×13.5 m	1 000 t	1基
セメントサイロ	φ7.0 m×16.75 m	500 t	1基
バッチャープラント	1.5 m ³ ×4型 15 kW×4台	120 m ³ /h	2基
フローコンベア	$l=11.5 \text{ m}$ $h=29 \text{ m}$	40 t/h	1基
ケーブルクレーン	13.5 t つり		1基

表 6.5 仮設備一覧表

骨材製造設備

名 称	規 格	能 力	数 量
グリズリ	バーの開き 600 mm		
振動フィーダ	特重・グリズリ形 1 830×4 880 mm	200~250 t/h	2基
ジョークラッシャー	ダブルトックル形 1 070×1 220 mm	290 t/h	2基
振動フィーダ	900×1 500 mm	最大 500 t/h	8基
振動ふるい (1次)	1 830×4 270 mm		2基
振動ふるい (2次)	1 830×4 270 mm		2基
振動ふるい (3次)	1 830×4 880 mm		2基
クラッシャファイヤ	スクリュー形 1 520×9 800 mm	128 t/h	2基
コーンクラッシャー (2次)	300×1 520 mm	265 t/h	1基
コーンクラッシャー (3次)	100×1 520 mm	135 t/h	1基
振動フィーダ	電磁式 610×1 067 mm	最大 110 t/h	4基
ロッドミル	2 400×3 875 mm	67 t/h	2基
クラッシャファイヤ	1 520×9 800	88 t/h	2基
砂原料ビン	コルゲート製 150 m ³		2基

表 6.6 工法別の比較

比較項目	従来打設工法 (大川ダム本体)	RCD工法 (大川ダムマット部)
コンクリート (内部)	$C=160 \text{ kg/m}^3$ スランプ 4±1 cm	$C=120 \text{ kg/m}^3$ ($C+F=96+24$) でノースランプの超硬練り
コンクリート混合設備	1.5 m ³ ×3型 1基 (傾胴式)	1.5 m ³ ×4型 2基 (傾胴式)
コンクリート運搬方法	13.5 t 両端走行ケーブルクレーン (4.5 m ³)	11 t ダンプトラック (4.5 m ³)
堤体打設方法	ブロック打設, 幅 15 m, リフト高 1.5 m	全面レヤ打設, リフト高 0.5 m
敷 締 均 固 め	バケットより直接排出 棒状バイブレーターとバイプロドーザー	ブルドーザ, ホイルローダー 振動ローラ
ク ー リ ン グ	パイプクリーリング	貧配合, 薄層打設のためクリーリングを要しない
横 繙 目	繙目型枠	締固め終了直後バイプロカッターで目地切り
縦 繙 目	縦目型枠で形成, ジョイントグラウト	レヤ打設のためなし
グ リ ー ン カ ッ ト	ジェットウォーターまたはワイヤープラシ	ワイヤープラシ
打設インターバル	6日	3日
時間打設量	最大 60 m ³ , 平均 55 m ³	最大 220 m ³ , 平均 190 m ³
打設条件	降雨 4 mm/h 未満	降雨 2 mm/h 未満 (集水地形個所は 1 mm/h 未満)

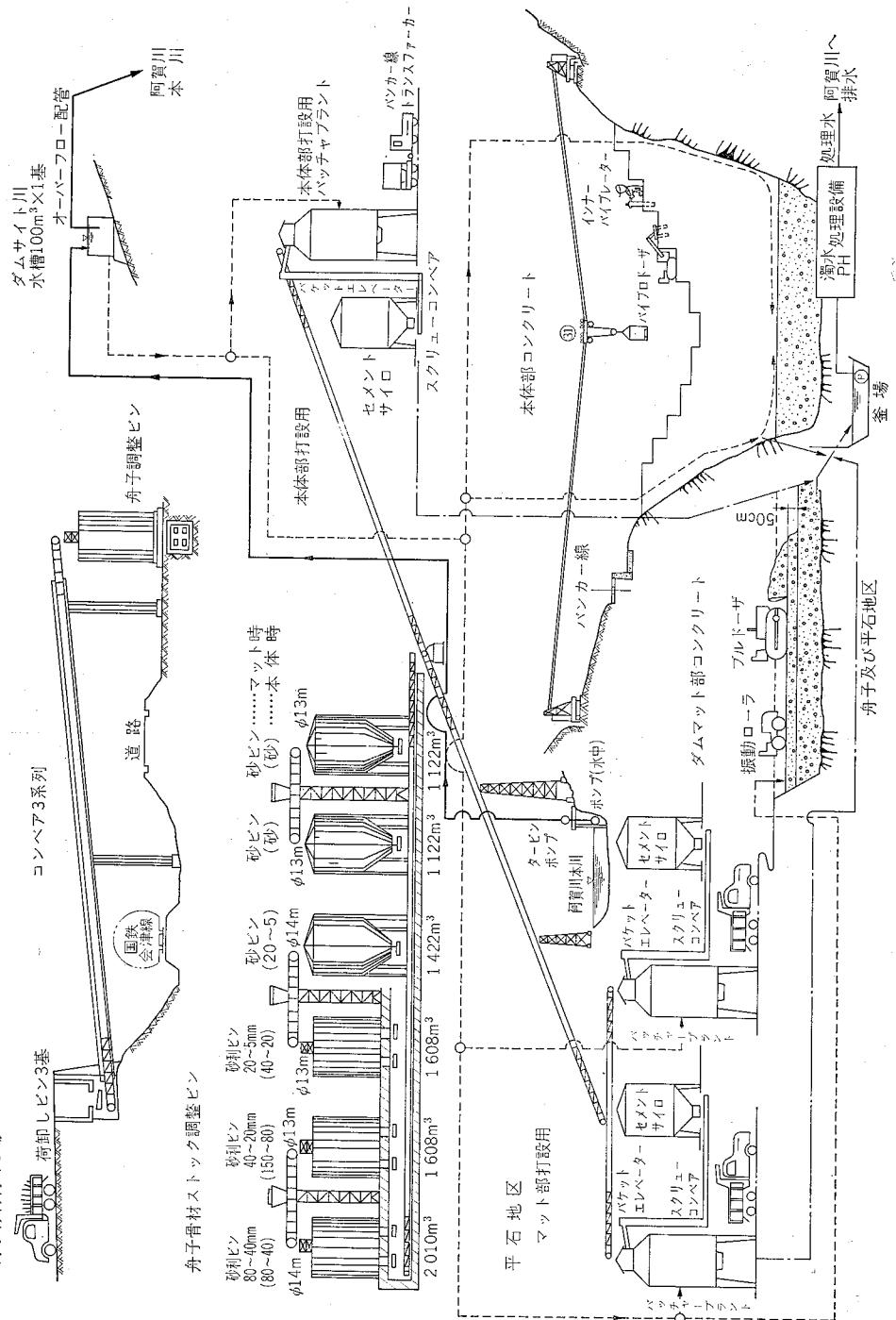


図 6.12 コンクリート打設のフロー

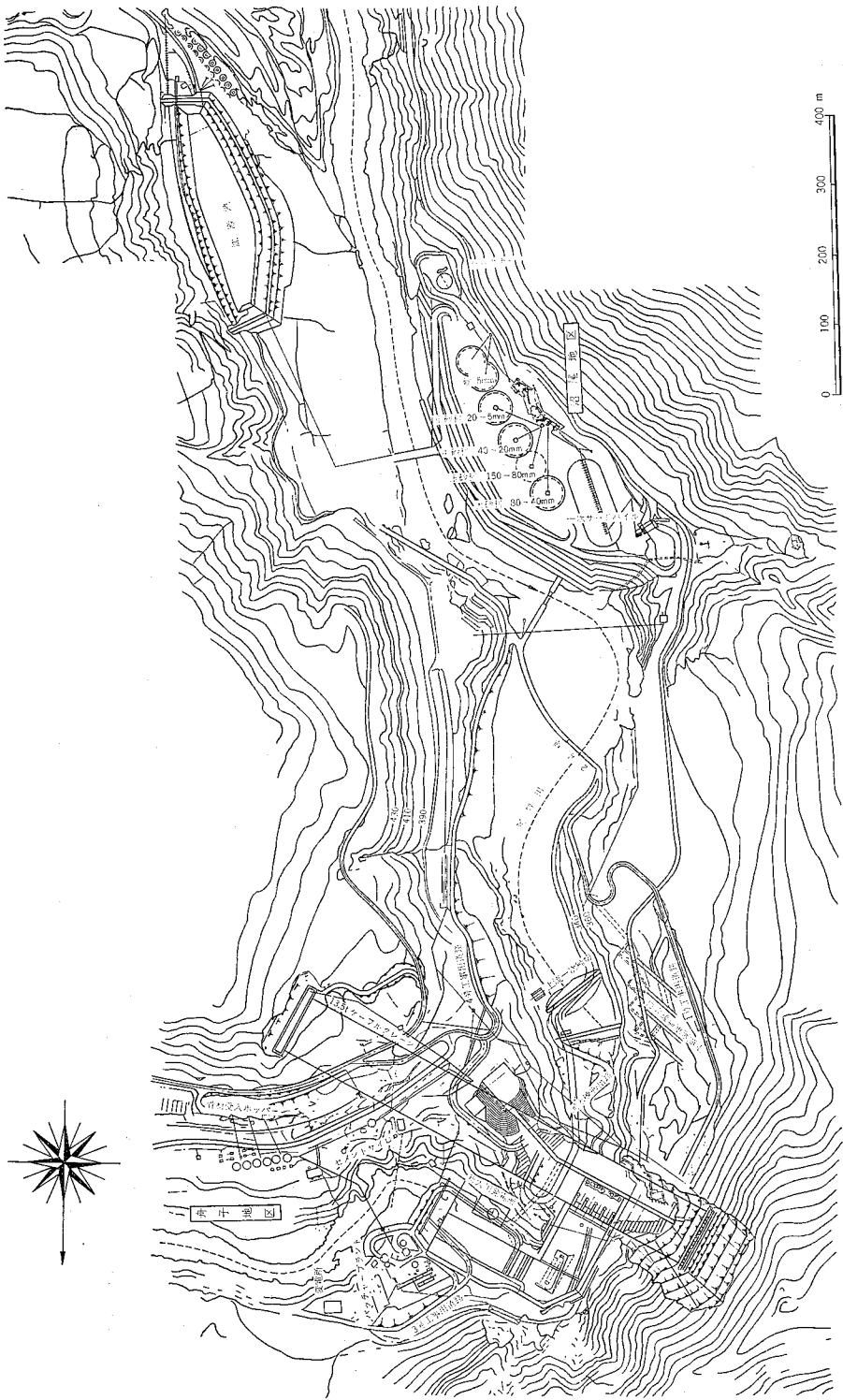


図 6.13 大川ダム仮設備平面図

16に示す。

6.1.4.2 コンクリート打設用の主要機械設備

大川ダムにおけるコンクリート打設の主要機械設備は工法別に区分される。すなわち本体部のコンクリート打設は、ケーブルクレーン（13.5t両端走行型）によりバケット（4.5m³積み）で運搬し、バイブレーター（棒状またはバイブロドーザー）で締め固めるという従来工法である。

また、マット部のコンクリート打設は、RCD工法によるもので、プラントで練り上げられたコンクリートを打設現場までダンプトラック（11t, 4.5m³積み）により運搬し、ブルドーザ（湿地用11t）により巻き出し、振動ローラ（7t）により締め固めるものでコンクリートの混合設備以外は自走土工機械打設設備としている。



図 6.14 バッチャープラント

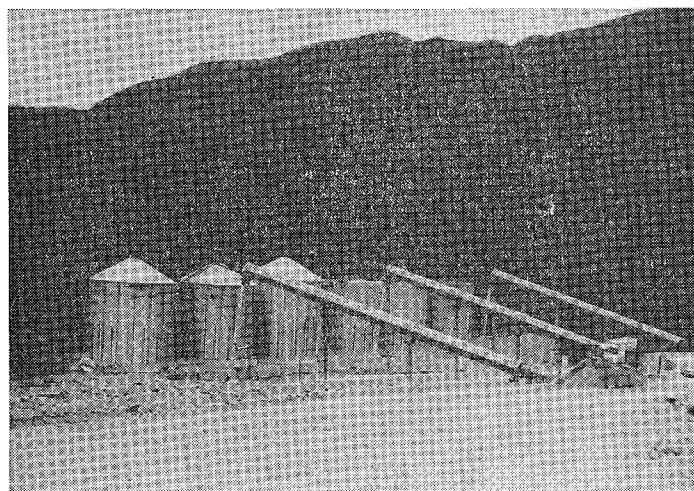


図 6.15 骨材調整ビン

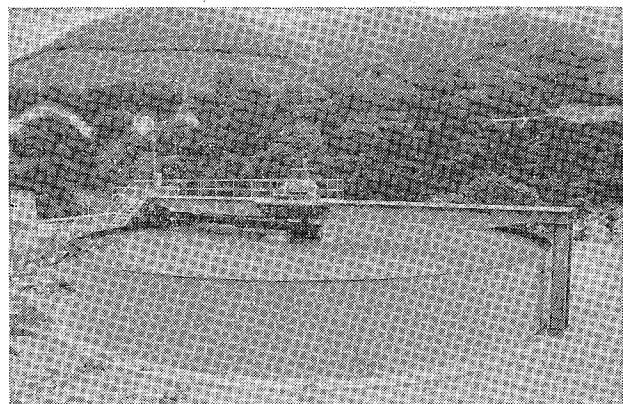


図 6.16 湍水処理

工法別の打設フローは図6.12、工法別比較を表6.6に示す。

前述のように、バッチャープラントから打設現場までのコンクリート運搬にダンプトラックを使用したことが、大川ダムの大きな特徴である。

コンクリートダムの合理化施工は連続的にしかも急速大量施工を行うことが目標の第一義であるが、ダンプトラックによるコンクリート直送方式は下記のとおり極めて有利である。

- ① マット部の面積が広大（平均幅約100m×長さ約250m=25000m²、厚20m）であり、コンクリート運搬方式としてはケーブルクレーンやジブクレーンまたは、ベルトコンベア等が考えられるが、いずれも設備費、損料が膨大となり効率も悪い。
- ② 運搬するコンクリートは、超硬練りで非流動性であることから、ダンプトラックによる運搬を行ってもコンクリート材料分離の恐れが少なく品質維持が容易である。
- ③ ダンプトラックの場合、土砂運搬と同様手法で施工が可能であり、レヤ打設の任意打込み位置に直接搬入ができる。
- ④ ダンプトラックは他の設備機械に比し、価格が安く汎用性に富んでいる。また、点検整備が計画的にでき配置台数の調整等が容易にできる。

6.2 RCD工法の試験施工

6.2.1 上流2次締切における試験施工

6.2.1.1 試験概要

RCD工法によるコンクリートダムの合理化施工を検討するため、本施工に先立ち、昭和51年度に上流2次締切において図6.17に示す試験施工フローチャートによって試験施工を実施した。

試験経過は次のとおりである。

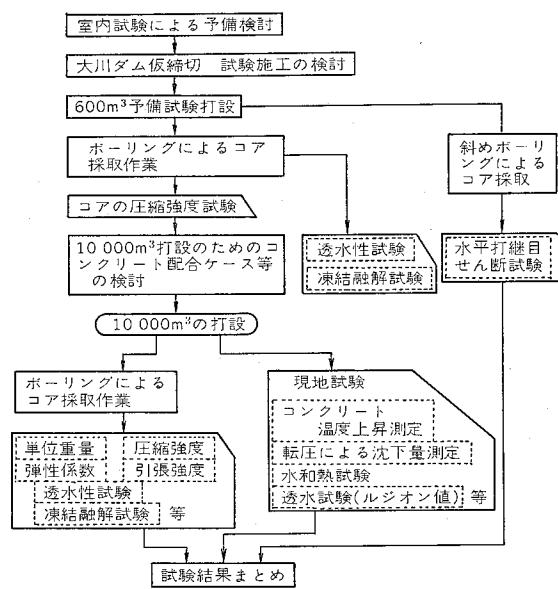


図 6.17 試験施工フロー

- ① 予備試験Ⅰ：RCD 工法による基本的なコンクリートの配合、試験方法について検討するため、上流 2 次締切の 1 区画約 600 m³ の施工を行い、以後の施工方針についての基礎資料を得るための試験を実施した。
- ② 予備試験Ⅱ：上流 2 次締切本体の収縮目地造成方法について検討するため試作した振動目地切機の性能について試験を実施した。
- ③ 本 試 験：予備試験Ⅰ、Ⅱにおいて実施できなかった 2 種の配合、施工法の検討及び本格的な RCD 工法採用に当たっての施工上の諸データを収集する目的で計画した。しかし予備試験施工の結果、RCD 工法によるコンクリートの材料分離が著しく、コンクリートの配合、施工法について改良及び再検討の必要が生じ、当初計画した試験の他に各種試験を追加した。

以上が試験経過であるが、このうち、①の予備試験Ⅰ、③の本試験について記述する。主な検討内容 表 6.7 のとおりである。

6.2.1.2 上流 2 次締切ダムの諸元と施工概要

試験施工に用いた上流 2 次締切（図 6.18）の型式は直線重力式コンクリートダムで堤高 19 m 堤頂長 102.5 m、総堤体積約 14,000 m³ の規模で標準断面図は 図 6.19 に示すとおりである。このうち、EL 334.5 m までの高さ 11.50 m 区間のコンクリート 10,000 m³ について RCD 工法により試験施工を行った。

6.2.1.3 RCD 工法による施工概要

RCD 工法による上流仮締切施工はおおよそ次のとおりである。バッチャープラントで練り上げられたコンクリートは、打設個所までダンプトラックにより運搬し、ブルドーザで巻き出し、

表 6.7 主な検討内容

検討項目		検討内容	
コンクリートの配合条件	内部コンクリート	$G_{\max}=80 \text{ mm}$ 川砂利・川砂使用 $C+F=120 \sim 140 \text{ kg/m}^3$ $F/C+F=0 \sim 30\%$ $W/C+F=60 \sim 90\%$ $s/a=26 \sim 34\%$ $SI=0 \text{ cm}$ VB 値 = 5 ~ 100 sec (標準 10 ~ 40 sec)	
	外部コンクリート (型枠際、岩着部コンクリート)	$G_{\max}=40 \sim 80 \text{ mm}$ $C+F=160 \sim 210 \text{ kg/m}^3$ $W/C+F=45 \sim 65\%$ $SI=0 \sim 1 \text{ cm}$ VB 値 = 5 ~ 20 sec	
実施コンクリートの諸物性		密度 強度特性 水密性 耐久性	
品質管理方法	コンシスティンシーの測定・管理	VB 試験改良法による測定・管理	
	テストピースの作成	振動タンパによるテストピースの作成	
打込み締固め方法	内部コンクリート	層厚 37.5 cm 50 cm 75 cm 振動ローラの転圧回数 無振動転圧 2 回 + 振動転圧 6 回 無振動転圧 2 回 + 振動転圧 8 回 振動ローラの転圧速度 1 km/h 2 km/h	
	外部コンクリート	ランマ、タンパ、ビブロプレート等による締固め 内部振動機による締固め	
	打継目の処理	水平打継目 敷きモルタル、敷きコンクリート ($G_{\max} 25 \text{ mm}$) 横打継目 継目の形状、転圧方法	
材 料 分 離 の 防 止		練り混ぜ、運搬、巻出し等における分離防止	
横収縮目地の造成	目地切機の試作	仕様の選定	
	目地切り時期	転圧後の経過時間と切断状態との関係	
	目地挿入材	各種目地材の検討	
そ の 他	コンクリートの内部温度	測定及び解析	
	目地造成後の横継目の挙動	測定及び解析	
	型枠	締固め時にかかる側圧及びアンカーボルトの引抜力の測定	
	止水方法	表面止水 内部止水	

振動ローラによる外部よりのコンクリートの締固めが行われた。この他、締固め直後、収縮継目を設けるため、新たに開発した振動目地切機による振動板の挿入により目地を作り、再結合防止のため塩化ビニール材を入れた。これらの施工手順は 図 6.20 のとおりである。なお、上下流面の型枠際及び岩着部の外部コンクリート約 1.0 m の範囲の部分は RCD 工法によるコンクリートに比べ、セメント量を増しランプも 1 cm 程度のコンシスティンシーとし、通常の内部振動機により締固めを行った。

6.2.1.4 RCD 工法によるコンクリートの使用材料

(1) セメント

RCD 工法は施工性からパイプクリーリングを省略するため、硬化時の温度上昇を抑制する必要がある。このため従来のダムコンクリートに比べ貧配合とし、発熱量の小さい中庸熱ポルトラン

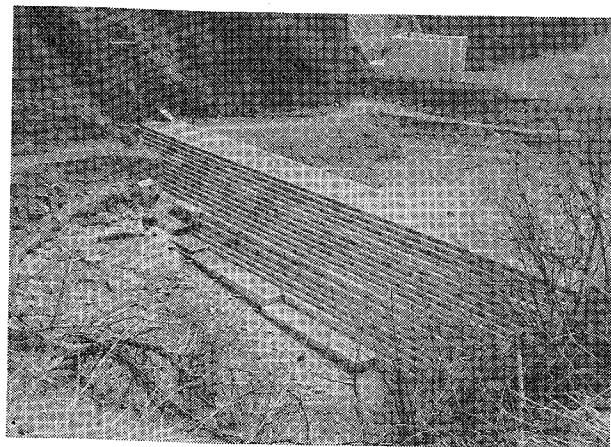


図 6.18 上流 2 次締切全景

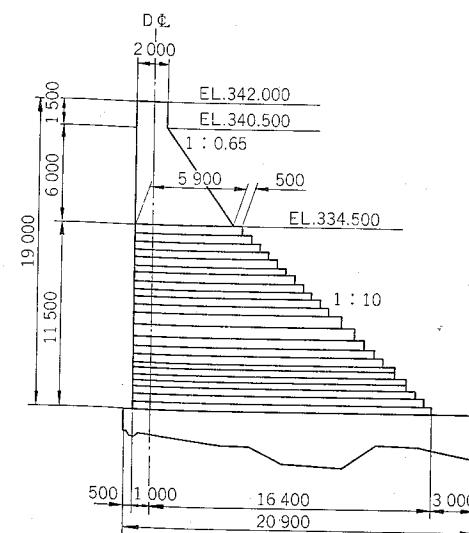


図 6.19 標準断面図

ドセメントにフライアッシュを 20% 混合し、単位セメント量 $C+F=120 \text{ kg/m}^3$ とした。

(2) 骨材

試験施工では、ダム専用の骨材プラントを設けず、購入骨材（大川産の川砂利）を用いたため、砂の粗粒率 ($F \cdot M$) は 2.32~3.04, 0.15mm 以下の微粒分は 1.5~8.0% の範囲で変動した。

また、砂の表面水も大略 6~11% の範囲で変動したが、この表面水 1% の変動は単位水量で約 7 kg/m^3 、水・セメント比で約 6% の変動に相当するものであった。粗骨材の最大寸法は予備的な実験を基に、材料分離を少なくするため $G_{\max}=80 \text{ mm}$ とし、各粗骨材は粒径により

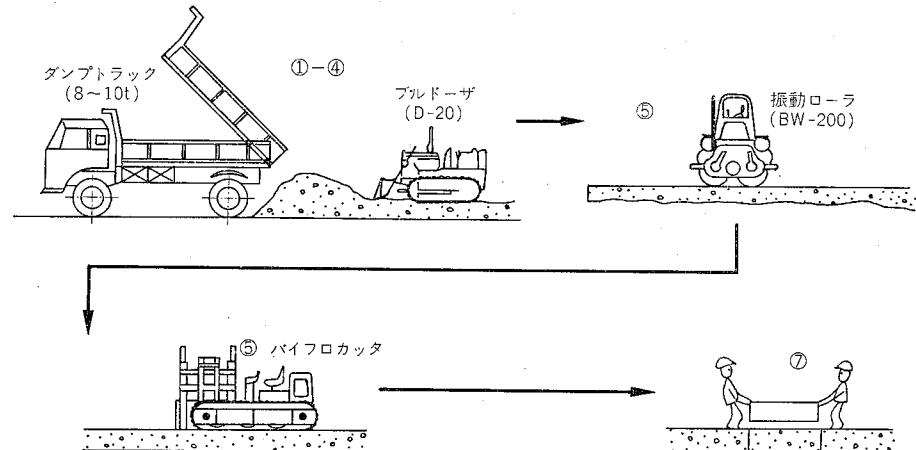


図 6.20 RCD 工法による施工

表 6.8 骨材試験結果

	項 目	試験結果 (10/25)	
細骨材	粒 度 0.15mm 以下の微粒分量 (%)	2.70 6	
	比 重	2.53	
	吸 水 率 (%)	3.12	
	単位容積重量* (kg/m^3)	1,760	
粗骨材	空 隙 率* (%)	30.4	
	粗 粒 率	8.11	
	比 重	5~25 mm 25~40 mm 40~80 mm (平 均)	2.60 2.60 2.63 (2.61)
	吸水率	5~25 mm 25~40 mm 40~80 mm (平 均)	2.2 2.0 1.8 (2.0)
	単位容積重量** (kg/m^3)	1,780	
	空 隙 率** (%)	31.8	

(注) * VB 試験機により締め固めて求めた値。

(注) ** ジッギング法により求めた値。

5~25 mm, 20~40 mm 及び 40~80 mm と 3 分類し、その混合比は最大単位容積重量となる 3:3:4 とした。これらの骨材の物理試験結果は表 6.8 であり、骨材の粒度分布は、図 6.21 に示すとおりである。

6.2.1.5 RCD 工法によるコンクリートの配合

コンクリートの打設を自走機械で連続的かつ急速に行うためには、従来のダムコンクリートと

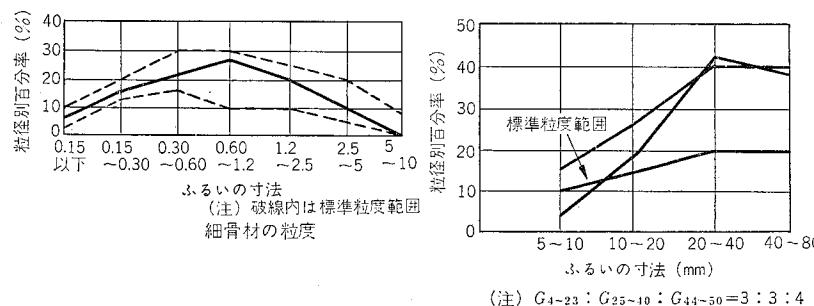


図 6.21 粗骨材の粒度（合成粒度）

表 6.9 RCD工法によるコンクリート試験配合表 (1.0m³あたり)

	配合記号	G _{max} (mm)	スランプ (cm)	Air (%)	s/a (%)	W/(C+F) (%)	W (kg)	C (kg)	F (kg)	S (kg)	G (kg)	備考
予 備 工	A	80	—	1.5±1	26.4	65	78	84	36	583	1 653	
	B ₁	80	—	1.5±1	26.0	67	80	96	24	573	1 662	
	B ₂	80	—	1.5±1	26.8	61	73	96	24	581	1 620	AE 剤(ヴィンゾール)
本 試 験	P ₁	80	—	1.5±1	29.2	75	70	96	24	636	1 571	
	P ₂	80	—	1.5±1	30.8	80	96	96	24	665	1 526	
	P ₃	80	—	1.5±1	32.3	85	102	96	24	694	1 481	
	P ₄	80	—	1.5±1	34.0	90	108	96	24	723	1 436	
	V ₃	80	—	3.5±1	32.9	80	96	96	24	694	1 445	AE 剤(ヴィンゾール)
	R ₁	80	—	1.5±1	32.1	80	96	96	24	694	1 499	減水剤(ボゾリス No.8)
	T ₂	80	—	1.5±1	32.2	75	90	96	24	705	1 505	石粉 13%
	T ₁	80	—	1.5±1	32.2	78	93	96	24	701	1 498	石粉 7%

異なりパイプクリーリングを避ける必要がある。そのためには、セメント使用量を少なくすることによりコンクリートの発熱を抑制する必要がある。さらにダンプトラックで運搬し、振動ローラによる締固めを可能にするため硬練りコンクリートにする必要がある。RCD工法によるコンクリートの配合も基本的には従来のダムコンクリートと同じ考え方で配合設計を検討したが、振動ローラによる締固め工法に対し前例がないため、室内試験よりも現場試験施工を重視することにした。そのため、施工に当たっては現場で実施したRCD工法によるコンクリートの性状を観察し、次々と配合を変えてなるべく広い範囲のコンクリート配合について試験を行った。実施した主なRCD工法によるコンクリートの配合は表6.9のとおりである。

6.2.1.6 施工条件

敷均しの手順は、岩着部及び上下流面型枠際の外部コンクリートを先行し、引き続きRCD工法によるコンクリートを上流側から下流側に向かって1レーン3.5mとして所定の層厚となるよう敷均しをした。試験ケースは表6.10に示した。この他打継目処理は、ハイウォッシャーとポリッシャーを併用して行い、その時期は打設後、15~20時間経過後に実施した。水平打継目面

表 6.10 層厚の試験ケース

層厚 (cm)	卷出し方法		転圧方法		
	厚さ (cm)	回数 (回)	方式	転圧回数(回)	転圧速度 V(km/h)
37.5	40.5	1	同時転圧	2	6
50	54	1	同時転圧	2	6
				2	8
75	27	2	同時転圧	2	8
75	81	1	同時転圧	2	8
	40.5	2	各層転圧	2	6

(注) 卷出し回数2回とは、1リフトを上下2層に分割して撒き出すことをいう。

表 6.11 コア外観の評価基準

良	外観が良好な部分。表面が緻密で通常のダムコンクリートに比べてさほど遜色のない部分。
ほぼ良	外観がほぼ良好な部分。表面がややボーラスであったり砂分が現われているが、ほぼ良好な部分。
やや不良	モルタル分がかなりはげ落ちていたり、一部巣が見られる部分。
不良	粗骨材の回りにモルタルが回っていない部分が多く、豆板(蜂の巣状)となっている部分。
極めて不良	粗骨材がバラバラで、コンクリートとしての外観を全く呈していない部分。

はモルタルを1.5cm厚に敷き均す場合と、G_{max}=25mmのコンクリートを7.5cm厚に敷き均した場合の2とおりについて比較した。

6.2.1.7 試験施工の結果

(1) 全体的にみたRCD工法によるコンクリートの表面観察

RCD工法によるコンクリート打設終了後、現場からコア採取を行い、RCD工法によるコンクリートの品質について確認した。水セメント比65% (表6.9のA, B₁, B₂配合)のRCD工法によるコンクリートはコアとしての形態をなさない部分が全体の3%，また豆板状の顕著な部分が13%程度であった。この原因の主たるものとしては、粗大骨材の分離であり、粗骨材の回りにモルタルが詰まっていることが明らかになった。さらにモルタル量を増加させ(W/C=85~90%, s/a=32~34%)薄層巻出しを行うこと等により材料分離も少なく均質なRCD工法によるコンクリートが得られた。この両者を表6.11の基準により比較したのが図6.22, 6.23である。

なお、層厚50cmの場合について材料分離を起こし、豆板状態が存在する個所を深さ別にみると、上部が3%，中部が54%，下部が43%と、中央部が最も悪くなっている。また、敷きモルタルと敷きコンクリートについて、上に敷き均したコンクリートの配合が同一の場合、層の

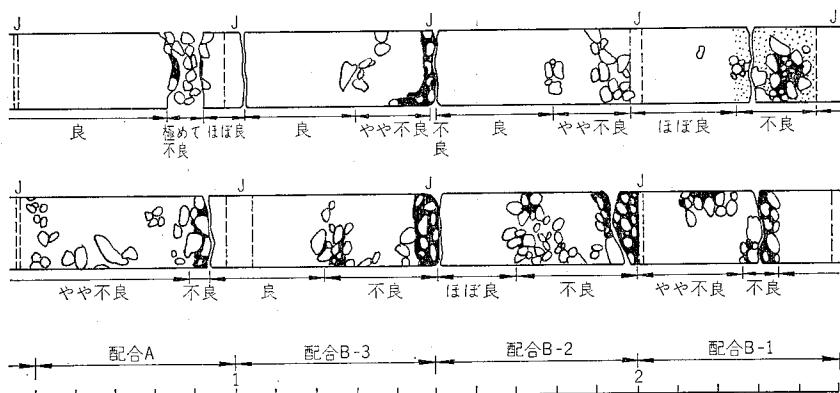


図 6.22 材料分離の激しかったコンクリートコアのスケッチ

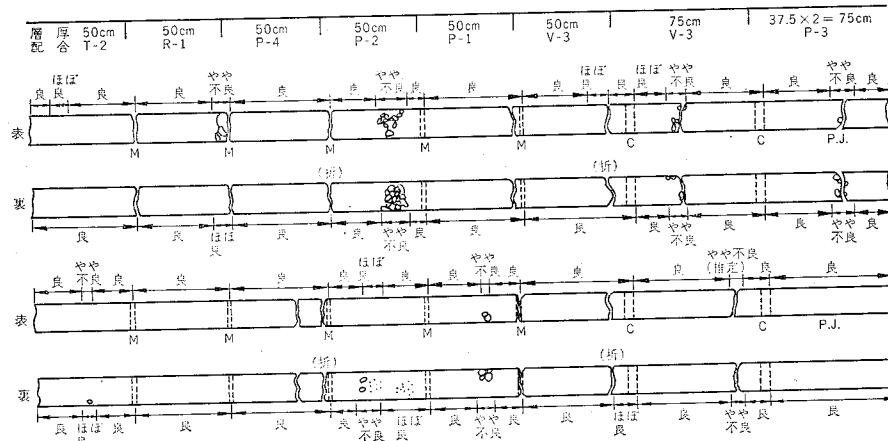


図 6.23 均質なコンクリートコアのスケッチ (配合 P-1, P-2, P-3, P-4, V-3, R-1, T-2)

深さ別にみた豆板状態の分布は、敷きモルタルにおいては中部、下部が多く、敷きコンクリートについては、中部のみにみられる。

(2) 品質管理結果

フレッシュコンクリートのコンシスティンシーは、VC 値 10~40 sec となるよう管理した。その結果打込み量の比較的多い P-3~4, V-3, F-2~3 配合では、いずれも 図 6.24 に示すように 70% 程度が目標範囲に入った。

空気量については、40mm ふるいによるウェットスクリーニングした試料について測定した空気量を $G_{max}=80\text{mm}$ の場合に換算推定した値でみると、プレーンコンクリート及びポゾリス No.8 を用いた RCD 工法によるコンクリートで 0.9~1.7%, AE コンクリートでは 2.5~2.8% となっている。

図 6.25 はテストピース ($\phi 150 \times 300$) の示方配合について材令91日圧縮強度を示したもので

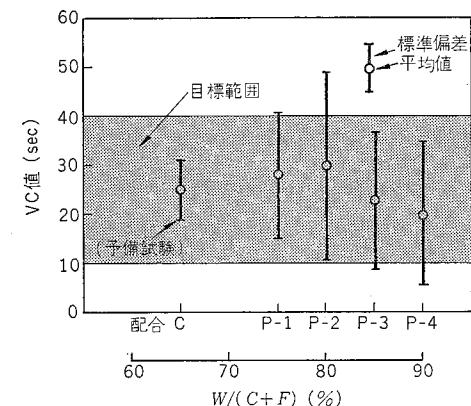


図 6.24 フレッシュコンクリートの VC 値結果

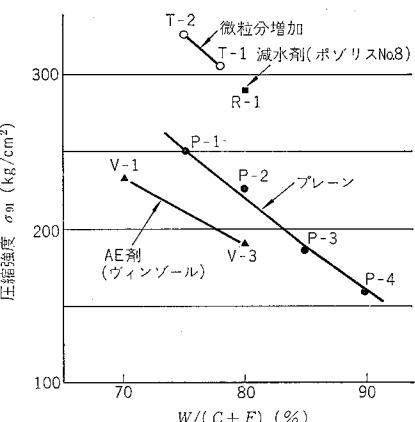


図 6.25 テストピース示方配合の圧縮強度

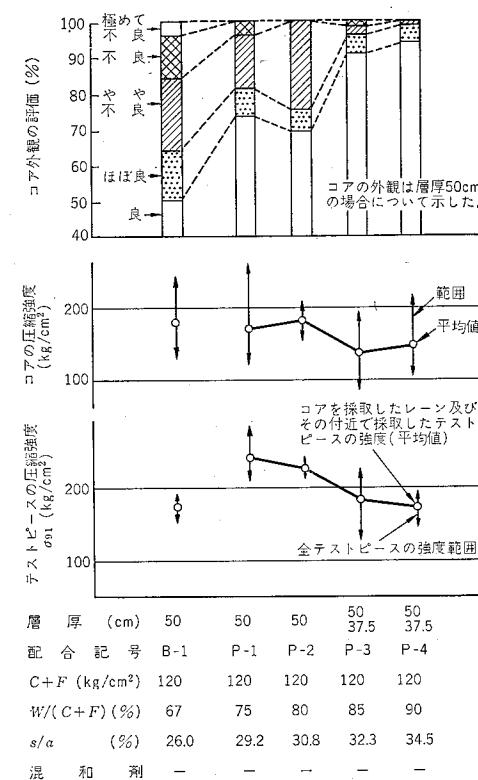


図 6.26 モルタル量の差による試験結果

あり、 $W/(C+F)=70\sim90\%$ であつても水セメント比の法則が成り立っている。また、VC 値 20~30 秒とした場合の混和剤の違いによる強度はプレーンコンクリートに比べ、AE 剤 (ヴィンゾール) 使用は約 20% 低下し、減水剤 (ポゾリス No.8) 使用は約 30% 大きくなっている。

石粉を混入して微粒分量を多くした T-2 配合 (微粒分 13%) では、もとの配合 P-3 に比べ

減水効果が大きく、そのため強度も大きく、 $W/(C+F)=P-2$ 配合と比較しても大きい値を示している。

(3) 配合差によるコンクリートコアの試験結果

配合、特にモルタル量を変えた場合のコアの外観評価を見ると、モルタル量 ($s/a=26\sim34\%$, $W/(C+F)=67\sim90\%$) の増加に伴い、コンクリートの均質性が向上し、 $s/a=32\%$ 以上になるとコアの 90% 以上が良好な外観を呈している。これらの関係を示したものが図 6.26 である。

(4) 施工条件差におけるコンクリートコアの試験結果

層厚を変えた場合の性状については、各々必要な強度を満足した。

なお、層厚 37.5 cm × 2 回締めの場合には上層の平均圧縮強度は 100 kg/cm²、下層では 125 kg/cm² であり両者にはやや差があると思われる。

また、転圧回数については無振動 1 往復 + 振動 3 往復と無振動 1 往復 + 振動 4 往復との差によるコアの均質性及び圧縮強度の差は明確でなく、転圧速度についても 1 km/h と 2 km/h の差によるコンクリートの性状に明確な差はなかった。

6.2.2 マット部下流端における試験施工

6.2.2.1 試験概要

昭和54年7月から実施するマット部のRCD工法によるコンクリートは、川砂利と碎石との混合骨材を使用するため、上流2次締切ダムで使用した川砂利のみの骨材使用のRCD工法によるコンクリートとはワーカビリティが異なる。

マット部下流端における試験施工は本施工用の配合指針を得る目的で、粗骨材として碎石を使用し、配合条件及び本施工用バッチャープラント (1.5 m × 4型 1基) を使用した場合のRCD工法によるコンクリートの品質に及ぼす影響を検討するため、昭和53年11～12月に実施したものである。

今回の試験における主な検討事項は次のとおりである。

(1) 配合条件の検討

- ① 配合と施工性との関係
- ② 水セメント比と圧縮強度との関係

(2) 施工条件の検討

- ① 層厚 50 cm 1層締めの場合の1層巻出しと2層巻出しの比較
- ② 層厚 70 cm の2層締めの場合の上下層間のモルタル処理の有無の比較
- ③ 層厚 50 cm と 70 cm の比較

試験場所は、ダム軸下流約 150 m 付近の河川の湾曲により生じたと推定される洗掘部約 6 000 m³ である。

6.2.2.2 RCD 工法によるコンクリート使用材料

(1) セメント

上流2次締切ダムと同様に中庸熱ポルトランドセメントにフライアッシュを 20% 混入したフライアッシュセメントを使用した。

(2) 骨材

当ダムの骨材プラントが仮設中であり、使用できないため、細骨材は大川産の川砂を使用し、粗骨材は大川産の碎石 (40 mm アンダー) 及び県施工の東山ダムに使用している碎石 (40 mm オーバー) を使用した。

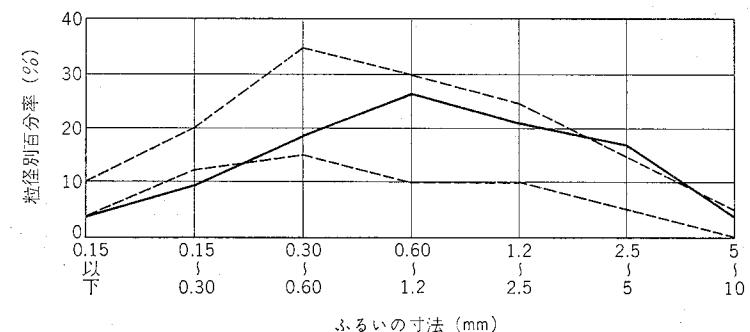
骨材試験結果は表 6.12、図 6.27～6.29 に示すとおりであるが、砂の粗粒率 (F・M) は 3.20 と大きい。

表 6.12 骨材試験結果 (一例)

項目	細骨材	粗骨材		川砂利
		碎石	川砂	
比重	25.6	2.55	2.62	
吸水量 (%)	3.0	3.0	2.0	
粗粒率	3.20	8.04	8.12	
0.16 mm ふるい通過分 (%)	3	—	—	
単位容積重量 (kg/m ³)	1780	1660	1770	
空隙率 (%)	28.5	32.9	31.2	

(3) その他

混和剤は上流2次締切で用いたポゾリス No.8 を使用した。



注) 破線内は標準粒度範囲
図 6.27 細骨材の粒度

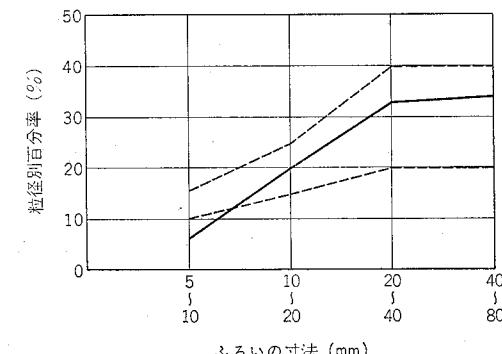


図 6.28 粗骨材の粒度(碎石)

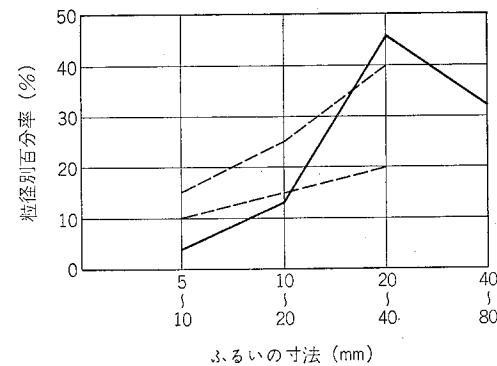


図 6.29 粗骨材の粒度 (川砂利)

表 6.13 コンクリートの配合

施工区分	粗骨材の種類	コンクリート類	配合記号	G _{max} (mm)	Air (%)	F/(C+F) (%)	W/(C+F) (%)	g	s/a (%)	推定値 VC (sec)	単位量 (kg/m ³)				
											W	C+F	S	G	
試験施工部	碎石	内部コンクリート	A-1	80	1.5±1	20	70	0.82	37.6	40~60	84	120	827	1 369	300
			A-2	80	1.5±1	20	70	0.85	35.3	30~50	84	120	778	1 408	300
			A-3	80	1.5±1	20	70	0.86	34.6	25~45	84	120	762	1 434	300
		B	80	1.5±1	20	72	0.85	35.2	30~50	86	120	773	1 417	300	
	石	C-1	80	1.5±1	20	75	0.80	39.4	25~45	90	120	861	1 320	300	
		C-2	80	1.5±1	20	75	0.82	37.1	15~35	90	120	812	1 369	300	
		D-2	80	1.5±1	20	75	0.82	36.7	5~25	90	120	796	1 369	300	
		X	80	1.5±1	20	80	0.86	32.9	—	—	96	120	715	1 490	300
実施工部	川砂利	Y-1	80	1.5±1	20	75	0.85	34.0	—	—	90	120	743	1 477	300
		Y-2	80	1.5±1	20	75	0.86	33.2	—	—	90	120	726	1 495	300

6.2.2.3 RCD工法によるコンクリートの配合

配合は表 6.13 に示すとおりであるが、基本条件として、VC 値をほぼ一定 ($30 \pm 15''$) として、 $W/(C+F)=70 \sim 75\%$ に変化させた A-3, B, C-2 配合と単位粗骨材容積 g を一定 (0.82) として、 $W/(C+F)=70 \sim 80\%$ を変化させた A-1, C-2, D-2 配合について試験を行った。

なお、これらの配合のうちで基本となるものは $W/(C+F)=75\%$ 、単位粗骨材容積 $0.82(s/a = 37.1\%)$ の C-2 配合であり、この配合を用いて施工法の影響について検討した。

6.2.2.4 施工要領

レーン割りは RCD工法によるコンクリートの搬入路が上流側に取り付けられることから、下流面に平行とし、レーン幅は、レーン間の施工継目がコールドジョイントとならないようにコン

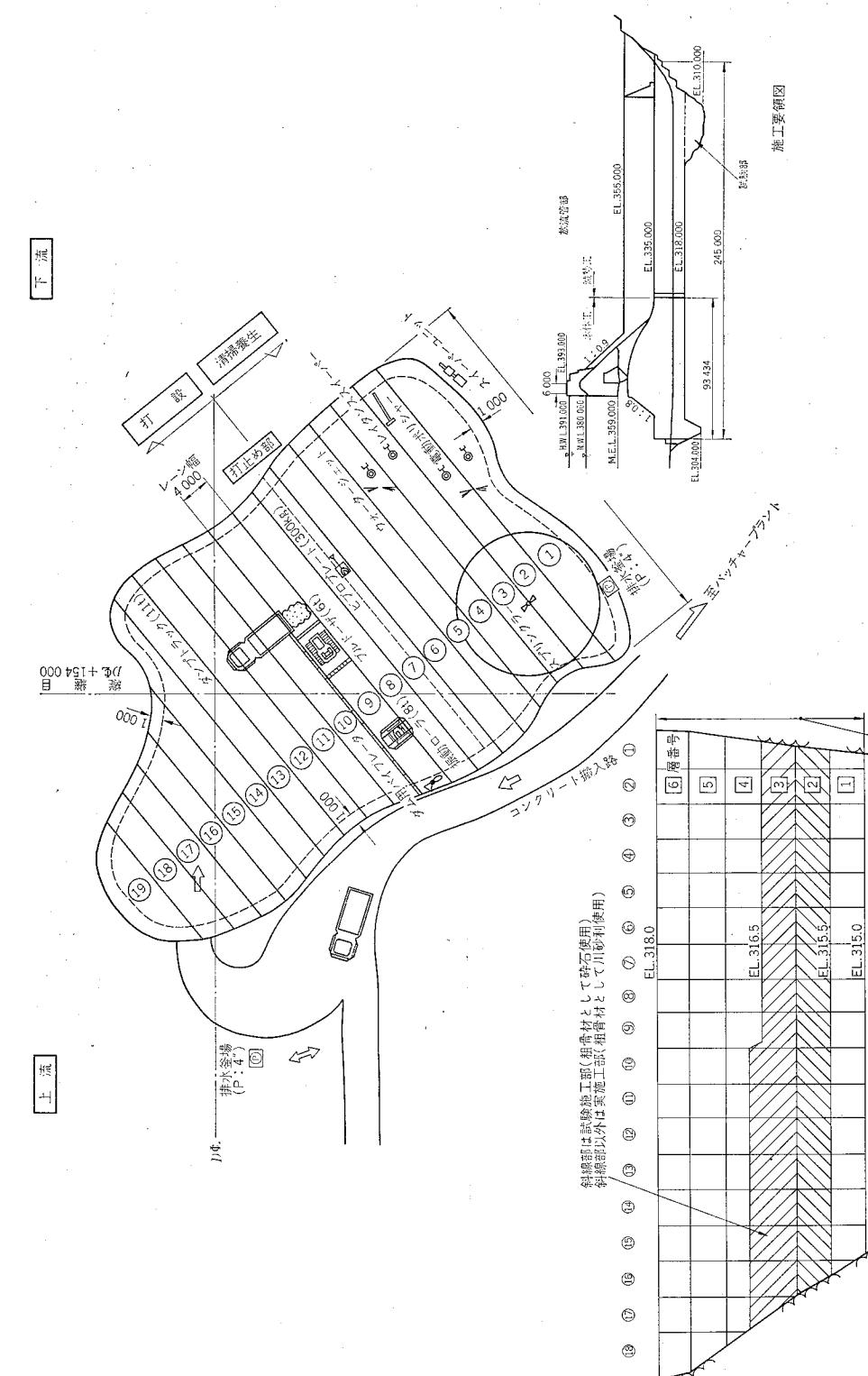


図 6.30 全体配置図及び施工機械図

クリート練り混ぜ後、1.5時間以内に隣接レーンを打ち継ぐよう4mとした。なお、隣接レーンとは20cm程度重複させて施工した。これらの全体配置及び施工機械は図6.30に示すとおりである。

RCD工法によるコンクリートの締固めは、7t振動ローラで、また外部コンクリートはダム用内部振動機で行うことを基本とし、横打継ぎコンクリートや振動ローラによる締固め困難な場所

表6.14 下流カットオフと上流2次締切ダムにおける諸条件の比較
(使用材料については試験結果の一例を示す)

施工位置	下流カットオフ(今回)			上流2次締切ダム(前回)		
	試験施工部	実施工部				
使用材料	種類	碎石 ^{*3)}	川砂利	川砂利		
	比重 ^{*4)}	2.55	2.62	2.61		
	吸水量(%)	3.0	2.0	2.0		
	単位容積重量(kg/m ³)	1660	1770	1750		
	空隙率(%) ^{*4)}	32.9	31.2	31.8		
	種類	川砂	川砂			
	比重 ^{*4)}	2.56	2.53			
	吸水量(%)	3.0	3.1			
配合剤	粗骨材率0.15mmあるいは通過分(%)	3.20	2.70			
	粗骨材率	3	6			
	単位容積重量(kg/m ³)	1780	1710			
	空隙率(%) ^{*4)}	28.5	30.4			
	配合記号	C-2	X	P-3	R-3	
	指定または目標VC値(秒)	15~35	—	10~40	10~40	
	水セメント比(%)	75	80	85	80	
	単位粗骨材容積 ^{*4)}	0.82	0.86	0.85	0.86	
施工条件	細骨材率(%)	3.71	32.9	32.3	32.1	
	α ^{*2)}	1.04	1.20	1.20	1.14	
	β ^{*2)}	1.70	1.44	1.53	1.54	
	混和剤(g/m ³)	300(ポゾリスNo.8)	300(ポゾリスNo.8)	—	300(ポゾリスNo.8)	
	施工周期	S53.11	S53.10~12	S51.10~12		

*1) 単位セメント量 $C+F=120 \text{ kg}/\text{m}^3$ (中庸熱ボルトランドセルセメント使用)

フライアッシュ混入率 $F/C+F=20\%$

*2) α : セメントペーストの細骨材空隙充填率

β : モルタルの粗骨材空隙充填率

*3) 碎石のうち、40mmオーバーは東山ダムで用いているものを使用

*4) 単位容積重量は絶乾試料での値、比重、空隙率、単位粗骨材容積は表乾試料での値

は、ビブロプレート(300kg)を使用した。

また、振動転圧回数及び走行速度は上流2次締切ダムの試験結果によれば、無振動1往復で振動3往復と4往復の場合の品質の差は明らかでなく、沈下量よりみれば振動3往復で十分と推定されるため無振動転圧を1往復行った後、振動転圧を3往復行った。走行速度は、振動エネルギーの伝達、転圧個所の安全性確保から1km/hとし、転圧回数とともに統一した。

今回の試験結果と前回の上流2次締切ダム本試験施工における試験結果を比較検討するためには、その前提になる使用材料、配合、施工法等の諸条件の相違を明らかにしておく必要があるので、今回と前回の諸条件の相違を表6.14に示す。

本試験施工及び実施工に用いた配合は表6.12に示すとおりであり、調査試験結果の概要は次のとおりである。

- ① コア外観の観察結果は表6.15、6.16に示すとおりであり、試験施工部は全般的にほぼ良好である(“良及びほぼ良”部が89%)が、実施工部は試験施工部より低下している(“良及びほぼ良”部が83%)。
- ② 今回のコア外観評価は、前回の上流2次締切ダム本試験施工のコア外観と比較すると全般的に低下している。
- ③ コアの表面状態は、VC値の小さいものほど良好になる傾向がある。
- ④ コアの表面状態を施工条件別にみれば、層厚50cmにおいては、1層巻出しより2層巻出しひが良好であり、また層厚70cmと層厚50cmの2層巻出しどとを比較すると、両者にはほとんど差は見られない。
- ⑤ 水平打継目(すべてモルタル処理を行っている)の結合状況をはく離の程度で表わすと試験施工部では48個所中7個所がはく離しており、実施工部では72個所中13個所がはく離していた。
- ⑥ 層厚70cm(35cm2層巻出し、2層転圧)の場合のプラスチックジョイントは、モルタル処理と無処理の2ケースであったがいずれも結合状況は良好で、処理方法による差異は認められない。

6.3 RCD工法の施工概要

6.3.1 施工のフロー及び機械配置

RCD工法のフローは次のとおりである。

- ① コンクリート混練り、ダンプトラックへの積載、運搬。
- ② 打設現場入口にてタイヤ洗滌(足洗い)
- ③ 6m幅、厚さ約20cm巻出し、3層仕上げ(リフト高50cm、打止め部の整形)
- ④ 無振動1往復、振動3往復以上のローラ締固め(重さ7t)

表 6.15 試験施工部のコア

配 合 記 号		A-1		A-2	A-3	B		C-1
コ ア 記 号		a _{1~3}	c _{1~3}	a _{1~3}	d _{1~3}	g _{1~3}	h _{1~3}	b _{1~3}
レ 一 シ 番 号		3	6	3	7	11	13	4
層 番 号		3	2	2	2	2	2	
配 合	水セメント比 W/C+F (%)	70	70	70	72	75		
	単位粗骨材容積 g	0.82	0.85	0.86	0.85	0.80		
	細骨材率 s/a (%)	37.6	35.3	34.6	35.2	39.4		
	VC 値 (sec) {推定値 実測値}	40~60 74~78	30~50 55~56	25~45 39~50	30~50 6~21	24~45 22~86	24~45 40~106	24~45 11~107
施 工 方 法	設 計 厚 さ (cm)	50	50	50	50	50	50	
	巻出しお方法 (層)	1	2	2	2	2	2	
	厚 さ (cm)	50	25	25	25	25	25	
	締固め方法 (層)	1	1	1	1	1	1	
	厚 さ (cm)	50	50	50	50	50	50	
	打継目の処理方法	モルタル 下盤のみ モルタル	モルタル モルタル	下盤のみ モルタル	下盤のみ モルタル	モルタル 下盤のみ モルタル	モルタル 下盤のみ モルタル	
コ ア 外 観 の 評 価 (%)	良	46	29	34	25	69	15	32
	ほぼ良	29	38	35	53	31	68	64
	やや不良	20	28	22	11	0	13	4
	不良	5	5	9	11	0	4	0
	極めて不良	0	0	0	0	0	0	0
	良及びほぼ良	75	67	69	78	100	83	96
	やや不良及び不良	25	33	31	22	0	17	4
	良、ほぼ良及びやや不良	95	95	91	89	100	96	100
	不良	5	5	9	11	0	4	0
	層中で折れている個所*1 (個/本)	0/3=0	2/3=0.67	2/3=0.67	3/3=1	2/3=0.67	4/3=1.33	0/3=0
コア外観評価点数*2		4.2	3.9	4.0	3.9	4.7	3.9	4.3

*1 打継目の上下部でのはく離及びコア採取作業上故意に折った部分は含まない。

*2 良の部分を5点、ほぼ良の部分を4点、やや不良の部分を3点、不良の部分を2点、極めて不良の部分を0点とし、これらの部分が各層に占める割合から採取した。

観察結果一覧表

C - 2								D - 2	全層の平均
e _{1~3}	f _{1~3}	b _{1~3}	c _{1~3}	d _{1~3}	f _{1~3}	g _{1~3}	h _{1~3}	e _{1~3}	
8	10	4	6	7	10	11	13	8	
2					3			3	
					75			80	
					0.82			0.82	
					37.1			36.7	
					15~35			5~25	
13~48	11~24	16~32	16~21	37~46	20~44	27	60~120以上	7~16	
50		50			70			50	
2		1			2			1	
25		50			35			50	
1		1			2			1	
50		50			35			50	
下盤のみモルタル		モルタル			下盤のみモルタル		上下盤モルタル	モルタル	
65	24	46	36	47	47	26	58	36	40
33	76	42	51	41	53	74	37	57	49
0	0	7	4	9	0	0	5	7	8
2	0	5	9	3	0	0	0	0	3
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
98	100	88	87	88	100	100	95	93	89
2	0	12	13	12	0	0	5	7	11
98	100	95	91	97	100	100	100	100	97
2	0	5	9	3	0	0	0	0	3
1/3=0.33	0/3=0	1/3=0.33	0/3=0	0/3=0	0/3=0	0/3=0	1/3=0.33	0/3=0	16/48=0.33
4.6	4.2	4.3	4.1	4.3	4.5	4.3	4.5	4.3	4.3

表 6.16 実施工部のコア

配 合 記 号		X									
コ ア 記 号		a _{1~3}	b _{1~3}	c _{1~3}	d _{1~3}	e _{1~3}	f _{1~3}	g _{1~3}	h _{1~3}	a _{1~3}	b _{1~3}
レ 一 ヌ 番 号		3	4	6	7	8	10	11	13	3	4
層 番 号		4									
配 合	水セメント比 W/C+F (%)	80									
	単位粗骨材容積 g	0.86									
	細骨材率 s/a (%)	0.32									
	VC 値 (sec) 実測値	—									
施 工 法	設 計 厚 さ (cm)	50			30						
	巻 出 し 方 法 (層)	1			1						
	厚 さ (cm)	50			30						
	締 固 め 方 法 (層)	1			1						
	厚 さ (cm)	50			30						
	打 繼 目 の 处 理 方 法	モルタル				モルタル					
コア外観評価 %	良	48	19	63	63	51	29	47	32	14	7
	ほ ぼ 良	10	53	14	25	49	56	35	68	73	37
	や や 不 良	40	17	11	9	0	11	11	0	13	43
	不 良	2	11	12	3	0	4	7	0	0	13
	極 め て 不 良	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	良 及 び ほ ぼ 良	58	72	77	88	100	85	82	100	87	44
	やや不良、不良、極めて不良	42	28	23	12	0	15	18	0	13	56
	良、ほぼ良及びやや不良	98	89	88	97	100	96	93	100	100	87
	不 良 及 び 極 め て 不 良	2	11	12	3	0	4	7	0	0	13
	層中で折れている個所*1(個/本)	1/3	2/3	2/3	1/3	1/3	0/3	1/3	1/3	1/3	1/3
	コア外観評価点数*2	4.1	3.8	4.3	4.5	4.5	4.1	4.2	4.3	4.0	3.4

*1 打継目の上下部でのほく離及びコア採取作業上故意に折った部分は含まない。

*2 良の部分を5点、ほぼ良の部分を4点、やや不良の部分を2点極めて不良の部分を0点とし、これらの部分が各層に占める割合から採取した。

観察結果一覧表

												Y-1						Y-2						
c _{1~3}	d _{1~3}	e _{1~3}	f _{1~3}	g _{1~3}	h _{1~3}	a _{1~3}	b _{1~3}	c _{1~3}	d _{1~3}	e _{1~3}	g _{1~3}	h _{1~3}	f _{1~3}	6	11	13	3	4	6	7	8	11	13	10
6	7	8	10	11	13	3	4	6	7	8	11	13	10	6	11	13	3	4	6	7	8	11	13	10
												5						5						
												75						75						
												0.85						0.86						
												34.0						33.2						
												17~35						53						
												6~35						40, 56						
												下盤のみモルタル						下盤のみモルタル						
												50						50						
												2						2						
												25						50						
												1						1						
												50						50						
												下盤のみモルタル						下盤のみモルタル						
												0						0						
												32						39						
												94						41						
												42						31						
												2						42						
												16						13						
												4						6						
												0						4						
												2						0						
												94						41						
												26						31						
												29						42						
												11						13						

- ⑤ 振動目地切機による目地切り後、溝に塩ビ板挿入
- ⑥ コンクリート養生
- ⑦ ワイヤープラシによるグリーンカット
- ⑧ スイーパーによる清掃

以上の手順をフローで示すと 図 6.31、使用機械は表 6.17 のとおりであり、位置関係で示すと 図 6.32 のとおりである。

また、打設レーンを断面図で示すと 図 6.33 のとおりである。

6.3.2 RCD 工法によるコンクリート打設の区画割りと施工

RCD 工法によるコンクリート打込みはレヤ方式とし、図 6.34 に示すようにマット部をほぼ 5 分割に区画して 1 区画の立積約 2000 m^3 を 1 日打設標準量として施工した。

基礎のマット部は、一体構造となるよう注意して施工した。分割計画も上下リフトの打継目位置を 2 m 以上移動した位置とし継目の分散を図った。

リフトの立上がり間隔は、標準 5 日（中 4 日）最少 3 日（中 2 日）とし実施した。

6.3.3 異種コンクリートの配合と使用区分

表 6.18 及び 図 6.35, 6.36 にコンクリートの配合と使用区分を示す。

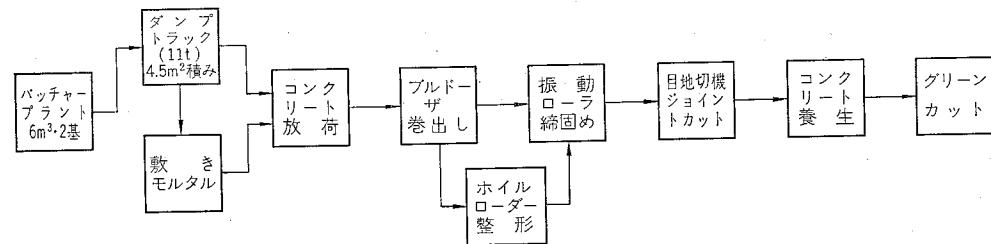


図 6.31 RCD 工法の打込みフロー

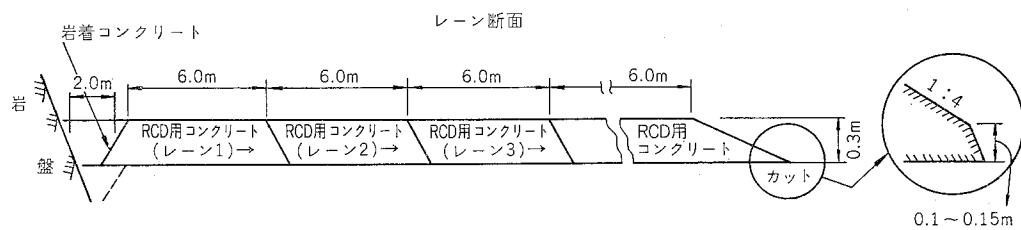
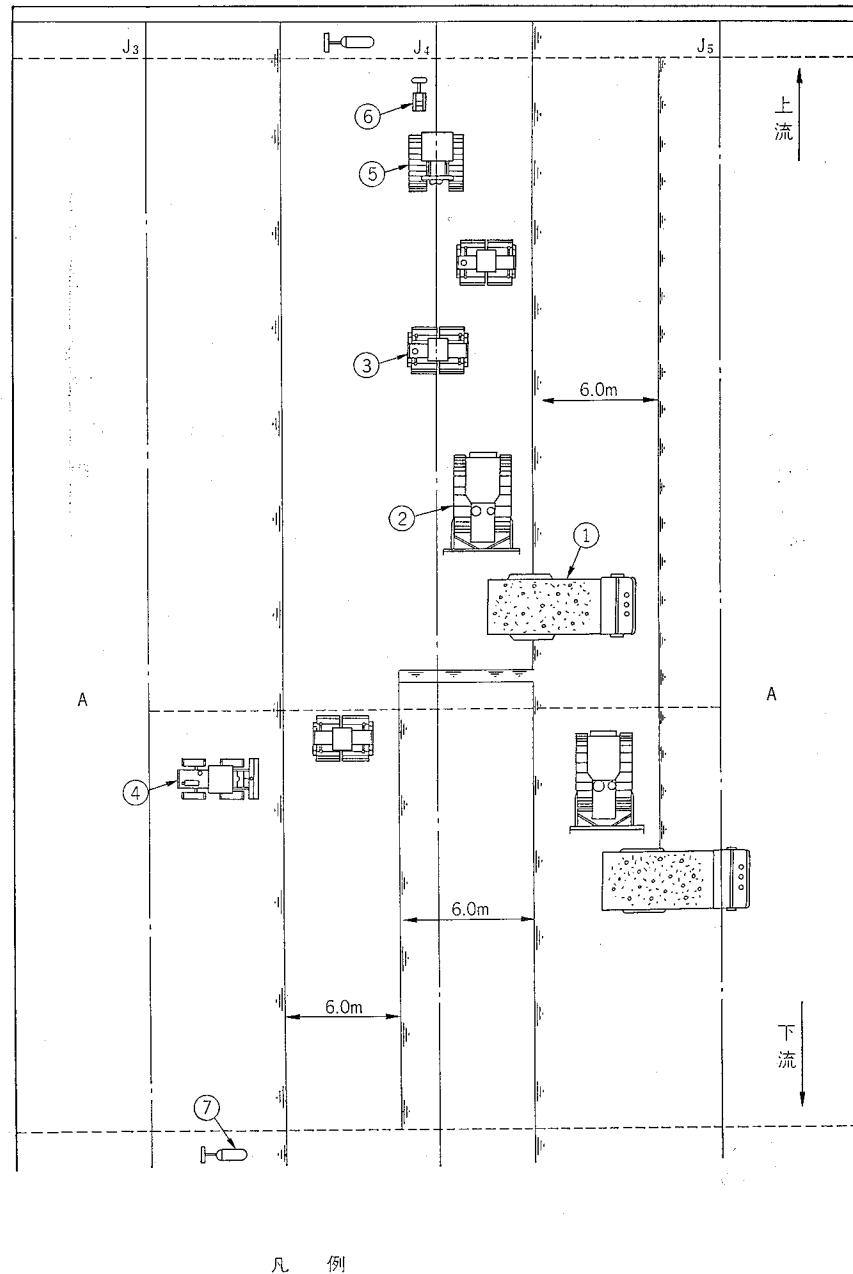


図 6.33 打設レーン断面図

表 6.17 使 用 機 械 一 覧 表

工種	機	重	仕			合数	使 用 個 所
			量 (kg)	出 力 (PS)	振動数 (r/min)		
練混 りせ	バッチャーブラントサイロ	—	—	—	1.5 m³×4型, 120 m/h(傾廻式) 500 t, 1 000 t	2 基 各 1 基	
運搬	ダンプトラック	19 800	270	—	11 t 車	8	
卷出し	D50P D60P	13 350 17 140	90 140	—	—	2	岩着部, 型枠際を除いた部分 岩着部, 型枠際 " " " "
繩固 め	ブルートートラック ホバー	9 100	102	—	バケット容量 1.6 m³	1	打設打止め部, 品質管理試験 岩着部, 型枠際
横縫 目地 造成 組成	振動ローラ BW-200 振動コンパクタ MVC-52 振動コンパクタ DVU-1500 振動ババ バイブレーター	8 000 53 265 11.4 31	56 3.3 5 0.28 kW 1.95 kW	2 600 5 800 1 620 — 7 200~ 7 500	起振力 32 t, 線圧 105 kg/cm 起振力 0.8 t 起振力 1.7 t 3 000 rpm 最大目地切り深さ 75 mm プレード押込み力 3~7 kg/cm² 接地圧 0.41 kg/cm²	4 2 1 4 5	岩着部, 型枠際を除いた部分 岩着部, 型枠際 " " " "
清掃	ハイウォッシャー グリーンカット車 レイタンススイーパー ¹ 電動ボリッシャー	11 000	7.5 kW×2 37 kW	1 500 —	最大目地切り深さ 75 mm プレード押込み力 3~7 kg/cm² 接地圧 0.41 kg/cm²	1	
					圧力 0~45 kg/m² 吐出量 39 l/min ブラシ 600 φ×1 000 スイーパー幅 1.4 m ブラシ 300 φ, 100 rpm	1 1 1 7	



凡 例

- ① ダンプトラック: 11.0t
- ② ブルドーザ:D50P湿地, 13.3t
- ③ 振動ローラ: マークBW-200, 2500cpm. 7.0t
- ④ ホイールローダ: 1.6m³, 9.1t
- ⑤ 振動目地切機: 最大目地深さ750mm. 11.0t
- ⑥ ピプロプレート: ワッカ-DVU-1500, 1600cpm. 265kg
- ⑦ ダム用バイブレータ: HB130, 7200cpm. 31kg

図 6.32 打設機器位置関係図

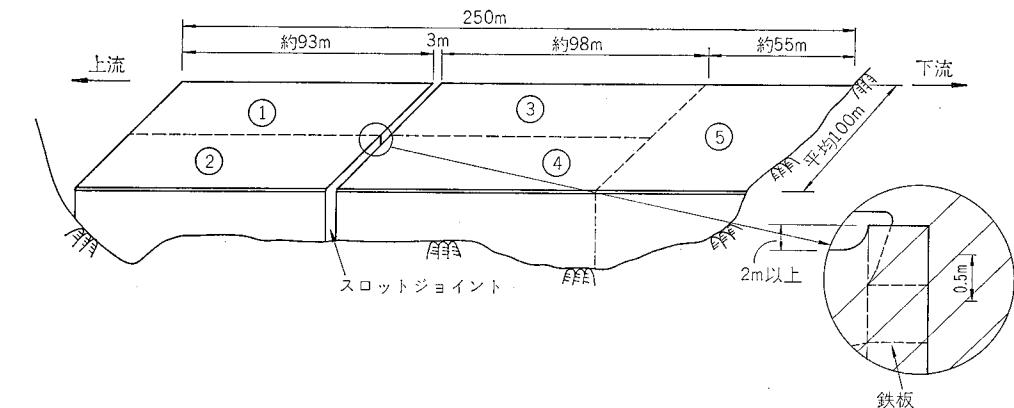


図 6.34 マット部レヤ標準分割

表 6.18 コンクリートの配合と使用区分

使 用 区 分	配 合 区 分	示 方 配 合										混和剤	
		G _{max} (mm)	S _I VC (cm/ sec)	Air (%)	W/ C+F (%)	s/a (%)	单 位 量 (kg/m ³)						
							W	C+F	S	mm 150 ~80~40	mm 80 ~40~10	mm 40 ~20~5	混和剤
マ ト 部	RCD工法によるコンクリート(A種)	80	sec 15±10	1.5±1	85	32	102	120	686	—	600	450	450
	岩着型枠部コンクリート(C種)	80	cm 2±1	3.5±1	52	30	110	210	604	—	572	429	429
	鉄筋部コンクリート(D種)	40	cm 8±1	4±1	47	34	140	300	627	—	—	618	618
	打継部コンクリート(F種)	40	cm 1±1	2±1	68	35	108	160	735	—	—	693	693
	減勢工部(E種)	150	cm 4±1	3±1	47	23	113	240	462	477	318	397	397
	外部コンクリート(B種)	150	cm 4±1	3±1	49	23	108	220	469	484	323	403	403
	内部コンクリート(G種)	150	cm 4±1	3±1	66	25	105	160	525	485	324	404	404
本 体 部	外部コンクリート(B'種)	150	cm 4±1	3±1	49	23	108	220	469	484	323	403	403
	内部コンクリート(G'種)	150	cm 4±1	3±1	66	25	105	160	525	485	324	404	404
	監査廊部(H種)	80	cm 5±1	3.5±1	55	30	121	220	598	—	573	430	430
Vin 0.08													Vin 0.06

6.3.4 収縮目地の設置

マット部に設置した収縮目地は図 6.37 に示すように、①スロットジョイント、②収縮目地(レヤ打設後目地切機により造成する)がある。

①のスロットジョイントは、6.1.1 で述べたように RCD 工法による打設コンクリートが最終安定温度となった時点で閉塞し、マット部を一体構造とするものである。②の収縮目地は、本体

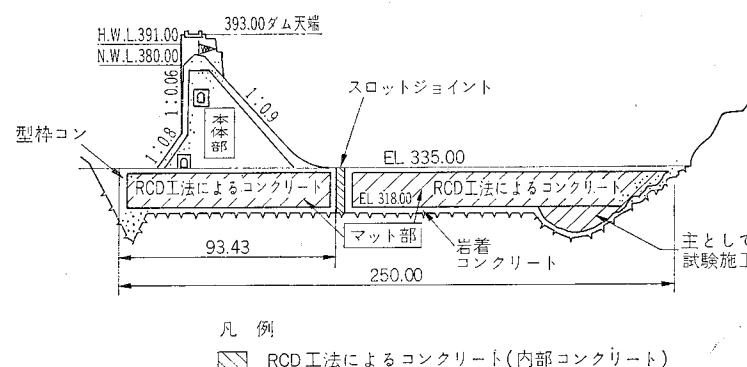


図 6.35 配合区分図

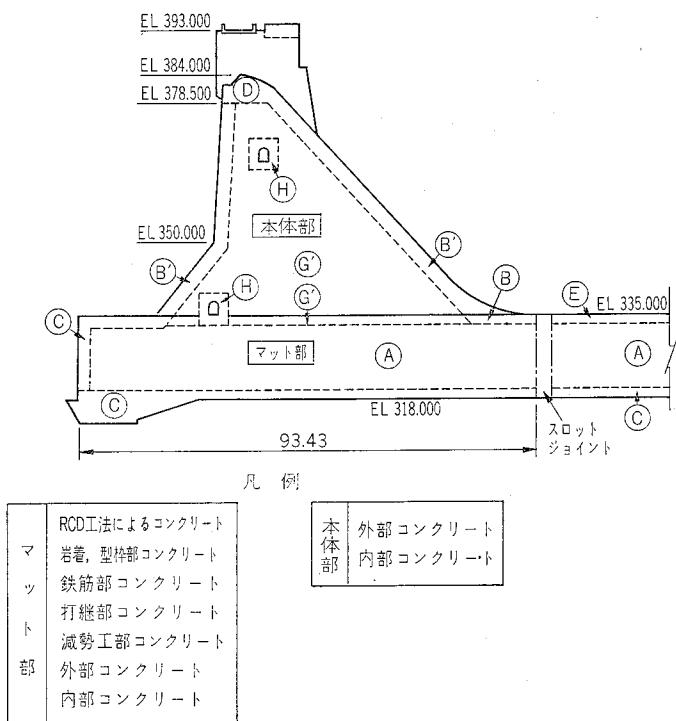


図 6.36 配合区分図

部の下部においては本体ブロック割りと同一箇所に 15 m 間隔で横目地を設け、本体下流部のマットはほぼ中央に横目地 1 個所及びマットの必要長に余裕を見込み座標の位置に縦目地をそれぞれ設置した。

収縮目地の効果について現段階で評価をすれば、施工中または施工後（昭和54年度越冬後）を含め、構造上問題となるクラックは確認されていない（型枠部の富配合のコンクリートに数箇所ヘヤークラックが認められたが、内部の RCD 工法によるコンクリートに入ると消滅している。図 6.38 参照）。

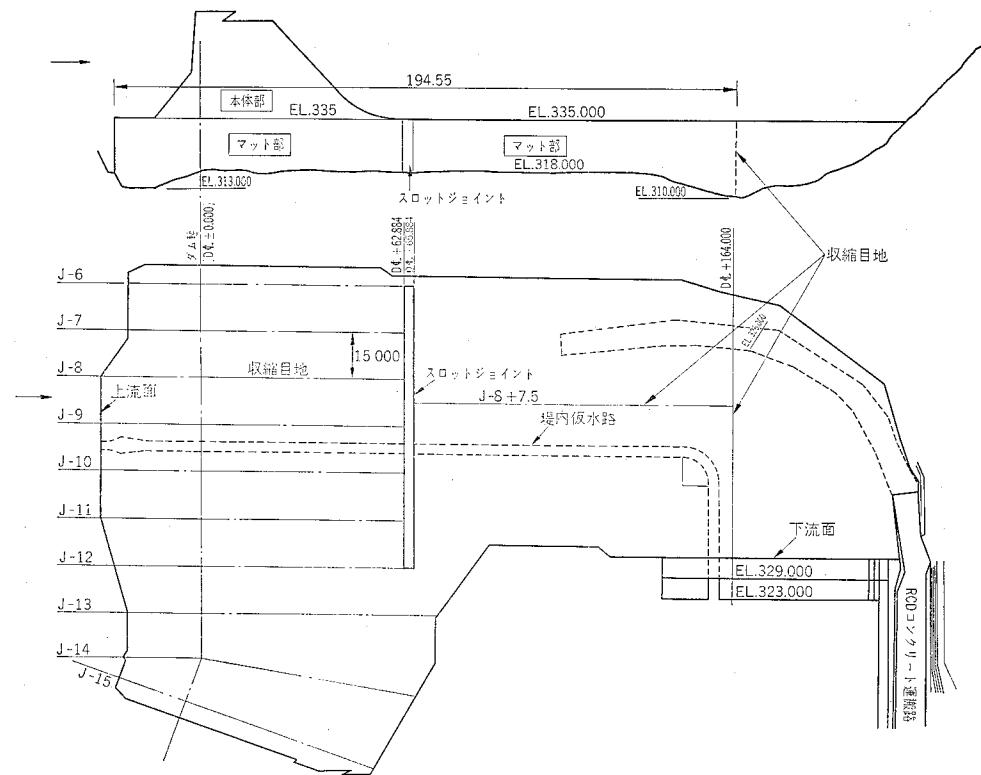


図 6.37 収縮目地位置

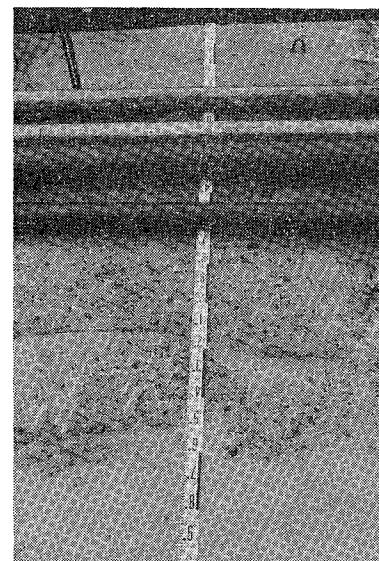


図 6.38 クラックは型枠部コンクリート（外部コンクリート、幅 2 m）に認められたが、RCD 工法によるコンクリート（内部コンクリート）に入って消滅している

大川ダムの工程（リフト立上がり速度）、施工方法及び収縮目地間隔との関係は現段階ではほぼ妥当であると考えられる。

6.4 RCD 工法によるコンクリートの混合

6.4.1 バッチャープラント

6.4.1.1 RCD 工法によるコンクリート製造設備

コンクリート製造設備の仕様は表 6.19 に示す。

6.4.1.2 ミキサーの型式選定

コンクリートの練混ぜには、従来より骨材粒径の大きい硬練りのダムコンクリートに使用された多数の実績があり、かつ他型式のミキサーと比較して消費電力量が小さく修繕費が安くなるなど、維持費の面でも経済的にすぐれている重力式傾胴型ミキサーを採用することとした。

この重力式傾胴型ミキサーの RCD 工法への適応性については上流 2 次締切の予備試験及び本試験施工を通じて検討した。

予備試験での練混ぜ結果は、練混ぜ時に粗骨材の分離が顕著であり、練り上がったコンクリートも不均一で後日採取したコアも豆板状態が多く認められ、重力式傾胴型ミキサーの RCD 工法への適応性に疑問が持たれた。しかし引き続き実施された本試験ではこのコンクリートの分離現象を防止すべく、表 6.20 のような機械の改造を加えた結果分離はほとんどなくなり、観察の判断を確認する意味でコア採取を行った結果もほぼ満足すべき状態のコアが得られることが確認できた。

本施工での実績は、 1.5 m^3 重力式傾胴型ミキサーを 8 台使用したが、骨材の分離現象はほとんど見られず、良質で均一なコンクリートが練混ぜでき、品質試験の結果も期待どおりのものが得られた。

表 6.19 コンクリート製造設備仕様

設 備 名	型 式	容 量	基 数	寸 法		備 考
				高さ	幅	
バッチャープラント	310 m ³ 全自動式	1.5 m ³ × 4 型	2 基	mm 29 625	mm 7 600	
バッチャーミキサー	重力式 傾胴型	1.5 m ³	8 台	2 282	2 255	口径 813 φ mm 電動機 7.5 kW × 2 台
セメントサイロ	鋼板製 直立円筒型	1 000 t	1 基	13 500	9 500 φ	バックフィルター 30 m ³
"	"	500 t	1 "	16 750	7 000 φ	バックフィルター 30 m ³
混和剤タンク	"	6 000 l	2 "	2 430	1 850 φ	
"	"	2 000 l	2 "	1 520	1 460 φ	

表 6.20 分離防止のためのミキサー等の改造点

	項 目	効果の確認	本施工への適否
機械の改造	1. ミキサードラム内のブレード改造	△	否
	2. ウェットホッパーに分離防止装置	△	否
	3. ウェットホッパー引出しおの補助ショート延長	○	適
その他	4. ミキサーへの材料投入順序の変更	○	適
	5. ミキシングタイムの変更	△	否

(注) ○ 顕著な効果あり。○ 少少の効果あり。△ 効果が認められない。

表 6.21 バッチャープラント稼働表

バッチャープラント No.	稼働時間 (h)	整備時間 (h)	修理時間 (h)	計 (h)	稼働率 (%)
バッチャー No. 1	1 135	141	27	1 303	87
バッチャー No. 2	2 097	220	51	2 368	89
計	3 232	361	78	3 671	88

機械の稼働については、表 6.21 のとおり順調に終始し、メンテナンスの面でも従来のダムコンクリート程度の維持費であった。

6.4.1.3 混 合

(1) ミキサーへの材料投入順序

材料投入順序は W → S → C → G₂₀ → G₄₀ → G₈₀ の順で行ったが、懸念されたコンクリートの分離現象もなく、練り上がり状態は良質で均一なコンクリートであった。ミキサーの性能試験結果もコンクリート中のモルタルの単位容積重量の差 = 0.67% < 0.8%

コンクリート中の単位粗骨材量の差 = 4.6% < 5%

と基準値よりも小さく良好であった。

(2) 練混ぜ時間

ミキサーの練混ぜ時間を 1.5 分、3 分に変えて練混ぜ性能試験を行い、練り上がり時のコンクリートを観察した結果、両者に差異は認められず、1.5 分間の練混ぜでもコンクリート中のモルタル分の状態は良好であった。

また後日採取したテストピースの試験結果でも両者に差は認められないで練混ぜ時間は 1.5 分とした。

(3) サイクルタイム

本施工でのバッチャープラントのサイクルタイムの実績は表 6.22 のとおりである。

表 6.22 本施工練混ぜサイクルタイム

期 間	項 目	時間あたり練混ぜ量 (バッチャープラン ト 2 基の合計)	サイクル タ イ ム (分)	備 考
54年/10月～11月	最盛期時	210 m ³ /h	3.43	内部、外部コンクリートの混合値
54年/7月～54年/7月	平均 値	158 m ³ /h	4.56	"

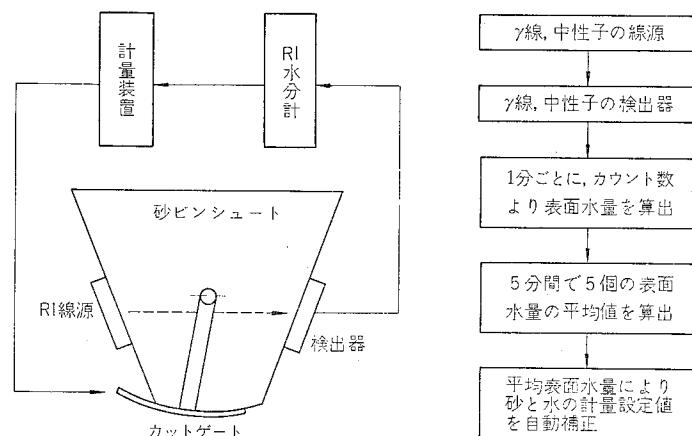


図 6.39 透過型 RI 水分計

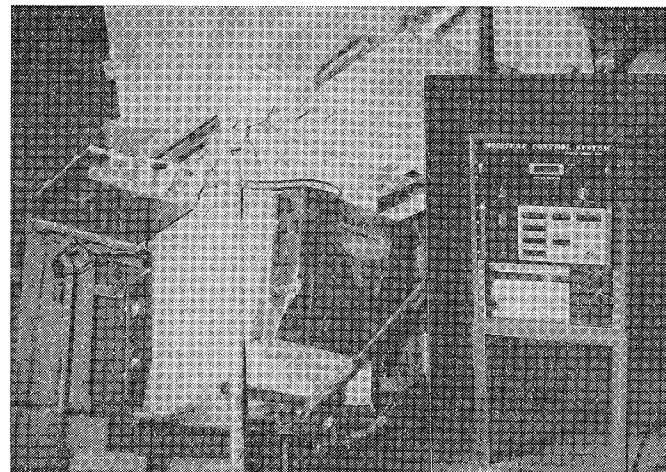


図 6.40 透過型 RI 水分計

(4) 計量記録システム

計量装置は、砂と水がパンチカード方式でその他はプルワイヤー方式である。

砂の表面水量測定には新しく開発した 図 6.39 及び 図 6.40 のような中性子利用の透過型 RI 水分計を砂ビンシューに取り付け、砂と水の計量装置と連動させ、自動的に水分補正を行うシステムとしたが、使用結果は非常に良好であった。

6.5 RCD工法によるコンクリートの運搬巻出し

6.5.1 RCD工法によるコンクリート運搬路

6.5.1.1 主要運搬路（バッチャープラント～打設現場間の運搬路）

RCD工法によるコンクリートをすべてダンプトラックで運搬するためには、コンクリートの打上がりに追従できる運搬路の設置が必要となるが、当ダムでのRCD工法の範囲はマット部のみで高さも低く、地形的にも恵まれているので打上がりの最終天端高さよりマット内部へ下る運搬路はあらかじめコンクリートで造成し、これをRCD工法によるコンクリート打上がりとともに埋め込みながら使用することとした。

また、バッチャープラント周辺の運搬路は循環方式とし、すべてアスファルト舗装として道路の維持管理を容易にするとともに運搬能力の向上を図った（図 6.41, 図 6.42）。

6.5.1.2 打設現場内の運搬路

(1) 仕上げ岩盤面上の運搬路

マット部の打設現場は幅約 100 m、長さ約 250 m と広く、岩盤清掃後の凹凸面上に直接ダン

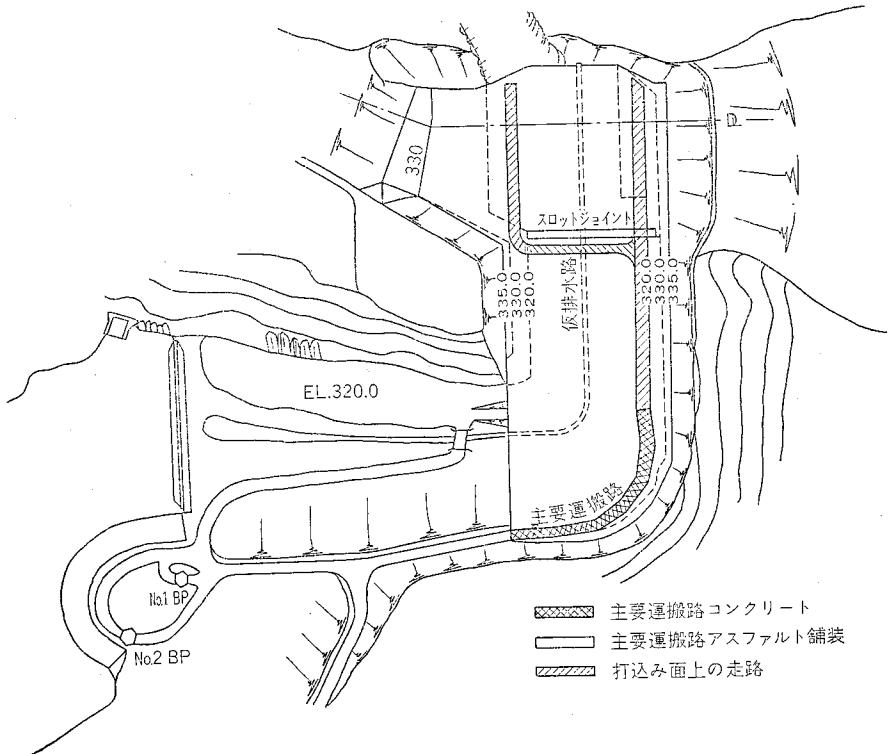


図 6.41 コンクリート運搬路

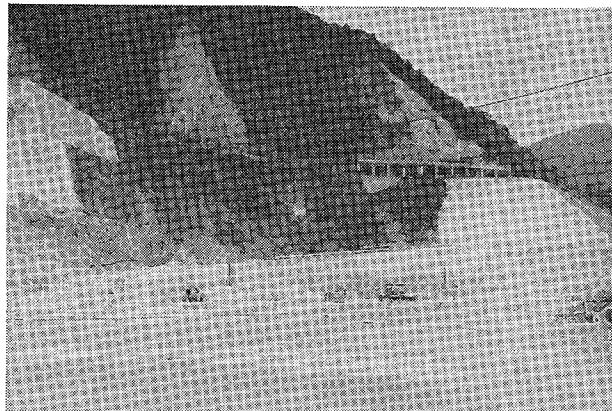


図 6.42(a) コンクリート運搬路（上流より望む）

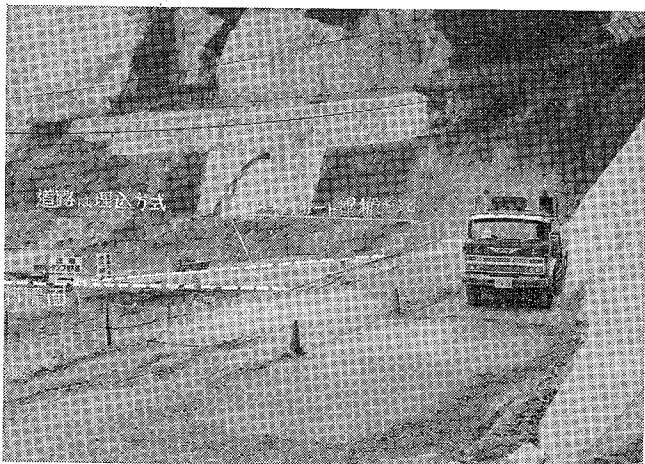


図 6.42(b) コンクリート運搬路（下流より望む）

プロックを乗り入れることは不都合なので棧橋案も考えられたが、設備が大きくなり不経済である。そこで仕上げ掘削後の岩盤検査の範囲を1回あたり約 $15\text{ m} \times 30\text{ m}$ とし、岩着コンクリートの1層目は、生コンクリートを用いて施工し、凹凸を埋めてダンプトラックが自由に走行できるようにした。

なお、下流部に存在するすり鉢状の部分には、ダンプトラックの進入路を1個所、生コンクリートで造成し、これをコンクリート打上がりとともに埋め込みながら使用した（図 6.43, 6.44）。

(2) 盛土及び鉄骨架台による運搬路

RCD工法によるコンクリートの打上がりが進むにつれ、堤内仮排水路の設置のための鉄筋、型枠によって打込み範囲が左右に分割される。

そこで、左岸側は従来どおり主要運搬路により運搬することとしたが、右岸側は河床盤から盛

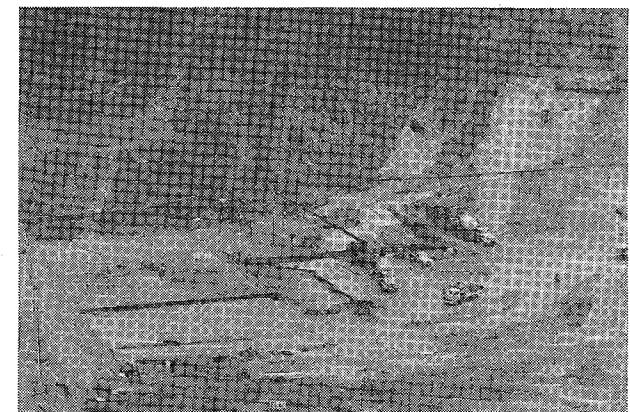


図 6.43 仕上げ岩盤面上の運搬路

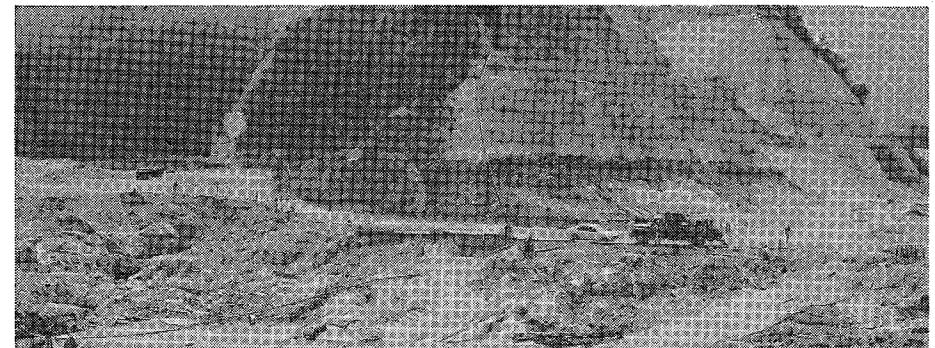


図 6.44 下流すり鉢状部分の運搬路

土による進入路を造成し、1リフト 50 cm 打ち上がるごとに進入路も 50 cm 盛り上げ、仮排水路天端が覆われるまで利用した（図 6.45 参照）。

また、スロットジョイント部及びマット鉄筋部では型枠を用いるため1リフト（ 50 cm ）～2リフト（ 100 cm ）の段差が生ずるが、鉄骨架台による斜路を設置してRCD工法によるコンクリートを搬入した（図 6.46, 6.47）。

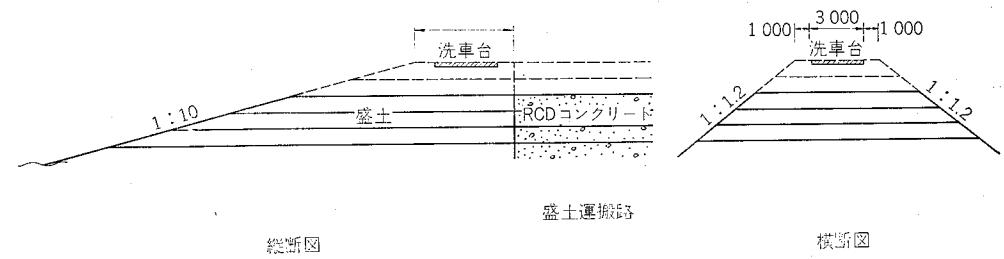


図 6.45 鉄骨架台

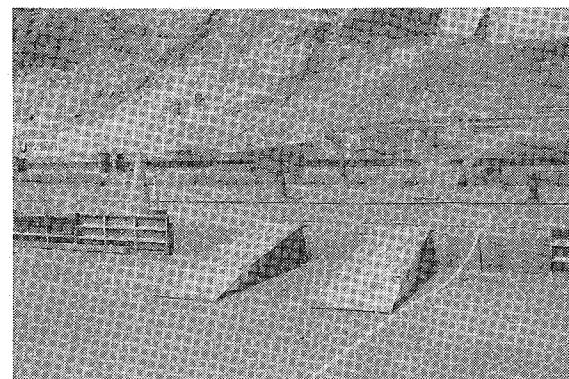


図 6.46

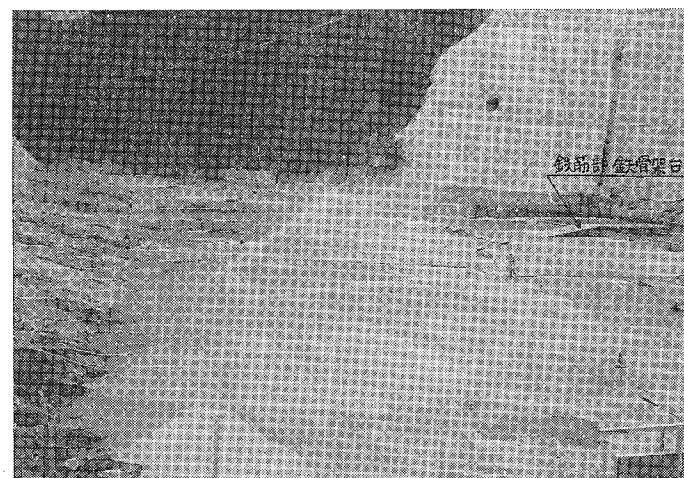


図 6.47

(3) 打込み面上の運搬路

秋以降の低温時打設では、コンクリートの初期強度が低いため、打込み面上のダンプトラックの走行により打設面が破損されやすい。このことは特にカーブとなる個所に顕著となる。これらの対策として11月以降の打設に際しては保護工の設置により対処した。保護工として、ベルトコンベアのベルト（幅 750mm、厚さ 10mm）と鉄板（12 000mm × 2 400mm × 10mm）について保護板の安定性と荷重の伝達分布状況、走行性等の性能について比較検討した結果鉄板のほうがすぐれていた。

鉄板を保護工として使用するに当たってはコンクリート面の不陸になじみにくいため、多少バタバタすることがあったが、運行に支障をきたすほどの移動はなかった。

また、打込み区画内やその付近は全面的にダンプトラックの走路となるが、打設サイクルを5日～7日間で保持するため、コンクリートの早期強度を高める必要があるため、減水剤の遅延型を標準型に変えた。

6.5.2 ダンプ運搬

6.5.2.1 運搬台数とサイクルタイム

RCD 工法によるコンクリート運搬は、11t ダンプトラックを使用したが、施工初期及び最盛期の1ヵ月間と54年7月～55年7月間の実績は表 6.23 のとおりである。ダンプトラックの平均サイクルタイム 8.8 分の構成は表 6.24 のとおりである。

積込み時間にはパッチャープラント下での待ち時間、品質管理用の資料採取に要する時間も含まれており、20秒～180秒とばらつきが大きかった。

施工初期の段階で最も配慮したことは、2基のパッチャープラントで混合する5種類のコンクリートを6～7台のダンプトラックを使い、打込み個所の要望に合った順序で、いかに能率的に運搬するかということであり、そのため配合別にパッチャーを使い分けたことと、配合表示方法を明確にした。これらの結果打込み個所での配合間違いや手待ちがなくなり能率向上につながった。

また、無線機とスピーカーの連動は、全員に作業の流れを伝達でき、施工管理や安全管理に効果があった。

6.5.2.2 ダンプ足洗い

運搬路のマット部進入口付近に図 6.48 に示すような洗車装置を設けタイヤの汚れを洗い流

表 6.23 運搬台数とサイクルタイム

期間	作業量 (m ³)	トラック 台数	延べ運 搬回数	トラック 時間 運転時間 (h)	運転時間 あたり回数	1 台の平均 サイクルタイム	運搬 距離 (片道)
年月 54.7	15 800	6	3 538	634	5.6回/h	10.7 分	max 500 min 440 平均 470 m
54.11	40 500	7	9 065	1 334	6.8	8.8	max 660 min 440 平均 550 m
54.7～ 55.7	255 300	3～7	57 422	8 827	6.5	9.2	max 660 min 400 平均 530 m

* トラック運転時間にはボデーの水洗い時間（2時間に1回程度）は含まない。

* 不慮の故障を勘案し予備車1台配車。

表 6.24 1台の平均サイクルタイム

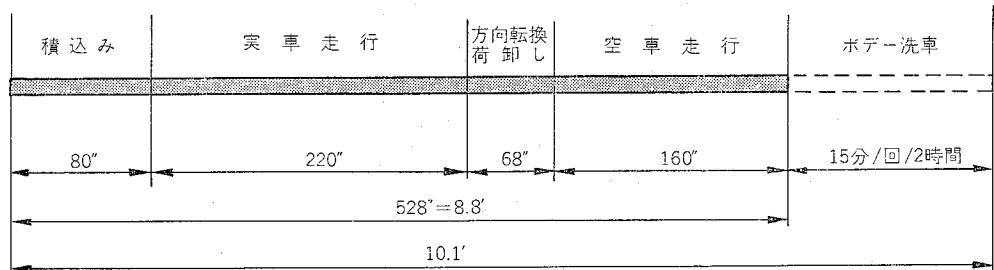




図 6.48 洗車装置

し、打設個所の汚れの搬入防止を図った。

洗車装置の概要

主給水パイプ $\phi 100\text{mm}$

分配給水パイプ $\phi 50\text{mm} \times 4$ 列

ノズル本数 15個 $\times 4$ 列

水圧 $4\sim 5\text{kg/cm}^2$

6.5.2.3 打設面上の障害物整理

広範囲な打設面上には清掃用・養生用のキャップタイヤコード、水ホース等が配管（線）されており、ダンプトラックの走行、自走機械の作業に障害となる。特に養生用のスプリングラーはタコ足配管となるため、その維持管理に特に考慮する必要があり次の対策を行った。

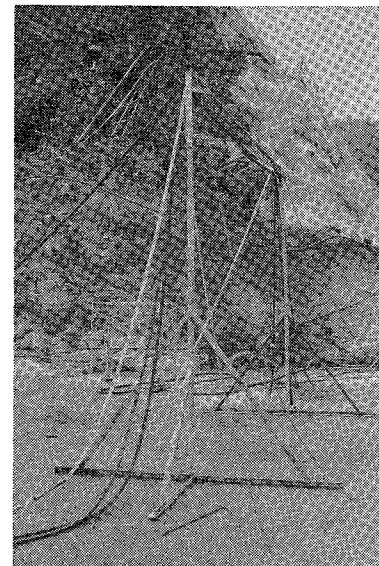


図 6.49

- ① 給気・給水・排水及び電源は左右岸のどちらからでも供給できる設備とした。
- ② 翌日のダンプ走路を明確にし、その走路を横断している、電線やホース類は門型架台により横断させた（図 6.49）。
- ③ 養生用散水は空中にホースを張り渡し散水できるようにした。
- ④ その他のキャップタイヤコードは目立つように、感電防止のため自立できるサポート（高さ 1 m）に取り付けた。

6.5.3 巻出し

6.5.3.1 巻出し方法

RCD 工法によるコンクリートの巻出しはモルタル敷均し後に行うが、モルタルの敷均し範囲はコンクリートを 1 時間程度で打込みできる範囲とし、厚さの基準は当初コンクリート面の場合で 1.5 cm、岩着面の場合で 2 cm としたが、巻出しによって余分なモルタルが押し集められ、RCD 工法によるコンクリートのコンシステンシーを変化させ、転圧時に RCD 工法によるコンクリート表面へ余剰水として吹き出すとか、ウエイヴィング現象をもたらすこととなったので、コンクリート面のモルタル厚さは 1 cm に変更した。

モルタルの敷均し方法は機械化するべく車輪・ゴムラバー付きのモルタル敷均し装置をダンプトラックで引き回す方法等も試みたが、いずれも有効ではなく、ホイールローダのバケット裏板に $\phi 9\text{mm}$ 鋼棒をゲージとして溶接し、ローダがバックで敷き均し、人力で補足する方法が最も効率よく施工 1 カ月後からは主としてこの方法とした（図 6.50）。

RCD 工法によるコンクリートの巻出しは当初 1 リフト約 54 cm（転圧後 50 cm となる）を 2 層に分けて巻き出したが、モルタル敷均し個所をダンプトラックで繰返し踏み荒すことを防ぐため、1 層目を 10 cm~15 cm の厚さで全面的に巻き出し、短時間にモルタルを被覆し、残りを 2 層に分けて巻き出す方法（薄層 3 層巻出し工法）とした（図 6.51）。

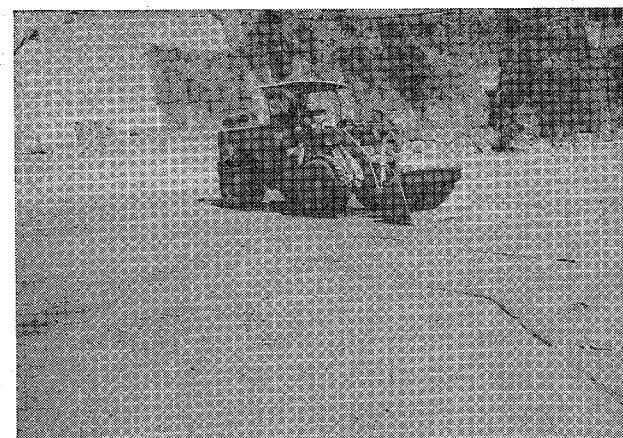


図 6.50 ホイールローダによるモルタル敷均し

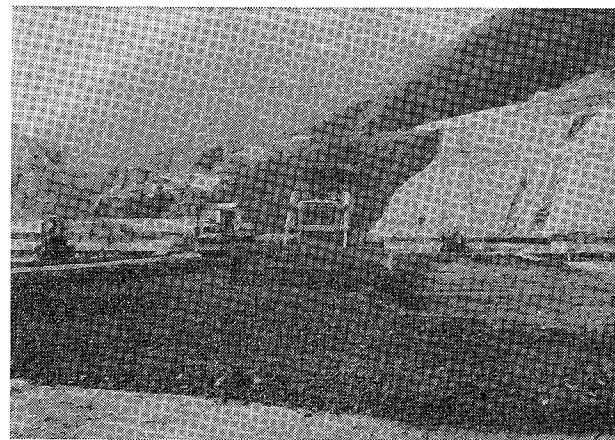


図 6.51 薄層、3層巻出し

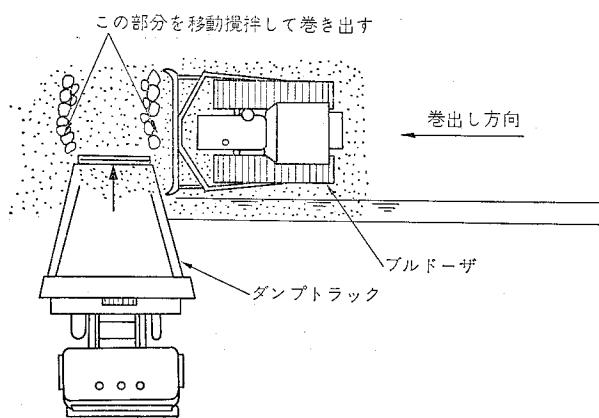


図 6.52 骨材分離対策のダンピングとブルドーザによる作業

6.5.3.2 骨材分離防止対策

RCD用コンクリートの骨材分離は、ダンプトラックからの排出時に特に顕著であり、対策として図6.52に示すようにレーン方向に直角にダンピングすることとし分離した部分はブルドーザの作業により解消した。施工実績からみてブルドーザの作業時の注意点として次のことがあげられる(図6.53参照)。

① ダンピングされた1山の中心部からブル押しすると、あふれたコンクリートがブレードの両側にこぼれ落ち骨材分離を助長するので、1山を3~4回で巻き出すように山の裾部から行うと分離の解消となる。

なお、ブルドーザの排土板両端からこぼれ落ちないように排土板の両端にハンチ鉄板を取り付けた結果は分離対策上及び能率上有効であった。

② 隣接レーンが1層高い場合は高いレーンの裾部にかけ同時にブル押しする。

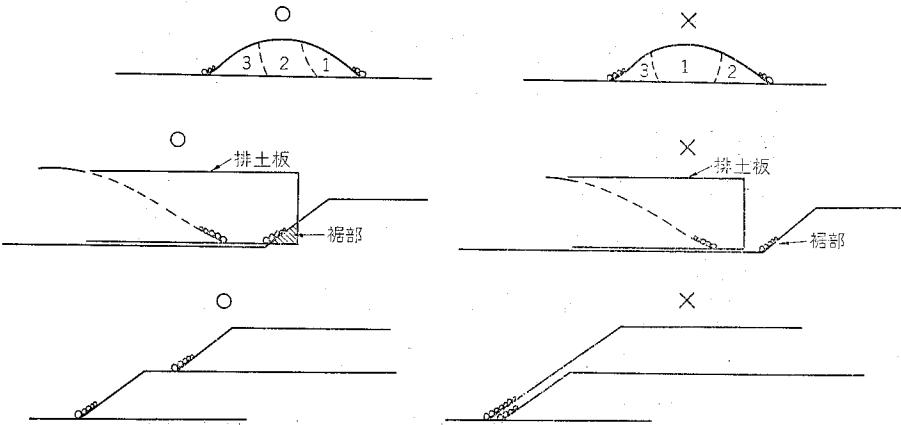


図 6.53 ブルドーザによる作業の要領図

- ③ 2層目・3層目を巻き出すとき、下層のり肩からのり面にあふれないように心掛けた。
- ④ 3層巻出し工法は骨材の分離防止対策として有効であるが、巻出し後も骨材集中個所が目視された部分は堀り起こし入れ替えた。これらの作業は主としてホイールローダにより行ったもので、連続急速施工を行う当工法にこの機械は不可欠であった。
- ⑤ 巷き出し中のブルドーザの後進時には排土板を使わない。後進時に敷き均すと骨材をかき起こし凹地集積する。また、安全管理上からも好ましくない。

6.5.3.3 打設面の平坦性確保

広い面積での水平で平坦な仕上がり面を確保するには、レベル測量を継続的に実施する必要があるが、重機類の間隙をぬって測定者が動き回ることは作業能率や安全上から問題があるので、ブルドーザの排土板の高さを自動的に水平制御できる方法を検討した。

この要求に応えるために、レーザー光線を利用して、排土板を所要の高さにセットできるようにしたのがレーザーレベリングブルドーザであり、実験施工を通じ、仕上がり面の精度では良好な結果を得たので実用化の目途がついた。

しかし打設面の水平、平坦性も要求されるが、それにも増して骨材集中個所を作らないことが重要であり、これをブルドーザ作業時にオペレーターの判断で手軽に解消することが必要であり、このためにはレーザーレベリングブルドーザでは不都合なので、オペレーター技術の向上とあいまって、自動制御方式からオペレーターの判断による任意方式作業に切り替え、レベル測量で1レーン巻出しごとにチェックする程度で満足できる結果が得られるようになった。

6.5.3.4 施工環境の維持

RCD工法によるコンクリートは高温・日照等により巻出し後特に強い乾燥を受け、急激なVC値ロスを生ずる。その結果ワーカビリティ及びコンパクトビリティに悪影響を及ぼすので乾燥を防ぐ方法としてシートで覆うことも考えられるが、機械化施工のためには、不適当なので、図6.54が示すように打設面上空にφ75mmの水ホースに3m間隔くらいに小穴をあけ横架し



図 6.54 空中噴霧による施工環境の湿度維持

て、バルブ操作で霧を吹かし打込み個所の風上から霧を流す方法で、施工環境の湿度維持を図った。

6.6 転圧締固め

6.6.1 使用機械

RCD 工法によるコンクリートの締固めに使用した機械類は、主転圧機械として 7t 振動ローラ、補助転圧及び施工縫目部の転圧機械としてビブロプレート及び振動タンバを使用した。表 6.25 に締固め機械の主要仕様を示す。

6.6.2 振動ローラによる締固め

6.6.2.1 標準締固め方法

振動ローラによる締固め方法は 1 リフト 50 cm の全層転圧とし、走行速度 1 km/h で無振動転圧 1 往復、振動転圧 3 往復の計 4 往復転圧を基準として行い、転圧方向は、ダム軸に直角方向（上・下流方向）とした。

表 6.25 締固め機械主要仕様

機械名	型式	出力	起振力	振動数 回転数	重量
振動ローラ	BW-200	56 PS	32 000 kg	2 500 vpm	7 000 kg
ビブロプレート	DVU-1500	5 PS	1 700 kg	1 620 vpm	265 kg
ビブロプレート	SPH-70	3 PS	700 kg	6 000 vpm	79 kg
振動タンバ	Bosch 18900	0.28 kW	—	3 000 rpm	11.4 kg

締め固まり状態の確認は、目視観察により転圧面へのペーストの上昇度合い、沈下測定及び RI 密度計による密度測定などで行った。

RCD 工法によるコンクリートの敷均し時に粗骨材が部分的に集中している個所または所定の回数を転圧してもペーストの上昇が不十分の部分についてはさらに 1 往復の振動転圧を増加して対処した。しかし、大部分は基準回数の転圧で満足のいく結果であった。

ローラ転圧時に隣接レーン、または異種コンクリートとの境界部分に生じた不陸 (5 cm ~ 10 cm 程度) 及びウエーピングによる不陸は、所定の転圧回数走行後に無振動で 1 往復程度、再転圧し、仕上がり面の平坦性を維持するように努めた。

なお、ローラ幅 1.9 m に対して隣接レーンとの境界部分に締固め不足が生じないように、ラップ転圧幅を 20 cm 程度設け有効転圧幅を 1.7 m として締固めを行った（図 6.55）。

6.6.2.2 打止めのり面の整形と締固め

(1) 打止め位置（図 6.56）

当日の打設計画を設定するにあたり打止め位置を次のように設定した。

- ① 打設打止め部は重複しないように最低 3 m 離す。
- ② 収縮目地からの最小距離は、ローラ転圧及び目地切機の施工可能な幅を確保するため 3m

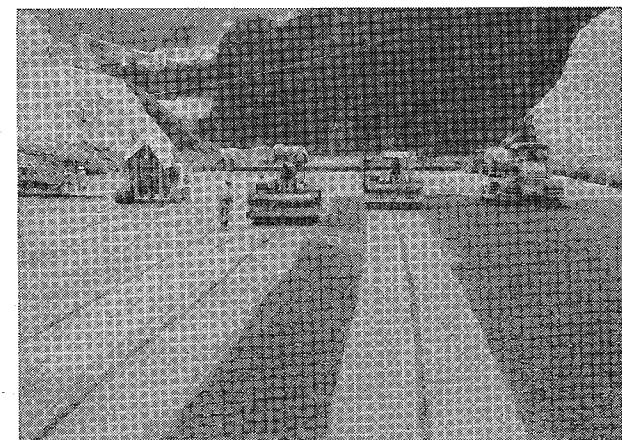


図 6.55 振動ローラ転圧状況

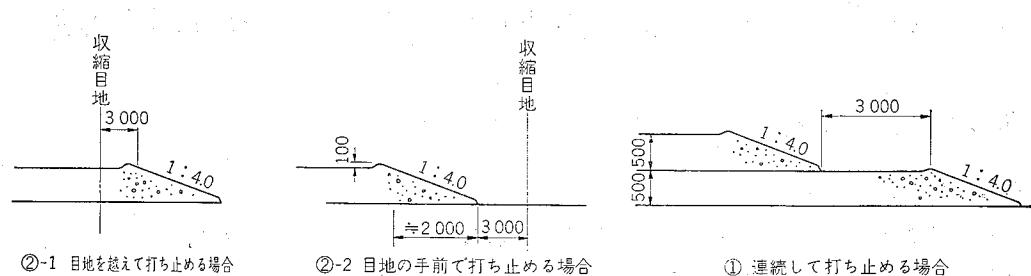


図 6.56 打止め位置図

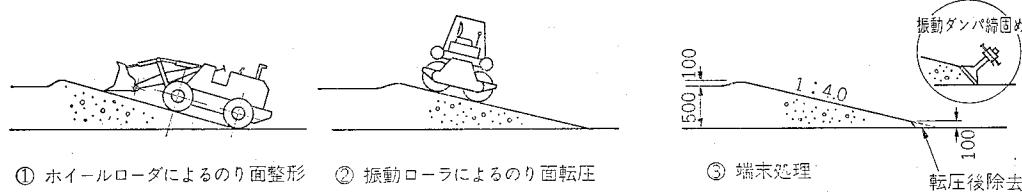


図 6.57 打止めのり面施工要領図

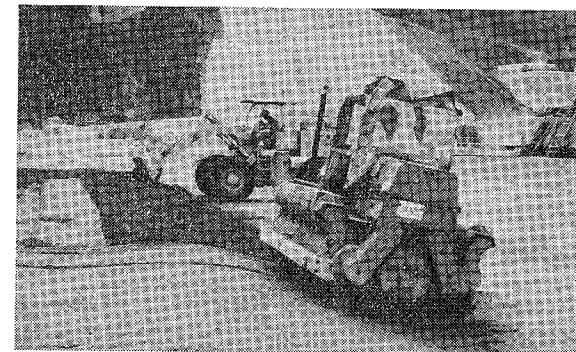


図 6.58 のり面整形及び転圧

とした。

(2) 打止めのり面の整形と締固め (図 6.57)

のり面形状は振動ローラ施工可能な最急勾配としての 1:4 ($\approx 14^\circ$) として敷き均し後、ホイールローダを使用してのり面を整形した (図 6.58)。

なお、打継目処理の項で記述するコンクリート区画の縁取り処理として、のり肩部を土堤状に 10 cm 程度盛上げ締固めを行った。

締固めは 7t 振動ローラで走行速度 1 km/h として、無振動転圧 1 往復行い、振動転圧は登坂時に振動ローラが沈み込み、走行不能に陥るので下降時のみ 6 回行った。

のり面転圧完了後、のり尻の薄い部分 (厚さ 10 cm 程度) は除去し、カット面は振動タンバで締固めを行った。

6.7 異種コンクリートとの接合部の打設方法及び湧水対策

6.7.1 異種コンクリートとの接合部の打設方法

6.7.1.1 概 要

マット部のコンクリートの種類及び使用区分は 6.3.3 で述べた 7 種類である。

これらの異種コンクリートは、上下流型枠部、岩着部及び堤内仮排水路鉄筋部などに用いる富配合コンクリートで使用個所の水密性及び耐久性を高めること、また施工性を容易にするための

ものである。異種コンクリートと貧配合の RCD 工法によるコンクリートの接合部は、施工上の弱点となりやすいので事前に施工の手順、ルールを定めて手際よく同時に打ち込み締固めを行う必要がある。

表 6.26 異種コンクリート部分締固め、使用個所別機械名

工種	使 用 個 所	機 械 名	仕 様			
			重 量 (kg)	出 力 (PS)	振動数 (cpm)	そ の 他
異種 コンクリート 締 固 め 機 械 リ ー ト	岩着部・型枠際・鉄筋部	ダム用バイプレーター HIB 130	31	1.85 kW	7 200~7 500	
	堤内仮排水路鉄筋部	棒状バイプレーター $\phi 600$ mm	3	0.75 kW	9 000~12 000	振幅 2.4 mm
	打継部	ビブロプレート DVU-1500	265	5	1 620	起振力 1.7 t
	異種コンクリートと内部コンクリート接続部の不陸部	ビブロプレート MVC-52	53	3.3	5 800	起振力 0.8 t

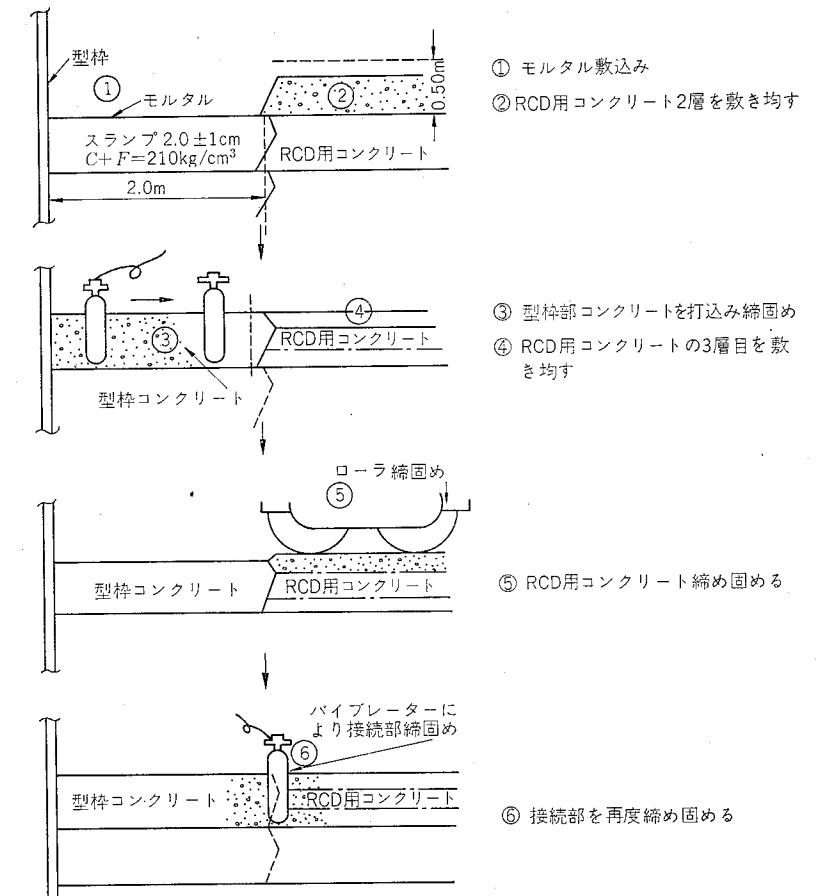


図 6.59 型枠及び岩着部の打設方法

EL 310～EL 320 m の河床部（岩着部コンクリート）は生コンまたは現場練りコンクリートを生コン車(11t)またはダンプトラック(11t)により運搬打設した。また、EL 320～EL 325 m のマット部の異種コンクリート（岩着部コンクリート、型枠部コンクリート及び鉄筋部コンクリートなど）はダンプトラック(11t)で運搬打設した。

6.7.1.2 異種コンクリートの締固めに使用した主要機械

異種コンクリートの締固めは、表 6.26 に示す機械を用いて次のように行った。

- ① 岩着部及び型枠際はダム用バイブレーター(HIB 130)ができるだけ鉛直し、抜去時はゆっくり斜めに引き上げバイブルーターの孔跡を消すように行った。
- ② 境内仮排水路周辺の鉄筋部のコンクリートは、特に流動性(スランプ 8 cm±1 cm, C+F=300 kg/m³)に富んでいるコンクリートであるため、コンクリート分離のことを考慮して棒状バイブルーター(φ 600 mm)を使用した。
- ③ コンクリート区画打継部コンクリートはスランプ 1±1 cm のコンクリートをビブロプレート(MVC-52)で締固めを行った。

6.7.1.3 異種コンクリートの締固め及び接合部の打設方法

RCD 工法によるコンクリートと異種コンクリート（岩着部コンクリート、型枠部コンクリート、打継部コンクリート、スランプ 1～8 cm 程度の富配合のコンクリート）の接合部は同時打設とし一体化を図った。

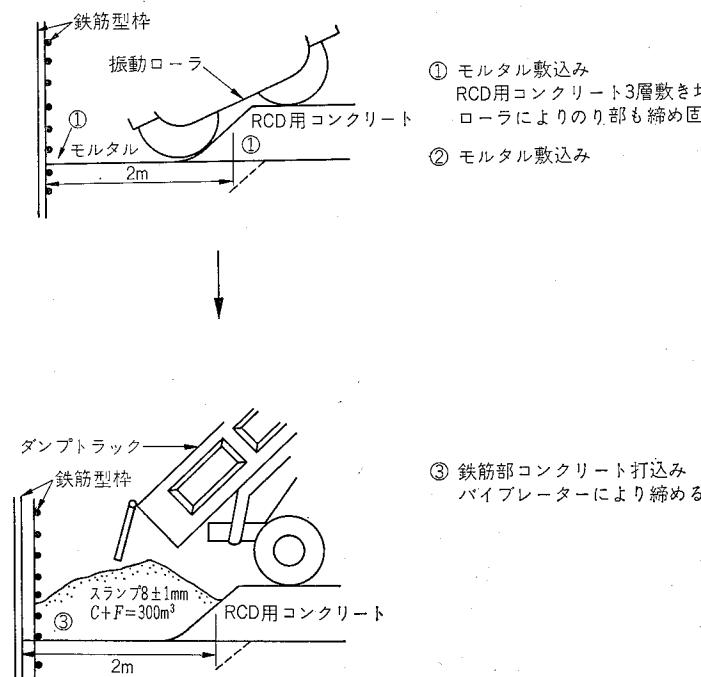


図 6.60 鉄筋部の打設方法

打設方法は 図 6.59～5.62 のとおりである。

6.7.2 岩着部コンクリートの湧水対策

コンクリート施工に有害となる湧水は、節理の発達した左岸部岩盤面が特に多く見られたが、一般に工事の進捗につれ上段になるほどその量は減少した。湧水の排除とその防護対策として次の処理を行った。

- ① 左岸斜面部のように多量の湧水が 1 個所に集中している場合には 図 6.63 のように打設上段に釜場を設け、ポンプ及びホースで打設範囲外に排除した。
- ② 岩盤節理に沿って数個所に分散している湧水は 図 6.64 のように鉄パイプ(Φ 1½")程度を設置して排水し、鉄パイプは打設完了後モルタル注入して閉塞し埋没した。

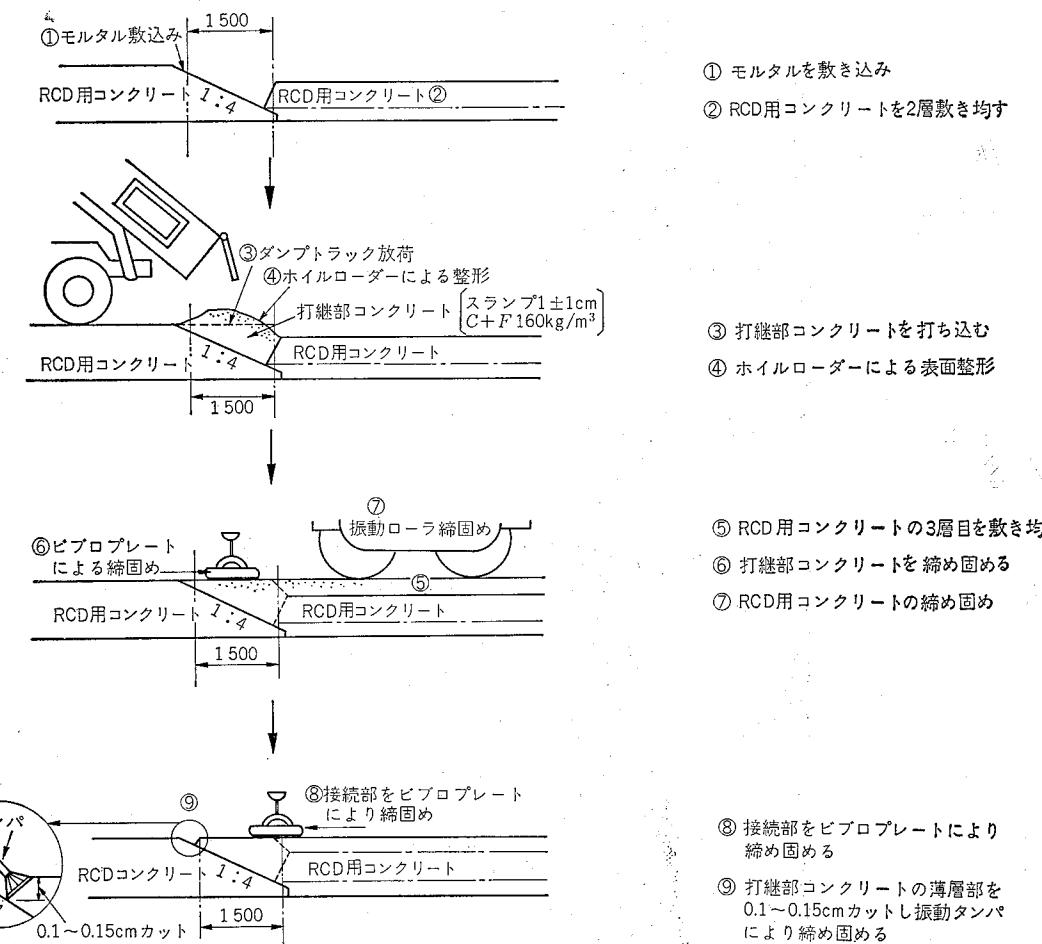
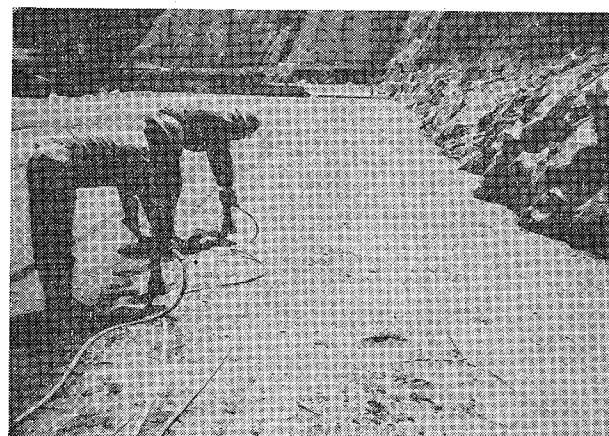
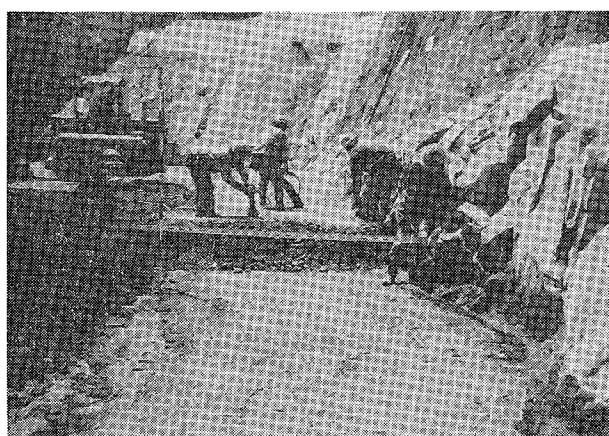


図 6.61 打継部の打設方法



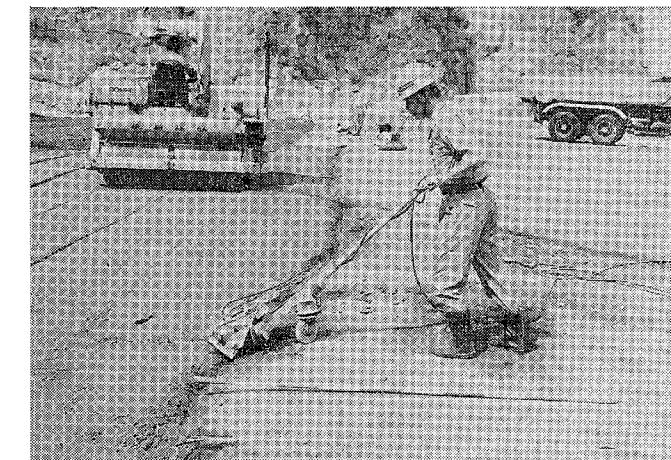
接続部は再度バイブレーターにより締め固める



岩着部コンクリートの締固め



打継部コンクリートをビブロプレート(DVU-1500)で締め固める



打継部コンクリート のり肩カット部をタンパで締め固める

図 6.62 異種コンクリート部の打設

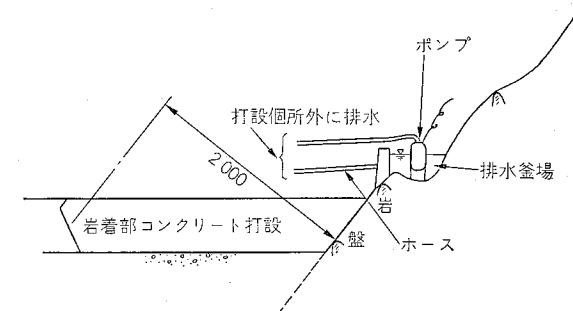


図 6.63 湧水対策(1)

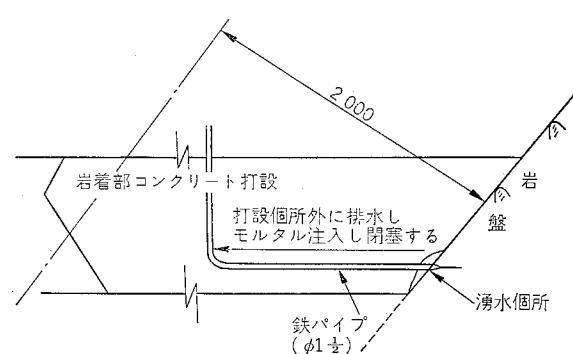


図 6.64 湧水対策(2)

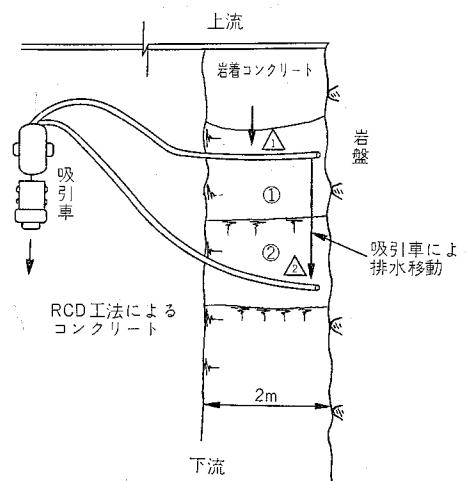


図 6.65 湧水対策(3)

③ 比較的広範囲で釜場処理のできない場合には図 6.65 のように吸引車を常備して排水しながら打設した。

6.7.3 堤内仮排水路部の打設方法

堤内仮排水路（高さ 3 m, 幅 3 m）はマット部のほぼ中央部を縦断している。この施工については、特に次の事項に留意して行った。

- ① コンクリート及び資材運搬を予定している部分は、他の部分に先行してできる限り早く頂部を被覆し、運搬路と人道の確保をした。
- ② 鉄筋部における清掃の効率を上げるために、打止の処理を少なくして頂部を一挙に被覆した。

頂部とその両側の打設方法は図 6.66, 6.67 に示すとおりである。

6.8 目地切り及び止水工

6.8.1 収縮目地造成

6.8.1.1 目地切機械

目地切機械には、11t ブルドーザをベースマシンとするカッティング装置を搭載した 図6.68, 表 6.27, 図 6.69 のような振動目地切機械を新しく開発し、上流 2 次締切試験施工において、切断能力、機動性、操作性等の諸性能をテストした結果、十分な能力を発揮できる確証を得たので本施工に使用した。

本施工の稼働実績は、順調であった。

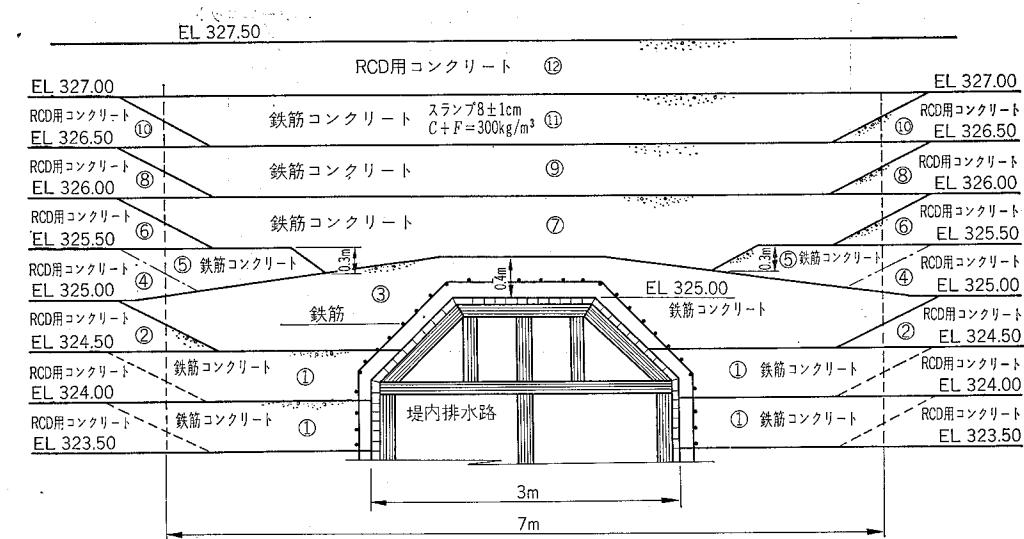
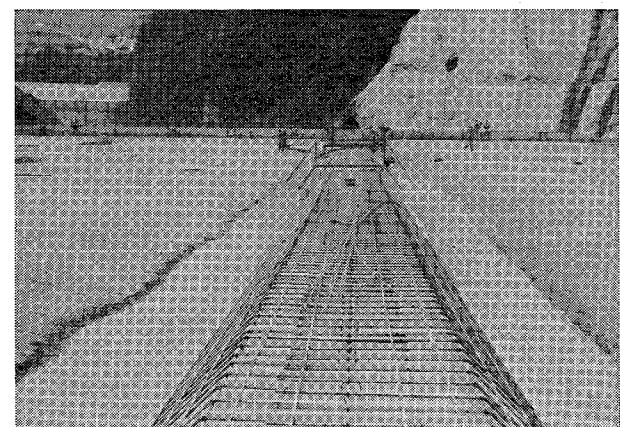


図 6.66 堤内仮排水路頂部打設方法

- ① 鉄筋部打設方法のとおり
- ② RCD用コンクリート 3層敷き均し、のり面部締固め
- ③ 頂部厚0.4mまで鉄筋部コンクリートを太鼓橋状に打設
- ④ RCD用コンクリート 3層敷き均し、のり面部締固め
- ⑤ 鉄筋部コンクリート厚0.3mまで打設
- ⑥ RCD用コンクリート 3層敷き均し、のり面部締固め
- ⑦ 鉄筋部コンクリート打設
- ⑧ RCD用コンクリート 3層敷き均し、のり面部締固め
- ⑨ 鉄筋部コンクリート打設
- ⑩ RCD用コンクリート 3層敷き均し、のり面部締固め
- ⑪ 鉄筋部コンクリート打設
- ⑫ RCD用コンクリート 3層敷き均し、締固め



鉄筋部コンクリートは RCD 用コンクリートの締固め完了後施工する

図 6.67 異種コンクリート部の打設

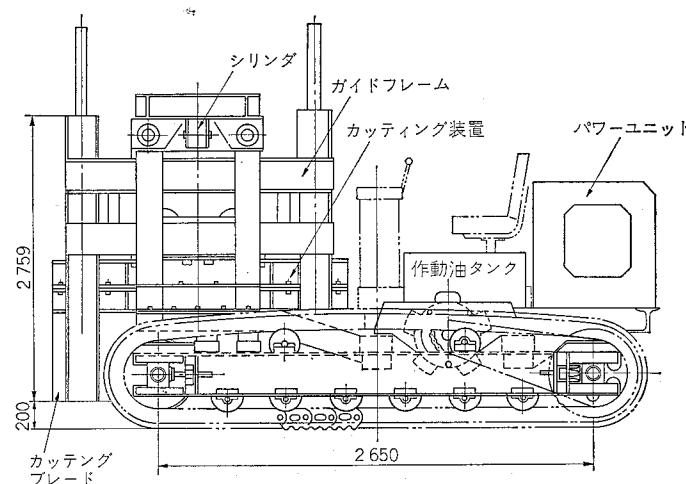


図 6.68 振動目地切機械

表 6.27 振動目地切機械主要仕様

諸元	仕様	諸元	仕様
ベースマシン 接 地 壓	11t ブルドーザ 0.41 kg/cm ²	カッティングブレード長 カッティングブレード厚	1800 mm 16 mm
走 行 速 度	1 km/h	切 断 目 地 深 さ	750 mm
最 低 地 上 高 さ	200 mm	起 振 力	3200~6400 kg
全 長 × 全 幅 × 全 高	3700×3000×2000 mm	押 込 み 壓 力	3~7 kg/cm ²
電 動 機 出 力	200V 37 kW × 4P	振 動 数	1500 cpm
履 带	500 mm トリプルグローリー	振 動 モ ー タ ー	1.5 kW × 2台

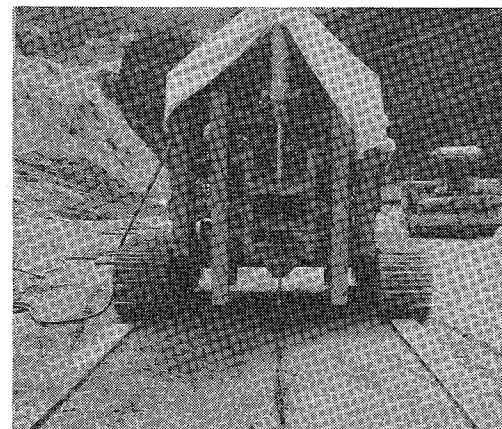


図 6.69 振動目地切機械

6.8.1.2 目地の種類

マット部施工に際して、硬質塩化ビニール板目地、鉄板目地及び型枠目地の3種類の目地を採用した。



図 6.70 目地造成状況

(1) 硬質塩化ビニール板目地

振動ローラ転圧終了後、凝結前のRCD用コンクリートに振動目地切機を用いて、厚さ16mmのカッティングブレードを振動圧入して切断し、目地材として1mm厚さの塩ビ板を挿入して造成した(図6.70)。

練混ぜより目地切り開始までの時間経過は、1.5時間程度で行った。

なお、切口周辺及び目地切機の移動に伴う転圧面の乱された部分のRCD用コンクリートは、ビプロプレート(DVU-1500)にて再転圧を施した。

(2) 鉄板目地

上・下流面型枠及びスロットジョイント継目型枠周辺は、富配合コンクリート($C+F=210$ kg/cm³, $Sl=2\pm1$ cm)を打設するので、振動目地切機により施工不可能なため、図6.71, 6.72に示すように、厚さ3.2mmの鉄板であらかじめ目地を設置した(図6.73, 6.74)。

また、マット補強鉄筋部及びマット天端付近リフトのように、1リフト($H=50$ cm)だけ富配合コンクリートを打設する範囲においても、図6.75に示すように鉄板で目地をあらかじめ設

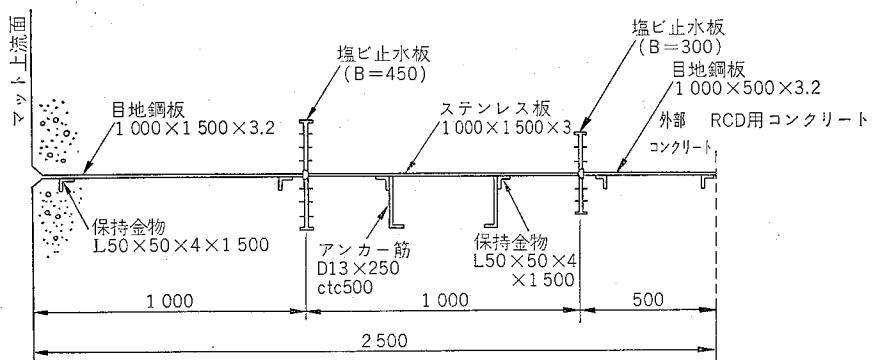


図 6.71 上流面型枠部平面図

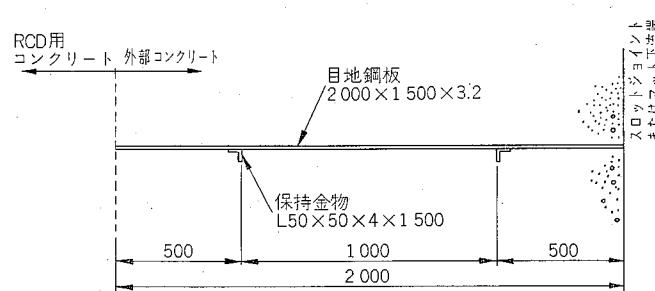


図 6.72 スロットジョイント及び下流面型枠部平面図

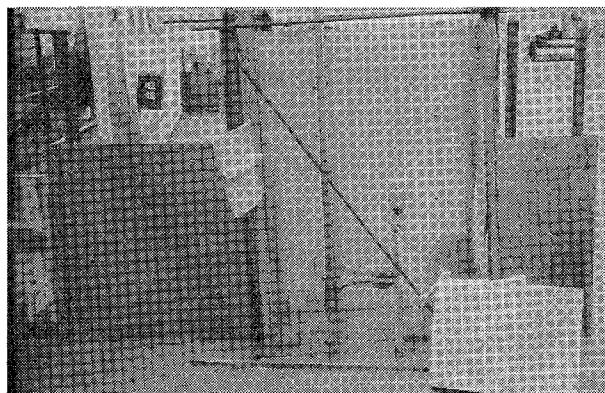


図 6.73 上流面型枠部

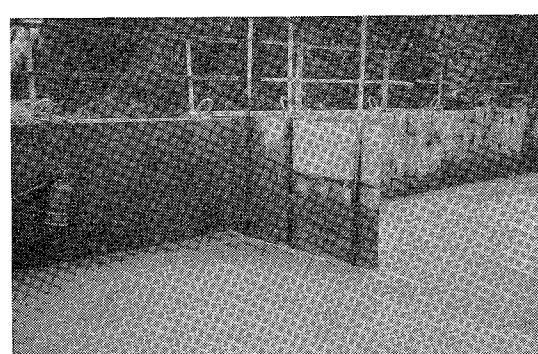


図 6.74 下流面型枠部

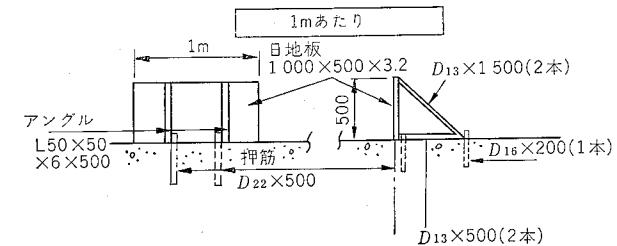


図 6.75 1 リフト打設部

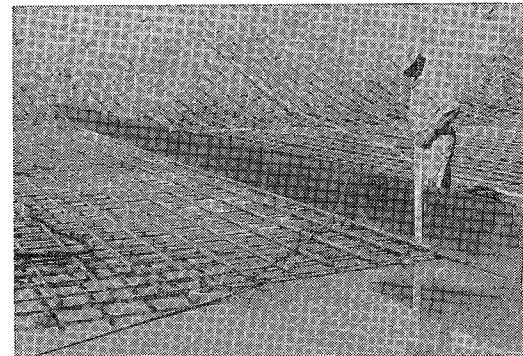


図 6.76 1 リフト打設部

置した（図 6.76）。

(3) 型枠目地

富配合コンクリートを岩着部に打設する場合で、その範囲 ($H=3.0\text{ m}$) に収縮目地が必要な場合、型枠を用いた目地とした。

6.9 打継目処理

6.9.1 グリーンカット及び清掃

6.9.1.1 グリーンカット開始時間

RCD 用コンクリートは、外部及び鉄筋部コンクリートに比較してブリージングが少なく、このためレイタансもわずかである。

また、貧配合であり、初期強度が小さいためグリーンカット開始時間は一般に遅くする必要がある。

グリーンカットの開始時間は、ブラッシングによって粗骨材が緩まないことが一つの目安で配合別（セメント量）、季節別（気温、コンクリート温度）によって異なるが、いずれにしても 2 ~ 3 時間の差に影響されるものではない。

配合別、季節別のグリーンカット開始時間は次のとおりであった。

	夏 場	春 秋 場
内部 (RCD)	1日 (24時間)	1.5~2日 (36時間~48時間)
外部、鉄筋部	8~12時間	12時間~24時間

6.9.1.2 グリーンカットの方法

内部コンクリートは、全面的に自走式グリーンカット車を縦と横方向にそれぞれ2往復することにより、作業面積比で約75%のレイタンス除去ができた。残りの25%は凹部、ローラ跡であり、手押し電動ポリッシャーと人力ブラッシングで処理した。

外部コンクリート部及び鉄筋部は、手押し電動ポリッシャーとウォータージェット及び人力ブラッシングで処理した(図6.77, 6.78)。

ブラッシングされたレイタンスの汚水は、新しく開発したレイタンス吸引車により処理した。

その他ジェット水で洗い流した汚水は400~500m²に1個所設けた釜場に集めφ2~4インチの水中ポンプで吸水し濁水処理場へ送った(図6.79, 6.80)。

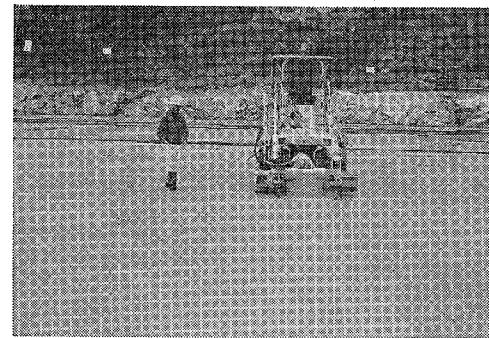


図 6.77 グリーンカット車

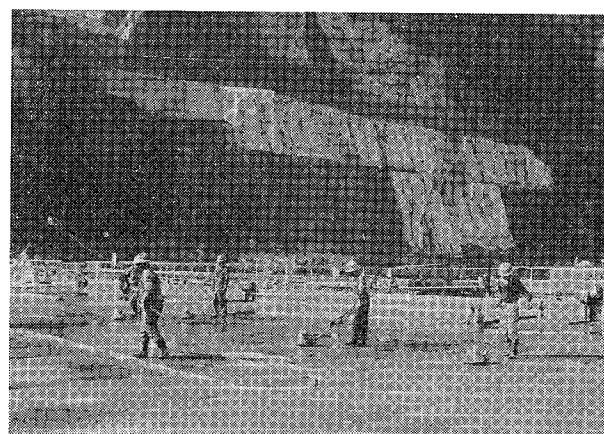


図 6.78 手押し電動ポリッシャー

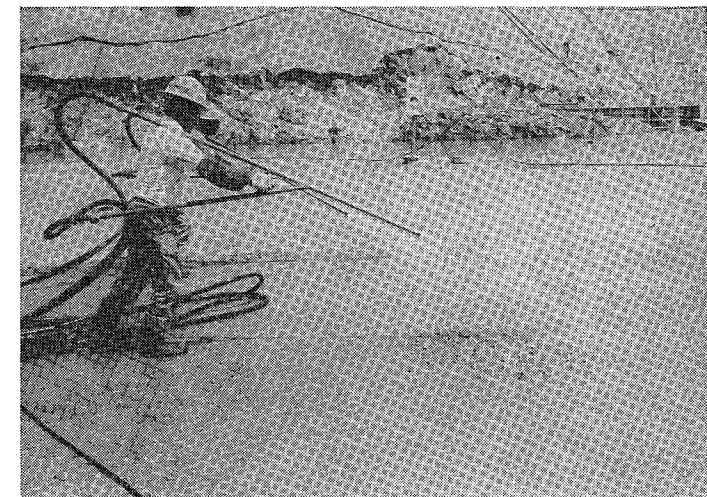


図 6.79 ウォータージェット

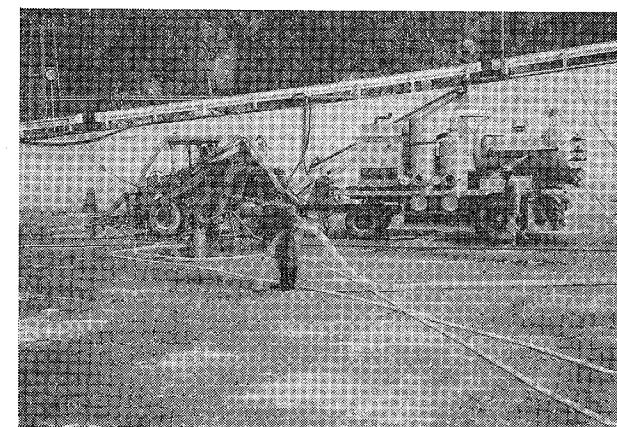


図 6.80 吸引車

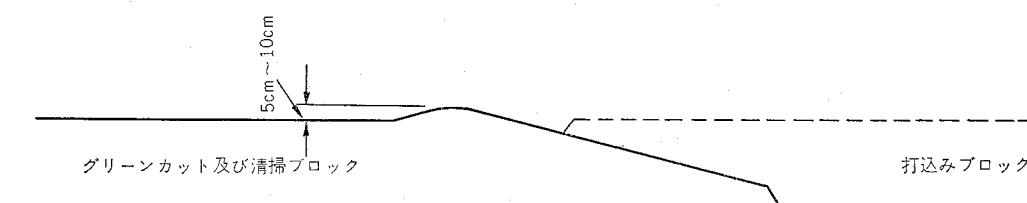


図 6.81 区画縁囲い

6.9.1.3 打込み区画縁囲い

打込み区画とグリーンカット及び清掃区画とが隣接する場合には、清掃水が打込み区画へ流れ込まないように、あらかじめ区画の縁を5~10cm盛り上げて並行作業を可能とした(図6.81)。

6.9.2 越冬後の打継目処理

6.9.2.1 チッピング処理

越冬後の打設面の打止めのり面や、基礎処理グラウトミルクの付着しているところは、チッピング処理した。

6.10 養 生

6.10.1 施工後の養生

6.10.1.1 空中噴霧

打ち込まれた RCD 工法によるコンクリートは、空中噴霧を主体に常に温潤状態を保持するようになり、作業中に影響を与えない範囲で断続的に休日には連続に空中噴霧を行った。

設備の概要

- ① 水パイプ: $\phi 75\text{mm}$ ポリエチレンパイプ $l=110\text{m} \sim 200\text{m}$ 本数7本
- ② 噴出しき: 5mm 2.0 m ピッチ
- ③ 水圧: $1\text{kg/cm}^2 \sim 4\text{kg/cm}^2$ バルブ操作により噴霧状から散水状に調節可能 (図 6.82).

6.10.1.2 湿水養生

11月下旬～12月の養生は、夜間の冷込みによる悪影響を防ぐため、打込み区画の縁組いを利用し、河川水による湿水養生とした。

6.10.1.3 部分養生

部分養生は、空中噴霧のできない範囲について、スプリンクラーや人力散水により部分養生を行った。



図 6.82 空中噴霧

6.10.2 越冬養生

越冬養生は、縁組いの高さを 30 cm 程度とし、通路で縁組いできない箇所は、土俵積みで水深 30 cm 程度確保しながら、養生水を連続的に流下させ、露出部はムシロとシートで養生した。

冬期間の水温の計測結果は $0^\circ\text{C} \sim 2^\circ\text{C}$ で、コンクリート面には、常時水があり凍結しなかった。

6.11 埋設計器

6.11.1 計器埋設位置

マット部内に埋設される計器類は、表 6.28、図 6.83、6.84 に示すとおりである。

6.11.2 計器類埋設方法

6.11.2.1 温度計

RCD 工法によるコンクリート転圧時に $10\text{cm} \times 10\text{cm}$ の角材を用いた箱抜きを行い、温度計を設置し、モルタルを填充した。

6.11.2.2 繰目計

(1) 収縮目地切部

振動目地切機及び硬質塩化ビニール板による目地造成後、所定の場所を床掘りして鉄筋を差し込み、繰目計及びソケットを所定の位置に設置した。

埋戻しコンクリートは、40 mm 粒径以上の粗骨材を取り除いたスランプ 2 cm 程度のものを静かに填充し、棒状バイブレーターにて計器に損傷を与えないように締固めを行った。

この場合、繰目計とソケットの間隙にモルタルが進入しないようにウエスを詰め固定し、接続のキャップタイヤケーブルは、余裕をもたせて埋設した。

(2) 繰目型枠部

型枠にて繰目を構成する場所では、型枠の垂直面部に直接繰目計ソケットを設置し、コンクリートを打設した。

6.11.2.3 間隙水圧計

コンソリデーショングラウト施工後において、RCD 工法によるコンクリート面よりクローラ

表 6.28 埋設計器一覧表

計器名	ブロック名	8	9	10	11	12	13	ベースマット下設	計
温度計	●		21		35		11	3	70
繰目計	□	4	$4\frac{1}{4}$	4	$4\frac{1}{4}$	4		8	36
間隙水圧計	○				7			7	
地震計	▣				1				1

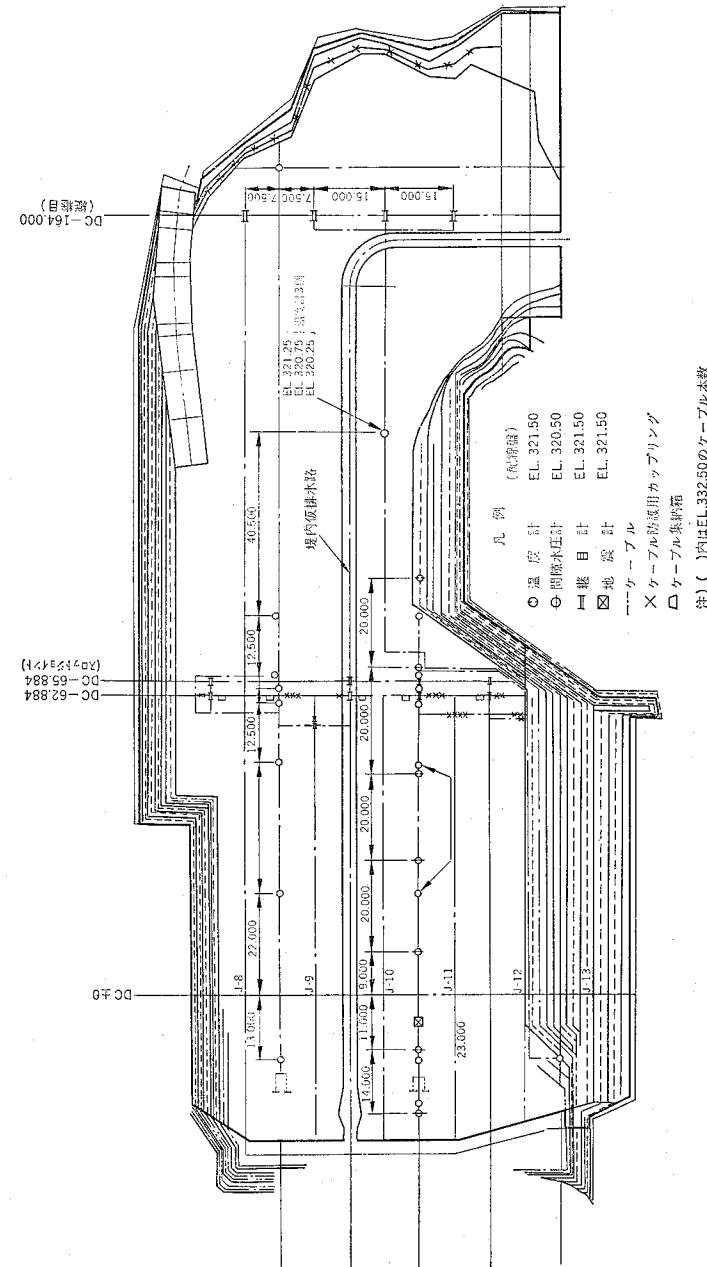


圖 6.83 埋設音器配置平面圖（凡例 EL 321 500）

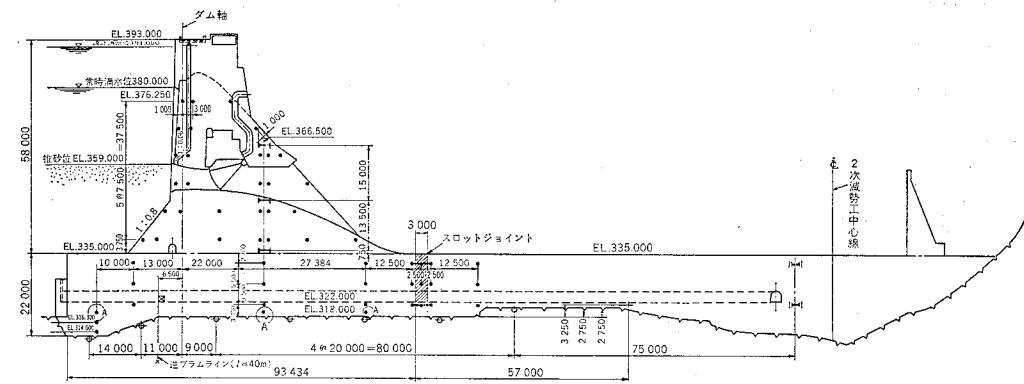


図 6.84 埋設設計器配置断面図

ードリルを用いて削孔し、計器の埋設を行った。

6.11.2.4 地 震 計

埋設箇所は、RCD 工法によるコンクリート打設時にあらかじめ $1.0\text{ m} \times 1.0\text{ m} \times 0.8\text{ m}$ の箱抜きを行い、地震計設置後モルタルで固定した。

6.11.3 ケーブル配線

6.11.3.1 配線埋設方法

キャプタイヤケーブルの配線は、施工機械及び不慮の冠水に伴うケーブルの損傷防止のため、リフト面の天端に設けた深さ 10 cm の箱抜きに集積配線し、モルタル填充を行いマット部の上流端付近に埋設ブロック単位ごとに集束し 図 6.85 の方法で立ち上げた。

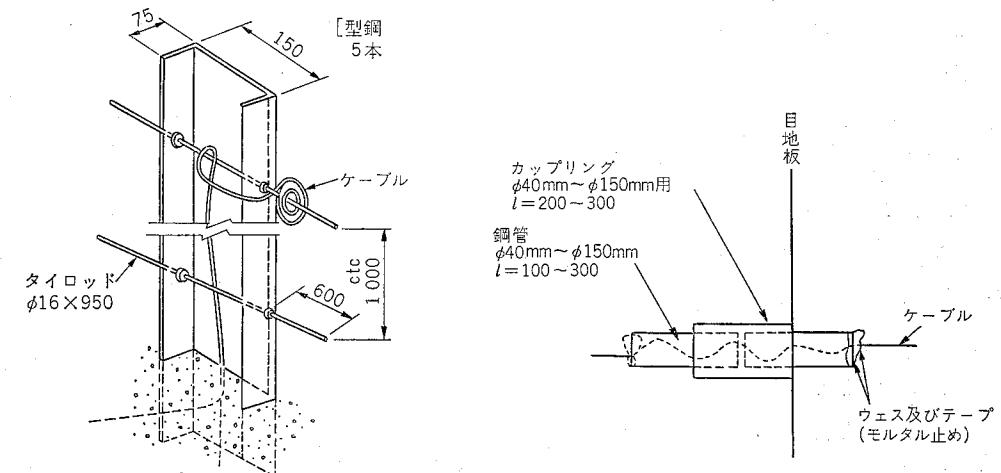


図 6.85 ケーブル立上げ要領図

図 6.86 ケーブル継目横断要領図

6.11.3.2 収縮継目部のケーブル横断方法

スロットジョイントまたは目地切部等の収縮継目をキャプタイヤケーブルが横断する個所は、コンクリートの収縮がケーブルに影響を与えないような大きさの伸縮カップリングを用いて対処した。

図 6.86 に示すように、カップリング内のキャプタイヤケーブルにはコンクリートの収縮量に対応できる余裕を持たせた。

6.12 施工上の問題点

6.12.1 気象条件とその対応

6.12.1.1 気象状況の把握と対応

RCD 工法によるコンクリート打設に際しては、気象の把握が重要であり、特に降雨の程度や台風の動向に十分注意しなければならない。情報の収集は、天気予報、天気図、長期予報などのほか、直接気象台に問合せを行い、その情報に基づき、必要に応じ発注者と受注者で工程や打設順序の検討を行った。

6.12.1.2 RCD 工法によるコンクリートの打込み規制と各種条件での対策

次の場合にはコンクリートを打設しないこととした。

- ① 1時間あたり 2mm 以上の降雨がある場合
- ② コンクリート打設現場の日平均気温が 4°C 以下になる恐れのある場合
- ③ コンクリートの打込みの温度が 25°C 以上の場合

このほか、各種条件での対策は次のとおりである。

- ①-1 降雨が上記の規制条件に該当しない場合でも、地形条件から沢水が集中して大砂利の洗い出し現象を生ずることがあるので、作業性を考えシートで防護することによって対処する場合や、または吸引車により排水しながら施工する場合がある。
- ①-2 集中豪雨に見舞われたとき、雨水の浸透防止を図るため、振動ローラの走行速度を最大 (3 km/h) にして締め固めたのち、シートで被覆し作業可能な降雨状態となるまで待ち、仕上げを行った。

これらの箇所は、特に念入りに不良部を確認して取り除いた。

- ② 日平均気温は、過去の資料からみて、午前 9 時現在の気温で判断しても大差がないので 9 時の気温を日平均気温としてその日の打設計画をたてた。

この規制を考慮する時期は、夜間に凍結の恐れがあることから、あらかじめ水張り養生を考えた施工を行った。

- ③-1 夏期は、気象の長期予報を参考として、基本的には夜間打設とした。

作業体制として 16 時から打込みを開始し、翌日の午前 2 時に終わるよう対処した。この

他、25°C 以上ある場合には、打込み中の養生も兼ねた空中よりの噴霧により、コンクリート温度の低下を図った（噴霧によりコンクリート温度 1.5°C 前後低下）。

- ③-2 コンクリート温度 25°C に留意する必要がある。夏期には、骨材ストックピンに散水装置を設け、骨材温度の低下を図った。

6.12.2 RCD 工法によるコンクリート運搬路の確保

6.12.2.1 運搬路を 2 系列以上確保することの必要性

主要運搬路が 1 系列の場合で最も苦慮したことは、前日または前々日打ち込んだ材令の若い RCD 工法によるコンクリート上をダンプトラックが運行し、その面を破損すること、清掃済みの面を汚すこと及び他作業に影響を与えることなどである。

その対策として入口付近は、打込み区画形状を細分化して迂回路型式の系列搬路を確保し、搬路となる打込み区画部分は、前日の夜間に清掃するなどして施工を進めた。

6.12.2.2 構造上の制約と運搬路

ダム設計上、マット中央部にスロットジョイントが設けてあり、このため上下流に 2 分割され

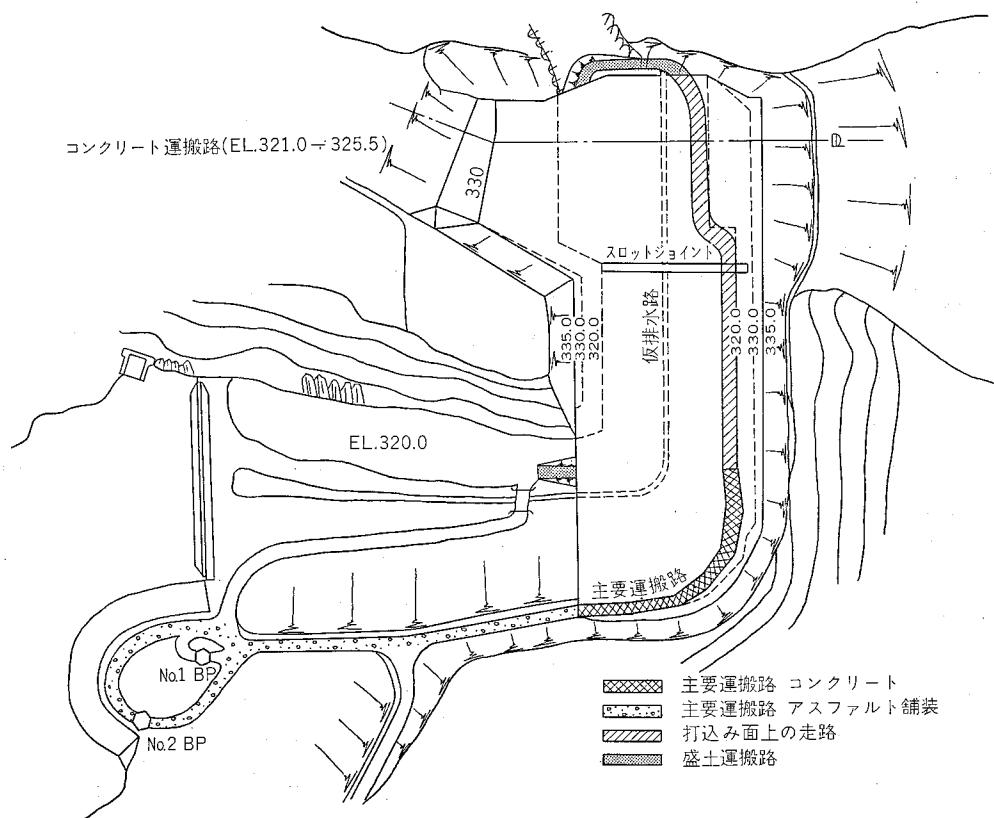


図 6.87 構造上の制約による運搬路

る。また、堤内仮排水路の施工中は、打設箇所が左右岸に分割される。スロットジョイント部分は左右に運搬路を固定し、堤内仮排水路は図6.87に示すように盛土による迂回路を造成して行った。

6.12.2.3 ダンプトラック走行による留意点

ダンプトラックの走行による、RCD工法によるコンクリート面の破損は、特に秋期以降の低温時期に多い。

この対策として打設計画を調整し、材令の若いコンクリート面上は走行しないようにしたが、やむを得ない場合には、鉄板を布設してコンクリート面の保護を図った。

6.12.3 広大な区画内の清掃作業

日打設面積約4000m²のグリーンカット及び清掃作業は、面積が広く、従来の工法では非能率であるため、施工中に開発した、グリーンカット車及びレイタンス吸引車により行い、いずれも作業の合理化と能率の向上に寄与した。

しかし、これによりにくい場合は、レイタンス汚水の集積排除として釜場を4000~5000m²に1個所設け、水中ポンプで排除した。

6.13 施工管理

6.13.1 品質管理基準

6.13.1.1 材料の管理

(1) セメント

RCD工法によるコンクリートに使用されるセメントは、基本的には通常のダムコンクリートと異なるものではなく、普通ポルトランド、中庸熱ポルトランド、高炉、フライアッシュセメントなど、いずれのセメントを用いてもよいが、コンクリートの温度上昇をできるだけ少なくするために、発熱作用に関与する成分が少ないことが望ましい。また、長期強度の伸びを期待し微粒分の増加を目的とした、フライアッシュの混入は有効である。

したがって、本施工に使用したセメントは、中庸熱ポルトランドセメントをベースに、20%のフライアッシュを工場ブレンドしたもので、次に示す基準に合格するものとした。

- ① フライアッシュセメントに使用する、中庸熱ポルトランドセメントは、JIS R 5210の規格に合格するもので、不容残分が0.5%以下のものでなければならない。
- ② フライアッシュは、JIS A 6201の規格に合格するものでなければならない。
- ③ フライアッシュセメント中のフライアッシュの置換率は、重量比で20%とする。
- ④ フライアッシュセメントは、前記①、②の規格に合格したものを使用し、さらにJIS R 5213の規定内B種の規定に合格しなければならない。

[JIS R 5213に記されているフライアッシュセメント（B種）の規格は、普通ポルトランドセメントをベースにフライアッシュを混入したものである。したがって、中庸熱ポルトランドセメントをベースとした場合、強度（特に7日強度）が不足する可能性がある。このため、強度については、JIS R 5210の中庸熱ポルトランドセメントの規定を適用することとした]。

- ⑤ 品質の均一性については、下記の限界を越えてはならない。標準値は、監督員と協議のうえ決定する。

i) 中庸熱ポルトランドセメント

- ① 強度（材令28日）±15%
- ② 粉末度 ±5%
- ③ 水和熱 ±5%

ii) フライアッシュ

- ① 粉末度 ±15%
- ② 単位水量比 ±5%

iii) フライアッシュセメント

- ① 混合率 ±2%

⑥ 試料採取場所

- ① 中庸熱ポルトランドセメント及びフライアッシュは、混合してフライアッシュセメントとする前の、各サイロ出口のとする。
- ② フライアッシュセメントは、混合機及び大川ダムサイトのサイロ出口とする。ただし後者については⑤-iii)についてのみ実施する。

⑦ 試験方法

- ① 試験の方法は、JIS R 5201、JIS R 5202、JIS R 5203及びJIS A 6201によるものを原則とする。
- ② JIS以外に土木学会、建築学会等の基準による試験方法が適当と認められるものは、その方法を用いることができる。

(2) 混和剤の品質

RCD工法によるコンクリートに用いられる混和剤の選定に当たっては、まず内部コンクリートであり、セメント使用量が少ないとため単位水量をできるだけ減らし、強度増加を図ることも考えて、通常のダムで実績が多い、減水剤（ポゾリスNo.8）を使用し、AE剤（No.303、202）の添加はしなかった。

次に混和剤の管理基準を示す。

- ① 混和剤の品質規格については、土木学会基準「AE剤規格」または「減水剤規格」を満足する他、表6.29、6.30の規格に合格しなければならない。
- ② 試料は、製品10tまたは10000l及びその端数を1ロットとし、各ロットごとに必要量

表 6.29 遅延タイプの減水剤規格

物理 ク試 リテ ー トの	項目			基準値
	凝結時間	始終	発結時間	
			時間	+1.0~+3.0 ±3.0 以下
		材令	3日	% 110 以上
		"	7日	" 110 "
		"	28日	" 105 "
		"	91日	" 105 "

表 6.30 標準タイプの減水剤規格

物理 ク試 リテ ー トの	項目			基準値
	凝結時間	始終	発結時間	
			時間	-1.0~+1.30 -1.0~+1.30
		材令	3日	% 110 以上
		"	7日	" 110 "
		"	28日	" 105 "
		"	91日	" 105 "

注) 凝結時間は、JASS 5T-401 減水剤(標準形)の品質規準

を採取する。

③ 試験に合格した混和剤で貯蔵期間が6ヵ月を経過したものに、使用する前に再試験を行わなければならない。

[表 6.29 は、遅延タイプの減水剤規格であるが、標準タイプの使用に当たっては、表 6.30 の規格とする]

(3) 骨材の品質

骨材は、一般的に空隙率が小さく、所定のワーカブルなコンクリートを作るのに必要な水量が少なくてすむといわれている河川砂利を碎いて使用した。

採取箇所は、ダム上流の貯水池内及び約21km上流の加藤谷川である。骨材採取に当たって加藤谷川では河床約2~3mに古期礫層と呼ばれる、有害物の混入した層が出現することがあったが、その都度採取位置を移動し対処した。また、木の根や流木などの混入も見られたが、製造設備のベルトコンベア上で人力により除去した。

骨材の品質管理基準を次に示す。

i) 粗骨材

粗骨材の品質管理は、骨材貯蔵所の各粒度に分級されたものから、材料を取り、各粒度ごと(大・中・小の3種)について表 6.31 の基準で行うものとする。

ii) 細骨材

細骨材の品質管理は、表 6.32 の基準で行うものとする。

表 6.31 粗骨材の管理基準

試験項目	試験方法	試験基準	資料採取場所
比重及び吸水量試験	JIS A 1110	週 1回 材質の変化があった場合	骨材貯蔵所
ふるい分け試験	JIS A 1102	"	"
単位容積重量試験	JIS A 1104	"	"
有害物含有量試験	JIS A 1103	月 1回	"
	JIS A 1126	"	"
骨材中に含まれる 粘土塊量の試験	JIS A 1122	"	"
安定性試験 すりへり試験	JIS A 1121	"	"

表 6.32 細骨材の管理基準

試験項目	試験方法	試験基準	資料採取場所
比重及び吸水量試験	JIS A 1109	週 1回	骨材貯蔵所
ふるい分け試験	JIS A 1102	日 1回	コンクリート製造設備
単位容積重量試験	JIS A 1104	週 1回 材質の変化があった場合	骨材貯蔵所
有機不純物試験	JIS A 1105	月 1回	"
洗い試験	JIS A 1103	"	"
表面水量試験	JIS A 1111	連続	コンクリート製造設備

表 6.33 まだ固まらない RCD 用コンクリートの管理基準

試験項目	試験方法	試験頻度	試料採取場所
コンシスティンシー 試験 (VC 試験)	VB 試験器規格 振動数 3 000 cpm 振幅 1 mm モールド寸法 D=24cm H=20cm 載荷 20 kg	1時間1回	パッチャーブラントま たは打設現場
空気量試験	JIS A 1112	2時間1回	パッチャーブラント
コンクリート温度の測定	・アルコール温度計使用 ・供試体作製時	・1日2回(開始終了) ・供試体作製時	パッチャーブラントま たは打設現場
洗い分析試験	JIS A 1112	週1回	パッチャーブラント

6.13.1.2 細骨材の表面水管理

表面水の管理は、原則として「RI 表面水量検出装置」により連続測定を行うほか赤外線水分計及び乾燥器も併用する。

6.13.1.3 RCD 用コンクリートの品質管理基準

① まだ固まらない RCD 用コンクリートの管理基準を表 6.33 に示す。

表 6.34 硬化した RCD 工法によるコンクリートの管理基準

試験項目	試験方法	試験頻度	試料採取場所
強度試験	圧縮 JIS A 1108 ・供試体寸法： $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ ・VB 試験器を使用し 2 層に分け、各層 30 秒以上締め固める	1 000 m ³ 1 回 (1 回 9 本 $\sigma_7, \sigma_{28}, \sigma_{91}$)	パッチャーブラントまたは打設現場
	引張 JIS A 1113 ・供試体の作製方法は圧縮の場合に準ずる	1 月 2 回 (1 回 9 本)	パッチャーブラント
単位容積重量試験	40 mm 通過分 JIS A 1116 ・圧縮強度試験用供試体の作り方に準ずる	1 日 1 回	パッチャーブラント
	フルサイズ (80 mm) JIS A 1132 ・供試体寸法： $\phi 20\text{cm} \times 40\text{cm}$ ・圧縮強度試験用供試体の作り方に準ずる	1 週 1 回	

表 6.35 RCD 工法の締固め管理

実施項目	実施方法	実施頻度
締固め時の沈下量及び転圧回数の測定	レベリングにより各転圧 (無振動 1 回、振動 3 回) ごとの天端高測定	1 日 1 回
現場密度の測定	RI 応用 (γ 線密度計)	" (1 回 6 個所)
仕上がり表面の観察	ウェイピングやブリージングの有無、目視観察	連続
打設時間	各層ごとに打設の開始、終了時刻を記録	1 層 1 回

② 硬化した RCD 工法によるコンクリートの管理基準を表 6.34 に示す。

6.13.1.4 締固め管理

RCD 工法の締固め管理は表 6.35 に示す基準で管理を行った。

- ① 締固めは振動ローラによって 1 km/h の走行速度で 4 往復 (無振動 1 往復、振動 3 往復) 行うことを標準とする。

[転圧回数及び走行速度の確認は、常時できないため、密度測定 (RI による) 及び沈下量測定の併用で品質を確認した]

- ② 振動ローラによる締固めは隣接する部分と少なくとも 20 cm 程度のオーバーラップをさせなければならない。
- ③ 打継部コンクリート (F 種) の締固めは、簡易締固め機 (ビプロプレート) により行う。
- ④ 岩着部コンクリート (C 種) 鉄筋部コンクリート (D 種) の締固めは、内部振動機により行う。
- ⑤ RCD 用コンクリートの締固め終了時間は、製造設備で練り上がってから、1.5 時間以内とする。

6.13.2 品質管理結果

6.13.2.1 材料の物理試験結果

- ① 中庸熱ポルトランドセメントの試験結果を表 6.36 に示す。
- ② フライアッシュの試験結果を表 6.37 に示す。
- ③ フライアッシュセメントの試験結果を表 6.38 に示す。
- ④ 減水剤の試験成績 (ポゾリス No.8) を表 6.39 に示す。
- ⑤ 粗骨材の物理試験結果を表 6.40 に示す。
- ⑥ 細骨材の物理試験結果を表 6.41 に示す。

6.13.2.2 骨材の表面水管理結果

RCD 工法では、練混ぜ水量の管理がコンステンシーや強度を一定に保つうえで特に重要となり、そのためには骨材の表面水量の変動を十分把握することが肝要である。

表 6.36 中庸熱セメント

項目	比重	粉末度 比表面積 (m ² /g)	水和熱 (cal/g)			強さ (kg/cm ²)					
			7日	28日	曲げ	3日	7日	28日	3日	7日	28日
試験個数	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
平均値	3.208	3.077	62.5	77.4	25.3	37.6	66.9	91.3	163.8	371.6	
標準偏差	0.0045	27.7	0.97	1.02	1.65	1.03	2.06	4.14	5.00	6.10	
変動係数 (%)	0.1	0.9	1.5	1.3	6.5	2.7	3.1	4.5	3.1	1.6	

表 6.37 フライアッシュ

項目	比重	粉末度 比表面積 (cm ² /g)	強熱減量 (%)	単位水 量比 (%)	圧縮強度比 (%)		
					7日	28日	91日
試験個数	18	18	18	18	18	18	18
平均値	2.150	3.039	0.31	96.83	75.70	76.72	93.66
標準偏差	0.028	44.7	0.06	1.44	1.58	1.30	1.68
変動係数 (%)	1.3	1.5	20.6	1.2	2.1	1.7	1.8

表 6.38 フライアッシュセメント

項目	比重	粉末度 比表面積 (cm ² /g)	水和熱 (cal/g)			強さ (kg/cm ²)			フライ アッシュ 混合率 (%)
			7日	28日	曲げ	3日	7日	28日	
試験個数	16	16	16	16	16	16	16	16	56*
平均値	2.945	3.035	53.6	67.1	20.8	30.6	55.9	74.5	126.2
標準偏差	0.011	26.6	1.31	0.81	1.06	1.67	1.84	4.86	3.50
変動係数 (%)	0.4	0.9	2.4	1.2	5.1	5.5	3.3	6.5	2.7

* フライアッシュ混合率試験 1 ロットから原則として 4 個の試料を採取して行っている。

表 6.39 減水剤 (ポゾリス No.8)

項目	単位 水量比 (%)	ブリージング 比 (%)	強度比 (%)					
			圧縮			曲げ		
			7日	28日	91日	7日	28日	
試験個数	8	8	8	8	8	8	8	
平均値	86.5	50.0	126.9	117.5	116.5	114.3	107.3	
標準偏差	0.54	4.41	2.85	1.20	2.07	2.71	1.98	
変動係数 (%)	0.6	8.8	2.2	1.0	1.8	2.4	1.8	

注 Lot No.OK-5L-1 のデータは平均値等を算出する場合除外した。

表 6.40 粗骨材の物理試験結果

試験項目		平均値	標準偏差	変動係数 (%)
比重	80~40	2.65	0.020	0.75
	40~20	2.65	0.021	0.79
	20~5	2.64	0.021	0.80
吸水量 (%)	80~40	1.69	0.44	26.0
	40~20	1.92	0.28	14.6
	20~5	2.13	0.26	12.2
ふるい分け 粗粒率		8.02	0.076	0.95
単位容積重量 (kg/m³)	80~40	1 615	30.9	1.9
	40~20	1 555	20.5	1.3
	20~5	1 560	30.1	1.9
実積率 (%)	80~40	61.6	1.11	1.8
	40~20	59.3	0.56	0.94
	20~5	59.8	0.99	1.7
洗い試験 (%)	80~40	0.30	0.13	43.3
	40~20	0.34	0.14	41.2
	20~5	0.34	0.11	32.4
軟石量 (%)		1.95	1.31	67.2
粘土塊量 (%)		0.20	0.019	9.5
安定性 (%)		3.35	1.14	34.0
すりへり (%)	A区分	18.2	2.75	15.1
	E区分	12.8	3.16	24.7

(1) 細骨材の表面水管理

当初、細骨材の表面水量を赤外線水分計を用いて1時間に1回測定し練混ぜ水量を手動で補正していたが、これだけでは品質を十分に安定させるには至らなかった。そこで、次のような対策を講じることによって品質を比較的安定させることができた。なおその後の細骨材の表面水量は日平均値で5~7%程度で日変動はほぼ1%以内であった(図6.88)。

① ロッドミルで製造した直後の砂の表面水は10%以上であり、この状態では表面水の変動

表 6.41 細骨材の物理試験結果

試験項目	平均値	標準偏差	変動係数(%)
比重	2.59	0.016	0.62
吸水量 (%)	2.07	0.34	16.4
ふるい分け 粗粒率	2.62	0.11	4.2
単位容積重量 (kg/m³)	1 068	23.7	4.2
実積率 (%)	63.2	0.97	1.5
洗い試験 (%)	2.93	0.56	19.1
有機不純物		良好	

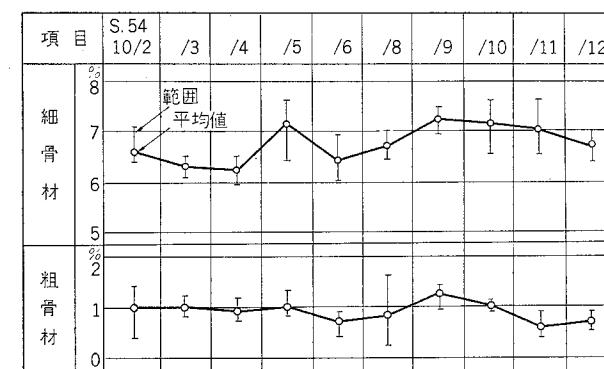


図 6.88 骨材表面水測定結果の一例

が大きいため、骨材製造設備でストックし、ある程度水を切った後骨材調整ビン(3基)に搬入した。

- ② 細骨材の骨材調整ビンは補給ビン、水切りビン、引出しひんの3とおりに使い分け、補給ビン及び水切りビンからは引き出さない。
- ③ 細骨材の調製ビンは雨水の浸入を防ぐため屋根を設置した。
- ④ 細骨材表面水は、RI水分計により細骨材表面水の連続自動計測を行い、これをバッチャープラントの計量装置へ完全運動させ、現場配合補正の精度を高めた。なお RI水分計とJIS A 1125による赤外線水分計との比較結果は図6.89で示すとおり±0.04%に入る確率は約80%であった。

(2) 粗骨材の表面水管理

粗骨材の表面水量は、当初少ないものと考えていたが、実際使用したところ小砂利(5~25mm)の表面水は通常1~2%程度ともなり、天候が不順な場合には2%以上になることもあります。このため次の対策を講じ表面水管理を行った。

- ① 粗骨材(特に小砂利)の表面水は、前日のデータなどを考慮して現場補正に反映させることとした。
- ② 粗骨材に表面水が残留する原因として、微粉の付着が大きいと考えられたので、製造プラ

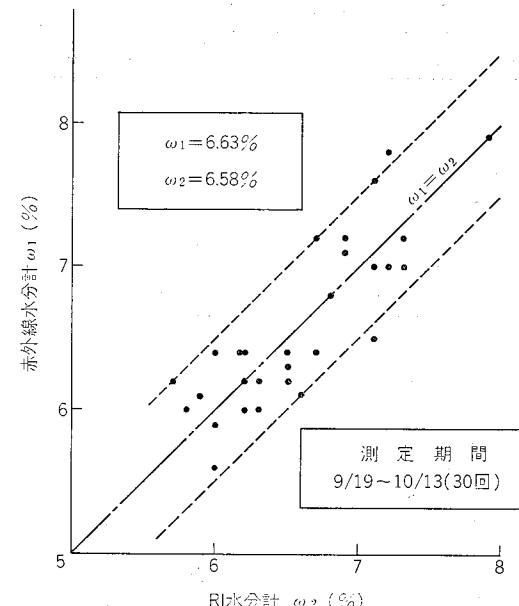


図 6.89 細骨材の表面水質測定結果

ントに洗浄装置を追加設置した。

6.13.2.3 RCD 用コンクリートの品質管理結果

(1) まだ固まらないコンクリートの試験結果

振動ローラによる締固めでは、コンシスティンシーの管理が重要である。まず現場にて締固め直前の VC 値と、各締固め後の表面を観察し判定を行った。表面の観察は、表面モルタルの広がり度合い及びブリージングの有無を転圧ごと目視観察を行い、振動ローラ 4 往復（無振動 1 往復 振動 3 往復）のうち、3 往復（無振動 1 往復、振動 2 往復）で 8～10 割近くモルタルが上昇し、表面がセメントペーストにより光沢を帯びてくる状態を最適とした。

観察の結果、このような状態となる締固め時の VC 値の範囲は 25 秒～50 秒であり、60 秒より締固めが困難となり、70 秒以上は非常に困難となる。また 10 秒以下では、ブリージング現象及びローラスリップ現象を惹起する。

以上のように、締固め時の最適 VC 値は 25～50 秒であり、このため図 6.90 に示すように、練り上げ時の VC 値は、夏季では 10 秒前後、春・秋季には 25 秒前後を基本として、それぞれ天候要素を勘案して配合を補正した。

このための配合補正是、単位水量 102 kg を減少させる方向で補正した（セメント量は 120 kg/m³ と一定した）。

月ごとの VC 値と、コンクリート練り上がり温度平均値との関係は、図 6.91 に示すとおりであり、VC 値のヒストグラムは、図 6.92 のとおりである。

なお、空気量の管理結果は、一般コンクリートに比し空気量が少ないため施工時期の影響を受けてほぼ所定の 1.5±1% の範囲に収まっていた（図 6.93）。

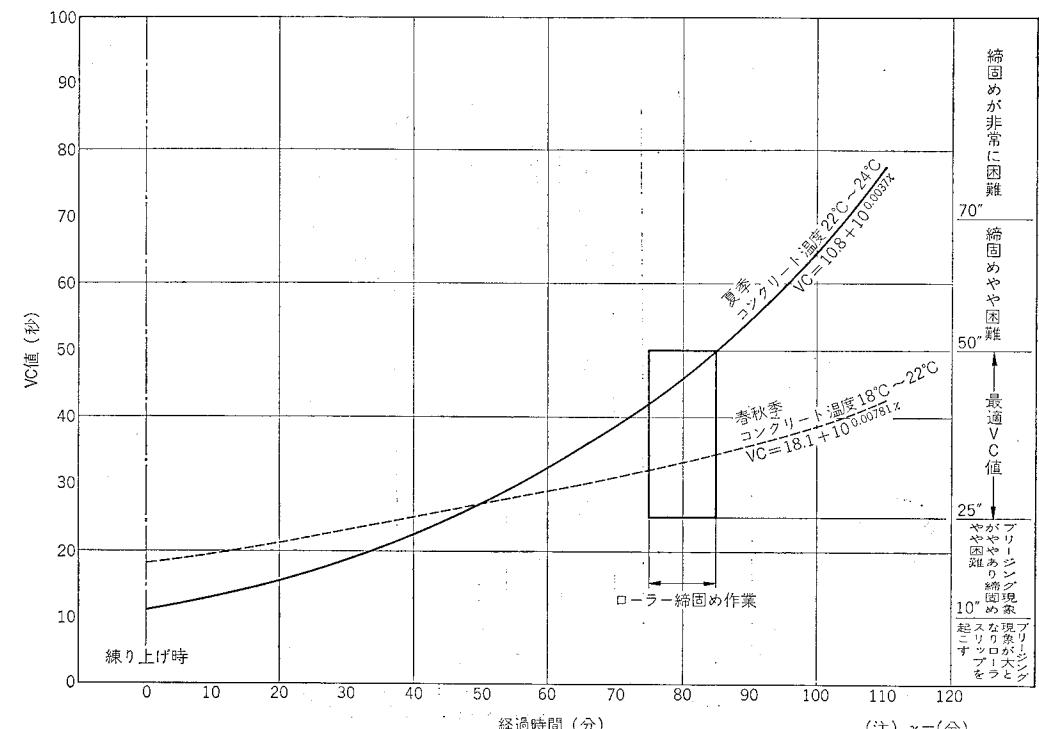


図 6.90 季節別 VC 値の経時変化

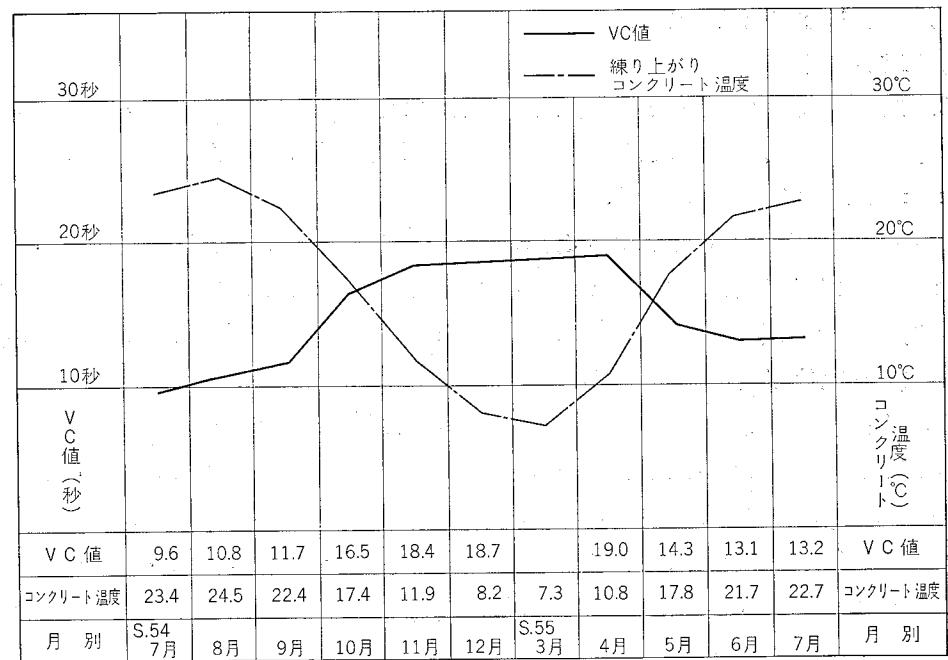


図 6.91 練り上がり時の VC 値及びコンクリート温度

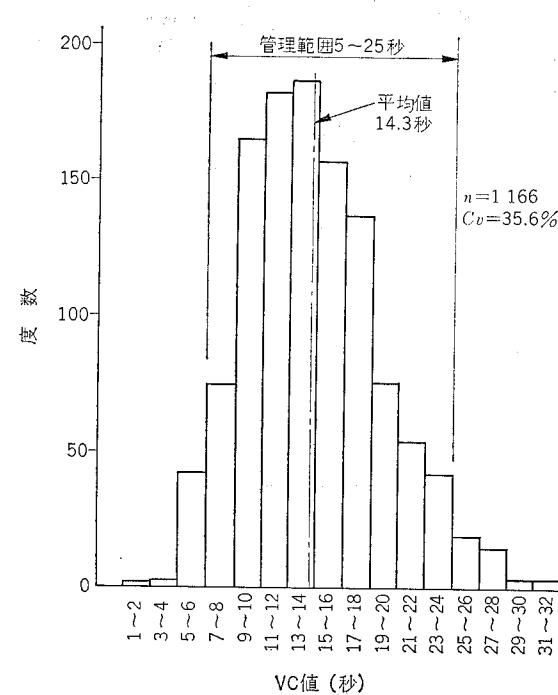


図 6.92 バッチャープラントにおける VC 試験の管理結果

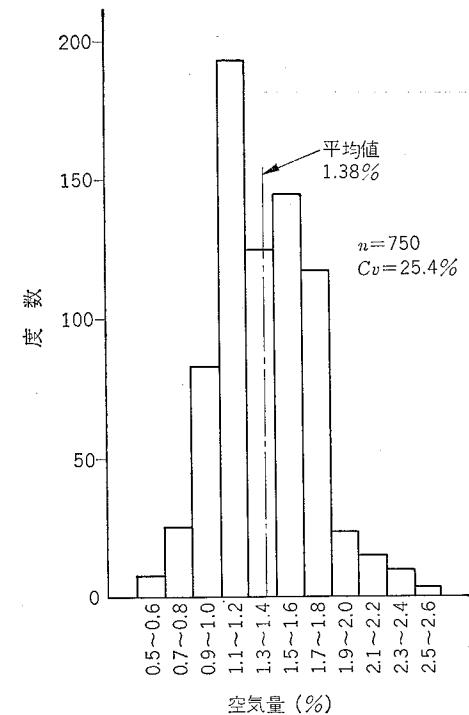


図 6.93 バッチャープラントにおける空気量の管理結果

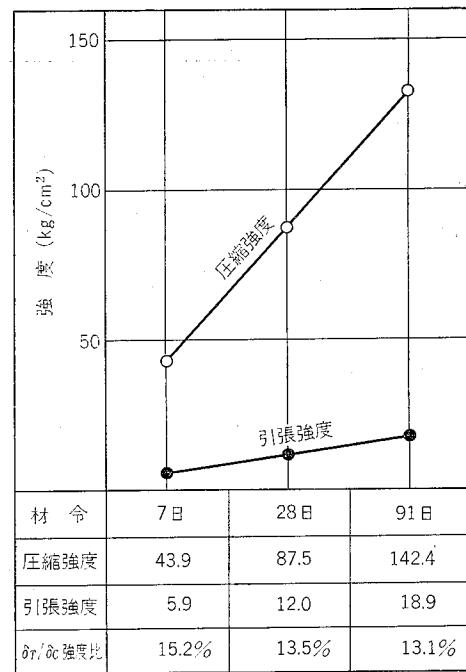


図 6.94 圧縮強さと引張強度

(2) 硬化したコンクリートの試験結果

i) 圧縮強度

RCD 工法によるコンクリートの材令 7 日, 28 日, 91 日における圧縮強度 ($\phi 15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ 供試体) の全期間の平均値はそれぞれ $44 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $89 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $142 \text{ kg}/\text{cm}^2$ で比率で示すとほぼ $1:2:3$ となっている (図 6.94).

次に材令 91 日強度のばらつきについて月別に整理すると表 6.42 に示すとおりである。RCD 用コンクリート開始当初には $19\sim21\%$ であった変動係数が 3 カ月目から $10\sim12\%$ 程度に減少し、同時に施工した外部コンクリート (スランプ $2\pm1 \text{ cm}$) の変動係数 (表 6.43) と比較し、わずかに ($2\sim3\%$) 大きい程度である。

これは当初 RCD 工法によるコンクリートの供試体作製 (振動タンパにより締め固めて作製する) が不なれであったことや骨材の表面水管理の効果が表われたものと考えられる。

なお大型テストピース ($\phi 20 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$, フルサイズコンクリート) による圧縮強度試験結果によると、材令 91 日強度の平均値は $144 \text{ kg}/\text{cm}^2$ で、同時に採取した $\phi 15.0 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ の標準供試体 ($\phi 91=142.4 \text{ kg}/\text{cm}^2$) と比べるとほとんど同じであった (単位体積重量については 102% とわずかに大きい)。

表 6.42 RCD 用コンクリートの品質

材令 91 日

期 間	個 数	$\bar{X} \pm \sigma_{n-1}$ (kg/cm ²)	Cv (%)
S54	26	121.9 ± 25.4	20.8
	29	132.0 ± 24.7	18.7
	42	127.9 ± 14.9	11.6
	39	141.2 ± 14.3	10.1
	37	144.7 ± 17.1	11.8
	30	144.1 ± 15.2	10.5
	43	167.7 ± 19.1	11.4
	43	155.3 ± 19.3	12.4
	40	159.2 ± 17.2	10.9
	27	155.6 ± 14.3	9.2
平均	297	142.0 ± 21.2	14.9

ii) 引張強度

材令 7 日, 28 日, 91 日における引張強度 ($\phi 15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ 供試体) は、それぞれ $6 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $12 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $19 \text{ kg}/\text{cm}^2$ で同時に採取した供試体の圧縮強度に比し、材令にかかわらずほぼ $1/8$ (13%) となっている (図 6.94)。これは、圧縮強度が同程度の通常のコンクリートと比較して同

表 6.43 外部コンクリートの品質
材令 91日

期 間	個 数	$\bar{X} \pm \sigma_{n=1}$ (kg/cm ²)	Cv (%)
S 54 7/5～7/31	12	300.9±35.1	11.7
	19	274.7±33.5	12.2
	19	269.2±18.8	7.0
	20	271.0±26.2	9.6
	21	298.8±27.9	9.3
	16	289.0±29.5	10.2
	192	288.3±27.6	10.6
平均		288.3±27.6	10.6

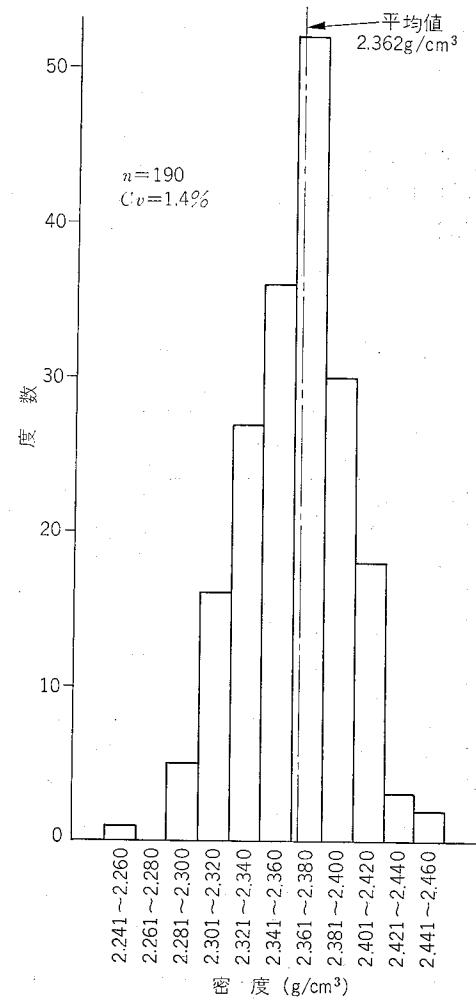


図 6.95 RI による現場密度のヒストグラム

程度かやや大きいようである。

6.13.2.4 締固め管理結果

(1) 密度管理

現場に打設した RCD 工法によるコンクリートの品質を簡便に把握する方法として RI を応用した密度計によって実施した。締固め管理基準である無振動 1 往復、振動 3 往復に相当する RI による現場密度の測定結果は、平均 2362 g/cm^3 で、配合から求めた理論密度の 98.3% の締固め度であり、変動係数は 1.4% であった。採取コア試験で平均 2458 g/cm^3 、変動係数は 4.0% であった。ヒストグラムを 図 6.95 に示す。

(2) 沈下量

転圧時の仕上げ面の沈下量は 20~50mm 程度の範囲にあり、平均すれば層厚 (50 cm) の 7% 程度であった。この沈下量はコンクリートの性状、施工レーンの幅や巻出し厚さ、型枠や埋設レーンからの拘束、巻出し時のブルドーザによる締固め効果など種々の影響を受けると考えら

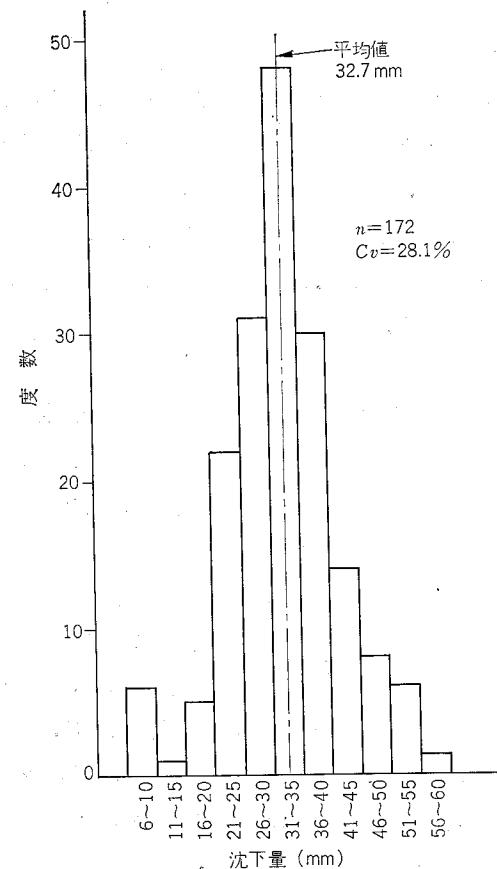


図 6.96 沈下量のヒストグラム

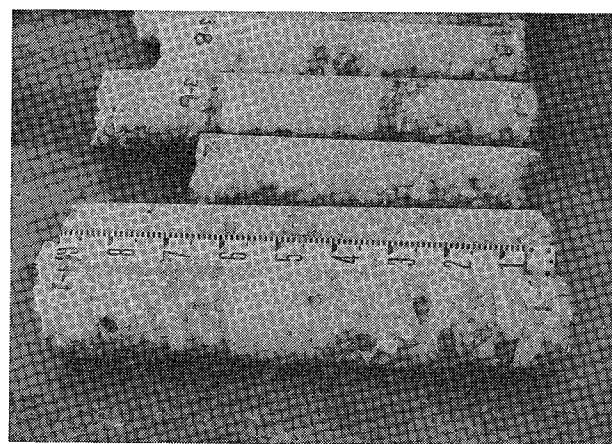


図 6.97 現場採取コア

れ、その大小と締固め度とを単純に結び付けることはできないが巻出し時の余盛り量の目安となつた。図 6.96 に沈下量のヒストグラムを示す。

6.13.2.5 その他の

(1) 現場採取したコア試験

打設した RCD 工法によるコンクリートの強度を確認するため現場よりボーリングコア ($\phi 180 \text{ mm}$) を採取し、同時期にバッチャープラントで採取した標準供試体 ($\phi 150 \times 300 \text{ mm}$) の圧縮強度試験結果との比較を行つた。

試験はいずれも材令 91 日で、コアの高さは直径の 2 倍とした。試験結果は、コアの強度が 122.7 kg/cm^2 ($n=61$) で標準供試体が 126.0 kg/cm^2 ($n=39$) でありほぼ同じ強度であった。

現場採取コアの状況を図 6.97 に示す。

(2) 混和剤の変更

混和剤は遅延タイプの減水剤 (ポゾリス No.8) を通年使用する予定であったが、春秋季にはコンクリート温度低下によって初期強度が得にくくなるので、遅延タイプを標準タイプ (ポゾリス No.5L) に変更し対処した。この双方の圧縮強度 (材令 91 日) 差が約 20 kg/cm^2 あるが、試験結果より、長期強度、約 6 カ月で、ほぼ同程度となつた。

(3) RCD 工法によるコンクリートの低温養生の影響

前項で述べたように春秋季のコンクリート温度が低下することにより初期強度が低下する。従来のコンクリートの場合通常の温度範囲では、低温度で硬化したコンクリートのほうが高温で養生した場合よりも中期以降において高い強度を示すのが普通である。

以上のことから、RCD 工法によるコンクリートの低温養生における長期強度の伸びを確認する目的で試験を行つた。試験は大型恒温装置 ($1 \pm 1^\circ\text{C}$) を用いて、表 6.44 に示す養生条件で試験を行い、試験の結果は、図 6.98 に示すとおりである。

結果より考察を加えると

表 6.44 養生条件

ケース	条件
ケース 1	標準養生
ケース 2	低温養生
ケース 3	5 日低温養生の後標準養生
ケース 4	28 日 //
ケース 5	91 日 //

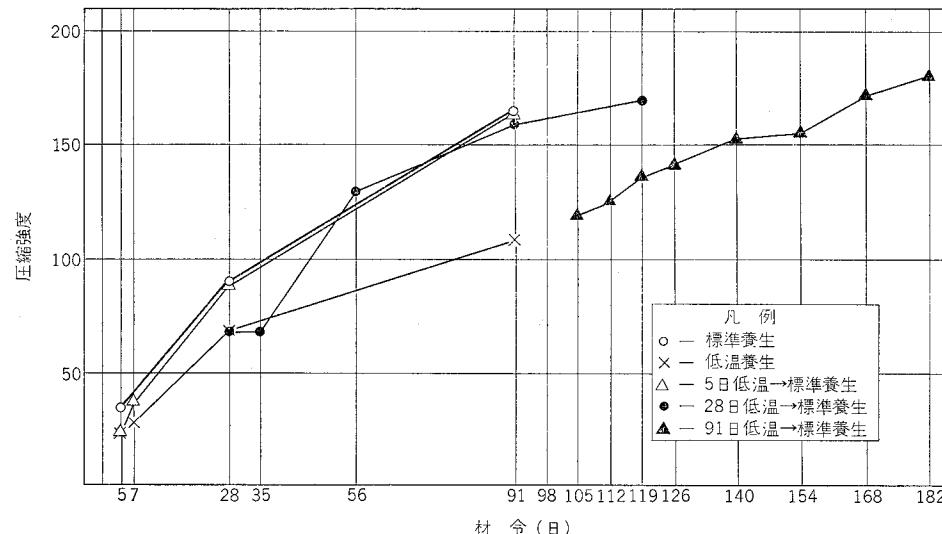


図 6.98 低温養生試験結果

- 低温養生を 91 日行った供試体の強度は、標準養生に対して約 66% であった。
- 5 日低温養生したものは 28 日で標準養生の強度に回復し、28 日低温養生したものは 56 日程度で標準養生の強度に回復している。
- 91 日間低温養生したものでもその後 90 日程度標準養生することによって強度が回復する。以上のことから RCD 用コンクリートは温度が低く初期強度が小さい場合でも、材令とともに強度は増加し温度の上昇に伴って強度も増加することがわかる。

(4) まだ固まらないコンクリートの W/C の測定

コンクリートの品質を管理するうえで打設前の W/C を測定することは、極めて有効な管理である。このため RCD 用コンクリートの W/C を早期に判定する方法として、従来のコンクリートに利用されている方法と RI を利用してコンクリート中の水分だけを測定する方法について検討した。

i) RI 利用による現場含水量の測定

従来のコンクリートに用いられている W/C の測定方法は、RCD 用コンクリートの配合上の特性から実用上困難であった。そこでコンクリート材料の中でも特に変動が大きい品質に大きな

表 6.45 水分計の仕様

項目	仕様
測定方式	散乱型
測定範囲	0~1.0 (g/m³)
線源	^{252}Cf (50 μCi) (ステンレスカプセル密封)
検出管	He^3 比例計数管 (熱中性子検出管)
測定時間	1分計測3回 (クリスタルタイマー内蔵)
校正式	$W = \frac{1}{7.807} (RW - 0.018)$
密度補正式	$\Delta W = 0.0907d - 0.191$

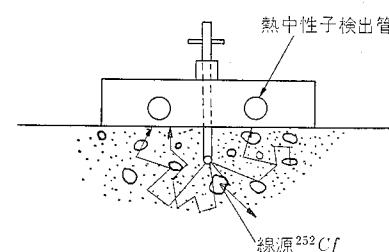


図 6.99 測定概要図

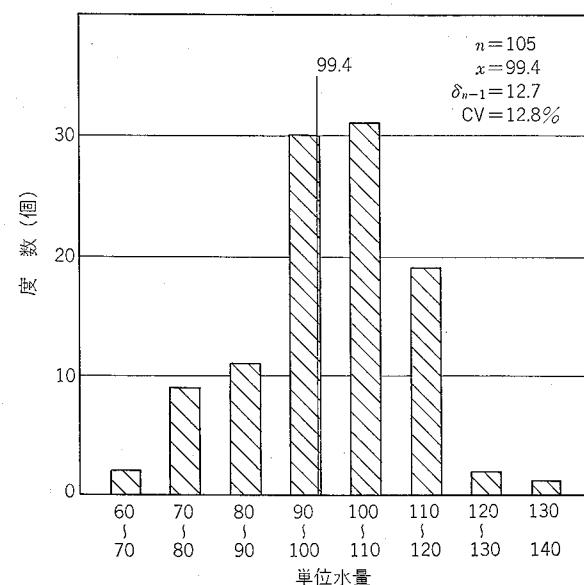


図 6.100 現場含水量の測定結果

影響を及ぼすと考えられる単位水量を測定しセメント量については、計量器の管理と印字プリントのチェックによる方法から W/C の管理を行う方法を検討した。

コンクリート中の水量の測定は、土質の分野（特にフィルダム）で含水量管理に使用され、実績のある中性子線源を利用した水量測定方法を用いた。

測定器は表 6.45 に示す仕様で測定概要を図 6.99 に示し、測定精度を上げるため密度補正を行った。

測定結果は、図 6.100 に示すように平均 99 kg/m^3 で変動係数は 12.8% であり、示方配合の水量 (100 kg/m^3) に対して 3 kg/m^3 少なかった。配合の補正 ($W/C=85\sim81\%$, $W=102\sim97$) を行っていることから、ほぼ現場配合設計上の数値になっているものと考えられる。

また、ばらつきについては、1 测定が 4 地点（1 点あたり 1 分計測 3 回）の平均であっても変動が大きい。この原因としては、

- ① 測定個所が表面に限られていることからブリージングの有無による影響を受けること
 - ② RI による影響より得られるデータは、材料に含まれる水量（材料の吸水量）も計測することから、単位水量の変動以外に材料の分離による影響を受けること
- などが考えられる。これらの方針はいまだ未解決の問題があるものの、コンクリートの品質を大きく左右し、 W/C を直接求めるのではなく、材料の中でも特に変動が大きい水量を把握するものであり RCD 用コンクリートのように水量の少ない配合のものに対する有力な管理方法と考えられる。

またセメントの計量管理の結果は印字プリントにより確認したが、許容誤差の範囲 ($\pm 1\%$) 以内であった。

ii) 洗い分析による方法

大川ダムでは、当初洗い分析による方法によって行い、測定結果に設計 $W/C=85\%$ に対し $70\sim140\%$ と大きなばらつきがあった。この原因としては単位セメント量 ($C+F=120 \text{ kg/m}^3$) が少ないと、骨材中に含まれる 0.088mm 以下の微粒子の変動が大きい影響を及ぼしていることが判明した。

以上のことから RCD 用コンクリートの W/C を洗い分析によって推定することは困難であった。

6.13.3 工程管理

6.13.3.1 骨材製造

実績を図 6.101 に示す。

6.13.3.2 RCD 工法によるコンクリート打設

(1) RCD 工法によるコンクリート打設工程表

打設工程を図 6.102 に示す。

(2) 打上がり速度

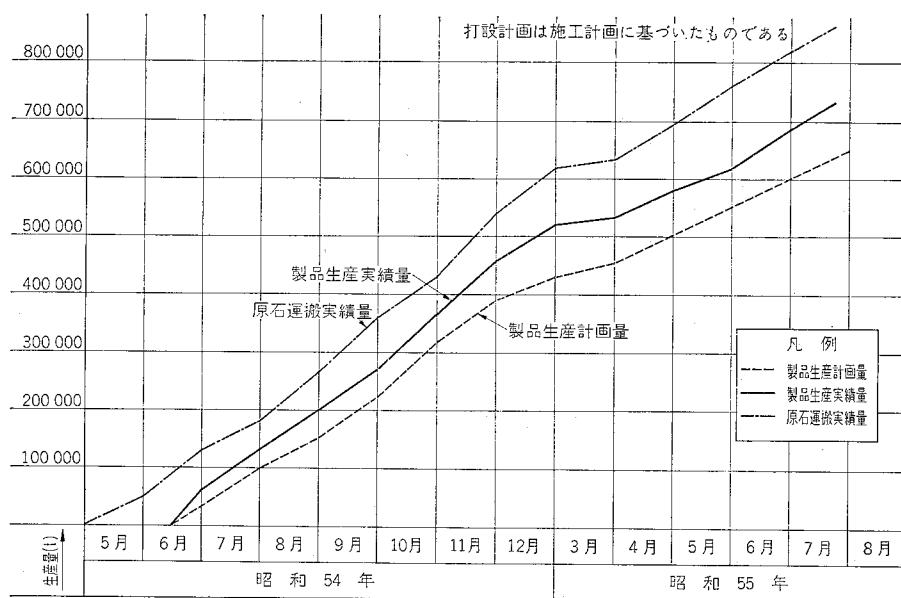


図 6.101 骨材製造実績

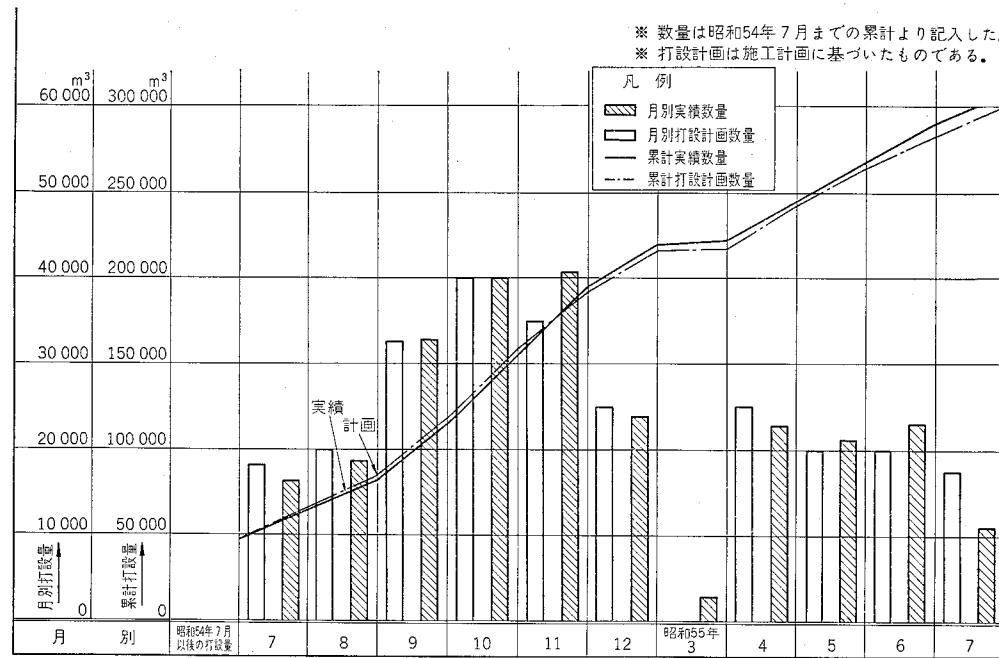


図 6.102 コンクリート打設工程表

RCD 工法によるコンクリートの打込み時間は下部リフトの打込み終了から、24 時間以上（中 1 日以上）おくものとした。

打上がり実績を 図 6.103 に示す。

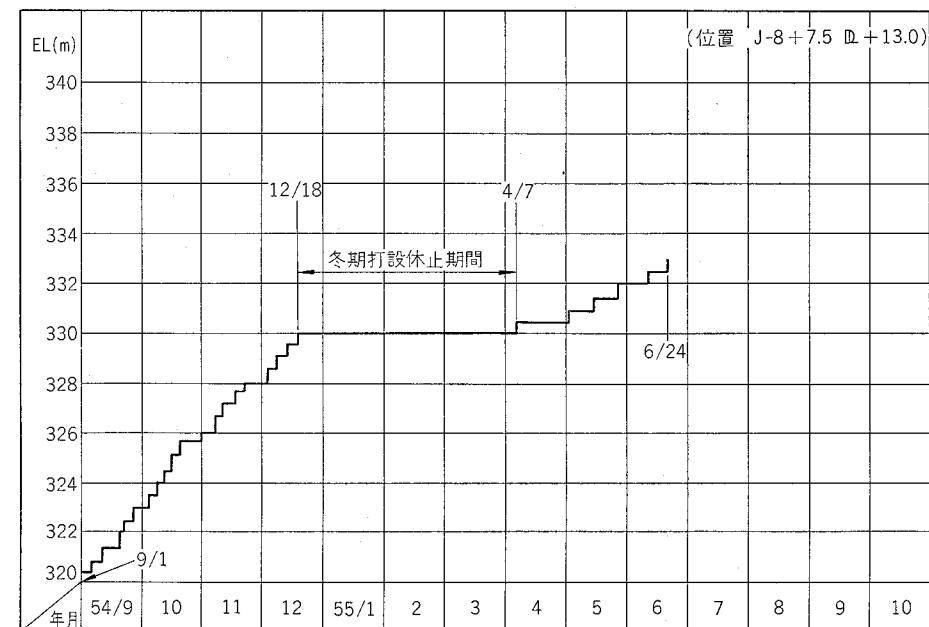


図 6.103 打上がり速度

6.13.4 その他の

6.13.4.1 ダムサイトにおける気象

ダムサイト周辺における気温、降雨量、降雪量は表 6.46~6.48 のとおりである。

表 6.46 気温
家の平 (9時の月平均) (°C)

月 年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
昭和54年	-0.8	1.3	3.0	8.8	15.3	23.0	23.2	24.7	20.8	13.7	8.8	3.1	12.1
昭和55年	-2.1	-2.4	1.8	8.6	16.4	21.7	21.8	22.1	18.8	12.5	6.0	-0.5	10.8
最高	13.0	13.1	19.0	24.0	32.0	33.0	32.5	36.0	32.0	27.0	21.0	13.2	36.0
最低	-10.0	-8.5	-6.0	-2.5	2.0	6.9	13.0	16.0	8.0	1.6	-0.8	-7.0	-10.6

表 6.47 降雨量
家の平月平均 (冬期は観測を行わない) (mm)

月 年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	計
昭和54年	/	/	36.5	74.0	38.5	43.5	326.0	203.5	139.0	115.0	111.5	(24.0)	1 111.5
昭和55年	/	/	/	(79.0)	48.0	261.0	155.5	(64.5)	134.5	99.0	(10.0)	(851.5)	
計	/	/	(36.5)	(74.0)	(117.5)	91.5	587.0	359.0	(203.5)	249.5	210.5	(34.0)	(1 963.0)
平均	/	/	—	—	—	45.75	293.50	179.50	—	124.75	105.25	—	—
日最大	/	/	6.0	17.0	26.5	16.0	63.0	93.0	58.0	37.0	48.5	6.5	—

() は一部欠測あり

表 6.48 降 雪 量
福島県農業気象月報より（会津若松市） (cm)

年	月	1	2	3	4	11	12
54	最大積雪 生起日数	46 23	14 23	8 12	0 4	1 2	4 11
55	最大積雪 生起日数	43 23	88 27	32 19	2 2		
日最大降雪	年月日	54. 1.15 51	55. 2. 4 55	55. 3.12 11	55. 4.17 2	54. 11.14 1	54. 12.11 3

6.14 マット部と本体部との接続部

6.14.1 接続部の施工

マット部と本体部の接続部となる、マット部の EL 333m～EL 335m 間の高さ 2 m の部分は、富配合コンクリート ($C+F=160\sim280 \text{ kg/m}^3$, $Sl=4\sim5 \text{ cm}$) とし温度応力及び引張応力によ

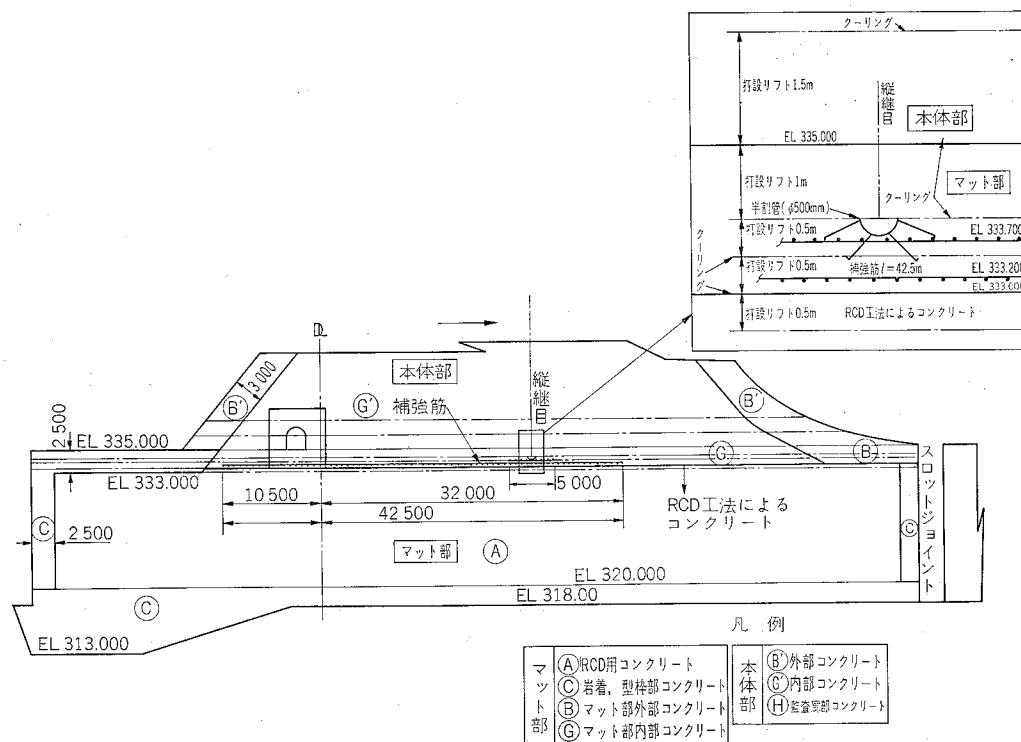


図 6.104 接続部断面図

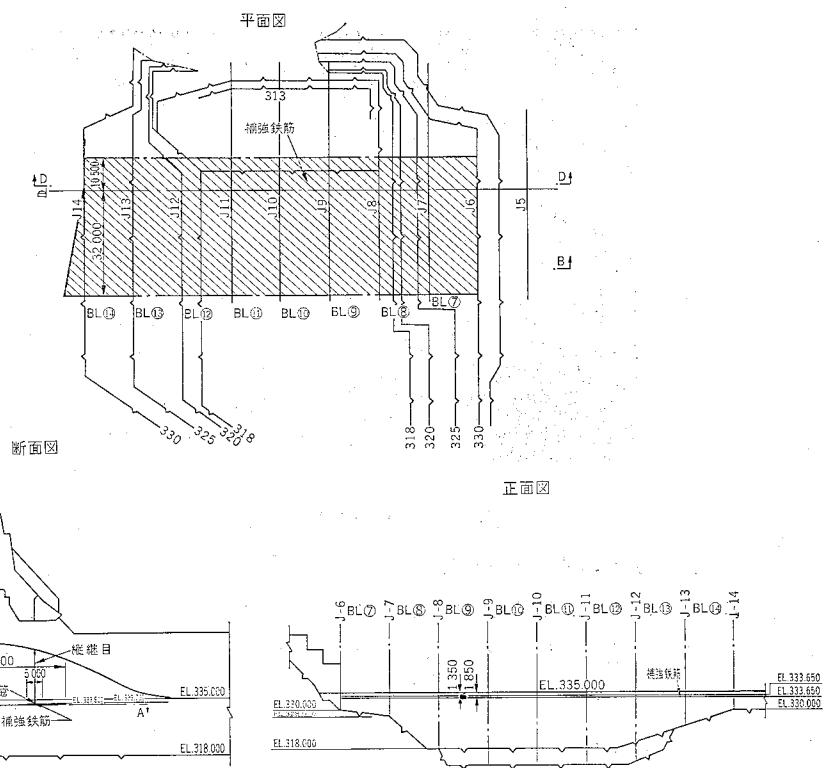


図 6.105 接続部補強筋図

表 6.49 接続部コンクリート配合表

使用区分	配合区分	示 方 配 合										单 位 量 (kg/m^3)					
		G_{\max} (mm)	VC (sec)	Sl (cm)	Air	$W/C+F$ (%)	s/a	W	$C+F$	S	mm 150~ 80	mm 80~40	mm 40~20	mm 20~5	混和剤		
マ ツ ト 部	RCD用コンクリート (A種)	80	sec 15 ± 10	1.5±1	85	32	102	120	686	—	600	450	450	Poz No.8-0.3			
	岩着・型枠部コンクリート (C種)	80	cm 2 ± 1	3.5±1	52	30	110	210	604	—	572	429	429	Poz(A-18) No.8-0.525			
	外部コンクリート (B種)	150	cm 4 ± 1	3±1	49	23	108	220	469	484	323	403	403	Vin 0.1			
	内部コンクリート (G種)	150	cm 4 ± 1	3±1	66	25	105	160	525	485	324	404	404	Vin 0.06			
本 体 部	外部コンクリート (B'種)	150	cm 4 ± 1	3±1	49	23	108	220	469	484	323	403	403	Vin 0.1			
	内部コンクリート (G'種)	150	cm 4 ± 1	3±1	66	25	105	160	525	485	324	404	404	Vin 0.06			
	監査廊 (H種)	80	cm 5 ± 1	3.5±1	55	30	121	220	598	—	573	430	430	Vin 0.06			

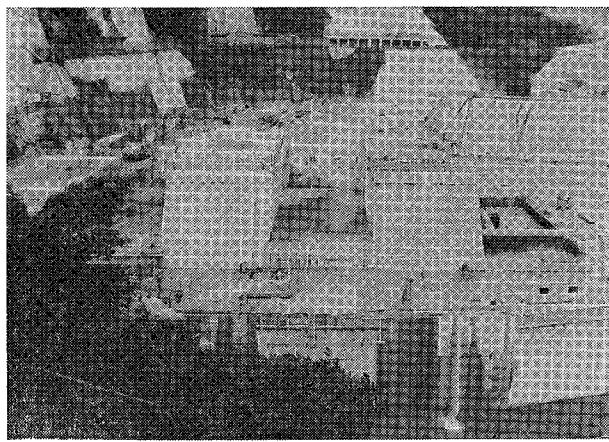


図 6.106 マットと本体との接続部

る影響を最小限にするため、補強鉄筋 ($\phi 22\text{mm} \sim \phi 29\text{mm}$, ctc 30 cm) を設置し、リフト高 0.5 m, 0.5 m, 1m の 3段打込みとし、その都度パイプクーリングを行った(図 6.104)。

コンクリートの立上がり間隔は、1週間を標準とし、できるだけ等間隔となるよう施工した。

コンクリートの打設方法は、ケーブルクレーンを主体として用いたが、最下流部(パケットカーペ部)の打設は、トラッククレーンを補助に用いた。

本体部の縦縫目は、EL 334m ダム軸から下流 21 m の位置に半割管($\phi 500\text{mm}$)、及び鉄筋を設けて消した。

この接続部の配合表を表 6.49 に示し、各々の詳細を図 6.105 及び図 6.106 に示す。

6.15 総合検討

大川ダムマット部における RCD 工法によるコンクリート打設は、昭和54年7月に着手して以来昭和55年7月までの実質打設期間約9カ月で、30万 m^3 のコンクリートを終了した。

昭和51年度に上流 2 次締切ダムにおいて試験施工を始めた当時は、大部分が未知の分野であった RCD 工法によるコンクリートも、室内試験と現地試験の繰返しによってその性状が急速に解明され、本打設を通して当初からの合理化施工の目的を十分に達した。

しかし、これにより完全な RCD 工法が確立されたわけではない。

ここで大川ダムにおける RCD 工法の施工について考察してみると次のことがあげられる。

6.15.1 施工性

① マット部面積の規模としては上下流方向に最大約 250 m、平均幅約 100 m を有しているが、RCD 工法によるコンクリートの打設サイクル 5 ~ 7 日で全面積が打ち上がるため全体面の平坦性が保てる。

また、このため常時進入路が確保されており、ダンプトラック及び一般作業機械の搬出が容易にでき、緊急時の対応が容易にできる。

- ② RCD 工法によるコンクリート運搬は汎用性のあるダンプトラックとしたために、ケーブルクレーン等の打設設備の大部分が省略でき、このため掘削、のり面の形成は最小限となり環境保全上からも好ましい。
- ③ パイプクーリングがなじまないレヤ方式としていることからクーリング用パイプがなく型枠も上下流面に限られるので、従来工法に比し単純かつ作業性にすぐれている。
- ④ 平坦なコンクリート打設面のためグラウト作業は機動性のある自走式削孔機械の採用が可能となりコンソリデーション及びカーテングラウチングの施工が効率よく集中的にできる。

6.15.2 経済性

RCD 用コンクリートの配合、施工方法から次の経済効果が上げられる。

6.15.2.1 配合

貧配合でありセメント使用量が低減できる ($160\text{ kg/m}^3 \rightarrow 120\text{ kg/m}^3$)

6.15.2.2 施工

- ① セメント量の少ないと及フライアッシュ使用による発熱抑制のため、パイプクーリングが省略できる。
- ② 自走土工機械により大量施工としているため、効率的な機械台数を投入できる。また施工設備費は従来工法に比較して安価であり、施工機械効率が高いので個々の機械損料も安価である。
- ③ コンクリート施工の大部分が機械化(合理化)され、人力に頼る分野が少なく打込み費が安価である。
- ④ ケーブルクレーン工法に比し、日打設量が 3 ~ 4 倍程度となり、大幅に工期短縮となった(約 1/2 短縮)。

6.15.3 安全性

ケーブルクレーン工法では、打設ブロックの段差が大きいことや高所での型枠設置が多いことなどの立体的な管理が必要となるが、RCD 工法では作業面が広く平坦であるので指示・連絡・確認(無線器スピーカー及びホイッスル等)が有効かつ容易であり安全管理上すぐれている(当ダムにおいて無事故、無災害であった)。

6.15.4 大川ダムにおける RCD 工法の今後の課題

大川ダムの RCD 工法はフィルダムの建設工法に類似した工法でダンプトラックなど汎用性のある自走機械を用い、連続的かつ大量のコンクリートを打設する考え方のものである。

この方法でのダム設計・施工上の留意点及び今後の課題として次のことがあげられる。

- ① 構造設計の段階で、構造の単純化（堤内仮排水路、埋設物及び配線などの集約化）を図り、異種コンクリート接合を少なくする。
- ② 従来工法のコンクリートに比し配合面では細骨材を多く必要 ($s/a=32\%$) である。骨材の粒度組成と強度及び施工性等全般の解明を行い s/a の低減を図る必要がある（施工性にすぐれる細骨材の微粒分 (0.15mm アンダー石粉) の調整による改善余地）。
- ③ 現在の配合では $G_{max}=80mm$ としているが、コスト・強度に有利な $G_{max}=150mm$ の使用による施工開発が望まれる（現場の試験施工では練混ぜ→運搬→敷均しまでの工程はほぼ解決しているが、締固めに問題を残している）。
- ④ 敷均し工程で気象条件に影響されやすいので天候の予測及び気象の変化への対応が敏速、適確でなければならない。
- ⑤ RCD 工法によるコンクリート締固め層厚を大川ダムでは 0.5m としているが、層厚を増すことにより目地切り、グリーンカット及び清掃面積の低減を図る。
- ⑥ 合理化施工に適合した施工機器（タンパ類、モルタル敷均し機械及び振動目地切機など）の改造開発が必要である。
- ⑦ 施工区域内（約 4 000 m²）で、それぞれに作業が異なる自走機械が約10台程度同時に錯綜稼働されるので工程と稼働方式のルールを定め、オペレーター及び作業員全員によるチーム編成することが品質上及び安全確保のため必要である。

7章 施工と実績(3) —新中野ダム—

7.1 概 要

近年、建設省がコンクリートダム合理化施工の一つのアプローチとして、貧配合で超硬練りのコンクリートを振動ローラで締め固める、RCD 工法の開発を進めている。

北海道庁は、新中野ダムの嵩上げ工事に伴う減勢工の基礎部に同工法によるコンクリートの打設を行い、現在 RCD 工法による検討課題のうちから、まだ明確になっていないものの幾つかについて検討を行った。

既に工事の終了した島地川ダム及び大川ダムにおいては、RCD 工法をダムの本体あるいはその基礎において採用しているのに対して、新中野ダムで同工法を採用した部分は、減勢工の基礎という意味において、要求される設計条件は相当緩和される。よってこれまで話題となっていたが、取りあげられていなかった $G_{max} 150mm$ を使用したコンクリート打設について、主として検討した。

この施工に当たっては、今まで施工してきた島地川ダム、大川ダムのコンクリート配合をベースとして、主に次のような事項について検討を行った。

- ① $G_{max} 150mm$ を使用したときのコンクリート施工の問題点
- ② 打設 1 層内に生ずる上層、下層の強度差の原因検討
- ③ 層厚 1.0 m と 1.5 m との比較試験
- ④ $G_{max} 150mm$ 使用の際の目地切り

以上について実施ヤードで検討し、確認を行い、これらのある程度の確認値を得て減勢工基礎部の施工に入ることとした。なお使用したコンクリートの配合は表 7.1 のとおりである。

表 7.1 RCD 用コンクリートの配合

記号 配合	粗最大 骨材寸 寸法 (mm)	W (%)	F (%)	s (%)	単位量 (kg/m ³)										粗骨材 G				混和 剤	
					C+F			C+F			a			W			フライアッシュ セメント			
					C	F	C+F	C	F	C+F	C	F	C+F	C	F	C+F	S	150~ 80 mm	80~ 40 mm	40~ 20 mm
D-8	80	79	30	34	95	84	36	120	723	—	523	477	406	0.3						
D-15	150	75	30	32	90	84	36	120	685	367	367	396	338	0.3						

7.2 施工実験の内容

新中野ダムでは、第1次施工実験、第2次施工実験を通じて、層厚1mのRCD工法による施工ができると考えられたが、第3次施工実験においては、さらにその傾向を確かめるため、層厚をさらに大きくした場合についても検討した。また、島地川ダム、大川ダムにおいて、打設された層を詳細に検討すると上層部と下層部とに強度差のあることが報告されているので、その現象についてもさらに確かめた。

以上の点から第3次施工実験の目的は次のようである。

- ① 振動ローラで締め固めた直後の表面ひび割れ深さの測定及びコアに炭酸ガスを圧入し、その程度によって生じた中性化深さを測定し、上下部の品質の相違について検討する。
- ② 層厚1.5mのRCD工法によるコンクリート中の振動加速度、振動圧力を測定して、振動ローラの影響範囲について検討する。

7.2.1 ひび割れ深さ実験

7.2.1.1 実験方法

振動ローラで締め固めた直後に表面に生じたひび割れの深さを測定し、さらに上層部、下層部の品質の相違を検討することが目的である。

まだ固まらないコンクリートに生じたひび割れの深さを測定することは困難であるが、硬化コンクリートのひび割れの深さを測定する方法として、蛍光染料をエポキシ樹脂と混合した溶液を圧入する方法を試みて、好結果を得たという報告¹⁾がある。本実験では、まだ固まらないコンクリートに圧力注入することはひび割れを拡大する恐れがあるために、粘性を小さくして、蛍光染料の水溶液を散布して浸透させる方法を採用した。

RCDコンクリートの1層の中の上下部に品質の相違があることが、圧縮強度によって報告されている^{2),3)}。圧縮強度では、供試体を用いるのである高さの平均としてしか評価できない。そこで、もっと連続して部分的に評価できる方法について検討した。これはコアに炭酸ガスを圧入し、これを割ってフェノールフタレインを散布しその変色の程度から判断した各高さの中性化深さを測定し、その程度の大小によって上下部の品質の相違を評価する方法を用いたことにした。

RCDコンクリートは薄層巻出し方法（1層25cm）で3層巻き出した後、BW-200(7ton)振動ローラで転圧して約70cmの層厚にした。

なお試験項目を表7.2に示す。

7.2.1.2 実験結果のまとめ

ひび割れ深さ実験の結果を要約すると表7.3のようである。これらの結果から、次のことがいえる。

- ① 振動ローラによる転圧によって表面部に生じるひび割れの深さはたかだか5cm程度であ

表7.2 ひび割れ深さ実験の試験項目

試験期	試験項目	試験方法	試験回数		
			1層目	2層目	3層目
コンクリートの品質管理	VC	小型VC値 容器： $\phi 24 \times h 20\text{ cm}$, 40mmふるいでウェットスクリーンしたコンクリート(4000cpm, 1mm, 20kg)	1	1	1
	試験	大型VC値 容器： $\phi 48 \times h 40\text{ cm}$, フルサイズのコンクリート(4000cpm, 1mm, 20kg)	1	1	1
	空気量	ワシントン型圧力式エアメーター, 40mmふるいでウェットスクリーンしたコンクリート, VC機で締め固める。	1	1	1
締め固め試験中	標準供試体 (密度, 圧縮強度)	$\phi 15 \times h 30\text{ cm}$ モールド, 40mm以下のコンクリート, VC機で締め固める。	4本	4本	4本
	撤出し厚さ及び表面沈下量	レベル, スタッフで測定 試験区間4m中の5点	各層ごと及び締め固め4回ごと		
	密度	RI計で測定 試験区間4m中の3点	締め完了後		
硬化後コアボーリング	転圧後の表面ひび割れ深さ	螢光染料水溶液を転圧後に散布(2時間)	締め完了後		
	上下部の品質の相違	コアに炭酸ガスを3kg/cm ³ , 3時間圧入した後, フェノールフタレインを散布して中性化深さの測定			
	外観観察・密度	コアの外観を5段階評価, カラーモルタルの厚さ測定, 写真撮影, 重量, 直径, 高さ測定	全コア		
	圧縮強度	C-8： $\phi 18 \times h 36\text{ cm}$ コア; C-15： $\phi 33 \times h 66\text{ cm}$ コア, 材令28日, 91日			

って、深部にまで達することはない。平均的な影響範囲は表面から約1cm程度である。

- ② 表面近くの粗骨材に沿って蛍光染料が浸入しているので、表面部の粗骨材とモルタルとの付着は本実験で用いたコンクリートの配合では十分でないことが明らかになった。
- ③ コンシステンシーをやや大きくして、表面にブリージングが十分認められるよう転圧すると、振動ローラによる表面ひび割れはほとんど見られなくなる。
- ④ コアの中性化率は上部のほうが下部に比べて大きく、上部の品質は下部よりポーラスであることがわかった。この中性化率を測定することによって上下部の品質の相違が連続的に検討できるように思われる。

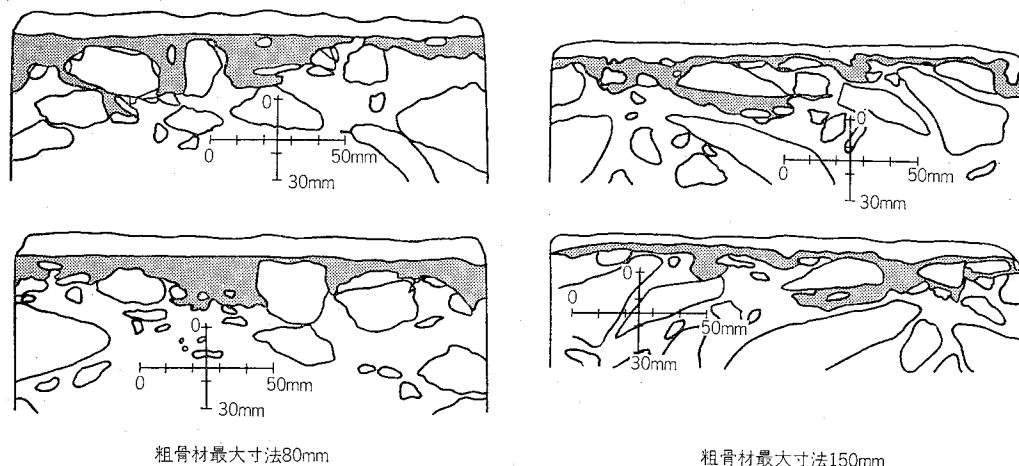
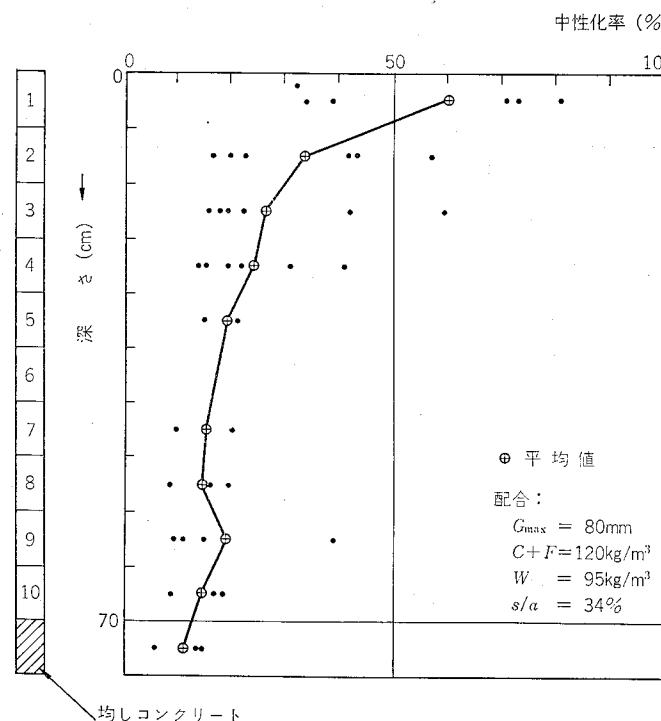
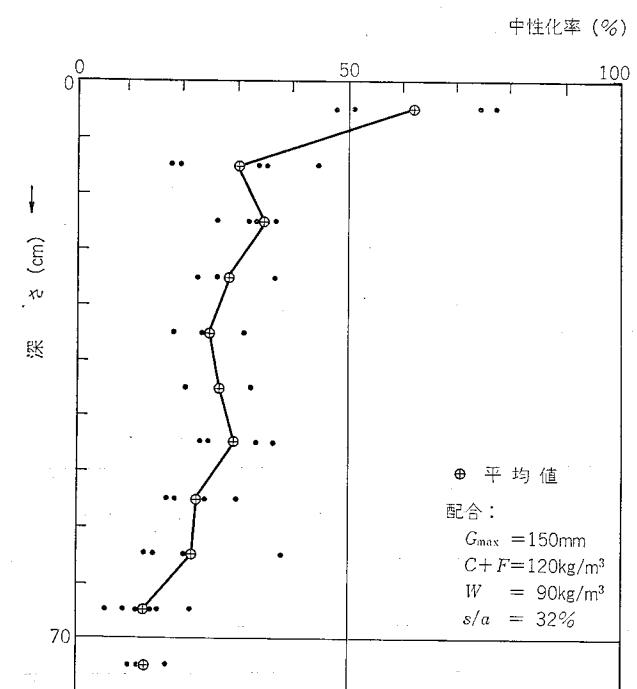


図 7.1 螢光染料浸入状況

図 7.2 深さ方向中性化率 (G_{\max} 80 mm の場合) の例

注1) 材令28日のコアの試験結果である。
注2) コアに炭酸ガスを 3kg/cm^3 の圧力で3時間圧入した後、割裂した面にフェノールフタレンを散布して中性化率を求めた。

図 7.3 深さ方向中性化率 (G_{\max} 150 mm の場合) の例

7.2.2 層厚 1.0 m と層厚 1.5 m との比較試験

7.2.2.1 実験方法

層厚を 1.5m にした場合、振動ローラの振動が表面から下部にどのように伝播するかを検討することが目的である。振動の伝播を評価する方法として、昭和 55 年 4 月に実施した「RCD コンクリート予備実験」(第 2 次施工実験)¹²⁾ で行ったと同様に加速度計及び土圧計を埋設して、コンクリート中の加速度及び振動圧力を測定することにした。

RCD 用コンクリートは薄層巻出し方法(1 層 25cm)で所定の層厚に巻き出した後、BW-200(7 ton) 振動ローラで転圧した。L-100(層厚 1 m) の場合は 4 層、L-150(層厚 1.5 m) の場合は 6 層巻き出した。

なお、試験項目を表 7.4 に示す。

表 7.3 ひび割れ深さ実験結果のまとめ

実験名称		C-8	C-15
品質管理試験	コンクリート温度(°C)	20.5	20.5
	空気量(%)	2.4	2.7
	コンシスティンシー(秒)	小型VC値	11.3
		大型VC値	66.7
	標準供試体	20°C 水中養生 現場空気養生	密度(t/m³) 圧縮強度(kg/cm²)
		2.23 103 100	2.29 100 88
		密度(t/m³) 圧縮強度(kg/cm²)	2.27 100
	(材令91日)	転圧完了までの時間(分)	126
	サイクルタイム	転圧完了時の小型VC値(秒)	約15
	表面沈下量 ¹⁾ (%)	6.4	6.0
	転圧後の表面部の密度 ²⁾ (t/m³)	2.32	2.33
	表面部の螢光染料浸入深さ(cm)(標準偏差)	1.0 (0.24)	0.5 (0.19)
中性化率 ³⁾	表面部7cmの値	60.2	62.4
	表面部7cmを除いた部分の平均値	20.5	25.2
コア供試体(材令91日)	密度(t/m³)	2.38	2.37
	圧縮強度(kg/cm²)	95.5	60.0

注 1) 最終沈下量/巻出し厚さ×100(%)である。

2) 表面型RI計の測定値である。

3) 各ブロック(7cmずつの10ブロック)の中性化された面積/各ブロックの面積×100(%)である。

7.2.2 実験結果のまとめ

層厚の比較試験の結果を要約すると表7.5のようである。

これらの結果から次のことがいえる。

① 最終的な転圧完了後の表面沈下量は昭和55年に行った「予備実験³⁾」では5%程度以上であったが、L-150の場合はいくぶん小さい値であった。

② コンクリート中の加速度及び振動圧力の測定結果から、L-150の場合でも最下層部(底から10cm)まで振動が伝播していることが明らかになった。

しかし、L-150の場合、1m以上の深さにおいては、加速度、振動圧力の減衰が著しく、それ程小さい値となることが示された。

表 7.4 限界層厚実験の試験項目

試験時期	実験項目	試験方法	試験回数					
			1層目	2層目	3層目	4層目	5層目	6層目
コンクリートの品質管理	VC試験	小型VC値	容器: $\phi 24 \times h 20\text{cm}$, 40mmあるいはウェットスクリーンしてコンクリート(4000cpm, 1mm, 20kg)	1	1	1	1	1
		大型VC値	容器: $\phi 48 \times h 40\text{cm}$, フルサイズのコンクリート(4000cpm, 1mm, 20kg)	1	1	1	1	1
締固め試験中	空気量	ワシントン型圧力式エアメーター, 40mmあるいはウェットスクリーンしたコンクリートVC機で締め固める。	1	1	1	1	1	1
		標準供試体(密度、圧縮強度)	$\phi 15 \times h 30\text{cm}$ モールド, 40mm以下のコンクリート、VC機で締め固める。	4本	4本	4本	4本	4本
締固め試験中	巻出し厚さ及び表面沈下量	レベル、スタッフで測定試験区間4m中の5点	各層ごと及び締固め4回ごと					
		締固め速度	締固め回数ごと					
	振動輪	手持式振動計	同上					
		振動輪に加速計を取り付ける。加速度の波形分析併用。	同上					
硬化後コアアボーリング	加速度	加速度計をコンクリート中に埋設する。	同上					
		振動圧力	同上					
		内部温度	施工中から硬化後2週間程度					
硬化後コアアボーリング	密度	R.I.計で測定。試験区間4m中の3点	締固め完了後					
		外観観察密度	全コア					
	圧縮強度	コアの外観を5段階評価。カラーモルタルの厚さ測定。写真撮影、重量、直径、高さ測定。 $\phi 33 \times h 66\text{cm}$ コア、材令28日、91日						

注) L-100の場合の試験回数は4層目までである。

- ③ L-100, L-150とも、最下層部(底から10cm)の加速度は振動ローラの加速度の10%程度と変わらないのに対して、最下層部の振動圧力は、最上層部(天端から10cm)の値に比べてL-100の場合は20%程度であるのにL-150の場合は5%程度と小さい(図7.4, 7.5)。
- ④ コア外観観察結果、コア圧縮強度試験結果からもL-150の下層部は十分に締め固められていないものが部分が見られたが、平均的にはL-100, L-150とも密度及び圧縮強度は同程度であった。
- ⑤ 本実験のように土圧計、加速度計等を埋設しながら、薄層6層巻出し方法で巻き出すと、

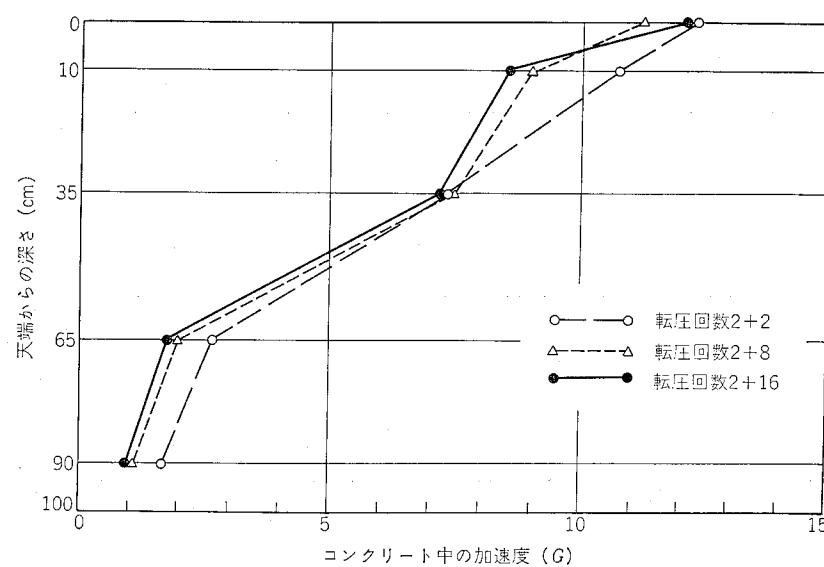


図 7.4 L-100 におけるコンクリート中の加速度分布

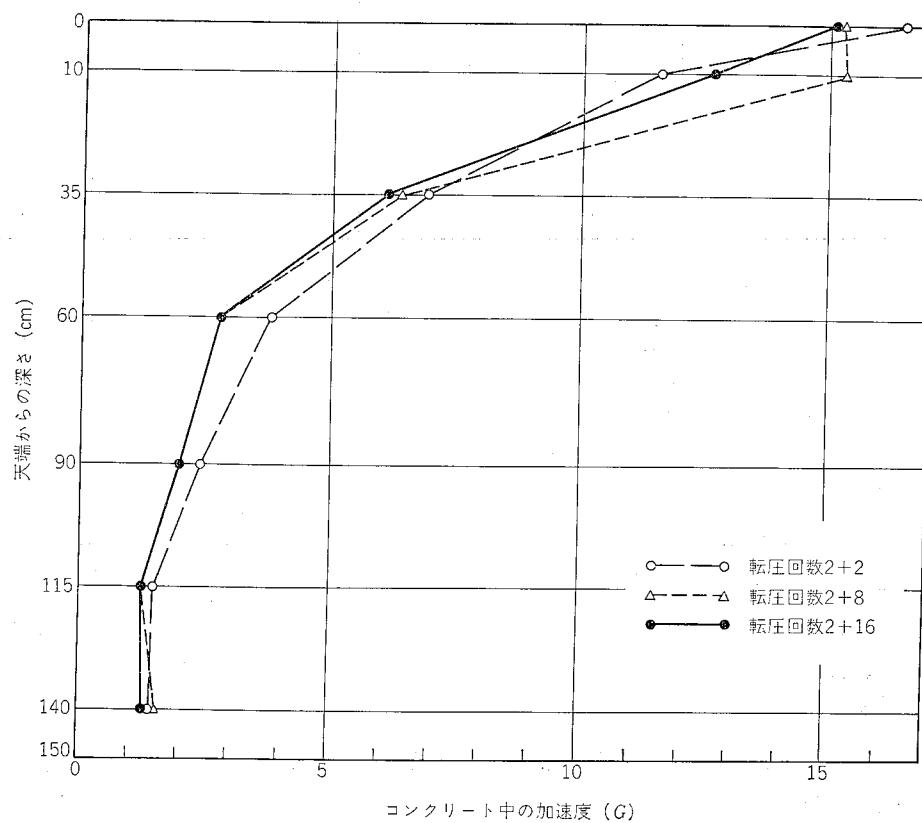


図 7.5 L-150 におけるコンクリート中の加速度分布

表 7.5 実験結果のまとめ

実験名称		L-100	L-150
品質管理試験 (材令91日)	コンクリート温度(°C)	21.0	21.0
	空気量(%)	2.3	2.3
	コンシスティンシー(秒) 小型VC値 大型VC値	8.0 28.5	17.3 84.0
標準供試体 (材令91日)	20°C水中 養生 密度(t/m³) 圧縮強度(kg/cm²)	2.28 114	2.27 122
	現場空気 養生 密度(t/m³) 圧縮強度(kg/cm²)	2.28 102	2.25 97.7
サイクルタイム		転圧完了までの時間 (分) 転圧完了時の小型VC 値(推定)(秒)	127 約17 190 約43
表面沈下量 ¹⁾ (%)		4.8	3.5
転圧後の表面部の密度 ²⁾ (t/m³)		2.32	2.26
振動ローラの締固めエネルギー ³⁾ (kg·cm/cm)		5.04	7.54
最下層部のコンクリート中の加速度 ⁴⁾ (g)		2+2回 2+16回 1.69(14%) ⁵⁾ 0.97(8%)	1.42(9%) 1.34(9%)
最下層部のコンクリート中の振動圧力 (kg/cm²)		2+2回 2+16回 0.64(31%) ⁶⁾ 0.64(21%)	0.44 0.24(4%)
コア外観 (材令91日)		B以上(%) D(%) 70.8 4.1	50.3 15.6
コア供試体 (材令91日)		密度(t/m³) 圧縮強度(kg/cm²) 2.32 69.8	2.30 81.1

注 1) 最終沈下量/巻き出し厚さ×100(%)である。

2) 表面型RI計の測定値である。

3) 計算式は第3章3.1参照

4) 底からの10cmの位置である。

5) 振動ローラの加速度に対する比率である。

6) 最上層部(天端から10cm)に対する比率である。

L-150 の場合、転圧完了までに3時間程度かかる。転圧完了時の小型VC値を推定すると43秒程度となり、L-100 に比べて L-150 の場合はコンシスティンシーがいくぶん低下して、小さくなつたので締固め効果が十分でなかつたものと思われる。

⑥したがつて、コンシスティンシーをもう少し大きくして、通常の施工におけるサイクルタイムで層厚1.5mを施工すれば、転圧完了までを2時間以内に押えることができると考えられるので、下層部も十分に締め固められるものと思われる。

7.3 減勢工基礎部におけるRCD工法の施工

7.3.1 施工方法

施工される構造物は、高さ 18m、幅 25m、長さ 35m でこのコンクリート量は、約 13 000 m³である。これを、昭和55年5月より同年10月まで、約6ヶ月をかけて施工した。この減勢工基礎部をコンクリートによる施工とした主目的は、既述のごとく不等沈下の防止であり、軟岩程度の支持力があればよいので、施工条件の組合せは表 7.6 にした。

表 7.6 施工条件の組合せ

G _{max} (mm)	ローラ (t)	層厚 (m)	転圧回数			備考
			無振動	振動	無振動	
80	7	0.7	2	13	2	薄層巻出し
		1.0	2	16	2	"
	11	0.7	—	—	—	"
		1.0	2	12	2	"
150	7	0.7	2	20	2	"
		1.0	2	20	2	"
	11	0.7	2	16	2	"
		1.0	2	16	2	"

施工に当たっては、島地川ダム、大川ダムの例にならい、1層 25cm 程度の薄層巻出しを行い、ブルドーザ、ペイローダ等を使用して材料分離の防止を図った。

7.3.2 施工のまとめ

施工後は、G_{max} 150mm 使用部分については φ330mm、G_{max} 80mm 使用部分は φ180mm のボーリングを行い、圧縮強度、密度の測定を行った。その結果は、図 7.6 のようであり、G_{max} 150mm で強度は平均 80 kg/cm² 以上、密度は平均で約 2.2 t/m³ が得られた。

したがって、当初計画した圧縮強度 30 kg/cm² を満足しており、G_{max} 150mm のコンクリートを用い 1 層の厚さ 1m の RCD コンクリートを実用的に施工する目安を得た。

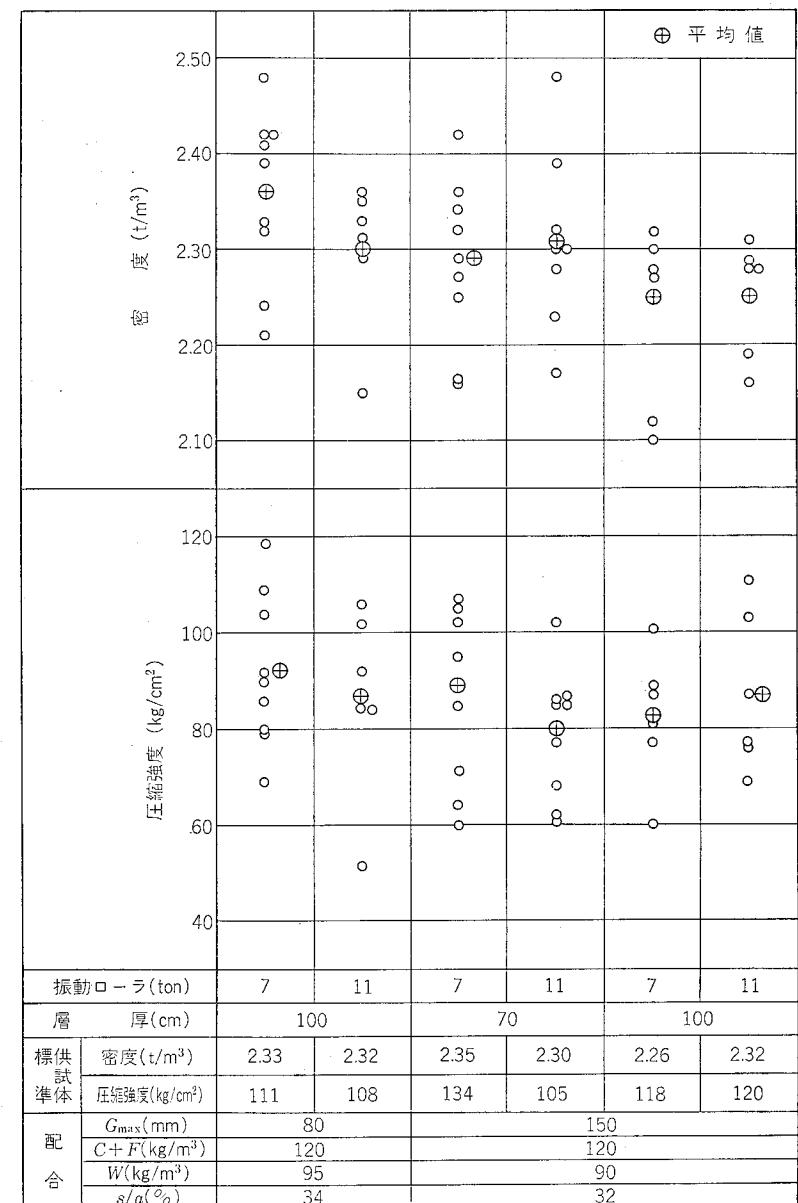


図 7.6 コア供試体の密度と圧縮強度 (材令91日)

参考文献

- 1) 北海道、函館土木現業所、清水建設(株):新中野治水ダム建設工事の内コンクリート試験報告書;昭和56年3月
- 2) 建設省阿賀川工事事務所、国土開発技術研究センター:大川ダム RCD コンクリート検討業務報告書;昭和55年3月
- 3) 建設省島地川ダム工事事務所、国土開発技術研究センター:島地川ダム RCD コンクリート検討業務報告書;昭和55年3月

8 章 RCD 工法の今後の方向と課題

8.1 RCD 工法の一般的特徴

8.1.1 概 要

RCD 工法は新しい考え方のコンクリートの施工法である。すなわち、①貧配合、②超硬練りのコンクリートを用いて、③トラック等で運搬し、④ブルドーザで敷均し、⑤振動目地切機で目地を造成し、⑥振動ローラで締め固める一連のシステムとしての施工法である。

本工法は従来のダム技術とは異なり、純粹に国産技術として世界に先がけて開発されたものである。

多数の関係者の研究心と一致協力により幾多の技術的問題を克服し、堤高 100m、堤体積数 10 万 m^3 クラスのダムである島地川ダム（堤高 89m、堤体積 317 千 m^3 ）の本体部、大川ダム（堤高 78 m、堤体積 1 000 千 m^3 ）の基礎部及び新中野ダム（堤高 74 m、堤体積 276 千 m^3 ）の減勢工事基礎部を世界で最初の試みとして RCD 工法により施工し、完成させたことはコンクリートダムの技術改革に大きな役割を果たした。

本工法において克服した主な技術的課題は大きく次の 3 点に要約される。

① 貧配合のコンクリート配合設計法を確立したこと

コンクリートを振動ローラによって締め固めるので、従来のプラスチックなコンクリートと異なり、ローラを載せても沈まない超硬練りのコンクリートでなければ施工できることと、クーリングパイプの敷設がなじまないことにより水和熱による発熱を規制するため、セメント量を少なくした貧配合のコンクリートを採用する必要がある。このような条件下で所要の強度と施工性を満足する配合を決めなければならないので、単位水量、セメント量、細骨材率等の決定に際しては、徹底的な室内施工と現場における施工実験が行われ、その結果、前例にない少量の単位セメント量 120 kg/ m^3 で所定の品質を満足するコンクリートが得られた。

② 各種各様の考察と工法の開発により RCD 工法の一連の施工システムを確立したこと

現場での巻出し時の骨材の分離防止、振動ローラでの均質な締固めの確保、空隙発生の防止、打継目の強度確保、プラスチックな外部コンクリートと内部コンクリートの打継ぎの問題等に対し、転圧機種の検討、締固め転圧機構の解明等を行った。

その結果、材料の分離の少ない薄層巻出し工法を開発し、1回の転圧層厚を70cmまで可能にした。

また、全面レヤ打設工法の横縫目の施工に際しては、振動目地切機を開発し、コンクリートの混合については傾胴型ミキサーの改良や強制練りミキサーの採用等の工夫がなされたこと。

このように各種、各様考査と工法の開発によりRCD工法の一連の施工システムを確立したこと。

③ RCD工法の品質管理システムを確立したこと

施工に当たっては大口径のコアを多数採取し、密度、強度、透水性等の試験を実施する等現場試験を繰返し、また室内実験を実施する等により常にRCD工法による、コンクリートの品質改良が加えられ、これらを基礎に一連の品質管理システムを確立した。

特にコンクリートのコンシスティンシー管理のための大型VC試験機を考査し、あるいはコンクリート混合時の含水管理の精度を上げるための計器、水量の自動補正についても改良が加えられた。

8.1.2 評価

次に一連のシステムとしてのRCD工法を評価する場合において、そのための評価基準を定め、それを基に設計や施工に係わる各要素を判断するのが普通である。ここで評価基準として、①建設費、②工期、③労働力、④資源、エネルギー、⑤安全性、⑥環境保全、⑦発展性、⑧技術開発等が考えられる。島地川ダム、大川ダムの施工実績を基にして、これらの基準についての概略評価を行う。

なお、各項目別要素についての考査については次節に述べる。

(1) 建設費と工期

建設費は工期とともに合理化施工の最も大きな目的である(図8.1)。

建設費の節減は労働力資材及び作業の効率性の相互の関連により定まる。

労働力は量と質よりみた省力化を意味するが、これが独立に合理化の評価基準となることはな

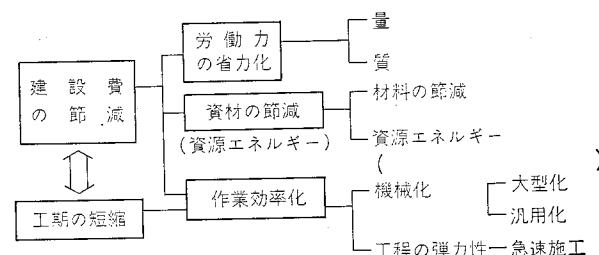


図8.1

く、あくまでも建設費や工期の重要な要素として評価基準となるであろう。したがって建設費、工期及び労働力を合わせて経済的要素として評価することも可能である。

資源エネルギー問題は最近大きくとり上げられ始めているが、その位置づけは明確ではない現状では、上記経済的要素の一つの側面と考えておくことが適当であろう。

i) 省力化としては

① 機械化により人力作業の軽減が図れること

例えば

- コンクリートの敷均し締固め作業

従来工法ではバイブレータの作業が、RCD工法ではブルドーザ、振動ローラにより人力作業の軽減が図れる。

- 横縫目型枠の建込み不要

- クーリング、ジョイントグラウト工の不要

- レイターン除去その他の作業の効率化

② 労働の質(熟練度合い)の軽減化が図れる。

○従来工法ではケーブルクレーン等のそれぞれの作業の熟練工が多数必要とされたが、RCD工法では汎用機械の運転者が必要であるが、ダム工事の未経験者でもよく、熟練した労働者は少なくともよく、他の建設作業と特に変わらない。

ii) 省資源としては

① セメント使用量の低減

例えば

- 島地川ダムの実績

従来工法の内部コンクリートのセメント使用量を 160 kg/m^3 とすれば、RCD工法の 120 kg/m^3 との差($160\text{ kg/m}^3 - 120\text{ kg/m}^3$)×内部コンクリート量 $160000\text{ m}^3 = 6600\text{ ton}$

- 大川ダムの実績

$$173860\text{ ton} - 162810\text{ ton} = 11050\text{ ton}$$

(従来工法) (RCD工法)

② 横縫目型枠の節減

例えば 従来ブロック工法 RCD工法 節減

- 島地川ダム $45000\text{ m}^2 - 25000\text{ m}^2 = 20000\text{ m}^2$ (44%)

- 大川ダム $73400\text{ m}^2 - 33250\text{ m}^2 = 40150\text{ m}^2$ (55%)

③ セメント使用量が少なく、コンクリートの発熱が少なくクーリング費が軽減また継目グラウチング費用の節減

④ ダム用仮設備費の軽減

- 両端走行クレーンのための掘削等の仮設備費の軽減

- 雑仮設備の軽減(安全施設としての仮設備等)

iii) 作業の効率化が図れること

① 機械の稼働率のピークの持続が図れる

例えば

○島地川ダムの実績

従来のブロック打設工法ではピークの打設期間が3カ月（日平均 850 m^3 ）であるのに対し、日平均 800 m^3 前後のピーク打設期間が12カ月間持続することができた。月あたり打設量は昭和53年12月より昭和55年6月までの間、 $10\,000\text{ m}^3$ 以上打設しており、前述の12カ月のピーク打設期間の月平均は $17\,440\text{ m}^3$ であり、ほとんど平均化している。

また、全打設期間の日あたり打設量は $600\text{ m}^3\sim1\,000\text{ m}^3$ であり、ブロック打設の平均日打設量 2.0 m リフト の場合の 610 m^3 よりも上回っている。

○大川ダムの実績

設備能力の80%以上の稼働実績の日数は従来工法では18日間に對し、70日間（昭和54年9月～11月）であった。

② 工程に応じた対応が可能である

主力は汎用機械なので、総数や使用方法の工夫でバッチャープラントに余裕さえあれば、工程に応じた弾力的な対応が可能である。

③ 急速施工が可能である。

例えば

○島地川ダムの実績

従来のブロック打設工法 2.0 m リフト で 22 カ月

RCD工法の実績 0.7 m リフト で 20 カ月

打設量の比較	ブロック打設工法	RCD工法実績
月最大打設量	$22\,172\text{ m}^3$	$23\,822\text{ m}^3$
月平均打設量	$12\,915\text{ m}^3$	$12\,708\text{ m}^3$
日最大打設量	$1\,400\text{ m}^3$	$*2\,655\text{ m}^3$ 90%増
日平均打設量	610 m^3	756 m^3 24%増

ただしRCDの日最大 $2\,655\text{ cm}^3$ は2日にわたる連続打設であり、連続打設の最大は47.5時間で $2\,815\text{ m}^3$ （全面レヤ）である。

以上のように、従来工法に比べ日平均打設量は24%増、日最大打設量は90%増の実績である。

また、全面レヤ打設時の日あたり平均打設量は $1\,000\sim1\,200\text{ m}^3$ であり、3分割、2分割の場合の平均打設量は $8\,000\sim1\,000\text{ m}^3$ であった。

したがって全面レヤの打込みの採用により従来工法に比べて日平均打設量は2倍にできる。

島地川ダムの全工期の実績は、A種、C種コンクリートの内部振動機による締固めも含めたものであり、B種のRCD工法による内部コンクリートのみの実績であれば相当の打設スピードと

なる。

さらに、レイターン除去、夏期における打設インターバル（発熱対策）等が解決されれば全面レヤ打設が可能となり打設スピード化によって大幅な工期短縮が可能になる。

○大川ダムの実績

従来のブロック打設工法 2.0 m リフト で 18 カ月

RCD工法の実績 9 カ月

打設量の比較	ブロック打設工法	RCD工法
月最大打設量	$22\,500\text{ m}^3$	$40\,500\text{ m}^3$
月平均打設量	$15\,000\text{ m}^3$	$23\,200\text{ m}^3$
日最大打設量	$1\,500\text{ m}^3$	$2\,900\text{ m}^3$
日平均打設量	750 m^3	$1\,200\text{ m}^3$

(2) 安全性の確保にすぐれている

i) 作業面積

従来のブロック打設工法に比較して作業面積が著しく広く作業性（安全性、効率性）にすぐれている。

従来工法 RCD工法

例えれば 島地川ダム	平均面積 $15\text{m}\times40\text{m}=600\text{ m}^2$	3分割の場合 $1\,800\text{ m}^2$
大川ダム	$12.69\text{m}\times15\text{m}=190.4\text{ m}^2$	$3\,380\text{ m}^2$ ($110\text{m}\times30.7\text{m}$)

特に、視角が広く左右岸がすべて見通しでき、すべての作業の死角がなく、目視確認ができるし、また機械の小運搬、連絡、確認が容易であり、左右岸への通行が可能である。

ii) 広い面積でなおかつ高低差がない作業現場であること。ブロック打設工法では最大隣接リフト 8 リフト で 12m に対しRCD工法の場合、高々 70cm であること。

(3) 環境保全対策に資する

従来工法の場合で両端走行式ケーブルクレーン工法等では大規模な掘削が必要とされ環境に対する影響も大きいが、RCD工法の場合、コンクリート運搬は固定ケーブルクレーンあるいはダンプトラック等によるため環境に対する影響も従来の工法に比較して少ない、といえる。

(4) 設計論の多様化が図れる

基礎岩盤強度が従来のコンクリート重力ダム築造には必ずしも十分でなく、フィルダムを築造するには、洪水吐の設備が大規模になりすぎるようなサイトに対し、大川ダムと同様に、基礎部にマットを施工し、応力の分散を図り、その上に従来のダムを施工することが得策の場合がある。このようなサイトに対し、このマット部の施工にはRCD工法が最適である。

近年地質地形的に好条件のサイトが減少しているのでRCD工法の採用により設計論の多様化が図れる。

(5) 他の工事への適用が考えられる（発展性）

汎用機械の使用とわずかな工夫により面的に広かつた各種のダム以外の工事にも適用が考えら

れる。

例えば

- 飛行場の滑走路、石油基地の基礎
- 普通の重力式コンクリートダムの上部のコンクリートを全面レヤで打設することにより作業の効率化を図る。

(6) RCD工法の制約条件

i) ダムの形状によりRCD工法に非常に適したものと適していないものとがある。

① 地形的な条件

ダムサイトの地形はV字型の急峻な地形よりU字型の施工面積が広くとれる地形のほうがより適している。

② 放流設備及び監査廊等の堤内埋設物が多い場合にはRCD工法による施工面積がとれないためRCD工法はあまり適していない。

ii) ダムの規模においてもRCD工法に適した範囲がある。

① ダムの規模が小さいダムはRCD工法による施工面積がとれないためRCD工法はあまり適していない。

② ダムの高さが百数十mともなるとダムの設計条件から必要とされるコンクリート強度の関係を考えられるので、今後RCD工法の課題である。

(7) RCD工法のデメリット

① 外部コンクリート及び構造物周辺コンクリート等については締固めは現在内部振動機を用いているので、RCD工法のローラによる締固め等の異なる段取りが必要とされる。

放流設備及び監査廊等の堤内付属構造物が多い場合及びダムの形状、規模から外部コンクリートが多く内部のRCD工法による施工面積が十分とれないような場合には狭い作業場で異種の段取りがあり作業が繁雑になることがある。

② 工事中の出水に対する対応が従来のブロック工法による場合よりやや難しい。RCD工法は全面レヤ打込みをその特徴としているので、工事中の出水により堤体越流する場合は全面に一様な越流となる。

したがって、両岸のアバット部がスコアされる危険性はブロック工法よりやや多くなること。

さらに、堤体越流の予想される場合にブロック工法では事前に堤体上の機械類はより高いブロックへ避難するという対策がとられるが、RCD工法の場合には全面レヤ打込みのため避難する場所が遠くなる。

これに対しては、当該ダムの越流水深の実情を考慮し、仮設備施工計画から必要なブロック分割を利用した打設順序が考えられる。

8.1.3 RCD工法の特徴についての個別的考察

RCD工法の一般的特徴に則して、評価基準を基に取り上げることのできる各要素についての個別的な概略の考察を行う。これらは主として島地川ダムや大川ダム等の実際の施工やこれまで行った各種の実験の結果を評価したものである。

8.1.3.1 構造諸元

(1) 形状及び規模

RCD工法によるコンクリートダムの有利性は堤体積が大きいほどメリットはある。すなわち、大規模なダムほど1回の作業面積が大きくなるため、作業が効率的になり有利である。一方同じコンクリート量であっても、谷の形状はV字型よりもU字型のほうが作業面積を大きくとれることと、全体コンクリートの中ローラ転圧を行う内部コンクリートの量を大きくとれるため、RCD工法の有利性は格段と大きくなる。しかしながら、堤高が100m以上になると、断面形状にもよるが必要なコンクリート強度の検討を行い、本工法を採用する必要がある。

(2) 洪水吐、放水管等堤内構造物

堤内構造物の少ないほど作業の連続性が確保され有利である。堤内構造物周辺では、比較的軟かいコンクリートを内部振動機を用いて締め固める必要があることから、施工速度のかなりな制約となることがある。

(3) ブロック割り

横縦目間隔は基本的には従来の工法と変わらず15mが標準となるが、レヤ打込みを行った後切断する方法をとるので、型枠で横縦目を設ける場合よりも非常に簡略化する。縦縦目はコンクリートの使用セメント量を減らしたり、薄層で均等な打込み工程をとったり、また場合によってプレクーリングを行う等の方法をとって水和熱による温度応力に対処するので、一般に設けない。

(4) 止水

表面コンクリートは従来の外部コンクリートと同様に内部振動機によって締め固めるので、従来と同様の止水板設置の方法をとることができる。

(5) クーリング

パイプクーリングはこの工法に適していない。ある程度の規模のダムまでは薄層で均等な打込み工程を立て、またセメント量を少なくすることによって、人工冷却を用いなくてもクラックの発生を防ぐことができるが、ダムの規模が大きくなるとそれに応じた適切な方法でプレクーリングを実施する必要があろう。

8.1.3.2 材料と配合

(1) セメント

従来のダムコンクリートの場合と基本的に変わらない。

(2) 粗骨材

材料分離を少なくする観点からは G_{max} が小さいほど望ましいが、 $G_{max}=80\text{mm}$ 程度なら適

切な施工方法をとることにより、材料分離を防止できることが確かめられている。一方同一のセメント量の場合には、強度的にはマスコンクリートでは G_{max} が大きいことが有利である。 $G_{max}=150\text{mm}$ の使用についても十分考えられるが、詳細については検討を進めている。

(3) 細骨材

特にセメント量を従来より少なくした場合に、良質で粒度のよい微粒分はワーカビリティの改善に寄与するので、従来のコンクリートの場合よりも增量することでよい試験結果が得られている。ただし、単位水量と関係するので慎重な検討が必要である。

(4) 混合材料

フライアッシュ等の混合剤の使用はワーカビリティの改善と水和熱の軽減から推奨される。しかしながら、冬期施工の場合に特に初期材令における強度低下とその影響を十分考え、適切な混合剤の使用等を配慮する必要がある。

(5) 配合設計

比較的貧配合の超硬練りコンクリートとなり、そのローラを用いた打込み特性を重視して配合設計する必要がある。

8.1.3.3 施工

(1) 施工設備全搬

RCD工法でのブロック割りは従来工法のように横縦目型枠で制約されることがないので、従来工法に比較して打込み面積を調整できることから工事量の平均化を図ることができ、施工設備全搬を全工期にわたって効率的に運用できる。

(2) コンクリートの混合

従来のバッチャーミキサーが基本である。従来強制練りミキサーはわが国においてはダムコンクリートでの使用実績は少ないが、パドル式の強制練りミキサーの使用によりRCD工法におけるコンクリート練混ぜによる結果を得ている例がある。

傾胴型、強制練り各々に長短があり、ダムの規模、使用材料等から選択すべきである。

(3) コンクリートの運搬

コンクリートの運搬は上下方向と水平方向に分けて考えると好都合である。このうち水平方向はダンプトラック等の自走運搬機器が適している。上下方向はダンプトラック等によるバッチャープラントからの直接輸送と、ケーブルクレーン等によってバケット等を上下し、ホッパーを介して水平輸送に移る中継輸送に分かれる。RCD工法では直接輸送を行えば特に効果的であるが、中継輸送の場合でも固定型のケーブルクレーン等の使用によって地形の制約が緩和される。

(4) 敷均し

硬練りコンクリートの材料分離を少なくするには1層15~20cmの薄層敷均しが最も有効であり、良質のコンクリートが得られる。

(5) 締固め

締固めに使用する振動ローラは自走式が適しており、従来の内部振動機の使用に比べて施工速

度がはるかに高い。重量7t程度の土質締固め用の汎用機種で実際の施工は可能であった。締固め層厚は現在最大70cmまで実際に行われている。締固め直後に上層のコンクリートを施工するやり方(追跡締固め方式)よりも1単位1層のほうができ上がったコンクリートの性状はよい結果で出ている。

外部、岩着、構造物回りの各種コンクリートは内部振動機によって締め固める。内部コンクリートとの境界は、内部コンクリートの締固めを先行させた後、内部振動機を用いることによって比較的容易に行える。

(6) 型枠及び収縮縫目

上下流面用型枠は従来のダム用のものと基本的に変わらない。レヤ打込みを標準とするので横縦目型枠と縦縦目型枠は設けず、このため型枠費は低減する。施工容量(能力)から横縦目型枠を設けることが考えられるが、その場合横縦目位置を固定する場合と、適宜移動する場合がある。前者では従来の横縦目型枠が用いられるであろう。後者では隣接ブロック間の段差が小さいことから、ばら型枠を用いる方法と型枠を用いず、すり付けによって行う方法に分かれる。特に後者の場合は、施工能力に合わせて実施することが可能であるので、施工機械の一連のシステムの稼働の均一化と作業の能率化が図れる。

切断による収縮縫目(横縦目)の設置は締固め直前または直後に振動プレードを圧入する方法で行い、いずれの場合も金属板、プラスチック板等を挿入している。

(7) 水平打縫目

リフト厚は現在のところ70cmと小さいことから延べ施工面積が結果的に広くなり、グリーンカット、散水養生及びモルタル敷均し等の作業が増加することになる。しかしながら、レヤ打込みを行うことから打込み面積が広く、また新たに打ち込んだコンクリートの仕上がり面が比較的平滑なことから、効率的な機械化施工が可能である。

(8) 養生

基本的には従来の養生方法と変わらないが、1回あたりの打込み面積が広いこと、打込み間隔が短いことによる影響があるので、これらの点を配慮する必要がある。例えば空中噴霧等の方法が有効な場合がある。

(9) 品質管理

コンクリートは超硬練りでゼロスランプであるので、コンシスティンシーの測定はVC試験機によって行う。圧縮強度等の管理は従来のダムコンクリートと基本的に変わらない。

(10) 他工事との関連

コンクリートの打上がりがほぼ全面で行われるので、特に両岸傾斜部のコンソリデーションラウチングの施工計画には留意する必要がある。

(11) 工事の安全性

レヤ打込みを行うことによって作業面積が広くなり、またブロック間の段差がないこと等によって工事の安全性が著しく高められた。

8.2 RCD 工法の今後の課題

8.2.1 施工を通じて明らかになった課題

8.2.1.1 コンクリートの性質

- ① 1 リフトの中上層が下層に比べて一般に弱い結果となっている。その原因の究明について現在検討を進めている。
- ② 水和熱の発生を少なくすることから、従来のダムコンクリートと基本的な性状の変わらない範囲でできるだけ貧配合にし、またフライアッシュ等の混和材の混入を心掛けるが、特に冬期における初期材令の強度と関連して、表面清掃や脱型、あるいは急冷時のクラックについて、また適切な混和剤の使用について配慮が必要である。
- ③ 十分転圧したにもかかわらず転圧後のコンクリート中に空気、水等が残留し、スポンジ状になる現象が見られることがあるが、硬化したコンクリートの性質にはほとんど影響はなかった。

8.2.1.2 施工

- ① 固定ケーブルクレーンの設置に際しては、通廊等ダム軸に平行して設置される堤内構造物の位置を考慮する必要があることなど、堤内構造物の位置、打込み方法を総合的に計画する必要がある。
- ② ブロック工法に比較して施工の能率向上とともに工事の安全性はかなり高いことが認められた。歩廊、階段工等の保安用仮設備については合理化の目安が得られた。
- ③ 比較的軟かい外部コンクリートだけとなる堤頂付近も従前のブロック工法による必要がなく、レヤ打込みで施工できた。すなわち、比較的軟かいコンクリートの薄層敷均しが可能で、材料分離を防ぐことができ、内部振動機による締固めが可能であった。このことについては、施工実験で $G_{\max}=150\text{mm}$ についても検討を進めている。

8.2.2 今後の課題

実際の工事や各種の実験を通じて、当初から考えられた留意事項とその解決策、新たにわかつた問題点等がかなり明確になった。例えば、当初かなり問題視された収縮継目の切断による設置が以外に容易であったこと、止水装置もほぼ従来のやり方で可能なことなど、また材料分離に対しては薄層締固めの効果が実際の施工を通じて検証され、これらは RCD 工法の信頼性を高める要因の一部である。また、工事の安全性が著しく高まったことが、特に現場の実感として報告されている。反面、粗骨材の最大寸法を大きくする問題、リフト厚を大きくする問題、あるいは上下層の強度差など今後の課題も報告されている。

しかしながら、島地川ダムや大川ダムの施工実験、数多くの実験の積重ねにより、RCD 工法

のダムへの適用が可能になったこと、かつ現在の重力ダム築造の条件に適っている面が多いことが確認された。それらの実績を踏まえて RCD 工法の適性と方向を概観すると次のようになる。

- ① 施工面積の調整によって、施工施備全般にわたって効率的な運用ができる、またある決められた期間に大量の施工を行うことに柔軟に対応できる。
- ② 収縮継目、あるいは施工継目をできるだけ少なくすることによって施工性が大いに高められ、工事の安全性が向上する。
- ③ 汎用機械の使用とわずかな工夫によって、面的に広がった各種の工種にも適用できる。

- ④ 振動ブレードによるコンクリートの切断が容易であり、このことについては従来のマスコンクリートへの適用も十分可能で、施工の発展性に寄与する。
- ⑤ 傾斜継目を用いることによるブロック分割の余地は考えられる。

以上のようなことから、RCD 工法はやり方次第でダム本体及び付帯工事のどのような工事にも適用できる可能性をもっている。その中で最もふさわしいダムの姿を想像すると次のようにだろうか。

- ① 高さに比較して堤体の平面積が広い
- ② 堤体内構造物が少ない

このように RCD 工法はダムの合理的な施工法の一つとして有力な方法であることがわかった。しかしながら、今後さらにその適用を広げていくためには下記のような解決すべき問題点も抱えている。新たな実験や解析、また実際の施工を通じてそれからの事項を解決、またより明確にしていくことが必要であろう。

- ① 転圧エネルギーコンクリートの締固めのメカニズム及び強度との関係。
- ② 温度応力、温度規制等、水和熱に基づく諸問題、これについては RCD 工法独自の問題としてのみならず、従来の工法とともにより深い考察が必要である。
- ③ コンクリートの最適な配合と材料の選択。
- ④ 打継面の効率的な処理。
- ⑤ 上・下流面の成形、形状及び使用型枠。
- ⑥ RCD 工法によるコンクリートのより簡便な品質管理手法の確立。

RCD 工法によるダム施工

定価 7,000円

昭和56年7月25日 発行

編集 財団法人 國土開発技術研究センター

105 東京都港区虎ノ門 2-8-10 (第15森ビル)

電話 東京 03 (503) 0391~5

著者の了解に
より検印省略

発行 全国河川総合開発促進期成同盟会

発売 株式会社 山 海 堂

113 東京都文京区本郷 5-5-18

電話 東京 03(816)1611(大代表)

落丁、乱丁本はお取り替えいたします。

© 1981