

CONVENTIONAL METHODS IN DAM CONSTRUCTION.

Review.

MÉTHODES CLASSIQUES DE CONSTRUCTION DES BARRAGES.

Aperçu général.

Bulletin 76



1990

**Report prepared by the Spanish Committee on Large Dams
for the Committee on Technology of Dam Construction
Original text in English - French translation
by Y. Le May and R. Chadwick**

***Rapport préparé par le Comité Espagnol des Grands Barrages
pour le Comité de la Technologie de Construction des Barrages
Texte original en anglais - Traduction en français
par Y. Le May et R. Chadwick***

CONVENTIONAL METHODS IN DAM CONSTRUCTION.

Review.

MÉTHODES CLASSIQUES DE CONSTRUCTION DES BARRAGES.

Aperçu général.

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 40 42 67 33 - Télex : 641320 ICOLD F - Fax : (33-1) 40 42 60 71

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

Les informations, analyses et conclusions auxquelles cet ouvrage renvoie sont sous la seule responsabilité de leur(s) auteur(s) respectif(s) cité(s).

Les informations, analyses et conclusions contenues dans cet ouvrage n'ont pas force de Loi et ne doivent pas être considérées comme un substitut aux réglementations officielles imposées par la Loi. Elles sont uniquement destinées à un public de Professionnels Avertis, seuls aptes à en apprécier et à en déterminer la valeur et la portée et à en appliquer avec précision les recommandations à chaque cas particulier.

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage, compte tenu de l'évolution des techniques et de la science, nous ne pouvons en garantir l'exhaustivité.

Nous déclinons expressément toute responsabilité quant à l'interprétation et l'application éventuelles (y compris les dommages éventuels en résultant ou liés) du contenu de cet ouvrage.

En poursuivant la lecture de cet ouvrage, vous acceptez de façon expresse cette condition.

NOTICE – DISCLAIMER :

The information, analyses and conclusions referred to herein are the sole responsibility of the author(s) thereof.

The information, analyses and conclusions in this document have no legal force and must not be considered as substituting for legally-enforceable official regulations. They are intended for the use of experienced professionals who are alone equipped to judge their pertinence and applicability and to apply accurately the recommendations to any particular case.

This document has been drafted with the greatest care but, in view of the pace of change in science and technology, we cannot guarantee that it covers all aspects of the topics discussed.

We decline all responsibility whatsoever for how the information herein is interpreted and used and will accept no liability for any loss or damage arising therefrom.

Do not read on unless you accept this disclaimer without reservation.

COMMITTEE ON TECHNOLOGY OF DAM CONSTRUCTION
COMITÉ DE LA TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION DE BARRAGES (*)
(1983-1991)

Chairman/Président Brazil/Brésil	E. AMARAL
Vice-Chairman/Vice-Président France/France	F. LEMPÉRIÈRE
Members/Membres Australia/Australie	M. G. DELANEY
Austria/Autriche	H. POCHHÄCKER
Canada/Canada	P. REID
China/Chine	C. YANG
FRG/RFA	J. KONGETER
Great Britain/Grande-Bretagne	J. BOWCOCK
Indonesia/Indonésie	SURYONO
Italy/Italie	S. MORPURGO
Japan/Japon	T. YAMAMURA
Korea (Rep. of)/Corée (Rép. de)	S. K. KIM
Spain/Espagne	R. del HOYO
USA/États-Unis	W. FRASER
USSR/URSS	G. T. MIKELADZE
Yugoslavia/Yougoslavie	K. NEIMAREVIC

(*) Membership in 1990
Composition en 1990

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

1. CONCEPTION ET ÉTUDE DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION
2. TRAVAUX COMMUNS A TOUS LES TYPES DE BARRAGE
3. CONSTRUCTION DE BARRAGES EN BÉTON
4. CONSTRUCTION DE BARRAGES EN REMBLAI
5. RÉFÉRENCES

CONTENTS

FOREWORD

1. CONSTRUCTION PLANNING
2. WORKS COMMON TO ALL TYPES OF DAM
3. CONCRETE DAM CONSTRUCTION
4. EMBANKMENT DAM CONSTRUCTION
5. REFERENCES

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	15
1. CONCEPTION ET ÉTUDE DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION	16
1.1. Étude de la zone et du site du chantier	16
1.1.1. Conditions naturelles	16
1.1.2. Conditions socio-économiques et technologiques - Ressources disponibles	16
1.2. Conception et étude générale	18
1.2.1. Objectif de la conception et de l'étude	18
1.2.2. Choix des procédés de construction	18
1.2.3. Importance des installations et du matériel de chantier	20
1.2.4. Organisation générale	20
1.3. Étude détaillée	24
1.3.1. Installations générales et particulières de chantier	24
1.3.2. Dérivation de la rivière	30
1.3.3. Fouilles	30
1.3.4. Corps du barrage	32
1.3.5. Évacuateurs de crue et ouvrages de vidange	42
1.3.6. Travaux complémentaires	42
1.3.7. Méthodologie d'établissement du programme d'ensemble	44
2. TRAVAUX COMMUNS A TOUS LES TYPES DE BARRAGE	68
2.1. Introduction	68
2.2. Dérivation de la rivière pendant la construction	68
2.3. Fouilles à ciel ouvert pour barrages	68
2.3.1. Fouilles à ciel ouvert pour barrages en béton	70
2.3.2. Fouilles à ciel ouvert pour barrages en remblai	80
2.3.3. Fouilles à ciel ouvert pour barrages mixtes	84
2.4. Fouilles souterraines pour barrages	84
2.4.1. Creusement de galeries	86
2.4.2. Creusement de puits	88
2.5. Traitement des fondations dans la construction des barrages	90
2.5.1. Introduction	90
2.5.2. Traitement du terrain par injection	90
2.5.3. Caractéristiques du terrain à traiter	92
2.5.4. Produits d'injection	96
2.5.5. Technique de traitement par injection	102
2.5.6. Facteurs influençant la pénétration du mélange	104
2.5.7. Programme de traitement par injection	110

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	15
1. CONSTRUCTION PLANNING	17
1.1. Study of the area and the jobsite	17
1.1.1. Natural conditions	17
1.1.2. Socio-economic and technological infrastructure and available re- sources	17
1.2. General planning	19
1.2.1. Object of the planning	19
1.2.2. Selection of construction systems	19
1.2.3. Size of construction plant and equipment	20
1.2.4. General organization	20
1.3. Detailed planning	25
1.3.1. General and specific installations	25
1.3.2. River diversion	31
1.3.3. Excavations	31
1.3.4. Dam body	33
1.3.5. Spillways and outlets	43
1.3.6. Complementary works	43
1.3.7. Methodology of the master schedule	45
2. WORKS COMMON TO ALL TYPES OF DAM	69
2.1. Introduction	69
2.2. Diversion during construction	69
2.3. Open excavation for dams	69
2.3.1. Open excavation for concrete dams	71
2.3.2. Open excavation for embankment dams	81
2.3.3. Open excavation for mixed designs	85
2.4. Underground excavation for dams	85
2.4.1. Gallery excavation	87
2.4.2. Shaft excavation	89
2.5. Foundation treatment in dam construction	91
2.5.1. Introduction	91
2.5.2. Ground treatment by grouting	91
2.5.3. Characteristics of the ground to be treated	93
2.5.4. Grout materials	97
2.5.5. Grouting treatment technology	103
2.5.6. Factors affecting mix penetration	105
2.5.7. Grouting treatment planning	111

3. CONSTRUCTION DE BARRAGES EN BÉTON	122
3.1. Généralités	122
3.2. Production de granulats	122
3.2.1. Carrières et dépôts naturels	122
3.2.2. Station de production de granulats	128
3.2.3. Traitement spécial des granulats	142
3.3. Ciment, pouzzolanes et adjuvants	152
3.3.1. Commentaires généraux sur le ciment utilisé dans la construction des barrages	152
3.3.2. Choix du ciment	152
3.3.3. Transport, manutention et stockage en silo du ciment	154
3.3.4. Pouzzolanes	154
3.3.5. Adjuvants	158
3.3.6. Bulletins CIGB sur les ciments, pouzzolanes et adjuvants	164
3.4. Caractéristiques et composition du béton	166
3.4.1. Généralités	166
3.4.2. Progrès technologiques	166
3.4.3. Propriétés du béton de barrage	168
3.4.4. Composition du béton	178
3.5. Fabrication du béton	188
3.5.1. Description générale et types de centrale à béton	188
3.5.2. Dosage	192
3.5.3. Bétonnières	196
3.5.4. Choix et exploitation de l'installation	198
3.6. Transport du béton	202
3.6.1. Généralités	202
3.6.2. Blondins	204
3.6.3. Derricks	212
3.6.4. Grues mobiles	212
3.6.5. Grues sur ponton	212
3.6.6. Tapis transporteurs	214
3.6.7. Transport et mise en place au moyen de camions à benne basculante	216
3.6.8. Transport de béton secondaire	216
3.6.9. Choix du dispositif de transport	218
3.7. Mise en place et cure du béton	224
3.7.1. Hauteur et répartition des levées	224
3.7.2. Séquence de bétonnage	226
3.7.3. Préparation avant le bétonnage	228
3.7.4. Joints de construction	228
3.7.5. Coffrage	232
3.7.6. Déchargement, épandage et consolidation	238
3.7.7. Finition	242
3.7.8. Cure	242
3.7.9. Bétonnage dans des conditions climatiques sévères	244
3.8. Traitements thermiques	252
3.8.1. Généralités	252
3.8.2. Refroidissement de l'eau de malaxage	254
3.8.3. Utilisation de glace dans le malaxage	254

3. CONCRETE DAM CONSTRUCTION	123
3.1. General	123
3.2. Aggregate production	123
3.2.1. Quarries and natural deposits	123
3.2.2. Aggregate production plant	129
3.2.3. Special processing of the aggregates	143
3.3. Cement, pozzolans and admixtures	153
3.3.1. General comments on cement for dam construction	153
3.3.2. Cement selection	153
3.3.3. Cement transport, handling and silo storage	155
3.3.4. Pozzolans	155
3.3.5. Admixtures	159
3.3.6. ICOLD publications on cements, pozzolans and admixtures	165
3.4. Characteristics and composition of concrete	167
3.4.1. General	167
3.4.2. Technological development	167
3.4.3. Properties of dam concrete	169
3.4.4. Concrete composition	179
3.5. Concrete manufacturing	189
3.5.1. General description and types of concrete manufacturing plant	189
3.5.2. Batching	193
3.5.3. Concrete mixers	197
3.5.4. Plant operation and selection	199
3.6. Transporting concrete	203
3.6.1. General	203
3.6.2. Cableways	205
3.6.3. Derricks	213
3.6.4. Mobile cranes	213
3.6.5. Trestle-crane system	213
3.6.6. Belt conveyors	215
3.6.7. Transporting and placing with dump trucks	217
3.6.8. Secondary concrete transport	217
3.6.9. Selection of transport system	219
3.7. Placing and curing of concrete	225
3.7.1. Lift height and distribution	225
3.7.2. Concreting sequence	227
3.7.3. Preparation for placement	229
3.7.4. Construction joints	229
3.7.5. Formwork	233
3.7.6. Pouring, spreading and consolidation	239
3.7.7. Finishing	243
3.7.8. Curing	243
3.7.9. Concreting under severe weather conditions	245
3.8. Thermal treatments	253
3.8.1. General	253
3.8.2. Mix water cooling	255
3.8.3. Use of ice in mixing	255

3.8.4. Traitement thermique des granulats	256
3.8.5. Refroidissement artificiel du béton après sa mise en place	258
3.8.6. Réchauffement du béton	262
3.8.7. Utilisation d'adjuvants accélérateurs de prise	266
3.8.8. Protection thermique des surfaces	266
3.9. Joints	268
3.9.1. Généralités	268
3.9.2. Étanchement des joints	272
4. CONSTRUCTION DE BARRAGES EN REMBLAI	292
4.1. Introduction	292
4.2. Matériaux	292
4.2.1. Reconnaissances et études des matériaux de remblai	294
4.2.2. Matériaux pour masques en béton bitumineux	316
4.2.3. Matériaux pour masques en béton armé	326
4.2.4. Béton pour ouvrages divers	328
4.3. Travaux	330
4.3.1. Extraction des matériaux pour le corps du barrage	330
4.3.2. Transport, épandage et compactage des remblais	344
4.3.3. Problèmes spécifiques de construction des noyaux en terre	358
4.3.4. Problèmes spécifiques de construction des filtres et des drains	360
4.3.5. Problèmes spécifiques de construction des recharges en terre et en enrochement	362
4.3.6. Construction des masques en béton bitumineux	362
4.3.7. Construction des masques en béton armé	376
4.3.8. Ouvrages annexes	380
5. RÉFÉRENCES	399

3.8.4. Aggregate heat treatment	257
3.8.5. Artificial cooling of placed concrete	259
3.8.6. Concrete heating	263
3.8.7. Use of set accelerating admixtures	267
3.8.8. Surface thermal protection	267
3.9. Joints	269
3.9.1. General	269
3.9.2. Joint water-proofing	273
4. EMBANKMENT DAM CONSTRUCTION	293
4.1. Introduction	293
4.2. Materials	293
4.2.1. Investigation on embankment material deposits	295
4.2.2. Asphalt facing materials	317
4.2.3. Reinforced concrete face materials	327
4.2.4. Concrete for other works	329
4.3. Construction	331
4.3.1. Quarrying dam body materials	331
4.3.2. Embankment material transport, spreading and compaction	345
4.3.3. Specific earth core construction problems	359
4.3.4. Specific filter and drain construction problems	361
4.3.5. Specific rockfill and earth shoulder construction problems	363
4.3.6. Asphaltic face construction	363
4.3.7. Reinforced concrete face slab construction	377
4.3.8. Ancillary works	381
5. REFERENCES	399

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 1. — Barrage Almendra - Exécution des fouilles.
Fig. 2. — Programme d'exécution des fouilles.
Fig. 3. — Programme de bétonnage d'un barrage-voûte.
Fig. 4. — Travaux de bétonnage.
Fig. 5. — Programme d'exécution d'un barrage en remblai.
Fig. 6. — Barrage Almendra - Programme des travaux.
Fig. 7. — Barrage Almendra - Installations de chantier.
Fig. 8. — Galerie de dérivation - Graphique PERT.
Fig. 9. — Galerie de dérivation - Diagramme des priorités.
Fig. 10. — Galerie de dérivation - Diagramme à barres.
Fig. 11. — Représentation schématique d'un essai Lugeon.
Fig. 12. — Limites d'injectabilité de mélanges en fonction de la perméabilité du terrain.
Fig. 13. — Limites d'injectabilité de mélanges en fonction de la granulométrie.
Fig. 14. — Variations de viscosité de trois mortiers différents.
Fig. 15. — Injection du rocher.
Fig. 16. — Injection du sol - Tube à manchettes.
Fig. 17. — Séquence des travaux de construction d'un barrage-poids.
Fig. 18. — Traitement hydraulique du sable.
Fig. 19. — Dispositif mixte de traitement du sable.
Fig. 20. — Interactions dans un barrage en béton.
Fig. 21. — Effet des basses températures sur le temps de prise et sur la résistance.
Fig. 22. — Courbes de fréquence des résistances de bétons ayant différentes résistances moyennes et différents coefficients de variation.
Fig. 23. — Comparaison entre les coefficients de variation mensuels du ciment et du béton du barrage Santa Eulalia.
Fig. 24. — Courbes granulométriques des granulats pour béton de deux barrages-voûtes.
Fig. 25. — Dispositifs de transport et de mise en place du béton pour barrages.
Fig. 26. — Pressions sur les coffrages pour diverses hauteurs de béton.
Fig. 27. — Vibration manuelle - Couches de béton.
Fig. 28. — Vibration mécanique - Couches de béton.
Fig. 29. — Effet de la température de cure sur la résistance à la compression du béton.
Fig. 30. — Effet des basses températures sur le temps de prise.
Fig. 31. — Masque en béton bitumineux.
Fig. 32. — Barrage Tarbela (Pakistan).
Fig. 33. — Barrage Chicoasen (Mexique).
Fig. 34. — Barrage Sabaneta (Rép. Dominicaine).
Fig. 35. — Barrage Canales (Espagne).
Fig. 36. — Barrage Portodemouros (Espagne).

LIST OF FIGURES AND TABLES

- Fig. 1. — Almendra dam - Excavation works.
Fig. 2. — Excavation works graphic schedule.
Fig. 3. — Concreting schedule of an arch dam.
Fig. 4. — Concreting works.
Fig. 5. — Schedule of dam filling.
Fig. 6. — Almendra dam - Schedule of the works.
Fig. 7. — Almendra dam - Construction plant.
Fig. 8. — Diversion tunnel - PERT chart.
Fig. 9. — Diversion tunnel - Network precedences.
Fig. 10. — Diversion tunnel - Bar chart.
Fig. 11. — Schematic diagram for executing a Lugeon test.
Fig. 12. — Groutability limits of mixes based on ground permeability.
Fig. 13. — Groutability limits of mixes based on grain-size analysis.
Fig. 14. — Viscosity variation for three different mortars.
Fig. 15. — Rock grouting.
Fig. 16. — Soil grouting - Sleeve tube.
Fig. 17. — Work flow diagram for concrete dam construction.
Fig. 18. — Hydraulic processing of sand.
Fig. 19. — Mixed sand processing system.
Fig. 20. — Interfaces of the concrete dam.
Fig. 21. — Effect of low temperature on setting time and on strength.
Fig. 22. — Strength frequency curves of concretes having different mean strengths and coefficients of variation.
Fig. 23. — Comparison between the monthly coefficients of variation of cement and concrete in the Santa Eulalia dam.
Fig. 24. — Grading curves for the concrete aggregate in two arch dams.
Fig. 25. — Concrete transport and placing systems for dams.
Fig. 26. — Pression on forms for various depths of concrete.
Fig. 27. — Manual vibration - Concrete layers.
Fig. 28. — Mechanical vibration - Concrete layers.
Fig. 29. — Effect of curing temperature on compressive strength of concrete.
Fig. 30. — Effect of low temperature on setting time.
Fig. 31. — Asphaltic facing.
Fig. 32. — Tarbela dam (Pakistan).
Fig. 33. — Chicoasen dam (Mexico).
Fig. 34. — Sabaneta dam (Rep. Dominica).
Fig. 35. — Canales dam (Spain).
Fig. 36. — Portodemouros dam (Spain).
-

- Fig. 37. — Barrage Villagudin (Espagne).
Fig. 38. — Construction d'un masque en béton bitumineux - Matériel auxiliaire.
Fig. 39. — Construction d'un masque en béton de ciment - Vue en plan.
Fig. 40. — Construction d'un masque en béton de ciment - Matériel auxiliaire.
Fig. 41. — Joints de masque en béton de ciment.
Fig. 42. — Dalle de masque en béton de ciment - Joint périmétral.
Fig. 43. — Dalle de masque en béton de ciment - Détails.
Fig. 44. — Joint de construction horizontal.

Tableau 1. — Types de coulis d'injection.

Tableau 2. — Propriétés du béton.

Tableau 3. — Types de joint.

Tableau 4. — Étude du matériel de chargement et de transport des enrochements.

- Fig. 37. — Villagudin dam (Spain).
Fig. 38. — Asphaltic face construction - Auxiliary equipment.
Fig. 39. — Concrete face construction - Plan.
Fig. 40. — Concrete face construction - Auxiliary equipment.
Fig. 41. — Concrete face joints.
Fig. 42. — Concrete face slab - Perimeter joint.
Fig. 43. — Concrete face slab - Details.
Fig. 44. — Horizontal construction joint.

Table 1. — Types of grout mixtures.

Table 2. — Properties of concrete.

Table 3. — Joint classification.

Table 4. — Rockfill loading and transport equipment study.

AVANT-PROPOS

Ce Bulletin sur les « Méthodes classiques de construction des barrages » donne une vue complète et détaillée des moyens de construction des barrages jusqu'à l'apparition, dans la dernière décennie, de progrès significatifs qui font l'objet du Bulletin 63 « Nouvelles méthodes de construction ».

Ce Bulletin constituera une base solide pour les étudiants en ingénierie des barrages et un ouvrage de référence très complet pour les praticiens qui ne sont pas familiarisés avec tous les aspects de la construction des barrages.

Cette étude a été réalisée par un groupe de travail du Comité National Espagnol présidé par le Prof. Dr Ing. E. Vallarino jusqu'en 1986 et ensuite par le Dr. Ing. Rodrigo del Hoyo et qui comprenait : Dr. J. M. Aguirre, C. Duelo, J. Garcia Rosello, P. Fernandez, J. M. Angoloti, L. Casamayor, J. Osende, G. Bravo et G. Guedan. Qu'ils en soient vivement remerciés.

E. M. Amaral
Président du Comité de la Technologie
de Construction des Barrages

Remerciements

Les auteurs expriment leur reconnaissance aux membres du Comité de la CIGB de la Technologie de Construction des Barrages pour leurs commentaires et suggestions et aux Comités Nationaux qui ont bien voulu les faire profiter de leurs avis.

FOREWORD

This Bulletin on " Conventional Methods of Dam Construction " is intended to review construction practice in dam engineering up to the appearance, in the last decade, of the new developments as described in Bulletin 63 " New Construction Methods ".

This Bulletin will provide a useful background to students and a comprehensive overview for practising engineers who are not specialists in all the aspects of dam construction.

This compilation was prepared by a group of the Spanish National Committee whose Chairman was Prof. Dr. Eng. E. Vallarino until 1986, when he was replaced by Dr. Eng. Rodrigo del Hoyo. The group comprised : Dr. Eng. J. M. Aguirre, C. Duelo, J. Garcia Rosello, P. Fernandez, J. M. Angoloti, L. Casamayor, J. Osende, G. Bravo and G. Guedan. They deserve our warmest appreciation.

E. M. Amaral
Chairman, Committee on Technology
of Dam Construction

Acknowledgements

The authors are especially grateful for the comments and suggestions received from the members of the ICOLD Committee on Technology of Dam Construction and advices provided by several National Committees.

1. CONCEPTION ET ÉTUDE DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION

Dans tout projet de construction, on doit se rappeler la règle des 6 P : « Proper Prior Planning Prevents Poor Performances », « Une étude préalable correcte évite de mauvaises performances ».

La conception et l'étude de la construction d'un barrage consistent à établir un projet d'exécution des travaux.

En vue d'effectuer efficacement cette étude ou ce projet d'exécution des travaux, il est évident que l'on doit se baser sur une bonne étude de conception, tenant compte des caractéristiques géologiques et topographiques du site du barrage, du régime hydrologique de la rivière, etc.

1.1. ÉTUDE DE LA ZONE ET DU SITE DU CHANTIER

1.1.1. Conditions naturelles

Il est nécessaire de bien connaître les conditions d'environnement dans lesquelles les travaux seront exécutés. Ainsi, il est essentiel de connaître les caractéristiques topographiques et géologiques du site du barrage, du bassin, des carrières, des ballastières et zones d'emprunt possibles, les conditions climatiques du site, le régime hydrologique de la rivière, etc.

En particulier, il est important pour la mise au point du projet d'avoir une connaissance détaillée des fondations du barrage. Des études approfondies doivent être effectuées avant le début des travaux; dans le cas d'une géologie complexe, un marché séparé sera passé pour l'exécution de fouilles de reconnaissances sur toute l'emprise des fondations du barrage avant le marché général des travaux. Ces fouilles seront descendues aux profondeurs que les experts jugeront nécessaires pour obtenir une information aussi complète que possible.

Il importe aussi de recueillir les données topographiques et géologiques sur le site des travaux afin de concevoir et d'étudier les installations annexes de chantier, telles que les routes d'accès ou de transport des matériaux, la station de granulats et la centrale à béton, l'emplacement des blondins ou des grues pour le transport du béton au chantier, et, si nécessaire, les ateliers, magasins, bureaux, logements de chantier, etc.

1.1.2. Conditions socio-économiques et technologiques — Ressources disponibles

En vue de parachever la conception et l'étude des travaux de construction, il est nécessaire également de disposer des renseignements suivants :

1. CONSTRUCTION PLANNING

The rule of the six P's must be remembered for every project that is to be carried out : “ Proper Prior Planning Prevents Poor Performances. ”

To plan the construction of a dam is to carry out a Working Design.

In order effectively to carry out this planning or Working Design it is obvious that it must be based on a good Conceptual Design, which takes into account the damsite (geological and topographical characteristics), the river (hydrological regime), etc.

1.1. STUDY OF THE AREA AND THE JOBSITE

1.1.1. Natural conditions

According to the above-mentioned hypothesis, it is necessary to know the environmental conditions in which the work is to be performed. Thus, it is essential to know the topographical and geological characteristics of the damsite, basin, possible quarries, gravel pits and borrow pits, the climatological conditions of the area, hydrological regime of the river, etc.

It is especially important for the development of the project to have a detailed knowledge of the dam foundation. Extensive studies should be made prior to commencement of work, generally with boreholes and trenches and, in the event of a very complex geology, a survey excavation of the entire dam foundation surface under a separate contract prior to that covering the general project. This should be done to the depths the experts deem necessary to assure that the information is as complete as possible.

It is also necessary to have the topographical and geological data of the site environment in order to be able to plan the auxiliary installations required for construction, such as roads for access or material transport; plant for processing aggregates and concrete mixing; location of possible blondins or cranes for transporting the concrete to the jobsite; and, if necessary, workshops, warehouses, offices, campsites, etc.

1.1.2. Socio-economic and technological infrastructure and available resources

In order to complete the construction plan, it is also necessary to know the following :

— Moyens de communication les plus proches : routes, gares de chemin de fer, lignes téléphoniques, aéroports et ports; moyens d'alimentation en énergie : lignes électriques, postes de transformation; fourniture d'eau industrielle et d'eau potable; centres d'approvisionnement en matériaux de base, tels que : acier d'armature et d'ouvrage, explosifs et accessoires, ciment, etc.; fournisseurs d'outillage et grands ateliers pour la réparation ou la fabrication de matériel. Toutes ces données devront comprendre les caractéristiques correspondantes.

— Agglomération la plus proche, et possibilités de logement des diverses catégories de personnel et d'utilisation de la main-d'œuvre locale, nationale ou internationale. Cela permettra de définir l'importance des logements à établir sur le chantier.

Il est souvent souhaitable d'établir un bureau dans le centre industriel le plus proche ayant les meilleures possibilités d'approvisionnement; il servira de première liaison avec le chantier.

1.2. CONCEPTION ET ÉTUDE GÉNÉRALE

1.2.1. Objectif de la conception et de l'étude

La conception et l'étude, ou le projet d'exécution des travaux, doivent se baser sur une parfaite connaissance du projet du barrage et des spécifications techniques et administratives correspondantes, sur les clauses du marché et sur l'étude de la zone du chantier mentionnée ci-dessus.

A partir de ces données, l'objectif de l'étude est de rechercher une construction du barrage la plus économique possible avec l'utilisation la plus rationnelle des moyens précités.

1.2.2. Choix des procédés de construction

Comme dans le cas d'un projet de barrage, il y a également différentes solutions de construction qui doivent être examinées et faire l'objet d'une étude comparative afin de choisir la solution la plus appropriée et la plus économique, tout en satisfaisant aux conditions de qualité et de délai de construction définies dans les spécifications concernant l'ouvrage.

Un bon choix des procédés de construction implique normalement une bonne qualité d'exécution, de même qu'un programme efficace de prévention des accidents destiné à assurer la sécurité pendant les travaux.

Lors de la recherche de la meilleure solution pour les installations de chantier, on ne devra pas perdre de vue les coûts et les rendements correspondants afin d'en tirer les meilleurs avantages. Ces installations comprendront tous les matériels fixes ou mobiles.

Une attention particulière sera portée aux reconnaissances et essais dans les carrières, ballastières et zones d'emprunt à utiliser pour les bétons et les remblais qui constitueront le corps principal du barrage ou ses ouvrages annexes. On en prendra grand soin, car des surprises désagréables peuvent fréquemment survenir dans les travaux déjà entrepris et se révéler désastreux pour l'ouvrage.

— The closest means of communication, such as roads, railroad stations, telephone lines, airports and ports; means of power supply, such as transmission lines, transformer stations, industrial and drinking water supply; supply centers for basic materials, such as reinforcing and structural steel, explosives and their accessories, cement, etc.; machinery suppliers and large workshops for repairs or fabrication of structures. All of the above should include their corresponding characteristics.

— The closest population center and possibilities for housing the different categories of personnel and for contracting labor on a local, national or international basis. This will enable definition of the size of any campsite to be set up at the jobsite.

Frequently it is advisable to establish an office in the closest, most industrialized center having the best supply capabilities as the first support link to the jobsite.

1.2. GENERAL PLANNING

1.2.1. Object of the Planning

The Planning, or the Working Design must be based on a deep knowledge of the Dam Design and its corresponding Technical and Administrative Specifications, contract stipulations and the above-mentioned study of the area.

On the basis of these data, the object of the Planning is to facilitate construction of the dam in the most economic way with the most rational exploitation of the afore-mentioned resources.

1.2.2. Selection of construction systems

As in the case of the Dam Design, there are also various solutions to the construction systems which must be approached and studied on a comparative basis in order to choose the most adequate and the most economic, providing that the quality and time limit conditions established in the Project Specifications are fulfilled.

Appropriate selection of construction systems usually implies good work quality, as well as an effective accident prevention program to provide proper safety during execution.

When searching for the best solution in planning the construction plant for the dam construction, its corresponding output and costs should be kept in mind in order to take the best advantage of its use. These installations include all of the fixed or mobile machines.

Special consideration should be given to the appropriate investigation and testing in the quarries, gravel or borrow pits to be used for concrete or fill materials which will constitute the main body of the dam or its auxiliary works. Great care must be taken since unpleasant surprises may frequently arise in already-initiated works which would prove to be disastrous for the proper evolution of the project.

1.2.3. Importance des installations et du matériel de chantier

Les besoins en installations et matériel de chantier, dans les diverses solutions étudiées, seront déterminés par approximations successives, jusqu'à ce que l'optimum économique soit trouvé; celui-ci devra être compatible avec les facteurs de qualité et de délai de construction et réaliser un ensemble cohérent. En d'autres termes, il ne devra pas y avoir de goulot d'étranglement retardant l'avancement des travaux, et la capacité de production sera un peu plus élevée dans chaque étape d'exécution sans qu'il y ait surdimensionnement.

1.2.4. Organisation générale

En général, il y a cinq étapes bien différenciées dans la construction d'un barrage :

1. Accès généraux, logements de chantier, dérivation de la rivière.
2. Installations de chantier et fouilles.
3. Construction du corps du barrage, de l'évacuateur de crue, de la prise d'eau et des autres ouvrages annexes.
4. Fermeture de l'ouvrage de dérivation, achèvement de la crête du barrage et des ouvrages auxiliaires.
5. Enlèvement des installations de chantier, des logements provisoires, et remise en état des lieux.

L'organisation des travaux est différente dans chacune de ces étapes; aussi, l'étude de chacune sera-t-elle le point de départ du projet d'exécution des travaux.

Les installations de chantier peuvent être divisées en installations générales et installations particulières. Les premières sont celles qui desservent l'ensemble du chantier : routes d'accès, logements, bureaux, ateliers, magasins, lignes électriques principales, etc., alors que les secondes se rapportent spécifiquement à chaque opération, telles que le bétonnage (concassage, criblage et lavage, installations de réfrigération et de malaxage, routes d'accès secondaires, etc.).

La construction commence normalement par les installations générales qui permettent alors d'entreprendre les installations particulières. Les fouilles sont programmées de façon que leur achèvement coïncide avec la mise à disposition des installations particulières, parmi lesquelles on peut citer l'ouverture des carrières et la préparation des zones d'emprunt, suivant le type du barrage.

Bien qu'elle dépende de la géométrie du site, la construction du corps du barrage commence normalement par la partie la plus basse, l'achèvement dépendant de ce début. Néanmoins, la série d'essais des installations sera exécutée avec la construction des autres parties du barrage sujettes à des contraintes mineures.

Si la première étape fait partie du marché principal, ce qui est à recommander en général, on doit considérer, dans le programme d'ensemble principal, que la dérivation de la rivière, la mise à sec de l'enceinte batardée et les fouilles seront exécutées de façon que la construction du corps du barrage, des ouvrages de vidange et de la prise d'eau commence sans être affectée par l'inondation du site résultant d'une forte crue.

1.2.3. Size of Construction Plant and Equipment

Capacity requirements for the construction plant and equipment in the alternative solutions studied should be obtained through successive approximations until the most economic one is found that is compatible with the quality and time limit conditioning factors and achieves a coherency of the whole. In other words, there should be no bottlenecks hindering progress and output should be somewhat higher in each stage of the process without oversizing in any one of them.

1.2.4. General Organization

Usually there are five well-differentiated stages in the construction of a dam :

1. General accesses, campsites and river diversion.
2. Erection of construction plant and excavation of foundations.
3. Construction of the dam body, spillway, intake and other associated works.
4. Closing of the diversion, completion of the crest and auxiliary works.
5. Dismantling of construction plant and temporary camps and landscaping.

Organization of the works is different in each of these stages and, therefore, the study of each one should be the starting point for the Working Design.

The auxiliary installations may be divided into general and specific. The first are the ones which serve the whole work, such as main access roads, camps, offices, workshops, warehouses, main transmission lines, etc., while the latter specifically serve each of the different items or sub-items making up the project, such as concreting (crushing, screening and washing, refrigerating and batching plants, secondary access roads, etc.).

Construction normally begins with the general installations which then permits undertaking the specific ones. The excavations should be scheduled in such a way that their end coincides with the availability of the specific installations, among which are the opening of the quarries and preparation of the borrow pits, according to the type of dam.

Even though it greatly depends on the geometry of the damsite, the construction of the dam body basically begins at its lowest section, since the termination depends on this beginning. Nevertheless, test runs of the plant should be carried out with the construction of other parts of the dam subject to minor stresses.

If the first stage has not been separated from the main contract, which is generally advisable, it should be taken into account in the master schedule that the river diversion, dewatering and excavation of the site cofferdammed for the foundation should be done in such a way that the body of the dam, bottom outlets and intakes may be initiated without being affected by flooding of said site in the event of high flow.

L'étude du programme principal de construction s'appuiera sur un premier programme expérimental pour l'exécution du corps du barrage, comportant une série de conditions, telles que les basses eaux, le climat.

La fermeture de la dérivation sera exécutée aux basses eaux où la maîtrise de la rivière est plus facile. Il ne faut pas oublier que cette opération constitue le début du remplissage de la retenue et que le barrage doit pouvoir évacuer les débits élevés prévus dans l'étude hydrologique.

Après mise au point du programme principal d'exécution, par approximations successives, celui-ci sera complété par une étude détaillée et un programme d'exécution de chacun des éléments composant les installations, les fouilles, le corps du barrage, etc. Cet ensemble de documents constitue le « projet d'exécution des travaux » qui, en principe, comprend les pièces suivantes :

— **Rapports sur :**

1. Le programme principal d'exécution des travaux.
2. La provenance des matériaux : granulats, enrochement, filtres, argile, ciment, etc., nécessaires à la construction du barrage.
3. Les méthodes de construction des ouvrages principaux : fouilles, bétonnage, extraction en carrière, déchargement et compactage des enrochements, terres et filtres, coffrage, etc.
4. Les installations et matériel de chantier, indiquant le rendement estimé pour satisfaire au programme.
5. Les installations générales nécessaires à l'exécution des travaux.
6. L'organisation générale du chantier, précisant les fonctions et les attributions dans la conduite du chantier pour les diverses étapes de construction.
7. Les hypothèses de base adoptées dans l'étude économique des travaux.

— **Programmes :**

1. Programme principal d'exécution.
2. Réalisation des installations générales et particulières de chantier.
3. Fouilles.
4. Construction du corps du barrage.
5. Construction des évacuateurs de crue, des ouvrages de vidange et des prises d'eau.
6. Construction des ouvrages complémentaires.
7. Dérivation de la rivière et fermeture.
8. Organisation générale du chantier.
9. Matériel principal.
10. Contrôle général des travaux et main-d'œuvre.

— **Plans, dessins**

1. Routes d'accès aux diverses zones de travaux.
2. Installations générales.
3. Installations particulières.
4. Coffrage et échafaudage.
5. Phases de dérivation de la rivière et de fermeture.

Study of the master schedule should be based on a prior tentative schedule for the construction of the dam body which has a series of conditioning factors, such as low water and climatology.

Closing of the diversion must be done at low water when controlling the river is easier. It must be kept in mind that this represents the beginning of the reservoir, and the dam must be in the proper structural condition to evacuate the high flows foreseen in the hydrological study.

After having adapted the master schedule of the main works by successive approximations, it must be complemented by a detailed study and schedule of each of the elements making up the installations, excavations, dam body, etc. This set of documents Constitutes the « Working Design », which, in principle, should include the following :

— **Reports on :**

1. Master schedule of the construction work.
2. Sources of aggregates, rockfill, filters, clays, cement, etc., required for building the dam.
3. Construction procedures for the main works : excavations, concrete, quarrying, dumping and compacting rockfill, earth and filters, formwork, etc.
4. Plant and equipment, indicating the estimated output for compliance with the schedule.
5. General installations required for executing the work.
6. General site organization, specifying functions and attributions of the management in the different execution stages.
7. Basic assumptions of the economic study of the works.

— **Schedules :**

1. Master schedule.
2. Erection of specific and general installations.
3. Excavations.
4. Construction of the dam body.
5. Construction of spillways, outlets and intakes.
6. Construction of complementary works.
7. River diversion and closing.
8. General site organization.
9. Main equipment.
10. Supervision and labor.

— **Drawings :**

1. Access roads to the different work areas.
2. General installations.
3. Specific installations.
4. Formwork and scaffolding.
5. River diversion and closing stages.

— **Plan de règlement des comptes et de contrôle des coûts**

1. Liste des détails de prix correspondant à l'exécution des divers ouvrages.
2. Méthode d'intégration des prix en vue d'obtenir le coût des postes du marché.
3. Méthode de règlement des comptes et de contrôle des coûts.
4. Coût des divers postes précités.

1.3. ÉTUDES DÉTAILLÉES

1.3.1. Installations générales et particulières de chantier

Bien que l'importance et l'étude des installations générales de chantier soient fondamentalement liées aux programmes des fouilles et de la construction du barrage proprement dit, l'étude du programme de ces installations mérite une très grande attention et doit porter sur tous les détails de construction figurant sur les plans correspondants. Par suite de retard dans la réalisation de ces installations, les travaux risquent de ne pas être accomplis dans les périodes climatiques prévues et une saison de travail peut être perdue, entraînant des dépenses irrécupérables. Cela s'applique également aux installations particulières.

1.3.1.1. Installations générales

Les commentaires suivants concernent les éléments les plus importants des installations générales.

Routes d'accès. L'efficacité d'une organisation de construction d'un barrage dépend, dans une large mesure, des routes d'accès disponibles pour le transport des divers matériaux au chantier principal.

Ateliers. Sur les chantiers très mécanisés, il est indispensable de disposer d'ateliers appropriés pour le montage, l'entretien et la réparation des installations et du matériel, même si parfois certaines réparations spéciales doivent être effectuées dans des ateliers extérieurs proches du chantier.

Sur les grands aménagements, ces ateliers présentent deux phases d'activités : dans la première phase relative au montage des installations, la capacité est plus grande; elle est plus petite dans la deuxième phase où sont effectués seulement l'entretien et la réparation des installations et du matériel en service.

Selon l'espace disponible et les besoins prévus, il peut y avoir : un atelier mécanique principal, des ateliers mécaniques de faible superficie, un atelier d'électricité et, dans certains cas, un atelier spécial pour le matériel roulant. Il est nécessaire d'avoir des ateliers de charpente et de façonnage des armatures pour les ouvrages correspondants.

Magasins. De plus, il convient de disposer, sur le chantier, de magasins pour le matériel utilisé couramment, le matériel de construction auxiliaire et les pièces de rechange pour les installations et le matériel de chantier.

— **Accounting and cost control plan :**

1. List of cost items according to the physical execution.
2. Integration method of obtaining the contract items cost.
3. Method of accounting and cost control.
4. Target cost for the above items.

1.3. DETAILED PLANNING

1.3.1. General and Specific Installations

Although the size and design of the General Installations are basically a consequence of the schedules for the excavations and the dam itself, their programming is of the utmost importance and should include all the constructive details shown in the corresponding drawings. Any time delay could result in the inability to perform the work within the foreseen climatological periods and in the possible loss of a working season with the resulting irrecoverable expenditure. (This is also applicable to the Specific Installations.)

1.3.1.1. General Installations

The follow are brief comments on what are considered to be the most important general installations :

Access roads. The effectiveness of an organization undertaking the construction of a dam is, to a great extent, conditioned by the access roads available for transporting the various materials to the main jobsite.

Workshops. In very highly mechanized works, it is indispensable to have adequate machine shops for the erection, maintenance and repair of the installations and equipment, although in some cases certain specialized repairs will have to be done at nearby workshops.

In large projects, these workshops have two phases : the first consists of a greater capacity during the erection of the installation, and the second of a smaller capacity when only used for normal maintenance and repair of plant in operation.

According to the scope of the work and anticipated requirements, there may be a Main Machine Shop, small Work Area Machine Shops, an Electrical Workshop and, in certain cases, a special Vehicle Shop. It is necessary to have Carpentry and Bar Bending Shops for the corresponding works.

Warehouses. By the same taken, it is necessary to have adequate warehouses at the jobsite for materials to be used on the same, auxiliary construction material and spare parts for the equipment and site installations.

Bureaux. Un bureau central, au moins, sera installé pour la direction du chantier et les services correspondants, y compris les laboratoires et services d'essais.

Cité de chantier. Compte tenu de l'isolement habituel de ce type de chantier, il est essentiel de construire une cité, avec les services annexes correspondants, pour loger le personnel de chantier. Bien entendu, l'importance de tels aménagements dépend de la taille et de la durée du chantier.

Lignes électriques. L'alimentation en énergie du chantier peut être obtenue à partir de la ligne voisine à haute tension, au moyen d'une ligne reliée au poste de transformation du chantier.

Si la ligne à haute tension est trop éloignée du chantier, il est parfois plus économique d'utiliser une station autonome de production électrique.

Réseaux d'alimentation en eau (potable et industrielle) et air comprimé. Ce sont deux éléments utilisés universellement sur les aménagements de ce type. Aussi, les installations générales doivent-elles comprendre nécessairement ces réseaux et leurs raccordements correspondants.

Intégration des installations de chantier avec celles d'autres entrepreneurs.

1.3.1.2. Installations particulières

Ces installations diffèrent suivant qu'il s'agit de barrages en béton ou de barrages en remblai.

Barrages en béton. Normalement, les fouilles ne nécessitent que des installations très simples : pistes d'accès aux fouilles, station d'air comprimé et réseau secondaire d'alimentation en air et eau.

Pour le béton, les installations nécessaires peuvent être classées suivant les diverses opérations :

1. **Carrière** : station d'air comprimé, réseau d'alimentation en air et eau, routes d'accès, enlèvement du terrain de couverture et ouverture du front de carrière.

2. **Ballastière** : routes d'accès, préparation des zones de stockage et de décharge des matériaux en excédent.

3. **Préparation des granulats de carrière et des matériaux de ballastière à la station de concassage** : routes d'accès et de transport de la carrière aux concasseurs. Ceux-ci peuvent être, en partie ou en totalité, installés dans la carrière ou à proximité du site du barrage.

4. **Station de concassage**, avec ses diverses phases éventuelles : primaire, secondaire, tertiaire et broyeurs à sable, associés au criblage et au lavage des granulats grossiers, et classification hydraulique du sable. Silos intermédiaires. Silos de sable classé.

5. **Préparation des granulats de ballastière** : routes d'accès et installations de criblage et de lavage dont l'emplacement dépendra de la granulométrie des matériaux de la ballastière. Si l'on prévoit une grande quantité d'excédent de matériaux, les installations seront situées dans la ballastière afin de ne pas transporter ces matériaux au barrage. Dans ce cas, il est souhaitable de disposer de silos de granulats classés, à la fois à la ballastière et au barrage.

Offices. At least one central office should be set up to house the Site Management and corresponding services, included testing laboratories and testing services.

Campsite. Keeping in mind the usual isolation of this type of project, in most cases it is essential to build a campsite equipped with its corresponding services for housing personnel. Naturally, the dimensions of all these facilities are related to the size and duration of the project.

Transmission lines. The energy supply to the jobsite may be obtained from nearby high tension lines by means of a line connected to a transformer station on the jobsite.

In some cases it is more economical to use generating equipment or power stations if the existing lines are too far away.

Water (potable and non potable) and compressed air systems. These are two elements universally used in projects of this type. Therefore, when speaking of general installations, we must remember to mention the necessity of setting up these main systems and their corresponding connections.

Facilities and integration of site installations with other contractors.

1.3.1.2. *Specific Installations*

These are essentially different for concrete and fill dams.

For concrete dams. Normally very simple installations are required for excavations : access roads to slopes and basin, compressed air station and secondary air and water systems.

The installations necessary for the concrete may be classified according to the different operations :

1. *Quarry* : compressed air station, air and water systems, access roads, unburdening and opening up of the quarry face.

2. *Gravel pit* : access roads, preparation of possible areas for storage and dumping of excess material.

3. *Preparation of quarry aggregates and gravel pit materials with crushing plant* : access roads and transport from quarry to crushers. The latter may be partially or totally installed in the quarry or in the vicinity of the damsite.

4. *Crushing plant*, with its possible stages : primary, secondary, tertiary and sandmills, combined with screening and washing of coarse aggregates and the hydraulic classification of sand. Intermediate silos. Classified sand silos.

5. *Preparation of gravel pit aggregates* : access roads and the installation for screening and washing, the location of which would depend on the granulometric classification of the gravel pit. If a large amount of surplus material is foreseen, the installation should be located in the gravel pit so as not to have to transport said material to the dam. In this case, it is advisable to have classified aggregate silos both at the gravel pit and the dam.

6. *Manutention du ciment* : transport du ciment, silos de ciment et système de transport à la bétonnière.

7. *Fabrication du béton* : station de dosage et de malaxage.

8. *Transport du béton au chantier* : Diverses solutions, dépendant de la topographie du chantier, se présentent.

9. *Épandage, vibration et cure du béton* : bulldozers épandeurs, bulldozers vibrants, installation d'eau (4 °C) pour le refroidissement des plots, dispositifs annexes pour l'arrosage du béton et pour sa protection contre le gel et la chaleur excessive.

Le transport, la construction et l'enlèvement ultérieur des installations et du matériel, ainsi que les ouvrages sur lesquels ils reposent, seront pris en compte lors du projet et de l'évaluation de chacune de ces installations.

Barrages en remblai : Pour ce type de barrage, les installations fixes particulières sont généralement beaucoup moins importantes et le matériel mobile l'est beaucoup plus que pour les barrages en béton. Aussi, l'atelier mécanique pour le matériel roulant est-il plus important et compris dans les installations générales.

Pour l'exécution des fouilles et l'approvisionnement des matériaux sur le site, le réseau des routes d'accès, pour différentes cotes du barrage, devra être étudié avec un très grand soin.

Les installations pour les fouilles et les carrières sont les mêmes que dans le cas d'un barrage en béton.

Les matériels de transport, d'épandage et de compactage dépendent du type de remblai, des caractéristiques des routes, de la distance de la carrière ou de la zone d'emprunt, etc., par rapport au site du barrage.

Les installations d'alimentation en eau pour l'humidification des matériaux argileux sont, en général, situées sur la zone d'emprunt; les lances d'arrosage de l'enrochement *in situ*, si ce procédé est utilisé, sont installées sur le barrage pendant sa construction.

Pour le bétonnage des ouvrages de dérivation de la rivière, de la vidange de fond, des prises d'eau, de l'évacuateur de crue, des parafouilles, des tours de prise, de la crête, du masque amont en béton, il est nécessaire, en général, d'établir une centrale auxiliaire à béton, qui peut aussi être utilisée pour la construction des installations de chantier.

Les matériaux pour le corps du barrage, y compris les filtres, proviendront de carrières ou ballastières et de terrains argileux très proches du chantier et, si possible, dans leur état naturel. On étudiera très soigneusement leurs qualités et leurs granulométries, de façon à éviter la construction d'une station de traitement de ces matériaux.

Si le barrage est muni d'un masque amont ou d'un noyau en béton bitumineux, on devra installer une centrale d'enrobage; la granulométrie, la composition et la qualité des diverses couches bitumineuses (couche d'égalisation, couche drainante, couche imperméable) devront être parfaitement étudiées en tenant compte de la pente du talus et des conditions climatiques. Les granulats peuvent également provenir de la station prévue pour le béton de ciment.

6. *Cement handling* : cement transport, cement silos and transport system to the mixing station.

7. *Concrete manufacture* : Dosing and mixing station.

8. *Delivery of concrete to jobsite* : There are various typical solutions whose use basically depends on the topography of the area.

9. *Spreading, vibrating and curing of concrete* : spreading bulldozers, vibrating bulldozers, water installation (4 °C) for cooling blocks, auxiliary means for sprinkling concrete, as well as those for protecting concrete from frost or excessive heat.

The transport, erection and subsequent removal of the machinery and its associated supporting structures must be taken into consideration for the design and evaluation of each of these installations.

For embankment dams. In this type of dam, the specific fixed installations are generally much less important than in a concrete dam, and the mobile equipment much more so. Therefore, the vehicle shop is relatively more important and is included in the general installations.

In this case, the design of the access road network for the different dam elevations will be of particular importance, both for the execution of the excavations and the subsequent delivery of materials to the site.

The installations for the excavations and the quarry are similar to those in a concrete dam.

Transport, spreading and compacting equipment depends on the type of fill material, the road characteristics, the distance of the quarry or borrow pit from the dam, etc.

The irrigation installations for adjusting moisture content of the clay material are usually at the borrow pit, and the *in situ* rockfill irrigation monitors, if necessary, are placed on the dam during construction.

For the concreting of any river diversion, bottom outlet, intakes, spillway, cut-offs, intake towers, crest, upstream concrete membrane it is usually necessary to set up an auxiliary mixing plant which may also be used for construction of the installations.

Materials for the dam body, including the filters, will be obtained from the quarried or gravel borrow pits and clay terrain closest to the jobsite and, if possible, in their natural state. An in-depth study must be made of their quality and granulometry in order to avoid having to erect the processing plant for these materials.

In the event that the dam has an upstream impervious asphaltic concrete face, or a asphaltic core, it will be necessary to erect the corresponding asphaltic concrete plant, although the granulometry, mix and quality of the pitch of the different layers (levelling, impervious and drainage) must be carefully studied bearing in mind slope angle and climatology. The aggregates may also be obtained from the processing plant provided for concrete.

1.3.2. Dérivation de la rivière

Dans le chapitre 1.2.4. « Organisation générale », on a mentionné que cette opération était l'une des premières étapes des travaux et que, parfois, il était opportun de passer un marché préalable indépendant du marché principal.

Le Bulletin 48 de la CIGB portant spécifiquement sur la dérivation de la rivière pendant la construction, cette question ne sera pas traitée ici.

1.3.3. Fouilles

Le programme des fouilles se rattache généralement à celui des installations générales et des ouvrages complémentaires (prises d'eau, vidanges de fond, ouvrages de dérivation de la rivière, etc.).

1.3.3.1. *Pour les barrages en remblai*, les fouilles nécessaires ne représentent, en général, qu'une petite partie du volume total des travaux. Les facteurs de base à prendre en compte lors de l'établissement du programme de tels travaux sont : l'excavation des tranchées-parafouilles (pour le noyau étanche ou pour le masque amont), l'exécution des ouvrages de dérivation, des vidanges de fond et des prises d'eau, le traitement des failles géologiques éventuelles ainsi que les injections, drains ou écrans d'étanchéité nécessaires.

Dans ce type de barrage, les fouilles sur les versants sont d'habitude réalisées après celles exécutées dans le lit de la rivière et, de ce fait, peuvent s'imbriquer dans les travaux de mise en place des remblais du corps du barrage. On doit considérer que les matériaux des fouilles peuvent parfois être utilisés pour la construction du barrage.

1.3.3.2. *Pour les barrages en béton*, les fouilles peuvent revêtir une grande importance en raison de leur volume et des problèmes posés couramment par les versants. En outre, les fouilles se terminent fréquemment par celles exécutées dans le lit de la rivière, ce qui détermine le programme de base du bétonnage à suivre. Dans la mesure du possible, le programme des fouilles doit se situer dans la période nécessaire à l'établissement des installations particulières de chantier. On peut construire simultanément la centrale à béton de façon que les deux installations soient terminées en même temps et que le bétonnage puisse alors commencer.

L'étude des routes d'accès nécessaires doit tenir compte de l'étendue des travaux de fouilles (Fig. 1). Un pont reliant les deux rives, situé de préférence à l'aval du barrage de façon à ne pas être affecté par des crues éventuelles, est important en vue d'assurer une bonne exécution des fouilles.

Ces accès permettent la création de plates-formes à différentes cotes afin de faciliter le chargement des déblais rocheux et l'entrée des machines de forage et des bulldozers en vue de la mécanisation au maximum des travaux de fouilles. Une différence de niveau de 15 à 20 m entre plates-formes est à recommander pour obtenir un rendement, une sécurité et un coût optimaux. On peut représenter graphiquement le programme des fouilles sur un dessin schématique du site du barrage, montrant les plates-formes de chargement, les volumes à excaver correspondant à chacune d'elles et les diverses étapes d'exécution, y compris les déblais

1.3.2. River Diversion

In 1.2.4. — General Organization, it has already been mentioned that this is one of the first stages of the work to be planned and that sometimes it is advisable to draw up a prior contract independent from the main one.

We will not go into further details here since the river diversion is the specific subject of ICOLD Bulletin 48.

1.3.3. Excavations

The schedule of the excavation work is usually related to that of the general installations and of the complementary works (intakes, bottom outlets, river diversion, etc.).

1.3.3.1. *In embankment dams*, the excavation required is usually a small part of the total amount of the works. The basic factors to be considered in scheduling this item are the excavation of the cut-offs — either for the impervious core or the impervious blanket covering the upstream dam face —, the execution of the diversion, bottom outlets and intakes, treatment of possible geological faults as well as any required injection, drains or impervious walls.

In this type of dam, the excavation of the lateral slopes is usually performed after that of the river bed and, consequently, may even overlap the placement of fill materials in the dam body. It must be considered that the excavation products may be employed in the construction of the dam.

1.3.3.2. *In concrete dams*, the excavations can be of great importance due to their volume and to the usual problems of the lateral slopes. Furthermore, the river bed is frequently the last area to be excavated and therefore determines the basic concreting schedule to be followed. As far as possible, the excavation work must be scheduled within the period required to erect the relevant specific installations. Simultaneously, the concrete plant can be erected so that both installations are completed at the same time and concreting can then be started.

The necessary access roads must be studied based on the scope of the excavation work (Fig. 1). A bridge linking the lateral slopes, preferably located downstream from the dam so as not to be affected by possible floods, is important in order to guarantee the correct execution of the excavations.

These accesses allow the creation of excavation platforms at different elevations in order to facilitate the loading of blasted rock and the entrance of boring machines and bulldozers for maximum mechanization of the excavation work. An elevation difference of 15 to 20 meters between platforms is advisable for optimum performance, safety and economy. The graphic schedule may be given on a schematic drawing of the damsite, showing the loading platforms, the volumes to be excavated at each one and the different execution stages, including the preliminary cuts (Fig. 2). On the basis of the completion deadlines and the study of the work to be performed

préliminaires (Fig. 2). A partir des lignes délimitant les fouilles terminées et de l'étude des travaux à accomplir simultanément aux plates-formes, il est possible de définir le type et le nombre de machines dont on aura besoin, ainsi que l'importance des installations particulières nécessaires.

1.3.4. Corps du barrage

Les travaux définitifs sont, en premier lieu, étudiés et programmés, et, à partir des résultats obtenus, les travaux annexes, tels que les installations générales et particulières, sont définis.

En ce qui concerne le programme détaillé d'exécution du corps du barrage, il est nécessaire de distinguer les barrages en béton et les barrages en remblai (même s'ils sont exécutés de la même façon), en raison des divers éléments concernés.

Programme de bétonnage du barrage

Indépendamment des essais d'application de la méthode de bétonnage continu, les barrages en béton sont, en général, exécutés par plots séparés par des joints transversaux et, parfois, par des joints longitudinaux, afin d'éviter que la prise du béton, le retrait et les variations de température ne produisent des fissures.

De plus, en vue d'éliminer la chaleur résultant de la prise, dans des couches atteignant jusqu'à trois mètres d'épaisseur, deux ou trois jours séparent, en général, la mise en place de deux couches successives de béton d'un même plot.

En vue d'un serrage correct du béton par vibration, ces couches sont mises en place par sous-couches de 50 à 60 cm d'épaisseur de façon que les pervibrateurs disponibles sur le marché puissent pénétrer entièrement dans le béton et atteindre la couche inférieure. De cette façon, la liaison entre toutes les couches constituant le travail d'une journée est convenablement assurée.

Dans de nombreux cas, ce dernier aspect implique un dimensionnement approprié de la capacité des installations de bétonnage; en effet, afin d'obtenir la liaison entre les sous-couches, la prise de la sous-couche inférieure ne doit pas commencer avant la vibration de celle qui la recouvre. De ce fait, l'intervalle de temps séparant la mise en place des sous-couches d'un plot doit être de deux à trois heures, temps dépendant des conditions climatiques et des caractéristiques du ciment.

En tenant compte de ce qui précède et en essayant de synthétiser les hypothèses à prendre en considération lors de l'établissement du programme de bétonnage d'un barrage, on peut indiquer les principaux facteurs suivants :

1. Épaisseur admissible de la couche.
2. Intervalle de temps séparant la mise en place des couches successives d'un même plot.
3. Intervalle de temps entre le bétonnage d'une couche et celui correspondant à la même cote dans les plots adjacents.
4. Conditions climatiques saisonnières.
5. Ouvertures à laisser de façon que les crues puissent passer sans causer de dégâts aux versants.

simultaneously at the platforms, it is possible to calculate the type and number of machines which will be needed, as well as the capacities required of the specific installations.

1.3.4. Dam Body

The final works are studied and scheduled first and, on the basis of the results, the auxiliary works such as the general and specific installations are determined.

For the detailed schedule of the execution of the dam body, it is necessary to distinguish between concrete and fill dams (even when performed in a similar fashion) due to the different circumstances involved.

Dam concreting schedule

Apart from the attempts to apply the continuous concreting method, concrete dams are usually executed in blocks divided by transversal joints and, sometimes, longitudinal joints when the dimensions of the resulting blocks would otherwise produce cracks due to heat caused by setting, shrinkage and temperature variations.

Furthermore, in order to eliminate the heat produced by setting, in layers of up to three meters thick, two or three days are usually left before pouring the next layer of the same block.

Simultaneously, for adequate compaction through vibration, these layers must be concreted in 50 to 60 cm thick sub-layers so that the vibrators available on the market can fully penetrate the concrete and the point can reach the lowest layer. In this way all of the layers making up one day's work are properly joined.

In many cases the latter aspect involves the adequate sizing of the installation's concrete laying capacity since, in order to obtain a union between sub-layers, the lower one must not have started to set at the points where the upper one is being vibrated. This generally means that the block sub-layers must be poured at intervals of between two and three hours, depending upon the climate and cement characteristics.

Bearing the above in mind and attempting to synthesize the assumptions to be considered when scheduling the concreting of a dam, the following main conditioning factors should be specified :

1. Admissible thickness of the layer.
2. Interval between concreting successive layers of the same block.
3. Interval between the pouring of one layer and that corresponding to the same elevation in the adjacent blocks.
4. Seasonal climatic conditions.
5. Openings to be left so that flood waters will pass through and not damage the lateral slopes.

6. Influence des coffrages et des armatures des galeries de visite.
7. Influence de la nature géologique des fondations.
8. Prise en compte de la nécessité de bétonner les plots inférieurs afin d'éviter des glissements de versants.
9. Risque d'altération rapide des roches, nécessitant leur protection immédiate par du béton.
10. Installation des vidanges de fond, prises d'eau et autres ouvrages d'écoulement.
11. Nécessité de mettre en eau partiellement la retenue, jusqu'à des cotes déterminées, avant la fin de construction du barrage.
12. Différence maximale admissible de niveau entre des plots adjacents, pendant la construction, afin d'éviter un risque éventuel d'instabilité et des déformations non prévues.
13. Interruptions dues à l'élimination des joints transversaux au-dessus d'une certaine cote.
14. Coffrages, armatures et bétonnage de la crête, des piles et des ponts au-dessus des évacuateurs de crue.

L'épaisseur optimale correspondant à la production d'une journée est obtenue en prenant en compte tous ces facteurs, ainsi que la résistance et la déformabilité des coffrages, la capacité des installations de chantier, le refroidissement artificiel éventuel pour réduire la chaleur de prise, et les conditions climatiques du site. Cette épaisseur est normalement la même pour tous les plots excepté dans des cas particuliers.

La représentation pratique d'un programme de bétonnage peut se réduire à une vue en élévation schématique du barrage, montrant les joints et les différentes couches. La Fig. 3 représente un cas simple de bétonnage d'un barrage-voûte.

Il est ensuite nécessaire de calculer le volume des couches de chaque plot, la cadence de bétonnage à déterminer étant exprimée sous forme de volumes à mettre en place au cours de la période du chantier. Le volume correspondant est noté pour chaque couche et il ne reste plus qu'à fixer une date de bétonnage.

Capacité de l'installation de bétonnage

En vue de déterminer l'importance de la centrale à béton nécessaire à la construction d'un barrage, on utilise la capacité de production d'une installation donnée pour établir un programme initial de bétonnage. A partir du nombre de plots, de l'épaisseur de la couche, de la cadence de bétonnage des couches successives, on examine alors si la capacité de l'installation est suffisante. Si nécessaire, la cadence de bétonnage est accélérée jusqu'à ce qu'elle réponde aux conditions de construction requises; on établit alors un nouveau programme en se basant sur une installation de plus grande capacité. Cette étude est répétée jusqu'à l'obtention de la solution optimale.

Pour ces calculs, on doit déterminer la production ou la capacité pour les diverses conditions ou phases projetées. L'élément fondamental est le niveau réel de production pouvant être obtenu dans les mois de pointe, c'est-à-dire lorsque les conditions sont optimales : fondations terminées pour la plupart des plots, bétonnage

6. Influence of the formwork and reinforcement elements of the inspection galleries.

7. Influence of geological formations on the foundations.

8. Consideration of the necessity of concreting lower blocks to avoid lateral landslides.

9. Danger of rapid weathering of the rocks, requiring that they be promptly protected with concrete.

10. Installation of bottom outlets, intakes and other dewatering elements.

11. Need partially to fill the reservoir to determined elevations prior to dam completion.

12. Maximum acceptable difference in elevation between adjacent blocks during construction in order to avoid possible risk of instability and unforeseen deformations.

13. Shutdowns due to elimination of transversal joints above a certain elevation.

14. Formwork, reinforcement and concreting of crest, piers and bridges over spillways.

The optimum thickness obtained by one day's production is set by taking all of these factors into account, as well as the strength and deformability of the formwork to be used, the capacity of the elements comprising the installation on the jobsite, possible artificial cooling to reduce the setting heat, and the climate of the area. This thickness is normally the same for all blocks except for special cases.

The practical form of presenting a concreting schedule is reduced to a schematic elevation of the dam showing the joints and different layers. Fig. 3 shows a simple case of concreting an arch dam.

It is then necessary to calculate the volume of the layers of each block, since the rate we wish to be determined is expressed as the volumes to be placed over time. The corresponding volume is noted in each layer, and the only task remaining is to assign a concreting date.

Concreting installation capacity

To determine the size of the concrete mixing plant required for a dam, the capacity of any given installation is used to make up an initial concreting schedule. On the basis of the number of blocks, layer thickness, frequency of concreting successive layers, etc., it is then determined whether or not the given capacity is sufficient. If necessary, the rate of concreting is accelerated until it adequately meets the dam construction requirements and the schedule is recalculated on the basis of a larger capacity installation. This is repeated until the most suitable solution is reached.

For these calculations, it is necessary to establish the output or capacity for the different possible project conditions or phases. The basic datum required is the real production rate obtainable in peak months, that is, under optimum dam conditions when the foundations for most of the blocks have been completed, when concreting

dans une zone comportant un nombre suffisant de plots de grande surface, absence de pluie, de crue ou de gel.

Pour déterminer ces éléments de base nécessaires pour l'établissement du programme de bétonnage, il importe d'avoir les données numériques sur la production horaire de pointe en vue d'obtenir les productions journalières auxquelles les coefficients expérimentaux ou calculés, ou une combinaison des deux, seront appliqués.

On détermine la production horaire de l'installation en étudiant les niveaux de production possibles de ses principaux éléments, comme indiqué précédemment.

En général, la solution la plus économique consiste à bétonner aussi rapidement que possible, puisque les frais généraux sont ainsi réduits. Toutefois, lorsque les conditions optimales de bétonnage, comme mentionné ci-dessus, ne se présentent que sur une très courte période (par exemple, lorsque le barrage est petit), il n'est peut-être pas recommandable d'établir une installation pour la production maximale, une plus petite installation travaillant à sa capacité maximale sur une période plus longue pouvant être, de préférence, adoptée.

En tenant compte de tout ce qui précède, la production de l'installation de bétonnage doit être définie pour répondre aux pointes mensuelles.

Programme mensuel de bétonnage

Les données précitées sont utilisées pour établir un programme mensuel de bétonnage, partant de la date de début des travaux et fixant pour chaque mois le volume approximatif de béton à mettre en place au cours de cette période. La Fig. 4 représente un tel programme dans le cas d'un barrage-voûte simple.

Le programme mensuel doit tenir compte des points suivants :

1. Le rendement du bétonnage est faible au début et augmente dans le temps pour atteindre une production maximale; puis, vers la fin, le phénomène inverse se produit en général.

Au début du chantier, l'installation est mise au point, le personnel s'habitue à ses activités, les plots sont au stade des fondations et présentent de faibles surfaces pour le bétonnage, le matériel de bétonnage rencontre des difficultés à atteindre les zones de travail en raison des coffrages, des parois des fondations et d'autres obstructions. A la fin du bétonnage, la diminution de la production — qui peut devenir inférieure à celle du début — résulte en général de l'épaisseur réduite de la crête des plots. L'expérience acquise dans des cas identiques et les conditions particulières de chaque chantier permettent d'estimer ces réductions de rendement. Comme conséquence, le graphique des volumes mensuels cumulés de béton présente le plus souvent la forme classique en « S », ainsi que le montre la Fig. 4 précitée.

2. Le niveau de production maximal de base doit être maintenu durant chaque mois sans recul.

3. On doit prévoir une diminution du niveau de production pendant les périodes de pluie, de gel, de crue, etc., comme indiqué ci-dessus.

En tenant compte de tous ces faits, on peut établir un projet de programme de bétonnage mensuel relativement exact.

in an area with a sufficient number of large-surfaced blocks and without the threat of rain, flood or frost.

To calculate this basic information required for the concreting schedule, it is necessary to have the figures for the peak hourly yield in order to obtain the daily yields to which the experimental or calculated coefficients, or a combination of the two, must be applied.

The installation's hourly output is established by studying the possible production rates of its main elements as indicated previously.

In general, the most economical solution is to concrete as rapidly as possible since this reduces site overheads. However, when optimum concreting conditions, as mentioned before, only exist for a very short time (for example, when the dam is small), it may not be advisable to set up an installation for the maximum yield but rather choose a smaller one which would work at maximum capacity over a longer period of time.

Bearing all of this in mind, the concreting installation's practical production must be established to meet peak monthly requirements.

Monthly calendar

The above datum is used to set up a calendar by months starting on the date concreting is to be initiated and assigning to each month the approximate volume of concrete to be laid in that period. Fig. 4 shows this calendar for the simple arch dam example.

This calendar must consider :

1. That all concreting begins with a low yield that increases with time until maximum output is reached and then, towards the end, the inverse process usually occurs.

At the beginning of the job, the installation is being finalized, the personnel are becoming accustomed to their jobs, the blocks are at the foundation stage and have smaller surface areas to concrete and the concreting equipment may encounter difficulties in reaching the work areas due to the formwork, foundation sides and other obstructions. At the end, the reduction in production — possibly to less than that at the beginning — is generally caused by the reduced thickness of the crest blocks. These reductions are calculated by experience in similar cases and the special conditions of each job.

As a consequence, the monthly accumulated volume graph on concreting usually has the classical " S " shape as may be seen in the above-mentioned Fig. 4.

2. The basic maximum production rate must be maintained during each month without setbacks.

3. A reduction of the basic production rate must be foreseen for periods of rain, frost, floods, etc., as indicated above.

When the above considerations are applied, a fairly accurate draft of the monthly concreting calendar will result.

Programme de bétonnage journalier

A partir du programme sus-mentionné, un programme de bétonnage journalier peut être établi, en ne perdant pas de vue les facteurs indiqués ci-dessus.

Ainsi, dans la colonne de chaque couche, le jour de bétonnage est inscrit de façon que la somme des volumes pour un jour donné soit égale au bétonnage moyen journalier pour le mois et à celui estimé dans le programme mensuel. Par conséquent, la somme de tous les volumes à mettre en place au cours du mois se rapproche de ce volume.

En pratique, il n'est pas nécessaire, en général, de fixer les jours de bétonnage. Il suffit de se rappeler que dans chaque plot il est seulement possible de mettre en place un nombre maximal de couches de béton par mois, moins les retards résultant des facteurs précédemment indiqués. De cette façon, on parvient à un programme mensuel suffisamment précis.

Cette méthode est fondamentale pour programmer les pauses dans les travaux de bétonnage et pour vérifier si l'installation choisie est suffisante, puisqu'on peut ainsi se rendre compte de la capacité réelle de bétonnage.

On recommande habituellement de bétonner tous les plots plus ou moins simultanément, en maintenant une différence d'une ou deux couches entre un plot et son voisin, ce qui donne au barrage une forme dentelée. Toutefois, pour les grands barrages avec d'importantes centrales à béton, le sommet sera atteint progressivement, car les travaux en crête sont en règle générale complexes et lents, et nécessitent moins de béton par jour. De cette façon, on peut établir un programme de bétonnage de la crête par sections qui sont réalisées en même temps que les plots restants sont en cours d'exécution; ainsi, on maintient des quantités suffisantes de béton pour justifier le dimensionnement de l'installation.

Une autre solution consiste à démonter l'installation principale et à utiliser une installation auxiliaire pour exécuter la crête du barrage.

Programme d'exécution des barrages en remblai.

Ce programme, comme celui d'un barrage en béton, est également représenté sous forme graphique. On utilise différentes couleurs ou d'autres moyens pour indiquer sur un ou divers profils les épaisseurs des différents matériaux à mettre en place chaque mois (Fig. 5). A la différence du béton, les seuls joints longitudinaux sont ceux constitués par les contacts entre les différents matériaux : remblai des fouilles, remblai amont/aval, filtres, noyau d'étanchéité, masques, etc. Dans ce cas, le volume de chaque type de matériaux est calculé à partir du lit de la rivière, en couches de 2 ou 3 m d'épaisseur.

Le procédé de construction consiste à épandre des couches suivant des épaisseurs permettant leur compactage au moyen de matériel disponible. Cette épaisseur varie avec le matériau en question : enrochement, terre, argile étanche, etc.

Pour ce type de barrage, le climat revêt une grande importance. Alors que l'enrochement peut être mis en place et compacté par temps de pluie, la terre du remblai et l'argile du noyau doivent être épandues et compactées à une teneur en eau optimale. Cela influe fortement sur le programme d'exécution.

Un essai de synthèse des facteurs intervenant dans l'établissement des programmes d'exécution des barrages en remblai figure ci-après :

Daily concreting schedule

From the above calendar a Daily Concreting Schedule can be made bearing in mind all of the above-mentioned conditioning factors.

Thus, in each layer's column the concreting day is set down in such a way that the sum of the volumes for any given day is equal to the average daily concreting for the month and to that estimated in the monthly calendar. Therefore, the sum of all the volumes to be executed during the month comes to approximately that volume.

In practice, it is not usually necessary to assign the concreting days. It is enough to bear in mind that in each block it is only possible to concrete a maximum number of layers per month less the delays caused by the conditioning factors previously indicated. In this way, a sufficiently accurate monthly schedule is arrived at.

This system is basic for scheduling the rest of the concreting work and for verifying if the installation chosen is adequate, since through it the real capacity at which concrete can be placed in the dam can be ascertained.

It is usually advisable to concrete all of the blocks more or less simultaneously, maintaining a difference of one or two layers between one block and the next which gives the dam a dentated look. Nevertheless, in large dams with big concrete plants, the top should be reached gradually since the crest is normally a complex and slow work requiring less concrete per day. In this way, it can be scheduled by sections which are executed at the same time as the remaining blocks are being performed, and thereby adequate concrete requirements are maintained to justify the size of the installation.

Another solution is to dismantle the main plant and use the auxiliary one to execute the dam crest.

Execution schedule for embankment dams

This schedule, like that for pouring a concrete dam, is also represented in graphic form. Different colors or some other means are used on one or various profiles of the dam to indicate the thicknesses of the different materials to be executed each month (Fig. 5). Unlike the case of concrete, the only longitudinal joints are those formed by the contact of the different types of materials : backfill, downstream/upstream fill, filters, impervious core, faces, etc. In this case, the volume of each material required is calculated from the river bed up in two or three meter-thick layers.

The construction technique consists of spreading layers in thicknesses which can be compacted by available equipment. This thickness varies with the material in question — rock, earth, impervious clay, etc.

In this type of dam, the climate is of great importance because, while rock can be placed and compacted when it is raining, earthfill and clay cores must be spread and compacted under optimum moisture conditions. This decisively affects the execution schedule.

The following is an attempt to synthesize the conditioning factors usually involved in scheduling an embankment dam :

1. Épaisseur admissible de la couche, pour le remblai en enrochement, le noyau étanche ou le remblai en terre. Dans ce cas, cette épaisseur ne doit pas nécessairement correspondre au volume pouvant être mis en place au cours d'une journée de travail, mais simplement à l'épaisseur pouvant être convenablement compactée.
2. Nombre de passes fixé aux engins de compactage pour chaque type de matériaux : il dépend de la densité exigée.
3. Teneur en eau optimale pour le compactage du noyau étanche ou du remblai en terre.
4. Qualité de l'enrochement et pourcentage acceptable de matériaux inférieurs à 25 mm.
5. Conditions climatiques saisonnières.
6. Influence des conditions géologiques locales sur les fondations.
7. Topographie et type de terrain au site du barrage. Ces renseignements sont nécessaires pour établir le tracé du réseau de routes devant permettre l'approvisionnement du chantier en matériaux de diverses catégories.
8. Projet de dérivation de la rivière.
9. Construction du parafouille assurant la liaison entre les matériaux imperméables du barrage et le bedrock ou le terrain de couverture. Ce parafouille doit être terminé bien avant la mise en place des couches du noyau ou de l'enrochement, afin d'éviter des retards ultérieurs et d'être assuré que le programme sera suivi.
10. Installation ou construction des vidanges de fond, prises d'eau et autres ouvrages d'écoulement.
11. Finition des parements au fur et à mesure que le barrage monte, en particulier lorsqu'on doit mettre en place un tapis étanche à l'amont.
12. Nécessité éventuelle de mettre en eau partiellement la retenue à des cotes déterminées. Cela entraîne l'exécution de sections réduites du corps du barrage.
13. Influence de l'évacuateur de crue sur la construction.
14. Exécution éventuelle d'un masque amont.
15. Temps pour fermer la galerie de dérivation, ou phases d'exécution si le barrage est construit par enceintes.
16. Injection des fondations.

Production de la station de granulats

Dans ce cas, la production est liée aux capacités des matériels d'extraction, de transport, de mise en place, d'épandage et de compactage utilisés pour les divers types de matériaux constituant le barrage. Pour obtenir cette production, des estimations successives sont faites jusqu'à ce qu'une solution appropriée soit atteinte.

Il est nécessaire de calculer la cadence possible d'exécution par rapport à l'investissement en matériel.

Il faut aussi se rappeler qu'avant la mise en place d'une nouvelle couche, un certain temps est nécessaire pour que le laboratoire ou les appareils de contrôle puissent vérifier si le compactage de la couche précédente est convenable.

1. Admissible thickness of the layer, both for rockfill and impervious core or earthfill. In this case, this does not necessarily have to correspond to a daily work session, but simply to that which can be adequately compacted.
2. Number of passes required by the compacting equipment for each type of material. This is related to the density required.
3. Optimum moisture content for compacting the impervious core or earthfill.
4. Quality of possible rockfill and the acceptable percentage of material of under 25 mm.
5. Seasonal climatic conditions.
6. Influence of local geological formations on the foundations.
7. Topography and type of terrain at the damsite. This information is needed to plot the road network for delivery of the different classes of material to the jobsite.
8. River diversion plan.
9. Execution of the cut-off which will connect the dam's impervious materials with the bedrock or overburden. This must be completed long before the core or rockfill layers are placed in order to avoid future delays and assure the schedule is followed.
10. Installation or construction of bottom outlets, intakes and other drainage elements.
11. Finishing of the faces as the dam goes up, especially when the upstream side is to be covered with an impervious blanket.
12. Possible need for partial reservoir filling at given elevations. This determines the execution of reduced sections of the dam body.
13. Influence of the spillway on construction.
14. Execution of possible impervious blanket on the upstream face.
15. Time for closing off the diversion tunnel, or stages of execution if the dam is implemented by enclosures.
16. Grouting of the foundations.

Output of the aggregate plant

In this case, the output is the capacity of the extraction, transport, placing, spreading and compaction equipment used for the different types of materials forming the dam. To obtain this output, successive estimates are made until an adequate solution is reached.

It is necessary to calculate the possible rate of execution in relation to investment in equipment.

It must also be kept in mind that, before placing a new layer, a certain amount of time is required for the laboratory or corresponding core apparatus to verify adequate compaction of the former layer.

Dans le cas de la terre et de l'argile, il est recommandé de maintenir une surface en pente pour l'écoulement des eaux.

La construction des barrages en enrochement avec masque amont d'étanchéité est généralement plus courte, du fait que les matériaux ne varient guère et que l'exécution peut se faire suivant des couches complètes. En outre, la pluie ne pose pas de problèmes — à la différence des barrages en enrochement avec noyau d'argile où le niveau de celui-ci doit être parfois inférieur à celui de l'enrochement.

Pour ce type de barrage, la dérivation de la rivière doit être presque totale, c'est-à-dire qu'en principe les crues ne passeront pas sur le barrage. Cependant, dans certains cas, une dérivation totale peut ne pas être réalisable et des dispositions seront prises pour permettre des déversements sur le barrage.

Sur ces bases, un programme mensuel de construction peut être établi en utilisant un ou plusieurs profils du barrage comme indiqué ci-dessus.

Estimation des productions de base

Les méthodes de construction à utiliser dépendent du choix des installations optimales du double point de vue technique et économique. En d'autres termes, un équilibre entre production et coût doit être atteint.

L'organisation des travaux s'appuie sur la détermination de la production propre des diverses machines et de l'installation auxiliaire qu'elles constituent. A cet effet, les facteurs suivants ont une grande influence : puissance et capacité et/ou vitesse des machines par seconde; dureté du sol ou du matériau à traiter; climat; compétence du personnel utilisant les machines; caractéristiques du terrain ou des routes sur lesquels les engins doivent circuler, etc.

Il en résulte qu'il n'est pas possible d'utiliser les rendements horaires indiqués dans les catalogues des fabricants. On doit procéder à une évaluation détaillée dans laquelle on tient compte de tous les facteurs précités. L'expérience de la personne chargée de cette estimation est également importante, du fait qu'elle aura recours à des données statistiques tirées de cas identiques ainsi qu'à des coefficients correcteurs. On effectue parfois cette estimation en associant l'expérience et le calcul. A tout cela on doit ajouter l'évaluation des durées d'arrêts résultant des pannes et des conditions climatiques.

1.3.5. Évacuateurs de crue et ouvrages de vidange

Ces organes, en particulier les évacuateurs de crue et les vidanges de fond, influent sur le programme général des travaux. Il importe de prendre en compte le temps exigé pour leur construction ou installation, ainsi que le matériel nécessaire à l'exécution de ces travaux.

1.3.6. Travaux complémentaires

Les conduites de prise d'eau pour une usine hydroélectrique, la tour de prise d'eau, les passerelles au-dessus d'un évacuateur de crue ou donnant accès à la tour de prise, les galeries de dérivation ou les galeries en charge, etc., doivent être étudiées pour définir les installations auxiliaires nécessaires à leur exécution et pour les incorporer dans le programme général de travaux.

When working with earth and clay, it is advisable to maintain a sloped surface for runoff.

Rockfill dams with an impervious upstream face usually require the shortest execution time as there is hardly any variation of material and work can be performed in complete layers. Furthermore, rain is no problem — unlike the case of rockfill dams with an impervious clay core in which, due to this inconvenience, there are times when the core must be lower than the rockfill.

For this type of dam, the river must be almost completely diverted; that is, in principle, flood waters should not flow over the dam. However, under some circumstances, provision for full diversion may not be practicable and provision for overtopping must be allowed for.

On that basis, a monthly construction schedule can be established using one or several profiles of the dam as mentioned above.

Estimates of basic outputs

The construction methods to be used depend on the selection of optimum installations from both the technical and economic viewpoints. In other words, a balance must be reached between output and cost.

The planning of the works is based on the calculation of the production of individual machines and the auxiliary plant which they form. For this, the following factors are of great influence : power and capacity and/or speed of the machines per second; hardness of the ground or of the material to be treated; climate; expertise of the machinery operators; characteristics of ground or roads where the mobile machines must circulate; etc.

As a result, it is not possible to use the hourly outputs indicated in the manufacturer's catalogues. A detailed estimate must be made in which all of the above factors are accounted for. The experience of the estimator is also important as he will apply statistics from similar cases as well as other corrective coefficients. Sometimes this estimate is made using a combination of said experience and the calculation. To all of this must be added the calculated shutdown time due to breakdowns and bad weather conditions.

1.3.5. Spillways and outlets

These elements, particularly the spillways and bottom outlets, affect the general work schedule. It is necessary to take into account the time required for their execution or installation as well as the material needed to perform this work.

1.3.6. Complementary works

The intake pipes for a hydroelectric station, the intake tower, footbridges over a spillway or to the intake tower, diversion or pressure tunnels, etc., must be studied to define the auxiliary installations for their execution and to fit them into the general work schedule.

1.3.7. Méthodologie d'établissement du programme d'ensemble

Une fois achevées les études des différentes parties des travaux, elles sont regroupées dans un programme d'ensemble de construction.

Comme exemple, la Fig. 6 donne le programme d'ensemble établi pour le barrage Almendra, en Espagne. Pour une meilleure compréhension, la vue en plan et l'élévation de ce barrage et d'une partie des installations auxiliaires sont jointes (Fig. 7).

Ce programme, donné comme exemple d'un diagramme à « barres » ou diagramme de Gantt, est une représentation générale des programmes partiels de travaux.

Le diagramme à « barres » indique clairement les relations existant entre chaque activité et le temps, mais ne représente pas les relations entre les activités elles-mêmes. Il n'indique pas explicitement quelles activités, dans le cas d'une réduction de leur durée, diminuent effectivement la durée totale de construction ou le coût total, ni les activités critiques qui, en général, constituent une faible partie des travaux. Le graphique à « barres » n'inclut pas non plus, généralement, les activités consommatrices de temps, qui ne sont pas exécutées sur le chantier, telles que l'obtention du permis, la passation des marchés, les ordres, les fournitures, et, en général, toutes celles qui sont seulement représentées dans le graphique par une date limite sans indication du moment où les travaux correspondants seront lancés. Cela conduit à des difficultés dans la méthode par approximations successives, qui constitue la base de l'établissement du programme.

Pour l'étude initiale de ces programmes et pour les approximations successives, les méthodes du chemin critique sont généralement recommandées. Ces méthodes, très nombreuses, utilisent toutes la même base mathématique, la théorie des graphes. Elles peuvent être classées en deux grands groupes : celles utilisant des graphiques fléchés et celles utilisant des rectangles, c'est-à-dire les méthodes appelées généralement PERT ou CPM et celles appelées « priorités » ou « potentiels ».

Les méthodes PERT ou CPM font ressortir les événements importants pendant toute la durée de l'aménagement, ceux-ci étant indiqués par des cercles alors que les activités sont représentées par des flèches. Ces méthodes sont très largement utilisées car elles montrent de façon convenable quelles activités sont pendantes; elles sont particulièrement adaptées aux aménagements comprenant un grand nombre d'activités, d'exigences, de limitations, mais relativement peu d'événements importants. Elles conviennent spécialement pour l'établissement du programme des installations de chantier et, en général, dans tous les cas où il importe d'assurer un contrôle serré des conditions requises pour atteindre certains objectifs importants dans l'aménagement.

Lorsque les périodes de temps sont évaluées à partir de valeurs choisies au hasard, la probabilité d'atteindre un objectif déterminé avant une date donnée est calculée plus facilement au moyen de graphiques fléchés qu'au moyen de rectangles. Dans ces cas, on ne doit pas oublier d'ajouter des temps morts, car sans cela l'éventualité de remplir les conditions du chemin critique ne dépassera pas 50 %. Il va sans dire que les événements, tels que la dérivation de la rivière et autres faits liés aux conditions climatiques saisonnières, seront programmés avec une probabi-

1.3.7. Methodology of the Master Schedule

Once the studies on the different parts of the works have been completed, they are arranged into a Master Construction Schedule.

As an example, Fig. 6 shows the master schedule for the Almendra Dam in Spain. For a better understanding, we have also included plan and elevation drawings (Fig. 7) of this dam and part of its auxiliary installations.

This schedule, given in our example as a bar or Gantt diagram, is a general compendium of the partial schedules of the works.

The bar diagram clearly shows the relations existing between each activity and the time scale but does not represent the relation between the activities themselves. Neither does it explicitly indicate which activities, if shortened in time, would effectively reduce the overall construction time or total costs nor the critical activities which usually make up a small part of those constituting the work. Another limitation of the bar chart is the custom of not including the time-consuming activities which are not carried out at the jobsite, such as obtaining licenses, contracting, orders, supplies and, in general, all those which are only represented by a deadline date in the bar chart without indicating the time when the corresponding work should be initiated. This leads to difficulties in the successive trial method which forms the basis of scheduling.

For the initial processing of these schedules and for their successive approximations, the critical path methods are universally accepted as the most advisable. These methods, which are very numerous, all use the same mathematical base, the theory of graphs. They can be classified into two large families : those which use arrow diagrams and those using rectangles, i.e. the methods usually called PERT or CPM and those denominated Precedences or Potentials.

The PERT or CPM methods emphasize the important events throughout the duration of the project, these being indicated by circles while arrows represent activities. These methods are very widely used since they adequately show which activities are pending and are especially good for projects in which there are a large number of activities, requirements and limitations but relatively few important events. Their use is particularly suitable for scheduling construction plant and, in general, in all cases where it is important to maintain tight control on the conditions required to reach certain important goals in the project.

In cases when the time periods are assessed using random values, the probability of reaching a determined goal before a given date is more easily resolved with arrow graphs than with the rectangles. In these cases, it should not be forgotten that additional slack time must be provided, without which the possibility of fulfilling the terms of the critical path events will not be more than 50 %. It goes without saying that events such as river diversion and others linked to seasonal weather conditions, should be scheduled with a 90 % or more probability of

lité de réalisation de 90 % ou plus, et que les moyens nécessités par de tels travaux doivent être disponibles à l'heure. Sinon, les coûts seront très élevés ou les risques inacceptables.

En général, un programme plus tendu entraîne un coût plus bas. Le choix d'un programme adéquat traduira un équilibre entre le coût et la certitude de satisfaire aux lignes repères; comme dans la plupart des problèmes techniques, la décision correcte dépend d'une estimation pondérée des coûts et des risques.

Aujourd'hui, bien entendu, des programmes sur ordinateur rendent beaucoup plus faciles les calculs des réseaux graphiques et des probabilités, qui sans cela seraient longs et compliqués. Cette aide est particulièrement nécessaire lorsque de nombreux essais sont nécessaires pour l'obtention d'un programme satisfaisant donnant un équilibre optimal coût/risque. Le nombre d'essais peut être extrêmement élevé, ce qui rend leur exécution presque impossible sans l'aide d'un ordinateur.

D'autre part, comme la mise à jour du programme peut être fréquente, les calculs et le dessin du réseau, de même que les diagrammes de Grantt qui en découlent, pourraient représenter une charge de travail considérable.

Il y a aussi des moyens, tels que le traceur automatique, pour dessiner les réseaux, avec utilisation de flèches ou de rectangles, ainsi que les graphiques à « barres » qui en dérivent.

Comme exemples, les Fig. 8, 9 et 10 représentent respectivement la méthode PERT, la méthode des priorités, la méthode Gantt ou diagramme à « barres »; toutes correspondent à l'exécution de la même partie d'un aménagement, à savoir deux galeries de dérivation. Les trois méthodes ont fait appel à un ordinateur et à un traceur automatique.

Dans le système PERT, les chiffres figurant dans les deux quadrants supérieurs de chaque cercle représentent les nombres de jours, minimal et maximal, pour l'achèvement de l'opération en question, comptés à partir de la date de début des travaux de l'aménagement. La différence entre ces deux chiffres est appelée le temps mort. Les chiffres portés sur les flèches expriment également en jours les durées des opérations.

Dans la méthode des priorités, les quatre chiffres situés aux coins de chaque rectangle, comptés à partir de l'origine du programme, représentent le nombre de jours à partir duquel l'opération doit être commencée et le nombre de jours au bout duquel elle doit être achevée — au plus tôt : chiffres supérieurs, au plus tard : chiffres inférieurs. Les chiffres dans le bas des rectangles expriment en jours le temps où une opération peut commencer, à compter du jour où l'opération précédente a été lancée. Les chiffres situés en haut des rectangles indiquent combien de temps en avance une activité doit se terminer avant la fin de l'activité suivante.

Dans le système PERT et le système des priorités, la ligne la plus épaisse est le chemin critique.

Le diagramme à « barres » représente la durée prévue des activités, de même que le temps libre et le temps mort total.

Les graphiques à « barres » sont généralement nécessaires en tant que représentation finale d'un programme de travaux et il est recommandé de classer les opérations en vue de montrer seulement sur chaque graphique les opérations concernant une partie des travaux. Ces diagrammes sont très utiles en raison de leur

fulfilment, and that the means required for such works must be available on time. If this is not done, the costs will either be very high or the risks unacceptable.

In general, a tighter schedule results in a lower cost. The selection of an adequate schedule should reflect a balance between cost and the certainty of meeting deadlines, and, as in almost engineering problems, the correct decision will depend on a weighted assessment of costs and risks.

Today, of course, there are computer programs which greatly facilitate the otherwise long and complicated calculations of networks and probabilities. This aid is even more necessary when many trials are required to reach a good schedule providing an optimum cost/risk balance. The number of trials can be extremely high which makes it almost impossible to execute them without a computer.

Since, on the other hand, program may be frequently updated, calculations and network drawing, as well as the Gantt diagrams derived from them, could constitute a considerable workload.

There are also means such as the Plotter, automatically to draw the networks, using either arrows or rectangles, and the bar graphs derived from them.

As a simple example of the above, in Fig. 8, 9 and 10, the systems are shown with the PERT method, the Precedences system and the Gantt or bar system, all corresponding to the execution of the same part of a project (in this case, two diversion tunnels). The three systems were obtained by computer and drawn by a plotter.

In the PERT system, the figures set out in the two upper quadrants of the circles reflect the earliest and latest completion days for activity with reference to the starting date of the project. The difference between these figures is called the slack-time. The numbers indicated on the arrows also express in days the duration of the activities.

In the Precedences system, the four numbers in the corners of the rectangles express from the origin of the schedule, the days on which an activity should be started and completed — the earliest above and the latest below.

The numbers under the rectangles express in days the time within which an activity may be started, counting from the day the previous activity was initiated. Those numbers located over the rectangles represent how far in advance an activity should finish before the end of the following activity.

In the PERT and Precedences systems, the heaviest line is the critical path.

The bar chart represents the anticipated duration of the activities as well as the free and total slack-time.

Bar charts are usually necessary as a final product of scheduling, and it is advisable to classify the activities in order to show only those of a particular part of the work in each chart. They are very effective due to their graphic impact and as a complement to the site management's periodical work orders.

impact graphique et complètent les ordres de service donnés par la direction du chantier.

Les ordinateurs peuvent également être très utiles pour l'établissement et la mise à jour du programme de bétonnage des barrages en béton et pour le calcul des couches de matériaux dans le cas des barrages en remblai. A cet effet, il y a des programmes disponibles.

Une application correcte des techniques d'établissement des programmes, une mise à jour si nécessaire, et une utilisation judicieuse des calculs et des dessins automatiques sont indispensables pour étudier les ressources, améliorer les coûts et les temps d'exécution et minimiser les risques.

En définitive, il est fortement souhaitable que le chef d'aménagement participe à ces activités d'organisation et d'établissement du programme des travaux qu'il aura à exécuter. Une analyse approfondie lui sera un avantage irremplaçable dans la conduite du chantier et le contrôle de l'avancement des travaux. Simultanément, cette façon d'opérer lui donnera une formation et une expérience très grandes applicables à des travaux futurs.

Computers may also be very effective in establishing and updating the pouring schedule for concrete dams and for calculating the layers of materials for those of fill type. There are programs for this purpose available.

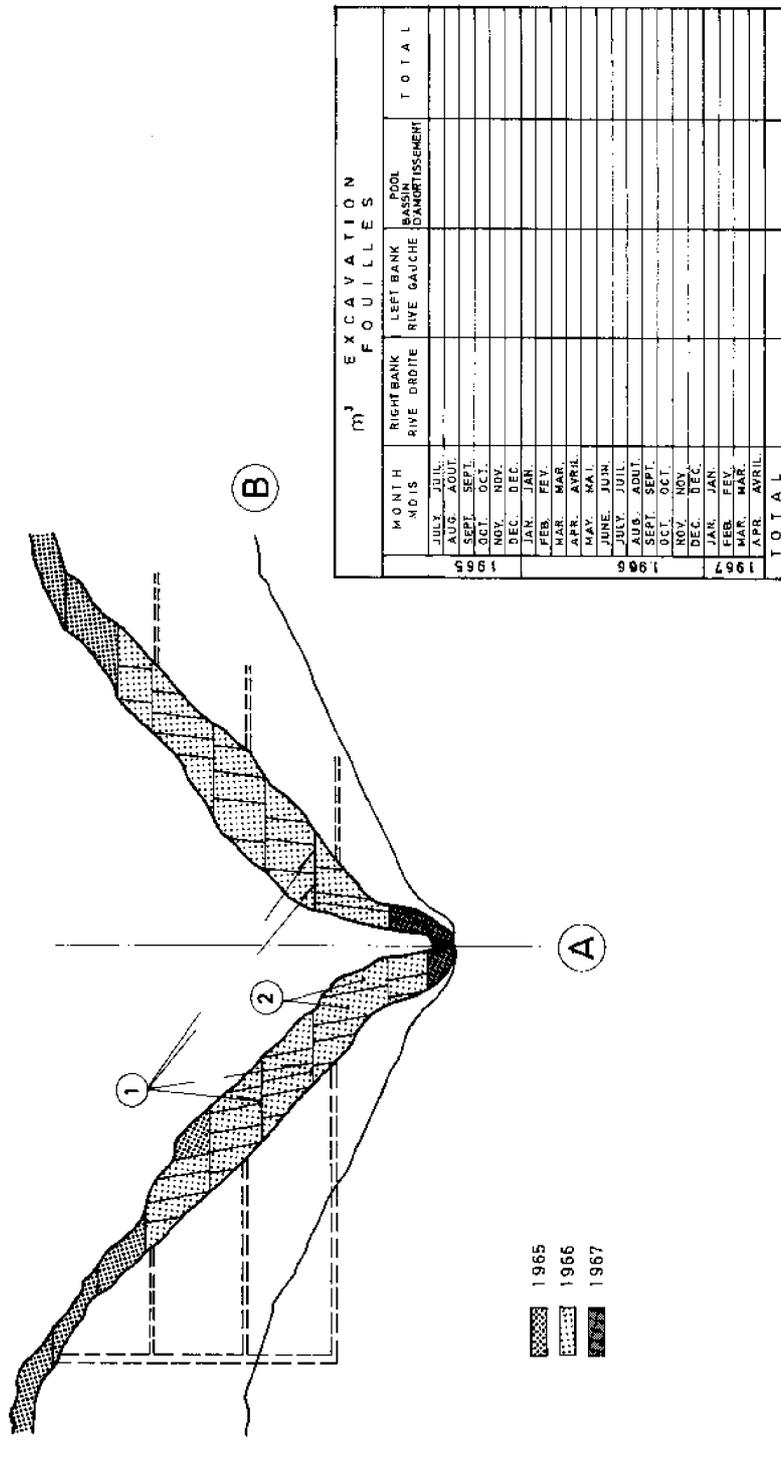
Proper application of scheduling techniques, updating when necessary and sensible usage of the calculations and automatic drawings are indispensable for planning resources, improving costs and execution times and minimizing risks.

Finally, it is obviously advisable that the Project Manager actively participate in these activities to plan and schedule the works he will have to execute. The in-depth analysis entailed will be an irreplaceable asset to him in managing the job and monitoring progress. Simultaneously, this " modus operandi " will give him important training and experience to be applied to future works.



Fig. 1

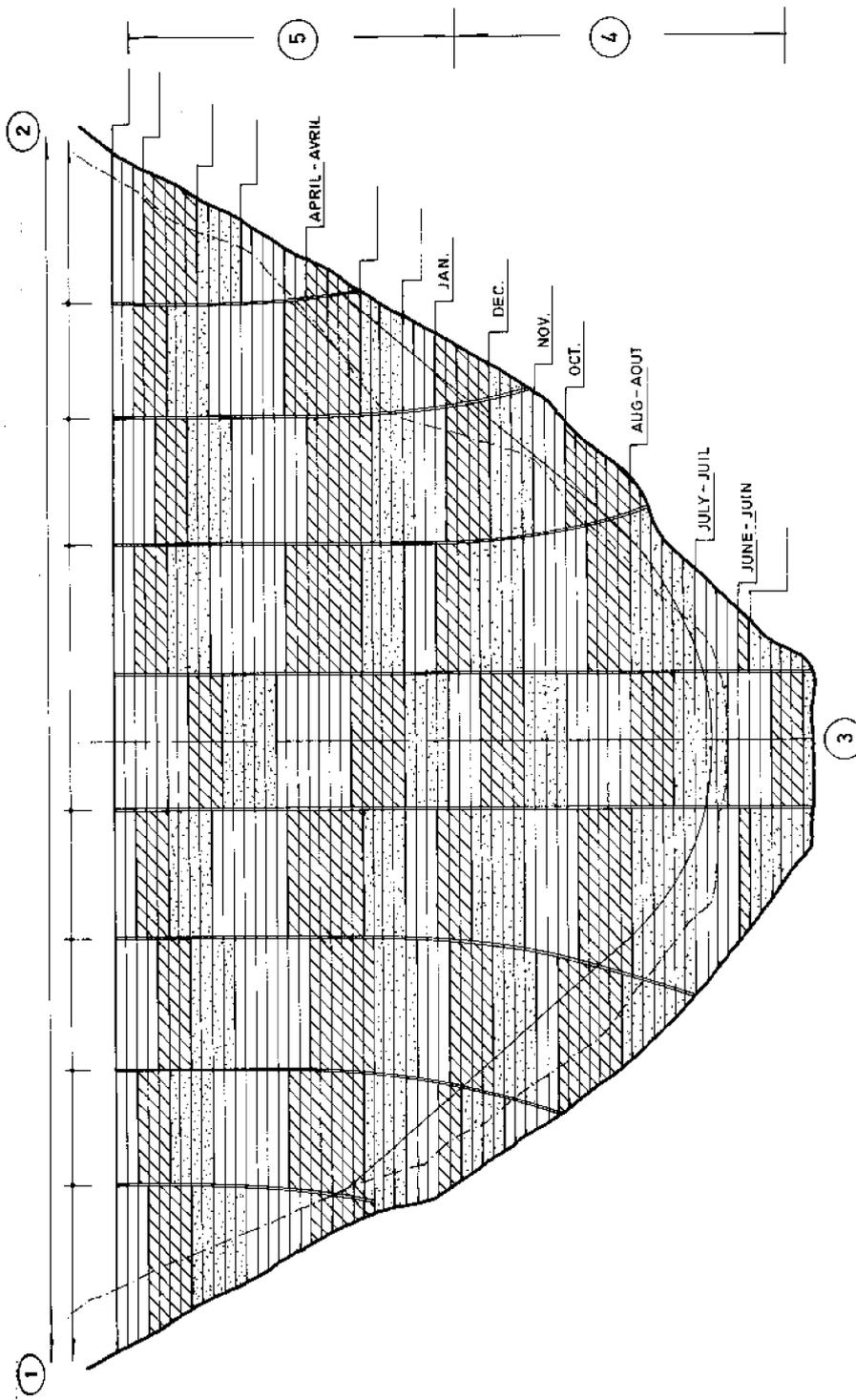
Almendra Dam - Excavation works.
Barrage Almendra - Exécution des fouilles.



(A) Schematic drawing of dam site.
 (B) Excavated volumes.
 (1) Platforms.
 (2) Volume to be excavated in one month in the platform.

Fig. 2
 Excavation works graphic schedule.
 Programme d'exécution des fouilles.

(A) Vue schématique du site du barrage.
 (B) Volumes des fouilles.
 (1) Plates-formes.
 (2) Volume mensuel de fouilles à réaliser depuis la plate-forme.



- (1) Rive droite.
- (2) Rive gauche.
- (3) Axe de symétrie.
- (4) Première année.
- (5) Deuxième année.

Fig. 3

Concreting schedule of an arch dam (developed downstream view).
Programme de bétonnage d'un barrage-voûte (élévation aval développée).

- (1) Right bank.
- (2) Left bank.
- (3) Symmetry axis.
- (4) First year.
- (5) Second year.

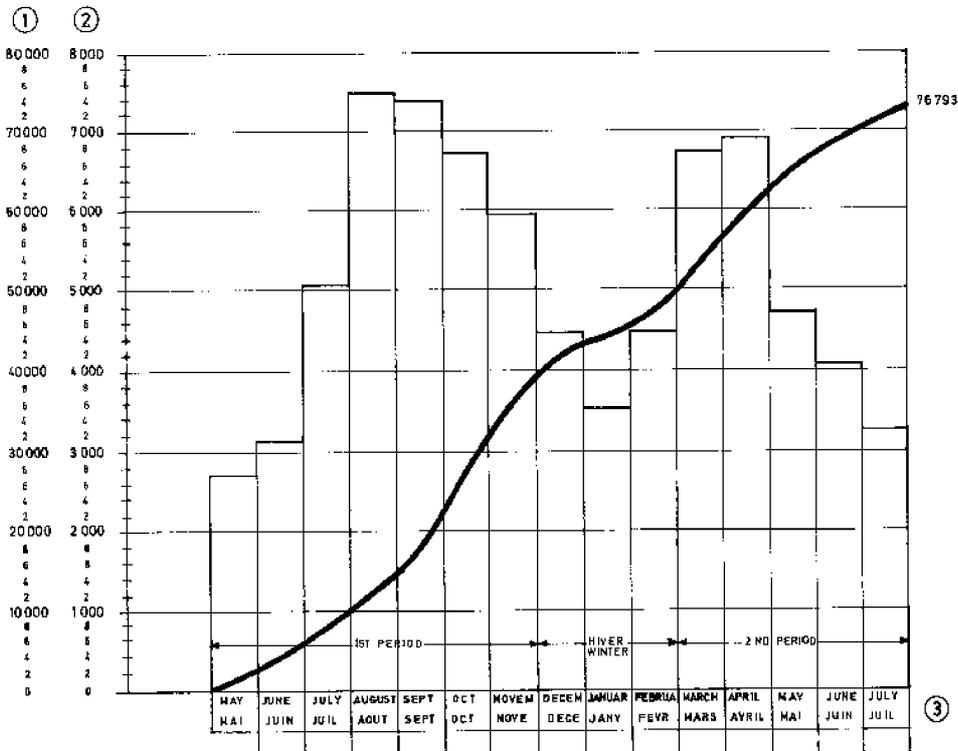


Fig. 4

Concreting works.

Travaux de bétonnage.

(1) Accumulated volume (m³)

(1) *Volume cumulé (m³).*

(2) Monthly volume (m³).

(2) *Volume mensuel (m³).*

(3) Months.

(3) *Mois.*

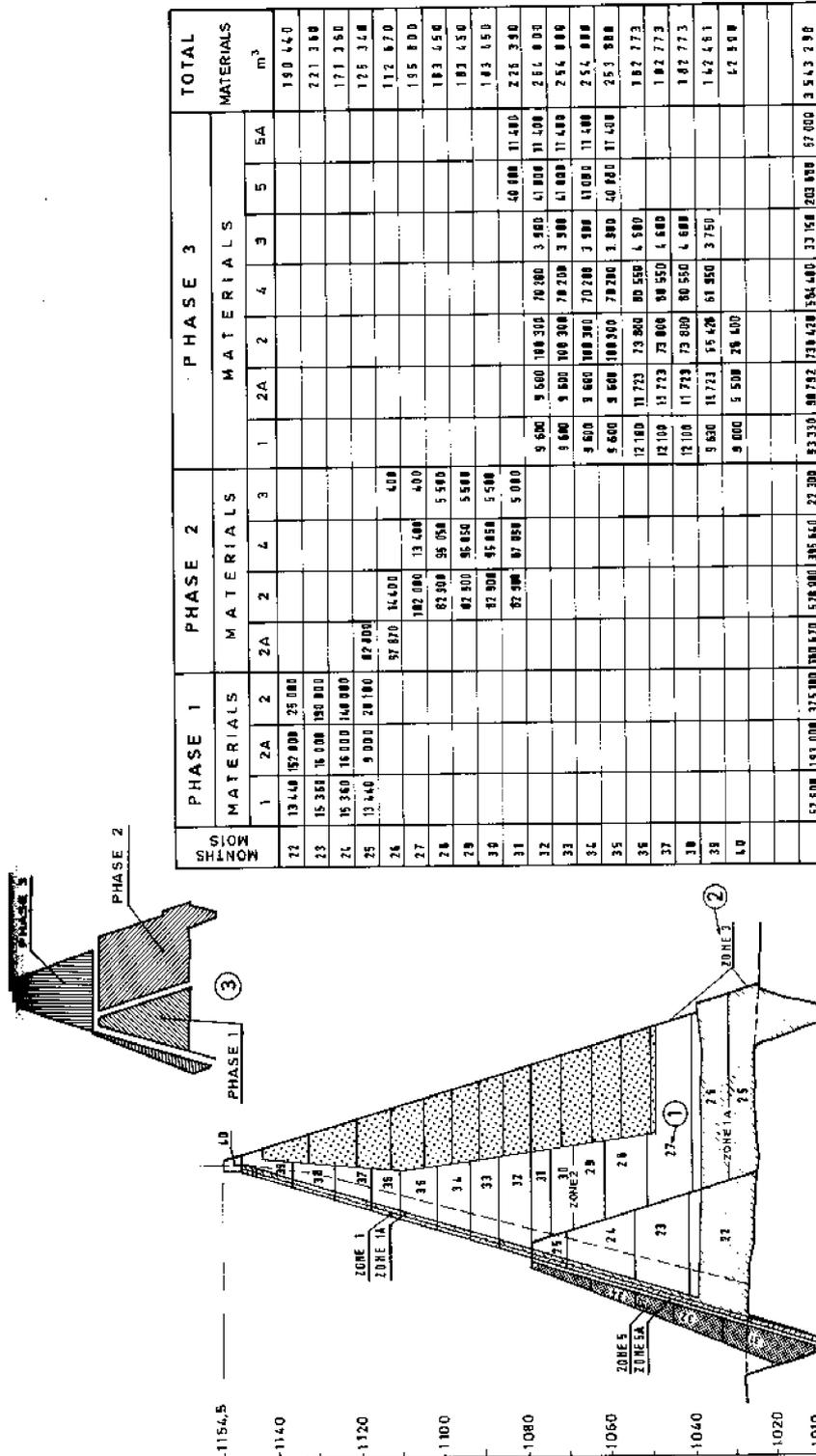


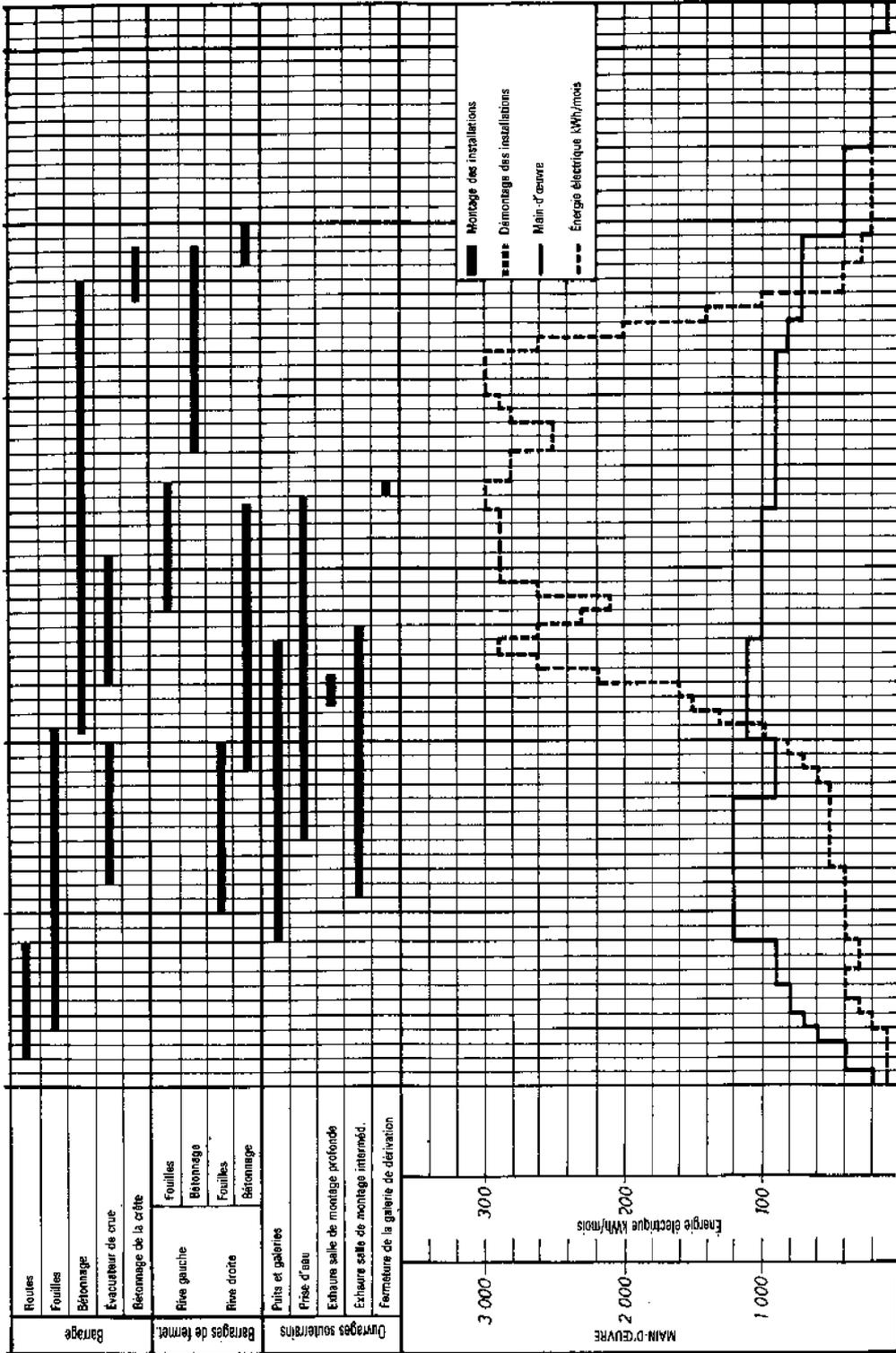
Fig. 5

Schedule of dam filling.

Programme d'exécution d'un barrage en remblai.

- (1) Month number.
- (2) Materials zone.
- (3) Construction phase.

PROGRAMME		1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971
TRAVAUX	Logement du personnel	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Routes principales	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Lignes électriques haute tension	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Réseau d'alimentation en eau	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Bureaux	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Magasins	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Ateliers d'électricité	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Ateliers de mécanique	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Ateliers de charpente et menuiserie	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Compresseurs et réseau d'alim. air comp.	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Routes secondaires	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Concasseurs primaire et secondaire	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Classification et lavage	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Silos de stockage des granulats	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
	Silos principaux de ciment	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D
Silos secondaires de ciment	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Centrale principale à béton	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Centrale secondaire à béton	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Chemins de roulement des blindés	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Point fixe des blindés	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Montage des blindés	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Quai des bennes des blindés	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Derrick amont	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Barrick aval	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Chemins de roulement des derrick	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Pont de service	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Réseau d'alimentation en air comprimé	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Routes	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Exploitation	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	
Carrière	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	J F M A M J J A S O N D	



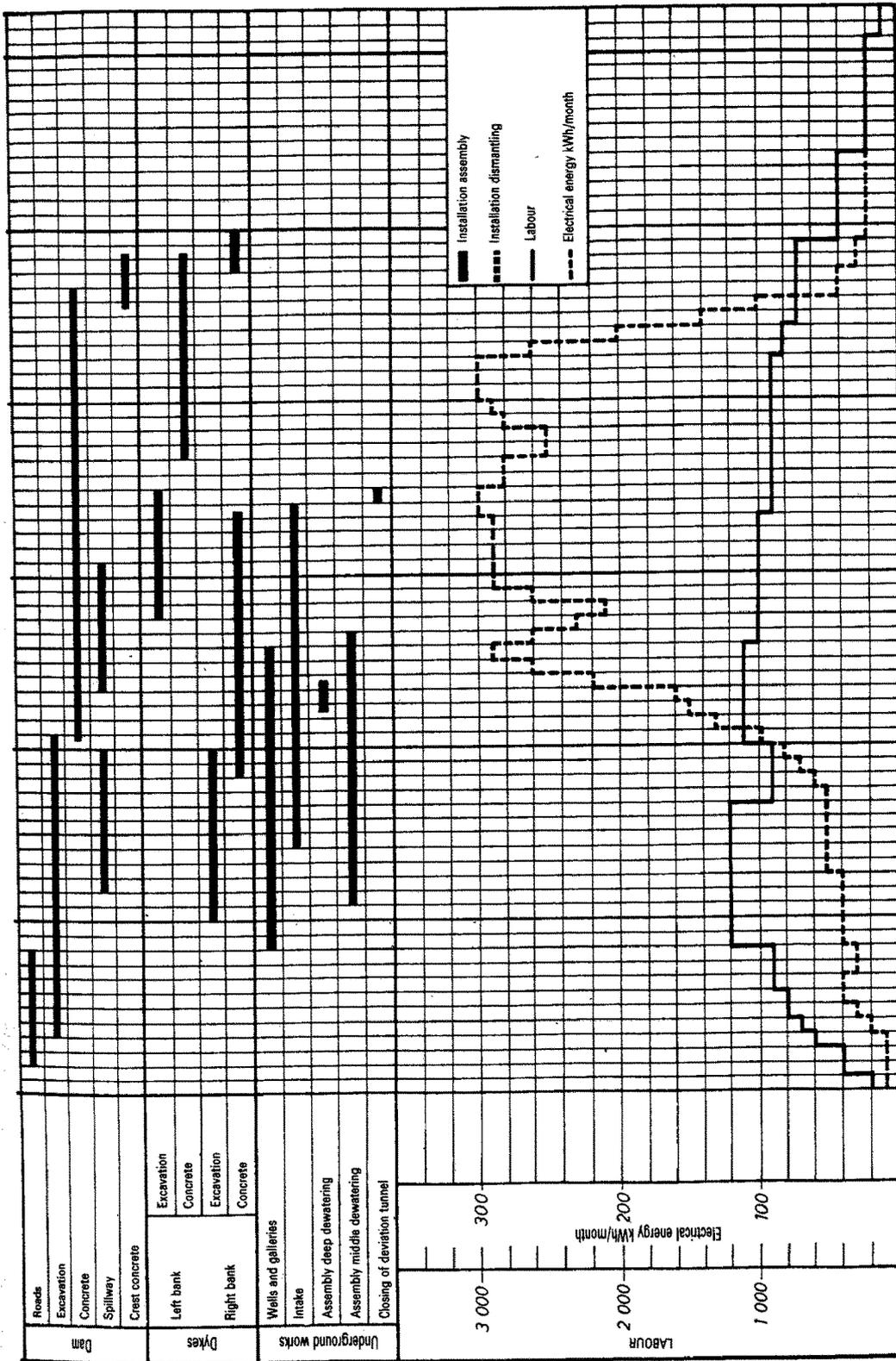


Fig. 6 (continued/suite)
 Almendra Dam. Schedule of the works
 Barrage Almendra - Programme des travaux

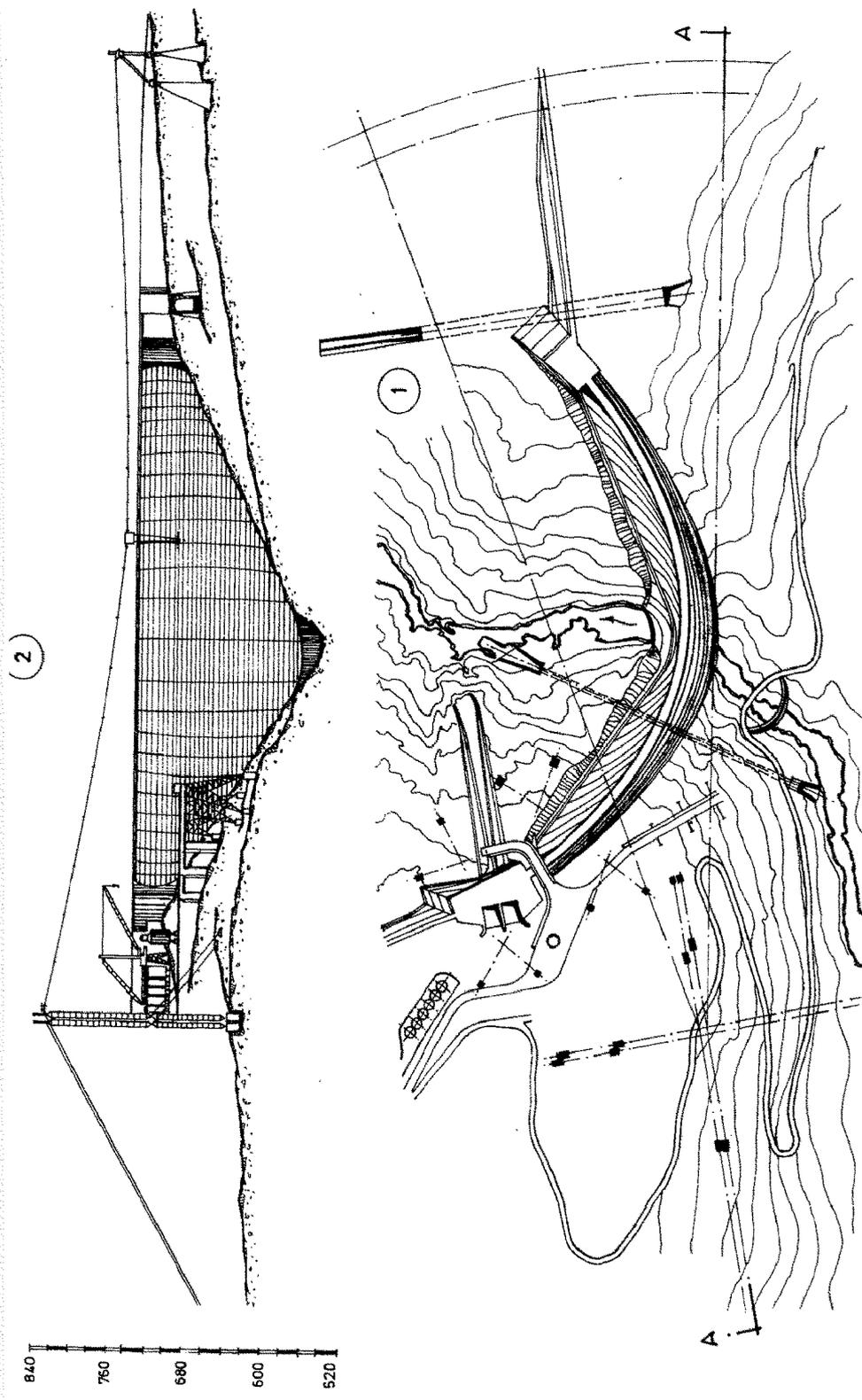
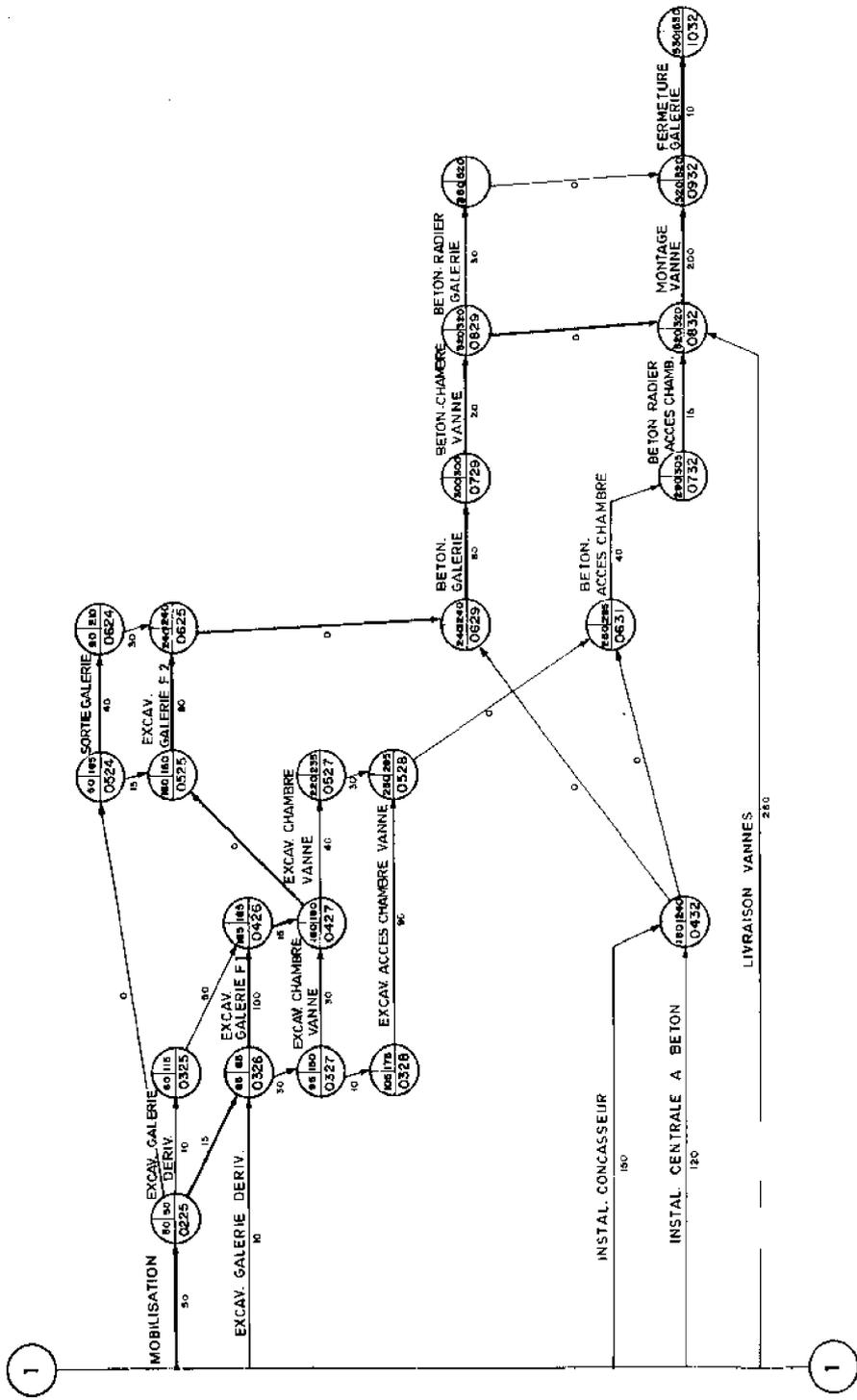


Fig. 7

Almendra Dam - Construction Plant.
 Barrage Almendra - Installations de chantier.
 (1) Plan.
 (2) Elevation A-A



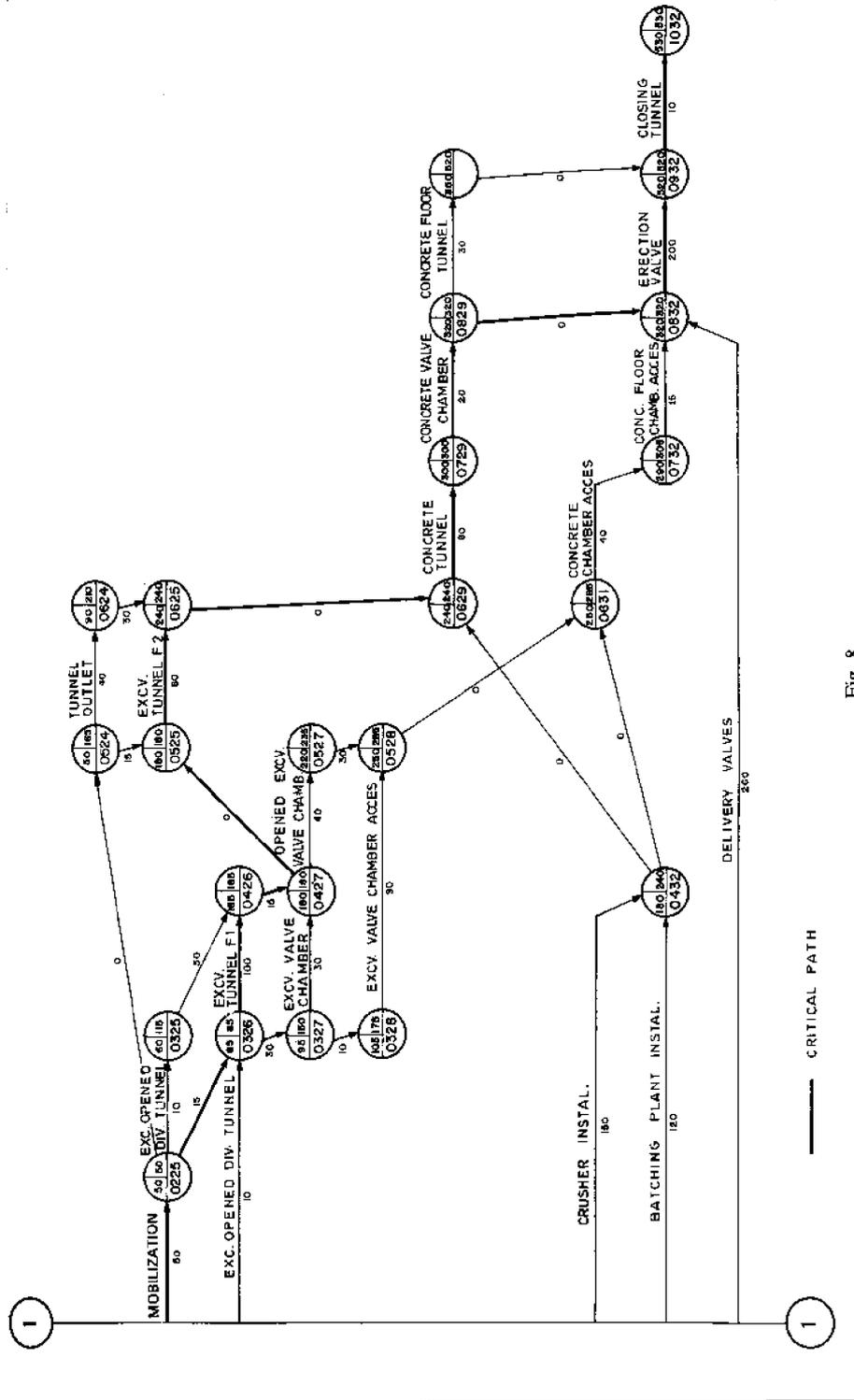
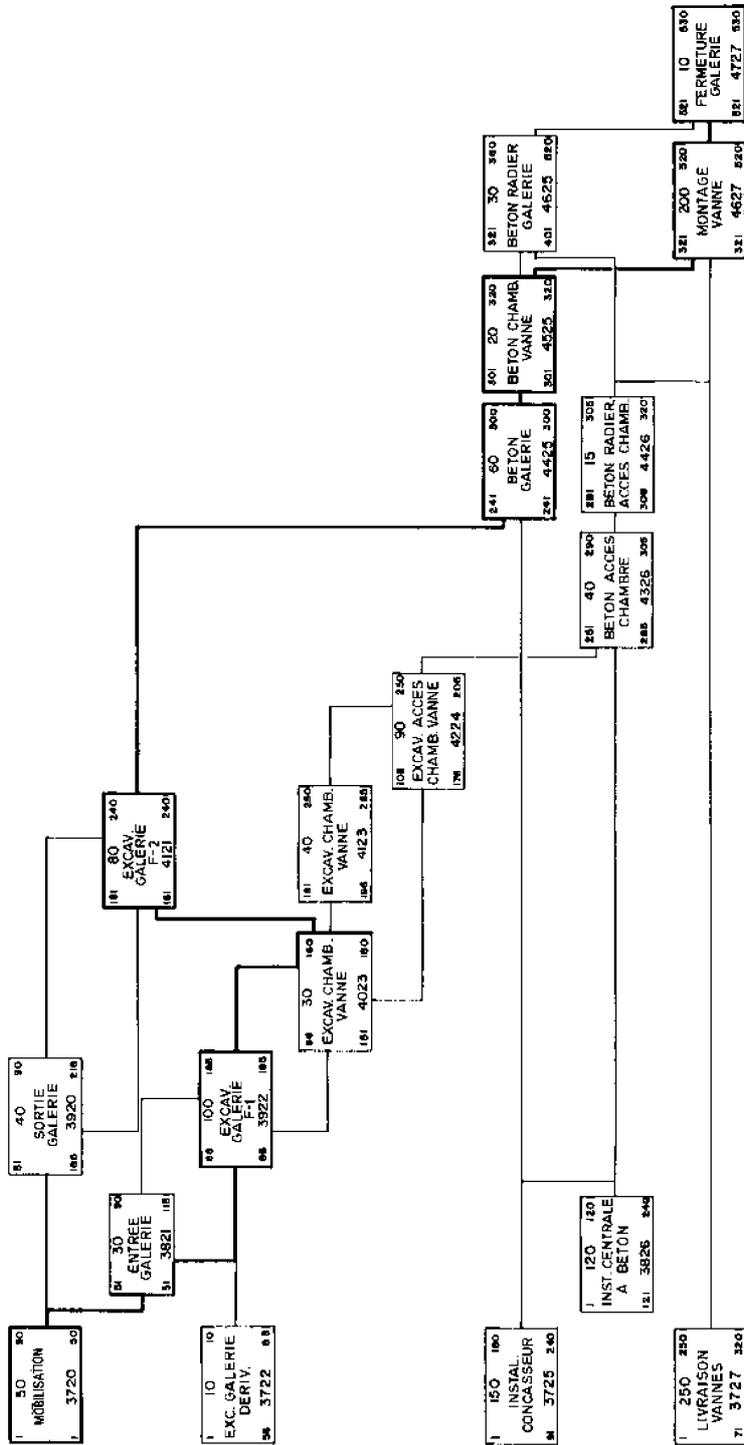


Fig. 8

Diversion tunnel - PERT Chart.
Galerie de dérivation - Graphique PERT.



— CHEMIN CRITIQUE

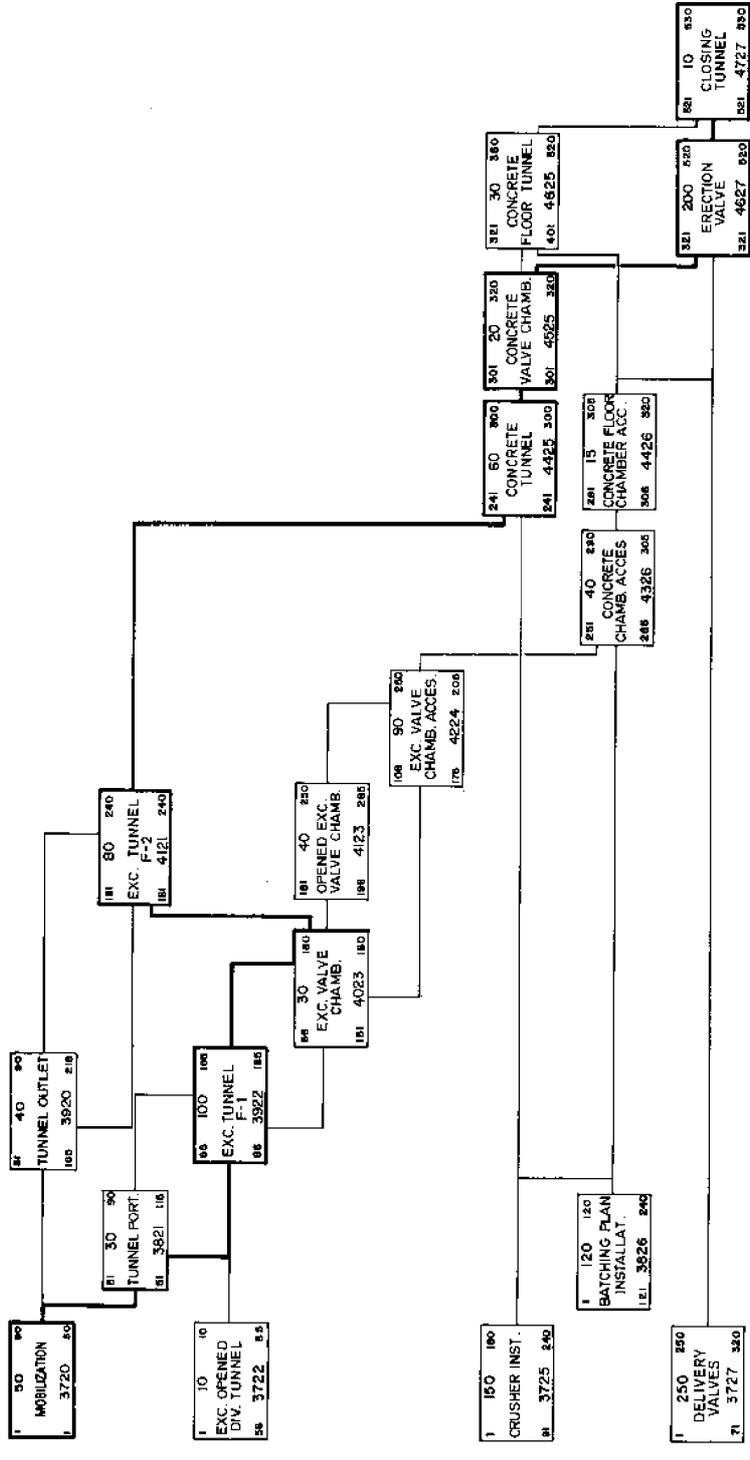
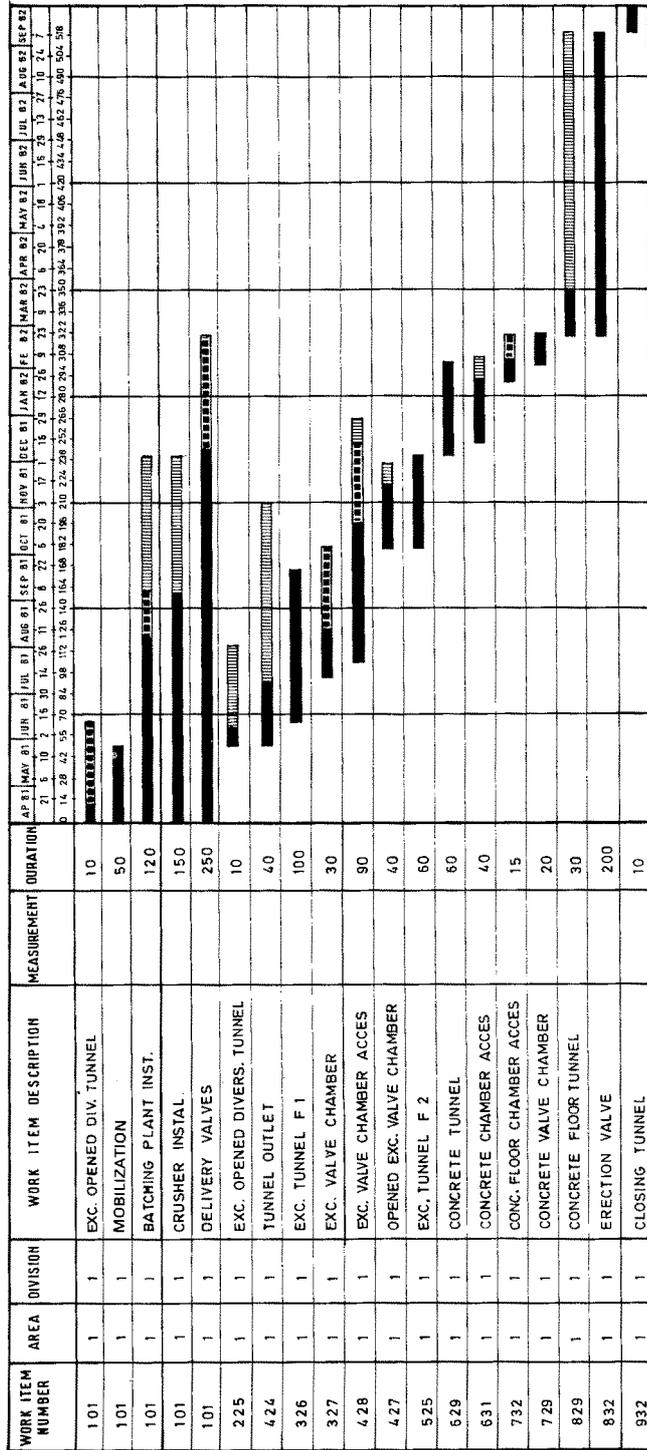


Fig. 9
 Diversion tunnel - Network precedences.
 Galerie de dérivation - Diagramme des priorités.



— 1
 - - - 2
 ||| 3

Fig. 10

Diversion tunnel - Bar Chart.

Galerie de dérivation - Diagramme à barres.

- (1) Duration.
 - (2) Free slack time.
 - (3) Total slack time.
- (1) *Durée.*
 - (2) *Temps libre.*
 - (3) *Temps mort total.*

2. TRAVAUX COMMUNS A TOUS LES TYPES DE BARRAGE

2.1. INTRODUCTION

Les barrages présentent des problèmes spécifiques dépendant de leur type et des matériaux les constituant; ces problèmes seront spécialement examinés dans les chapitres 3 « Barrages en béton » et 4 « Barrages en remblai ». Cependant, il y a d'autres questions qui sont plus ou moins communes à tous les types de barrage : dérivation de la rivière, fouilles, traitement de la fondation et du sol, etc.; elles font l'objet du présent chapitre 2.

2.2. DÉRIVATION DE LA RIVIÈRE PENDANT LA CONSTRUCTION

La dérivation de la rivière pendant la construction n'est pas traitée dans le présent document du fait que cette question est largement étudiée dans le *Bulletin CIGB*, n° 48.

2.3. FOUILLES A CIEL OUVERT POUR BARRAGES

Les fouilles à ciel ouvert sur les versants de la vallée et dans le lit de la rivière, au site du barrage, peuvent poser un grand nombre de problèmes; mais quelques critères généraux peuvent être établis en considérant deux groupes d'ouvrages : les barrages en béton et les barrages en remblai. Toutefois, les projets mixtes sont de plus en plus fréquents, c'est-à-dire ceux comprenant les deux types, auxquels les critères généraux mentionnés ci-dessus seront appliqués simultanément, avec le poids correspondant.

L'examen suivant indique d'abord les aspects essentiels ou caractéristiques des fouilles pour chaque groupe, et traite ensuite des problèmes spécifiques aux travaux de fouilles à ciel ouvert :

— **Programme de fouilles.** Seuls les aspects principaux sont examinés, étant donné que le sujet est couvert en général par le chapitre 1 (conception et étude des travaux de construction).

— **Matériel, dispositifs auxiliaires et installations spécifiques pour les fouilles.** La même remarque s'applique ici.

— **Projet de sautage.**

— **Problèmes spécifiques.**

— **Préparation de la surface d'excavation pour la fondation du barrage.**

Le présent chapitre couvre la technique de construction des barrages, mais n'aborde pas les cas particuliers où la présence d'ouvrages annexes importants influe beaucoup sur les fouilles du barrage, bien que de tels cas soient relativement

2. WORKS COMMON TO ALL TYPES OF DAM

2.1. INTRODUCTION

Dams present specific problems depending on their structural type and on their constituent materials; these problems are considered specifically in Chapters 3. Concrete Dams and 4. Embankment Dams. Nevertheless, there are other considerations which are more or less common to all types of dams — river diversion, excavations, foundation and ground treatments, etc. —, which are the subject of the present Chapter 2.

2.2. DIVERSION DURING CONSTRUCTION

The diversion of the river during construction is not considered in this paper since it is widely studied in *ICOLD Bulletin 48*.

2.3. OPEN EXCAVATION FOR DAMS

Open excavation in the valley sides and river bed at a dam site can involve a wide range of problems, but some general criteria may be established, considering two groups of works : concrete dams, and embankment dams. However, mixed designs are increasingly frequent, i.e. those including both solutions, in which the general criteria mentioned above must be applied simultaneously, with the corresponding weighting.

The following discussion indicates, firstly, the essential or characteristic aspects of excavation for each group and then systematically discusses the specific problems of open excavation works :

— **Excavation programming.** Only the major aspects are included, as the subject was generally covered in Chapter 1 (Construction Planning).

— **Plant, Auxiliary Facilities and Specific Installations for Excavation.** The same applies to these points, as they are also covered in Chapter 1.

— **Blasting design.**

— **Specific problems, and**

— **Excavated Surface preparation for the dam foundation.**

This section covers dam construction technology, dispensing with particular cases in which, the presence of major ancillary works greatly conditions dam excavation, although such cases are in fact relatively frequent. This is the case for

fréquents, par exemple : grandes usines au pied du barrage (extérieures ou souterraines), évacuateurs de crue non incorporés au barrage, prises d'eau et conduites, etc. Dans chaque cas, il est nécessaire d'étudier la construction simultanée de l'ensemble des ouvrages, y compris les travaux de fouilles, ce qui peut modifier le poids de quelques critères techniques relatifs au barrage.

2.3.1. Fouilles à ciel ouvert pour barrages en béton

Les fouilles à ciel ouvert pour les barrages en béton revêtent presque toujours une très grande importance, en raison des retards que des circonstances défavorables dans ces travaux peuvent apporter au programme de construction. D'une part, ces circonstances comprennent les retards fréquents et difficultés de toutes sortes entraînés par la mobilisation des hommes et du matériel au cours des premiers mois d'activités sur le chantier, période pendant laquelle la plus grande partie des travaux de fouilles est programmée; d'autre part, il y a les difficultés résultant de la topographie accidentée du site du barrage, ce qui est fréquent dans le cas de barrage en béton et rend très difficiles l'installation et l'exploitation du matériel de découpage mécanique ou de forage; enfin, du fait des conditions topographiques difficiles, les routes d'accès construites ne conviennent pas aux véhicules de transport et le matériel de chargement a un espace limité de manœuvre, interférant avec ces travaux.

Les considérations précitées signifient qu'il y a un risque élevé de ralentissement du programme. Cela affecte directement les coûts et les dates d'achèvement des fouilles, ce qui est particulièrement sensible dans les aménagements comportant d'importants volumes d'excavation. De toute façon, et même si les volumes de fouilles ne sont pas importants (on peut estimer que les fouilles représentent généralement 2 à 10 % du coût total des ouvrages de génie civil pour ce type de barrage), on considère qu'une modification des dates d'achèvement entraîne une modification identique ou plus grande des dates d'achèvement (et, par conséquent, des coûts) des autres travaux du barrage. Par exemple, si les fouilles sont retardées et s'il n'est pas possible de construire les plots de fondation dans le lit de la rivière en été, cela se traduit au moins par la perte d'une année complète dans la construction du barrage.

En résumé, on doit tenir compte des circonstances défavorables sus-mentionnées lors de l'étude des programmes et de l'estimation des coûts directs et indirects des barrages en béton.

2.3.1.1. Programme de fouilles

Pour les barrages en béton, les points suivants revêtent un intérêt particulier :

a) Si possible, les routes d'accès aux diverses plates-formes de chargement constituées de matériaux rocheux seront établies à l'amont du barrage afin de perturber le moins possible la géométrie de la fondation par rapport aux paramètres du projet. Ces plates-formes seront constituées en essayant d'équilibrer autant que possible les volumes d'excavation correspondants.

b) L'exécution des fouilles dans la zone du lit de la rivière et des plates-formes inférieures sur les versants de la vallée sera prévue dès que la dérivation de la rivière

large power plants at the base of the dam (exterior or underground), spillways not incorporated into the dam, water intake structures and pipelines, etc. At any event, this circumstance implies the need to study construction of both works simultaneously, including excavation work, which may change but not exclude the weighting of some dam technology criteria.

2.3.1. Open excavation for concrete dams

Open excavation is nearly always of major importance for concrete dams, due to the setbacks that unfavourable circumstances in this area can cause to the construction scheduling. On the one hand, these circumstances are the frequent delays and difficulties of all kinds involved with mobilising men and plant during the initial months of activity on site, which is when the majority of excavation work is programmed; on the other hand, the difficulties of rugged dam site topography, frequent in this type of dam, making the introduction and operation of mechanical cutting or drilling plant very difficult; finally, the difficult topography means that the access roads constructed are inconvenient for transport vehicles and that loading equipment has limited manœuvring space, interfering with this work.

The above means that there is a high risk of falling behind schedule. This implies the immediate deviation of excavation costs and completion dates which, in projects involving large excavation volumes, means a direct major setback. However, it should also be taken into account that, at any event, and even though excavation volumes may not be large (it may be estimated that excavation usually accounts for 2 to 10 % of total civil works costs for this type of dam) deviation in completion dates for the excavation usually involves a similar or greater deviation in the completion dates (and, therefore, the fixed costs) of the other dam construction activities. For example, if excavation is delayed, and it is not possible to lay the foundation blocks in the river bed in the summer, this means at least the loss of a complete year in dam construction.

Summarising, the above-mentioned unfavourable circumstances must be taken into account when studying programmes and estimating the direct and indirect costs for this type of dam.

2.3.1.1. Excavation Programming

The following points are of particular interest in concrete dams :

a) Wherever possible, access roads to the different rubble loading platforms should be established upstream of the dam in order to disturb the foundation geometry as little as possible from the design parameters. These platforms are established by attempting to balance the corresponding excavation volumes as far as possible.

b) Excavation of the river bed areas and lower platforms on the valley sides should be programmed when river diversion permits. While excavation of these

le permettra. Il faut considérer que, tant que les fouilles dans ces zones ne sont pas terminées, il n'est généralement pas raisonnable de commencer le bétonnage, étant donné que le chemin critique correspond le plus souvent aux plots du barrage dans ces zones.

c) Les fouilles de plusieurs niveaux de chargement seront exécutées simultanément, si possible, sans compromettre la sécurité.

d) Lorsque des problèmes de stabilité sont susceptibles d'affecter des zones importantes des versants de la vallée, il importe que le programme prévoie l'exécution simultanée des fouilles et du bétonnage des premières levées des plots correspondants. Cela signifie que le matériel particulier pour ce bétonnage doit être également installé (blondins, grues, etc.).

e) Si les problèmes se limitent au traitement d'accidents géologiques localisés, ne nécessitant pas le bétonnage de plots de fondation mais un dispositif de soutènement (boulons d'ancrage, injection, etc.), il suffit d'estimer convenablement le temps nécessaire à ce traitement, le matériel correspondant étant en général rapidement mobilisé.

Les points sus-mentionnés concernent des types de barrage (dans des vallées étroites ou en forme de V) qui, en général, nécessitent la dérivation de la rivière en une seule phase. Pour des larges vallées avec dérivation de la rivière en plusieurs phases, les critères généraux du programme de chaque phase doivent être examinés, ainsi que l'enchaînement des dérivations successives.

2.3.1.2. *Matériel, dispositifs auxiliaires et installations spécifiques*

Le présent paragraphe concerne les fouilles au rocher. Dans les zones où les fouilles préalables se font dans la terre (par exemple, lit de la rivière), le matériel le plus adapté est étudié dans le paragraphe concernant les barrages en remblai.

A ce jour, les matériels tirés de la technique du découpage mécanique ou du sciage du rocher ne conviennent pas en général pour les fouilles à ciel ouvert des fondations des barrages. Par conséquent, la roche est excavée soit au moyen d'un bulldozer ripper, soit, le plus souvent pour ce type de barrage, au moyen d'explosifs.

Les trous sont en général exécutés à l'aide d'engins sur chenilles équipés d'un marteau perforateur de grande puissance (parfois de deux, rarement plus). Ces engins se déplacent assez facilement sur des versants très accidentés, en ne nécessitant que des routes d'accès de base; les diamètres des trous varient de 1,5 à 3 pouces (38 à 76 mm), les vitesses de forage sont très élevées (1 à 3 m/mn, dépendant de la dureté de la roche). L'utilisation de matériel de forage auto-moteur rapide, avec des diamètres de 4 pouces (102 mm) ou plus, n'est économique que pour les versants de faible pente et les larges cours d'eau où les volumes de fouilles sont importants.

Avec la mise au point de marteaux perforateurs très lourds, le matériel hydraulique a rapidement remplacé le matériel à air comprimé. La technologie traditionnelle existe toujours et continuera sans doute d'être appliquée encore longtemps dans le domaine du matériel léger. Les marteaux perforateurs manuels ne sont pas techniquement ou économiquement recommandables pour les fouilles proprement dites, leur utilisation étant limitée au décapage de la surface d'excavation et au travail de finition.

Le matériel de chargement est en général tout à fait classique; il s'agit soit de chargeuses (presque toujours pneumatiques), soit d'excavateurs (presque toujours

areas is not complete, it is not generally reasonable to commence concreting as the critical path usually corresponds to the blocks in these areas.

c) Excavation of several rubble-loading levels should be carried out simultaneously wherever possible, without compromising safety.

d) When stability problems are foreseen that may affect considerable areas of the valley sides, it is essential to programme excavation and concreting of the first lifts of the corresponding blocks simultaneously. This means that the specific equipment for this concreting work must also be installed (cableways, cranes, etc.).

e) If the foundations only require the treatment of localised geological features with a support system (bolts, grouting, etc.) and not the block foundation, the problem is reduced to properly estimating the time necessary for this treatment, as the plant required is usually quickly mobilised.

The above points refer to typical dams (in narrow valleys or V-shaped valleys) that usually involve one diversion of the entire river. For wide valleys with diversions in various stages, the general programming criteria of each stage must be taken into account together with the work of coordinating successive diversions with the previous stage.

2.3.1.2. *Equipment, Auxiliary Facilities and Specific Installations*

The following refers to rock excavation. Where prior excavation exists in earth (e.g. the water course area), the most suitable equipment is discussed in the section on Embankment Dams.

To date, mechanical rock cutting or sawing equipment technology has produced models that are not generally suitable for open excavation in dams. Consequently, the rock can either be removed with a bulldozer ripper or, more frequently for this type of dam, with explosives.

Auger holes are usually sunk by crawler-mounted vehicles fitted with a heavy-duty hammer drill (sometimes 2, rarely more). These vehicles move with relative ease over highly rugged slopes, requiring only very basic access roads, and hole diameters vary between 1.5" and 3" with very high boring speeds (1 to 3 m/min, depending on rock hardness). The use of fast self-propelled boring equipment with diameters of 4" or more is only economic for gently sloping sides and wide water courses involving major excavation volumes.

Hydraulics have been rapidly replacing compressed air as the heaviest hammer drills have developed. This traditional technology still exists and will perhaps continue to do so for a long time in lightweight equipment. Manual hammer drills are not technically or economically recommendable for the excavation itself, being limited to scaling the excavation surface and finishing work.

Loading equipment is normally completely conventional, employing either loaders (nearly always pneumatic) or excavators (nearly always hydraulic) with less

hydrauliques) moins mobiles et, par conséquent, ne se justifiant actuellement que pour de très grands volumes. Dans les deux cas, des tracteurs aideront au chargement.

Le bulldozer est indispensable pour les fouilles des barrages en béton. On doit se rappeler que le rendement d'une chargeuse dans la roche dépend fondamentalement de l'aide apportée par le tracteur, mais que l'emplacement des chargements sur très peu de niveaux nécessite aussi des engins puissants pour pousser le volume plus grand de matériaux correspondant à chaque niveau de chargement.

Les engins de transport sont en général de gros camions classiques (de 20 tonnes environ, à essieux moteurs multiples), bien que l'utilisation de dumpers soit recommandable (de 30 à 100 tonnes, selon le cas) étant donné leur faible rayon de virage facilitant le chargement avec un minimum de manœuvres.

Enfin, il y a des cas où le choix des installations et matériel d'excavation : moyens de forage, de chargement ou de transport, dépend de la future carrière de granulats pour le barrage. De toute façon, le choix du matériel approprié à la future carrière doit être fait en tenant compte de sa répercussion sur les coûts et dates d'achèvement des fouilles, comparativement au matériel acheté ou loué choisi pour l'exécution des fouilles et mobilisé uniquement à cet effet.

En plus des points mentionnés au chapitre 1, on peut faire les remarques suivantes sur les installations spécifiques :

a) La largeur de la route d'accès aux niveaux de chargement peut être limitée à un seul véhicule (avec des points de croisement dans des zones élargies) en terrain très accidenté avec des volumes de fouilles restreints.

b) La tendance actuelle est de ne pas installer des réseaux fixes de conduites d'air comprimé pour la phase d'excavation, mais, de préférence, de munir le matériel de forage de compresseurs mobiles capables d'alimenter un ou plusieurs appareils de forage. Des réseaux ne seront installés que dans le cas où il y a un net avantage de coût d'énergie en faveur de compresseurs électriques fixes. Le réseau d'air comprimé est installé plus tard dans tous les cas, en le dimensionnant pour satisfaire aux exigences de la phase de bétonnage qui sont nettement moindres.

c) En ce qui concerne le réseau d'alimentation en eau, il est de faible importance au stade de l'excavation, étant donné que le forage à sec est plus économique et que la protection du personnel est suffisamment garantie par un équipement individuel ou que les appareils de perforation sont munis d'un dispositif anti-poussière. L'eau est seulement utilisée dans les travaux préparatoires antérieurs au bétonnage, le réseau étant alors installé conformément à ces besoins spécifiques.

2.3.1.3. *Projet de sautage*

Pour les barrages en béton, les fouilles doivent atteindre une roche de qualité acceptable pour les fondations. Dans les barrages-voûtes, la fondation est en général asymétrique (ou très légèrement asymétrique) par rapport au plan vertical de l'axe du barrage, ce qui, compte tenu également de l'exigence sus-mentionnée, conduit fréquemment à des fouilles très profondes. En résumé, il y a deux aspects concernant les fouilles : tout d'abord, la qualité du fond ou de la surface du rocher de fondation et, ensuite, la stabilité des plots latéraux de la tranchée excavée pendant la construction et, plus tard, en exploitation.

mobility and, consequently, only justifiable at present when handling very large volumes. In both cases, tractors should assist with the loading.

The bulldozer is essential for concrete dam excavations. It should be remembered that loader performance in rock not only basically depends on assistance from the tractor but that location of the load on very few levels also requires powerful plant to push the larger volume of rubble corresponding to each loading level.

Transport vehicles are usually conventional heavy lorries (around 20 tonnes and multiple axle drive) although the use of dumper trucks is recommendable (from 30 to 100 tonnes, depending on each case) given their advantages of small turning circles, facilitating loading with a minimum of manoeuvres.

Finally, there may be cases where the decision on excavation plant and equipment, whether boring, loading or transport facilities, is conditioned by the future aggregate quarry for the dam. At any event, the adoption of equipment suitable for the future quarry must be evaluated with respect to its repercussion on excavation costs and completion dates, as compared to purchased or hired equipment selected for the excavation and mobilised exclusively for this purpose.

Further to the points mentioned in Chapter 1, the following should be mentioned with respect to specific installations :

a) Access road width to the loading levels may be limited to a single vehicle (with crossing points at preset widened areas) in very rugged terrain with limited excavation volumes.

b) The present trend is not to install permanent compressed air piping networks for the excavation phase, but rather to fit mobile compressors to the drilling equipment capable of supplying one or more drilling vehicles. Networks should only be installed where there is a clear power cost advantage in favour of permanent electric compressors. Otherwise, the compressed air network is installed at a later date in all cases, sizing it for the concreting stage requirements, which are much lower.

c) With respect to the water network, this is of little importance at the excavation stage as dry boring is more economical and personnel protection is sufficiently guaranteed by either individual equipment or dust removal equipment fitted to the drills. Water is only used in preparatory work prior to concreting, which is when this network is installed in accordance with these specific requirements.

2.3.1.3. *Blasting Design*

In concrete dams the excavation must reach rock of an acceptable quality for the foundation. In arch dams the foundation is usually asymmetrical (or very slightly asymmetrical) with respect to the vertical plane of the dam axis which, together with the above requirement, frequently leads to very deep excavations. In summary, there are two aspects to excavations : firstly, the quality of the bottom or foundation rock surface and, secondly, the stability of the side blocks of the excavated trench during construction and, later, in operation.

Les projets modernes de sautage doivent tenir compte de ces deux aspects, ce qui conduit à recommander les techniques de prédécoupage en vue d'obtenir des talus stables, le découpage étant utilisé là où le rocher doit être le moins maltraité et où une surface de fond de fouille de géométrie exacte doit être réalisée.

Il en résulte qu'un sautage type comporte toujours une phase de trous de forages verticaux (la majorité du volume), pour laquelle au moins les deux surfaces extrêmes sur les versants de la vallée doivent descendre jusqu'au niveau de fondation, la mise à feu de l'ensemble étant effectuée avec le même retard (prédécoupage) qui doit être le plus faible de la série utilisée. D'autres trous peuvent atteindre le fond ou un niveau situé au maximum à 1,50 m environ au-dessus du fond; les trous de forage sont disposés suivant des lignes parallèles allant vers la plate-forme de chargement, la mise à feu étant faite avec des retards successifs au fur et à mesure que la distance à la plate-forme augmente. Toute deuxième phase pour excaver la partie inférieure est conçue avec des trous de forage qui suivent la surface de fondation (découpage), complétés par d'autres qui leur sont parallèles (trous de forage verticaux et courts) et constituent l'effet brisant.

Le prédécoupage est le sautage instantané des trous de forage suivant le dispositif précité, tandis que le découpage est une série d'opérations de sautage, également instantanées, mais dans des groupes partiels de quelques trous de forage avec une disposition identique. Les facteurs en faveur du prédécoupage sont la meilleure géométrie obtenue et le risque plus faible d'instabilité; les facteurs contre le prédécoupage et en faveur du découpage sont que la vibration (vitesse de l'onde de propagation, ou accélération, ou déplacement, dépendant du paramètre choisi) est au maximum et que la probabilité de maltraiter le rocher est plus grande. Dans les deux techniques les trous doivent être forés avec une grande précision, étant donné que la distance entre deux trous adjacents est de quelques dizaines de centimètres environ.

A condition que les niveaux de chargement ne dépassent pas 20 ou 25 m, la première phase de sautage peut être conçue pour excaver le volume total entre niveaux, mais en général on exécute le sautage en deux ou trois opérations successives. La technologie actuelle dans le domaine des explosifs offre un champ suffisant de retards pour l'ensemble des sautages et on peut également indiquer que le matériel moderne garantit une précision de forage. Cependant, cela est seulement recommandable pour un rocher homogène présentant un module d'élasticité élevé, où une fragmentation convenable peut être assurée (granites, porphyres, basaltes, certains schistes durs et massifs, etc.); sinon, des essais doivent être exécutés pour fixer le nombre maximal de lignes qui peuvent être tirées sans mordre le rocher excavé, en raison des insuffisances de projet dans les parties inférieures des trous de forage.

En ce qui concerne la deuxième phase, le forage intégral des trous de découpage est difficile en pratique et, de toute façon, n'est pas recommandable étant donné que des opérations successives de sautage seront mises en œuvre.

En définitive, on notera que les moyens modernes permettent d'opérer avec de très faibles charges de dynamite par mètre cube, ce qui peut être déterminé à partir d'un très petit nombre d'essais préliminaires, ou que la dynamite peut être remplacée par l'ANFO pour l'effet brisant au moins, tout cela en vue de maltraiter le moins possible la roche de fondation. En ce qui concerne la mise à feu, la technologie de l'amorçage électrique ou non électrique a fait d'énormes progrès, étant noté que le type électrique est d'utilisation plus facile (ou exigeant le moins de spécialisation),

Modern blasting design should consider both questions, which means that presplitting techniques are recommended for achieving stable slopes employing splitting where rock is to be disturbed to a minimum and an excavation bottom surface with the right geometry must be obtained.

Consequently, typical blasting always has a vertical drill hole phase (the majority of the volume) for which at least the two end surfaces at the valley sides must reach down to foundation level, firing all of them with the same delay (presplitting) which must be the lowest of the series used. Other boreholes may reach the bottom or to a maximum of around 1.5 m above the foundation level; the drill holes are arranged in parallel rows running towards the loading platform and are fired with successive delays as distance to the platform increases. Any second phase to excavate lower block is designed with drill holes that follow the foundation surface (splitting) complemented with others parallel to them (or vertical short drill holes) that form the shattering.

Presplitting is the instantaneous blasting of the drill holes following the arrangement explained above, whereas splitting is a series of blasting operations, also instantaneous, but in partial groups of several drill holes with a similar arrangement. The differences in favour of presplitting are the better geometrical perfection of the surface obtained and the lower risk of instability; factors against presplitting and in favour of splitting are that vibration (expansive wave propagation velocity, or acceleration, or displacement, depending on the parameter selected) is at a maximum and rock disturbance more probable. In both techniques the drill holes must be bored with great precision, as the distance between two adjacent holes is around several tens of centimeters.

Provided that the rubble loading levels do not exceed 20 or 25 m, first phase blasting may be designed to excavate the whole volume between levels, but it is usual to carry out blasting in two or three successive operations. Present detonator technology offers a sufficient range of delays for overall blasting, and the same can be stated for the guarantee of precision boring provided by modern equipment. However, this is only recommendable for homogeneous rock with a high modulus of elasticity, where proper fragmentation can be assured (granites, porphyries, basalts, some hard and massive schists, etc.); otherwise, trials should be carried out for the maximum number of rows that can be blasted without producing interlocking of the excavated rock, due to design defects in the lower parts of the drill holes.

With respect to the second phase, integrated boring of the splitting is difficult in practice and, at any event, is not recommendable as successive blasting operations should be employed.

Finally, it should be noted that modern facilities allow working with very low dynamite charges per m³, that can be established with very few preliminary tests, or the dynamite can be substituted by ANFO for the shattering at least, all in order to ensure the lowest possible disturbance of the foundation rock. Relative to detonators, the technology of electric or non-electric primers is very advanced, with the electrical ones being easier to use (or, alternatively requiring less specialization), although they should not be used under certain circumstances (rapidly forming

bien qu'il ne doit pas être mis en œuvre dans certains cas (orages survenant rapidement, ce qui se produit fréquemment dans les régions tropicales, champs électriques erratiques, etc.). De même, le contrôle de la vibration, qui est parfois nécessaire pour des raisons spécifiques, est une technique parfaitement maîtrisée grâce à l'association du forage de précision et des charges explosives spécifiques minimales (charge totale par retard), ce qui est réalisé avec des séries qui augmentent de plus en plus et est disponible pour les deux types de mise à feu (modules d'environ 10 à 15 μ s).

2.3.1.4. *Problèmes particuliers*

a) Fouilles en deux phases

Certains projets nécessitent que les fouilles générales soient exécutées en deux phases, la première pouvant faire l'objet d'un marché préalablement à celui de la construction du barrage. C'est le cas pour les roches s'altérant très facilement.

Dans ces cas, en ce qui concerne la seconde phase, des dispositifs spécifiques de chargement doivent être prévus (blondins, grues, etc.) s'il y a une courte période entre l'excavation et le bétonnage. Le prédécoupage doit être exécuté lors de la première phase, jusqu'au niveau inférieur définitif.

b) Géométrie de la fondation

On doit faire une différence entre les barrages-poids et les barrages-voûtes. Dans le premier type, le profil moyen transversal à l'axe de la rivière est généralement défini en marches d'escalier, ce qui facilite l'introduction des plots et leur indépendance par rapport aux plots adjacents, mais il n'y aura pas de différences de niveau, dans chaque plot, de plus de 1 m afin d'empêcher la fissuration du béton due au retrait (différences de masse). Par contre, une surface de fouille continue, sans marches, est en général exigée pour les barrages-voûtes; si des marches sont tolérées, la différence de niveau moyen doit être minimale.

En ce qui concerne le profil type de la fouille parallèle à l'axe de la rivière, le fond est généralement un niveau unique légèrement incliné. Lorsque la largeur de fondation est importante (très grands barrages-poids), le projet peut prescrire une fondation avec deux niveaux (nombre maximal, en général), ce qui, étant donné la grande dimension de la base, ne pose pas de problèmes de construction, si ce n'est que le passage d'un niveau à l'autre est d'habitude très progressif.

2.3.1.5. *Préparation de la surface excavée pour la fondation du barrage*

L'étape finale de tous travaux de fouilles d'un barrage en béton comprend le décapage, le nettoyage et le lavage au jet d'eau avant le bétonnage des plots.

Il y a lieu de noter que : a) cette préparation de la surface de fondation est une opération qui est souvent oubliée lors de l'estimation du temps nécessaire aux travaux et, surtout, du coût des fouilles; b) un décapage excessif et, en particulier, l'utilisation de jets d'eau peuvent conduire à une surexcavation inutile susceptible même de compromettre le projet de barrage; c'est le cas d'un rocher schisteux ou d'un rocher stratifié avec des strates de différente dureté.

storms, which frequently occur in the tropics, erratic electrical fields, etc.). Also vibration control, which is sometimes required for specific reasons, is a technique that is perfectly mastered thanks to the combination of precision drilling designs with minimum specific explosive charges (total charge per delay), which are achieved with series that are increasingly being extended and are available for both types of detonators (moduli of around 10 to 15 μ s).

2.3.1.4. *Particular Problems*

a) Two-stage excavation. Some projects require the general excavation to be carried out in two stages, of which the first may even be executed under a contract prior to the dam construction contract itself. This is the case with very easily weathered rocks.

In these cases, with respect to the second stage, specific loading facilities must be provided (cableways, cranes, etc.) if there is a minimum period between excavation and concreting. The presplitting must be carried out in the first stage, to the final lower level.

b) Foundation geometry. A distinction must be made between gravity dams and arch dams. In the former, the mean profile transversal to the river axis is usually defined in steps that facilitate block introduction and their independence from adjacent blocks, but there should be no level differences within each block of more than 1.0 m to prevent cracking in the concrete on shrinkage (mass differences). On the other hand, a continuous excavation surface, without steps, is usually required in the latter and, if steps are tolerated, the average level difference must be minimal.

With respect to the typical profile of the excavation parallel to the river axis, the bottom is usually a single level that is slightly sloping. When the foundation width is considerable (very large gravity dams) the design may require a foundation with two levels (usually no more) that, given the large size of the base, do not create any construction problems, except that the change from one level to the other is usually very gradual.

2.3.1.5. *Preparation of the Excavated Surface*

The final stage of any concrete dam excavation is the scaling and the cleaning and washing with water jets prior to block concreting.

It should be taken into account that, firstly, this is an operation that is frequently forgotten when estimating time requirements and, above all, excavation costs. Secondly, excessive scaling and, particularly, excessive use of water jets can lead to unnecessary over-excavation that may even jeopardise the dam design. This is the case of schist-like or stratified rock with alternating strata of very different hardness.

2.3.2. Fouilles à ciel ouvert pour barrages en remblai

Deux circonstances principales conduisent à ce type de barrage : la faible qualité du rocher de fondation, ou un lit de rivière avec dépôt épais de matériaux. Cela correspond presque toujours à des sites de barrage dans des larges vallées avec des versants de faible pente.

Dans ces cas caractéristiques, le volume de fouilles, lorsqu'il est important, est généralement concentré dans la zone du lit de la rivière en raison du remplissage très épais, avec un faible volume de fouilles sur les versants. L'assise du corps du barrage sur les versants nécessite seulement l'enlèvement de la terre végétale et des zones de rocher très mauvais, sauf pour les surfaces de contact des noyaux ou la fondation des parafoilles ou des socles. La fouille de l'assise d'un noyau nécessite plus d'opérations de nettoyage que l'assise du reste du remblai, afin de mettre à découvert les formations rocheuses étanches de fondation, mais sans que ces travaux soient comparables aux fouilles d'un barrage en béton. La fouille d'une tranchée, bien qu'étant de petites dimensions, peut seulement être envisagée pour la zone de fondation d'un parafoille particulier ou pour une galerie périmétrale sous le noyau.

Toutefois, la vaste expérience acquise actuellement sur ce type de barrage, ainsi que les modifications capitales survenues, au cours des récentes années, dans les coûts moyens et résultant du prix de l'énergie et de la hausse des salaires, ont élargi le domaine d'application des barrages en remblai; ceux-ci sont maintenant également adoptés dans des sites présentant une roche dure et des versants très raides, où le risque d'écart sur les coûts et les dates d'achèvement des fouilles est le même que pour les barrages en béton.

En résumé, dans les cas caractéristiques (large vallée et versants de faible pente), l'étude des fouilles dans le lit de la rivière est capitale, avec celle des versants qui est de moindre importance, tandis que dans les cas non caractéristiques (versants raides, sites de barrages en forme de V) le problème est général et des précautions identiques à celles indiquées pour les barrages en béton doivent être prises.

2.3.2.1. Programme de fouilles

a) Les routes d'accès aux divers niveaux seront définies en tenant compte des futurs travaux de construction du corps du barrage et les travaux de fouilles utiliseront ce réseau de routes.

b) Les fouilles principales dans le lit de la rivière et dans les parties basses des versants, ainsi que les fouilles du parafoille et de la tranchée de la galerie périmétrale (au moins dans les mêmes zones basses), doivent avoir une totale priorité. On doit tenir compte du mode de construction de ce type de barrage en couches horizontales et cette règle ne sera modifiée que dans des cas de construction ou de projet tout à fait exceptionnels.

c) Les fouilles dans le lit de la rivière et sur les versants inférieurs coïncident en général avec les travaux de dérivation de la rivière, lorsque ceux-ci sont réalisés avec des conduits couverts sur l'une ou les deux rives. Dans ces cas, l'établissement du programme doit tenir compte des deux objectifs, la priorité relative étant logiquement en faveur de l'achèvement des ouvrages de dérivation.

2.3.2. Open excavation for embankment dams

Solutions involving this type of dam initially responded to two major circumstances : the low quality of foundation rock, or water courses with a thick bed-load. This nearly always coincides with dam sites in wide valleys with gentle side slopes.

In these typical cases the volume of the excavation, where this is large, is usually concentrated in the water course area due to the very thick bed load, with only a minor volume to be excavated at the sides. The dam body support at the side only requires the topsoil and highly disturbed rock zones to be removed, with the single exception of the contact surfaces of the cores or the cutoff or plinth foundation. The core support excavation involves more cleaning operations than for the support of the rest of the embankment, in order to expose watertight base rock formation, but without this work being comparable to the excavation for a concrete dam; trench excavation, although small in size, can only be considered for the specific cutoff foundation area or for a perimetric gallery under the core.

Nevertheless, the present large volume of experience on this type of dam, together with the essential change in the average cost structure in recent years caused by energy price and wage inflation, have expanded the field of application and these dams are also now designed in hard rock dam sites with very steep sides, where the risk of deviation on excavation costs and completion dates is similar to concrete dams.

Summarising, for the so-called typical cases (wide valley and gently sloping sides) the water course excavation study is essential, with that of the sides being of less importance, whilst in non-typical cases (steep sides, V-shaped dam sites) the problem is general and similar precautions to those mentioned for concrete dams must be taken.

2.3.2.1. Excavation Programming

a) Access roads to the different levels should be defined on the basis of dam body construction in the future and the excavations should use this road network.

b) Main excavation in the river bed and the lower parts of the sides, plus excavation of the cutoff and perimetric gallery trenches (in the same lower areas at least) must have total priority. It should be taken into account that this type of dam must be constructed with complete horizontal lifts and this rule should only be changed under totally exceptional construction circumstances or design cases.

c) Lower slope and river bed excavation usually coincides with the river diversion work, when this is carried out with covered aqueducts on one or both sides. In these cases the programming must take both objectives into consideration and the relative priority is logically in favour of completing the diversion works.

d) Dans des cas caractéristiques, les fouilles sur les versants sont en général exécutées simultanément avec la construction du corps du barrage, un temps raisonnable étant nécessaire à l'excavation et au bétonnage de la galerie de visite périmétrale ou des plots du parafouille.

Par contre, dans des cas non caractéristiques (versants raides), les fouilles seront en général exécutées bien en avance (et seront pratiquement achevées dans les cas complexes) par rapport au début de construction du corps du barrage.

e) Pour des raisons techniques, les fondations de ce type de barrage ne sont pas exécutées en général en deux phases ou plus, avec les phases de dérivation de la rivière en résultant; cependant, il est possible que quelques projets adoptent des solutions sophistiquées avec dérivation de la rivière par phases. Dans ces cas, les fouilles doivent être très soigneusement étudiées, un risque très élevé étant toujours à prévoir.

2.3.2.2. *Matériel, dispositifs auxiliaires et installations spécifiques*

Un pourcentage très élevé du volume des fouilles est normalement de la terre meuble, le reste étant en majorité du rocher ripable. Par conséquent, on peut indiquer que le matériel d'excavation caractéristique pour ces barrages comprend de grands bulldozers, associés à de lourds dumpers et des chargeuses, ou associés à des scrapers de grande puissance, du type motorisé en général.

Le nombre de barrages en enrochement dans des sites présentant une roche dure augmente. Dans ce cas, le matériel précité est remplacé par un matériel important de forage, associé à des chargeuses ou des excavateurs et des dumpers de grande puissance.

Étant donné le niveau élevé des coûts d'entretien, on évitera de mettre en œuvre sur le chantier une variété excessive de matériel, le critère principal de choix du matériel étant fréquemment basé sur le matériel nécessaire à la construction du corps du barrage, ce matériel ainsi défini étant utilisé pour les travaux d'excavation. Il sera nécessaire évidemment de prévoir du matériel complémentaire si besoin est, soit pour des fouilles locales dans la roche, soit pour des terrassements temporaires, pour lesquels on utilise en général du matériel léger loué ou acheté et mobilisé de façon momentanée.

En ce qui concerne les installations spécifiques, on peut indiquer en général que les routes d'accès, le réseau d'alimentation en eau, l'éclairage, etc., sont conçus en se basant sur les besoins pour le futur barrage et sont utilisés totalement ou partiellement pour la phase des fouilles. Le réseau d'air comprimé n'est pas en général établi dans ce type de barrage et le matériel de forage qui peut être nécessaire est équipé de dispositifs indépendants pour l'air comprimé ou l'électricité.

2.3.2.3. *Problèmes particuliers*

Ce type de barrage ne pose pas de problèmes particuliers pour les travaux de fouilles. On peut indiquer, cependant, des opérations de décapage locales pour les reconnaissances géologiques du site du barrage, qui peuvent avoir un certain impact économique, et la pose de dispositifs de drainage; ce ne sont pas à proprement parler des travaux de fouilles, mais ils sont exécutés en même temps.

Comme cas particuliers, on mentionnera que dans les parties supérieure ou moyenne d'une rivière, là où il y a des versants relativement peu profonds, des

d) For typical cases the sides are usually excavated simultaneously with dam body construction, with a reasonable time as required for excavating and concreting the perimetric inspection gallery or cutoff moduli.

On the other hand, for non-typical cases (steep sides), the excavation should generally be carried out considerably in advance (and be practically completed in complex cases) with respect to commencement of dam body construction.

e) For technical reasons, the foundations of this type of dam are not usually completed in two stages or more, with the consequent river diversion phases; however, it is possible that some designs may employ sophisticated solution with staged river diversion. In these cases, the excavations must be very carefully studied, as a very high risk is always involved.

2.3.2.2. Equipment, Auxiliary Facilities and Specific Plant

A very high percentage of excavation volume is normally loose soil, with the majority of the remainder being rippable rock. Consequently, it may be stated that typical excavation plant for these dams are large bulldozers, together with heavy dumper trucks and loaders, or together with heavy-duty scrapers, generally of the motorised type.

Dam sites in hard rock with rockfill solutions are increasing in number. In that case, the above equipment is changed for large boring equipment together with the loaders or excavators and heavy-duty dumper trucks.

Given the high level of maintenance costs, an excessive range of plant should be avoided on site, with the major plant selection criterion frequently being based on the plant required for constructing the dam body and, once defined in this way, employing them for excavation work. Obviously it will be necessary to provide complementary equipment as required, either for local excavation in rock, or for temporary earthworks, for which temporarily mobilised hired or purchased light-duty equipment is generally used.

With respect to the specific plant, it may generally be stated that the access roads, water network, lighting, etc., are designed on the basis of future dam requirements and totally or partially used for the excavation stage. The compressed air network is not usually established in this type of dam and boring equipment that may be necessary is fitted with independent facilities for compressed air or electricity.

2.3.2.3. Particular Problems

This type of dam poses no specific problems for excavation work. In general it is worth mentioning local cleaning work for the geological investigation of the dam site which may have a certain economic impact, and drain laying work procedures, that are not exactly excavation works as such but are carried out at the same time.

With respect to particular cases, it should be mentioned that in the upper or middle reaches of a river, and where there are in relatively shallow sloping sides,

formations d'érosion très étendues (cavernes sur les rives inférieures, marmites, etc.) peuvent être recouvertes de sédiments; le nettoyage et le remblaiement de ces cavités, ou une modification des fouilles générales pour leur élimination, peuvent influencer considérablement la date d'achèvement complet des fouilles.

En ce qui concerne la préparation finale du rocher de fondation, un procédé identique à celui examiné pour les barrages en béton est en général adopté seulement pour les galeries ou les socles. La préparation de la fondation du noyau comprend simplement un nettoyage final au moyen d'un tracteur léger ou d'une chargeuse; on peut recommander la mise en place d'une mince couche de béton sur les affleurements rocheux perméables dans le cas de formations perméables imbriquées dans le rocher imperméable principal.

2.3.3. Fouilles à ciel ouvert pour barrages mixtes

Lors de l'étude de l'aménagement des cours inférieurs de rivières, on adopte de plus en plus fréquemment des solutions mixtes, c'est-à-dire des barrages en remblai associés à des barrages en béton qui contiennent les ouvrages principaux de dérivation de la rivière, évacuateurs de crue, usine au pied du barrage, ouvrages de navigation, etc.

Une première observation concerne les énormes volumes de fouilles que l'on doit parfois exécuter afin que les ouvrages en béton reposent sur des fondations adéquates. Les matériaux de fouilles sont constitués de terre ou de roche tendre et le projet permet souvent de les utiliser dans le corps du barrage en remblai.

En deuxième lieu, ces projets présentent un plus grand risque en ce qui concerne les systèmes de dérivation de la rivière, que l'on peut définir comme des systèmes par phases, avec une grande variété de possibilités.

Il en résulte que l'étude des fouilles comporte un très grand risque d'erreur pouvant avoir une répercussion importante sur les travaux de construction; pour cette raison, on indiquera que les critères relatifs à l'établissement du programme et au choix des installations et du matériel doivent couvrir un vaste domaine et être définis après une estimation économique de l'effet possible d'un dimensionnement trop serré.

2.4. FOUILLES SOUTERRAINES POUR BARRAGES

Les fouilles souterraines (galeries ou puits) comprises dans les projets de barrages correspondent aux dispositifs de « visite, de traitement et d'auscultation » du barrage et du terrain, ou bien concernent des « ouvrages complémentaires » incluant des ouvrages de prise d'eau, des routes d'accès, des évacuateurs de crue, des usines hydroélectriques souterraines, etc., près du barrage.

Les travaux correspondant au second groupe peuvent être peu importants en volume et, dans ce cas, les critères relatifs aux premiers peuvent généralement leur être appliqués. Toutefois, ils sont souvent très importants et même énormes dans le cas d'un grand aménagement hydroélectrique souterrain (ouvrages de prise d'eau, puits, cavernes, etc.) associé au barrage, dont la construction est étroitement liée, mais probablement identique ou même plus importante en dimensions. Dans tous ces cas, la construction des galeries implique une technologie spécifique qui n'est pas traitée ici.

quite extensive erosion formations (caves in the lower sides, potholes, etc.) may be covered up by sediment, and cleaning and backfilling or a change in the general excavation level required for their elimination may have a considerable influence on the overall excavation completion date.

With respect to the final preparation of the foundation rock, a similar process to that discussed for concrete dams is usually only employed for galleries or plinths. Preparation of the core foundation simply comprises final cleaning with a light-weight tractor or loader and a thin layer of concrete covering the permeable rock outcrops may be advisable in the case of interbedding of permeable formations with the main impermeable rock.

2.3.3. Open excavation for mixed designs

When studying utilization of lower river courses, it is becoming increasingly frequent to adopt mixed solutions, i.e. embankment dams together with concrete dams that support the major river diversion works, future spillways, power plants at the foot of the dam, navigation works, etc.

A preliminary observation that must be made concerns the enormous volumes that sometimes have to be excavated, in order to enable the foundations to be properly laid in the concrete solution. Excavation materials are earth or soft rock and the design frequently allows for their utilization in the body of the embankment solution.

Secondly, these designs have the highest risk with respect to river diversion systems, that can be qualified overall as staged systems, with a great range of possibilities.

This usually results in the excavation study having a very high risk of error which may have major repercussion on the construction work, for which reason it should be mentioned that the criteria for programming, and for plant and equipment selection must be very wide ranging and decided upon after an economic appraisal of the possible impact of excessively tight dimensioning.

2.4. UNDERGROUND EXCAVATION FOR DAMS

Underground excavations (galleries or shafts) included in the dam design either correspond to the « inspection, treatment and monitoring » facilities of the dam and the ground or are « complementary design works », which includes water intake structures, access roads, river diversions, spillways, underground power plants, etc., near the dam.

Works under the second heading may be small in volume, in which case the criteria referred to the former can generally be applied. However they are frequently very major even to the extreme of a large underground hydropower complex (intake structures, shafts, caverns, etc.) auxiliary to the dam where construction thereof is very closely linked to it, but possibly similar or even larger in size. In any of these cases, tunnel construction involves specific technology that is not covered here.

2.4.1. Creusement de galeries

Le terme « galerie » s'applique aux galeries presque horizontales, de petite section, construites pour permettre l'inspection, les essais, l'injection, le drainage du terrain, et destinées à l'exploitation future du barrage. Elles ne sont pas en général très longues (quelques centaines de mètres par galerie), avec des sections comprises entre 4 et 6 m². Elles peuvent être plus grandes (jusqu'à 20 m²) dans les dérivations de petite rivière, prises d'eau et évacuateurs de crue; les mêmes procédés leur sont applicables pourvu que les longueurs soient identiques. Les formes varient, avec prédominance de la section verticale en fer à cheval.

2.4.1.1. Programme

a) Il y a des cas très simples où le projet du barrage est bien défini par avance, la majorité des galeries étant construite et une extension étant seulement envisagée. La répercussion sur le programme est minimale.

b) En dehors de ces cas, il importe de s'assurer que le creusement des galeries n'interfère pas avec les opérations initiales de construction, telles que les travaux de dérivation de la rivière, ou les fouilles à ciel ouvert. Cela signifie que l'on doit disposer d'une période de temps suffisante pour le programme d'exécution en priorité du dispositif complet de galeries, ou que la réalisation de ces travaux est faite en même temps que celle des fouilles à ciel ouvert. Dans ce but, on peut recommander de prévoir dans le projet des branches d'accès aval, ce qui n'est pas toujours considéré comme économiquement justifié; si un accès indépendant n'est pas prévu, les galeries sont programmées avant les fouilles de versants à un niveau plus élevé que l'orifice d'entrée, et les matériaux d'excavation sont déchargés soit à l'amont, soit à l'aval, en tenant compte des problèmes de sécurité au front des fouilles à ciel ouvert inférieures.

c) Si la roche ne nécessite pas de sautage, les galeries peuvent être creusées en même temps que le début du bétonnage. Lorsque des explosifs sont utilisés, cette solution doit être absolument rejetée dans toute la mesure du possible.

2.4.1.2. Dispositifs, installations et matériel

Un matériel de base est en général nécessaire étant donné que le volume de travaux est limité, avec quelques rares exceptions. Pour les forages, on utilise presque toujours des compresseurs diesel mobiles et des perforateurs pneumatiques manuels, tout autre type de matériel étant difficile à justifier économiquement.

Le chargement des matériaux d'excavation se fait au moyen de petites chargeuses de galerie, fonctionnant fréquemment aussi à l'air comprimé, se déplaçant sur voie, sur roues ou sur chaînes. Les matériaux sont transportés sur voie (quel que soit le type de chargeuse, ou au moyen de petits dumpers). Il devient de plus en plus fréquent d'éviter toute méthode purement de transport, et d'utiliser, à la place, des chargeuses sur roues, se déplaçant à grande vitesse et comportant une benne de grande capacité, qui effectuent simultanément les opérations de chargement et de transport. Ce sont des chargeuses du type « à godet » (« scoop trans »), qui pour des sections de 4 à 6 m² (sections normales) ont un godet de 1 à 1,5 m³. Un sautage sur 1,5 m ne nécessite que 10 à 15 trajets de chargeuse rapide.

Les installations spécifiques sont minimales (voies d'accès pour les machines, fourniture d'une faible quantité d'eau pour la perforation au marteau, ventilateurs

2.4.1. Gallery Excavation

The term “ gallery ” refers to the near horizontal, small section tunnels constructed to enable inspection, testing, grouting, drainage, etc., of the ground, with a view to future dam operation. They are not usually excessively long (several hundred metres per gallery) with sections of between 4 and 6 m². There may be some larger sections (of up to 20 m²) in small river diversions, water intake structures and spillways, for which the same procedures are applicable, in practice provided that the lengths are similar. The shapes are variable, with the vertical wall horseshoe predominating.

2.4.1.1. Programming

a) There are very simple cases in which the dam design is highly defined beforehand, where the majority of the galleries are constructed and where only extension is contemplated. The repercussion of programming is minimal.

b) Except for these cases, it is important to ensure that gallery excavation does not interfere with initial construction activity, such as river diversion works or the open excavation work. This either means having a sufficient period of time available for priority programming of the entire gallery system, or executing these works simultaneously with the open excavation works. For this purpose, it would be advisable for the design to include downstream access branches, which is not always considered to be economically justified; if independent access is not provided, the galleries are programmed before the side excavations at a higher level than the inlet, and the rubble is discharged either upstream or downstream, on the basis of safety considerations at any lower open excavation workfaces.

c) If the rock does not require blasting, the galleries may be excavated simultaneously with the start of concreting. Where explosives are used, this solution must be completely rejected wherever possible.

2.4.1.2. Facilities and Plant

Basic plant is usually required as the volume of work is limited, with few exceptions. Boring nearly always employs portable diesel compressors and manual pneumatic drills, with any other type of plant being difficult to justify economically.

Rubble loading is with small tunnel loaders, frequently also driven by compressed air, mounted on track, wheels or chains. The rubble is transported by track (whatever the type of loader, or in small dumpers). It is becoming increasingly common to avoid any purely transport method, employing instead high speed travelling loaders on wheels with a large bucket capacity, that simultaneously carry out the loading and transport operations. These are the “ scoop trans ” type of loaders that, for sections of 4 to 6 m² (which are normal), have a 1 to 1.5 m³ bucket. Advancing blasting by 1.5 m only requires 10 to 15 fast loader trips.

Specific installations are minimal (access tracks for machinery, small capacity water supply for hammer injection, compressed air turbine axial fans, etc.) and, in

à turbine axiale à air comprimé, etc.); en général, le personnel est en nombre limité, mais sa formation spécialisée est de la plus grande importance.

2.4.1.3. *Explosifs et sautage*

Les procédés de mise à feu et les explosifs utilisés sont de type courant pour les galeries de petite section creusées au moyen de matériel manuel. La tendance est à réduire, soit la charge moyenne (faute de forage de précision), soit, au moins, la charge spécifique (par retard), autant que possible, en vue de maltraiter le moins possible le rocher du site du barrage.

2.4.2. **Creusement de puits**

Des puits sont prévus pour relier des galeries parallèles situées à différents niveaux; ils permettent de traiter des accidents locaux importants (zones de contact, failles, etc.); ils peuvent servir pour l'installation de monte-charges, de pendules, etc.

Les puits sont verticaux ou inclinés, de section très variable, allant de 2 à 15 m² environ, leur section étant presque toujours circulaire.

Lorsqu'ils sont destinés à l'installation de pendules, l'exécution d'un forage de diamètre moyen (entre 0,30 m et 1 m) est de plus en plus fréquent.

2.4.2.1. *Programme*

a) Les puits intérieurs sont généralement exécutés à partir du fond vers le haut, cela étant plus économique jusqu'à des hauteurs de 20-25 m, distance normale entre galeries. Par conséquent, le programme d'exécution est étroitement lié à celui de la galerie inférieure, et il n'est pas d'usage courant d'exécuter ces travaux simultanément, en raison du danger que cela entraînerait. Le puits est programmé après la galerie ou en adoptant des postes de travail qui ne fonctionnent pas en même temps.

Si le puits est exécuté depuis le sommet vers le bas (fonçage), le programme est lié à celui de la galerie supérieure.

b) Si les puits atteignent l'extérieur, leur programme d'exécution n'est pas soumis à des conditions, les travaux étant normalement réalisés depuis le haut vers le bas.

2.4.2.2. *Installations, matériel et dispositifs spécifiques*

Les commentaires faits à propos des galeries sont applicables aux puits exécutés depuis le fond vers le haut. Dans le cas de « fonçage », les matériaux doivent être chargés à la main pour de petites sections, les dispositifs mécaniques n'étant applicables que pour des diamètres supérieurs à 2,50 m environ. Les matériaux sont généralement relevés au moyen de petits treuils montés sur des rails ancrés au toit de la galerie pour permettre le transport horizontal jusqu'au déchargement sur le dumper ou le wagon de galerie. Si le puits atteint l'extérieur, on utilise en général des grues classiques.

Les puits de pendules sont d'habitude réalisés au moyen de tarières de grand diamètre, pourvu que le diamètre ne dépasse pas 1 m.

general, while the number of staff required is few their specialist training is of the utmost importance.

2.4.1.3. *Explosives and Blasting*

The firing patterns and explosives used are standard for small section tunnel advances with manual drilling. The tendency is to reduce either the average charge (for lack of precision drilling) or at least the specific charge (by delay) as far as possible in order to disturb the dam site rock as little as possible.

2.4.2. **Shaft excavation**

Shafts are designed to connect parallel galleries at different levels; in order to treat major local features from them (formation contacts, faults, etc.); for elevator accesses, pendulum housings, etc.

The shafts are vertical or sloping with a highly variable section, ranging from 2 m² to some 15 m² and nearly always circular in shape.

In the specific case of pendulum housing the execution of a medium diameter borehole (between 0.3 and 1.0 m) is increasingly frequent.

2.4.2.1. *Programming*

a) The interior shafts are usually executed from the bottom up, as this is more economic up to heights of 20-25 m, which is normal between galleries. Consequently, programming is closely linked to that of the lower gallery and it is not usual to carry out these works simultaneously, due to the danger involved. The shaft is programmed after the gallery or using shifts that do not work simultaneously.

If executed from the top downwards (sinking) programming is linked to that of the upper gallery.

b) If shafts reach the exterior programming does not have to be conditioned as work is normally carried out from the top downwards.

2.4.2.2. *Specific Plant and Facilities*

The comments for galleries are applicable to shafts executed from the bottom upwards. In the cases of " sinking ", rubble has to be manually loaded for small sections with mechanical facilities only applicable above diameters of around 2.5 m. Rubble is normally lifted out with small winches mounted on rails anchored to the gallery ceiling to allow horizontal travel until tipping the load on the dumper truck or gallery waggon. If the shaft reaches the exterior, conventional cranes are usually employed.

Shafts housing pendula are usually bored with large diameter augers provided that the diameter does not exceed 1.0 m.

2.4.2.3. Explosifs et sautage

Les commentaires faits sur les galeries sont applicables aux puits, bien que dans le cas du « fonçage » la réduction de la charge moyenne soit plus difficile. Par conséquent, il est toujours recommandable d'adopter des détonateurs à micro-retard en vue de ne pas augmenter les charges spécifiques (par retard).

2.5. TRAITEMENT DES FONDATIONS DANS LA CONSTRUCTION DES BARRAGES

2.5.1. Introduction

Dans la construction des barrages, la diversité des techniques spéciales mises en œuvre pour traiter une fondation difficile traduit la complexité des problèmes. Ceux-ci peuvent être résumés comme suit :

- | | | |
|----------------------------------|--|--|
| 1. Perméabilité | { du barrage
du site du barrage
du réservoir | |
| 2. Déformabilité de la fondation | | |
| 3. Stabilité | { du barrage
de la fondation
des versants | { décharge des sous-pressions
renforcement
versants de la retenue
talus artificiels |

Suivant la nature du problème, les techniques utilisées peuvent comprendre :

- L'injection.
- Le drainage.
- Les ancrages.
- L'écran d'étanchéité continu.
- Les revêtements de surface.

Afin d'utiliser correctement ces techniques, on doit connaître quelques éléments fondamentaux, en particulier leurs limites, leurs possibilités et les champs d'application.

Aussi ce chapitre présentera-t-il une vue d'ensemble des travaux d'injection qui sont les plus fréquents parmi les travaux indiqués ci-dessus.

2.5.2. Traitement du terrain par injection

Le traitement d'un terrain par injection consiste à y introduire, à travers des trous, des coulis qui, après prise, modifient les caractéristiques du terrain.

Le traitement des terrains remonte au début du XIX^e siècle, mais de grands progrès n'ont été réalisés qu'au cours des quarante dernières années, favorisés par le développement des techniques des grands barrages dans le monde.

2.4.2.3. *Explosives and Blasting*

The comments on galleries are applicable to shafts, although in the case of “ sinking ” average charge reduction is more difficult. Consequently, it is recommendable always to employ microdelay detonators in order not to increase the specific charges (by delay).

2.5. FOUNDATION TREATMENT IN DAM CONSTRUCTION

2.5.1. Introduction

In dam construction, the complexity of the problems is shown by the diversity of special techniques used to accomplish a difficult foundation. These problems can be summarised as follows :

1. Permeability $\left\{ \begin{array}{l} \text{of the dam.} \\ \text{of the dam site.} \\ \text{of the basin.} \end{array} \right.$
2. Foundation deformability
3. Stability $\left\{ \begin{array}{l} \text{of the dam} \\ \text{of the foundation} \\ \text{of the slopes} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{uplift relief.} \\ \text{strengthening.} \\ \text{sides of the basin} \\ \text{artificial slopes.} \end{array} \right.$

Depending on the nature of the problem, the techniques to be employed may include :

- Grouting.
- Draining.
- Anchorages.
- Continuous cutoff.
- Surface membranes.

In order to use these techniques correctly, some basic ideas must be understood, specially their limitations, possibilities and fields of application.

This section will therefore give an overview of grouting, as utilization of this technique is more frequent than the others mentioned above.

2.5.2. Ground treatment by grouting

Ground treatment by grouting consists of introducing liquid products into the ground mass through boreholes that, once set, modify ground characteristics.

Ground treatment was initially used at the beginning of the nineteenth century but, great progress has only been made over the last forty years, boosted by the worldwide development of large dam techniques.

Aujourd'hui, l'injection profite des progrès réalisés dans la mécanique des sols, la mécanique des roches, la mécanique des fluides, dans la rhéologie, dans la chimie organique et la chimie minérale, et, en particulier, dans la physique et la chimie des colloïdes.

Dans le domaine de l'exécution et des applications, les progrès les plus récents résultent de :

- L'utilisation de machines à forer plus rapides.
- L'automatisation des opérations d'injection (préparation, malaxage, mesure de débit, contrôle).
- L'existence d'une grande variété de produits d'injection et de mélanges; d'une part, mélanges à haute pénétrabilité (gels au silicate avec des réactifs organiques, gels au lignochrome, résines synthétiques aqueuses et non aqueuses, etc.), et, d'autre part, mélanges économiques pour traiter des fissures, des cavités et des vides dans le rocher (mélanges expansifs et de mousse, etc.).

Le traitement par injection peut résoudre les problèmes de perméabilité. Il peut aussi servir à réduire la déformabilité de la roche et à améliorer sa capacité portante. Ce dernier traitement est appelé, en général, consolidation.

L'injection a donc deux objectifs fondamentaux :

- a) L'étanchéité,
- b) La consolidation $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour réduire la déformabilité,} \\ \text{pour augmenter la capacité portante.} \end{array} \right.$

Quel que soit le type de traitement par injection, on doit effectuer une étude préliminaire en vue d'analyser les divers facteurs dont dépend le projet, d'examiner les résultats attendus de l'application ainsi que les méthodes de contrôle des travaux et de vérification des résultats.

Le projet d'un traitement par injection comprendra les chapitres suivants :

1. But de l'injection.
2. Caractéristiques du milieu à traiter.
3. Produits à utiliser.
 - Propriétés.
 - Champ d'application.
 - Limites.
4. Technique de traitement.
5. Fixation des objectifs.
6. Programme de traitement.
7. Exécution et contrôle.
8. Vérification des résultats.

2.5.3. Caractéristiques du terrain à traiter

Il importe de connaître les caractéristiques essentielles du site telles qu'elles sont révélées par les caractéristiques générales de la région, ses particularités géologiques et l'histoire géologique locale, ainsi que par les reconnaissances géologiques détaillées, étant donné que le choix du produit d'injection et de la technique de traitement en dépendent.

Nowadays grouting benefits from the great progress made in the knowledge of soils, rocks and fluids, and the development of rheology, organic and mineral chemistry, and particularly of the physics and chemistry of colloids.

From the point of view of execution and application, the most recent progress is due to :

- The use of faster boring machines.
- Automation of grouting operations (preparation, batching, flow measurement, control).
- Existence of a wide range of available grouting products and mixtures; on the one hand, high penetration capacity mixtures (silica gels with organic reagents, lignochrome gels, aqueous and non-aqueous synthetic resins, etc.) and, on the other hand, economic mixes for treating cracks, cavities and voids in the rock (expansive and foaming mixes, etc.).
- The rapid advancing momentum in the field of geotechnical engineering. Treatment by grouting may solve permeability problems. It may also be useful for reducing rock deformability and even for improving its load-bearing characteristics. The latter treatment is usually called consolidation.

Therefore, grouting may basically have two objectives :

- a) Watertightness
- b) Consolidation $\left\{ \begin{array}{l} \text{To reduce deformability.} \\ \text{To increase load-bearing capacity.} \end{array} \right.$

Whatever the type of grouting treatment, it requires a preliminary approach in which the various conditioning factors for the design are considered and analyzed, together with the results expected from application and the method of controlling operations, execution and the checking of results.

The grouting treatment plan should comprise the following chapters :

1. Object of the grouting.
2. Characteristics of the medium to be treated.
3. Products to be used :
 - Properties.
 - Field of application.
 - Limitations.
4. Treatment technology.
5. Setting of objectives.
6. Planning of the treatment.
7. Execution and control.
8. Checking the results.

2.5.3. Characteristics of the ground to be treated

It is essential to know the fundamental characteristics of the site as revealed by the general character of the region, its typical geological features and local geological history, and the detailed geological investigation of the site, as the choice of grouting product and treatment technique will depend on this.

Les caractéristiques principales du terrain présentant de l'intérêt sont les suivantes :

Pour les roches fissurées	{ Étendue et épaisseurs des joints. Type de joint. Perméabilité (essai Lugeon). Fracturation hydraulique et module de déformation.
Pour les roches avec cavernes et vides importants	{ Forme des vides. Forme et situation des canaux de dissolution. Caractéristiques tectoniques et lithologiques. Type des matériaux de remplissage.
Pour les sols	{ Analyse granulométrique. Constituants minéraux. Porosité. Perméabilité (essai Lefranc).
Pour la nappe phréatique	{ Vitesse d'écoulement. Caractéristiques chimiques. Variations de niveau.

Cette classification du terrain correspond aux différentes méthodes de traitement par injection. Les caractéristiques du terrain fournissent des informations valables pour le choix des mélanges et la faisabilité de l'injection.

Un procédé d'injection associant une réussite optimale et un coût minimal dépendra des caractéristiques significatives de la roche ou du sol et, par conséquent, une connaissance précise de celles-ci contribuera énormément à réaliser tout objectif fixé. Toutes les roches et tous les sols ne sont pas actuellement injectables.

Des renseignements sur la nappe phréatique sont nécessaires étant donné que l'écoulement souterrain peut transporter le coulis d'injection jusqu'à des zones éloignées de celles à traiter; dans ce cas, la première opération consistera à couper l'écoulement de l'eau. Des informations sur les caractéristiques chimiques de l'eau souterraine sont très importantes, car elles peuvent être incompatibles avec certains produits prévus pour l'injection.

La perméabilité est mesurée par diverses méthodes suivant qu'il s'agit de roches ou de sols.

L'essai Lugeon, dont un schéma d'installation est représenté sur la Fig. 11, est utilisé pour les roches.

Les essais sont exécutés à l'intérieur de trous, sur des tronçons d'essai de 5 m de longueur, sous des pressions atteignant 10 bars. Par définition, l'unité Lugeon correspond à un débit d'absorption de 1 litre/minute par mètre de trou, sous une pression d'essai de 10 bars.

Approximativement, 1 unité Lugeon équivaut à un coefficient de perméabilité de 10^{-5} cm/s dans un milieu homogène. Lorsque cette pression n'est pas atteinte, on effectue généralement des corrections proportionnelles. On peut aussi exécuter l'essai en augmentant ou diminuant les cycles de pression, afin d'obtenir des

The main ground characteristics of interest are as follows :

In fissured rock	{	Joint extent and width. Joint pattern. Permeability (Lugeon test). Hydraulic fracturing and the modulus of deformation.
In rocks with large caverns and voids	{	Shape of the voids. Shape and situation of solution channels. Tectonic feature and lithological texture. Type of infill materials.
In soils	{	Grain-size analysis. Mineral constituents. Porosity. Permeability (Lefranc test).
Of groundwater	{	Flow velocity. Chemical characteristics. Fluctuating levels.

This classification of the ground corresponds to the different methods of executing the grout treatment. Ground characteristics provide valuable information on the selection of the mixes and grouting feasibility.

A grouting process combining optimal success with minimal cost will be a function of the relevant rock or soil situation prevailing and, therefore, a clear understanding of this will make an invaluable contribution to the achievement of any designated purpose. Not all rock and soil masses are actually groutable.

Information on groundwater conditions is necessary as groundwater flow may carry the grout to areas away from that to be treated, in which case the first operation to be carried out will be that of stopping water flow. Information on groundwater chemical characteristics is very important, as it may be incompatible with some of the products that have been planned for grouting.

Permeability is measured by different methods, depending on whether rocks or soils are involved.

The Lugeon test is used for rocks, for which an installation diagram is shown in Fig. 11.

The tests are carried out inside boreholes, testing generally 5 m long sections and pumping in water up to a pressure of 10 kg/cm². By definition, the Lugeon unit corresponds to the absorption of a flow rate of 1 litre/minute per metre of borehole tested at a pressure of 10 kg/cm².

Approximately, 1 Lugeon is equivalent to a permeability coefficient of 10⁻⁵ cm/s in a homogeneous medium. When this pressure is not reached, proportional corrections are usually made. The test can also be carried out in increasing and decreasing pressure cycles, so that certain information can be

renseignements sur le type d'écoulement d'eau à travers les fissures, sur la présence de remplissage, sur l'ouverture des fissures, etc.

Si la perméabilité dans les fondations d'un barrage est de **1 unité Lugeon**, un rideau d'injection n'est pratiquement pas nécessaire.

Une perméabilité de **10 unités Lugeon** justifie un rideau d'injection dans la plupart des cas.

Une valeur de **100 unités Lugeon** correspond à une roche très fissurée, présentant des joints ouverts, très propres.

L'échelle Lugeon décroît en sensibilité avec l'augmentation des valeurs des mesures; la plus grande sensibilité correspond aux valeurs les plus faibles, entre 1 et 5 unités Lugeon.

Pour des valeurs de 50 unités Lugeon, la précision est de ± 10 unités Lugeon. Pour des valeurs de 100 unités Lugeon environ, elle est de ± 30 unités Lugeon.

Les mesures supérieures à 100 unités Lugeon ne sont pas significatives et il suffit d'indiquer « perméabilité dépassant 100 unités Lugeon ».

Les unités Lugeon ne comportent pas de décimales; lorsque la valeur est inférieure à 30 unités Lugeon, on donne le nombre entier se rapprochant le plus de la valeur calculée; pour les valeurs dépassant 30 unités Lugeon, il suffit de donner le multiple de 5 le plus proche de la valeur calculée.

Si l'on doit mesurer la perméabilité d'un sol, l'essai Lefranc est généralement utilisé; il s'agit d'un essai exécuté au fond d'un trou avec cavité approximativement sphérique ou elliptique.

L'essai détermine la perméabilité en un point du terrain, par la mesure du temps mis par le niveau d'eau dans le sol pour stabiliser le niveau mesuré à l'intérieur du tubage du trou dans lequel l'essai est effectué, quand ce niveau monte (eau ajoutée dans le trou) et lorsqu'il descend.

Une autre variante de l'essai consiste à mesurer le débit que l'on doit fournir au trou pour maintenir le niveau d'eau constant dans le tubage ou dans une cuve à laquelle il est directement relié (essai à niveau constant).

2.5.4. Produits d'injection

Après l'obtention des caractéristiques du terrain à traiter, l'étape suivante porte sur le choix adéquat du produit capable de pénétrer dans le terrain et de réaliser l'objectif du traitement. C'est pourquoi il est important de connaître les divers produits mis au point, de même que leurs propriétés et domaines d'application, afin de déterminer les objectifs que l'on peut raisonnablement atteindre du point de vue technique et économique.

Les produits d'injection peuvent être classés en deux groupes principaux suivant le tableau 1 ci-après :

- | | |
|----------------------------|---|
| 1. Coulis
(suspensions) | { stables
instables |
| 2. Liquides | { suspension colloïdale de produits non organiques
suspension colloïdale de produits hydrocarbonatés
solution monomère organique et résines |

obtained on the type of water flow through the fissures, presence of fills, the opening of cracks, etc.

When the permeability reading in dam foundations is **1 Lugeon**, a grout cutoff is unnecessary in practice.

10 Lugeon justifies a grout cutoff in the majority of cases.

100 Lugeon corresponds to highly fissured rock with very clean, open joints.

The Lugeon scale decreases in sensitivity as the readings increase; greatest sensitivity and efficiency is found at the lowest readings, of between 1 and 5 Lugeon.

For readings of 50 Lugeon, precision is 50 ± 10 Lugeon.

For readings of around 100 Lugeon, it is 100 ± 30 Lugeon.

Readings of over 100 Lugeon are not significant, and it is sufficient to state "permeability exceeding 100 Lugeon".

Decimals should not be given for Lugeon units, giving the nearest whole number to that calculated when below 30 Lugeon. For readings of over 30 Lugeon, it is sufficient to give the nearest multiple of 5.

If soil permeability has to be measured, the so-called "Lefranc tests" are usually employed, which are tests carried out at the bottom of a borehole, creating an approximately spherical or elliptical cavity.

The test defines the permeability at a point in the ground, by measuring the time taken for the water level in the ground, to stabilize measured inside the borehole casing tube in which the test is carried out, when this level rises (adding water in the borehole) and when it falls, with respect to the water table.

Another test variant consists of measuring the flow rate that has to be supplied to the borehole to maintain the water level constant in the casing or in a tank directly connected to it (constant level test).

2.5.4. Grout Materials

After finding out the characteristics of the ground to be treated, the next step is properly selecting the product capable of penetrating the ground and achieving the object of the treatment. It is therefore very important to know the range of products that technology has presently made available, together with their properties and fields of application, in order to plan for objectives that are reasonably achievable from a technical and economic point of view.

Grout products can be classified into two major groups, according to the following table :

Types of grout materials

- | | |
|------------------------------|--|
| 1. Slurries
(Suspensions) | { Stable.
Unstable. |
| 2. Liquids | { Colloidal suspension of inorganic products.
Colloidal suspension of hydrocarbonated products.
Organic monomer solution and resins. |

Tableau 1
Types de coulis d'injection

	Type de coulis d'injection		Résistance à la compression	Toxicité	Pollution	Domaine d'utilisation	Mode opératoire	
SUSPENSIONS	Coulis instables	Ciment/Eau et Ciment + sable/Eau $1/10 < C/E < 2/1$	Comparable au béton	nulle	nulle	Joints de roche et de maçonnerie - Vides ou cavernes	Quantité non limitée jusqu'à la pression de refus	
	Coulis stables	Ciments et mortiers activés (Prepakt, Thermocol, Colcrete, etc.)	Comparable au béton	nulle	nulle	Remplissage de vides importants	Quantités limitées	
		Ciment + argile ou bentonite/Eau Argiles traitées	1 à 50 kg/cm ² < 10 g/cm ²	nulle nulle	nulle nulle	Joints et fissures Sables et graviers : $K > 5.10^{-2}$ cm/s	Quantités limitées	
LIQUIDES	Coulis chimiques	Gels durs	Gel de silicate	10 — 30 kg/cm ² (mortier 40 kg/cm ²)	faible	faible	$K > 10^{-3}$ cm/s	Quantités limitées
			Lignosulfite + réactif	300 g/cm ² (mortier 45 kg/cm ²)	faible	forte	$K > 10^{-3}$ cm/s	
		Gels plastiques	Gel de silicate	50 — 80 g/cm ²	faible	faible	$K > 10^{-3}$ cm/s	
			Bentonite dispersée	20 — 30 g/cm ²	faible	faible	$K > 10^{-3}$ cm/s	
		Résines organiques	Acrylamide	1 — 5 kg/cm ²	très forte	forte forte	$K > 10^{-3}$ cm/s	
			Résorcine-formol	100 — 200 g/cm ²	forte			
	Urée-formol	40 — 100 g/cm ²	forte	forte				
	Polymères précondensés (Epoxy)	1 000 kg/cm ² (traction : 300 kg/cm ²)	forte	nulle	Collage de fissures de béton			
Liants hydrocarbonatés	Émulsions de bitume Bitume chaud	100 g/cm ² (mortier 10 kg/cm ²)	forte	faible	$K > 10^{-2}$ cm/s			
		Liquide très visqueux	forte	faible	Circulations d'eau importantes			

Le premier groupe, qui est le plus fréquemment utilisé, comprend des coulis de ciment, argile, bentonite et sable, en distinguant les mélanges en fonction de la plus ou moins grande facilité avec laquelle les matières solides en suspension sédimentent. Dans ce type de mélange, les propriétés du terrain évoluent en fonction du processus d'hydratation du ciment.

Table 1
Types of grout mixtures

Type of grout mixture		Compressive strength	Potential toxicity	Potential pollution	Scope of use	Operating system	
SUSPENSIONS	Unstable grouts	Cement/Water and Cement + sand/Water 1/10 < C/W < 2/1	Comparable to the concrete	no	no	Rock and masonry joints. Voids or caverns	Unlimited quantity up to a target pressure
	Stable grouts	Activated cements and mortars (Prepakt, Thermocol, Colcrete, etc.)	Comparable to the concrete	no	no	Filling large voids	Limited quantities
		Cement + clay or bentonite/Water Treated clays	1 to 50 kg/cm ² < 10 g/cm ²	no no	no no	Joints and fissures Sands and gravels : K > 5.10 ⁻² cm/s	Limited quantities
LIQUIDS	Hard gels	<ul style="list-style-type: none"> Silica-gel Lignosulphite + reagent 	10 — 30 kg/cm ² (mortar 40 kg/cm ²)	low	low	K > 10 ⁻³ cm/s	Limited quantities
			300 g/cm ² (mortar 45 kg/cm ²)	low	high	K > 10 ⁻³ cm/s	
	Plastic gels	<ul style="list-style-type: none"> Silica-gel Dispersed bentonite 	50 — 80 g/cm ²	low	low	K > 10 ⁻³ cm/s	
			20 — 30 g/cm ²	low	low	K > 10 ⁻³ cm/s	
	Organic resins	<ul style="list-style-type: none"> Acrylamide Resorcin-formol Urea-formol 	1 — 5 kg/cm ²	very high	high	K > 10 ⁻³ cm/s	
			100 — 200 g/cm ²	high	high		
Precondensed polymers (Epoxy)	<ul style="list-style-type: none"> Precondensed polymers (Epoxy) 	40 — 100 g/cm ²	high	high	Welding concrete fissures		
		1 000 kg/cm ² (tens. : 300 kg/cm ²)	high	no			
Hydrocarbonated binders	<ul style="list-style-type: none"> Bitumen emulsions Hot bitumen 	100 g/cm ² (mortar 10 kg/cm ²)	high	low	K > 10 ⁻² cm/s		
		Highly viscous liquid	high	low	very high water flows		

The first group, which is the most frequently used, includes slurries of cement, clay, bentonite and sand, distinguishing mixtures on the basis of the greater or lesser ease with which the solid matter in suspension sediments out. In this type of mixture, the properties of the ground evolve as a function of the cement hydration process.

Le second groupe comprend les produits chimiques, soit en suspension colloïdale, soit en solution aqueuse, qui au début se comportent comme des liquides mais qui, une fois injectés, se transforment en gel ou polymérisent, entourant et cimentant les particules du sol ou les fissures de la roche.

Le Tableau 1 ci-dessus résume les types de mélanges le plus fréquemment utilisés, en donnant des renseignements sur leurs caractéristiques mécaniques et leurs domaines d'utilisation recommandables.

En ce qui concerne l'injectabilité, on peut estimer que le champ d'application dépend *grosso modo* de la perméabilité ou de la granulométrie du terrain, comme l'indiquent les Fig. 12 et 13 où l'on constate que les mélanges à base de ciment sont seulement utilisables dans les terrains à structure très ouverte, du fait de la dimension de leurs particules.

En vue de concevoir un traitement adéquat, il est nécessaire de connaître les propriétés du mélange, non seulement au moment du malaxage, mais aussi au cours de leur évolution dans le temps.

Les principales caractéristiques des coulis sont :

1. Stabilité et possibilité de ségrégation.
2. Granulométrie.
3. Viscosité.
4. Propriétés rhéologiques.
5. Temps de prise ou de durcissement.
6. Volume du produit après prise.
7. Résistance du produit après prise.
8. Durabilité.

Le mélange doit s'écouler à travers la tuyauterie jusqu'au trou et ensuite à travers les fissures ou vides dans le terrain. Pour cela, le mélange doit être stable (au moins pour un certain débit) et la dimension des particules doit être inférieure à celle des vides du terrain. L'injection est faite sous pression afin de vaincre les forces de frottement qui s'opposent à l'écoulement. En général, la profondeur de pénétration augmente avec la pression, à condition que la granulométrie convienne au terrain.

Quelques coulis se comportent comme des liquides de Bingham pendant une période assez longue, avec une résistance au cisaillement à l'état de repos et une viscosité apparente qui diminue avec la vitesse de déformation, et coulent par conséquent. Il est donc important de connaître cette viscosité qui, ainsi que la pression d'injection adoptée, influenceront sur la profondeur de pénétration.

Il existe d'autres mélanges dont les propriétés peuvent évoluer rapidement avec le temps, de sorte qu'il importe de connaître leurs propriétés rhéologiques. La Fig. 14 montre les variations de la viscosité pour trois mélanges différents, préparés pour le même temps de prise.

Le temps de prise détermine la frontière entre le comportement liquide et le comportement solide d'un mélange dont les propriétés évoluent avec le temps.

Cette Figure montre que, dans le cas de la résine, la viscosité est maintenue constante jusqu'au moment du durcissement (sa polymérisation est soudaine); par contre, les mélanges à base de lignosulfite ou de silicate de soude ont leur viscosité

The second group includes the chemical products, either in a colloidal suspension or aqueous solution that initially behave as liquids but, once grouted, change into the gel state or polymerise, surrounding and cementing the soil particles or rock fissures.

Table 1 above summarises the types of mixtures most frequently used, together with information on their load-bearing characteristics, and advisable scope of utilization.

From the groutability point of view, the field of application can be approximately estimated as a function of the permeability or grain-size analysis of the ground as shown in Fig. 12 and 13, in which it can be seen that cement based mixes are only utilisable in ground with very open structure due to their particle size.

In order to design a treatment properly, it is necessary to know the mix properties, not only at the moment of batching but also their evolution with time.

The major grout mix characteristics are :

1. Stability and possibility of segregation.
2. Particle size.
3. Viscosity.
4. Rheological properties.
5. Setting or hardening time.
6. Volume of set product.
7. Set product strength.
8. Durability.

The mix must flow through the piping to the borehole and then through the cracks or voids in the ground. For this to be possible the mix must be stable (at least at a certain flow rate) and the particle size must be less than the size of the voids in the ground. The grouting process must be carried out under pressure in order to overcome the friction forces opposing flow. Generally, the depth of penetration increases with pressure, provided that the particle size is suitable for the ground.

Some mixes behave like Bingham liquids for a sufficiently long period of time, with a shear strength in the rest state and apparent viscosity that decreases with deformation velocity and, therefore, flow. It is consequently important to know the viscosity that, together with the grouting pressure employed, will affect penetration depth.

Other mixes exist whose properties may evolve rapidly with time, so that it is important to know their rheological properties. Fig. 14 shows viscosity variation for three different mixes, prepared for the same setting time.

The setting time defines the frontier between liquid and solid behaviour of a mix whose properties evolve with time.

Fig. 14 shows that in the case of the resin, viscosity is held constant until the time of hardening (it polymerises suddenly), while the lignosulphite or sodium silicate based mixes increase progressively in viscosity, although the setting time can

qui augmente progressivement — bien que le temps de prise puisse être réglé à l'aide de réactifs appropriés —, en fonction du temps nécessaire pour atteindre la pénétration spécifiée.

2.5.5. Technique de traitement par injection

Le traitement par injection comprend deux types d'opérations :

- Forage des trous.
- Injection de coulis par ces trous.

Ces opérations font appel à divers procédés dépendant de chaque cas et on peut définir les méthodes d'injection suivantes :

Méthodes d'injection

1. Roches fissurées $\left\{ \begin{array}{l} \text{Injection par passes descendantes.} \\ \text{Injection par passes montantes.} \end{array} \right.$
2. Sols : méthode des tubes à manchettes.

2.5.5.1. *Injection des roches*

L'injection de la roche se fait par passes descendantes ou passes montantes, comme l'indique la Fig. 15.

Dans l'injection par passes descendantes, un tronçon du trou est foré et immédiatement injecté, en alternant le forage et l'injection depuis le sommet du trou jusqu'au fond. Après chaque étape d'injection, il est nécessaire de forer à travers le tronçon injecté et de continuer le forage dans la roche.

Cette technique qui est très coûteuse est à utiliser lorsque la roche très fissurée injectée présente des chutes de roche dans les trous, des débris de pente, et, en général, lorsque la roche est de très mauvaise qualité.

Dans la méthode par passes montantes, après forage de la totalité du trou, celui-ci est injecté par tronçons en partant du bas vers le haut.

L'expérience montre que ce type de traitement n'est pas sujet à caution et présente l'avantage, par rapport à l'autre méthode, que les opérations de forage et d'injection sont exécutées indépendamment. Pour l'application correcte de cette méthode, il est seulement nécessaire que la roche ne soit pas trop fissurée afin d'éviter que le coulis ne court-circuite l'obturateur étant donné que le coulis s'écoule facilement à travers les fissures, et d'éviter qu'il ne cimente le trou sans que l'opérateur s'en aperçoive.

La séparation des opérations de forage et d'injection réduit considérablement les coûts, de sorte qu'il est très important de connaître l'état du rocher afin de définir la méthode d'injection à utiliser; une bonne reconnaissance du terrain est donc nécessaire.

2.5.5.2. *Injection des sols*

L'utilisation de tubes à manchettes est nécessaire pour réaliser une injection parfaite des sols, sauf cas particuliers (Fig. 16).

be regulated with the proper reagents, as a function of the time required to reach the specified penetration.

2.5.5. Grouting Treatment Technology

Treatment by grouting comprises two types of operations :

- Boring the holes.
- Injection of grout through them.

These operations are carried out in different ways depending on each case and the following grouting methods can be defined :

Grouting methods

1. Fissured rock $\left\{ \begin{array}{l} \text{Descending stage grouting.} \\ \text{Ascending stage grouting.} \end{array} \right.$
2. Soils : Sleeve-pipe method.

2.5.5.1. *Rock Grouting*

Rock grouting is by descending or ascending stage grouting methods, as shown in Fig. 15.

In descending stage grouting, a section of hole is bored and immediately grouted, alternating the boring and grouting from the borehole top to the bottom. After each grouting stage it is necessary to drill through the grouted section and continue drilling into the rock.

This technique, which is quite expensive, has to be used when highly fissured rock is grouted with rockfalls in the boreholes, slope debris and, in general, very low quality rock.

In the ascending stage method, after driving the whole borehole, it is grouted by sections starting from the bottom and working upwards.

Experience shows that there is no reason why the quality of this type of treatment should be questionable and it offers the advantage with respect to the other method that the drilling and grouting operations can be carried out independently. For this technique to be correctly applied, it is only necessary for the rock to be not too highly fissured, to avoid the grout bypassing the packer as it flows easily through the rock fissures, and cementing the hole without the operator realising.

Separating the boring and grouting operations considerably reduces costs, so that it is very important to know the state of the rock in order to define the grouting method to be used, i.e. carry out a good ground investigation study.

2.5.5.2. *Soil Grouting*

The use of a sleeve-pipe is necessary for high-quality injection in soil treatment, except for special cases (Fig. 16).

La méthode consiste à installer, sur toute la profondeur du trou, un tube dont la paroi intérieure lisse présente des trous à un certain intervalle (en général, tous les 33 cm). Ces trous sont recouverts de manchettes de caoutchouc qui fonctionnent comme des clapets, permettant au coulis de passer de l'intérieur du tube vers l'extérieur, mais non en sens inverse.

L'espace annulaire entre le tube et le terrain est obturé au moyen d'un mélange argile-ciment (appelé « gaine »), qui évite les pertes de coulis à travers cet espace annulaire.

Dans les zones où l'injection n'est pas nécessaire, le tronçon correspondant du tube à manchettes est remplacé par un tube aveugle. L'injection est localisée au niveau de la manchette au moyen d'un double obturateur. Pour que l'injection soit possible, la gaine doit se rompre; sa composition et sa résistance doivent donc s'y prêter. Cette méthode rend l'injection très souple et très efficace pour les raisons suivantes :

- Le forage est indépendant de l'injection.
- Le traitement peut débuter dans les zones les plus perméables, si cela est jugé souhaitable.
- Les diverses phases d'injection peuvent être exécutées avec différents produits, à travers le même trou.
- L'écoulement du coulis hors du forage peut être arrêté quand il y a une pression en sous-sol, une fois que l'injection est achevée (i.e. la pression peut être maintenue en achevant l'injection).

En différentes occasions, le sol peut être traité par passes d'injection descendantes ou montantes, de la même façon que pour la roche. Pour cela, le forage doit être exécuté avec des taillants de même diamètre que les tiges (tolérance de 1 à 2 mm) à travers lesquelles on injecte.

2.5.6. Facteurs influençant la pénétration du mélange

Les divers facteurs influençant la pénétration du mélange sont les suivants :

1. Terrain à traiter { Fissuration.
Porosité.
Teneur en eau.
Stabilité.
2. Mélanges injectés { Finesse.
Viscosité.
Temps de prise.
3. Pression d'injection.
4. Circulation souterraine.

La plus ou moins grande pénétration des mélanges dans le terrain dépend fondamentalement des caractéristiques du terrain lui-même, des caractéristiques du mélange injecté, de la pression d'injection utilisée et de la vitesse des circulations souterraines.

The method consists of installing a tube throughout the depth of the borehole that has a smooth inner wall with holes at a certain spacing (normally every 33 cm). These holes are covered with rubber sleeves that act as check valves, so that flow is allowed from inside the tube to the outside, but not in the opposite direction.

The annular space left between the tube and the ground is sealed with a clay-cement mix (called « sheath ») to avoid grout leaking through this annular space.

In the zones where grouting is not required, the corresponding section of sleeve pipe is replaced by a blank tube. Grouting is by a double packer located at the level of the sleeve through which grouting is required. For grouting to be possible, the sheath must be broken, so that its composition and strength must be suitable for this to happen. This procedure makes grouting highly flexible and effective as it allows :

- Boring to be made truly independent of the grouting.
- The treatment to be started at the most permeable zones, if considered advisable.
- Various grouting stages to be carried out, with different products through the same hole.
- Stopping the grout mix flowing out of the borehole when subjected to pressure under the ground, once grouting is completed (i.e. pressure can be maintained on completing the grouting).

On occasions, soil can be treated by descending or ascending stage grouting, in a similar way to rock. For this, the boring must be carried out with bits of the same diameter as the drillstring (tolerances of 1 to 2 mm), grouting through this string.

2.5.6. Factors affecting mix penetration

The different factors affecting mix penetration are as follows :

1. In the ground { Fissuring.
Porosity.
Moisture content.
Stability.
2. Of the mixes { Fineness.
Viscosity.
Setting time.
3. Grouting pressure.
4. Groundwater flow.

The greater or lesser penetration of mixes in the ground fundamentally depends on the characteristics of the ground itself, of the mix characteristics, the grouting pressure used and the velocity of groundwater flow.

Parmi les facteurs liés au terrain, les plus importants sont : la fissuration des roches et la porosité des sols.

Fissuration des roches

La plus ou moins grande absorption de coulis injecté par un trou foré en un point quelconque du rocher dépend de la fissuration de celui-ci; ce n'est pas toujours le cas pour les roches très karstiques.

Indépendamment du nombre et de l'ouverture des fissures, il est nécessaire de tenir compte de la qualité de la matrice de la roche pour le choix de la méthode d'injection. Ainsi, par exemple, une roche imperméable fissurée, telle que du granite ou du quartzite, ne peut pas être traitée de la même façon qu'une roche poreuse fissurée, telle que du grès; en effet, ce dernier, du fait de sa porosité, présente une petite perméabilité supplémentaire qui peut accuser la dessiccation du coulis traversant ses fissures, ce qui modifie ses caractéristiques rhéologiques, produisant une concentration rapide du ciment dans le coulis et, par conséquent, une injection défectueuse.

En vue de déterminer la méthode d'injection la plus appropriée, ainsi que la composition et les caractéristiques du mélange pour un traitement spécifique, il est nécessaire d'avoir une connaissance aussi profonde que possible de l'état et de la nature de la fissuration de la roche et des circulations d'eau éventuelles à travers les fissures.

Bien que les reconnaissances du rocher par puits, galeries et tranchées soient excellentes, elles sont généralement très coûteuses et lentes, de sorte qu'on utilise un procédé pouvant être un complément aux méthodes précitées, mais s'y substituant dans la majorité des cas; il s'agit des sondages de reconnaissance dans lesquels on exécute des essais Lugeon de perméabilité.

En général, les fissures les plus larges ne sont presque jamais vides mais ont un remplissage d'argile, de sable fin ou de tout autre produit de décomposition de la roche, ou sont parcourues par des circulations d'eau. Dans certains cas, cela rend difficile l'exécution d'une injection correcte, car le coulis ne peut généralement pas déplacer ou disperser le matériau remplissant les fissures; ce que l'on peut espérer au mieux est qu'il comprime ou confine ces matériaux. Dans certains cas, on essaie de laver les fissures avant l'injection.

Ce lavage est effectué par les trous qui traversent le plus grand nombre possible de fissures, en injectant de l'eau et de l'air sous une certaine pression à travers certains d'entre eux et en essayant d'établir une communication avec les trous voisins qui sont déjà ouverts.

Porosité des sols meubles

Cette porosité est l'un des principaux facteurs influençant la pénétration du mélange. Les sols sans cohésion, tels que les dépôts fluviaux contenant des graviers et des sables plus ou moins fins, ont en général un pourcentage très élevé de vides (de l'ordre de 20 à 35 %). La distribution de ces vides est très complexe et, étant donné que l'injection essaie de les remplir au maximum, il est nécessaire de rechercher les intercommunications et la morphologie des pores.

On peut avoir une idée de la possibilité d'injecter ce type de sol, en effectuant des analyses granulométriques aussi complètes que possible, ainsi que des essais de

Of the factors depending on the ground, the most important are : fissuring in rock and porosity in soils.

Rock fissuring, from the grouting point of view, is a characteristic on which the greater or lesser extent of absorption of grout injected through a hole driven at any point of the rock depends; this is not always the case for rocks that are largely karstic.

Independently of the number and opening size of the fissures, it is necessary to take the quality of the rock matrix into account in order to select the grouting method. Thus, for example, an impermeable fissured rock, such as granite or quartzite, cannot be treated in the same way as a fissured porous rock, such as sandstone, as the latter, because of its porosity, has a small additional permeability that could cause dessication of the grout fluid flowing through its cracks, which modifies its rheological characteristics, causing a rapid concentration of the cement in the slurry and, therefore, faulty grouting.

In order to determine the most suitable injection method and composition and characteristics of the mix for a specific treatment, it is necessary to have the greatest possible detailed knowledge on the state and nature of rock fissuring and the possibility of water flowing through it.

Although investigation of the rock by means of wells, galleries and large trenches is excellent, it is generally very expensive and slow, so that a system is employed that should be a complement to the above but which substitutes for it in the majority of cases; this is the site investigation borehole, in which Lugeon permeability tests are carried out.

Generally, the larger fissures are almost never empty but have a fill of clay, fine sand or any other product of rock decomposition or groundwater flow. In some cases this may pose a difficulty for carrying out proper grouting, as the grout is generally not capable of displacing or dispersing the matter filling the cracks and the best that can be hoped for is that it compresses or confines it; in some cases, an attempt is made to clean the fissures by washing prior to the grouting.

This washing is carried out through holes that cut through the greatest possible number of fissures, injecting water and air under a certain pressure through some of them and trying to link them with the surrounding holes that are already open.

Loose soil porosity is one of the major factors affecting mix penetration. Non-cohesive loose soils, such as fluvial deposits of more or less fine sands and gravels, usually have a very high percentage of voids (around 20 to 35 %). The distribution of these voids is highly complex and, as grouting attempts to fill these to a maximum, it will be necessary to find out the intercommunications and morphology of the pores.

It is presently satisfactory to have an idea of the possibility of grouting this type of ground, by means of carrying out grain-size analyses that are as complete as

perméabilités comportant des pompages dans des puits filtrants, fréquemment limités à des essais particuliers, tels que l'essai Lefranc.

Les dépôts fluviaux sont toujours très hétérogènes et caractérisés par la superposition de couches de granulométrie très variée et d'épaisseur très variable, de sorte que le choix des coulis appropriés permettant une injection optimale est beaucoup plus complexe et demande une expérience et une connaissance plus étendues que pour le traitement du rocher.

La technologie moderne fournit de nombreux matériaux et produits divers, autres que ceux traditionnellement utilisés dans les travaux publics, qui sont à vrai dire limités au ciment, aux granulats et à l'eau. Pour l'injection des sols meubles, on choisit souvent des produits sans connaître toutes les possibilités mises à disposition par la technologie et, en particulier, par la chimie. La routine et le conservatisme de plusieurs ingénieurs les conduisent à penser presque toujours au ciment comme élément de base pour l'injection des sols, considérant que l'utilisation de gels, de résines synthétiques ou de polymères est très coûteuse et compliquée, alors que, en réalité, le comportement du mélange bentonite-ciment, par exemple, d'usage courant, est beaucoup plus complexe et imprévisible que celui d'un époxy ou d'un polyester.

Cela signifie que, du point de vue technique et économique, les produits d'injection ne sont pas évalués avec suffisamment de clarté et d'objectivité, et parfois les produits chimiques sont rejetés en considérant uniquement le coût des matériaux à injecter; ceux-ci sont en général beaucoup plus chers que le ciment, alors qu'en réalité le coût total de l'injection doit être déterminé par la nature du travail à exécuter, l'étendue du traitement, le but à atteindre et la durée d'exécution; lorsque tous ces facteurs sont bien estimés, on constate que le coût des matériaux d'injection représente une faible partie du coût total des travaux d'injection.

Le coulis doit être injecté dans les vides du sol afin de réduire la perméabilité, de consolider le sol ou de remplir les deux objectifs; à la fin de l'injection, la perméabilité et la capacité portante initiales du sol sont toujours modifiées, de sorte qu'il importe de ne pas perdre de vue l'objectif fondamental du traitement : imperméabilité ou capacité portante; par exemple, en injectant au-dessous du niveau de la nappe phréatique, le gradient hydraulique peut être substantiellement modifié, introduisant de ce fait des forces et contraintes additionnelles dans un sol de faible capacité portante.

Dans la plupart des applications, lorsque l'injection a été réalisée par imprégnation et remplissage des vides et que la microstructure n'a pas été modifiée de façon significative pendant l'injection, les propriétés du sol traité dépendent des propriétés initiales, de celles du coulis d'injection et de leur interaction; par conséquent, les propriétés du sol traité ne peuvent pas être déduites de la connaissance de son comportement sans injection, ni de celle du coulis considéré séparément, mais doivent être déterminées par l'étude des essais de mécanique des sols et des échantillons prélevés *in situ*.

Pression d'injection

La pression d'injection est un autre facteur influençant la pénétration du mélange. Différents critères existent, comme la pression optimale. Suivant la pratique nord-américaine, la pression d'injection ne devra pas dépasser approximativement le poids du terrain au point d'injection.

possible, together with permeability tests involving pumping into filter-wells that are frequently limited to individual tests, such as the Lefranc test.

Fluvial deposit soils are always highly heterogeneous and characterised by the overlaying of greatly varied gradation layers with thicknesses that are also considerably variable, so that the selection of suitable grouts for optimum impregnation in these soils is much more complex and requires experience and knowledge to a greater extent than for rock treatment.

Modern technology provides many different chemical materials and products, other than those traditionally used in public works, that are really limited to cement, aggregates and water. For grouting loose soil products are frequently selected without knowing all of the possibilities that technology, and particularly chemistry, makes available. The routine and conservative approach of many engineers leads them to nearly always think of cement as the basic element for grouting a soil, considering the use of gels, synthetic resins or polymers as highly expensive and complicated when, in reality, the behaviour of bentonite-cement, for example, in common use, is much more complex and unpredictable than that of an epoxy or a polyester.

This means that from the technical and economic point of view, grouting products are not evaluated with sufficient clarity and objectiveness and sometimes the option of using chemical products is rejected simply in the light of the cost of the materials to be injected that, naturally, are usually much more expensive than cement when, in reality, the total cost of grouting must be determined by the nature of the work to be carried out, the area of the treatment, the objective to be achieved and the time period; these are all factors that when properly appraised lead us to the conclusion that the cost of grouting materials represents a small proportion of the overall cost of *in situ* grouting.

The grout must be injected into the voids in the soil in order to reduce permeability, to consolidate it, or both; at the end of the grouting the permeability and original load-bearing capacity of the soil are always modified, so that it is important to bear in mind the fundamental objective required when applying treatment : impermeability or load-bearing capacity, as, for example, on grouting below the water table the hydraulic gradient may be substantially modified, thereby introducing additional forces and stresses into a soil with a weak load-bearing structure.

In the majority of applications, when grouting has been carried out by impregnation and filling of the pores and the formation microstructure has not been significantly altered during the grouting, the treated soil properties are conditioned by the original properties, by those of the grout and by their interaction; consequently, treated soil properties cannot be deduced from knowledge of its ungrouted behaviour, nor of the grout itself considered separately, but nearly always have to be determined by the study of soil mechanics tests and *in situ* samples.

Grouting pressure is another factor influencing mix penetration. Various criteria exist as to the optimum pressure. According to North American practice, a figure approximately equal to the weight of the ground at the grouting point should not be exceeded.

La pratique européenne autorise des pressions beaucoup plus élevées, à condition qu'elles soient appliquées dans des zones limitées et que toutes les opérations soient soigneusement contrôlées, en particulier l'évolution des pressions et l'absorption du coulis dans le sol.

Pour la consolidation d'une roche ayant un module de déformation élevé pour la matrice mais présentant des fissures très ouvertes, un traitement à basse pression peut suffire à remplir ces fissures et à augmenter de façon significative le module de déformation d'ensemble de la fondation sans améliorer celui de la roche proprement dite.

Si la matrice de la roche a un faible module de déformation, l'injection de ciment à basse pression produit le même effet, c'est-à-dire élimine la déformation irréversible résultant de la fermeture des fissures ouvertes mais n'améliore pas considérablement la rigidité de la fondation. Bien que la consolidation puisse se limiter à cet objectif, en général, la tendance est d'obtenir une amélioration du module de déformation d'ensemble de la roche, ce qui nécessite une seconde étape d'injection à haute pression, capable d'ouvrir et d'injecter quelques fissures fines et de comprimer la masse.

En général, la consolidation d'une roche n'a un effet positif que si l'on utilise des hautes pressions. On peut penser, de prime abord, que le danger de soulèvement du terrain et de déplacement d'un ou plusieurs plots du barrage nécessite que la pression d'injection soit limitée à une valeur approximativement égale au poids du terrain et du barrage au-dessus de la zone injectée; mais, en réalité, cela est valable seulement pour les zones rocheuses superficielles présentant une stratification horizontale, tandis qu'il n'y a pas de danger pour les autres types de roche. L'expérience confirme les essais effectués par P. Lévêque sous des pressions élevées, près de la surface du sol dans une roche avec strates sub-horizontales; dans ces essais à haute pression, les joints entre strates ne furent même pas injectés du fait que des fissures verticales surviennent en général préalablement, ce qui infirme le danger de soulèvement du sol.

Pour cette raison, l'injection de consolidation des fondations de barrage nécessite de suivre des normes établies d'après l'expérience et la prudence acquises dans la pratique. En général, chaque fois que l'on utilise des pressions élevées, il est recommandé d'exécuter des essais *in situ* afin de définir la pression, le débit et l'absorption, permettant d'éliminer tout danger de soulèvement ou de dommage indésirable, et de déterminer des critères relatifs à l'exécution et au contrôle de l'injection.

Le traitement de consolidation peut être exécuté après mise en place d'une couche de béton de 1 ou 2 m d'épaisseur; on peut ainsi utiliser des pressions plus fortes.

2.5.7. Programme de traitement par injection

Dans les différents chapitres relatifs au projet et à la construction des barrages, la fondation constitue l'un des éléments les plus intéressants, les plus surprenants, les plus dangereux potentiellement et, souvent, les plus coûteux.

Pressures that are considerably higher are allowed in European practice, provided that they are applied in limited zones and all of the operations are carefully controlled, particularly the evolution of pressures and the absorption of grout in the soil.

For consolidation work involving good quality rock having a high matrix modulus of deformation but with major open fissures, low pressure treatment may be sufficient to fill these fissures and significantly increase the overall modulus of deformation of the foundation without improving that of the rock itself.

If the rock matrix has a low modulus of deformation, this low pressure cement grouting treatment produces the same effect, i.e. it eliminates irreversible deformation resulting from the closing of open fissures, but does not achieve a substantial improvement in foundation rigidity. Although consolidation may be limited to cover this objective, normally, the tendency is to achieve an improved overall modulus of deformation of the rock, for which a second stage of high pressure grouting is necessary, capable of opening and grouting some fine fissures and compressing the mass.

In general, to consolidate rock, a positive effect can only be achieved by using high pressures. Initially it would seem the danger of soil uplift and of moving one or more dam blocks means that grouting pressure should be limited to a figure approximately equal to the ground weight and the dam over the grouting zone, but, in reality, this only has to be taken into account for superficial rock zones with horizontal stratification, while there is no danger in other types of rocks. The experience confirms the test carried out by P. Lévêque at very high pressures, close to the ground surface in sub-horizontally stratified rock; in these tests under high pressures not even the joints between strata were grouted as vertical cracks usually occur beforehand, which invalidates the danger of soil uplift.

For this reason, grouting to consolidate dam foundations requires standards to be followed that are laid down by experience and prudence acquired in practice. Generally, whenever high pressures are used, it is advisable to carry out an *in situ* test in order to define the pressure, flow rate and absorption parameters that allow an adequate safety factor to be worked with to ensure that uplifts or undesirable damage are not caused and to establish grouting operation and monitoring criteria.

The treatment of consolidation may be made after concreting a layer of 1 or 2 meters. So we can use bigger pressures.

2.5.7. Grouting Treatment Planning

Of the different chapters of dam design and construction, one of the most interesting, most surprising, most potentially dangerous and, frequently, most expensive is that of the foundation.

La fondation est évidemment la partie de l'ouvrage la moins connue, ou est presque inconnue au stade du projet, et est la moins visible puisqu'elle est cachée une fois les travaux achevés. On peut comparer à la chirurgie la science ou, plutôt, l'art d'étudier le terrain, d'appliquer le traitement correspondant, d'établir le projet de fondation et d'exécuter les travaux.

Afin de comprendre et de diagnostiquer l'état et la nature de la roche ou du sol, on doit utiliser des analyses, des essais et des méthodes, préparer un diagnostic avec ses résultats et ses déductions, organiser un programme d'actions (le projet de fondation du barrage et le type de traitement à appliquer) qui ressemble beaucoup au diagnostic préliminaire effectué en vue d'établir un plan d'intervention chirurgicale pour un patient. Dans les deux cas, on peut facilement comprendre que le jugement, l'expérience et les critères à suivre doivent être particulièrement précis et rigoureux, car le succès du diagnostic est seulement confirmé après « l'ouverture » du patient, soit la fondation du barrage au cours des fouilles lorsque le traitement est déjà en cours d'exécution, soit le corps du patient dans la salle d'opération. Par conséquent, dans les deux cas, des modifications en cours d'opération sont très dangereuses et très coûteuses et peuvent finalement affecter la vie et l'avenir du barrage ou du patient. De même que les analystes, les spécialistes en diagnostic et les chirurgiens travaillent en étroite collaboration en rassemblant leurs fonctions complémentaires, de même les géologues, les ingénieurs de projet et les spécialistes de traitement coopéreront, de sorte que tous connaissent les possibilités offertes par les techniques de traitement de la fondation du barrage qui relèvent actuellement des injections.

Il est évident qu'une fois connus et analysés tous les paramètres définissant l'opération d'injection, il est possible d'établir le programme des travaux, en tenant compte des divers aspects déterminant la réussite technique et économique du traitement.

Programme du traitement par injection

1. Zone à traiter.
2. Dispositif d'exécution.
3. Prévisions et besoins.
4. Spécifications.
5. Estimation des quantités.
6. Conditions du marché.
7. Mesures pour le contrôle et la vérification des résultats.

L'étendue du traitement de consolidation sera définie par des considérations géotechniques. Pour la réduction de la perméabilité, la zone de traitement dépendra de la configuration géologique du sol et du but recherché quant à la réduction des sous-pressions et des débits de percolation. A titre d'indication et à moins que des couches presque imperméables existent, la profondeur de l'écran varie entre 0,5 et 1 fois la charge d'eau.

Il faut se rappeler qu'en pratique, de même qu'il n'y a pas de barrages à l'abri d'infiltrations, il n'y a pas non plus d'écrans totalement imperméables. Par conséquent, une association d'écrans avec un dispositif de drainage à l'aval est en général adoptée.

Obviously, the foundation is the least known or almost unknown part of the structure during the design stage and is the least visible because it is hidden on completion of the works. The science or, rather, the art of analysing the ground, of applying the corresponding treatment and designing the foundation, together with the execution of the works, can be compared to surgery.

In order to understand and diagnose the state and nature of the rock or soil indirect analysis, tests and methods have to be used and a diagnosis prepared with its results and deductions, a plan of action organized (the dam foundation design and the type of treatment to be applied) that is highly similar to the preliminary diagnosis for drawing up a surgical plan of action for a patient. In both cases, it can be easily understood that meticulousness in the judgment, in the experience and in the criteria to be followed must be particularly strict and severe, as in both cases the successful diagnosis is only confirmed after opening up the patient, either the dam foundation during excavation when the treatment is already being carried out, or the body of the patient in the operating theatre; consequently, in both cases, on-going rectifications are very dangerous and highly expensive and may finally influence the life and future of the dam or patient. Consequently, similarly to the way that analysts, diagnosis specialists and surgeons must work in close collaboration of their complementary functions, the geologists, design engineers and treatment specialists must work with a similar relationship, so that all of them know the possibilities offered by dam foundation treatment techniques that are presently exclusively carried out by grouting.

It is obvious that only once all of the parameters defining grouting work are known and analysed is it possible to plan the work, considering the various aspects that determine the technical and economic success of the works.

Grouting treatment planning

1. Area of the treatment.
2. Operational arrangement.
3. Forecasts and provisions.
4. Specifications.
5. Bill of quantities.
6. Conditions of contract.
7. Measures for the monitoring and checking of results.

The scope of consolidation treatment will be defined by geotechnical considerations. When reducing permeability, the area of treatment will depend, on the one hand, on the geological configuration of the soil and on the objective sought with respect to reducing uplift and seepage flow rates. By way of guidance and unless nearby impermeable layers exist, the cutoff depth varies between 0.5 and 1.0 times the hydraulic head.

It is advisable to remember that, in practice, whereas there are no leak-proof dams, neither are there any completely impermeable cutoffs. Consequently, a combination of diaphragm cutoffs with a drainage system downstream is usually employed.

Les dispositions d'exécution portant sur l'orientation, le nombre de trous et de lignes, leur espacement, sont normalement le fruit de l'expérience et doivent toujours s'adapter aux conditions particulières de chaque cas et de chaque sol, en recherchant le maximum d'efficacité et d'économie. Normalement, le traitement commence par l'injection de trous espacés d'environ 25 m et est suivi par les autres trous intermédiaires qui servent à vérifier l'efficacité du traitement précédent, en continuant jusqu'à l'obtention d'un espacement de trous de l'ordre de 3 m.

Le mode opératoire doit être correctement établi, en prévoyant le nombre maximal de situations pouvant se présenter et la méthode à suivre dans chaque cas. Tous ces points, de même que les méthodes de contrôle des résultats, doivent figurer dans les spécifications, en vue de faciliter les relations entre l'entrepreneur et l'organisme chargé du contrôle général des travaux, dans le cadre d'une collaboration étroite qui est toujours nécessaire.

En outre, l'étude estimative des quantités et l'étude des conditions du marché sont fondamentales, du fait du manque inévitable de précision lorsque les travaux sont définis au stade du projet. Il est donc utile que l'estimation des quantités comprenne une série complète d'opérations déterminées nécessaires jusqu'au moment de l'injection, en abandonnant la pratique ordinaire d'établir des prix globaux se rapportant au produit non injecté, dont le volume ou la masse peut varier énormément dans chaque opération. De cette façon seulement et avec une procédure convenable de marché, on peut espérer obtenir une réussite technique et économique de l'injection dans des conditions acceptables par les deux parties.

Operational pattern with respect to orientation, number of boreholes, rows and spacing is normally the fruit of experience and must always adapt to the individual conditions for each case and soil, seeking maximum efficiency and economy; normally, work starts by grouting boreholes at a spacing of around 25 m and is followed by other intermediate boreholes that in turn serve to test the efficiency of the previous treatment, continuing until a borehole spacing of around 3 m is obtained.

The working method must be properly established, foreseeing the maximum number of situations that may occur and the method to be followed in each case. All of this, together with the methods for monitoring results must be laid down in the Specifications, in order to facilitate the relationships between the contractor and supervising company, within a framework of close collaboration, which is always necessary.

Furthermore, the study of the bills of quantities and of the conditions of contract is of fundamental importance, due to the necessary lack of precision when this work is defined at the design stage. It is therefore advisable that the bills of quantities separately include for a whole series of fixed operations necessary up to the time of grouting, abandoning the normal practice of establishing overall prices referred to the ungrouted product, whose volume or weight may vary enormously in each operation. Only in this way, together with a proper contract procedure, can technical and economic success be expected for grouting under reasonably fair conditions for both parties.

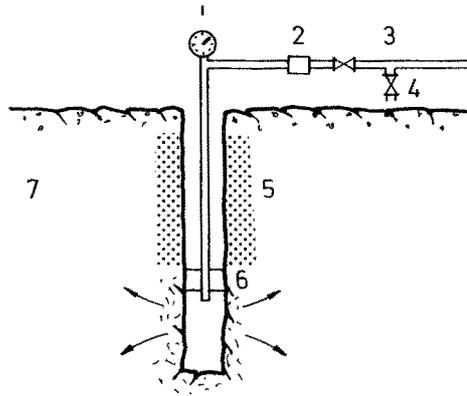


Fig. 11

Schematic diagram for executing a Lugeon test.

Représentation schématique d'un essai Lugeon.

- | | |
|-------------------------------|--------------------------------|
| (1) Pressure gauge. | (1) Manomètre. |
| (2) Water meter. | (2) Mesure du débit. |
| (3) Pump. | (3) Pompe. |
| (4) Outlet. | (4) Évacuation. |
| (5) Part of grouted borehole. | (5) Partie du forage injectée. |
| (6) Packer. | (6) Obturateur. |
| (7) Rock. | (7) Rocher. |

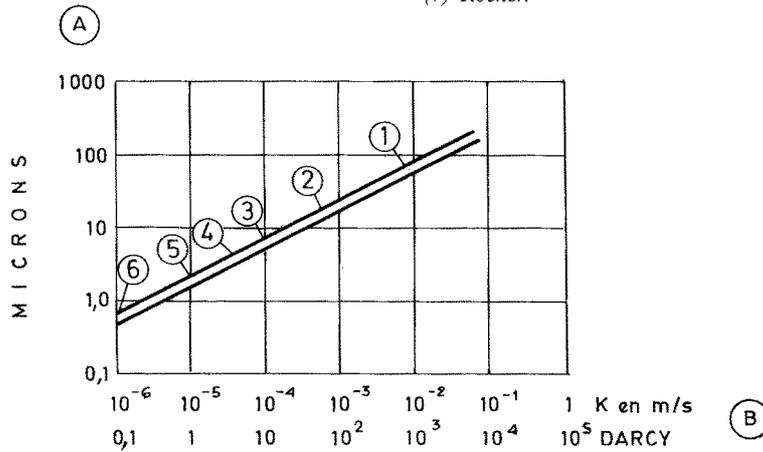


Fig. 12

Groutability limits of mixes based on ground permeability.

Limites d'injectabilité de mélanges en fonction de la perméabilité du terrain.

- | | |
|---|---|
| (A) Average particle diameter of mix in microns. | (A) Diamètre moyen des particules du mélange, en microns. |
| (B) Permeability | (B) Perméabilité. |
| (1) Cement. | (1) Ciment. |
| (2) Clay-cement. | (2) Argile-ciment. |
| (3) Hard silicate gel. | (3) Gel de silicate dur. |
| (4) Semi-hard silicate gel. | (4) Gel de silicate mi-dur. |
| (5) Highly diluted silicate gel - bitumen solution. | (5) Solution gel de silicate très dilué - bitume. |
| (6) Organic resins. | (6) Résines organiques. |

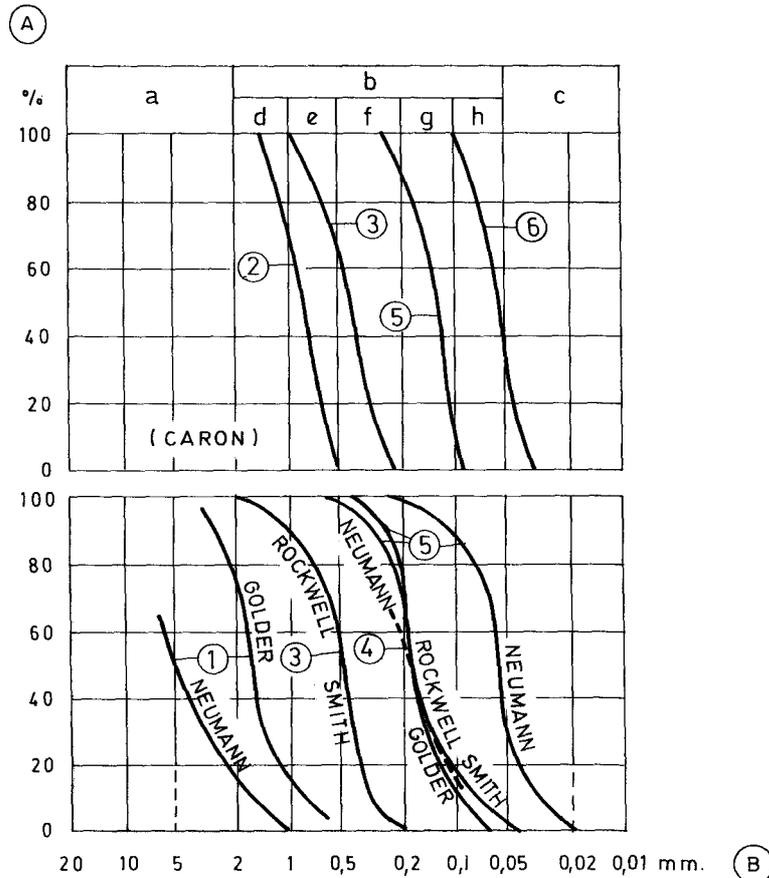


Fig. 13

Groutability limits of mixes based on grain-size analysis.

Limites d'injectabilité de mélanges en fonction de la granulométrie.

- | | |
|---|---|
| (A) Groutability. | (A) Injectabilité. |
| (B) Grain-size. | (B) Granulométrie. |
| (1) Cement. | (1) Ciment. |
| (2) Clay - cement. | (2) Argile - ciment. |
| (3) Hard silicate gel. | (3) Gel de silicate dur. |
| (4) Semi-hard silicate gel. | (4) Gel de silicate mi-dur. |
| (5) Highly diluted silicate gel - bitumen solution. | (5) Solution gel de silicate très dilué - bitume. |
| (6) Organic resins. | (6) Résines organiques. |
| (a) Gravel. | (a) Gravier. |
| (b) Sand. | (b) Sable. |
| (c) Silt. | (c) Silt. |
| (d) Very coarse. | (d) Très grossier. |
| (e) Coarse. | (e) Grossier. |
| (f) Medium. | (f) Moyen. |
| (g) Fine. | (g) Fin. |
| (h) Very fine. | (h) Très fin. |

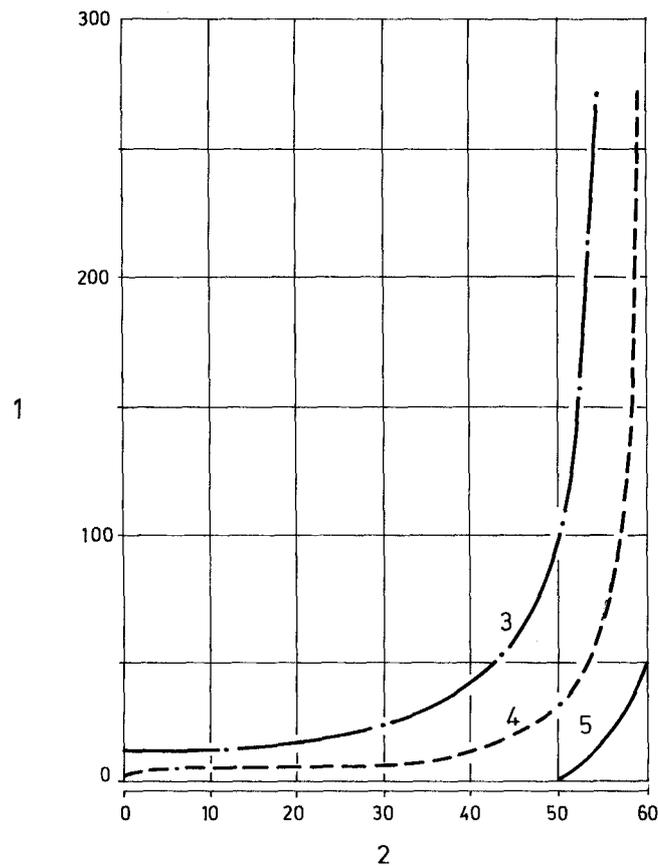


Fig. 14

Viscosity variation for 3 different mortars in one hour of setting.

Variations de viscosité de 3 mortiers différents en une heure de prise.

(1) Viscosity in centipoises.

(2) Time in minutes.

(3) Lignosulphite.

(4) Sodium silicate.

(5) Resin.

(1) *Viscosité en centipoises.*

(2) *Temps en minutes.*

(3) *Lignosulfite.*

(4) *Silicate de soude.*

(5) *Résine.*

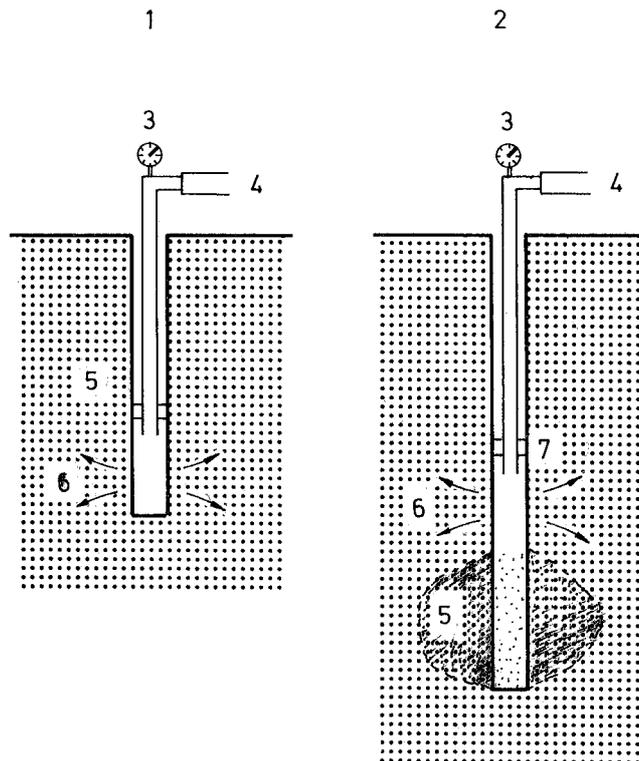


Fig. 15

Rock grouting.

Injection du rocker.

- | | |
|--------------------------------|---|
| (1) Descending stage grouting. | (1) <i>Injection par passes descendantes.</i> |
| (2) Ascending stage grouting | (2) <i>Injection par passes montantes.</i> |
| (3) Pressure gauge. | (3) <i>Manomètre.</i> |
| (4) Grout. | (4) <i>Coulis.</i> |
| (5) Grout blanket. | (5) <i>Zone injectée.</i> |
| (6) Grouting in progress. | (6) <i>Injection en cours.</i> |
| (7) Packer. | (7) <i>Obtuteur.</i> |

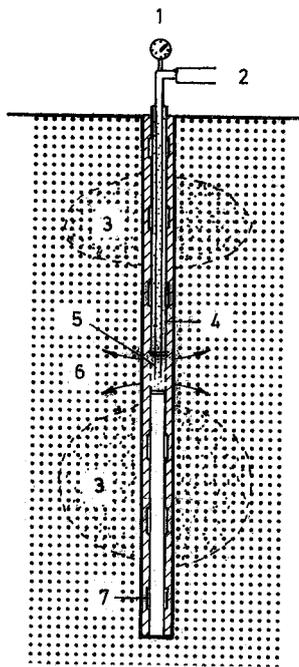


Fig. 16

Soil grouting - Borehole fitted with sleeve tube.

Injection des sols - Forage équipé d'un tube à manchettes.

- | | |
|---------------------------|--------------------------------|
| (1) Pressure gauge. | (1) <i>Manomètre.</i> |
| (2) Grout. | (2) <i>Coulis.</i> |
| (3) Grouted area. | (3) <i>Zone injectée.</i> |
| (4) Plastic sheet. | (4) <i>Feuille plastique.</i> |
| (5) Double packer. | (5) <i>Double obturateur.</i> |
| (6) Grouting in progress. | (6) <i>Injection en cours.</i> |
| (7) Sleeve. | (7) <i>Manchette.</i> |

3. CONSTRUCTION DE BARRAGES EN BÉTON

3.1. GÉNÉRALITÉS

La construction d'un barrage en béton est une opération complexe qui ne se répètera pas exactement ailleurs; les travaux sont souvent réalisés dans des conditions hostiles, loin de grandes villes et de moyens de communications et, fréquemment, sous des climats rudes. La construction d'un barrage en béton demande le recrutement temporaire de spécialistes dans divers domaines : charpentiers, cintriers, plombiers, électriciens, conducteurs de blondins et de grues, etc.; s'y ajoutent des équipes techniques pour les travaux de topographie, de contrôle de la qualité, d'injection, d'auscultation, d'essais en laboratoire; leur nombre et leur diversité sont très grands et tous doivent avoir une expérience bien établie dans la construction de barrages.

Les travaux proprement dits de génie civil sont affectés, dans le temps et dans l'espace, par d'autres travaux totalement différents, tels que : l'installation de matériel mécanique dans le barrage, les ouvrages de vidange de fond, les vannes d'évacuateur de crue, les prises d'eau et autres matériels électromécaniques.

D'autre part, les travaux préliminaires tels que : les routes d'accès, la préparation des carrières, la dérivation de la rivière et le montage d'installations compliquées pour la production de granulats, le malaxage, le transport et la mise en place du béton, exigent un grand nombre d'activités qui fréquemment interfèrent entre elles.

La Fig. 17 représente une séquence des travaux de construction d'un barrage en béton.

3.2. PRODUCTION DE GRANULATS

3.2.1. Carrières et dépôts naturels

3.2.1.1. Généralités

Tous les projets de barrages nécessitent une étude détaillée des sources possibles de granulats pour bétons, tenant compte des études préliminaires du béton pour le barrage, l'ensemble de ces études faisant intervenir les données de base sur la construction du barrage.

Le document " Concrete Manual " (« Manuel de béton ») — 8^e édition, Washington 1981 — établi par l'US Bureau of Reclamation traite dans le Chapitre II des caractéristiques de roches pour granulats et peut être utilement consulté à ce sujet.

3. CONCRETE DAM CONSTRUCTION

3.1. GENERAL

Concrete dam construction is a complex process for producing an unrepeatable “one-off” structure, in which many “points of no return” exist; often undertaken under adverse circumstances, far away from major towns and means of communication and, frequently, in a harsh climate. Concrete dam construction demands the temporary recruitment of specialists in diverse trades : carpenters, bar-benders, plumbers, electricians, large crane and blonidin operators, etc.; together with technical teams for surveying, quality control, grouting, monitoring and laboratory work; all in a considerable quantity and variety, having proven dam construction experience.

The actual civil engineering activities are affected in time and place by other completely different ones, such as the installation of the mechanical plant in the dam, bottom outlets, spillway gates, water intakes and other electromechanical equipment in the project.

On the other hand, the preliminary works such as : access roads, quarry preparation, river diversion and the erection of complicated installations for aggregate production, concrete mixing and concrete transport and placement require a wide range of activities that frequently interfere with each other.

Fig. 17 represents a work flow diagram for concrete dam construction that, for the sake of brevity, will not be described in this document.

3.2. AGGREGATE PRODUCTION

3.2.1. Quarries and natural deposits

3.2.1.1. *General*

All dam designs require a detailed study of the possible sources of aggregates for concrete manufacture, taking into account the preliminary concrete type studies for the dam, both of which comprise the basic dam construction information.

The US Bureau of Reclamation “Concrete Manual”, 8th Edition, Washington 1981, Chapter II can be consulted with respect to rock characteristics for aggregate production.

Si une carrière de roche dure ignée, métamorphique ou calcaire est disponible, la meilleure solution est de l'intégrer dans une installation produisant la gamme complète de dimensions.

Lorsque la production de granulats fins par concassage n'est pas économique ou que la qualité n'est pas acceptable (porphyre, quartzite, roche volcanique durs, etc.), on peut considérer une solution mixte : dépôts naturels de matériaux fins ou même carrière particulière ; par exemple, granulats de granite concassés et sables fins provenant du broyage de calcaire métamorphique. De plus, il y a des granites avec excès de mica, et des calcaires tendres produisant trop de fines uniformes (farine), qui doivent être rejetés.

On peut, en général, indiquer que la nature a résolu elle-même les problèmes de dureté, de pérennité, etc., dans des dépôts naturels contenant toutes les dimensions, à l'exception des fines, en éliminant les éléments impropres et en présentant ainsi des granulats de bonne qualité.

En pratique, et sauf pour les grands dépôts d'origine glaciaire qui en général ont des granulométries optimales et contiennent du sable de bonne qualité, le problème le plus fréquent est l'élimination des fines (silt argileux et argile).

Une installation moderne incorporant le lavage peut généralement traiter tous les types de graviers naturels dans lesquels la proportion totale de fines à éliminer se situe entre 15 et 20 %. Les sables et graviers contenant une teneur en matériaux argileux supérieure à 20 %, ou les cailloux sur lesquels adhère fortement de l'argile, ne seront pas traités dans l'installation, car le rendement de l'opération serait très bas. Ces matériaux nécessitent, par conséquent, un pré-lavage initial. Le coût de telles opérations peut conduire à examiner une solution mixte, consistant à prospecter une autre source pour les éléments fins.

En définitive, pour ces dépôts naturels, des restrictions techniques insurmontables sont imposées par des problèmes marginaux de qualité : matériaux nuisibles difficiles à éliminer, ou granulats grossiers ou fines présentant une forme anguleuse ne convenant absolument pas. Dans ces cas, la source proposée peut être rejetée. Il faut donc étudier ces problèmes spécifiques le plus tôt possible.

3.2.1.2. *Reconnaitances des sources de granulats*

Les études des sources de granulats pour béton, carrières ou dépôts naturels, seront effectuées en trois étapes : recherches et reconnaissances des sources, comprenant une étude préliminaire des types de béton ; avant-projet sommaire des installations de traitement, faisant partie de l'étude générale d'exécution des ouvrages ; et, enfin, projet des installations de traitement.

La pratique générale était autrefois limitée à deux objectifs : source de granulats le plus près du barrage et travaux préparatoires minimaux. Les vues actuelles sont beaucoup plus larges : zone prospectée étendue (des distances de 25 à 50 km ne sont pas inhabituelles aujourd'hui) et volume important de travaux préparatoires, facilement exécuté au moyen du matériel de construction.

Les travaux de reconnaissances des dépôts de sables et de graviers commencent, en général, par l'exécution d'une série de tranchées, de puits et de forages pour connaître le volume et la composition moyenne des différentes zones de dépôts. Le nombre et la disposition des puits de reconnaissances sont définis de façon à être représentatifs du dépôt : en principe, un puits par 5 000 m², au minimum. La

If a sound igneous, metamorphic or limestone rock quarry is available, the best solution for processing is likely to be in an integrated plant producing the full range of sizes.

When fine aggregate production by crushing is uneconomic or quality is unacceptable (hard porphyry, quartzites, volcanic rock, etc.), a mixed solution should be considered, looking for natural deposits of fines or even for a separate quarry; for example, crushed granite aggregate and fine sand from milling metamorphic limestone. In addition, there are granites with an excess of mica, and soft limestones that produce excessively uniform fines (powder), which must be rejected.

It can generally be stated that nature itself has solved the problems of hardness, durability, etc. in natural deposits for all sizes, except the fines, by eliminating unsuitable products and thus offering sound aggregate.

In practice, and except for large deposits of glacial origin that usually occur under optimum grading conditions with high quality sand, the most frequent problem is eliminating unsuitable fines, i.e. argillaceous silt and clay.

A modern plant incorporating washing can generally process all types of natural gravels in which the overall proportion of fines to be eliminated lie between 15 and 20 percent. Sand and gravels with a clayey material content of over 20 percent, or, where sticky clay highly adheres tightly to the stones, should not be processed in the integrated plant, as output would be very low in practice. Consequently these require initial pre-washing. The expense of operations under these conditions may lead to a mixed solution being considered, prospecting for fines from another source.

Finally, in these natural deposits, unsurmountable technical limitations are imposed by marginal quality problems, as a deleterious material that is very difficult to eliminate or a completely unsuitable angular shape for the coarse aggregates or fines. In these cases, the proposed source may have to be rejected and consequently these specific problems should be identified as soon as possible.

3.2.1.2. *Exploration of Aggregate Sources*

Concrete aggregate source studies for both rock quarries and natural deposits should be planned in three stages : exploration or investigation of the source, including a preliminary study of concrete types; preliminary design of processing plant(s), as part of the general study of the execution of the works and, finally, design of the processing plant(s).

General practice was formerly limited to two objectives : locating the aggregate source nearest to the dam, and minimal preparatory work. Modern views are much broader, both by expanding the area surveyed — distances of 25 to 50 km are not unusual at present — and in the large volume of preparatory work, easily executed with the construction plant.

Gravel and sand deposit exploration usually commences with a series of trenches, test pits and test holes to decide on the volume and average expected composition of the different deposit areas. The number and arrangement of the test pits is defined so as to be representative of the deposit, providing one test pit per 5 000 m² as a minimum, in principle. Test pit depth is frequently set by limitations

profondeur des puits de reconnaissances est fréquemment déterminée par les limites imposées par les méthodes prévues pour l'exploitation des dépôts. La première limite résulte du niveau de la nappe phréatique, qui peut affecter le travail des chargeuses frontales, engins les plus économiques. On peut utiliser les pelles en rétro ou les draglines, capables de travailler à plusieurs mètres sous le niveau de la nappe phréatique.

On doit tout d'abord déterminer les caractéristiques et la qualité des granulats par des essais appropriés en laboratoire et des études pétrographiques.

Les essais préliminaires en laboratoire portent sur des compositions de béton établies à partir des granulats disponibles, en tenant compte du fait que des critères plus larges et plus souples doivent être appliqués aux granulats provenant de dépôts naturels par rapport aux granulats de carrière; deux ou même trois compositions types seront constituées pour chaque classe de béton standard, plutôt qu'une, afin d'améliorer l'utilisation de la source de granulats.

En outre, en ce qui concerne les granulométries idéales, on doit souligner que toutes méthodes excessivement théoriques ont été abandonnées au profit de critères fondamentaux pragmatiques : qualité et maniabilité du béton.

3.2.1.3. *Exploitation des carrières*

L'exploitation des carrières sera précédée des études et travaux auxiliaires suivants :

— Étude de l'exploitation : définition des gradins, réseaux de forages, explosifs, méthodes d'abattage, chargement et transport des matériaux.

— Travaux préliminaires ou préparatoires : étude des niveaux d'exploitation de la carrière et des accès; enlèvement du terrain de couverture et découpage des fronts de carrière; dispositifs de drainage et de protection contre les inondations.

— Installations spécifiques de carrière : réseaux électriques, d'air comprimé et d'alimentation en eau; installation des compresseurs; entrepôts de matériels et d'explosifs et ateliers annexes.

La hauteur des gradins de carrière est généralement de 15 à 20 mètres pour assurer la stabilité de pente et éviter les travaux de décapage. Si possible, chaque niveau doit être suffisamment long pour permettre d'établir trois étapes d'exploitation en même temps : forages pour abattage, abattage et décapage, chargement pour transport des matériaux à la station de granulats.

Il y a une série de règles applicables à l'étude du type de sautage : tendance à tirer une seule ligne ou un petit nombre de lignes parallèles au front de carrière; disposition pratiquement verticale du front de carrière; utilisation générale d'explosifs, à vitesse élevée pour les roches dures et compactes, à vitesse faible pour les roches ordinaires et fracturées, etc.

Les recommandations données au paragraphe 2.3.1. (Fouilles à ciel ouvert pour barrages en béton) sont tout à fait applicables ici, pour ce qui concerne les problèmes de matériels, diamètres de forage, déplacement des matériaux par bulldozers, matériels de chargement et de transport, étude des opérations de sautage, types d'explosif et de détonateur.

imposed by the future quarrying methods planned. The first limit is the water table level, which may restrict operation of front loaders, which are the most economic. Otherwise, backhoe shovels or dragline can be used, being able to work to several metres below the water table.

First, aggregate characteristics and quality must be established by appropriate laboratory testing and petrographic studies.

Initial laboratory work consists of testing trial concrete mixes, with the particular aggregate available, but taking into account that a more wideranging and flexible criterion has to be applied with natural deposit aggregates than in a quarry, establishing two or even three type mixes for each class of standard concrete rather than one, in order to improve the utilization of the aggregate source.

Furthermore, it should be emphasized that all excessively theoretical approaches have been abandoned for natural deposits with respect to ideal particle size distributions, adopting the pragmatic basic criteria of concrete quality and workability.

3.2.1.3. *Quarry Operation*

Quarry operation should be preceded by the following studies and auxiliary works :

- Design of operation : definition of benches, drilling patterns, explosives, blasting methods, rock loading and transport.
- Preliminary or preparatory works : planning of quarrying levels and accesses; removal of overburden and cutting of workfaces; provisions for drainage and against flooding.
- Specific quarry installations : electrical, compressed air and water distribution systems; air compressor plant; stores of materials and explosives and auxiliary workshop.

Quarry bench height is usually kept to 15 to 20 metres to ensure slope safety and to avoid scaling work. Whenever possible, each level must be sufficiently long to establish three quarrying stages at the same time : drilling for blasting, firing and scaling, and loading rock for transport to plant.

There is a series of rules for studying the type of blasting, such as the tendency to shoot one or very few rows parallel to the workface; the practically vertical arrangement of the workface; the general use of high velocity explosives for hard and compact rocks, slow velocity explosives for normal and shattered rocks, etc.

The recommendations given in 2.3.1. (Open Excavation for Concrete Dams) are perfectly applicable in this area, with respect to equipment problems and drilling diameters, bulldozing, loading and transporting equipment, and the design of blasting operations, explosive and detonator types.

On ajoutera que les excavateurs ont des avantages par rapport aux chargeuses dans les carrières, du fait de la possibilité d'adapter la dimension du godet de la pelle à l'orifice d'entrée du concasseur primaire, du fait de la plus grande sécurité dans le chargement des matériaux jusqu'au pied du front de taille et du fait de l'économie dans les travaux exécutés sur les roches très abrasives.

3.2.1.4. *Exploitation des dépôts naturels*

Après les études et reconnaissances, on devra examiner le problème des matériaux de grandes dimensions. Dans la phase d'exploitation des dépôts, il convient d'éliminer les granulats au-dessus de la dimension maximale (100, 120 ou 150 mm), lorsque ceux-ci dépassent 20 % du volume total, en moyenne (ou 30 % dans des zones particulières), à condition que la granulométrie des éléments restants ne soit pas basse dans les dimensions supérieures à 35 mm. Dans ce cas, la seule solution est d'utiliser l'excédent de grandes dimensions en les concassant, à moins que la forme anguleuse des éléments concassés soit inacceptable.

En ce qui concerne les granulats fins, la situation des dépôts possibles de sables sera déterminée au début, et les problèmes spécifiques aux éléments inférieurs à 2 mm seront étudiés.

Comme pour les essais en laboratoire, des critères plus larges et plus souples doivent être utilisés lors des projets des installations de traitement pour les dépôts naturels, comparativement aux installations de carrière, afin de pouvoir faire face aux variations soudaines survenant dans l'exploitation des dépôts; il peut s'agir, dans certaines zones du dépôt, de la production d'éléments dont la granulométrie diffère beaucoup de celle spécifiée pour le béton. En même temps, des changements instantanés d'une zone à l'autre seront étudiés et programmés comme solution variante, dès l'origine, sachant que la composition du produit est complémentaire.

Ce sont les aspects principaux du projet d'exploitation des dépôts. Les moyens de chargement et de transport peuvent être choisis, comme décrit dans le paragraphe 2.3.2. (Fouilles à ciel ouvert pour barrages en remblai). Ces moyens seront utilisés pendant les travaux préparatoires, comprenant simplement, en général, le décapage de la surface de la ballastière. Des installations spéciales ne sont pas d'habitude nécessaires dans la zone du dépôt, sauf dans des cas particuliers où des travaux d'entretien doivent être exécutés *in situ* en raison de la distance des installations de la zone du barrage.

3.2.2. **Station de production de granulats**

3.2.2.1. *Généralités*

La station de production des granulats pour le barrage est définie à partir des carrières et des dépôts naturels les plus proches. Les principaux facteurs à prendre en considération sont :

- La granulométrie.
- La dimension maximale des granulats.
- La forme des éléments.
- La propreté des matériaux *in situ* et les substances polluantes.
- La résistance mécanique, la dureté et l'abrasivité.

It should be added that excavators may have advantages over loaders in quarries, due to the possibility of matching the shovel bucket size to the primary crusher inlet, to the greater safety in loading the blasted material up to the foot of the face and to the working economy on highly abrasive rock.

3.2.1.4. *Processing Natural Deposits*

After the investigation study, the subject of extreme sizes should be dealt with. It is advisable to eliminate aggregate over the maximum size (100, 120 or 150 mm) in the quarrying phase when these exceed 20 percent of the total, on average (or 30 percent in specific areas), provided that the remaining particle size distribution is not low in sizes over 35 mm. In this case, the only alternative is to utilize surplus large sizes by crushing them, unless the angular shape of the crushed gravel is unacceptable.

With respect to fine aggregate, possible sand deposits should be located at the start and the specific problems of sizes under 2 mm should be studied.

As for laboratory work, processing plant designs for natural deposits must employ more flexible and broader sizing criteria than in a quarry, in order to be able to handle sudden quarrying variations that, in certain areas of the deposit, will produce particle size distributions differing greatly from the concrete requirements. At the same time, immediate changes from one area to another should be planned and scheduled as an alternative from the start, in the knowledge that the product composition is complementary.

These are the essential aspects of quarry design. Loading and transport facilities can be selected as described in 2.3.2. (Open Excavation for Embankment Dams). These facilities should be employed during preparatory work, usually simply comprising clearing the surface of borrow pits. Lastly, specific installations are not usually necessary at the deposit except for particular cases where spare parts and even plant maintenance must be carried out in situ due to the distance to the installations at the dam.

3.2.2. **Aggregate production plant**

3.2.2.1. *General*

The dam aggregate production plant is defined on the basis of the nearest quarries and natural deposits. The main factors to take into account are :

- Grading.
- Maximum aggregate size.
- Particle shape.
- Cleanliness of in situ material and contaminating substances.
- Mechanical strength; hardness; toughness and abrasiveness.

Les spécifications de projet tiendront compte de la granulométrie finale requise et des limites initialement fixées pour les différentes classes ou dimensions de granulats, y compris la dimension maximale et les coupures aux points critiques de façon que la courbe granulométrique du produit au cours du traitement tende vers la courbe idéale établie au laboratoire (voir paragraphe 3.4.4.).

A partir des facteurs sus-mentionnés, c'est généralement le laboratoire de chantier qui définit le matériau qui alimentera la station, et celle-ci sera conçue en détail sur cette base. Quelques variables de l'installation peuvent être corrigées, comme indiqué ci-dessous.

Les paragraphes ci-après concernent les critères de base pour le choix des dispositifs et matériels auxiliaires que comprend la station de production, en les rattachant aux problèmes de matériau naturel et de niveaux de qualité habituellement exigés dans ces travaux. Le dimensionnement de la station est un autre sujet qui fera l'objet de commentaires succincts.

Dans le cas le plus complexe, la station comprend des installations de concassage, de classification et de lavage pour les matériaux de carrière. Le concasseur qui reçoit les matériaux (concasseur primaire) doit être capable de produire facilement le tonnage maximal de granulats requis par le programme de bétonnage. La granulométrie obtenue dans cet appareil, qui dépend du type de roche (les diverses marques commerciales ont des graphiques pour tous les types de concasseurs), nécessitera l'application de corrections aux excédents et déficits dans les diverses dimensions. Ceci conduit aux deux critères principaux de capacité :

— Concasseurs et broyeurs complémentaires. Leur capacité sera amplement suffisante pour traiter les quantités d'excédents de matériau provenant de chaque niveau de criblage. Ce matériel aura une capacité de réserve d'au moins 50 %.

— Installations de criblage. Elles doivent être capables de traiter les matériaux provenant de l'installation primaire de production et les excédents traités par les concasseurs complémentaires. Leur capacité de réserve sera de 100 % environ, les mêmes critères s'appliquant aux dispositifs de contrôle du transport et aux tapis transporteurs.

Le projet d'ensemble consiste à pré-dimensionner les matériels précités, à partir d'un diagramme donnant en t/h ce qui passe à travers chaque concasseur et chaque tamis; on effectue ensuite un ajustement au moyen d'un nombre minimal de corrections pour le recyclage résultant de la reprise des excédents. Lorsque les excédents dans un nouvel ajustement sont inférieurs à 5 %, le diagramme est considéré comme utilisable dans la pratique et fournit les capacités théoriques des concasseurs, des tamis et des bandes transporteuses, auxquelles on appliquera les coefficients de capacité de réserve mentionnés ci-dessus.

3.2.2.2. Concassage

Les concasseurs peuvent être groupés, en fonction de la dureté de la roche et de la teneur en silice :

— Roche dure à très dure, avec teneur en silice supérieure à 12 % : concasseurs à mâchoires (à simple ou double action); concasseurs giratoires (cône à excentricité variable); concasseurs « gyrosphère ». Pour les sables : broyeurs à barres ou concasseurs giratoires à disques.

The design specification should take into account the required final grading and initially set limits on the different classes or sizes of aggregates, including the maximum size, making the cuts at critical points so that the particle size distribution curve of the product during processing naturally tends to shift towards the ideal curve established in the laboratory (see 3.4.4.).

From the other factors mentioned above, it is generally the site laboratory that specifies the material to be fed to the plant and the plant will be designed in detail on this basis. Some plant variables can be corrected, as commented on below.

The following sections refer to the basic criteria for selection of auxiliary facilities and equipment that comprise a production plant, mainly relating them to the problem of the natural material and quality levels usually required in these works. Plant sizing is another matter, to which a brief reference will be made.

In the most complex case, the plant is an integrated crushing, classifying and washing installation for material quarried. The crusher that receives the material (primary unit) must be easily capable of producing the maximum aggregate tonnage required by the concreting schedule. The grading obtained in this machine, depending on rock type (the various commercial brands have charts for all types of crushers) will require corrections to be made to surpluses and deficits of the different sizes. This leads to the two main capacity criteria :

- Complementary crushers and mills. Capacity shall be amply sufficient to handle surplus material flow rates from each screening level. These machines should have a spare capacity of at least 50 percent.

- Screens. These have to be capable of handling flow rates from the primary production line plus the recycling of surpluses processed by the complementary crushers. Spare capacity should be approximately 100 percent and the same applies to transport control elements and belt conveyors.

The overall design consists of pre-sizing the machines mentioned above on the basis of a flow diagram expressed in t/h that passes through each crusher and screen, that is then adjusted by a minimum number of corrections for the recycling flow rates due to rehandling surpluses. When surpluses to be considered in a new adjustment are less than 5 percent, the flow diagram is considered as terminated for practical purposes and thus gives the theoretical capacities of crushers, screening units and conveyor belts, to which the reserve capacity coefficient mentioned above will be applied.

3.2.2.2. *Crushing*

Crushers can be grouped together, depending on rock hardness and silica content :

- Hard and very hard rock with silica content above 12 per cent : Jaw crushers (double or single action); gyratory crushers (variable eccentricity cone); gyrosphere crushers. For sand, rod mills or rotary disk crushers.

— Roche de dureté moyenne avec teneur en silice inférieure à 12 %; concasseurs à marteaux; broyeurs à barres ou broyeurs à marteaux pour le sable.

— Graviers naturels : matériel identique à celui convenant aux roches dures à très dures, plus concasseurs à marteaux.

Le type de machine peut aussi être influencé par une forme inappropriée des granulats concassés (dépendant de la structure interne de la roche). Ceci est corrigé au moyen de machines à marteaux, si elles sont économiquement acceptables, ou de machines giratoires, à condition que leur alimentation soit suffisante et uniforme.

L'installation de concassage est généralement classée en sous-groupes : concassage primaire, concassage secondaire, concassage tertiaire, etc., et broyage des sables.

Concassage primaire. On peut utiliser des concasseurs à marteaux, giratoires, ou à mâchoires. Le concassage primaire doit permettre de satisfaire amplement aux exigences de dimension maximale. La production des concasseurs à marteaux peut être réglée en ouvrant plus ou moins les plaques d'impact et en agissant sur le nombre de tours par minute de la machine. Les concasseurs giratoires sont réglés en abaissant ou relevant le cône; il est également important de définir la propre excentricité pour la dureté de roche, en fournissant au fabricant les caractéristiques mécaniques et la teneur en silice de la roche. Enfin, les concasseurs primaires à mâchoires sont réglés par ouverture des mâchoires, étant souligné que les machines à barres conviennent seulement aux roches qui ne sont pas excessivement dures ou abrasives.

La station de concassage primaire est généralement alimentée par un dispositif mécanique qui assure un approvisionnement aussi uniforme que possible; ce dispositif est très recommandé pour les concasseurs à marteaux, mais on peut s'en passer pour d'autres types de machines qui peuvent être alimentées directement en matériaux de carrière par l'intermédiaire d'une grande trémie dont l'orifice de sortie est situé à l'orifice d'entrée du concasseur. L'appareil d'alimentation peut être un dispositif à basculement, un tablier ou un transporteur vibrant, ce dernier présentant les avantages d'une grande robustesse et d'un faible coût d'entretien. Les dispositifs d'alimentation sont essentiels dans les autres phases de concassage et sont toujours du type vibrant.

Enfin, le concassage primaire est complété par d'autres dispositifs, comprenant : des marteaux lourds permettant de briser les gros blocs provenant de la carrière et susceptibles de bloquer l'entrée du concasseur; des appareils de levage sur monorail pour déplacer ces blocs, etc.

Concassage secondaire. Dans une installation bien conçue, les dimensions obtenues au concassage primaire et au concassage secondaire se rapprocheront très près de la granulométrie requise pour les gros granulats pour béton. Par conséquent, les concasseurs peuvent être du type à marteaux ou giratoire, et même à mâchoires, et dépendent beaucoup du type de concasseur primaire choisi dont ils sont un complément. Deux critères différents de projet peuvent être considérés :

— Concassage secondaire en série avec l'installation primaire, utilisant une trémie de faible capacité (50 à 100 m³).

— Average hardness rock with silica content below 12 per cent : Impact crushers; rod mills or hammer mills for sand.

— Natural gravels : Similar plant to hard and very hard rocks, plus impact crushers.

The present trend is to use impact or hammer machines that weigh less and are cheaper to purchase and maintain, although the final decision on jaw, cone or spherical machines depends on wearing part consumption.

The type of machine can also be affected by an inadequate shape of the crushed aggregate (which depends on internal rock structure). This is corrected with impact machines, if these are economically viable, or with gyratory machines, provided that the feed rate is sufficient and uniform.

Crushing plant is generally classified into the following subgroups : primary, secondary, tertiary crushing, etc. and sand grinding.

Primary crushing. Either impact, gyratory or jaw crushers can be used. Primary crushing output has to amply match the maximum size requirements. The output from impact crushers can be regulated by opening the impact plates to a greater or lesser extent and by controlling the rpm of the machine. Gyratory crushers are regulated by raising or lowering the cone, while it is also important to specify the proper eccentricity for the rock toughness to the manufacturer, providing him with the mechanical characteristics and silica content of the rock. Finally, primary jaw crushers are controlled via the jaw opening, emphasizing that single connecting rod machines are only suitable for rocks that are not excessively abrasive or tough.

The primary crushing section is usually fed by a feeding mechanism that ensures a flow rate as uniform as possible; this mechanism is highly recommended for impact crushers but can be eliminated for other types of machines, for which the quarried material can be discharged directly through large hopper with its outlet at the inlet of the crusher itself. The feeder may be a tipping, apron or vibrating conveyor, with the latter having the greatest robustness and low maintenance cost advantages. Feeders are essential in the remaining crushing stages and are always the vibrating type.

Finally, primary crushing is completed with other devices, including the heavy breaker hammer, with which the large blocks from the quarry that can produce blockages at the crusher inlet are broken up; monorail hoists to move these blocks, etc.

Secondary Crushing. In a well-designed plant the sizes from primary crushing plus those from secondary crushing should closely approach the required grading for coarse concrete aggregates. Consequently, the machines may be impact or gyratory, and even jaw crushers, largely depending on the primary crusher selected, to which they must form a complement. Two different design criteria can be considered :

— Secondary crushing in series with the primary section, employing a small capacity hopper (50 to 100 m³).

— Concassage secondaire après un silo intermédiaire de volume élevé (silo « tampon » ou silo « primaire »).

Dans le premier cas, la trémie absorbe les pointes existant toujours dans l'installation primaire et la production est en général réglée au moyen d'un silo situé à l'aval de l'installation de concassage secondaire. Dans le deuxième cas, le silo intermédiaire remplit les deux fonctions. D'un autre point de vue, dans le premier cas, la dimension maximale des granulats a été limitée lors du passage dans le concasseur secondaire, de sorte que le réglage de ce concasseur à la dimension maximale D_{\max} requise garantit que tout le silo de réglage présente la limite maximale exigée (normalement, inférieure à 150 mm); dans le deuxième cas, par contre, le silo « primaire » peut contenir des granulats de dimensions plus grandes (pouvant atteindre 400 mm), de sorte qu'on doit dimensionner avec soin les dispositifs d'alimentation et de transport situés à l'aval de ce silo.

Concassage tertiaire, etc. En règle générale, toutes les machines seront équipées d'une petite trémie ou cuve de réglage, au fond de laquelle est installé un dispositif d'alimentation de type vibrant, de capacité un peu supérieure à celle de la machine, afin de régler la production. Les concasseurs tertiaires sont, en général, du type giratoire.

Traitement des sables. Les sables ou granulats fins sont définis comme les granulats compris entre 5 mm et 80 microns (tamis ASTM n° 4 et n° 200). Pour les barrages, cette catégorie est fréquemment séparée en deux classes de sables : l'une appelée sable grossier, entre 5 mm (ou 7 mm) et 1,2 mm (ou 2 mm), et l'autre, sable fin, entre 1,2 mm (ou 2 mm) et 0,08 mm. A l'exception des dépôts naturels, l'utilisation d'un seul sable (5 mm-0,08 mm) est moins fréquente.

Comme la fourchette souhaitable de la granulométrie du sable est très limitée, il est difficile pour les sables provenant de plusieurs étapes de concassage, ou pour les sables provenant de dépôts naturels, de satisfaire à ces exigences. Afin d'obtenir le sable d'un module de finesse prédéterminé, on peut faire des corrections en ajoutant au sable de concassage ou de dépôt fluvial les éléments suivants :

— Sable fin de plage, de rivière ou d'autres dépôts naturels (après élimination des éléments de dimensions inférieures au tamis n° 200).

— Sable provenant des broyeur à barres (ou des concasseurs giratoires à disques).

Concassage par voie sèche ou humide. Quelques types de roche (granites, basaltes, quartzites, graviers, etc.) peuvent être traités par voie humide, c'est-à-dire être concassés avec une humidité de surface provenant du lavage dans les tamis. Il importe de recueillir l'eau à l'extrémité des tamis et collecteurs, afin que cette eau ne s'écoule pas vers les concasseurs. Un excédent d'eau, associé à la poussière de concassage, provoque l'agglomération des très fines particules que les machines compriment, ce qui forme des mottes dures adhérant aux parois et produisant un cognement caractéristique, d'où des dégâts et blocages de la machine. Le calcaire est généralement traité par voie sèche, en raison de la production excessive de poussière qui, au contact avec l'eau, forme un revêtement sur les parois et le fond des trémies de sortie des granulats, jusqu'à ce que l'orifice de sortie soit complètement obturé.

– Secondary crushing after an intermediate silo of large volume (« lung » silo or « primary » silo).

In the former, the hopper absorbs the peaks always produced in the primary section and production is generally regulated with a regulating silo downstream of the secondary crushing section. In the latter, the intermediate silo carries out both functions. From another point of view, in case *a*) the maximum aggregate size has been limited while passing through the secondary crusher, so that regulating this crusher to the required D_{\max} ensures that the whole regulating silo has the maximum required limit (normally not over 150 mm). In case *b*) , on the other hand, the « primary » silo may contain larger sizes (that may approach 400 mm), so that care should be taken when sizing feeders and conveyors downstream from this silo.

Tertiary Crushing, etc. As a general rule, all machines should be provided with a small hopper or regulating box, in the bottom of which a variable load vibrating feeder is installed with a capacity somewhat greater than that of the machine, in order to regulate production. Crushers in tertiary sections are usually the gyratory type.

Sand Processing. Sand or fine aggregate is defined as the aggregate between 5 mm and 80 microns (ASTM screens No. 4 and No. 200). In dams, this is frequently split into two sand classes : one, called coarse sand, of between 5 mm or 7 mm and 1.2 mm or 2 mm and another, fine sand, of between 1.2 mm or 2 mm and 0.08 mm. With the exception of natural deposits, the use of a single sand is less frequent, i.e. 5 mm/0.08 mm.

As the desirable range of the sand particle size distribution is very limited it is difficult for the accumulation of sand from several crushing stages or steps of a crushing plant, or the sand from natural deposits, to match these requirements. In order to match the sand to a preset fineness modulus, corrections can be made by adding the following to the crushing sand or fluvial deposits :

- Fine sand from beaches, rivers or other natural deposits (after removing sizes below screen No. 200).
- Sand from rod mills (or rotary disk crushers).

Wet or Dry Crushing. Some types of rock, such as granites, basalts, quartzites and gravels can be wet processed, i.e. crushed with the surface moisture acquired when being washed in the screens. It is important that the water is collected at the end of the screens and headers, so that this water never flows to the crushers. A surplus of water, together with crushing dust, leads to the agglomeration of very fine particles that the machines compress, forming extremely hard cakes adhering to the walls and giving rise to a characteristic knocking, that damages the machine and produces blockages. Limestone is generally dry processed, due to the excessive production of dust that, in contact with the water, forms a coating on the walls and bottom of aggregate outlet hoppers, until the machine outlet is completely obstructed.

3.2.2.3. *Lavage et classification des gros granulats*

Classification des gros granulats. Les granulats pour béton de barrage ne comprennent pas, en général, plus de six catégories, ni, sauf dans des cas exceptionnels, moins de quatre catégories. Bien que les points de coupure dépendent des essais en laboratoire, on prédétermine généralement la classification à partir des critères suivants :

— La plus grande dimension de chaque catégorie sera égale ou inférieure à 3,5 ou 3 fois la plus petite dimension.

— Un stock de granulats, de dimension limitée à 35-40 mm environ, sera toujours prévu, étant donné les volumes importants des ouvrages annexes qui peuvent donner lieu au pompage du béton.

La classification est faite au moyen de tamis vibrants inclinés (à 15-20°) ou au moyen de tamis en résonance, les premiers ayant le plus large domaine exploitable (dimensions de tamis variant de 1,6 à 100-150 mm, conception mécanique simple, etc.). Dans tous les cas, il n'est pas recommandé que chaque groupe comprenne plus de deux panneaux. Néanmoins, des cas exceptionnels ne doivent pas être exclus (tamis horizontaux, groupes de trois panneaux, etc.).

Les tamis peuvent être constitués de : plaques d'acier perforées résistant à l'abrasion; grilles en matériau identique; grillages en acier ou acier inoxydable; tissu « Trelleborg », « Linatex », etc. et tissu de polyuréthane.

Classification par voie sèche ou humide. La poussière produite dans le tamis ou dans les rejets doit être éliminée, par voie sèche, méthode convenant le mieux au calcaire. Pour cette raison, des collecteurs de poussière doivent être placés en ces points; de toute façon, un lavage final de chaque catégorie séparée de granulats est, en général, nécessaire. L'efficacité de la classification est généralement moindre dans le procédé humide, adopté compte tenu du type de roche.

Dans le procédé humide, recommandé pour les granites, quartzites, basaltes, etc., et les graviers en général, le lavage par pulvérisation au-dessus des tamis couvrira la surface du tamis sauf le dernier cinquième environ, de façon à permettre aux produits en excédent destinés au reconcassage de sécher dans une certaine mesure.

Dans le cas particulier des graviers présentant un pourcentage élevé de vase ou d'argile, ceux-ci n'alimenteront pas directement les tamis mais seront, en général, lavés préalablement, de même, le cas échéant, avant toute opération de concassage. Des appareils de lavage à contre-courant sont utilisés à cet effet, ce matériel étant recommandé malgré son rendement inférieur de 50 % par rapport au matériel identique à écoulement normal de l'eau.

Les besoins en eau de criblage dépendent de la technique de classification hydraulique finale des sables, de sorte que la quantification est obtenue en opérant en sens inverse. S'il y a une étape de prélavage, on essaiera de récupérer l'eau, après décantation, pour l'opération de criblage subsistant.

Des problèmes particuliers existent : enlèvement des racines, charbon, etc., qui se présentent parfois dans les ballastières. Le marché offre toujours des appareils nouveaux pour ces travaux, tels que l'appareil « aquamètre », installé immédiatement avant chaque silo de granulats classés.

3.2.2.3. *Coarse Aggregate Washing and Classifying*

Coarse Aggregate Classifying. Dam concrete aggregates do not generally amount to more than six sizes nor, except for exceptional cases, less than four sizes. Although the cutoff points depend on the laboratory tests, it is usual to presize the classification with the following criteria :

- The largest dimension of each size should be equal to or less than 3.5 or 3 times the smallest dimension.
- An aggregate stockpile with a size limit of around 35-40 mm should always be included, given the significant volumes of auxiliary works that may require concrete pumping.

The classification is carried out with sloping vibrating screens (at 15° to 20°) or with resonance screens, with the former having the widest range of operational possibilities (wide range of screen sizes from 1.6 mm to 100-150 mm, simpler mechanical design, etc.). At any event, it is not recommended that each unit exceeds two panels. Nevertheless, exceptional cases should not be excluded (horizontal screens, three panel units, etc.).

The screens may be of : abrasion-resistant perforated steel plates; gratings of similar materials; steel or stainless steel grids; « Trelleborg », « Linatex », etc., screen cloth and polyurethane screen cloth.

Dry or Wet Classifying. The dust produced in the screen or in the rejects must be eliminated in dry processing, which is the most suitable method for limestone. For this reason, dust collectors must be placed at these points and, at any event, a final wash of each separately classified aggregate is usually essential. Classification efficiency is usually lower for wet processing, usually adopted due to the type of rock.

In wet processing, recommendable for granites, quartzites, basalts, etc. and gravels in general, washing with sprays over the screens should cover the screen surface except for approximately the last fifth, in order to allow the surplus products for recrushing to dry to a certain extent.

In the specific case of gravels with a considerable percentage of sludge or clay, these should not be directly fed to the screens, but should be generally pre-washed, also before any crushing stage, where applicable. Counterflow trommel washers are used for this, being the equipment recommended despite having a performance of less than 50 percent of similar equipment with normal water flow.

Screening water requirements depend on the final hydraulic classifying technology for the sand, so that proper quantification is by operating in reverse. If there is a trommel pre-washing stage, an attempt should be made to recover this water settlement for the rest of the screening process.

Specific problems exist, such as the removal of roots, coal, etc. that sometimes occur in natural gravel pits. The market is always offering innovations for this work such as, the current « aquameter » equipment, which is installed immediately before each classified aggregate silo.

3.2.2.4. Classification et lavage des sables

Criblage mécanique par voie humide. Lorsque la séparation des sables se situe à 2 mm environ, le criblage mécanique au moyen de grilles constituées de barres de 6 mm environ de diamètre est possible. La classification est acceptable à partir de 1,6 à 1,8 mm environ. La pression d'eau doit être égale ou supérieure à 4 kg/cm².

Les particules au-dessous de la dimension de la coupure intermédiaire seront mélangées à l'eau de lavage provenant du procédé de classification complète et traitées par un séparateur « spirale » ou un séparateur « rateau »; dans cet appareil, les sables fins inférieurs à 0,08 mm (tamis n° 200) sont rejetés à l'extérieur avec l'eau.

Le séparateur « spirale » est un appareil très simple, dont les capacités varient de 30 t/h à 150 t/h. La consommation d'eau varie entre 75 m³/h et 300 m³/h; toutefois, au moins les deux tiers de la consommation totale peuvent être recyclés dans une installation bien conçue.

Le séparateur « rateau » a des consommations en eau identiques. Deux unités sont, en général, installées en parallèle, et réglées à environ 50 t/h par unité, jusqu'à ce que la capacité totale requise soit obtenue.

Dans les deux appareils, les matériaux déversés retournent à un séparateur pour une récupération des éléments de dimensions valables, qui restent encore en suspension par suite des ondes légères produites dans le séparateur principal.

Enfin, le sable fin est envoyé directement, ou par l'intermédiaire de pompes pour mélange eau/particules (pompes à sable pouvant traiter des concentrations jusqu'à 0,3 kg/l), aux tamis de séchage qui réduisent la teneur en eau jusqu'à la valeur exigée pour le stockage en silo.

Traitement hydraulique du sable. Les procédés hydrauliques commerciaux de classification et de lavage du sable sont schématisés sur la Fig. 18. La consommation d'eau est d'environ 10 m³ par tonne de sable (gros + fin). Les débits d'eau, dans le « classeur-trieur » hydraulique et le séparateur horizontal, sont *grosso modo* constants, du fait qu'il n'y a pas de vanes mais des tuyaux en caoutchouc avec orifices donnant les débits fixés. Ces tuyaux en caoutchouc règlent la coupure intermédiaire et sont remplacés lorsque l'usure augmente la dimension de l'orifice. La précision de la coupure dépend principalement des fluctuations dans le fonctionnement, de sorte qu'il importe de surdimensionner ces installations afin d'éviter des surprises. Le transport, le séchage, etc. sont identiques à ceux décrits pour le criblage mécanique.

Dispositifs mixtes de traitement du sable. Ces appareils de classification des sables, schématisés sur la Fig. 19, diffèrent fondamentalement du procédé hydraulique, le « classeur-trieur » hydraulique étant remplacé par un tamis statique « micronit » et un tamis à fonctionnement électro-magnétique. La coupure exigée se produit entre les deux tamis. Un autre aspect particulier à souligner est que le sable fin est soumis au vide de sorte qu'il peut être stocké en silo avec une teneur en eau de 8 à 10 %, inférieure à celle obtenue avec les tamis de séchage (12 % en théorie, 15 à 20 % en pratique). Les caractéristiques commerciales sont très semblables, avec seulement quelques petites différences dans les détails de la conception technique. La consommation d'eau est d'environ 5 m³ par tonne de sable traité et la consommation d'énergie est beaucoup plus grande que dans le procédé hydraulique.

3.2.2.4. Sand Classifying and Washing

Mechanical Wet Screening. When intermediate separation is of sand around 2 mm, mechanical screening with grids of steel rods of some 6 mm diameter is possible. Classification is acceptable from around 1.6 to 1.8 mm onwards. Water pressure must be equal to or greater than 4 kg/cm².

Particles below the intermediate cutoff size are mixed with the wash water from the whole classification process and taken to a spiral classifier, or a rake classifier, in which sand below screen size 200 (0.08 mm) settles out and is discarded with the water.

The spiral classifier is a very simple machine, with capacities of between 30 t/h and 150 t/h. Water consumption varies between 75 m³/h and 300 m³/h, although at least two-thirds of overall consumption should be recycled in any well-designed installation.

The rake classifier has similar water requirements. Two units are normally installed in parallel, rated at some 50 t/h per unit, until the total required capacity is achieved.

In both machines the material flowing over the weir is usually returned to an elutriator for the final recovery of valid sizes that still remain in suspension, due to the small waves inevitably produced in the classifier.

Finally, fine sand is taken directly, or by water/particle mixture pumps (sand pumps that can handle concentrations of up to 0.3 kg/l), to the drying screens, which reduce the water content to the limit required for silo storage.

Hydraulic Processing of Sand. Commercial hydraulic procedures for sand classification and washing are shown in Fig. 18. Water consumptions are around 10 m³/t of sand (coarse + fine). Water flow rates, both in the hydraulic sizer and in the horizontal elutriator are basically constant as they are not fitted with valves, but with rubber hoses having preset orifices that give fixed flow rates. These rubber hoses regulate the intermediate cutoff and are changed when the orifice size is increased by wear. Cutoff precision mainly depends on fluctuations, so that it is important to oversize these installations to avoid surprises. Transport, drying, etc. is similar to that described for mechanical screening.

Mixed Sand Processing Systems. These sand classification systems, shown in Fig. 19 basically differ from the hydraulic process in that the hydraulic sizer is replaced by a "micronit" static screen, plus an electro-magnetically driven screen. The required cutoff is produced between the static micronit screen and the electro-magnetic screen. Another of the particular aspects to be emphasized is that fine sand is subjected to vacuum so that it can be stored in silos with a moisture content of 8 to 10 percent, somewhat lower than the moisture content obtained with drying screens (12 percent, in theory; 15 to 20 percent in practice). Commercial methods are very similar, with only minor variations in engineering design details. Water consumption per tonne of processed sand is around 5 m³ and power consumption is considerably higher than for the hydraulic processes.

3.2.2.5. Silos de stockage et transport à la centrale à béton

Les dimensions des silos, pour chaque catégorie de gros granulats, doivent être en rapport avec les volumes des gâchées de béton fabriquées pour les ouvrages. Les silos de sable doivent l'être également, mais le silo de stockage permet de corriger la teneur en eau par drainage naturel, et des recommandations seront présentées ci-après sur la capacité totale souhaitable.

Excepté pour les petits barrages, le sable fin sera stocké dans au moins trois silos. Le premier reçoit le matériau humide; le deuxième doit drainer jusqu'à ce que la teneur en eau descende à 6-8 % environ; le troisième est utilisé pour la fabrication du béton. Le gros sable (1,2-5 mm) a une teneur en eau de 8-10 % environ en quittant les appareils de séchage, mais le drainage est très rapide et deux silos sont seulement nécessaires. Toutefois, le dispositif de drainage doit être efficace afin que l'eau ne s'écoule pas vers les trappes de déversement et les tapis transporteurs.

Il y a trois procédés de stockage en silo :

- Stockage (tas) sur le sol (couvert ou non).
- Silos fermés.
- Stockage (tas) pour les gros granulats et silos fermés pour les sables.

Quel que soit le procédé, il est important d'éviter de détériorer la granulométrie de chaque catégorie, particulièrement celles des catégories supérieures à 25 mm; on utilisera donc, pour le déchargement dans le silo, des dispositifs tels que : échelles, cheminées avec ouvertures, etc.

Le dispositif le plus couramment utilisé pour le transport entre le silo et la centrale à béton est un tapis transporteur ayant un débit suffisant pour la production de béton prévue, avec des orifices d'alimentation depuis les silos contrôlés à distance, synchronisés avec la trémie de la tour d'alimentation et l'un avec l'autre. Ce tapis est alimenté par des dispositifs équipant le fond des silos, qui sont des systèmes du type vibrant pour les dimensions supérieures à 38 mm, ou de simples ouvertures pour les dimensions inférieures.

Les silos eux-mêmes de la station sont équipés de dispositifs de sécurité pour les niveaux inférieur et supérieur, reliés au système de contrôle à distance du tapis d'alimentation.

3.2.2.6. Post-criblage

Seuls les gros granulats subissent un post-criblage. Celui-ci vise à corriger les détériorations causées à la classification par l'introduction dans les silos, les déchargements, etc., survenant avant l'arrivée à la centrale à béton. Il vise aussi à éliminer le sable qui a adhéré aux granulats pendant leur passage dans les silos et les systèmes de transport. Ce phénomène est plus important dans les grandes dimensions que dans les petites, ce qui est confirmé par les spécifications demandant des échelles, pour les dimensions supérieures à 40 mm, dans tous les silos, même dans les silos de la centrale à béton.

Le post-criblage, qui apparaît sans problèmes du point de vue théorique, présente, dans la pratique, l'inconvénient de nécessiter une grande surface de criblage, étant donné que les cribles reçoivent le débit total dont est capable la bande transporteuse alimentant la centrale à béton (de l'ordre de 300 t/h au minimum). Malgré cet inconvénient, cette technique est fréquemment adoptée afin d'assurer une classification satisfaisante des granulats.

3.2.2.5. *Storage Silos and Transport to the Concrete Manufacturing Plant*

Silo dimensions for each coarse aggregate size must be in ratio to the average concrete batching proportions for the works. Sand silos must also observe this proportion but the storage silo, in this case, is the means of finally correcting water content by natural drainage, and recommendations will be made below on the overall capacity advisable.

With the exception of minor dams, fine sand must be deposited in at least three silos. The first of these receives the wet material; the second must drain until the water content is reduced to around 6-8 percent; and the third is used for manufacturing the concrete. Coarse sand (1.2/5 mm) has a water content of around 8-10 percent on leaving the dryers, with which drainage is very fast and only two silos need be provided. Nevertheless, the drainage system should be efficient so that water does not flow on to discharge gates and belts.

There are three silo storage methods :

- Stockpiles on the ground (covered or uncovered).
- Closed silos.
- Stockpiles for coarse aggregates and closed silos for sand.

With any of these systems it is important to avoid breaking down the internal particle size distribution of each grade, particularly of those over 25 mm, and consequently the discharge into the silo should be provided with devices such as rock ladders, chimneys with openings, etc.

The system most commonly used for transport from the silo to the concrete manufacturing plant is a single belt conveyor having sufficient capacity for the production planned, with feed openings from the remote control silos, interlocked with the tower distribution hopper and with each other. This belt is fed by devices fitted in the bottom of the silos that are usually vibrating feeders for sizes over 38 mm, or simple discharge openings for smaller sizes.

The plant silos themselves are fitted with safety devices for the lower and higher levels, linked to the feed conveyor remote control system.

3.2.2.6. *Post-screening*

Only coarse aggregate is post-screened. This is to try and correct aggregate declassification due to breakdown from falling into silos, discharges, etc. occurring prior to arrival at the concrete manufacturing plant. It also attempts to eliminate adhered sand as the aggregate travels throughout the silo storage and transport systems. This phenomenon is more acute in the larger sizes than in the smaller ones, proof of which is that some specifications require rock ladders for sizes of over 40 mm in all silos, even in concrete manufacturing plant silos.

Post-screening, which appears to be highly convenient from a theoretical point of view, poses the practical difficulty of requiring a large screening area as the screens are fed with the whole flow rate that the conveyor belt feeding the concrete manufacturing plant is capable of supplying (around 300 t/h minimum). Despite this difficulty, this technique is frequently adopted in order to ensure an efficiently classified aggregate.

Deux zones conviennent pour le post-criblage : le plancher supérieur de la centrale à béton, ou le niveau du sol avant le départ du tapis transporteur alimentant la centrale à béton. Toutes deux présentent des avantages et des inconvénients et la décision finale dépend fréquemment des aspects spécifiques à chaque cas.

3.2.3. Traitement spécial des granulats

3.2.3.1. Refroidissement des granulats

Les détériorations que peut subir le béton de barrage du fait de la chaleur d'hydratation du ciment sont décrites au paragraphe 3.8.

Outre l'effet éventuel sur la température des plots déjà construits (avec des serpentins noyés à travers lesquels coule de l'eau froide), il est important d'éviter une température maximale excessivement élevée lors de la prise du béton. Cette pointe de température est généralement atteinte entre 48 et 72 heures après la mise en place du béton et la diminution ultérieure dépend essentiellement de la qualité du ciment et aussi de la température du béton frais et de celle du béton lors de sa mise en place.

En règle générale, les spécifications, en particulier dans les régions au climat chaud, limitent la température de mise en place à 12 °C environ. Cela signifie que la température du béton au départ de la centrale à béton doit être de l'ordre de 10 °C et, de toute façon, la différence peut être calculée par la formule :

$$\Delta t = K (t - t_c)$$

t = température ambiante (°C),

t_c = température de mise en place (°C),

K = coefficient compris entre 0,1 et 0,2 (silos ou bennes de transport très protégés ou nettement ouverts),

Δt = augmentation de la température du béton frais en °C par heure de transport jusqu'aux ouvrages.

Afin d'obtenir des températures de fabrication en accord avec celles spécifiées, les températures des constituants (eau, ciment, granulats) doivent être modifiées; mais, du fait que les granulats représentent la plus grande proportion dans le mélange, le refroidissement de ceux-ci est le procédé le plus efficace. Évidemment, l'eau de malaxage peut et doit être refroidie également, alors que la modification de la température du ciment sur le chantier est aléatoire; le ciment sera généralement isolé de la température ambiante, dans la mesure du possible, en assurant une capacité de stockage en silo appropriée.

Les lois d'équilibre thermique peuvent être appliquées à la température du mélange; la formule de base est la suivante :

Eau de malaxage sans glace :

$$T = \frac{0,22 (t_a \cdot W_a + t_c \cdot W_c) + t_w \cdot W_w + t_a \cdot W_{wa}}{0,22 (W_a + W_c) + W_w + W_{wa}}$$

Eau de malaxage avec glace :

$$T = \frac{0,22 (t_a \cdot W_a + t_c \cdot W_c) + (W_w - W_i) t_w + t_a W_{wa} - 80 W_i}{0,22 (W_a + W_c) + W_w + W_{wa}}$$

There are two suitable sites for post-screening : the upper deck of the concrete manufacturing plant, or ground level before the start of the belt conveyor feeding the concrete manufacturing plant. Both have advantages and disadvantages and the final decision frequently depends on the specific aspects of each particular case.

3.2.3. Special processing of the aggregates

3.2.3.1. Cooling Aggregates

The deleterious effects that the heat of hydration given off by the cement may have on dam concrete are described in 3.8.

Apart from the possible effect on the temperature of blocks already concreted (with embedded coils through which cold water flows), it is essential to avoid an excessively high maximum temperature in the setting process. This peak is usually reached between 48 and 72 hours after placement, and reduction thereof depends primarily on cement quality, and also on the fresh concrete mass temperature or concrete placement temperature.

In major works it is normal practice for specifications, particularly in hot climates, to limit the placing temperature to some 12 °C. This means that the concrete temperature on leaving the manufacturing plant must be around 10 °C and, at any event, the difference can be approximately calculated by the formula :

$$\Delta t = K (t - t_c)$$

where t and t_c are the ambient and placement temperatures (°C); K is a coefficient of between 0.1 and 0.2 (transport silos or buckets very protected or clearly open) and Δt is the temperature increase of the fresh concrete (°C) per hour taken for transport to the works.

In order to achieve manufacturing temperatures in accordance with these requirements, the temperature of the components must be modified (water, cement, aggregates); but, as the aggregates comprise the greatest proportion of the mix, cooling these is the most effective method. Obviously, mixing water can and should be cooled as well, whereas modifying cement temperature on site is problematical; cement should generally be insulated from the ambient temperature as far as possible, by ensuring an adequate silo storage capacity.

The thermal balance laws can be applied to the mix temperature, i.e. the basic formula is as follows :

Mixes without adding ice to the mixing water :

$$T = \frac{0.22 (t_a \cdot W_a + t_c \cdot W_c) + t_w \cdot W_w + t_a \cdot W_{wa}}{0.22 (W_a + W_c) + W_w + W_{wa}}$$

or if ice is added :

$$T = \frac{0.22 (t_a \cdot W_a + t_c \cdot W_c) + (W_w - W_i) t_w + t_a W_{wa} - 80 W_i}{0.22 (W_a + W_c) + W_w + W_{wa}}$$

T = température du béton frais ($^{\circ}\text{C}$).

t_a, t_c, t_w = températures respectives des granulats, du ciment et de l'eau de malaxage ($^{\circ}\text{C}$).

$W_a, W_c, W_w, W_{wa}, W_i$ = poids respectifs des granulats, du ciment, de l'eau totale de malaxage, de la teneur en eau libre des granulats, et de la glace (kg pour 1 m^3 de béton).

Cette formule permet d'obtenir la température finale du malaxage (T), par essai de diverses solutions, c'est-à-dire : eau non traitée ou refroidie, granulats non traités ou refroidis, remplacement ou non d'une partie de l'eau de malaxage par de la glace. En fait, divers essais et calculs d'erreur peuvent être effectués jusqu'à l'obtention de la température T requise, suivant les hypothèses des méthodes généralement utilisées, qui, par ordre croissant d'efficacité, sont les suivantes :

a) Refroidissement des granulats par évaporation, aspersion préalable des tas de granulats avec de l'eau.

b) Eau refroidie à 5°C , plus des paillettes de glace pour constituer le poids total d'eau de malaxage. Une variante consiste à refroidir l'eau à $0,5^{\circ}\text{C}$.

c) Gros granulats refroidis dans un tunnel de réfrigération.

a) Refroidissement des granulats par évaporation

Ce procédé permet d'obtenir seulement quelques degrés de refroidissement (5°C au maximum); il s'applique à des cas simples et se combine presque toujours avec b).

b) Eau refroidie à 5°C . Paillettes de glace

L'eau refroidie est obtenue, en général, au moyen de réfrigérateurs à ammoniac à double étage ou circuit d'évaporation (-3°C et -25°C). A la sortie, l'eau est à 4°C environ et, bien que les tuyaux soient isolés, on estime qu'elle parvient à 5°C à la centrale à béton.

Étant donné que le rapport eau/ciment dans le malaxage ne dépasse pas en général la valeur de 0,5 et que les granulats apportent une teneur en eau libre non négligeable, l'eau refroidie ajoutée en cours de malaxage ne dépasse pas généralement 70 l/m^3 pour un béton contenant quelque 250 kg de ciment. Cette quantité d'eau refroidie est faible par rapport au poids total ($2\ 200 \text{ kg/m}^3$ ou plus); aussi est-il très courant de remplacer jusqu'à 80 % de l'eau par des paillettes de glace.

La glace en paillettes est, soit fabriquée dans des installations spéciales sur le chantier, soit obtenue en écrasant des blocs de glace du commerce si la situation géographique du chantier permet un approvisionnement économique. Le transport des paillettes de glace jusqu'à l'installation de mélange eau-glace est réalisé au moyen de transporteurs à vis ou par air comprimé à faible pression ($0,3 \text{ kg/cm}^2$).

Il y a une autre solution consistant à refroidir l'eau à $0,5^{\circ}\text{C}$ environ ($1,2^{\circ}\text{C}$ à la centrale) en utilisant de l'azote liquide. Ce procédé a été mis en œuvre à partir de 1970 pour des ouvrages particuliers en béton de faible volume (centrales nucléaires, autoroutes, etc.) et peut s'appliquer aux barrages de volume moyen afin d'éviter l'emploi de la solution c) indiquée ci-après.

c) Gros granulats refroidis dans un tunnel de réfrigération

Dans des conditions de température ambiante très sévères (zones désertiques chaudes, zones tropicales, etc.) ou du fait de spécifications très sévères (température de bétonnage de $+7^{\circ}\text{C}$), il n'y a pas d'autre solution que le refroidissement des

T = fresh concrete temperature ($^{\circ}\text{C}$).

t_a, t_c, t_w = temperature of aggregate, cement and mixing water ($^{\circ}\text{C}$).

$W_a, W_c, W_w, W_{wa}, W_i$ = weights of : aggregates; cement; total mixing water; free aggregate moisture content; and ice (kg for m^3 concrete).

This formula allows the final mixing temperature (T) to be obtained, by testing alternatives, i.e. using untreated or cooled water; untreated or cooled aggregates and adding or not adding ice in substitution of part of the mixing water. In fact, various trial and error calculations can be made until the required T is obtained, following the hypotheses of the methods usually employed, that are in order of lesser to greater effectiveness, the following :

a) Cooling aggregate by evaporation, spraying stockpiles with water beforehand.

b) Water chilled to 5°C plus ice flakes to make up the total mixing water weight. Alternative with water chilled to 0.5°C .

c) Coarse aggregates cooled in refrigerating tunnel.

a) *Cooling aggregate by evaporation*

This achieves only several degrees of cooling (some 5°C as a maximum) making it a useful procedure for simple cases and nearly always combined with b).

b) *Water chilled to 5°C . Flake ice*

The chilled water is usually produced by two stage or evaporation circuit (-3°C and -25°C) ammonia chillers. At the outlet, the water is around 4°C and, although pipelines are insulated, it is estimated as arriving at the concrete manufacturing plant at 5°C .

Considering that the water/cement ratio in batching does not usually exceed 0.5 and that the aggregates contribute a significant proportion of free water content, the chilled water that is added during mixing is usually less than 70 litres/ m^3 for concrete incorporating some 250 kg of cement. This figure is of minor importance with respect to the total weight (2 200 kg per m^3 or more) and it is therefore very common to replace this up to approximately 80 percent of the water by flake ice.

Flake ice is either manufactured in specific onsite plants or may be limited to crushing commercial ice blocks if the geographical situation of the site means that an economic supply is available. Flake ice transport to the water/ice batching unit is with screw conveyors or low pressure compressed air (0.3 kg/cm^2).

There is an alternative of chilling the water to some 0.5°C (1.2°C at the plant) employing liquid nitrogen. Experience from special concrete works with a relatively small volume (nuclear power stations, motorways, etc.) exists since 1970 and can be applied to medium volume dams to avoid having to employ solution c), discussed below.

c) *Coarse aggregates cooled in refrigerating tunnel*

For very harsh ambient temperature conditions (hot desert zones, tropical zones, etc.) or for very strict specifications (placement temperature of $+7^{\circ}\text{C}$) there is no alternative to chilling the coarse aggregates. This system always involves adding

gros granulats. Ce procédé comporte un apport de glace en paillettes à l'eau de malaxage, cet avantage supplémentaire relativement économique n'étant pas à rejeter, malgré le coût très élevé des investissements.

Seuls les gros granulats sont en général traités. Le sable nécessite un traitement particulier qui est toujours très coûteux et dont l'efficacité est très aléatoire.

Les gros granulats sont arrosés d'eau froide (entre 5 °C et 10 °C) et passent immédiatement sur les tapis transporteurs traversant un tunnel de réfrigération (contre-courant). L'installation est généralement située sur le circuit de transport lui-même allant aux silos de la centrale à béton. Dans ce cas, comme la vitesse du tapis doit être limitée, ce circuit comporte deux ou trois tapis circulant en parallèle.

L'étape finale du procédé est l'isolation des silos à granulats de la centrale à béton et même un traitement final dans ces silos par injection d'air à des températures inférieures à 0 °C (jusqu'à - 15 °C environ). Ce traitement est risqué si la teneur en eau des granulats n'est pas contrôlée, celle-ci devant être minimale (inférieure à 2 %) pour éviter la formation de blocs de glace et l'interruption de l'exploitation de l'installation.

3.2.3.2. Réchauffement des granulats

Les principales raisons conduisant à la pratique de plus en plus fréquente du réchauffement des granulats sont les suivantes : l'augmentation de la température du béton pour les travaux dans les climats froids et le réchauffement des granulats froids ou gelés.

La température du béton frais ne doit jamais être au-dessous de + 5 °C, étant donné que la qualité de la prise du béton peut être affectée (voir paragraphe 3.7.9.).

Les techniques de réchauffement sont fondées sur l'expérience, à savoir que le béton bien fabriqué, mis en place à température élevée et protégé vis-à-vis d'un refroidissement brutal, durcit suffisamment pour supporter un refroidissement dû aux températures ambiantes basses, sans désagrégation de sa structure. Les méthodes le plus couramment utilisées actuellement sont les suivantes :

- a) Réchauffement par de l'eau chauffée jusqu'à 55 °C.
- b) Réchauffement à la vapeur.
- c) Réchauffement des gros granulats et du sable dans un tunnel.

Dans la méthode *a*), l'eau de malaxage est chauffée jusqu'à une température comprise entre 50 °C et 60 °C environ (dépendant du type ou de la qualité du ciment). Le chauffage électrique ou le chauffage au mazout, gazoil, butane, etc., est utilisé. Des thermostats doivent être installés dans les cuves d'eau chaude pour contrôler la température de l'eau de malaxage, afin de s'assurer qu'elle ne dépasse pas la limite maximale fixée et d'éviter une prise rapide du ciment.

Le procédé *b*) appliqué aux barrages (volumes importants de béton chaud) nécessite une installation complexe, tout à fait différente d'une installation normale, avec les différences fondamentales suivantes :

- Un générateur de vapeur est inclus.
- Les bétonnières sont à axe vertical, du type à « contre-courant », équipées d'injecteurs de vapeur et d'appareils de mesures électriques de la plasticité du béton.
- La dimension maximale des granulats se situe, en général, entre 80 et 100 mm ou 120 mm avec certaines réserves.

flake ice to the mixing water as, although the general capital cost is very important, this relatively economic additional advantage should not be rejected.

Only the coarse aggregates are usually treated. Sand requires specific treatment that always involves a very high cost and highly problematical efficiency.

Coarse aggregates are irrigated with cold water (between 5 °C and 10 °C) and immediately pass on to conveyor belts running through a refrigerating tunnel (conveyor counterflow). The plant is usually installed in the transport circuit itself running to the concrete manufacturing plant silos. In this case, as belt speed must be limited, this circuit consists of two or more belts running in parallel.

The final stage of the process is the insulation of the concrete manufacturing plant aggregate silos and, even, of a final treatment in these silos by injecting air at temperatures of below 0 °C (down to around – 15 °C). This treatment is risky if the aggregate water content is not controlled, this should be a minimum (less than 2 percent) to avoid blocks forming by freezing, interrupting plant operation.

3.2.3.2. *Heating Aggregates*

The most important reasons for the increasingly frequent practice of heated concrete are as follows : the increase in concrete temperature for cold weather working and the heating of cold or frozen aggregates.

Fresh concrete temperature should never be below + 5 °C, as concrete setting quality may be affected (see 3.7.9.).

These techniques are based on the experience that properly manufactured concrete, placed with a high temperature and protected from sudden cooling, hardens sufficiently to withstand later cooling due to low ambient temperatures, without breaking up its structure. The most common procedures used at the present are :

- a) Heating by hot water at up to 55 °C.
- b) Steam heating.
- c) Heating of coarse aggregates and sand in a tunnel.

In case *a*) the mixing water is heated to between 50 °C and 60 °C, approximately (depending on cement type or quality). Electric heating or burners employing any type of fuel such as fuel-oil, gas-oil, butane, etc., are used. Thermostats must be installed in the hot water tanks to control the mixing water temperature, ensuring that it does not exceed the maximum set limit, in order to avoid rapid cement setting.

Case *b*) applied to dams (important volumes of hot concrete) requires the installation of a whole manufacturing complex, quite different from normal plants, with the following basic differences :

- A steam generating plant is included.
- The mixers are the vertical axis, counterflow type, fitted with steam injectors and electrical concrete plasticity measuring devices.
- Maximum concrete aggregate size is usually 80 to 100 mm or 120 mm with reservations.

— L'orifice de sortie de la bétonnière est équipé de thermostats réglant la température du béton.

Dans la méthode *c*), les granulats peuvent être réchauffés par le même procédé que celui utilisé pour le refroidissement, en les faisant traverser un tunnel de réchauffement, convenablement calorifugé, sur un ou deux tapis transporteurs à vitesse lente, de façon que les granulats soient réchauffés jusqu'à la température nécessaire pour obtenir du béton à la température fixée au projet. Les silos de l'installation seront correctement calorifugés.

3.2.3.3. Élimination du mica

L'élimination du mica du sable a été essayée à l'échelle industrielle, mais toujours avec des résultats défavorables.

Il est bien connu que le mica a des inconvénients, outre celui de conduire à une mauvaise maniabilité du béton (béton sec difficile à vibrer) : faible résistance mécanique comparativement au sable sans mica et faible résistance aux cycles de gel-dégel et de mouillage-séchage.

Le tableau ci-dessous montre les effets nuisibles du mica dans un cas particulier utilisant des moyennes d'essais :

Béton	Sable avec mica				Sable sans mica			
Jours	3	7	28	90	3	7	28	90
Résistance (kg/cm ²)	99	143	220	265	110	151	249	307
Début de l'effet de vibration	45 s				12 s			
Durée de vibration	2 min 15 s				1,0 min			
Apparence	Sèche				Plastique			
Affaissement au cône	0				11 mm			

La pratique courante est d'enlever ces parties de sable très affectées par la présence de mica, dans les dernières étapes de criblage. La partie qui est très contaminée par le mica est rejetée et remplacée par un autre sable, de même granulométrie, provenant d'une autre source.

3.2.3.4. Traitement de l'eau résiduaire (sédimentation, floculation)

Sédimentation

Le traitement de l'eau résiduaire provenant du lavage et de la classification des granulats nécessite une grande attention, étant donné que les silts et argiles ne peuvent pas être directement évacués dans les rivières pour des raisons écologiques. Cela pose donc un nouveau problème dans les travaux de construction des barrages : le traitement de l'eau résiduaire à teneur élevée de particules en suspension, la plupart d'entre elles étant dans un état colloïdal.

Les méthodes industrielles consistent à séparer les éléments du mélange. D'une part, les colloïdes et particules sont concentrés au maximum; d'autre part, une partie de l'eau est récupérée pour utilisation dans le malaxage. L'eau utilisable ou traitée représente deux-tiers environ du total. La concentration de l'eau en particules solides après sédimentation dans les cuves est généralement de 150 g/litre et l'eau traitée pour utilisation peut avoir une teneur en particules solides de 3 à 0,1 g/l.

— Concrete temperature regulating thermostats are provided at the mixer outlet.

In case *c*), the aggregates can be heated by the same method used for cooling, passing them through a properly lagged heating tunnel with one or two very low speed conveyor belts, so that the aggregate is heated to the temperature required for obtaining concrete at the design temperature. The plant silos should be properly lagged.

3.2.3.3. Mica Elimination

Mica elimination from the sand has been attempted on an industrial scale, but always with unfavourable results.

It is well known that mica has other disadvantages for hardened concrete, apart from leading to bad workability (dry concretes that are difficult to vibrate), such as : low mechanical strength compared to mica-free sand and low resistance to the action of thawing-freezing and dry-damp cycles.

The table below shows the deleterious effect of free mica in a specific case employing test averages :

Concrete	Sand with mica				Mica-free sand			
Days	3	7	28	90	3	7	28	90
Strength kg/cm ²	99	143	220	265	110	151	249	307
Start of vibration effect	45 seconds				12 seconds			
Vibration time	2 min 15 s				1.0 min			
Appearance	Dry				Plastic			
Cone slump	0				11 mm			

Normal practice is to remove those parts of the sand most affected by free mica in the last screening stages. This part that is most contaminated with mica is rejected and replaced by a different sand of the same grade from another source.

3.2.3.4. Waste Water Treatment (Sedimentation, Flocculation)

Sedimentation

Treatment of the waste water from aggregate washing and classifying presently requires a great deal of attention as the silt and clay cannot be directly discharged into rivers for ecological reasons. This, therefore, leads to a new problem in dam construction activity, i.e. the treatment of waste water with high concentrations of particles in suspension, the majority of which are in a colloidal state.

Industrial procedures consist of separating the mix elements. On the one hand, colloids and particles are concentrated to a maximum; on the other, part of the water is recovered for utilization in the mix. The water which can be used or treated water is around two-thirds of the total. The concentration of the water containing the solids after sedimentation in thickening tanks is usually around 150 grams per litre of water and the treated water for utilization may have a solids content of 3 g/l to 0.1 g/l.

Floculation

Les principaux floculants utilisés sont :

- Sulfate d'aluminium.
- Aluminat de soude.
- Sulfate d'aluminium plus aluminat de soude.
- Chlorure d'aluminium (utilisé exceptionnellement).

Le floculant introduit conduit à la formation de flocons, mais leur volume, leur poids et, par-dessus tout, leur cohésion doivent être augmentés. L'épaississement du flocon est augmenté par une diffusion rapide et complète et une augmentation de la teneur en flocons dans l'eau.

3.2.3.5. Récupération de la poussière dans les stations de granulats

Conformément à la tendance générale de plus en plus vive à combattre la pollution, les stations de granulats nécessitent également de plus en plus l'adoption de mesures pour récupérer et supprimer la poussière.

Les dispositifs industriels, les plus connus, de séparation de poussière sont les suivants :

- Sédimentation (appareils d'arrosage, brouillard).
- Séparation au moyen d'un cyclone ou d'un multicyclone.
- Séparation par voie humide; cuves de précipitation électrostatiques.
- Séparation au moyen de sacs filtrants.

Les deux premiers procédés ont le coût d'investissement le plus faible, sont relativement simples et d'utilisation peu coûteuse; en même temps, leur efficacité est la plus faible pour la décontamination de l'air, étant donné que les particules de poussière inférieures à 10 microns ne sont pas retenues, même par le multicyclone, de sorte que ces procédés ne seront utilisés que pour la pré-séparation des grosses particules ou seront remplacés complètement par des filtres plus efficaces.

Les appareils de séparation par voie humide sont très efficaces, mais sont relativement coûteux, avec des coûts d'exploitation élevés et une forte consommation d'énergie, du fait qu'ils nécessitent l'installation de pompes à eau, d'extracteurs de boue et d'aspirateurs d'air.

Les cuves de précipitation électrostatiques sont plus ou moins spécifiques aux industries chimiques, métallurgiques, etc.

En définitive, le dispositif qui répond vraiment aux exigences d'une station de granulats est la méthode de séparation au moyen de sacs filtrants; il est le plus efficace parmi les dispositifs disponibles et retient les particules jusqu'à 0,01 micron.

Le principe de fonctionnement de ce dispositif est le suivant. Le point ou les zones de production de poussière, tels que les orifices de sortie des concasseurs, les zones de déversement de matériaux, les silos, etc., sont isolés par des capuchons et capots. L'air chargé de poussières, enfermé dans ces compartiments, est aspiré par un aspirateur, mais, avant de parvenir à celui-ci, il traverse des filtres (gainés ou sacs) et, après avoir été filtré, il est expulsé dans l'atmosphère à travers l'aspirateur. La poussière retenue dans la partie extérieure des sacs est périodiquement secouée par des vibreurs ou des jets d'air sous pression (à 6 kg/m²), et est recueillie dans des trémies sous les filtres; des transporteurs à vis amènent ensuite cette poussière aux trémies de stockage.

Flocculation

The main flocculants used are :

- Aluminium sulphate.
- Sodium aluminate.
- Aluminium sulphate plus sodium aluminate.
- Aluminium chloride (used exceptionally).

The flocculant introduced leads to the formation of flocs, but their volume, weight and, above all, their cohesion must be increased. The thickening of the floc is enhanced by rapid and complete diffusion and an increase in the content of flocs in the water.

3.2.3.5. Dust Collection in Aggregate Production Plants

In accordance with the ever-increasing general trend to combat environmental pollution, aggregate production plants are also being increasingly required to adopt dust collection and removal measures.

The best known industrial dust separation systems are the following five :

- Sedimentation (sprinklers, water mist).
- Cyclone and multicyclone separation.
- Wet separation; electrostatic precipitators.
- Separation with bag filters.

The first two have the lowest investment cost and are relatively simple and cheap to use, at the same time they are the least efficient for air decontamination as dust particles below 10 microns are not retained, even with the multicyclone, so that in the future they are not expected to be used other than for pre-separation of coarse particles, or would be completely replaced by more efficient filters.

High efficiency wet separators are relatively expensive with high operating costs and a high power consumption, as they require the installation of water pumps, sludge extractors and air suction plant.

Electrostatic precipitators are more or less specific to the chemical, iron and steel industries, etc.

In summary, the system that really adapts to aggregate plant requirements and needs is dust separation by bag filters, at the same time being the most efficient of those available, and retaining particles down to 0.01 microns.

The operating principle of this system is as follows : the point or zones producing the dust, such as crusher outlets, material drops, tanks, etc., are isolated by hoods and cowlings. The dust-laden air enclosed in these compartments is sucked up by a fan but, before reaching the fan, passes through a filtering fabric (sleeves or bags) and, after filtering, is expelled into the atmosphere through the fan exhaust. The dust retained in the outer part of the bags is periodically shaken off by vibrators or pressurised air jets (at 6 kg/cm²) and is collected in hoppers under the filter from which it is taken by screw conveyors to storage hoppers.

3.3. CIMENT, POUZZOLANES ET ADJUVANTS

3.3.1. Commentaires généraux sur le ciment utilisé dans la construction des barrages

L'obtention d'un béton de barrage, de bonne qualité, dépend, pour une grande part, du ciment ayant des caractéristiques appropriées au bétonnage à grande échelle, à rythme élevé. Le ciment pour béton de barrage doit être très stable, ne pas contenir de chaux libre, présenter une résistance mécanique à long terme suffisante, ne pas réagir avec les granulats et, en particulier, dégager une faible quantité de chaleur d'hydratation. Une autre propriété importante du ciment est d'avoir des caractéristiques constantes pendant toute la période de construction du barrage.

Comme le point le plus faible dans la construction des barrages est, peut-être, la tendance à la fissuration, la composition chimique du ciment doit être corrigée afin que la chaleur d'hydratation ne dépasse pas la limite inférieure compatible avec la résistance initiale essentielle du béton, requise par les méthodes de construction, telles que l'enlèvement des coffrages, la forme géométrique de l'ouvrage (parements en surplomb, etc.).

Pour le béton de barrage, l'addition de centres volantes ou de pouzzolanes est virtuellement une nécessité, non seulement pour réduire le dosage en ciment Portland et la chaleur d'hydratation, tout en maintenant des caractéristiques acceptables de maniabilité et d'étanchéité du béton, mais aussi pour fixer la chaux libérée au cours du processus d'hydratation, provenant spécialement du silicate tricalcique. Cela évite une détérioration progressive du béton dans le temps, due au lessivage de la chaux sous la forme d'hydrate de chaux dissous dans les eaux de percolation provenant de la retenue.

La possibilité d'une réaction alcali-granulats doit être examinée également lors du choix du type et de l'origine du ciment. Il est essentiel de s'assurer que les granulats ne contiennent pas de substances susceptibles de réagir avec les alcalis du ciment et de conduire à des produits expansifs désintégrant le béton à plus ou moins longue échéance. La réaction alcali-granulats la plus fréquente est celle produite par la silice amorphe contenue dans certains minéraux. Les alcalis du ciment peuvent aussi réagir avec le carbonate de magnésium de certains dolomies ou calcaires dolomitiques, conduisant à l'hydrate de magnésium qui est très expansif. Bien que rare, cette situation peut se présenter naturellement avec les granulats contenant du périclase.

Quand le béton de barrage doit être soumis à l'action d'eau contenant des acides, le choix d'un ciment convenable nécessitera une grande attention. En général, les ciments résistant aux sulfure et sulfate sont utilisés.

3.3.2. Choix du ciment

Le Bulletin n° 36a (1980-1982) de la CIGB, intitulé « Ciments pour béton des grands barrages », donne des recommandations sur le type, l'origine et le contrôle du ciment dans les travaux.

3.3. CEMENT, POZZOLANS AND ADMIXTURES

3.3.1. General comments on cement for dam construction

Obtaining good dam concrete largely depends on the cement having suitable characteristics for large-scale concreting at fast rates. Dam cement should be highly stable, have no free lime, have sufficient long-term mechanical strength, not react with aggregate components and, particularly, develop a moderately small amount of heat of hydration. Another important property for cement is to have constant characteristics throughout construction of the dam.

As the weakest point of concrete dam construction is, perhaps, the tendency to crack, the chemical composition of the cement must be correct so that the heat of hydration does not exceed the lowest limit compatible with the essential initial concrete strength required by dam construction methods, such as formwork stripping and the geometrical shape of the structure (faces off plumb, etc.).

In dam concrete, the addition of fly ashes or pozzolanas is virtually a necessity, not only to reduce unit Portland cement content and the heat of hydration while maintaining proper concrete workability and waterproofing characteristics, but also to fix the lime released during the hydration process, especially from tricalcium silicate. This avoids gradual concrete deterioration over the years, due to lime leaching in the form of calcium hydroxide dissolved in reservoir seepage water.

The potential alkali-aggregate reaction should also be considered when selecting cement type and source. It is essential to ensure that the aggregates to be employed contain no substances that may potentially react with cement alkalis and lead to expansive products disintegrating the concrete in a more or less long-term process. The most frequent alkali-aggregate reaction is that produced by the amorphous silica contained in some minerals. Cement alkalis may also react with the magnesium carbonate of certain dolomites and dolomitic limestones leading to magnesium hydroxide, which is highly expansive. Although rare, the latter may occur naturally in aggregates containing periclase.

When dam concrete is to be subjected to the action of water containing acids, special care should be taken when selecting the correct cement. In general, sulphur and sulphate-resistant cements are employed.

3.3.2. Cement selection

As a selection guide for the type, source and control of cement in the works, the ICOLD Bulletin N° 36a (1980-1982) entitled CEMENTS FOR CONCRETE FOR LARGE DAMS, may be of use.

3.3.3. Transport, manutention et stockage en silo du ciment

Le ciment peut être fourni en sacs ou en vrac.

a) *Ciment en sacs.* On utilise seulement le ciment en sacs pour des travaux à faible consommation de ciment (travaux d'injection, ouvrages annexes au début de la construction du barrage, etc.).

Les conditions de manutention et de stockage du ciment en sacs sont bien connues et ne seront pas répétées ici.

b) *Ciment en vrac.* Le ciment en vrac est transporté dans des containers spéciaux, sur camions ou wagons de chemin de fer. Le premier mode de transport comprend, en général, des compresseurs produisant de l'air à 2,5 kg/cm², en quantité suffisante pour vider les containers en 20 minutes environ. Dans le transport par rail, l'air comprimé est généralement produit dans une installation fixe. Environ 8 à 10 m³ d'air par tonne de ciment est nécessaire pour remplir et vider le container.

Les containers sont, en général, équipés d'un dispositif de fluidification, au fond, à une pression de 0,3 kg/cm² environ, afin que le ciment s'écoule jusqu'à l'orifice de sortie avec une pente minimale de 14 %.

Les silos de stockage du ciment sont généralement en acier et présentent un large domaine de capacités. Il y a deux types fondamentaux : 1) les silos à fond plat; 2) les silos à fond conique.

Les silos à fond plat sont équipés de transporteurs à air, disposés en plan en forme d'étoile, avec une pente de 14 %. Avec cette disposition, l'orifice de sortie est au centre géométrique du silo. Les silos à fond conique sont munis de pieds et ont un dispositif de fluidification plus simple. Dans les deux cas, le débit est contrôlé par des dispositifs d'alimentation alvéolaires, en vue d'assurer un débit d'écoulement presque constant à la sortie.

Les dispositifs suivants sont en général utilisés pour transporter le ciment du fond des silos à la centrale à béton :

1. Transporteurs à vis (jusqu'à 70 t/h).
2. Transporteur à air fluidifiant (associé généralement avec d'autres systèmes).
3. Air pulsé (pression de 2,5 à 5 kg/cm²).
4. Tube Venturi (0,25 kg/cm² - faible rendement, 12 t/h environ).
5. Élévateurs à godets.
6. Pompes de refoulement.

Suivant la topographie locale, un seul système ou une combinaison de systèmes peut être utilisé.

3.3.4. Pouzzolanes

« Pouzzolane » est le nom donné aux matériaux siliceux ou alumino-siliceux qui n'ont pas de propriétés (ou ont de faibles propriétés) propres de liant, mais qui, finement divisés et en présence d'eau, se combinent avec l'hydrate de calcium, aux températures ordinaires, pour donner des composés stables.

Le constituant actif des matériaux pouzzolaniques est la silice amorphe. L'opale et le verre sont les formes les plus actives de la silice amorphe.

3.3.3. Cement, transport, handling and silo storage

Cement may be supplied in sacks or bulk.

a) *Cement in Sacks.* Cement in sacks is only used for works consuming cement at a low rate, such as certain grouting operations, auxiliary works at the start of dam construction, etc.

The handling and storing conditions for the cement in sacks is well known and is not necessary to repeat here.

b) *Cement in Bulk.* Cement in bulk is transported in specially designed containers, either mounted on lorries or on railway wagons. The former normally incorporate compressors producing air at 2.5 kg/cm^2 with sufficient capacity to empty containers in approximately 20 minutes. For railway transport, compressed air is normally produced in a fixed plant. About 8 to 10 m^3 of air per tonne of cement is required to fill or empty the containers.

Containers are normally fitted with a bottom fluidisation system at a pressure of approximately 0.3 kg/cm^2 , in order for the cement to flow to the outlet with a minimum slope of 14 %.

Cement storage silos are generally built of steel, with a wide range of capacities. There are two basic types : 1) flat bottom silos and 2) conical bottom silos.

Flat bottom silos are fitted with air fluidising conveyors arranged in a star plan, with a 14 % slope to the centre. With this arrangement, the outlet is at the geometrical centre of the silo. Conical bottom silos are fitted on legs and have much simpler fluidising equipment. In both cases output is controlled by alveolar feeders, in order to ensure almost constant flowrates at the outlet.

The following systems are commonly used to shift cement from the bottom of the silos to the concrete plant :

1. Screw conveyors (to 70 t/h).
2. Air fluidising conveyors (used generally combined with other system).
3. Pulsair (pressure from 2.5 to 5 kg/cm^2).
4. Venturi tube (0.25 kg/cm^2 . Low capacity, about 12 t/h).
5. Bucket elevators.
6. Fuller pumps.

A single system or combination of systems may be used, depending on local topography.

3.3.4. Pozzolans

“Pozzolan” is the name of the siliceous or aluminous-siliceous material that by itself has little or no binding properties but, finely divided and in the presence of water, combines with calcium hydroxide at ordinary temperatures giving stable compounds.

The active component of pozzolanic materials is the amorphous silica content. Opal and glass are the most active forms of amorphous silica.

L'activité pouzzolanique est évaluée par la quantité de chaux qui se combine avec le matériau pouzzolanique et, indirectement, par la résistance à la compression d'éprouvettes fabriquées avec la chaux et les pouzzolanes (les résistances minimales généralement exigées sont de 80 kg/cm² après 28 jours).

La propriété pouzzolanique la plus intéressante est l'augmentation de la pérennité du béton, du fait que la chaux libérée par les silicates, au cours du long processus d'hydratation du ciment dans le béton mis en place, se combine avec la silice active de la pouzzolane pour former du monosilicate de calcium stable, au lieu de la chaux libre qui serait lessivée par les percolations provenant de la retenue.

Les pouzzolanes sont classées comme suit : A) Pouzzolanes naturelles : cendres volcaniques, tuffs; B) Pouzzolanes artificielles : cendres volantes; C) Matériaux pouzzolaniques produits par la calcination des argiles ou schistes argileux.

Les matériaux siliceux cristallins, tels que le quartz, ne se combinent pas avec la chaux, bien qu'étant finement divisés, à moins de les soumettre à des températures très élevées.

Les conditions fondamentales pour que des matériaux pouzzolaniques soient utilement employés dans le béton sont les suivantes. Ils doivent :

1. Être finement divisés (minimum de 3 500 cm²/g pour le coefficient Blaine).
2. Avoir une activité pouzzolanique importante.
3. Maintenir des caractéristiques constantes.
4. Ne pas contenir de matières nuisibles en quantité susceptible d'affecter le béton.
5. Ne pas être incompatibles avec le ciment de base utilisé.

Les pouzzolanes peuvent être utilisées de deux façons :

a) Broyées en même temps que le ciment Portland au clinker (dans la station), avec des proportions variant de 15 à 30 % du poids total, conduisant aux « ciments aux pouzzolanes ».

b) Introduites dans la bétonnière, au moment du malaxage, comme tout autre constituant du béton.

Les deux procédés ont été utilisés dans la construction des barrages et ont tous deux des avantages et des inconvénients. Comme les pouzzolanes naturelles ne présentent pas une texture fine et doivent être broyées, il est probablement plus avantageux d'effectuer cette dernière opération dans l'usine de ciment.

Les cendres volantes récupérées électrostatiquement sont, en général, suffisamment fines pour être utilisées directement comme constituant individuel dans la fabrication du béton. Cependant, il est bien connu que l'activité pouzzolanique augmente si les cendres volantes sont broyées; en effet, leurs particules sont des sphères creuses enveloppées d'un film alumineux qui empêche un contact direct entre la silice active et la chaux libérée des silicates du ciment.

Sauf dans le cas d'une distance de transport très longue, il est en général souhaitable de fabriquer le ciment aux pouzzolanes dans l'usine de ciment plutôt que d'introduire directement les matériaux pouzzolaniques dans la bétonnière. La fabrication dans l'usine de ciment garantit l'obtention d'un produit plus uniforme; on évite également l'installation et l'utilisation coûteuses et difficiles de silos et de matériel de malaxage supplémentaires sur le chantier, destinés exclusivement aux matériaux pouzzolaniques.

Pozzolanic activity is evaluated by the amount of lime that combines with the pozzolanic material and, indirectly, by the compressive strength of specimens manufactured with lime and pozzolana (the minimum strengths generally required are around 80 kg/cm² after 28 days).

The pozzolanic property of greatest interest is the increase in concrete durability as the lime freed by silicates during the long hydration process of cement in the concrete mass placed combines with the active silica of the pozzolan forming calcium monosilicate, which is stable, instead of the free lime being leached out by reservoir seepage.

Pozzolanas are classified as : A) “ Natural pozzolanas ” : volcanic ashes, tuffs; B) “ Artificial pozzolanas ” : fly ashes; and C) pozzolanic materials produced by calcining clays or argillaceous shales.

Crystalline siliceous minerals such as quartz do not combine with lime, although finely divided, unless subjected to very high temperatures.

The basic conditions for pozzolanic materials to be usefully employed in concrete are :

1. That they are finely divided. A minimum of 3 500 cm²/g Blaine.
2. That they have a significant pozzolanic activity.
3. That they maintain constant characteristics.
4. That they contain no detrimental matter in a quantity that could adversely affect the concrete.
5. That there is no incompatibility with the basic cement used.

Pozzolans may be used in two ways :

- a) Ground together with the Portland cement clinker (in plant), in proportions varying from 15 % to 30 % by weight overall, leading to the so-called “ pozzolanic cements ”.
- b) Introduced into the mixer, when batching, as another concrete constituent.

Both procedures have been used in dam construction and both have advantages and disadvantages. As natural pozzolans are not found finely divided in nature and need to be ground it is probably more advantageous when milled at the cement factory.

Fly ashes recovered electrostatically are usually sufficiently fine for direct use as an individual ingredient in concrete manufacture. However, it is known that pozzolanic activity increases if the fly ash is ground, as its particles are hollow spheres coated with an aluminous film that impedes direct contact between the active silica and the lime released from the cement silicates.

Except in case of very long transport distance it is usually advisable to manufacture pozzolanic cement at the cement factory rather than introduce the pozzolanic material directly into the mixer. Production in the cement factory guarantees a more consistent product; also the greater cost and difficulty of installing and employing additional silos and batching equipment on site, exclusively for the pozzolanic material, are avoided.

Un autre avantage de l'utilisation des pouzzolanes est qu'une partie importante (25 % à 40 %) du ciment Portland artificiel peut être remplacée par des pouzzolanes pour d'équivalentes, ou même meilleures, maniabilité du béton frais, et étanchéité et pérennité du béton durci. Bien que ce remplacement conduise à une réduction relative de la résistance mécanique du béton, le grand avantage de réduire la chaleur d'hydratation dans le barrage compense la diminution de résistance qui, en fait, est relativement faible dans le long terme (90 jours, un an).

Les inconvénients de l'utilisation des pouzzolanes peuvent être : résistance initiale plus basse du béton mis en place par temps froid, retrait hydraulique plus grand, résistance à l'érosion et au gel plus faible. Néanmoins, l'utilisation des pouzzolanes dans les barrages en béton s'avère avantageuse dans l'ensemble.

3.3.5. Adjuvants

Un adjuvant pour béton est défini comme le produit qui, en petites quantités, est incorporé, soit au ciment dans le processus final de production, soit, plus fréquemment, directement lors du malaxage du béton, afin d'améliorer ou de modifier certaines propriétés du béton durci ou des deux états du béton.

Les adjuvants ne transforment pas un béton défectueux en béton acceptable, mais, seulement, améliorent ou modifient certaines caractéristiques d'un béton bien étudié et correctement malaxé.

Les adjuvants utilisés dans la construction des barrages sont classés comme suit :

1. Entraîneurs d'air.
2. Réducteurs d'eau (plastifiants).
3. Entraîneurs d'air avec maîtrise de la prise.
4. Accélérateurs et retardateurs de prise.
5. Adjuvants hydrophobes et autres produits sur le marché : indépendamment de leur efficacité douteuse, ils peuvent avoir des effets nuisibles s'ils ne sont pas essayés avec une garantie absolue; ils ne sont pas vraiment nécessaires au béton de barrage.

3.3.5.1. *Entraîneurs d'air*

Les entraîneurs d'air sont, en général, des produits à base de résines de bois, de sels et détergents d'huile minérale, et de matériaux de protéine; leur seul objet est de produire un grand nombre de bulles d'air minuscules (50 à 250 microns) qui sont distribuées de manière uniforme et homogène dans le béton; leur présence améliore la maniabilité et réduit la tendance à la ségrégation du béton frais. Une qualité appréciable d'un tel béton est également sa résistance au gel-dégel.

Il résulte de l'augmentation de la maniabilité du béton frais que le rapport E/C est réduit tout en maintenant constante la maniabilité. Cette réduction du rapport E/C compense généralement la perte de résistance résultant de la plus faible densité du béton avec air par rapport au béton sans air.

La teneur en air entraîné du béton frais peut être mesurée au moyen d'appareils basés sur la loi de Boyle-Mariotte, appareils généralement utilisés dans la construction de barrages. On mesure la quantité totale d'air entraîné, c'est-à-dire

Another major advantage of using pozzolans is that a considerable part (25 %-40 %) of the ordinary Portland cement can be replaced by pozzolanic material for the same, or even better, workability of the fresh concrete and waterproof characteristics and durability of the hardened concrete. Although this replacement involves a relative reduction in the mechanical strength of the concrete, the great benefit of reducing the heat of hydration in the dam compensates for this lower strength which, on the other hand, is relatively insignificant in the long term (90 days, one year).

The disadvantages of using pozzolans could be : lower initial strength of concrete placed in cold weather, greater drying shrinkage, lower wear and frost resistance. Nevertheless, pozzolana use in concrete dams is advantageous overall.

3.3.5. Admixtures

A concrete admixture is defined as the product that, in small quantities, is incorporated either into the cement in the final production process or, more frequently, directly when mixing the concrete, in order to improve or modify certain properties of the hardened concrete or of both concrete states.

Admixtures do not convert faulty concrete into acceptable concrete, but only improve or modify certain properties of well designed and correctly mixed concrete.

Admixtures used in dam construction are grouped together under the following headings :

1. Air entraining admixtures.
2. Water reducing admixtures (plasticizers).
3. Air entraining and set controlling admixtures.
4. Set accelerators and retarders.
5. Water-repellents (hydrophobic admixture) and other admixtures on the market may apart from their dubious efficiency, produce detrimental effects if they have not been tested with an absolute guarantee; they are not really necessary in dam concrete.

3.3.5.1. Air Entraining Admixtures

Air entraining agents are generally products based on wood resins, petroleum salts and detergents and proteinic materials; their only purpose is to produce a large number of minute air bubbles (50 to 250 microns) that are uniformly and homogeneously distributed in the concrete mix, the presence of which improves workability and reduces the tendency for fresh concrete segregation. Also an important quality of aerated concrete is its great resistance to frost and thawing.

As a result of increasing fresh concrete workability, the W/C ratio is reduced while keeping workability constant. This reduction of the W/C ratio generally compensates for the loss of strength involved in the lower density of aerated concrete compared to unaerated concrete.

The entrained air content of fresh concrete can be measured with apparatus based on the Boyle-Mariotte law, which are those normally employed in dam construction. The total amount of entrained air is measured, not only the bubbles

non seulement celle des bulles produites par l'adjuvant, mais aussi l'air piégé dans le mélange de béton et celui contenu dans les pores des granulats.

La vibration du béton expulse la plus grande partie de l'air entraîné mais ne perturbe pas la distribution uniforme des bulles, si l'adjuvant entraîneur d'air est de bonne qualité.

La teneur en bulles d'air du béton durci est difficile à mesurer et seuls des essais de méthodes appropriées existent. La méthode généralement utilisée comprend un examen au microscope de la surface polie d'un échantillon de béton, provenant d'une paroi ou d'une carotte.

La teneur en air entraîné du béton frais et vibré est en général de l'ordre de 2 à 3,5 % dans les bétons de barrage. La teneur en air entraîné est seulement augmentée (dans certains cas jusqu'à 7 %) lorsqu'une résistance très élevée au gel est exigée pour les parements de barrages soumis aux variations du niveau de la retenue dans des climats très froids.

Les entraîneurs d'air peuvent être considérés comme obligatoires pour les bétons soumis à des conditions climatiques rigoureuses avec basses températures.

3.3.5.2. Réducteurs d'eau et entraîneurs d'air - réducteurs d'eau

Les réducteurs d'eau ou plastifiants sont des produits chimiques qui lubrifient le béton frais et permettent une réduction de l'eau de malaxage due à leurs propriétés actives de surface.

Ils produisent un effet de défloculation préliminaire qui disperse les particules fines du ciment, ayant la tendance naturelle à se grouper en colonies. Mais un autre effet existe également, la lubrification de la surface des particules de ciment, ce qui permet, pour une même maniabilité du béton, de diminuer le rapport E/C.

Ces effets sont représentés schématiquement par les Fig. ci-après extraites de l'ouvrage « Matériaux de construction » par Duriez et Arrambide.

Les réducteurs d'eau sont généralement des composés d'hydroxyle carbonique ou de lignosulfonate de calcium.

Actuellement, en vue de combiner les avantages des entraîneurs d'air et des réducteurs d'eau, la pratique courante est d'utiliser un adjuvant entraîneur d'air et réducteur d'eau dans les bétons de barrage, fabriqué par mélange soigneusement étudié des deux produits, essayé pour obtenir une teneur en air occlus ne dépassant pas généralement 4 %, indépendant de la proportion d'adjuvants dans le béton.

Les produits entraîneurs d'air et réducteurs d'eau peuvent être considérés comme indispensables à tous les bétons de barrage, en vue d'améliorer la maniabilité du béton frais, de diminuer le rapport E/C et d'augmenter la pérennité du béton durci.

produced by the air entraining agent, but also the air trapped in the mix of any concrete plus that contained in aggregate pores.

Concrete vibration expels the greater part of entrained air but does not disturb the uniform bubble distribution, if the air entrainment admixture is of a certain quality.

The air bubble content of hardened concrete is difficult to measure, and only attempts at suitable methods exist. The method generally used comprises microscopic examination of the polished surface of a concrete sample, either from walls or from test pieces obtained by boring.

The entrained air content of fresh and vibrated concrete is generally 2 % to 3.5 % in dam concretes. Only when very high frost resistance is required in dam walls subjected to reservoir level variations in very cold climates is the entrained air content increased, in some cases even up to 7 %.

Air entraining admixtures may be considered obligatory for concretes subjected to severe climates with low temperatures.

3.3.5.2. *Water Reducing Admixtures and Air Entraining-Water Reducing Admixtures*

Water reducing admixtures or plasticizers are chemical products that lubricate the fresh concrete and allow a reduction in mix water due to its surface active properties.

They produce a preliminary “ deflocculation ” effect that disperses the finer cement particles that naturally tend to group together into colonies. But another effect also exists, that of “ lubricating ” the cement particle surface which, for the same concrete workability, allows the W/C ratio to be reduced.

These effects are shown schematically in the following figures taken from the book “ *Materiaux de Construction* ” by Duriez and Arrambide.

Water reducing agents are generally carboxylic hydroxylate or calcium lignosulphonate compounds.

Nowadays, in order to combine the advantages of pure air entraining agents and water reducing agents, it is common practice to use an air entraining and water reducing agent in dam concrete, manufactured from a properly studied blend of both products, tested to provide controlled air occlusion and generally not exceeding 4 %, independent of the proportion of admixtures in the concrete.

Air entraining and water reducing agents can be considered as essential in all dam concretes to improve fresh concrete workability, lower the W/C ratio and increase hardened concrete durability.

— Effet des réducteurs d'eau :

a) Sans réducteur d'eau, colonies de particules de ciment non-défloculées : cohésion capillaire par rétention des bulles d'air.

b) Avec réducteur d'eau, les molécules à surface active, apolaires, de la longue chaîne polaire-apolaire sont absorbées par les particules de ciment; ainsi la défloculation capillaire est favorisée par diminution de la tension de surface.

— Effet des réducteurs d'eau :

Défloculation et mécanisme de séparation des colonies de grains fins (élimination de l'air occlus à l'intérieur des colonies) :

a) Sans réducteur d'eau, l'eau agit comme un simple lubrifiant visqueux.

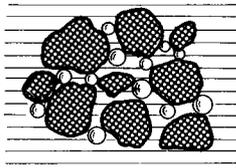
b) Avec réducteur d'eau, il y a absorption à la surface de la particule, les molécules de la chaîne allongée polaire-apolaire agissent comme une graisse lubrifiante (effet en « poil de brosse »).

c) Avec réducteur d'eau et une réduction de la teneur en eau inutile de mélange : lubrification comme de la graisse.

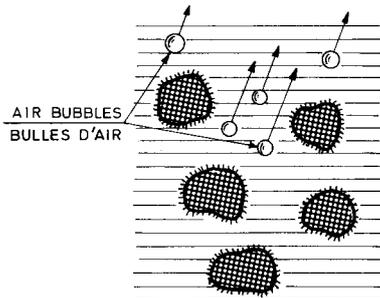
— Effet des réducteurs d'eau sur le ciment :

Le mécanisme de réduction d'eau ne réduit pas la maniabilité.

— Effect of water reducing agents :



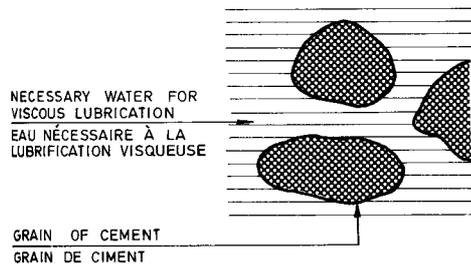
a) Without water reducing agent colonies of non-deflocculated cement particles : capillary cohesion by retaining air bubbles.



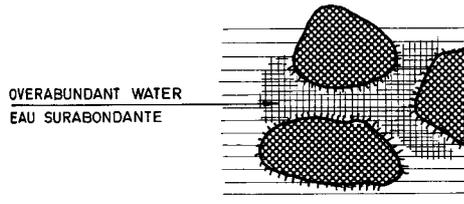
b) With water reducing agent. Surface active non-polar long chain polar-non polar molecules are absorbed by the cement particles; thus capillary deflocculation is favoured by lowering the surface tension.

— Effect of water reducing agents :

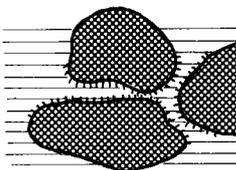
Deflocculation and fine grain colony separation mechanism (elimination of occluded air inside colonies) :



a) Without water reducing agents the water acts as a simple viscous lubricant.



b) With water reducing agent there is absorption at the particle surface, the elongated polar-non polar compound molecules act as a grease-like lubricant (hair brush effect).



c) With water reducing agent and a reduction of the unnecessary mix water content : greaselike lubrication.

— Effect of water reducing agents on the cement :

Water reduction mechanism without reducing workability.

3.3.5.3. *Accélérateurs et retardateurs de prise*

Les accélérateurs et retardateurs de prise n'ont qu'un effet temporaire. Ils doivent modifier le début de prise, sans avoir d'effet sur le durcissement du béton ou nuire aux propriétés finales du béton durci. Ils seront seulement utilisés lorsqu'il n'y aura pas d'autres procédés pour résoudre les problèmes de bétonnage sous des climats rigoureux.

Le chlorure de calcium est l'accélérateur de prise le plus connu et le plus fréquemment utilisé, cela depuis très longtemps. On l'emploie pour le bétonnage par temps froid, du fait qu'il accélère le durcissement du ciment et le dégagement de la chaleur d'hydratation. En général, la proportion ne dépassera pas 2 % du poids du ciment. Il augmente le retrait hygroscopique et peut attaquer les armatures d'acier; il ne doit donc pas être utilisé dans les bétons armés.

On emploie parfois des retardateurs de prise pour le bétonnage par temps très chaud, afin d'éviter des joints secs, lorsque ceux-ci risquent de se produire malgré les précautions prises pour assurer une production de béton suffisante permettant la vibration d'une couche avant la prise de la couche sous-jacente.

Lorsqu'on utilise des adjuvants, on doit veiller à ce qu'il n'y ait pas incompatibilité avec le ciment retenu et les autres adjuvants éventuels. Le choix des adjuvants implique un certain nombre d'essais de béton dans le laboratoire du chantier, avec les granulats et le ciment qui seront utilisés pour la construction. Les adjuvants seront fournis par des fabricants dignes de confiance, capables de livrer un produit de qualité présentant des caractéristiques constantes lors des diverses expéditions.

Il est fondamental que les compositions de bétons soient parfaitement étudiées en tout premier lieu et l'utilisation d'adjuvants pour améliorer des compositions défectueuses doit être évitée.

3.3.6. Bulletins CIGB sur les ciments, pouzzolanes et adjuvants

Les Bulletins CIGB, traitant de sujets examinés dans le présent chapitre, méritent d'être consultés :

- N° 20 (1968) - Adjuvants tensio-actifs pour bétons des grands barrages.
- N° 22 (1972) - Pouzzolanes et laitiers pour bétons des grands barrages.
- N° 24 (1973) - Adjuvants accélérateurs et retardateurs de prise.

3.3.5.3. *Set Accelerators and Retarders*

Set accelerators and retarders are admixtures that have a temporary effect only. They must modify the initiation of setting without affecting concrete hardening or being detrimental to any of the final hardened concrete properties. They should only be used when no other procedures exist to counteract concreting problems under severe weather conditions.

Calcium chloride is the most frequently used set accelerator, being a well-known product in use from time immemorial. It is used for cold weather concreting as it accelerates cement hardening and the giving off of heat of hydration. Generally the proportion should not exceed 2 % of cement weight. It increases hygroscopic shrinkage and may attack steel reinforcement and should consequently not be used in reinforced concretes.

Set retarders are sometimes used for concreting in very hot weather to avoid cold joints when, despite having designed the concreting plant correctly with sufficient placement capacity to allow the vibration of one layer prior to the setting of the layer underneath, there is a danger that cold joints may occur.

Care must be taken in general when using admixtures to ensure compatibility with the cement to be employed and with other admixtures, if more than one is used at a time. Selection should involve a number of concrete tests in the site laboratory, with the aggregates and cement to be used in the dam. Admixtures should be purchased from reputable manufacturers capable of supplying a quality product with uniform characteristics over different shipments.

It is fundamental for concrete mixes to be correctly designed in the first instances, and the use of additives to improve unsound design of mixes should be avoided.

3.3.6. ICOLD Publications on cements, pozzolans and admixtures

The following International Committee on Large Dams (ICOLD-CIGB) publications are of interest, relating to the subject matter of this section :

N° 20 (1968) Surface-active admixtures for concrete for large dams.

N° 22 (1972) Pozzolans and slags for concrete for large dams.

N° 24 (1973) Accelerating and retarding admixtures.

3.4. CARACTÉRISTIQUES ET COMPOSITION DU BÉTON

3.4.1. Généralités

Le béton utilisé dans les barrages a des caractéristiques propres qui le distinguent du béton mis en œuvre dans d'autres ouvrages, en raison des conditions d'exécution et de la vitesse de mise en place de grandes quantités de béton. Le béton de barrage est sujet à des percolations d'eau provenant de la retenue et est exposé à des conditions climatiques souvent sévères. La dissipation de la chaleur d'hydratation conduit à une baisse importante de température avec, comme conséquence, une tendance à la fissuration. Les barrages sont généralement situés dans des zones éloignées, conduisant à des difficultés dans la fourniture des matériaux.

En raison de ces circonstances et de la conception de l'ouvrage, la construction d'un barrage se traduit par l'exécution d'un prototype qui ne se répètera pas et qui ne pourra être essayé que lors de sa mise en service. Ainsi, la construction d'un barrage est une entreprise importante, non seulement en raison des risques économiques, mais aussi compte tenu des graves conséquences résultant de la rupture de l'ouvrage.

3.4.2. Progrès technologiques

La technologie de la construction des barrages a évolué jusqu'aux années 60, où un certain palier a été atteint; la poursuite de l'évolution ne peut être prévue, à moins qu'un liant, autre que le ciment, soit découvert, capable de donner au béton une résistance élevée à la traction et de réduire la chaleur d'hydratation.

L'ancien béton cyclopéen a été abandonné, en raison de sa mise en place lente et de ses faibles qualités. La qualité des granulats et leur granulométrie ont pris de plus en plus d'importance, au fur et à mesure que les procédés de malaxage faisaient des progrès. Les connaissances sur l'influence fondamentale du rapport E/C conduisirent à abandonner le béton très fluide ou « mélange humide » mis en place au moyen de goulottes ou de « trompes d'éléphant ». La mise en place du béton à l'aide de grues et de blondins et sa consolidation au moyen de pervibrateurs devinrent une pratique générale; ce fut le début de l'époque du béton plastique, facile à consolider et ayant un faible rapport E/C, mais sans les propriétés du béton sec, ayant la consistance d'une terre humide et difficile à consolider.

L'utilisation de pouzzolanes naturelles et artificielles — les dernières étant généralement des cendres volantes — constitue un autre progrès considérable dans la construction de barrages, en ce qui concerne la réduction de la chaleur d'hydratation et la pérennité du béton.

Un autre progrès relatif au béton de barrage a été la diminution progressive du dosage en ciment pour deux raisons : amélioration de la qualité du ciment et perfectionnement des procédés de production de granulats de bonne qualité, de fabrication de béton homogène, de transport et d'épandage sans ségrégation, de consolidation et de cure soignées.

L'utilisation d'adjuvants entraîneurs d'air, pour la première fois en 1945, dans le béton exposé à des conditions climatiques sévères, et généralisée plus tard à tous

3.4. CHARACTERISTICS AND COMPOSITION OF CONCRETE

3.4.1. General

Concrete used for dams has its own characteristics distinguishing it from concrete used in other structures, due to the working conditions and the fast construction rate of the large masses involved. Dam concrete is subject to water seepage from the reservoir and is exposed to the weather, frequently under severe climatic conditions. Dissipation of the heat of hydration leads to a considerable temperature drop and a consequent tendency to cracking. Dams are also usually located in remote areas leading to difficulty in the supply of materials.

Due to these circumstances and the design of the structure itself, dam construction always entails the execution of a non-repeatable prototype which can not be tested before entering into service. Thus, dam construction is an important undertaking, not only due to the economic risk involved but also given the serious consequences of dam failure.

3.4.2. Technological Development

Dam concrete technology has evolved throughout this century up until the sixties, when stabilization was reached from which no way out is foreseeable unless a new non-cement binder is discovered, capable of giving concrete an appreciable tensile strength and reducing the heat of hydration.

The old cyclopean concrete was abandoned due to the slow rate of placement time and low quality. Aggregate quality and gradation became increasingly important as batching procedures progressed. Upon learning the fundamental influence of the water/cement ratio, the use of very fluid or "wet mix" concrete, placed by means of chutes and elephant trunks was abandoned. Consequently, placement with cranes and cableways and consolidation with immersion vibrators became general practice, thus beginning the current epoch of "plastic concrete", easy to consolidate and having low W/C ratio, but without the properties of dry concrete, having the consistency of wet earth and difficult to consolidate.

The use of natural and artificial pozzolans — the latter being generally fly ash — demonstrates another considerable advance in dam construction relative to heat of hydration reduction and concrete durability.

Another facet in the dam concrete development has been the gradual reduction of cement content, for two reasons : improved cement quality and the perfecting of production processes for good quality aggregates, the manufacture of homogeneous concrete, transporting and pouring without segregation and careful consolidation and curing.

The use of air-entraining agents, used for the first time in 1945, in concrete exposed to severe climatic conditions and later generalized to all dam concrete, was

les bétons de barrage, fut un autre grand pas, puisqu'on obtint une plus grande maniabilité pour de mêmes rapports E/C et un béton présentant une meilleure résistance au gel-dégel que le béton sans air occlus.

D'autres adjuvants chimiques, tels que les plastifiants (réducteurs d'eau), ou les mélanges d'entraîneurs d'air et de plastifiants, ont amélioré la qualité du béton; un béton plus facile à travailler, sans ségrégation et d'une plus grande pérennité a été ainsi obtenu pour un même rapport E/C.

A la fin des années 40 et au début des années 50, il y eut de grands progrès, en Europe, dans le projet des barrages-voûtes, conduisant à une nouvelle génération de barrages à travers le monde; il s'agissait des barrages en forme de dôme, c'est-à-dire à double courbure. Le barrage en béton n'était plus uniquement une grande masse de béton résistant à la poussée hydrostatique par son propre poids, mais devenait plutôt un ouvrage relativement mince, prenant les charges en compression et transmettant la poussée hydrostatique le long du contact périmétral avec le rocher de fondation. La construction du barrage-voûte de Mauvoisin et du barrage-poids de Grande-Dixence (hauteur 278 m - volume de béton $6 \times 10^6 \text{ m}^3$) conduisit à des progrès importants dans la technologie des bétons pour barrages, de résistance élevée et de bonne régularité (coefficient de variation de 10 % environ); il y eut aussi de grandes innovations dans la mécanisation de l'épandage et de la vibration du béton au moyen de bulldozers et de tracteurs.

3.4.3. Propriétés du béton de barrage

On doit porter son attention sur l'aspect économique dans l'étude des barrages en béton, la sécurité pendant toute la vie du barrage restant le facteur primordial. Les qualités du béton sont fondamentalement : la résistance mécanique, la déformabilité, la densité, l'étanchéité, la résistance à la fissuration et la pérennité.

Il est en général facile d'obtenir un béton à résistance à la compression élevée, suffisamment dense et étanche. La pérennité est également relativement facile à obtenir si les granulats sont soigneusement choisis, un ciment approprié utilisé et la composition du béton (granulométrie des granulats, rapport E/C, dosage en ciment et adjuvants) déterminée à partir d'une série d'essais. La pérennité demande une attention minutieuse pour les barrages soumis à des conditions climatiques sévères et pour ceux situés sur des rivières aux eaux très pures.

La principale difficulté réside dans la tendance marquée à la fissuration de tous les ouvrages massifs en béton, due à la lenteur naturelle de la dissipation de la chaleur d'hydratation du ciment et à la faible résistance à la traction du béton, associée à son module d'élasticité relativement élevé.

L'opposition naturelle entre résistance mécanique et déformabilité n'est pas parfois prise en considération dans le projet, où il y a une exigence simultanée de résistance élevée et de faible module d'élasticité, ce qui est une contradiction.

La Fig. 20 représente symboliquement les trois éléments externes agissant sur le barrage : l'eau, l'air et le terrain, ainsi que les relations entre eux. Les trois autres éléments internes ou endogènes — changement de volume, chaleur d'hydratation et expansion interne — agissent contre l'intégrité du barrage. De toute façon, c'est un problème d'équilibre à l'interface.

another great step forward since greater workability was obtained for the same W/C ratios and resulted in a concrete more resistant to freezing and thawing than the non-aerated type.

Other chemical admixtures, such as plasticizers (water reducing admixtures) or mixtures of air-entraining agents and plasticizers, improved concrete quality in that greater docility was achieved without segregation and with greater durability for the same W/C ratio.

At the end of the forties and beginning of the fifties, there was a great advance in Europe in arch dam design, which led to a new generation of dams that spread out worldwide. These were the dome dams, that is, double curvature arch dams. The concrete dam was no longer just a large mass which resisted the hydrostatic thrust with its own weight, but rather became a relatively thin structure, taking the loads in compression and transmitting the hydrostatic thrust all along the perimeter in contact with the rock foundation. The construction of the Mauvoisin arch dam and the Grande Dixence gravity dam, 278 m high and $6 \times 10^6 \text{ m}^3$ of concrete, led to considerable development of the technology for concrete in dams giving high strength and good uniformity (coefficient of variation around 10 %), and there was also the major innovation of mechanizing the spreading and vibration of concrete with bulldozers and tractors.

3.4.3. Properties of Dam Concrete

Economics must be borne in mind in the study of dam concrete, this being second only to safety throughout the life of the dam.

The qualities of concrete are basically : strength, deformability, density, watertightness, resistance to cracking and durability.

It is generally easy to obtain concrete with a high compressive strength and sufficiently dense and watertight. Durability is also a relatively readily obtainable quality if the aggregates are carefully selected, an adequate cement is used and the concrete composition (aggregate gradation, water/cement ratio, cement content and admixtures) has been obtained on the basis of a series of trials. Durability demands close attention in dams subjected to severe climatic conditions and those in rivers with very pure water.

The main difficulty lies in the marked tendency towards cracking in all massive concrete structures due to the natural slowness of the dissipation of the heat generated by the cement hydration and to the low tensile strength of the concrete, along with its relatively high modulus of elasticity.

The natural opposition between strength and deformability is sometimes not considered in the project, where there is a simultaneous requirement for high strength and a relatively low modulus of elasticity, which is a contradiction.

Fig. 20 is a symbolic representation of the three elements acting on the dam from outside its structure : water, air, earth and the relationship between them. The other three internal or endogenous agents — volume changes, heat of hydration and internal expansion — act against dam integrity. In any case, it is a problem of interface equilibrium.

La construction de barrages est suffisamment importante pour justifier pleinement les recherches approfondies dans le domaine des composants et des mélanges, de façon que le béton ait les propriétés souhaitées dans le projet du barrage. Ces propriétés sont indiquées dans le Tableau 2.

Tableau 2

Propriétés du béton

A. Béton durci

A-1. Propriétés mécaniques

A-1.1. Résistance mécanique

- * Résistance à la compression
- * Résistance à la traction et à la flexion
- * Résistance au cisaillement et à la torsion

A-1.2. Déformabilité

- | | | |
|--------------------------|--------------------|---------------|
| * <i>Déformation</i> | <i>Instantanée</i> | <i>Fluage</i> |
| Réversible | Élastique | Élastique |
| Irréversible | Résiduelle | Plastique |
| * Modulus of elasticity | | |
| * Coefficient de Poisson | | |

A-2. Propriétés physiques

A-2.1. Densité

A-2.2. Étanchéité

A-3. Changement de volume

A-3.1. Hygroscopique. Retrait hydraulique

A-3.2. Autogène. Retrait ou expansion autogène

A-3.3. Chaleur d'hydratation. Température

A-4. Pérennité

Résistance aux agents :

A-4.1. Climatiques. Variations de la température ambiante. Gel-dégel

A-4.2. Physiques et chimiques. Lessivage. Réactions entre constituants.
Eau acide, eau sulfatée, eau pure. Corrosion des armatures, etc.

A-4.3 Usure. Érosion et cavitation sur les seuils, etc.

B. Béton frais

B-1. Maniabilité

B-2. Aucune tendance à la ségrégation ni au ressuage (facilité)

B-3. Uniformité

Dam construction is sufficiently important to fully justify serious research into the components and mixes, so that the concrete has the properties desired in the dam design. These properties are indicated in Table 2.

Table 2
Properties of concrete

A. Hardened Concrete

A-1. Mechanical Properties :

A-1.1. Strength

- ★ Compressive strength
- ★ Tensile and flexural strength
- ★ Shear and torsional strength

A-1.2. Deformability

- | | | |
|----------------------|----------------------|--------------|
| ★ <i>Deformation</i> | <i>Instantaneous</i> | <i>Creep</i> |
| Reversible | Elastic | Elastic |
| Irreversible | Residual | Plastic |
- ★ Modulus of elasticity
 - ★ Poisson coefficient

A-2. Physical Properties

A-2.1. Density

A-2.2. Watertightness

A-3. Volume Changes

A-3.1. Hygroscopic. Drying shrinkage

A-3.2. Autogenous. Autogenous shrinkage or expansion

A-3.3. Thermal heat of hydration. Temperature

A-4. Durability

Resistance to agents :

A-4.1. Weather. Ambient temperature variations. Freezing and thawing

A-4.2. Physical and chemical. Leaching. Reactions between components. Acidic water, sulphated water, pure water. Reinforcement corrosion, etc.

A-4.3. Wear. Erosion and cavitation in weirs, etc.

B. Fresh Concrete

B-1. Workability

B-2. Neither segregation nor bleeding tendency (easiness)

B-3. Uniformity

3.4.3.1. Propriétés du béton durci

Le présent document ne traite pas des propriétés du béton mis en place sur le chantier et déjà durci. De nombreuses publications existent sur cette question, parmi lesquelles : « Manuel du béton » (« Concrete Manual »), Bureau of Reclamation, USA, 8^e édition 1981, Denver, Colorado; « Importance des essais et propriétés du béton et des constituants du béton » (Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials », ASTM STP 169-A, Baltimore, USA, 1966; « ACI Journal », Avril 1970, titre n° 67-17 (American Concrete Institute, Detroit, USA).

3.4.3.2. Propriétés du béton frais

a) Maniabilité

Le transport et la consolidation d'un béton récemment malaxé doivent être faciles. La maniabilité doit être compatible avec la technologie courante de construction de barrage. Au cours du transport, de l'épandage et de la consolidation, il ne doit y avoir aucune ségrégation des constituants, en particulier des gros granulats et du mortier.

Les bétons difficiles à épandre et à consolider ou ceux présentant une tendance à la ségrégation conduisent à des ouvrages défectueux et plus coûteux. La maniabilité du béton sera le point de départ de l'étude d'un béton de barrage. A quoi bon avoir un béton de laboratoire parfait si sa faible maniabilité rend difficiles un épandage et une consolidation sur le chantier. Le résultat sera un béton alvéolaire, des nids de granulats et d'autres défauts, c'est-à-dire un barrage avec percolation et une qualité de béton variant entre zones.

La consistance du béton est généralement mesurée par l'affaissement (slump) en centimètres ou millimètres, au cône d'Abrams ou à l'essai d'affaissement. Pour le béton n'ayant pour ainsi dire pas d'affaissement, l'appareil Vebe de mesure de consistance est utilisé : la consistance est mesurée par la durée en secondes du mouvement du béton sur une table vibrante. Il y a aussi d'autres appareils de mesure de consistance.

Dans la technologie du béton, celui-ci est en général classé comme suit, suivant la consistance mesurée par l'essai d'affaissement :

Consistance	Affaissement en cm
Sèche	0-2
Plastique	3-5
Molle	6-9
Fluide	10-15
Liquide	16

Dans les barrages construits par des méthodes classiques, seul le béton sec ou plastique est utilisé, et dans les barrages-voûtes de grandes dimensions seul le béton de consistance sèche ou faiblement plastique — presque pas d'affaissement — durée Vebe de 10 à 15 secondes — est adopté.

3.4.3.1. *Properties of Hardened Concrete*

The properties of concrete placed on the site and already hardened will not be dealt with in the present paper. There are numerous publications which may be consulted in this respect, among them : “ Concrete Manual ”, Bureau of Reclamation, USA, 8th Edition 1981, Denver, Colorado; “ Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials ”, ASTM STP 169-A, Baltimore, USA 1966; “ ACI Journal ” April, 1970, title no. 67-17 (American Concrete Institute, Detroit, USA).

3.4.3.2. *Properties of Fresh Concrete*

a) *Workability*

Recently mixed concrete should be able to be transported and consolidated with ease. Workability must be compatible with current dam construction technology. During transport, spreading and consolidation, there should be no segregation of components, especially of the coarse aggregate and mortar.

Concretes which are difficult to pour and consolidate or those with a tendency to segregation lead to defective and more costly works. Concrete workability must be the starting point for the study of dam concrete. There is no point in having a perfect laboratory concrete if its low workability makes correct pouring and consolidation on the site difficult. The result will be honeycombing, rock pockets and other defects, i.e. a dam with seepage and varying concrete quality between zones.

Concrete consistency is usually measured by the slump in centimeters or millimeters in the Abrams cone or slump test. For concrete with virtually no slump, the Vebe consistometer is used in which consistency is measured by the time in seconds of concrete movement on a vibrating table. There are also other consistometers.

In concrete technology, concrete is usually classified on the basis of consistency, measured by the slump test, as follows :

Consistency	Slump in cm
Dry	0- 2
Plastic	3- 5
Soft	6- 9
Fluid	10-15
Liquid	16

In dams constructed by conventional methods, only dry or plastic concrete are used and in arch dams of considerable size only dry or low plastic consistency concrete with almost no slump and a Vebe time of 10 to 15 seconds is employed.

b) Temps de prise

La prise du béton ne doit pas commencer avant que la consolidation de la couche immédiatement au-dessus ait été achevée par vibration; sinon, il y aura des joints secs à l'intérieur d'une levée, donnant naissance à des zones de faible résistance et à des passages ouverts aux percolations provenant de la retenue.

Dans la construction des grands barrages modernes, il est courant d'épandre le béton au moyen d'un bulldozer, en couches de 30 à 75 cm d'épaisseur, et d'utiliser une vibration mécanique de grande puissance obtenue par des gros pervibrateurs montés sur un tracteur. Cette technique nécessite une capacité d'épandage et de vibration suffisamment grande et un temps de prise du béton suffisamment étendu de façon que, lorsque le béton d'une couche est consolidé, la prise de la couche précédente de béton n'ait pas encore débuté. Cela conduit parfois à l'utilisation d'un retardateur de prise, associé en général à des plastifiants ou à des plastifiants entraîneurs d'air. La température de la masse de béton a une influence significative sur le début et la durée de la prise (voir Fig. 21).

c) Uniformité

Un béton d'un type déterminé doit avoir des propriétés constantes pendant toute la période de construction du barrage. Cette propriété est appelée uniformité (régularité).

Pour évaluer l'uniformité du béton, on adopte le coefficient de variation de la résistance à la compression, qui est la propriété la plus significative et peut être la plus sensible aux petites variations de chacun des nombreux facteurs liés au béton. Ce coefficient de variation est la moyenne quadratique divisée par la moyenne arithmétique d'une série de résultats — supposant une distribution normale (Gauss) des données, qui concorde bien avec la situation réelle.

La dispersion des résultats comporte trois groupes de facteurs indépendants :

1. La dispersion proprement dite de l'essai. Prise d'échantillon (condition d'exécution de l'essai, influence du personnel de laboratoire, etc.).

2. Dispersion du ciment. Elle dépend du fabricant du ciment (elle est mesurée par des essais de compression, jusqu'à la rupture, sur des éprouvettes normalisées de ciment).

3. Dispersion imputable à la construction proprement dite. Elle résulte de l'irrégularité naturelle des granulats, des variations dans la production des granulats classés — en particulier dans le nettoyage des granulats et dans leur teneur en eau —, dans le dosage et la fabrication du béton; elle est due essentiellement à des variations dans le rapport E/C. Une installation de production de granulats et de fabrication du béton, correctement conçue, ainsi également que la production de matériaux bruts provenant d'une carrière homogène, réduisent considérablement la dispersion.

D'autres facteurs influencent l'uniformité finale du béton mis en place : les méthodes de transport, de déchargement, d'épandage, de vibration, de cure, etc. Mais ces facteurs liés au procédé de mise en place vont au-delà du contrôle fourni par les résultats des essais à la rupture d'éprouvettes confectionnées pour le contrôle de qualité du béton prélevé à la bétonnière. Cela rend nécessaires un contrôle à plein temps par un personnel expérimenté, de même qu'une prise d'échantillons du béton durci en vue d'établir et de suivre la relation entre la résistance du béton déduite des éprouvettes moulées de béton frais prélevé à la sortie de la bétonnière et la résistance des carottes extraites du barrage.

b) Setting Time

The concrete must not start to set until consolidation of the layer immediately above has been completed by vibration, otherwise there will be cold joints within a single lift, giving rise to weak zones and passages open to water seepage from the reservoir.

In the construction of large modern dams it is usual to spread concrete with a bulldozer in 30 to 75 cm thick layers and employ heavy duty mechanical vibration with large immersion vibrators mounted on a tractor. This technique requires a sufficiently large pouring and vibration capacity and that the setting time of the concrete be sufficiently ample so that, when the concrete of one layer is consolidated, the previous concrete layer will not yet have started to set. This sometimes leads to the use of a set-retarder, usually combined with plasticizers or air-entraining plasticizers. The mass temperature has a significant influence on setting time initiation and duration (Fig. 21).

c) Uniformity

Concrete of a determined type must have constant properties throughout the dam construction period. This property is called uniformity.

For the evaluation of concrete uniformity the coefficient of variation of the compressive strength is taken, this being the most significant property and perhaps the most sensitive to minor variations in each of the numerous factors involved in concrete. This coefficient of variation is the quadratic mean divided by the arithmetical mean of a series of results — assuming a normal (Gaussian) distribution of the data, which agrees well with the real situation.

Dispersion of results entails three groups of independent factors :

1. The dispersion per se of the test. — Sample-taking (form of executing the test, influence of laboratory personnel, etc.).

2. Cement dispersion. — Depends on the cement manufacturer (measured by compression tests to breaking point of standard mortar test pieces).

3. Dispersion attributable to construction per se. Due to the natural irregularity of aggregates, variations in the classified aggregate production process — especially relative to aggregate cleaning and moisture content, concrete proportioning and manufacture; and, fundamentally, to water/cement ratio variations. A properly designed aggregate production and concrete manufacturing plant reduces dispersion considerably, as does homogeneous quarry output of raw materials for aggregate production.

In placed concrete there are other factors affecting final concrete uniformity such as transport, pouring, spreading, vibration and curing methods. But these factors of the placing process go beyond the control furnished by results obtained by breaking quality control test pieces of concrete taken at the mixing plant. This leads to the need for full-time supervision by experienced personnel, as well as sampletaking of the hardened concrete in order to establish and maintain the relationship between the concrete strength obtained with the molded specimens from samples of fresh concrete taken from mixer discharge and that of the cores extracted from the dam itself.

d) Uniformité et sécurité

Les règlements officiels de chaque pays précisent la combinaison des forces déterminant les hypothèses de charges et, par conséquent, les contraintes maximales de travail qui, multipliées par le coefficient de sécurité, fixent la résistance caractéristique exigée.

Un coefficient de sécurité de quatre est le plus souvent fixé par les normes, parfois une valeur de cinq. Lorsque le coefficient de variation de la résistance à la compression du béton est inférieure à 0,15, plusieurs règles officielles fixent un coefficient de sécurité de 3,2. Toutefois, quelques auteurs pensent que, dans le cas d'une grande uniformité du béton et pour des ouvrages construits avec soin, en exerçant un contrôle de qualité approprié et un contrôle à plein temps des travaux, les coefficients de sécurité exigés par les règlements officiels sont trop élevés.

Le coefficient de variation ayant été évalué : V (%), la résistance moyenne du béton type en laboratoire est définie par :

$$f_{cm} = \frac{f_{ck}}{1 - 1,645 V} \text{ (intervalle de confiance de 95 \%)}$$
$$f_{cm} = K \cdot f_{ck}$$

S'il s'agit d'un barrage bien conçu et bien équipé, devant être construit par un entrepreneur parfaitement qualifié, on peut compter sur un coefficient de variation de l'ordre de 0,10. Mais, jusqu'à ce qu'on obtienne des résultats suffisants à partir d'éprouvettes d'essais confectionnées avec le béton réellement produit sur le chantier, il est souhaitable de ne pas adopter une valeur V inférieure à 0,12 ($K = 1,25$). Pour des ouvrages moins importants et avec des exigences techniques moins sévères, une valeur V égale à 0,15 ($K = 1,33$) peut être acceptée et, dans des cas extrêmes, une valeur $V = 0,20$ ($K = 1,52$).

La Fig. 22 représente les courbes de fréquence de Gauss pour des bétons ayant des résistances moyennes et des coefficients de variation différents. Afin d'obtenir la même résistance caractéristique minimale requise pour le béton correspondant à la courbe A (faible coefficient de variation du béton) et pour le béton correspondant à la courbe C (coefficient de variation élevé), ce dernier devra avoir une résistance beaucoup plus grande (résistance moyenne élevée), ce qui implique un dosage plus élevé en ciment et, par conséquent, conduit à plus de chaleur d'hydratation. Le béton correspondant à la courbe B, bien qu'il présente la même résistance que le béton A, n'est pas acceptable, étant produit avec un coefficient de variation plus élevé, puisqu'il ne peut atteindre la résistance caractéristique minimale exigée par le projet.

Une autre question importante est le critère d'agrément ou de refus déduit des résultats obtenus, jour par jour, au cours du bétonnage, sur des éprouvettes cylindriques de contrôle confectionnées avec du béton prélevé à la sortie de la bétonnière. Théoriquement, on pourrait accepter que quelques résultats soient au-dessous de la résistance caractéristique de projet, f_{ck} , puisqu'il peut y avoir jusqu'à 5 % de défaillance par définition de la résistance caractéristique. Néanmoins, on ne peut accepter que le béton ait une résistance inférieure à la valeur minimale prescrite, puisque cela signifie que sont survenues des anomalies qui doivent être immédiatement découvertes et corrigées.

d) Uniformity and safety

The official regulations of each country establish the combination of forces that determine the load hypotheses and, consequently, the maximum working stresses which, multiplied by the safety factor, fix the characteristic strength required.

A safety factor of four is most generally established by the standards and, sometimes, up to five. When the coefficient of variation of the concrete compressive strength was lower than 0.15 several official regulations establish a safety factor of 3.2. Nevertheless, some authors believe that, in cases of high concrete uniformity and in carefully constructed works, with proper quality control and full-time supervision, the safety factors demanded by the official regulations are too high.

The coefficient of variation having been estimated : V (%),

The mean strength of the concrete type in the laboratory is defined by

$$f_{cm} = \frac{f_{ck}}{1 - 1.645 V} \text{ (95 \% confidence)}$$

$$f_{cm} = K \cdot f_{ck}$$

If it is a well-equipped dam to be built by a well-qualified contractor, a coefficient of variation of around 0.10 may be expected. But until sufficient results are obtained from test pieces made from concrete actually produced in the job, it is advisable not to adopt a figure of less than 0.12 ($K = 1.25$). In less important works or with low technical requirements, a $V = 0.15$ ($K = 1.33$) may be accepted and, in extreme cases, a $V = 0.20$ ($K = 1.52$).

Fig. 22 shows the Gauss frequency curves for concretes of different mean strength and coefficient of variation. In order to achieve the same minimum characteristic strength required of concrete corresponding to curve A (low variation coefficient concrete) with a high variation coefficient concrete (curve C) the latter will have to have a much greater strength (high mean strength), this implying a higher proportion of cement and, consequently, more heat of hydration. Curve B concrete, even though having the same strength as A, is inadmissible upon being produced with a higher variation coefficient, since it does not reach the minimum characteristic strength demanded by the design.

Another important question is the acceptance or rejection criterion in view of the results obtained, day by day, during dam concreting by means of breaking the control cylinders prepared from concrete taken at the mixer discharge. Theoretically, it would be allowable for some results to be below the characteristic design strength, f_{ck} , since there could be up to 5 % failures as per the definition per se of characteristic strength. Nevertheless, it is not acceptable that concrete has a strength below a specified minimum value, since this would mean that some anomaly has occurred which must be immediately discovered and corrected.

Les critères suivants ont été établis pour quelques barrages :

a) Un béton ayant une résistance à la compression inférieure à 80 % de la résistance caractéristique de projet n'est pas admis.

b) Si un essai donne une résistance plus basse, tout le béton représenté par l'échantillon de béton frais utilisé pour les éprouvettes cylindriques concernées doit être écarté, à moins que deux autres essais au moins donnent des résultats supérieurs à la résistance caractéristique de projet. Ces derniers essais peuvent être exécutés sur d'autres cylindres confectionnés avec le même béton frais et réservés à l'origine à des essais de rupture à des dates plus reculées, ou sur des carottes extraites par forage.

c) Lorsqu'un résultat d'essai est inférieur à la résistance caractéristique minimale de projet mais supérieur à 80 % de celle-ci, le béton peut être accepté dans des conditions spécifiques préétablies. Dans quelques marchés, des primes et des pénalités sont prévues en fonction des coefficients de variation obtenus.

Dans la mesure où le coefficient de variation est concerné, il n'est pas possible d'agir immédiatement au cours des travaux, étant donné que cette situation est seulement connue bien après la date de mise en place du béton. Souvent, la valeur V est calculée à partir des résultats des essais de rupture à la compression, à 28 et à 90 jours, obtenus chaque mois, chaque trimestre et depuis le début des travaux de bétonnage.

Il y a une relation entre les coefficients de variation du ciment et du béton (voir Fig. 23). Il n'est pas facile d'obtenir, pour le béton, un coefficient de variation inférieur au résultat déduit en ajoutant 4 à 6 % au coefficient de variation correspondant aux essais de résistance du ciment.

Les facteurs dépendant de la construction du barrage proprement dite, qui ont les effets les plus nuisibles sur l'uniformité du béton, sont les suivants :

- a) Nature et qualité de la carrière ou des dépôts de matériaux pour granulats. Les dépôts naturels sont plus variables que les carrières de roche.
- b) Efficacité du criblage des granulats.
- c) Détritit et souillures dans les silos de granulats.
- d) Alimentation irrégulière des concasseurs et broyeurs.
- e) Dosage en granulats. Poids inexact.
- f) Teneur en eau des granulats, spécialement des granulats fins.
- g) Rapport E/C. Mauvaise correction de l'eau de malaxage dépendant de l'eau contenue dans les granulats, et imprécision du dosage en ciment.
- h) Temps, alternativement beau et pluvieux.

3.4.4. Composition du béton

3.4.4.1. Types de béton

Pour chaque barrage, les bétons doivent être définis au moyen de nombreux essais en laboratoire et sur le chantier, en distinguant deux phases bien séparées : phase de projet et phase correspondant au début de la construction du barrage, lors de la mise en route des installations de production des granulats et de fabrication du béton.

The following criteria have been established for some dams :

a) Concrete with a compressive strength of less than 80 % of the characteristic design strength is not allowed.

b) If a test indicates a lower strength, all of the concrete represented by the sample of fresh concrete used for the cylinders concerned must be removed unless there are at least two more tests that give results higher than the characteristic design strength. These latter tests may be carried out with other cylinders molded from the same fresh concrete sample and originally reserved for breakage at later dates, or by means of cores extracted by boring.

c) When a test result is below the minimum characteristic design strength but higher than 80 % of the same, the concrete may be accepted under specific preset conditions. In some contracts, premiums and penalties are established as a function of the coefficient of variation obtained.

As far as coefficient of variation is concerned, it is not possible to act immediately during the course of the works since this may only be known a long time after the date of concrete placement. Frequently, V is estimated from the results of the 28 and 90 days compression test breakages, obtained every month, every quarter and since the starting of the concreting works.

There is a relationship between cement and concrete coefficients of variation (see Fig. 23). It is not easy to obtain a concrete coefficient of less than the result of adding four to six hundredths to the coefficient of variation corresponding to the cement strength tests.

Factors depending on dam construction per se that have the most adverse influence on concrete uniformity are the following :

a) Nature and quality of the quarry or deposit material for aggregate production. Natural deposits are more variable than rock quarries.

b) Aggregate screening efficiency.

c) Detritus and impurities in aggregate silos.

d) Irregular feeding of the crushing and grinding machines.

e) Aggregate batching. Inaccurate weight batchers.

f) Water content of aggregates, especially in fine aggregate.

g) W/C ratio, due to faulty correction of the mixing water as a function of that contained in the aggregates and to inaccuracy of the cement batcher.

h) Weather, alternating fair and rainy.

3.4.4. Concrete Composition

3.4.4.1. Concrete types

Concretes for each dam must be defined by means of numerous laboratory tests and trials in two clearly differentiated phases : the former during the design stage, and the latter phase corresponding to the beginning of dam construction, when starting up the plants for the production of aggregates and concrete.

Une fois choisie la carrière ou la ballastière, il est nécessaire d'ajuster les différents types de béton utilisés aux exigences fonctionnelles de chaque zone de l'ouvrage. Divers types de béton peuvent être définis pour le corps du barrage; ils diffèrent suivant les contraintes calculées. Si le barrage est suffisamment épais, il peut être opportun de définir des types de béton de parement résistant aux agents agressifs externes, en particulier pour le parement amont qui doit être étanche.

Il peut être également utile d'établir, pour les seuils déversants et les évacuateurs de crue, un type ou une classe de béton qui soit spécialement résistant à l'érosion. Pour les barrages-poids où, du fait de la hauteur, les différences de taux de travail sont importantes entre les diverses zones de l'ouvrage, il est économiquement opportun de définir des types de béton ayant des résistances caractéristiques différentes et, par conséquent, des dosages en ciment différents, ce qui, de plus, a l'avantage de réduire la chaleur d'hydratation dans l'ensemble du barrage. Pour les barrages-voûtes à double courbure, on n'utilise, en général, qu'un seul type de béton. La prolifération des types ou classes de béton rend difficile l'exécution et n'entraîne pas, en général, de véritables avantages économiques, de sorte qu'on tend généralement à réduire le nombre de types de béton.

Dans la phase de projet, les types de béton seront définis en tenant compte des granulats obtenus à partir des matériaux provenant de la carrière ou du dépôt retenu dans le projet, et concassés, si nécessaire, dans des machines ayant des caractéristiques identiques à celles qui seront utilisées pour la construction du barrage.

Avant l'exécution des études sus-mentionnées, il est fortement recommandé de ne pas fixer les valeurs exactes des limites admissibles devant être mentionnées dans les spécifications techniques relatives aux granulats et au béton; le but est d'éviter le risque d'établir des spécifications inutilement rigoureuses et même contradictoires, au détriment de l'économie dans les travaux de construction du barrage et sans apporter des avantages dans la qualité et la sécurité.

Dans la phase de construction, lorsque la carrière ou le dépôt naturel est ouvert et que les installations de fabrication du béton sont en service, les types de béton de projet seront établis avec des bétons « standard », constitués à partir de ciment, adjuvants, pouzzolanes et granulats des mêmes sources, marques et types que ceux réellement utilisés lors de la construction du barrage. En ce qui concerne les spécifications relatives à la qualité, on peut se servir de zones relativement petites des ouvrages pour effectuer des essais de bétonnage, à grande échelle, conduisant souvent à des améliorations notables de la qualité du béton et à des économies.

En ce qui concerne la granulométrie des granulats, on doit se rappeler que les formules empiriques servent uniquement de point de départ pour la définition initiale du mélange par approximations successives. Pour chaque béton « standard », le but est d'obtenir la composition la plus dense compatible avec une maniabilité convenable, permettant un bétonnage correct et facile, et de satisfaire à toutes les spécifications de projet relatives à la résistance, l'imperméabilité et la pérennité du béton (voir Fig. 24).

Lors de l'ajustement des proportions du mélange, il faut ne pas oublier que le facteur fondamental régissant les caractéristiques finales du béton (résistance mécanique, étanchéité et pérennité) est le rapport E/C; mais, afin que le béton frais ait une bonne maniabilité, les mélanges — en dehors des granulats fins — doivent avoir une quantité suffisante de fillers présentant le même module de finesse que le ciment. Avec des granulats de forme arrondie, la teneur minimale en matériaux

Once the quarry or natural deposit is chosen for the project, it is necessary to adjust the different concrete types to be used to the functional requirements of each section of the structure. Various concrete types may be established for the dam body, which differ according to the stresses resulting from the calculations. If the dam is sufficiently thick it may be advisable to define types of facing concrete resistant to weathering, especially the upstream face, which must be particularly waterproof.

It could also be advisable to establish a type or class of concrete for weirs and spillway sections that is especially erosion resistant. In gravity dams in which, due to their height, the work load differences are appreciable between the different zones, it is economically advisable to establish concrete types with different characteristic strength and, consequently, of different cement contents which, furthermore, has the advantage of reducing the heat of hydration in the overall dam. In double curvature arch dams, usually only one type of concrete is employed. The proliferation of concrete types or classes makes execution difficult and does not usually provide real economic advantages, so that the usual trend is toward minimizing the number of concrete types.

In the design phase, concrete types should be defined on the basis of aggregates obtained with material from the design quarry or deposit and crushed, if necessary, in machines having characteristics similar to those to be used for the dam construction.

It is highly advisable not to fix the exact figures of allowable limits to be stipulated in the technical specifications of the project, relative to aggregates and concrete, before carrying out the above-mentioned studies, in order to avoid the risk of establishing unnecessarily strict and even contradictory specifications, to the detriment of the economics of the dam construction works and without offering any advantages in quality and safety.

In the construction phase, once the quarry or natural deposit is opened and the aggregate and concrete production plants are running the design concrete types should be established with "standard" concretes, made from cement, admixtures, pozzolanas, and aggregates from the same source, brands and types to be actually used when constructing the dam. Relatively minor parts of the works, with respect to quality specifications, may be used to carry out full scale concreting trials which frequently result in notable improvements to concrete quality and economics.

As far as aggregate gradation is concerned, it should be borne in mind that empirical formulae only serve as a starting point for beginning mix definition by trial and error. The aim for each standard concrete is to obtain the densest composition compatible with adequate workability for correct and easy placement and, moreover, to comply with all design specifications relative to concrete strength, impermeability and durability (see Fig. 24).

When adjusting the mix proportions, it is necessary not to forget that the basic factor governing final concrete characteristics, relative to mechanical strength, impermeability and durability, is the water/cement ratio but, in order for the fresh concrete to have good workability, the mixes — apart from fine aggregates — must have sufficient quantities of other filler materials having the same fineness as the cement. With round shaped aggregate, the minimum content of the finest material

très fins — comprenant le ciment — doit être de l'ordre de 120 kg/m³ de béton; lorsque les granulats sont de forme anguleuse, cette teneur sera de 140 kg/m³ environ. Dans les deux cas, la dimension maximale des granulats est de 120 à 150 mm. Quand la dimension maximale est plus petite, la demande en matériaux très fins est plus grande.

Apparentés étroitement à la relation résistance-maniabilité, des essais de détermination, par approximations successives, des dosages en ciment, pouzzolanes naturelles ou cendres volantes, adjuvant entraîneur d'air, plastifiant ou plastifiant-entraîneur d'air, peuvent être effectués.

3.4.4.2. *Granulats*

a) Dimension maximale des granulats

La dimension maximale des granulats du béton du corps du barrage est limitée par les conditions de malaxage, mise en place et vibration corrects du béton, et dépend du matériel de technologie courante. Plus la dimension maximale des granulats est grande, plus le dosage en ciment, nécessaire à l'obtention de la résistance requise, est bas et, par conséquent, plus la chaleur d'hydratation par mètre cube de béton et plus le coût de production des granulats sont faibles. La dimension maximale est, en général, de 120 ou 150 mm, sauf pour les barrages minces ou dans le cas de granulats ayant une forme médiocre; dans ces derniers cas, elle peut descendre à 100 mm, ou même 80 mm.

b) Forme des granulats

La forme des granulats, gros et fins, a une influence déterminante sur la maniabilité du béton. Moins la forme est sphérique, plus la quantité de pâte de ciment nécessaire pour recouvrir la surface des granulats est grande. Lors de la rédaction des spécifications, on doit tenir compte très attentivement des problèmes économiques afin d'éviter de fixer des conditions rendant impossible l'exploitation de dépôts naturels ou de carrières qui présentent un intérêt économique du fait de leur proximité du barrage. En général, le coefficient volumétrique, défini par le rapport entre le volume d'un élément de granulat et la sphère circonscrite, admis comme limite inférieure pour 85 % des gros granulats, est de 0,18. Au-dessous de 0,15, le béton est rugueux et impossible à travailler.

c) Granulométrie et catégories de granulats

Dans la technologie du béton, on appelle « granulat fin » celui passant la maille 5 × 5 mm (maille n° 4 ASTM) et « gros granulat » celui retenu par cette maille.

La granulométrie des granulats fins est généralement définie à l'intérieur des limites indiquées dans le Tableau ci-après :

Dimension de la maille (mm)	5,00	2,50	1,25	0,60	0,30	0,15	0,08
Pourcentage passant (% en poids) :							
Limite supérieure	100	95	85	62	30	15	5
Limite inférieure	95	75	55	30	12	4	0

— including cement — would be some 120 kg/m³ of concrete and, when the aggregate is angular in shape, 140 kg/m³. In both cases the maximum aggregate size is 120 to 150 mm. When the maximum size is smaller, the demand for very fine material becomes greater.

Closely related to the strength-workability relationship, tests may be made through repeated trials and errors of the content of cement; natural pozzolan or fly ash; water and air-entraining, plasticizing or air-entraining plasticizing admixture.

3.4.4.2. *Agregates*

a) Maximum aggregate size

Maximum aggregate size in dam body concrete is limited by the conditions of correct mixing, placing and vibrating of concrete and related to equipment employing current technology. The greater the maximum aggregate size, the lower the cement content required for obtaining the required strength and, therefore, the lower the heat of hydration per m³ of concrete and the lower the cost of aggregate production. Maximum size is generally 120 or 150 mm, except for thin dams or in case of aggregate with a poor shape coefficient, in which cases it goes down to 100 mm or even 80 mm.

b) Aggregate shape

The shape of both fine and coarse aggregate particles has a decisive influence on concrete workability. The less spherical the shape the greater the amount of cement paste required to cover the aggregate surface. When writing the specifications, economic conditions must be very carefully considered to avoid fixing conditions such that it becomes impossible to exploit natural deposits or quarries of economic interest due to their proximity to the dam. In general, the volumetric coefficient, defined as the ratio between the volume of an aggregate particle and the sphere circumscribing the same, accepted as the lower limit for 85 % of coarse aggregate, is 0.18. Below 0.15, concrete is rough and unworkable.

c) Gradation and classes of aggregates

In concrete technology, “ fine aggregate ” is that passing a 5 × 5 mm mesh (No. 4 ASTM mesh) and “ coarse aggregate ” that retained by said mesh.

The fine aggregate gradation is generally established within the limits given in the following Table :

Mesh size (mm)	5.00	2.50	1.25	0.60	0.30	0.15	0.08
Percent passing :							
Upper limit, in % weight	100	95	85	62	30	15	5
Lower limit, in % weight	95	75	55	30	12	4	0

En pratique, il y a deux méthodes permettant de garantir que la granulométrie des granulats fins reste à l'intérieur des limites requises :

a) Pour le sable produit par des concasseurs qui, en raison de leur type, de leurs caractéristiques et de la régularité d'alimentation, donnent directement une granulométrie constante à l'intérieur des limites fixées.

b) Dans le cas général de sable produit par concassage ou provenant de dépôts naturels, la séparation du sable est réalisée en deux dimensions. Ce procédé est plus souple et plus fiable que le premier.

Le point critique de la courbe granulométrique des granulats fins se situe autour de 1 mm. Le béton est très sensible à de petites variations de granulométrie des granulats fins. Au cours de la construction, il est plus important de maintenir constante la courbe granulométrique que d'essayer de s'approcher sporadiquement d'une courbe granulométrique idéale. En pratique, le défaut le plus fréquent est le manque d'éléments fins (inférieurs à 0,5 mm) dans le sable; l'étude de l'installation destinée à assurer une production suffisante de granulats fins nécessite donc beaucoup de soin.

Aux États-Unis, les gros granulats sont généralement classés suivant les dimensions suivantes :

0 - 5 - 20 - 40 - 75 - 150 mm

Dans la technologie Européenne, lorsque la dimension la plus petite est limitée à une valeur inférieure à 2 mm, la dimension voisine atteint, en général, 7 mm et même 10 mm.

Le nombre de catégories ou de dimensions de granulats recommandé habituellement afin de maintenir la granulométrie à l'intérieur de limites acceptables, est de six pour les grands barrages.

Par exemple :

Catégorie

Granulat n° 1	0,08 à 1,25 mm.
Granulat n° 2	1,25 à 5 ou 7 mm.
Granulat n° 3	5-7 à 15 mm.
Granulat n° 4	15 à 35-40 mm.
Granulat n° 5	35-40 à 70-80 mm.
Granulat n° 6	70-80 à 110-120 ou 150 mm.

En Inde, les « gros granulats » sont généralement classés en cinq catégories qui sont, en mm : 150 à 80; 80 à 40; 40 à 20; 20 à 10 et 10 à 4,75. De plus, les « granulats fins » vont de 4,75 mm à 150 microns.

La détermination préliminaire, par approximations successives, de la granulométrie des granulats pour béton peut s'appuyer sur des courbes théoriques établies par divers auteurs : Fuller, Bolomey, Goded Echevarria, etc. Elles sont en général exponentielles, du type donné par la formule suivante :

$$p = \left(\frac{d}{D}\right)^n \times 100$$

In practice, there are two procedures for guaranteeing that fine aggregate gradation remains within the limits required :

A) For sand produced by crushing rock by crushers which, due to their type, characteristics and regularity of feed, directly produce a constant gradation within fixed limits.

B) In the general case of sand produced either by crushing or from natural deposits, the sand separation is realized in two sizes. This procedure is more flexible and reliable than the former.

The critical point of the fine aggregate grading curve is around 1 mm. Concrete is very sensitive to small grading changes in fine aggregate. It is more important, during construction, to keep the grading curve constant than to try and sporadically approach an ideal grading curve. In general, the most frequent defect in practice is the lack of fine elements (less than 0.5 mm) in the sand and, therefore, great care should be taken in the design of plant to ensure ample fine aggregate production.

In USA coarse aggregate is usually graded into the following sizes :

0-5-20-40-75-150 mm

In European technology, when the finest size is limited to below 2 mm, the next size usually reaches 7 mm and even 10 mm.

The number of aggregate grades or sizes usually considered advisable in order to maintain grading within acceptable limits is six, in large dams.

For example :

Grade

Aggregate no. 1	0.08 to 1.25 mm.
Aggregate no. 2	1.25 to 5 or 7 mm.
Aggregate no. 3	5-7 to 15 mm.
Aggregate no. 4	15 to 35-40 mm.
Aggregate no. 5	35-40 to 70-80 mm.
Aggregate no. 6	70-80 to 110-120 or 150 mm.

In India, the " coarse aggregate " is generally graded into five fractions designated in mm : 150 to 80; 80 to 40; 40 to 20; 20 to 10 and 10 to 4.75. Likewise, the " fine aggregate " is limited from below 4.75 mm to 150 microns.

The initiation of trial and error testing for concrete aggregate grading may be based on theoretical curves established by numerous authors : Fuller, Bolomey, Goded Echevarria, etc. These are generally exponential of the type given by the following equation :

$$p = \left(\frac{d}{D} \right)^n \times 100$$

où :

d = ouverture de maille.

D = dimension maximale du granulat.

p = Pourcentage cumulé passant une maille d'ouverture « d ».

n = exposant dépendant de la forme et de la texture du gros granulat; varie de 0,4 à 0,5, la dernière valeur correspondant au sable arrondi.

Les granulométries généralement adoptées pour les barrages sont du type « continue ». La granulométrie continue produit un béton maniable et uniforme. La granulométrie discontinue n'est normalement pas utilisée dans la construction des barrages, étant donné que, malgré la densité plus grande qu'elle donne théoriquement, elle conduit habituellement à un béton de faible maniabilité tendant à la ségrégation. De plus, ce type de granulométrie est très sensible à toute modification des proportions et à toute dégradation particulière de chaque classe ou dimension de granulat. La granulométrie discontinue est seulement justifiée sur le plan économique lorsque la granulométrie du produit a été déjà faite naturellement.

En pratique, comme il est virtuellement impossible de cribler parfaitement les granulats, les spécifications de projet mentionnent généralement certaines tolérances de dimensions pour les teneurs en matériaux de dimensions supérieures et inférieures, en tenant compte des limites nominales de chaque dimension ou classe de granulat. Les particules de granulats légèrement inférieures ou supérieures aux valeurs nominales définissant les limites d'une certaine fraction ne posent pas, en général, de problèmes; cependant, des différences sensibles par rapport aux valeurs nominales conduisent à des granulométries erratiques et incontrôlables. Il est de pratique courante de considérer un matériau comme vraiment sous-dimensionné lorsqu'il passe à travers un tamis ayant une ouverture de maille égale à 5/6 de la dimension inférieure nominale; le matériau présentant, de façon significative, un surdimensionnement est celui retenu par un tamis ayant une ouverture de maille égale à 7/6 de la dimension supérieure nominale.

On tolère, en général, que les granulats destinés à la centrale à béton contiennent jusqu'à 2 % d'éléments plus petits que le matériau sous-dimensionné; aucune tolérance ne s'applique au matériau surdimensionné.

d) Propriétés des granulats

Les spécifications techniques particulières relatives à chaque barrage seront établies en tenant compte des caractéristiques réelles des matériaux naturels, après les essais de béton au cours de la phase de projet. Pour les granulats, l'expérience a permis de mettre au point des spécifications générales servant de points de référence pour les spécifications particulières, mais ne devant pas être appliquées à la lettre. Le Bulletin CIGB « Recommandations sur les granulats pour bétons des grands barrages », approuvé par la 32^e Réunion Exécutive (Mai 1964 - Edimbourg) peut être utilement consulté.

3.4.4.3. *Ciment, pouzzolanes, adjuvants*

Le paragraphe 3.3. traite de ces matériaux.

where :

d = Mesh opening.

D = Maximum aggregate size.

p = Accumulated percentage going through a " d " opening mesh.

n = Exponent depending on shape and texture of the coarse aggregate. It varies from 0.4 to 0.5, the latter corresponding to rounded sand.

The gradings used in dams usually are of a continuous type. Continuous grading produces workable and uniform concrete. Gap grading is not normally used in dam construction since, although theoretically producing greater density, it usually leads to low workability concrete which tends to segregate. Moreover, these types of grading are very sensitive to any change in proportioning and to the individual gradating of each size or class of aggregate. Gap grading is only justified on economic grounds when the product has already been naturally graded.

In practice, as it is virtually impossible to screen aggregates perfectly, design specifications usually set out certain size tolerances for the upper and lower size material content, with respect to the nominal limits for each aggregate size or class. Aggregate particles slightly smaller or larger than the nominal figures defining the limits of a certain fraction do not usually cause problems; however, significant differences from nominal figures lead to erratic, uncontrollable aggregate grading. It is common practice to consider material significantly as undersized, or rejectable, when it passes through a screen with a mesh opening $5/6$ of the lower nominal size; significantly oversized material is that retained in a screen with a mesh opening $7/6$ of the upper nominal size.

Graded aggregates in the concrete batching plant are generally allowed to contain up to two percent (2 %) of aggregate smaller than the significantly undersized material; no allowance is made for the significantly oversized material.

d) Aggregate Properties

The particular technical specifications of each dam should be established on the basis of the real characteristics of the natural materials, selected during the design phase after the concrete tests and trials. For aggregates, experience has led to the development of general specifications serving as reference points for the particular specifications of each dam, but they should never be transcribed literally. The publication " Guide and Recommendations on Aggregates for Large Dam Concrete ", by ICOLD, approved in the 32nd Executive Meeting, May 1, 1964 - Edinburgh, could be very useful.

3.4.4.3. *Cement, pozzolans and additives*

These materials have been considered in Section 3.3.

3.4.4.4. Eau

L'eau utilisée pour le malaxage du béton ne devra pas contenir des substances susceptibles d'affecter notablement l'hydratation du ciment ou les phénomènes survenant au cours du malaxage, de la mise en place ou de la cure du béton.

3.5. FABRICATION DU BÉTON

3.5.1. Description générale et types de centrale à béton

La fabrication du béton nécessite une série d'opérations pour mélanger les différents constituants.

Les divers types d'installations de fabrication (dosage, malaxage) sont caractérisés par l'emplacement des constituants (granulats, ciment, etc.), la méthode de malaxage et les dispositifs utilisés. Des variations des caractéristiques de ces trois éléments conduisent aux types théoriques de dispositions possibles, dont la plupart ont été expérimentés et existent sur le marché. Toutefois, c'est généralement le premier élément qui est adopté pour classer l'installation en deux grands groupes : disposition horizontale et disposition verticale.

Installation disposée horizontalement

La caractéristique de ce groupe est que les granulats, qui sont presque toujours stockés au niveau du sol, sont transportés horizontalement à la section de dosage.

Dans un premier sous-groupe, pouvant être appelé « installation en étoile », les silos de granulats sont disposés radialement en plan et les granulats sont transportés à l'installation de dosage au moyen de draglines. Par des trappes à commande manuelle ou automatique, les granulats passent dans la trémie de pesage et sont en général pesés dans un doseur « cumulatif ». Le ciment est également dosé en poids, dans un doseur pondéral indépendant, et l'eau au moyen d'un « volume » ». Les constituants du béton sont transportés ensemble à la bétonnière au moyen d'une benne ou d'une bande transporteuse, l'eau y arrivant directement et séparément.

Pour des raisons de qualité, de telles installations ne seront pas utilisées pour le bétonnage du barrage proprement dit, mais seulement pour des travaux moins importants. La production ne dépasse pas généralement 50 m³/h.

Un second sous-groupe est constitué par une installation disposée horizontalement, ayant un doseur pondéral « cumulatif ». La trémie est divisée en compartiments, un pour chaque catégorie de granulats, qui sont vidés sur une bande transporteuse acheminant les granulats à un doseur pondéral unique où ils sont pesés de manière cumulative. Le ciment est pesé séparément et transporté à la bétonnière en même temps que les granulats. Le dosage pondéral est parfois appliqué séparément à l'eau qui est introduite directement dans la bétonnière.

On peut utiliser ce type d'installation pour le bétonnage des barrages-poids, où la qualité moyenne requise pour le béton n'est pas élevée. La capacité maximale de production est d'environ 120 m³/h.

3.4.4.4. *Water*

The water used for concrete mixing should be free from substances appreciably affecting the cement hydration reactions or phenomena taking place during the mixing, pouring and curing of the concrete.

3.5. CONCRETE MANUFACTURING

3.5.1. General description and types of concrete manufacturing plant

The manufacture of concrete requires a series of operations to properly mix the different components together.

The different types of manufacturing (batching and mixing) plant are characterised by the location of the constituents (aggregates, cement, etc.), the mixing method and the facilities employed. Variations of these three plant characteristics lead to the theoretical types of possible arrangements the majority of which have been experimented with and exist in the market. Nevertheless, it is generally the first factor that is used to classify plant into two large groups : horizontal and vertical layouts.

Horizontal Plant Layout

The characteristic of this large group is that the aggregates, that are nearly always piled up at floor level, are conveyed horizontally to the batching section.

A first sub-group, that could be called “ star plant ” has the aggregate silos in a radial plan where aggregates are taken by drag scrapers to the batching equipment. Via manual or automatic gates, aggregates pass on to the weighing hopper, and are generally weighed in an accumulative batcher. Cement is also proportioned by weight, in an independent weight batcher and the water by a volume meter. The concrete ingredients are transferred together to the mixer by a skip or conveyor belt, with the water arriving directly and independently.

For quality reasons, these plants should not be used for concreting the dam itself; they should only be adopted for less important works. Production does not usually exceed 50 m³/hour.

A second sub-group is formed by horizontal layout plant having an accumulative weight batching hopper. The hopper is divided into compartments, one for each size of aggregate, in various sections that are emptied into a weighing conveyor, i.e. onto a conveyor belt that takes them to a single weight batcher that then weighs the aggregates accumulatively. Cement is weighed independently and taken together with the aggregates to the mixer. Water is sometimes batched by weight, independently, and fed directly into the concrete mixer.

This type of plant may be used for concreting gravity dams, where the average concrete quality required is not high. Maximum standard capacity is usually around 120 m³/hour.

Enfin, le troisième sous-groupe comprend les installations disposées horizontalement, avec des trémies doseuses indépendantes qui, dans chaque cas, sont elles-mêmes des éléments de pesage. Pour les granulats, le débit est contrôlé par des trémies individuelles généralement situées au-dessus des cellules de dosage. Le transport à la bétonnière et les doseurs de ciment et d'eau (dosage toujours pondéral) sont identiques à ceux mentionnés dans le sous-groupe précédent. Les capacités et la qualité peuvent être les mêmes que celles d'une installation verticale.

Dans les deux derniers sous-groupes, les granulats sont prélevés dans les tas de stockage au moyen de chargeuses ou de tapis transporteurs. Dans presque toutes les installations horizontales, le ciment est approvisionné au moyen d'un mécanisme à vis qui alimente l'unité de dosage correspondante située au-dessus du tapis transporteur desservant la bétonnière; le doseur en eau peut être implanté en divers points, en tenant compte de la bétonnière; il importe d'assurer une durée minimale de vidage et d'éviter la transmission de vibrations qui peuvent nuire à la précision des pesées.

L'emplacement de la bétonnière doit permettre de décharger le béton dans une trémie de réception qui alimente le système de transport. Dans certains cas, il est possible d'adopter un dispositif permettant de décharger tous les constituants dosés dans une bétonnière portée, sans malaxage de ces constituants dans l'installation.

Installation disposée verticalement

Les installations verticales ont des silos (ou compartiments) de ciment et de granulats classés situés à leur partie supérieure. Ce groupe de compartiments doit être installé sur une structure indépendante afin de ne pas transmettre de vibrations à l'installation de dosage. Les compartiments de granulats sont disposés à la périphérie, le compartiment de ciment étant situé au centre de la structure, qui a une forme polyhédrique.

Les granulats arrivent sur une bande transporteuse et sont déchargés à travers une trémie rotative qui les distribue dans leurs compartiments respectifs. Le ciment peut être transporté pneumatiquement ou par des élévateurs à godets et des transporteurs à air fluidifiant, le dispositif dépendant de la situation des silos de ciment. Il y a généralement un filtre de séparation air-ciment ou un désaérateur à l'orifice d'entrée du ciment, afin d'éviter la mise en pression du silo. Ces unités sont parfois associées à d'autres dispositifs en vue d'améliorer le fonctionnement et d'éviter les pertes de ciment, entraînant en général des dépenses et une pollution.

Les dispositifs correspondants de distribution de ciment et de granulats, et les unités de dosage pour chaque compartiment ou trémie sont situés au niveau intermédiaire, sous les compartiments. Le type de dispositif de distribution dépend de la dimension du granulat; c'est ainsi que des trappes d'alimentation, en forme de coquille, fonctionnant pneumatiquement, sont adoptées pour les gros granulats, alors qu'on utilise de petits tapis transporteurs pour l'alimentation en granulats fins. Dans les deux cas, les matériaux sont acheminés vers les trémies de pesage disposées en cercle, l'unité de ciment étant située au centre, de façon que, suivant un programme prédéterminé, ils puissent tous être déchargés dans un conduit collecteur assurant la jonction avec la bétonnière. Le niveau intermédiaire où ces éléments sont situés est appelé « niveau de dosage ».

Finally, the third sub-group comprises horizontal layout plants with independent batching hoppers, which in each case are weighing elements themselves. Output is controlled by individual bins for the aggregates, generally located over the batching units. Transport to the mixer and the cement and water batching units (always by weight) is similar to the previous sub-group. Standard capacities and quality may be similar to those of a vertical plant.

In both of the last two sub-groups, aggregates are taken from stock piles with loaders or conveyor belts. In nearly all horizontal layout plants the cement is fed by a screw mechanism that supplies the corresponding batching unit located over the conveyor belt to the concrete mixer; however, the water batcher can be placed in different locations with respect to the concrete mixer, although a minimum emptying time is essential and the transmission of vibrations that may distort weighing precision must be avoided.

The concrete mixer location is usually one which allows emptying into a reception hopper that will discharge into the transport equipment. In some cases, it is possible to use a system that allows all of the batched constituents to be discharged into a truck mixer, without these constituents actually being mixed in the plant.

Vertical Layout Plant

Vertical plants have classified aggregates and cement silos or compartments in the upper part of the plant. This set of compartments must be mounted on an independent structure in order to avoid transmitting vibration to the batching equipment. The aggregate compartments are arranged around the circumference with the cement compartment in the centre of the structure, which is polyhedral in shape.

Aggregates arrive on a conveyor belt and are discharged through a rotary hopper that distributes them into the respective compartments. The cement may be transported by air or by bucket elevators and air fluidizing conveyors, depending on the cement storage silos location. There is normally an air-cement separating filter or deaerator at the cement inlet, to avoid silo pressurization. Sometimes these units are combined with other devices to improve operation and avoid cement losses, with the cost and pollution that this generally implies.

The corresponding cement and aggregate delivery systems and batching units for each compartment or bin are arranged in the intermediate level, underneath the compartments. Delivery systems vary according to aggregate size; thus pneumatically operated shell gates are used for coarse aggregates, employing small feeding belt conveyor for fine aggregates. In either case, the materials are transferred to weighing hoppers, situated in a circular arrangement with the cement unit in the centre so that, in a preset sequence, they may all discharge into a header channel leading to the concrete mixer. The intermediate level at which these elements are located is called the batching unit level.

Le niveau inférieur ou niveau de malaxage du béton contient l'unité distribuant le mélange dosé à chaque unité de malaxage, la bétonnière proprement dite et la trémie de réception du béton qui, parfois, est divisée en compartiments pour permettre de recevoir différents types de béton. Le distributeur alimentant les bétonnières peut être fixe (en forme de « pantalon ») ou tournant (lorsqu'on utilise plus de deux bétonnières); ce distributeur, appelé aussi trémie rotative, aura un dispositif télescopique pour le raccorder à l'orifice d'entrée de la bétonnière (à condition que celle-ci soit du type à « tambour basculant », ce qui est très fréquent).

La bétonnière à axe vertical est généralement utilisée pour des taux de production élevés (des installations peuvent être conçues pour des rendements atteignant 500 m³/h) et pour une qualité maximale du béton.

3.5.2. Dosage

Des deux méthodes fondamentales de dosage, le procédé volumétrique n'est pratiquement pas utilisé, étant moins précis que la méthode dans laquelle les divers constituants du béton sont pesés. En tout cas, pour les barrages, seul le dosage pondéral est admis, celui-ci étant tout à fait introduit dans les travaux de génie civil; dans cette méthode, compte tenu également des progrès importants réalisés dans le domaine de l'électronique, le matériel est peu coûteux et l'erreur de pesée minimale.

Il y a deux procédés fondamentaux de pesage : la méthode mécanique et la méthode électronique, la dernière étant appelée aussi « méthode extensométrique ». Bien que l'automatisation puisse être très poussée dans les deux cas, ce sont la répétition de la pesée, les systèmes de transmission et leur précision qui différencient réellement les deux systèmes.

Le procédé de pesage mécanique met en œuvre des doseurs pondéraux dynamométriques de haute précision, équipés d'une variété de dispositifs de vérification de poids. Par exemple, on peut citer le système ancien à réservoir de mercure basculant, qui ferme un circuit lorsque l'aiguille indicatrice atteint une limite prédéterminée sur l'échelle du doseur pondéral; un autre système postérieur fait appel à un contact par induction, qui ferme le circuit quand l'aiguille passe devant. Plus récemment, afin d'accroître l'automatisation du procédé, le doseur pondéral mécanique a été muni d'un appareil transformant le mouvement angulaire du signal indicateur en un signal proportionnel au poids. On peut utiliser un potentiomètre pour la transformation (le procédé est appelé alors « pesage potentiométrique » ou un « lecteur photoélectrique ». En fait, ce sont des systèmes qui recueillent les informations fournies par le doseur pondéral et les transmettent sous une forme analogique.

La seconde méthode, pesage électronique (ou balances), utilise des dynamomètres (ou « pick-up) comprenant un élément mécanique dont la déformation sous la charge produit une variation de résistance. Les cellules dynamométriques sont installées dans un pont de Wheastone et alimentées en courant continu; l'alimentation dépend du type de « pick-up » utilisé, la tension variable de sortie dépendant des applications, mais la valeur est très petite (quelques millivolts seulement) et doit être amplifiée pour utilisation dans les circuits de contrôle.

Le doseur pondéral se rattachant à cette méthode est appelé « doseur pondéral électronique » et peut avoir une « échelle graduée » si une aiguille indicatrice se déplace sur un cadran pour une lecture directe, ou un « affichage digital » (statique) avec une lecture numérique du poids.

The lower or concrete mixing level houses the unit distributing the batched mix to each of the mixing units, the mixers themselves and the concrete reception hopper that, sometimes, is divided into compartments to allow different types of concrete to be received. The distributor to the concrete mixers may be fixed (trouser shaped) or rotary (when more than two mixers are used); this distributor, also called a rotary hopper, will have a telescopic device to couple with the concrete mixer inlet (provided that this is the tilting drum type, which is very frequent).

The vertical shaft mixer is normally used for high production rates (they are standard plant for specialist manufacturers, with designs for outputs of up to 500 m³/hour) and maximum concrete quality.

3.5.2. Batching

Of the two basic batching methods, the volumetric procedure is virtually not used, being less precise than the method in which the different concrete ingredients are weighed. In any event, for a dam, only batching by weight is allowed and, this procedure is fully introduced into the civil engineering industry in general, as this method, together with the great progress made in electronics, has made low cost equipment available with minimal weighing error.

There are two basic alternative weighing procedures : the mechanical and electronic methods, the latter also being called extensometric. Although the process can be automated to a great degree in both cases, it is the weighing repetition and transmission systems and their precision that really establish differences between both systems.

The mechanical weighing procedure uses high precision dynamometric weight batchers to which a variety of weight detection systems are fitted. For example, the old mercury bulb system that tips, closing a controlled circuit when the indicating needle reaches a preset limit on the weight batcher scale; another later system employs an induction contact that closes the circuit when the needle passes in front. Later, and to increase process automation, the mechanical weight batcher was fitted with a transducer that transformed the angular movement of the indicating signal into a signal proportional to the weight. A potentiometer can be used as a transducer (and the procedure is usually called " potentiometric weighing ") or a " photoelectric reading unit ". In fact, these are systems that gather information from the mechanical weight batcher and transmit it in an analogue form.

The second procedure, electronic weighing (or balances) uses dynamometers (or pick-ups) comprising a metallic specimen, the deformation of which under load produces a resistance change. The dynamometer cells are installed in a Wheatstone bridge and supplied with direct current, where the input is a function of the type of pick-up used, which will give a variable output voltage depending on the applications, but where the figure is very small (several millivolts only) and has to be amplified for use in control circuits.

The weight batcher employing this procedure is called an " electronic weight batcher " and may have a " scale " if it has an indicating needle moving over a dial for direct reading, or " digital display " (static) with a numerical weight readout.

Les principales différences entre ces systèmes sont les suivantes. Les balances mécaniques sont, en général, plus compliquées; les charges de pesée doivent être près des balances; l'entretien est généralement difficile du fait de l'atmosphère poussiéreuse et parfois corrosive dans laquelle elles fonctionnent; et, enfin, le pesage mécanique nécessite des dispositifs à répétition sur l'axe de l'aiguille du cadre (comme indiqué ci-dessus) dans la plupart des applications. Le doseur pondéral électronique (extensométrique) comporte un appareillage mécanique simple, avec la possibilité de placer la lecture digitale à une certaine distance de l'unité de dosage; la précision est aussi bonne que dans le doseur mécanique et l'entretien est facile; c'est vraiment un doseur pondéral statique.

Jusqu'ici les méthodes fondamentales de pesage (mécanique ou électronique) des divers constituants du béton ont été décrites. Cependant, le pesage automatique exécuté dans la plupart des centrales à béton comprend une série complexe d'opérations effectuées par les appareils de pesage (doseurs pondéraux), les dispositifs d'alimentation des trémies des doseurs et les dispositifs de déchargement. Les installations sont équipées d'appareils automatiques complémentaires pour ces opérations : prédétermination du poids; correction pondérale de déversement des matériaux dans la trémie et estimation approximative du poids final par tarage d'une petite décharge (appelée deuxième pesée); multiplicateur de poids programmé; et, enfin, contrôle de précision (différence entre le poids programmé et celui réellement obtenu). Le dosage automatique doit être également programmé et vérifié. Des potentiomètres (programme analogique) ou des commutateurs-sélecteurs décimaux et des lecteurs de cartes perforées (programme numérique) peuvent être utilisés à cet effet. Les résultats de dosage peuvent être contrôlés par des charges de pesée répétitives, des tubes à affichage numérique et des imprimantes.

D'un autre point de vue, le procédé global de dosage nécessite quelques opérations et mécanismes auxiliaires qui s'intègrent plus ou moins directement dans le résultat final. Dans les installations de très haute performance, soumises à des spécifications techniques rigoureuses, ces opérations auxiliaires, outre leur automatisation, fournissent des informations complètes qui sont centralisées au bureau de contrôle et de surveillance et doivent porter essentiellement sur les points suivants : fonctionnement et position du distributeur de granulats dans les zones de stockage et son niveau de remplissage; fonctionnement des systèmes de fluidification du ciment et indication de la température du ciment; mesure et correction automatique des quantités de sable et de la teneur en eau; indication de la consistance du béton, etc. Quelques commentaires seront présentés ci-après.

Les opérations fondamentales de dosage doivent être synchronisées de façon qu'un cycle de pesage ne puisse commencer dans les unités de dosage avant qu'elles soient vidées et leurs vannes ou trappes fermées, celles-ci ne devant pas s'ouvrir jusqu'à ce que les doseurs pondéraux enregistrent le poids correct de chaque matériau, et vice versa.

D'autre part, un programme et une durée de fourniture doivent être définis pour les constituants sur le parcours allant à la bétonnière, avec possibilité de les modifier à volonté afin de garantir que tous les composants dosés se mélangent correctement sans produire des blocages ou de la poussière en provenance du ciment; le ciment sera mélangé avec les granulats avant de venir au contact de l'eau; de plus, les adjuvants seront versés dans l'eau avant que celle-ci soit introduite dans la bétonnière.

The main differences between these basic systems are that the mechanical scales are generally more complicated, the weighing heads must be close to the scales, maintenance is difficult in general due to the dusty and sometimes corrosive atmosphere in which they work and, finally, mechanical weighing requires repetition devices set in the needle spindle of the scales (as mentioned above) in the majority of applications. The electronic extensometric weight batcher involves a simple mechanical installation with the possibility of locating displays at a distance from the batching unit, while precision is as good as the mechanical batcher and maintenance is easy. It is really a static weight batcher.

So far the basic weighing methods (mechanical or electronic) of the different concrete constituents have been described. However, the automatic batching carried out in the great majority of concrete mixing plants consists of a complex series of operations that must be carried out by the weighing elements (weight batchers) and the feeder units to the batching hoppers or hopper emptying devices. The plants are provided with complementary automatic equipment for this, such as weight presetting; weight correction of the stream of material falling on the hopper and approximation of the final weight by a small discharge flowrate (also called second weighing time); programmed weight multiplier and, finally, precision control established as the difference between the programmed weight and that really discharged. Automatic batching must also be programmed and checked. Potentiometers (analogue programming) or decimal selector switches and punched card readers (numerical programming) can be used for this. Batching results can be controlled by repeater weighing heads, numerical display tubes and printers.

From another point of view, the whole batching process requires some auxiliary operations and mechanisms that more or less directly integrate into the final result. In high performance plants subjected to a strict technical specification, these auxiliary operations, apart from being automated, serve to provide complete information that is centralised at the control and monitoring desk, information that must essentially refer to the following data : operation and position of the aggregate distributor in the storage areas and its fill level, operation of cement fluidization systems and indication of cement temperature, measurement and automatic correction of sand quantities and water content, concrete consistency indicators, etc. Several comments will be made below.

The basic batching operations must be interlocked so that a weighing cycle cannot be started inside the batching units before they are emptied and their valves or gates closed, and the latter must not open until the weight batchers register the correct weight of each material, and *vice versa*.

On the other hand, a discharge sequence and time has to be established for constituents on the way to the concrete mixer, with the ability to change them at will in order to ensure that all batched ingredients mix properly without producing blockages or raising dust from the cement, which should mix with the aggregates prior to coming into contact with the water; furthermore, admixtures should be emptied into the water before this is discharged.

Les appareils de mesure de la teneur en eau comprennent fréquemment des électrodes mesurant la conductivité du sable, qui est convertie en pourcentage de teneur en eau. D'autres procédés utilisent l'émission de neutrons, la vitesse des neutrons à travers le milieu étant convertie en teneur en eau; on les appelle méthodes « nucléaires ». Que la mesure soit faite ou non sur un ou deux sables, les pourcentages relevés sont transférés au « correcteur » qui interviendra successivement sur les quantités de sable et d'eau.

L'appareil de mesure de la consistance a des électrodes montées dans la bétonnière. Certaines électrodes mesurent des consistances K_1 (0-1,2 cm) et la teneur en eau du mélange, d'autres mesurent la force mécanique des bras de malaxage en relation avec la consistance K_2 et K_3 (1,9-15 cm). Un « correcteur » peut également être ajouté à l'appareil de mesure de consistance; il est identique à celui utilisé pour la correction de la teneur en eau et il modifie automatiquement la consistance du mélange.

Enfin, en ce qui concerne la qualité du dosage, les spécifications techniques stipulent, en général, les limites suivantes d'erreurs dans les procédés de dosage :

Eau	: 1 %.
Ciment	: 1 %
Granulats < 38 mm	: 2 %
Granulats > 38 mm	: 3 %
Adjuvants	: 1 %.

3.5.3. Bétonnières

Les types suivants de bétonnière sont utilisés dans la fabrication des bétons pour barrages :

- a) Bétonnière basculante à axe incliné.
- b) Bétonnière à contre-courant, à axe vertical.
- c) Bétonnière à tambour, à inversion de marche, d'axe horizontal (bétonnière non basculante).

Les bétonnières portées seront seulement utilisées dans les travaux auxiliaires et jamais pour le bétonnage du corps du barrage. Ce matériel est suffisamment bien connu et ne nécessite pas de commentaires ici.

a) *Bétonnière basculante*

La bétonnière basculante, à axe incliné, est le type le plus couramment adopté dans la construction des barrages, en raison de sa rapidité de déchargement (15 secondes) avec un slump (cône d'Abrams) inférieur à 5 cm, et de la répartition uniforme des gros granulats dans la masse de béton. C'est la bétonnière idéale pour la construction des barrages. Les capacités normalement utilisées sont : 1,5 m³, 3 m³ et 6 m³ de béton vibré.

La durée de malaxage pour un volume de 0,75 m³ est de 1 à 1 minute et demie au minimum. Pour chaque augmentation de 0,75 m³, on doit ajouter 15 secondes à cette durée. La durée de malaxage est la période comprise entre la fin du chargement de la bétonnière et le début de son déchargement.

Moisture content meters frequently comprise electrodes that measure sand conductivity, which is translated into percentage moisture content. Other procedures use neutron emission, where neutron velocity through the medium is translated into moisture content; these are called nuclear methods. Whether or not the measurement is made in one or two sands, the percentages obtained are transferred to the corrector, which will then successively correct the amounts of sand and water.

The consistometer has electrodes fitted in the mixer. Some electrodes are used to measure consistency K 1 (0-1/2") and measure the mix water content, other electrodes measure the mechanical strength of the mixing arms in relation to consistency K 2 and K 3 (3/4"-6"). A " corrector " can also be added to the consistometer, similar to the moisture content procedure, that automatically changes mix consistency.

Finally, with respect to batching quality, technical specifications usually stipulate the following error limits in weighing procedures expressed as percentages of the constituent weight :

- Water : 1 %.
- Cement : 1 %.
- Aggregate under 38 mm : 2 %.
- Aggregate above 38 mm : 3 %.
- Admixtures : 1 %.

3.5.3. Concrete mixers

The following types of mixers are used in concrete manufacturing plants for dams :

- a) Inclined shaft tilting mixer.
- b) Vertical shaft counterflow mixer.
- c) Reversing drum horizontal shaft mixer (non-tilting mixer).

Truck mixers should only be used in auxiliary works and never for placing concrete in the dam body itself. This plant is sufficiently well known and requires no further comment here.

a) *Tilting Mixer*

Inclined shaft tilting mixers are the most usual type employed in dam construction as they are quickly unloaded (15 seconds) with a slump (Abrams cone) of less than 5 cm, and coarse aggregates are kept uniformly distributed in the concrete mass. This type of mixer is considered as ideal for dam construction. Capacities normally used are 1.5 m³, 3 m³ and 6 m³ of vibrated concrete.

The mixing time for a volume of 0.75 m³ is a minimum of 1 to 1-1/2 minutes. For every 0.75 m³ increase, 15 seconds must be added to this. Mixing time is understood as the period from the completion of mixer charging until the beginning of discharge.

Afin d'assurer un malaxage uniforme des constituants dans la bétonnière, les dimensions des pales doivent être contrôlées; lorsque l'usure excède 10 % de la dimension radiale mesurée à partir de la surface intérieure du tambour, par rapport à la dimension à l'origine, les surfaces des pales doivent être remises en état ou celles-ci doivent être changées. Les pales sont maintenant revêtues de polyuréthane, de résistance élevée à l'usure.

Le basculement est effectué au moyen de deux pistons installés de chaque côté de la bétonnière, actionnés pneumatiquement ou hydrauliquement. Les pistons sont munis d'une soupape d'amortissement à chaque extrémité de leur course, afin d'éviter les chocs et les vibrations nuisibles à l'ensemble de la machine.

b) Bétonnière à contre-courant, à axe vertical

La caractéristique de ce type de bétonnière est que, pour un même volume de béton, et par rapport aux types à axe horizontal ou incliné, la durée nécessaire au malaxage est « moitié ». Ce type de bétonnière est de conception relativement moderne et, en général, a été peu utilisé jusqu'à maintenant.

En raison de la vitesse du malaxage à contre-courant (3,50 m/s dans les pales), le mélange et l'homogénéité sont améliorés et l'économie de ciment peut être importante, par rapport aux autres types de bétonnière. Cette bétonnière nécessite 2, 5 fois plus de puissance que les autres types.

La dimension maximale de granulats admissible va de 80 à 105 mm; toutefois, on a réalisé des ouvrages avec un granulats maximal de 120 mm, mais, dans ce cas, l'usure des pales, du revêtement anti-usure, des boulons, des bras, etc., est plus grande que dans le cas de granulats « standard » de 80 à 105 mm. Cela réduit le domaine d'application de ce type de bétonnière. D'autre part, son utilisation n'est pas économique lorsque les granulats sont très abrasifs ou anguleux.

La capacité de production de ces bétonnières couvre un très large domaine et varie de 0,25 à 4 m³ de béton vibré. En option, ces machines peuvent être équipées des dispositifs suivants : injecteurs de vapeur à l'intérieur du tambour pour produire des bétons chauds (30 °C à 70 °C); injection d'eau à haute pression pour nettoyage rapide du tambour et des pales; hygromètre pour mesurer la teneur en eau des granulats et ajuster la quantité d'eau de malaxage; wattmètre pour mesure automatique de la consistance du béton, etc.

c) Bétonnière à tambour, à inversion de marche, d'axe horizontal

Ces bétonnières, de conception ancienne, produisent un excellent malaxage, mais leur faible performance, due au déchargement lent, fait qu'elles ne sont guère utilisées actuellement pour la fabrication du béton de barrage.

3.5.4. Choix et exploitation de l'installation

3.5.4.1. Choix

Chaque barrage a ses propres conditions d'exploitation des installations. Le choix de la centrale à béton dépend fondamentalement des facteurs suivants :

a) Topographie du site.

To ensure mixing uniformity of constituents in mixers, paddle dimensions must be monitored; when wear exceeds 10 % of the radial dimension measured from the inner drum surface, as compared to the original dimensions, they must be resurfaced or changed. Paddles are presently lined with high wear-resistant polyurethane.

Tilting is carried out by two rams installed on each side of the mixer, actuated by compressed air or by hydraulic power. The rams are provided with damper valves at both ends of the stroke, to avoid knocks and vibrations that could be detrimental to the machinery overall.

b) Vertical Shaft Counterflow Mixer

This type of mixer is characterised by the fact that for the same concrete volume, "half the time" is required for mixing, as compared to horizontal and inclined shaft types. They are of relatively modern design and are generally little used as yet.

Due to the speed of counterflow mixing (3.5 m/s in the mixing paddles), mix and homogeneity are improved and the cement saving may be significant, with respect to other types of mixers. They require 2.5 times more installed power than other concrete mixers.

The maximum allowable aggregate size is 80 to 105 mm; however, works have been executed with a maximum aggregate of 120 mm, but, in this case, wear of the blades, wear liner, bolts, arms, etc., was greater than with the "standard" maximum aggregate of 80 to 105 mm. This reduces the field of application for this type of mixer. On the other hand, their use is uneconomic when the aggregate is highly abrasive or sharp.

Production capacity of these mixers covers a very wide range and varies from 0.25 m³ to 4 m³ of vibrated concrete. Optionally, these machines may be installed with the following components : steam injectors inside the drum to produce hot concrete (30 °C to 70 °C); high pressure water injection, for fast cleaning of the drum and paddles; hydrometer to measure the moisture content of aggregates and adjust the amount of water in the mix; wattmeter unit to automatically measure concrete consistency, etc.

c) Reversing Drum Horizontal Shaft Mixer

These are mixers of an old design that produce excellent mixing quality but their low performance, due to the slow discharge, means that they are hardly used at the present to manufacture concrete for dams.

3.5.4. Plant operation and selection

3.5.4.1. Selection

Each dam has its own particular operating requirements. Concrete plant selection basically depends on :

a) Site topography.

- b) Origine et types des granulats.
- c) Volume de béton et géométrie du barrage.
- d) Systèmes de transport et de bétonnage.
- e) Capacité de production horaire.
- f) Exigences techniques et conditions climatiques.

Les rendements théoriques qui sont normalement prévus dans les études préliminaires sont souvent dépassés au cours de l'exécution des travaux, de sorte qu'il est important de surdimensionner l'installation de fabrication du béton pour permettre des ajustements de production en fonction des programmes de travaux.

Avant le choix de l'installation, tous ces éléments doivent être étudiés avec soin; on examinera les divers points suivants :

- Dimension maximale du granulats pour dimensionner : l'orifice de sortie et ses systèmes de fermeture, la trémie tournante d'alimentation des bétonnières, les trappes de déchargement du béton.
- Capacité de transport du ciment à la centrale à béton.
- Dispositif d'étanchéité des silos et du doseur pondéral de ciment.
- Capacité de stockage en silo pour chaque constituant du béton.
- Appareils de contrôle des niveaux maximal et minimal dans le cas de l'alimentation automatique.
- Système de pesage et précision.
- Épaisseur des revêtements anti-usure des bétonnières, trémies, conduites, etc.
- Capacité en air comprimé.
- Dimensionnement du réseau d'air comprimé.
- Appareils de mesure de la teneur en eau des sables.
- Qualité du matériel électrique.
- Collecte de la poussière sur le sol de l'installation de dosage.
- Sous les climats chauds, isolation et ventilation des cabines de contrôle, afin que la température des appareils électriques de pesage n'affecte pas la précision.

3.5.4.2. *Exploitation*

Lorsque les travaux de construction du barrage atteignent la phase de bétonnage, la centrale à béton contrôle la durée et le coût d'exécution, étant donné que le personnel et le matériel de construction très coûteux dépendent de l'efficacité de l'installation.

Le personnel d'exploitation fera l'objet d'une bonne sélection pour les divers postes : pupitre de contrôle, réglage de l'alimentation en constituants, bétonnière.

Il est essentiel de préparer un programme d'entretien des appareils électriques et mécaniques, en tenant compte des heures de fonctionnement, la mise en œuvre de ce programme étant supervisée par le service du contrôle d'entretien du chantier. Il est tout aussi important d'avoir un magasin de toutes les pièces de rechange nécessaires, conseillé par le fabricant ou par expérience personnelle.

L'air comprimé utilisé dans l'installation proviendra exclusivement d'un compresseur alimentant seulement l'installation; l'air comprimé ne doit pas être prélevé sur le réseau général du chantier, du fait que les appareils équipant l'installation ne

- b) Source and types of aggregates.
- c) Concrete volume and geometry of the dam.
- d) Transport and placement system.
- e) Hourly production capacity.
- f) Technical requirements and weather conditions.

The theoretical performances that are normally planned in preliminary studies are often exceeded during the execution of the works, so that it is very important to oversize concrete production plant to ensure that work schedules allow for production adjustments.

Before selecting the plant, all its elements must be carefully examined, with regard to the following :

- Maximum aggregate size for dimensioning the : Outlet and its closing systems. Rotary hopper feed mixers. Concrete discharge gates.
- Cement transport capacity to plant.
- Silo and cement weight batcher sealing system.
- Silo storage capacity for any concrete ingredient.
- Maximum and minimum level controllers for automatic feeding.
- Weighing system and precision.
- Wear liner thicknesses of the mixers, hoppers, ducts, etc.
- Compressed air capacity.
- Compressed air line sizing.
- Moisture content meters for sand.
- Quality of electrical equipment elements.
- Dust collection in the batching floor.
- In hot climates, insulation ventilation of control cabins, so that the temperature of all electrical weighing equipment does not affect precision.

3.5.4.2. *Operation*

When dam construction reaches the concrete placement phase, the concrete manufacturing plant controls the execution period and cost, as very expensive construction plant and personnel depend on plant efficiency.

Operating staff should be properly selected for the various areas, such as : the control desk, ingredients feed regulation floor and mixer floor.

It is essential to prepare a maintenance plan on the basis of operating hours for the electrical and mechanical systems, to be supervised by the site maintenance control office. It is no less important to have in store all spare parts necessary, as advised by the manufacturer or from personal experience.

Compressed air used in the plant must come exclusively from an air compressor that only supplies the plant; compressed air must not be taken from the general site system, as the pressure switches installed in the plant do not tolerate the fluctuations

supportent pas des variations de pression et de débit pouvant survenir dans le réseau principal. Sous les climats froids, l'air comprimé sera aussi sec que possible et les vannes de contrôle à distance seront groupées dans des endroits chauffés pour éviter la formation de glace.

La collecte de la poussière dans l'installation de dosage revêt une grande importance, car cette poussière est le pire ennemi des contacteurs et d'autres appareils électriques.

3.6. TRANSPORT DU BÉTON

3.6.1. Généralités

Le type et la capacité du matériel de transport du béton, de la centrale à béton jusqu'au point de bétonnage sur le barrage, déterminent la capacité des autres installations de construction. La capacité horaire de bétonnage, définie en fonction du programme de bétonnage, détermine les capacités des installations de production des granulats, de fabrication, de mise en place et de vibration du béton. Par conséquent, le choix du matériel de transport du béton et de sa capacité est un facteur fondamental dans l'étude de la construction d'un barrage. La capacité de transport comprend donc un élément de production critique dans la construction d'un barrage.

En aucun cas, il ne doit y avoir ségrégation du béton frais dans le système de transport. De plus, la maniabilité (slump) ne doit pas être réduite de façon significative par rapport à celle du béton au départ de la bétonnière. Du fait des caractéristiques du béton de barrage, comportant des granulats de dimension maximale élevée, et de la consistance sèche et un peu plastique (slump de 0 à 4 cm), les goulottes et « trompes d'éléphant », utilisées auparavant pour le transport des bétons fluides et complètement discréditées au cours de ces trente dernières années, seront rejetées.

Les dispositifs actuels de transport du béton au barrage comprennent en général des blondins, des grues à implantation fixe et des grues sur pontons. Ce sont les trois types classiques. S'y ajoutent les bandes transporteuses et les camions à benne basculante qui ont été utilisés avec succès sur quelques chantiers de barrages dans des circonstances particulières : par exemple, production horaire exceptionnelle dans le cas des bandes transporteuses, ou accès facile aux ouvrages pour les camions.

La méthode de transport par bennes, utilisant des grues ou des blondins, peut assurer une production mensuelle tout à fait régulière, bien que ce soit un système de mise en place par gâchée. Dans les grands barrages, une production moyenne de 75 % de la capacité nominale maximale est souvent obtenue pour l'ensemble du barrage. Cependant, dans les barrages minces, tels que les barrages-voûtes modernes comportant de nombreux plots et un grand nombre de galeries, puits, conduites noyées, etc., la production mensuelle est très variable.

Pour obtenir une production élevée avec le procédé de mise en place par bennes, divers points de bétonnage simultané sont nécessaires, en raison des problèmes d'interférence entre les grues ou blondins et les autres travaux (coffrage, lavage des joints de construction, etc.). Néanmoins, le système par bennes continue à être le plus utilisé, actuellement, dans la construction des barrages.

in pressure and flowrate that may occur in the main network. In cold climates, compressed air should be as dry as possible and the remote control valves must be grouped together in heated areas to avoid ice formation.

Dust collection in the feed batching floor is of great importance, as this is the greatest enemy of the contactors and other electrical equipment.

3.6. TRANSPORTING CONCRETE

3.6.1. General

The type and capacity of concrete transporting equipment from the concrete manufacturing plant to the dam placing point, presets the capacity of the other dam construction systems. Having set the hourly concrete placement capacity as a function of the concreting programme, this defines the capacities of aggregate production, concrete manufacturing, concrete placement and vibration systems. Consequently, selection of the concrete transporting system and capacity is a basic factor in the dam construction study. Transporting capacity, therefore, comprises a critical production element in dam construction.

Under no circumstances must the fresh concrete segregate in the transporting system. Furthermore, the workability (slump) must not be significantly reduced with respect to that of the concrete leaving the mixer. Dam concrete characteristics of large maximum aggregate size (100-150 mm) and a dry and somewhat plastic consistency (slump of 0 to 4 cm) mean that chute and elephant trunks, used previously for transporting fluid concretes and completely discredited for the last thirty years, must be rejected.

Present concrete transporting systems for concrete placement generally comprise cableways, fixed sited cranes and trestle-crane systems. These three could be considered as classic types. Belt conveyors and dump trucks would have to be added as systems that have been successfully used in some dams under special circumstances, eg. an extraordinary hourly production in the case of belt conveyors, or of easy access to the works for dump trucks.

The classic bucket-by-bucket transporting method employing cranes or cableways can provide a quite regular monthly production, despite being a batch placing system. In large dams an average production of 75 percent of nominal maximum capacity is frequently obtained for the dam overall. However, in thinner dams such as modern arch dams with many individual blocks and a large number of galleries, shafts, embedded piping, etc., monthly production is highly variable.

For high production with the bucket-by-bucket placement system, various simultaneous placing points are required, due to interference problems between the cranes or cableways and other activities, such as formwork, construction joint washing, etc. Nevertheless, the bucket-by-bucket system continues to be the most commonly used in dam construction at the present time.

Parmi les dispositifs de bétonnage continu des barrages, on peut utiliser la bande transporteuse qui a une capacité horaire élevée et peut transporter de façon continue de gros volumes entre les bétonnières et la zone de bétonnage.

Le bétonnage continu, considéré par beaucoup comme la solution idéale pour la construction économique des barrages en béton, convient aux grands barrages-poids, mais pose de sérieuses difficultés pour les barrages-voûtes en raison des faibles volumes de béton, des faibles dimensions des plots et des travaux complexes de coffrage sur les parements courbes. Un inconvénient plus sérieux du bétonnage continu est la dissipation plus difficile de la chaleur d'hydratation, spécialement dans les barrages-poids. Cet inconvénient majeur peut être compensé (peu d'expérience disponible jusqu'à maintenant) dans les cas de barrages sans joints de contraction (retrait), bétonnés suivant des levées horizontales minces, d'une rive à l'autre, et dont le béton a un faible dosage en ciment. Néanmoins, il y a toujours le risque de joints secs et la nécessité de nettoyer un plus grand nombre de joints de construction.

Il y a une plus grande variété de méthodes de transport et de mise en place du béton pour les ouvrages et travaux auxiliaires des barrages, tels que évacuateurs de crue, revêtements de galerie, puits souterrains, qui ne sont pas spécifiques aux barrages. Des grues, des pompes à béton, etc., sont utilisées.

3.6.2. Blondins

3.6.2.1. Description

Le blondin est encore souvent utilisé pour le transport du béton dans la construction des barrages. Le type « radial » est le plus courant; il comprend une tour mobile se déplaçant sur des rails ou une voie circulaires et, à l'autre extrémité, un point fixe (tour, pylône ou bloc de béton) ancré au sol. Dans le type « parallèle », il y a deux tours mobiles sur des voies, une sur chaque rive, qui sont rectilignes en général. Un autre type également utilisé est le système de blondin à pylône de portée variable ($\pm 10^\circ$). Le choix du type de blondin dépend essentiellement de la topographie du site du barrage.

Il n'y a pas actuellement de limite théorique concernant la portée d'un blondin; seul le coût des tours et des voies de circulation constitue, dans la pratique, un facteur de limitation; des portées jusqu'à 1 000 ou 1 500 m sont possibles. En ce qui concerne la capacité de levage des blondins, elle va de 10 t pour une manutention de 3 m³ (m³ de béton mis en place et consolidé) jusqu'à 24 t, en passant par 20 t (bennes de 6 m³). Des blondins ont été parfois utilisés pour des bennes de 9 m³.

La durée de vie du blondin doit être prévue pour la période de bétonnage du barrage, du fait que le changement de câbles entraîne la mise hors service du blondin pendant une ou deux semaines. La durée de vie d'un blondin diminue lorsque la portée augmente et que la distance entre la tour, ou le point d'ancrage fixe, et le point de prise de la charge est réduite. Comme ordre de grandeur, la durée de vie d'un câble de roulement varie entre 1 million et 1,5 million de béton mis en place; celle d'un câble de translation est de 150 000 m³ environ; le remplacement des câbles de levage est nécessaire après mise en place de 30 000 à 45 000 m³ de béton.

Of the continuous concrete placing systems in dams, the belt conveyor is presently considered feasible and has a high hourly capacity, being able to continuously move large volumes from the mixers to the discharge point.

Continuous concreting, considered by many to be the key to more economic concrete dam construction, is suitable for large gravity dams, but poses serious difficulties in arch dams due to the smaller volume of concrete, smaller block dimensions and the complication of formwork operations on the curved faces. A more serious disadvantage for continuous concreting is the greater difficulty of dissipating the heat of hydration, particularly in gravity dams. This major disadvantage could be offset in the cases where little experience is available as yet, of dams without contraction joints, concreted in thin horizontal lifts, from side to side, and with very low cement content concrete. Nevertheless, there is always the doubt of possible cold joints and the need for more construction joints to be cleaned.

There is a greater variety of concrete placing and transporting systems for auxiliary dam works and structures, such as crest walls and structures, over spillways, tunnel linings and underground shafts, which are common to any type of concrete works and are not specific to dams. Cranes, concrete pumps, etc. are used.

3.6.2. Cableways

3.6.2.1. Description

The cableway or blondin is still frequently used for transporting concrete in dam construction works. The radial type is most usual, with a mobile tower on rails or circumferential arc roadway and the other end of the cableway anchored at a fixed point, tower, mast or concrete block, anchored to the ground. For the parallel type, both towers are moveable on roadways, one on each bank, which are generally straight. Another type also employed is the luffing cableway mast system ($\pm 10^\circ$). Cableway selection essentially depends on the topographical conditions of the dam site.

There is presently no theoretical limit to the span covered by a cableway, only the cost of the towers and roadways provide a practical limiting factor, although spans of up to 1 000 or 1 500 m are allowable. With respect to hook capacity, cableways are designed for between 10 t for handling from 3 m³ capacity (measured as the equivalent m³ of placed, consolidated concrete) through 20 t for 6 m³ skips to 24 t. Cableways have occasionally been used for 9 m³ buckets.

Cableway life has to be considered for dam concreting, as changing the cable involves shutting down the cableway for one to two weeks. Cableway life is shortened as the span increases and the distance between the tower or fixed anchorage and the load pickup point is reduced. As an order of magnitude, track cable life varies between one million and 1.5 million m³ of concrete placed; travelling ropes, 150 000 m³; hoisting ropes require replacing after the placement of 30 000 to 45 000 m³ of concrete.

Les vitesses et les puissances d'un blondin d'une capacité de 6 m³ (20 t) sont approximativement les suivantes :

Vitesse de levage : 3,25 m/s	Puissance : 800 CV
Vitesse de levage : 4,80 m/s	Puissance : 2 × 625 CV
Vitesse de charriage : 8 m/s	Puissance : 500 CV
Vitesse de charriage : 10 m/s	Puissance : 625 CV

Les postes de commande des blondins sont situés, soit dans la cabine de l'engin, soit, de préférence, dans une cabine séparée ayant une bonne visibilité de façon que le conducteur aperçoive bien la zone de chargement à faible distance et également les points de déchargement sur le barrage. L'approche, l'arrivée et le départ de la benne vers le point de déchargement du béton, sont contrôlés en général par radio ou téléphone depuis les zones de bétonnage. La télévision en circuit fermé a été également utilisée sur quelques barrages. Le contrôle par signaux directs acoustiques et visuels seront, en général, interdits.

3.6.2.2. *Bennes*

Les bennes doivent convenir à un déchargement rapide d'un béton à faible affaissement, à faible dosage en ciment et présentant une dimension maximale élevée de granulats. On doit pouvoir contrôler le déchargement de façon qu'une partie du contenu de la benne puisse être déversée, si on le veut, à vitesse lente près des coffrages pour éviter leur désalignement. Le déversement du béton ne doit pas provoquer la ségrégation des gros granulats et doit être centré et vertical. La capacité de la benne doit correspondre à un nombre exact de gâchées de la bétonnière.

3.6.2.3. *Transport intermédiaire*

Pour le transport du béton entre la centrale à béton et le blondin, on peut employer deux méthodes. Le procédé le plus ancien consiste à remplir directement un groupe de deux à quatre bennes situées sur une plate-forme automotrice, dans la centrale à béton, ou à utiliser une remorque tractée sur rails ou pneus. Le groupe de bennes est dirigé vers le point d'accrochage du blondin. La benne vide est déposée sur la plate-forme et une benne pleine est accrochée pour levage. Ce procédé présente l'avantage que le béton arrive à la zone de bétonnage dans le même état qu'à la sortie de la bétonnière; par contre, le temps mis pour accrocher et libérer les bennes est un inconvénient. Afin d'éliminer ce temps perdu, on a adopté un autre procédé qui est devenu de pratique courante dans la construction des barrages depuis les années 1950, en particulier dans la technique Européenne. Il consiste à introduire un transport intermédiaire au moyen d'une trémie transporteuse, appelée « silobus », qui est remplie par gravité à la sortie de la bétonnière, d'un volume correspondant exactement à celui de la benne du blondin. Cette dernière n'est pas libérée du crochet du blondin mais est garée sur un quai ou plate-forme au-dessous de la voie du silobus, le déchargement dans la benne se faisant par gravité. Les silobus sur pneus peuvent circuler à des vitesses de 30 à 40 km/h; ils peuvent se déplacer sur rails quand un seul blondin est approvisionné. De toute façon, la voie du silobus sera horizontale.

Le quai des bennes doit être une structure suffisamment massive pour supporter les chocs des bennes du blondin lors de leur mise à quai. Afin d'éviter des dégâts à la benne ou au quai, on installe généralement des pneus comme amortisseurs.

Cableway speeds and power ratings for a capacity of 6 m³ (20 t) are approximately as follows :

Hoisting speed : 3.25 m/s;	Power rating : 800 HP
Hoisting speed : 4.80 m/s;	Power rating : 2 × 625 HP
Carriage travelling speed : 8 m/s;	Power rating : 500 HP
Carriage travelling speed : 10 m/s	Power rating : 625 HP

Cableway controls are usually located either in the machine room or, preferably, in a separate control position with good visibility so that the operator can clearly see the loading area at close range and also oversee the concrete discharge points in the dam. The approach, arrival and departure of the bucket to the concrete discharge point are usually controlled by radio or telephone from the concreting works. Closed circuit television has also been used for some dams. Control via direct acoustic and visual signals should generally be forbidden.

3.6.2.2. *Buckets*

Buckets must be suitable for the rapid discharge of low-slump concrete, with a low cement content and large maximum aggregate size. Discharge must be controllable so that a portion of the bucket contents can be discharged at will, with slow discharge near formwork to avoid disalignment. Concrete discharge should not cause coarse aggregate segregation and must be centered and vertical. Bucket capacity must be an exact number of concrete mixer batches.

3.6.2.3. *Intermediate Transport*

Transporting concrete from the concrete manufacturing plant discharge point to the cableway can employ two methods : the oldest procedure consists of directly filling a set of two to four buckets located on a self-driven platform in the concrete manufacturing plant, or employs a tractor-driven trailer either on rails or tyres. The unit is taken to the cableway hookup point. The empty bucket is deposited on the platform and a full bucket hooked up. This procedure has the advantage that concrete arrives at the works in the same state that it left the concrete mixer collection hopper and the disadvantage of the time lost in hooking up and releasing the buckets. Another procedure has been adopted to eliminate this lost time that has become general practice in dam construction since the 1950's, particularly in European technology. It consists of introducing intermediate transport with a hopper-trolley, called a silobus, that is filled by gravity from the concrete mixers, containing the exact volume of concrete corresponding to a cableway bucket. The latter is not released from the cableway hook but is docked at a bay or platform below the silobus roadway and discharges into the skip by gravity. Silobuses may run on tyres with speeds of 30 or 40 km/h or they may run on rails when a single blondin is being fed. At any event, the silobus roadway must be horizontal.

The bucket dock must be of sufficiently heavy structure to withstand the impact of cableway skips when docking. To ensure that no damage is caused to the skip or dock, tyres are usually installed to act as fenders.

3.6.2.4. Conception du blondin et adaptation

La conception et l'étude de fabrication du blondin est le résultat d'une étroite collaboration entre l'ingénieur de travaux et le fabricant du blondin.

La topographie du site du barrage et la courbure du barrage influencent le choix du type de blondin. Il est nécessaire d'examiner plusieurs solutions de disposition générale pour un ou plusieurs blondins, en fonction des conditions précitées et de la capacité requise. La solution optimale est celle comportant la portée la plus petite, les tours les plus basses et les voies de circulation les plus économiques. Le coût de la voie de circulation a une grande influence sur le choix de la solution finale. Les blondins peuvent être installés sur des tranchées, sur des remblais, sur des ponts ou sur un ensemble de ces trois types d'ouvrages.

Pour l'adaptation en plan, il y a presque toujours la solution d'étendre plus ou moins la voie de circulation de la tour afin de couvrir tout le corps du barrage, ou la solution de laisser une partie de celui-ci hors d'atteinte par le blondin, son bétonnage étant réalisé par d'autres méthodes. Pour les barrages-voûtes, un, deux ou trois blondins radiaux sont souvent adoptés avec des tours mobiles sur une voie unique, un ou plusieurs derricks étant utilisés pour le bétonnage des appuis du barrage à côté des tours mobiles du blondin ou des pylônes fixes.

Les ouvrages annexes du barrage (évacuateurs de crue latéraux, bassins d'amortissement, usines hydroélectriques, contreforts de renforcement des rives, etc.) ne sont pas des facteurs déterminants dans la conception du blondin, du fait qu'ils peuvent être bétonnés au moyen d'autres procédés ayant une plus faible capacité. Il n'est généralement pas recommandable de chercher à utiliser les blondins pour bétonner ces ouvrages annexes en raison de l'interférence avec les travaux de bétonnage du barrage.

Afin de pouvoir bétonner le même plot simultanément avec deux blondins dont les tours mobiles circulent sur une voie unique, des tours de structure asymétrique ont été conçues.

Lorsque deux blondins ou plus sont utilisés, leurs tours peuvent se déplacer sur la même voie ou sur des voies séparées. Dans le dernier cas, les câbles ne doivent pas se croiser dans toutes les positions possibles.

Une fois le blondin défini en plan et en niveau, l'emplacement de la plate-forme de circulation du dispositif de transport intermédiaire peut être déterminé en fonction du système de transport choisi.

La distance horizontale minimale admissible entre une extrémité du blondin et les points de chargement et de déchargement de la benne est précisée par le fabricant du blondin, en vue d'éviter tous dégâts au blondin dus à une flèche excessive.

On doit déterminer avec soin le niveau du quai de chargement des bennes. En théorie, le niveau idéal est celui se rapprochant le plus possible du centre de gravité du corps du barrage, car il minimise la quantité totale des mouvements de levage et de charriage. Mais cette disposition présente un inconvénient car on ne peut bétonner le plot correspondant à la plate-forme de transport intermédiaire qu'en fin de programme, ce qui n'est pas, en général, recommandable pour les barrages-voûtes et prolonge la période de bétonnage.

3.6.2.4. *Cableway Design and Adaptation*

Cableway design and layout is the result of close collaboration between the dam construction engineer and the cableway manufacturer.

Dam site topography and dam curvature affect selection of the type of cableway. It is necessary to investigate several general layout solutions for one or more cableways, as a function of the above condition and the required capacity. The optimum solution must be that of the smallest cableway span, lowest towers and most economic roadways. The roadway cost greatly influences the final solution. They may be built on cuts, fills, bridges or any combination of all three.

For plan adaptation, there is nearly always the alternative of extending the tower roadway to a greater or lesser extent in order to cover the whole dam body, or to leave part of it out of reach of the cableway for concreting with other methods. In arch dams, one, two or three radial cableways are frequently used with moveable towers on a single roadway and one or more derricks for concreting the dam abutment side of the cableway tower or fixed towers.

Auxiliary dam works, such as side spillways, stilling basins, hydroelectric power station buildings, bank reinforcing buttresses, etc., are not determining factors for blondin design, as they can be concreted with other methods having a much lower capacity. It is not generally advisable to try and utilise the blondins to concrete these auxiliary works because of interference with dam concreting.

In order to be able to concrete the same block simultaneously with two blondins whose moveable towers run on a single roadway, asymmetrical structure towers have been designed.

When two or more cableways are employed, their tower may move on the same roadway or on separate roadways. In the latter case, the cables must not cross in any of the positions possible.

Once the cableway is defined in plan and elevation, the running platform of the intermediate transport facility can be located as a function of the system of transport selected.

The minimum allowable horizontal distance from one end of the cableway both to the bucket discharge and loading point is specified by the cableway manufacturer in order to avoid damage to the cableway due to excessive deflection.

A careful study must be made to determine the level at which it is advisable to locate the bucket loading dock. Theoretically, the ideal level is that as close as possible to the dam body centre of gravity as this minimises the integral of all travelling and hoisting movements. But this arrangement has the disadvantage of having to leave the intermediate transport platform block unconcreted, in order to concrete it at the end of the programme, which is not usually advisable for arch dams and has the disadvantage of extending the concreting period.

3.6.2.5. Capacité du blondin

La capacité horaire de bétonnage au moyen d'un blondin dépend, en premier lieu, de la capacité de la benne et aussi de la durée du cycle de déplacement de la benne. La capacité mensuelle dépend, en pratique, du nombre d'heures de travail journalier, du nombre de jours de travail par semaine, et du pourcentage de temps d'utilisation du blondin pour des travaux autres que le bétonnage (transport de coffrages et d'armatures; transport et installation de conduites de vidange de fond; aide dans l'installation d'autres matériels du barrage; enlèvement de déblais rocheux au cours de la phase finale des fouilles, etc.).

La durée d'un cycle de transport varie beaucoup d'un point à l'autre du barrage. En partant des vitesses connues de levage et de charriage et en divisant le barrage en différentes zones, le cycle moyen peut être déterminé. Sans l'utilisation d'un ordinateur, le calcul est très laborieux.

Afin de préciser la durée d'un cycle complet séparant le moment où la benne du blondin est remplie du moment où elle est remplie de nouveau pour le charriage suivant, le cycle peut être décomposé en temps partiels correspondant aux opérations suivantes :

- a) Chargement de la benne : 30 secondes environ.
- b) Soulèvement et montée de la benne au-dessus du quai : 5 secondes environ.
- c) Transport aller : le temps le plus grand de transport horizontal ou vertical est pris jusqu'au point de déchargement.
- d) Positionnement et déchargement de la benne : 40 secondes environ.
- e) Transport retour : la même durée que pour le transport aller.
- f) Mise à quai de la benne.

La somme des durées des diverses opérations représente la durée du cycle.

Les transports aller et retour (opérations c) et e)) doivent inclure les temps d'accélération et de freinage, environ 5 secondes dans chaque cas, qui seront ajoutés aux durées de déplacement horizontal ou vertical obtenues en divisant les distances par la vitesse correspondante.

En général, pour des barrages de hauteur moyenne (100 m environ), situés dans des vallées en forme de V, le nombre de cycles par heure est de 20 au maximum, avec une moyenne de 18 et un minimum de 12. Au-dessous de cette dernière valeur, la performance est qualifiée de médiocre.

Le pourcentage de temps au cours duquel le blondin est disponible pour le bétonnage dépend beaucoup de son utilisation pour d'autres travaux. Pour cette raison, le rendement a été faible pour le bétonnage de barrages mettant en œuvre un seul blondin. Il est préférable d'avoir deux blondins, chacun ayant une capacité moitié moindre, ou un blondin auxiliaire qui peut participer au bétonnage pendant les périodes de pointe. En première approximation, on peut indiquer que le blondin est disponible pour le bétonnage 75 % du temps total.

Comme mentionné au paragraphe 3.6.1., la capacité horaire de transport du béton détermine les capacités des autres installations : bétonnières, dispositifs d'épandage et de vibration du béton. Les bétonnières sont généralement dimensionnées pour une capacité horaire de production supérieure de 25 % à celle du système de transport.

3.6.2.5. Cableway Capacity

Cableway hourly concrete placing capacity depends, in the first instance, on bucket capacity and then on the bucket travelling cycle time. Practical monthly capacity depends on the number of daily working hours, the number of days worked a week and the percentage of time that the cableway is used for work other than concreting, such as : transporting formwork and reinforcement; transporting and installing bottom outlet piping and assisting in the erection of other dam equipments; removing rubble during the final stage of excavation.

The cycle time varies greatly between one point of the dam and another. Starting from the known travelling and hoisting speeds and dividing the dam into different zones, the average cycle can be found. Without employing a computer, the work is very laborious.

In order to find the duration of a complete cycle from the time the cableway bucket is filled until it is refilled for the next trip, the cycle can be divided into the partial times corresponding to the following operations :

- a) Loading the bucket, around 30 seconds.
- b) Lift off and elevation of the bucket above the dock, around 5 seconds.
- c) Outgoing trip, the greatest of the horizontal or vertical travel times is taken to the discharge point.
- d) Positioning and discharging the bucket, around 40 seconds.
- e) Return trip, the same time as the outgoing trip.
- f) Docking the bucket.

The sum of the times for each operation is the cycle duration.

The outgoing and return trips, operations c) and e), must include acceleration and deceleration times, around 5 seconds in each case, that should be added to the resulting horizontal or vertical times that result from dividing the distances by the corresponding speed.

In general, for average height dams of around 100 m, in a V-shaped valley, the number of cycles per hour is a maximum of 20, with an average of 18 and a minimum of 12. Below the latter figure, cableway performance is qualified as low.

The percentage of time that a cableway is available for concreting greatly depends on whether the hook is required for other operations. For this reason, performance has been low for concreting dams constructed with a single cableway. It is preferable to have two cableways with half the capacity or an auxiliary cableway that can assist with concreting during peak periods. As a first approximation, it may be stated that the cableway is available 75 percent of the overall time for concreting.

As mentioned in 3.6.1., hourly concrete transporting capacity defines the capacities of the other placing systems : concrete mixing, and vibrating and spreading facilities for the discharged concrete. Concrete mixers are generally sized with an hourly production capacity 25 percent greater than that of the transport system.

3.6.3. Derricks

Le derrick ancien a été adapté à la construction des grands barrages. On peut l'utiliser pour le bétonnage des zones non atteintes par les blondins et il constitue un dispositif complémentaire de transport et de mise en place du béton; il peut être aussi le dispositif principal unique dans les cas où l'installation d'un blondin n'est pas économique ou topographiquement impossible. Des derricks ont été également utilisés pour des barrages dont les volumes de béton n'appelaient pas, sur le plan économique, l'installation de blondins.

L'avantage du derrick réside dans son faible coût d'installation, dans la capacité suffisante de son crochet et dans la possibilité de l'utiliser ultérieurement dans d'autres travaux de génie civil.

Les derricks modernes ont une portée de 80 m environ et une capacité du crochet de 12 à 15 t (de 1 000 à 1 200 m·t). Dans les conceptions les plus récentes, on a atteint des portées de 120 m pour des capacités de 15 à 20 t (2 500 m·t).

Les derricks peuvent être de deux types : le derrick à bras d'haubannage, avec le mât muni de bras en acier; et le derrick à câbles d'haubannage. Dans ce dernier type, la flèche plus courte que le mât permet une rotation de 360°. On peut installer des treuils à une certaine distance du derrick, en tenant compte des caractéristiques topographiques.

Les bennes utilisées dans les derricks sont identiques à celles des blondins et sont remplies par divers moyens dépendant des points d'accès possibles du matériel de transport intermédiaire. Le système de quai pour les bennes est souvent adopté pour éviter d'avoir à décrocher les bennes; la voie de circulation des silobus située sur une rive ou sur un pont de service traversant la vallée est recoupée en plan par les cercles des flèches maximales des divers derricks installés.

3.6.4. Grues mobiles

Ce paragraphe concerne les grues mobiles se déplaçant sur le sol et non les grues sur pontons traitées dans le paragraphe 3.6.5. L'utilisation de grues se déplaçant au niveau du sol, soit sur des rails, soit sur une voie pour les grues montées sur pneus ou sur chenilles, est possible pour les barrages de hauteur relativement faible.

On utilise des portiques de manœuvre, des grues à tour et des grues automotrices. Les portiques sont du même type que ceux décrits dans le paragraphe 3.6.5. Les progrès réalisés au cours de ces dernières années dans la technologie des grues automotrices et des grues sur camions, en ce qui concerne les flèches et les capacités de charge des crochets, permettent leur utilisation dans la construction des barrages minces, de faible hauteur, à condition que le sol de la vallée soit accessible à ce type de matériel.

3.6.5. Grues sur ponton

Ce dispositif comprend un ponton sur lequel des grues mobiles sont installées. Le pont est parallèle au barrage, ou à une partie de celui-ci, le tracé en plan et le niveau du pont étant tels que la flèche de la grue permette le bétonnage en tous

3.6.3. Derricks

The old derrick concept has been adapted to large dam construction, either as a means of placing concrete in areas that blonidins cannot reach, as a complementary concrete transporting and placing facility, or as the only main system in those cases where cableway installation would be uneconomic or topographically unfeasible. They have also been used in dams where the relative volume of concrete did not economically compensate for installing cableways.

The advantage of the derrick lies in its low installation cost, sufficient hook capacity and versatility for later utilization in other civil engineering construction works.

Modern derricks usually have an outreach of some 80 m and a hook capacity of 12 t to 15 t (from 1 000 to 1 200 m·t). The most up-to-date designs have achieved outreaches of 120 m for 15 to 20 t (2 500 m·t).

Derricks may be of two types : the shears derrick, with the mast secured with steel legs, and the guy derrick. In the latter, 360° rotation is possible as the boom is shorter than the mast. Winches can be installed at a certain distance from the derrick, depending on topographic characteristics.

The buckets used with derricks are similar to those of cableways and are filled by a variety of procedures, depending on the possible access points of the intermediate transporting equipment. The bucket dock system is frequently used to avoid having to unhook the buckets, with the silobus roadway situated on one bank or on a service bridge crossing the valley, crossed in the plan by the maximum outreach circles of the different derricks installed.

3.6.4. Mobile cranes

This section refers to mobile cranes running on the ground and not to the trestle-crane concrete placement system covered in 3.6.5. The use of cranes running at ground level, either on rails or on a roadway for cranes mounted on tyres or crawler tracks, is possible for relatively low dams.

Gantry, tower and self-propelled cranes are used. Gantry cranes are the same type as described in 3.6.5. The development of self-propelled and truck crane technology in recent years, both with regard to outreach and hook load capacity, allows their use for the construction of thin, low dams, provided that the valley floor is accessible for this type of equipment.

3.6.5. Trestle-crane system

This system comprises a trestle type bridge on which mobile cranes are installed. The bridge is parallel to the dam, or to part of it, with an alignment and level such that the crane outreach allows concrete to be placed at all discharge points. Three

points. Trois types de grues sont utilisés : portique circulant sur des rails posés sur les deux côtés du pont; grue pivotante sur chemin de roulement; grue mobile sur chenilles ou sur camion, se déplaçant le long du pont. Une caractéristique de ce système est sa souplesse concernant la capacité de bétonnage, le nombre de grues sur le pont pouvant être augmenté ou diminué à volonté; son inconvénient majeur est le coût élevé du pont devant supporter des engins lourds. Ce dispositif convient à la construction des grands barrages-poids, rectilignes ou légèrement incurvés en plan, de volume de béton important, dans des vallées larges où les conditions topographiques ne sont pas propices aux blondins.

Le dispositif de grue sur ponton a été utilisé de façon extensive aux États-Unis. Un nombre suffisant de grues à « tête de marteau » fut installé sur des chemins de roulement au barrage Grand Coulee pour obtenir une capacité totale de bétonnage de 17 000 m³/jour, dans des conditions défavorables. Le béton n'étant pas refroidi artificiellement, les dimensions des plots étaient de 15 × 15 m.

Le ponton doit être conçu en fonction du coût de la grue. Il est, en général, plus économique d'utiliser des grues ayant une hauteur de portique et une longueur de flèche plus grandes que de construire de très hauts ponts. La situation en plan et en niveau du ponton nécessite une étude particulière détaillée. Théoriquement, l'emplacement le plus favorable du tablier du ponton est celui qui conduit au parcours minimal de la benne entre le véhicule de transport de la benne stationné près du crochet de la grue et le centre de gravité du barrage. Pour les barrages minces, le ponton peut être situé à l'extérieur du tracé en plan du barrage, soit à l'amont si un remplissage partiel de la retenue n'est pas prévu pendant les travaux de construction, soit, dans le cas contraire, à l'aval sur des pylônes en acier scellés dans le béton, sauf dans le cas de barrages très minces.

Pour les barrages-poids très épais, le tablier du ponton est situé à différents niveaux au cours de la construction, ou deux ponts parallèles sont installés.

Le système de transport entre les bétonnières et les grues comprend généralement : un camion-benne sous le point d'accrochage de chaque grue, un camion-benne au point de chargement du béton et divers camions-bennes en cours de route, leur nombre dépendant de la distance de transport.

Comme pour les blondins, la capacité horaire de la centrale à béton doit être de 25 % environ supérieure à celle des grues.

3.6.6. Tapis transporteurs

Actuellement, le seul système de transport et de mise en place continu du béton est le tapis transporteur. L'évolution de la technologie vers des bétons à consistance presque sèche ou sans slump a permis l'utilisation des tapis transporteurs pour le bétonnage des barrages.

Au cours de ces 15 dernières années, il y a de nombreux exemples de barrages dont la construction a fait appel à des tapis pour la mise en place de bétons sans slump, de dimension maximale de granulats égale à 75 mm. Un tapis de 60 cm de largeur, d'une vitesse de 244 m/min, peut transporter 380 m³/h. Il ne semble pas

types of crane are employed : gantry cranes moving on rails laid on both sides of the bridge, revolving cranes on crane track, or crawler track or truck-mounted mobile cranes moving along the bridge deck. A characteristic of this system is its flexibility with respect to concrete placing capacity as the number of cranes on the bridge may be increased or reduced at will; its main disadvantage is the high cost of the heavy-duty bridge structures. It is suitable for the construction of large gravity dams that are straight or slightly curved in plan, with a large concrete volume, in wide valleys where topographical conditions make cableways unsuitable.

The trestle-crane system has been extensively used in USA. Sufficient hammer head cranes were installed on crane tracks on the Grand Coulee dam project to achieve a total concreting capacity of 17 000 m³ per day, in unfavourable conditions. Block sizes were 15 × 15 m as the concrete was not artificially cooled.

The trestle must be designed as a function of crane cost. It is generally more economic to use cranes with a greater gantry height and longer boom length than to build very high bridges. The trestle location in plan and elevation requires a detailed individual study. Theoretically, the most advantageous position of the trestle deck is that which allows minimum bucket travel from the bucket transporting vehicle at the crane hookup point to the dam centre of gravity. For thin dams the trestle may be located outside the dam plan, upstream, if partial filling of the reservoir is not scheduled during dam construction, or, otherwise, downstream on steel towers that are generally embedded in the concrete, except for the case of very thin dams.

In very thick gravity dams, the trestle deck is situated at different levels during construction, or two parallel bridges are installed.

Intermediate transport between the concrete mixers and cranes usually is carried out through a bucket car under the hookup point of each crane, a bucket car in the concrete loading point and various bucket cars in transit, the number of which depends on the transport distance.

Similarly to the method described for cableways, the hourly capacity of the concrete mixing plant must be around 25 percent greater than that of the crane system.

3.6.6. **Belt conveyors**

At present, the only continuous mass concrete placing and transporting system for dam construction is the belt conveyor. The use of belt conveyors for concreting dams was possible as concrete technology evolved towards nearly dry consistency or no-slump concretes.

Over the last 15 years there have been examples of dams constructed with belt conveyors for placing no-slump concretes, with a maximum aggregate size of 75 mm. A 60 cm wide belt at a speed of 244 m/min can transport 380 m³/h. There do not seem to be any serious segregation problems, provided that properly tensioned belts

y avoir de problèmes de ségrégation, à condition d'utiliser des tapis convenablement tendus, équipés, aux points de transfert et de déchargement, de dispositifs permettant de remélanger le mortier sur le tapis. On peut accepter des granulats dont la dimension maximale va jusqu'à 150 mm. Néanmoins, plusieurs projeteurs n'autorisent pas l'utilisation de tapis transporteurs pour les barrages nécessitant un béton de haute qualité.

Des tronçons de tapis de 100 à 150 m de longueur peuvent être installés sur la voie principale de transport, des chutes verticales étant admises à condition de contrôler qu'elles ne conduisent pas à des ruptures de pierres et à une ségrégation inacceptable. On peut décharger le béton latéralement en tout point du tapis, au moyen d'un dispositif de basculement ou d'un déflecteur.

La distribution du béton depuis le tapis principal jusqu'au point de déchargement est réalisée par des tapis secondaires perpendiculaires au tapis principal, qui circulent en parallèle sur des rails supportés par des structures simples. L'alimentation du tapis s'effectue depuis une trémie alimentée par un système de transport intermédiaire depuis la centrale à béton.

Le rapport R 7-Q 43 présenté par D. H. Basgen au XI^e Congrès CIGB (Madrid 1973) donne un exemple de tapis transporteur.

3.6.7. Transport et mise en place au moyen de camions à benne basculante

Des camions à benne basculante qui déchargent directement le béton sur les levées ont été utilisés pour transporter le béton de la centrale à béton jusqu'à la zone de bétonnage, dans la construction de barrages-poids présentant des plots de grandes dimensions ou sans joints de contraction (retrait). Le béton est épandu par bulldozer et consolidé par vibration. Cette méthode de transport est également adoptée pour les bétons maigres, de consistance sèche, compactés au rouleau vibrant, dans la nouvelle technique récemment introduite pour la construction de grands barrages conçus avec des bétons de faible résistance.

Des expériences existent en Italie, Canada, États-Unis et URSS, sur la méthode de mise en place du béton au moyen de camions à benne basculante : barrage Alpe Gera, en Italie [63] et barrage Tocktogul en URSS [76].

3.6.8. Transport de béton secondaire

En dehors du béton de masse qui constitue le corps de l'ouvrage, il y a d'autres types de béton dans la construction des barrages, qui sont appelés « secondaires » par rapport au béton principal; ils représentent des volumes relativement faibles et couvrent un vaste domaine de caractéristiques; les méthodes de transport et de mise en place de ces bétons ne sont pas spécifiques aux barrages.

Les procédés de transport et de mise en place des bétons secondaires varient beaucoup et s'appliquent aux travaux de béton en général. Le volume de tels bétons transportés séparément est nettement inférieur à celui du béton de masse destiné au corps du barrage. La dimension maximale des granulats dépasse rarement 60 mm et la consistance du béton frais est beaucoup plus plastique.

have been used, fitted with wipers at the transfer and discharge points to remix the mortar on the belt. Aggregate of up to a maximum size of 150 mm may be used. Nevertheless, many designers do not allow belt conveyors to be used in dams requiring high quality concrete.

Conveyor belt sections 100 to 150 m long can be used for the main transport line, with vertical falls in the transport system being allowable provided that they are controlled and monitored with respect to the non-breakage of stones and allowable segregation. Concrete may be discharged laterally from any point of the belt conveyor using a tripper or deflector.

Concrete distribution from the main belt to the discharge point is by secondary belt conveyors perpendicular to the main belt, that run in parallel on rails supported by simple structures. The belt feeder system is from a hopper that is fed in turn by an intermediate transport system from the concrete manufacturing plant.

Report Q 43, R-7, submitted by D. H. Basgen in the XI Congress on Large Dams, Madrid 1973, can be consulted for an example of the belt conveyor system arrangement.

3.6.7. Transporting and placing with dump trucks

Dump trucks that tip the concrete directly into the lifts have been used to transport concrete from the concrete manufacturing plant to the concreting works for the construction of some gravity dams with large blocks or without contraction joints. A bulldozer spreads the concrete which is then consolidated by vibration. This transport method is also used for dry and lean concretes compacted by vibrating rollers, in the new technique that has recently been introduced for the construction of large dams designed with low-strength concretes.

Experience exists for this concrete placing method using dump trucks in Italy, Canada, the USA and the USSR. Examples are the construction of the Alpe Gera dam (Italy) [63] and Tocktogul (USSR) [76].

3.6.8. Secondary concrete transport

Apart from the mass concrete that forms the body of the structure, there are other types of concrete in dam construction that are called "secondary" with respect to the main concrete, involving a relatively small volume and having a wide range of structural characteristics, where the transporting and placing procedure is not specific to the dams.

Secondary concrete transporting and placing methods vary considerably and are common to concrete works in general. The volume of the masses transported individually is much less than the mass concrete for the dam body. Maximum aggregate size rarely exceeds 60 mm and fresh concrete consistency is much more plastic.

3.6.9. Choix du dispositif de transport

Les deux principaux facteurs intervenant dans le choix des dispositifs de transport et de mise en place du béton sont :

- a) la topographie du site du barrage;
- b) la conception du barrage.

En ce qui concerne le dispositif de transport, on peut classer les sites de barrages en quatre groupes principaux, suivant la forme de la vallée (Fig. 25), et indiquer les types de transport de béton utilisés suivant le type de barrage (Tableau de la Fig. 25).

Type I. Vallées en forme de V. Ces sites de barrages sont caractérisés par des vallées d'érosion glaciaire ou fluviale, dans des terrains paléozoïques ou dans des roches sédimentaires stratifiées à fort pendage. Les versants sont plus ou moins raides, de pente variant en général de 1/2 à 1/1 (V/H), avec une topographie douce ou accidentée, dépendant de la résistance plus ou moins uniforme à l'érosion des formations rocheuses, de l'étendue de l'activité tectonique et des systèmes de discontinuité de la roche. Ce sont des vallées étroites, avec la rivière coulant au fond.

Ce type de vallée se rencontre très souvent dans les sites de grands barrages des Alpes Suisses et Italiennes et dans de nombreux sites de barrages Espagnols, Portugais et Japonais.

A l'exception des petits barrages (ne dépassant pas 15 m de hauteur) qui peuvent être desservis par des grues installées au niveau du sol, par des derricks ou par des grues mobiles (grues à tour, grues sur chenilles ou sur camion), les blondins sont le dispositif de transport le plus courant pour les barrages dépassant une certaine hauteur, quel que soit le type (poids, voûte, poids évidé, contreforts, voûtes multiples).

Lorsque les conditions topographiques sont très défavorables à l'installation d'un blondin, en raison du terrain accidenté rendant coûteuse la construction de la voie de la tour mobile du blondin, les derricks modernes, avec des portées de 80-100 m et des capacités de charge de crochet de 6 à 12 t, résolvent les problèmes de bétonnage des barrages même de très grande hauteur, si le volume du barrage n'est pas trop élevé (grands barrages-poids).

Dans les vallées en forme de V, la solution la plus économique est l'utilisation de derricks, lorsque un ou deux emplacements de derricks permettent de couvrir l'ensemble de la zone du barrage. Cependant, quand une plus grande capacité horaire de bétonnage est exigée, la solution optimale est le blondin complété, si nécessaire, par un derrick dans les zones des appuis près du pylône fixe, que le blondin ne peut atteindre.

Les avantages et inconvénients du blondin peuvent être résumés comme suit :

Avantages :

1. Capacité horaire élevée.
2. Vitesse de levage élevée, avec une grande capacité du tambour du câble de levage. Ces conditions font que le blondin est un dispositif approprié au bétonnage des barrages de grande hauteur.
3. Matériel très fiable, avec peu de pannes. Les changements de câbles peuvent être programmés d'avance.

3.6.9. Selection of transport system

The two main factors that determine selection of concrete placing and transporting systems in the mass of the dam are :

- a) Dam site topography.
- b) Dam design.

With respect to the transport system, we can classify dam sites into four large groups, according to the valley shape (Fig. 25), and indicate the types of concrete transport systems employed, according to the dam type (Table of Fig. 25).

Type I. V-shaped Valley. These are typical dam sites in glacial or fluvial erosion valleys in paleozoic terrain or in steep dipping stratified sedimentary rock. The sides are more or less steep, generally around 1/2 to 1/1 (V/H), with a gentle or rough topography, depending on the more or less uniform erosion resistance of the rock formation, the extent of tectonic intensity and the rock discontinuity systems. These are narrow valleys with the river running along the bottom.

This type of dam site is very frequent in large dams in the Italian and Swiss Alps and in many Spanish, Portuguese and Japanese dams.

Except for small dams (generally not exceeding 15 m in height) that can be served by cranes installed at ground level, either derricks or mobile cranes such as tower cranes and crawler track or truck-mounted cranes, cableways or blondins are the most normal transport systems in dams exceeding a certain height, whatever the design (gravity, arch, hollow gravity dam, buttress dam or multiple arch dam).

When topographical conditions are highly unfavourable for cableway installation, due to rough ground making construction of the cableway moving tower roadway uneconomic, modern derricks with an outreach of 80-100 m and a hook load capacity of 6 to 12 t solve the concreting problem of even very high dams, if the dam volume is not too great (large gravity dams).

In the typical case of the V-shaped valley, the most economic solution is to employ derricks when these can cover the whole dam area with one or two derrick locations. However, when a higher hourly concreting capacity is required, the optimum solution is a cableway complemented, if necessary, with a derrick in abutment zones near the fixed tower that the cableway does not reach.

The advantages and disadvantages of cableways may be summarised as follows :

Advantages :

1. High hourly capacity.
2. High hoisting speed with a great hoisting rope drum capacity. These conditions make the cableway an adequate system for concreting high dams.
3. Very reliable equipment, with few breakdowns. Cable changeovers can be scheduled in advance.

4. Tous les éléments fixes sont en dehors de la zone du barrage, ce qui permet le montage du blondin au cours de la phase des fouilles du barrage et même avant la dérivation de la rivière. Le bétonnage peut commencer dès la fin des fouilles et de la préparation de la fondation, sans délais intermédiaires.

5. Il est hors d'atteinte par les crues.

6. Il est en dehors de la zone de projection de roches provenant des abattages.

7. Des routes d'accès spéciales ne sont pas nécessaires pour le transport de machines et de matériels lourds jusqu'au chantier de bétonnage.

8. Il peut assurer divers transports lors de travaux autres que le bétonnage : enlèvement de souillures de fouilles localisées et nettoyage des fondations ; transport de divers matériels et machines. Il est un élément auxiliaire très précieux pour l'installation des conduites de vidange de fond et de prise d'eau.

Inconvénients :

1. Capacité maximale de mise en place du béton strictement limitée ; elle ne peut être augmentée au cours de la construction du barrage.

2. Coût élevé des ouvrages de génie civil, en particulier de la voie de circulation de la tour mobile, ce qui rend les blondins non économiques pour les barrages de petite hauteur et de faible volume de béton.

3. Difficilement utilisable pour d'autres travaux ; en pratique, il est seulement utile pour la construction du barrage en béton.

4. Nécessite certaines conditions topographiques sur les sites de barrages qui, si elles sont en général remplies dans les vallées en V et en U (types I et II), ne le sont pas dans les vallées larges (type III).

Type II. Vallées en forme de U. Ces sites de barrages sont caractérisés par des vallées aux versants presque verticaux ou très raides, appelées couramment : canyons, gorges, resserrement local de la vallée, etc., creusées par érosion fluviale dans des bancs rocheux presque horizontaux. On trouve des exemples de barrages, construits dans des vallées en forme de U, dans les canyons des rivières d'Amérique du Nord.

La solution type optimale pour les barrages implantés dans les vallées en U, en dehors des vallées qui rentrent dans le type III, est le blondin radial et même le blondin parallèle, la configuration topographique de la vallée avec des versants presque verticaux et la partie supérieure plate permettant l'installation facile de blondins parallèles.

Dans les vallées étroites, la grue sur ponton ne présente pas d'avantages, étant donné qu'elle doit être installée après la dérivation de la rivière et l'achèvement des fouilles de fondation, ce qui allonge inutilement la durée de construction du barrage. D'autre part, le pont de ces grues est susceptible d'être endommagé par des crues éventuelles. D'un point de vue économique, la grue sur ponton ne peut pas concurrencer le blondin, en ce qui concerne le montant des investissements.

Cela s'applique également aux derricks et aux grues mobiles pour des barrages situés dans des vallées du type II (vallées en U), et du type I (vallées en V). Les derricks conviennent lorsque l'installation de blondins n'est pas économique du fait du faible volume de béton ou du terrain accidenté rendant très difficile la

4. All fixed elements are outside the dam area, which allows the cableway to be erected during the dam excavating phase and even before river diversion. It allows concreting to be started as soon as the excavation and preparation of the foundation are finalized, without intermediate delays.

5. It is outside the reach of floods.

6. It is outside the range of flying rocks from blasting.

7. It does not require specific access roads for transporting heavy materials and machines to the concreting jobsites.

8. It has a range of uses as a transport facility for operations other than concreting, mucking out of localized excavations and cleaning the foundations; and also for transporting sundry machinery and materials. It is a highly valuable auxiliary element for installing bottom outlets and water intake conduits.

Disadvantages :

1. Maximum concrete placing capacity strictly limited. Cannot be increased during dam construction.

2. High cost of civil works, particularly the moving tower roadway, making cableways uneconomic for low dams with a small volume of concrete.

3. Relatively unversatile. Practically only useful for concrete dam construction.

4. Requires certain topographical conditions of the dam sites that, although usually fulfilled in V- and U-shaped valleys (types I and II) are not suitable for wide valleys (type III).

Type II. U-Shaped Valleys. These are dam sites with nearly vertical or very steep valley sides, commonly called : canyons, gorges, local narrowing of the valley, etc., caused by fluvial erosion in nearly horizontally stratified rocks. Examples of dams in U-shaped valleys are those constructed in the canyons of North American rivers.

The typical and optimum solution in dams in U-shaped valleys, apart from valleys that would enter under the type III classification, is the radial and even the parallel cableway as the topographical configuration of the valley with nearly vertical escarpments and the flat upper part, allows parallel tower blondins to be easily installed.

In narrow valleys the trestle-crane system has no advantages, as it must be installed after diverting the river and completing foundation excavations, which unnecessarily extends the dam execution period. On the other hand, the bridge for these cranes would be subjected to possible flood damage. From the economic point of view, the capital cost of the trestle-crane system cannot compete with cableways.

The same can be said of derricks and mobile cranes in dams located in type II U-shaped valleys, as in type I valleys. Derrick cranes are suitable for cases where it is not economically feasible to install blondins due to the low volume of concrete, or to rough terrain making construction of the cableway moving tower roadway

construction de la voie de circulation de la tour mobile. L'utilisation de grues mobiles au niveau du sol est peut-être la solution la plus appropriée pour les petits barrages.

Type III. Vallées larges. Ce groupe comprend les sites de barrages dans des vallées larges, de rapport longueur/hauteur élevé, présentant des versants à pente douce dans un V très ouvert, et les sites à fond pratiquement horizontal et aux versants de toute pente et même presque verticaux. La topographie du site du barrage ne permet pas l'installation de blondins.

Pour les barrages dépassant une certaine hauteur, le procédé type de mise en place du béton est la grue sur ponton.

La grande longueur de quelques barrages du type III nécessite de longues distances horizontales de transport entre la centrale à béton et le point de déchargement. Le dispositif de transport doit avoir une grande capacité, le volume de béton de ces barrages étant important quand leur hauteur est élevée. La grue sur ponton convient pour les longues distances horizontales de transport; sa capacité est très souple, car il est seulement nécessaire d'augmenter le nombre de véhicules de transport et le nombre de grues sur le pont, en fonction des variations du programme de bétonnage, et dans la mesure où les fouilles de fondation sont achevées. En raison de la grande longueur de ce type de barrage, on peut commencer le bétonnage dans des zones du barrage, alors que les travaux de fouilles se poursuivent. La solution la plus courante dans les larges vallées est la dérivation de la rivière au moyen d'enceintes successives de batardeaux.

Dans quelques cas, une variante à la grue sur ponton est le tapis transporteur, moins coûteux à installer que le pont de la grue et convenant aux longues distances horizontales de transport, avec une capacité horaire élevée de production.

Le système le plus économique pour des petits barrages peut être constitué par des grues mobiles se déplaçant sur le terrain ou des derrick, si une plus grande portée est nécessaire, soit du fait de la largeur du barrage, soit pour franchir le lit de la rivière.

Type IV. Vallées mixtes. Ce groupe comprend des sites de barrages qui ont été retenus peu souvent dans le passé, mais l'ont été dans la dernière décennie : barrages dont le niveau de la crête dépasse la partie supérieure des versants de la vallée proprement dite. Ce type de barrage comporte un ouvrage central dont les appuis sont prolongés par de longues digues latérales construites différemment. Le site du barrage est, en général, une vallée en V ou en U dans la partie centrale, le prolongement sur chaque rive ayant les caractéristiques de la vallée large du type III.

Le choix du dispositif de transport du béton dans les vallées du type IV revêt une plus grande importance que pour les types décrits ci-dessus, en particulier dans la partie centrale du barrage, tandis qu'il est identique à celui des larges vallées pour les digues latérales. Étant donné la nature particulière des barrages construits dans ce type de vallée, on ne peut donner des recommandations générales. Deux exemples sont décrits ci-après : le barrage Almendra (Espagne) et le barrage Daniel Johnson (Canada).

Le barrage Almendra, barrage-voûte de 202 m de hauteur comportant deux digues latérales en remblai, est un exemple de configuration topographique difficile ayant nécessité une solution inhabituelle. L'installation de bétonnage comprenait deux blondins radiaux de 20 t, de 940 m de portée. Le point fixe de chaque blondin

excessively difficult. It is possible that the use of mobile cranes at ground level is the most suitable solution for small dams.

Type III. Wide Valleys. This group includes dam sites with a high length/height ratio in wide valleys with gently sloping sides in a very open V-shape, and those with a practically horizontal base with sides at any gradient or even nearly vertical. Dam site topography does not allow cableways to be installed.

For dams exceeding a certain height the typical concrete placing procedure is the trestle-crane system.

The great length of some type III dams requires long horizontal transport distances of the concrete from the mixing plant to the discharge point. Also, a high production capacity is required of the transport system, as the total concrete volume of these large dams is considerable whenever their height is significant.

The trestle-crane system is suitable for long horizontal transport distances and its capacity is highly flexible, as it is only necessary to increase the number of transport vehicles and number of cranes on the bridge, depending on the varying requirements of the concreting schedule, and to the extent that foundation excavation is completed. The relatively great length of this type of dam allows the concreting phase to be started in sections, while work continues on the excavations.

The most common system in wide valleys is to divert the river through successive cofferdam enclosures.

In some cases, belt conveyors may be an alternative solution to the trestle-crane, being cheaper to install than constructing the crane bridge and suitable for long horizontal transport distances, with a high hourly production capacity.

The most economic system for small dams may be mobile cranes moving over the ground or derricks, if a greater outreach is required, either due to dam width or to span the river bed.

Type IV. Mixed Valleys. This group includes cases of dam sites that were utilized relatively infrequently in the past but have been used in the last decade for the siting of dams where the crest elevation surpasses the high part of the sides of the valley itself. This dam comprises a central structure with abutments extended with long dikes of another type of construction. The dam site is generally a V-shaped or U-shaped valley, in the central part and an extension on each bank with the characteristics of the type III wide valley.

Selection of the concrete transporting system in type IV valleys involves greater importance than for the types described above, particularly in the central part of the dam, whilst is similar to wide valleys for the side dikes. Given the individual nature of dams constructed in this type of valley, general guidelines cannot be given. Two examples are described below : the Almendra dam (Spain) and the Daniel Johnson dam (Canada).

The Almendra dam, a 202 m high arch dam with two lateral embankments, was a case of a difficult topographical configuration that required a relatively unusual solution. The concrete placing equipment comprised two radial 20 t cableways with 940 m span. The fixed point of each cableway was a 200 m high mast weighing 500 t,

était un pylône de 200 m de hauteur, pesant 500 t, avec des tirants de fixation à mi-hauteur et au sommet de chaque pylône fixe. Les pylônes étaient articulés à mi-hauteur et à la base, en vue d'absorber les mouvements provenant des variations de charge sans déformer la structure en acier. Les tours mobiles sur la rive droite de la vallée avaient 50 m de hauteur et se déplaçaient sur une voie circulaire de 35 m de largeur prolongée par un pont en béton armé, de 65 m de hauteur. Ce dispositif permit la mise en place de plus de 80 000 m³ de béton par mois. Le volume total de béton est de 2 100 000 m³. La zone du barrage non desservie par les deux blondins fut bétonnée au moyen de deux derricks de 12 t et de 80 m de portée, situés sur la rive gauche, en deux emplacements successifs.

Le barrage Daniel Johnson, de 1 330 m de longueur, est un du type à voûtes multiples. Le barrage a une hauteur de 215 m, dont 45 m correspondent à une gorge de 27 m de largeur au centre de la vallée. Il comprend 14 voûtes : une grande voûte centrale, de 161 m de portée et de 170 m de hauteur, et 13 voûtes latérales espacées de 75 m entre axes des contreforts. Le volume de béton est de 2 294 000 m³. Le béton a été mis en place au moyen de trois blondins radiaux, ayant une capacité de benne de 8 m³ et une portée de 1 110 m. Les trois pylônes fixes étaient des structures en acier de 112 m de hauteur. Deux tours mobiles utilisaient la même voie et la troisième tour utilisait une autre voie à un niveau inférieur, à l'amont de l'appui rive droite du barrage. La capacité maximale mensuelle de bétonnage a été de 100 000 m³, avec un maximum journalier de 4 810 m³. En raison du climat extrêmement froid, il y avait seulement 140 jours effectifs de bétonnage par an.

3.7. MISE EN PLACE ET CURE DU BÉTON

3.7.1. Hauteur et répartition des levées

Un des premiers aspects de l'étude de la construction d'un barrage en béton est la division de l'ouvrage en éléments destinés à être bétonnés de façon continue.

Dans le projet, le barrage est divisé en plots par des joints de contraction (retrait) verticaux ou subverticaux de direction transversale. Le projet peut aussi comporter des joints de contraction longitudinaux verticaux afin de subdiviser les plots dont les dimensions trop grandes ne répondent pas au critère de retrait thermique du béton.

Chaque plot, défini par les joints de contraction et les parements du barrage, doit être fractionné en tranches horizontales ou levées.

La hauteur des levées est généralement uniforme dans tout le barrage et est comprise entre 1,50 m et 3,00 m; toutefois, certains barrages ont été bétonnés avec des levées de 1,20 m et même de 0,75 m de hauteur. Il n'est pas souhaitable de réduire la hauteur des levées, car cela augmente le nombre de joints de reprise et crée des plans de faiblesse. Le coût de la construction du barrage est également augmenté.

La hauteur des levées est déterminée à partir de deux critères fondamentaux : la dissipation de la chaleur d'hydratation; les économies dans la manutention et la construction des coffrages. L'expérience montre que le critère lié à la chaleur d'hydratation conduit à ne pas dépasser 1,50 m pour la hauteur des levées, car au-delà le refroidissement artificiel du béton est nécessaire. Le coffrage au-dessus de 3 m de hauteur n'est pas économique, en général. Par conséquent, les hauteurs de levée pour les barrages non refroidis artificiellement sont le plus souvent de 1,50 m, des hauteurs

with cable stays halfway up and at the top of each fixed tower. The masts were hinged halfway up and at the base, to absorb movements arising from load variation without deforming the steel structure. The moving towers on the right bank of the valley were 50 m high and ran on circular 35 m wide track that was extended with a 65 m high reinforced concrete bridge at the end. The bucket deck platform comprised a steel structure 65 m high at the end. With this equipment it was possible to concrete more than 80 000 m³ per month. The total concrete volume is 2 100 000 m³. The dam area not covered by the two cableways was concreted with two 12 t derricks with an 80 m outreach, located on the left bank, in two successive positions.

The 1 330 m long Daniel Johnson dam is the multiple arch type. The dam is 215 m high overall, of which 45 m correspond to a 27 m wide gorge in the valley centre. It comprises 14 arches, one large central arch with a 161 m span and 170 m high, together with 13 side arches spaced 75 m between buttress axes. The dam concrete volume is 2 294 000 m³. The concrete was placed with three radial cableways with a bucket capacity of 8 m³ and a span of 1 110 m. The three fixed towers were 112 m high steel structure masts. Two moving towers used the same roadway and the third tower used another roadway at a lower level, upstream of the right dam abutment. The maximum monthly concrete placing capacity was 100 000 m³ with a maximum daily rate of 4 810 m³. Due to the extremely cold climate, there were only 140 effective concreting days per year.

3.7. PLACING AND CURING OF CONCRETE

3.7.1. Lift height and distribution

One of the initial planning aspects of concrete dam construction is the division of the structure into elements to be continuously concreted. In the design, the dam is divided into blocks by contraction joints that are vertical or sub-vertical in the transverse direction. The design may also include vertical longitudinal contraction joints to subdivide those blocks that would be excessively large by criteria of concrete thermal shrinkage.

Each block, defined by the vertical contraction joints and dam faces, must be split up into horizontal slices or lifts.

Lift height is usually uniform throughout the dam and generally lies between 1.50 m and 3.00 m, although some dams have been concreted in lifts of 1.20 m and even 0.75 m high. It is not advisable to unnecessarily reduce lift height as the number of horizontal lift joints is multiplied, creating planes of structural weakness. Also dam construction cost is increased.

Lift height is determined by two basic criteria : dissipation of the heat of hydration and formwork handling and construction economics. Experience indicates that a height of 1.50 m should not be exceeded from the heat of hydration dissipation point of view, as artificial cooling of the concrete is necessary for greater heights. Formwork over 3 m high is generally uneconomic. Consequently, lift heights for non-artificially cooled dams are generally 1.50 m, with heights of between 2.00 m and 3.00 m maximum being adopted when artificial cooling is employed. In some

entre 2 m et 3 m au maximum étant adoptées lorsque le refroidissement artificiel est utilisé. Dans certains pays aux climats froids, on a adopté des levées de grande hauteur (15 m) pour réduire les percolations d'eau et minimiser la fissuration aux températures descendant même en dessous de 0 °C.

Les levées sont, en général, définies par des plans horizontaux dont les cotes sont les mêmes pour tous les plots du barrage; cependant, on a interdit la continuité des joints de reprise entre plots adjacents de certains barrages-voûtes, pour éviter qu'une fissuration horizontale éventuelle ne se développe à travers tout le barrage. Cette interdiction complique les travaux de construction, bien qu'elle puisse être justifiée dans certains cas. On admet, en général, que le traitement du joint entre levées sera exécuté de telle façon que le risque de « décollement » sur le joint soit presque inexistant, ce qui ne justifie pas de décaler les joints sur une demi-hauteur entre plots adjacents.

Il est recommandé de réduire à 1 m environ l'épaisseur des levées au contact des fondations rocheuses, en vue de faciliter la dissipation de la chaleur d'hydratation et d'éviter la fissuration du béton qui est totalement confiné par le rocher.

3.7.2. Séquence de bétonnage

La séquence d'exécution des levées successives dans un même plot doit être spécifiquement déterminée dans le projet de chaque barrage, en tenant compte de la température ambiante, de l'épaisseur de levée, de la chaleur d'hydratation par m³ de béton, de l'adoption ou non d'un refroidissement artificiel, et en examinant si les levées correspondent à un plot intermédiaire situé entre deux plots déjà bétonnés au même niveau. Ces conditions limitent le rythme de bétonnage des levées successives. Par temps doux, le temps minimal séparant deux levées successives est fixé à 72 heures; il est augmenté lorsqu'il fait chaud.

A l'autre extrême, on doit limiter le temps séparant l'exécution de deux levées successives, afin d'éviter la séparation ou la fissuration de la levée mise en place sur du béton à un stade avancé de durcissement et de contraction. Il est recommandé de ne pas laisser plus de deux semaines entre le bétonnage de deux levées successives. Il est difficile de satisfaire à cette recommandation pour toutes les levées, mais, de toute façon, une interruption dans le bétonnage des plots doit être une exception correctement programmée et justifiée par des nécessités de construction (voir paragraphe 1.3.4. Programme de bétonnage).

La différence minimale de niveau entre deux plots adjacents est déterminée par la hauteur libre nécessaire au coffrage, deux ou trois levées en général. Dans les barrages-voûtes dont le parement aval est en surplomb, des spécifications peuvent limiter la différence maximale de niveau entre tous les plots, afin d'assurer que l'ouvrage travaille en arc au-dessus d'une certaine hauteur; on évite ainsi des contraintes de traction sur le parement amont, dues au travail des plots en surplomb en consoles indépendantes. Dans quelques cas, en vue de maintenir la température du barrage relativement uniforme, la différence de niveau des plots non adjacents a été limitée. D'autre part, d'autres limitations de hauteur peuvent être établies pour des plots non adjacents, en considérant la possibilité de tassements différentiels de la fondation.

countries with cold climates very high lifts (15 m) have been adopted to reduce water seepage and minimise cracking at temperatures even below zero degrees centigrade.

Lifts are generally defined by horizontal planes at the same level for all dam blocks, although the continuity of horizontal lift joints between adjacent blocks has been prohibited in some arch dams, to avoid a potential horizontal crack developing throughout the dam. This prohibition complicates construction work, although it could be justified in some cases. The general view is that joint treatment between lifts can and should be carried out so as to ensure that the risk of detachment is so remote that the complication of staggering lifts by half the height between adjacent blocks is not justified.

It is advisable to reduce the thickness of lifts in contact with foundation rock to around one metre, in order to facilitate heat dissipation and to avoid cracking of the concrete, that is completely constrained by the rock.

3.7.2. Concreting sequence

The concreting sequence for successive lifts in the same block has to be individually specified in the design for each dam, on the basis of ambient temperature, lift thickness, heat of hydration per m³ of concrete, on whether or not the lifts correspond to an intermediate block between two blocks already concreted at the same level and on whether or not artificial cooling is employed. These conditions limit concreting frequency for successive lifts. In mild weather, the minimum time between lifts is fixed at 72 hours, which is extended during hot weather.

At the other extreme, a limit must be placed on the time lapsing between concreting successive lifts, in order to avoid detachment or cracking of the lift placed on concrete at an advanced stage of hardening and completely contracted. It is not advisable to leave more than two weeks between concreting successive lifts. It is difficult to comply with this recommendation for all lifts but, at any event, interruption in the concreting of blocks must be a properly programmed exception, justified by dam construction requirements. (See 1.3.4. “ Concreting Schedule ”.)

The minimum level difference between adjacent blocks is determined by the free height required for formwork, generally two or three lifts. In arch dams where the downstream face is out of plumb, specifications may limit the maximum level difference between all blocks to ensure the structure works as an arch above a certain height, and thus avoid possible tensile stresses in the upstream face, caused by the blocks out of plumb working as independent cantilevers. In some cases, to maintain dam temperature relatively uniform the difference in level of non adjacent blocks has been limited. On the other hand, other height limits must be established for non adjacent blocks or a set of adjacent blocks, considering the possibility of differential settlement of the foundation.

3.7.3. Préparation avant le bétonnage

3.7.3.1. Nettoyage de la fondation rocheuse

Lors de l'achèvement des fouilles et du traitement de surface des accidents géologiques (joints remplis d'argile ou de mylonite, veines et failles de roche altérée, etc.), la surface de contact béton-rocher doit être soigneusement nettoyée. Les surfaces rocheuses trop lisses seront rendues rugueuses. On utilise des jets d'eau et d'air comprimé comme moyen principal de nettoyage, suivi d'un nettoyage à la main. L'eau se trouvant sur la surface est facilement enlevée au jet d'air. Les détritiques sont évacués au moyen des installations de bétonnage (blondins, grues) ou au moyen de grues auto-motrices lorsque l'accès est possible. Si le rocher de fondation est altérable, il est souhaitable de le protéger par une couche de gunite.

3.7.3.2. Humidification de la fondation rocheuse

Lors de la mise en place du béton sur la fondation, le rocher doit être humide, mais sans eau à la surface. Dans certains cas, on devra procéder à un arrosage afin de maintenir la teneur en eau du rocher. De toute façon, on éliminera les flaques d'eau avant le bétonnage.

3.7.3.3. Vérification des coffrages, armatures et autres éléments noyés dans le béton

Avant de commencer les travaux de bétonnage, on vérifiera que le coffrage a une implantation géométrique (vérification de la mise en place finale) et un soutènement corrects, avec un fini de surface acceptable. On doit également vérifier que les armatures, les waterstops, les tuyaux, les drains, les serpentins de refroidissement et tous les éléments noyés dans le béton sont conformes aux dessins et aux instructions de l'ingénieur de chantier. L'installation et la projection des appareils d'auscultation et des câbles électriques nécessitent un soin particulier.

La fixation et la protection de tous les éléments noyés dans le béton doivent être suffisantes pour qu'ils puissent supporter, sans dommages, le contact avec les pervibrateurs et, le cas échéant, l'action de la vibration mécanique et de l'épandage par bulldozers. Les appareils d'auscultation sont recouverts d'un béton criblé à 40 mm, mis en place à la main et vibré au moyen de vibrateurs ayant une petite aiguille, opération exécutée avant le début du bétonnage de la levée et suffisamment en avance pour permettre à ce béton de protection de durcir.

3.7.4. Joints de construction

3.7.4.1. Définition d'un joint de construction

On appelle joint de construction la surface de contact entre un béton durci et un béton frais mis en place au-dessus ou à côté du premier, lorsque ces deux bétons font partie du même élément d'ouvrage. Les joints de construction peuvent résulter d'exigences d'exécution ou d'interruptions non programmées dans le bétonnage; ils peuvent être, ou non, à l'intérieur du coffrage. Les surfaces de contact entre levées du barrage sont des joints de construction (de reprise) sans coffrage; étant donné

3.7.3. Preparation for placement

3.7.3.1. Rock Foundation Cleaning

On completing the excavation and the surface preparation of geological features, such as joints infilled with argillaceous or mylonitised material, dikes and faults of disturbed rock, the concrete-rock contact surface must be meticulously cleaned. Excessively smooth rock surfaces must also be roughened. Compressed air and water jets are generally used as the main cleaning equipment, followed by manual cleaning. Water lying on the surface is easily dried with air jets. The detritus is removed with the concrete placing system cableways or cranes or with self-propelled cranes when access is available. When foundation rock is easily weatherable, it may be advisable to protect it with a coat of gunite.

3.7.3.2. Wetting the Rock Foundation

When placing concrete on the foundation, the rock must be saturated but have no surface water. In some cases the foundation will have to be sprayed with water to maintain the rock water content. At any event, puddles must be eliminated before concrete placement.

3.7.3.3. Checking of Formwork, Reinforcement and other Elements embedded in the Concrete

Before initiating concreting operations, a check must be made that the formwork is both properly located geometrically (final layout check) and properly supported with the correct surface finish. A check must also be made of reinforcement, water-stops, piping, drains, cooling coils and all elements to be left embedded in the concrete, in accordance with the drawings and the site engineer's instructions. The installation and protection of monitoring devices and electric cables requires special care.

The fixing and protection of all embedded elements must be sufficiently robust as to withstand contact from vibrators and, where applicable, the action of mechanical vibration and spreading bulldozers, without damage. Monitoring devices are generally covered with concrete screened to 40 mm, hand-placed and vibrated with small needle vibrators, all in an operation prior to commencing the concreting of the dam lift and sufficiently in advance to allow the protective concrete to harden.

3.7.4. Construction joints

3.7.4.1. Construction Joint Definition

A construction joint is defined as the contact surface between hardened concrete and fresh concrete placed on top or beside it, when both concretes form part of the same monolithic structural element. Construction joints may arise due to construction requirements or as a result of unscheduled interruptions in concreting and may or may not be inside formwork. Contacts between successive dam lifts are construction joints without formwork that, given their high number and

leur nombre élevé et leur nature répétitive, ces joints revêtent une grande importance dans la construction des barrages, car ils exigent une étanchéité et une liaison efficace du point de vue des résistances au cisaillement et même à la traction.

3.7.4.2. *Nettoyage des surfaces de reprise*

A l'achèvement d'une levée, sa surface doit être nettoyée en enlevant la laitance de ciment des traces laissées par les engins et les ouvriers, et en recouvrant les pointes rocheuses saillantes afin d'obtenir une surface unie et propre; les gros granulats sont à découvert, propres et font saillie sur quelques millimètres, mais ne doivent pas être déchaussés.

Il y a deux procédés de nettoyage du béton. Le plus économique consiste à laver la surface de la levée au moyen d'un jet d'eau et d'air comprimé sous une pression minimale de 4 kg/cm². Les bons résultats dépendent du déroulement correct du processus de durcissement du béton, de façon que l'action du jet d'air et d'eau soit efficace tout en n'affouillant pas et ne déchaussant pas excessivement les gros granulats. Le temps correct est généralement compris entre quatre et dix heures après la mise en place du béton; il dépend de la température ambiante et des caractéristiques du ciment.

L'autre procédé, qui est plus coûteux, est le sablage, par voie humide, du béton lorsqu'il a durci. On peut recommander cette méthode pour les bétons totalement durcis.

Ce n'est pas un bon procédé de rendre rugueux un béton âgé, au moyen d'outils manuels ou de marteaux pneumatiques, car le béton de surface peut être endommagé et conduire à un plan de faiblesse.

On doit veiller à enlever du barrage le coulis de ciment et les détritits de granulats. Les détritits ne doivent pas être transportés par l'eau de lavage jusqu'aux drains. Il n'est pas recommandé de former des sillons sur la surface du béton pour faciliter l'évacuation des eaux sales de lavage, car de telles zones peuvent s'amorcer avec la boue.

3.7.4.3. *Arrêt temporaire du bétonnage d'un plot*

Quand une interruption est programmée dans le bétonnage d'un plot pour une durée dépassant celle mentionnée dans les spécifications (en général plus de dix ou quinze jours), toutes précautions doivent être prises pour garantir l'étanchéité du joint de construction horizontal. Dans ces cas, il y a lieu de poser un waterstop en matériau plastique (PVC) ou néoprène, à un mètre environ du parement amont. Comme autre mesure pour assurer l'étanchéité, on a appliqué avec succès, dans certains barrages, une couche de peinture de résine époxy sur le béton durci, suivant une bande de 2 m environ de largeur à partir du parement amont. Cette peinture ne doit pas être hydrophobe.

Pour des arrêts non programmés, le dispositif d'étanchéité horizontal doit être installé dans une rainure creusée dans le béton durci, à environ 80 cm du parement. La moitié inférieure du waterstop est scellée dans un mortier de résine époxy et de sable qui remplit la rainure.

reiterative nature, are important for dam construction requiring impermeability and effective bonding from the point of view of the shear and even tensile strengths.

3.7.4.2. *Cleaning of Lift Surfaces*

On completing a lift, its surface has to be cleaned and prepared by removing cement laitance from the marks produced by machines and operators and by submerging the protruding rocks to achieve an even and clean surface, so that the coarse aggregate is exposed, clean and projecting several millimetres, but not bare or loose.

There are two concrete cleaning procedures. The most economic one proved by experience is to wash the lift surface with a combined jet of water and compressed air at a minimum of 4 kg/cm². Good results depend on proper timing in the concrete hardening process, so that the air and water jet action is effective while not excessively undercutting or lifting coarse aggregate. The right time is generally between four and ten hours after concrete placement, depending on ambient temperature and cement characteristics.

The other procedure, which is much more expensive, is wet sandblasting the concrete once it has hardened. This is advisable when preparing completely hardened concrete surfaces.

It is not good practice to roughen old concrete with hand tools or with pneumatic hammers, as the surface concrete may be damaged and produce a plane of weakness.

Due precautions must be taken to ensure that cement grout and aggregate detritus is removed from the dam. Special care must be taken to ensure that detritus is not carried by wash water to the drains. It is not advisable to form furrows in the concrete surface to facilitate dirty wash water drainage, as these areas may build up with mud.

3.7.4.3. *Temporary Stoppage of Block Concreting*

When a halt in the concreting of any block is scheduled for a period of time exceeding that stipulated in the specifications, usually more than ten or fifteen days, it is advisable to take due precautions to guarantee the watertightness of the horizontal construction joint. In these cases, it is good practice to fit a plastic (PVC) or neoprene water-stop, approximately one metre from the upstream face. As an additional measure to guarantee watertightness, a coat of epoxy resin paint has successfully been applied in some dams over a strip some 2 m wide from the upstream face on the hardened concrete. This epoxy paint does not have to be water repellent.

For unscheduled stoppages the horizontal sealing device must be fitted into a chase cut in the hardened concrete some 80 cm from the face. The lower half of the water-stop is embedded in epoxy resin and sand mortar that fill the chase.

3.7.4.4. *Joints de construction sur les parements coffrés*

On doit éviter, dans toute la mesure du possible, les joints de construction sur les parements coffrés, car ils conduisent toujours à des plans de faible résistance. La meilleure préparation de ces joints est le sablage ou un léger piquage de surface. Si le coffrage a été enlevé peu de temps après la mise en place du béton, on peut appliquer une brosse métallique sur la surface du béton encore frais, bien que la masse du béton doive être saturée d'eau. Afin d'assurer une liaison optimale entre le nouveau béton et l'ancien, l'application d'un revêtement de résine époxy est conseillée.

3.7.5. Coffrage

3.7.5.1. *Conditions de coffrage*

La conception du coffrage est importante dans la construction de barrage, car c'est l'un des principaux éléments du coût, étant donné le grand nombre d'opérations répétitives, du temps passé pour ces opérations et de l'influence du coffrage sur le fini et la qualité géométrique de l'ouvrage. La qualité du coffrage a également des effets sur la pérennité du béton, en particulier en ce qui concerne les évacuateurs de crue et les seuils déversants.

Le coffrage du béton de barrage doit satisfaire aux exigences techniques suivantes :

- Résistance aux forces résultant du bétonnage, avec une déformation limitée et contrôlée. Les forces agissant sur le coffrage dépendent du procédé de bétonnage, de la vitesse de coulée, de la température ambiante et du type de béton. La Fig. 26, extraite du « Manuel de béton » (“ Concrete Manual ”) de l'US Bureau of Reclamation, indique les pressions exercées sur le coffrage en fonction de sa hauteur. Une poussée de projet de 80 à 90 % de la pression hydrostatique, équivalent à un liquide de densité $2,4 \text{ t/m}^3$, plus 25 % pour les chocs, est, en général, appliquée. Lorsqu'on utilise des bulldozers pour épandre et vibrer le béton, on doit tenir compte du poids de ces engins.

- Rigidité suffisante, pour supporter le déchargement soudain des bennes volumineuses de béton à proximité, les légers chocs des bennes elles-mêmes ou des machines (par exemple, vibrateurs de grande puissance utilisés pour la consolidation du béton), sans désalignement inacceptable.

- Étanchéité, pour éviter les pertes de mortier pouvant provoquer des alvéoles ou des veines de sable.

- Ancrages robustes et ajustables, pour fixer et maintenir le coffrage dans une position correcte, et pour rectifier les désalignements causés par des chocs alors qu'il est encore vide.

- Qualité de surface correcte, répondant aux spécifications de fini du béton.

- Échelles et coursives permanentes pour l'accès des ouvriers, crochets pour fixer les ceintures de sécurité et garde-corps.

- Dispositifs d'ancrage et de levage simples, robustes et faciles à utiliser.

Pour la conception et la construction des coffrages, on peut utilement consulter le document « Pratique recommandée pour le coffrage du béton » (Recommended Practice for Concrete Formwork ») (ACI 347-78; American Concrete Institute).

3.7.4.4. *Construction Joints on Formed Faces*

Construction joints on formed faces must be avoided as far as possible, as they always lead to planes of structural weakness. The best preparation of these joints is sand blasting or light surface roughening. If the formwork has been removed shortly after concrete placement, the surface can be prepared with a wire brush applied to the still fresh concrete, although the concrete mass must be saturated with water. For optimum bonding between new and old concrete, the application of an epoxy resin coating is advisable.

3.7.5. **Formwork**

3.7.5.1. *Formwork Conditions*

Formwork design is important when undertaking dam construction, as it is one of the main cost items given the large number of repetitive operations, the time spent on this task and because it affects the finish and geometrical quality of the structure. Formwork quality also affects concrete durability, particularly in spillways and weirs.

Dam concrete formwork must comply with the following technical requirements :

- Resistance to concreting forces, with limited and controlled deformation. The forces acting on the formwork depend on the concrete placing procedure, the pouring speed, the ambient temperature and the type of concrete. Fig. 26 taken from the United States Bureau of Reclamation Concrete Manual shows the pressures exerted on formwork as a function of its height. A design thrust of 80 % to 90 % of the hydrostatic pressure equivalent to a liquid of 2.4 t/m³ density plus 25 % for impacts is usually applied. When bulldozers are used for spreading and vibrating, the weight of these machines must also be taken into account.

- Sufficient rigidity, to withstand the sudden discharge of large buckets of concrete nearby, light impact of the buckets themselves or of machines such as the powerful vibrators used for consolidating the concrete, without unacceptable disalignment.

- Watertightness, to avoid mortar losses that may result in honeycombing and sandstreaking.

- Robust, adjustable anchors to fix and maintain formwork in the correct position, and to adjust for misalignments caused by impacts while still empty.

- Correct surface quality, according to concrete finish specifications.

- Provision of permanent ladders and catwalks for the access of workmen, hooks for securing safety belts and handrails.

- Provision of simple, robust and easy to use anchorage and hoisting elements.

For the design and construction of the formwork the document " Recommended Practice for Concrete Formwork " (A.C.I. 347-78; American Concrete Institute) may be useful.

3.7.5.2. Types de coffrage

Les panneaux de coffrage classiques ne peuvent pas être utilisés pour le bétonnage de la première levée de chaque plot du barrage sur la fondation rocheuse, en raison de la surface irrégulière du rocher et de sa pente variable. Le premier béton de fondation sera coulé à l'intérieur de coffrages en bois, construits *in situ*, ancrés au sol à la base et soutenus par des entretoises et des étrésillons en barres d'acier. Les fixations au moyen de fils torsadés en acier doux ne seront pas utilisées du fait de leur déformabilité incontrôlable. Il s'agit d'un travail coûteux, pour lequel on doit prévoir une période de temps adéquate dans le programme de travaux.

Lorsque le béton du plot atteint une certaine longueur, on utilise, pour un petit nombre de levées, des panneaux classiques de coffrage sans encorbellement (coffrage de départ de levée), jusqu'à ce que le plot soit suffisamment haut pour permettre la mise en œuvre de coffrages ordinaires en encorbellement. Les panneaux qui ne sont pas en encorbellement sont fixés, à leur base, par des boulons, à des pièces laissées à la partie supérieure de la précédente levée; la partie supérieure du panneau est contreventée au moyen de barres d'acier ancrées à la surface de la couche précédente. Le coffrage initial est seulement utilisé pour une ou deux levées par plot.

Le type de coffrage que l'on peut considérer comme standard dans la construction de barrage est appelé : « coffrage en encorbellement (sur console) », coffrage classique, « coffrage grim pant (mobile) ». Il comprend des panneaux rectangulaires supportés par deux consoles ou pattes de fixation, dont l'ancrage est assuré par des boulons en acier récupérables vissés dans des pièces femelles noyées dans le béton de la dernière levée mise en place et de la levée précédente. Le vide variable entre deux panneaux consécutifs, généralement entre 0 et 25 cm, est fermé par une plaque qui laisse une marque insignifiante sur le parement.

Le coffrage en encorbellement est constitué : de bois seulement; d'un panneau en bois et de consoles en acier; d'acier en totalité; de consoles et d'une structure supportant la charge, en acier, et d'un panneau en bois. Le choix du type de panneau dépend principalement du prix du matériel. En ce qui concerne le fini du béton, quelques projeteurs préfèrent et spécifient le panneau en bois pour une question d'aspect esthétique des parements du barrage; en effet, le panneau en acier, qui est absolument étanche à l'air et à l'eau, est plus susceptible de former des bulles que le panneau en bois, ce qui laisse des marques sur le parement en béton. Un autre avantage des panneaux en bois est qu'ils sont facilement réparables sur place, alors que des bosselures sur les panneaux métalliques ne peuvent être réparées qu'en atelier, ce qui nécessite le démontage complet du coffrage.

Pour des raisons de manutention et de construction, la hauteur des panneaux de coffrage ne dépasse pas 3 m. La hauteur de l'assemblage panneau-console varie généralement entre 3 m et 7,50 m pour des hauteurs de levée entre 1,20 m et 3,00 m.

Afin d'éviter des pertes de mortier au niveau de l'arête inférieure du coffrage dont l'appui sur le parement du barrage devient irrégulier, ce qui donne au joint de construction un aspect extérieur déplaisant, il est recommandé de fixer une baguette en bois ou en acier, de section triangulaire ou carrée $2,5 \times 2,5$ cm, alignée sur le niveau de la surface de la levée supérieure. La trace laissée par cette baguette est remplie de béton provenant de la levée supérieure à mesure que la baguette est enlevée avec le coffrage.

3.7.5.2. Types of Formwork

Standard formwork panels cannot be used to concrete the first lift of each dam block on the rock foundation, due to the irregular rock surface and its variable slope. The first foundation concrete must be with wooden formwork built *in situ*, anchored to the ground at the base, supported with struts and steel rod braces. Twisted mild steel wire bracing must not be used due to its uncontrollable deformability. This is expensive craftsman's work, requiring the allocation of an adequate period of time when programming.

When block concreting reaches a certain length, uncantilevered formwork using standard panels (lift-starter formwork) is employed for a few lifts, until the block is sufficiently high to enable normal cantilever formwork to be used. These uncantilevered panels are bolted at the bottom to nuts left in the upper part of the previous lift. The upper part of the panel is braced with steel bars anchored to the surface of the previous lift. Initial formwork for blocks is only used for one or two lifts per block.

The type of formwork that can be considered as standard in dam construction is called "cantilever formwork", conventional or "climbing formwork". It comprises rectangular panels supported by two cantilevers or brackets that are anchored by recoverable steel bolts screwed into she-bolts embedded in the concrete of the last lift placed and in the preceding one. The variable void between two consecutive panels, normally between 0 and 25 cm, is closed with a plate that leaves an insignificant mark on the face.

Cantilever formwork is built : with wood only; with a wooden panel and steel cantilevers; completely of steel; with steel cantilevers and panel load-bearing structure and a wooden panel. The decision on one type or another mainly depends on relative material costs. From the concrete finish point of view, some designers prefer and specify that the panel is of wood due to the aesthetic appearance of the dam faces; this is because steel sheet panelling, being absolutely airtight and watertight, is more likely to form bubbles than wooden boarding, thus marking the concrete face. Another advantage of wooden panels is that they are easily repaired *in situ*, while dents in steel panels can only be repaired in the workshop, requiring formwork to be completely disassembled.

For practical construction and handling reasons, cantilever formwork panels do not exceed a height of 3 m. The height of the panel and cantilever assembly generally varies between 3 m and 7.50 m for lift heights of between 1.20 m and 3.00 m.

To avoid mortar losses at the lower formwork edge that becomes irregularly abutted to the dam face giving an unpleasant external appearance to the construction joint, it is advisable to fix a 2.5 × 2.5 cm triangular or rectangular section steel or wooden batten aligned with the upper lift surface level. The mark left by this batten is filled with concrete from the upper lift as the batten is removed with the formwork.

La manutention des coffrages classiques en console est opérée au moyen de petites grues hydrauliques de 2 à 5 t, sur camion, qui sont mises en place sur le plot et enlevées par les blondins ou grues servant au bétonnage.

Le coffrage « grim pant », incorporant des vérins hydrauliques pour son propre relevage, peut se justifier pour les barrages de très grande hauteur où l'on peut le réutiliser un grand nombre de fois.

Les coffrages glissants verticaux ne sont pas utilisés dans la construction des barrages, mais le sont dans quelques ouvrages annexes, tels que : tour de prise d'eau, revêtement de puits, etc.

Le coffrage en béton préfabriqué, utilisé dans quelques barrages construits il y a plusieurs décennies et écarté plus tard, a été reconsidéré pour la construction de barrages à contreforts ou poids-évidé dans des vallées de rapport longueur/hauteur élevé, en vue de réduire le coût des coffrages.

3.7.5.3. *Implantation des coffrages et tolérances*

L'implantation du coffrage pour chaque levée du barrage sera étudiée en détail, en recherchant le maximum de sécurité et de rapidité, afin d'éviter toutes erreurs difficiles à corriger après le bétonnage de la levée.

Pour l'implantation du coffrage, on utilise le plus souvent la méthode des coordonnées polaires. Elle consiste à placer une borne au centre de chaque levée terminée, en l'implantant par intersection topographique depuis des bases extérieures faisant partie du réseau topographique établi pour la construction du barrage. A partir de cette borne, les quatre sommets du quadrilatère, de côtés rectilignes et courbes, représentant la surface théorique supérieure de la levée à bétonner, ainsi que divers points intermédiaires sur ces côtés, sont implantés et définis chacun par leur angle azimutal et leur distance polaire mesurée par un appareil de mesure de distance ou un ruban de grande précision. Comme vérification, on mesure habituellement les deux diagonales du quadrilatère et les cordes des parements amont et aval. Les ordonnées verticales sont déterminées par des méthodes de nivellement classiques. Grâce aux ordinateurs modernes, on peut obtenir d'avance les résultats sur imprimante avec toutes les données nécessaires à la définition de chacune des levées du barrage.

Les spécifications de projet donnent, en général, des tolérances géométriques relatives à l'implantation des parements du barrage. Le plus souvent, le plus grand axe de l'ellipse d'erreur topographique admissible est de l'ordre de 2 cm.

L'écart maximal admissible pour le parement en béton, par rapport à la position définie avant le remplissage du coffrage, détermine la précision avec laquelle on doit définir le coffrage et évaluer sa rigidité; la flèche négative à adopter, tenant compte de la somme de la déformation élastique et plastique du coffrage et de ses supports, doit garantir que le parement en béton définitif ne s'écartera pas de sa position théorique d'implantation d'une valeur supérieure aux tolérances définies dans les spécifications de projet.

3.7.5.4. *Produits facilitant l'enlèvement du coffrage*

Divers produits sont généralement appliqués au pinceau ou au pistolet pour empêcher l'adhérence du béton au coffrage. Ces produits ne doivent pas ramollir ou tacher de façon permanente le parement en béton, ni empêcher l'humidification

Conventional cantilever formwork is handled with small 2 t to 5 t capacity hydraulic truckmounted cranes that are placed on the block and removed with the concrete placing system cableways or cranes.

“ Climbing ” cantilever formwork, incorporating hydraulic jacks for lifting itself, may be justified for very high dams where it may be reused a great many times.

Vertical slipforms are not generally used in dam construction, but are used in some ancillary works such as intake towers, shaft lining, etc.

Precast concrete formwork, used in some dams constructed several decades ago and later rejected, has again been considered for buttress or hollow gravity dam construction in valleys with a high length/height ratio in order to reduce formwork cost.

3.7.5.3. *Formwork Setting Out and Tolerances*

Formwork setting out for each dam lift must be studied in detail, aiming for maximum security and speed, in order to avoid mistakes that are very difficult to correct satisfactorily after concreting the lift.

The polar coordinate method is the most frequently used procedure for setting out formwork. It consists of placing a pole in the centre of each completed lift locating it by topographical bisection from outer setting out bases that form part of the triangulation network established for the dam construction. From this pole, the four vertices of the quadrilateral with straight or curved sides that define the theoretical upper surface of the lift to be concreted and also various intermediate points of these sides are located from this pole by the angle of azimuth and polar distance, measured with a precision length-measuring unit or tape. As a check, both diagonals of the quadrilateral and the chords of the upstream and downstream faces are usually measured. The vertical ordinates are fixed by normal levelling procedures. Thanks to the use of modern computers, the printouts can be obtained before hand with all of the data required for the corresponding layout of each and every one of the lifts into which the dam is broken up.

Design specifications generally establish geometrical tolerances for dam face setting out. Generally the longest axis of the allowable topographical error ellipse is of the order of 2 cm.

The maximum allowable deviation of the concrete face with respect to the position set out prior to filling formwork, determines the precision with which formwork definition and rigidity must be estimated and the negative deflection to be adopted so that, taking the sum of plastic and elastic deformation of the formwork and its supports into account, the final concrete face can be guaranteed as not deviating from the theoretical position given in the setting out, outside the tolerances established in the design specifications.

3.7.5.4. *Form Release Agents*

Various products are usually applied with brushes or sprays to stop concrete adhering to formwork. These products must not soften or permanently stain the concrete face or impede the dampening of surfaces that have to be water cured. Form

des surfaces qui doivent subir une cure. Des huiles pour bois donnent rarement de bons résultats sur les coffrages métalliques. Des huiles minérales spécialement fabriquées ont donné des résultats satisfaisants pour les coffrages en acier.

3.7.5.5. *Parois non coffrées*

Les barrages ont des zones en béton présentant des parois à faible pente qui ne nécessitent pas de coffrage : rebords de seuils déversants, radiers de bassins, bassins d'amortissement de pied de barrages, etc. Au-dessus d'une pente de 1/1,5 (V/H), on utilise habituellement des coffrages permanents; mais pour des pentes beaucoup plus faibles (entre la valeur précitée et 1/3) de nombreuses entreprises de construction adoptent la méthode difficile et coûteuse de ne pas installer de coffrage temporaire et d'utiliser des planches-guides reposant sur des baguettes; outre le travail laborieux des ouvriers et le coût très élevé, la vibration du béton est défectueuse et la surface présente un fini géométrique de mauvaise qualité.

3.7.6. **Déchargement, épandage et consolidation**

3.7.6.1. *Couche de mortier ou de béton de liaison*

Au début du bétonnage sur une fondation rocheuse ou sur une levée de béton durci comportant des granulats de grande dimension maximale (supérieure à 50 mm), comme c'est le cas dans la construction des barrages, il est recommandé de mettre en place préalablement une couche de mortier ou de béton très plastique servant de lit aux gros granulats du béton; sinon, il y a un risque de mauvaise liaison entre les levées ou avec le sol.

Il y a deux méthodes différentes, chacune ayant ses avantages et ses inconvénients. Le procédé le plus ancien consiste à épandre une couche de mortier ayant la même composition que le mortier du béton sans granulats au-dessus de 5 mm. Le second procédé, qui peut être plus avantageux, consiste à omettre seulement les granulats de dimensions supérieures à 40 mm, en conservant les mêmes proportions pour les autres constituants du béton. Le béton de dimension maximale de granulats de 40 mm, qui en résulte, a pratiquement la même résistance mécanique que le béton du corps de l'ouvrage et est suffisamment plastique pour remplir toutes irrégularités de la surface de contact et assurer que les très gros granulats du béton frais sont convenablement scellés dans la couche de liaison.

La mise en place d'une couche de liaison ne doit pas conduire à supprimer les opérations de nettoyage et de préparation de la surface du rocher de fondation décrites dans les paragraphes 3.7.3.1., et le nettoyage de la surface du béton du joint de construction examiné dans le paragraphe 3.7.4.2.

Quel que soit le type de couche de liaison adopté, des précautions doivent être prises pour que le mortier ou le béton de cette couche ne fasse pas prise complètement avant d'être recouvert par le béton, mais que sa mise en place soit cependant suffisamment en avance sur celle du béton.

3.7.6.2. *Déchargement, épandage et consolidation du béton*

Une fois la couche de liaison exécutée, le béton de masse est mis en place de façon continue et simultanée jusqu'à ce que la levée soit totalement achevée. Cette opération comprend le déchargement, l'épandage et la consolidation du béton par vibration.

oils for wood rarely give good results with steel formwork. Specially formulated petroleum-based oils have given satisfactory results for steel formwork.

3.7.5.5. *Unformed Faces*

Dams have concrete areas with gently sloping surfaces that do not require formwork, such as weir lips, basin aprons, dam base pools, etc. Above a gradient of 1 : 1.5 (V/H) permanent formwork is normally used but with much lower gradients between the above and 1 : 3, many construction companies adopt the difficult and expensive procedure of not installing low temporary formwork and using screed boards resting on battens, so that concrete vibration is deficient and the surface has a defective geometrical finish, apart from being a very expensive laborious craftsman's job.

3.7.6. **Pouring, spreading and consolidation**

3.7.6.1. *Binding Concrete or Mortar Layer*

When commencing concrete placement on foundation rock or on a hardened concrete lift with a large maximum aggregate (over 50 mm) concrete, as is the case of dam construction, it is advisable to precede placement with a layer of highly plastic concrete or mortar to serve as a bed for the coarse aggregate of the structural concrete. Otherwise there is a risk of defective bonding between lifts or with the ground.

There are two different procedures, each with its advantages and disadvantages. The oldest system comprises spreading a layer of mortar having the same composition as the concrete mortar without aggregate over 5 mm. The second procedure, which can be more advantageous, consists of only omitting aggregate over 40 mm in size, leaving other concrete ingredients in the same proportions. The 40 mm maximum aggregate size concrete that results has practically the same strength as the structural concrete, and is sufficiently plastic to fill any contact surface irregularities and to ensure that the very coarse aggregate of the fresh concrete is properly bedded into the bonding layer mass.

Bonding layer placement does not mean elimination of the foundation rock surface cleaning and preparation operations described in 3.7.3.1. and the cleaning of the construction joint concrete surface discussed in 3.7.4.2.

Whatever the type of bonding layer adopted, precautions must be taken that distribution is at the proper rate to ensure that the mortar or concrete of this layer has not completely set before being covered by the concrete, but is still sufficiently in advance of the concrete placement.

3.7.6.2. *Concrete Placing, Spreading and Consolidation*

Once the bonding layer is placed, the mass concrete is continuously and simultaneously placed until the whole lift is completely filled. This comprises placing, spreading and consolidation of the concrete by vibration.

Dans le bétonnage classique par bennes, la benne de 3, 6 ou 9 m³ de capacité (volume de béton compacté) doit être rapidement vidée, en déchargeant le béton verticalement, la benne étant maintenue stationnaire, sans essayer d'étaler le béton en déplaçant horizontalement le crochet du blondin ou de la grue; sinon, il y a ségrégation des gros granulats et répartition non homogène de l'eau dans la masse. Si la benne se vide trop lentement, un cône à paroi raide se forme et les gros granulats roulent au pied, loin du tas, formant des nids de cailloux qui subsistent dans le béton si on ne les ratisse pas à la main pour les séparer. On doit interdire le recouvrement des nids de cailloux par du mortier, car cela n'empêche pas la formation d'une structure alvéolaire. L'accumulation de très gros granulats sera fragmentée, en apportant les cailloux à la masse riche en mortier et non le mortier aux cailloux.

La hauteur de déchargement doit être ni excessive, ni trop petite afin que la benne ne repose pas sur le tas de béton. Au fur et à mesure que la benne se vide, la charge sur le crochet diminue et la benne remonte. Cela se produit particulièrement avec les blondins et doit être compensé par un léger abaissement du crochet, opération pouvant être parfaitement exécutée par des conducteurs de blondins expérimentés; ainsi, la hauteur de chute du béton est maintenue pratiquement constante pendant tout le déchargement de la benne.

Le bétonnage se fait par couches successives de même hauteur, le compactage d'une couche étant exécuté alors que le béton de la couche sous-jacente n'a pas commencé à durcir. L'épaisseur de la couche ne sera pas inférieure à 0,40 m. D'autre part, elle ne dépassera pas 0,80 m, même si on utilise du matériel lourd moderne de vibration.

Les limites concernant l'épaisseur des couches résultent de la nécessité d'assurer une bonne liaison entre les couches, ce qui conduit à introduire légèrement la pointe du pervibrateur dans la couche sous-jacente.

Depuis les années 1950, des barrages européens ont été construits en utilisant des bulldozers pour l'épandage et la vibration du béton, ce qui a permis d'obtenir des rythmes élevés de bétonnage (Barrages Mauvoisin, 1958, et Grande Dixence, 1962, en Suisse).

L'épandage et la vibration du béton par des procédés mécanisés sont devenus une pratique courante dans le monde, l'augmentation de l'épaisseur des couches allant de pair avec les progrès dans la technologie de vibration. Le matériel, pratiquement classique actuellement, comprend un bulldozer de 7 t pour épandre le béton et un bulldozer identique équipé d'un banc de trois — ou plus — pervibrateurs de grande puissance, montés sur le bras : diamètre de 120 à 180 mm, longueur de 0,50 à 0,80 m, fréquence de vibration entre 6 000 et 10 000 vibrations par minute. On doit adopter un béton sans slump afin que les bulldozers ne s'enfoncent pas.

On utilise la vibration manuelle lorsque les petites dimensions des plots ne permettent pas la mise en œuvre du procédé mécanisé. Cela se produit dans les barrages-voûtes et dans tous les petits barrages. On peut grosso modo indiquer que la mise en place mécanique n'est pas valable lorsque la plus petite dimension horizontale du plot est inférieure à 6 ou 8 m ou que les deux dimensions horizontales sont inférieures à 12-15 m. Le compactage au moyen de pervibrateurs tenus à la main est également nécessaire pour certaines zones du barrage situées dans des espaces resserrés ou autour des appareils d'auscultation ou d'autres éléments fragiles enrobés dans le béton. Les pervibrateurs manuels sont identiques à ceux utilisés dans la vibration mécanique, mais sont plus légers (100 ou 120 mm de diamètre).

In the usual bucket by bucket concrete placement system, the 3 m³, 6 m³ or 9 m³ capacity buckets (measured as the volume of compacted concrete) must be quickly emptied, discharging vertically with the bucket kept stationary, without trying to spread the concrete by moving the cableway or crane hook horizontally. Otherwise, the coarse aggregate is segregated and the water is not homogeneously distributed throughout the mass. If the bucket emptying is too slow, a steep cone is formed and coarse stones in the aggregate roll to the bottom, away from the rest of the mass, forming rock pockets that stay permanently in the concrete if not manually raked and separated. Covering rock pockets with mortar must be prohibited, as this does not prevent honeycombing. Gathering of large coarse aggregate must be broken up, taking the stones to the mortar rich mass and not the mortar to the stones.

The discharge height must be neither excessive nor so small that the bucket rests on the pile. As the bucket empties, the hook load falls and the skip rises. This is particularly the case for cableways, and must be compensated for slightly lowering the hook, as can be expertly carried out by experienced cableway operators, so that the concrete drop height is held practically constant throughout bucket discharge.

Concrete lift placement is by successive layers of the same height, so that compaction of one layer is carried out while the concrete in the layer underneath has not started to harden. Layer thickness should not be less than 0.40 m. On the other hand, it should not exceed 0.80 m, even with modern heavy vibrating equipment.

Layer thickness limits are conditioned by the need to ensure good bonding between layers, for which the vibrator point must be inserted somewhat into the underlying layer.

European dams have been constructed using bulldozers for distribution and vibration of concrete since the 1950's (Mauvoisin Dam, 1958 and Grande Dixence, 1962 in Switzerland) to achieve high concrete placement rates.

Mechanized concrete distribution and vibration has become general practice throughout the world, increasing layer thickness as vibrator technology advances. The equipment, practically standard at the present, comprises a 7 t bulldozer to spread the concrete and another similar bulldozer with a bank of three or more high capacity immersion vibrators fitted to the arm, with a diameter of 120 to 180 mm, a length of 0.50 m to 0.80 m and a vibration frequency of between 6 000 and 10 000 vpm. No-slump concrete must be used to ensure that the bulldozers do not sink.

Manual vibration is used when block dimensions are so small that the mechanical placement system is not possible. This occurs in thin arch dams and in all small dams. It can be approximately stated that mechanical placement is not worthwhile when the smallest horizontal block dimension is less than 6 or 8 m or both horizontal dimensions are less than 12 to 15 m. Compaction with hand-held vibrators is also necessary in certain dam zones in confined spaces and around the instrumentation devices or other delicate elements embedded in the concrete. Manual vibrators are similar to those used for mechanical vibration, but are lighter (100 or 120 mm diameter).

Lorsqu'on adopte la vibration manuelle, les couches successives de béton formant une levée seront mises en place en avançant en marches d'escalier le long de la largeur du plot, depuis un parement jusqu'à l'autre, en partant généralement du parement aval, jusqu'à ce que la hauteur totale de la levée soit achevée (Fig. 27).

Si la vibration est effectuée manuellement, aucune benne de béton ne sera déchargée avant que la vibration du béton provenant de la benne précédente ait été achevée, de telle façon que les bords du béton, après vibration, ne présentent pas de pentes supérieures à 1/4 (V/H). Avec la vibration mécanique, les déchargements successifs de béton sont étalés par le bulldozer, le tracteur de vibration circulant sur la surface horizontale obtenue en vibrant méthodiquement la couche épanchée, suivant des bandes parallèles (Fig. 28).

La vibration sera poursuivie jusqu'à ce que le mortier remonte à la surface sans former une couche continue sur les gros granulats, ce qui constituerait un plan de faiblesse.

La couche finale étant en cours d'achèvement, il est conseillé de faire pénétrer dans la masse de béton les pierres qui sortent, afin d'obtenir une surface de levée régulière facilitant le lavage ultérieur. Cette opération peut être réalisée facilement au moyen d'un petit pervibrateur.

Une fois le béton convenablement durci, la surface de la levée sera nettoyée, comme indiqué au paragraphe 3.7.4.

3.7.7. Finition

Après enlèvement du coffrage, les parements doivent être lisses et présenter la forme requise et un aspect satisfaisant, sans nécessiter l'application d'un enduit. Un tel enduit utilisant le même mortier que le béton ne sera exécuté que pour des réparations de zones alvéolaires ou autres défauts localisés. Tous éléments en acier ayant servi à supporter des échafaudages, des coffrages, des échelles et autres matériels temporaires, et faisant saillie, seront soigneusement enlevés. Les trous et autres creux dus aux ancrages des coffrages seront bouchés avec du mortier.

Il y a différents niveaux de finition du béton, dépendant de l'exposition à l'environnement, du fonctionnement et de l'esthétique correspondant aux diverses parties des ouvrages. Le type de fini doit être précisé sur les dessins du projet ou dans les spécifications techniques.

(Voir « Manuel de Béton » (« Concrete Manual ») de l'US Bureau of Reclamation, 8^e édition, Washington 1981, Chapitre VI).

3.7.8. Cure

Une cure efficace nécessite que la surface du béton soit maintenue humide en permanence, sur une période de 14 à 28 jours, comme stipulé dans les spécifications de projet. Cette cure empêchera la fissuration à la surface du béton résultant du séchage au jeune âge. Les mesures pour assurer une cure correcte sont particulièrement importantes en saison chaude et pour les zones exposées au soleil.

La méthode normalement utilisée dans la construction de barrage consiste à maintenir continuellement humides les surfaces du béton, en arrosant les parois

When manual vibration is employed, the successive concrete layers comprising a lift, should be advanced in steps along the block width from one dam face to the other, generally starting from the downstream face, until the whole lift height is completed (see Fig. 27).

For vibration by hand, no concrete bucket should be discharged until proper vibration of the deposited mass from the previous bucket has been completed in such a way that the concrete edges, after vibration, do not have slopes exceeding 1:4 (V/H). With mechanical vibration, successive concrete depositions are spread by bulldozer, leaving an essentially horizontal surface over which the vibrator tractor can run, while systematically vibrating the distributed layer in parallel strips (see Fig. 28).

Vibration should be continued until mortar flows up to the surface without forming a continuous layer over the coarse aggregate, which would produce a weaker plane.

As vibration of the final layer is being completed, it is advisable to push the protruding rocks into the concrete mass, in order to ensure a regular lift surface, which facilitates washing afterwards. This operation can be easily carried out with a small immersion vibrator.

Once the concrete has properly hardened, the lift surface should be prepared by cleaning, as described in 3.7.4.

3.7.7. Finishing

After removing formwork, the faces must be smooth, with the required shape and of good appearance, with no need for rendering. Rendering using the same mortar as the concrete should only be carried out for repairing any honeycombing and other local defects. All protruding steel elements installed for supporting scaffolding, formwork, ladders and other provisional equipment should be removed. Holes and other depressions due to formwork anchors should be filled with mortar.

There are various grades of concrete finish depending on the factors of exposure to the environment, operation and aesthetics corresponding to different parts of the works. The kind of finish must be defined on design drawings or in the technical specifications.

(See “ Concrete Manual ” by the US Bureau of Reclamation, eighth edition, Washington 1981, Chaper VI).

3.7.8. Curing

For proper curing the concrete surface must be kept permanently moist for between 14 to 28 days, as stipulated in the design specifications. This should prevent surface cracking of the concrete due to early drying. Measures to ensure proper curing are especially important in hot seasons and areas exposed to the sun.

The procedure normally used in dam construction is to keep the concrete surfaces continually moist with sprinklers on both horizontal and vertical faces of

horizontales et verticales des levées. Les tuyaux d'eau doivent être en acier galvanisé, ou, sinon, la rouille tache le parement en béton et de telles taches sont difficiles à enlever. Les tuyaux en vieux caoutchouc tachent aussi le béton.

En général, les produits de fermeture destinés à empêcher le séchage du béton ne sont pas utilisés dans la construction des barrages en béton. Ils conviennent davantage aux revêtements en béton de routes, aux revêtements de canaux et, en général, aux dalles en béton (par exemple, masques de barrages en remblai).

Le coffrage en bois laissé en place assure une bonne protection contre le soleil mais n'est pas efficace pour maintenir le béton suffisamment humide.

Lors de la cure du béton par temps froid, il faut veiller à ce que la température du béton ne tombe pas au-dessous de 4 °C, de façon que la prise et le durcissement ne soient pas interrompus. La Fig. 29 indique l'effet de la température sur la résistance du béton aux jeunes âges.

3.7.9. Bétonnage dans des conditions climatiques sévères

3.7.9.1. Bétonnage par temps chaud

La résistance finale d'un béton malaxé et ayant subi une cure à température élevée est toujours inférieure à celle d'un béton ayant été malaxé, mis en place et ayant subi une cure à une température maximale de 20 °C. La tendance à la fissuration augmente avec la différence entre la température au moment du bétonnage et la température du barrage à long terme. Pour ces raisons, la plupart des spécifications de projet limitent la température du béton frais au moment de sa mise en place. De telles spécifications sont particulièrement nécessaires pour les barrages situés sous des climats chauds et secs.

Afin d'éviter la fissuration de surface résultant du séchage, les mesures destinées à maintenir humides les surfaces de béton seront intensifiées : arrosage continu d'eau, ou mise en place d'une enveloppe de toile humide, pendant toute la durée nécessaire au-delà des limites normales (14 à 28 jours) de cure. Il faut également compenser les pertes d'eau par évaporation, plus importantes, en augmentant le dosage en eau de malaxage jusqu'à une valeur permettant d'obtenir, au moment de la consolidation, le rapport E/C et la maniabilité exigés pour le type de béton défini lors des essais.

En ce qui concerne l'effet de l'abaissement de la température du béton, de nombreuses spécifications de projet limitent la température maximale du béton à sa mise en place afin d'éviter une fissuration de l'ouvrage. Des températures du béton frais supérieures à 30 °C ne sont pas, en général admises. On a même interrompu le bétonnage pendant les mois d'été sur quelques barrages situés dans des régions chaudes.

L'expérience tirée de la fissuration de plusieurs barrages sous l'effet d'une baisse de la température du béton a conduit à imposer des conditions plus sévères concernant les limites de la température maximale admissible du béton au moment de sa mise en place; diverses mesures ont été ainsi prises : refroidissement de l'eau de malaxage, remplacement d'une grande partie de l'eau de malaxage par de la glace, et même refroidissement des granulats. Toutes ces mesures sont traitées dans le paragraphe 3.8. « Traitements thermiques du béton ».

the lifts. Water piping must not be ungalvanised steel as rust stains the concrete face and these stains are difficult to remove. Old rubber piping also stains concrete.

Generally, sealing compounds to prevent the concrete drying out are not used in concrete dam construction. They are more suitable for concrete paving in highways, canal linings and generally for concrete slabs, such as the diaphragm walls of embankment dams.

Wooden formwork left in place gives good protection against the sun but is not effective in keeping the concrete sufficiently moist.

When curing concrete in cold weather, measures must be taken to ensure that the concrete temperature does not fall below 4 °C, so that setting and hardening are not interrupted. Fig. 29 shows the effect of temperature on the strength of concrete at early stages.

3.7.9. Concreting under severe weather conditions

3.7.9.1. Concreting in Hot Weather

The final strength of concrete mixed and cured at high temperatures is always less than concrete that has been mixed, placed and cured at a maximum temperature of 20 °C. The cracking tendency increases with the difference in temperature at the time of concrete placement and the longterm temperature of the structure. For these reasons, most design specifications place limits on the fresh concrete temperature at the time of placement. These specifications are particularly necessary for dam sites in hot, dry climates.

In order to avoid surface cracking from drying, measures to keep the concrete surfaces moist must be intensified, either by continuous water sprinkling or by employing wet burlap, for whatever time is necessary over and above the normal 14 to 28 day curing limits. It is also necessary to compensate for greater water evaporation losses by increasing the proportion of mixing water, to the extent necessary to ensure that the concrete has the required W/C ratio and workability at the time of consolidation for the type of concrete established in the mix tests.

With regard to the effect of concrete temperature drop, many design specifications limit the maximum concrete temperature at the time of placement to avoid cracking of the structure. Fresh concrete temperatures exceeding 30 °C are generally not allowed. Concreting has even been interrupted in the summer months for some dams in hot areas.

Due to experience obtained from many dams cracked from the effect of concrete temperature drop, stricter conditions have had to be imposed on the maximum allowable temperature limits of the concrete at the time of placement, forcing measures to be taken such as chilling the mixing water, replacing the greater part of mixing water by ice and even chilling the aggregates. All of these measures are covered in section 3.8 “ Thermal Treatments ”.

3.7.9.2. *Bétonnage par temps pluvieux*

Sauf dans les cas de très fortes pluies, telles que les grosses averses tropicales et les orages dans les zones tempérées (et, sporadiquement dans d'autres régions, les averses courtes mais très fortes), le bétonnage du barrage n'est pas, en général interrompu par suite de la pluie, mais des précautions doivent être prises pour éviter les effets néfastes sur la qualité du béton.

En premier lieu, on doit empêcher la formation de flaques d'eau sur le béton durci ou sur la surface du rocher, devant recevoir du béton frais. On doit veiller à ce que la consistance du béton ne soit pas plus plastique que celle fixée; on réduira, si nécessaire, le dosage en eau de malaxage. Les surfaces du béton déjà vibré seront recouvertes de toiles afin d'éviter l'érosion par les pluies d'orage, et l'eau collectée sera canalisée et évacuée hors de la zone du barrage en cours de bétonnage. De même, on empêchera l'eau extérieure, qui transporte souvent des corps étrangers ou de la boue, de pénétrer dans la zone du barrage.

3.7.9.3. *Bétonnage par temps froid*

Il est bien connu que le ciment ne fait pas prise à des températures inférieures à 0 °C et que le processus de prise est très lent aux basses températures. La Fig. 30, extraite du document « Béton et matériaux de constitution du béton » (« Concrete and Concrete-Making Materials ») (1966), page 105, montre l'influence de la température sur les temps de début et de fin de prise du béton, mesurés par l'essai de pénétration (ASTM C 403-65 T). Bien que l'hydratation du ciment dégage une grande quantité de chaleur, une partie importante de celle-ci n'est pas immédiatement disponible et certaines mesures sont nécessaires lorsque la température ambiante approche ou atteint 0 °C.

La pratique courante consiste à protéger le béton contre le gel pendant au moins 48 heures après sa mise en place, lorsque la température moyenne journalière est supérieure à 4 °C; lorsqu'elle est inférieure à 4 °C, le béton devra avoir une température d'au moins 10 °C au moment de sa mise en place et sera maintenu à un minimum de 10 °C pendant au moins 72 heures, en le protégeant jusqu'à la fin de la période de cure.

Les problèmes liés au bétonnage par temps froid varient beaucoup suivant la sévérité du climat. Sous des climats extrêmement froids, on a couramment suspendu les travaux de bétonnage au cours de certains mois froids de l'année. Toutefois, dans les régions où un froid intense règne pendant une grande partie de l'année, ou pour les barrages dont un arrêt saisonnier du bétonnage serait coûteux, des mesures doivent être prises pour permettre au bétonnage de se poursuivre même aux très basses températures, jusqu'à plusieurs degrés en-dessous de zéro.

Sous les climats modérément froids ou tempérés, avec des gelées de temps en temps — bien que cela se produise fréquemment en hiver —, la pratique courante est d'arrêter le bétonnage lorsque la température tombe à près de 0 °C dans l'après-midi, ce qui laisse prévoir des gelées pendant la nuit; le bétonnage est repris le matin suivant quand la température remonte au-dessus de 0 °C.

Les mesures prises pour le bétonnage par temps froid sont destinées :

- 1) A assurer le début et le déroulement ininterrompu du processus de prise.
- 2) A éviter le risque de dégâts dus au gel pendant la période de cure, jusqu'à ce que le béton ait acquis une résistance suffisante à l'action du gel.

3.7.9.2. *Concreting in Rainy Weather*

Except in cases of very heavy rainfall, such as tropical downpours and storms in temperate zones (and sporadically in other areas with short, very intense showers), dam concreting is not usually interrupted due to the rain, but some precautions must be taken to avoid detrimental effects on concrete quality.

Firstly, puddles must not be allowed to form on the hardened concrete or rock surface on which fresh concrete is to be placed. Care should be taken that concrete consistency is no more plastic than fixed reducing the proportion of mixing water if necessary. Concrete surfaces already vibrated should be covered with canvas to prevent stormwater causing erosion, and the water collected should be channelled away from the part of the structure being concreted. Water from outside the structure should not be allowed to flow in, carrying dirt or mud with it.

3.7.9.3. *Concreting in Cold Weather*

It is well known that cement does not set at temperatures below zero degrees centigrade and that the setting process is very slow at low temperatures. Fig. 30 from the ASTM book “ Concrete and Concrete-Making Materials ” (1966), page 105, shows the influence of temperature on concrete setting commencement and completion times measured by the penetration test (ASTM C403-65T). Although the cement hydration process gives off a large amount of heat, a considerable part of this is not immediately available and certain precautions are necessary when the ambient temperature approaches or falls to zero degrees centigrade.

Classic practice is to protect concrete against freezing for at least 48 hours after placement, when the daily average temperature is above 4 °C; when it is below 4 °C, the concrete should have a temperature of at least 10 °C at the time of placing and be kept at a minimum of 10 °C for at least 72 hours, protecting it up to the end of the curing period.

Cold weather concreting involves problems that vary greatly depending on the severity of the climate. In extremely cold climates, it has been normal practice to suspend dam concreting works during certain cold months of the year. Nevertheless, in areas which are extremely cold during the greater part of the year or in cases where seasonal stoppage of dam construction would be uneconomic, measures have to be taken as required to enable concreting to continue even at very low temperatures, down to several degrees below zero.

For moderately cold or temperate climates with occasional freezing, although these occur frequently in winter, it is normal practice to halt concreting when the temperature falls near to 0 °C in the afternoon, where freezing is foreseeable during the night and concreting is restarted the next morning when the temperature rises above 0 °C.

Precautions for concreting during cold weather have the following objectives :

- 1) To ensure the commencement and uninterrupted continuation of the setting process.
- 2) To avoid the risk of freezing damage during the curing period, until the concrete has developed sufficient resistance to freezing.

Pour atteindre le premier objectif 1), le béton doit avoir la quantité requise de calories pour que l'hydratation du ciment commence lors de la mise en place; la chaleur dégagée par la suite doit maintenir la température de la masse suffisamment élevée pour permettre à la prise de continuer sans interruption. L'élévation de la température du béton frais est obtenue, en pratique, en réchauffant l'eau de malaxage. Si cela s'avère insuffisant, les granulats doivent aussi être réchauffés. Le chauffage de l'eau de malaxage est efficace, car chaque kilogramme d'eau chauffée à une température donnée accumule cinq fois le nombre de calories accumulées par un kilogramme de granulats ou de ciment pour cette même température; toutefois, comme la quantité d'eau par mètre cube de béton ne représente que 5 % environ de la masse totale et les gros granulats 70 % environ, il peut être nécessaire de réchauffer les granulats, ou au moins les gros granulats.

Il y a une limite pour le niveau de chauffage de l'eau et des autres constituants du béton, si le ciment ne doit pas faire prise rapidement au cours du malaxage. La température de l'eau est généralement limitée à 50 ou 60 °C, mais peut être augmentée si le mélange eau-granulats ne dépasse pas 40 °C au moment de son contact avec le ciment. Lorsque le béton sort de la bétonnière, sa température ne doit pas être plus élevée qu'il ne faut, afin qu'une température supérieure à la valeur minimale définie dans les spécifications plus quelques degrés ne soit pas atteinte au cours du transport et de la mise en place. La température du béton frais dépassera rarement une valeur comprise entre 18° et 24 °C suivant la température ambiante. Les spécifications exigent généralement que la température du béton à sa mise en place ne descende pas au-dessous de 5 °C par temps modérément froid, ni au-dessous de 10 °C lorsque la température ambiante est au-dessous de 5 °C.

Outre le réchauffement des constituants du béton dans certains cas, avec les précautions requises et après les essais correspondants, on peut utiliser certains accélérateurs de prise. Pour le béton de masse sans armatures, des organismes et des personnes permettent l'utilisation de chlorure de calcium jusqu'à 1 % du poids du ciment, mais à condition que l'adoption d'accélérateurs de prise ne conduise pas à éliminer ou à réduire la protection du béton mis en place.

Quelques spécifications du Tableau 22 du paragraphe 94 du document « Manuel de Béton » (« Concrete Manual ») de l'US Bureau of Reclamation sont reproduites ci-après; elles s'appliquent au béton de masse des barrages.

— Température minimale du béton frais après mise en place et pendant les 72 premières heures	+ 5 °C
— Température minimale du béton frais malaxé , pour des températures ambiantes :	
au-dessus de — 2 °C	+ 7 °C
de — 2 °C à — 18 °C	+ 10 °C
au-dessous de — 18 °C	+ 14 °C
— Baisse maximale progressive admissible de la température en 24 heures, à la fin de la protection	12 °C

La température moyenne des granulats chauffés ne doit pas dépasser 65 °C et la température maximale devra être inférieure à 100 °C, car sinon les granulats peuvent se fissurer.

For the former, concrete must have the required amount of heat for cement hydration to commence at the time of placement and the heat generated thereafter must keep the mass temperature sufficiently high to allow setting to continue without interruption. The rise in fresh concrete temperature is achieved in practice by heating the mixing water. If this is insufficient, the aggregate must also be heated. Heating the mixing water is effective as each kilogram of water heated to a specific temperature stores five times the number of calories stored by one kilogram of aggregate or cement at the same temperature; nevertheless, as the amount of water per m³ of concrete is only around 5 percent of the total mass and the coarse aggregate is of the order of 70 percent, it may be necessary to heat the aggregate, or the coarse aggregate at least.

There is a limit to the extent that water and other concrete components can be heated if the cement is not to set rapidly during mixing. Water temperature is generally limited to 50° or 60 °C, but can be increased if the water and aggregate mix does not exceed 40 °C on coming into contact with the cement. Concrete temperature on leaving the mixer must not be higher than necessary to ensure that a temperature higher than the minimum stipulated in the specifications plus several degrees is not reached during transport and placement. Fresh concrete temperature should rarely exceed 18° or 24 °C, depending on ambient temperature. Specifications generally require that the placed concrete temperature does not fall below 5 °C in moderately cold weather, nor below 10 °C when the ambient temperature falls below 5 °C.

In addition to heating concrete ingredients in some cases and with the due precautions and after the corresponding tests, the addition of some set accelerators may be permitted. In unreinforced mass concrete some organizations and authors allow the use of calcium chloride up to 1 percent of cement weight, but with the condition that the use of set accelerators does not lead to eliminating or reducing protection of the placed concrete.

Some of the specifications of Table 22 from section 94 of the Concrete Manual by the US Bureau of Reclamation are reproduced below, applicable to mass concrete in dams.

– Minimum temperature of fresh concrete after placing and for the first 72 hours	+ 5 °C
– Minimum temperature of fresh concrete as mixed , for weather :	
Above — 2 °C	+ 7 °C
— 2 °C to — 18 °C	+ 10 °C
Below — 18 °C	+ 14 °C
– Maximum allowable gradual drop in temperature in 24 hours at end of protection	12 °C

The average temperature of heated aggregates should not exceed 65 °C and the maximum should not be more than 100 °C, otherwise the aggregate may crack.

On a établi, pour quelques barrages Européens, la relation entre la température ambiante et la température du béton au moment de sa mise en place :

Température ambiante	Température minimale du béton
— 1° à + 1 °C	5 °C
— 3° à — 1 °C	6 °C
— 5° à — 3 °C	8 °C
— 8° à — 5 °C	10 °C

Pour atteindre l'objectif 2) mentionné ci-dessus, on doit protéger contre le gel le béton mis en place, en recouvrant la surface de la levée par des tapis de toile remplis d'un matériau d'isolation thermique, ou par des nappes de mousse de caoutchouc. Si ce type de protection n'est pas suffisant, une technique consiste à installer une enceinte résistant au vent, dont on chauffe l'intérieur. Cette enceinte peut être constituée d'un bâti recouvert d'une toile résistant au vent, ou d'autres matériaux; il doit y avoir un espace libre suffisant pour permettre à l'air de circuler à l'intérieur. Le nombre d'ouvertures pour accès sera réduit au minimum, et celles-ci seront faciles à fermer. La chaleur peut être fournie par de la vapeur (jets ou serpentins), par des calorifères de divers types, ou par des réchauffeurs d'air avec ventilateurs situés à l'extérieur de l'enceinte. L'intérieur de celle-ci doit être maintenu à un degré d'humidité élevé pour que le béton ne sèche pas. A cet égard, les jets de vapeur présentent des avantages.

Les parois coffrées sont, en principe, protégées par le coffrage lui-même si ce dernier est en bois; mais, dans le cas de coffrage métallique, la protection n'est pas efficace, de sorte qu'une isolation supplémentaire a été nécessaire sur quelques barrages. Par temps très froid, on a installé des dispositifs de chauffage du coffrage, constitués de tuyaux de vapeur ou autres procédés.

Le chauffage du béton, comme moyen de protection par temps froid, peut provoquer des fissures inacceptables lorsque la surface du béton se refroidit, donnant naissance à des gradients de température et à des contraintes de traction dépassant la résistance mécanique du béton. En particulier, un choc thermique peut facilement se produire lors de l'enlèvement du coffrage, entraînant une fissuration du béton en surface. Pour cette raison, on spécifie généralement que la température du béton de surface ne doit pas baisser à un rythme supérieur à 10 °C par 24 heures dans les ouvrages massifs, et supérieur à 22 °C dans les ouvrages minces.

La dissipation de la chaleur d'hydratation est un problème important, même sous les climats froids, car il y a lieu d'éviter la fissuration du béton pouvant résulter d'un gradient thermique élevé entre le parement et l'intérieur de l'ouvrage.

Par temps de gel, la glace, la neige ou le givre doit être enlevé de l'intérieur des coffrages, sur les armatures et les éléments devant être noyés dans le béton, avant de commencer le bétonnage. On ne doit pas mettre du béton sur un sol gelé, car le dégel qui suit peut causer un tassement de la fondation de l'ouvrage.

The relationship between ambient temperature and concrete temperature at the time of placing has been established for some European dams and is given below :

Ambient Temperature	Minimum concrete temperature
From -1 to $+1$ °C	5 °C
From -3 to -1 °C	6 °C
From -5 to -3 °C	8 °C
From -8 to -5 °C	10 °C

In order to achieve the second objective mentioned previously, placed concrete must be protected against freezing by covering the concreted lift surface with canvas mats filled with a thermal insulating material or with foam rubber sheets. If this type of surface protection is insufficient, a technique is used that comprises forming a windproof air chamber over the concrete and heating the inside. This could consist of a framework covered with waterproof canvas or other materials and must leave sufficient free space to allow air to circulate in the interior. Openings for access should be kept to a minimum and must be easy to close. Heat may be supplied with steam (by jets or coils), by stoves of various types or by air heaters with fans located outside the enclosure. The enclosure interior must be kept with a high degree of humidity to ensure that the concrete does not dry out. Steam jets have a particular advantage in this respect.

Formed faces are, in principle, protected by the formwork itself if this is made of wood but, in the case of steel formwork, this protection is not very effective, so that additional insulation has been necessary in some dams. In very cold weather, formwork heating systems have also been installed on the basis of steam piping or other procedures.

Heating the concrete as a means of cold weather protection may lead to unacceptable cracking as the surface concrete cools and give rise to temperature gradients that lead to tensile stresses exceeding the concrete strength. It is particularly easy for a thermal shock to occur when removing the formwork, leading to surface cracking of the concrete. For this reason, it is generally specified that the surface concrete temperature should not fall at a greater rate than 10 °C per 24 hours in large structures and 22 °C in thin structures.

Dissipation of the heat of hydration is a major problem, even in cold climates, for the purposes of avoiding possible cracking of the concrete due to an excessive temperature gradient between the face and the structure interior.

In freezing weather, all ice, snow or frost must be removed from inside the formwork and from reinforcement and elements to be embedded in the concrete before starting to place the concrete. This is best accomplished with steam jets. Concrete should never be placed on frozen ground, as the subsequent thawing may cause settlement of the structure foundation.

Les températures des coffrages métalliques, des armatures et autres éléments en acier à enrober dans le béton doivent être au-dessus du point de congélation; sinon, la chaleur absorbée par ces parties métalliques peut faire tomber la température du béton, à la surface de contact, au-dessous du point de congélation.

3.8. TRAITEMENTS THERMIQUES

3.8.1. Généralités

Comme la température du béton mis en place s'élève par suite de la chaleur d'hydratation du ciment, la dissipation de cette chaleur prend beaucoup de temps; cela se produisant lorsque le béton est déjà durci et a de ce fait une capacité de déformation faible, des contraintes pouvant conduire à des fissures prennent naissance.

Du fait que la transmission de la chaleur à l'intérieur de la masse n'est pas instantanée, les influences externes donnent des répartitions irrégulières de température provoquant des contraintes, celles-ci pouvant s'ajouter à celles dues aux autres effets supportés par le béton.

Les variations journalières de la température ambiante affectent seulement les couches supérieures du barrage; toutefois, le cycle annuel peut pénétrer plus profondément, ce qui peut entraîner, dans les ouvrages minces, des contraintes locales supplémentaires augmentant le risque de fissuration.

Si la construction du barrage est réalisée en un bloc continu d'une rive à l'autre, l'ouvrage se refroidira quelque temps après le bétonnage, ce qui conduira à des fissures perpendiculaires à la fondation du fait de la rigidité de celle-ci; il y a, en effet, rupture du béton pour un faible allongement. Cela se produit pour une baisse de la température de l'ordre de 10 à 20 °C, résultant d'une élévation de la température du béton de l'ordre de 20-30 °C au-dessus de la température ambiante lorsque le ciment fait prise et que la chaleur interne se dissipe.

Pour cette raison, les barrages en béton sont divisés en plots par des joints transversaux et longitudinaux.

Afin d'éviter le risque de fissuration, les précautions suivantes seront prises :

- a) Dispositions prises lors du projet pour éviter la fissuration.
- b) Mesures pour assurer une température du béton aussi basse que possible au moment du bétonnage.
- c) Moyens à mettre en œuvre pour accélérer la dissipation de la chaleur d'hydratation.

En ce qui concerne le point a) précité, les concentrations de contraintes seront évitées ou des armatures seront prévues pour arrêter la propagation des fissures.

Les mesures b) seront les suivantes :

- Utilisation d'un ciment à faible chaleur d'hydratation.
- Adoption d'un dosage en ciment le plus bas possible.
- Emploi d'adjuvants pour réduire le rapport eau-ciment.
- Pré-refroidissement des composants du béton avant malaxage.

Steel formwork, reinforcement and other steel parts to be embedded in the concrete must be above freezing point; otherwise, the heat absorbed by these steel parts may make the concrete temperature fall at the contact surface to temperatures below freezing point.

3.8. THERMAL TREATMENTS

3.8.1. General

As placed concrete temperature rises due to the heat of the cement hydration, it usually takes a considerable time to dissipate the heat involved; as this happens when the concrete is already hardened and its deformation capacity is therefore low, stresses occur that may lead to cracking.

As heat transmission to inside the mass is not instantaneous, external influences lead to irregular temperature distributions causing stresses, that may be added to those arising from other factors to which the concrete is to be subjected.

Daily ambient temperature variations only affect the upper dam layers; however, the annual cycle may penetrate deeper which, in slender structures, may lead to additional local stresses increasing the possibility of cracks appearing.

If a dam is built as a continuous unit between the banks, it will cool down after a certain time period following concreting, which will lead to cracks at right angles to the foundation, due to the rigidity of the latter, as concrete breaks for a little elongation. This occurs on a fall in temperature between 10 and 20 °C, resulting from concrete temperature rising by around 20-30 °C above ambient as the cement sets and the internal heat is dissipated.

For this reason, concrete dams are divided into blocks, by transverse and longitudinal joints.

In order to avoid the danger of cracking, the following precautions should be taken :

- a) Design provisions to avoid the onset of cracking.
- b) Precautions to ensure that the placed concrete temperature is as low as possible.
- c) Procedures to accelerate dissipation of the heat of hydration.

In point *a*) stress concentrations should be avoided or reinforcement provided to stop cracks spreading.

In point *b*) the following precautions should be taken :

- Use cement that generates a low heat of hydration.
- Use the lowest possible proportion of cement.
- Use admixtures to reduce the water/cement ratio.
- Precool concrete components before mixing.

Quant au point *c*), les procédés suivants facilitent la dissipation de la chaleur :

- Choix de granulats à forte diffusivité.
- Adoption de levées de bétonnage de faible épaisseur (1,50 m maximum).
- Choix d'un rythme de bétonnage des couches successives pour que, lorsqu'une couche est mise en place, la plus grande partie de la chaleur d'hydratation de la couche précédente se soit déjà dissipée à travers la surface supérieure.
- Refroidissement artificiel du béton mis en place, si l'épaisseur des levées dépasse 1,50 m.

Certains des procédés indiqués ont déjà été traités dans des paragraphes précédents : ciment, adjuvants, bétonnage dans des conditions climatiques sévères, traitement thermique des granulats, eau, etc. On va, dans le présent chapitre, indiquer les divers procédés visant à éviter la fissuration lors d'un bétonnage aussi rapide que possible sur le plan économique et à permettre l'injection efficace des joints dès que possible pour que la retenue puisse être mise en eau.

3.8.2. Refroidissement de l'eau de malaxage

Le dosage en eau du béton est faible, variant de 70 à 140 litres; de cette valeur, on doit retrancher la teneur en eau des granulats, ce qui donne un volume net d'eau de malaxage de 36 à 100 litres par m³. Si la température de l'eau se situe entre 2 et 5° C, on peut baisser la température de malaxage du béton de 1 à 4° C. Par rapport à l'élévation adiabatique de la température du béton due à l'hydratation du ciment, qui varie entre 18° et 34 °C, ce procédé a un effet peu important, mais il est toutefois utilisé chaque fois que le pré-refroidissement de quelques constituants du béton ou le post-refroidissement est adopté.

Les procédés de refroidissement de l'eau ont été décrits au chapitre 3.2.3.

3.8.3. Utilisation de glace dans le malaxage

Le remplacement d'une partie de l'eau de malaxage par de la glace dans la bétonnière refroidit le mélange d'une manière significative, étant donné que la glace absorbe la chaleur nécessaire pour passer de l'état solide à l'état liquide (chaleur latente de fusion de la glace : 80 cal/g). On obtient également un effet de refroidissement en augmentant la température d'équilibre, mais ce second effet est peu important. L'effet de la fonte de la glace réduit, en général, la température du béton frais de 1 °C environ pour 7,5 kg de glace introduits dans la bétonnière. En pratique, la quantité de glace substituée à l'eau de malaxage varie entre 35 kg et 100 kg par m³ de béton, de sorte que la température du béton frais est réduite de 6 °C à 16 °C.

Le chapitre indique les procédés les plus courants de fabrication de paillettes de glace et de malaxage dans les centrales à béton pour barrages.

Les installations de fabrication de paillettes de glace effectuent généralement, un pré-refroidissement à 5° C de l'eau alimentant les générateurs de glace qui irriguent les parois d'un cylindre de réfrigération en acier muni d'un dispositif tournant et d'une raclette; la glace est transférée dans une cuve qui permet d'amortir les différences entre la production continue de glace et la demande de la bétonnière.

Under point *c*), the following procedures facilitate heat dissipation :

- Select high diffusibility aggregates.
- Concrete in thin lifts (max. 1.50 m).
- Select concrete placement frequency for successive layers so that when a layer is placed the majority of the heat of hydration of the previous layer has been dissipated through the upper surface.
- Artificial cooling of concrete already placed, if the lifts are higher than 1.50 m.

Some of the procedures mentioned have already been covered in previous chapters, such as : cement, admixtures, curing, concreting under severe weather conditions, heat treatment of aggregates, water, etc. In this chapter we are going to refer to the effect of this when trying to avoid cracking while placing concrete as fast as economically possible and allowing joints to be grouted efficiently as soon as possible, in order to allow the reservoir to be filled.

3.8.2. Mix water cooling

The proportion of water in concrete is small, varying between 70 and 140 litres, from which the aggregate water content must be subtracted, giving a net amount of mixing water of between 36 and 100 litres per m³. This can be used to lower the concrete mixing temperature by 1° to 4 °C, if the water temperature lies between 2° and 5 °C, which is normal. Compared with the adiabatic temperature rise of the concrete due to cement hydration, that varies between 18° and 34 °C, it can be seen that this is of little importance but, nevertheless, is used in all cases where precooling of some concrete components or post-cooling are employed.

Water cooling systems have been described in chapter 3.2.3.

3.8.3. Use of ice in mixing

By replacing part of the mix water by ice in the concrete mixer, there is a significant cooling of the mix as the ice absorbs the heat required to change state from a solid to a liquid (latent heat of fusion for ice = 80 cal/g). A cooling effect is also obtained on raising the overall equilibrium temperature; this second effect is of little importance. The effect of ice melting can generally reduce fresh concrete temperature by around 1 °C for every 7.5 kg of ice loaded in the mixer. In practice, the amount of ice replacing mixing water usually varies between 35 kg and 100 kg/m³ of concrete so that fresh concrete temperature is reduced by 6 °C to 16 °C.

The chapter indicates the most usual flake ice production and batching procedures in concrete manufacturing plants for dams.

Flake ice manufacturing systems normally precool water to 5 °C, which is fed to ice generators that irrigate the walls of a steel refrigerating cylinder with a rotary system and scraper that removes the ice into a tank, which absorbs differences between continuous ice production and batch demand.

La température de la glace dans la cuve est, en général, inférieure à -10°C afin que des gros blocs ne se forment pas au cours du transport. Celui-ci, jusqu'à la centrale à béton, est réalisé par des transporteurs à air comprimé ou à vis, qui déversent la glace dans un récipient alimentant un doseur pondéral.

3.8.4. Traitement thermique des granulats

La température du béton frais dépend de celles de ses constituants, qui, de leur côté, dépendent de la température ambiante, si aucun traitement particulier n'est appliqué. Étant donné la grande influence des granulats sur l'équilibre thermique, tout changement de température a un effet important sur la température du béton lors du malaxage.

Il y a normalement 3 à 3,5 fois plus de gros granulats que de sable et l'eau s'écoule à travers les premiers beaucoup plus facilement. Du fait de ses dimensions, le sable est facilement refroidi, mais, pour la même raison, il reprend immédiatement sa température à moins d'être utilisé tout de suite. Cela rend très coûteuse l'installation de silos spéciaux dans la centrale à béton, nécessitant des serpentins de circulation d'eau froide pour les échanges calorifiques; en effet, on ne peut utiliser pour le refroidissement la circulation d'air froid, car le sable est plus compact et il y a risque de gel et de formation de blocs.

En raison de leurs inconvénients, les procédés de refroidissement du sable ne sont pas actuellement mis en œuvre.

On utilise, en général, trois méthodes pour le refroidissement des gros granulats :

- a) Immersion dans l'eau.
- b) Circulation d'air froid à travers les granulats.
- c) Évaporation de l'eau superficielle des granulats;
ou une combinaison des trois.

La méthode d'immersion dans l'eau froide est appliquée de deux façons :

La première consiste à immerger les granulats, mélangés préalablement suivant leurs propres dosages, pendant un temps déterminé dans de l'eau refroidie à 5°C , l'eau froide circulant dans une boucle fermée entre la cuve de refroidissement et les réfrigérants.

Une fois les granulats refroidis, ce qui demande généralement 25 minutes environ, ils sont déchargés dans une trémie d'alimentation, d'où part une bande les transportant à des cribles de drainage; de là, ils sont dirigés sur des tamis de post-criblage situés au-dessus des silos de granulats classés de la centrale à béton.

L'autre méthode comporte un tunnel traversé par une bande transportant les gros granulats qui sont arrosés par de l'eau froide à $2,5^{\circ}\text{C}$. Une bande ayant une vitesse de $0,4\text{ m/s}$ et transportant des granulats de 150 mm de dimension maximale met 4 à 5 minutes pour traverser le tunnel; la réduction de température peut atteindre 9°C . La bande transporteuse est équipée d'auges qui recueillent l'eau et la transportent jusqu'aux cuves de décantation; de là, l'eau est amenée, par pompage, à l'évaporateur et revient à la bande transporteuse, bouclant ainsi le circuit.

Container ice temperature is usually below $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ in order to enable transport without forming large lumps. Transport to the central concrete manufacturing plant is either by compressed air or screw conveyors, discharging into a container from which the ice weight batcher is fed.

3.8.4. Aggregate heat treatment

The temperature of fresh concrete depends on its components which, in turn, if no special process changes their temperature, depend on ambient temperature. Given the great influence of aggregates on the thermal balance, any change of temperature has a great effect on concrete mixing temperature.

There is normally 3 to 3.5 times more coarse aggregate than sand, and water drains through the former much more easily. Sand, given its size, is easily cooled but for the same reason immediately recovers its temperature unless used straight away. This makes it very expensive to provide special containers in the concrete manufacturing plant, requiring cold water coils for heat exchanging purposes, as they cannot be cooled with cold air circulation as they are more compact and may also freeze and form blocks.

Attempts have been made to cool aggregate with brine situated around screw conveyors through which the sand circulates; also by means of evaporation in heat exchangers, in which the air is extracted to achieve evaporation.

At the present, the disadvantages of all sand cooling procedures mean that these are not used.

Three methods are usually employed for cooling coarse aggregate :

- a) Water immersion;
 - b) Cold air circulation through the aggregate.
 - c) Evaporation of aggregate superficial water content;
- or a combination thereof.

The cold water immersion method is used in two ways : one, which consists of immersion of the aggregate premixed in the proper proportions for a specific time in water cooled to $5\text{ }^{\circ}\text{C}$, with the cold water circulating in a closed loop between the cooling tank and chillers.

Once the aggregate is cooled down, which normally takes about 25 minutes, it is discharged into a feeder and from there to a conveyor belt and then to draining screens, from where it is taken to the post-screening screens located over the graded aggregate silos of the concrete manufacturing plant.

The other method consists of a tunnel through which a conveyor belt carries the coarse aggregates, sprayed with cold water at $2.5\text{ }^{\circ}\text{C}$. Aggregate with a maximum size of 150 mm and a conveyor speed of 0.4 m/s usually takes 4 to 5 minutes to pass through, and its temperature is reduced by up to $9\text{ }^{\circ}\text{C}$. The conveyors are fitted with collection trays that carry the water to sedimentation tanks, from which it is pumped to the evaporator and back to the conveyors, closing the circuit.

Ces deux dispositifs sont les plus utilisés ; cependant, lorsque la température des granulats doit être réduite encore plus, on fait circuler de l'air froid à travers le silo des granulats de dimensions supérieures à 20 mm, dans un circuit fermé installé dans la centrale à béton ; en effet, les autres granulats (inférieurs à 20 mm) risquent de geler et de former des blocs. Les températures de l'air sont, en général, de -17°C à l'entrée dans le silo et de 3°C environ à la sortie, l'air étant ensuite refroidi dans les évaporateurs. Avec ce double système, les températures des granulats sont abaissées jusqu'à des valeurs situées entre -2°C et -7°C .

Lorsque les températures ambiantes sont élevées et sous des climats secs, ces méthodes de refroidissement sont complétées par une légère aspersion d'eau sur les tas de stockage des granulats, l'eau s'étant évaporée avant de les recouvrir d'une autre couche de granulats. De cette façon, la température des granulats est diminuée de 6 à 10°C . On peut également insuffler de l'air froid dans les tas de granulats depuis une galerie située au-dessous.

Les silos des granulats classés sont, en général, revêtus d'une peinture blanche afin de réduire les élévations de température.

La température du béton malaxé peut être abaissée de 10°C en refroidissant les gros granulats.

3.8.5. Refroidissement artificiel du béton après sa mise en place

Il s'agit ici de tous les procédés artificiels destinés à réduire la chaleur d'hydratation du béton après sa mise en place. Cela peut être obtenu en faisant circuler de l'eau dans une série de tuyaux de petit diamètre, noyés préalablement dans le béton.

Par ordre d'importance, les caractéristiques qui gouvernent un dispositif de post-refroidissement par circulation d'eau sont :

- la température de l'eau de refroidissement ;
- la densité et l'espacement des serpentins ;
- le débit de l'eau de refroidissement ;
- le diamètre des tuyaux.

Il faut noter que chacune de ces caractéristiques est indépendante des autres.

Le matériau constituant les serpentins est, en général, de l'acier courant du commerce ; certes, il existe de meilleurs métaux conducteurs de la chaleur, mais cela n'a pas d'importance du fait que la durée de refroidissement dépend presque exclusivement de la transmission de la chaleur à travers le béton. Le diamètre des serpentins n'affecte pas non plus spécialement l'efficacité du refroidissement. Ce diamètre est le plus souvent de 2,5 à 3,8 cm (1 à 1,5 pouce), avec une épaisseur de paroi de 1 mm ; ainsi, la perte de charge dans le tuyau n'est pas excessive.

Récemment, on a utilisé avec succès des matériaux polymères (principalement, du polyéthylène HDPE de densité élevée).

Les serpentins sont posés directement sur la surface de béton durci de chaque couche. En plan, l'espacement entre tuyaux sera égal à l'épaisseur de la couche, ou légèrement plus grande. On utilisera des tuyaux rectilignes, reliés par des coudes. Ils seront disposés en quinconce dans les couches successives pour augmenter l'efficacité, ce qui donne une disposition approximativement triangulaire en élévation.

These two systems are the most frequently used; however, when aggregate temperature has to be reduced even further, cold air is circulated through the over 20 mm size aggregate container in a closed circuit in the concrete manufacturing plant as the other aggregates (less than 20 mm) freeze and form blocks. The air temperature is usually -17°C on entering the silo, leaving at some 3°C and being recooled in evaporators. With this double system, coarse aggregate temperatures are lowered to between -2° to -7°C .

To complete these systems in areas with high ambient temperatures and dry climates water can be sprayed lightly over the storage piles, and allowed to evaporate before covering them with another layer of aggregates. In this manner aggregate temperature is reduced by 6° to 10°C . Also cold air can even be forced through the piles from the base gallery underneath.

Graded aggregate silos are normally painted white to minimise temperature rises.

The concrete mix temperature can be reduced about 10°C by cooling the coarse aggregate.

3.8.5. Artificial cooling of placed concrete

This heading includes all artificial systems for reducing the heat of hydration of concrete after placement. This can be achieved by making water flow through a series of small diameter tubes embedded in the concrete beforehand.

In order of importance, the controlling characteristics of a water flow postcooling system are :

- Cooling water temperature.
- Coil density and spacing.
- Cooling flowrate.
- Tube diameter.

It should be emphasized that each of these is almost independent of the others.

Coil material is usually commercial grade steel pipe as, although better metals exist for conducting heat, this is unimportant as the cooling time necessary almost exclusively depends on heat transmission through the concrete itself. Neither does coil diameter particularly affect cooling efficiency. The diameter is usually 1" to 1-1/2" with a 1 mm wall thickness, sized to ensure that the pressure drop is not excessive.

Recently, coils made with polymer materials (specially high density polyethylene HDPE) have been used successfully.

Coils are laid directly on the hardened concrete surface of each layer. The plan arrangement should ensure that spacing between pipes is equal to layer height, or slightly greater. Straight sections are used joined with bends. They are staggered in successive layers to increase efficiency, giving an approximate triangular arrangement in elevation.

Le débit spécifique, c'est-à-dire le débit du tuyau divisé par la section de béton correspondant à chaque tuyau, est au maximum de $0,5 \text{ cm}^3/\text{s}$ par m^2 , étant donné que l'augmentation du débit spécifique a peu d'effet.

La température de l'eau sera telle que la baisse de température du béton ne conduira pas à des contraintes de traction supérieures à la résistance du béton à la traction. Par conséquent, pendant les trois ou quatre premières semaines suivant la mise en place du béton, la baisse de la température ne devra pas dépasser $0,5^\circ \text{C}$ par jour; comme la chaleur échangée entre le béton et l'eau est proportionnelle à la différence de température, la première phase de refroidissement utilise de l'eau non refroidie. Cela permet d'éviter une circulation d'eau trop froide dans le réseau de serpentins pendant les premiers jours après le bétonnage, ce qui pourrait être néfaste à la prise du béton autour des tuyaux de refroidissement. Il est évident qu'avec cette méthode le plot met plus de temps à se refroidir, mais, par contre, on réalise une économie appréciable de coût.

Le choix du moment où le refroidissement artificiel doit débiter est un sujet de grande discussion. Il est courant de commencer ce refroidissement 24 heures environ après le début du bétonnage de la couche; cela réduit la température maximale du béton de l'ordre de 5 à 10°C et diminue donc le risque de fissuration du béton au cours du refroidissement.

Si on laisse 5 ou 7 jours pendant lesquels le ciment a dégagé la plus grande partie de sa chaleur d'hydratation, le temps total de refroidissement sera différé de ces 5 ou 7 jours; on ne doit pas oublier que plus la différence de température entre le béton et l'eau est grande, plus le refroidissement est efficace.

Si le but du refroidissement artificiel est que le programme d'injection des joints soit exécuté de telle sorte qu'il n'y ait pas de retard dans la mise en service du barrage, et si le projet a prévu des joints de contraction tenant compte de l'élévation initiale de température, il est évident que le début du refroidissement peut être retardé de 6-7 jours, car cela procure, en principe, une économie du fait que l'efficacité du refroidissement est plus grande.

La deuxième phase de refroidissement utilise de l'eau refroidie à $2,5^\circ \text{C}$. Cette phase débute, en général, lorsque la température du béton est descendue à 25°C ; cependant, la décision dépend principalement de considérations économiques compatibles avec les objectifs techniques.

Dans la seconde phase, la température de l'eau de refroidissement est un facteur fondamental dans l'obtention de la température finale d'équilibre thermique, ou de la température lors de l'injection du joint; en effet, si la diffusivité thermique du béton est importante dans la phase initiale de refroidissement, la différence de température entre le béton et l'eau refroidie est encore plus grande dans la phase finale.

La première phase de refroidissement avec de l'eau naturelle dure, en général, deux à trois mois, cette durée dépendant du mois de l'année et de la température ambiante. Le refroidissement avec de l'eau refroidie a une durée identique et n'est pas généralement raccourci avant que trois mois se soient écoulés, la température intermédiaire (25°C) pour le changement du type d'eau ayant été atteinte ou non. On vise par là à obtenir une certaine homogénéité de température dans les diverses zones du barrage.

Afin que le refroidissement soit aussi uniforme que possible, la circulation d'eau dans les serpentins est inversée après quelque temps.

The specific flowrate, i.e. the flowrate through the coil divided by the concrete cross-section corresponding to each tube, is a maximum of $0.5 \text{ cm}^3/\text{s}$ per m^2 , as the effect gained by increasing this specific flowrate is very small.

The water temperature should be such that the temperature drop in the concrete does not lead to tensile stresses greater than the concrete tensile strength. Consequently, for the first three or four weeks after concrete placement, the temperature drop should not exceed $0.5 \text{ }^\circ\text{C}$ per day and, as the heat exchanged between concrete and water is proportional to the temperature difference, the first cooling stage employs uncooled water. This avoids excessively cold water circulating through the coil network during the first few days after placement, which could be detrimental to concrete setting around the cooling tubes. With this method it is obvious that the block takes longer to cool but, on the other hand, an appreciable cost saving is made.

The time to commence artificial cooling is a matter of considerable debate. It is normal to start some 24 hours after commencing layer placement, as this reduces maximum concrete temperature by between 5° and 10° C and, therefore, the danger of cracking during cooling is reduced.

If left for 5 or 7 days by which time the cement has generated the greater part of its heat of hydration, the total cooling time would be delayed by these 5 to 7 days; it should not be forgotten that the cooling is the more efficient the greater the temperature difference between the concrete and the water.

If the objective of artificial coolings is that joint grouting is carried out in time to ensure that there are no delays when commissioning the dam and the design already provided for contraction joints taking this initial temperature rise into account, it is obvious that the start of cooling could be delayed by these 6-7 days, as this, in principle, would be an economy as cooling efficiency would be greater.

The second cooling phase employs water chilled to $2.5 \text{ }^\circ\text{C}$. This usually starts when concrete temperature has fallen to $25 \text{ }^\circ\text{C}$; although the decision mainly depends on economic considerations compatible with technical objectives.

Second phase cooling water temperature is fundamental in achieving the final thermal balance temperature, or the joint grouting temperature as, if the thermal diffusivity of the concrete is important in the initial cooling phase, the temperature difference between concrete and the chilled water is even more so in the final stage.

The first phase of cooling with natural water usually lasts 2 to 3 months, depending on the month of the year and the ambient temperature. Chilled water cooling usually lasts for the same period and is generally not connected until 3 months have passed, whether or not the intermediate temperature ($25 \text{ }^\circ\text{C}$) for the change of type of water has not been achieved. The objective of this is that the dam zones have a certain temperature homogeneity.

In order to ensure that cooling is as uniform as possible, water flow through the coils is usually reversed after a certain period of time.

La longueur des serpentins à la surface des plots est, en général, limitée à moins de 300 m, afin que le débit spécifique ne baisse pas et ne réduise pas l'efficacité du dispositif.

L'eau naturelle est adoptée lorsqu'il y a un ruisseau au-dessus de la crête du barrage; après son passage dans les serpentins, l'eau retourne à la rivière. Si l'eau est pompée depuis la rivière, il est souvent préférable d'utiliser un circuit fermé, en installant des tours de refroidissement pour réduire la température de l'eau restituée, et en pompant de l'eau d'appoint pour compenser les pertes.

L'eau refroidie circule toujours en circuit fermé et l'altitude de l'installation de refroidissement est importante, du fait qu'il faut pomper vers le barrage ou depuis le barrage; cette installation est donc située à un point intermédiaire de la hauteur du barrage. On ne doit pas oublier les débits élevés que nécessitent les compresseurs à ammoniaque et les condenseurs de l'installation de refroidissement d'eau.

Une installation complète comprend, en général, les éléments suivants : conduite entre le réservoir principal et l'installation de refroidissement; installation de refroidissement; conduite d'eau naturelle jusqu'au barrage; conduite d'eau refroidie entre l'installation et le barrage; distribution dans le barrage; canalisations montantes dans des puits ou le long des parements; serpentins; conduite d'eau refroidie entre le barrage et l'installation de réfrigération; conduite d'eau naturelle entre le barrage et la tour de refroidissement.

Il importe que la tuyauterie exposée à l'air soit correctement calorifugée au moyen d'un produit hydrofuge. Les parties les plus importantes de la tuyauterie sont les canalisations partant des conduites principales et comprenant deux éléments fondamentaux : les tuyaux courants d'une longueur égale à 2 hauteurs de couche et les « flûtes ». Les « flûtes » sont des tuyaux de distribution, d'une longueur égale au double de la hauteur de la couche, ayant 8 trous dans la moitié supérieure pour alimenter 8 autres couches, 4 de chaque côté du joint jusqu'où la canalisation monte. Les tuyaux de distribution montent, soit à travers des galeries du barrage, soit le long des parements, et sont équipés de vannes et de by-pass permettant d'inverser la circulation d'eau dans les canalisations.

Les « flûtes » ont des vannes pour chaque tuyau flexible qui se branche aux serpentins, ce qui permet de les fermer pendant 24 à 48 heures afin de mesurer la température atteinte par le béton et de contrôler le processus de refroidissement.

3.8.6. Réchauffement du béton

Dans le paragraphe 3.7.9.3. « Bétonnage par temps froid », les problèmes s'y rattachant, ainsi que les solutions possibles, sont examinés.

Le paragraphe 3.2.3. décrit le traitement thermique des granulats ou du béton dans la centrale à béton.

Le présent paragraphe traite des problèmes liés aux travaux de bétonnage par temps froid. Tout d'abord, on peut indiquer que le coût du bétonnage, lorsque la température ambiante est inférieure à 0° C, est le double environ du coût de la mise en place et de la protection sous des températures élevées. Par conséquent, si la température ambiante est inférieure à 0° C sur de longues périodes en hiver, la première décision à prendre porte sur l'arrêt ou non des travaux pendant les mois d'hiver.

Coil length in the surface of the blocks is usually limited to less than 300 m, to ensure that, as a constant flowrate is usually employed, the specific flowrate does not fall and reduce system efficiency.

Natural water flow is used when there is a stream above the dam crest and, in this case, the water is returned to the river after passing through the coils. If water has to be pumped from the river, it is frequently preferable to employ a closed circuit, installing cooling towers to reduce the return water temperature, pumping in makeup water to replace losses.

Chilled water always flows in a closed circuit and the height of the chiller plant is important, as it is normal to have to pump either to or from the dam, so that it is usually located at an intermediate point of the dam height. The large flowrates that the ammonia compressors and water chilling system condensers require should not be forgotten.

A complete installation usually consists of the following elements : pipe from main tank to chiller plant; chiller refrigeration plant; natural water pipeline to the dam; chilled water pipe from the plant to the dam; distribution in the dam; distribution risers either in pits or up the faces; coils; chilled water pipe from the dam to the chiller plant; natural water pipe from the dam to the cooling tower.

It is important that exposed piping is properly insulated with a damp-proof product. The most significant sections of piping are the risers running from the main pipes, which comprise two fundamental elements : normal pipes with a length of 2 layer heights and, the “ flutes ”. The flutes are distribution pipes with a length equal to double the layer height with 8 holes in the upper half to feed another 8 layers, 4 on each side of the joint up which the riser runs. Dam distribution pipes usually rise either through dam galleries or up the faces, with the corresponding valves and bypass fittings to allow water flow to be reversed in the risers.

The “ flutes ” have valves for each flexible hose that connects to the coils, allowing them to be closed for between 24 and 48 hours, in order to measure the temperature reached by the concrete and to enable the cooling process to be controlled.

3.8.6. Concrete heating

In part 3.7.9.3. Cold Weather Concreting, the problems of concreting in cold weather are examined together with possible solutions.

Part 3.2.3. describes heat treatment for aggregates or concrete in the manufacturing plant.

This part attempts to give a constructive description of the cold weather concreting problem. We shall start by stating that the cost of concreting with ambient temperatures below 0 °C is around double the placement and protection cost for hot weather concreting. Consequently, if the ambient temperature is below 0 °C for long periods in winter, the first decision to be taken is whether or not to stop work during winter months.

Lors de la mise en place du béton aux températures spécifiées, la première mesure consiste à protéger les bandes transporteuses des granulats classés et, parfois, à les calorifuger.

Les fonds et les orifices de sortie des silos sont munis de tuyaux dans lesquels circule de l'eau chaude ou de la vapeur. Les galeries sous les silos sont calorifugées et parfois chauffées afin que les mécanismes de sortie et les granulats ne gèlent pas. A partir des silos des granulats classés, les bandes transporteuses sont protégées et calorifugées. La centrale à béton est complètement calorifugée avec des panneaux isolants depuis le sommet jusqu'à la trémie de déchargement de la bétonnière. Des centrales à béton peuvent avoir des silos de prédosage où les granulats sont réchauffés par de la vapeur.

L'eau chaude est produite, en général, dans une installation particulière, éloignée de la centrale à béton et utilisant des brûleurs à mazout.

Les mesures précitées permettent d'obtenir des températures satisfaisant aux conditions indiquées au chapitre 3.7, mais il est plus difficile de garantir une prise continue du béton dans la partie supérieure des plots et, principalement, des conditions rendant possible le travail des ouvriers.

Le transport du béton devra être rapide, en évitant les arrêts et en vibrant immédiatement après la mise en place du béton.

Tous les réseaux de tuyauterie seront normalement calorifugés et on vérifiera que l'eau circule dans les tuyaux; des méandres dans les conduites d'air sont à éviter.

De petits générateurs de vapeur seront prévus sur les plots pour empêcher la formation de glace sur les surfaces de rocher et de béton, et sur les coffrages. On évitera un épandage excessif du béton afin de réduire la surface exposée au froid. Lorsque la couche est terminée, on la protégera au moyen de tapis isolants et on installera des thermomètres à différentes profondeurs pour mesurer l'évolution de la chaleur d'hydratation.

Des coffrages en bois sont généralement utilisés; cependant, dans des circonstances exceptionnelles, on adopte des coffrages équipés de tuyaux dans lesquels circule de l'eau chaude ou de la vapeur. Lorsqu'on enlèvera le coffrage, opération exécutée seulement une fois que le béton aura acquis une résistance suffisante, on fera un arrosage à l'eau chaude pour éviter un choc thermique violent.

Les masses importantes de béton des barrages ne posent pas, en général, de problèmes de prise si les mesures indiquées précédemment sont prises; il est seulement nécessaire de prendre un soin particulier des surfaces et des plots de faible épaisseur.

On a parfois utilisé des adjuvants accélérateurs de prise, par exemple le chlorure de calcium, associés à du ciment prompt à résistance initiale élevée, mais cela entraîne plus d'inconvénients que d'avantages pour la mise en place et la vibration du béton.

Il ne faut pas oublier qu'une fois la chaleur d'hydratation du ciment dégagée, celle-ci est contenue dans la masse et on doit, le cas échéant, refroidir artificiellement, ce qui conduit à prévoir des serpentins dans lesquels de l'eau chaude circulera avant le bétonnage pour empêcher la formation de glace sur les surfaces.

Pendant les arrêts en hiver, on protégera les surfaces au moyen de couvertures en polyuréthane ou autre matériau, posées sur toute la surface horizontale et sur les parements correspondant à deux ou trois levées de béton. On met également, parfois, des couvertures électriques entre le béton et le tapis isolant pour maintenir la température en surface à 10 °C environ pendant tout l'hiver.

The first precaution when placing concrete at the specified temperatures consists of covering graded aggregate conveyor belts and, sometimes, even insulating them.

Silo bottoms and outlets have piping through which hot water or steam circulates. Galleries under the silos are insulated and sometimes heated to ensure that neither the outlet mechanisms nor the aggregates freeze. From the graded aggregate silos, the conveyor is covered and insulated. The concrete manufacturing plant is completely insulated with insulating panels from the top section to the concrete mixer discharge hopper. Concrete manufacturing plants may have prebatching silos where aggregates are heated with steam.

Hot water production is normally carried out in an independent installation, located away from the concrete manufacturing plant and employing fuel-oil burners.

With the above precautions, it is possible to achieve temperatures complying with the conditions described in part 3.7., but it is usually more difficult to guarantee set continuity in the upper part of the blocks and, above all, conditions to enable staff to work.

Concrete transport should be carried out quickly, avoiding stoppages and vibrating close behind concrete placement.

Normally all piping systems are insulated and it should be ensured that water flows through the pipes; avoid links in air pipelines.

Small steam generators are provided in the blocks to eliminate ice forming on the surfaces of rock, concrete and formwork. Spreading the concrete excessively should be avoided, to minimize surface area exposed to the cold. As the layer is completed it should be covered with insulating mats and have thermometers installed at different depths to monitor the progress of heat of hydration.

Wooden formwork is always used although under exceptional circumstances formwork with embedded tubing is used through which hot water or steam circulates. When stripping face formwork, which is done only when the concrete has sufficient strength, a wash down with hot water to avoid severe thermal shock, should be carried out.

The large concrete masses in dams in general usually have no setting problems if the measures described have been taken and it is only necessary to take extra care for surfaces and for thin blocks.

Set accelerating admixtures have sometimes been used, such as calcium chloride, together with fast high initial strength cement, but this usually involves more disadvantages than advantages for placement and vibration.

It should not be forgotten that once the cement has generated its heat of hydration, this is contained in the mass and, if necessary, it must be artificially cooled which requires coils to be provided, through which hot water must be circulated prior to concreting to prevent ice forming on the surfaces.

During winter stoppages, protect surfaces with polyurethane blankets or any other product, over the whole horizontal surface area and for two or three concrete lifts on the faces. Electric blankets are also usually left between the concrete and insulation to maintain the surface temperature around 10 °C throughout winter.

3.8.7. Utilisation d'adjuvants accélérateurs de prise

On utilise généralement des accélérateurs de prise pour le bétonnage par temps froid et lorsque les coffrages doivent être enlevés de bonne heure ou que le béton doit supporter des charges très tôt.

Une telle utilisation est seulement une mesure complémentaire à d'autres précautions indiquées à propos du bétonnage par temps froid; toutefois, en raison de leurs effets défavorables, les accélérateurs de prise ne sont pas utilisés dans les bétons massifs mais dans des ouvrages plus élancés que les plots en béton et dans des cas exceptionnels.

Le produit le plus souvent adopté est le chlorure de calcium en granulés qui doivent être dispersés au moment de leur utilisation. Ce produit doit se dissoudre parfaitement dans l'eau de malaxage avant introduction dans la bétonnière. On effectuera des essais de dosage dans les mêmes conditions d'utilisation, afin d'éviter des effets nuisibles incontrôlables. Comme ce produit provoque la précipitation des composants des entraîneurs d'air et plastifiants, il doit être préparé et introduit séparément dans la bétonnière. Il faut l'exclure lorsque le ciment présente une forte teneur en alcalis, ou lorsque le ciment ou le sol contient des sulfates; on ne doit pas également utiliser ce produit dans les ouvrages précontraints ou armés.

3.8.8. Protection thermique des surfaces

Lorsque le bétonnage est exécuté par temps froid, la plus grande partie de la chaleur d'hydratation se dégage au cours des quatre ou cinq premiers jours; aussi, des sources externes de chaleur peuvent ne pas être nécessaires pour les bétons massifs en vue de maintenir la température de la surface du béton à un niveau correct, si la chaleur dégagée dans la masse se conserve convenablement.

On peut recouvrir les surfaces horizontales au moyen de couvertures isolantes en plastique, avec remplissage de polyuréthane, de fibres de verre, de sciure de bois, etc.; ces couvertures doivent être suffisamment épaisses et ne pas se détériorer à l'usage ou au contact de l'humidité; elles seront étanches et recouvriront la surface totale horizontale en se chevauchant. Dans les zones soumises au vent, on prévoira des ancrages pour ces couvertures qui sont, en général, de faible poids. On doit pouvoir les rouler et les plier facilement dans des boîtes spéciales pour les transporter d'un plot à l'autre.

Bien qu'étant d'usage peu courant, des tapis isolants composites, constitués de deux feuilles de plastique avec un chauffage électrique interne alimenté en 42 V et consommant 350 Wh/m², ont été parfois utilisés. Un autre procédé consiste à monter sur la surface du plot une enceinte fermée, constituée d'une toile reposant sur des supports légers; à l'intérieur, un appareil mobile produit de la vapeur; on utilise, alternativement, un chauffage électrique d'eau, afin que la chaleur n'affecte pas directement la surface du béton et qu'un degré élevé d'humidité soit maintenu à l'intérieur de l'enceinte.

Pour des ouvrages importants, dans des climats très froids pendant une grande partie de l'année, on installe parfois une centrale de production de vapeur qui alimente, au moyen d'un réseau de conduites de distribution, les différents ouvrages protégés par des tapis isolants.

3.8.7. Use of set accelerating admixtures

Set accelerators are usually used for cold weather concreting and in cases where formwork is to be early stripped or the concrete loaded at an early stage.

Use is usually only as a complementary measure to the other precautions described for cold weather concreting but, due to the unfavourable effects involved, they are not usually employed in large masses and are utilised for more slender structures than the concrete blocks and for very exceptional circumstances.

The product most frequently used is flake granulated calcium chloride, which must be dispersed when used. It must dissolve perfectly in the mixing water prior to loading in the concrete mixer. The batching quantities must be tested under the same conditions in which they are to be used in order to avoid uncontrollable detrimental effects. As it precipitates the components of air entraining and plasticiser admixtures, it must be prepared and introduced separately from these into the concrete mixer. Care must be taken that it is not used with high alkali content cement or when sulphates are present in the cement or soil, nor must they be employed in prestressed or reinforced structures.

3.8.8. Surface thermal protection

For cold-weather concreting, as most of the heat of hydration from the cement in the hardening process is generated during the first four or five days, heat from external sources may not be required in large masses in order to keep the concrete surface temperature at the correct level, if the heat generated in the mass is conserved properly.

Horizontal surfaces can be covered with insulating blankets of plastic having fills of polyurethane, glass fibre, sawdust, etc., that are sufficiently thick and do not deteriorate with use or from contact with dampness, that are waterproof and cover the whole area in plan by overlapping. Anchorages must be provided for areas affected by the wind as they are usually light-weight. They must be easily rolled up and folded in order to fit them into the special box fittings provided for transferring them from one block to another.

Although not widespread, compound insulating blankets have sometimes been used comprising two plastic sheets with an internal electric heating core fed at 42 V and consuming 350 Wh/m². Another protection procedure comprises forming a sealed enclosure on the block surface, formed from insulating canvas supported by light-weight stands with mobile steam equipment provided under the canvas ceiling; alternatively, an electric heater system in bowls of water is used, so that the heat does not directly affect the concrete surface and a high degree of humidity is maintained inside the enclosure.

Sometimes, for large-scale works where the climate is very cold for a considerable part of the year, steam generation plant is installed that feeds the different works protected with insulating blankets through a pipe distribution system.

Comme indiqué ci-dessus, on préfère le coffrage en bois, comportant parfois une isolation spéciale permettant la circulation de vapeur ou d'eau chaude dans des tuyaux installés préalablement.

On a utilisé des coffrages jusqu'à 12 m de hauteur, correspondant à plusieurs levées, qui ne sont enlevés que 1 mois ou plus après le bétonnage, le parement étant arrosé d'eau chaude après l'enlèvement du coffrage.

3.9. JOINTS

3.9.1. Généralités

Les joints sont des surfaces de discontinuité dans les barrages en béton. Certains joints sont prévus lors du projet pour empêcher la fissuration du béton d'origine mécanique ou thermique; d'autres joints sont rendus nécessaires pour des considérations pratiques d'exécution des travaux, tandis que d'autres sont des discontinuités accidentelles qui se produisent lors d'arrêts non programmés dans le bétonnage d'un élément particulier du barrage.

Le Tableau 3 donne les différents types de joints utilisés dans les ouvrages hydrauliques :

a) Joints de contraction (de retrait). Ces joints réduisent la fissuration non maîtrisée causée par la contraction thermique du béton, résultant principalement de la dissipation de la chaleur d'hydratation du ciment et du retrait hydraulique du béton au premier âge; ces joints servent aussi à absorber les contractions thermiques dues aux baisses périodiques de la température du corps du barrage au cours de son exploitation.

b) Joints de dilatation. Ces joints maintiennent une certaine séparation entre les parties contiguës d'une structure en béton. L'ouverture initiale doit être suffisante pour absorber l'augmentation dimensionnelle des éléments d'ouvrage séparés par le joint, résultant de la dilatation thermique du béton. L'ouverture du joint est généralement obtenue en y introduisant une plaque de mousse à base de polymères.

c) Joints de fondation ou d'isolation mécanique. Ces joints sont destinés à séparer des parties adjacentes d'un ouvrage en béton, ceci généralement dans un plan vertical, afin que le mouvement se limite à la partie où il se produit; de tels mouvements résultent le plus souvent de tassements différentiels de la fondation.

d) Joints de construction. Ces joints divisent un élément d'ouvrage, qui normalement devrait être monolithe; ces joints sont rendus nécessaires par des considérations pratiques de construction. Ils sont situés entre des levées d'un plot d'un barrage ou autres éléments verticaux qui, du fait de leur hauteur, ne peuvent pas ou ne doivent pas être bétonnés en une seule opération. On peut distinguer les joints horizontaux ou faiblement inclinés qui ne demandent pas de coffrages, et les joints coffrés.

On peut également distinguer les joints de construction prévus dans le programme de travaux, ou encore spécifiés sur les plans ou dans les prescriptions techniques, et les joints prenant naissance fortuitement en cours de construction (joints accidentels) et résultant d'arrêts non programmés dans le bétonnage (pannes d'énergie, avaries, changements brusques de temps, etc.). Dans ces derniers cas, on doit improviser un joint avec ou sans coffrage, afin d'assurer à la surface plane créée

As mentioned above, wooden formwork is preferred, sometimes with special insulation that allows steam or hot water to flow through piping installed in the installation beforehand.

Formwork up to 12 m high has been used left for several lifts and not stripped until after 1 month or more after placement, with the face washed with hot water after removal of the formwork.

39. JOINTS

39.1. General

Joints are surfaces of discontinuity in the structure of concrete dams. Some joints are included in the design to prevent mechanical or thermal forces cracking the concrete; other joints are necessary to make construction possible, while others are unscheduled discontinuities that arise when unprogrammed stoppages in concreting occur within a particular dam element.

Table 3 classifies the different joints used in water works, defined as follows :

a) Contraction Joints. These joints minimize uncontrolled cracking caused by the thermal contraction of the concrete, mainly due to dissipation of the heat of hydration from the cement and drying shrinkage in the early age of the concrete; also, to absorb thermal contraction arising from periodic falls in temperature of the dam body during its operation.

b) Expansion Joints. Joints that maintain a certain opening to limit face-to-face contact. The initial opening must be sufficiently wide to absorb the increased dimensions of structural elements separated by the joint, arising from thermal expansion due to a temperature rise. The joint opening is generally achieved by installing a board of foam polymer material.

c) Foundation or Mechanical Isolation Joints. The object of these joints is to separate adjacent parts of a concrete structure, normally in a vertical plane, in order to confine movement to the specific part in which this occurs, generally due to differential settlement of the foundation.

d) Construction Joints. These are the joints that divide parts of a structural element that should theoretically be monolithic, due to construction factors. Construction joints are connections between dam block layers or other vertical elements that, given their height, cannot or must not be concreted in a single operation. These joints may be split into : horizontal or gently sloping joints, that require no formwork; and joints that require formwork.

Construction joints may be divided into those scheduled in work programmes or even called for on the drawings or the technical specifications, with specified characteristics, and those that occur fortuitously during construction (unscheduled joints), due to unplanned stoppage in concrete placement (power failures, breakdowns, sudden changes in weather, etc.). In these cases, a construction joint has to be improvised with or without formwork to ensure proper hydraulic,

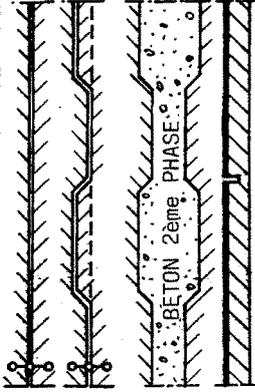
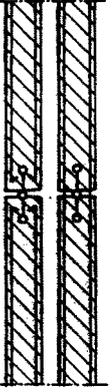
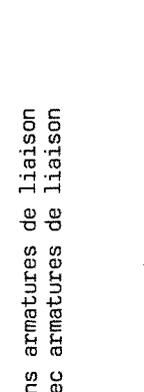
TYPES DE JOINT	
A. JOINTS DEFINIS SUR LES PLANS DU PROJET	<p>1. JOINTS DE CONTRACTION (de retrait)</p> <p>1.1 BOUT A BOUT</p> <p>1.2 OUVERT</p> <p>1.3 AMORCÉ</p> <p>a) surface plane b) surface irrégulière</p> 
	<p>2. JOINTS DE DILATATION</p> <p>2.1 SANS ARMATURES DE LIAISON</p> <p>2.2 AVEC ARMATURES DE LIAISON</p> 
	<p>3. JOINTS DE FONDATION (Joint de isolation mécanique)</p> 
B. JOINTS DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION	<p>4. JOINTS DE CONSTRUCTION</p> <p>4.1 HORIZONTAL</p> <p>4.2 COFFRÉ</p> <p>a) Prévu b) Accidentel</p> <p>Sans armatures de liaison Avec armatures de liaison</p> 
	<p>5. JOINTS SECS</p> 

Tableau 3
Types de joint

JOINT CLASSIFICATION	
A. JOINTS DEFINED ON DESIGN DRAWINGS	<p>1. CONTRACTION JOINTS</p> <p>1.1 BUTT</p> <p>1.2 OPEN</p> <p>1.3 INITIATED</p> <p>a) Surface FLAT</p> <p>b) IRREGULAR</p>
	<p>2. EXPANSION JOINTS</p> <p>2.1 WITHOUT CONNECTING RODS</p> <p>2.2 WITH CONNECTING RODS</p>
	<p>3. FOUNDATION JOINTS (Mechanical Isolation Joints)</p>
	<p>4. CONSTRUCTION JOINTS</p> <p>4.1 HORIZONTAL</p> <p>4.2 FORMWORK</p> <p>a) Scheduled</p> <p>b) Unscheduled</p> <p>Without connecting rods</p> <p>With connecting rods</p>
	<p>5. COLD JOINTS</p>
B. JOINTS IN CONSTRUCTION PHASE	

Table 3
Joint classification

des conditions correctes géométriques, mécaniques et hydrauliques, et afin d'éviter une surface de faible résistance mécanique qui est, après coup, impossible à réparer ou difficile à renforcer.

Les joints de construction ont été traités dans le chapitre 3.7.

e) Joints secs. Ces joints sont des surfaces de séparation résultant d'un défaut de liaison entre deux couches successives vibrées, lors d'une même opération de bétonnage dans tout type d'ouvrage en béton. Cela se produit quand le compactage de la couche supérieure intervient alors que la couche inférieure a déjà fait prise. On évite le risque de joints secs en revibrant la partie supérieure de la couche lorsqu'on vibre la couche qui la recouvre; de plus, on peut utiliser des adjuvants retardateurs de prise et adopter un rythme de bétonnage suffisamment rapide.

Des joints secs se produisent presque toujours par suite de défauts de bétonnage, liés au programme, à la méthode d'exécution, ou aux travaux d'exécution proprement dits.

3.9.2. Étanchement des joints

Dans la construction d'un barrage, les deux principaux problèmes posés par les joints sont : l'étanchement du joint pour empêcher les fuites, et le remplissage du joint au moyen d'injection de coulis ou de résine.

Pour les joints de construction radiaux ou longitudinaux des barrages-voûtes, on peut adopter des dispositifs d'étanchéité sur le parement ou des waterstops insérés dans le béton près du parement. On a abandonné l'ancien dispositif constitué d'une longrine verticale en béton armé, de section généralement pentagonale, construite dans une rainure imprégnée préalablement de mastic bitumineux, et associée à des évidements remplis d'argile ou de mastic bitumineux. Aujourd'hui, les dispositifs couramment utilisés sont des bandes métalliques, des bandes en matériaux à base de polymères, tel que le PVC, ou des bandes en caoutchouc naturel ou synthétique.

On peut utilement consulter à ce sujet le Bulletin n° 57 de la CIGB « Matériaux pour joints dans les barrages en béton » (1986).

De nombreuses personnes précisent que le waterstop mis en place près du parement amont ne doit pas constituer un élément d'étanchéité pour le compartiment d'injection du joint. Une autre bande d'étanchéité sera placée à côté, à l'aval du waterstop, cette bande pouvant être d'une qualité inférieure. Une solution souvent utilisée est la suivante : waterstop en néoprène et bande en PVC pour le compartiment d'injection, avec intervalle de l'ordre de 0,80 m. La pression élevée utilisée pour l'injection des joints radiaux des barrages pourrait, en effet, endommager le waterstop.

mechanical and geometrical conditions of the structural element cut-off plane, so that a weak surface does not exist that is impossible to repair or difficult to reinforce afterwards.

Construction joints have been covered in chapter 3.7. of this document.

e) **Cold Joints.** These joints are separation surfaces caused by a connection defect between two consecutive vibration layers in the same placement layer of any type of concrete work. These occur when compaction of the upper layer takes place once the bottom layer has already set. When concreting dams the danger of cold joints is avoided by revibrating the upper part of one layer when vibrating the overlying layer; furthermore, set retarding admixtures can be used and the concrete should be placed at a sufficiently fast rate.

Cold joints nearly always occur due to concrete placement faults, either in programming, method or execution.

3.9.2. Joint water-proofing

The two main problems of joints from a dam construction point of view are : water-proofing, to impede water passing through the joint, and filling the joint with grout or resin injection.

The water-proofing of radial or longitudinal construction joints in arch dams can employ sealing devices at the face or use waterstops inserted in the concrete, close to the face. The old-fashioned procedures of vertical reinforced concrete beams generally having a pentagonal section, concreted in rebates impregnated with an asphaltic mastic beforehand, together with recesses filled with clay or asphaltic mastic, have fallen into disuse. Presently, the system most widely used employs metal strips or strips of polymer materials, such as PVC, or synthetic and natural rubbers.

For the sake of brevity we refer to the Bulletin No. 57 entitled “ Materials for Joints in Concrete Dams ” of the ICOLD Committee on Materials for Concrete Dams, 1986.

Many authors state that waterstop fitted near the upstream face should not be used as a sealing element of the joint grouting area. We consider that another strip should be placed closeby, downstream of the waterstop and which may be of a lower quality. A frequent solution is : neoprene water-proofing strip and PVC strip for the grouting area, spaced about 0.80 m apart. The high injection pressure that the treatment of dam radial joints requires could damage the waterstop.

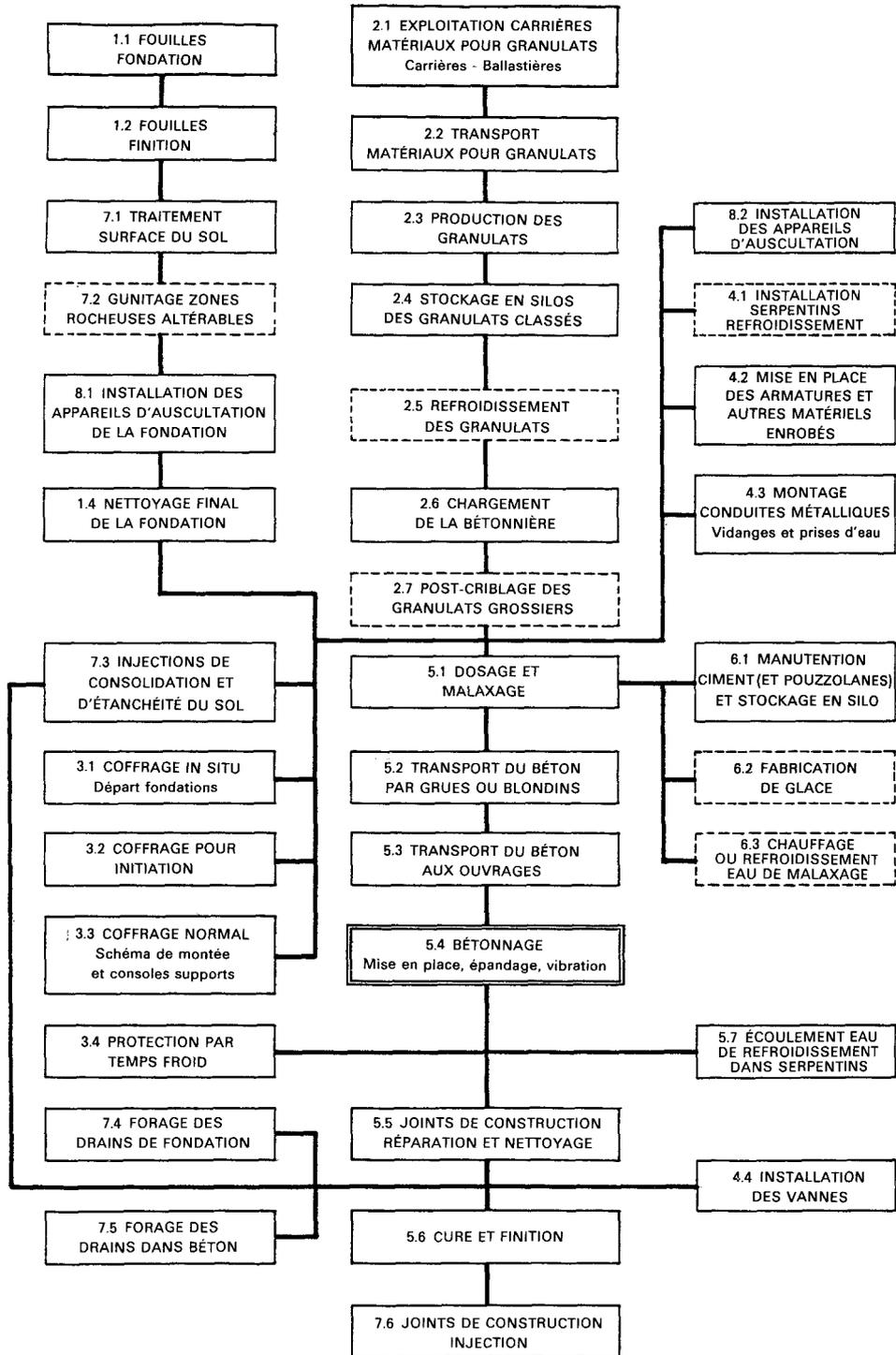


Fig. 17
Séquence des travaux de construction d'un barrage-poids.

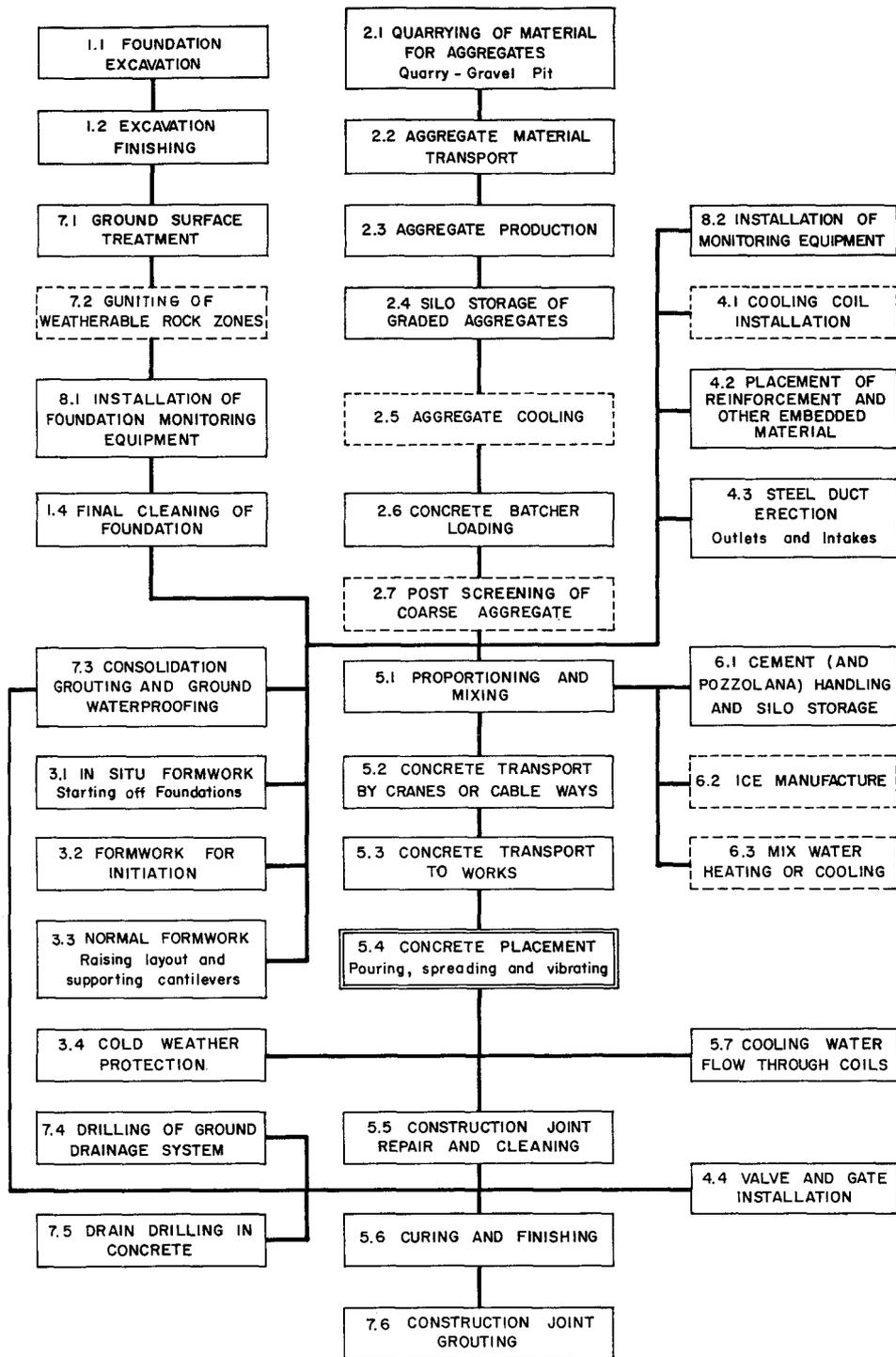


Fig. 17
Work flow diagram for concrete dam construction.

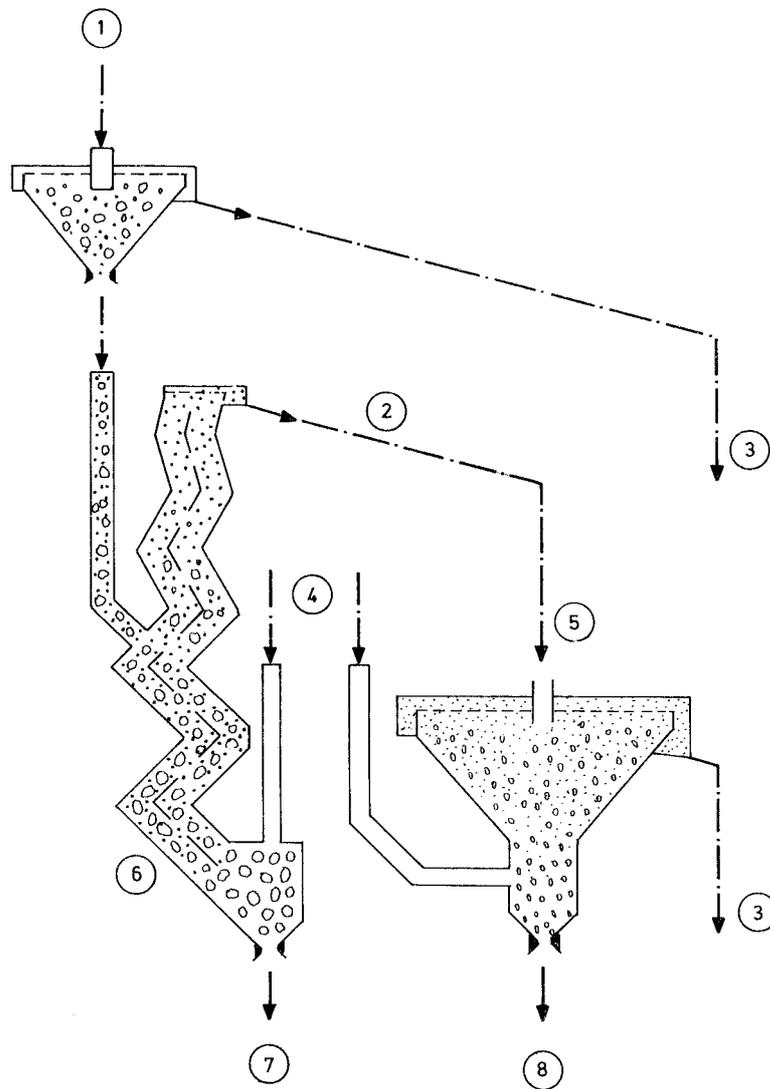


Fig. 18

Hydraulic processing of sand.

Traitement hydraulique du sable.

- (1) Unclassified material + water.
- (2) Fine sand.
- (3) Rejected fines.
- (4) Water.
- (5) Horizontal elutriator RHEAX.
- (6) Classifier RHEAX.
- (7) Coarse sand.
- (8) Fine sand.

- (1) *Matériaux non classés + eau.*
- (2) *Sable fin.*
- (3) *Fines rejetées.*
- (4) *Eau.*
- (5) *Séparateur horizontal RHEAX.*
- (6) *Appareil de classification RHEAX.*
- (7) *Gros sable.*
- (8) *Sable fin.*

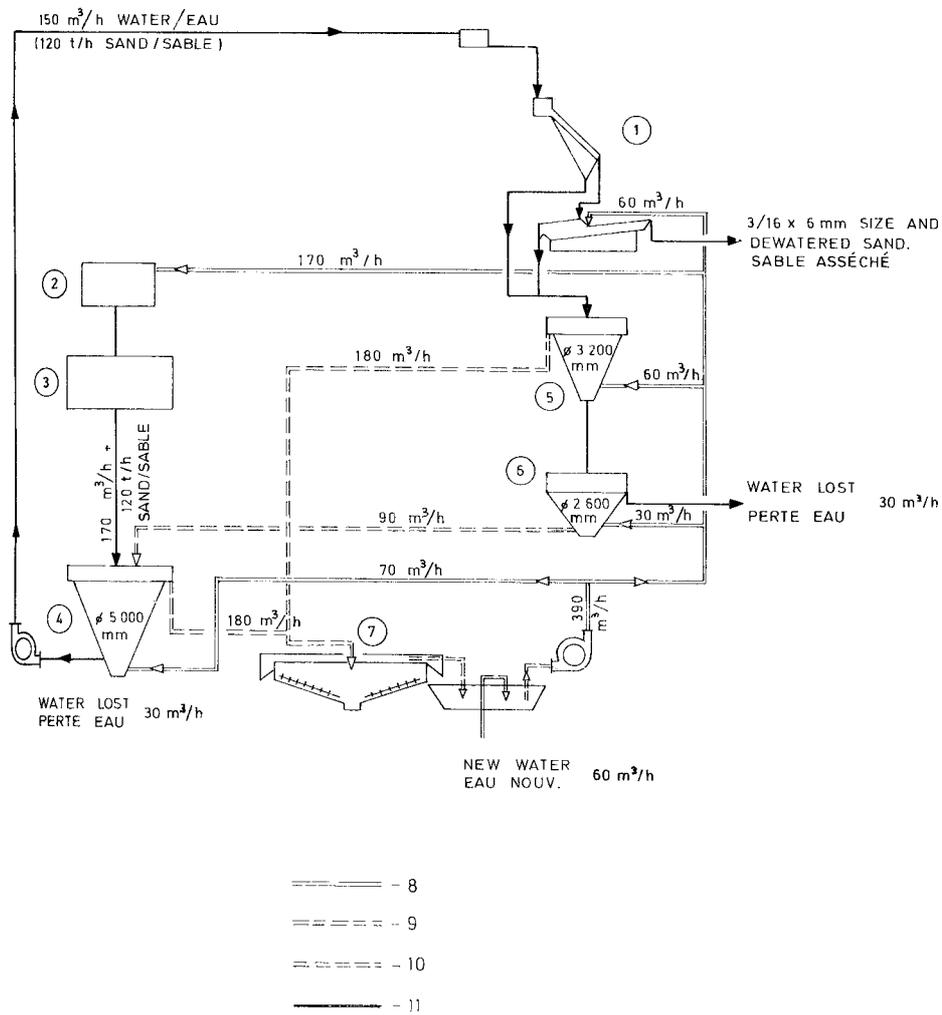


Fig. 19

Mixed sand processing system.

Dispositif mixte de traitement du sable.

- | | |
|---------------------------------------|--|
| (1) 4 Electro-Sizers. | (1) 4 trieurs électriques. |
| (2) Screens. | (2) Tamis. |
| (3) Rod mills. | (3) Broyeurs à barres. |
| (4) 1 hydroseparator. | (4) 1 hydroséparateur. |
| (5) 2 hydroseparators. | (5) 2 hydroséparateurs. |
| (6) 2 vacuum dryers. | (6) 2 sécheurs sous vide. |
| (7) Doar thickener. | (7) Épaississant. |
| (8) New water. | (8) Eau nouvelle. |
| (9) Water to be clarified. | (9) Eau à clarifier. |
| (10) Recirculated water from filters. | (10) Eau remise en circulation depuis les filtres. |
| (11) Pulp (sand + water). | (11) Pâte (sable + eau). |

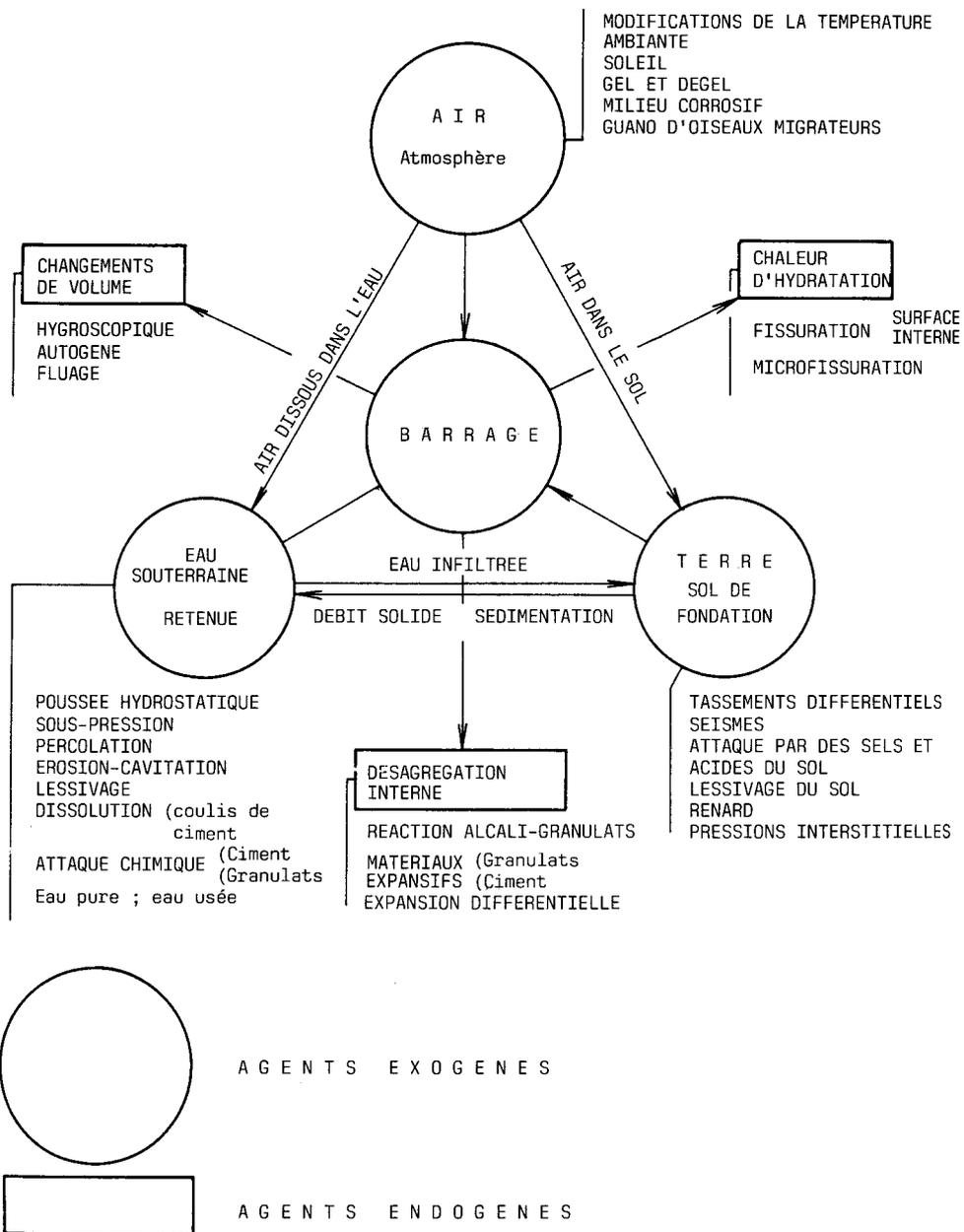


Fig. 20
Interactions dans un barrage en béton.
(Agents nuisibles à la sécurité de l'ouvrage.)

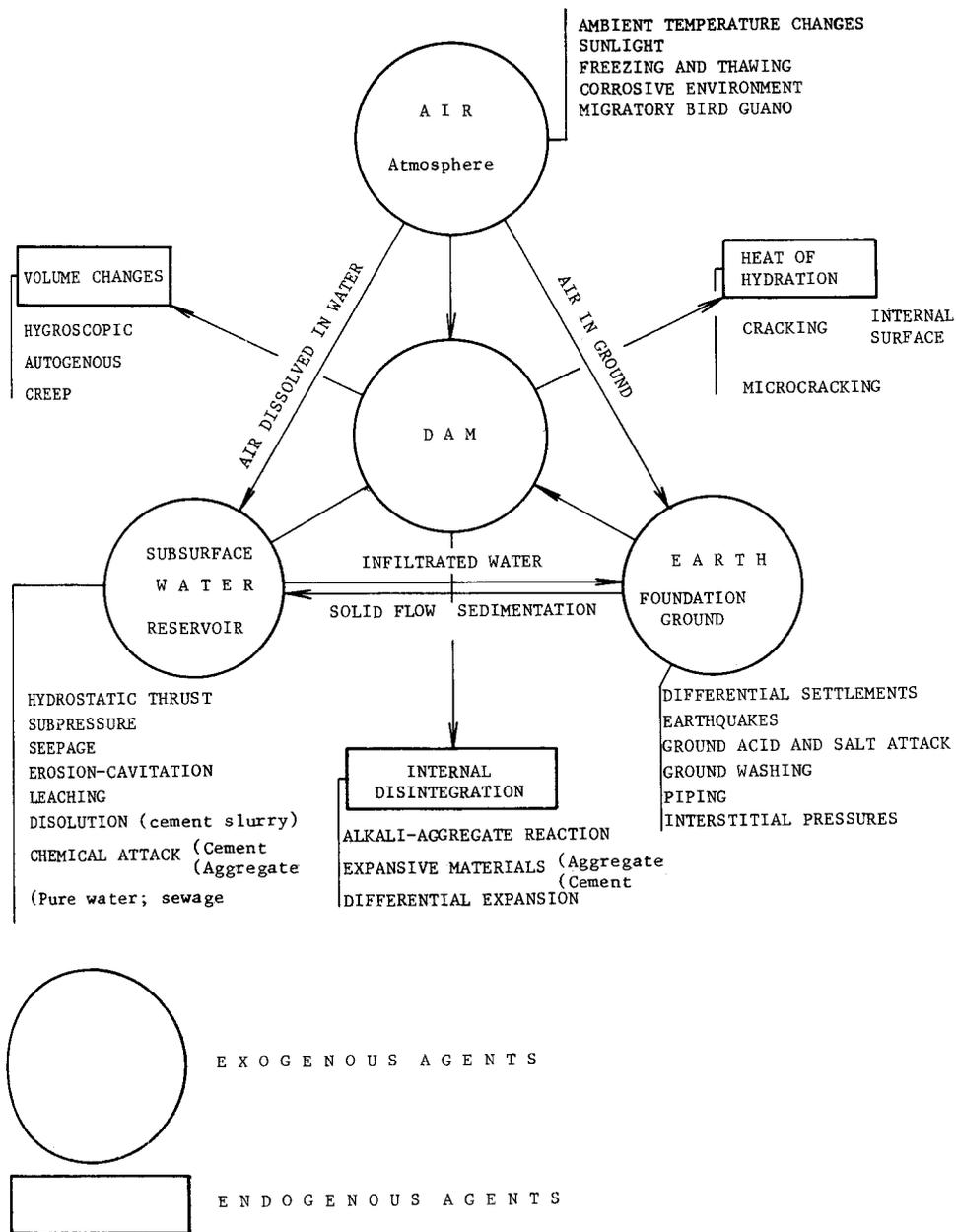


Fig. 20
Interfaces of the concrete dam.
(Agents acting against structural safety.)

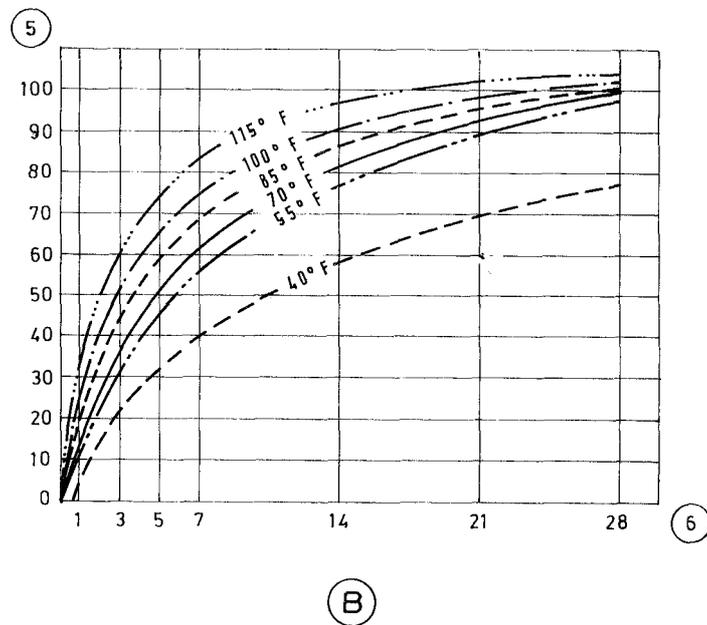
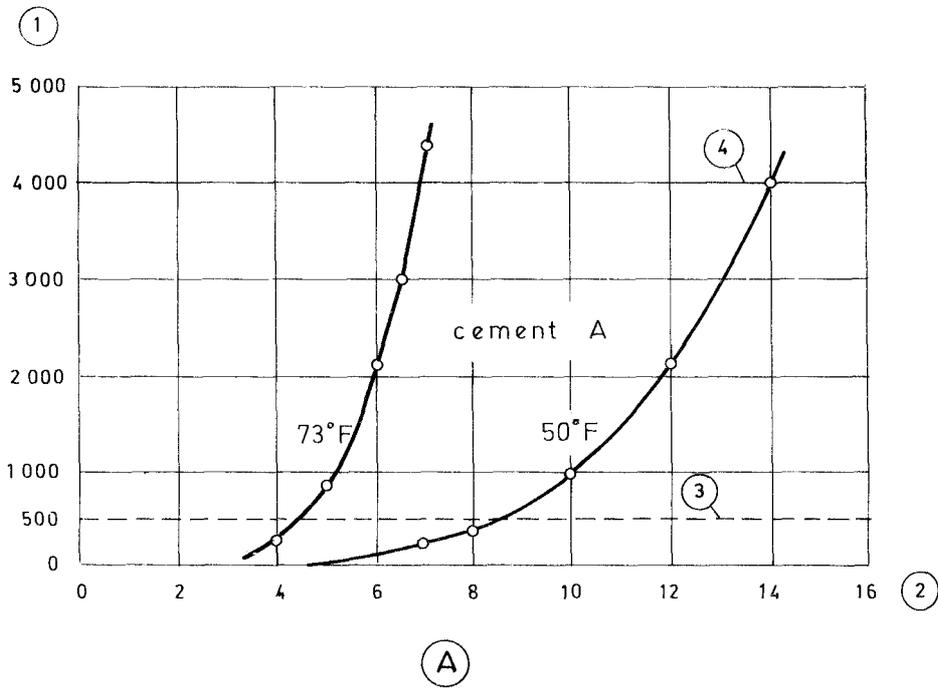


Fig. 21

Effect of low temperature on setting time (A) and on strength (B).

Effet des basses températures sur le temps de prise (A) et sur la résistance (B).

- | | |
|---|---|
| (A) Taken from page 105, "Significance of tests and properties of concrete and concrete making materials", ASTM n° 169-A. | (A) <i>Extrait du document « Importance des essais et propriétés du béton et des matériaux constituants », ASTM n° 169-A, p. 105.</i> |
| (B) Taken from page 25, "Concrete Manual", Bureau of Reclamation, USA. | (B) <i>Extrait du « Manuel de béton », Bureau of Reclamation, p. 25.</i> |
| (1) Penetration resistance (psi) | (1) <i>Résistance à la pénétration (psi).</i> |
| (2) Time (hours) | (2) <i>Temps (heures).</i> |
| (3) Initial set. | (3) <i>Prise initiale.</i> |
| (4) Final set. | (4) <i>Prise finale.</i> |
| (5) Percentage of 28 day strength of specimens continuously cured at 70 °F. | (5) <i>Pourcentage de résistance, à 28 jours, d'échantillons soumis à une cure continue à 70 °F.</i> |
| (6) Age in days. | (6) <i>Age, en jours.</i> |

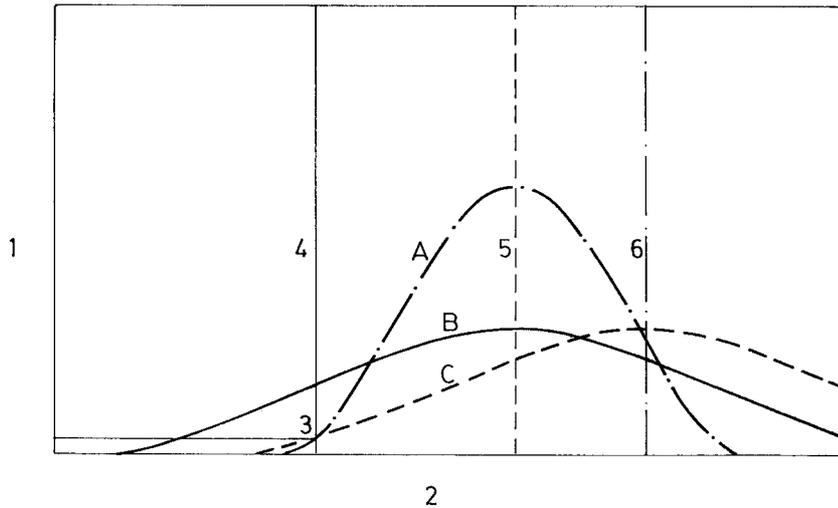


Fig. 22

Strength frequency curves of concretes having different mean strengths and coefficients of variation.

Courbes de fréquence des résistances de bétons ayant différentes résistances moyennes et différents coefficients de variation.

- (A) Strength frequency curve with acceptable coefficient of variation.
- (B) Strength frequency curve with unacceptable coefficient of variation.
- (C) Strength frequency curve in which increase of mean strength compensates for a high coefficient of variation.

- (A) *Courbe de fréquence des résistances, avec un coefficient de variation acceptable.*
- (B) *Courbe de fréquence des résistances, avec un coefficient de variation inacceptable.*
- (C) *Courbe de fréquence des résistances, dans laquelle l'augmentation de résistance moyenne compense le coefficient de variation élevé.*

- (1) Frequency of results.
- (2) Compression strength.
- (3) Percentage of tests under minimum strength.
- (4) Minimum strength demanded.
- (5) Mean strength.
- (6) Mean strength required with a high coefficient of variation.

- (1) *Fréquence des résultats.*
- (2) *Résistance à la compression.*
- (3) *Pourcentage d'essais au-dessous de la résistance minimale.*
- (4) *Résistance minimale exigée.*
- (5) *Résistance moyenne.*
- (6) *Résistance moyenne exigée avec un coefficient de variation élevé.*

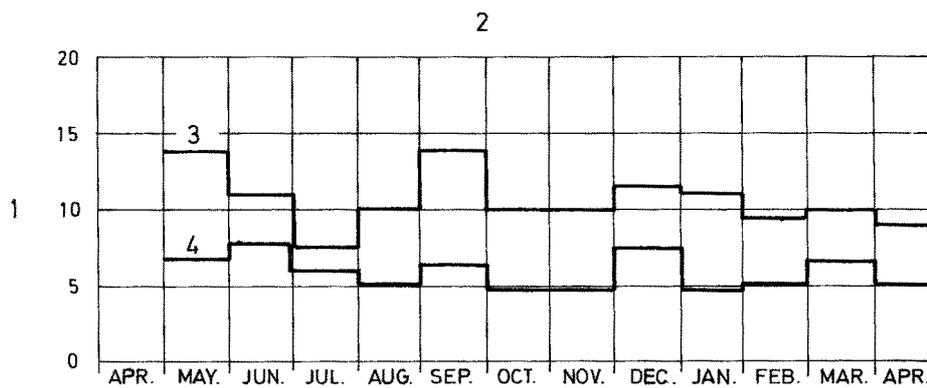
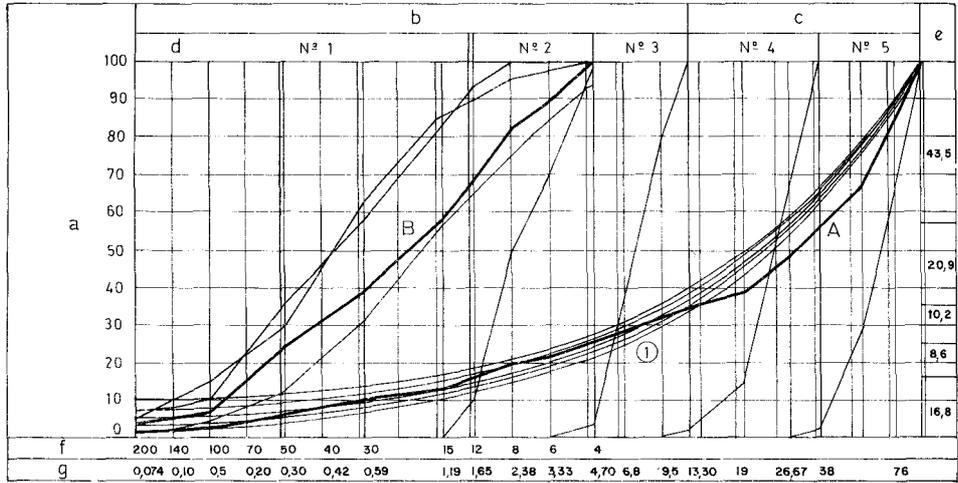


Fig. 23

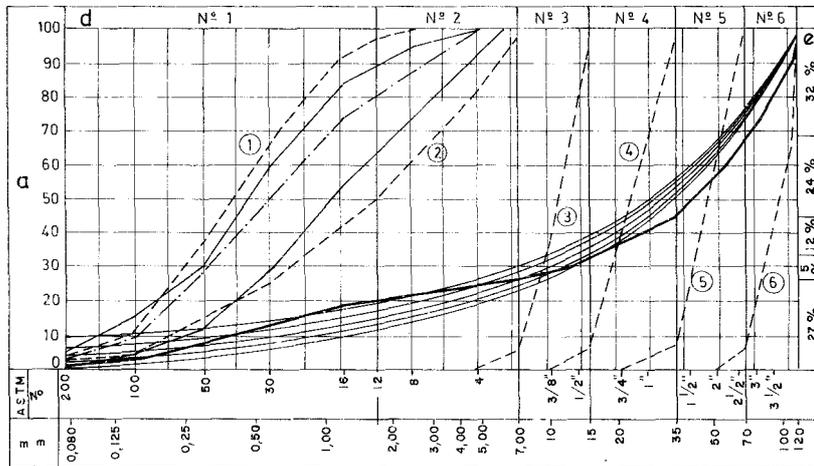
Comparison between the monthly coefficients of variation of cement and concrete in the Santa Eulalia Dam.

Comparaison entre les coefficients de variation mensuels du ciment et du béton du barrage Santa Eulalia.

- | | |
|--|---|
| (1) Coefficient of variation (%) | (1) Coefficient de variation (%). |
| (2) Mean relative quadratic deviation of 28 days compression strength. | (2) Écart moyen quadratique relatif de la résistance à la compression à 28 jours. |
| (3) Concrete. | (3) Béton. |
| (4) Cement. | (4) Ciment. |



I



II

Fig. 24

Grading curves for the concrete aggregate in two arch dams :

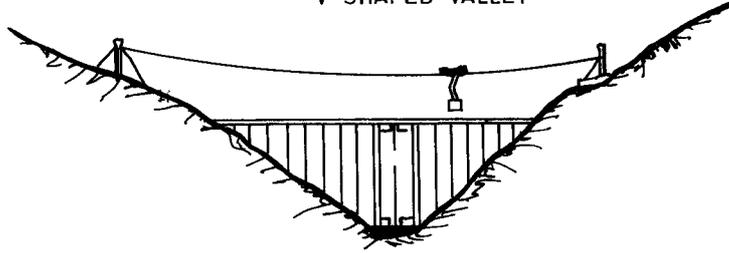
- I Santa Eulalia, 73 m high.
- II Las Portas, 141 m high.

Courbes granulométriques des granulats pour béton de deux barrages-voûtes :

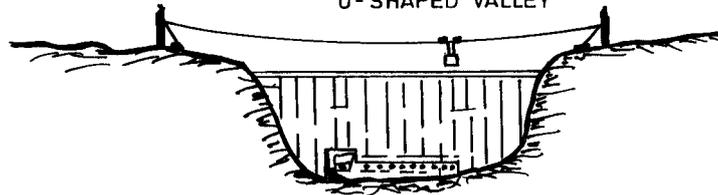
- I Santa Eulalia, hauteur 73 m.*
- II Las Portas, hauteur 141 m.*

SAND UP TO No. 4 MESH	<i>SABLE JUSQU'AU TAMIS N° 4</i>
Specific weight 2.67	<i>Masse volumique 2,67</i>
Apparent density 1.50	<i>Densité apparente 1,50</i>
Content < no. 200 3.5 %	<i>Teneur < n° 200 3,5 %</i>
Fines (< 0.15 mm) 7.5 %	<i>Fines (< 0,15 mm) 7,5 %</i>
Organic matter Index	<i>Indice matières organiques.</i>
Fineness modulus 2 875.	<i>Module de finesse 2 875</i>
COARSE AGGREGATE	<i>GROS GRANULATS</i>
Specific weight 2.66	<i>Masse volumique 2,66</i>
Apparent density 1.50	<i>Densité apparente 1,50</i>
(A) Characteristic grading curve of aggregates used in concrete.	<i>(A) Courbe granulométrique caractéristique des granulats utilisés dans le béton.</i>
(B) Grading of all aggregates less than 5 mm.	<i>(B) Granulométrie de tous les granulats < 5 mm.</i>
1, 2, 3, 4, 5, 6 Reference curves as per Goded Echevarria.	<i>1, 2, 3, 4, 5, 6 Courbes de référence Echevarria.</i>
(a) % passing (by weight).	<i>(a) % passant (en poids).</i>
(b) Metamorphic limestone.	<i>(b) Calcaire métamorphique.</i>
(c) River gravels.	<i>(c) Graviers roulés (de rivière).</i>
(d) Aggregate.	<i>(d) Granulats.</i>
(e) Real proportion (%).	<i>(e) Proportion réelle (%).</i>
(f) Mesh.	<i>(f) N° de tamis.</i>
(g) Opening (in mm).	<i>(g) Ouverture (mm).</i>

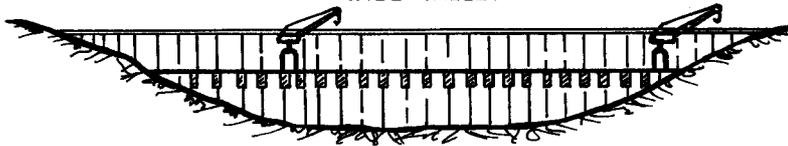
TYPE I:- VALLÉE FORME V
V-SHAPED VALLEY



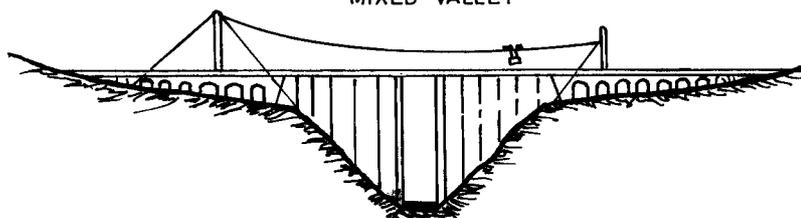
TYPE II:- VALLÉE FORME U
U-SHAPED VALLEY



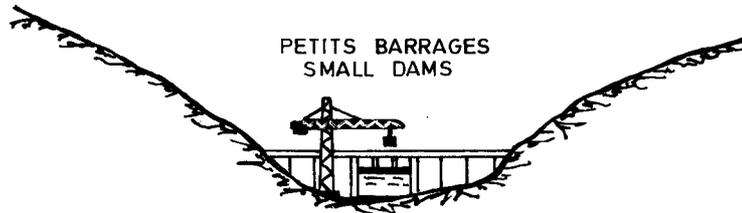
TYPE III:- VALLÉE LARGE
WIDE VALLEY



TYPE IV:- VALLÉE MIXTE
MIXED VALLEY



PETITS BARRAGES
SMALL DAMS



VALLEY	DAM TYPE	BUCKET BY BUCKET PLACING					CONTINUOUS PLACING	
		CABLE WAY		DERRICK CRANE	TRESTLE CRANE	CRANE ON THE GROUND	BELT CONVEYOR	CONCRETE PUMP
		RADIAL	PARALLEL					
I V-SHAPED	G	••	•				•	
	A	••	•	•				
	HG	••	•	•				
	CB-MV	••	•	—		••		
	SD	—	—	••				• +
II U-SHAPED	G	•	••	—	•		•	
	A	•	••	•				
	HG	•	••	—				
	CB-MV			•				
	SD	—	—	••		••		• +
III WIDE	G			—	••		•	
	A			—		—		
	HG				••		—	
	CB-MV			•	••			
	SD			•		••		• +
IV MIXED	G				••			
	A	••		—•	—	••		
	HG	••		+—	•	••		
	CB-MV	••	—	+•		••		
	SD			•		••		• +

Fig. 25

Concrete transport and placing systems for dams.

Dam type :

- (G) Gravity
- (A) Arch.
- (HG) Hollow-gravity.
- (CB-MV) Buttress multiple arch.
- (SD) Small dam.

Concrete placing system :

- Very frequently
- Less frequently
- + Complementary mean.
- Uncommon.

VALLÉE		MISE EN PLACE PAR BENNE					MISE EN PLACE CONTINUE	
		BLONDIN		DERRICK	GRUE SUR CHEVALET	GRUE SUR LE SOL	BANDE TRANSPORTÈUSE	POMPE À BÉTON
		RADIAL	PARALLÈLE					
I FORME V	G	••	•		•		•	
	A	••	•	•				
	HG	••	•	•				
	CB-MV	••	•	—				
	SD	—	—	••		••		• +
II FORME U	G	•	••	—	•		•	
	A	•	••	•				
	HG	•	••	—				
	CB-MV			•				
	SD	—	—	••		••		• +
III LARGE	G			—	••		•	
	A			—		—		
	HG				••		—	
	CB-MV			•	••			
	SD			•		••		• +
IV MIXTE	G				••			
	A	••		—•	—	••		
	HG	••		+—	•	••		
	CB-MV	••	—	+•		••		
	SD			•		••		• +

Dispositifs de transport et de mise en place du béton pour barrages.

Type de barrage :

- (G) Poids.
- (A) Voûte.
- (HG) Poids évidé.
- (CB-MV) Contreforts - voûtes multiples.
- (SD) Petits barrages.

Dispositif de mise en place :

- Très fréquemment.
- Moins fréquemment.
- + Moyen complémentaire.
- Peu commun.

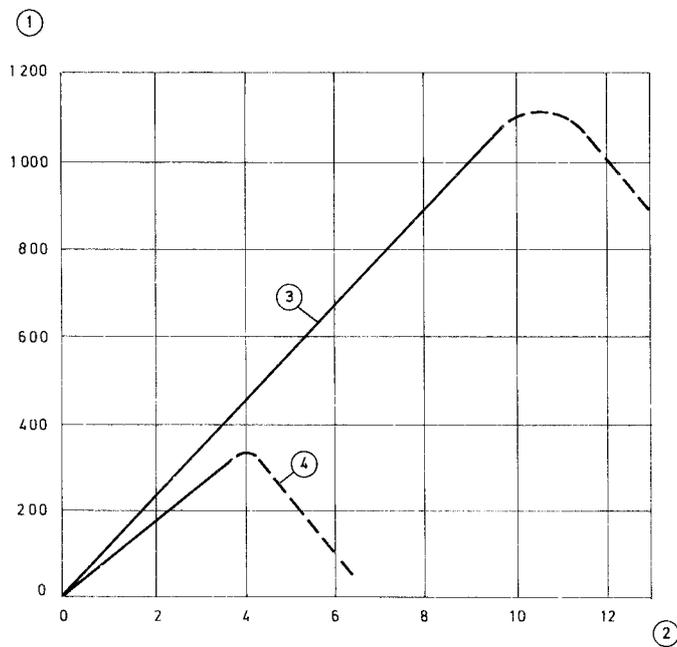


Fig. 26

Pressure on forms for various depths of concrete.

Pressions sur les coffrages pour diverses hauteurs de béton.

- | | |
|--|--|
| (1) Pressure (lb/ft ²). | (1) <i>Pression (lb/ft² - livre/pied²).</i> |
| (2) Depth of concrete (feet). | (2) <i>Hauteur de béton (feet-pied).</i> |
| (3) 6-ft depth placed per hour at 50 °F. | (3) <i>Hauteur de 6-ft (6 pieds) mise en place par heure, à 50 °F.</i> |
| (4) 2-ft depth placed per hour at 70 °F. | (4) <i>Hauteur de 2-ft (2 pieds) mise en place par heure, à 70 °F.</i> |

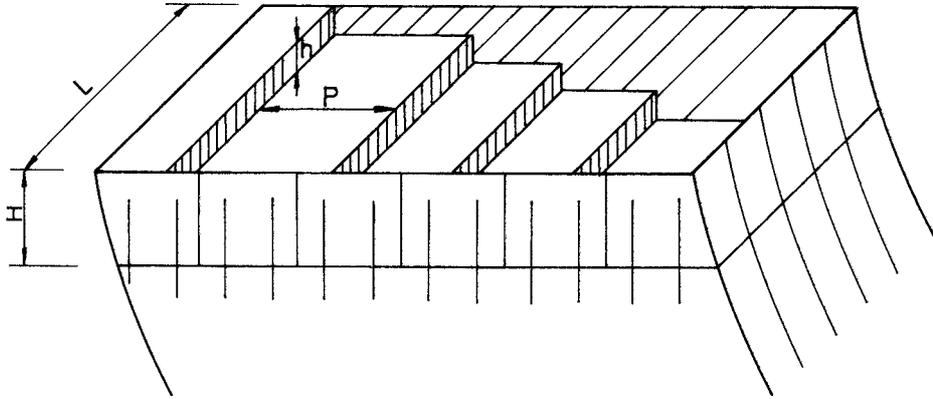


Fig. 27

Manual vibration. Concrete layers.

Vibration manuelle. Couches de béton.

(H)	Height of the lift	(H)	Hauteur de la levée.
(h)	Height of the step layer.	(h)	Hauteur de la couche (marche d'escalier).
(p)	Length of the step layer.	(p)	Longueur de la couche (marche d'escalier).
(L)	Width of the lift.	(L)	Largeur de la levée.

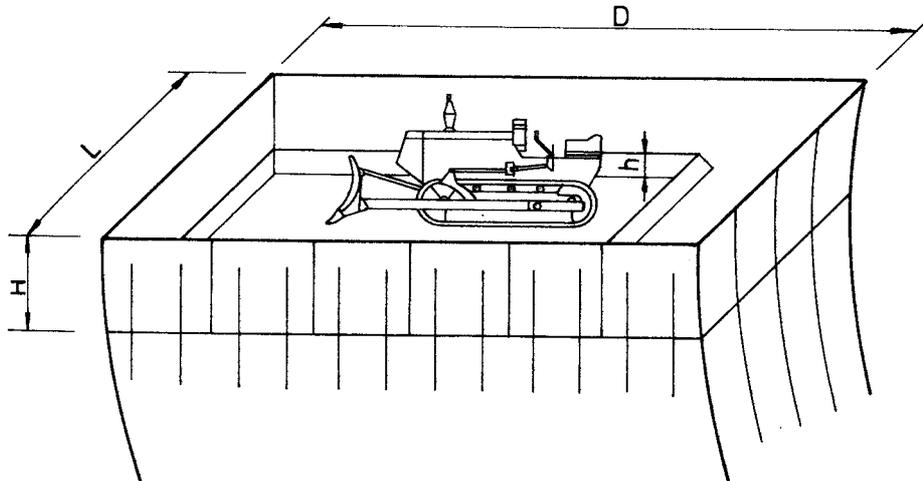


Fig. 28

Mechanical vibration. Concrete layers.

Vibration mécanique. Couches de béton.

(H)	Height of the lift.	(H)	Hauteur de la levée.
(h)	Height of the layer.	(h)	Hauteur de la couche.
(L)	Width of the lift.	(L)	Largeur de la levée.
(D)	Length of the lift.	(D)	Longueur de la levée.

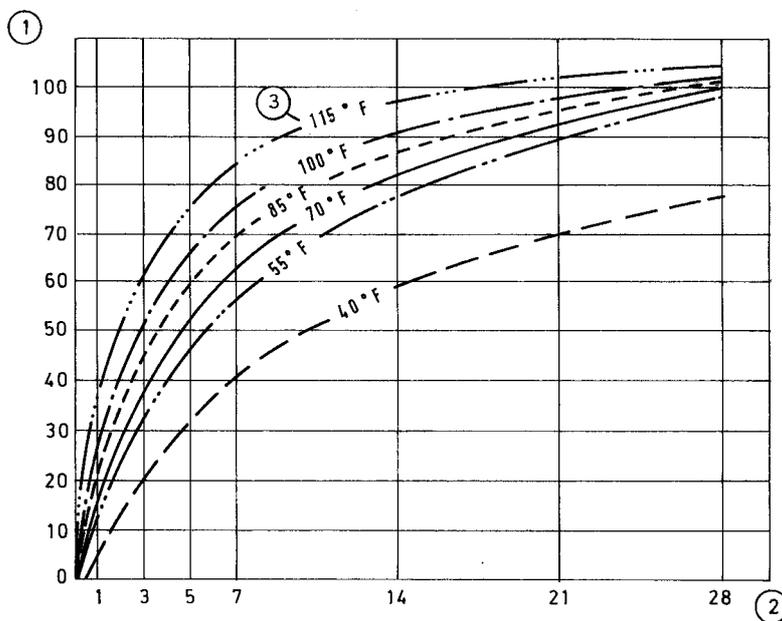


Fig. 29

Effect of curing temperature on compressive strength of concrete.

Effet de la température de cure sur la résistance à la compression du béton.

- | | |
|---|---|
| (1) Percentage of 28-day strength of specimens continuously cured at 70 °F. | (1) Pourcentage de résistance, à 28 jours, d'éprouvettes de béton soumises à une cure continue à 70 °F. |
| (2) Age in days. | (2) Age (jours). |
| (3) Specimens temperature. | (3) Températures des éprouvettes. |

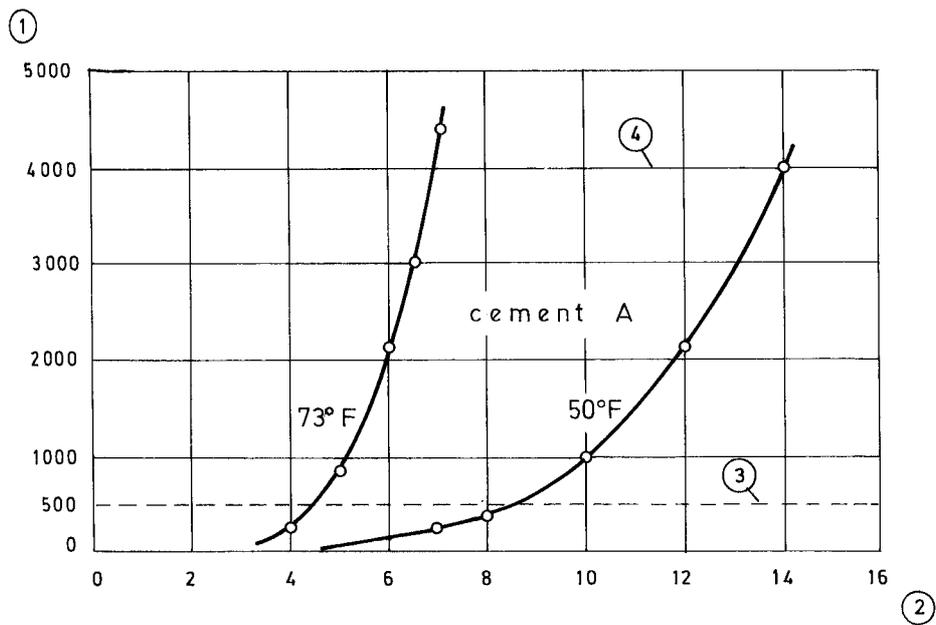


Fig. 30

Effect of low temperature on setting time.

Effet des basses températures sur le temps de prise.

(1) Penetration resistance, psi.

(2) Time, hours.

(3) Initial set.

(4) Final set.

(1) Résistance à la pénétration, psi.

(2) Temps, heures.

(3) Prise initiale.

(4) Prise finale.

4. CONSTRUCTION DE BARRAGES EN REMBLAI

4.1. INTRODUCTION

La technique des barrages en remblai a beaucoup progressé au cours des dernières décennies, un grand nombre d'ouvrages de ce type ayant été réalisés dans le monde. L'évolution vers le choix de solutions en remblai au détriment des barrages en béton fut peut-être justifiée ou influencée par la rareté des sites convenant à ces derniers, la nécessité de s'accommoder à une fondation médiocre, ou à une zone sismique. Les progrès réalisés dans le domaine des grands engins de terrassement adaptés aux besoins des chantiers de barrages en remblai ont souvent rendu une solution en remblai plus économique qu'un ouvrage en béton, lorsque les deux solutions étaient envisageables.

Cette évolution a conduit au développement de techniques avancées pour la réalisation des remblais et les contraintes en matière de qualité sont naturellement plus rigoureuses lorsque les hauteurs augmentent et les études sont plus poussées. Depuis peu, on arrive à des hauteurs de quelque 300 m, ce que l'on aurait cru impossible il y a quelques années seulement.

Par conséquent, les travaux doivent tenir compte de contraintes techniques plus rigoureuses, à chaque phase : étude et prospection des matériaux, construction, exploitation et entretien.

Le présent document se limitant aux méthodes traditionnelles de construction, on analyse ci-après les types de barrages en remblai réalisés au moyen de ces méthodes, à savoir :

1. Les barrages dont l'étanchéité est assurée par les matériaux eux-mêmes :
 - Barrages à noyau en terre argileuse.
 - Barrages homogènes.
2. Les barrages dont l'étanchéité est assurée par un masque artificiel appliqué sur le talus amont :
 - Barrages à masque en béton bitumineux.
 - Barrages à masque en béton armé.

Dans les deux cas, la stabilité est assurée par les matériaux constituant le corps du barrage, pris dans des emprunts et carrières, et utilisés directement sans traitement important visant à modifier leurs caractéristiques.

Les autres types (à noyau en béton bitumineux, à revêtement en acier ou en matériau synthétique, ...) et les remblais hydrauliques sont exclus de l'étude.

4.2. MATÉRIAUX

On utilise généralement :

- du gravier et du sable, naturels ou concassés, pour les filtres et drains, et comme granulats à béton;

4. EMBANKMENT DAM CONSTRUCTION

4.1. INTRODUCTION

Embankment dam technology has advanced considerably in recent decades, with many projects completed throughout the world. The change from concrete dams to embankment dams was perhaps justified or influenced by the lack of suitable dam sites for concrete dam construction and the need to lay foundations in low quality ground and in seismic areas. Major developments in specific plant for moving large volumes of earth and rockfill has frequently made an embankment dam a cheaper solution than concrete in sites where both types are possible.

This development has led to refined construction techniques for these dams and to quality requirements that are naturally stricter, as dimensions and specifications increase. In recent years heights of some 300 m have been reached, which would have seemed impossible not long ago.

Consequently, the construction process involves higher technical demands at all stages, starting with the analysis and search for materials, through to dam construction and finishing with the operation and maintenance period.

This document relates to conventional dam construction methods and will analyse those types of embankment dams that employ traditional construction methods, i.e. :

1. Dams where the materials employed themselves guarantee impermeability :
 - Clay core dams.
 - Homogeneous dams.
2. Dams sealed by an artificial membrane on the upstream face :
 - Dams with asphaltic facing.
 - Dams with reinforced concrete facing.

In both cases stability is provided by the dam body material that, quarried from natural deposits and without major treatment modifying its characteristics, is employed directly in construction.

Embankment dams other than those mentioned (dams with bituminous core, synthetic membranes or metal facings, etc.) and those employing hydraulic fills are not included in this document.

4.2. MATERIALS

Gravel and sand from natural sources or crushing plant are usually employed in embankment dams for filters, drains and as concrete aggregate; clayey materials for cores; different kinds of rocks for dam body or protection rockfill; miscellaneous

- de la terre argileuse, pour le noyau;
- des enrochements de différentes natures, pour le corps du barrage et pour la protection;
- des matériaux divers pour les recharges;
- des matériaux de faible perméabilité pour les barrages homogènes;
- des granulats pour les masques en béton (bitumineux, de ciment).

Presque tous les types de roches et de terres sont employés pour la construction des barrages en remblai. Cependant, avant de lancer les études du projet, on doit impérativement procéder à l'étude des matériaux disponibles localement (caractéristiques géotechniques, volume disponible, distance de transport, accès aux emprunts, conséquences écologiques de l'exploitation des carrières, etc.) pour y adapter l'avant-projet.

La première étape comporte une étude préliminaire de prospection et de classification des matériaux existants. Cette étude initiale comprend également la comparaison des différentes solutions envisageables. Ayant choisi le type de barrage à construire, on procède à l'étude approfondie des matériaux de construction en lançant l'étude de l'avant-projet sommaire de l'ouvrage. L'avant-projet détaillé et le cahier des charges sont élaborés après confirmation de la disponibilité (quantité, qualité) des matériaux prévus pour la construction.

4.2.1. Reconnaissances et étude des matériaux de remblai

Les reconnaissances commencent aux abords de l'emplacement du barrage, compte tenu des matériaux extraits des fouilles de l'évacuateur de crue, de la dérivation provisoire, etc. On étudie également la zone de la retenue, compte tenu du fait que des fouilles éventuelles augmentent sa capacité. Dans ce cas, il ne faut pas oublier que l'extraction de matériaux argileux dans la retenue risque de compromettre l'étanchéité de celle-ci. Dans certains cas, on n'a pas tenu compte de cette conséquence. La possibilité d'inondation de la zone de ces fouilles par les eaux retenues par le batardeau pendant le chantier doit également être prise en compte.

Ayant prospecté les abords immédiats du site, on élargit les reconnaissances jusqu'à trouver des matériaux convenables. Dans tous les cas, il faut rechercher la solution la plus économique, en adaptant l'avant-projet en fonction des matériaux disponibles. Dans certains cas, on peut préférer un matériau de meilleure qualité pris dans une zone plus éloignée et permettant de réduire le volume du remblai; dans d'autres cas, on choisit un matériau médiocre mais disponible plus près du site, nécessitant un volume plus important. Au stade des reconnaissances détaillées, on recherche des quantités disponibles 1,5 à 2 fois plus importantes que le volume prévu; pour les études préliminaires, ces coefficients de multiplication sont pris encore plus grands.

4.2.1.1. Types de dépôts

Le type de reconnaissances dépend de l'origine ou du processus de formation des différents matériaux.

Le substratum rocheux, d'âge géologique ancien, se présente en couches, soit horizontales, soit très plissées ou faillées, ou en massifs rocheux ignés ou méta-

material for shoulders; low permeability material for homogenous dams; aggregates for asphaltic or concrete facings, etc.

Nearly all types of rocks and soils may be used for embankment dam construction; however, prior to commencing dam design, it is essential to study existing local materials, their geotechnical characteristics, available volume, distance and access to deposits, ecological impact of quarrying, etc., adapting the design to their characteristics.

The first step must be a preliminary study to locate and classify existing materials. This initial study will include a comparison of different solutions. Having selected the basic dam type the construction materials will be investigated in greater detail, at the same time as the preliminary design of the dam is commenced. Detailed Design of the dam and preparation of the specification is carried out once the quality and quantity of construction materials is confirmed.

4.2.1. Investigation on embankment material deposits

The investigation should commence near the dam site, considering material from the excavation to be carried out for the spillway, river diversion, etc., to be used for construction of the embankment. The reservoir area must also be studied, taking into account that any excavation will increase its capacity. In the latter case, the fact that quarrying of clayey material may reduce the impermeability of the reservoir must be taken into consideration. This has occasionally been ignored. The possibility of these workings being flooded by water held back by the cofferdam during the construction period must also be considered.

After the nearby deposits, others that are further away must be investigated until suitable material is found. In all cases, the most economic solution must be sought, adapting dam design to the material available. In some cases, the solution may be to employ high quality material further away that allows a reduction in dam volume, whereas in other cases material of inferior characteristics closer to the dam requiring an increase in dam volume may be utilised. For a detailed investigation material quantity of 1.5 to 2 times the necessary volume must be investigated, expanding on these volumes in preliminary surveys.

4.2.1.1. Deposit types

The type of investigation depends on the origin or formation of the different materials.

The basement or older rocks from a geological point of view form stratified layers that are either horizontal or well folded and faulted, or they are igneous and

morphiques, ayant subi des érosions très diverses. Les différentes zones, massives ou stratifiées, sont concordantes ou discordantes, témoignages de mouvements ou d'érosions.

Les phénomènes de transport et d'érosion du substratum plus ou moins dur ont donné naissance à divers dépôts récents (tertiaire supérieur ou quaternaire), fréquemment utilisés comme sources de matériaux de construction. Les principaux types sont présentés ci-dessous. La connaissance du type est nécessaire afin de localiser les différents matériaux contenus dans les dépôts.

a) *Dépôts fluviaux.* Les cours d'eau charrient et déposent les matériaux érodés dans le bassin versant, avec prédominance de silts, de sables, de graviers et de petits galets. La nature des sables et graviers s'apparente à celle des roches dures de la partie amont du bassin versant. Lorsque celui-ci est riche en roches dures de faible altérabilité (quartzites, grès durs, etc.), les dépôts fluviaux comportent une grande proportion de sable et de gravier. Lorsque les roches calcaires prédominent, on y trouve des graviers calcaires, mais peu de sables et une plus forte proportion d'argile, puisque les calcaires ne se désagrègent que peu en sables. Par contre, dans certains cas, les dolomies peuvent donner naissance à d'abondants dépôts de sable. En cas d'absence de roches dures dans le bassin versant (actuel ou ancien), le cours d'eau ne contient pas de graviers et on y trouve surtout des matériaux à granulométrie fine. La granulométrie des dépôts dépend de la vitesse et du débit de la rivière, la fraction grossière se déposant à l'amont de pente plus raide et à proximité du rocher affleurant, la fraction plus fine étant trouvée dans la partie aval du cours, où le lit est plus large et la pente plus faible.

On peut distinguer les groupes suivants de dépôts fluviaux :

— *Dépôts alluviaux* provenant du lit majeur actuel et comprenant, soit des graviers et des sables avec intercalations silteuses, souvent recouverts d'argile et de silt, soit des silts et des argiles dans les vallées à faible pente, situés loin de la source. La nappe phréatique, souvent peu profonde, peut créer des difficultés d'extraction des matériaux. On utilise ces matériaux comme granulats pour béton, comme filtres, drains et recharges.

— *Terrasses supérieures*, à différentes hauteurs au-dessus du lit actuel, qui correspondent à d'anciens dépôts fluviaux érodés par la suite. Généralement, elles comportent des graviers et des sables, en proportions variables, surmontés d'argiles et de silts. Ces matériaux sont de composition généralement homogène, parfois très différente de celle du dépôt alluvial dans le lit majeur actuel, le pourcentage d'argiles étant normalement plus important. La composition des terrasses situées à différents niveaux au-dessus du cours d'eau peut également être très différente l'une de l'autre. Souvent, on utilise ces matériaux comme granulats pour béton, comme filtres, recharges et noyaux.

— *Cônes de déjection et alluvions fluvio-glaciaires* emportées par l'écoulement torrentiel, comportant, dans la partie amont de forte pente, des graviers et des blocs roulés, s'amenuisant jusqu'aux sables et aux silts et, dans la partie aval de pente plus faible, surtout des silts sableux et argileux. Ces dépôts sont généralement beaucoup plus hétérogènes que ceux précités. Dans certains cas, on les a utilisés pour des noyaux étanches.

b) *Éboulis de pente.* Ils résultent de l'érosion, de l'altération et du transport limité des matériaux constituant les versants, et sont déposés au pied du versant par l'action de l'eau et des glissements. A la base de massifs de roche dure à faible

metamorphic rock masses, all eroded in a different way. The different masses or layers are concordant or discordant, reflecting movement or erosion between them in each case.

Recent transport and erosion of the more or less hard old basement gave rise to a series of recent deposits (modern Tertiary or Quaternary), which are frequently used as a source of materials. The main types are mentioned below. Information on the type of deposit is important in order to find out the arrangement of the different materials within it.

a) River deposits. Rivers transport and deposit materials from river basin erosion with silts, sands and pebbles predominating. Gravel and sand will be of a similar nature to the hard rocks forming the upper part of the basin. When there is an abundance of low weatherability hard rock in the basin (quartzite, hard sandstone, etc.) there is an abundance of gravel and sand in the river deposits. When calcareous rocks predominate, there will be limestone gravel but with little sand and more clay, as limestones do not usually give rise to sand. On the other hand, dolomites may give abundant sand deposits in some cases. When there is no hard rock in the present or old basin there will be no gravel in the river, with fines then predominating.

Deposited grain sizes depend on the water flow rate and velocity, being larger in the upper courses of rivers, having a higher gradient and near to rocky outcrops, and smaller in the lower courses of rivers having a wide river bed and low gradient.

River deposits may be separated into the following groups :

— *Alluvial deposits* from the present river plain, comprising gravel and sand with silty interbedding, frequently with clay and silt overburdens or silts and clays in wide gently sloping valleys, away from the upper part of the basin. The water table is usually high which can make quarrying difficult.

These are used as aggregate for concrete, for filters, drains and shoulders.

— *High terraces*, at different heights above the present water course, which were old river deposits left at a higher level due to subsequent erosion. They are usually formed of gravel and sand in varying ratios with overburdens of clay and silt. Composition is usually quite regular, and may be considerably different from the alluvial deposit in the plain of the present water course and, generally, with a higher percentage of clay. The composition of terraces located at different heights above the river may also be different from each other. They are frequently used for concrete aggregates, filters, shoulders and cores.

— *Alluvial fans and torrential outwash* of rivers or streams with a high gradient, having gravel and boulders grading to sand and silt in the upper section of greatest slope and predominant silts with sand and clay in the lower part with a more gentle gradient. These are usually much more irregular than the deposits described above. They have been used in some cases for impervious cores.

b) Slope deposits. From the erosion, weathering and minor transport of slope soils, deposited at the foot of the slope by water and landslides. The base of hard rock mountains with little weathering is usually formed of angular rock boulders and

altérabilité, on trouve souvent des blocs et des graviers anguleux, à faible teneur en fines. Dans les zones constituées de quartzite, de grès dur, de roches ignées et de dolomies, on trouve également des sables, tandis que dans les zones calcaires et schisteuses l'argile est présente en forte quantité.

Sur les versants des massifs argileux, moins résistants, on peut trouver beaucoup de matériaux provenant des glissements (blocs, blocs roulés, graviers anguleux, avec argile).

On a utilisé ces matériaux pour la construction de noyaux.

c) Sols résiduels. L'altération des roches produit des sols résiduels, associés à des fragments de roches plus ou moins altérés. L'étude du degré d'altération, de l'épaisseur de la couche résiduelle et de ses caractéristiques est plus complexe. Pour le calcaire, la dissolution par l'eau crée une argile de décalcification de couleur rougeâtre, plus homogène et plus facile à caractériser, mais souvent associée à un relief karstique irrégulier.

Généralement, ces matériaux sont utilisés comme terre à noyau.

d) Dépôts éoliens. Le loess et les dunes correspondent à des sédiments déposés par le vent. Généralement, ces sédiments présentent une granulométrie fine à moyenne, mais très uniforme. Pour cette raison, ils sont peu utilisés. Le loess comporte surtout du silt, avec un peu de liant calcaire ou argileux détruit par l'eau, de sorte que son utilisation pour les barrages est difficile.

e) Dépôts fluvio-glaciaires. Ces dépôts, rencontrés dans les zones affectées par l'action des glaciers continentaux ou dans les hautes montagnes, comportent surtout des blocs anguleux et des blocs roulés, avec une certaine quantité de graviers relativement peu roulés, de sables, de silts et d'argiles. Les graviers et les blocs roulés sont parfois altérés. Généralement, les dépôts sont très hétérogènes et se présentent sous forme de moraines frontales, de moraines de fond, ou d'accumulations laissées par les fontes des glaciers qui s'étendaient autrefois sur de très grandes surfaces. Les utilisations de ces matériaux ont été très variées, depuis les noyaux jusqu'aux recharges, selon leurs caractéristiques.

f) Dépôts d'origine marine. Il y a 18 000 ans, lorsque les glaciers recouvraient la plus grande partie de la terre, le niveau de la mer s'établissait 100 m plus bas qu'à l'époque actuelle. Ainsi, le lit des fleuves se jetant dans la mer était également abaissé. Plus tard, cet ancien lit s'est rempli de boue et de sable, lors de la fonte des glaciers et de la remontée du niveau de la mer. Cela a donné naissance à des bancs de sable, créant des lagunes. Ces anciens lits profonds sont remplis, soit de graviers et de sables, soit de silts, de sables et d'argiles de très faible densité, à forte teneur en matières organiques, lorsque l'embouchure présente une faible pente.

Ces matériaux ne sont pas utilisés pour la construction de barrages en remblai; lorsqu'ils sont présents dans la fondation de barrages prévus à proximité du littoral, ils créent souvent des difficultés majeures, par suite de la profondeur de l'ancien lit.

g) Dépôts lacustres. Le cas des sédiments des lagunes à proximité de la mer a été examiné ci-dessus, s'agissant de lagunes terrestres dans lesquelles se sont déposés des silts et des argiles. Les sédiments quaternaires récents présentent peu d'intérêt en tant que terres à noyau, compte tenu de leurs faibles caractéristiques géotechniques, mais, par contre, les dépôts lacustres d'âge tertiaire, qui forment généralement des bassins de faible superficie sur d'anciens reliefs d'érosion, sont utilisés plus fréquemment.

gravel with little fine material content. There may also be sand in quartzite, hard sandstone, igneous rock and dolomite areas, whereas there will be a considerable amount of clay in limestone, slate, schist areas, etc.

Mainly in the slopes of weaker clayey material mountains, there may be major quantities of material from landslides, with blocks, boulders and angular gravel with clay.

These have been used for core construction.

c) *Residual soils*. Rock weathering produces residual soils together with the rock fragments that are variously weathered. The investigation of the degree of weathering and thickness of this soil and its characteristics is more complex. With limestone, weathering by solution in water forms reddish decalcification clays, which are more homogeneous and easier to investigate, although usually associated with irregular karstic relief.

They are usually used as a impervious core material.

d) *Aeolian deposits*. Loess and sand dunes are sediments deposited by wind action. The latter usually comprise very uniform fine to medium grain sizes and are therefore of little use. Loess comprises particles predominantly of silt, with a little calcareous or clayey cement which is destroyed on becoming damp. so that utilisation in dams is difficult.

e) *Glaciofluvial deposits*. These are found in zones affected by continental glaciation or in high mountains, mainly comprising boulders and blocks with gravel, relatively unrounded, with sand, silt and clay. The gravel and boulders are sometimes weathered. They are usually very heterogeneous with the form of deposits varying between terminal moraine or the bottom of glaciers, to those left behind by melting masses of ice that covered large areas. They have been used in many ways from cores to shoulders, depending on their characteristics.

f) *Tideland deposits*. 18 000 years ago with glaciation covering the majority of the earth, sea level was over 100 metres below the present level. This meant that rivers flowing into the sea had an old river bed much lower than the present one. This old bed was subsequently filled in with sludge and sand when the ice melted and the sea level rose again. This caused the appearance of coastal sandbanks that created lagoons. When the river sediment was gravel and sand, these old deep beds were filled by them, but with low gradient rivers near their outlet silts, sands and very low density clays with a high organic content predominate.

These materials are not used for embankment dam construction, however they often cause major problems in dam foundations at damsites on rivers near the sea, due to the depth of the old river bed.

g) *Lacustrine deposits*. The sediments of lagoons near the sea are covered above, being inland lagoons where silt and clay is deposited. Recent Quaternary sediments are of little interest as core material, due to their poor geotechnical characteristics, however, modern tertiary lacustrine deposits, that usually form small basins on old erosion reliefs, are more frequently used.

h) Dépôts artificiels. On peut parfois utiliser des matériaux artificiels, tels que des cendres ou des scories provenant des usines de production d'énergie, ou des stériles laissés par les activités minières.

4.2.1.2. Méthodes de reconnaissances

Les méthodes le plus souvent employées pour l'étude des dépôts sont présentées ci-dessous, selon l'ordre habituel de mise en œuvre et le coût croissant des opérations.

a) Études sur cartes topographiques. On peut souvent évaluer l'intérêt des dépôts (volumes disponibles, accès) à partir de cartes topographiques, qui peuvent également être utiles à la détermination de la morphologie des dépôts alluvionnaires dans le lit majeur, des terrasses plus ou moins surélevées par rapport à la rivière, des cônes de déjection, des glissements et des versants dont la raideur indique la présence éventuelle de roches dures, etc. Au début, on se contente des cartes topographiques existantes, l'établissement de nouvelles cartes à plus grande échelle se faisant plus tard, si des études plus détaillées le nécessitent.

b) Études sur cartes géologiques. Des cartes géologiques plus ou moins détaillées existent pour la plupart des régions, mais leur précision, et donc leur utilité, sont souvent très variables. En effet, une échelle trop petite peut ne pas représenter les terrains de couverture quaternaires, les détails lithologiques, etc.

c) Photographies aériennes. Les photographies aériennes (stéréoscopiques) sont un excellent moyen d'études rapides de grandes zones et les spécialistes peuvent reconnaître les différents types de dépôts quaternaires, les différentes zones rocheuses, etc. Ces photographies permettent également de localiser les routes d'accès, et de faire une estimation préliminaire des volumes disponibles.

d) Études sur le terrain. Les visites du site effectuées par des experts permettent une mise au point des résultats des études antérieures, l'évaluation des caractéristiques de chaque matériau et la prise de petits échantillons superficiels.

e) Méthodes géophysiques. Les principales méthodes d'études de matériaux disponibles sont :

- la résistivité électrique verticale;
- la réfraction sismique.

L'étude de résistivité fournit la résistivité apparente des niveaux horizontaux, permettant la définition de leur nature.

La résistivité est plus élevée pour les roches compactes et pour les sables et graviers propres, elle est beaucoup plus faible pour le rocher altéré et les couches argileuses; ainsi, cette méthode est surtout très utile pour la localisation des niveaux de sables et de graviers dans les zones alluvionnaires récentes, terrasses, cônes de déjection, etc.

La réfraction sismique fournit la vitesse de propagation des ondes dans le sol; elle est utilisée surtout pour déterminer l'épaisseur des terrains de couverture, les niveaux de roches altérées, la possibilité de désagrégation par ripper, les caractéristiques du rocher, etc.

h) Artificial deposits. Artificial materials can sometimes be used, such as cinder or slag heaps or ashes from power stations, mine wastes or tailings from mine processing operations.

4.2.1.2. *Investigation methods*

The most usual investigation methods for investigating deposits of materials are described below in the order that they are usually carried out and in line with increasing cost.

a) Investigation on topographical maps. The volumes of deposits and access to them can often be estimated from topographical maps which can also be useful to determine the morphology of alluvial deposits in the river plain, the terraces at various heights above this, the alluvial fans, landslides and slopes with a steep gradient where hard rock may exist, etc. Initially the available topographical maps are used, preparing new ones at a larger scale for detailed study where necessary later.

b) Investigation on geological maps. Geological maps at different scales are available of most areas, however their precision usually varies greatly and therefore their usefulness. They may be on a small scale not showing quaternary overburdens or, have little lithological detail, etc.

c) Aerial photography. Aerial photographs in stereoscopic pairs vision form a good means for quickly investigating large areas, and specialists are able to identify the different types of quaternary deposits described, and different types of rock areas, etc. They also serve to locate access routes and for preliminary volume estimates.

d) Field work. Detailed site visits carried out by experts will allow the initial assessment made from the above information to be further defined, estimating the properties of each material and taking small superficial samples.

e) Geophysics. The main methods used for investigating materials are vertical electrical resistivity surveying and seismic refraction profiling.

Vertical electrical resistivity surveying gives the apparent resistivity of horizontal levels, with which their nature can be defined.

Resistivity is higher for compact rocks, clean sand and gravel and much lower in the weathered rock and clayey levels, mainly being highly useful for locating sand and gravel levels in recent alluvial zones, terraces, alluvial fans, etc.

Seismic refraction profiling gives the ground wave propagation velocity, and is mainly used to determine the thickness of rock overburden, rock weathering levels, ripability, rock characteristics, etc.

Ces deux méthodes sont associées aux méthodes ponctuelles (forages), les résultats géophysiques permettant la corrélation et l'extension des données, confirmées dans les forages.

f) Forages. Le programme de forages est défini selon les résultats des études précédentes. Il s'agit, selon le cas, de la prise de carottes continues et d'échantillons non remaniés, de forages à la tarière (petits ou grands diamètres), d'essais au pénétromètre statique ou dynamique, de forages destructifs, etc. Les campagnes de forages conviennent surtout aux dépôts de grande épaisseur, lorsqu'il s'agit d'étudier le terrain en profondeur. La distance entre les forages varie de 150 à 300 m initialement, passant à 30-50 m lors des phases ultérieures des reconnaissances.

Récemment, on a préféré les forages destructifs, moins onéreux et plus rapides à exécuter. On enregistre les paramètres de forage (vitesse d'avancement, couple, etc.), ces enregistrements définissant et chiffrant les caractéristiques du terrain traversé. Ce type d'enregistrement s'applique également aux forages carottés, notamment dans le cas de graviers, de blocs ou de sables, lorsque le taux de récupération est faible.

g) Puits et tranchées. Les puits et les tranchées de reconnaissances conviennent aux investigations de faible profondeur. Creusés à la rétro-pelle, ils permettent l'examen visuel et la prise d'échantillons sous le terrain de couverture. Ces puits constituent la meilleure méthode d'investigation des dépôts de faible profondeur (surtout alluvions ou colluvions) lorsqu'il s'agit de procéder à l'examen visuel, à la prise d'échantillons représentatifs ou de blocs de grandes dimensions, etc.

h) Essais de tir, d'abattage, galeries, etc. Les essais de tir ou d'abattage sont effectués surtout dans les carrières. Dans certains cas de grande puissance de terrain de couverture sur la carrière, on peut prévoir des galeries de reconnaissances.

i) Digues d'essais (remblais). On peut procéder à des digues d'essais en remblai, en utilisant les matériaux prévus ou provenant des fouilles préliminaires. Il s'agit d'étudier les méthodes et les matériels de compactage, ainsi que les caractéristiques géotechniques obtenues, les caractéristiques de mise en œuvre, l'épaisseur des couches, le nombre de passes, etc. Pour les grands barrages, ces digues d'essais sont très souhaitables. Les digues d'essais serviront à définir les méthodes de construction à utiliser.

L'utilisation de l'ensemble de ces méthodes de reconnaissances dépend plus ou moins du volume du barrage et du niveau de définition des caractéristiques des matériaux et des dépôts.

On prend des échantillons représentatifs des affleurements rocheux, des forages, des tranchées, des fouilles, des remblais d'essais, etc., en nombre suffisant, pour les essais en laboratoire ou *in situ*. Ces essais sont présentés ci-dessous, pour chaque type de matériau, et sont effectués selon les normes américaines (ASTM), britanniques (BS), allemandes (DIN), espagnoles (NLT et UNE), etc.

4.2.1.3. Types de matériaux

a) Terres à noyau étanche. Les terres à noyau étanche doivent présenter une faible perméabilité (moins de 10^{-5} cm/s), une bonne compactibilité, ne pas être dispersives, avoir une faible teneur en matières organiques ou solubles, et une grande

Both methods are used in combination with borehole methods, with the geophysical investigations serving to correlate and extend the data, confirmed in the boreholes.

f) Boreholes. Survey boreholes are programmed on the basis of the above investigation results, which can involve the taking of continuous cores and undisturbed samples, auger drilling with small or large diameter, static or dynamic penetrometer boreholes, borings without core recovery, etc. Boreholes must principally be carried out in deposits of considerable thickness, where deep investigations are necessary. Borehole spacing may be from 150 to 300 m in the first stage of investigation reducing to 30-50 m in the later stages of investigation.

Boreholes without core recovery have recently been carried out, as they are cheaper and faster. Drilling parameters are recorded (drilling advance rate, torque, etc.) and the logs define and quantify characteristics of the ground penetrated. This type of log is also used in boreholes with core recovery, particularly in levels of gravel, boulders and sand, where recovery is usually small.

g) Test pits and trenches. Trenches or pits are normally used for small depths, mainly excavated with a backhoe, allowing direct examination and the taking of samples under the overburden. These test pits are the best method for investigating shallow deposits (mainly alluvial and colluvial) and where direct examination, the taking of representative samples and/or large size specimens, etc. are required.

h) Test blasting or excavation, tunnels, etc. Test blasting or excavation is normally carried out for quarries. For certain cases where large volume rock quarries contain considerable overburden, exploratory tunnels may be excavated.

i) Test embankments. With the test or preliminary excavation material, test embankments may be constructed where the most suitable compaction equipment and methods are studied, together with the geotechnical characteristics achieved, workability, lift thicknesses, number of passes, etc. For large dam volumes, these trial embankments are highly advisable. These test embankment should be used to define the construction methods to be used.

The use of all of these investigation methods will depend to a greater or lesser extent on dam volume and whether or not material properties and deposits are well defined.

Representative samples should be taken from rock outcrops, boreholes, trenches, excavations, test embankments, etc. in sufficient quantity for laboratory tests or *in situ* tests to be carried out. These tests are discussed below for each type of material and should be carried out in accordance with the relevant United States standards (ASTM), British standards (BS), German standards (DIN), Spanish standards (NLT and UNE), etc.

4.2.1.3. *Types of materials*

a) Impervious core materials. Impervious core materials for dams should have low permeabilities (less than 10^{-5} cm/s), should compact well, not be dispersive, not contain organic or soluble matter, and should have a high load bearing capacity with

portance avec une teneur naturelle en eau peu supérieure à celle correspondant au compactage optimal.

Généralement, on utilise des argiles dont l'indice de plasticité se situe entre 15 et 35, des argiles sableuses ou des sables très argileux, des argiles avec graviers, des graviers argileux, etc. L'argile plastique à forte teneur en fines, ayant un indice de plasticité supérieur à 25 et une limite de liquidité supérieure à 50, est à exploiter avec précaution, compte tenu des problèmes de fissuration à la dessiccation. Autrefois, on préférait des matériaux aussi étanches que possible, mais actuellement on a de plus en plus tendance à utiliser des matériaux granuleux présentant une bonne granulométrie, associés à des argiles de plasticité moyenne ou faible, les plus faibles caractéristiques d'étanchéité de cet ensemble étant compensées par un épaissement des noyaux. Ces noyaux constitués d'argiles, avec sables et graviers, ont une meilleure résistance, peuvent être mieux compactés, présentent un tassement moindre, une variation volumique plus faible, moins de problèmes de pressions interstitielles élevées et un moindre risque de fissuration.

Ces noyaux sont construits par couches de 20 à 35 cm d'épaisseur, compactées suivant 6 à 12 passes d'un rouleau à pieds de mouton ou d'un rouleau dameur, ou, parfois, d'un rouleau vibrant.

On peut également envisager la possibilité d'obtenir un matériau convenable par mélange de matériaux disponibles dans la zone du barrage.

Pour les noyaux, les dépôts exploités sont d'anciennes terrasses de graviers et d'argiles, des dépôts de colluvions, ou des amas de graviers anguleux et argileux provenant des glissements, des petits bassins argileux d'âge tertiaire, en discordance avec les matériaux meubles plus durs et plus anciens, les marnes, les schistes ou schistes ardoisiers remaniés, etc. Il est important d'établir leur origine afin de déduire leurs dispositions générales, leurs hétérogénéités éventuelles, les méthodes de reconnaissances les plus adaptées, etc.

Outre l'étude des cartes géologiques, des données géotechniques, des photographies aériennes, etc., les moyens de reconnaissances normalement utilisés comprennent des mesures de résistivité électrique, des carottages et des prises d'échantillons non remaniés, des forages à la tarière et des puits ou des tranchées.

Dans les zones d'emprunt de forte épaisseur ou dans le cas de terrain de couverture important, une campagne de forages est plus adaptée que pour les dépôts de faible épaisseur, étendus sur une grande surface (dépôts alluvionnaires). Dans ce dernier cas, les puits seront mieux adaptés et permettront, en outre, un examen plus détaillé.

Dans une première phase, les reconnaissances peuvent comporter la localisation et la prise d'un certain nombre d'échantillons, une définition plus précise étant faite en deuxième phase. Dans la première phase, un petit nombre de forages ou de tranchées est suffisant, tandis que, dans la dernière phase, il faut une reconnaissance par 20 000 à 50 000 m³ de matériaux nécessaires. Pendant la construction, la densité passe à une reconnaissance par 5 000 à 10 000 m³ de matériaux. Néanmoins, il ne faut pas oublier que chaque barrage est différent et que l'on ne peut donc pas donner des règles précises.

Le but des reconnaissances des sites est de déterminer les caractéristiques géotechniques des matériaux, leurs volumes, les variations à l'intérieur du dépôt, l'épaisseur du terrain de couverture, le pourcentage et la dimension des blocs, etc.

a natural moisture content that should not greatly exceed that for optimum compaction.

Clays with a plasticity index of between 15 and 35 are normally used, sandy clays or very clayey sands, clays with gravel, clayey gravel, etc., but the plastic clay with high percentage of fines having a plasticity index more than 25 and liquid limit greater than 50 should be exploited with caution because there may be problems of cracks when they lose their moisture. The previous tendency was to use materials that were as impervious as possible, but the present trend, with increasing frequency, is to utilise well graded granular materials with medium to low plasticity clays, having lesser impermeability characteristics, with this being compensated by a thicker core. These cores of clay with sand and gravel have greater strengths, compact better, settle less, have smaller volume variations and fewer problems of high interstitial pressures and less risk of fissuring.

They are generally compacted in 20 to 35 cm lifts by 6 to 12 passes with a sheep's foot or tamping roller, or sometimes vibratory equipment.

The possibility of obtaining adequate material by blending the available materials in the zone may be considered.

The deposits most used for these materials are old terraces of gravel and clay, colluvial deposits or masses of angular gravel with clay from landslides, small clayey tertiary basins discordant with other harder, older soils, shales marls, disturbed schists or slates, etc. It is important to establish their origin in order to deduce their arrangement, possible heterogeneities, advisable investigation methods, etc.

The site investigation methods generally employed, apart from investigating geological drawings, geotechnical data, studying aerial photographs, etc., comprise vertical electrical resistivity soundings, boreholes with core recovery and the taking of undisturbed samples, auger drilling and test pits or trenches.

In thick borrow areas or where there is considerable overburden, boreholes will be more appropriate than in deposits that are shallow but cover a large area such as alluvial deposits. In the latter case, test pits will be more appropriate and will allow the material to be more closely observed.

In a first stage, the investigation may comprise locating and taking some samples, with more precise definition in a second stage. In the former, a small number of boreholes or trenches is sufficient, whereas one per 20 000 to 50 000 m³ of material required will be necessary in the latter stage. During construction, investigation of borrow materials should be increased to one per 5 000 to 10 000 m³. Nevertheless, it should be remembered that each dam is different and precise rules cannot be given.

The object of site investigation should be to find the geotechnical characteristics of the materials, their volume, variations within the deposit, overburden thickness, percentage and size of boulders, etc.

Généralement, le barrage est conçu en se basant sur des ouvrages construits antérieurement avec des matériaux analogues, et en justifiant par des calculs de stabilité. Par conséquent, les essais les plus importants concernent l'identification, les déterminations des caractéristiques mécaniques et chimiques, etc., venant plus tard. Les essais de définition des caractéristiques de mise en œuvre ou de compactage sont également nécessaires, car il s'agit là d'un paramètre qui peut avoir une grande influence sur les prix.

Les essais à effectuer peuvent être groupés comme suit : identification (i), état naturel (s), résistance (y), compactage (c), perméabilité (p), dispersivité (d) et déformabilité, expansibilité et consolidation (x), suivant l'ordre de nécessité et d'importance :

i - granulométrie, par voie sèche (tamisage) (NLT-104/72 et ASTM, D-422), ou voie humide (sédimentation) (MELC-16-01-a, ASTM, D-422).

i - Limites d'Atterberg (UNE-7.377, 7.378/75, NLT 105 et 106/72, ASTM D-423, D-424).

s - Teneur naturelle en eau (NLT-102, ASTM D-2216).

i - Poids volumique des particules solides (UNE 7.001, ASTM D-854-58).

s - Densité sèche naturelle (NLT 202/72, ASTM D-2166).

c - Teneur en eau et densité optimales Proctor (Proctor modifiés pour les grands barrages) (NLT-107 et 108/72, ASTM D-2168-77).

p - Perméabilité sur échantillons compactés à 100 % et à 98 % du Proctor Normal. Pour les petits barrages, également à 95 % (ASTM D-2434-68).

Les résultats des essais de perméabilité en laboratoire ne sont pas toujours très représentatifs et sont à utiliser avec précaution, notamment pour les matériaux relativement variables, car les résultats peuvent être au moins 10 fois plus faibles que les valeurs *in situ*. En outre, les essais en laboratoire ne tiennent pas compte des zones éventuelles plus perméables, ayant une plus forte proportion de matériaux granuleux.

y - Compression simple (uniaxiale) (NLT-202/72; UNE 7402; ASTM D-2166).

y - Compression triaxiale CU et UU, sur échantillons compactés à 100 % ou à 98 % du Proctor Normal (ASTM D-2850-70).

i - Teneur en sulfates, carbonates et matières organiques (NLT 120/72, 116/72 et 117/72).

d - Dispersivité (Pin-hole, Sherard 1976).

i - Analyse aux rayons-X de la composition minéralogique de l'argile.

x - Essais œdométriques (UNE 7.392/75 ASTM D-2435) sur les matériaux de faible densité.

Essais d'affaissement des silts à l'œdomètre.

x - Expansivité (gonflement libre, Lambé, pression de gonflement) (UNE 7.392/75 et 7.403/76).

D'un emploi exceptionnel, les essais CBR (indice portant californien) (NLT-111/78 ASTM D-1993-73), utilisés pour la construction des routes, peuvent être utiles, une grande expérience étant disponible.

Dam design is usually performed in accordance with existing precedents with similar materials and by calculating stability as a confirmation. Consequently, the most important tests are those of identification, or index properties, adding later those of mechanical and chemical properties, etc. Tests that define the workability or compaction must also be carried out, as this may have a considerable influence on construction cost.

The tests usually carried out can be grouped into those of identification (i), state (s), strength (y), compaction (c), permeability (p), dispersivity (d) and deformability, expansivity and consolidation (x) as follows, in order of necessity and importance :

i - Grain size by screening (NLT-104/72 and ASTM, D-422) and some by sedimentation (MELC-16-01-a, ASTM, D-422).

i - Atterberg limits (UNE 7.377, 7.378/75, NLT 105 and 106/72, ASTM D-423, D-424).

s - Natural moisture content (NLT-102, ASTM D-2216).

i - Specific weight of particles (UNE 7.001, ASTM D-854-58).

s - Natural dry density (NLT 202/72, ASTM D-2166).

c - Standard Proctor optimum water content and density (some modified Proctor for large dams) (NLT-107 and 108/72, ASTM D-2168-77).

p - Permeability in samples compacted to 100 and 98 % SP. For small dams, also to 95 % (ASTM D-2434-68).

Laboratory permeability test results may not be very representative and must be used with reservations, particularly in relatively variable materials, giving figures at least 10 times lower than those obtained *in situ*. Neither do they take into account possible zones that are more permeable, with a high content of granular material.

y - Uniaxial compressive strength (NLT-202/72; UNE 7402; ASTM D-2166).

y - Triaxial compression tests CU and UU, in samples compacted to 100 or 98 % SP (ASTM D-2850-70).

i - Contents of sulphates, carbonates and organic matter (NLT 120/72, 116/72 and 117/72).

d - Dispersivity (Pin-hole, Sherard 1976).

i - X-ray analysis of clay mineralogical composition.

x - Oedometer tests (UNE 7.392/75 ASTM D-2435) for low density materials.

Silt collapse tests in oedometer.

x - Expansivity tests (free swelling, Lambé and swelling pressure) UNE 7.392/75 and 7.403/76).

Although not usually employed in these cases, the CBR tests (NLT-111/78 ASTM D-1993-73) used in roads design may also be useful, for which extensive experience is available.

Le nombre d'essais à effectuer dépend de la dispersion des résultats, deux ou trois échantillons étant pris dans chaque forage ou puits. On augmente le nombre d'échantillons lors du contrôle général des travaux, par exemple : un échantillon par 1 500 m³.

b) *Filtres et drains.* Il faut des filtres en matériaux granuleux pour empêcher la migration des particules fines des zones adjacentes. Les volumes nécessaires sont généralement beaucoup plus faibles que pour les noyaux ou les recharges, et les caractéristiques des matériaux doivent être adaptées et bien définies.

Les critères granulométriques de Terzaghi sont normalement utilisés, soit :

$$\frac{D_{15F}^{(*)}}{D_{15S}} > 4 \quad \text{et} \quad \frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 4$$

Les critères de l'US Corps of Engineers sont également utilisés :

$$4 < \frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 20$$

$$\frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 5 \quad \text{et} \quad \frac{D_{50F}}{D_{50S}} < 25$$

D'autres critères USBR sont également utilisés, avec des rapports variables :

$$R_{50} = \frac{D_{50F}}{D_{50S}} \quad \text{et} \quad R_{15} = \frac{D_{15F}}{D_{15S}}$$

selon que le filtre présente une granulométrie uniforme ($R_{50} = 5$ à 10), des particules sub-anguleuses ($R_{50} = 12$ à 58 , $R_{15} = 12$ à 40), ou anguleuses ($R_{50} = 9$ à 30 , $R_{15} = 6$ à 18).

Des recherches en laboratoire effectuées par J.-B. Sherard et al. ont montré récemment que les filtres fonctionnaient bien si la granulométrie du matériau à protéger était en rapport avec le D_{15} du filtre, que les filtres empêchaient la migration des particules plus grandes que $0,11 D_{15}$, et que le critère $\frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 5$ était pessimiste, mais pas trop, et donc à préconiser.

Ces mêmes recherches sur les filtres ont démontré que les matériaux anguleux de concassage se comportaient comme les matériaux alluvionnaires roulés, et qu'il n'était pas nécessaire que la courbe granulométrique du filtre ait la même forme que celle des matériaux adjacents.

La dimension maximale des grains est en général de 7,6 à 8 cm, la fraction fine étant limitée à 5 %.

Les drains doivent être perméables, d'épaisseur suffisante pour permettre l'évacuation du débit maximal prévu.

Généralement, les matériaux pour filtres et drains sont prélevés dans les terrasses ou dans les dépôts alluvionnaires du lit majeur (et sont éventuellement

(*) F désigne le matériau du filtre, S le matériau de base à protéger.

The number of tests depends on the variation in results, taking two or three samples per borehole or test pit. The number of samples should be considerably increased during construction supervision to say one per 1 500 m³.

b) Filters and drains. Granular filters are required to prevent the smaller size fractions from migrating from adjacent material. Volumes are usually much lower than for cores or shoulders, but their characteristics must be suitable and well defined.

The Terzaghi criteria for grain sizes is generally followed being :

$$\frac{D_{15F}^{(*)}}{D_{15S}} > 4 \quad \text{and} \quad \frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 4$$

Those of the US Corps of Engineers, are also used being :

$$4 < \frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 20$$

$$\frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 5 \quad \text{and} \quad \frac{D_{50F}}{D_{50S}} < 25$$

Other USBR criteria are also used, with variable ratios :

$$R_{50} = \frac{D_{50F}}{D_{50S}} \quad \text{and} \quad R_{15} = \frac{D_{15F}}{D_{15S}}$$

depending on whether the filter has a uniform grain size (R_{50} 5 to 10), sub angular grains (R_{50} of 12 to 58, R_{15} of 12 to 40) or angular particles (R_{50} of 9 to 30, R_{15} of 6 to 18).

Laboratory experiments by J. B. Sherard et al have recently shown that filters function well when relating the grain size of the material to be protected with the D_{15} of the filter, that filters do not allow particles of over $0.11 D_{15}$ to pass and that the criterion $\frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 5$ is conservative but not excessively, so that it should be used.

The same experiments showed that filters with an angular grain from crushing are similar to rounded alluvial material, and that it is not necessary for the filter grading curves to have a similar shape to that of the adjacent material.

Maximum sizes employed are usually 7.6 to 8 cm, limiting fines to 5 %.

Drains must be permeable and of a sufficient width to allow the maximum design drainage flow rate.

Both filters and drains are usually obtained from terraces or alluvial plain deposits, washing them if necessary to eliminate fines and, in certain cases from

(*) F indicates the filter material, S the material to be protected.

lavés pour éliminer les fines), et, dans certains cas, dans les dépôts de colluvions ou moraines. On obtient également ces matériaux par concassage de roches dures (calcaires, quartzites, grauwackes, etc.). On connaît des cas d'utilisation de dolomies saccharoïdes, brèches ou mylonites, pour les filtres, extraites sans explosifs des affleurements dolomitiques à surface dure.

Pour le compactage des filtres, on utilise généralement des rouleaux vibrants à tambour lisse, avec une à quatre passes pour des épaisseurs de couche de 0,3 à 0,6 m.

Les reconnaissances des dépôts alluvionnaires se font normalement par puits, excavés à la rétro-pelle, pour des profondeurs moyennes. La tarière de grand diamètre est également utilisée, mais les forages de petit diamètre ne sont pas souhaitables, le taux de récupération étant médiocre. Les mesures de résistivité électrique sont souvent efficaces pour obtenir des informations sur les différents niveaux de résistivité et les différentes granulométries. Les sondages électriques sont également utilisés pour la détermination de la profondeur des dépôts très épais, ou lorsque l'excavation de puits n'est pas possible.

Le nombre de tranchées à excaver dépend de l'uniformité du dépôt et de l'épaisseur du terrain de couverture : une tranchée par 10 000 à 20 000 m³ au stade de l'avant-projet, ce nombre étant augmenté lors de la construction. Dans les tranchées et les forages, on mesurera le niveau de la nappe phréatique. Si l'exploitation se fait au-dessous de la nappe, il est souhaitable de déterminer la perméabilité du dépôt par des essais de pompage dans les forages ou les tranchées.

Les essais normalement effectués sont les suivants :

- Granulométrie par criblage (UNE 7.139, NLT-153).
- Non-plasticité des fines (NLT-106).
- Teneur en matières organiques (NLT-117/72).
- Teneur naturelle en eau (NLT-102/72).
- Teneur en éléments mous, argiles, sulfates et mica.
- Densité apparente *in situ* et sèche.
- Coefficient de forme (UNE 7.238).
- Essais d'abrasion Los Angeles (ASTM C-131 et C-535).

Pour les filtres et drains provenant de carrières de roche dure, les reconnaissances seront les mêmes que celles appliquées aux enrochements et aux granulats à béton et présentées ci-dessous, sans oublier qu'il faut un rocher de bonne qualité.

c) *Enrochement*. La fonction des recharges en enrochement est de garantir la stabilité du barrage. Diverses roches conviennent, mais il faut bien connaître les caractéristiques du matériau pour en tenir compte dans l'étude du projet.

Les roches dures doivent présenter une granulométrie uniforme, la partie fine étant limitée (par exemple, moins de 15 à 20 % inférieure à 25 mm) pour assurer une perméabilité supérieure à 10⁻³ cm/s. Généralement, les enrochements sont compactés au rouleau vibrant en couches d'environ 1 à 2 m d'épaisseur (0,5 à 0,8 m pour les enrochements triés), suivant 4 à 6 passes, la dimension maximale n'excédant pas 70 à 80 % de l'épaisseur de la couche.

En cas de roches tendres, altérées ou altérables (schistes argileux, schistes ardoisiers, marnes, etc.), il convient d'épandre le matériau en couches plus minces et d'augmenter le nombre de passes, afin d'obtenir une densité supérieure à 1,9-2 t/m³ et d'empêcher les déformations excessives pendant ou après la construction.

colluvial deposits or moraines. They are also obtained from crushing hard rocks such as limestone, quartzite, greywackes, etc. The use of saccharoidal, breccoidal and mylonitised dolomites in filters is known, and they are obtained without blasting from dolomite outcrops with hard surface shells.

Filters are usually compacted with a smooth vibrating roller in one to four passes with lift thicknesses of 0.3 to 0.6 m.

Alluvial deposits are usually investigated by excavating test pits with a backhoe if the depth is not excessive. Large diameter auger drilling is also used, but small diameter boreholes are not advisable, as recovery of material by this means is poor. Vertical electrical resistivity soundings in alluvial deposits or terraces are usually effective, providing information on the different resistivity levels and different grain sizes. Electric soundings are also used to find the depth of very thick deposits or when test pits cannot be excavated.

The number of trenches depends on deposit uniformity and overburden thickness. One trench every 10 000 to 20 000 m³ at the design stage, expanding this number during construction. In trenches and boreholes the water table level should be measured. In the event of having to operate below the water table, it is advisable to determine deposit permeability by pumping tests in wells or trenches.

The following tests are normally used :

- Gradation by screening (UNE 7.139, NLT-153).
- Non plasticity of fines (NLT-106).
- Organic matter content (NLT-117/72).
- Natural moisture content (NLT 102/72).
- Content of soft elements, clay, sulphates and mica.
- Apparent *in situ* and dry density.
- Shape factor (UNE 7.238).
- Los Angeles abrasion test (ASTM C-131 and C-535).

Investigations for filters and drains from hard rock quarries will be similar to those for rockfill or concrete aggregate quarries that will be described below, taking into account that rock quality must be good.

c) Rockfill. The purpose of rockfill shoulders is to guarantee dam stability. Many types of rocks can be used as rockfill, but rock properties should be well known in order to provide the most appropriate design.

Hard rock should have a uniform grading, limiting small sizes (e.g. less than 15 to 20 % in sizes below 25 mm) so that permeability is greater than 10⁻³ cm/s. The rockfill is usually compacted using vibrating rollers in lifts of around 1 to 2 metre (0.5 to 0.8 m in selected rockfill), in 4 to 6 passes, with maximum sizes of 70 % to 80 % of lift thickness.

In rocks that are soft, weathered or weatherable (shale, slate, schist, marl, etc.) compaction should be in thinner lifts with more passes in order to achieve densities of over 1.9-2 t/m³ and to avoid excessive deformation during construction or subsequently.

En cas de forte teneur en fines et d'une perméabilité inférieure à 10^{-3} cm/s, il faut prévoir des drains horizontaux dans certains cas.

Le gravier présente une résistance au cisaillement plus faible que les enrochements de roche dure, mais un tassement beaucoup plus faible.

Les recharges sont normalement prises dans une carrière de roche dure, généralement par abattage à l'explosif.

Les reconnaissances portent sur les points suivants : caractéristiques du rocher; couverture; altérabilité; possibilités d'exploitation mécanique; stabilité de la carrière; granulométrie et forme des enrochements obtenues, etc.

Les moyens de reconnaissances principaux sont : cartes géologiques et topographiques, photographies aériennes, observations visuelles, campagnes géophysiques et de forages. Un versant raide est souvent signe d'une bonne résistance mécanique, mais l'exploitation sera plus difficile.

Un profil de réfraction sismique peut définir la profondeur d'altération et renseigner sur la possibilité d'exploitation mécanique.

Le nombre de reconnaissances ou de forages à prévoir dépend du volume nécessaire, des affleurements, de l'uniformité du dépôt, etc., et peut varier de un forage par 100 000 à 250 000 m³.

Les essais habituels sont les suivants :

- Essais d'abrasion Los Angeles (NLT-149/72, ASTM C-131, C-535).
- Résistance à la compression simple (uniaxiale) (ASTM D-2938) ou essai de charge ponctuelle (Franklin).
- Poids volumique et absorption (NLT-153).
- Sensibilité aux sulfates (UNE 7.136, NLT 158/72, ASTM C-88, C-289).
- Examen pétrographique sur lame mince (ASTM C-295-54, UNE 8310).
- Essais de délitage.
- Coefficient de forme.
- Humidification/Dessiccation cycliques (Essais non normalisés).
- Abrasivité.

Les pentes des talus d'enrochements sont généralement choisies d'après les expériences existantes, la stabilité étant confirmée à partir des valeurs estimées de l'angle de frottement. Cette valeur dépend des pressions de confinement en jeu (elle diminue pour des pressions élevées, elle augmente pour des pressions faibles) et on doit tenir compte de ces variations dans les calculs de stabilité. Pour déterminer l'angle de frottement, on a utilisé des appareils de compression triaxiaux comportant une cellule de grand diamètre (23 cm et plus). L'échantillon est écrêté à 1/5 du diamètre de la cellule, mais on connaît des essais où cette limite est allée jusqu'à 1/3. Ainsi, l'essai est limité aux éléments de petites dimensions, ce qui donne des valeurs plus faibles que dans la réalité.

Par ailleurs, on a utilisé divers appareils d'essais plus importants (cellules de grand diamètre, vérins hydrauliques appliqués sur une paroi verticale placés au bord des enrochements) afin d'établir la surface de rupture et ainsi, indirectement, l'angle de frottement.

Généralement, les échantillons sont pris à la surface, ou dans des forages ou tranchées, de préférence après quelques travaux limités (tirs, excavations) permettant la prise d'échantillons représentatifs non remaniés en profondeur; la mise en

If the percentage of fines is large and permeability below 10^{-3} cm/s, horizontal drainage layers may be required in some cases.

Gravel used as rockfill has a lower shear strength than hard rock fill, but a much lower settlement.

Rocks for fills are usually obtained from quarries generally by blasting in hard rock.

Investigation objectives should be to find rock characteristics, overburden and weatherability, ripability, quarry stability, the sizes and shapes obtainable, etc.

The investigation may be principally by geological and topographic maps, aerial photography, direct inspection, geophysics and boreholes. A steeper topographic slope usually indicates higher rock strength, but therefore usually involves greater quarrying difficulties.

Seismic refraction profiling may define weathering depth and give guidance as to ripability.

The number of investigation or boreholes depends on the volume required, existing outcrops, deposit uniformity, etc., and may vary between one borehole per 100 000 to 250 000 m³.

The tests most frequently performed are as follows :

- Los Angeles abrasion test (NLT-149/72, ASTM C-131, C-535).
- Uniaxial compressive strength (ASTM D-2938) or point load test (Franklin).
- Specific weight and absorption (NLT-153).
- Sulphate attack (UNE 7.136, NLT 158/72, ASTM C-88, C-289).
- Thin section petrographic study (ASTM C-295-54, UNE 8310).
- Slake durability.
- Shape factor.
- Wet and dry cycles (Not standardised).
- Abrasivity.

Rockfill shoulder slopes are usually designed on the basis of existing experience, confirming stability with estimated figures for the angle of friction. This depends on existing confining pressures, diminishing with high pressures and increasing with low ones, and these variations must be taken into account in stability calculations. In order to find the angle of friction, triaxial compression machines have been used with large cells (9" and over); sizes greater than one fifth of cell diameter should not be used, although tests have been carried out with sizes of up to one third. This limits testing to small sizes, which gives lower values than the real figures.

Tests have been carried out at a greater scale using different devices, such as large cells or tests with hydraulic jacks on vertical walls at the rockfill edge, in order to determine the surface of failure and thus indirectly find the angle of friction.

Samples are usually taken on the surface and in boreholes or trenches, preferably carrying out minor blasting or excavation from which deeper undisturbed representative samples can be taken, making test embankments which permeability,

œuvre de digues d'essais permet de déterminer la perméabilité, la granulométrie réelle, l'épaisseur des couches, le type d'engin de compactage et le nombre de passes, l'altération en fonction du temps, la forme des enrochements, etc. Cette approche est essentielle en cas de roches tendres ou altérables, pour lesquelles il faut multiplier les essais d'altérabilité.

d) Enrochements de protection (Riprap). Le riprap placé sur le talus amont protège le remblai contre le risque d'érosion par batillage. Le volume nécessaire est bien plus faible que celui du corps de la digue et le rocher doit être de bonne qualité pour éviter l'altération.

Seuls les blocs de grandes dimensions sont placés à la surface, avec des contacts ponctuels entre éléments. Une roche insuffisamment résistante risque de se rompre et de tasser, avec aggravation sous l'effet du batillage. Par conséquent, il est nécessaire de déterminer la résistance et l'altérabilité des enrochements de protection, en éliminant ceux qui sont tendres ou altérables.

Le matériau, pris en carrière, est soumis à des essais identiques à ceux mentionnés ci-dessus. Le riprap peut également provenir d'éboulis de pentes (blocs arrondis ou anguleux) ou même, en l'absence de dépôts rocheux de bonne qualité, on peut prélever à même le sol des blocs arrondis résultant de l'altération et de l'érosion de couches alternées tendres et dures (type Flysch).

Les essais à effectuer sont analogues à ceux relatifs aux enrochements, mais les critères appliqués sont plus rigoureux; on s'intéresse également aux dimensions des blocs que l'on peut obtenir.

Les dimensions des blocs dépendent de l'état de fracturation du massif, de la résistance de la roche et des méthodes d'abattage (disposition, diamètre et chargement des trous de tir), mais une pré-estimation grossière est possible d'après l'espacement des diaclases débouchant à la surface, ou d'après le RQD (Rock Quality Designation) dans le trou.

e) Granulats à béton. Pour la fabrication du béton des ouvrages annexes (évacuateurs de crue, ouvrages de dérivation et de vidange, masques amont, etc.), on utilise du sable et gravier naturels, ou des matériaux concassés. Il est rare de rencontrer des massifs de roche dure, très fracturés ou mylonitisés (essentiellement des dolomies), qui peuvent être exploités sans explosifs et sans concassage.

Le sable et le gravier naturels de rivière, aux particules roulées, sont plus faciles à mettre en œuvre et à pomper. Les parties tendres étant éliminées par érosion et charriage, les grains sont normalement très résistants.

Pour le sable et le gravier, les reconnaissances à effectuer sont les mêmes que celles concernant les matériaux pour filtres et drains; pour la roche à concasser, elles sont analogues à celles relatives aux enrochements.

Les essais sont les mêmes que ceux déjà présentés pour les matériaux précités, mais les essais d'altérabilité des roches tendres ne sont pas nécessaires (résistance au délitage, humidification/dessiccation cycliques), puisqu'il s'agit généralement de matériaux durs, de faible altérabilité.

Cependant, pour les granulats à béton, il faut ajouter d'autres essais :

— réaction alcali-granulats; présence de cailloux provoquant cette réaction (silice colloïdale, certains types de dolomies, etc.) (UNE 7137); teneurs en sulfures, sulfates, etc.

gradation achieved, lift thickness, number of compactor passes and type thereof, rock weathering with time, rock shape, etc. can be determined. This is particularly important for soft or weatherable rock, in which tests to determine weatherability must also be intensified.

d) Riprap. Riprap on the upstream slope of the embankment protects against wave-produced erosion. The volume required is much smaller than dam body rockfill, but the quality must be good to avoid weathering.

Only large sizes of riprap are placed on the surface, with point contact between elements. Rock which does not have sufficient strength, may break and settle aggravated by wave action. Consequently, it is necessary to determine rock strength and weatherability, avoiding soft or weatherable rocks.

The materials are obtained from quarries, with investigations similar to those described previously. Riprap may also be obtained from slope deposits of boulders and angular blocks or even, in areas where quality rock deposits do not exist, collecting loose boulders found on the surface arising from the weathering and erosion of alternating layers of soft beds with hard Flysch type ones.

The tests are similar to those carried out on rockfill, although with stricter specifications, and with the stone or block size that can be obtained also being of interest.

Stone size will depend on existing rock fracturing, rock strength and blasting operations (shot hole pattern, diameter and loading), although this may be approximately predicted according to surface joint spacing or borehole RQD.

e) Concrete aggregates. Either natural sand and gravel or material from crushing hard rock is used for manufacturing concrete required for the spillway, diversion, outlet structures, and as appropriate for concrete facing of the dam embankment, etc. Hard rock deposits that are very fractured or mylonitised rarely exist (mainly dolomites), which can be quarried without blasting and requiring crushing.

Natural river sand and gravel has rounded particles, thus being easier to work and pump. The erosion and rounding of this gravel has eliminated the soft parts, so that they are usually very strong.

Sand and gravel investigation is similar to that described for the same materials used for filters and drains, whereas the investigation of rock for crushing is similar to that of rockfill.

The tests used are those mentioned previously for the above materials, although the soft rock weatherability tests are not used (slake durability, wet and dry cycles), as they are usually hard low weatherability rocks.

For these uses, other tests are also necessary, such as :

— Cement alkali reactivity. Existence of pebbles that may cause these attacks (colloidal silica, some types of dolomites, etc.) (UNE 7137). Content of sulphides, sulphates, etc.

f) *Matériaux divers pour les recharges.* Les barrages homogènes et les recharges des barrages en terre font intervenir des matériaux très divers : roches tendres, schistes argileux, marnes, sables, silts, graviers, etc. Ces matériaux proviennent toujours des abords du barrage ou, souvent, des fouilles du barrage, de l'évacuateur de crue, des galeries, etc.

La conception du barrage et la disposition des différentes zones doivent être adaptées aux caractéristiques de ces matériaux, des drains et des filtres étant prévus si nécessaire, et les pentes des talus étant conformes aux expériences acquises sur des réalisations similaires.

Il est nécessaire d'identifier et d'évaluer le volume de matériaux disponibles pour étudier le projet et établir le cahier de prescriptions techniques. Les reconnaissances et les essais sont les mêmes que ceux décrits ci-dessus pour des matériaux identiques, les essais les plus courants concernant : l'identification, l'état et le compactage (granulométrie, limites d'Atterberg, teneur naturelle en eau, optimum Proctor, perméabilité sur échantillons compactés, etc.). Des digues d'essais sont également très souhaitables.

4.2.2. Matériaux pour masques en béton bitumineux

Vu en coupe, le masque en béton bitumineux se divise en deux types, selon le nombre de couches et les caractéristiques de chacune d'elles.

Type I (Fig. 31)

De l'aval vers l'amont :

1. Un traitement superficiel par pénétration avec un liant bitumineux, assurant l'adhérence entre le masque et le corps du barrage.
2. Une couche de forme : béton bitumineux ouvert, de plusieurs centimètres d'épaisseur.
3. Une couche imperméable : béton bitumineux dense qui retient les percolations passant à travers la couche de drainage à l'amont.
4. Une couche de béton bitumineux poreux très perméable, collectant les percolations et les évacuant vers les zones de drainage.
5. La couche imperméable principale, comprenant une ou plusieurs couches de béton bitumineux dense.
6. Un revêtement de fermeture en mastic bitumineux, constitué d'un mélange de bitume et de filler.

Type II

Il comprend :

1. Un traitement de stabilisation du gravier de base (voir Type I ci-dessus).
2. Une couche de forme : béton bitumineux ouvert (voir Type I ci-dessus).
3. Une couche dense étanche, comprenant une ou plusieurs couches de béton bitumineux dense.

f) Miscellaneous material for shoulders. For homogeneous dams or earth fill shoulders, a great range of materials are used such as soft rock, shale, marl, sand, silt, gravel, etc. These materials are always obtained from nearby sites, frequently employing excavation material from the dam itself, spillway, tunnels, etc.

Dam design and zoning should be adapted to the characteristics of these materials, providing drains or filters where necessary and building slopes on the basis of similar experiences.

The identification and estimate of the volume of these materials is necessary for the design and for drawing up the specifications. The investigations and tests used are similar to those described previously for similar materials, with the most frequently used tests being those of identification, state and compaction (gradation and Atterberg limits, natural moisture content, Proctor, permeability in compacted samples, etc.). Test embankments are also highly advisable.

4.2.2. Asphalt facing materials

The cross section of an asphalt membrane is usually designed in accordance with two basic types, depending on the number of facing layers and the characteristics of each one.

Type I (Fig. 31)

This consists of the following layers, from downstream to upstream :

1. A surface treatment by penetration of a binder to ensure facing adherence to the dam body.
2. A levelling layer several centimetres thick of open asphalt concrete that serves as a levelling layer and base.
3. An impermeable layer of dense asphalt concrete that detains the seepage flowing through the porous control layer.
4. A high permeability porous asphalt concrete layer, that allows water to flow through, collecting seepage and sending it to the control zones.
5. The impermeable layer itself, formed of one or more closed dense asphalt concrete layers.
6. A mastic sealing layer, consisting of a blend of bitumen with filler.

Type II

This consists of :

1. A stabilisation treatment of the base gravel as in Type I.
2. A levelling and base layer of open asphalt concrete, as in the same layer of type I.
3. A dense impermeable layer formed of one or more layers of dense asphalt concrete.

4. Un mastic d'étanchéité (voir type I ci-dessus).

L'application de deux couches étanches ou plus n'est plus une question de matériels, ceux-ci étant maintenant capables d'épandre et de compacter des épaisseurs de 10 cm ou même de 12 cm conformément aux spécifications du cahier des charges. On exige souvent deux couches dans les zones sismiques, car on craint le risque d'ouverture des joints en cas de déformations excessives du barrage. Dans le cas de deux couches à joints décalés, ce risque est quelque peu réduit. Actuellement, on applique une seule couche sur des barrages de 50 à 70 m de hauteur (par exemple, barrage de Marchlyn, Grande-Bretagne, $h = 68$ m).

4.2.2.1. *Composition et dispositions*

La composition des éléments de masque en béton bitumineux est normalement régie par la méthode Marshall. Cependant, il est essentiel de reproduire, dans des essais de laboratoire, les conditions de compactage réelles. Cet essai visant des matériaux pour routes, il convient de compacter les échantillons avec une énergie moins importante, en réduisant le nombre de coups par face (en général, avec un maximum de 15 coups au lieu des 30 utilisés normalement). Les valeurs de stabilité obtenues, de l'ordre de 1 000 à 1 200 kg, sont nettement plus faibles que celles obtenues pour les revêtements de route.

La procédure recommandée est la suivante : choix de la granulométrie des granulats, préparation de plusieurs échantillons avec des teneurs en bitume différentes, et détermination de la teneur en vides des granulats et du mélange, ces valeurs étant comparées aux prescriptions établies.

Cet essai est à compléter par un essai de stabilité sur pente. Dans ce but, un échantillon du mélange choisi est mis en place sans compactage sur la pente prévue et à la température prévue. On ne doit constater aucun mouvement pendant la durée de l'essai (2 heures pour un béton étanche). Le même essai est effectué sur un échantillon compacté, à la température ambiante du site; les mouvements admissibles sont limités en amplitude et en durée. Cet essai dure 48 heures pour les bétons étanches, le mouvement maximal admissible est de 1 % et doit s'arrêter après 24 heures.

Les courbes granulométriques de chaque couche sont normalement à l'intérieur de limites définies, afin d'assurer :

- la plus grande quantité de granulats;
- le volume de vides dans les granulats, adapté à chaque usage.

Ces courbes sont obtenues sur le chantier, en combinant les différentes dimensions de granulats disponibles.

Logiquement, l'essai doit être fait avec les mêmes matériaux que ceux utilisés ultérieurement pour la construction, afin que les échantillons soient parfaitement représentatifs.

1. *Couche support et de forme.* La fonction de cette couche est d'assurer l'égalisation de la surface de contact et de supporter les efforts appliqués par l'engin d'épandage de la couche étanche. Cette couche doit présenter une perméabilité suffisante pour permettre le passage des percolations, sans laisser naître des sous-pressions qui pourraient compromettre la tenue de la couche sous-jacente.

4. A sealing mastic layer of the same type as in type I.

Application of two or more impermeable layers is no longer a question of equipment, which can nowadays lay and compact in accordance with specification 10 cm or even 12 cm. Placing of two layers is often requested in earthquake endangered countries, where people are afraid of joints, which can possibly open themselves after unexpected deformations of the dam. In case of two layers with staggered joints, this risk is somewhat smaller. At the present, it is laid in a single layer for dams 50 to 70 m high (example : Marchlyn Dam, Great Britain, $h = 68$ m).

4.2.2.1. *Composition and features*

The composition of the elements of the asphalt facing is usually carried out on the basis of the Marshall method. However, it is essential that laboratory tests reproduce the compaction conditions that will later occur on site. Therefore, as the test mentioned is aimed at road mixes, specimens must be compacted with less energy, reducing the number of blows per face, normally with a maximum of 15 against the 30 normally used. Stability figures obtained of around 1 000-1 200 kg are considerably lower than those obtained for paving.

The recommended procedure should be the following : select an aggregate grading, make various mixes with different bitumen contents and determine the voids content of the aggregates and the mix, comparing the figures obtained with the pre-set requirements.

This test will be completed with a slope stability test. Therefore sample of the selected mix is laid without compacting with the face gradient and the site placement temperature. No movement whatsoever must take place over a predetermined time — two hours for an impervious mix —. A similar test is carried out with a compacted sample subjected to the ambient temperature to be expected at the dam site, limiting movements of the layer and duration thereof. The test lasts 48 hours for impervious mixes, the maximum movement must be 1 % and must stop after 24 hours.

The grading curves of each layer are normally inside defined zones that tend to achieve : a) the greatest stone quantity and b) the volume of aggregate voids suitable for using in each mix.

These curves must be obtained on site by combining available aggregate sizes.

The test must logically be carried out with the same materials that will later be used in the job, so that samples must be completely representative.

1. *Binder bearing and levelling layers.* The purpose of this layer is to level the face and to support the impervious layer spreading machine. It must be sufficiently pervious to allow the seepage to flow through avoiding the uplift which would affect the upper layer.

L'épaisseur varie de 5 à 7 cm, avec un indice des vides de 8 à 10 %, une perméabilité de 10^{-2} à 10^{-3} cm/s et une densité de 2,2 à 2,4 t/m³.

Selon les « recommandations pour l'exécution des organes en béton bitumineux dans les ouvrages hydrauliques » 1983 (EAAW 83), le binder bitumineux, dont la dimension maximale des granulats ne dépasse pas 22 mm, doit présenter 60 à 80 % de granulats supérieurs à 2 mm. La teneur en filler préconisée est supérieure à 3 %, et la teneur en bitume de l'ordre de 3,8 à 5,5 %.

La température de fabrication doit être de $150\text{ °C} \pm 20\text{ °C}$, la température de mise en place ne doit pas tomber au-dessous de 110 °C.

Le gravier portant la couche de liaison est traité superficiellement par imprégnation afin d'assurer l'adhérence entre le masque et le corps du barrage. Généralement, il s'agit d'un coulis bitumineux de faible viscosité, appliqué à raison de 2 à 4 kg/m².

2. *Couche poreuse.* Le masque du Type I comprend une couche poreuse dont la caractéristique principale est sa perméabilité. Elle évacue les écoulements vers la galerie périmétrale, ou vers l'aval, par un réseau de tuyaux de drainage.

Cette couche s'appuie sur une couche de béton bitumineux étanche, appelée « barrière secondaire ». L'épaisseur de la couche de drainage varie généralement de 8 à 14 cm. Elle dépend de la hauteur du barrage, la plus faible épaisseur étant de 8 cm environ.

La perméabilité est supérieure à 10^{-2} cm/s avec un indice des vides de 30 à 35 %. La courbe granulométrique comprend une seule fraction de 12 à 35 mm, avec un faible pourcentage de filler et de sable, et une teneur en bitume de 3 à 5 %. Le compactage est presque exclusivement assuré par l'engin d'épandage.

La présence de cette couche entraînant un net accroissement du coût et du délai d'exécution, le projeteur doit examiner attentivement si elle est vraiment nécessaire.

3. *Couche étanche.* Cette couche assure l'étanchéité du masque et l'ensemble des essais vise à améliorer les connaissances sur cet élément, sa conception et ses parties constituantes.

Le coefficient de perméabilité imposé doit être au moins de 10^{-7} ou 10^{-8} cm/s. Pour cela, l'indice des vides doit être inférieur à 3 %.

On cherche une composition granulométrique très dense (augmentation du filler), avec un accroissement de la quantité de bitume, sans perte de stabilité, notamment à chaud, permettant le compactage et l'obtention d'une densité élevée au moyen des engins de compactage normalement utilisés, qui appliquent une énergie faible à moyenne.

Ces conditions imposent une composition granulométrique dense avec 10 à 16 % de filler et 50 à 80 % de sable. La dimension maximale des grains est normalement de 12 mm. Mais ce choix est influencé par l'épaisseur de la couche et, parfois, une dimension de 16 mm peut convenir. Généralement, la teneur en bitume varie de 6 à 8 %.

L'étanchéité est assurée avec les valeurs suivantes : un indice des vides entre 3 % et 0,4 %; il a pu être confirmé que cette dernière condition apporte une stabilité suffisante du mélange chaud après l'épandage sur le talus. On peut aussi obtenir un indice des vides réalisable inférieur à 0,8 %, avec une densité de 2,3 à 2,6 t/m³.

Thickness varies between 5 and 7 cm with a void ratio of 8-10 %, a permeability of 10^{-2} to 10^{-3} cm/s and a density between 2.2 and 2.4 t/m³.

In accordance with “ Recommendations for execution of asphalt works in Hydraulic Engineering ” 1983 (EAAW 83), asphalt-binder with grain sizes up to 22 mm shall have content of aggregates > 2 mm of 60 to 80 %. Filler content recommended is more than 3 %, bitumen content 3.8 to 5.5 %.

Manufacturing temperature should be $150\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ and that of placing not less than $110\text{ }^{\circ}\text{C}$.

The gravel layer on which the binder is supported receives a superficial penetration treatment to ensure adherence between the membrane and dam body. Normally a fast failure slurry bituminous is used at a rate of 2 to 4 kg/m².

2. *Porous layer.* The type I asphalt facing includes a porous layer with permeability as the main characteristic. Seepage is driven by it to the perimetral gallery, or at the downstream side of the dam, through drainage pipes where it can be controlled.

It is supported by an impermeable asphalt concrete layer called “ Secondary barrier ”. Thickness of drainage layer varies normally from 8 to 14 cm. It depends on dam height, beginning at approximately 8 cm.

Permeability is over 10^{-2} cm/s with a void ratio between 30 and 35 %. The grading curve comprises a single size of 12-35 mm, with a small percentage of filler and sand and a bitumen content of 3-5 %. Compaction is almost exclusively obtained by the spreader machine.

To include this layer in the design increases facing cost considerably and extends the construction period, so the advisability of utilising it must be carefully considered.

3. *Impervious layer.* This layer makes the facing impervious and all tests are directed to improve the better knowledge about it, the design and component contents.

The required permeability coefficient must be at least 10^{-7} or 10^{-8} cm/s. It is achieved with a mix voids ratio of below 3 %.

A very closed aggregate mix (increasing the filler) must be achieved, increasing the quantity of bitumen without losing stability, particularly when hot, allowing to be compacted, to obtain a high density with low to medium compacting machine that are normally used.

The above conditions lead to well graded closed mixes with a filler content between 10 and 16 % and 50 to 80 % of sand. The maximum grain size normally used is 12 mm. It depends on thickness of layer, and occasionally 16 mm are suitable. Bitumen content varies normally between 6 % and 8 %.

The impervious condition is fulfilled with these figures : a voids ratio of below 3 % and over 0.4 %, it has been confirmed that the latter condition gives sufficient hot mix stability on the slope. This also achieves an accessible voids ratio of below 0.8 %, obtaining a density between 2.3 and 2.6 t/m³.

Avec une telle composition, le masque est étanche, sans expulsion du mortier du béton bitumineux, sous une charge d'eau de 250 m, tout en satisfaisant aux autres contraintes imposées.

En cas d'utilisation d'amiante, sa teneur sera de 0,8 à 1 %, mais la tendance actuelle est de proscrire ce matériau.

La température de fabrication est de 160 ± 20 °C (dans certains cas, on a atteint 200 °C), la température de mise en place ne doit pas tomber au-dessous de 130 °C.

4. *Mastic*. Un enduit de fermeture supplémentaire est appliqué pour combler les vides superficiels et lisser la surface de la couche étanche. La composition est la suivante : filler : 40 à 60 %, bitume : 60 à 40 %, amiante : 2 à 4 %.

Ce mastic bitumineux (mélange de bitume et de filler) est appliqué à raison de 1,5 à 2 kg/m² seulement.

Il est fabriqué et épandu à température élevée, et le support doit être propre et sec.

4.2.2.2. *Matériaux pour béton bitumineux*

Le béton bitumineux pour masques d'étanchéité est fabriqué à partir des mêmes matériaux que le béton bitumineux routier, mais le dosage peut être très différent afin d'obtenir les caractéristiques d'étanchéité, de stabilité en talus et de souplesse nécessaires à sa fonction.

En outre, une bonne maniabilité est nécessaire pour faciliter sa mise en place sur le talus.

Les constituants courants sont : bitume, granulats, filler, adjuvants. Ces derniers peuvent comprendre l'amiante et les colles, parfois nécessaires compte tenu de l'acidité des granulats utilisés.

Dans certains cas, on a utilisé des peintures à base de poudre d'aluminium, appliquées sur le mastic de surface, pour protéger la surface par réflexion du rayonnement solaire.

1. *Matériaux bitumineux*. Pour le choix et le contrôle du bitume, la caractéristique essentielle est sa pénétration. Le choix du bitume selon ce critère est fonction des conditions climatiques locales.

Normalement, on préfère un bitume dur dans les régions chaudes, et un bitume plus mou, à viscosité plus élevée, dans les régions froides. La pénétration varie de 60 à 100, selon la classification utilisée dans chaque pays.

Après le choix du type de bitume, les essais préliminaires le plus couramment utilisés sont : teneur en paraffine, solubilité aux différents solvants, pénétration, point de ramollissement, viscosité à différentes températures, perte de ductilité, essais Fraas, inflammabilité, poids volumique, perte au chauffage, adhérence aux granulats à utiliser dans le masque.

Ces essais sont effectués lors de l'étude de définition de la composition et, par la suite, pour contrôler le maintien de la qualité des approvisionnements au cours des travaux.

Il faut également étudier et contrôler les compositions bitumineuses d'imprégnation superficielle ou d'adhérence entre couches.

Mixes with these component contents give impermeabilities, without displacement of the mortar from the asphalt concrete, with pressures of 250 m water column while complying with another of the requirements.

If asbestos should be used, it must be at a ratio of 0.8 to 1 % but the present trend is to avoid it.

These mixes are manufactured at temperatures of 160 ± 20 °C (in some cases 200° has been reached). Placing temperature shall not fall below 130 °C.

4. *Mastic*. A sealing layer is placed as additional protection to seal external voids and smooth off the impervious layer surface. This mix is composed of 40 to 60 % filler, 60 to 40 % bitumen and 2 to 4 % asbestos.

Mastic asphalt, consisting of bitumen and filler only, is applied at a rate of 1.5 to 2 kg/m² only.

It is manufactured and placed at high temperature, and the impervious layer surface must not be either dirty nor wet.

4.2.2.2. *Asphaltic concrete materials*

Asphaltic concrete for facing has the same materials as conventional asphaltic concrete used for road paving, although batching may be changed a lot to obtain the conditions of impermeability, stability on the dam slope and the flexibility necessary to keep its purpose.

To these conditions a suitable workability must be added to obtain a correct placement on the slope.

Normal mix components are : bitumen, aggregates, filler and admixtures. The latter may include asbestos and the adhesives, if they are necessary due to the acidity of the aggregate used.

Aluminium powder paints have been used in some cases over the last layer, the mastic, to protect the upper surface, reflecting solar radiation.

1. *Bituminous materials*. For bitumen selection and control the most important characteristic is its penetration. The bitumen selection based on this property is a function of the local weather at the dam site.

Normally, harder bitumens are used in warm zones and softer bitumens with greater viscosity in cold zones. Penetration bitumens varying in the 60-100 range, according to the division that each country uses, are those most frequently employed.

Having selected the type of bitumen, the most used initial tests are : paraffin content, solubility in different solvents, penetration, softening point, viscosity at different temperatures, ductility loss, " Fraas " test, inflammability, specific weight, loss by heating and adherence with the aggregates to be used in the facing.

The above mentioned tests must be performed during the asphaltic mix design phase, and to require that the supply during construction will have the required regularity of quality.

Asphaltic slurries used in penetration treatment on dam faces or as an adherence coat between successive layers when necessary must also be tested and controlled.

Généralement, on choisit un coulis de faible viscosité, anionique ou cationique, selon les granulats utilisés.

Il faut également étudier : la viscosité, la teneur en eau, les fluidifiants, le bitume résiduel, la sédimentation, la perte d'émulsion.

2. *Granulats*. Pour les granulats, on utilise la roche de carrière concassée ou le gravier naturel provenant de zones d'emprunt. Cependant, on peut ajouter une certaine quantité de sable naturel pour améliorer la maniabilité des mélanges étanches.

En cas d'utilisation de granulats acides, il faut étudier attentivement les adjuvants nécessaires pour assurer une bonne adhérence granulats-bitume.

Les essais normalement effectués sont : poids volumique, absorption d'eau, abrasion Los Angeles, résistance au gel, comportement thermique, adhérence, coefficient de forme.

L'essai d'équivalent de sable est utilisé sur la fraction fine (inférieure à 5 mm) pour étudier la plasticité.

On divise généralement les granulats en 4 catégories, cette classification s'étant avérée suffisante pour obtenir une bonne granulométrie, si les granulométries dans chaque catégorie sont correctes.

Les catégories normalement adoptées sont (en mm) : 25-12, 12-8, 8-5, 5-2 (granulats fins), 2-0 (sable).

Pour la mise au point de la composition, il importe d'utiliser des échantillons vraiment représentatifs en granulométrie, c'est-à-dire, pris dans la production de la centrale de concassage qui fonctionnera pendant le chantier; en outre, ils doivent représenter la moyenne de la production au cours des travaux. Pour cette raison, il est souhaitable de stocker 70 à 80 % des matériaux nécessaires.

3. *Filler*. Le filler est la partie des granulats fins inférieure à 0,08 mm. Ce matériau peut être :

a) Le même matériau que celui utilisé pour les autres granulats, obtenu par concassage direct, ou par récupération dans la centrale de fabrication du béton bitumineux.

b) Un produit du commerce, soit du ciment, soit des cendres volantes. Très souvent, on choisit un filler calcaire.

Les cendres volantes seront choisies en dernier, par suite de la variation de leur composition chimique, de la difficulté de leur contrôle et du manque de régularité.

Dans tous les cas, il faut étudier leurs nature chimique, densité apparente, finesse, surface spécifique, pouvoir d'absorption de bitume, activité.

Une étude de gonflement est également nécessaire pour tous les mélanges filler-bitume, en faisant varier les teneurs des deux constituants.

4. *Amiante*. Il y a une tendance à éliminer ce composant; mais, dans certaines conditions, notamment lorsque le masque est placé sur une pente critique, il faut l'utiliser.

L'amiante est également essentiel dans la fabrication du mastic de colmatage et du mastic de couverture. Il doit présenter des fibres courtes et ne pas contenir de poussière ni d'eau. Il faut veiller au respect de ces deux conditions lors du stockage pendant le chantier.

Usually, fast failure slurries are used, anionic or cationic, depending on the aggregates.

Tests must be carried out for : viscosity, water content, fluidisers, residual asphaltic bitumen, sedimentation and demulsibility.

2. *Aggregates.* Aggregates used in these mixes should be crushed stone from quarries or natural gravel pits. Nevertheless, a certain proportion of natural sand may be added to impervious mixes to obtain more workability.

A careful study must be made with acid aggregates regarding to the admixture necessary to ensure adequate aggregate-bitumen adherence.

The tests normally performed are : specific weight, water absorption, “ Los Angeles ” abrasion, ice resistance, behaviour with regard to heat and adhesiveness, and the shape factor.

The sand equivalent test must be performed on the fine size below 5 mm to study its plasticity.

Classification in four sizes is the most usual and has been proved to be sufficient for obtaining well graded aggregate mixes, provided that the partial gradings of each size are correct.

The classification normally used is, in mm : 25-12, 12-8, 8-5, 5-2 (fine aggregates), 2-0 (sand).

Representative gradings must be used for the final proportioning of the mixes, i.e. they must be obtained from real crushing with the plant that is going to be used on site and, furthermore, it must be the summary of those obtained during the working period, so it is recommended to store 70 to 80 % of the required material.

3. *Filler.* Is defined as the fraction of fine aggregate below 0.08 mm.

This material may proceed from :

a) The same material used for obtaining the rest of aggregates by direct crushing or by recovery in the asphaltic concrete manufacturing plant.

b) From a commercial product, either cement or fly ash. Very often limestone filler is being used.

The fly ash, must be considered in the last place as they have variable chemical components, are difficult to control and they lack regularity.

At any case, a study should be made of : their chemical nature, apparent density, fineness, specific area, bitumen absorption and activity.

A swelling study must also be performed on filler-bitumen mixes with different percentages of both materials.

4. *Asbestos.* Despite the trend to eliminate this component from mixes, under certain circumstances, basically when the facing is laid on critical slopes, it has to be used.

It is also essential in the manufacturing of filling mastic and cover mastic. It must be required to be short fibres and to be free of dust and water content. These two conditions must be upheld throughout storage during the execution of the facing.

5. *Divers*. Il s'agit des produits suivants :

- a) *Produits d'activation* : destinés, éventuellement, à améliorer l'adhérence entre les granulats et le bitume.
- b) *Peintures à base d'aluminium* : appliquées sur la surface externe pour réfléchir le rayonnement solaire.
- c) *Feuilles de cuivre* : pour les joints spéciaux, généralement au raccordement du masque avec les ouvrages en maçonnerie.
- d) *Peintures et mastics époxydes* : mêmes utilisations qu'au point c) ci-dessus.
- e) *Feuilles bitumineuses* : parfois utilisées pour l'étanchéité des raccordements entre le masque et les ouvrages en maçonnerie.

Des contrôles spécifiques doivent être effectués sur tous ces constituants pour vérifier leur bonne qualité et leur bonne mise en œuvre.

Depuis peu, on utilise également des géomembranes et des géotextiles en polyester ou en polypropylène, pour renforcer les zones du masque anormalement sollicitées.

Ici encore, il convient d'effectuer des essais spécifiques sur chaque produit et d'étudier son comportement en fonction de la température de mise en place et son altérabilité éventuelle en présence des constituants du béton bitumineux.

4.2.3. Matériaux pour masques en béton armé

Les matériaux nécessaires à la confection des masques en béton armé sont les suivants :

- Béton, pour le masque proprement dit et le socle de pied.
- Béton semi-perméable, béton projeté ou mortier projeté, pour protéger la surface compactée.
- Bitume d'imprégnation projeté, pour protéger la surface compactée.
- Couche-support semi-perméable.
- Armatures.
- Waterstops en PVC.
- Waterstops en cuivre.
- Bois très dur, de 2 cm d'épaisseur, pour les joints périphériques.
- Produits de colmatage ne subissant pas de vieillissement et résistant aux intempéries.
- Produits bitumineux anti-adhérence.
- Bandes de PVC.
- Mousse de polyuréthane.
- Bandes d'étanchéité en néoprène.
- Produit liquide de cure du béton.

Tous ces matériaux sont classiques et beaucoup ont été décrits ci-dessus ; pour cette raison, on se limitera ici à certaines conditions spécifiques relatives à ce type de masque.

5. *Others*. The following may be considered under this title :

a) *Activators*. Admixtures to increase the aggregate-bitumen adherence when necessary.

b) *Aluminium paints*. Used on the external surface to reflect solar radiation.

c) *Copper sheets*. Used in special joints, normally at the interface of the asphaltic facing and masonry work.

d) *Epoxied mastics and paints*. Used for the same purposes as item c.

e) *Asphaltic sheets*. Used on some occasions as sealing devices in the asphaltic facing-masonry work interfaces.

The specific controls that show their good quality and proper use must be carried out for all of them.

Geomembranes and geotextiles are also being used recently, manufactured from polyester or polypropylene materials for reinforcing facing zones in locations where abnormal stress are foreseen.

As in the above cases, specific tests must be carried out on each material and its behaviour must be studied with regard to heat at the mix placement temperature and its possible alterability in relation with mix components.

4.2.3. Reinforced concrete face materials

The following materials are necessary to build a concrete face :

- Concrete to be used in the face itself or in the plinth.
- Semi pervious concrete, shotcrete or gunite as protection for the compacted surface.
- Penetrating asphalt spray as protection for the compacted surface.
- Support layer with semi pervious characteristics.
- Steel reinforcement.
- PVC waterstops.
- Copper waterstops.
- Very hard wood 2 cm thick for perimetral joints.
- Age and weather resistant calking compound.
- Anti adherence asphaltic products.
- PVC strip.
- Polyurethane foam.
- Neoprene sealing strip.
- Concrete curing liquid.

All these materials are conventional and many of them have been described above so that mention will only be made of some of the specific conditions applying to this type of face construction.

A) *Béton pour socle et masque*. Il faut un béton dense et imperméable, d'une résistance, à 28 jours, de 20 à 25 MPa (200 à 250 kg/cm²). Il n'est pas nécessaire de prévoir un béton très résistant à fort dosage en ciment, plus sujet à la fissuration de retrait, la solidité et l'étanchéité étant plus importantes que la résistance.

Les spécifications suivantes sont couramment utilisées :

- Dimension maximale des granulats : 38 mm.
- Dosage en ciment : 275-325 kg/m³.
- Résistance à 28 jours : 25 MPa (250 kg/cm²).

Les autres paramètres : dosages, entraîneurs d'air, plastifiants, affaissement (cône d'Abrams), rapport ciment-eau, sont généralement fonction de la méthode de mise en place, ainsi que des mesures prises pour éliminer les effets du gel dans les régions très froides.

Les dosages utilisés pour les masques en béton de deux barrages sont donnés à titre d'exemples.

Barrage de plus de 100 mètres de hauteur, avec béton du masque mis en place à la pompe :

- Ciment : 310 kg/m³.
- Eau : 100 l/m³.
- Sable (inférieur à 5 mm) : 880 kg/m³.
- Granulats 1 (5 à 19 mm) : 580 kg/m³.
- Granulats 2 (19 à 38 mm) : 370 kg/m³.
- Plastifiant : 0,3 %.
- Entraîneur d'air : 0,1 %.
- Affaissement maximal admissible : 12 cm.

Barrage de hauteur inférieure à 50 mètres, avec béton du masque mis en place par une grue :

- Ciment : 350 kg/m³.
- Eau : 100 l/m³.
- Sable (inférieur à 5 mm) : 850 kg/m³.
- Granulats 1 (5 à 15 mm) : 346 kg/m³.
- Granulats 2 (15 à 25 mm) : 780 kg/m³.
- Affaissement : 4 cm.

B) Le support du masque doit être dense, semi-perméable et non érodable. Il ne doit pas se désagréger lors de la réalisation du masque.

Dans certains cas, on a appliqué du béton projeté; dans d'autres cas, un béton poreux est mis en place par des moyens traditionnels, ou une couche primaire bitumineuse est projetée sur la surface.

La perméabilité du matériau du support doit être supérieure à $K = 10^{-3}$ cm/s.

4.2.4. Béton pour ouvrages divers

Tous les barrages en remblai comportent des ouvrages annexes en béton de masse ou béton armé (évacuateurs de crue, prises d'eau, etc.).

A) *Plinth and face concrete*. It must be dense and impervious with a 28 day strength of between 20 and 25 MPa (200 and 250 kg/cm²). A high strength concrete with a high cement content is not considered necessary as it is subject to greater shrinkage cracking, whereas solidity and impermeability are more important than strength.

The following specifications are normal practice :

- Maximum aggregate size : 38 mm.
- Cement content : 275-325 kg/m³.
- Strength (28 days) : 25 MPa (250 kg/cm²).

The proportions, air entraining admixtures, plasticisers, Abram's cone slump and water/cement ratio are usually a function of the concrete placement method on site, together with the measures taken to prevent ice action in areas with an extremely cold climate.

The proportions employed in the concrete faces of two dams are included by way of example.

Dam height over 100 m with concrete face placed by pump.

- Cement : 310 kg/m³.
- Water : 100 l/m³.
- Sand (less than 5 mm) : 880 kg/m³.
- Aggregate 1 (5-19 mm) : 580 kg/m³.
- Aggregate 2 (19-38 mm) : 370 kg/m³.
- Plasticiser : 0.3 %.
- Air entraining admixture : 0.1 %.
- Maximum allowable slump : 12 cm.

Dam height less than 50 m with concrete face placed by crane.

- Cement : 350 kg/m³.
- Water : 100 l/m³.
- Sand (less than 5 mm) : 850 kg/m³.
- Aggregate 1 (5-15 mm) : 346 kg/m³.
- Aggregate 2 (15-25 mm) : 780 kg/m³.
- Slump : 4 cm.

B) The support below the face must be a dense, semi impervious, non-erodable base which will not ravel while the face slab is being constructed.

Shotcrete has been used in some cases, in other cases porous concrete placed with conventional methods, or an asphaltic primer coat sprayed on the surface.

The permeability of the support material must exceed $K = 10^{-3}$ cm/s.

4.2.4. Concrete for other works

All embankment dams have associated reinforced or mass concrete works (spillways, intakes, etc.).

Les matériaux correspondants sont étudiés dans les chapitres relatifs aux barrages en béton et il n'en sera donc pas fait état ici.

4.3. TRAVAUX

Sur un chantier de construction d'un barrage en remblai, le problème de la coordination des transports est primordial. D'abord, on considère les différents chantiers mettant en œuvre chaque type de matériau et les imbrications éventuelles (pour cette raison, il importe de disposer de la courbe des surfaces horizontale et en élévation pour chaque matériau), compte tenu du délai de réalisation prévu (et des rythmes de production qui en découlent), des conditions climatiques et du régime de la rivière. On établit ainsi le graphique de montée des remblais en fonction du temps.

A partir de là, en supposant que les types de matériau et les zones d'extraction ont été définis pour chaque cas, la méthode opératoire et le dispositif de transport peuvent être définis.

La réalisation d'un barrage homogène ne comportant qu'un seul matériau (les matériaux granuleux pour les drains mis à part) présente moins de problèmes que celle des autres types de digue, du point de vue du rythme de construction.

La difficulté est la suivante : compte tenu du fait que l'étanchéité est assurée par le corps même du remblai, il faut prévoir une sorte de noyau, sans faire apparaître de forts gradients de pression ou de transitions. Pour cela, l'organisation doit partir de la zone d'emprunt, en assurant le rythme de mise en place souhaité.

Parfois, le compactage des barrages homogènes peut soulever des problèmes, puisqu'il faut s'efforcer d'obtenir les caractéristiques d'étanchéité et de densité dans l'ensemble du volume du remblai, mais ce volume est tellement important que la totalité du matériau ne pourra jamais être uniforme. La teneur en eau peut être excessive dans les régions pluvieuses et empêcher un bon compactage.

La réalisation des barrages à noyau étanche est caractérisée par le fait que la montée des remblais est limitée par celle du noyau et, si les critères de décalage entre noyau et recharges sont actuellement moins rigoureux que par le passé, il n'est pas souhaitable que ce décalage dépasse 8 à 12 mètres environ.

Pour les barrages à noyau incliné, les problèmes d'exécution sont plus faciles, puisque la recharge aval peut monter indépendamment du noyau.

Dans ces barrages zonés, les filtres et les drains influent également sur la vitesse d'avancement, mais, actuellement, les contraintes techniques sont réduites.

En règle générale, c'est le barrage en enrochement à masque amont qui soulève le moins de problèmes de rythme de construction.

4.3.1. Extraction des matériaux pour le corps du barrage

Comme il est dit ci-dessus, les matériaux utilisés dans ce type de barrage sont généralement les suivants :

- a) terres avec cohésion, de nature argileuse, sable argileux ou silt argileux;

In the sections dealing with concrete dams, the component materials were analysed and will not therefore be repeated here.

4.3. CONSTRUCTION

In embankment dam construction the problem of transport co-ordination is very important. This must initially approach the work areas in which each type of material has to be placed and the interrelationships that may exist between each area (it is therefore important to have the elevation/horizontal area curve for each material), for the overall time required for construction and, therefore, the average placement rates for each material, weather conditions and river conditions. This will allow the material situation elevation time diagram to be established.

From here onwards, assuming that the types of material and extraction zones have been defined in each case, the operating method and transport system must be defined.

Homogeneous dam construction, with a single material, apart from granular materials employed in drains, usually cause fewer problems with regard to the construction rate, than the other types of embankment dams.

The difficulty lies in the fact that as impermeability depends on the dam body itself, a type of zoned core must be created without giving rise to strong pressure gradients or transitions. This means planning from the borrow area of the material to be placed, maintaining the desirable placement rate.

Occasionally compaction of homogeneous dams causes problems, as an attempt must be made to achieve impermeability and density characteristics throughout the dam volume, a large volume that cannot be of totally uniform material. Excess moisture content may cause problems in rainy areas, impeding proper compaction.

The construction of dams with impervious cores is characterised by the rate being limited by the impervious core lifting rate and, although level difference requirements between the core and the shoulders are presently less strict than several years ago, it is not recommendable to maintain an elevation difference exceeding some 8 to 12 metres.

In dams with inclined cores construction problems are facilitated as the downstream shoulder can be built up independently of the core.

The filters and drains in these zoned dams also condition the construction rate, although these technical limitations have presently been reduced.

Normally, rockfill dams with an upstream face are those placing the fewest construction rate conditions.

4.3.1. Quarrying dam body materials

As mentioned previously, the materials used in this type of dam are usually :

a) Cohesive soils with a clayey nature, clayey sand and clayey silt.

b) terres granuleuses, à l'état naturel ou traitées;

c) fragments de roche, sans distribution granulométrique bien définie, mais avec limitation de la dimension maximale et, éventuellement, de la teneur en petits éléments (enrochement);

d) parfois, matériaux granuleux de concassage, avec des caractéristiques granulométriques bien définies (filtres, drains).

Les méthodes d'exploitation des carrières à utiliser sont différentes selon le type de matériau en question. On donne, ci-dessous, une définition pour chaque cas.

4.3.1.1. Terres pourvues de cohésion

Ces terres sont prélevées dans les dépôts naturels et il convient de déterminer les paramètres suivants avant de définir les méthodes et les moyens d'excavation à mettre en œuvre : distance moyenne de transport jusqu'à l'endroit de mise en œuvre et différences de niveau, valeurs dominantes de la topographie du dépôt, climat local, homogénéité ou hétérogénéité verticale ou horizontale, teneur en eau *in situ*, consolidation, densité apparente après extraction, volume total d'extraction. On analyse les différentes solutions selon les différentes valeurs de ces paramètres.

1. La distance de transport veut que, pour une distance inférieure à 1 km, la méthode la plus économique correspond à l'utilisation de scrapers (décapeuses) pour l'extraction et le transport; au-delà, il convient de prévoir, soit des chargeuses sur pneus ou sur chenilles, soit des pelles (travaillant en butte ou en rétro), pour l'extraction, et des camions pour le transport. Il convient de procéder à l'évaluation économique du dispositif dans chaque cas.

2. La valeur dominante de la topographie du dépôt peut influencer le choix du matériel. Dans le cas de dépôts de pente très raide, l'emploi des scrapers peut être difficile et la méthode d'exploitation doit viser à créer des bancs permettant le travail des pelles en butte ou en rétro; lorsque le dépôt est très allongé, on choisit des chargeuses sur pneus, ce qui suppose, dans la plupart des cas, l'extraction au bulldozer; les scrapers sont bien adaptés aux dépôts de faible profondeur s'étendant sur une grande surface, si les autres conditions ne font pas obstacle; de même, les chargeuses sur chenilles conviennent également.

3. *Climat.* L'influence du climat, notamment de la pluviométrie, est importante et peut même rendre le travail impossible, soit parce que le matériau devient peu maniable, soit parce que le sol devient impraticable aux engins. Il est parfois nécessaire de prévoir un programme qui évite le travail pendant la saison des pluies.

Cependant, lorsqu'il est absolument nécessaire de poursuivre les travaux en saison humide, on prévoit des engins sur chenilles travaillant sur bancs, de sorte que les pistes sont praticables en toute saison et sont d'entretien facile. A cette fin, il est souvent utile d'attaquer les couches depuis le haut, à l'aide d'une excavatrice travaillant en rétro. En plan, on doit conserver des pentes suffisantes pour drainer les eaux de pluie, et prévoir des caniveaux d'évacuation.

Dans ces cas, pour les grands volumes, une solution économique consiste à prévoir des transporteurs à tapis ou à godets, aboutissant soit au chantier de mise en œuvre, soit à un stockage intermédiaire ou des trémies protégées contre les intempéries.

b) Granular soils either as found naturally or subjected to a preliminary treatment.

c) Rock fragments without a very defined particle size distribution, with maximum size limitation and eventual limitation of a small size content (rockfill).

d) Occasionally, granular material from crushing rock, with a defined particle size distribution (filters and drains).

The quarrying systems differ depending on the type of material. A definition is given of each case below.

4.3.1.1. *Cohesive soils*

These come from natural deposits and the following parameters must be established prior to defining the excavation system and the plant to be used : average distance to the point of use and elevation difference, predominant magnitude in deposit topography, local climate, homogeneity or heterogeneity in elevation or plan, *in situ* moisture content, consolidation, apparent density of quarried material and total quarried volume. An analysis of the alternatives depending on the different values of these factors will be made.

1. The distance to the point of use determines that the most economic procedure for up to one kilometre is excavation and transport with scrapers; over and above this lead transport distance either wheeled or tracked loaders or face or backhoe shovels and haul in trucks should be used. An economic evaluation of the adequate equipment is required in each case.

2. The predominant magnitude in deposit topography may have an influence on plant selection; deposits with a very strong gradient make the use of scrapers difficult and should be attacked by creating beds where backhoe or face shovels can be successfully employed; when one dimension is much longer in plan than the other, wheeled loaders are used, which in the majority of cases means quarrying with a bulldozer; shallow deposits covering a large area are good for scrapers, if the remaining conditions so permit, or for tracked loaders.

3. *Climate.* The influence of climate, particularly rain, on this type of material is important and can even make work impossible, either because the material becomes unhandleable or because the deposit floor becomes untransitable. This sometimes makes it necessary to plan the works schedule so that this type of material is not worked in the rainy season.

Nevertheless, when it is necessary to work in rainy seasons, tracked excavation plant should be employed working in beds, so that good permanent roads can be obtained that are easy to maintain. It is frequently convenient for the latter purpose to attack beds from above with a backhoe excavator. In plan the deposit must maintain slopes that allow rapid rainwater run off, providing drainage gutters.

In these cases it is economic to use conveyer belt transport and bucket wheel conveyors for large volumes, either to the destination point or to intermediate storage points or hoppers protected from the water.

Dans certains cas, la teneur en eau du matériau extrait est trop élevée pour permettre un bon compactage à la densité imposée. Le séchage est très onéreux et constitue un problème très épineux. En dehors de la saison des pluies, l'épandage en tas de grande surface, de faible épaisseur, et très lâche (utilisation de herse à disques) est suffisant pour s'approcher de la teneur en eau optimale. En cas de pluies assez fréquentes, bien qu'étant en saison sèche, cette méthode reste valable pour les petits volumes, recouverts d'une feuille en plastique sous laquelle l'air peut circuler.

Dans d'autres cas, on peut pratiquer des tranchées préalables pour faciliter le séchage, surtout dans les dépôts de versant. Le séchage par ventilateur ou four a été rarement adopté, et reste très onéreux.

Le cas opposé concerne les régions très sèches, à température ambiante élevée, conduisant à de grandes quantités de poussières. Dans ce cas, le sol doit être arrosé, les bancs étant nettoyés pour éviter les avaries des moteurs des engins.

4. *Homogénéité du dépôt.* L'idéal est, bien sûr, de trouver un dépôt homogène car, dans ce cas, les caractéristiques ne varient pas, quelle que soit la méthode d'exploitation adoptée. Malheureusement, ce n'est pas toujours le cas et il faut faire son affaire des dépôts hétérogènes.

En cas d'hétérogénéité verticale (couches sub-horizontales de matériaux différents mais utilisables), les pelles (en butte ou en rétro) peuvent mélanger les différentes couches en grattant le front, pour homogénéiser le matériau; souvent, ce traitement suffit. Exceptionnellement, il peut être nécessaire de prévoir une installation d'homogénéisation, comprenant autant de silos ou de trémies qu'il y a de différents matériaux exploités, munis d'extracteurs réglables prélevant les matériaux suivant les proportions nécessaires; les différentes catégories sont envoyées à un mélangeur continu à pale, dispositif économique à forte productivité.

Dans le cas d'hétérogénéité horizontale (couches sub-verticales de différents matériaux utilisables), on préfère les scrapers pour l'extraction. Si cette méthode n'est pas praticable, le matériau sera extrait au bulldozer, travaillant en passes qui couvrent l'ensemble du dépôt et mettant le matériau en tas pour reprise par les chargeuses sur pneus.

5. *Teneur en eau in situ.* Ces terres doivent toujours être compactées à une teneur en eau proche de l'optimal indiqué par l'essai Proctor.

Les méthodes à utiliser pour les matériaux d'une teneur en eau supérieure à l'optimum ont été décrites ci-dessus, au paragraphe concernant le climat. Il convient de signaler également qu'exceptionnellement il est nécessaire de prévoir un séchage à l'aide d'un tambour séchant spécial.

Par contre, on rencontre souvent des matériaux dont la teneur en eau est très faible et, dans ce cas, il faut les humidifier. Il est préférable d'effectuer cette opération dans la zone d'emprunt, sur un matériau aussi lâche que possible. On travaille au bulldozer en arrosant la terre devant l'engin au fur et à mesure qu'il avance. Les terres extraites doivent être mises en tas de grand volume, afin d'éviter les pertes d'humidité.

Lorsque les conditions sont telles qu'on choisit l'extraction à la pelle, il faut arroser le front pendant le travail. De toute façon, le bulldozer reste l'engin préféré.

In some cases the moisture content of the quarried material is so high that it is impossible to compact it to the required density. The drying of these materials is one of the most expensive and difficult problems to solve. When not working in the rainy season spreading the material into heaps of a large area, shallow in depth and loose (which can be achieved with disc harrows) is usually sufficient to come close to the optimum moisture content. If it rains with a certain frequency despite being in the dry season, and the volume is not very large, the procedure remains valid, although the surface must be covered with plastic, maintaining an air cavity.

In some cases, trenches can be made previously in order to dry the materials, mainly in slope deposits. The drying with blowers or ovens has been used rarely, but is very expensive.

The alternative also occurs in very dry areas with very high temperatures, in which a great deal of dust is produced. In this case the deposit floor should be irrigated, cleaning the banks properly to avoid damaging plant engines.

4. *Deposit homogeneity.* It is obviously ideal to have homogeneous deposits, so whatever the quarrying system the characteristics are maintained. Unfortunately this is not always true and heterogeneous deposits have to be quarried.

If the heterogeneity occurs in vertical profiles, i.e. there are pseudo horizontal layers of different but useable materials, the backhoe or face shovels should be used that mix the different layers together on "Scratching" the working face, homogenising the material which will be sufficient in the majority of cases. It is only necessary to mount a homogenisation plant under extreme circumstances that basically consists of as many silos or hoppers as there are different materials being worked, with controllable extractor units that allow mixing in the proportions required in each case, taking the materials to a continuous blade mixer, a unit with high output and a low cost.

If the heterogeneity occurs in horizontal profiles, i.e. there are pseudo vertical layers of different but useable materials, scrapers are the best form of quarrying. Should this type of working method not be of interest due to other factors, the material should be moved with a bulldozer which should cover the whole area when working, piling up the material for subsequent loading with wheeled loaders.

5. *In situ moisture content.* This type of material must always be compacted with a moisture content near to the optimum obtained by the Proctor test.

The procedures to be used for materials with a moisture content exceeding the optimum has already been considered, when analysing the influence of climate. To this should be added that in extreme cases drying is necessary using special plant with a drying drum.

Material is also frequently found with very low natural moisture contents, in which case water must be added. It is usually best to add the water in the borrow area and, to be most effective, carried out on the material as loose as possible. This makes bulldozer working advisable, spraying water in front of the blade as it moves forwards. It is convenient to build the material up into large heaps in these cases, to ensure that the moisture content is not lost.

When it is of advantage to excavate with a face or backhoe shovel due to other factors, water must be sprayed on the face when the shovel is moving it. At any event for these purposes bulldozer movement is best.

Il peut être difficile d'amener l'eau jusqu'à la zone d'emprunt. Dans ce cas, si l'on a besoin d'une grande quantité d'eau, on prévoit une aire de stockage rapprochée de la source d'eau, les matériaux étant repris par chargeuses sur pneus, sur sol sec, par chargeuses sur chenilles, sur sol très humide. Si une quantité réduite d'eau suffit, le matériau est arrosé lors de l'épandage sur le barrage et homogénéisé au moyen d'une niveleuse, de l'engin de compactage, ou d'une herse à disques.

6. *Consolidation.* Généralement, les matériaux dont il s'agit ici se trouvent dans l'état d'une altération complète. Cependant, ils sont parfois surconsolidés et peuvent être assimilés à une roche tendre. En tout cas, toutes les méthodes d'exploitation décrites ci-dessus restent valables, mais il faut tenir compte des problèmes de sécurité, les fronts de taille verticaux de grande hauteur risquant d'être instables, notamment en cas de couches alternées dont les teneurs en eau sont différentes.

Dans ce dernier cas, le bulldozer ou la pelle travaillant en butte s'impose presque inévitablement. Cependant, ces matériaux ne sont pas utilisables tels quels et doivent être traités pour en faire des terres. Le choix du traitement est fonction de la vitesse de désagrégation du matériau dans les essais cycliques d'humidification et de dessiccation.

Une des méthodes d'extraction qui s'est avérée intéressante est l'emploi d'un bulldozer, après excavation à la défonceuse suivant un réseau maillé comportant deux directions à angles droits, avec arrosage de la zone d'emprunt. Le matériau extrait est épandu à proximité, au moyen du bulldozer, pour être arrosé une seconde fois et désagrégé au moyen d'une herse à disques, ou d'une charrue, etc.; ces opérations sont répétées autant de fois que c'est nécessaire pour obtenir le matériau voulu, deux ou trois cycles étant en général suffisants.

Pour les grands chantiers de longue durée, le système d'extraction et de transport comprend des aires de stockage où les tas sont arrosés en été et laissés en place pendant tout l'hiver. Au printemps suivant, le matériau se trouve suffisamment désagrégé et prêt à l'emploi.

7. *Densité apparente du matériau extrait.* Il ne faut pas oublier ce paramètre, puisqu'il peut influencer le choix des installations d'exploitation des carrières.

8. *Volume total à extraire.* Le volume à mettre en place et la durée d'exécution prévue exercent une influence évidente sur le dimensionnement des installations et matériels, et, dans une moindre mesure, sur leurs types. La tendance actuelle est d'utiliser du matériel lourd pour réduire les coûts, sauf en cas d'extraction de faible volume.

9. *Matériel à prévoir.* On peut diviser le matériel d'extraction des matériaux d'emprunt en trois catégories : d'abord, les scrapers associés à des bulldozers; ensuite, les chargeuses associées à des camions à benne basculante; enfin, les transporteurs à godets associés à des camions ou à des bandes transporteuses.

Les facteurs de choix dans chaque cas ont été indiqués précédemment.

Pour les scrapers, il est nécessaire de choisir le type le plus adapté. Il existe des scrapers classiques qui sont poussés par un bulldozer, ou qui, reliés par deux, travaillent en « push-pull ». Par contre, les fabricants ont introduit ce qu'ils appellent

It sometimes occurs that it is difficult to take water to the borrow area. In these cases if a large amount of water must be provided, there is the possibility of forming an immediate storage heap where water is available, wet the heap there and then load the wetted material with a wheeled loader if the floor is dry or a tracked loader if the floor is very wet. If only a little water is required, the material is wetted when spread in the dam, homogenising with a power grader or with the compactor blade or using disc harrows.

6. *Consolidation.* Normally the materials that are referred to herein are found in the deposits as completely weathered material. Nevertheless, on occasions they are found in an over consolidated condition and can be considered as soft rocks. At any event, any of the excavation systems mentioned above is valid, although the form of working must be taken into account for safety reasons, as very high, very vertical faces may lead to failures, particularly where levels with different moisture contents are alternated.

In the second case it is almost inevitable to work with a bulldozer or face shovels. However, these materials are not utilisable as quarried in the dam body, and must be subjected to processes converting them into soils. These processes are generally based on the ease with which they are broken down in wetting and drying tests cycles.

One system successfully employed consists of quarrying with a bulldozer, ripping beforehand in a cross hatch pattern in two directions at right angles, while irrigating the borrow area. The quarried material is spread with the bulldozer in an adjacent area, where it is re-wetted and broken up with a disk harrow or plows or another similar device, repeating the complete operation until a utilisable material is obtained, which does not usually require more than two or three cycles.

In long term large volume works, the quarrying and transport system of heap storage is used, where this is sprayed with water during the summer and left during winter. Generally, in the following spring the material has broken down sufficiently for utilisation.

7. *Apparent density of quarried material.* This should not be forgotten, basically because it may affect selection of proper quarrying plant.

8. *Total quarrying volume.* The volume to be placed and the period for execution are obviously a basic factor when determining plant size, although to a lesser extent for type. The present trend is to use heavy equipment allowing lower costs to be achieved, unless volumes are minor.

9. *Plant to be used.* It may be stated that earth deposit quarrying plant are grouped into three classes : firstly, scrapers and accompanying bulldozers; secondly, loaders and lorries or dumpers; and thirdly, bucket wheel conveyors with accompanying lorries or conveyor belts.

The conditioning factors having an influence on proper plant selection in each case have already been mentioned above.

In the event that scrapers are used, it is necessary to decide on the most convenient type; conventional scrapers exist that have to be pushed by a bulldozer for total filling or to work in pairs, with the push-pull accessory incorporated. As

des « scrapers auto-chargeurs », munis d'un dispositif qui fait monter le matériau directement dans la benne lorsque l'engin passe sur la zone d'emprunt ; ainsi, on n'a plus besoin d'un bulldozer ou d'un deuxième scraper. Les résultats sont généralement médiocres en cas de matériau très plastique, à forte teneur en eau.

Le cycle de chargement mérite une étude très détaillée en cas d'utilisation de scrapers classiques, pour assurer une exploitation rationnelle des groupes d'engins, qui peuvent servir jusqu'à trois ou quatre scrapers, outre leur fonction de niveler et de défoncer la zone d'emprunt.

Pour les chargeuses, camions, ou camions à benne basculante, il y a peu de choses à ajouter car ces engins sont bien connus, mais on peut indiquer qu'il est essentiel de choisir la taille des chargeuses en fonction de la capacité de transport des camions.

Le transporteur à godets est surtout adapté à l'exploitation des mines. Son emploi sur les chantiers de barrages reste exceptionnel lorsqu'il s'agit de transporter de très grands volumes de matériaux.

4.3.1.2. *Terres granuleuses*

On peut diviser les dépôts de terres granuleuses en deux catégories principales : ballastières situées au niveau du cours d'eau actuel, et dépôts plus ou moins anciens. La première catégorie contient toujours des matériaux à l'état lâche, et l'exploitation peut être affectée par la présence d'eau, tandis que la deuxième catégorie comprend normalement des matériaux secs, plus ou moins consolidés. Les facteurs influençant le choix de la méthode d'extraction sont : présence d'eau, consolidation, distance de transport, nécessité de traitement du matériau pour son utilisation. On analyse l'influence de chaque facteur ci-dessous.

1. *Présence d'eau.* Lorsque le dépôt est sec, tous les types d'engins conviennent. En ce qui concerne les scrapers, le modèle « auto-chargeur » est à proscrire car les gros blocs risquent de casser les lames.

Si le dépôt est noyé complètement ou partiellement, il faut prévoir des scrapers ou des draglines. Dans les deux cas, il est préférable de laisser le matériau en tas et de le reprendre ultérieurement au moyen d'une chargeuse ou d'un tapis transporteur associé à un système de reprise en silo, si le volume nécessaire justifie le prix des installations.

Les draglines peuvent être également associées à des camions pour le transport, mais la productivité est très réduite.

2. *Consolidation.* Normalement, ce type de matériau se rencontre à l'état meuble, de sorte qu'il peut être extrait et chargé directement au moyen de chargeuses ou de scrapers, si les autres conditions le permettent.

En ce qui concerne les dépôts consolidés, il suffit de les désagréger à l'aide d'un bulldozer d'une puissance suffisante, mais il peut rester des nodules qui doivent être brisés à l'explosif. Si cela s'opère sur une grande échelle, le traitement sera défini comme pour un rocher.

3. *Distance de transport entre la zone d'emprunt et le lieu d'utilisation.* Les remarques faites au paragraphe 4.3.1.1. 1) (terres avec cohésion) sont valables ici.

opposed to these, manufacturers have introduced so called self-loading scrapers, that incorporate a elevator which raises the material directly into the body when moving over the borrow area and, therefore, loads the scraper completely as it moves, with no need for pushing by a bulldozer or another scraper. Good results are not usually obtained with very plastic materials having a high moisture content.

The loading cycle has to be studied in great detail for conventional scrapers in order to properly utilise the tractor units, which may handle three or four scrapers, apart from levelling and ripping the borrow area.

When loaders or lorries or dumpers are employed, there is little to be added on the selection of these machines, that are well known, apart from making the remark that it is essential to carefully adapt loader capacity to the lorry containers.

Bucket wheel conveyors are machines fundamentally created for strip mining operations. Normally they are used in dams only for exceptional works where large volumes of material have to be moved.

4.3.1.2. *Granular soils*

Natural granular soil deposits can be divided into two main groups : present river gravel pits and deposits from various geological epochs; the former always comprise loose material but quarrying may be affected by the existence of water, whereas the latter usually consists of dry material consolidated to a greater or lesser extent. The factors influencing definition of the quarrying system are : presence of water, consolidation, distance from the borrow area to the point of use, need for treating material for utilisation. An analysis is given of the influence of each of these below.

1. *Présence of water.* When the deposit is dry any type of quarrying plant is used, taking into account that if scrapers are used the self-loading variety is not employed, due to the breakages that boulders usually cause to the scraper blades.

If the material to be quarried is partially or completely flooded, it has to be quarried with scrapers or draglines. With either of these two it is better to leave the material in a heap and to remove it later with a loader or conveyor belt with a heap silo extraction system, if the volume compensates for plant cost. Draglines can unload into lorries, although performance suffers considerably.

2. *Consolidation.* Normally this type of material is found loose, so that it is quarried and loaded directly with loaders or scrapers, if the remaining conditions so permit.

When consolidated, the use of a bulldozer having sufficient capacity for the desired working rate is sufficient to loosen them up, although nodules are sometimes found that are not broken up by this procedure and require the use of explosives. If this were to be necessary on a massive scale, the treatment should be defined as for rock.

3. *Distance from the borrow area to the point of use.* The same considerations as made for cohesive soils in 4.3.1.1. 1) are also valid here.

4. *Traitement.* Les matériaux granuleux à utiliser dans les filtres et les drains doivent se conformer aux spécifications : limitation du pourcentage des fines passant la maille n° 200, courbe granulométrique, qui ne sont pas remplies par le matériau à l'état naturel. Aussi, faut-il prévoir une installation spéciale de traitement.

Pour limiter le pourcentage de fines, le matériau est lavé et la boue éliminée. La complexité de l'installation dépend du degré d'élimination imposé. Le dispositif le plus simple correspond à la vis d'extraction des sédiments.

En tout cas, le lavage suppose un criblage, puisque les dispositifs de sédimentation sont conçus pour travailler sur le sable, et, pour cette raison, il faut éliminer les éléments plus grossiers.

Pour obtenir une granulométrie qui rentre dans un fuseau donné, les dimensions intermédiaires doivent être séparées, et puis recomposées. Le système le plus simple, si la composition du matériau d'emprunt le permet, correspond à une séparation en trois catégories : sable, éléments inférieurs à la dimension maximale admise, refus.

Dans un système plus compliqué, il faut classer le matériau en quatre ou cinq catégories, qui sont ensuite mélangées et homogénéisées en continu dans les proportions volumétriques voulues. Si une dimension est présente en excédent, il est souvent intéressant de prévoir une installation de concassage adaptée à la dimension excédentaire et à la nature du matériau à traiter.

Les ballastières naturelles contiennent souvent quelques éléments de dimensions supérieures à 150 mm, alors que le matériau nécessaire aux filtres et aux drains est normalement limité à 100 mm. Lorsque le refus est très important, il est souhaitable de prévoir un concassage, dont la production est introduite de façon continue dans la chaîne de fabrication, afin d'obtenir un matériau plus homogène.

4.3.1.3. *Enrochements*

Les enrochements pour les barrages sont généralement obtenus par abattage de massifs rocheux à l'explosif.

Les facteurs intervenant dans le choix de la méthode d'extraction sont les suivants : dimension maximale souhaitée, stratigraphie et réseau de diaclases, topographie de la carrière; topographie du site du barrage et de ses abords; volume de terrain de couverture; volume prévu de matériaux inutilisables. Les facteurs qui influencent le choix dans chaque cas sont analysés ci-dessous.

1. *Dimension maximale.* Cette dimension est imposée par l'épaisseur des couches définie au projet; actuellement, cette épaisseur est normalement fixée entre un et deux mètres ou deux mètres et demi, selon l'installation d'élimination des fines prévue et la puissance des engins de compactage. La dimension maximale est d'environ 70 % de l'épaisseur de la couche. Néanmoins, il y a d'autres facteurs qui font que des dimensions plus petites doivent être fréquemment utilisées.

La première condition imposée par la dimension des enrochements concerne la capacité des godets des chargeuses, et le type et la capacité des engins de transport. La règle actuelle pour le choix des godets est que leur capacité doit être trois fois le volume théorique du bloc d'enrochement dont les trois dimensions sont égales à la valeur maximale admise. Cela conduit à des godets d'une capacité d'environ 15 m³ lorsque la dimension maximale est de 1,80 mètre. Le transport est assuré (sauf cas

4. *Treatment requirements.* When granular soils are employed in filters and drains they must comply with specifications that normally limit the percentage of fines passing through a 200 screen with a particle size distribution fitting within a certain screen, which are rarely exactly fulfilled by the material in its natural state. This means treating it in specific plant.

To limit the percentage of fines, the material must be washed and the mud rejected. Plant complication depends on the precision required in this elimination process. The simplest is the sedimentation screw.

At any event, washing must be carried out together with classification, as the sedimentation units are designed for working with sand, so elements above sand size must be separated beforehand.

In order to achieve a particle size distribution curve that fits within a certain range, intermediate sizes must be separated and then recomposed. The simplest system, if the material composition of the borrow area is sufficient, is separation into three groups : sand, material smaller than the maximum allowed size and rejects.

In more complicated cases up to four or five sizes must be separated, recomposing with volumetric batches and homogenising with continuous mixers. If there is a surplus of any size it is usually economically convenient to associate crushing plant that is suitable for the surplus sizes and the type of material.

Natural gravel pits usually have few boulders exceeding the size of 150 mm and filters and drains are usually less than 100 mm in size or smaller. When there is a major volume of rejected sizes, it is advisable to fit a crushing process into the plant, the product of which must be integrated continuously into the remaining process, in order to achieve a more homogeneous material.

4.3.1.3. *Rockfill*

Dam rockfill is usually sourced from rock masses fractured by blasting.

The following factors must be taken into account in order to define the quarrying method : maximum stone size to be used, stratigraphic system of the rock and/or joint systems; quarry topography; topography of the dam site and its surroundings; cap volume, forecast volume of non-useable material. The conditioning factors imposed in each case are analysed below.

1. *Maximum stone size.* This is imposed by the lift height allowed in the design that is presently normally from one to two or two and a half metres, depending on the fines washing systems employed and compactor power rating. A maximum size is around 70 % of lift height. Nevertheless, other factors mean that much smaller sizes frequently have to be used.

The first condition imposed by stone size is the bucket capacity of loaders and transport equipment type and capacity. The capacity of buckets presently employed is at least three times the theoretical volume of the stone having its three dimensions equal to the maximum. This leads to the use of buckets of around 15 m³ when maximum sizes of 1.80 m are used. Transport capacity, apart from special cases discussed below, is the dumper or dumper truck for rockfill and is usually around

spéciaux examinés ci-dessous) par des camions à benne basculante, dont la capacité est généralement de l'ordre de quatre fois celle du godet de la chargeuse, ce qui, dans le cas maximal, conduit à un camion d'environ 90 tonnes.

Une dimension maximale d'environ un mètre est très courante et, dans ce cas, les chargeuses auront une capacité d'environ trois mètres cubes et seront associées à des camions à benne basculante de 20 tonnes.

Parfois, c'est l'installation (dont le choix est influencé par d'autres facteurs) qui limite la dimension maximale admissible. En effet, pour le transport par tapis, une dimension maximale d'environ 70 cm est souhaitable.

Le calibre maximal impose également la méthode d'exploitation de la carrière, surtout le maillage du plan de tir.

2. *Stratigraphie et réseau de diaclases.* Ce paramètre a une influence directe sur la dimension maximale que l'on peut obtenir; c'est parfois le facteur dominant et, souvent, il détermine le pourcentage de petits éléments, à tel point qu'en cas de couches peu épaisses ou de fracturation intense les forages doivent être très écartés, même au risque de multiplier les tirs secondaires pour casser les grandes dalles normalement produites dans ces conditions.

3. *Topographie de la carrière.* Le cas le plus fréquemment rencontré est, soit un versant à pente régulière, soit une série de terrasses dont la plate-forme supérieure est presque horizontale.

Dans le premier cas, il est nécessaire de créer des gradins avant d'établir l'installation permanente de forage, de chargement des matériaux d'abattage et de transport. On prévoit des appareils de forage légers, en commençant par des outils manuels à percussion et un bulldozer. Il est intéressant d'amener les engins lourds le plus tôt possible; cependant, sur une pente très raide, une fois le gradin minimal créé, il est souhaitable de commencer par amener des appareils de forage moyens, à bras articulé, montés sur camions.

Il est évident que les terrasses doivent être reliées au réseau routier, problème qui peut être très compliqué dans le cas de carrières sur un plateau élevé où la hauteur du massif rocheux est supérieure au niveau du plan de travail. Dans ce cas, une méthode utilisée avec succès a consisté à installer le matériel de forage lourd sur le plateau, et à créer un front d'abattage provisoire, perpendiculaire à la direction finale, d'une longueur égale à la largeur de celui-ci et d'une hauteur double, en avançant jusqu'à atteindre la longueur finale souhaitée. En même temps, la terrasse intermédiaire est créée par les moyens normaux, la productivité normale étant très vite atteinte.

4. *Topographie du site du barrage et de ses abords.* Ces paramètres ont une influence directe sur le système de transport, à tel point que, dans certains cas, ils conditionnent le choix des méthodes d'exploitation de la carrière.

On pense plus particulièrement au cas d'une pente si raide qu'il est impossible d'y pratiquer des pistes pour les camions. Dans ce cas, on a pu utiliser avec succès un système de tapis transporteurs desservant les différents niveaux du barrage, ou aboutissant à un point fixe au pied du barrage, des pistes étant créées par la suite sur le talus du barrage. Comme on l'a déjà dit, les tapis transporteurs limitent la dimension maximale des enrochements à 70 cm environ. Pour cette raison, il faut resserrer le réseau de trous de tir et, par conséquent, le forage en grand diamètre et donc l'utilisation de matériels lourds sont moins intéressants.

four times that of the loader bucket, which for the maximum case gives a dumper of around 90 t.

Maximum sizes of around one metre are quite normal, so that on this basis loaders with a bucket capacity of some three cubic metres and dumpers or dumper trucks of 20 t should be used.

Sometimes the plant to be utilised — conditioned by other factors — in turn imposes maximum stone size. Conveyor belt transport makes a maximum size of around 70 cm advisable.

The maximum stone size to be used also determines the method for working the quarry, with a particular influence on the drilling pattern squareness.

2. *Stratigraphic system and/or joint system.* This is a direct influence on maximum size, and is sometimes even the ultimate conditioning factor and, therefore, frequently determines the percentage of fines to such an extent that when the strata are not very thick or fracturing is intense, strongly square systems are required, even at the risk of major pop holing of the large slabs that usually appear in these cases.

3. *Quarry topography.* The most typical arrangements are either uniformly inclined slopes or terraces with an upper platform that is basically horizontal.

In the former it is necessary to create work platforms prior to establishing the final quarrying system for both the drilling equipment and the blasting product loading and transport plant. Lightweight drilling units are used for this purpose that, in the first instance, comprise manual percussion drills and a bulldozer. The most economic approach is to move the heavy equipment in as soon as possible; however, for slopes with very strong gradients once the minimum indispensable platform has been created it is advisable to enter with medium type articulated arm drilling trucks.

Obviously, the creation of terrace beds has to be linked to the access road system, which can be very complicated for quarries with a high plateau and rock mass height greater than that of the working bed level. In this case, one procedure successfully used was to place the heavy drilling equipment on the plateau and create a provisional blasting face perpendicular to the final direction with a length equal to the width of the latter, of double height advancing with it until the final desired length is reached. Simultaneously, working normally, the intermediate terrace bench is created, with which normal production rates are achieved in a short period of time.

4. *Topography of the dam site and its surroundings.* The influence of these factors directly affects the transport system to such an extent that, in some cases, this in turn conditions quarry working methods.

Reference is specifically made to the case where the slope is so scarped that dumper roads cannot be cut into them. In these cases conveyor belt transport has been successfully employed, either at levels different to those of the dam or up to a fixed point at the foot of the dam, then forming the roads afterwards up the side of the dam itself. As mentioned previously, conveyor belt transport means that maximum stone size cannot be more than around 70 centimetres. This makes it necessary to close the drilling pattern square and, consequently, makes the use of large diameters less interesting and, consequently, that of heavy equipment.

5. *Volume du terrain de couverture.* Selon le volume de décapage nécessaire, l'élimination des stériles peut être compatible avec les méthodes normales d'exploitation de la carrière, ou, par econtre, il faut établir un système supplémentaire de travaux préliminaires. Normalement, le décapage se fait au bulldozer, complété par un matériel léger de forage à percussion, puisqu'il est rare de trouver de grandes masses rocheuses à la surface qu'il faudrait faire sauter pour donner accès aux engins de débroussaillage.

Cependant, le terrain de couverture peut parfois présenter une épaisseur telle qu'il est nécessaire d'avoir recours aux moyens de terrassement classiques et, dans ce cas, les remarques ci-dessus relatives à l'exploitation des dépôts granuleux ou terreux restent valables. Il ne faut pas oublier que les matériaux du terrain de couverture peuvent parfois être utilisés dans le barrage ou ailleurs. Il est donc primordial d'établir en détail le programme des travaux, et, dans certains cas, il a été nécessaire de prévoir un stockage partiel et intermédiaire des matériaux du terrain de couverture utilisables.

6. *Volume prévu de matériaux inutilisables.* Les matériaux inutilisables sont ceux qui s'avèrent, pendant l'exploitation de la carrière, impropres à la construction, à l'opposé de ceux qui, par leur nature très différente, sont classés comme terrain de couverture.

Il s'agit donc de matériaux fragiles ou altérables, ou d'enrochement qui a tendance à donner une bien plus grande quantité de fines que prévu.

Si les zones correspondantes ne peuvent pas être identifiées et éliminées, la solution adoptée est de munir les chargeuses de godets à claire-voie, laissant passer les éléments de petites dimensions, ces résidus étant repris ultérieurement par une chargeuse à godet normal.

Néanmoins, il faut noter que le chargement sélectif et alterné résoud le problème dans la plupart des cas.

4.3.1.4. *Matériaux concassés*

En l'absence de ballastières naturelles (matériaux pour filtres) ou lorsqu'il faut casser les éléments pour améliorer l'angle de frottement (couches de forme pour masques), il faut prévoir une installation de concassage. Celle-ci est généralement associée à la station de granulats pour bétons et s'intègre dans les installations de criblage.

Logiquement, les moyens sont les mêmes que pour la fabrication de granulats pour les barrages en béton, sauf que le matériau brut nécessaire peut être pris directement sur la ligne primaire ou, tout au plus, sur la ligne secondaire, puisque les contraintes concernant la fraction fine ne sont pas généralement aussi rigoureuses que pour les granulats à béton.

4.3.2. **Transport, épandage et compactage des remblais**

Le tracé du réseau de routes, le mieux adapté, doit être étudié dans chaque cas; ensuite, on porte un très grand soin à la définition des routes et des pistes d'accès, d'un gabarit suffisant, avec des élargissements de dépassement judicieusement localisés et des pentes qui n'excèdent pas 5 % en principe.

5. *Cap volume.* Cap volume determines whether or not elimination is compatible with normal quarry working or, on the other hand, an additional preliminary working system must be established. Normally a bulldozer is used to remove useless surface material, accompanied by a small team with lightweight percussion drills, as rock masses rarely appear in the surface that have to be blasted in order to allow access to scrub breakers.

However, the cap is occasionally so thick that it must be removed in the same way that a deposit is worked, in which case the comments for granular or earthy deposits are applicable. It should not be forgotten that the cap material is sometimes useable for some dam components or other work units. This makes it essential to programme the activities affected in detail and in some cases has made it necessary to establish partial and intermediate storage of useable cap material.

6. *Foreseeable volume of unusable material.* Unusable material is understood to be that classified as such which appears during the working of the quarry when in production, as that which is clearly differentiated is considered to be the same as the cap.

Unusable materials for this purpose are generally either fragile or weatherable material, or material of the same rock type as the rockfill, but with a trend to give a much higher quantity of fines than specified.

Unless the areas in which this occurs are isolatable and can be given an individual treatment by removing the material to a tip, the solution employed in other cases was to use grill buckets in the loaders that eliminate small sizes, that are later removed with a normal loader.

Nevertheless, it should be stated that selective alternative loading generally solves the problem.

4.3.1.4. *Material from crushing*

When natural gravel pits do not exist for filters or some fracture faces must be created in order to obtain a better friction angle, such as for membrane base layers —, crushing plant must be provided. This is generally associated with aggregate production for site concrete, and is therefore combined with the classification plants.

The systems used are logically the same as those used for aggregate preparation in concrete dams, except that in these cases the necessary ungraded material can be directly removed from the primary line or, at a maximum from the secondary line, as the requirements for fines are not usually as strict as for concrete.

4.3.2. Embankment material transport, spreading and compaction

The most convenient route must be studied in each case; once chosen, the site and access roads must be designed very carefully, with sufficient width and wide areas for strategic crossing points and gradients that should not exceed 5 % in principle.

En général, les routes sont revêtues, bien entretenues et munies de dispositifs de drainage et de caniveaux d'évacuation.

Une analyse détaillée de l'ensemble des problèmes de transport permet de définir chaque type d'engins à prévoir et le nombre nécessaire, ce qui permet de calculer le rythme d'avancement des travaux et la durée du cycle de transport.

Il est important de bien choisir les véhicules et les matériels : les frais de fonctionnement de grandes unités sont généralement plus faibles et il faut chercher un bon compromis entre ces frais et le coût d'investissement.

Les pistes d'accès au barrage doivent être bien choisies en ce qui concerne le tracé et les cotes d'entrée, compte tenu de la hauteur des couches et des décalages de niveau qui peuvent exister entre les différents remblais.

Le parc traditionnel comporte des gros camions à benne basculante pour les enrochements et les terres, et des camions plus petits pour les matériaux pour filtres et drains (bien que des gros camions conviennent si les volumes à transporter sont importants).

Des scrapers automoteurs sont utilisés lorsque la distance et les autres conditions conviennent. Les tapis transporteurs sont utilisés sur les très grands chantiers.

Les engins déversent les matériaux sur la surface du barrage en construction.

Une bonne organisation du trafic sur le barrage est essentielle, puisque le volume mis en place et les économies dans les travaux dépendent de l'optimisation du cycle de travail, ce qui nécessite une discipline stricte. Il faut prévoir un chef de transport pour garantir les vitesses de trajet prévues.

Le matériau est épandu par bulldozers, ce qui évite des trajets et des mouvements inutiles, et garantit la bonne épaisseur de la couche.

L'épandage est effectué avec soin pour obtenir une surface initiale régulière, facilitant le mouvement des engins de compactage.

Le matériau, une fois épandu et régalé, est compacté. C'est une opération simple, mais très importante. De plus, l'expérience a démontré des erreurs dans le choix des engins de compactage.

Pour cette raison, il importe de prévoir des digues d'essais, permettant la détermination de la teneur en eau optimale de compactage, ainsi que du type d'engin et du nombre de passes. De cette façon, on doit obtenir la densité imposée.

Les descriptions ci-dessous des chantiers de Tarbela (Pakistan, 142 000 000 m³), Chicoasen (Mexique, 15 000 000 m³), Sabaneta (République Dominicaine, 6 306 000 m³), Canales (Espagne, 4 476 000 m³), Portodemouros (Espagne, 2 336 000 m³), et Villagudin (Espagne, 225 000 m³) donnent un aperçu des méthodes et des matériels normalement utilisés pour le transport, l'épandage et le compactage des remblais.

In general, the roads must be surfaced, well maintained and provided with proper gutters and drainage elements.

Detailed analysis of the whole transport operation will give a definition of the type of plant to be used and the number of units necessary, simultaneously obtaining the work rate and cycle duration.

Vehicle and plant size is important : large units are usually cheaper to operate, so a balance must be found between this and the investment cost.

Dam access roads must be well selected with regard to route and entrance levels, which will depend on lift heights and the possibility of height splits within the body of the dam itself under construction.

Conventional transport is with large dumpers for rockfill and earth and with smaller lorries for material for filters, and drains, although large units could also be used depending on the volumes to be moved.

Power scrapers are used in other occasions when the distance and other conditioning factors make this advisable. The conveyor belts are used when the dimension of the dam is very important.

The vehicles or plant tip their material on the surface of the corresponding layer or lift in the body of the dam.

It is essential to organise traffic on this surface, as the volume placed and the economics of the works depend on optimising the work cycle and this is only achieved with strict order. A proper traffic planner should be involved to guarantee the transit rate.

The material can be spread by bulldozers, ensuring that useless trips and movements are not made, and that the lift is of the correct depth.

The spreading must be carried out with sufficient care so as to ensure that the initial surface is as regular as possible, to enable compaction equipment to move over it.

Once the material has been spread out and a more or less regular surface achieved, it is then compacted. This is a simple operation, but nevertheless is very important. Furthermore experience has shown that mistakes have been made in choosing the type of compaction equipment to be used.

It is therefore important to make test embankments in which the optimum moisture content for compaction is determined, together with the type of compaction equipment and the number of passes required. With this the required density must be achieved.

To give an idea of the methods and plant normally used for the transport, spreading and compaction of the dam body, the construction of the Tarbela (Pakistan, 142 000 000 m³), Chicoasen (Mexico, 15 000 000 m³), Sabaneta (Rep. Dominicana, 6 306 000 m³), Canales (Spain, 4 476 000 m³), Portodemouros (Spain, 2 336 000 m³) and Villagudin (Spain, 225 000 m³) dams are described below.

4.3.2.1. Barrage Tarbela (142 000 000 m³)

Les matériels peuvent être divisés en trois catégories (Fig. 32) :

— le matériel nécessaire à l'excavation, au traitement des matériaux et à leur transport sur le barrage; ces matériaux représentent à peu près la moitié des remblais utilisés sur le chantier et sont prélevés dans un grand emprunt à Baisak Gandaf, dans une vallée adjacente située à une distance atteignant 5 miles (8 km).

— le matériel pour les mêmes opérations sur les déblais (terres et enrochements) des fouilles en rive droite (dérivation provisoire, prise et ouvrage de sortie), comprenant le traitement spécial des matériaux pour drains et filtres et les installations de stockage en phase I et de reprise des matériaux traités en phase II;

— le matériel en rive gauche pour le traitement, la manutention et le transport, vers les remblais du barrage, des déblais des fouilles en rive gauche et des matériaux prélevés dans les emprunts dans cette zone.

Emprunt de Gandaf

Les blocs et graviers anguleux et les silts extraits de l'emprunt par des pelles électriques de 11,5 m³ (15 cu.yd) sont transportés par camions de 110 t à fond ouvrant, jusqu'aux trois installations de réception P 1a, P 1b et P 1c. Ces installations traitent les matériaux avant passage aux convoyeurs (criblage, concassage du refus pour obtenir une dimension maximale de 0,30 m (12 pouces).

Ce matériau est acheminé par un transporteur de 12 000 tonnes/heure et de 2,40 km (1,5 mile) de longueur, jusqu'à l'installation centrale de traitement P 3. Dans une autre zone de l'emprunt, des scrapers de 23 m³ (30 cu.yd) extraient le silt supplémentaire nécessaire pour la zone étanche, le livrant à une station de réception P 2, d'où il est acheminé par un transporteur, de 3,2 km (2 miles) de longueur, jusqu'à l'installation P 3.

Dans la station P 3, les blocs et graviers anguleux sont triés suivant différentes dimensions et puis remélangés, soit directement, soit après reprise dans des stocks tampons, pour alimenter chaque zone du barrage. Pour les zones étanches, on ajoute du silt. A la sortie de cette station, les matériaux sont conformes aux spécifications relatives aux zones particulières du barrage en cours de construction, et ils sont acheminés sur une distance d'environ 4,8 km (3 miles) jusqu'au barrage par deux transporteurs (12 000 tonnes/heure et 2 400 tonnes/heure).

La station P 3 est située sur l'emprunt de Gandaf, de l'autre côté du massif formant l'appui rive droite du barrage, et il a fallu percer une galerie d'environ 1,6 km (1 mile) de longueur pour les transporteurs.

Rive droite

Sur la rive droite, près du chenal de dérivation, sont situées quatre installations différentes.

Deux de ces stations, P 4 et P 5, assurent le concassage et le criblage des enrochements provenant des fouilles rive droite en phase I et destinés aux remblais. Par contre, la station P 6 fut prévue uniquement pour le traitement des blocs et graviers roulés extraits du chenal de dérivation et des emprunts dans le lit de la rivière, afin que ce matériau réponde aux spécifications rigoureuses concernant les

4.3.2.1. *Tarbela dam (142 000 000 m³)*

The plants may basically be divided into 3 main categories (Fig. 32) :

— The equipment necessary to excavate, process and transport to the Dam the materials, amounting to about half the total amount on the project, from the large borrow area situated in Baisak Gandaf, in an adjacent valley, and as far as 5 miles (8 km) away.

— The equipment for the purpose of similarly dealing with the earth and rock materials excavated from the “ required ” excavations on the Right Bank, i.e. the Diversion Channel, Inlet and Outlet. This included the special treatment of material for the drainage and filter zones and the equipment for stockpiling in Stage I and reclaiming the processed materials in Stage II.

— The equipment on the Left Bank for processing, handling and transporting to the Embankments the material excavated from the required excavations on the Left Bank and the borrow pits in that area.

Gandaf Borrow Area

Angular Boulder Gravel (ABG) and Silt excavated in the borrow area by 15-cu.yd (11.50 m³) electric shovels is loaded into 110-ton Bottom Dump trucks which haul it to one of three receiving plants P 1a, P 1b and P 1c. These plants prepare the material for handling by the conveyors, screening and crushing the oversize so that all material is minus 12 inch (0.30 m).

A 12 000-tons/h conveyor 1 1/2 miles (2.40 km) long hauls this material to a central processing plant (P 3). In another area of the borrow, 30-cu.yd. (23 m³) scrapers excavate additional silt necessary for the impermeable zone and discharge into receiving station P 2 from where a 2-mile (3.2 km) conveyor hauls the silt to Plant P 3.

In P 3 the ABG is separated into different sizes for reblending either directly or from surge piles, as required for each particular zone of the Embankments. Silt is added for the material for impermeable zones. From this plant the materials meeting the specifications of the particular zones of the dam being placed at that time, travels along a pair of conveyors, one of 12 000 tons/h and the other of 2 400 tons/h, some 3 miles (4.8 km) to the dam.

P 3 is located in the Gandaf borrow area on the other side of the mountain range forming the right abutment of the dam, and a special tunnel about 1 mile (1.6 km) long was excavated for the conveyors.

Right Bank

On the Right Bank, adjacent to the Diversion Channel, were situated four separate plant installations.

Two of these Plants, P 4 and P 5, crushed and screened the rock excavated from the right bank required excavations in Stage I, to produce materials for the Embankments. Plant P 6, on the other hand, was set up with the sole object of receiving Rounded Boulder Gravel from the Diversion Channel excavation and from borrow areas in the river bed, and extensively processing it to meet the exacting

filtres et les drains. Ce matériau est concassé à la dimension maximale de 0,25 m (10 pouces) et criblé à 0,04 m (1,5 pouce) pour des drains. Le matériau pour filtres, jusqu'à 0,04 m (1,5 pouce), est traité pour corriger un déficit de granulométrie du matériau naturel, et lavé pour éliminer l'excédent de fines.

La station P 7 est une installation mécanique de stockage et de reprise pour les matériaux extraits et traités en phase I, destinés à être utilisés dans les remblais en phase II.

Remblai principal

Sur le barrage, les transporteurs provenant des rives droite et gauche alimentent de grandes trémies qui sont surélevées au fur et à mesure que le barrage monte et qui déversent dans des camions à fond ouvrant de 110 t, transportant le matériau jusqu'au point d'utilisation.

Le matériau est épandu par bulldozers lourds et compacté au moyen de rouleaux sur pneus de 100 t ou de rouleaux vibrants de 10 t.

Rive gauche

Deux stations P 8 et P 10 furent installées en rive gauche pour traiter et manutentionner le matériau provenant des fouilles rive gauche et des zones d'emprunts rive gauche.

Les terres utilisables sont extraites par pelles de 11,5 m³ (15 cu.yd) et transportées par camions à fond ouvrant de 110 t jusqu'à la station P 8. Là, le matériau est criblé en trois catégories : > 0,60 m (24 pouces), 0,20 à 0,60 m (8 à 24 pouces), et < 0,20 m (8 pouces).

La fraction < 0,20 m (8 pouces) est acheminée sur la digue principale par transporteurs, les autres catégories étant amenées à la digue principale et aux digues secondaires par des camions à fond ouvrant de 110 t et des camions à benne basculante de 70 t.

Les stations P 10 et P 11 traitent les déblais rocheux des fouilles rive gauche, de la même manière que les stations P 4 et P 5 rive droite. Ce matériau est transporté par camions à benne basculante de 70 t.

4.3.2.2. Barrage Chicoasen (15 000 000 m³) (Fig. 33)

Afin de réduire les délais d'exécution, il fut décidé de mettre en œuvre un système de transport par tapis. Les multiples avantages d'un tel dispositif, associé aux matériels annexes (pelles mécaniques, bulldozers, chargeuses, camions), ont permis un rythme de mise en place de 50 000 m³/jour sur le chantier.

Les matériaux de construction du barrage, provenant des fouilles et des dépôts alluvionnaires et argileux, sont traités et amenés à pied d'œuvre par tapis transporteurs et par des tuyaux métalliques subverticaux. Seuls les grands blocs de protection des talus du barrage sont transportés par des moyens traditionnels.

specifications of the filter and drainage zones of the embankments. The material was crushed to minus 10 inches (0.25 m) and screened at 1 1/2 inches (0.04 m) to produce drainage material. The minus 1 1/2 inch (0.04 m) material for the filter zone was treated to correct a grading deficiency in the natural material and washed to remove the excess fines.

Plant P 7 was a mechanical stockpiling and reclaiming plant which stockpiled the materials excavated and processed in Stage I, for use in the embankments in Stage II.

Main Embankment

On the dam itself the conveyors from the Right Bank and the Left Bank discharge into large hoppers which are raised with the dam and from which the 110-ton bottom dumpers are loaded to carry the material to the embankment zones.

The material is spread by large dozers and compacted using 100-ton pneumatic rollers or 10-ton vibrating rollers.

Left Bank

Two plants P 8 and P 10 were set up on the Left Bank to process and handle the material from the Left Bank required excavations and the borrow areas of the Left Bank.

The usable earth material is excavated by 15-cu.yd (11.5 m³) shovels and hauled by 110-ton bottom dumpers to Plant P 8. Here the material is separated into plus 24 inch (0.60 m), 8 to 24 inch (0.20 to 0.60 m), and minus 8 inch (0.20 m).

The minus 8 inch (0.20 m) material is taken to the Main Embankment Dam by conveyors while the other materials are hauled to the Main Dam as well as the Auxiliary Dams by 110-ton bottom dumps and 70-ton rear dumps.

Plants P 10 and P 11 processed the rock materials of the Left Bank required excavations in a similar manner to those of P 4 and P 5 on the right Bank. The material was hauled to and from the plants by the 70-ton rear dump trucks.

4.3.2.2. Chicoasen Dam (15 000 000 m³) (Fig. 33)

In order to build this project as soon as possible, it was decided to make use of a haulage system by means of conveyor belts. The multiple advantages reported by the use of this haulage system, supplemented by auxiliary equipment such as mechanical shovels, bulldozers, traxcavators, and trucks, will allow for placement at the damsite of 50 000 m³ per day.

In reference to the materials for construction of the dam, coming from both the excavation and the alluvial and clayey deposits, after going through the treating plant, will be hauled to whatever the required site is by means of a conveyor belt system and also through subvertical ducts made of metal pipes. Only the large dimension blocks, required for protection of the outer slopes of the dam, will be hauled by making use of traditional systems.

La plupart des enrochements provenant des excavations à l'aval du barrage sont déversés des camions dans une gorge naturelle située en rive gauche, à l'aval du barrage; depuis cette grande trémie, les enrochements sont repris par un dispositif d'alimentation vibratoire, les amenant jusqu'à une caverne artificielle où, par criblage et concassage, les matériaux sont triés jusqu'à 30 cm. A partir de cette caverne, un tapis transporteur, passant dans une galerie latérale, amène les éléments jusqu'à la station de traitement, au pied aval du barrage. Cette même station est alimentée en matériaux alluvionnaires et argileux par camions.

Ces matériaux sont triés, triturés, lavés et stockés en silos, en fonction de leur qualité et de leurs dimensions. Les matériaux extraits des silos sont mélangés pour obtenir la granulométrie finale voulue, et puis acheminés jusqu'au barrage par deux tapis transporteurs.

Au fur et à mesure de la montée des remblais du barrage, d'autres tapis transporteurs seront mis en place et les trémies seront surélevées par vérins hydrauliques.

Les enrochements provenant des excavations à l'amont seront traités dans une autre station, concassés à la dimension maximale de 50 cm et amenés dans la zone derrière le batardeau par un réseau de tuyaux métalliques de grand diamètre. Des sections de ces tuyaux seront sectionnées au fur et à mesure de la montée des remblais.

Le chantier a démarré avec des moyens traditionnels, en attendant la mise en place du système de tapis transporteurs.

4.3.2.3. *Barrage Sabaneta (Fig. 34)*

La digue de 6 306 000 m³ comporte quatre zones, chacune mettant en œuvre quatre types différents de matériau.

Le noyau étanche est constitué de schiste provenant des fouilles de l'évacuateur de crue. Ce matériau est épandu en couches de 20 cm d'épaisseur, le matériel mis en œuvre comprenant : onze scrapers de 25 m³, six bulldozers 5 CV, quatre citernes et quatre herses à disques. Avec ce matériel, le rythme de mise en place mensuel a été de 300 000 m³.

Les matériaux perméables sont extraits d'un dépôt fluvial, qui a également fourni assez de matériaux pour les filtres, les enrochements et les granulats à béton. La station de criblage fut prévue pour 2 000 tonnes/heure.

4.3.2.4. *Barrage Canales (Fig. 35)*

C'est un barrage en remblai, à noyau d'argile et à recharges en enrochement calcaire. Un matériau granuleux intermédiaire, connu sous le nom de « kakeritas », est situé entre ces deux zones.

Le matériel de chargement et de transport des enrochements était dimensionné pour un trajet aller-retour de 6 km et la durée du cycle fut ainsi calculée. Les résultats de l'étude économique apparaissent dans le Tableau 4.

La solution adoptée fut la suivante :

- Une chargeuse Marathon L-800 de 15 yd³.
- Cinq camions à benne basculante Komantsu de 75 t.

Le rythme de transport fut d'environ 100 000 m³/mois.

Most of the rock coming from excavations located downstream of the dam will be dumped by trucks in a natural gorge located on the left bank, downstream from the dam; from this large hopper, rock fragments will be extracted by means of a vibratory feeder which will haul them to an artificial cavern where, by means of a process of classification and fragmentation, the material will be selected to sizes less than 30 cm. From the cavern, by means of a conveyor belt which goes through a lateral gallery, fragments will be hauled up to the treating plant sited at the foot of the dam, on its downstream face. To this same plant alluvial and clayey materials will be hauled by truck.

The above mentioned material will be selected, triturated, washed and piled into silos according to quality and size. From these silos, materials will be mixed to attain the required grain size distribution and then hauled to the damsite by means of two conveyor belts.

As the dimensions of the dam increase, additional conveyor belts will be placed and the hoppers will be raised by means of hydraulic jacks.

Rock pieces coming from excavations located upstream, will be treated by means of another plant which will break down the material to sizes no more than 50 cm, and this material will be brought down to the area between cofferdam by means of a system of large diameter metal pipes. As the dam is being raised sections of these pipes will be sheared off.

Construction of this dam started with traditional methods to give time for the installation of the conveyor belt haulage system.

4.3.2.3. *Sabaneta dam (Fig. 34)*

The 6 306 000 m³ embankment consists of four different zones, each comprising four different types of materials.

The impervious core is formed from shale from the spillway excavation. It was spread in 20 cm lifts, with construction plant basically comprising eleven 25 m³ scrapers, six 524 HP bulldozers, four tankers and four disc harrows. A monthly placement rate of 300 000 m³ was achieved with this equipment.

The pervious material was extracted from the fluvial deposit, together with sufficient material for the filters, rockfill and concrete. Grading plant rated at 2 000 t/h was used.

4.3.2.4. *Canales dam (Fig. 35)*

An embankment dam with a clay core and limestone rockfill shoulders. An intermediate granular material called kakeritas was placed between both materials.

Rockfill loading and transport plant was sized on the basis of a total (go and return) trip distance of 6 km and the transport cycle time was calculated. This was used to make the corresponding economic comparison. The results are shown in Table 4.

The chosen solution was :

- One 15 yd³ L-800 Marathon loader.
- Five 75 t Komantsu dumpers.

Some 100 000 m³/month were transported.

Tableau 4
ÉTUDE DU MATÉRIEL DE CHARGEMENT
ET DE TRANSPORT DES ENROCHEMENTS

I) DURÉE DU CYCLE DE TRANSPORT

Capacité du dumper	50 t	50 t	75 t	85 t
Capacité de la benne (yd ³)	10	15	15	15
Capacité de la benne (m ³)	7,65	11,48	11,48	11,48
Volumé du dumper (m ³)	31	31	44	50
Volumé de la benne (m ³)	7,27	11,14	11,14	11,14
Nombre de bennes par dumper	5	3	4	5
Temps de chargement (mn)	3,61	2,17	2,89	3,61
Positionnement (mn)	0,50	0,50	0,50	0,50
Transport (mn)	16,63	16,63	15,00	22,50
Déversement (mn)	1,50	1,50	1,50	1,50
Divers (mn)	0,26	0,26	0,31	0,39
Total pour le cycle (mn)	22,50	21,06	20,20	28,50

II) COMPARAISON ÉCONOMIQUE

Type de dumper (T _D = A × 0,9)	50 t					75 t			85 t	
Type de chargeuse (D)	10 yd ³	15 yd ³				15 yd ³			15 yd ³	
Nombre de dumpers (N)	4	4	5	6	7	4	5	6	4	5
Durée du cycle (mn) T _C	22,50	21,06	21,06	21,06	21,06	20,20	20,20	20,20	23,50	23,50
Nombre maxi. de dumpers saturant la chargeuse	6	10	10	10	10	7	7	7	8	8
t/h transportées (1)	484	517	647	776	905	803	1 004	1 205	786	983
m ³ /h digue (γ = 2,25)	215	230	288	345	402	357	446	536	349	437
m ³ /h moy. (0,8)	172	184	230	276	322	286	357	429	279	350
Heures nécessaires	13 595	12 709	10 149	8 472	7 271	8 188	6 554	5 453	8 375	6 689
Coût relatif	—	103	100	103	104	102	103	107	116	119

$$(1) t/h = \frac{60}{T_C} \times T_D \times N_D^0$$

Cette solution fut la plus chère en coût d'investissement, mais a laissé une marge de sécurité convenable pour le rythme de construction prévue.

Le matériel utilisé pour l'épandage et le compactage des argiles est le suivant :

— Un bulldozer Letourneau.

— Un rouleau à pieds de mouton, poids 10 t, diamètre 1,60 m, tiré par le bulldozer ou un tracteur.

Table 4
ROCKFILL LOADING AND TRANSPORT EQUIPMENT STUDY

1) ROCKFILL CYCLE TIME

Dumper capacity	50 t	50 t	75 t	85 t
Bucket capacity (yd ³)	10	15	15	15
Bucket capacity (m ³)	7.65	11.48	11.48	11.48
Dumper volume (m ³)	31	31	44	50
Bucket volume (m ³)	7.27	11.14	11.14	11.14
No.buckets/dumper	5	3	4	5
Loading time (min)	3.61	2.17	2.89	3.61
Positioning (min)	0.50	0.50	0.50	0.50
Transport (min)	16.63	16.63	15.00	22.50
Dumping (min)	1.50	1.50	1.50	1.50
Misc. (min)	0.26	0.26	0.31	0.39
Total for cycle (min)	22.50	21.06	20.20	28.50

II) ECONOMIC COMPARISON

Type of dumper (T _D = A × 0.9)	50 t					75 t			85 t	
Loader type (D)	10 yd ³	15 yd ³				15 yd ³			15 yd ³	
No. of dumpers (N)	4	4	5	6	7	4	5	6	4	5
Cycle time (min) T _C	22.50	21.06	21.06	21.06	21.06	20.20	20.20	20.20	23.50	23.50
Max. no. of dumpers to saturate loader	6	10	10	10	10	7	7	7	8	8
t/h transported (1)	484	517	647	776	905	803	1 004	1 205	786	983
m ³ /h dam (γ = 2.25)	215	230	288	345	402	357	446	536	349	437
m ³ /h av. (0.8)	172	184	230	276	322	286	357	429	279	350
Hours required	13 595	12 709	10 149	8 472	7 271	8 188	6 554	5 453	8 375	6 689
Relative cost	—	103	100	103	104	102	103	107	116	119

$$(1) t/h = \frac{60}{T_C} \times T_D \times N_D^3$$

This solution required the highest investment of those selected, but gives an adequate safety factor for the rate of dam construction.

The following equipment was used for clay spreading and compaction :

- One Letourneau bulldozer.
- One static sheepsfoot roller, 10 t weight and 1.60 m diameter, hauled by the bulldozer or a tractor unit.

- Une niveleuse auto-motrice Galion.
- Deux dameurs mécaniques manuels Vibro-Verken BY-100.

Six passes étaient nécessaires pour atteindre 95 % de la densité Standard Proctor.

La méthode de construction fut la suivante :

Dans une direction perpendiculaire au lit de la rivière, la couche totale était divisée en deux demi-couches, les remblais étant transportés sur l'une, tandis que l'autre était compactée et soumise aux essais de contrôle. Le raccordement entre les deux demi-couches était décalé entre les levées; de toute façon, le raccordement n'était exposé que pendant une nuit tout au plus (une à deux levées étant placées par jour).

La niveleuse auto-motrice passait tout d'abord pour râcler la surface de la couche; puis la citerne arrosait la surface pour compenser les pertes d'humidité.

Les argiles, amenées par camions, étaient épandues au bulldozer et puis la demi-couche était régagée par la niveleuse et compactée suivant six passes; quatre essais Proctor étaient effectués sur chaque demi-couche.

Le matériel d'épandage et de compactage du " kakeritas " et des enrochements comprenait :

- Un bulldozer CAT D-7 G.
- Un rouleau vibrant, à tambour lisse, Ingersoll-Rand, SP-60, 232 CV, diamètre du rouleau : 1,52 m, largeur : 2,54 m, poids statique : 21,1 t.
- Trois lances à eau : 20 l/s pour une pression de 5 kg/cm², chacune.

La levée d'enrochement avait une hauteur de 2 m et demandait quatre passes pour atteindre une densité de 2,35 t/m³. Les enrochements étaient arrosés à raison de 250 à 300 l/m³.

Les levées de " kakeritas " avaient 0,60 m d'épaisseur et demandaient cinq passes pour atteindre la densité requise. L'arrosage était pratiqué au même volume que ci-dessus.

4.3.2.5. Barrage Portodemouros (Fig. 36)

Volume du barrage :

Noyau en argile	370 000 m ³
Enrochement non trié	1 372 400 m ³
Recharge perméable	331 000 m ³
Filtres	262 000 m ³
TOTAL	2 335 400 m ³

Principaux matériels utilisés pour le corps du barrage :

- Bulldozers CATERPILLAR D-8 et D-9.
- Niveleuses auto-motrices CAT 12-E.
- Rouleaux 5 t SCHEID.
- Camions à benne basculante de 5 t à 27 t.
- Compacteurs et rouleaux de compactage.

- One Galion power grader.
 - Two Vibro-Verken BY-100 mechanical manual tampers.
- Six passes were necessary to reach 95 % of the Standard Proctor density.

The construction procedure was as follows :

In a perpendicular direction to the river, the complete layer was divided into two half-layers, so that one of these was receiving material while the other was being compacted and controlled. The joint between these two half-layers was offset between lifts; at any event, it was only open one night - at most (one to two lifts were carried out per day).

The power grader was passed first to rip the layer sufficiently; this was then watered with a water tanker, in order to make up the moisture content that may have been lost from the surface.

The lorry loads of clay were spread with the bulldozer and when the half-layer was finished, levelled with the power grader and then compacted with six passes and monitoring every half-layer with four Proctor tests.

The kakerite and rockfill spreading and compacting equipment comprised :

- One CAT D-7 G bulldozer.
- One SP-60 plain, vibrating, self-propelled 232 HP Ingersoll-Rand roller, with a roller diameter of 1.52 m and width of 2.54 m, static weight of 21.1 t.
- Three water nozzles, each rated at 20 l/s at a head of 5 kg/cm².

The rockfill lift was 2.00 m and four passes were necessary, achieving a density of 2.35 t/m³. The rockfill was watered at a rate of 250 to 300 l/m³.

Kakeritas lifts were 0.60 m and five passes were necessary to reach the required density. A similar volume of water was used for watering as in the case of the rockfill.

4.3.2.5. Portodemouros Dam (Fig. 36)

Dam volume :

— Clay core	370 000 m ³
— Ungraded rockfill	1 372 400 m ³
— Pervious fill	331 000 m ³
— Filters	262 000 m ³
TOTAL	2 335 400 m ³

The main plant used for the dam body was :

- CATERPILLAR D-8 and D-9 bulldozers.
- CAT 12-E power graders.
- SCHEID 5 t rollers.
- 5 to 27 t capacity dumpers.
- Compacters and rollers.

L'avancement des travaux était le suivant :

	Hiver (m ³)	Été (m ³)
Moyenne journalière pour l'ensemble du barrage	3 000	10 700
Maximum journalier pour l'ensemble du barrage	9 000	17 000
Moyenne journalière de mise en place des argiles		3 000
Maximum journalier pour la mise en place des argiles		4 300

4.3.2.6. Barrage Villagudin (Fig. 37)

Le volume des enrochements est de 225 000 m³. La dimension maximale est de 1 m.

La carrière d'enrochements de granite est située à 4,5 km du barrage.

Les routes reliant la carrière au barrage étaient des routes publiques à revêtement de bitume, de 5 m de largeur, avec 0,5 m pour les accotements et les caniveaux.

a) Matériel de chargement à la carrière :

Bulldozer CAT D-8, pour la préparation des enrochements avant chargement sur camions et pour l'évacuation des déchets.

Chargeuses sur pneus CAT-988 et CAT-966, avec chaînes de protection.

b) Transport :

10 à 12 camions de 20 à 22 t, à benne renforcée pour le transport des enrochements.

c) Mise en place des enrochements :

Bulldozer CAT D-6 pour l'épandage.

Excavateur rétro Poclain P-80 pour le reprofilage des talus.

Rouleau vibrant de 12 t (statique) pour le compactage.

Le rythme de mise en place des enrochements a été de 60 000 m³/mois.

4.3.3. Problèmes spécifiques de construction des noyaux en terre

Le noyau est un organe important : il assure l'étanchéité du barrage.

Il y a quelque temps, la réalisation d'un noyau étanche était le travail d'un spécialiste qualifié; la faible épaisseur des levées (20 cm) et le contrôle très strict en laboratoire conduisaient à un rythme d'avancement très lent. De nos jours, la technologie permet une plus grande souplesse. L'épaisseur des couches peut atteindre 60 cm, selon le matériau et le matériel en jeu.

Un facteur important, qui influence la densité et la perméabilité des matériaux normalement mis en œuvre, concerne la teneur en eau. On peut dire, sans en faire une règle générale, que si le matériau est mis en place à une teneur en eau légèrement inférieure à l'optimum donné par l'essai Proctor (2 % par exemple), on obtient une bonne densité pour un compactage normal. Le climat, en raison de son influence sur la teneur en eau, conditionne, dans certains cas, les méthodes de construction à adopter. Dans les régions pluvieuses, la construction du noyau étanche est

Work rates were as follows :

	Winter (m ³)	Summer (m ³)
Av. daily dam material volume	3 000	10 700
Max. daily dam material volume	9 000	17 000
Av. daily clay placement		3 000
Max. daily clay placement		4 300

4.3.2.6. Villagudin Dam (Fig. 37)

Rockfill volume is 225 000 m³. The maximum stone size is one metre.

The quarry produced granite rockfill and was 4.5 km from the dam.

The roads linking the dam to the quarry were asphalted public highways, 5 m wide, with 0.5 m verges and gutters.

a) Quarry loading plant :

CAT D-8 Bulldozer, for preparing the rockfill for loading lorries and removing waste.

CAT-988 and CAT-966 tyred loaders with chain protection.

b) Transport :

10 to 12 lorries of 20-22 t with reinforced body for transporting rockfill.

c) Rockfill placement :

CAT D-6 Bulldozer unit for spreading.

Slope reprofiling by Poclain P-80 backhoe excavator.

12 t Static weight vibrating roller for compaction.

Rockfill was placed at a rate of 60 000 m³/month.

4.3.3. Specific earth core construction problems

This is an important part of the dam; dam impermeability relies on this.

Years ago, the impervious core construction was a craftsman's job; very small lifts (20 cm) with strict laboratory control resulting in a very slow construction rate. Nowadays the technique has led to a greater flexibility. The lift thickness reaches in some cases 60 cm, depending on the material and equipment.

An important problem in reaching the adequate density and permeability with the material normally used, is the moisture content. It could be stated, although this is not a general rule, that if the material is placed with a moisture content slightly lower than the optimum from the Proctor test (2 % for example) good density is obtained with the normal compaction. The climate and its influence in the moisture content of the material conditions, in some cases, the construction methods. In rainy zones is normal to work in the impervious core only in the dry reason, and it is

normalement limitée à la saison sèche et il est nécessaire de sécher les matériaux de noyau au moyen des méthodes décrites ci-dessus (§ 4.3.1.). Ailleurs, il peut être intéressant de prévoir le transport par camions couverts pour éviter les effets de la pluie pendant le transport, et de prévoir une pente à la surface du noyau en cours de construction pour faciliter l'évacuation des eaux.

Dans les pays tropicaux, au climat chaud et humide, la teneur en eau naturelle du matériau dans l'emprunt est généralement supérieure à l'optimum Proctor. L'élimination de l'excédent d'eau peut poser des difficultés et peut avoir des effets très néfastes en ce qui concerne la fissuration.

Dans ces conditions, les terres à noyau sont couramment compactées à une teneur en eau qui se situe entre l'optimum Proctor et l'optimum + 2 %.

Pendant les arrêts des travaux, en saison humide, la surface du noyau est rendue étanche et, exceptionnellement, on peut être amené à la couvrir d'une toile de protection.

Un facteur dont la maîtrise est très importante pendant la construction du noyau est la valeur et la distribution des pressions interstitielles qui ne doivent pas dépasser certaines limites.

Si la vitesse de dissipation des pressions interstitielles, résultant du dispositif de drainage, est très lente, il peut être nécessaire de ralentir le rythme de construction du barrage.

Il a déjà été mentionné qu'une digue d'essai était pratiquement toujours nécessaire pour tous les barrages avant le démarrage des travaux de construction. De cette façon, on peut fixer les méthodes de construction à adopter.

4.3.4. Problèmes spécifiques de construction des filtres et des drains

Il s'agit là d'autres éléments de l'ouvrage, exigeant une construction soignée.

En principe, compte tenu des études et des matériaux disponibles, la granulométrie des filtres et des drains sera étudiée.

Il y a quelque temps ces organes étaient construits en couches multiples (4 ou 5), de part et d'autre du noyau. Il fallait un traitement des matériaux dans des installations extrêmement compliquées, ce qui ralentissait nettement le rythme d'avancement des travaux.

Pour soigner l'exécution, les parois étaient coffrées, le matériau étant déversé à l'intérieur du coffrage, et puis compacté à l'aide de dameurs ou de petites plaques vibrantes.

De nos jours, les couches sont limitées à deux et le matériau est parfois accepté en une seule couche, pour former un filtre continu; mais les filtres sont beaucoup plus épais, 3 m au moins.

Le filtre amont doit présenter un pouvoir d'auto-colmatage pour assurer, par migration de matériau, la fermeture des fissures éventuelles; le filtre aval doit arrêter la migration des matériaux du noyau.

Le matériau est épandu et compacté, en couches de 80 cm d'épaisseur maximale, avec des compacteurs vibrants.

necessary to dry the core material employing the methods described before (4.3.1.). On other occasions is convenient to transport the material in covered lorries, to avoid the effect of the rain during transport, and to provide the surface construction of the core with a slight gradient to make draining easy.

In tropical countries, with a hot and wet climate, is normal that the in situ moisture content in the borrow areas is generally wet of Proctor optimum moisture content. The attempts to reduce this moisture content pose considerable difficulty and may apport undesirable effects relating with the development of cracking.

Is a common practice in this situation to compact earth core materials with a moisture content between the optimum (Proctor) and optimum + 2 %.

When construction stops in the wet season it is normal practice to seal properly the upper surface of the core, and in extreme situations, to cover this surface with canvas.

A factor whose control is very important during core construction is the magnitude and distribution of the pore pressures, which must be under certain limits.

If the pore pressure dissipation rate from drainage is very slow, it may condition the dam construction rate.

As mentioned previously, the trial embankment is practically a necessity in almost all dams, before beginning the dam construction. In this way, it is possible to determine the correct construction methods.

4.3.4. Specific filter and drain construction problems

This is another of the structural elements requiring very careful construction.

In principle, in the light of the design and materials available, the particle size distribution for filters and drains will be studied.

Years ago they were carried out with multiple layers (4 or 5), both upstream and downstream. The material had to be processed in highly complicated plant which considerably slowed down the construction rate.

In order to execute them with care, the faces were formed, pouring the material into the formwork which was then compacted with frog rammers or small table vibrators.

Today, two layers are used at most and the material is sometimes allowed as received in a single layer, forming a continuous filter; but filters are much wider, at least three metres.

The upstream filter must be self sealing so that if the material migrates the crack is covered; downstream, in turn, core material flow must be stopped.

Construction is by spreading and compacting in layers of no more than 80 cm, with vibrating compactors.

4.3.5. Problèmes spécifiques de construction des recharges en terre et en enrochement

Une distinction doit être faite entre, d'une part, les recharges construites en terres d'emprunt non triées, et, d'autre part, celles en enrochement. On peut dire que, dans le premier cas, la méthode de construction est analogue à celle décrite pour l'exécution du noyau, sauf que les levées sont plus épaisses.

Pour les enrochements, les opérations sont les suivantes : les camions à benne basculante arrivent sur le barrage où elles déversent leur contenu en tas. Puis les bulldozers entrent en action pour pousser et épandre le matériau jusqu'à obtenir une surface aussi horizontale que possible, permettant la circulation des engins.

Les méthodes de compactage varient beaucoup selon la nature des enrochements et les tassements admissibles. La hauteur ou l'épaisseur des levées ou des couches sera de un à deux fois la dimension maximale des blocs, la règle courante étant que celle-ci ne doit pas dépasser les deux tiers de l'épaisseur de la couche.

L'arrosage à la lance, destiné à améliorer le compactage, est maintenant moins répandu qu'il y a quelques années. L'opportunité doit être analysée dans chaque cas.

Actuellement, le compactage est effectuée au moyen de rouleaux tractés ou auto-moteurs, de 10/110 à 12/120 t, pour obtenir un angle de frottement interne dans l'enrochement supérieur à 40° et une densité de 2,1 à 2,25 t/m³.

Un autre problème concerne les essais de densité en place; on n'a jamais pu trouver une méthode d'essais facile et rapide, ayant une précision acceptable. Le contrôle topographique permet la comparaison des niveaux et des volumes avec les résultats obtenus sur la digue d'essais; il existe également un nucléo-densimètre.

4.3.6. Construction des masques en béton bitumineux

La pente du talus amont des barrages à masque en béton bitumineux est conditionnée par les caractéristiques du béton bitumineux utilisé.

A température relativement basse, les bétons bitumineux bien étudiés présentent un angle de frottement interne élevé, autorisant des talus à pente raide. Cependant, leur mise en place est effectuée à température élevée et la cohésion initiale dépend de la structure minérale, du filler et de la température.

Par conséquent, la pente du talus ne peut pas être plus raide que la pente sur laquelle un béton donné à une température donnée conserve sa stabilité, valeur déterminée en laboratoire. Cependant, le déplacement des engins de mise en place et des ouvriers veut que la pente réelle doit être plus douce que celle indiquée par ces essais, compte tenu du fait que la pente maximale correcte permettant l'exécution sans mesures de sécurité spéciale est de 1/1,5 (V/H). Actuellement, la pratique courante est de prévoir une pente amont maximale de 1/1,7 et 1/2, respectivement pour les enrochements et les terres.

Une autre limitation éventuelle dont il faut tenir compte concerne la hauteur du barrage.

Le record de hauteur pour un barrage à masque amont en béton bitumineux est détenu par le barrage Balmin Hill (83 m). On peut considérer que la limitation est imposée par la possibilité de déformations du barrage que le masque ne peut pas supporter sans rupture.

4.3.5. Specific rockfill and earth shoulder construction problems

A distinction is made between shoulders of ungraded borrow earth material and those of rockfill. It can be stated for the former that the construction procedure is similar to that described for core construction, with the difference that lifts are thicker.

In the case of rockfill, the operations are as follows :

As the dumpers arrive at the dam they dump their contents, that falls in a heap.

Then the bulldozers enter into action pushing and spreading the material until it forms as horizontal a surface as possible, to enable the plant to move over it.

Compaction methods vary considerably, depending on the type of rock and allowable embankment settlement. The lift or layer height or thickness will be 1 to 2 times the maximum block size, with normal practice being that this should not exceed two thirds of the layer thickness.

The use of water jets launched by suitable nozzles to improve compaction is not now in such general use as it was several years ago. Advisability of this should be analysed in each case.

Compaction is presently carried out with towed or self propelled tamping rollers, with characteristics of 10/110 and 12/120 t, achieving internal angles of friction in the stonefill of over 40° and densities of 2.1 to 2.25 t/m³.

Another problem is the *in situ* density tests; it has not been possible to find an easy, fast procedure that is sufficiently approximate. A topographic control is used comparing levels, volumes with the test sections; there is a non-proliferated nuclear control procedure.

4.3.6. Asphaltic face construction

In dams with asphaltic facing the upstream slope is conditioned by the asphalt mix characteristics.

Correctly dimensioned asphalt mixes at relatively low temperatures have a high internal angle of friction, which will allow slopes with strong gradients. Nevertheless, they must be placed at high temperatures and the initial cohesion depends on the mineral structure, on the bitumen filler and the temperature.

Consequently, the slope cannot be more than that on which a specific mix at a particular temperature remains stable on this slope, which is determined by laboratory testing. Nevertheless, the movement of placement equipment, both mechanical and workers, requires shallower slopes than those to be found in these tests, allowing that the maximum correct slope, to enable construction to be carried out without special plant safety measures, is 1/1.5 (V/H). It is presently widespread practice to employ maximum upstream slopes of 1/1.7 and 1/2, when the fill material is rock or earth, respectively.

Another possible limitation that must be considered is the dam height.

The highest dam built is that of Balmin Hill, with 83 metres. The limitation may be considered due to possible dam deformations that could not be absorbed by the membrane without breaking.

Une limitation plus sévère est imposée par le matériel utilisé; les câbles servant au déplacement du matériel posent des problèmes de puissance et de taille au niveau des treuils. D'autre part, les déformations qui se produisent sur la pente peuvent provoquer des dégâts sérieux.

4.3.6.1. *Préparation des talus amont*

Selon la granulométrie des enrochements, il peut être nécessaire de mettre en place une zone de transition en granulats plus petits entre les enrochements et le masque. Généralement, on choisit une granulométrie permettant la mise en place en couches de un mètre d'épaisseur, la largeur variant de 3 à 5 m, compte tenu des problèmes d'exécution. La zone de transition peut comporter un matériau de granulométrie bien définie pour conserver une certaine perméabilité globale, ou l'on peut prévoir une couche semi-perméable assimilée à un organe de sécurité en cas de rupture éventuelle du masque.

Sur cette zone, on place une couche de graviers concassés servant de matériau d'égalisation de la couche sous-jacente, et de transition et de support pour la couche bitumineuse. Cette couche de graviers doit être perméable, avec une épaisseur maximale de 0,20 à 0,30 m avant compactage. On a utilisé des dimensions maximales de 110 mm, la fraction inférieure à 20 mm étant éliminée; cependant, la pratique habituelle est d'adopter une dimension maximale de 60 à 70 mm, avec un minimum de 10 à 12 mm. Il faut éviter la pénétration du bitume dans cette couche. Des essais en laboratoire ont démontré que, pour une dimension maximale d'au moins 1/6 par rapport aux éléments de la couche adjacente, cet effet est évité, même sous une charge d'eau de 250 m.

En ce qui concerne le compactage, il faut apporter un grand soin à la zone près du support du masque. Le matériel de compactage ne doit pas s'approcher des bords du remblai, pour éviter de basculer; de ce fait, il reste toujours une étroite bande de matériaux mal compactée. Cela nécessite un compactage ultérieur du parement, en utilisant les mêmes rouleaux qui ont servi pour le corps du barrage, suspendus à des treuils installés sur le couronnement et travaillant sur la ligne de plus grande pente.

Au préalable, il faut mettre en place la zone de transition et le gravier d'égalisation servant de support au masque. Ces matériaux sont mis en place depuis le couronnement sur toute la hauteur du talus, en progressant de bas en haut, pour éviter la ségrégation, après achèvement du corps du barrage, ou pendant la montée des remblais après mise en place de trois ou quatre levées. Le choix du procédé à adopter dépend du matériel disponible, mais il ne faut jamais interrompre la mise en place du remblai principal.

De toute façon, le talus est nivelé à la main ou mécaniquement, pour assurer que l'ensemble de la surface coïncide avec la surface théorique, aux tolérances près.

Le compactage du talus est effectué après épandage du gravier. Si l'on procédait à cette opération avant la mise en place du gravier, on créerait des difficultés énormes pour la mise en place et le compactage ultérieurs. On créerait une zone de glissement potentielle par suite de l'adhérence faible ou nulle entre ce gravier et le corps du barrage.

A greater limitation is imposed by the plant used, as the cables employed in moving equipment give power and size problems for the drawing winches. On the other hand, the deflections that occur on the slope may cause serious damage.

4.3.6.1. *Upstream slope preparation*

Depending on the rockfill size, it must be necessary to lay a transition zone with a less size aggregate between the rockfill and the facing. It is normal to place a rockfill size which may be spread in 1 meter depth lift, with a variable width between 3 and 5 metres, due to construction problems. The rockfill transition may be well graded, conserving overall permeability, or a semi pervious layer used like a safety element with regard to possible membrane failure, can be placed.

Gravel from crushing will be placed over this to serve as a top dressing for the previous layer and as a transition and support for the asphaltic layer. It must be graded and pervious with a maximum thickness of 0.20-0.30 m prior to compaction. Maximum sizes of 110 mm have been used, eliminating those below 20 mm, although usual practice is to grade between a maximum size of 60-70 mm and a minimum of 10-12 mm. Penetration of the asphaltic layer inside the gravel lay should be avoided. Laboratory tests have demonstrated that if the maximum size of the mix is at least 1/6 of the adjacent layer stone size, this effect does not occur, even with water loads of 250 m.

With regard to compaction, extreme precautions must be taken in the zone nearest to the facing support. Compaction equipment must not come near the fill edges due to the danger of tipping over, for which reason a narrow band without proper compaction remains. This requires subsequent compaction of the face, that must normally be carried out with the same rollers as used for the dam body, suspended from winches installed on the crest, following the maximum slope gradient lines.

Prior to this, the fill and levelling gravel lay that serves as a support for the facing must be laid. This must be laid from the crest throughout the slope progressing from toe to top in order to prevent segregation, after completing the dam fill, or during execution, every three or four lifts. Selection of the system will depend on the construction machine available, but always without interrupting the filling rate.

At any event, the face must be levelled by hand or with the assistance of mechanical equipment, so that the whole surface is within the tolerances allowed from the theoretical surface.

Face compaction shall be carried out after spreading the gravel. If it would be carried out before, without the gravel, it would create enormous difficulties for the subsequent placement and compaction. It would leave a potential sliding zone as there would be poor or zero union between the gravel and the dam body.

Un essai doit être effectué (ou l'on se réfère aux expériences précédentes) pour étudier le tassement dû au compactage et pour prévoir la surépaisseur nécessaire, afin que le parement, après compactage, coïncide avec la surface théorique, aux tolérances près. Il ne faut pas oublier que ces tolérances sont fixées dans le but d'éviter une augmentation du volume de béton bitumineux et une ligne d'eau irrégulière et peu esthétique, plutôt que pour assurer de bonnes conditions mécaniques de travail du masque. Enfin, il faut souligner que cette surépaisseur ne doit pas être obtenue par l'utilisation de gravier seulement.

4.3.6.2. *Fabrication du béton bitumineux*

Les centrales de fabrication du béton bitumineux sont du type classique, mais les caractéristiques de ce matériau exigent certaines précautions plutôt que des modifications majeures.

Les quantités parfois élevées de filler, de bitume et d'amiante éventuelle réduisent la productivité de la centrale, en augmentant la durée de malaxage nécessaire pour assurer l'enrobage parfait des granulats. La centrale doit, pour cette raison, être surdimensionnée par rapport à la capacité d'épandage. Il faut également augmenter la capacité de stockage du filler et du bitume.

Il faut disposer, éventuellement, d'une trémie de stockage d'amiante, cet adjuvant étant normalement ajouté manuellement.

Le fort pourcentage de sable, dont une partie est du sable naturel, exige un grand soin dans le dosage initial du produit froid. Faute de quoi, les trémies du produit chaud sont suralimentées et peuvent déborder, polluant les autres granulats. Pour éviter cela, il faut arrêter la centrale et vider les trémies, sinon des rebuts excessifs surviennent lors du criblage à chaud. Ce problème exige une grande connaissance statistique des granulats à utiliser, afin de bien étudier le dosage du mélange.

Il faut également un bon contrôle des températures dans les trommels de séchage et de préchauffage des granulats, compte tenu de la température élevée nécessaire à la fabrication et à la mise en place du béton bitumineux.

Il est souhaitable de disposer d'une trémie de stockage du béton bitumineux, isolée thermiquement. De cette façon, on dispose d'une certaine marge sur le temps de préparation du travail d'épandage, et on peut compenser les écarts de temps entre les équipes de fabrication et d'épandage.

Enfin, il faut contrôler parfaitement le processus de fabrication du béton, un écart mineur de dosage, notamment en bitume, pouvant affecter de façon notable les caractéristiques du béton produit, ce qui pourrait entraîner des travaux de réparation très onéreux ou le refus du produit fabriqué. Ce contrôle doit être effectué avec le matériel de dosage de la centrale.

4.3.6.3. *Transport du béton bitumineux*

Le choix du système de transport du béton bitumineux jusqu'au chantier d'épandage dépend des caractéristiques des machines épanduses.

Pour le matériel de type « travaux routiers », le béton est transporté à pied d'œuvre (remblai ou couronnement), au moyen de bennes isolées thermiquement, chargées sur des camions et puis reprises par une grue pour les décharger dans le dispositif d'alimentation de l'épanduse.

A test must be carried out, or to take account of previous experience, in order to study the settlement due to compaction and to adjust a suitable extra thickness, so that the compacted face results inside the tolerances of the theoretical line planned. It should not be forgotten that these tolerances are established more to avoid an increase in asphaltic mix and a bad aesthetic effect of the water line than to mechanical operating conditions of the facing. Lastly, it must be emphasised that this extra thickness should not be achieved by the use of gravel only.

4.3.6.2. *Mix manufacture*

Standard asphaltic concrete manufacturing plant is normally used, although mix characteristics usually require some precautions to be taken, rather than major modifications.

The significant proportion of filler, bitumen and asbestos admixture, if used, reduce production plant capacity on increasing the mixing time, to ensure perfect aggregate coating. This requires plant capacity to be oversized with regard to spreading capacity. Filler and bitumen storage capacity must also be increased.

An asbestos admixture hopper must be made available, when used, which is usually added by hand.

The high percentage of sand, with a part of natural sand, requires careful initial cool batching. Otherwise, the hot plant hoppers are overfed and overflow, contaminating other aggregates. To prevent this, the plant must be shut down and the hoppers emptied, or excessive rejects must occur in the hot screening. This condition also supports the good statistical knowledge on the aggregates to be employed, in order to study mix batching.

Good temperature control is necessary in the rotary screens used for drying and heating aggregates, given the high temperature of manufacture and placement of the mixes.

It is advisable to have a heat resisting storage regulation hopper for the manufactured mix. This allows the preparation time of the spreading work to be regulated, and balancing time differences between the manufacturing and spreading teams.

Lastly, careful control of manufacture is necessary, as a minor deviation in batching, particularly for the bitumen, strongly affects mix characteristics, requiring expensive repairs or rejection of the product manufactured under these circumstances. This control must be carried out with the plant batching equipment.

4.3.6.3. *Mix transport*

The transport system for mixes to the point of spreading depends on the spreading machine characteristics.

For highway type equipment, transport is carried with heat-resisting buckets lorries, up to the embankment or dam crest, using a crane for unloading these buckets onto the spreader supply system.

Pour les épanduses à « extrusion », le béton bitumineux peut être transporté dans la benne protégée d'un camion, et déchargé dans le godet d'une chargeuse. A son tour, celle-ci fournira directement à l'épanduse la totalité du matériau nécessaire à l'épandage d'une bande complète. Ce système d'alimentation est utilisé pour les réservoirs, depuis le fond.

La trémie tampon de la centrale est également nécessaire pour équilibrer la production et le transport.

4.3.6.4. *Épandage et compactage*

Il s'agit de l'exécution proprement dite du masque en béton bitumineux, exigeant un matériel spécial mis au point par l'entrepreneur et utilisé exclusivement pour ces travaux. Les compacteurs mis à part, ce matériel n'est pas disponible dans le commerce.

Deux méthodes sont principalement utilisées; elles diffèrent par la conception de l'engin d'épandage qui conditionne le type de béton bitumineux et le matériel de compactage.

— Un portique auto-porteur, se déplaçant le long du couronnement, porte les équipements suivants : les treuils permettant le déplacement des engins sur le talus; les organes de direction; les équipements hydrauliques; le générateur principal. La machine épanduse réalise une bande en partant de la poutre inférieure jusqu'au couronnement, où elle est reprise par le portique qui se déplace immédiatement vers la bande suivante. Dans cette nouvelle position, les treuils déroulent les câbles pour descendre la machine jusqu'à la poutre. Après rechargement en enrobés, le processus est répété.

Tous ces éléments sont illustrés dans la Fig. 38.

Les bétons bitumineux fabriqués selon les spécifications découlant des essais de laboratoire acquièrent, à cette étape, leurs caractéristiques de stabilité, d'indice des vides, de fini superficiel, etc., après compactage préliminaire par la machine épanduse complété par l'action des compacteurs.

Cependant, il ne faut pas oublier certaines conditions externes risquant d'amener des ruptures sérieuses, ou des défauts graves, notamment dans la mise en place des couches étanches. Les précautions suivantes doivent donc être prises :

Le béton étanche ne doit pas être épandu sur une couche de forme polluée, sans un traitement préalable pour améliorer l'adhérence. On peut se dispenser de cette phase, si l'intervalle de temps entre la mise en place des deux couches n'est pas excessif.

La mise en place du béton étanche doit être interrompue en cas de pluie ou de température très basse. Cette contrainte, normalement appliquée entre 0 et 4 °C, peut être plus sévère en cas de vent violent risquant de refroidir le mélange. Il peut en résulter le même effet par suite des courants d'air survenant sur le talus du barrage.

Les couches de support-liaison peuvent être mises en place, même en atmosphère humide (brouillard, bruine).

Si l'étanchéité est assurée par deux couches d'environ 6 cm d'épaisseur chacune (pour les couches denses, le EAAW 83 préconise une épaisseur minimale de 6 cm), avec compactage indépendant, selon la température ambiante, la mise en place de la deuxième couche dense dans un délai de 48 à 72 heures est intéressante;

For “ extrusion ” spreading machine the mix may be transported in the protected box of a lorry, that will unload into the bucket of a wheel loader. This, in turn, will directly load the spreader with all the necessary material for spreading a complete lane. This feeding system is used for reservoirs and is normally carried out from the bottom.

The plant regulating hopper is also necessary to balance production with transport.

4.3.6.4. *Spreading and compacting*

This is the asphaltic facing construction stage that requires specific equipment, developed by the contractor, exclusively used for this work. With the exception of the compactors, they are not commercially provided.

Although two methods are principally employed, the basic difference lies in the spreader design, that conditions the type of mix and compaction equipment.

— A self supporting gantry, moves along the dam crest, on which the following equipment is mounted : winches towing the machines over the slope, steering equipment, hydraulic equipment and the main generator. The spreader executes a lane from the plinth up to the crest, going into the gantry structure on arriving at the crest, and the gantry immediately moves to the adjacent lane. In the new position, the spreader descends, supported by cables, from the winches to the plinth. Once loaded with asphaltic mix, the process is repeated.

The Fig. 38 shows all the elements.

The asphalt mixes manufactured in accordance with the specifications obtained from laboratory tests acquire at this stage, its characteristics of stability, voids ratio, surface finish, etc., with the preliminary compaction from the spreader then completed by the compactors.

However, attention must be given to some external conditions that may produce serious failures, leading to serious faults, basically in the placement of the impervious layers. So that :

Impervious mixes must not be spread on dirty levelling layers without providing adhesion dressing previously. This step is not normally necessary, if the time between the placement of both layers is not excessive.

It must not be placed when raining nor with low temperatures. This limitation, normally specified between 0 and 4 degrees Centigrade, may be higher if there are strong winds that cool the mix. This effect may sometimes occur with the air currents produced at the dam face.

The support layers — binder — may be placed under damp atmospheric conditions : fog or light rainfall.

If watertightness relies on two layers of approximately 6 cm each (for dense layers the EAAW 83 recommends 6 cm thickness as minimum) with independent compaction, depending on the ambient temperature, placing of second dense layer within 48 to 72 hours is advantageous; however careful treating (cleaning, spray

toutefois, un traitement soigné (nettoyage, enduit projeté) de la première couche peut rallonger ce délai. Cependant, la pratique actuelle, pour les couches de 12 cm, est d'épandre une première couche de 8 cm, suivie immédiatement d'une couche de 4 cm, l'épaisseur globale étant compactée en une seule fois.

La chaleur conservée par la première couche et celle que la partie inférieure transmet à la partie supérieure sont suffisantes pour assurer une température de compactage suffisante et pour parfaire la liaison entre les deux couches. Il est évident que des moyens de compactage plus puissants sont nécessaires.

Une bonne exécution des joints entre bandes verticales est primordiale. Il faut distinguer, d'une part, les joints entre bandes posées le même jour (joints « chauds ») et, d'autre part, ceux séparant des bandes posées à des jours différents (joints « froids »). De toute façon, si l'organe étanche comporte deux couches, les joints ne doivent pas se superposer, ils doivent être décalés.

Les joints chauds n'exigent aucun traitement spécial si l'épandage est réalisé plus ou moins en continu, ou si les bandes ne sont pas très longues. Cette longueur limite est difficile à définir, car elle dépend de la température ambiante, du rayonnement solaire, etc., mais on peut considérer que, pour les barrages de plus de 60 m de hauteur, cet aspect est à prendre en compte.

Dans ce cas, il faudrait traiter le joint comme un joint froid, ce qui nécessite un préchauffage à infra rouge et l'application d'un enduit de bitume, avant de commencer l'épandage de la couche suivante. De toute façon, ces joints sont à traiter systématiquement par chauffage à infra rouge et compactage à la dame vibrante manuelle.

Les coins de béton bitumineux à proximité de la galerie de contrôle périmétrale ainsi que les amorces de bandes sont réalisés à la main, à l'aide d'un équipement indépendant, en les compactant au moyen de vibrateurs à plaque et en apportant une attention particulière à ces zones au contact de la galerie de contrôle.

Avant la mise en place du béton étanche, on applique un enduit primaire et on épand la couche de support et de forme ou de liaison.

Le premier est réalisé à la main, les tuyaux sur le talus étant reliés à l'équipement d'alimentation installé sur le couronnement. Le passage des ouvriers désagrège la couche de gravier, mais l'épandage de la couche de forme corrige cet effet.

Généralement, l'épandage de la couche de liaison est divisé en deux couches : dans la première, on met en place une demi-épaisseur, amenée par le chariot d'alimentation de la machine épandeuse, de haut en bas, et puis cette demi-couche est compactée. La fonction de cette dernière est de réorganiser et de colmater la couche de gravier, afin de lui conférer la portance nécessaire pour permettre le passage de l'épandeuse. La deuxième couche, destinée à obtenir l'épaisseur globale, est réalisée à l'aide de l'épandeuse, pour obtenir une surface régulière sur laquelle la couche étanche viendra reposer.

Parfois, la couche de liaison peut être mise en place en une seule fois. Cela dépend de l'état du matériau sous-jacent.

Matériel du type « travaux routiers »

Ce matériel est ainsi appelé, parce que l'épandeuse est l'un des modèles utilisés pour les travaux routiers, modifié pour le travail sur pente, accroché au portique

coat) of first layer allows longer periods of time. Nevertheless, the present trend for 12 cm layers is to spread an initial 8 cm layer immediately followed by one of 4 cm, compacting the overall layer at the same time.

The heat conserved by the former layer and that which the lower part transmits to the upper one is sufficient to ensure an adequate compaction temperature and perfect union between them. Obviously, the compaction equipment must be more powerful.

Good joint execution between lanes is basic. A distinction must be made between those that arise from spreading on the same day, usually denominated as " hot ", from those arising from placing adjacent lanes on different days, called " cold ". At any event, if the impervious part is built up in two layers, the joints of each one must not coincide and must be staggered.

Hot joints require no special treatment : if spreading has not supported any prolonged interruptions, or if the lanes are not very long. This length is not specifically determined, as it depends on the ambient temperature, solar radiation of the layer, etc., but it may be considered that dams over 60 m high should take this possibility into account.

When this occurs, the treatment would be to consider it like cold joints, that require pre-heating treatment with infra red equipment and painting with bitumen, prior to start the spreading of the adjacent layer. At any event, these joints should be systematically treated, heating them with infra red ray equipment and compacting them with manual vibrating hammers.

Asphaltic concrete wedges close to the perimetral gallery, together with the starts of slope layers are built up by hand, with independent equipment, compacting them with tray vibrators and paying special attention to them, as this area is in contact with the perimetral gallery.

Prior to placing the impervious mixes, a primer coat must be given and the support and levelling layer or binder spread out.

The former is carried out by hand, with the hoses on the slope connected to the slurry equipment installed on the crest. The running of workers breaks up the gravel layer, but the spreading of the levelling layer compensates it.

Normally spreading of the binder layer is divided in two layers : in the first one half of the thickness is placed, distributed with the feeder truck of the spreader, descending and then being compacted. The mission of this layer is to reorganise and fill the gravel layer, in order to give it the necessary load bearing capacity to support the spreader equipment. The second layer, up to the total thickness, is executed with the spreader, thus obtaining a regular surface on which the impervious layer will be supported.

Occasionally, binder layer can be placed in one lift. This depends on condition of surface subgrade.

Highway type plant

It receives this name because the spreader is one of the models used for highway construction, modified for working on slopes, suspended as mentioned above from

du treuil comme indiqué ci-dessus, et donc après suppression du système de commande. Il comprend son propre groupe générateur alimentant les équipements hydrauliques, nécessaires à l'alimentation, à la distribution, aux vibreurs à plaque; il y a également un treuil mobile capable de tracter un compacteur de 1 t.

L'épaisseur des couches est contrôlée à la main et la vitesse d'épandage de la couche étanche varie de 1,5 à 2,5 m/mn.

Avec cet équipement, la lame dameuse fournit plus de 70 % de l'énergie de compactage nécessaire, cet effet étant parfois complété (en cas d'intempéries, bandes très longues, etc.) par le passage d'un rouleau compacteur de 1 t, accroché directement à la machine épandeuse, et d'un deuxième engin identique accroché au portique du treuil situé sur le couronnement, compactant la bande précédente. Plus tard, généralement avec un décalage de une ou deux bandes, le compactage est achevé au moyen d'un rouleau vibrant de plus de 5 t qui ferme la couche, éliminant toutes les traces laissées par les opérations antérieures.

Les progrès réalisés ont permis de mettre au point une épandeuse à double lame dameuse, appliquant pratiquement 95 % de l'énergie de compactage nécessaire. Le compactage final est obtenu à l'aide d'un seul rouleau vibrant d'un poids statique de 5 t.

L'épandeuse est alimentée par un chariot basculant, tracté à son tour par un deuxième treuil monté sur portique. Ce chariot est alimenté par des bennes déplacées par une grue située sur le couronnement.

Matériel du type « extrusion »

Ce matériel est destiné surtout au revêtement de réservoirs.

L'épandeuse consiste en une trémie située au niveau du socle inférieur et chargée du matériau nécessaire à la réalisation d'une bande complète. Elle remonte le talus sur des roues, en prenant appui sur la couche qu'elle est en train d'épandre.

Le béton bitumineux sort de la trémie sous son propre poids et est comprimé sans vibration par la lame épandeuse résistant à la chaleur. Au moyen d'un dispositif d'inclinaison hydraulique, le poids de la machine est reparti sur l'ensemble des roues et sur la lame, afin d'obtenir le pré-compactage nécessaire et l'épaisseur nécessaire pour assurer la stabilité à chaud du mélange sur la pente.

Le compactage est réalisé à l'aide de trois rouleaux de 4,5 t accrochés aux treuils situés sur le couronnement. Le premier rouleau passe immédiatement après achèvement de la couche, le deuxième étant décalé d'une bande, et le troisième passant 2 à 3 heures plus tard.

La vitesse d'épandage élevée (6 à 8 m/mn), la longueur relativement courte de la bande et les caractéristiques du mélange (plus fluide à haute température) font que les joints sont toujours des joints chauds et sont compactés par une plaque accrochée à l'épandeuse elle-même.

Matériel pour remblai de grande longueur

Dans certains cas de barrages de hauteur plus ou moins constante, on a pu mettre au point un matériel spécial : un chariot ou une épandeuse se déplace le long de deux poutres, une située au couronnement, l'autre en pied de talus.

the winch gantry and, therefore, with the drive system removed. It is fitted with its own generator to supply the hydraulic equipment that operates the feeders, distributors, plate vibrators, strip, and a mobile winch for a 1 t compactor.

Layer depth is controlled by hand and its impervious layer spreading speed is from 1.5 m/min to 2.5 m/min.

In this equipment the tamping blade of the spreader provides more than 70 % of the compaction necessary for the mixes, that is sometimes completed (adverse weather conditions, long lanes, etc.) with a 1 t tamping roller compactor hung from the spreader itself and a second unit of the same type hung from the crest winch gantry, that compacts the previous lane. Later on, normally with a delay of one or two lanes, compaction is completed with a vibrating roller of over 5 t that closes the layer, suppressing any marks left by the previous units.

Spreading machinery development nowadays lets to use spreaders with a double tamping blade, with which practically 95 % of the compaction necessary is obtained. The remaining compaction necessary is provided by a single 5 t static weight vibrating roller.

The spreader is fed from a tipping car, towed in turn by a second gantry winch. The car is fed in turn by buckets moved by a crane from the crest.

Extrusion type equipment

This equipment is basically used in reservoirs.

The spreader is a hopper, which is loaded in the plinth zone with the required amount of mix for one complete lane. It runs over the slope, supported on wheels, and on the layer that it spreads.

The asphalt concrete leaves the bottom of the hopper by gravity, being compressed without vibration by the heat resisting spreading plate. By means of a hydraulic tipping system, the spreader weight acts on a battery of wheels and the plate, giving the necessary pre-compaction and layer thickness for the hot stability on the slope.

Compaction is done by three 4.5 t rollers suspended from winches on the crest. The first unit starts to work immediately after finishing the layer, the second with a separation of one lane and the third unit 2 to 3 hours later.

The high spreading speed of 6 to 8 m/min, the relatively short lane length and the type of mix necessary, being more fluid with a high temperature, allows the hot joint to be always hot, compacting it with a tray hung by the spreader itself.

Embankment equipment

In some cases of practically constant height dams, special equipment has been developed based on the movement of a car or spreader on a beam supported at the crest and at the lower part of the embankment.

Servant principalement au revêtement des canaux, ce matériel est d'une utilisation limitée.

Pour ce type de digue, il existe également un matériel se déplaçant sur le talus parallèlement à la crête, suivant des lignes de niveau. Tous les organes sont accrochés à des treuils se déplaçant continuellement le long du couronnement.

L'épandeuse doit être du type à double vibration, l'alimentation se faisant par grue et benne.

4.3.6.5. *Mastic de fermeture.*

Une trémie, également accrochée au portique de couronnement, déverse le mastic au moyen d'une bande de distribution en caoutchouc.

Il faut veiller à respecter le dosage par m², l'alimentation étant adaptée à la vitesse d'épandage; un débit trop élevé provoque des déplacements (mais sans altérer les qualités d'étanchéité), un fini peu esthétique, notamment dans la zone de démarrage et à proximité du couronnement, où ils sont particulièrement visibles. La mise en place est interrompue par temps de pluie.

Le mastic est fabriqué dans des malaxeurs chauffants.

4.3.6.6. *Essais in situ*

L'exécution du masque est accompagnée des essais suivants sur :

- Les matériaux.
- La fabrication des mélanges.
- La perméabilité en place.

Ces essais servent à contrôler les matériaux utilisés et la conformité du béton bitumineux avec les résultats des essais préalables.

Les granulométries de toutes les catégories de granulats, ainsi que l'équivalent en sable des éléments fins, sont contrôlés chaque jour de travail. Le bitume doit être contrôlé pour chaque lot fabriqué : température à l'alimentation, pénétration, point de ramollissement, masse volumique.

Pour la fabrication des bétons, les contrôles à effectuer sont les suivants :

- Contrôle permanent : température à la sortie.
- Deux fois par jour : teneur en bitume et en filler, granulométrie globale, densité Marshall, indice des vides (appareil d'essai sous vide).
- Une fois par jour : granulométrie partielle du contenu des trémies à matériaux chauds.

Il faut également mesurer la température de mise en place.

Compte tenu du nombre d'essais à effectuer, il faut prévoir un laboratoire de chantier important, exploité par un personnel expérimenté, et disposant de tous les équipements nécessaires. Les normes applicables sont celles couramment adoptées pour les bétons bitumineux et doivent être comparées aux données et aux résultats de la fabrication.

L'essai spécifique aux masques en béton bitumineux porte sur l'étanchéité, étudiée au moyen d'essais destructifs et de l'appareil d'essai sous vide. En outre, on a récemment pratiqué quelques essais au nucléodensimètre.

Mainly working in canals, this equipment is of limited use.

For this same type of embankment, equipment has been developed that moves over the face parallel to the crest, according to level lines. In this case, all equipment components are suspended from winches that continuously move along the crest.

The spreader must be of the double vibration type and it is fed by cranes and skips.

4.3.6.5. *Sealing mastic*

This is placed with a hopper, also suspended from the crest gantry, that pours the mastic with a rubber distribution strip.

Care must be taken to maintain the proportion per m², regulating the feed in accordance with spreading speed as an excess produces displacements that although it does not invalidate the sealing quality, produce a bad aesthetic appearance, as that usually occurs on the starting area and in the area close to the crest, where they can be seen. This must not be placed when raining.

It is manufactured in mixing heaters.

4.3.6.6. *In situ tests*

Facing execution must be controlled with tests on : 1) The materials, 2) The manufacture of mixes and 3) The permeability on the slope. This will check the materials employed in batching the mixes, and that these comply with the results obtained in the tests.

The grading curves of all aggregate sizes must be tested every working day, together with a sand equivalent of fines size. For the bitumen it must be checked in every batch : the arrival temperature, the penetration, the softening point and the specific weight.

For mix manufacture, the following is controlled : 1) the outlet temperature with continuous monitoring. 2) the bitumen and filler content, the combined grading curve, the Marshall specimen density and the voids in a vacuum twice a day and 3) the partial grading curve of the hot mixers once a day. The spreading temperature must also be monitored.

All these tests make it essential to have a major site laboratory, with staff trained in these techniques, together with all facilities required. The standards applicable are those of normal practice for asphalt mixes and must be compared with the mix batching data and results.

The specific test for asphaltic facings is that of slope impermeability, for which the following are used : 1) Destructive tests. 2) Vacuum test. Some tests have recently been carried out with nuclear equipment.

Les essais destructifs, pratiqués sur des carottes prélevées dans le masque, ont été parfois utilisés pour vérifier les résultats obtenus à l'appareil d'essai sous vide. Par conséquent, compte tenu des complications de mise en place et d'ancrage du matériel de forage, du remplissage ultérieur du forage, etc., cet essai ne doit pas être utilisé systématiquement.

L'essai le plus courant est l'essai sous vide pratiqué sur le masque. Un cercle de mastic placé sur une surface, préalablement martelée pour obtenir une surface adéquate, reçoit une cloche à vide. La dépression dans la cloche doit être maintenue, avec des pertes inférieures à une limite donnée pendant une période de temps déterminée.

Les paramètres de cet essai varient selon l'organisation, le pays, ou l'entrepreneur. Normalement, on spécifie une limite de 0,8 kg/cm² sans perte de plus de 0,1 kg/cm² pendant une minute, pour la réception du masque. Cette valeur peut être considérée comme correcte, puisque les résultats obtenus sur carottes sont cohérents avec les résultats de cet essai sous vide.

L'essai au nucléodensimètre est employé depuis peu pour le contrôle des masques. Il mesure l'épaisseur de la couche et sa masse volumique et, moyennant un bon étalonnage (relation entre l'indice des vides et la masse volumique), il peut indiquer si la couche est correcte. Cet essai est complété par des essais normaux sur le béton, pour comparaison avec les résultats obtenus pendant la phase d'étude de définition des bétons.

L'essai au nucléodensimètre est rapide et d'une mise en œuvre facile, et se substituera donc aux autres.

Cet essai permet également la mesure de l'épaisseur de la couche, normalement contrôlée visuellement et manuellement sur chaque bande, et calculée par ailleurs d'après le taux d'épandage par mètre carré, compte tenu du nombre de couches réalisées et de la surface totale couverte.

4.3.7. Construction des masques en béton armé

Avant réalisation du masque, il convient d'effectuer un certain nombre d'opérations essentielles.

4.3.7.1. Égalisation de la surface

1. Mise en place de la couche de support.
2. Compactage et égalisation de la couche de base.
3. Mise en place de la protection du talus.

La première opération est normalement effectuée au cours de la mise en place des remblais. Le matériau est mis en tas à une distance maximale de 50 cm du bord des remblais; il est ensuite poussé en place par une pelle rétro; ensuite, le bord du godet est placé sur la surface théorique et, en pivotant, remonte le matériau; le réglage final se fait également à la pelle.

La couche est compactée au rouleau vibrant de 5 à 10 t, selon les caractéristiques du matériau de support, avec 4 à 6 passes sans vibration, suivies du même nombre de passes avec vibration, en remontant la pente. Le rouleau se déplace sur la pente

The destructive tests, removal of cores from the membrane, have occasionally been employed verifying that the vacuum test gave the same results. Consequently, given the complication of placing and anchoring the boring machine, subsequent backfilling, etc., this test should not be used systematically.

The vacuum test on the slope has been the most frequently used procedure. This consists of applying a vacuum hood over a ring of mastic that in turn is supported on a face area prepared by hammer blows to ensure a correct surface. Once the hood is fitted, it must be maintained with losses below a set limit for a specific time period.

All variables indicated depend on the organisation, country or company applying them. It is usual to take a limit of 0.8 kg/cm² without losses exceeding 0.1 kg/cm² for one minute in order to consider the facing as acceptable. This figure may be considered correct, as test carried out with this standard and compared with extracted specimens give concordant and correct results.

The nuclear method is recently being employed for facing control. This controls lift thickness and the specific weight, ensuring by proper calibration of the nuclear equipment — relating the voids ratio with the specific weight — to indicate if the layer is correct. This is completed with normal tests in the mixes to compare them with the results obtained during the asphaltic concrete design.

This test is easy and fast, and should therefore substitute the previous ones.

It also measures lift thickness, that is normally monitored visually and manually for each lane, completing with the calculation of the rate per square metre, on the basis of the lifts produced and the square metres executed.

4.3.7. Reinforced concrete face slab construction

Prior to face slab construction, a series of essential operations must be performed.

4.3.7.1. Face levelling

1. Support layer placement.
2. Compaction and surface levelling of the base layer.
3. Placement of the slope protection system.

The first operation is usually carried out during the embankment construction, by heaping the material up to half a metre from the edge and loading unsegregated material from the dumped heaps with a backhoe excavator, then locating the edge of the bucket in the face plane, swivelling it to spread out the material raising it parallel to the bucket and finally flattening it with the bucket.

The face compaction is by a 5 to 10 t vibrating roller, depending on the type of support layer material, employing four to six passes without any vibration and then the same number again with vibration when moving up the face. The vibrating

depuis la crête au moyen d'un chariot spécial ou d'un treuil (sur pneus ou sur chenilles).

Pour les zones étroites (à proximité du socle ou d'autres ouvrages), un compacteur à plaque peut être nécessaire.

Après compactage du support, il faut protéger celui-ci au plus vite contre l'érosion par la pluie, contre les dégradations causées par les déplacements des ouvriers et par les engins d'exécution du masque. Cette protection peut être réalisée par une projection de bitume, ou par une couche de 4 cm de gunité ou de béton poreux.

4.3.7.2. Exécution du masque

Après réalisation du socle de pied et des opérations précitées, on peut procéder à l'exécution du masque proprement dit (Fig. 39 et 40).

Il peut être réalisé verticalement en une, deux étapes, ou plus, selon le programme des travaux.

En règle générale, on commence par les dalles, en forme de coins, de la zone inférieure inaccessible aux coffrages glissants.

Le béton est mis en place à l'aide de coffrages glissants qui remontent le talus. Ce déplacement se fait, au moyen de treuils montés sur les coffrages et ancrés au couronnement, de vérins hydrauliques montés sur le coffrage et ancrés au couronnement, ou de dispositifs spéciaux longeant le couronnement et comprenant les treuils qui remontent les coffrages.

La méthode de transport du béton au coffrage dépend de l'importance du chantier : goulotte, pompe, bandes transporteuses ou bennes, descendues le long du parement.

La réalisation du masque du barrage La Salvajina donne un exemple du procédé d'exécution.

Les travaux ont été exécutés en trois phases :

1. Entre les cotes 1 016 et 1 076.
2. Entre les cotes 1 076 et 1 111.
3. Entre les cotes 1 111 et 1 154.

Ces joints de construction, ainsi que d'autres joints horizontaux, ne sont pas munis d'étanchéités en cuivre ou en PVC, mais traités comme des joints de construction normaux avec armatures traversant le joint.

Le matériel auxiliaire était le suivant :

— Chariot auxiliaire n° 1 : réalisation de l'assise en mortier, montage des rails, compactage du talus.

— Chariot auxiliaire n° 2 : mise en place d'étanchéités en cuivre, coffrages, étanchéités en PVC.

— Chariot pour mise en place des nappes d'armatures.

— Chariot de bétonnage : mise en place, vibration, finition du béton.

L'installation comprenait deux unités, l'une pour la mise en place proprement dite (coffrages glissants), l'autre pour le stockage dans les tronçons comportant des goulottes à béton.

roller movement and its travel are carried out from the crest by means of a specially designed trolley or by means of a crane winch, either tyre or track mounted.

In narrow areas, such as that adjacent to and along the plinth, or near other structures, a plate compactor must be necessary to the face compaction.

After compacting the support layer it should be protected as soon as possible against erosion by rainfall, by movement of the workers and by face construction equipment. This protection may be carried out with a bituminous spray or with a 4 cm minimum thickness of gunite or porous concrete.

4.3.7.2. *Concrete face slab construction*

On completion of the plinth and having carried out the above operations, construction work can start on the concrete face slab itself (Fig. 39 and 40).

Depending on works requirements, the face slab can be placed in one, two or more stages vertically.

In general, a start is always made by building the wedge shaped slabs at the base of the main slabs where the main slip form cannot be used.

Concrete is placed with slip forms that run up the face. This movement over the face can be achieved in different ways, either with winches located on the form work itself and anchored in the crest, by hydraulic jacks housed in the form work and anchored to the crest, or by special mountings running along the crest and incorporating the winches that hoist the form work.

The system for transporting the concrete to the slip form depends on the size of the works and may be carried out by : chute, pump, conveyor belt or skips lowered down the face.

As an example of the construction process, we will describe the case of the La Salvajina dam facing.

The works were built in three phases :

1. Between elevations 1 016 and 1 076.
2. Between elevations 1 076 and 1 111.
3. Between elevations 1 111 and 1 154.

These and other horizontal construction joints, were not water-proofed with copper or PVC seals, but treated as normal construction joint with reinforcing bars passing through.

The auxiliary equipment used was :

- Auxiliary trolley no. 1 : employed for mortar bed construction, track erection and face compaction.
- Auxiliary trolley no. 2 : employed for placing copper water stops, for forms and PVC water stops.
- Reinforcement trolley : for placing the reinforcement mats.
- Concrete trolley : for placing, vibrating and finishing the concrete.

It comprised two units, one for placement itself (slip form) and the other for storing concrete chute sections.

Depuis l'appui rive gauche jusqu'à l'appui rive droite, les dalles d'ordre pair étaient exécutées en premier. Les dalles impaires étaient ensuite réalisées dans le même sens, celles déjà en place servant de coffrages latéraux.

Les opérations de réalisation du masque furent les suivantes :

1. Réalisation de l'assise en mortier.
2. Montage des voies de roulement en acier et en béton.
3. Mise en place des étanchéités en cuivre.
4. Mise en place des étanchéités en PVC et des coffrages en bois.
5. Mise en place des armatures, à l'aide du chariot spécial.
6. Mise en place du béton, vibration avec le coffrage glissant.
7. Démontage des voies de roulement.
8. Cure du béton.

Pour une dalle de 15 m, l'exécution durait 18 jours ouvrables, pour l'ensemble des opérations ci-dessus.

Le rythme de mise en place des bétons était de 1,5 à 2,5 m/h, le travail s'effectuant sans interruption, de jour et de nuit.

La cure du béton était maintenue pendant 15 jours; au cours des premières heures, le béton était protégé contre le rayonnement solaire par un liquide appliqué par projection, et ensuite par un arrosage d'eau au moyen d'une rampe située sur la crête de la dalle.

4.3.8. Ouvrages annexes

4.3.8.1. Barrages à masque en béton bitumineux

Le raccordement du masque avec les ouvrages en béton exige un grand soin. C'est la zone la plus délicate, où il y a le plus grand risque de fissuration du béton bitumineux ou de son décollage du béton.

Il existe deux causes principales des mouvements relatifs entre le masque en béton bitumineux et les ouvrages en béton de ciment :

a) Le compactage des zones adjacentes aux ouvrages n'atteint pas toujours la même qualité que dans le corps du remblai, pour des raisons d'accès du matériel.

Évidemment, il s'agit principalement d'un problème de construction, mais on peut partiellement déjouer les difficultés en choisissant un matériau qui permet l'utilisation de compacteurs plus légers.

b) Si la fondation est bonne, un ouvrage en béton ne tasse pratiquement pas, à l'inverse des remblais.

En règle générale, les mouvements les plus importants surviennent dans les ouvrages de dérivation, de prise d'eau, d'évacuation des crues, etc. Il est préférable que ces ouvrages soient séparés du masque, sans contact avec celui-ci. Si ce n'est pas possible, il faut étudier un traitement soigné des raccordements : lames de cuivre, colmatage au mastic, étanchéités en PVC, armatures en géotextile dans le béton bitumineux, etc.

Enfin, le raccordement du masque en béton bitumineux avec un rideau d'injection ou une paroi étanche réalisée dans le lit de la rivière doit être examiné. Dans les deux cas, la meilleure solution consiste à prolonger le masque par-dessus ces organes et à la protéger par la suite au moyen de matériau argileux étanche.

Alternate slabs were constructed, advancing from the left hand abutment to the right, concreting the even slabs. The odd slabs were built in the same direction, using the adjacent slabs as lateral form work.

The operations for face construction were :

1. Mortar bed construction.
2. Erection of concrete and steel tracks.
3. Fixing of copper water stops.
4. Fixing of PVC water stops and wooden form work.
5. Placing of slab reinforcement with the steel trolley.
6. Concrete placement and vibration with the slip form.
7. Removal of the track.
8. Concrete curing.

The average construction rates for a 15 m slab totalled 18 working days for all of these operations.

The concreting rate was usually 1.5-2.5 m/h and was continuous around the clock.

Curing was maintained for 15 days; during the initial hours this was carried out with a solar protection liquid applied by spraying and followed by watering with a perforated tube placed on the slab crest.

4.3.8. Ancillary works

4.3.8.1. Dams with an asphaltic face

It is most important that concrete structures be properly connected to the asphaltic face. This is the critical area where the greatest potential safety hazard exists from cracking of the asphaltic layer or detachment of it from the concrete.

There are two main causes for the relative movements between the asphaltic face and the concrete structures :

a) Compaction of zones adjacent to the structures is not as good as for the rest of the fill, due to difficulties in bringing equipment up close. Obviously, it is basically a construction problem, although this can be partly planned for by placing selected material, created in such a way as to allow the use of lighter compaction plant.

b) With adequate foundations the structures will practically not settle at all whereas the fill will.

Usually, the major movements occur in works for : diversion, intake, spillways, etc. The better solution is to design them as isolated, without contact with the facing. If this is not possible, careful joint treatment must be designed, employing : copper sheets, mastic fill, PVC joints, geotextile reinforcement in the asphaltic concrete, etc.

Finally, the connection of an asphaltic face with a grout curtain or with a cut off wall executed in the river bed must be considered. In both cases the best solution is to extend the facing over the sealing devices mentioned, subsequently protecting the facing with impervious clayey material.

Le Bulletin CIGB n° 39 « Raccordement du masque amont avec la fondation et les rives » décrit plusieurs solutions utilisées pour résoudre les problèmes au contact des ouvrages en béton.

Il faut veiller aux caractéristiques géométriques des ouvrages en béton, notamment de la galerie de contrôle périmétrale, puisque ces caractéristiques influencent, non seulement la qualité du masque, mais aussi l'exécution des opérations ultérieures.

La forme externe doit permettre l'accès du matériel d'exécution du masque, pour éviter que certaines zones de la couche étanche ne soient réalisées manuellement.

Compte tenu des forces appliquées sur le socle de pied, il faut rechercher une résistance maximale aux mouvements risquant de provoquer la fissuration du masque.

4.3.8.2. Barrages à masque en béton de ciment (Fig. 41, 42, 43, 44)

En général, il est nécessaire de fonder le socle de pied sur un rocher résistant à l'érosion et pouvant être injecté.

Généralement, la géométrie de la fouille veut que le profil du socle soit perpendiculaire au joint périmétral. La largeur du socle est dimensionnée pour garantir des gradients de 1/20 pour un rocher de très bonne qualité, ou de 1/10 pour un rocher de qualité normale. La largeur maximale est généralement fixée à 3 m, l'épaisseur minimale étant égale à l'épaisseur du masque. On prévoit des ancrages au rocher et des forages pour les injections de consolidation et du rideau d'étanchéité.

Le socle comporte généralement des joints transversaux, espacés de 6 à 10 m, et des armatures transversales de l'ordre de 0,5 % de la section géométrique. Les joints transversaux ne coïncident pas obligatoirement avec ceux du masque.

En cas de présence de failles, de rocher fissuré avec joints argileux, ou de rocher susceptible d'érosion, les solutions à adopter peuvent être les suivantes :

- Enlèvement des matériaux érodables et remplissage avec du béton.
- Élargissement local du socle.
- Tapis étanche s'étendant à l'amont ou à l'aval du socle, avec filtre à l'aval de celui-ci.
- Augmentation du nombre et de l'extension des forages d'injection.
- Réalisation d'une tranchée parafouille.
- Fouille du socle à l'aide d'une pelle et remplissage avec du béton.

The ICOLD Bulletin 39 “ Upstream Facing Interface with Foundations and Abutments ” include several solutions employed to avoid contact problems between the face and masonry work.

Care must also be taken with the geometrical characteristics of masonry work and, principally of the perimetral gallery as these not only influence facing quality, but also the execution of subsequent operations.

The external shape must allow access for the face construction equipment, to ensure that impervious layer zones have not to be executed by hand.

Given the forces that may act on the plinth, the maximum resistance to movement must be obtained, which could lead to possible cracking of the face.

4.3.8.2. *Dams with a concrete face (Fig. 41, 42, 43, 44)*

In general, it is necessary that the foundation of the plinth be constructed on sound non-erodable rock which can be grouted.

Trench geometry normally requires that plinth surface contours be perpendicular to the perimetral joint. Plinth width is sized to guarantee gradients of 1 in 20 in very good quality rock or 1 in 10 in normal quality rock. The minimum width is usually 3 m, and the plinth thickness is that of the face slab as a minimum. Rock anchors are provided and drill holes for curtain and consolidation grouting.

A plinth usually has transverse joints every 6 to 10 m and transverse reinforcement of the order of 0.5 % of the geometrical cross section. The plinth transverse joints do not necessarily have to coincide with those of the face.

When faults, fissured rock with clay-filled joints and erodable rock exist, solutions may be adopted to correct this, such as :

- Excavation of the erodable material and subsequent backfilling with concrete.
- Widening the plinth locally.
- Extending a blanket upstream or downstream of the plinth placing filter material downstream of the plinth.
- Increasing the number and extent of grout holes.
- Constructing a cut off trench.
- Excavating the plinth with a backhoe and backfilling with concrete.

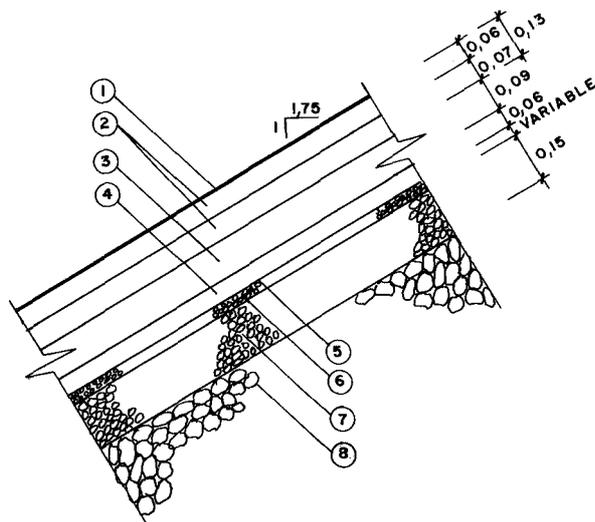


Fig. 31

Asphaltic facing.

Masque en béton bitumineux.

- (1) Mastic.
- (2) Impervious asphaltic layer.
- (3) Pervious asphaltic layer.
- (4) Impervious asphaltic layer.
- (5) Transition zone.
- (6) Regulating zone.
- (7) Gravel.
- (8) Rockfill.

- (1) Mastic.
- (2) *Couche de béton bitumineux étanche.*
- (3) *Couche de béton bitumineux perméable.*
- (4) *Couche de béton bitumineux étanche.*
- (5) *Zone de transition.*
- (6) *Zone d'égalisation.*
- (7) *Gravier.*
- (8) *Enrochement.*

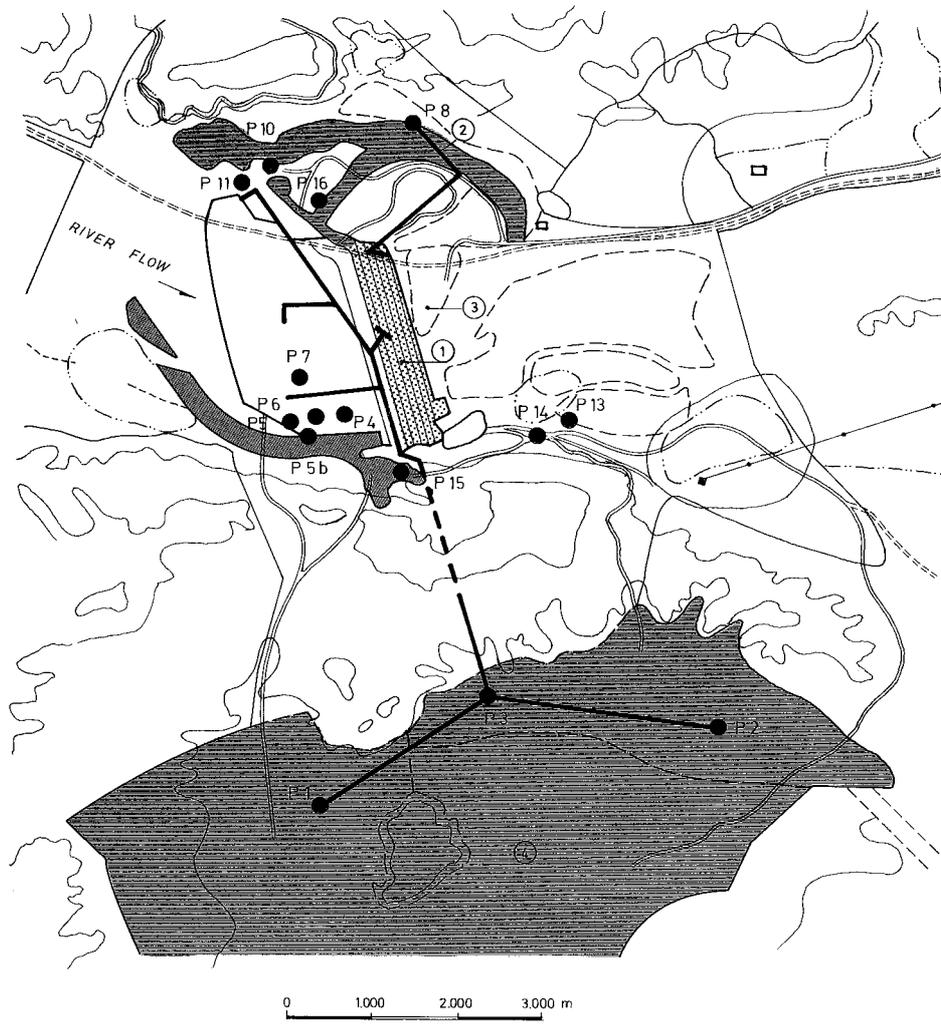


Fig. 32

Tarbela Dam (Pakistan).
Barrage Tarbela (Pakistan).

- | | |
|--------------------------------|--|
| (1) Dam. | (1) Barrage. |
| (2) Borrow area. | (2) Zone d'emprunt. |
| (3) Concrete aggregate borrow. | (3) Zone d'emprunt des granulats pour béton. |
| (4) Gandaf borrow area. | (4) Zone d'emprunt de Gandaf. |
| (P) Plants. | (P) Installations. |

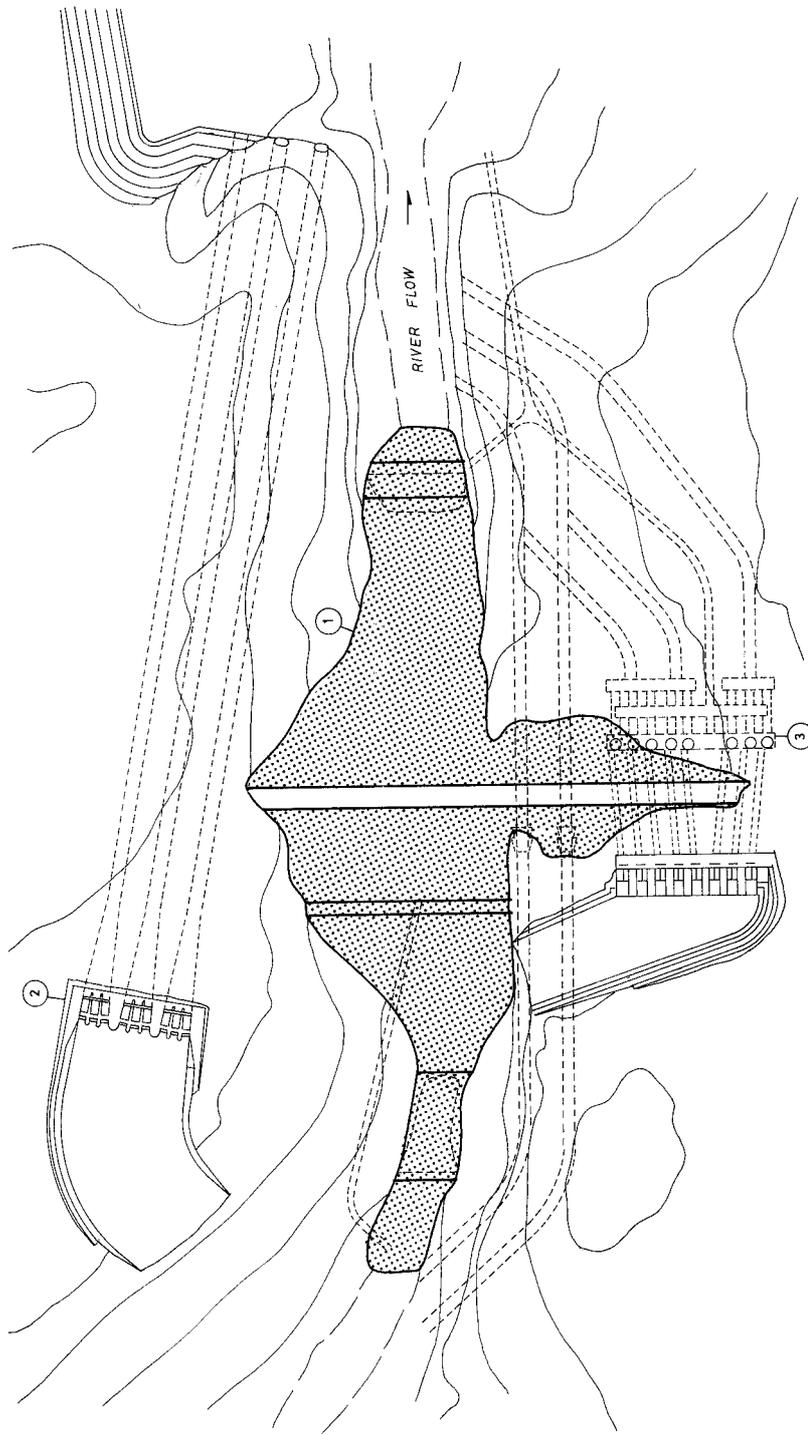
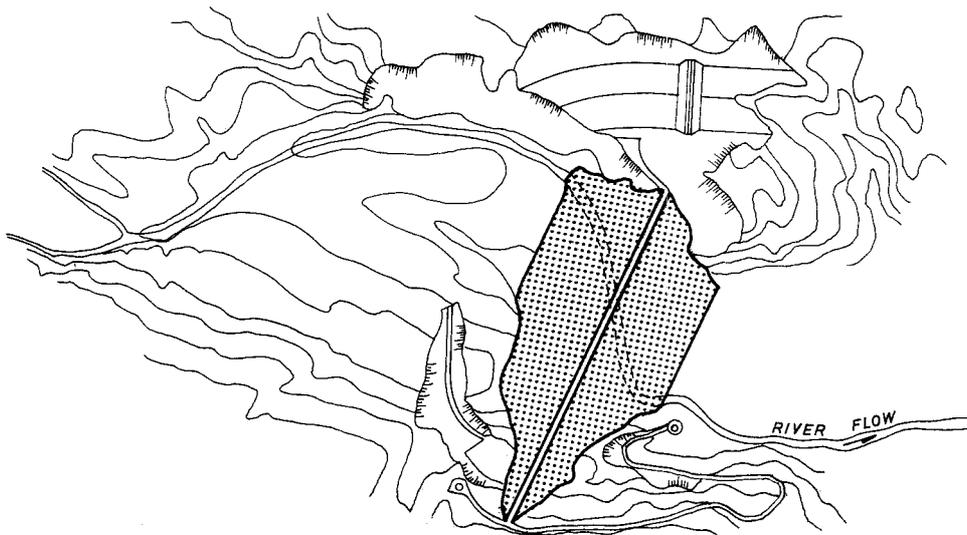


Fig. 33

Chicoasen Dam (Mexico).

Barrage Chicoasen (Mexique).

- | | |
|-----------------|----------------------------|
| (1) Dam. | (1) Barrage. |
| (2) Spillway. | (2) Évacuateur de crue. |
| (3) Powerplant. | (3) Usine hydroélectrique. |



0 10 20 m.

Fig. 34
Sabaneta Dam (Rep Dominica).
Barrage Sabaneta (Rép. Dominicaine).

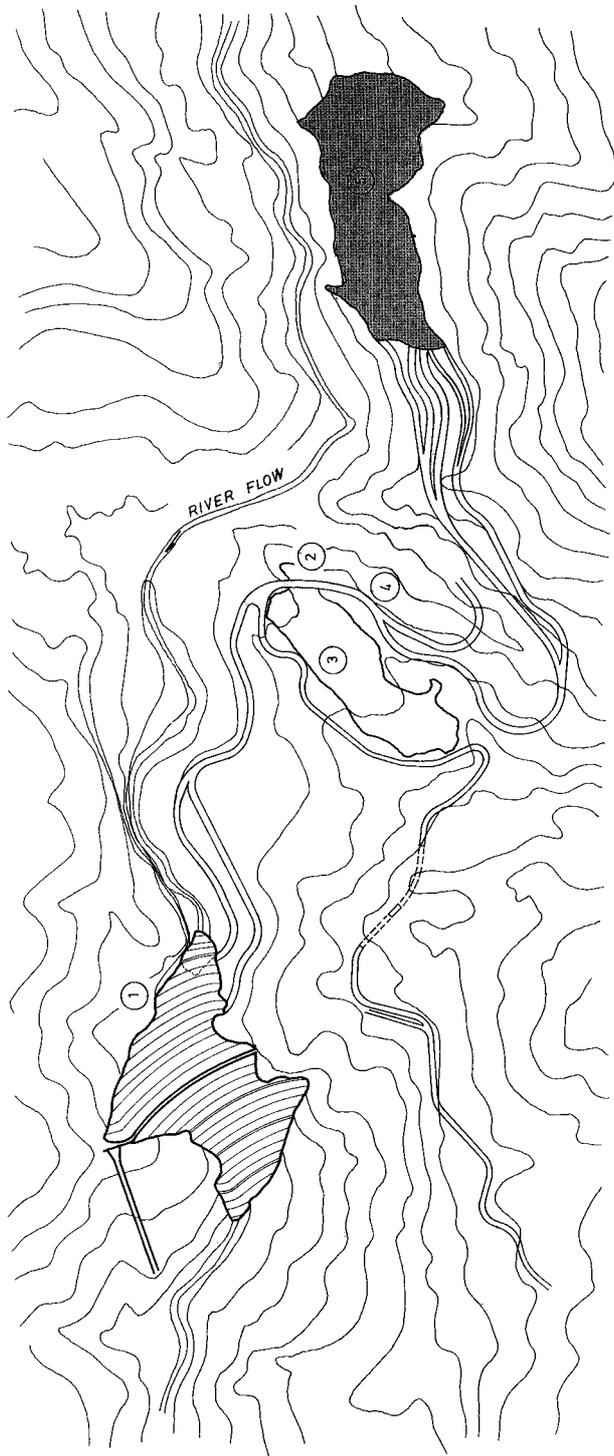


Fig. 35

Canales Dam (Spain).
Barrage Canales (Espagne).

- | | |
|----------------------|-----------------------------|
| (1) Dam. | (1) Barrage. |
| (2) Borrow area. | (2) Zone d'emprunt. |
| (3) Clay. | (3) Argile. |
| (4) Kakeritas. | (4) Kakeritas. |
| (5) Rockfill quarry. | (5) Carrière d'enrochement. |

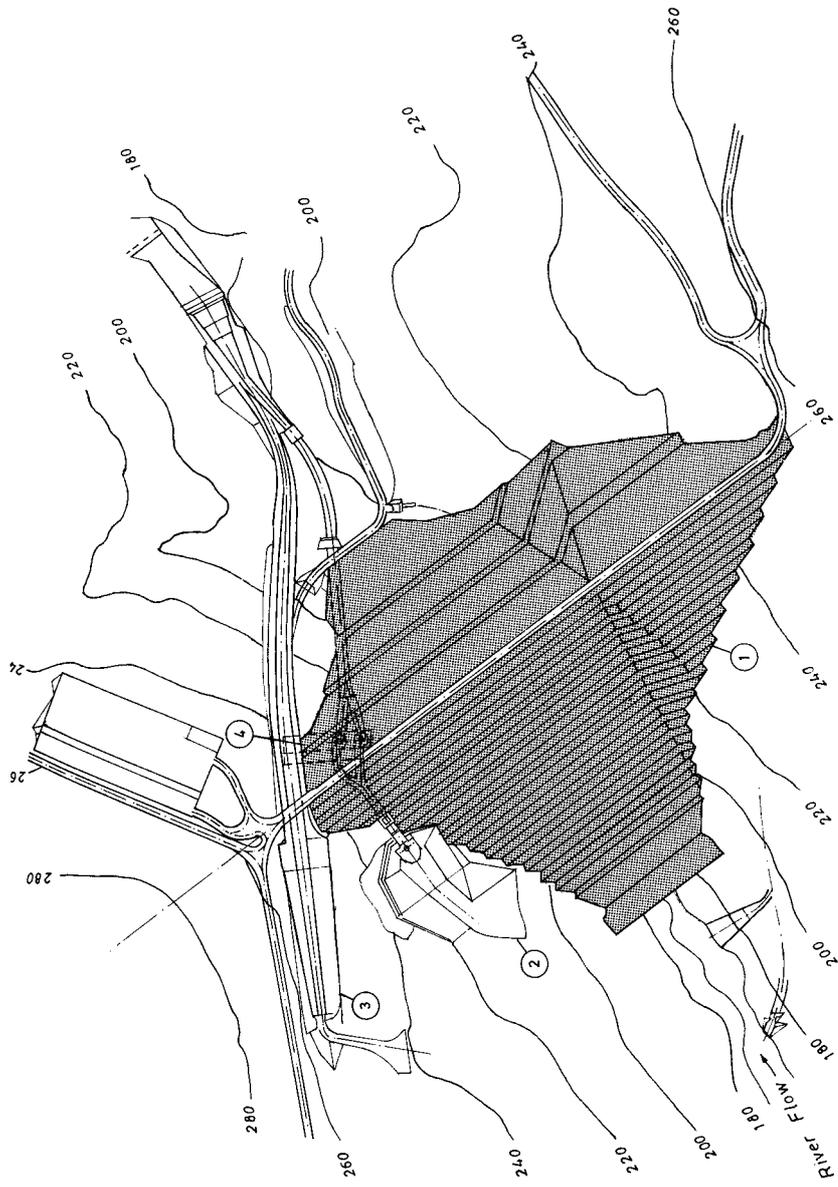


Fig. 36

Portodemouros Dam (Spain).
Barrage Portodemouros (Espagne).

- (1) Dam.
- (2) Intake.
- (3) Spillway.
- (4) Power station.

- (1) Barrage.
- (2) Prise d'eau.
- (3) Évacuateur de crue.
- (4) Usine hydroélectrique.

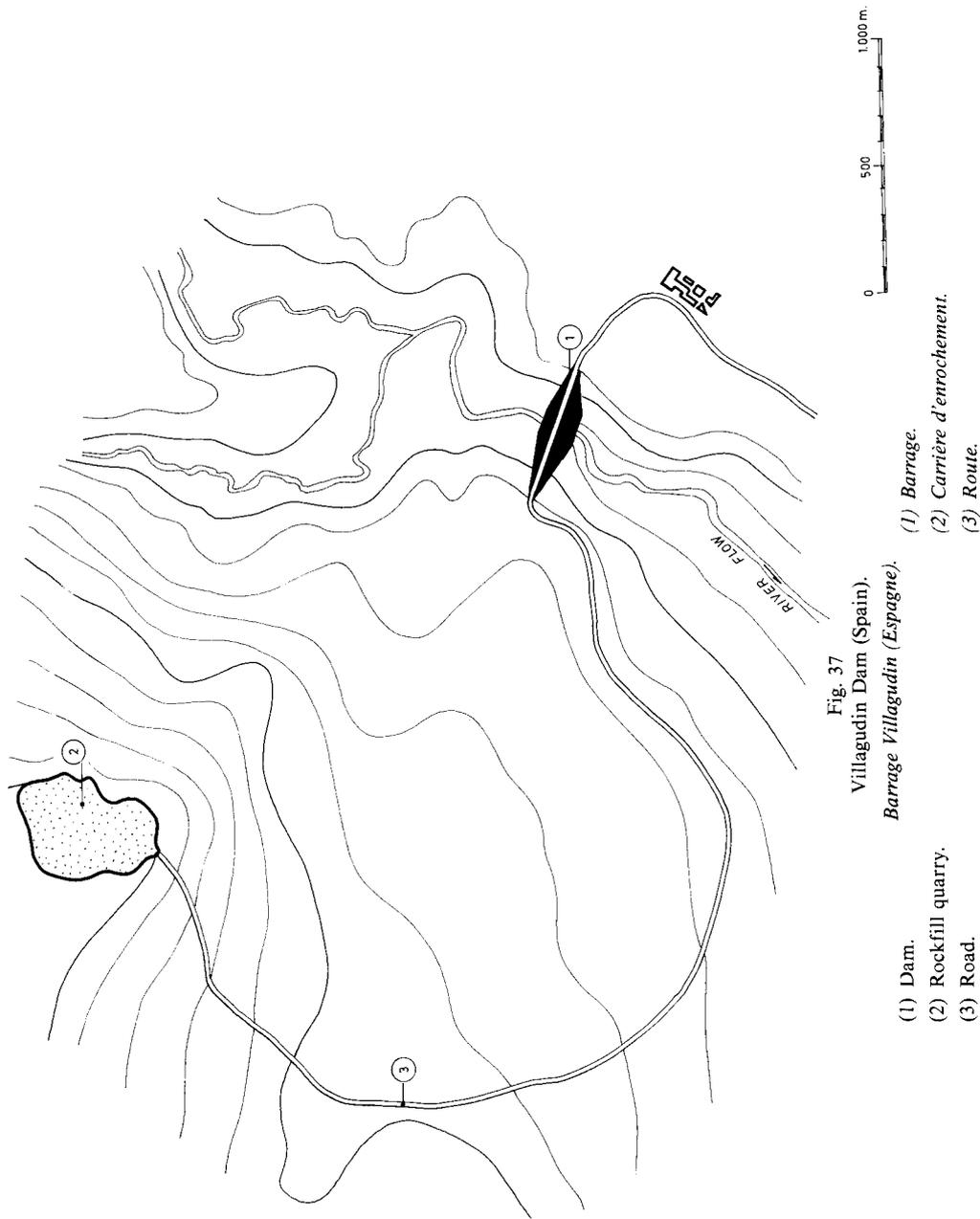


Fig. 37
 Villagudin Dam (Spain).
 Barrage Villogudin (Espagne).

- (1) Dam.
 - (2) Rockfill quarry.
 - (3) Road.
- (1) Barrage.
 - (2) Carrière d'engrochement.
 - (3) Route.

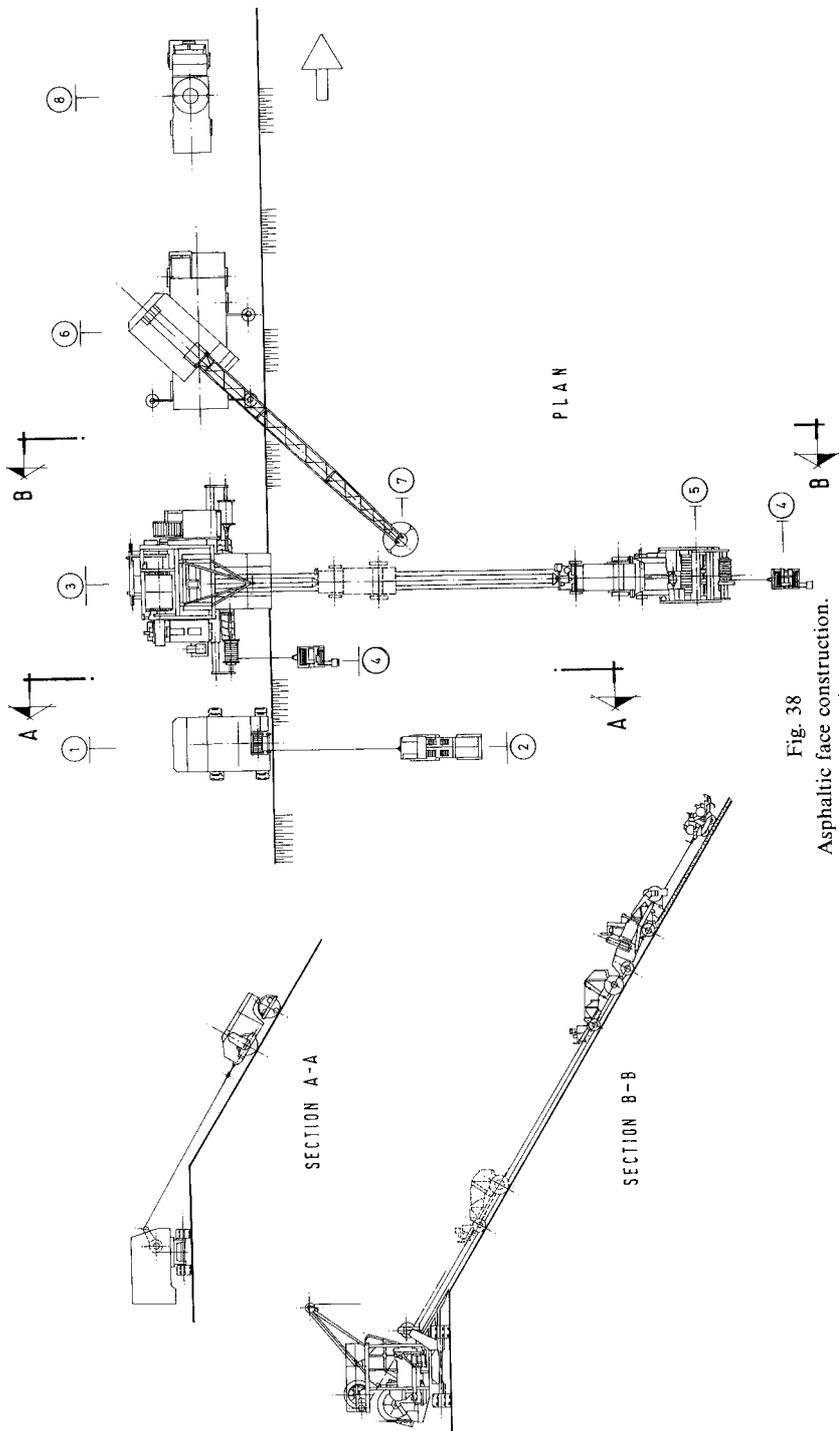


Fig. 38

Asphaltic face construction.
Auxiliary equipment.

Construction d'un masque en béton bitumineux.
Matériel auxiliaire

- (1) Winch.
- (2) Compactor 8 t.
- (3) Winches gantry.
- (4) Compactor 1.5 t.
- (5) Spreader.
- (6) Crane.
- (7) Bucket.

- (1) Treuil.
- (2) Compacteur 8 t.
- (3) Portique des treuils.
- (4) Compacteur 1,5 t.
- (5) Épandeuse.
- (6) Grue.
- (7) Benne.

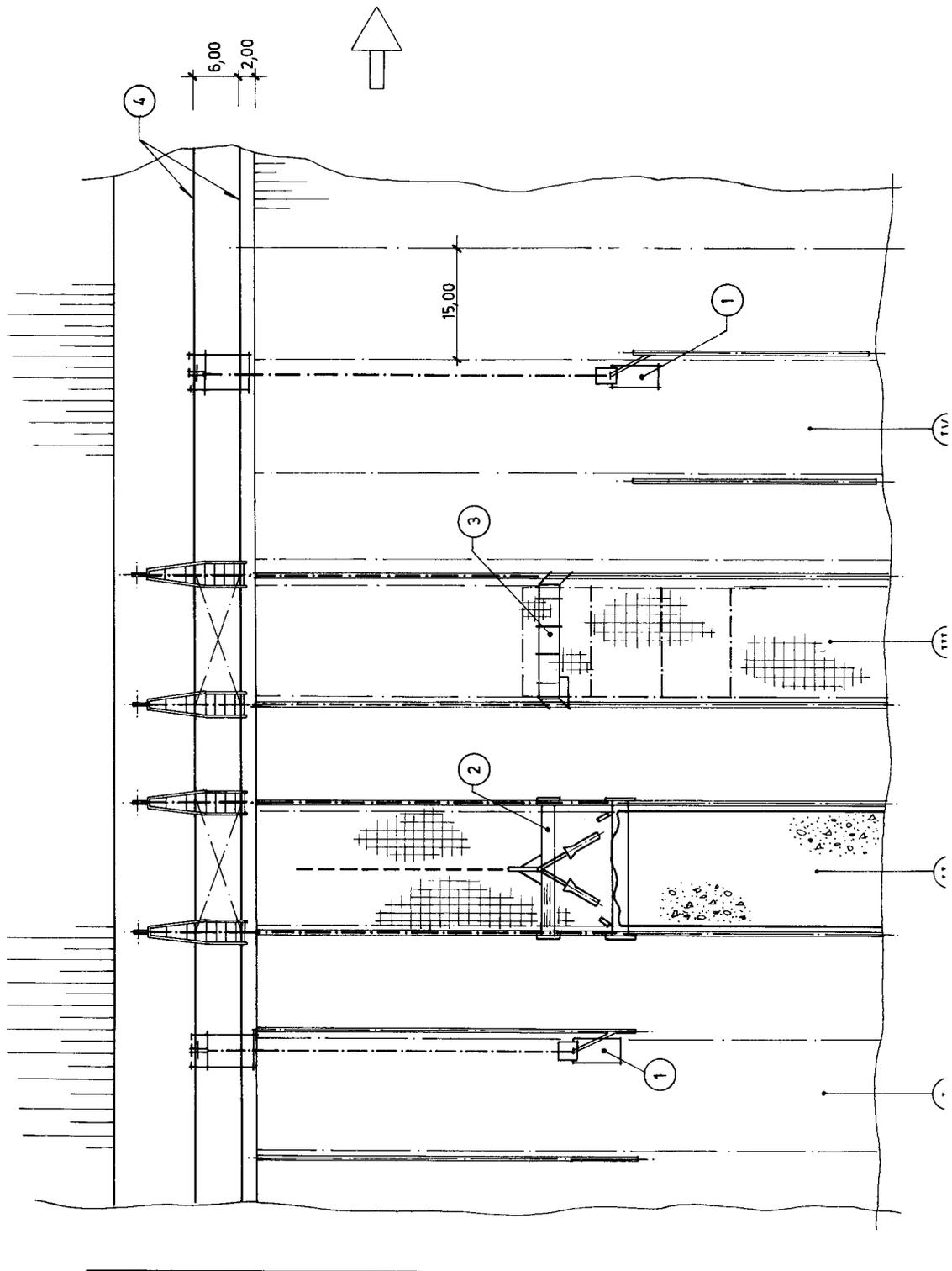


Fig. 39

Concrete face construction. Plan.
Construction d'un masque en béton de ciment. Vue en plan.

- | | |
|--------------------------------------|--|
| (I) Track and form dismantling. | (I) Démontage des rails et du coffrage. |
| (II) Concrete placing. | (II) Bétonnage. |
| (III) Reinforcement placing. | (III) Mise en place des armatures. |
| (IV) Track and form placing. | (IV) Mise en place des rails et du coffrage. |
| (1) Auxiliary trolley. | (1) Chariot auxiliaire. |
| (2) Pipe trolley. | (2) Chariot avec goulotte. |
| (3) Reinforcement placement trolley. | (3) Chariot de mise en place des armatures. |
| (4) Tracks. | (4) Rails. |

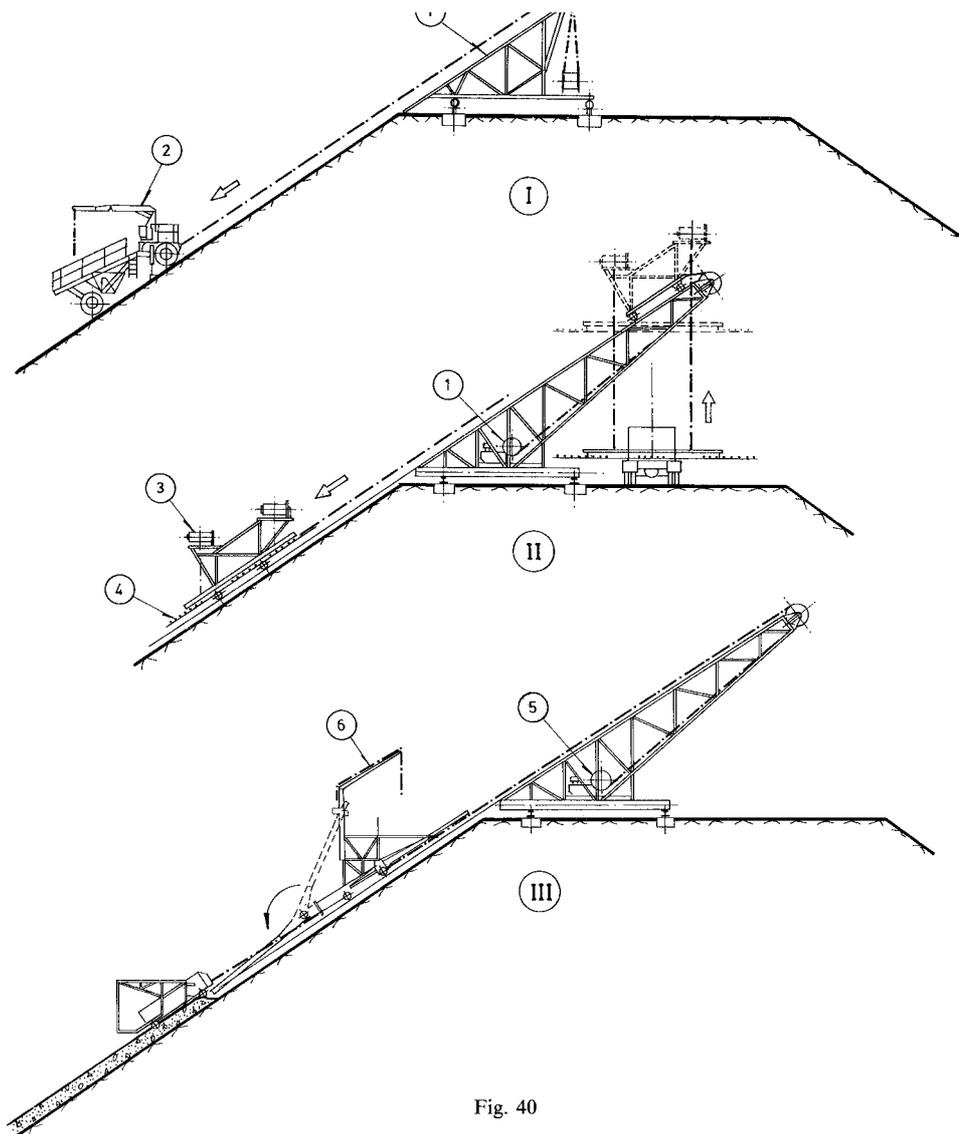


Fig. 40

Concrete face construction.
Auxiliary equipment.

*Construction d'un masque en béton de ciment.
Matériel auxiliaire.*

- | | |
|--|---|
| (I) Auxiliary equipment. | (1) <i>Matériel auxiliaire.</i> |
| (II) Equipment for placing reinforcement mats. | (II) <i>Matériel pour mise en place des nappes d'armatures.</i> |
| (III) Concrete equipment. | (III) <i>Matériel de bétonnage.</i> |
| (1) 10 t winch. | (1) <i>Treuil 10 t.</i> |
| (2) Auxiliary trolley with hydraulic crane. | (2) <i>Chariot auxiliaire avec grue hydraulique.</i> |
| (3) Trolley. | (3) <i>Chariot.</i> |
| (4) Reinforcement. | (4) <i>Armatures.</i> |
| (5) 17 t winch. | (5) <i>Treuil 17 t.</i> |
| (6) Pipe trolley. | (6) <i>Chariot avec goulotte.</i> |

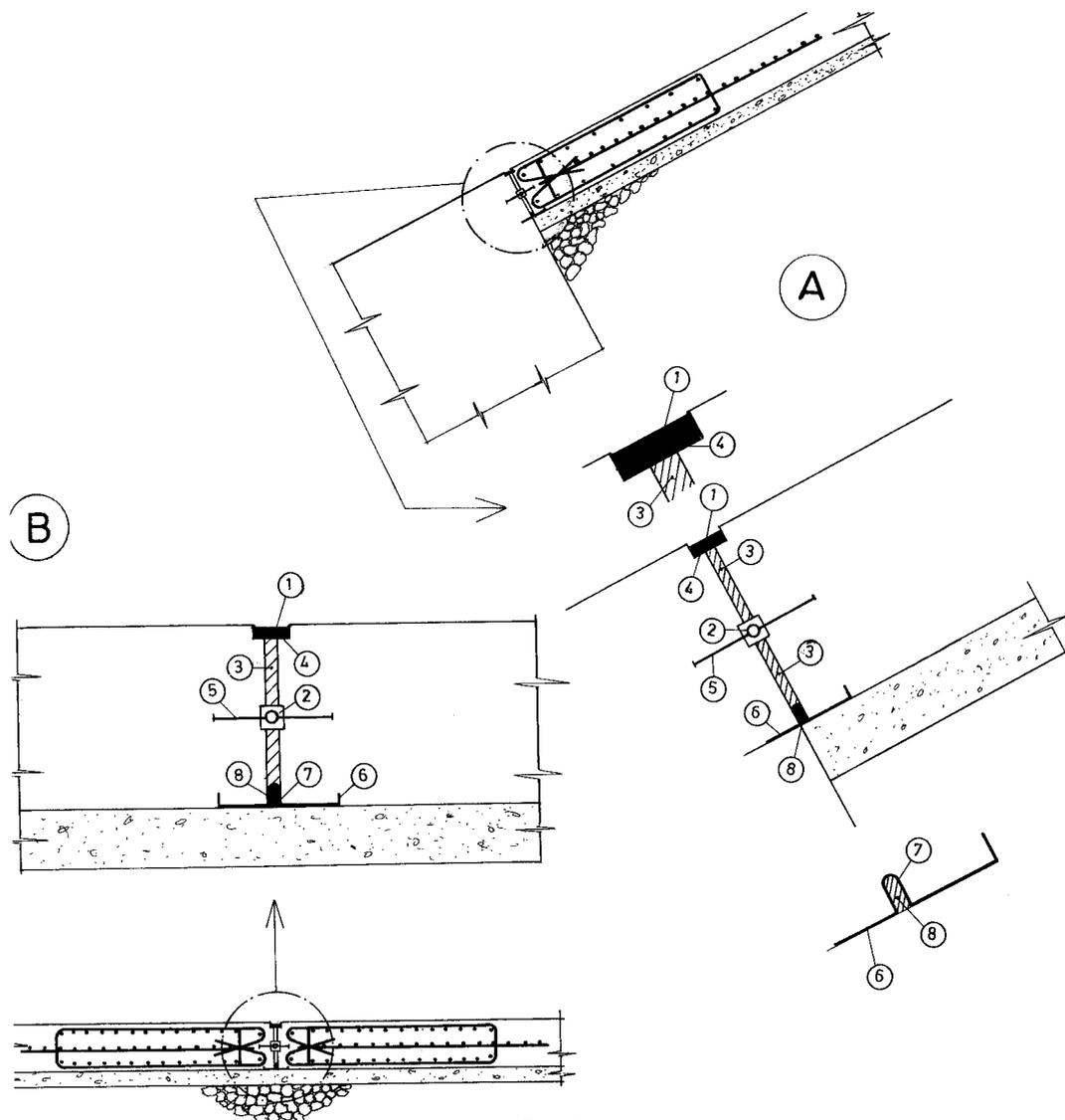


Fig. 41

Concrete face joints.

Joints de masque en béton de ciment.

(A) Perimeter joint.

(B) Vertical joint.

(1) Mastic.

(2) Deforming inert material.

(3) Hard timber.

(4) Heavy paper sheet.

(5) PVC waterstop.

(6) Copper waterstop.

(7) Bituminous paint.

(8) Deforming inert material.

(A) *Joint périmétral.*

(B) *Joint vertical.*

(1) *Mastic.*

(2) *Matériau inerte déformable.*

(3) *Bois dur.*

(4) *Feuille de papier fort.*

(5) *Waterstop en PVC.*

(6) *Waterstop en cuivre.*

(7) *Peinture bitumineuse.*

(8) *Matériau inerte déformable.*

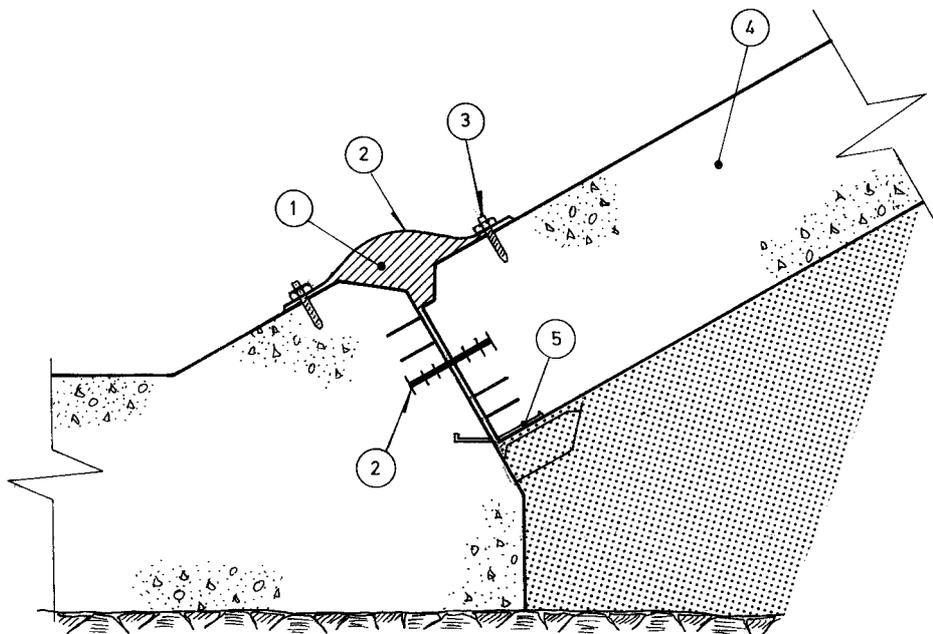


Fig. 42

Concrete face slab. Perimeter joint.

Dalle de masque en béton de ciment. Joint périmétral.

(1) Asphaltic mastic.

(2) PVC sheet.

(3) Bolt.

(4) Facing.

(5) Copper sheet.

(1) Mastic bitumineux.

(2) Feuille de PVC.

(3) Boulon.

(4) Masque.

(5) Feuille de cuivre.

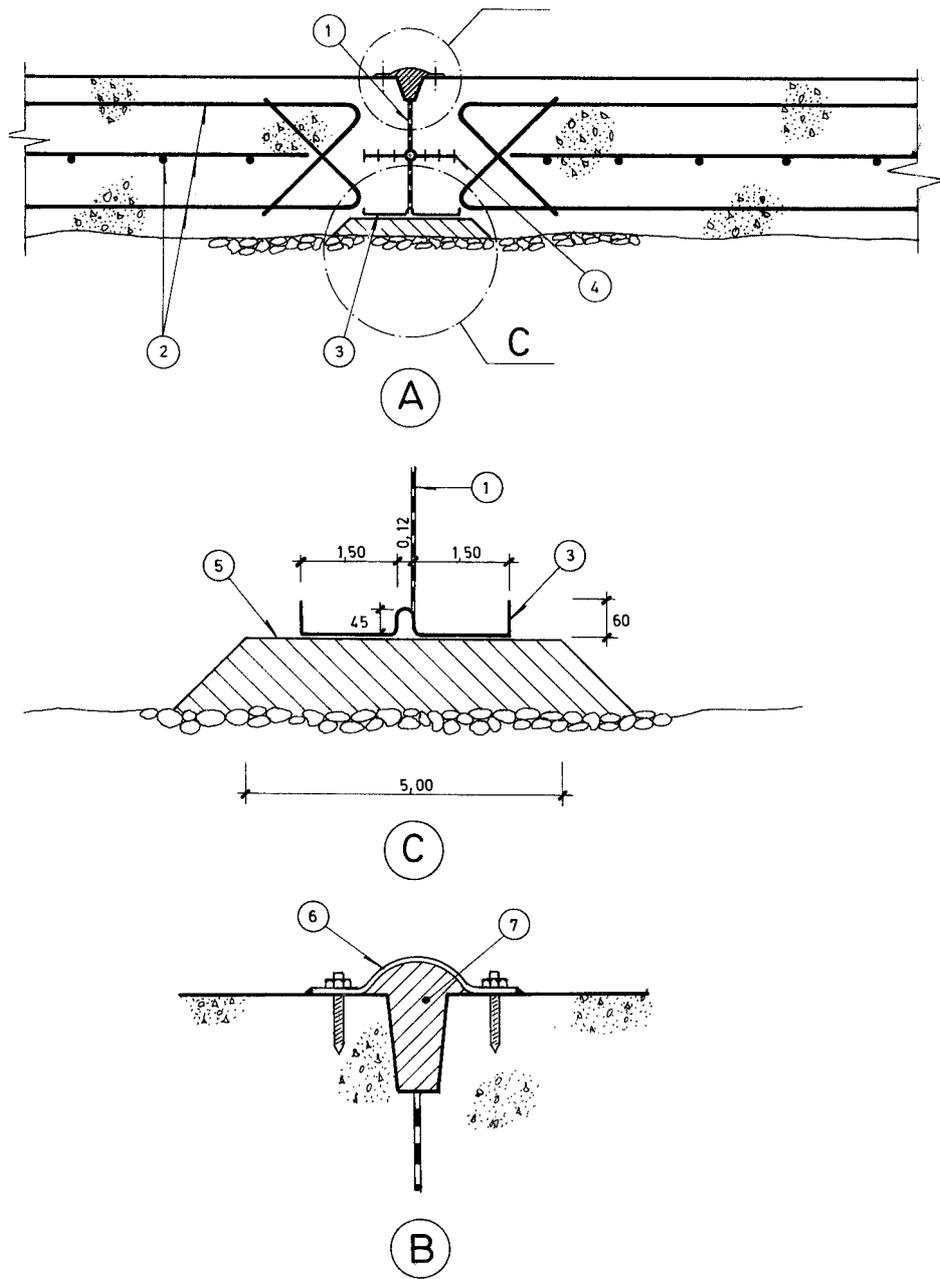


Fig. 43

Concrete face slab. Details.

Dalle de masque en béton de ciment. Détails.

- (A) Vertical joint.
- (B) Detail.
- (C) Detail.
- (1) Paint.
- (2) Reinforcement.
- (3) Copper waterstop.
- (4) PVC waterstop.
- (5) PVC sheet.
- (6) PVC.
- (7) Asphaltic mastic.

- (A) Joint vertical.
- (B) Détail.
- (C) Détail.
- (1) Peinture.
- (2) Armatures.
- (3) Waterstop en cuivre.
- (4) Waterstop en PVC.
- (5) Feuille de PVC.
- (6) PVC.
- (7) Mastic bitumineux.

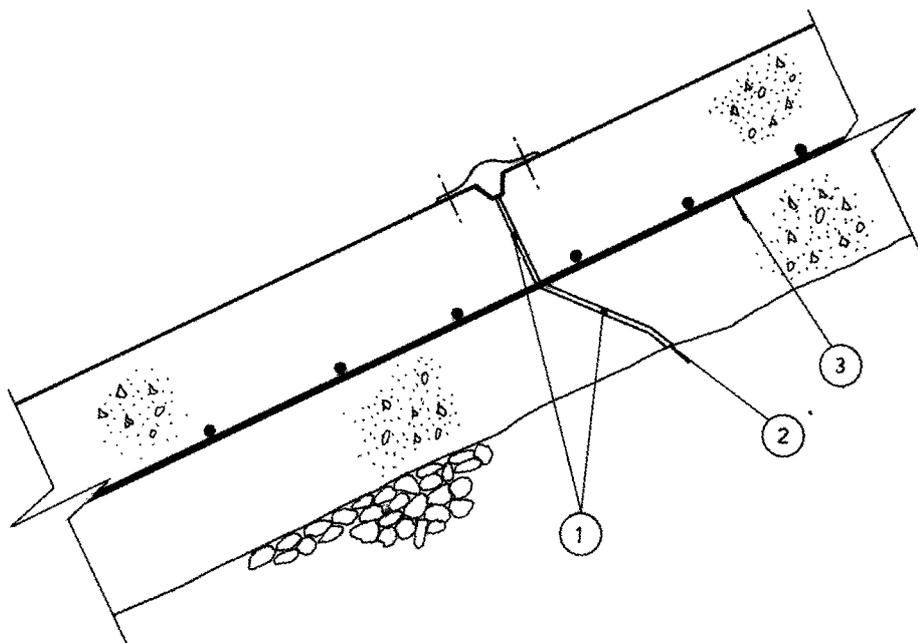


Fig. 44

Horizontal construction joint.

Joint de construction horizontal.

- (1) Joint.
- (2) Concrete slope.
- (3) Reinforcement.

- (1) Joint.
- (2) Talus supportant le masque en béton.
- (3) Armatures.

5. REFERENCES

General

- Bureau of Reclamation (USA), “ Design of Small Dams ”, 1973.
- CEDEX, MOPU, « Curso internacional de presas y embalses », 1 octubre-2 diciembre, Madrid 1984.
- Comité español de Grandes Presas. Experiencias españolas en su proyecto y construcción », Madrid 1976.
- Comité español de Grandes Presas, « Un testimonio de las presas españolas », Madrid 1973.
- CREAGER, W. P.; JUSTIN, J. D. and HINDS J., “ Engineering for Dams ”, John Wiley and Sons, Inc. Chapman and Hall, Ltda, New York, 1945.
- GOLZE, ALFRER, R., “ Handbook of Dam Engineering ”, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1977.
- GÓMEZ NAVARRO, J. L., Y JUAN ARACIL, J., « Saltos de agua y presas de embalse », Tipografía artística, Alameda 12, Madrid, 1964.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, “ General Papers ”, International Congress on Large Dams, Montreal, 1970; Madrid, 1973; Mexico, 1976; New Delhi, 1979; Río de Janeiro, 1982; Lausanne, 1985.
- PARKER, A. D., “ Planning and estimating dam construction ”, MacCraw-Hill Book C.O. New York, 1971.
- REVISTA DE OBRAS PUBLICAS, “ Special Issue International Congress on Large Dams ”, Roma 1961; Edinburg, 1964; Istanbul, 1967; Montreal, 1970; Madrid, 1973; Mexico, 1976; New Delhi, 1979; Río de Janeiro, 1982; Lausanne, 1985.
- THOMAS, HENRY, H., “ The Engineering of Large Dams ”, A. Wiley and Sons, London, New York, Sidney, Toronto, 1976.
- VARLET, H., « Barrages-Réservoirs », Eyrolles (Paris), 1966.

Foundation Treatment

- ASCE, “ Foundations for Dams ”, March, 1974.
- CAMBEFORT, H., « Injection des Sols », Eyrolles, Paris, 1964.
- LONDE, P., SABARLY, F, « La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages voûtes en fonction des champs de contraintes », 1st Congress of rock mechanics, Lisboa, 1966.
- CANDIANI, G., GAVAZZI, R., « Influences des déformations de la roche d'un barrage sur l'écran d'imperméabilisation », Q. 28, R. 30, VIII Congress ICOLD, Edimbourg, 1964.
- LOUIS, C., « Les drainages dans les roches fissurées », II Congress Rock Mechanics, T. 6, Beograd, 1970.

- OSENDE, J., « Presa de Arbon. Pantalla de inyeccion en aluviones », Revista de Obras Públicas, Madrid, 1977.
- OSENDE, J., “ The durability of cement grouting ”, Q. 58, R. 42, Lausanne, ICOLD, 1985.
- OSENDE, J., “ Two problems in soil treatment with silica gel grouting ”, 1^o Conferencia europea de mecánica del suelo, Vienna, 1976.
- SABARLY, « Les injections et les drainages des fondations des barrages », Géotechnique, 18, 1968.
- WEYERMANN, W. J., “ Rock conditions improved through pressure grouting ”, The Institute for Engineering Research, Foundation Kollbrunner-Rodio, Zurich 1977.

Concrete Dams

- ACI Title, n^o 67-29, “ Mass concrete for dams and other massive structures ”, 1970.
- ACI 207.1R-70, Reaffirmed, 1980, “ Mass concrete for dams and other massive structures ”, Part 1.
- ACI 207.2R-73, Reaffirmed, 1980, “ Effect of restraint, volume change and reinforcement on cracking of massive concrete ”, Part 1.
- ACI 201.2R-77, Reaffirmed, 1982, “ Guide to durable concrete ”, Part 1.
- ACI 207.4R-80, “ Cooling and insulating systems for mass concrete”, Part 1.
- ACI 209 R-82, “ Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures ”, Part 1.
- ACI 210 R-55, Reaffirmed, 1979, “ Erosion resistance of concrete in hydraulic structures ”, Part 1.
- ACI 211.1.81, “ Standard practice for selecting proportions for normal, heavy weight, and mass concrete ”, Part 1.
- ACI 211.3.75, Revised, 1980, “ Standard practice for selecting proportions for no-slump concrete ”, Part 1.
- ACI 212.1R-81, “ Admixtures for concrete ”, Part 1.
- ACI 212.2R-81, “ Guide for use of admixtures in concrete ”, Part 1.
- ACI 214-77, Reaffirmed, 1983, “ Recommended practice for evaluation of strength test results of concrete ”, Parts 1 and 2.
- ACI 214.1R-81, “ Use for accelerated strength testing, Parts 1 and 2.
- ACI 605-59, “ Recommended practice for hot weather concreting ”.
- ACI 306-66, “ Recommended practice for cold weather concreting ”.
- ACI Journal Proc. Vol. 69, Dec. 1972, “ Control of cracking in concrete structures ”.
- ASTM, “ Significance of test and properties of concrete and concrete-making materials ”, ASTM, STP 169-A, 1966, 1916 Race St., Philadelphia, Pa. 19103, USA.

- BASGEN, D. H., “ New ideas for more rapid and economical construction of concrete dams ”, Q. 43, R. 7, XI International Congress on Large Dams, Madrid, 1973.
- BLOODGOOD, G. and PRICE, W. H., “ Selection processing and specification of aggregates for Glen Canyon and Flammings Gorge dams ”, Q. 24, R. 51, VII Congress on Large Dams, Roma, 1961.
- BROWN, L. S., 1955, “ Some observations on the mechanics of alkali-aggregate reaction ”, ASTM, Bulletin 205.
- BUREAU OF RECLAMATION (USA), “ Concrete Manual ”, 8th Edition, 1981.
- BUREAU OF RECLAMATION (USA), “ Control of cracking in mass concrete structures. Engineering monograph, nº 34; water resources technical publication, 1965.
- BUREAU OF RECLAMATION (USA), “ Cooling of concrete dams ”, Part VII, Bulletin nº 3, Boulder Canyon Project Final Reports, 1949.
- BUREAU OF RECLAMATION (USA), “ Design of arch dams ”, 1977.
- BUREAU OF RECLAMATION (USA), “ Design of gravity dams ”, 1976.
- BUREAU OF RECLAMATION (USA), “ Thermal properties of concrete ”, Part VII, Bulletin nº 1, Boulder Canyon Project Final Reports, 1940.
- CARLSON, R. W. and THAYER, D. P., “ Surface cooling of mass concrete to prevent cracking ”, ACI JOURNAL, Proceedings V. 56, nº 2, Aug. 1959, pp. 107-120.
- CASTILLO, M. et NAVALON, N., “ Testing and control of concrete for the Alcántara dam ”, Q. 39, R. 2, X International Congress on Large Dams.
- COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES, Groupe de travail, « Quelques problèmes de conception et de construction de barrages en béton, vus par un groupe d'entrepreneurs français », Q. 43, R. 4, XI^e Congrès Int. des Grands Barrages, Madrid, 1973.
- DAVIS, A. C., 1934, “ Portland cement ”, Concrete publications, Ltd., London.
- DUELO, C. et VEGA, A., « Production de béton au barrage de Almendra », Q. 39, R. 18, X^e Congrès Int. des Grands Barrages, Montreal, 1970.
- DUELO, C., « Evolución de los sistemas de construcción de presas de hormigón en España durante los últimos quince años », Revista de Obras Públicas, Junio 1961, Madrid.
- DUELO, C., « Plan de hormigonado de una presa », Revista de Obras Públicas, Abril 1964, Madrid.
- DUELO, C., « Puesta en obra del hormigón en la Presa de Almendra », Revista de Obras Públicas, Agosto 1967, Madrid.
- DUELO, C., « Hormigonado de la Presa de Cernadilla con utilización de graveras de ríos » y « El hormigón en la Presa del Atazar ». Revista de Obras Públicas. Mayo 1970, Madrid.
- DUELO, C., Congreso ICOLD, 1970, Montreal, Volumen VI, páginas 705 a 708. Congreso ICOLD, 1973, Madrid, Volumen IV, páginas 679 a 751, Volumen V, páginas 577 a 580; 591 a 625.
- FARRAN, J., et al., « Importance de la pétrographie des agrégats. Influence de la nature minéralogique des sables fins sur les propriétés des bétons », R. 2, Q. 24, VII^e Congrès Int. des Grands Barrages, Rome, 1961.

- GARCIA ROSELLO, J. et al., « Estudio y ejecución de hormigones para presas », Revista de Obras Públicas. Ag. 1967, págs. 909-923, Madrid.
- GARCIA ROSELLO, J. et al., “ Plan and construction of Las Portas Dam ”, Revista de Obras Públicas, Jun. 1973, págs. 113-143, Madrid.
- GARCIA ROSELLO, J., “ Economic considerations on the construction of concrete dams ”, Q. 43, R. 19; XI Int. Congress on Large Dams, Madrid, 1973.
- GENTILE, G., “ Study, preparation and placement of low cement concrete, with special regard to its use in solid gravity dam ”, Q. 30, R. 16, VIII Int. Congress on Large Dams, Edinburgh, 1964.
- HADLEY, D. W., 1961, “ Alkali reactivity of carbonate rocks-expansion and dedolomitization ”, Highway Research Bd. Proc., Vol. 40.
- HIGGINSON, E. C., WALLACE, G. B., and ORE, E. L., “ Effect of maximum size aggregate on compressive strength of mass concrete ”, Symposium on Mass Concrete, SP-6, American Concrete Institute, Detroit, 1963, pp. 219-256.
- HOYO, R., DEL; GUERREIRO, M., “ Concrete cracking in two dams ”, R. 18, Q. 57, XV Congress ICOLD, Lausanne, 1985.
- ICOLD, Bulletin nº 20, Guide and recommendations for test on surface active admixtures for large dams, 1968.
- ICOLD, Bulletin nº 22, Guide and recommendations on pozzolanas and slag for use in concrete for large dams, 1972.
- ICOLD, Bulletin nº 24, Guide and recommendations for accelerating and retarding admixtures for use in concrete for large dams, 1973.
- ICOLD, Bulletin nº 26, Methods of determining effects of shrinkage, creep and temperature on concrete for large dams.
- ICOLD, Bulletin nº 36 a, Cements for concrete for large dams, 1981.
- ICOLD, Bulletin nº 57, Materials for joints in concrete dams, 1986.
- ITALIAN SUB-COMMITTEE ON CONCRETE, “ The selection, processing and specifications of aggregates for concrete for dams built in Italy from 1945 to 1960 ”, R. 112, Q. 24, VII Int. Congress on Large Dams, Rome, 1961.
- KINLEY, F. B., “ Refrigeration for cooling concrete mix ”, Air Conditioning, Heating and Ventilating, March 1955.
- KOKUBU, M. et al., “ Examples of deterioration from frost damage on surfaces of concrete dams ”, Q. 34, R. 3, IX Int. Congress on Large Dams, Istanbul, 1967.
- KOUZMIN, K. K., et al., “ Construction of high concrete dam in narrow deep gorge ”, Q. 43, R. 10, XI Int. Congress on Large Dams, Madrid, 1973.
- LEA, F. M., and DESCH, C. H., 1956, “ The chemistry of cement and concrete ”, St. Martin'Press, New York, 637 p.
- LERCH, W., 1959, “ A cement-aggregate reaction that occurs with certain sand-gravel aggregates ”. Portland Cement Assoc. Jour. Research and Development Laboratories, Vol. 1, pp. 42-50.
- MATHER, B., 1969, “ Pozzolan : Reviews in engineering geology ”, Vol. 2, (D. J. Varnes and G. Kiersch, editors), Boulder, Colo., Geol. Soc. Am., pp. 105-118.
- MATHER, K. K., 1953, “ Crushed limestone aggregates for concrete ”, Min. Eng., Vol. 5, nº 10, pp. 1022-1028; AIME Trans. 1953, Vol. 196, 1954.

- MATHER, K. K., 1958, “ Cement-aggregate reaction what is the problem? ”, Geol. Soc. American Eng. Geology Case Histories, n° 2, pp. 17-19.
- MIELENZ, R. C., 1958, “ Petrographic examination of concrete aggregate to determine potential alkali reactivity ”. Highway Research Bd. Research Rept. 18-C, pp. 29-35.
- OLIVEIRA NUNES, et al., « Spécifications concernant les agrégats pour béton des barrages portugais », R. 87, Q. 24, VII^e Congrès Int. des Grands Barrages, Rome, 1961.
- REBOLLO, ARTURO, « La presa bóveda de Susqueda », Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Madrid, 1972.
- SCHMIDT, E., “ The method developed by E. Schmidt was published in “ A. Foeppl’s Festschrift ”, 1934, and is described in “ Cracking and Temperature Control of Mass Concrete ”, by C. Rawhouser, ACI JOURNAL, Proceedings V. 46, n° 4, Feb. 1945, pp. 305-348.
- STOLNIKOV, V. V., “ The selection, processing and specifications of aggregates for concrete for large dams in USSR ”, R. 110, Q. 24, VII Int. Congress on Large Dams, Roma, 1961.
- STUCKY, J. P., « Le choix, la préparation et la spécification des agrégats dans le béton pour grands barrages », R. 39, Q. 24, VII^e Congrès Int. des Grands Barrages, Rome, 1961.
- STUCKY, A., DERRON, M. H., « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Sciences-Technique, Lausanne, 1957.
- WAUGH, W. R., and RHODES, J. A., “ Control of crack in concrete gravity dams ”, Proceedings, ASCE, V. 85, P 05, oct. 1959, pp. 1-20.
- WAUGH, W. R., “ Selection of aggregates for concrete for dams US Army Corps of Engineers ”, R. 50, Q. 24, VII Int. Congress on Large Dams, Roma, 1961.

Embankment Dams

- AIRAPETYAN, R. A., “ Modern Rockfill Dams ”, Energiya Moskva 1968, Israel program for scientific translations, Jerusalem, 1970.
- ABU-WAFA, T., HANNA LABIB, A., “ New technics applied to the design and construction of the High Aswan Dam ”, ICOLD 10, Montreal, 1970.
- ADALID, J. L., ALONSO, M., NIETO, R., “ Comentario sobre las presas de materiales sueltos con pantalla en España », MOPU, Madrid, junio 1973.
- ALVAREZ RIBEIRO, A., « Barragens de Eurocemento », Universidade de Porto. Laboratorio de Hidraulica, Porto, 1983.
- ASCE, “ Special Memorial Issue : Concrete-face Rockfill Dam ”, Journal of Geotechnical Engineering, Oct. 1987.
- BUREAU OF RECLAMATION (USA), “ Earth Manual ”, 1974.
- CLARENC, M., « Le masque d’étanchéité du barrage du Salagou », ICOLD 10., Montreal, 1970.
- CLARKE, C. L., TAYLOR, R. G., “ Lessons learned from two rockfill dams in the Tropics ”, ICOLD 10, Montreal, 1970.

- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, « Proyecto Hidroeléctrico Chicoasen », México, 1976.
- COOKE, J. B., “ Progress in rockfill dams ”, 18th Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, Oct. 1984.
- COOKE, J. B., SHERARD, J. L., “ Concrete Face Rockfill Dams ”, ASCE, October 1985.
- FITZPATRICK, M. D., “ Instrumentation and Performance of Cethana dam ”, 11th Congress ICOLD, Madrid, 1973.
- DUELO, C., « Las presas de escollera con pantalla de impermeabilización aguas arriba », Revista de Obras Públicas, Madrid 1973.
- GOOD, R. J., “ Kangaroo creek dam use of a weak schist as rockfill for a concrete faced rockfill dam ”, 12th Congress ICOLD, Mexico, 1976.
- HASSOUNA, M., SHENOUDA, K., “ Filling and compaction of sand by deep vibrators and vibrorollers in the High Aswan dam ”, ICOLD 10, Montreal, 1970.
- HIRSCHFELD, R. C., POULOS, S. J. et al., “ Embankment-Dam Engineering. Casagrande Volume ”, John Willey and Sons, New York-London-Sydney-Toronto, 1973.
- HOYO, R. del “ Design and construction of the Villagudin Dam ”, C. 16, ICOLD, Rio de Janeiro, 1982.
- HOYO, R., del « Étude sur les caractéristiques de la roche pour un barrage en enrochement », 4th Congress Internacional, ISRM, Montreux, 1979.
- IMPREGGIO, “ The Tarbela Dam Project ”, Milan, 1974.
- KLEINER, D. E., “ Design and construction of an embankment dam to impound gypsum wastes ”, ICOLD 12, Mexico, 1976.
- LYRA, F. H., FRANKLIN FERNANDES F., “ Estreito rockfill dam ”, ICOLD 10, Montreal, 1970.
- MARSAL, R. J., NUÑEZ, D. R., « Presas de tierra y emrocamiento », Limusa, México, 1975.
- NEUHAUSER E., WESSIAK, W., “ Placing the shell zones of the Gepatsch rockfill dam in winter ”, ICOLD 9, Istanbul, 1967.
- PAVLOVIC, M., KATALINIC, I., “ Rockfill dam Rama ”, ICOLD 10, Montreal, 1970.
- PENMAN, A. D. M., CHARLES, J. A. et al., “ Dams and embankments ”, BRE Building, Research series, The Construction Press Lancaster-London-New York, 1978.
- PENMAN, A. D. M., “ Materials for embankment dams ”, Water Power & Dam Construction, Jan. 1983.
- PIGEON, Y., « Problèmes de raccordement au barrage principal de l'aménagement hydroélectrique Outardes 2 ”, 13th Congress ICOLD, New Delhi, 1979.
- PINTO, N. J., “ Design and performance of Foz de Areia concrete membrane as related to basalt properties ”, Q. 55, R. 51, ICOLD, Rio de Janeiro, 1982.
- PLICHON et al., « L'expérience française des masques amont en béton bitumineux », ICOLD 11, Madrid, 1973.
- REGALADO, G., “ Alto Anchicaya concrete face rockfill dam. Behavior of the concrete face membrane ”, Q. 55, R. 30, Congress ICOLD 1982, Rio de Janeiro.

- ROSSET F., VINCENT A., SAVEY, P., « L'utilisation de matériaux *a priori* peu favorables pour la construction d'ouvrages en terre », ICOLD 10, Montreal, 1970.
- SHAND N., PELLIS, P. J. N., " Experience in the design and construction of reinforced rockfill dams ", ICOLD 10, Montreal, 1970.
- SHERARD, J. L., " Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils ", Q. 49, R. 2, 13 ICOLD, New Delhi, 1979.
- SHERARD, J. L., " Trends and debatable aspects in embankment dam engineering ", Water Power and Dam Construction, Dec. 1984.
- SHERARD, J. L., DUNNINGAN, L. P., TALBOT, J. R., " Basic properties of sand and gravel filters ", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, June 1984.
- SHERARD, J. L., WOODWARD, R. J., GIZIENSKY, S. F., CLEVINGER, W. A., " Earth and Earth-rock Dams ", John Wiley and Sons, New York-London-Sydney, 1967.
- STEFFEN, H., " The experience with impervious asphaltic elements and the conclusions for their design ", ICOLD 12, Mexico, 1976.
- TAYLOR, K. V., " Slope protection on earth and rockfill dams ", ICOLD 11, Madrid, 1973.
- VAUGHMAN, P. R., " Design of filters for clay core of dams ", ASCE, Jan. 1982.
- VIEU, PAUBEL, TER-MINASSIAN, CARON, « Noyaux d'étanchéité internes », ICOLD 11, Madrid, 1973.
- VILLEGAS, E., MEJIA, O., SANCHE, G., " Construction of an earth dam built of silt in Colombia under extremely rainy weather ", ICOLD 12, Mexico, 1976.
- VILLEMAGNE, BOURRIOT, BRINGER, LASSAILLY, HENOCQUE, « Masques d'étanchéité des barrages de Sainte-Cécile d'Andorge et du Salagou », ICOLD 9, Istanbul, 1967.
- VITHALANI, J., " The use of soft rock for R. D. Bailey dam ", 12th Congress ICOLD, Mexico, 1976.
- WILKINS, V. K., " The design of Cethana concrete face rockfill dam ", 11th Congress ICOLD, Madrid, 1973.

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : avril 1990
N° 15002
ISSN 0534-8293
Couverture : Olivier Magna

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne  *Computerized Archives on line*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**
<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>